

土 木 研 究 所 資 料

取付盛土の地震時沈下及びその対策に 関する調査報告書

平成元年 2 月

建 設 省 土 木 研 究 所
機 械 施 工 部 動 土 質 研 究 室

Copyright © 1989 by P. W. R. I.

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

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

取付盛土の地震時沈下及びその対策に 関する調査報告書

動土質研究室 室長 古賀 泰 之
研究員 伊藤 良 弘
研究員 古関 潤 一
森下 義
鷺田 修 三
主任研究員 谷口 栄 一*

要 旨

盛土の既往の被災予測手法の整理を行い、日本海中部地震による盛土の被災事例を整理し、取付盛土の被害予測手法の提案を行った。

盛土の耐震補強対策に関して、既往の参考事例を整理し、設計法の試案をとりまとめ、適用計算例を紹介した。また、それらの工法の適用性を整理し、選定の目安をフローの形にまとめた。

液状化性地盤上の盛土の補強工法として、ジオテキスタイル補強盛土の例、盛土のり尻に深層混合処理壁を設ける例を実験的に検討した。

補強工法の効果を評価するため、締固め地盤改良を例として、有限要素法による永久変形解析を行った。

キーワード：取付盛土，耐震，被害予測法，補強対策，模型実験，有限要素解析

* 現企画部企画課長

目 次

はじめに

1. ま え が き	1
2. 盛土の被害予測手法.....	6
2.1 盛土の被害予測手法の分類	6
2.2 道路協会の方法	8
2.3 日本海中部地震における取付盛土の被災事例の要因分析	10
2.4 被災予測手法のまとめ	27
3. 盛土の被災予測手法のための数量化解析.....	28
3.1 対象事例	28
3.2 盛土全般を対象とした数量化解析例	30
3.3 取付盛土を対象とした数量化解析	45
3.4 数量化解析のまとめ	47
4. 道路盛土の耐震対策.....	48
4.1 一 般	48
4.2 盛土補強工法の実験（その1，ジオテキスタイル補強盛土）	55
4.3 盛土補強工法の実験（その2，深層混合処理による既設盛土補強）	107
4.4 盛土の耐震対策工の設計法（試案）と工法の適用性	126
5. まとめ及び今後の課題.....	148

1. まえがき

通常の道路構造物の中で、道路盛土や切土のり面などの土工構造物は地震に対し最も弱いものの一つで、近年の地震においても数多くの被害が生じている。たとえば、1964年の新潟地震や1983年の日本海中部地震においては、砂地盤の液状化に基づく盛土の陥没や亀裂が大規模に生じた。1968年の十勝沖地震においては、地盤が軟弱であるとともに地震前の降雨が路体の含水量を増加させたことが盛土のすべり等を拡大した。また、1975年の大分県中部地震や1978年の宮城県沖地震においては山地傾斜面に切り盛した盛土の崩壊が生じた。さらに、1978年伊豆大島近海地震における道路上方の切土のり面・自然斜面からの大規模な崩壊・落石が生じた。これらの例は、近年の地震における道路土工部の被害の特徴のごく一部を述べたものである。

このような多くの被災例に対して、道路土工構造物の設計では通常の場合、地震に対する配慮は行わない。この理由として以下のようなことがあげられる。

- (1) 切土や盛土のような土構造物は、一般に他の構造物に比べて復旧が比較的容易である。盛土の場合は施工後の時間経過に応じて、盛土および地盤の強度が増して安全性に余裕が得られることが多い。
- (2) 通常規模、通常土質・地質の盛土や切土では、土質区分ごとに、盛土・切土高さに見あった標準的なのり面勾配を適用するのが通例である。このように、わが国での風雨などに耐えた多年の経験から求められた標準のり面勾配を適用した切土や盛土ののり面ではある程度以下の外力に対しては安定が確保されていると考えられる。
- (3) 擁壁については、地震時における土の特性や土圧などについては未解明な点が多いが、過去の経験によれば規模の小さい構造物では設計、施工を確実に行えば地震の影響を特に考慮しなくても、機能的には十分耐えることが認められている。したがって、通常の擁壁では地震を考慮した設計を行わない。
- (4) 切土や盛土のような土構造物の耐震性を判定する手法が確立されていない。
- (5) 切土や盛土のような土構造物は延長が長く、各所で耐震工事を行うとその総工費は膨大なものとなる。

これらのことを総合的に勘案して、一般に土工区間では、積極的に事前耐震対策を行わず、地震後に被害が生じた箇所について速やかに復旧を行うという考え方がとられてきた。しかし、震災時に復旧活動等に重要な役割を果たす道路は、全体的なネットワークとして機能することによって初めてその本来機能を果たすものである。したがって、土工区間についても、重要な構造物に接近した高い盛土部、あるいは道路交通や沿道諸施設に大きい被害を与えることが予想される道路の部分で、盛土後の基礎地盤の強度増加が少なく、地震時に液状化が予想されるゆるい砂質土層に富む地盤に対しては地震時の検討を行っておくことが望ましい。

以上が、従来の道路土工部に対する地震の影響の実態と基本的考え方である¹⁾。このように、地震時の検討を行っておくことが望ましい盛土の条件は、以下の3つに大別される¹⁾。

(i) 盛土自体の条件

- (a) 盛土高が表 1.1.1に示す標準値を越える場合
- (b) 盛土材料の含水比が高く、特にせん断強さが小さい土からなる場合（たとえば高含水比の火山灰土）
- (c) 盛土材料の含水比が高く間隙水圧が増加しやすい土からなる場合（たとえば粘土分・シルト分の多い土、火山灰土）
- (ii) 盛土周辺の地盤条件
 - (a) 盛土の基礎地盤が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合（地震時に砂質軟弱地盤が液状化する場合を含む）
 - (b) 地山からの湧水の影響を受けやすい場合（片切り片盛り、腹付け盛土、斜面上の盛土、谷間を渡る盛土）
 - (c) 盛土のり面が洪水時などに冠水したり、のり尻付近が侵食されるような場合（たとえば池の中の盛土、川沿いの盛土）
- (iii) 盛土の崩壊による影響
 - (a) 万一崩壊すると隣接物に重大な損害を与える場合
 - (b) 万一崩壊すると復旧に長時間を要し、道路機能を著しく阻害する場合（たとえば代替道路のない山岳道路における傾斜地盤上の盛土）

特に、本調査で取り上げた取付盛土は、以下のような理由から、地震時の検討を行うことが望ましいと考えられる。

- (i) 橋梁とそこにつながる盛土の接続区間であるから、地震時に橋梁本体が健全であっても、取付盛土部に沈下・段差が生ずると通行規制を行わざるを得なくなる。
- (ii) 取付部は盛土における構造物の裏込め部であり、一般に締固めが不十分になりやすく、通常の供用中にも段差が生じやすい。地震時にも同様に、締固め不足による沈下が生じやすいと考えられる。

これらの背景の下に、道路盛土区間の内、特に取付部分を対象に、その地震時沈下の実態、メカニズム、有効な対策等について調査研究が必要とされた。

本調査は、「道路盛土の耐震性向上に関する研究」（総合題目）の一環であり、研究全体の骨格及び本報告が扱う範囲は、図 1.1.1に示したようである。また、取付盛土に関連する既往の調査をまとめると、表 1.1.2のようである。

昭和57～62年度にわたって実施した本調査は、必ずしも当初目標とした成果にまで至ったとはいえないが、今後に残された課題等を明らかにするためにも、これまでに実施した調査内容について現時点での一応のとりまとめを行った。

以下の各章では、次のような項目について記述している。

第2章では、まず盛土の被災予測手法の整理を行い、かつ、最近の被害地震による道路盛土（取付盛土を含む）の被災事例に基づき、簡易な情報により道路盛土の被災予測を行う手法（案）を提案している。

第3章では、第2章での被災事例について、数値化理論を適用し、新しい被災予測手法の提案を試みた。

第4章では、まず、道路盛土の耐震対策を新設と既設の盛土、並びに平地と山地の盛土に分けて整理を行った。次いで新しい工法としてジオテキスタイルによる盛土補強効果の実験及び液状化性土盤への深層混合処理工法の効果の実験について述べた。又、既往の知見に基づいて、盛土の耐震対策工法について暫定的な耐震設計法（試案）をとりまとめ、その適用計算例を紹介した。

第5章では、本報告書全体のとりまとめ及び今後に残された問題の整理を行った。

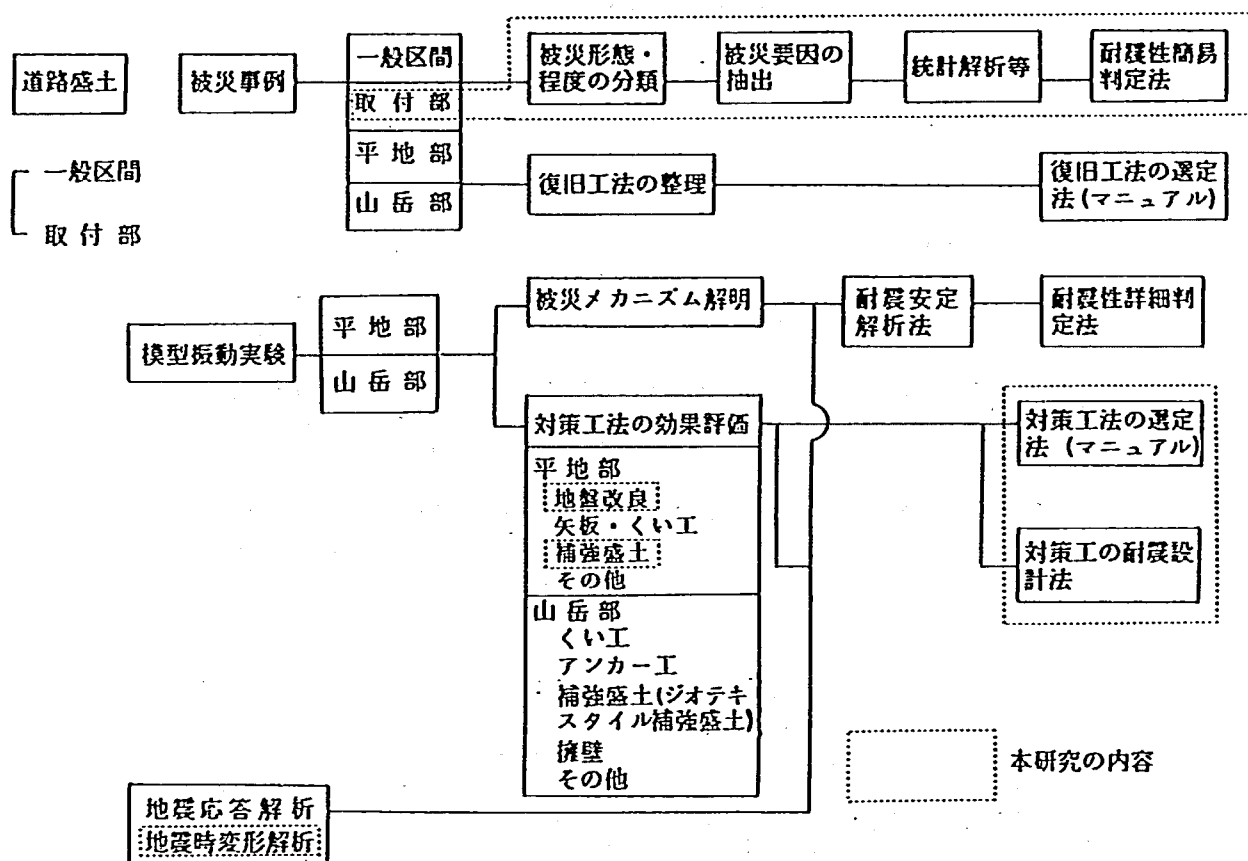


図 1.1.1(a) 道路盛土の耐震性向上に関する研究計画

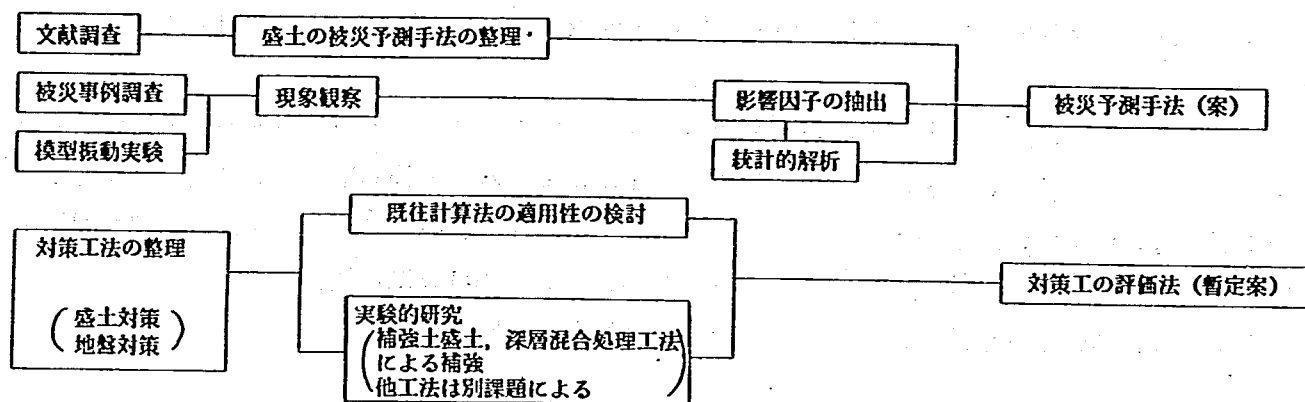


図 1.1.1 (b) 取付盛土の調査計画

表 1.1.1 盛土材料および盛土高に対する標準のり面勾配

盛 土 材 料	盛土高(m)	勾 配	摘 要
粒度の良い砂 (SW), 礫および 細粒分混じり礫 (GM) (GC) (GW) (GP)	5 m以下	1:1.5~1:1.8	基礎地盤の支持力が十分にあり、浸水の影響のない盛土に適用する。 () の統一分類は代表的なものを参考に示す。
	5~15m	1:1.8~1:2.0	
粒度の悪い砂 (SP)	10m以下	1:1.8~1:2.0	
岩塊 (ずりを含む)	10m以下	1:1.5~1:1.8	
	10~20m	1:1.8~1:2.0	
砂質土 (SM) (SC), 硬い粘質土, 硬い粘土 (洪積層の硬い粘質土, 粘土, 関東ロームなど)	5 m以下	1:1.5~1:1.8	
	5~10m	1:1.8~1:2.0	
火山灰質粘性土 (VH ₁)	5 m以下	1:1.8~1:2.0	

注) 盛土高とは、のり肩とのり尻の高低差をいう

表 1. 1. 2 取付盛土に関連する既往の調査

年度	昭和57年度	昭和58年度	昭和59年度	昭和60年度	昭和61年度	昭和62年度
課題名	道路盛土の動的強度に関する試験調査	取付盛土の地震時沈下の防止に関する試験調査	同 左	同 左	同 左	同 左
調査項目	宮城県沖地震による取付盛土の被災実態調査	日本海中部地震による取付盛土の被災実態調査	- 左記調査の要因分析 - 地盤改良による取付盛土の地震時沈下防止効果に関する有限要素解析	- 補強土工法による取付盛土の地震時沈下防止効果に関する振動台実験 - 盛土材料の繰返し三軸試験	補強土工法による取付盛土の地震時沈下防止効果に関する振動台実験および有限要素法による解析	- 耐震対策工の選定法の検討 - 耐震対策工の試設計および適用性の検討 - 固化工法による取付盛土の地震時沈下防止効果に関する振動台実験
成果発表			1983年日本海中部地震による道路盛土の被害調査結果, 土研資料第2177号, 1985. 3		- ジオテキスタイルによる補強盛土の振動台実験, 第21回土質工学研究発表会, 1986. 6 1983年日本海中部地震による橋梁取付盛土の被害調査, 土木技術資料 Vol. 27, No. 12, 1985. 12	耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書 (その3), 共同研究報告書第23号, 1988. 12
指針等					道路土工——軟弱地盤対策工指針	
担当者名	佐々木 康 伊藤 良弘 館山 悟	佐々木 康 谷口 栄一 小笠原 久 森下 義	古賀 泰之 谷口 栄一 森下 義 鷺田 修三	古賀 泰之 谷口 栄一 森下 義 鷺田 修三	古賀 泰之 谷口 栄一 森下 義 鷺田 修三	古賀 泰之 伊藤 良弘 古関 潤一 森下 義 鷺田 修三

2. 盛土の被災予測手法

2.1 盛土の被災予測手法の分類

盛土の被災度を予測する手法には、要求される精度、入手可能な情報等により以下のように様々な手法が考えられる。

- (i) 既往の被災実態を整理し、それを説明するような要因を抽出する統計的方法
- (ii) 安定解析等の従来からある計算法に基づく方法
- (iii) 詳細な土質調査・試験や有限要素解析に基づく方法
- (iv) 模型振動実験に基づく方法

これらの内、(i)は、質の高い情報の有る事例がある程度数だけ集まれば、現実的なものとなり得る。このような例として、例えば、後述するような日本道路協会・道路震災対策委員会において作成された方法¹⁾²⁾がある。この方法は、基本的には、地山の傾斜、盛土高、地盤条件、集水状況、のり面勾配等を考慮した簡易なものである。したがって、必要とされる情報は、比較的容易に入手でき、多くの箇所での予測に適しているが、その反面、あまり高精度の予測は難しい。さらに、データとしては特定の地震に限定したものであるが、2.3において、1983年日本海中部地震における取付盛土の被災事例の要因分析を行い³⁾⁴⁾、さらに、3.4においてその事例に基づいた数量化解析を行い被災の有無を判定する方法を検討したものも、このような例である。

(ii)は、ある程度の土質調査結果（せん断強度定数等）が必要であり、力学的な信頼性は向上すると考えられるが、ある程度の費用・期間を要するものであり、対策工が検討される箇所等ある程度限定された箇所に適用される。

(iii)は、有限要素法等による応答解析や変形解析によるものであり、解析手法と並んで、そこに用いる土質定数には細心の注意が必要である。現在までのところ、研究的な目的に限定される。

(iv)は、特定の条件下における盛土の挙動を詳細に把握することに用いられるが、この分野での相似則には確立したものがなく、実験結果から一般的な結論を導くためには、何らかの解析手法の利用が必要である。

(ii)(iii)(iv)の方法を組み合わせた研究成果に基づいて旧国鉄構造物設計事務所では、橋台裏盛土（ここでいう取付盛土に相当）における耐震補強工設計及び選定のフローチャートを図 2.1.1、2.1.2のように示している。

2.2 道路協会の方法¹⁾²⁾

盛土の耐震対策のための調査手順は、図 2.2.1 のようにまとめられる。この中で、盛土の地震安定度を概略判定し、地震時に被災の程度が大きいと予想される盛土区間を抽出するのが概略調査である。このような調査法が図 2.2.2 のような調査票の形で提案されている。この調査票では、道路盛土の耐震安定性に及ぼす地盤条件の影響が、平地部と山岳部で異なることを考慮して、2 つに区分して調査することとしている。また、既往の経験より提案されている標準のり面勾配より急か否かにより盛土の安定度が異なることと、橋梁のような構造物の取付部では、例えば同じ沈下量が交通機能に及ぼす影響が他の一般部よりも大きい等のことも考慮して判定するようになっている。

この方法・調査票については、文献¹⁾²⁾⁶⁾を参照されたい。

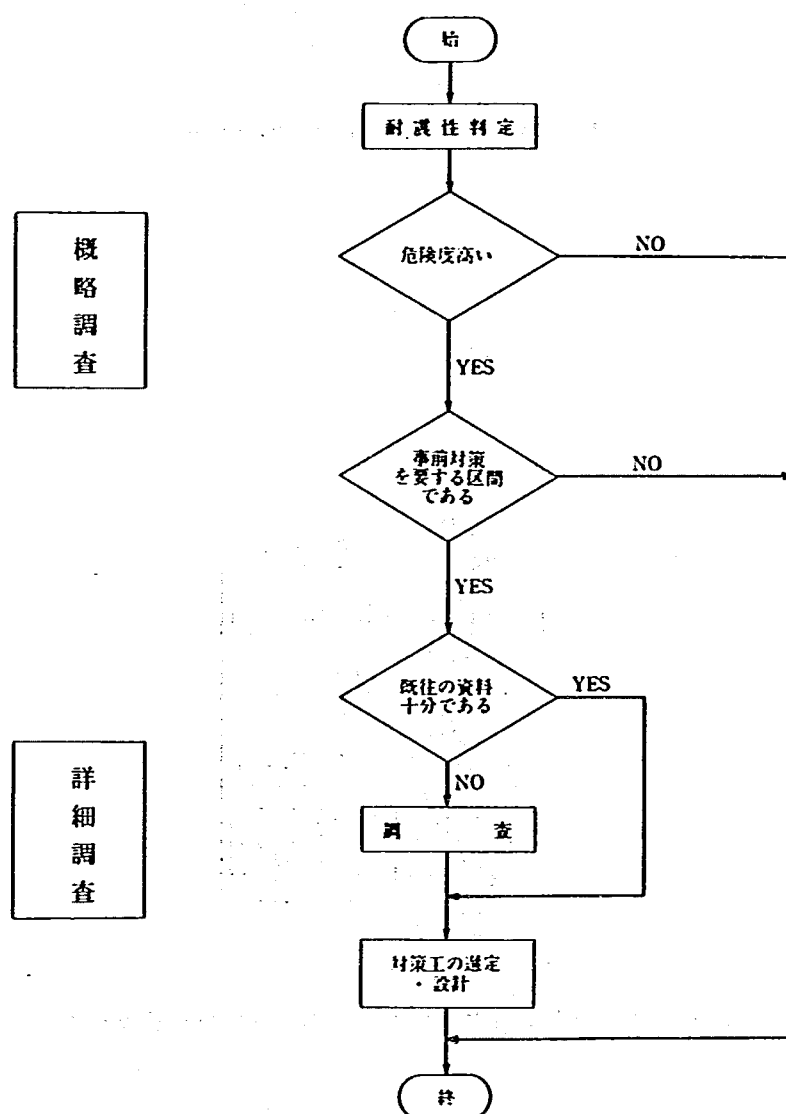


図2.2.1 盛土の耐震対策のための調査手順

図2.2.2 盛土区間の耐震調査票

盛 土 耐 震 調 査 票																																																
事 務 所 名																																																
記 入 者 名		電話 ()		調 査 年 月 日		昭 和 年 月 日																																										
調 査 地 点																																																
幅 員		m		車 線 数																																												
				a	b	c	d	判 定																																								
山 岳 部 ($a \leq 4$)	地盤条件	地山勾配 $a =$ 割		$a < 1.8$ 割	$1.8 \leq a < 3$	$3 \leq a < 4$																																										
	盛土条件	盛土高 $H =$ m のり面勾配 $x =$ (有・無) 擁壁式さ m	標準のり面勾配の盛土	$H \geq 35$ m	$35 > H \geq 20$	$20 > H \geq 5$	$5 > H$																																									
			標準のり面勾配より急な盛土および構造物取付部	$H \geq 30$ m	$30 > H \geq 15$	$15 > H \geq 5$	$5 > H$																																									
平 地 部 ($a \geq 4$)	地盤条件	粘性土土盤 N 値 $N =$ m 軟弱層の厚さ 地盤改良 (有・無) (工法:)	地盤の軟弱度	極めて軟弱	軟 弱	その他																																										
			N 値	$N < 4$	$4 \leq N < 8$	$8 \geq N$																																										
	盛土条件	砂質土土盤 N 値 $N =$ m 砂層までの深さ $D_1 =$ m ゆるい砂層の厚さ $D_2 =$ m 地下水位の深さ(地表より m) 土地条件区の地形区分で旧河道に(該当する・該当しない)。 地盤改良 (有・無) (工法:)	液状化の可能性	極めて強い	あ り	その他																																										
			N 値	$D_1 > 3$ m または $D_2 < 3$ m の場合 $N < 6$ $D_1 \leq 3$ m かつ $D_2 \geq 3$ m の場合 $N < 10$	$6 \leq N < 10$	$10 \geq N$																																										
	盛土条件	盛土高 $H =$ m のり面勾配 $x =$ (有・無) 擁壁式さ m	標準のり面勾配の盛土	$H \geq 10$ m	$10 > H \geq 6$	$6 > H \geq 3$	$3 > H$																																									
			標準のり面勾配より急な盛土および構造物取付部	$H \geq 8$ m	$8 > H \geq 4$	$4 > H \geq 2$	$2 > H$																																									
判 定	平地部道路 <table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <th>盛土条件 \ 地盤条件</th> <th>a</th> <th>b</th> <th>c</th> <th>d</th> </tr> <tr> <th>a</th> <td>A</td> <td>A</td> <td>A</td> <td>B</td> </tr> <tr> <th>b</th> <td>A</td> <td>B</td> <td>B</td> <td>C</td> </tr> <tr> <th>c</th> <td>B</td> <td>B</td> <td>C</td> <td>C</td> </tr> </table> 山岳部道路 <table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <th>盛土条件 \ 地盤条件</th> <th>a</th> <th>b</th> <th>c</th> <th>d</th> </tr> <tr> <th>a</th> <td>A</td> <td>B</td> <td>B</td> <td>B</td> </tr> <tr> <th>b</th> <td>B</td> <td>B</td> <td>C</td> <td>C</td> </tr> <tr> <th>c</th> <td>B</td> <td>C</td> <td>C</td> <td>C</td> </tr> </table>				盛土条件 \ 地盤条件	a	b	c	d	a	A	A	A	B	b	A	B	B	C	c	B	B	C	C	盛土条件 \ 地盤条件	a	b	c	d	a	A	B	B	B	b	B	B	C	C	c	B	C	C	C	判定ランク (A, B, C) 下記の修正各件(1), (2), (3)によるランクの修正 (C→B, B→A, A→A) (1) 盛土の地盤が傾斜した集水斜面のため、盛土の含水比が常時高い状態にある。 (2) 過去に降雨あるいは地震によって路面に沈下、きれつなどの変状をきたしたことがある。 (3) 覆付け部あるいは拉幅部などが供用開始後、沈下、きれつなどの変状をきたしている。			
	盛土条件 \ 地盤条件	a	b	c	d																																											
	a	A	A	A	B																																											
b	A	B	B	C																																												
c	B	B	C	C																																												
盛土条件 \ 地盤条件	a	b	c	d																																												
a	A	B	B	B																																												
b	B	B	C	C																																												
c	B	C	C	C																																												
盛土断面図 (1:)				修正判定ランク (A, B, C)																																												

2.3 日本海中部地震における取付盛土の被災事例の要因分析³⁾⁴⁾

2.3.1 概要

1983年5月26日に発生した日本海中部地震（マグニチュード7.7）によって青森県、秋田県内の道路盛土が大きな被害を受けた。本地震による道路盛土の被害の実態を調べるために、本省道路局道路防災対策室と土木研究所の連名で「1983年日本海中部地震による道路土工の被害の実態調査」を東北地方建設局青森工事事務所、秋田工事事務所、能代工事事務所、秋田県、青森県に依頼した。ここでは橋梁取付盛土の地震時被害に関与する要因分析について述べる。橋梁取付盛土については被害の有無に係わらず各機関所管の橋長15m以上の橋梁の取付盛土の全数について調査を行った。詳細は文献3)を参照されたい。

2.3.2 調査方法

以下に調査要領および調査方法を示す。主な調査項目は盛土の形状、地震時の盛土の沈下量、盛土材料、盛土保護工、地盤改良の有無、交通止の有無、踏掛版の有無、噴砂の有無、地下水位、過去の被災履歴、舗装断面、周辺地盤の土質、橋台の種類、被災状況である。この調査要領、調査票を建設省東北地方建設局青森工事事務所、秋田工事事務所、能代工事事務所、秋田県、青森県に配布し、調査を依頼した。

2.3.3 調査結果

表 2.3.1に各機関における調査地点数を示す。次のいずれかの項目にあてはまるものを被害ありと判定した。

- ①盛土天端の最大沈下量が5cm以上あったもの。
- ②盛土天端に幅5cm以上のクラックが生じたもの。
- ③盛土のり面が崩壊したもの。
- ④盛土のり面に幅5cm以上のクラックが生じたもの。
- ⑤擁壁がはらみ出したり、倒壊したもの。
- ⑥擁壁に幅1cm以上のクラックが生じたもの。

調査地点の全数は1673地点、そのうち被害有りは97地点で全数に対する被害有りの地点は5.8%であった。

調査票の回答は記入者によりまちまちであるので次のように統一した。

(1)資料番号

資料番号は各機ごとにつけた。

(2)盛土の高さ

盛土の高さは左右の法尻から天端までの高さのうち高い方をとった。

(3)盛土の土質

盛土の土質は日本統一土質分類を参考にして「礫粒土」、「砂粒土」、「細粒土」、「高有機質土」の4つに分類した。

(4)盛土の天端幅

盛土の天端幅は盛土ののり肩からのり肩までの距離とした。

(5)のり面保護工の種類

のり面保護工は「植生工」、「コンクリート擁壁工」、「石積・ブロック積擁壁工」、「ブロック張擁壁工」、「のり枠工」、「腹止ブロック工」に分類した。

(6)のり面勾配

腹止ブロックがある場合には斜面の部分の勾配をのり面勾配とした。

(7)地盤改良

地盤改良は「サンドマット工法」、「サンドコンパクション工法」、「サーチャージ工法」、「敷設材工法」、「プレロード工法」に分類した。

(8)噴砂の有無

盛土のり尻付近の噴砂の有無を記入した。

(9)地下水位の深さ

地下水位の深さは地盤面からの深さとした。

(10)盛土の最大沈下量

盛土の沈下量としては盛土天端（のり肩からのり肩まで）における最大沈下量を盛土の沈下量とした。

(11)過去の降雨・地震による被災状況

過去の降雨・地震による同一地点の被災履歴を記入した。

(12)今回の地震による道路周辺の被災の状況

今回の地震による道路周辺の水田・家屋等の被災状況を記入した。

(13)舗装厚

表層、基層、上層路盤、下層路盤の厚さの合計を舗装厚とした。

(14)舗装の種類

「アスファルトコンクリート舗装」、「セメントコンクリート舗装」、「砂利舗装」に分類した。

(15)微地形分類

治水地形分類図に従って「山地・丘陵地」、「旧川微高地」、「旧河道・旧落堀」、「干拓地」、「台地」、「扇状地」、「氾濫平野」、「自然堤防」、「砂丘」、「湿地・旧湿地」に分類した。治水地形分類図のない範囲については経済企画庁総合開発局で作成された「土地分類図（地形分類図）」を用いて分類した。

(16)盛土周辺の土質

盛土の土質と同様に「礫粒土」、「砂粒土」、「細粒土」、「高有機質土」の4種類に分類し、地盤の柱状図のあるものについては表層より10m内の層厚の合計の多い方の土質とした。なお、岩盤は礫

粒土に含めた。

(17)橋台の種類

橋台の種類は「重力式」、「逆T式」、「控え壁式」、「ボックス式」、「ラーメン式」、「橋脚式」、「パイルベント式」、「枕梁式」に分類した。

(18)橋台の高さ

橋台の底面から頂部までの高さを橋台の高さとした。

(19)基礎の種類

基礎の種類は「直接基礎」、「杭基礎」、「ケーソン基礎」の3種類に分類した。

(20)軟弱地盤の厚さ

土質柱状図のあるものについて地表面より10m以内の深さの地盤のN値が10以内の層厚を合計して軟弱地盤の厚さとした。

(21)震央距離

震央は気象庁発表の北緯40.4°、東経138.9°とした。調査地点を20万分の1の地図に記入し、各地点の緯度・経度を読み取って震央距離を計算した。

(22)盛土形状

図 2.3.1に示すように13種類の形状に分類した。

(23)横断方向の盛土被災形態

図 2.3.2に示すように5種類に分類した。

(24)縦断方向の盛土被災形態

図 2.3.3に示すように2種類に分類した。

一般盛土部を含めた調査地点のうち被害のあった地点の位置を図 2.3.4に示す。道路盛土の被害が多かったのは青森県の岩木川下流域の津軽平野、秋田県の能代川下流域の能代平野、八郎湯周辺の地域であり、沖積平野における被害が多く、山岳部における被害は比較的少なかった。

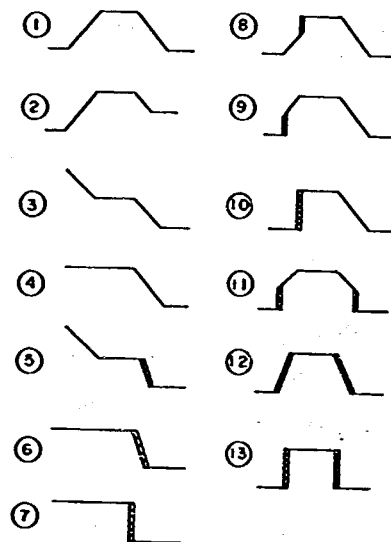


図2.3.1 盛土形状の分類

表 2.3.1 道路盛土の調査地点数

機 関		橋 梁 取 付 盛 土			
		A 被害なし	B 被害あり	A+B 計	被 害 率 $\frac{B}{A+B}(\%)$
建設省	青森工事事務所	120	0	120	0
	秋田工事事務所	100	3	103	2.9
	能代工事事務所	56	4	60	6.7
建設省小計		276	7	283	2.5
秋 田 県		991	35	1026	3.4
青 森 県		309	55	364	15.1
計		1576	97	1673	5.8

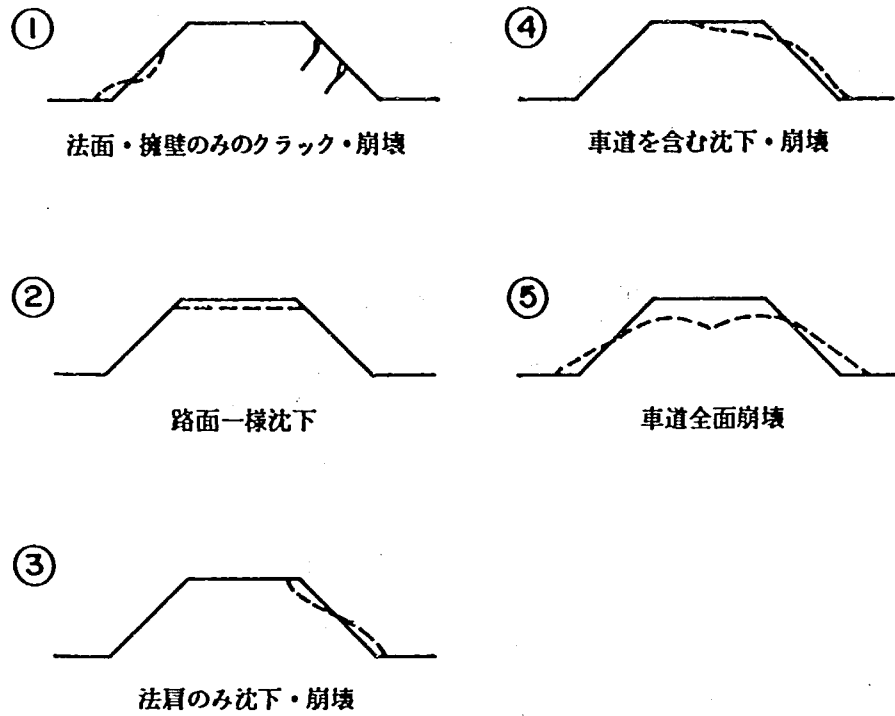


図2.3.2 横断方向の盛土被災形態

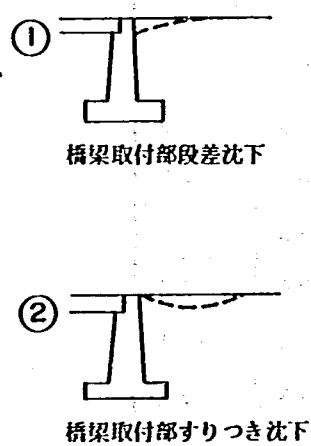


図2.3.3 縦断方向の盛土被災形態

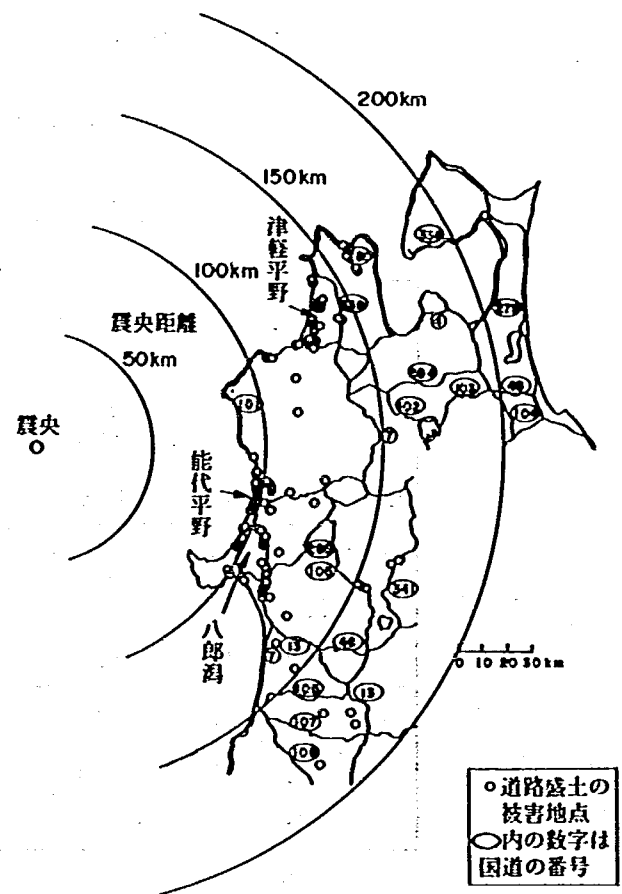


図2.3.4 日本海中部地震による道路盛土の被害地点

2.3.4 橋梁取付盛土の地震時被害に関与する要因分析

後に述べる盛土の被災予測手法のための数量化解析の前段階として、地震時被害に関与する要因分析を行う。

図 2.3.5は被災形態の頻度を示している。

(1)の横断方向の盛土被災形態は不明地点を除くと路面の一樣沈下が最も多かった。なお、不明地点は被害有りと判定されたが被災形態が類別できなかったものである。

(2)の縦断方向の盛土被災形態は橋台と盛土部分の間に段差のある沈下が多かった。

(3)の盛土の最大沈下量 δ の分布は δ が小さいと頻度が高い。

(4)の地震時交通止めの有無は有りの地点が19箇所、無しの地点が78箇所であった。

図 2.3.6は橋梁取付盛土の被害率に対する各種の要因の影響を示している。橋梁取付盛土の被害率は次式で定義した。

$$\text{橋梁取付盛土の被害率} = \frac{\text{被害のあった地点数}}{\text{橋梁取付盛土の全数}} \quad (2.3.1)$$

ただし、分母は要因ごとに分類できた地点の全数である。

(1)の道路の種類による被害率は大差ない。

(2)の車線数による被害率は1、2車線が大きい。

(3)では横断構造物の有る方が被害率が高い。

(4)によると震央距離が170km以上では橋梁取付盛土の被害率は5%以下になっており、今回の地震では震央距離が170km以内の地域において橋梁取付盛土に多くの被害が発生したと言える。なお今回の地震の加速度の実測記録⁷⁾によると、震央距離が170kmの地点の地表面最大加速度は30~150galであった。震央距離が100km以内の範囲で被害率が小さくなっているのは、この範囲は男鹿半島の地盤の堅い地域に当たっているためと思われる。

(5)の盛土の高さと橋梁取付盛土の被害率を見ると盛土高さが2m以下で被害率が高く、盛土高さが2mから12mまではほぼ5%の被害率で、盛土高さの影響は少ない。盛土高さが2m以下で被害率が高いのは地盤条件が悪いためであろうと推測される。

(6)では盛土天端幅が6~16mと22m以上の被害率が高い。

(7)は盛土の土質と橋梁取付盛土の被害率の関係を示しており、盛土の土質が礫粒土の場合に被害率が低くなっている。

(8)はのり面勾配と橋梁取付盛土の被害率を示している。勾配が垂直に近いのり面と2割以上ののり面で被害率が高い。

(9)はのり面保護工の種類と橋梁取付盛土の被害率を示している。植生工は地点数が最も多く、全調査地点の被害率に近い。次に地点数の多い石積・ブロック積擁壁工の被害率は全調査地点の被害率より低い。

(10)の舗装の種類と橋梁取付盛土の被害率ではアスファルト舗装に被害有りが集中している。

(11)の舗装厚と橋梁取付盛土の被害率の関係を説明する理由は不明である。

(12)によると高有機質土の地盤で被害率が高く、次いで砂質地盤で被害率が高くなっている。

(13)においては地下水位の深さの影響を見ると、地下水位が浅い地点程被害率が高くなっている。

(14)は地盤の軟弱層の厚さと被害率の関係を示している。なおここでは深さ10mまでのN値が10以下の層の厚さの総計Dを軟弱層の厚さとしている。軟弱層の厚さが厚くなる程被害率は高くなっており、地盤の軟弱層の厚さが橋梁取付盛土の被害に大きな影響を与えることがわかる。

(15)は微地形分類と被害率の関係を示しており、干拓地、湿地、旧湿地等の軟弱地盤の所で被害率が高くなっている。また砂丘で被害率が高くなっているのは液状化が関係しているものと思われる。

(16)は橋台の種類と橋梁取付盛土の被害率を示しており、重力式の被害率はやや低く、逆T式、バイルベント式、枕梁式の被害率は高い。これも、地盤の良否が間接的に表れたものと言える。

(17)の橋台の高さが6~12mの範囲では被害率が低く、6m未満と12m以上の範囲では被害率が高い。

(18)において橋台の基礎が直接基礎の場合に被害率が低くなっている。これは直接基礎が採用されるところは岩盤が浅い所に出ており、地震の影響が少なかったためと思われる。

(19)のウィングの有無は橋梁取付盛土の被害率に有意な差を与えないようである。

(20)は踏掛版の有無と橋梁取付盛土の被害率の関係を示す。踏掛版は図 2.3.7に示すもので、橋台と盛土の間に段差が生じたときも車両は踏掛版を乗り越えられる。踏掛版の有無によって橋梁取付盛土の被害率に違いはないが、踏掛版の有る地点の橋台と盛土の間に段差は生じておらず通行は可能であった。このことから、踏掛版は橋梁取付部の交通確保に有効であると言える。

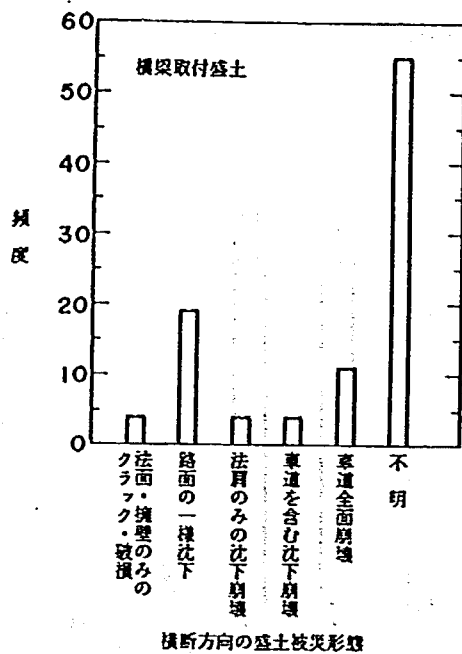


図2.3.5(1) 横断方向の盛土被災形態と被害の頻度

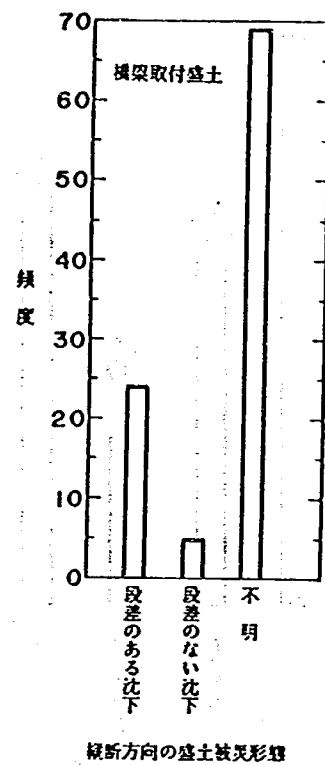


図2.3.5(2) 縦断方向の盛土被災形態と被害の頻度

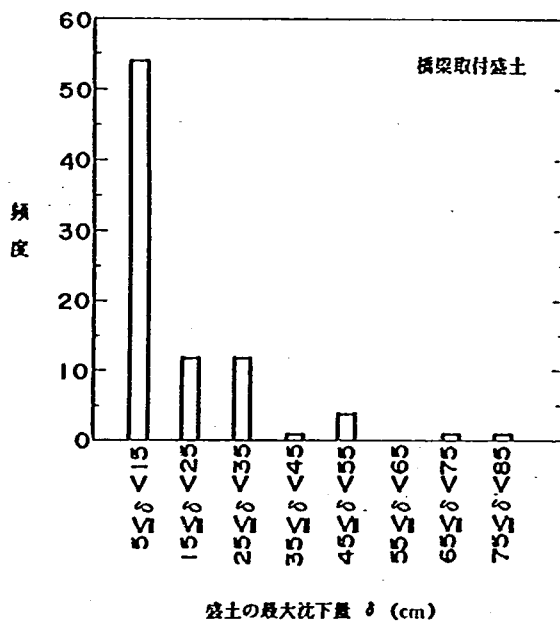


図2.3.5(3) 盛土の最大沈下量の分布

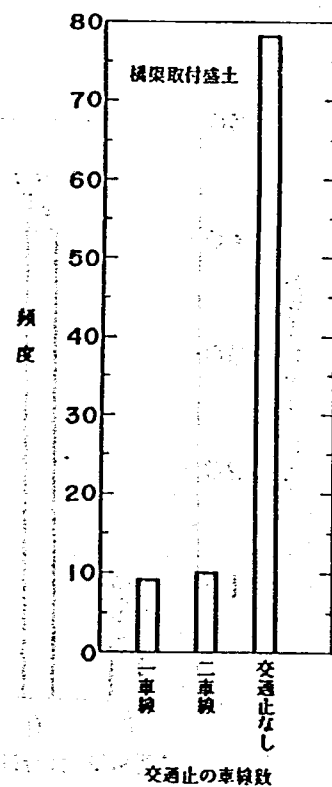


図2.3.5(4) 地震時交通止の有無の分布

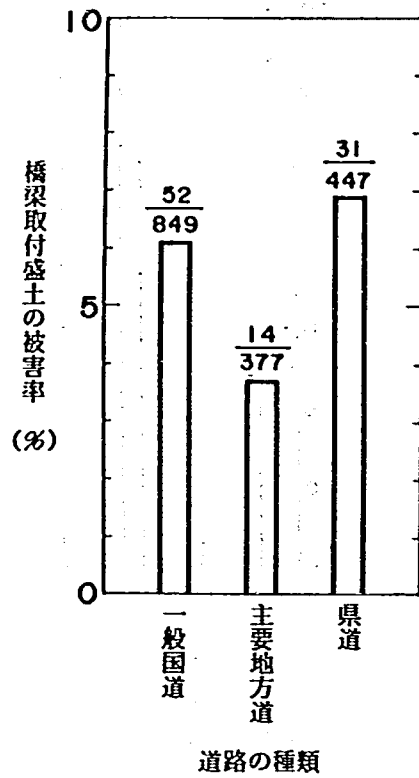


図2.3. 6(1) 道路の種類と橋梁取付盛土の被害率

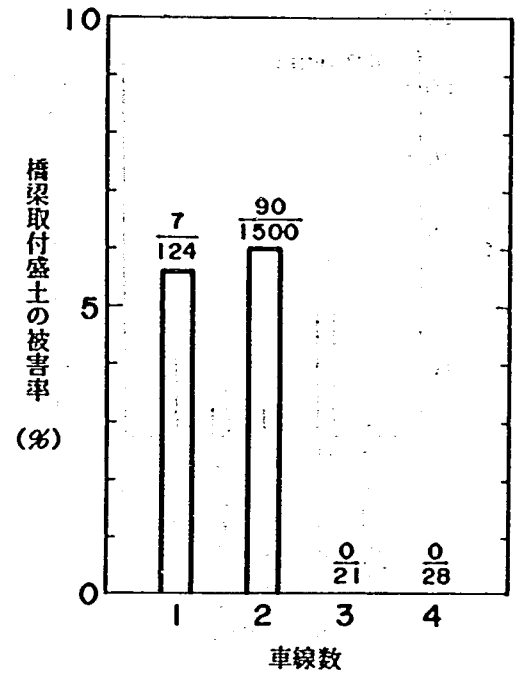


図2.3. 6(2) 車線数と橋梁取付盛土の被害率

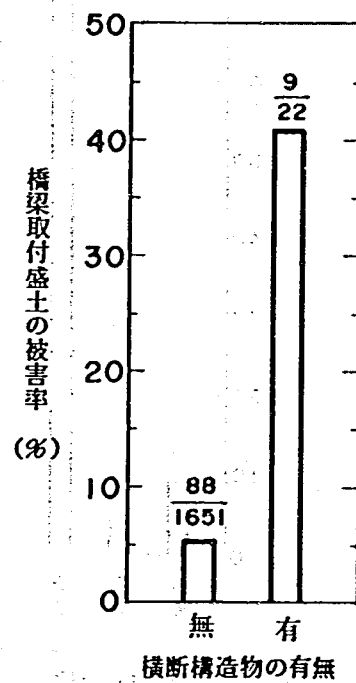


図2.3. 6(3) 横断構造物の有無と橋梁取付盛土の被害率

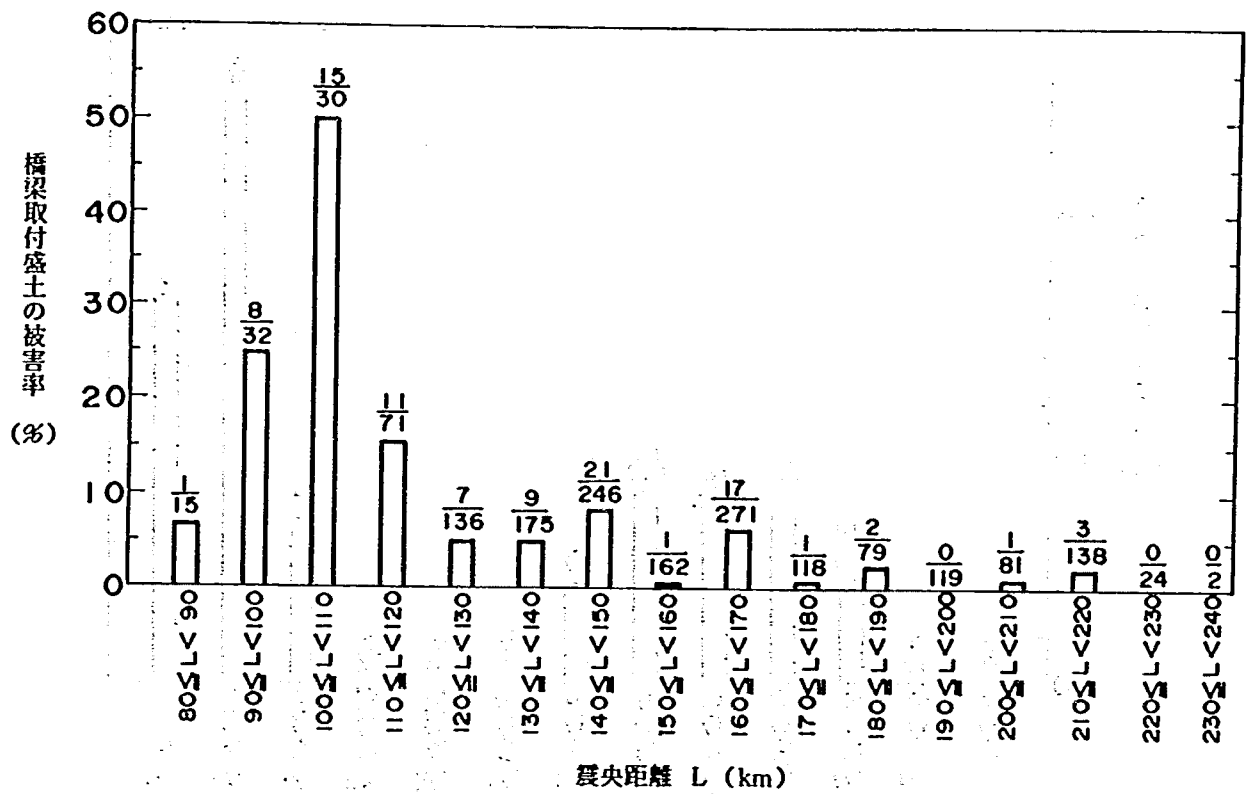


図2.3.6(4) 震央距離と橋梁取付盛土の被害率

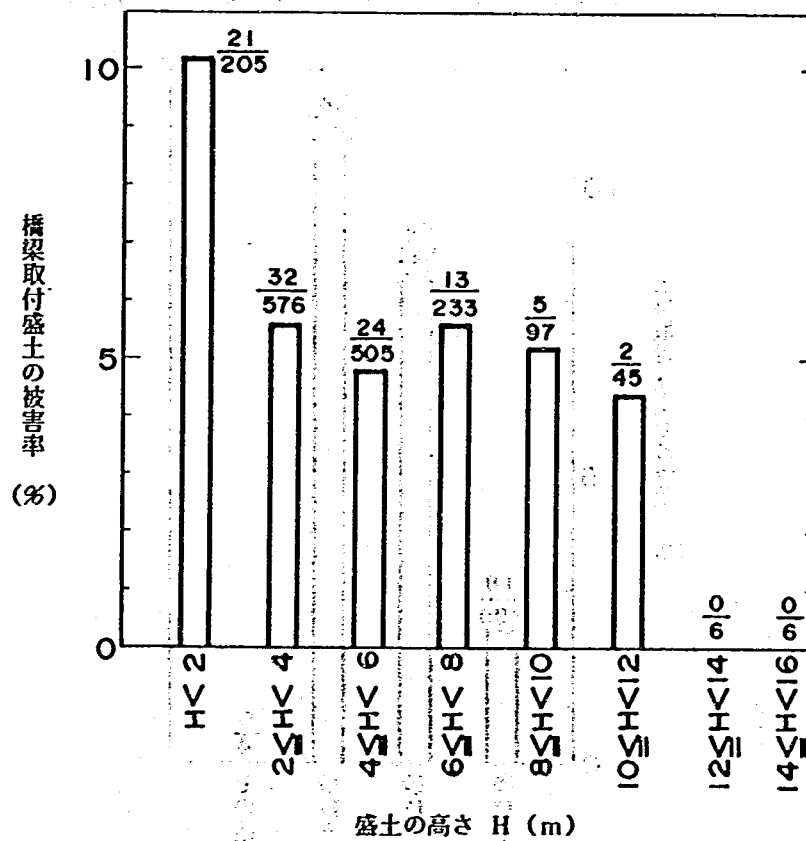


図2.3.6(5) 盛土の高さと橋梁取付盛土の被害率

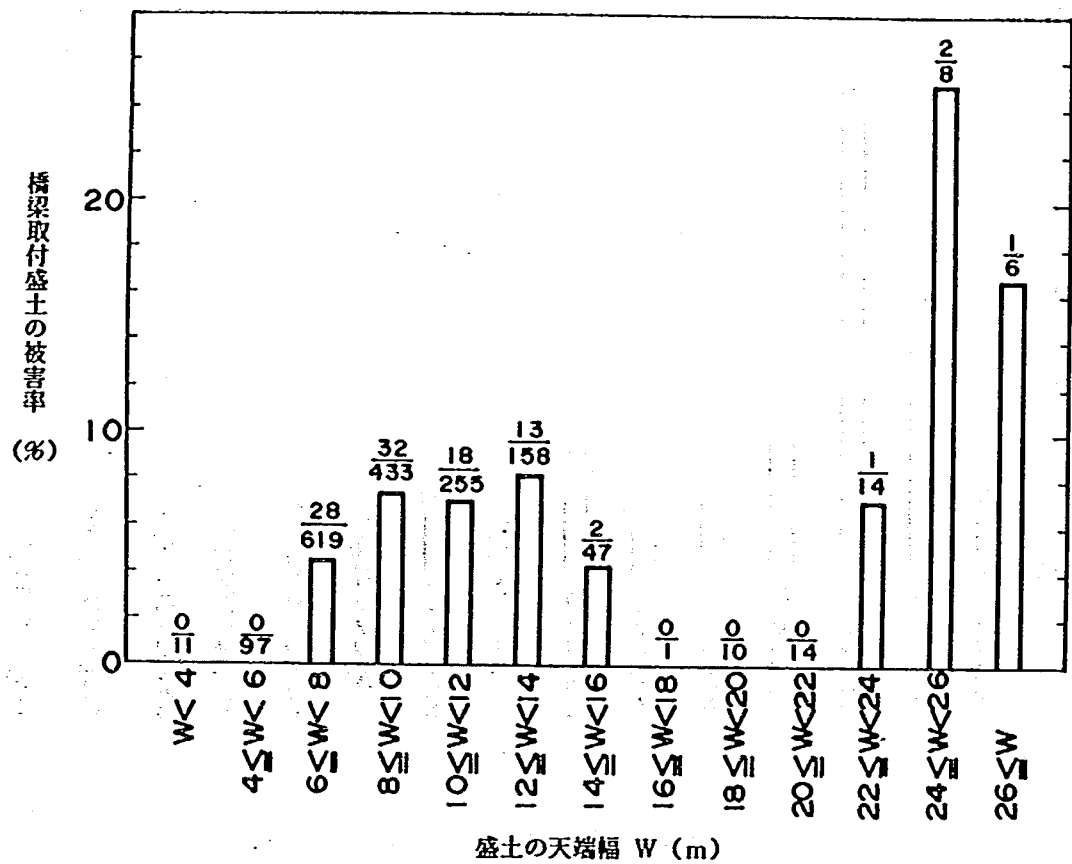


図2.3. 6(6) 盛土の天端幅と橋梁取付盛土の被害率

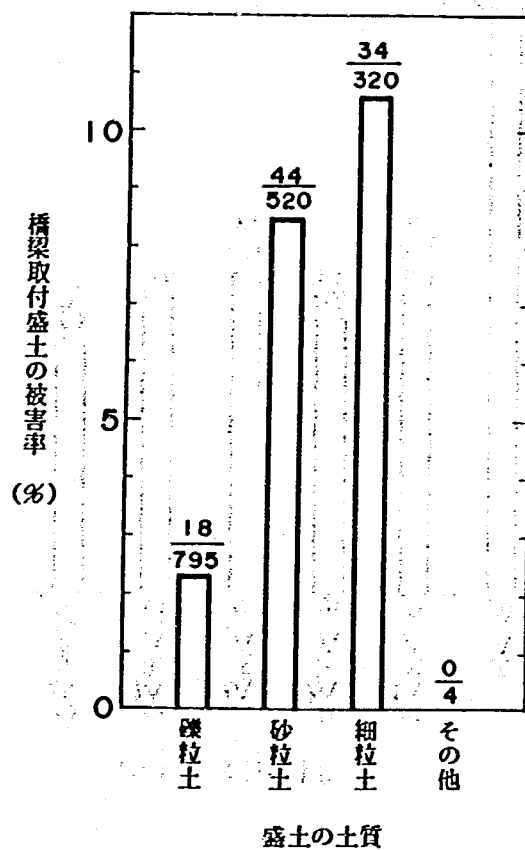


図2.3. 6(7) 盛土の土質と橋梁取付盛土の被害率

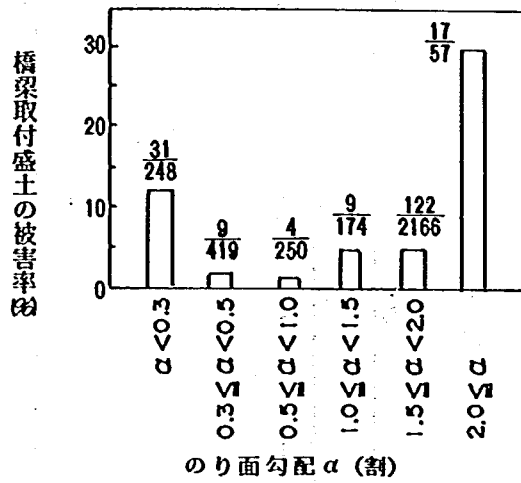


図2.3.6(8) のり面勾配と橋梁取付盛土の被害率

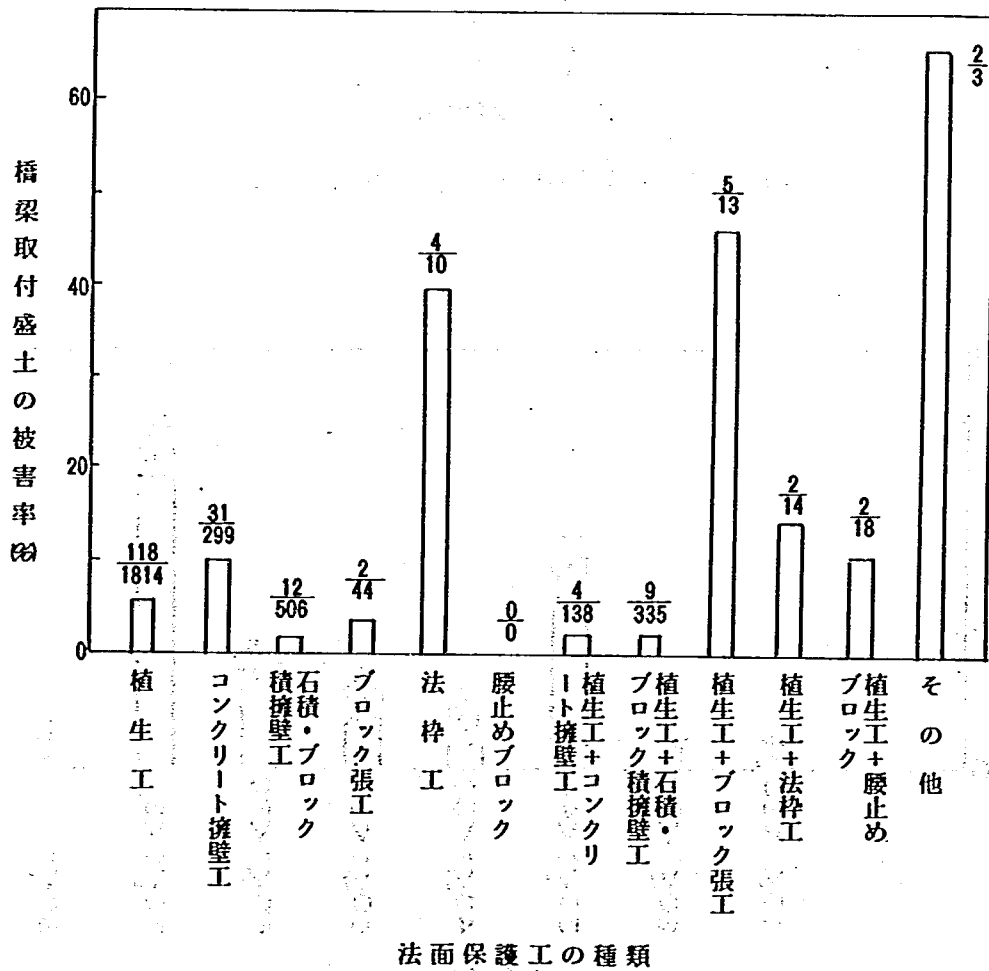


図2.3.6(9) 法面保護工の種類と橋梁取付盛土の被害率

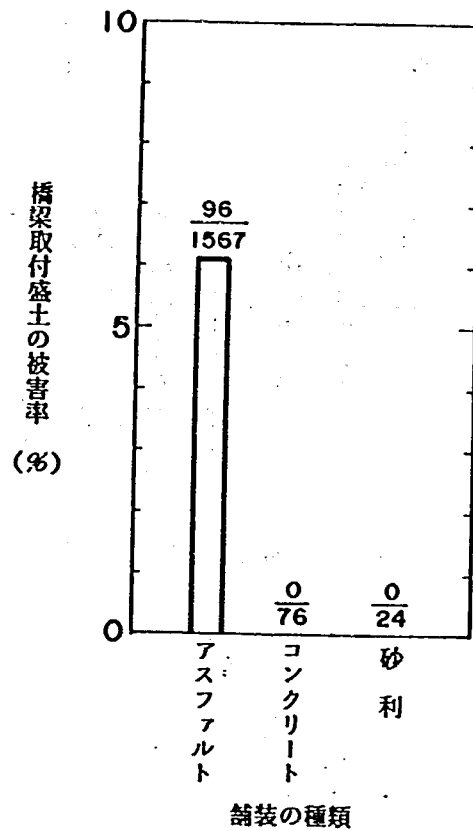


図2.3.6(10) 舗装の種類と橋梁取付盛土の被害率

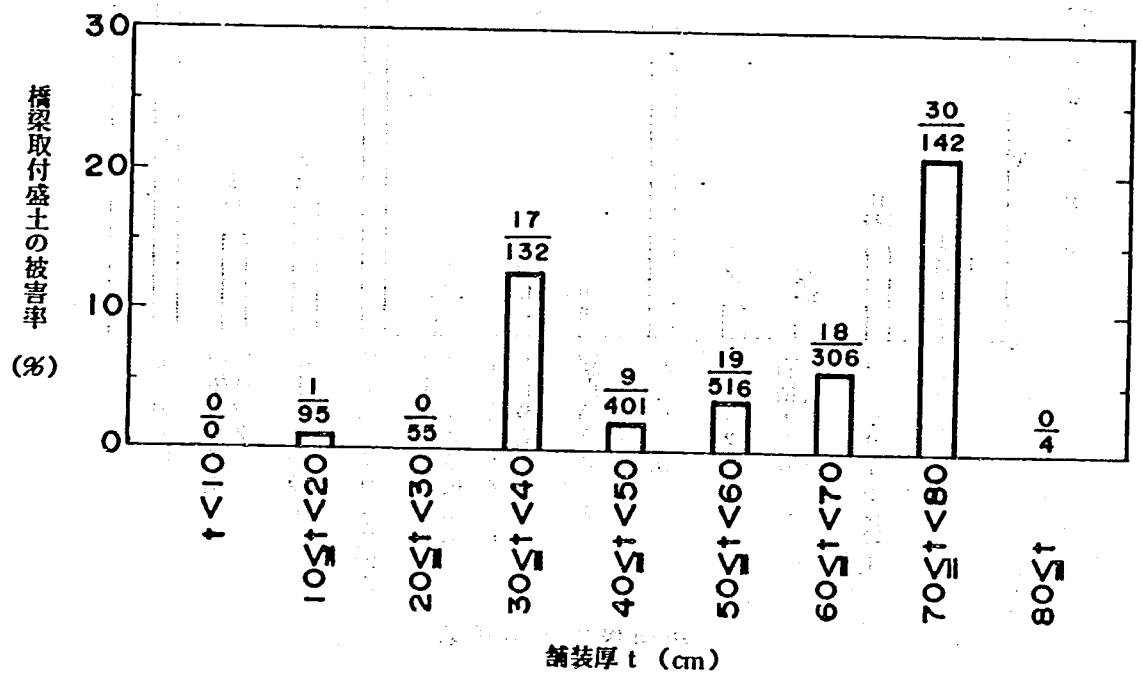


図2.3.6(11) 舗装厚と橋梁取付盛土の被害率

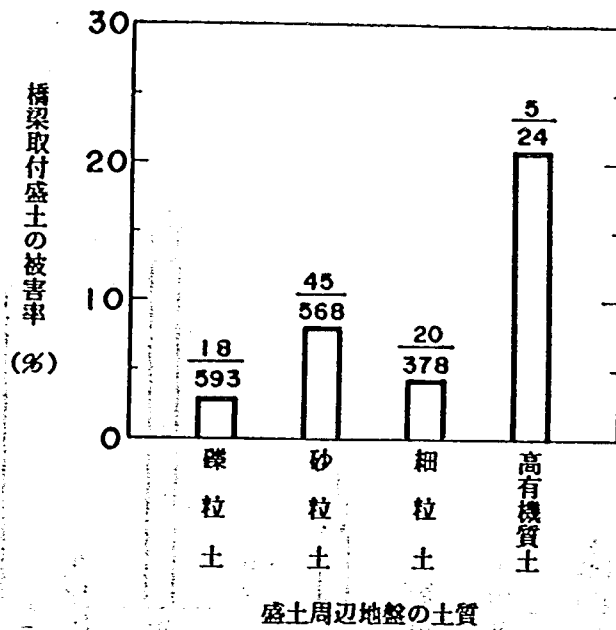


図2.3.6(12) 盛土周辺地盤の土質と橋梁取付盛土の被害率

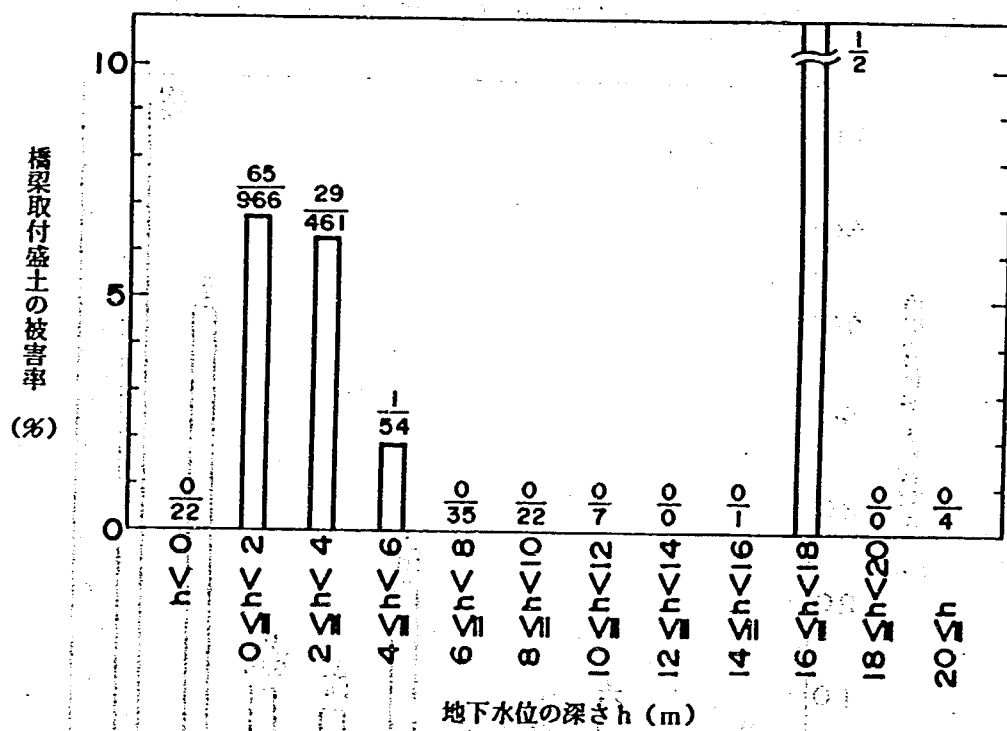
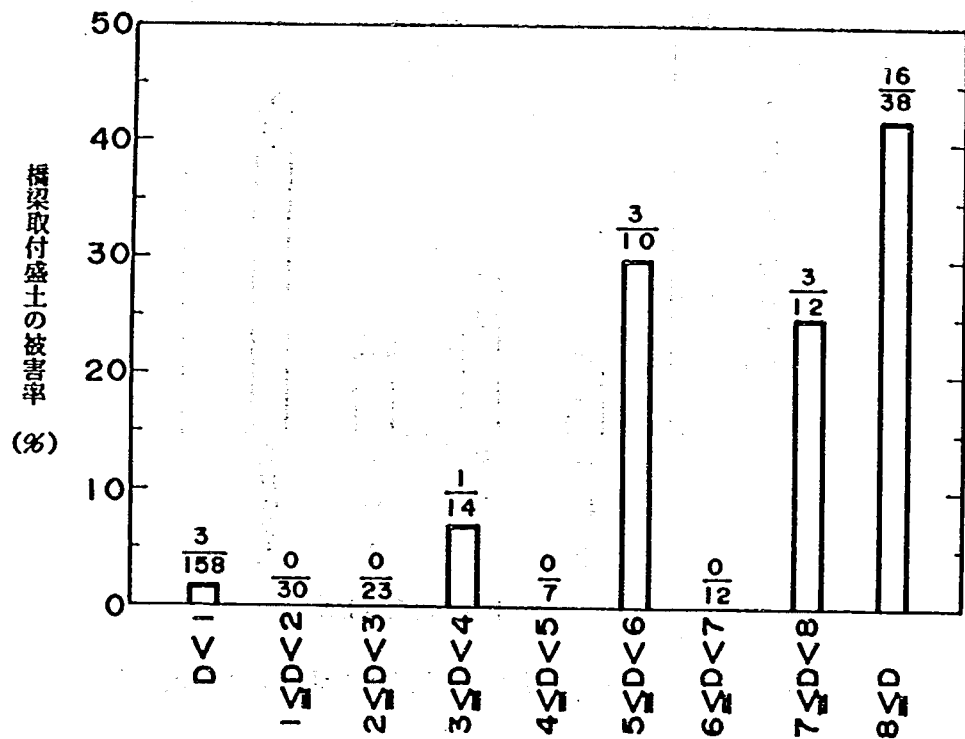


図2.3.6(13) 地下水位の深さと橋梁取付盛土の被害率



深さ10mまでの軟弱地盤 (N値≤10) の厚さの総計 D (m)

図2.3. 6(14) 軟弱地盤の厚さと橋梁取付盛土の被害率

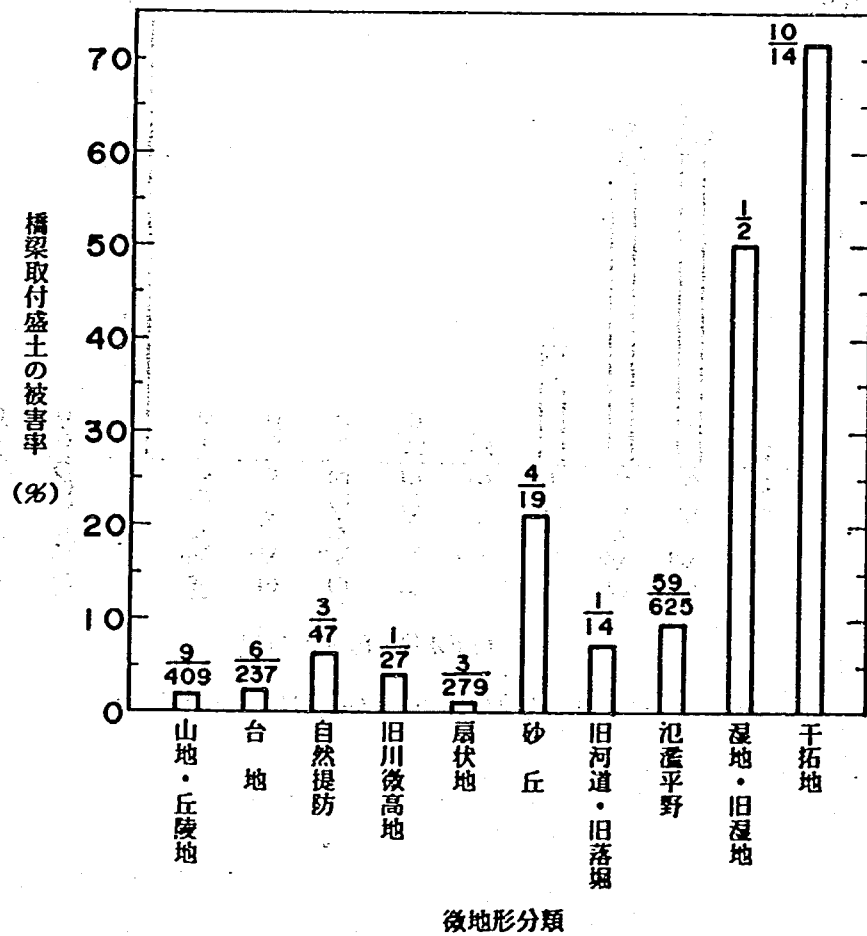


図2.3. 6(15) 微地形分類と橋梁取付盛土の被害率

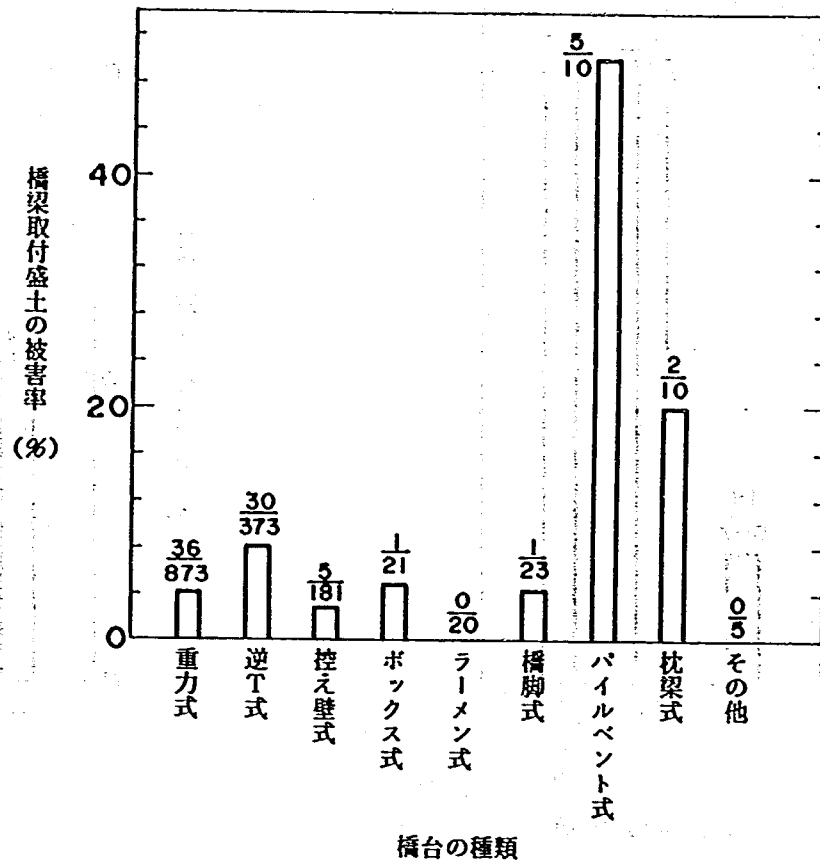


図2.3.6 (i) 橋台の種類と橋梁取付盛土の被害率

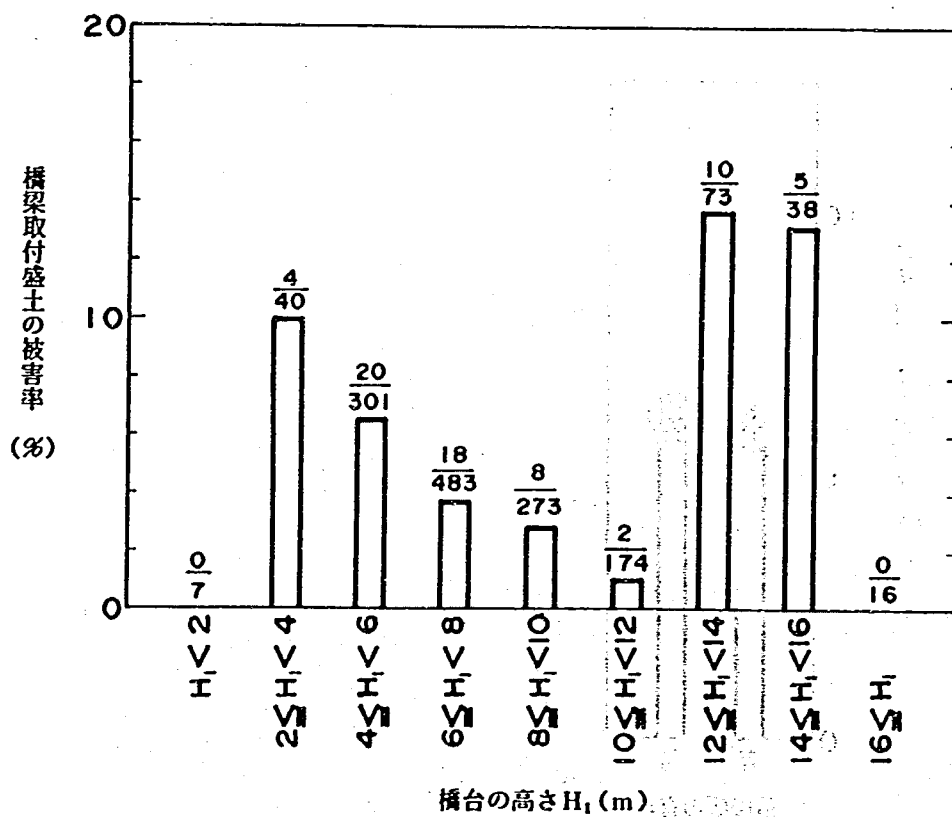


図2.3.6 (ii) 橋台の高さと橋梁取付盛土の被害率

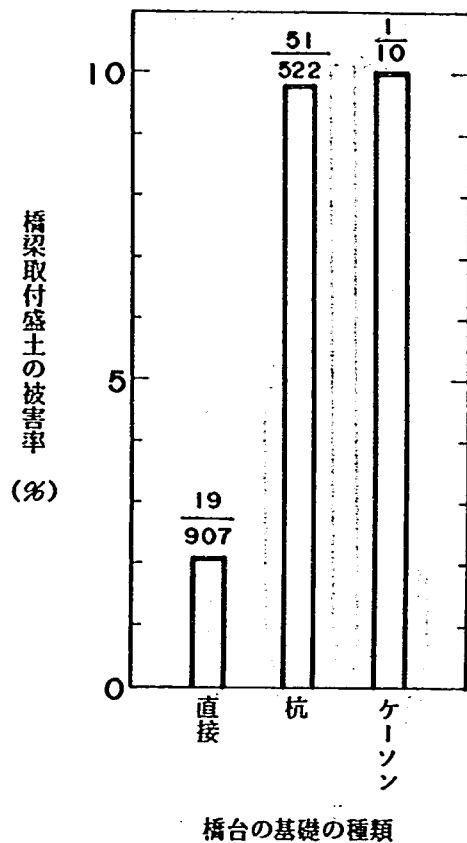


図2.3.6(18) 橋台の基礎の種類と橋梁取付盛土の被害率

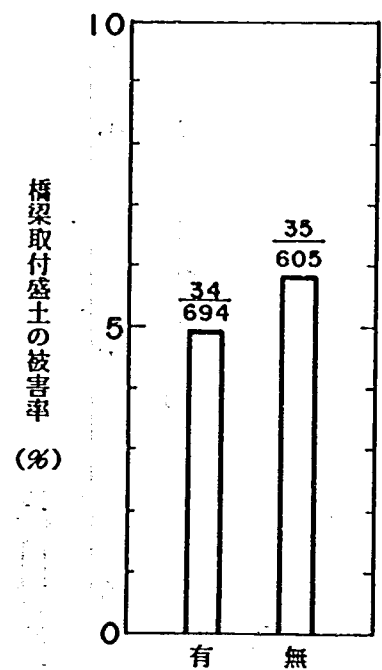


図2.3.6(19) ウイングの有無と橋梁取付盛土の被害率

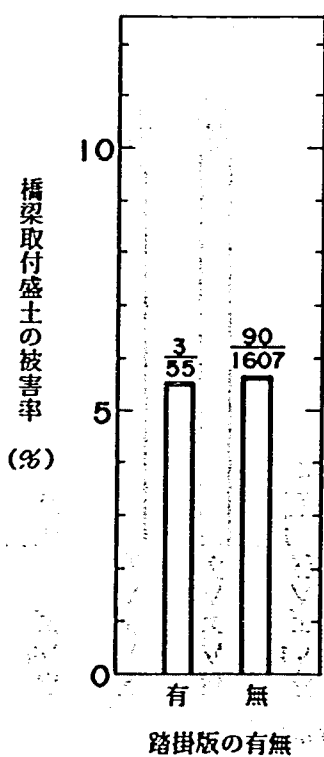


図2.3.6(20) 踏掛版の有無と梁取付盛土の被害率

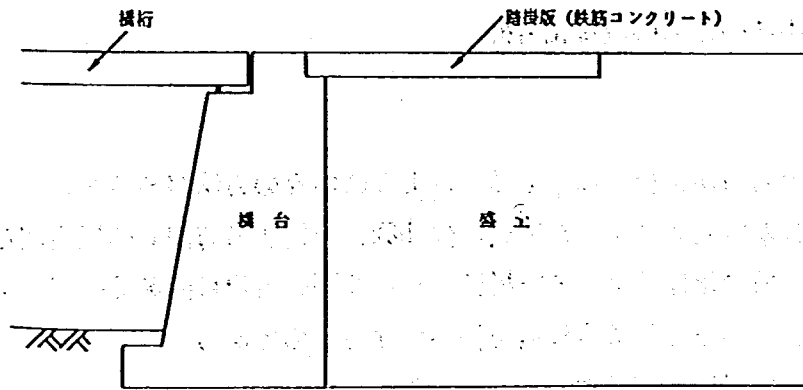


図2.3.7 路掛版の概念図

2.3.5 まとめ

今回の調査結果をまとめると次のようになる。

- ①日本海中部地震による青森県・秋田県内の一般国道、主要地方道、県道の桥梁取付盛土の全数調査の結果、桥梁取付盛土の被害地点は97地点、桥梁取付盛土の今回の地震による被害率は5.8%であった。
- ②今回の地震による桥梁取付盛土の被害は震央距離が約170km以内において多く発生していた。
- ③今回の地震による桥梁取付盛土の被害は軟弱地盤の所で多く発生した。桥梁取付盛土の被害率は軟弱層の厚さが厚いほど高くなっている。また微地形分類をみると、桥梁取付盛土の被害率の高いのは干拓地、湿地、旧湿地、砂丘、氾濫平野であった。
- ④礫粒土の盛土材よりなる桥梁取付盛土の被害率は砂粒土、細粒土よりなる桥梁取付盛土より低かった。
- ⑤路掛版は桥梁取付部の交通確保に有効であると言える。

2.4 被災予測手法のまとめ

盛土の被災予測手法として、要求される精度、入手可能な情報等により、既往の被災実態に基づく統計的手法、安定解析等に基づく力学的手法がある。

本章では、統計的手法の例として、道路協会の方法の概要並びに日本海中部地震における取付盛土の被災事例の要因分析結果を述べた。

道路協会の方法においては、一般部と取付部の構造上及び機能上の差を考慮して、取付部に対しては評価をややきびしいものとしている。判定項目は、すべて比較的容易なものであるが、逆にそれだけ高精度の適中率が期待できるものではない。特に、被災度に大きく影響すると考えられる地盤特性が対象箇所ですべてしも入手できないことが多いことや、同じく被災状況に重要な影響を与える地震動の大きさを無視した統計解析によっていること等が、精度向上を阻害する大きな要因であろう。被災予測につながる他の1例として、日本海中部地震時の取付盛土の被災について、各種要因の影響度を調べた。このような調査により、取付盛土の被災によって何が生ずるか、また、支配的な要因が何であるかが概略わかる。しかし、要因が影響する順序・影響度等については、より詳細な整理・解析が必要とされる。これについては、第3章で数量化解析を行う。

3. 盛土の被災予測手法のための数量化解析

3. 1 一般

盛土の被災を予測する方法には、前章で述べたように種々の方法があるが、このうち、「既往の被災実態を整理し、それを説明するような要因を統計的に分析する方法」の代表例として、数量化理論を用いた方法がある。数量化理論による解析は、被災要因の各項目内をその程度または種別によりいくつかに分類し、それらの項目と被災程度を相関づけるものである。

一般に、数量化理論で用いる式は次のようである。

$$Y = \sum \sum b_{ij} \cdot X_{ij} \quad (3.1.1)$$

ここに、Y : 外的基準

i : アイテム

j : カテゴリー

b_{ij} : カテゴリースコア

X_{ij} : カテゴリー反応値

ここで、数量化で用いられる用語について述べておく。

外的基準とは、説明される方の変数であり、取付盛土の例では、被害の有無や地震時の沈下量がこれにあたる。

アイテムとは、説明する方の項目であり、取付盛土の例では、盛土高さ、橋台高さ、地盤の土質などがこれにあたる。

カテゴリーとは、アイテム内をいくつかのグループに分けたものをいう。今回は各アイテム内の中を2～5のカテゴリーに分けている。

カテゴリースコアとは、回帰係数のことで、各カテゴリーに重みをつけて計算したときに、外的基準との差を最小にするような重みの係数である。

カテゴリー反応値とは、以下のような場合1または0の値をとるものである。このとき、それぞれの事例は各アイテムの中のどれか1つのカテゴリーに該当していなければならない。

1 : アイテム(i)内のカテゴリー(j)に該当するとき

0 : アイテム(i)内のカテゴリー(j)に該当しないとき

レンジ値とは、各カテゴリー内におけるカテゴリースコアの最大値と最小値の差であり、この数値が大きいほどそのカテゴリーが外的基準に及ぼす影響が大きいことになる。ただし、最大値と最小値の差がレンジ値となるのは、式(3.1.1)の場合であり、式(3.3.1)では、最大値と最小値の比がレンジ値となることに注意する。

解析にあたり、数量化理論Ⅰ類では、外的基準が連続変数で与えられ、計算された外的基準と与えられた外的基準の差を最小にするカテゴリースコアを求める。また、数量化理論Ⅱ類では、外的基準が0か1で与えられ、そのグループ分けされた外的基準の格差を最大にするカテゴリースコアを求める¹⁾。

このように、数量化解析では、各被災要因と被害程度の相関が数値で表されるためわかりやすいが、実際にはデータの偏りなどにより必ずしも真の相関にならないことにも注意する必要がある。したがって、数量化解析を用いて被害程度の予測を行う場合には、工学的な判断を加味し、要因の抽出を行わなければならない。

本章では、取付盛土を対象として数量化解析を行った例、盛土全般を対象として数量化解析を行った例について述べることにする。なお、盛土全般を対象とした数量化解析については、別途報告書²⁾に述べられているので、本報告ではその概要のみを述べる。

3.2 取付盛土の数量化解析

3.2.1 概要

橋梁取付盛土の被災要因分析については、「2.3 日本海中部地震における取付盛土の被災事例の要因分析」で述べたが、これらのデータを用いて数量化解析を行った結果を述べる。取付盛土の数量化解析は、被害の有無の判別に関するもの（外的基準が0か1で与えられる場合）と、地震時の沈下量の推定に関するもの（外的基準が連続量として与えられる場合）の2種類行った。

調査内容の詳細については前章にゆずるが、解析にあたっては、調査項目のしぼり込みを行っている。これは、数量化解析を行う場合、事例データに欠測データが多かったり、極端なデータの偏りがあるのは好ましくない。したがって、ここでは表3.2.1に示すように要因分析の23項目から7項目除外して、16項目で数量化解析を行った。除外した7項目は、「車線数」、「踏掛板の有無」、「軟弱地盤の厚さ」、「舗装の種類」、「道路周辺の噴砂の有無」、「地盤改良の有無」、「過去の被災履歴の有無」である。ここで、削除した項目の中を分類した内訳を「地震時盛土沈下量に関する解析」のデータを例にとると表3.2.2のようである。

この表から、「車線数」、「踏掛板の有無」、「舗装の種類」、「道路周辺の噴砂の有無」、「地盤改良の有無」については、極端なデータの偏りがみられ、「軟弱地盤の厚さ」、「過去の被災履歴の有無」については不明データが多く分析対象項目として適当でないことがわかる。

以下、解析について述べる。

表 3.2.1 数量化解析対象サンプルデータ項目

項 目			要因分析対象サンプルデータおよび対象外データの内訳
要因分析対象データ項目	数量化解析対象データ項目	盛土に関する項目	(8項目) - 盛土高さ - 盛土天端幅 - 法面勾配 - 舗装層 - 盛土保護工種別 - 盛土土質 (材料) - 盛土形状 - 道路種別
		橋梁に関する項目	(4項目) - 橋台高さ - 橋台種別 - 橋台基礎種別 - ウイングの有無
		盛土周辺条件に関する項目	(4項目) - 地下水位の深さ - 震央距離 - 微地形 - 地盤の土質
	対象外データ項目	数量化解析対象外データ項目	(7項目) - 車線数 - 踏掛板の有無 - 軟弱地盤の厚さ - 舗装の種類 - 道路周辺噴砂の有無 - 地盤改良の有無 - 過去の被災履歴の有無

表 3. 2. 2 削除項目の分類内訳 (全85サンプル)

車線数	$\left\{ \begin{array}{ll} 1 \text{ 車線} & 9 \\ 2 \text{ 車線} & 76 \end{array} \right.$ サンプル数
踏掛版の有無	$\left\{ \begin{array}{ll} \text{有} & 3 \\ \text{無} & 78 \end{array} \right.$
軟弱地盤の厚さ	サンプル数
舗装の種類	アスファルトのみ
道路周辺噴砂の有無	$\left\{ \begin{array}{ll} \text{有} & 2 \\ \text{無} & 83 \end{array} \right.$
地盤改良の有無	$\left\{ \begin{array}{ll} \text{有} & 3 \\ \text{無} & 77 \end{array} \right.$
過去の被災履歴の有無	$\left\{ \begin{array}{ll} \text{有} & 0 \\ \text{無} & 50 \end{array} \right.$

3. 2. 2 被害の有無の判別に関する解析

(1) 方法

解析は、数量化理論第Ⅱ類を用いて行い、その結果を用いて、被害の有無の判別を行った。

(2) 事例数

被害の有無に関するデータは表3.2.1に示した項目のデータがすべてそろっている事例を選んで解析を行った。事例数は200である。なお、200例のうち、被害有と判定されたものは34例(17%)であった

(2.3 (3)参照)。なお、次のいずれかの項目にあてはまるものを、被害有と判定した。

- ① 盛土天端の最大沈下量が5cm以上あったもの。
- ② 盛土天端に幅5cm以上のクラックが生じたもの。
- ③ 盛土のり面が崩壊したもの。
- ④ 盛土のり面に幅5cm以上のクラックが生じたもの。
- ⑤ 擁壁がはらみ出したり、倒壊したもの。
- ⑥ 擁壁に幅1cm以上のクラックが生じたもの。

(3) アイテム及びカテゴリーの分類

解析に用いたアイテムは、表3.2.1に示した16種類の項目とした。

カテゴリーの分類は、データ整理を行った結果、アイテム内をそれぞれ2～5に分類した。表3.2.3にアイテムと分類したカテゴリーを示す。

(4) 結果

表3.2.4は、被害の有無に関する解析結果をカテゴリースコアで表したものである。ここで、カテゴリースコアは、(+)の値が大きくなるほど被害無に、(-)の値が大きくなるほど被害有に影響を与えている。この表から、それぞれのカテゴリーの被害の有無に関する影響度合がわかる。例えば、「盛土高さ」は高いほど、「地下水位」は浅いほど、「震央距離」は近いほど被害有と結び付いている。また、「盛土保護工種別」では“石積・ブロック積・ブロック張・のり枠”が、“コンクリート擁壁”や“植生+腰止ブロック”よりも被害有に結び付いていることや、「橋台種別」では、“重力式”よりも“控え壁式”、“逆T式”の方が被害有に結び付いていることがわかる。しかし、解析結果では、一般に考えられる相関関係と逆の方向に作用する場合もある。例えば、「盛土のり面勾配」では緩い方が被害有に結び付いていることや、「盛土材料」においても、細粒土より隙粒土の方が被害有に結び付いていることなどである。ここで、「盛土のり面勾配」の場合には、「盛土保護工種別」との関係も考えられるため、これらの結果が、すぐに他の事例に適用できるわけではない。

図3.2.1は、レンジ値に着目して、被害の有無にどの要因が大きな影響を与えているかを、レンジの大きい順に示したものである。レンジ値が大きいほど被害の有無に影響を与えることになる。この図から、「舗装厚」、「盛土形状」、「盛土材料」の順に被害の有無との相関が強くなっており、逆に「ウイングの有無」、「盛土のり面勾配」などは被害の有無との相関は弱いことがわかる。

このようにして求められたカテゴリースコアを用いて、各事例の推定値を求め、被害の有無の判別を行ってみた。図3.2.2に被害の有無の判別確率をプロットしたものを示す。被害の有無の判別確率を各推定値ごとに求め、被害有と無の判別確率が同じ点を求めると、-1.129が得られる。この値を被害の有無の判別値として用いると、被害有34例のうち22例、被害無166例のうち156例で正解を得ており、全数200例に対しては89%で正解を得たことになる。

表-3.2.3 数量化解析のアイテムとカテゴリー

分類	ア イ テ ム	カ テ ゴ リ ー
盛土に関する項目	盛土の高さ	1 2 m未満 2 2 ~ 4 m 3 4 ~ 6 4 6 m以上
	盛土天端幅	1 8 m未満 2 8 ~ 10 m 3 10 ~ 12 m 4 12 m以上
	法面勾配	1 1:1.5未満 (急) 2 1:1.5以上 (緩)
	舗装厚	1 0.5 m未満 2 0.5 ~ 0.7 m 3 0.7 m以上
	盛土保護工種別	1 植生+腰止ブロック 2 コンクリート擁壁 3 石積, ブロック積, ブロック張法枠 4 複合保護工, その他
	盛土材料	1 礫粒土 2 砂粒土 3 細粒土
	盛土形状	1  2  3  4  5 その他
	道路種別	1 一般国道 2 主要地方道, 一般県道
橋梁に関する項目	橋台高さ	1 6 m未満 2 6 ~ 12 m 3 12 m以上
	橋台種別	1 重力式 2 逆T式 3 控え壁式 4 ボックス式, 枕梁式, パイルベント式
	橋台基礎種別	1 直接 2 杭・ケーソン
	ウイングの有無	1 有 2 無
盛土周辺条件に関する項目	地下水の深さ	1 2 m未満 2 2 ~ 4 m 3 4 m以上
	震央距離	1 120 km未満 2 120 ~ 160 km 3 160 km以上
	微地形	1 山地・丘陵・台地 2 自然堤防・旧川微高地・扇状地・砂丘 3 氾濫平野・旧河川・旧落掘・湿地・干拓地
	地盤の土質	1 礫粒土 2 砂粒土 3 細粒土, 有機質土

表-3.2.4 被害の有無に関する解析結果

分類	ア イ テ ム	カ テ ゴ リ ー	統計-スコア値	レンジ値
盛土に関する項目	盛土高さ	1 2 m未満	0.0	0.54241
		2 2~4 m	-0.38864	
		3 4~6	-0.25804	
		4 6 m以上	-0.54241	
	盛土天端幅	1 8 m未満	0.0	0.78136
		2 8~10 m	-0.78136	
		3 10~12 m	-0.37794	
		4 12 m以上	-0.63058	
	法面勾配	1 1:1.5未満 (急) 2 1:1.5以上 (緩)	0.0 -0.14291	0.14291
	積装厚	1 0.5 m未満 2 0.5~0.7 m 3 0.7 m以上	0.0 -0.39494 -1.59718	1.59718
橋梁に関する項目	盛土保護工種別	1 植生+腰止ブロック 2 コンクリート擁壁 3 石積, ブロック積, ブロック張法枠 4 複合保護工 その他	0.0 0.32587 -0.27200 0.27118	0.59705
	盛土材料	1 礫粒土 2 砂粒土 3 細粒土	0.0 0.69567 1.0	1.0
	盛土形状	1 	0.0	1.01923
		2 	-0.03711	
		3 	-0.38118	
		4 	-1.00430	
	道路種別	1 一般国道 2 主要地方道, 一般県道	0.0 -0.80262	0.80262
盛土周辺条件に関する項目	橋台高さ	1 6 m未満 2 6~12 m 3 12 m以上	0.0 0.60033 0.54207	0.60033
	橋台種別	1 重力式 2 逆T式 3 控え壁式 4 ボックス式, 枕梁式, パイルベント式	0.0 -0.52564 -0.25286 -0.27077	0.52564
盛土周辺条件に関する項目	橋台基礎種別	1 直接 2 杭・ケーソン	0.0 -0.68545	0.68545
	ウイングの有無	1 有 2 無	0.0 -0.27903	0.27903
	地下水の深さ	1 2 m未満 2 2~4 m 3 4 m以上	0.0 0.12751 0.71885	0.71885
	震央距離	1 120 km未満 2 120~160 km 3 160 km以上	0.0 0.34784 0.67585	0.67585
盛土周辺条件に関する項目	微地形	1 山地・丘陵・台地 2 自然堤防・旧川微高地・扇状地・砂丘 3 氾濫平野・旧河川・旧落掘・湿地・干拓地	0.0 0.53154 0.10320	0.53154
	地盤の土質	1 礫粒土 2 砂粒土 3 細粒土, 有機質土	0.0 -0.05300 0.41651	0.46951

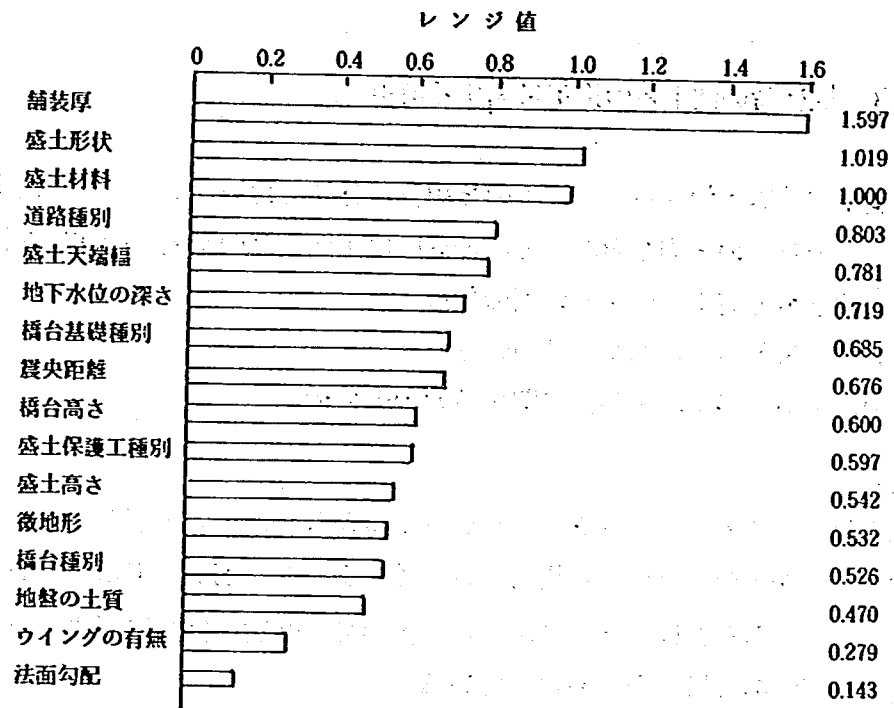


図3.2.1 被害の有無に寄与する要因

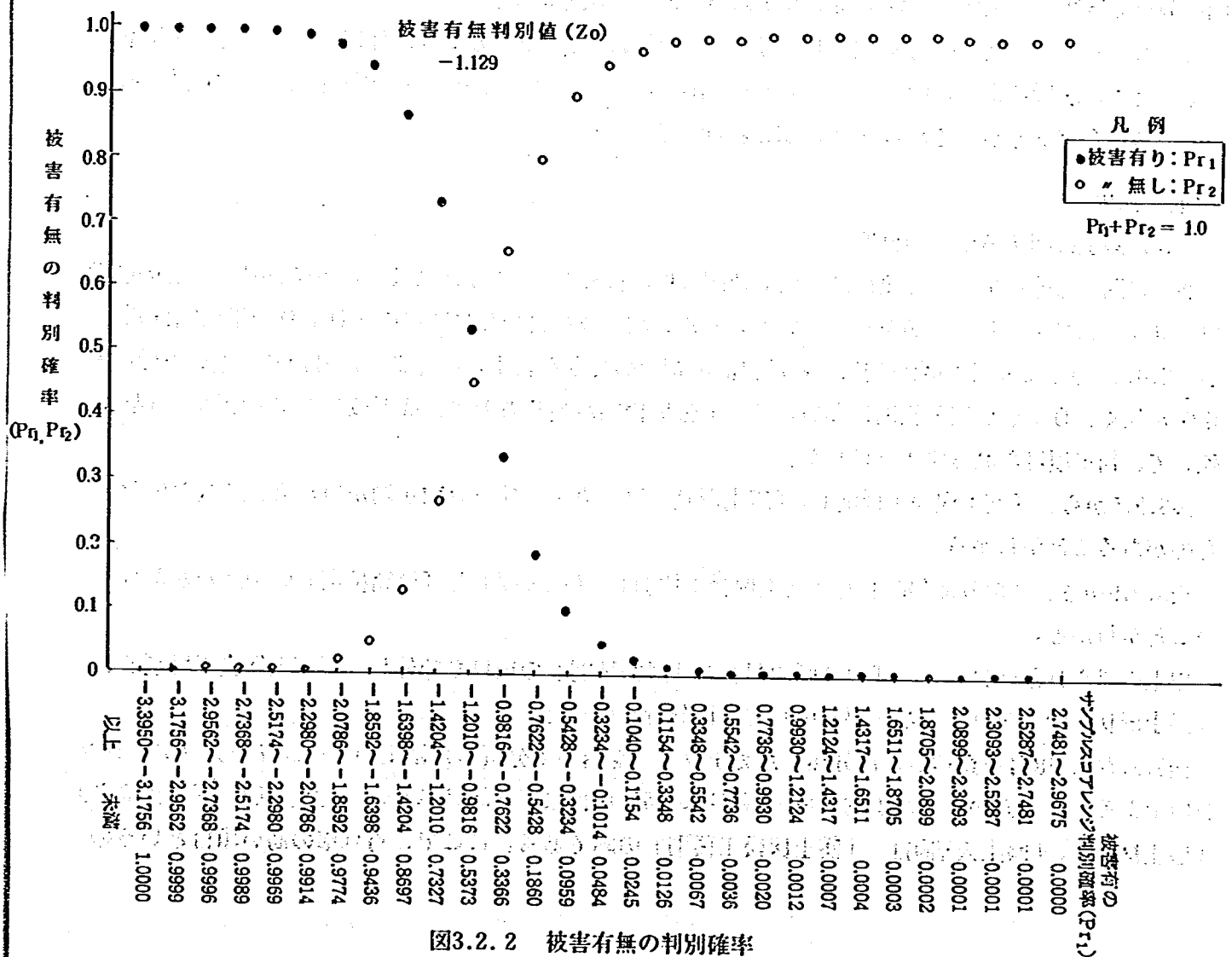


図3.2.2 被害有無の判別確率

3.2.3 地震時の沈下量の推定に関する解析

(1) 方法

解析は、数量化理論第Ⅰ類を用いて以下の3項目に分けて行い、これより、盛土沈下量と関連のある要因を抽出し、それらの要因を考慮して、地震時盛土沈下量の予測式の作成を行った。

- a. 盛土の沈下量と盛土に関する要因の分析
- b. 盛土の沈下量と橋梁に関する要因の分析
- c. 盛土の沈下量と盛土周辺条件に関する要因の分析

(2) 事例数

地震時の沈下量に関するデータは盛土天端の沈下量が5cm以上の事例を対象としており、分析対象のアイテムの中で欠測のデータのある場合には、そのデータを削除して用いている。したがって、それぞれの分析に用いた事例数は、盛土に関する要因の分析68例、橋梁に関する要因の分析54例、盛土周辺地盤に関する要因の分析76例と異なっている。

(3) アイテム及びカテゴリーの分類

解析に用いたアイテムは、表3.2.3に示すように、盛土に関する要因の分析8種類、橋梁に関する要因の分析4種類、盛土周辺条件に関する要因の分析4種類である。

カテゴリーは、「被害の有無に関する解析」と同様に、表3.2.3のように分類した。また、事例数が少ないため、解析を進めた段階で、アイテムの削除、カテゴリーの一部の変更を行って、再分析を行っている場合があるが、それらは以下の結果の中で述べる。

(4) 結果

a. 盛土に関する要因の分析

盛土に関する分析では、8項目について要因分析を行った。表3.2.5には、各カテゴリーごとの度数、カテゴリースコア、レンジ値を示している。また、沈下量を含めた9項目のそれぞれの単相関行列を表3.2.6に示す。この単相関行列は、各項目間の相関の強さを表すものである。+1か-1に近いものほど相関が強く、0に近いほど相関は弱い。ここで強い相関があるものは、沈下量との相関の弱い方を削除して、判定項目を減らすようにした。

表3.2.5から、「盛土保護工種別」、「盛土形状」は、カテゴリー分類が細かいため、度数の少ないものがあることがわかる。

表3.2.6から、「のり面勾配」と「盛土保護工種別」、「舗装厚」と「道路種別」の関連がかなり深いことがわかる。

以上の得られた知見から、「のり面勾配」と「道路種別」の項目を除外し、「盛土保護工種別」、「盛土形状」のカテゴリーを一部変更して、再分析を行った。

表3.2.7は、項目を整理し、再分類したカテゴリーを用いて分析した結果のカテゴリースコア、レンジ値である。この表から、盛土沈下量に寄与率の高い項目は、「舗装厚」、「盛土形状」、「盛土高さ」、「盛土材料」、「盛土天端幅」、「盛土保護工種別」の順である。ここで、寄与率の高い項目というの

表 3. 2. 5 地震時の沈下量に関する解析結果 (盛土に関する要因のみ)

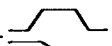
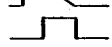
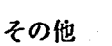
項 目	カテゴリー	度数	カテゴリースコア	レンジ
1 盛土高さ	1 2 m未満	15	-0.31486	0.07573
	2 2～4 m	26	-0.24268	
	3 4～6 m	14	-0.23913	
	4 6 m以上	13	-0.27510	
2 盛土天端幅	1 8 m未満	15	0.00000	0.06763
	2 8～10m	19	0.03917	
	3 10～12m	17	0.06763	
	4 12m以上	17	0.05265	
3 法面勾配	1 1:1.5未満	21	0.00000	0.11630
	2 1:1.5～2.0	39	0.08959	
	3 1:2.0以上	8	0.11630	
4 舗装厚	1 0.5m未満	13	0.00000	0.26229
	2 0.5～0.7m	26	0.14802	
	3 0.7m以上	29	0.26229	
5 盛土保護工種別	1 植生+腰止ブロック	41	0.00000	0.21120
	2 コンクリート擁壁	15	0.07274	
	3 石積・ブロック積・ブロック張	3	0.03142	
	4 法枠	2	-0.13816	
	5 複合保護工	7	0.05495	
6 盛土材料	1 礫粒土	4	0.00000	0.14183
	2 砂粒土	33	0.14183	
	3 細粒土	31	0.05561	
7 盛土形状	1 	46	0.00000	0.12594
	2 	1	-0.12594	
	3 	6	-0.07904	
	4 	13	-0.03903	
	5 その他	2	-0.01645	
8 道路種別	1 一般国道	40	0.00000	0.16259
	2 主要地方道	9	0.14800	
	3 一般県道	19	0.16259	

表 3. 2. 6 盛土に関する要因の単相関行列

項目	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	盛土高さ	盛土天端幅	法面勾配	舗装厚	盛土保護工種別	盛土材料	盛土形状	道路種別	盛土沈下量
1	1.00000	0.02517	0.15951	-0.10792	-0.30672	0.14127	-0.07074	0.06366	0.15425
2		1.00000	0.14823	0.27304	-0.08281	0.05474	-0.12236	-0.32852	0.17879
3			1.00000	-0.33591	-0.61776	0.20674	0.42318	0.24776	0.22805
4				1.00000	0.16890	-0.07240	-0.20846	-0.69779	0.18161
5					1.00000	-0.20815	-0.38393	-0.22573	-0.12211
6						1.00000	0.08374	-0.14244	0.24472
7							1.00000	0.27229	0.19871
8								1.00000	0.04374
9									1.00000

は、レンジ値の大きいものである。

b. 橋梁に関する要因の分析

橋梁に関する分析では、表3.2.8に示すように4項目について要因分析を行った。この表には、カテゴリごとの度数、カテゴリースコア、レンジ値を合わせて示している。また、沈下量を含めた5項目のそれぞれの単相関行列を表3.2.9に示す。

表3.2.8から、盛土沈下量に寄与率の高い項目は、「橋台高さ」、「橋台種別」、「ウイングの有無」、「橋台基礎種別」の順となっている。

表3.2.9からは、「橋台高さ」と「橋台基礎種別」の関連が他のものより深いことがわかるが、要因としてどちらかを削除するまでには至らないと思われる。

c. 盛土周辺条件に関する要因の分析

盛土周辺条件に関する分析では、表3.2.10に示すように4項目について要因分析を行った。この表には、カテゴリごとの度数、カテゴリースコア、レンジ値を合わせて示している。また、沈下量を含めた5項目のそれぞれの単相関行列を表3.2.11に示す。

表3.2.10から、「地下水位」のカテゴリの中で、度数のかなり少ないものがあることがわかる。

表3.2.11からは、特に関連の深い項目はないことがわかる。

以上のことから、「地下水位」のカテゴリを一部変更して、再度分析を行った。

表3.2.12は、再分類したカテゴリを用いて分析した結果のカテゴリースコア、レンジ値である。この表から、盛土沈下量に寄与率の高い項目は、「地盤の土質」、「微地形」、「震央距離」、「地下水位」の順であることがわかる。

d. 盛土沈下量の予測式

ここでは、以上で述べてきた盛土、橋梁、盛土周辺条件に関する要因分析結果に基づいて、項目を組合せ、表3.2.13に示す要因について分析を行った。この分析に用いた事例数は45である。この表には、カテゴリごとの度数、カテゴリースコア、レンジ値を合わせて示す。この表から、以下の順に地震時盛土沈下量に寄与していることがわかる。

- ① 舗装厚
- ② 震央距離
- ③ 盛土保護工種別
- ④ 盛土材料
- ⑤ 地盤の土質
- ⑥ 微地形
- ⑦ 盛土高さ
- ⑧ 橋台種別
- ⑨ 橋台高さ
- ⑩ ウイングの有無

表3.2.7 地震時の沈下量に関する解析結果(再分類後)

項 目	カテゴリー	度数	カテゴリースコア	レンジ
1 盛土高さ	1 2 m未満	15	0.01894	0.07992
	2 2～4 m	26	0.07848	
	3 4～6 m	14	0.06913	
	4 6 m以上	13	0.09886	
2 盛土天端幅	1 8 m未満	15	0.00000	0.05585
	2 8～10 m	19	0.03053	
	3 10～12 m	17	0.05585	
	4 12 m以上	17	0.05444	
4 舗装厚	1 1:0.5未満	13	0.00000	0.10274
	2 1:0.5～0.7	26	0.03835	
	3 1:0.7以上	29	0.10274	
5 盛土保護工種別	1 植生+腰止ブロック	41	0.00000	0.03542
	2 コンクリート擁壁	15	-0.00681	
	3 石積・ブロック積・ブロック張	12	0.02862	
	法枠・複合保護工			
6 盛上材料	1 礫粒土	4	0.00000	0.05852
	2 砂粒土	33	0.05852	
	3 細粒土	31	0.00998	
7 盛上形状	1 	46	0.00000	0.08307
	2 	13	-0.08103	
	3  その他	9	-0.08307	

表3.2.8 地震時沈下量に関する解析結果(橋梁に関する要因のみ)

項 目	カテゴリー	度数	カテゴリースコア	レンジ
1 橋台高さ	1 6 m未満	22	0.15174	7.13380
	2 6～12 m	23	0.17299	
	3 12 m以上	9	0.28555	
2 橋台種別	1 重力式	17	0.00000	0.09242
	2 逆T式	26	-0.01410	
	3 控え壁式, ボックス式 パイルベント式, 枕梁式	11	0.07832	
3 橋台基礎種別	1 直接	9	0.00000	0.03318
	2 杭	45	-0.03318	
4 ウイングの有無	1 有	31	0.00000	0.06213
	2 無	23	-0.06213	

表3.2.9 橋梁に関する要因の単相関行列

項目	1	2	3	4	5
	橋台高さ	橋台種別	橋台基礎種別	ウイングの有無	盛土沈下量
1	1.00000	0.23144	0.43301	0.06871	0.53813
2		1.00000	0.08403	0.07036	0.42653
3			1.00000	-0.01675	0.30226
4				1.00000	0.31186
5					1.00000

表 3 . 2 . 10 地震時沈下量に関する解析結果 (盛土周辺条件に関する要因のみ)

項 目	カテゴリー	度数	カテゴリースコア	レンジ
1 地下水位の深さ	1 2 m未満	53	0.15259	0.06824
	2 3 ~ 4 m	22	0.17504	
	3 4 m以上	1	0.22082	
2 震央距離	1 120km未満	32	0.00000	0.12386
	2 120~160km	30	0.00304	
	3 160km以上	14	-0.12082	
3 微地形	1 山地、丘陵、台地	7	0.00000	0.13462
	2 自然堤防、旧川微高地、扇伏地、砂丘	10	0.01843	
	3 氾濫平野、旧河道、旧落掘	51	-0.01314	
	4 湿地・干拓地	8	-0.11619	
4 地盤の上質	1 礫粒土	15	0.00000	0.16751
	2 砂粒土	39	0.04860	
	3 細粒土	17	0.01374	
	4 有機質土	5	0.16751	

表 3 . 2 . 11 盛土周辺条件に関する要因の単相関行列

項目	1	2	3	4	5
	地下水位の深さ	震央距離	微地形	地盤の土質	盛土沈下量
1	1.00000	-0.39459	0.20839	-0.09996	-0.01997
2		1.00000	-0.12067	0.03075	0.26230
3			1.00000	-0.11381	0.18226
4				1.00000	0.23839
5					1.00000

表 3 . 2 . 12 地震時沈下量に関する解析結果 (盛土周辺条件に関する要因のみ) (再分類後)

項 目	カテゴリー	度数	カテゴリースコア	レンジ
1 地下水位の深さ	1 2 m未満	53	0.16044	0.02284
	2 2 m以上	23	0.18328	
2 震央距離	1 120km未満	32	0.00000	0.12069
	2 120~160km	30	0.00397	
	3 160km以上	14	-0.11672	
3 微地形	1 山地、丘陵、台地	7	0.00000	0.13220
	2 自然堤防、旧川微高地、扇伏地、砂丘	10	0.01209	
	3 氾濫平野、旧河道、旧落掘	51	-0.01990	
	4 湿地・干拓地	8	-0.12010	
4 地盤の土質	1 礫粒土	15	0.00000	0.16548
	2 砂粒土	39	0.04466	
	3 細粒土	17	0.01127	
	4 有機質土	5	0.16548	

表3. 2. 13 地震時盛土沈下量に関する解析結果

項 目	カテゴリー	度数	カテゴリースコア	レンジ
1 盛土高さ	1 2 m未満	12	0.17308	0.10123
	2 2～4 m	14	0.23722	
	3 4～6 m	9	0.15253	
	4 6 m以上	10	0.25376	
2 舗装厚	1 0.5 m未満	16	0.00000	0.39419
	2 0.5～0.7 m	20	0.12388	
	3 0.7 m以上	9	0.39419	
3 盛土保護工種別	1 植生+腰止ブロック	31	0.00000	0.25224
	2 コンクリート擁壁	6	-0.05825	
	3 石積, ブロック積み, ブロック張法枠, 複合保護工	8	-0.25224	
4 盛土材料	1 礫粒土	5	0.00000	0.23925
	2 砂粒土	28	-0.23925	
	3 細粒土	12	-0.20302	
5 橋台高さ	1 6 m未満	18	0.00000	0.03668
	2 6～12 m	19	0.03668	
	3 12 m以上	8	0.00499	
6 橋台種別	1 重力式	13	0.00000	0.03807
	2 逆T式	24	0.00396	
	3 控え壁式, ボックス式 パイルベント式, 柱梁式	8	-0.03411	
7 ウイングの有無	1 有	27	0.00000	0.02403
	2 無	18	0.02403	
8 震央距離	1 120 km未満	23	0.00000	0.33155
	2 120～160 km	16	-0.09285	
	3 160 km以上	6	-0.33155	
9 微地形	1 山地, 丘陵, 台地	6	0.00000	0.19256
	2 自然堤防, 旧川微高地, 扇状地, 砂丘	10	0.04244	
	3 氾濫平野, 旧河道, 旧落掘	21	-0.15012	
	4 湿地, 干拓地	8	-0.11140	
10 地盤の土質	1 礫粒土	5	0.00000	0.22133
	2 砂粒土	29	0.22133	
	3 細粒土, 有機質土	11	0.19483	

次に、この分析結果を用いて橋梁取付盛土の地震時盛土沈下量の次式のような予測式を作成した。

$$Y = \sum \sum \delta \cdot X + C \quad (3.2.1)$$

ここに、Y：地震時盛土沈下量(m)

i：予測地点

j：アイテム

k：カテゴリー

δ ：カテゴリーウェイト（カテゴリースコア平均からの差（表3.2.14参照））

X_{ij} ：カテゴリー反応値（予測地点 i のアイテムについてカテゴリーが反応すれば 1、それ以外は 0）

C：定数（実測値盛土沈下量の平均=0.13978）

この式を用いて地震時盛土沈下量の予測を行い、実測値と対比したものが図3.2.3である。図中 ε は、予測式による予測誤差の標準偏差を示したものであり、計算式は次式のとおりである。

$$\Delta Y_i = Y_i - \hat{Y}_i$$

$$\varepsilon = \frac{1}{N} \sum_i^N \Delta Y_i^2$$

Y_i ：実測値

$\hat{Y}_i$ ：予測値

ΔY_i ：予測誤差

ε ：平均偏差

N：データ数

ここで、予測誤差が正規分布であると仮定すると、予測値は $\pm 0.054\text{m}$ の範囲に入る確率が68%であると言える。

また、予測値と実測値の相関関係は0.89であり、予測式の精度はよいことがわかる。

3.2.4 まとめ

日本海中部地震による橋梁取付盛土の被害調査データを用いて、被害の有無に関する要因分析、地震時盛土沈下量に関する要因分析、地震時盛土沈下量の予測式の作成を行った結果をまとめると、次のようである。

- ① 被害の有無に関する要因分析から、「舗装厚」、「盛土形状」、「盛土材料」、「道路種別」、「盛土天端幅」などの影響が強いことがわかった。
- ② 被害有無の判別予測式を作成し、検証した結果89%の事例で正解を得た。
- ③ 地震時盛土沈下量の推定に関する要因分析から、「舗装厚」、「震央距離」、「盛土保護工種別」、「盛土材料」などの要因が盛土の沈下量に強い影響を与えていることがわかった。
- ④ 地震時盛土沈下量の予測式を作成して、予測値と実測値の比較を行った結果では、予測誤差の平均偏差が $\pm 5.4\text{cm}$ であり、かなり予測精度の高いものであった。

以上、今回の分析での結果をまとめたが、今後、他の地震の被害においても数量化理論を適用することにより、被災要因を明確にし、さらに一般的な予測手法に発展するものと考えられる。

表 3. 2. 14 沈下量の予測を用いるカテゴリーウエイト

項 目	カテゴリー	カテゴリーウエイト (カテゴリースコア平均からの差) δ_{ij}
1 盛土高さ	1 2 m未満	-0.0378
	2 2 ~ 4 m	0.03036
	3 4 ~ 6 m	-0.05432
	4 6 m以上	0.04691
2 舗装厚	1 1:0.5未満	-0.13390
	2 1:0.5~0.7	-0.01002
	3 1:0.7以上	0.26030
3 盛土保護工種別	1 植生+腰止ブロック	0.05261
	2 コンクリート擁壁	-0.00564
	3 石積, ブロック積, ブロック張, 法枠, 複合保護工	-0.19963
4 盛土材料	1 礫粒土	0.20301
	2 砂粒土	-0.03624
	3 細粒土	-0.00002
5 橋台高さ	1 6 m未満	-0.01637
	2 6 ~12m	0.02030
	3 12m以上	-0.01138
6 橋台種別	1 重力式	0.00395
	2 逆T式	0.00791
	3 控え壁式, ボックス式 パイルベント式・枕梁式	-0.0316
7 ウイングの有無	1 有	-0.00961
	2 無	0.01442
8 震央距離	1 120km未満	0.07722
	2 120~160km	-0.01563
	3 160km以上	-0.25433
9 微地形	1 山地, 丘陵, 台地	0.08043
	2 自然堤防, 旧川微高地, 扇状地, 砂丘	0.12287
	3 氾濫平野, 旧河道, 旧落堀	-0.06969
	4 湿地, 干拓地	-0.03097
10 地盤の土質	1 礫粒土	-0.19026
	2 砂粒土	0.03107
	3 細粒土, 有機質土	0.00457

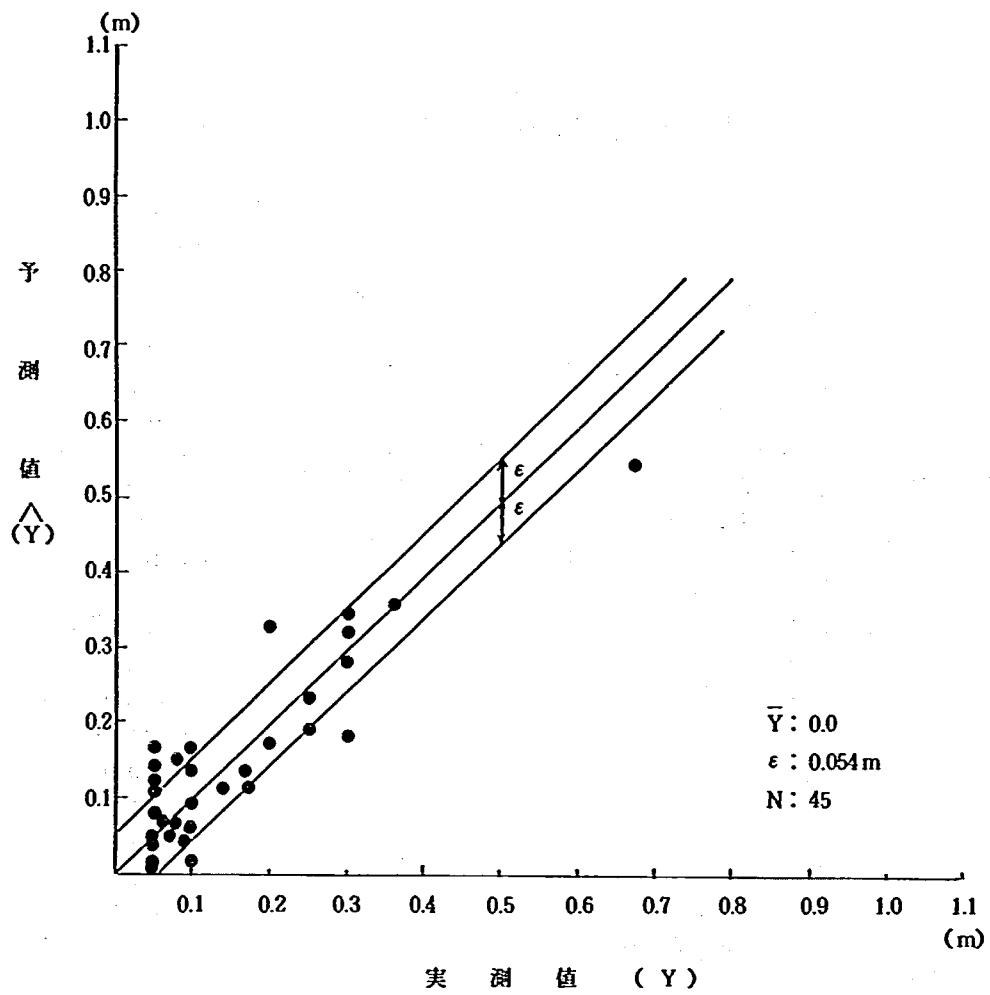


図3.2.3 地震時盛土沈下量の予測値と実測値

3.3 盛土全般を対象とした数量化解析

3.3.1 概要

盛土全般を対象とした数量化解析については、別途文献²⁾に整理されているため、ここではその概略について述べる。本節の解析では数量化理論1類を用いているが、回帰式は取付盛土の数量化解析と異なり、以下のような式を用いた。

$$Y = \sum \sum b_{ij} X_{ij} \quad (3.3.1)$$

ここに、 Y 、 b_{ij} 、 X_{ij} は、式(3.1.1)に同じ

3.3.2 整理項目

本節では盛土全般を対象としているが、盛土を、山岳部盛土、粘性土地盤の平地部盛土、砂質土地盤の平地部盛土の3種類に分類している。それぞれの盛土により、アイテム、カテゴリーは異なっているが、その内容については後述する結果とあわせて、表3.3.1～3.3.3に示す。

3.3.3 整理結果

表3.3.1～3.3.3に各アイテム、カテゴリースコア、レンジ値(回帰係数の最大値と最小値の比)を示す。これらの表から、結果をまとめると次のようである。

- ① 震度ランクはどの盛土においても最も大きな被災要因であり、震度ランクが上がるほど被害が大きくなる傾向がある。
- ② 山岳部盛土では、盛土が高くなるほど、地盤傾斜が急になるほど被害が大きくなる。
- ③ 粘性土地盤の平地部盛土では、盛土が高くなるほど、地盤のN値は大きいものの方が被害は大きくなる。
- ④ 砂質土地盤の平地部盛土では、地盤N値が小さいものほど、盛土は低いものの方が被害は大きくなる。

以上のまとめの中で①と②については、工学的判断に基づいても考えられるところであるが、③と④の粘性土地盤における地盤N値や砂質土地盤における盛土高さについては、工学的判断や耐震調査票の考え方とは異なる。このように数量化理論を用いても、結果が必ずしも工学的判断と一致するとは限らない。したがって、特に予測法として数量化理論を用いる場合には、工学的判断を加味して用いなければならない。

表3.3.1 数量化を用いた整理結果 (山岳部盛土)

i	アイテム	j	カテゴリー	カテゴリースコア	レンジ値
1	地盤傾斜度 (1 : α)	1	$3 \leq \alpha < 4$	1.856	1.081
		2	$1.8 \leq \alpha < 3$	1.942	
		3	$\alpha < 1.8$	2.007	
2	盛土条件 (盛土高さ H m)	1	$5 > H$	1.000	1.190
		2	$\frac{20}{15} > \frac{H}{5} \geq \frac{5}{5}$	0.996	
		3	$\frac{35}{30} > \frac{H}{20} \geq \frac{20}{15}$	1.167	
		4	$\frac{H}{35} \geq \frac{35}{30}$	1.185	
3	震度条件 (推定加速度) (a_{gal})	1	$80 \leq a < 140$	1.000	1.611
		2	$140 \leq a < 250$	1.240	
		3	$250 \leq a < 320$	1.611	
		4	$320 \leq a < 400$	1.534	
		5	$400 \leq a$	1.493	
重相関係数			0.580		

注) 項目の内, 盛土条件は上段が標準のり勾配の盛土, 下段が標準のり勾配より急な盛土の場合である。

表3.3.2 数量化を用いた整理結果 (粘性土地盤の平地部盛土)

i	アイテム	j	カテゴリー	カテゴリースコア	レンジ値
1	地盤条件 (N 値)	1	$8 \leq N$	3.661	1.401
		2	$4 \leq N < 8$	2.468	
		3	$N < 4$	2.614	
2	盛土条件 (盛土高さ H m)	1	$\frac{3}{2} > \frac{H}{H}$	1.000	1.352
		2	$\frac{6}{4} > \frac{H}{H} \geq \frac{3}{2}$	1.054	
		3	$\frac{10}{8} > \frac{H}{H} \geq \frac{6}{4}$	1.138	
		4	$\frac{H}{H} \geq \frac{10}{8}$	1.352	
3	震度条件 (推定加速度) (a_{gal})	1	$a < 80$	1.000	1.452
		2	$80 \leq a < 140$	1.100	
		3	$140 \leq a < 250$	1.093	
		4	$250 \leq a < 320$	1.452	
		5	$320 \leq a < 400$	1.154	
重相関係数			0.311		

注) 項目の内, 盛土条件は上段が標準のり勾配の盛土, 下段が標準のり勾配より急な盛土の場合である。

表 3. 3. 3 数量化を用いた整理結果 (砂質土地盤の平地部盛土)

i	アイテム	j	カテゴリー	カテゴリースコア	レンジ値
1	地盤条件 (N 値)	1	$10 \leq N$	2.392	1.086
		2	$6 \leq N < 10$	2.350	
		3	$N < 6$	2.203	
2	盛土条件 (盛土高さ Hm)	1	$\frac{3}{2} > \frac{H}{H_m}$	1.000	1.101
		2	$\frac{6}{4} > \frac{H}{H_m} \geq \frac{3}{2}$	0.908	
		3	$\frac{10}{8} > \frac{H}{H_m} \geq \frac{6}{4}$	0.916	
3	震度条件 (推定加速度) (agal)	1	$a < 80$	1.000	1.842
		2	$80 \leq a < 140$	1.431	
		3	$140 \leq a < 250$	1.319	
		4	$250 \leq a < 320$	1.842	
重相関係数			0.321		

注) 項目の内、盛土条件は上段が標準のり勾配の盛土、下段が標準のり勾配より急な盛土の場合である。

3. 4 数量化解析のまとめ

本章では、取付盛土を対象とした数量化解析と盛土全般を対象とした数量化解析について述べてきたが、盛土全般を対象としたものでは対象範囲が広がっていることもあり、限られた項目について整理を行った。限られた項目においても工学的判断による予測とは異なる部分が出てきたように、必ずしも解析結果が被災要因や被災予測に直接結び付くわけではないことがわかる。

数量化による解析を行う場合には、各アイテム内のカテゴリーのデータに偏りがなく、また、ある程度の事例数が必要であり、その結果を利用する場合には工学的判断を加味して、アイテムの取捨選択を行う必要がある。

4. 道路盛土の耐震対策

4. 1 一般

道路盛土の耐震対策として、ここでは狭義に考えた震前に行う耐震補強を言う。

1. まえがきにおいて地震時の検討を行っておくことが望ましい盛土の条件を3つに大別して既述した。その条件に該当する区間において、事前対策を構ずることを検討する上で下記の事項を考慮する。

- ①地形条件。山岳部か平地部か。
- ②予想される被災パターンと被災要因。
- ③地盤中の浸透水条件。
- ④平地軟弱地盤の種別。砂質土か粘性土か。
- ⑤盛土高。
- ⑥工費。
- ⑦工期。
- ⑧現地での施工性。環境条件。用地確保の可能性。重機の搬路。

これらの条件を考慮しつつ適切な耐震対策工法を選ぶためには、既往の耐震対策工法や既往の保護・改良工法を参考にするとよい。

1) 既往の耐震対策工法

既設の盛土には耐震対策として補強を行った例は、現在までのところ、国鉄の東海道新幹線の例など極めてわずかである。しかし、以下のような事例から耐震対策として有効な工法を探ることができる。

- ①地震を考慮して補強したもの。
 - ②地震を考慮して新設したもの。
 - ③現実には地震時の被害が僅小だったもの。
 - ④地震被災後に地震を考慮して復旧したもの。
 - ⑤地震被災後に特に地震を考慮して復旧はしなかったが、同程度の地震には効果があると思われるもの。
 - ⑥地震以外の被害復旧事例または変状対策のうち地震においても効果があると思われるもの。
- 以上の事例を表 4.1.1 にまとめた。この中で、地震を考慮して補強した事例については、4.4 でやや詳しく紹介する。

2) 耐震対策工法の選定

盛土の耐震対策工法として、基本的には多くの通常の盛土の安定対策工（のり面保護工および地盤対策工）が有効と考えられる。

のり面保護工は、のり面自体は安定しているときに表層の風化・侵食を防止するために用いる非抗土圧型と、のり面それ自体だけでは安定を保ち得ないときに土圧に抵抗できる抗土圧型とに分けるこ

表 4.1.1 既往の耐震盛土補強事例¹⁾

分 類	実 施 例 () は対策工
地震を考慮して補強したもの	・東海道新幹線盛土 (矢板+タイロッド) ・東名高速道路 (鋼管ぐい+PC鋼線, 矢板タイロッド)
地震を考慮して新設したもの	・淡路瀬遊水池締切堤防 (動圧密工法) ・東京都葛西沖荒川中川堤防 (サンドコンパクションパイル工法) ・信濃川水門締切堤防 (サンドコンパクションパイル工法) ・扇島埋立地護岸 (グラベルドレーン工法) ・東京都隅田川堤防 (深層混合処理工法)
地震時の被害が僅少だったもの	・昭和バイパス (サンドコンパクションパイル工法) ・能代バイパス (サンドコンパクションパイル工法) (日本海中部地震) ・静岡県修善寺下田線 (井げた組擁壁, コンクリート擁壁) (伊豆大島近海地震)
地震被災後に地震を考慮して復旧したもの	・八郎潟干拓地堤防 (押え盛土+止水矢板+集水ドレーン工法) ・能代南バイパス (パイプロタンパー締固め, 振動ローラ+敷網工法) ・名取川閘上堤防
地震被災後に地震を考慮して復旧はしなかったが、同程度の地震には効果があると思われるもの	・大分県やまなみハイウェイ (逆T型擁壁) ・宮城県コバルトライン (テールアルメ) ・青森県今別蟹田線 (井げた組擁壁) ・長野県御岳王滝黒沢線 (鋼管ぐい+アースアンカー)
地震以外の災害復旧事例または、変状対策のうち地震においても効果があると思われるもの	・鹿児島県国道220号 (井げた組擁壁) ・岩手県国道45号 (深礎ぐい+集水井) ・山形県国道113号 (片のり枠+蛇かご張+地下排水工) ・福島県国道49号 (逆T型擁壁) ・東名高速道路 (深礎ぐい+アースアンカー)

とができる。のり面保護工の種類を図 4.1.1に示す。

地盤対策工は、盛土条件を変化させるもの、地盤改良によるものおよび構造物によるものに大別できる。地盤対策工の種類を図 4.1.2に示す。

ただし、これらの工法のうち、あるものは既設盛土に適用し難いものである。前述したように既往の盛土の震災の特徴や広義の耐震対策事例を考慮すると、盛土の耐震対策工の選定上の一般的な目安は次のようである。

a) 地盤が軟弱、特にゆるい砂質地盤の場合には地盤破壊が生じないように地盤対策を行う。このためには、締固めなどの地盤改良により地盤破壊を防止するか、または矢板+アンカーのように地盤破壊による変形を拘束することが考えられる。

b) 地下水が盛土または地盤に浸透・集水しやすいところでは、地下排水工等により地下水位を必ず低下させる。

c) 傾斜が急な地盤では、大規模な崩壊を避けるための土圧に抵抗することのできる構造物形式の

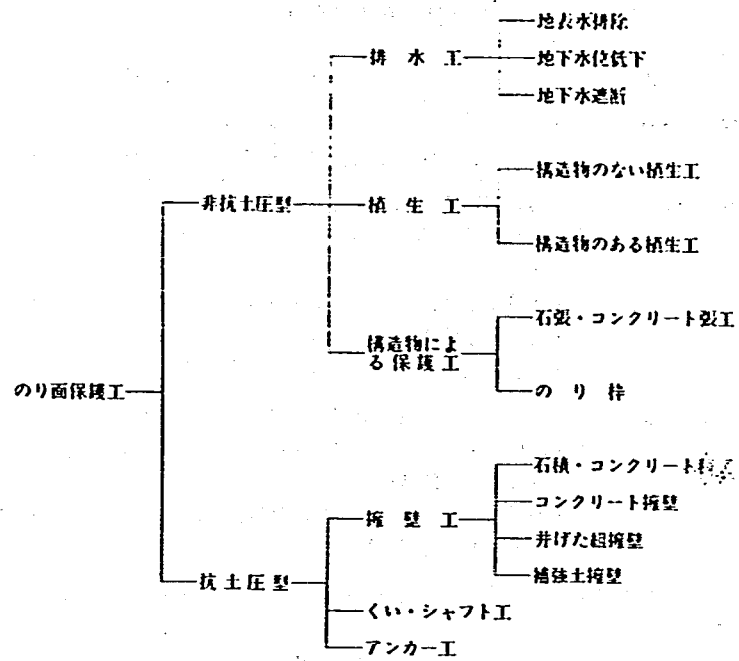


図4.1.1 のり面保護工の種類¹⁾

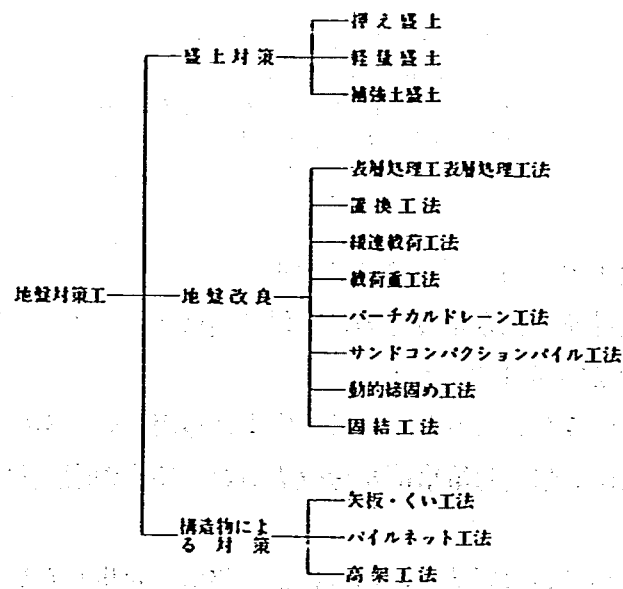


図4.1.2 地盤対策工の種類¹⁾

土留対策を施す。このようなものとして、コンクリート擁壁、井桁組擁壁、杭（深礎杭）＋アンカー等が考えられる。

盛土の耐震対策工の選定にあたっては、以上述べたような基本的な事項に従うものであるが、参考として盛土の耐震対策工の選定の目安をフローとして図 4.1.3 に示す。

図 4.1.1～4.1.3 に記した各工法は、設置箇所を特定しない一般盛土区間にも適用できるものである。取付盛土の地震時被害の特徴は、取付部が力学的被害の主原因となることではなく、盛土に生じた被害が橋梁との取付部であることにより道路走行機能に大きく影響することにある。ただし、取付部であることによって特有の対策がないわけではなく、前出の工法も含めて、取付盛土の耐震対策をまとめると表 4.1.2 のようになる。

このうち、良質土高締固め及び踏掛版については、「道路土工－施工指針」²⁾ に以下のような記述がある（要約）。

良質土高締固め（裏込めおよび埋戻し）について

構造物の裏込め部や埋戻し部では、

① 供用開始後に構造物との間に段差が生じないように、圧縮性の小さい材料を用いること。

② 雨水などの浸透による土圧増加を防ぐために透水性のよい材料を用いること。

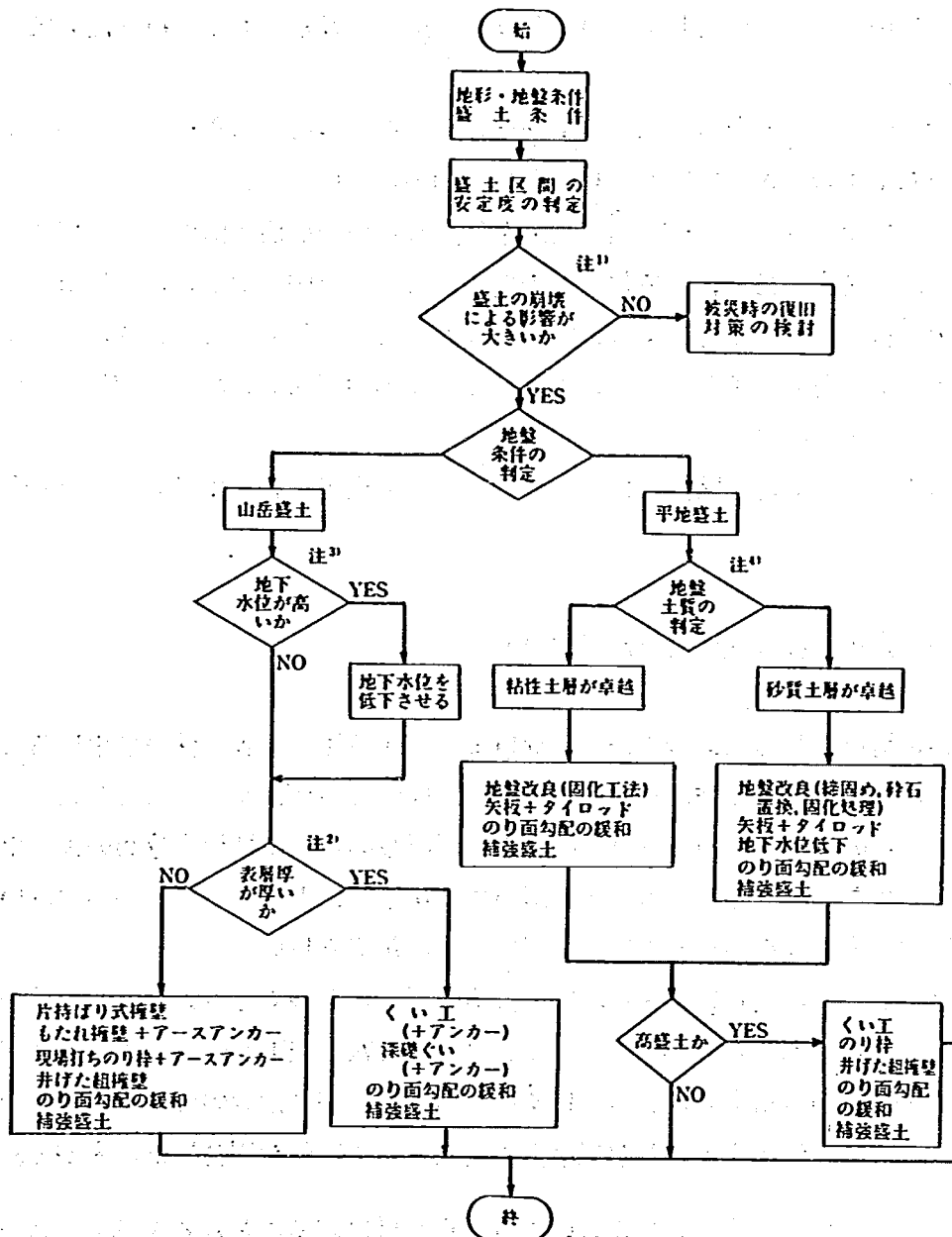
などが大切である。このような点から、裏込めおよび埋戻しの材料には粒度分布のよい粗粒土を用いることが望ましい。また、裏込め部に粗粒土を用いた方が地震による沈下の被害が少ないことも報告されており、地震対策上の観点からも粗粒土を用いることが望ましい。

表 4.1.3 は裏込めおよび埋戻しに適する材料の粒度を示したものである。この表では細粒分の少ない粗粒土を用いることを基本としており、さらに、細粒分（74 μ 以下）の含有量が 25% 以下であっても圧縮性、透水性の観点から粘土分含有量を低く抑えるために塑性指数の規定を設けている。なお、このような良質材を大量に使用することが工事費の面などから困難な場合には、大型の締固め機械を使用して十分な締固めが可能ならば、特にこのような良質材に限ることなく入手できる盛土材料のうちから粒度分布の良い材料を使用してよい。

踏掛版について

踏掛版は、図 2.3.7 に示すように、橋台などの構造物と盛土部に鉄筋コンクリート版を掛け、構造物と盛土の接続部に生ずる段差をやわらげるものである。また、踏掛版は地震で盛土が沈下し、接続部に段差を生じ交通不能となるおそれがあるような場合に急激な段差の発生を防ぐのに効果があるといわれている。ただし、軟弱地盤などの沈下の大きい箇所では、踏掛版の下に生じる空洞の発見ならびに処置に留意する必要がある。

ここではアスファルト舗装における踏掛版について述べるもので、コンクリート舗装における踏掛版は「セメントコンクリート舗装要綱」を参照するとよい。



この図においては以下の注を参考にされたい。

- 注1) 盛土の崩壊による影響が大きいと考えられる場合は、2.2を参考にする。
- 注2) 山岳道路盛土の建設される傾斜面においては、表面に風化されたあるいは崩壊土が堆積した強度が低く崩壊しやすい土層があるのが通常である。これを表層と呼ぶ。このような土層は擁壁等の構造物の支持層としては詳細な検討が必要とされ、直接基礎を採用するのが不適当な場合がある。
- 注3) 山岳盛土において地下水位が高い場合には盛土含水比の増加や有効応力の低下により安全率は低下する。また、一旦すべり破壊が生じた場合には、土塊の流動性が増加し、影響が遠方にまで及ぶことがあるので、盛土中の地下水位はできる限り低下させることが望まれる。
- 注4) 地盤土質の判定
平地盛土の耐震性向上のための地盤土質に適したものでなければならない。盛土の支持地盤は一般に複雑に成層したものであるが、2.2に述べた盛土の耐震性調査法では、各層の層厚、位置、N値等によって卓越する土層を判定しているの、その考え方を参考にして、地盤対策のための地盤土質を判定するとよい。

図4.1.3 耐震対策工の選定の目安¹⁾

表 4.1.2 取付盛土の耐震対策工

盛土の種類	工 法
新設盛土	地盤改良 良質材料高締固め 補強盛土 踏掛板
既設盛土	地盤改良 締切矢板 踏掛板 アースアンカー (橋台アースアンカーも含む)

表 4.1.3 裏込めおよび埋戻しに適する材料の粒度と性質

項 目	範 囲
最 大 粒 径	100mm 以下
4.760 μ (No. 4) フルイ通過量	25~100%
74 μ (No. 200) フルイ通過量	0~ 25%
塑性指数 (420 μ フルイ通過分について)	10以下

表 4.1.4 踏掛版設置基準例 (日本道路公団)

施設等の有無 橋台の形式	右記以外の区域にある橋台		連結等施設内もしくはその前後各500m およびトンネルの前後各500m 内の区域 にある橋台	
	地盤の種類	普 通 地 盤	軟弱地盤	
	裏込め材料 種類 橋台高	切込砂利、硬岩 など締固めによ って細粒化しな いもの 左記以外の材料	すべての条件	
下記 以外 の 形 式	6m 未満	設置しない (設置しない)	5 (5)	8 (8)
	6m 以上 12m 未満	5 (5)	5 (5)	8 (8)
	12m 以上	8 (5)	8 (5)	8 (8)
中抜き盛こぼし	6m 未満	5 (5)	5 (5)	8 (8)
	6m 以上	8 (5)	8 (5)	8 (8)

注) 数字は踏掛版の長さ。ただし、カッコのないものは設計速度80km/h 以上の場合に、
カッコのあるものは設計速度80km/h 未満の場合にそれぞれ適用する。

(1) 踏掛版の設置箇所

主要な幹線道路における橋台および土かぶりの薄いボックスカルバートと盛土の接続部には次のような踏掛版の設置を検討する。ただし、踏掛版の設置には相当の経験と複雑な施工を伴うので、設置については道路の性格や効果をよく検討して慎重に行う必要がある。

- (i) 盛土高が大きい構造物、特に中抜きおよび盛りこぼし型の橋台については踏掛版の設置が望ましい。
- (ii) 地盤が良好で盛土高さ（構造物底面より路面まで）が4～5m未満で良質の裏込め材が使用されるようなときは踏掛版は必要でない。
- (iii) 軟弱地盤上に設けられた構造物には踏掛版の設置が望ましい。しかし、それらのうち地盤の残留沈下が大きく、かつ長期にわたるため踏掛版の設置効果が十分に果たされないおそれのあるものについては設置しない。

(2) 踏掛版の長さ

踏み掛け版の長さは、一般に5～8m程度である。踏掛版の長さを決定する要因は多数あり、必ずしも明らかにされていないが、一般に次のように考えられる。

- (i) 設計速度の高い道路ほど長いものが必要である。
- (ii) 次に示すような沈下量大きい盛土ほど長いものが必要である。

①軟弱地盤上の盛土

②盛土高の高い盛土

③中抜きまたは盛りこぼし型橋台に接続する盛土

- (iii) 交通量が多い道路あるいは段差の補修作業が困難な箇所には長いものを設置し補修回数を少なくする。

なお、参考までに日本道路公団における踏掛版の設置基準の一部を表 4.1.4に示す。

以上に述べた種々の工法は、いずれも耐震対策法として確立したものではなく、多方面からの検討が必要とされる。以下の各節では、従来ほとんど実験的研究のないジオテキスタイル補強盛土及び深層混合処理により盛土補強に関する実験的研究、既往の知識に基づいて暫定的にとりまとめた各種の盛土の耐震対策工の設計法（試案）と工法の適用性の紹介等を行う。

4.2 盛土補強工法の実験（その1、ジオテキスタイル補強盛土）

4.2.1 概要

盛土内にジオテキスタイル、ジオグリッド等の敷設材を用いることにより、盛土の変形を抑制し、盛土の強度を向上させる工法が近年用いられるようになってきた。利用法としては様々なものがあるが、1例として傾斜地盤上の盛土を補強するために用いた場合の効果について別途調査を行っている³⁾。その他に軟弱地盤上に盛土を築造する場合に、盛土中にジオテキスタイル、ジオグリッド、鋼製ネットまたは帯鋼などを敷設し、補強材で盛土を一体化することによって、地盤の側方流動に伴う盛土底面の広がり拘束し、さらには盛土のすべり破壊を抑制することを目的として用いられることもある⁴⁾。

ここでは、本工法を地震時に液状化する可能性のある砂地盤上の盛土に用いた場合の効果について検討した。このような試みは従来より数少なく⁵⁾、効果については不明確で一般的な設計手法も確立されていない。このような背景の下に、模型振動台実験を行い、液状化性地盤上の敷設材補強盛土工法の耐震効果と問題点を検討した。また、有限要素法による永久変形解析を行い、敷設材による補強効果を調べた。

4.2.2 実験方法

(1) 補強材料

補強材料の材質と寸法を表4.2.1に示す。

表4.2.1 補 強 材 料

補 強 材 料	材 質	寸 法
不 織 布	ナイロン 70% ポリエステル 30%	厚さ 0.217mm
ネ ッ ト	ポリエチレン 100%	目合い 2.5mm×2.5mm
ピ ア ノ 線	鋼	直径 3.5mm

模型の補強材料は実物との相似則を満たす必要がある。相似則として次式のように表される補強率 $R^6)$ を実物と模型の不織布、ネットで一致させることとした。

$$R = \frac{(\bar{\epsilon}_{3R}) \cdot E \cdot t}{\sigma_{30} \cdot \Delta} \quad (4.2.1)$$

ここに、 $\overline{\varepsilon}_{3R}$ ：補強土中の平均的な水平方向の伸び歪み（ $\overline{\varepsilon}_{3R} < 0$ ）、 E ：補強材のヤング率、 t ：補強材の厚さ、 σ_{30} ：補強された土に加わる水平拘束圧、 ΔH ：補強材の敷設間隔、模型の縮尺を実物の $1/N$ 、模型と実物の ε_{3R} が等しいとすると

$$(\sigma_{30})_m = \frac{1}{N} \cdot (\sigma_{30})_p, (\Delta H)_m = \frac{1}{N} (\Delta H)_p \quad (\text{添え字 } m \text{ は模型、 } p \text{ は実物を示す})$$

$$\frac{R_m}{R_p} = \frac{\left(\frac{E \cdot t}{\sigma_{30} \cdot \Delta H} \right)_m}{\left(\frac{E \cdot t}{\sigma_{30} \cdot \Delta H} \right)_p} = N^2 \cdot \frac{(E \cdot t)_m}{(E \cdot t)_p} = 1$$

$$\frac{(E \cdot t)_m}{(E \cdot t)_p} = \frac{1}{N^2} \quad (4.2.2)$$

これらの条件から補強材料は式(4.2.2)を満たせばよい。そこで、適当な補強材料を選ぶために補強材料のヤング率を引張試験から求めた。

模型盛土の補強に用いた不織布の引張試験は次の二種類の試験方法で行った。

一つはストリップ引張試験である。JIS L1096 G.12.1A法に準じて図 4.2.1に示す試験布を引張るもので、表 4.2.2に結果を示す。表のNo.1,2は実物の補強材料であり、No.3は今回の実験に用いた模型盛土の補強材料である。

もう一つは平面ひずみ引張試験である。これは三軸試験機のベデスタルに試験布を巻き付けて引張試験を行うもので、図 4.2.2にその概要を示す。図のように上下ベデスタルと同径のモールドを中に入れて筒状の試験布が収縮することを防ぐことができる。ベデスタルとモールドに巻き付けた試験布の側端部はゴム系接着剤で筒状に張り付けた。円筒状の試験布の直径と高さを変えて6ケースの試験を模型盛土の補強材に用いた不織布について行った結果を表 4.2.3に示す。表の $E \cdot t$ の値はストリップ試験の結果よりもやや大きい、これはストリップ試験では試験布の横方向収縮ひずみが生じるためであると考えられる⁶⁾。

模型と実物の不織布のヤング率 E と厚さ t の積を比べると、表 4.2.4に示すように約 $1/50$ となっている。したがって、式 (4.2.2)から模型の縮尺が $1/7$ となる^{注)}。

模型盛土の補強に用いたネットの引張試験は前述のストリップ試験に準じて行った。ただし、試験体の幅は5cm、つかみの間隔は10cmである。ネットでは式 (4.2.2)の $E \cdot t$ は $T/(w \cdot \varepsilon)$ と表せる。ここに、 T は試験体に与える張力、 w は試験体の幅、 ε は伸びひずみである。模型盛土の補強に用いたネットと実物のジオグリッドの引張試験結果を表 4.2.5に示す。 $E \cdot t (= T/(w \cdot \varepsilon))$ の値はひずみレベルによって変化するが、10%ひずみで比べると $(E \cdot t)_m / (E \cdot t)_p = 43.8$ である。したがって、式 (4.2.2)から模型の

注) $(E \cdot t)_m / (E \cdot t)_p = 1/N^2 = 1/50 \therefore N = 7$

縮尺が1/6.6となる。

(2) 実験の流れ

実験の流れを図 4.2.3に示す。模型の築造、注水に3日、加振実験に1日、模型の解体に1日を要した。

(3) 模型

模型を築造する土槽は加振方向8m、高さ2m、幅1mの鋼製土槽である。土槽の正面は透明な樹脂版であるので、模型の変形が観測できる。底面には模型を水によって飽和させるための有孔パイプが設置されている。

この土槽に築造した模型を図 4.2.4に示す。模型は厚さ1.3mの水平飽和砂地盤上に二つの不飽和砂盛土が築かれている。各盛土の補強方法を表 4.2.6に示す。

地盤および盛土は千葉県産の浅間山砂を用いた。表 4.2.7に物理特性を示す。

地盤盛土は含水比約7%の浅間山砂を厚さ20~30cmにまき出し、足踏み2回によって相対密度 $D_r=50\%$ の部分を築造し、 $D_r=80\%$ の部分は突き棒で突き固めて築造した。地盤の左右端面と壁面の間には厚さ5cmの発泡ウレタンフォームを置き、壁面からの反射入力を軽減させた。地盤、盛土を築造した後、土槽下部の給水口より水を注入し、地盤面まで飽和させた。

(4) 模型地盤、盛土の物性試験

模型の地盤、盛土の密度をコアサンプリングによって14箇所測定した。

S波速度を盛土天端1箇所と、模型中央の地盤部分で1箇所、地盤へ注水した後に測定した。方法は板たたき法である。

コーン貫入試験を模型中央の地盤部分で、各加振の前後に行った。

(5) 加振実験における計測

各加振の前後に、模型の地表面の標点の変位をスケールで測定した。また、模型前面に設けた色砂の変位をスケッチと写真により記録した。

加振実験では模型に設置した計器によって加速度、間隙水圧、変位、補強材に生じる引張応力を測定した。各模型に配置した計器の位置を図 4.2.5に示す。各計器の容量、型式を表 4.2.8に示す。不織布に生じる引張応力は図 4.2.6に示す張力計を不織布に装着して測定した。鉄筋の応力はひずみゲージを直接張り付けて測定した。

これらの計器による測定量は動ひずみ計を介してデジタルレコーダに記録した。数値化の時間間隔は1/100秒であるから0~50Hzの周波数成分を記録したことになる。記録時間は加振5秒前から過剰間隙水圧が消散する加振後約15分までである。記録は実験後に大型電算機で図化した。

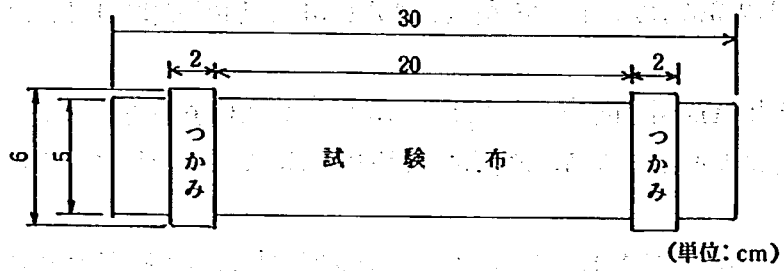


図4.2.1 ストリップ引張試験に用いる試験布

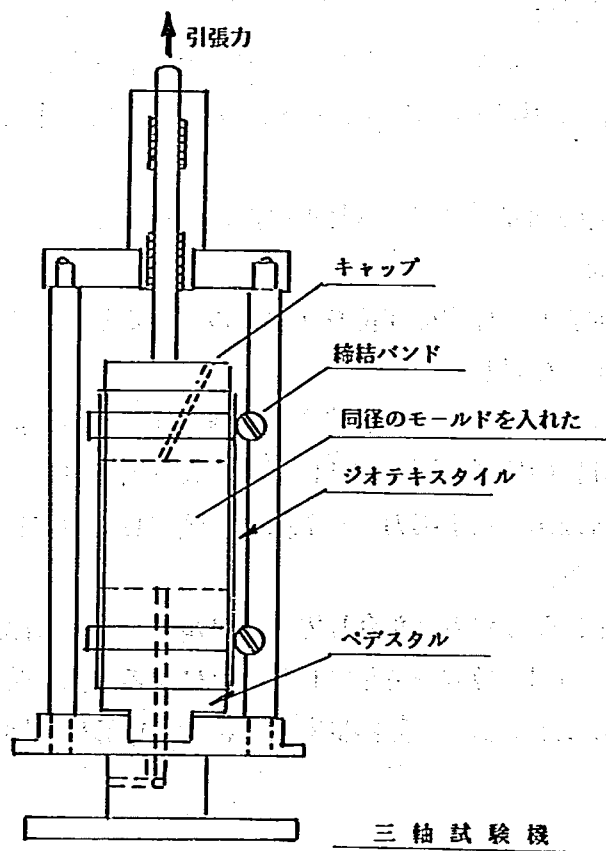


図4.2.2 平面ひずみ引張試験

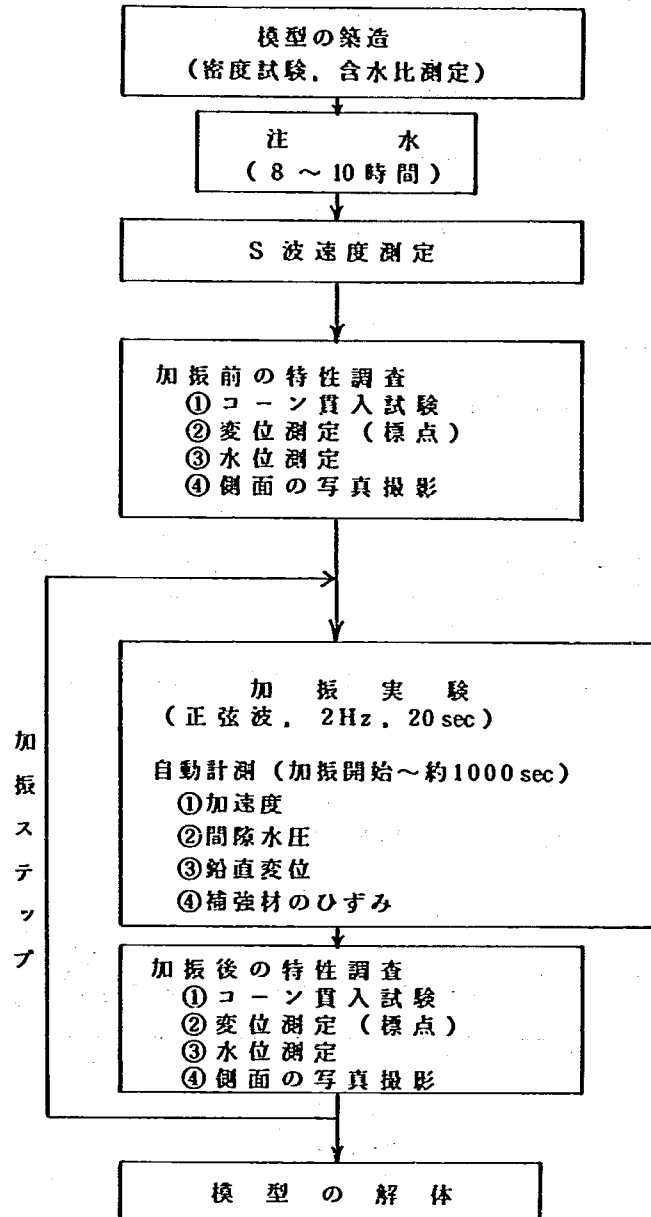


図 4. 2. 3 実験の流れ

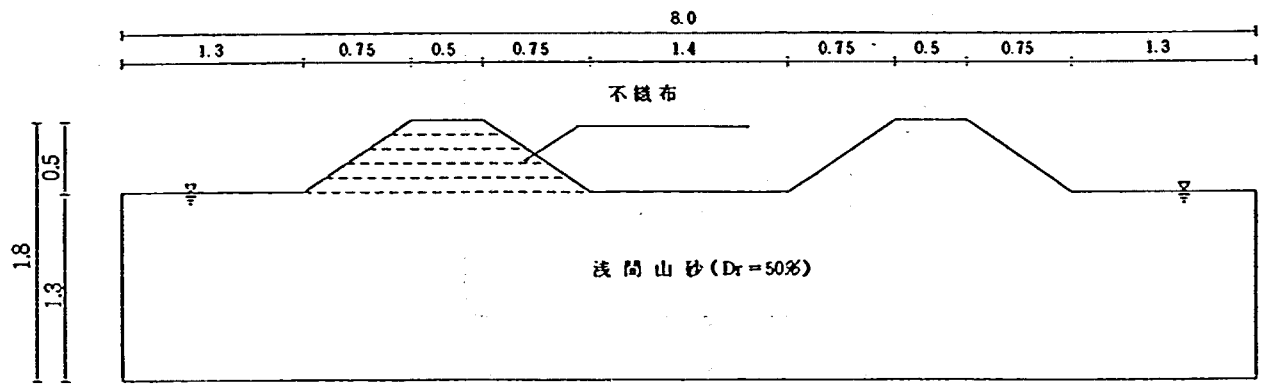


図4.2.4(1) 模型 No. 1

Dr: 相対密度
(単位: m)

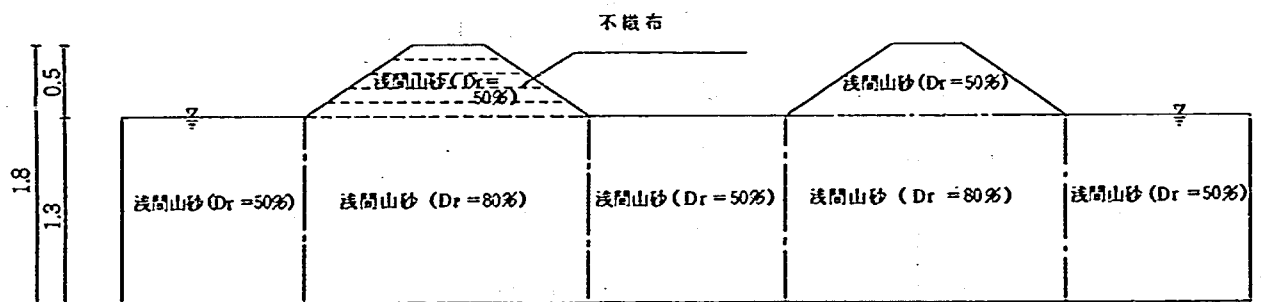


図4.2.4(2) 模型 No. 2

Dr: 相対密度
(単位: m)

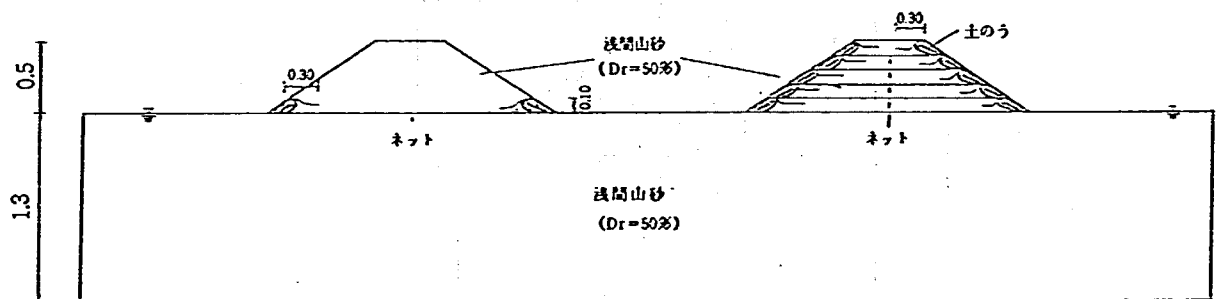


図4.2.4(3) 模型 No. 3

Dr: 相対密度
(単位: m)

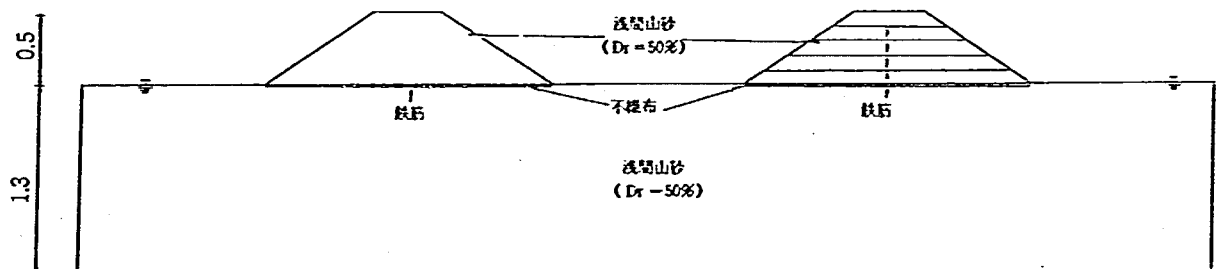


図4.2.4(4) 模型 No. 4

Dr: 相対密度
(単位: m)

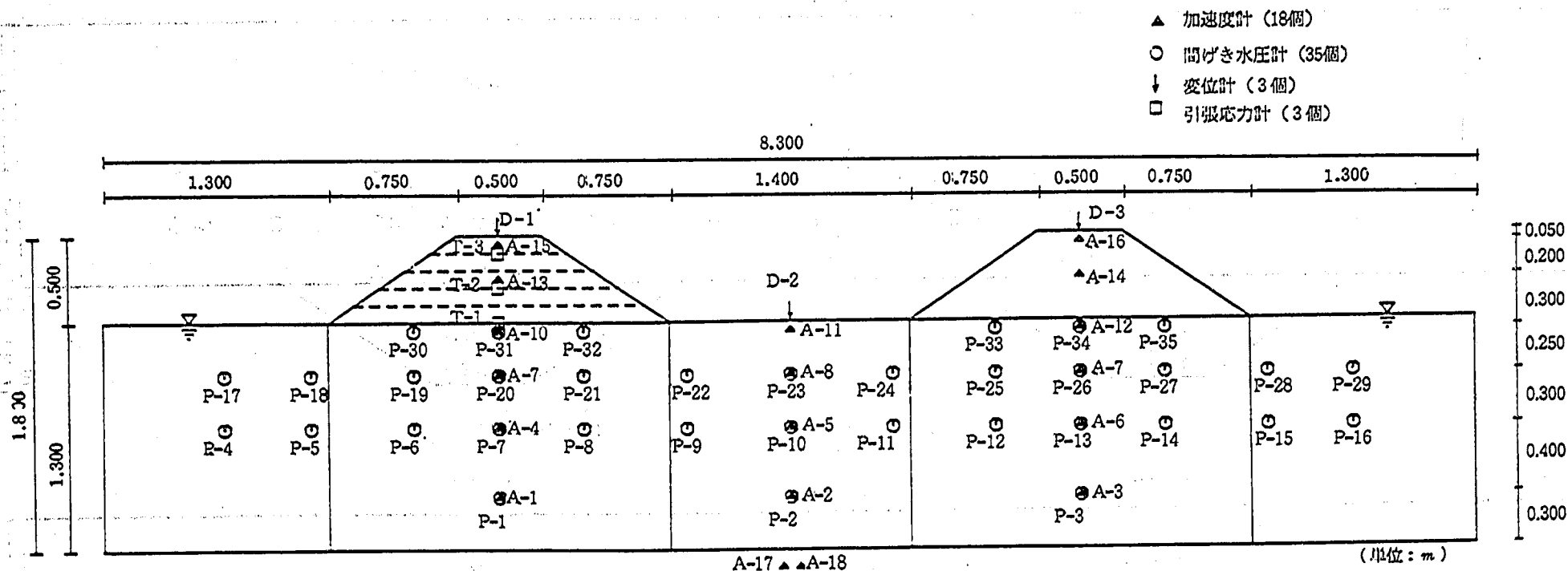


図 4. 2. 5 (1) 計器配置図 (模型 No. 1)

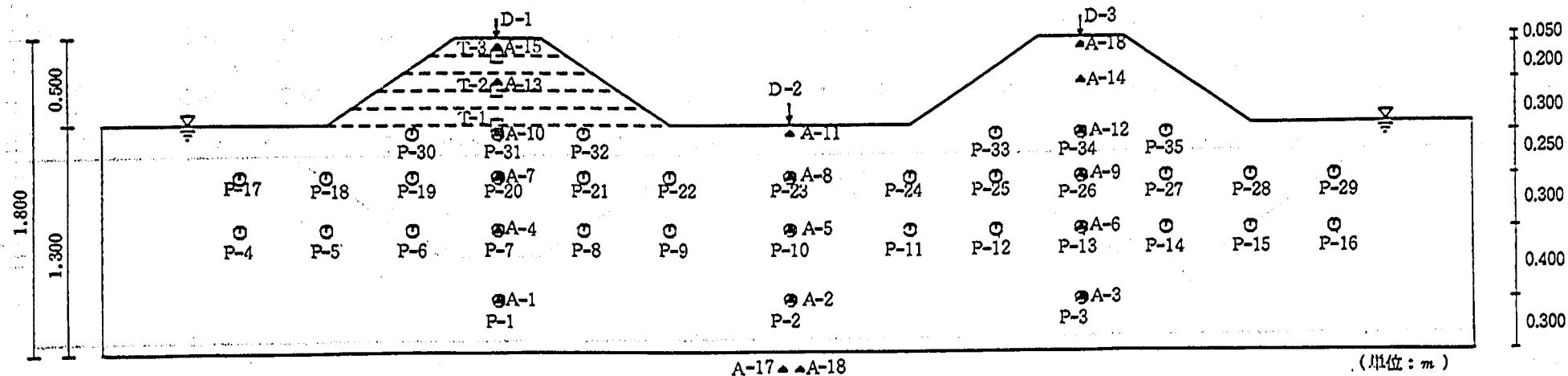


図 4. 2. 5 (2) 計器配置図 (模型 No. 2)

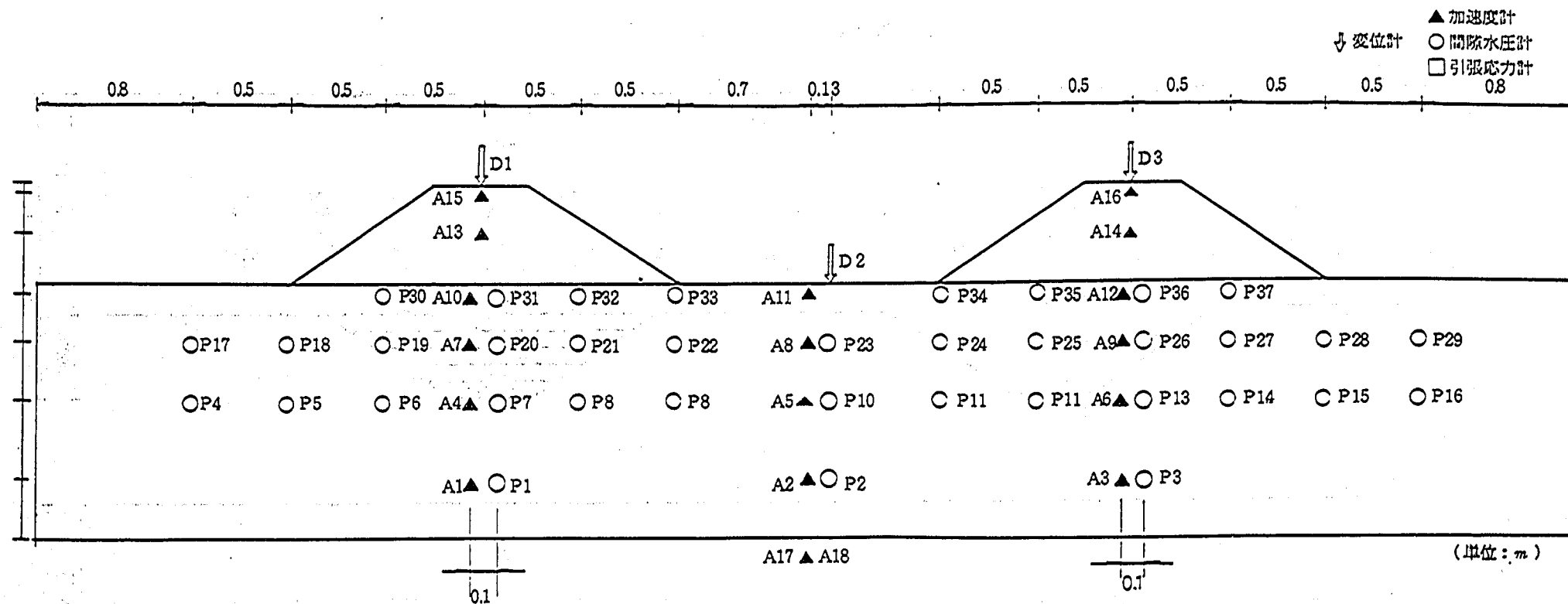


図 4.2.5 (3) 計器配置図 (模型 No. 3)

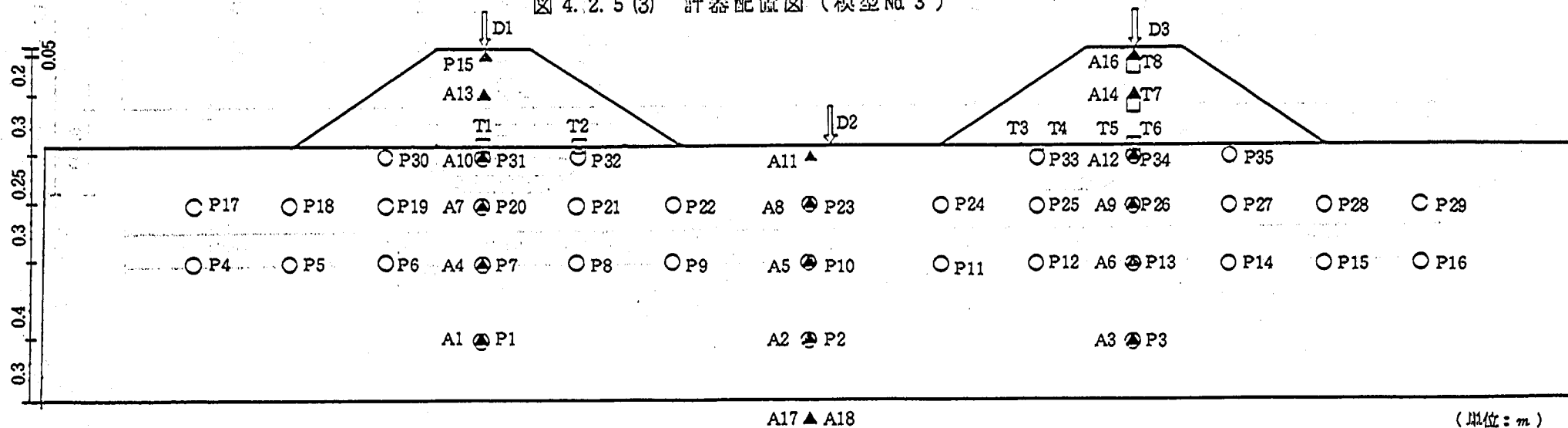


図 4.2.5 (4) 計器配置図 (模型 No. 4)

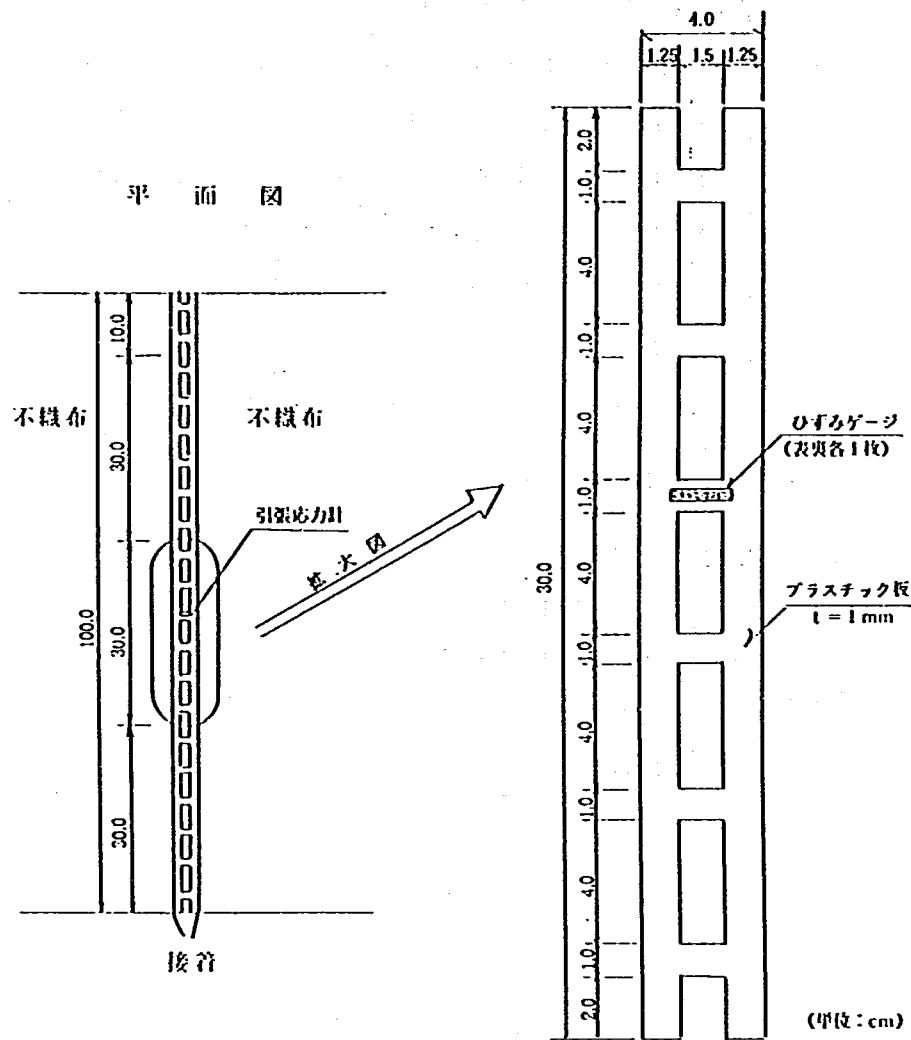


図 4.2.6 不織布の引張応力計設置状況図

表 4.2.2 ストリップ引張試験結果

No	品 名	厚さ t (mm)	E_{15} (kgf/cm ²)	σ_f (kgf/cm ²)	ϵ_f (%)	$t \times E_{15}$	備 考
1	アビールAN-300	3.08	200	166	74.3	61.6	
2	アビールAN-400	4.49	150	208	84.5	67.4	
3	日本バイリーン® #200	0.217	56.27	—	—	1.2	ナイロン 7.0% ポリエステル3.0%

注 1. E_{15} は 15% 伸び率における割線変形係数

注 2. σ_f は破断時の引張強度, ϵ_f (%) は破断時のひずみ

表4.2.3 平面ひずみ試験結果

No	直径(mm)	高さ(mm)	厚さt(mm)	$E_{15}(\text{kgf/cm}^2)$	$t \times E_{15}(\text{kgf/cm})$	$\sigma_y(\text{kgf/cm}^2)$	$\varepsilon_y(\%)$
6-1	75	66	0.217	47.3	1.0	13.2	38
6-2	75	66	0.217	57.3	1.2	13.6	29
6-3	60	66	0.217	66.7	1.4	22.7	46
6-4	60	66	0.217	101.3	2.2	27.2	41
6-5	60	37	0.217	83.0	1.8	20.2	34

注1. 厚さの測定は測厚器（ダイヤルシックネスゲージ）により行った。

注2. E_{15} は15%伸び率における割線変形係数

注3. σ_y は降伏時の引張強度, ε_y は降伏時のひずみ

表4.2.4 模型と実物の不織布の定数

模 型		実 物		$\frac{(E \cdot t)_m}{(E \cdot t)_p}$
ヤング率E (kgf/cm^2)	厚さt (mm)	ヤング率E (kgf/cm^2)	厚さt (mm)	
注 56.3	0.217	200	3.08	$\frac{1}{50.4}$
		150	4.49	$\frac{1}{55.4}$

注) ストリップ引張試験
伸び率 15%

表4.2.5 ネットとジオグリッドの引張試験結果

$-\bar{\varepsilon}_{3R}$ (%)	$E \cdot t (\text{kgf/cm})$		$\frac{(E \cdot t)_m}{(E \cdot t)_p}$
	模 型 m	実 物 p	
5	28.7	1076	37.5
10	18.8	823	43.8

表4.2.6 盛土補強方法

模型No	盛 土 補 強 方 法	
	左 (L)	右 (R)
1	不織布 5段	補強なし
2	不織布 5段	補強なし
3	ネット 1段 土のうを用いた	ネット 5段 土のうを用いた
4	鉄筋1段 (10本) 不織布 1段	鉄筋5段 (50本) 不織布 1段

表4.2.7 浅間山砂の特性

試験名 \ 試料名			浅間山砂
物理試験	粒度試験	レキ分 (%)	0.0
		砂分 (%)	97.62
		シルト分 (%)	2.38
		粘土分 (%)	—
		最大粒径 (mm)	2.0
		均等係数	1.75
		曲率係数	1.16
	日本統一分類		SP
	比重 Gs		2.721
	試験条件		CU
力学試験	粘着力 (kgf/cm ²)		0.21
	せん断抵抗角		33.5°
	60% 粒径		0.27
	50% 粒径		0.25
	30% 粒径		0.22
	10% 粒径		0.16
	e _{max}		1.034
	e _{min}		0.640

表4.2.8 計 器

計 器	容 量	型 式	測定形式
加 速 度 計	1, 2 G	AS-GA	ひずみゲージ
間 げ き 水 圧 計	2 kgf/cm ²	BP-B	ひずみゲージ
	1 kgf/cm ²	BPT	ひずみゲージ
	0.5 kgf/cm ²	BPT	ひずみゲージ
	0.1 kgf/cm ²	PF10	ひずみゲージ
変 位 計	200mm	DLT-A	インダクタンス

4.2.3 実験結果

(1) 模型の特性

各模型の築造時の測定した密度、含水比から求めた単位体積重量と相対密度を表 4.2.9に示す。

模型を盛土、盛土下部の地盤、平坦な地盤の各部分に分けたときの相対密度 D_r を図 4.2.7に示す。築造時における目標 $D_r = 50\%$ の所は40~60%にでき上がっている。模型4では D_r が40~70%とばらつきが大きい。模型2の締固め部分の D_r はほぼ80%である。

加振実験の前後に行ったコーン貫入試験の結果を図 4.2.8に示す。模型No.2,3,4の公称200gal後の q_c は、加振前より大きくなっている。

加振実験の前に測定したS波速度 V_s を表 4.2.10に示す。値にばらつきはあるが、盛土区間の $V_s = 35 \sim 100 \text{ m/sec}$ に対して地盤区間の $V_s = 73 \sim 133 \text{ m/sec}$ となっており、地盤区間の V_s は盛土区間より大きい傾向にある。

(2) 加振条件

加振に用いた波は周波数2Hzの正弦波で40波である。各加振実験における台加速度を表 4.2.11に示す。台加速度の実測値は平均的な両振幅の1/2の値である。

なお、各模型ともに計測系のテストのために2Hz、40波の正弦波で台加速度20galの加振を初回に行っている。

(3) 加速度

各実験から得られた加速度の時刻歴を図 4.2.9~12に示す。加振加速度の小さい実験であるNo.1-1 (113gal)、No.2-1 (117gal) では、全加振時間中、各点の加速度はほぼ定常変化を示している。その他の加振条件(表 4.2.11によれば、加振加速度148gal以上)においては、いずれかの点での加速度が非定常な変化(波形の乱れ)を示している。この非定常な変化は、その加速度計を含む層または、その層より下層が部分的あるいは完全に液状化し、せん断剛性が変化し(一般に軟化)、振動系としての特性が変化することによるものと考えられる。このことから、間接的ではあるが、模型内での液状化の発生性状を探ることができる。このことは、より直接的には、次に述べる間隙水圧の測定結果からなされる。

以下、加速度が非定常変化を示した実験について順に変化の性状を述べる。

1) No.1-2(173gal, 図 4.2.9)

これは、地盤の平均相対密度が56%で、ゆるい状態である。この地盤の上に不織布補強盛土及び無補強盛土を作成した。この加振の場合、A-1,2,3の深さでは波形に乱れは生じていない。これより浅い所にあるA-4~16においては加振途中で波形に乱れが生じ、加速度低下が生じている。これは、地盤内のみならず、それに支持された盛土においても生じている。また、この乱れは、補強盛土部、無補強盛土部とで大差なく、わずかに無補強盛土部の方において乱れが少ない。このことから、当然ではあるが、盛土のみの補強によっては地盤内の液状化の発生を抑制する効果は見られないことになる。

2) No.2-2(173gal, 図 4.2.10)

これは、一般地盤部の平均相対密度が52%で、盛土直下部は相対密度80%に締固めたものである。

地盤が密であるA-1,4,7,10,13,15の系列及びA-3,6,9,12,14,16の系列について見ると、盛土が不織布で補強されている前者の系列では、A-7,10,13,15で $t=13\text{sec}$ 付近で波形に乱れが生じ始めている。一方、無補強盛土である後者の系列では、A-9,12,14,16で $t=7\text{sec}$ 付近で波形に乱れが生じている。波形に乱れが生じている深さは、両者の系列で同じであり、発生時間に差があるのは、締固め密度のばらつきによるものと考える。締固めた地層に囲まれたゆるい中央部の地層でも、A-2,5の深さでは乱れは生じておらず、A-8,11において波形の乱れが生じている。

3) No.2-3(240gal)

これは、2)の実験に引続くものである。この場合も、上述したように締固め部を含む盛土の中心線に沿う2系列と、両層に囲まれた中心部とに分けて考察することができる。この場合、特に乱れの激しいのは、A-8,9,10,11,12,14,16であり、浅い地盤部及び無補強盛土部においてである。

4) No.3-1(150gal, 図 4.2.11)

これは、地盤の平均相対密度が48%で、ゆるい状態である。最深の測定点のA-2,3 (A-1は欠測)では波形の乱れは生じていない。他の測点においては、加振中に乱れが生じている。乱れの生じ始めた時刻は多少異なるが、大差はなく、盛土補強の程度による影響は特定できない。

5) No.3-2(198gal)

これは4)に引続いて行ったものである。この場合、最深部のA-2,3も含め、波形の乱れがかなり著しい。

6) No.4-1(148gal, 図 4.2.12)

これは、地盤の平均相対密度が54%で、ゆるい状態である。この場合は、最深部のA-2,3は、浅い部分に比べて乱れの生ずるのがやや遅い。

7) No.4-2(201gal)

これは、6)に引続いて行ったものであり、全測点において波形の乱れが生じている。最深部のA-2,3は波形の乱れの発生が遅い。

(4) 間隙水圧

各実験から得られた過剰間隙水圧の時刻歴を図 4.2.13~16に示す。過剰間隙水圧の発生量を有効土被り圧と比べることにより、完全液状化にどの程度近づいたかを把握することができる。これをより分かりやすく見るためには、両者の比をとり過剰間隙水圧比という形で整理することがあるが、これについては後述する。ある測点で完全液状化に達した後も、加振が持続した場合、間隙水圧はしばらくの間、一定値を保つか、最大値が一定値である振幅を有する変化を示す。このことから逆に、地盤が完全液状化に至ったことを知ることができる。

以下、各実験における間隙水圧の性状を述べる。

1) No.1-1(113gal)

過剰間隙水圧が上昇しているが完全液状化には至っていない。

2) No.1-2(173gal, 図 4.2.13)

位置によって若干時刻は異なるが、全般に1~2secにおいて過剰間隙水圧が上昇し始め、4~6secにお

いて一定値に達し、完全液状化に至っている。特に、盛土下の浅層部（補強盛土下においてP-19,20,21,30,31,32;無補強盛土下においてp-25,26,27,33,34,35）においては、初期に間隙水圧が加振前の値よりも減少しその後上昇している。加振前よりも低下しないものでも、一般部に比べ上昇速度が著しく遅い（P-25,26,27）。盛土直下において、このように負の過剰間隙水圧成分が生ずる傾向があるのは、盛土の沈下に伴う地盤の側方流動が大きく、側方土圧が減少することによるものと考えられる。実際、同種の実験において、盛土下部に縦亀裂が生じていることが、実験後に観察されている。一方、補強盛土の特徴としては、このような側方流動を抑制するものであり、その観点からすると、むしろ負の過剰間隙水圧の発生量は小さくなると考えられるが、事実はその逆である。これを説明する原因としては、間隙水圧計受圧面の初期の飽和度、間隙水圧計設置位置と地下水面の関係、補強材に用いた不織布の吸水性等が考えられるが、現時点では不明である。いずれにしても、盛土本体からある程度離れた領域では、補強の有無による過剰間隙水圧の発生特性への影響はないと見てよい。

3) No.2-1(117gal)

間隙水圧の変動は僅小であるが、全般において締固めていない部分では、若干、正の過剰間隙水圧が発生し、締固めた部分では、変動がないか、負の過剰間隙水圧が発生している。

4) No.2-2(173gal,図 4.2.14)

最深部の測点のうち、締固めをしていない部分のP-2のみ過剰間隙水圧が発生しているが、締固めた部分のP-1,3における上昇量は小さい。中層部（P-4~16）では、どの測点も液状化に達したと見られるが、締固めた部分のP-6,7,8,12,13,14においては過剰間隙水圧の上昇の始まりは遅い。それより浅層部においては、締固めた部分であっても、盛土直下の測点では、一旦負の過剰間隙水圧が発生している。これは、2)において述べたことがその理由として考えられる。

5) No.2-3(240gal)

基本的な性状は4)の場合と同様であるが、盛土直下の浅層部における負の過剰間隙水圧の発生は生じておらず、他と同様に正の過剰間隙水圧が発生している。

6) No.3-1(150gal,図 4.2.15(1)(2))

この場合、全体的に液状化に達している。細かく見ると以下のことがみられる。補強盛土下の浅層地盤中のP-23,24,26,27,28,29,35,36,37において過剰間隙水圧の上昇が速い。低補強盛土直下の最浅層部のP-30,31,32,33においては、過剰間隙水圧の上昇が遅い。この原因は不明である。

7) No.3-2(198gal)

6)と同様の性状を示した。

8) No.4-1(148gal,図 4.2.16(1)(2))

すべての測点の過剰間隙水圧が上昇しているが、盛土直下のP-30,31,32,33,34,35では一旦減少している。

9) No.4-2(201gal)

基本的には8)と同様の性状を示したが、8)で見られた盛土直下の測点における過剰間隙水圧の減少は生じなかった。

(5) 盛土と地盤の鉛直変位

各実験から得た盛土と地盤の鉛直変位の時刻歴を図 4.2.17~20に示す。

実験No.1-1は各測点ともにわずかに沈下している。

No.1-2では、補強盛土より無補強盛土の沈下量が小さく、盛土の流動によって盛土間の地盤は初期より隆起している。各測点の変位は加振開始2秒後から大きくなっている。

No.2-1は各測点ともにわずかに沈下している。

No.2-2の各測点はNo.1-2と同じ傾向にあるが、変位量はNo.1-2より少ない。No.2-2の地盤と無補強盛土の鉛直変位は加振開始5秒後から大きくなっているが、補強盛土の鉛直変位は13秒後から大きくなっている。

No.2-3は両盛土ともに加振開始直後から沈下し、D3は11.5秒後に測定可能範囲を超えた。

No.3-1のD3は11.0秒後に測定可能範囲を超えた。

No.3-2は両盛土ともに加振開始直後から沈下している。

No.4-1は各測点ともに加振開始5秒後から変位が大きくなっており、盛土は沈下し、地盤は隆起している。

No.4-2は各測点ともに加振開始直後から変位が大きくなっているが、No.4-1において既に変形しているので変位量はNo.4-1より少ない。

(6) 補強材のひずみ、張力

実験No.1-1~2、No.2-1~3から得た補強材の張力の時刻歴を図 4.2.21、22に示す。不織布の張力計は精度が低いので、張力計の評価は定性的なものにとどめる。

No.1-1は加振開始直後から張力が生じており、下段の方が大きい。

No.1-2はNo.1-1と同じ傾向にあるほか、加振周波数と同じ2Hzの振動成分が含まれている。

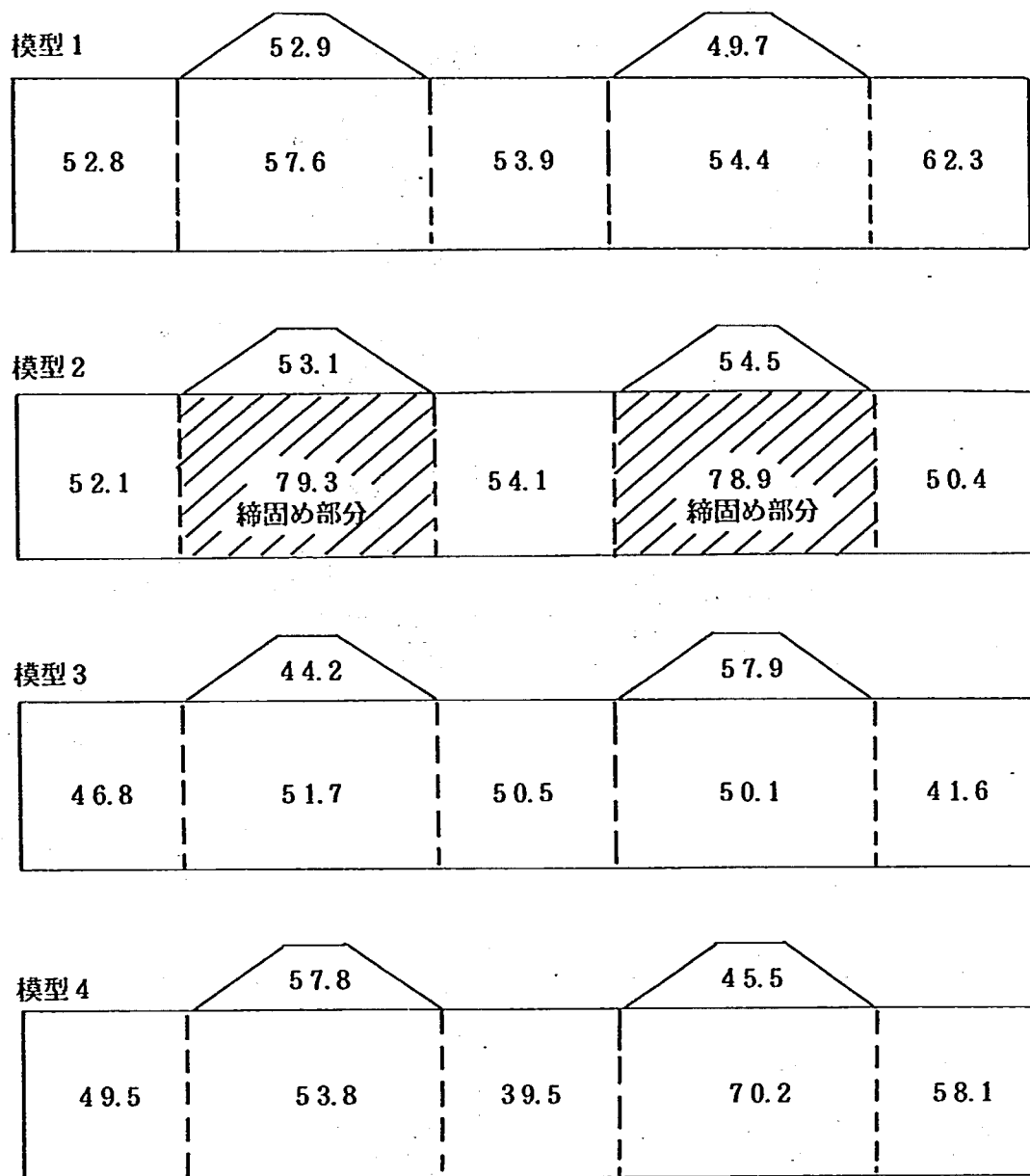
No.2-1、No.2-2はそれぞれNo.1-1、No.1-2と同じ傾向にある。No.2-2のT1、No.2-3のT1、T2は測定不能となった。

実験No.4-1、No.4-2から得た補強材のひずみの時刻歴を図 4.2.23に示す。No.4-1の曲げひずみをみると、盛土中央のT1、T6よりのり尻側のT2、T4の値が大きい。T1、T6、T8は下面がのびる変形となっており、T7はこれらと逆に上面がのびる変形となっている。軸方向のひずみは鉄筋が引っ張られていることを示している。これらのことはNo.4-2も同様である。

表4.2.9 単位体積重量と相対密度

模型 No.	測 点 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	単位体積重量 γ (tf/m ³)	1.937	1.947	1.945	1.942	1.965	1.948	1.958	1.944	1.950	1.960	1.620	1.618	1.627	1.604
	相対密度 D_r (%)	50.1	54.8	54.1	52.4	63.5	55.4	60.4	53.6	56.4	61.1	51.4	52.1	54.4	47.2
2	単位体積重量 γ (tf/m ³)	1.944	2.000	1.945	2.004	1.943	1.939	1.999	1.945	1.994	1.932	1.631	1.625	1.617	1.644
	相対密度 D_r (%)	53.3	79.4	54.1	81.0	52.9	50.9	79.1	54.1	76.7	47.8	53.5	50.8	52.6	58.2
3	単位体積重量 γ (tf/m ³)	1.919	1.940	1.924	1.926	1.907	1.943	1.941	1.952	1.948	1.934	1.54	1.58	1.59	1.63
	相対密度 D_r (%)	40.7	51.5	43.7	44.5	34.9	52.8	51.9	57.2	55.6	48.4	39.0	51.8	49.3	64.0
4	単位体積重量 γ (tf/m ³)	1.935	1.960	1.942	1.968	1.939	1.936	1.929	1.891	1.991	1.969	1.62	1.56	1.60	1.60
	相対密度 D_r (%)	49.2	61.3	52.7	65.1	50.9	49.7	46.3	26.2	75.3	65.3	56.2	37.7	59.3	53.3

注) 単位体積重量 測点No.1~10の値は飽和度を100%と仮定したものである。
砂粒子の比重 $G_s=2.721$, 最大間隙比 $e_{max}=1.034$, 最小間隙比 $e_{min}=0.640$



図中の数字は相対密度 D_r (%)

図 4.2.7 模型各部分の相対密度 D_r

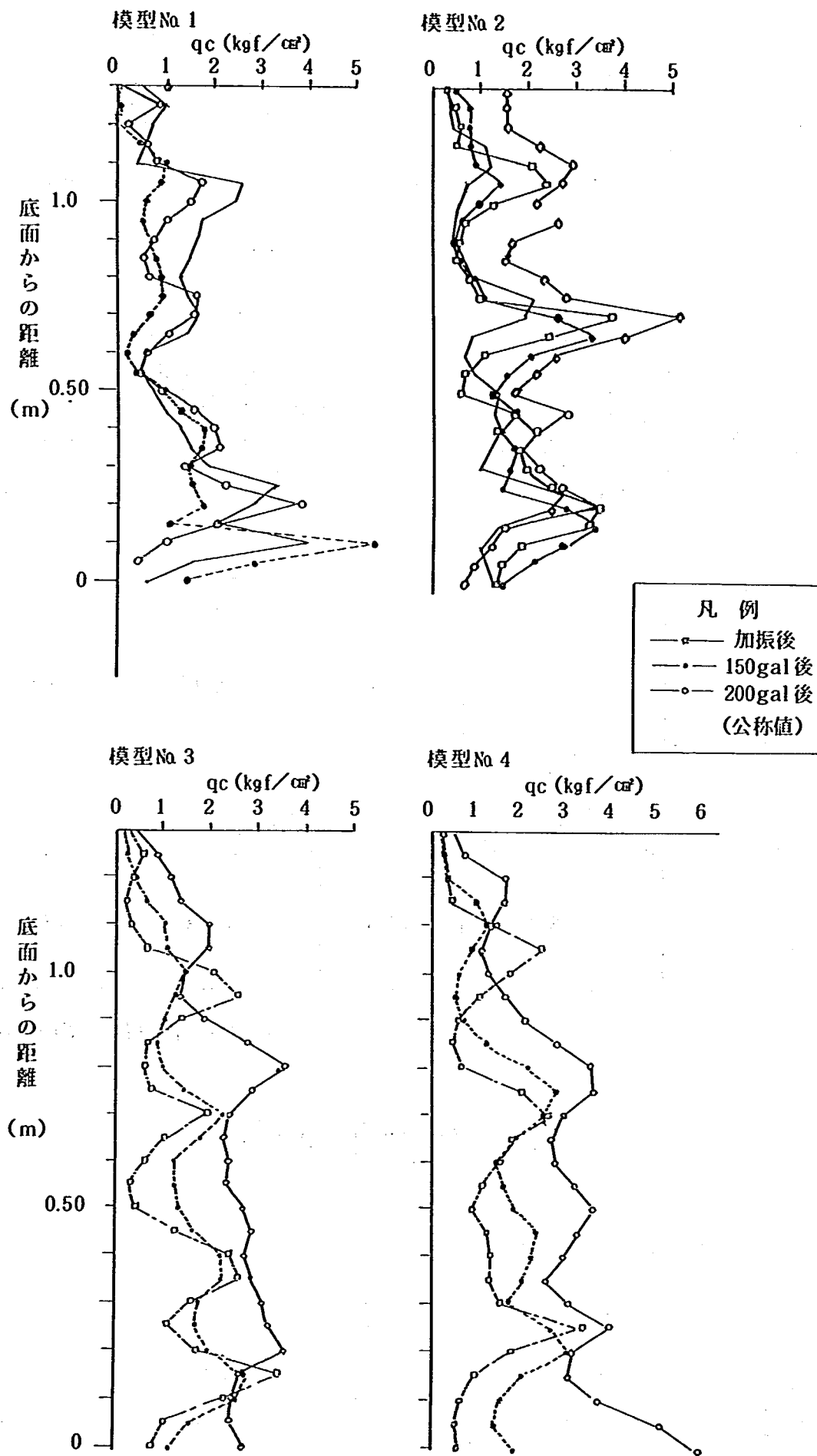


図 4.2.8 コーン貫入試験結果

表4.2.10 模型のS波速度

模型No	測定位置	区間	計器間距離 (m)	到達時間差 (sec)	S波速度 V_s (m/sec)
1	盛土天端	盛土	0.281	0.008	35
		地盤	0.928	0.010	93
	中央地盤	地盤	0.814	0.008	102
2	盛土天端	盛土	0.281	0.006	47
		地盤	0.928	0.007	133
	中央地盤	地盤	0.814	0.007	116
3	盛土天端	盛土	0.50	0.005	100
		地盤	0.95	0.0115	83
	中央地盤	地盤	0.55	0.005	110
4	盛土天端	盛土	0.50	0.011	45
		地盤	0.95	0.013	73
	中央地盤	地盤	0.55	0.005	110

表4.2.11 台加速度

模型No	実験No	台加速度(gal)	
		公称値	実測値
1	1-1	100	113
	1-2	150	173
2	2-1	100	117
	2-2	150	173
	2-3	200	240
3	3-1	150	150
	3-2	200	198
4	4-1	150	148
	4-2	200	201

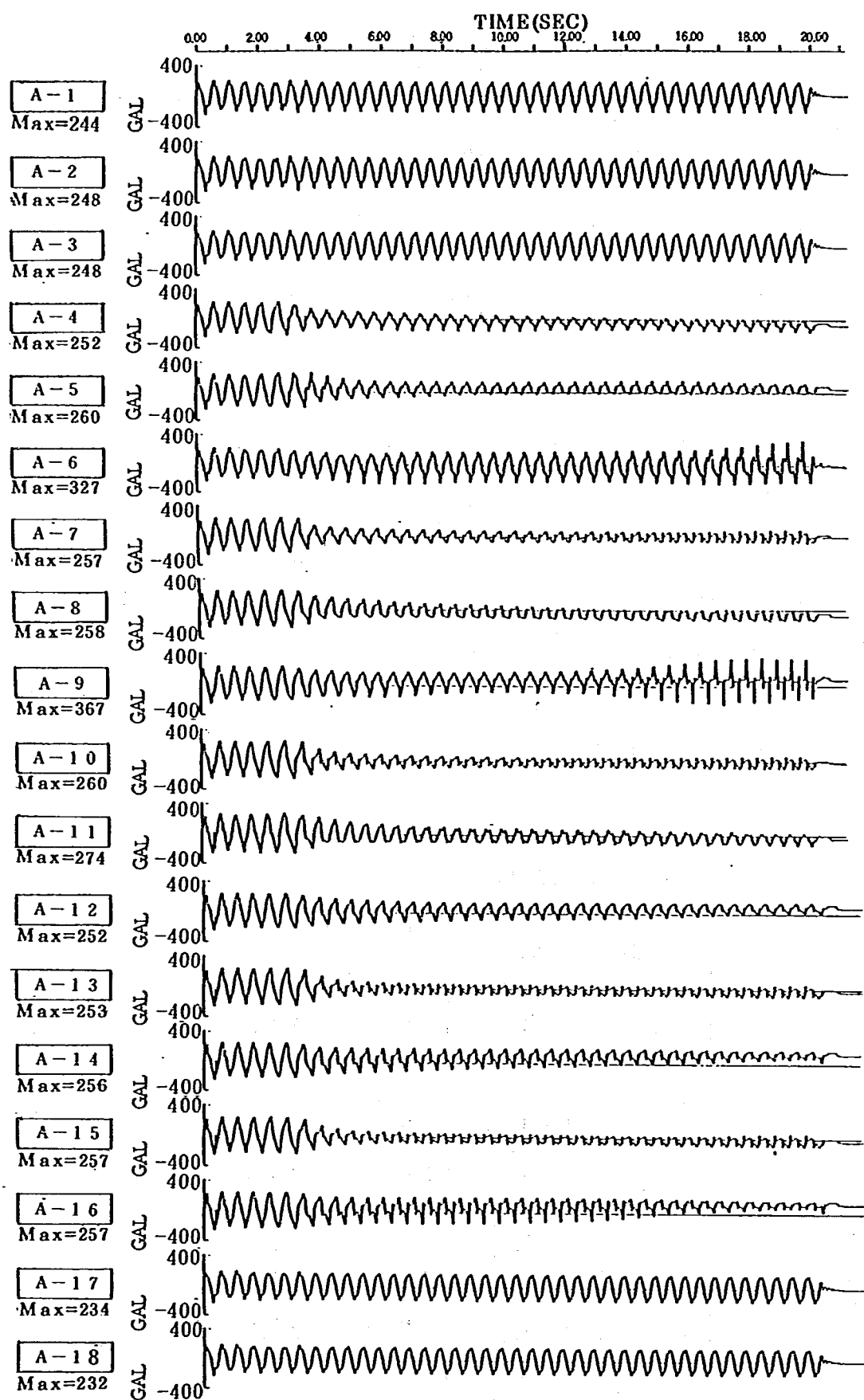


図 4. 2. 9 加速度の時刻歴 (No 1 - 2)

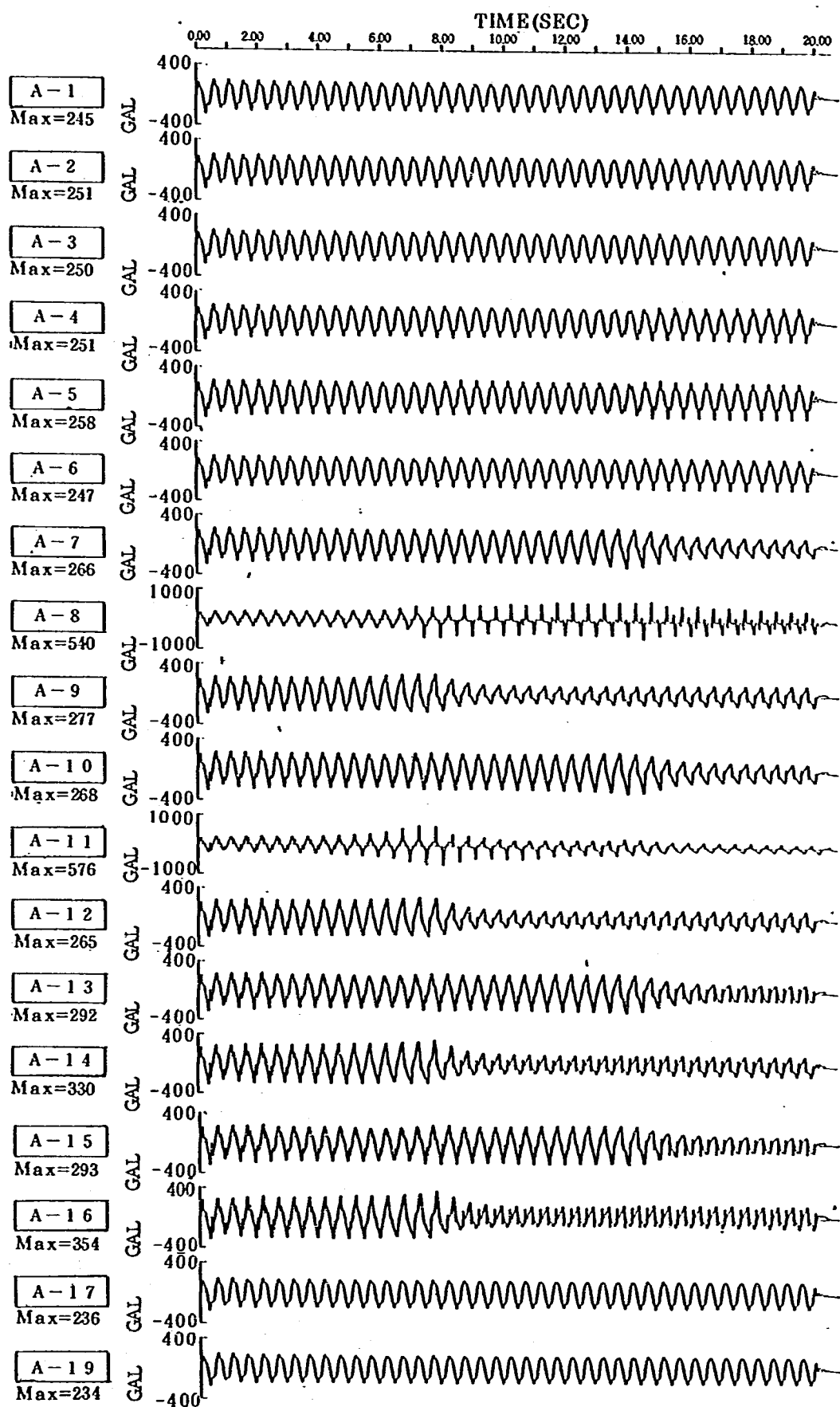
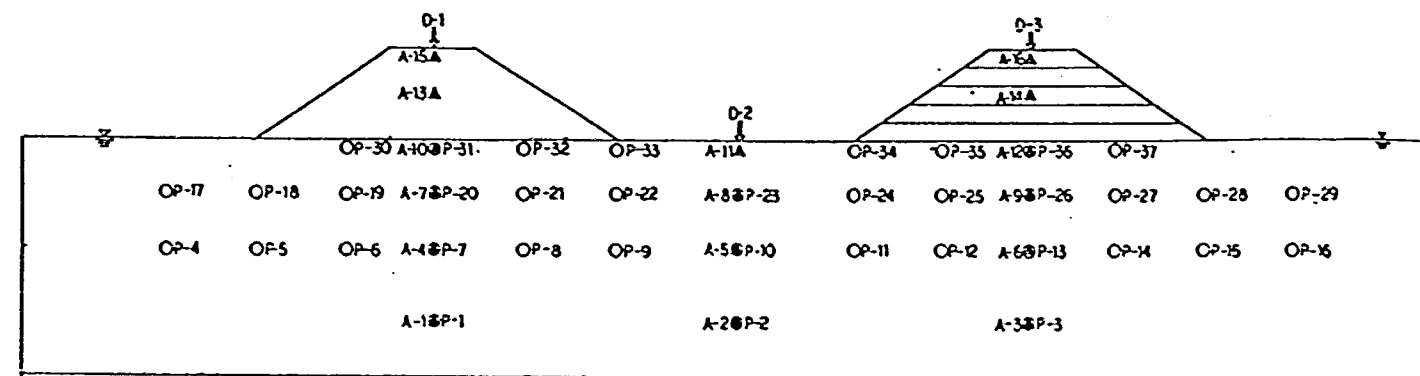
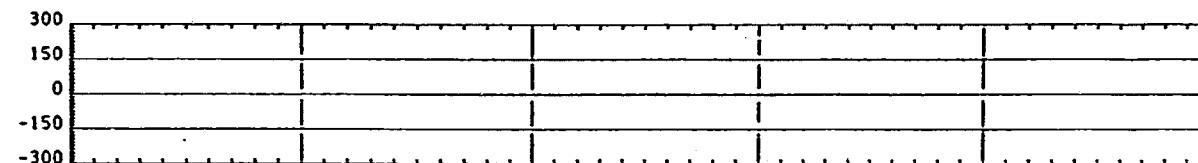


図 4. 2. 10 加速度の時刻歴 (No 2 - 2)

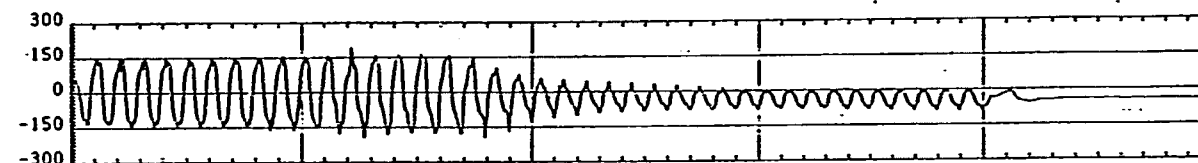


A-17 A-18 A-19 A-20 A-21 A-22 A-23 A-24 A-25 A-26 A-27 A-28 A-29

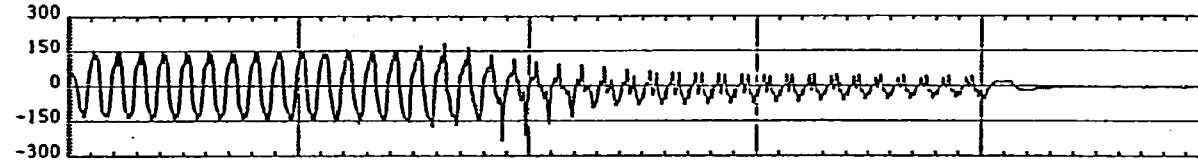
A-1
CAL
Max=



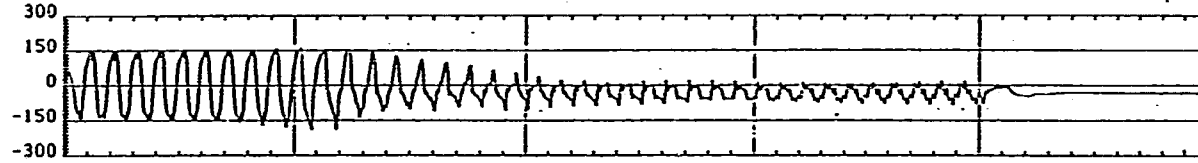
A-2
CAL
Max=193



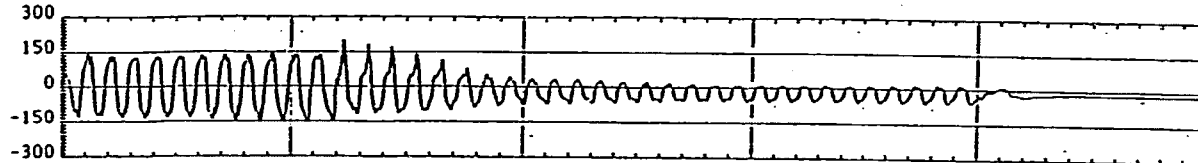
A-3
CAL
Max=183



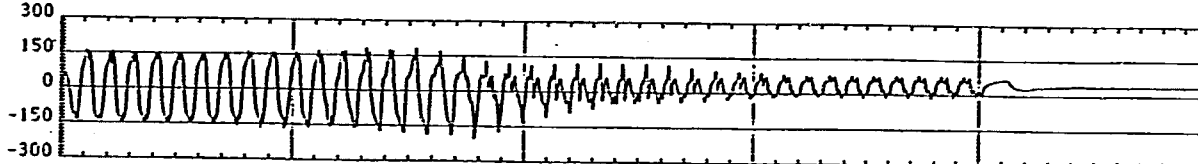
A-4
CAL
Max=162



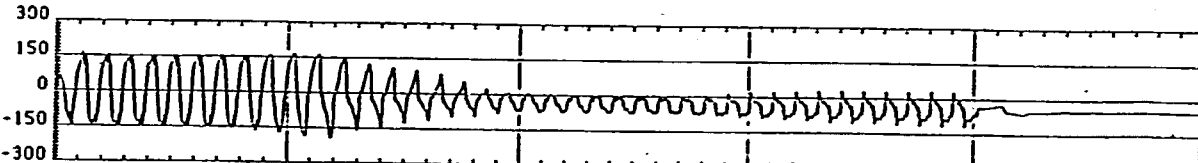
A-5
CAL
Max=200



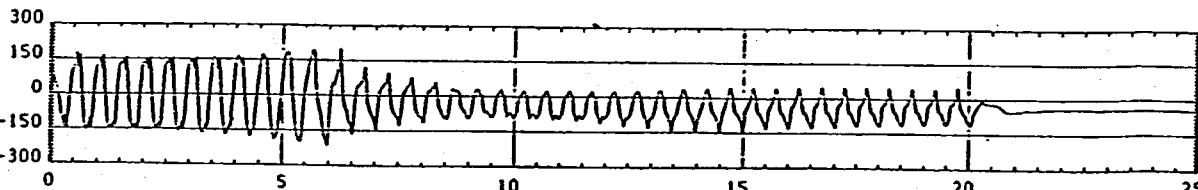
A-6
CAL
Max=183



A-7
CAL
Max=167

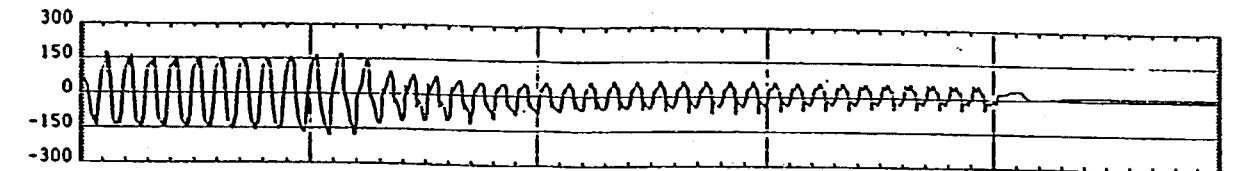


A-8
CAL
Max=199

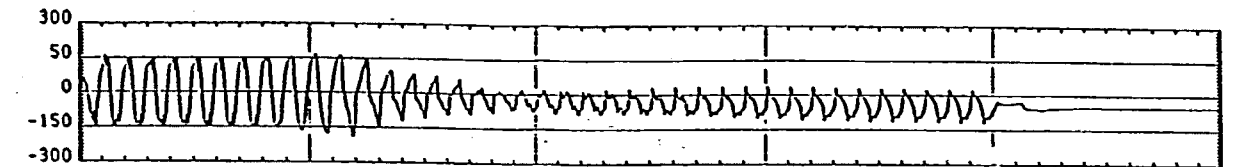


TIME(SEC)

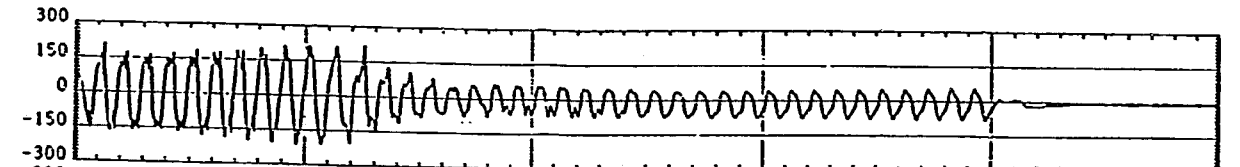
A-9
CAL
Max=176



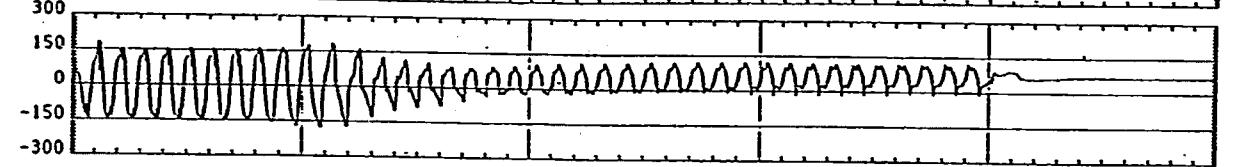
A-10
CAL
Max=168



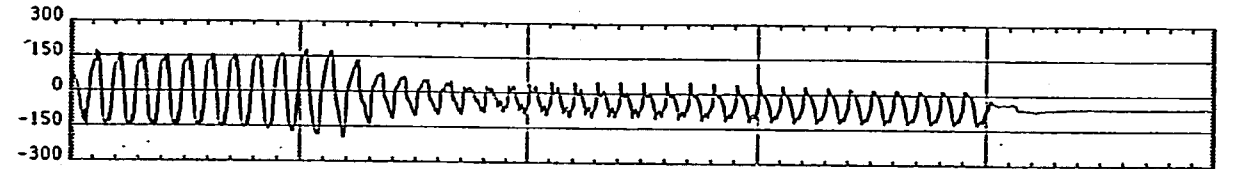
A-11
CAL
Max=219



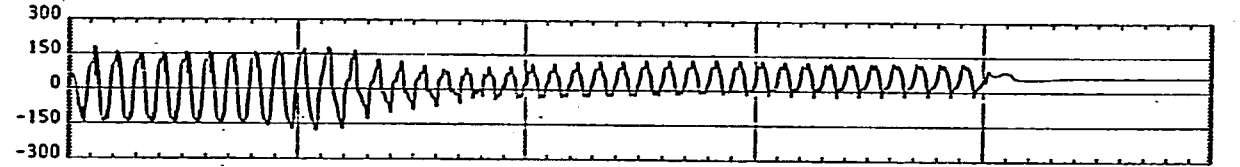
A-12
CAL
Max=186



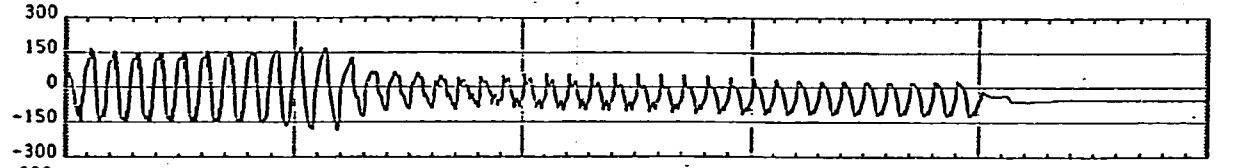
A-13
CAL
Max=177



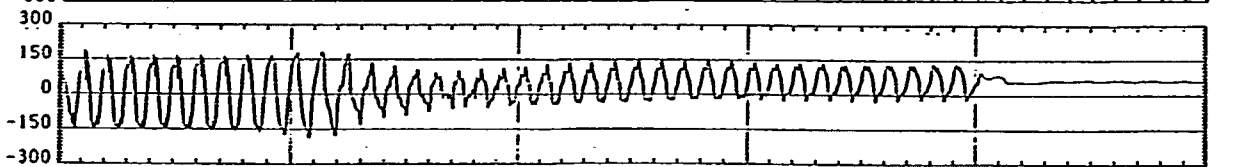
A-14
CAL
Max=184



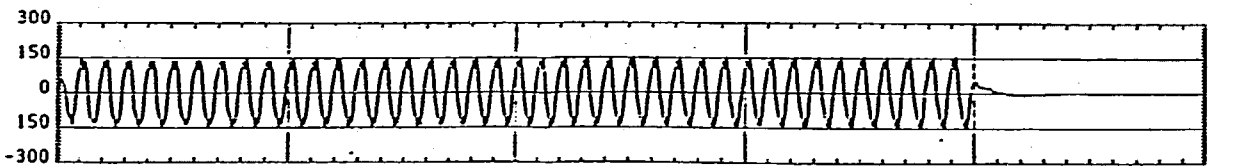
A-15
CAL
Max=173



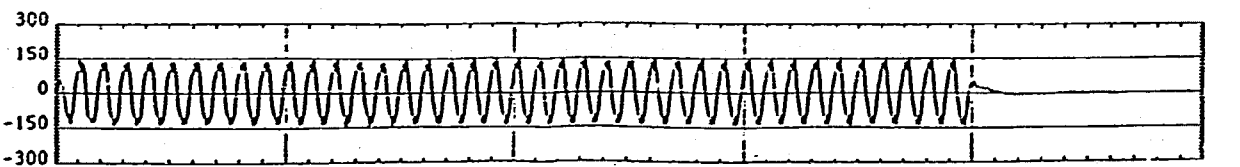
A-16
CAL
Max=188



A-17
CAL
Max=161



A-18
CAL
Max=156



TIME(SEC)

図 4.2.12 加速度の時刻歴 (No 4-1)

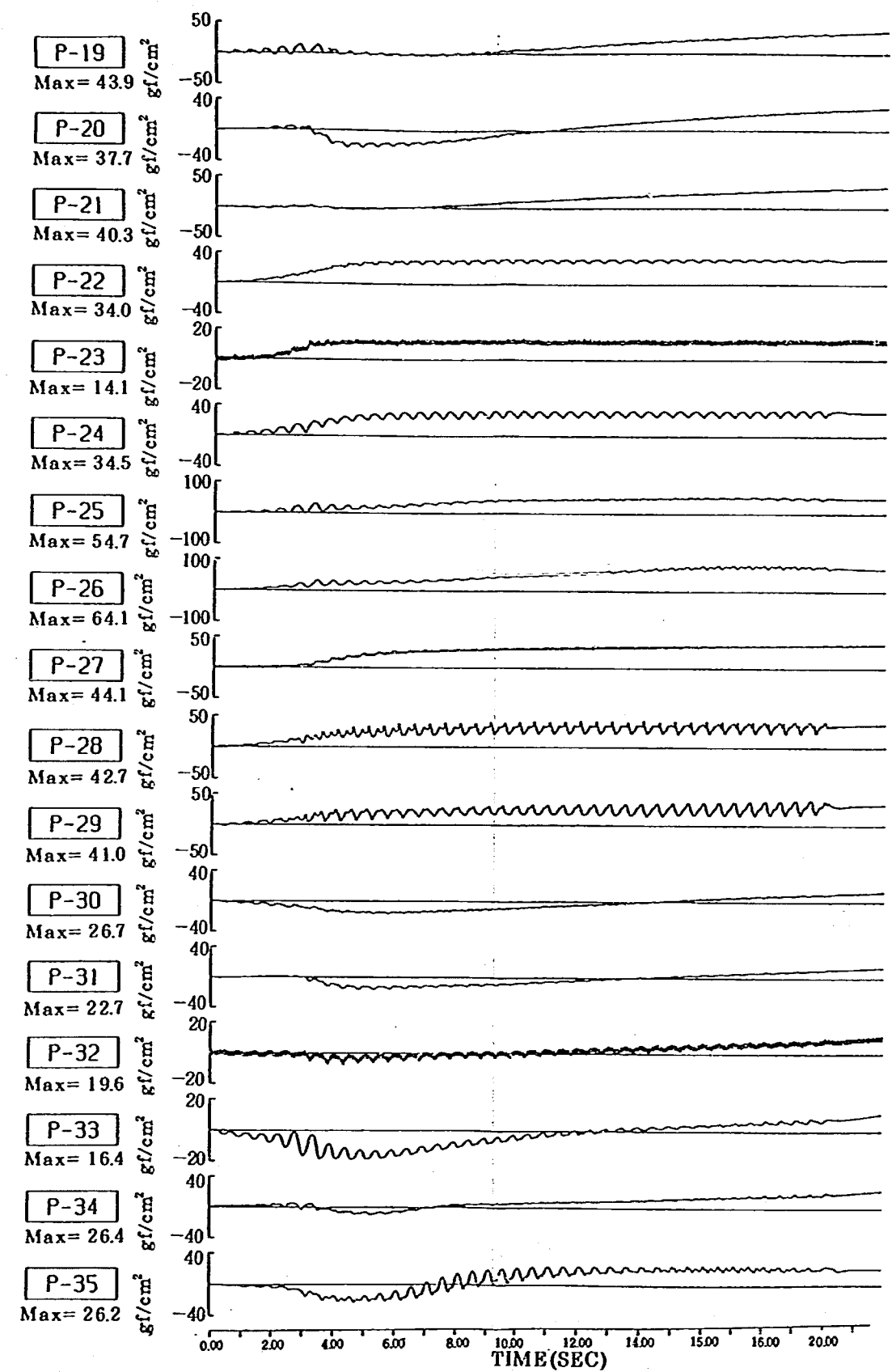
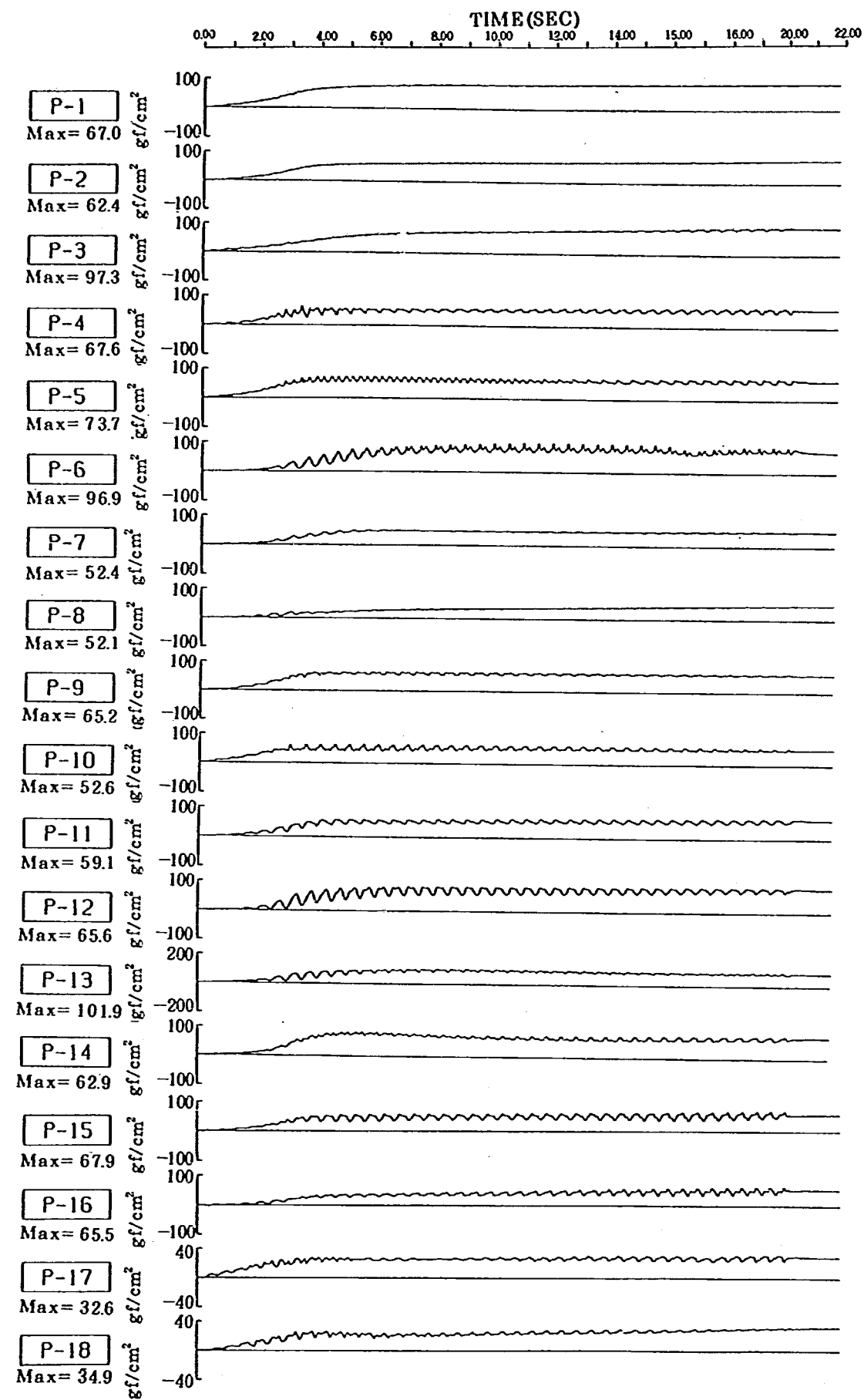


図 4. 2. 13 過剰間隙水圧の時刻歴 (No 1 - 2)

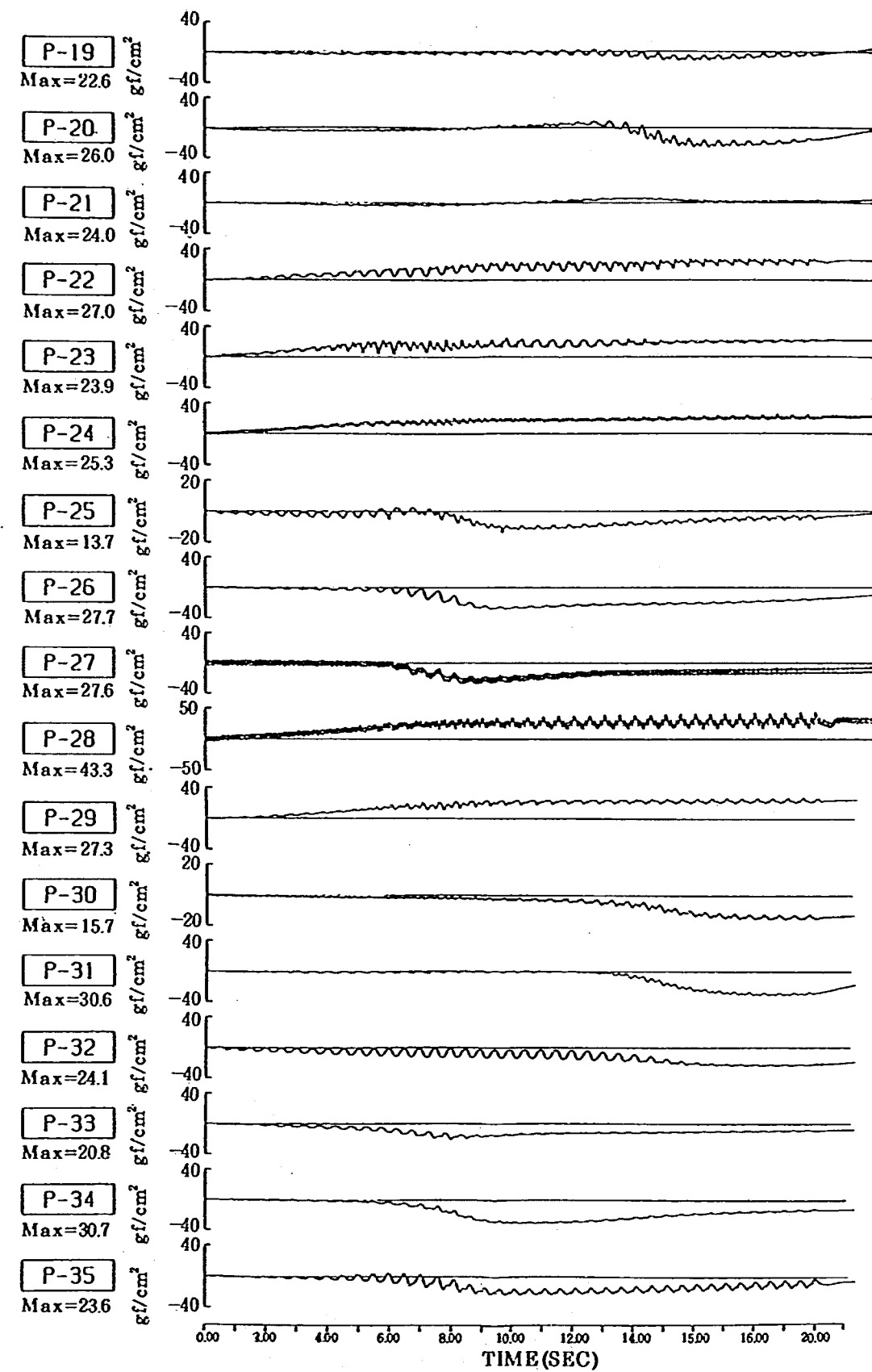
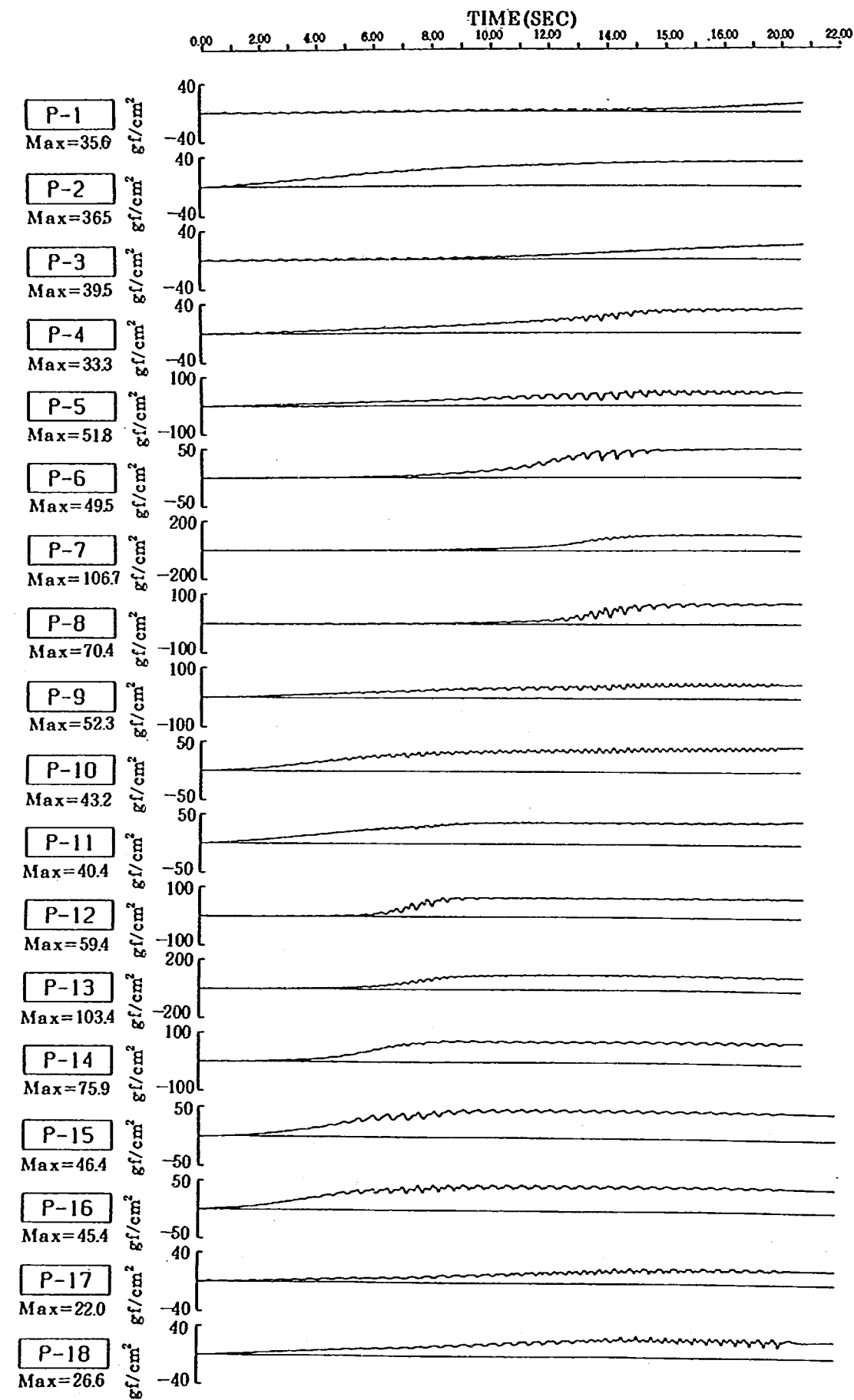
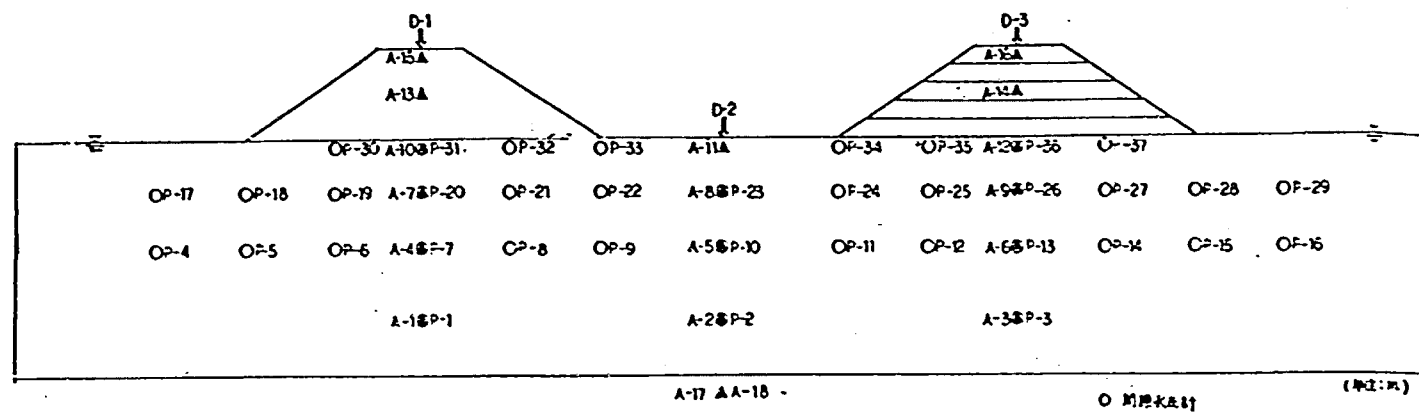


図 4.2.14 過剰間隙水圧の時刻歴 (No.2-2)



P-9
gf/cm²
Max=72.0

P-10
gf/cm²
Max=69.5

P-11
gf/cm²
Max=61.8

P-12
gf/cm²
Max=83.7

P-13
gf/cm²
Max=91.8

P-14
gf/cm²
Max=92.9

P-15
gf/cm²
Max=74.9

P-16
gf/cm²
Max=75.2

P-17
gf/cm²
Max=31.9

P-18
gf/cm²
Max=42.2

P-1
gf/cm²
Max=115.5

P-2
gf/cm²
Max=110.6

P-3
gf/cm²
Max=116.7

P-4
gf/cm²
Max=73.2

P-5
gf/cm²
Max=76.5

P-6
gf/cm²
Max=86.9

P-7
gf/cm²
Max=90.5

P-8
gf/cm²
Max=80.1

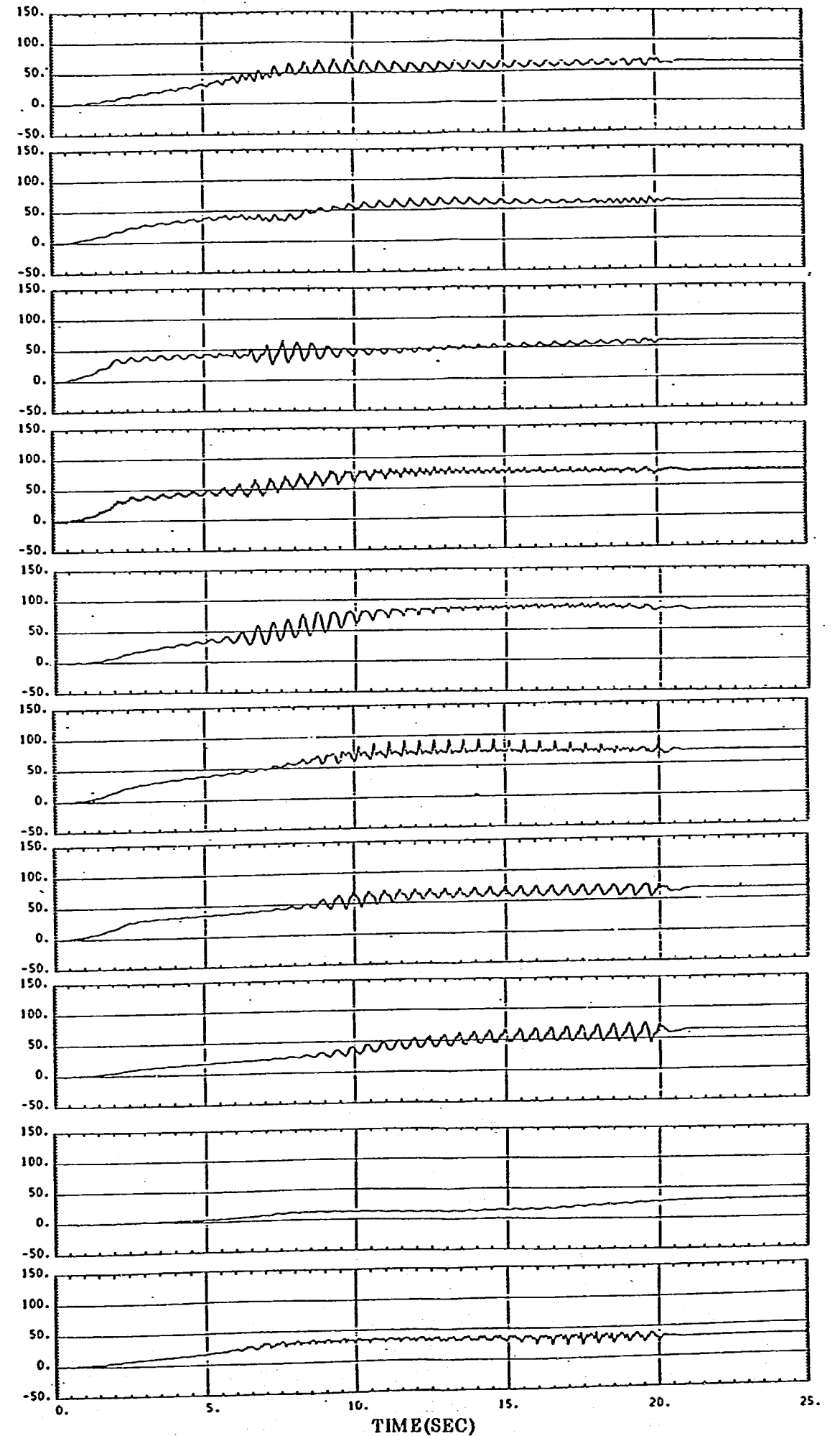
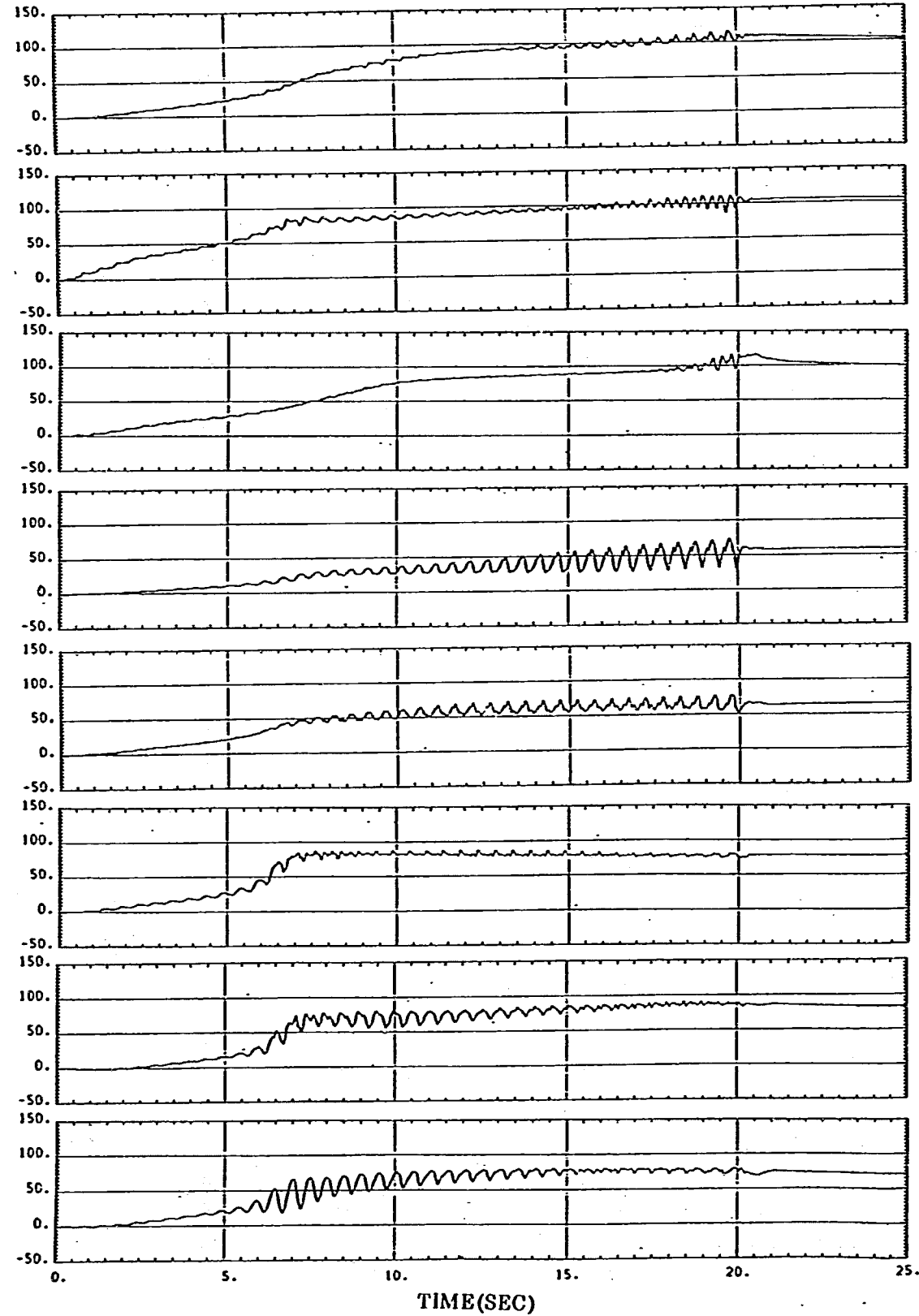
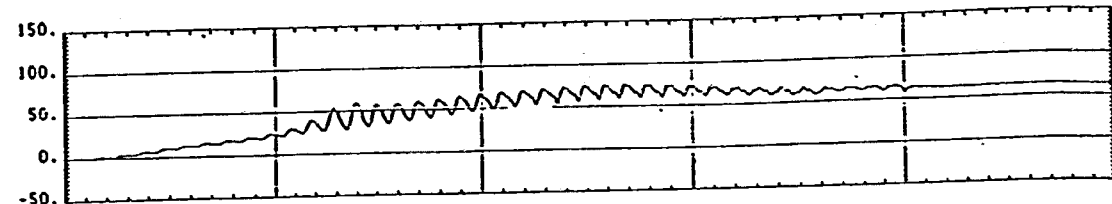
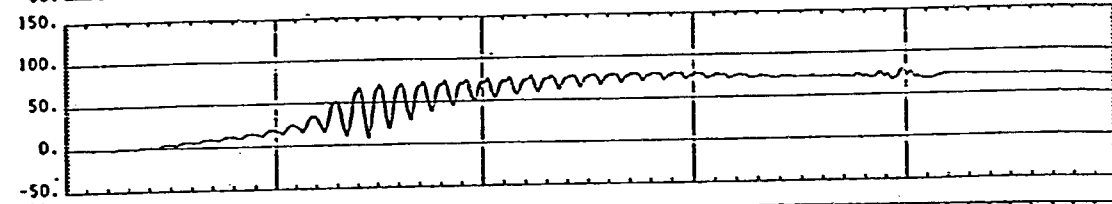


図 4. 2. 15 (1) 過剰間隙水圧の時刻歴 (No 3 - 1)

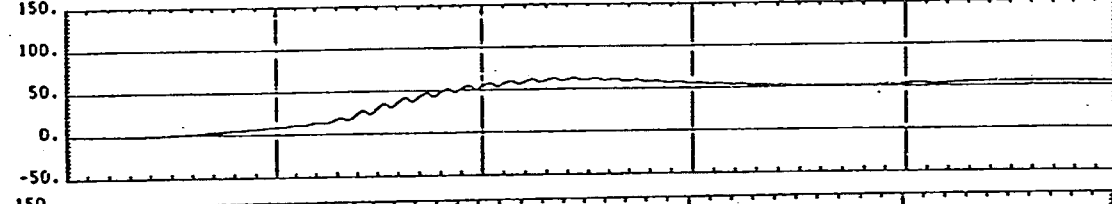
P-19
gf/cm²
Max= 75.6



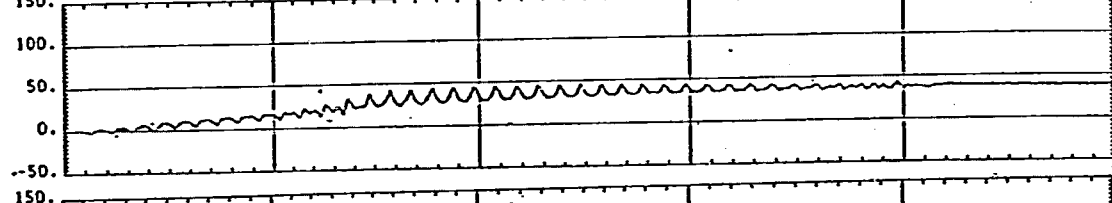
P-20
gf/cm²
Max=81.0



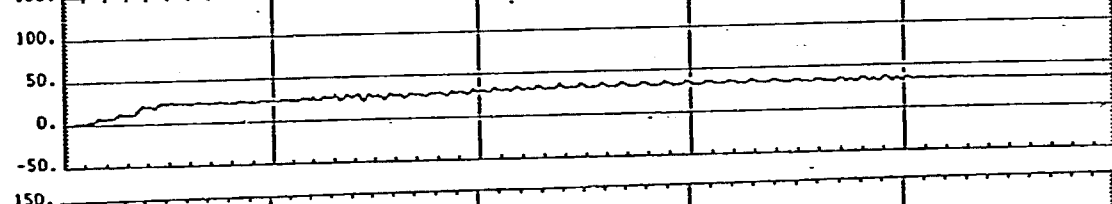
P-21
gf/cm²
Max=63.2



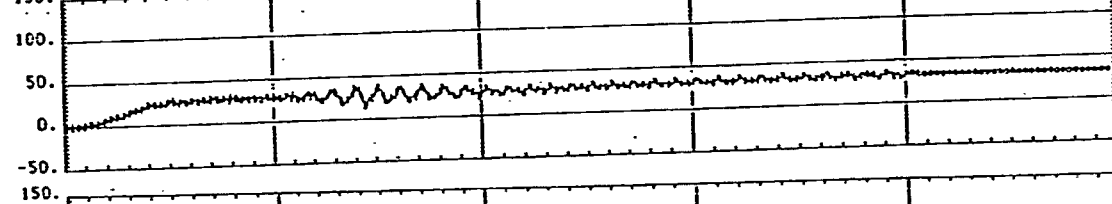
P-22
gf/cm²
Max= 46.4



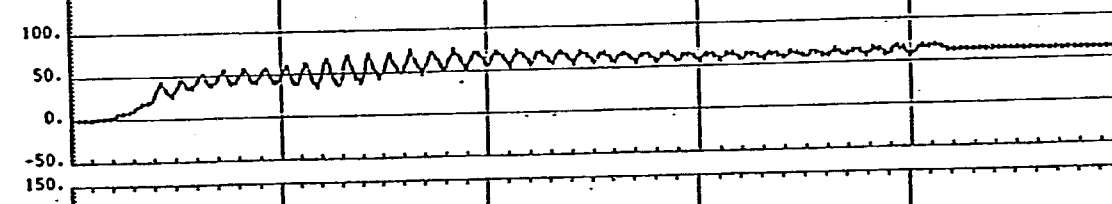
P-23
gf/cm²
Max= 37.5



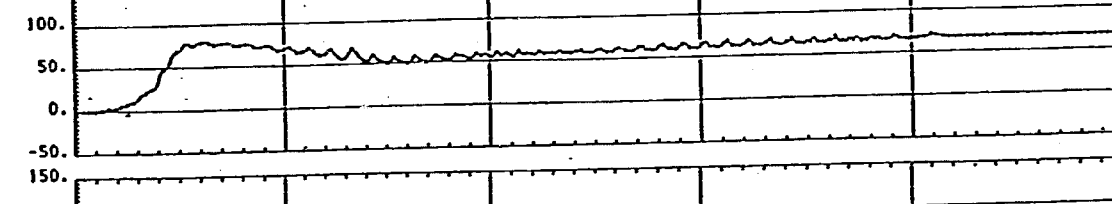
P-24
gf/cm²
Max= 40.6



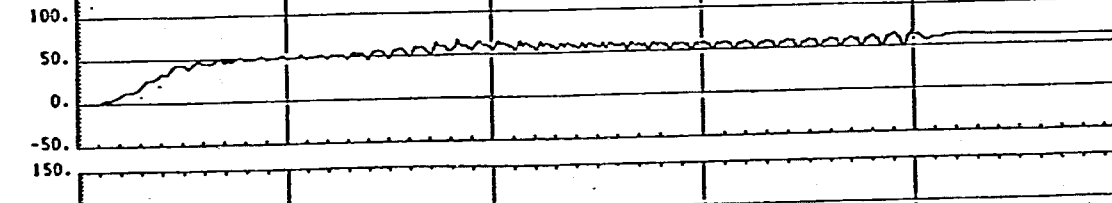
P-25
gf/cm²
Max= 77.6



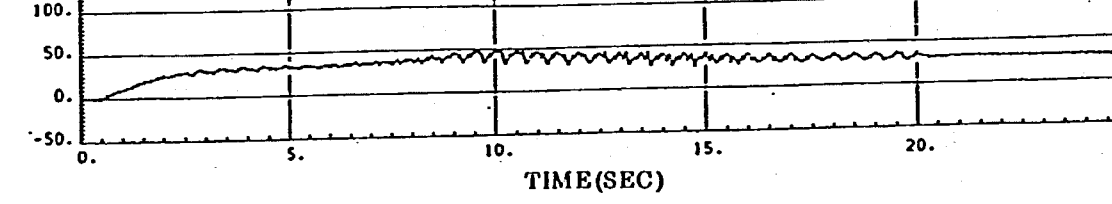
P-26
gf/cm²
Max= 81.5



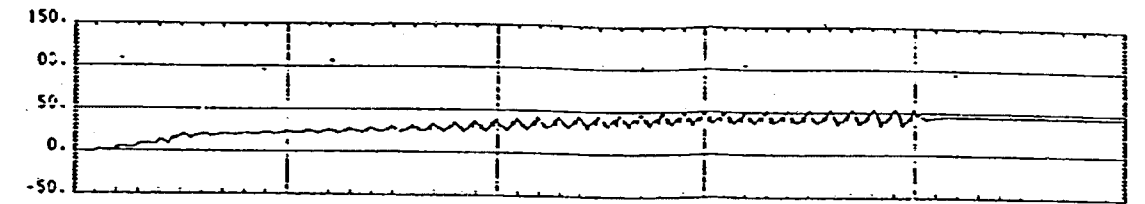
P-27
gf/cm²
Max= 67.7



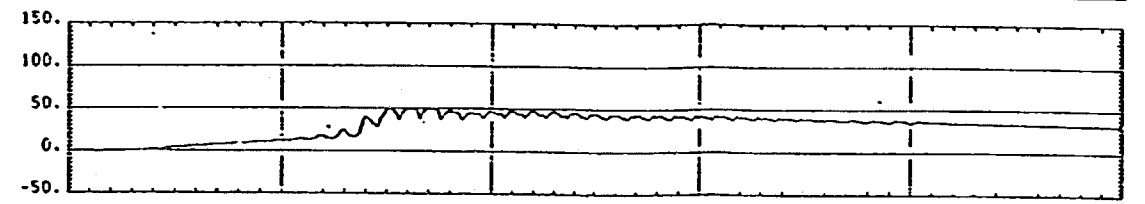
P-28
gf/cm²
Max= 49.6



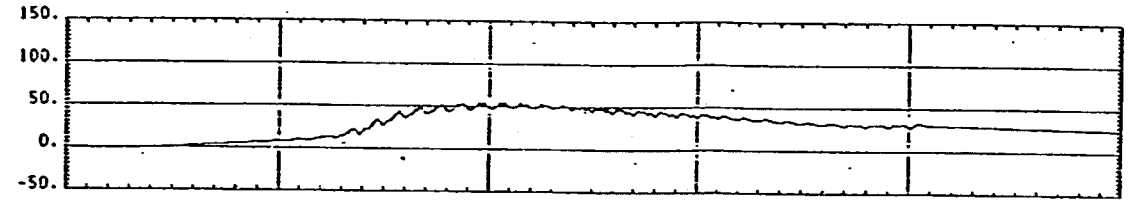
P-29
gf/cm²
Max= 54.5



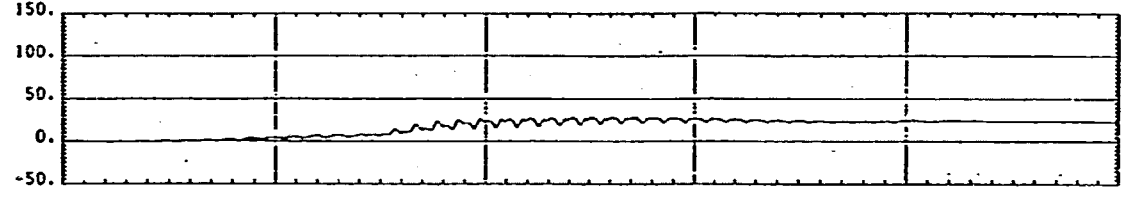
P-30
gf/cm²
Max= 49.7



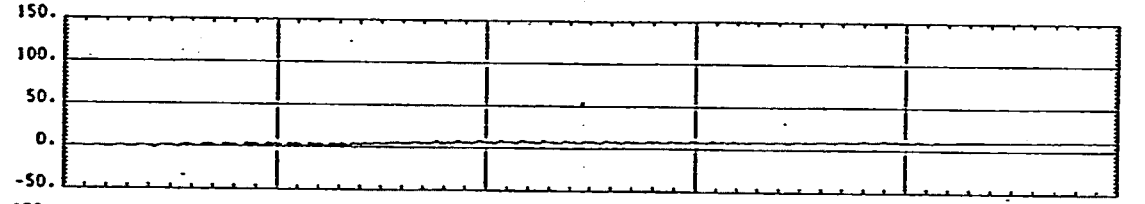
P-31
gf/cm²
Max= 54.3



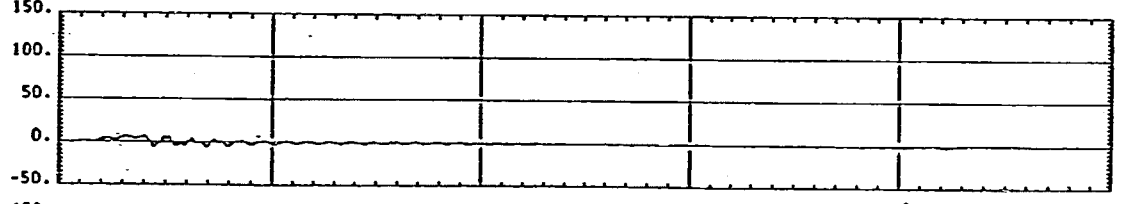
P-32
gf/cm²
Max= 27.8



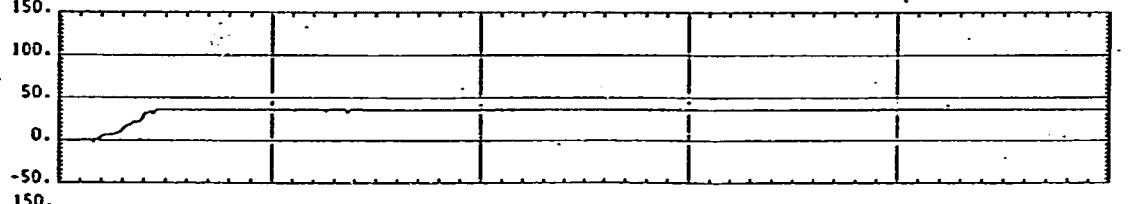
P-33
gf/cm²
Max= 10.5



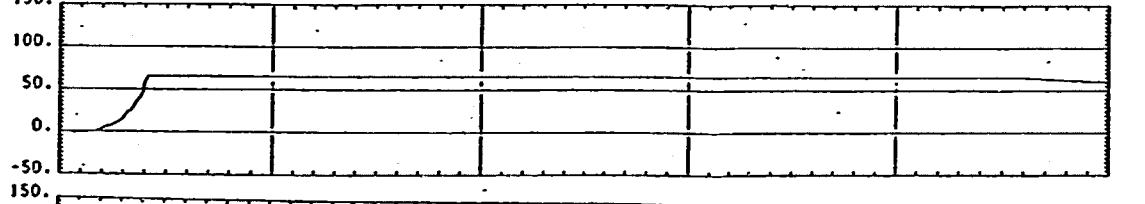
P-34
gf/cm²
Max= 6.7



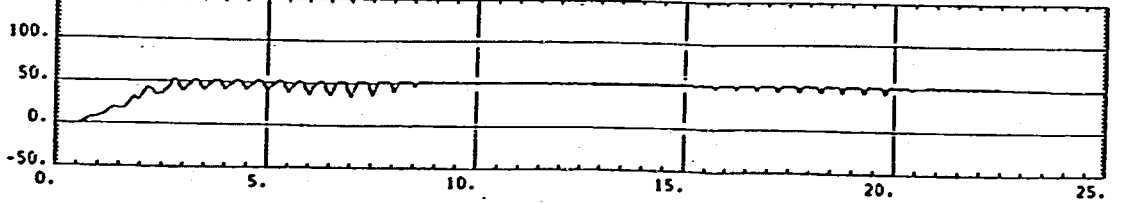
P-35
gf/cm²
Max= 35.5



P-36
gf/cm²
Max= 65.0

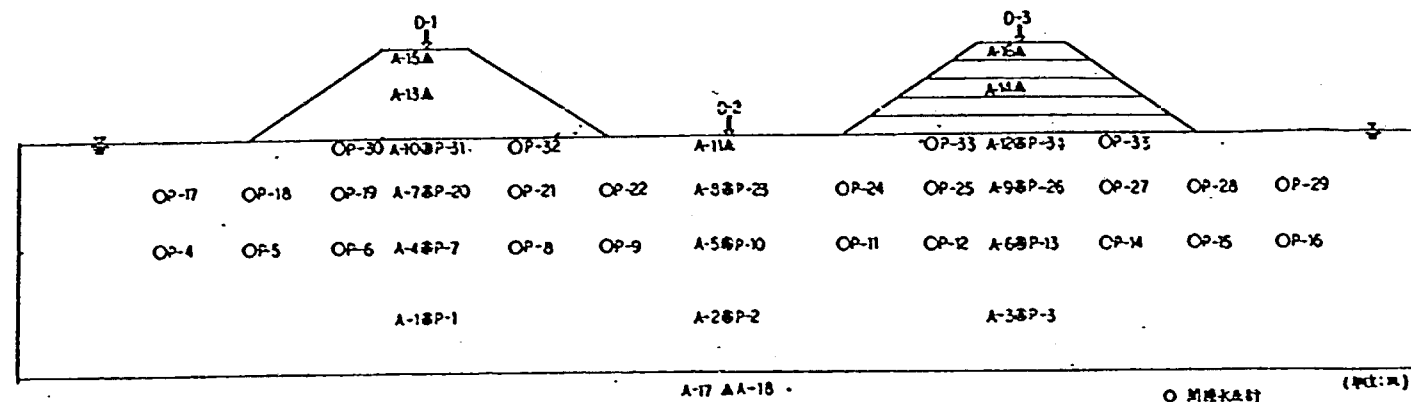


P-37
gf/cm²
Max= 52.0

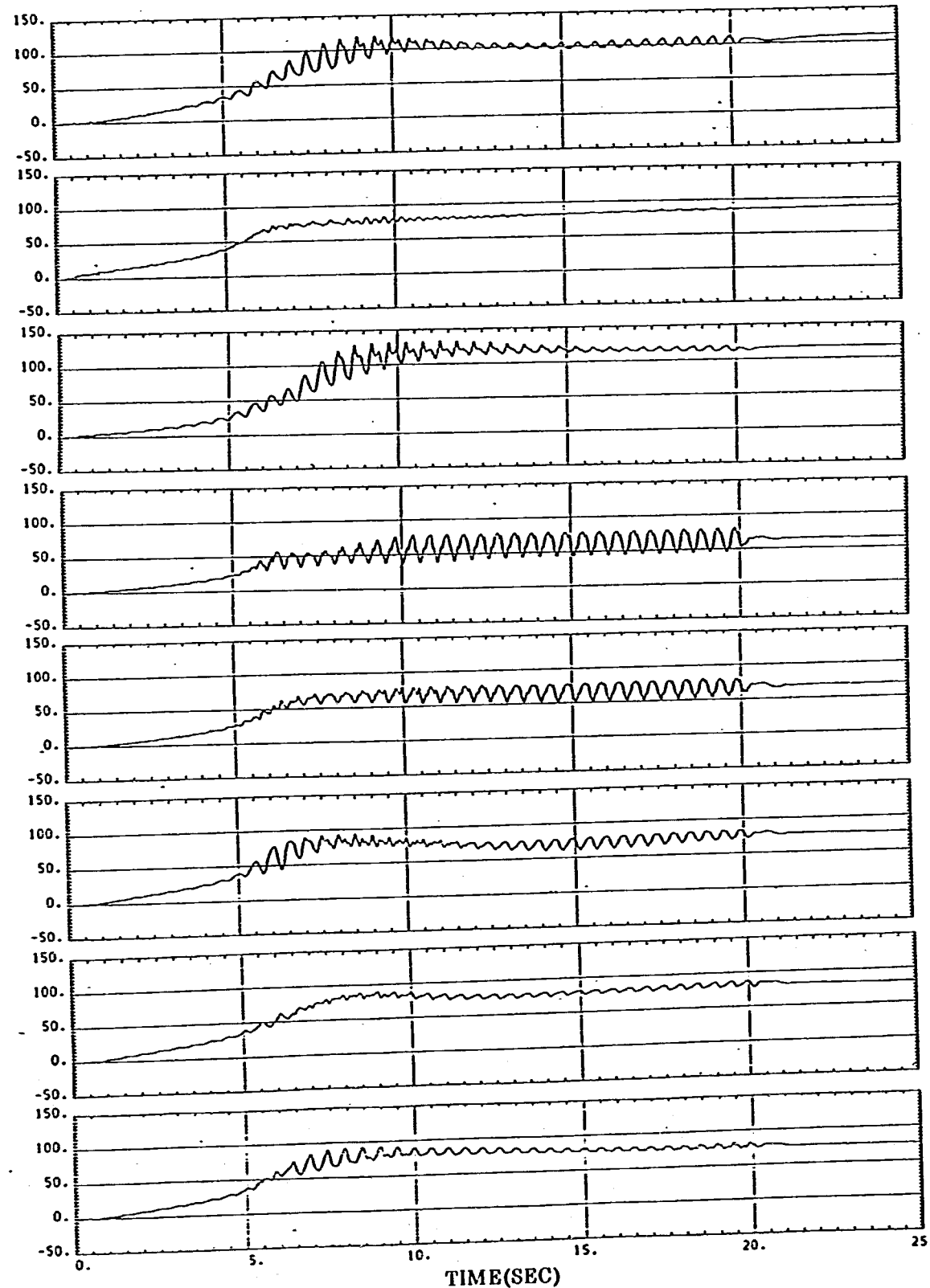


TIME(SEC)

図 4. 2. 15 (2) 過剰間隙水圧の時刻歴 (No. 3 - 1)



P-1
gf/cm²
Max= 119.8



P-2
gf/cm²
Max= 88.8

P-3
gf/cm²
Max= 132.9

P-4
gf/cm²
Max= 80.1

P-5
gf/cm²
Max= 80.1

P-6
gf/cm²
Max= 93.4

P-7
gf/cm²
Max= 89.0

P-8
gf/cm²
Max= 92.1

P-9
gf/cm²
Max= 71.7

P-10
gf/cm²
Max= 53.5

P-11
gf/cm²
Max= 68.3

P-12
gf/cm²
Max= 97.0

P-13
gf/cm²
Max= 86.9

P-14
gf/cm²
Max= 105.3

P-15
gf/cm²
Max= 81.0

P-16
gf/cm²
Max= 72.7

P-17
gf/cm²
Max= 25.8

P-18
gf/cm²
Max= 39.6

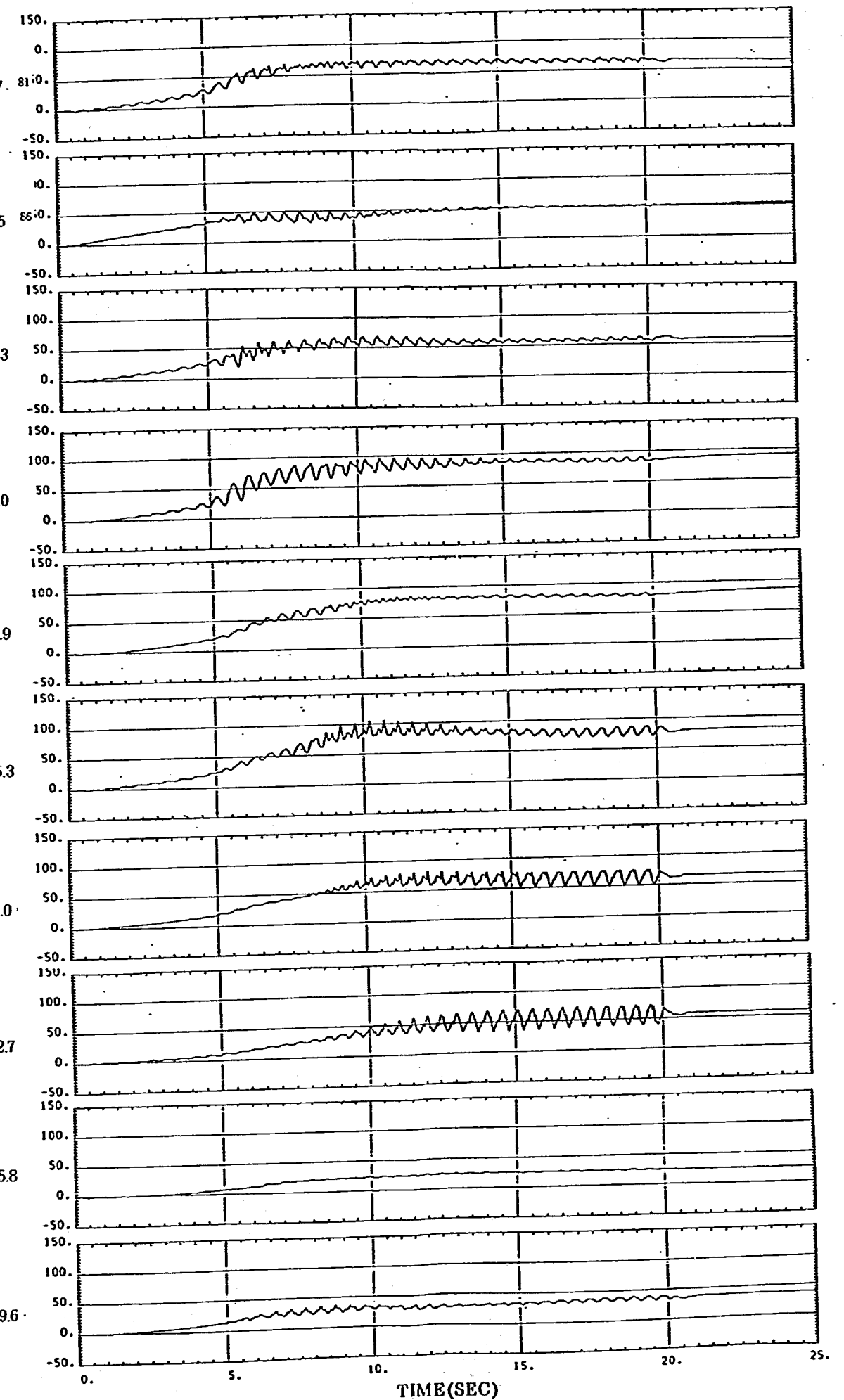
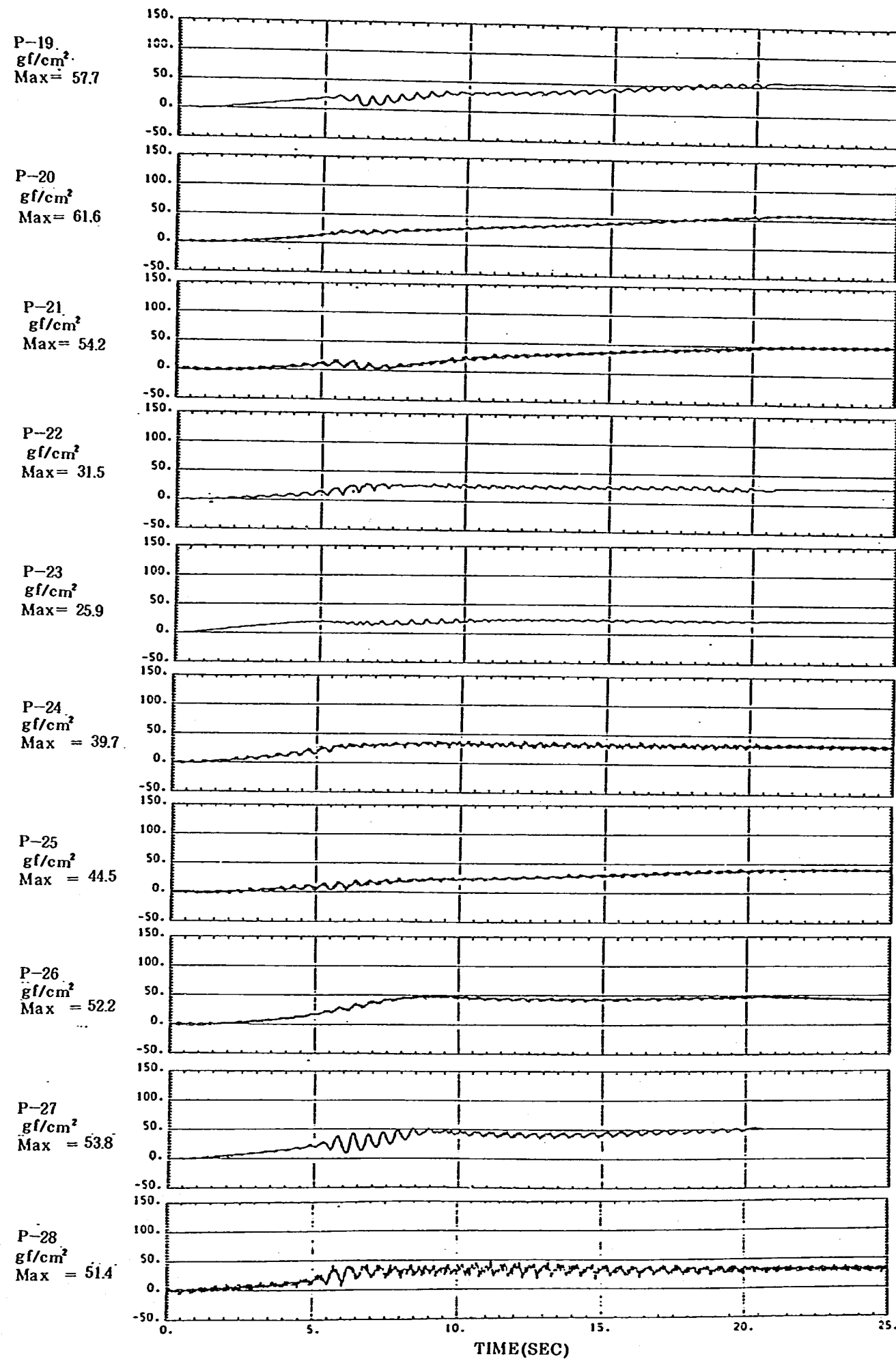


図 4. 2. 16 (1) 過剰間隙水圧の時刻歴 (No 4 - 1)



P-29
gf/cm²
Max= 40.8

P-30
gf/cm²
Max= 27.2

P-31
gf/cm²
Max= 23.8

P-32
gf/cm²
Max= 16.6

P-33
gf/cm²
Max= 23.1

P-34
gf/cm²
Max= 21.6

P-35
gf/cm²
Max= 23.3

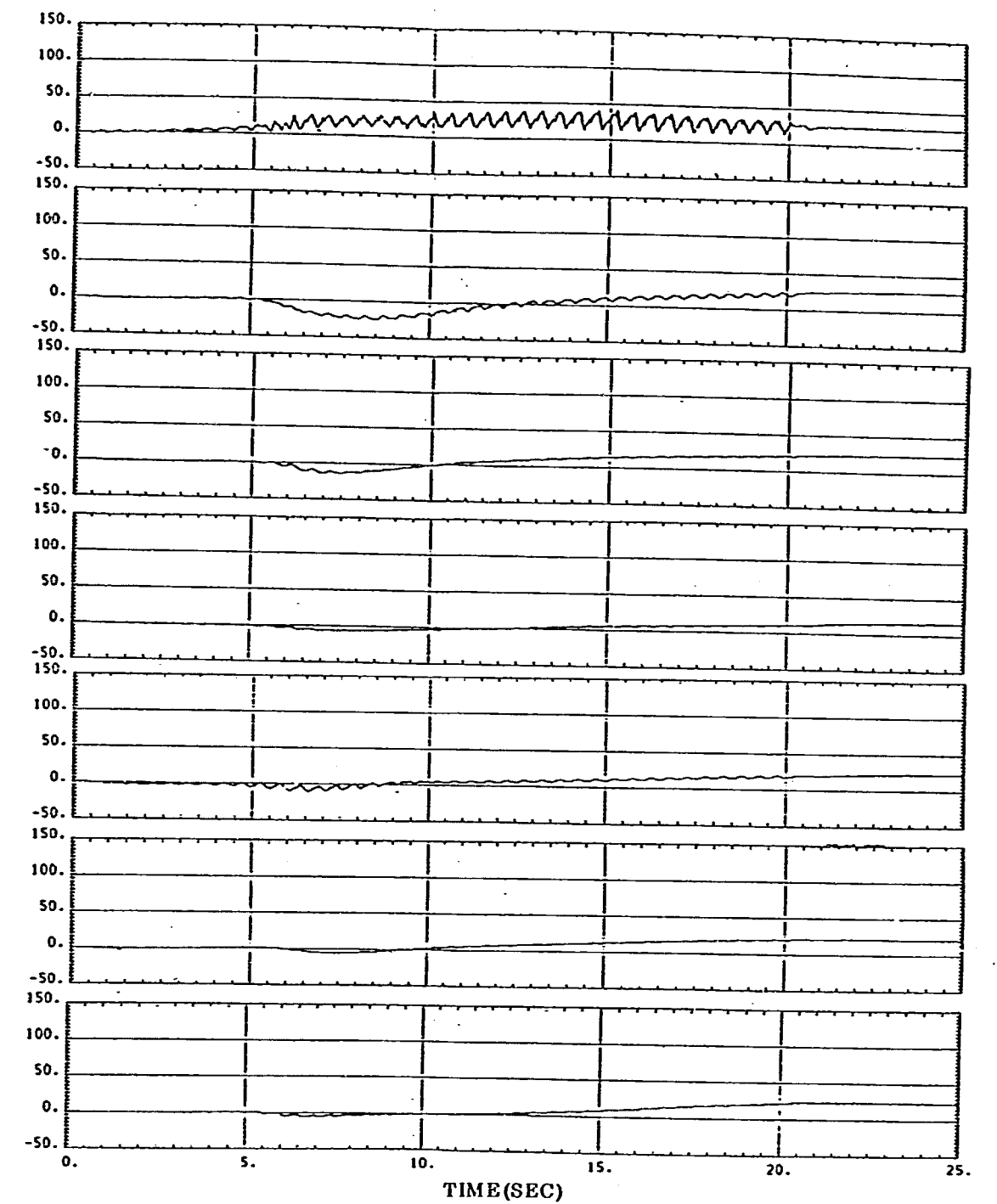


図 4. 2. 16 (2) 過剰間隙水圧の時刻歴 (No 4 - 1)

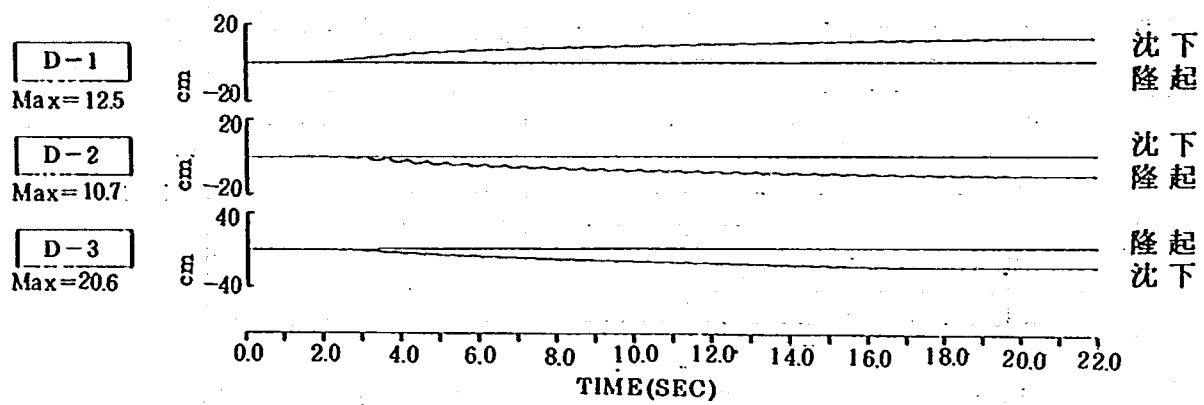


図 4.2.17 鉛直変位の時刻歴 (No 1 - 2)

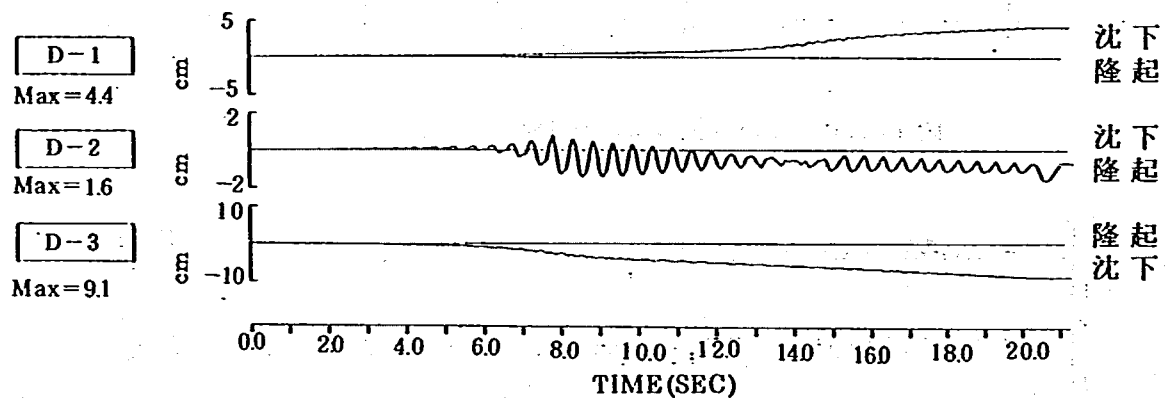


図 4.2.18 鉛直変位の時刻歴 (No 2 - 2)

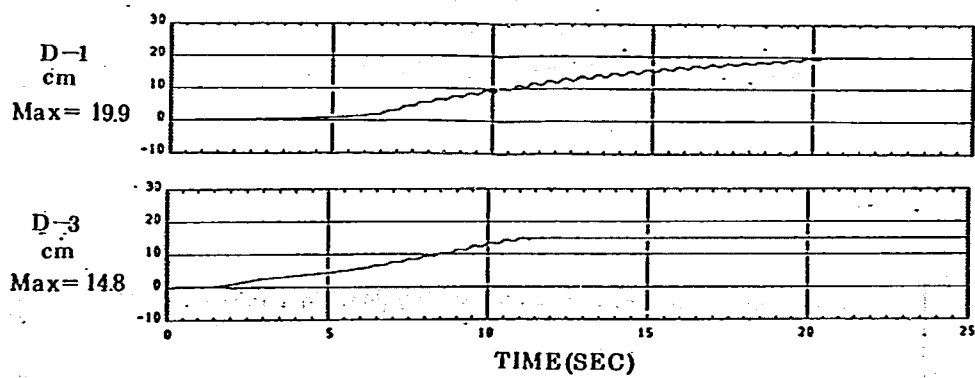


図 4.2.19 鉛直変位の時刻歴 (No 3 - 1)

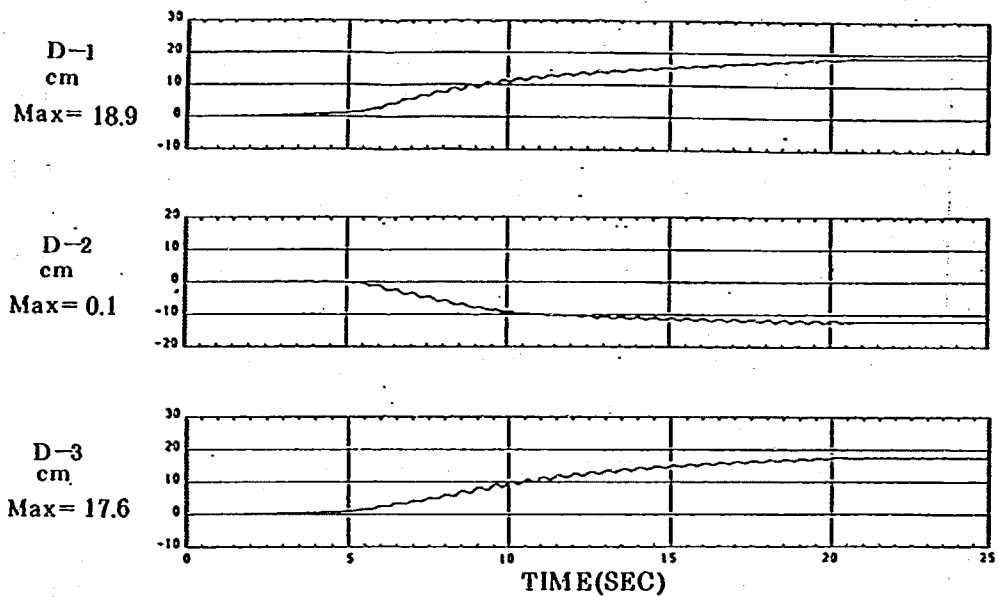


図 4.2.20 鉛直変位の時刻歴 (No. 4 - 1)

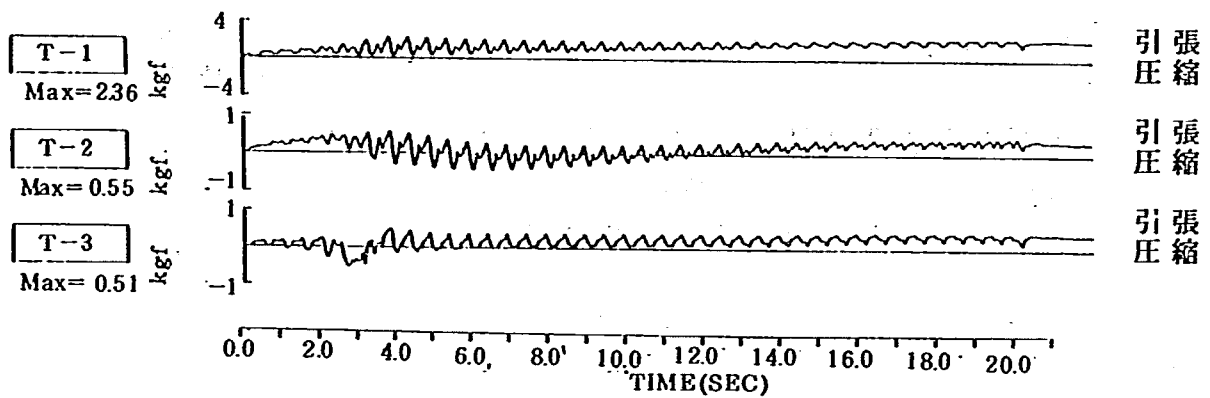


図4.2.21 補強材の張力の時刻歴 (No. 1 - 1)

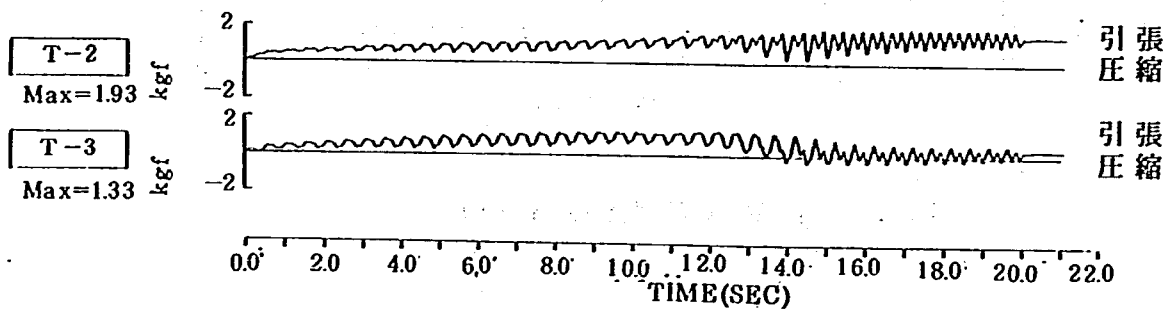
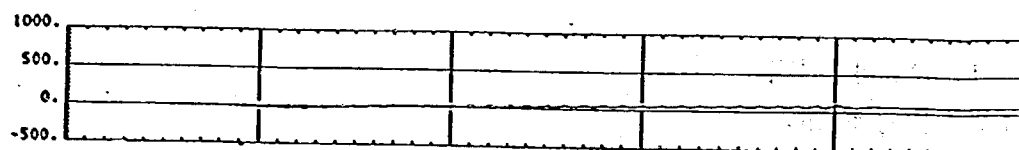
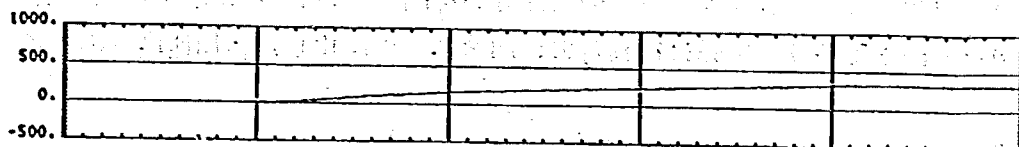


図4.2.22 補強材の張力の時刻歴 (No. 2 - 1)

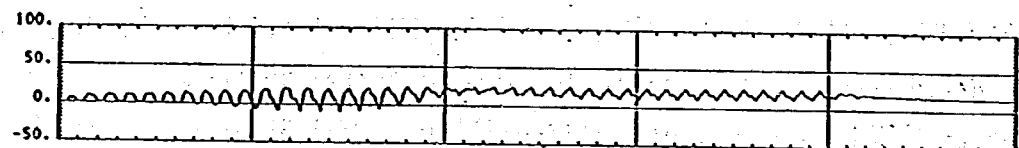
T1
 10^{-6}
 Max=101.5



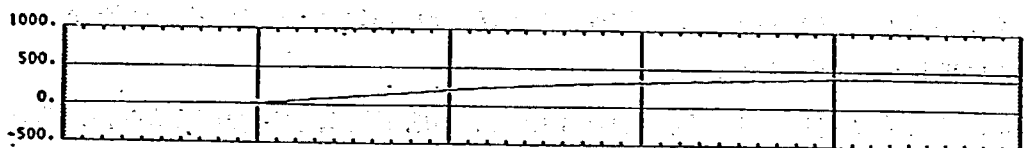
T2
 10^{-6}
 Max=324.7



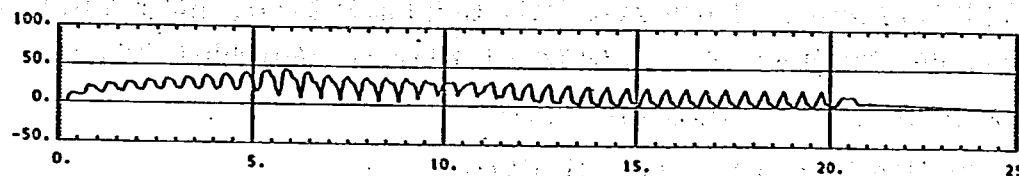
T3
 10^{-6}
 Max=25.3



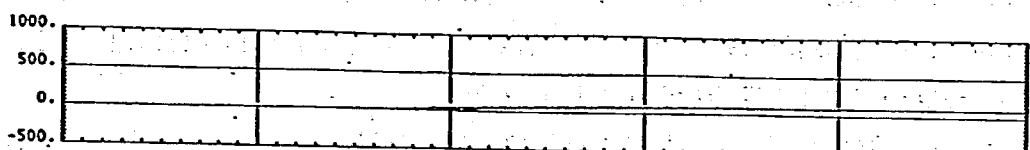
T4
 10^{-6}
 Max=402.7



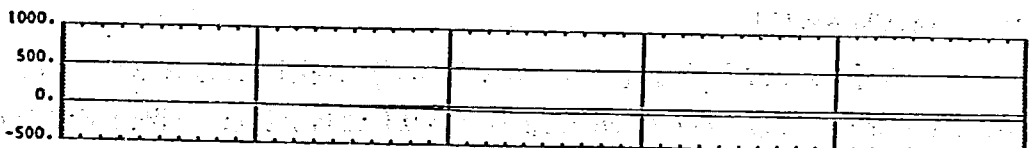
T5
 10^{-6}
 Max=46.2



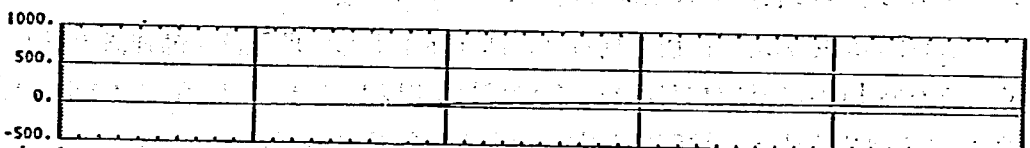
T6
 10^{-6}
 Max=98.1



T7
 10^{-6}
 Max=0.5



T8
 10^{-6}
 Max=96.0



測 点 No	計測成分	正 符 号
T 1, T 2, T 4 T 6, T 7, T 8	軸方向	引張り
T 3, T 5	曲 げ	鉄筋の下面がのびる

図4.2.23 補強材の曲げ歪と引張歪の時刻歴 (No. 4-1)

4. 2. 4 考察

(1) 応答加速度

各実験から得た応答加速度倍率の鉛直分布を図 4.2.24~27に示す。図の縦軸は加速度計の位置の底面からの高さであり、横軸は振動台の台加速度で正規化した各加速度計のある時刻における振幅である。

模型が小型であるため、地盤が液状化しない場合には、全体として剛体に近い挙動を示し、盛土の応答倍率は各点とも大略1に近い。このような例はNo.1-1,2-1である。以下、地盤が少なくとも部分的に液状化した実験についてのみ、応答加速度の特性を図示した。

No.1-2は盛土天端の応答が加速度倍率が初期に1.2~1.3倍であった。その後、地盤の液状化によって底面から0.7m以上の所で応答加速度倍率が約0.4倍となっている。底面から0.3mの所は時刻歴にあるように振幅の変化が少ない。

No.2-2は液状化した後、底面から1m以上の所で応答加速度倍率が約0.7倍となっている。加速度応答倍率の減少がNo.1-2より少ないことは、盛土下部の締固め効果によるものと考えられる。地盤中央のA-8の値は他に比べて特に大きな値を示しているが、その理由は不明である。底面から0.7m以内の所では加振中、ほぼ一定の振幅を保っている。

No.3-1はNo.1-2と同様の特徴を示している。

No.3-2は加振開始10秒以後、盛土部分の加速度応答倍率が0.2~0.3倍に減少している。

No.4-1は加振開始5秒後に加速度応答倍率が減少し始め10秒以後は0.5倍程度となっている。

No.4-2はNo.3-2と同様の特徴を示している。

これらの実験に共通して、加速度応答倍率は補強材の有無によって余り影響されていない。

(2) 過剰間隙水圧比

各実験から得た過剰間隙水圧比 (u/σ_v') の分布を図 4.2.28~33に示す。完全液状化するときの値は1.0になり、このような分布図により、液状化に近い領域を判別することができる。過剰間隙水圧比を求めるときの有効上載圧は有限要素法を用いて求めた。

1) No.1-2の加振開始10秒後を見ると、補強盛土下部の地盤は無補強盛土下部よりも u/σ_v' が小さく、また盛土の無い地盤部分の u/σ_v' は0.8以上になっている。20秒後は10秒後と同様である。

2) No.2-2は盛土直下の締固めた密度の大きい部分に所期水圧よりも低くなった領域が広がっている。その下部では u/σ_v' が0.7近くまで上昇し、さらにその下部では u/σ_v' が0.1ほどであり液状化には至っていない。このような分布形状は他の実験と異なっており、これは締固めの影響とみられる。

3) No.3-1の加振開始10秒後では、左側の地盤は液状化しておらず、中央地盤部と右側の盛土直下部分は u/σ_v' が約0.8に達している。加振開始18秒後では、 u/σ_v' が1以上になっている部分がある。

4) No.3-2は加振開始直後から液状化しており、地盤の広い範囲で u/σ_v' が0.6を上回っている。

5) No.4-1の加振開始10秒後では u/σ_v' は0.4以下である。18秒後では左右端の地盤に u/σ_v' が1以上となっている部分がある。盛土直下の浅層部分の u/σ_v' はNo.3-1に比べてはるかに小さい。

しかし、後述するように模型3、4の盛土の沈下量の差は小さい。今回のような盛土部分のみの補強方法では地盤の液状化を防止し難く、盛土の沈下防止対策としての効果は小さい。

6) No.4-2の18秒後の $u/\sigma'v$ はNo.3-2の値よりも全体にやや低い。このことは、後述するように盛土の沈下量の差として表れた。

(3) 盛土天端の累積沈下量

補強材の効果として、盛土のすべり破壊を防止し盛土の沈下を抑制することが期待された。ここでは台加速度と盛土の累積沈下量の関係を図-4.2.34に示し、考察する。

模型No.1,2の台加速度173galでは無補強、不織布5枚、無補強（地盤締固め）、不織布5枚（地盤締固め）盛土の順に沈下量が小さい。地盤締固めの場合に沈下量が小さいのは自明なことである。地盤締固めのない模型1について沈下量を比べると、無補強盛土に対して補強盛土の沈下量は約6割である。これを、補強効果のためと考えることができる。ただし、図4.2.28では補強盛土直下の間隙水圧が小さく、このことが盛土の沈下量の差に影響したと考えることもできる。地盤が液状化していない110galの加振レベルでは盛土の沈下は僅小で、補強効果を評価することはできない。

一方、模型No.3,4の台加速度150galでは補強材の多少、補強材の相違による顕著な沈下量の差は無い。また、模型No.1と比べると、模型No.3,4では模型No.1よりも小さな加振加速度で模型No.1右盛土（無補強）と同じ程度の沈下量が生じた。このように補強した盛土の沈下量が無補強盛土の場合と大差がないことの理由は、過剰間隙水圧比の考察で述べたように、地盤はいずれの実験においても液状化しているためである。すなわち、このような盛土補強により地盤の液状化及び盛土沈下とも抑制する効果はほとんどないとするのが妥当であろう。

一方、上述したようにNo.1-2の不織布5枚補強盛土は無補強盛土に対し、間隙水圧、沈下量とも抑制効果がある結果が得られているが、逆に言えば、補強盛土下において無補強盛土と同様の間隙水圧が発生したとすれば、沈下量そのものも同程度になることが予想される。実際、発生過剰間隙水圧の差は、わずかな密度の差によって比較的容易に生ずるものであり、そのようなことがこの場合にも反映していると考えられる。

いずれの補強盛土においても、地盤が液状化した場合には盛土の沈下が生じると考えられ、無補強盛土に対する補強盛土の沈下抑制効果は今回の実験結果からでは有効という評価が困難であった。

(4) 模型の変形

ここでは模型の変形を模写図と写真から考察する。図4.2.35～38に色砂と地表面の模写を、写真4.2.1～4に盛土の変形状況を示す。

模型断面の変形はいずれの実験においても、盛土部分の鉛直変位は中央かやや外寄りで最大であり、また、のり尻下部の地盤に地盤を押し広げるような水平変位が生じている。模型No.2は盛土下部の地盤を締固めてあるので実験No.2-2の台加速度173galでは変形がわずかであり、No.2-3においても底面から0.7mまでの地盤に変形は生じていない。

模型No.2の右側盛土は写真4.2.2に示すように多くの大きなクラックが生じており、この様子は実物の盛土の被害状況と良く似ている。これに対し、不織布で補強した左側盛土には大きなクラックが

生じていない。このことから、クラックのような引張り応力に起因する破壊を防ぐ効果が補強材にあると考えられる。不織布、ネットを用いた盛土では敷設数の多い盛土の方がクラックの発生数は少ない。鉄筋を用いた盛土では敷設数の多い盛土の方がクラックの発生数はやや多い。これは、鉄筋と盛土砂との不連続面に生じたクラックが地表面に現れたものと考えられる。

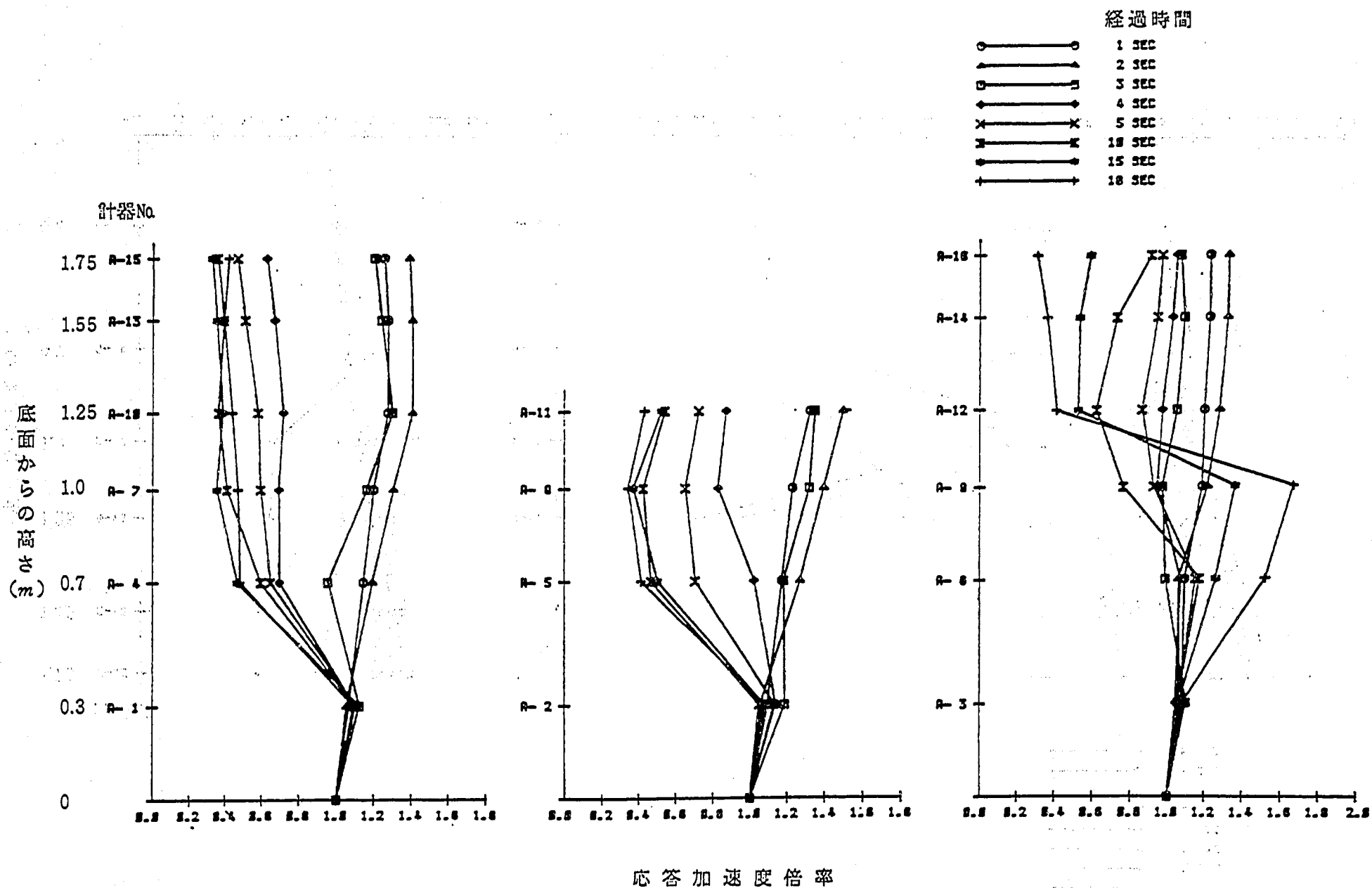


図4.2.24 応答加速度倍率の鉛直分布 (No. 1 - 2)

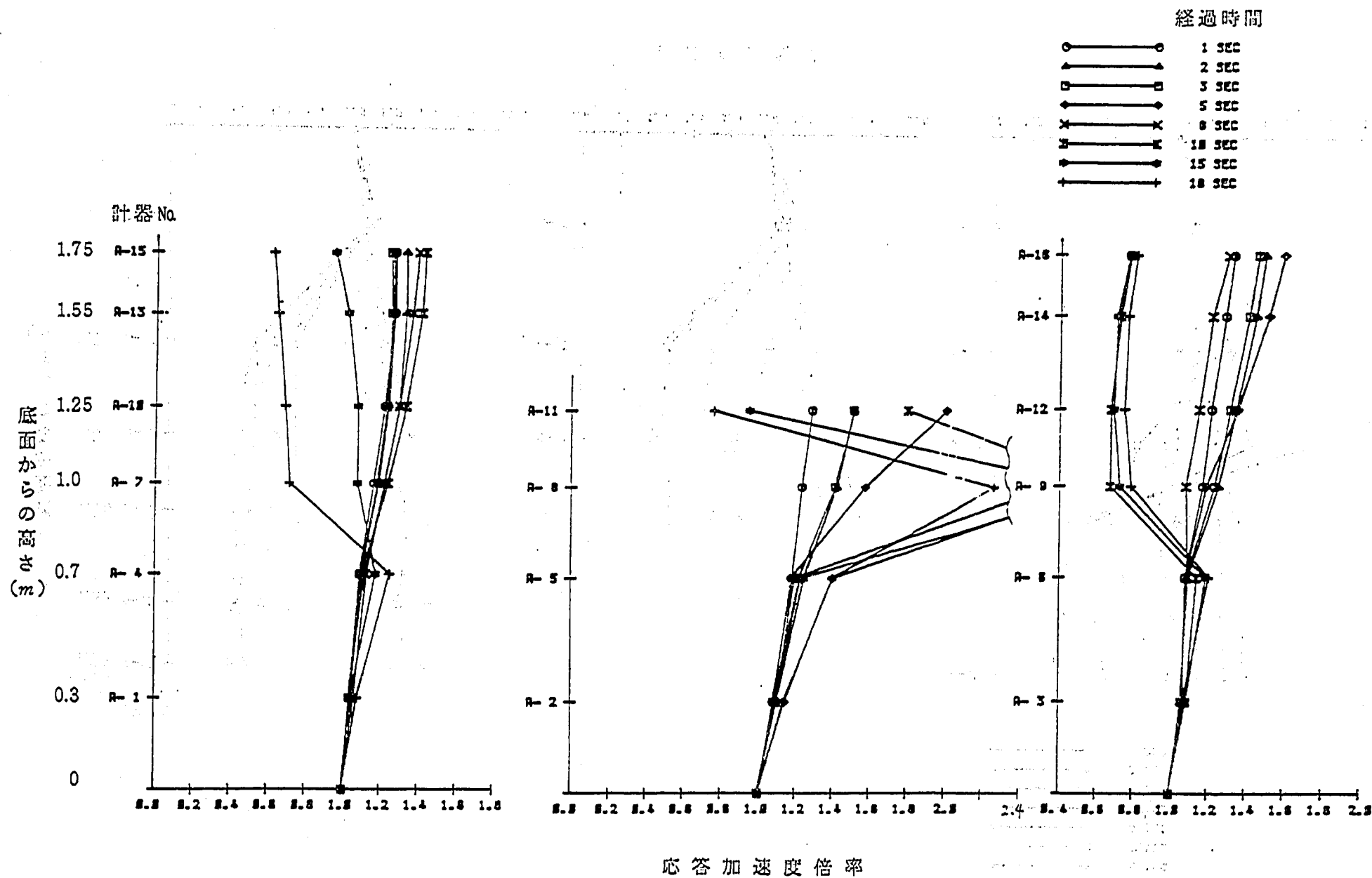
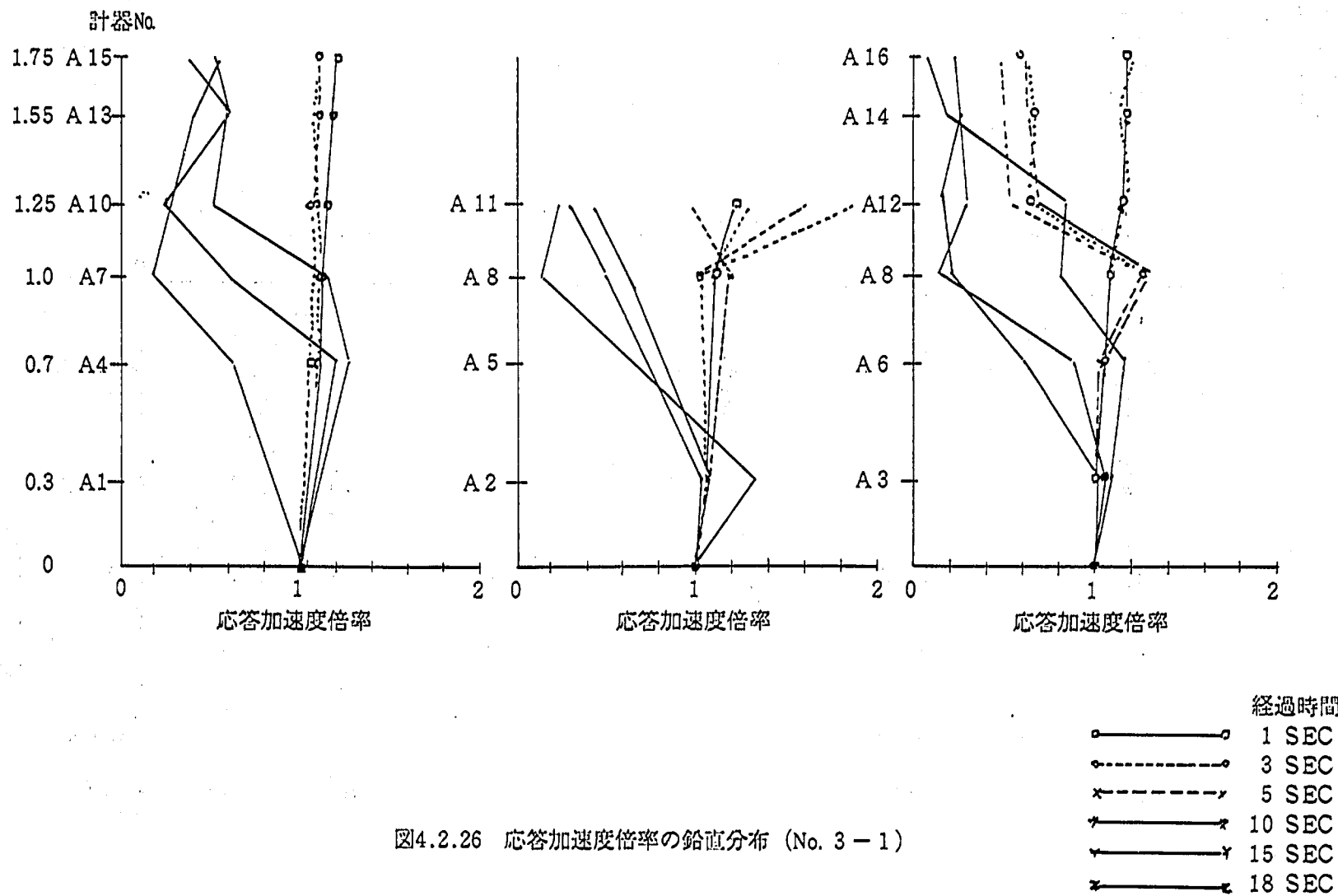


図4.2.25 応答加速度倍率の鉛直分布 (No. 2-2)



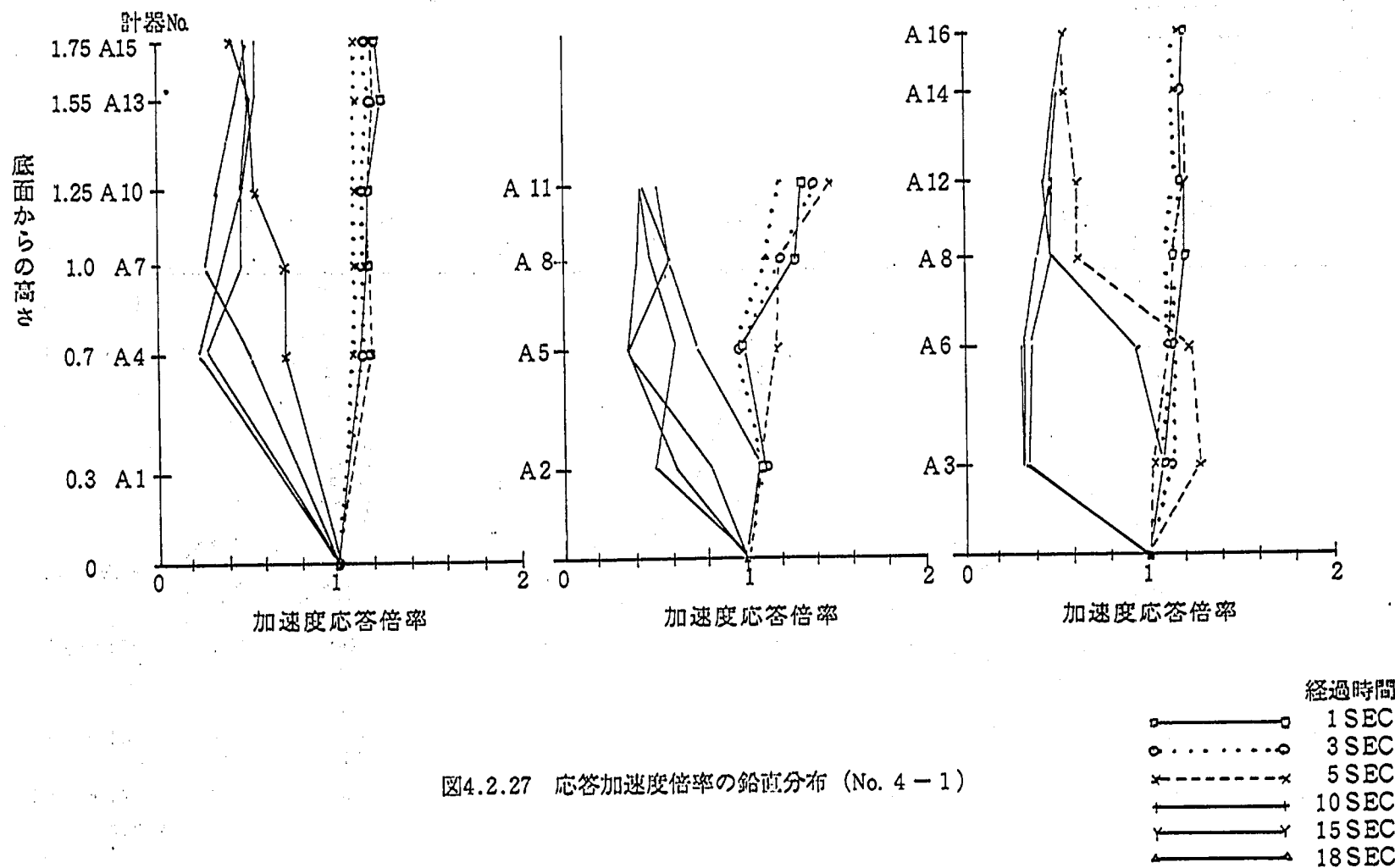


図4.2.27 応答加速度倍率の鉛直分布 (No. 4-1)

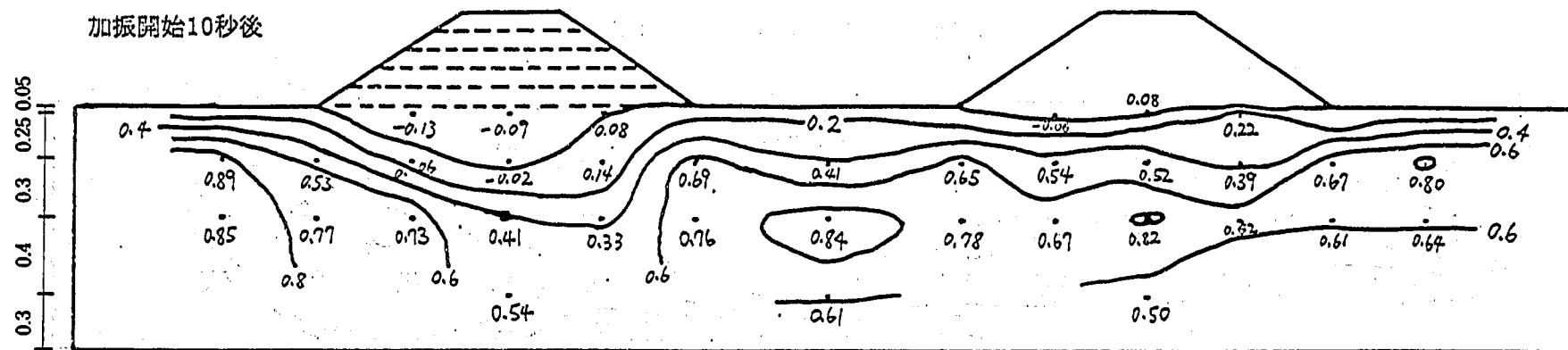


図4.2.28 過剰間隙水圧比 (No. 1 - 2)

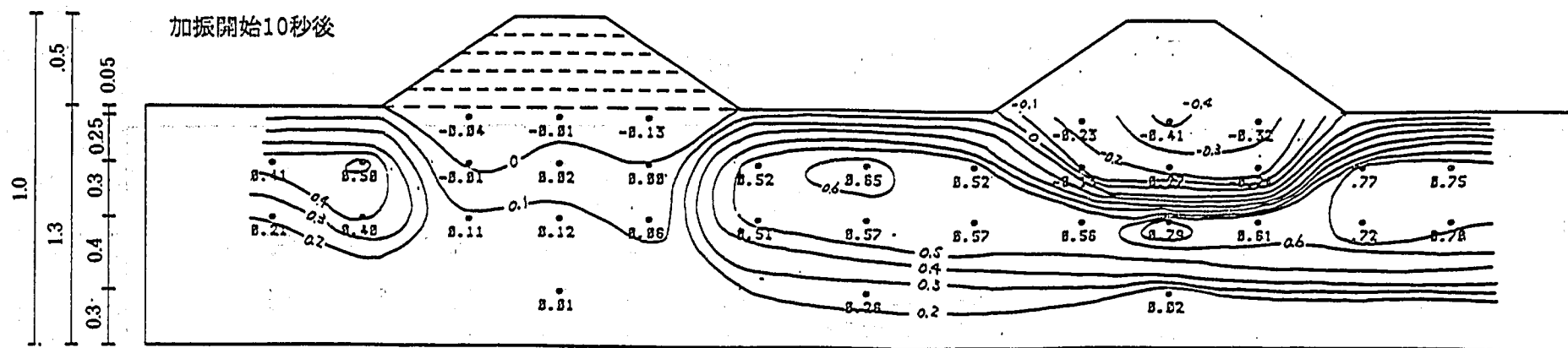


図4.2.29 過剰間隙水圧比 (No. 2 - 2)

加振開始10秒後

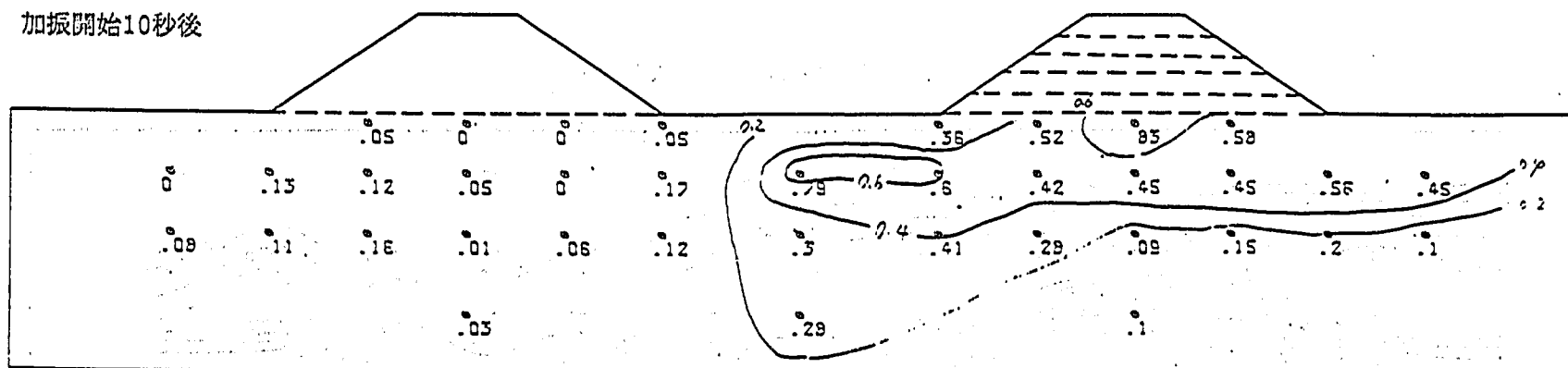


図4.2.30 過剰間隙水圧比 (No. 3 - 1)

加振開始18秒後

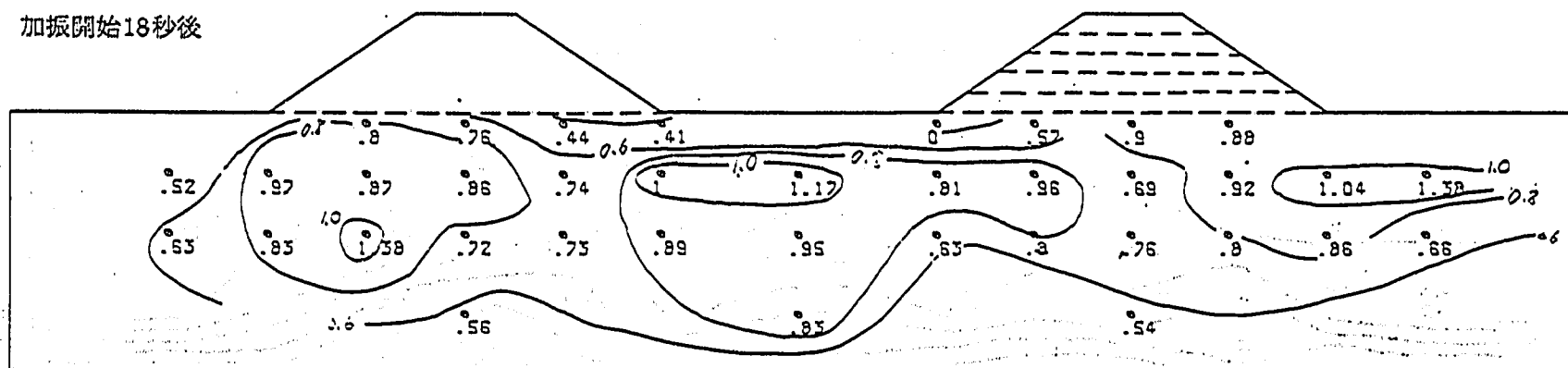


図4.2.31 過剰間隙水圧比 (No. 3 - 1)

加振開始10秒後

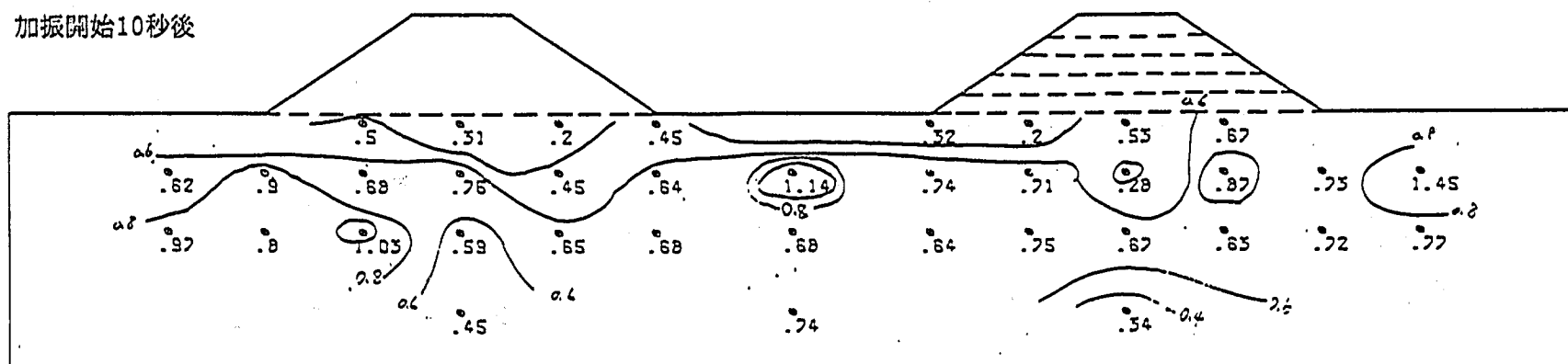


図4.2.32 過剰間隙水圧比 (No. 3-2)

加振開始10秒後

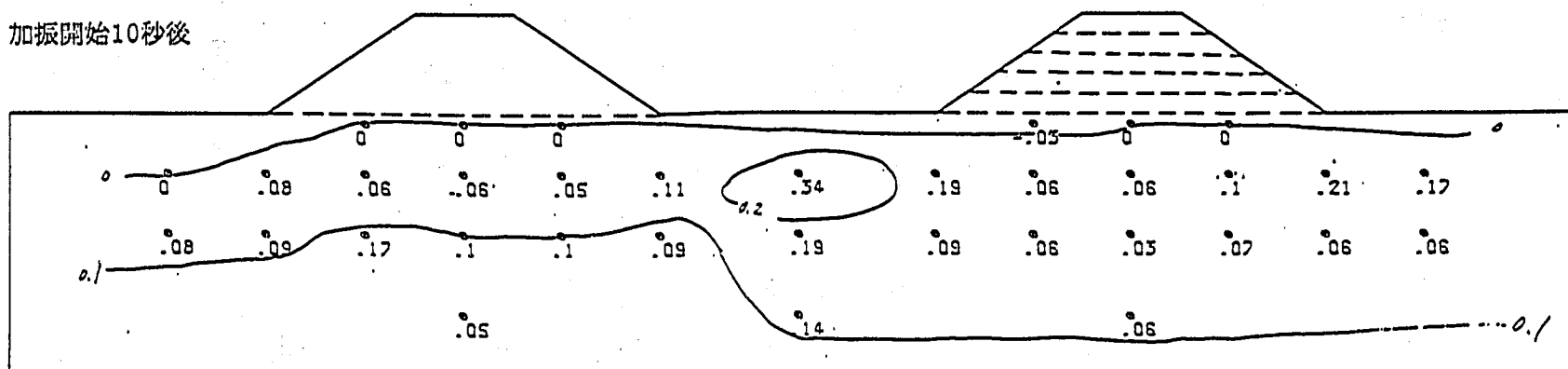


図4.2.33 過剰間隙水圧比 (No. 4-1)

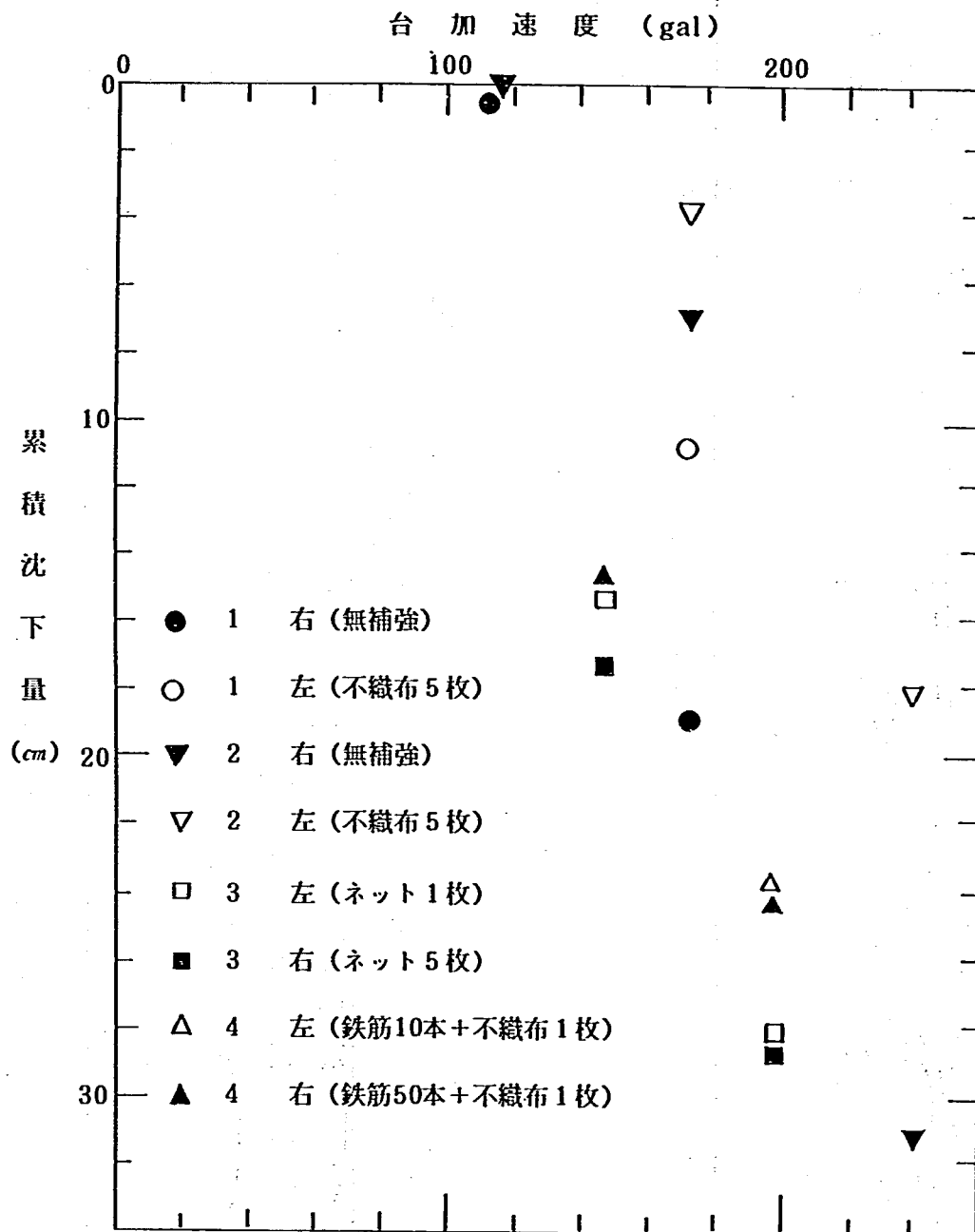


図 4. 2. 34 盛土天端の累積沈下量

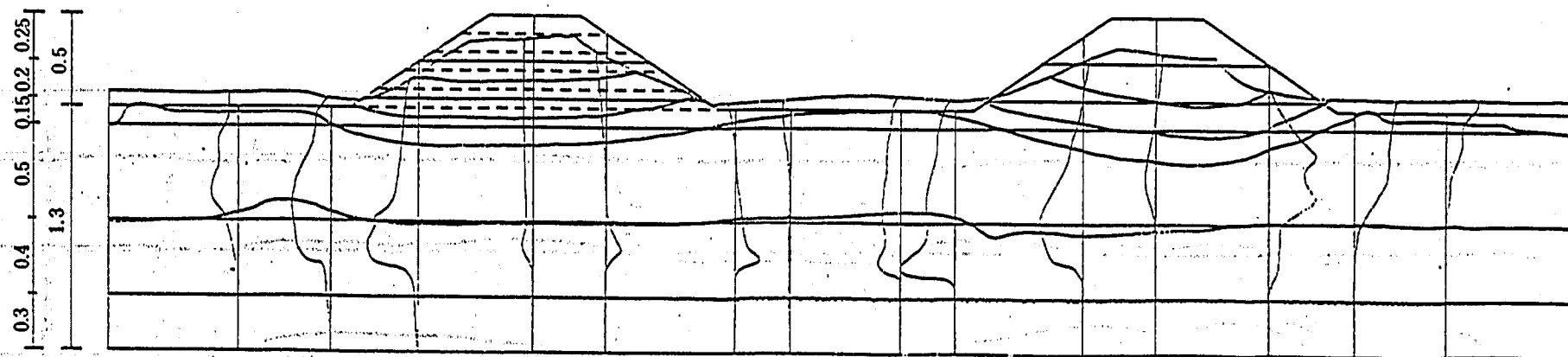


図4.2.35 色砂および標点による変位図 (No. 1 - 2)

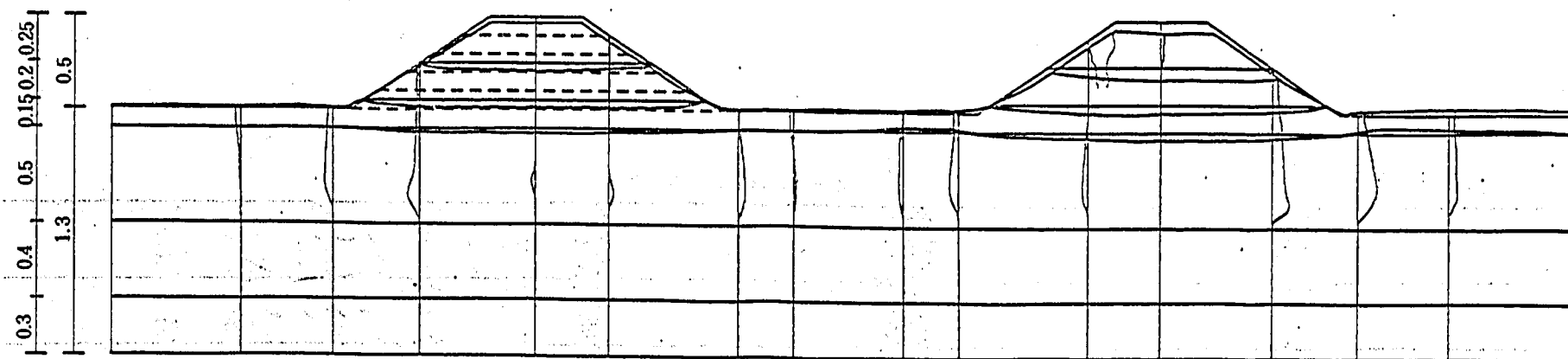
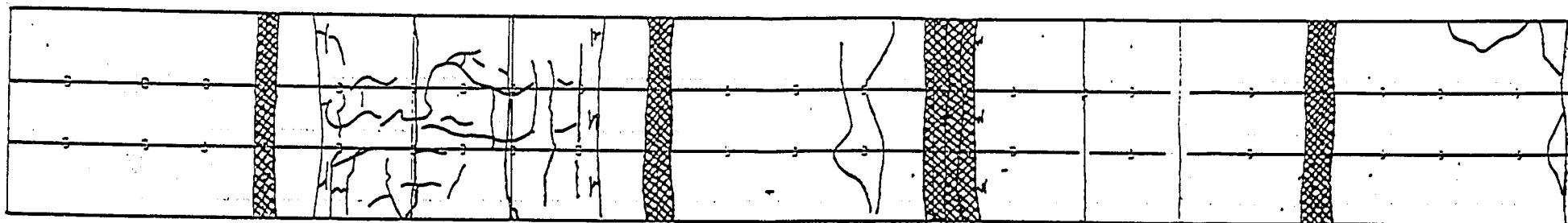


図4.2.36 色砂および標点による変位図 (No. 2 - 2)



地表面に生じたクラック

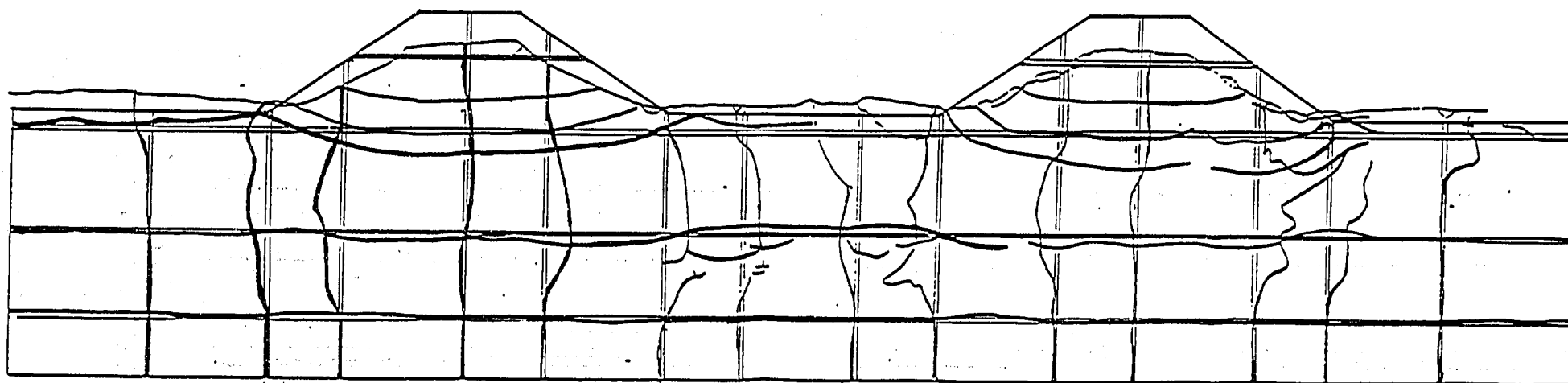
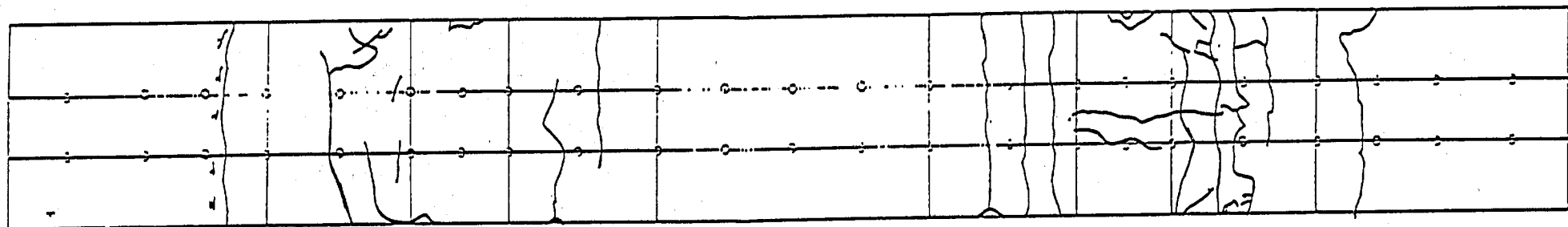


図4.2.37 色砂および標点による変位図 (No. 3-1)



地表面に生じたクラック

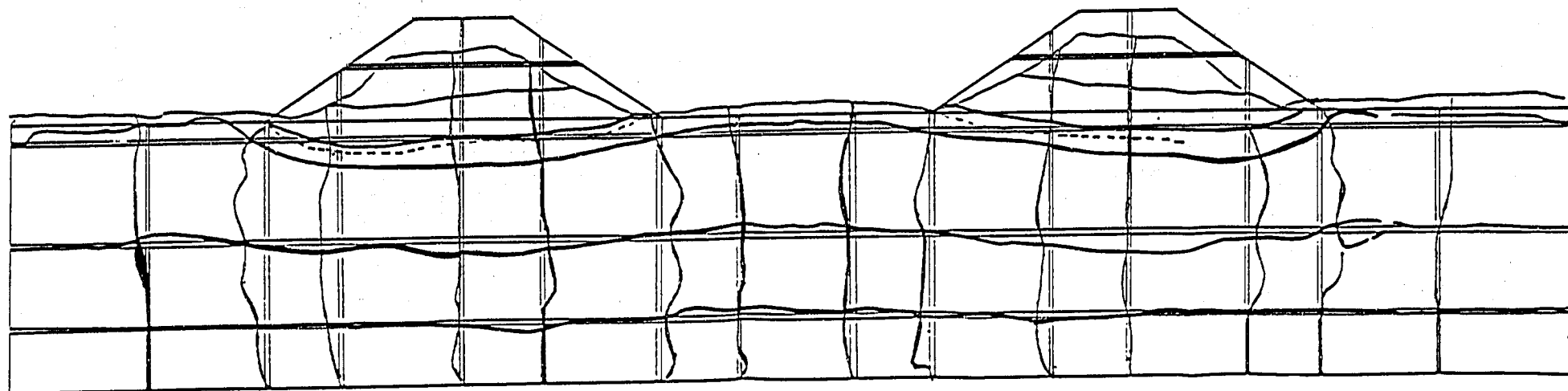
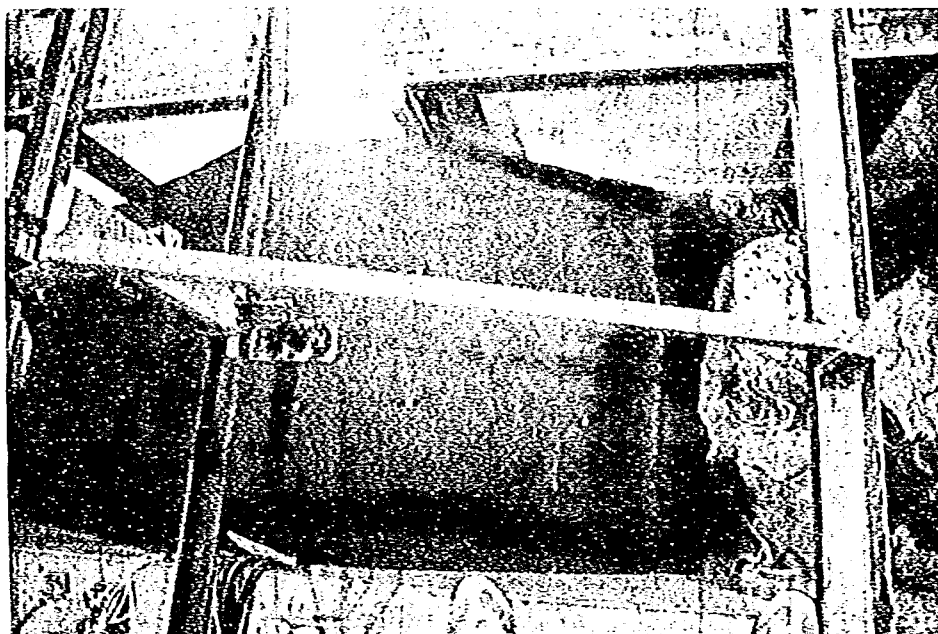
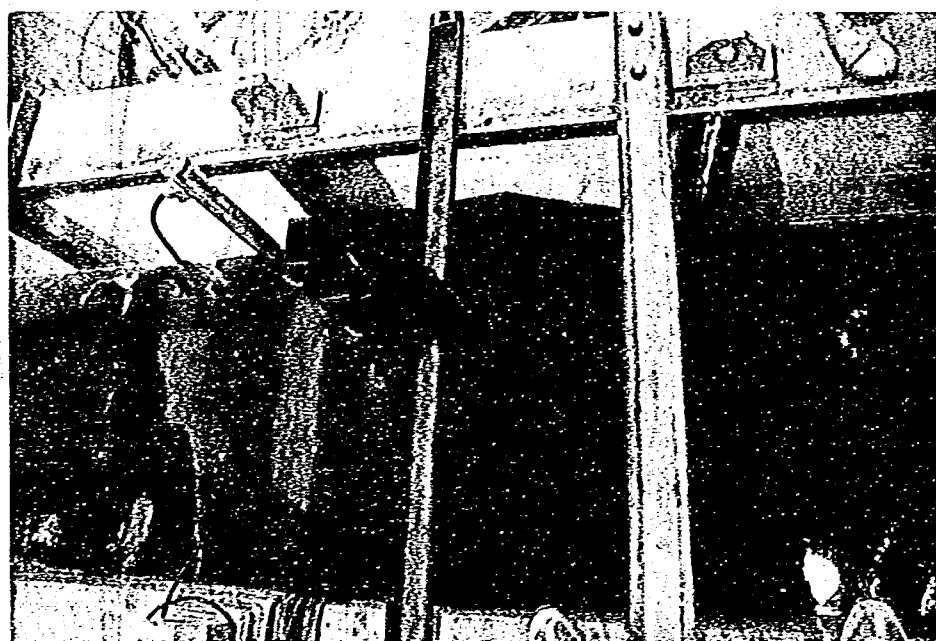


図4.2.38 色砂および標点による変位図 (No. 4 - 1)

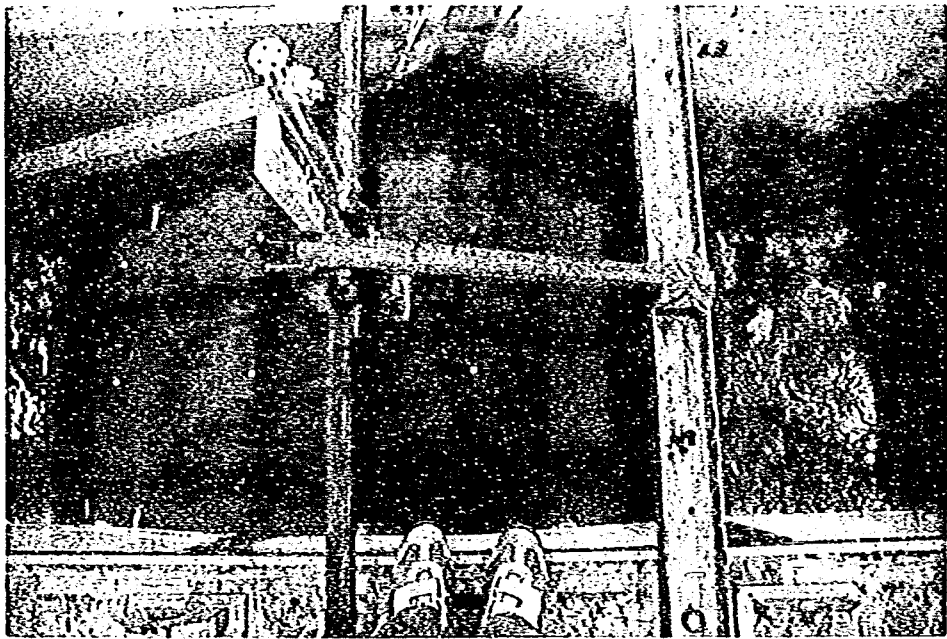


左側盛土（不織布5枚）

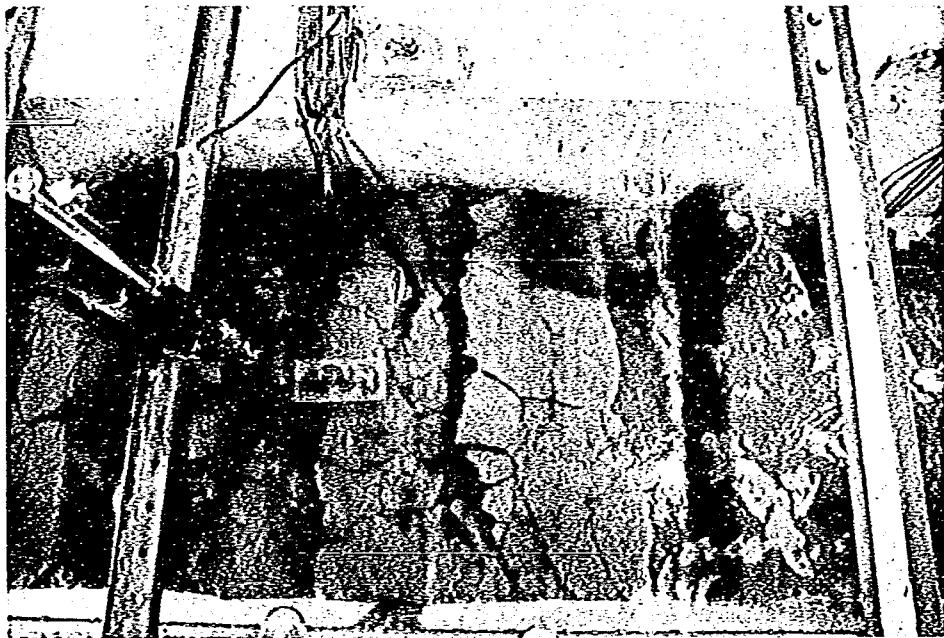


右側盛土（無補強）

写真4.2.1 実験 No. 1 - 2 後



左側盛土 (不織布 5 枚)

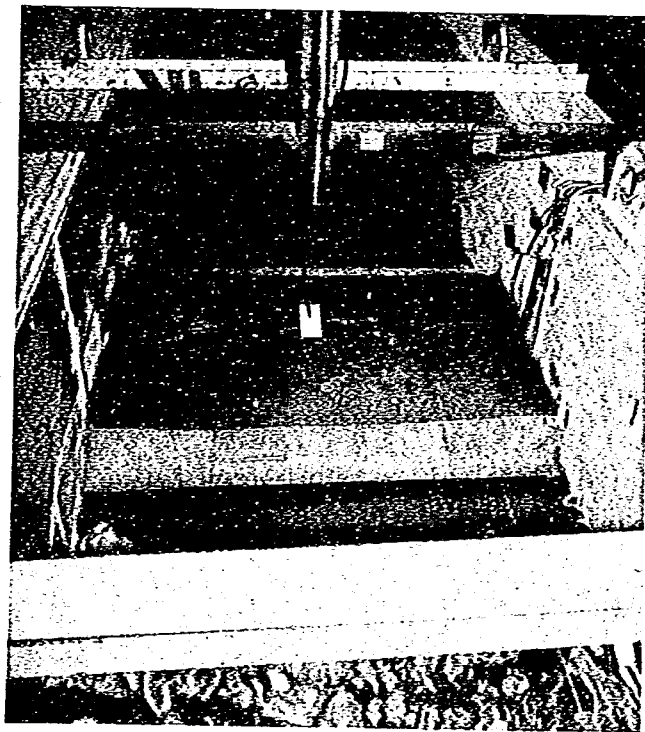


右側盛土 (無補強)

写真4.2.2 実験 No. 2 - 3 後

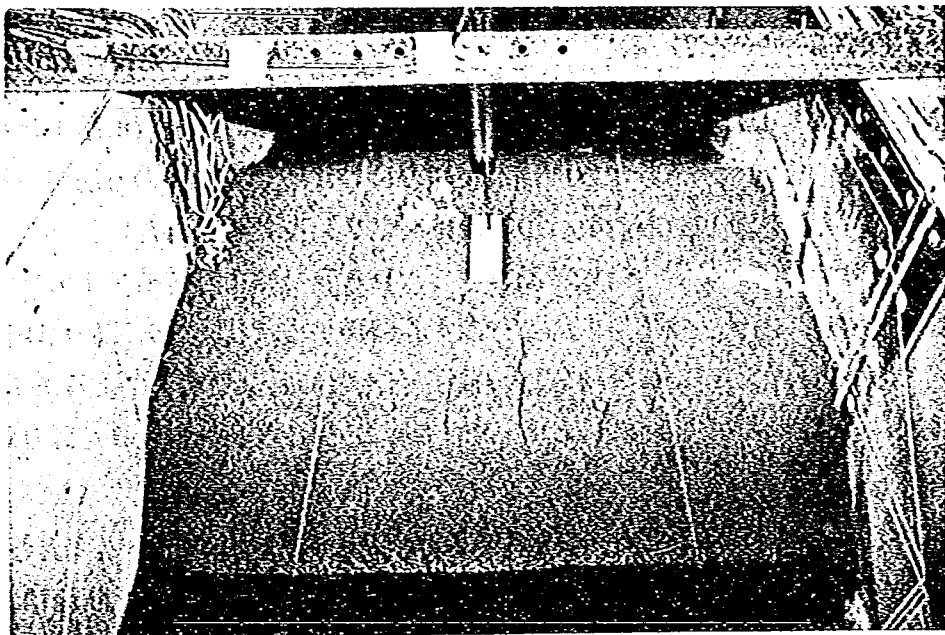


左側盛土 (ネット1枚)

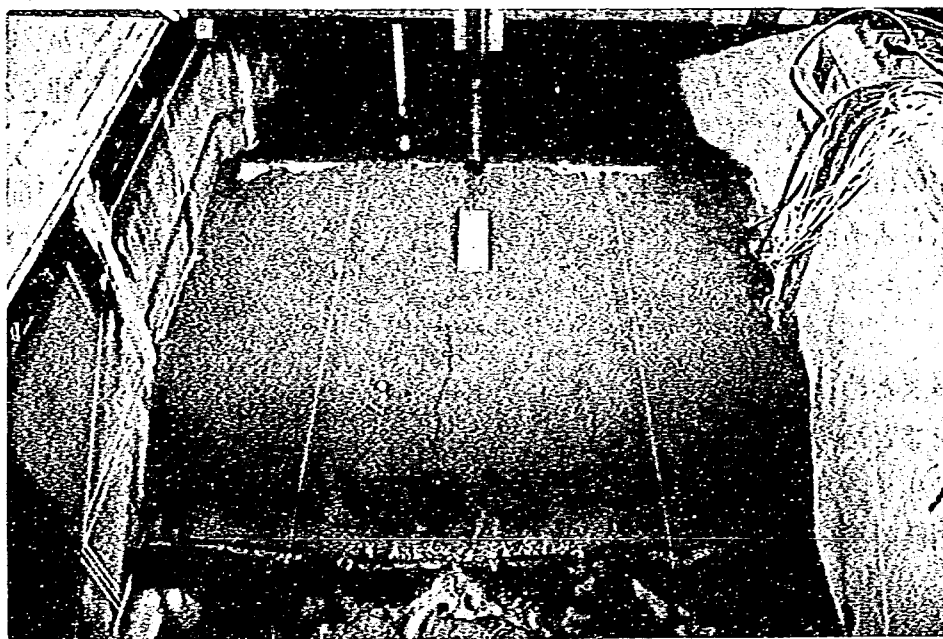


右側盛土 (ネット5枚)

写真4.2.3 実験No. 3-2後



左側盛土 (鉄筋10本+不織布1枚)



右側盛土 (鉄筋50本+不織布1枚)

写真4.2.4 実験 No. 4-2 後

4. 2. 5 有限要素法による永久変形解析

(1) 解析手法

盛土の地震時永久変形量の解析手法として、盛土の常時及び地震時応力解析結果と室内土質試験により求められる土の動的応力・永久ひずみ関係とを組み合わせるいくつかの方法がある。ここでは、谷口らにより開発された方法を用いた。解析の詳細は文献7)を参照されたい。

解析方法は次の通りである。まず、プログラム“SADAP”によってモデルの静的、動的応力状態を求める。これと繰返し三軸試験結果の応力-ひずみ関係から液状化時の等価な剛性 G^* を各要素について求める。この G^* を“SADAP”に再入力し、自重と静的な地震力によるモデルの変形を求めた後の G^* を比較し、両者の差がある条件以内に収束するまで G^* と変形の計算を繰り返す。

(2) 解析モデル

解析は実験No.3-1、4-1について行った。補強材はたわみ性の非常に小さい梁要素として表し、その効果は引張りに対する抵抗部材として働くことにある。梁要素の弾性係数 E と断面積 A の値 $E \cdot A(l)$ はネットが2.88、鉄筋が2016であり、鉄筋はネットの700倍の剛性を持つものとした。

(3) 解析結果

実験No.3-1を解析した結果として、繰返し回数 $N=20$ （実験の加振開始後10秒に相当する）における変形を図4.2.39に示す。これをNo.3-1実験後の変形図-4.2.37と比べると、応力履歴は異なるが変形状態は定性的には良く一致している。盛土天端の沈下量の時間変化を図4.2.40に示す。同図によれば、実験においては加振時間とともに沈下が急激に進行する性状が解析では表されていない。これは、液状化状態に至ると、ごくわずかな応力の評価の違いがひずみ量に大きく影響するが、このことが解析モデルにおいて十分表現しえていないことによる。今後の改良が必要とされる課題である。解析によると、補強材の多少による盛土天端の沈下量の差はわずかである。

実験No.4-1を解析した結果もNo.3-1と同じ傾向にあった。盛土天端の沈下量の時間変化を図4.2.41に示す。解析による沈下量はNo.3-1の値の1/2程度であり、この沈下量の違いは補強材の剛性の影響とみられる。

4. 2. 6 まとめ

以上のことをまとめると、

- 1) 地盤が液状化すると補強盛土であっても沈下の被害が生ずる。
- 2) 補強材の耐震効果は盛土に生じるクラックの量を抑制することにある。

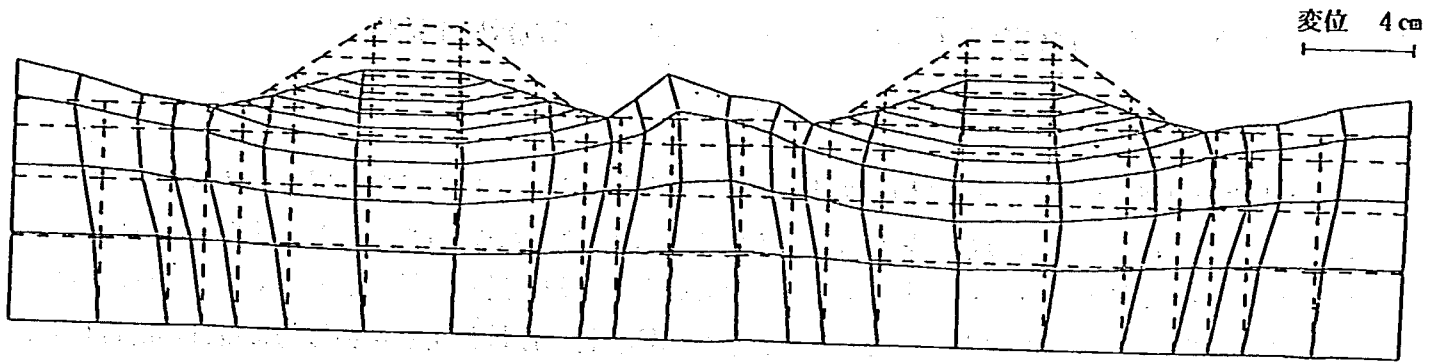
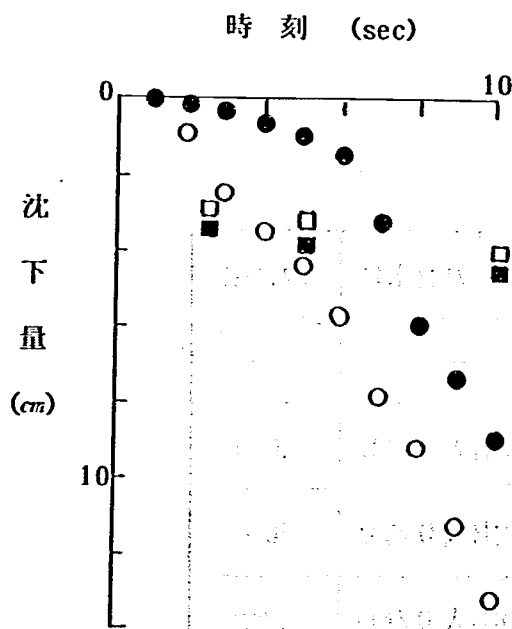
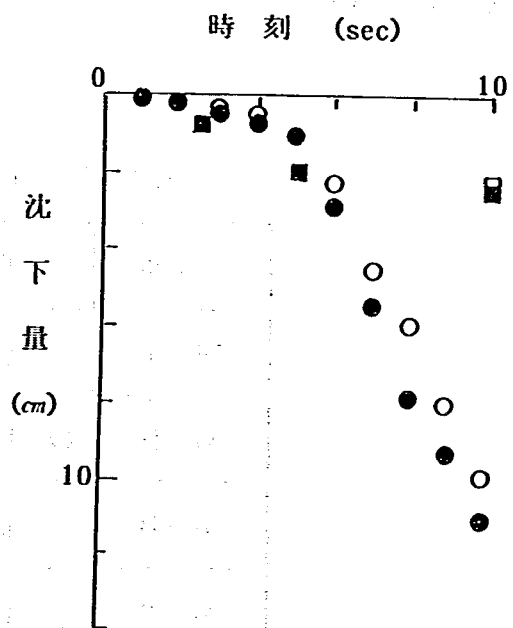


図4.2.39 永久変形図 (実験 No. 3-1)



実験	解析	補強材
●	■	ネット1枚
○	□	ネット5枚

図4.2.40 盛土天端の沈下量 (No. 3-1)



実験	解析	補強材
●	■	鉄筋10本
○	□	鉄筋50本

図4.2.41 盛土天端の沈下量 (No. 4-1)

4.3 盛土補強工法の実験（その2、深層混合処理による既設盛土補強）

4.3.1 実験目的

液状化する可能性のある砂地盤上の既設盛土の耐震対策として、盛土ののり尻または側方の地盤に深層混合処理を行った場合の効果を調べるために、模型振動実験を行った。また、改良を行う位置と改良地盤部の遮水性をそれぞれ変化させて、これらの要因が対策効果に及ぼす影響について検討した。

深層混合処理工法は、地盤中で石灰やセメント等の固化材と原地盤土とを機械的に攪はん混合して、地盤を固化させる工法である。この工法は、一般的に次のような利点を持っており、盛土周辺の地盤を部分的に改良すれば、液状化した未改良地盤の変形を抑制し、結果として盛土の耐震性を向上させる効果が期待できる。

- ① 振動・騒音に対する公害問題がない。
- ② 狭い建設敷地でも施工できる。
- ③ 既設構造物に近接して施工できる。
- ④ 粘土と砂との互層地盤でも施工しやすい。
- ⑤ 軟弱粘土層での施工実績が多い。

表4.3.1 実験モデルの条件

モデル	改良位置	改良体の遮水性	改良幅
M-1	無改良	—	—
M-2	のり尻+側方	砂の出入りなし	40cm
M-3	側方	砂の出入りあり	40cm
M-4	側方	砂の出入りなし	40cm

4.3.2 実験内容

図4.3.1に示す4つのモデルについて実験を行った。各モデルの概要を以下に示す。また各モデルの条件の一覧表を表4.3.1に示す。

M-1・・・ 無改良のモデルである。他の改良モデルとの比較を行うことによって、深層混合処理による改良効果を調べることを目的とする。

M-2・・・ 盛土ののり尻部分及び側方の地盤に深層混合処理による改良を行った場合を想定したモデルである。改良地盤を模した軽量コンクリート製ブロック（以下では改良

体と称する。)を盛土の両側に3つずつ設置した。改良体の概要を図4.3.2(1)に示す。各ブロック間及び土槽側面との間にはスポンジを入れて、スポンジにシリコングリースを塗り込めることにより、改良体の遮水性を保っている。M-4と比較することにより改良位置の影響を調べることを目的とする。

実際の既設盛土に対してこのような改良を行うためには、盛土ののり尻部分を鉛直方向に貫通して改良するか、あるいは盛土側方の地盤から斜め方向に改良する必要がある。M-3, M-4のように盛土側方の地盤を改良する場合と比べると、同じ改良幅ならば用地は狭くてすむが、施工は逆に難しくなる。

M-3・・・盛土側方の地盤に改良を行った場合を想定したモデルである。M-2と同じ改良幅を持つ改良体を盛土の両側に5つずつ設置した。改良体の概要を図4.3.2(2)に示す。各ブロックは3cmの隙間をあけて設置しており、隙間に無改良地盤と同じ砂を入れることによって、改良体をはさむ地盤の間である程度の土砂の出入りが可能になっている。M-4と比較することにより改良地盤部の遮水性の影響を調べることを目的とする。

実際の地盤で深層混合処理を行う場合には、ラップ部(改良体の継目部分)や既設の管渠、地中構造物の下を完全に遮水できない可能性があり、また地下水の流れを妨げないために初めから隙間を設けて改良を行うことも考えられるので、このようなモデルを設定して検討を行っておく必要がある。

M-4・・・M-3と同じ位置にM-2と同じ形式の改良を行ったモデルである。すなわち、盛土側方の地盤に遮水性のある改良を行った場合を想定している。改良地盤モデルの基本形として、他のモデルとの比較に用いる。

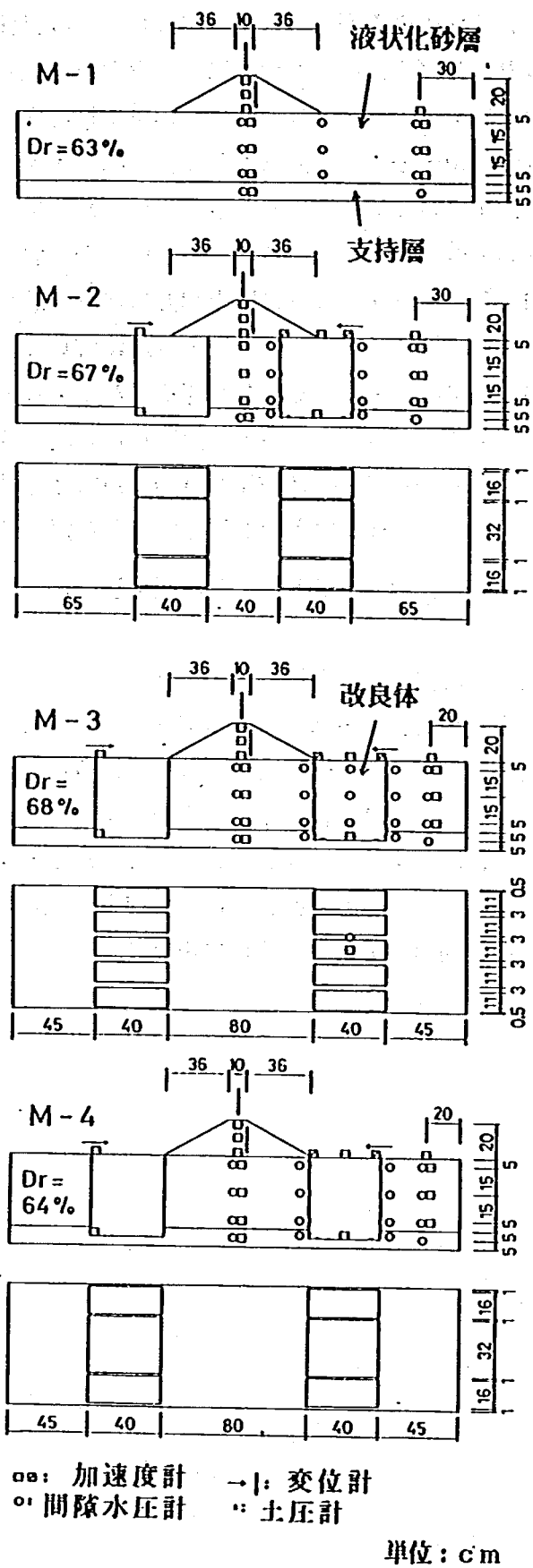


図4.3.1 実験モデル

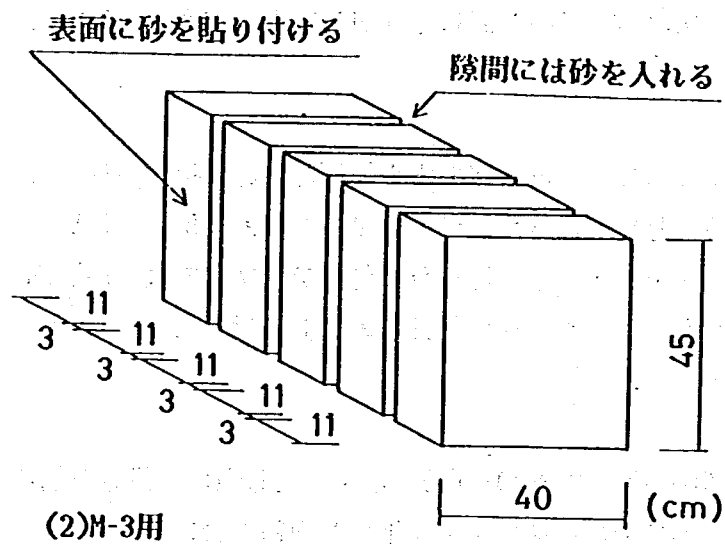
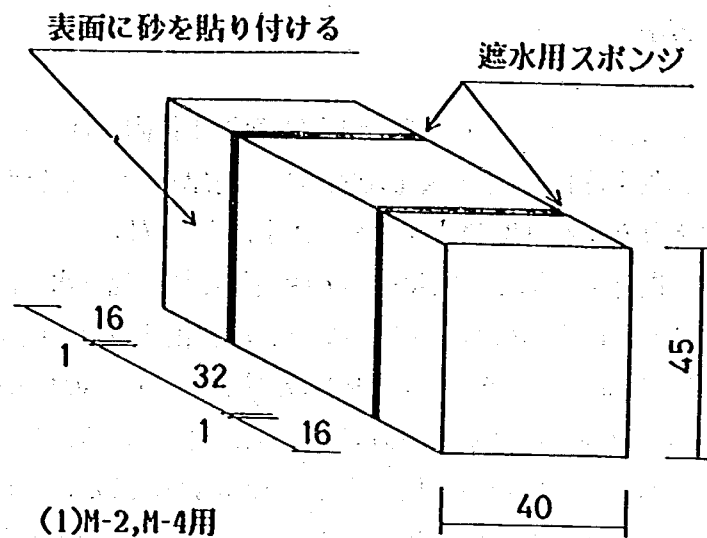


図4.3.2 改良体

4.3.3 実験方法

(1) 地盤の作成法

模型地盤は、長さ250cm、高さ60cm、奥行き68cmの剛な箱形土槽内に作成した。はじめに、気乾状態の豊浦砂を足踏みにより相対密度100%程度まで締固めて、層厚10cmの支持層を作成した。無改良の液状化砂層は、ホッパーに入れた気乾状態の豊浦砂を、落下高さをほぼ一定に保ちながらまき出して作成した。これらの地盤は、間隙の空気を二酸化炭素で置換した後に脱気水を流して飽和させ、加振時の水位を地表面と一致させた。改良体のあるモデルでは、液状化砂層を作成する前にあらかじめ支持層に5cm根入れして改良体を設置した。盛土は、飽和した地盤上に遮水のためのビニールシートを置き、その上で含水比15%程度の豊浦砂を軽く締固めて作成した。実際の盛土では、地下水位が地表面よりも低い位置にあるので、直下の地盤が液状化しても盛土の内部まで水が浸透することはほぼ考えられない。このような状況を再現するために、ビニールシートにより盛土内部への水の侵入を防いだものである。砂の投入量と体積から求めた液状化砂層と盛土の密度を表4.3.2に示す。液状化砂層の相対密度は、63~68%となっている。

(2) 加振方法

加振は盛土の軸方向に対して直角方向の水平加振とし、振幅30gal程度のランダム波と周波数5Hz、20波の正弦波を入力波形として行った。はじめにランダム波加振を行い、続いて振幅を4段階に増やしながら正弦波によるステップ加振を行った。各ステップ間では、地盤内に発生した過剰間隙水圧が消散するまで十分な時間をおいた。加振条件を表4.3.3に示す。また、正弦波加振時の最大加速度振幅の実測値の一覧表を表4.3.4に示す。

(3) 計測方法

各モデルの計器配置図を図4.3.3(1)~(4)に示す。地盤中に埋設した加速度計と間隙水圧計は、発泡スチロールを用いて見かけの単位体積重量が地盤と同程度の 1.9gf/cm^3 となるように調整した。また、地盤が液状化した時の傾きの変化を抑えるために、加速度計にはアクリル板の足をつけた。改良体に取り付けた土圧計は、計器本体とコードの大きさに相当する穴をブロックに開けてから接着し、隙間を石膏で埋めて計測面全体が平面になるようにした。盛土底部の沈下量を測定するために、盛土と地盤の境界のビニールシート上に厚紙のターゲットを置き、ターゲットに付けた釣り糸の移動量を回転式の移動計(D2)で測定した。使用した計器の仕様を表4.3.5に示す。各計器の加振時の出力は、デジタルデータレコーダー(TEAC製DR-2000A、最大64チャンネル×2台)に記録し、大型電子計算機を用いて時刻歴の図化等のデータ処理を行った。

土槽側面の透明なアクリル板に接する液状化砂層部に、墨汁で染めた砂を用いて10cm間隔のメッシュを描き、加振時のメッシュの移動状況をアクリル板を通して記録した。また、加振後の改良体の移動量と盛土の変形量及び盛土側方の水平地盤部の表面沈下量を、それぞれ代表測点について標尺を用いて測定した。

表4.3.2 地盤の密度

モデル	液状化砂層			盛土	
	ρ_d (g/cm ³)	ρ_t (g/cm ³) [*]	Dr (%) ^{**}	ρ_t (g/cm ³)	含水比 (%)
M-1	1.514	1.939	63.0	1.569	約15
M-2	1.527	1.947	67.4	1.550	約15
M-3	1.528	1.948	67.7	1.599	約15
M-4	1.518	1.942	64.4	1.593	約15

^{*} $G_s = 2.635$, $\rho_w = 1.0$ g/cm³, $S_r = 100$ % としたときの値。

^{**} 豊浦砂の $\rho_{dmax} = 1.632$ g/cm³, $\rho_{dmin} = 1.348$ g/cm³ とした。

表4.3.3 加振条件

入力波形	加速度レベル
ランダム波	30gal
正弦波 (5Hz, 20波)	120, 200, 300, 400gal

表4.3.4 正弦波加振時の最大加速度振幅

加速度レベル	120gal	200gal	300gal	400gal
M-1 M-2	118gal	202gal	313gal	410gal
M-3 M-4	112gal	191gal	301gal	402gal

* 一度に2つのモデルを振動台に載せて加振した。表中の数値は台加速度(A02)の実測値。

表4.3.5 計器の仕様

種類	計器位置	仕様
加速度計	A1~A17, A01,A02	5G防水型(共和電業,ASW-5A), 2G防水処理(共和電業,AS-2GA)
間隙水圧計	P1~P19	0.5kgf/cm ² (共和電業,BP-500), 1.0kgf/cm ² (共和電業,BP-1K)
土圧計	E1~E4, E7~E10	0.2kgf/cm ² (SSK,P325-02), 0.5kgf/cm ² (SSK,P325-05)
	E5,E6	2.0kgf/cm ² (共和電業,BE-2K)
変位計	D1,D3,D4	20mm,50mm(東京測器)
移動計	D2	200mm(坂田電気,LR-19)

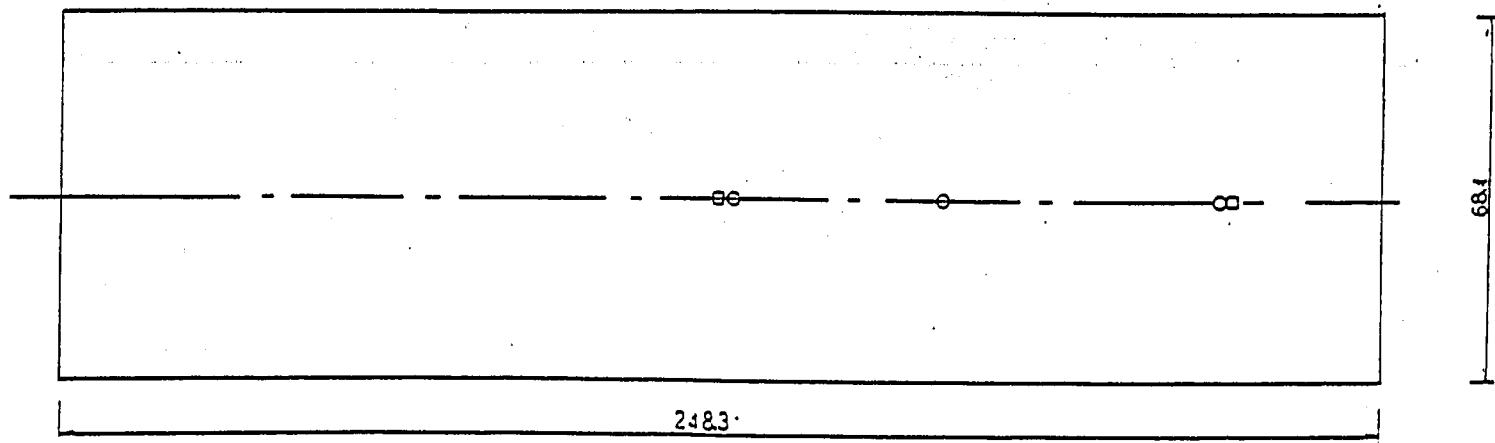
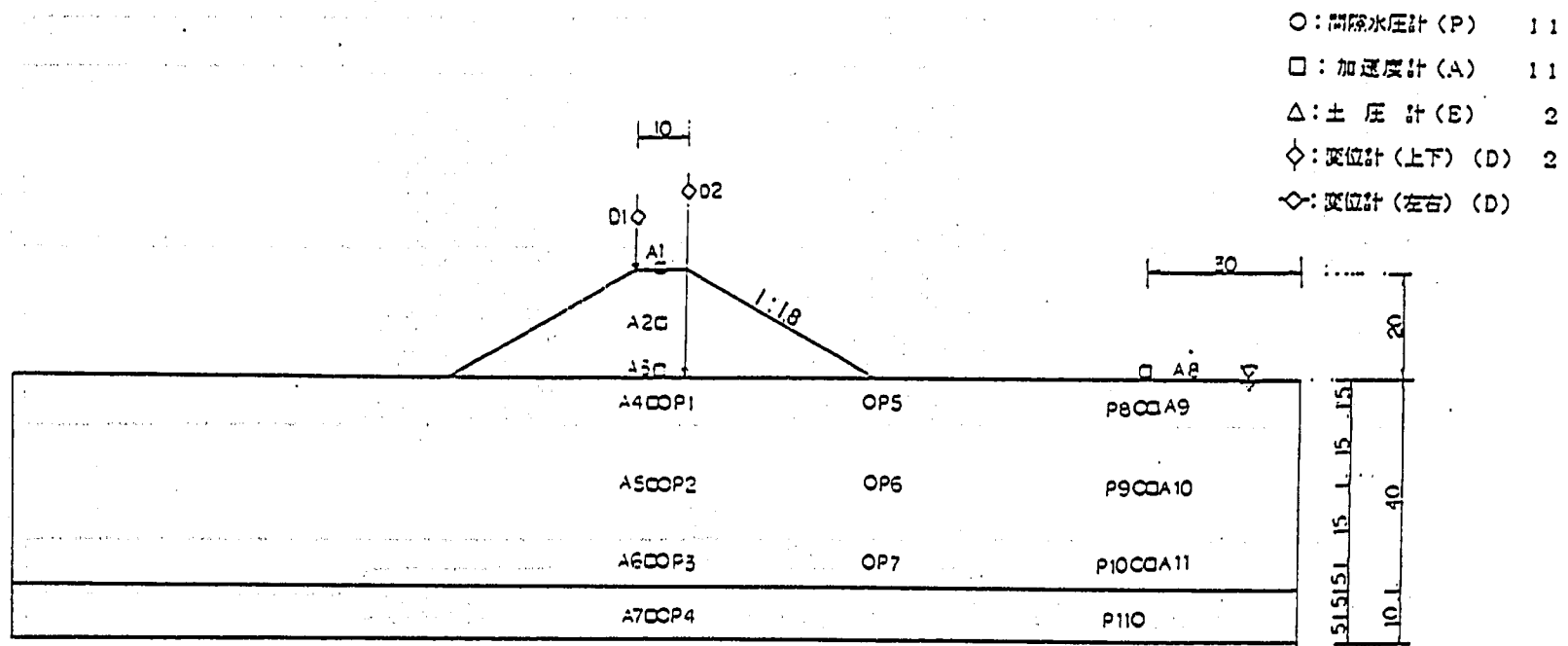


図4.3.3(1) 計器配置図 (M-1)

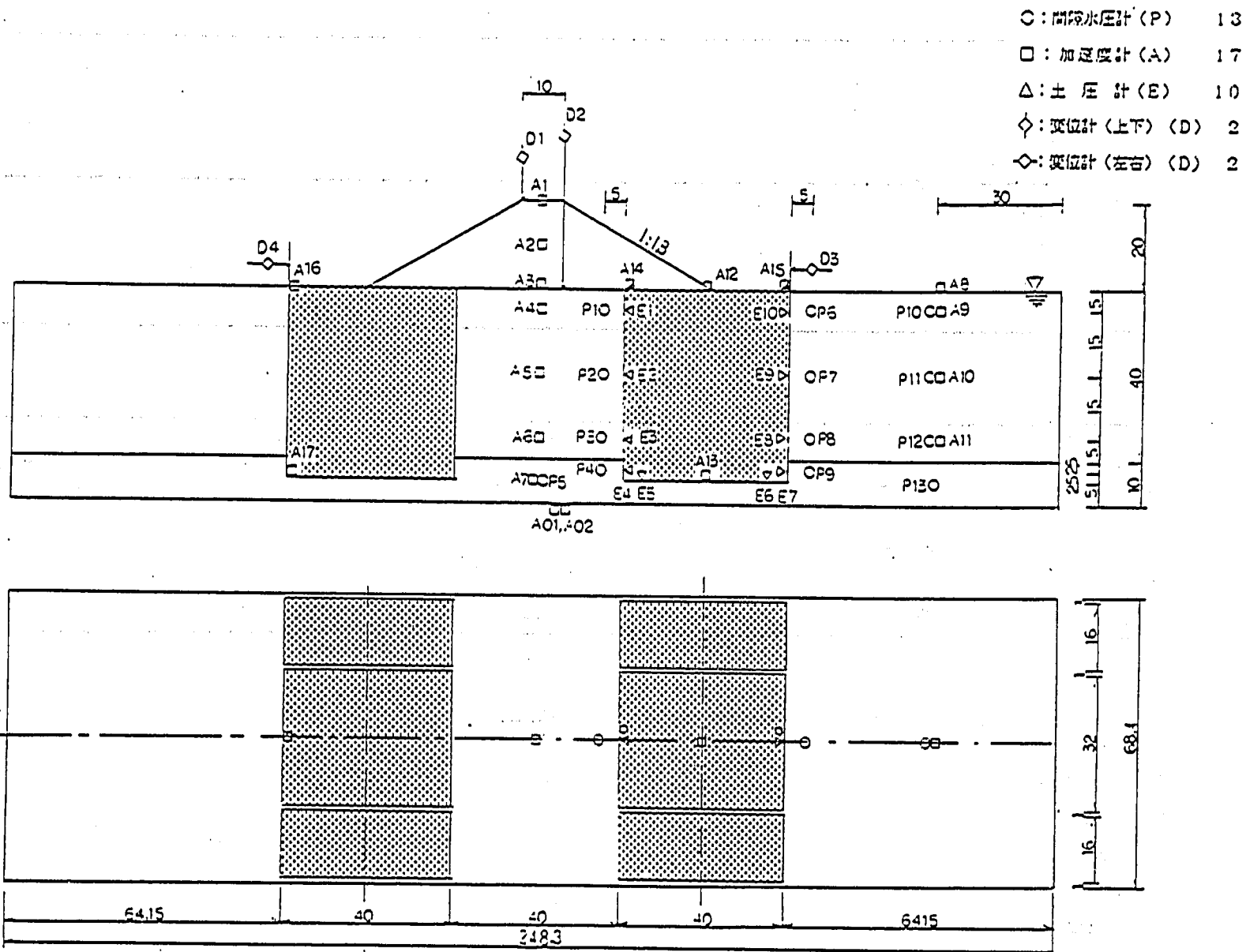


図4.3.3(2) 計器配置図 (M-2)

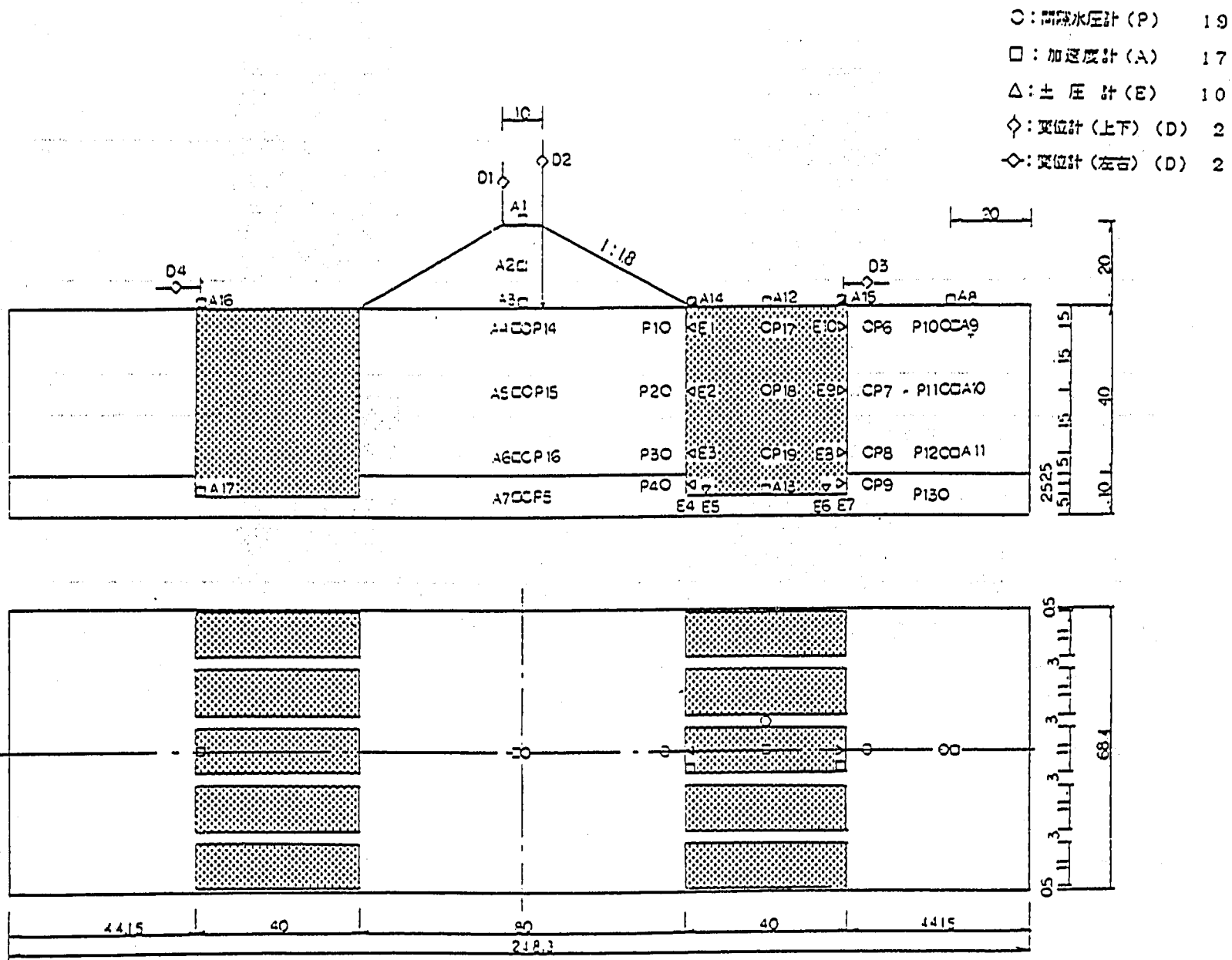


圖4.3.3(3) 計器配置圖 (M-3)

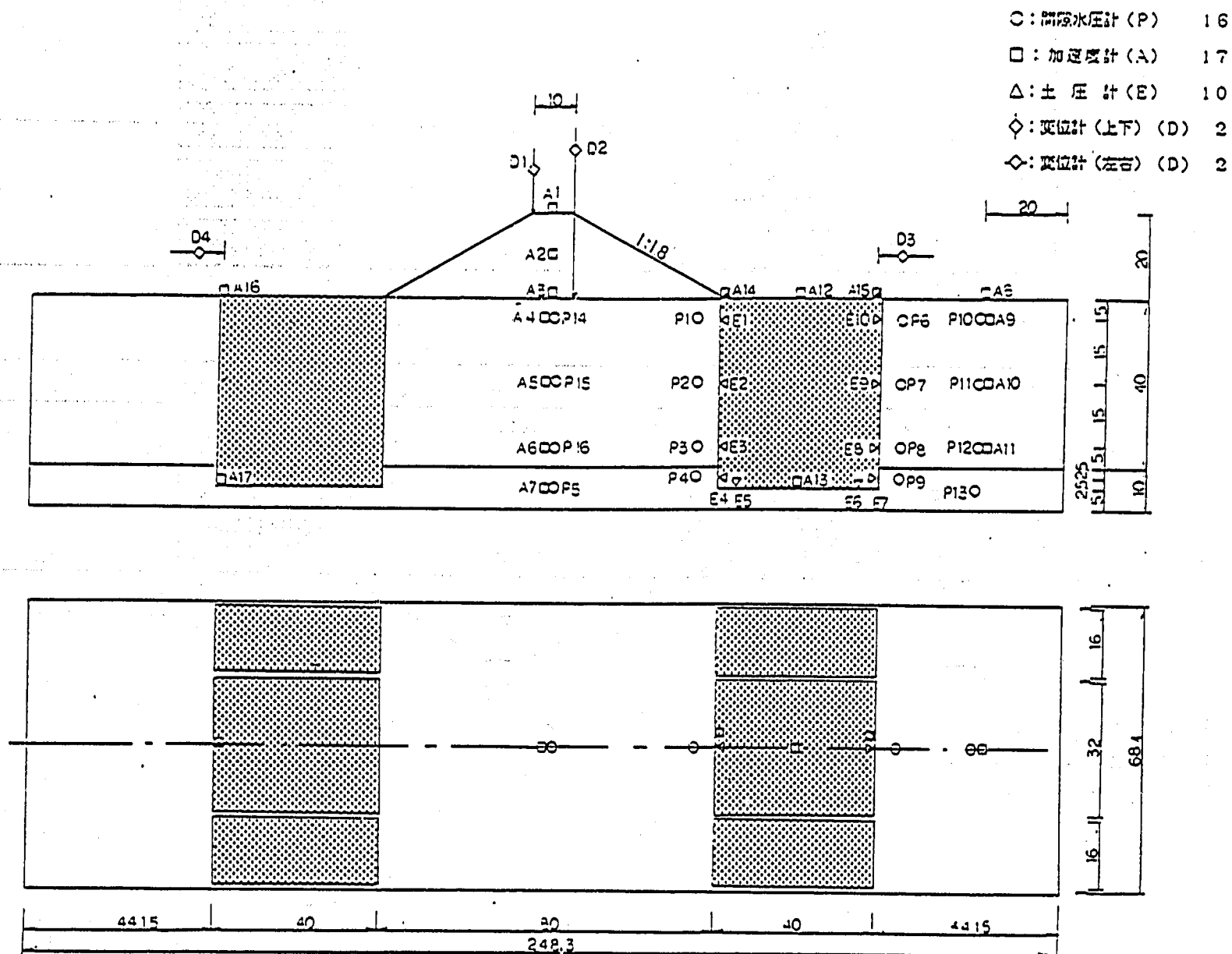


図4.3.3(4) 計器配置図 (M-4)

4. 3. 4 実験結果

1) 盛土及び地盤の変形量

(1) 盛土天端の沈下量

加振加速度と盛土天端の累積沈下量（変位計D1で測定した値の累積値）の関係を図4.3.4に示す。無改良のM-1では120gal加振時から沈下が生じているのに対し、改良した他のモデルでは沈下はなく、改良の効果が現れている。200gal加振時には、改良したモデルでも沈下が生じているが、沈下量はM-1よりも小さい。改良位置の影響を見ると、盛土ののり尻付近の地盤を改良したM-2の方が側方の地盤を改良したM-4よりも沈下量が小さい。改良体の遮水性の影響に関しては、遮水したM-4と隙間のあるM-3の差は少ない。これらの傾向は、300gal加振時も同様である。400gal加振時には、M-1とM-4の関係が逆転しているが、これは後述するように、M-4では遮水用のビニールシートに穴が開いて盛土内に水が侵入して盛土自身が弱体化し、盛土の変形量が増大した影響によるものと考えられる。全体として見れば、無改良のモデルよりも改良したモデルの方が盛土天端の沈下量が小さくなっており、改良の効果は盛土ののり尻付近まで改良した方が高いことがわかる。また、改良体にある程度隙間があっても、影響は小さいようである。

(2) 地盤の変形状況

各モデルの地盤の変形状況を図4.3.5(1)～(4)に示す。無改良のM-1では盛土下方の地盤が側方へ押し出されるとともに盛土の沈下が生じている。この影響で、盛土ののり尻に近い水平地盤部の地表面が若干隆起している。また、地盤の側方移動量の鉛直方向分布を見ると、浅くなるほど移動量が大きくなっている。一方、盛土ののり尻付近の地盤を改良したM-2では、盛土下方の地盤では沈下のみが生じており、これに伴って盛土も沈下している。盛土側方の地盤を改良したM-3及びM-4では、M-1と同様に盛土下方の地盤が側方へ移動して盛土が沈下しているが、深い位置で側方移動量が最大になる点がM-1とは異なっている。M-3では、改良体の外側の地盤にも深い位置で激しく動いている部分があり、改良体の隙間を通して外側へ流れ出す砂の移動量は、深い位置の方が大きかったようである。一方、M-4は改良体に隙間がないので、盛土下方の地盤の変形に合わせて改良体も動くはずであるが、実験終了後に地盤を撤去して改良体の位置を調べたところ、改良体は全体的に外側へほぼ平行移動しており、盛土下方の地盤の変形状況とは整合しなかった。また、改良体の外側の地盤の変形状況を見ると、側方移動と隆起が同時に生じているが、側方移動量の深度方向の差は小さく、改良体の動きと一致した挙動を示している。M-4の盛土下方の地盤で深い位置の側方移動量が大きくなったのは、改良体の根入れ部分が外側へ移動した際に、改良体と支持層との間に液状化砂層の砂が流れ込んだためと考えられる。

(3) 盛土の変形状況

盛土の変形状況に着目して図4.3.5(1)～(4)を見ると、M-1では全体的になだらかに沈下しているのに対し、M-2とM-4では盛土ののり尻部分の側方へのはらみ出し量が多い。M-3は両者の中間的な変形状況である。改良体のあるモデルでは、改良体が沈下しないので、その上の盛土ののり尻部分は沈下しないで側方へ動いたと考えられる。これに加えて、遮水用のビニールシートで改良体

の端と接している部分に、加振中に穴が開いて水が盛土内に侵入し、盛土自身の強度が低下したこともはらみ出しの原因として考えられる。M-4では特に400gal加振時のはらみ出しが大きい、これは300gal加振時に盛土に侵入した水の量が他と比べて多かったためと考えることができる。(1)で述べたように、図4.3.4では400gal加振時にM-4とM-1の盛土天端の累積沈下量が逆転しているが、これも同じ原因によるものと考えることができる。

盛土天端の累積沈下量(D1)と盛土底部の累積沈下量(D2)の関係を図4.3.6に示す。各モデルとも、これらの値はほぼ比例関係にある。盛土天端の沈下量に対する盛土底部の沈下量の比は0.7~1.0程度であり、盛土天端の沈下は、主に下方の地盤の沈下に伴って生じていることがわかる。なお、M-4の400gal加振時のデータ(累積沈下量の最も大きい点)を300gal以前の加振時のデータと比べると、盛土天端の沈下量に対する盛土底部の沈下量の比が急に小さくなるが、これも、盛土内へ水が侵入して盛土自身が弱体化し、盛土の変形量が増大したことによるものと考えられる。

(4) 改良体の側方変位量

改良体のあるモデルについて、盛土天端の累積沈下量(D1)と両側の改良体上面の間隔の累積変化量(D3とD4の和)の関係を図4.3.7に示す。盛土天端の沈下量に対する両側の改良体上面の間隔の変化量(改良体上面の開き量)の比はM-2が最も小さく、盛土に変形が生じた場合に改良体の側方変位量を小さくするためには、盛土ののり尻付近の地盤まで改良した方が効果があることがわかる。また、M-3の方がM-4よりも開き量の比が若干小さくなっているが、M-3では改良体の隙間を通して砂が出入りするために改良体の側方変位量が小さくなるものとする。一方、図4.3.5(3),(4)で改良体の外側の地盤の変形状況を比較すると、M-3の方がM-4よりも変形量が大きくなっており、盛土の変形が改良体の外側の地盤に与える影響は、改良体に隙間のある方が大きくなることがわかる。

2) 盛土下方の地盤の過剰間隙水圧

120gal及び200gal加振時の各モデルの盛土下方の地盤に生じた過剰間隙水圧(P3またはP16)の時刻歴をまとめて図4.3.8に示す。120gal加振時には、無改良のM-1で過剰間隙水圧が生じているが、他の改良したモデルではほとんど生じていない。このために、120gal加振時にはM-1のみで盛土の沈下が生じたと考える。200gal加振時には、いずれのモデルでも過剰間隙水圧が生じているが、その上昇速度はM-1が最も大きい。改良体のあるモデルの間では、M-2の方がM-3及びM-4よりも上昇速度が小さい。これらの加振時には、改良によって盛土下方の地盤の過剰間隙水圧の発生が抑制されており、その効果は盛土ののり尻付近の地盤まで改良した方が大きいことがわかる。

水平な模型砂地盤に格子状の改良体を入れて行った加振実験⁹⁾によると、加振方向の格子の幅が小さくなるほど過剰間隙水圧の発生が抑制されるという結果が得られた。これは、格子の幅が小さくなるほど、改良体が盛土下方の砂地盤のせん断変形を拘束する効果が強まるためで、本実験結果も同じ理由によるものとする。また、等価線型法による全応力応答解析と累積損傷度理論を組み合わせて、本実験と同規模の模型盛土地盤に対する数値シミュレーションを行った結果⁹⁾によれば、盛土ののり尻付近に改良体がある場合の方が、無改良の場合よりも盛土下方の地盤に発生する過剰間隙水圧が小

さくなっており、本実験結果と定性的に一致する。なお、本実験及び文献⁹⁾では、盛土の軸方向に対して直角方向に加振を行っているが、他の方向に加振した場合の過剰間隙水圧の抑制効果に関しては不明であり、今後の検討を要する。

3) 盛土及び地盤の応答加速度

120gal及び200gal加振時の各モデルの盛土中心線上の加速度応答倍率の深度方向分布を図4.3.9 (1),(2)に示す。120gal加振時には、無改良のM-1の加速度応答が最も大きく、次いでM-4が盛土部で若干大きめの応答を示している。M-1の応答が大きいのは、2)で述べたように盛土下方の地盤に過剰間隙水圧が発生して、地盤の剛性が低下したためと考える。M-4で応答が若干大きい部分のデータは、加速度計の出力にひげ状のノイズが混入したためで、実際にはM-2、M-3と同程度の応答であったと考える。200gal加振時には、120gal加振時とは逆に、無改良のM-1の地盤上層部と盛土の加速度応答が改良した他のモデルよりも小さくなっている。これは、M-1では過剰間隙水圧の上昇により剛性の低下が十分に進んだ部分があり、それよりも上に振動が伝わりにくくなったのに対し、M-2～M-4では改良体にはさまれた盛土下方の地盤の過剰間隙水圧が上昇しても、改良体の剛性が変わらないために振動が盛土まで伝わり、全体として極めて大きな応答を示したためと考える。300gal及び400gal加振時の結果も、200gal加振時と同様であった。

なお、改良体の有無によるこのような加速度応答の違いが盛土のクラック発生状況に現れており、200gal以降の加振で盛土の表面に発生したクラックは、M-2～M-4の方がM-1よりも数が多く、規模も大きかった。ただし、全加振終了後に盛土を切って内部のクラックの発生状況を調べたところ、M-1では盛土の底部へ向けて大きなクラックがいくつか発生していたのに対して、M-2～M-4ではクラックは全て盛土の表面へ向かっていた。このように、終局的な破壊状況が改良の有無により異なっていることは、実際に用いる上で配慮を要する課題である。

4.3.5 まとめ

実験結果をまとめると以下ようになる。

- ① 盛土ののり尻または側方の地盤に深層混合処理による改良を行うと、無改良の場合よりも盛土天端の沈下量が小さくなる。同じ改良幅では、側方の地盤だけを改良するよりも、のり尻付近の地盤まで改良した方が盛土の沈下を抑える効果が高い。改良地盤部の側方変位も、のり尻付近の地盤まで改良した方が小さい。
- ② 盛土の側方の地盤を改良した場合には、改良地盤部を通してある程度の土砂の出入りがあっても、盛土の沈下を抑える効果は土砂の出入りがないうちと比べてあまり変わらない。土砂の出入りがある方が、盛土の沈下に伴う改良地盤部の側方変位は小さくなるが、改良地盤の外側の未改良地盤部に及ぼす影響は逆に大きくなる。
- ③ 本実験のような改良形式では、盛土の軸方向に対して直角方向に加振した場合に、改良地盤が盛土下方の未改良地盤のせん断変形を拘束して過剰間隙水圧の発生を抑制する効果がある。また、

両側の改良地盤の間隔の小さい方が効果が高い。他の加振方向に対する効果に関しては今後の検討課題である。

- ④ 加振レベルが高くなると、改良した場合の方が無改良の場合よりも盛土の加速度応答が大きくなる。盛土のクラックの発生状況も改良の有無により異なっており、これらの点に関する配慮が必要である。

本実験は、建設省土木研究所と不動建設（株）、（株）大林組、（株）竹中工務店との共同研究として行われている「耐震地盤改良工法に関する研究（固化工法グループ）」の昭和62年度の研究の一部として行われたものである。

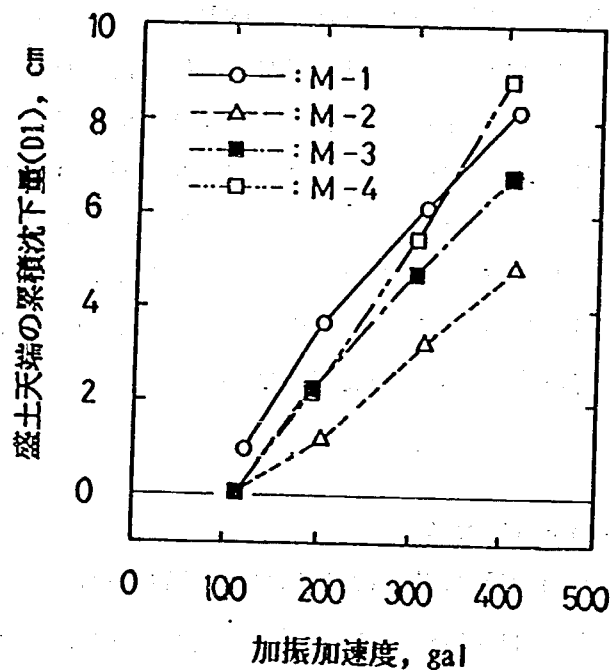


図4.3.4 加振加速度と盛土天端の累積沈下量の関係

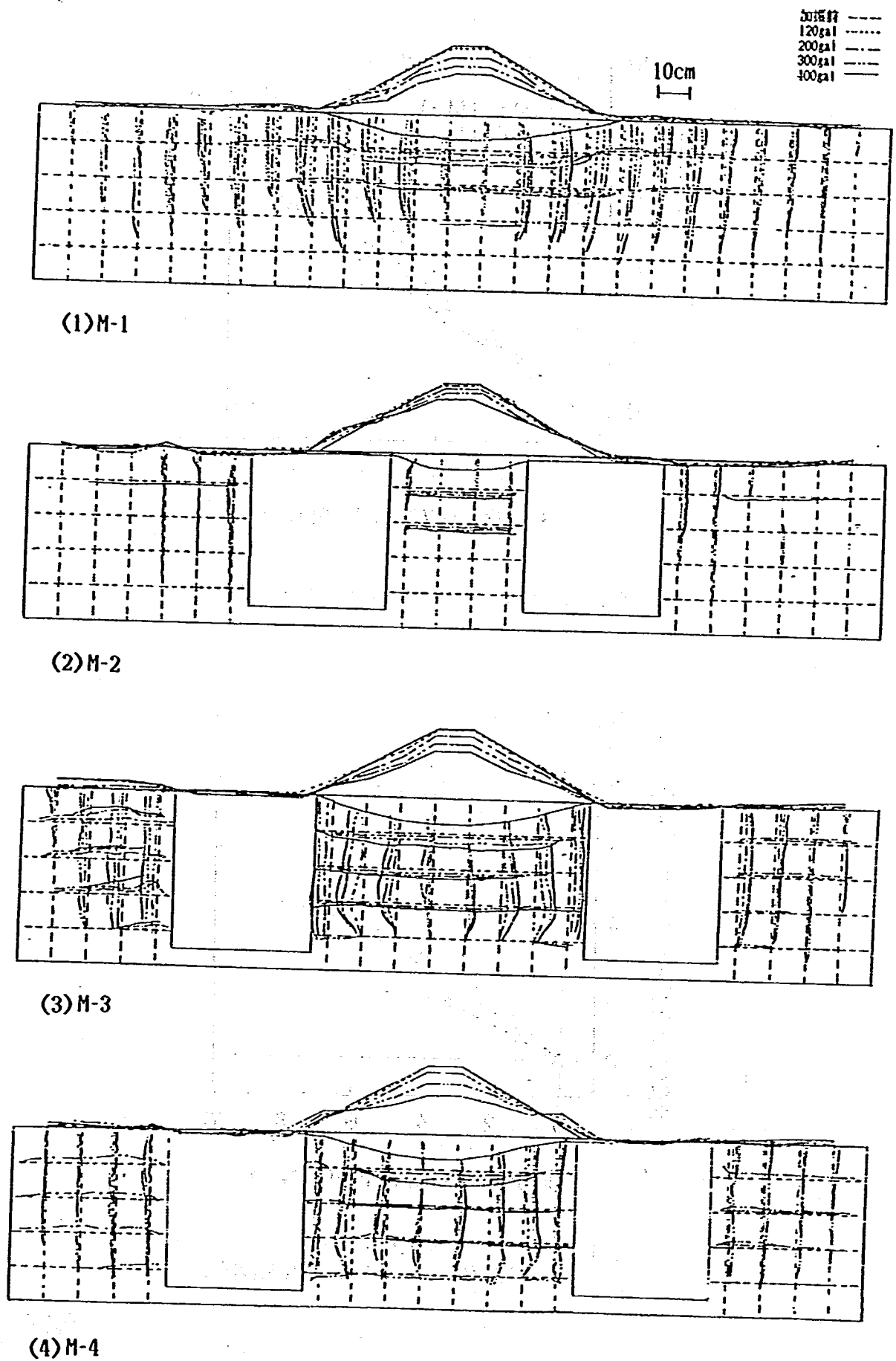


図4.3.5 盛土及び地盤の変形状況

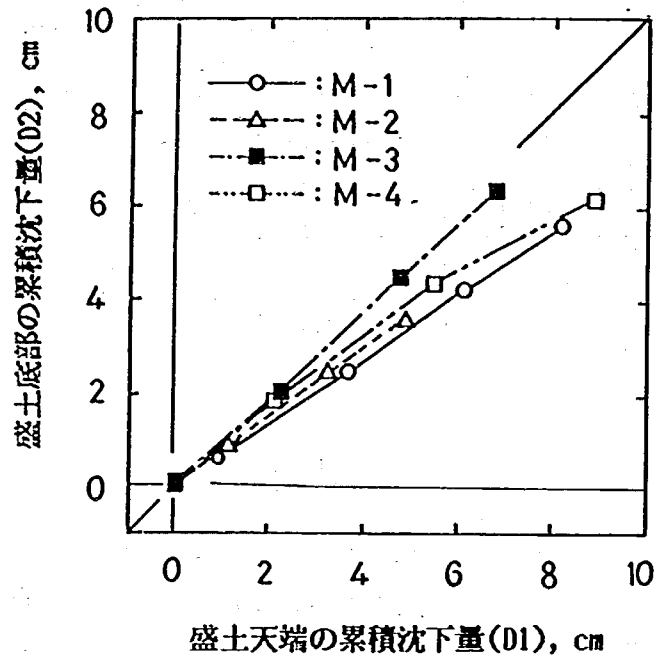


図4.3.6 盛土天端と盛土底部の累積沈下量の関係

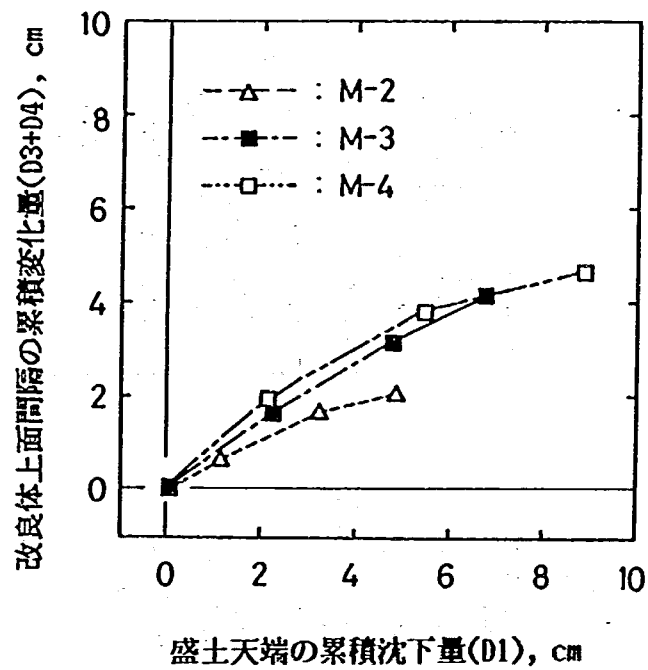


図4.3.7 盛土天端の累積沈下量と
改良体上面間隔の累積変化量の関係

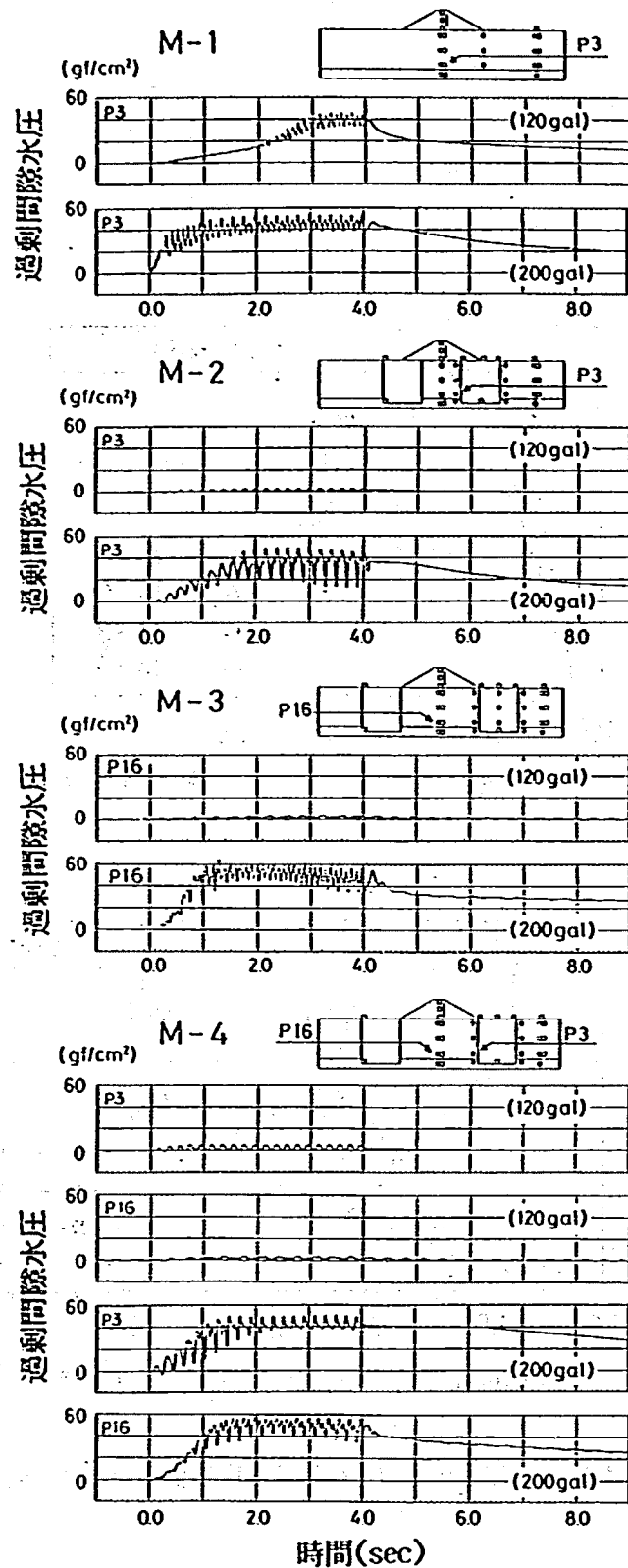


図4.3.8 盛土下方の地盤の過剰間隙水圧の比較

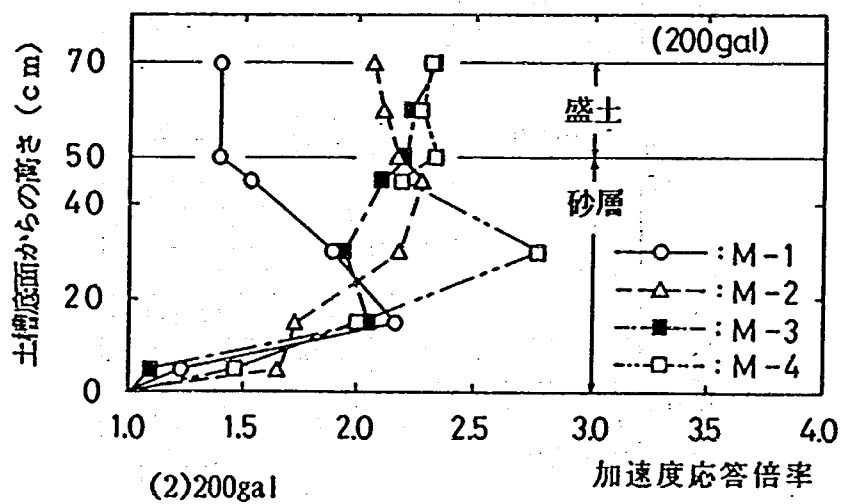
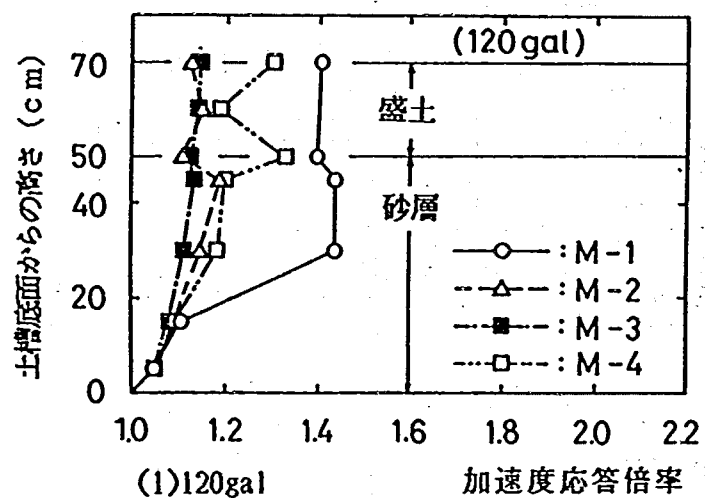


図4.3.9 盛土中心線上の加速度応答倍率の深度方向分布

4.4 盛土の耐震補強対策工の設計法（試案）と工法の適用性

4.4.1 耐震補強対策工の設計法

1) 既往の耐震対策工

盛土の耐震補強対策工を検討するためには過去の事例を調査することが必要である。

既設の盛土において、耐震補強対策工を行った事例は、「4.1 一般」で述べたとおり東海道新幹線、東名高速道路などごくわずかである。このうち、東海道新幹線の場合は、腐植土、ロームからなる軟弱層の地区で、矢板+タイロッド工法が実施されている。東名高速道路の場合は、液状化性の砂質土地盤を対象にしており、矢板+タイロッド工法、杭+タイロッド工法が実施されている。このように、平地部の盛土の場合は、一般に矢板もしくは杭とタイロッドの併用という工法が用いられている。ここでは、これらの工法も含めて、耐震対策工法として、可能性のある工法をとりあげ、モデル盛土に対する設計計算例とともに適用性について述べることにする。

2) 盛土の安定計算法

盛土の耐震対策工法としては、「4.1 一般」で述べたように、盛土自体及び地盤の強化を図る様々なものがある。ここでは、一応の工法の選定を行った後に耐震対策工を設計する上での手順を述べる。

耐震対策工を設計する前に、まず現状の盛土の安定性を評価する必要がある。盛土構造の安定性は盛土自体の強度及び地盤の強度によって影響されるから、地盤の安定性及び盛土の安定性（地盤を含む場合もある）の評価することになる。

地盤自体の安定性は、通常地盤の液状化の可能性があるとときに問題となる。この評価のためには、現在いくつかの方法があるが、道路構造を対象としたときには、道路橋示方書Ⅴ編耐震設計編の方法が参考となる。

地盤も含めた盛土の安定評価のためには、通常(4.4.1)式で与える円弧すべり計算法により、安全率を求め、参考とする（図4.4.1参照）。

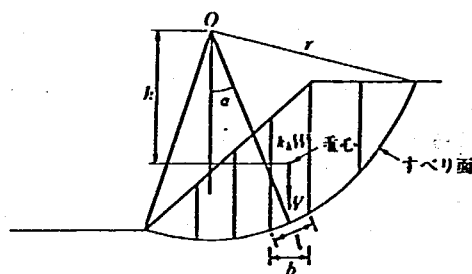


図4.4.1 記号の説明

言うまでもなく、すべり計算法の安全率は、用いる土の強度定数等に大きく支配されるもので、その信頼性も含めて結果を評価する必要がある。

$$F = \frac{\sum r \cdot \tau_{df} \cdot l}{\sum (r \sin \alpha + h k_h W')} \\ = \frac{\sum r [c \cdot l + \{(W' - u b) \cos \alpha - k_h W' \sin \alpha\} \tan \phi]}{\sum (r W' \sin \alpha + h k_h W')} \dots\dots\dots (4.4.1)$$

ここに、

- F_s : 安全率
- r : すべり円の半径 (m)
- τ_{df} : すべり面での強度 (tf/m²)
- W' : 分割片の重量 (tf/m)
- l : 各分割片で切られたすべり面の弧長 (m)
- b : 各分割片の幅 (m)
- c : 粘着力 (tf/m²)
- ϕ : 内部摩擦角 (度)
- u : すべり面に作用する間げき水圧 (tf/m²)
- α : 各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (度)
- h : 各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離 (m)
- k_h : 水平震度 (無次元)

なお、予想されるすべり面の形状が円弧とかなり異なる場合には、他のすべり面解析法を用いることもできる。

ここで、強度定数 c 、 ϕ 、間げき水圧 u のとり方は、盛土・地盤材料の種類・特性、含水状態、解析法における強度の表示法等によって異なることに注意する必要がある¹⁾。

3) 設計震度

設計に用いる震度は、次式から求める。

$$K_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot \nu_4 \cdot K_{h0} \dots\dots\dots (4.4.2)$$

ここに $K_{h0} = 0.15$

- ν_1 : 地域別補正係数
- ν_2 : 地盤別補正係数
- ν_3 : 重要度別補正係数
- ν_4 : 地形別補正係数

構造物の重要度には様々な因子が影響すると考えられるが、土構造物の場合、耐震検討を行うのは、重要なところにあるものと考えられるから、暫定的には、通常 $\nu_3 = 1.0$ と考える。

山岳部の盛土においては、地形（凸部かどうか等）によって地震動がかなり異なることが明らかにされつつあるが、まだ定量的に予測しうる段階ではないので、現状では $\nu_4 = 1.0$ とする。

標準設計震度 $k_{h0} = 0.15$ は橋梁に用いられる値 0.20 より小さいが、これは橋梁等は地盤上に突出し

ているため、地盤そのものより振動が大きくなっているであろうこと、逆に言えば地盤と密着した盛土の地震動は橋梁の地震動より小さいと考えられること、また、盛土を構成する土は一般に破壊強度を越えた後の強度低下が著しくなく、ピーク値のみだけで破壊に至るとは考えにくく、安定性を検討する有効震度は最大地震動そのものではなく、それをある程度低減してよいと考えられるためである。

4) 安定度の評価

地震時の盛土の安定性については、最小安全率が1を上回れば、安定とみなす。したがって耐震補強対策工の設計においても、最小安全率1を上回るようにする。この場合、用いた土質定数の信頼性には十分の留意をはらうべきである。

5) 耐震対策工法の設計法

ここで、具体的な対策工法の設計法について述べる。

対象とする工法は、表4.1.1、4.1.2に示した中から逆T型などの片持ちばり式擁壁、擁壁やのり枠などと併用したアースアンカー工、すべりに対抗するための杭工及び深礎工、通常タイロッド等で頭部を緊結して盛土の側方流動を抑える矢板工及び杭工、軟弱地盤を改良する地盤改良工である。

以上の工法について特徴及び設計法の例を以下に述べる。なお、上記の工法のうち、擁壁を除いて耐震設計の考え方はまだ十分確立されたものとはいえず、今後の調査・研究の進展とともに細部において修正・改良があり得る。したがって、設計法はいずれも暫定的なものと理解されたい。

(1) 片持ちばり式擁壁

逆T型擁壁をはじめとする片持ちばり式擁壁は過去の地震においても被災事例はほとんどなく、また、耐震調査法では、耐震性の高いと判定される擁壁がある場合には、擁壁より上部の盛土の耐震性を検討すればよいことから、擁壁を盛土下部に施工することにより、それより上部の盛土高を低く、かつ、勾配をゆるくすることができ、盛土の安定対策となる。

片持ちばり式擁壁は、たて壁と底版からなり、たて壁の位置により逆T型、L型、逆L型と呼ばれる。

片持ちばり式擁壁は、底版上の土の重量を擁壁の安定に利用することができるため、重力式擁壁に比べ、く体のコンクリート量が少なくなる。一般に適用範囲は広く、逆T型の場合、標準設計の場合でも擁壁高さは9mまでである。擁壁の安定に関する検討は、下記の項目について行うが、各項目の詳細については、「道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」を参照されたい。

- ① 滑動に対する安定
- ② 転倒に対する安定
- ③ 基礎地盤の支持力に対する安定
- ④ 背面盛土および基礎地盤を含む全体としての安定
- ⑤ 地震時における安定

なお、既往盛土にこの種の擁壁を用いる場合には、設置場所によっては、大規模な掘削をおよび仮設工が必要となることに留意する必要がある。図4.4.2は、山岳の高盛土が地震により大規模崩壊を生じた際に、逆T型擁壁を用いて復旧を行った例である。

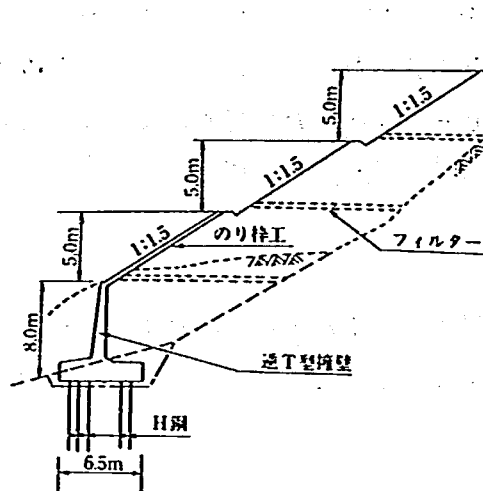


図4.4.2 逆T型擁壁による災害復旧断面図
(やまなみハイウェイ)

(2) アースアンカー工

アンカー工は、現場打のり枠工、コンクリート張工、コンクリート擁壁工、杭工等の他の工法と併用し、これらの安定性を高める目的で用いる。アンカー工は、これらの工法の安定が不足する場合に用いるが、アンカーの定着地盤とする砂層や岩盤が盛土のり面から浅い場合に有効な工法となる。通常、仮設工は小規模なものでよく、掘削工も伴わないため、既往の盛土の補強には、有効と考えられる。

アンカー工のための安定の検討には、必要アンカー力を算定するためののり面の安定計算が必要となる。のり面の安定計算方法はのり面を構成する地盤の性質、想定すべり面の形状、崩壊の要因、構造物およびアンカーの種類と配置等により異なるが、くさび形の崩壊が想定される斜面においてアンカーを擁壁等の補強に使う場合と、比較的勾配がゆるく斜面長が長い斜面内で円弧すべりが想定される場合の、2つの場合に大別できる。

a. くさび形すべり型（擁壁などの補強としてアンカーを用いる場合）¹²⁾

この計算方法においては、すべり土塊に対する力の多角形を用いて構造物およびアンカーによる必要すべり抵抗力を求め、これから構造物によるすべり抵抗力を減じて必要アンカー力を求める。

図4.4.3に示すようなくさび形のすべりに対して、すべり土塊に働く力を図4.4.4(a)、その力の多角形を図4.4.4(b)に示す。ここで、構造物及びアンカーによる必要すべり抵抗力Eは、擁壁面に作用す

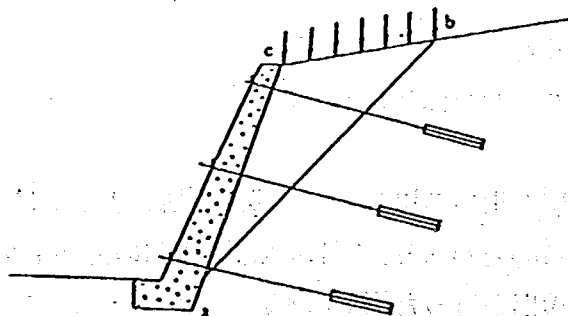
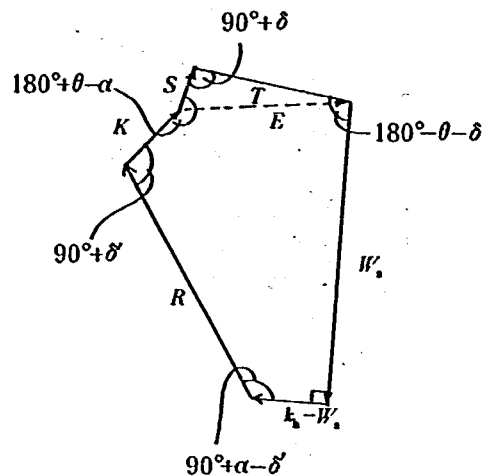
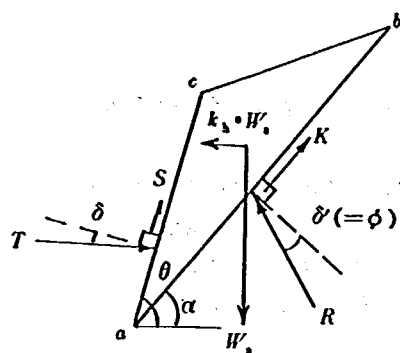


図4.4.3 くさび形すべり型



ここに、

W_s : 土塊 abc の自重 (ただし上載荷重を含む)

R : すべり面における反力

K : すべり面に作用するせん断抵抗力 ($K=s \times ab$)

S : 擁壁面に作用するせん断抵抗力 ($S=sa \times ac$)

T : 擁壁面における反力

E : 構造物およびアンカーによる必要すべり抵抗力 (S と T の合力)

F : 構造物によるすべり抵抗力

P_a : 必要アンカー力

s : すべり面における土塊の粘着力によるせん断強度

sa : 擁壁面における付着せん断強度

k_h : 設計水平震度

δ' : R がすべり面の法線となす角 (一般に $\delta'=\phi$, ϕ : 土塊の内部摩擦角)

δ : T が擁壁面の法線となす角 (一般に $\delta=\frac{1}{2} \sim \frac{2}{3} \phi$, ϕ : 土塊の内部摩擦角)

θ : 擁壁面と水平面のなす角

α : 想定されるすべり面と水平面のなす角

図 4.4.4 くさび形土塊に働く力

るせん断抵抗力 S と擁壁面における反力 T の合力である。この必要すべり抵抗力 E は、構造物及びアンカーに作用する力 (E') と方向が反対で大きさが等しい力である。

この方法により、アンカーの設計を行うには、もたれ擁壁と併用した例である図 4.4.5 を例にとると、まず、アンカーがない場合について、通常の擁壁と同様な以下の検討を行い、所定の安全率、範囲を満足しているかを確認する。

- ① 転倒に対する安定
- ② 滑動に対する安定
- ③ 基礎地盤の支持力に対する安定
- ④ 構造物の内部応力に対する安定

これらの安定検討を行ったのち、不安定な項目があった場合には、それらの項目を解消するための必要アンカー力を求める。

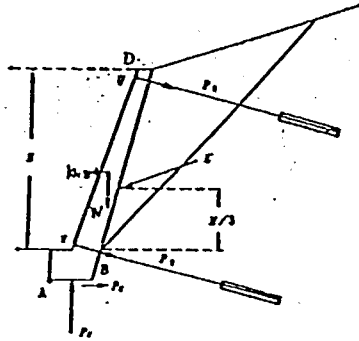


図4.4.5 もたれ擁壁とアンカーの併用の例

- E' : すべり土塊から擁壁に作用する力 (±t/m)
 W : 擁壁の自重 (t/m)
 P_1 : 擁壁上部に設置されたアンカーの必要耐力 (t/m)
 P_2 : 擁壁下部に設置されたアンカーの必要耐力 (t/m)
 P_3 : 擁壁基礎部における水平抵抗力 (t/m)
 P_4 : 擁壁基礎部における鉛直耐力 (t/m)
 k_h : 設計水平震度

b. 円弧すべり型 (主としてアンカーによりのり面安定を図る場合)

この計算法としては、円弧すべり面を仮定した震度法による安定計算式にアンカーの効果を加えた式を用いることができる。アンカーがある場合の地震時の安全率 F_s は式(4.1.1)にアンカーの効果を加えることにより以下ようになる。

$$F_s = \frac{r \sum \{ c + l + \{ (W - ud) \cos \alpha - k_h W \sin \alpha - P \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi \}}{\sum \{ r W' \sin \alpha + k_h W' - r P \cos (\alpha + \theta) \}} \quad (4.4.3)$$

ここに、 P : アンカー耐力 (tf/m)

α : 各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (度)

θ : アンカー鋼材と水平線のなす角 (度)

この式から、計画安全率を設定すると必要アンカー耐力が逆算できる。

必要アンカー耐力は、許容引抜力、許容付着力、許容引張力以下でなければならないが、これらアンカー体の詳細な設計は、「道路土工のり面工・斜面安定工指針」を参照されたい。

アンカー工による盛土擁壁の補強例を図4.4.6に示す。

(3) のり枠工¹³⁾

のり面の安定を図る目的でよく用いられるのり枠工は、のり面の小崩壊や表面侵食の防止が主目的と考えられるため、耐震対策工として単独で用いられることはなく、のり枠工とアンカー工の併用というような形式で用いられる。

のり枠工の種類は、大別して、プレキャスト枠工、吹付枠工、現場打コンクリート枠工の3種類がある。このうち、プレキャスト枠工は、土圧などに対しては抵抗しないと考えられ、さらに、枠接点の強度が一般に弱いため、アンカー工と併用する場合は、吹付枠工、現場打コンクリート枠工を用いる。

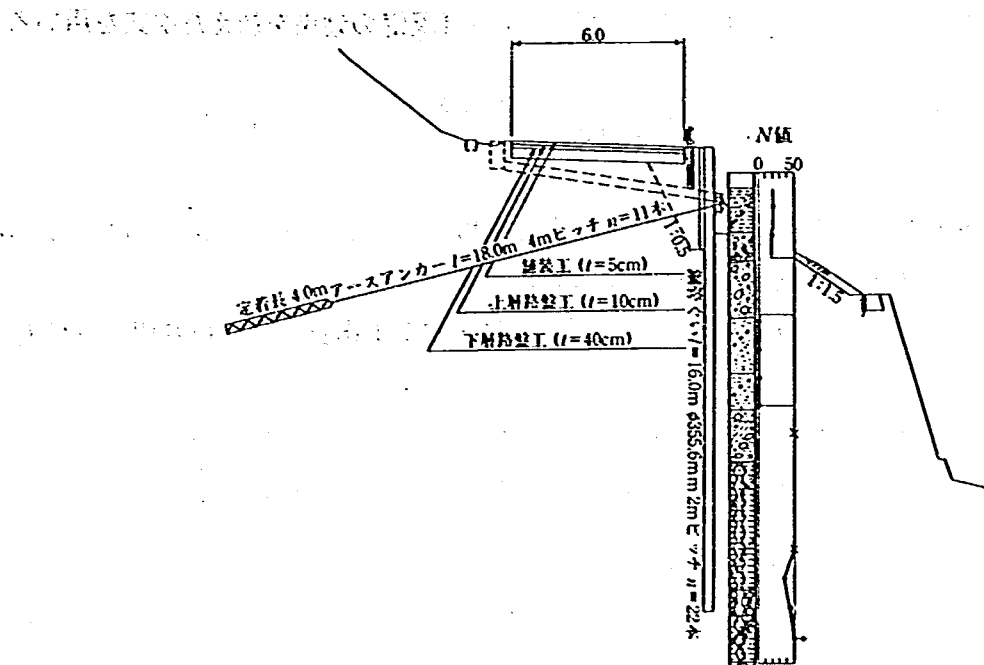


図4.4.6 鋼管杭とアンカーによる災害復旧断面図

吹付砕工と現場打コンクリート砕工を比較すると、吹付砕工は、基礎コンクリートを必要としないため、工期が短く、工費が安い、品質管理に十分な注意を要する。これに対して、現場打コンクリート砕工は、工費は高いが、高品質な強度が得られる。

ここでは、アンカー工と併用する場合ののり砕工の設計について述べる。のり砕工の役割はアンカーの引張力を盛土全体に伝えることであるため、盛土自体の安全率の向上には直接寄与しないと考える。したがって、盛土の全体的な安定検討においてはアンカー工を参照する。

のり砕工の設計にあたって、砕に作用する地盤反力を等分布荷重として、以下の検討を行う。

- ① 縦砕、及び横砕の曲げモーメント
- ② 必要鉄筋量
- ③ 鉄筋、及びコンクリートの引張、及び圧縮応力度
- ④ 鉄筋、及びコンクリートのせん断応力度
- ⑤ 鉄筋、及びコンクリートの付着応力度

また、砕内の中詰工については、緑化、のり面からの侵出水などを考慮して選定する。

(4) 杭工および深礎工

不安定と考えられる盛土のり面の補強のために、地すべり対策工として用いられる杭工や深礎工を用いることが考えられる。地震時のすべりに対する抑止工として用いられる杭工には鉄筋コンクリート杭、PC杭等の既製コンクリート杭、大口径ボーリング等（一般に径300～500mm）により掘削し、この孔の中に鋼管やH鋼などを挿入し、間隙をコンクリート等で中詰めしたもの、また、さらに大きな径（2～4m）でライナープレートなどを用いて立て坑を掘り、この中に鉄筋コンクリートを打設す

る工法（深礎杭工）がある。計算法は、式(4.4.1)に杭、または深礎の効果を加えた次式を用いる。

$$F_1 = \frac{r \sum (c \cdot l + \{ (W - ab) \cos \alpha - k_1 W \sin \alpha \} \tan \phi + P)}{\sum (r W \sin \alpha + k_1 h W)} \dots\dots\dots (4.4.4)$$

この式において、計算安全率を設定すると必要抑止力を求めることができる。杭、深礎工は、必要抑止力Pに対して安全であるように設計しなければならない。

杭、基礎の設計法については、「道路土工のり面工・斜面安定工指針」、「杭基礎設計便覧」を参照されたい。

深礎工による山岳盛土の補強例を図4.4.7および図4.4.8に示す。図4.4.7は、深礎工と水抜きボーリングとを組み合わせたもの、図4.4.8は深礎工とアース・アンカーとを組み合わせた例である。

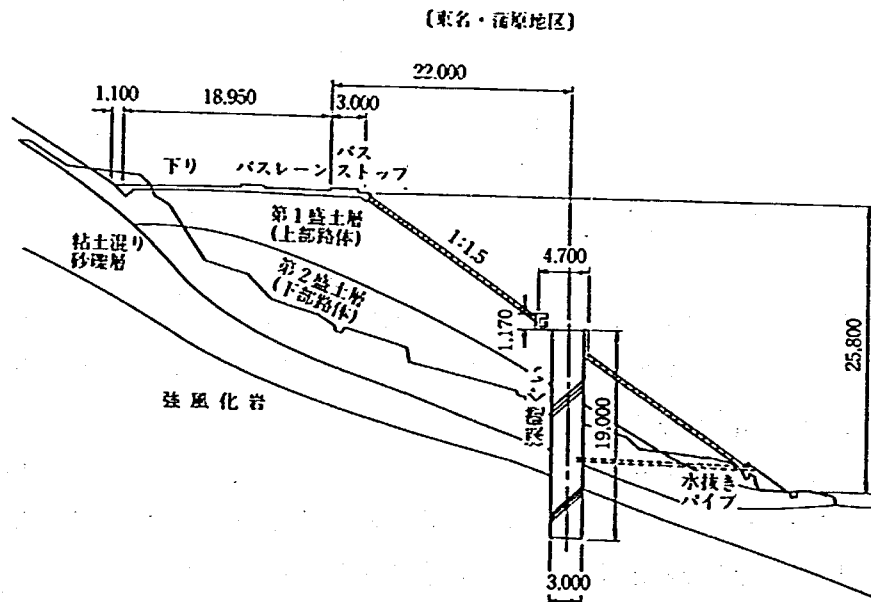


図4.4.7 深礎工による盛土の補強例 (その1)

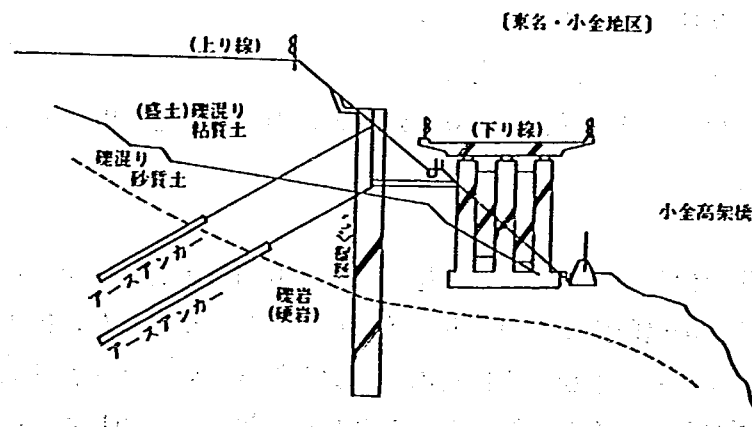


図4.4.8 深礎工による盛土の補強例 (その2)

(5) 矢板・杭工

地震時に盛土の影響を受けた地盤が大きく流動し、盛土に大きな影響を与える可能性のある場合に、地盤の流動を抑制するために、矢板や杭を盛土のり面のある部分に打設することが考えられる。地盤流動防止対策の強化のためには、タイロッド工を併用することが有効である。東海道新幹線、東名高速道路のいずれにおいても、盛土両側のり面のり尻に矢板または杭を打設し、両側の頭部をタイロッドで結んでいる。

計算法は、軟弱層部分の矢板に盛土側から地震時主働土圧が、反対側から地震時受働土圧が作用するものとして、矢板の必要根入れ長、矢板断面、タイロッドの断面を求める。

矢板に作用する荷重が図4.4.9のようなものであるとき、矢板根入れ長 l は点Oのまわりのモーメントのつりあいを考えて次式から求める。

$$\Sigma P_{A1} \cdot h_{A1} = \Sigma P_{P1} \cdot h_{P1} \quad \dots\dots\dots (4.4.5)$$

なお、実際の根入れ長は、式(4.4.5)より求まったものの20%増しとする。

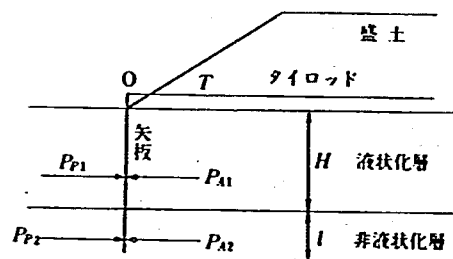


図 4.4.9 矢板に作用する力

矢板断面の計算に必要な矢板の曲げモーメントは、タイロッド取付点と地中の仮想支持点で支持される単純ばりに対して、仮想交点以上の主働および受働土圧が作用するものとして計算することを標準とする。ここに、地中の仮想支持点は、液状化層と非液状化層の境界層または受働土圧の合力の作用点とする。また、その他にタイロッド取付点と、地中の仮想支持点で支持される弾性支承上のはりとして計算することも考えられるが、その場合には、水平方向地盤反力係数のとり方に注意が必要である。これらの曲げモーメントの計算方法としては、支持層境界型、受働土圧支点型、連続ばり型の3種類が考えられる。これら3種類の方法を以下に示す。

a. 支持層境界型

鋼矢板をタイロッド取付点と地中の仮想支持点（軟弱層と支持層の境界）で支持される単純ばりと仮定し、そこに仮想支持点以上の土圧が作用するものとする（図4.4.10参照）。

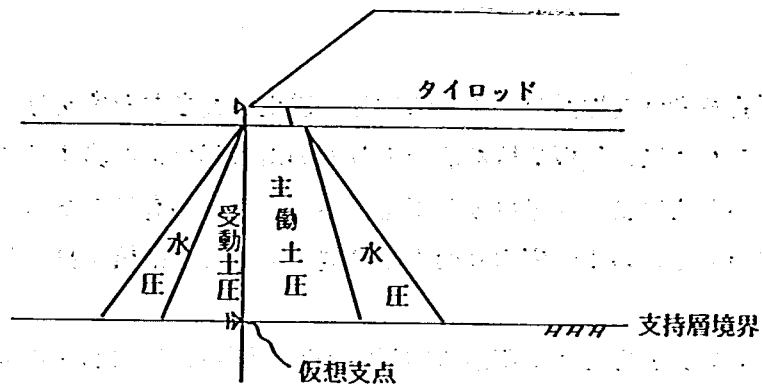


図4.4.10 支持層境界型の説明図

b. 受働土圧支点型

鉛矢板に作用する（受働土圧+水圧）の合力の作用位置を仮想支持点とし、タイロッド取付点とで支持される単純ばりに土圧が作用するものとする（図4.4.11参照）。

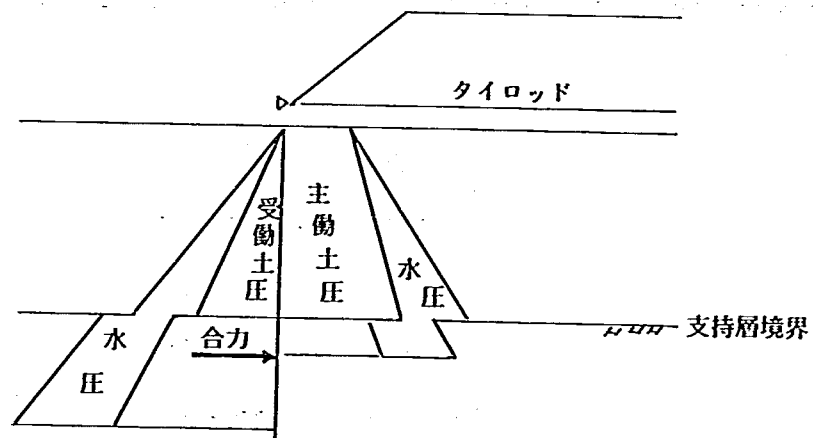


図4.4.11 受働土圧支点型の説明図

c. 連続ばり型

鉛矢板のタイロッド取付点と根入れ深さに作用する受働土圧の作用位置（仮想支持点）を支点とした弾性支承上のはりと考える。支持層のばね反力は、仮想支持点の1/2点とする。また、鉛矢板に作用する荷重は、仮想支持点の1/2点以上の主働土圧が作用するものとする（図4.4.12参照）。

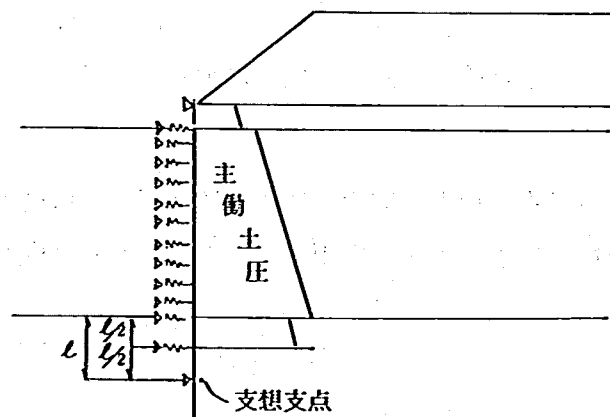


図4.4.12 連続梁型の説明図

また、タイロッド張力 T は、図4.4.9に示す土圧・水压の仮想支持点回りのモーメントと等しくなるように、タイロッド取付点反力として求める。軟弱地盤において矢板・タイロッドにより盛土の耐震対策をした例を図4.4.13に鋼管杭とPC鋼線による盛土の耐震対策とした例を図4.4.14に示す。

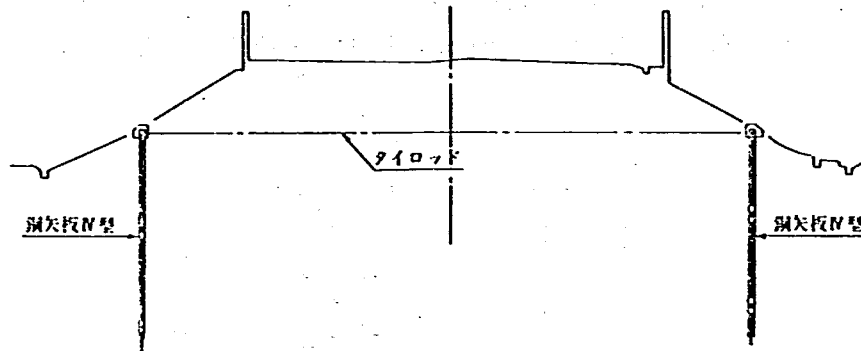


図4.4.13 矢板タイロッドによる盛土の耐震補強例

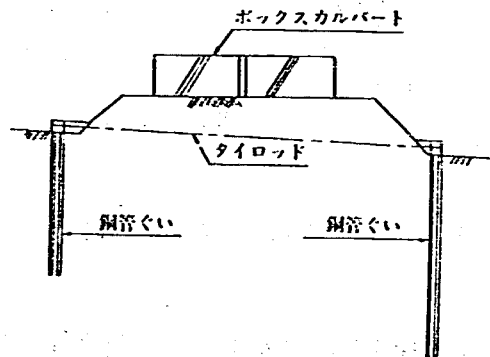


図4.4.14 鋼管杭とPC鋼線による盛土の耐震補強例

(6) 地盤改良

地盤改良法には、多種のものがあるが、耐震補強の観点から分類すれば、次のように大別できる。

① 砂質地盤の液状化を防止するもの

- ・サンドコンパクションパイル工法
- ・砂石ドレーン工法
- ・深層混合処理工法

② 軟弱粘性地盤の強度を増加するもの

- ・サンドコンパクションパイル工法
- ・深層混合処理工法

これらの工法は、いずれも既設盛土の直下に施工することが困難で、主として盛土のり面・地盤に施工して効果を発揮するものとならなければならない。

以上のような工法について、特徴、設計方法および設計例を以下に述べる。

a. サンドコンパクションパイル工法

a) 砂質地盤の締固め

砂質地盤の液状化防止のためにサンドコンパクションパイルを打設した場合には、砂杭を振動圧入することにより、地盤の密度増大および側方土圧の増加を生じさせ、液状化抵抗の増大をはかるものである。液状化の可能性の判定は、通常、地盤のN値によって行う。砂質地盤の改良後のN値は粒度によっても異なるが、原地盤のN値 N_0 と、置換率 a によって決まることが多い。 N_0 と a の関係については図4.4.15がある。

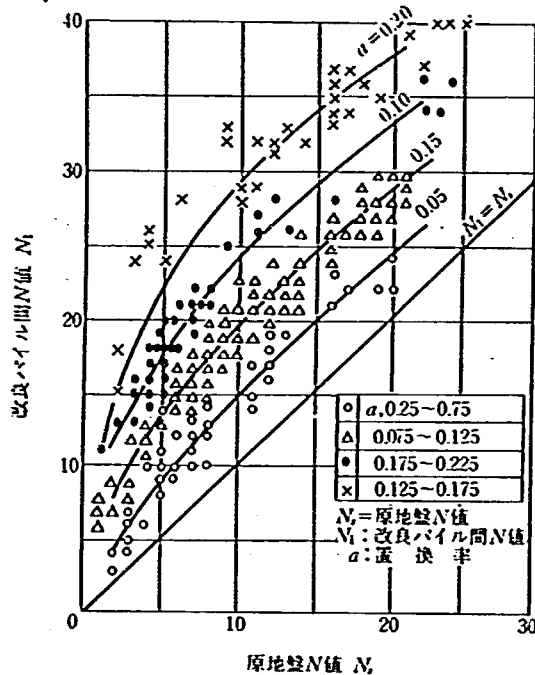


図4.4.15 原地盤N値と改良パイル間N値の関係

設計にあたっては、まず原地盤のN値 N_0 と要求される改良後のN値から必要となる置換率 a を求める。このようにして液状化を防止できるのは、通常盛土のり先地盤であるから、さらに以下のように盛土の安定に対して十分かどうか検討を行う必要がある。具体的には、式(4.4.1)によって、求める安全率が、許容安全率を上回るように改良範囲を定める。なお、サンドコンパクションパイルによる締固めは、パイル上部にある程度の上載圧があった方が効果的である。したがって、地表面近くよりも深層の砂層の液状化対策として効果的である。ただし、この工法は施工時の騒音・振動・地盤の側方移動などの問題が避けられず、施工にあたっては留意する必要がある。

b) 粘性土地盤の強度増加

サンドコンパクションパイルを粘性土地盤に打設して盛土を載荷した場合、粘性土と砂杭の剛性の違いによって、砂杭部分に大きな荷重が集中し、砂杭のせん断強度によって地盤のせん断抵抗が増加する。このような砂杭への応力集中に見合った強度増加があるのは、パイル打設後に載荷を行う場合であり、既設盛土のり先地盤等に打設した場合には強度増加はあまり期待できない。

b. 碎石ドレーン工法

砂質地盤の液状化防止のために、透水性の良い碎石や砂利を中詰め材料としてドレーンを打設し、液状化地盤中に発生する過剰間隙水圧を速やかに逸散させ地震時の強度低下を防止するものである。ドレーンの配置としては、バイル状、壁状がある。ドレーン工法の設計法は未だ確立したものはないが、バイル状ドレーンによる液状化防止対策については、ドレーンの透水性を無限大と仮定して導いたSeed-Bookerの図表が参考となる¹⁴⁾。この場合、現実にはドレーンの透水性は有限であるので、発生過剰間隙水圧の許容値を小さ目に設定する必要がある。この工法は、一般に地盤を掘削して碎石等を投入するもので、地盤に生ずる振動や騒音、地盤の側方移動等の問題は比較的少なく、既存構造物の周辺での施工に適している。しかし、透水性が高いとはいえ、排水長が大きくなると、本工法の効果は低下するため、深層の液状化砂層の対策として用いるときには適用上注意を要する。

c. 深層混合処理工法

深層混合処理工法は、塊状、粉末状あるいはスラリー状の主として石灰、セメント系の安定材を地中に供給して原位置の軟弱土と強制混合することによって原位置で深層に至る強固な柱体状、壁状、ブロック状または格子状の安定処理土を形成する工法である。

深層混合処理工法における柱状体改良の設計は、サンドコンパクションバイルの設計に準じて行われている。しかし、本工法によって得られる改良体の強度は、一般に原位置の強度に比べてかなり大きく、すべりに対する安全率の確保は比較的容易である。しかし、水平荷重の卓越する地震時には、柱状体の間に残る未改良地盤の性状によって全体的な挙動が大きく影響されることが考えられる。砂質地盤については、未改良地盤が液状化すると、バイル状改良では側方への抵抗力は全く失われてしまうため、バイル状改良は有効でなく、ブロック状改良または格子状改良を用いなければならない。いずれにしても、液状化砂質地盤で深層混合処理工法を用いる設計法は確立していないが、深層混合工法の液状化対策としての利用の仕方として、低強度であっても全面改良を行うか、または、格子状改良を行い改良部に囲まれた砂質地盤の液状化の可能性を減少させると同時に、それを囲む改良部全体に隣接地盤が作用する荷重に対して安定であるようにする方法が考えられる。図4.4.16のように盛土のり尻を地盤改良した場合、地盤改良部は滑動に対して安定でなければならない。滑動に対する安全率 F_s は次式で表される。

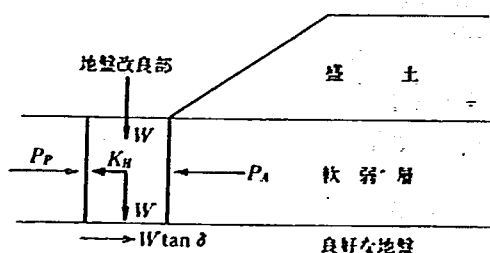


図4.4.16 盛土のり尻部の地盤改良

$$F_s = \frac{P_p + W' \tan \delta}{P_A + K_A W} \dots\dots\dots (4.4.6)$$

ここに、 P_A ：地震時主働土圧
 P_p ：地震時受働土圧
 W ：地盤改良部の全重量
 W' ：地盤改良部の有効重量
 δ ：地盤改良部と支持地盤との摩擦角

P_A 、 P_p の算定に周辺地盤の液状化を考慮する場合には、内部摩擦角を低減させることが考えられる。

なお、既設盛土の耐震補強を地盤改良で行った実例は皆無に近いが、振動実験により種々の工法の効果の比較を行った研究がある^{(15)・(16)}。

4.4.2 モデル計算例の概要

1) 設計計算モデルの設定

(1) モデル盛土の設定

「4.4.1 耐震補強対策工の設計法」で述べてきた耐震補強対策について、実際の盛土に適用した場合にどのようなになるか工費の比較を含めてモデル的に検討した。

ここで取扱う盛土は平地部盛土（液状化を考慮）と山地部盛土である。

いずれの盛土も2車線の主要幹線道路とし、道路の横断面の構成は図4.4.17のとおりである。平地部道路は歩道を両側に設置したタイプで道路幅を16mとし、山地部道路は歩道を片側に設置したタイプで道路幅を12mとした。



図4.4.17 道路の横断面の構成

a. 平地部盛土

盛土の基礎地盤は、地震により液状化すると考えられる緩い砂層（N値10以下）が地表から10mの深さまでとした。設計を行う場合には、この砂層の内部摩擦角 ϕ が液状化により減少するものとして、 ϕ を $1/3$ にしたものと、 $2/3$ にしたものについて計算を行った。低減された ϕ の値と液状化に対する抵抗率 F_i との間には表4.4.1のような関係を仮定した。盛土高さは、立体交差付近の盛土を考え、建築限界4.5mに余裕高、桁高を加味して7mとした。またのり面勾配は標準のり面勾配⁸⁾により、1:1.8を採用し、常時では盛土の安定には問題がない構造とした。

検討した断面を図4.4.18に示す。この図には、後述する土質定数も合わせて示している。

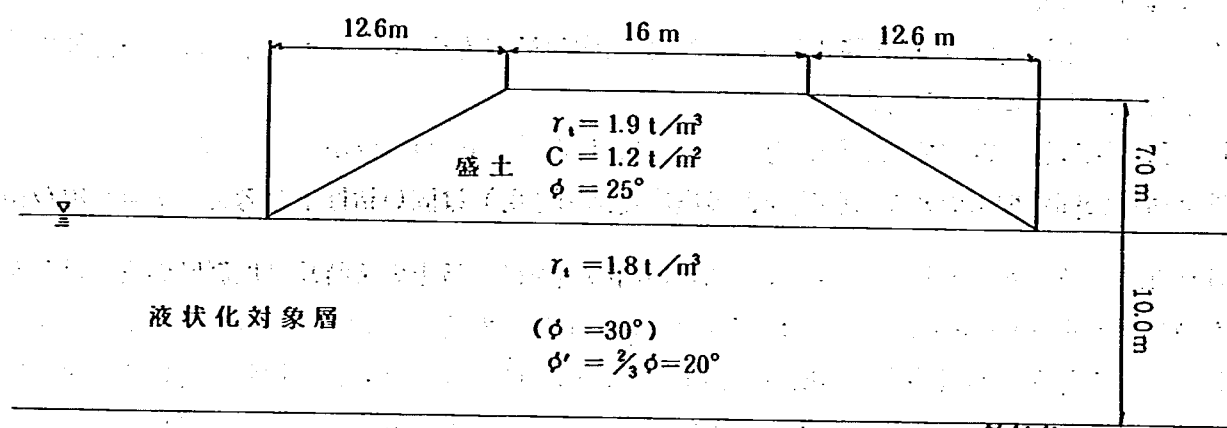


図4.4.18(1) モデル断面（平地部(1)）

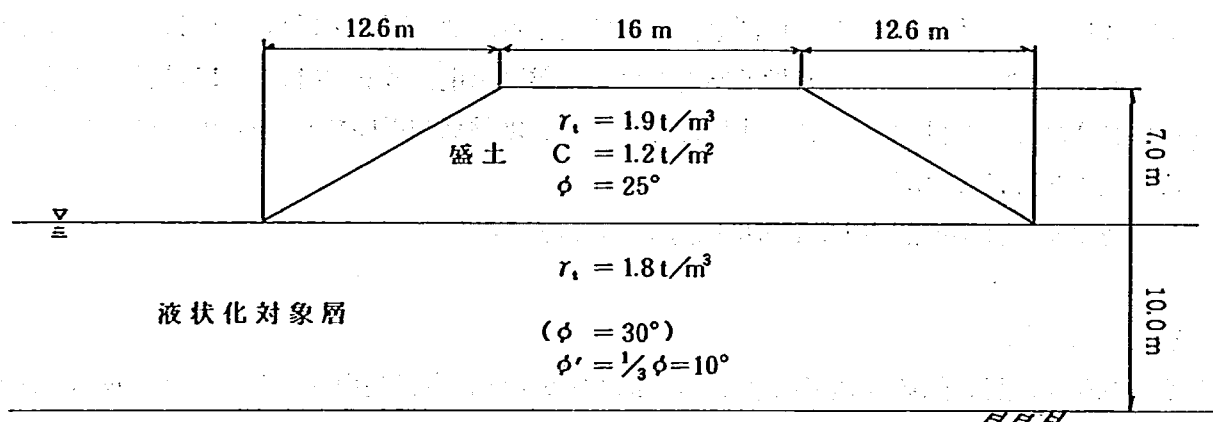


図4.4.18(2) モデル断面（平地部(2)）

b. 山地部道路盛土

山地部道路盛土は傾斜地盤上に盛土が構築されているものである。地盤傾斜度は、耐震調査票でも、被害が大きくなるとされている 1:1.8 をとり、表層に風化層として強度があまり見込めない層を考慮した。風化層の厚さは 1m と 5m の 2 種類である。

山地部道路盛土は片切片盛と考え、盛土部10m、切土部2mとした。盛土形状は2種類検討した。1つは、盛土のり面全体をブロック積で保護した場合、あとの1つは、のり面を植生で保護した場合である。ただし、植生の場合、植生のみでは盛土高さが高くなりすぎる(33.3m)ため、高さ5mのブロック積を設置して、盛土高さを16.7mとした。また、ブロック積のみの盛土の高さは7.7mである。盛土のり面勾配は、ブロック積の部分は1:0.5、植生の部分では1:1.5とした。

したがって、モデルは地盤条件2種類と、盛土条件2種類を組合せ計4種類の条件で検討を行った。検討した断面を図4.4.19に示す。この図には、後述する土質定数も合わせて示している。

(2) 地盤定数の設定

盛土と地盤の土質定数(単位体積重量 γ 、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ)は、日本道路公団の設計要項¹⁸⁾を参考にして、以下のように定めた。

平地部砂質地盤は、密実でない砂と考え、 $\gamma=1.8\text{tf/m}^3$ 、 $c=0\text{tf/m}^2$ 、 $\phi=30^\circ$ とした。

山地部道路の傾斜地山の基盤(強度がある程度見込める層)は固い粘性土と考え、 $\gamma=1.8\text{tf/m}^3$ 、 $c=5\text{tf/m}^2$ 、 $\phi=25^\circ$ とした。盛土及び傾斜地山の表層は、盛土の常時及び地震時の安定計算を行い、常時では安定($F_s>1$)、地震時($K_h=0.18$)では不安定($F_s<1$)となるような土質定数を設定した。そのとき、傾斜地山の表層は、盛土と基盤の中間の強度と考え、粘着力を盛土の強度+ 1tf/m^2 として計算している。その結果、盛土の土質定数は、 $\gamma=1.9\text{tf/m}^3$ 、 $c=1.2\text{tf/m}^2$ 、 $\phi=25^\circ$ とし、傾斜地山の表層の土質定数は、 $\gamma=1.8\text{tf/m}^3$ 、 $c=2.2\text{tf/m}^2$ 、 $\phi=25^\circ$ とした。

これらの採用した土質定数の一覧表を表4.4.2に示す。

(3) 設計震度及び安定度の評価

設計水平震度 K_h は、平地部盛土と山地部盛土とでは異なる。地域別補正係数 $\nu_1(=1.0)$ と、設計基準震度 $K_{bc}(=0.15)$ は変わらないが、平地部盛土では、地盤別補正係数 ν_2 を1.2(1種地盤)としたため、設計水平震度は0.18とした。また、山地部盛土では、地盤別補正係数 ν_2 を1.0(2種地盤)としたため、設計水平震度は0.15とした。

地震時の所要安全率は平地部盛土、山地部盛土とも1.0とする。

(4) 補強工法の選定

対象とする補強工法は、耐震補強工法として実績のある工法、今後利用されと考えられる工法から選んだ。平地部盛土では、液状化による被害防止対策として実績のあるサンドコンパクションバイル工法、矢板+タイロッド工法、砂質土地盤での実績はないが、今後利用されと考えられる深層混合処理工法について検討を行った。山地部盛土では、今までの地震において被害のなかった逆T型擁壁、供用中の道路でも施工が容易で補強工法に適していると考えられる杭工、のり枠+アンカー工について検討を行った。

以上のような、条件、工法を組み合わせ、表4.4.3.4に示すケースで試算を行い、その結果を用いて各工法の適用性について、次項で述べる。

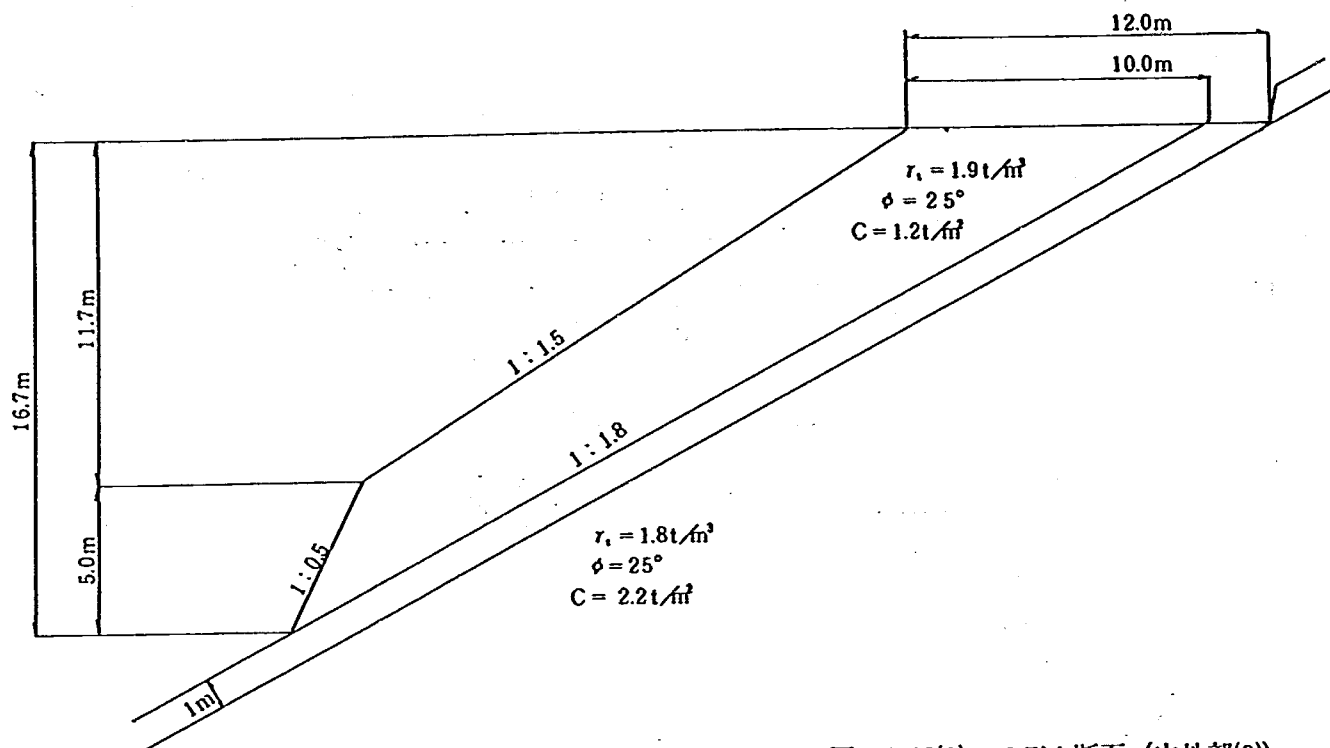


図4.4.19(3) モデル断面 (山地部(3))

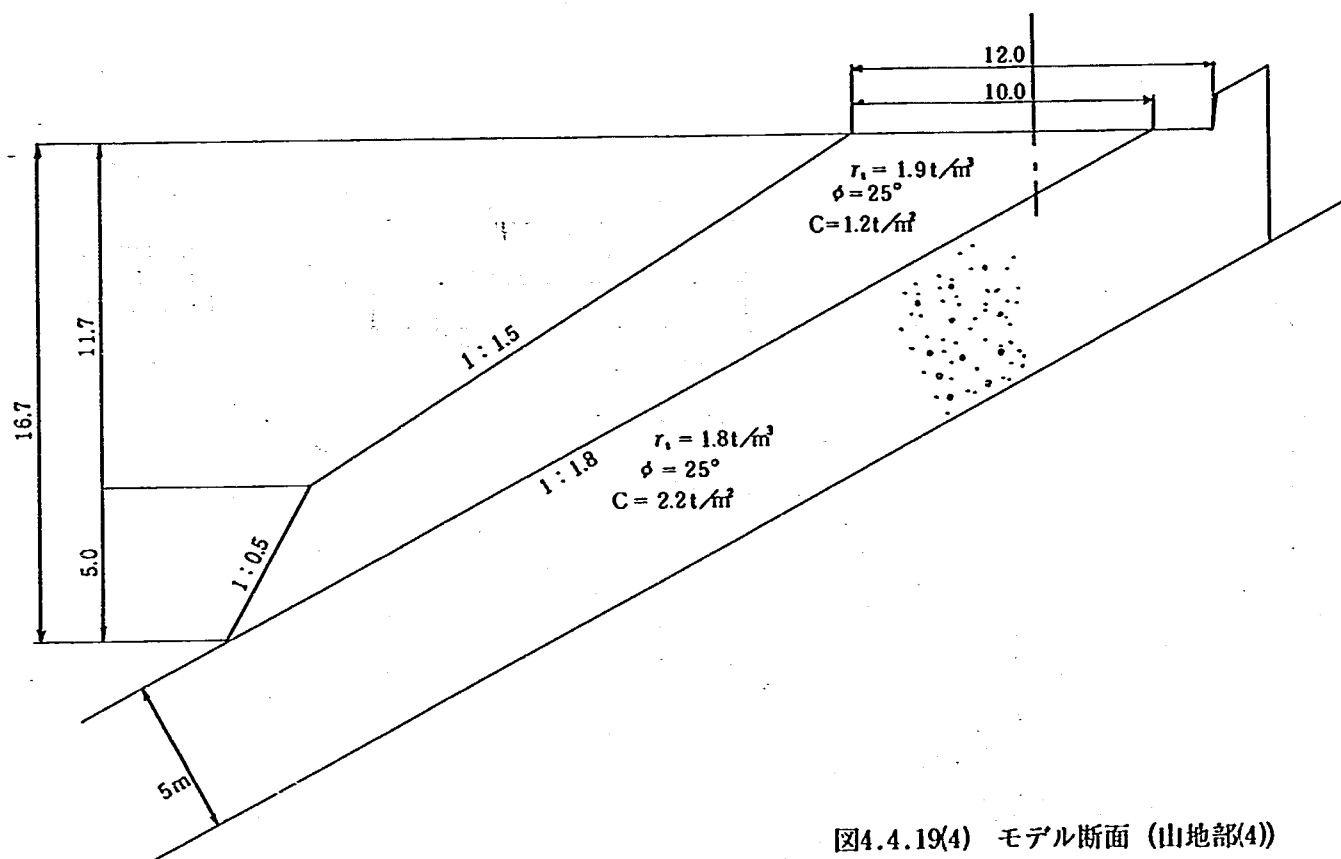


図4.4.19(4) モデル断面 (山地部(4))

表 4.4.1 液状化に対する抵抗率と内部摩擦角の関係

液状化に対する 抵抗率 F_L	内部摩擦角 ϕ
$F_L \geq 1$	
$1 > F_L \geq 0.8$	$\frac{2}{3} \phi$
$0.8 > F_L \geq 0.6$	$\frac{1}{3} \phi$
$0.6 > F_L$	0

表 4.4.2 土質定数一覧表

	地 層	単位体積重量 ϕ (tf/m ³)	粘 着 力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	備 考
平 地 部	盛 土	1.9	1.2	25	
	軟 弱 地 盤 (液状化層)	1.8	0	30	常時
		1.8	0	20	地震時 $1 > F_L \geq 0.8$
		1.8	0	10	地震時 $0.8 > F_L \geq 0.6$
	支 持 層	2.0	0	40	
山 地 部	盛 土	1.9	1.2	25	
	表 層	1.8	2.2	25	
	支 持 層	2.0	0	36	$Q_a = 30 \text{tf/m}^2$

表 4.4.3 平地部盛土の計算ケース

CASE No	盛 土 高 (m)	液状化による 中の低減	対 策 工 法
1	7.0	$\frac{2}{3} \phi$	サンドコンパクションパイル工法
2	7.0	$\frac{1}{3} \phi$	"
3	7.0	$\frac{2}{3} \phi$	深層混合処理工法
4	7.0	$\frac{1}{3} \phi$	"
5	7.0	$\frac{2}{3} \phi$	矢板 + タイロッド工法
6	7.0	$\frac{1}{3} \phi$	"

表 4.4.4 山地部盛土の計算ケース

CASE No	盛 土 高 (m)	表土厚さ (m)	対 策 工 法
7	7.7	1	擁 壁 工
8	7.7	5	"
9	16.7	1	"
10	16.7	5	"
11	7.7	1	杭 工
12	7.7	5	"
13	16.7	1	"
14	16.7	5	"
15	7.7	1	アンカー工
16	7.7	5	"
17	16.7	1	"
18	16.7	5	"

表-4.4.5 対策工の総合比較表 (平地部盛土)

液状化の度合	CASE . No	問 題 点	用 地	交通規制	資材搬入	経済性	環境条件	施工性
$1 < F_L \leq 0.8$ $\phi = \frac{2}{3}\phi$	CASE-1 (サンドコンパクションバイル工法)	・サンドコンパクションバイルによる改良範囲が盛土のり尻から側方へ10mに及ぶため用地に制限のある場合は問題となる。またバイルの打設時に振動を伴うため、周辺地盤、家屋等の影響も考えられる。	△	○	○	○	△	○
	CASE-3 (深層混合処理工法)	・地震時に液状化が発生するような地盤での使用実績が少ない。	○	○	○	○	△	○
	CASE-5 (矢板+タイロッド工法)	特になし	○	○	○	○	○	○
$0.8 < F_L \leq 0.6$ $\phi = \frac{1}{3}\phi$	CASE-2 (サンドコンパクションバイル工法)	・サンドコンパクションバイルの打設範囲がのり肩にまで及ぶため大規模な仮設工事さらに交通規制を伴う可能性がある。 ・サンドコンパクションバイルによる改良範囲が盛土のり尻から側方へ40m近くに及ぶため用地の問題が生じる。 ・バイル打設時の振動による周辺地盤、家屋への影響。	×	△	○	○	△	△
	CASE-4 (深層混合処理工法)	・深層混合処理工法による改良範囲が盛土のり尻から側方へ14mにも及ぶため用地に制限のある場合は問題となる。	△	○	○	○	△	○
	CASE-6 (矢板+タイロッド工法)	特になし	○	○	○	○	○	○

表-4-4-6(1) 対策工の総合比較表 (山地部盛土)

盛土モデル	CASE No	問題点	用地	交通規則	資材搬入	経済性	環境条件	施工性
	CASE-7 (擁壁工)	擁壁施工に伴う仮設工事の際、本線片側車線が完全に使用不可能となる。	○	×	×	△	○	△
	CASE-11 (RC 杭)	杭の設置は、本線盛土上からと盛土外側に作業スペースを確保する方法が考えられる。本線盛土上からの設置の場合は、交通規制が伴うため、できるだけ盛土外側にスペースを得る方が良い。	○	○	△	○	○	△
	CASE-15 (のり枠+アンカー工)	特になし	○	○	△	△	○	○
	CASE-8 (擁壁工)	CASE-7に同様。施工にあたり本線片側車線が完全に使用不可能となる。	○	×	×	×	○	△
	CASE-12 (RC 杭)	CASE-11と同様	○	○	△	○	○	△
	CASE-16 (のり枠+アンカー工)	特になし	○	○	△	△	○	○

表-4-4-6(2) 対策工の総合比較表 (山地部盛土)

盛土モデル	CASE No	問題点	用地	交通規則	資材搬入	経済性	環境条件	施工性
	CASE-9 (擁壁工)	長いのり面を有する盛土であるため、代替道路がない場合は資材の搬入等が非常に困難となる。	○	○	×	△	○	△
	CASE-13 (鋼管杭)	杭施工のために盛土のり面のカット等を行い作業スペースの確保が必要である。また、資材の搬入が少し難しい。	○	○	△	○	○	△
	CASE-17 (のり枠+アンカー工)	山岳部の長大盛土であるため、資材搬入に若干の問題がある。	○	○	△	○	○	○
	CASE-10 (擁壁工)	CASE-9に同様	○	○	×	×	○	△
	CASE-14 (深礎杭)	人力による掘削のため、地下水位等の地盤条件が悪い場合は問題がある。	○	○	×	×	○	△
	CASE-18 (のり枠+アンカー工)	CASE-17に同様	○	○	△	○	○	○

4.4.3 盛土の耐震対策工の適用性

1) 適用性の検討

対策工の適用性について、以下のような項目の検討を行った。

- 用地

特に、地盤改良の場合の道路用地以外の用地の必要性。

- 通行規制

施工を行う場合の通行規制の必要性。

- 資材搬入

施工に伴う資材の搬入の容易性。

- 経済性

概略の工費を算定し、工費の比較による経済性の判定。

- 環境条件

地下水汚染などの環境への影響の可能性

- 施工性

特に、山地部の場合の施工現場の狭あいな場所での施工性。

各ケースごとに、以上の項目についての検討結果を、三段階（○△×）で評価し、表4.4.5,6に示す。この表を参考にして、対策工の選定を行う。

2) まとめ

ここでは、工法の選定フローチャートを示し、盛土の耐震対策工法の適用性のまとめとする。図4.4.20に盛土の耐震対策工法の選定フローチャートを示す。本図のフローチャートは本節で検討した工法についてのみ定量的な検討を含めて示したものであり、図4.1.3のフローチャートとは異なっていることに注意する。

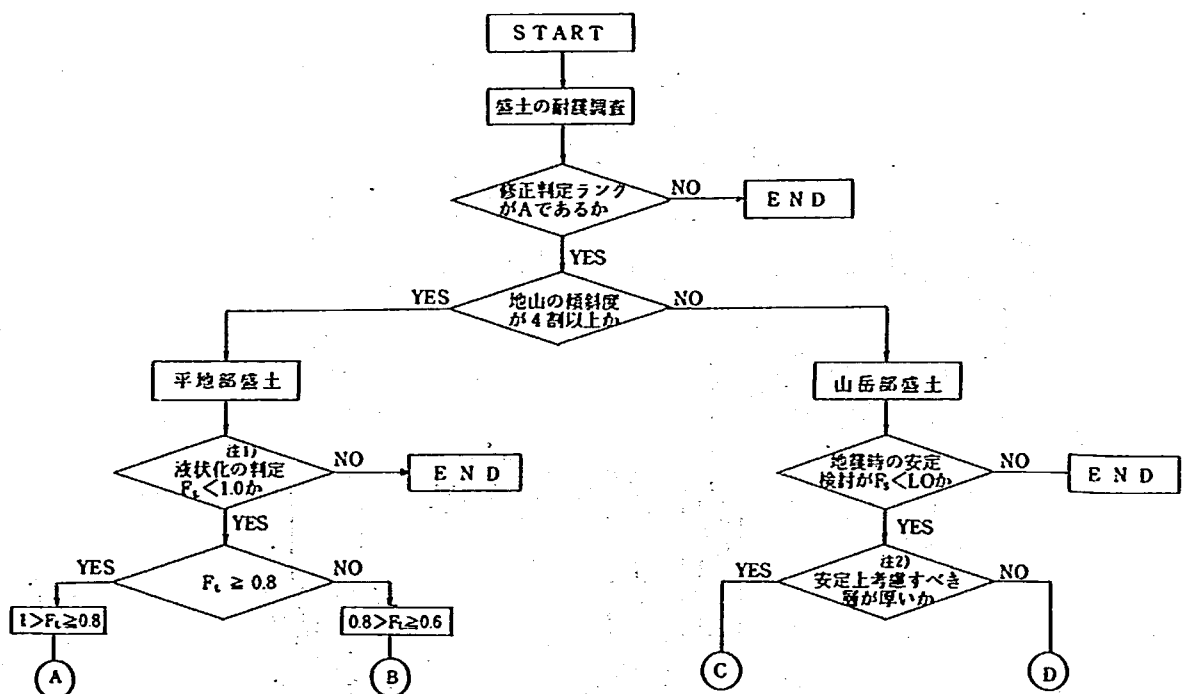
5. まとめ及び今後の課題

本報告書で述べた主たる内容は以下のようである。

- (1) 地震時の検討を行うことが望ましい盛土の条件は、(i)盛土自体の条件、(ii)盛土周辺の地盤条件、(iii) 盛土の崩壊による影響の3つに大別される。
- (2) 道路盛土の地震時被災予測手法としては道路盛土全般を対象とした道路協会の方法があるが、さらに本調査期間中に生じた日本海中部地震時の取付盛土の事例調査に基づき被災要因分析及びその数量化解析を行った。その結果、「舗装厚」や「盛土材料」などが、被害の有無、沈下量の推定のいずれにおいても影響の強い項目であることがわかった。
- (3) 道路盛土の耐震対策を選定する上で参考となる既往の参考事例を整理するとともに、選定の目安をフローの形にまとめた。
- (4) 盛土補強工法の例として、盛土のみの改良を行う例として、ジオテキスタイル補強盛土の例、地盤改良を行う例として、盛土のり尻に深層混合処理壁を設ける例を実験的に検討した。

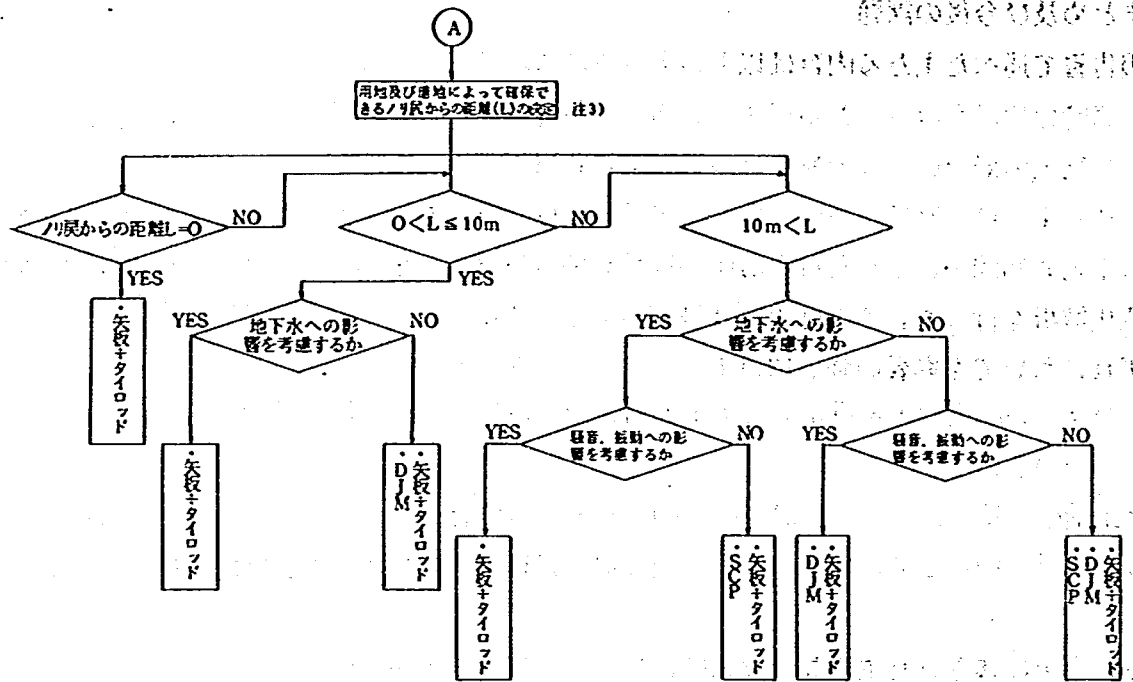
なお、今後に残された主要な研究課題として、以下の事項があげられる。

- (1) 被災事例に基づく被災予測手法の合理化
- (2) 盛土の耐震対策として、特に施工環境が厳しい既設盛土について有効な工法の開発



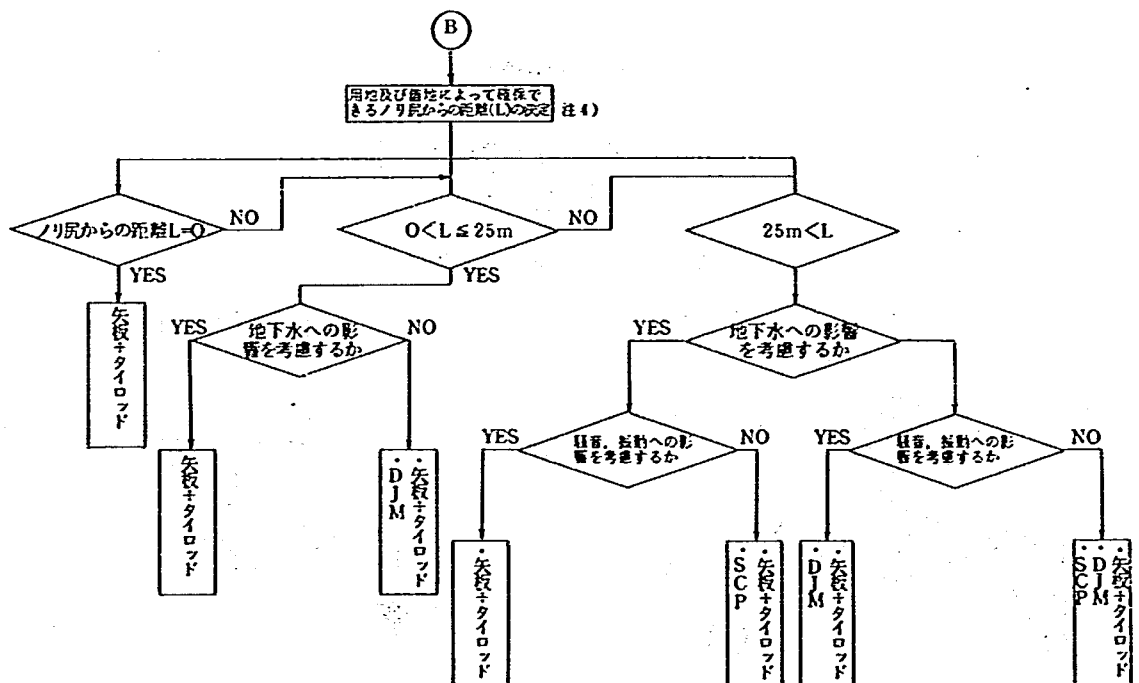
注1) $F_L < 0.6$ となる地盤は考えていない。
 注2) 調査結果等によって、安定上考慮すべきと判断される弱の厚さが1.0m~2.0m程度をうすいものとする。

図4.4.20(1) 耐震対策工法のフローチャート



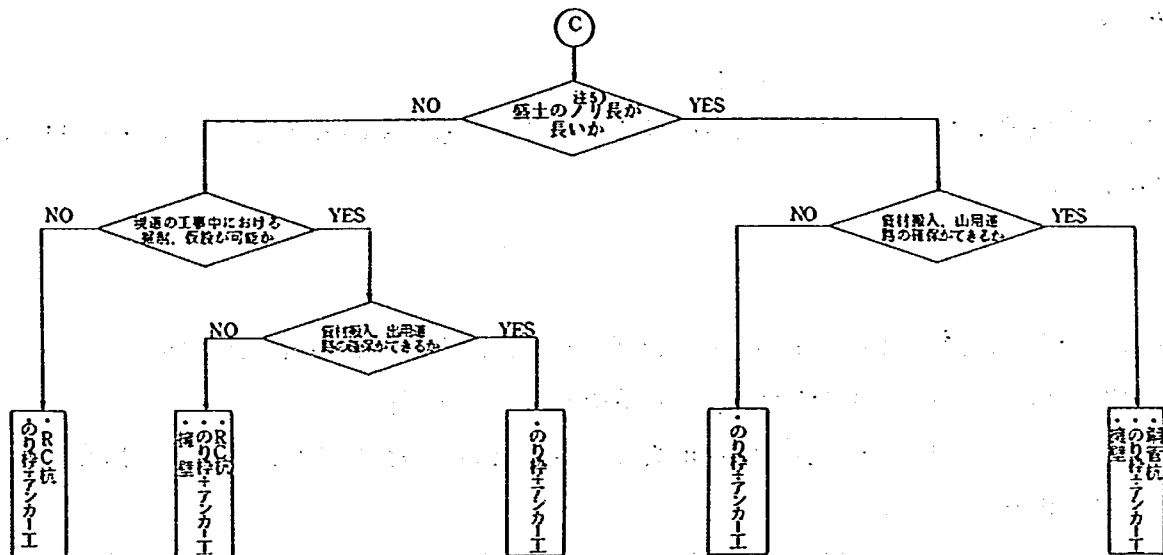
注3) ノリ民から距離の確保量は、目安値である

図4.4.20(2) 耐震対策工法のフローチャート



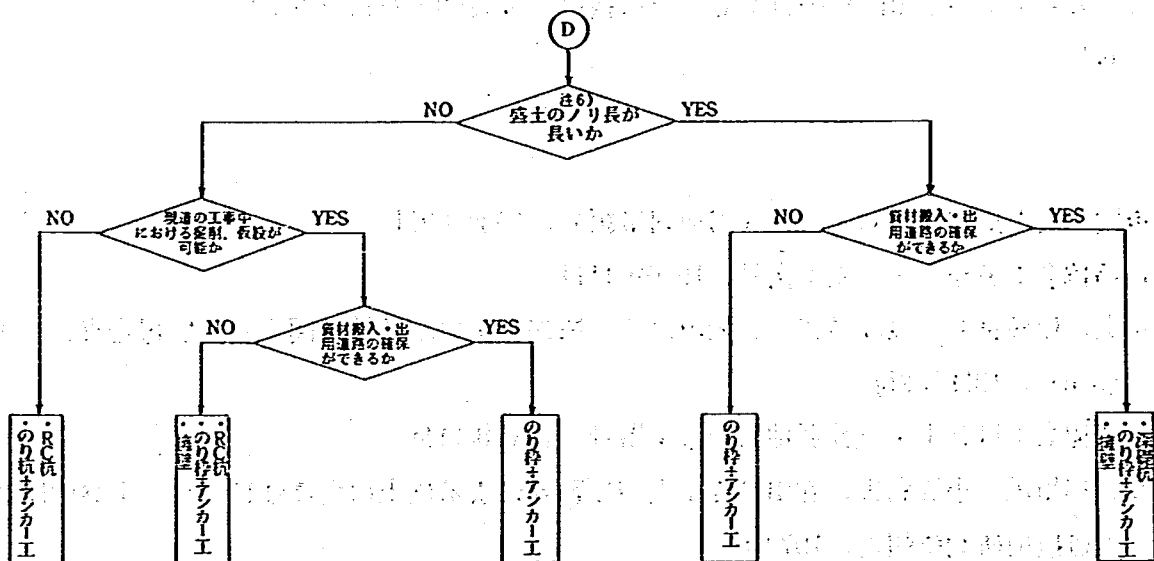
注4) ノリ民から距離の確保量は、目安値である

図4.4.20(3) 耐震対策工法のフローチャート



注5) 盛土のり面中で換装仮設時等の距離ラインがはいるか

図4.4.20(4) 耐震対策工法のフローチャート



注6) 盛土のり面中で換装仮設時等の距離ラインがはいるか

図4.4.20(5) 耐震対策工法のフローチャート

参考文献

第1章

- 1)古賀泰之、嶋津晃臣、谷口栄一：最近の道路土工における地震の考え方、土木技術資料、29-6、1987年6月

第2章

- 1)日本道路協会道路震災対策委員会：道路の震災対策に関する調査報告、1987年3月
- 2)日本道路協会：道路震災対策便覧（震前対策編）、1988年2月
- 3)谷口栄一、森下義：1983年日本海中部地震による道路盛土の被害調査結果、土木研究所資料、第2177号、1985年3月
- 4)谷口栄一、森下義：1983年日本海中部地震による橋梁取付盛土の被害調査、土木技術資料、27-12、1985年12月
- 5)野沢太三、他：橋台裏盛土の地震時挙動と耐震補強工、土と基礎、31-5、1983年5月
- 6)古賀泰之、伊藤良弘、島津多賀夫：地震による盛土の被災・復旧事例調査報告書、土木研究所資料、第2716号、1989年3月
- 7)村上順雄、佐藤和夫：日本海中部地震被害調査一統報、土木技術資料25-11、1983年11月

第3章

- 1)例えば、大村平：多変量解析のはなし、日科技連、pp.208～217、1985年
- 2). 6)と同じ

第4章

- 1)日本道路協会：道路震災対策便覧（震前対策編）、1988年2月
- 2)日本道路協会：道路土工－施工指針、1986年11月
- 3)古賀泰之、伊藤良弘、島津多賀夫、鷲田修三：補強盛土の耐震性に関する実験報告書、土木研究所資料、2540号、1988年2月
- 4)日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針、1986年11月
- 5)上沢弘、那須誠、小峰利夫、安田祐作：大型振動台による盛土の耐震性に関する実験的研究（第2報）、鉄道技術研究所報告、1972年
- 6)龍岡文夫、安藤裕元、岩崎高明、中村和之：不織布による粘性土盛土の補強、土と基礎、33-5、1985年5月
- 7)谷口栄一、森下義：土構造物の地震時変形量の予測手法に関する検討、土木技術資料、27-1、1985年
- 8)古賀、松尾、榎田、伊藤、鈴木：深層混合処理工法による砂地盤の液状化対策に関する模型振動実験（その2）－格子状改良地盤の液状化抑制効果について－、第23回土質工学研究発表会、pp.1019～1020、1988年

- 9)古賀、古関、中角、松田、鈴木：深層混合処理工法による盛土の液状化対策に関する数値シミュレーション解析、第43回土木学会年次学術講演会、pp.438～439、1988年
- 10) 2)と同じ、pp156～158
- 11)例えば、日本道路協会：道路土工のり面工・斜面安定工指針、pp.154～160、1986年
- 12)斜面崩壊防止工事の設計と実例－急傾斜地崩壊防止工事技術指針－本編、(社)全国治水砂防協会、pp.168～177、1982年
- 13)のり枠工の設計・施工指針、(社)全国特定法面保護協会、pp.31～42、1987年
- 14)Seed, H.B. and Booker, J.R.: Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Drains, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 105(GT7), 1977
- 15)佐々木康、松尾修：しらす堤防の耐震補強対策に関する模型振動実験、土木技術資料第、25-9、pp.3～9、1983年
- 16)古賀泰之、松尾修、唐沢安秋：粘性土地盤上堤防に対する耐震対策工の効果、土木技術資料、27-7、pp.28～33、1985年
- 17) 11)と同じ、p.143
- 18)設計要領第一集、土工・舗装・排水・造園、日本道路公団、p.28、1983年

取付盛土の地震時沈下及び
その対策に関する調査報告書
要 旨

土 木 研 究 所 資 料

第2769号1989年2月

盛土の既往の被災予測手法の整理を行い、日本海中部地震による盛土の被災事例を整理し、取付盛土の被害予測手法の提案を行った。

盛土の耐震補強対策に関して、既往の参考事例を整理し、設計法の試案をとりまとめ、適用計算例を紹介した。また、それらの工法の適用性を整理し、選定の目安をフローの形にまとめた。

液状化性地盤上の盛土の補強工法として、ジオテキスタイル補強盛土の例、盛土のり尻に深層混合処理壁を設ける例を実験的に検討した。

補強工法の効果を評価するため、締固め地盤改良を例として、有限要素法による永久変形解析を行った。

キーワード：取付盛土，耐震，被害予測法，補強対策，模型実験，有限要素解析

郵便はがき

41円切手
をはって
下さい。

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

機械施工部動土質研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料第2769号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印