

ISSN 0386—5878

土木研究所資料 第2350号

土木研究所資料

軟弱地盤上堤防の耐震対策工法に関する 検討報告書

昭和61年3月

建設省土木研究所
機械施工部動土質研究室

Copyright © 1986 fiscal year 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

軟弱地盤上堤防の耐震対策工法に関する 検討報告書

動土質研究室	室長	古賀泰之
	研究員	松尾修
		唐沢安秋

要 旨

軟弱粘性土地盤および緩い飽和砂質土地盤上に築堤された堤防に対する耐震対策工の効果について、模型振動実験および数値解析により調べた。実験で検討の対象とした耐震対策工は地盤固化処理工法である。模型振動実験は軟弱粘性土地盤および飽和砂地盤について、固化処理の形態を変えてそれぞれ2ケースずつ実施した。また、数値解析は地震後永久変形解析法を用い、実験模型および仮想的な実物大モデルに対して各種の耐震対策工を施した場合について実施した。以上の検討から、各種耐震対策工の効果を把握することができた。

キーワード：堤防，耐震対策，軟弱地盤，模型実験，永久変形解析

まえがき

本報告書は、軟弱地盤上に築造された河川堤防の耐震性を確保するための各種耐震対策工の効果について、実験的・解析的に検討した結果を報告するものである。

河川堤防の耐震性を強化する事の必要性については近年強く認識されているところであり、筆者らもそのための研究を実施してきている。特に、昭和58年度から60年度において、耐震対策工法に関して大型模型実験を主体とした調査研究を実施する機会を与えられ、一連の検討を行ってきた。

前年度までの実験では、軟弱粘性土地盤上の堤防を対象として、無対策のケース、押え盛土を施工したケースおよび鋼矢板を施工したケースについて検討した。それに引き続き今年度は、地盤固化処理工法の耐震効果に関する模型実験を実施した。ただし、ここでは軟弱粘性土地盤および飽和砂地盤の両者に対して適用した場合を検討の対象とした。

さらに、土構造物の地震被害量を得ることが可能な解析法を用いて、粘性土地盤あるいは砂質土地盤上の堤防に対して各種の耐震対策工を施工した場合の耐震効果について解析的な検討を行った。

本報告書は、以上の検討の結果をとりまとめたものである。

なお、本検討は、建設省関東地方建設局荒川下流工事事務所からの依頼調査（課題名：「荒川下流堤防の耐震対策調査」、昭和58～60年度）において行ったものである。

昭和61年 3 月

動土質研究室 古 賀 泰 之
松 尾 修
唐 沢 安 秋

目 次

まえがき

図・表・写真一覧表

1. 概 説	1
2. 目 的	2
3. 実施内容	2
4. 室内土質試験	3
4.1 荒川粘土	3
4.2 浅間山砂	6
5. 模型振動実験	9
5.1 実験概要	9
5.2 実験方法	10
5.2.1 実験装置	10
5.2.2 実験模型	13
5.2.3 模型の作成	15
5.2.4 振動実験の方法	18
5.2.5 振動実験計測	19
5.2.6 模型の品質管理	21
5.3 実験結果	22
5.3.1 模型の特性	22
5.3.2 堤体盛立て時の動態観測結果	28
5.3.3 共振試験結果	28
5.3.4 強震試験結果	33
6. 実験模型に対する有限要素解析	61
6.1 解析内容	61
6.2 解析方法	61
6.2.1 解析手法	61
6.2.2 解析モデル	62
6.2.3 解析条件	64
6.3 解析結果	71
6.4 まとめ	71
7. 各種の耐震対策工に関する有限要素解析	75
7.1 概 要	75
7.2 解析内容	75

7.3 解析方法	78
7.3.1 解析手法	78
7.3.2 解析モデル	79
7.3.3 物理・力学特性	84
7.3.4 その他の解析条件	90
7.3.5 入力パラメータ	92
7.4 解析結果	94
7.4.1 粘性土地盤モデル	94
7.4.2 砂質土地盤モデル	121
7.4.3 考 察	123
7.5 まとめ	128
8. まとめ	129
謝 辞	131
参考文献	132

図・表・写真名一覧表

図番号	名 称	ページ
4.1	粒度曲線（荒川粘土）	3
4.2	粘土試料の予圧密記録	4
4.3	三軸圧縮試験（CU）結果	5
4.4	繰返し三軸試験結果	6
4.5	浅間山砂の粒度曲線	6
4.6	浅間山砂の繰返しねじり三軸試験結果	7
4.7	浅間山砂の繰返しねじりせん断試験結果の例	8
5.1	サンドホッパー概略図	12
5.2	サンドホッパーのスリット幅と相対密度の関係	12
5.3	サンドホッパーにより形成された砂量の相対密度のばらつき	13
5.4	模型の形状寸法	14
5.5	地盤改良部の模型（壁状改良の場合）	15
5.6	粘土地盤の圧密沈下観測結果（模型－7,8）	16
5.7	計測器の配置図	19
5.8	サウンディング実施位置平面図	22
5.9	模型地盤の物理・力学特性（模型－7,8）	23
5.10	コーン貫入試験による地盤のせん断強度分布（模型－7,8）	25
5.11	ベーンせん断試験結果（模型－7,8）	26
5.12	アルミ板の引き抜き試験結果	27
5.13	堤体盛立て時の動態観測結果（模型－7,8）	29
5.14	堤体盛立て後に生じたすべり破壊の状況	30
5.15	共振曲線（模型－7,8）	31
5.16	共振時最大加速度モード図	32
5.17	強震実験における加速度、変位、間隙水圧変化図	34
5.18	堤体の沈下量と壁状改良体の側方変位の関係の説明図（模型－7）	38
5.19	最大応答加速度分布（模型－7,8）	40
5.20	模型各点の変位の経時変化（模型－7,8）	41
5.21	模型側面より観察された模型の変形状況（模型－7,8）	43
5.22	模型解体時に観察した模型内部の変形状況（模型－7,8）	44
5.23	改良体の変形状況（最終加振後）（模型－7,8）	47
5.24	加振加速度と天端累積沈下量の関係（模型－7,8）	48
5.25	加振加速度と改良体の累積水平変位量の関係（模型－7,8）	49
5.26	強震実験における加速度・変位・間隙水圧の変化（模型－9,10）	50
5.27	最大応答加速度分布図（模型－9,10）	52
5.28	模型各点の変位の経時変化（模型－9,10）	52
5.29	過剰間隙水圧分布図（模型－9,10）	54

図番号	名 称	ページ
5.30	模型側面より観察された模型の変形状況（模型－9,10）	55
5.31	改良体の変形状況（最終加振後，模型－9,10）	58
5.32	加振加速度と天端累積沈下量の関係（模型－9,10）	59
5.33	加振加速度と改良体の累積水平変位量の関係（模型－9,10）	59
6.1	永久変形解析法の手順	61
6.2	解析モデル	62
6.3	ジョイント要素の配置の1例（模型－9）	63
6.4	ジョイント要素の特性	63
6.5	実測の V_s による剛性率と解析に用いた剛性率の関係	65
6.6	解析に用いた累積せん断ひずみと応力比の関係（模型－9,10）	70
6.7	軟化剛性率 G^* の分布	72
6.8	永久変形図	73
6.9	実験と解析における天端沈下量の比較	74
7.1	実験と解析との関連	75
7.2	各種対策工の模式図	72
7.3	永久変形解析法の手順	79
7.4	解析モデル	80
7.5	砂の繰返しせん断強度および累積	85
7.6	粘性土地盤における一軸圧縮強度の深度方向分布	87
7.7	粘性地盤モデルにおける震度と安全率の関係	89
7.8	入力加速度（1983年日本海中部地震，津軽大橋記録）	91
7.9	加速度分布図（粘土地盤モデル）	95
7.10	軟化による見かけの剛性率 G^* の分布（粘土地盤モデル）	97
7.11	変形図（粘土地盤）	100
7.12	主応力図（粘土地盤）	104
7.13	加速度分布図（砂地盤モデル）	108
7.14	軟化による見かけの剛性率 G^* の分布（砂地盤モデル）	110
7.15	変形図（砂地盤モデル）	113
7.16	主応力図（砂地盤モデル）	116
7.17	最大入力加速度と天端沈下量の関係（粘性土地盤モデル）	124
7.18	押え盛土の幅と天端沈下量の関係（粘性土地盤モデル）	125
7.19	最大入力加速度と天端沈下量の関係（砂質土地盤モデル）	126
7.20	押え盛土の幅と天端沈下量の関係（砂質土地盤モデル）	127
7.21	地盤締固め工法における締固め度と堤防沈下量の関係	127

表番号	名 称	ページ
1. 1	3 か年間に実施した検討の内容	1
4. 1	荒川粘土の物理特性値	3
4. 2	浅間山砂の物理特性値	6
5. 1	模型振動実験ケース一覧表	9
5. 2	振動台仕様	10
5. 3	加振条件一覧表	18
5. 4	変換器の仕様	19
5. 5	模型の主な特性値（模型－7, 8）	24
5. 6	砂地盤の相対密度測定結果	26
5. 7	模型の主な特性値（模型－9, 10）	28
5. 8	強震実験における加速度・変位・間隙水圧の読み取り値	36
6. 1	解析ケース	61
6. 2	初期応力解析・動的応答解析における入力パラメータ	64
6. 3	永久変形解析（静的自重解析）における入力パラメータ	67
7. 1	解析の対象とした耐震対策工法	76
7. 2	解析ケース一覧表	78
7. 3	入力パラメータ	92
7. 4	天端沈下量（解析結果）	123

写真番号	名 称	ページ
5. 1	サンドホッパー	11
5. 2	堤体盛立てによる破壊の状況（模型－7）	30
5. 3	加振による模型の変形状況（模型－7, 8）	45
5. 4	” （模型－9, 10）	56

1. 概 説

最近、河川堤防についても、他の主要な土木構造物と同様、地震に強い構造物とする事が必要とされてきている。そのときにまず考えなければならない事は堤防の耐震対策工法である。すなわち、堤防を耐震的に強化する工法としてどのようなものがあるか、そのうちどれが安価でかつ効果的か、あるいは施工上の問題はないか等の事項についての知識がなければ実際に対策を計画していくことはできない。

ところが、河川堤防を含めて盛土構造物の耐震強化法に関する研究は、現在のところ未だ端緒についたばかりという状況にあり、信頼性の高い耐震設計法は作られていない。

本報告書に述べる内容は、堤防に対する耐震対策工法として適用できる可能性がある工法をいくつかとりあげ、これらの工法の有効性を模型振動実験および有限要素解析により検討したものである。

この検討は、昭和58年度から60年度の3か年にわたり継続実施しており、その検討内容は表－1.1に示す通りである。昭和58、59年度における検討の結果については、すでにとりまとめを行った。^{1)～6)}そこで本報告書では昭和60年度に実施した検討の結果を報告し、最後に3か年にわたる検討で得られた成果をとりまとめている。

表－1.1 3か年間に実施した検討の内容

対象地盤	耐震対策工法	模型振動実験	有限要素解析
軟弱粘性土地盤	(無対策)	3 ケース (S. 58, 59, 60)	○ (S. 58, 59, 60)
	押え盛土工法	2 ケース (S. 59)	○ (S. 59, 60)
	鋼矢板工法	1 ケース (S. 59)	○ (")
	地盤固化処理工法	2 ケース (S. 60)	○ (")
	補強土工法		○ (S. 59)
飽和砂質土地盤	(無対策)		○ (S. 60)
	押え盛土工法		○ (")
	鋼矢板工法		○ (")
	地盤固化処理工法	2 ケース (S. 60)	○ (")
	地盤締固め工法		○ (")

2. 目 的

本検討の目的は次の通りである。

- (1) 軟弱地盤上の堤防の地震時変形・破壊挙動特性を把握すること。
- (2) 各種の耐震対策工法の効果について明らかにすること。

3. 実 施 内 容

3か年にわたる本検討での実施内容は表－1.1に示した通りであるが、昭和60年度については以下の項目を実施した。

(1) 模型振動実験

軟弱粘性土地盤および飽和砂質土地盤を有する堤防モデルに対して地盤固化処理工法を適用した模型それぞれ2ケースについて模型振動実験を実施した。

(2) 有限要素解析

地震後永久変形解析法を用いて上記模型実験に対する解析を行ってその適用性を調べるとともに、模型振動実験で対象とした以外の各種耐震対策工法を含めての解析的検討を行った。

4. 室内土質試験

模型振動実験に用いた荒川粘土および浅間山砂の物理・力学特性を把握する目的で一連の室内土質試験を実施した。

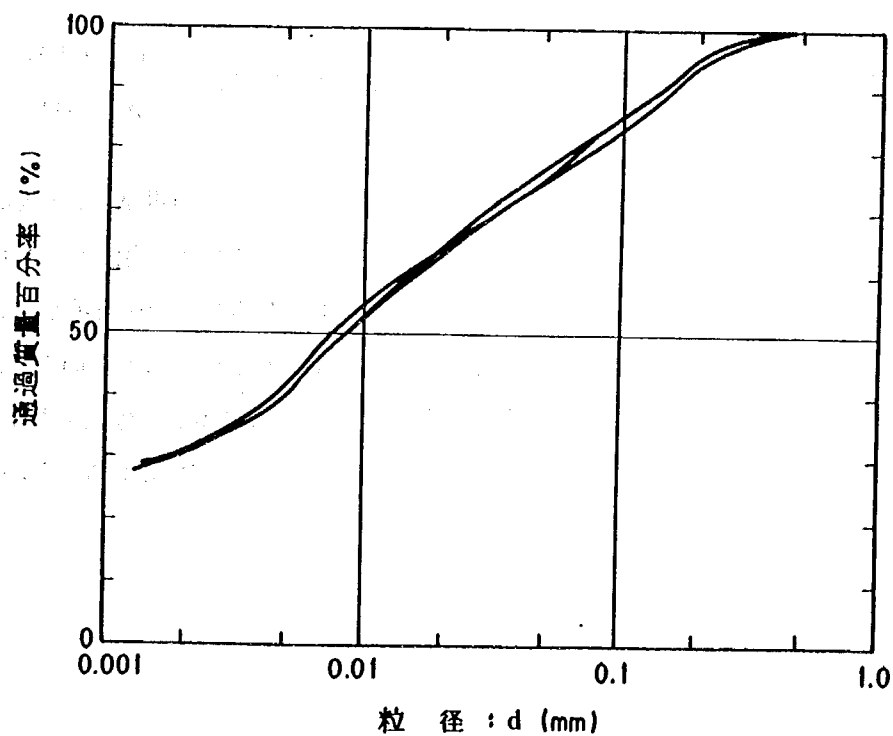
4.1 荒川粘土

荒川粘土の主な物理特性値を表－4.1に示す。

図－4.1に粒度曲線を示す。

表－4.1 荒川粘土の物理特性値

比 重 G_s		2.686	2.701
粒 度 特 性	砂 分 (%)	19	18
	シルト分 (%)	40	39
	粘 土 分 (%)	41	43
	最大粒径 (mm)	0.84	0.84
液性限界 W_L (%)		51.5	
塑性限界 W_P (%)		27.6	
塑性指数 I_P		23.9	
日本統一土質分類		CH	
自然含水比 W_n (%)		約60%	
備 考		S.58~59	S.60



図－4.1 粒度曲線（荒川粘土）

この粘土試料について、静的および繰返し三軸圧縮試験を実施した。供試体は、別途予圧密して得た。予圧密は、幅50cm、奥行20cm、高さ30cmの鋼製圧密土槽内に、含水比105%で十分に練り混ぜた後に脱気した上記粘土を投入し、約1か月間放置して自重圧密後、圧密圧約 0.5kgf/cm^2 で両面排水条件によりさらに2か月間圧密した（図-4.2）。

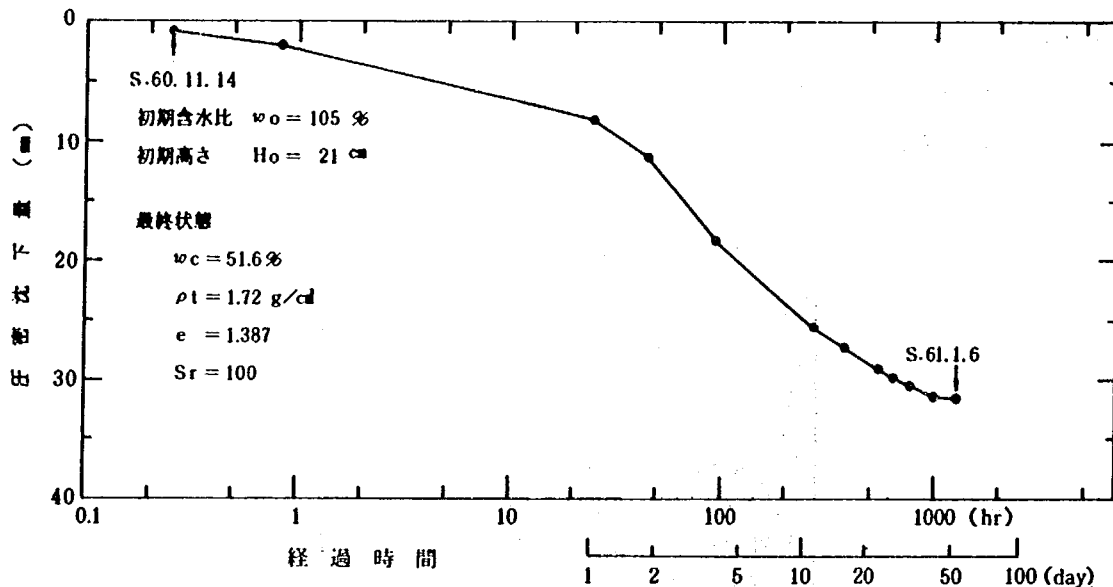


図-4.2 粘土試料の予圧密記録

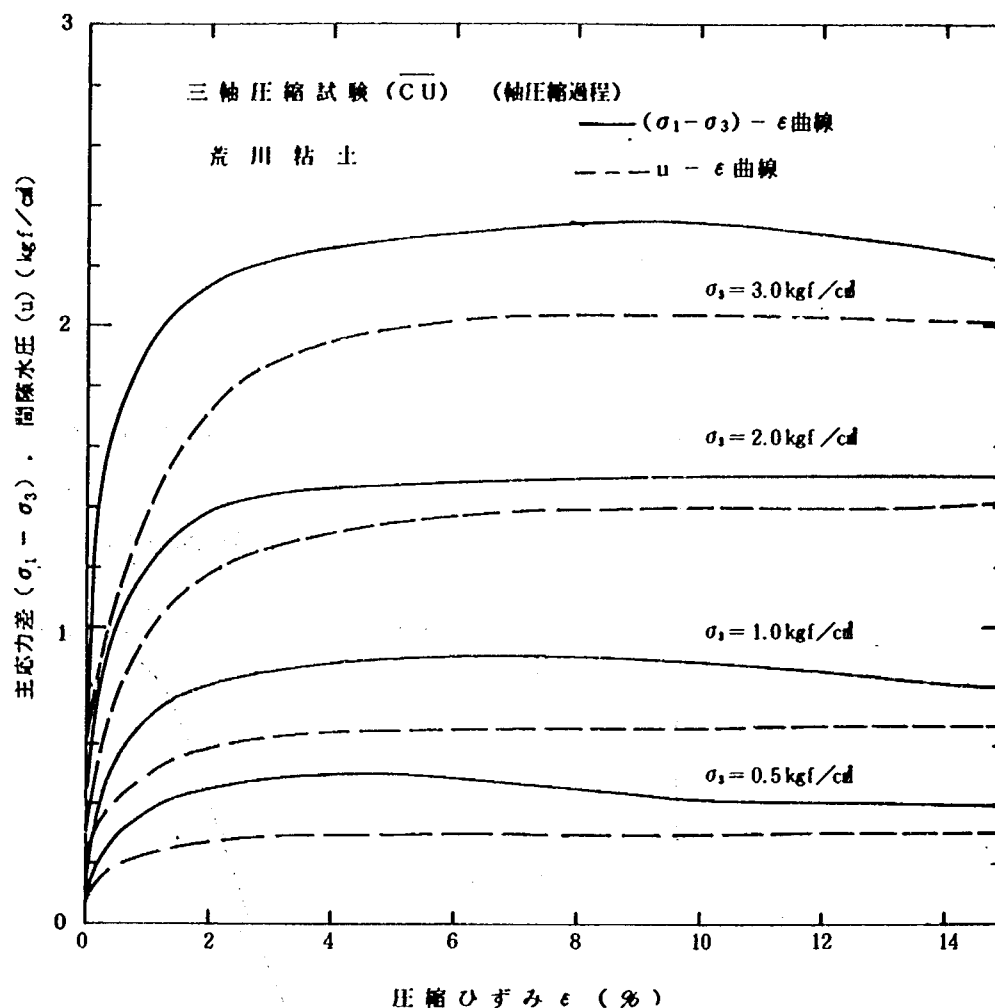
静的非排水三軸圧縮試験の結果を図4.3に示す。これより強度定数は次のように得られる。

(全応力強度定数)	$C_{cu} = 0.0 \text{ kgf/cm}^2$	(有効応力強度定数)	$c' = 0.0 \text{ kgf/cm}^2$
	$\phi_{cu} = 16.2^\circ$		$\phi' = 33.5^\circ$

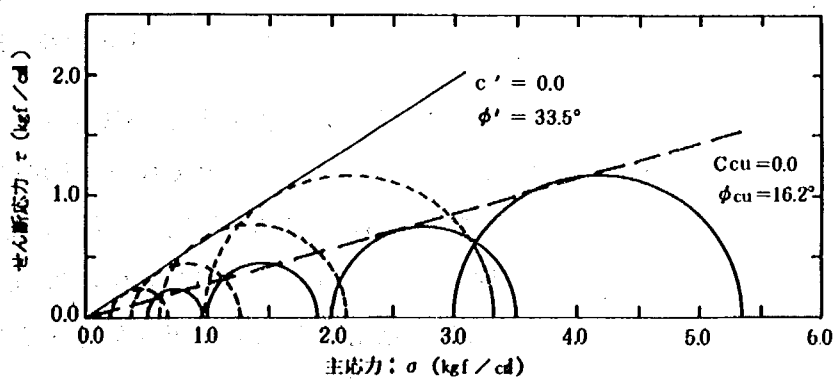
つぎに、繰返し三軸圧縮試験の結果を示す。この試験において、すべての供試体は有効圧密圧 $\sigma'_c = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ (バックプレッシャー $B.P. = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$) で等方圧密されており、周波数 0.1Hz の繰返し軸荷重が種々の大きさにて載荷された。供試体数量は8個であり、B値は $0.90 \sim 0.97$ を示した。

図-4.4は繰返し回数 N とせん断応力比 $\sigma_{td}/2\sigma'_c$ の関係を示したものである。同図で、破壊基準として両振幅軸ひずみ $\epsilon_{DA} = 2, 5, 10\%$ および過剰間隙水圧がピーク値に達する時点をとっている。これにより、たとえば繰返し回数20回で軸ひずみが10%に達する応力比は 0.245 であることが読み取れる。

供 試 体 番 号			Na 1	Na 2	Na 3	Na 4
側 圧	σ_3	kg f/cm ²	.50	1.00	2.00	3.00
主 応 力 差	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	kg f/cm ²	.48	.90	2.51	2.35
圧縮ひずみ	ϵ_f	%	.60	5.20	14.60	10.10
CU	*間隙水圧	u_f kg f/cm ²	3.30	.65	1.40	2.03
	*間隙圧係数	A_f	.625	.722	.927	.864

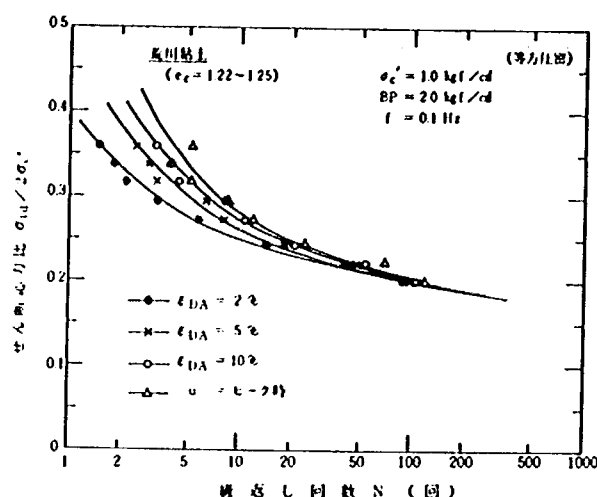


(a) 応力, 間隙水圧-ひずみ関係



(b) モールの円

図-4.3 三軸圧縮試験(CU)結果



図－4.4 繰返し三軸試験結果

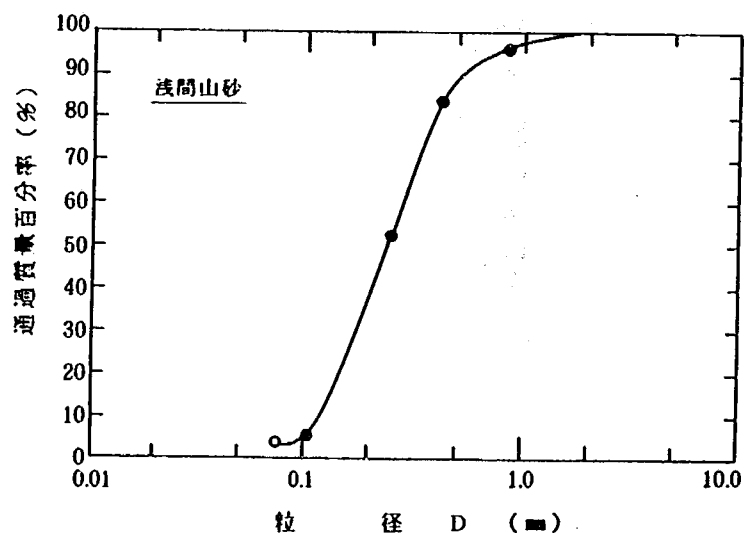
4.2 浅間山砂

模型振動実験に用いた砂は、浅間山砂を乾燥炉で十分乾燥させた後、2mmふるいを通したものであり、この試料について土質試験を実施した。

浅間山砂の主な物理特性値をまとめて表－4.2に示す。図－4.5には粒度曲線を示す。

表－4.2 浅間山砂の物理特性値

比 重 G_s	2.721
最大粒径 (mm)	2.00
60%粒径 D_{60} (mm)	0.280
30%粒径 D_{30} (mm)	0.178
10%粒径 D_{10} (mm)	0.120
細粒分含有率 F.C. (%)	4
均等係数 U_c	2.32
最大間隙比 e_{max}	0.930
最小間隙比 e_{min}	0.534
最大密度 P_{dmax} (g/cm³)	1.774
最小密度 P_{dmin} (g/cm³)	1.410



図－4.5 浅間山砂の粒度曲線

浅間山砂で作成した模型地盤の液状化強度を推定するために液状化試験を実施した。模型地盤の特徴として、拘束圧が非常に小さい ($\sigma'_c \approx 0 \sim 0.05 \text{ kgf/cm}^2$) こと、完全飽和でないことが挙げられる。要素試験を実施する場合にはこの点に十分注意する必要がある。ところが、現在の実験技術では上記のような低拘束圧下での三軸試験は困難なため、有効拘束圧については試験機の精度を考慮して $\sigma'_c = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ で試験を行った。試験装置は中空ねじりせん断三軸試験機であり、供試体寸法は外径100mm、内径60mm、高さ100mmである。供試体作成法は、模型地盤が空中落下法で作成されているのに合わせて、フラスコを用いた空中落下法によった。相対密度も模型地盤に合わせて $D_r \approx 42\%$ とした。飽和条件につい

ても模型地盤と合わせるように努めた。すなわち、模型地盤では空中落下法により層厚40cmの地盤を作成した後、底部より水道水を低水頭で注水している。このとき砂地盤は完全には飽和していない。三軸供試体においてもこれと飽和度を合わせるように下部より水道水を注水し、通水量は砂地盤中央部と同等となるようにした。ただし、砂地盤の飽和度は測定していない。通水を終了した後、0.5 kgf/cm²の等方圧密を行い、非排水条件で周波数 0.1 Hz の繰返しねじりせん断を行った。

試験は 4 供試体について実施したが、飽和度は $S_r = 67 \sim 74 \%$ 、 B 値 0.12 ~ 0.18 であった。試験結果として、繰返し回数とせん断応力比の関係を図- 4.6 に示す。同図より、繰返し回数20回で液状化する応力比は $R_{\ell 20} = \tau_d / \sigma'_c = 0.40$ であることがわかる。これは、完全飽和条件での液状化強度と比べると 3 ~ 4 倍程度の大きさになっているものと推定される。

なお、不完全飽和供試体での試験であるため、繰返しせん断試験を行った後の供試体の相対密度は10%余り増加した。また、過剰間隙水圧は拘束圧に対し90~100%の上昇を示した。図- 4.7 には試験結果例として、ヒステリシスループとストレスパスを示す。

以上に示した室内土質試験の結果は、第 6 章の解析において利用している。

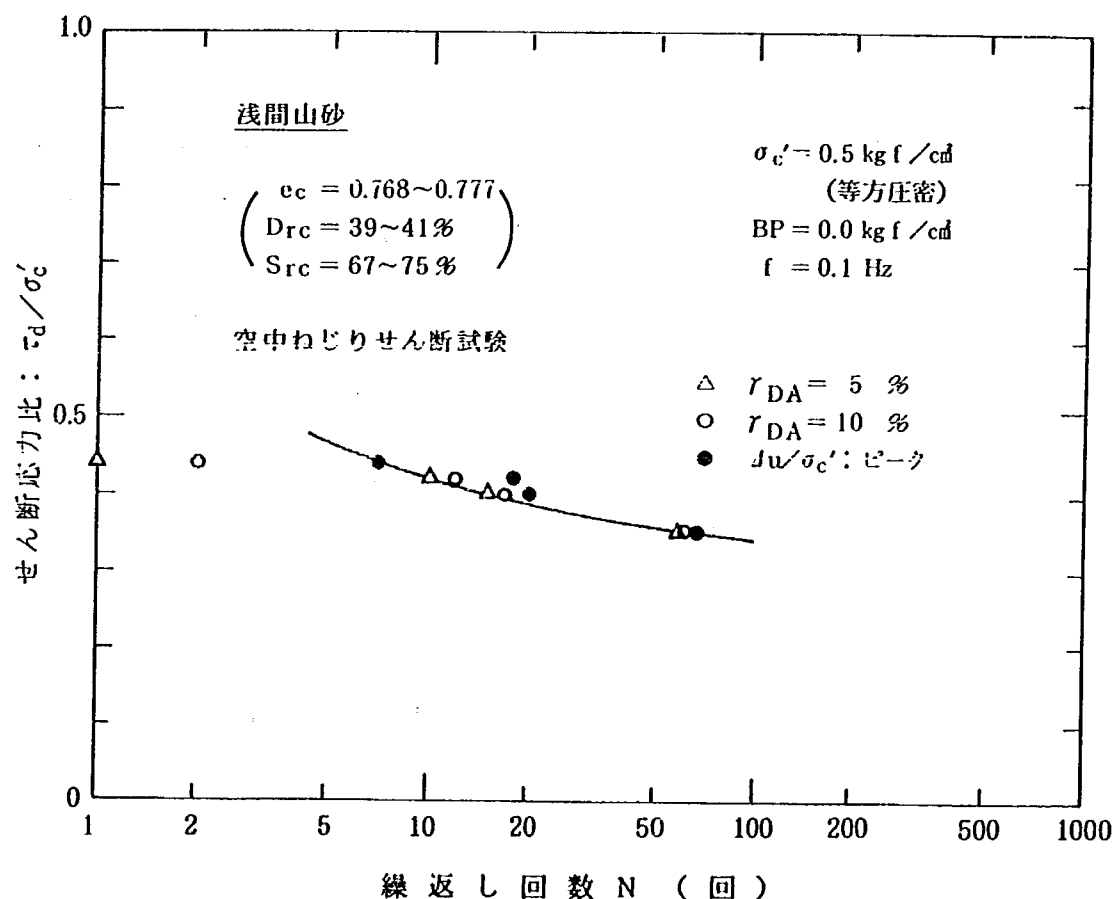


図- 4.6 浅間山砂の繰返しねじり三軸試験結果

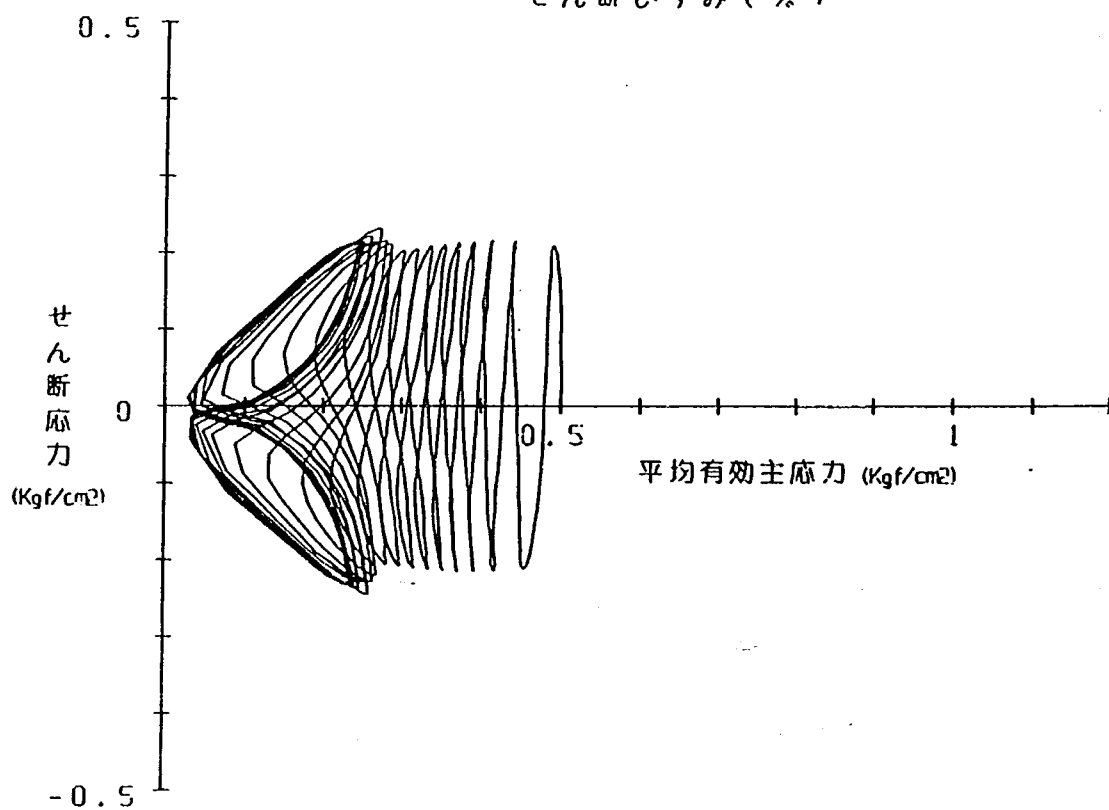
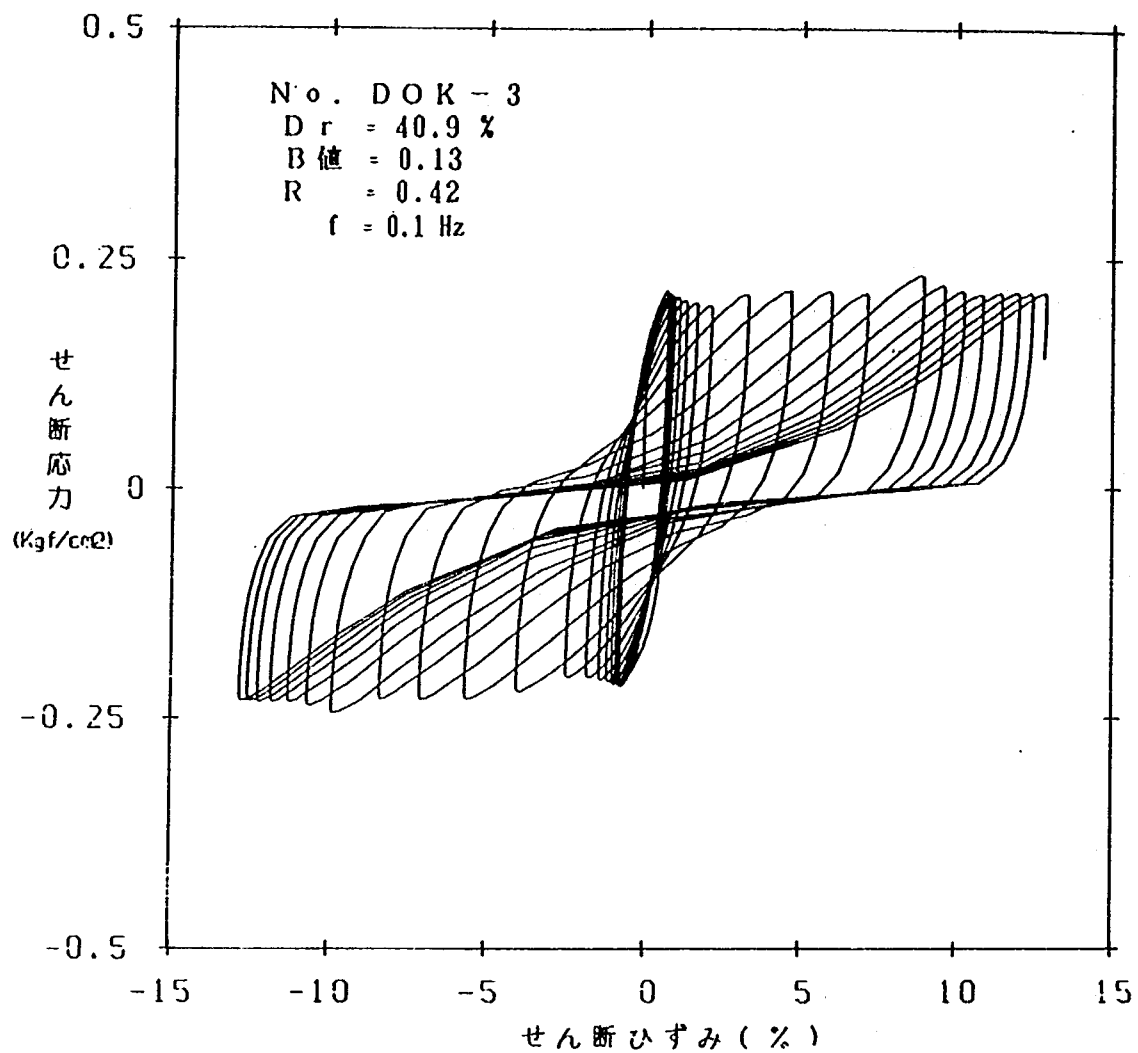


図-4.7 浅間山砂の繰返しねじりせん断試験結果の例

5. 模 型 振 動 実 験

5.1 実験概要

昭和60年度において、地盤固化処理工法を堤防の耐震対策工として適用した場合の模型振動実験を実施した。実験は、軟弱粘性土地盤の場合および緩い飽和砂地盤の場合についてそれぞれ2ケースずつ、計4ケース実施した。なお、昭和58、59年度には軟弱粘性土地盤を対象として、無対策、押え盛土工法を適用したケースおよび鋼矢板工法を適用したケースについての実験を実施している。その結果については前報¹⁾を参照されたい。

表－5.1 模型振動実験ケース一覧表

実施年度	実験ケース	実 験 日	地 盤 種 別	内 容	実 験 目 的
S. 58	模型－1	S. 59. 2. 27	軟弱粘性土地盤	無 対 策	破壊挙動 の解明
〃	1'	S. 59. 3. 1	〃	〃	
〃	2	S. 59. 3. 5	〃	〃	
S. 59	3	S. 59. 9. 28	〃	〃	対策工の 効果確認
〃	4	S. 59. 10. 5	〃	押 え 盛 土 工 法	
〃	5	S. 60. 1. 18	〃	〃	
〃	6	S. 60. 1. 25	〃	鋼 矢 板 工 法	
S. 60	7	S. 61. 1. 27	〃	地盤固化処理工法	
〃	8	S. 61. 1. 30	〃	〃	
〃	9	S. 60. 10. 11	飽 和 砂 地 盤	〃	
〃	10	S. 60. 10. 15	〃	〃	

表－5.1に、これまでに実施してきた実験ケースの一覧表を示す。昭和60年度に実施した実験番号は、模型7～10である。

今回の実験では、地盤固化処理工法の施工位置、改良形態と対策効果の関係、および粘性土地盤と砂質土地盤での効果の違いに着目した。施工位置については、堤体のり尻より内側あるいは外側の地盤に施工する場合を想定した。この事は、堤防に実際に地盤改良工を施工する事を想定した場合、施工性および用地取得との関連上重要である。すなわち、堤体より外側の地盤に施工しても耐震効果が期待でき用地取得が容易であれば、堤体に手を加える必要がなく施工が容易である。一方、堤内地側の用地取得が困難なときには河川区域内すなわち堤体のり尻部より内側で施工せざるを得ず、この場合堤体のり面を一時的に切り返す必要が生じ、仮設工事が伴い施工上も容易でないと考えられる。したがって、施工位置の違いによる耐震効果の差を明らかにしておくことは重要である。

つぎに、改良形態については、今回は壁状改良とブロック状改良をとりあげた。これまでに各方面で検討考察されたところによれば、地盤固化処理工法で最も効果が期待できるのは、改良率100%のプロ

ック状改良である。¹⁾ところが、この改良形態はその改良率が高いため工費も高いという問題がある。これに対し、杭状、壁状あるいは格子状の改良は改良率を低く抑えることができるため、工費が相対的に安くなる。問題はブロック状改良に比べてどの程度の効果が期待できるかという点である。そこで、今回は、堤防方向に改良壁を配置した場合をとり上げてみた。一般に壁状改良は堤防のような2次元構造物に対しては横断方向に配置するのが、耐震的にはより効果的であると考えられる。ところが、河川堤防に対してこのように施工した場合、地震時はもとより常時の圧密沈下変形によっても、堤体に横断亀裂を生じさせる原因ともなりかねないと考えられるため、今回の実験では検討の対象から除外したものである。

つぎに、今回の実験では砂地盤を扱っているが、これは地盤固化処理工法を液状化対策として施工した事例はほとんどなく、また実験的にもその効果が確認されていないという事情による。仮に、砂地盤の液状化対策として地盤固化処理工法も使えそうだという事がわかれば、今後堤防その他の耐震対策を考える上で対策工の選択枝が一つふえることになる。

5.2 実験方法

5.2.1 実験装置

(1) 振動台

振動台は、土木研究所ダム耐震実験施設に設置されている4 m×4 mの振動台を用いた。その主な仕様は表-5.2に示す通りである。¹⁾

表-5.2 振 動 台 仕 様 ¹⁾

諸 元	仕 様
振 動 台 寸 法	4 m×4 m (自重13.5 tf, 鋼板溶接箱構造)
最 大 載 荷 重 量	40 tf
最 大 変 位 振 巾	水平方向±100 mm, 鉛直方向±50 mm
最 大 加 速 度	水平方向±980 cm/sec ² , 鉛直方向±980 cm/sec ²
駆 動 方 式	電気油圧サーボ方式
加 振 波 形	正弦波, 三角波, 矩形波, 任意波形
加 振 方 向	水平一軸, 鉛直一軸, 水平鉛直二軸
最大転倒モーメント	ピッチング 70 tfm (18 tf 載荷時) ローリング 70 tfm (23 tf 載荷時)
最大回転モーメント	ヨーイング 20 tfm (23 tf 載荷時)
加 振 器	水平方向 59 tf (29.5 tf×2 台) 鉛直方向 109.2 tf (27.3 tf×4 台)
振 動 数 範 囲	起振可能周波数 100 Hz 追従可能周波数 (水平 0.1 ~ 20 Hz 鉛直 0.1 ~ 25 Hz) 正弦波制御可能周波数 (水平 0.1 ~ 35 Hz 鉛直 0.1 ~ 50 Hz)

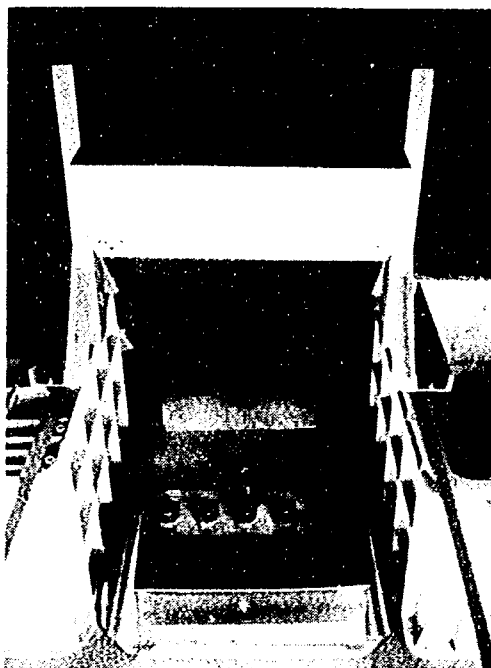
(2) 土 槽

内寸法で幅 250 cm, 高さ60cm, 奥行68cmの鋼製土槽を用いた。この土槽は, 粘土地盤を直接に圧密して作成できるように, 底部にポーラスストーン(直径10cm) 付きの排水口を10個配しており, また圧密荷重載荷板が付属している。さらに, 底面には, 振動実験時に模型地盤と底面との間ですべりが生じないように, 全面にわたって鋼製グレーチングが溶接されている。また, 長手方向側壁のうち1面は厚さ20mmの透明アクリル板でできており, 模型の変形の様子を観察できるようになっている。

(3) サンドホッパー

均一な砂層地盤を作成するのに用いる目的でサンドホッパーを製作した。写真-5.1にホッパーを用いて地盤を作成している状況を示すが, このホッパーは幅60cm, 高さ25cmであり, 底部には砂を落下させるスリットを有している。(図-5.1)。

(a) 密度検定試験を行っている状況



(b) 模型地盤を作っている状況

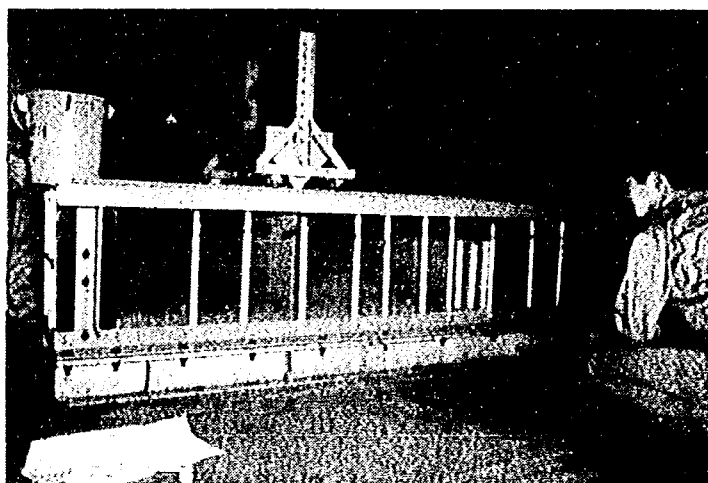


写真-5.1 サンドホッパー

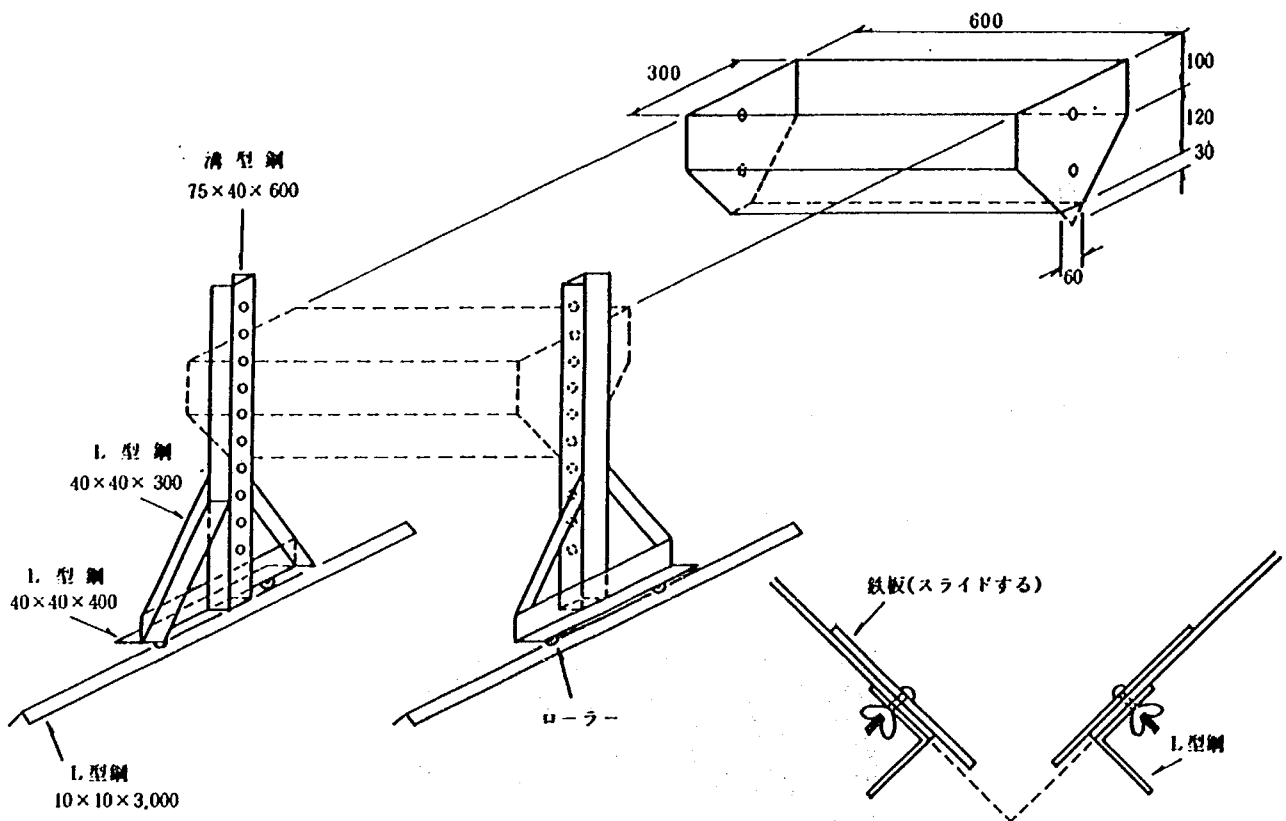


図5-1 サンドホッパー概略図

(単位: mm)

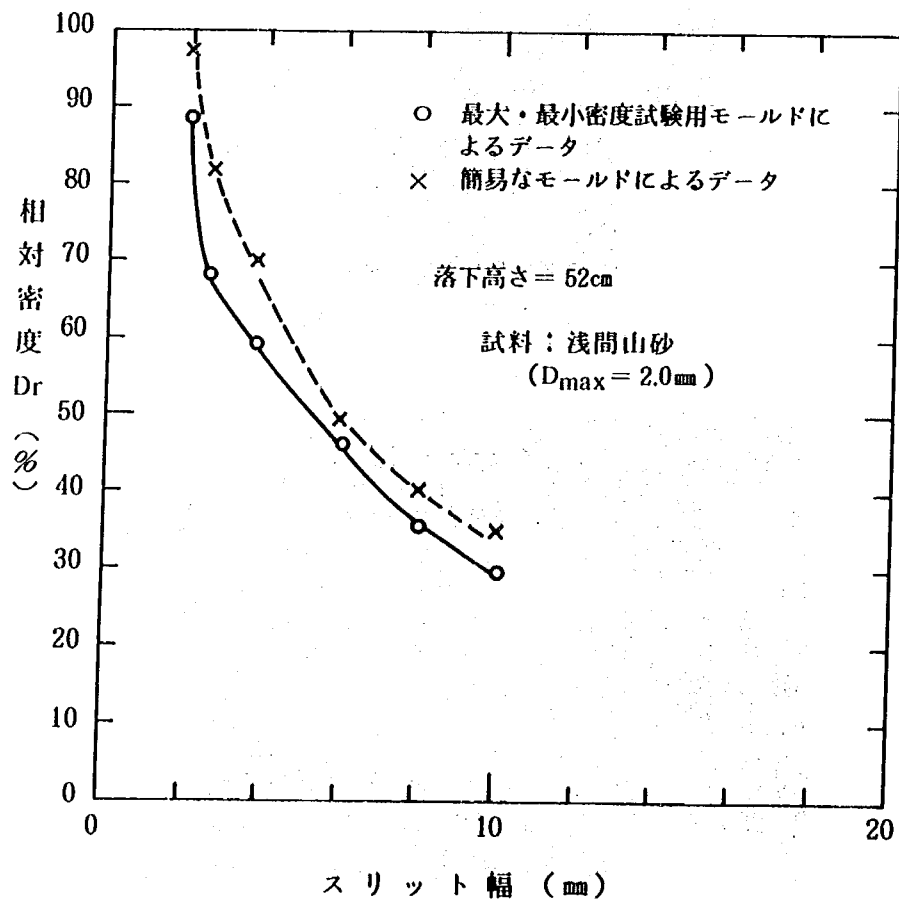


図-5.2 サンドホッパーのスリット幅と相対密度の関係

スリットはその幅を調節できるようになっている。また、土槽長手方向に移動が可能のように、ホッパー支持台にはローラーが付いており、L型鋼をレールとして用いている。

なお、このホッパーを用いることにより砂層の密度を自由に調節することが可能である。図-5.2はこのホッパーのスリット幅を変化させて砂の密度がどのように変化するか予備的に調べたものである。この図から、スリット幅を2~10mmに変化させることにより、相対密度は30~100%の広い範囲で調節可能であることがわかる。スリット幅を狭くすると砂の落下流量速度が小さくなり、砂が密に堆積するが、最大粒径2mmの浅間山砂を用いたこの試験では、スリット幅を2mm以下にすると一様な砂の落下が生じなくなり、この方法で相対密度100%以上の砂層は作れないようである。また、この方法による密度のばらつきを見るために、スリット方向に10cm間隔で5個の密度測定容器を置き、測定値のばらつきを調べた結果を図5.3に示す。同図から、密度の大きさによるデータのばらつきに特に傾向は見られない。また、ばらつきの大きさは数%程度であり、この方法により作成された砂地盤の密度の均一性はかなり高いことが確かめられる。

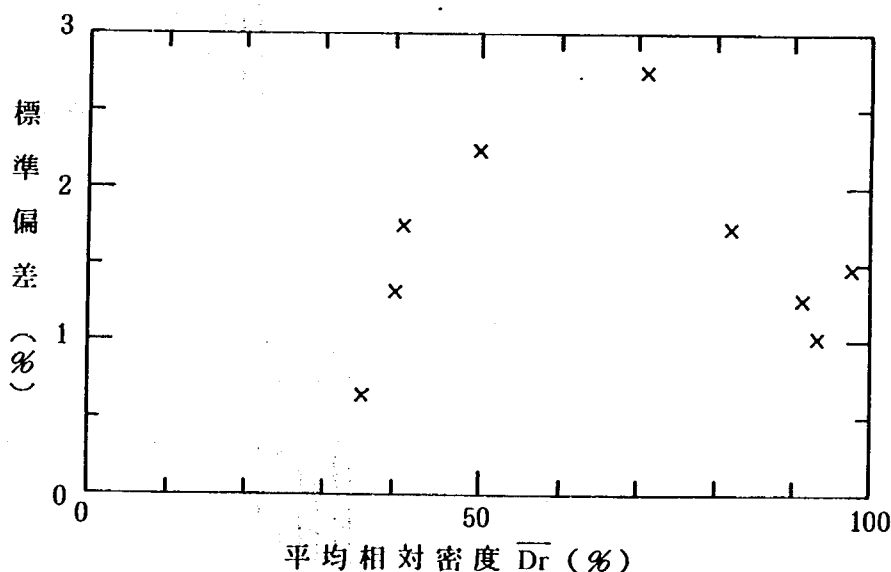


図-5.3 サンドポッパーにより形成された砂層の相対密度のばらつき

5.2.2 実験模型

模型の形状寸法を図5.4に示す。模型-7,8は粘性土地盤を有する模型であり、模型-9,10は砂地盤を有する模型である。同図よりわかるように、それぞれ2組の模型には、堤体のり尻部に固化処理工法を模擬した壁体あるいはブロックを埋設しており、また堤体の左右で異なっている。これは、実験経費および時間上の制約のために、左右対称形状の模型での実験が数多く実施できないという事情があり、止むなく1模型の左右で別個の実験を行おうと計画したものである。したがって、模型-7では左半分が無対策の場合を想定しており、右半分がのり尻より内側の地盤に壁状改良をしたもの、模型-8の右半分がのり尻より外側の地盤に壁状改良をしたもの、左半分がブロック状改良をしたもの、という組合

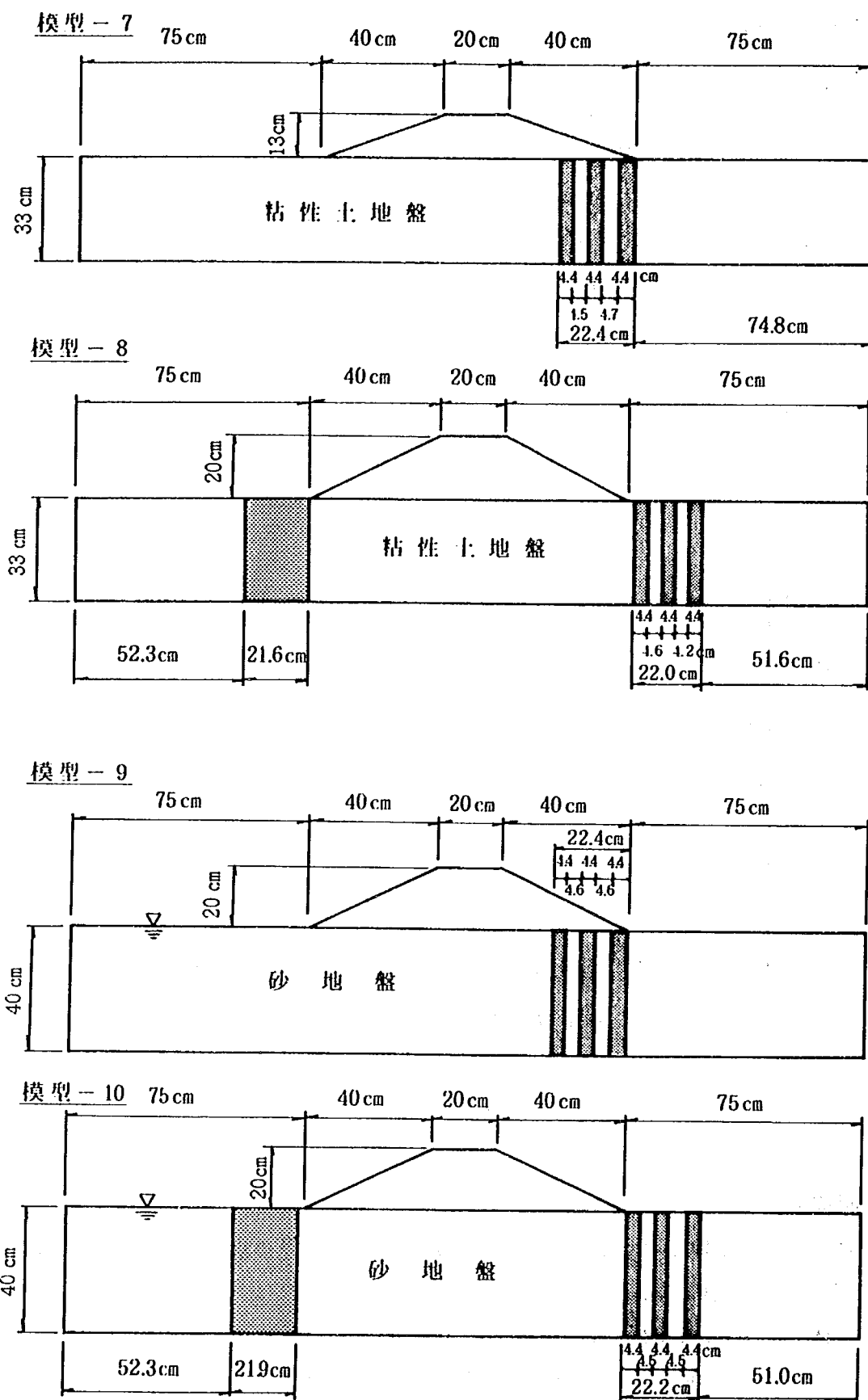


図 5. 4 模型の形状寸法

せになっている。模型－9,10も地盤条件が異なる他、地盤改良の配置は上と同様である。

つぎに、模型材料について述べると、模型－7,8では地盤は荒川粘土でできており、堤体は直径2mmの鉛散弾と荒川粘土を練り混ぜたもので作成している。模型－9,10では地盤および堤体ともに浅間山砂を用いている。ただし、地盤は飽和させており、堤体は不飽和湿潤状態である。また、地盤改良部は、図－5.5に示すようにアルミ板で作ったボックス状のもので模擬した。図－5.5は壁状改良体の模型であり、中空となっている。実験時には中空部は地盤材料で充てんされる。また、ブロック状改良体の模型は、図－5.5と同様な構造でアルミ板を6枚連結したものをを用いた。

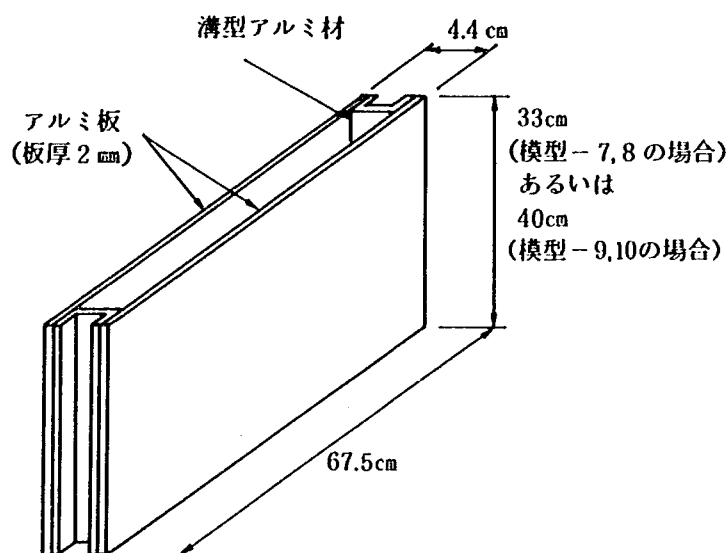


図 5.5 地盤改良部の模型
(壁状改良の場合)

5.2.3 模型の作成

(1) 模型－7,8

模型－7,8は粘性土地盤を有する模型である。まず、地盤は土槽内で長期間圧密して作成した。その方法は前回の実験¹⁾と全く同じであるためここでは具体的な説明を省き、要点のみを記す。まず、含水比80%程度で十分に練り混ぜた荒川粘土を土槽の中に投入し（このときの層厚は約39cm）、そのままの状態の数日間放置して粘土表面が形成された時点でさらに表面に静かに水を注入した。それから、この状態で約1か月間放置して自然圧密させた。つぎにこの粘土層に圧密荷重載荷板をのせ、圧密圧が約0.5 t/m²に相当する荷重を載荷して、両面排水条件で約2か月間圧密させた。なお、粘土層内部には粘土投入時点から間隙水圧計を埋設しており、圧密期間中には圧密沈下量と間隙水圧を測定した。図－5.6に観測データを示す。この2つの模型は全く同時に圧密を開始しており、図中に示すように初期含水比および初期層厚にほとんど差はないが、圧密速度には差が見られる。最終圧密沈下量は模型－7,8でそれぞれ37mm, 45mmであった。また、同図には間隙水圧の記録も示しているが、非常に不規則な変動を示している。間隙水圧の測定値には大気圧や温度の変動の影響が含まれており、

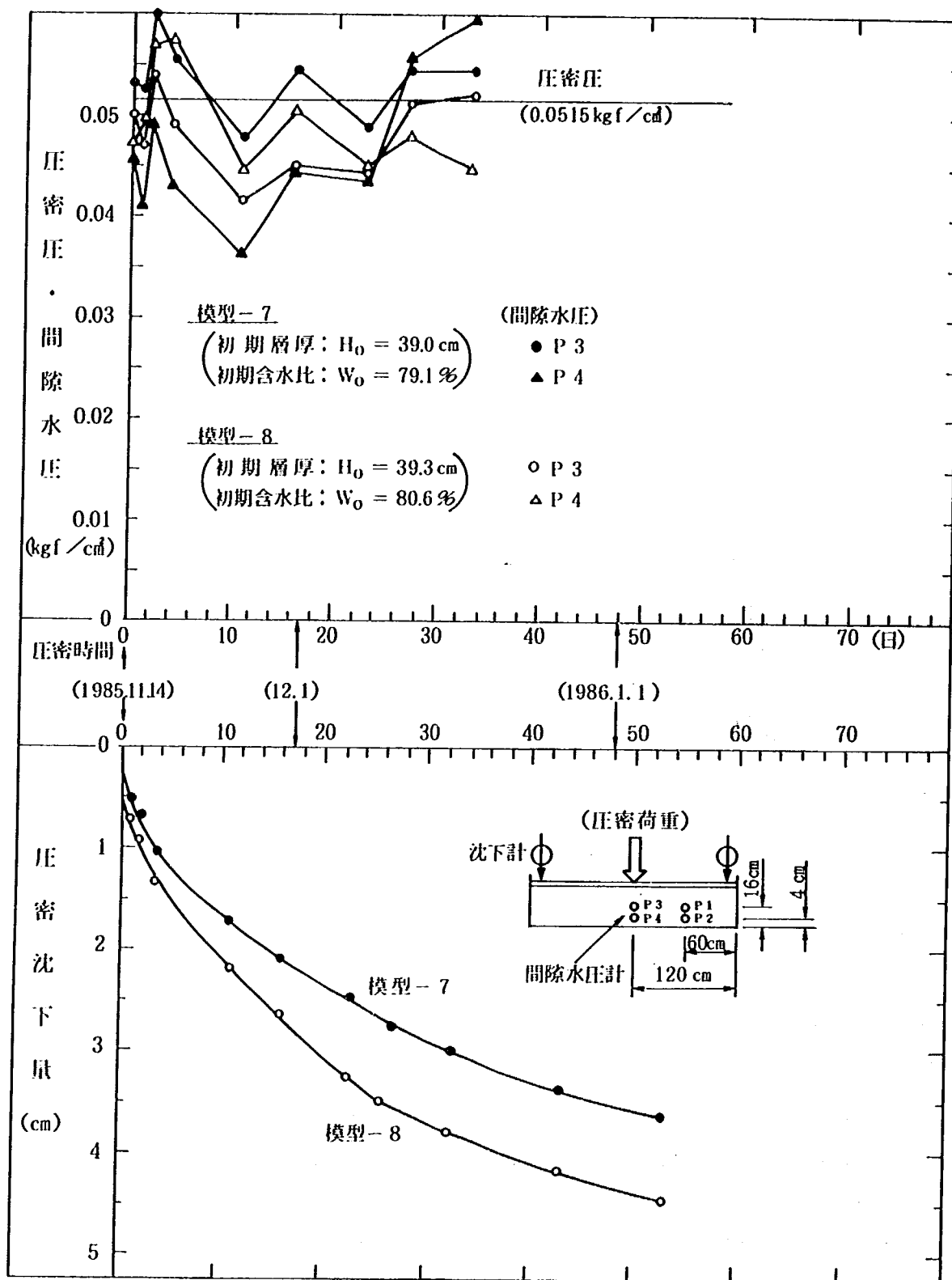


図-5.6 粘土地盤の圧密沈下観測結果 (模型-7, 8)

同図中に気温のデータを示しているが、これと似通った変動を示しているのがわかる。また、間隙水圧計近傍の粘性土中に気泡が残存することによっても測定値は影響されるものと想定される。したがって、この間隙水圧の記録は参考値として扱った方がよいと思われる。

実験準備として、はじめに粘土地盤側面に変形観測用の白色線[・]_・[・]_・を挿入した。これにはきしめんを用いたが、乾燥した状態では硬いので挿入しやすく、その後は吸水して柔らかくなり、粘土の変形に容易に追従するという利点がある。

つぎに、この圧密形成された粘土地盤に、図-5.5に示した改良体模型を所定の位置に貫入した。貫入はゆっくり体重をかけながら行ったが、比較的スムーズに入り、周辺地盤においてクラックや顕著な膨れ上りは生じなかった。なお、この改良体模型は表面が滑らかなアルミ板であるため、貫入時あるいは貫入直後において粘土との摩擦抵抗は非常に小さい事が観察より確かめられた。しかし、その摩擦抵抗は、振動実験を実施するまでの間に次第に回復することが予想されたため、その大きさを引き抜き試験により調べてみた。これに関しては、5.3.1で後述することとする。

粘土地盤へ改良体模型を貫入した後、加速度計を地盤に埋設した。加速度計は寸法が14mm×14mm×16mmであり、上面よりコードが出ているタイプのもの（共和電業製、規格：KS-1GAおよびKS-2GA）を用いた。埋設は、L型アルミ棒（10mm×10mm）2本でコードを包みこみ、棒の先端で加速度計本体を地盤中に押し込むという方法による。

つぎに、堤体の盛り立てを行った。堤体材料は鉛散弾と粘土を混ぜ合わせたものであり、見かけの密度は7g/cm³程度である。これを少しずつ敷き均しながら小木片で適度に突き固め、約半日かけて堤体を作成した。盛り立て中には地盤表面の鉛直および水平変位を観測した。

堤体の盛り立てが終了したら表面の整形を行い、模型表面に変位測定・観察用の白色ピンおよび白色メッシュを付けた。

(2) 模型-9,10

模型-9,10は砂地盤を有する模型である。

砂地盤は空中落下法により作成した。一般に、飽和度の高い砂地盤模型を作るためには、水中落下法の方が有利である。そこで、事前に水中落下法を実施して、砂の落下流量速度、落下高さ、あるいは水深などを変化させて堆積した砂地盤の密度を自由に調節することが可能かどうか調べてみたところ、相対密度 $Dr = 0 \sim 20\%$ の範囲のものしか作れない事がわかった。今回の実験では相対密度 $Dr = 40 \sim 50\%$ 程度の砂地盤を計画していたため水中落下法は使えず、飽和度の問題は残るものの空中落下法によることとしたものである。

砂地盤を空中落下法により作成している状況については既に写真-5.1に示した。

はじめに、土槽底部に注水時の水のまわり込みをよくするための不織布を敷き、その上に改良体模型を所定の位置に建て込み、その後順次砂を落下堆積させて行った。砂の落下量は1バッチで数cm堆積する程度とし、加速度計および間隙水圧計の設置深度に達したところで休止してこれら計器を埋設した。また同時に、容量が約50ccの試験管を用いて砂地盤の密度を測定した。その方法は、まずある程度堆積した砂地盤中に試験管を鉛直に浅く突き刺し、その後さらに砂が堆積し試験管が砂で満たさ

れた時点で慎重に抜き取って砂の質量を測定するというものである。これは砂地盤の深度方向に3層、1層当り12点、計36点で測定した。

さらに、地盤作成中において、土槽の亚克力板側壁に面した模型側面に、変形観測のためのメッシュを、白く塗色した砂を用いて作成した。

砂層厚が所定の値(40cm)に達した時点で落下堆積を終了し、地表面を平らに仕上げて余盛り分の砂を取り除いた。つぎに堤体盛立てであるが、その前に、堤体敷部に当る地盤表面にクレイサイドを薄く(約5mm厚)敷き均した。これは後に地盤を地表面まで水浸させたときに、堤体がサクシヨンにより水を吸い上げて飽和度が高くなり、振動実験時に堤体自体が液状化破壊するような事態が生じるのを避けようとしたためであり、遮水効果を期待したものである。この上に、比較的低含水比($w \approx 15\%$ 程度)の浅間山砂を適度に突き固めながら堤体を盛り立てていった。模型の作成がほぼ終了したら次に砂地盤底部より低水頭(10~20cm程度)で注水し、数時間かけて地表面まで水浸させた。その後1晩放置し、翌日振動実験に供した。

5.2.4 振動実験の方法

模型-7,8については共振実験および強震実験を実施した。共振実験は、加速度を約10gal一定とし、周波数を5Hzから30Hzまで1Hz刻みに上げて連続的に加振するスイープ方式で行った。強震試験は、模型を振動破壊させるものであるが、加振条件としては、周波数5Hz、継続時間5secの正弦波加速度加振とし、加速度レベルを50, 100, 150, ... galと50gal刻みに上げていった。各々の加振段階の間は10~20分程度あいており、この間に模型の変形の計測およびスケッチ等を実施した。この間にも模型は若干であるがクリープ変形が進行しており、そのため変位、間隙水圧を継続時に計測した。

一方、模型-9,10については強震実験のみを実施した。その方法は上述の模型-7,8の場合と全く同一である。

表-5.3に各模型の加振条件をまとめて示す。

表-5.3 加振条件一覧表

加振種別	加 振 条 件					
	周波数 (Hz)	継続時間 (sec)	(公称) 入力加速度 (gal)			
			模型-7	模型-8	模型-9	模型-10
共振実験	5~30	—	10	10	—	—
強震実験	5	5	50	50	20	20
			100	100	100	100
			150	150	150	150
			200	200	200	200
			300	250 300	—	—

5.2.5 振動実験計測

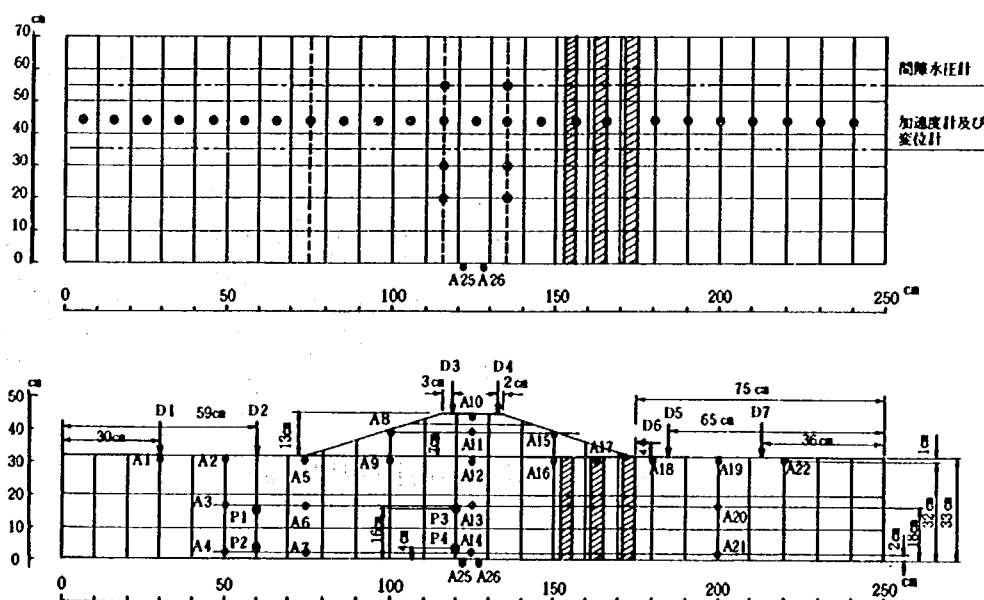
振動実験では、模型の加速度、変位、間隙水圧を計測記録した。各々の変換器は表－5.4に示す仕様のもを用いた。各々の模型における計測器の配置を図－5.7に示す。これらの記録はすべてデジタルデータレコーダー（DR-2000A，TEAC社製）に収録し，後日土木研究所の電算機（HITAC M-280H，日立製作所製）を用いて処理し，図化出力した。また，振動実験時にはペンレコーダーで10余成分程度モニターした。

その他，加振による模型の変形を詳細に記録するために，各加振段階終了時に模型表面に刺した30点余りの白色ピンの水平・鉛直変位量をスケールで読み取った。また，土槽の亚克力板製の側壁に面した模型側断面のメッシュの変形を写真撮影およびトレースにより記録した。

表－5.4 変換器の仕様

変換器	型 式	規 格	容 量	製作所
加 速 度 計	ひずみゲージ式	AS-GA	1 G 2 G	共和電業
変 位 計	カンチレバー型 ダイヤルゲージ式	SDP-50C —	50mm 30mm	東京測器
間隙水圧計	ひずみゲージ式	BP-500GPS	0.5 kgf/cm ²	共和電業

● - 加速度計	↓ - 変位計
○ - 間隙水圧計	▨ - 改良柱体模型 (アルミ板)
● - 変位マーカー	



図－5.7(a) 計測器配置図（模型－7）

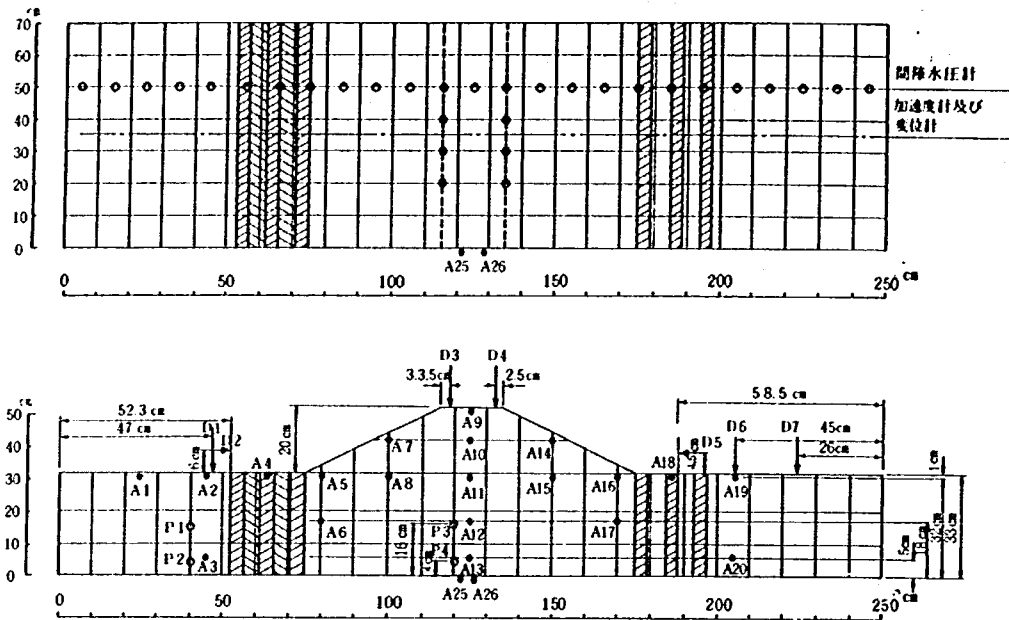


図-5.7(b) 計測器配置図 (模型-8)

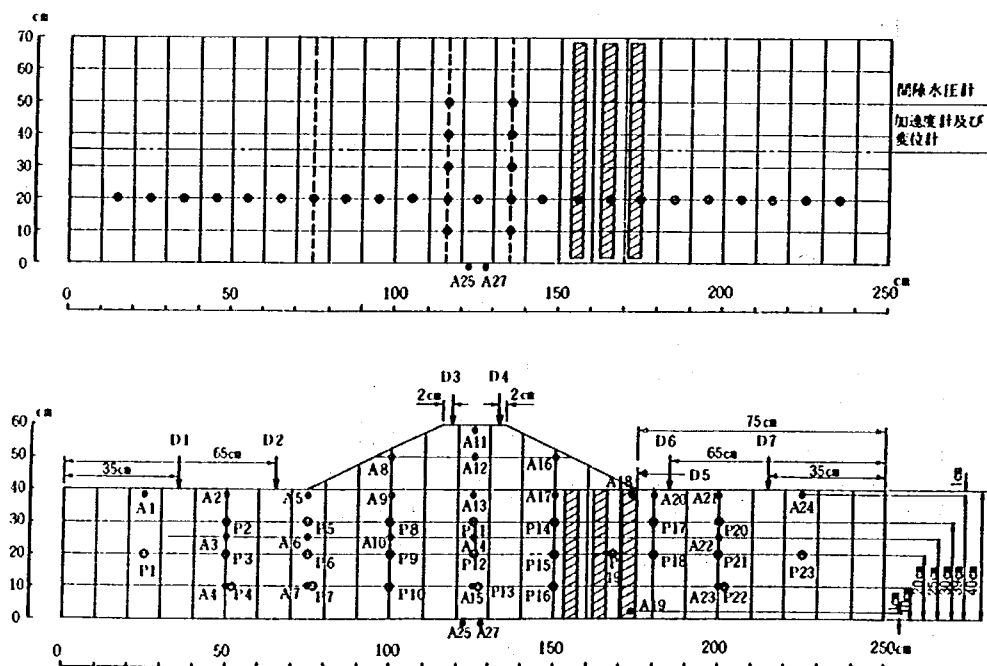
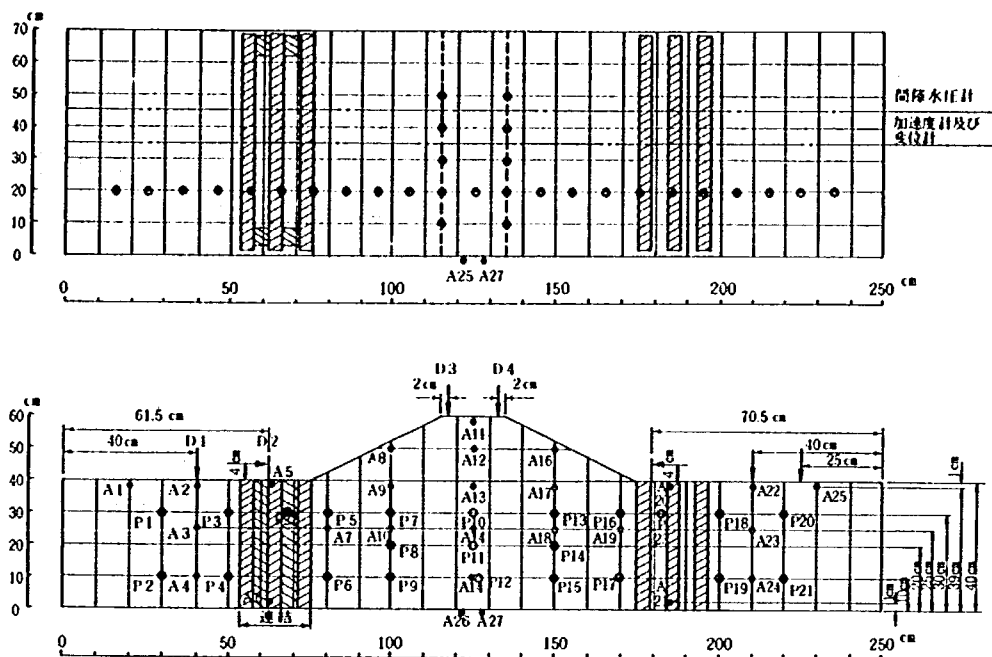


図-5.7(c) 計測器配置図 (模型-9)



図一 5.7 (d) 計測器配置図 (模型一10)

5.2.6 模型の品質管理

(1) 模型一 7.8

模型一 7.8 については以下の品質管理試験を実施した。

- (イ) 粘土地盤圧密測定…… 5.2.3 (1)で既に述べた。
- (ロ) 密度および含水比測定……粘土地盤については、圧密開始時点および振動実験を終了した後の模型解体時に含水比を測定した。模型解体時には層厚 5 cm 毎に 3 個のデータをとった。また、堤体については、盛り立て時に全重量を測定し、これを堤体の体積で除して密度を求めた。
- (ハ) 粘土地盤のせん断強度……振動実験の前後においてコーン貫入試験およびベーンせん断試験を実施した。試験器はいずれも模型実験用のものであり、コーン形状寸法は、直径 11.3 mm, 断面積 1.0 cm², 先端角 30°である。ベーンは十字羽根であり、直径 20 mm, 高さ 40 mm である。これらの試験実施位置を図 5.8 に示す。コーン貫入試験は約 5 mm/sec の貫入速度で実施し、深さ方向に 2 cm ピッチで貫入抵抗を読み取った。ベーン試験は深さ方向に 6 cm ピッチで実施し、1 回のせん断に要した時間は 1 分程度である。なお、これらの試験値と粘土の一軸圧縮強度との間には良好な比例関係がある事を以前に確認しており¹⁾、この関係を用いて粘土のせん断強度 c_u 値に変換した。
- (ニ) S 波速度……堤体盛り立て前後において板たたき法による S 波検層を実施した。模型表面に小木片を軽く押し付けてハンマーで軽く叩き、模型内に埋設した加速度計で受信するという方法により、1 模型につき 4 地点で実施した。

(2) 模型一 9.10

模型一 9.10 については以下の品質管理試験を実施した。

(イ) 密度測定……地盤については 5.2.3 (2) で述べた通り、堤体については模型-7.8 の場合と同様の方法によった。

(ロ) S 波速度……模型-7.8 と同様である。

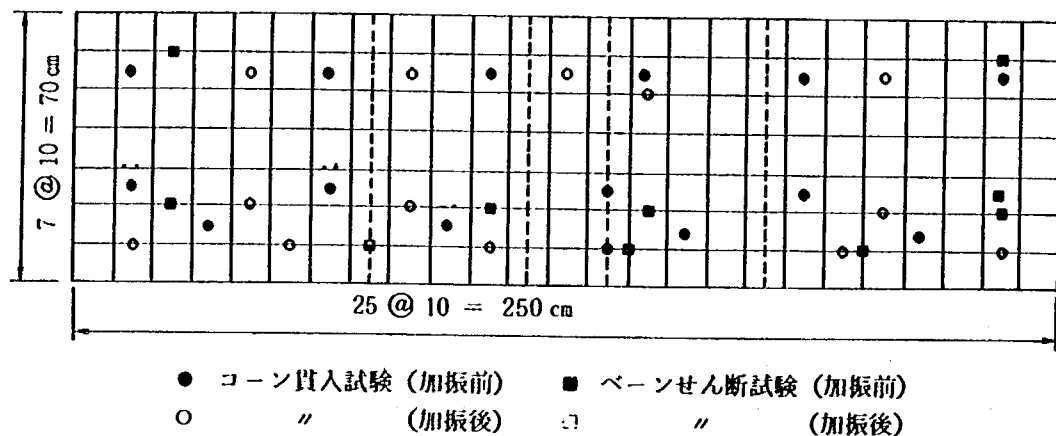


図-5.8 サウンディング実施位置平面図

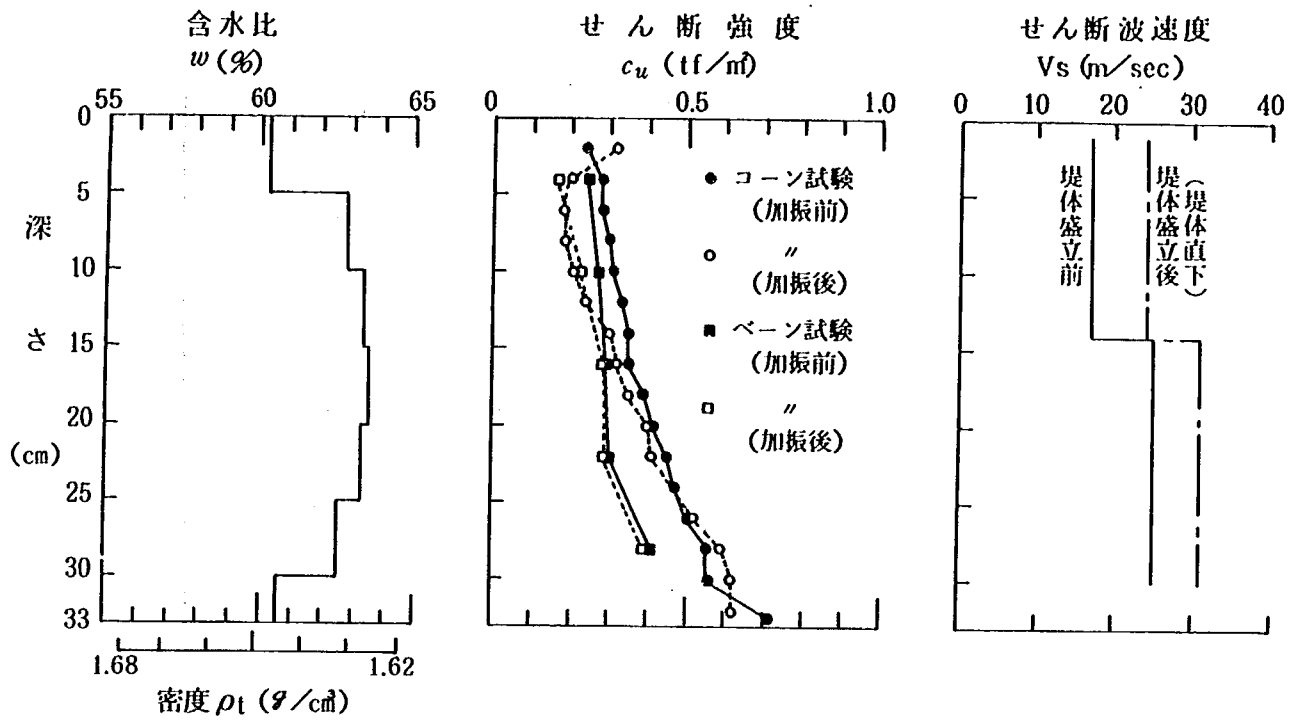
5.3 実験結果

5.3.1 模型の特性

(1) 模型-7.8

はじめに、模型地盤の含水比、せん断強度およびせん断波速度の深度方向分布を図 5.9 および表 5.5 に示す。図より、含水比は中層部で高くなっており、1 次圧密が終了していないことが推察される。前に図-5.6 に示した圧密沈下量のデータから、双曲線法により最終圧密度 U を求めると模型-7.8 でそれぞれ 73%, 78% となった。せん断強度は深さ方向に大きくなっているが、これが圧密応力が深くなるほど大きいことの他に圧密排水時の下向き浸透力の影響があると考えられる。また、強度分布は必ずしも直線でなく、中央部で凹になっているが、これは含水比の分布からもわかるように中央部の圧密度が低いためである。なお、せん断強度については加振後に測定した記録を併記しているが、加振により地盤が相当変形したにもかかわらず、強度低下はほとんどない。せん断強度の大きさについて見ると、おおよそ $0.2 \sim 0.6 \text{ tf/m}^2$ の値となっているが、圧密載荷重量が 0.515 tf/m^2 であることを考えると強度増加率が大きすぎるようである。これはまた 4 章で示した三軸圧縮試験結果より得られる強度増加率を用いても説明が付かず、現在解明できていないところである。なお、前回作成した模型地盤の強度分布は地盤中層部で特に小さくなっており、この点が今回の模型では相当改善された。両者の違いは、今回の地盤の圧密においては、強制圧密の前に約 1 か月間の自重圧密をした点であり、したがって、模型粘土地盤を作成する場合には自重圧密を行わせるのがよいと考えられる。図-5.10, 5.11 には、図-5.7 に示す位置で実施したコーン試験およびベーン試験の結果を示す。

(a) 模型-7



(b) 模型-8

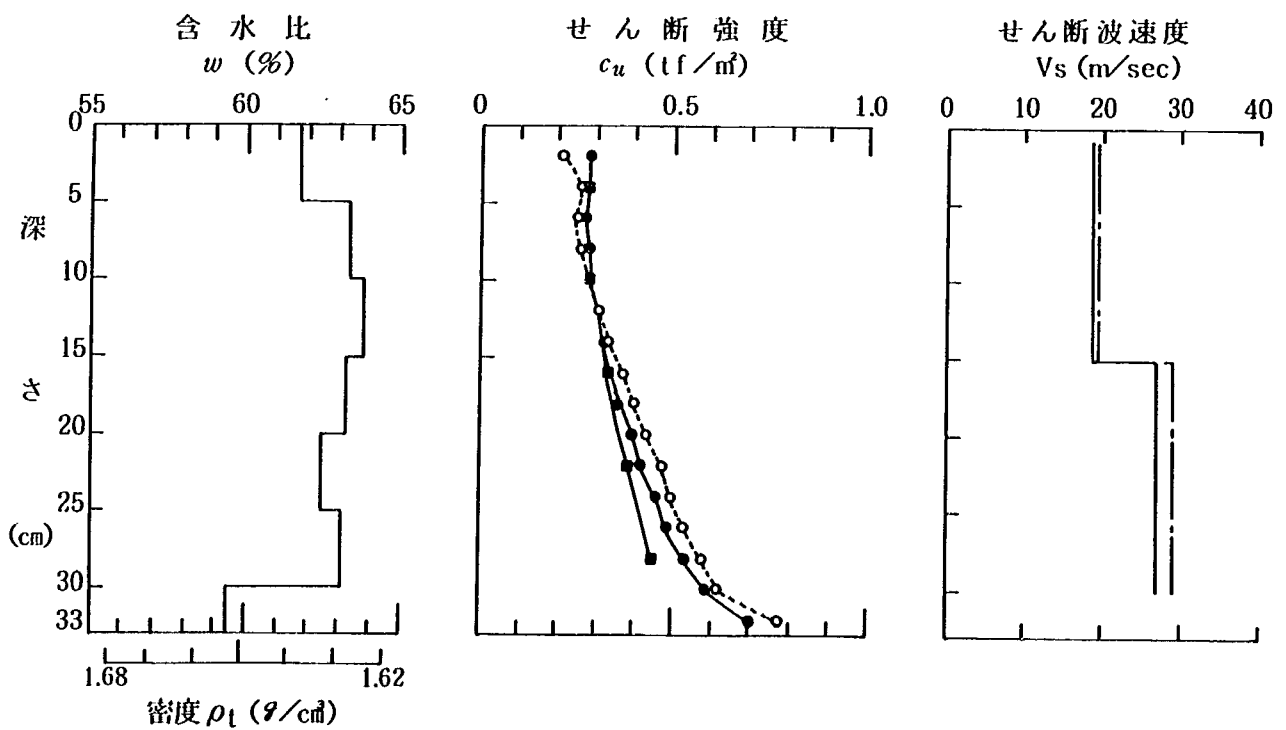


図-5.9 模型地盤の物理・力学特性

表- 5.5 模型の主な特性値 (模型- 7.8)

地 表 面

(a) 模型- 7

	地 表 面 からの深さ (cm)	物 理 特 性		力 学 特 性	
		含 水 比 w (%)	密 度 ρt (g/cm ³)	せん断強度 c_u (tf/m ²)	S 波 速 度 V_s (m/s)
堤 体		—	7.0	—	38
地 盤	0 ~ 5	60.3	1.63	0.26	17
	5 ~ 10	62.8	1.63	0.29	"
	10 ~ 15	63.4	1.62	0.34	"
	15 ~ 20	63.5	1.62	0.39	25
	20 ~ 25	63.3	1.62	0.46	"
	25 ~ 30	62.6	1.63	0.54	"
	30 ~ 33	60.7	1.64	0.64	"

(b) 模型- 8

	地 表 面 からの深さ (cm)	物 理 特 性		力 学 特 性	
		含 水 比 w (%)	密 度 ρt (g/cm ³)	せん断強度 c_u (tf/m ²)	S 波 速 度 V_s (m/s)
堤 体		—	6.4	—	41
地 盤	0 ~ 5	61.7	1.6 3	0.28	19
	5 ~ 10	63.3	1.6 2	0.28	"
	10 ~ 15	64.1	1.6 2	0.31	"
	15 ~ 20	63.1	1.6 3	0.36	27
	20 ~ 25	62.4	1.6 3	0.44	"
	25 ~ 30	63.1	1.6 3	0.54	"
	30 ~ 33	59.4	1.6 5	0.65	"

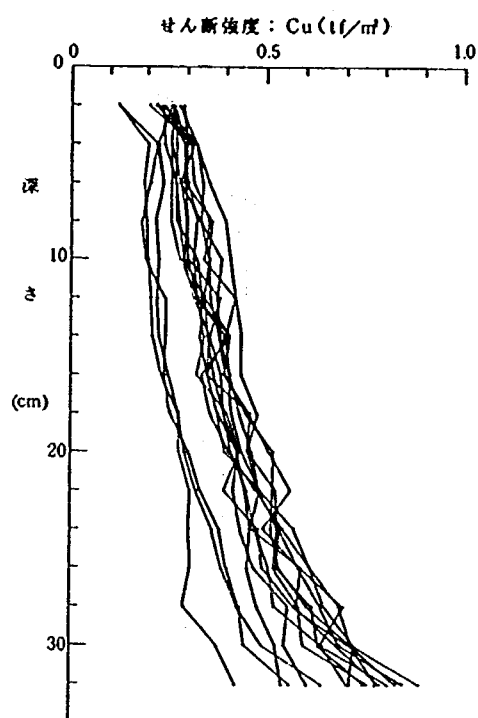


図- 5.10(a) コーン貫入試験による地盤のせん断強度分布 (模型-7, 加振前)

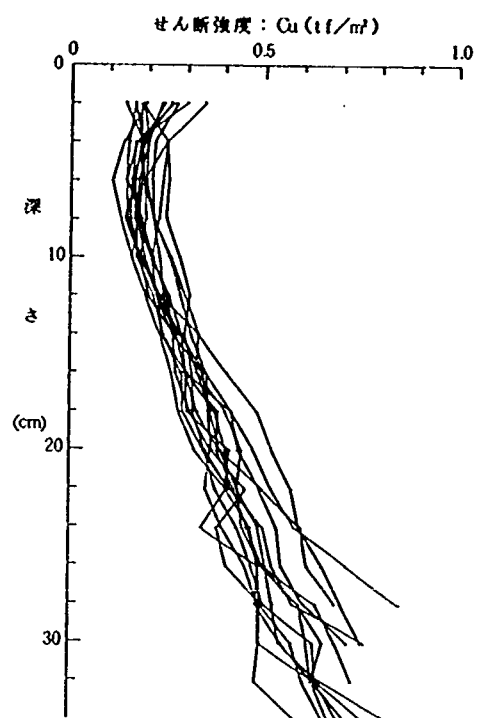


図- 5.10(b) コーン貫入試験による地盤のせん断強度分布 (模型-7, 加振後)

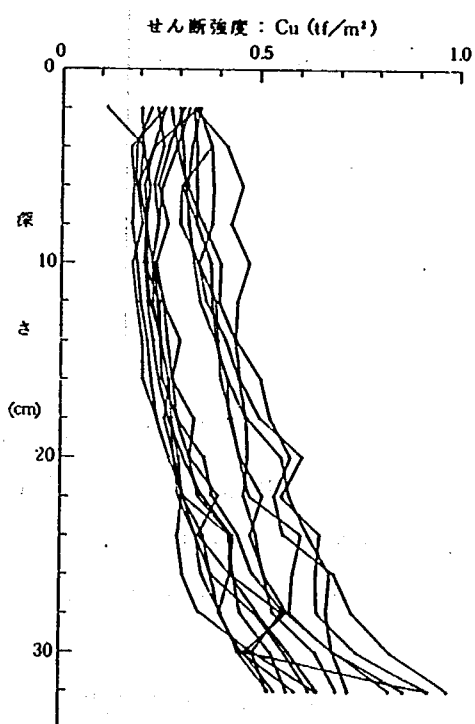


図- 5.10(c) " (模型 8, 加振前)

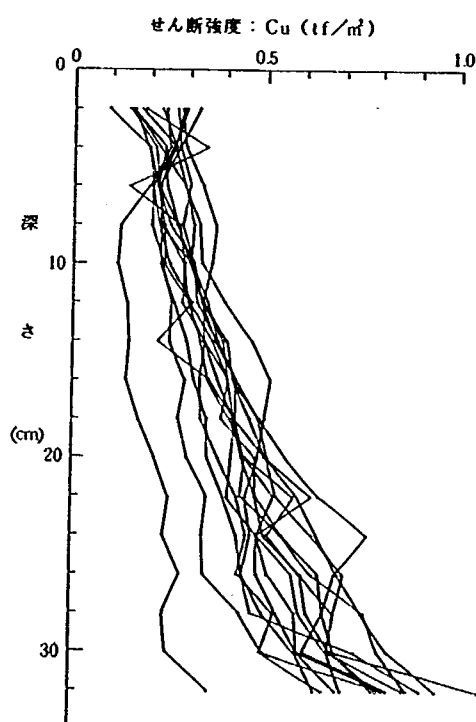


図- 5.10(d) " (模型 8, 加振後)

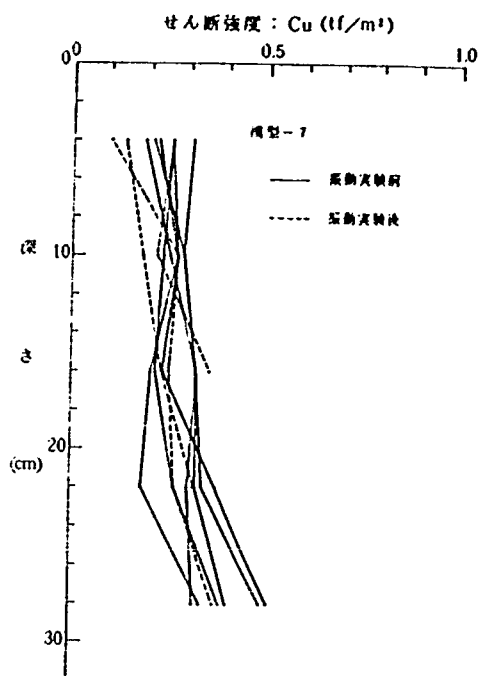


図-5.11(a) ペーンせん断試験結果
(模型-7)

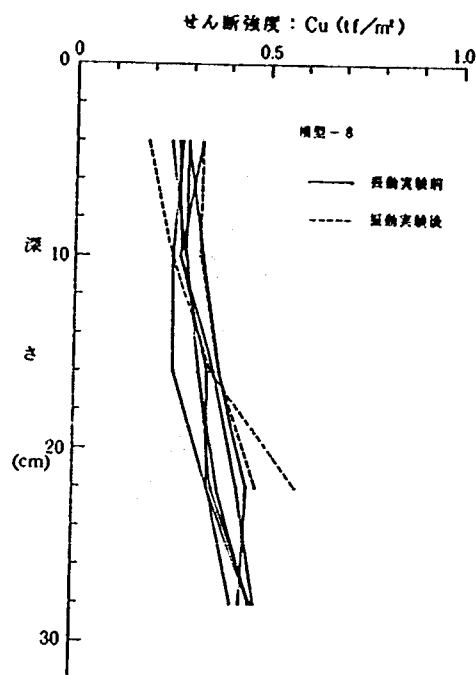


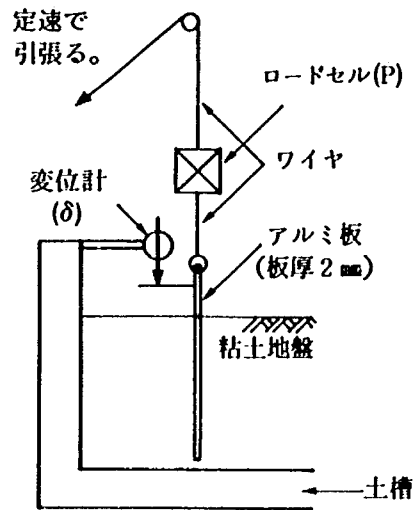
図-5.11(b) ペーンせん断試験結果
(模型-8)

表-5.6 砂地盤の相対密度測定結果

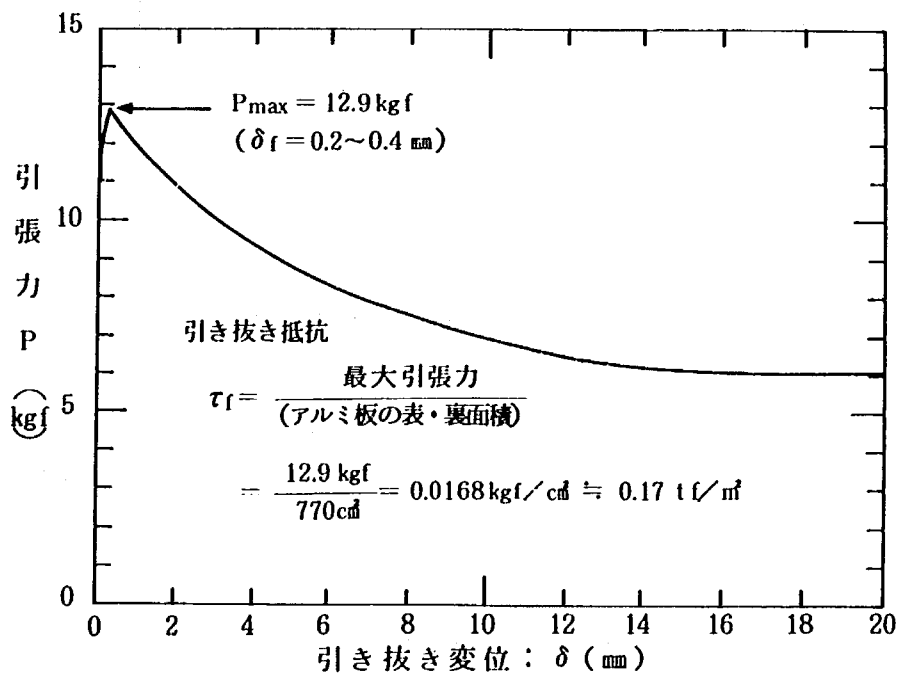
	地表面 からの深さ (cm)	相 対 密 度 D_r (%)			
		平 均	標 準 偏 差	全 体 平 均	標 準 偏 差
模型-9	5 ~ 15	41.1	2.3	41.8	2.3
	15 ~ 25	42.9	2.6		
	25 ~ 35	41.2	2.0		
模型-10	5 ~ 15	45.2	3.7	41.8	4.4
	15 ~ 25	40.7	5.2		
	25 ~ 35	39.9	4.6		

また、改良体と粘土地盤との摩擦抵抗を調べるために実施した引き抜き試験の結果を図-5.12に示す。これより、引き抜き抵抗は変位がほとんど生じないうちにピーク値に達し、その後次第に低下しているのがわかる。ピーク抵抗値からアルミ板と粘土との単位面積当りのすべり強度を求めると $\tau_s = 0.17 \text{ tf/m}^2$ となる。粘土地盤の平均的なせん断強度は $c_u = 0.3 \sim 0.4 \text{ tf/m}^2$ 程度であるから、すべり抵抗は粘土のせん断強度の半分程度である。

なお、この試験は、地盤に改良体を挿入して2日後に振動実験を行ったのと同じ時間経過で実施したので、試験結果は、振動実験時における改良体と粘土地盤の間のすべり抵抗を妥当に評価しているものと考えられる。



(a) 試験方法



(b) 荷重—変位関係

図- 5.12 アルミ板の引き抜き試験結果

(2) 模型－9,10

砂地盤の相対密度を測定した結果を表－5.6に示す。これより、模型－9,10の平均相対密度はいずれも $Dr=41.8\%$ と奇しくも一致している。ただし、深さ方向のばらつきや標準偏差を見ると、模型－9の方が均一性が高い。

両模型の主な特性値をまとめて表－5.7に示す。

表－5.7 模型の主な特性値（模型－9,10）

	特 性 性 値	模型－9	模型－10
堤 体	密 度 ρ_t (g/cm ³)	1.550	1.771
	含水比 w (%)	14.0	16.4
	S波速度 V_s (m/s)	71	80
地 盤	相対密度 Dr (%)	41.8	41.8
	間隙比 e	0.764	0.764
	乾燥密度 ρ_t (g/cm ³)	1.543	1.543
	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)*)	1.976	1.976
	S波速度 V_s (m/s)	56～63	56～63

*) $S_r=100\%$ として計算した値。

5.3.2 堤体盛立て時の動態観測結果（模型－7.8）

模型－7,8は軟弱な粘性土地盤であるので、堤体盛立て時に地盤の変位量を観測した。図－5.13にその結果を示す。同図(a)からわかるように、模型－7では堤体の盛り立てが終了した時点で堤体直下地盤表面が約9mm沈下しており、それ以後沈下が急増し、未改良側盛土地盤ですべり破壊が生じた。図－5.14および写真－5.2に側面から観察した模型の変形状況を示すが、左半分ですべり破壊が生じているのが明らかである。この変形は堤体盛立てを終了してしばらく後に顕在化したが、非常措置として約2時間後に左右のり先地盤にカウンターウェイトを置いて変形の進行を抑制した。それから2日後に堤体を一部削り取って堤高を13cm程度に小さくし、堤体重量を軽くしてからカウンターウェイトを除去した。それ以後は変形の進行がおさまリ、これを振動実験に供した。

一方、模型－8では図5.13からもわかるように堤体盛り立て後においても模型は安定を保っていた。この差は1つには改良体の有無が関係したものと考えられる。

5.3.3 共振試験結果

模型－7.8について実施した共振試験の結果を図－5.15に示す。まず、模型－7.8の1次卓越振動数はそれぞれ11Hz、13Hzとなっている。このとき、高い増幅を示すのは堤体の存在する模型中央部である（図－5.16(a)参照）ことから、これは堤体部の共振振動数であることがわかる。そこで、この振動数とS波検層より得られたS波速度との関係を調べてみる。

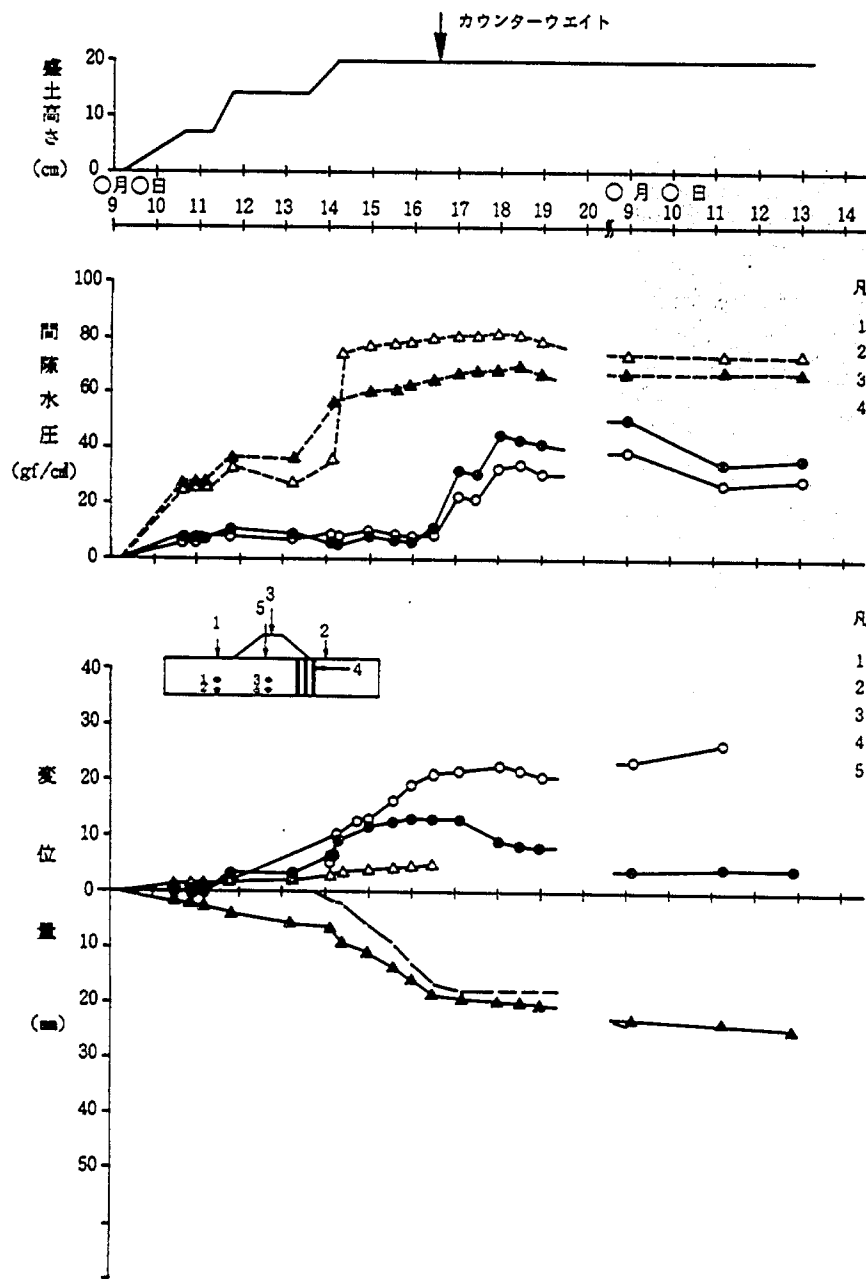


図- 5.13(a) 堤体盛立て時の動態観測結果 (模型- 7)

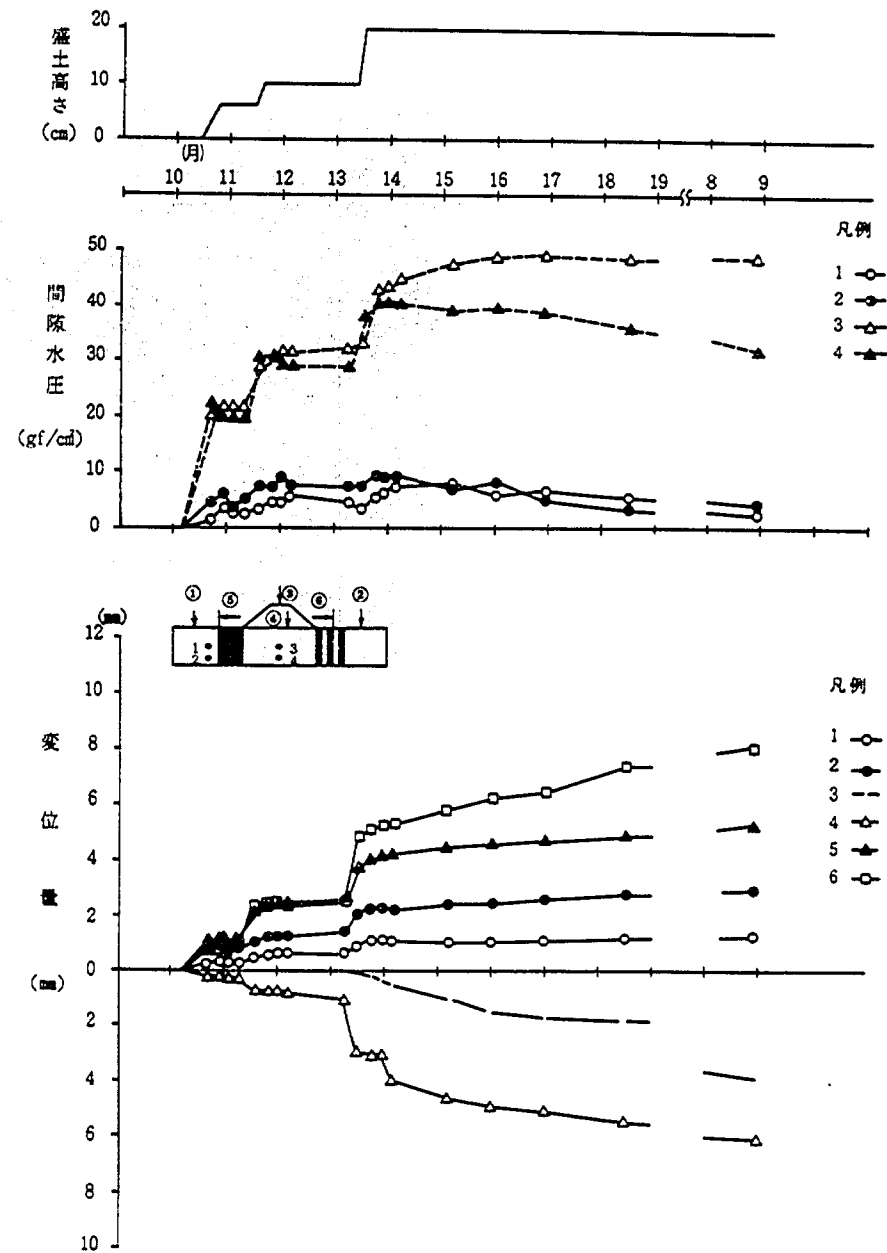


図- 5.13(b) 堤体盛立て時の動態観測結果 (模型- 8)

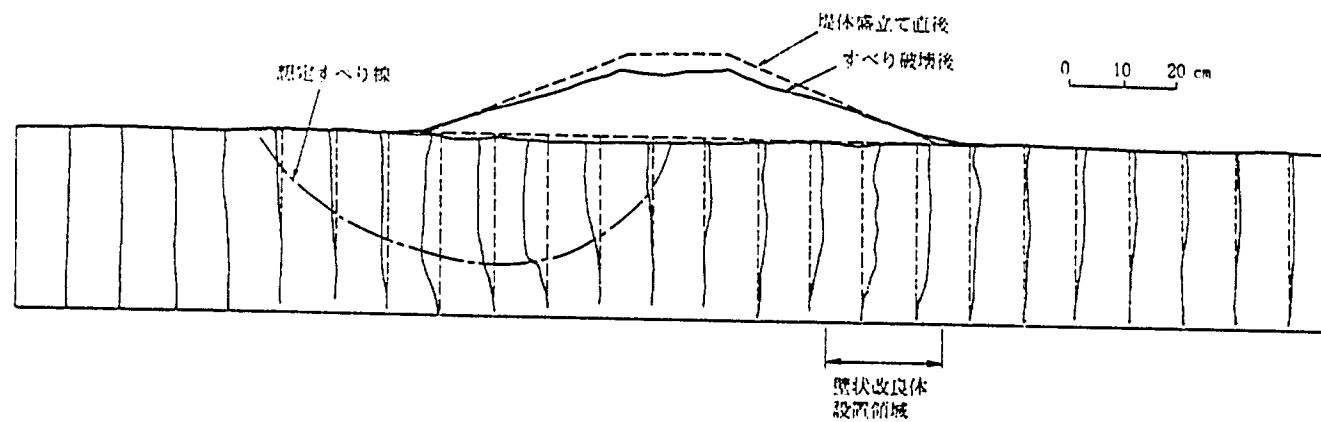


図- 5.14 堤体盛立て後に生じたすべり破壊の状況

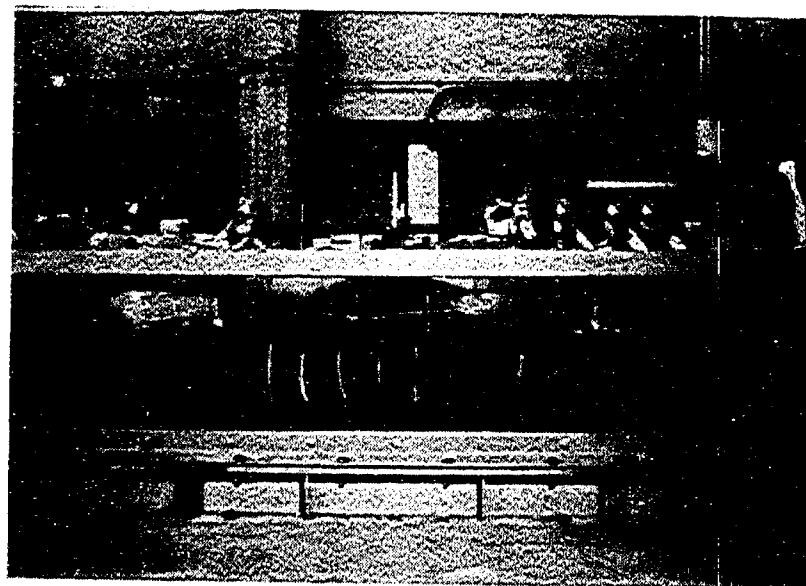


写真- 5.2 堤体盛立てによる破壊の状況 (模型- 7)

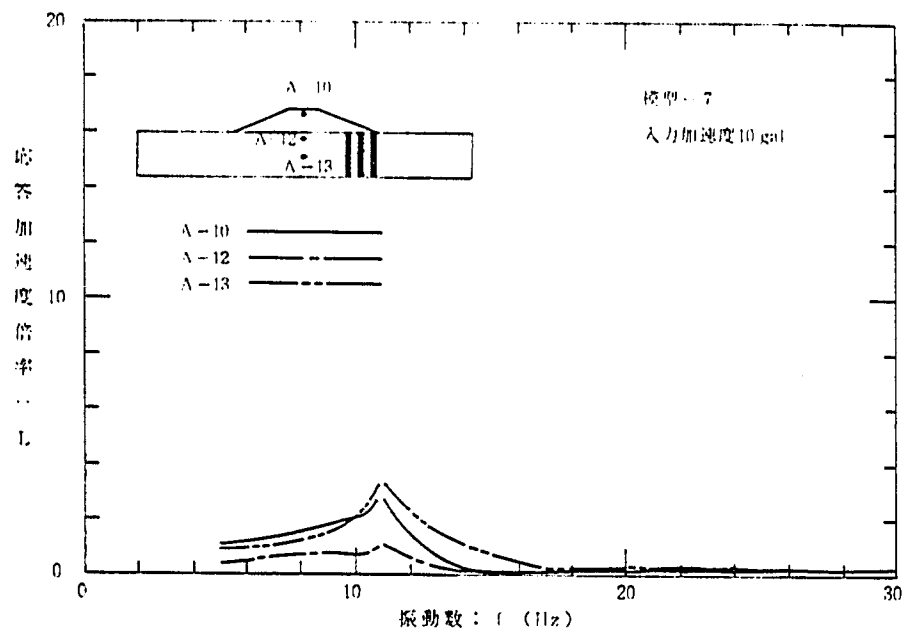


図-5.15(a) 共振曲線 (模型-7)

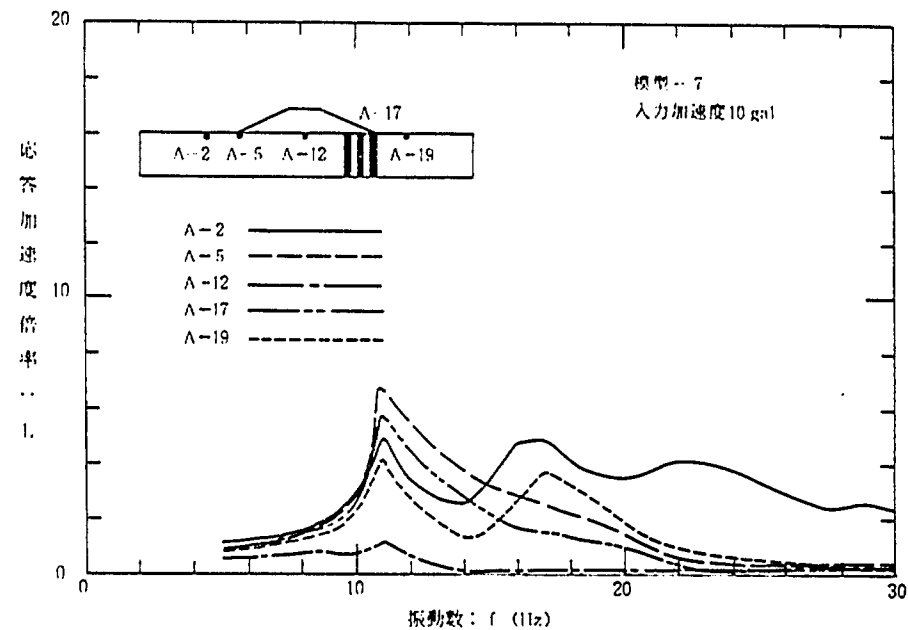


図-5.15(b) 共振曲線 (模型-7)

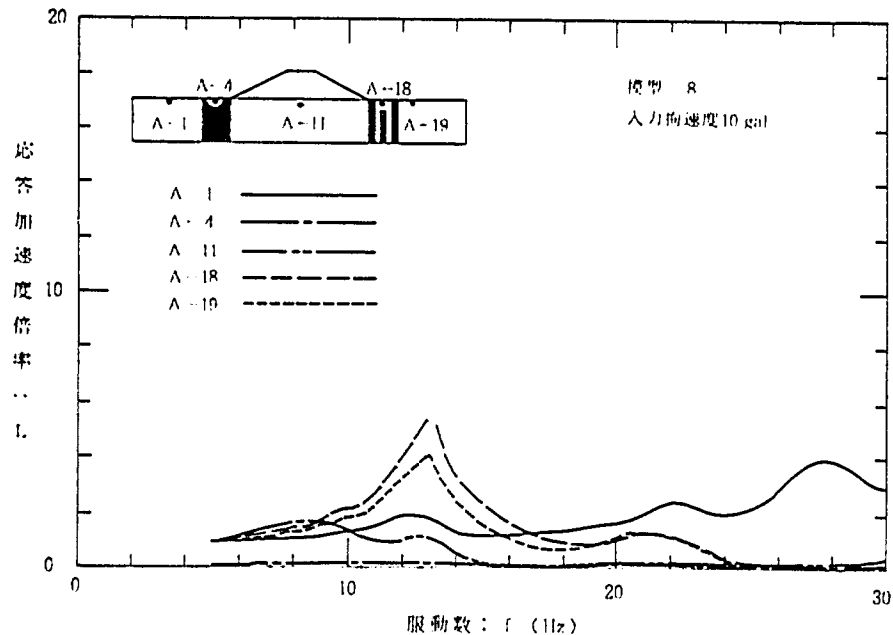


図-5.15(c) 共振曲線 (模型-8)

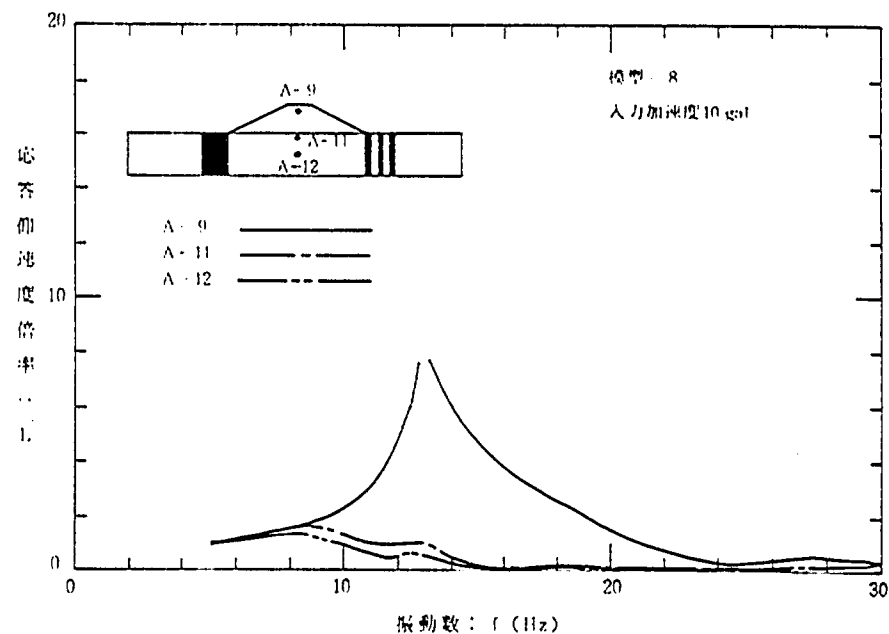
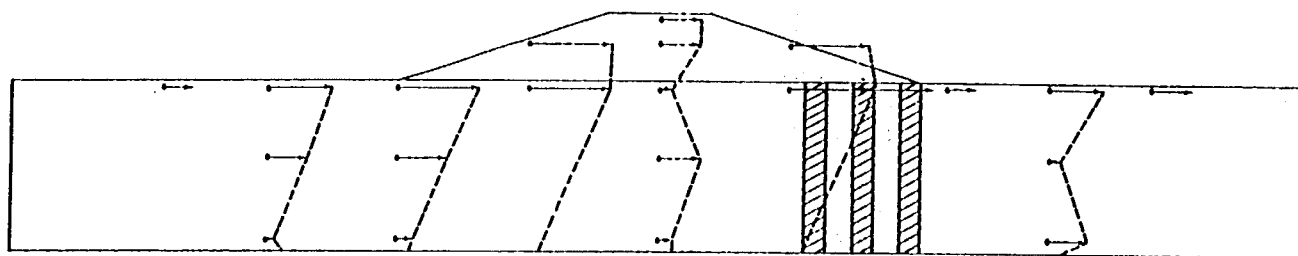


図-5.15(d) 共振曲線 (模型-8)

模型-7 堤体作成後

(10 gal, 11 Hz)

0 4 8 (倍)



模型-8 堤体作成後

(10 gal, 11 Hz)

0 4 8 (倍)

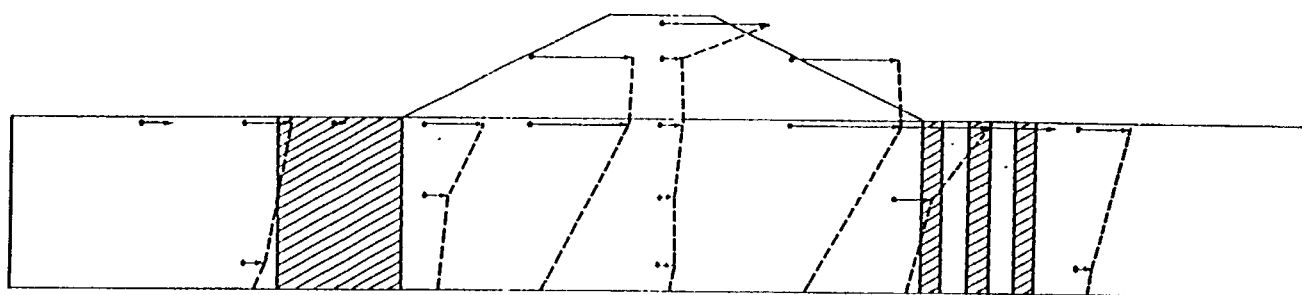


図-5.16 共振時最大加速度モード図

多層水平地盤の1次共振振動は近似的に次式で計算することができる。

$$f_1 = \frac{1}{\sum (4H/V_s)} \dots\dots\dots (5.1)$$

そこで、模型中央部を堤体高さまでの水平地盤に置き換え表-5.5のデータを用いて上式で計算すると次のようになる。

(模型-7の場合)

$$f_1 = 1/4 (0.20/38 + 0.15/17 + 0.18/25) = 11.7 \text{ Hz}$$

(模型-8の場合)

$$f_1 = 1/4 (0.20/41 + 0.15/19 + 0.18/27) = 12.9 \text{ Hz}$$

この値は共振試験の結果と非常によく一致しており、S波速度および共振試験の結果はかなり信頼

できるものと考えられる。

図-5.16は模型-7,8の共振時の最大加速度モードを描いたものである。模型-7では堤体のり尻およびのり面部で最も大きい応答を示しており、天端ではそれよりも小さくなっている。これは、この模型が振動実験前に既にすべり破壊を生じた事の影響を受けているものと思われる。壁状改良体の応答加速度は、無補強である反対側ののり尻部と同程度の大きさである。これは前述したように、地盤が深度方向にはほぼ同位相で直線的な加速度および変位応答モードを生じているため、剛な改良体が存在しても応答を抑えるという効果が表われないものと考えられる。

一方、模型-8について見ると、堤体での応答加速度が最も大きくなっている。また、壁状改良体とブロック状改良体とでは応答加速度に明らかな差が見られ、ブロック状改良体およびその周辺地盤での応答加速度は非常に小さくなっているのがわかる。

なお、両模型で堤体直下地盤内の応答加速度がその周辺に比べて小さくなっているのは、計測上の問題かあるいは他の理由によるものかよく判らない。

5.3.4 強震試験結果

(1) 模型-7.8

はじめに、全加振段階における模型の加速度、変位および間隙水圧の代表的な数点における応答値をまとめて図-5.17、表-5.8に示す。

まず、模型-7 (a)図)についてであるが、これは先述した(5.3.2)のように、振動実験前に既にある程度の破壊を生じた事に留意しておかねばならない。(a)図で、100 gal 加振までは模型の変形量は小さい。ただし、100 gal 加振では50 gal 加振に比べて応答加速度の増幅率がやや高くなっており、地盤内間隙水圧にも若干変化が生じ始めている。つづく150 gal 加振において応答加速度は加振1~2秒の間に急激に大きくなり、その後再び低下している。これに対応して変位量も加振1~2秒後から急増し始めている。また、堤体直下地盤における間隙水圧は低下し、5秒間加振直後には -26 gf/cm^2 (加振直前を0とした時の値であり、絶対値については不明)となった。200 gal および300 gal 加振においても、加速度・変位・間隙水圧は150 gal 加振時と同様の变化傾向を示した。

また、同図において各記録成分の変動のしかたについてさらに次の事が見出される。まず、応答加速度は一般に堤体で最も大きくなっている。堤体のり尻部は左側が無補強、右側が壁状改良となっているが、それらの応答加速度にはさほど差が生じていない。この事は、壁状改良ではその壁間に未改良部を残しているためせん断変形に対する平均的な剛性は大きく増加しないことによるものではないかと考えられる。その他、この実験では改良体下端が良好な層に根入れされていないために変形抵抗が大きくなり、および粘土層のせん断波速度 V_s (平均的には 20 m/s 程度)と層厚 H 、加振周波数 f との関係が上記の応答のしかたに影響したと考えられる。後者について具体的に言えば、 $f = 5 \text{ Hz}$ 加振であるから粘土地盤内を上方に伝達するせん断波の波長 L は、 $L = V_s/f = 20/5 = 4 \text{ m}$ となる。これに対し、地盤厚 $H = 0.33 \text{ m}$ であり、 $H \ll L$ であるから、地盤は深さ方向にはほぼ同一位相の振動をしていると考えられる (この事は加速度記録からも確かめられる)。そうすると、地盤の変形モードは深さ方向に単純せん断的な比較的直線分布的なものとなり、このように振動変形する

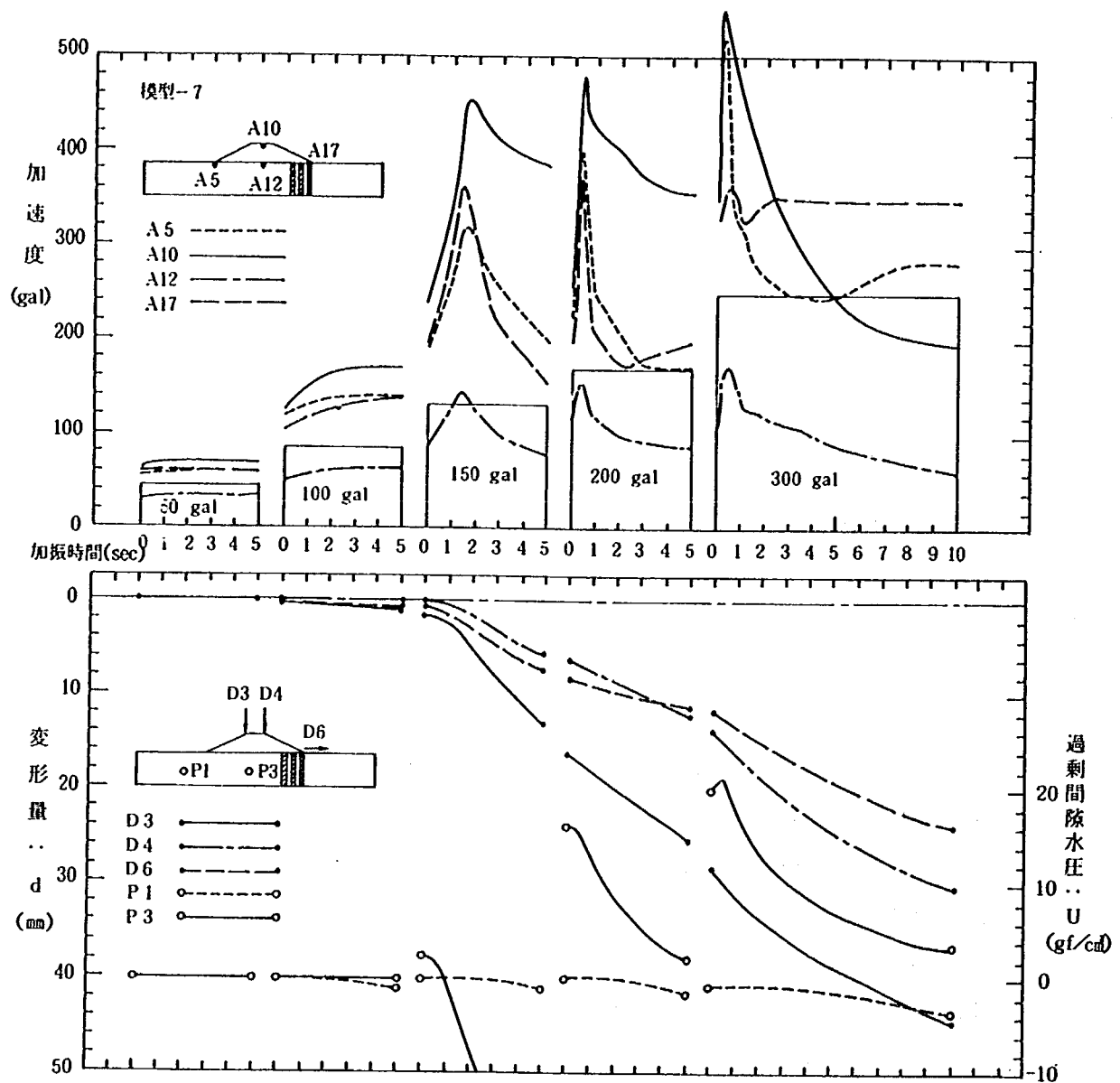


図- 5.17(a) 強震実験における加速度・変位・間隙水圧の変化 (模型- 7)

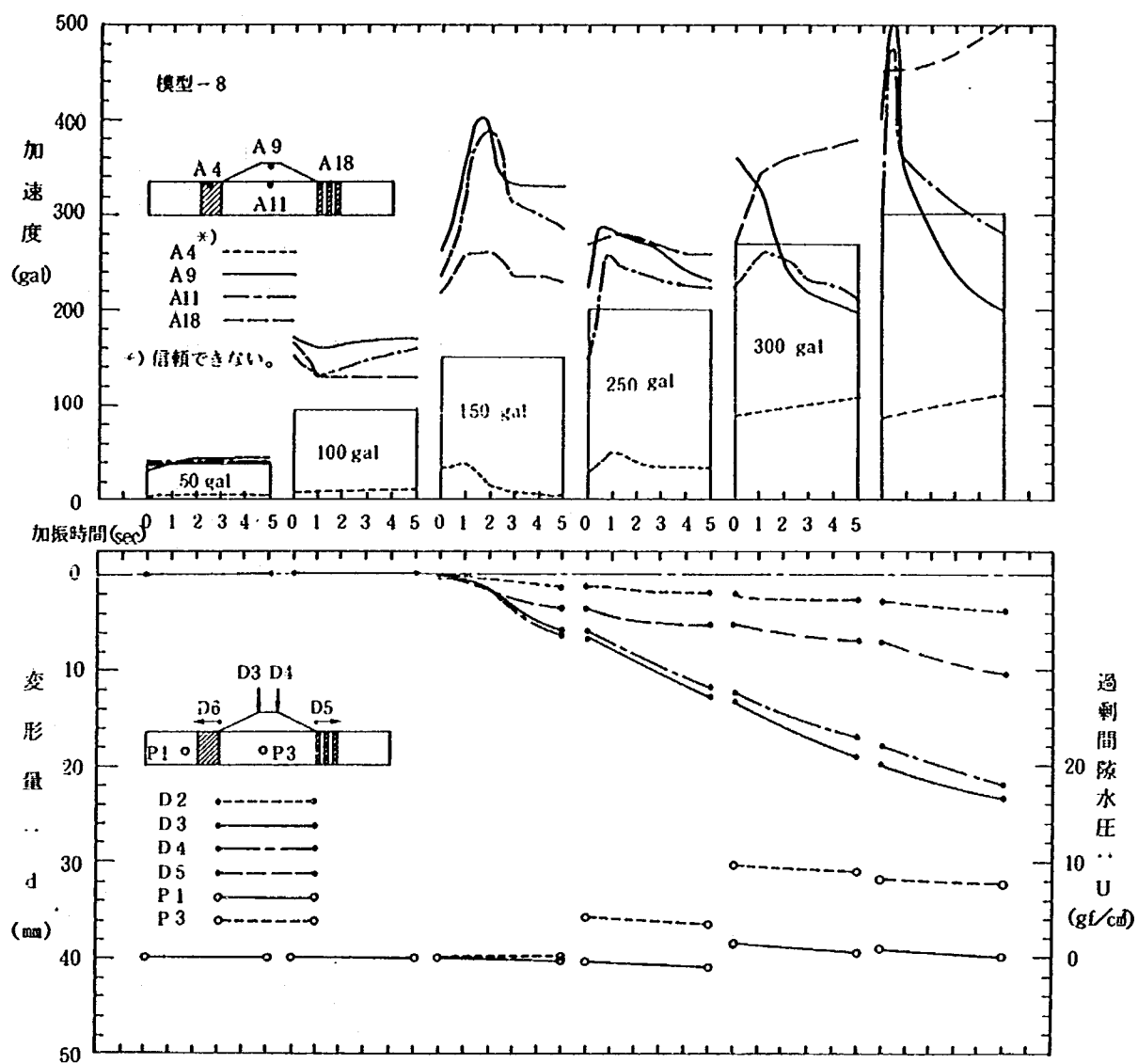


図- 5.17(b) 強震実験における加速度・変位・間隙水圧の変化 (模型- 8)

表-5.8 強震実験における加速度・変位間隙水圧の読み取り値

模型 番号	入力加速度(gal)		応答加速度 (gal)								堤体天端沈下量 (mm)						改良体水平変位 (mm)						間隙水圧 (gf/cm ²)					
	公称	実測	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最初	最後	増分	最初	最後	増分	最初	最後	増分	最初	最後	増分	最初	最後	増分	最初	最後	増分
7			天端		堤体直下 地表面		左のり尻		壁状改良体		右			左						壁状改良体			堤体直下			水平地盤部		
		(A25,26)	(A10)		(A12)		(A5)		(A17)		(D3)			(D4)			(D2)			(D6)			(P3)			(P1)		
	50	42	70	75	25	28	52	60	54	58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				0.0	0.0	0.0	0	0	0	0	0	0
	100	85	125	165	50	66	100	135	105	135	0.3	0.9	0.6	0.0	0.2	0.2				0.0	0.7	0.7	0	11	11	0	0	0
	150	130	260	460	200	280	210	320	160	365	2	13	11	0	5	5				1	7	6	2	-26	-28	0	-1	-1
	200	170	360	480	90*	155*	175	400	170	390	16	26	10	6	12	6				8	12	4	-1	-1	0	16	0	-16
	300	250	200*	600*	70*	190*	240	500	310	400	28	44	16	13	30	17				12	24	12	20	4	-16	0	-3	-3
8																												
		(A25,26)	(A9)		(A11)		(A4)		(A18)		(D3)			(D4)			(D2)			(D5)			(P3)			(P1)		
	50	40	55	60	50	56			51	56																		
	100	95	145	165	130	155			130	135	0.05	0.3	0.25	0.05	0.25	0.2	0	-0.2	-0.2	0	0.2	0.2	-0.12	-0.2	0	-0.1	-0.1	0
	150	150	275	475	225	400			210	275	0.3	6.0	5.7	0.25	5.25	5.0	-0.2	-1.2	-1.0	0.5	3.3	2.8	-0.1	0.1	0.2	-0.3	-0.6	-0.3
	200	200	250	355	290	465	75	100	275	370	-6.5	13	6.5	6.0	12	6.0	-1.4	-2.0	-0.6	3.5	5.3	1.8	0.3	-1.0	-1.3	-1.0	-2.0	-1.0
	250	260	275	500	210	325	60	70	350	390	14	19	5.0	13	17	5.0	-2.2	-2.8	-0.6	5.5	7.0	1.5	5.5	4.5	-1.0	-0.5	-1.0	-0.5
	300	270,330	200	550	300	520	100	100	450	500	19	23	4.0	17	22	5.0	-2.2	-2.8	-0.6	5.5	7.0	1.5	8.0	7.0	-1.0	+0.4	-0.25	-0.65
9																												
		(A25,27)	(A11)		(A13)		(A5)		(A18)		(D3)			(D4)			(D2)			(D5)			(P11)			(P19)		
	50																											
	100	100	100	110	100	110	105	110	105	115	0.0	0.1	0.1	0.1	0.4	0.3				0	0	0	0.7	0.85	0.15	-0.5	-0.5	0.
	150	150	170	260	170	260	170	350	180	310	0.1	7.1	7	0.1	7.1	7				0	-7	-7	0.7	19.7	19	-1.1	7.9	9.0
	200	200	260	380	250	350	300	650	300	450	7.7	24.7	17	7.6	24.6	17				-65	-25.5	-19	8.5	30.0	21.5	-0.4	4.6	5.0
	250	250	320	600	300	450	350	1600	400	550	25.2	43.2	18	24.7	44.7	20				-250	-29.0	-24.0	12.6	29.6	17.0	-1.0	1.0	2.0
10																												
		(A26,27)	(A11)		(A13)		(A5)		(A20)		(D3)			(D4)			(D2)			(D5)			(P10)			(P23)		
	50																											
	100	100	100	110	100	105	100	110	100	110	0	0	0	0	0.1	0.1	0	0	0	0	0	0	0.1	0.3	0.2	0.3	0.3	0.
	150	150	180	250	170	230	170	290	180	320	0	6.2	6.2	0.1	6.4	6.3	0	5.0	5.0	0	-6.6	-6.6	0.1	13.1	13	0.6	4.1	3.5
	200	200	260	420	240	350	320	400	330	470	6.6	25.6	19	6.6	24.6	18	4.4	14.4	10.0	-6.4	10.6	-17.0	5.0	9.0	4.0	2.1	8.1	6.0
	250		320	900	300	400	430	560																				

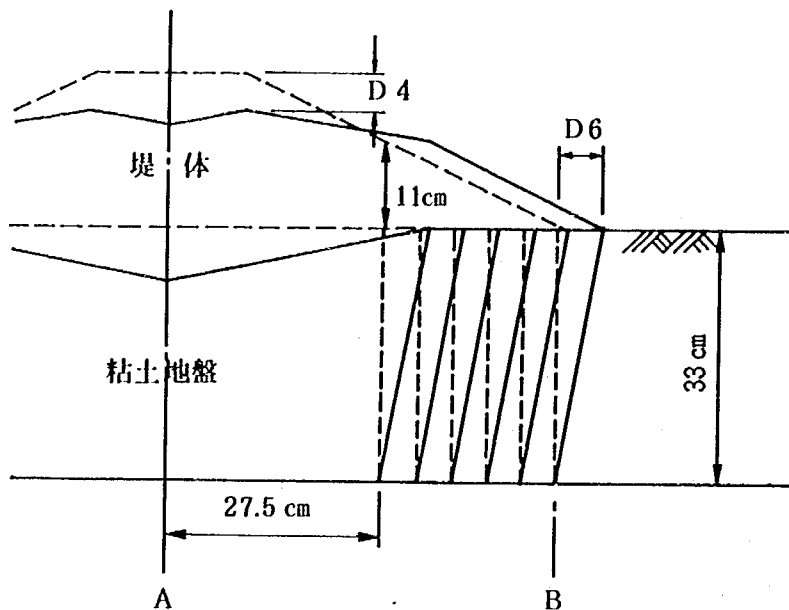
地盤に対して鉛直方向に剛な壁体が入っていても免震効果はあまり生じないと推定することができる。

つぎに、堤体直下地盤表面部の加速度成分（A12）について見ると、他の加速度成分より相当小さな値となっている。これは、地盤が既にせん断破壊を生じてたまたまこの部分が周囲に異べて位相の異なる振動を生じたためとも考えられるが、後述する応答加速度モード（図－5.19）によれば、これはおそらく計測不良によるものではないかと考えている。その他、応答加速度について言えば、150 gal 以降の加振においては、加振直後に増幅度が急激に大きくなり、その後再び急激に低下している。まず、150 gal 加振で急激に大きくなった時点は、粘土地盤に加振による降伏（破壊）が初めて生じたものと考えられる。すなわち、図－5.12(a)に既に示したように、この模型の低加速度レベル（約10 gal）加振時の共振周波数は11 Hz であり、これに対して強震実験における加振周波数は5 Hz と小さい。したがって、加速度レベルの比較的小さい50ないし100 gal 加振ではこの模型は剛体的な振動応答を示す（図－5.19で後述）。ところが、加速度レベルが次第に大きくなると粘土地盤内に生じる地震時せん断応力が大きくなり、これがせん断強度に近い値になれば粘土地盤の非線型性が顕著となり、見かけ上のせん断剛性が低下してくる。そうすると模型の共振周波数も初期の11 Hz から次第に低下して加振周波数5 Hz に近づいて行き、共振状態に入っていく。これが150 gal 加振時のピーク時点に相当するものと考えられる。このようになると地震時せん断応力の方も大きくなって粘土地盤にはせん断破壊が局部的に進行し、その後は粘土地盤内のせん断ひずみ量が大きくなるためその等価剛性がさらに小さくなって共振状態を越し、加速度の応答値が低下していくものと考えられる。また、200および300 gal 加振の最初の時点で応答加速度の急激な立ち上りが生じているのは、それぞれの加振前に約20分程度の放置期間があり、前段階加振でせん断破壊した粘土地盤の部分がこの間にチキソトロピーにより若干の強度およびせん断剛性の回復を生じたためであろうと推定される。

つぎに、変形量に関して言えば、150 gal 加振時に変形の急増が生じているのは前にも述べた通りであるが、その後200 gal、300 gal 加振となってもその進行速度にはあまり変化がないのが図よりわかる。単純に考えれば、加振加速度が大きいほど変形の進行速度は大きくなるようにも思えるが、実験データではそうになっていないのは、加速度の応答について述べた事と関連しているためと考えられる。すなわち、150 gal 加振以降は地盤にせん断破壊が生じたため、せん断応力の大きさは加速度レベルを上げてそれほど増加せず、せん断強度に近い一定の値に止まるためであろうと考えられる。そうすると、模型の（永久）変形量は、加振周波数が一定（5 Hz）であるから、その進行速度に変化はなく、繰返し回数とともにほぼ直線的に進行していくものと考えられる。ただし、永久変形量が大きくなると（堤体の沈下が進むと）、剛体がすべろうとするポテンシャルが次第に小さくなって安定化していくから、変形の進行速度も鈍化していくようになる。

また、模型各点の変形量の大きさについて、まず堤体天端左右端の鉛直変位（D3, D4）を比べると、無対策の左（D3）の方が大きくなっていることがわかる。これは、改良体の有無の差によるものと言うことができる。つぎに、壁状改良体頭部の水平変位（D6）の大きさは、堤体天端右（D4）とほぼ同程度か若干小さめである。これは、堤体が沈下した分だけ堤体直下の粘土地盤部分は側方流

動せざるを得ず、堤体の沈下する幅と粘土地盤高さの比によりそれらの大小関係が決まると考えられる。模型－7でこの関係を単純に図－5.18に示すA B区間の体積の増減のバランスで考えてみると、同図中の記号を用いて次のようになる。



図－5.18 堤体の沈下量と壁状改良体の側方変位の関係の説明図(模型－7)

(沈下による体積減) = (側方変位による体積増)

$$\frac{1}{2} \times 27.5 \times (D4 \times \frac{27.5}{17.5}) \doteq 11 \times D6 + \frac{1}{2} \times D6 \times 33$$

$$\therefore \frac{D4}{D6} = \frac{2 \times 17.5 \times (11 + 16.5)}{27.5^2} \doteq 1.3$$

すなわち、堤体の密度変化や模型の変形の左右非対称性を無視すれば、堤体天端右の沈下量D4は改良体頭部の水平変位量D6の1.3倍となることがわかる。図－5.16(a)では、両者の大小関係は300 gal加振時においてほぼこのような比率になっているのがわかる。

つぎに、地盤内間隙水圧の変化について見ると、堤体直下部(P3)と水平地盤部(P1)とでは堤体直下部(P3)の方が間隙水圧の変動量が大きくなっており、水平地盤部(P1)の変動はほとんどない。これは加振によるせん断応力の大きさの違いによるものであり、P1ではその上部に盛土荷重がなくしかも剛な側壁に近いのでせん断応力が小さいためと考えることができる。一方、P3について見ると、加振中には低下傾向を示し、休止期間のうちに上昇しているのがわかる。これは間隙水圧の計測法に問題があるのではないかと考えている。すなわち、粘土地盤内の間隙水圧は間隙水圧計により

測定しているが、これが剛なため、その近傍の粘土は周辺に比べて変形状況が異なり、計器近傍での応力集中により受感部での全応力が周辺部粘土と異なっている（この場合は低下している）ためではないかと考える。そして、模型を休止している間には粘土地盤のリラクゼーションが起り、周辺粘土部に生じた過剰間隙水圧が受感部に伝わることににより大きな値を示しているものと想定される。

なお、ここに示した間隙水圧の値は、加振直前での値を0と仮定した時のものであり、長期圧密期間中における計測値のドリフト等の影響のため、その絶対値については正確にはわからない。

つぎに、模型-8について、図-5.17(b)から次の事が読み取れる。

まず、応答加速度は50 gal加振ではほとんど増幅が見られないが、100 gal加振では約1.5倍の増幅を示している。150 gal加振になると加振1~2秒で急激に大きくなり、その後再び低減している。200 galおよび300 gal加振でもそれとやや似た傾向を示しているが、応答加速度はかえって小さくなっている。以上の応答加速度の変化は、模型-7と全く同様に解釈することができる。すなわち、模型に顕著な変形の生じる150 gal加振までの加速度増幅率の増加は、粘土地盤がその非線型性により見かけの剛性率を低下させていき、共振状態に遷移したためであり、150 gal加振での急増とその後の低下は、模型が共振状態に達するとともに変形（破壊）を生じ始め、それにより応答特性が変化して再び応答が小さくなったものと考えられる。

つぎに変位について見れば、同図に示した4点の変位はいずれも150 gal加振段階の、応答加速度が急増した時点から顕在化しているのがわかる。また、天端左右のり肩の変位量の差はあまりない。一方、改良型式の異なる左右の改良体の水平変位量を比べると、壁状改良体の方の変位量のはるかに大きくなっている。また、天端沈下量と壁状改良体の水平変位量との大きさの比率は約2:1程度となっている。天端の変位量は必ずしも両側の改良体の水平変位量と対応せず、左右のり肩で同程度となっているが、これは壁状改良体が倒れ込んだ分だけ堤体がほぼ均等に沈下したためである。したがって、天端の左右のり肩の変位量の大小から、それぞれの側に位置する改良体の効果を云々することはできない。

つぎに、地盤内間隙水圧の変動量は模型-7の場合に比べて小さいが、これは地盤の変形量が相対的に小さいためであろうと考えられる。

図-5.19に、各加振段階での最大応答加速度分布を示す。ただし、同図に示す応答加速度は、加振1秒後すなわち5波目での値を読み取ったものである。同図より、前述した通り、入力加速度が150 galで最も大きな増幅度を示していること、ブロック状改良体付近での加速度の応答値が抑制されていることが確められる。

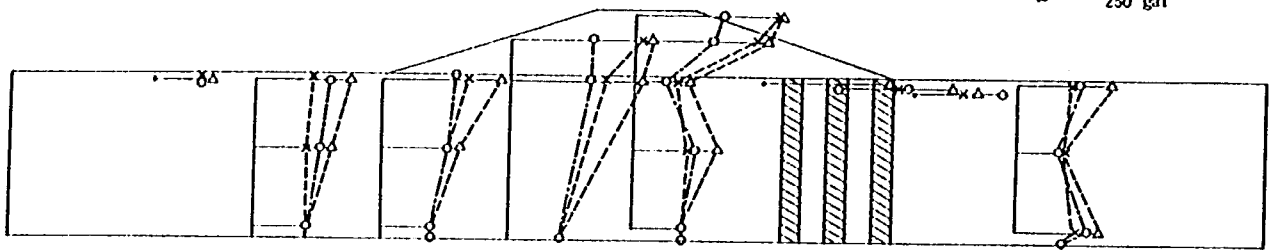
図-5.20には模型各点における変位量の加振5秒間における経時変化を、入力加速度レベル150 galおよび200 galについて示した。

模型-7

加速度反应系数
0 1 2 3

(入力加速度)

---○--- 100 gal
---△--- 150 gal
---×--- 200 gal
---□--- 250 gal



模型-8

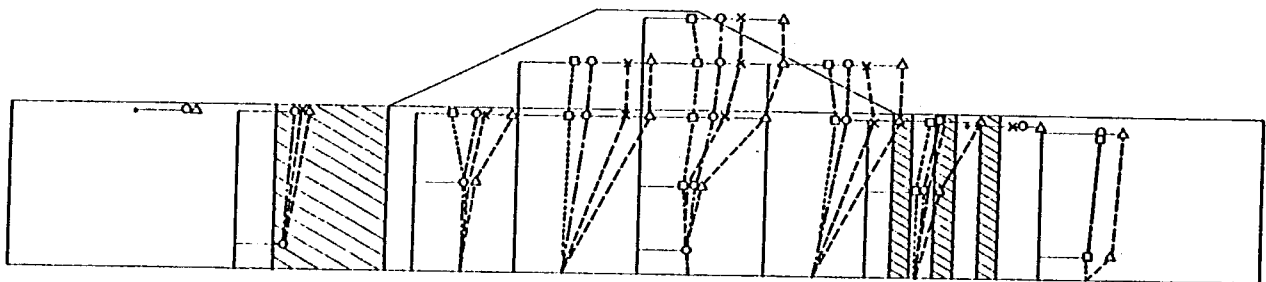


图-5.19 最大応答加速度分布 (模型-7.8)

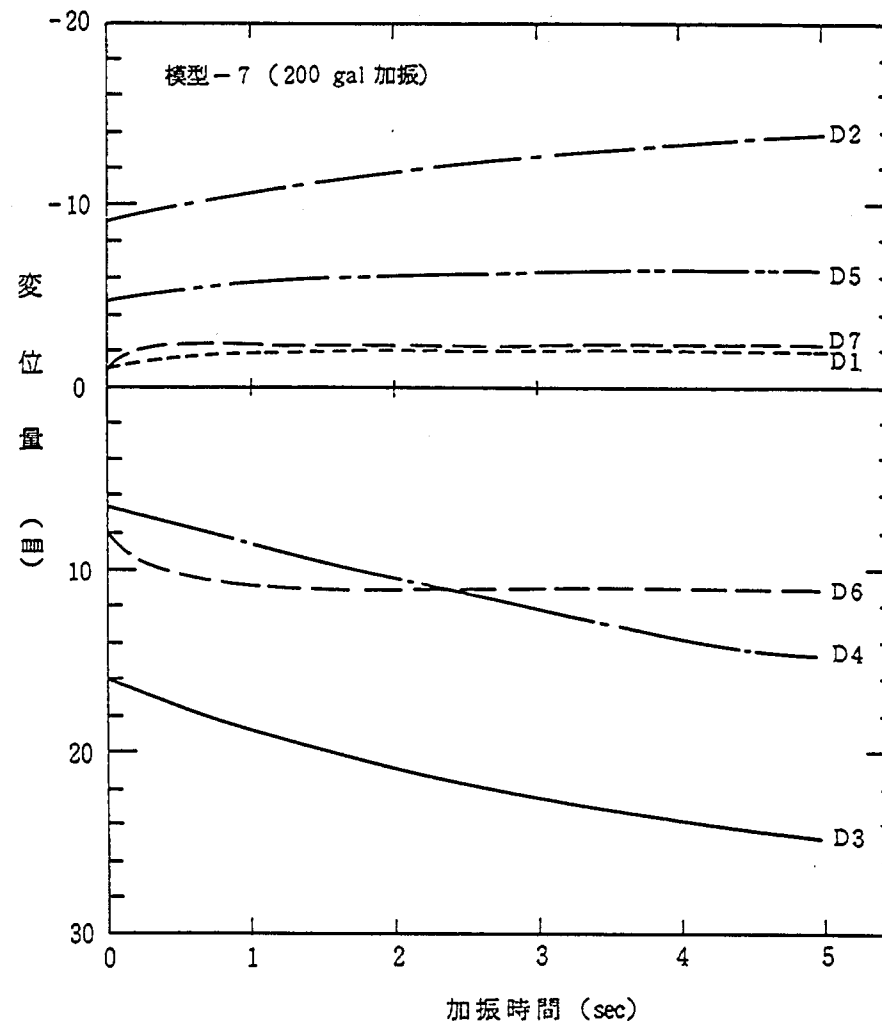
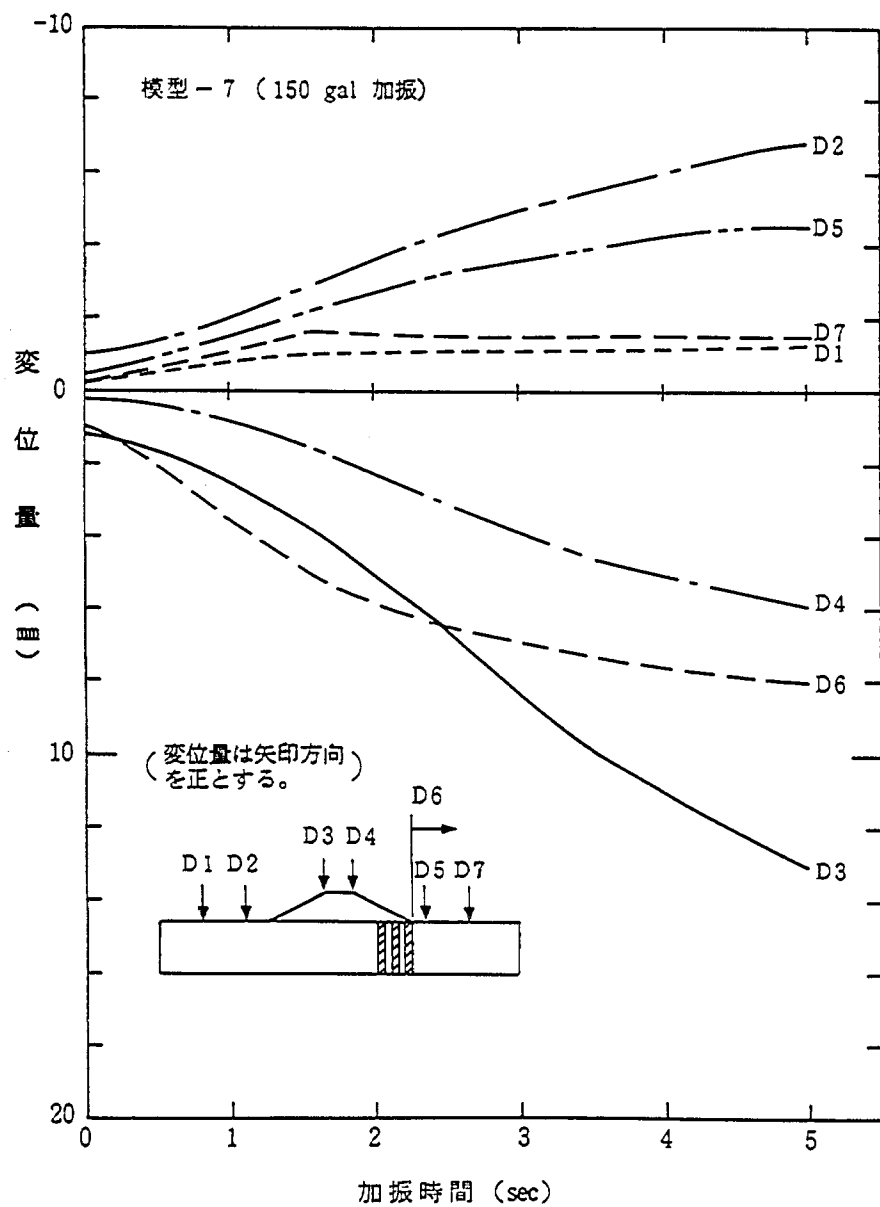


図- 5.20(a) 模型各点の変位の経時変化 (模型 - 7)

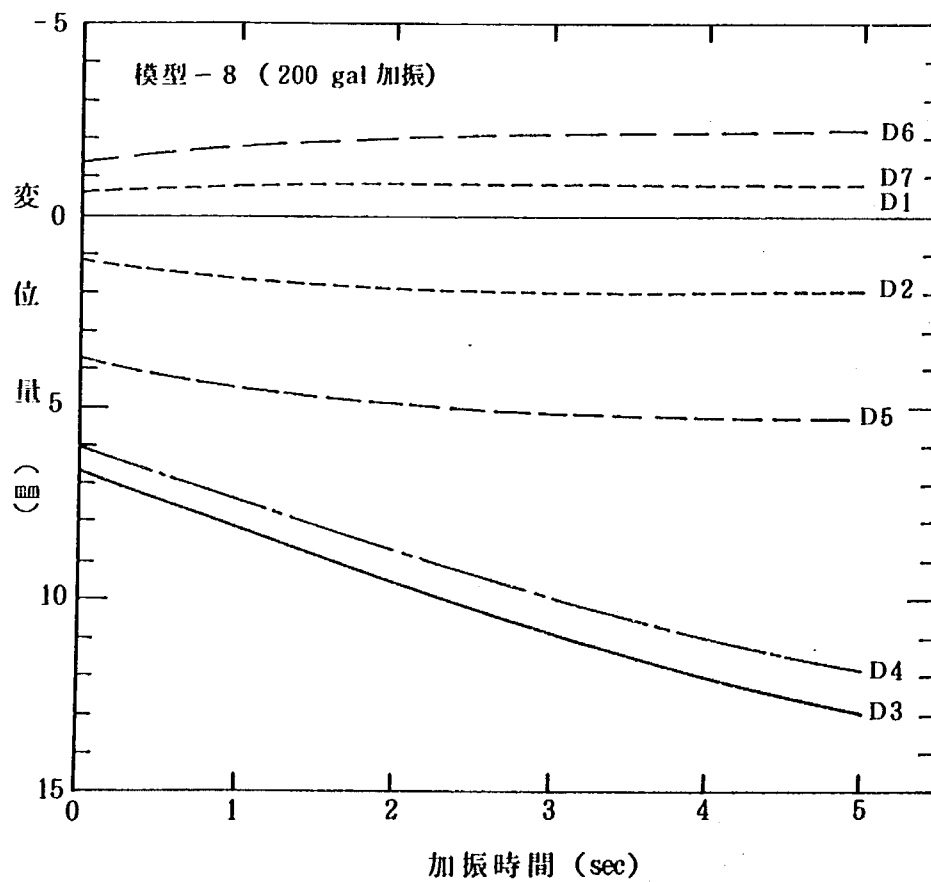
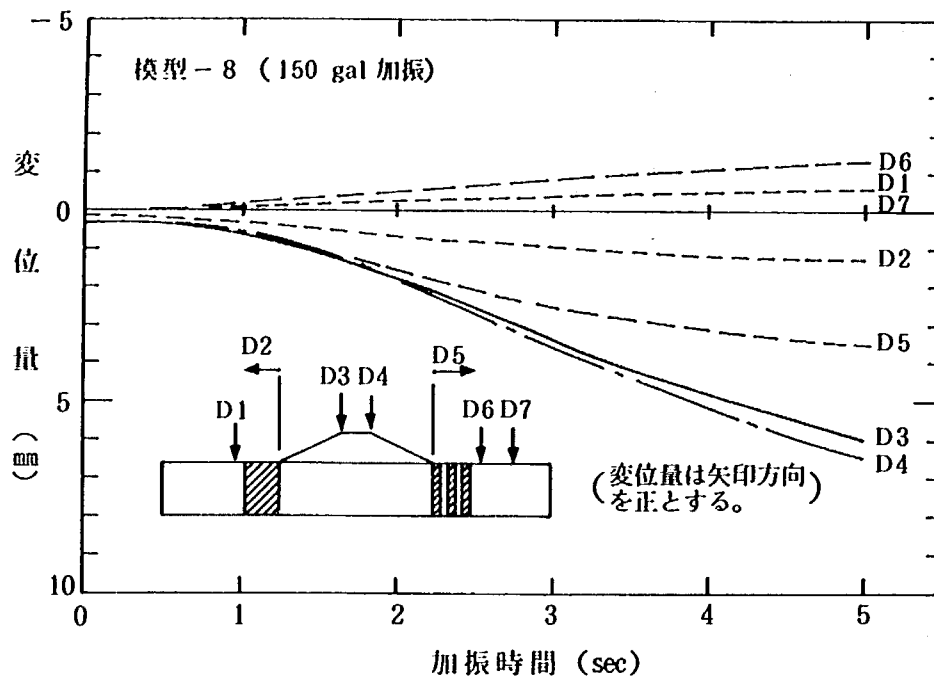
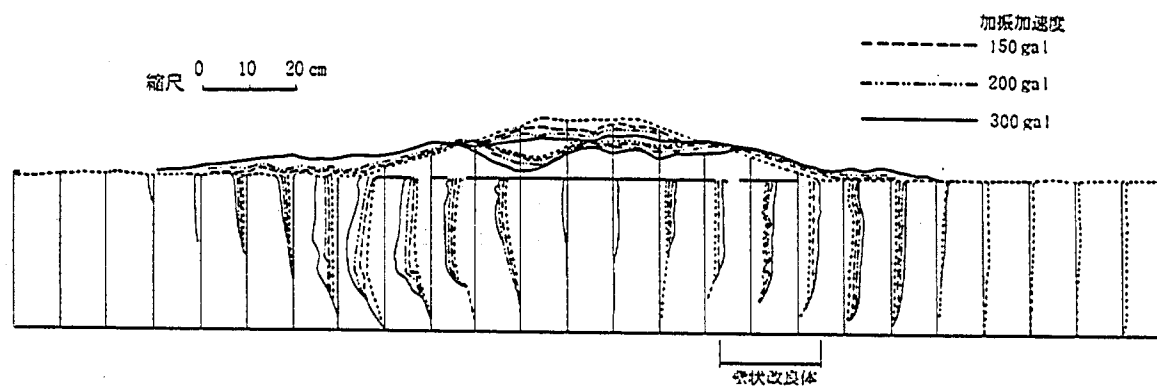
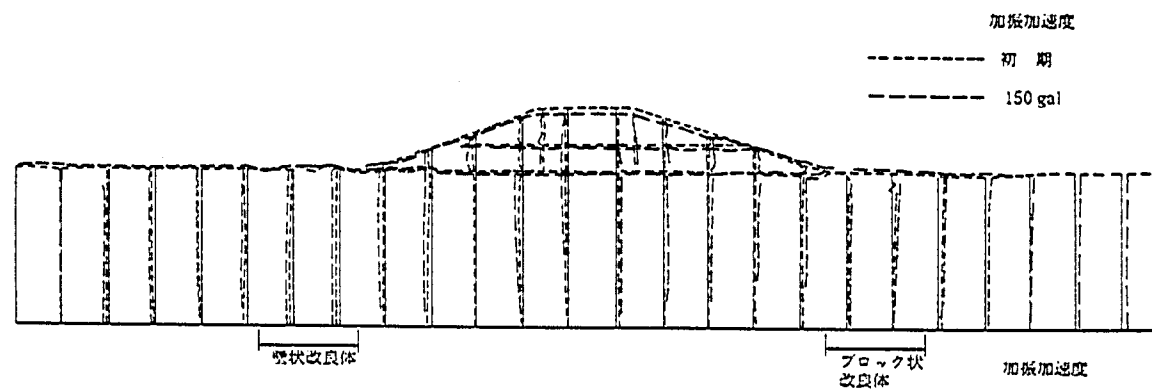


図-5.20(b) 模型各点の変位の経時変化 (模型-8)

(a) 模型-7



(b) 模型-8



(b)' 模型-8

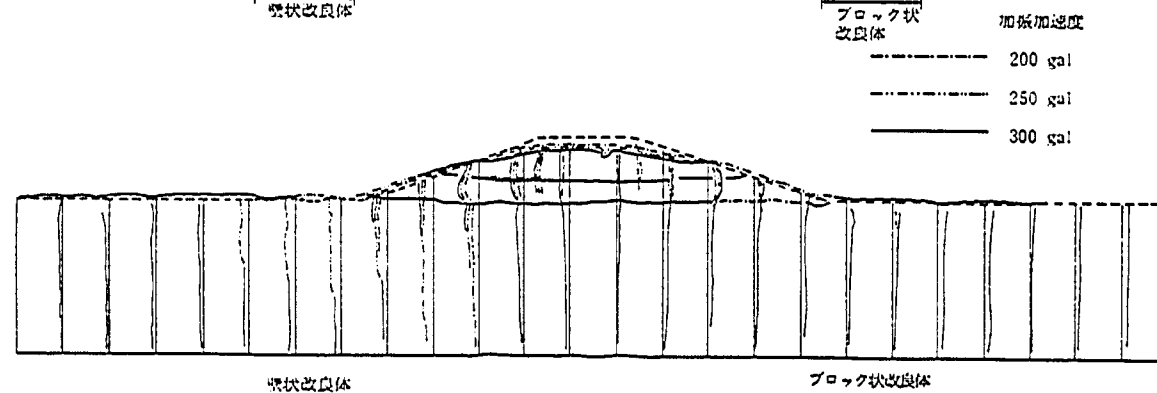
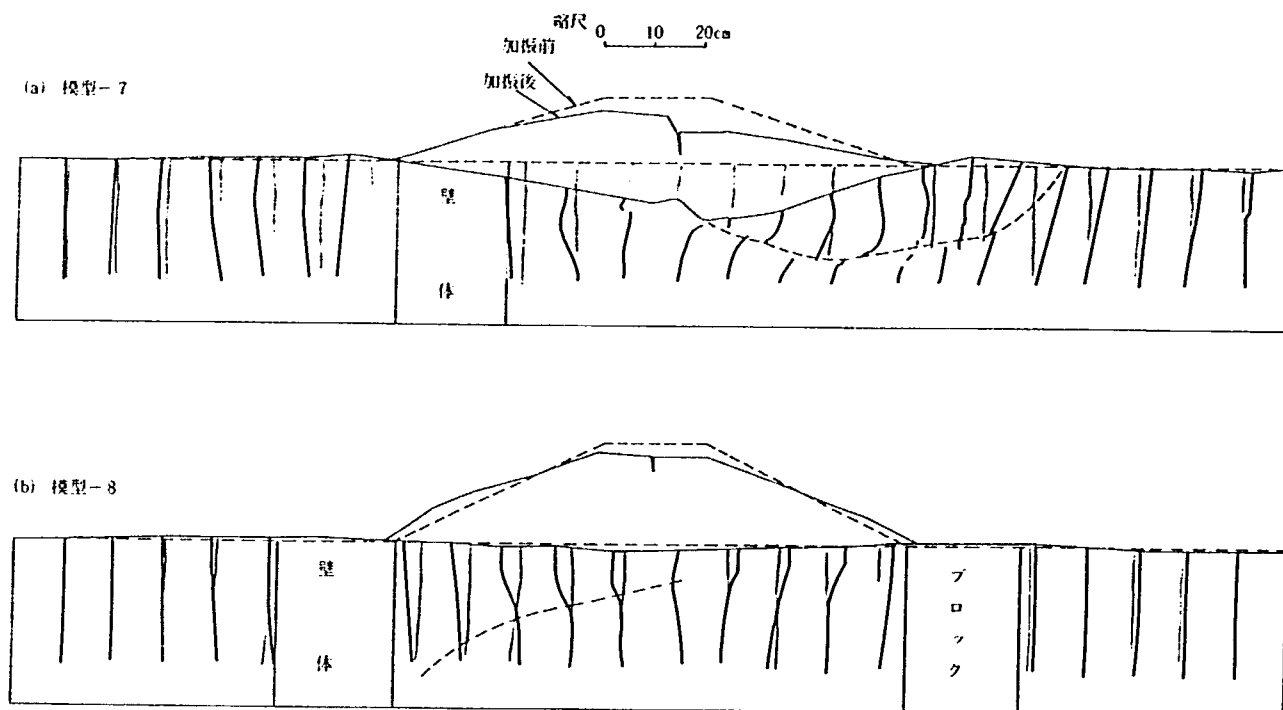


図 5.21 模型側面より観察された模型の変形状況 (模型-7.8)

つぎに、加振による模型の変形状況を示す。

まず、図－ 5.21は、各加振段階における模型の変形を、模型側面から観察し、ラインマーカー（きしめんを側面に挿入している。）のスケッチにより示したものである。同図(a)から、模型－ 7では無対策の左側の地盤および堤体が大きくすべり破壊的に変形しているのがわかる。また、同図(b)に示す模型－ 8では、壁状改良体側の水平変位量の方が大きくなっているが、堤体天端の沈下量については左右で差がないのがわかる。

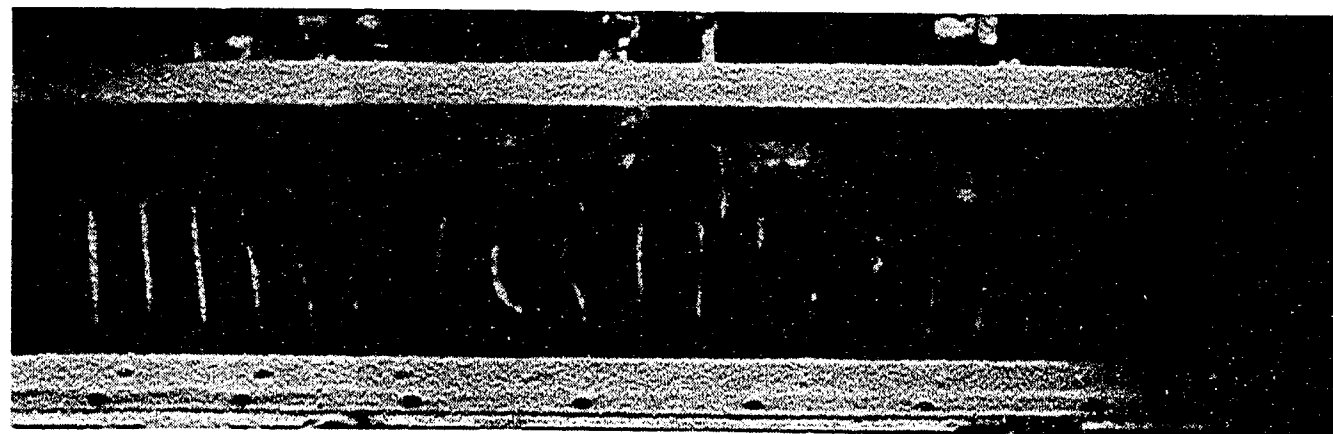


図－ 5.22 模型解体時に観察した模型内部の変形状況（模型－ 7, 8）

図－ 5.22は、模型解体時に、地盤内に事前に鉛直に挿入しておいたうどんの変形状況を示したものである。この断面は、模型のはぼ中央断面に位置している。同図より、土槽側壁の摩擦の影響が相対的に小さい位置での模型の変形状況を知ることができる。まず、(a)図に示す模型－ 7では未改良側にはぼ円弧状のすべり破壊面が生じているのが明らかである。なお、このすべり面は振動実験前に既に形成されていたであろうと推定される。また、同図(b)から、堤体両側の地盤に改良体を入れた模型－ 8では、堤体直下地盤の変形は、ブロック状改良体のある右側では浅部のみが変形している。一方、壁状改良体のある左側ではそれよりもやや深く変形している。そしてその変形は、堤体中央直下部から壁状改良体の足元にかけてすべり線（図中に破線で表示）を描くように生じているようにも見える。

写真－ 5.3 には各々の模型の最終的な変形状況を示す。この写真では鮮明に見ることができないが、模型－ 7は模型－ 8に比べて堤体により多くの亀裂が生じた。また、模型－ 7で、改良体の存在する部分としない部分との境界上の堤体に段差つきの亀裂が生じた。

(模型解体時の地盤の変形状況)

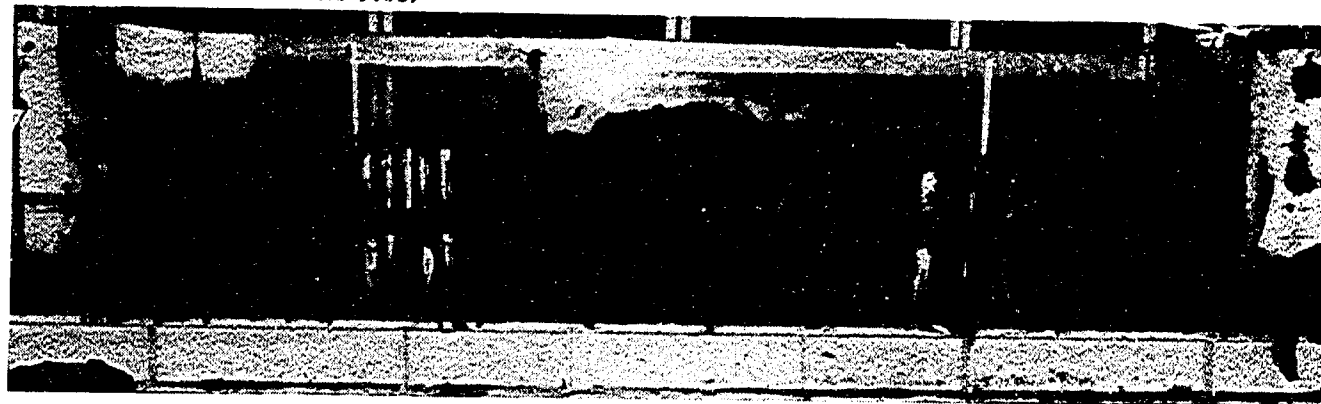


右側で明らかな円弧状のすべり面が見られ、
前方で盛り上りが生じている。

写真－5.3(a) 加振による模型の変形状況（模型－7）



(模型解体時の地盤の変形状況)



左側がブロック状改良体、右側が壁状改良体。地盤の変形は浅い部分に集中している。右側の変形がやや大きい。左右の改良体はいずれも傾いている。

写真 - 5.3 (b) 加振による模型の変形状況 (模型 - 8)

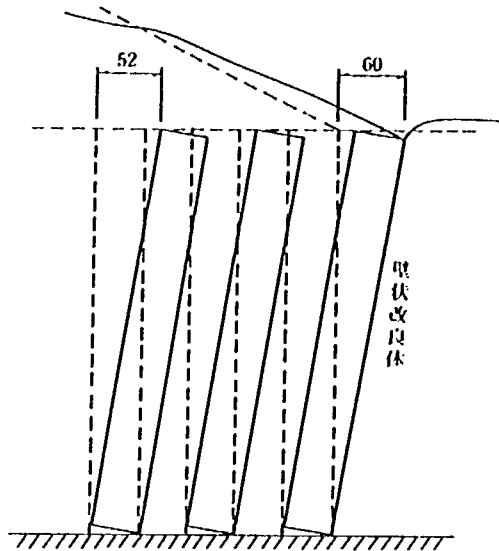


図- 5.23(a) 改良体の変形状況
(模型- 7)
(最終加振後)

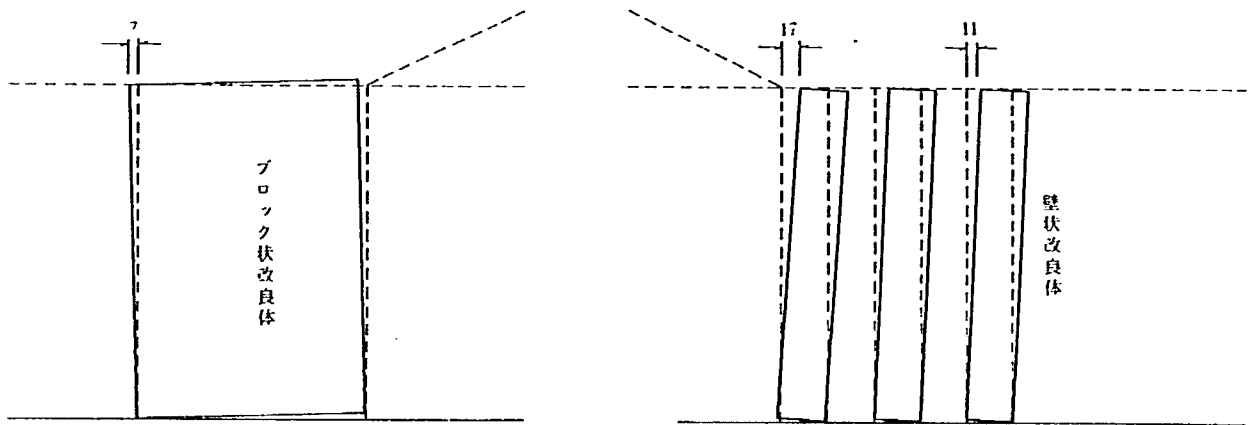


図- 5.23(b) 改良体の変形状況 (模型- 8)
(最終加振後)

図- 5.23は、改良体の変形量を模型解体時に測定した結果をもとに描いたものである。これより、壁状改良体は主に倒れ込み変形を生じていること、ブロック状改良体についてはその変位量がわずかであるが、同じく転倒による変形である。また、この模型粘土地盤底部でのせん断強度が特に大きいため、滑動は生じ得なかったものと考えられる。

最後に、模型- 7.8の実験結果から、固化処理工法の改良型式の違いによる耐震効果の差について調べてみることにする。

まず、模型- 7.8の左右半分ずつを次のように呼ぶこととする。

模型- 7の左側……………未 改 良

” 右側……………壁 状 改 良 (内側施工)

模型- 8の左側……………ブロック状改良 (外側施工)

” 右側……………壁 状 改 良 (”)

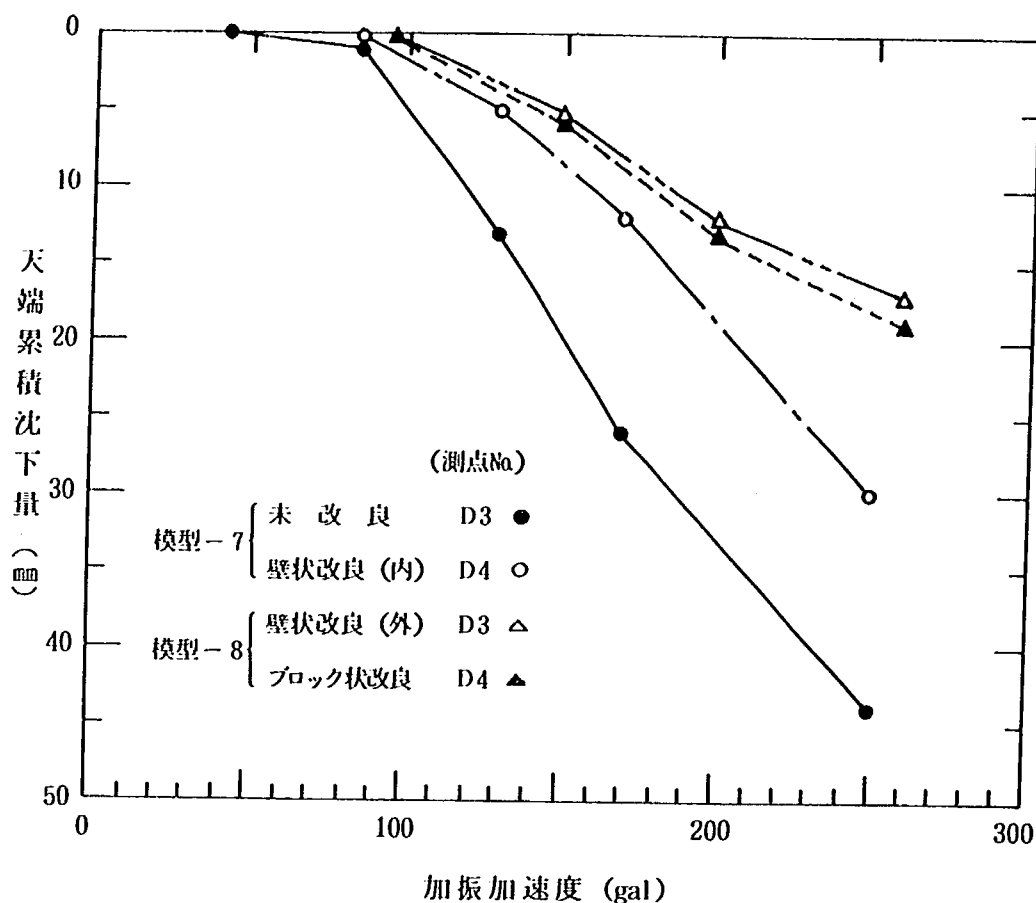


図- 5.24 加振加速度と天端累積沈下量の関係 (模型- 7, 8)

図- 5.24は、両模型の左右天端のり肩の累積沈下量を加振加速度との関係で示したものである。これらと比較するに当たって、模型- 7, 8の地盤の強度を調べると、図- 5.9に示されるように両者の差は約10%以内であり、この点についてはほぼ同等とみなしてよい。

図- 5.24から、全般的に模型- 8の天端沈下量の方が模型- 7よりも小さいことがわかる。模型- 7で、改良・未改良により沈下量に明らかな差が生じているが、これは既に何回か触れたように、振動実験前に未改良側がすべり破壊を起こしたことに留意しなければならない。しかし、このことは逆に、壁状改良体は、静的に作用する盛土荷重による粘土地盤のすべり破壊を防止したという効果があったという事にもなる。したがって、地震時においてもこのような効果が多少なりともあると言う事ができると思われる。一方、模型- 8での結果については、ブロック状改良側の天端沈下量が若干大きくなっており、やや不合理な結果のように思われる。しかし、左右のり肩の沈下量は必ずしも各々の側に存在する対策工の変形抑止効果と独立に結びついていないようであることは既に示した通りである。そこで、今度は各対策工の水平変位量について図5.24と同様の形に整理してみた。その結果を図- 5.25に示す。同図から、模型- 8のブロック状改良体と壁状改良体とでは、図- 5.24に示される結果と異なり、ブロック状改良体の水平変位量の方が明らかに小さくなっているのがわかる。今回のような実験条件の下で各々の対策工の効果比較を行うのには、天端沈下量よりも図- 5.25に示す水

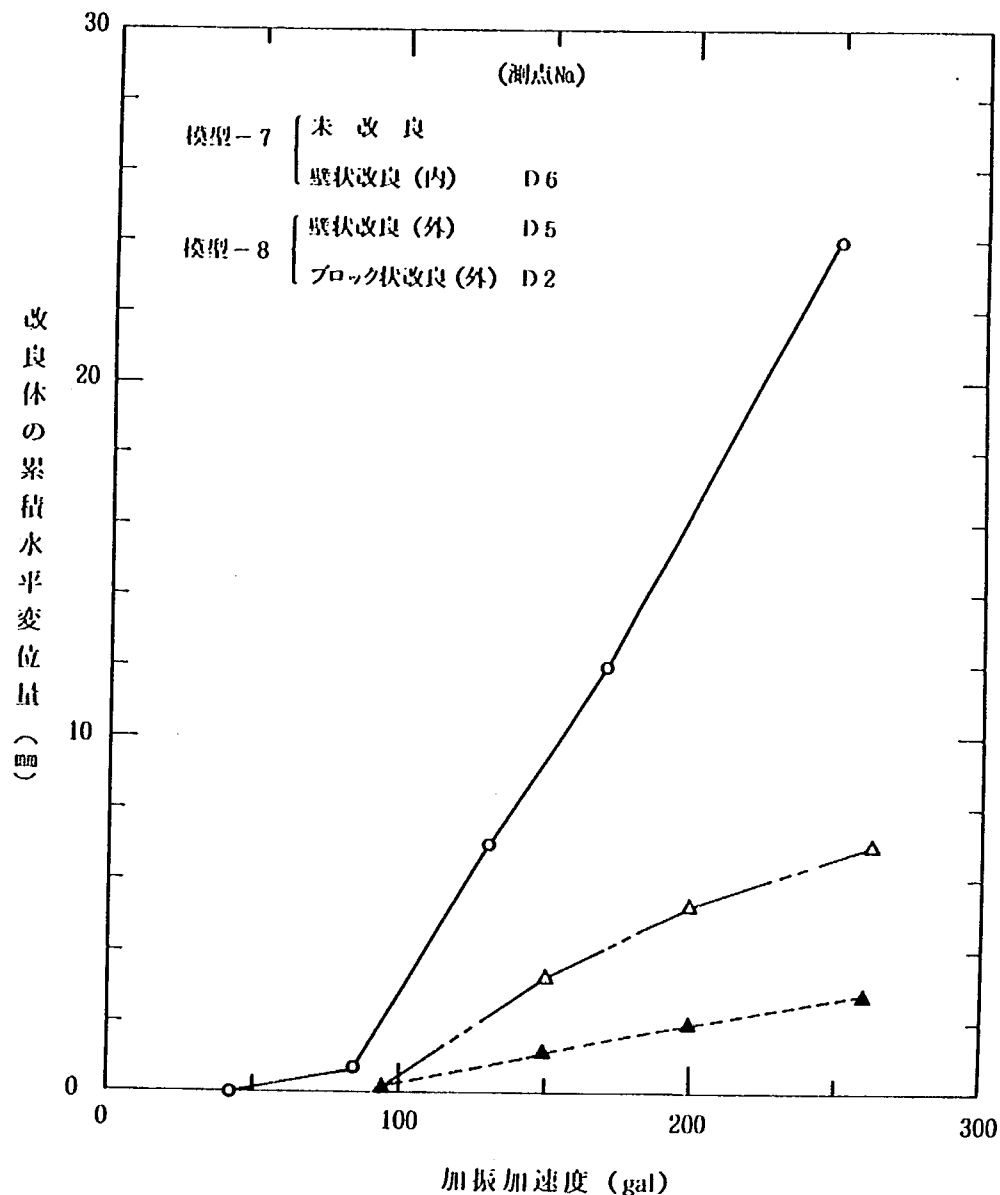


図- 5.25 加振加速度と改良体の累積水平変位量の関係 (模型- 7.8)

平変位量を対象とした方が適切のように思われる。

また、同図で、壁状改良体を堤体下部（内側）に入れた場合とのり先地盤部（外側）に入れた場合とでは、外側の方が有利というように読み取られる。しかし、これらは模型が異なっており、模型- 7では未改良側に著しい破壊が生じたため、その反対側にある改良体も影響を受けて変形が助長されたという事が十分に考えられる。したがって、ここではその両者の直接的な比較はできないものと考えられる。

この点については、次章の解析の中で再検討したい。

(2) 模型- 9,10

ここでは、同じ飽和砂地盤を対象とする模型- 9,10の結果について、両者を対比しながら述べることにする。

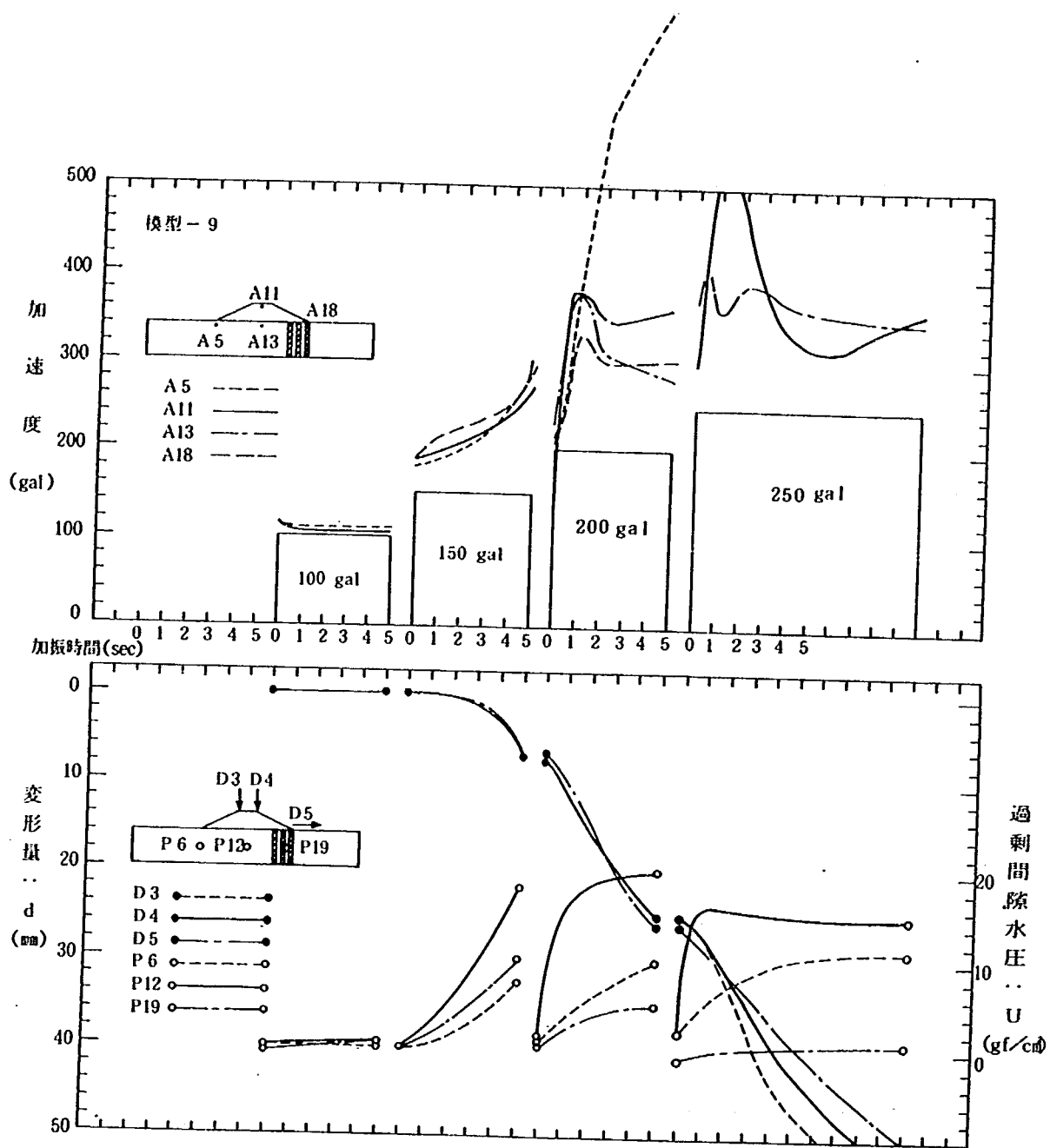


図-- 5.26(a) 強震実験における加速度・変位・間隙水圧の変化 (模型-9)

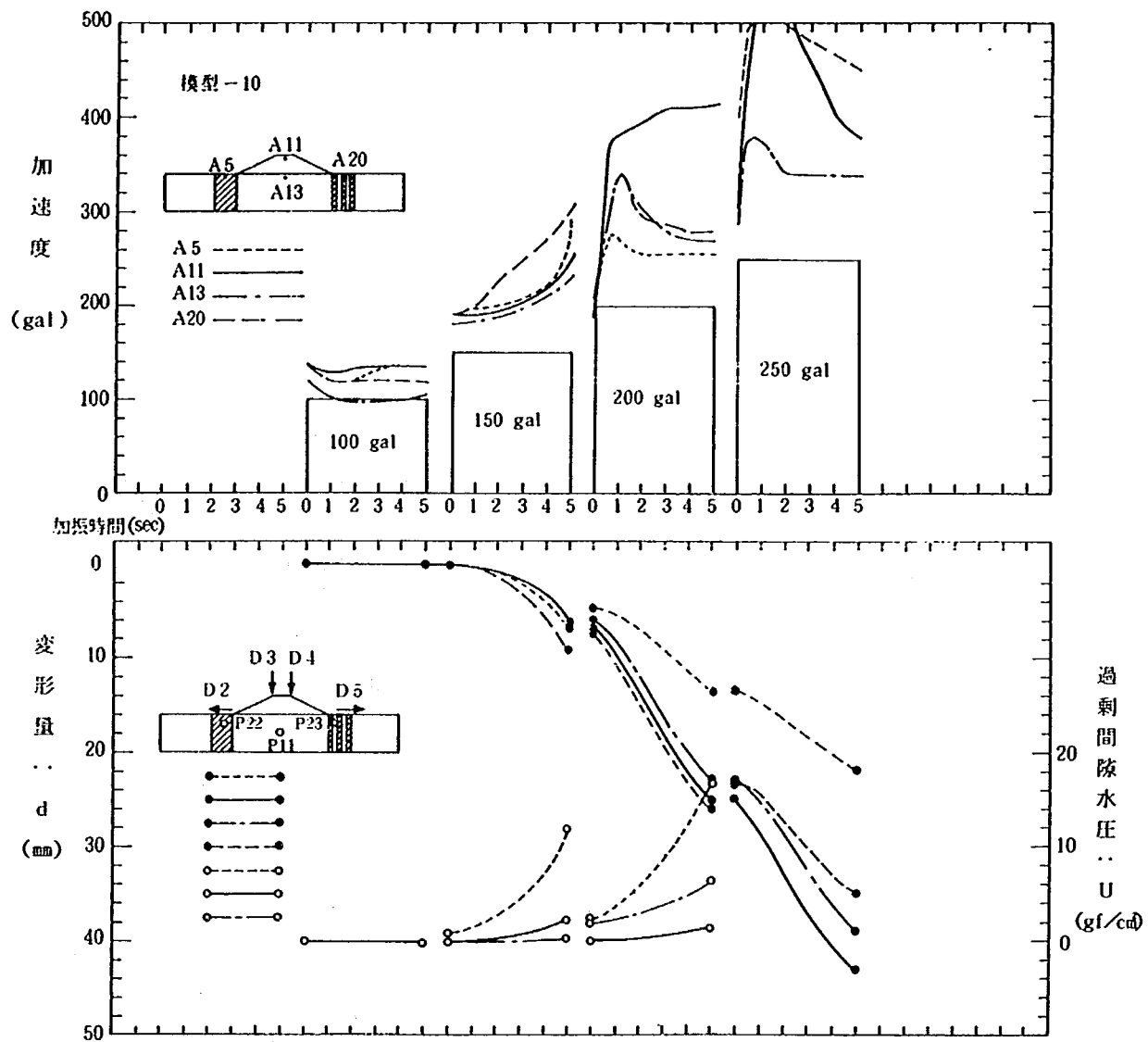


図- 5.26(b) 強震実験における加速度・変位・間隙水圧の変化 (模型- 9)

図- 5.26、表- 5.8 は、全加振段階における模型の加速度、変位および過剰間隙水圧の代表的な数点における応答値の経時変化をまとめてみたものである。

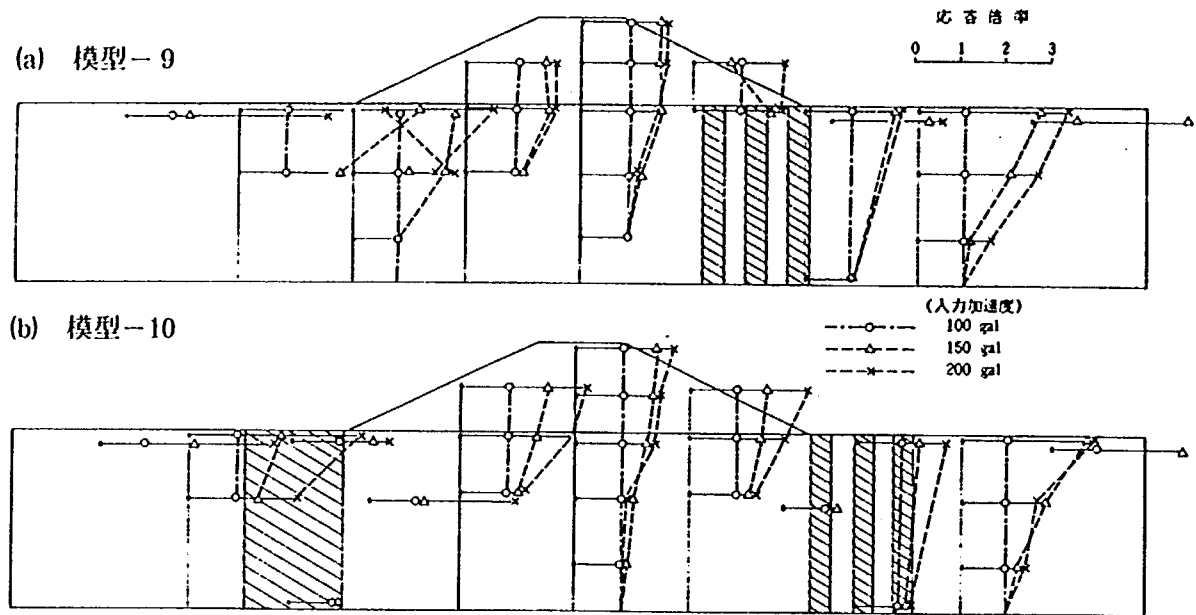


図- 5.27 最大応答加速度分布図 (模型- 9.10)

図- 5.27は、各加振段階における最大応答加速度分布を示している。同図は、5秒間の加振のうち堤体部分の加速度応答が最大となる時点での値を読み取っている。

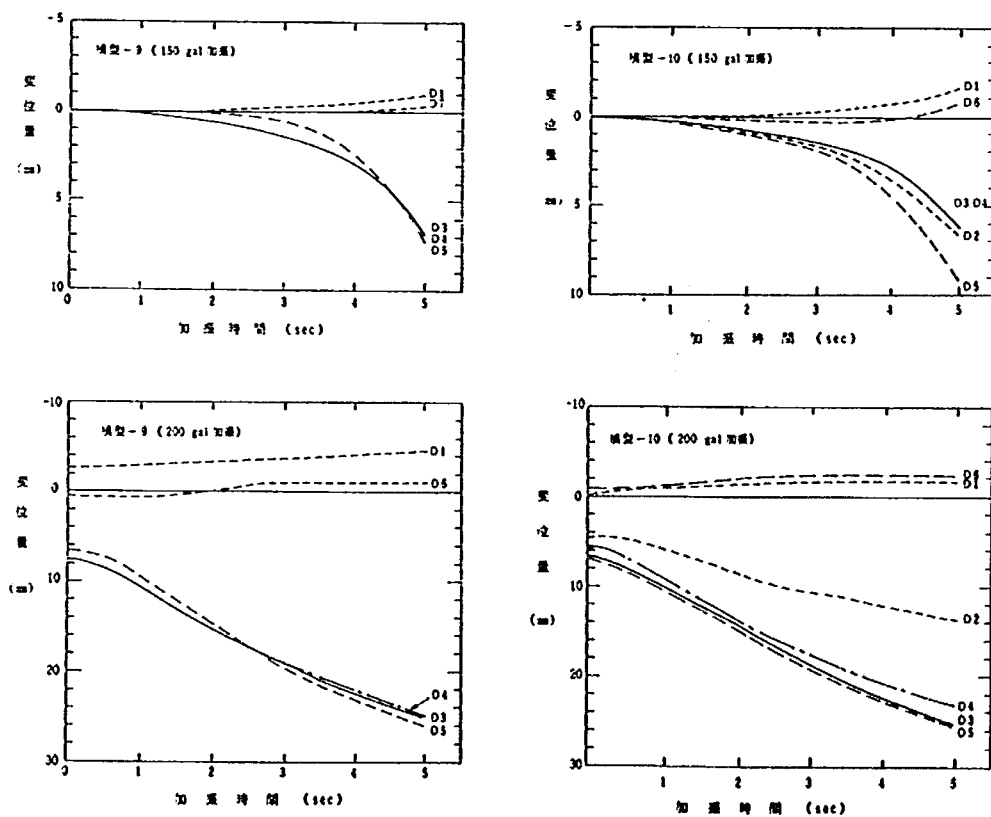


図- 5.28(a) 模型各点の変位の経時変化(模型- 9) 図- 5.28(b) 模型各点の変位の経時変化(模型- 10)

図-5.28は、模型に有意な変形の生じた150 galおよび200 gal加振時の模型の変位量の経時変化を示したものである。

まず、図-5.26より、いずれの模型においても150 gal加振時に応答加速度が急に大きくなり、同時に過剰間隙水圧の上昇および変位の発生が見られる。この段階では過剰間隙水圧は5秒間の加振中に上昇を続けているところであり、ピーク値には達していない。したがって、まだ完全な液状化状態に至っていないことが推定される。応答加速度の急増は間隙水圧の上昇の影響を受けたものであり、これにより地盤のせん断剛性が、入力周波数5 Hzに対し共振しやすい状態に遷移しているためと考えることができる。これに続く200 gal加振では、加振1秒後に応答加速度がピークに達し、その後再び低下している。これに対応して、堤体直下地盤の間隙水圧も加振1秒の間に急激に大きくなっているのがわかる。しかし、変位は加振直後からほぼ単調に進行している。この加振段階で、加振2秒後から応答加速度および間隙水圧が定常状態になっていることから、液状化は相当の範囲で生じていることが推定される。

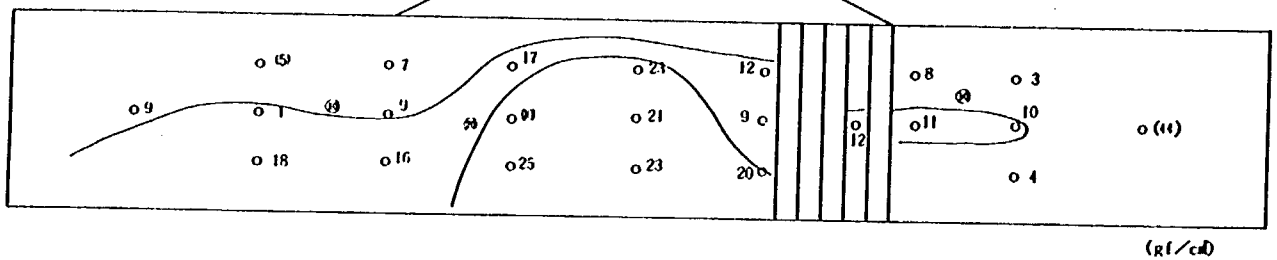
図-5.27から、入力加速度が大きいほど加速度応答倍率が大きくなっていることが確かめられる。また、それが特に大きい場所は、模型-7では未改良の左側のり先地盤および右側の改良体より外側の地盤の浅部となっており、模型-8でも同様に改良体の外側の地盤で大きい。これは、これらの部分が液状化したことによるものであり、実験時の観察からも確かめられた。

さてここで液状化に関連して過剰間隙水圧について述べると、今回の実験では良好な記録を得る事ができなかった。すなわち、記録された値は、全般的に低目であり、振動実験時に液状化が確認された地盤部分の記録でさえも、そのピーク値は有効上載圧より数割程度小さかった。これは、模型地盤の飽和度が低かったこと、および地盤中の間隙水圧計の受感部を保護するポーラストーンの飽和度が特に低かった事によるものと推定している。と言うのは、今回の模型砂地盤は空中落下法により形成した後注水しているが、これと全く同じ条件で作成した三軸供試体の飽和度は $S_r = 70 \sim 75\%$ であり、砂地盤もこの程度であろうと推定される。さらに、地盤中に埋設された間隙水圧計のポーラストーンには、その空隙が行き止まりになっているために、注水によって飽和されず、周囲の砂地盤よりはるかに飽和度が低くなっているものと推定される。このため、間隙水圧の測定値は真の値よりも小さくなっているものと考えられる。

以上に述べた事は、今後液状化実験を実施する際の反省材料としたい。

このような事情のため 定量的に十分信頼できるデータが得られなかったが、各々の記録を仔細に見ると液状化の兆候などはよく把握されており、ある程度利用できそうに思われた。そこで、各々の模型について150 galおよび200 gal加振における各測点の過剰間隙水圧の最大値およびその等高線を描いてみた。それを図-5.29に示す。同図より、過剰間隙水圧が高いのは堤体直下地盤の上半分、および未改良側のり先地盤であることがわかる。また、改良体近傍の間隙水圧を見ると、模型-9では未改良部に比べて若干小さめのようにも見える。ただし、改良体内側での間隙水圧は、不透水性の壁体の影響を受けているためかかえって大きくなっている。さらに、壁状改良体間の未改良部および改良体近傍地盤内の間隙水圧は他の測点のものに比べて大きな振幅を示しており、壁体近傍の地盤の

(a) 模型-9 (150 gal 加振)



(200 gal 加振)

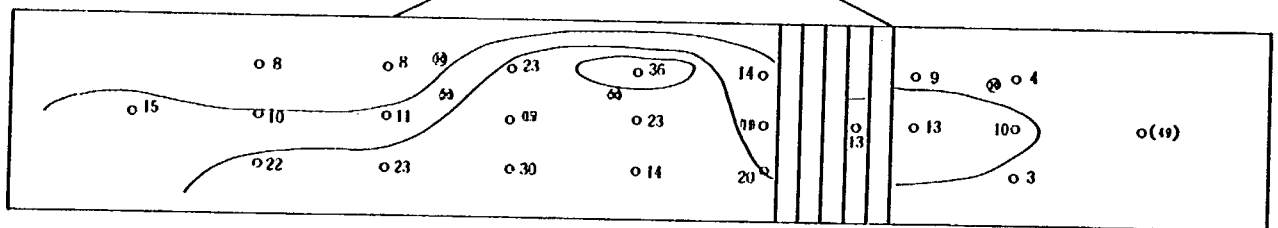
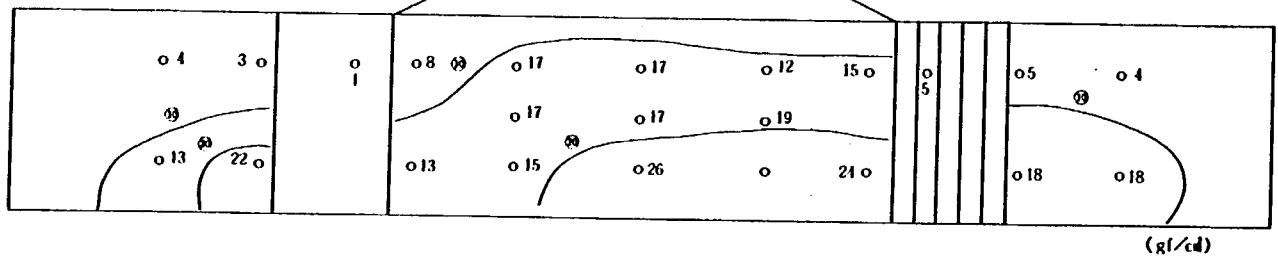


図-5.29(a) 過剰間隙水圧分布図 (模型-9)

(gf/cm²)

(b) 模型-10 (150 gal 加振)



(200 gal 加振)

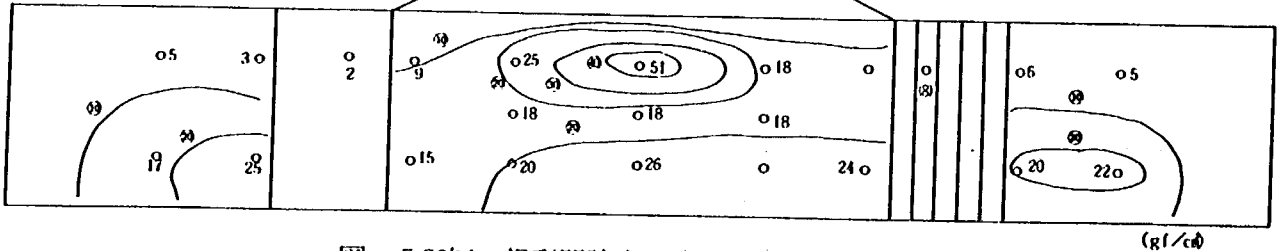


図-5.29(b) 過剰間隙水圧分布図 (模型-10)

(gf/cm²)

せん断変形が壁体の変形に支配されているためと考えられた。そして、壁体にはさまれた未改良部の過剰間隙水圧の大きさはその外側の地盤における値と同程度であった。さらに、同図(b)からは、ブロック状改良体近傍での間隙水圧が小さくなっているのがわかる。

図-5.30は、各加振段階における模型の変形状況を、模型側面より観察記録したものである。また、写真-5.4には最終的な破壊状況を示す。模型-9では、堤体両側の地盤が改良・未改良と異なって

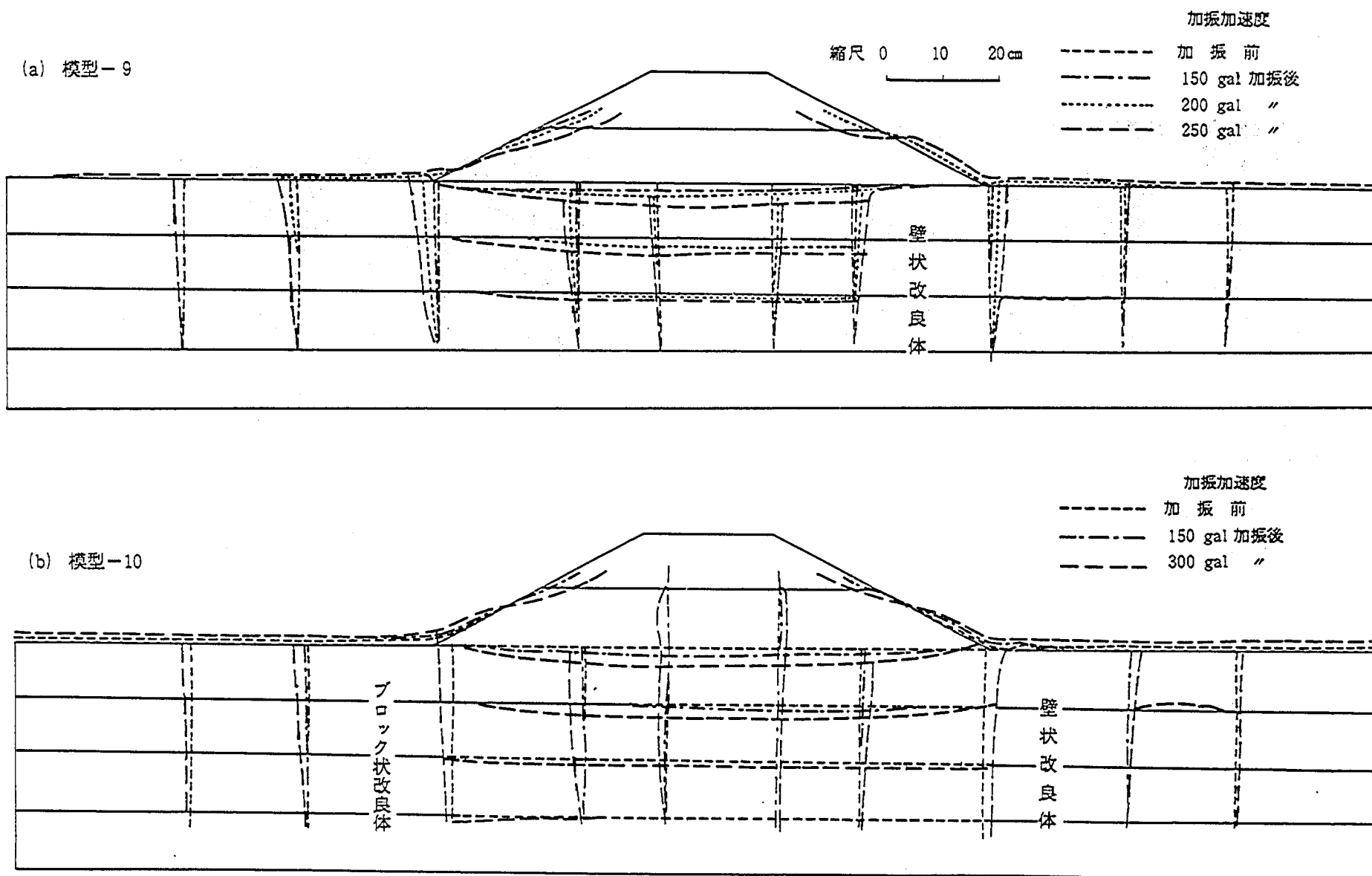
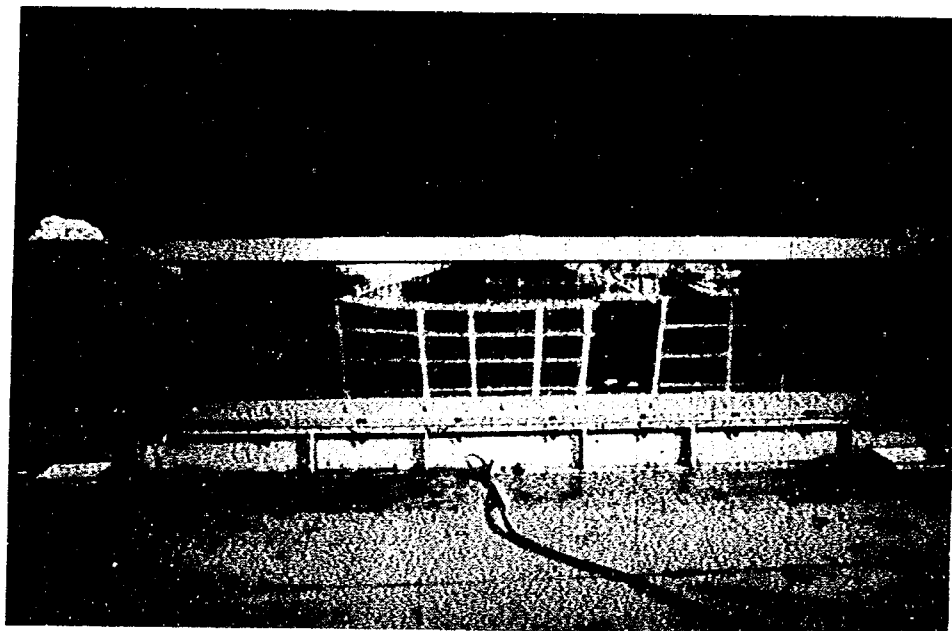


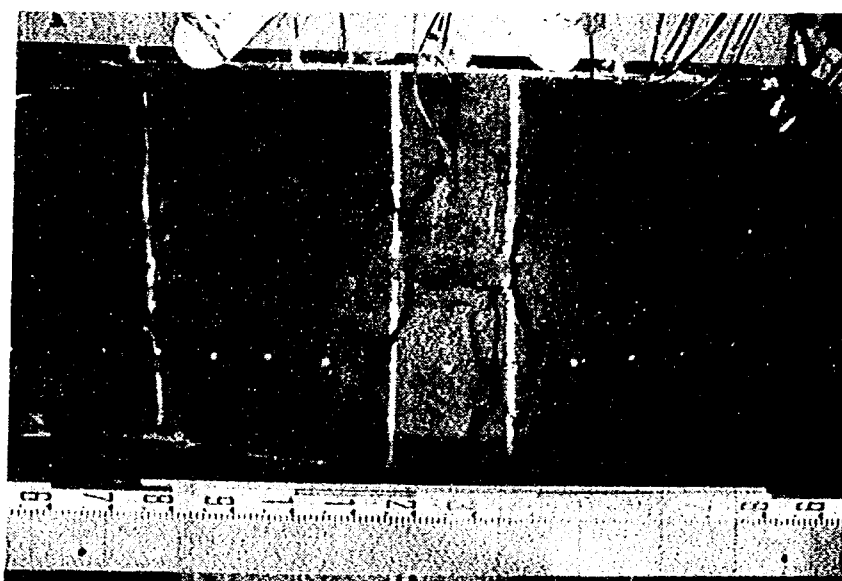
図- 5.30 模型側面より観察された模型の変形状況 (模型- 9.10)

(正面より見る。)



(右側に壁状改良体が3列入っている。地盤の変形
は左右であまり差がない。)

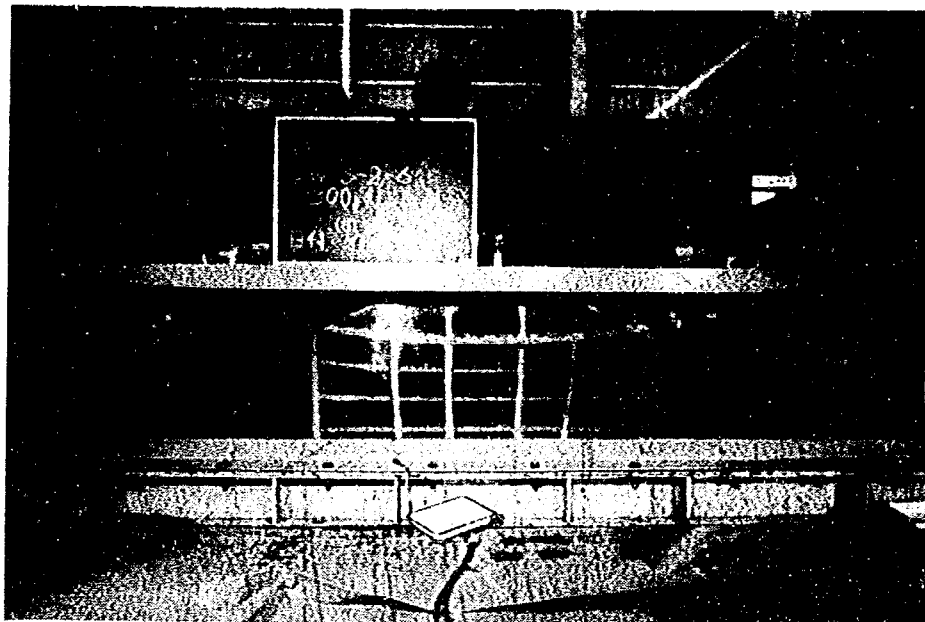
(上部より堤体部を見る。)



(堤体中央部に多くの亀裂が入っている。右側のり面下方
に入った直線的な亀裂は改良壁の境界に位置している。)

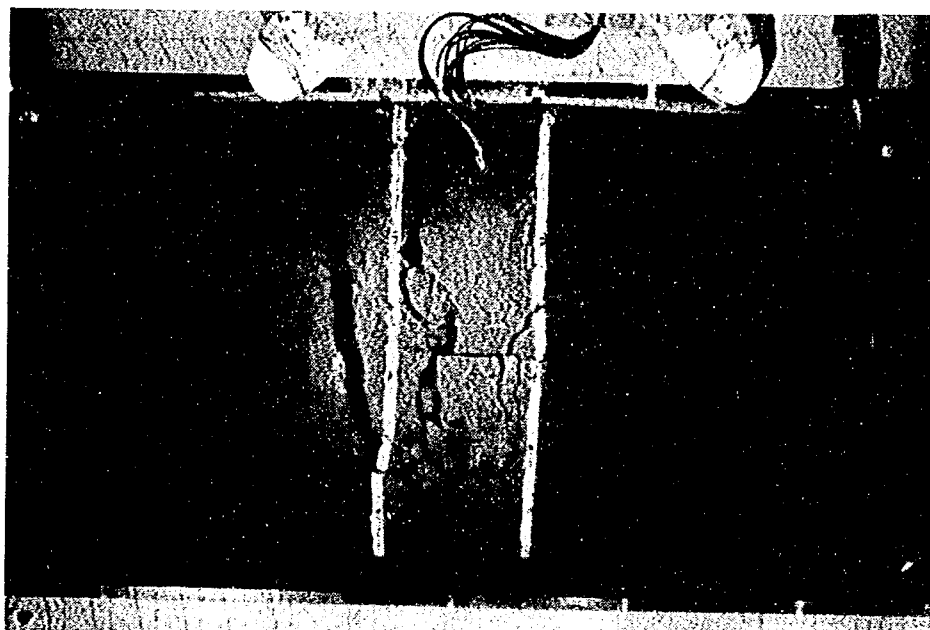
写真- 5. 4 (a) 加振による模型の変形状況 (模型- 9, 250 gal 加振後)

(正面より見る)



(左側にブロック状改良体，右側に壁状良体が入っている。
やや右側の変形が大きい。)

(上部より堤体部を見る。)



(最終加振加速度レベルは模型-9より大きい，亀裂の発生はやや少い。)

写真- 5.4(b) 加振による模型の変形状況 (模型-10, 300 gal 加振後)

いるにもかかわらず、地盤はほぼ左右対称に変形しているのがわかる。また、堤体下部に改良体の存在している模型-9の右側堤体のり面は改良体の倒れ込みとともに側方へ変位し、改良体と地盤の境界部の上方のり面に段差が生じているのがわかる。図-5.31は改良体自体の変形を拡大して示したものである。これより、壁状改良体は倒れ込み変形を生じていること、ブロック状改良体は滑動および転倒が同程度に生じているのがわかる。

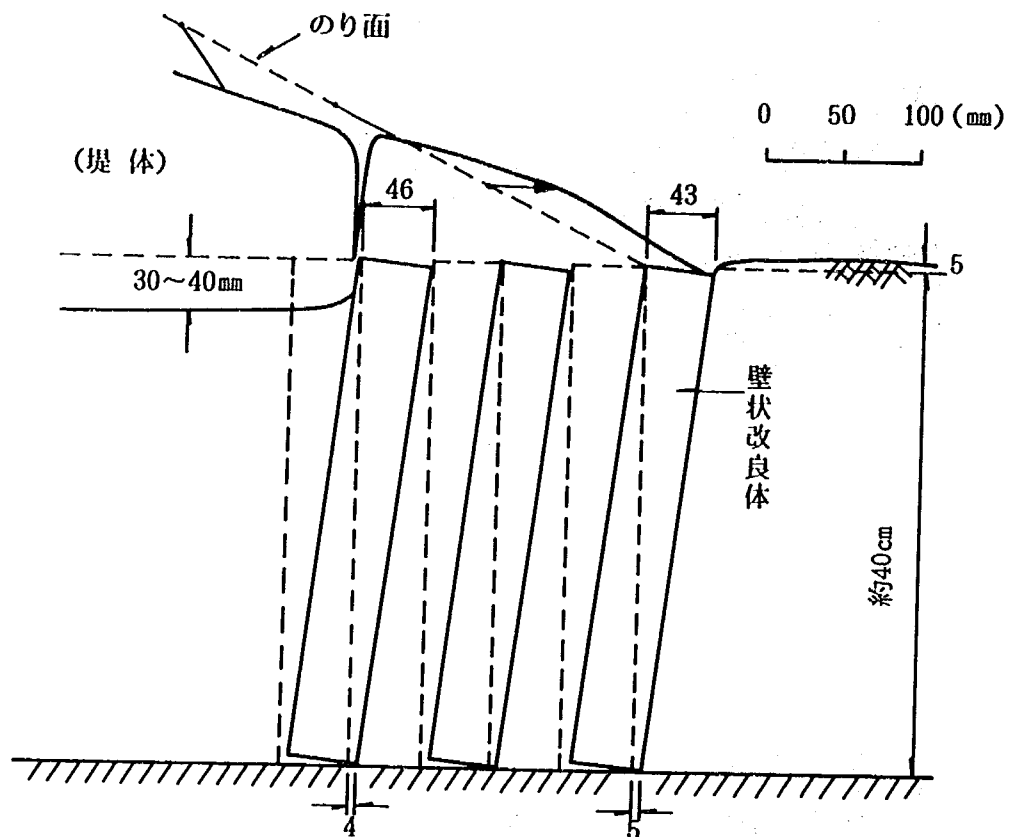


図-5.31(a) 改良体の変形状況 (模型-9)
(最終加振後)

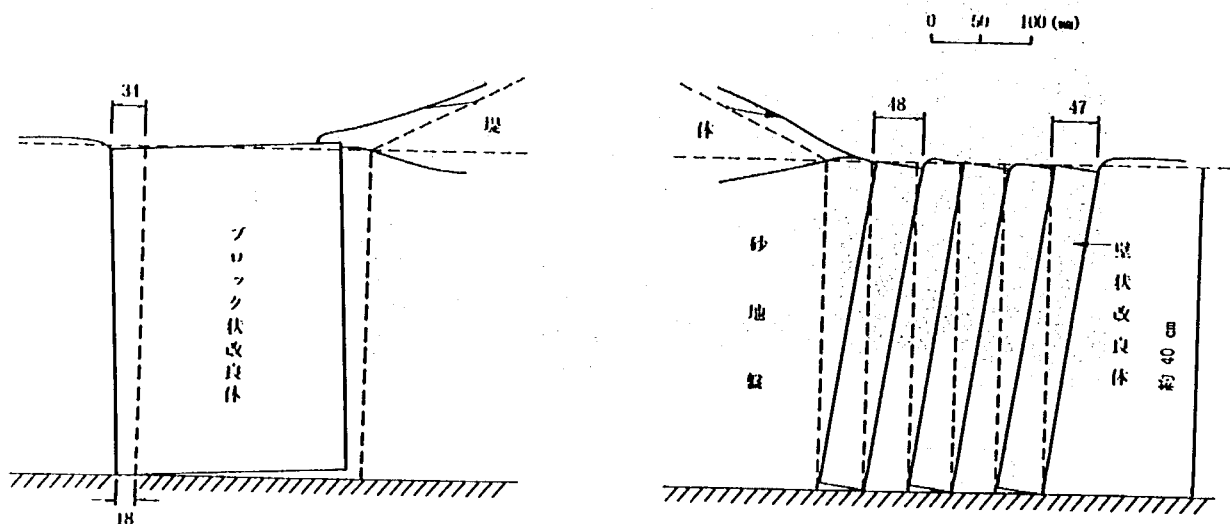


図-5.31(b) 改良体の変形状況 (模型-10)
(最終加振後)

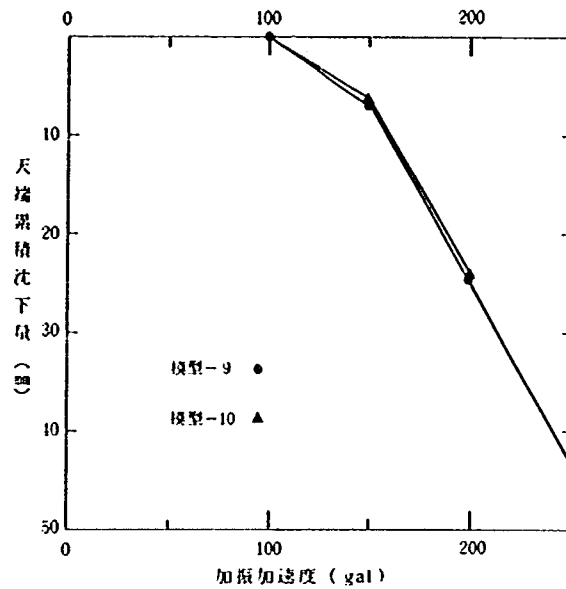


図- 5.32 加振加速度と天端累積沈下量の関係 (模型- 9,10)

図- 5.32は両模型における堤体天端の累積沈下量と加振加速度の関係を示したものである。ここに、天端左右のり肩の沈下量にはほとんど差が生じなかった。同図より、模型- 9 と10はほとんど同じ沈下量を示しているのがわかる。これからは、改良体の有無による差は全く読み取れない。そこでつぎに図- 5.33に改良体の水平変位量について整理してみた。同図によれば、変位が最も小さいのがブロック状改良体であり、壁状改良体では堤体より外側に施工した方が小さくなっている。しかし、それらの差はあまり大きくない。

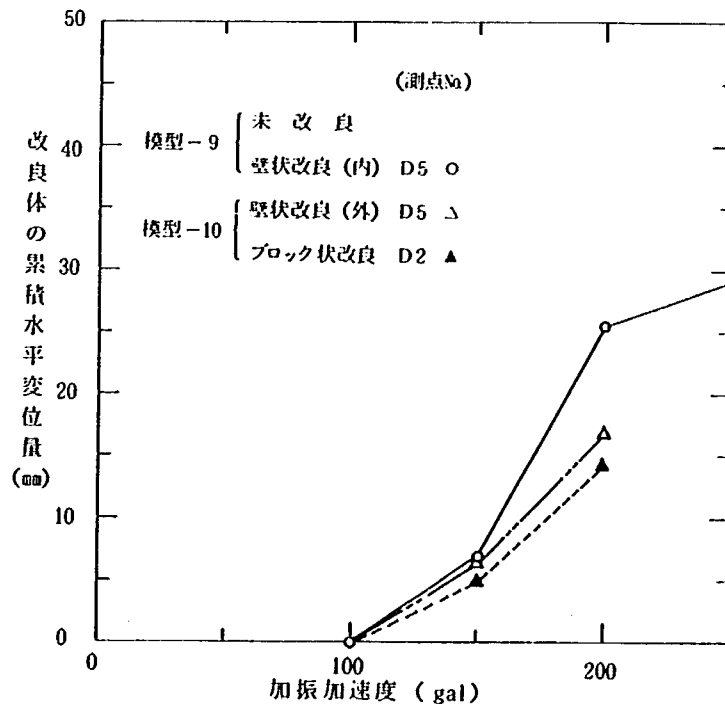


図- 5.33 加振加速度と改良体の累積水平変位量の関係 (模型- 9,10)

このように大差ない結果を生じたのは、液状化が地盤の広い範囲にわたって起ったことにより、いずれの改良体も変形に抵抗しきれなくなったためではないかと考えられる。仮に、改良体底部を非液状化性地盤に少しでも根入れした条件であれば結果はやや異なるかもしれない。今回の実験条件の下では改良体の耐震効果はなかったと言えるようである。

6. 実験模型に対する有限要素解析

今回実施した模型振動実験で観測された模型の挙動を解析的に把握し、かつ地盤固化処理工法の効果を定性的に検討するのを目的として、模型-7~10に対して永久変形解析を実施した。以下にその内容を示す。

6.1 解析内容

模型-7~10に対して表-6.1に示すケースでの解析を実施した。

表-6.1 解析ケース

模型番号	初期応力・動的応答解析	永久変形解析
7	1	2
8	1	2
9	1	2
10	1	2
備考	入力加速度 = 200 gal	入力加速度 = 150, 200 gal

6.2 解析方法

6.2.1 解析手法

解析は、土構造物の地震による永久変形量を計算する永久変形解析法^{8), 11)}によった。この方法の詳細な説明は前報¹⁾で行っているのので、ここでは手順を図-6.1に示すのに止める。用いたプログラムは⁹⁾SADAPである。

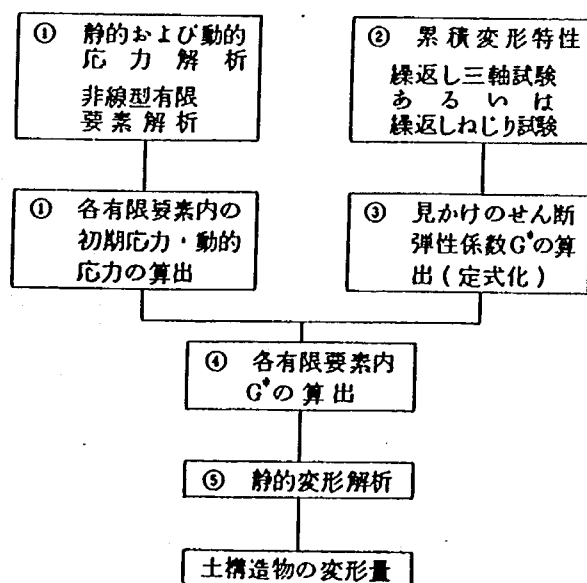
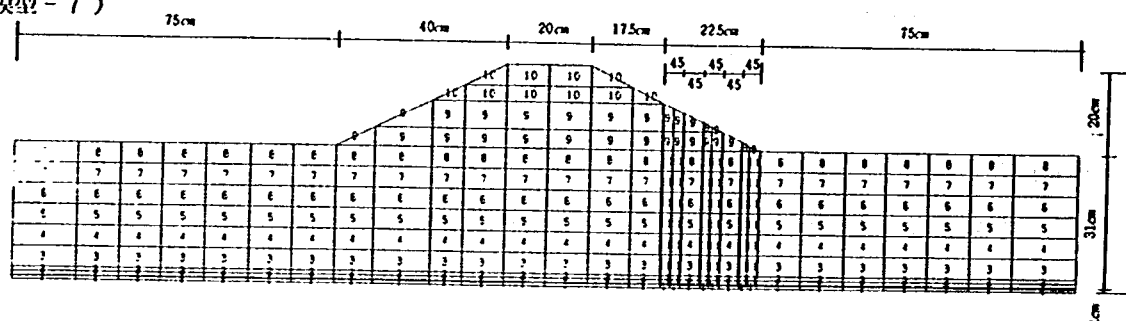


図-6.1 永久変形解析法の手順

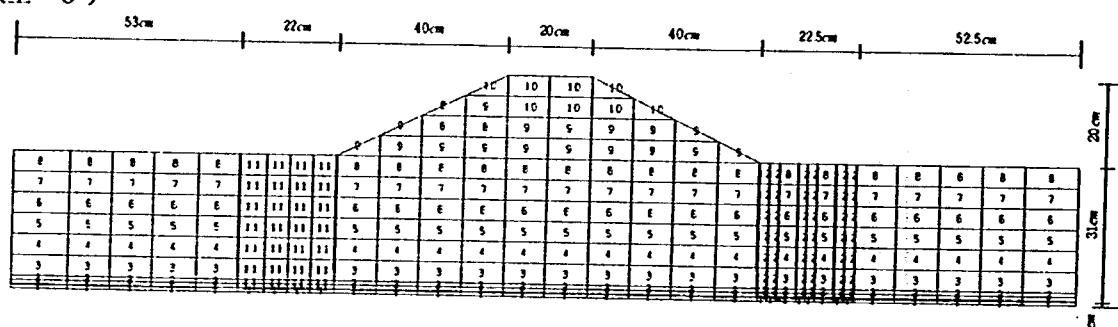
6.2.2 解析モデル

図-6.2は、各々の模型に対する有限要素モデルを示したものである。同図中に付した番号は要素の

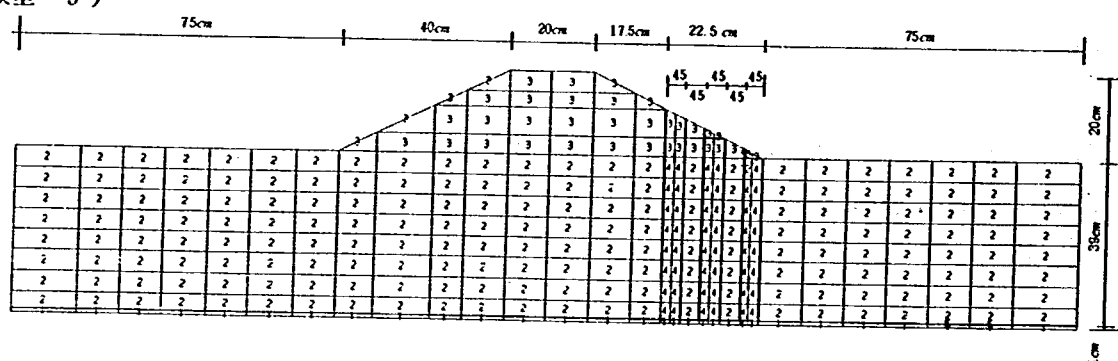
(模型-7)



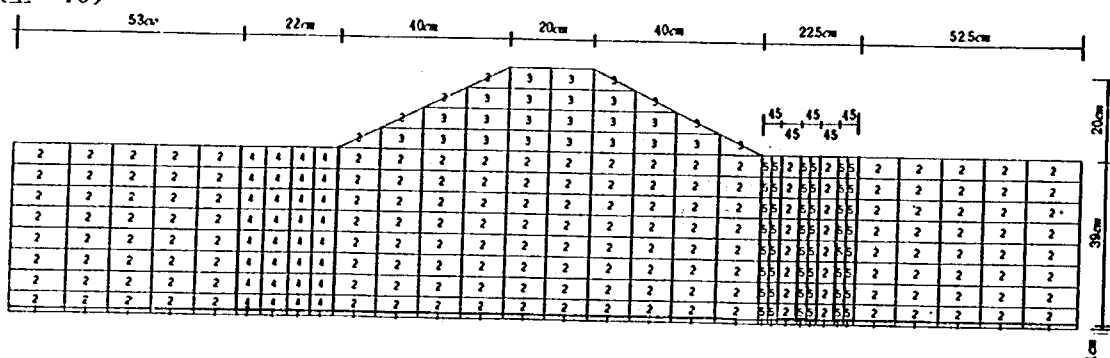
(模型-8)



(模型-9)



(模型-10)



注1) 改良体周囲、基盤上1cmの位置にはジョイント要素を設けている。ただし、これは初期応力解析・動的応答解析時には機能せず、永久変形解析時にのみ機能させるようにしている。

注2) 要素に付けた番号は初期応力解析・動的応答解析における物性パラメータ番号であり、その内容は表-6.2に示される。

注3) 境界条件は、底面は固定、鉛直側面はx方向のみ固定とした。

図-6.2 解析モデル

物性種別を示すものであり、それは表-6.2に示されている。すべてのモデルにおいて、底部に厚さ1 cmの土要素を設けているが、これは動的解析において非常に剛性の高い改良体底部での応力集中を避けることを意図したものである。また、改良体の底部に沿う水平線および改良体側面に沿う鉛直線上には、変形解析時にすべり・剥離などの不連続変形が考慮できるようにジョイント要素を設けている。ジョイント要素の配置の1例とし、図-6.2の模型-9の一部を拡大して図-6.3に示す。なお、ここに用いたジョイント要素は図-6.4に示すような特性を有している。すなわち、要素は厚さを持っておらず、せん断変形に対しては、せん断強度以内の応力範囲では $\tau = K_s \cdot u$ (K_s : 変形係数; u : 相対せん断変位) で規定され、せん断強度を超えると $\partial\tau/\partial u = K_{sr}$ となる。一般に、 K_s には非常に大きい値が与えられ、逆に k_{sr} には非常に小さい値が与えられる。また、垂直変形に対しては、引張強度 σ_{tf} より大きい範囲 ($\sigma_n \geq \sigma_{tf}$) では $\partial\sigma_n/\partial v = K_n$ (K_n : 変形係数, v : 垂直相対変位) で規定され、いったん $\sigma_n < \sigma_{tf}$ の状態になった後ではジョイント要素の垂直応力の変化はなく、 $\sigma_n = \sigma_{tf}$ が維持される。このとき垂直相対変位 v は隣接する要素の釣合い状態に支配されることになる。また、現在用いているジョイント要素は非線形解析の途中でいったん引張破壊すると、その後は再接触するかどうかの判別がなされておらず、この点は改良の余地が残っている。

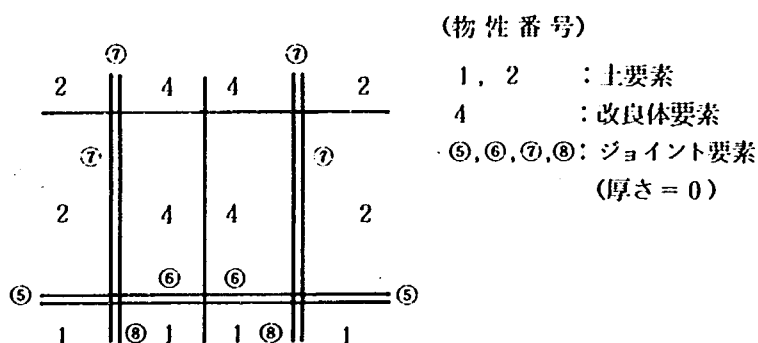


図-6.3 ジョイント要素の配置の1例 (模型-9)

(b) せん断応力-相対せん断変位関係 (c) 垂直応力-相対変位関係

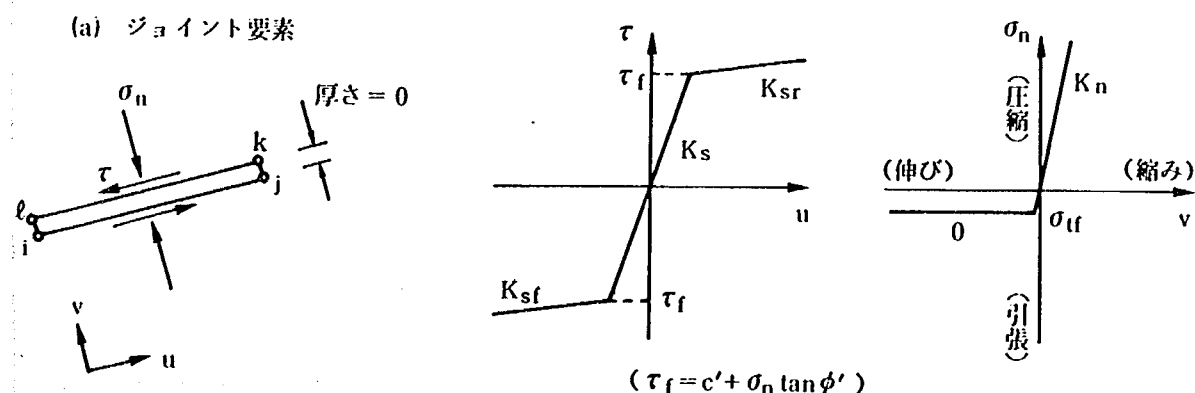


図-6.4 ジョイント要素の特性

6.2.3 解析条件

(1) 初期応力解析・動的応答解析

まず、初期応力解析・動的応答解析における入力パラメータを表-6.2に示す。各々のパラメータ

表-6.2 初期応力解析・動的応答解析における入力パラメータ

(模型-7)

	γ_t (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)	K_0	ν_s	ν_d	α_1	n_1	α	Gi	備 考
堤体-⑨	7.03	2.0 (1.0)	0	0.5	0.333	0.49	856	0.5	1.0	829	
堤体-⑩	7.03	2.0 (1.0)	0	"	"	"	1307	0.5	"	1265	
粘性土-①	1.63	2.0 (0.64)	0	"	"	"	127	0.01	"	127	
粘性土-②	1.63	2.0 (0.64)	0	"	"	"	127	"	"	127	
粘性土-③	1.63	2.0 (0.54)	0	"	"	"	107	"	"	107	
粘性土-④	1.63	2.0 (0.46)	0	"	"	"	96	"	"	96	
粘性土-⑤	1.63	2.0 (0.39)	0	"	"	"	85	"	"	85	
粘性土-⑥	1.63	2.0 (0.34)	0	"	"	"	51	"	"	51	
粘性土-⑦	1.63	2.0 (0.29)	0	"	"	"	46	"	"	46	
粘性土-⑧	1.63	2.0 (0.26)	0	0.5	"	"	46	"	"	46	
固化処理-⑪ (版状)	1.63	0.1 (0.1)	35	"	"	"	727000	"	"	100	初期応力解析及び築堤においては砂質土と同一物性とする。

(模型-8)

	γ_t (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)	K_0	ν_s	ν_d	α_1	n_1	α	Gi	備 考
堤体-⑨	6.44	2.0 (1.0)	0	0.5	0.333	0.49	1520	0.5	1	1272	
堤体-⑩	6.44	2.0 (1.0)	"	"	"	"	1134	0.5	"	949	
粘土性-①	1.63	2.0 (0.65)	"	"	"	"	158	0.01	"	158	
粘土性-②	1.63	2.0 (0.65)	"	"	"	"	158	"	"	158	
粘土性-③	1.63	2.0 (0.54)	"	"	"	"	119	"	"	119	
粘土性-④	1.63	2.0 (0.44)	"	"	"	"	112	"	"	112	
粘土性-⑤	1.63	2.0 (0.36)	"	"	"	"	97	"	"	97	
粘土性-⑥	1.63	2.0 (0.31)	"	"	"	"	58	"	"	58	
粘土性-⑦	1.63	2.0 (0.28)	"	"	"	"	58	"	"	58	
粘土性-⑧	1.63	2.0 (0.28)	"	"	"	"	63	"	"	63	
固化処理-⑪ (ブロック状)	1.63	0.1	35	"	"	"	280000	"	0	100	初期応力解析及び築堤においては砂質土と同一物性とする。
固化処理-⑫ (版状)	1.63	0.1	35	"	"	"	727000	"	"	100	

(模型-9)

	γ_t (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)	K_0	ν_s	ν_d	α_1	n_1	α	Gi	備 考
堤体-③	1.55	0.1	35		0.333	0.49	1200	0.36	1.0	200	
砂質土-① ②	1.97	0.1	35	0.5	0.333	0.49	1200	0.36	1.0	200	
固化処理-④	1.97	0.1	35		0.333	0.49	727000	0	0	200	初期応力解析及び築堤においては、砂質土と同一物性とする

(模型-10)

	γ_t (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ	K_0	ν_s	ν_d	α_1	n_1	α	Gi	備 考
堤体-③	1.77	0.1	35		0.333	0.49	1200	0.36	1.0	200	
砂質土-① ②	1.97	0.1	35	0.5	0.333	0.49	1200	0.36	1.0	200	
固化処理-④ (ブロック)	1.97	0.1	35		0.333	0.49	280000	0	0	200	初期応力解析及び築堤においては砂質土と同一物性とする
固化処理-⑤ (版状)	1.97	0.1	35		0.333	0.49	727000	0	0	200	

注1) γ_t : 単体重量 (tf/m³), C: 粘着力 (tf/m²), ϕ : 内部摩擦角(°), K_0 : 初期応力解析時の静止土圧係数, ν_s, ν_d : 初期応力解析時, 動的解析時のポアソン比, Gi: 初期せん断剛性率 G_0 の初期値 (tf/m²),

$$G_0 = \alpha_1 (\sigma_m)^{n_1}, \quad \tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \alpha \frac{G_0 \gamma}{\tau_f}}, \quad \tau_f = \cos \phi \left(c + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \tan \phi \right)$$

注2) 模型-7,8でCの欄にカッコで示す数値は実測の強度であるが, この値を用いると初期応力解析あるいは動的応答解析時に不安定となったため, 便宜的にカッコなしの値を用いたものである。

注3) K_0 は解析に用いられていない。

の意味については表末に示している。初期応力解析は, 模型-7,8ではモデル全体を弾性解析により行った。このとき, 弾性定数はGiおよび ν_s が用いられるが, 表-6.2に見られるように, 固化処理体についても粘土地盤と同程度の大きさGiの値を設定している。これは, 固化処理体近傍での応力集中を避けるためである。一方, 模型9,10については築造過程を地盤と堤体の2つに分け, 堤体築造過程では3ステップの荷重漸増法により非線型解析を行っている。非線型解析においては, 同表末に示すように, 拘束圧依存型の初期せん断弾性係数 G_0 およびHardin-Drnevichモデルによる応力-ひずみ関係式を用いている。

なお, 各々の入力パラメータは次のようにして設定した。単体重量は実測値である。せん断強度定数は, 模型-7,8についてはコーン貫入試験より得られた値を $c = c_u$ として与え, 模型-9,10については適当に与えた。ポアソン比 ν_s, ν_d も適当に与えた。初期せん断剛性率 G_0 を規定する α_1, n_1 については, S波速度 V_s の実測値をもとに $G_0 = (\gamma_t/g) \cdot V_s^2$ より求めた。ただし, 粘性土地盤については拘束圧依存性がないものと仮定して $n_1 = 0.01$ ($n_1 = 0.0$ としていないのは解析上の制約による。)としている。実測のS波速度による初期せん断剛性率と解析に用いた剛性率との関係は各々のモデルで図-6.5のようになっている。また, 固化処理体については, 拘束圧依存性も破壊強度も存在しないものとするために, $n_1 = 0.01, \alpha = 0.0$ とした。

なお, 表-6.2で模型-7,8のC欄に2つの数値を示しているが, カッコ付きの値は実測値であり,

カッコなしの値は解析に用いた値である。実測値を用いて解析を行なったところ、模型-7では初期応力解析の時点で破壊が生じ、模型-8では動的解析において破壊を生じた。このことは、模型実験の結果と符合している。ところが、永久変形解析を実施するためには初期応力および動的応力の値が必要であり、そのためにはせん断強度を便宜的に大きくして解の安定を図る必要がある。上述したカッコなしの値はこのような理由によって設定されたものである。

つぎに、動的応答解析は同じく表-6.2に示すパラメータを用い、初期応力解析にひきつづいて実施した。入力振幅200 gal、周波数5 Hzの正弦波加速度であり、時間刻み $\Delta t = 0.01 \text{ sec}$ 、100ステップ（継続時間1 sec、波数=5）とした。また、逐次解析の安定化のために、Rayleigh型の内部減衰を与えた（減衰定数で $h < 5\%$ 相当）。

(2) 永久変形解析

永久変形解析は、上述した初期応力解析および動的応答解析の結果各要素について得られた応力値から計算される軟化剛性率 G^* を用い、静的自重変形解析を行うものである。

軟化剛性率 G^* の求め方については後述する。

入力パラメータを表-6.3に示す。

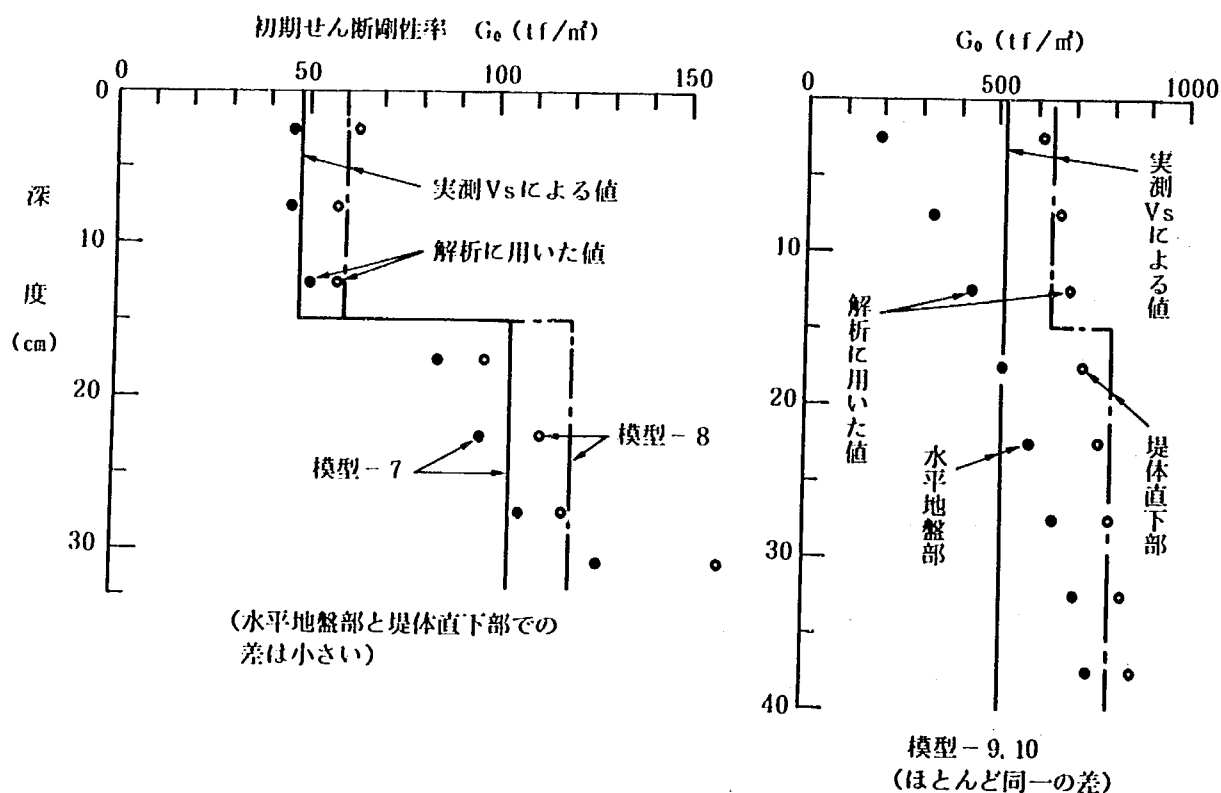


図-6.5 実測のVsによる剛性率と解析に用いた剛性率の関係

表-6.3 永久変形解析（静的自動解析）における入力パラメータ

(模型-7)

	r_t (tf/m)	C (tf/m)	ϕ (°)	K_0	ν_s	α_1	n_1	α_2	n_2	α	G_i	備 考
堤 体-⑨	7.03	1.0	0	0.5	0.4999	856	0.5	100000	0	1	856	非線型要素として解析
堤 体-⑩	7.03	1.0	0	0.5	0.4999	1307	0.5	100000	0	1	1307	〃
粘性土-①	1.63	0.64	0	0.5	0.4999	127	0.01	100000	0	1	127	〃
粘性土-② ⑧	1.63	0.5	0	0.5	0.4999	G^*	0.01	100000	0	0	G^*	
固化処理-⑪	1.63	100	0	0.5	0.4999	727000	0.01	100000	0	0	727000	弾性体
	K_s (tf/m)	K_n (tf/m)	C (tf/m)	ϕ (°)	K_{sr} (tf/m)	σ_{tf} (tf/m)						
JOINT-⑫	10^6	10^6	10^6	10	—	10^6	JOINT は無いものとする					
JOINT-⑬	10^6	10^6	0.17	0	—	10^6						
JOINT-⑭	10^6	10^6	1.0	0	—	0						

(模型-8)

	r_t (tf/m)	C (tf/m)	ϕ (°)	K_0	ν_s	α_1	n_1	α_2	n_2	α	G_i	備 考
堤 体-⑨	6.44	1.0	0	0.5	0.4999	1374	0.5	100000	0	1	1374	非線型要素として解析
堤 体-⑩	6.44	1.0	0	0.5	0.4999	1024	0.5	100000	0	1	1024	
粘性土-①	1.63	0.64	0	0.5	0.4999	340	0.01	100000	0	1	340	
粘性土-② ⑧	1.63	0.5	0	0.5	0.4999	G^*	0.01	100000	0	0	G^*	
固化処理-⑪	1.63	100	0	0.5	0.4999	280000	0.01	100000	0	0	280000	弾性体
固化処理-⑭	1.63	100	0	0.5	0.4999	727000	0.01	100000	0	0	727000	〃
	K_s (tf/m)	K_n (tf/m)	C (tf/m)	ϕ (°)	K_{sr} (tf/m)	σ_{tf} (tf/m)						
JOINT-⑬	10^6	10^6	10^6	10	—	10^6	JOINT は無いものとする					
JOINT-⑭	10^6	10^6										

(模型-9)

	r_t (tf/m ²)	C (tf/m ²)	ϕ (°)	K ₀	ν_s	α	n ₁	α_1	n ₂	α	G _i	備 考
堤 体-③	1.55	5.0	35	0.5	0.4999	200	1.0	100000	0	1	200	非線型要素として 解析
砂 質 土-①	1.97	0.1	35	0.5	0.4999	200	1.0	100000	0	1	200	〃
砂 質 土-②	1.97	0.1	35	0.5	0.4999	G*	0.01	100000	0	0	G*	
固化処理-④	1.97	100	0	0.5	0.4999	727000	0.01	100000	0	0	727000	弾性体
	Ks (tf/m ²)	Kn (tf/m ²)	C (tf/m ²)	ϕ (°)	Ksr (tf/m ²)	σ_{tf} (tf/m ²)						
JOINT-⑤	10 ⁶	10 ⁶	0	10 or 30	—	10 ⁶	近接要素の $\varepsilon < 5\%$ なら $\phi = 10^\circ$ $\varepsilon < 5\%$ $\phi = 30^\circ$					
JOINT-⑥	10 ⁶	10 ⁶	0	10 or 30	—	10 ⁶	固化処理体底部 〃					
JOINT-⑦	10 ⁶	10 ⁶	0	10 or 30	—	10 ⁶	近接要素の $\varepsilon < 5\%$ なら $\phi = 10^\circ$ $\varepsilon < 5\%$ $\phi = 30^\circ$					
JOINT-⑧	10 ⁶	10 ⁶	10 ⁶	10	—	10 ⁶	JOINT は無いもの とする。					
JOINT-⑨	10 ⁶	10 ⁶	10 ⁶	35	—	0	堤体部					

(模型-10)

	r_l (tf/m ²)	C (tf/m ²)	ϕ (°)	K ₀	ν_s	α_1	n ₁	α_2	n ₂	α	G _i	備 考
堤 体-③	1.77	5.0	35	0.5	0.4999	200	1.0	100000	0	1	200	非線型要素として 解析
砂 質 土-①	1.97	0.1	35	0.5	0.4999	200	1.0	100000	0	1	200	
砂 質 土-②	1.97	0.1	35	0.5	0.4999	G*	0.01	100000	0	0	G*	
固化処理-④	1.97	100	0	0.5	0.4999	280000	0.01	100000	0	0	280000	弾性体
固化処理-⑤	1.97	100	0	0.5	0.4999	727000	0.01	100000	0	0	727000	〃
	K _s (tf/m ²)	K _n (tf/m ²)	C (tf/m ²)	ϕ (°)	K _{sd} (tf/m ²)	σ_{tf} (tf/m ²)						
JOINT-⑥	10 ⁶	10 ⁶	0	10 or 30	—	10 ⁶	近接要素の $\varepsilon < 5\%$ なら $\phi = 10^\circ$ $\varepsilon < 5\%$ なら $\phi = 30^\circ$					
JOINT-⑦	10 ⁶	10 ⁶	0	10 or 30	—	10 ⁶	〃					
JOINT-⑧	10 ⁶	10 ⁶	10 ⁶	10	—	10 ⁶	JOINTは無いもの とする。					

解析は非線型解析で行っており、築造過程を地盤と堤体の2段階とし、地盤を築造する段階では線型解析であり、堤体を盛立てる段階で3ステップの荷重漸増法で逐次（非線型）解析を行っている。

表-6.3に示す各パラメータは次のように設定されている。すなわち、

地盤は最下層の要素については破壊強度を有する非線形材料とし（ $\alpha=1.0$ としている）、その他については剛性率 G^* を有するほぼ線形な材料物性を与えている。固化処理体は弾性体としている。堤体は通常の非線形材料としている。また、体積弾性係数 $K=\alpha_v(\sigma_m)^{n_2}$ はすべて $K=10^5$ と大きな値を与えているが、これは体積圧縮ひずみを生じさせないようにしたものである。ただし、引張応力がいったん発生した場合には若干の体積膨張が可能となるようにするため、 $K=10^3$ が用いられるように計算プログラムに工夫を加えている。

つぎに、ジョイント要素については次の通りである。まず、模型-7, 8で固化処理体と粘土との間のすべり強度は実験結果（図-5.12）にもとづき $\tau_f=0.17 \text{ tf/m}^2$ とし、引張破壊は生じないものとした。また、堤体内（固化処理体直上）のジョイント要素に対しては、引張強度を0、すべり強度は堤体材料と同じ $\tau_f=1.0 \text{ tf/m}^2$ とした。つぎに、模型-9,10では、地盤と固化処理体の間のジョイント要素ではすべり強度を $\tau_f=\sigma_n \tan \phi$ と与え、砂地盤の液状化程度の大小に応じて ϕ を変えることとし、隣接する地盤要素のせん断ひずみポテンシャルが5%より大きい小さいかによりそれぞれ $\phi=10^\circ, 30^\circ$ と与えた。

(3) 軟化剛性率 G^* の計算

粘性土地盤（模型-7,8）に対しては、前報¹⁾と同様の方法で G^* を求めた。ただし、今回、実験材料である粘性土試料に対して繰返し三軸圧縮試験を実施した結果（図-4.4）、ひずみ両振幅が5%となる繰返しせん断応力比は $R_{\ell 20}=0.24$ となった。一方、前回の試験では $R_{\ell 20}=0.30$ と得られており、前報で示した G^* の計算式において用いられる τ_s/σ'_{mc} 、 τ_d/σ'_{mc} には修正係数 $0.30/0.24$ をかけることとした。

一方、砂地盤（模型-9,10）に対しては、図-6.6に示す関係より、各々の要素に対して得られた初期および動的せん断応力比 τ_s/σ'_{mc} 、 τ_d/σ'_{mc} に対応する累積せん断ひずみ γ_p を求め、 $G^*=(\tau_s+\tau_d)/\gamma_p$ として計算している。

ここに、図-6.6は浅間山砂について実施された一連の繰返しせん断試験結果をまとめたものである。また、砂地盤の液状化強度 $R_{\ell 20}$ については、模型地盤と同程度の飽和度と思われる供試体について得られた結果 $R_{\ell 20}=0.39$ （図-4.6参照）を用いて永久変形解析を実施したところ、実験結果とは全然合わなかったため、ここでは逆に実験結果に合うような液状化強度 $R_{\ell 20}=0.23$ を用いた。したがって、模型-9,10についての解析結果については、定性的な点での考察に止めなければならない。

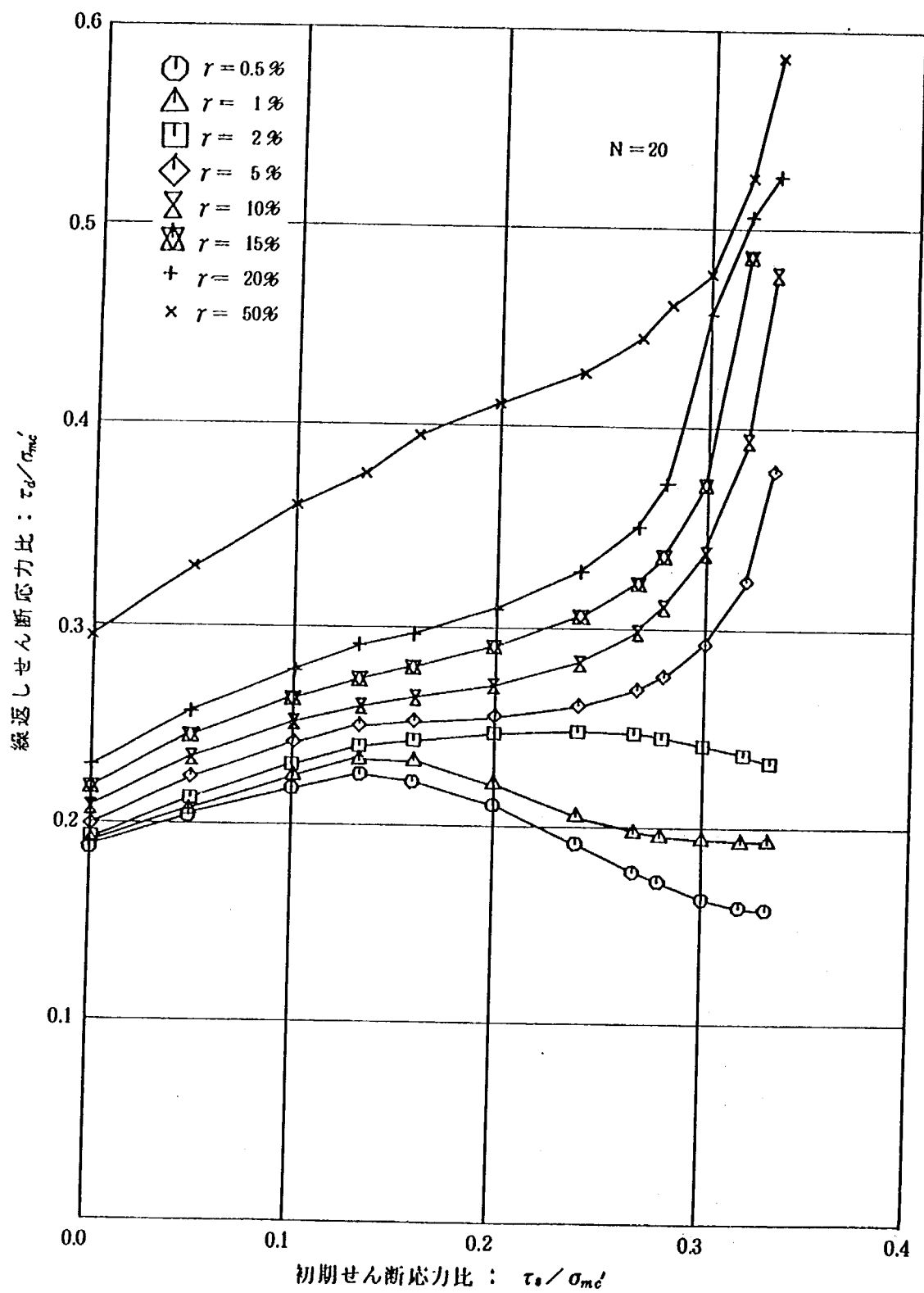


図- 6. 6 解析に用いた累積せん断ひずみと応力比の関係 (模型- 9, 10)

6.3 解析結果

加速度応答倍率は200 gal加振において、堤体でおおよそ1.8倍（模型－7）、1.6倍（模型－8）、1.2倍（模型－9）、1.2倍（模型－10）となった。

これより、加速度応答倍率は粘性土地盤を有する模型－7, 8で大きく、また固化処理体が片側にしかない模型－7で大きくなっているのがわかる。この傾向は、模型に顕著な変形の生じない段階での実験結果とだいたい一致している。

図－6.7には200 gal加振時の G^* 分布図を示す。これより、粘性土地盤を有する模型－7, 8では、のり尻およびのり面下部地盤での軟化の程度が著しく、砂地盤を有する模型－9, 10では水平地盤部の方から軟化が著しくなっている。また、固化処理体周辺地盤について見ると、ブロック状改良体近傍では地震時せん断応力が小さくなるために軟化が相当抑制されているが、壁状改良体ではその効果がほとんど見られない。

図－6.8は永久変形を示すものである。同図より、堤体の片側にのみ壁状改良体を施した模型－7, 9では堤体は主に未改良側に水平変位して沈下していること、逆に、両側に改良体を施した模型－8, 10ではほとんど変形が生じていないことがわかる。また、粘性土地盤を有する模型－7, 8では主に堤体下部地盤の変形により堤体が沈下変形しているのに対し、砂地盤を有する模型－9, 10では地盤全域が変形しているのがわかる。これは図－6.7に示す軟化剛性率の分布性状と対応するものである。

なお、固化処理体の変形の様子について見ると、底面でのすべりは生じているが転倒は生じていない。これは、実験では壁状改良体には転倒による変形が生じたことと一致しない。解析上、改良体に転倒変形が生じるためには、改良体下部のジョイント要素が全面的にはく離し、しかもその下の土要素が破壊しなければならない。今回の解析ではこの点がうまく表現できなかった。

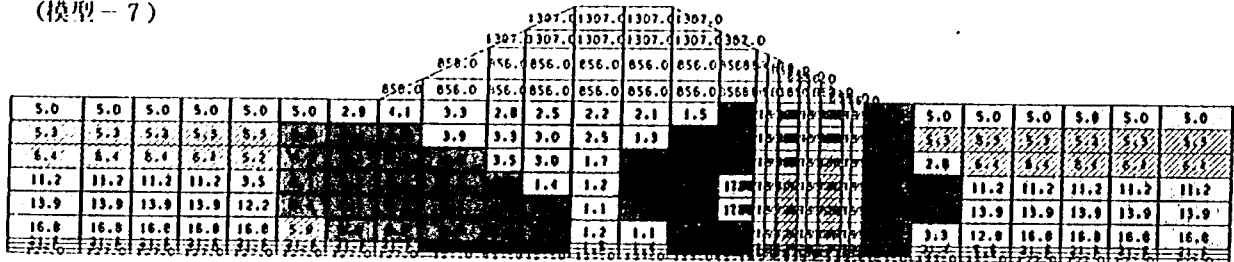
図－6.9は各模型の堤体天端沈下量（左右端の平均値）を実験と解析で比較したものである。これより、両者はあまりよく一致していないのがわかる。これは、上述のように改良体と地盤との間の不連続な変形をうまく表現できていないことが主な原因となっているのではないかと考えている。

6.4 まとめ

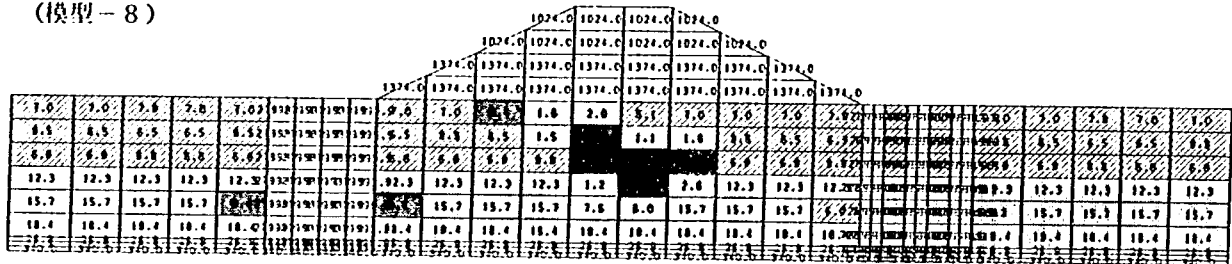
本章では、第4章に示した固化処理体を有する模型に対する永久変形解析の結果を示したが、解析上のテクニックが十分でないため満足な結果が得られなかった。今後この点を改良克服する必要がある。

 0 ~ 1  10 ~ 20
 1 ~ 5  20 以上
 5 ~ 10

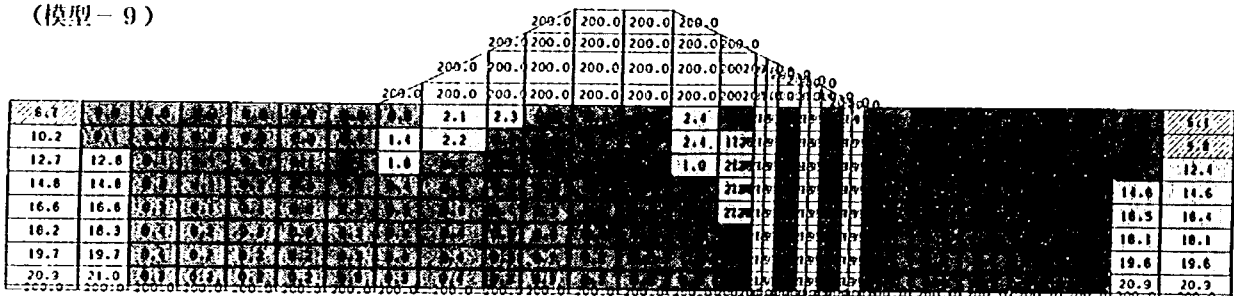
(模型-7)



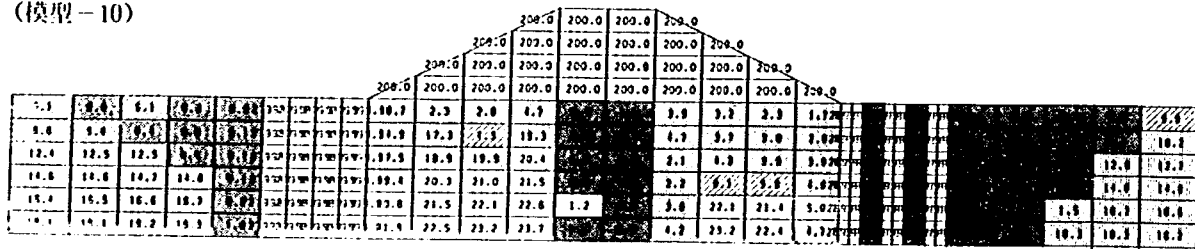
(模型-8)



(模型-9)



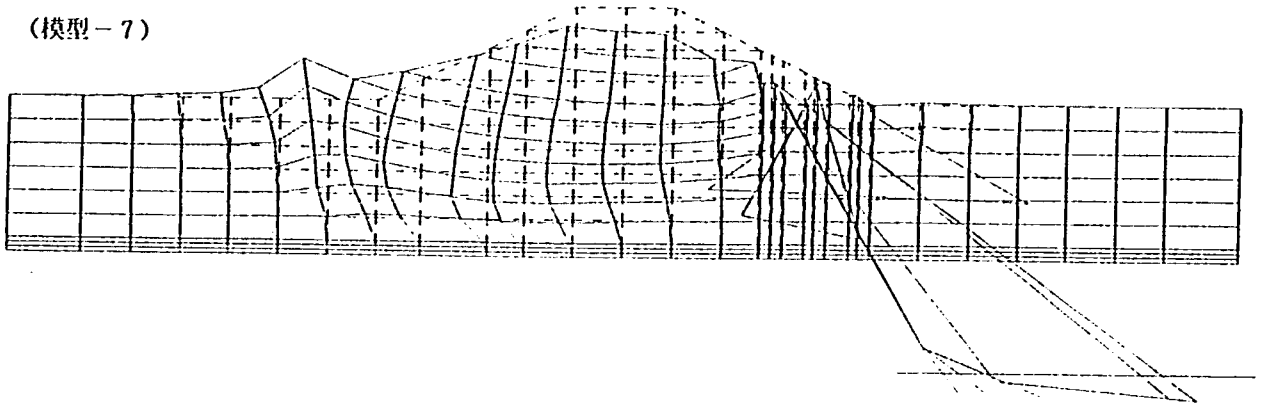
(模型-10)



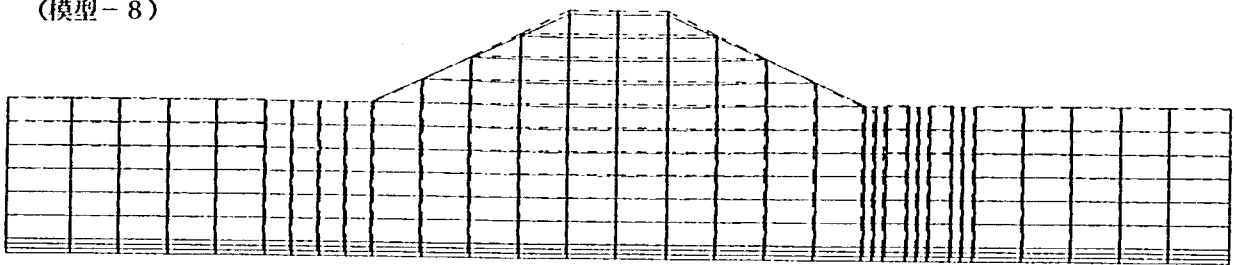
(すべて、加振加速度 200 gal, 波数 25 波)

図-6.7 軟化剛性率 G^* の分布

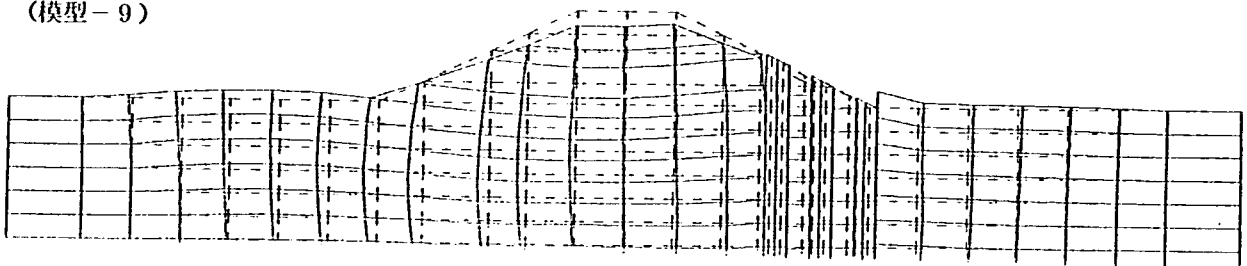
(模型-7)



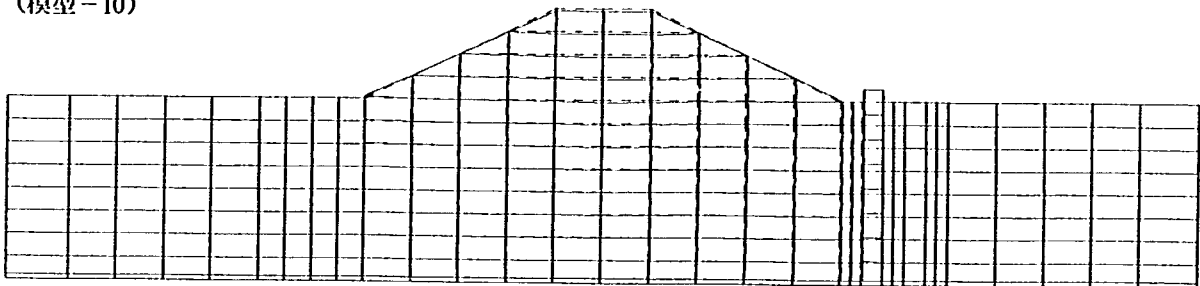
(模型-8)



(模型-9)



(模型-10)



(すべて加振加速度 200 gal, 波数 25 波)

図-6.8 永久変形図

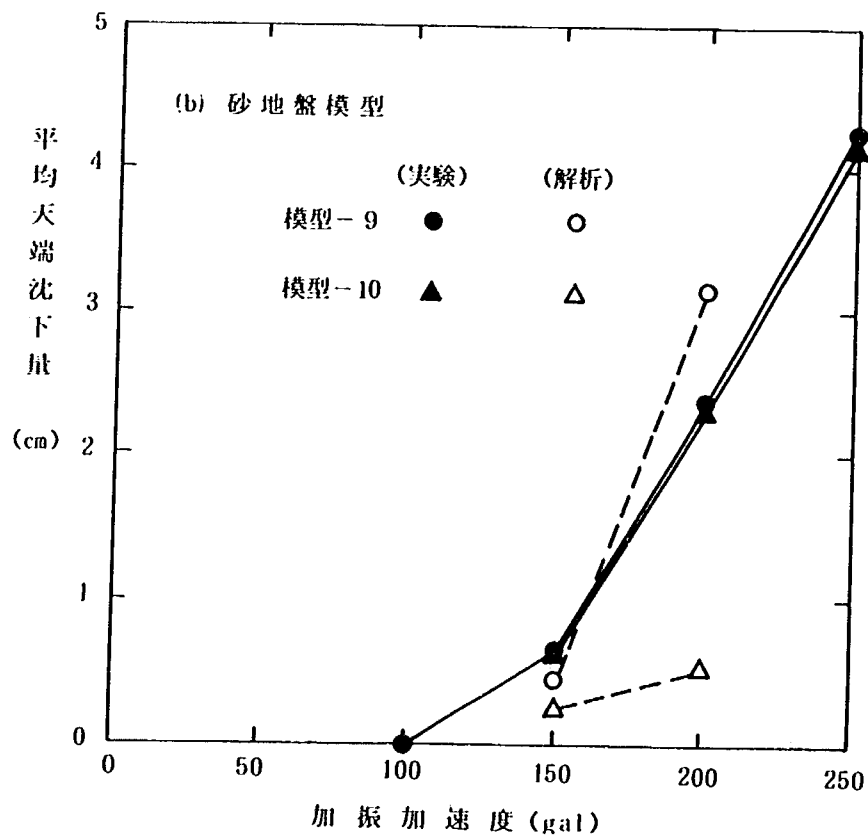
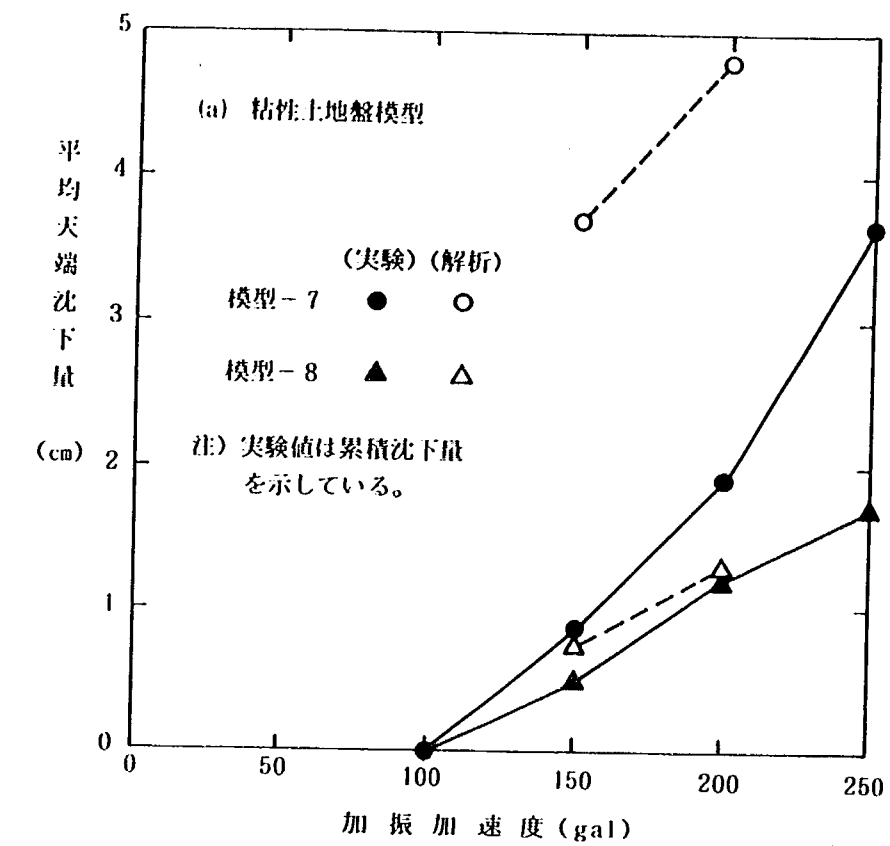


図-6.9 実験と解析における天端沈下量の比較

7. 各種の耐震対策工の効果比較のための有限要素解析

7.1 概要

昭和58年から昭和60年度の3か年度にわたり、10ケースの模型振動実験を実施し、この中で押え盛土工法・鋼矢板工法および今年度実施した地盤固化処理工法の耐震対策効果について検討した。これにより各々の対策工の定性的な効果についてある程度明らかにすることができたが、実験では非常に限られたケースしか扱えないため、各対策工の施工条件を変えた場合などについての対策効果の違いなどまでは把握できていない。

そこで、各々の対策工についてその配置・規模等を変えた場合の検討を永久変形解析により実施することとした。

模型実験と数値解析との相互関係は図-7.1のように示される。すなわち、はじめに模型実験を実施して各種対策工の効果を定性的に把握し、つぎに実験模型を対象とした数値解析を実施する。そこで実

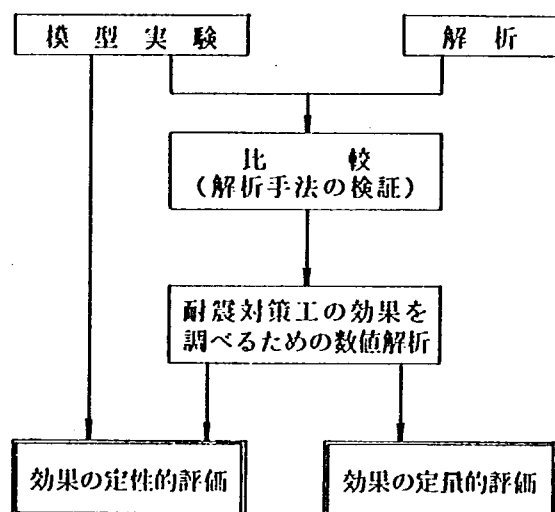


図-7.1 実験と解析との関連

験結果と計算結果を比較することにより、解析法自体の適用性を確かめる。第6章に述べた解析はこの段階に相当する。

このような手順で解析手法の適用性を確認した上で、数値シミュレーションにより各々の対策工について色々な条件の下で調べたのが本章に示す内容である。

したがって、本章での解析結果を考察するに当たっては、6章で示したような実験結果と解析結果の差異や、入力定数の信頼度などに配慮しておくことが必要である。

7.2 解析内容

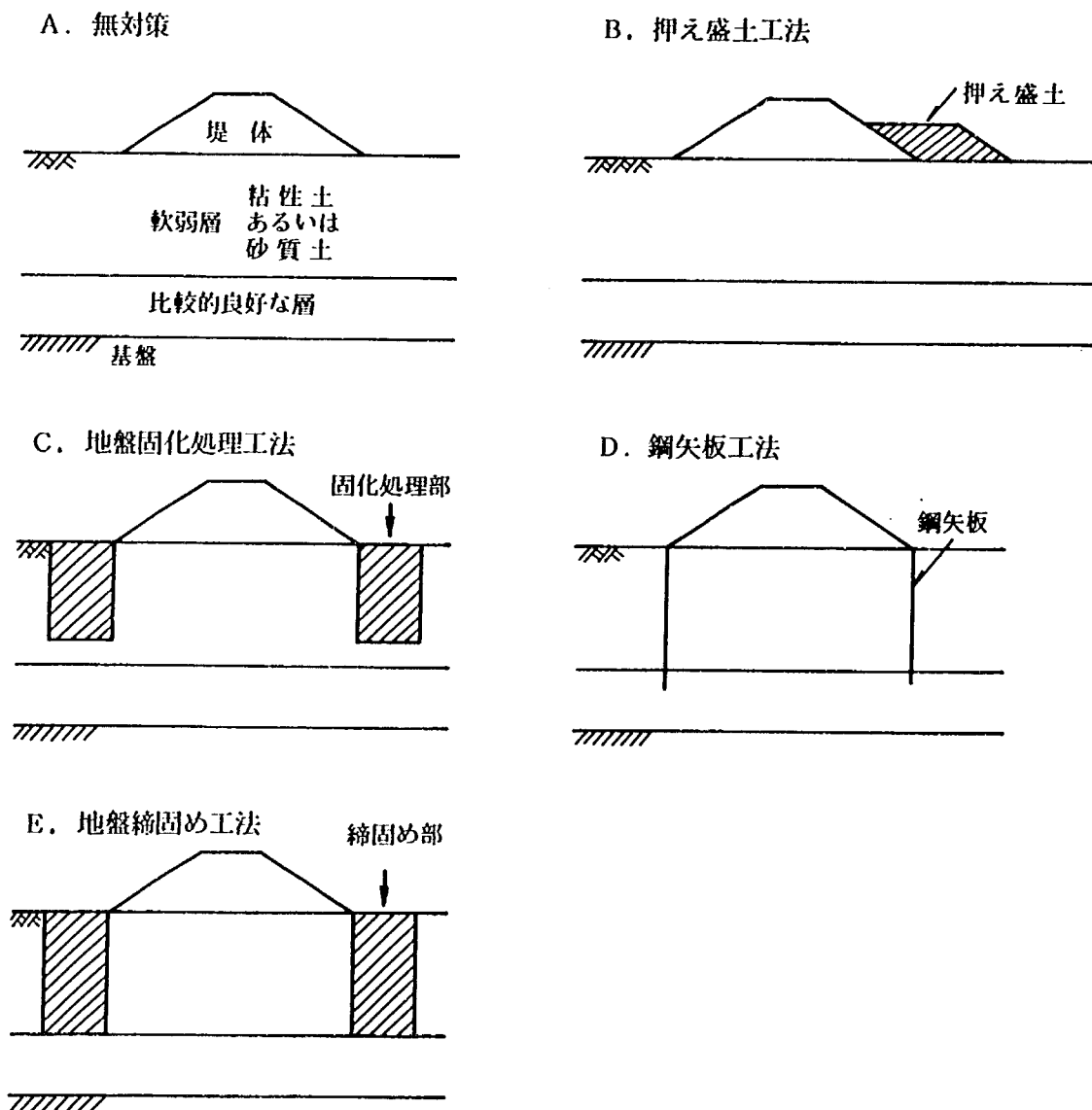
ここでは、軟弱な粘性土果盤および液状化しやすい砂質土地盤上の堤防に対する各種の耐震対策工の効果について調べることを目的とした一連の解析を行った。

検討の対象とした耐震対策工は表－7.1 に示す通りであり，同表には各々の対策工について考慮したパラメータも示している。

図－7.2 に各種対策工法の模式図を示し，以下に各々の検討上の要点を簡単に述べる。

表－7.1 解析の対象とした耐震対策工法

記号	対 策 工 法	解 析 で 考 慮 し た パ ラ メ ー タ	対 象 地 盤	
			粘性土	砂質土
A	(無対策)		○	○
B	押え盛土工法	押え盛土の幅・高さ・(両側・片側)	○	○
C	地盤固化処理工法	改良位置	○	○
D	鋼矢板工法	根入れ長	○	○
E	地盤締固め工法	改良位置・締固め度		○



図－7.2 各種対策工の模式図

(B. 押え盛土工法)

軟弱な粘性土地盤上の盛土のすべり破壊に対する安定性を確保するのに最もよく用いられる工法であり、耐震的な効果も当然期待できる。その設計法として震度法円弧すべり計算法を適用するのが適当と考えられるが、押え盛土の規模によりどれだけ地震被害が低減されるか未だ確認されていない。そのため、押え盛土の幅および高さを変えたケースでの検討を行った。また、押え盛土は一般に片側にのみ施工されることが多い。このとき反対側ののり肩の地震時沈下量も若干でも低減されるかどうか不明である。そこで、押え盛土を堤体の両側に施工した場合についても検討し、比較している。

(C. 地盤固化処理工法)

これは港湾施設など非常に軟弱な粘性土層を有する臨海地域における構造物の安定を図るためによく用いられている。地盤固化処理工法の中にもいくつかの種類のものがあるが、深層混合処理工法はそのうち代表的なものの一つである。この工法について耐震設計上の問題点としては次のようなものが考えられる。

- (a) 地震時挙動および破壊形態の確認。
- (b) 現行設計手法の適用限界。
- (c) 改良型式（ブロック状・壁状・格子状・杭状などがある）、改良位置・範囲、改良度などの決定法（設計法）。
- (d) 砂質土地盤に対する適用性と、その場合の設計法。

ここでは、以上のうち改良位置と改良型式の違いによる耐震効果の差について検討した。

特にこの工法の耐震効果は、原理的には改良体周辺地盤およびその上載構造物の振動応答を抑える制震効果と、地震時変形を抑える効果の2つによるものと想定される。したがって、以後の検討の中ではこの点について着目したい。

(D. 鋼矢板工法)

これは、地盤中に曲げ、せん断変形に対して比較的強い鋼矢板が存在することにより、すべり破壊のような局部的に地盤破壊が集中するような変形に対して抵抗しようとするものである。この工法は安価かつ施工が容易なため盛土のせん断破壊防止対策として用いられることが多いが、地震時においても有効かどうかについてはよくわかっていない。この工法の静的な設計法として、鋼矢板を含む大きなすべり円弧について安全率が1以上となるようにその長さを決め、かつ偏土圧による鋼矢板の頭部水平変位が所定の許容変位量以下となるようにその曲げ剛性、すなわち断面係数を決めるという方法があるが、この方法自体の信頼性、さらには地震時に対する設計法について検討の余地は多い。盛土支持地盤に図-7.1のDのように鋼矢板を打設した場合の破壊モードは、常時荷重・地震時荷重のいずれに対してもすべり破壊的ではなく、地盤の側方変形と盛土の沈下が生じるような形態と考えられる。だとすれば、この工法の設計原理は変形量を基本とすべきであるということになる。

そこで、ここでは、根入れ長を変えた場合の変形量の違いに着目した解析を実施した。

(E. 地盤締固め工法)

これは主に砂質地盤の液状化強度を高める目的で用いられることが多い。サンドコンパクションパ

イル工法はその代表的なものである。これを盛土支持地盤に対して図-7.2のEのように適用した場合、未改良地盤部が液状化しても締固め部が液状化せずに残ることによりすべり破壊が抑止され、変形量も低減することが考えられる。この工法の耐震設計上のポイントは目標締固め度と改良位置、範囲であろうと考えられる。したがって、ここではこの2点に着目した検討を行った。

解析ケースをまとめて表-7.2に示す。

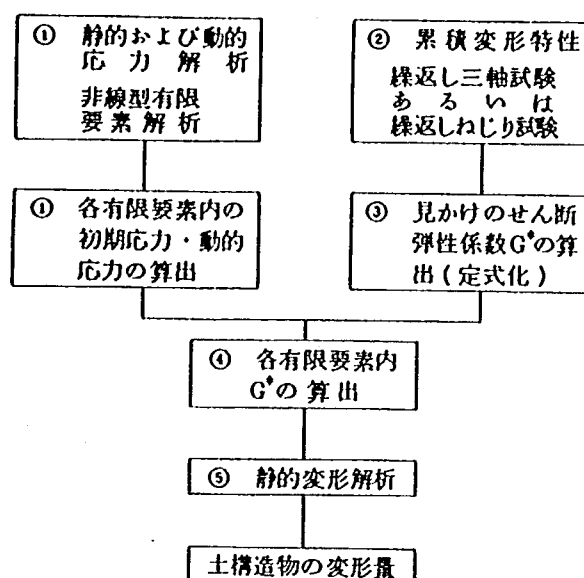
表-7.2 解析ケース一覧表

地盤種別	対策工種	モデル番号	モデルの条件	動的解析における最大 入力加速度 (gal)	備 考
粘性土地盤	無対策	C-A	基本モデル	150, 200, 250	
	押え盛土	C-B-1	片側施工, 高さ4m, 幅15m	150, 200, 250	
		C-B-2	" , " 4m, " 30m	200	
		C-B-3	" , " 8m, " 15m	"	
		C-B-4	両側施工, " 4m, " 15m	"	
	固化処理	C-C-1	堤体敷内に施工, 幅8m	200, 250	
		C-C-2	かり先に施工, 幅8m	200	
	鋼矢板	C-D-1	1重, 長さ15m	200	
		C-D-2	1重, 長さ10m	"	
砂質土地盤	無対策	S-A	基本モデル	150, 200, 250	
	押え盛土	S-B-1	片側施工, 高さ4m, 幅15m	150, 200, 250	
		S-B-2	" , 高さ4m, 幅30m	200	
		S-B-3	" , 高さ8m, 幅15m	"	
		S-B-4	両側施工, 高さ4m, 幅15m	"	
	固化処理	S-C-1	堤体敷内に施工, 幅8m	200	
		S-C-2	のり先に施工, 幅8m	"	
		S-C-3	" , 幅4m	"	
	鋼矢板	S-D-1	1重, 長さ15m	200	
	締固め	S-E-1	堤体敷内に施工, 幅10m	200	R _{t20} = 0.25
		S-E-2	" , 幅10m	"	R _{t20} = 0.29
		S-E-3	のり先に施工, 幅10m	"	R _{t20} = 0.25

7.3 解析方法

7.3.1 解析手法

解析は、土構造物の地震による永久変形量を計算する永久変形解析法^{8), 1)}によった。この方法の詳細な説明は前報で既に行っている¹⁾ので、ここでは手順を図-7.3に示すのに止める。用いたプログラムは⁹⁾SADAPである。



図－7.3 永久変形解析法の手順

7.3.2 解析モデル

解析モデルを図－7.4にまとめて示す。

(1) 基本モデル

はじめに、一連の耐震対策の施工対象となる堤防・地盤モデル（これを基本モデルと呼んでいる。）を設定した。

まず、堤体の形状寸法は、荒川下流域堤防の実情を考慮して、堤高8m、のり勾配2割、および天端幅6mとした。一方、地盤については、実際の地質構成が複雑なため心ずしも実情を反映しているとは言えないが、「粘性土地盤」と称するものでは地表以下10mを軟弱な粘性土層、その下5mを良好な砂層、以下を解析上の基盤とした。また、「砂質土地盤」と称するものでは地表面以下15mを液状化しやすい砂層とし、その下を解析上の基盤とした。

軟弱粘性土層および液状化の可能性のある砂層の層厚は、荒川下流部の地質縦断図を参考にして設定した。地盤の特性については後述する。

(2) 押え盛土工法

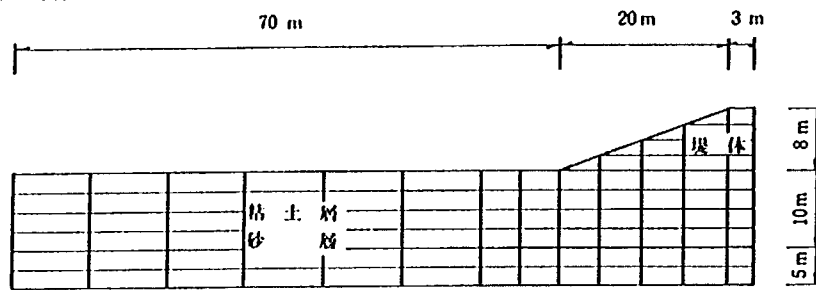
押え盛土の幅および高さを変えた4ケースを設定した。押え盛土の物理力学特性は堤体本体と同じとした。

(3) 固化処理工法

堤体のり尻より内側、外側に施工したモデルを設定した。改良型式としてはブロック状を想定し、解析上一様な弾性体とした。改良範囲は深度方向には良好な層に着底するまでとし、幅については大部分8m、砂質土地盤モデルで一部4mとした。ただし、この改良幅については明確な根拠の下に設定している訳ではない。というのは、粘性土地盤に対する現行の設計法では設計できなかつたこと、

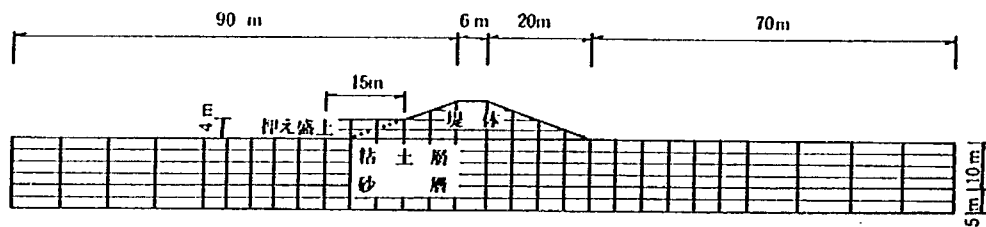
粘土地盤モデル (C)

C-A 無対策

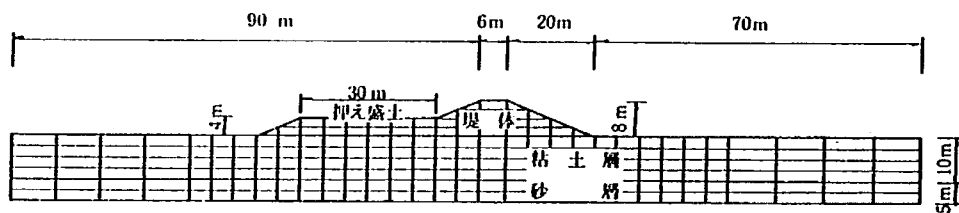


C-B 押え盛土

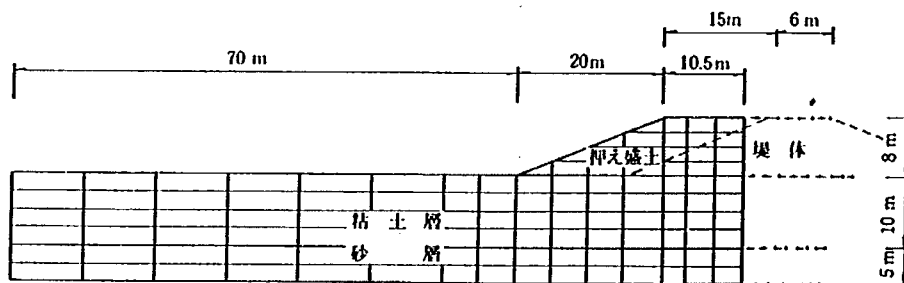
C-B-1 (片側4m高、15m幅)



C-B-2 (片側4m高、30m幅)



C-B-3 (片側8m高、15m幅)



C-B-4 (両側4m高、15m幅)

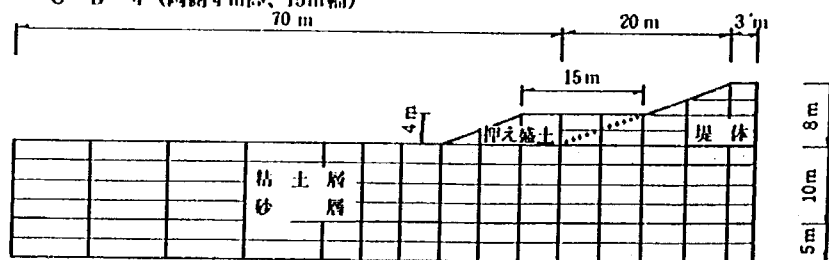
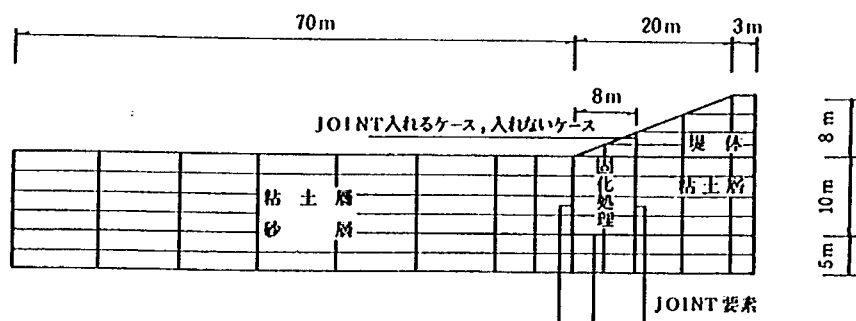


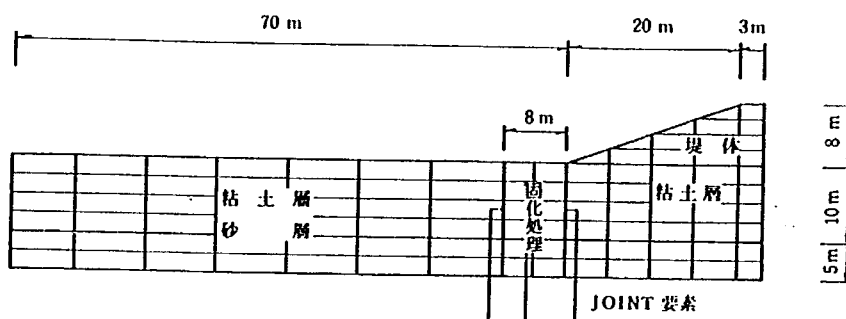
図-7.4(a) 解析モデル (粘土地盤)

C-C 固化処理

C-C-1 (内側, 幅8m)

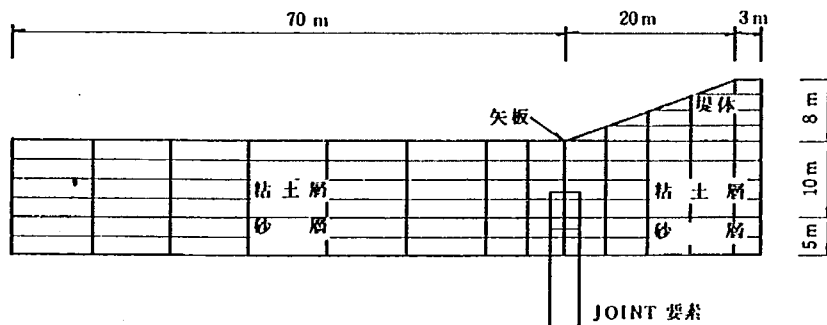


C-C-2 (外側, 幅8m)



C-D 鋼矢板

C-D-1 ($\ell=15\text{m}$)



C-D-2 ($\ell=10\text{m}$)

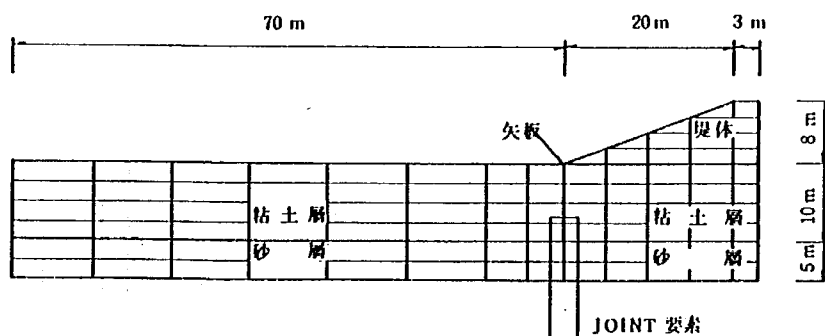
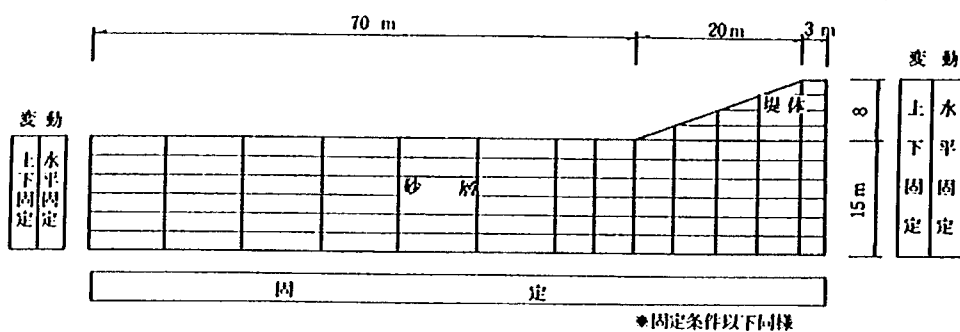


図-7.4(a)のつづき (その2)

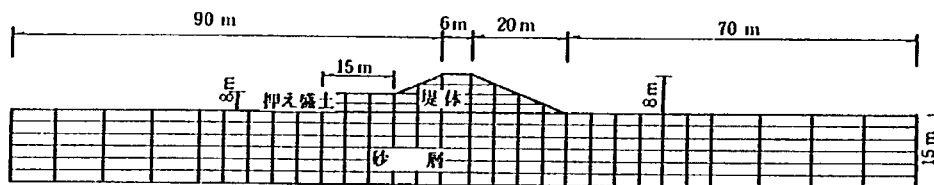
砂地盤モデル (S)

S-A (無対策)

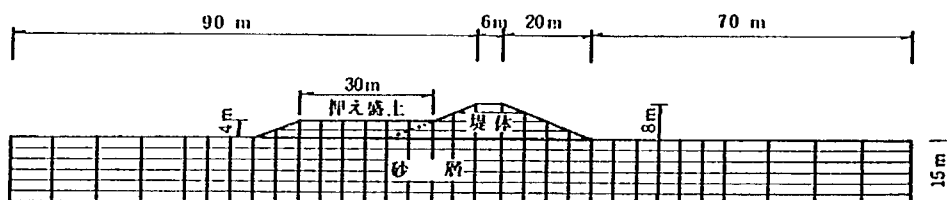


S-B 押え盛土

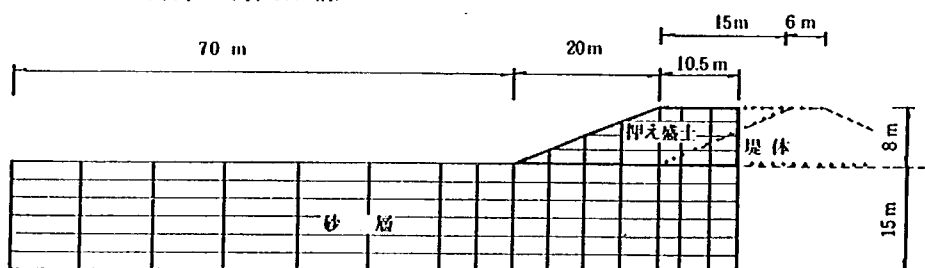
S-B-1 (片側4m高、15m幅)



S-B-2 (片側4m高、30m幅)



S-B-3 (片側8m高、15m幅)



S-B-4 (両側4m高、15m幅)

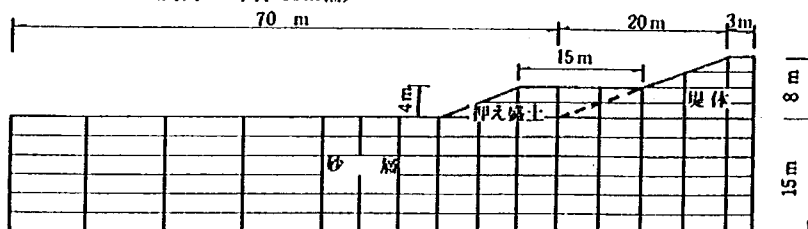
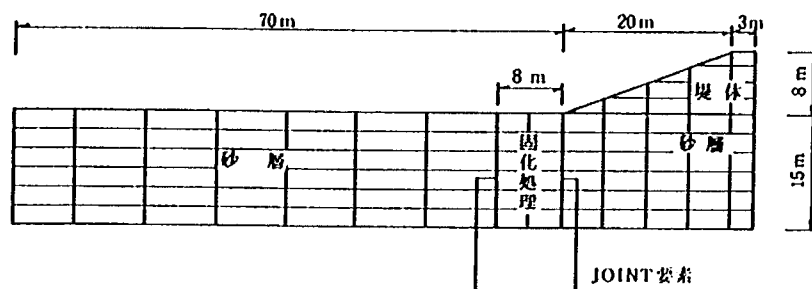


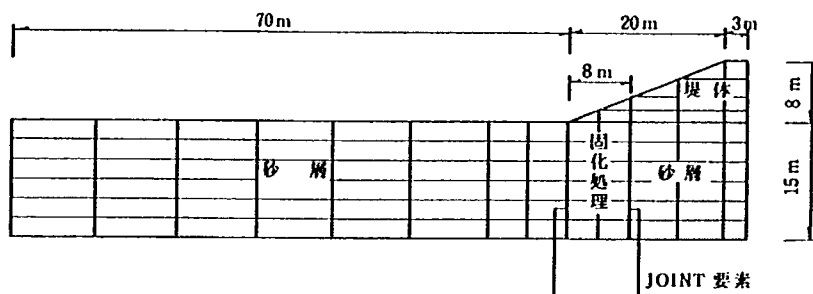
図-7.4(b) 解析モデル (砂地盤)

S-C 固化処理

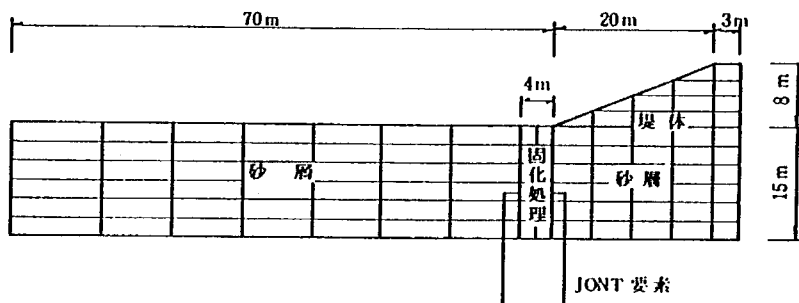
S-C-1 (外側, 幅8m)



S-C-2 (内側, 幅8m)



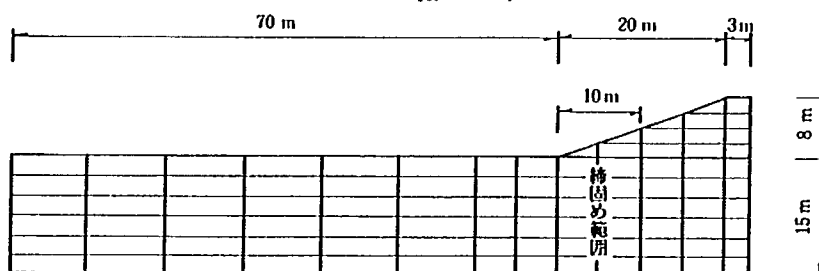
S-C-3 (外側, 幅4m)



S-E 締固め

S-E-1, 2 (内側, 幅10m)

- { S-E-1 (締固め部の液状化強度 $R_{L20} = 0.25$)
- { S-E-2 (" $R_{L20} = 0.29$)



S-E-3 (外側, 幅10m)

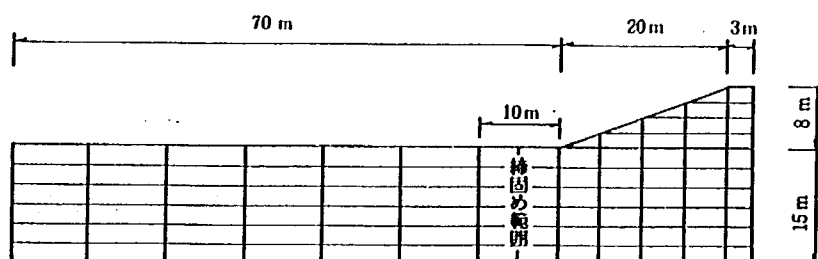


図-7.4(b) つづき (その2)

および砂質土地盤に対しては準用し得る設計法すらないためである。

注)

1D

「港湾の施設の技術上の基準・同解説」(S. 54. 3)では、地盤改良体を地中構造物とみなし、地震時安定の検討に当っては、地震力の効果を地震時主働土圧および改良体に作用する震度力により考慮するようになっている。この中で、地震時主働土圧の算定に必要となる崩壊角が、設計震度が大きくかつ粘性土地盤のせん断強度が低い場合に極端に小さくなったり計算しえないことがあり、このとき必要改良幅が極端に大きくなったりあるいは計算不能になったりすることがある。

(4) 鋼矢板工法

堤体の左右両側の法尻部に鋼矢板を打設したモデルを設定した。その長さは粘性土地盤に対しては粘性土層厚の10m, および良好な砂層までさらに根入れした15mの2種類を考えた。また、砂質土層に対しては全層15mとした。鋼矢板の曲げ剛性は鋼矢板Ⅲ型相当とした。

(5) 地盤締固め工法

地盤固化処理工法と同様に、のり尻より内側・外側の地盤を幅8mにわたって締固めた条件を設定した。また、締固め度は2段階をとった。

7.3.3. 物理・力学特性

(1) 砂地盤

未改良砂地盤については、飽和重量 $\gamma_{\text{sat}} = 1.85 \text{ gf/cm}^3$ とし、液状化強度は $R_{\ell 20} = 0.20$ とやや低めの値を採用した。また、モデル番号S-Eにおける締固め部分については、密度は上記の値と同じとし、液状化強度を $R_{\ell 20} = 0.25, 0.29$ と設定した。これらの値は、未改良砂地盤が比較的きれいな砂で、 $R_{\ell 20} = 0.0042 \times D_r$ の関係が成り立つとして、原相対密度を $D_r \approx 50\%$ と設定したことになる。また、締固め部については $D_r \approx 60, 70\%$ と想定したことになる。

つぎに、変形係数については、荒川下流域基礎地盤でのPS検層の結果より、平均深度10mで $V_s \approx 160 \text{ m/s}$ と得られているから、次のようにして初期剛性率 G_0 を決めた。

$$G_0(10\text{m}) = \frac{\gamma}{g} V_s^2 = \frac{1.85 \text{ tf/m}^3}{9.8 \text{ m/s}^2} \times 160^2 (\text{m/s})^2 = 4800 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma'_m(10\text{m}) = \frac{1+2K_0}{3} \sigma'_v = \frac{2}{3} \times (1.85-1.0) \text{ tf/m}^2 \times 10\text{m} = 5.7 \text{ tf/m}^2$$

($K_0 = 0.5$ とする)

$$G_0 = \alpha_1 (\sigma'_m)^{n_1} \quad (n_1 = 0.5 \text{ とする。})$$

$$\alpha_1 = \frac{G_0}{(\sigma'_m)^{1/2}} = \frac{4800}{(5.7)^{1/2}} \approx 2,000 \quad (\text{tf, m系})$$

$$\therefore G_0 = 2,000 \times (\sigma'_m)^{1/2}$$

強度定数については $c' = 1.0 \text{ tf/m}^2$, $\phi' = 35^\circ$ と決めた。

つぎに、地震後永久変形解析に必要な累積せん断ひずみ特性については次式の関係

$$\gamma_d = f(\tau_s/\sigma'_{mc}, \tau_d/\sigma'_{mc}, N)$$

ここに、 γ_d : 累積せん断ひずみ

τ_s : 初期せん断応力

τ_d : 繰返しせん断応力

σ'_{mc} : 初期平均有効拘束圧

N : 繰返し回数

が成立すると考えられるが、ここでは浅間山砂について得られたデータ¹⁰⁾を利用することとした。図-7.5 にその関係の一例を示す。図-7.5 は、繰返し回数 $N=20$ 回でせん断ひずみ $\gamma_d = 5\%$ になる繰返しせん断応力比 $\tau_d/\sigma'_{mc} = 0.2$ となる場合の例である。図(a)は液状化強度曲線を示している。これは初期せん断応力がない条件での繰返しせん断強度特性であり、初期せん断応力が存在する場合には(b)図の関係をを用いている。これは、任意の $(\tau_s/\sigma'_{mc}, \tau_d/\sigma'_{mc})$ の応力条件において繰返し回数 $N=20$ で生じる累積せん断ひずみの大きさを得るものである。

ただし、動的解析において得られる最大動的せん断応力比 τ_{dmax}/σ'_{mc} と繰返し回数 $N=20$ に対して与えられる等価せん断応力比 τ_{deq}/σ'_{mc} との関係は次のように設定した。

$$\tau_{deq}/\sigma'_{mc} = 0.65 \times \tau_{dmax}/\sigma'_{mc}$$

一方、粘性土地盤モデルにおける粘性土層下部の良好な砂質土層は液状化が生じないものとし、他の物理力学特性は上と同一とした。

(a) 繰返し強度 (液状化強度)

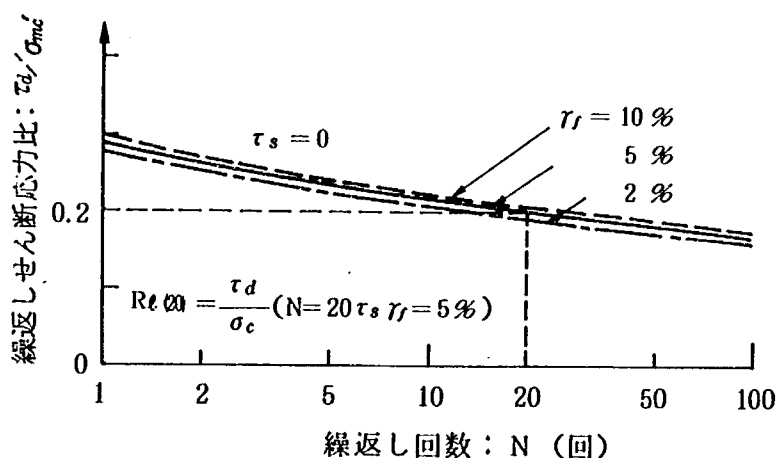


図-7.5 砂の繰返しせん断強度および累積ひずみ特性の例

(b) 砂の累積せん断ひずみ特性

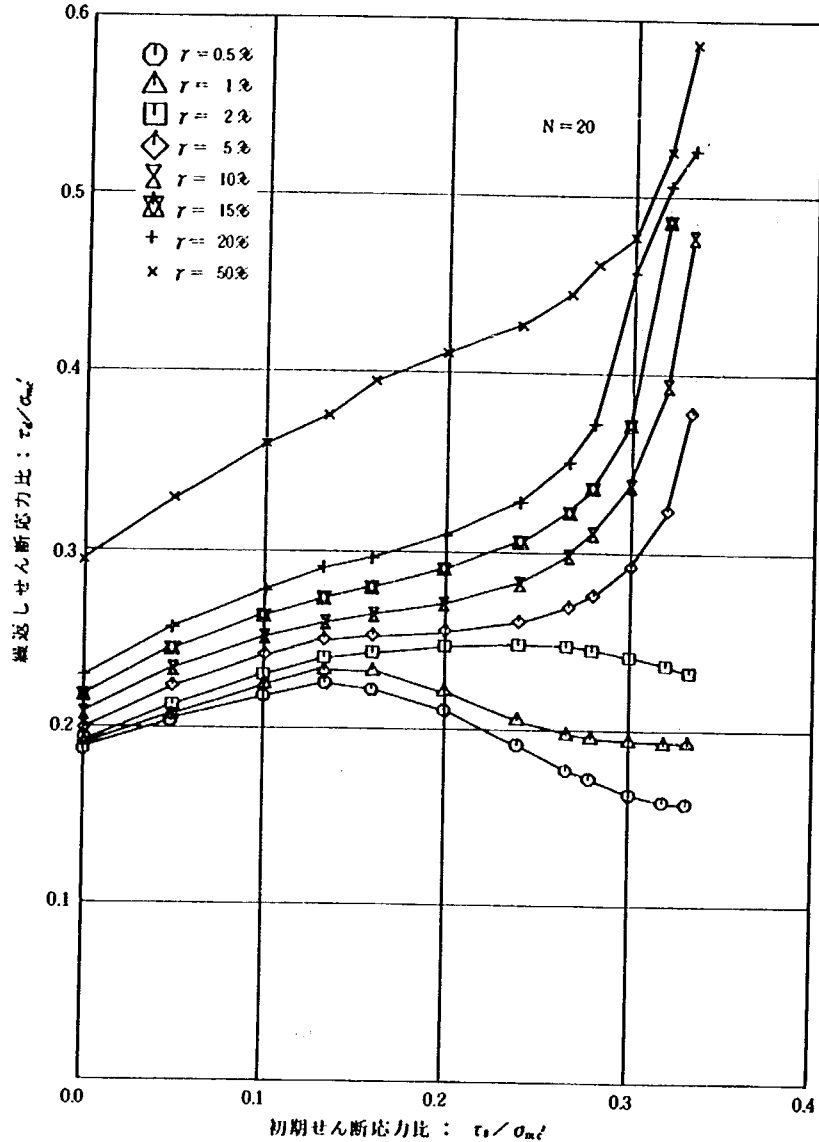


図- 7.5 砂の繰返しせん断強度および累積ひずみ特性の例

(2) 粘性土地盤

粘性土地盤の現地実測データによれば、平均値として単体重量 $\gamma_t = 1.65 \text{ tf/m}^3$ 、S波速度 $V_s = 140 \text{ m/s}$ (深度10~20mに対して) である。したがって、初期せん断剛性率 G_0 は次のように求められる。

$$G_0(z=15\text{m}) = \frac{\gamma}{g} \times V_s^2 = \frac{1.65 (\text{tf/m}^3)}{9.8 (\text{m/s}^2)} \times 140^2 (\text{m/s})^2 = 3,300 (\text{tf/m}^2)$$

$$\sigma'_v(z=15\text{m}) = \gamma' \cdot z = (1.65 - 1.0) (\text{tf/m}^3) \times (10 \sim 20) (\text{m}) \\ \approx 10 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma'_m(z=15\text{m}) = \frac{1+2K_0}{3} \sigma'_v \approx 7 \text{ tf/m}^2$$

$$G_0 = \alpha_1 (\sigma'_m)^{1/2} \text{ とすると,}$$

$$\alpha_1 = \frac{3300}{\sqrt{7}} \approx 1,200$$

$$\therefore G_0 = 1,200 (\sigma'_m)^{1/2}$$

つぎに、せん断強度については、一軸強度の実測データをまとめると図-7.6のようになる。

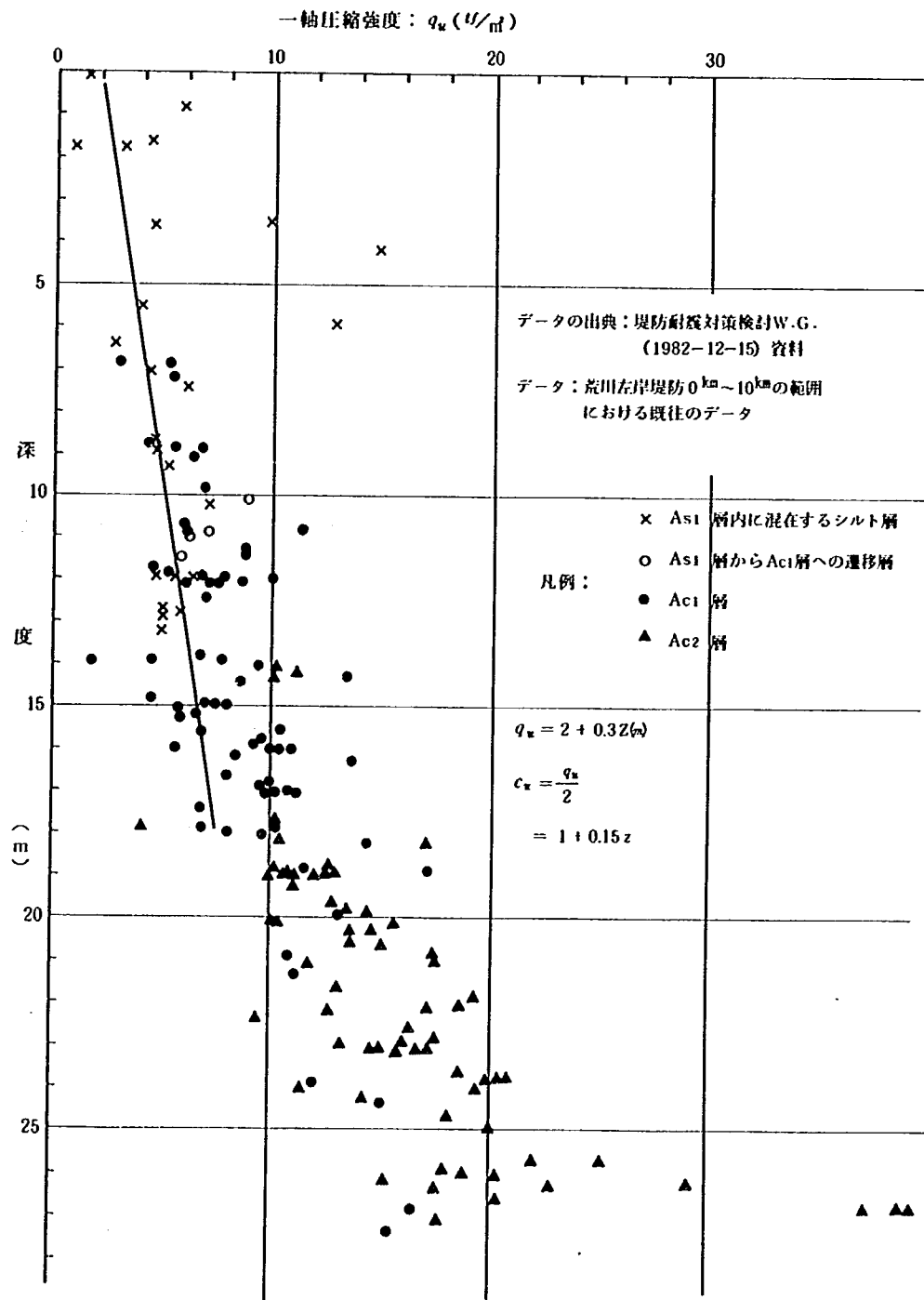


図-7.6 粘性土地盤における一軸圧縮強度の深度分布

このデータの平均値よりやや低めの直線を引くと,

$$q_u = 2 + 0.3 \times z$$

となる。

$$q_u = 2 c_u$$

$$\sigma'_v = \gamma' \cdot z (1.65 - 1.0) z = 0.65 z$$

$$\sigma'_m = \frac{1+2K_0}{3} \sigma'_v \rightleftharpoons \frac{3}{2} \sigma'_v$$

より,

$$c_u = 1 + 0.15 Z = 1 + 0.15 \times \frac{1}{0.65} \times \frac{3}{2} \sigma'_m$$

$$\rightleftharpoons 1 + 0.35 \sigma'_m$$

以上より, 初期応力解析における粘性土地盤のせん断強度は次式で与えることとし,

$$\tau_f = 1.0 + \sigma'_m \times \tan 20^\circ$$

その後の動的解析時には, 常時応力 σ'_m に対して上式で規定されるせん断強度が維持されるものとした。ちなみに, ここに設定した強度定数を用いて, 図-7.4 に示す無対策モデル C-A および押え盛土モデル C-B-1 に対して震度と安全率の関係を円弧すべり計算により求めると図-7.7 のようになる。

変形解析に用いる累積せん断ひずみ特性については前報¹⁾に示す方式によった。ただし, 地震応答解析により得られる最大動的せん断応力比 τ_d / σ'_{mc} に対し, 繰返し回数20回に対して与えられる等価せん断応力比 $\tau_{deq} / \sigma'_{mc}$ は次のように設定した。

$$\frac{\tau_{deq}}{\sigma'_{mc}} (N=20) = 0.65 \times \frac{\tau_{dmax}}{\sigma'_{mc}}$$

(3) 堤体

堤体については, 実測データを基に次のように設定した。

$$\gamma_f = 1.70 \text{ tf/m}^3$$

$V_s = 150 \text{ m/s}$ (実測, 堤防高 8~10m) より,

$$G_0 (Z=5 \text{ m}) = \frac{\gamma_f}{g} V_s^2 = \frac{1.70 \text{ tf/m}^3}{9.8 \text{ m/s}^2} \times 150^2 (\text{m/s})^2 = 3,900 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma'_m = \frac{1+2K_0}{3} \sigma'_v \rightleftharpoons \frac{2}{3} \times (1.70 \times 5) = 5.7 \text{ tf/m}^2$$

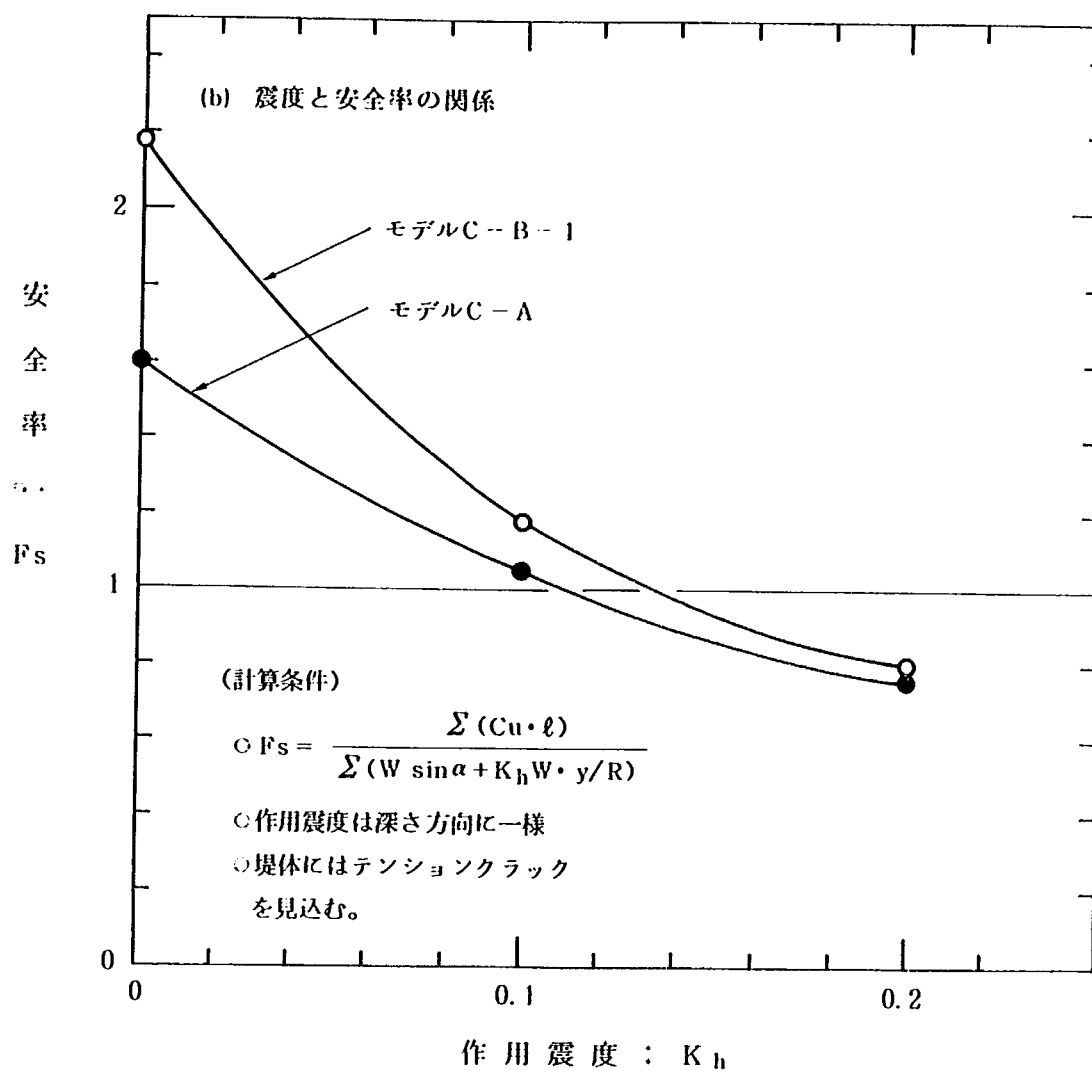


図- 7.7 粘土地盤モデルにおける震度と安全率の関係

$$\alpha_1 = \frac{3,900}{\sqrt{5.7}} = 1,600$$

$$\therefore G_0 = 1,600 \times \sigma_m^{1/2} \quad (\text{tf/m}^2)$$

(4) 押え盛土

押え盛土は堤防本体と同一材料と考えた。

(5) 固化処理体

固化処理体については弾性体とし、せん断および引張による破壊は生じないものと考えた。弾性定数は $G = 4,000 \text{ tf/m}^2$ と設定した。

(6) 鋼矢板

鋼矢板については鋼矢板Ⅲ型相当の弾性定数を設定し、以下のように与えた。

$$E = 2.1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$$

$$A = 1.91 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{m}$$

$$I = 1.68 \times 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$$

(7) ジョイント要素

変形解析において、鋼矢板および固化処理体の周囲にはジョイント要素を用いた。ジョイント要素の物性は、砂地盤の場合には液状化が生じたと考えられる領域でせん断強度 $\tau_f = \sigma_n \tan 10^\circ$ 、引張強度 $= 0$ とし、非液状化領域では $\tau_f = \sigma_n \tan 30^\circ$ 程度と設定した。

7.3.4 その他の解析条件

(1) 初期応力解析の方法

初期応力解析は基本的には地盤および堤体の2ステージに分けて段階載荷とし、堤体載荷時には荷重増法を用い、非線型特性が考慮されるようにした。ただし、固化処理工法では、堤体盛立前に地盤内に改良体が存在するという条件では改良体近傍に応力集中が生じるので、これを避けるため、初期応力解析の段階では改良体を地盤と同じ物性で扱い、動的解析時に剛性を高くするという方法をとった。

また、ジョイント要素は初期応力解析の段階では機能させていない。

(2) 動的応答解析の方法

土の非線型性はHardin-Drnevichモデルにより表現している。減衰性について、履歴減衰はこのモデルにより考慮されるが、数値解析上の安定性を確保するために内部粘性減衰も同時に考慮した。これにはRayleigh型減衰を用いており、下式で $h_1 = 2 \sim 5\%$ 程度となるように定数 α_1 を設定した。

$$[C] = \alpha_0 [M] + \alpha_1 [K]$$

$$\alpha_0 = 0.0$$

$$\alpha_1 = 2h/\omega_1 \quad (\omega_1 = 2\pi f_1)$$

ここに、 $[C]$ ：減衰マトリックス

$[M]$ ：質量マトリックス

(K) : 剛性マトリックス

h : 減衰定数

ω_1 : 1次固有円振動数

入力地震動は1983年日本海中部地震で津軽大橋で得られた地表面加速度波形のうち、主要動付近の10秒間を用いた。図-7.8に示す通りであり、時間刻み $\Delta t = 0.02 \text{ sec}$ 、ステップ数500として用いている。

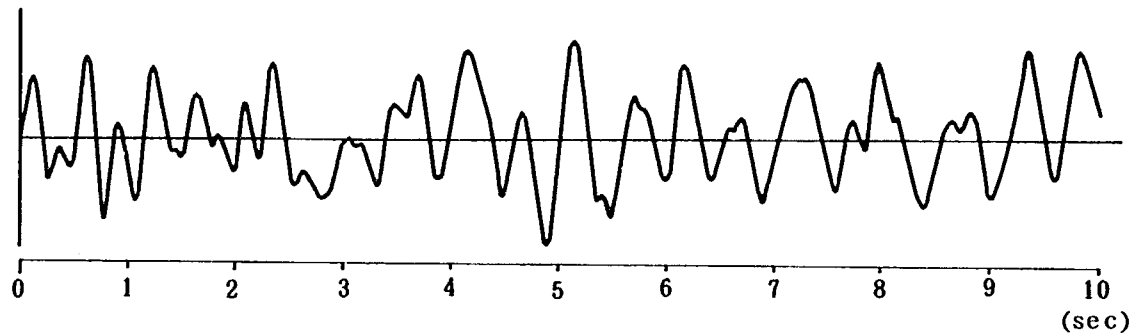


図-7.8 入力加速度(1983年日本海中部地震, 津軽大橋記録)

(3) 永久変形解析の方法

永久変形解析は非線型解析によっている。地盤と堤体の2段階に分けて解析し、堤体載荷時に5～10分割の荷重漸増を行っている。地震動により軟化した地盤については拘束圧およびひずみに依存しない見かけ上の軟化剛性率 G^* を用い、弾性体としての扱いをしている。また、ポアソン比 ν を与えて解析すると剛性率 G の低下により体積弾性率 K が小さくなり、解析上大きな体積変形を生じることになるため、これを避けるためにここでは K を与えている。これらの定数間には下のような関係があり、 G に見かけの剛性率 G^* を与え、 K は

$$\left. \begin{aligned} G &= E/2(1+\nu) \\ K &= \frac{E}{3(1-2\nu)} \end{aligned} \right\} \rightarrow \nu = \frac{3 - \frac{2G}{K}}{6 + \frac{2G}{K}}$$

$K = 10^5$ (一定)と大きい値を与えている。したがって、モデルはほぼ非圧縮性材料から成るという条件になっている。

さらに、堤防が地震により破壊すると一般に亀裂が生じる。これは不連続な変形であり、連続体としての扱いをしているFEMではこれを再現することは難しい。そこでここでは、引張応力に対しては土要素が体積膨張を生じ得るようにするため、最小主応力が引張応力になった段階で G および K をそれぞれ1/100程度に低減させるようにしている。

一方、堤体は初期応力解析の場合と同様の物性を与えているが、ポアソン比は用いない代わりに上と

同じ値の体積弾性率を用いている。

7.3.5 入力パラメータ

入力パラメータをまとめて表-7.3に示す。

各パラメータの意味については表-6.2を参考されたい。

表-7.3(a) 初期応力解析・動的解析における入力パラメータ (粘性地盤)

	γ_t (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)	K_0	ν_s	ν_d	α_1	n_1	α	G_i	備 考
堤 体	1.70	5	35°		0.333	0.49	1,600	0.5	1.0	390	
粘 性 土	1.65	5	20°	0.5	0.333	0.49	1,200	0.5	1.0	200	$C_u = 1 + 0.35 \sigma_m$
下部砂質土	1.85	1	35°	0.5	0.333	0.49	2,000	0.5	1.0	400	
固化処理	1.65	5	20°		0.333	0.49	4,000	0	0	200	初期応力解析及び築堤 においては砂質土と同 一物性値とする
	E (tf/m ²)		A (m ²)		IZ (m ⁴)		r (tf/m ²)				
矢 板	21000000.		0.0191		0.000168		1.6				
	K_s (tf/m ²)	K_n (tf/m ²)	C (tf/m ²)	ϕ (°)	K_{sv} (tf/m ²)	Tnf (tf/m ²)	K_{sd} (tf/m ²)	K_{nd} (tf/m ²)			
JOINT	10 ⁶	10 ⁶	10 ⁶	0	10 ⁶	10 ⁶	-	-			JOINT要素は無いも のとする。

表-7.3(b) 変形解析における入力パラメータ (粘土地盤)

	γ_t (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)	K_0	ν_s	ν_d	α_1	n_1	α_2	n_2	α	G_i	備 考
堤 体	1.70	5.0	35	0.5	0.4999		390	1.0	100000	0	1	390	非線型要素とし て解析
粘 性 土	1.65	-	-	0.5	0.4999		G^*	0.01	100000	0	0	G^*	
下部砂質土	1.85	0	35	0.5	0.4999		400	1.0	100000	0	1	400	非線型要素とし て解析
固 化 処 理	1.65	-	-	0.5	0.4999		4000	0.01	100000	0	0	4000	弾性体
	E (tf/m ²)		A (m ²)		IZ (m ⁴)		r (tf/m ²)						
天 板	21000000.		0.0191		0.000168		1.6						
	K_s (tf/m ²)	K_n (tf/m ²)	C (tf/m ²)	ϕ (°)	K_{sr} (tf/m ²)	Tnf (tf/m ²)	K_{sd} (tf/m ²)	K_{nd} (tf/m ²)					
JOINT (矢板-粘土)	10 ⁶	10 ⁶	1.0	20°	10 ⁶	10 ⁶	-	-					引張による破壊は ないものとする (要素の続)
JOINT (矢板-砂)	10 ⁶	10 ⁶	0.0	35°	10 ⁶	10 ⁶	-	-					"
JOINT (固化処理-粘土)	10 ⁶	10 ⁶	1.0	20°	10 ⁶	10 ⁶	-	-					"
JOINT (固化処理-底部)	10 ⁶	10 ⁶	10	40°	10 ⁶	0 ⁶	-	-					"

表- 7.3(c) 初期応力解析・動的解析における入力パラメータ (砂地盤)

	(tf/m ²)	C (tf/m ²)	φ (°)	K ₀	ν _s	ν _d	α ₁	n ₁	α	G _i	備 考
堤 体	1.70	5	35°		0.333	0.49	1,600	0.5	1.0	390	
砂 質 土	1.85	1.0	35°	0.5	0.333	0.49	2,000	0.5	1.0	400	
固化処理	1.85	1.0	35°		0.333	0.49	4,000	0.0	0	400	初期応力解析, 及び築堤においては, 砂質土と同一物性とする。
	E (tf/m ²)		A (m)		IZ (m ⁴)		γ (tf/m ²)				
矢 板	21000000.		0.0191		0.000168		1.6				
	K _s (tf/m ²)	K _n (tf/m ²)	C (tf/m ²)	φ (°)	K _{sR} (tf/m ²)	TNF (tf/m ²)	K _{sd} (tf/m ²)	K _{nd} (tf/m ²)			
JOINT	10 ⁶	10 ⁶	10 ⁶	0	10 ⁶	10 ⁶	—	—			JOINT要素は無いものとする。

表- 7.3(d) 変形解析における入力パラメータ (砂地盤)

	r_t (tf/m ²)	C (tf/m ²)	ϕ (°)	K ₀	ν_s	ν_d	α_1	n ₁	α_2	n ₂	α	G _i	備 考
堤 体	1.70	5.0	35	0.5	0.4999		390	1.0	100000	0	1	390	非線型要素として解析
砂 質 土 (締め固め)	1.85	—	—	0.5	0.4999		G*	0.01	100000	0	0	G*	砂層... R _t =0.2 締め固め... R _t =0.25 0.29
固 化 処 理	1.85	—	—	0.6	0.4999		4000	0.01	100000	0	0	4000	弾性体
	E (tf/m ²)	A (m ²)	IZ (m ⁴)	γ (tf/m ²)									
矢 板	21000000.	0.0191	0.000168	1.6									
	K _s (tf/m ²)	K _n (tf/m ²)	C (tf/m ²)	ϕ (°)	K _{sR} (tf/m ²)	T _{n f} (tf/m ²)	K _{sd} (tf/m ²)	K _{nd} (tf/m ²)					
JOINT (矢板-砂)	10 ⁶	10 ⁶	0.1	10°	—	10 ⁶	—	—					引張による砂壊はないものとする。
JOINT (固化処理-砂)	10 ⁶	10 ⁶	0.1	10°	—	10 ⁶	—	—					”
JOINT (固化処理-底部)	10 ⁶	10 ⁶	0.1	10°	—	0	—	—					

7.4 解析結果

7.4.1 粘性土地盤モデル

はじめに、計算結果として次のものを示す。

- 動的応答解析により得られた最大加速度分布図……………図－ 7.9
- 永久変形解析により得られた $\left\{ \begin{array}{l} G^* \text{ 分布図 } \cdots \cdots \cdots \text{図－ 7.10} \\ \text{変 形 図 } \cdots \cdots \cdots \text{図－ 7.11} \\ \text{主 応 力 図 } \cdots \cdots \cdots \text{図－ 7.12} \end{array} \right.$

以下に、各モデルに対し、得られた結果について述べる。

(1) 無対策（モデル番号：C－A）

図－ 7.9(a)より、応答加速度は、水平地盤部では粘性土層と砂層の境界で若干小さいが、地表面では大きくなっており、入力加速度の約 1.5 倍となっている。また、堤体中央部では上部にいくに従ってほぼ単調な増幅を示している。堤体天端と水平地盤部地表面の最大加速度の大きさはほぼ同程度である。なお、粘性土地盤で応答加速度が小さくなっている部分は、地震時せん断応力がせん断強度に近いあるいはそれを若干越えたような領域であることが別途確認されている。また、入力加速度レベルの違いによる応答性状の差はあまり見られないが、入力加速度が大きいほど増幅率が若干小さくなっている。

つぎに、この応答解析の結果得られた動的応力を用いて求めた地盤の見かけの剛性率の分布（図－ 7.10(a)）を見ると、水平地盤部およびのり尻部での軟化が著しい。堤体直下部にはそれがあまり見られないが、これは一つには堤体荷重による圧密で強度が増加している事によっているが、もう一つ、土の軟化（剛性低下）を支配するせん断応力として水平面内応力をとっている事が考えられる。というのは、水平地盤部では地震時においては水平面内せん断応力が最も卓越すると考えられるが、堤体下部では必ずしもそうではなく、水平面以外の面内せん断応力の方が卓越している可能性も考えられる。この点を実際には検証していないが今後の検討事項として残される。

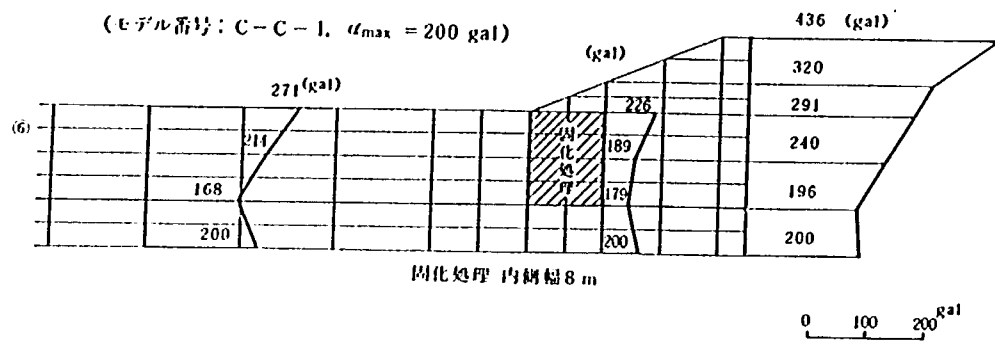
再び同図に戻り、軟化が著しいのは粘土層下部であり、地表面はある程度剛性が保持されている。これは、粘土地盤の静的強度分布を $c_u = 1 + 0.15 \sigma'_m$ としており、地表面部では静的強度に対する地震時せん断応力の大きさの比が下部に比べて小さいためである。

また、入力加速度レベルが大きくなると、堤体のり尻部付近での軟化が著しくなっているのがわかる。

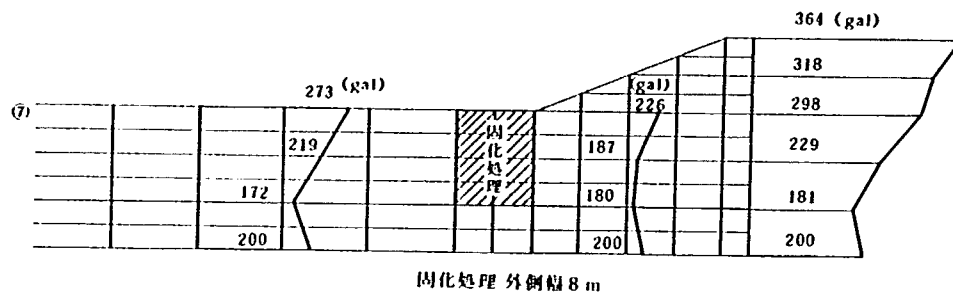
つぎに、変形の状況を見ると（図－ 7.11(a)）、堤体および堤体中央からのり先に至る地盤の変形が顕著であり、堤体荷重により堤体が沈下し、地盤が側方へせん断変形しているのがわかる。地盤の変形が著しい部分は、図－ 7.10に示す見かけの剛性率の著しい部分とよく対応している。さらに、堤体天端の沈下量はその直下の地盤の沈下量よりも大きく、堤体自体が押しつぶれるように変形していることによる沈下量も含まれているのがわかる。堤体がこのような変形を生じたのは、図－ 7.12(a)に示すように、堤体中央から下部の土要素の水平方向直応力が地盤の軟化に伴って 0 になり、計算上引張破壊を生じたと判定してそれらの要素の剛性率が小さくなったためである。

C-C. 地盤固化處理工法

(モデル番号): C-C-1, $u_{\max} = 200 \text{ gal}$)

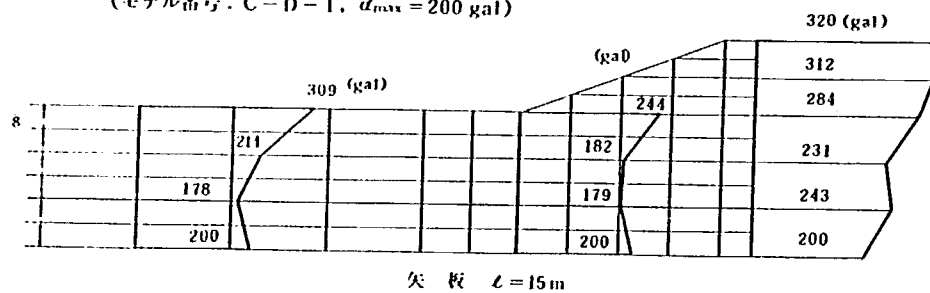


(モデル番号: C-C-2, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



C-D. 鋼矢板工法

(モデル番号: C-D-1, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



(セツル番号: C-1)-2, $d_{\max} = 200 \text{ gal}$)

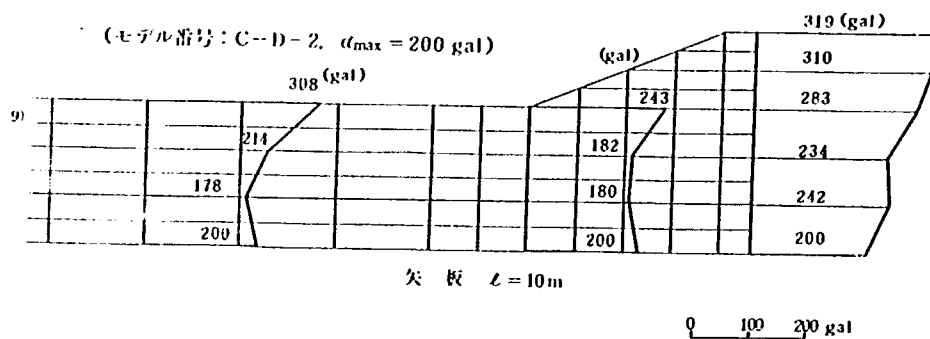
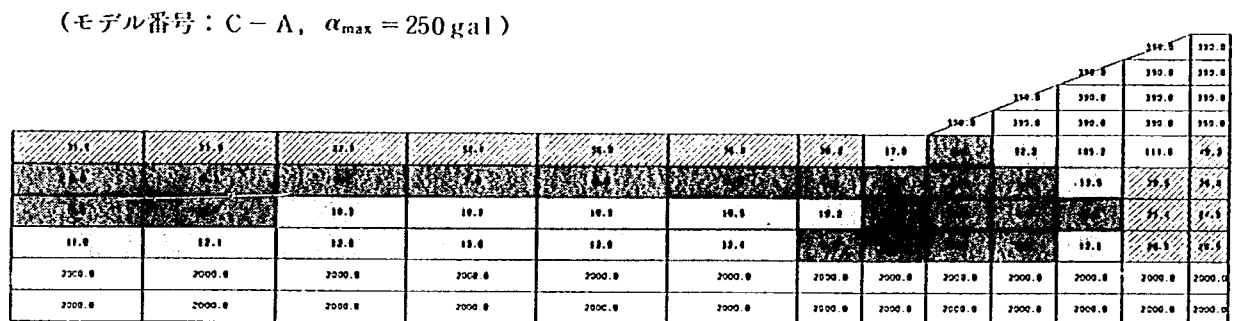
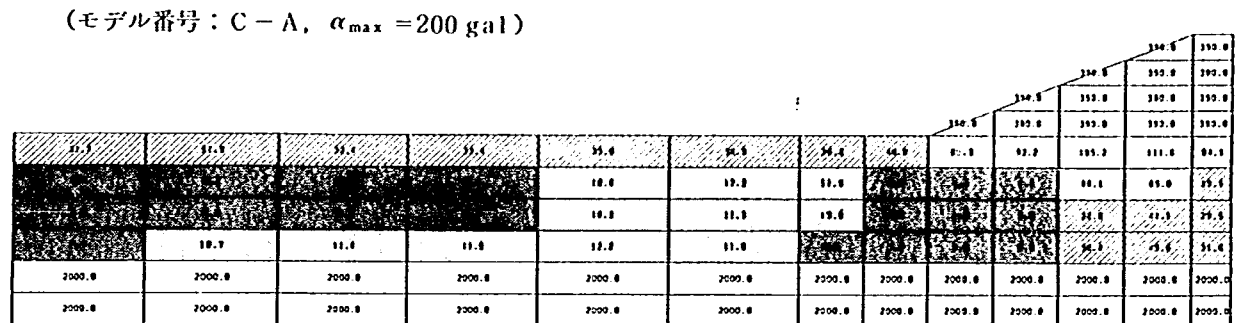
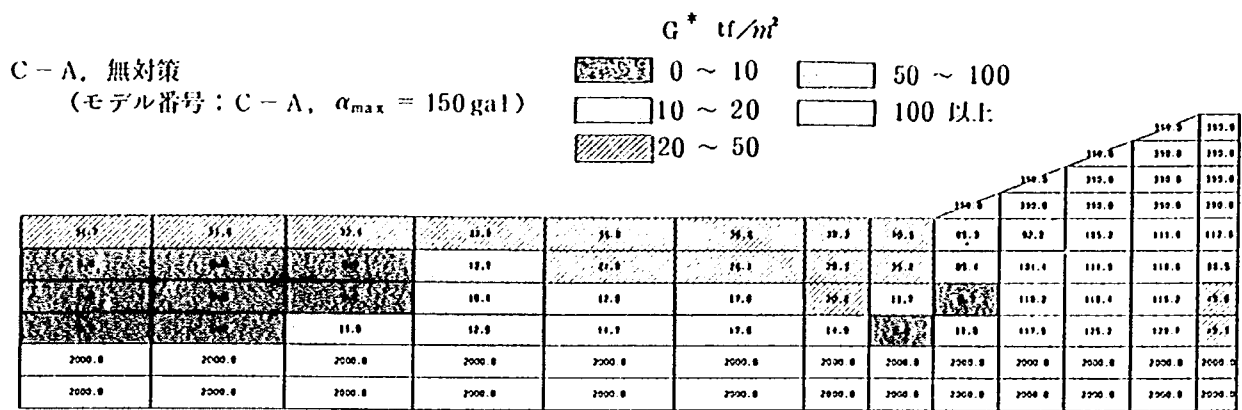
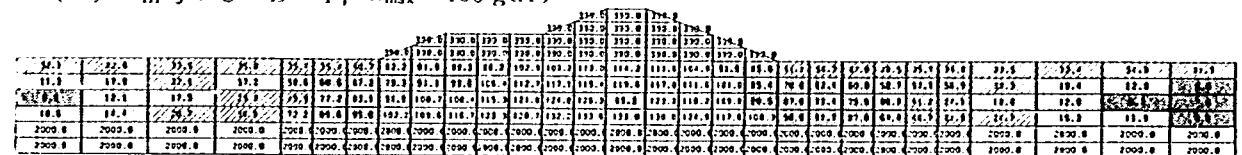


図-7.9 つつき (その2)



C-B, 押え盛土工法
(モデル番号: C-B-1, $\alpha_{\max} = 150 \text{ gal}$)



(モデル番号: C-B-1, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



(モデル番号: C-B-1, $\alpha_{\max} = 250 \text{ gal}$)



図-7.10 軟化による見かけの剛性率 G^* の分布 (粘性土地盤モデル)

22.4	22.8	23.2	23.6	24.0	24.4	24.8	25.2	25.6	26.0	26.4	26.8	27.2	27.6	28.0	28.4	28.8	29.2	29.6	30.0	30.4	30.8	31.2	31.6	32.0	32.4	32.8	33.2	33.6	34.0	34.4	34.8	35.2	35.6	36.0	36.4	36.8	37.2	37.6	38.0	38.4	38.8	39.2	39.6	40.0	40.4	40.8	41.2	41.6	42.0	42.4	42.8	43.2	43.6	44.0	44.4	44.8	45.2	45.6	46.0	46.4	46.8	47.2	47.6	48.0	48.4	48.8	49.2	49.6	50.0	50.4	50.8	51.2	51.6	52.0	52.4	52.8	53.2	53.6	54.0	54.4	54.8	55.2	55.6	56.0	56.4	56.8	57.2	57.6	58.0	58.4	58.8	59.2	59.6	60.0	60.4	60.8	61.2	61.6	62.0	62.4	62.8	63.2	63.6	64.0	64.4	64.8	65.2	65.6	66.0	66.4	66.8	67.2	67.6	68.0	68.4	68.8	69.2	69.6	70.0	70.4	70.8	71.2	71.6	72.0	72.4	72.8	73.2	73.6	74.0	74.4	74.8	75.2	75.6	76.0	76.4	76.8	77.2	77.6	78.0	78.4	78.8	79.2	79.6	80.0	80.4	80.8	81.2	81.6	82.0	82.4	82.8	83.2	83.6	84.0	84.4	84.8	85.2	85.6	86.0	86.4	86.8	87.2	87.6	88.0	88.4	88.8	89.2	89.6	90.0	90.4	90.8	91.2	91.6	92.0	92.4	92.8	93.2	93.6	94.0	94.4	94.8	95.2	95.6	96.0	96.4	96.8	97.2	97.6	98.0	98.4	98.8	99.2	99.6	100.0	100.4	100.8	101.2	101.6	102.0	102.4	102.8	103.2	103.6	104.0	104.4	104.8	105.2	105.6	106.0	106.4	106.8	107.2	107.6	108.0	108.4	108.8	109.2	109.6	110.0	110.4	110.8	111.2	111.6	112.0	112.4	112.8	113.2	113.6	114.0	114.4	114.8	115.2	115.6	116.0	116.4	116.8	117.2	117.6	118.0	118.4	118.8	119.2	119.6	120.0	120.4	120.8	121.2	121.6	122.0	122.4	122.8	123.2	123.6	124.0	124.4	124.8	125.2	125.6	126.0	126.4	126.8	127.2	127.6	128.0	128.4	128.8	129.2	129.6	130.0	130.4	130.8	131.2	131.6	132.0	132.4	132.8	133.2	133.6	134.0	134.4	134.8	135.2	135.6	136.0	136.4	136.8	137.2	137.6	138.0	138.4	138.8	139.2	139.6	140.0	140.4	140.8	141.2	141.6	142.0	142.4	142.8	143.2	143.6	144.0	144.4	144.8	145.2	145.6	146.0	146.4	146.8	147.2	147.6	148.0	148.4	148.8	149.2	149.6	150.0	150.4	150.8	151.2	151.6	152.0	152.4	152.8	153.2	153.6	154.0	154.4	154.8	155.2	155.6	156.0	156.4	156.8	157.2	157.6	158.0	158.4	158.8	159.2	159.6	160.0	160.4	160.8	161.2	161.6	162.0	162.4	162.8	163.2	163.6	164.0	164.4	164.8	165.2	165.6	166.0	166.4	166.8	167.2	167.6	168.0	168.4	168.8	169.2	169.6	170.0	170.4	170.8	171.2	171.6	172.0	172.4	172.8	173.2	173.6	174.0	174.4	174.8	175.2	175.6	176.0	176.4	176.8	177.2	177.6	178.0	178.4	178.8	179.2	179.6	180.0	180.4	180.8	181.2	181.6	182.0	182.4	182.8	183.2	183.6	184.0	184.4	184.8	185.2	185.6	186.0	186.4	186.8	187.2	187.6	188.0	188.4	188.8	189.2	189.6	190.0	190.4	190.8	191.2	191.6	192.0	192.4	192.8	193.2
------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

[illegible][illegible][illegible]

(モデル番号: C-C-1, $\alpha_{\max} = 250 \text{ gal}$)

[illegible]

- 98 -

C-D. 鋼板工法

(モデル番号: C-D-1, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)

[illegible]

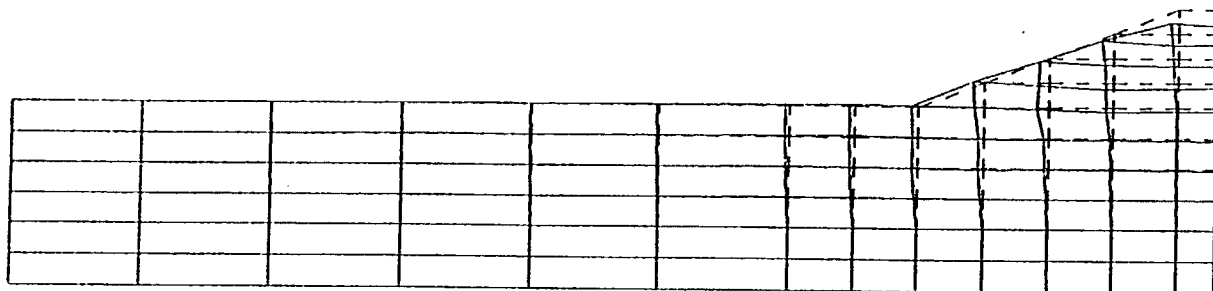
(モデル番号：C-D-2, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)

[illegible]

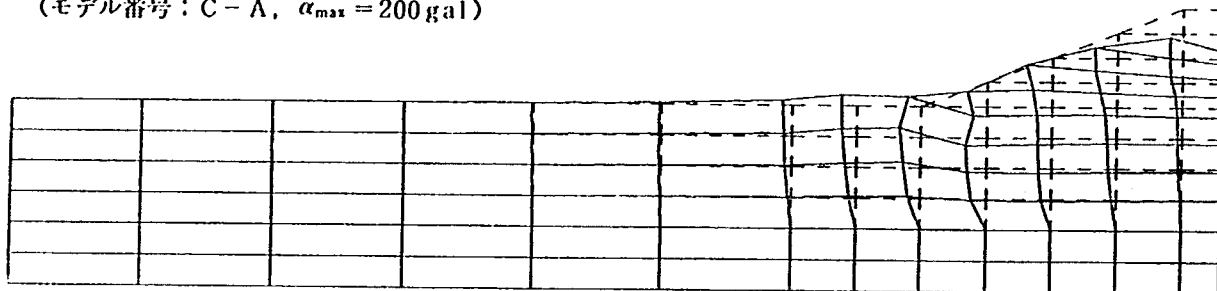
図-7.10 つづき (その3)

C-A. 無対策

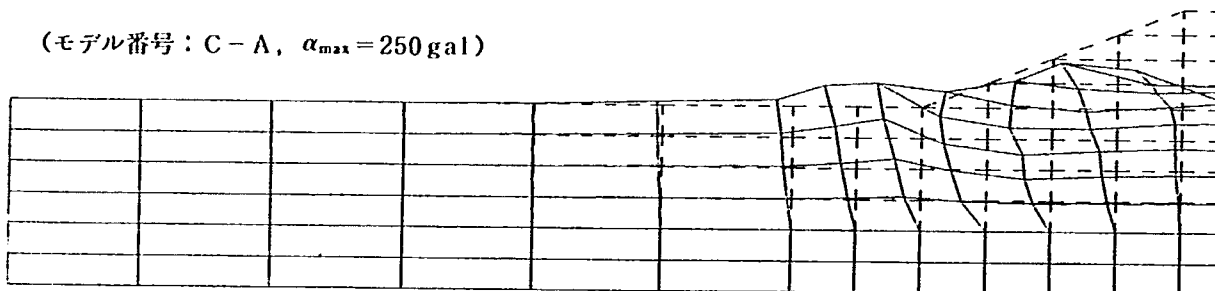
(モデル番号: C-A, $\alpha_{\max} = 150 \text{ gal}$)



(モデル番号: C-A, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)

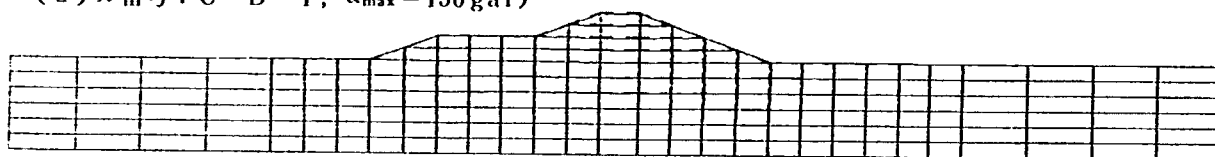


(モデル番号: C-A, $\alpha_{\max} = 250 \text{ gal}$)

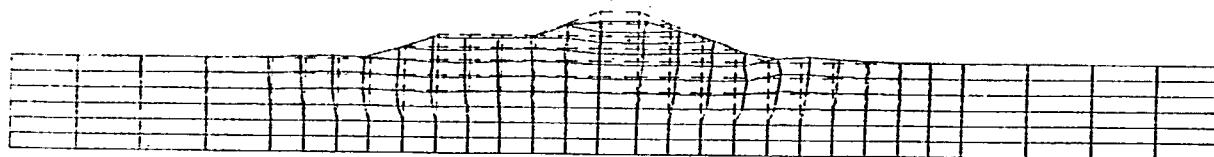


C-B. 押え盛土工法

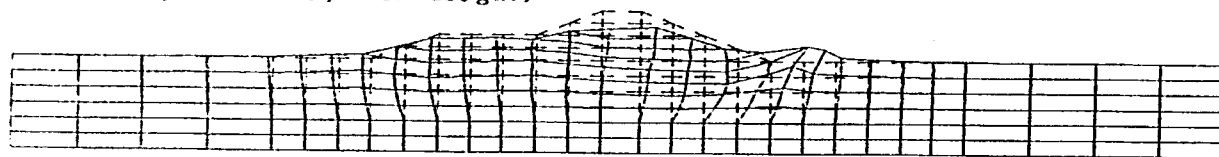
(モデル番号: C-B-1, $\alpha_{\max} = 150 \text{ gal}$)



(モデル番号: C-B-1, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



(モデル番号: C-B-1, $\alpha_{\max} = 250 \text{ gal}$)



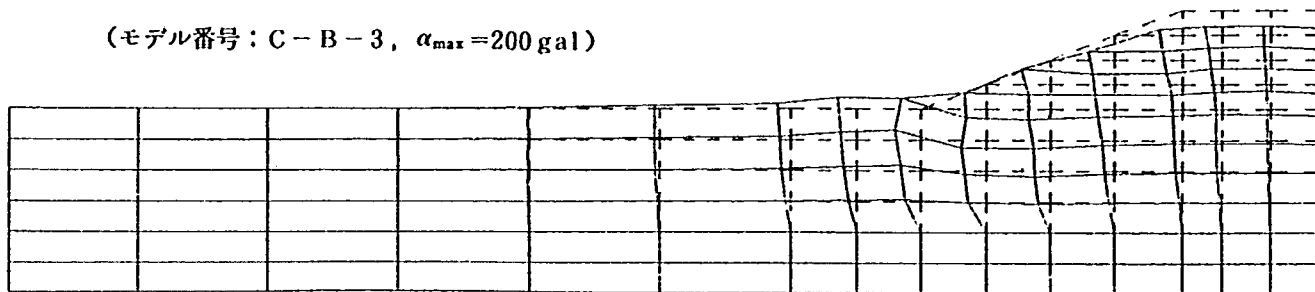
(モデル番号: C-B-2, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



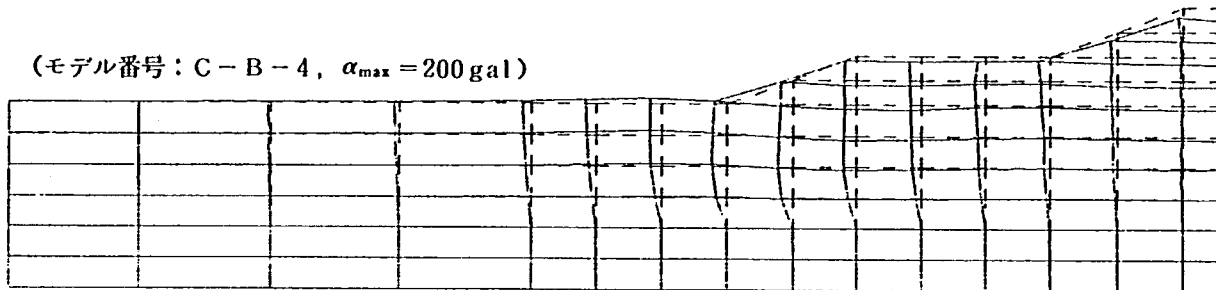
図-7.11 変形図 (粘土地盤)

DISPLACEMENT
STAGE NO. 2 - 10
400.00 cm

(モデル番号：C-B-3, $\alpha_{\max}=200$ gal)



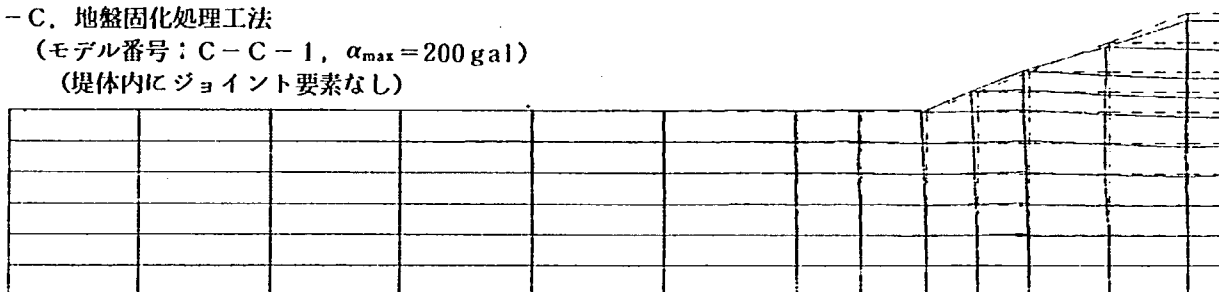
(モデル番号：C-B-4, $\alpha_{\max}=200$ gal)



C-C. 地盤固化処理工法

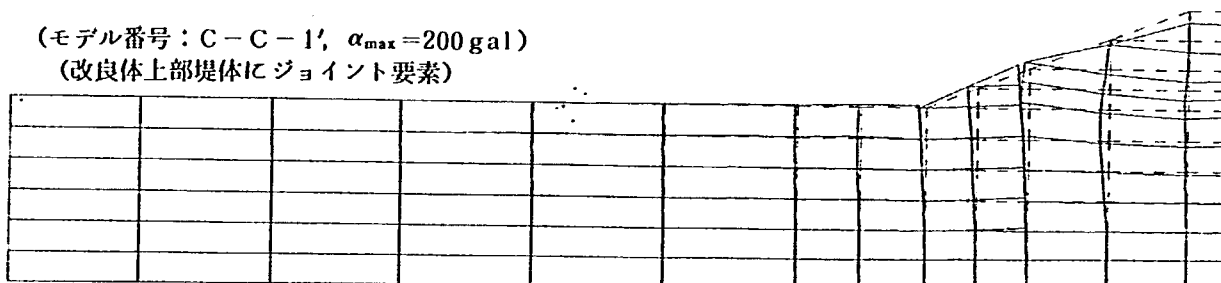
(モデル番号：C-C-1, $\alpha_{\max}=200$ gal)

(堤体内にジョイント要素なし)



(モデル番号：C-C-1', $\alpha_{\max}=200$ gal)

(改良体上部堤体にジョイント要素)



(モデル番号：C-C-1', $\alpha_{\max}=250$ gal)

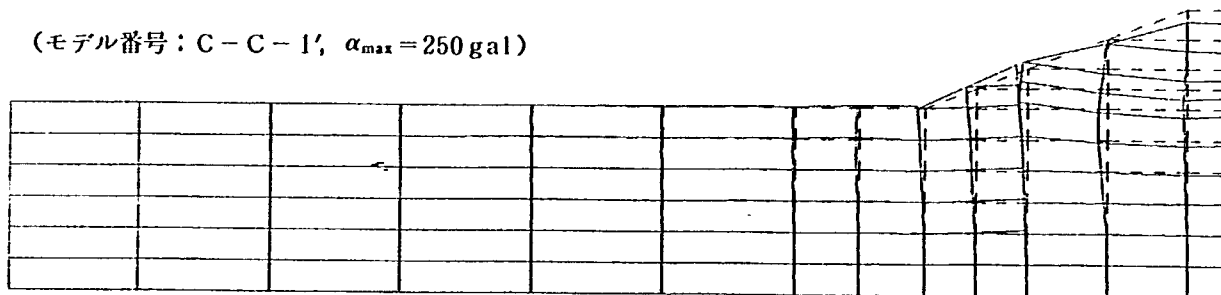
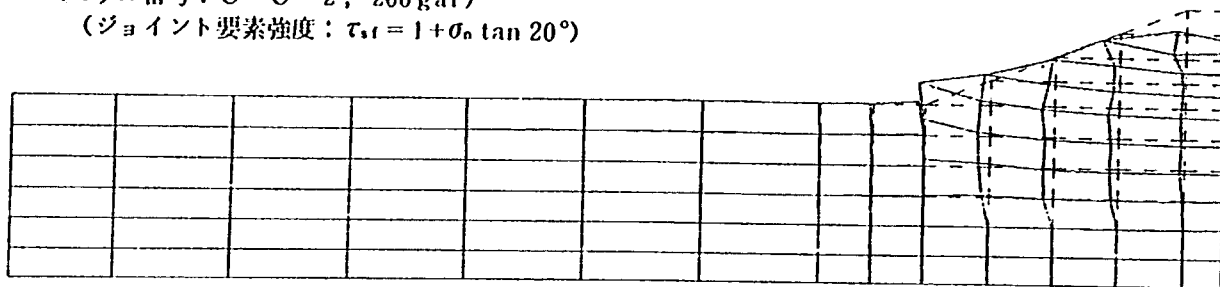


図-7.11 つづき (その2)

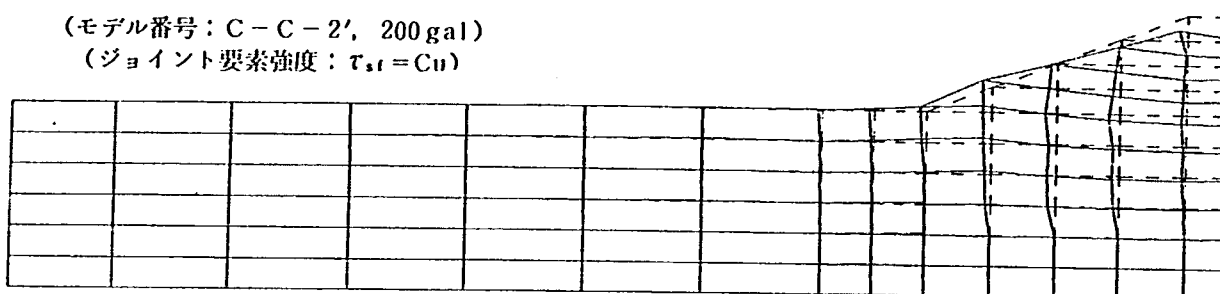
(モデル番号：C-C-2, 200 gal)

(ジョイント要素強度： $\tau_{st} = 1 + \sigma_n \tan 20^\circ$)



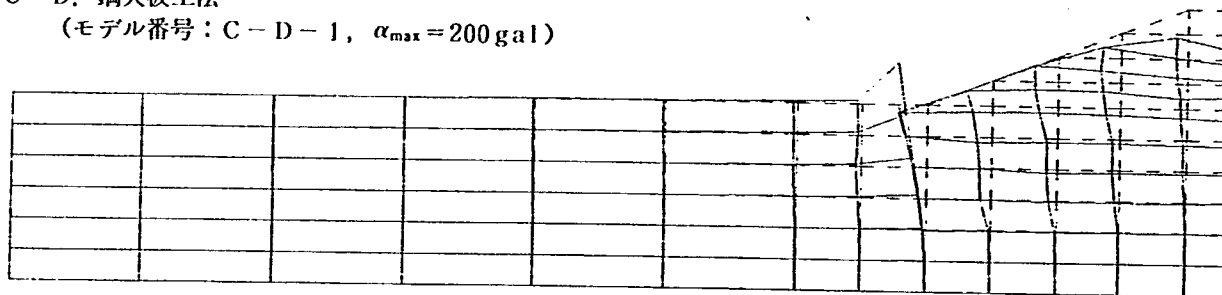
(モデル番号：C-C-2', 200 gal)

(ジョイント要素強度： $\tau_{st} = C_u$)

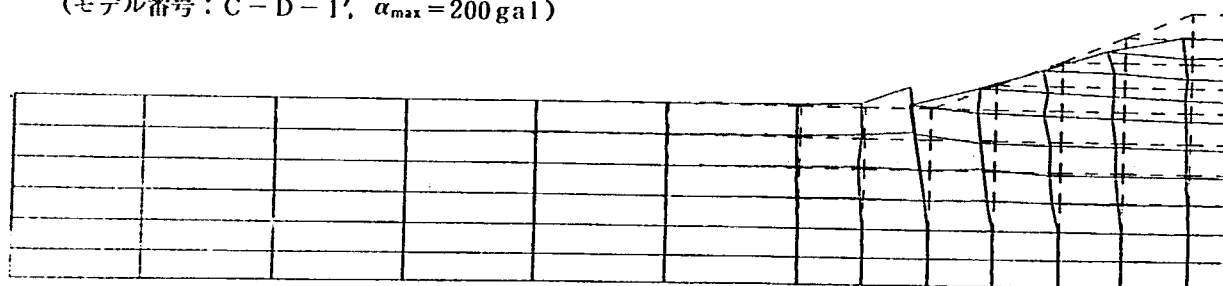


C-D. 鋼矢板工法

(モデル番号：C-D-1, $\alpha_{max} = 200 \text{ gal}$)



(モデル番号：C-D-1', $\alpha_{max} = 200 \text{ gal}$)



(モデル番号：C-D-2, $\alpha_{max} = 200 \text{ gal}$)

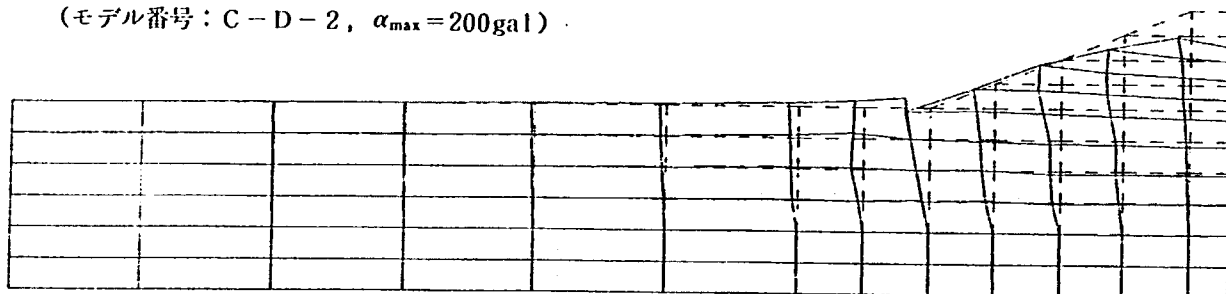


図-7.11 つづき (その3)

(モデル番号：C-D-2', $\alpha_{max}=200\text{ gal}$)

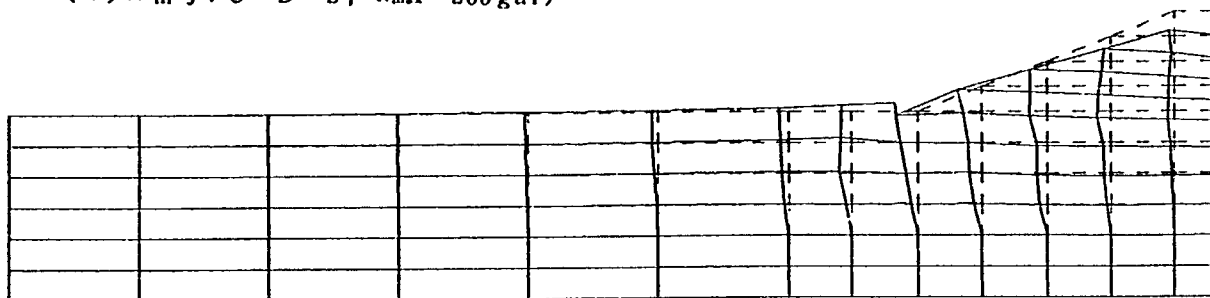
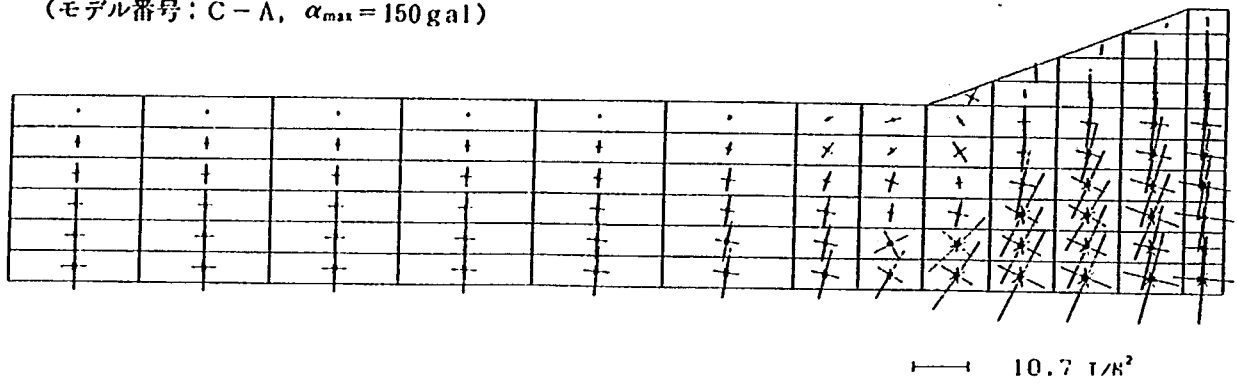


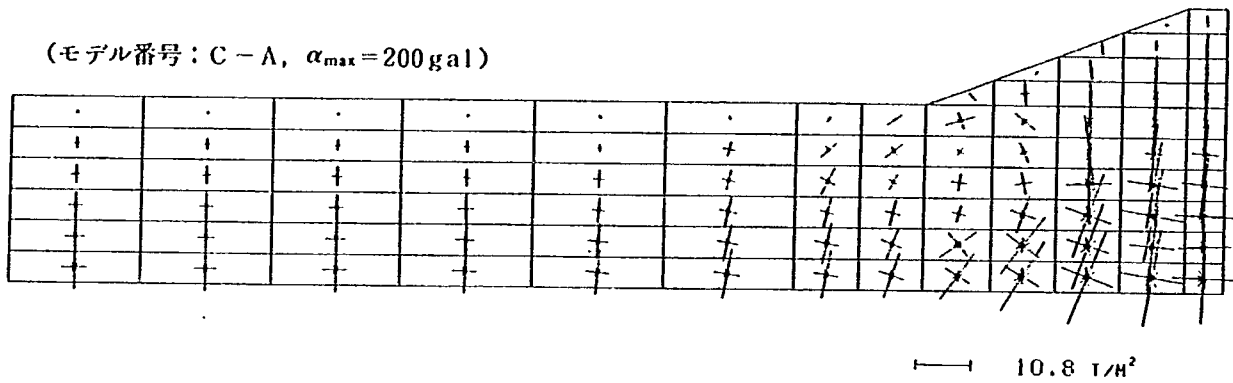
図-7.11 つづき (その4)

PRINCIPAL STRESS
STAGE NO. 2 - 10
9.9 T/M²

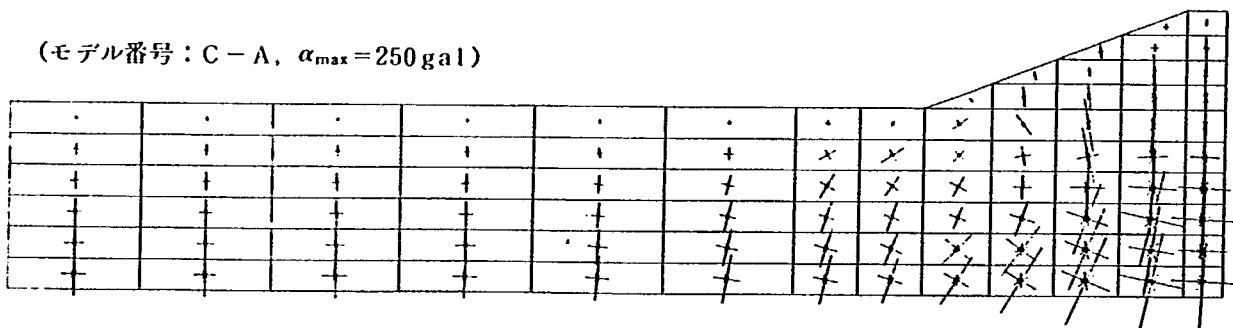
C-A, 無対策
(モデル番号: C-A, $\alpha_{\max} = 150 \text{ gal}$)



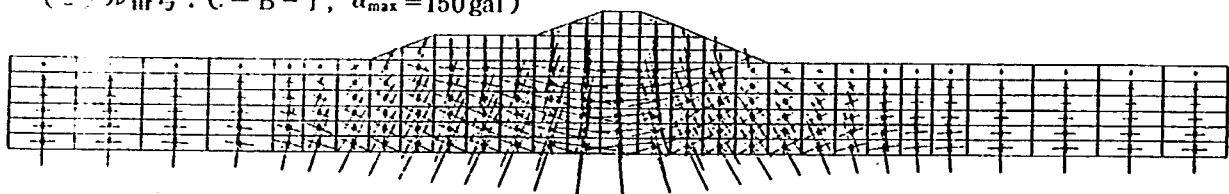
(モデル番号: C-A, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



(モデル番号: C-A, $\alpha_{\max} = 250 \text{ gal}$)



C-B, 押え盛土工法
(モデル番号: C-B-1, $\alpha_{\max} = 150 \text{ gal}$)



(モデル番号: C-B-1, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)

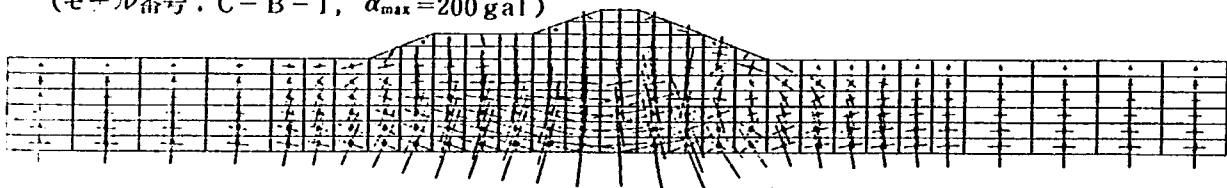
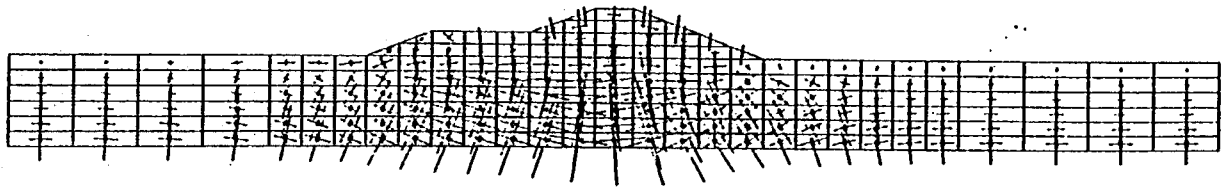


図-7.12 主応力図 (粘土地盤)

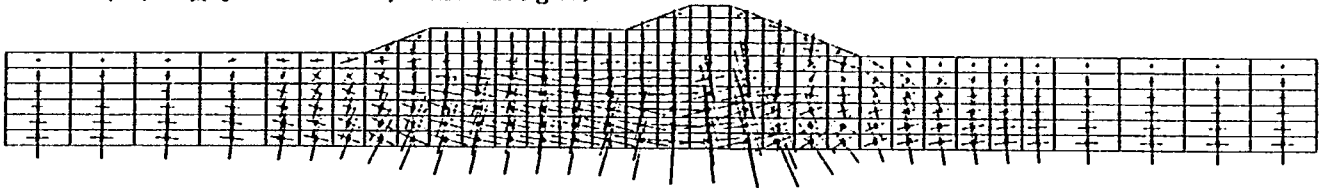
PRINCIPAL STRESS
STAGE NO. 2 - 10
10.8 t/m^2

(モデル番号: C-B-1, $\alpha_{\max}=250 \text{ gal}$)



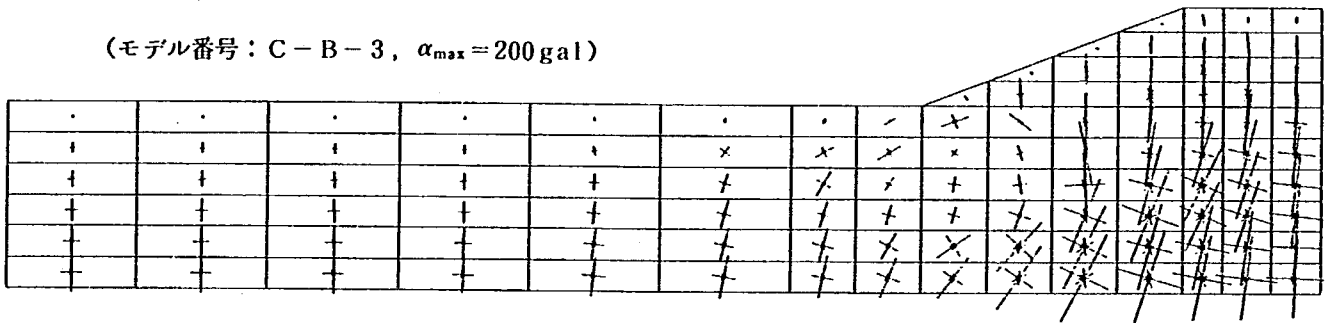
(モデル番号: C-B-2, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)

11.6 t/m^2



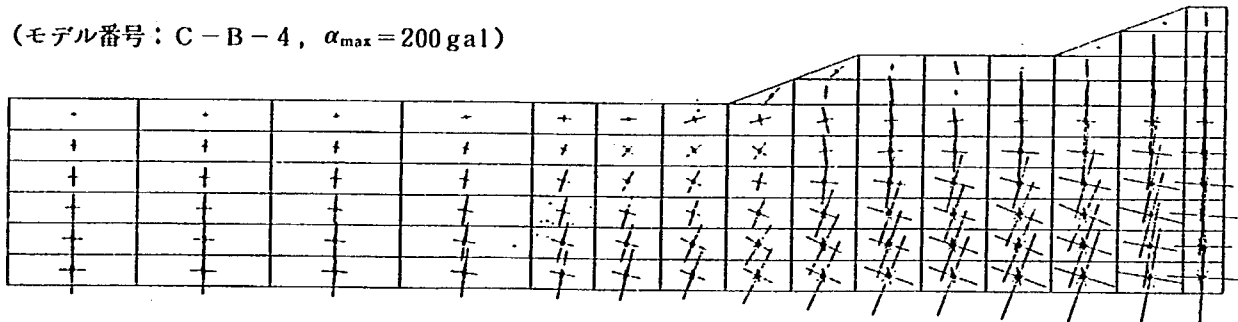
12.1 t/m^2

(モデル番号: C-B-3, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)



10.1 t/m^2

(モデル番号: C-B-4, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)



19.8 t/m^2

C-C. 地盤固化処理工法

(モデル番号: C-C-1, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)

(堤体内にジョイント要素なし)

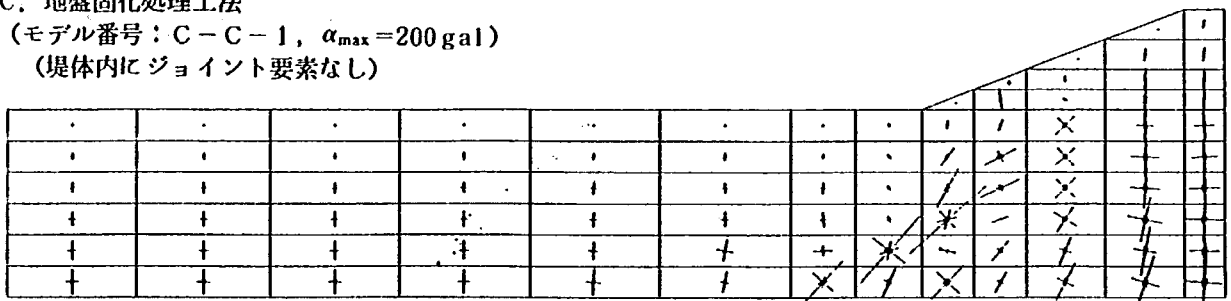
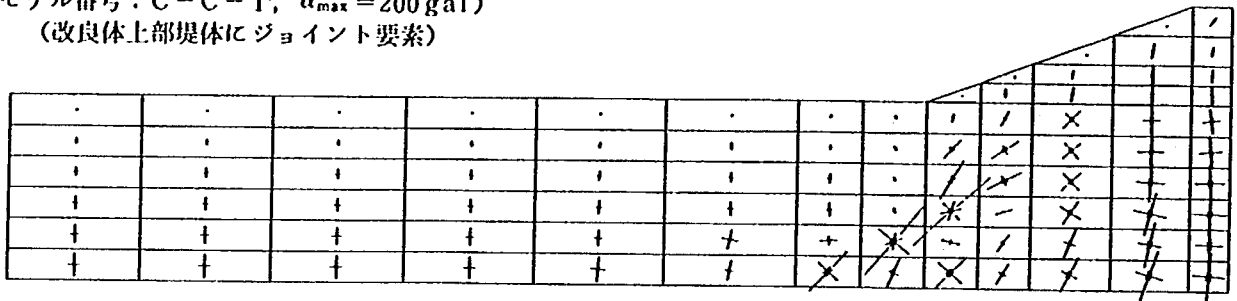


図-7.12 つづき (その2)

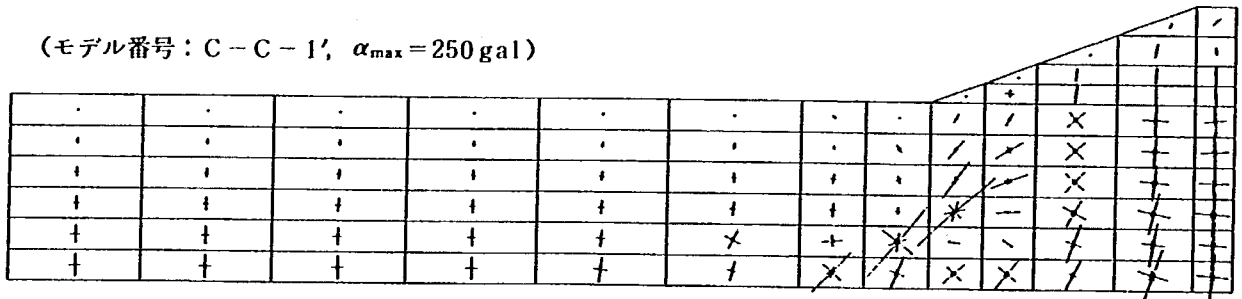
PRINCIPAL STRESS
STAGE NO. 2 - 10
20.7 t/m²

(モデル番号：C-C-1', $\alpha_{max}=200$ gal)
(改良体上部堤体にジョイント要素)



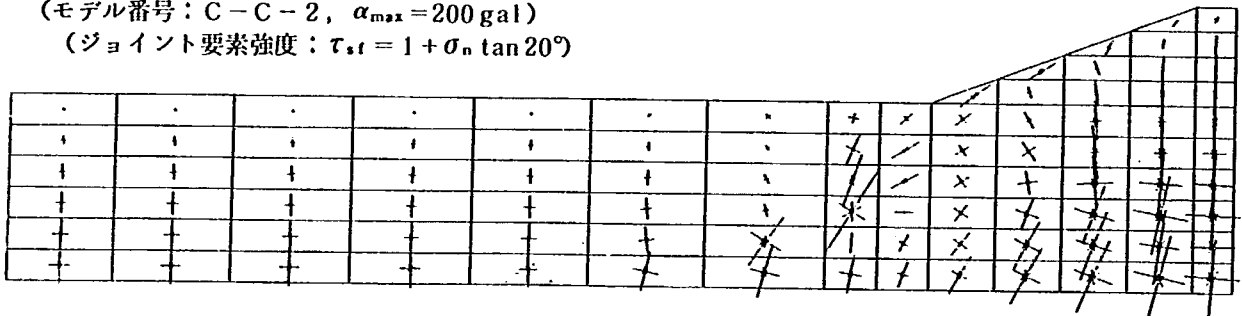
20.6 t/m²

(モデル番号：C-C-1', $\alpha_{max}=250$ gal)



12.7 t/m²

(モデル番号：C-C-2, $\alpha_{max}=200$ gal)
(ジョイント要素強度： $\tau_{st} = 1 + \sigma_n \tan 20^\circ$)



13.0 t/m²

(モデル番号：C-C-2', 200 gal)
(ジョイント要素強度： $\tau_{st} = Cu$)

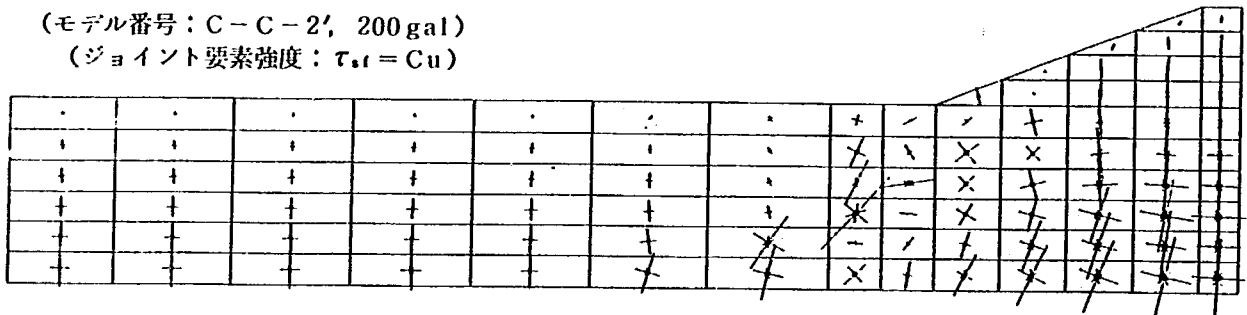
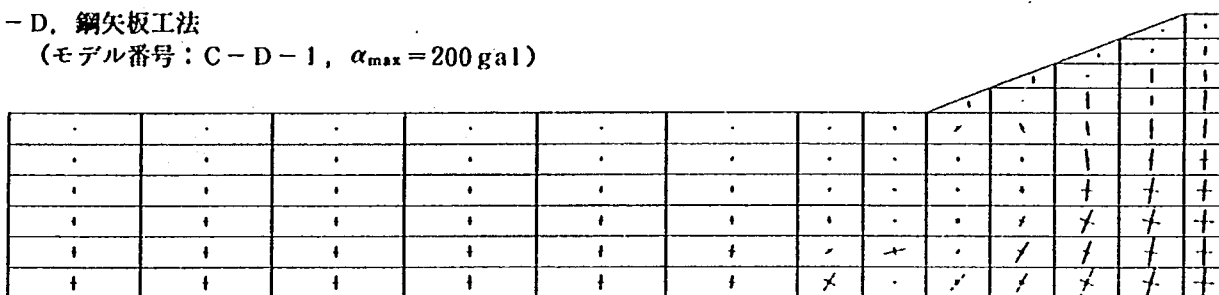


図-7.12 つづき (その3)

PRINCIPAL STRESS
STAGE NO. 2 - 10
33.7 t/m²

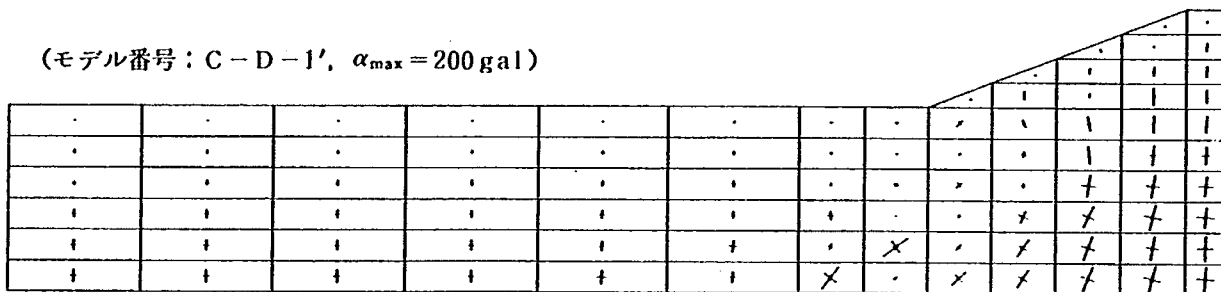
C-D. 鋼矢板工法

(モデル番号: C-D-1, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



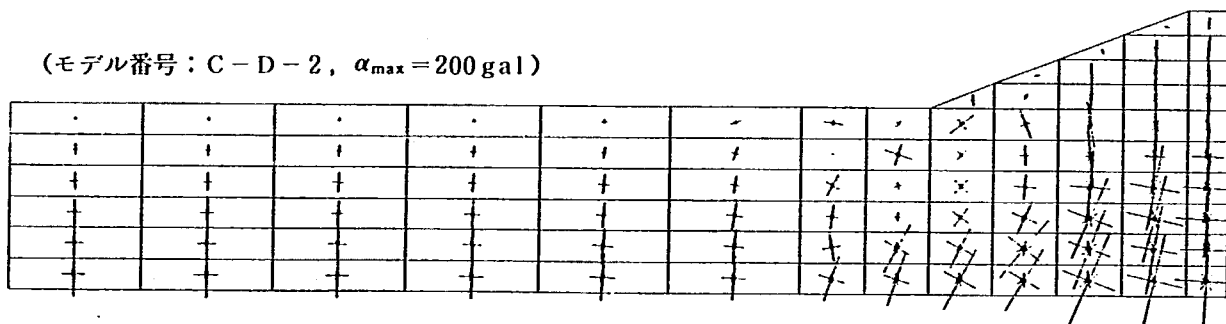
36.8 t/m²

(モデル番号: C-D-1', $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



10.6 t/m²

(モデル番号: C-D-2, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



10.5 t/m²

(モデル番号: C-D-2', $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)

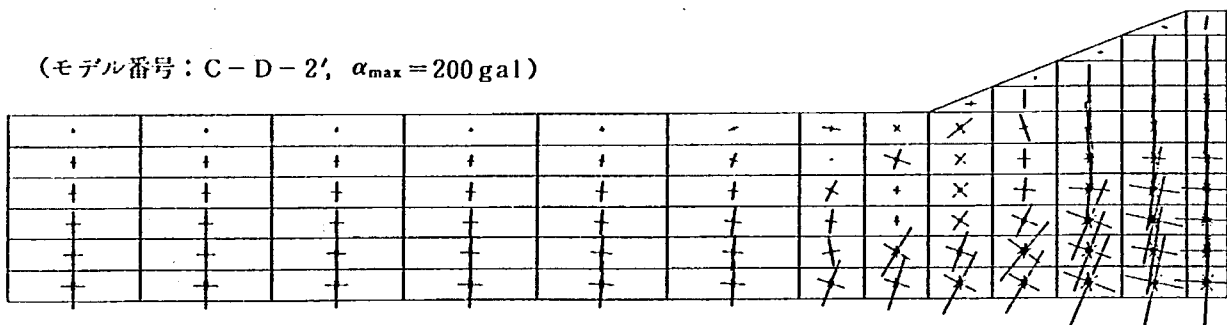
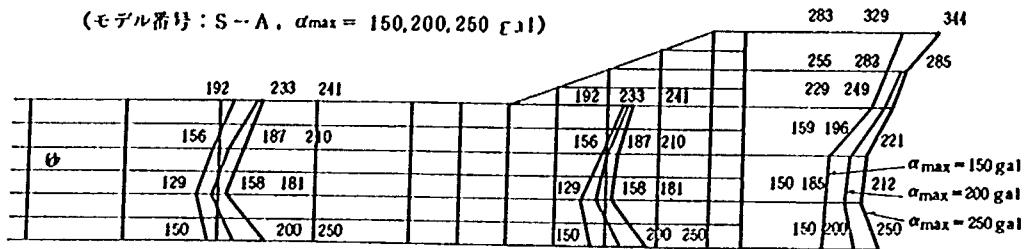


図-7.12 つづき (その4)

S-A. 無対策

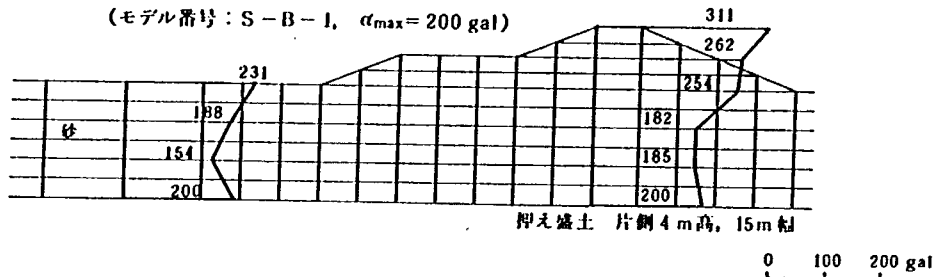
(モデル番号: S-A, $\alpha_{\max} = 150, 200, 250 \text{ gal}$)



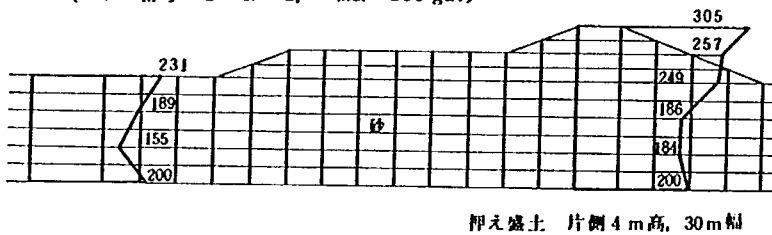
無対策

S-B. 押え盛土工法

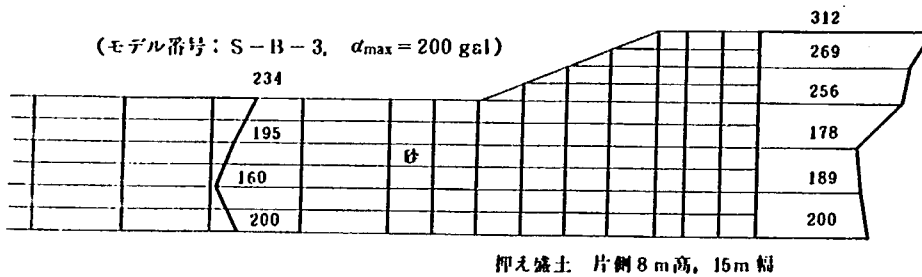
(モデル番号: S-B-1, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



(モデル番号: S-B-2, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



(モデル番号: S-B-3, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



(モデル番号: S-B-4, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)

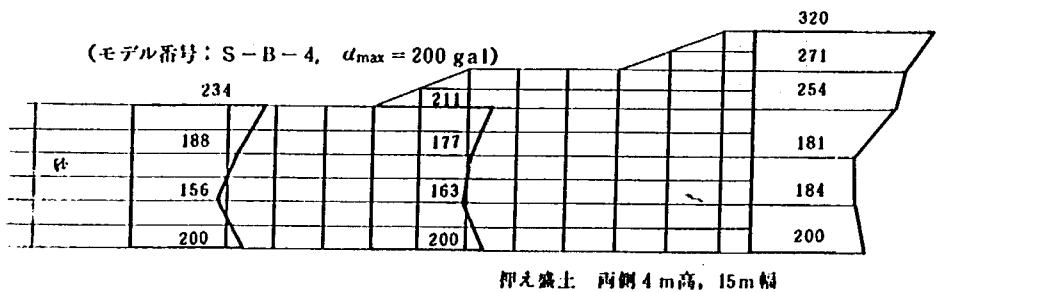
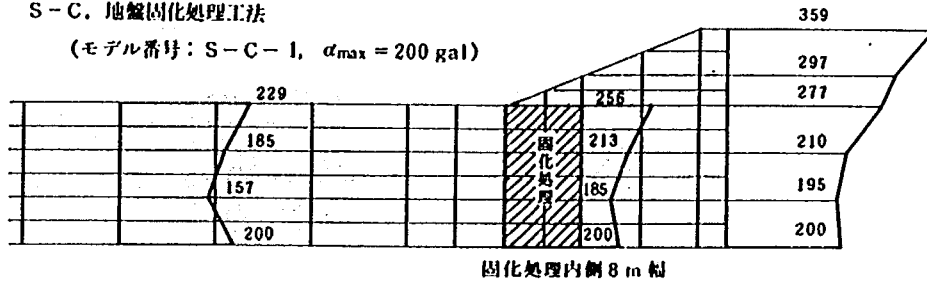


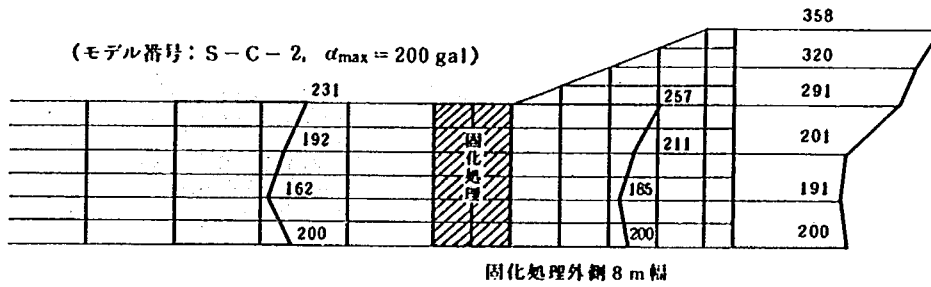
図-7.13 加速度分布図(砂地盤モデル)

S-C. 地盤固化処理工法

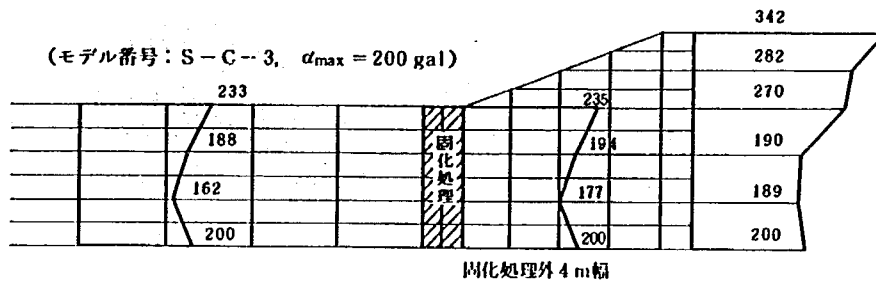
(モデル番号: S-C-1, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



(モデル番号: S-C-2, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)

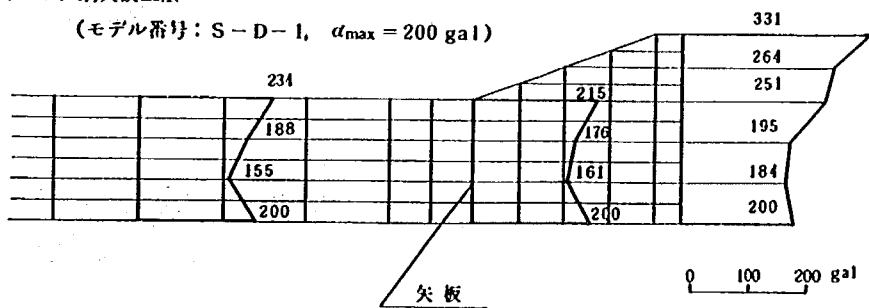


(モデル番号: S-C-3, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



S-D. 鋼矢板工法

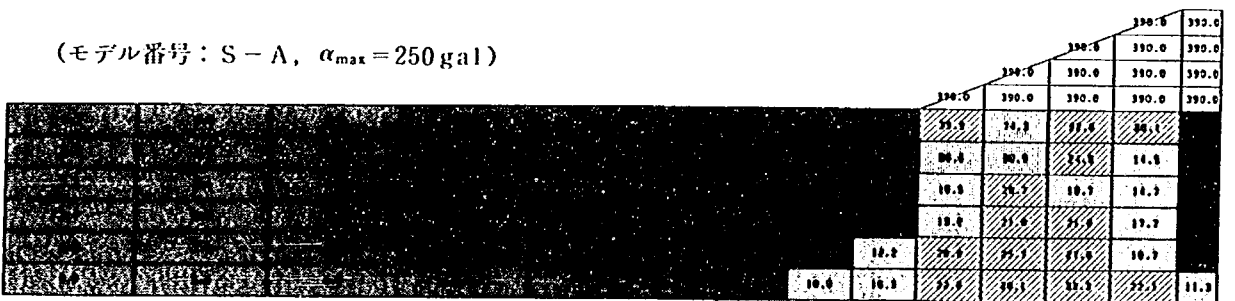
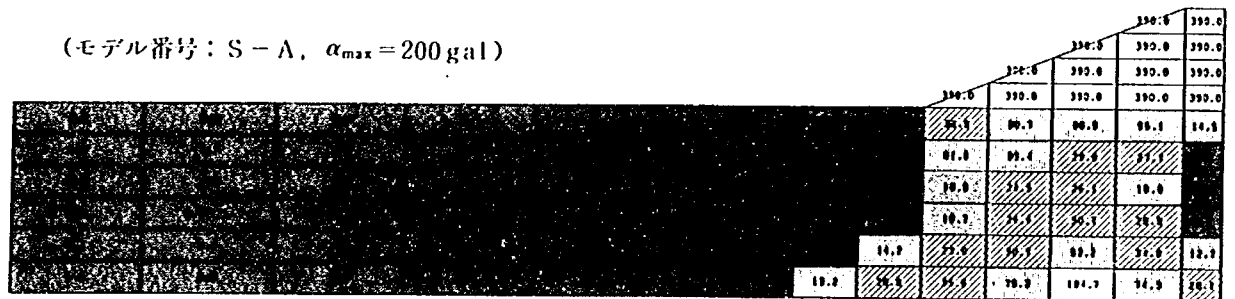
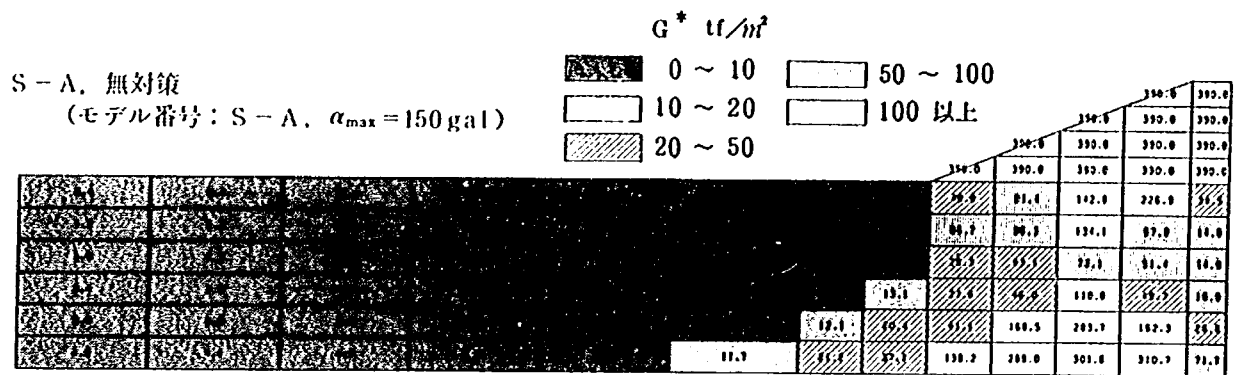
(モデル番号: S-D-1, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



S-E 地盤締め固め工法

(S-Aと同一とした)

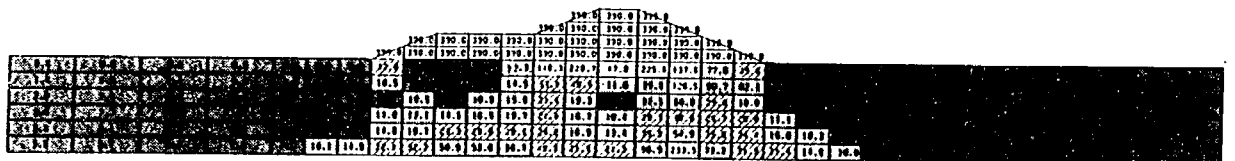
図-7.13 つづき (その2)



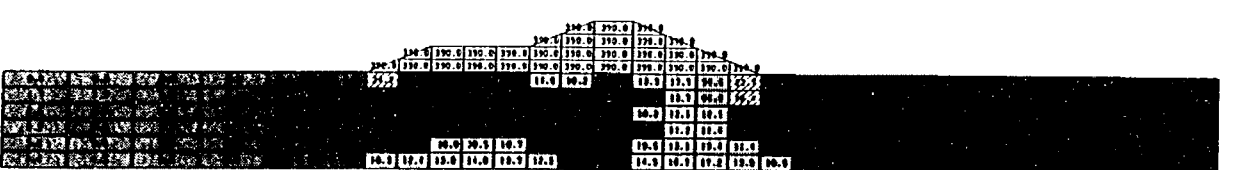
S-B, 押え盛土工法
(モデル番号: S-B-1, $\alpha_{\max}=150 \text{ gal}$)



(モデル番号: S-B-1, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)



(モデル番号: S-B-1, $\alpha_{\max}=250 \text{ gal}$)

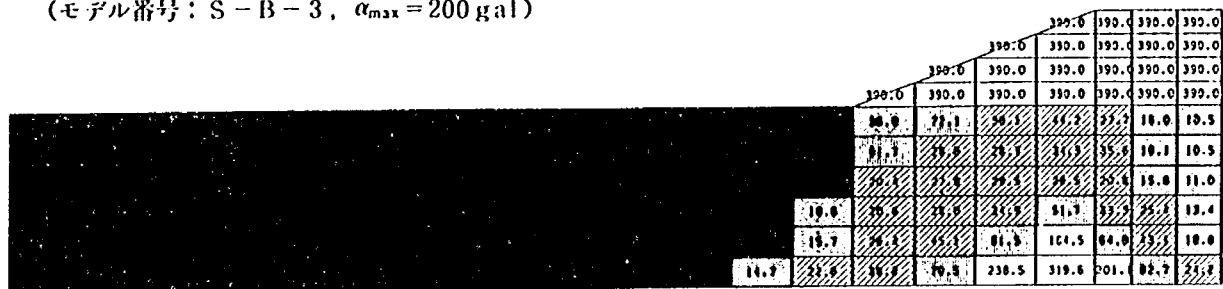


(モデル番号: S-B-2, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)

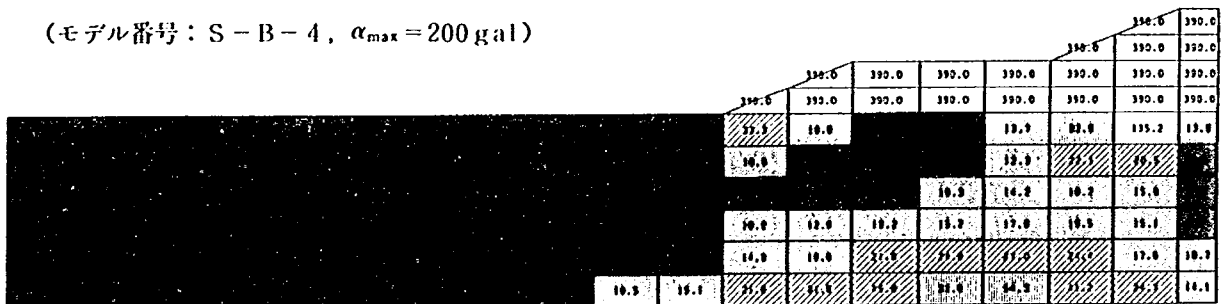


図-7.14 軟化による見かけの剛性率 G^* の分布 (砂質土地盤モデル)

(モデル番号：S-B-3, $\alpha_{\max}=200$ gal)

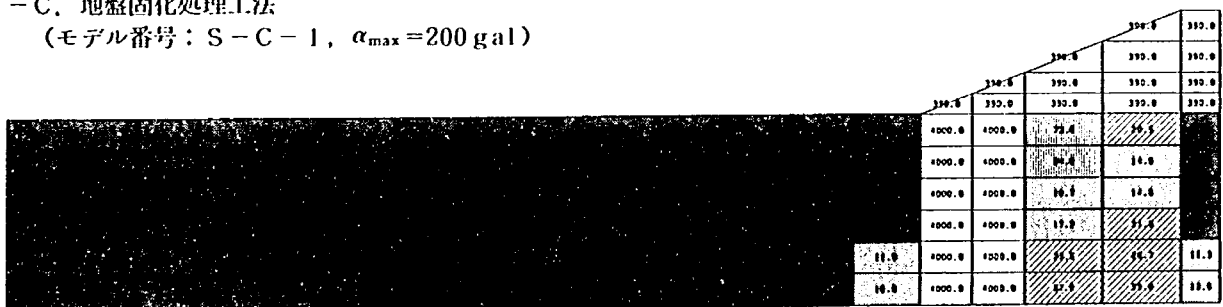


(モデル番号：S-B-4, $\alpha_{\max}=200$ gal)

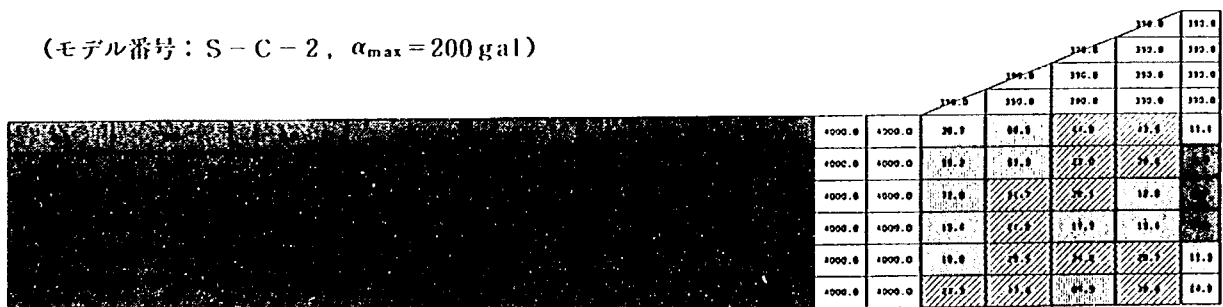


S-C, 地盤固化処理工法

(モデル番号：S-C-1, $\alpha_{\max}=200$ gal)



(モデル番号：S-C-2, $\alpha_{\max}=200$ gal)



(モデル番号：S-C-3, $\alpha_{\max}=200$ gal)

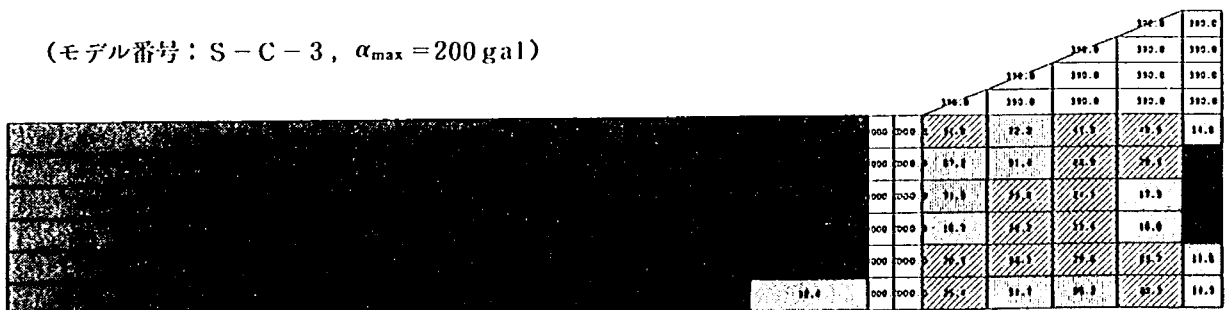
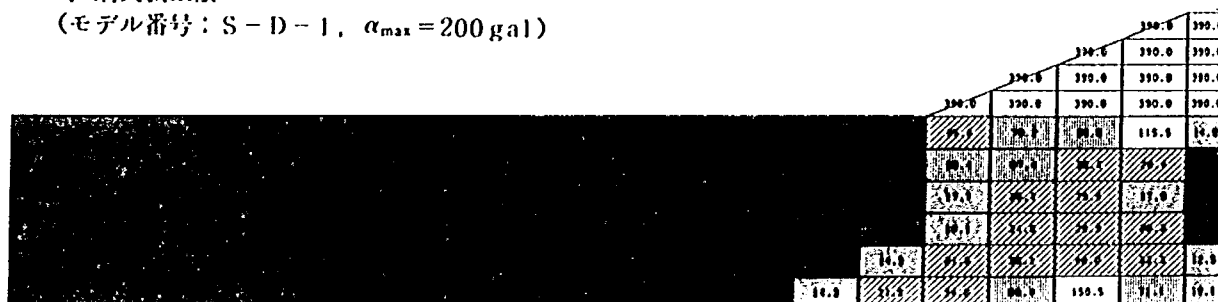


図-7.14 つづき (その2)

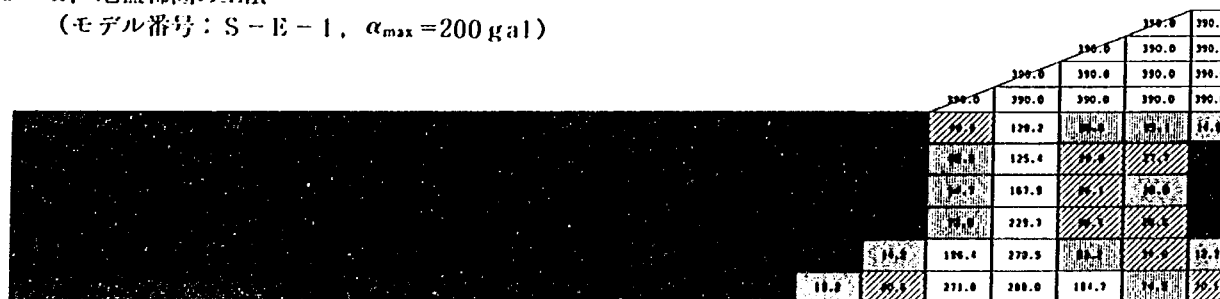
S-D. 鋼矢板工法

(モデル番号: S-D-1, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)

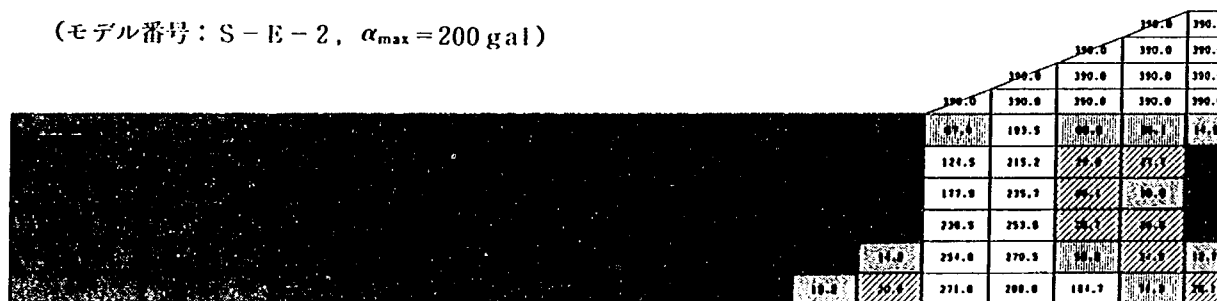


S-E. 地盤締固め工法

(モデル番号: S-E-1, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)



(モデル番号: S-E-2, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)



(モデル番号: S-E-3, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)

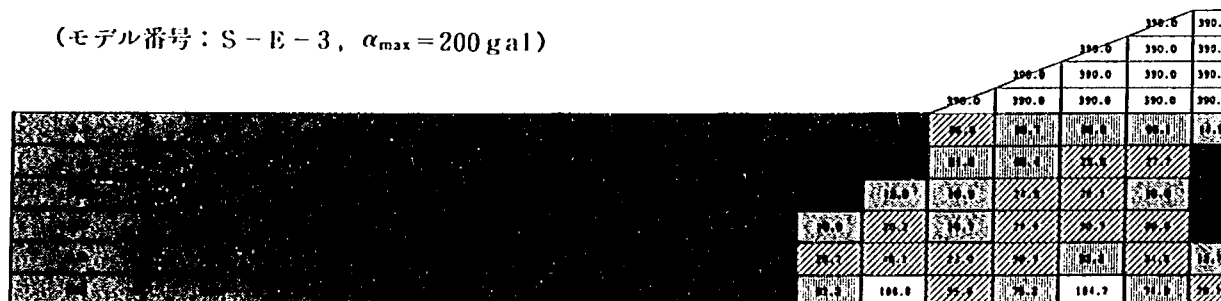
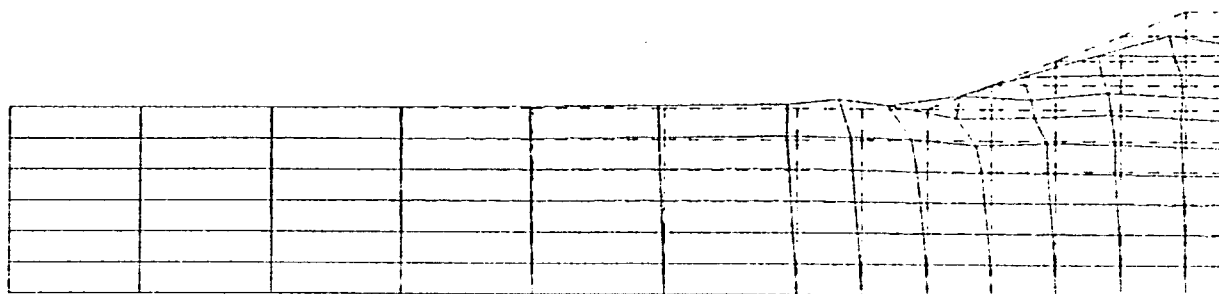


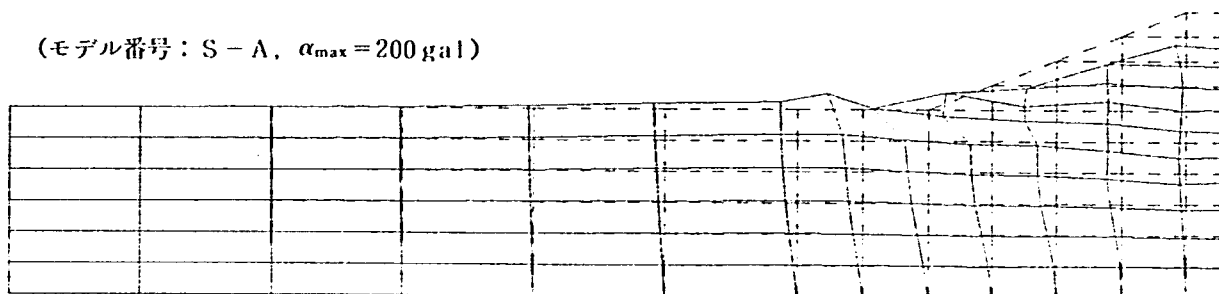
図-7.14 つづき (その3)

S-A, 無対策

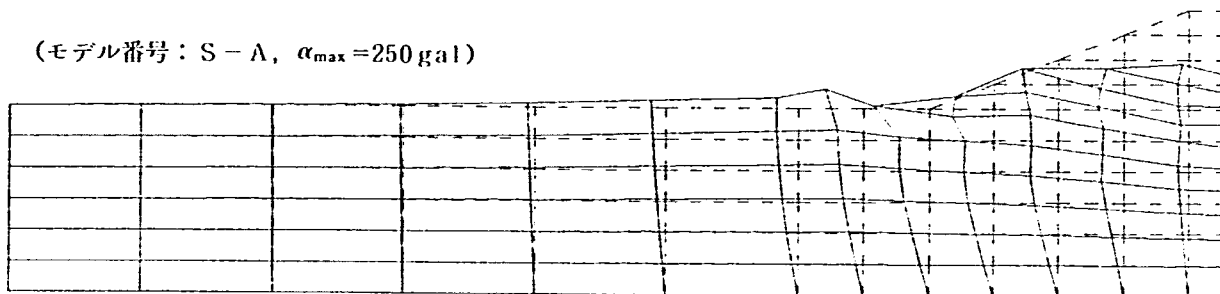
(モデル番号: S-A, $\alpha_{\max} = 150 \text{ gal}$)



(モデル番号: S-A, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



(モデル番号: S-A, $\alpha_{\max} = 250 \text{ gal}$)



S-B, 押え盛土工法

(モデル番号: S-B-1, $\alpha_{\max} = 150 \text{ gal}$)



(モデル番号: S-B-1, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



(モデル番号: S-B-1, $\alpha_{\max} = 250 \text{ gal}$)



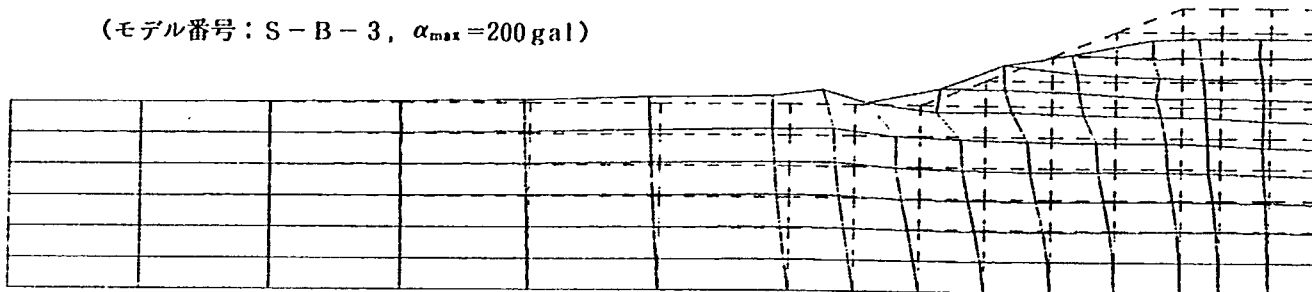
図-7.15 変形図(砂地盤モデル)

注) 変位はすべて2倍に拡大している。

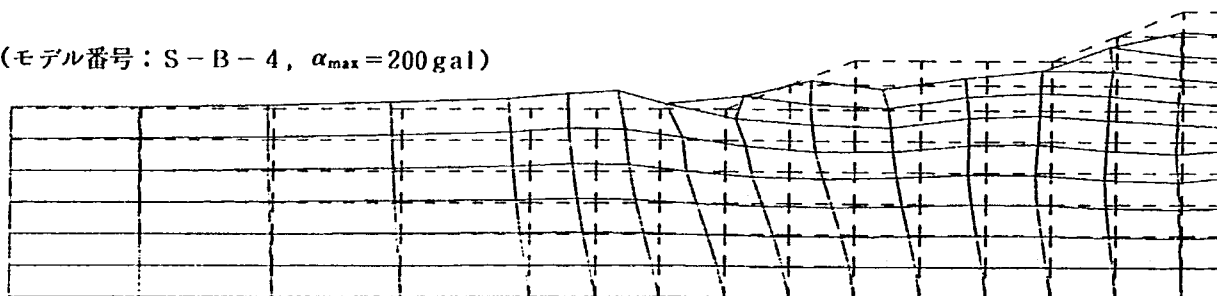
(モデル番号：S-B-2, $\alpha_{\max}=200$ gal)



(モデル番号：S-B-3, $\alpha_{\max}=200$ gal)

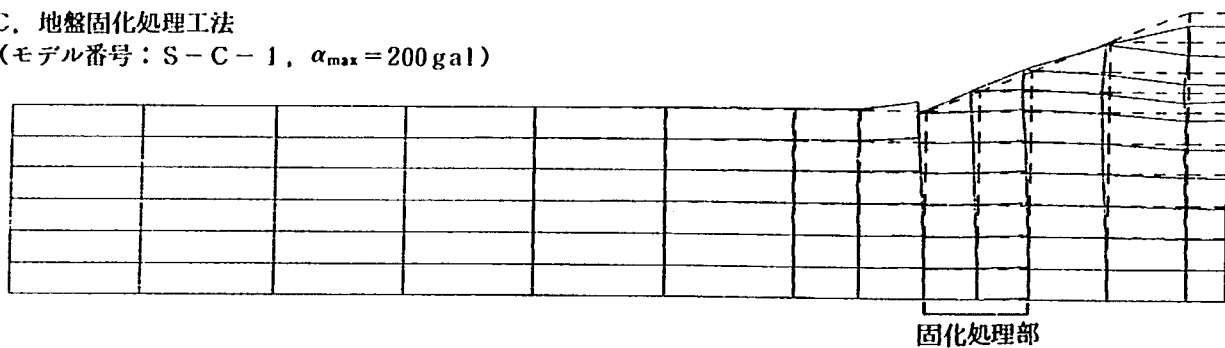


(モデル番号：S-B-4, $\alpha_{\max}=200$ gal)

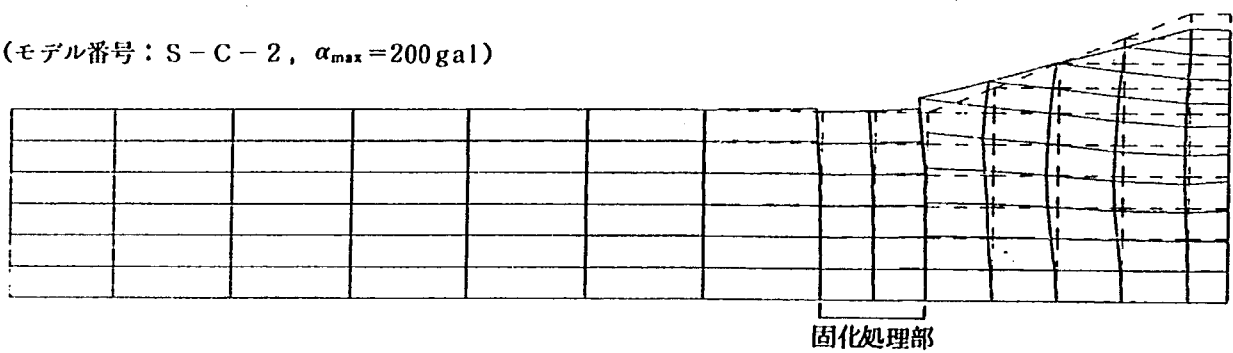


S-C. 地盤固化処理工法

(モデル番号：S-C-1, $\alpha_{\max}=200$ gal)



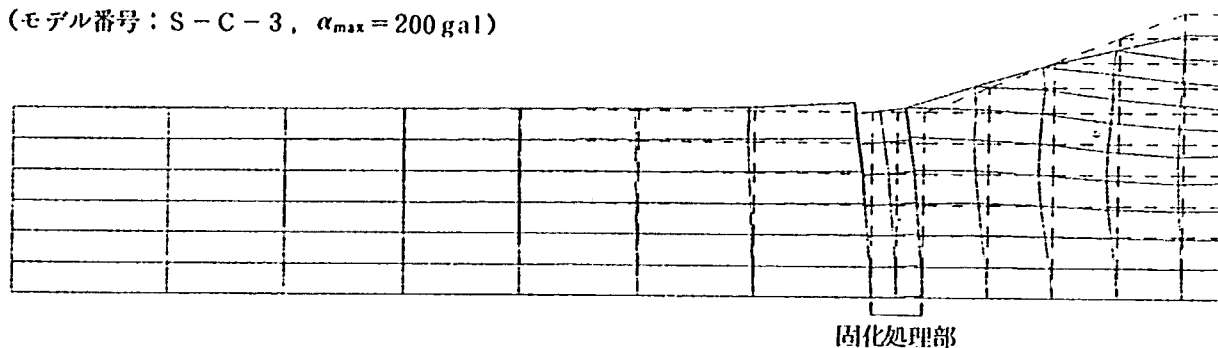
(モデル番号：S-C-2, $\alpha_{\max}=200$ gal)



注) 変位はすべて2倍に拡大している。

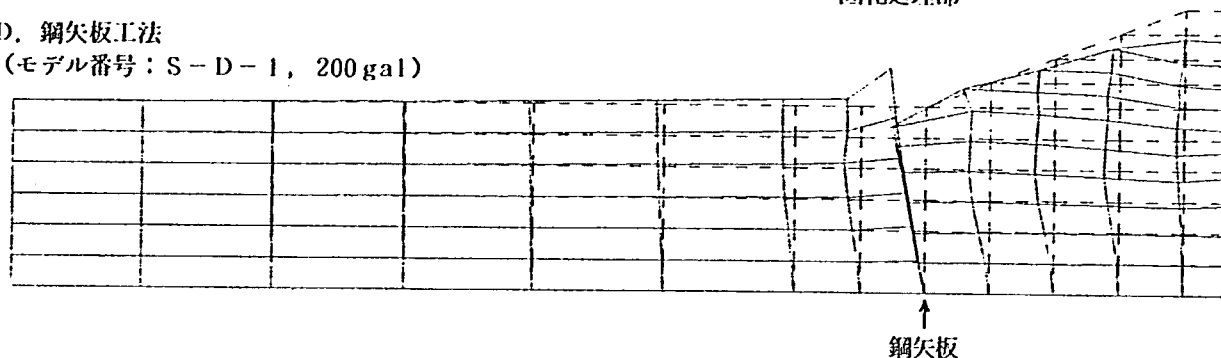
図-7.15 つづき (その2)

(モデル番号：S-C-3, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)



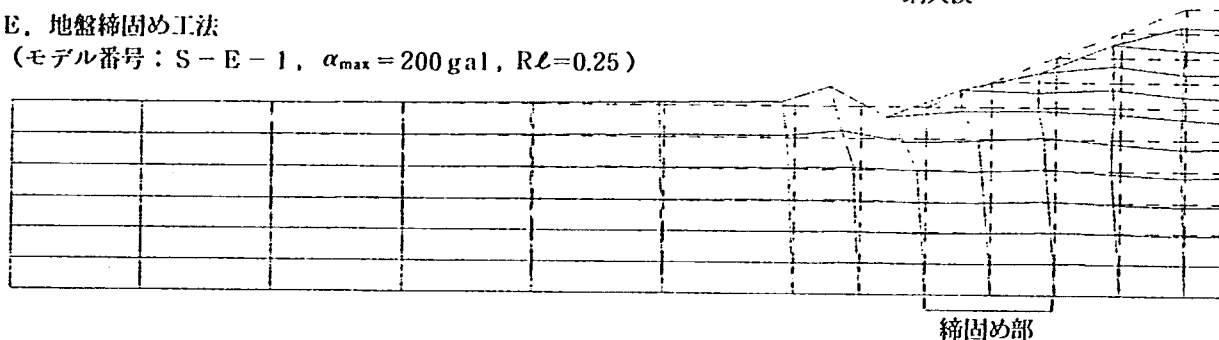
S-D. 鋼矢板工法

(モデル番号：S-D-1, 200 gal)

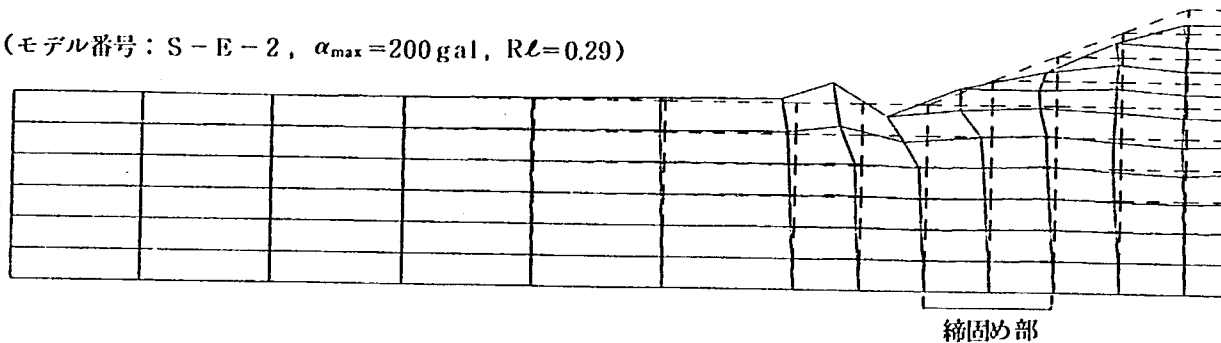


S-E. 地盤締固め工法

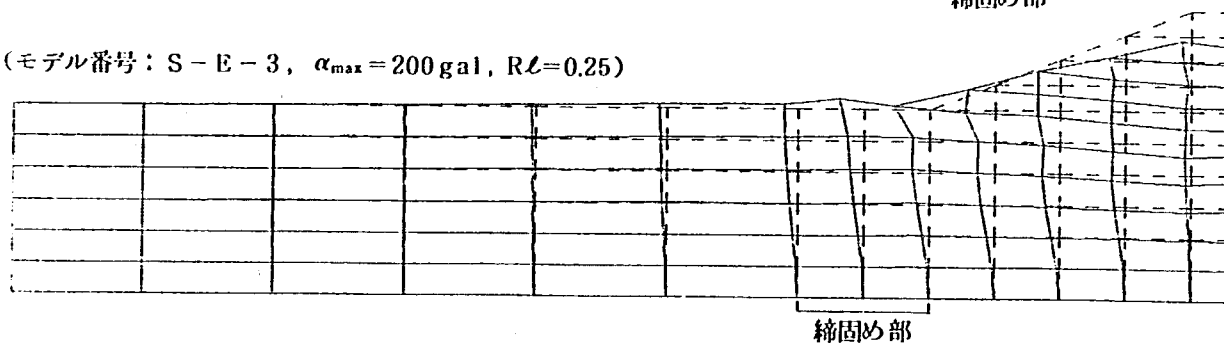
(モデル番号：S-E-1, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$, $R\ell=0.25$)



(モデル番号：S-E-2, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$, $R\ell=0.29$)



(モデル番号：S-E-3, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$, $R\ell=0.25$)

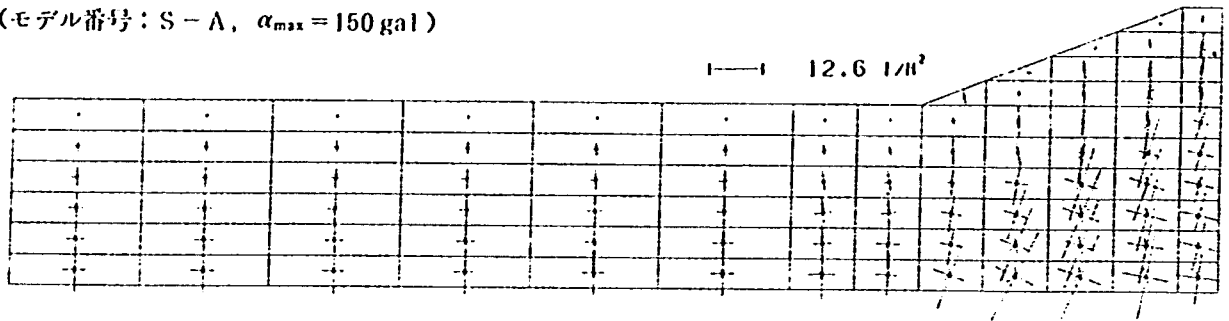


注) 変位はすべて2倍に拡大している。

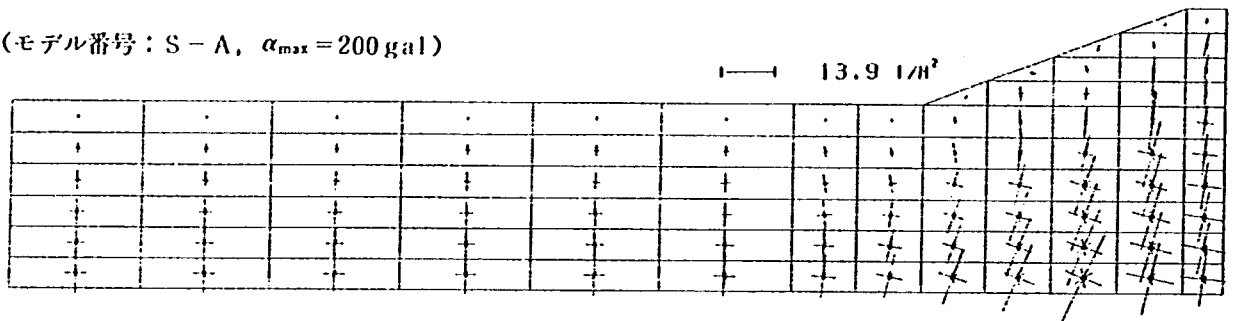
図-7.15 つづき (その3)

S-A. 無対策

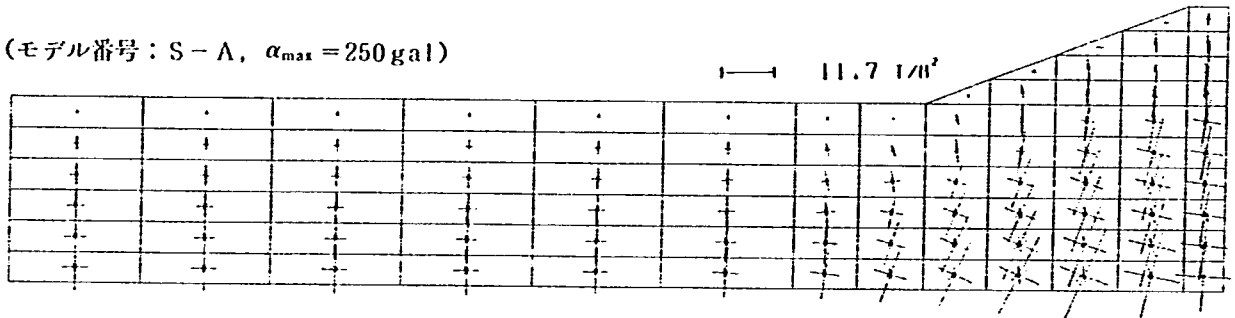
(モデル番号: S-A, $\alpha_{\max} = 150 \text{ gal}$)



(モデル番号: S-A, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)

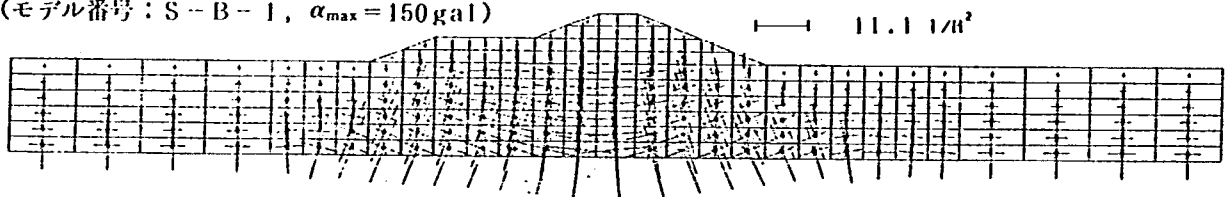


(モデル番号: S-A, $\alpha_{\max} = 250 \text{ gal}$)

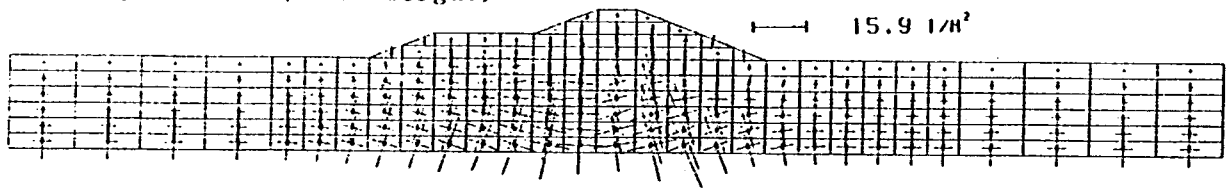


S-B. 押え盛土工法

(モデル番号: S-B-1, $\alpha_{\max} = 150 \text{ gal}$)



(モデル番号: S-B-1, $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$)



(モデル番号: S-B-1, $\alpha_{\max} = 250 \text{ gal}$)

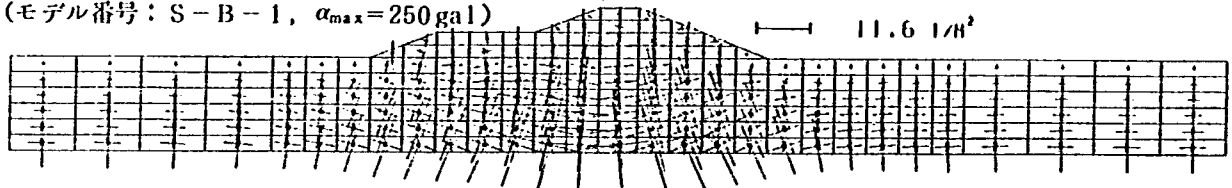
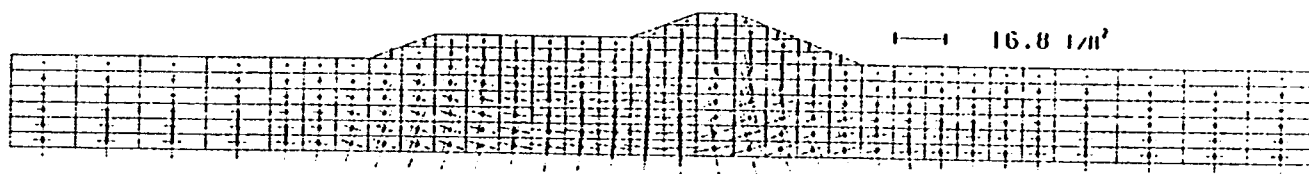
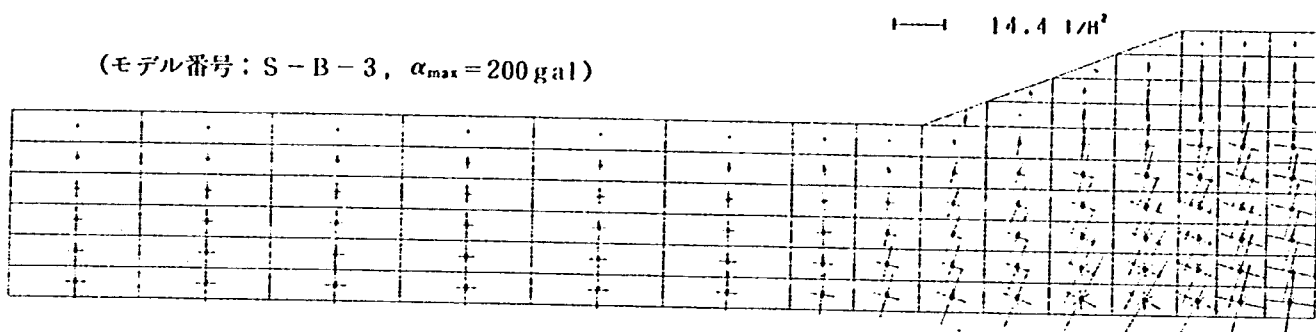


図-7.16 主応力図 (砂地盤モデル)

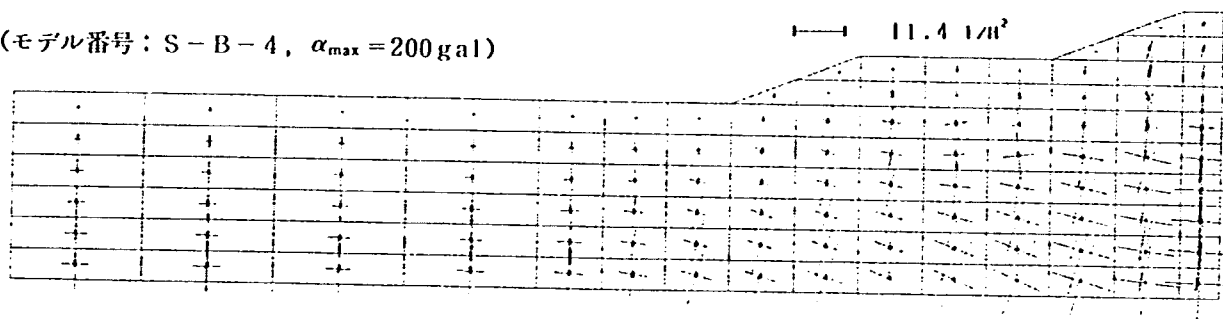
(モデル番号：S-B-2, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)



(モデル番号：S-B-3, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)

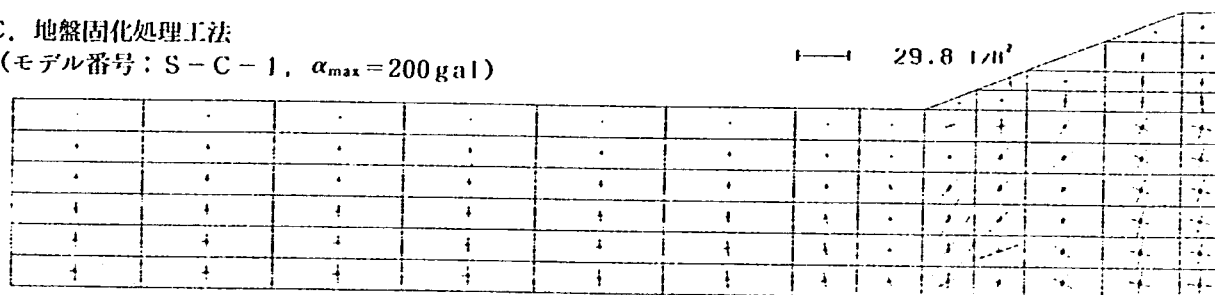


(モデル番号：S-B-4, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)



S-C. 地盤固化処理工法

(モデル番号：S-C-1, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)



(モデル番号：S-C-2, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)

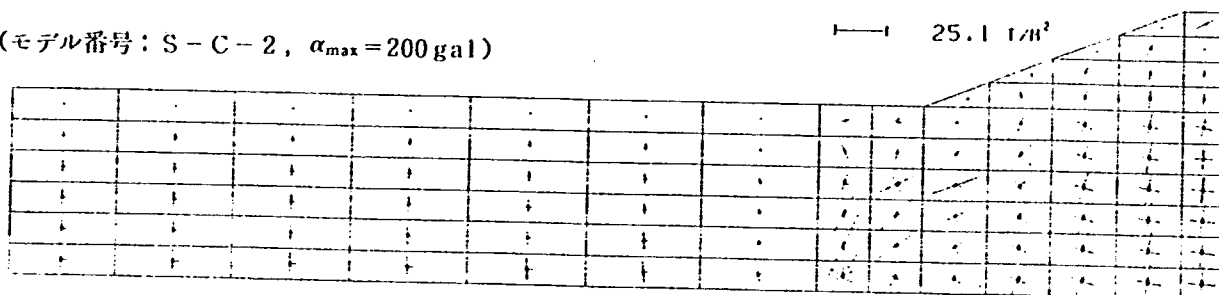
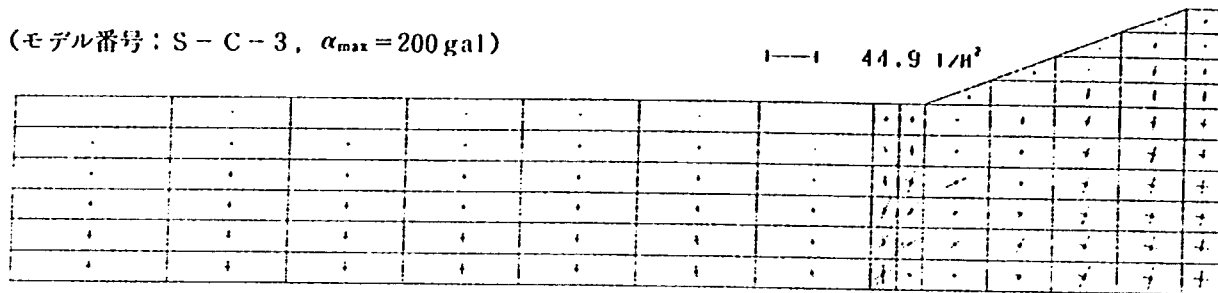


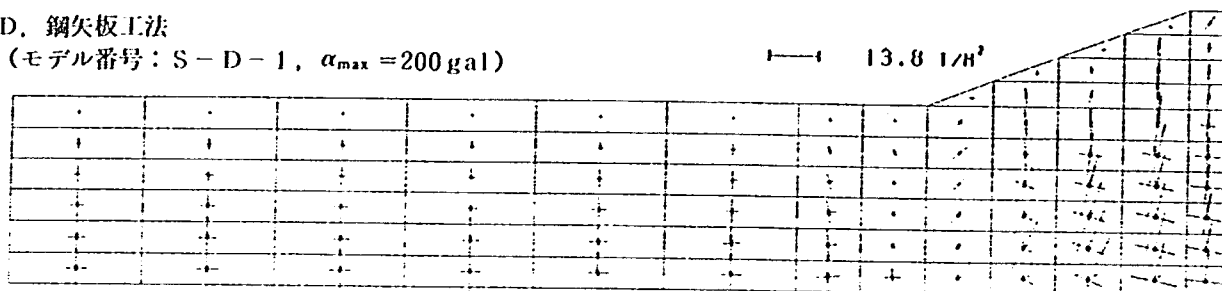
図-7.16 つづき (その2)

(モデル番号：S-C-3, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)



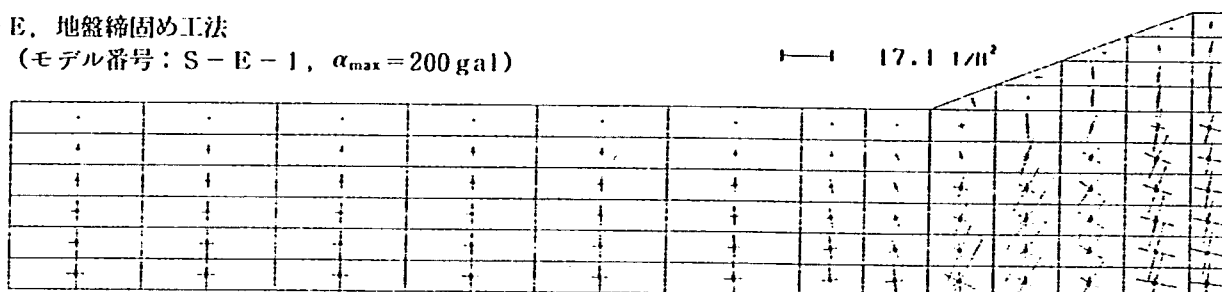
S-D, 鋼矢板工法

(モデル番号：S-D-1, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)

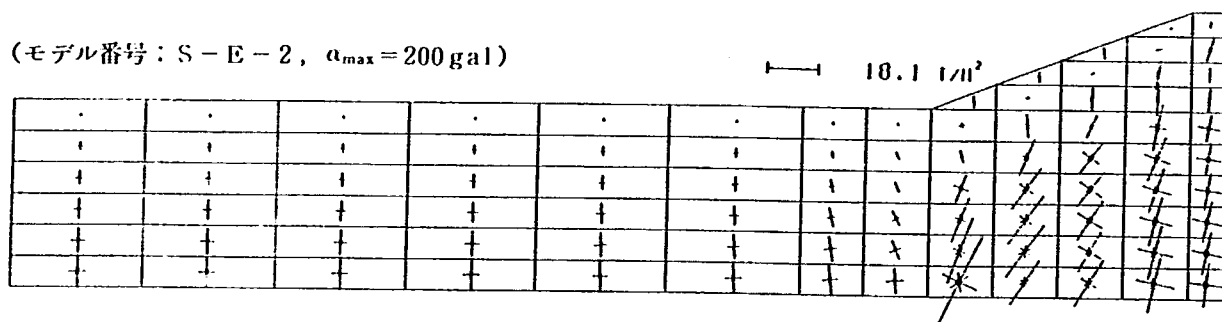


S-E, 地盤締固め工法

(モデル番号：S-E-1, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)



(モデル番号：S-E-2, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)



(モデル番号：S-E-3, $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$)

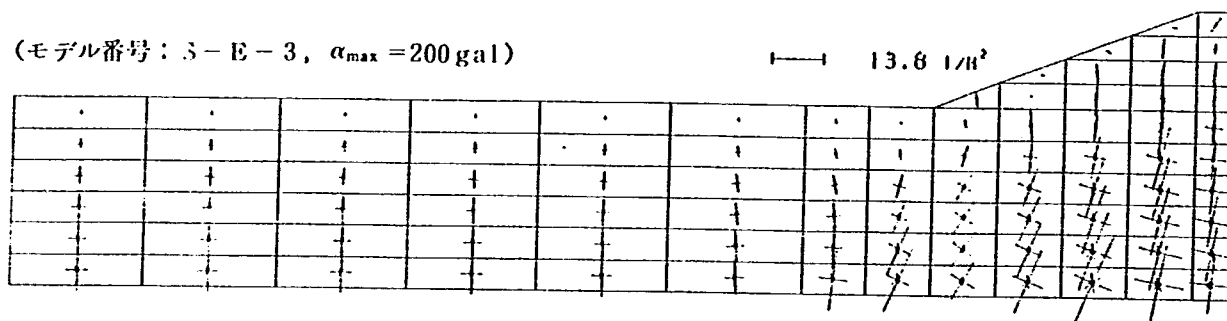


図-7.16 つづき (その3)

また、変形量は入力加速度が大きいほど大きくなっているのも図-7.11(a)から確かめられる。

(2) 押え盛土工法 (モデル番号: C-B)

応答加速度は無対策の場合とほぼ似た傾向を示しているが、押え盛土を施工した部分では若干抑えられているようである。

つぎに、図-7.10(b)より、押え盛土を施工した部分の地盤の剛性低下(軟化)は抑制されているが、押え盛土先端の地盤部では無対策の場合ののり尻部と同様に軟化が著しくなっている。

図-7.11(b)で変形の状況を見ると、片側押え盛土のケースでは、押え盛土を施工していない側での変形が大きくなっている。また、押え盛土を施工すると全体の堤敷幅が広がるが、そうすると全体的に一様な沈下を生じなくなり、载荷重の大きい堤防本体部および地盤の軟化の著しいのり先部で沈下が大きく、押え盛土の中央部では载荷重が小さいため沈下量が相対的に小さくなっている。また、図-7.12(b)に示す主応力図からもわかるように、堤防本体の下部および押え盛土部では水平方向直応力が消えている要素が多く、このため堤体自体も水平方向にひずんでいる。これより、連続体解析では表現されないが、実際には押え盛土部においてテンションクラックが発生することが想定される。この現象は、前回の模型実験¹⁾ および 1983 年日本海中部地震における河川堤防の被災事例¹²⁾ でも見られている。

(3) 地盤固化処理工法 (モデル番号: C-C)

この工法では堤体ののり尻より外側に施工したケースと内側に施工した場合(以下それぞれ外側施工・内側施工と略称する。)を扱った。

まず、応答加速度については(図-7.9(c))無対策の場合と比べると改良体付近では明らかに小さくなっている。一方、堤体の応答加速度は逆に大きくなっている。

つぎに、地盤の剛性低下の傾向を見ると(図-7.10(c))、改良体近傍では軟化が著しい。しかし、その領域は無対策の場合と同程度である。改良体近傍の地盤で軟化が著しいのは、改良体と粘土との剛性の差が大きいために地震時に応力集中が生じ、応答加速度が小さくなくても地震時せん断応力はそれほど低減されないためと考えられる。

つぎに、変形の状況について見ると(図-7.11(c))、改良体の外側の地盤の変形はいずれのケースにおいても小さくなっている。これは改良体が堤体荷重による土圧に抵抗しているためである。また、改良体底部にはすべり破壊が生じていないが、この部分のすべり強度をもっと低く設定すればすべり破壊が生じる可能性がある。

外側施工のケースについて見ると、ジョイント要素のすべり強度を $\tau_{sf} = 1 + \sigma_n \tan 20^\circ$ とした場合(C-C-1)には改良体と堤体側地盤との間ですべり破壊が生じている。このすべり破壊は、堤体荷重によって改良体内側の地盤が押し上げられるように生じている。そこで、この部分にすべり破壊が生じないようにジョイント要素のすべり強度を $\tau_f = c_u$ とした場合(C-C-1')には、すべりによる堤体ののり尻部の盛り上りが抑えられている。しかしながら、堤体の沈下量の大きさはさほど低減されているとは言えない。

つぎに、内側施工の場合について見る。まず、処理体の内側上部堤体にジョイント要素を考慮しな

い計算を実施したところ（C-C-2）、堤体内に水平引張破壊の兆候が見られた。そこで、堤体内で引張破壊が生じ得るようにジョイント要素（せん断強度は堤体本体に等しく、引張強度を0とした。）を配したところ（C-C-2'）、図に示すような変形状況になった。このとき、改良体内側の面の上半分でもすべり破壊が生じ、やはり地盤が盛り上るように動いた。そしてそれは入力加速度レベルを $a_{\max} = 250 \text{ gal}$ とした場合にさらに顕著になった。

最後に、主応力図（図-7.12(c)）より次の事が読み取れる。まず改良体端趾部に大きな応力集中が生じており、これに応じて端趾部斜め下の土要素に大きな主応力およびせん断応力が生じている。そして一部のケースではこの土要素にせん断破壊が生じた。逆に、改良体内側底面での鉛直応力はほぼ0になっており、この部分に配したジョイント要素には引張破壊が生じていた。さらに、改良体内側の土要素の主応力はほぼ 45° に傾いており、改良体と接する面方向に主せん断応力が作用していることがわかる。

なお、ここに示した改良体では滑動および転倒が生じていないが、これには解析手法上の問題が一因となっている。すなわち、改良体底面で滑動（すべり破壊）を生じさせるためには、その方向に連続してすべり破壊線が存在しなければならない。しかし、図-7.4でも示したように、処理体を囲む辺にしかジョイント要素を配置しなかったため、改良体全体が滑動することはできないことになる。つぎに、転倒であるが、これは改良体底面の前部の端趾圧によりその下の地盤がせん断破壊することにより生じる。しかし、今回のモデルではこの付近の土要素のサイズが大きかったため、局所的な破壊が的確にとらえられていない。これは、土要素のサイズが大きいと計算上応力分散を生じるためであり、たとえ図-7.12(c)に見られるように1要素が破壊状態に達したとしても、隣接する要素が破壊状態に至っていなければ全般的な破壊は生じないことになる。

したがって、固化処理のケースでより現実的な破壊モードを表現するためには、ジョイント要素を的確に配置し、かつ改良体周辺の要素分割を細かくするようなモデル化上の配慮が必要である。

(4) 鋼矢板工法（モデル番号：C-D）

応答加速度は無対策の場合とほとんど差はない（図-7.9(c)）。また、矢板長が10mでも15mでも差がない。したがって、地盤の剛性低下にもほとんど違いがない（図-7.10(d)）。

変形について見ると（図-7.11(d)）、鋼矢板の存在により無対策の場合と様相が異なっており、無対策の場合にはのり尻部において粘土層中層部で側方変位が大きくなっているのに対し、鋼矢板がある場合には、矢板が倒れるように変形し、地盤もそれに追従した変形状を示している。また、それは矢板の長さによっても異なり、矢板長10mの場合には下端をヒンジとした変形を生じ、矢板長15mで、下部砂層に5m根入れした場合には矢板の回転変位がそこで拘束されるため、たわみ性の変形を生じている。さらに、矢板と粘土地盤との間ですべり変形が生じているのがわかる。なお、このすべり変形は、矢板両面に設けたジョイント要素で生じているが、そのせん断強度としては次の2種類をとった。

① $\tau_f = 1 + \sigma_n \tan 20^\circ$ （ただし、 σ_n ：ジョイント要素に生じる直応力）

② $\tau_f = c_u$ （ c_u は初期応力時の σ'_m を用いて $c_u = 1 + \sigma'_m \tan 20^\circ$ ）

ここで、①は変形解析時にジョイント要素に生じる直応力の大きさに伴ってせん断強度が変化すると考えるものであり、②は初期応力状態での粘土のせん断強度が変形時において矢板と粘土間で保持されると考えるものである。

ところで、②の方法には次のような矛盾がある。すなわち、矢板に接する粘土自体のせん断強度は地震前には C_u の大きさであり、地震中におけるせん断強度はこれを上回ることはないと考えられる。しかるに、②では粘土と矢板の間のせん断強度を変形時（地震中）において c_u としているから、ここですべりが生じる前に粘土がせん断破壊を生じるはずである。しかしながら、計算結果を見ると、②の方法による場合（図-7.11(d)のC-D-1'、C-D-2'）でもジョイント要素ですべりが生じている。これは、ここで用いている変形解析の特性によるものであり、粘土の剛性が地震時応力の作用により軟化した効果を弾性的な見かけ上の剛性 G^* で表現しているため、破壊強度が存在しなくなっていることによる。したがって、計算上、矢板に接する粘土要素には、その変形が大きくなると本来有していたせん断強度以上のせん断応力が生じ得ることとなり、このとき矢板との間に設けられたジョイント要素ですべり破壊が生じたものである。

図-7.10(d)に戻り、上記①、②の方法による変形の差を見ると、②の方が粘土・矢板間のすべり変位量が小さく、それに応じて堤体の沈下量も小さくなっているのがわかる。このことから、矢板・粘土間のすべり強度を②の方法が大きめに評価していると言える。また、変形量の大きさは両者の方法で明らかに異なっている。したがって、鋼矢板の効果を正しく評価するためには、鋼矢板と粘土の間のすべり強度をいかに的確に評価するかという事が解析上のキーポイントであると言える。

7.4.2 砂質土地盤モデル

はじめに計算結果として次のものを示す。

- ・動的応答解析により得られた最大加速度分布図……………図-7.13
- ・永久変形解析により得られた
 - G^* 分布図……………図-7.14
 - 変形図……………図-7.15
 - 主応力图……………図-7.16

以下に各モデルに対して、得られた結果について述べる。

(1) 無対策（モデル番号：S-A）

応答加速度は基盤から5m上部でいったん小さくなり、それより上で再び大きくなっている。また、加速度レベルが大きいと増幅率が小さくなっている（図-7.13(a)）。つぎに、図-7.14(a)より、地盤の軟化（液状化）は水平地盤部で全面的に生じ、堤体下部ではその上載圧の存在により液状化が抑えられている。しかし入力加速度が大きくなってゆくと堤体下部地盤の液状化が広がっている。図-7.15(a)より、地盤の変形は浅い部分ほど著しく、堤体が滑って横に流れるように動いているのがわかる。この点、粘性土地盤の場合には地盤のやや深い部分で変形が卓越していた（図-7.11(a)）のと異なっている。また、主応力图（図-7.16(a)）からは、堤体は下部の方が水平方向に伸びるように変形していることがうかがわれる。

(2) 押え盛土工法

図-7.13(b)から、応答加速度は押え盛土の部分で若干抑えられているのがわかる。また、地盤の軟化については(図-7.14(b))、150~200 gal 加振では押え盛土部分での軟化が抑えられているように見えるが、250 gal 加振では水平地盤部と同様に軟化の程度が著しい。つぎに、変形の状況を見ると(図-7.15(b))、S-B-1モデルでは150 gal 加振で押え盛土の効果が見られる。200 gal 加振では押え盛土自体の沈下変形も大きくなってきており、250 gal 加振では押え盛土の効果はほとんど見られない。

(3) 地盤固化処理工法

この工法では、のり尻の外側の地盤を幅8m、4mにわたって改良したケースおよびのり尻の内側の地盤を幅8mにわたって改良したケースを扱った。ただし、改良深さは砂層全層厚15mとし、改良体は解析上の基盤に着底させている。

まず、改良体部分での応答加速度の低減はあまり見られない(図-7.13(c))。これは、改良体自身のせん断剛性が砂地盤に比べてさほど大きくないためではないかと考えられる。地盤の軟化を図-7.14(c)で見ると、改良体近傍でさほど抑制されていない。つぎに、変形の状況を図-7.15(c)で見ると、改良体は底部が固定された片持ち梁のようなたわみ変形を生じている。内側施工の場合に、改良体内側の面では地盤が下がるように滑っており、外側の面では逆方向に滑っている。一方、外側施工の場合には改良体の両面で地盤が盛り上がるように滑っている。また、改良幅の差について見ると、幅が4mと小さい方がたわみによる変形量が大きくなっている。さらに、改良体は縦方向に2つに要素分割しているが、底面の接地圧はいずれのケースにおいても堤体側で浮き上がっている。また、改良体の滑動はいずれのケースでも生じていないが、これは接地面に続く基盤面で滑りを許すような計算条件でなかった事が原因している。主応力分布を図-7.16(c)で見ると、改良体前方の端趾圧はいずれも非常に大きくなっており、逆に堤体側の主応力は小さい。このとき、この部分に配したジョイント要素の接地圧はいずれのケースでも0であり、改良体は転倒しようとしていることが推定される。したがって、7.4.1(3)でも述べたように、改良体の転倒・滑動が生じ得るような解析条件を設定しなければ、この工法の安定性および変形状態に関する正しい評価は得られないように考えられる。

(4) 鋼矢板工法

応答加速度は鋼矢板の位置で若干抑えられている(図-7.13(d))。しかしながら、地盤の軟化のしかたは無対策の場合とほとんど変っていない。これは粘性土地盤の場合でも同様であったが、鋼矢板が1枚だけ打設してあっても地震時応力の低減には結び付かないことを示している。つぎに、変形状況について見ると(図-7.15(d))、鋼矢板と地盤は完全に滑りを生じている。また、この場合地盤は全層にわたって液状化しているため、鋼矢板は倒れ込んでいる。全体的な変形状況を無対策のケースと比べると、鋼矢板が存在している分だけ異なっており、堤体の沈下量も若干であるが小さくなっている。

(5) 地盤締固め工法

このケースについては地震応答解析を省略している。ここでは地盤を締固めることによる応答の変

化はあまりないと考え、無対策のケースで実施した応答解析の結果を利用している。地盤の軟化性状を図-7.14(e)で見ると、のり尻より内側の地盤を締固めた場合(S-E-1, 2)には、締固め密度を $Dr = 60\%$, 70% とすることにより締固め部は軟化しにくくなっており、液状化強度が高くなったことが反映されている。一方、のり尻の外側の地盤を締固めた場合(S-E-3)には、締固め部の下方では若干液状化が抑えられているのがうかがわれるが、上方では依然液状化が著しい。これは、堤体直下部よりものり先地盤の方が地震時せん断応力比が大きいためである。したがって、のり先地盤を締固めることにより耐震性を高めようとする場合には、相当の締固めを行う必要があると考えられる。

図-7.15(e)に変形状況を示すが、締固め部のうち液状化の著しい部分の変形が大きくなっている。また、締固め度(液状化強度)を高くした方が堤体の沈下は少く、また、のり尻より内側に施工した方が有利であることがわかる。

7.4.3 考察

ここでは、7.4.1, 7.4.2に示した解析結果をもとに、各耐震対策工の効果について考察を加えることとする。表-7.4に計算の結果得られた天端沈下量をまとめて示す。

表-7.4 天端沈下量(解析結果)

対策工種	モデル番号	入力加速度 (gal)	天端沈下量(cm)		ジョイント要素の特性
			粘性土地盤(C)	砂質土地盤(S)	
無対策	A	150	61.7	114.3	
		200	142.1	140.4	
		250	302.0	239.1	
押え盛土	B-1	150	14.8	16.5	
		200	80.1	91.8	
		250	139.0	248.2	
	B-2	200	77.5	77.8	
	B-3	"	66.6	125.0	
	B-4	"	47.7	87.6	
固化処理	C-1	"	31.0*	56.3	堤体にジョイント要素なし
			31.2*		" あり
		250	51.5*	—	" あり
	C-2	200	103.6*	63.6	$\tau_f = 1 + 0.15 \sigma'_n$
			71.7*		$\tau_f = c_u$ (圧密時強度)
	C-3	"	—	86.1	
鋼矢板	D-1	"	136.8*	124.4	$\tau_f = 1 + 0.15 \sigma'_n$
			95.9*		$\tau_f = c_u$ (圧密時強度)
	D-2	"	125.3*	—	$\tau_f = 1 + 0.15 \sigma'_n$
			86.2		$\tau_f = c_u$ (圧密時強度)
締固め	E-1	"	—	80.2	
	E-2	"		65.1	
	E-3	"		130.1	

(1) 粘性土地盤の場合

図-7.17は、粘性土地盤に対して実施した解析結果から、最大入力加速度と堤体天端の沈下量との関係をまとめたものである。ここに、天端沈下量は、有限要素モデルにおける天端各節点の平均値でとっている。

まず、無対策の場合には $\alpha_{\max} = 150, 200, 250$ galで沈下量はそれぞれ62, 142, 302 cmとなっており、加速度レベルが大きくなると堤体の沈下変形量は急激に大きくなることが示されている。なお、100 gal加振の場合の計算は実行していないが、沈下量はわずかであると推定される。また、 $\alpha_{\max} = 200$ galの場合に各種対策工の耐震効果（沈下量を低減させる効果）を調べているが、無対策のケースに比べていずれも沈下量が低減されているのがわかる。

次に、各対策工別に見ると次のようになる。

まず、押え盛土については幅15m、高さ4mの押え盛土を片側施工したモデルC-B-1では、入力加速度が $\alpha_{\max} = 150, 200, 250$ galのいずれにおいても沈下量は無対策の場合に比べて1/2~1/3に低減されている。また、押え盛土の規模による違いを見ると、図-7.18から次の事が言える。すなわち、押え盛土の幅を広くするほど耐震的に有利である。押え盛土の高さを4mと8mにした場合の差は小さい。また、押え盛土を堤体本体の両側に施工した場合でも沈下量はそれほど低減されていない。この事は、押え盛土を高さ4m、幅15mで両側に施工するよりも、それと同じ土量で高さ4m、幅30mの片側施工をした方が有利であるという事を意味している。この点について、筆者の考えでは、

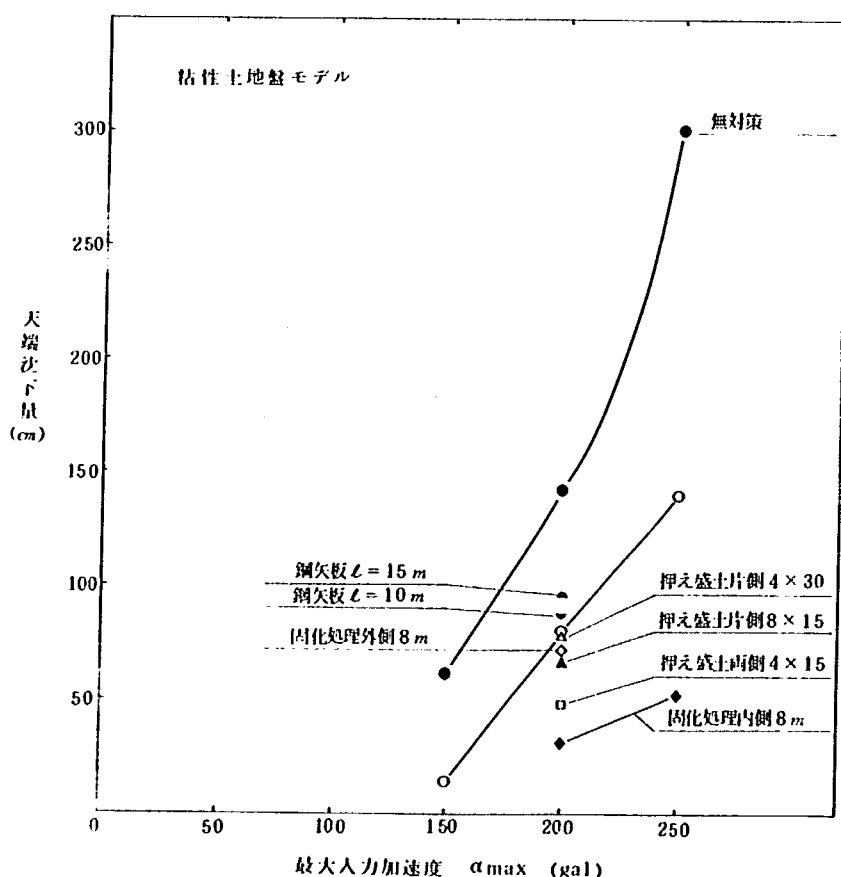
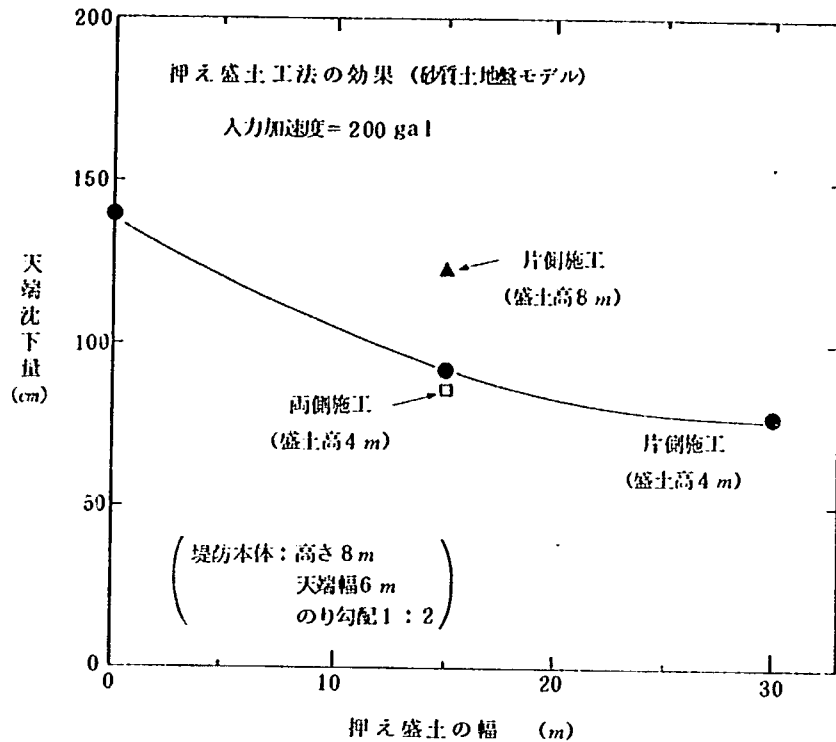


図-7.17 最大入力加速度と天端沈下量の関係（粘性土地盤モデル）



図－7.18 押え盛土の幅と天端沈下量の関係 (粘性土地盤モデル)

堤体の片側を十分に強化するよりも両側を同程度に強化する方が有利なように思われ、再度検討の余地があるように考えられる。

つぎに、鋼矢板工法では、矢板長が10m、15mのいずれにおいても沈下低減量はほとんど差がないが、これは図－7.10(c)からもわかるように、矢板長が15mで良好な砂層に根入れしても矢板のたわみ量がそれほど小さくなっておらず、鋼矢板の曲げ剛性が十分でないためと考えられる。

つぎに地盤固化処理工法ではのり尻より内側に施工した方が効果的であることが示される。その理由は7.4.1に述べた通りである。ただし、図－7.11(d)からわかるように、内側施工の場合にはその直上部にクラックが生じる。これは常時においても生じる可能性が考えられる。したがって、実際の堤防にこの工法を適用する場合には、地震時の天端沈下量低減効果だけでなく、堤体へ異常な亀裂が生じないように配慮が必要と考えられる。

なお、各対策工の耐震効果の比較については、比較のベースとなるべき指標がない（たとえば工費を一定とすることが考えられる。）こと、および解析手法が必ずしも十分に合理的でなく未だ比較検討の対象として信頼できる結果を得ているとは言えないため、ここでは差し控えたい。

(2) 砂質土地盤の場合

図－7.19に全ての計算結果を、最大入力加速度と天端沈下量の関係にしてまとめたものを示す。

同図より、無対策の場合には $\alpha_{\max} = 150 \text{ gal}$ で約114cmの沈下を生じ、それに比べ $\alpha_{\max} = 200 \text{ gal}$ では沈下量が若干大きくなり、 $\alpha_{\max} = 250 \text{ gal}$ では再び大幅に増大するという、やや不連続的な

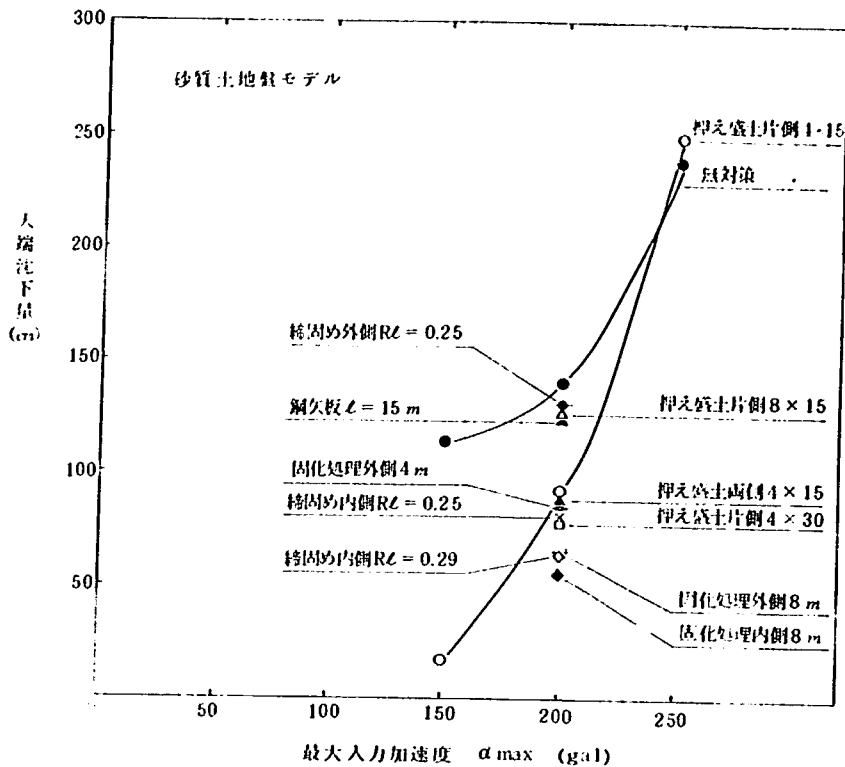


図-7.19 最大入力加速度と天端沈下量の関係(砂質土盤モデル)

変化を示している。これは150 gal加振ですでに堤体直下地盤がある程度液状化し、このとき相当の沈下変形が生じるためと考えられる。

つぎに、押え盛土工法について見ると、押え盛土の高さが4 m、幅15 m(片側施工)の場合についてこの3段階の加速度レベルで計算しているが、 $\alpha_{\max}=150, 200$ galのときに沈下量が大きく低減されており、 $\alpha_{\max}=250$ galでは無対策の場合とほとんど同じ沈下量となっているのがわかる。これは、150, 200 gal加振では押え盛土直下の地盤の液状化がある程度抑えられている効果があるためであり、250 gal加振では全面的に液状化し、逆に押え盛土の荷重がすべり変形を促進させるためではないかと考えられる。つぎに、押え盛土の規模との関係について図-7.20を見ると、押え盛土の幅が広いほど沈下量は小さくなっている。また、片側施工と両側施工での差は小さく、押え盛土の高さが4 mから8 m(これは堤体本体の高さに等しい。)になると逆に沈下量が大きくなっている。押え盛土の高さが8 mのケースは、無対策の場合に比べて単に敷幅が広くなったものとも見られるが、沈下量は無対策の場合に比べて小さくなっている。これより、堤体の敷幅は広いほど有利とすることができよう。

つぎに、地盤固化処理工法では沈下量の低減が著しい。ただし、この解析結果については定性的にも定量的にも再検討の必要がある。鋼矢板工法はあまり効果が見られない。

最後に、締固め工法について、図-7.21に計算結果をまとめて示すが、堤体のり尻の外側よりも内側を最置めた方がはるかに効果が高い。また、このとき締固め部の液状化強度を高めるとさらに効果が高くなっている。

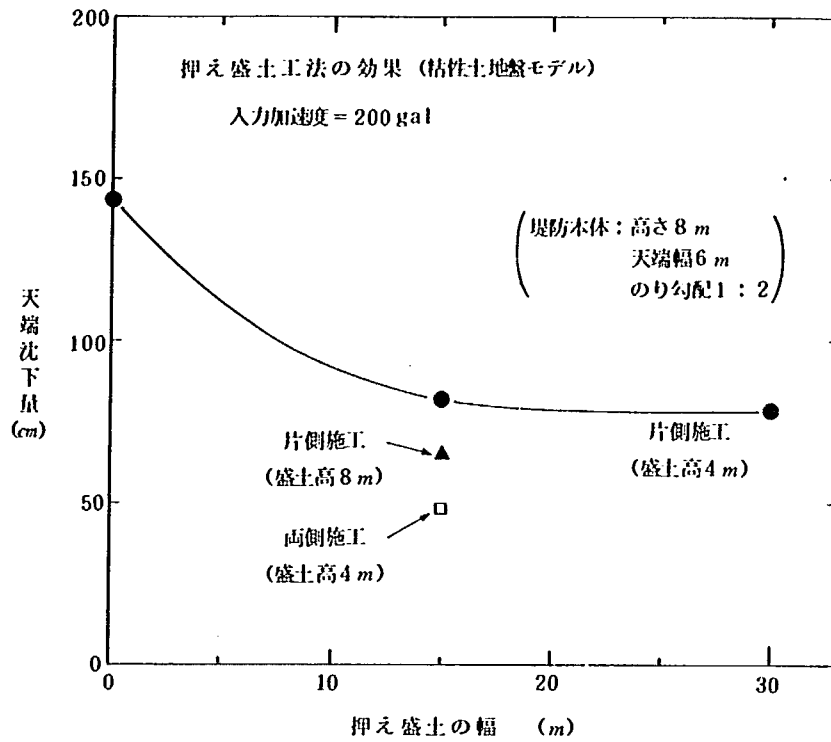


図-7.20 押え盛土の幅と天端沈下量の関係 (砂質土地盤モデル)

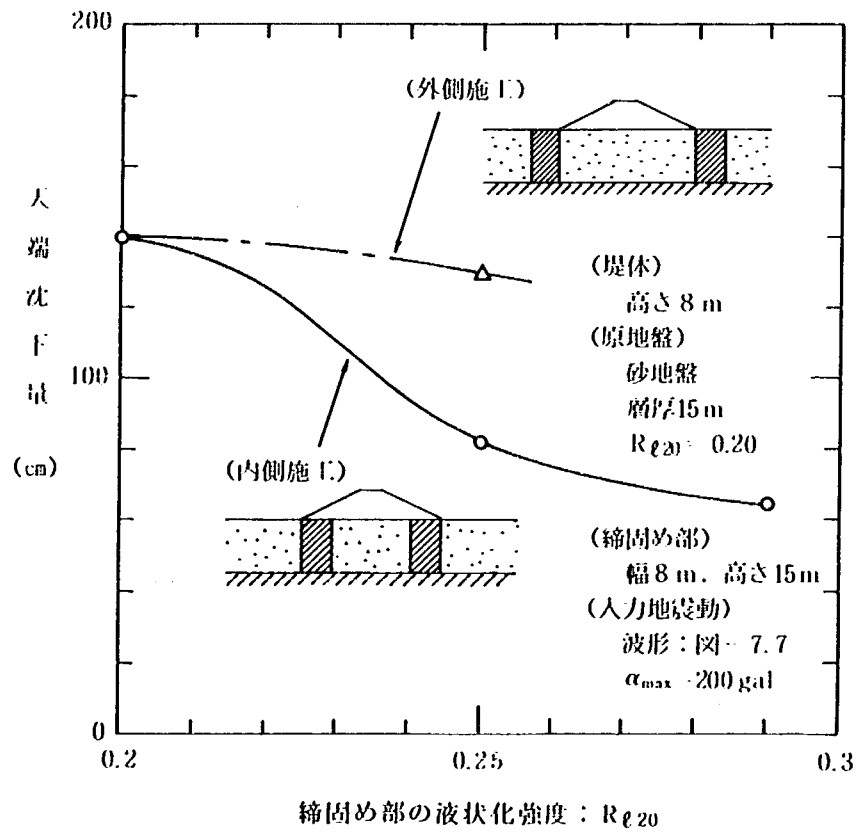


図-7.21 地盤締固め工法における締固め度と堤防沈下量の関係

なお、各対策工の効果の比較については、粘性土地盤の場合と同様、差し控えたい。

7.5 まとめ

本章で述べた内容をまとめると次の通りである。

軟弱な粘性土地盤（層厚10m）、あるいは緩い砂質土地盤（層厚15m）を有する堤高8m、天端幅6m、のり勾配1：2の堤防に対して各種の耐震対策工法を適用した場合の効果について永久変形解析を実施し、以下の諸点が明らかとなった。

- ① 押え盛土工法は、その盛土幅を広くする方が有効である。また、ある程度の地震被害が想定される地震力の場合に、押え盛土による堤防本体の沈下量の低減効果は著しい。ただし、砂地盤で盛土直下部でも液状化が生じるような大きな地震力が作用した場合には、押え盛土があっても堤防本体の沈下量はあまり小さくならない。
- ② 地盤固化処理工法は、その周辺の地震時の応答加速度を若干小さくする効果がある。しかし、地震時応力はあまり小さくなっていない。そのため、粘性土地盤の軟化や砂地盤の液状化はさほど抑制されなかった。しかしながら、変形に対する抵抗が大きいため、堤防の沈下量は低減される。また、堤体のり尻より外側の地盤を改良するよりも、内側（堤体下部）を改良する方が効果的である。
ただし、今回の解析では、改良体の滑動や転倒などの変形モードを再現できる計算条件が十分には満足されていないため、さらに再検討の余地がある。
- ③ 鋼矢板工法は、地震時の応答加速度や応力を低減させる効果は小さい。変形に対しては、地盤の局部的なせん断変形を抑制するが、その代り全体的に倒れ込むような変形が生じる。今回の計算条件の下では堤体の沈下量を低減させる効果は少かった。また、粘性土地盤の下部砂層に5mの根入れをした場合でもあまり差は見られなかった。これは鋼矢板1枚単独での曲げ剛性が、地震動により生じる偏土圧の大きさに対して不十分だったためと考えられる。
- ④ 砂地盤における締固め工法は、その部分が液状化しない程度に締固めなければ効果がない。液状化が生じなければ地盤固化処理工法と類似の耐震効果（特に変形に対して）がある。また、締固め位置については、これも地盤固化処理工法と同じく、のり先地盤よりも堤体下部地盤を改良した方が有効である。

以上のように、各対策工法の耐震効果について、定性的にはある程度示すことはできたが、定量的には信頼できる結果を示すことができなかった。そのため、効果の相対比較もできていない。

このような検討を実際の耐震対策検討の場で役立たせるようにするためには、今後より現象に忠実な解析を行って信頼性の高い結果を導くとともに、各対策工の相対比較を実施する事が必要である。

8. ま と め

前章までに、軟弱地盤上堤防の耐震対策工法について昭和60年度に実施した検討の詳細を述べた。本検討は昭和58年度から60年度までの3か年にわたり継続実施したものであり、一連の検討を終るに当たって全体を通してのまとめを以下に述べる。

軟弱地盤上の堤防を耐震的に強化するための各種耐震対策工法の効果について、模型振動実験および地震後永久変形解析により一連の検討を行った。模型振動実験は軟弱粘性土地盤を対象として8模型、飽和砂地盤を対象として2模型、合計10模型について実施した。実験では、耐震対策工法として押え盛土工法、鋼矢板工法および地盤固化処理工法を扱った。一方、地震後永久変形解析は、その適用性を検証するための上記実験模型に対する解析と、各種の耐震対策工法を仮想的な実物大モデルに対して適用した数多くのモデルに対する解析を実施した。後者の解析では、模型実験で扱った工法の他、補強土工法（ジオテキスタイルを用いる工法、粘性土地盤に対してのみ検討した。）および地盤締固め工法（砂質土地盤に対して検討した。）などの耐震対策工法も検討の対象とした。

模型振動実験から、各々の耐震対策工法の補強のメカニズムを確認し、さらに地震後永久変形解析からその補強効果を定性的・定量的に把握することができた。

以上の検討より得られた結論は次の通りである。

- ① 押え盛土工法は粘性土地盤上の堤防に対しても飽和砂質土地盤上の堤防に対しても有効である。その補強原理は、上載荷重の付加による基礎地盤の地震時強度の増加および堤防本体に対するカウンターウェイトとしての沈下変形の抑止効果にある。押え盛土の規模は大きいほどより効果的であるが、今回検討の範囲内では、高さよりも幅をかせぐ方が有利であった。また、堤防本体の両側に施工しても片側に施工した場合に比べてあまり効果が上がらなかった。さらに、砂質土地盤の場合に、堤防直下部地盤でさえも液状化しうるほどの大きな地震力が作用する場合には、押え盛土の効果はもはやなくなるという結果になった。
- ② 鋼矢板工法は、堤防のり尻に打設した場合、のり面下部地盤内に控え矢板を設けてもあまり効果は見られなかった。鋼矢板工法の補強原理は、土圧に対してその曲げ剛性により変形を抑止すること、あるいは基礎地盤の局部的なせん断変形に抵抗することにある。今回の検討では地震時応答加速度および応力を低減させる効果は見られなかった。また、軟弱地盤層厚に比べて鋼矢板の長さおよび曲げ剛性が不十分なためか変形を抑止する効果も比較的小さかった。したがって、鋼矢板工法で耐震効果を期待するためには、軟弱地盤層厚が比較的小さい場合に適用するか、十分な剛性のものを用いてしかも良好な土層への根入れを行うか、あるいは堤防両のり尻に打設してその頭部をタイロッドで連結するなどの配慮・工夫が必要であるように思われる。
- ③ 地盤固化処理工法の耐震効果は、地盤中に剛な構造体が存在することによりそれ自身および周辺地盤の地震時応答加速度およびせん断応力を低減させること、および地盤のせん断変形に抵抗することにあると考えられる。今回は、堤体のり尻部地盤を改良した場合について検討したが、ブロック状改良の場合と壁状改良（堤体縦断方向）の場合でかなり異なる結果が得られた。まず粘性土地盤を対

象とした場合、ブロック状改良では地震時応答加速度が抑えられ、変形に抵抗する効果も大きかった。一方、壁状改良ではそのいずれもあまり認められなかった。解析によれば、改良体周辺地盤に発生する地震時せん断応力はブロック状改良の場合には若干低減される程度であり、壁状改良の場合には逆に大きくなった。つぎに、砂質土地盤を対象とした場合、強い地震により改良深さの範囲にわたって液状化が生じるとブロック状改良を行っても滑動などの変形が生じた。

また、ブロック状改良を堤体下部地盤に施した場合と堤体のり先地盤に施した場合とでは、前者の方が堤体の沈下を抑える効果が大きかった。しかし、堤体下部地盤を部分的に改良した場合、改良部と未改良部との間の剛性・強度の極端な差により、常時においても堤体に亀裂発生などの悪影響を及ぼすことも考えられ、設計・施工上の配慮が必要のように思われる。

ただし、以上の結果は、改良範囲、改良体底面の地盤条件などによって異なることも十分に考えられる。

④ 堤体と地盤の境界面にジオテキスタイルを敷いた補強土工法については解析的にのみ検討した。この工法は、ジオテキスタイルの引張り剛性によりこれを敷設した部分の伸びひずみを抑制することによって盛土の変形量を低減させるという効果を有するものと考えられる。そして、その効果のほどはジオテキスタイルの伸び剛性および土とジオテキスタイル間の引き抜き強度の大きさに支配される。今回の解析的検討では、引き抜き強度を土自体のせん断強度よりも小さめにした条件でジオテキスタイルの伸び剛性を種々に変えてみたが、ジオテキスタイル端部から徐々に土との間のすべり破壊が生じたため堤体の沈下量はあまり低減されなかった。

この工法に関しては、今回、解析的検討のみに留まったが、その効果について確証を得るためには土とジオテキスタイル間の引き抜き強度特性を明らかにすること、および模型実験により確認することが必要である。

⑤ 地盤締固め工法については解析によってのみ検討した。この工法の耐震効果は、締固め部の液状化強度が高くなるためにその部分の地震時強度低下が抑えられ、全体のせん断変形に抵抗することにより発現される。検討の結果として、締固めの程度を高くするほど効果的であること、および堤体のり先地盤部を締固めるよりも堤体下部地盤を締固める方がより効果的であることがわかった。後者の結果については、上載荷重がないためにもともと液状化しやすいのり先地盤部を締固めるよりも、それより地震時せん断応力比の小さい堤体直下地盤部を締固める方が液状化抵抗を上げやすいことによるものであることがわかった。

以上、各耐震対策工について得られた結果を述べたが、模型実験の数量が限られていることおよび解析法の信頼性が未だ十分でないことから、上記の結果が一般的に成り立つかどうかは、今後のさらに綿密な検討に待たねばならない。

また、今回の検討において、当初計画したものの成し得なかった課題として次の2点がある。

- ① 実用的な設計法としての静的設計法（震度法）に関する検討。
- ② 各々の耐震対策工の効果についての相互比較。

これら2点についても今回の検討結果を踏まえた上で今後継続的に検討を進めていくことが必要である。

謝

辞

最後に、本検討において御世話になった方々に対しここに記して謝意を表しておきたい。

建設省関東地方建設局荒川下流工事事務所からは本検討の機会を与えられ、検討内容に関して助言をいただいた。佐々木康前動土質研究室長には当初計画に際し御指導いただいた。同研究室の方々には実験において手伝っていただいた。また、特に実験・解析を実質的に担当された日本技術開発㈱武富正憲 並木 厚、白井太郎各氏および佐伯光昭氏にも合せて謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 古賀泰之, 松尾 修, 唐沢安秋: 粘性土地盤上堤防の耐震性に関する実験的・解析的検討報告書, 土木研究所資料第 2227 号, 建設省土木研究所, 1985 年 3 月.
- 2) 古賀泰之, 松尾 修: 軟弱粘土地盤上盛土の耐震対策工に関する研究, UJNR, 筑波, 1985 年 5 月.
- 3) 松尾 修, 佐々木康, 唐沢安秋: 粘土地盤上盛土の模型振動実験, 土木学会第39回年次学術講演会 概要集第Ⅲ部, pp. 103~104, 1984.
- 4) 唐沢安秋, 古賀泰之, 松尾 修: 粘性土地盤上盛土に対する耐震対策工の効果に関する模型実験 (その 1), 土木学会第40回年次学術講演会概要集第 3 部, pp. 35~36, 1985.
- 5) 松尾 修, 古賀泰之, 唐沢安秋: 粘性土地盤上盛土に対する耐震対策工の効果に関する模型実験 (その 2 - 解析的検討), 同上, pp. 37~38, 1985.
- 6) 松尾 修, 古賀泰之, 唐沢安秋, 白井太郎: 粘性土地盤上盛土に対する耐震対策工の効果に関する 解析的検討, 同上, pp. 39~40, 1985.
- 7) 寺師昌明: 深層混合処理工法 - 現況報告, 複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表 論文集, pp. 1~12, 土質工学会, 1984 年10月.
- 8) 佐々木康, 松尾 修, 唐沢安秋: 地震による盛土の永久変形解析法とその適用例, 土木技術資料, Vol. 27, No 3, pp. 46~51, 1985.
- 9) 古賀泰之, 館山 悟, 唐沢安秋: 土構造物の非線型履歴特性を考慮した静的及び動的変形解析プログラム: SADAP-1, 土木研究所資料, 第 1668 号, 1981.
- 10) 鷺田修三, 谷口栄一, 森下 義: 浅間山砂の繰返し三軸試験 (相対密度 $D_r = 80\%$ の場合), 動土 質研究室資料, 第37号, 1985 年 5 月.
- 11) 運輸省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 1979 年 3 月.
- 12) 古賀泰之, 松尾 修, 唐沢安秋: 日本海中部地震における被災盛土の安定解析, 土木技術資料, Vol. 28, No 2, pp. 3~7, 1986 年 2 月.

軟弱地盤上堤防の耐震対策工法
に関する検討報告書

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第2350号

昭和61年3月

動土質研究室 室長 古賀泰之
研究員 松尾修
唐沢安秋

要旨

軟弱粘性土地盤および緩い飽和砂質土地盤上に築堤された堤防に対する耐震対策工の効果について、模型振動実験および数値解析により調べた。実験で検討の対象とした耐震対策工は地盤固化成理工法である。模型振動実験は軟弱粘性土地盤および飽和砂地盤について、固化処理の形態を変えてそれぞれ2ケースずつ実施した。また、数値解析は地震後永久変形解析法を用い、実験模型および仮想的な実物大モデルに対して各種の耐震対策工を施した場合について実施した。以上の検討から、各種耐震対策工の効果を把握することができた。

キーワード：堤防，耐震対策，軟弱地盤，模型実験，永久変形解析

郵便はがき

いは40
って円
て切
下手
さを

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

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2350号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

