

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第3487号

土 木 研 究 所 資 料

ジオテキスタイルを用いた
実大補強土壁の動態観測

平成9年3月

建設省土木研究所
材料施工部施工研究室

Copyright C (1997) by P.W.R.I.

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

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

ジオテキスタイルを用いた 実大補強土壁の動態観測

施工研究室	室	長	塚田	幸広
	研	究	員	宮武
	研	究	員	落合
				良隆

要 旨

ジオテキスタイルを用いた補強土壁工法は従来の擁壁よりも高さが高い急勾配盛土を構築することができる工法である。全体がフレキシブルな構造であるため、軟弱な地盤上に設置する場合でも大がかりな基礎が不要であるといった特徴がある。しかし実際に軟弱な地盤上に設置した場合の長期的な変形挙動については不明な点も多い。

本資料は土木研究所構内において高さ8mのコンクリートブロック壁を持つジオテキスタイル補強土壁を構築し、以後の変形挙動について長期計測を行った結果をとりまとめたものである。

キーワード：補強土工法、設計法、擁壁、実大実験

目 次

まえがき	
1. 実験目的	1
2. 実験概要	1
2. 1 実験の方針	1
2. 2 事前設計	1
2. 2. 1 設計条件	1
2. 2. 2 設計方法および設計計算結果	2
2. 2. 3 補強材配置の決定	7
2. 3 実験計画	8
2. 3. 1 実験概要	8
2. 3. 2 計測	15
2. 3. 3 施工機械	19
2. 3. 4 事前調査	20
2. 3. 5 施工方法の概要	21
3. 計測結果	22
3. 1 事前計測項目	22
3. 2 変形挙動の計測	27
3. 3 実験結果	28
4. 結論	60
あとがき	61
参考文献	62
付録	78

まえがき

ジオテキスタイルを用いた補強土壁は高さの高い急勾配盛土を構築することができる工法であるが、従来の擁壁に比べてフレキシブルな構造であることが特徴である。そのため、比較的軟弱な地盤上に擁壁を構築するような場合では、支持地盤の沈下に伴う安定性の低下を防ぐために従来の擁壁では杭基礎が必要となるような場合でも簡便な基礎だけで設置できる、耐震性に優れている等の点が長所として挙げられてきた。

しかし一方でフレキシブルな構造ゆえに補強領域の変形を把握することは重要な問題であり、特に軟弱な地盤上に補強土壁を構築した場合や地震の影響を受けた場合の変形の把握は重要である。

土木研究所では平成4年度から平成7年度まで土木研究所と財団法人土木研究センターおよび民間企業12社による「ジオテキスタイル補強土壁の設計・施工法に関する共同研究」を実施し、ジオテキスタイル補強土壁に剛性を有する壁面工を組み合わせることによって補強領域の変形を抑制する工法の研究を行った。

共同研究の一環として土木研究所敷地内に高さ8mのコンクリートブロック壁面を有するジオテキスタイル補強土壁が構築された。土木研究所施工研究室では共同研究終了後も継続的に実験盛土の計測を継続してきた。

本資料は実物大屋外実験盛土の長期計測結果の中間とりまとめとして、実験盛土の概要と長期計測の中間結果をとりまとめ、報告するものである。

平成9年1月

材料施工部施工研究室

室 長 塚田 幸広

研究員 宮武 裕昭

〃 落合 良隆

1 実験目的

本実験は、壁面工の効果を考慮した設計法による補強土壁が、盛土構造物として十分な機能を有することの確認と壁面工の効果の把握、および壁面工の効果を最大限に発揮し得る施工法の検証と施工上の問題点を明らかにすることを目的として実施し、屋外における実施工機械による実物大レベルの補強土壁を築造するものとする。

2 実験概要

2.1 実験の方針

- ① 高さ8mのブロック形式の補強土壁を築造し、その施工性と安定性を確認する。
- ② 設計法の検証およびFEM解析によるシミュレーションを目的とした各種計測を行う。
- ③ 長期安定性の確認のために、長期動態観測を実施する。

2.2 事前設計

2.2.1 設計条件

(1) 計画補強土壁断面形状および土質定数

1) 計画断面形状

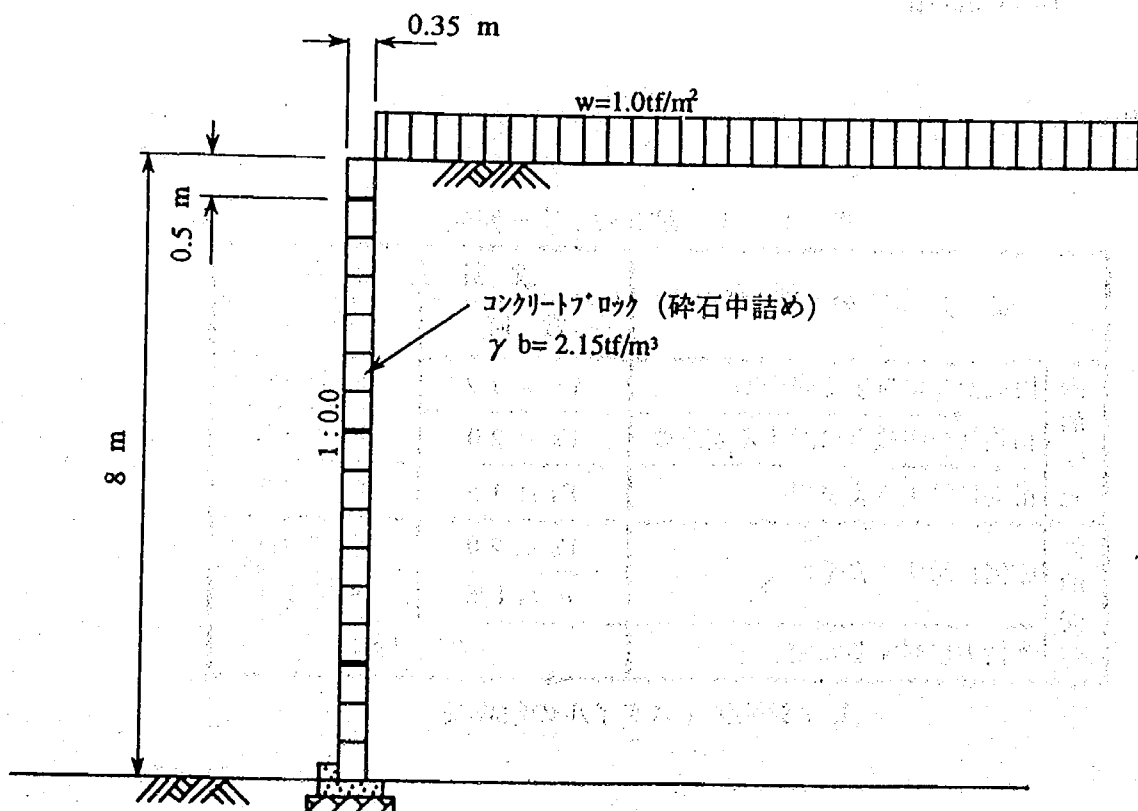


図-2.1 計画断面形状

2) 使用材料等の物性値

①盛土材の土質定数

単位体積重量 : $\gamma_s = 1.9 \text{ tf/m}^3$

粘着力 : $c = 0.0 \text{ tf/m}^2$

内部摩擦角 : $\phi_s = 29^\circ$

②碎石の物性値

単位体積重量 : $\gamma_r = 2.0 \text{ tf/m}^3$

内部摩擦角 : $\phi_r = 45^\circ$

③各種摩擦角

盛土材～ブロック間 : $\delta_1 = 2\phi_s/3 = 19^\circ$

補強領域～背面盛土材 : $\delta_2 = 0^\circ$

ブロック間の摩擦角 : $\delta_3 = 2\phi_s/3 = 30^\circ$ and $\phi_r/2 = 22^\circ$

(中詰碎石の内部摩擦角を基本とする)

ブロックと基礎コンクリート : $\delta_{br} = \delta_3$

盛土材と補強材 : $\delta_{rs} = \phi_s = 29^\circ$

(2) 補強材の設計強度

一軸延伸ポリマーグリッド

設計強度 : $T_A = 3.0 \text{ tf/m}$

(3) 設計安全率

表-2.1 設計安全率一覧表

安全率の種類		設計安全率	
		常時	地震時
内的安定	円弧滑りに対する安全率	$F_s \geq 1.2$	$F_s \geq 1.0$
	補強材の引抜きに対する安全率	$F_s = 2.0$	$F_s = 1.2$
	滑動に対する安全率	$F_s \geq 1.5$	$F_s \geq 1.2$
外的安定	転倒に対する安全率	$F_s \geq 2.0$	$F_s \geq 1.5$
		$e \leq L/6$	$e \leq L/3$
	支持力に対する安定	省略	

L : ジオテキスタイルの敷設長

2.2.2 設計方法および設計計算結果

補強材配置は、前記設計条件に対して、以下の既存の設計手法および「ジオテキスタイル補強土壁の設計

・施工に関する共同研究」で提案された手法によって事前設計を実施して決定した。

既存の設計手法

- ①土研マニュアルの方法¹⁾
- ②ソカリット研究会の方法²⁾

提案手法

- ③Leshchinsky法
- ④修正Leshchinsky法
- ⑤主補強材の他に短い補強材を配置し、短い補強材を配置した範囲を一体壁と考える方法⁵⁾
- ⑥NCMA、Keystone法³⁾

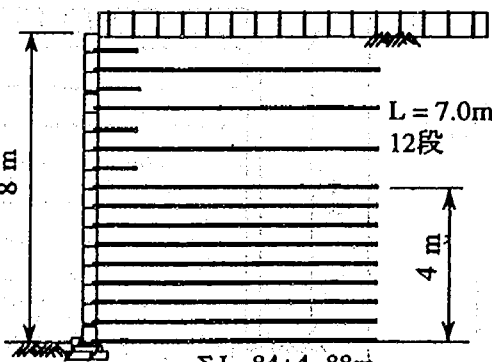
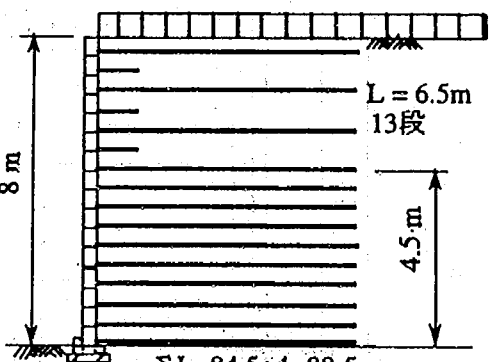
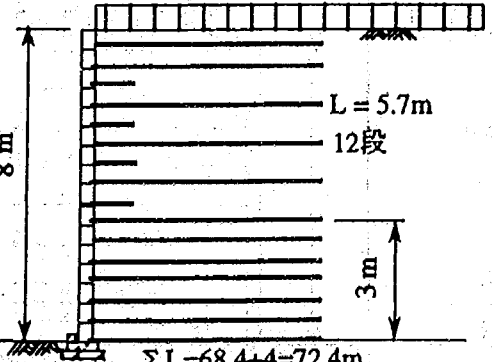
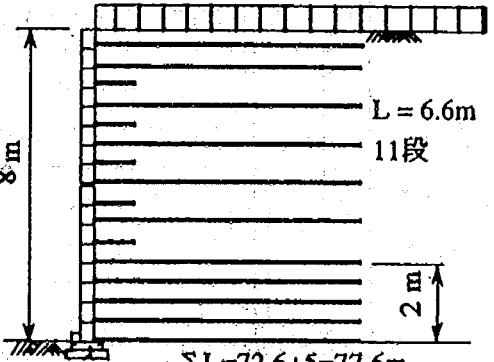
(1) 設計計算結果

以下に上記設計手法によって、「2.1 設計条件」に対する設計計算を実施した結果を示す。

なお、実験で用いるコンクリートブロック壁面工はブロック一つの高さが 0.5m のため、一般的な敷設間隔である 1m を基本として補強材を敷設した場合、補強材が連結されない壁面工が出てくる。壁面近傍の締めなど施工を行う場合の危険を避けるため、通常の敷設間隔では補強材が連結されないブロックには安定補助材として長さ 1 m の補強材を接続するものとした。

1) 既存の設計手法による計算結果（壁面効果を考慮せず）

表-2. 2 設計計算結果-1

	常 時	地震時
①	 $L = 7.0\text{m}$ 12段 4m $\Sigma L = 84 + 4 = 88\text{m}$	 $L = 6.5\text{m}$ 13段 4.5m $\Sigma L = 84.5 + 4 = 88.5\text{m}$
②	 $L = 5.7\text{m}$ 12段 3m $\Sigma L = 68.4 + 4 = 72.4\text{m}$	 $L = 6.6\text{m}$ 11段 2m $\Sigma L = 72.6 + 5 = 77.6\text{m}$

2) 提案手法による計算結果 (壁面効果を考慮する)

表-2.3(a) 設計計算結果-2

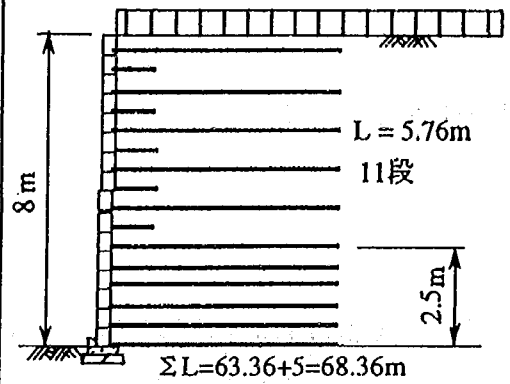
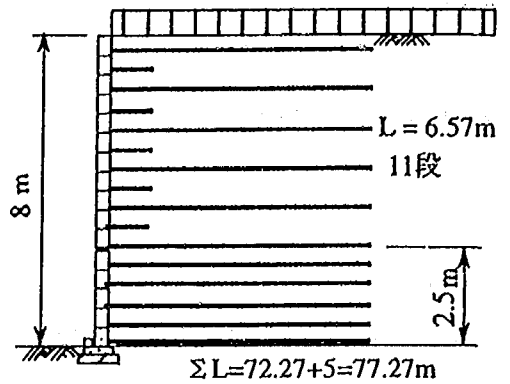
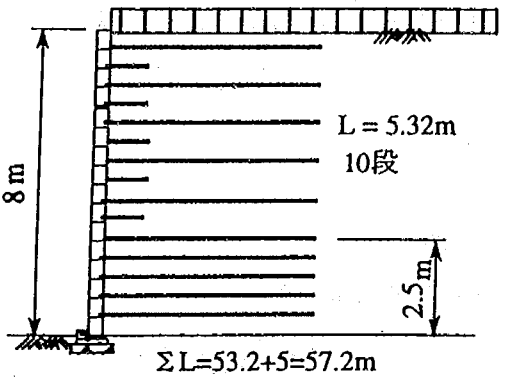
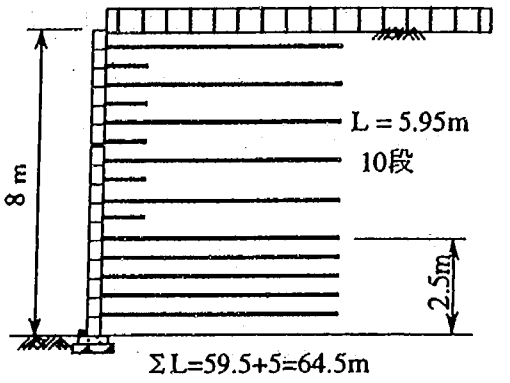
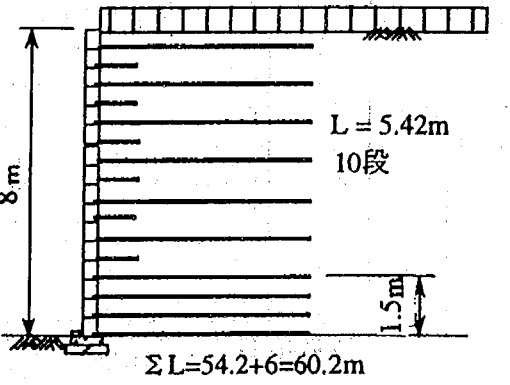
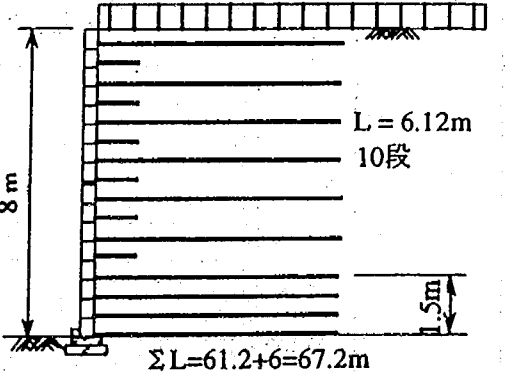
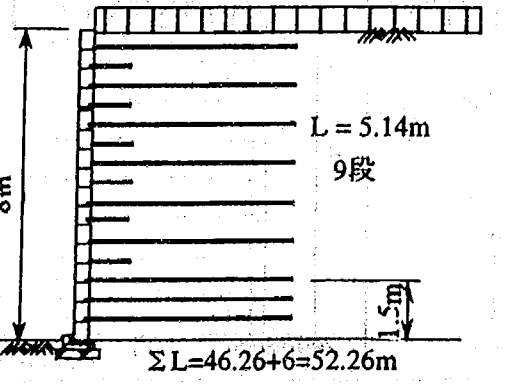
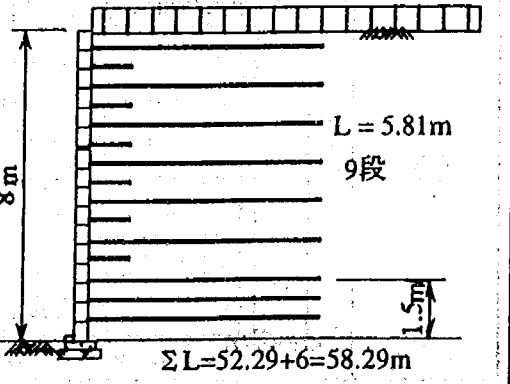
	常 時	地震時
③-1 $\delta 3=22^\circ$ $\delta bf=22^\circ$	 $L = 5.76\text{m}$ 11段 $\Sigma L = 63.36 + 5 = 68.36\text{m}$	 $L = 6.57\text{m}$ 11段 $\Sigma L = 72.27 + 5 = 77.27\text{m}$
③-2 $\delta 3=22^\circ$ $\delta bf=\infty$	 $L = 5.32\text{m}$ 10段 $\Sigma L = 53.2 + 5 = 57.2\text{m}$	 $L = 5.95\text{m}$ 10段 $\Sigma L = 59.5 + 5 = 64.5\text{m}$
③-3 $\delta 3=30^\circ$ $\delta bf=30^\circ$	 $L = 5.42\text{m}$ 10段 $\Sigma L = 54.2 + 6 = 60.2\text{m}$	 $L = 6.12\text{m}$ 10段 $\Sigma L = 61.2 + 6 = 67.2\text{m}$
③-4 $\delta 3=30^\circ$ $\delta bf=\infty$	 $L = 5.14\text{m}$ 9段 $\Sigma L = 46.26 + 6 = 52.26\text{m}$	 $L = 5.81\text{m}$ 9段 $\Sigma L = 52.29 + 6 = 58.29\text{m}$

表-2.3(b) 設計計算結果-3

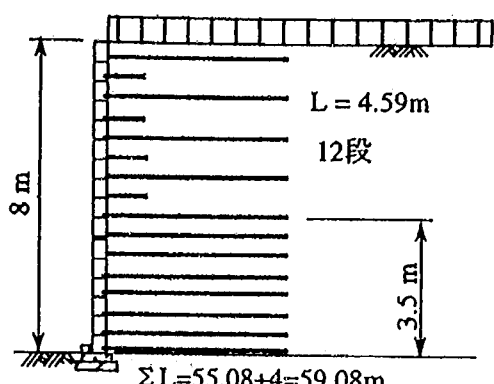
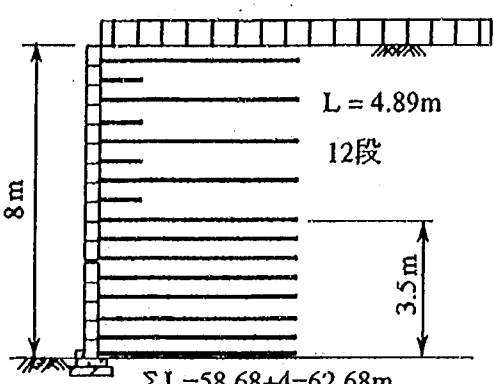
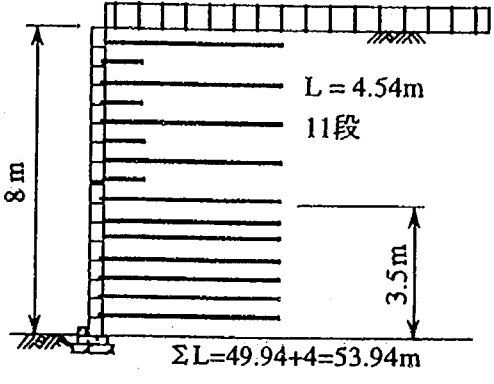
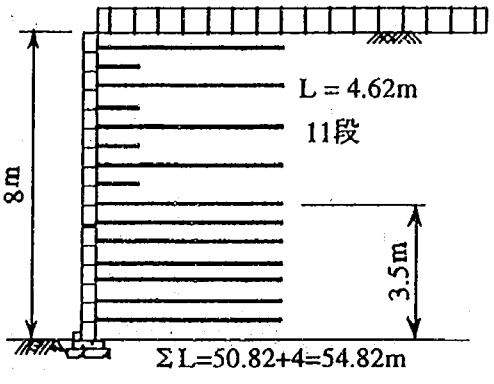
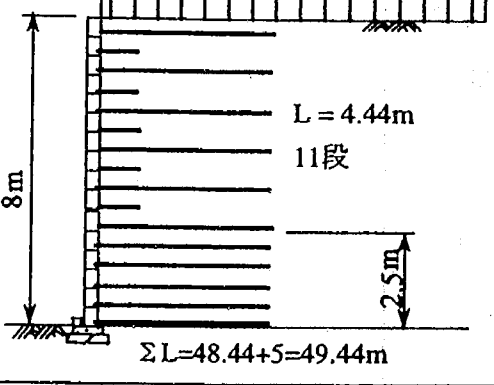
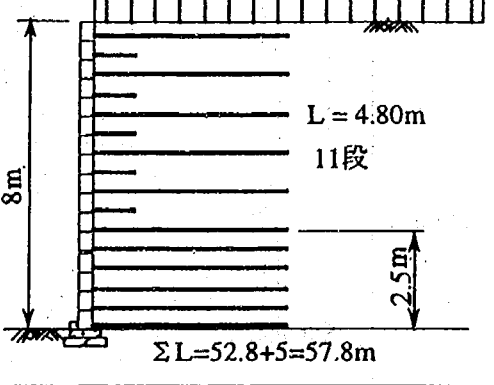
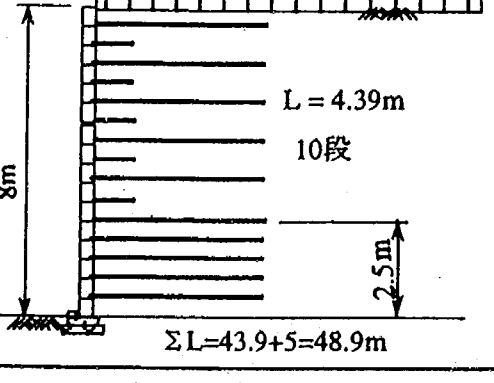
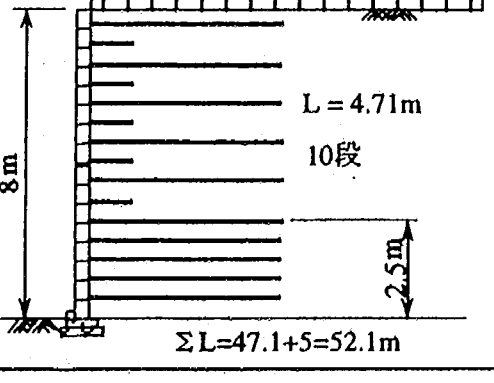
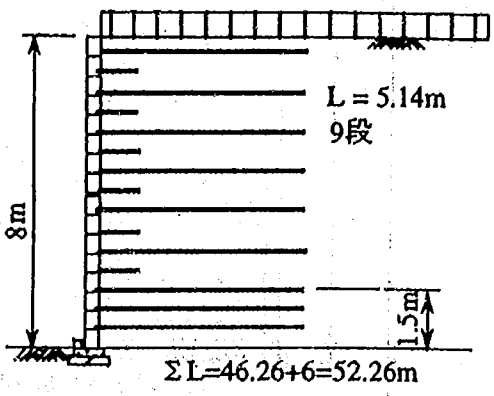
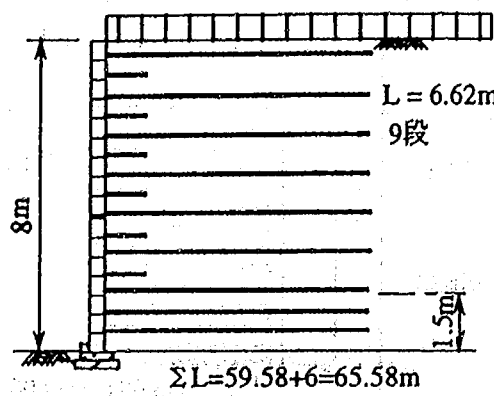
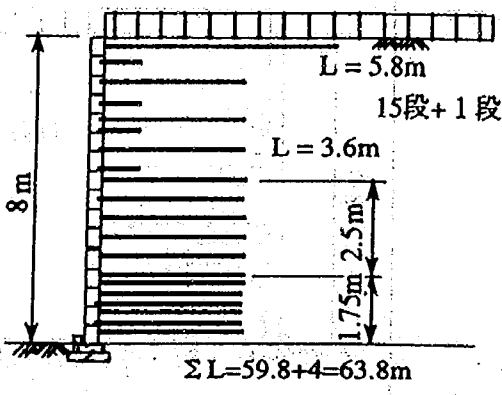
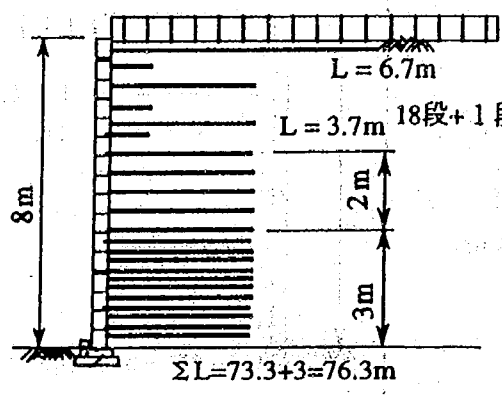
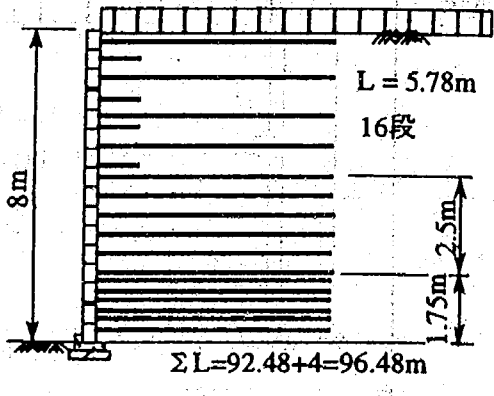
	常 時	地震時
④-1 $\delta 3=22^\circ$ $\delta bf=22^\circ$	 $L = 4.59\text{m}$ 12段 $\Sigma L = 55.08 + 4 = 59.08\text{m}$	 $L = 4.89\text{m}$ 12段 $\Sigma L = 58.68 + 4 = 62.68\text{m}$
④-2 $\delta 3=22^\circ$ $\delta bf=\infty$	 $L = 4.54\text{m}$ 11段 $\Sigma L = 49.94 + 4 = 53.94\text{m}$	 $L = 4.62\text{m}$ 11段 $\Sigma L = 50.82 + 4 = 54.82\text{m}$
④-3 $\delta 3=30^\circ$ $\delta bf=30^\circ$	 $L = 4.44\text{m}$ 11段 $\Sigma L = 48.44 + 5 = 49.44\text{m}$	 $L = 4.80\text{m}$ 11段 $\Sigma L = 52.8 + 5 = 57.8\text{m}$
④-4 $\delta 3=30^\circ$ $\delta bf=\infty$	 $L = 4.39\text{m}$ 10段 $\Sigma L = 43.9 + 5 = 48.9\text{m}$	 $L = 4.71\text{m}$ 10段 $\Sigma L = 47.1 + 5 = 52.1\text{m}$

表-2. 3 (c) 設計計算結果-4

	常 時	地震時
⑤	 $L = 5.14\text{m}$ 9段 $\Sigma L = 46.26 + 6 = 52.26\text{m}$	 $L = 6.62\text{m}$ 9段 $\Sigma L = 59.58 + 6 = 65.58\text{m}$
⑥-1 必要抑止力 をクロー土圧 から算定	 $L = 5.8\text{m}$ 15段+1段 $L = 3.6\text{m}$ $\Sigma L = 59.8 + 4 = 63.8\text{m}$	 $L = 6.7\text{m}$ 18段+1段 $L = 3.7\text{m}$ $\Sigma L = 73.3 + 3 = 76.3\text{m}$
⑥-2 必要抑止力 を円弧滑り から算定	 $L = 5.78\text{m}$ 16段 $\Sigma L = 92.48 + 4 = 96.48\text{m}$	

2. 2. 3 補強材配置の決定

(1) 補強材配置の決定

図-2. 2は、前記の計算結果を補強材段数と補強材長さの関係で示したものである。Keystone法は、特異な計算結果となっているためこの図からは省いてある。

図より、修正Leshchinsky法が最も必要補強材長さが小さく、また総延長でも小さい経済的な計算結果となっているが、Leshchinsky法と比較して補強材段数が多くなる傾向を示す。また、Leshchinsky法は、設計条件によっては壁面の効果を考慮していない既存の手法と変わらない補強材長さが必要となる場合もある。その原因としては、計算結果に与えるブロック間摩擦角の影響が大きいと考えられる。

土研マニュアルの方法は、補強材段数、必要補強材長さともに最も多く必要とし、安全側の設計方法であることが図からも伺える。

最終的に、確認実験の補強土壁断面に採用する補強材配置は、以下の様な理由により補強材長さ $L=6.0$ m、補強材段数11 段とした。

- ①壁面の効果を考慮した設計方法によって決定する。
- ②一体壁法は、ブロック相互を何らかの方法により連結する事を前提条件としているが、確認実験では連結を考えていない。
- ③修正Leshchinsky法は、最も経済的な補強材配置となるが、補強材のたわみ角度の設定が必要であり、設計条件として現時点では不確定な部分を有する。
- ④以上より、Leshchinsky法による計算結果を主に参考とし、補強材長さとしては平均的な6 mを採用する。補強材が連結されないブロックには、長さ1 mの安定補助材を接続する。

図-2. 2に補強材配置図を示す。

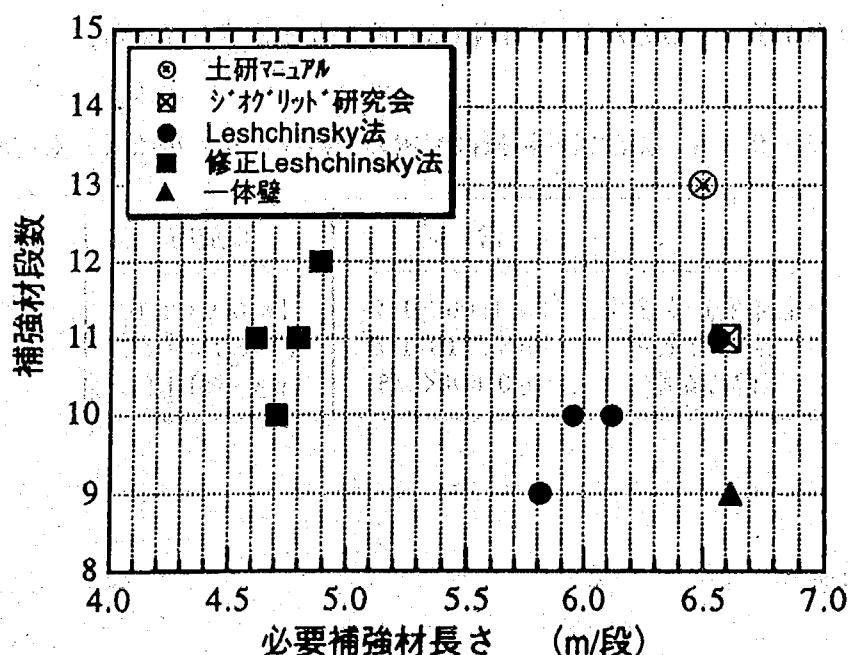


図-2. 2 補強材長さと配置段数の関係

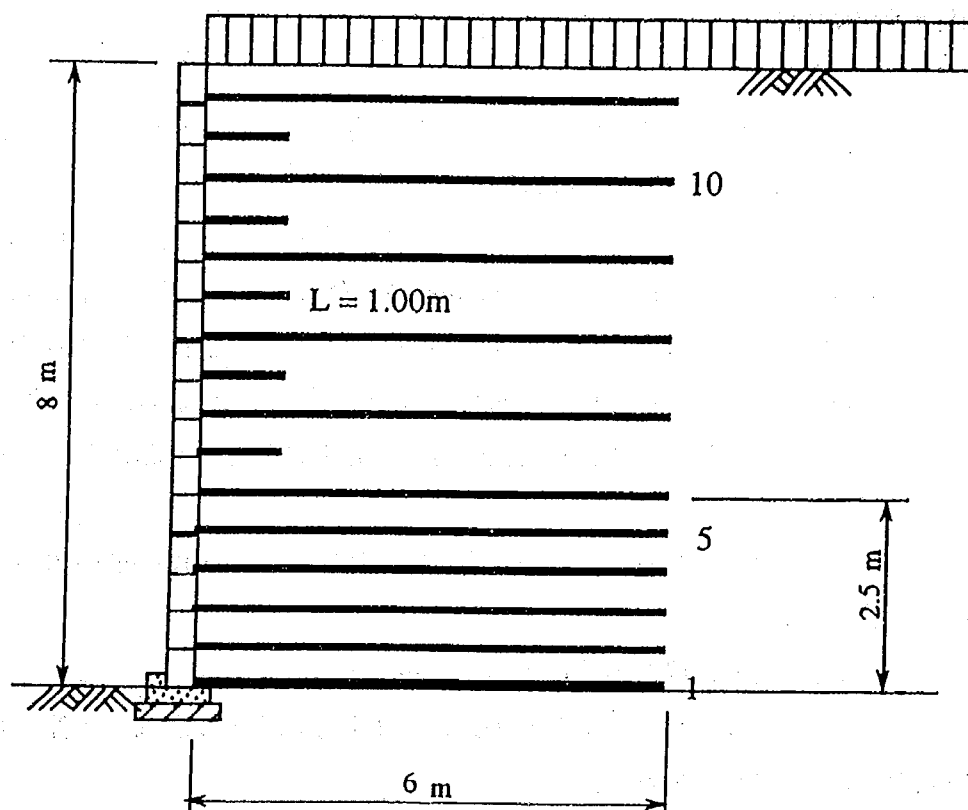


図-2.3 確認実験補強材配置図

(2) 土研マニュアルによる安定計算

Leshchinskyの方法をもとに決定した確認実験補強材配置に対して、土研マニュアルの方法で安定計算を実施した結果を表-2.4に示す。表より、壁面の効果を考慮していない土研マニュアルの方法では、全体安定に対する安全率が約1.0となり、ほぼ極限状態となる結果を与える。

表-2.4 確認実験補強材配置の土研マニュアルによる安定計算結果

	常 時	地震時
全体安定安全率	$F_s=1.068 < 1.2$	$F_s=0.93 > 1.0$
滑動安全率	$F_s=2.118 > 1.5$	$F_s=1.789 > 1.2$
偏心距離	$e=0.698 < L/6$	$e=0.533 < L/3$

2.3 実験計画

2.3.1 実験概要

(1) 実験場所

建設省土木研究所 土工実験場

(2) 実験条件

1) 盛土条件

盛土条件および品質管理項目をそれぞれ表-2.5, 表-2.6に示す。
また、品質管理基準を表-2.7に示す。

表-2.5 盛土条件

設定項目	条 件	備 考
高さ	8 m+上載荷重 1.0tf/m ²	
幅	8 m	
壁面工	ブロック形式	既製品 (碎石中詰め)
のり面勾配	1 : 0.0 (垂直)	
補強材	ポリマーグリッド 設計引張強度 $T_k=3.0\text{tf/m}$	
盛土材	山砂 $\phi 29^\circ$ 、 $c=0\text{tf/m}^2$ $\gamma_s=1.9\text{tf/m}^3$	既存データ使用 (UU試験)
排水材	碎石及び排水マット	
締固め密度	最大乾燥密度の90%以上	道路土工指針路体程度

表-2.6 品質管理項目および数量一覧表

試験項目	数 量	備 考
含水量試験	1回/1層(50cm)	
現場密度試験	5箇所/1層(50cm)	コアカッター法による試料採取

表-2.7 盛土材品質管理基準および数量一覧表

品質管理項目	基 準 値	備 考
含水比	事前調査結果と同値	密度測定位置から1試料採取
密度	転圧試験結果と同値	測定値の平均

2) 補強土壁断面図

図-2. 4に補強土壁中心部の標準的な断面図を示す。

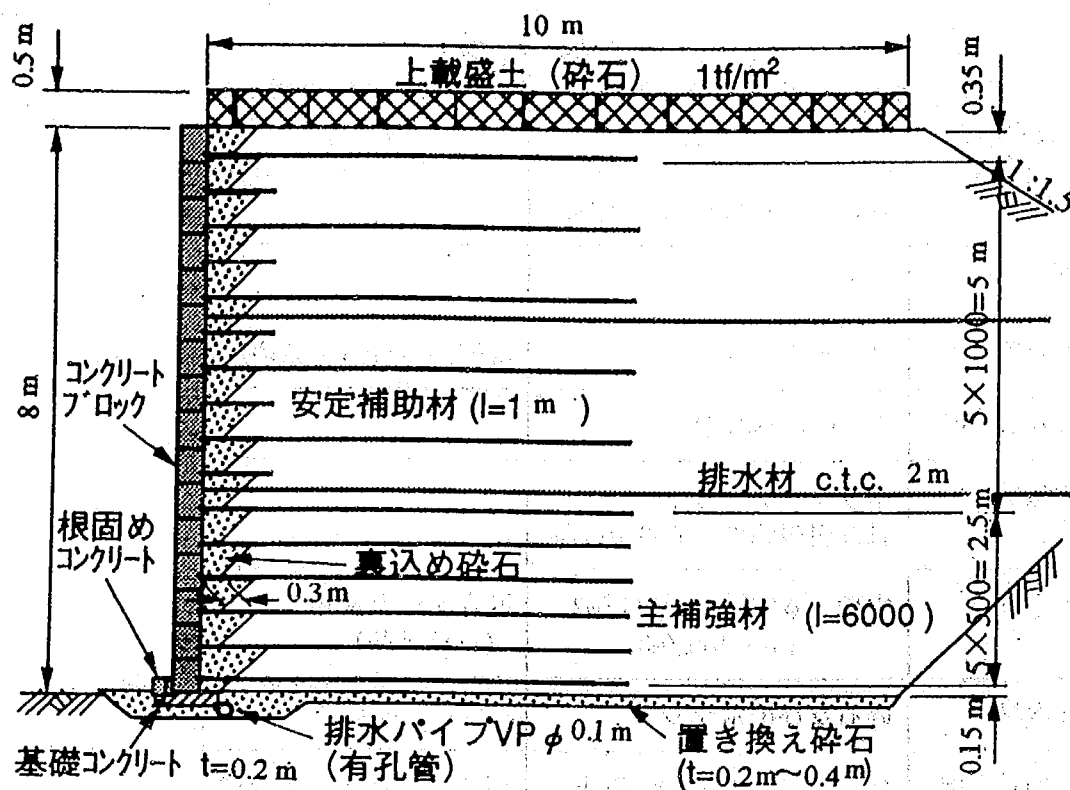


図-2. 4 盛土標準断面形状

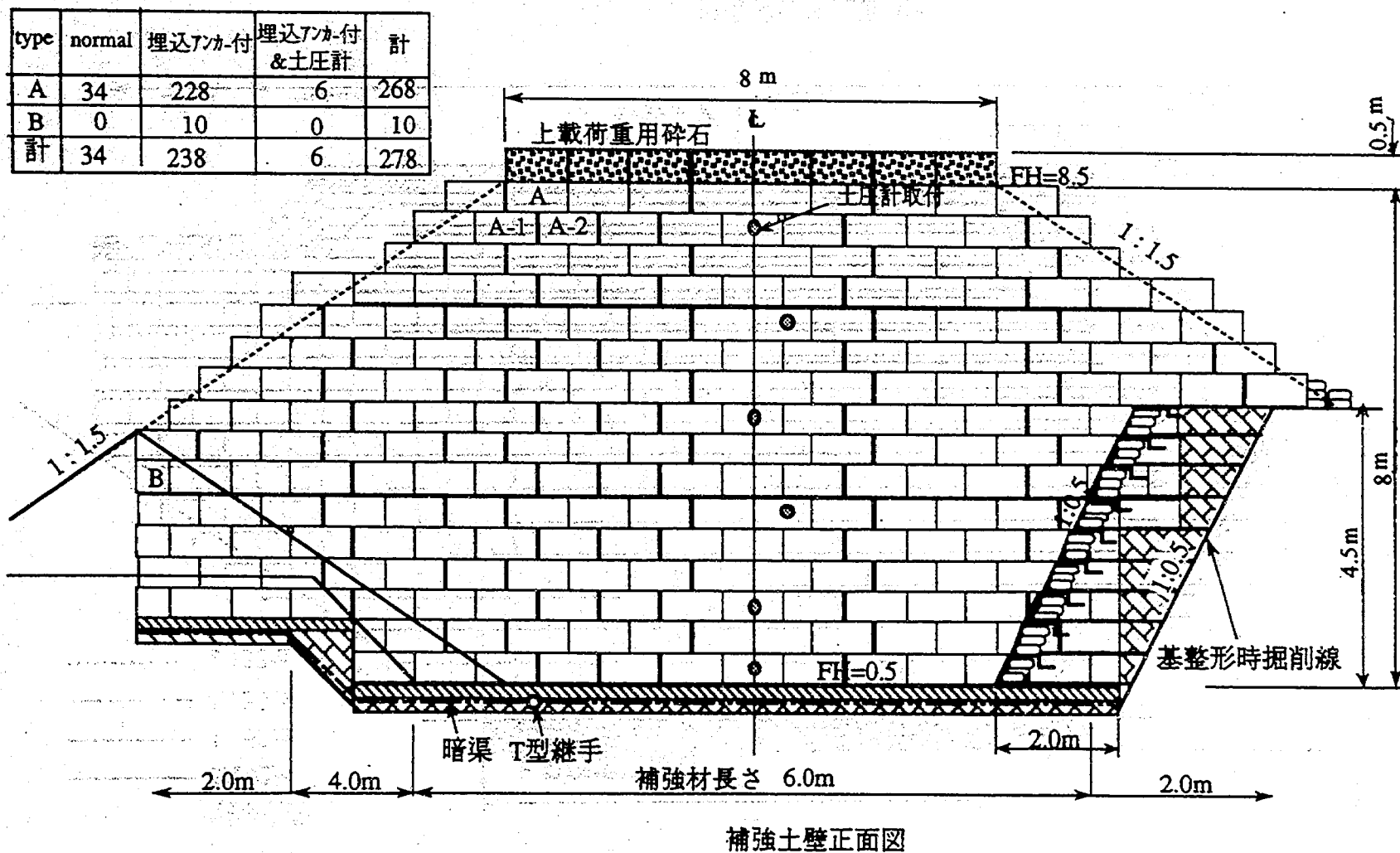
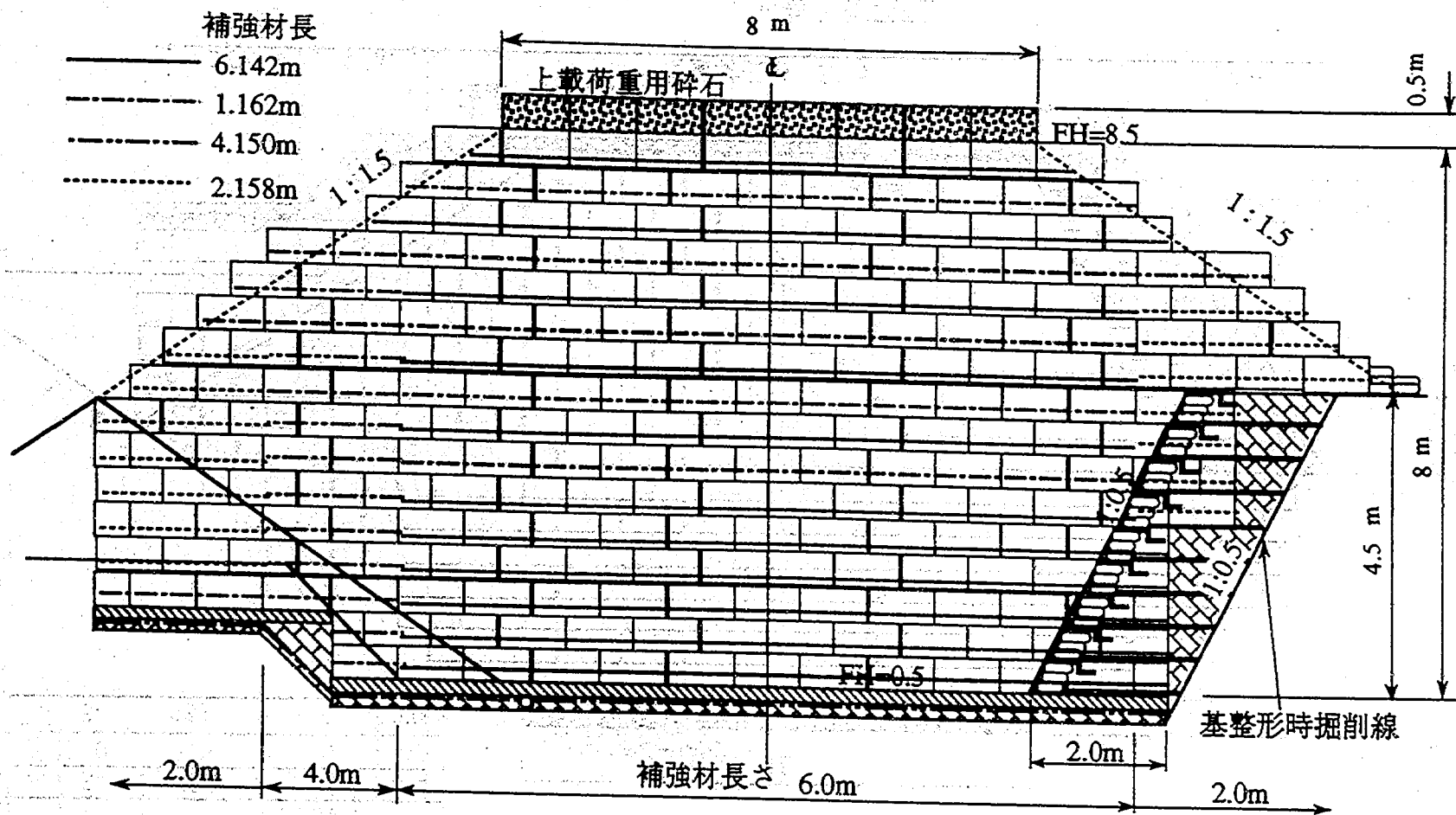


図-2.6 補強土壁正面図



補強材配置正面図

図-2.6 補強材配置正面図

5) 壁面工詳細

壁面工の詳細について、図-2.7～図-2.10に示す。

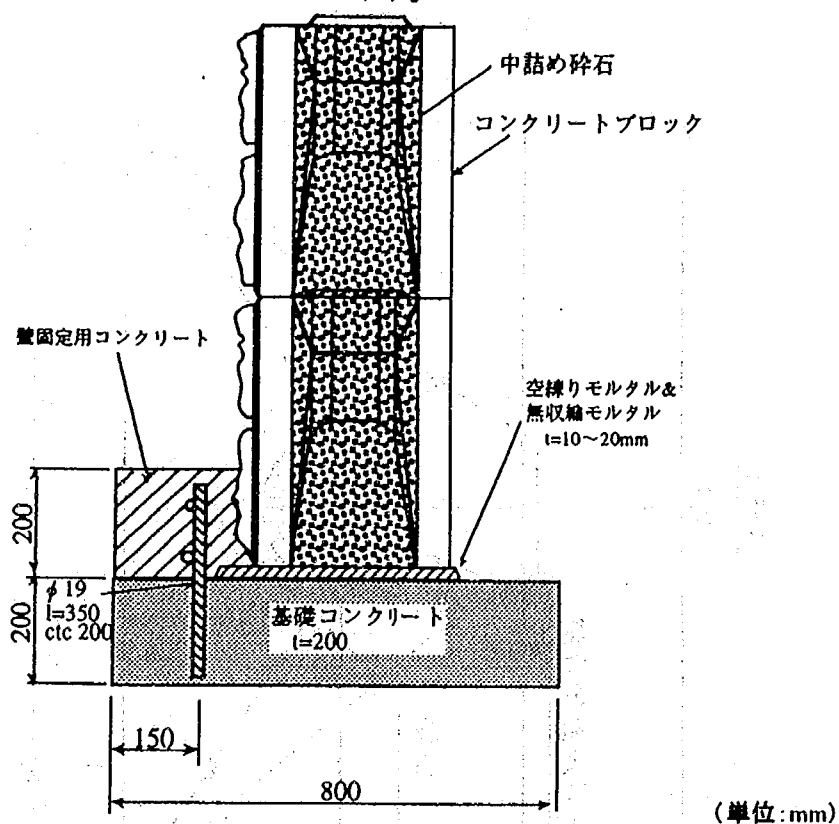


図-2.7 ブロック形式基礎部詳細

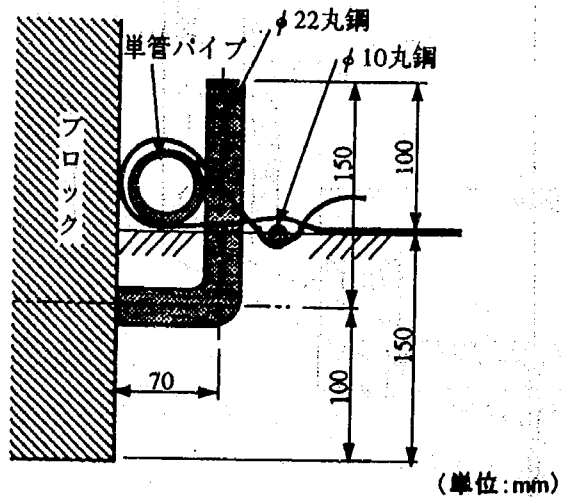


図-2.8 補強材～壁面材連結方法

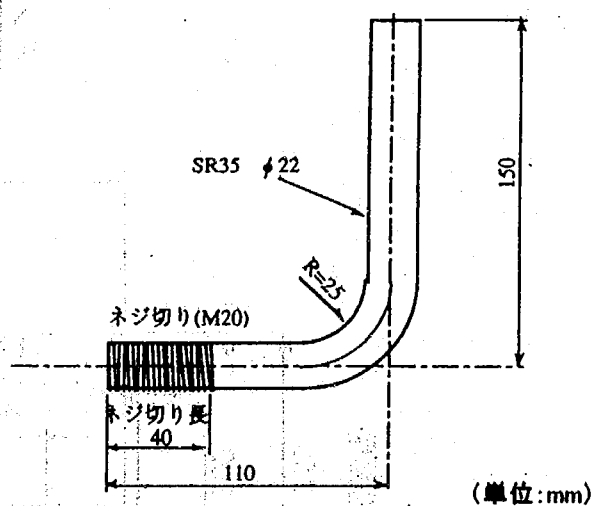
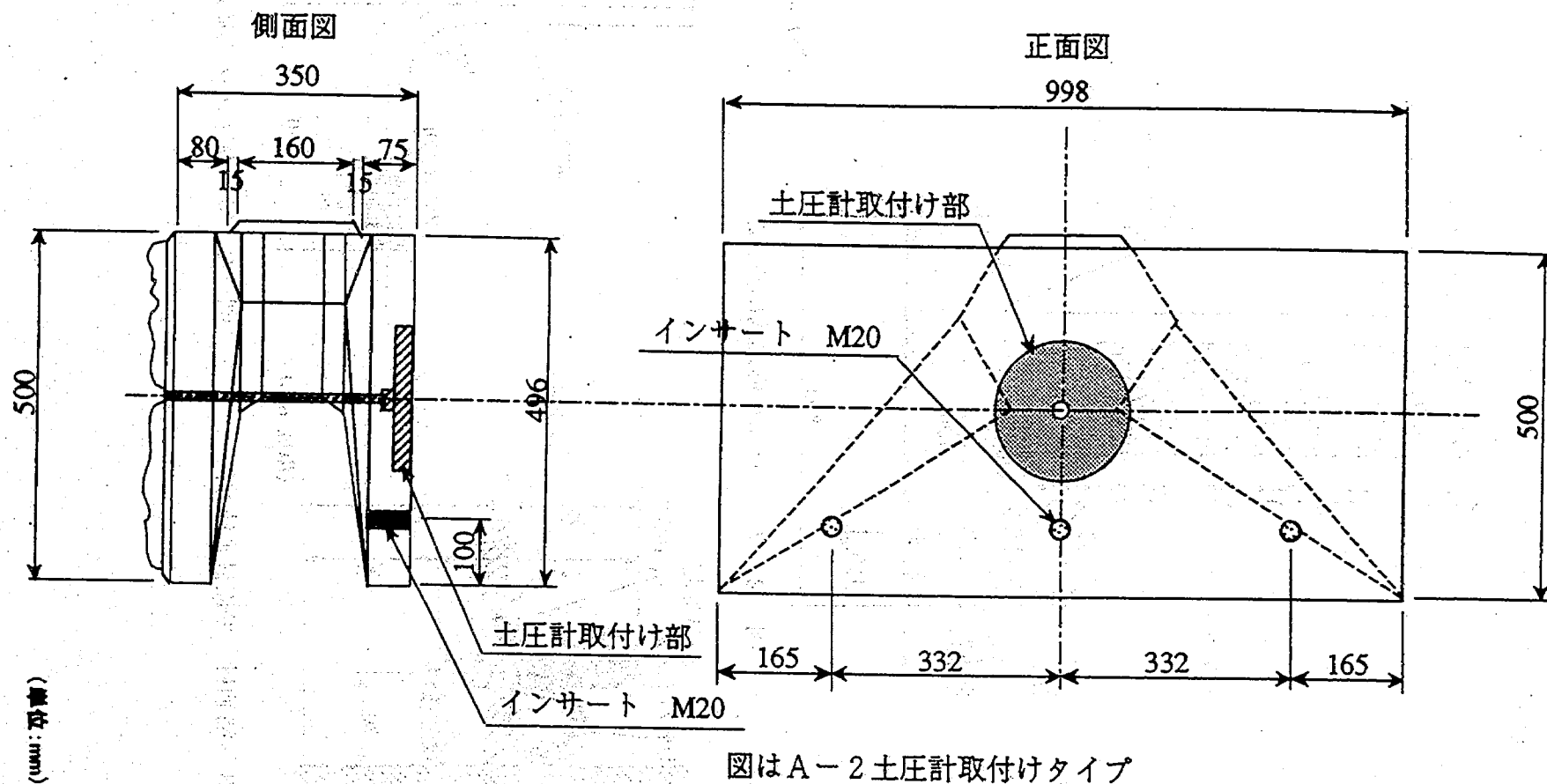


図-2.9 連結フック加工図

図-2. 10 土圧計取付け詳細図



図はA-2土圧計取付けタイプ
A-1では箱抜き位置は正面図で反対側角になる。

2.3.2 計 測

(1) 計測項目および計測方法

表-2.8 計測項目および計測方法

計測項目	計測方法及び計測器	測定頻度	初期値
補強材ひずみ	ひずみゲージ プラスチック製箔ひずみゲージ 補強材表裏貼付け240Ω 1ゲージ3線法	敷均し終了時 転圧終了時	補強材緊張定着後
壁面土圧	土圧計	敷均し終了時 転圧終了時	前面盛土材敷均し
地盤反力	土圧計	敷均し終了時 転圧終了時	同上
壁面水平変位	下げふり	転圧終了毎	同上
壁面水平変位	レベルで測定	転圧終了毎	同上
地盤沈下及び 層別沈下計測	沈下板をレベルで測定	転圧終了毎	沈下板設置時
地表面沈下量	沈下板をレベル 及びテープで測定	施工中随時	盛土開始前
盛土天端沈下量	沈下板をレベルで測定	施工完了後	同上
降雨量	雨量計	毎日 気象庁長峰測候所 データ使用	

各測定結果は、以下の項目に付いて整理を行うものとする。

盛立て終了時の補強材ひずみ分布

補強材ひずみ～補強材土被り厚さ（転圧前と転圧後に分けて）

盛立て終了時の壁面土圧分布および地盤反力分布

施工中の壁面土圧および地盤反力

盛立て終了時の壁面変位

盛立て高さ～沈下量関係

盛立て高さ～層別沈下量

上記計測項目は施工終了後から長期動態観測を実施するものとする。月一度の定期的観測に加え、地震や豪雨などの発生した後で不定期計測を実施する。

計測項目	測定頻度	備考
補強材ひずみ	1 回／週	
壁面土圧	1 回／週	
地盤反力	1 回／週	
壁面水平変位	盛立て完了後 1 カ月 2 回／週 以後変位の推移の応じて適宜	
壁面鉛直変位	盛立て完了後 1 カ月 2 回／週 以後変位の推移の応じて適宜	
沈下量および地表面変位	盛立て完了後 1 カ月 2 回／週 以後変位の推移の応じて適宜	
降雨量	毎日	

(3) 計測位置



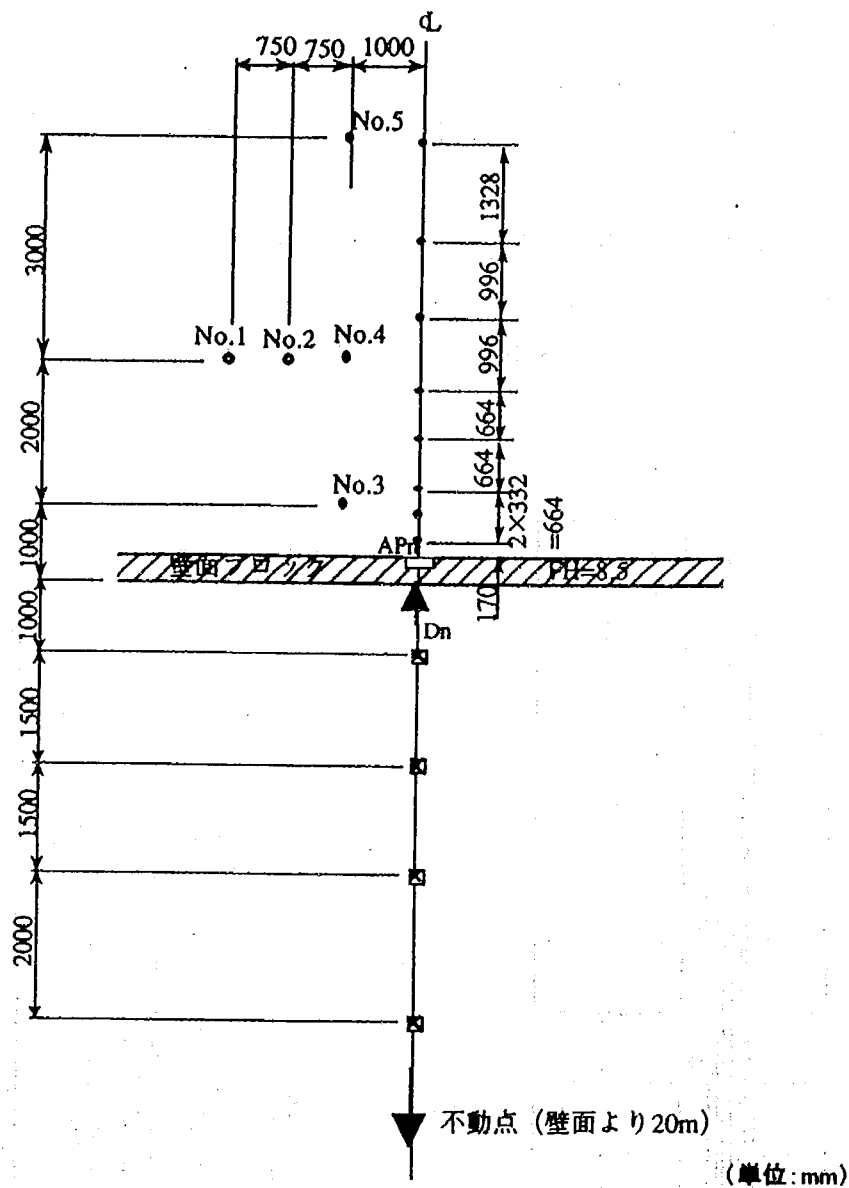


図-2. 1 2 計測位置平面図

(4) 計測数量

表-2. 1 0に計測数量を示す。

表-2. 1 0 計測数量表

	記号	計器名	測点数	ch数
補強材ひずみ	●	ひずみゲージ	46	46
壁面土圧	□	土圧計	6	6
地盤反力	□	土圧計	5	5
壁面変位	→		9×3=27	
沈下量	└	沈下板	5	

(5) 壁面変位測定方法

図-2. 13に示すように、基礎コンクリートに埋め込んだ不動梁にワイヤーを張り、下げふりとワイヤーとの間隔を測定して水平変位を求める。したがって、測定する変位は常に下部に対する相対変位量を測定することになる。

最下段ブロックの水平変位は、地表面変位測定用の不動点からの距離を測定して求める。

鉛直変位は、壁面がコンクリート製ブロックであることから、ブロック間の変位は0であるとし、根固めコンクリートの1点をレベルによる高さ測定を行い沈下量を求める。

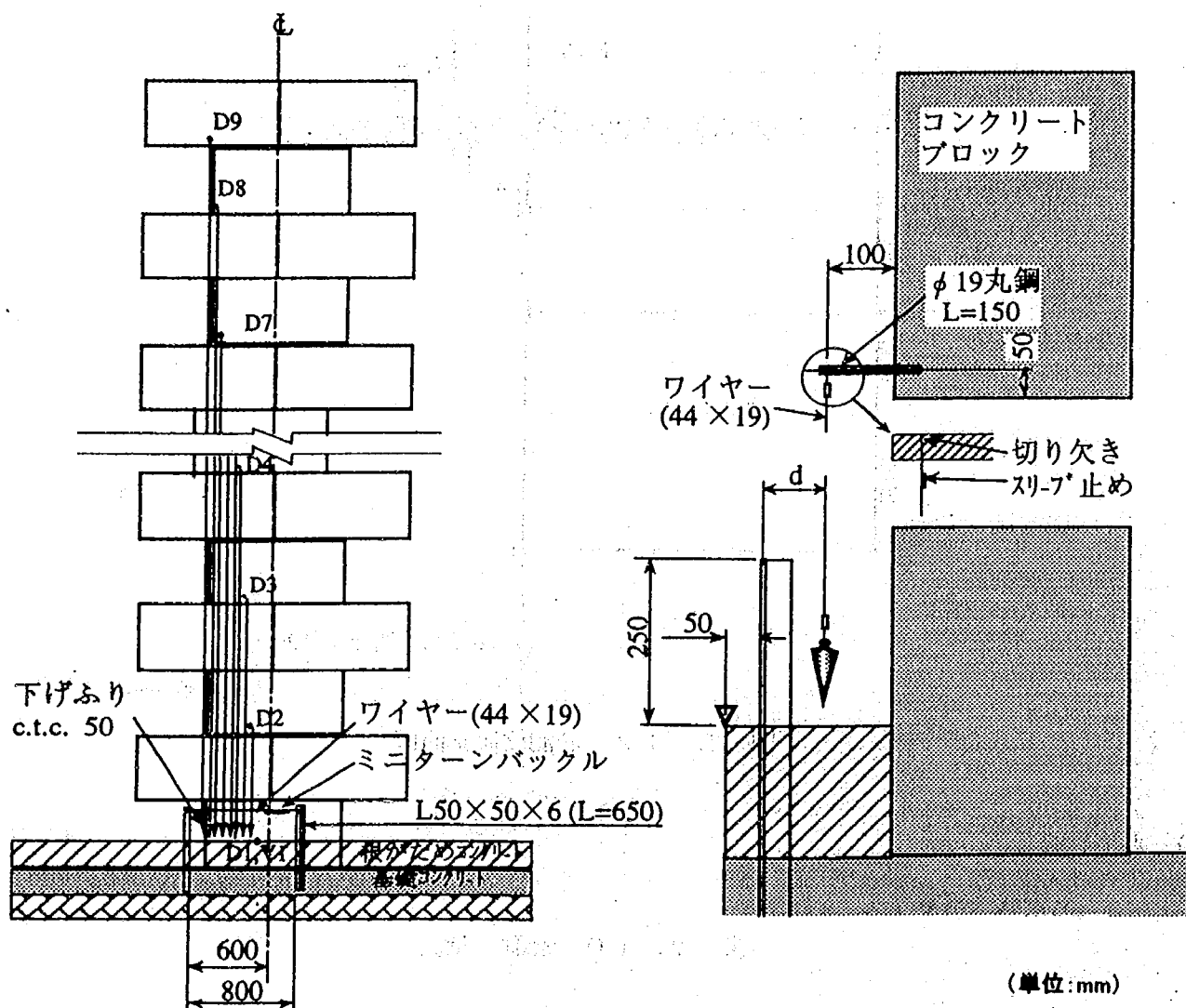


図-2. 13 壁面変位測定詳細図 (下げふり式)

(6) ひずみゲージと貼り付け方法

ひずみゲージは、所定の長さに切断したものに、図のように連結用の目合い一つ分をあけた所を1点目（壁面側より）として貼り付ける。ひずみゲージは、プラスチック用箔ひずみゲージを使用し、240Ω 1ゲージ3線法として計測する。また、温度補正用のダミーは、原則として計測する補強材1段毎とする。

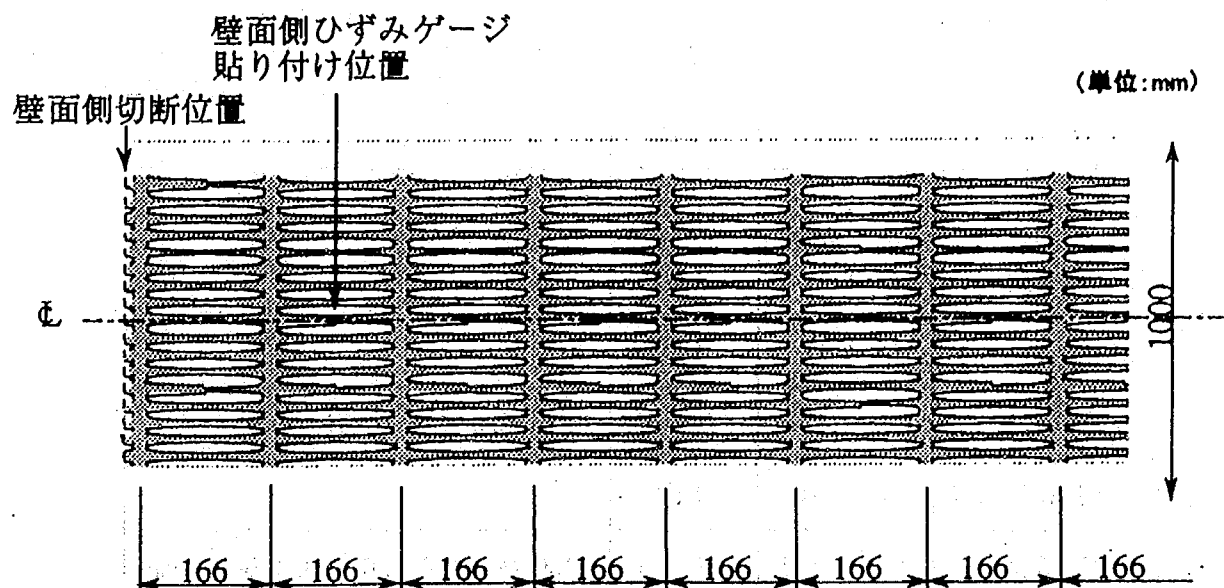


図-2. 14 ひずみゲージの貼り付け位置

表-2. 11 ひずみゲージの仕様

種 類	枚 数
プラスチック用箔ひずみゲージ 抵抗値120Ω ゲージ率 2.1	92+14 (ダミー) =106枚

2.3.3 施工機械

施工機械は以下のものを使用する。

表-2. 12 主要施工機械一覧表

機械名	機種	台数	備考
パワーショベル	0.7m ³ クラス	1	
振動ローラ	1tクラス	1	手押式
振動コンパクター		1	
移動式クレーン	5tクラス	1	壁面材設置用
D.T.	4tクラス	1	盛土材小運搬用

2.3.4 事前調査

(1) 室内土質試験および現場測定項目

室内土質試験は、当該盛土材の既往の試験結果によった（表内網掛部分の項目）。

ただし締固め試験に関しては、現存の盛土材が既往の試験結果と同程度の密度を確保出来ることを確認するために、新たに試験を実施した。

表－2. 1 3 試験項目一覧表

試験項目	仕 様	数 量	備 考
比重試験	JIS A 1202	1 回	
含水量試験	JIS A 1203	1 回	
粒度試験	JIS A 1204	1 回	
締固め試験※	JIS A 1210	1 セット	2.5. a法（改訂 E. a）
最大・最小密度試験	JSF T 161	1 回	
三軸圧縮試験	JSF A 524	1 セット	UU試験 0.5, 1.0, 2.0, 3.0kgf/cm ²
平板載荷試験 （支持地盤）		1 回	施工に先立ち、現地で実施
転圧試験		1 回	施工に先立ち、現地で実施

(2) 平板載荷試験

支持地盤の支持力を確認するために、施工に先立ち平板載荷試験を実施した。

試験箇所は盛土部分中央付近とし、整地が終了した時点でパワーショベルを反力として実施する。載荷板付近は、掘削時の乱れがないと判断される程度を人力で掘り起こして平滑な面を確保して行う。

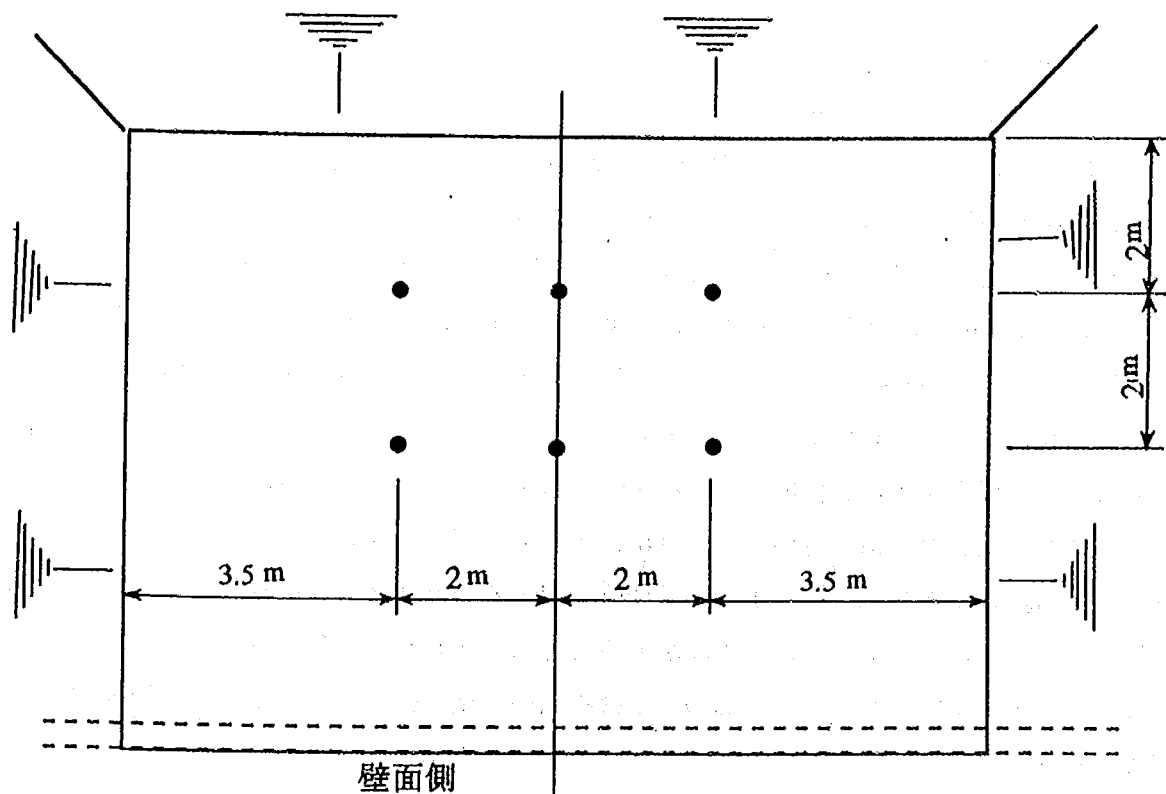
(3) 転圧試験

転圧試験は、試験盛土位置における第1層目で、下図の測定区間において行う。

測定項目と測定時期を表－8. 1 4に示す。

表－8. 1 4 転圧試験 測定項目一覧表

測定項目	測定時
現場密度	まき出し後、転圧中(2, 4, 8, 10回)
含水比	まき出し後、転圧終了後
表面沈下量	まき出し後、転圧中(2, 4, 8, 10回)



図－8. 15 転圧試験 測点位置図

2. 3. 5 施工方法の概要

(1) 基礎コンクリートおよび根固め

壁面材下部には厚さ20cm、幅80cmの基礎コンクリート(無筋)を打設した。また、実施工においては、必ず根入れを行うことが前提となること、および事前に行った数値解析の結果、壁下端の固定が壁面の変形抑制に有効であることが確認されたため1段目ブロック前面に鉄筋を配置した根固めコンクリートを打設した。

(2) 補強材の連結方法

壁面材は本実験では、壁面材として既製のコンクリートブロックを使用している。このため、ブロック製作時にM20のインサートを埋込み、 $\phi 22$ 丸鋼をL型にした物の一方をねじ切り加工してブロックに取り付けて連結金具とした。補強材と連結金具との接続は図－2. 8に示したように、単管パイプに補強材を巻込んだものを連結金具の内側に設置し、 $\phi 10$ mmの丸鋼で補強材目合間を縫い込むようにしている。また、背面盛土材の施工時の圧縮沈下および長期圧密沈下に対応するようにスライドジョイントとし、補強材の緊張は人力で行った。

(3) コンクリートブロックの設置

コンクリートブロックは、5 t級クレーンを使用して壁前面側より吊り込み、人力で通りや鉛直性の微調整を行った。微調整は、壁全体の勾配を確認するための丁張は使用せず、各段のブロック設置時に、個々のブロックの鉛直性を確保する方法を採った。コンクリートブロックは、図－2. 7および図－2. 9に示したように、前壁部と後壁部が梁で連結された構造となっており、この空洞部分には碎石を投入して鉄筋棒な

どを使用して 突き固めをした。

(4) 盛土材および裏込め砕石の敷均し転圧

図-2. 16にコンクリートブロックの設置を含めた盛立て順序を示す。

盛立て一層の仕上がり厚さは25cmとし、0.7m³バックホーを用いて敷均し、締固めは1 tクラスの振動ローラによる転圧を行った。締固め度の管理値は道路土工指針における路体並の85%以上とし、事前に行った転圧試験結果によって転圧回数を決定した。密度管理は、仕上がり厚さ50cm毎に、コアカッター法により実施した。裏込め砕石の敷均しは、補強土壁の平面的な寸法の制約上、バックホーが補強材の上に乗ることを避けるために、盛土材の敷均し終了後に行っている。土研マニュアルに示されている施工法に乗っ取った手順とはいえないが、盛土材がある程度の密度を確保するまでに発生する側方ひずみ(変位)を壁面材に直接伝えないようにし、なおかつ補強材の引抜き抵抗によって壁面材を拘束した後に、壁背面を良質材で埋戻すことになっている。この方法は、施工中の壁面変位を出来る限り抑えるという意味では有効と思われる。ただしこの場合、壁面付近では補強材にゆるみがでることも考えられる。解決策としては、補強材敷設時に比較的大きな緊張力を与えておくか、壁背面の盛土材投入前に増し締めが出来るような補強材の連結方法をとることが考えられる。

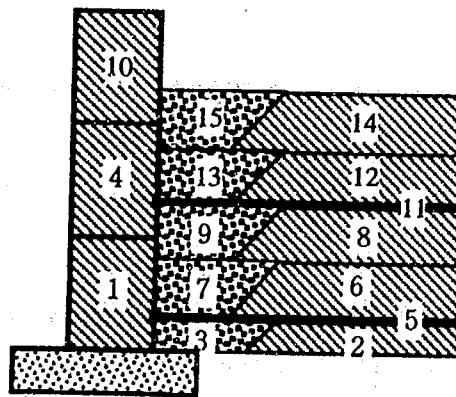


図-2. 16 盛立て順序

(5) 上載盛土

築造した補強土壁に対して、上面が道路となるような場合に考慮される1.0 t f /m²の上載荷重を与えるために、盛土天端に砕石で50cmの盛土を行った。砕石盛土の周囲は、補強盛土の壁面材として使用されるエキスパンドメタルをL型に加工したもの(H=50cm)で囲い、砕石のこぼれだしを防いだ。

3 計測結果

3.1 事前計測項目

盛土盛立ての過程において以下の項目については施工管理の目的のために計測を行った。

(1) 締固め試験

実験に先立ち実施した盛土材の室内締固め試験結果結果を次頁図-3. 1に示す。

試験結果によれば、最大乾燥密度、最適含水比ともに、既存の試験結果とほぼ同じ結果が得られている。

JIS A 1210 JSF T 711	突固めによる土の締固め試験 (締固め特性)	
-------------------------	-----------------------	--

調査件名 盛土試験結果要約

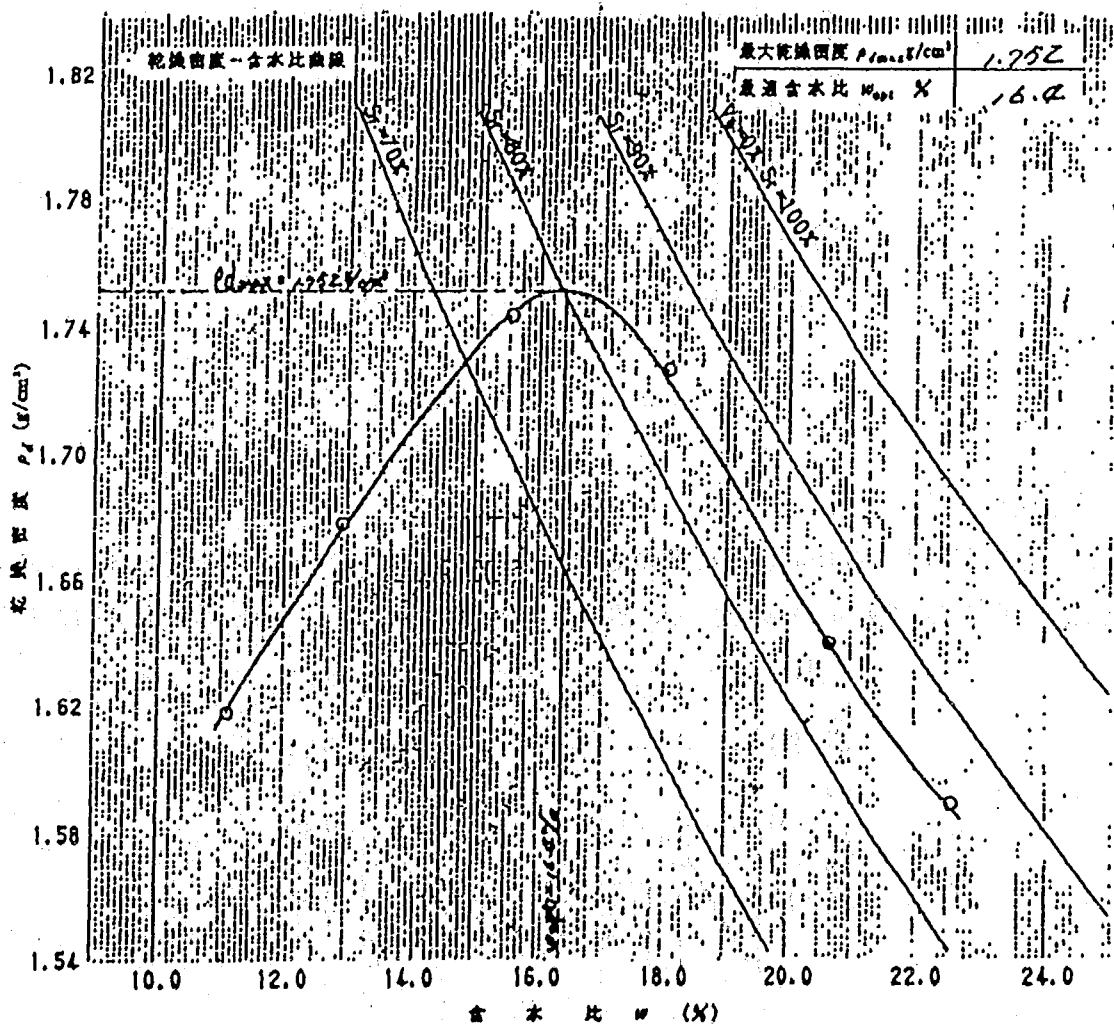
試験年月日 1995年 2月22日

試料番号 (深さ)

(~m)

試験者

試験方法	E-a	土質名称						
試料の準備方法	乾燥法, 一割減法	ランマー質量 kg	4.5	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.725			
試料の使用方法	繰返し法, 併減法七法	落下高さ cm	45	試料何重時の最大径値 mm				
含水比	試料分取後 w %	突固め回数 回/層	92	モールド	内径 cm	15		
	乾燥処理後 w %	突固め層数 層	3		高さ cm	12.5		
測定点	1	2	3	4	5	6	7	8
平均含水比 w %	11.1	12.9	15.5	18.0	20.6	22.5	19.0	
乾燥密度 ρ_d g/cm ³	1.618	1.678	1.744	1.727	1.640	1.589	1.668	



特記事項

- 1) 内径15cmのモールドの場合はスベ
ーサーディスクの高さを差し引く。
ゼロ空気間隙曲線の計算式
$$\rho_{dmax} = \frac{\rho_s}{1 + w/100}$$

図-3. 1 突固めによる盛土材の締固め試験結果

(2) 平板載荷試験結果

補強土壁を構築する支持地盤の変形特性を把握するために実施した平板載荷試験結果を図-3.2に示す。試験は、碎石置換え部の掘削を行った場所でパワーショベルを反力として実施した。繰返し載荷は実施していない。

図の直線部分の勾配より直接的に求めた地盤反力係数 k_v は、 $\Delta p / \Delta S$ より約 47 kgf/cm^3 となる。また、地盤のポアソン比を0.33と仮定して変形係数を逆算的に求めると

$$E_0 = (1 - \nu_s) \times 0.79 \times 30 \times k_v = 990 \text{ kgf/cm}^2 = 9,900 \text{ tf/cm}^2$$

となる。

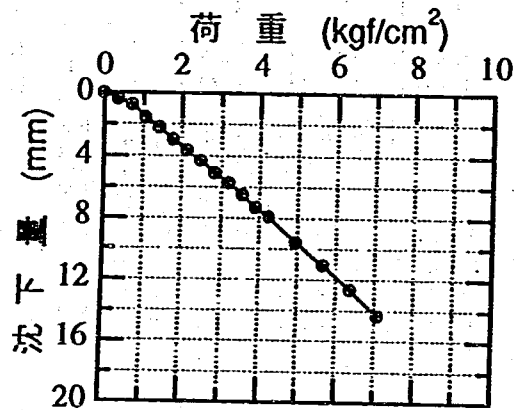


図-3.2 平板載荷試験結果

(3) 転圧試験結果

盛土材の撤きだし厚さおよび転圧回数の決定のために実施した転圧試験の結果を図-3.3に示す。

図より、仕上がり厚さが1層25cmであるため、撤きだし厚さを30cmとし、転圧回数を8回とした。

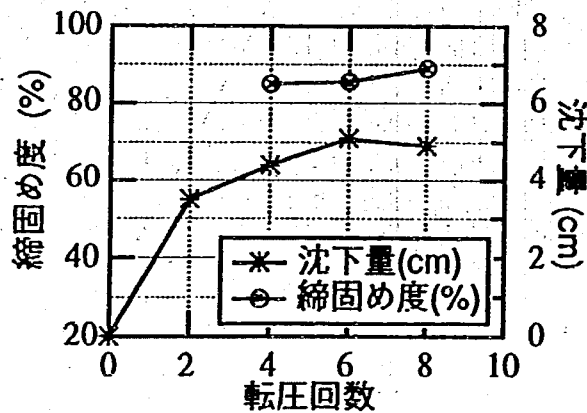


図-3.3 転圧試験結果

(4) 品質管理項目

品質管理項目として、盛土の現場密度管理試験結果を表-3.1に示す。全体として含水比が高めであるにも関わらず、締固め度は管理基準値である85%近い値を示している。

表-3. 1 (a) 現場密度管理試験結果 1/2

Hm	No	実施日 1995年	全重量	風袋	湿潤重量	湿潤密度 g/cm ³	乾燥密度 g/cm ³	含水比 %	締固め度 %
0.5	1	3月15日			1442.8	1.838	1.536	19.7	88
	2				1511.3	1.925	1.560	23.4	89
	3				1495.2	1.905	1.551	22.8	89
	4				1508.0	1.921	1.543	24.5	88
	5				1486.7	1.894	1.531	23.7	87
	平均						1.544	22.8	88
1.0	1	3月22日			1498.7	1.909	1.560	22.4	89
	2				1485.8	1.893	1.558	21.5	89
	3				1460.6	1.861	1.513	23.0	86
	4				1484.0	1.890	1.552	21.8	89
	5				1484.5	1.891	1.549	22.1	88
	平均						1.546	22.1	88
1.5	1	3月24日	2237.2	750.9	1486.3	1.893	1.547	22.4	88
	2		2307.1	829.5	1477.6	1.882	1.537	22.5	88
	3		2264.2	779.9	1484.3	1.891	1.539	22.9	88
	4		2370.3	883.3	1487.0	1.894	1.552	22.0	89
	5		2374.4	885.9	1488.5	1.896	1.530	23.9	87
	平均						1.541	22.7	88
2.0	1	3月29日	2084.4	578.5	1505.9	1.918	1.578	21.6	90
	2		2160.2	635.1	1525.1	1.943	1.585	22.6	90
	3		2137.0	609.9	1527.1	1.945	1.604	21.3	92
	4		2122.5	636.1	1486.4	1.894	1.560	21.4	89
	5		2138.5	623.6	1514.9	1.930	1.578	22.3	90
	平均						1.581	21.8	90
2.5	1	3月29日	2044.0	578.5	1465.5	1.867	1.491	25.2	85
	2		2114.4	635.1	1479.3	1.884	1.555	21.2	89
	3		2078.6	609.9	1468.7	1.871	1.572	19.0	90
	4		2148.3	636.1	1512.2	1.926	1.575	22.3	90
	5		2125.1	623.6	1501.5	1.913	1.578	21.2	90
	平均						1.554	21.8	89
3.0	1	4月4日	2047.5	578.5	1469.0	1.871	1.557	20.2	89
	2		2092.3	635.1	1457.2	1.856	1.541	20.4	88
	3		2110.3	609.9	1500.4	1.911	1.594	19.9	91
	4		2134.9	636.1	1498.8	1.909	1.578	21.0	90
	5		2114.0	623.6	1490.4	1.899	1.563	21.5	89
	平均						1.567	20.6	89
3.5	1	4月5日	2040.9	578.5	1462.4	1.863	1.533	21.5	88
	2		2124.0	635.1	1488.9	1.897	1.504	26.1	86
	3		2149.5	609.9	1539.6	1.961	1.619	21.1	92
	4		2160.4	636.1	1524.3	1.942	1.600	21.4	91
	5		2137.3	623.6	1513.7	1.928	1.563	23.4	89
	平均						1.564	22.7	89
4.0	1	4月10日	2051.4	578.5	1472.9	1.876	1.524	23.1	87
	2		2115.6	635.1	1480.5	1.886	1.556	21.2	89
	3		2157.8	609.9	1547.9	1.972	1.542	27.9	88
	4		2134.9	636.1	1498.8	1.909	1.530	24.8	87
	5		2129.3	623.6	1505.7	1.918	1.507	27.3	86
	平均						1.532	24.8	87

表-3.1 (b) 現場密度管理試験結果 2/2

Hm	No.	実施日 1995年	全重量	風袋	湿潤重量	湿潤密度 g/cm ³	乾燥密度 g/cm ³	含水比 %	締固め度 %
4.5	1	4月14日	2136.5	635.3	1501.2	1.912	1.565	22.2	89
	2		2101.7	623.7	1478.0	1.883	1.498	25.7	86
	3		2096.2	578.7	1517.5	1.933	1.563	23.7	89
	4		2109.4	610.0	1499.4	1.910	1.556	22.8	89
	5		2143.4	636.4	1507.0	1.920	1.539	24.7	88
	平均						1.544	23.8	88
5.0	1	4月18日	1942.9	578.4	1364.5	1.738	1.532	13.5	87
	2		2104.1	635.1	1469.0	1.871	1.600	17.0	91
	3		2088.8	609.8	1479.0	1.884	1.547	21.8	88
	4		2141.5	636.2	1505.3	1.918	1.567	22.4	89
	5		2083.5	623.6	1459.9	1.860	1.542	20.6	88
	平均						1.558	19.0	89
5.5	1	4月20日	2082.5	578.5	1504.0	1.916	1.543	24.2	88
	2		2149.4	635.1	1514.3	1.929	1.597	20.8	91
	3		2035.0	609.9	1425.1	1.815	1.524	19.1	87
	4		2135.1	636.1	1499.0	1.910	1.536	24.3	88
	5		2131.1	623.6	1507.5	1.920	1.550	23.9	88
	平均						1.550	22.5	88
6.0	1	4月21日	2034.0	578.5	1455.5	1.854	1.609	15.2	92
	2		1551.4	40.6	1510.8	1.925	1.612	19.4	92
	3		2143.4	609.9	1533.5	1.954	1.653	18.2	94
	4		2058.0	636.1	1421.9	1.811	1.555	16.5	89
	5		2160.8	623.6	1537.2	1.958	1.625	20.5	93
	平均						1.611	18.0	92
6.5	1	4月25日	2055.6	579.5	1476.1	1.880	1.570	19.8	90
	2		2118.8	636.1	1482.7	1.889	1.585	19.1	90
	3		2010.4	610.9	1399.5	1.783	1.515	17.7	86
	4		2010.5	637.1	1373.4	1.750	1.518	15.2	87
	5		2113.6	624.6	1489.0	1.897	1.586	19.6	91
	平均						1.555	18.3	89
7.0	1	4月27日	2109.3	623.9	1485.4	1.892	1.626	16.4	93
	2		2075.7	610.2	1465.5	1.867	1.603	16.4	92
	3		2035.2	636.5	1398.7	1.782	1.526	16.8	87
	4		2144.1	635.8	1508.3	1.921	1.641	17.1	94
	5		2100.9	578.8	1522.1	1.939	1.635	18.6	93
	平均						1.606	17.1	92
7.5	1	4月27日	1720.6	253.9	1466.7	1.868	1.577	18.5	90
	2		1661.7	201.3	1460.4	1.860	1.570	18.5	90
	3		1715.3	303.1	1412.2	1.799	1.501	19.8	86
	4		1700.3	245.8	1454.5	1.853	1.527	21.3	87
	5		1769.7	258.0	1511.7	1.926	1.570	22.7	90
	平均						1.549	20.2	88
8.0	1	4月28日	2136.1	622.3	1513.8	1.928	1.634	18.0	93
	2		2060.2	608.7	1451.5	1.849	1.574	17.5	90
	3		2096.5	634.4	1462.1	1.863	1.569	18.7	90
	4		2136.5	634.5	1502.0	1.913	1.587	20.6	91
	5		2070.4	577.4	1493.0	1.902	1.583	20.2	90
	平均						1.589	19.0	91

3. 2 変形挙動の計測

盛土の盛立ておよび上載荷重の載荷、完了後の長期計測を行い、盛土の変形挙動を把握した。

(1) 地盤反力および壁面土圧

地盤地盤反力および壁面土圧は、土圧計の受圧面が盛土材に覆われる直前を初期値として計測を開始し、

1層(25cm)毎に転圧前と転圧後に分けて測定した。

壁面土圧計測においては、厚さ3cm程度の砂を土圧計受圧面の前面に撒きだし、土圧計全体にできるだけ均等に壁面土圧が作用するようにした。

(2) 補強材ひずみ

補強材は、ブロックに連結した状態から計測を開始し、人力で緊張してからピンで固定した状態の値も計測を行った。また、土圧と同様に1層(25cm)毎に転圧前と転圧後に分けて測定した。

ひずみゲージは防水処理を施し、不織布で損傷を防護した。裏込め砕石部に入るひずみゲージは、小径の塩ビ管を2つ割にしたものを用いて砕石の角による破損防止を行った。

(3) 壁面変位

初期値は、壁面ブロックを設置し、当該ブロックに補強材を連結する高さまでの盛立てが終了した時点を初期値とした。測定は、当初転圧前と転圧後の2回行う予定であったが、施工開始当初の計測では転圧による変形は生じなかったため、転圧後のみとした。

(4) 盛土内沈下計測

盛土内沈下計測は、転圧後のみとした。

(5) 地表面沈下量

壁面より20m以上離れた不動点より、スチールテープおよびコンベックススケールによって測定した。

3. 3 実験結果

(1) 盛立て完了時の計測結果

図-3. 4に盛土の盛立て完了時の計測結果を示す。施工中の計測は原則として各施工段階の転圧前と転圧後に行った。

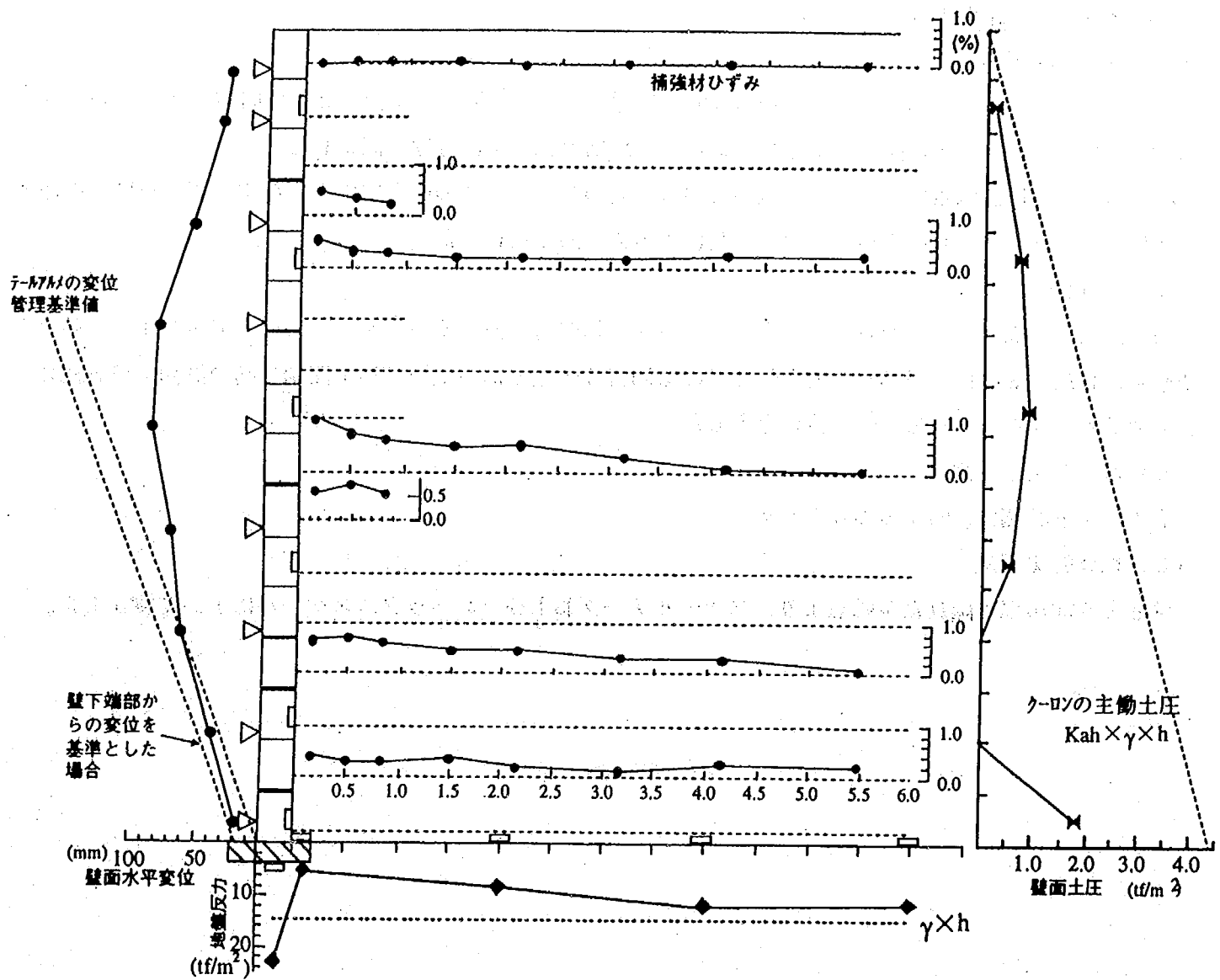


図-3. 4 盛立て完了時計測結果（上載載荷前）

(2) 壁面変位

図-3.5に壁面変位分布経時変化を、また図-3.6に長期観測結果を示す。

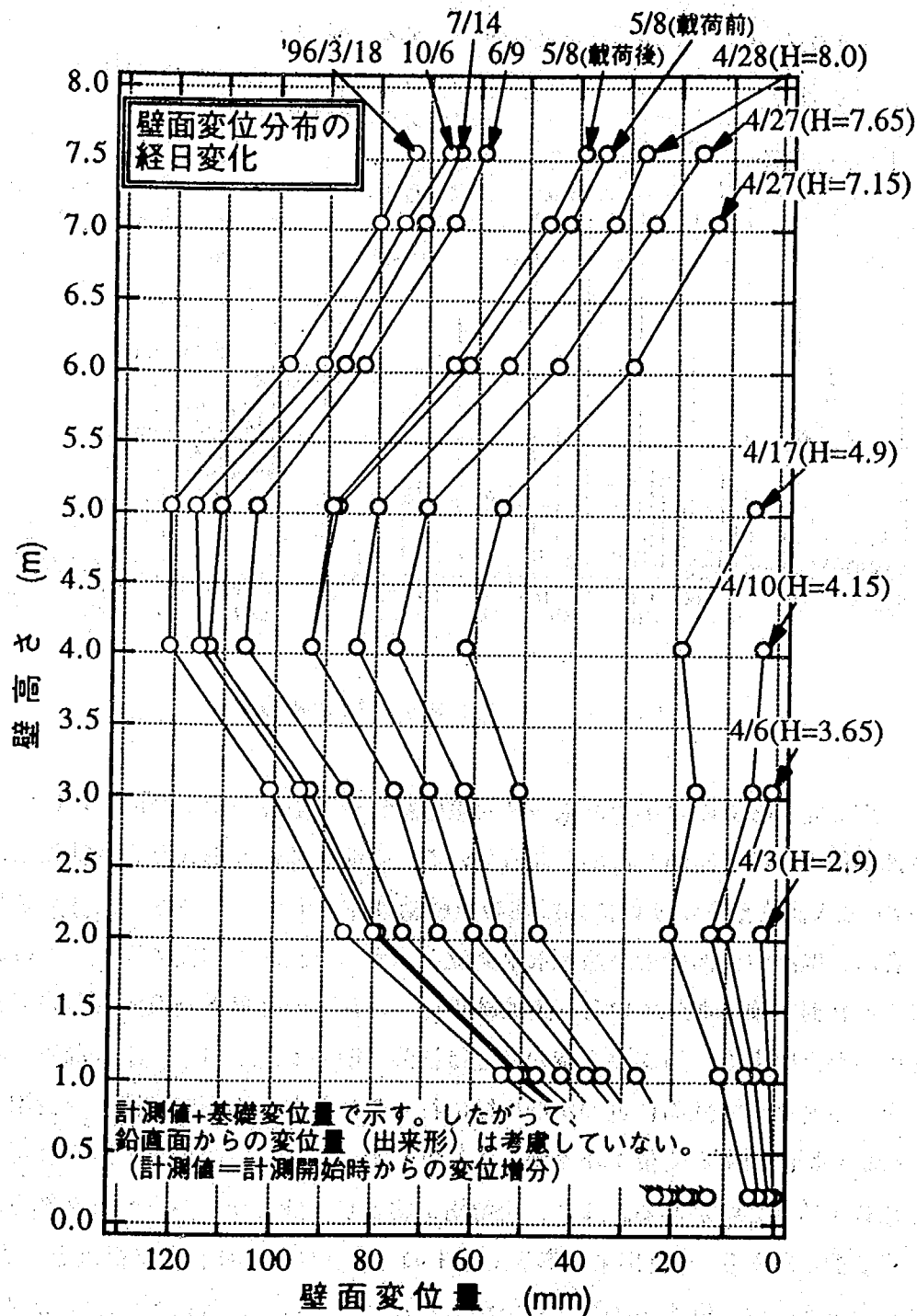


図-3.5 壁面変位分布の経時変化

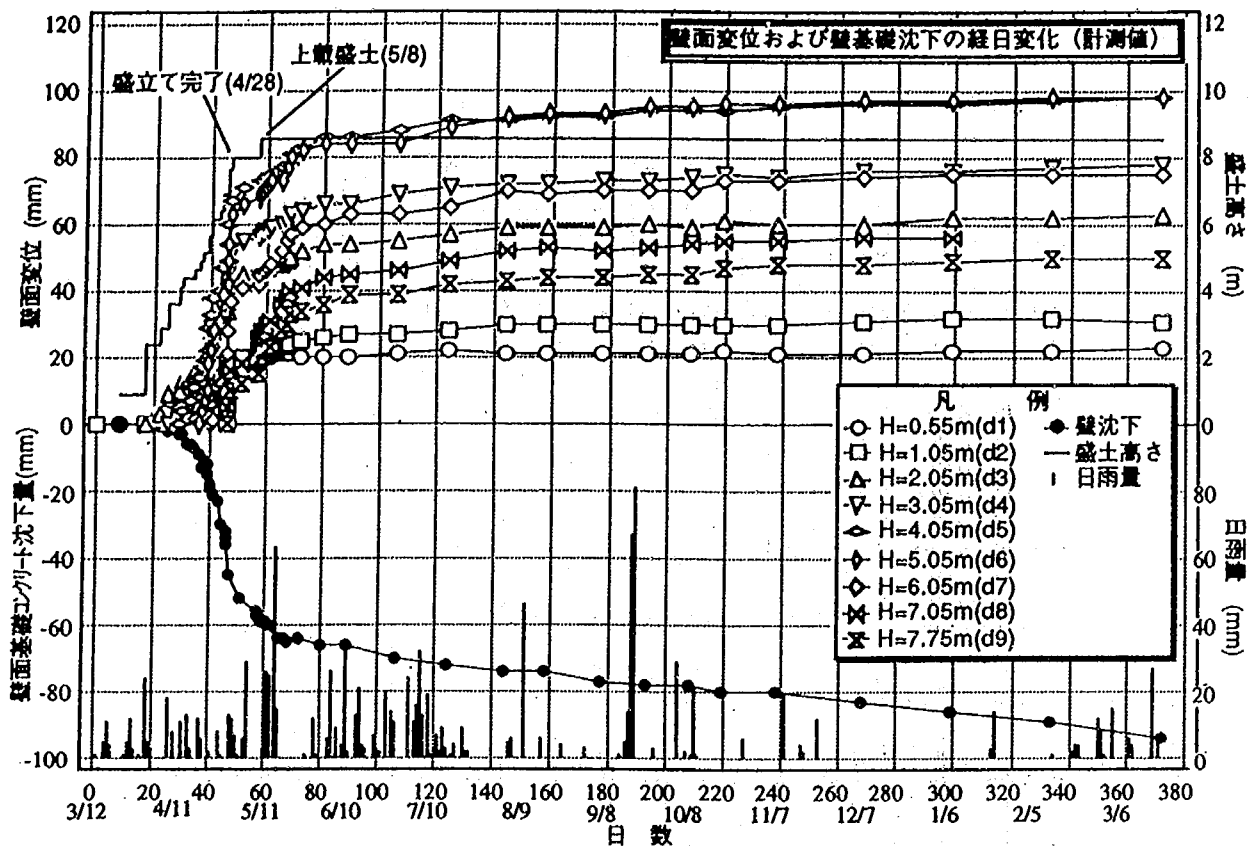


図-3.6 壁面変位長期計測結果

図3.5より、施工完了時での水平変位量の最大値は約65mm（基礎の水平変位を含めて約85mm）であり、壁面高さの中央部が前方にはらみ出した形となっている。壁面を巻込み形式とした補強土壁では、一般に壁高さの1/3の付近で最大変位量を示す傾向が既往の実験結果等で示されているが、コンクリートブロック等を壁面とした場合は、壁高中央部付近が最大水平変位を示すことが、本実験に先だって行われた室内実験および数値解析による検討で確認されている。実験結果は、これらの結果と一致するものであり、剛性の高い壁面とした場合の特徴といえる。施工完了時の変位は補強土壁の安定上は十分小さな値と考えられるが、盛土材の撒き出しをバックホーで壁面に近づかない様に行ったことと、小型転圧機械を使用したことで、施工（敷均し・転圧荷重）に起因する変位が小さかったことも考えられ、実際に本工法を適用する場合は施工中の変位に対して注意を払う必要がある。また、土留構造物としては、オーバーハング部分があることは、景観上または安定感で問題があり、最終出来形形状で若干のもたれ勾配を持たせた計画とすることが望ましい。

上載荷重による変位増分は、壁上方の測定点で顕著に現れている。これは、盛土上部程上載圧が小さく、盛土材剛性が小さいために荷重に対する変形が大きいこと、他、根固めを行い壁下端の変位を拘束していることが要因として考えられる。

次に図3.6を見る。施工完了後161日経過した10月6日の変位は約95mmであるが、施工完了後約100日以降の変動は小さく、盛土の変形はほとんど収束している。降雨による影響は、施工完了後初期で顕著に現れており、9月中旬の台風による多雨では、若干の変動があるものの、5月中旬の多雨による変動と比較して非常に小さな値であり長期安定性にも問題はないようである。また、壁面基礎沈下量と壁面水平変位の推移は

連動している傾向が見られる。これより、基礎地盤の処理を十分に行うことが壁面全体の変位を抑える場合重要であるといえる。

一方、壁面の沈下量は240日目位まで収束傾向を示しているものの、その後経過日数に比例して増加傾向を示している。これに対し、壁面沈下量はほとんど収束傾向を示しているが、この考察については、次の沈下量計測結果に対する考察で述べる。

(3) 沈下量の計測結果

図-3. 7から、図-3. 9に沈下計測結果を示す。また、現地地盤調査結果および室内土質試験結果を表-3. 2から表-3. 4、図-3. 10から図-3. 12に示す。

沈下板の測定は仮B.M.を使用して実施されたが、1996年3月18日のチェックにおいて1995年5月20日以降27mm仮B.M.自体が沈下していることが確認された。このため沈下板の計測結果に対しては、当該期間で27mmの沈下量を線形補間して補正した値として示してある。

図-3. 6では、施工中の沈下は、盛土高さ3m～4m以降急激に増加しているが、これは、既存盛土によるプレロードの効果と思われる。壁面基礎の沈下量と盛土奥の底部に設置した沈下板1の測定値は、施工中はほとんど同じ傾向で推移しており、240日程度までは収束傾向を示している。これに対し、240日以降の計測では、一旦収束傾向にあった沈下が、増加傾向を示すようになる。この正確な原因は不明であるが、降雨記録と対比してみると次のようなことが分かる。

沈下量が収束傾向を示している期間では、比較的継続的な降雨が記録されているのに対して、沈下量が増加傾向を示す期間はほとんど降雨がなく、渇水期であったことが分かる。この渇水期に実施された当該実験用地の地盤調査で確認された地下水位はGL-5.32mであり、これまでの各種盛土実験時に確認されていた地下水位 GL-1.0m程度と比較すると、かなり深くなっている。これは有効上載圧に換算すると約4.0tf/m²になる。また、図-8.24に示す、盛土前面地盤の沈下の推移をみると、210日から240日目程度で、基礎部が引き込まれる沈下は終了しており、1996年3月12日の測定結果では、地盤全体が沈下していることが分かる。したがって、沈下量計測結果に見られる240日頃以降の沈下増加傾向は、地下水位の増加に伴う実験用地地盤全体の沈下があったことも考えられる。このような地盤全体の沈下があったために、先の壁面変位の経日変化で、基礎部の沈下に伴う壁面の変位の変化がみられなかったもとと考えられる。

当該実験用地の地盤は、調査結果によれば、表層2m以下は洪積層で構成されており、一般に大きな先行圧密荷重を受けていることから、通常の盛土構造物では地盤の沈下を問題とすることは少ない。しかし、今回の実験のように、垂直な壁面を持つ補強土壁では、基礎部に過大な地盤反力が発生することが予想され、地盤によっては補強土壁全体の安定を損なう恐れがあることも考えられる。このため、事後検討ではあるが、びサンプリングを行い室内土質試験を行った、ローム層と凝灰粘性土層両層の圧密沈下計算を行ってみた。このとき、初期間隙比の設定の仕方が重要であるが、土被り厚での間隙比を初期間隙比とし、盛土荷重の地盤内の分散を考慮した増加応力から圧密後の間隙比を求めて計算結果は、約80mmとなった。実際は表層厚さが2.0mもあり、圧密試験結果が得られていないために正確な予測は難しいが、表層部はロームを主体としていることから、仮に下部ローム層と同じ圧密特性を与え場合の沈下量は表層部のみで約80mmとなる。後述す

る壁面基礎部で過大な地盤反力が発生する場合は、浅い支持地盤の局所的な破壊による盛土全体の安定が損なわれる恐れもあるため、表層部が厚い場合は十分な検討を行う必要がある。

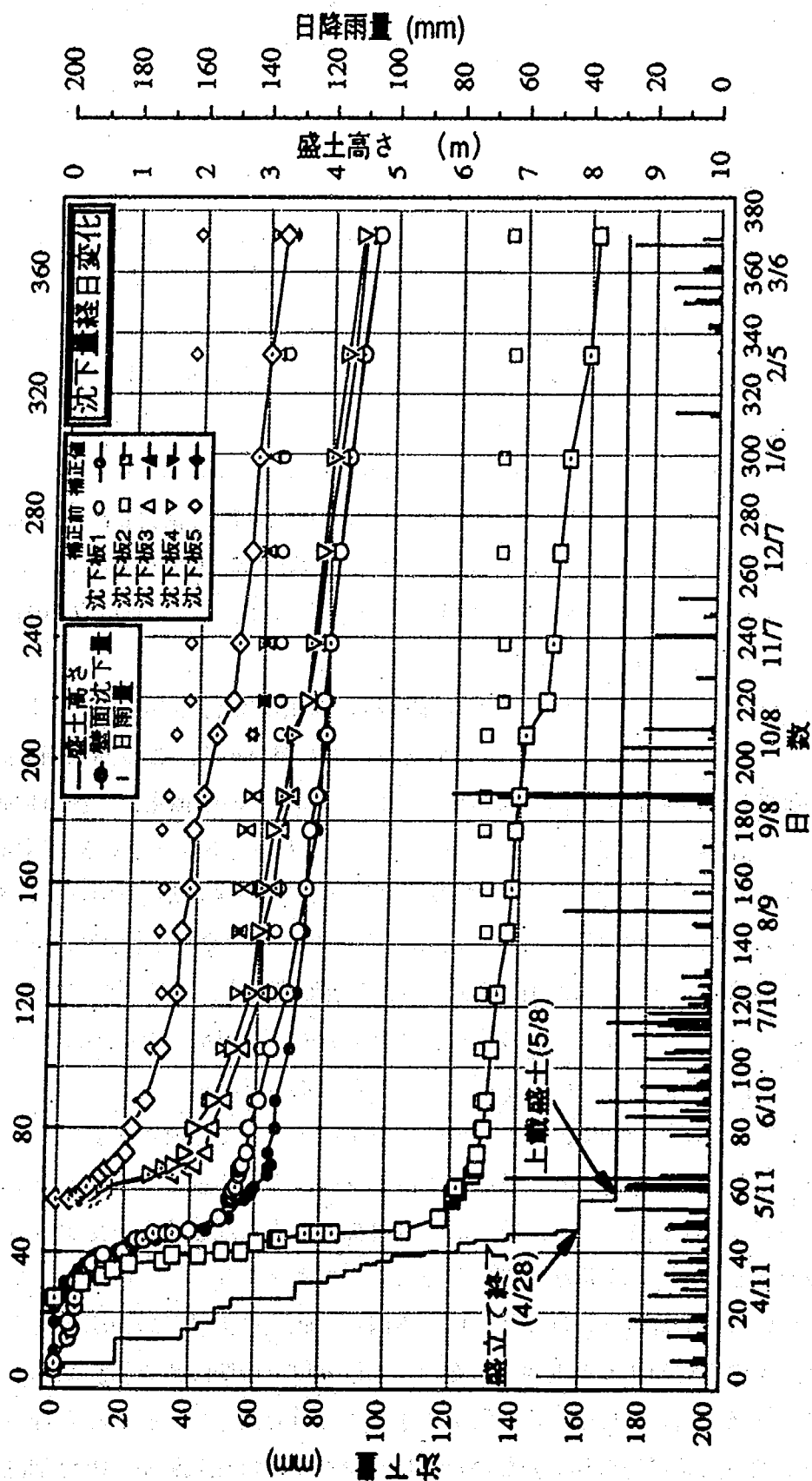


図-3.7 盛土沈下量計測結果

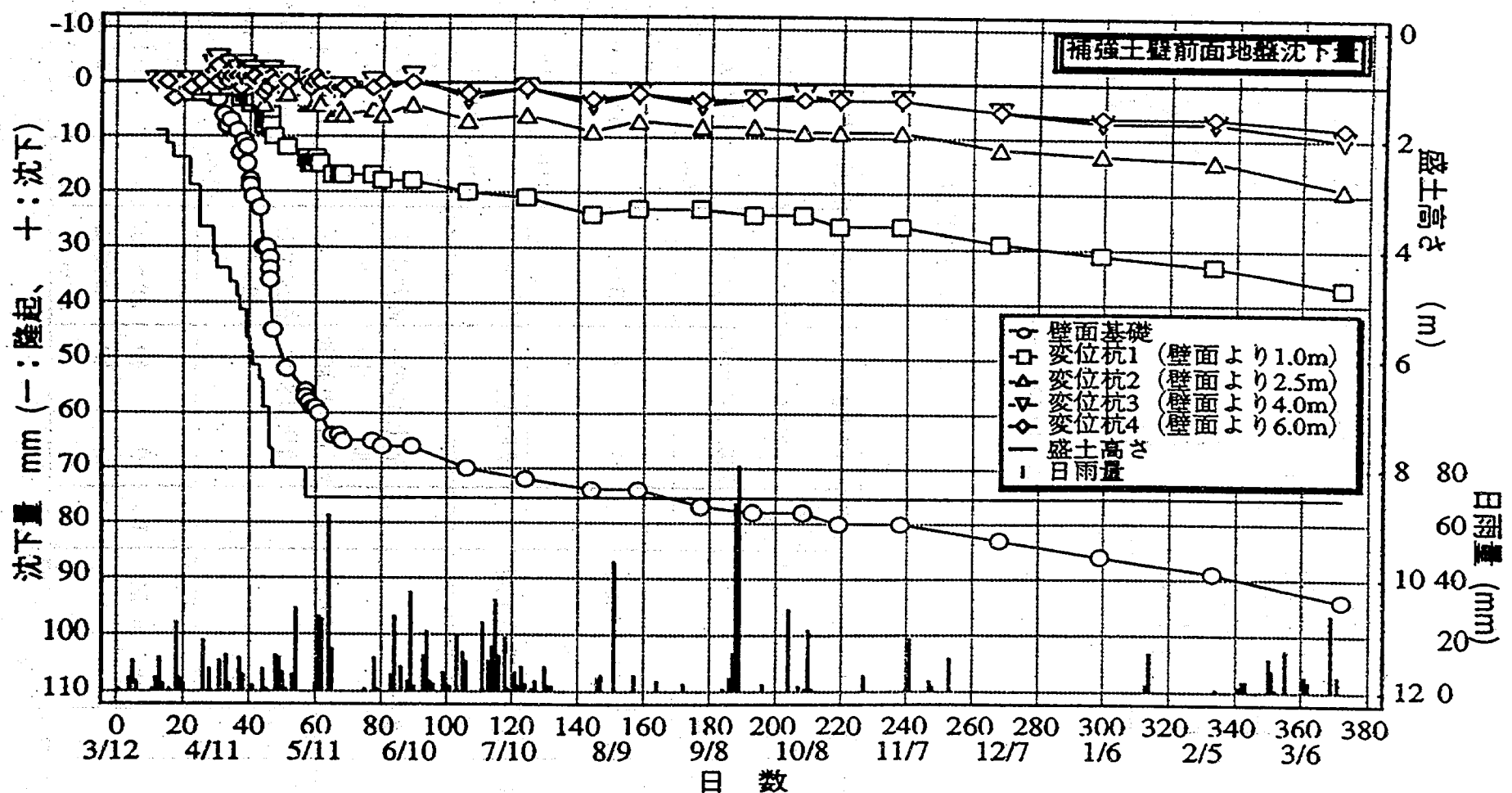


図-3. 8 補強土壁前面地盤の沈下量計測結果

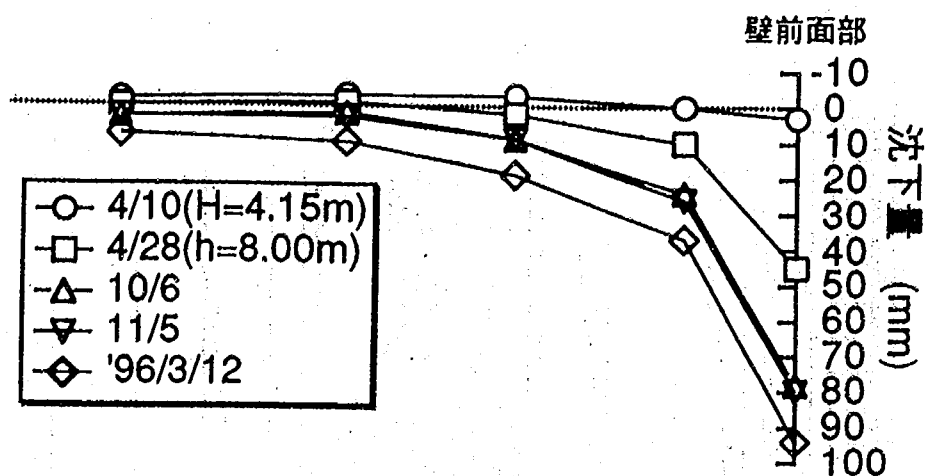


図-3.9 補強土壁前面地盤の沈下量分布の推移

表-3.2 支持地盤の地質構成

時代	地層名	地層記号	構成土質	N値	深度(m)	層厚(m)	記事
第四紀	現世	表土層	砕石 礫混りローム	4~7	2.00	2.00	0~0.1m 砕石。下部はローム主体で小礫混じる。
	洪積世	ローム層	ローム	3~5	3.60	1.60	全体的に雲母片、浮石を混入する。また、不均一に腐植物を混入する。
		常総粘土層	凝灰質粘土	4	4.25	0.65	全体的にスリ片、浮石を混入する。
		竜ヶ崎層	粘土質細砂 細砂 粘土混り細砂 凝灰質粘土	砂質土層 3~22 粘性土層 2~9	10.30	6.05	上部砂質土層は、粒子不均一。下部粘性土層は、塊状および帯状に腐植物を混入し、粘性は非常に強い。
	成田層	D ₂	中粗砂	32~39 (上位境界部は18)			雲母片、浮石および若干の小礫混じる。粒子不均一。含水中位。

図-3.10 実験用地ボーリング柱状図

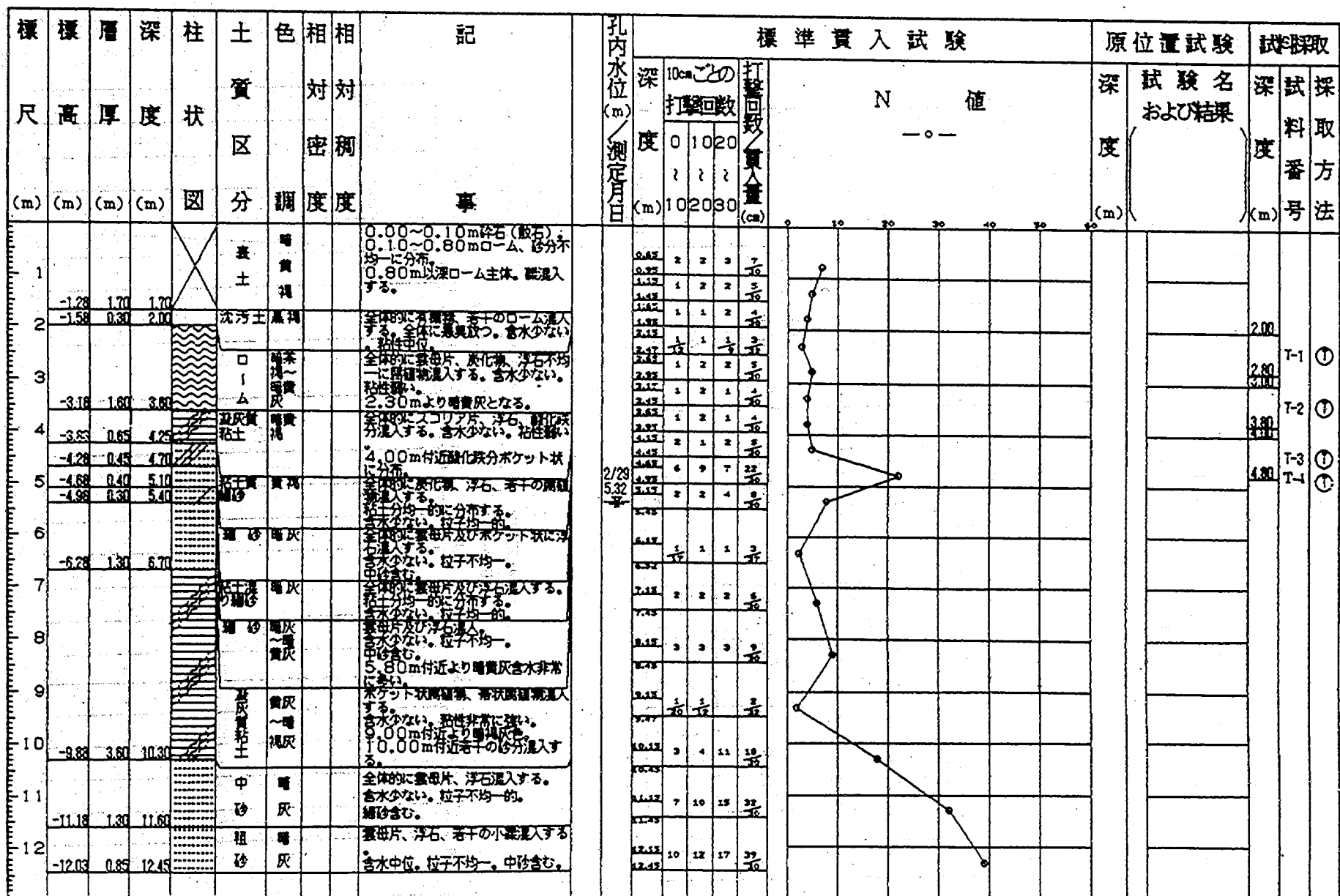


表-3.3 物理試験結果一覧表

地層区分	採取深度 (G.L.-m)	粒 度 組 成 (%)				コンステーション特性(%)					土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)
		礫分	砂分	シルト分	粘土分	W _n	W _L	W _p	I _p	I _c *	
L _m 層	2.00~3.60	1	8	74	17	160.1	164.4	124.3	40.1	0.11	2.750
t _c 層	3.60~4.25	0	19	36	45	124.0	144.8	73.5	71.3	0.29	2.733

*の単位は、無次元。

表-3.4 力学試験結果一覧表

試 験 項 目		試 験 結 果		備 考
		ローム	凝灰質粘土	
圧密特性	圧縮指数 C_c	1.89	1.37	
	圧密降伏応力 P_c (kgf/cm ²)	1.74	3.58	
一軸特性	一軸圧縮強さ q_u (kgf/cm ²)	0.42	1.31	2 供試体の平均値
	変形係数 E_{50} (kgf/cm ²)	16	93	2 供試体の平均値
三軸特性	試験条件		$\bar{CU}$	$\bar{CU}$
	全応力	c (kgf/cm ²)	0.39	0.09
		ϕ (度)	12.2	33.3
	有効応力	c' (kgf/cm ²)	0.11	0.09
		ϕ' (度)	35.5	37.0

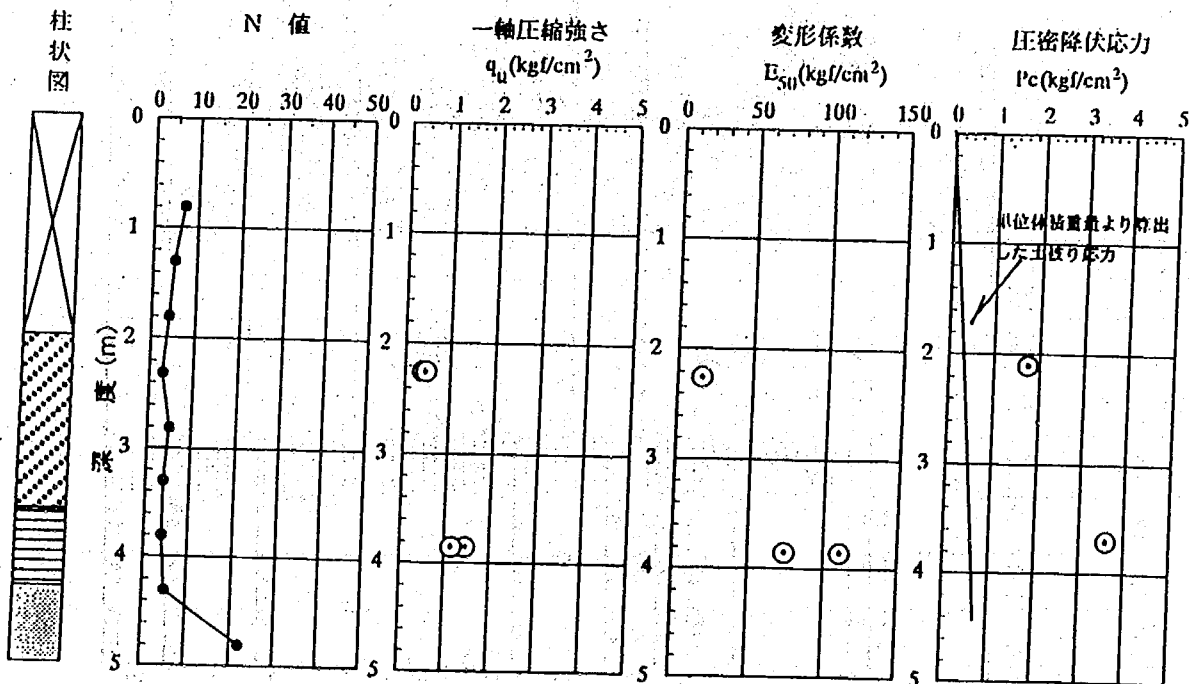
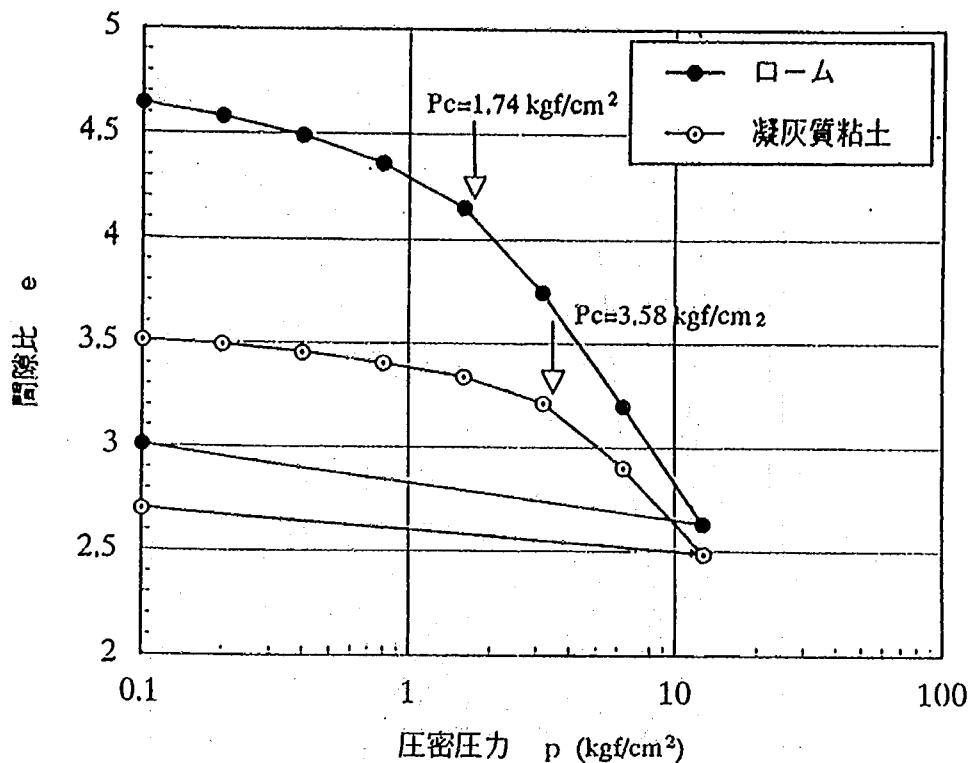


図-3.11 力学特性の深度分布



図－3. 12 圧密試験結果(e - $\log P$ 関係)

(4) 壁面土圧および地盤反力

盛立てに伴う壁面土圧分布の変化を図－3. 13に、地盤反力の分布変化を図－3. 14に示す。また、それぞれの長期計測結果を図－3. 15および図－3. 16に示す。

実物大室内実験では、本実験のように壁面にコンクリートブロックを使用した場合、壁下方までクーロン土圧に近い壁面土圧が発生し、壁下端で小さな土圧となる結果が得られており、数値解析による検討でもこの傾向が確認されている。これに対して本実験では、図－3. 13に示すように、施工完了時 ($H=8$ m) の土圧分布は凹形状となり、全体としてもクーロン土圧よりもかなり小さい値を示す結果となった。後述する補強材ひずみの考察で述べるが、壁面背後で補強材下部に空隙が発生していること、また、土圧計は受圧面のひずみにより圧力を測定するが、補強土壁完成後に下部ブロックにクラックが確認されており、土圧計自体も不良な撓みを受けている可能性もある。したがって、計測値の評価には慎重を期す必要があり、今後の推移を観測した上で改めて検討を加える必要がある。

実験で確認された鉛直土圧（地盤反力）分布形状は、壁面より背後では盛土材自重相当かそれ以下の値を示し、壁面の下部では壁面材自重をはるかに越える大きな値を示している。このような鉛直土圧分布は、室内実験結果や数値解析による検討結果でも確認されている。土研マニュアルの外的安定計算では、補強領域を剛体と仮定し、地盤反力を直線的に変化する台形分布としているが、本実験結果はこの仮定が成り立っていない。壁面下端に大きな鉛直土圧が作用する要因としては、壁面土圧の鉛直成分や先に述べたような理由による下向きに作用している補強材力が壁面下端まで影響していることが考えられる。このような土圧分布形状が剛性の高い壁面工を持つ補強土壁特有のものとすれば、その定量的評価と壁面基礎直下の支持地盤や

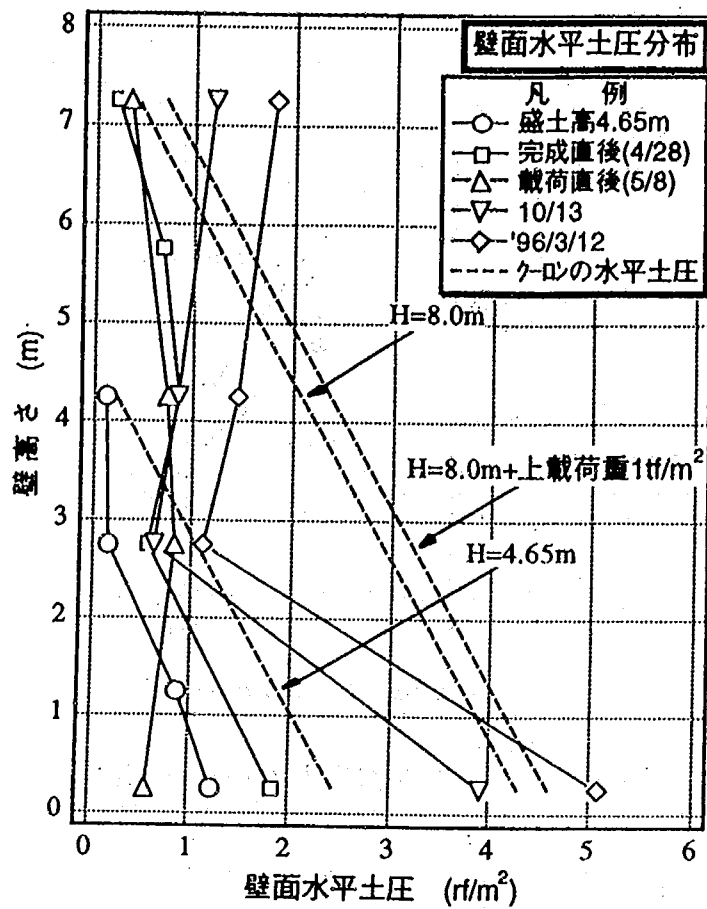


図-3.13 壁面土圧分布の変化

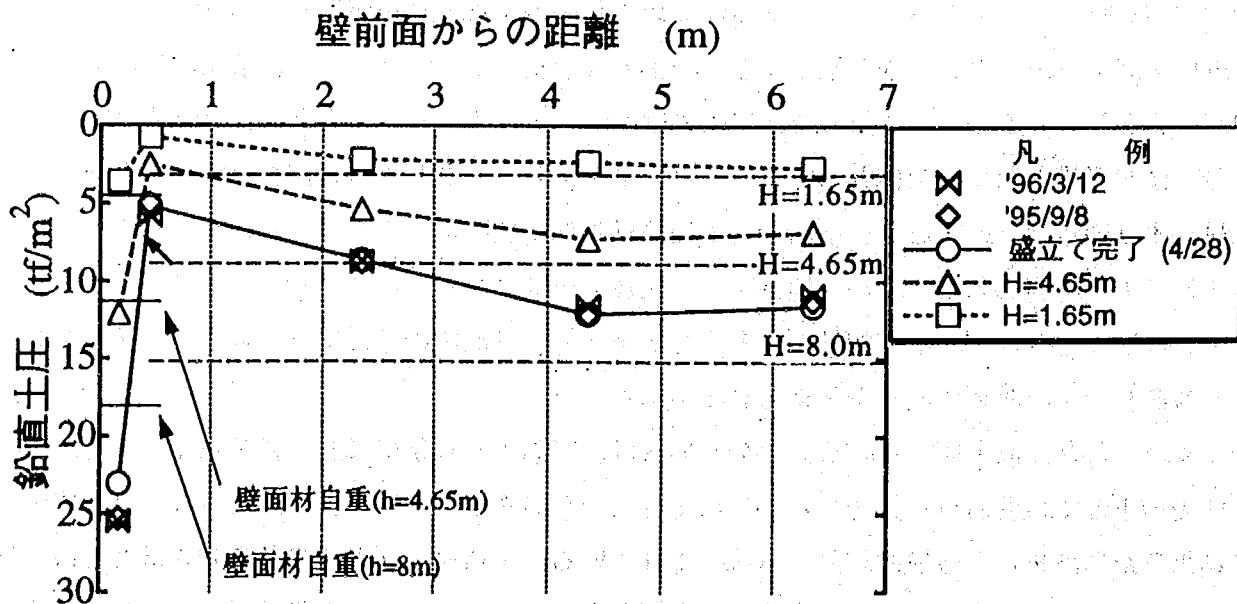
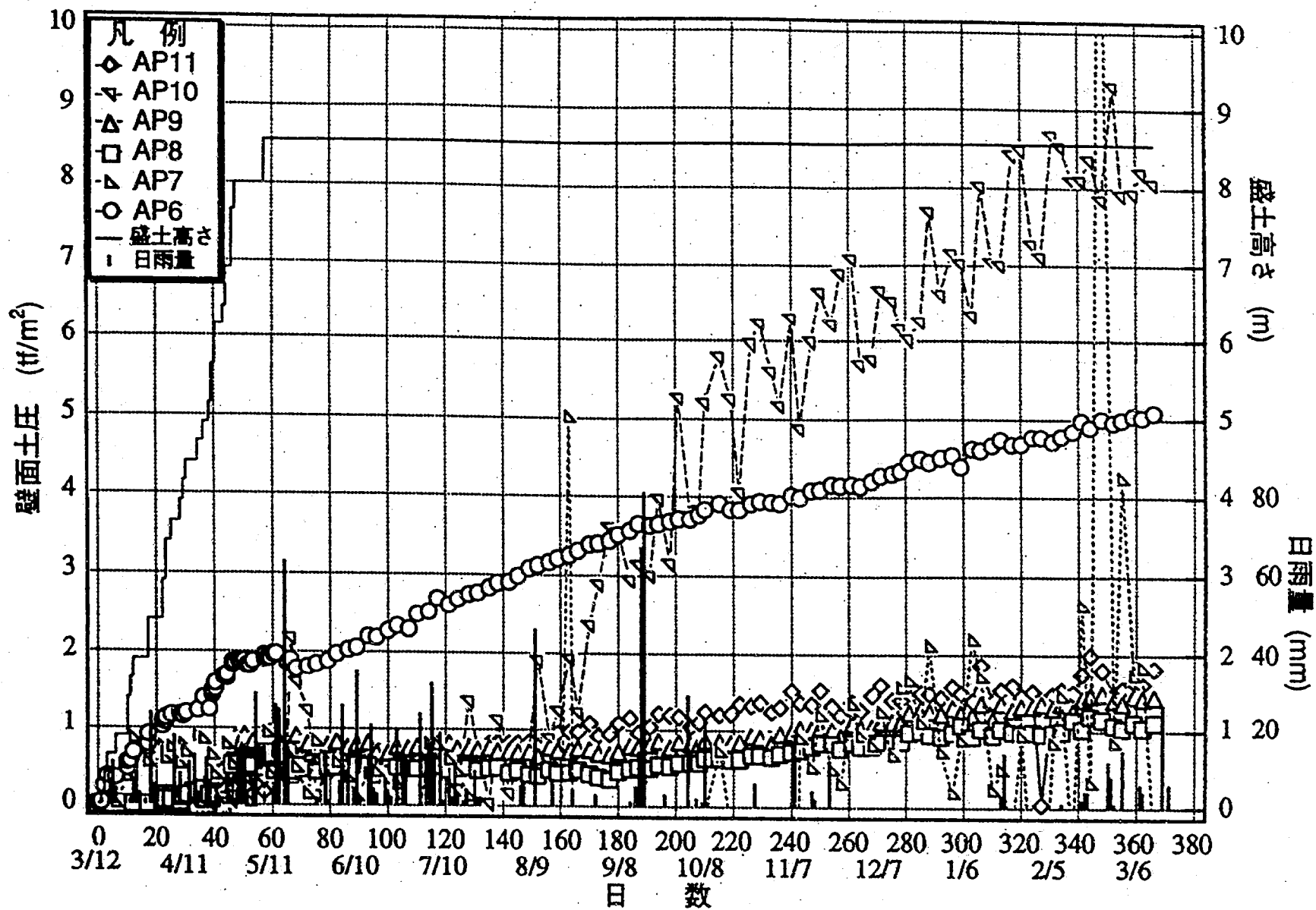


図-3.14 地盤反力分布の変化

基礎構造の十分な検討が必要と思われる。

一方、補強土壁は土構造物であり、剛な壁面を有する場合でも比較的な柔軟な変形特性を有するものと考えられる。このような場合、一般の盛土構造物同様、支持地盤を含む円弧すべりで盛土全体の安定を検討する方法も考えられる。以下に地盤調査結果から得られた地盤の力学特性から、補強土壁の地盤を含む深い円弧滑りを考慮した安定計算結果について述べる。先にも述べたように、表層部以下は洪積層であり、先行圧密荷重を受けている。ここで、地盤調査時のサンプリング試料で行われた圧密非排水三軸圧縮試験では、圧密応力は過圧密領域（現土被り圧程度）で行われているため、得られた c はそのまま現地盤における強度特性を表しているもとし、 ϕ を強度増加率を示すパラメータ ($m = \tan \phi$) として検討を行った。また増加応力として、沈下量予測で計算した地盤の盛土による平均的な分散増加応力を考慮した。表層部は、平均 N 値を 6 として、粘着力 c を 3.8 tf/m^2 一定とした。この結果得られた最小安全率は、1.153 であり、すべり面は 1 層目の下端部を通る結果が得られた。表層部は、過去の盛土実験等により先行圧密を受けていると考えられること等を考慮すると、表層地盤も強度増加が見込めるものと考えられるため、実際は安全率 1.2 は確保されていると思われる。このように、壁面工基礎下で測定された地盤反力では、これまでの検討方法では支持力問題で不安定になってしまう場合でも、地盤を含む円弧すべり計算で検討をすると十分な安全率を有する結果が得られた。



図—3. 15 壁面土圧長期計測結果

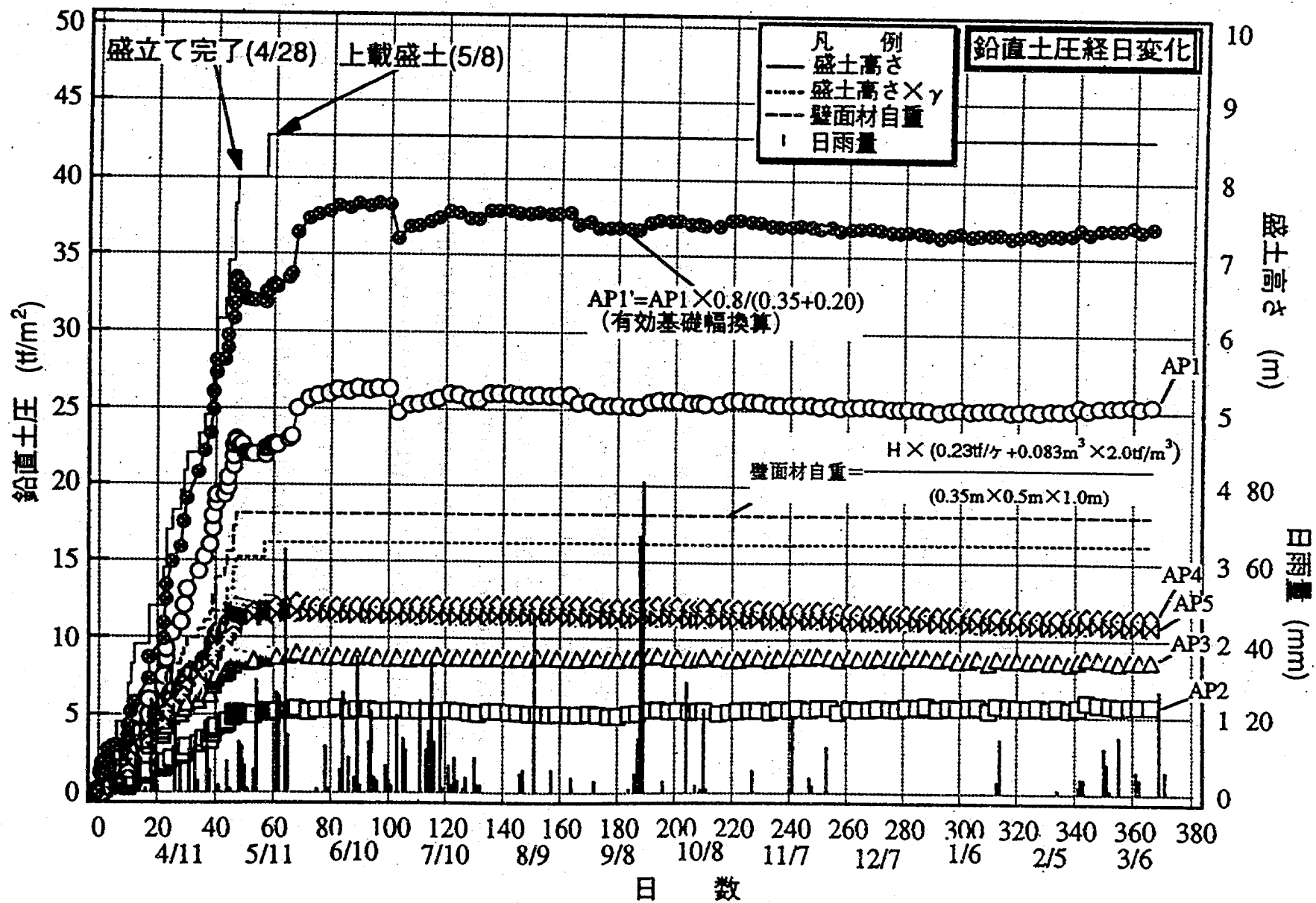


図-3. 16 地盤反力長期計測結果

(5) 補強材ひずみおよび補強材力

図-3. 17に補強材ひずみ分布の変化を、図-3. 18には長期計測結果を示す。ひずみは、補強材をブロックに連結した時点から計測を始めている。

盛立て終了時点での各段のひずみ分布は、補強材連結部付近で最大値を示しており、本実験のように高剛性の壁面を持つ補強土壁の補強材ひずみ分布特有の傾向を示している。施工完了時の補強材ひずみの最大値(約1%、引張り力換算で約0.9tf/m)は、設計強度(3.0tf/m)に対してかなり小さな値を示し、安定上は問題無く施工を完了したといえる。また、安定補助材には主補強材と同等のひずみが発生しており、補強土壁の安定に寄与していることが伺える。

補強材に対する土被り厚さが小さいときは、壁面奥に最大値を有する凸形状を示すが、やがて壁面との連結部付近に最大値を有する分布形状を示している。今回の実験では、施工ヤード面積の都合で、補強材端部より盛立てを行なった。したがって、壁面工付近では、初期状態において撓みが発生することも考えられ、施工の進捗に伴う盛土の変形が壁面近傍で大きいことによって徐々に壁面付近の補強材ひずみが大きくなって来たことが考えられる。また、盛土材の圧縮や沈下によって連結部付近の補強材が下方に引っ張られる現象も考えられる。本実験のような壁面を持つ補強土壁では、このような現象による過度の引張り力を緩和する目的でスライドジョイントを設けるが、今回の実験では裏込め排水材に碎石を使用したためにスライドジョイントが十分に機能していなかったことが考えられる。図-3. 19は、1996年10月中旬に観測した補強土壁端部での状況を図化したものであるが、連結部付近で補強材と裏込め碎石間に空隙部分があることが分かった。補強土壁端部では、側方への細粒分の流れ出しが多いものの、壁背面には吸い出し防止の措置を講じていないため、盛土中央部でも同様の現象が起こっているものと考えられる。したがって、裏込め材として碎石を使用したものの、細粒分の流れだしによる壁背面の沈下量が大きく、スライド量が不十分であったことも考えられる。これは、H=3.15mに設置した安定補助材の壁面直近のひずみが、7月頃より急激に増加し、ひずみゲージの計測容量を越えたの対し、壁面変位の変動はほとんど見られなかったことでも推測される。以上の結果より、壁背面は降雨による盛土内浸透水を速やかに排出する措置が必要であることは言うまでもないが、裏込め部分は吸い出し防止措置を講じて締固め特性のよい良質材で十分な転圧を行うことが重要であることが分かる。

図-3. 20は補強材ひずみの増加傾向を示したものである。いずれも、補強材端部において、初期では圧縮側のひずみが認められる。これは、補強材敷設時の緊張固定が不十分であったことも原因と思われる。また、本実験では、敷き均し・転圧荷重に起因すると考えられるような補強材ひずみの発生は確認されなかった。

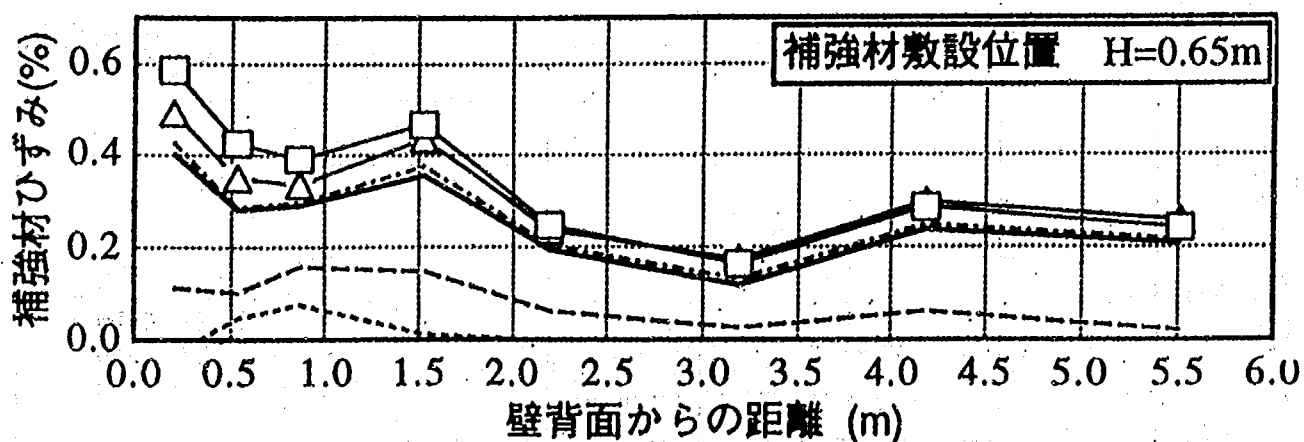


図-3. 17 (a) 補強材ひずみ分布の変化

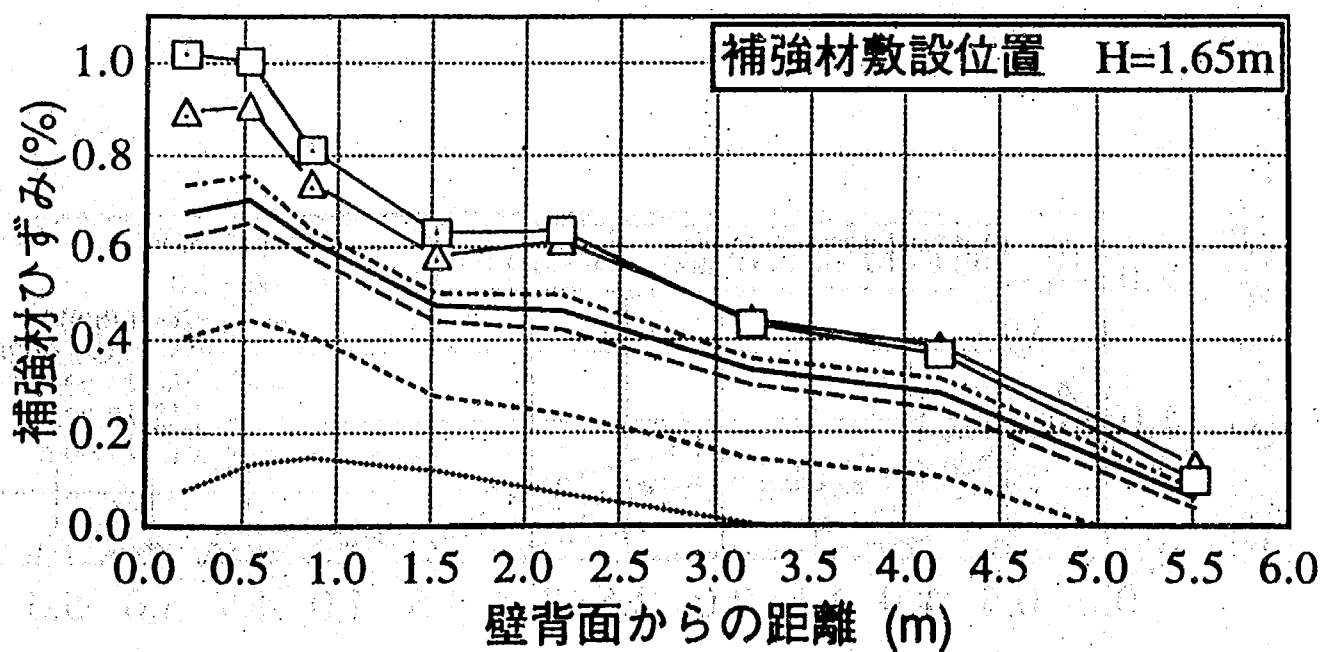


図-3. 17 (b) 補強材ひずみ分布の変化

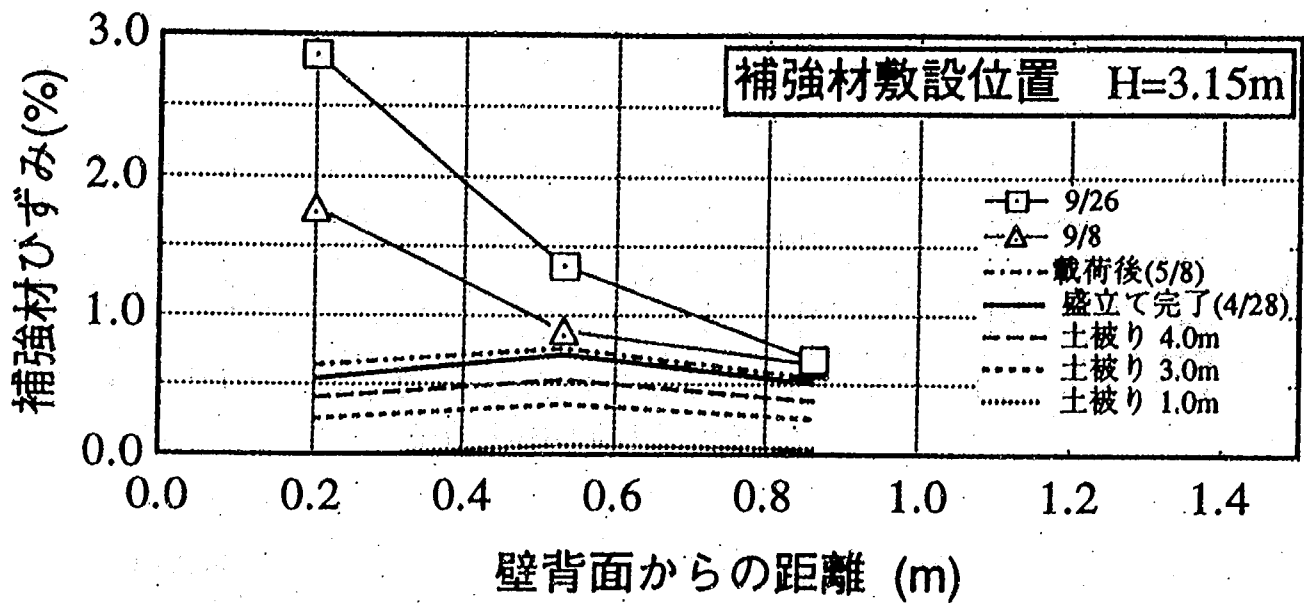


図-3. 17 (c) 補強材ひずみ分布の変化

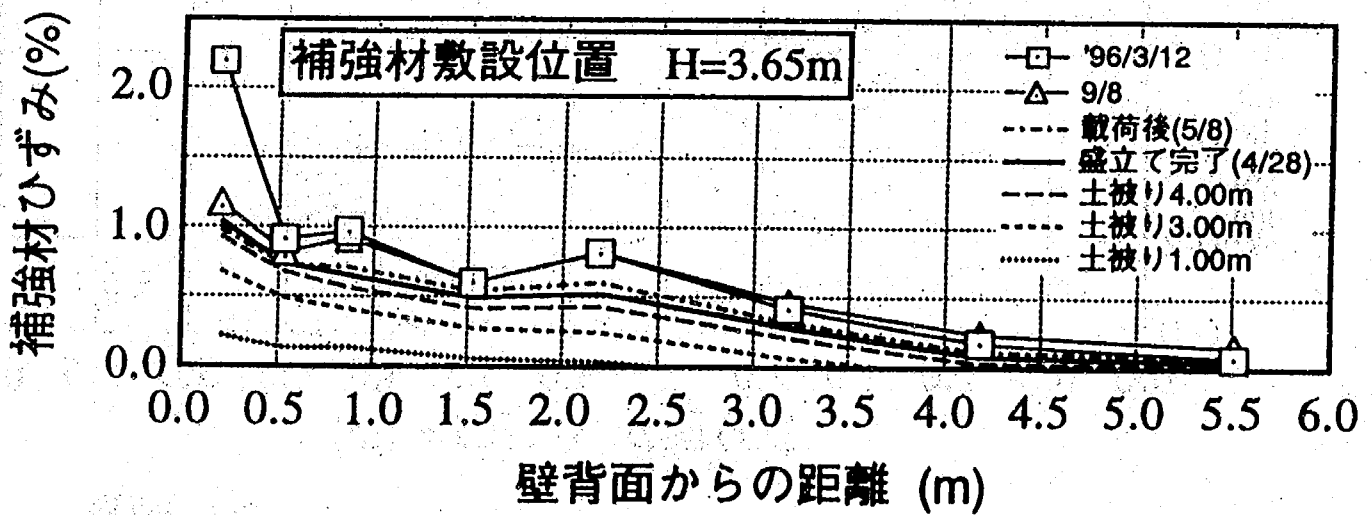


図-3. 17 (d) 補強材ひずみ分布の変化

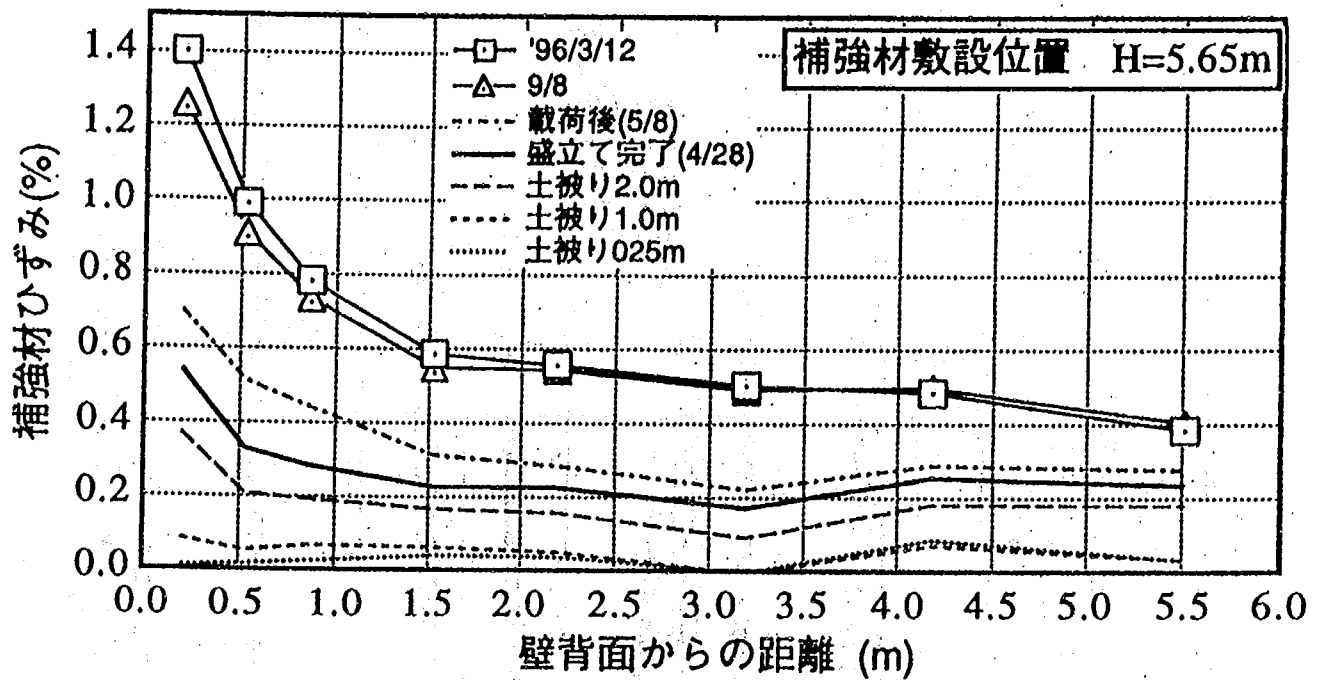


図-3. 17 (e) 補強材ひずみ分布の変化

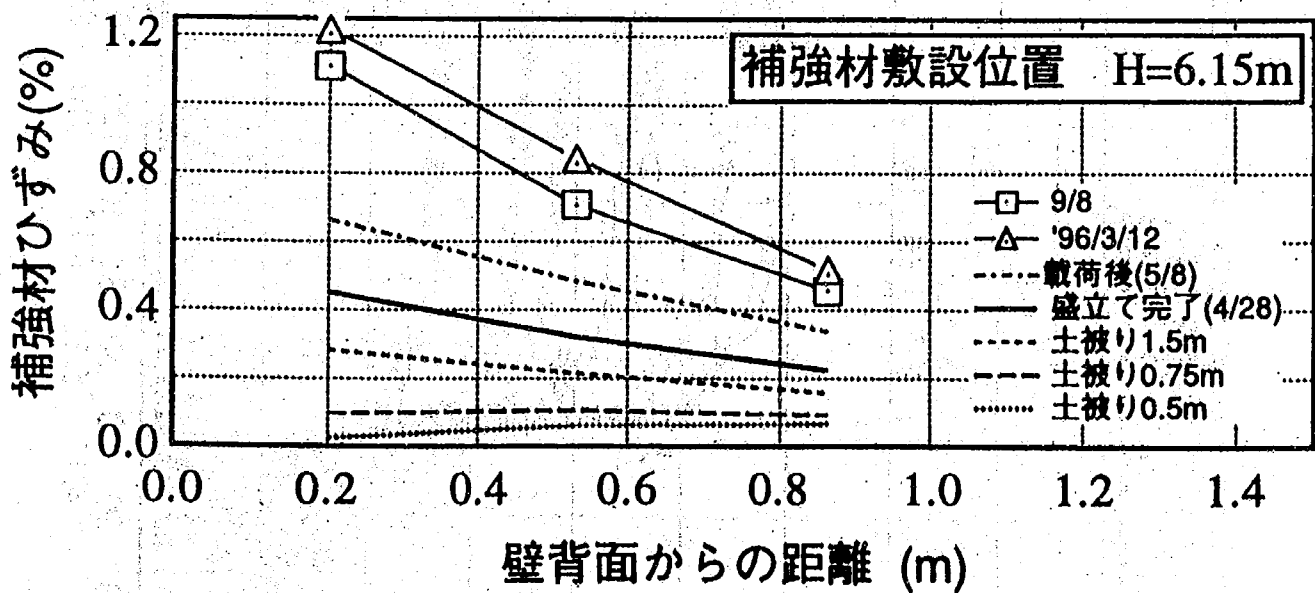


図-3. 17 (f) 補強材ひずみ分布の変化

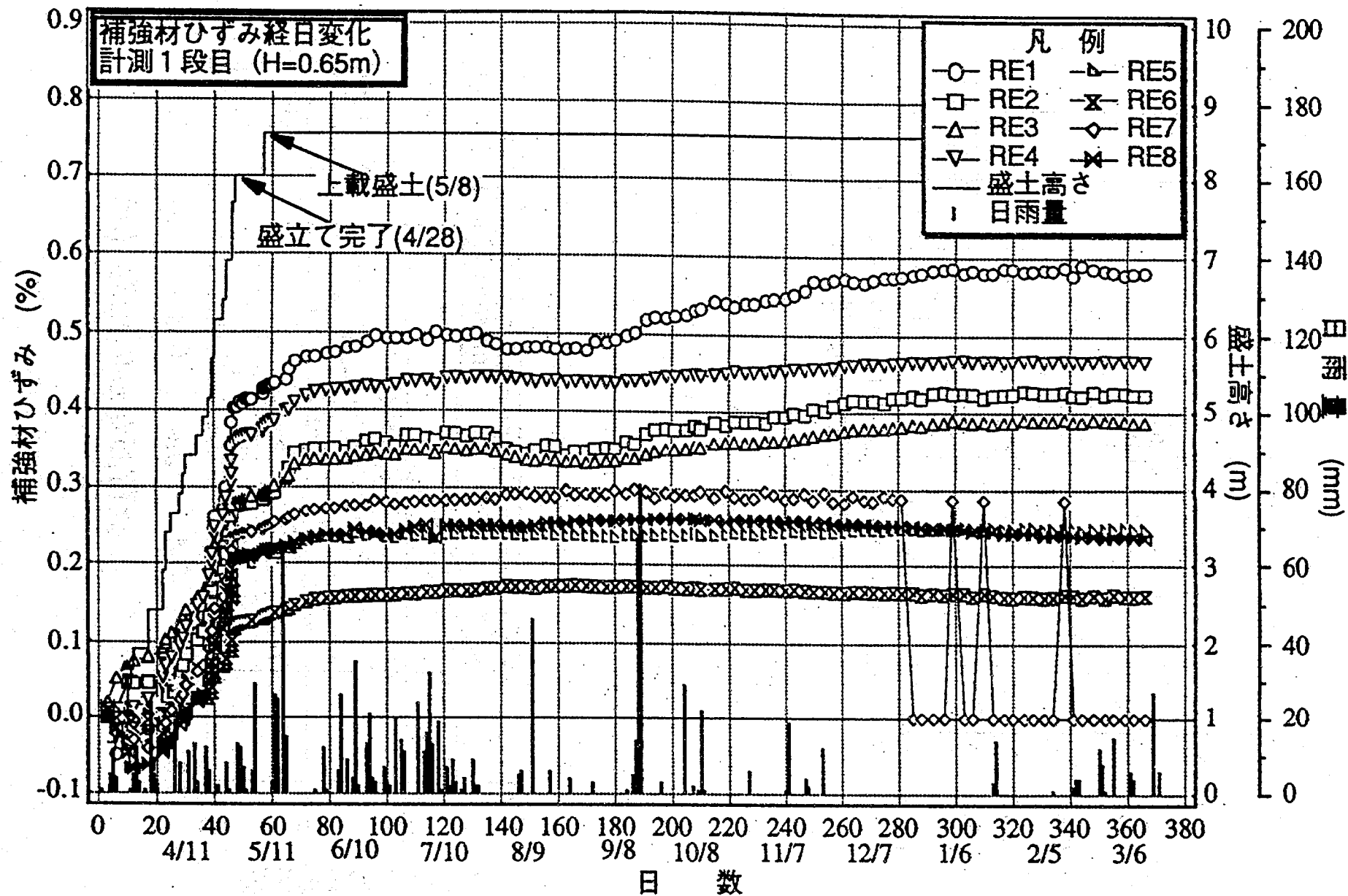


図-3. 1.8 (a) 補強材ひずみ長期計測結果

図-3. 18 (b) 補強材ひずみ長期計測結果

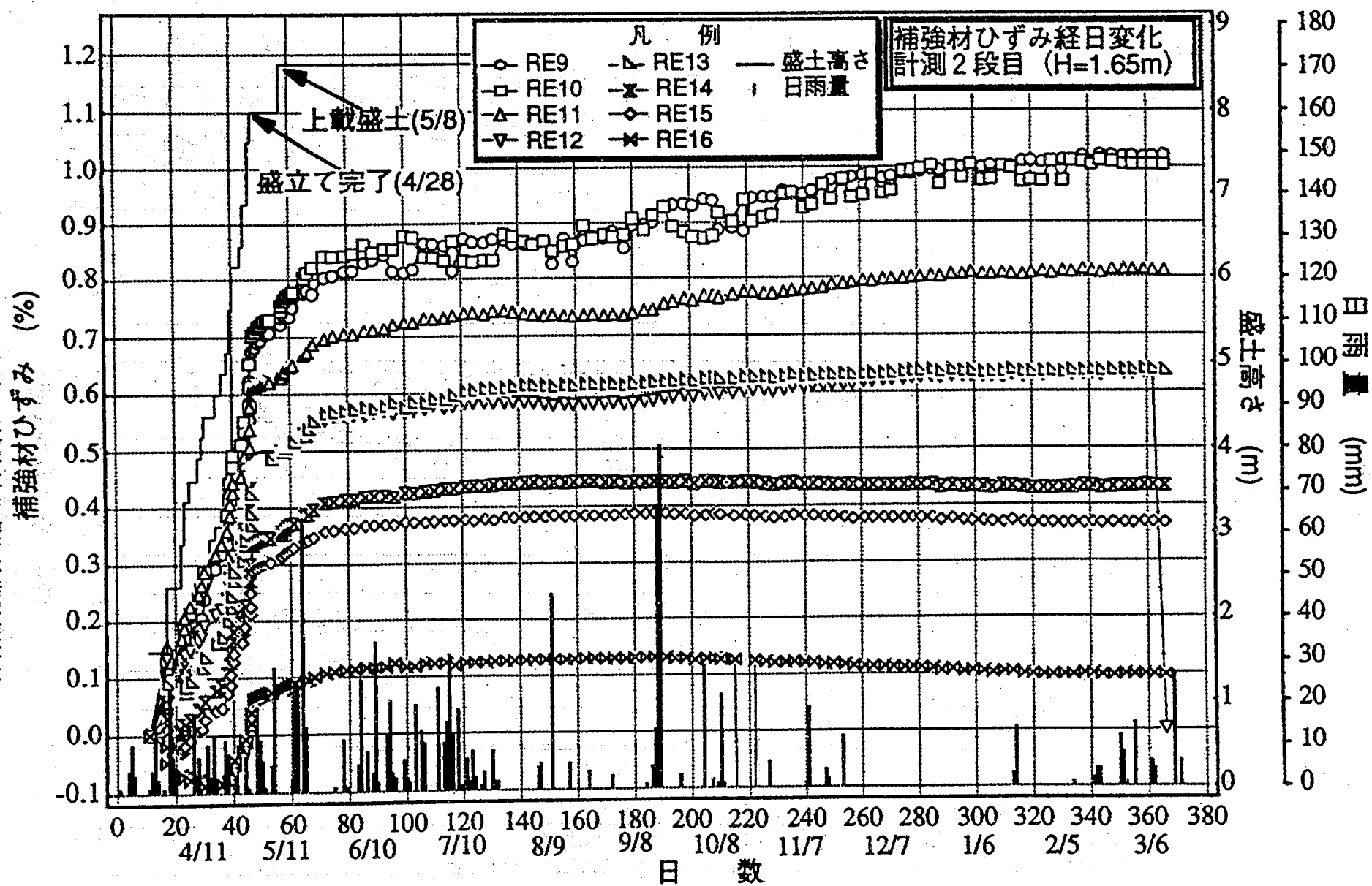


図-3. 1.8 (c) 補強材ひずみ長期計測結果

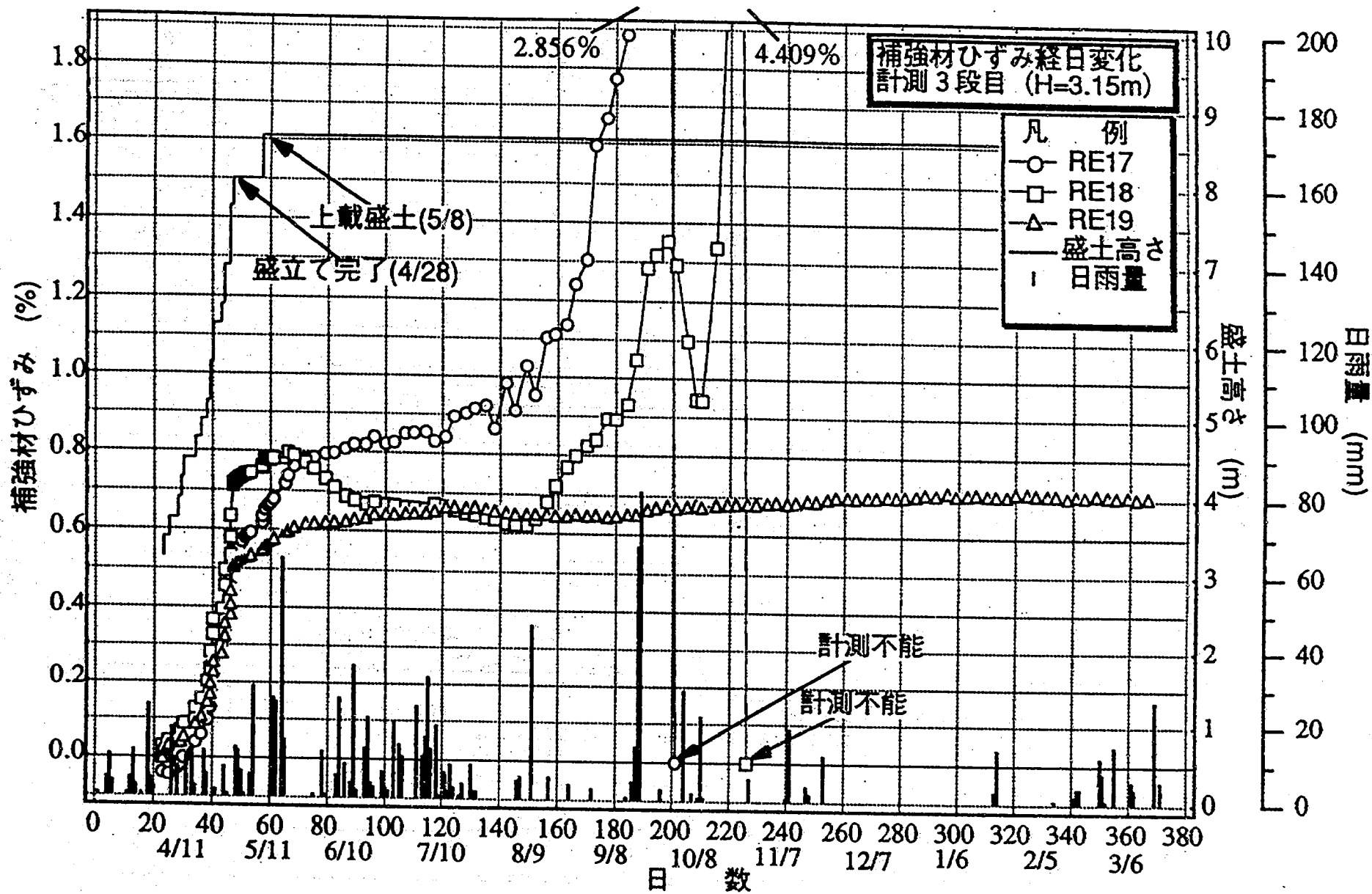


図-3. 18 (d) 補強材ひずみ長期計測結果

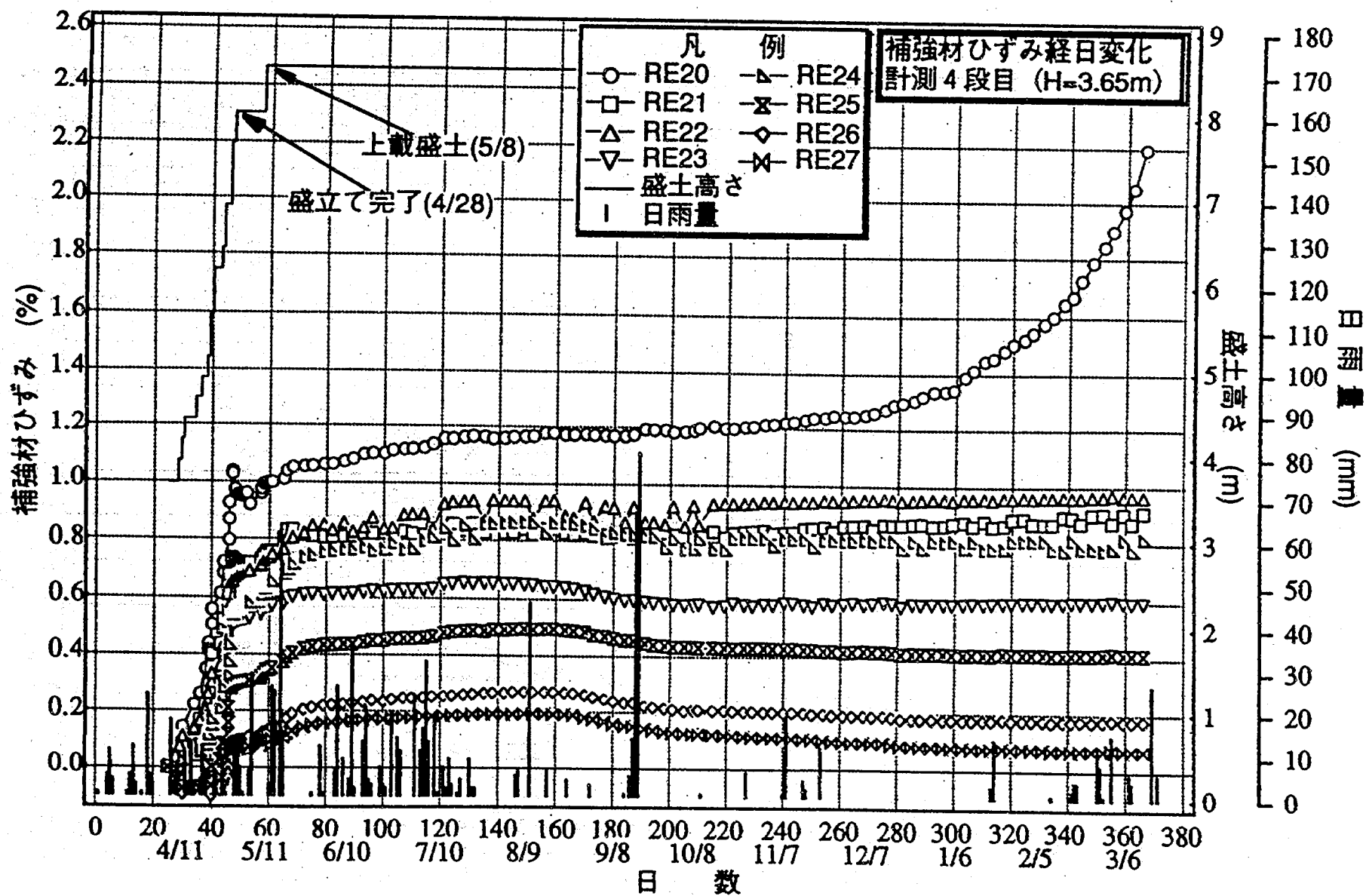


図-3. 1.8 (e) 補強材ひずみ長期計測結果

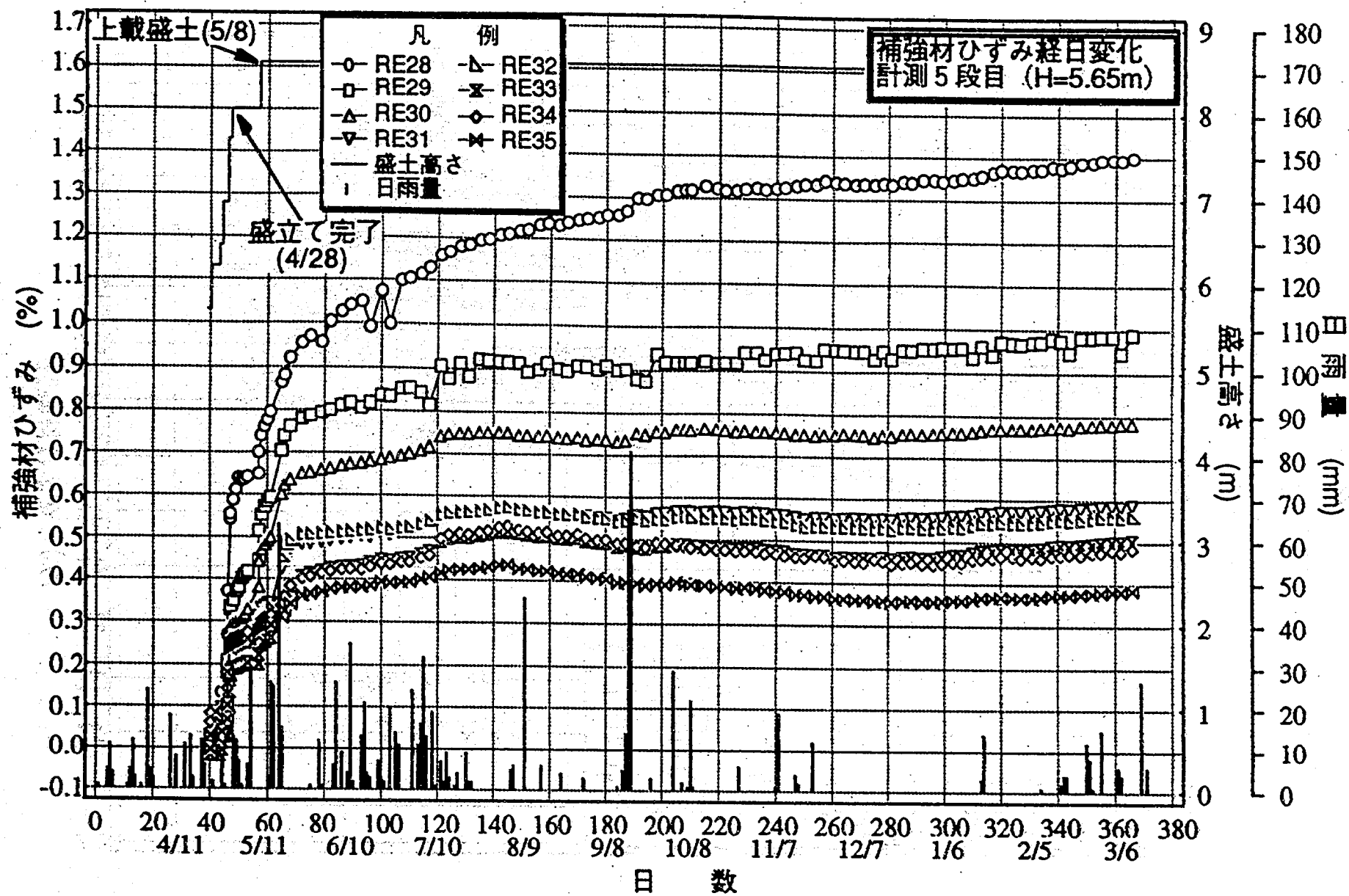


図-3.18 (f) 補強材ひずみ長期計測結果

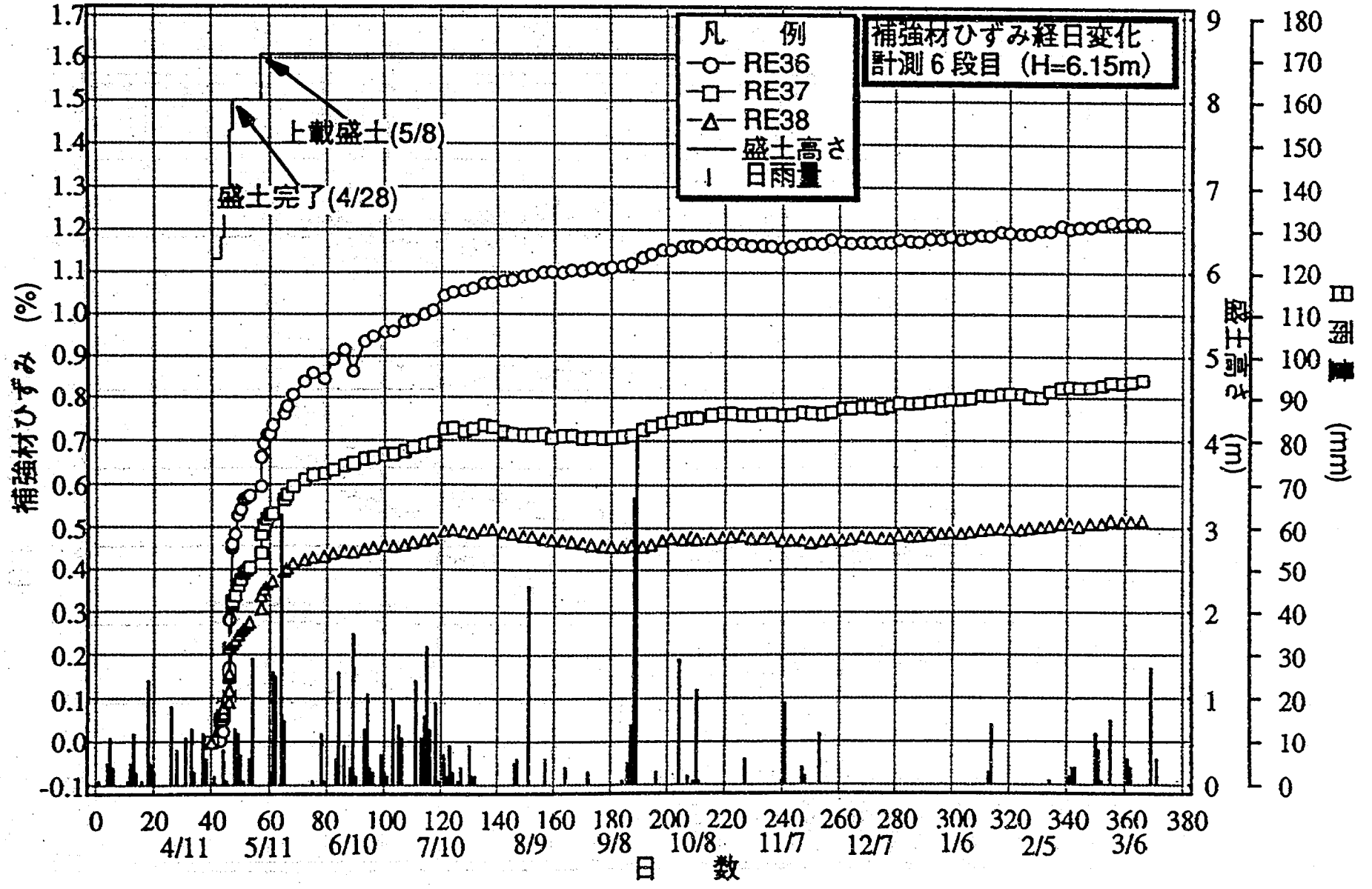
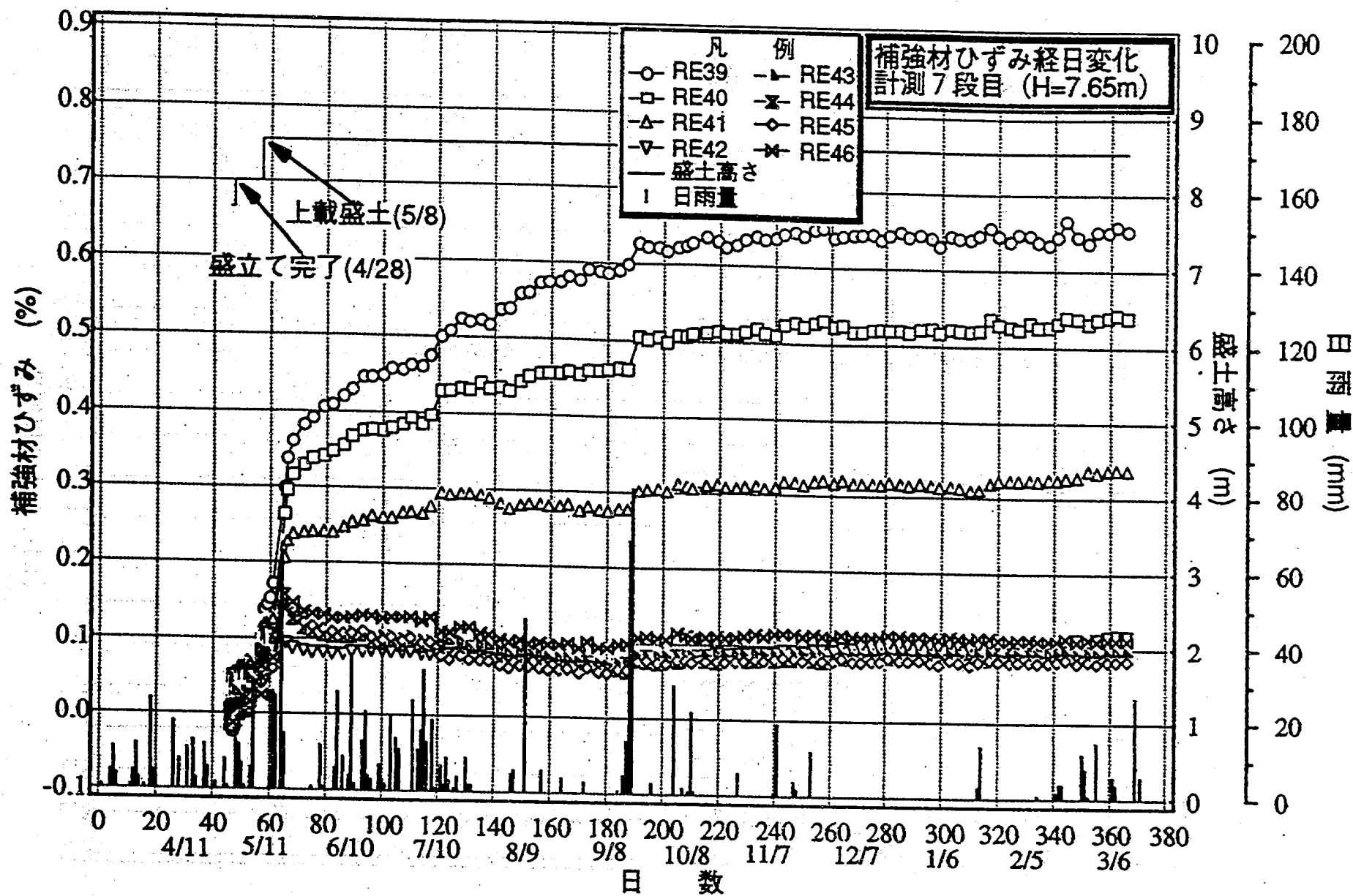


図-3. 1.8 (g) 補強材ひずみ長期計測結果



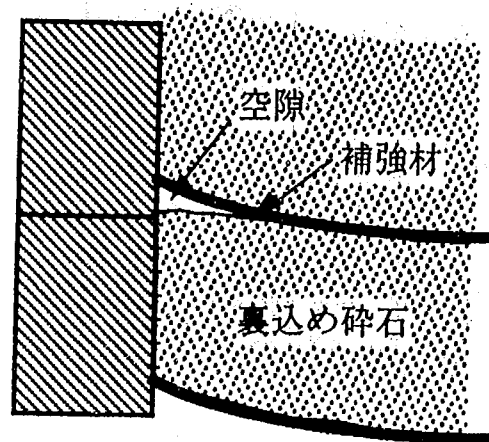


図-3.19 壁背面沈下状況

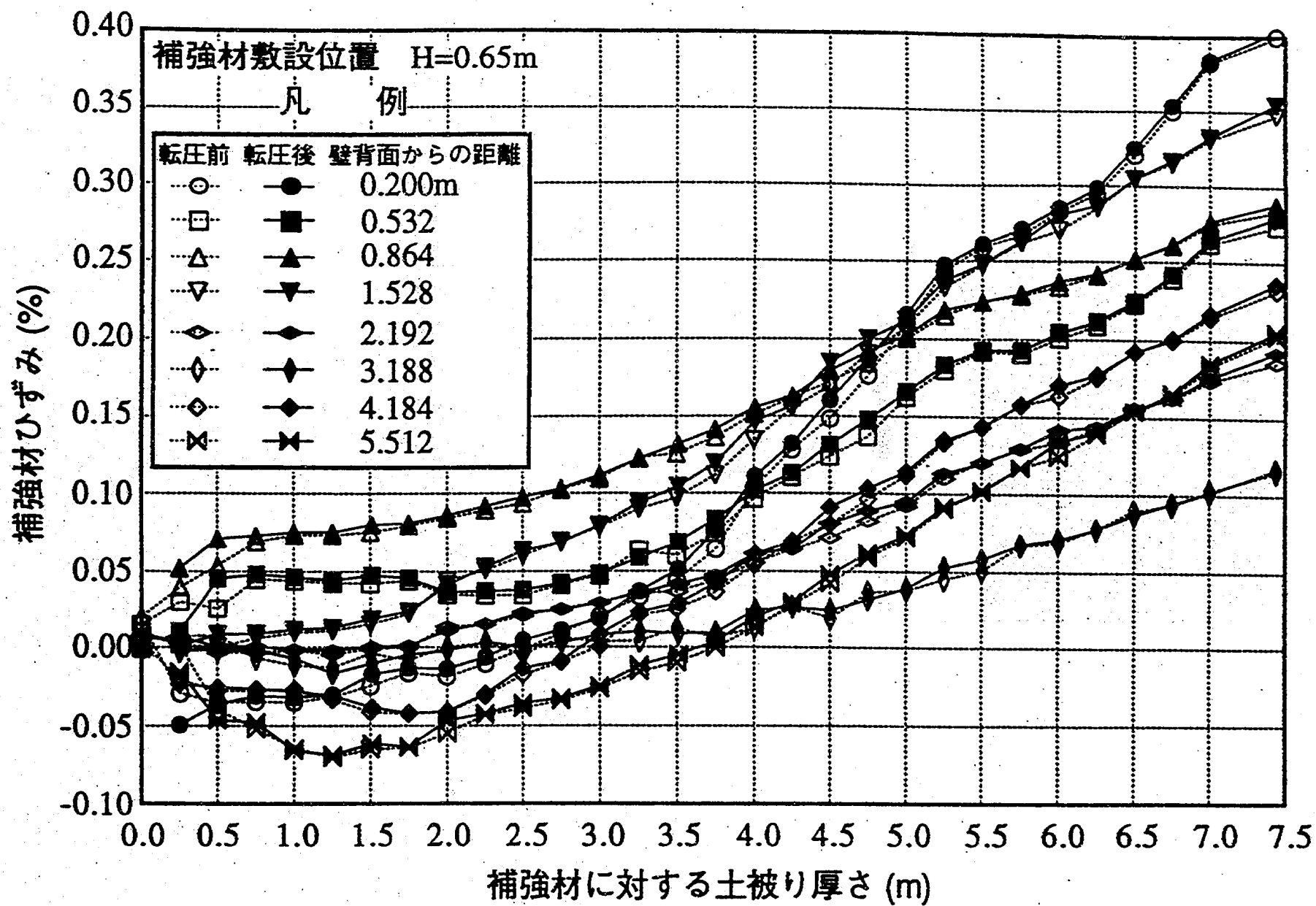


図-3. 20 (a) 盛立てに伴う補強材増分傾向

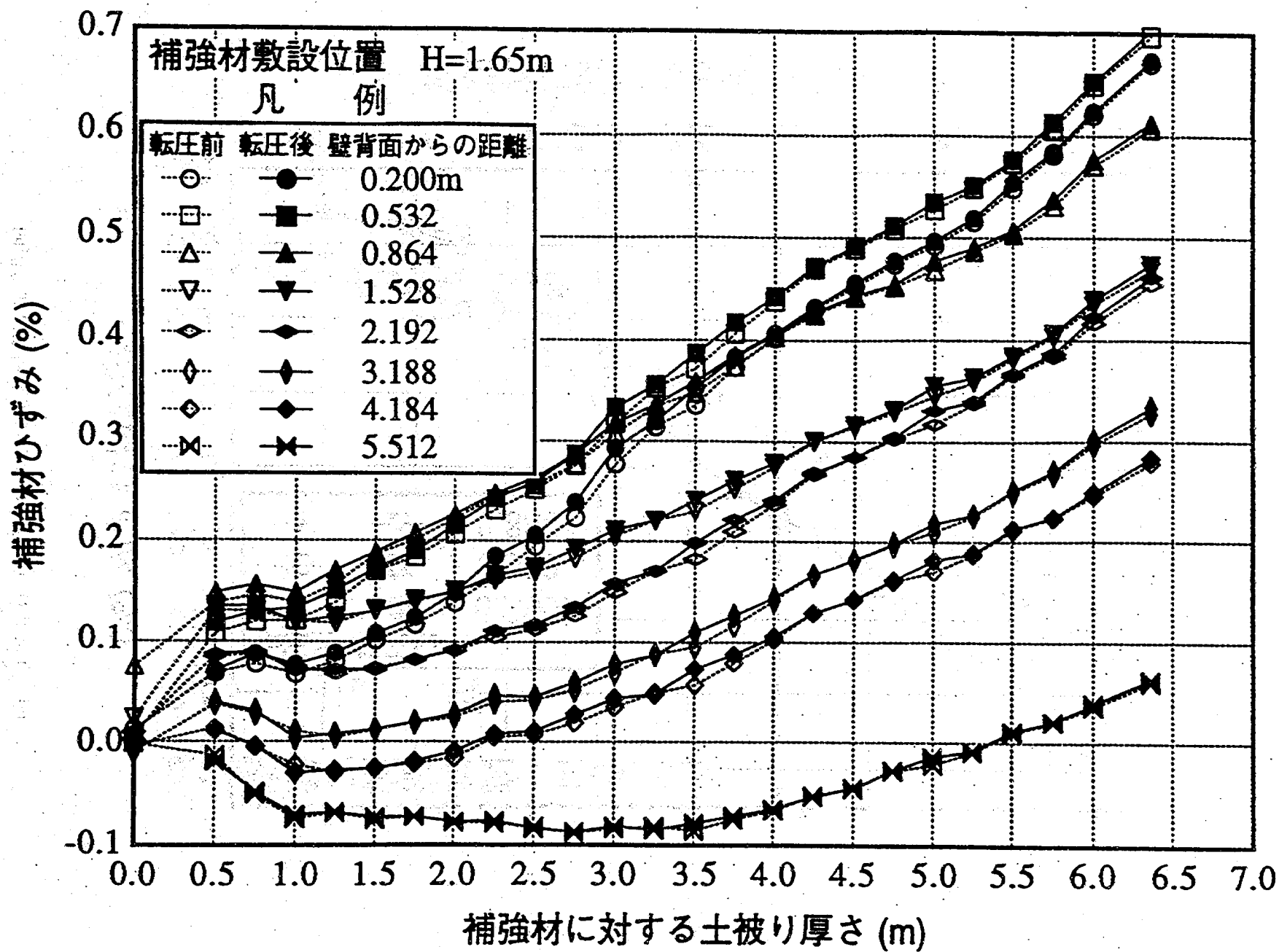
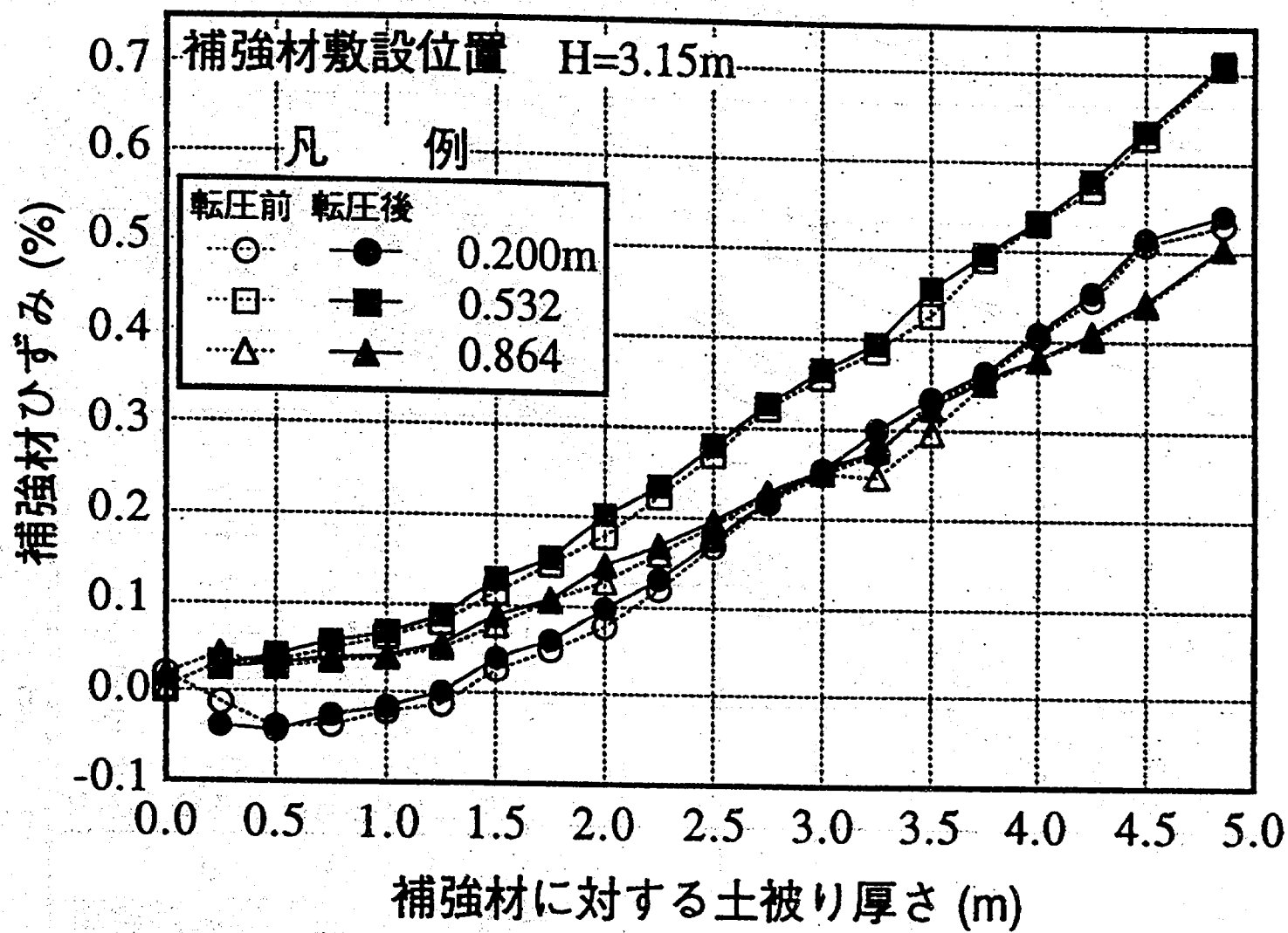


図-3. 20 (b) 盛立てに伴う補強材増分傾向

図—3. 20 (c) 盛立てに伴う補強材増分傾向



補強材ひずみ (%)

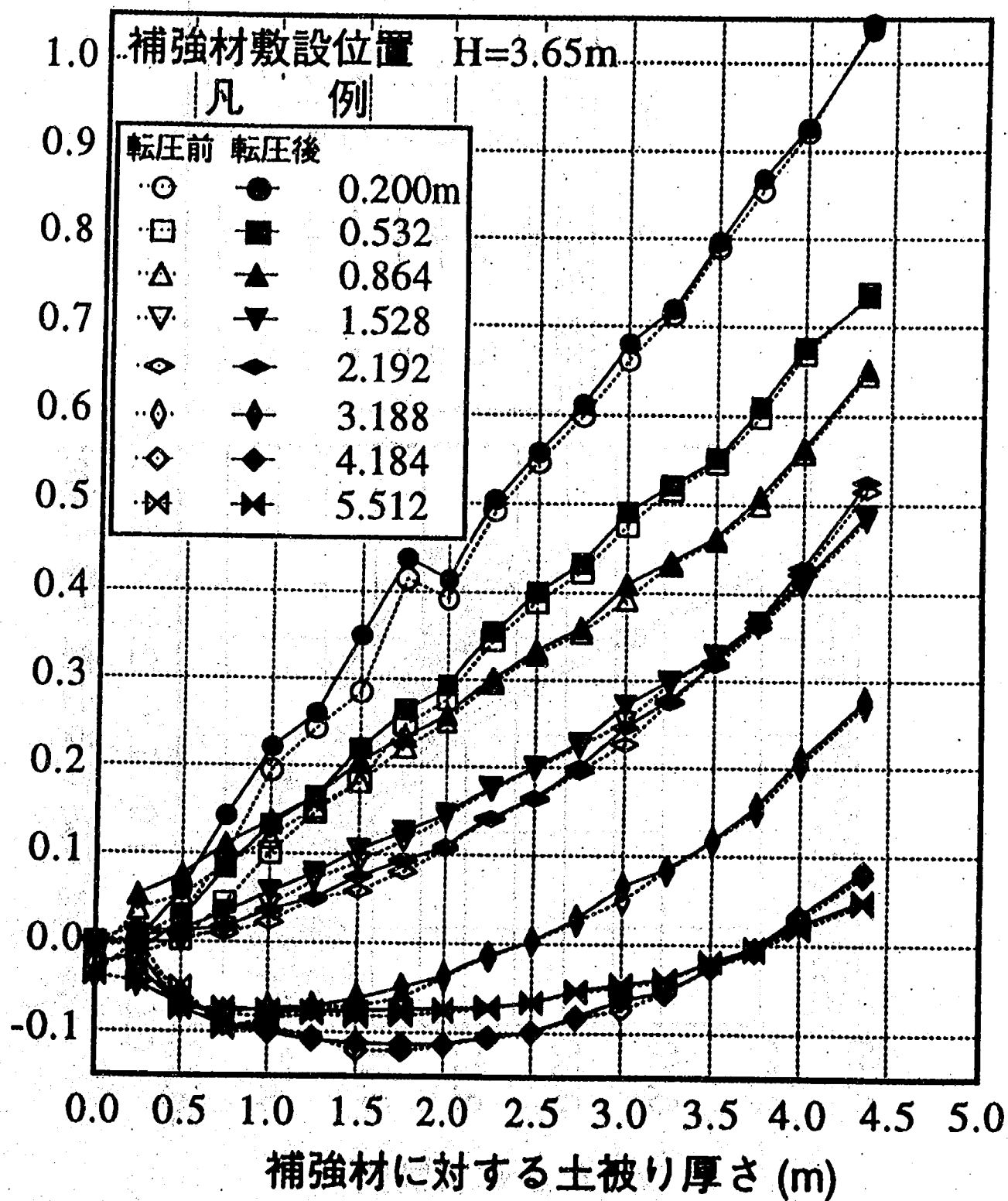
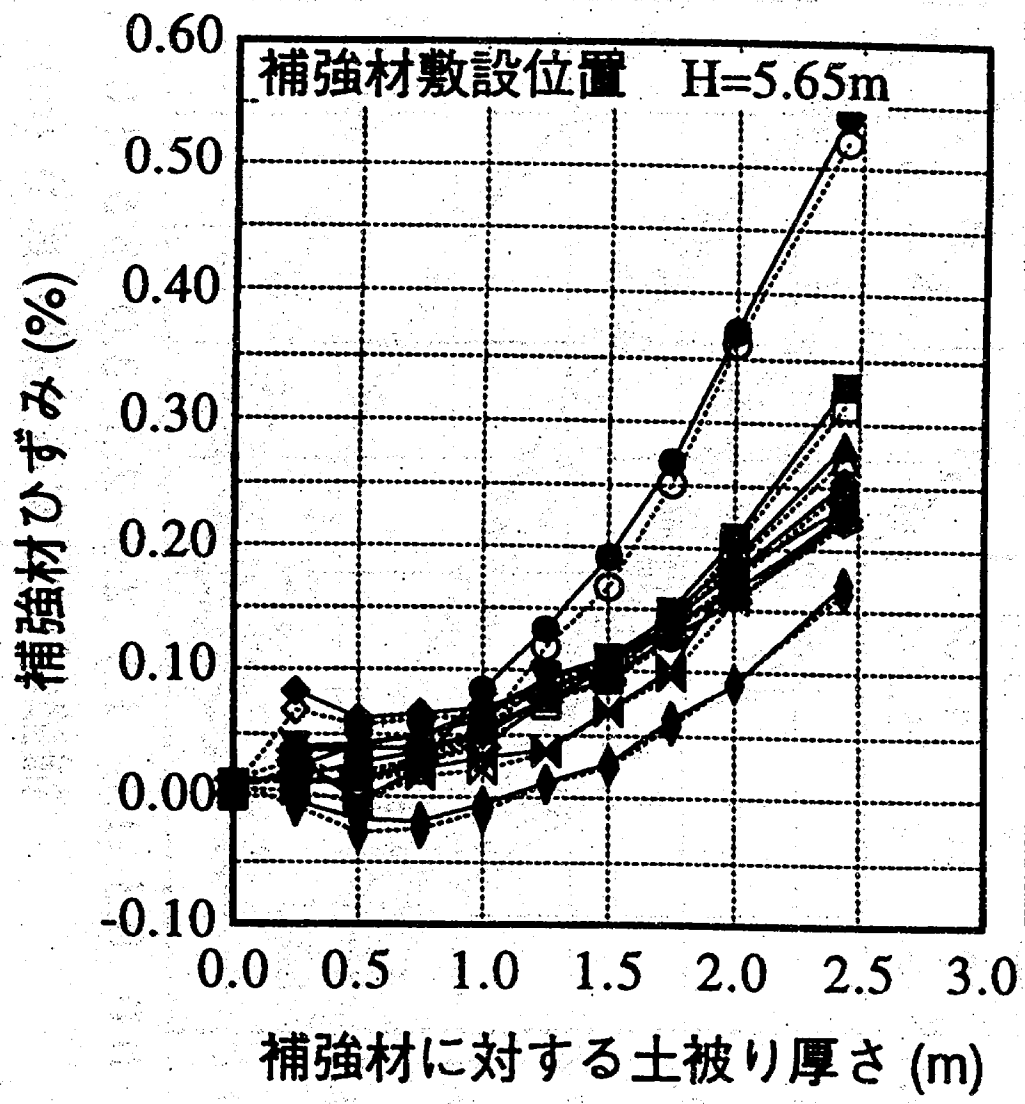


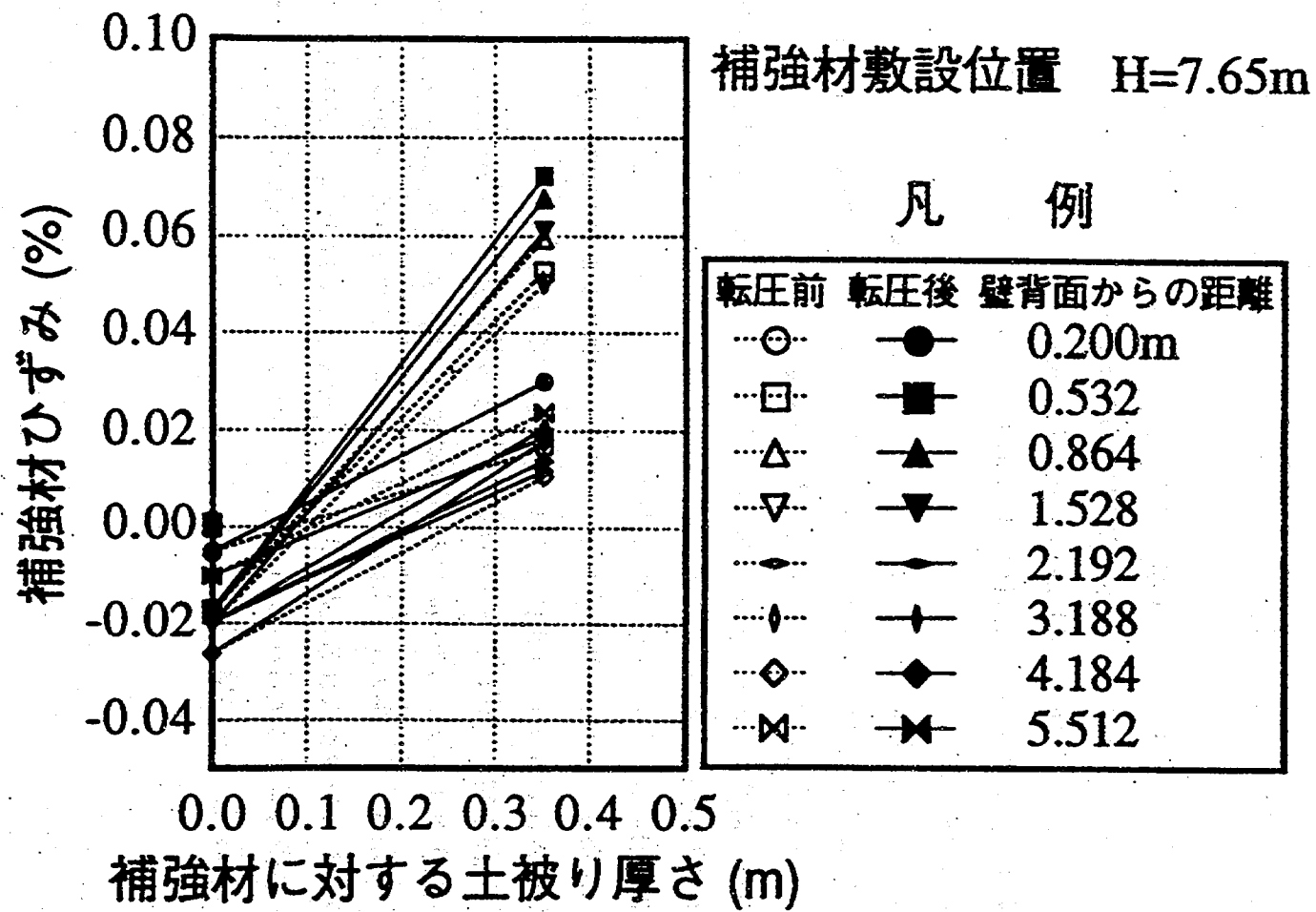
図-3. 20 (d) 盛立てに伴う補強材増分傾向



凡 例

転圧前	転圧後	壁背面からの距離
○	●	0.200m
□	■	0.532
△	▲	0.864
▽	▼	1.528
◇	◆	2.192
◇	◆	3.188
◇	◆	4.184
×	×	5.512

図-3. 2.0 (e) 盛立てに伴う補強材増分傾向



4. 結論

コンクリートブロックを壁面材として使用した高さ8mの垂直補強土壁の試験施工を行った結果、以下のようなことが確認された。

①本実験では、土研マニュアルの設計法より少ない補強材配置で、安定上何等問題なく施工を完了した。今後、本実験のような剛性の高い壁面工を持つジオテキスタイル補強土壁の合理的な設計方法の確立が望まれる。

②敷均し・転圧時のコンクリートブロックの安定確保のために配置した短い補強材（安定補助材）は、主補強材と同等のひずみが発生し、補強土壁全体に安定に寄与している。

③壁面水平変位と壁面基礎沈下量の推移は互いに連動する。また、壁面工基礎直下では、壁面材自重より大きな地盤反力が発生する。したがって、剛性の高い壁面工を持つ補強土壁では、壁面工基礎や支持地盤に対する十分な検討が必要である。

④施工完了後約240日まで壁面変位や盛土沈下量は収束傾向にあったものの沈下量は、それ以後増加傾向を示している。しかし、実験用地地盤全体の沈下による影響も考えられ、壁面変位や補強材ひずみに増加傾向をみると、壁体としての安定性は確保されていると考えられる。

⑤施工性も比較的良好であり、実際への適用も可能な工法と考えられるが、安定感への配慮から、若干のむだれ勾配をもたせることが望ましい。

⑥壁面下端部基礎部の固定は、変形の抑制効果があると考えられるが、一方壁面全体のフレキシブルな変形挙動を阻害する恐れがある。しかし、現時点では支持地盤への荷重分散や重要構造物への適用を考慮した場合、壁下端は十分な根入れを行うか、根固め等で十分に補強する方が良い。

⑦今回の実験では、壁面下端のコンクリートブロックにクラックの発生が認められた。これは、ブロック製作時の若干寸法誤差により上下ブロック間のアタリの問題で、過大な集中荷重が発生したことによると考えられる。このような現象は、テールアルメ工法の壁面パネルにも認められることがあり、テールアルメ工法では、パネル間にクッション材を入れることによって、緩衝材としており、剛な基礎工を持つジオテキスタイル補強土壁についても有効と考えられる。しかし、このように、壁面全体の縦剛性を低下させた場合、変形が大きくなる恐れもある。今後の検討課題と考える。

あとがき

本資料は土木研究所で行っているジオテキスタイル補強土壁の実物大屋外実験の長期計測に関する中間報告である。現在なお盛土の変形は継続しており、今後も継続的な調査を行う予定である。またその成果は逐次報告する予定である。

最後に本報告の対象となった盛土の構築にあたっては財団法人土木研究センターならびに共同研究参加各社には多大な協力を頂いた。また本報告の作成にあたっても共同研究参加メンバーの協力を頂いた。最後に謝辞をもって結びとしたい。

参考文献

- 1) 財団法人土木研究センター，ジオテキスタイル補強土工法普及委員会
「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」，1994
- 2) ジオグリッド研究会「ジオグリッド工法ガイドライン」，1990
- 3) [keystoneの方法]

実験時写真

(1) 計測関連

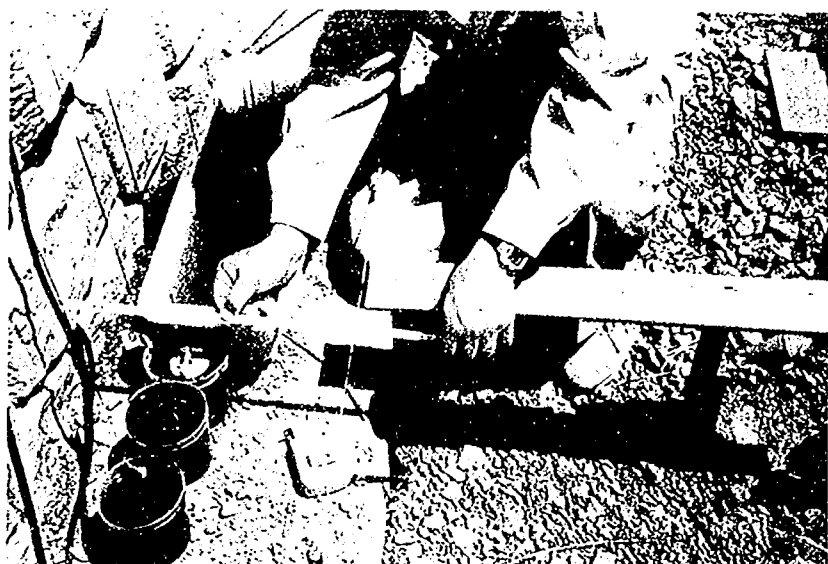


写真-1
壁面変位計測

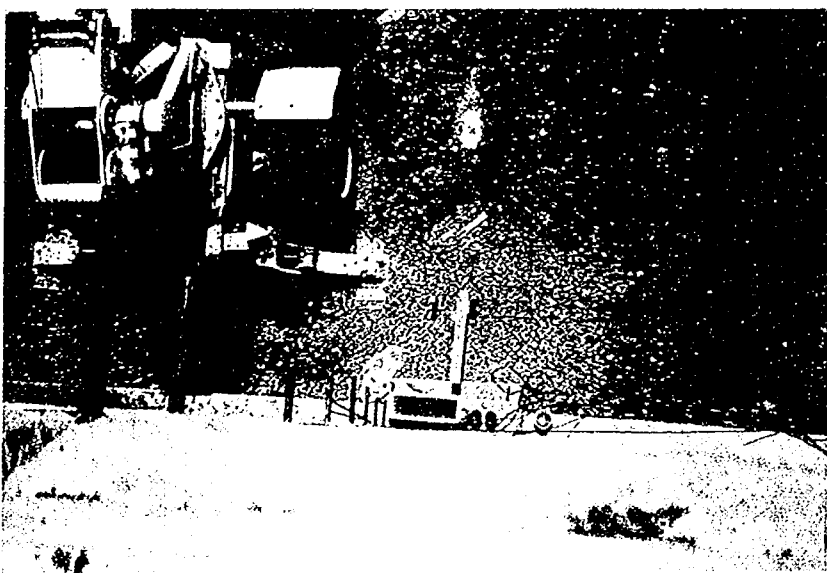


写真-2
壁面変位計測
(下げふり取付け状況)



写真-3
変位杭測定

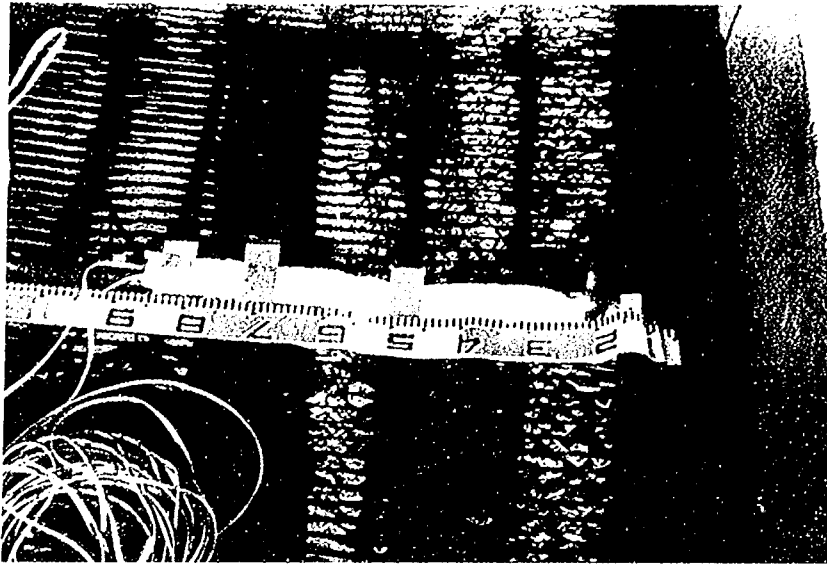


写真-4

ひずみゲージ防護



写真-5

ダメージ設置状況



写真-6

ひずみ測定補強材



写真 - 7

地盤反力測定用
土圧計設置状況

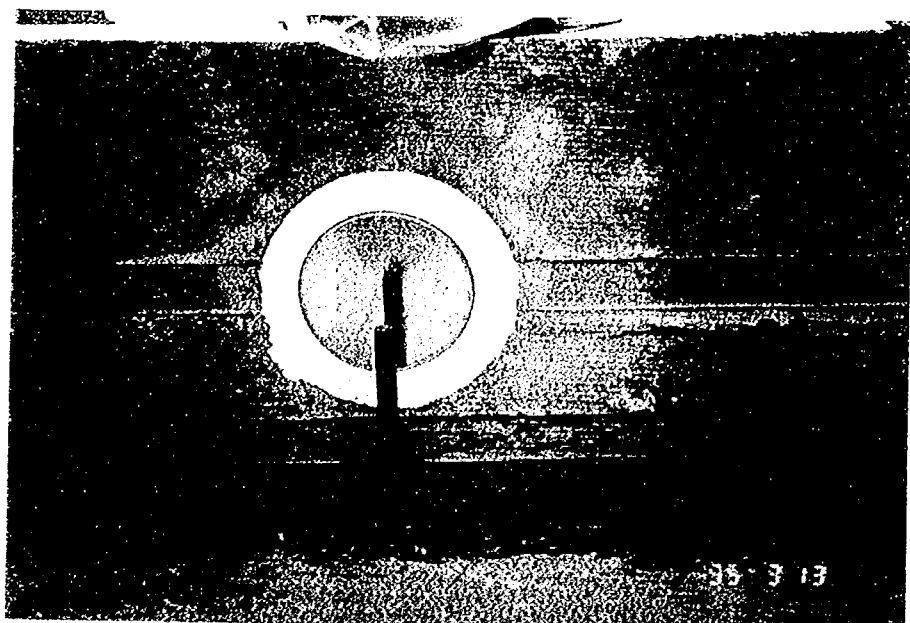


写真 - 8

壁面土圧測定用
土圧計設置状況



写真-9

砂による土圧計
受圧面養生

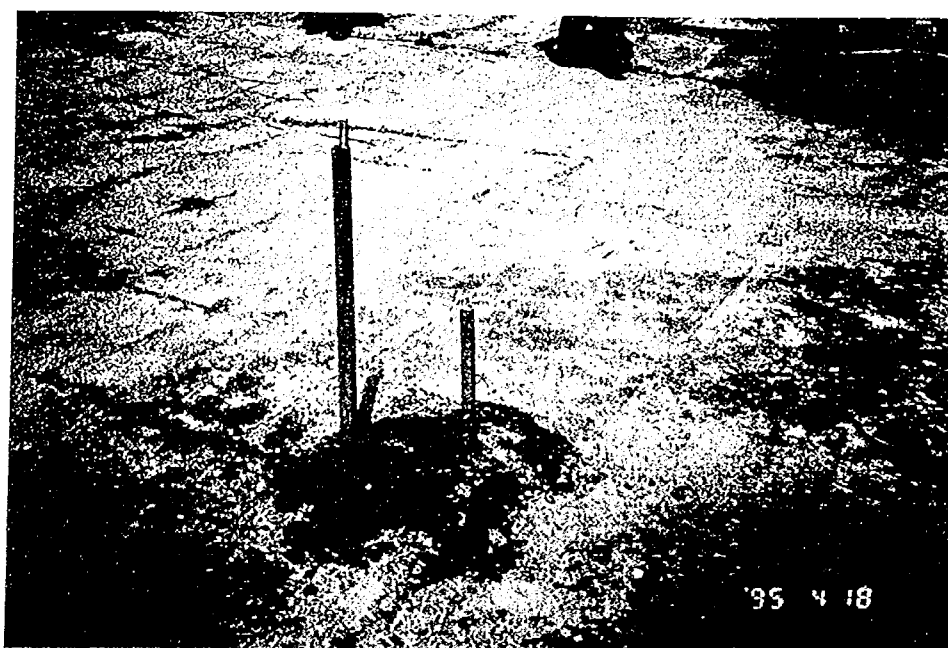


写真-10

沈下測定用の
ロッド

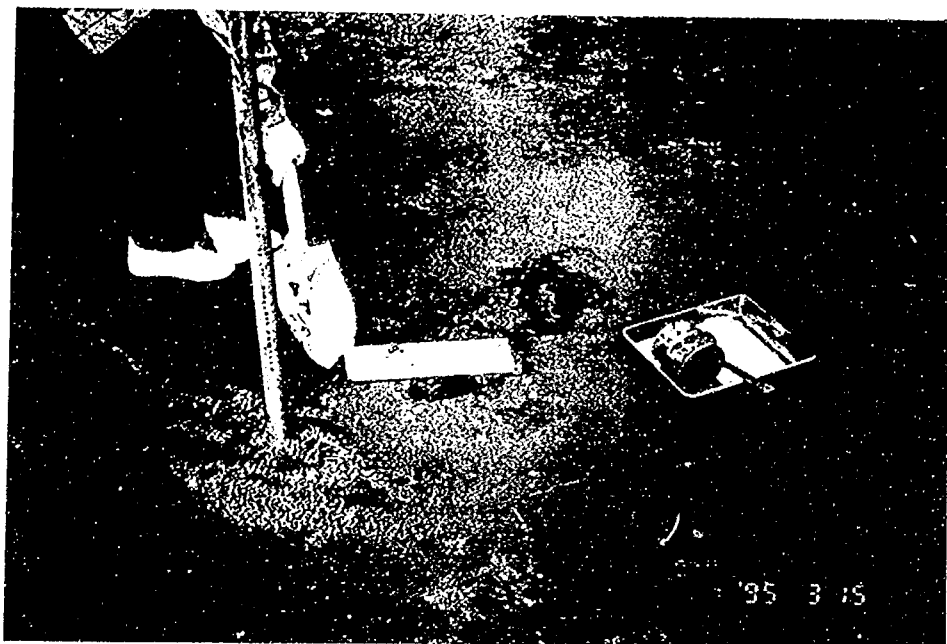


写真-11

現場密度管理試験

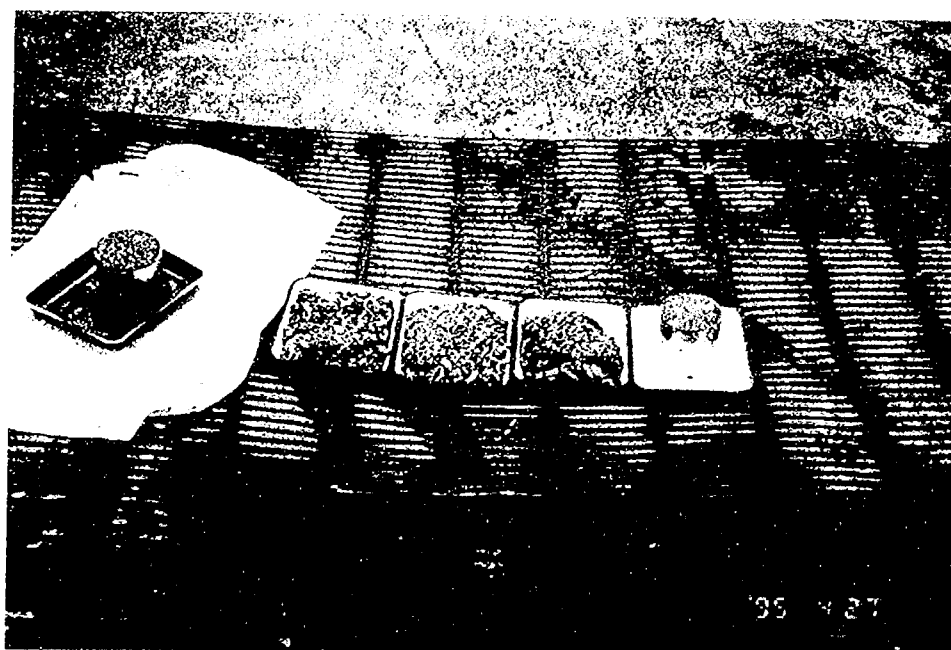


写真-12

現場密度管理試験
(採取試料)

(2) 材料検収

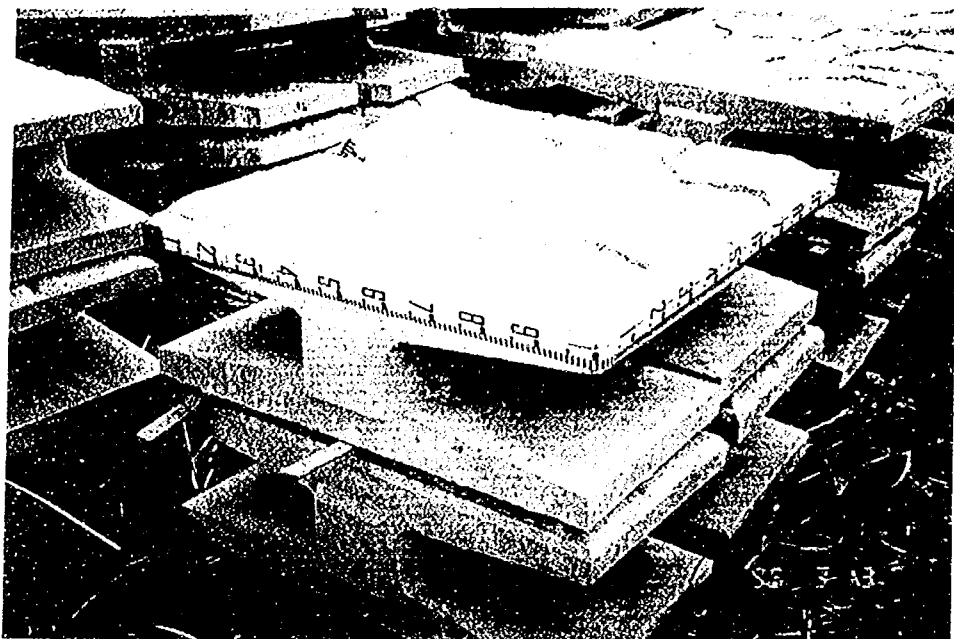


写真-13

壁面ブロック

(500×350×1000)

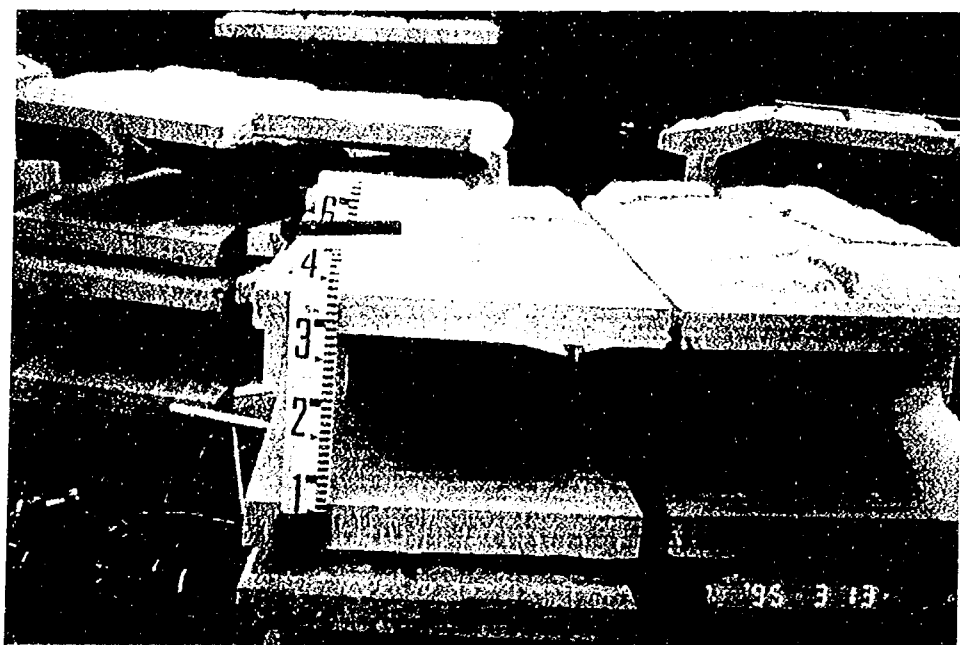
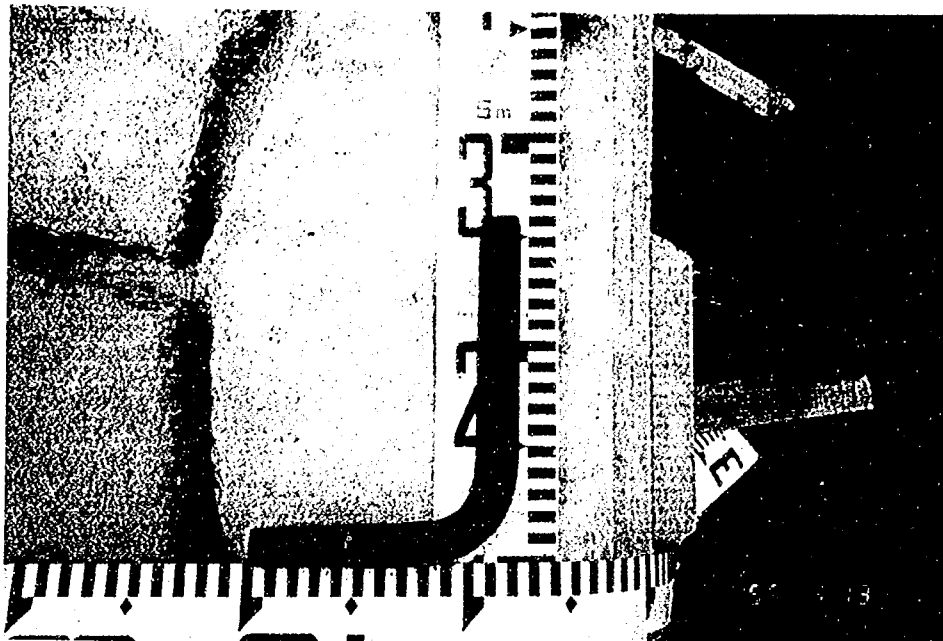
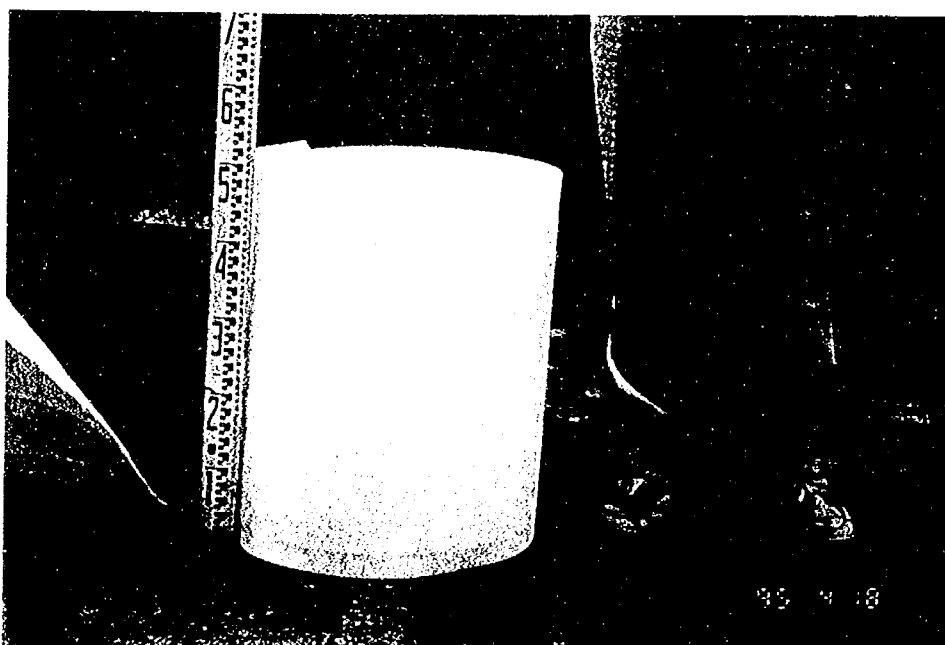


写真-14

同上



写真ー 1 5
補強材連結用フック



写真ー 1 6
盛土内排水マット

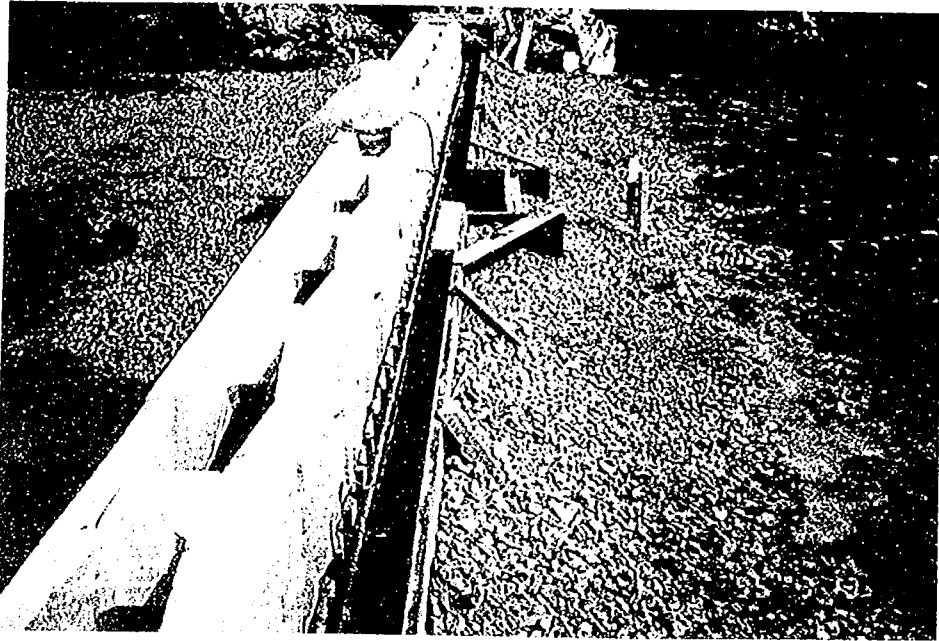


写真-17

1段目ブロック根固め
コンクリート型枠と配筋

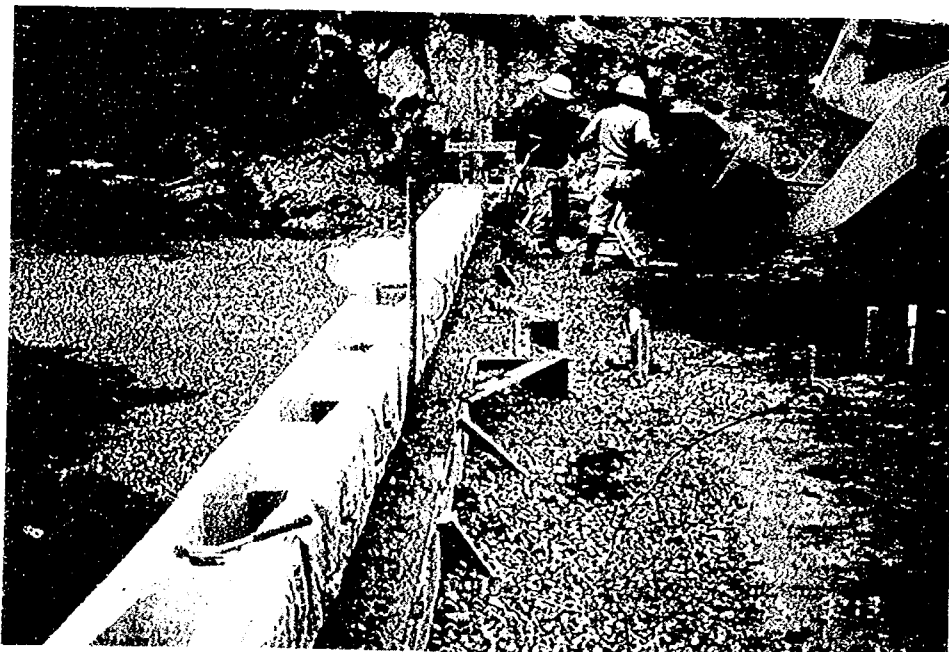


写真-18

1段目ブロック根固
コンクリート打設

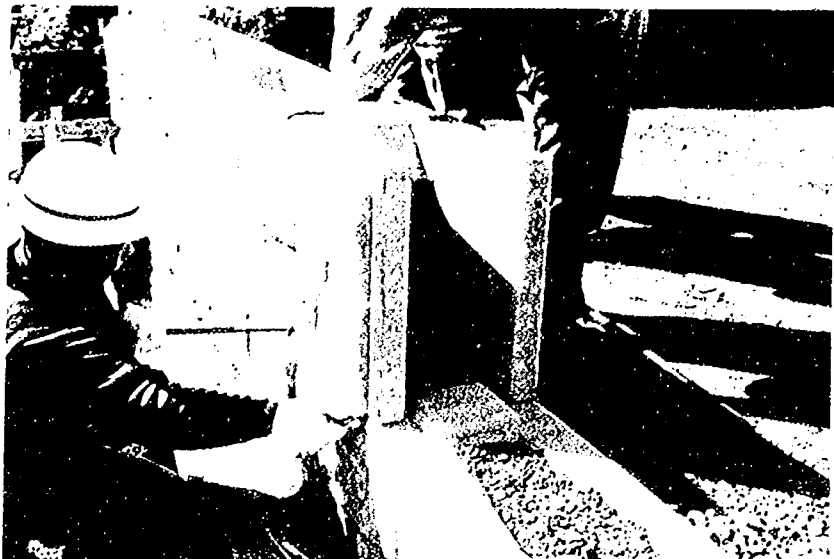


写真-19

ブロック設置状況
(微調整)

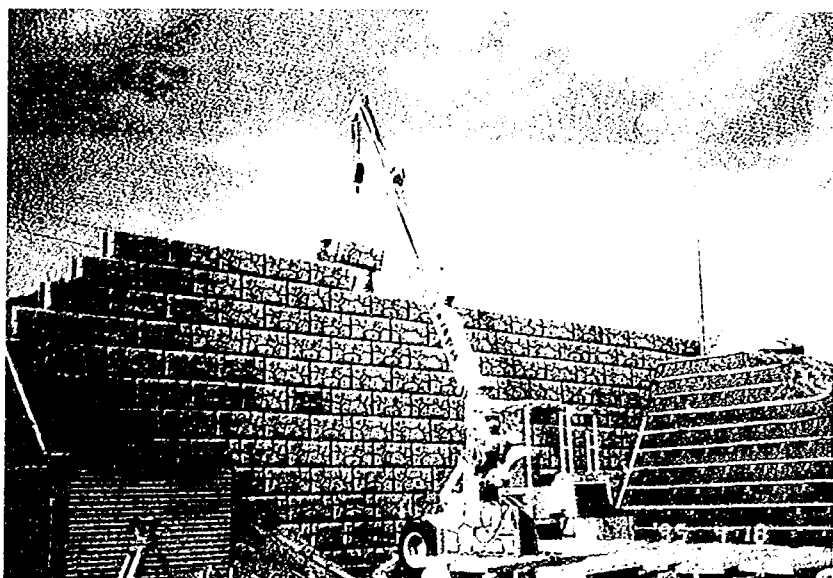


写真-20

ブロック設置状況
(クレーンによる吊込み)



写真-21

ブロック設置状況



写真-22

ブロック設置状況
(ブロック垂直調整)

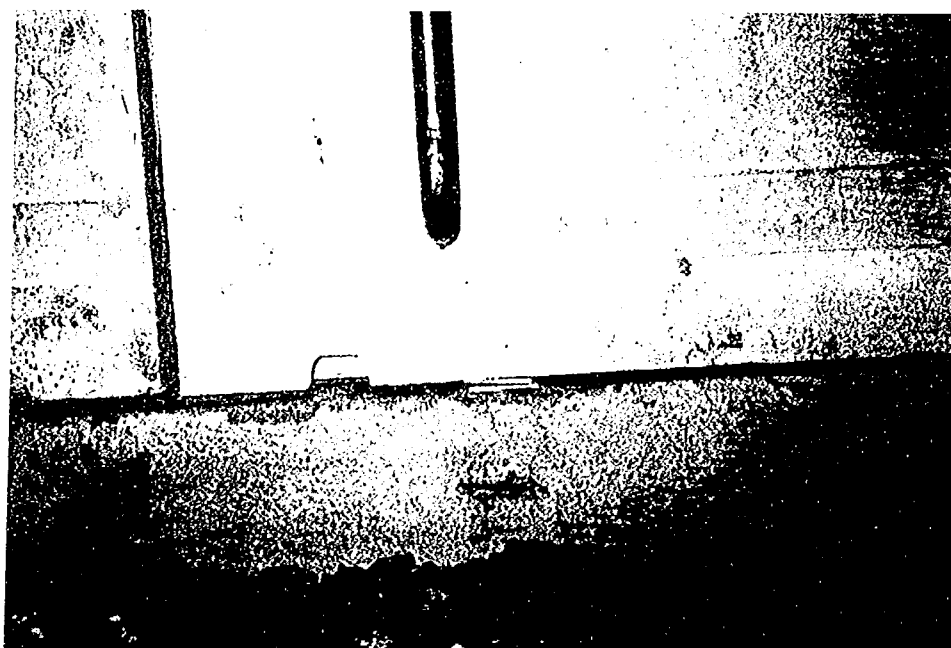


写真-23

ブロック垂直調整
(隙間はモルタル詰め)

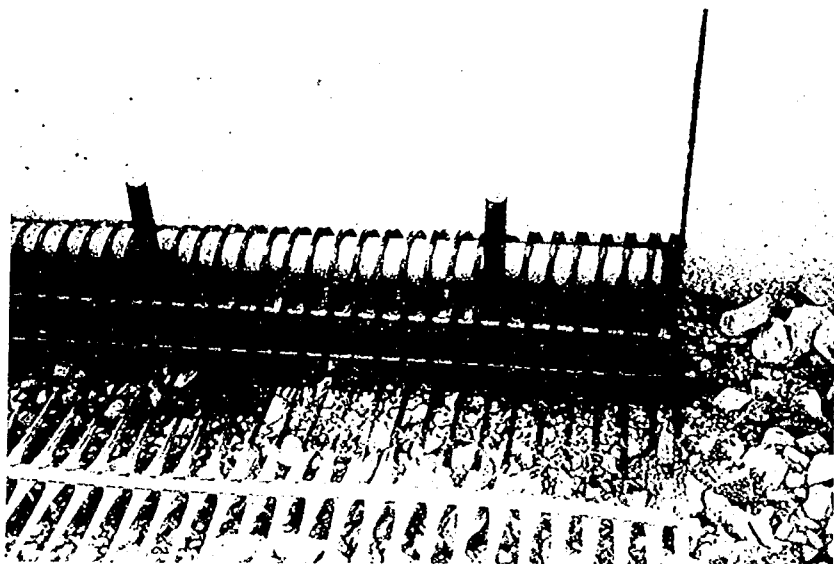


写真-24

補強材連結部



写真-25

補強材緊張後の
ピンによる固定

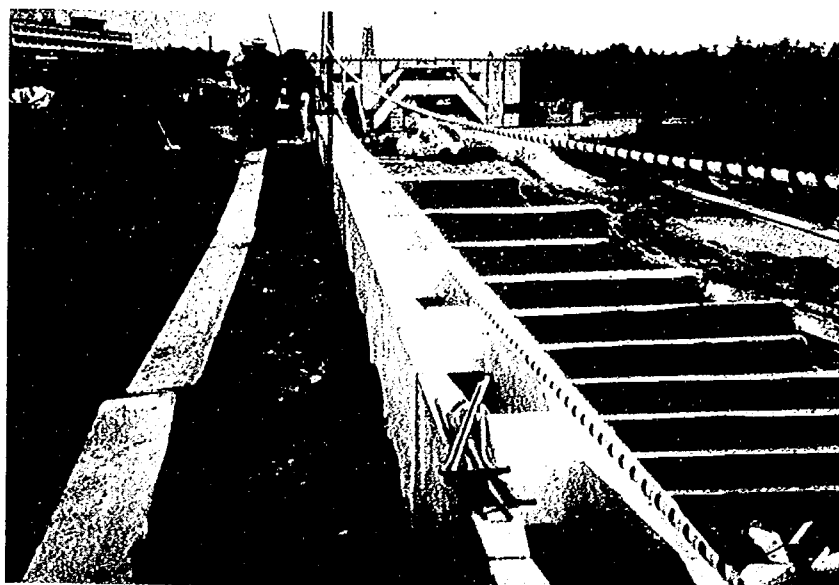


写真-26

裏込め碎石

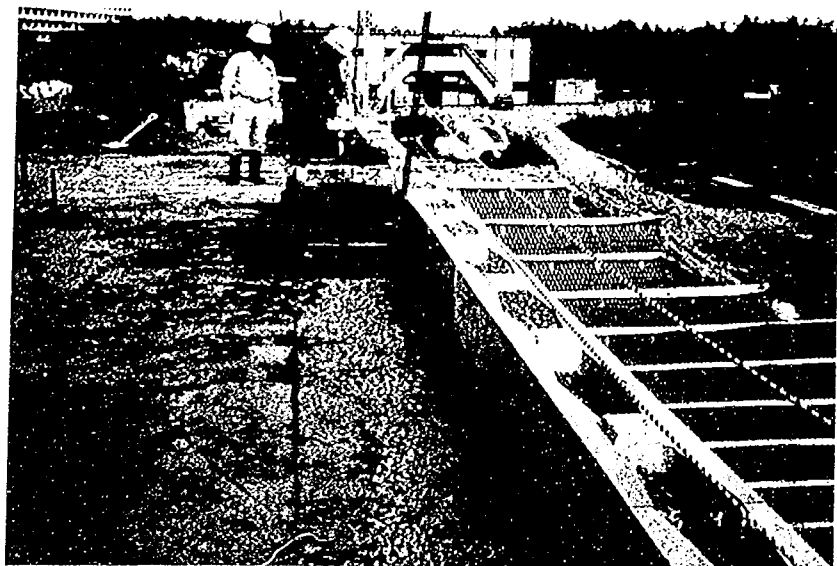


写真-27

転圧状況

(1t級振動ローラー)

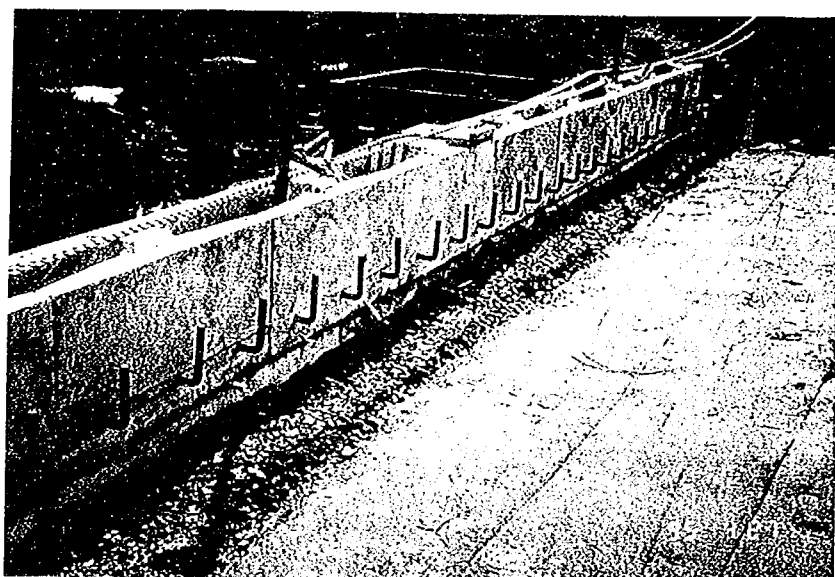


写真-28

盛土内排水マット

設置状況

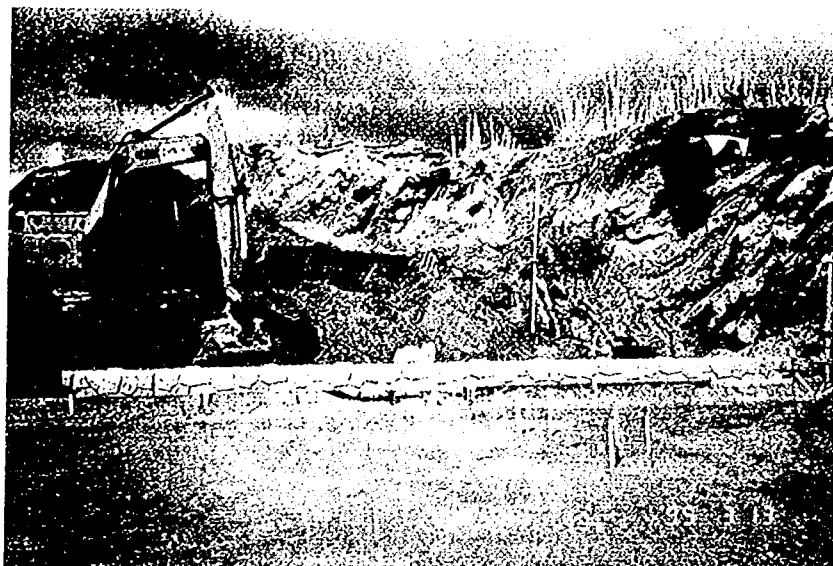


写真-29

壁高さ0.5m

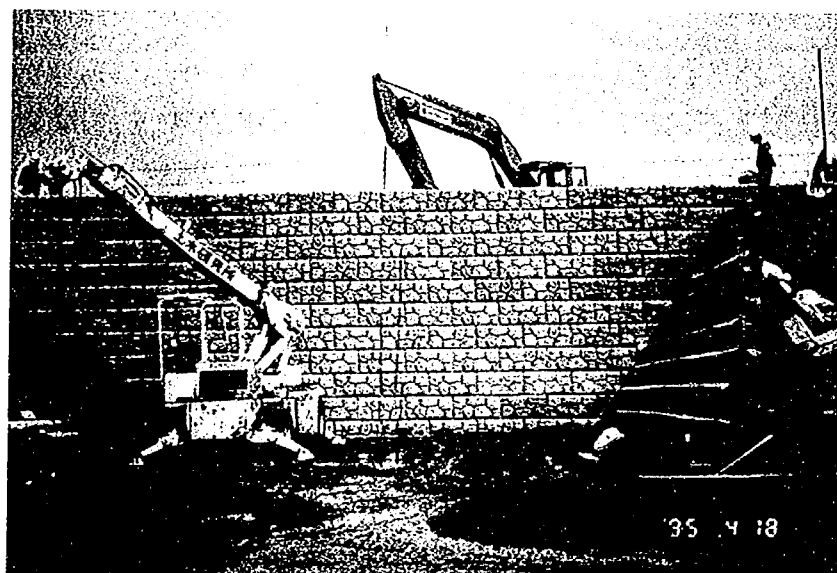


写真-30

壁高さ5.5m

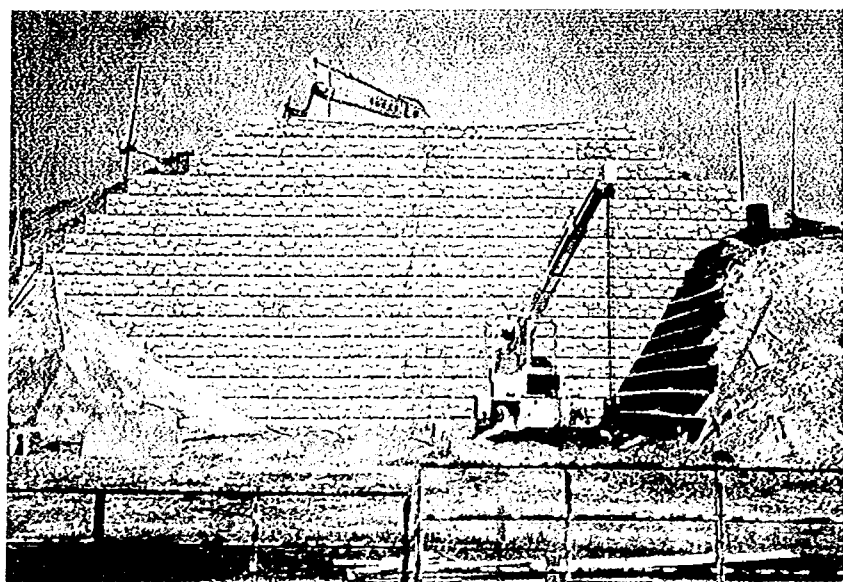


写真-31

壁高さ8.0m

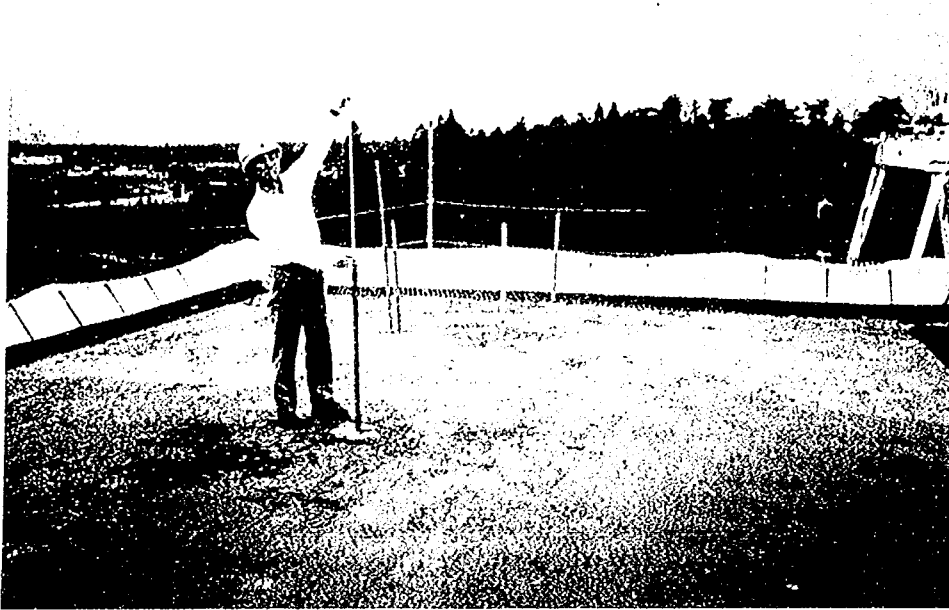


写真-32

仕上がり天端面

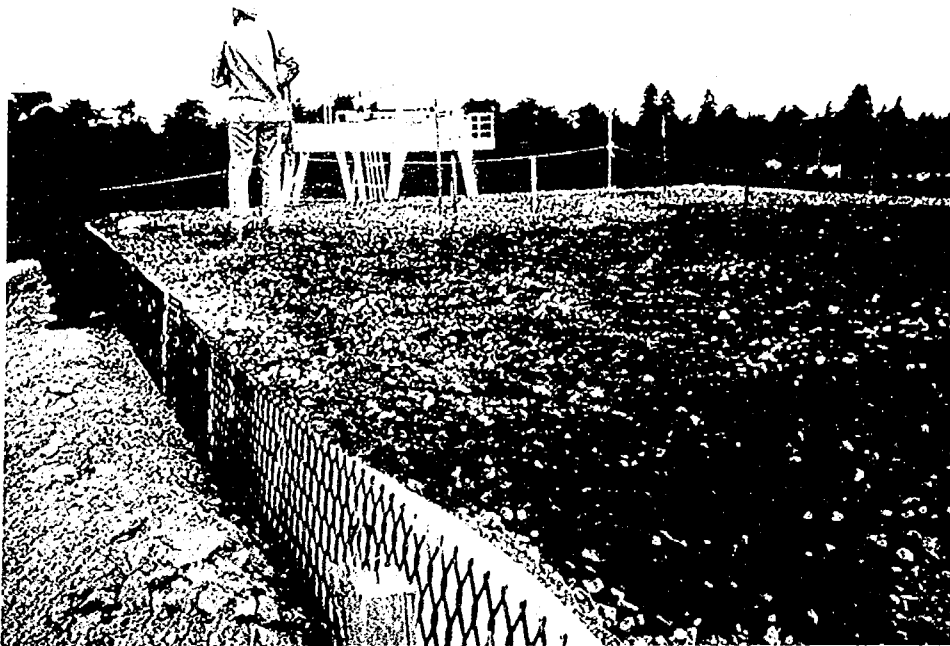


写真-33

土載荷重用碎石
敷均し完了

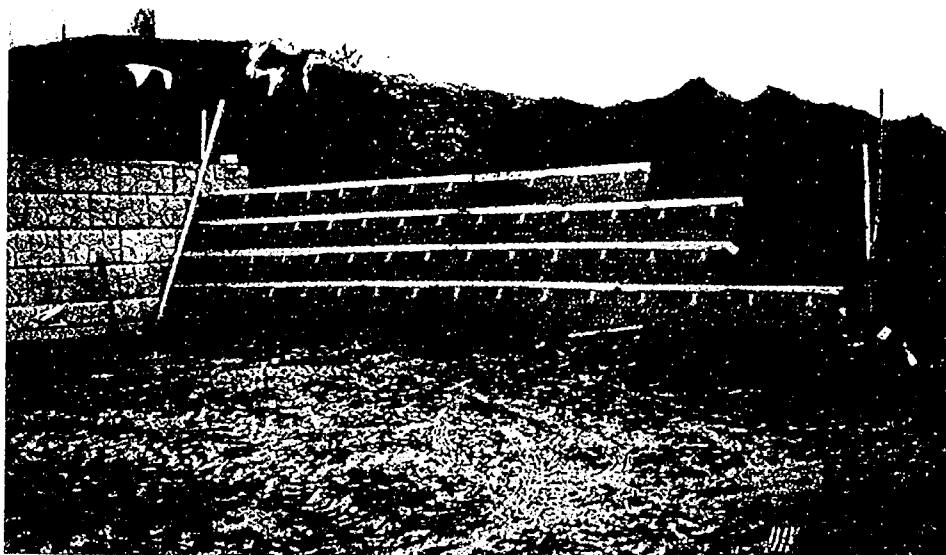


写真-34
押さえ盛土
エキスパントメタル
&ジオグリッド

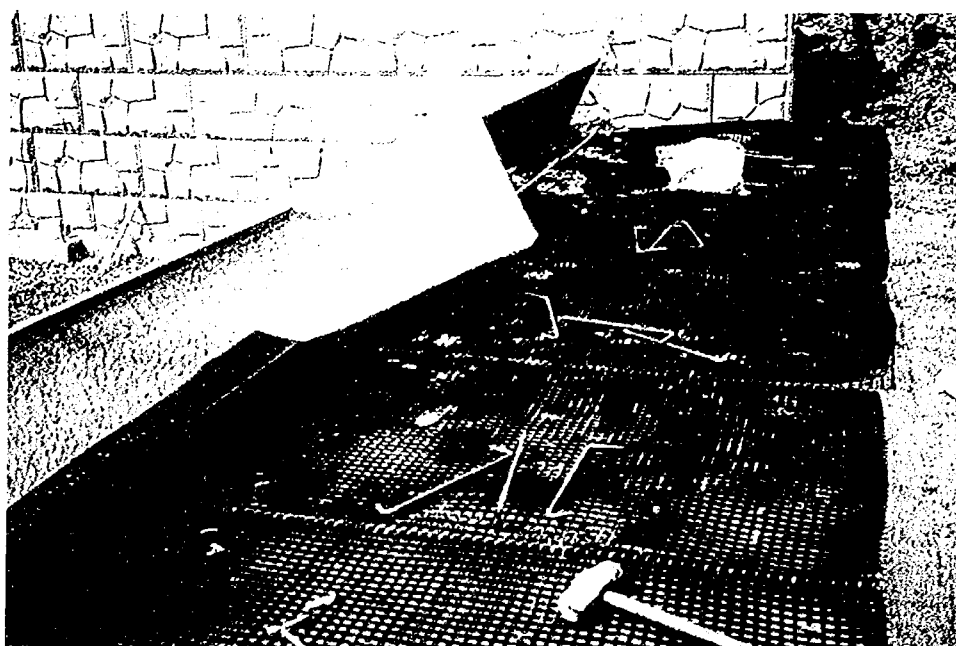


写真-35
同 上

付録

「Experimental study on geotextile-reinforced soil walls with different facings」

施工研究室研究員 落合 良隆

復建調査設計(株) 福田 直三

THE FIRST EUROPIAN GEOSYNTHETICS CONFERENCE(1996. 9～10 オランダ)

投稿論文

Experimental study on geotextile-reinforced soil walls with different facings

Y. Ochiai

Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Tsukuba, Japan

N. Fukuda

Fukken Co., Ltd, Consulting Engineers, Hiroshima, Japan

ABSTRACT: Since the introduction of the Terre Armee wall, many kind of reinforced soil wall has been adopted in many cases of construction. To study the behavioral characteristics of geotextile-reinforced soil wall, the authors conducted full-scale failure experiments, FEM analysis, and experimental construction in the field of geotextile-reinforced soil walls with different facings, discrete-concrete panels, concrete blocks and EPS (expanded polystyrol) blocks, and studied the reinforcing performance and mechanism. As the results, it was found that the deformation of a wall during the construction can be restrained by the gravity resistance of its facing, and in the experimental construction of the reinforced soil wall in the field, the horizontal displacement of the wall surface was well restrained.

1 INTRODUCTION

Since the introduction of the Terre Armee wall (Vidal, 1969), this construction method has been adopted in many cases of road construction under limited availability of land or in mountainous districts in Japan, too. On the other hand, following the invention of a high-tension geogrid in U.K. in 1979, researches on construction methods of geotextile-reinforced soil walls have been pursued in Japan since 1984 and such methods have more and more been adopted in the field. A cooperative research on geotextile-reinforced soil structures had been conducted among the Public Works Research Institute (PWRI) of the Ministry of Construction and private companies in Japan for six years since 1985, and a design and construction manual was published in 1992 (PWRI, 1992, Onodera et al., 1992). Besides, the Geogrid Research Board chaired by Professor T. Yamanouchi published Guidelines for Geogrids 1990. The Railway Technical Research Institute (RTRI) in collaboration with Professor F. Tatsuoka developed a construction method of geotextile-reinforced retaining walls with rigid, cast-in-place concrete facings (RRR method) and published a design manual (RTRI, 1992, Tatsuoka, 1992). In addition, the multiple-anchored reinforced soil wall has already been put to practical use in Japan. Fig. 1 shows the growth of the number of construction cases by such methods. Although geotextile-reinforced soil walls have been designed by using the limit equilibrium method to analyze internal stability, external stability, etc., raised from observation results in the field are views that the current design method is too conservative in determining the laying specifications of reinforcements and more economical laying specifications ought to be accepted. On the other hand, a number of reinforced soil structures

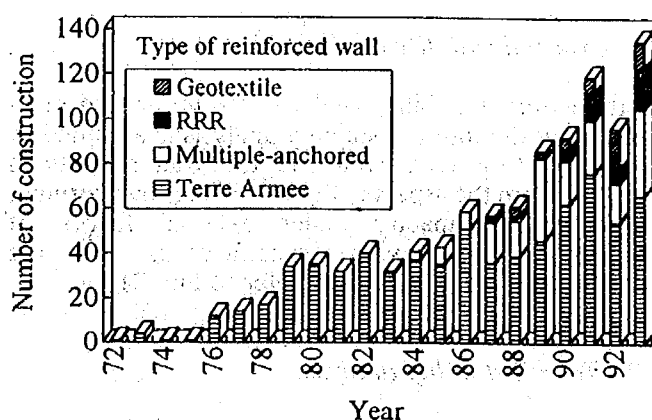


Fig.1 Construction records of reinforced soil walls for road in Japan.

demonstrated excellent performances during recent strong earthquakes such as 1989 Loma Prieta (Collin et al., 1992), 1993 Koshiro Offshore (Fukuda et al., 1994), 1995 Great Hanshin-Awaji (Tatsuoka et al., 1995) etc., notwithstanding the seismic forces beyond the design strengths.

Under the circumstances, to grasp all over again the reinforcing mechanism with considered of facings' effect of geotextile-reinforced soil wall and the applicability of assumptions made for design's sake to actual construction in the field, the authors conducted full-scale failure experiments of reinforced soil walls 6 m high with different types of facings (Tajiri et al., 1996), two-dimensional elasto-plastic FEM analysis (Nakane et al., 1996), and then, taking the results into consideration, constructed an experimental reinforced soil wall 8 m high in the field to ascertain the performance (Nakajima et al., 1996).

2 OUTLINE OF PWRI'S DESIGN METHOD

The design method of geotextile-reinforced soil walls published by the PWRI in 1992 comprises the following three main steps: internal, external and overall stability.

2.1 Internal stability analysis

Against the maximum shortage in required resisting force for the circular-slip safety factor, F_s , to be 1.2 when the wall is not reinforced, the distribution of the reinforcement resisting force is assumed to take a triangular pattern, as shown in Fig. 2. The slope gradient, K_a , is equivalent to the apparent coefficient of earth pressure. In this relationship, the resisting force required of the reinforcement in each layer, T_{req} , is found, and the laying specifications of reinforcements are determined so that no resisting forces required of the reinforcements do not exceed their design strength, T_A . The vertical spacing between reinforcements shall be 1.0 m or less. The reinforcements shall be given a uniform length, with which every reinforcement can exert a pull-out resistance against the critical circular slip.

2.2 External stability analysis

In the external stability analysis, the reinforced mass defined by the internal stability analysis is assumed to be a pseudo-gravity wall and the wall stability is analyzed from the aspects of direct sliding, overturning, and bearing capacity under external forces. If necessary, the laying specifications of the reinforcements are modified (refer to Fig. 2).

2.3 Overall stability analysis

Following the determination of the reinforcement-

laying specifications through the above analyses, it is checked whether or not the safety factor against the circular slip, of which the surface goes through the foundation ground, $F_s = 1.2$ or more. Furthermore, the foundation ground is investigated for the likelihood of settlement or differential settlement and, if necessary, an appropriate stabilization treatment is carried out.

Table 1 shows the safety checking criteria for the above analyses. The design method described above does not take account of the effect of facings for the stability.

Table 1 Safety checking criteria of PWRI's Method.

	Condition	Ordinary	Seismic
External stability	Slip failure	$F_s \geq 1.2$	$F_{se} \geq 1.0$
	Direct sliding	$F_{ds} \geq 1.5$	$F_{dse} \geq 1.2$
	Overturning	$ e \leq L/6$	$ e \leq L/3$
	Bearing capacity	$F_{sb} \geq 3.0$	$F_{sbe} \geq 2.0$
Internal stability	Tension failure	$T_{req} \leq T_A$	$T_{req} \leq \lambda T_A$
	Pull-out failure	$F_{sp} \geq 2.0$	$F_{spe} \geq 1.2$

3 FULL-SCALE FAILURE EXPERIMENTS

To evaluate the contribution of reinforcements to the stability of reinforced soil walls with rigid facings, three vertical reinforced soil walls 6.0 m high and 4.7 m wide with different types of facings were constructed and then each wall was caused to collapse by cutting the reinforcements, measurement of various data taken during the process.

3.1 Outlines of experiments

The laying specifications of the main reinforcements of the walls subjected to the experiment were determined, the factor of safety against circular slip of the internal stability under the ordinary conditions set at 1.2 in

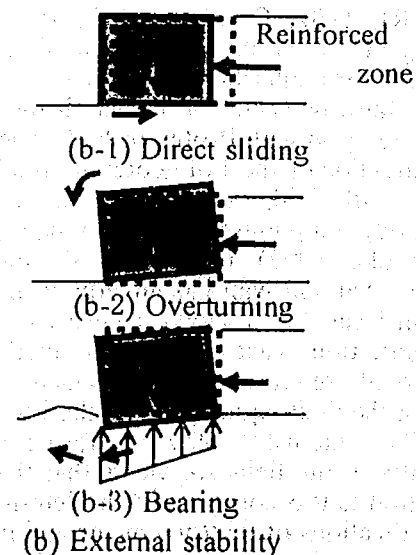
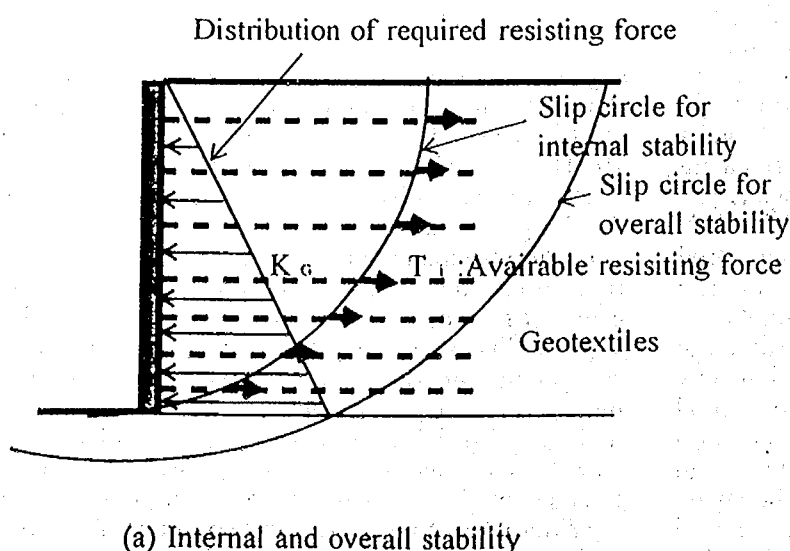


Fig.2 Failure modes of PWRI's design method.

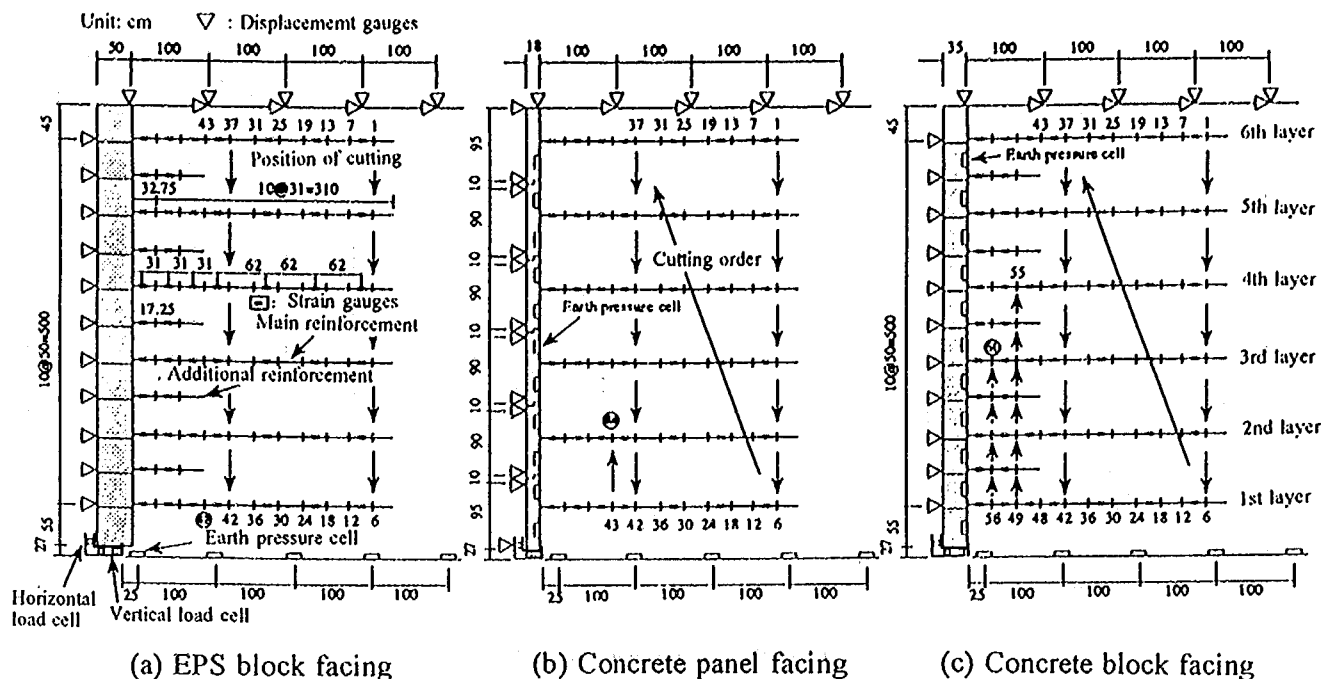


Fig. 3 Cross section of full scale failure experiments ($H = 6$ m).

accordance with the PWRI's design manual which does not take into account of the effect of facings. The factor of safety against circular slip of the total stability (F_s) turned out to be 1.32. The resultant laying specifications of the main reinforcements (Geogrid of type SR-55, $T_f = 56.4$ kN/m, $T_d = 29.4$ kN/m) were as follows: length, 3.5 m; number of layers, 6; vertical spacing, 1.0 m. On the other hand, the properties of the backfill were unit weight $\gamma = 16.0$ kN/m³, cohesion $c' = 0.0$ and internal friction angle of $\phi' = 39.4^\circ$. Used as the facing materials were expanded polystyrene (EPS) blocks (width 1.0 m $\times$ height 0.5 m $\times$ depth 0.5 m), concrete panels (1.5 m $\times$ 1.0 m $\times$ 0.18 m) and concrete blocks (1.0 m $\times$ 0.5 m $\times$ 0.35 m). Besides, in case of the block-type facings, additional short reinforcements, 1.0 m long and of the same material with the main reinforcements, were laid for the blocks not connected to the main reinforcements, to secure the safety during the construction and prevent such blocks from being pushed out. In case of the panel-type facing, the front of the panels was supported by a timbering during construction to prevent the deformation. After the completion of backfilling, the timbering was removed to turn the full-height panel wall into a discrete panel wall.

Fig. 3 shows the arrangement of various measuring instruments of the walls. The numbers and arrows indicated in the figure represent the cutting points of the reinforcements and the cutting order. Cutting was conducted point by point and from the rear to the front by turning on electricity through Nichrome wires wound in advance on the reinforcements.

3.2 Failure condition

In case of the EPS-block wall, No. 48 in Fig. 3 indicates the last cutting point and after the cutting at

this point, the failure of this wall took place creepingly. In case of the concrete-panel and concrete-block walls, No. 44 and No. 60 represent the last cutting points, respectively, and both the walls collapsed instantaneously after the cutting at these points (refer to Photo 1).



Photo 1 Situation after failure of failure experiment: concrete-panel wall ($H = 6$ m).

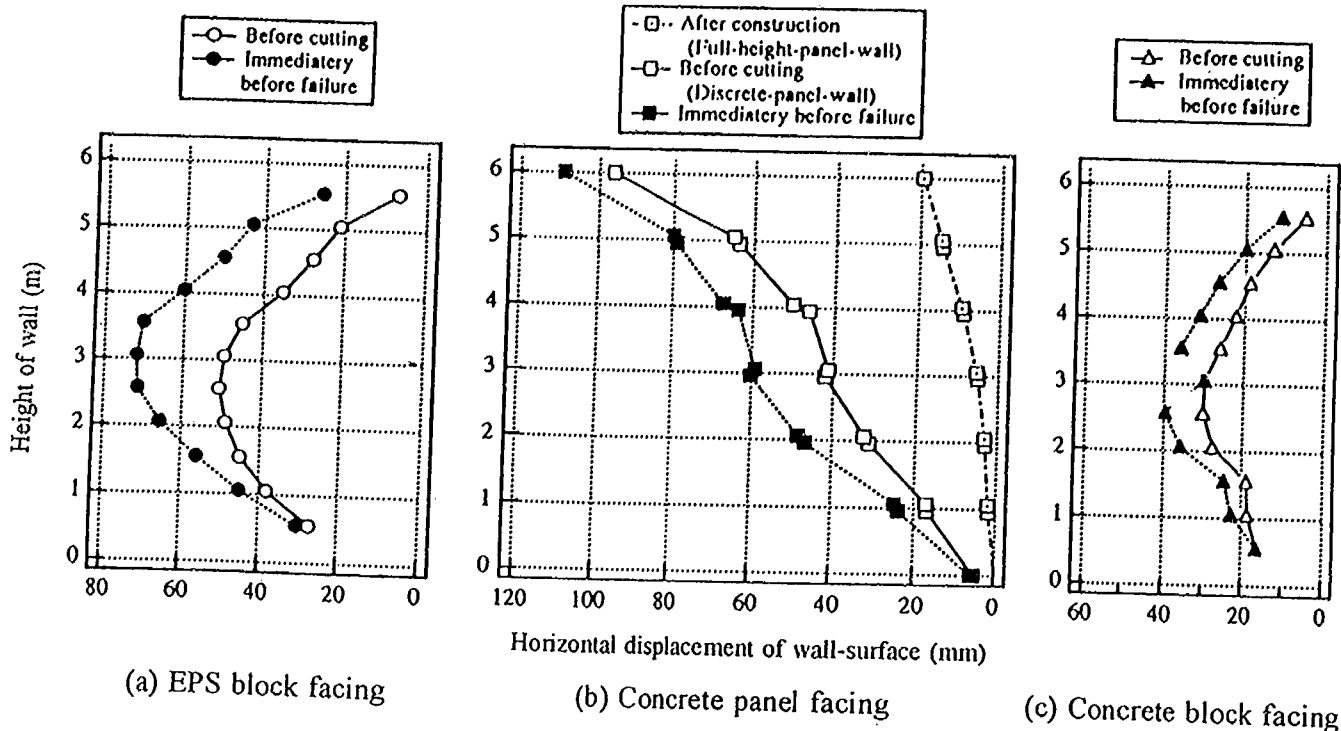


Fig. 4 Horizontal displacements of the wall-surface.

3.3 Wall-surface horizontal displacement

Fig. 4 shows the wall-surface horizontal displacements after the completion of backfilling and immediately before the failure of the walls. In either case of the EPS-block and concrete-block walls, the maximum displacement appeared in the middle-height portion, unlike walls with low-rigidity facings which show the maximum displacements in their 1/3-height portion. The displacements of the EPS-block wall were larger than those of the concrete-block wall, demonstrating that facings of high overall axial rigidity but of light weight have small effect of restraining the deformation of walls. On the other hand, in case of the concrete-panel wall, the alignment at the joints between panels was disturbed, indicating the importance of the joints between panels.

3.4 Subgrade reaction

Fig. 5 shows the distribution of subgrade reactions in the bottom of the embankment and at the bottom of the facing of each wall. In the bottom of the embankment of every wall, the subgrade reactions measured, though there was some dispersion among them, were roughly equivalent to the overburden pressure of the embankment. At the bottom of the facing of every wall, however, a reaction considerably larger than the dead weight of the facing was observed through the period from the completion of construction to immediately before the wall's failure. This subgrade reaction phenomenon under the facings can be considered as a characteristic of reinforced soil walls with rigid facings.

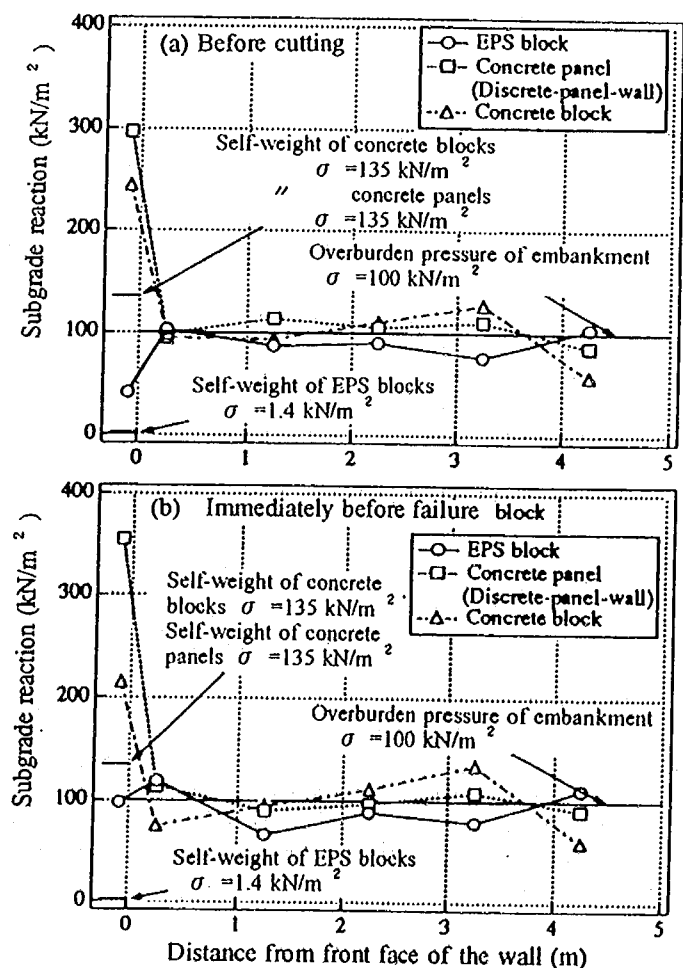


Fig. 5 Distribution of subgrade reactions of full scale failure experiments ($H = 6 \text{ m}$).

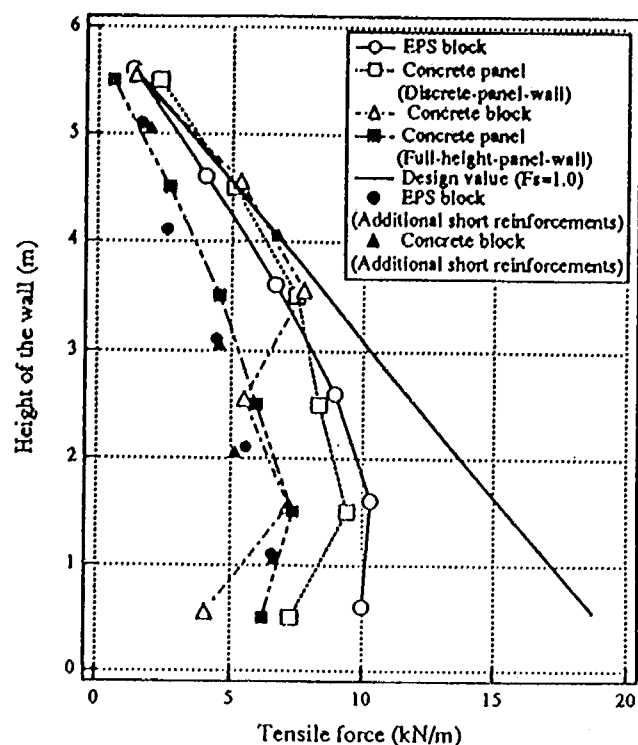


Fig. 6 Distribution of maximum tensions.

3.5 Maximum tensile forces on reinforcements

Fig. 6 shows the distribution of the maximum tensile forces working on the reinforcements of each wall. In the upper areas of all the walls the measured values were close to the design values, whereas the lower areas showed a trend of the former values being considerably smaller than the latter values. As mentioned earlier, additional short reinforcements ($L=1.0$ m) were laid between main ones in case of the walls with block-type facings. Though the demonstrational figure is omitted, the strains in the additional short reinforcements increased in proportion to the earthcovering, or overburden, indicating that working on them were tensile forces of the same levels as those working on the main reinforcements and hence they were largely contributing to the stability of the walls.

4 FEM ANALYSIS

To analyze the performance of geotextile-reinforced soil wall, a simulation by FEM was performed on the wall with concrete-block facing described in Section 3, and the analytical results were compared with the experimental results.

4.1 Conditions for analysis

Fig. 7 shows the section of the analytical model of a reinforced soil wall. The foundation assumed to have enough bearing capacity was not modelled. The backfill was modelled as a bilinear, elasto-plastic body, which the Mohr-Coulomb's yield criterion was applied to. The

reinforcements were represented by elastic bar models. Besides, joint elements of non-linear models were arranged on the upper and lower surfaces of the reinforcements, on the back of the facing, and between blocks. Table 2 shows the material properties used in the analysis.

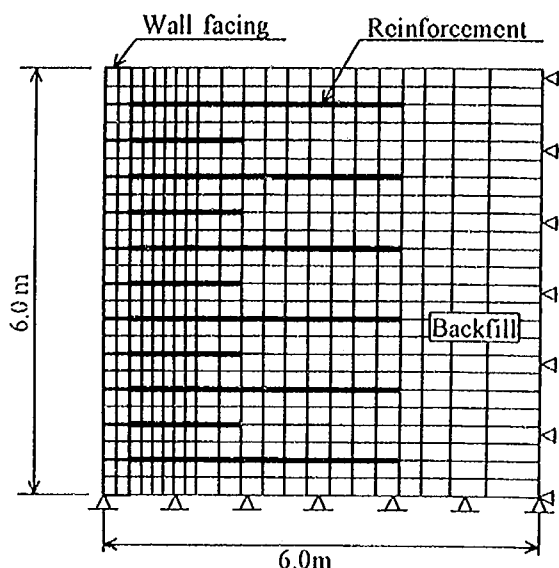


Fig. 7 Analytical model of concrete-block wall.

Table 2 Material properties for FEM analysis.

(a) Back fill			
Young's modulus E (kN/m ²)			9.8×10^3
Poisson's ratio ν			0.33
Cohesion c' (kN/m ²)			9.8×10^{-2}
Internal friction angle ϕ' (°)			39.4
Unit weight γ (kN/m ³)			16.7
(b) Block type facing			
Young's modulus E (kN/m ²)			9.8×10^6
Poisson's ratio ν			0.30
Unit weight γ (kN/m ³)			22.5
(c) Reinforcement			
Young's modulus E (kN/m ²)			2.65×10^6
Sectional area A (m ²)			3.71×10^{-4}
Extentional rigidity EA (kN)			9.8×10^2
(d) Joint element			
	Soil-Geogrid	Soil-Facing	Between blocks
Shearing rigidity K_s (kN/m ²)	1.00×10^4	4.90×10^3	4.90×10^3
Vertical rigidity K_n (kN/m ²)	1.0×10^{10}	1.0×10^{10}	1.0×10^{10}
Cohesion c' (kN/m ²)	5.7	3.8	3.6
Internal friction angle ϕ' (°)	22.0°	16.5°	19.6°

4.2 Results of analysis

Fig. 8 shows the results of comparison between the measured values and calculated ones for the wall-

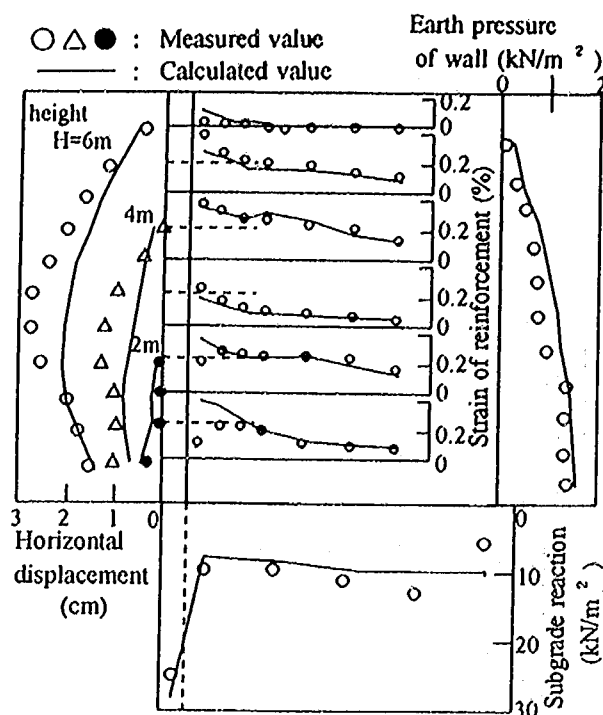


Fig. 8 Comparison of results of experiment and numerical analysis.

surface horizontal displacements, reinforcements strains, normal earth pressures on the back of the facing, and subgrade reactions. It can be observed from this figure that they are close to each other and, hence, calculated values obtained with this analytical method well represent experimental results qualitatively and quantitatively. In particular as for problems where the design safety factors are high enough and the advent of plastic areas in the elasto-plastic analyses has small effects upon the results, the analytical precision can be assured, though the separate problem of how to set various material properties has to be addressed properly.

5 FIELD EXPERIMENT

5.1 Outline of construction

An experimental geotextile-reinforced vertical soil wall 8 m high with a facing consisting of large-sized concrete blocks (dry masonry) was constructed, and its stability during the construction, long-term stability, and relative construction difficulty were studied based on the results of the measurement and observation during and after the construction.

Fig. 9 shows the section of the reinforced soil wall. The arrangement of the reinforcements, 6 m long and in 11 layers, was determined based on calculation results with several design methods taking account of the effect of facings. The factor of safety against circular slip of the general stability was 1.0 under either of the ordinary and seismic conditions. As in the case of the wall subjected to the failure experiment, additional short reinforcements 1.0 m long were

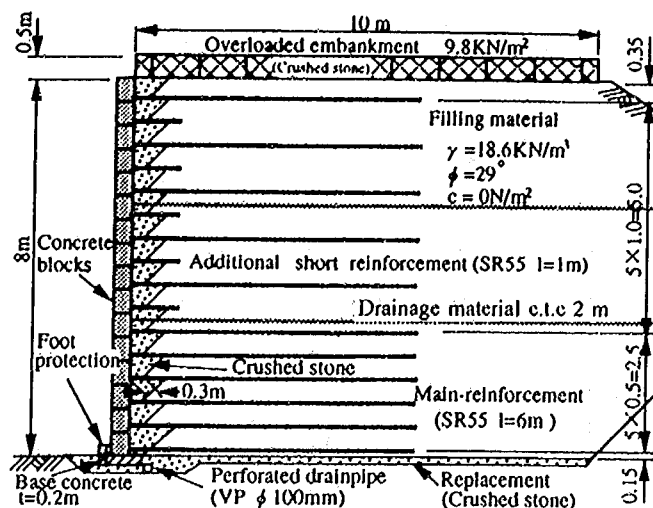


Fig. 9 Cross-section of the field experiment ($H=8$ m).

provided to the blocks not connected to the main reinforcements. Base concrete 20 cm thick was cast under the facing, and foot protection concrete, in front of the bottom blocks. Concrete blocks used here were the same specifications with those used in the failure experiment walls ($H=6$ m). The spreading thickness after compaction was 25 cm, and the control threshold value of the degree of compaction was 90%. The load of 9.8 kN/m² was applied on the wall, its top surface assumed to be a road surface. Photo 2 shows the overall view of the wall completed.

5.2 Displacement of wall surface

Fig. 10 shows the displacements of the wall surface measured during and after the construction. Immediately after the construction, the maximum horizontal displacement was approximately 65 mm and the wall surface was in a bulgy shape, the middle-height portion being most prominent. This observation result agreed with the results described in Sections 3 and 4. This phenomenon is a characteristic of walls with high-rigidity facings. The displacements immediately after the construction can be considered small enough.

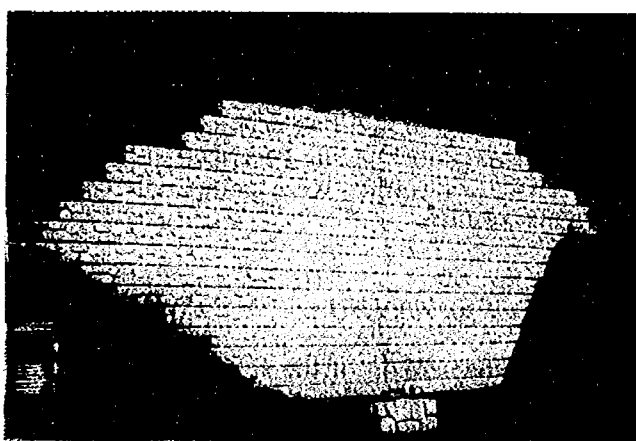


Photo 2 Overall view of the wall completed ($H=8$ m).

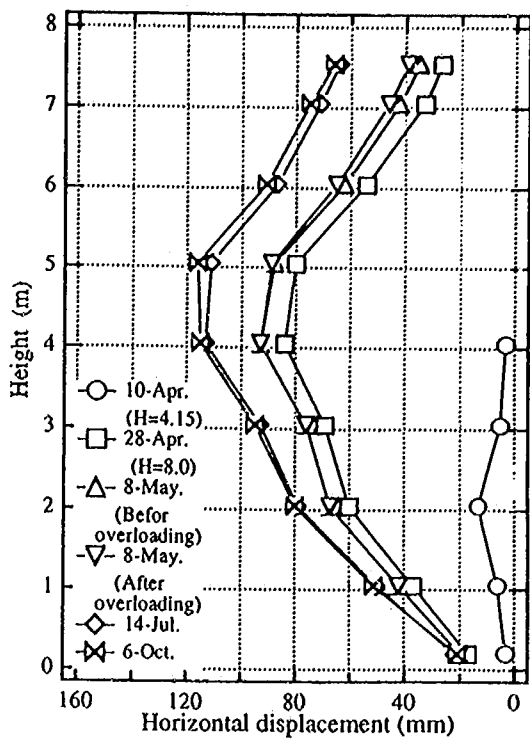


Fig. 10 Horizontal displacements of the wall ($H=8$ m).

However, since the overhanging mars the scene and affects the sense of security, it would be preferable to give the wall surface a small lean toward the backfill. Around 100 days after the construction and thereafter, the wall's deformation slowed down considerably and it seemed almost settled.

5.3 Strains of reinforcements

Fig. 11 shows the distributions of the strains in the reinforcements immediately after the construction and 168 days after the construction. The maximum strain in

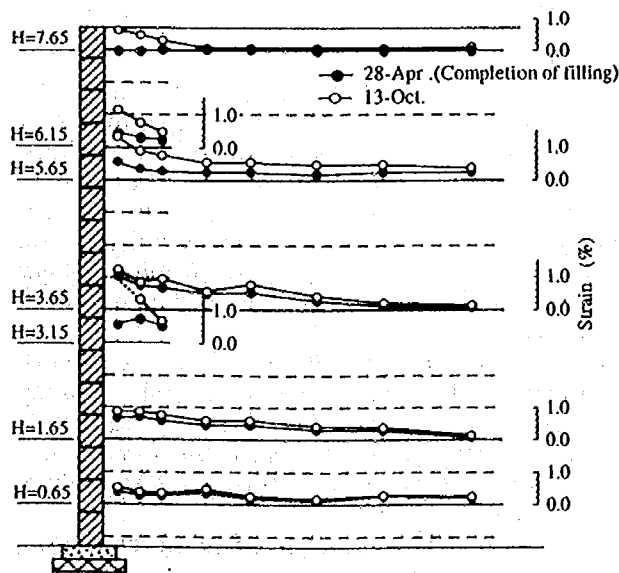


Fig. 11 Strain distribution of reinforcements.

every reinforcement was located in the immediate vicinity of the facing. This pattern is typical of the distributions of strains in reinforcements of a wall with high-rigidity facing. At the completion of construction, the maximum strain was approximately 1% (8.8 kN/m in terms of tensile force), which was smaller than the design strength. Thus, from the viewpoint of stability, the construction of the wall was completed without any problems. Meanwhile, strains of the same levels with those in the main reinforcements were observed in the additional short reinforcements, too.

5.4 Subgrade reaction

Fig. 12 shows the distributions of subgrade reactions during the construction, at the completion of construction, and 168 days after the completion of construction. Behind the facing values corresponding to, or less than, the overburden pressures were recorded, and under the facing large values exceeding the dead weight of the facing were recorded, which agrees with the study results described in Sections 3 and 4.

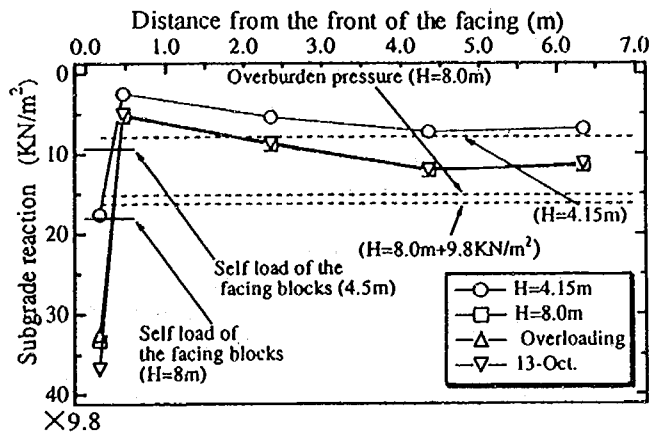


Fig. 12 Distribution of subgrade reactions of field experiment ($H=8$ m).

6 CONCLUSION

To study the behavioral characteristics of geotextile-reinforced soil walls with different types of facings and their reinforcing mechanisms, full-scale failure experiments of walls 6 m high and FEM analyses of the block-facing type wall 6 m high were conducted. Then, an 8 m-high, experimental wall was constructed in the field and its deformation behavior was observed. Their results are as follows:

(1) The full-height-panel facing and the concrete- and EPS-block facings, which have high overall axial, overall shear, and overall bending rigidities, effectively restrained the horizontal displacement of the wall surfaces. The wall with discrete-panel facing, which has no bending rigidity, presented larger displacement than that of the wall with full-height-panel facing. The EPS block facing, possessing no gravity resistance, showed

a limited effect of restraining the deformation of the wall.

(2) In either case of the walls with concrete- and EPS-block facings, the deformation of the wall surface occurred in a bulgy shape, the middle-height portion being most prominent, whereas the wall with concrete-panel facing showed a trend that its surface slants forward with a fairly constant gradient through its height, the bottom of the facing being the center of the rotation of the wall surface. This trend was observed under the condition that the bottom of the panel facing is fixed to the foundation ground. If this condition is not met, the wall surface will present different deformation behavior.

(3) In the full-scale failure experiments, any of the walls with concrete-block, EPS-block, and discrete-panel facings showed that working on the reinforcements in the upper layers were the tensile forces roughly equivalent to the design values, whereas in the lower layers the measured values fell below the design values. In case of the wall with full-height-panel facing which possesses overall axial and overall bending rigidities, tensile forces of the order of 1/2 of the design values were recorded through its height, whereas the tensile forces increased when the wall was turned into an wall with discrete-panel facing to make its displacement larger.

(4) Mobilized in the 1 m-long, additional short reinforcements used in the walls with concrete-block and EPS-block facings were tensile forces equivalent to those mobilized in the main reinforcements, demonstrating that they were contributing to the stability in the vicinity of the wall surface.

(5) In the bottom of the backfill of every wall type, the subgrade reaction was roughly equivalent to the overburden pressure. On the other hand, at the bottom of the facing, the subgrade reaction was larger than the dead weight of the facing. This distribution pattern is much different from the trapezoidal distribution pattern in case that the reinforced backfill is assumed to be a pseudo-gravity retaining wall. This phenomenon was observed in the full-scale failure experiments, the FEM analysis, and the experimental construction in the field.

(6) The wall experimentally constructed in the field was designed in the critical condition, given the factor of safety of 1.0. However, the tensile forces recorded were smaller than the design values, and although the deformation during the construction advanced a little due in part to the settlement of the foundation ground, the wall demonstrated enough stability.

The above results disagree with the assumptions made in the current design method based on the limit equilibrium method. Accordingly, the authors will proceed with their study to develop a new design and construction method.

ACKNOWLEDGEMENTS

This paper put together a part of the results of a series of analyses, which was a part of the Cooperative Research on Rational Design and Construction Methods of Reinforced Soil Wall with Geotextiles

performed by the Public Works Research Institute of the Ministry of Construction, the Public Works Research Center, and 12 private companies during the three years from 1993 to 1995. The authors would like to thank the persons concerned for their cooperation.

REFERENCES

- Collin, J.G., V.E., Chouery-Curtis, and R.R., Berg (1992): Field observation of reinforced soil structures under seismic loading, *Proc. Int. Symp. Earth Reinforcement Practice*, Fukuoka, Japan, Vol. 1, pp.223-228.
- Fukuda, N., N. Tajiri, T. Yamanouchi, N. Sakai, H. and Shintani (1994): Applicability of seismic design method to geogrid reinforced embankment, *Proc. 5th Int. Conf. Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Singapore, pp.533-536.
- Geogrid Research Board (1990): *Guidelines for Geogrids*, Vols. 1 and 2, 244p. and 150p. (in Japanese)
- Nakajima, T., N. Toriumi, H. Shintani, H. Miyatake and K. Dobashi (1996): Field performance of a geotextile reinforced soil wall with concrete facing blocks, *Proc. Int. Symp. Earth Reinforcement Practice (IS Kyushu '96)*, Fukuoka, Japan (under contribution).
- Nakane A., M. Taki, Y. Yokota and H. Miyatake (1996): FEM comparative analysis of facing rigidity of geotextile-reinforced soil walls, *Proc. Int. Symp. Earth Reinforcement Practice (IS Kyushu '96)*, Fukuoka, Japan (under contribution).
- Onodera, S., S. Naemura, A. Nakane, and S. Maruo (1992): A design method for sleep reinforced embankments with geotextiles, *Proc. Int. Symp. Earth Reinforcement Practice (IS Kyushu '92)*, Fukuoka, Japan, Vol.1, pp.391-396.
- Public Works Research Institute, Ministry of Construction (1992): *Design and construction manual of geotextile-reinforced embankments. Technical memorandum of Public Works Research Institute*, No. 3117, 404p. (in Japanese).
- Railway Technical Research Institute (1992): *Design standard of railway structures, earth structures*, 332p. (in Japanese)
- Tajiri, N., H. Sasaki, J. Nishimura, Y. Ochiai and K. Dobashi (1996): Full-scale failure experiments of geotextile-reinforced soil walls with different facings, *Proc. Int. Symp. Earth Reinforcement Practice (IS Kyushu '96)*, Fukuoka, Japan (under contribution).
- Tatsuoka, F. (1992): Roles of facing rigidity in soil reinforcing, *Proc. Int. Symp. Earth Reinforcement Practice (IS Kyushu '92)*, Fukuoka, Japan, Vol.2, pp.831-870.
- Tatsuoka, F., J. Koseki and M. Tateyama (1995): Performance of geogrid-reinforced soil retaining walls during the Great Hanshin-Awaji Earthquake of January 17, 1995, *Proc. 1st Int. Conf. Earthquake Geotechnical Engineering (IS Tokyo '95)*, Tokyo, Japan, Vol.1, pp.55-62.
- Vidal, H. (1969). The principle of reinforced earth, *Highway Research Record*, No. 282, pp.1-16.

ジオテキスタイルを用いた
実大補強土壁の動態観測

I S S N 0386 - 5878
土木研究所資料第3487号
平成 9 年 3 月 (1997)

施工研究室 室 長 塚田 幸広
研 究 員 宮武 裕昭
研 究 員 落合 良隆

要 旨

ジオテキスタイルを用いた補強土壁工法は従来の擁壁よりも高さが高い急勾配盛土を構築することができる工法である。全体がフレキシブルな構造であるため、軟弱な地盤上に設置する場合でも大がかりな基礎が不要であるといった特徴がある。しかし実際に軟弱な地盤上に設置した場合の長期的な変形挙動については不明な点も多い。

本資料は土木研究所構内において高さ 8 m のコンクリートブロック壁を持つジオテキスタイル補強土壁を構築し、以後の変形挙動について長期計測を行った結果をとりまとめたものである。

キーワード：補強土工法、設計法、擁壁、実大実験

郵便はがき

3 0 5 - □ □

50 円 切手
をはって
下さい。

建設省土木研究所

施工研究室 行

茨城県つくば市旭一番地

No. 003

No. 003

土研資料第3487号

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第3487号

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏名

印

土木研究所資料第3487号