



ジオテキスタイルの土中での挙動と その効果に関する共同研究報告書(その2)

昭和63年1月

建設省土木研究所機械施工部	東	急	建	設	(株)
土質研究室	東		レ		(株)
施工研究室	東	洋	紡	績	(株)
動土質研究室	日	本	鋪	道	(株)
梶谷エンジニア(株)	(株)		間		組
鹿島建設(株)	復	建	調	査	設
清水建設(株)	不	動	建	設	(株)
大成建設(株)	前	田	建	設	工
住友建設(株)	(株)	丸	東	製	作
(株)竹中工務店	三	井	石	油	化
(株)竹中土木	ユ	ニ	チ	力	(株)
鉄建建設(株)					

Copyright © (1988) by P. W. R. I.

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

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は、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。

ジオテキスタイルの土中での挙動と その効果に関する共同研究報告書(その2)

建設省土木研究所 機械施工部長	矢部 正宏	東急建設(株) 技術研究所土木研究部長	黒田 栄三
建設省土木研究所 土質研究室長	久楽 勝行	東洋紡績(株) スパンボンド事業部副部長	永野 豊
建設省土木研究所 施工研究室長	嶋津 晃臣	東レ(株) 産業資材開発センター主席部員	加藤 鉄一
建設省土木研究所 動土質研究室長	古賀 泰之	日本舗道(株) 技術開発部開発1課長	桃井 徹
梶谷エンジニアリング(株) 土木設計部長	吉田 弘	(株)間組技術研究所土木研究室主査	大野 睦雄
鹿島建設(株) 技術研究所土質基礎部長	保国 光敏	復建調査設計(株) 企画部長	宮原 健二
清水建設(株) 土木本部技術第1部副部長	高木 肇	不動建設(株) 特殊工法事業本部研究室長	水野 恭男
住友建設(株) 技術研究所長	山本 隆治	前田建設工業(株) 技術研究所課長代理	伊藤 雅夫
大成建設(株) 技術研究所土木構造研究室長	永田 守	(株)丸東製作所 社長	今井 帰一
(株)竹中工務店 竹中技術研究所主任研究員	加倉井正昭	三井石油化学工業(株) 企画部長	岩坪 朗夫
鉄建建設(株) 技術開発本部技術研究室長	堀松 和夫	ユニチカ(株) 生産開発部主管部員	高橋 修三

(いずれも代表者のみ)

要旨 ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する共同研究報告書(その2)

本報告書は、建設省土木研究所と上記18社との共同研究として昭和60年度から62年度までの予定で研究を進めている「ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する研究」について、昭和61年度分を取りまとめたものである。

本研究は、ジオテキスタイルを土構造物に広く利用するにあたって、ジオテキスタイルの土中での挙動を正しく把握するとともに、その効果を明らかにし、設計・施工法に結び付けていくことを目的としている。このため、共同研究の内容をジオテキスタイルの試験方法および工学的特性に関する研究、土中でのジオテキスタイルの変形挙動に関する研究、ジオテキスタイルによる土構造物の補強に関する研究、に分けそれぞれについて研究を進めているが、本報告書はこれらの研究成果を1冊に取りまとめている。

キーワード：ジオテキスタイル、補強土工法、盛土、土留め擁壁、軟弱地盤、耐震対策、試験法、設計法、施工法

まえがき

土構造物への新材料の活用ということで、最近ジオテキスタイルが注目を浴びており、欧米諸国を始めとして日本でもジオテキスタイルに関する調査・研究が盛んに行われるようになってきている。

ジオテキスタイルは、軽量でたわみ性があり、引張りに対して強く、しかも必要に応じて透水性や止水性を持たせることができるという優れた特長をもっている。このため、道路盛土や土留め擁壁にジオテキスタイルを利用して、豪雨や地震に対する安定性を高めることができ、しかも用地や材料、建設費の節減にもつながることが期待できる。また、軟弱地盤対策にも、従来の工法と組み合わせた新しいジオテキスタイルの利用方法を考案することで、安定性や沈下に対して効果的な、しかも低廉な工法の確立が期待できる。この他にも、河川堤防を補強する方法や、道路の路床・路盤の強化、材料の分離、浸透水の排水など様々な分野への利用が期待できるものである。

建設省土木研究所では、ジオテキスタイルの調査・研究を進めるにあたって、「ジオテキスタイル用土質試験機の開発」、「土中のジオテキスタイルの工学的特性に関する研究」、「ジオテキスタイルの土中の変形挙動に関する研究」、「ジオテキスタイルを用いた土構造物の補強効果に関する研究」の4テーマで共同研究を公募したところ、民間企業18社の参加を受け、昭和60年10月よりジオテキスタイルに関する共同研究を開始した。そして、共同研究は昭和60年度から62年度までの3年を目標に研究を進めるが、本共同研究報告書は、昭和61年度実施分の成果を取りまとめたものである。

最後に本研究の実施にあたり、数多くのご協力を賜った建設省土木研究所企画課及び関係各位、財団法人土木研究センターに対して深く感謝の意を表するものである。

昭和63年1月

ジオテクスタイル共同研究担当者名簿

建設省土木研究所機械施工部長	矢部正宏	鹿島建設㈱技術研究所	浜中聡生
建設省土木研究所土質研究室	久楽勝行	清水建設㈱土木本部技術部	高木 肇
〃 土質研究室	三木博史	〃 技術研究所	了戒公利
〃 土質研究室	吉岡 淳	〃 土木本部技術部	町田恭法
〃 土質研究室	青山憲明	〃 土木本部設計部	荻迫栄治
〃 土質研究室	細谷政和	住友建設㈱技術研究所	山本隆治
〃 土質研究室	竹内辰典	〃 技術研究所	山内博司
〃 土質研究室	工藤浩一郎	〃 技術研究所	上原精治
〃 土質研究室	林 義之	〃 技術研究所	太田元明
〃 土質研究室	佐藤正博	〃 技術研究所	土居洋一
建設省土木研究所施工研究室	嶋津晃臣	大成建設㈱技術研究所	名倉克博
〃 施工研究室	見波 潔	〃 技術研究所	坂口昌彦
〃 施工研究室	塚田幸広	〃 技術研究所	中西 章
〃 施工研究室	中田公基	〃 技術研究所	酒見卓也
〃 施工研究室	嶋田 功	㈱竹中工務店竹中技術研究所	加倉井正昭
〃 施工研究室	川村浩二	〃	山下 清
建設省土木研究所動土質研究室	古賀泰之	〃	堀 淳二
〃 動土質研究室	谷口栄一	㈱竹中土木技術本部	神崎 靖
〃 動土質研究室	伊藤良弘	〃 技術本部	坂口修司
〃 動土質研究室	森下 義	〃 技術本部	武智 修
〃 動土質研究室	島津多賀夫	鉄建建設㈱技術開発本部	堀松和夫
〃 動土質研究室	鷲田修三	〃 技術開発本部	丸尾茂樹
梶谷エンジニア㈱土木設計部	吉田 弘	〃 技術開発本部	前川昭礼
〃 調査部試験室	佐治弘陽	〃 技術開発本部	岩崎次夫
〃 土木設計部	稲田栄作	〃 技術開発本部	中根 淳
〃 調査部試験室	一戸敏也	〃 技術開発本部	矢島寿一
鹿島建設㈱技術研究所	阿部 裕	東急建設㈱技術研究所	黒田栄三
〃 技術研究所	玉井達郎	〃 技術研究所	中村和之

東急建設㈱技術研究所	田村幸彦	㈱丸東製作所社長	今井帰一
〃 技術研究所	南 哲久	〃 企画部	深津秀雄
東洋紡スパンボンド㈱営業部	永野 豊	〃 設計部	田口哲男
〃 営業部	山田知正	〃 製造部	黒川建一
〃 営業部	飛口保雄	〃 検査部	石井孝一
〃 敦賀工場	尾上秀実	〃 製造部	伊藤利博
東レ㈱産業資材開発センター	加藤鏐一	〃 営業部	高橋和男
〃 産業資材開発センター	高砂武彦	三井石油化学工業㈱加工品企画管理室	紳 由之
〃 繊維資材事業部	中野正己	〃 加工品企画管理室	岩崎高明
〃 繊維資材事業部	中尾昭夫	〃 加工品企画管理室	池上正宏
日本舗道㈱技術開発部	桃井 徹	〃 岩国高分子研究所	宮崎良知
〃 技術開発部	泉 秀俊	〃 岩国高分子研究所	西村 淳
㈱間組技術研究所	向上拡美	ユニチカ㈱スパンボンド生産開発部	高橋修三
〃 技術研究所	加藤俊昭	〃 スパンボンド生産開発部	山本 勇
〃 技術研究所	笠 博義	〃 東京スパンボンド営業部	志藤日出夫
〃 技術研究所	泰永裕之	〃 大阪スパンボンド営業部	牧島 珪
復建調査設計㈱企画開発部	宮原健二		
〃 東京事務所	福田直三		
〃 地質調査部	滝 昌和		
〃 地質調査部	大西昭彦		
不動建設㈱特殊工法事業本部	水野恭男		
〃 特殊工法事業本部	磯田知広		
〃 技術開発室	奥田達矢		
前田建設工業㈱技術研究所	伊藤雅夫		
〃 技術研究所	白沢 真		
〃 技術研究所	上出 厚		
〃 土木設計部	梨本 裕		
〃 土木設計部	相木克介		

(61年度当時の会社名、所属、担当者を記載している。)

目 次

1 章 共同研究の目的	1
2 章 研究計画	3
2.1 研究体制	3
2.2 全体計画	4
3 章 研究内容	9
3.1 ジオテキスタイルの試験方法と工学的特性に関する研究	9
3.1.1 試験機の開発	9
3.1.2 試験法の検討及び力学的性質の解明	21
3.2 土中のジオテキスタイルの変形挙動に関する研究	38
3.2.1 敷網工によって補強した盛土の応力・変形挙動の実験的解明	38
3.2.2 剛体－ばねモデルを用いた解析による予測手法	47
3.2.3 弾・粘塑性 FEM を用いた解析による予測手法の開発	63
3.2.4 繰り返し載荷時の路床の変形挙動の実験的解明	71
3.3 ジオテキスタイルによる土構造物の補強に関する研究	77
3.3.1 スパンボンド不織布を用いた盛土補強工法の開発	77
3.3.2 ポリマーグリッドを用いた盛土補強工法の開発	103
3.3.3 不織布を用いた盛土の耐震設計工法	118
3.3.4 ジオテキスタイルを用いた土留め構造物の設計法に関する研究	135
3.3.5 ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法に関する研究	156
3.3.6 ジオテキスタイルを用いた軟弱地盤強化工法に関する研究	185
3.3.7 軟弱路床の強化工法の開発	201
4 章 今年度の総括	209

1 章 共同研究の目的

公共事業の合理化・円滑化をはかるため、各種構造物の安全性の向上、工事の迅速化、材料およびコストの節減などが求められており、これらを解決するため、いわゆる新素材と呼ばれるものの活用には大きな期待が持たれている。

ジオテキスタイルは、土や安定処理土、アスファルト、産業廃棄物等と組み合わせた複合体として用いると、従来の土などと比べて、せん断抵抗の増大、侵食・洗掘抵抗の増加、排水または止水性の向上、材料分離機能といった多くの効果が発揮される。したがって、土中に敷設したジオテキスタイルのそのような効果を活かして、降雨時および地震時の道路盛土、河川堤防などの盛土構造物の安全性の強化ならびに軟弱地盤処理対策、道路における路床・路盤の強化、舗装の耐久性の向上などへ積極的に利用していく方法が考えられている。しかし、敷設したジオテキスタイルの土中での挙動ならびにその効果の判定手法が十分解明されていないため、さまざまな建設工事において利用の可能性があるにもかかわらず、現状では、その利用範囲は部分的なものに留まっている。

そこで、当研究所においては下記の表に示す研究課題を設定し、新材料の工学的特性に関する基礎的な研究に着手しているが、一方で、試験機メーカーや建設会社等においても、土中でのジオテキスタイルの特性に関する試験法・試験機の検討ならびに設計・施工法などに関する研究を進めており、それぞれの専門分野での知見を有している。したがって、両者の知識を活用することによって、土中にジオテキスタイルを敷設した場合の効果ならびに設計・施工法等を早急に確立することが可能であり、ひいては、ジオテキスタイルの建設事業への効果的な活用が広く行なわれるようになるものと考える。

土木研究所における関連研究課題

担 当 研 究 室	課 題 名
土 質 研 究 室	「ジオテキスタイルを用いた新材料の工学的特性に関する研究」
	「山岳道路盛土の安定に関する調査」
施 工 研 究 室	「深層混合処理工法による側方流動抑止効果に関する調査」
	「補強材を用いた盛土工法に関する試験調査」
動土質研究室	「ジオテキスタイルを用いた新材料の工学的特性に関する研究」
	「取付盛土の地震時沈下の防止に関する試験調査」
	「地震時の法面安定対策工法に関する試験調査」



2章 研究計画

2.1 研究体制

本共同研究には、前掲のジオテキスタイル共同研究委員会名簿にあるように、14グループ（計18社）の応募があり、それぞれの得意とするテーマに関して以下に示すように調整を図り、全体としてジオテキスタイルの設計・施工法から、そのために入用となる土質定数決定のための試験法・試験機の開発、応力・変形挙動の解明ならびにその予測手法の開発まで、ジオテキスタイルによる土構造物の補強に関する全ての事項を網羅する形の研究体制をとっている。

研究テーマは、その目的・性格に応じて、以下の3つに大きく分けられる。

①ジオテキスタイルの試験法と工学的特性に関する研究

②土中のジオテキスタイルの変形挙動に関する研究

③ジオテキスタイルによる土構造物の補強に関する研究

上記①は、土質試験機などの製造メーカーとの共同によって、ジオテキスタイルと土とが一体となった複合体として挙動する場合の工学的諸性質に関する新しい試験装置の開発を行なうことを目的とし、また、これまで、土質力学問題に関する数多くの研究実績を有する建設会社との共同で、同様にジオテキスタイルに関する新しい試験法ならびに、それらの試験によって得られる土質諸定数の利用可能性などに関して研究するものである。また、②は、同様に土質力学問題に関する数多くの研究実績を有する建設会社もしくは土質・地質コンサルタント会社との共同で、模型実験や応力・変形解析等を用いて、実際の土中でのジオテキスタイルの挙動を解明し、設計法を確立するとともに、さまざまな条件のもとでのジオテキスタイルもしくはジオテキスタイルで補強された土構造物の変形挙動などを予測する手法の開発を行なうものである。最後に、③は、建設会社や土質・地質コンサルタント会社、ジオテキスタイルを製造している繊維メーカーの単独もしくは、共同グループとの共同研究で、実際の土構造物を対象として、ジオテキスタイルを用いた新しい工法の開発を目的とするものである。次頁の表に、上記各テーマおよびサブテーマの一覧を示す。

また、このなかで、同種の実験の重複や、必要な検討事項の欠落など、研究内容全体としての過不足がないよう調整をとるものとした。このため、本研究の参加各社からなるジオテキスタイル共同研究全体委員会を開催し、意見・情報の交換を図っている。

2. 2 全体計画

本研究は、前述のそれぞれのテーマを、60年度より3年を目途として完結することを目標とし、各社もしくは各研究グループごとに以下のような研究計画を作成した。

ジオテキスタイル用土質試験機の開発

土質研究室
(株)丸東製作所

研 究 項 目	昭 和 60 年 度	昭 和 61 年 度	昭 和 62 年 度
土中でのジオテキスタイルのクリープ試験機の開発	←→	→	
繰返し引抜き試験機の開発		←→	
水平・鉛直方向の透水試験機の開発		←→	
圧密試験機の開発		←→	
屋外盛土等への現場管理試験機、その他の開発			←→
ジオテキスタイルの素材の試験機の開発	←→		

ジオテキスタイルの工学的特性に関する研究

土質研究室
鹿島建設(株)
鹿島建設技術研究所

研 究 項 目	昭 和 60 年 度	昭 和 61 年 度	昭 和 62 年 度
試験機の開発（ジオテキスタイルと土とのせん断特性を求める）	←→	→	
上記試験機による基本特性の把握		←→	→
試験より得られた物性値の解析への適用性の検討		←→	→
補強工法の設計用物性値試験法のまとめ			←→

ジオテキスタイルの土中の変形挙動に関する研究 (敷網工によって補強した盛土の応力・変形挙動の実験的解明)

土質研究室
(株) 研 究 組

研 究 項 目	昭 和 60 年 度	昭 和 61 年 度	昭 和 62 年 度
ジオテキスタイルを敷設した盛土の破壊機構及び補強効果に関する小型模型実験	←→	→	
土中でのジオテキスタイルのせん断、引抜き抵抗に関する要素試験		←→	
盛土変形時の土とジオテキスタイルの相互挙動解明に関する大型模型実験		←→	
盛土補強に関する実物大模型実験			←→
研究の取りまとめと合理的な設計・施工法の提案			←→

ジオテキスタイルの土中の変形挙動に関する研究
(剛体-ばねモデルを用いた解析による予測手法)

土質研究室
備竹中工務店
備竹中土木

研 究 項 目	昭和60年度	昭和61年度	昭和62年度
RBSMによる解析手法の適用性に関する基本的検討	↔		
実験のシュミレーション解析(解析解と実験結果との整合性の検討)		↔	
検討モデルによるパラメータ解析(パラメータの重要度評価)		↔	
ジオテキスタイルによる土構造物補強のための設計資料の作成			↔

ジオテキスタイルの土中の変形挙動に関する研究
(弾・粘塑性FEMを用いた解析による予測手法)

土質研究室
前田建設工業備

研 究 項 目	昭和60年度	昭和61年度	昭和62年度
FEMによる解析手法の適用性に関する基本的検討	↔		
ジオテキスタイル敷設時の地盤内の応力・変形に関するデータの取得(要素試験、小型模型実験)		↔	
実験・実測データとの比較検討(解析解と実験・実測データとの整合性の検討)		↔	
ジオテキスタイルの種類、用途に応じた解析手法の確立			↔

ジオテキスタイルの土中の変形挙動に関する研究
(繰返し載荷時の路床の変形挙動の実験的解明)

動土質研究室
梶谷調査工事備

研 究 項 目	昭和60年度	昭和61年度	昭和62年度
静的三軸試験による補強材形状効果の検討	↔		
モデル平板載荷試験によるジオテキスタイルを用いた地盤の補強効果の検討		↔	
現場試験によるジオテキスタイルを用いた路床強化工法の検討			↔
ジオテキスタイルを用いた路床強化工法の提案			↔

ジオテキスタイルを用いた土構造物の補強効果に関する研究
(不織布を用いた盛土補強工法)

土質研究室
東洋紡スパンボンド
東レ
ユニチカ

研 究 項 目	昭和60年度	昭和61年度	昭和62年度
過去の事例調査	←→	←→	
人工降雨を加えた補強盛土の崩壊実験		←→	←→
現場試験施工			←→
不織布を用いた盛土補強工法の設計法の確立			←→

ジオテキスタイルを用いた土構造物の補強効果に関する研究
(ポリマーグリッドを用いた盛土補強工法)

土質研究室
東急建設
復興調査設計
三井石油化学工業

研 究 項 目	昭和60年度	昭和61年度	昭和62年度
人工降雨を加えた補強盛土の崩壊実験（予備実験）	←→		
人工降雨を加えた補強盛土の崩壊実験（本実験）		←→	
ポリマーグリッドを用いた盛土補強工法の設計・施工法の提案			←→

ジオテキスタイルを用いた土構造物の補強効果に関する研究
(盛土の耐震対策工法)

動土質研究室
大成建設

研 究 項 目	昭和60年度	昭和61年度	昭和62年度
中空ねじりせん断試験による動的特性の検討	←→		
振動台実験による補強盛土の耐震性の検討		←→	←→
補強盛土の設計法の提案			←→

ジオテキスタイルを用いた土構造物の補強効果に関する研究
(ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法に関する研究)

施 工 研 究 室
清 水 建 設 備

研 究 項 目	昭 和 60 年 度	昭 和 61 年 度	昭 和 62 年 度
既往研究および施工時例の収集・整理	←→	←→	
構造形式及び効果に関する概念の整理	←→		
土とジオテキスタイルの複合体の強度・変形特性に関する検討	←		→
地盤の変形抑止効果に関する実験的検討	←		→
地盤の変形抑止効果に関する解析手法の検討		←→	→
現地動態観測による効果の検討	←		→
研究のとりまとめ			←→

ジオテキスタイルを用いた土構造物の補強効果に関する研究
(ジオテキスタイルを用いた土留構造物の設計法に関する研究)

施 工 研 究 室
鉄 建 建 設 備

研 究 項 目	昭 和 60 年 度	昭 和 61 年 度	昭 和 62 年 度
補強材の材質が補強効果に及ぼす影響に関する模型実験	←→	→	
のり面保護工が補強効果に及ぼす影響に関する模型実験		←→	
有限要素法による数値解析法の検討	←→	→	
試験盛土および計測		←→	→
設計法のとりまとめ			←→

ジオテキスタイルを用いた土構造物の補強効果に関する研究
(路床の強化工法)

土 質 研 究 室
日 本 舗 道 備

研 究 項 目	昭 和 60 年 度	昭 和 61 年 度	昭 和 62 年 度
路床強化の既往研究に関する文献調査	←→		
ジオテキスタイルによって補強された路床・路盤の沈下抑制に関する数値解析	←→		
交通荷重下における軟弱路床の補強に関する模型実験 (静的載荷試験) (繰返し載荷試験)		←→	→
合理的な設計法及びジオテキスタイル敷設方法の提案			←→



3 章 研究内容

3. 1 ジオテキスタイルの試験方法と工学的特性に関する研究

3. 1. 1 試験機の開発

建設省土木研究所 土質研究室
株式会社 丸 東 製 作 所

1. 目 的

本年度の研究課題としてジオテキスタイル単体、または土と布の複合体としての応力と変形の関係、透水性、耐久性などを解明するための試験も従来の土質試験機をそのまま利用することは難しい、そこで新たに土質試験機を開発すると共に、これらを用いた土質試験を行うことによって、ジオテキスタイルによる土構造物の合理的な設計・施工法に役立てようとするものである。

61年度に実施した研究を次の3項目にまとめている。

- (1) 土中でのジオテキスタイルのクリープ試験機の開発
- (2) 水平方向透水試験機の設計及び試作
- (3) 万能透水試験機の設計及び試作

2. クリープ試験機

ジオテキスタイルで補強した土構造物では、ジオテキスタイルならびにジオテキスタイル近傍の土に長期的な持続荷重が作用する。こうした荷重によりクリープ的な変形が進行するようなことがあると、ジオテキスタイルで補強した土構造物の長期的な安定性が損われるので、ジオテキスタイルや土の種類や荷重条件を変えてジオテキスタイルを用いた新材料のクリープ特性を解明する必要がある。

2. 1 ジオテキスタイル簡易型試験機による検討

引抜き試験装置（昭和60年度研究報告書P85）によって得られた結果から、チャック間との間の布のネックダウンを伴う伸びが引抜き試験における布の伸びの大部分を占める現象が見られた。

本実験機による引抜き試験の目的

上記の部分の伸びを減少させるため、構造図〔注〕（図1）のような試験機を試作した。

実験に使用した材料は次表の通りとする。

不 織 布	品 番		AN400BKE	AN450BKE	AN300/WTE	AN1000	AN570
	重量(g/m ²)		400	420以上	300	———	———
	厚み(mm)		3.5	2.5以上	2.6	6.5	6
	引張強度 (kg/5cm)	ㄅ	100	25以上	75	———	———
		ㄆ	90	15以上	65	———	———

チャックは布の挟み面に凹凸をつけた楔型チャックを用いている。

チャックの引張り移動量と土槽の出はずれの所にある布噛込みギヤの布の送り量は同量である筈で、この結果、土槽と噛込みギヤの間に生じる伸びだけに制限されるので土槽外部の布の引張りによる伸びが大部分抑制出来ると考えたものである。

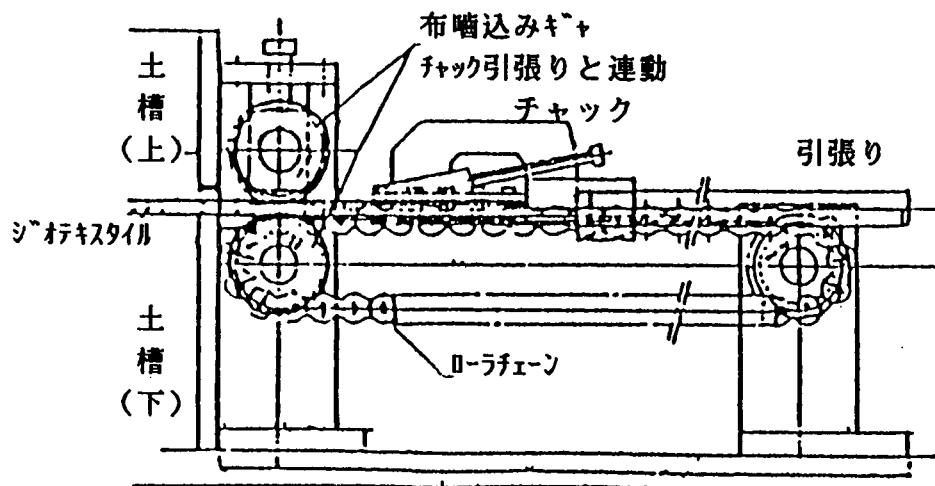
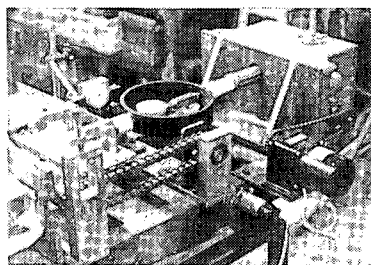
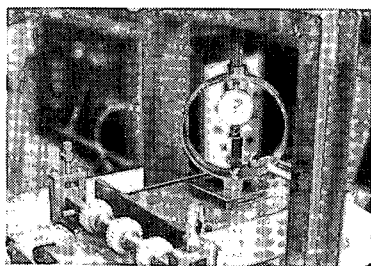
なお、噛込みギヤ部に変更を加えた若干の試験を行った。使用した供試体は不織布で、図2～8に結果を示す。

〔注〕 実用新案（出願番号 61-112750）出願中

外 観 図



垂直用力計	容量	500kgf
引張り用力計	容量	1000kgf
適用供試体幅		200mm
土槽内寸法		220×350mm
引抜き装置	スクリュージャッキ	



構 造 図

図1 ジオテキスタイル簡易型試験機

実験 1

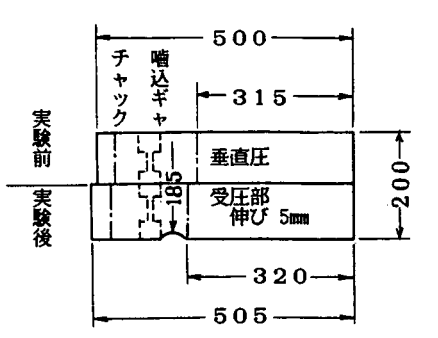
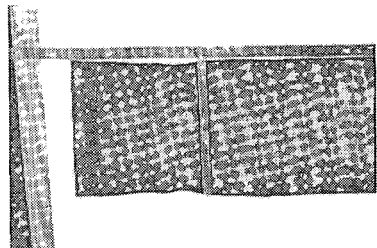
実験要領図	品番・材料	試料寸法	形状の変化
構造図の通り	AN400BKE(3.5mm) ポリエステル 長繊維不織物	長さ500×幅200mm	 実験前 実験後 500 315 垂直圧 受圧部 伸び 5mm 320 505 ネックダウン 7.5% 伸び 1%
	土槽外部と嚙込みギヤとの間においてネックダウンが明らかである。チャックの部分での布の変形も認められる。		
備考：引抜き前の圧密 0.4kgf/cm ² 5分間、引抜き中の垂直圧 0.4kgf/cm ² 引抜き速度 1mm/min.、引抜き力 最大 60kgf、試験時間 30分			

図2

実験 2

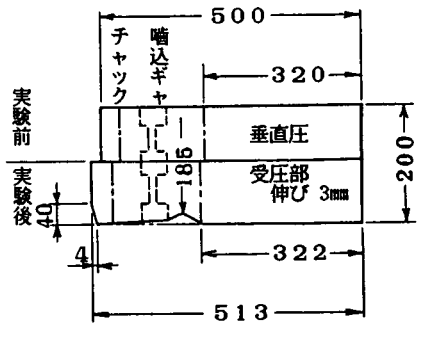
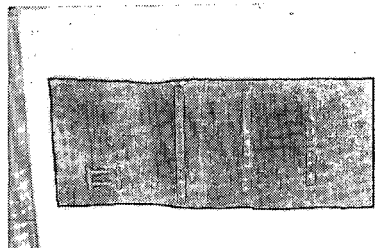
実験要領図	品番・材料	試料寸法	形状の変化
構造図の通り	AN400BKE(3.5mm) ポリエステル 長繊維不織物	長さ500×幅200mm	 実験前 実験後 500 320 垂直圧 受圧部 伸び 3mm 322 513 ネックダウン 7.5% 伸び 2.6%
	実験1と同傾向を示す引張り力の増加につれ嚙込みギヤ部においてもネックダウンが表われてくる。チャック部のジオテキスタイルに変形あり。	 実験後	
備考：引抜き前の圧密 0.5kgf/cm ² 5分間、引抜き中の垂直圧 0.5kgf/cm ² 引抜き速度 1mm/min.、引抜き力 最大 100kgf、試験時間 50分			

図3

実験 3

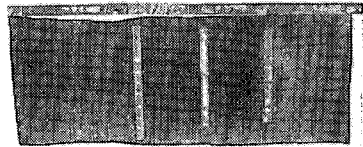
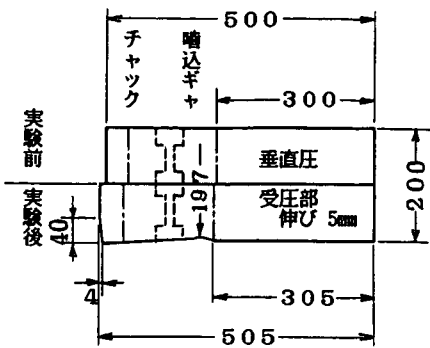
実験要領図	品番・材料	試料寸法	形状の変化
構造図の通り 	AN1000(6.5mm) 実験1と同傾向を示す引張り力の増加につれ噛込みギヤ部でネックダウンによる横じりが表われる。チャック部のジオテキスタイルに変形あり。	長さ500×幅200mm	 ネックダウン 3.5% 伸び 1%
備考：引抜き前の圧密 0.5kgf/cm² 5分間、引抜き中の垂直圧 0.5kgf/cm² 引抜き速度 1mm/min.、引抜き力 最大 120kgf、試験時間 50分			

図4

実験 4

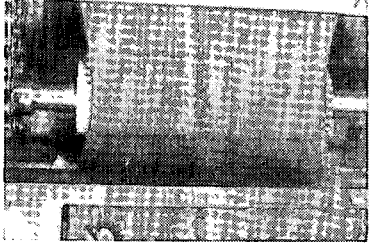
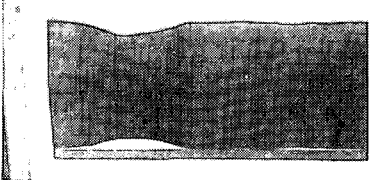
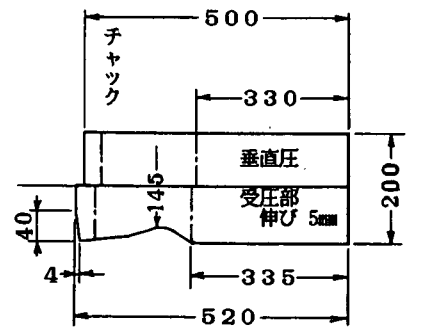
実験要領図	品番・材料	試料寸法	形状の変化
実験1との比較 構造図との比較の為、噛込みギヤ部の上部ギヤを除いたもの。 (ギヤ無し)	AN400BKE(3.5mm) ポリエステル 長繊維不織物 ネックダウンが著しい。  引張中のネックダウン  実験後	長さ500×幅200mm	 ネックダウン 27.5% 伸び 4%
備考：引抜き前の圧密 0.5kgf/cm² 5分間、引抜き中の垂直圧 0.5kgf/cm² 引抜き速度 1mm/min.、引抜き力 最大 150kgf、試験時間 40分			

図5

実験 5

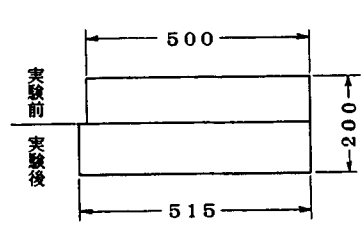
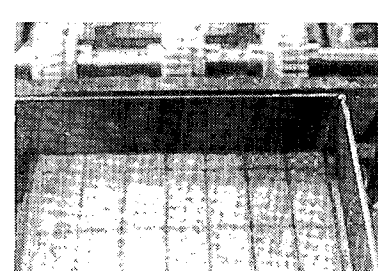
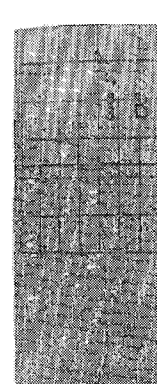
実験要領図	品番・材料	試料寸法	形状の変化
実験3との比較 実験3において噛込みギヤ部での横にりを除く目的で上部ギヤに噛込み用溝を設けた。	AN1000(6.5mm)	長さ500×幅200mm	 ネックダウン 0% 伸び 3%
	厚さが比較的大きく、引張り後ネックダウンがほとんどない。  		
備考：引抜き前の圧密 0.5kgf/cm ² 5分間、引抜き中の垂直圧 0.5kgf/cm ² 引抜き速度 1mm/min.、引抜き力 最大 120kgf、試験時間 30分			

図6

実験 6

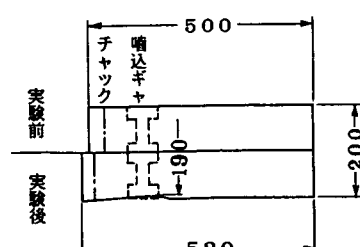
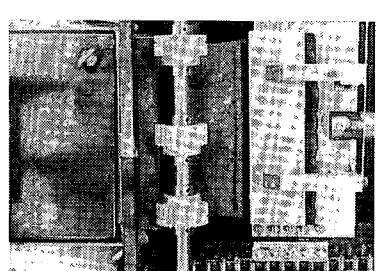
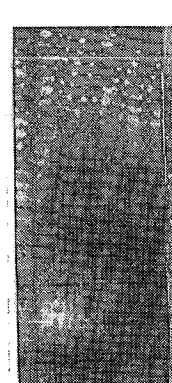
実験要領図	品番・材料	試料寸法	形状の変化
実験 1 との比較 実験 1 における上部噛込みギヤに溝をつけたものを使用。	AN400BKE(3.5mm) ポリイステル 長繊維不織物	長さ500×幅200mm	 実験前 実験後 500 200 520 噛込みギヤ チャック ネックダウン 5% 伸び 4%
	噛込みギヤに溝をつけない場合と比較して、ネックダウンはやや少ない。   溝付ギヤで引張		
備考：引抜き前の圧密 0.4kgf/cm² 5分間、引抜き中の垂直圧 0.4kgf/cm² 引抜き速度 1mm/min.、引抜き力 最大 85kgf、試験時間 30分			

図7

実験 7

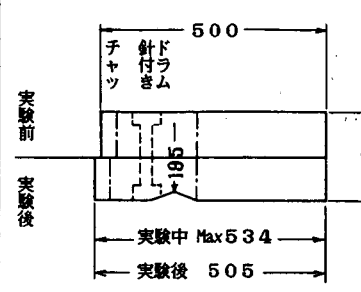
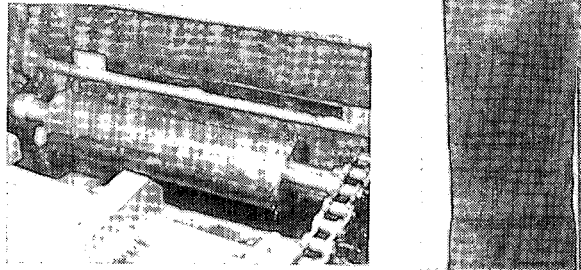
実験要領図	品番・材料	試料寸法	形状の変化
機械の変更箇所 噛込みギヤ上部 を取り外し、噛 込みギヤ下部両 端 2個を針を円 周に植込んだも のに変更。 (ネックダウンを邪魔 するため)	AN570(6mm)	長さ500×幅200mm	 ネックダウン 2.5% 伸び 1%
			
備考：引抜き前の圧密 0.5kgf/cm ² 5分間、引抜き中の垂直圧 0.5kgf/cm ² 引抜き速度 1mm/min.、引抜き力 最大 60kgf、試験時間 30分			

図8

実験 8

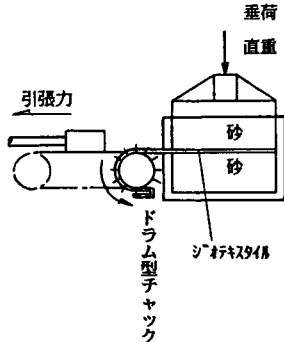
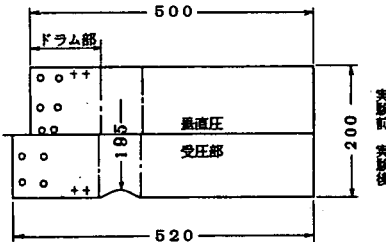
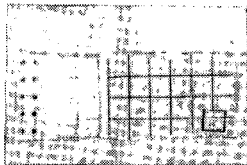
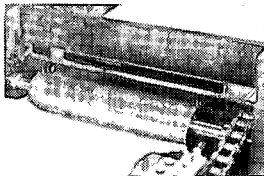
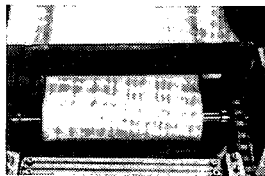
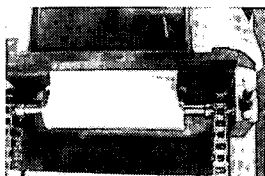
実験要領図	品番・材料	試料寸法	形状の変化
	AN300/WTE (2.6mm)	長さ500×幅200mm	 ネックダウン 2.5% 伸び 4%
	布を巻きつ けるドラム 型チャック 両端円周上 に針を植え 付ける。 ネックダウン 少 ない。 		
 ドラム型チャック  実験前  実験中			
備考：引抜き前の圧密 0.5kgf/cm² 5分間、引抜き中の垂直圧 0.5kgf/cm² 引抜き速度 1mm/min.、引抜き力 最大 80kgf、試験時間 30分			

図9

2. 2 実験結果の考察

- 1) 鋼板にボルトどめした通常のチャック移動により布を引き出す型式では、布の自由空間部の増加につれてその部分全体長にわたってネックダウンが認められ、したがって伸びも大きくなる。
- 2) チャック機構を改善した試験機で行った実験 1～7 によって、ネックダウンの生じる位置は明らかに噛込みギヤと土槽との間に局限されており、実験 2, 3 の比較から伸びも土槽と噛込みギヤとの間で生じたものだけに、ほぼ制限されていると思われる。
- 3) 実験 6, 7 のネックダウン減少の目的は、その前段の布の自由空間部を板で挟み込む装置と同時に使用したとき有効と思われる。
- 4) 実験 8 のドラム型チャックにおいても、ネックダウン部は土槽とドラム型チャックとの間に局限されている。
- 5) 不織不布などのチャックは、摺んでいる布幅全体に均等な力を伝えなければならない。
鋼板に布を挟み、ボルトでとめる方式のものは、ボルトの外側で布が引張られ変形をおこし布を均等に引張ることができない。したがって全体を確実に保持し布を引張るものが必要である。
- 6) グリッド、ネットなどのチャックはボルト固定式では供試体に局部的に応力の集中がおこり破損など不都合が多いと思われる。
- 7) グリッド、ネットなどは、実験 9 の実験要領図のような低温溶融金属等に鑄込んで、楔型チャック方式【注】をとった方が他の方式より良い結果が出るようである。実験結果を図 10 に示す。

実験 9

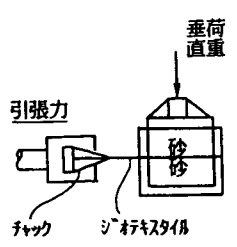
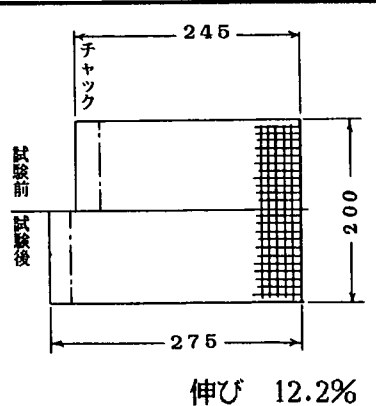
実験要領図	品番・材料	試料寸法	形状の変化
	ネット／グリッド 従来のボルトで取付けたチャックの局部的応力集中による不具合を避けるため低温溶融金属を使用し、チャッキングした。	長さ245×幅200mm  ネットの引張り	 伸び 12.2%
備考：引抜き前の圧密 0.4kgf/cm ² 5分間、引抜き中の垂直圧 0.4kgf/cm ² 引抜き速度 1mm/min.、引抜き力 最大 115kgf、試験時間 30分 全体の伸び量 30mm (内部の伸び量 5mm)			

図 10

【注】特許（出願番号 61-172894）出願中

2.3 クリープ試験機的设计

実験結果の考察から、本クリープ試験機の引張り部機構には下記のものを採用することとした。

1) 図1のジオテキスタイル簡易型試験機の形式をとること。

両側に設けたエンドレスローラチェーンにまたがって取付けられたチャックは、グリッド、ネットなどの硬質のもの用とし、図10の低温熔融金属等を用いた楔型チャックとする。

エンドレスローラチェーンの土槽側スプロケットの軸に、織布、不織布などの取付け用としてドラム型チャックを使用する。

2) 引張力の载荷装置

分銅とレバーによる倍力装置で最大5tを载荷する応力制御の装置である。

上記、引張り機構のエンドレスローラチェーンにまたがって取付けられたチャック後端に引張荷重に耐えるローラチェーンを取付け、その末端は载荷レバーに装着する。

载荷レバーは引張りの伸びによる傾斜を自動的に矯正する自動水平装置を有する。

3) 土槽は布にかかる垂直力を均一に分布させるため上、下面よりメンブレンを介して空気により载荷する。

4) 上記により設計されたクリープ試験機の組立て図を図11に、製作したものを図12に示す。

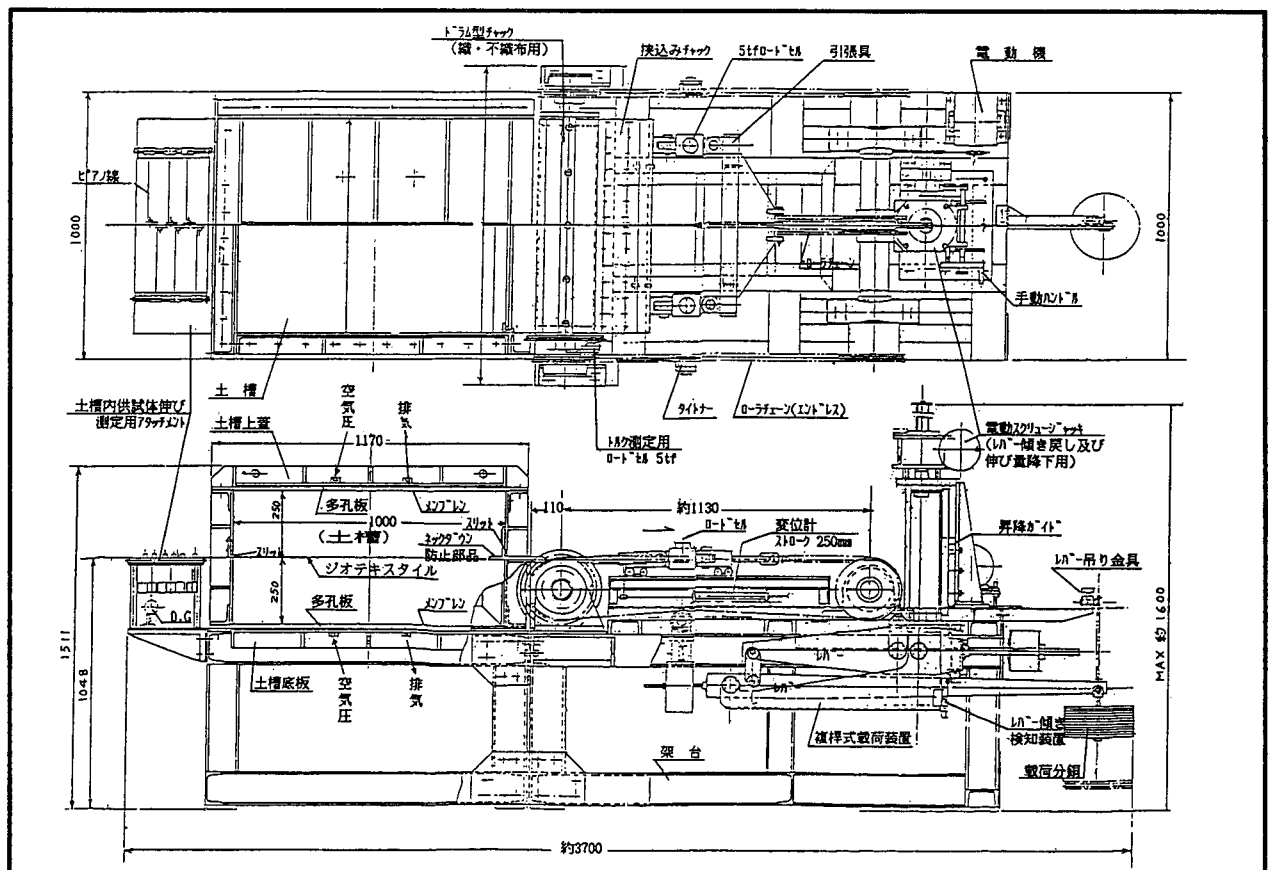


図11

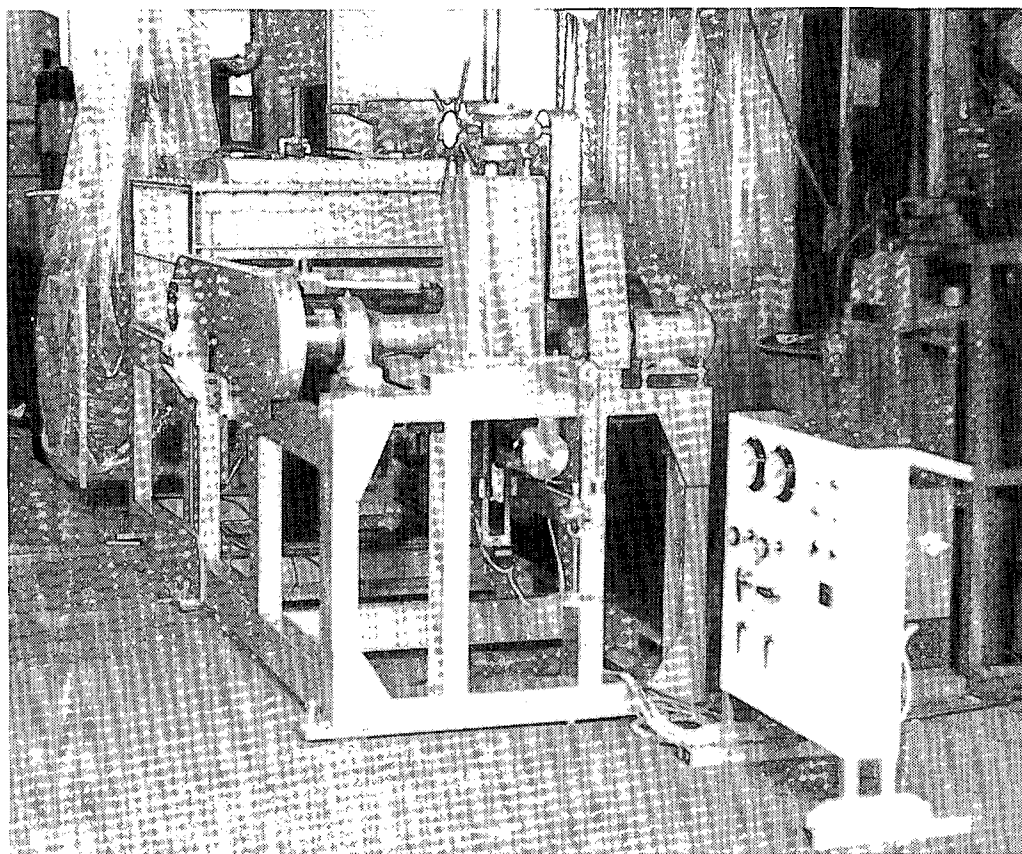


図 1 2

3. 横方向透水試験機

本機は、ジオテキスタイル製品（素材）の面内方向（横方向）の透水性能を調べるもので、圧縮に伴う有効断面積の変化に影響されると考えられるので上載圧を載荷した状態で、定水位の透水試験が行える原理図（図 1 3）を参考にして設計した水平方向透水試験機の組立て図を図 1 4 に、それにより試作したものを図 1 5 に示す。。

主要諸元

適用供試体寸法：長さ 300mm×幅 100mm×厚さ 20mmまで

載 荷 装 置：ゴム軀体による空気圧式、最大 2kgf/cm²

透 水 形 式：定水位透水型、水頭可変式

構造要旨

水平試験台上の一端に給水槽と他端に排水槽を設けるとともに試験台の両側に側壁を設けて、試験台上に両槽と両側壁に囲まれた長方形の試験室を形成し、その中にジオテキスタイル試験片を収め、その上から載荷装置により上載荷重を負荷して、給水槽と排水槽間での横方向の

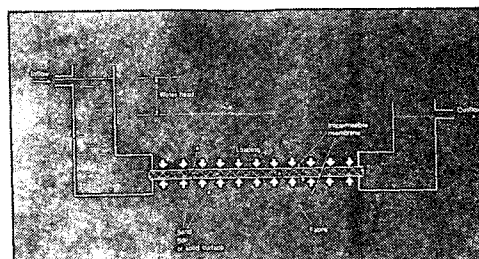


図 1 3

透水量を測定する。

各部の構造は次の通りとする。

水平試験台は鋼製とし、一端に給水槽と他端に排水槽を設け、給水槽は密封式で、給水口および空気抜き弁を装備し、排水槽は上部開放型とし、越流口を設ける。

側壁は透明アクリル製で、水平試験台にはネジで緊定し、側壁とジオテキスタイル側面の隙間はシーリング材で水密に保持する。

載荷装置は、試験室に内接する大きさで内部に空気圧を作用させる中空箱で、その底面および周側にそれぞれ空気孔を設けるとともに、底面および周側に空気孔をゴム膜で被覆し、空気圧の負荷により底面および周側のみ膨張させること

により、試験室にセットされてジオテキスタイルを密封する。

載荷装置の上板には空気圧供給弁と排気弁を装備し、空気圧の負荷による浮上は側壁上端板と2箇所の抑圧フレームにて反力を取る。

給水タンクは、支柱昇降式とし、水頭差を読取れるようスケール付とする。

4. 万能透水試験機

本機は円形試料によるジオテキスタイル製品（素材）の厚さ方向（垂直方向）、面の方向（水平方向：放射状）の透水試験および土中に挟まれたジオテキスタイルと土と一体となった複合体としての圧密試験が行えるように設計した。

主要諸元 適用供試体寸法： $\phi 200\text{mm} \times$ 厚さ 20mm まで

上 載 荷 重：最大 3kgf/cm^2

試 料 容 器：組立て形式による円筒型

構造要旨

本機は試料容器である透明アクリル製上部容器、アクリル製下部容器と鋼製の底盤および蓋を主部品として、各種試験用に準備した部品を試験目的に合せて組立てて垂直方向および水平方向（放射

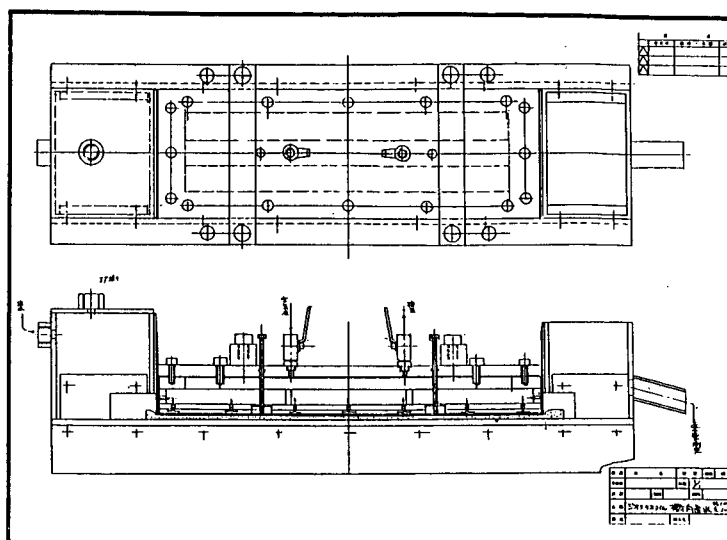


図 14

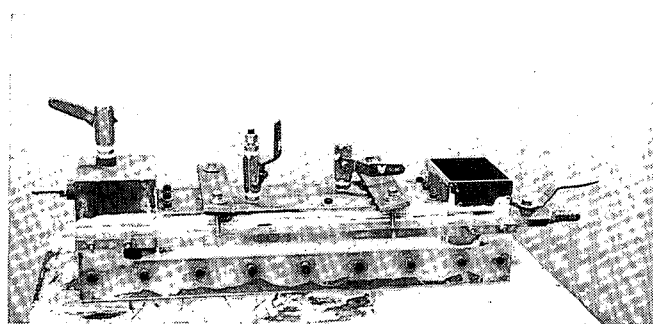


図 15

状)の透水試験、そしてジオテキスタイルと土との複合体としての圧密試験が出来るよう設計した組立て図を図16～18に示す。

図16は垂直方向の透水試験用、図17は水平方向(放射状)の透水試験用、図18は圧密試験用である。

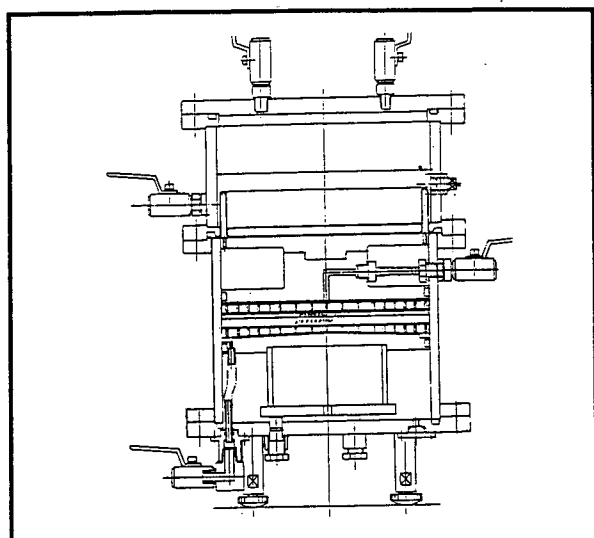


図16

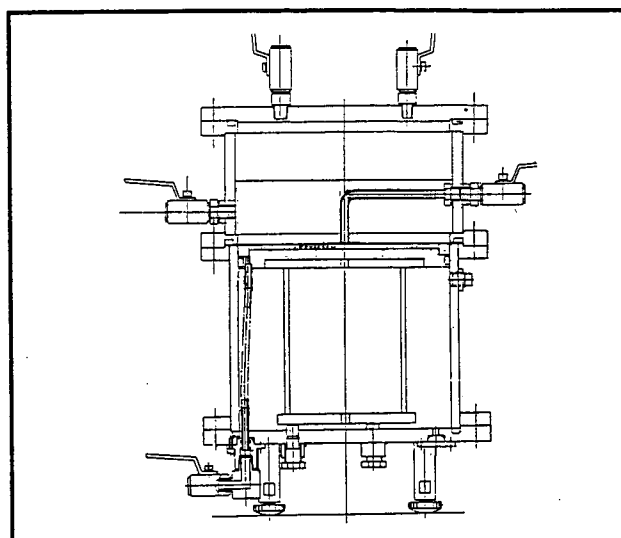


図17

垂直方向の透水試験用2枚の有孔板間にポーラスメタルを介してジオテキスタイルをセットし、上部給水、下部排水により透水量を測定する。上載荷重は上下容器をベローフラムで仕切り、空気圧-水圧置換方式によって負荷する。

水平方向(放射状)の透水試験は外周の集水溝付の台板と中央にパイプ付のゴム製の隔膜の間にセットされ、パイプからの給水を放射状に透水させ集水溝からの排水によって透水量を測定する。上載荷重は隔膜を介して空気圧-水圧置換方式によって負荷する。

圧密試験は下部容器内に土-ジオテキスタイル-土とで積層を作り、圧密荷重は上下容器をベローフラムで仕切り、空気圧-水圧置換方式によって負荷する。

上記により試作したものを図19～21に示す。

図19は垂直方向の透水試験用、図20は水平方向(放射状)の透水試験用、図21は圧密試験用である。

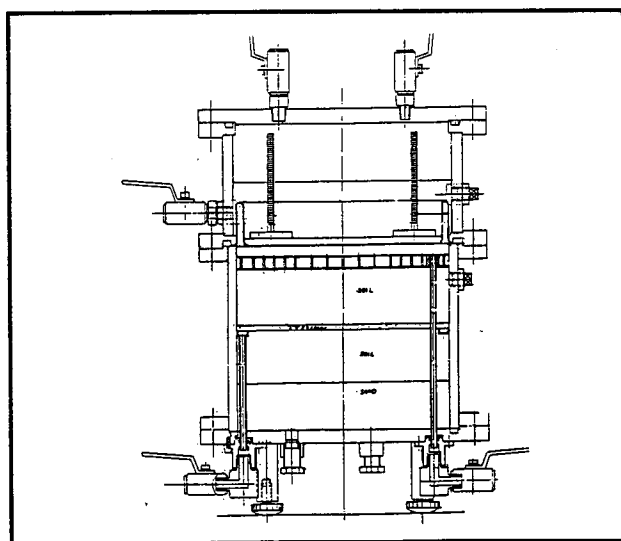


図18

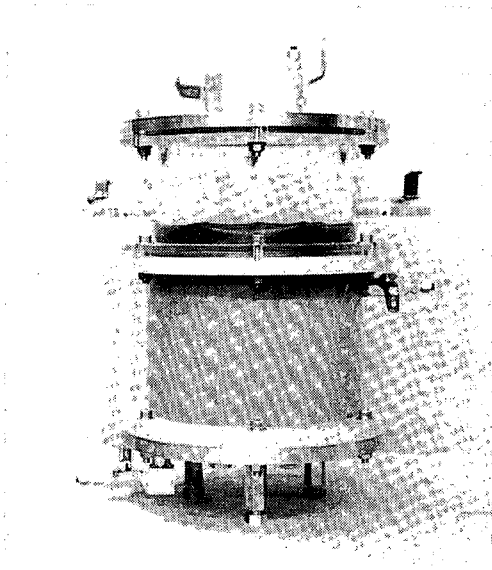


図19

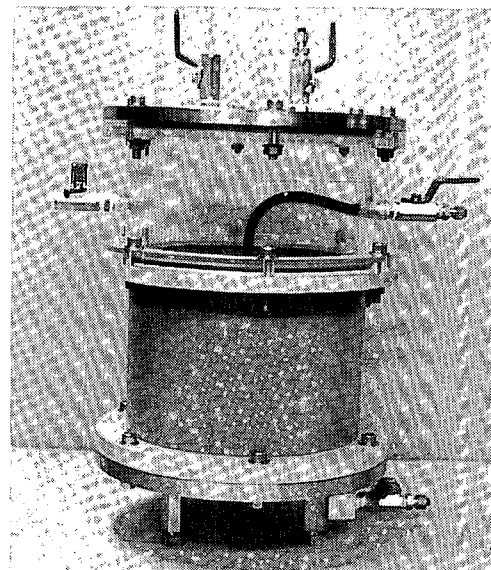


図20

5. 今年度のまとめ・今後の課題

以上、今年度の研究課題として土中でのジオテキスタイルのクリープ試験機の開発、透水試験機の設計及び試作について行った研究開発の経緯の概要を報告した。

クリープ試験機は建設省土木研究所土質研究室に納入したが、グリッド、ネットなどを低温溶融金属を用いて楔型に鋳込む方法については開発中である。

透水試験機については土質研究室での試験結果より改造箇所等の指示があり、これに対応した改良改造を行っており、今後とも各種要求に応じたいと考えている。

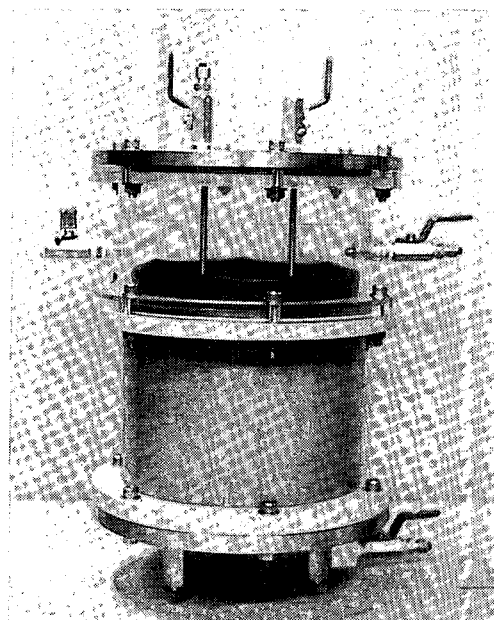


図21

3.1.2 試験法の検討及び力学的性質の解明

— 引抜き試験機による土中のジオテキスタイルの工学的特性 —

建設省土木研究所 土 質 研 究 室

鹿島建設株式会社 鹿島建設技術研究所

1. まえがき

ジオテキスタイルを永久構造物に使用する場合には、十分な安定解析が行われる必要があり、この解析に必要な物性値を求めるためには土中におかれたときのジオテキスタイルの土との複合特性について解明しなければならない。解析法の基本となるこの複合特性が明らかにされなければ次ステップである設計・施工の改善は望めない。

このためジオテキスタイルを用いた補強土工法の補強メカニズムのひとつである土と補強材の引抜きせん断特性について注目し、現在用いられている極限つり合い法の条件に最も近い状態を再現すると考えられる引抜き試験機を用いてその試験法と力学的性質について研究を実施している。

2. 目 的

前年度は、建設省土木研究所所有の引抜き試験機（土槽形状 幅0.6m、高さ0.6m、長さ1.2m）を用いてポリマーグリッドと砂質土の引抜き試験を実施した。この結果、引抜きせん断力 τ と上載圧 σ_n との関係から得られた $\tan^{-1}(\tau/\sigma_n)$ は、土の締固め状態と密接な関係があることがわかった。

そこで、今年度はさらに土の内部摩擦角との関連において考察を進めるとともに、以下の2項目について検討を実施して引抜き試験の意義について整理した。

- ① 引抜き試験機使用時の留意点
- ② 土の締固め度が引抜きせん断力に与える影響

3. 試験方法

3-1 試験機

研究に用いた引抜き試験機を図-3・1に示す。この引抜き試験機は土研の大型試験機を模し、また他の研究機関での試験機を参考にしてその取扱い易さを考慮して試験土槽は長さ70cm、高さ30cm、幅30cmとした。上載荷重はラバーメンブレンを介しエア圧により均等に作用させ、ジオテキスタイルをスクリージャッキにて引抜くものとした。

土中のジオテキスタイルの変位はジオテキスタイルに取り付けたステンレスワイヤーを土槽外に引出して変位計に接続して測定する。ワイヤーは土との摩擦を除去するために直径3mmの真ちゅう管の中を通した。また引抜き力は、スクリージャッキとジオテキスタイルを握んでいるチャックとの間にロードセルを介して測定する。土槽内の土圧は土圧計を用いて測定する。

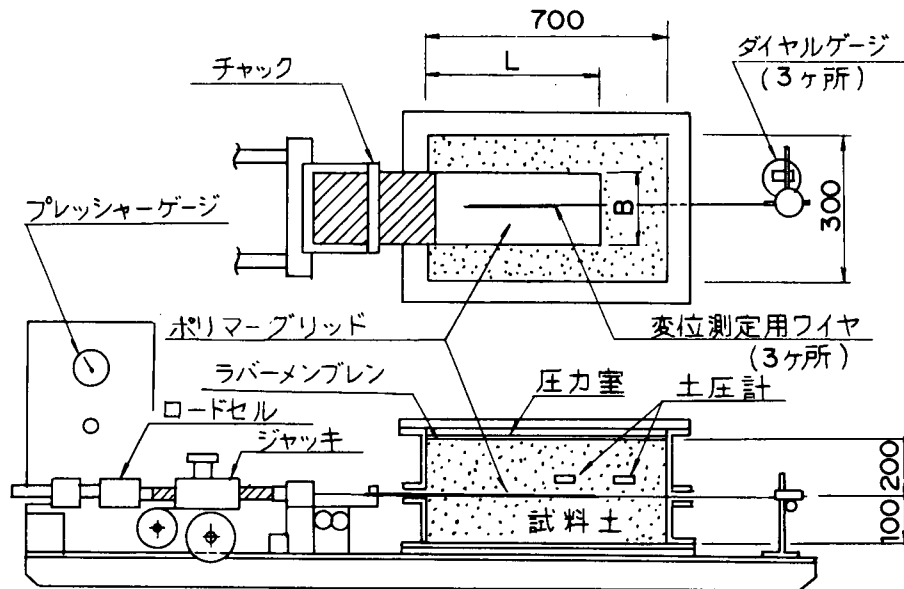


図-3・1 引抜き試験機

(単位mm)

3-2 ジオテキスタイル

試験に用いた引抜き材は、図-3・2に示すような高密度ポリエチレンを一軸延伸して製造されたポリマーグリッド（SR-2型）で、目合寸法111mm×22mm、開孔率約56%、単位面積当たりの重量940g/m²、主方向引張強度8.0tf/mである。

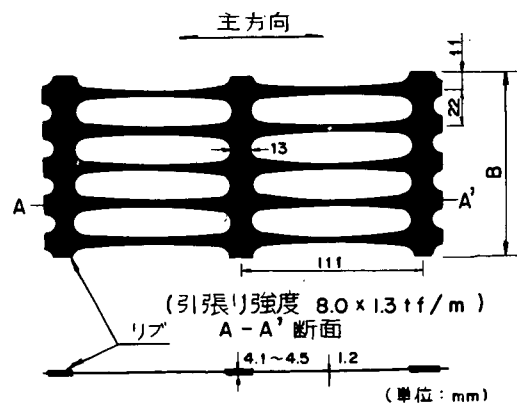


図-3・2 ポリマーグリッド形状

3-3 試料土

今年度は引抜き試験機使用時の留意点を調べるという基礎的な検討を実施するため、試料土として一般にその性質が知られている豊浦標準砂を使用した。

以下にその物理・力学的性質を示す。

(1) 物理的性質

物性値を表-4・1に示す

表-4・1 豊浦標準砂の物性値

項 目	単 位	物性値	備 考
比 重 G_s		2.65	JIS A 1202
含 水 比 W	%	5~7(注)	JIS A 1203
最大間隔比 e_{max}		0.98	漏斗法による
最小間隔比 e_{min}		0.63	水平打撃法による
平均粒径 D_{50}	mm	0.165	JIS A 1204
均等係数 U_c		1.56	"
曲率係数 U'_c		0.95	"

注) 但し、4-1土槽内土圧の場合のみ空気乾燥状態でも使用したため、この場合は含水比1%以下。

(2) 力学的性質

図-3・3に「JIS A 1210突固めによる土の締固め試験」結果を示す。

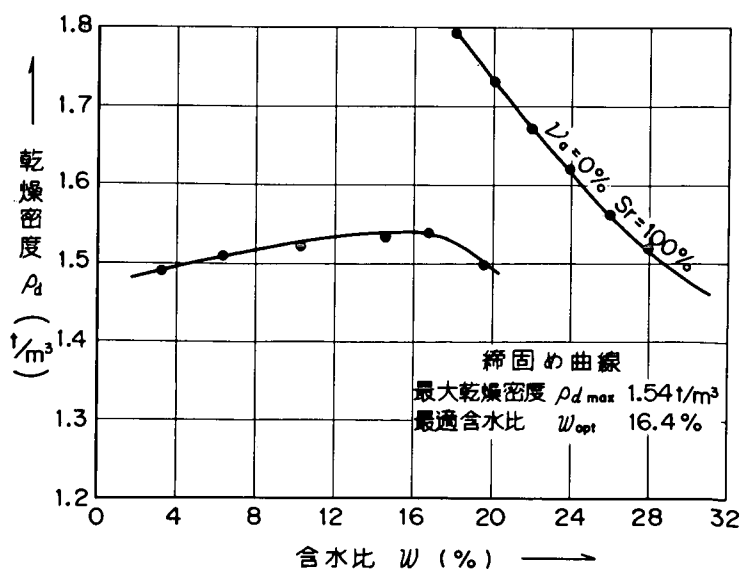


図-3・3 締固め試験結果

4. 引抜き試験機使用時の留意点

土とジオテキスタイルの複合特性を調べる装置として現在引抜き試験機が使用されており、今後も補強メカニズムや解析入力用物性値を求める試験機としても有用と考えられる。しかし、実際の補強土構造物の挙動を再現しやすいと考えられる引抜き試験機も上載圧の分布状況、試験片の設置方法、形状、引抜き速度等により引抜きせん断力が変動する事が考えられる。

現在引抜き試験機については規格や基準がなく使用方法等については各所有者の手にゆだねられており、今回土槽内土圧、試験片の形状、引抜き速度について検討を実施した。

4-1 土槽内土圧

引抜き試験機にて、定着長等の算定に必要な引抜きせん断強度を調べる場合、試験機の土槽内に所定の土圧が作用しているかどうかチェックしておく必要がある。

(1) 測定要領

以下のような方法で土槽内圧力を測定する。

1) 試料土の状態

含水比 空気乾燥状態 $\omega = 0.26\%$ ・ 湿潤状態 $\omega = 6.9\%$
間隙比 $e \approx 0.95$ (ゆる詰め)

2) 鉛直荷重

0.2、0.4、0.6、0.8、1.0、1.2kgf/cm² の6段階

3) 荷重保持時間

各荷重段階で載荷後0分、1分、2分、3分時に測定、次荷重に進む前に荷重をゼロに戻して3分間放置する。

4) 土槽内土圧測定要領

土圧計を複数個用い、必ず1個を図-4・1のポイント“0”へ設置しこの土圧計の値を所定の土圧に設定し、同図に示す各点の土圧を測定する。

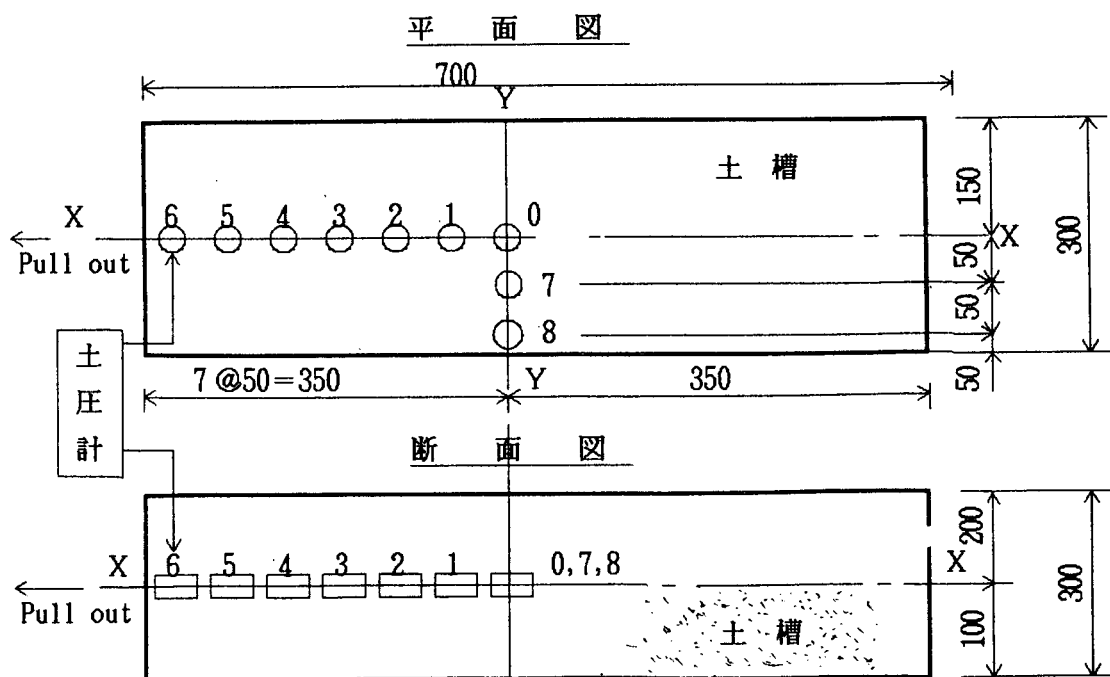


図-4・1 土圧測定要領図

(2) 測定結果

土槽内土圧分布をX-X軸方向については図-4・2、Y-Y軸方向については図-4・3に示す。

1) 空気乾燥状態

a) X-X軸方向 (図-4・2 参照)

ポイント④まではほぼ中央土圧と同程度の圧力となっているがポイント⑤、⑥については2～3割程度の圧力低下が見られる。これは、ジオテキスタイル引抜き用の開孔部と壁面の影響が考えられる。また、その圧力低下傾向は上載圧力が大きくなるにつれて著しくなる。

b) Y-Y軸方法 (図-4・3 参照)

中央から5cmは、0.4kgf/cm²まではほぼ所定の土圧となっているが、0.6kgf/cm²以上は1～2割程度下がっている。

中央から10cmは、0.6kgf/cm²以上において、さらに1～2割程度下っており、所定の土圧に対して土圧が軽減されている。

2) 湿潤状態

a) X-X軸方向 (図-4・2 参照)

0.6 kgf /cm²以上まではほぼ所定の土圧が働いているがこれ以上の範囲では開孔部から5cmの所で土圧が減少している。

b) Y-Y軸方法 (図-4・3 参照)

中央から5cmまでは所定の土圧か若干大きい値となっているが10cm付近では1割程度の土圧の減少が見うけられる。

空気乾燥状態及び湿潤状態どちらにおいてもX-X軸方向、Y-Y軸方向ともに壁面から5cm～10cmの位置で顕著な圧力低下が見られた。この原因として壁面摩擦、アーチアクション、開孔部の影響が考えられジオテキスタイル設置範囲については充分留意する必要がある。空気乾燥状態での試料の方が壁面近く（あるいは開孔部）で土圧の低減が大きくなり、この傾向は上載圧力が大きくなるにつれて著しくなる結果となった。

以上より、図-3・1に示す引抜き試験機は、壁面から5～10cm程度の範囲で所定の土載圧がかからない可能性がある事がわかった。これより、引抜き材はX-X軸方向では中央より25cm程度（但し引抜き側は別）、Y-Y軸方向では中央より7.5cm程度の範囲に敷設するものとする。

また、この土圧低下は試験対象土及び含水比、締まり具合等の土の状態によって異なる事が予想されるので事前にチェックしておく必要がある。

一方、壁面摩擦を低減する方法として壁面に潤滑材を塗布する等の方法があり、幅広の材料を使用する場合には対策として考慮されるものであろう。

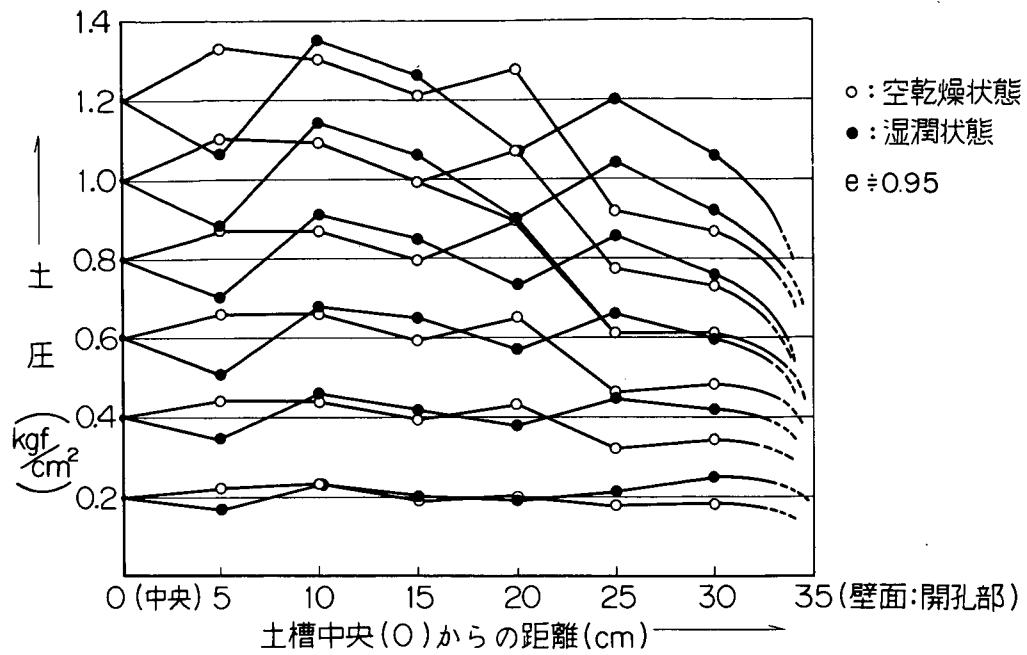


図-4・2 土槽内土圧分布 (X-X軸)

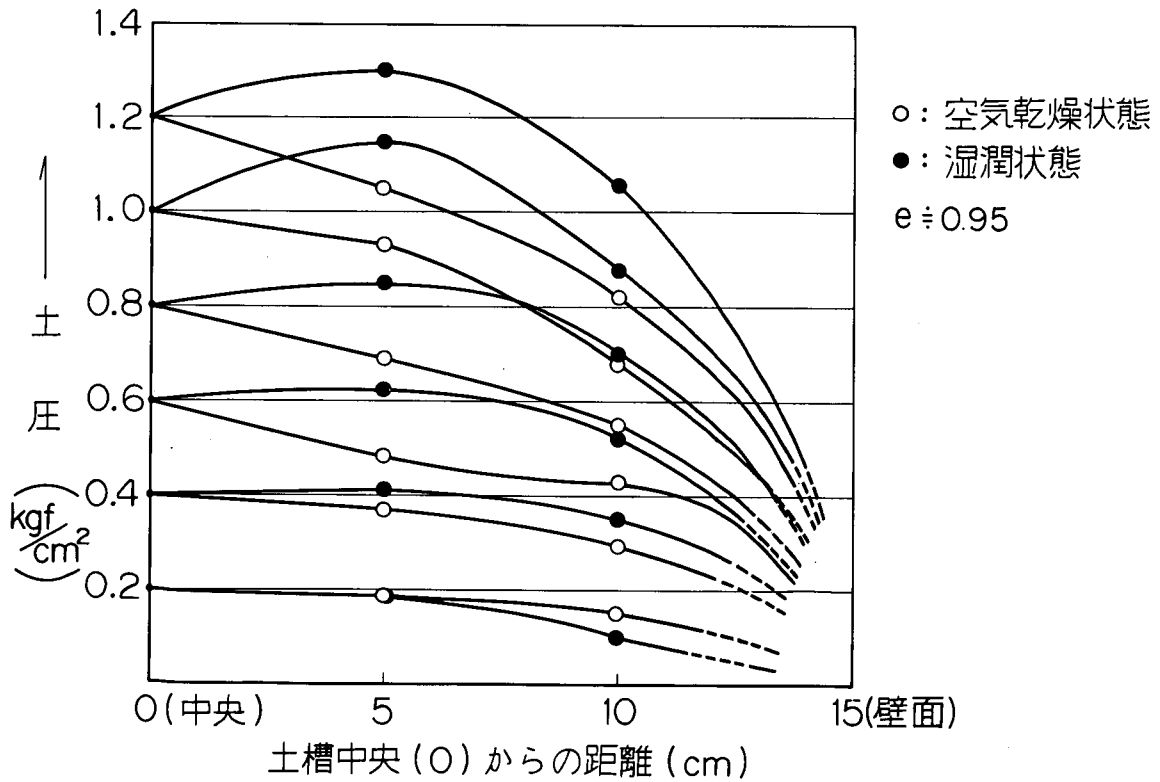


図-4・3 土槽内土圧分布 (Y-Y軸)

4-2 試験片の形状による影響

実際の施工で全面にジオテキスタイルを敷設する場合側面の影響は少ないと思われるが試験機内では限られた形状になるのでこの影響が出ることが懸念され、ポリマーグリッドの側面処理の影響がどの位存在しているのかを確かめることを目的として、試験片の幅、長さ、面積をパラメータに取って試験片形状が引抜きせん断強度に与える影響を調べた。

(1) 試験要領

1) 試料土の状態

含水比 $\omega \approx 7\%$ 間隙比 $e \approx 0.96$

2) 試験片の端面処理

図-3・2に示すように開孔部の中央で切断した形状及び幅Bにて実施した。

3) 引抜き速度

毎分 1 mm

4) 上載圧

$\sigma_n = 0.5 \text{ kg/cm}^2$

5) 実験ケース

土槽内土圧分布の調査より、ジオテキスタイルの敷設幅方向では15cm程度、敷設長方向では65cmの範囲ではほぼ所定の土圧がかかるのでこの範囲で以下に示す9 ケースの引抜き試験を実施した。

表-4・1 試験片形状試験ケース

長さ L (cm) \ 幅 B (cm)	42	53	64
6.6	Cose-1	Cose-4	Cose-7
11.0	Cose-2	Cose-5	Cose-8
15.4	Cose-3	Cose-6	Cose-9

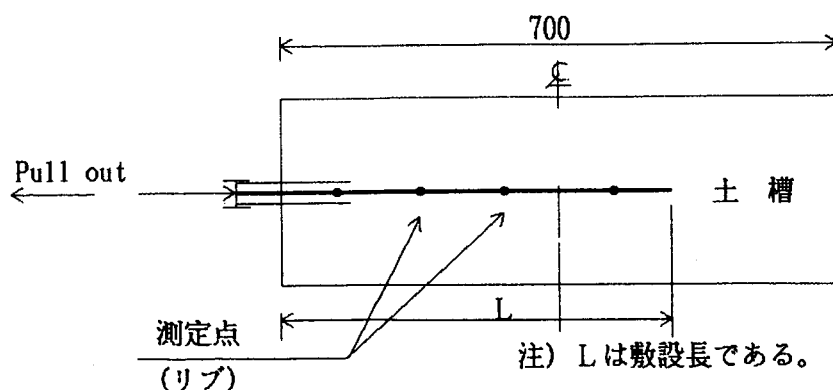


図-4・4 敷設概念図

(2) 試験結果

ポリマーグリッドの敷設幅Bと敷設長L、最大引抜き力をFとし、引抜きせん断力 τ を、 $\tau = F / (2 \times B \times L)$ で表わす。表-4・2に試験片の敷設面積A ($A = 2 \times B \times L$)、最大引抜き力F、引抜きせん断力 τ を示す。これらの試験結果から、引抜きせん断力 τ と幅B、長さL、面積Aとの関係を図-4・5、図-4・6、図-4・7に示す。

表-4・2 試験片形状試験結果一覧表

B (cm)	L	(cm) 42	53	64
	面積 (cm ²)	544.4	699.6	844.8
6.6	引抜き力(kgf)	97	113	151
	τ (kgf/cm ²)	0.175	0.162	0.179
11.0	面積 (cm ²)	924.0	1166.0	1408.0
	引抜き力(kgf)	134	177	230
	τ (kgf/cm ²)	0.145	0.152	0.163
15.4	面積 (cm ²)	1293.6	1632.4	1971.2
	引抜き力(kgf)	145	223	303
	τ (kgf/cm ²)	0.112	0.137	0.154

1) 幅Bの影響について

図-4・5の各点について単回帰分析を行った結果、寄与率 $r^2=0.637$ と幅Bの影響がかなり大きく、幅Bが増加するのに従い引抜きせん断力が低下している。

この原因としては端面処理の形状により、側面の3次元的な影響が出ていることが考えられる。今回は図-3・2に示したように開孔部の中央で切断したため、突起状の端面処理となってこの影響が大きく出ており、端面処理として平滑に仕上げる必要があるだろう。

2) 長さLの影響について

図-4・6より、今回設置した範囲では、長さに関する影響はないと考えてよさそうである。尚、敷設長Lの取り方は上槽内土圧分布より開孔部付近は土圧の低下が大きく、低減させる必要があると思われるが定量的に判断出来ないため今回は考慮していない。

3) 面積Aの影響

図-4・7より、破線で示した包絡線から幅Bの影響より面積Aが増す程引抜きせん断力 τ は低下する傾向にある。特に $B=6.6$ cmのときに影響が大きく、この幅の試験片では過大な引抜きせん断力を与えている。

今回使用したような端面処理をしたポリマーグリッドでは少なくとも $B=11.0$ cm以上にし試験を実施する必要がある。

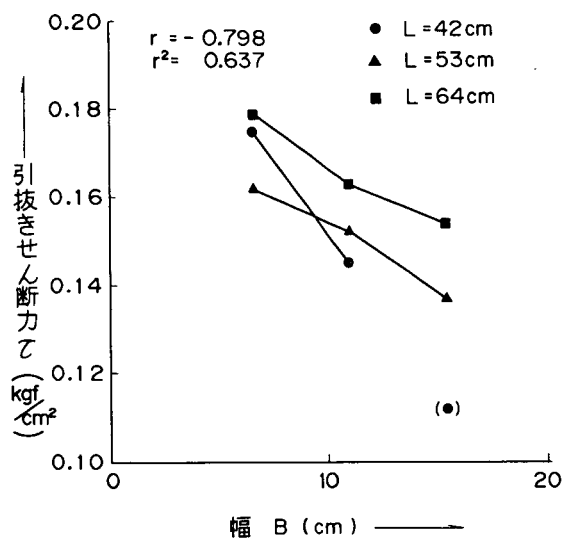


図-4・5 幅B $\sim\tau$ の関係

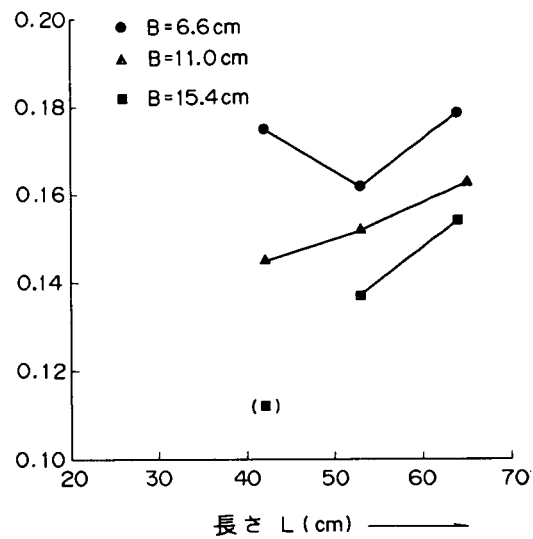


図-4・6 長さL $\sim\tau$ の関係

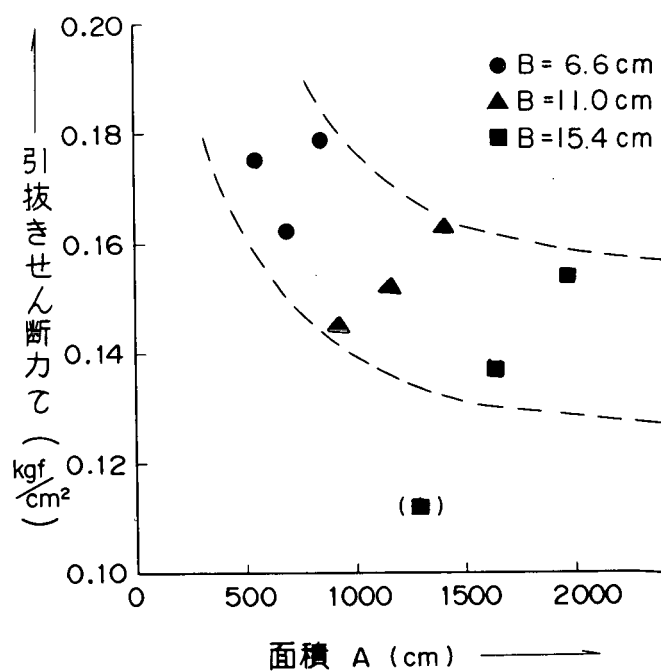


図-4・7 面積A $\sim\tau$ の関係

4-3 引抜き速度による影響

土が引抜きせん断により破壊する場合、その引抜き速度により引抜きせん断強度が変化する事が考えられる。これより、種々の引抜き速度にて引抜きせん断強度を比較検討した。

(1) 試験要領

土圧分布及び試験片の形状試験をふまえて、以下のような試験要領で実施した。

1) 試料土

豊浦標準砂 含水比 $W=6.0\sim6.5\%$ 締固め度 $e \approx 0.85$

2) ジオテキスタイル

ポリマーグリッド 試験片形状 幅 $B=110\text{mm}$ 敷設長 $L=420\text{mm}$

3) 鉛直荷重

$\sigma_n = 0.6\text{kgf/cm}^2$

4) 引抜き速度

$0 \sim 2\text{mm/min}$ (ジャッキスピード範囲) の4ケース

(2) 試験結果

表-4・1に各々の試験ケースの引抜き速度、最大引抜きせん断力を示す。図-4・8に横軸にポリマーグリッド変位をとり、縦軸には引抜きせん断強度 $\tau = F / (2 \times B \times L)$ (ここに F は引抜き力) を取りそれぞれの引抜き速度の場合を示す。

最大引抜きせん断強度については平均値から $\pm 5\%$ 程度のバラツキの範囲となった。図-4・9に引抜き速度と引抜きせん断強度の関係を示す。

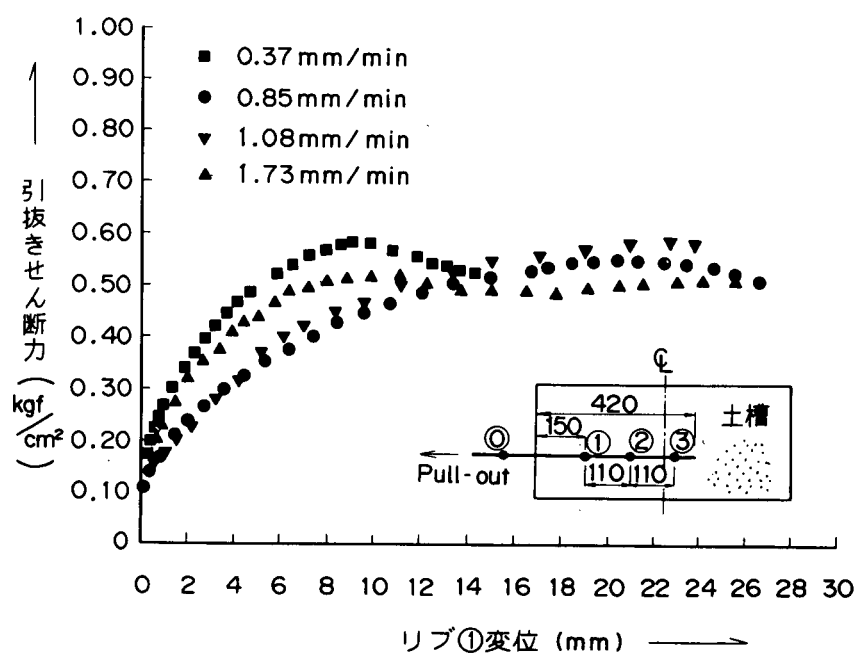


図-4・8 引抜き速度による引抜きせん断力

表-4・1 引抜き速度試験結果

ケース	項目 速度 (mm/分)	$\tau_{\max}$ (kgf/cm ²)
1	0.37	0.577
2	0.85	0.545
3	1.08	0.583
4	1.73	0.513
平均		0.555

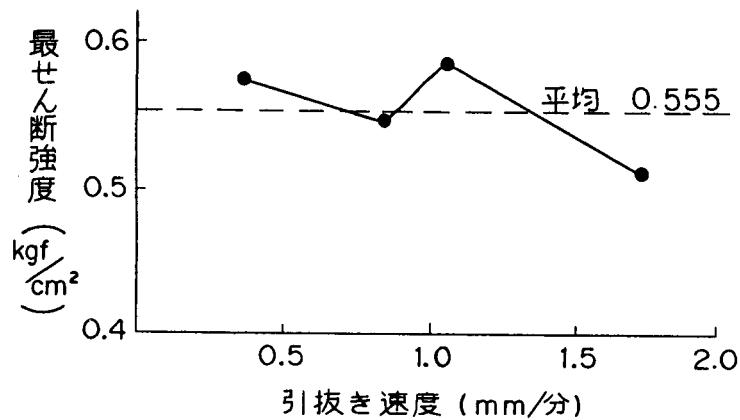


図-4・9 引抜き速度と引抜きせん断強度

最大せん断強度については特に差異は認められないが、図-4・8からわかるように発現過程についてはかなりのバラツキが見られる。これより変形を問題にする場合には、変形係数を安全側にとる等引抜き速度による影響について留意する必要がある。

今後の引抜き速度については、現在行われている一面せん断試験を参考にして操作の容易性、データの整理のしやすさから原則として1mm/分で引抜くものとする。但し、今回は豊浦標準砂を使用した。が、細粒分が多い砂質土や粘性土については透水性が小さく排水に要する時間が長く有効応力が変化することと、粘性抵抗的な強度成分を無視出来ないことから、一般に引抜き速度が引抜きせん断強度に与える影響が大きいのと思われ別途検討する必要がある。

5. 締固め度が引抜きせん断力に与える影響

ジオテキスタイルによって補強された土構造物の設計を行う場合、ジオテキスタイルの引抜けによる破壊を防止するために想定破壊線からの十分な定着長を設定する必要がある。定着長は、土とジオテキスタイルの引抜きせん断力によって決まり、砂質系の盛土にジオテキスタイルを用いる場合には、通常引抜きせん断力は、土とジオテキスタイルの摩擦係数 f^* と土載圧 σ とにより表される。この摩擦係数は、 $f^* = \alpha \tan \phi$ (α :補正係数 通常0.8、 ϕ :土の内部摩擦角) として算定されることが多い。この式から定着長算定の際には、補正係数 α の評価が必要であると考え、今回引抜き試験機を用い、上載圧と土の相対密度を変化させて求めた引抜きせん断力から算出した摩擦係数と α 、 ϕ との対応を検討した。

また、このように定着長算定の際には土の内部摩擦角が非常に重要な要素となるが、これ以外の要因として、砂質系の盛土にグリッドのようなリブを持つジオテキスタイルを用いる場合にはダイレイタンスーにより引抜きせん断力が大きくなるとされており、この効果が定着長へ与える影響についても検討した。

5-1 材料及び試験仕様

図-3・1に示した引抜き試験機を用い、上載荷重は0.2、0.6、1.0kgf/cm²の3種類を載荷し、引抜き材を毎分1mmの速度で引抜いた。引抜き材は、図-3・2に示したポリマグリッドを用い、図-5・1に示すような設置で引抜き試験を実施した。試料土は、豊浦標準砂で、含水比は6.6%程度である。土槽に詰めるときには相対密度で $D_r = 12\%$ ($e = 0.94$)、 $D_r = 38\%$ ($e = 0.85$)、 $D_r = 55\%$ ($e = 0.79$)の3種類の締固め状態に設定した。

各計測値の測定は、引抜き力はロードセル、ポリマーグリッドおよびジャッキの変位はダイヤルゲージ、上載圧は土圧計を用いて、それぞれ測定した。

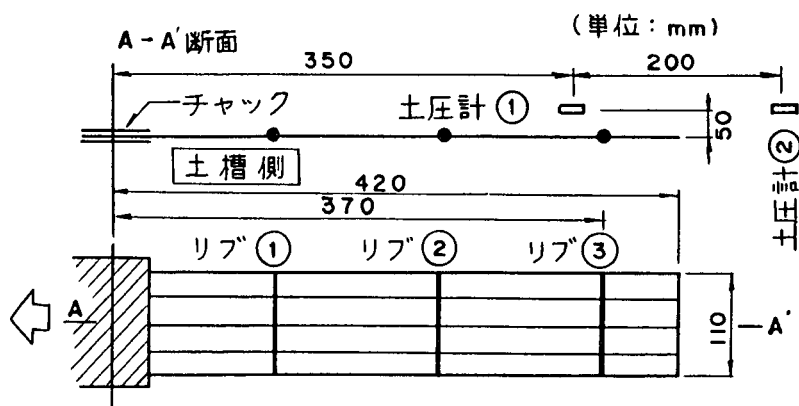


図-5・1 ポリマーグリッド設置図

5-2 試験結果

図-5・2に測定結果として上載圧 $\sigma_n = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ におけるポリマーグリッドの③リブ変位とこれに対応する土圧計①の変化をそれぞれの締固めケースについて示す。この図において、引抜き力 F がリブの変位に対して一定となつてときの引抜き力を $F_{\max}$ としてその時と土槽内の敷設長を L 、ポリマーグリッド幅を B とし、引抜きせん断強度を $\tau_{\max} = F_{\max} / (2 \times B \times L)$ として算出し、この引抜きせん断強度 $\tau_{\max}$ と上載圧 σ_n との勾配を $\tan \beta (= \tau_{\max} / \sigma_n)$ として表す。

土圧計②の計測値は上載圧と等しく引抜き試験中の値の変動はほとんどなかった。土槽中央に設置した土圧計①は、 $Dr = 12\%$ では上載圧とほぼ等しかったが $Dr = 38\%$ 、 55% では、土圧がリブ変位の初期段階で一時的に減少し、その後は引抜きによるリブ変位と共に増加した。これは $\sigma_n = 0.2, 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ でも同様であった。この理由については、通常のせん断試験における体積変化と同様な傾向を示すことから、ダイレイタンスに因るものと思われる。

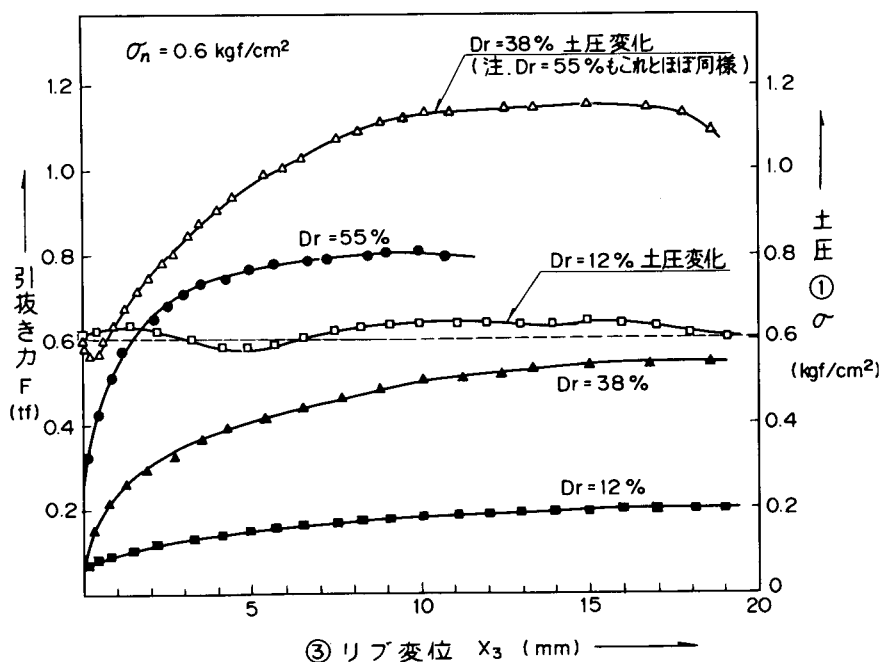


図-5・2 ジオグリッド変位と土圧変化

5-3 引抜きせん断力算定のための摩擦係数について

図-5・3には、上載圧 σ_n ($0.2, 0.6, 1.0 \text{ kgf/cm}^2$)と $\tau_{\max}$ との関係と共に三軸圧縮試験で得られた内部摩擦角 ϕ を示す。この図の $0.2 \leq \sigma_n \leq 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲では上載圧と引抜きせん断力との増分は比例関係にあり、この増加勾配 $\Delta \tau_{\max} / \Delta \sigma_n$ を μ^* として表す。

$\tau = \alpha \tan \phi \cdot \sigma_n$ の補正係数 α が今回の引抜き試験ではどのような値となっているかを調べるために、次のような整理を行った。この式は、せん断力と上載圧との関係が原点を通る直線と

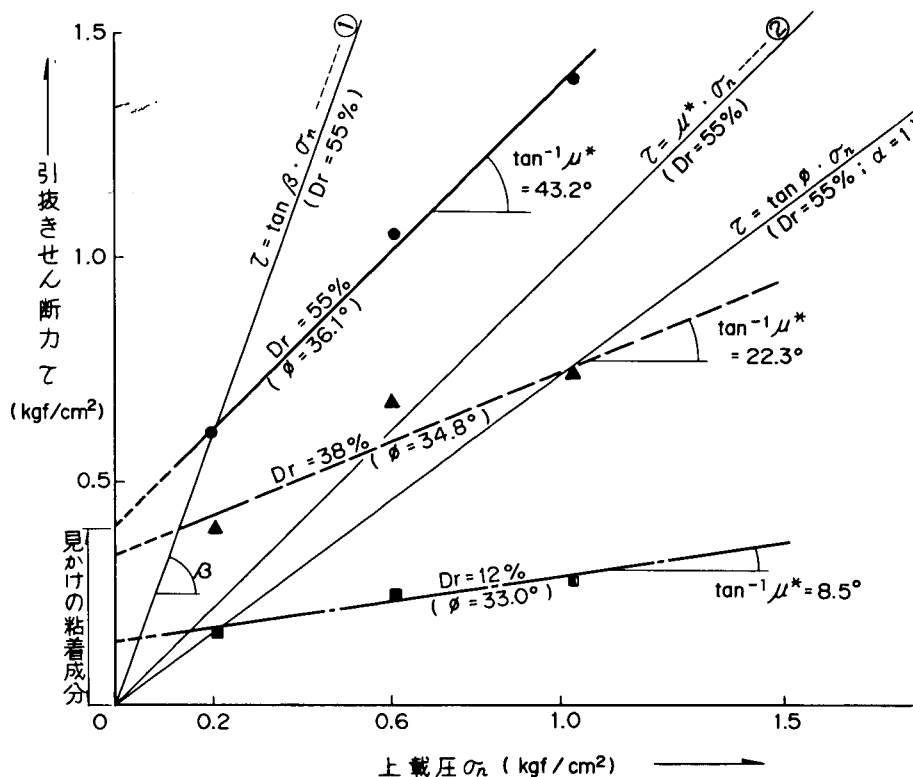


図-5・3 引抜きせん断強度と上載圧

して表されるので、今、 α との対応を明確にするために、図-5・3に示した見かけの粘着成分を無視して考え、引抜き試験にて得られた τ_{max} と σ_n との関係を次の2通りで表すことを考える。(ここでは、図-5・3に示す $Dr = 55\%$ の試験結果を用いて説明する。)

第1番目の方法として、原点と各上載圧で得られた引抜きせん断強度との各点を結んで表すもの ($\tau = \tan \beta \cdot \sigma_n$ ……①式)、第2番目の方法として引抜き試験結果から得られた勾配 μ^* を用いて、原点を通る直線として表わすもの ($\tau = \mu^* \cdot \sigma_n$ ……②式) を考える。これらの①、②式の関係より、補正係数 α は第1番目の方法では、 $\tan \beta / \tan \phi$ で、第2番目の方法では、 $\mu^* / \tan \phi$ で表される。 $\tan \beta$ は、図-5・3からわかるように σ_n が無限大のとき μ^* と等しくなる。

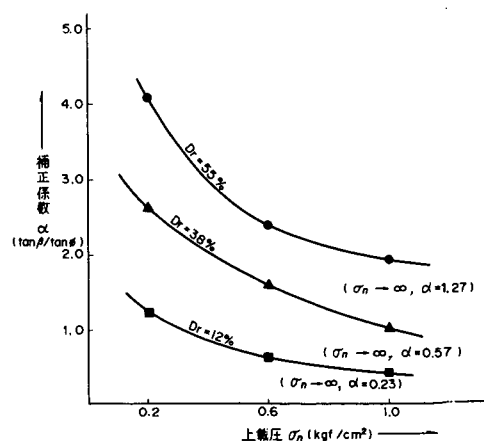


図-5・4 補正係数と上載圧

図-5・4に補正係数 $\alpha = \tan \beta / \tan \phi$ と上載圧 σ_n との関係を示す。この図より、上載圧が小さい領域 ($\sigma_n < 0.3$) ではすべての締固め度で $\alpha > 1$ となっており、上載圧の増加と共に α の値は減少していき、最終的には $\mu^* / \tan \phi$ の値に近づく。

次に、図-5・5に補正係数 $\alpha = \mu^* / \tan \phi$ と相対密度 D_r との関係を示す。この図より、 α は D_r により変化しており、通常用いられている0.8と比べると相対密度の小さい領域では、この値より小さく、逆に大きい領域では0.8よりも大きい値を示している。つまり、定着長を計算する際引抜きせん断力を $\tau = \alpha \tan \phi \cdot \sigma_n$ (α : 0.8程度) で算定する方法は、緩い状態では危険側となり、土が締った状態では安全側となることがわかる。

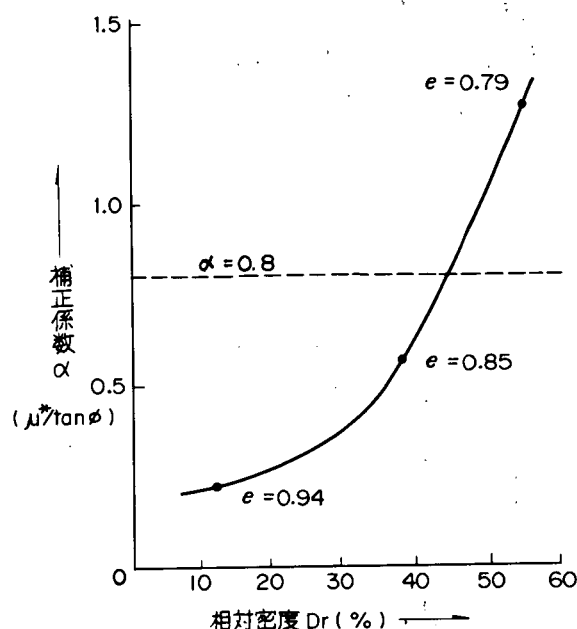


図-5・5 補正係数と相対密度

三軸圧縮試験で求められた内部摩擦角 ϕ と比較すると $e=0.79$ においては、 $\phi=36.1^\circ$ に対し、 $\mu^*=43^\circ$ と大きめの値となっている。しかし、 $e=0.85$ 、 0.94 については $\tan^{-1} \mu^*$ は ϕ に比べてかなり低い値となってる。三軸試験結果と異なる $e=0.85$ 、 0.94 において上載圧の効果が非常に小さいという事は、グリッドのようなリブを持ち開孔率の大きなジオテキスタイルのせん断面の形状を「 $2 \times B \times L$ 」として表す事は妥当でないのかもしれない。

5-4 引抜きせん断力に及ぼすダイレイタンスの影響

図-5・3より $\tau_{\max} \sim \sigma_n$ の関係から見かけの粘着成分があるように思える。グリッドのようなリブをもつジオテキスタイルを砂質土に用いる場合にはダイラタンスにより引抜きせん断力が大きくなると言われており、今回の粘着成分がこれによるものであるならば、この補強効果を定着長の設計法に考慮する必要がある。

図-5・6には、上載圧 σ_n (0.2, 0.6, 1.0 kgf/cm²) と $\tau_{\max}$ との関係を黒マークで、土圧計①による土圧増加を考慮したものと $\tau_{\max}$ との関係は白ぬきマークで示す。また三軸圧縮試験で得られた内部摩擦角 ϕ を同図に示す。この図より $0.2 \leq \sigma \leq 1.0$ kgf/cm²の範囲において白抜きマークで示した $\tau_{\max} \sim \sigma_d$ の関係は $\tau_{\max} = \mu^* \cdot \sigma_n + C^*$ (土の粘着力等の要因により発生すると考えられる。) と書け、黒マークで示した $\tau_{\max} \sim \sigma_n$ の関係は $\tau_{\max} = \mu^* \cdot \sigma_n + C^* + D^*$ と書ける。

図-5・6の様な整理のしかたをすると D^* がダイレイタンスによる効果の定量的表示方法とみなせると考えられる。すなわち D^* は、非常にゆるい状態ではゼロに近く、締固め度が増すにつれて増加する。

補強のメカニズムについては土の粒度、密度、ポリマーグリッド開孔率、リブ形状等が複雑に
関与していると考えられ引抜きせん断力の力学的性質を検討する上でこの D^* のような特性を調
べることは有用と思われる。

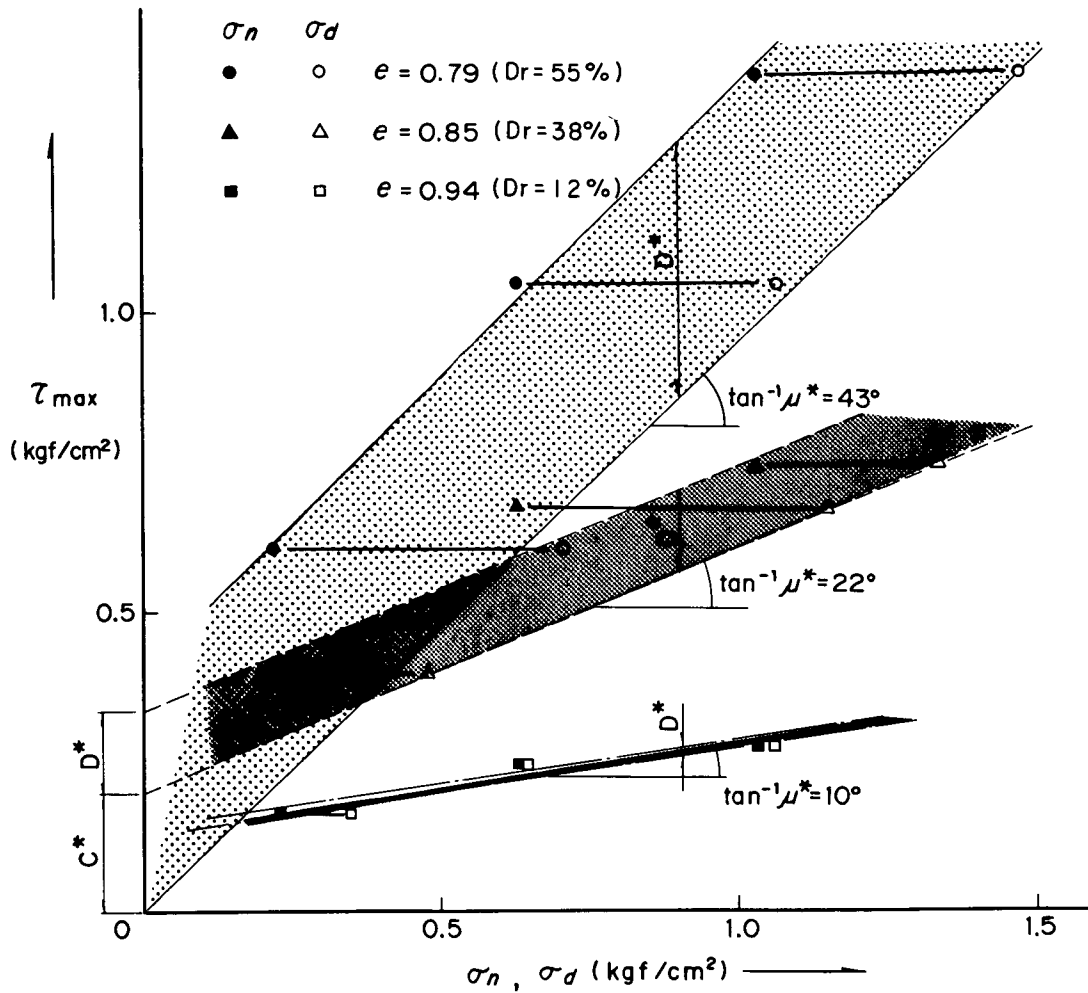


図-5・6 土圧を用いたダイラタンシー効果の推定

6. 今後の課題

昭和60年度、昭和61年度と「試験法の検討及び力学的性質の解明」と題して研究を進めてきた。

今年度は昭和60年度に実施した建設省土木研究所所有の引抜き試験機での実施結果をふまえて、新規引抜き試験機の導入を行ないその使用時の留意点について検討した。また従来の引抜きせん断力の算定方法の検討及び引抜き時の土圧変化に注目して補強メカニズムについて考察を行った。

これまで実施した研究成果と今後の実施予定の研究項目をフローにして図-6・1に示している。これより、次年度は引き続き引抜き試験機を用い主として以下の検討を実施する予定である。

①ダイレイタンスーを考慮した補強メカニズムについて、パラメータとしてジオテキスタイルは目合、リブ、剛性、土に対しては粒度、締固め度を用いて検討する。

②引抜きせん断力の算定方法及び引抜きによるひずみ分布を把握して、解析方法の検討を行ないこれをもとにシミュレーション解析を実施する。

③ジオテキスタイル補強土工法を採用する場合残された重要な問題の一つとしてクリープ特性があり、これについて検討する。

これらの結果をふまえて、次年度は引抜き試験機を用いた試験法、解析法に対する考察を取りまとめる予定である。

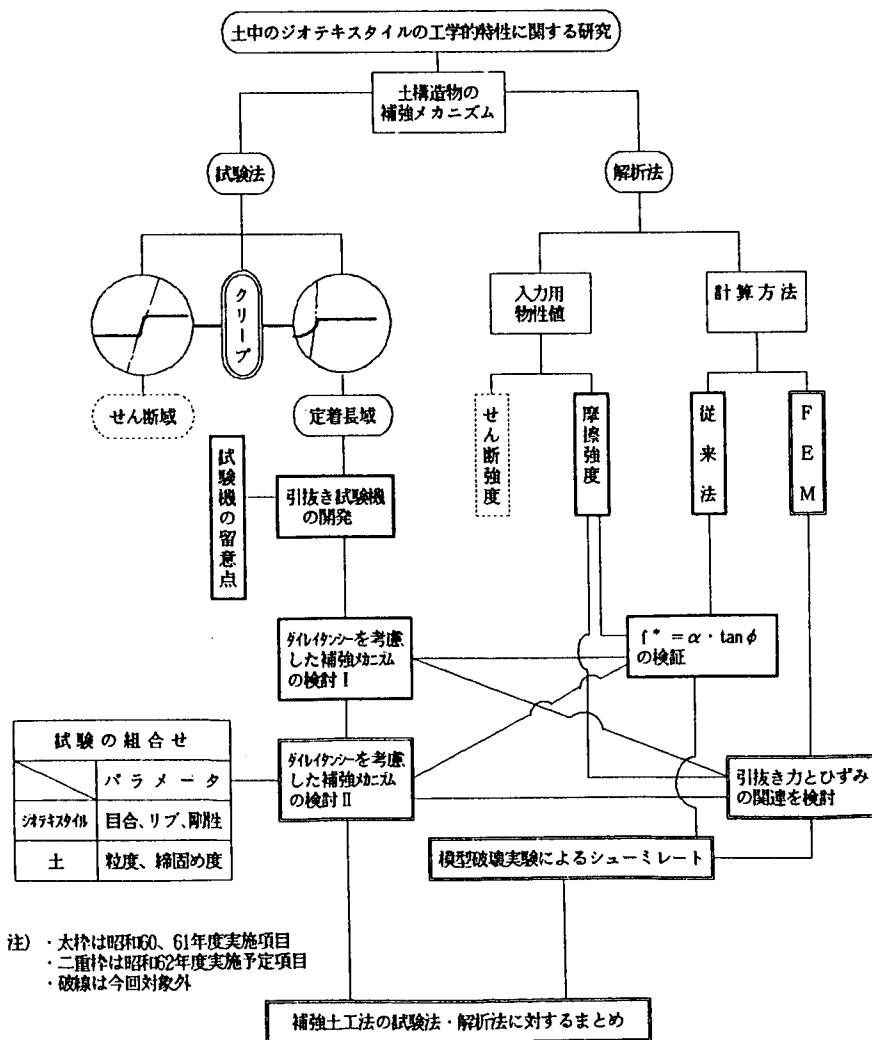


図-6・1 土中のジオテキスタイルの工学的特性に関する研究フロー

3. 2 土中のジオテキスタイルの変形挙動に関する研究

3. 2. 1 敷土工によって補強した盛土の応力・変形挙動の実験的解明

建設省土木研究所 土質研究室
株式会社 問 組

1. まえがき

ジオテキスタイルを盛土内に水平に敷設するとジオテキスタイルは引張り補強材として働き、盛土を強化する。しかし、その補強メカニズムや変形挙動には未解明の部分が多い。また、現在一般に用いられている設計法の多くは、円弧すべり法などの極限つり合い法に基づくものであり、補強領域がジオテキスタイル敷設により一体化される効果は反映されていない。今後、ジオテキスタイル補強盛土の設計法を確立していくには、盛土の変位・変形を考慮し、ジオテキスタイルに生じるひずみおよび引張り力の分布を正確に推定することが必要である。

そこで今年度は、土中に敷設したジオテキスタイルの引抜き試験を実施し、ジオテキスタイルの引抜き抵抗機構について検討を行った。また、高さ約20mの盛土を施工するに際し、ポリマーグリッドで補強し、盛土施工中、立上り後のポリマーグリッドに生じるひずみを測定している。本報告書は、引抜き試験の結果とポリマーグリッド補強盛土の概要について述べる。

2. 土中に敷設したジオテキスタイルの引抜き試験

2. 1 目的

ジオテキスタイル補強盛土について、現在採用されている設計法の多くは、円弧すべり法などの極限つり合い法に基づくものである。そこでは、ジオテキスタイルの引抜き抵抗は変位・変形を無視した剛塑性論の観点で捉えられており、一般に、土のせん断強度の0.8~0.9倍が取られている。しかし、ジオテキスタイルは土中でかなり変位することが報告されており、また、ジオテキスタイルの種類や定着長によらず、土のせん断強度から一義的に引抜き抵抗を求めるのには問題がある。

そこで、本研究では、 ϕ 材、c, ϕ 材を対象として、ポリマーグリッドの引抜きせん断特性を調べることにした。

2. 2 実験概要

(1) 引抜き試験装置

試験装置は、土槽（内寸法が幅60cm、高さ60cm、奥行き120cm）、引抜き装置、加圧装置、計測装置よりなる。図-2.1に装置の概要を示す。

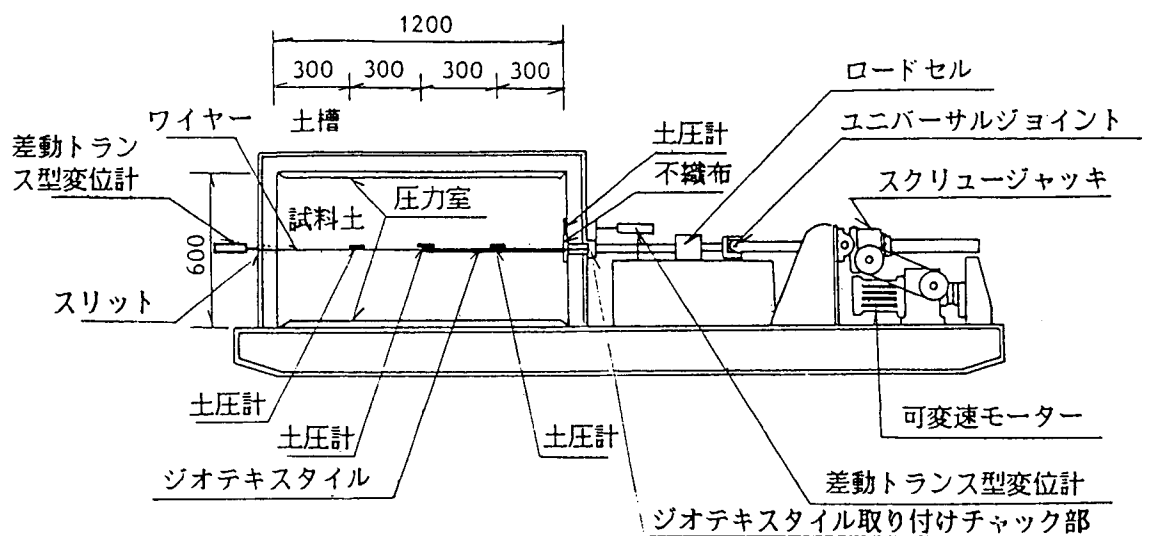
加圧装置は、土槽内上下部にあるゴム袋製の圧力室に空気圧をかけることにより、最大2kgf/cm²まで任意の拘束圧に調整できる機構になっている。

(2) ジオテキスタイル

実験に用いたジオテキスタイルは、ポリプロピレンを二方向に延伸加工して製造したポリマーグリッドである。表-2.1に物性を示す。

(3) 地盤材料

地盤材料は、 ϕ 材として豊浦標準砂を、 c, ϕ 材として山砂を使用した。豊浦標準砂は気乾状態のものを使用し、595 μ のフイを用いて、高さ約30cmから自由落下で土槽に詰めた。山砂は、含水比を最適含水比($w_{opt}=22\%$)近くにし、土槽に搬入した後、足踏みで締固めた。表-2.2に地盤の物性を示す。



単位：mm

図-2.1 装置の概要

表-2.1 ジオテキスタイルの物性

目合い 97×33 (mm)	リップ高さ (mm)	単位面積当り 質量 (gf/m ²)	引張り強度 97×33 (tf/m)	初期接線変状係数 97×33 (tf/m)	材 質
28×40	3.9	200	1.50×2.50	72×43	ホリワ°ロ°レン

97：引抜き方向に直交する方向，33：引抜き方向

表-2.2 地盤材料の物性

地盤材料	標準砂	山 砂
土質分類（統一分類）	S P	S F
湿潤密度 ρ_r (g/cm ³)	1.46	1.65
含水比 w (%)	0.5	20.0
間隙比 e	0.817	
相対密度 D_r	0.430	
締固め度 (%)		90
粘着力 c (kgf/cm ²)	0.0	0.31
内部摩擦角 ϕ (度)	38.0	21.9

(4) 実験ケース

実験は、地盤材料、ジオテキスタイル定着長、拘束圧を変えて表-2.3に示す11ケースについて行なった。なお、上載圧とは、拘束圧とジオテキスタイルにかかる土圧の和である。

(5) 実験方法

ジオテキスタイルの引抜きは、ジオテキスタイルをはさんだ取付けチャック部をスクリージャッキで、1mm/minの一定速度で引き抜いた。引抜き力はロードセルで、引抜き量は差動トランス型変位計で測定した。

2.3 実験結果

図-2.2, 2.3に敷設長40cmの場合のせん断応力と引抜き量の関係を示す。なお、せん断応力とは、ジオテキスタイルの引抜き抵抗がジオテキスタイル両面の摩擦抵抗力に起因すると仮定して、引抜き力をジオテキスタイル土中面積{(ジオテキスタイル敷設長-引抜き量)×ジオテキスタイル敷設幅}の2倍で割ったものである。

表-2.3 実験ケース

ケース	地盤材料	G.t. 敷設長 L(cm)	上載圧 σ_v (kgf/cm ²)
1	標準砂	40	0.15
2			0.43
3			0.60
4	標準砂	60	0.15
5			0.43
6			0.60
7	山砂	40	0.10
8			0.20
9			0.40
10			0.60
11			0.80

G.t.: ジオテキスタイル

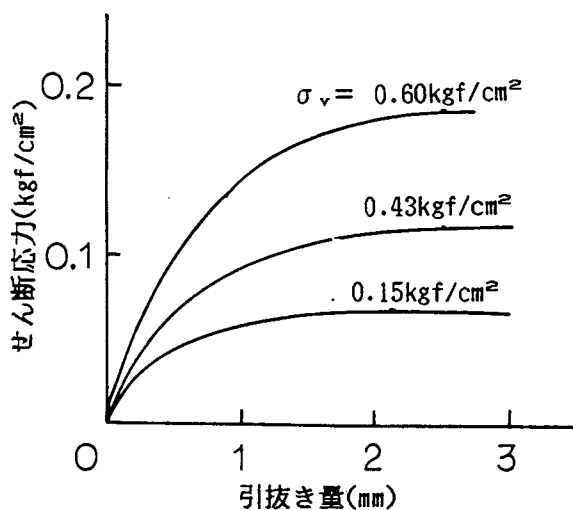


図-2.2 せん断応力～引抜き量
(標準砂、L=40cm)

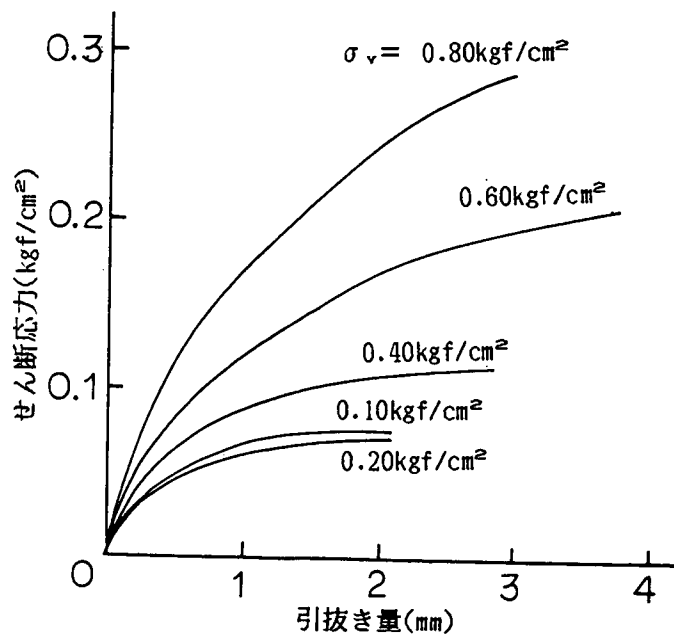


図-2.3 せん断応力～引抜き量
(山砂、L=40cm)

2.4 考察

一般にジオテキスタイル補強盛土の設計では、定着長は以下の式で求められている¹⁾。

$$\text{定着長} = \frac{T_{\max} \times \text{安全率}}{2 \times \alpha \times \sigma_v \times \tan \phi} \quad \dots (1)$$

$T_{\max}$ ：ジオテキスタイルにかかる最大引抜き力

α ：土とジオテキスタイルとの摩擦抵抗力を土のみの内部摩擦角から換算するための低減係数

σ_v ：ジオテキスタイルにかかる上載圧

ϕ ：土の内部摩擦角

ただし、 α は現在のところ0.8~0.9の値が提案されている。

図-2.4、2.5に最大せん断応力と上載圧の関係を、図-2.6、2.7に低減係数と上載圧の関係を示す。

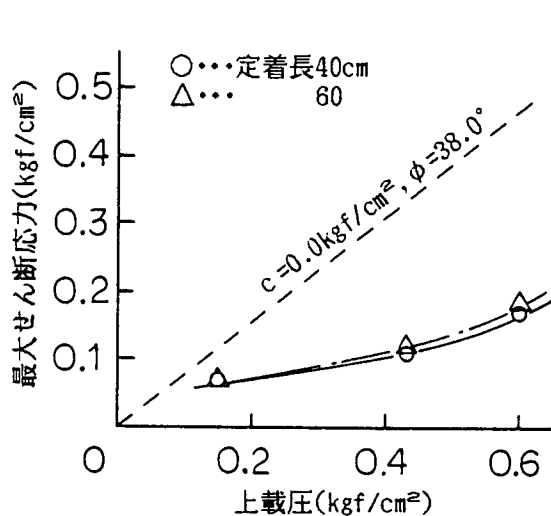


図-2.4 最大せん断応力～上載圧（標準砂）

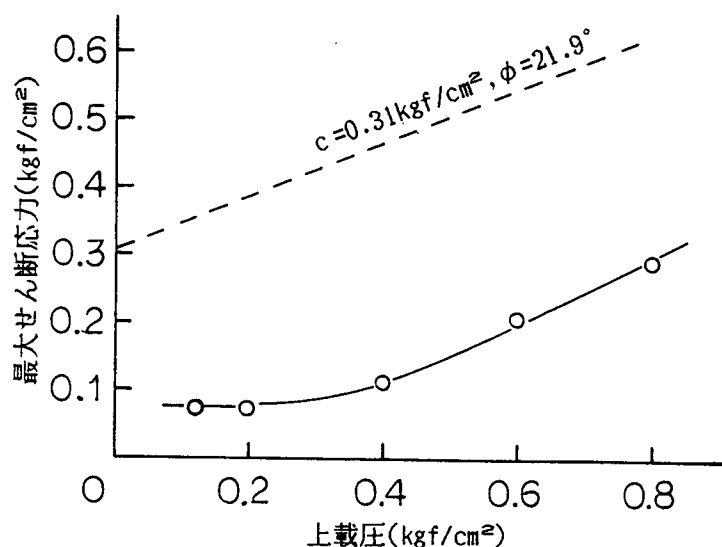


図-2.5 最大せん断応力～上載圧（山砂）

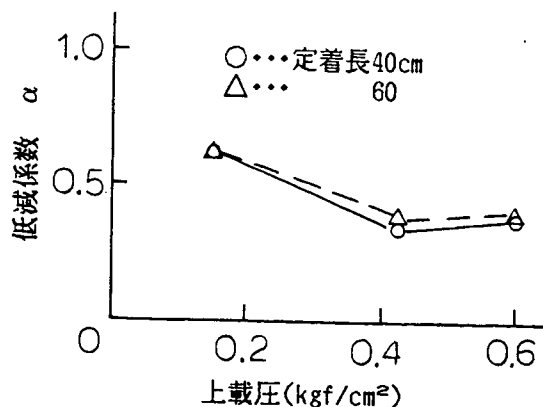


図-2.6 低減係数 α ～上載圧（標準砂）

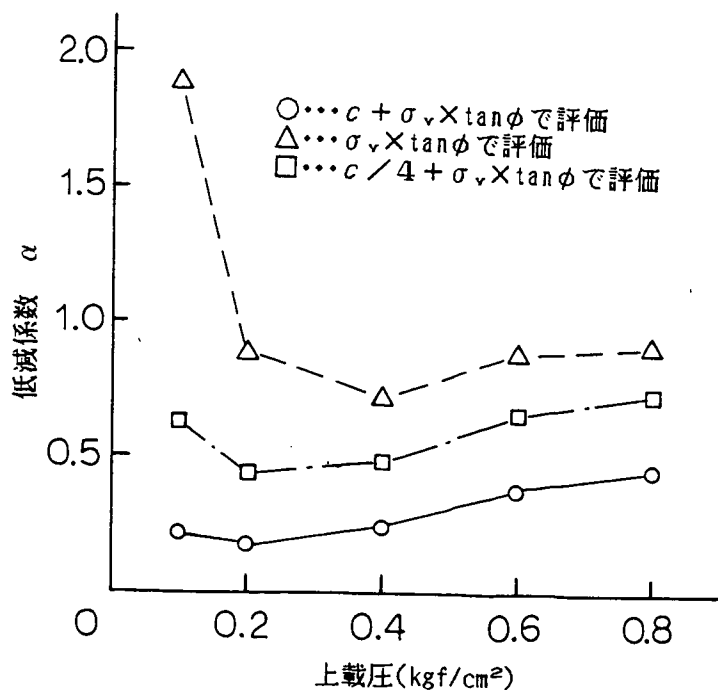


図-2.7 低減係数 α ～上載圧（山砂）

これより、豊浦標準砂の場合には低減係数 α は、定着長40cmの場合で0.36~0.61、定着長60cmの場合で0.39~0.61となり、かなり小さな値となっている。また引き抜きせん断抵抗角も 10° ~ 20° と砂の内部摩擦角の半分以下と、かなり小さな値となっている。これは、今回の実験がかなり緩詰め状態で、十分なインターロッキング効果が発揮されなかったためと思われる。このことから、たとえば良質の盛土材であっても、施工に際しては十分締固めを行なう必要があると言えよう。

山砂の場合には、上載圧 0.1kgf/cm^2 での最大せん断応力は山砂の粘着力の約1/4程度である。これは三浦他によって行なわれたc材の試験結果（最大せん断応力 $=1/2 \times 0.53 \times c$ ）とほぼ同じ結果である²⁾。また、上載圧 $0.4 \sim 0.8\text{kgf/cm}^2$ における引き抜きせん断抵抗角は、 23.4° であり、山砂の内部摩擦角とほぼ同じ値である。また、この山砂の引き抜き抵抗を砂の内部摩擦角のみで評価した場合 α は上載圧 0.1kgf/cm^2 の時1.87となり、現行の設計法（ $\alpha=0.8 \sim 0.9$ ）では引き抜き抵抗を過小に評価し、定着長を長めに設計していることとなる。上載圧が 0.2kgf/cm^2 以上については、 ϕ のみで評価で妥当である。また、(1)式における $(\sigma_v \times \tan \phi)$ を $(c + \sigma_v \times \tan \phi)$ で評価した場合、 α は $0.18 \sim 0.45$ となり、現行の設計法では引き抜き抵抗を過大に評価し、定着長を短くしており、引き抜ける可能性があることとなる。よってc、 ϕ 材における引き抜き抵抗は、上載圧の小さいところでは、砂の粘着力をある程度含めて評価すべきであり、上載圧の大きいところでは、砂の内部摩擦角のみで評価すべきであろう。

2.5 まとめ

以上の試験結果より、ジオテキスタイル補強盛土の設計法のうち定着長の決定に当たっては、以下の因子を考慮することが必要であろう。

①盛土材の種類（c材、c、 ϕ 材、 ϕ 材）

②盛土材の締固め度（緩い、中位、密な）

③ジオテキスタイルの種類

- ・ポリマーグリッド（一軸延伸、二軸延伸）・・・ただし、一軸と二軸の相違は主にリブ高さが影響
- ・プラスチックネット・・・ネットの場合、リブ高さが一番影響を与える因子と思われる
- ・不織布
- ・織布

④ジオテキスタイルにかかる上載圧

以上の因子の組み合わせにより、以下の式における α 、 β を決定し、定着長を計算する。

$$\text{定着長} = \frac{T_{\max} \times \text{安全率}}{2 \times (\beta \times c + \alpha \times \sigma_v \times \tan \phi)} \quad \dots (2)$$

2.6 今後の課題

今回の実験を通して、以下の問題点および今後の課題が生じた。

①試験機自体の問題点

- ・拘束圧のかけ方
- ・ジオテキスタイル取り付けチャック部
- ・引抜き側壁面の影響

②試験方法の問題点

- ・変位制御
- ・引抜き速度の影響

③今後の課題

- ・ダイレイタンシーの影響
- ・引抜きに伴う土圧の変化

上記の問題点を解決した後、式（２）における α 、 β を決め、ジオテキスタイル補強盛土の設計法の一つとしていく必要がある。

3. ポリマーグリッドを敷設したのり面の挙動観測

3. 1 目的

ジオテキスタイル補強盛土は、施工実績が積み重ねられている反面、その補強メカニズムや、豪雨時、地震時における盛土の挙動には未解明の部分が多い。そこで、種々の模型実験が行なわれているが、相似則を考えた場合、定性的把握の域を抜け出せていないのが現状である。これからは、実構造物における効果の把握を通して、設計法をより合理的な方向に持っていくことが必要である。

そこで、高さ約20mの高盛土を施工するに際し、ポリマーグリッドで補強し、盛土施工中、立ち上がり後の盛土の変形およびポリマーグリッドに生じるひずみを測定している。本年度は工事概要について報告する。

3. 2 工事概要

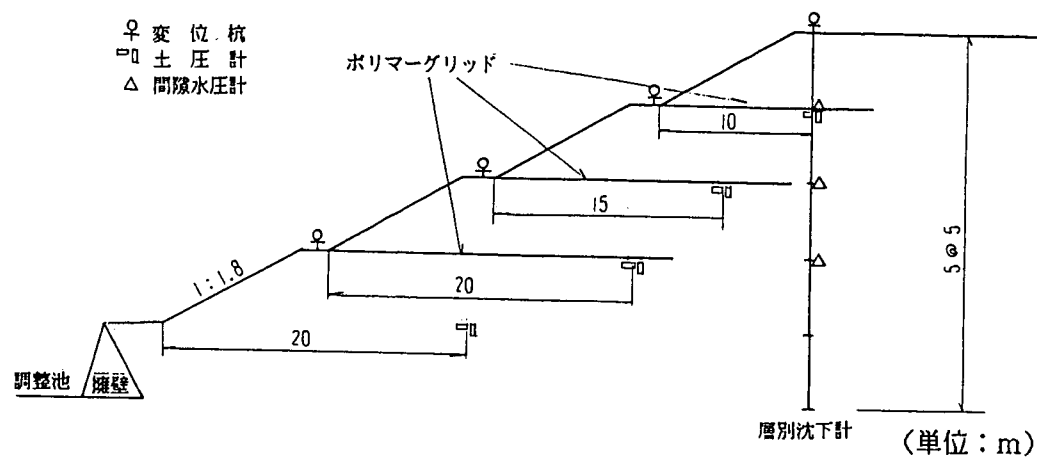
風化したまさ土による20mの高盛土を築造するに当たり、当初予定していた1:1.8ののり勾配では、所定の安全率（ $F_s=1.25$ ）を得られず、対策が必要となった。このため、ポリマーグリッドを敷設して、所定の安全率を確保することとなった。また、施工に当たっては、施工中および立ち上がり後の盛土の変形を計測するとともに、ポリマーグリッドにひずみゲージを貼付し、ポリマーグリッドに生じるひずみを測定した。図-3.1に計測器設置位置を、表-3.1に用いたポリマーグリッドの物性を、表-3.2に計測項目を示す。また、盛土材の粘着力は 0.16kgf/cm^2 、内部摩擦角は 18.0° であった。

写真-3.1にポリマーグリッド敷設状況を、写真-3.2に立ち上がり後の状況を示す。

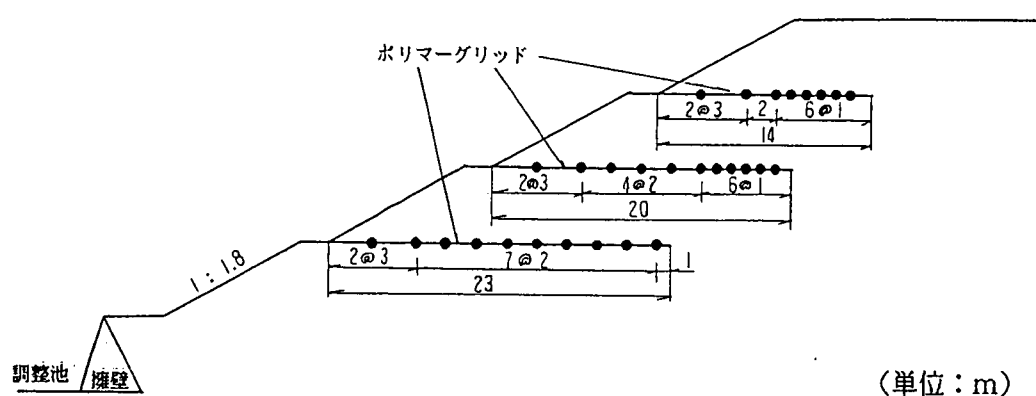
表-3.1 ポリマーグリッドの物性

目合い 97×33 (mm)	リブ高さ (mm)	単位面積当り 質量 (gf/m ²)	引張り強度 97×33 (tf/m)	初期接線変状係数 97×33 (tf/m)	材質
110×22	4.1~4.5	850	8.00×1.30	167×ー	ポリプロピレン

97：盛土奥行き方向



(a) 計測器設置位置



(b) ひずみゲージ貼付位置

図-3.1 計測器設置位置

表-3.2 計測項目

種 類	設置数	観 測 目 的	備 考
ひずみゲージ	29	ジオテキスタイルに発生 するひずみ量の把握	5mの小段毎(5,10,15mの3カ所),各々10,11,8カ所 * A(下段, 5m)=3,6,8,10,12,14,16,18,20,22m (中段,10m)=3,6,8,10,12,14,15,16,17,18,19 (上段,15m)=3,6,8,9,10,11,12,13m
表面沈下計	1	盛土天端の沈下量の把握	盛土天端
層別沈下計	5	対象地点の各層の圧縮沈 下量の把握 残留沈下量の推定	盛土天端GL.-5,10,15,20,25m
変 位 杭	8	のり面の水平・鉛直方向 の移動量	盛土天端GL.-0,5,10,15mに各3カ所光波測距儀の反射 鏡設置
土 圧 計	8	盛土荷重による深さ方向 の増加土圧の把握	盛土天端GL.-5,10,15,20mにそれぞれ鉛直・水平に各 1
間隙水圧計	3	盛土荷重による間隙水圧 の増減の把握	盛土天端GL.-5,10,15mにそれぞれ各 1

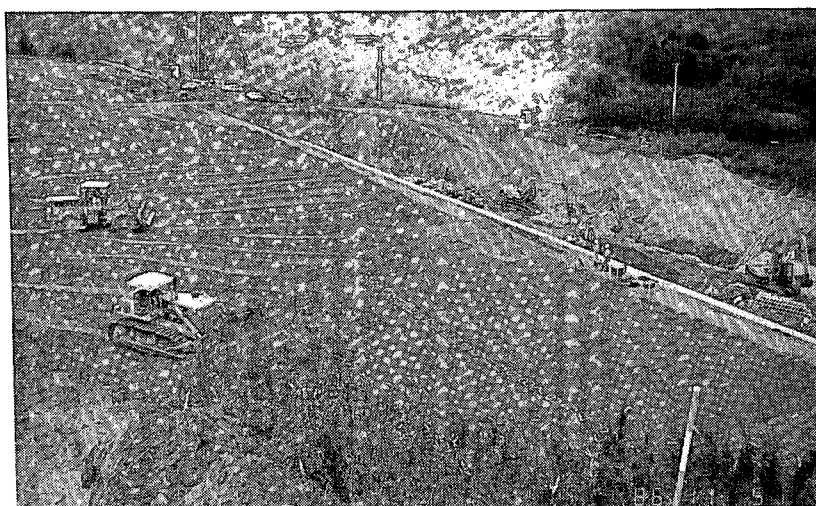


写真-3.1 ポリマーグリッド敷設状況

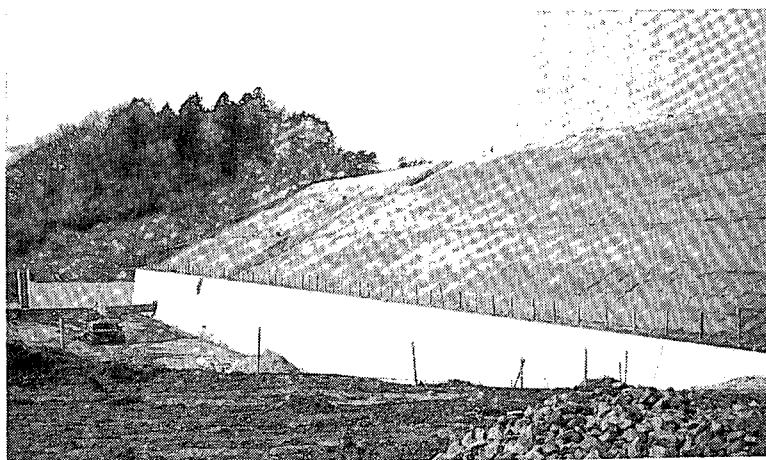


写真-3.2 立ち上がり後の状況

なお、設計に当たって、ポリマーグリッドを敷設した場合の安全率は以下の式で計算した。

$$F_s = \frac{M_R + R \cdot T \cdot \cos \xi}{M_o}$$

ただし、 M_R ：土塊の抵抗モーメント

R ：すべり半径

T ：ポリマーグリッドの引張り強度

ξ ：ポリマーグリッドとすべり面のなす角

M_o ：土塊の滑動モーメント

このうち、 T はクリープを考慮し、引張り強度の50%を用いた。

3.3 今後の計画

当現場は、現在観測工を実施中であり、今後とも、豪雨、地震時の挙動を中心に観測していく予定である。また、得られた観測結果をもとに、今回行なった設計における改善点について検討を加える予定である。

<参考文献>

- 1) 土質工学会：補強土工法，土質基礎工学ライブラリー29，p.247，1986.
- 2) 三浦哲彦・持田末男・松尾芳郎：土中に敷設したポリマーグリッドの引抜き特性，土木学会第41回年次学術講演会，pp.883～884，1986.

3. 2. 2 剛体-ばねモデルを用いた解析による予測手法

建設省土木研究所 土質研究室
株式会社 竹中工務店
株式会社 竹中土木

1. まえがき

ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する共同研究が始まって早や1年余りが過ぎ、その間に各種の調査、実験および解析が試みられ、多くの報告が行われた。しかし、土中におけるジオテキスタイルの変形挙動や補強のメカニズムについては依然として未解明な部分が多く、設計法に関しても試案の段階を出ておらず、実用に供される設計法はまだ確立されていない状況である。

本研究では、弾塑性解析手法の一つであるRBSM手法を用い、斜面モデルと擁壁モデルを解析対象として検討を行っている。60年度は、斜面モデルにおいて水平方向にジオテキスタイルを敷設した盛土の解析を行い、ジオテキスタイルによる斜面の変形抑制効果について報告した。また、擁壁モデルにおいては擁壁背面の地盤にジオテキスタイルを敷設して擁壁を下端中心に回転させた解析の結果、ジオテキスタイルの効果により壁面土圧が減少することを報告した。

今年度は、引続き両モデルに対して検討を行っており、以下にその概要を報告する。

2. 目 的

本研究は、RBSM手法を用いてジオテキスタイルの挙動を解析的に求め、地盤内でのジオテキスタイルの効果を明らかにすることによりジオテキスタイルを用いた土構造物の挙動を予測し、合理的な設計法・施工法の確立に役立てようとするものである。

61年度は斜面モデルにおいてジオテキスタイルを水平方向と斜面の表面にも敷設した場合と、さらに段階盛土を行った場合の検討を行った。擁壁モデルにおいては擁壁を水平変位させた場合の解析結果を示し、回転させた場合との比較を行い、ジオテキスタイルの補強効果について検討を行った。

3. 斜面モデルへの適用

(1) 解析条件および解析方法

解析に用いた斜面形状と要素分割およびジオテキスタイルの敷設位置を図-1に示す。60年度の解析モデルと同じく、地盤条件として地表面より比較的浅い所に水平な基盤層が存在するものを想定し、境界条件は底面固定、側面は上下方向のみ自由とした。ジオテキスタイルは水平方向に5段($L=2 \times H$)と斜面の表面にも敷設した場合の解析と、さらに段階盛土(5段階)を行った場合の解析を行い、斜面の安定に対しジオテキスタイルが与える効果について比較検討した。

解析ケースは表-1に示す如く、地盤の粘着力が内部摩擦角に比べて卓越するc材の場合には表面敷設したCghモデル、段階盛土のCgHDモデルとし、内部摩擦角が卓越するφ材の場合には同じくFgHモデル、段階盛土のFgHDモデルとした。また、両者の中間的な材料であるc-φ材の場合には表面敷設のCFgHモデル、段階盛土のCFgHDモデルとし、全部で6種類とした。なお、地盤とジオテキスタイルとの境界の強度には地盤のせん断強度を用いた。

載荷は土の単位体積重量 γ を増加させる方法により行い、地盤内の破壊の進行状況や破壊パターン、盛土の変形性状などを求めた。なお、段階盛土の場合には各段階の載荷が終了した後に次段階の盛土部分の要素を付加し、載荷を行った。

(2) 解析結果

• c材の解析結果

c材の場合の破壊時における変形モードとその時のすべり線の発生状況を図-2に示す。Cghモデル、CgHDモデルともに底部破壊をしており、斜面上端の背後の引張破壊とせん断破壊によって崩壊を起こしている。

Cghモデル、CgHDモデルについて、法肩付近(A点)、法尻付近(B点)における水平変位と載荷量の関係を図-3に示す。同図には60年度の解析結果も合わせて示した。(ジオテキスタイル無し：Cモデル、水平方向に敷設：Cgモデル) Cghモデルの場合にはCgモデルとほぼ同じ性状を示しており、表面敷設による影響はほとんど見られない。CgHDモデルはCghモデルと同様の傾向を示しているが、水平変位が若干抑制された形となっている。

• φ材の解析結果

φ材の場合の破壊時における変形モードとその時のすべり線の発生状況を図-4に示す。FgHモデル、FgHDモデルともにせん断破壊が斜面の表面に発生しているが、法先部の部分的な破壊のみにとどまっている。

FgHモデル、FgHDモデルについて、法肩付近(A点)、法尻付近(B点)における水平変位と載荷量の関係を図-5に示す。(ジオテキスタイル無し：Fモデル、水平方向に敷設：Fgモデル) FgHモデルの場合には載荷量が100%終了した時点で水平変位が最大15cm程度となっており、Fgモデルより水平変位が若干抑制された形となっている。FgHDモデルはFgHモデルとほぼ同じ性状を示している。

• c-φ材の解析結果

c-φ材の場合の破壊時における変形モードとその時のすべり線の発生状況を図-6に示す。CFgH

モデル, CFgHDモデルともに底部破壊をしており、せん断破壊がほぼ斜面の全体に発生している。

CFgHモデル, CFgHDモデルについて、法肩付近（A点）、法尻付近（B点）における水平変位と載荷量の関係を図-7に示す。（ジオテキスタイル無し：CFモデル, 水平方向に敷設：CFgモデル）CFgHモデルの場合には載荷量が増加するにつれて水平変位も徐々に増加してゆき、載荷が100%終了した時点でA点の水平変位は60cm程度, B点の水平変位は130cm程度となっており、CFgモデルと似た性状を示している。CFgHDモデルも同様の傾向を示しているが、載荷量が30～90%間ではCFgHモデルより水平変位が若干抑制されており、載荷が終了した100%の時点では逆にCFgHモデルより若干大きな変位となっている。

（3）まとめ

盛土斜面にジオテキスタイルを敷設した場合の安定問題にRBSM手法を適用し、破壊の進行状況や破壊パターン、変形状態などについて検討した。その結果、ジオテキスタイルを表面に敷設した場合、水平方向のみに敷設した場合より斜面の変形を抑制する効果が若干大きく現れることが分かった。また、段階盛土を行った場合の解析結果は行わない場合の結果とほぼ同様の傾向を示すことが分かり、段階盛土を行わない解析でジオテキスタイルの効果を判定可能であると考えられる。

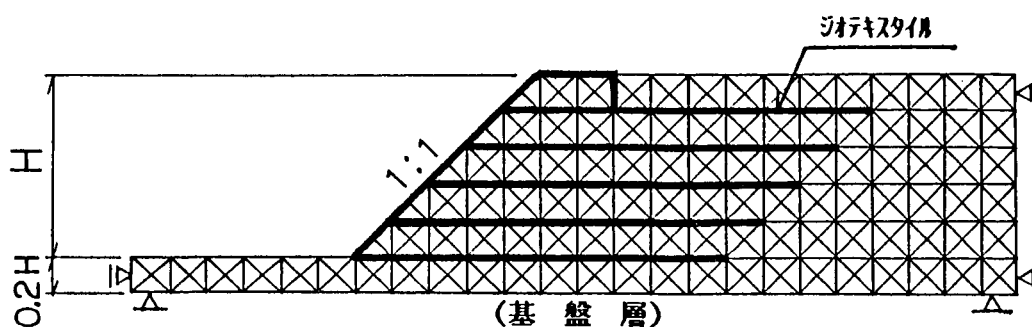


図-1 斜面形状と要素分割およびジオテキスタイルの敷設位置

表-1 解析ケース

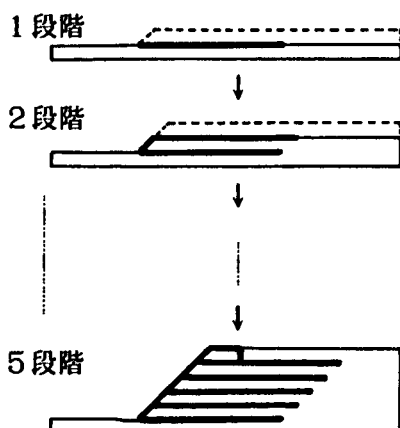
解析ケース		内部摩擦角 φ (°)	粘 着 力 C (tf/㎡)	単位体積重量 γ (tf/㎡³)	ジオテキスタイル の有 無	備 考
C 材	CgH モデル	0	1.0	1.0	有	表面敷設
	CgHD モデル	0	1.0	1.0	有	段階盛土
φ 材	FgH モデル	30	0.5	3.6	有	表面敷設
	FgHD モデル	30	0.5	3.6	有	段階盛土
C φ 材	CFgH モデル	10	0.5	1.8	有	表面敷設
	CFgHD モデル	10	0.5	1.8	有	段階盛土

ジオテキスタイルの物性値

断面積 : $A = 0.000297$ (m²) , 変形係数 : $E = 400,000$ (tf/m²)

引張強度 : $St = 8.0$ (tf/m)

• 段階盛土 (5段階)



• 60年度解析モデル

C 材 [C モデル : ジオテキスタイル無し
Cg モデル : 水平方向に敷設

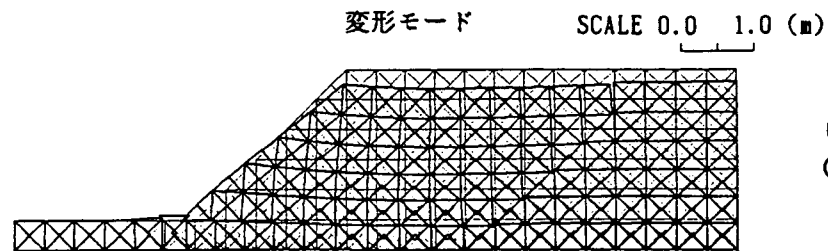
ϕ 材 [F モデル : ジオテキスタイル無し
Fg モデル : 水平方向に敷設

C- ϕ 材 [CF モデル : ジオテキスタイル無し
CFg モデル : 水平方向に敷設

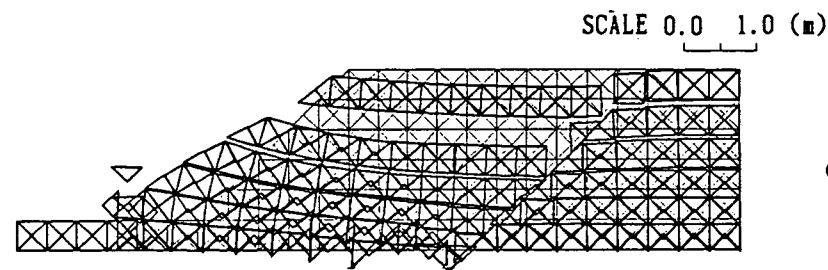
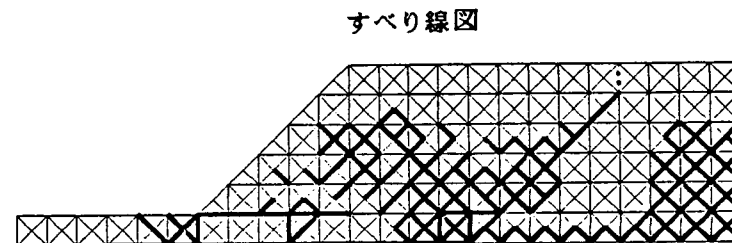
(諸定数は61年度解析ケースと同じ)

水平方向に敷設

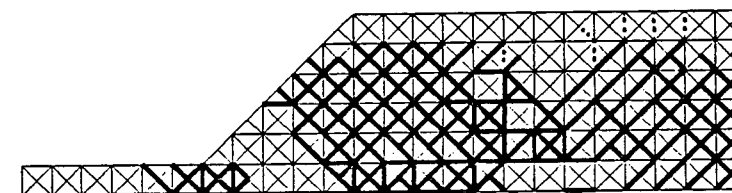




CgHモデル
(表面敷設)



CgHDモデル
(段階盛土)



— せん断破壊
.... 引張破壊

図-2 破壊時の変形モードとすべり線の発生状況

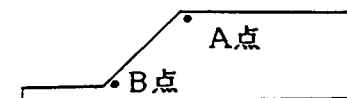
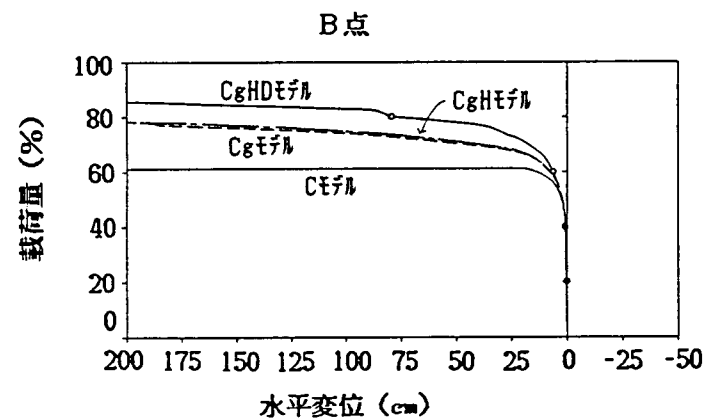
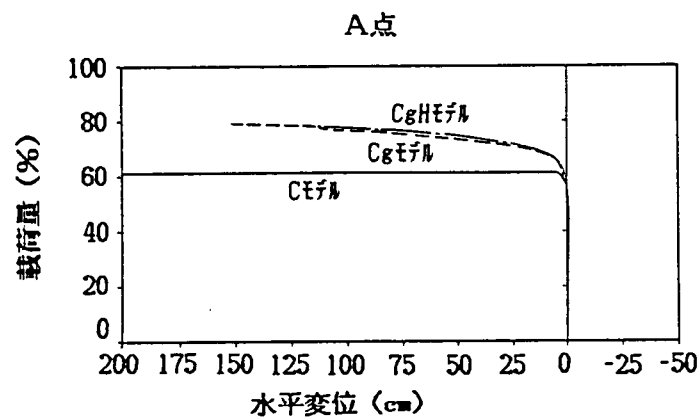
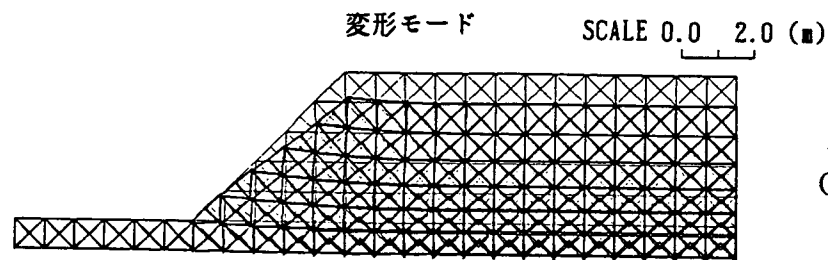
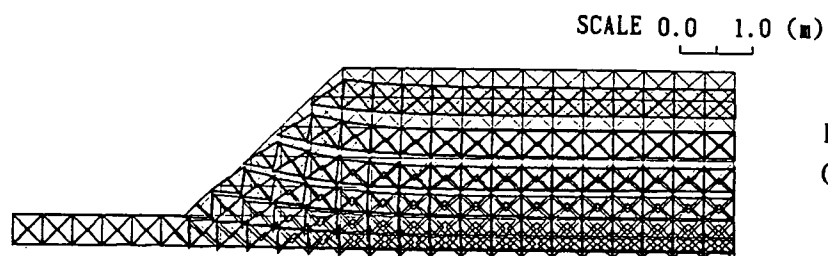
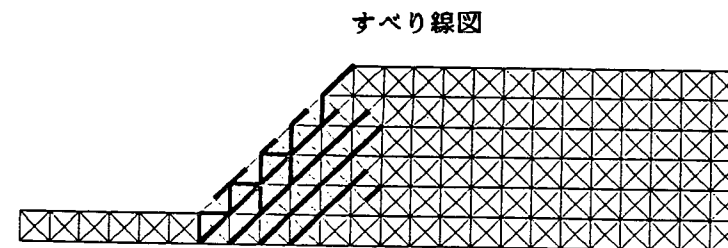


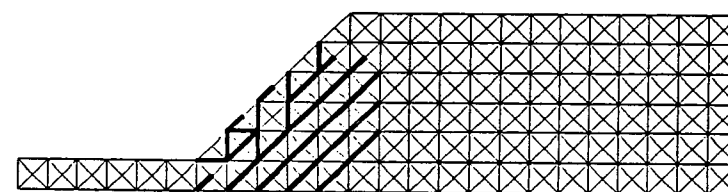
図-3 水平変位と載荷量の関係



FgHモデル
(表面敷設)



FgHDモデル
(段階盛土)



— せん断破壊
.... 引張破壊

図-4 破壊時の変形モードとすべり線の発生状況

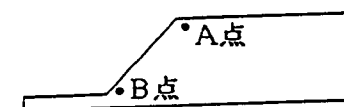
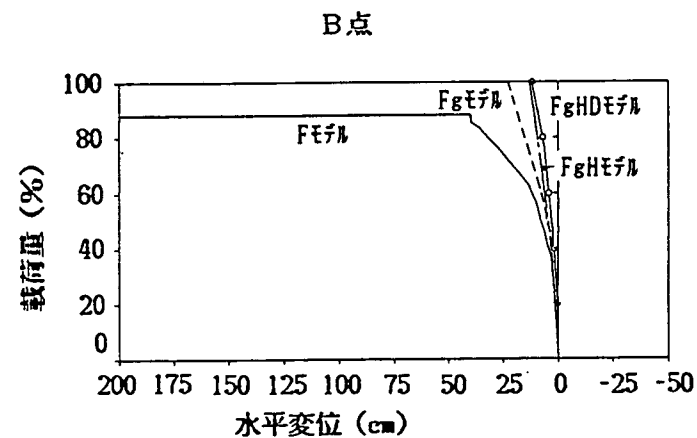
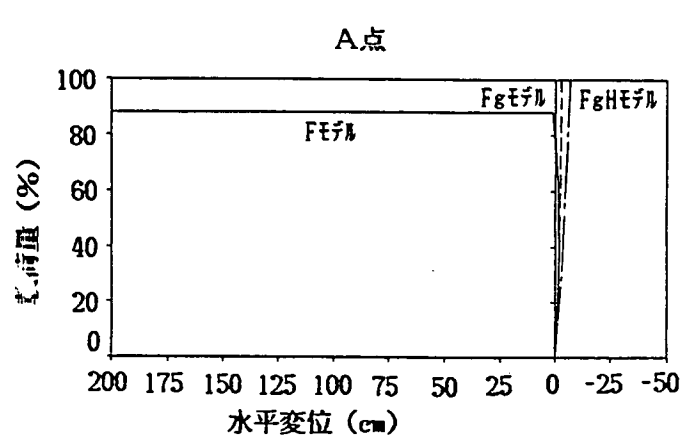


図-5 水平変位と載荷量の関係

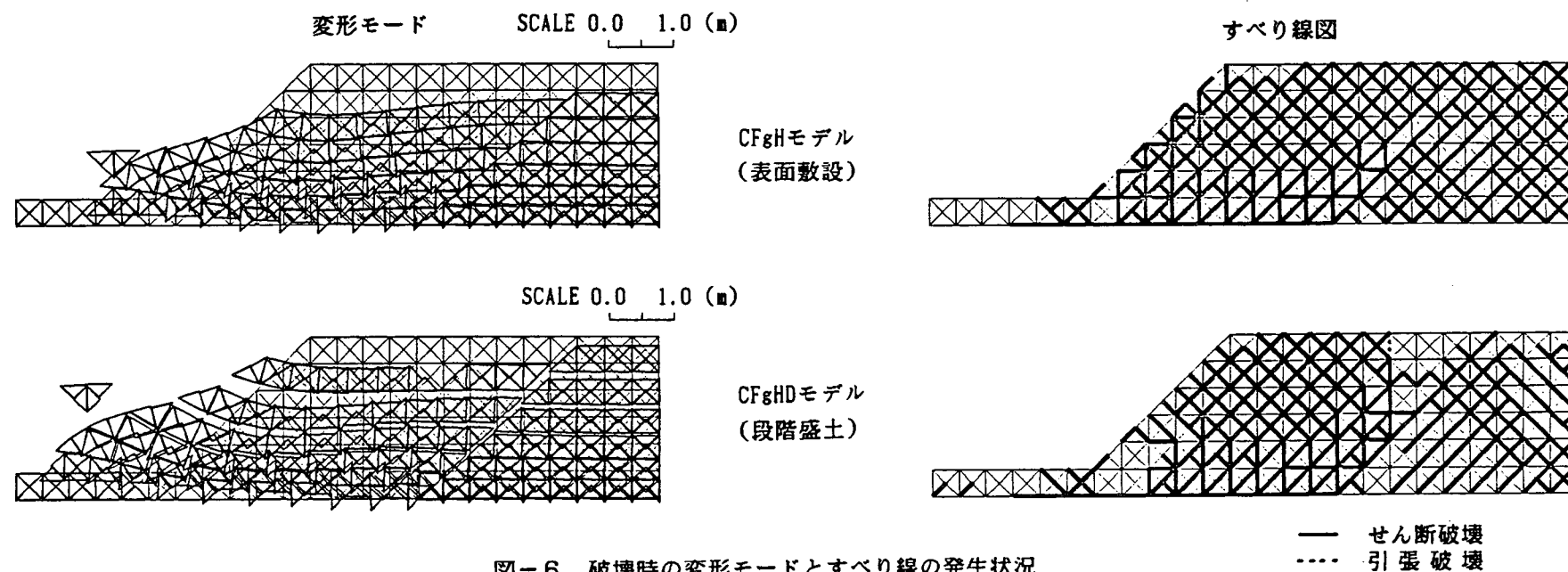


図-6 破壊時の変形モードとすべり線の発生状況

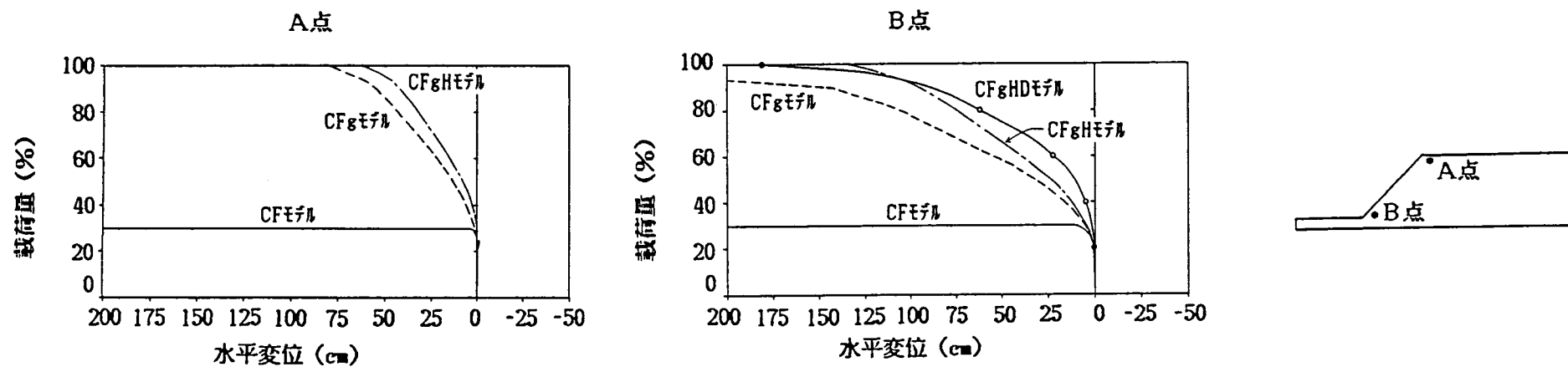


図-7 水平変位と載荷量の関係

4. 擁壁モデルへの適用

(1) 解析条件および解析方法

解析に用いたモデルを図-8に示す。60年度と同じく $\phi = 30^\circ$ の砂質土による背面盛土を有する高さ10mのコンクリート擁壁を想定し、壁面摩擦角はゼロとした。要素分割を図-9に示す。解析ケースは表-2に示す如く、ジオテキスタイルの無いRモデル、水平方向のみにジオテキスタイルを敷設したG1モデル、擁壁背面にもジオテキスタイルを敷設したG2モデルの3種類とした。ジオテキスタイルと擁壁とは接続していない。解析に用いた諸定数を表-3に示す。地盤とジオテキスタイルとの境界の強度には地盤のせん断強度を用いた。

解析は、地盤内の初期応力状態を求めた後に擁壁を水平方向に変位させることにより行い、地盤内の破壊の進行状況および壁面に作用する土圧の変化を求めた。

(2) 水平変位における解析結果

RモデルとG2モデルについて、擁壁頂部の水平変位と擁壁高さの比（以後は変位比と記す）が1/50の変形モードとすべり線図を図-10に示す。変形モードにおいては滑り面付近の変位に差が見られ、ジオテキスタイルを敷設したG2モデルのほうが変形が抑えられている。すべり線図においてはRモデルではせん断破壊が滑り面に集中しているのに比べて、G2モデルではせん断破壊が擁壁近傍から離れた範囲まで拡がっており、ジオテキスタイルによる影響があらわれている。

擁壁に作用する土圧合力と変位比の関係を図-11に示す。同図には60年度の解析結果（擁壁を回転させた場合）も合わせて示した。Rモデルでは1/3000程度の変位比で主働土圧となり、その後は土圧一定の主働状態を示す。これに対してG1、G2モデルでは主働土圧の発生まではRモデルと同じ挙動を示すが、その後は変位比の増加に伴って土圧が大きく減少しており、その値は変位比1/200で主働土圧の約4割減、1/100で約7割減である。回転させた場合の結果と比較すると、全体の傾向は同じであるが、水平変位させた場合の方が主働土圧状態となる変位比が小さく、G1、G2モデルでの土圧減少の割合が大きくなっている。

(3) ジオテキスタイルの効果に対する検討

変位比の増加に伴う土圧分布の変化を図-12に示す。水平変位の場合は下部から土圧が減少し、回転の場合には上部から土圧が減少する性状を示しており、擁壁の変位パターンの違いにより土圧分布の変化が異なることがわかる。

擁壁下端を中心にして求めた転倒モーメントと変位比の関係を図-13に示す。水平変位、回転の場合ともに、G1、G2モデルでは変位比1/1000程度から転倒モーメントが大きく減少しており、その値は変位比1/200で主働土圧から求めたモーメントの約2割減、1/100で3～5割減で、水平変位の場合の方が減少の割合が大きい。

図-11に示した土圧合力は擁壁の滑動の検討に用いる水平力であり、ジオテキスタイルを敷設することにより、滑動に対しては水平変位の場合に水平力を減少する効果が大きく、転倒に対しては図-13より水平、回転どちらの場合にも転倒モーメントを減少する効果が大きい。従って、若干の変

形を許した設計を行うことにより、擁壁断面を小さくすることが出来ると考えられる。

G2モデルの変位比1/50におけるジオテキスタイルの引張力分布を図-14に示す。水平変位の場合には滑り面に、回転の場合には擁壁に近い部分にピークが現れており、この傾向は変位比の少い時から変わっていない。従って、擁壁の変位パターンの違いによりジオテキスタイルに発生する引張力のピーク位置が異なると考えられる。

水平変位させた場合の変位比1/50におけるジオテキスタイルと地盤との境界に発生した応力（ジオテキスタイルの無い部分は地盤の応力）の分布を、G2モデルについて図-15に、Rモデルについて図-16に示す。G2モデルではせん断応力が大きく発生しており、滑り面の背後では当初の上載圧から求められるせん断強度より大きなせん断応力となっているにもかかわらず降伏に至っていない。これはジオテキスタイルの効果により垂直応力が滑り面の背後で増加しているためである。これに対しRモデルではせん断応力の発生がほとんど無く、垂直応力も当初の状態からほとんど変化していない。従って、ジオテキスタイルを擁壁背面に敷設することにより、擁壁近傍の垂直応力が滑り面の背後に再配分されてせん断強度が増加する結果となり、ジオテキスタイルの補強効果を説明するものと考えられる。

擁壁を回転させた場合の変位比1/50におけるジオテキスタイルと地盤との境界に発生した応力（ジオテキスタイルの無い部分は地盤の応力）の分布を、G2モデルについて図-17に、Rモデルについて図-18に示す。せん断応力、垂直応力ともに同様の傾向が見られるが、水平変位の場合より若干少ない値となっている。

(4) まとめ

擁壁背面の地盤にジオテキスタイルを敷設した場合の壁面土圧に与える効果について、RBSM手法により検討した。その結果、水平変位、回転どちらの場合も擁壁に変形を許すことにより壁面土圧が減少することが分かり、擁壁を設計する場合の滑動力、転倒モーメントの両者を低減可能であることが明らかになった。

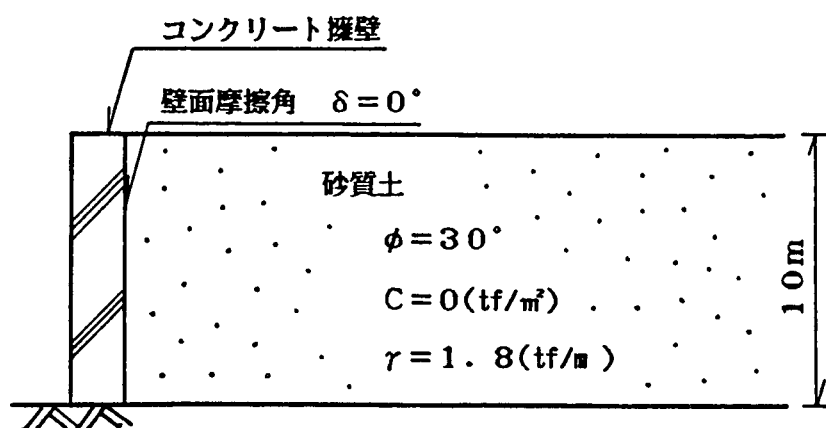


図-8 解 析 モ デ ル

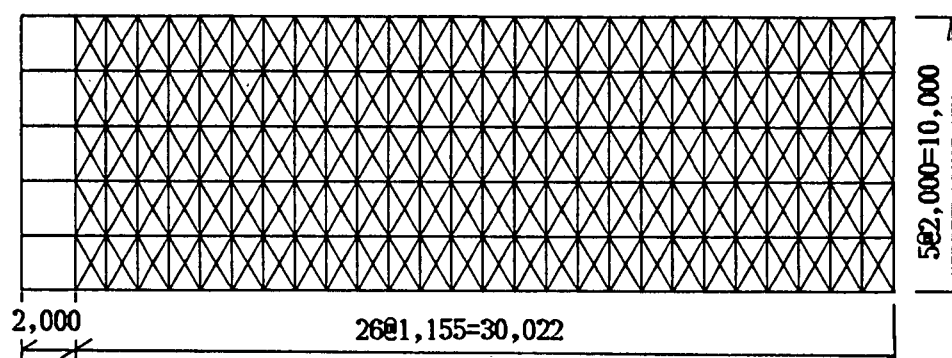


図-9 要 素 分 割

表-2 解 析 ケ ー ス

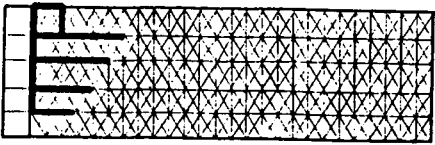
R モデル	ジオテキスタイル無し
G1モデル	
G2モデル	

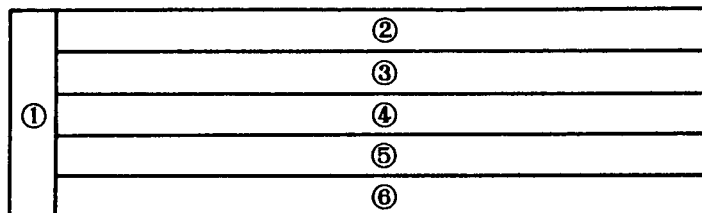
表-3 解析に用いた諸定数

No	変形係数 $E(\text{tf/m}^2)$	ポアソン比 ν	単位体積重量 $\gamma(\text{tf/m}^3)$	粘着力 $C(\text{tf/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	引張強度 $St(\text{tf/m}^2)$
①	2.7×10^{10}	0.20	2.4	1200.0	0.0	1200.0
②	920.98	0.45	1.8	0.01	30.0	0.01
③	1625.00					
④	2109.80					
⑤	2504.00					
⑥	2844.80					

ジオテキスタイルの物性値

断面積 : $A = 0.000297 (\text{m}^2)$ 変形係数 : $E = 400,000 (\text{tf/m}^2)$

引張強度 : $St = 8 (\text{tf/m})$



*地盤とジオテキスタイルとの境界の強度には地盤のせん断強度を用いた。

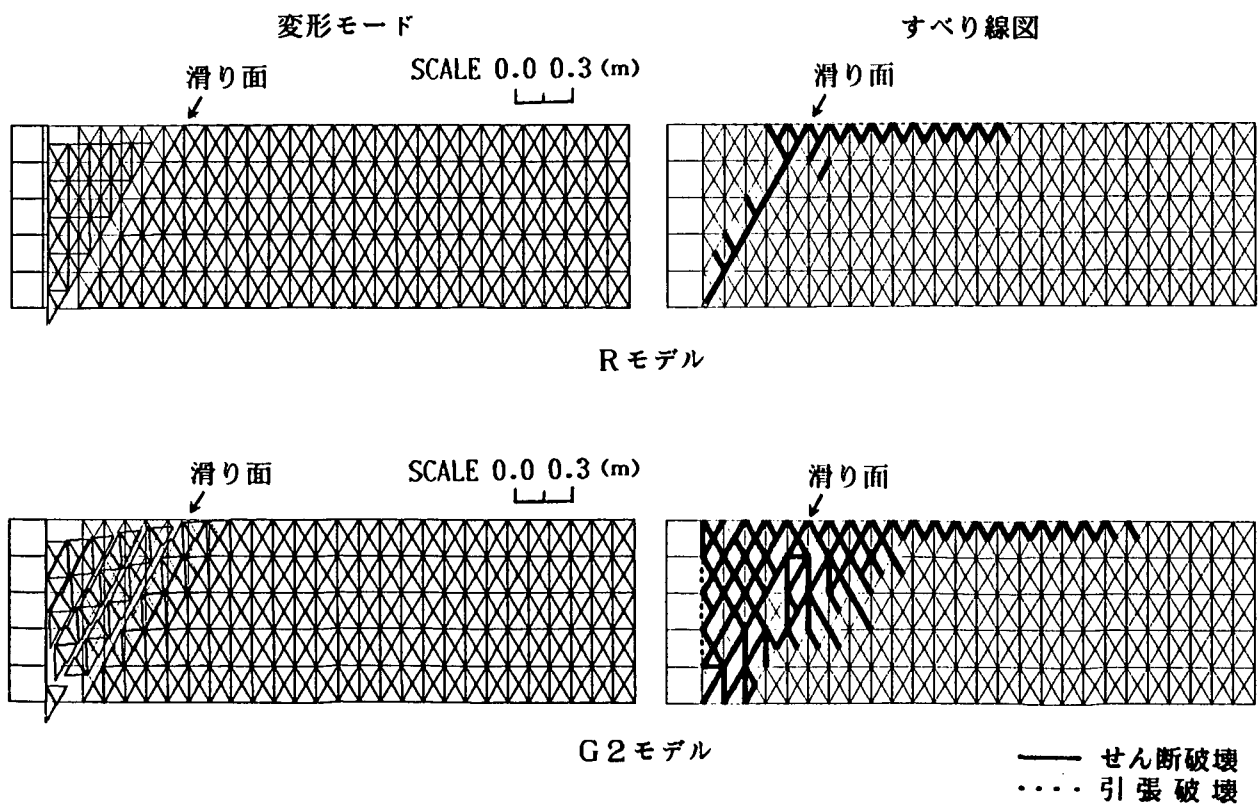


図-10 水平変位による変形モードと背面地盤のすべり線図 (変位比 1/50)

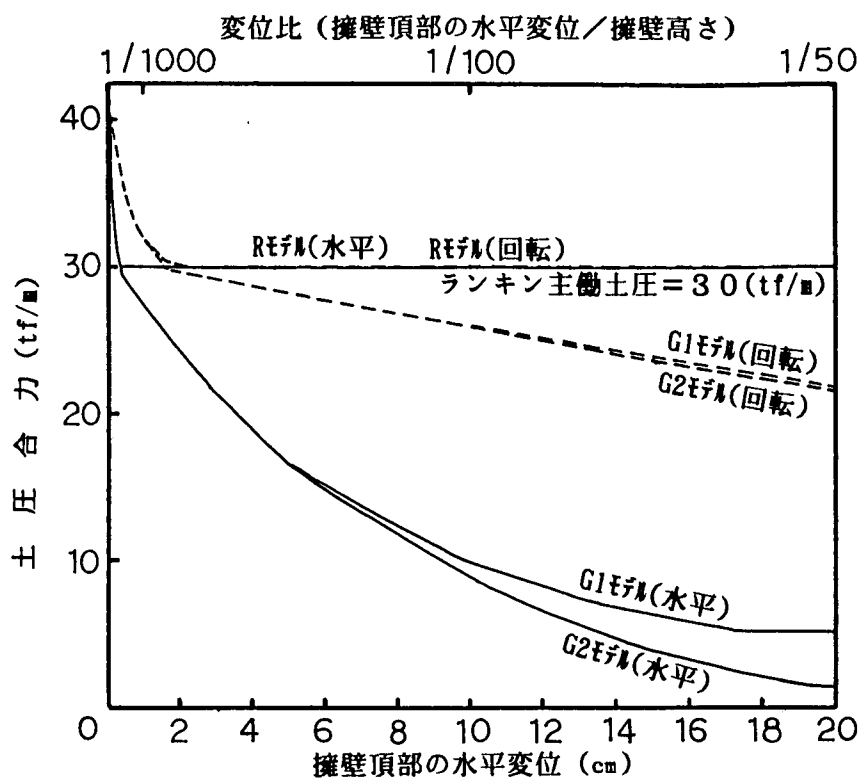


図-11 擁壁に作用する土圧合力と変位比の関係

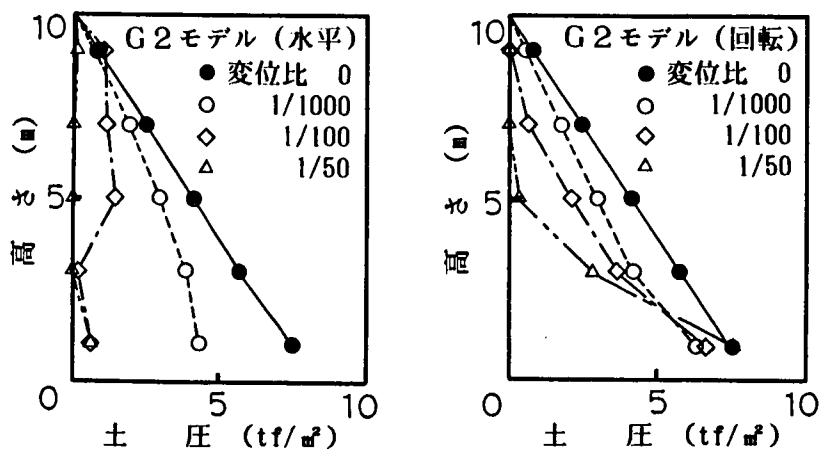


図-12 変位比の増加に伴う土圧分布の変化

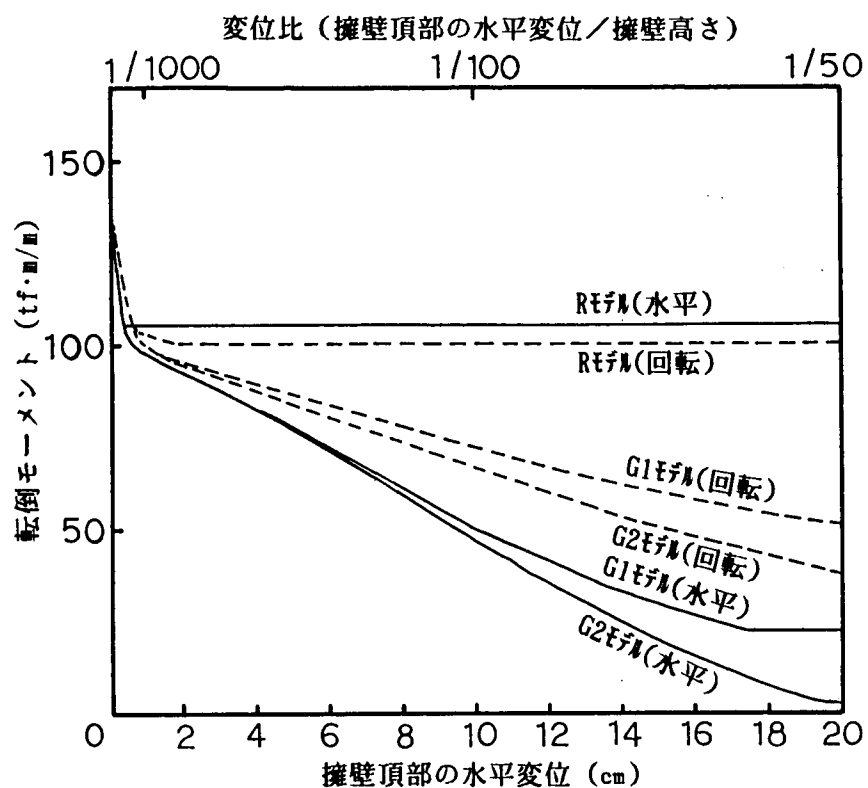
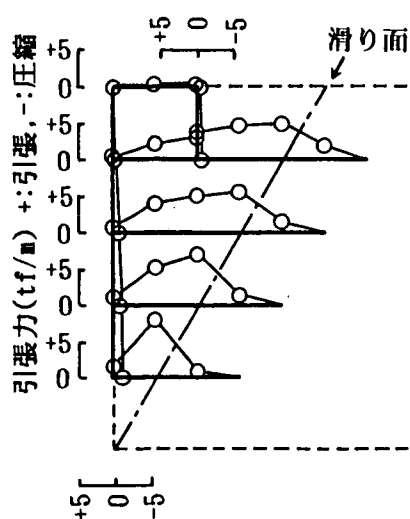
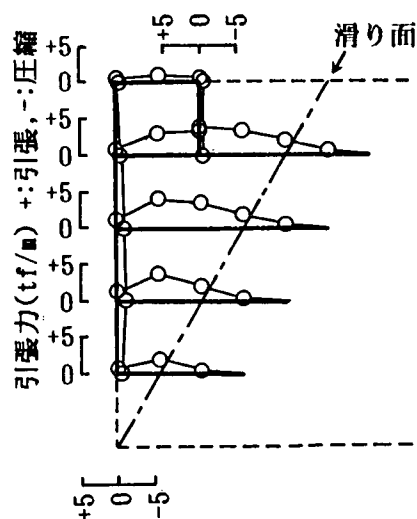


図-13 転倒モーメントと変位比の関係



G2モデル (水平)



G2モデル (回転)

図-14 ジオテキスタイルの引張力分布 (変位比 1/50)

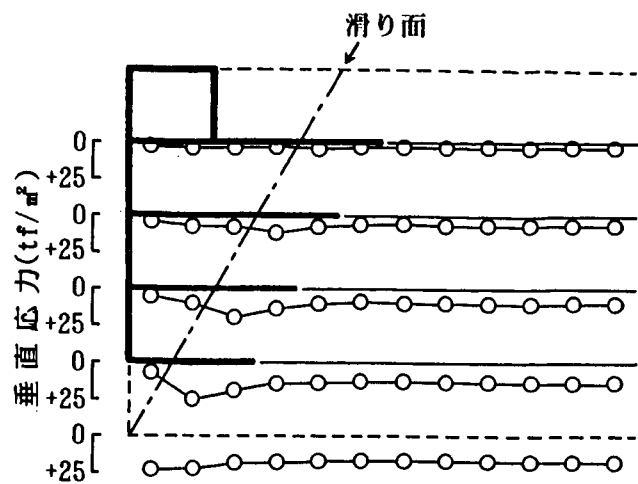
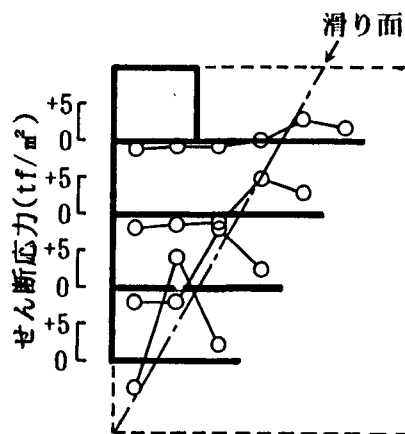


図-15 水平変位によるG2モデルのせん断応力，垂直応力の分布（変位比 1/50）

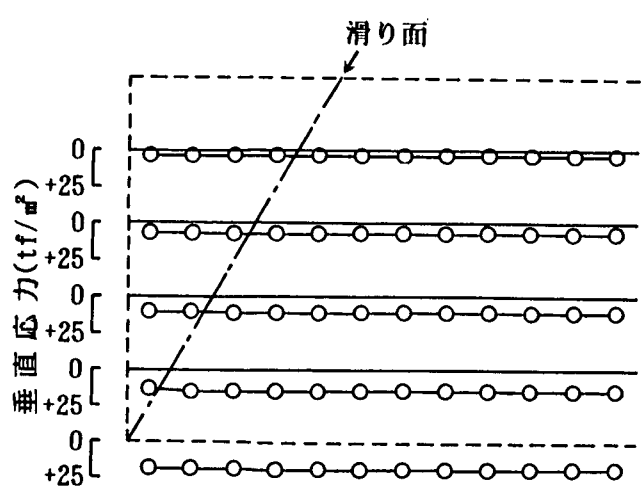
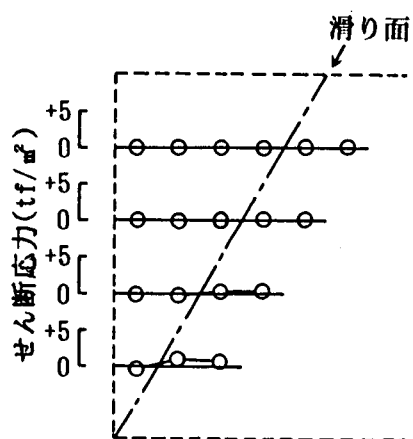


図-16 水平変位によるRモデルのせん断応力，垂直応力の分布（変位比 1/50）

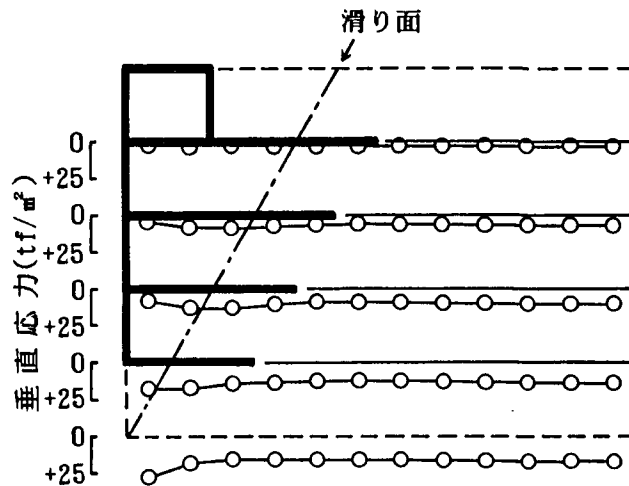
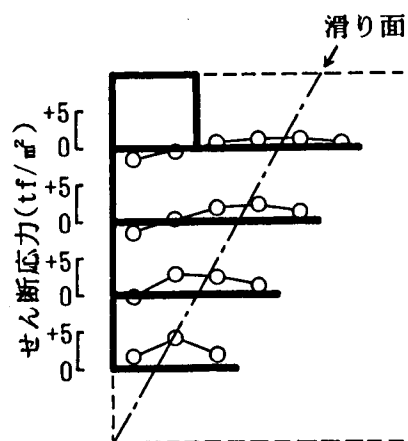


図-17 回転によるG2モデルのせん断応力、垂直応力の分布 (変位比 1/50)

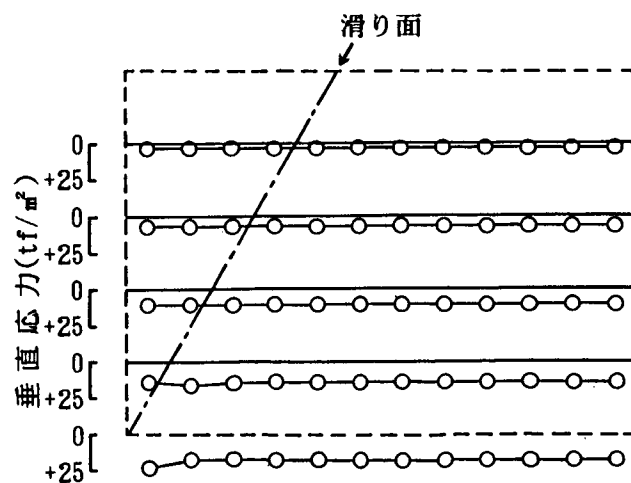
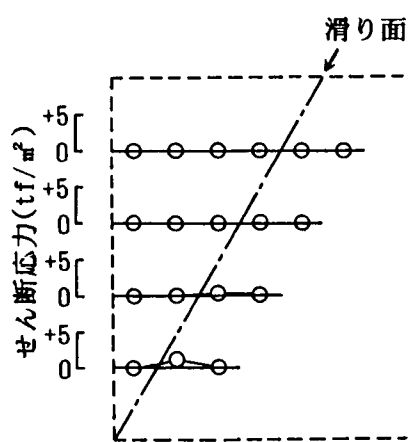


図-18 回転によるRモデルのせん断応力、垂直応力の分布 (変位比 1/50)

5. あとがきおよび今後の課題

ジオテキスタイルを敷設した地盤についてRBSM手法を用いた弾塑性解析を行い、各種の検討を行った。その結果、斜面モデルにおいては、ジオテキスタイルによる斜面の変形抑制効果に対し、表面敷設が若干寄与すること、段階盛土を行わない解析でジオテキスタイルの効果が判定可能であることが分かった。擁壁モデルにおいては、水平変位、回転どちらの場合もジオテキスタイルの敷設が擁壁設計に有利であることが分かった。

今後の課題としては、斜面モデルにおいてはジオテキスタイルを敷設すると载荷とともに変形が徐々に増加し破壊の判定が難しいため、ある程度の許容変形量を考慮した破壊についての判定基準を定め、最適な敷設長、敷設パターンを求めることが必要と考えられる。

擁壁モデルにおいては各種のパラメータを変化させた解析を行い、ジオテキスタイルを用いた擁壁の設計資料を作成する予定である。

3. 2. 3 弾・粘塑性 F E Mを用いた解析による予測手法の開発

建設省土木研究所 土質研究室
前田建設工業（株）

1. まえがき

ジオテキスタイルが大きな補強効果を持つことは経験的に知られているが、定量的に把握されているとは言えないのが現状である。したがって、ジオテキスタイルを用いた補強土工法が安定性、経済性、施工性に優れたものとして永久構造物の建設に広く適用されるようになるためには、実績の蓄積を待つだけでなく、補強効果のメカニズムの解明が必要である。その第一歩として基礎的な実験が数多く実施されている。また、コンピュータの発達によって数値解析が容易に行なえるようになり、実験結果の解釈に役立てられている。しかし、この数値解析の多くはジオテキスタイルと土との間のすべりに主眼が置かれ、ジオテキスタイルそのもののモデル化についてはあまり問題にされていないようである。

そこで、引張補強材として用いられているジオグリッド自身のモデル化に問題を絞り、まず 経験的に知られているジオグリッドの補強効果を F E Mによる数値解析において表現する方法を検討する。次に、簡易室内実験を実施し、補強効果の大きさを確認するとともにシュミレーション解析を行なう。

2. 目的

前年度は軟弱地盤の地表面にジオグリッド（テンサー S R - 2）を敷設し、その上に盛土を行なうことを想定して F E Mによる2次元弾・粘塑性解析を実施した。

この結果から次のことが推察された。

- ① ジオテキスタイルの敷設は盛立の進行に伴う先行盛土部の剛性低下を防止しているのではないか。
- ② ジオテキスタイルを敷設しても地表面沈下がほとんど小さくならなかったのは、鉛直方向の剛性を無視した水平トラス材でジオテキスタイルを表現したためと考えられる。ジオテキスタイルの敷設効果は、実際には鉛直方向にも働くのではないか。

本年度はジオテキスタイルの敷設効果が鉛直方向にも働く可能性に特に留意し、ジオテキスタイルそのものを F E M解析において表現する要素の開発を目的に、数値実験と簡易室内実験を実施する。

3. F E Mによる数値実験

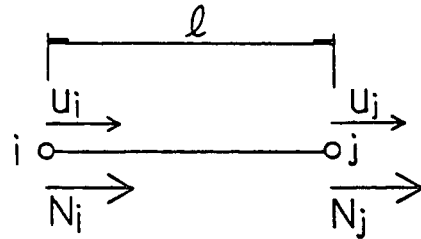
（1） 解析方法

土は均一で連続的な弾性体、ジオテキスタイルは線材と見なし、平面ひずみ状態のFEM解析を行なう。線材は次の3種類の要素で表現する。

- ① 線要素a：軸方向のみの剛性を有する線材（トラス材）。この要素の性能は式(1)、(2)により表わされる。

$$\begin{bmatrix} N_i \\ N_j \end{bmatrix} = [K_a] \begin{bmatrix} u_i \\ u_j \end{bmatrix} \quad \dots\dots (1)$$

$$[K_a] = D \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad \dots\dots (2)$$



E：線材の弾性係数（空中の引張試験で得られた値を用いる）

A：線材の断面積（格子中央部の平均断面積）

l：長さ

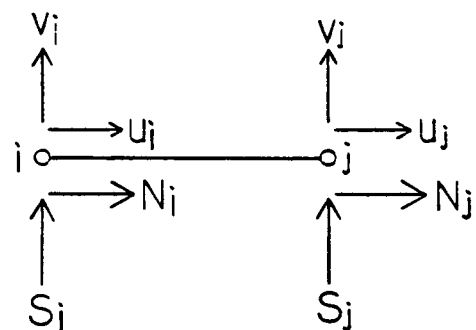
D：E・A/l

- ② 線要素b：線要素a + 幾何学的非線形性。ここでは、荷重を数多くのステップに分けて作用させ、各ステップ毎にすべての節点座標を修正する。さらに前ステップで生じた補強材の伸びから張力を計算し、これを外力として補強材を構成する節点に作用させる。

- ③ 線要素c：軸方向の剛性とせん断剛性を有する線材。この要素の性能は式(3)、(4)により表わされる。

$$\begin{bmatrix} N_i \\ S_i \\ N_j \\ S_j \end{bmatrix} = [K_c] \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \end{bmatrix} \quad \dots\dots (3)$$

$$[K_c] = D \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & h & 0 & -h \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & -h & 0 & h \end{bmatrix} \quad (4)$$



h = G/K/E

G：せん断弾性係数（= E/2/(1+ν)） ν：ポアソン比

K：形状係数（1とする）

(2) 数値実験<1>

図1に示す解析モデルに対する解析結果を表-1、図-2、3に示す。

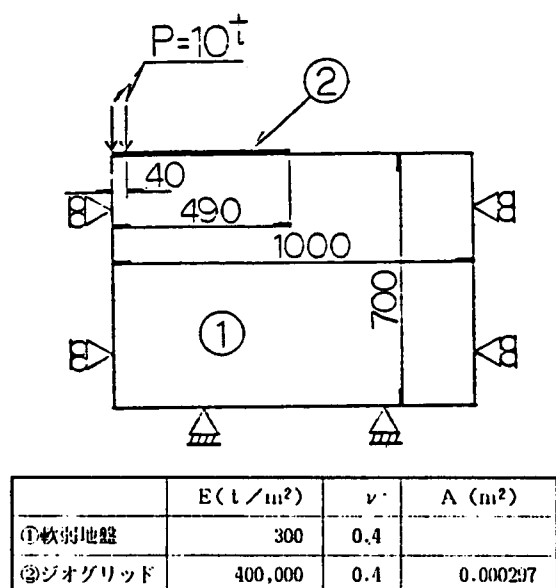


図-1 解析モデル<1>

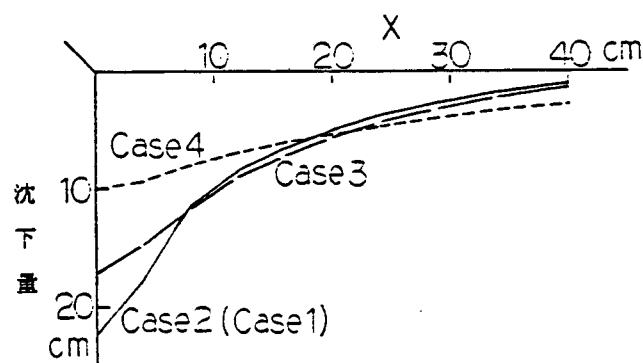


図-2 地表面の沈下量

表-1 解析結果

	ジオグリッド	最大沈下量(mm)	補強効果(%)	張力(t)
Case 1	なし	22.3		
Case 2	線要素a	22.2	0	-2.3~0.4
Case 3	線要素b	17.1	23	13.5~1.6
Case 4	線要素c	10.0	55	-0.9~0.0

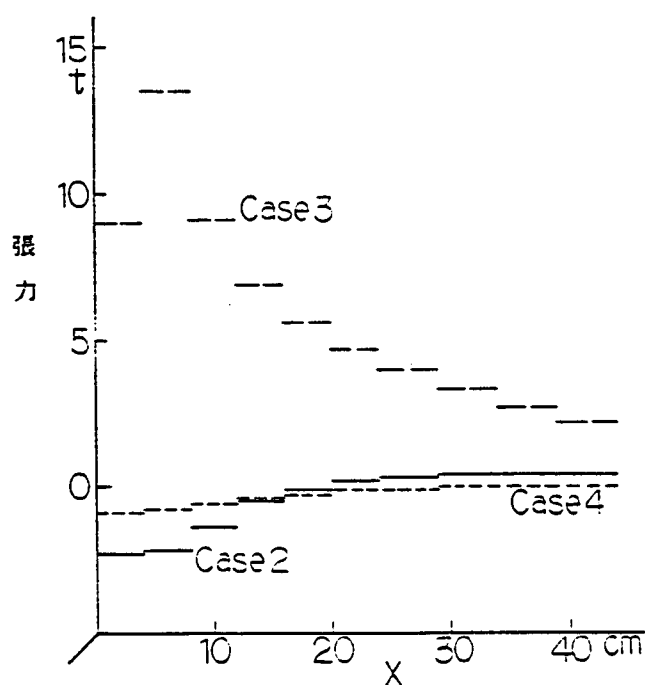


図-3 ジオグリッドの断面力

これらの結果より次のことが言える。

- ① 軸方向のみの剛性を持った線要素aを用いただけでは、ジオグリッドの補強効果（最大沈下量に関する抑制効果）を表現できない。しかも、大きな圧縮の軸力が生じ現実に合わない。
- ② 上記の要素を用いて幾何学的非線形性を考慮すると（線要素b）、比較的大きな補強効果が表現できる。しかし、この補強効果も引張の軸力が破断強度（8 t/m）を越えている割りには小さい。
- ③ 軸方向の剛性とせん断剛性を有する線要素cを用いると大きな補強効果が表現できる。ただし、13.4~3.2 tの大きなせん断力が発生しており、ジオグリッドと周辺の地盤が一体となって挙動するとき、これだけの抵抗力を本当に発揮できるのか今後検討を要する。

(3) 数値実験<2>

図-4に示す解析モデルに対する解析結果を表-2、図-5、6に示す。

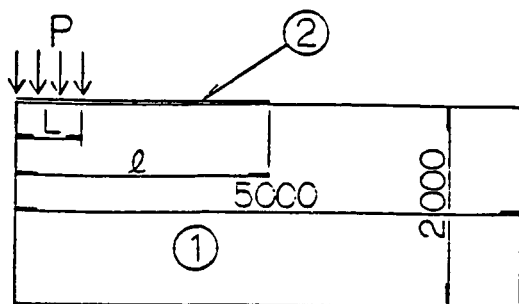


図-4 解析モデル

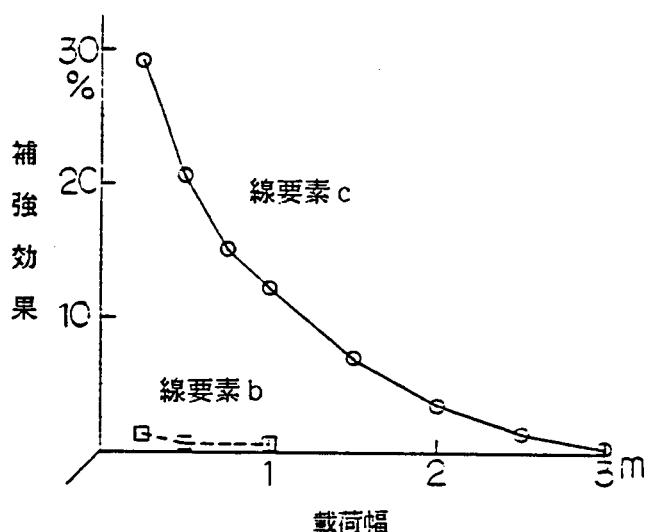


図-5 載荷幅と補強効果

表-2 解析結果

	ジオグリッド要素	長さ l (m)	載荷幅 L (m)	補強効果 (%)
Case B	1 線要素b	3	0.25	1.3
	2 "	"	0.5	0.5
	3 "	"	1.0	0.6
Case C	1 線要素c	"	0.25	29.1
	2 "	"	0.50	20.6
	3 "	"	0.75	15.1
	4 "	"	1.0	12.2
	5 "	"	1.5	7.0
	6 "	"	2.0	3.5
	7 "	"	2.5	1.4
	8 "	"	3.0	0.3
Case C'	1 線要素c	1.0	1.0	7.7
	2 "	1.5	"	11.3
	3 "	2.0	"	12.1
	4 "	2.5	"	12.2

これらの結果より次のことが言える。

- ① ジオグリッドの補強効果は分布荷重の載荷幅が小さいときほど大きく、載荷幅が大きくなると、ほとんどなくなる。
- ② その効果を発揮するのに必要な敷設長がありそれ以上長くしても有効ではない。
- ③ 軸方向のみの剛性を持った線要素aを用いて幾何学的非線形性を考慮しても、ほとんど補強効果がみられない。したがって敷設したジオグリッドの垂直方向に荷重が作用する場合、ジオグリッドを単なる引張補強材と見なしただけでは、その補強効果を表現できない。

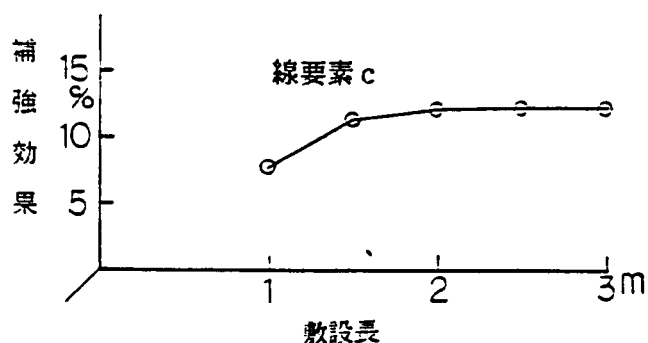


図-6 敷設長と補強効果

4. 室内簡易実験

(1) 室内簡易実験<1>

ジオグリッドの補強効果を確認するために、スポンジを軟弱粘土にみたてた載荷実験を行なった。供試体の形状、載荷方法などは図-7(1),(2)、図-8(1),(2)に示す通りである。

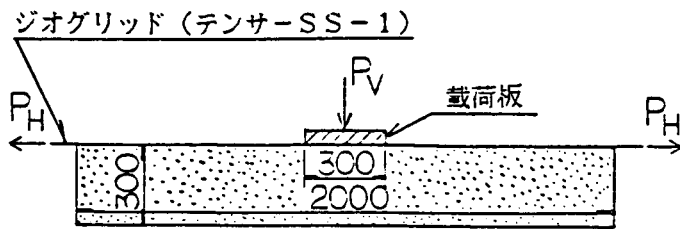


図-7(1) スポンジ載荷実験 (A)

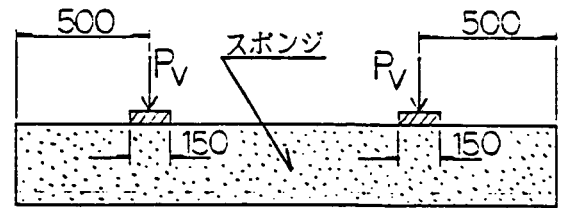


図-7(2) スポンジ載荷実験 (B)

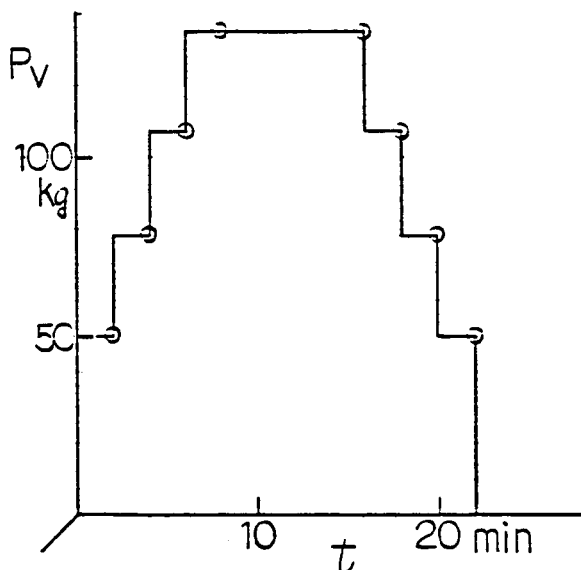


図-8(1) 載荷パターン A

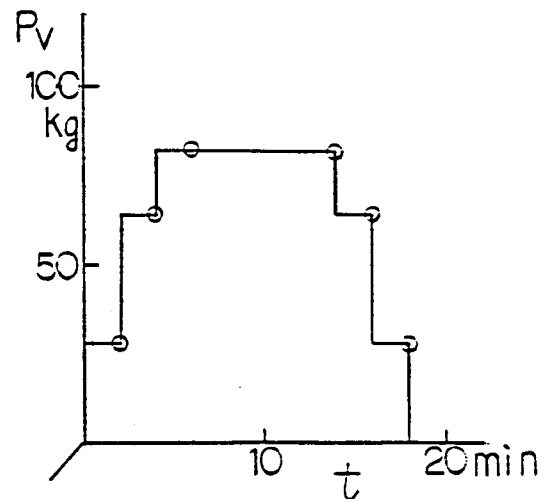


図-8(2) 載荷パターン B

ここで、載荷実験Aの水平荷重 P_H はジオグリッドを広範囲に敷設した効果を考慮して作用させた。また、鉛直荷重は図-8(1),(2)に示すパターンに従って作用させ、次ステップの載荷あるいは除荷直前に沈下量を計測した。

実験結果を図-9(1),(2)に示す。

実験Aの場合、 $P_H=0$ のときは補強効果が全く見られない。これは載荷すると載荷板の下の部分を除くジオグリッドが浮き上がりスポンジと接触しなくなるためである。 $P_H=20\text{kg}$ のときはどの部分もスポンジ接触するため大きな効果が発揮される。

実験Bの場合にも2つの載荷板にはさまれる部分のジオグリッドが常にスポンジと接触するため大きな補強効果が発揮される。

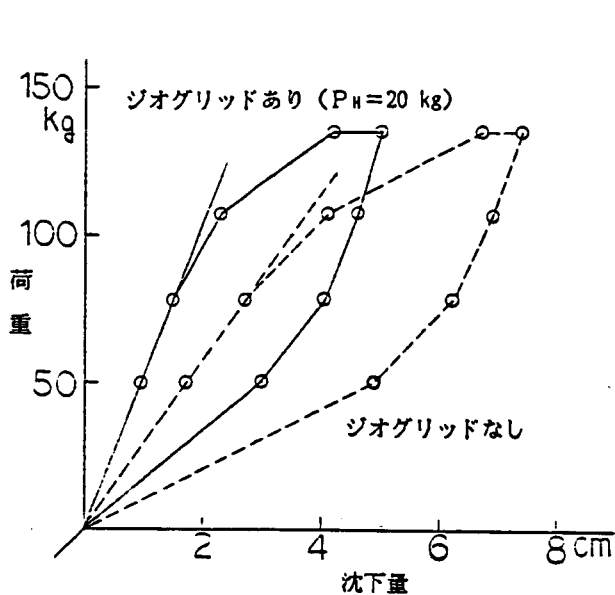


図-9(1) 実験結果 (A)

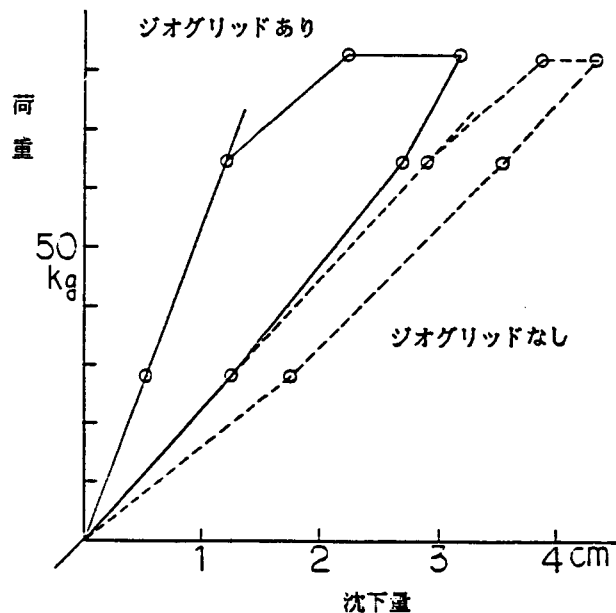


図-9(2) 実験結果 (B)

図-9(1),(2)から分かるようにスポンジは弾性体とは異なる挙動を示すが、ここでは弾性体と見なし、載荷時の最初の直線部分の挙動に注目してシミュレーション解析を実施した。解析に用いた物性値を表-3に示す。ただし、スポンジの物性値はジオグリッドを敷設しない実験結果から逆算して求めた。また、ジオグリッドは線要素cで表現した。解析結果を表-4に示す。

表-3 解析に用いた物性値

	E (t/m ²)	ν	A (m ²)
スポンジ	2.0	0.1	
ジオグリッド	450000	0.125	0.00005
載荷板 (木)	30000	0.3	

表-4 シミュレーション解析結果<1>

		最大沈下量 ($P_v=100\text{kg}$ 換算時)	
		解 析	実 験 (計測)
A	ジオなし	3.2	3.5cm
	あり	1.0	1.9
B	ジオなし	4.8	4.5
	あり	1.7	1.9

実験Bにおける沈下量の計測値と解析値は良く一致している。

実験Aにおいては解析値の方が計測値よりも小さくなっている。この原因としては、 P_H を作用させたためにジオグリッドとスポンジの接触が保たれるものの、その値が小さく両材料の間にすべりが生じていることが考えられる。これを表現するにはジオグリッドとスポンジの要素の間にジョイント要素を設けるのが有効だと思われる。

(2) 室内簡易実験<2>

室内簡易実験<1>に引き続いて砂を対象とした載荷実験を行なった。ここでは、直径15cmの円筒型鋼製容器に乾燥密度 1.8 Kg/cm^3 の砂を深さ14cmまで4層に分けて自然落下させ、振動を与えて締め固めた。この砂の上にジオグリッド（ネトロンZ32）を敷設したもの2個、しないもの2個の計4個の供試体を作成し図-9に示すように、その中心部に直径5cmの鋼製棒を1mm/minの速度で押込んで行った。

この実験から得られた荷重-沈下量（中心部）曲線を図-10に示す。

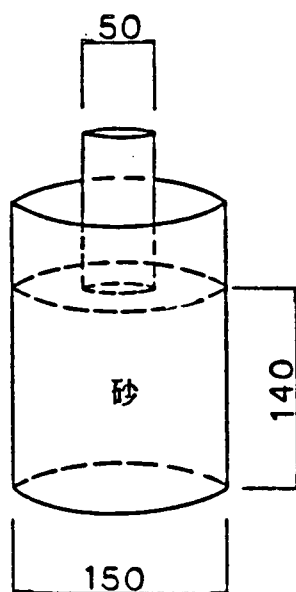


図-9 載荷実験<2>

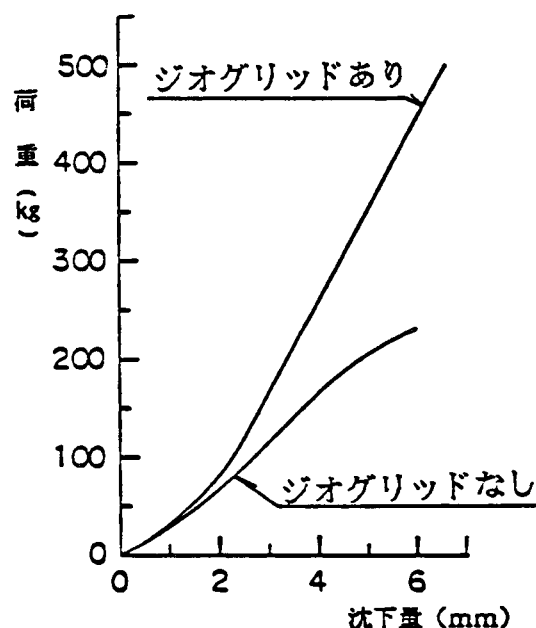


図-10 荷重-沈下量曲線

ジオグリッドの補強効果はやはり大きく、曲線の中央直線部の傾きはジオグリッドを敷設したことにより2倍になる（補強効果50%）。また、耐力も2.5倍以上になることも確認できた。

荷重-沈下量曲線の中央直線部に注目し、砂を弾性体とみなしてシミュレーション解析を実施した。ただし、砂の物性値はジオテキスを敷設しない実験結果から逆算して求めた。また、解析モデルは軸対称状態から平面ひずみ状態に置き換えた。これは線要素cと同等の性能を持つ面要素がまだ開発できていないためで、モデルの置き換えは試料の地表面と載荷面の面積比が等しくなるように行なった。解析結果を表-5に示す。

線要素bを用いた場合補強効果はほとんど表現できない。線要素cを用いた場合は28%で、実験結果の50%より小さかった。この原因として次のことが考えられる。

表-5 シミュレーション解析結果<2>

	ジオグリッド	荷重-沈下量曲線の勾配 (Kg/mm)	補強効果 (%)
CaseA	なし	220	
CaseB	線要素b	220	0
CaseC	線要素c	300	28

- ① 解析モデルを軸対称から平面ひずみ状態に置き換えている。
- ② 土質材料（砂）を均一な連続弾性体とみなしている。
- ③ ジオグリッドの物性値として、空中で実施された引張試験の結果を用いている。

5. まとめ

2種類の室内簡易実験によりジオグリッドの補強効果（沈下抑制効果）が非常に大きいことが確認できた。

また、これらのシミュレーション解析を含むFEMによる数値実験結果から次のことが推察できた。

- ① 敷設したジオグリッドに垂直方向の荷重が作用する場合、ジオグリッドを単なる引張補強材と評価しただけでは幾何学的非線形性（大変形）を考慮しても、その補強効果を表現できない。
- ② せん断剛性を持つトラス材（線要素c）を用いるとジオグリッドの補強効果を表現できる可能性がある。このときジオグリッドに発生する軸力は小さいがせん断力は非常に大きい。実際のところこれだけのせん断抵抗力をジオグリッドだけで発揮するのは不可能だが、ジオグリッドが近接する土粒子の動きを拘束し、これらが一体となって挙動すれば可能だと考えられる。
- ③ ジオグリッドがその効果を発揮するためには、土質材料との間にすべりが生じないようにする必要がある。
- ④ ジオグリッドの補強効果は分布荷重の載荷幅が小さいときほど大きい。従って、盛土が完成した時点を想定してジオグリッドの効果を議論してもあまり意味がない。
- ⑤ その効果を発揮するのに必要な敷設長があり、それ以上長くしても有効ではない。

6. 今後の課題

今後は、補強材料に生じるひずみにも注目し、土質材料、補強材料の種類、さらには載荷条件、供試体のスケール等を変えて、実験と解析を継続していきたいと考えている。

3. 2. 4 繰返し載荷時の路床の変形挙動の実験的解明

建設省土木研究所 動土質研究室

梶谷エンジニア株式会社

1. ま え が き

ジオテキスタイルは、従来土留、軟弱地盤の埋立、などに利用されてきたが、路床、路盤に利用される例は少なかった。

理由として考えられるのは、ジオテキスタイルの強度を発揮するまでの初期沈下が大きいことであろう。本研究ではこれらの欠点を排除して路床にジオテキスタイルを利用する技術を開発するものである。

2. 研 究 目 的

ジオテキスタイルの初期沈下が大きいのは、ジオテキスタイルを単純な引張材として使用するためと推察され、60年度の実験では変形係数を大きくするためにジオテキスタイルを垂直に設置したり、形状を変化させたりした。61年度は、垂直材として使用した時に大きな変形係数が得られたことを基に、単体のモデルではなく、単体集合体のモデルに就いて実験を行い効果を確認し、一般的な傾向を得た。

併せて、ジオテキスタイルの単体の垂直設置の場合の動的特性の実験を行って特性を確認した。

3. 研 究 方 法

ジオテキスタイルの平面形状三角形（単体）、四角形（単体）各々の集合体を乾燥標準砂または、湿潤標準砂に設置し、圧縮せん断実験破壊後のジオテキスタイルの形状を知るために一部、凍結切断を行った。

同時に単体各々の強制飽和の変形係数 E_{50} と、変形係数と体積ひずみの関係を実験して60年度の結果を再確認した。

また、ジオテキスタイルを強制飽和標準砂供試体内に設置して、動的変形特性試験を行った。

4. 研 究 結 果

60年度報告に述べたように三軸圧縮試験供試体に、種々、円筒、三角形、四角形平面形状のジオテキスタイルを垂直に配置したものと、ジオテキスタイルを水平に（引張材的に）配置した場合、変形係数、主応力差とも、垂直に配置したものが大きい。また、水平に配置したものは無補強のものより変形係数は小さいことが解った。

補強材の表面積 SA と、補強供試体の変形係数 E_{50} の関係は図-1に示すとおりである。この図中に示されている面積比 a/A は補強材の断面積(a)と供試体の断面積(A)の比である。乾燥砂の場合、細い円柱と平面を除いて、 E_{50} と SA の間には、

$$E_{50} = 182.3 + 0.831 SA$$

の関係を得たが、供試体を飽和させても、 E_{50} と SA の関係はほとんど変わなかった。

単体補強体の変形係数と体積ひずみの関係は表-1のとおりであり、図-2のように表わされる。

表-1と図-2のなかの ε_v は、CD三軸試験のせん断中に生ずる体積変化量を供試体の体積で除したものである。

図によれば、補強材による効果が無補強と比較して明確に確認できる。

垂直配置のジオテキスタイル(以下、補強材)の変形係数はジオテキスタイルの表面積に比例して大きい。これは垂直に配置された補強材は、内部の砂の側方への膨脹を拘束するため、圧縮に対して初期変位は小さく、変形係数が大きくなったと考えられた。

以上、60年度の結果を基に61年度は種々の単体の集合形状の場合の挙動の研究を行った。

(1) 補強土の部分載荷実験結果

補強材の材料は、アルミ箔に行い、エポキシ樹脂を塗布し、標準砂を散布した材料と、不織布(旭化成製、ナイロンN1100)で製作した材料であり、形状は図-3に示すように3種類で別記の様にA型、B型、C型である。

試験体はC.B.R 圧縮容器(径15cm、高さ30cm)に自然落下法で標準砂を投入し、上端5cmのリング下まで砂を充填した時に一度頂部を整形し、5cmのリングを置き高さ5cmの補強材を挿入して、再び砂を自然落下法で投入し、頂部を平滑に仕上げて試験体とした。

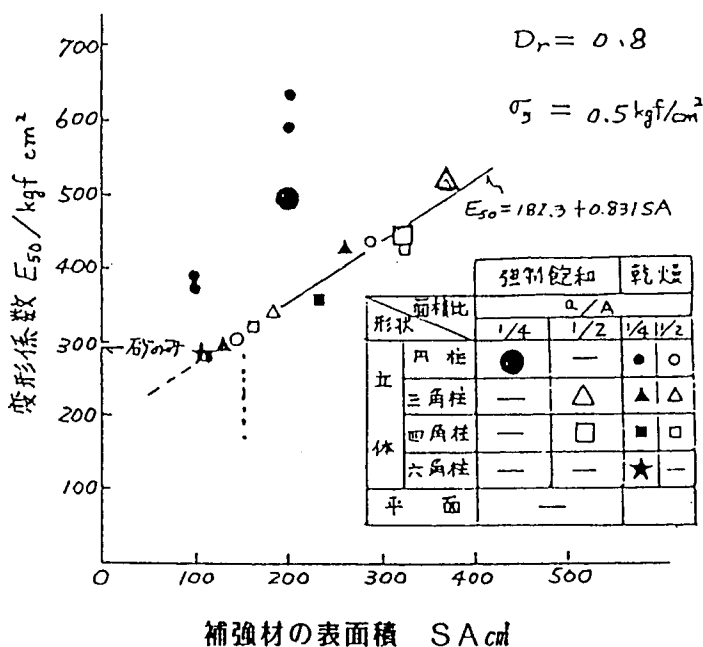


図-1 補強材表面積と変形係数の関係

表-1 補強供試体の変形係数と体積ひずみ

補強材の形状	変形係数 E_{50} kgf/cm	体積ひずみ ε_v (圧縮を正) %
砂のみ	293.0	-2.24
円柱	494.4	-0.65
四角柱	446.9	-1.51
三角柱	516.7	-0.39

湿润飽和砂については、特別な容器を製作し、下端のコックから注水させて飽和を図り、飽和の状態で載荷した。容器はCBR 容器と同型で、乾燥砂を自然落下法で充填した後に、ジオテキスタイルを設置し、水で飽和させて載荷した。

試験結果は、図-4に示すとおりである。すなわち変形係数の大きなものはC（三角形集合体）であり、次にB（正方形集合体で壁軸心に載荷）であり、次にA（正方形集合体で壁間に載荷）、D（無補強）である。

以上から路床に利用する上で変形係数を大きくし、主応力差を大きくするには、砂のせん断強度が同じであれば補強材の面積を大きくすること、側方膨脹を拘束するように使用すること、載荷を壁心にさせることが有効であることが解った。

なお、補強材を圧縮材としては垂直に挿入する方が、水平に入れるより、大きな面積を挿入設置出来ることも好都合である。

また、舗装を通しての路床の載荷の状態は、補強材壁心などに平均に載荷されると考えられるので、変形係数を向上させるには好都合である。

この他、主応力差を向上させるには砂のせん断強度を上げること、補強材の剛性、表面積の摩擦を増加させることも必要である。

表-2 形状と材料と標準砂の組み合わせ

形状 材料	A 型	B 型	C 型
アルミ箔 砂つき	乾 砂	乾 砂	乾 砂
	湿 砂	湿 砂	
不織布 砂なし		乾 砂	

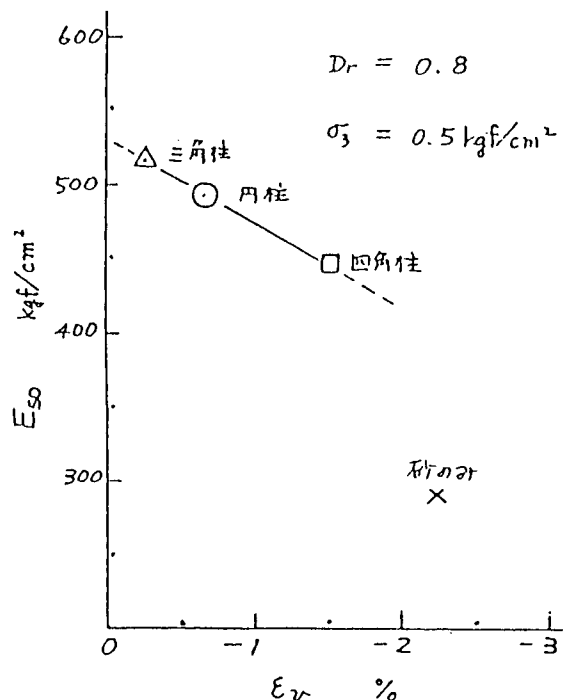


図-2 E50と ϵ_v の関係

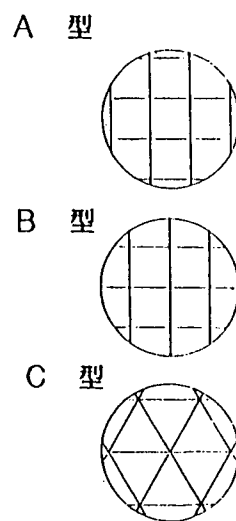


図-3 補強材の平面形状図

(2) 補強土の動的変形特性試験結果

アルミ箔補強材入り強制飽和標準砂供試体に対して動的変形特性試験を行った。せん断剛性率 G のひずみ依存曲線は図-6のようになった。この試験では、1つのひずみレベルで10波の繰返し荷重をかけたが、a図、b図はそれぞれ第2波、第10波をサンプリングして整理したものである。図から G を読みとり、表-3に示す。

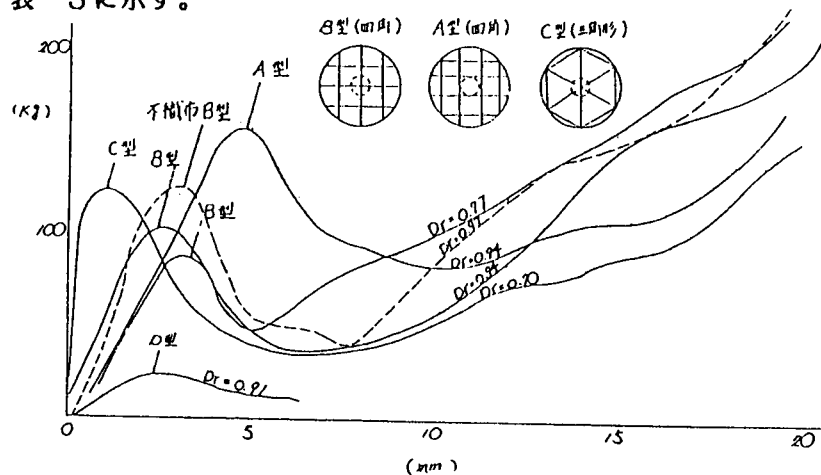


図-4 補強体の荷重-ひずみ関係図

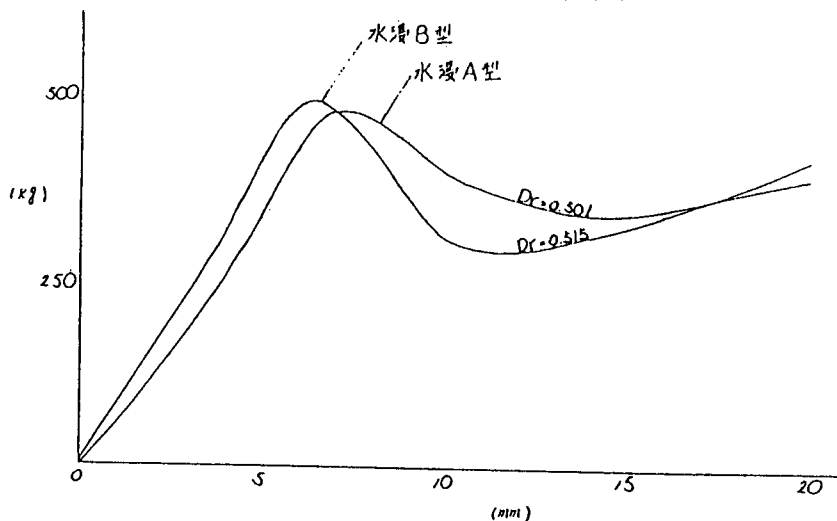
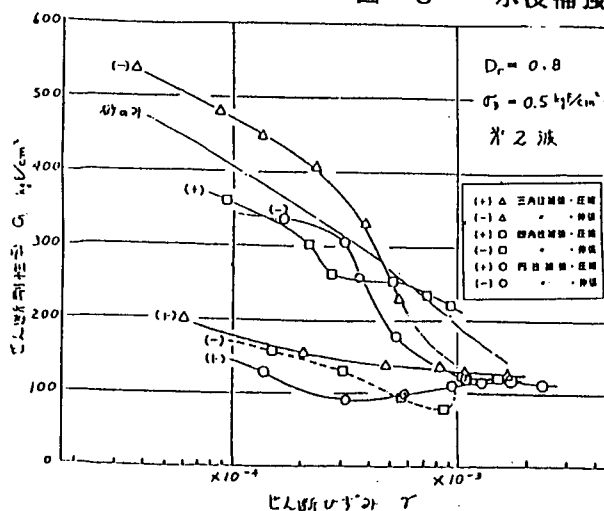
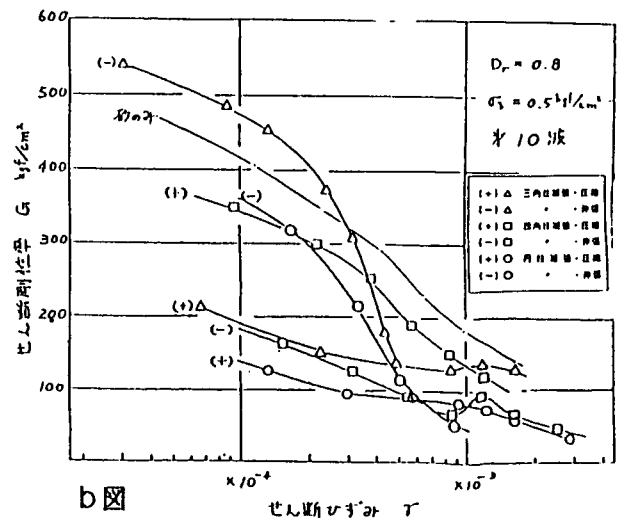


図-5 水浸補強体の荷重-ひずみ関係図



a図



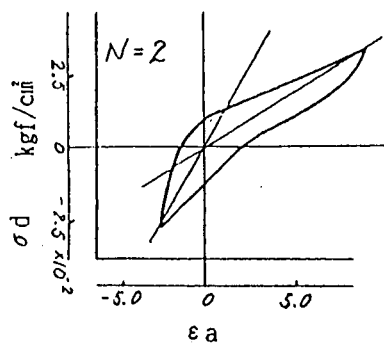
b図

図-6 せん断剛性率 G のひずみ依存曲線

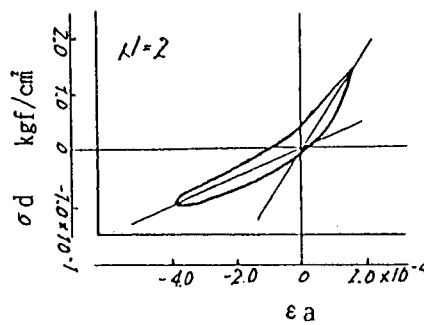
また、補強材の違いに伴うループ図の形状の変化について、その代表例を図-7に示す。
 図-7を見ると判るように、供試体に補強材を入れると、圧縮域と伸張域とで変形特性が非対称となっている。このことが反映され、図-6の、 $G \sim \gamma$ 曲線でも圧縮域と伸張域とで G の値が2~3倍程度異なっている。補強材の形状により変形係数について

四角柱	:	圧縮域 > 伸張域
三角柱・円柱	:	伸張域 > 圧縮域
砂のみ	:	圧縮域 = 伸張域

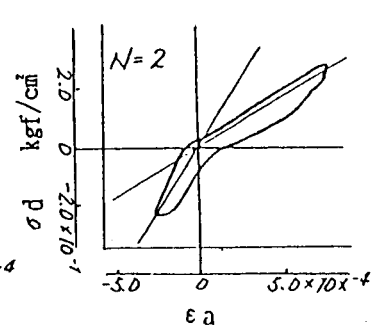
となった。今回行った補強材での動的変形特性試験での G の値から、補強材の最適形状を探すと、これも静的三軸の場合と同様、三角柱が優れている。



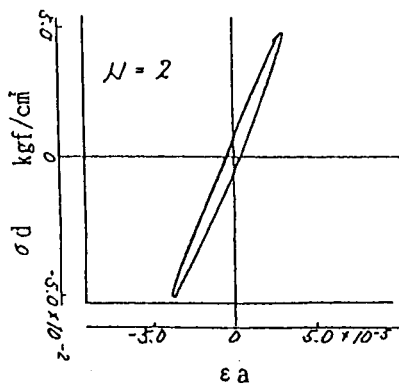
a, 円柱補強材



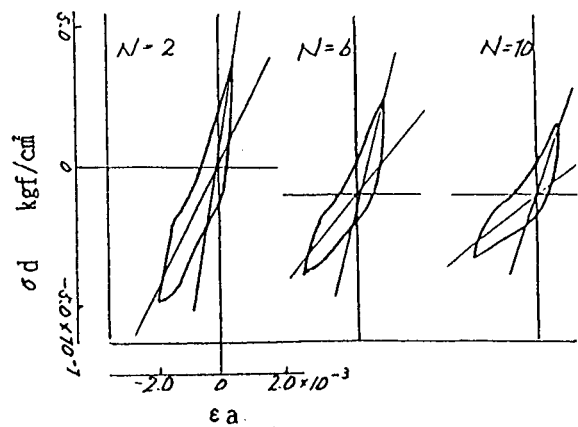
b, 四角柱補強材



c, 三角柱補強材



d, 砂のみ



e, 波数の違いによる応力の変化
(円柱補強材の例)

図-7 繰返し三軸による動的変形特性試験結果(単体補強材)

表-3 各ひずみレベルでのせん断剛性率 G

補強材の 形状	波数	$\gamma = 1.0 \times 10^{-4}$		$\gamma = 3.2 \times 10^{-3}$		$\gamma = 1.0 \times 10^{-3}$	
		圧縮	伸張	圧縮	伸張	圧縮	伸張
円柱	2	147	350	90	298	112	124
	10	138	357	93	216	77	46
四角柱	2	351	168	256	125	124	109
	10	345	182	266	121	132	75
三角柱	2	179	472	145	360	108	138
	10	187	473	142	300	133	70
砂のみ	2	407		309		193	
	10	416		312		180	

5. 今後の課題

- 1) 飽和補強体を用いて非排水状態で繰返し三軸試験による動的変形特性試験を行った。その結果、圧縮域と伸張域においてヒステリシスループおよび G の値が異なることが判った。これは圧縮と伸張で最大主応力の 1 方向が 90° 交番し、補強材の効果が変化するためと考えられるが、この点はさらに圧密非排水による三軸圧縮と三軸伸張の静的試験によって確認する必要がある。
- 2) 補強材を路床に利用する場合、輪荷重が舗装を通して繰返し作用する。この荷重方向は水平方向のせん断波 (SH 波) が卓越する地震動とは異なり、上下動が卓越するので三軸載荷法による動的変形特性を把握する必要があるが、輪荷重は載荷と除荷を繰返すことから、圧縮域での載荷・除荷による動的変形特性試験も必要である。
- 3) 路床における状態が不飽和状態であることから、この条件による静的動的強度変形特性についても知る必要がある。
- 4) C. B. R 容器での補強土のメカニズム (荷重分担、変位拘束機構) と三軸補強体の寸法効果に関する実験の必要がある。
- 5) 今後は以上の実験の確認を行うと共に、実用的な現物のモデルを製作実験を行うことで実施への道を開きたい。

3.3 ジオテキスタイルによる土構造物の補強に関する研究

3.3.1 スパンボンド不織布を用いた盛土補強工法の開発

—砂質土による大型盛土実験—

建設省土木研究所土質研究室

東 洋 紡 績 株 式 会 社

東 レ 株 式 会 社

ユ ニ チ カ 株 式 会 社

1. ま え が き

近年、造成工事や道路改良工事において、土地有効利用上あるいは設計速度の向上などの理由から、高盛土を要求される場面が多くなっている。また、良質な盛土材料が得られにくくなっているだけでなく、工事廃土の処理も難しくなっている。良質でない現地採取土、および工事残土などでかなりの高盛土をしなければならない場合も増えてきている。一方、地価高騰にともない用地面積の削減や、有効利用のため、急勾配・高盛土に対する要求も増しつつある。

一方、このような盛土の補強にスパンボンド不織布を用いる試みが、既に各所において実施されている。これらの施工事例をみると、豪雨時における被害が、同じ土で施工した無補強の盛土に比べると、比較的軽微なレベルで済んでいるものが少なくない。これは、スパンボンド不織布の引張補強効果が発揮されたものと考えられており、またそれと合わせてスパンボンド不織布の排水効果、すなわち盛土内に浸透した雨水を排除する効果も関与しているのではないかと推察されている。しかし、その一方でスパンボンド不織布の引張りに対する剛性率の低さを考えると、かなりの大変形を許せる条件のときしか、引張補強材としての効果が期待できないのではないかという指摘や、スパンボンド不織布による排水効果にしても、実測例がないので定量的な評価を下せないとする意見もある。

そこで本研究では、これらの諸点を解明し、それに基づく盛土補強の合理的な設計・施工法を開発することを目的として、人工降雨を加えた一連の大型盛土崩壊実験に着手した。

今回報告するのは、砂質土の盛土を対象として行った実験の結果で、スパンボンド不織布で補強した盛土と無補強の盛土について、降雨時の安定性を比較するとともに、盛土内の飽和度分布、スパンボンド不織布からの排水量、スパンボンド不織布の伸びひずみなどの測定結果をもとに、スパンボンド不織布の排水効果や引張補強効果などについて考察を加えたものである。

2. 砂質土の実験目的

盛土材料として通常用いられる土には、大別して砂質土系と粘性土系のものがある。

本実験では、粘性土と比較して含水比による粘着力、内部摩擦角の変化が少ない山砂を砂質土系の材料として選択した。

スパンボンド不織布による盛土補強工法の基本的メカニズムの解明のための基礎データを得ることを目的とする。

3. 実験方法

3-1 実験条件

(1) スパンボンド不織布の敷設条件

本実験では、無補強のケース1を比較の基準とし、各ケースともスパンボンド不織布の総敷設面積を同一として、敷設ピッチを75cm間隔で3層とする。使用パターンを変えることにより、盛土強度、ある

いは安定性がどのように変化するかを把握しようとするものである。各実験ケースは、幅4m、高さ3mの盛土であって、全使用量を奥行き方向を6mとしたためスパンボンド不織布の敷設面積は24㎡であり、図-1～4に示すとおり敷設した。

条件設定の考え方は、ケース2を標準的な使用方法にならい各層とも同一長さの補強とし、盛土全体を均等に補強しようとするものである。ケース3では上層において盛土面より浸透する土中水を出来るだけ早く排水するとともに上層での補強にポイントをおき、中層、下層については法面付近の排水と補強を期待するものである。ケース4ではケース3とはまったく逆に、下層の法尻部分において主にすべりに対する補強と水位の低下にポイントをおいたものである。なお、法先のスパンボンド不織布の機能は、3-3(6)の(b)を参照されたい。

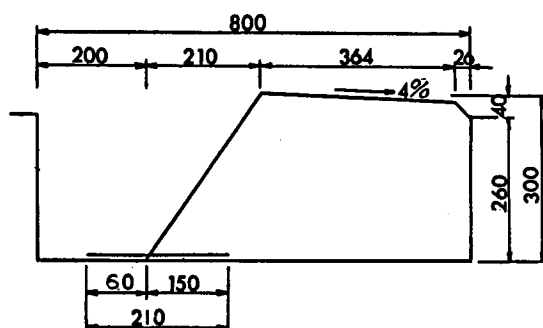


図-1 ケース1

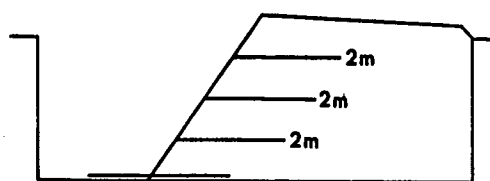


図-2 ケース2

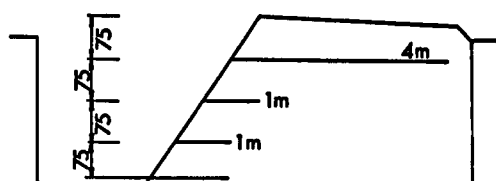


図-3 ケース3

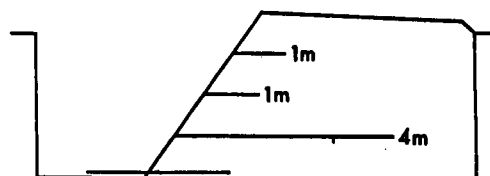


図-4 ケース4

(単位 cm)

(2) 降雨条件

降雨強度の設定は、山砂の透水係数より、ガリ浸食の発生しない程度とし、かつほぼ全量が浸透する範囲内の最大降雨量として、時間雨量15mm/hrに設定した。

3-2 実験材料

(1) 盛土材料

使用した盛土材料は、砂質土で茨城県稲敷郡江戸崎町地内で産出する山砂を用いた。諸特性は、表-1のとおりである。

(2) スパンボンド不織布

スパンボンド不織布の諸特性は、表-2のとおりである。

表-1 盛土材料の物理特性

粒 度 特 性	自然含水比	w	* 23.97	(%)
	土粒子の比重	Gs	2.693	
	礫分	2.0 mm 以上	1.0	(%)
	砂分	2.0~0.074 mm	91.0	(%)
	シルト・粘土分	0.074 mm 以下	8.0	(%)
	最大粒径		4.76	(mm)
	均等係数	Uc	2.48	
	曲率係数	Uc'	0.94	
	最適含水比	wopt	20.2	(%)
	最大乾燥密度	ρ_{dmax}	1.61	(t/m ³)
縮 固 の 特 性	飽和度	S _r	80.8	(%)
	乾燥密度	ρ_d	1.37	(t/m ³)
	粘着力	C _{cu}	0.0	(kgf/cm ²)
	内部摩擦角	ϕ_{cu}	28.5	(度)
透水係数			k	4.10×10^{-4} (cm/sec)

* : 盛土築造時平均値

表-2 スパンボンド不織布の物理特性

項 目		物 性 値	測 定 方 法
重 量	(g/m ²)	310.2	JIS L-1096
厚 さ	(mm)	3.02	JIS L-1096 7gf/cm ² 加圧
引 張 強 度 (kgf/5cm)	た て	110.0	" ストリップ法 引張速度 30 cm/min
	よ こ	88.2	
引 張 伸 度 (%)	た て	83.0	" "
	よ こ	86.0	
引 裂 強 度 (kgf)	た て	16.7	JIS L-1096 シングルタング法 引張速度 30 cm/min
	よ こ	19.8	
透 水 係 数 (cm/sec)	垂 直	3.5×10^{-1}	※
	水 平	2.3×10^0	メーカー社内測定値
組 成		ポリエステル 100%	

(注) たて方向とは、ロールの巻き方向、またよこ方向は、ロール巻きの横断方向をいう。
 透水係数の垂直方向とは不織布面に対し垂直、水平方向は不織布面に対し平行方向をいう。
 透水係数水平方向データを除き(株)日本紡績検査協会測定値

※ JIS A-1218(準用) 測定水温15℃

3-3 盛土の築造方法

盛土の築造は、建設省土木研究所内にある浸透実験棟の幅16m、奥行き8m、深さ2.6mのコンクリートピットをブロック壁で4区分して行うこととした。

盛土の締固め条件は、法面にガリ浸食が発生せず、なおかつ法面が自然崩壊を生じない程度に締固めた。この条件を満たすため、あらかじめ盛土築造前に試験地盤を作成し、締固め条件を設定した。

以下に盛土の具体的な築造方法を述べる。

(1) 盛土の形状

図-1~4に示すように、各実験ケースともすべて同じものとする。

(2) 盛土材

表-1に示した性状を有するものである。

(3) 締固め厚さ

一層の仕上がり厚を25cmとした。

(4) 転圧方法

転圧は、プレートコンパクターを使用した。転圧回数は、2回とした。

プレートコンパクターの諸元は、振動数5500 rpm、走行速度22~25 m/min、転圧応力4~5 tf/m²である。

(5) 密度測定

盛土の密度測定は、コア・カッター法により10cmφのコア・カッターを地盤に挿入し、各仕上がり地盤毎に単位体積重量をサンプリングして測定した。なおサンプル数は各層とも3個である。

(6) スパンボンド不織布の敷設

(a) 盛土中のスパンボンド不織布

スパンボンド不織布の敷設は、底面から75cmおきに3層とし、敷設する地盤は水平になるよう均一に仕上げた後、スパンボンド不織布を敷設した。なおスパンボンド不織布どうしの接合は、10cm重ね合わせて、釘で固定した。また、計測用のパイプがあるところは、スパンボンド不織布を切り欠き状にヒートカットした。なお、計測用埋設パイプによる補強効果への影響を避けるため切り欠きを大きめにとった。さらに、切り欠き部の上にビニールシートを被せ、計測用パイプを伝って土中水が下部に流れないようにした。

(b) 床面コンクリートと盛土の境界面のスパンボンド不織布

盛土とコンクリート床面の境界面は、盛土すそ部の洗掘が予想された。洗掘の原因となる法先付近の地下水位の低下をはかるため、盛土床面のコンクリートに巾5cm、深さ3cmの溝を作ったうえ、スパンボンド不織布を各実験ケース1~4すべて共通に法先から盛土内へ1.5m、盛土外へ0.6mの巾で敷設した。

3-4 計測項目

(1) 盛土内の飽和度

(a) 測定目的

降雨は盛土に浸透が続けるがその浸透量は、盛土の透水係数によって決定される。降雨により盛土

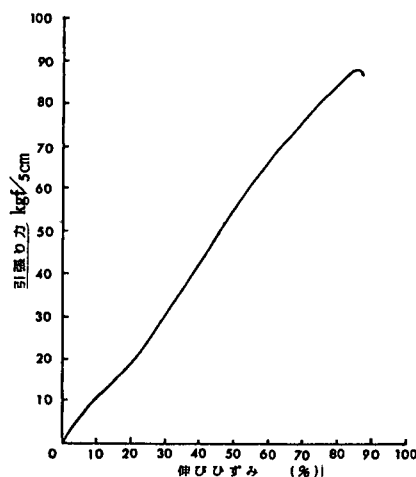


図-5 伸長-荷重曲線

中の含水量が増えると考えられるので、盛土の飽和度を測定することにより、各ケース毎の盛土内の土中水の経時変化を知るものである。

(b) 測定理論

測定プローブ内に内装された放射線源より、放出された速中性子は物質（主に盛土中の土粒子及び水）に当たり運動エネルギーを失い熱中性子に変換される。この変換される量は、物質により決まっており、水素原子との衝突は、他の物質との衝突に比べて熱中性子に変換される量が極めて大きい特徴をもっている。変換された熱中性子をプローブ内の検出器で測定することによって、水分量を測定することができる。

ただし、現場での測定において、同じ含水比（水分量）であっても土質が異なった場合には、それぞれ異なった測定値を示す場合もあるので、測定に供する土質について、あらかじめ実験用盛土材についての含水比に対する較正値を求めておくといふ。

(c) 測定方法

盛土築造時にあらかじめ鋼管（60mmφ）を垂直に埋設しておき、この鋼管にプローブを挿入して計測を行う。ラジオアイソトープ（R I）計測器は、挿入型中性子水分計を使用した。

測定位置は、図-9に示す各ケース3ヵ所の12個所で、それぞれ地盤深度方向へ地表面から20cm間隔で測定した。

(2) 盛土内水位

(a) 測定目的

盛土内の水位の経時変化を調べるものである。

(b) 測定方法

水位測定は、観測井の天端より電極を降ろし、その導電反応から水面までの距離を求め水深に換算する。なお観測井に用いる材料は、塩ビ管（25mmφ）で長さ4mである。この管には、水の流入を良くするため円周面に5mmφの孔を下端より2mの区間で約20cm間隔で開け、さらにこの孔と下端からの砂の流入を防止するためスパンボンド不織布を巻きフィルターとした。

観測井は、盛土築造時にあらかじめ埋設しておいた。測定位置等は図-9に示したとおりである。

(3) 土壤水分計によるサクション圧

(a) 測定目的

含水比の上昇とともにサクション圧（負圧）が減少すると土粒子間の拘束力が減少し、見掛けの粘着力が低下するため盛土の安全率は低下する。

サクション圧を経時的に測定することにより、盛土の飽和度の変化と、水位の変化とともに盛土が崩壊に至るプロセスとの対応を知るものである。

(b) 測定理論

土壤水分計は、盛土中に埋設した多孔磁管（ポーラスカップ）をもつ容器に圧力計を気密に連結し水を満たす。管内の水と土中水は、磁管の多孔質壁を通して水理的に連結され、土中水の圧力と管内の圧力とが平衡状態になっているときの圧力をひずみゲージ式圧力計で読み取り、水分吸引圧力を測定する。

(c) 測定方法

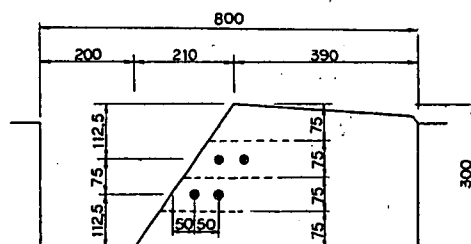


図-6 土壤水分計埋設位置

盛土築造時に土壌水分計を計測位置に埋設しておき、自動記録計に接続して連続計測を行った。計測位置は、各ケースとも図-9に示すとおりである。

(4) スパンボンド不織布からの排水量

(a) 測定目的

盛土中に浸透した土中水は、スパンボンド不織布の排水機能によりその一部が盛土外に排水される。スパンボンド不織布からの排水量を測定することにより排水効果を知るものである。

(b) 測定方法

スパンボンド不織布の排水は、盛土法面より10cm不織布をたれ下げた部分の全幅より排出されるため、これを集水することに工夫が必要である。今回の実験では、図-7に示すように、不織布の垂れ下げた部分を塩ビフィルムで包み、フィルムで集水して端部よりホースでポリエチレン製のタンクに導いた。タンクに集水した排出水を定時的に計量し、排水量を測定した。不織布と塩ビフィルムの固定は、木綿糸にて縫い付け固定した。

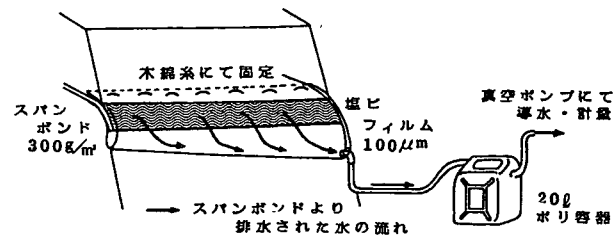


図-7 スパンボンド不織布からの排水量測定方法

(5) 降雨量

(a) 測定目的

平均降雨量と降雨量の分布を知るものである。

(b) 測定方法

降雨量は、14.5cmφのロートと1000ccのメスシリンダーを組み合わせた雨量計を作成して、各実験ケースの盛土上に3個ずつ配置して、2～3時間間隔でメスシリンダーの水量を測定した。

(6) 盛土の貫入抵抗

(a) 測定目的

盛土の硬度が累積降雨量によってどのように変化していくかを知るものである。

(b) 測定理論

計測用の円錐形ビットを土壌中に一定速度で貫入することにより、貫入面からの深さに対する貫入抵抗 (kgf/cm²) を計測するものである。

(c) 測定方法

降雨開始時から盛土崩壊時までの間の貫入試験器による盛土硬度測定を行った。試験器は、貫入式土壌硬度計を用い、貫入速度1cm/secにて、法面に対し地盤面と平行（水平）の方向で貫入試験を行った。また降雨終了直後、盛土天端面において垂直方向の貫入試験を行った。

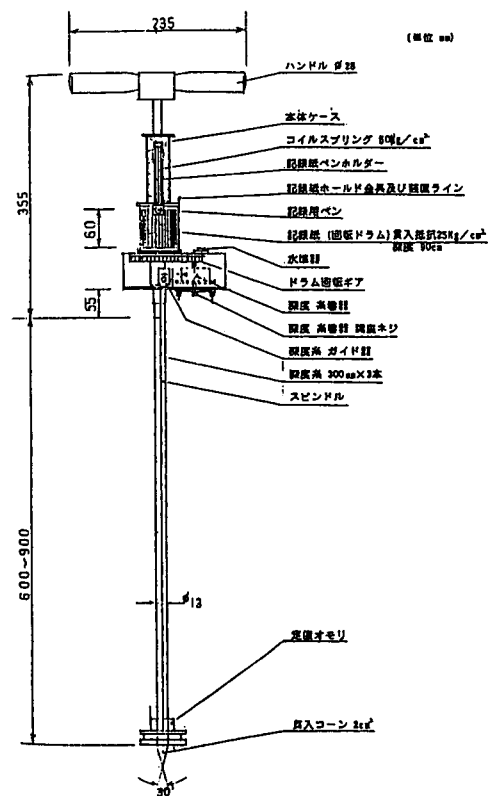


図-8 貫入式土壌硬度計

(7) 法面の変位量

盛土のすべり、あるいは崩壊の発生を事前に予測するために地すべり計を用いて盛土法肩部の変位量を測定する。

計測は、盛土の法肩より約25cmの地点に、長さ50cmで一辺3cmの木杭を25cm程度打ち込み、その天端と固定された地すべり計とをピアノ線で直結して計測した。計測値は連続的に記録される。

(a) 測定目的

降雨開始後の法面の変形、浸食状況を目視にて観察する。また天端のクラックの発生状況を観察する。

法面および天端の状態を1時間毎、および変状の起きた時点毎に観察してスケッチする。

(a) 測定目的

盛土中に敷設したスパンボンド不織布の伸び量を測定することにより、すべり面の位置、スパンボンド不織布にかかった応力の程度を推定するために行う。

スパンボンド不織布は、10cmの格子線を引いたものを使用した。盛土実験終了後、慎重に盛土材料の除去を行い、10cmの格子寸法の伸長度を測定した。ただし、測定は盛土の奥行き方向に行った。

図-9 に計測機器の配置図を示す。

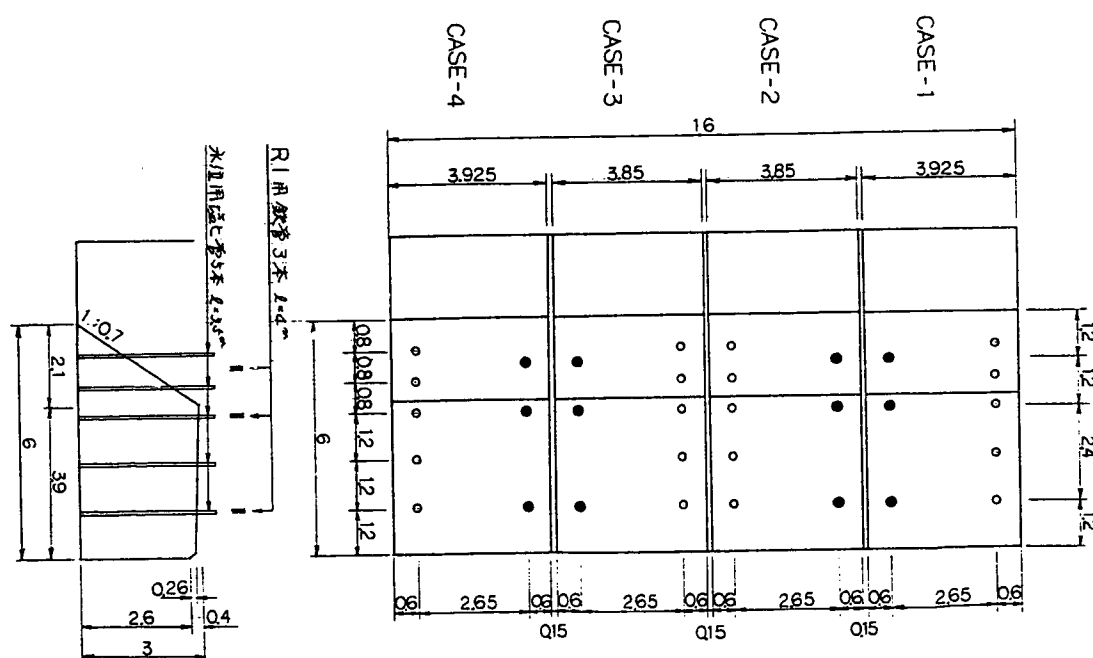


図-9 計測機器の配置図

3-6 測定頻度

表-3 測定頻度表

測定日時	R	I	水 位	降 水 量	排 水 量	法面観察	硬 度	土壌水分計	地すべり計
7月7日									
8:00	○	○				○	○	○	○
9:00						○		○	○
10:00	○	○				○		○	○
11:00						○		○	○
12:00		○	○	○	○	○	○	○	○
13:00						○		○	○
14:00		○		○	○	○		○	○
15:00	○			○		○	○	○	○
16:00		○				○		○	○
17:00		○				○		○	○
18:00						○		○	○
19:00		○	○	○	○	○	○	○	○
5								○	○
7月8日									
8:00	○					○	○	○	○
9:00						○		○	○
10:00		○				○		○	○
11:00					○	○		○	○
12:00	○	○	○	○	○	○	○	○	○
13:00					○	○		○	○
14:00		○			○	○		○	○
15:00				○	○	○		○	○
16:00		○			○	○		○	○
17:00	○			○	○	○		○	○

4. 実験結果

4-1 実験結果の概要

図-10に、時間経過と、累積雨量の関係ならびに各ケースの変状の発生状況を示す。まず、無補強のケース1についてみると累積雨量90mm時点でクラックの発生とほとんど同じくして表層崩壊が発生した。それに対し、ケース2～4のспанボンド不織布で補強したものは、累積雨量132mmでケース3が、また217mmでケース4が崩壊した。しかし、その崩壊のしかたは、ケース1と比べて表層での部分崩壊

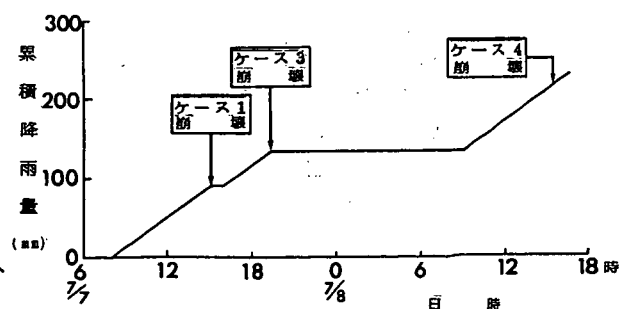


図-10 実験経過の概要

の後に天端でのクラックが発生し徐々に崩壊に至っている。ケース2では、天端にクラックが発生したものの、累積雨量 231mmに達した時点でも崩壊には至らず、比較的安定していた。

4-2 個々の結果の概要

(1) 盛土内の飽和度

図-11～図-13は、盛土内の飽和度分布および変状の発生状況を、ケース1崩壊時、ケース3崩壊時、ケース4崩壊時の各時点ごとにとりまとめたものである。

これらの図において、まず盛土内の飽和度分布に着目すると、スパンボンド不織布を敷設したケース2、3、4では、無補強のケース1に比べて法先付近の飽和度の上がり方が遅くなっており、スパンボンド不織布による排水効果が認められる。とくに、ケース3のように盛土の上段に天端を覆うような長さでスパンボンド不織布を敷設した場合において、天端からの浸透水の一部がスパンボンド不織布を通して、盛土の奥から法面方向へ移動したことが顕著に現れている。なお、ケース4崩壊時において、盛土の内部の飽和度が表面より大きくなっているのは、一時降雨を停止した影響によるものである。

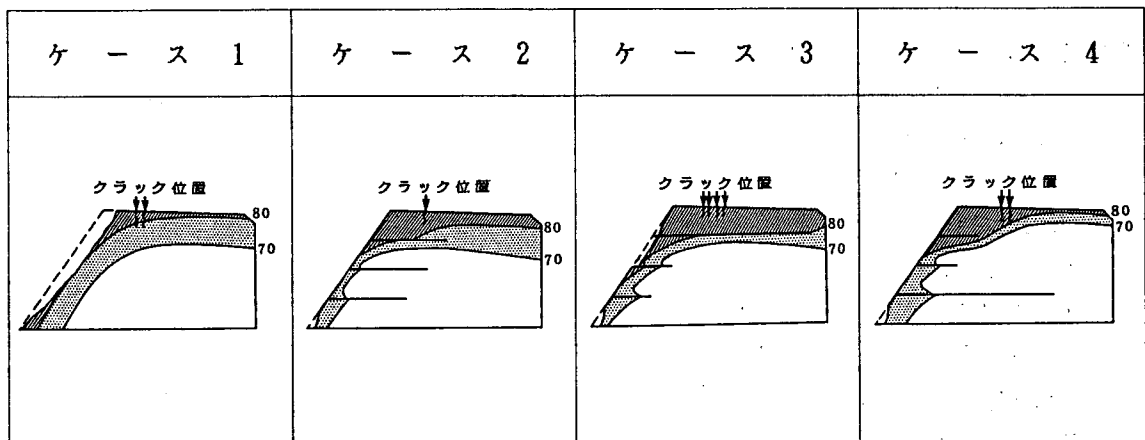


図-11 飽和度分布及び変状 (ケース1崩壊時)

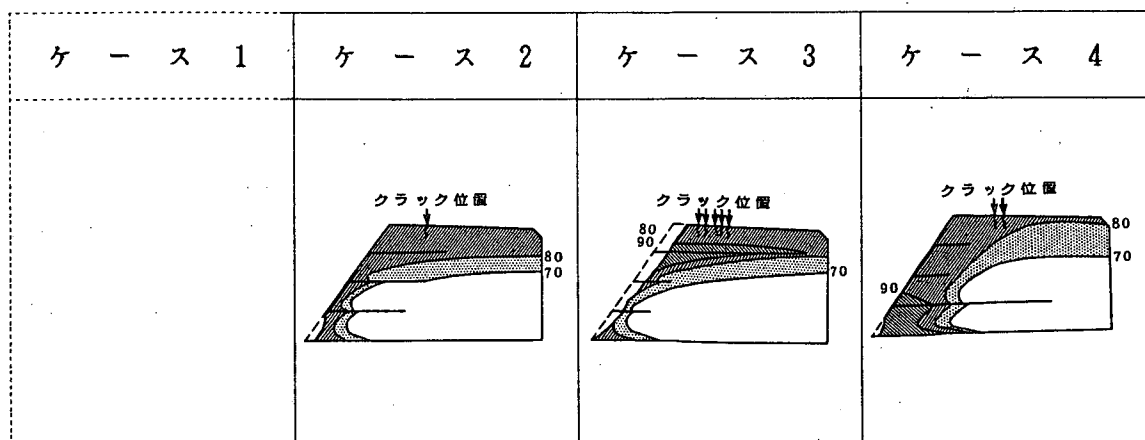


図-12 飽和度分布及び変状 (ケース3崩壊時)

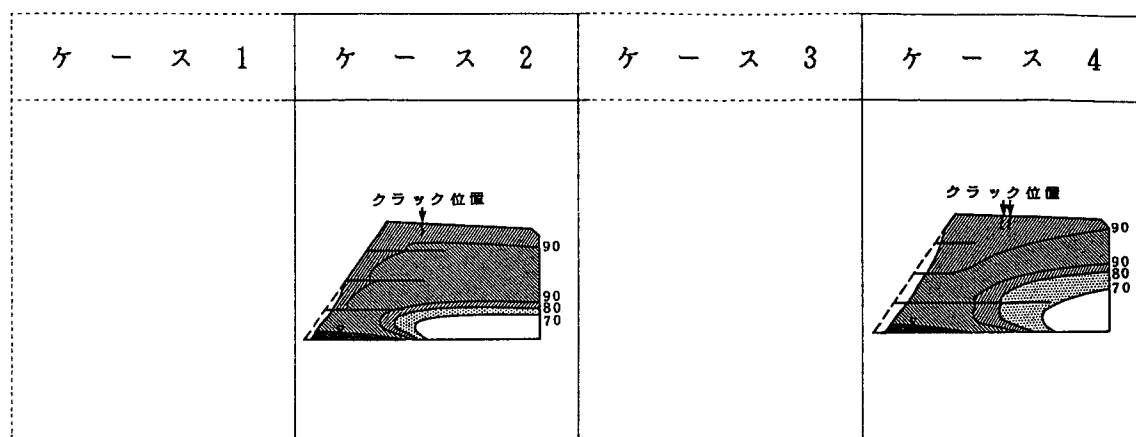


図-13 飽和度分布及び変状（ケース4崩壊時）

(2) 盛土内のサクション圧の測定

テンシオメーターによるサクション圧の経時変化は、図-14に示すとおりである。

変状の発生状況を見ると、ケース1の無補強の盛土では、飽和度が80%程度以上の領域を切るような形ですべり破壊が発生した。これをサクション圧の測定結果と比較してみると、法面の表側（法表面より0.5 m）での計測値は上段、中段とも降雨開始後4時間経過後位から急激にサクション圧が変化を始めている。しかし法面の内側（法表面より1 m）では、殆ど変化を示していない。ケース1の崩壊が表層でのすべり破壊であったことをものごとがたっていると考えられる。

ケース2においては、法面の表側の計測値が降雨開始とともに徐々に変化を続けており、0に近い状態でほぼ安定を保っている。また法面の内側では降雨開始約10時間経過後から変化を始めている。注目すべき点は、この状況がケース1において崩壊を起こした状況によく似ていることである。この差はスパンボンド不織布による補強の効果によるものと考えられるが、降雨開始約11時間経過後（19時25分）に実験を中断しているのであるが、実験を継続していたならこの変化がどのようなになっていたか興味深いところである。

ケース3では、実験開始後からすぐに上段法面側のサクション圧が変化を始めている。また上段内側でも降雨開始7時間後（15時）頃から変化を始めており、その後急激にサクション圧は上昇し11時間20分後に上段のサクション圧がほぼ0となり崩壊している。中段のサクション圧は法面表側では上段内側とほぼ時期を一致させ上昇を始めているが、内側ではほとんど崩壊に至るまでサクション圧の変化は起きていない。上層が水を集めてしまったため上段のサクション圧が上昇してしまったものと考えられる。

ケース4でのサクション圧の変化は、ケース2の場合とよく似ており上段、中段とも法面表側のサクション圧が降雨開始数時間後から徐々に上昇しほぼ0に近い所までいっており、上段内側においても3時間遅れ（9時間後）位から上昇を始めている。これは降雨中断後に変化を示しているもので盛土材料の透水係数と下段のスパンボンド不織布の排水能力などに関係しているものと考えられる。翌日の降雨再開時点での状況を見ると上段の表、内ともサクション圧が回復しつつあり、逆に中段のサクション圧は0に近づきつつあり、崩壊に至るまで同じような圧力を保っている。

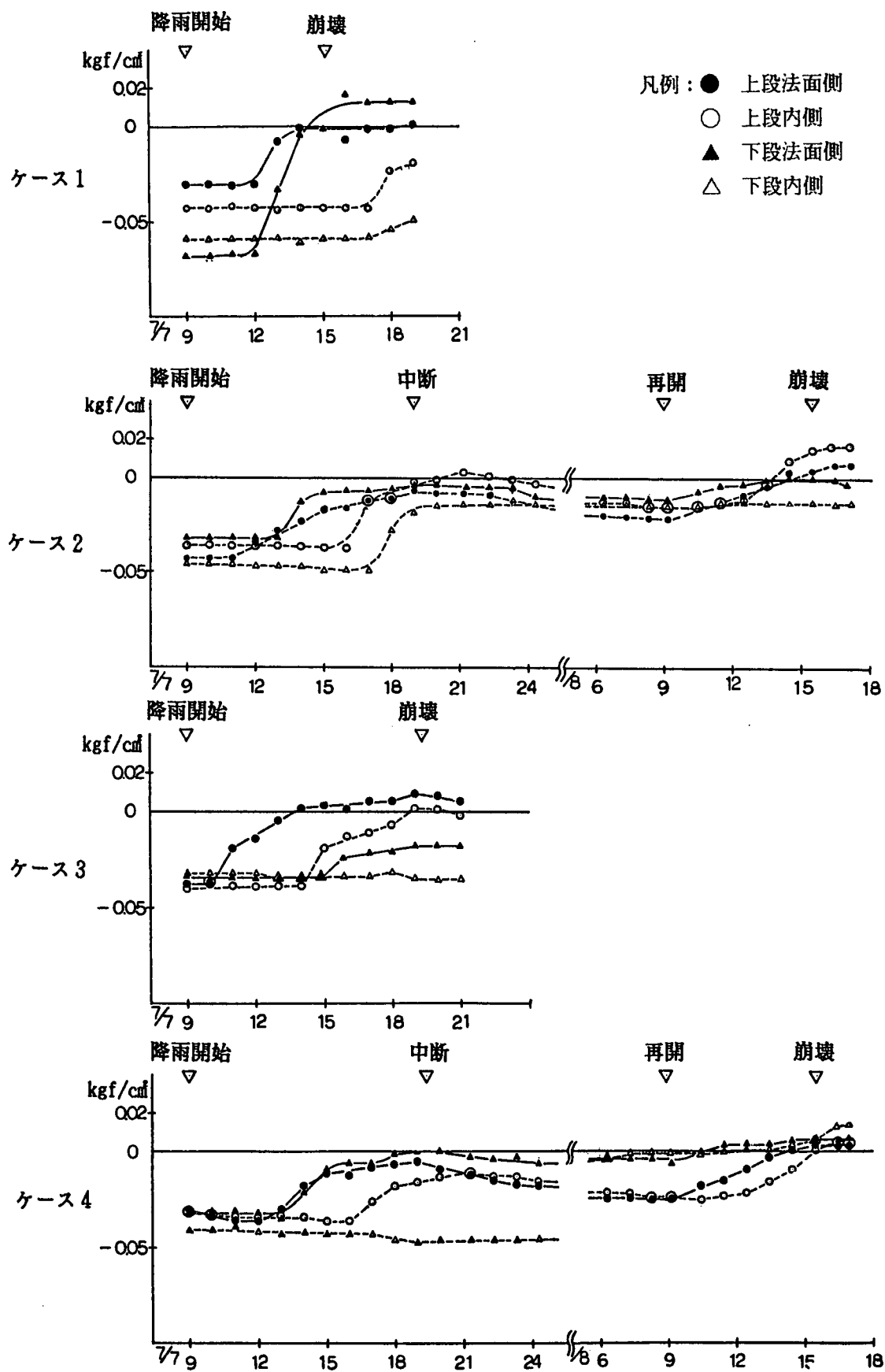


図-14 サクション圧の経時変化

(3) 盛土内の地下水位

水位の経時変化は、降雨量の累積とともに法尻部から徐々に上昇がはじまるが、その上昇の仕方は非常に緩やかであった(図-13参照)。累積降雨量がさらに増加すると、盛土は法尻部から崩壊が始まり、この崩壊を基点とし水位の上昇が早まる。実験に使用したピットの形状から崩壊土砂が流出できず法尻部に堆積してしまったため、より水位の上昇を高めてしまったものと考えられる。

測定結果からみると、法尻部で境界面に敷設したスパンボンド不織布が排水機能を十分に発揮しておれば盛土内の水位上昇は、100mm程度の降雨量ならば十数cmであったと推測される。

(4) スパンボンド不織布からの排水量

スパンボンド不織布からの排水量を累積降雨量との関係で示すと、図-15のようになる。

各ケースごとに三枚のスパンボンド不織布からの排水量のピークを合計すると、ケース3崩壊時においてケース2が10.5ℓ/hr、ケース3が12ℓ/hr、ケース4が20.5ℓ/hr、ケース4崩壊時においてケース2が30ℓ/hr、ケース4が15ℓ/hrとなる。いま、時間雨量12.7mm/hrの降雨がすべて天端と法面から浸透するとして総浸透量を求めると、約300ℓ/hrとなる。今回の実験に使用したスパンボンド不織布は、盛土内に浸透する雨量の1/10~1/30を盛土の外に排除していることが分かる。

実験が2日間に渡って行われた。図に示されるとおり降雨終了後の夜間の測定を行わなかったため、第一日目降雨終了後、どの程度排水されていたかを知ることができない。しかし、スパンボンド不織布からの排水は、降雨開始後約4時間で各ケースとも計測可能な水量が流出している。(図-18)

- ① ケース2では、排水の開始時には上段から多く出ているが、その後は下段から多く出るようになってきている。実験第二日目においても下段から排水が多いのを特徴としている。

累積降雨量が増えるにしたがって排水量も増える傾向にあるが、第一日目と第二日目を比較して第一日目は、中段の排水量が少ないが、第二日目になると中段からの排水量が増え、上段が減ってきている。

- ② ケース3では、ケース2と違って中段からの排水量が最初から多くなっている。上段からの排水量が当初の予想に反し非常に少ないのが特徴となっている。また、下段においては、まったく排水されていないともいえるような状況である。

実験前は上段の長さ4mのスパンボンド不織布の水平排水効果により、浸透水のかかなりの部分が系外に排水されるものと考えていた。しかしながら、盛土の透水係数がスパンボンド不織布の水平方向の透水係数の1/10程度になるよう緩く締め固めておいたため、スパンボンド不織布を通して法面付近に移動してきた浸透水は、水平方向に排水される量以上に、スパンボンド不織布の直下の土に浸透するという現象が起こった。

とくに、法面近傍のスパンボンド不織布の直下において含水比が高まった。その結果として、中段のスパンボンド不織布に流入し、排水量が増えたものと考えられる。また、下段での測定量が少ないの

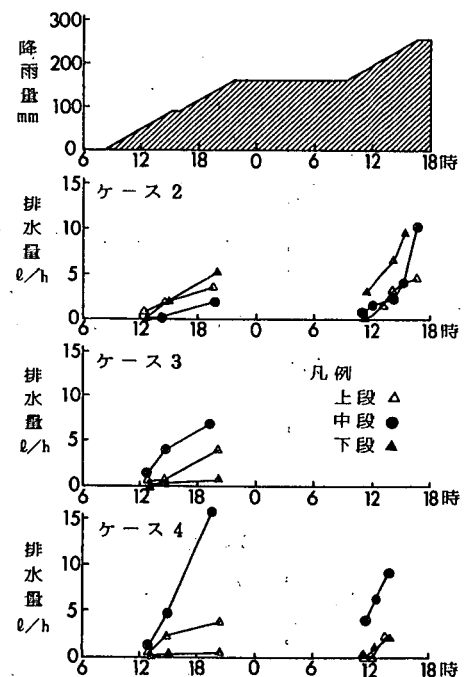


図-15 スパンボンド不織布からの排水量

は、測定設備に不備があったのではないかと考えられる。なお、第二日目の測定データは、計測装置の故障のため得られなかった。

- ③ ケース4では、ほぼケース3と同じような傾向を示している。絶対量としてケース2と比較し、かなり多い値を示している。

第二日目は、14時まで正常に計測できたが、その後法面が崩壊に近づいて変形してきたため計測が不正確になり測定値に変状をきたしているものと思われる。

- ④ ケース3、4での排水量の絶対値は、ケース2よりも大きい値をとっているのであるが、崩壊時期が一番遅かったケース2と比較して考えると、排水を期待して敷設した4mの長いスパンボンド不織布の直下の土の含水比を高めてしまい、その部分の法面が高含水比のため部分的エロージョンが始まり、その小さなエロージョンの広がりにより、直上のスパンボンド不織布がおじぎをする。するとその上の土が滑落するというメカニズムで崩壊が進行する。

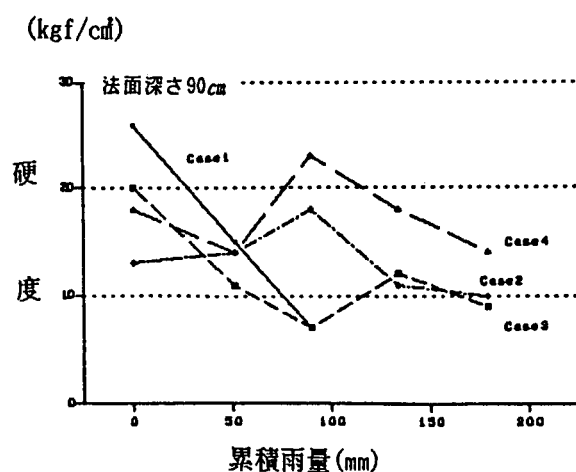
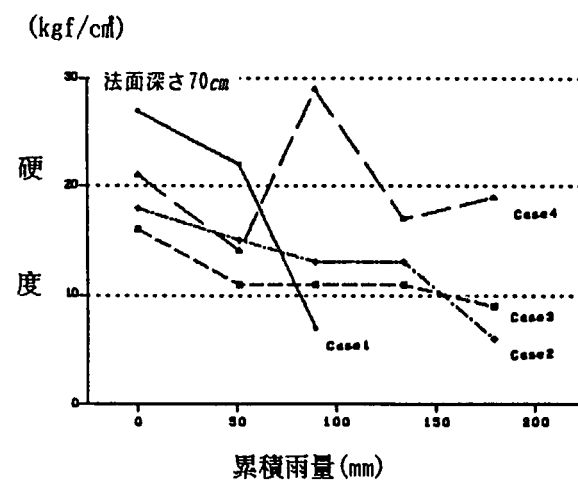
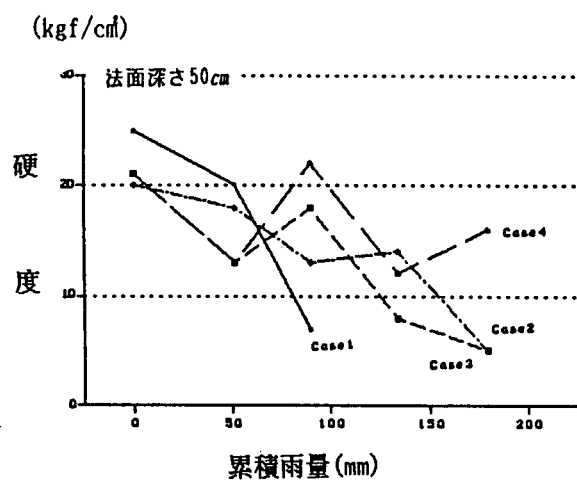
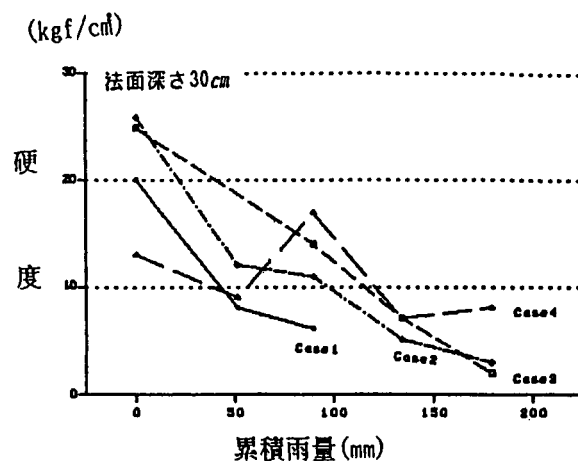
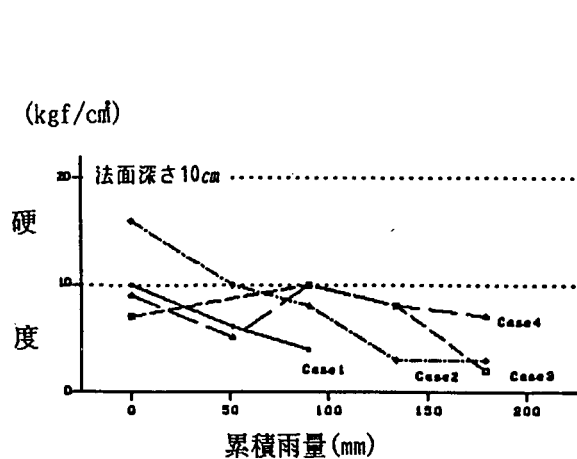
これについては、(7) 盛土形状観察のところで述べるが崩壊のメカニズムの違いにより、ケース3、4の排水量がケース2よりも大きな値をとっていても、ケース2の崩壊が遅くれた主要因と考えられる。これは、ケース2の不織布の敷設がすべりに対する補強に最も効果的な位置であったと考えられ、とくに排水効果を期待した長さ4mのスパンボンド不織布が思わぬ場所に浸透水を集中してしまうという結果になった。補強工法においては、ただ単に排水のみを考えるよりも法表面付近の安定および、すべり面等を考慮した敷設方法の検討が重要であると思われる。

(5) 降雨量

降雨は、3-1(2)で述べたとおり盛土の浸透能を上回らないような一定の大きさの降雨強度を設定し、途中夜間の停止を含めながら、2日間断続的に加えた。実験中に行った雨量検定の結果によると、時間雨量の平均値は12.7mm/hrであった。

(6) 盛土の貫入抵抗

- ① ケース1~4の降雨前の法面硬度は、20kgf/cm²前後である。
- ② 累積降雨量90mm時点でケース1が崩壊した。この時のケース1の法面硬度は、6kgf/cm²まで低下していたが、ケース2~4の法面硬度は、平均15kgf/cm²以上を保持している。
- ③ 累積降雨量134mm時点でケース3が崩壊した。この時のケース3の法面硬度は、10kgf/cm²前後を示している。
- ④ 法面の最終硬度測定は、累積降雨量179mm時点であるがこの時点ではケース2、4はまだ崩壊(天端崩れ)に至っていない。但し、法面でクラックの発生はある。
しかもケース4は、累積降雨量134mm時点からほとんど低下しておらず排水効果が良好に作用していることがうかがえる。ケース4の崩壊時の累積降雨量は217mmであった。
- ⑤ ケース2は、先に崩壊したケース3と同等の硬度(8kgf/cm²程度)まで低下しているが、一番最後に崩壊したケースであり、その時の累積降雨量は231mmであった。このことから不織布の補強機能・排水機能が寄与していることが考えられる。
- ⑥ 法面から深さ(水平方向)50cm地点において比較すると、無補強(ケース1)の硬度低下が急激であるのに対し、補強工法採用(ケース2~4)の硬度低下は排水機能が寄与しているものと考えられ、緩やかな低下をしている。
- ⑦ 天端の硬度は、降雨終了後(累積降雨量231mm)各ケースとも3箇所測定し、平均値を示したものであるが、5kgf/cm²程度であった。



凡例 縦軸：法面硬度(kgf/ cm²)
横軸：累積降雨量(mm)

図-16 累積降雨量 (mm) と法面硬度 (kgf/cm²)

(7) 盛土形状観察

ケース2、3、4の補強工法を取り入れているものは、全市において法尻洗掘が発生した。

ケース1の無補強の盛土では、飽和度が80%程度以上の領域を切るような形ですべり破壊が発生した。

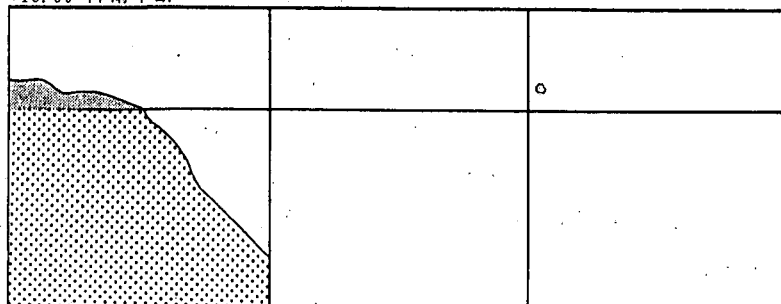
ケース3の変状は、上段に敷設した長さ4mのспанボンド不織布の直下の土層の小崩壊から始まった。これは、上層の長さ4mのспанボンド不織布を通して盛土の奥から法面付近に移動してきた浸透水が、спанボンド不織布直下の法面付近に集中して土をゆるませたものと考えられる。長さ4mのспанボンド不織布の存在ですべり破壊に対してかなり抵抗したが、最終的には長さ4mのспанボンド不織布より下の土層の洗掘がひきがねとなって表層崩壊を生じた。また、天端には法先から長さ1mのспанボンド不織布の外側を通る線の延長上に多数のクラックが発生し、この位置に潜在すべり面があると考えられる。

一方、ケース4では、下段に敷設した長さ4mのспанボンド不織布の直下の土層の洗掘が進み、その上部の土層の崩落を引き起こした。このケースでも、天端のクラックの状況から、法先と長さ1mのспанボンド不織布の外側を通る潜在すべり面の存在がспанボンド不織布の変形から推測できる。

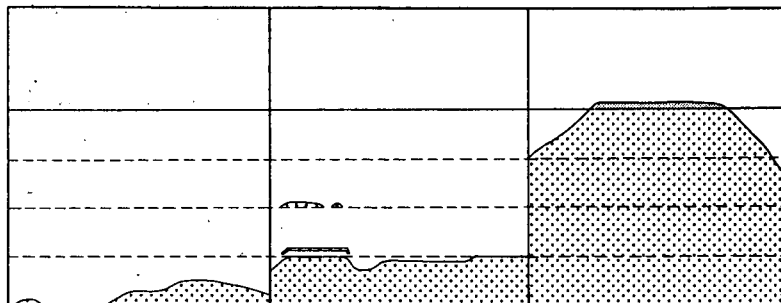
崩壊の発生状況からケース1の無補強の場合とケース2、3、4の補強した場合を比較してみると発生メカニズムが異なっており、спанボンド不織布で補強したケースではспанボンド不織布直下法表面の含水比の上昇による強度低下からエロージョンが発生し、そのためспанボンド不織布がおじぎしてその上が崩れる現象が起こっている。それに対し無補強に場合は多少のエロージョンが発生しても全体が一気に崩壊している。(8) スпанボンド不織布の伸びひずみ測定でも分かるように、すべり面は推定できるが、クラックの発生はあるものの円弧すべり破壊は発生していない。先に述べたように補強した場合の崩壊は局所的なエロージョンとシートのおじぎによる小崩壊の繰り返しによる崩壊の拡大から全体の破壊に成長していくことが分かる。

7/7 16.50 (7.50) 7/8 11:00 (12.25) 7/8 16.30 (17.55)
 (ケース1崩壊時) (ケース3崩壊時) (ケース4, 2崩壊時)
 15.05 クラック発生 9.00 降雨再スタート
 15.07 崩壊, 降雨ストップ
 16.00 降雨中断

ケース1

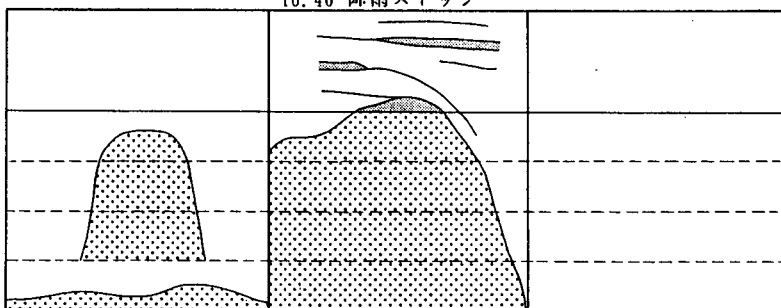


ケース2



16.25 天端クラック発生
 16.30 天端崩壊
 16.40 降雨ストップ

ケース3



15.35 天端崩壊

ケース4

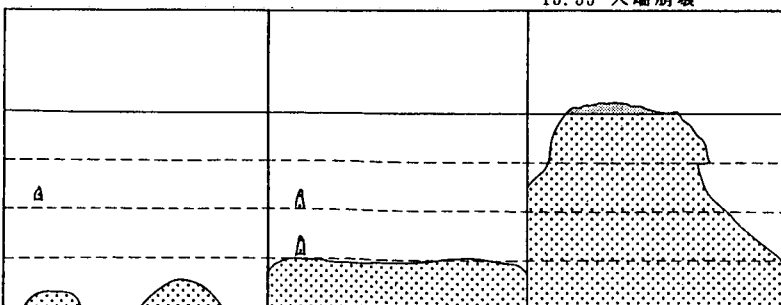


図-17 盛土変状正面図

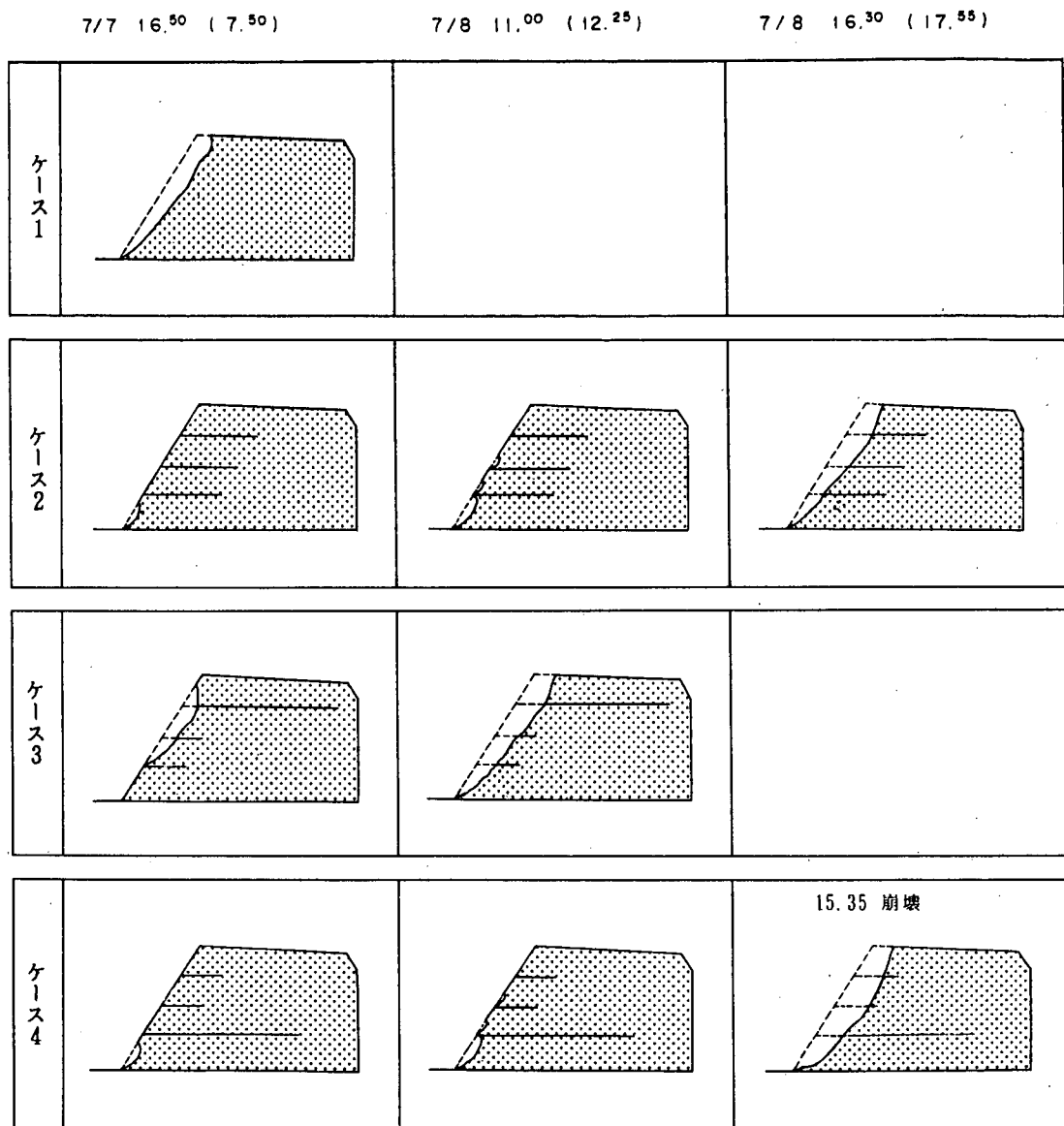


図-18 盛土変状断面図

(8) スパンボンド不織布の伸び測定

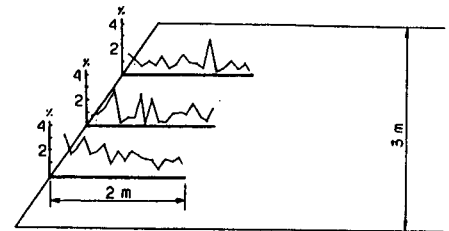
① ケース 2 の場合

上、中、下段とも著しい伸長箇所はない。スパンボンド不織布が盛土全体を一体化させる（補強）効果を發揮しているものと思われる。

② ケース 3 の場合

上段のスパンボンド不織布は、法面より60～80cmのところに最大伸長部があり、図-22のように中、下段のスパンボンドの敷設末端のところを通るすべり面が想定できる。

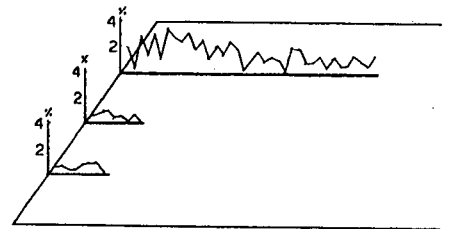
CASE-2



③ ケース 4 の場合

ケース 3 の場合とは逆に下段のスパンボンド不織布は、法面より30～100 cmのところに伸びが認められ、上、中段のスパンボンド不織布の敷設末端をとおり円弧すべり面が想定できる。法面より2 m以上の挿入長については、伸びが少なくなっており影響を受けていないと考えられる。

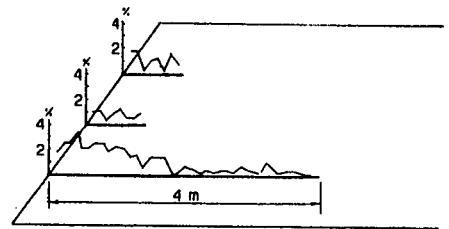
CASE-3



④ スパンボンド不織布の伸び量

スパンボンド不織布の変形は局部的には最大値で5～6mm（10cmに対し）の点もあったが、横方向に平均するとピークの変形箇所でも2～3%の伸びであった。

CASE-4



⑤ スパンボンド不織布の伸び・応力について試験に使用したスパンボンド不織布（目付 300 g/m²）の伸びと応力の関係は、表-5および図-19のとおりである。なお単位巾当たりでの応力は、2～3%の伸びの場合で50～70kgf/mである。

図-19 スパンボンド不織布の横方向の平均伸びひずみ分布図

表-5 スパンボンド不織布の伸び（歪）と応力の関係

単位 kgf/5 cm

伸 び	1 %	2 %	3 %	4 %	5 %	6 %	7 %	8 %	9 %	10 %
応 力	1	2.5	3.5	5	6	7	7.5	8	9	10

5. 安定解析と考察

スパンボンド不織布による引張り補強効果を簡単な円弧すべり計算をもとに検討してみる。いま、想定すべりに対する安全率を(1)式で定義する。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} \quad (1)$$

ここに、 M_R : 土塊のすべりモーメント

M_D : 土のすべり抵抗モーメント

ΔM_R : 不織布による抵抗モーメント

ケース 3 とケース 4 では、のり先から長さ 1 m の不織布による補強領域の外側を通るすべり円弧を考え、

最終的に崩壊を生じた時点で M_D と M_R が釣り合っていたと仮定して、スパンボンド不織布による抵抗モーメント ΔM_R が安全率にどの程度寄与しているかを計算した。

ここで、スパンボンド不織布による抵抗モーメントは、図-22の伸びひずみの測定結果と、表-5および図-5の応力-ひずみ特性をもとにスパンボンド不織布の引張力を求めて算出したものである。

① ケース3の場合

潜在すべり面での伸びひずみ2.7%のときの不織布

の引張力は0.064 tとなる。

$$\Delta M_R = 0.064 \text{ t} \times 2.3 \text{ m} = 0.15 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$F_s = (16 + 0.15) / 16 = 1.010$$

② ケース4の場合

潜在すべり面での伸びひずみ2.5%のときの不織布

の引張力は0.060 tとなる。

$$\Delta M_R = 0.060 \text{ t} \times 3.8 \text{ m} = 0.23 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$F_s = (16 + 0.23) / 16 = 1.015$$

③ ケース2の場合

潜在すべり面での伸びひずみ0.8%のときの不織布

の引張力は0.016 tとなる。(上段)

同様に 0.2%→0.004 t (中段)

同様に 2.4%→0.058 t (下段)

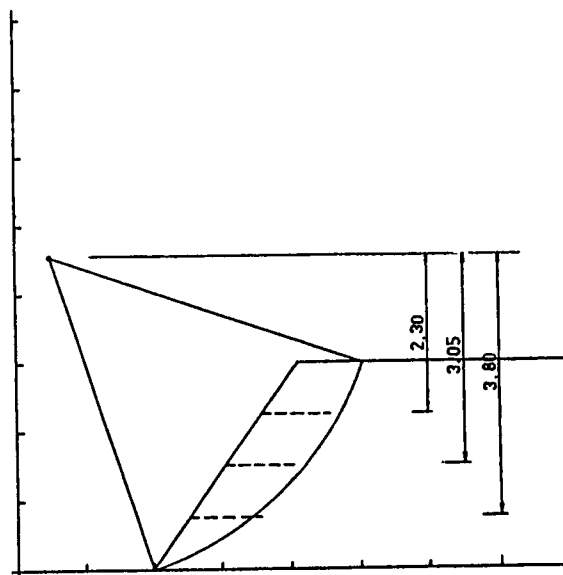


図-20 想定すべり線

$$\Delta M_R = (0.016 \text{ t} \times 2.3 \text{ m}) + (0.004 \text{ t} \times 3.05 \text{ m}) + (0.058 \text{ t} \times 3.8 \text{ m}) = 0.27 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$F_s = (16 + 0.27) / 16 = 1.0168 \rightarrow 1.017$$

このように、一枚のスパンボンド不織布によるすべり安全率の増加は、不織布のひずみの計測値から ΔM_R を求める計算法によれば小さなものである。

一方、ケース2において、ケース3、4と同様の潜在すべり面を想定し、土塊に3%程度のひずみを許容するとして、上記と同様の方法で安全率を求めると、

潜在すべり面での伸びひずみ 3.0% (上段) → 0.070 t

$$\Delta M_R = 0.070 \text{ t} \times (2.3 \text{ m} + 3.05 \text{ m} + 3.8 \text{ m}) = 0.64 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$F_s = (16 + 0.64) / 16 = 1.040$$

となる。ただし、実際にはスパンボンド不織布に1~2%程度しか伸びひずみが生じていないので、そのひずみレベルで同様に安全率を求めると、 $F_s = 1.014$ となる。通常の設計でもこのような方法で安全率が計算されるが、その結果求まる安全率の値は期待に反してかなり小さく、実際に観測されたケース2の安全性の高さを考えると合理的でない面があるように思われる。

そこで、上記の安定計算手法を振り返ってみると、この手法は潜在すべり面に沿って塑性状態に近い大きなひずみが生じると仮定しているため、ケース3やケース4のように、想定した潜在すべり面が実際に

生じるすべり面と比較的よく一致する場合には適用が可能と思われる。一方ケース2のように、スパンボンド不織布によって土塊のひずみが拘束され、想定した潜在すべりが実際に生じないような場合には、スパンボンド不織布による“土塊のひずみの拘束効果”を評価し得る別の解析手法を考える必要があると思われる。

そして、今回の実験結果から判断すると、一枚一枚のスパンボンド不織布にはそれほど大きな引張り補強効果は期待できないが、何枚ものスパンボンド不織布をある程度密な間隔で配置（挿入）することにより、“土塊のひずみ拘束効果”が発揮されて、かなり大きな盛土の補強効果が得られる可能性があるといえる。

6. ま と め

人工降雨を加えた大型盛土実験により、スパンボンド不織布による盛土の補強効果を調べた結果、ブランクと比較してスパンボンド不織布挿入の補強効果は、どのケースとも非常に大きな安定性の高さが観測された。その効果は、スパンボンド不織布による補強効果と排水効果に分けられる。

(1) スパンボンド不織布による補強効果

実際の観測では、無補強に対して補強の効果が各ケースとも大きく観測された。しかしながら、現在の安定計算における ΔM_R は、ジオテキスタイルの破断強度を用いて計算することが多い。不織布のひずみの実測値を用いた円弧すべりに対する安定計算では、スパンボンド不織布による安全率の増加は少なかった。

盛土中におけるスパンボンド不織布の機能については、土との摩擦による拘束効果や、あるいは土と一体になって変形する拘束効果が作用しているものと考えられる。したがって、円弧すべりに対して土塊のひずみを拘束する効果、あるいはすべり線を分断する効果等を安定解析の要因として考慮する必要があるのではないかと考えられる。スパンボンド不織布で補強した盛土の安全率の現行計算方法がはたして妥当であるか否かを見直す必要を感じた。

今後の検討事項

- ① スパンボンド不織布による土塊の拘束効果をより大きくするシートの敷設方法（Envelope工法等）
- ② より引張強度の低いスパンボンド不織布を使つての土塊の拘束程度を知る実験

(2) スパンボンド不織布による排水効果

盛土への降雨の総浸透水量は、300ℓ/hrに対してスパンボンド不織布から排水された量は、10～30ℓ/hrであった。しかしながら、浸透水の一部を確実に系外に排水しており、盛土内の飽和度分布をみるとスパンボンド不織布の近傍では周囲より低くなっていたことが分かる。

特にケース3では、上段に長い不織布を敷設したが天端からの浸透水の一部が不織布を通して盛土の奥から法面方向へ移動したことが顕著に現れている。

また、サクシヨン圧の測定結果からみてもサクシヨン圧が0を越えた時点で崩壊しているが、スパンボンド不織布で補強したケースでは、サクシヨン圧がほぼ0に近づいた状態においても崩壊には至っていない状況が観測されているがこれは補強の効果によるものと考えられる。

サクシヨン圧と飽和度の関係を見ると、飽和度の上昇とともに徐々にサクシヨン圧の値が上昇し、飽和度が80%程度でサクシヨン圧が0になることから、降雨の浸透に伴いサクシヨン圧による見掛けの粘着力が低下したことが崩壊の発生と密接に関係していることがうかがわれる。

今後の検討事項

- ① スパンボンド不織布によって法面の近傍に集まった水の処理方法
(例えば、法面と逆方向に排水勾配をとり、暗渠に集水するなど法面近くに地中水を近づけない)

② スパンボンド不織布の敷設方法の再検討

(挿入枚数、間隔、巾、奥行き方向への長さ等)

以上のような点について、今後細部の検討をする必要がある。幸い次の粘性土による盛土の実験を予定しているので、その結果を踏まえ対策工法を検討していきたい。

7. お わ り に

ジオテキスタイルを使用した盛土構造物の強化工法について、本実験を行ったわけであるが、実験を通してジオテキスタイルを挿入することにより、少なくともジオテキスタイルの持つ補強効果、あるいは排水効果は明らかに期待出来るものであることは知りえた。今後盛土材料を粘性土に変えて同様な実験を行う予定であり、また、今回の砂質土（山砂）の実験で知ることの出来なかった部分について、追加の実験を行う予定をしている。その結果が得られた時点ではっきりとした補強の効果、あるいはその機能について発表できるものと考えている。

—事例調査によるスパンボンド不織布の物性経年変化—

1. はじめに

ジオテキスタイルは、分離・補強・濾過・排水等の目的で使用されており、スパンボンド不織布も日本国内では土木用途に使用され初めてから約15年の歴史を持っている。

土構造物では、建設当初の構造物としての強度が重要なだけでなく、その強度が長期間維持されていなければならない。

今回の事例調査の対象となる盛土構造物・道路・グラウンド等には、昭和51年頃より分離・補強・排水の目的でスパンボンド不織布を使用しているので、北海道から九州まで全国にわたり、採取可能で許可の得られた任意の18箇所についてサンプル採取してその物性測定したので報告する。

2. 事例調査の目的

ジオテキスタイルの土中に埋設した条件での物性保持率を知ることを目的とし、且つ現地にサンプル採取にいくわけであるから、次の(1)から(3)についても出来る限り調査することとした。

- | | |
|-------------------------|-------------|
| (1) 現場土構造物の形状変化・機能変化の有無 | 目視観察 (写真撮影) |
| (2) 経年中の事故・補修の有無、異常気象等 | 事情聴取 |
| (3) サンプル採取状況、特に植生に関する観察 | 目視観察 (写真撮影) |
| (4) サンプルの物性保持率 | |
| (5) サンプルの相対粘度保持率 | |

3. サンプル採取手順

- (1) 現場を観察 (目視・写真撮影) する。
- (2) 約2m×0.5mのサンプルが採取できるようにスコップで注意深く掘り起こし、シートの面を掘りあててからは (シート上の土は土質試験用に採取する) レーキ等を用いてシート表面を傷付けないように注意深く露出させる。 (写真撮影)
- (3) シートを所定の大きさに切り、余分な応力をかけないように注意深く剥ぎとる。 (写真撮影)
- (4) シート採取後、シート下の土を土質試験用に採取する。
- (5) 新たなシートを敷設し、埋戻・転圧して復旧する。

サンプル採取は、昭和61年2月から同年12月にかけて実施した。

4. 採取サンプルの明細

サンプル採取はできるだけ日本全国におよぶように選択し、表の18現場より約2m×0.5mのシートおよびシート上下の土を採取した。採取した約1m×0.5mのシートは物性測定用を使用し、残りは透水係数の測定

に使用した。土サンプルは建設省土木研究所で土質試験を行った。

今回の報告は、スパンボンド不織布の物性測定結果について行う。

5. 物性測定および結果

物性測定にあたり判断に苦しいのは、シートの中に入り込んだ土砂・草の根の除去程度であった。今回調査したシートはニードルロッカーで繊維を絡ませたものであるため、できるだけ土砂・草根を完全に除去するようにしたが、あまり完璧にこれを行おうとすると繊維間の絡みを弱めてしまい計測不能としてしまったものもあった。

測定項目は引張強度・引張伸度・相対粘度であり、結果を物性値の初期値に対する保持率で表した。

なお、採用した初期値は、採取サンプルの製造が古いもので7年近く経過していること、採取サンプルのロット番号が不明であることから、現在生産されている同一品番の平均値を採用した。

採取サンプルの内訳および物性保持率

番号	工 事 名	経過年月	目付 g/m ²	引張強度%	引張伸度%	相対粘度%
1	鹿児島県出水農林林道長島中央線	6年 8月	300	93 × 73	77 × 88	93
2	福岡県勝山市成器西小学校グラウンド改修工事	6年 3月	300	98 × 80	85 × 87	100
3	福岡県金津町道工事	5年10月	420	92 × 114	81 × 83	102
4	国鉄静岡鉄道管理局今の浦川橋梁改良工事	5年10月	160	89 × 92	87 × 74	100
5	ユニチカ(株)岡崎工場構内道路工事	5年 6月	300	97 × 86	80 × 87	99
6	北海道札幌市東区高校グラウンド造成工事	4年11月	200	108 × 95	80 × 86	101
7	滋賀県湖東地区広域農道工事	4年 8月	200	87 × 100	84 × 91	96
8	石川県輪島林業林道開設工事	4年 7月	300	88 × 91	100 × 90	96
9	北海道網走支庁農林地一体事業	3年11月	300	73 × 81	103 × 106	99
10	千葉県大宮高校グラウンド造成工事	3年11月	200	132 × 110	81 × 84	98
11	大分県佐伯市林業林道関連事業中岳線	3年10月	300	84 × 78	92 × 106	97
12	石川県穴水林業	3年 9月	300	98 × 86	95 × 100	100
13	中四国農政局広島中部台地反田団地整備事業	3年 9月	210	80 × 89	89 × 99	98
14	東レ(株)瀬田工場構内道路工事	2年 1月	200	104 × 110	83 × 84	103
15	鹿児島県川内農林林道山田本俣線高盛土工事	2年 0月	200	102 × 132	82 × 71	98
16	千葉県習志野市第6中学校グラウンド整備工事	1年 5月	150	118 × 117	84 × 87	98
17	鹿児島県川内農林林道山田本俣線高盛土工事	1年 1月	160	132 × 109	85 × 73	99
18	宮城県大和町厚生年金スポーツセンター多目的グラウンド造成工事	0年11月	160	80 × 82	86 × 70	100

6. 考察

表には示されていないが、今回の試験におけるシートの目付の保持率は全て 100%以上である。このことはサンプルから土砂・草根等の除去がいかに難しかったかを示している。これらを完全に除去すると繊維の絡みを緩め、シート物性が変化する。また、不完全であれば、当然土砂・草根等が繊維の動き・交絡点に影響を与え、シートの物性が変化する。

さらに、7年近く経過しているためспанボン不織布の製造装置の改造・改善が行われており、当時の物性値と現在の物性値で違いがある場合もあり、表に示した保持率も厳密に言えば正確さに欠けるとも考えられる。

ただし、спанボン不織布製造工程でのバラツキと採取サンプルの大きさ・個数を考慮にいれるならば、土木用途におけるデュアラビリティを論ずるには十分な精度を持っているといえてよい。そのような目で表を見れば、経過年月とともに多少のシート物性の低下が認められるが、実用上ではほとんど変化無く支障ないものといえる。

ほとんどの現場担当者はシートの効果に満足しており、特に九州・北陸地方の豪雨・豪雪災害のあったところでは無使用の盛土が崩れた所が何箇所もあったのに対して、その近傍のシート工法を採用した現場ではガリ侵食の発生程度でおさまっており、シートの効果を十分発揮している。ただし、盛土築造後大量の湧水のあったところでは、盛土の一部が破壊され、別途排水処理と修復作業が必要であった現場もあった。

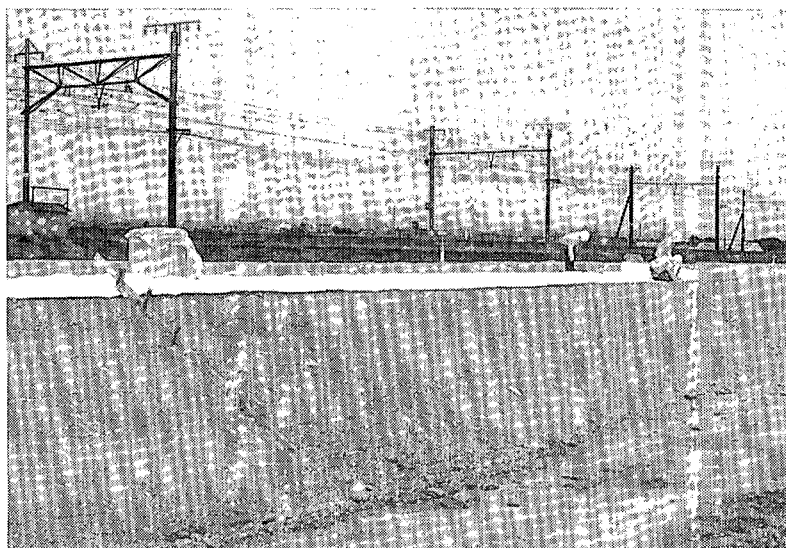
さらに、グラウンドに使用された場合の現場の声は、従来の暗渠排水に比較してспанボン不織布を使用した平面排水の方が降雨後の排水が良好であったとのことである。

植生については、4番の現場で確認されている。そこでは種子の吹付工が採用されたが、спанボン不織布の毛羽で種子を捕捉しやすいこと、およびспанボン不織布のドレーン効果による、法面の湿りにより、法面に垂らした5～10cmのспанボン不織布に沿ってまず筋状に発芽が進行し、その後全面に及んだ。

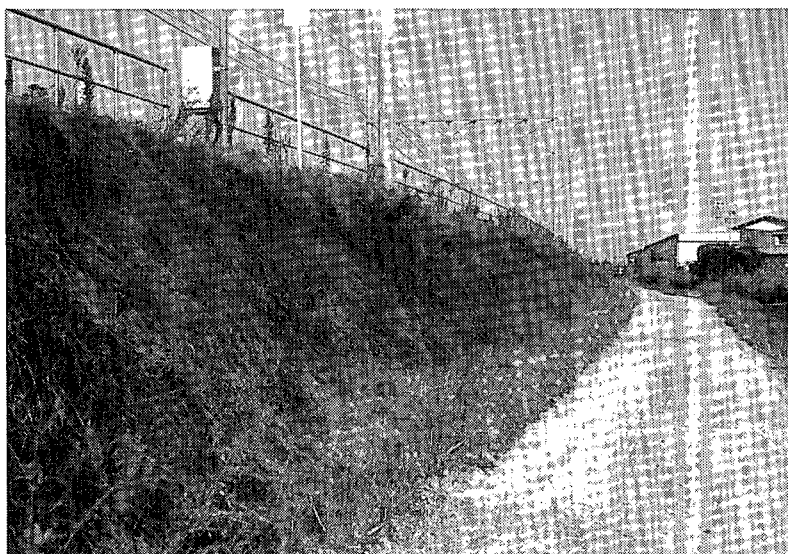
本研究のサンプル採取には、各現場担当職員の方々、日本コーケン[㈱] 久保田矩彦氏、安楽兼明氏、太陽工業[㈱] 天野千佳志氏等の協力を得た。この場を借りて改めて深く感謝の意を表したい。

番号4 国鉄静岡鉄道管理局
今の浦川橋梁改良工事

施工状況



サンプル採取時点



サンプル採取状況

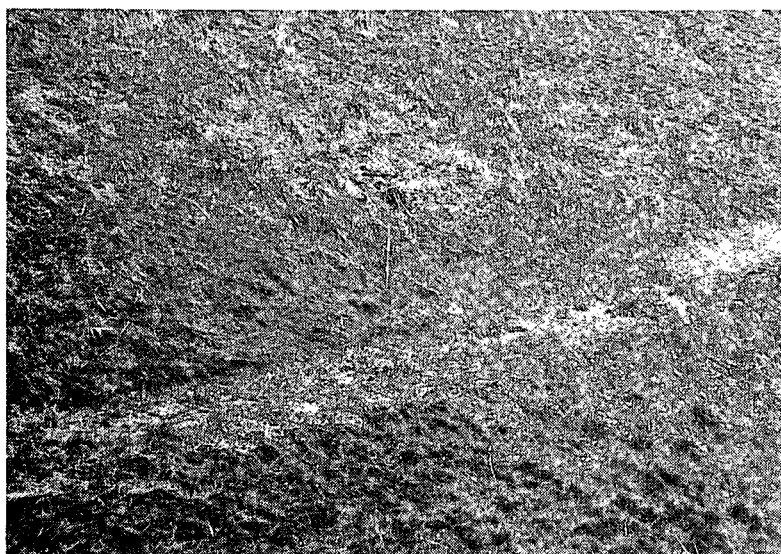


番号 8 石川県輪島林業事務所
林道開設工事

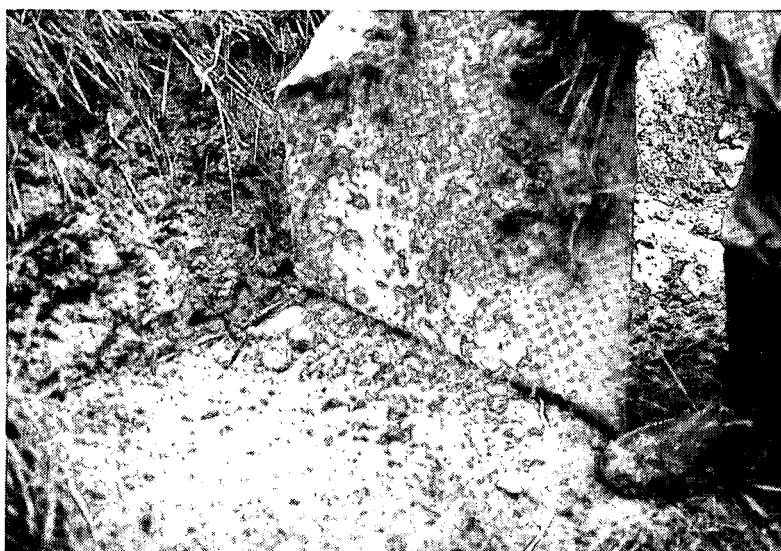
施工状況



サンプル採取時点



サンプル採取状況



3. 3. 2 ポリマーグリッドを用いた盛土補強工法の開発

建設省土木研究所土質研究室
東 急 建 設 株 式 会 社
三 井 石 油 化 学 株 式 会 社
復 建 調 査 設 計 株 式 会 社

1. まえがき

ポリマーグリッドは土構造物の補強材として英国で開発され、世界的にも注目されているものであるが、我が国においても昭和58年以来、同材料に関する研究や実施工への応用が進められている。当研究グループでは、同材を用いた盛土補強工法の開発を目的としている。すなわち、盛土材とポリマーグリッド間の補強メカニズムを反映させた合理的な設計法および施工法の確立を目指すものであり、ポリマーグリッドの敷設仕様およびのり面処理工との組み合わせを変化させた人工降雨による一連の大型盛土崩壊実験を行った。これらの実験によって盛土材とポリマーグリッドの一体化の効果について考察並びに解析を行った結果を報告する。

2. 目的

ポリマーグリッドによる盛土の補強方法を考える上で、補強領域の内的な安定性、外的な安定性の両者を満足させ、かつのり面部の侵食や土の抜け出しを防止する処理をいかに施すかが重要な問題となる。昭和60年度の実験では敷設間隔を一定とし、敷設長を変化させることによる内的および外的安定性の比較検討を行ったが、本年度は、敷設長を一定とし、敷設間隔を変化させた条件およびのり面処理工の剛性を変化させた条件の実験を行い、総合的な見地から補強効果について解析することを目的としている。

3. 材料特性

(1) 盛土材の材料特性

盛土材としては、盛土築造後にすべり安全率が1.0以上で安定となり、降雨時には1.0以下となって盛土が崩壊するような強度特性を有するものとして、前年度実験と同様に茨城県稲敷郡江戸崎地区内に分布する山砂を用いた。その土性¹⁾は表-1に示す通りであり、前回²⁾使用した材料とほぼ同様な値を示している。

盛土の盛立ては一層の仕上げ厚さを25cmとし、重さ61kgのプレートコンパクタで2回転圧して行った。締固め後の乾燥密度および含水比の平均は、各々 1.41tf/m^3 、22%であった。これらは、それぞれ締固め度83%、初期飽和度70%あたる。この状態に供試体を調整し、三軸UU試験を行ったところ $C_u=0.7\text{tf/m}^2$ 、 $\phi_u=20.1^\circ$ であった。

(2) ポリマーグリッドの材料特性

実験に用いたポリマーグリッドは、盛土内の敷設材に二軸延伸材(SS-2)を、またのり枠材には一軸延伸材(SR-2)を用いた。それぞれの材料特性は表-2に示す通りである。

表-1 盛土材の物性

		今回(実験3)	前回(実験1, 2)
自然含水比	ω (%)	22.41	24.32
土粒子の比重	G_s	2.699	2.698
粒度特性	礫分 (%)	2	1
	砂分 (%)	74	70
	シルト分 (%)	12	20
	粘土分 (%)	12	9
	最大粒径 (mm)	4.76	4.76
	均等係数 U_c	70.0	27.3
	曲率係数 U_c'	15.9	5.5
締固め特性	試験方法	1・6・b	1・5・b
	最適含水比 ω_{opt} (%)	17.0	18.6
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (t/m ³)	1.695	1.640
透水係数 k	(cm/s)	1.58×10^{-4}	1.45×10^{-4}

表-2 ポリマーグリッドの材料特性

		敷設材 SS-2	枠体 SR-2
単位重量	(g/m ²)	320	940
単位幅当たり の引張り強度 (tf/m)	縦	1.5	8.0
	横	0.8	1.3
ピーク時 のひずみ ϵ_f (%)	縦	10	17
	横	10	10

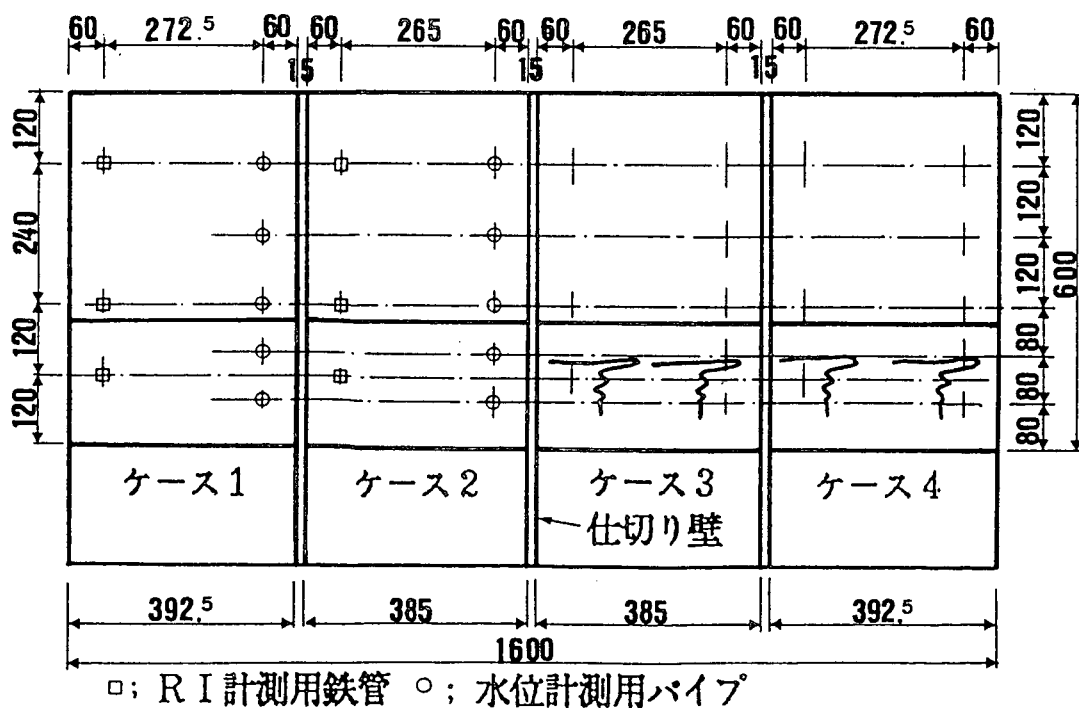


図-1 実験土槽および盛土平面図

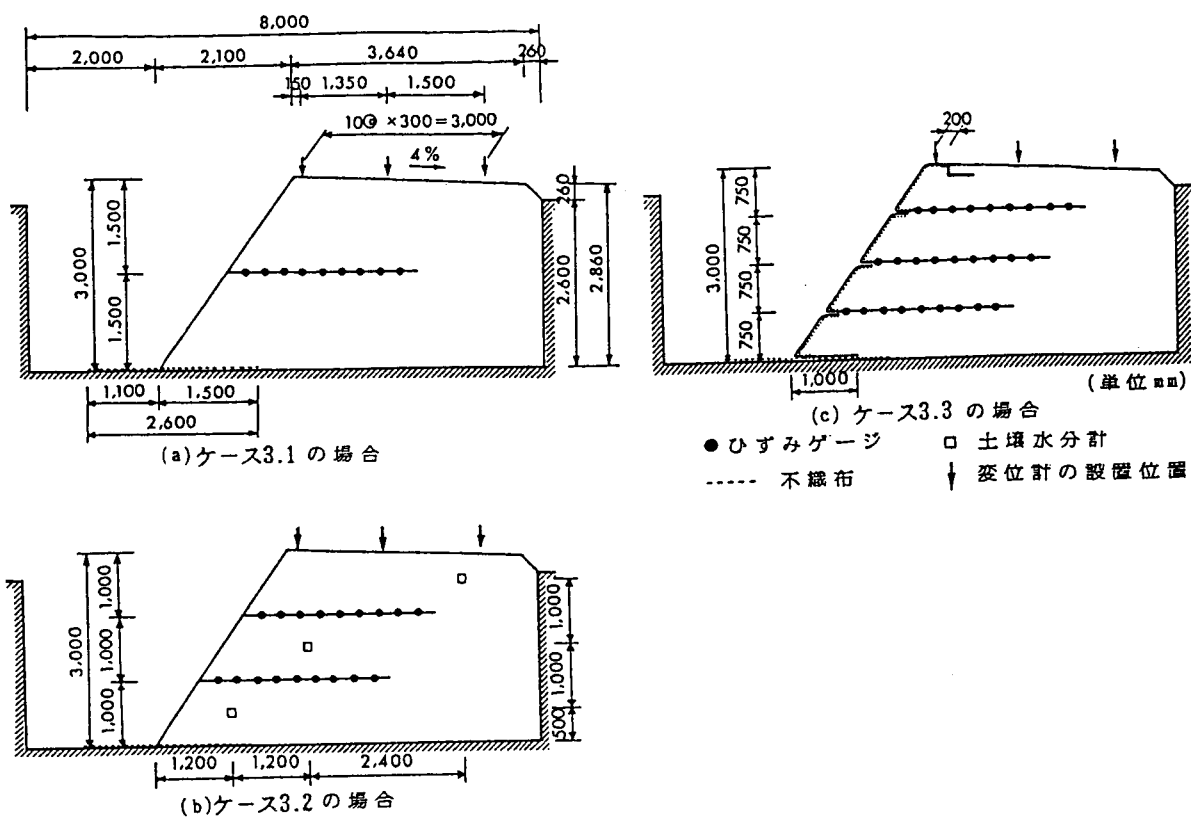


図-2 実験ケース

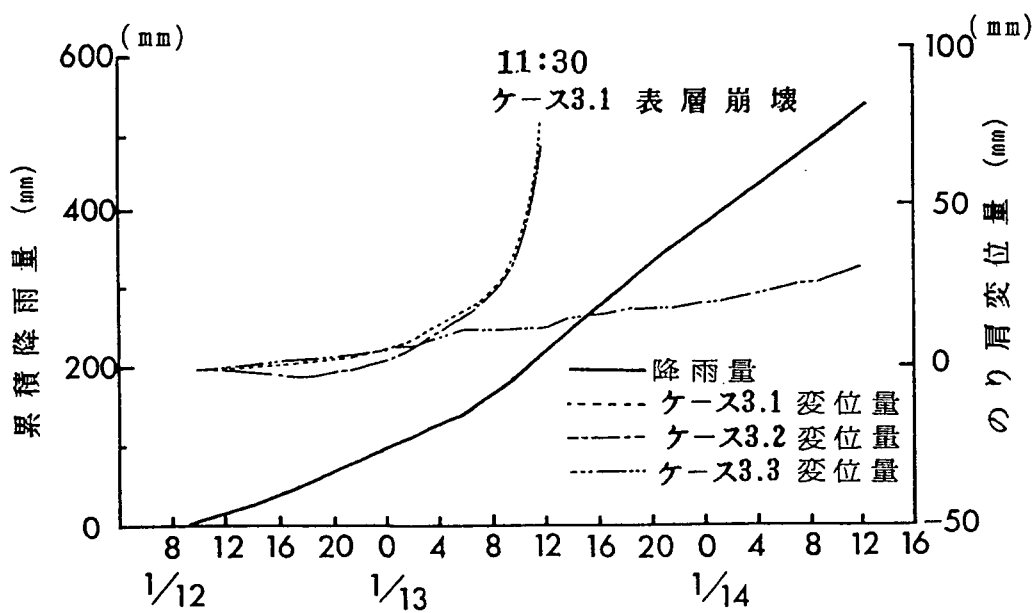


図-3 累積降雨量とのり肩変位量の関係

4. 敷設間隔の違いと補強効果に関する実験³⁾

(1) 実験ケース

実験は、図-1に示すように、長さ16m、幅8m、深さ2.6mの土槽を4分割し、高さ3m、のり勾配1:0.7の盛土を築造した。ポリマーグリッドの敷設ケースは図-2に示す3ケースについて実施した。すなわち、ケース3.1は盛土内の1.5mの位置にポリマーグリッドを1層敷設したもの、ケース3.2は1m間隔で2層敷設したもの、ケース3.3は75cm間隔で3層敷設し、不織布を洗掘防止のため、のり面に20cm巻込んで敷設しのり面保護したものである。なお、ポリマーグリッドの敷設長は3ケースともそれぞれ3mとした。

(2) 実験方法

実験は人工降雨を約3日間連続して盛土に加えた。図-3はその累積降雨量を示したもので、実験終了時の総降雨量は540mmであった。また、実験中には、下記に示す項目について計測を行った。

a) ひずみゲージによる降雨時のポリマーグリッドのひずみ変化、b) 中性子水分計(RI)による盛土内の飽和度の変化、c) 水位計による盛土内の地下水位の変化、d) 土壌水分計による盛土内のサクションの変化、e) 変位計および目視観察による盛土の変状

(3) 実験結果

実験中および実験終了時の各盛土の変状、ポリマーグリッドのひずみ、および飽和度の関係を図-4に示す。また、ケース3.2、3.2について、累積降雨量とポリマーグリッドのひずみの関係を図-5に示す。なお、ひずみの初期値は、盛土築造後の降雨開始直前としており、発生ひずみ量は、降雨の影響によるものである。

a) 各ケースの盛土の変状: ケース3.1では累積降雨量が110mmに達した時点で、のり肩の変位量が急激に増加し始め、累積降雨量210mmで降雨によって進行していたのり尻部の洗掘により、図-4に示すような表層部分の崩落(崩落厚最大50cm)が生じた。また、ケース3.2では実験終了時までのり面のすべり崩壊は認められなかったが、累積降雨量が増すにしたがって、のり面の侵食による崩壊が大きくなった。一方、ケース3.3では、のり面で不織布のはらみ出しが10~15cm程度認められたが、すべりや侵食による崩壊は生じていない。したがって、ポリマーグリッドならびに不織布の補強効果が十分あることが判明した。

b) 盛土内の飽和度: 実験前の盛土内の飽和度は65~70%であった。累積降雨量の増大に伴う雨水の浸透によって盛土内の飽和度は、のり面付近から内部へと徐々に上昇しており、のり面表層付近の飽和度が85%程度以上に上昇する間にケース3.1では崩落が生じた。ケース3.3では、崩壊が生じなかったことにもよるが、のり面付近の飽和度は90%程度まで上昇した。

c) ポリマーグリッドのひずみ: 図-4の結果からポリマーグリッドのひずみはいずれのケースにおいても、上部に敷設したものが、下部のものよりも大きいひずみが現れており、そのひずみの大きさは各ケースとも同程度のものになっていることが注目される。また、累積降雨量の増大とともに、図-5に示したようにポリマーグリッドのひずみは徐々に増大しており、その増大の傾向も各ポリマーグリッドとも同じ様な傾向を示している。すなわち、累積降雨量の増大に伴う盛土の変形ならびに滑動力の増加に対して、各ポリマーグリッドが抵抗しており、その補強効果が十分認められる。

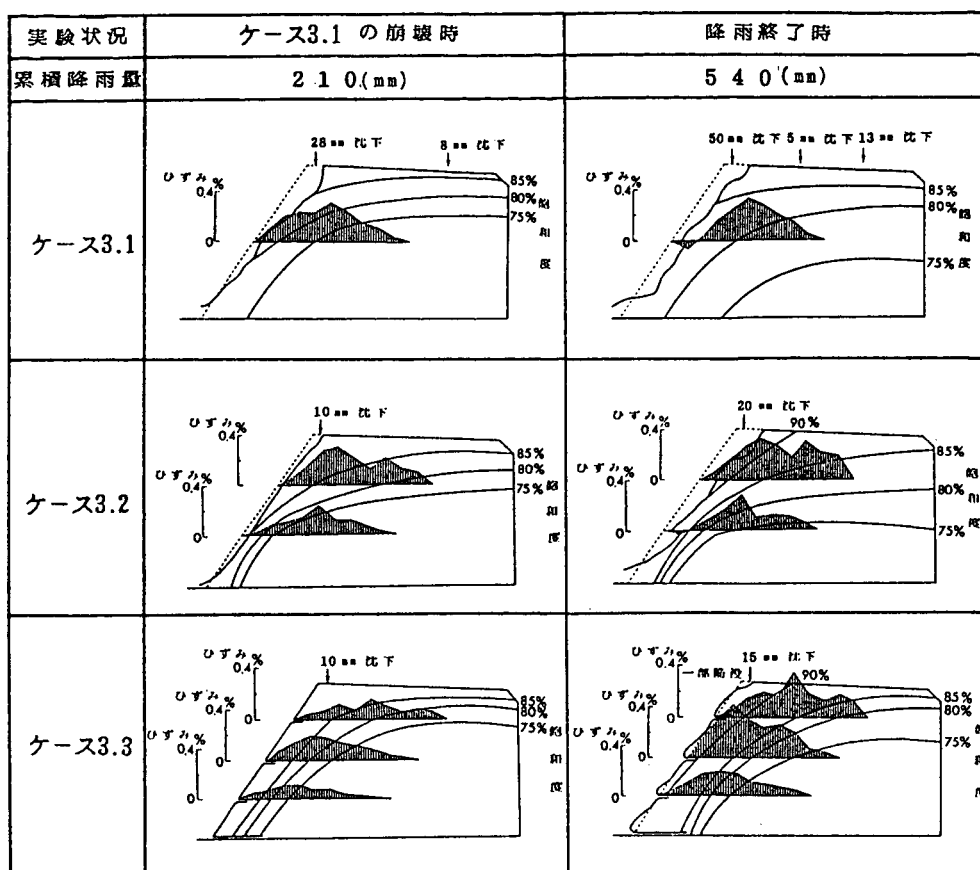


図-4 盛土の変状とポリマーグリッドのひずみ及び飽和度の関係

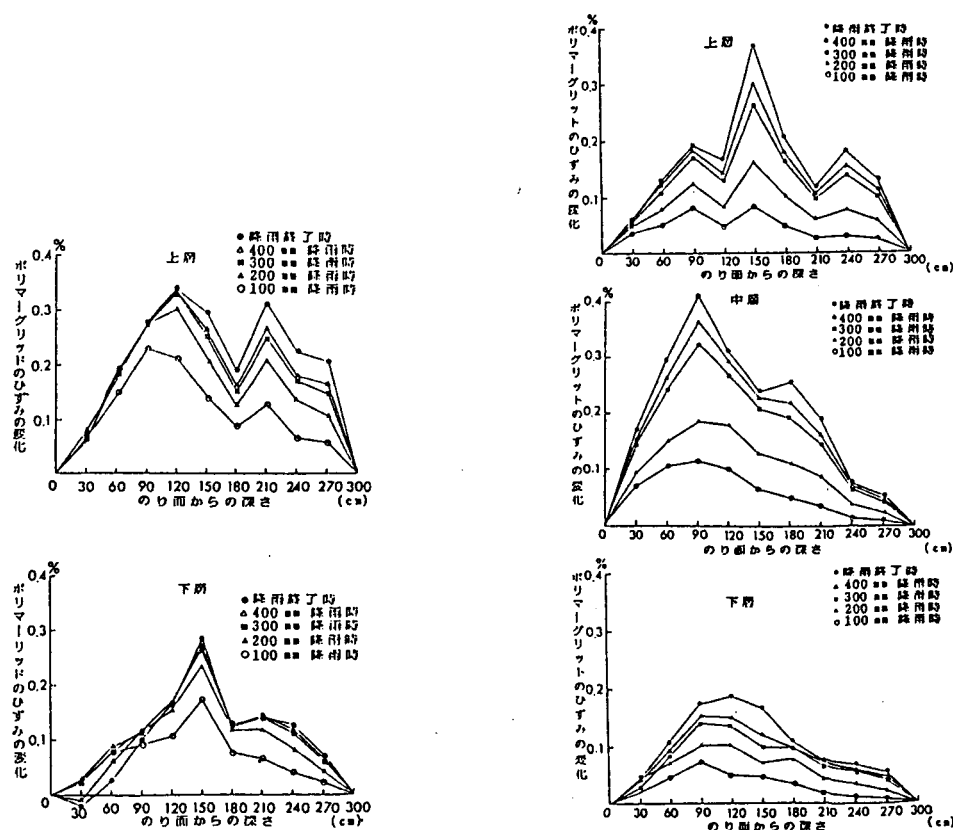


図-5(a) ポリマーグリッドのひずみの経時変化 (ケース3.2の場合)

図-5(b) ポリマーグリッドのひずみの経時変化 (ケース3.3の場合)

5. のり面処理工に関する実験^{1) 5)}

(1) 実験概要

のり面処理工の効果を比較検討するために、表-3(a)に示すような2回、合計6ケースの実験を行った。すなわち、

(実験2)

- a) ケース2.1: 無補強盛土
- b) ケース2.2: ケース1にのり枠のみ設置した盛土
- c) ケース2.3: 長さ1mのポリマーグリッドを高さ75cm間隔で3層敷き込んだ補強盛土
- d) ケース2.4: ケース2.3のポリマーグリッドにガスパイプを用いてのり枠を結合した補強盛土

(実験3)

- e) ケース3.3: 水平に敷き込んだポリマーグリッドでのり面部分を巻き込み、その内側に不織布を敷いた巻込み方式。

のり面部分は土のうを用いず、土羽打ちによるのり面整形の後、ポリマーグリッドによって巻込む方式で、土とポリマーグリッドとの間に空隙を持ち、のり面部分の土の拘束はない。

- f) ケース3.4: 表-3(a)および写真-1に示すように、帯状ポリマーグリッドと盛土内に敷き込んだポリマーグリッドののり面側の一端を組み合わせ、パイプで結合した三角形をなすのり枠方式。

ここで、実験2ののり枠は、表-3(b)および写真-2に示すように、帯状にしたポリマーグリッドをジグザグに折り曲げ、ガスパイプによって組み合わせて形成したものである。ケース2.4の場合は、これをのり面に設置し、盛土内に敷き込んだポリマーグリッドをのり面側に一部を露出させた部分とガスパイプにて結合し、一体としたものである。しかしながら、この方法では、基本形状が菱形となるため、降雨量が増すにつれてのり枠の変形が大きくなり、中詰土の抜け出しを生じた。そこで、実験3では、基本形状を三角形に改良し剛性を高めた。その他、盛土の締固め管理、降雨条件は、表-3(d)、(e)に示す通りである。

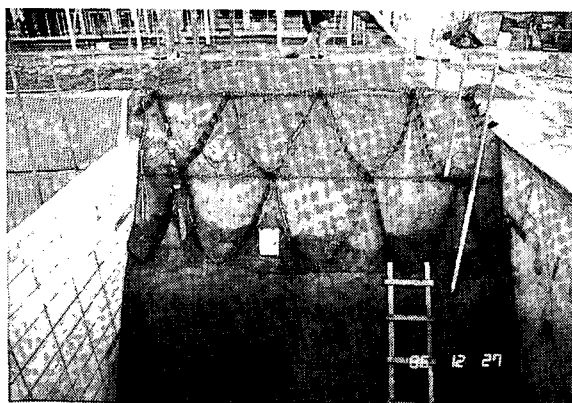


写真-1 ケース3.4 のり枠
方式盛土の全景

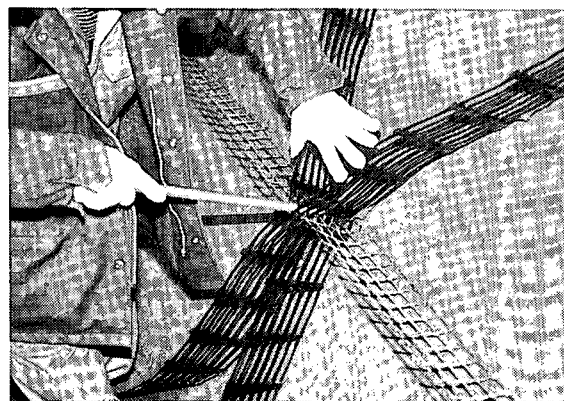
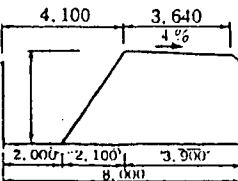
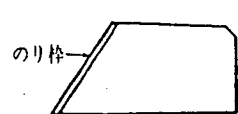
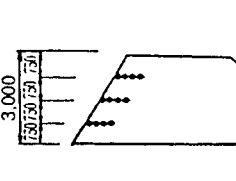
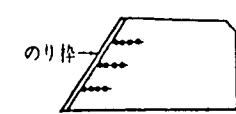
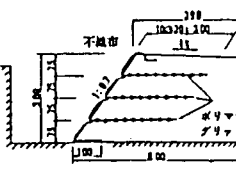
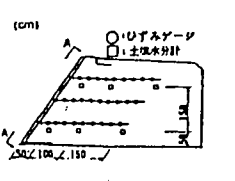
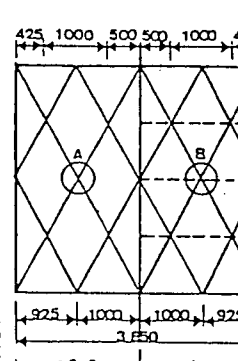
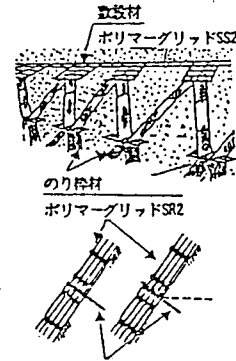
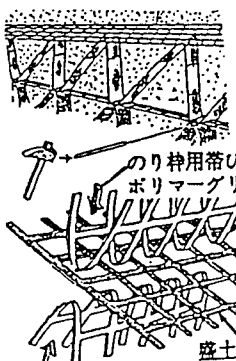


写真-2 ケース3.4 のり枠
取り付け状況

表-3 のり面処理工の実験比較表

	実験 2	実験 3
(a) 実験ケース	 ケース2.1:無補強盛土  ケース2.2:無補強盛土+のり枠  ケース2.3:補強盛土(L=1m)  ケース2.4:補強盛土(L=1m)+のり枠	 ケース3.3:補強盛土(L=3m)+巻込み  ケース3.4:補強盛土(L=3m)+のり枠
(b) のり枠方式	 ケース2.2  ケース2.4	 ケース3.4
(c) のり面の剛性	ケース2.2: のり面部をのり枠で処理盛土内に十分な控え材(アカー)を持たない ケース2.4: のり枠の基本形状は、菱形で控え材長さを盛土奥1mとしたもの	ケース3.3: のり面部は巻込み方式で、盛土体の変形によるはらみ出しによりのり面部の拘束が始まる ケース3.4: ケース2.4の改良型でのり枠の剛性を高めるため基本形状を三角形とし、盛土奥に控え材長さを3mとったもの
(d) 盛土管理 締固め	平均乾燥密度 1.32tf/m³ 平均含水比 22% 締固め度 80% 初期飽和度 60%	平均乾燥密度 1.41tf/m³ 平均含水比 22% 締固め度 83% 初期飽和度 70%
(e) 降雨条件	3日間断続降雨(盛土の変状に応じ) 平均降雨強度 15mm/hr(降雨時) 総降雨量 400mm	3日間連続降雨 平均降雨強度 13.5mm/hr 総降雨量 540mm

(2) 実験結果

a) 降雨による盛土の変形と盛土内ポリマーグリッドのひずみ分布性状: 実験2

ケース2.1は図-6(a)に示すように、降雨開始後、盛土天端に目視による顕著なクラックは観察されないまま、累積降雨量160mmの時点で崩壊した。崩壊厚は最大50cmの表層崩壊であった。またこの時点では盛土内部に水面はまだ形成されていなかった。

次に、ケース2.2は、降雨開始後の累積降雨量105 mmで図-6(b)に示すように盛土天端のり肩より25cmの位置にクラックが入った後、のり枠のずれ落ちが始まった。累積降雨量155mmの時点でケース2.1と同様のすべり面形状で比較的ゆっくりと崩壊が進行した。これは、のり枠内の中詰土の重量が雨水の浸透により増加し、枠体を盛土にとめているガスパイプと鉄筋の固定部の支持力が不足して、すべりが生じたものと思われる。

ケース2.3は、累積降雨量170mmでのり尻の洗掘が始まり、累積降雨量190mmで天端のり肩より75～85cmの位置にクラックが発生した(図-6(c))。その後、クラックの範囲は90cmまで広がり、のり面侵食と、クラックよりのり面側の沈下が進行し、累積降雨量220mmで崩壊を生じた(図-6(d))。盛土内の飽和度はかなり上昇し、のり尻部には水面が形成された。この間、敷設したポリマーグリッドのひずみ分布は大きく増加した。しかし、のり面近傍部の大きなひずみは、のり面の侵食によってポリマーグリッドが露出したために生じた曲げひずみの影響と考えられる。

ケース2.4は、3日目の降雨開始前の累積降雨量260mmで、のり肩より80～100cmにクラックが入っており(図-6(e))、降雨再開に伴いケース2.3と同形状の沈下とのり枠内の侵食が下方から進行し、累積降雨量340mmの時点で崩壊した(図-6(f))。クラック発生時にはポリマーグリッドののり面近傍のひずみが大きくなっており、この傾向は崩壊時点でさらに大きくなっている(図-6(f))。下段のポリマーグリッドは、ケース2.3の場合と同様に、その端部が露出したため曲げによるひずみが出ている。一方、上、中段のポリマーグリッドでは雨水の浸透による盛土の増加重量を保持しているため、ひずみも大きくなっている。また累積降雨量340mmの時点では水位の上昇が、最大で52cmに達した。

b) 降雨による盛土の変形とポリマーグリッドのひずみ分布性状: 実験3

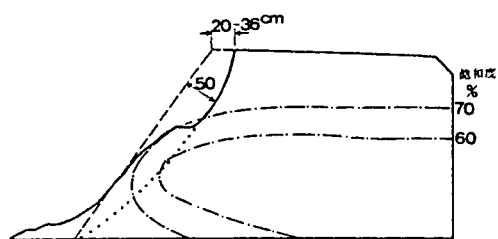
図-7に、累積降雨量200mm、440mmの時点におけるケース3.3、ケース3.4の盛土の変状と盛土内の飽和度、ならびにポリマーグリッドのひずみ分布を示す。

ケース3.3では、累積降雨量が200mmとなった時点で盛土天端の一部が沈下し、のり面のはらみ出しがみられるようになった。その後、実験終了時までではらみ出しはさらに大きくなったが、のり面におけるすべりや侵食は生じなかった。

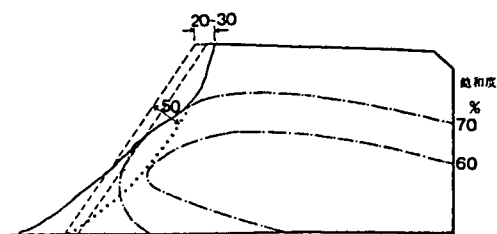
一方、ケース3.4では、のり肩部分の土羽土の侵食が実験開始早々に始まり、累積降雨量60mmでのり枠最上段部ののり枠が露出した。その後、のり枠内の侵食は多少進んだが、実験終了時まで、のり面に大きな変状は生じなかった。

盛土内の飽和度は実験開始前70%程度であったが、降雨の増大とともに、図-7に示すように上昇する。ここで、盛土天端およびのり面近傍の飽和度はケース3.3の方がケース3.4よりも高くなっているが、これは、不織布でのり面を覆ったことが影響したものと考えられる。

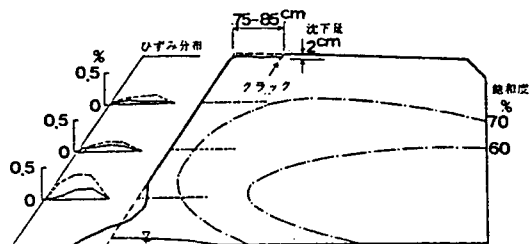
次に、盛土内のポリマーグリッドのひずみ分布をみると、図-8に示すように各累積降雨段階にお



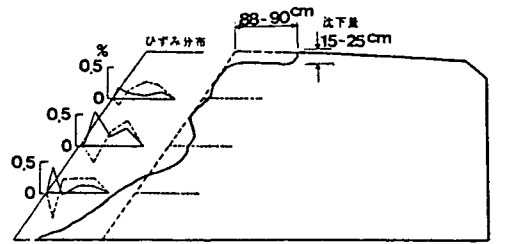
(a) ケース2.1 崩壊時 累積降雨量 160mm



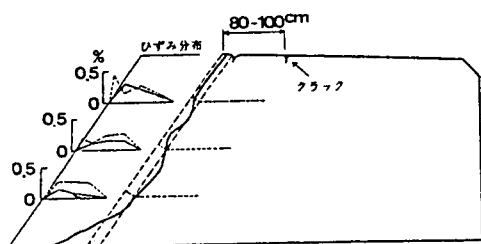
(b) ケース2.2 崩壊時 累積降雨量 155mm



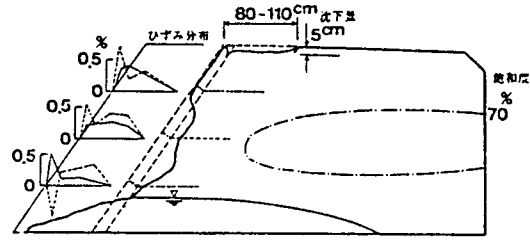
(c) ケース2.3 天端クラック発生時 累積降雨量 190mm



(d) ケース2.3 崩壊時 累積降雨量 220mm

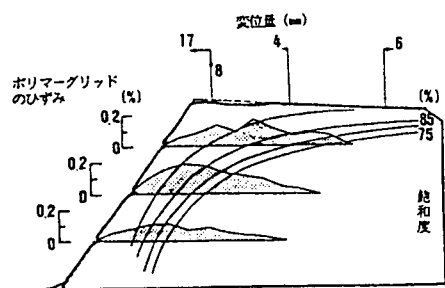


(e) ケース2.4 天端クラック発生時 累積降雨量 260mm

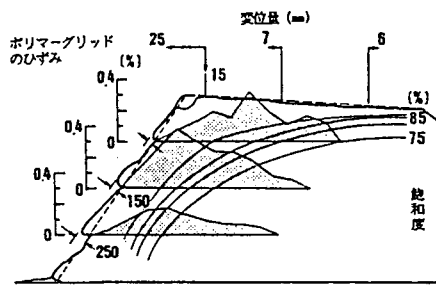


(f) ケース2.4 崩壊時 累積降雨量 340mm

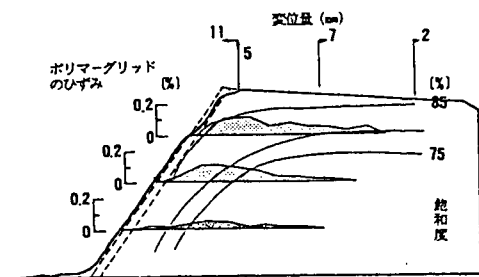
図-6 実験2 盛土の変状と飽和度分布



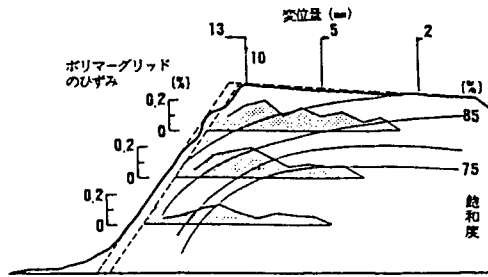
(a) ケース3.3 累積降雨量 200mm



(b) ケース3.3 累積降雨量 440mm



(c) ケース3.4 累積降雨量 200mm



(d) ケース3.4 累積降雨量 440mm

図-7 実験3 盛土の変状と飽和度分布

いて、各層ともケース3.4は0.05～0.1%および0.1～0.2%の最大値を示しており、ケース3.3のほぼ1/2となっていることが分かる。これは、のり面処理工の剛性やのり面部の高飽和度域の形成の差異等によって盛土体に生じる変形量が異ったことによると考えられる。

c) のり枠の効果

実験2のケース2.1～2.4の各盛土について、のり肩から20cmの位置の動きを伸縮計で測定した結果を図-9に示す。

ケース2.2における累積降雨量105mmでの急激な動きは、のり枠のずれ落ちの発生時点である。その後のり肩部で小崩壊が起こり、累積降雨量155mmでのり面表層の崩壊が起っている。

ケース2.1の無補強盛土とケース2.3、2.4の補強盛土を比較すると、ケース2.1が崩壊した累積降雨量160mmの時点までは、それぞれ同様の動きを示すものの、その後補強効果によりケース2.3、2.4はケース2.1より変形および崩壊が緩やかに生じた。

ケース2.3、2.4の比較では、ケース2.4がケース2.3に比べてさらに緩やかなものになっており、のり枠工による安定性の増大効果が認められた。しかしながら、定着長が短かったために、最終的には外的安定性が不足し、すべりを生じた。

次に実験3におけるケース3.3では、降雨開始当初はのり面部分の変形拘束はなく、降雨の進行によるのり面近傍の飽和度の上昇で、のり面部分がはらみ出しを生じて初めて、巻込みによる変形拘束効果が発揮される。これは、図-10中の累積降雨曲線とのり肩変位の傾きから認められる。

ケース3.4の降雨開始初期ののり肩変位は、のり肩部分の土羽土の侵食による。しかし、その後は安定を保ち、実験終了時まで、ケース3.3に比較してさらに小さい変位を示している。

d) のり枠のひずみの比較

図-11は、実験2、3のケース2.2、2.4、3.4のポリマーグリッド(SR2)によるのり枠の両面にはったひずみゲージの平均ひずみの経時変化を示したものである。

ケース2.2の場合、累積降雨量105mm以後は降雨による枠内の土の重量増加およびのり枠のずれ落ちに対応した圧縮ひずみを示し、盛土の崩壊時に異常値を示した。

ケース2.4は、のり枠が盛土内に敷設したポリマーグリッドを控え材として結合しているが菱形の構造をしているため、のり枠の変形によって降雨初日より伸びひずみの増加がみらる。ケース2.1が崩壊した時点にのり枠の伸びひずみが増加し、また盛土の崩壊時には伸びひずみが急増した。

ケース3.4は、降雨の進行に対しのにり枠の変形は小さく、のり枠に伸びひずみはほとんど発生せず、3日目の累積降雨量400mmに達してから最大で0.1%弱の伸びひずみが認められた。これはのにり枠の改良により、のり枠内の土の抜け出しが抑えられ、その結果のにり枠の剛性が高まった結果と考えられる。

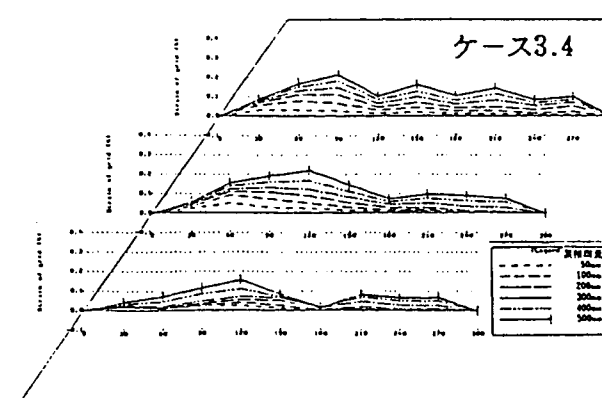
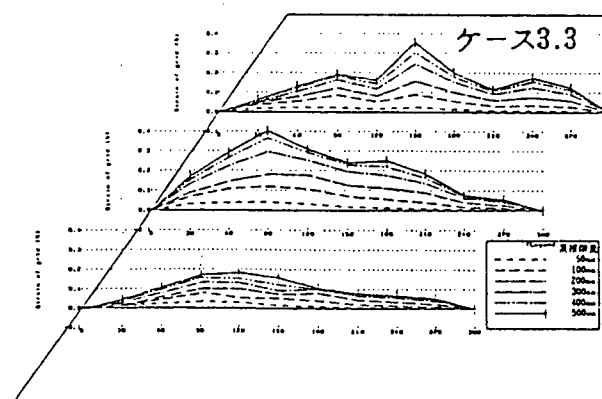
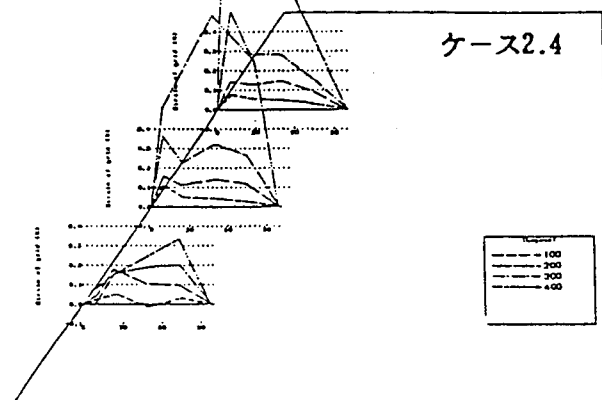
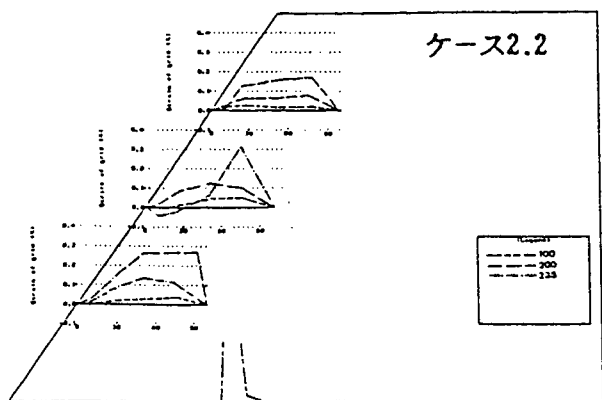


図-8 ポリマーグリッドのひずみの経時変化 (実験 2, 3)

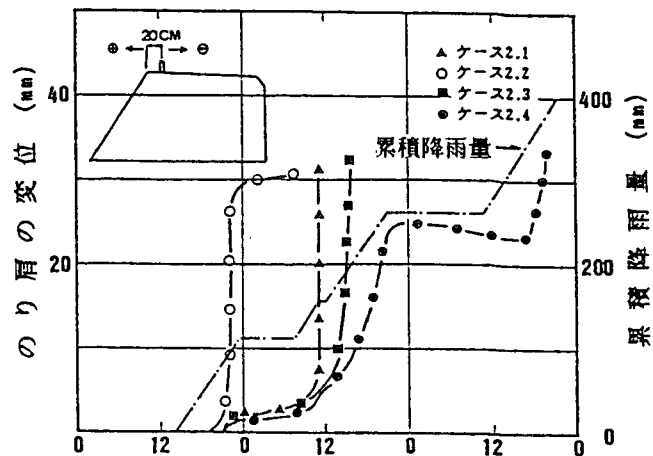


図-9 実験2 のり肩変位の経時変化

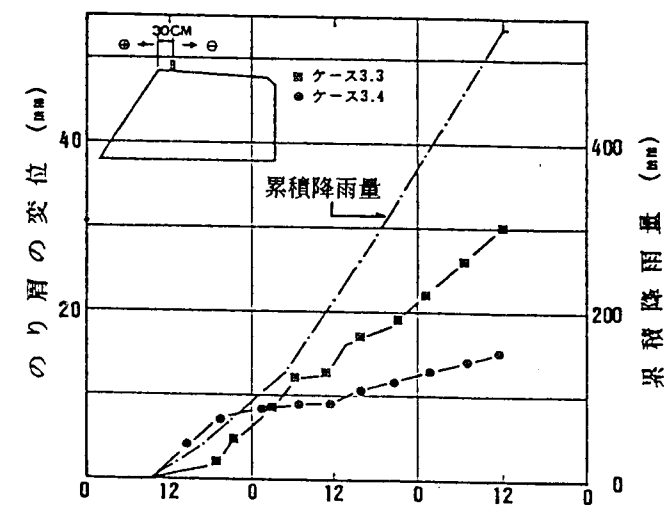


図-10 実験3 のり肩変位の経時変化

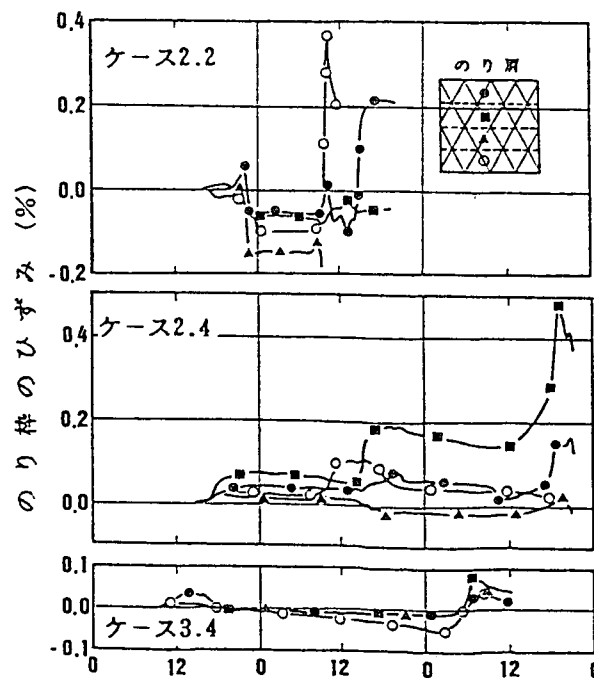


図-11 のり枠ひずみの経時変化

6. 敷設仕様の違いと補強効果の解析⁴⁾

(1) 補強設計の基本式

補強盛土の設計に從來から多用されている基本式は、式(1)に示すごとく無補強状態のモーメントのつり合いに対して補強材による引き抜き抵抗 T_{ri} に図-12に示す縦距 y_i を乗じた抵抗モーメントを

加算する形式をとっている。すなわち、

$$F_s = \frac{M_r + \Delta M_r}{M_d} = \frac{M_r + \sum (T_{ri} \times y_i)}{M_d} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 M_r :土の抵抗モーメント ΔM_r :補強材(ポリマーグリッド)による抵抗モーメント

M_d :土塊のすべりモーメント

なお、式(1)は補強領域内における内的安定性を検討するものである。

引き抜き抵抗 T_{ri} は、補強材の許容引張強度 $T_a (=0.75 t_f / m)$ と式(2)で示される引抜き抵抗 T_{pi} との内小さい値によって決定されるものである。

$$T_{pi} = 2 \cdot \sigma_i \cdot \tan \phi \cdot l_i \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 σ_i :第 i 層のポリマーグリッドに作用する垂直応力、 l_i :定着長、係数 2:ポリマーグリッドの両面に作用することを意味する。

(2) 見かけの粘着力の増加に関する表示式

これまでの実験によれば、ポリマーグリッドに生じるひずみ ϵ_i にスティフネス J を乗じて求められる張力 T を式(1)の T_{ri} に代入して求まるすべり安全率 F_{s*} (内部計測安全率と定義する)は、式(1)の設計安全率より小さくなることが分かっている。⁵⁾すなわち、次式の関係で示される。

$$F_{s*} = \frac{M_r + \sum y_i (\epsilon_i \cdot J)}{M_d} < F_s \quad \dots\dots\dots (3)$$

これは、ポリマーグリッドの敷設によって、盛土材の変形が拘束され、両者が一体化された効果によるものと評価できる。この一体化の効果を補強材の敷設方法の違いと対応させて定量的な比較を試みることとする。

そこで、極限つり合い条件下では、式(1)の関係が成り立つものと仮定し、式(1)と(3)で計算される F_s と F_{s*} との差 ΔF_s が大きい程一体化の効果が大きいと考え、 ΔF_s に寄与する見かけの粘着力の増分 Δc を式(4)によって逆算する。

$$\Delta F_s = F_s - F_{s*} = \frac{R \cdot \Delta c \cdot \sum \ell}{M_d} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 R :すべり円の半径、 $\sum \ell$:すべり円弧長。

次に、補強材の敷設によって、みかけの粘着力の増加率 R_c を次式によって定義する。

$$R_c = \frac{c + \Delta c}{c} \quad \dots\dots\dots (5)$$

なお、補強材の敷設によって、みかけ上せん断応力が増加する効果を、本検討では単純化して全て粘着力の増加効果によるものとした。

(3) 解析結果

これまでの一連の実験の内、のり枠工を有しない5ケースについて、ポリマーグリッドの敷設仕様と結果の概要を表-4に整理した。解析は、実験2を参照し、次の時点とする。

- a) 無補強盛土が崩壊を生じた降雨量150mmの時点(図-12 すべり面②)
- b) 敷設長 $L=1\text{ m}$ の補強盛土が崩壊を生じた降雨 量約265mmの時点(同図すべり面③)。

まず、無補強盛土が崩壊した条件に基づいて、盛土材の強度定数を逆算する。その際、盛土の飽和度の増加による単位体積重量の増加($\gamma_t=1.70\text{ tf/m}^3 \rightarrow 1.85\text{ tf/m}^3$)、および強度の低下を考える上で、内部摩擦角 ϕ は試験値 20° の一定値とし、粘着力のみ低下するものと仮定する。この仮定に基づいて逆算された盛土材の粘着力 c は、 0.337 tf/m^2 であった。

次に、図-12および図-13に示したひずみ測定結果を式(3)、(4)に代入して見かけの粘着力増分を求め、また式(5)より強度増加率 R_c を計算する。ここで、ひずみは盛土築造中(図-12、図-13のハッチング部)および降雨中の合計ひずみをとっている。

表-5は計算結果である。特に、図-14はポリマーグリッドの敷設方法の違いと R_c との関係の図示を試みたものである。すなわち、敷設間隔と敷設長の比(V/L)と敷設長と盛土高の比(L/H)とをパラメーターとしたものである。 V/L が小さいほど、また L/H が大きいほど R_c が高くなる傾向が明らかとなった。

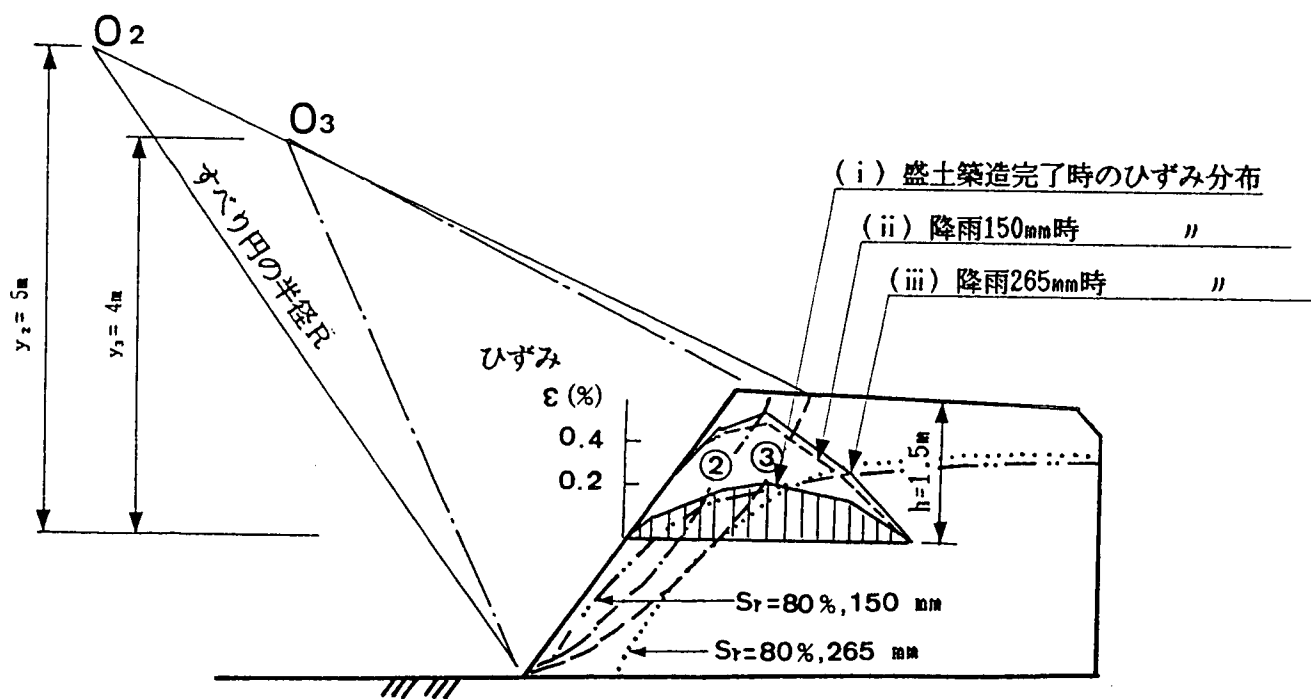


図-12 解析モデル (敷設長 $L=3\text{ m}$, 敷設層数1層, ケース3.1の場合)

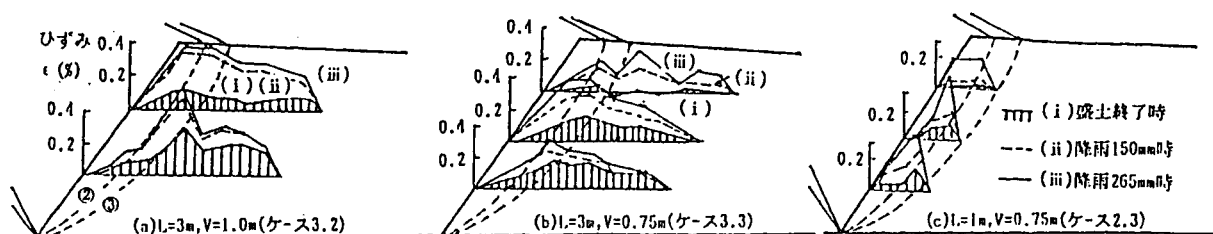


図-13 潜在すべり面とポリマーグリッドのひずみ分布性状

表-4 実験結果の概要

間隔V (m)	0.75	1.0	1.5
長さL (m)	(盛土3m高に3層敷設)	(同2層)	(同1層)
1.0	外的安定ですべる(220mm) [ケース2.3]	—	—
2.0	補強材端部天端にクラック(260mm) [ケース1.1]	—	—
3.0	安定 [ケース3.3]	安定・変形有 [ケース3.2]	侵食性表層崩壊(210mm) [ケース3.1]

() は累積降雨量

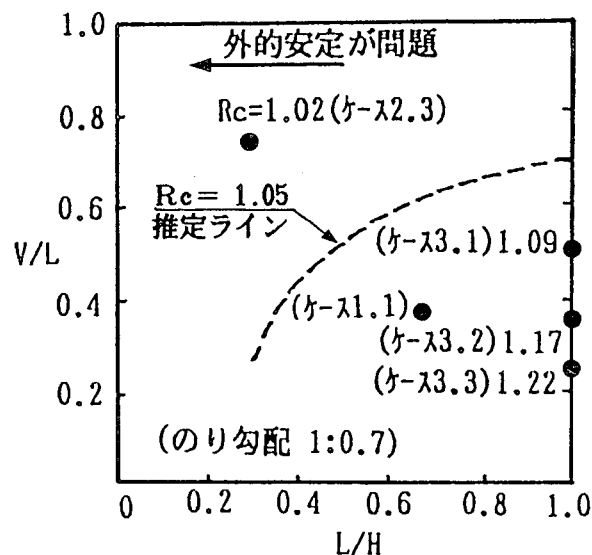


図-14 V/L, L/HとRcとの関係(すべり円②)

表-5 一体化効果の解析

状況	ケースNo	起動モーメント Md (tf・m)	抵抗モーメント Mr (tf・m)	縦距 yi (m)	計測ひずみ ε m ×10 ⁻⁶	補強材断面積 ΔMr (tf・m)	引抜き抵抗長 li (m)	引抜き抵抗力 Tp (tf/m)	許容引張強度 Ta (tf/m)	内部計測安全率 Fs*	内部余裕安全率 Fs	見かけの粘着力 c* = c + Δc (tf/m ²)	見かけの強度増加率 Rc
無補強崩壊時	3.1	15.48	13.48	5.0	9670	1.19	0.50	0.269	0.75	1.08	1.09	0.367	1.09
	3.2			4.5	2600	0.85	0.60	0.364	0.75	1.08	1.19	0.393	1.17
				5.5	800	0.32	0.50	0.236					
				4.25	1000	0.31	0.60	0.283					
	3.3			5.0	1600	0.58	0.60	0.323	0.75	1.08	1.23	0.410	1.22
				5.75	800	0.34	0.40	0.135					
				4.25	1800	0.56	0.40	0.269	0.75	1.15	1.24	0.346	1.02
				5.0	2000	0.73	0.45	0.292					
ケース2.3崩壊時	3.1	18.81	15.88	5.0	4700	1.53	1.00	1.01	0.05	3.426	1.099	0.422	1.252
				4.5	3800	1.25	1.00	0.88	0.75				
				5.5	1600	0.69	0.80	1.07	0.75				
	3.2			4.25	1500	0.47	1.00	0.76	0.75	0.96	1.37	0.630	1.871
				5.0	2800	1.02	1.00	1.01	0.75				
				5.75	1700	0.71	0.70	0.51	0.75				
	3.3			4.25	1500	0.47	1.00	0.76	0.75	0.96	1.37	0.630	1.871
				5.0	2800	1.02	1.00	1.01	0.75				

7. まとめ

ポリマーグリッドを用いた盛土補強工法の開発を目的とし、高さ3m、のり勾配1:0.7の一連の大型盛土崩壊実験を行ってきた。また、今回は、ポリマーグリッドの敷設方法の違いと補強効果に関する解析、特に一体化の効果の定量的比較を試みた。これまでの検討結果をまとめると、以下の通りである。

- (1) 敷設間隔を0.75mとした実験では、敷設長と盛土高の比 L/H が0.33(ケース2.3)の時には外的安定が、また0.67(ケース1.1)以上では内的安定が盛土体の安定性を支配する。
- (2) ポリマーグリッドのような補強材を盛土内に水平多層に敷設すると、土と補強材の相互作用によって補強領域の変形が拘束され、その結果ポリマーグリッドに生じるひずみはかなり小さいものとなる傾向がある。この効果をここでは一体化の効果と呼んでいる。
- (3) ポリマーグリッドに発生するひずみは、通常、盛土の下部に位置するものほど大きい値を示すが、降雨条件下では、降雨浸透の大きい上層部ほど大きい値を示す。
- (4) 急勾配の補強盛土では、のり面の処理が重要な問題である。今回の実験では、ポリマーグリッドと不織布をのり面で巻込む方式および2タイプのポリマーグリッドによるのり枠方式とを比較した。のり面工に剛性を持たない巻込み方式では、のり面工の引張抵抗力が発揮される状態まで盛土の変形が生じる。一方、のり枠方式では、中詰土の抜け出しを生じないような対策が必要であり、そうすることによって剛性を持たせることができる。剛性を有するのり枠方式では、盛土体の変形を拘束する効果が著しく、ポリマーグリッドに生じるひずみも巻込み方式より小さいことが分かった。土構造物として、機能上問題となる場合には、のり面処理工に剛性を持たせる必要がある。
- (5) 土と補強材との一体化の程度を定量化する試案として、見かけの粘着力の増加率 R_c を定義し敷設仕様の差異との対応を検討した。解析の結果 V/L (V :敷設間隔)が小さいほど、また L/H が大きいほど R_c は大きい値を示すことが明らかとなり、実験結果の傾向を良く表示する結果が得られた。

今後、これまでの実験結果を数値解析によってシミュレーションし、一体化の効果を解析し、補足実験によって、本工法の確立に寄与したいと考えている。

《参考文献》

- 1) 久楽, 南他3名: ポリマーグリッドを用いた補強盛土の崩壊実験－のり面処理工による補強効果について－, 第22回土質工学研究発表会講演集 pp.1761-1762, 1987.6
- 2) 三木, 福田他4名: ポリマーグリッドを用いた盛土補強工法の開発(その1)－人工降雨による盛土崩壊実験－, 第一回ジオテクスタイルシンポジウム発表論文集, pp.77-82, 1986.12
- 3) 三木, 林他3名: 1)と同, 敷設間隔の違いと補強効果について, pp.1763-1764
- 4) 三木, 福田他3名: 1)と同, 敷設仕様の違いと補強効果の解析, pp.1765-1767
- 5) 久楽, 南他4名: 2)と同(その2), のり枠効果に関する実験, pp.83-88

3. 3. 3 不織布を用いた盛土の耐震対策工法

建設省土木研究所動土質研究室

大成建設株式会社

1. まえがき

ジオテキスタイルを盛土に敷設し、盛土を強化する工法が最近多く用いられるようになってきたが、その地震時の挙動についてはまだ不明の点が多い。

そこで、今年度は盛土に不織布を敷設した場合の基本的動特性を把握するために、動土質研究室において不織布を敷設した砂供試体による繰返し三軸試験を行った。また、不織布を敷設した盛土（補強盛土）の変形特性を把握するため、のり面が急な補強盛土について、遠心力載荷実験（動土質研究室で実施）、模型振動実験（大成建設㈱で実施）を行い、さらに、液状化性土盤上の補強盛土、及び傾斜地盤上の補強盛土についても、動土質研究室において模型振動実験を行った。そして、これらの成果をもとに補強盛土の設計法について検討したので、あわせて報告する。

2. 不織布を挿入した繰返し三軸試験

2. 1 試験内容

盛土や地盤の補強材として不織布を用いた場合の基本的動特性を把握するために、不織布を挿入した砂供試体の繰返し三軸試験を前年度に引続き実施した。今回は不織布の種類及び挿入した枚数を変えて試験を行った。試料は浅間山砂を用いており、今年度使用した不織布は表2.1中のBであり、前年度に使用したもの（表2.1中のA）と比較するとかなり（引張）剛性の高いものとなっている。この不織布は現場で使用した実績がある。表2.1には今年度に振動台実験等で使用したものも含めた不織布の物性を示す。今回の試験は砂のみの供試体、供試体の中間に不織布を1枚あるいは2枚挿入したものの計3ケースについて行った。供試体は直径5cm、高さ10cmの寸法であり、供試体は気乾状態の試料を自由落下させて作成した。その後、供試体を自立させるために初期有効拘束圧（0.2kgf/cm²）を加え、そのままの応力状態を保ちながら供試体内を真空に近づけ、よく脱気した水を供試体下方から供給し飽和させた。密度は一定とし、Dr=50%を目標にした。試験は圧密後行い、拘束圧は1kgf/cm²とした。それぞれのケースについて所定の応力比で繰返しせん断を行い、応力比－繰返し回数の関係を求めた。

表 2.1 不織布の特性

名 称	A	B
材 質	ナイロン 70% ポリエステル 30%	ポリエチレン 33% ポリプロピレン 67%
厚さ t(mm)	0.217	0.7
ピーク時の引張強度 σ_t (kgf/cm ²)	13.4	120
ピーク時のひずみ ε_t (%)	34	30
$\varepsilon=15\%$ の時のヤング率 E_{15} (kgf/cm ²)	52	640

2. 2 試験結果および考察

図2.1 に、両振幅軸ひずみ10%における不織布を挿入した補強供試体と砂のみの無補強供試体の繰返し回数とせん断応力比の関係を、前年度の結果とともに示している。この図から、不織布の無い供試体より有る供試体の方が、剛性の低い不織布より剛性の高い不織布を使用した方が同じ繰返し回数においてはせん断応力比が大きくなっていることがわかる。しかし、今年度実施した不織布を2枚挿入した試験では不織布を1枚挿入したものより同じ繰返し回数においてはせん断応力比が小さくなった。このことは、今まで考えられていた枚数を増やすことにより砂供試体を拘束する効果が高められるということとは矛盾する。また、前年度の試験結果からでは、初期液状化以降では不織布による補強の効果はないものと考えられていたが、今年度さらにデータを詳しく整理した結果、多少ではあるが初期液状化以降も補強の効果が認めれた。図2.2 は両振幅軸ひずみ 2%発生後の繰返し回数と両振幅軸ひずみの関係を示したものである。ここでは、初期液状化を両振幅軸ひずみ 2%時としている。この図から不織布があると初期液状化以降もひずみの増加が遅れ、補強の効果があることがわかる。

以上のことから、剛性の高い不織布を挿入した方が液状化に対する補強効果があることがわかったが、枚数を増やすと補強効果が減じる結果になったため、今後三軸供試体内における不織布の枚数及び挿入位置による補強の度合いについて、有限要素解析などを行って検討していく必要がある。

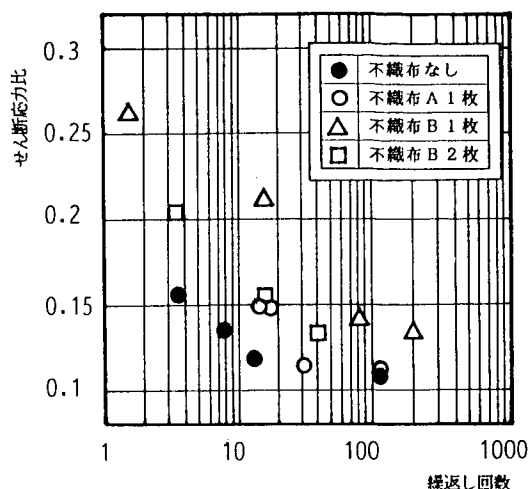


図 2.1 繰返し回数とせん断応力比の関係

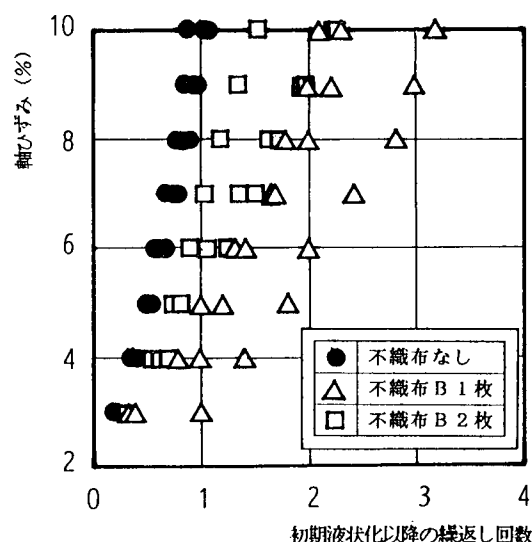


図 2.2 初期液状化以降の繰返し回数と軸ひずみの関係

3. 不織布による補強盛土の遠心力載荷実験¹⁾

3. 1 実験内容

不織布によって補強された盛土を傾けて盛土に水平力を加えた場合、および上載荷重を加えた場合について、不織布の敷設長が補強盛土の挙動に与える影響を遠心力載荷実験により確かめた。さらに、簡易な安定計算により実験との比較を行った。

遠心力载荷実験は図3.1 に示す6種類の模型を用いて遠心加速度約50Gで行った。模型地盤および盛土は気乾状態の豊浦標準砂を空中落下させて相対密度が約90%になるように作成した。今回の盛土のり面は垂直であるので、盛土前面には直径 2.5cmの土のうを4個設置し、不織布(表2.1 中のA)は土のうに縫いつけて盛土内に敷設した。実験では模型A~Cは、盛土に静的な水平力を与えるために模型全体を16°まで2°ずつ傾斜させた。また、模型D~Fは、長さ50mm、幅10mmの载荷板(重量 210gf)を盛土天端に設置し、その上から油圧ピストンにより、载荷速度約 0.012mm/secで鉛直に载荷した。表3.1 に実験条件を示す。

3.2 実験結果

図3.2 に模型全体を傾斜させた場合の盛土のり面の最大はらみ出し量と不織布の敷設長の関係を示す。敷設長が6cmである模型Aは、敷設長が10cmの模型B, 15cmの模型Cに比べて、はらみ出し量が模型傾斜角12°で約2.6倍になっている。しかし、模型B, Cのはらみ出し量にはほとんど差がみられない。ちなみに、模型Aの盛土は模型傾斜角が12°のときに崩壊し、模型B, Cは16°まで傾けたが崩壊しなかった。

図3.3 に盛土天端に载荷した場合の天端

表 3.1 実験条件

模 型	遠心加速度 (G)	模型地盤・盛土の相対密度 (%)	不織布の敷設長 (cm)	载荷条件
A	50.12	87.3	6.0	模型傾斜
B	50.80	87.3	10.0	"
C	49.68	87.1	15.0	"
D	50.16	90.7	6.0	鉛直载荷
E	49.60	87.4	10.0	"
F	52.37	87.4	24.2	"

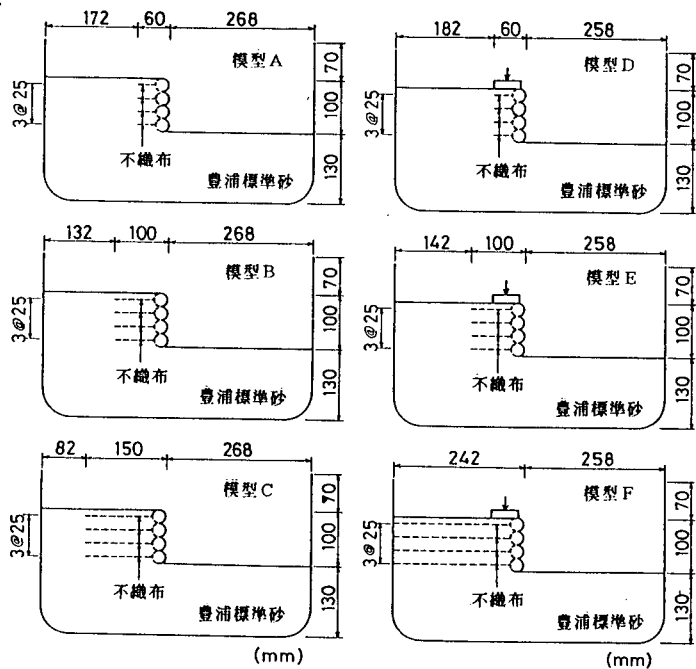


図 3.1 実験に用いた模型

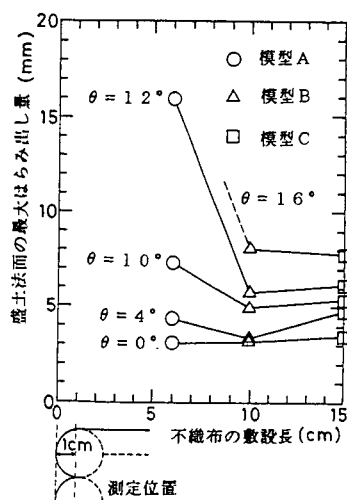


図 3.2 盛土のり面の最大はらみ出し量と不織布の定着長の関係

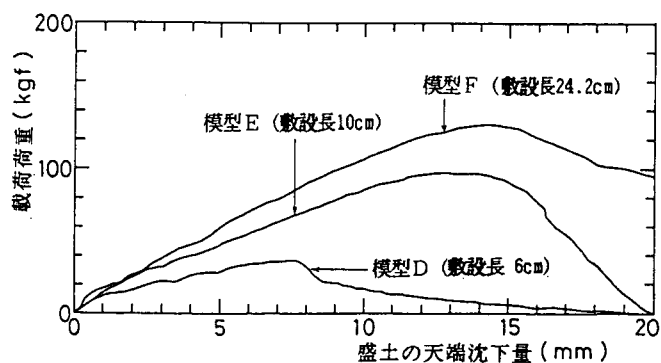


図 3.3 载荷荷重と盛土の天端沈下量の関係

に作用させた荷重と天端の沈下量の関係を示す。この図より同じ沈下量であれば、不織布の敷設長が長い方の荷重が大きくなっており、不織布の敷設長を長くすることによる補強効果が現われていることがわかる。

3.3 安定解析

実験を行った模型について、円弧すべり面を仮定した斜面安定解析および折線すべり面を仮定した土圧安定解析を行った。2種類の解析手法を用いたのは、設計法を検討するためである。それぞれの安定解析手法の特徴については「8. 補強盛土の設計法」で述べるが、円弧すべり解析はのり面が緩い盛土に、折線すべり解析はのり面が急な盛土に用いられることが多いようである。なお、今回の実験では盛土に力を加える方法として、盛土天端に載荷板を用いて上載荷重を加えた場合と模型全体を傾けて水平力を加えた場合がある。前者の場合では、強制的にすべりを発生させたこともあり、載荷板の背後から円弧状のすべりが確認された。そのため、前者の場合の安定解析は円弧すべり解析のみとし、さらにその円弧についても実測されたすべり線にほぼ等しい円弧についてのみ安全率計算を行った。後者の場合は、模型A以外では実際のすべり線が判別しにくいので、円弧および折線すべり解析ともすべり線を種々に変化させ、最小安全率の追跡を行った。

円弧すべり解析は通常円弧すべり解析の安全率式に補強材力を付加したものである。補強材が入っている場合の円弧すべりの安全率 F_s は次式で表わされる。

$$F_s = \frac{\sum R [c \cdot \ell + \{ (W - u \cdot b) \cdot \cos \alpha - k_H \cdot W \cdot \sin \alpha + T \cdot \sin (\alpha + \beta) \} \cdot \tan \phi]}{\sum [RW \cdot \sin \alpha + y \cdot k_H \cdot W - RT \cdot \sin (\alpha + \beta)]} \quad \text{--- (3.1)}$$

ここに、 R ：すべりの半径、 c ：粘着力、 ℓ ：スライス円弧の長さ、 W ：スライスの自重、 u ：間隙水圧、 b ：スライスの幅、 k_H ：水平震度、 α, β ：図3.4に示す、 T ：補強材に働く張力、 ϕ ：内部摩擦角、 y ：スライス重心までの距離

ここで、不織布に働く張力 T は観測された水平ひずみの値を考慮してピーク引張り強度を用いた。また、模型地盤、盛土の物性値は三軸試験(CD)の結果(粘着力 $c = 0$ 、内部摩擦角 $\phi = 43.4^\circ$)を用いた。これらの値は折線すべり解析においても同様である。

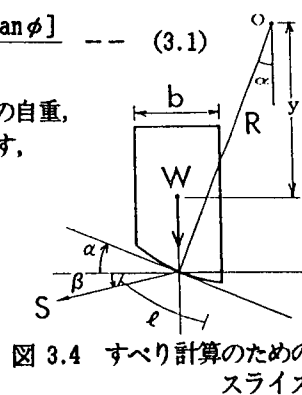


図 3.4 すべり計算のためのスライス

円弧すべり解析の結果として、図3.5に、模型全体を傾斜させた場合の最小安全率 F_{smin} と模型傾斜角 θ の関係を示す。この図によると、模型Aは実際に崩壊した模型傾斜角 12° で最小安全率が1.0を下回っており、実際に盛土傾斜角 16° まで傾斜させても崩壊しなかった模型B、Cは、模型傾斜角 16° でも最小安全率が1.0より大きいことがわかる。また、不織布の敷設長が長いほど、最小安全率が大きくなっていることがわかる。

図3.6は、盛土天端に載荷した場合の観測されたすべり面に対する安全率 F_s と上載荷重 q の関係を示したものである。この図によると、載荷荷重がピークのときの安全率は、0.95～1.05の範囲にあることがわかる。また、不織布の敷設長の差による安全率の差はあまり小さくなく、ほぼ0.1ぐらいの幅しかないことがわかる。

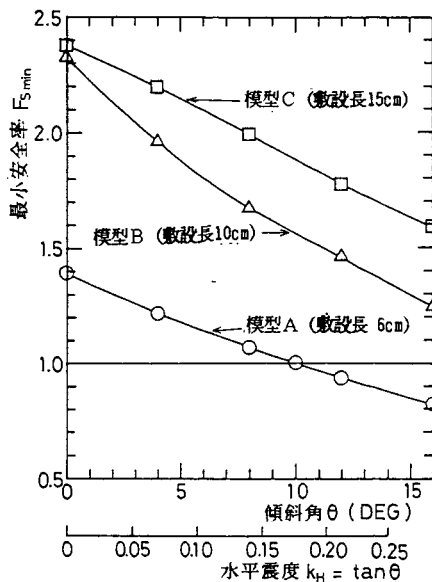


図 3.5 最小安全率と傾斜角の関係

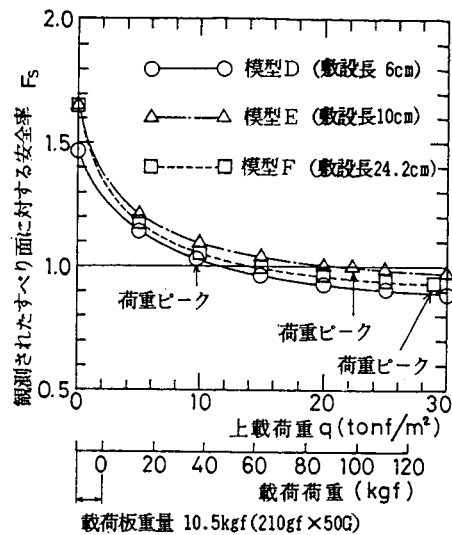


図 3.6 観測されたすべり面に対する安全率と上載荷重の関係

折線すべり解析は、すべり線を折線としたものであり、すべり面上の強度動員の考え方により、斜面安定解析法と土圧安定解析法とがありうる。どちらの場合も、一般的な分割法よりは計算を簡単にすることや、メカニズムを明確化すること等をねらったものである。土圧安定解析法においても、抵抗力と作用力をどのように考えるかにより、様々な安全率計算式がありうる。ここでは、折点を境にしてすべり土塊を前後に分け、前部の土塊を擁壁のような剛体と考え、後部の土塊の土圧及び前部の土塊の底面摩擦を考慮して、水平方向の力のつりあいに必要な補強材力を求め、必要な補強材力と補強材が発揮し得る張力の比として安全率を求める生研の方式²⁾を用いた。

安全率 F_s は次式で表わされる。

$$F_s = \frac{T_{\text{avail}}}{T_{\text{req}}} = \frac{T_{\text{avail}}}{P_B W \tan(\alpha_1 - \phi) + k_H W_F} \quad \text{----- (3.2)}$$

ここに、 T_{avail} : 補強材に働く張力 (式(3.1) の T と同じ) , T_{req} : 必要な補強材力,
 W_F : 土塊 F の自重, P_B : 土塊 B による主動土圧の水平成分, ϕ : 土の内部摩擦角,
 α_1 : 土塊 F の崩壊角, k_H : 水平震度 (図3.7 参照)

図3.8 は模型 A の模型傾斜角 12° について、折点の位置を上下に移動させて計算した結果である。ここで、前後部の土塊の境 (折点の横軸の値) は、補強されたブロックを剛なものと考え、補強材後端に固定している。この図から、この方法によればすべり線を通る不織布の枚数により安全率は負や0の値をとることがわかる。これは、前部土塊が補強材のない状態でも安定するような場合は $T_{\text{req}} < 0$ となり、結果として $F_s < 0$ となる。また、すべての補強材がすべり線と交わらない場合は $T_{\text{avail}} = 0$ となり、結果として $F_s = 0$ となる。 $F_s < 0$ すなわち、 $T_{\text{req}} < 0$ のときは盛土が安定していることを意味する。 $F_s = 0$ で $T_{\text{req}} < 0$ のときは、やはり安定していることになる。 $F_s = 0$ であっても $T_{\text{req}} > 0$ のときは、補強材の敷設長を伸ばして考えなければならないことになる。図3.8 中の折点番号①、

②はともに $T_{req} < 0$ であるため盛土は安定である。したがって、③～⑦のうち最小安全率のものに注意すればよい。なお、最小安全率が得られた折線は実測されたすべり線とほぼ等しくなった。

図3.9 は模型 A, B について折点の位置を変えた場合の最小安全率 F_{smin} と模型傾斜角 θ の関係を示したものである。この図によると、実際に崩壊した模型 A の傾斜角 12° での最小安全率は 1.1 程度を示している。また、円弧すべり解析と同じように、不織布の敷設長が長い方が、最小安全率が大きくなっていることがわかる。

以上の解析結果においては、今回の実験では、円弧すべり解析の方が折線すべり解析より、現象をよく説明できると見ることができる。しかし、本質的に土と補強材の発揮する抵抗力は変形に対してそれぞれ異なった特性をもっていることと、のり面が急勾配で土の部分の強度が完全に発揮されている状態に近い場合には、土圧安定解析法の適用も可能なはずで今後もう少し検討が必要である。さらに、今回の実験のようにのり面に土のうなどの保護工があった場合の補強効果や、補強材に働く力にピーク引張強度を用いたことの妥当性、さらに折線すべり解析では、補強材が敷設されている部分の内的な安定の検討手法等についても検討が残されている。

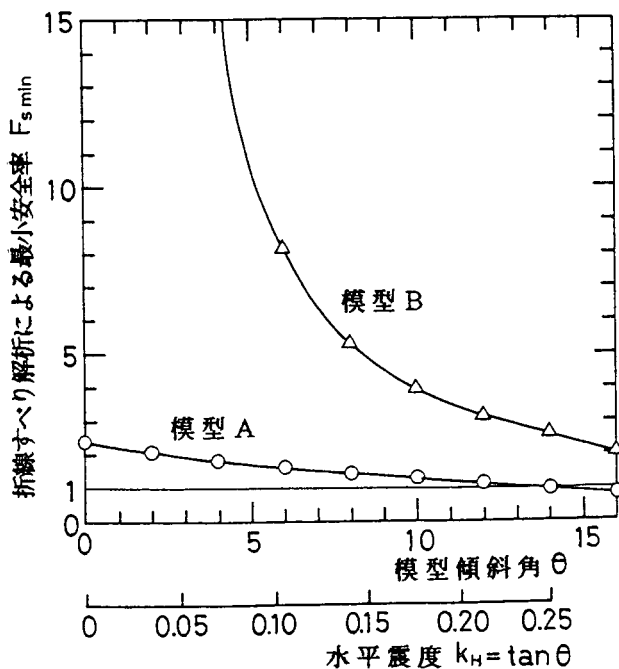


図 3.9 折線すべり解析による最小安全率と傾斜角の関係

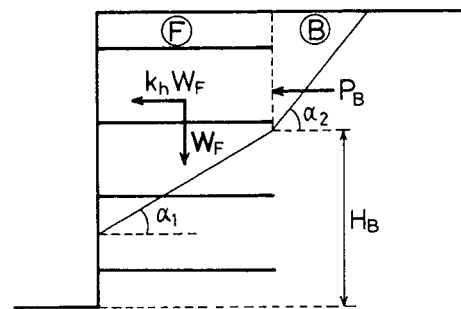


図 3.7 前部土塊と後部土塊

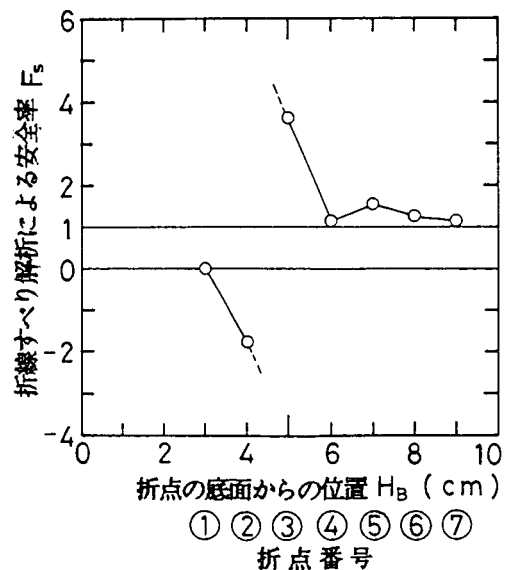


図 3.8 折点の位置と安全率の関係
(模型 A, 傾斜角 12°)

3. 4 まとめ

今回の遠心力載荷実験及び解析結果より以下のことがわかった。

- (1) 実験から模型全体を傾斜させて静的な水平力を加えた場合、不織布の敷設長が長いと盛土のり面のはらみ出し量が小さくなり、不織布の敷設長を長くすることによる補強効果がみられた。
- (2) 実験から盛土天端に載荷した場合、不織布の敷設長が長いほど、同じ沈下量に対する荷重が大きくなっており、不織布の敷設長を長くすることによる補強効果がみられた。
- (3) 今回の実験では、円弧すべり解析の方が折線すべり解析より、実験結果をよく説明できるものであったが、土のうの効果、補強材に働く張力などの検討が今後必要である。
- (4) 折線すべり解析では、(3)の問題点のほか、補強ブロック内の内的な安定性の検討も必要である。

4. のり面勾配が急な補強盛土の小型模型振動実験³⁾

4. 1 実験概要

ジオテキスタイルを用いた補強盛土をより経済に行うためにのり面勾配を急にした盛土が考えられる。このような補強盛土の地震時の挙動を把握するために小型模型振動実験を行った。

図4.1の補強盛土模型を小型振動台に載せて加振した。盛土の大きさは、高さ30cm、長さ50cm、奥行き20cmである。この実験モデルにおいて補強材の層数、盛土のり面の勾配、補強材の敷設長さ、補強材の折返し長さ及び補強材の種類を種々変化させて実験ケースを設定した。以上の各パラメーターの内容は表4.1の通りである。

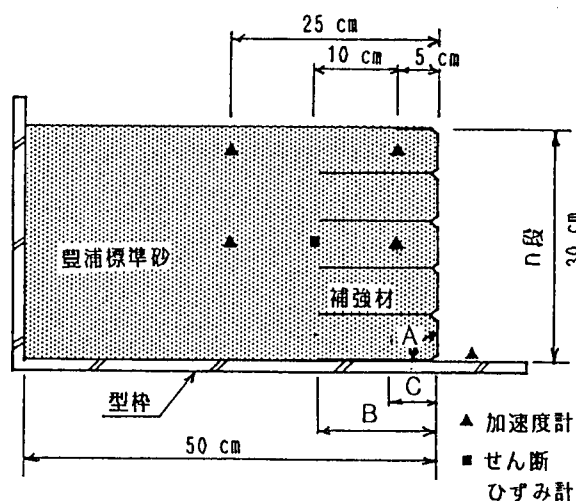


図 4.1 実験模型

盛土材料には気乾状態の豊浦標準砂 ($G_s=2.64$, $e_{max}=0.977$, $e_{min}=0.605$) を用い、一定の高さから空中落下させ、各層ごとに補強材を敷設した。盛土の相対密度は約60%であった。盛土を作成しやすくするために盛土の前面に土のうを置き、補強材で包み込むようにして盛土を作成した。補強材を敷設した層ごとに盛土の側面に墨汁で着色した砂で細い線を入れ、盛土の挙動を調べた。実験土槽は型枠ベニア板とアクリル板で作成した。予備実験の結果、壁面と砂との間の摩擦によって実験結果に悪影響を及ぼさないことを確認した。

表 4.1 実験のパラメーター

項 目	条 件
補強材の層数 (n) (層)	5, 10
のり面の勾配 (A) (度)	90(垂直), 63(5分)
敷設長さ (B) (cm)	10, 15, 20, 25
折返し長さ (C) (cm)	0, 10
補強材の種類	不織布 (表2.1 中のA) ティッシュペーパー グリッド (ポリエステル)

加振波形は、周波数が10Hzの正弦波で、加速度を0から盛土が破壊するまで徐々に連続的に増加させた。盛土の変位、沈下についてはビデオおよび写真で記録した。加速度計、せん断ひずみ計の位置を図4.1に合わせて示す。

4.2 実験結果

1) 破壊形態について

破壊形態は、破壊加速度に差が有るものの使用材料、敷設層数、折返し長さには関係なく同一であり、盛土のり面の勾配によって異なった形態を示した。

のり面が垂直の場合は、補強材を敷設した部分の土塊が一体化されて、あたかも重力式擁壁のような挙動をし、加振加速度を徐々に増加させることにより、この土塊が前面に押し出されると共に盛土が沈下した。さらに、加振加速度を増加させると背後の盛土に崩壊線が現われ、土くさびが沈下しはじめ（写真4.1 参照）、一体化した土塊が転倒し、盛土が崩壊した。また、のり面が傾斜している場合は、加振加速度が小さいうちは何も現象が現われないが、加振加速度が大きくなると補強材の外側を通るすべり面が現われ、破壊に至った（写真4.2 参照）。いずれの場合も、補強材を切る様なすべり面は現われず、補強材の敷設された土塊は、ほぼ一体化された動きをしている。

2) 盛土が破壊する最大加速度について

ここでは補強材により一体化した土塊が転倒した時か、土塊が転倒しなくても主動崩壊面が現われて土くさびの沈下が顕著になった時を使用限界として、このときの加速度を最大加速度とした。

図4.2 にのり面が垂直の場合の敷設長さと最大加速度の関係を示す。この図から、敷設長が長くなるほど、補強材の層数が多くなるほど、最大加

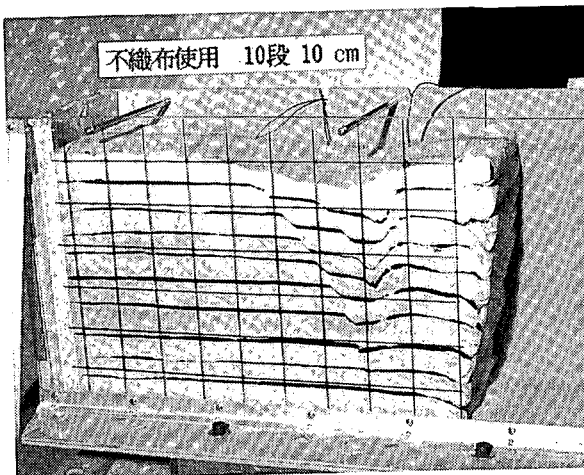


写真 4.1 前面が垂直の場合の被害状況
(崩壊線の発生)

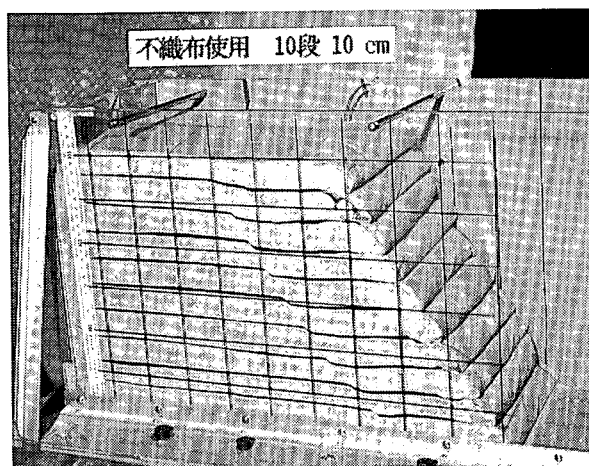


写真 4.2 前面が傾斜している場合の被害状況
(すべり面の発生)

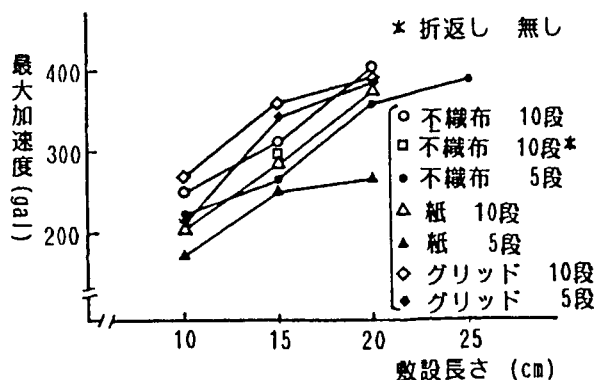


図 4.2 補強材の敷設長さと破壊する最大加速度の関係

速度は大きくなり、ティッシュペーパー→不織布→グリッドの順に最大加速度は大きくなるという一般的な傾向を示している。また、敷設長が長い方が主働崩壊面が現われてから転倒するまでの時間が長い。

一方、のり面が傾斜している場合、すべり線の発生した時の加速度は、敷設長が15cmの場合には 320 gal(10段), 310 gal(5段) で、10cmの場合の 300 gal(10段) と比べて、それほど大きな差は見られなかった。

4. 3 実験結果の検討

盛土のクーロンの主働崩壊面と補強材の長さの関係は図4.3 の通りである。敷設長さが10cmの場合には上段の補強材は図4.3 のO点から引かれた主働崩壊面より短く、ブロックの内的安定に寄与しておらず、従来計算法によれば振動を受けることによりブロック内を通る破壊の可能性もあった。しかし、現実には補強されたブロックの背後に主働崩壊面が現われ、あたかも重力式擁壁のようにその背面の土圧に抵抗している。今、補強されたブロックを重力式擁壁と考え、そこに土圧が働くとして図中のO点回りのつりあいを考えると、次式により転倒に対する安全率が計算される。

$$F_s = \frac{W_F \times L / 2}{k_H \cdot W_F \times H / 2 + P_B \times H / 3} \quad \text{----- (4.2)}$$

ここに、 W_F : 土塊Fの自重、
 L : 敷設長さ、 H : 盛土高さ、
 k_H : 水平震度
 P_B : 土塊Bによる主働土圧の水平成分
(図4.3 参照)

図4.4 は加振加速度と転倒の安全率の関係である。敷設長さが20cmの場合を計算すると、加速度450gal程度から安全率が 1.0を下回り、実験の結果(450~500galで破壊)と比較的合致したが、敷設長さが10cmの場合の安全率を計算すると、加速度200gal程度から安全率が 1.0を下回り、実験の結果(260~320galで破壊)とは一致しなかった。これは、補強されたブロックと背面盛土の間の応力状態の設定などの問題によると考えられ、今後の検討が残されている。

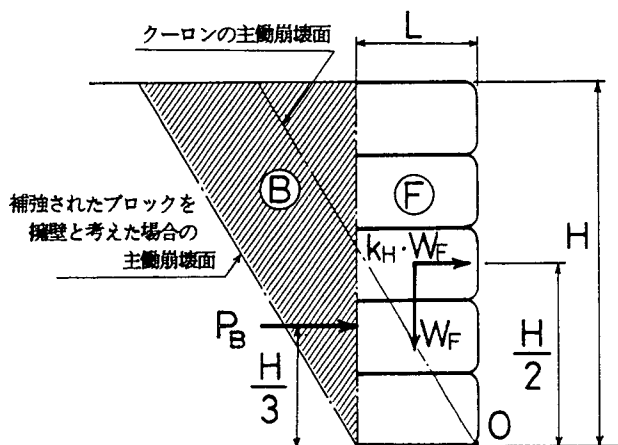


図 4.3 クーロンの主働崩壊面と補強材の長さの関係

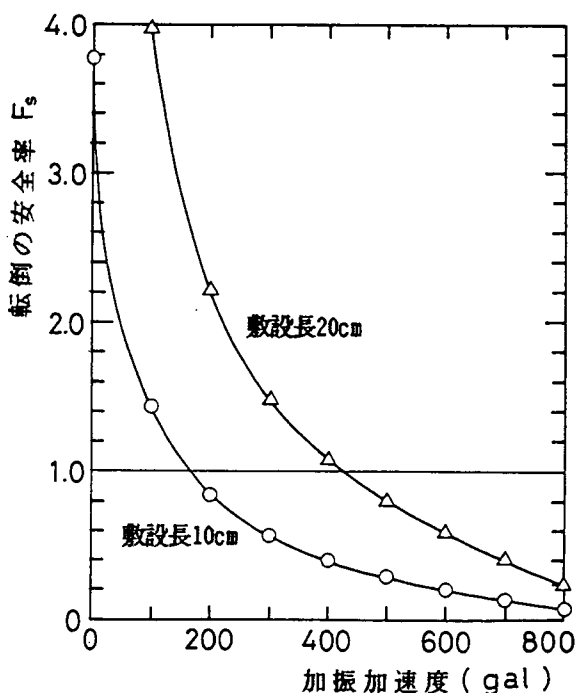


図 4.4 加振加速度と転倒の安全率の関係

4. 4 まとめ

実験結果から、今回のような小型模型では補強されたブロックが一体として挙動することがわかった。このことから、補強材を数多く敷設すると重力式擁壁と同じような設計法（外的安定検討法に相当）を用いることができるものと思われる。ただし、どの程度補強材を敷設すると、補強ブロックを一体として取扱うことができるか（内的安定検討法に相当）という観点からのチェックも必要である。

5. のり面勾配が急な補強盛土の大型模型振動実験⁴⁾

5. 1 実験概要

本実験はさきに述べた小型模型振動実験に続くものであり、より大きなモデルで耐震性及び破壊パターンを検証するために行った。

補強盛土の大きさは、図5.1 に示す通りで高さが 1.5m、長さが 3m、奥行きが90cmである。このモデルで不織布の敷設長さが 1m (CASE-1)と50cm (CASE-2)の2つの場合について大型振動台にて加振を行った。不織布の配置は、現在提案されている静的な設計法および小型模型振動実験の結果を考慮して、盛土の高さ(H)の 2/3と 1/3を敷設長さ(L)とし、不織布の引張り強度から不織布の層数を決定した。CASE-2の場合には想定主働崩壊面より深くまで不織布は敷設されていない。

盛土材は、気乾状態の珪砂(4号, $e_{\max}=0.821$, $e_{\min}=0.602$)で、自由落下させた時の単位体積重量は 1.54tf/m^3 であり、安息角は42度である。また、使用した不織布は、表2.1 中のAである。盛土の作成方法は、型枠を使用し、砂をホッパーから自由落下させ、板で敷き均し、不織布を折返して1段ごとに仕上げた。不織布の折返し長さはCASE-1で70cm, CASE-2で50cmである。

加振波は水平方向の4Hzの正弦波で、5秒ずつ40gal ピッチに段階的に加速度を上昇させた。計測は図5.1 に示す位置に加速度計を埋め込み測定するとともに、盛土の変形をビデオおよび写真で撮影した。

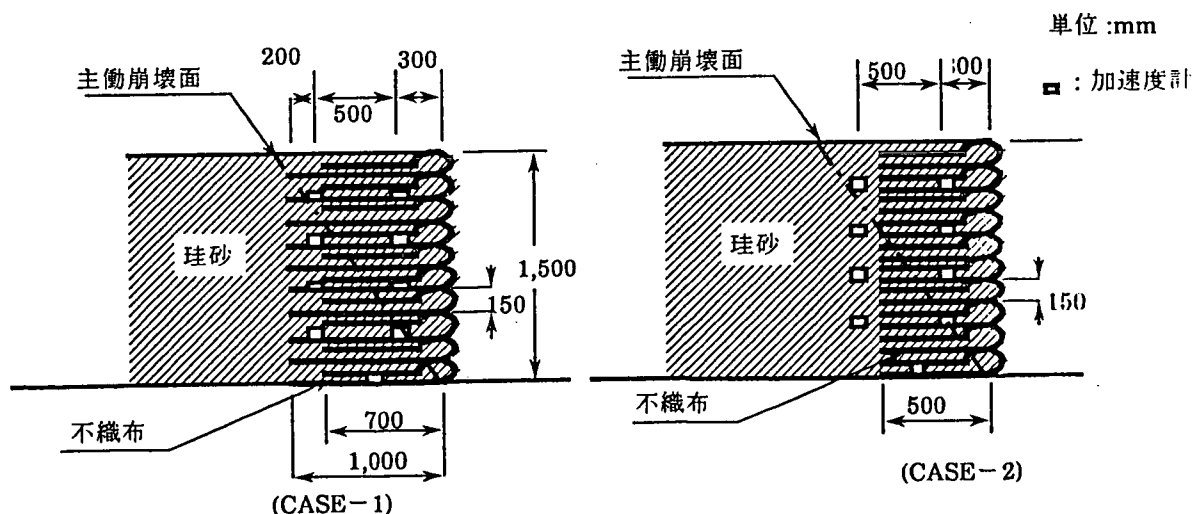


図 5.1 補強盛土の大きさ

5. 2 実験結果とその検討

のり面の勾配を垂直にする予定であったが、CASE-2では若干の勾配をもった。破壊に至る過程は、盛土ののり面が前方へ移動するとともにまず最上段の不織布の折返し引き抜け、次に不織布を敷設した部分の土塊において、不織布と土との境界ですべりを生じ、その上の土塊がすべり落ちた。その時の加速度は、CASE-1では600gal、CASE-2では480galであった。先の小型模型振動実験で見られたようなブロック全体の転倒による破壊は生じなかった。今回の大型模型実験と小型模型実験の盛土破壊時の最大加速度を比較したのが図5.2である。この図より、大型模型実験の方が大きな値となっている。また、CASE-1の破壊状況を写真5.1に示す。このように大型模型実験と小型模型実験との結果で違いが出た理由として、模型寸法の影響、盛土寸法の違いによる振動増幅の違い、各層の厚さの違いにより補強されたブロックの剛性が異なることや、不織布と土との間には動的な摩擦係数の減少があることなどが考えられる。

ここで、不織布と土との境界におけるすべりを生じたことから、不織布と土との摩擦抵抗力を背面土圧とブロックの滑動に関するつりあい条件から計算すると、摩擦抵抗角はCASE-1の場合 31° 、CASE-2の場合 25° と土の安息角よりもかなり減少している。

5. 3 まとめ

本実験の結果、今回の大型模型では、補強ブロック内で不織布と土との境界面で滑動して破壊することがわかった。これは、小型模型に比べ補強の度合いが低く、補強ブロックの一体化ができなかったためと思われる。今後は補強ブロック内の安定について追求していくことにより、耐震設計法を確立していきたいと考えている。

6. 液状化地盤上の補強盛土の模型振動実験

6. 1 実験概要

液状化の可能性の高い箇所での補強盛土の適用性を検討するために、前年度⁵⁾に引き続き模型振動実験を行った。

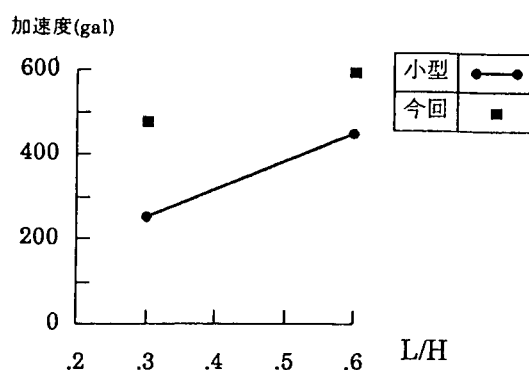


図 5.2 最大加速度の比較

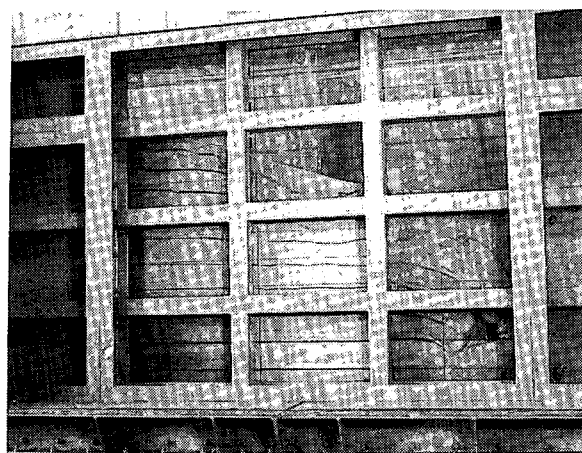


写真 5.1 CASE-1の破壊状況

図6.1 に振動台実験に用いた模型断面を示す。無補強の盛土と比較するために前年度に行った模型についても示す。模型1は前年度、模型2、3は今年度に行った実験のものである。模型は長さ8m、高さ2m、奥行1mの鋼製土槽中に作成した。模型1、2、3いずれも地盤、盛土の相対密度が約50%の浅間山砂 ($G_s=2.71$, $D=0.28\text{mm}$, $U_c=2.91$) よりなっている。模型1では不織布を左側の盛土に5枚敷設し、右側の盛土は補強していない。模型2では、ネット（ポリエチレン 100%、目合い 2.5mm×2.5mm）を左側の盛土に1枚、右側の盛土に5枚敷設しており、模型3では不織布（表2.1 中のA）を両盛土底面に敷設した上に鉄筋（ピアノ線、径 3.5mm）を左側の盛土には1段に10本、右側の盛土には各段10本、計5段に50本敷設した。模型を 2Hzの正弦波で加振加速度を20, 150, 200gal と順に上昇させて、それぞれ20秒間水平に加振した。模型の盛土および地盤中の加速度を16箇所、地盤中の間隙水圧を37箇所、地表面の変位を3箇所、鉄筋のひずみを8箇所で測定した。

また、有限要素法による解析においては土の動的応力・永久ひずみ関係を用いて繰返し荷重による盛土の永久変形量を計算した。ネットおよび鉄筋は梁要素として表現した。

6.2 実験結果

図6.2 に加振加速度と各種の補強盛土の加振終了後の天端沈下量の関係を示す。この図には前年度実施した振動台実験の結果も同時に示されている。

前年度の実験結果により、不織布を5枚敷設したことによる効果が顕著に見られる。一方、今年度の実験結果により、鉄筋よりもネットの方が沈下抑制効果がある。前年度、今年度両模型の比較は、地盤条件が完全に同一でないやや困難であるが、このような補強土工法は盛土の地震時沈下の絶対量の減少には効率的な方法とはいえないようであるが、これらの補強土工法による効果は、むしろ、沈下しても盛土がクラックによってばらばらにならず、一体化を保つことにあり、このような効果はすべての例で見られた。

図6.3 に鉄筋で補強した場合の盛土天端の沈下量の実験値と有限要素法による計算値の比較を示す。鉄筋10本および50本による補強のいずれにおいても、加振後5秒程度までは実験値と計算値は比較的良好

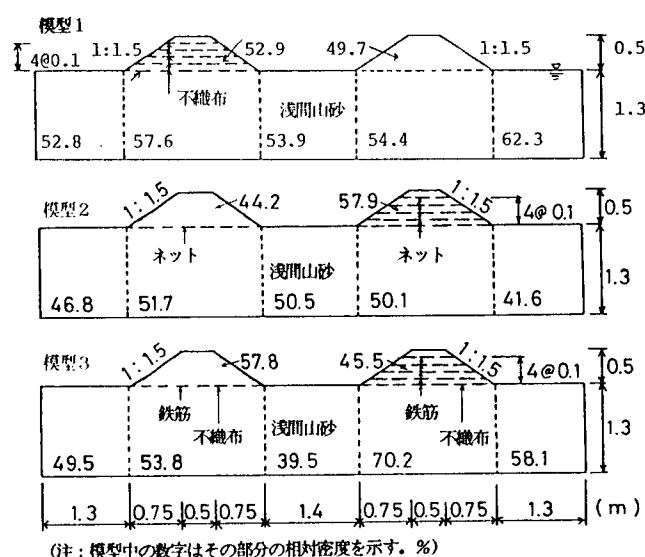


図 6.1 実験に用いた模型

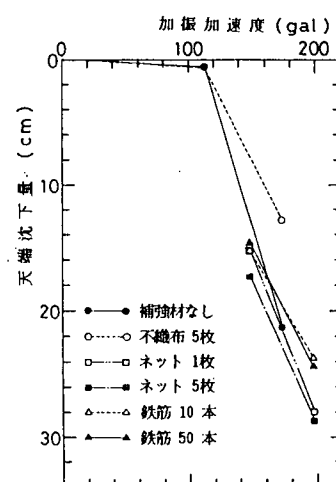


図 6.2 加振加速度と天端沈下量の関係

一致しているが、それ以後は実験値の方が大きくなっている。これは計算において地盤の液状化に伴う流動、盛土のクラック等を十分に表現できていないためであると考えられる。

6. 3 まとめ

不織布・ネット・鉄筋を用いて盛土を補強することにより液状化性地盤上の盛土の地震時沈下量を若干軽減し、クラックを減少させることができる。今後はこのような補強土工法の適用範囲を明らかにする必要がある。

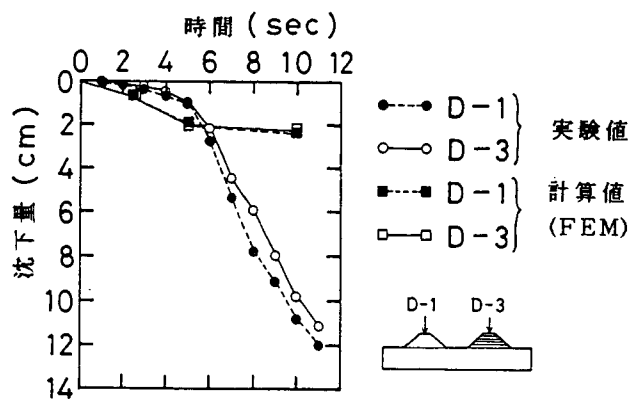


図 6.3 盛土天端沈下量の計算値と実験値の比較
(鉄筋による補強)

7. 傾斜地盤上の補強盛土の模型振動実験⁶⁾

7. 1 実験概要

山岳道路盛土の耐震対策工法としての補強盛土の効果について検討するため傾斜地盤上の補強盛土の模型振動実験を行った。

表7.1 に実験盛土の概要を示す。盛土は1つの模型で2種類築造し、3模型で6種類の盛土を鋼製土槽の中に築造している。補強材は、「6. 液状化地盤上の補強盛土の模型振動実験」で用いたものと同様の不織布、ネット、鉄筋を使用した。加振方法は、周波数 4Hz、時間10秒、加速度を20～800galで小さな加速度から段階的に上げて9回行った。計測は、加速度、不織布または鉄筋の張力を模型中に設置したそれぞれのセンサーで行った。また、模型上に沈下計及び標点を設け加振後の模型の変形を測定した。また、今回の実験について円弧すべりを仮定した簡便法による安定解析を行った。解析は表1に示す盛土のうちA、C、D、Fの4種類で行い、加速度は500、600、700、800gal(800galはF盛土のみ)について行った。補強材の入っているすべりの安全率の計算には式(3.1)を用いた。解析においては、地山部分にすべりが発生しないものとし、補強材に働く張力は盛土の破壊を考慮して、不織布、ネットとともに引張ひずみ5%の時の強度を用いた。水平震度は盛土内に設置した加速度計の数値を用いた。c及びφの値は三軸試験結果及びその他の試験結果を参考に決めた。

7. 2 実験結果

振動台実験の結果の例として、模型2の700gal加振後の状態を図7.1に示す。このような図から敷設間隔の異なった盛土の被害の状況が明瞭に現れる。また、700galの加振によりすべての盛土の被害が顕著となり、

表 7.1 実験盛土の概要

盛土名称	模型	補強材の種類	敷設間隔	補強材の地山への固定方法	巻込みの有無	のり面の土の有無
A	1	なし	—	—	無	—
B	左	不織布	10cmごと	固定せず	有	有
C	右	〃	〃	釘により固定	〃	〃
D	左	〃	20cmごと	〃	〃	〃
E	右	鉄筋	水平方向10cmごと 鉛直方向20cmごと	鉄筋を地山に30cm挿入	—	〃
F	左	ネット	20cmごと	釘により固定	有	〃

各々の盛土の被害程度の比較が可能となった。今回の実験の結果から次のことが言える。(1)不織布の敷設間隔を狭くした盛土の方が沈下量は少ない。(2)同じ敷設間隔であれば、不織布を敷

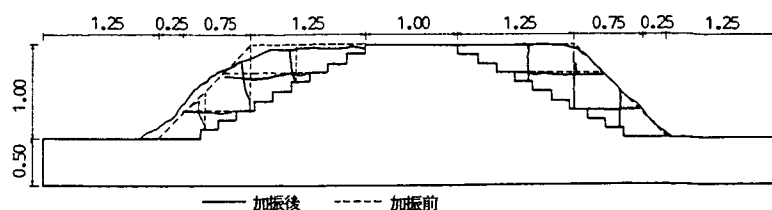


図 7.1 加振後の変形例 (模型 2・700gal加振後)

設した盛土より、剛性の高いネットを敷設した盛土の方が沈下量は少ない。(3)不織布、ネットをのり面で折返して巻込みを行った場合、巻込み長が同一であれば、下段より上載圧の小さい上段の方が引抜けやすい。(4)鉄筋の挿入は盛土本体の沈下量を少なくする効果は認められるが、のり面保護を行わない場合には、のり面表層部が崩壊するため、補強効果は小さい。したがって、鉄筋で補強する場合には、鉄筋と連結させたのり面保護工を設けなければ効果的ではない。

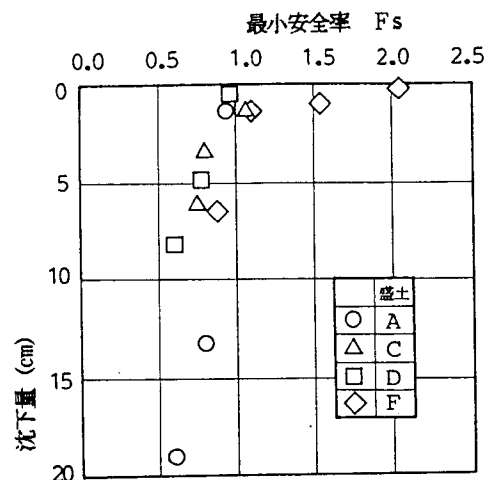


図 7.2 最小安全率と盛土のり肩沈下量の関係

また、計算結果では最小安全率のすべり円弧は地山境界付近を通過しており、実験結果と比較してもよく合致

していると考えられる。次に盛土のり肩に設置された変位計により測定された盛土の累積沈下量と最小安全率の関係を示すと図7.2 のようになる。この図から安全率が 0.9~1.0 を下回ると沈下量が急増する傾向にあることがわかる。今後、盛土材の粘着力、補強材の破壊基準、巻込み部の引抜き抵抗等とともに円弧すべり計算式についてさらに検討する必要がある。

8. 補強盛土の設計法

8. 1 はじめに

前章までに述べた補強盛土の実験の解析法は、2つの方法に大別できる。1つは円弧等のすべり面を仮定した斜面安定解析法によるもの(例えば式(3.1))、他の1つは補強された土ブロックを一体として土圧を荷重とした力のつりあいによるもの(例えば式(3.2),(4.1))である。ここでは、前者を斜面安定解析法、後者を土圧安定解析法と呼びそれらの方法の特徴と補強盛土の設計法としての適用性を考察する。

補強材の安定解析法は、龍岡⁷⁾が分類しているように全体安定検討と部分安定検討、および外的安定検討と内的安定検討とに分けることができる。ここに、全体安定検討とは補強盛土全体としての外力と抵抗のそれぞれの合力から安定検討を行うものであり、部分安定検討とは個々の補強材または、土の局部に作用する力と抵抗とから各部分での安定検討を行うものである。一方、外的安定とは補強領域の外

側を通る破壊形態の安定検討を行うものであり、内的安定とは補強領域を切る破壊形態の安定検討を行うものである。

このような観点から見ると、例えば式(3.1)は直接には全体安定検討(外的及び内的安定検討)を、式(3.2)は全体内的安定検討を行う式であり、式(4.1)は全体安定検討のうち外的安定検討のみを行う式である。したがって、式(3.1)、(3.2)、(4.1)等は単に相互の比較のみならず、安定検討が必要とされる全体の枠組の中の位置づけについて考察を加える必要がある。

8. 2 各設計法の特徴

ここで上述した斜面安定解析法及び、土圧安定解析法の特徴をまとめると、表8.1 のようになる。

8. 2. 1 適用性

表8.1 は両方法の適用条件を大まかに示したものである。特に、崩壊面形状やのり面勾配は、これまでこのように区分して用いられていることが多いが、基本的にはこれらは安定解析法の種別とは独立な条件である。そこで、のり面勾配の緩急によって解析法や崩壊面形状が異なる理由を考えてみることにする。のり面勾配が緩く、土にある程度の粘着力がある場合、最小安全率を与えるすべり面はある深さになり、その形状は円弧または曲線状で近似される。その時の安全率の値はある程度の大きさを持ち、のり面の安定が保たれることが多い。

のり面勾配が急な場合、最小安全率を与えるすべり面は一般に浅く、その形状は直線的であり、その安全率の値は小さく、無対策ではのり面の安定が保たれないことが多い。

このような無対策時の初期条件として、のり面勾配が緩い場合には土の応力状態はその強度に対してある程度の余裕があるが(F_s

表 8.1 設計法の特徴

> 1)、のり面勾配が急な場合には土の応力状態はその強度を完全に発揮している($F_s = 1$)と考えられる。このように考えるとのり面勾配の緩急により解析法が分かれることの合理性が説明できると思われる。ただし、既に3. 3に示したように式(3.2)のような土圧解析法を用いた場合、無補強時に対してどの程度安全度が向上したかを評価することが難しい等の問題もあり、斜面安定解析法との適用条件の明確化は今後の課題である。

項 目	斜面安定解析法	土圧安定解析法
安定検討法の位置づけ	全体安定検討法で外的安定・内的安定を検討する。	同 左
崩壊面形状	円弧あるいは曲線状が多い。	直線あるいは折れ線が多い。
のり面勾配	比較的緩やか 補強材がなくとも常時の安定はぎりぎり保たれると考えられる。	急勾配のことが多い 補強材がなければ常時の安定が保たれないことが多い。
崩壊面での土の応力状態の仮定	$\tau = \tau_f / F_s$ τ_f :せん断強度	$\tau = \tau_f$ (主働極限状態にある)
安全率 F_s の表現法	通常の斜面安定解析の安全率式に補強材張力の効果を付加。補強材張力ないしは強度は仮定しなければならない。この F_s は土の部分のせん断に対する安全率でもある。外的安定については、補強材の外部のすべり面について計算する。	土の部分の安全率は1である。 (外的安定について) 補強部をブロックまたは隣壁的に考えて、滑動・つま先部に関する転倒・支持力の安全率を求める。 (内的安定について) 補強材がなければ想定崩壊面について安定が保たれないとして、安定を保つのに必要な補強材合力と発揮可能な補強材合力とを比べる。この崩壊形態(崩壊土塊の運動のベクトル)の考え方等により、様々な安全率式が考えられる。

今回の振動台実験では無補強状態で安定している傾斜地盤上の補強盛土の模型振動実験については斜面安定解析法、無補強では安定していないが、十分な補強がされて安定しているのり面勾配が急な補強盛土の小型模型振動実験については土圧安定解析法を用いて解析を行った。また、遠心力載荷実験では両方法の解析を行った。

8. 2. 2 安全率の考え方

次に、やや具体的に両方法の安全率計算式における細部の考え方について考察する。

斜面安定解析法の場合、1例として式(3.1)のような安全率計算式が考えられる。この場合、許容する補強材力を与えることが必要であるが、十分な引抜き抵抗が確保されていれば補強材の引張特性から定まる引張力を用いることが考えられる。引張力を与えるためには、補強材の想定すべり面の所での伸びひずみを想定する必要がある。最も簡単なものはすべての補強材について伸びひずみが等しいとするものであるが、想定した補強材の伸びひずみによって算定される安全率は異なる。このため、想定した補強材の伸びひずみと土の部分のせん断ひずみの間には整合性があることが要求され、実験的あるいは解析的な検証が必要である。この仮定した補強材の伸びひずみは、補強材についての部分安定検討とも関連し、今後の課題の1つである。

また、土圧安定解析法は表8.1に示したように外的安定と内的安定で安全率算定式が異なる。外的安定の安全率については擁壁と同様な考え方から導き出されるが、内的安定についての安全率式は様々なものが考えられるため、今後の整理が必要と思われる。式(3.2)はその中の1例である。この場合、各安全率の算定のもととなっている力学現象をよく把握し、いたずらに数値のみにとらわれないようにする。その安全率式を評価する場合に、どの状態と比較するかによって妥当なものが選ばれることになろう。さらに、補強材の部分安定については斜面安定解析法と同じく、実験または解析的に補強材への作用力を求める必要があるが、これらは今後の課題である。

このことは、斜面安定解析法と土圧安定解析法の適用条件の明確化にもつながると考えられる。今後の方向の一つとして、設計荷重条件に対して生じうる全体変形によって、土と補強材が発揮し得る力が異なることを合理的に評価した斜面安定解析法の開発が必要と考える。

8. 3 まとめ

今後補強盛土の設計法を確立するためには、斜面安定解析法については個々の補強材に作用する伸びひずみを推定し、個々の補強材のチェックができるようにすることや、補強材や土の強度をどの程度にするかの検討が必要である。また、補強材の伸び変形を考慮した斜面安定解析法が必要である。土圧安定解析法は、補強ブロック内の安定のチェック方法の検討などが必要である。いずれにしても現象をよく把握し、合理的な解析手法を提案できるようにする。

9. まとめ

今年度の成果をまとめると以下のようである。

- (1) 不織布を挿入した繰返し三軸試験から、剛性の高い不織布を挿入した方が液状化に対する補強効果があることがわかったが、枚数を増やすと補強効果が減じる結果になったため、今後三軸供試体内における不織布の枚数及び挿入位置による補強の度合いについて、有限要素解析などを行って検討していく必要がある。
- (2) 補強盛土の遠心力載荷実験から、不織布の敷設長を長くすることによる補強効果がみられた。
- (3) のり面勾配が急な補強盛土の小型模型振動実験から、補強されたブロックが一体として挙動すること、地震時には外的安定が問題になることがわかった。
- (4) のり面勾配が急な補強盛土の大型模型振動実験から、静的に対して十分な設計をすれば、動的な安定は満たされると言える。しかし、どの程度まで変形を許容できるかの検討が必要である。
- (5) 液状化地盤上の補強盛土の模型振動実験から、不織布・ネット・鉄筋を用いて盛土を補強することにより液状化性地盤上の盛土の地震時沈下量を若干軽減し、クラックを減少させることができることがわかった。今後はこのような補強土工法の適用性を明らかにする必要がある。
- (6) 傾斜地盤上の補強盛土の模型振動実験から、不織布の敷設間隔を狭くした盛土の方が沈下量は少なく、同じ敷設間隔であれば、不織布を敷設した盛土より、剛性の高いネットを敷設した盛土の方が沈下量は少ないことがわかった。また、鉄筋の挿入は盛土本体の沈下量を少なくする効果は認められるが、のり面保護を行わない場合には、のり面が崩壊するため、補強効果は小さい。したがって、鉄筋で補強する場合には、のり面保護工と鉄筋を連結させなければ効果的ではない。
- (7) 模型振動実験結果から、不織布、ネットをのり面で折返して巻込みを行った場合、巻込み長が同一であれば、下段より上載圧の小さい上段の方が引抜けやすいため、最上段の不織布の折り返した部分の引抜けの防止、不織布と土との境界における動的な摩擦抵抗の検討が新たに必要と言える。
- (8) 簡便法による円弧すべり計算により、今回の遠心力載荷実験、傾斜地盤上の補強盛土の模型振動実験結果はほぼ説明できそうである。
- (9) 補強盛土の設計法を確立するためには、現象をよく把握し、個々の補強材に作用する伸びひずみを推定し、補強ブロック内の安定のチェックができるようにすることや、補強材や土の強度をどの程度にするかの検討が必要である。

参考文献

- 1) 谷口ほか：不織布による補強盛土の遠心力載荷実験，第22回土質工学研究発表会，1987.6
- 2) 安藤ほか：不織布で補強した粘性土盛土の安定解析，第30回土質工学シンポジウム，1985
- 3) 酒見ほか：補強盛土模型の振動実験結果による地震時安定性に関する一考察，第22回土質工学研究発表会，1987.6
- 4) 坂口ほか：ジオテキスタイルで補強した盛土の振動実験，第42回土木学会年次学術講演会 1987.9
- 5) 古賀ほか：ジオテキスタイルによる補強盛土の振動台実験，第21回土質工学研究発表会，1986.6
- 6) 伊藤ほか：傾斜地盤上の補強盛土の耐震性について，第22回土質工学研究発表会，1987.6
- 7) 土質工学会編：補強土工法，土質基礎工学ライブラリー29，1986.5

3. 3. 4 ジオテキスタイルを用いた土留め構造物の設計法に関する研究

建設省土木研究所 施工研究室
鉄建建設株式会社
住友建設株式会社

1. はじめに

ジオテキスタイルの利用法の一つとして、ジオテキスタイルを土中に敷設し、盛土部を補強した土留構造物（急勾配盛土）を構築する工法がある。この工法は、施工性、経済性に優れていることから今後の普及が見込まれているが、工法の歴史が浅いこともあって補強メカニズムは十分に解明されておらず、設計法に関して検討すべき問題点が残されている。そこで本研究ではジオテキスタイルを用いた土留構造物の合理的な設計法を見出すことを目的としている。

昨年度は、地盤もしくは盛土中に敷設した補強材の材質が地盤・盛土の変形特性、支持力特性に及ぼす影響を小型供試体の載荷実験および有限要素法による数値解析によって調べた。今年度は垂直な土留板を有する盛土の補強効果に対する補強材の剛性の影響を昨年度と同様の小型供試体の載荷実験により調べた。また、伸び剛性の異なる2種類のジオテキスタイル（ポリマーグリッド、樹脂ネット）を用いて高さ4mの土留構造物を作成し、変形特性の違いを実物大規模で計測した。さらに、実物大の土留構造物については、土中でジオテキスタイルを切断するという手法を用いて自重崩壊を生じさせる実験を行い、土留構造物が安定を保ちうるためのジオテキスタイルの限界敷設長さを求めた。以下に実験結果を報告する。

2. 小型模型載荷実験

2. 1 実験目的

本実験は、ジオテキスタイルを盛土の補強材として用いる場合、補強材としての剛性が土留構造物の補強効果にどのような影響を及ぼすかについて検討することを目的としたものである。また、昨年度行った実験により、土留構造物にはのり面工またはのり面処理が必要であると思われるため、今年度は壁面工（以下土留板と記す）を作成し、盛土地盤に土留板を取付け、小型土槽内での載荷実験を行った。

2. 2 実験方法

奥行き50cmの土槽内に図-2.1に示す寸法・形状の供試体を作成した。盛土材は気乾状態の豊浦標準砂（比重 $G_s=2.63$ 、含水比 $w=0.25\%$ ）を用い、薄層にまき出しながら盛土

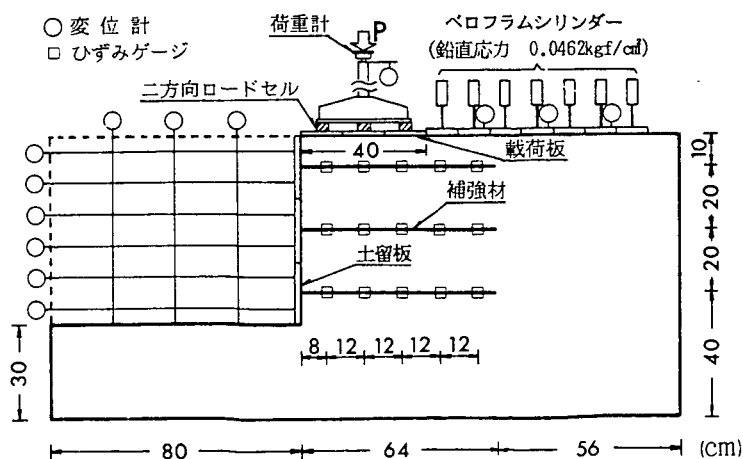


図-2.1 実験概要図

を作成した(単位体積重量 $\gamma_t=1.49\text{gf/cm}^3$)。

本研究では、図-2.1に示す位置に鉛直荷重を加えて大きな変形を生じさせ、そのときの補強効果を調べることとした。

載荷方法は変位制御とし、載荷速度は 0.2mm/min とした。載荷重は載荷板

(幅40cm、奥行き49cm)に取付けた二方向ロードセルにより計測した。また、盛土の変位計測は、土槽側面の摩擦を軽減するために貼った厚さ 0.2mm のメンブレンの動きを外部から観測する方法と、地表面および土留板に取付けた変位計によった。

補強材は、寸法・形状が等しく、弾性係数が異なる材料を用いた。実験に用いた4種類の補強材の物性値を表-2.1に示す。補強材の寸法形状は図-2.2に示すとおりで、盛土材に

対する引抜き抵抗の条件を等しくするために、4種類の補強材の平面的な寸法・形状を統一してある(ケース2のみ厚さが異なる)。補強材には、図に示すような配置でひずみゲージを貼付して引張りひずみを計測した。

図-2.1に示すように、この供試体は鉛直の土留板をもち、補強材と接続されている。土留板は高さ 198mm 、厚さ 5mm のアルミ製板で、十分な剛性を有している。また、3段に分かれた土留板の間には若干の隙間(1cm 程度)を設け、土留板を介した鉛直方向の荷重は伝わらないようにした。

2.3 実験結果

(1) 載荷応力と載荷板沈下量の関係

載荷応力と載荷板沈下量の関係を図-2.3に示す。ケース1、2についてみると、載荷応力～沈下量曲線の全般にわたって顕著な差は認められない。補強材の剛性がこれらより小さいケース3では、載荷板沈下量の小さい範囲ではケース1、2とほとんど差はないが、沈下量が大きくなるにしたがって載荷応力の伸びが小さくなる傾向にある。補強材の剛性がさらに小さいケース4では、同じ沈下レベルに対する載荷応力は他のケースに比べてかなり小さいことが

表-2.1 補強材の物性値

実験 ケース	材質	弾性係数 $E(\text{kgf/cm}^2)$	断面積 $A(\text{cm}^2)$	伸び剛性 $EA(\text{kgf})$	断面二次モーメント $I(\text{cm}^4)$	曲げ剛性 $EI(\text{kgf}\cdot\text{cm}^2)$
ケース1	鉄	2.10×10^6	0.9	1.89×10^6	8.33×10^{-5}	1.75×10^2
ケース2	鉄	2.10×10^6	0.27	5.67×10^5	2.25×10^{-6}	4.73
ケース3	アクリル	2.46×10^4	0.9	2.21×10^4	8.33×10^{-5}	2.05
ケース4	ウレタン	3.73×10^2	0.9	3.36×10^2	8.33×10^{-5}	3.10×10^{-2}

注) A, Iは図-2.2のB-B断面での値である

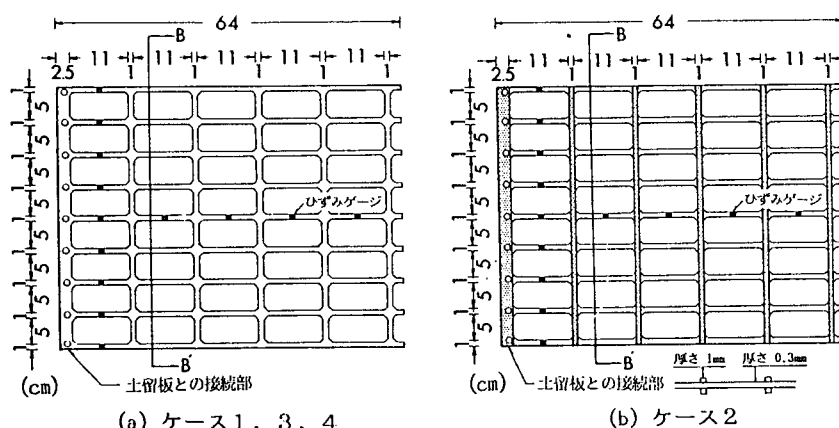


図-2.2 補強材の寸法・形状

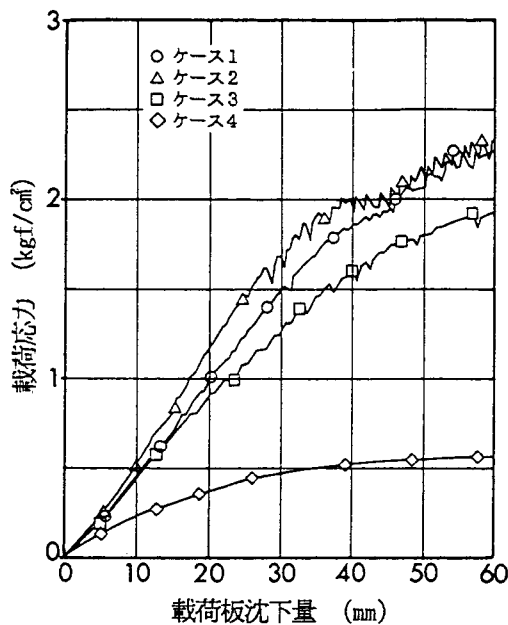


図-2.3 載荷応力～載荷板沈下量

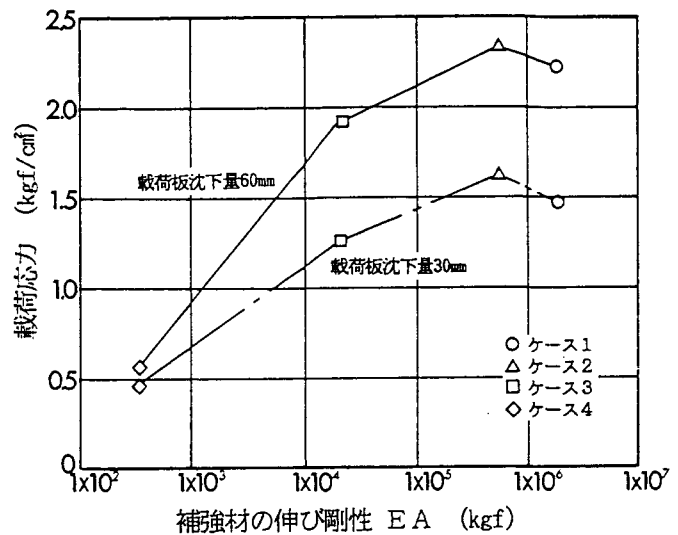


図-2.4 補強材の伸び剛性と載荷応力の関係

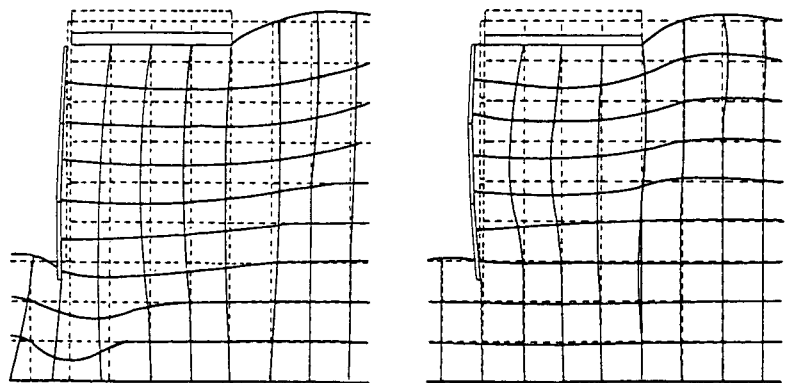
わかる。

図-2.4は、載荷板沈下量が30mm及び60mmのときの載荷応力と、補強材の伸び剛性EAとの関係を示したものである。図から、EAが大きいほど補強効果が大きいと判断される。しかし、載荷応力の増加の傾向をみると、補強材の配置や密度が一定の条件においては、EAを増加させても補強効果にはある限界が存在することがうかがえる。

(2) 供試体の変形状況

図-2.5は、ケース1、4において載荷板沈下量が60mmに達したときの供試体の変形状況を示したものである。この図は、土槽側面に貼ったメンブレンに5cm間隔で描かれたメッシュの変形状況を10cm間隔で観察したものである。

補強材の剛性が大きいケース1では、補強された部分の土塊の変形は少なく、土塊が一体となって挙動しており、基礎地盤にも変形が認められる。これに対して、補



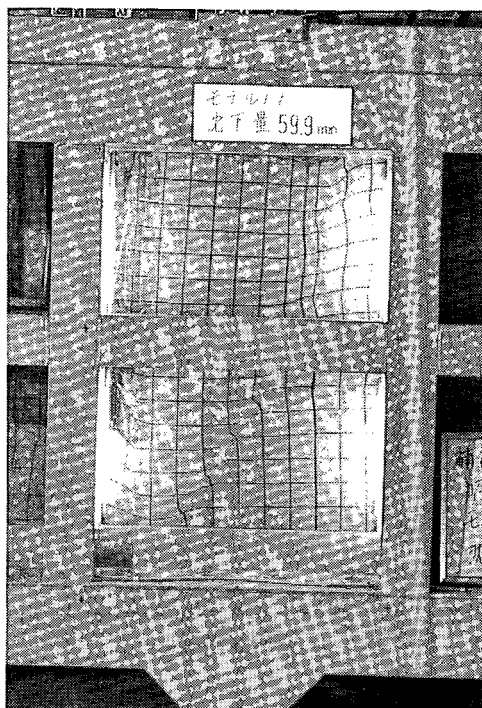
(a) ケース1

(b) ケース4

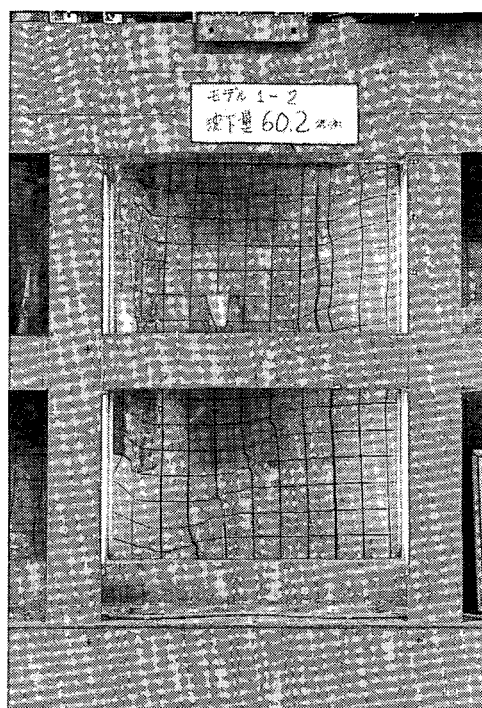
図-2.5 供試体の変形状況

強材の剛性が小さいケース4では、補強土塊内の変形が大きく、土留板の水平変位も大きい。また、基礎地盤の変形はケース1に比べて少ない。(写真-2.1参照)

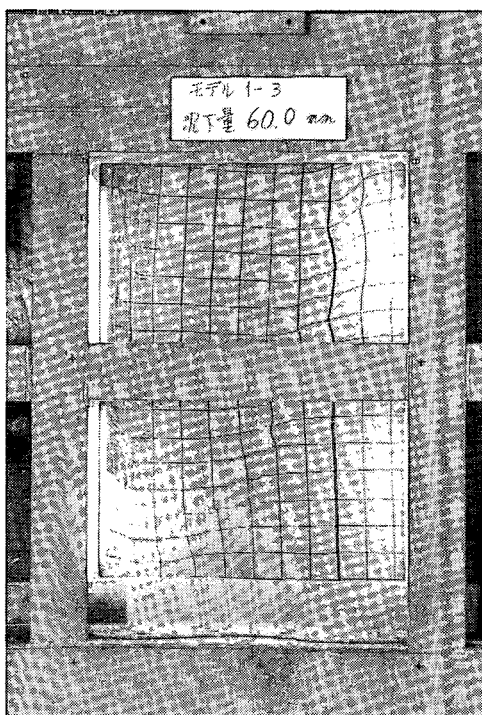
以上のことから、補強材の剛性が大きいほど、変形時に補強部分の盛土を一体化させる働きが大きいといえる。



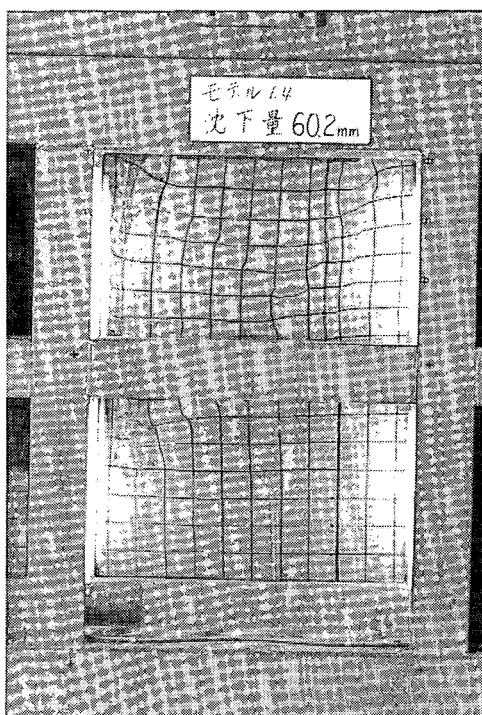
ケース 1



ケース 2



ケース 3



ケース 4

写真 - 2. 1 供試体変形状況

(3) 補強材に生じるひずみ及び引張力

補強材に生じるひずみ分布(引張力分布)の計測結果を図-2.6に示す。ひずみあるいは引張力の大きさはケースによって異なるが、分布形状は比較的類似しており、3段の補強材のいずれについても、載荷板中央の直下の計測点においてひずみがピーク値を示した。また、土留板直近で補強材にかなりの引張ひずみが生じており、本実験のように盛土上部からの外力に対しては、土留板が盛土の安定に重要な働きをしているといえる。

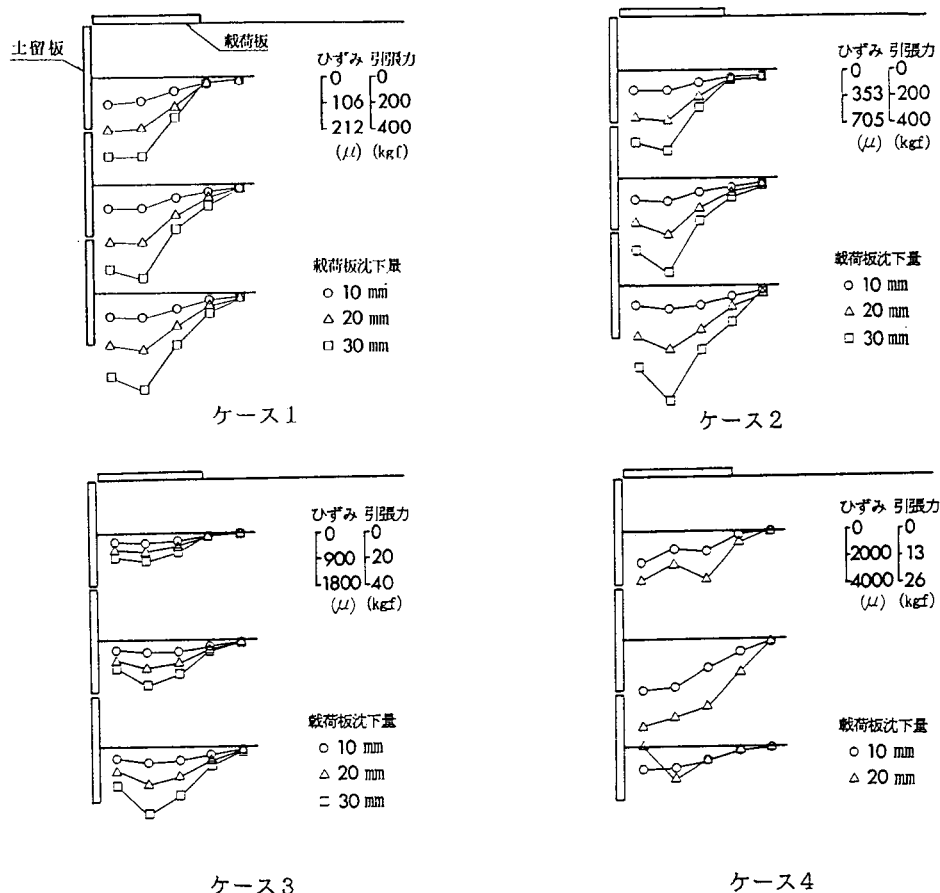


図-2.6 補強材のひずみ分布

(4) 土留板に作用する土圧

土留板直近での補強材のひずみから引張力を求め、これを土留板に作用する土圧と考えることにする。載荷応力に対する土圧の大きさを比較するために、両者の比を土留板の上中下段別に次式によって算出した。以下、これを“側圧係数”とよぶ。

$$\text{側圧係数} = \frac{(\text{土留板直近での補強材の引張力}) / (\text{土留板の面積})}{\text{載 荷 応 力}} \dots\dots\dots (1)$$

載荷時の側圧係数を載荷板沈下量との関係として表したのが図-2.7である。この図から次のことがわかる。

- ① 上段の土留板よりも下段の土留板の方が側圧係数が大きい傾向にある。
 - ② 補強材の剛性が大きいほど、側圧係数が大きい。
- ①については、載荷重によって生じる地盤内応力の水平成分の分布に関連するものと考えら

れるが、これは供試体と載荷板の寸法にかかわる問題であるため、実際の構造物にもあてはまる傾向か否かはさらに検討する余地が残されている。

②に述べた特徴は、土留板に作用する土圧は補強材の伸び特性と密接な関係にあることを示している。図-2. 8は、載荷板沈下量が5mm、15mm、30mmのときの側圧係数（上中下段の土留板の側圧係数の平均値）と補強材の伸び量（引張ひずみから算出した各補強材の伸び量を上中下段で平均したもの）との関係を示したものである。図からわかるように、補強材の伸び剛性が大きいほど補強材の伸び量は小さく、側圧係数が大きくなっている。すなわち、土留板を伴う補強盛土では補強材の伸び剛性が大きいほど土塊を拘束する働きが大きいといえる。一方、補強材の伸び剛性が小さいと側圧係数が小さくなることから、補強材が剛な場合と同程度の剛性を土留板がもたなくても、ある水準以上の補強効果が得られるものと思われる。

以上のことから、土留板を設計する際には、補強材の伸び剛性との関連を考慮する必要があると考える。

2. 4 有限要素法による解析

本実験を対象として、平面ひずみ条件のもとでの有限要素法による解析を行った。盛土材は四節点四角形固体要素として表現し、非線形弾性体(Duncan-Changモデル)と零引張を仮定している。表-2. 2に固体要素の物性値を示す。補強材は二節点はり要素として表現しており、表-2. 1に示した物性値を用いた。盛土材と補強材との間にはジョイント要素は設けず、固体要素とはり要素を直接結合した。なお、解析は載荷板に対応する要素に強制変位を生じさせる方法で行った。

表-2. 2 固体要素の物性値

固体要素	単位体積重量 γ (tf/m ³)	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	初期弾性係数 E_i (tf/m ²)	接線係数 K (載荷時)	接線係数 K_{ur} (除荷時)	σ_c の指数 n	破壊比 R_f	ポアソン比 ν
盛土材	1.48	0.1	38.0	4000.0	700.0	700.0	0.25	0.95	0.3
載荷板	0.00	6000.0	0.0	21000000.0	-----	-----	-----	-----	0.3

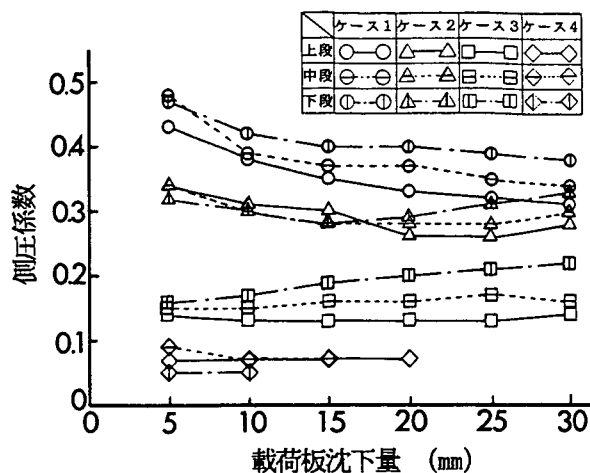


図-2. 7 側圧係数～載荷板沈下量

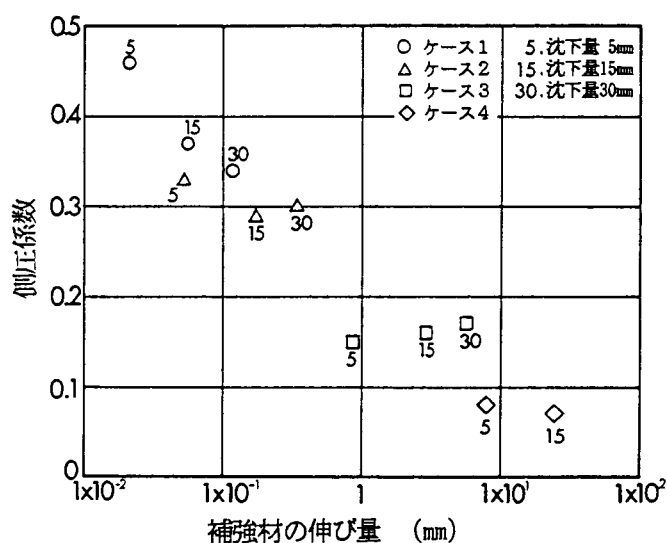


図-2. 8 側圧係数～補強材の伸び量

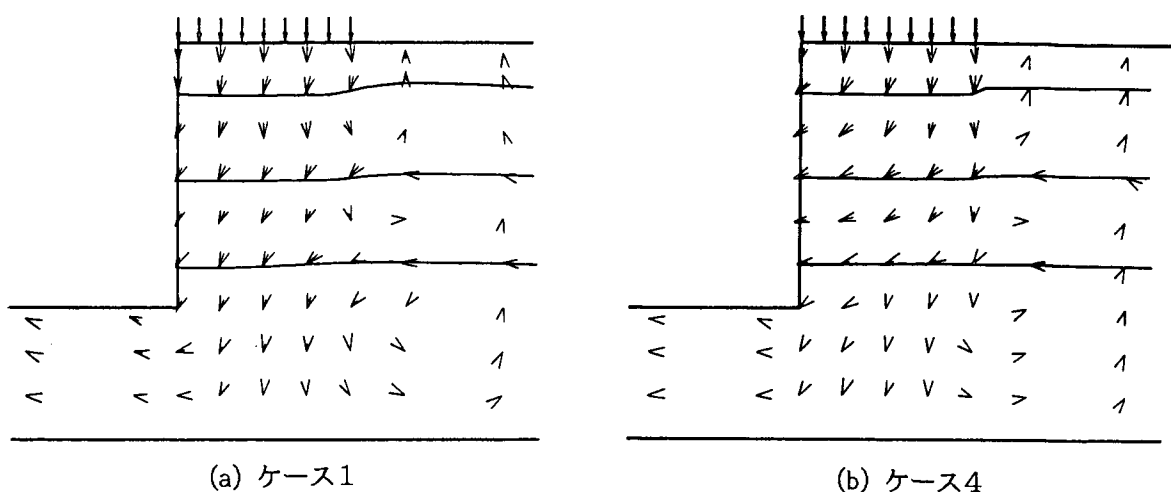


図-2.9 有限要素法による解析結果

解析結果のうち、ここではケース1及び4について載荷板沈下量が10mmに達するまでの変位ベクトルを図-2.9に示す。図をみると、

- ① ケース1では、補強された部分の土塊が一体となって変位していること、
 - ② ケース4では土塊内の水平変位が顕著にみられること、
- など2.3(2)に示した実験結果と同様の变形特性が得られていることがわかる。したがって、補強材の剛性が土留構造物の補強効果に及ぼす影響を有限要素法による解析によっても検討することができるものと考ええる。

2.5 模型実験のまとめ

補強材を用いた土留構造物の補強効果に関係する要因には種々のものがあるが、本実験は補強材の剛性が土留構造物の補強効果に及ぼす影響を調べることを目的としたもので、補強材の剛性以外の要因についてはできるだけ条件を統一して実験を行った。

本実験から明らかになったことをまとめると、以下のとおりである。

- ① 載荷応力～沈下量の関係からみて、補強材の剛性が大きいほど補強効果が大きい。しかしながら、剛性を増加させても、補強効果にはある限界が存在するものと思われる。
- ② 供試体の変形状況から判断して、補強材の剛性が大きいほど変形時に盛土を一体化させる働きが大きいといえる。したがって、補強材の剛性が大きい場合の補強土の設計にあたっては、基礎地盤をも含めた全体安定の検討の重要度が高くなる。また、土留板に作用する土圧は補強材の剛性の増大とともに大きくなる傾向にあることから、土留板の設計にあたっては、補強材の剛性との関連を考慮する必要がある。
- ③ 一方、補強材の剛性が小さいほど、土留板のはらみ出しなど水平方向の変形が顕著にみられるようになる。したがって、補強材の剛性が小さい場合の補強土の設計にあたっては、部分的な変形あるいは安定性に対する検討が重要となる。
- ④ 本実験で得られた土留構造物の変形特性に関して、有限要素法による解析でも同様の傾向を得ることができた。

3. 実物大崩壊実験

3. 1 実験目的

ジオテキスタイルを用いた補強土擁壁の合理的な設計施行法を確立する上で、補強土擁壁が安定を保ちうる補強材の限界敷設長、崩壊形態ならびにその補強メカニズムについては未解明の部分が多い。今回、補強土擁壁が安定を保つための補強材の最小長さおよびその時の破壊形態を調べるため、高さ4 m、幅8 mの実物大の補強土擁壁を築造し、土中の補強材を地山側から順次切断することにより、自重崩壊を引き起こす実験を行った。

3. 2 実験方法

(1) 実験材料

盛土材料は川砂を用い、その物性は表-3.1に示すとおりである。盛り立ては、一層の仕上がり厚さが50cmで、特に締め固めは行わなかった。この結果、乾燥密度および含水比は、 $\rho_d = 1.6 \text{ t/m}^3$ $W_n = 6\%$ 程度であった。補強材は、ケース1ではポリマーグリッド（二軸延伸）、ケース2では樹脂ネットを用い、その物性は表-3.2に示すとおりである。また補強材の単位幅当りの強度とひずみ関係を図-3.1に示す。

土留板は、高さ90cm、厚さ1.8cm、幅7.9mの合板製で、上下の土留板の間には約10cmのスライドを設け、土留板を介して鉛直方向に荷重が伝達しない構造とした。各段の補強材は土留板の全幅にわたって土留板と連結させ、その接続方法を図-3.2に示す。

表-3.1 盛土材の物性値

土粒子の比重	G _s	2.69
最大粒径		9.52 mm
均等係数	U _c	4.1
曲率係数	U' _c	1.2
粘着力	c	0 kgf/cm ²
せん断抵抗角	ϕ	31°

表-3.2 補強材の物性値

名 称	目合寸法 (mm)		引張強度 (kgf/m)		材 質
	縦	横	縦	横	
ポリマーグリッド	28	40	1500	2800	ポリマー
樹脂ネット	30	30	2300	2300	ポリエチレン

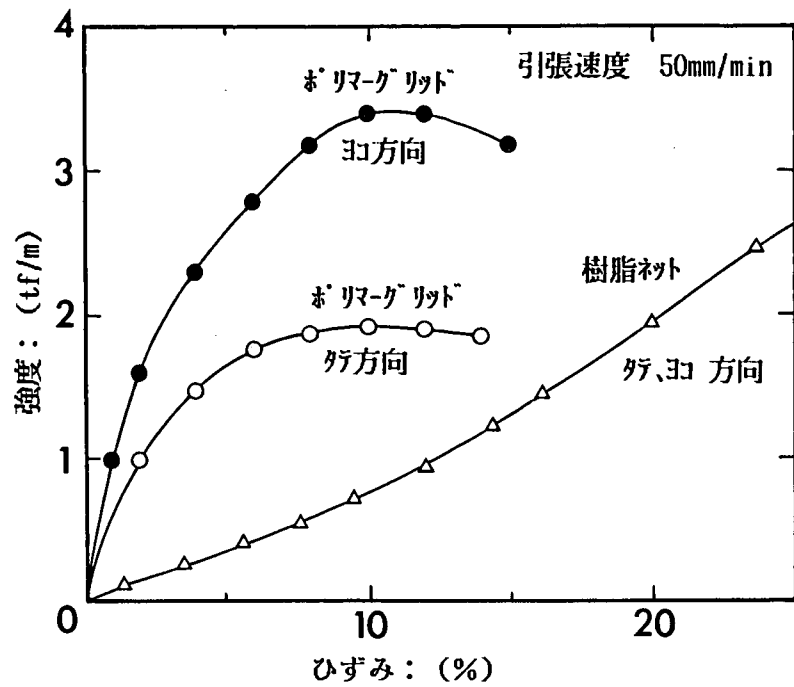


図-3.1 強度-ひずみの関係

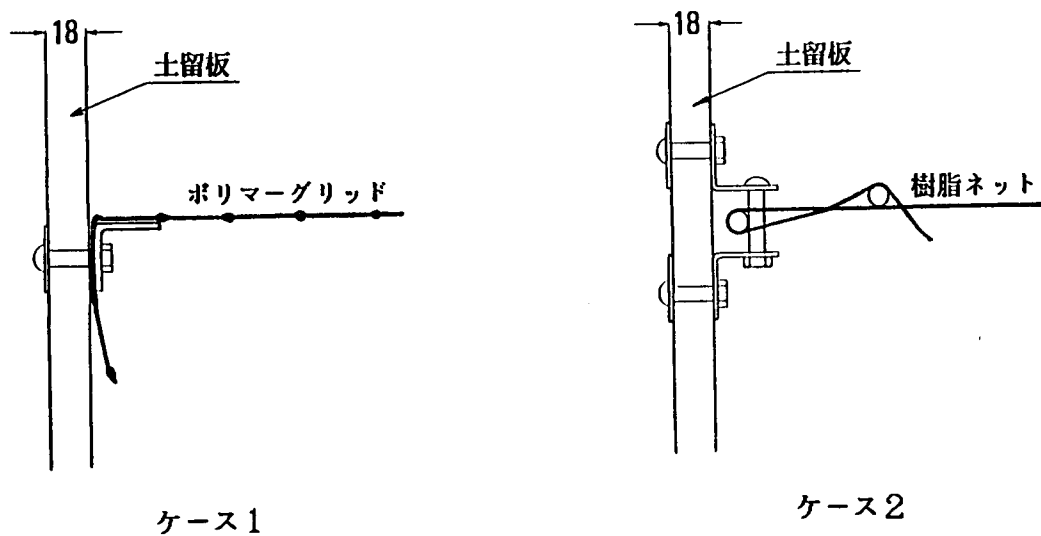
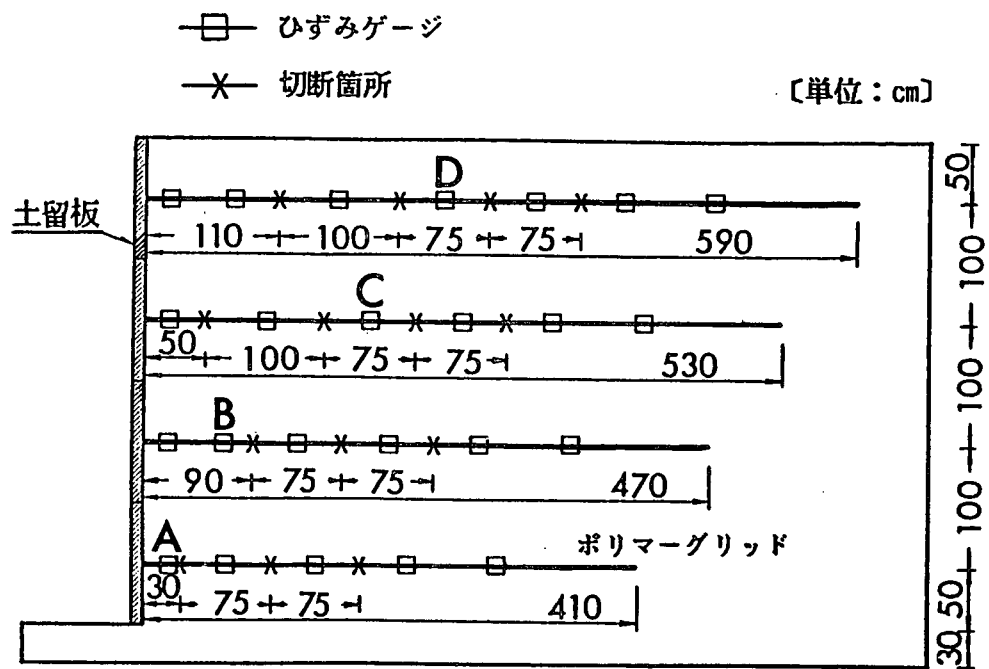
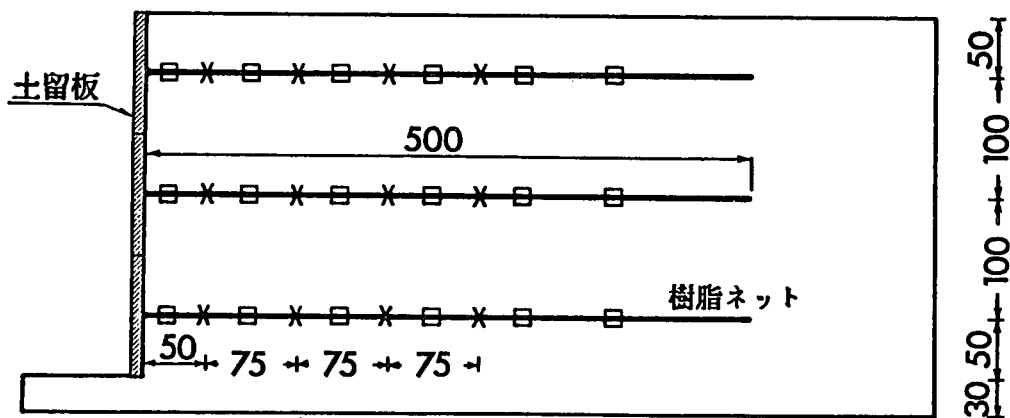


図-3.2 補強材の連結方法



(a) ケース 1



(b) ケース 2

図-3.3 供試体の寸法形状

(2) 供試体の寸法、形状

幅8.0mの土槽内に図-3.3(a)(b)に示す寸法、形状の供試体を作成した。補強材は上下間隔1mで、ケース1では4段、ケース2では3段敷設した。各実験ケースにおける補強材の敷設長は、いずれも完成時に十分安定を保てる長さとし、ケース1では上段から5.9m、5.3m、4.7m、4.1m、ケース2では3段とも5.0mの同一長さとした。幅については各段の補強材を3分割し、それぞれの幅を中央部で3m左右で2.4mとし間隔をあけずに敷設した。

(3) 計測および補強材の切断方法

補強材には、図-3.3(a)(b)に示す位置にひずみゲージを貼付けて伸びひずみを計測した。ひずみゲージは補強材の切断の確認をひずみの減少でとらえる目的も含め、各切断点を挟む配置とした。図-3.4は、ケース1の最上段におけるひずみ測定位置と、切断のためのニクロム線取り付け位置を示したものである。

供試体の変形状況は、地表面および土留板に取り付けた変位計により水平、鉛直方向の変位を計測した。さらに各補強材の中間の深さに石灰を薄層に敷き、実験終了後、掘削してスベリ面の位置を観察した。

補強材の切断は、図-3.5(a)(b)に示すように、補強材の軸部材にあらかじめニクロム線を巻き付けておき、電気を通じさせて、熱により溶断することとした。ニクロム線の赤熱状況が良好であることを地上で確認するために、観察用のニクロム線を取り付けた。溶断は事前の確認試験では湿砂中で3分間程度の通電で十分であると確認したが、本実験では切断を確実にを行うために通電時間を15分間とした。試験終了後の掘削により100%の切断が確認された。

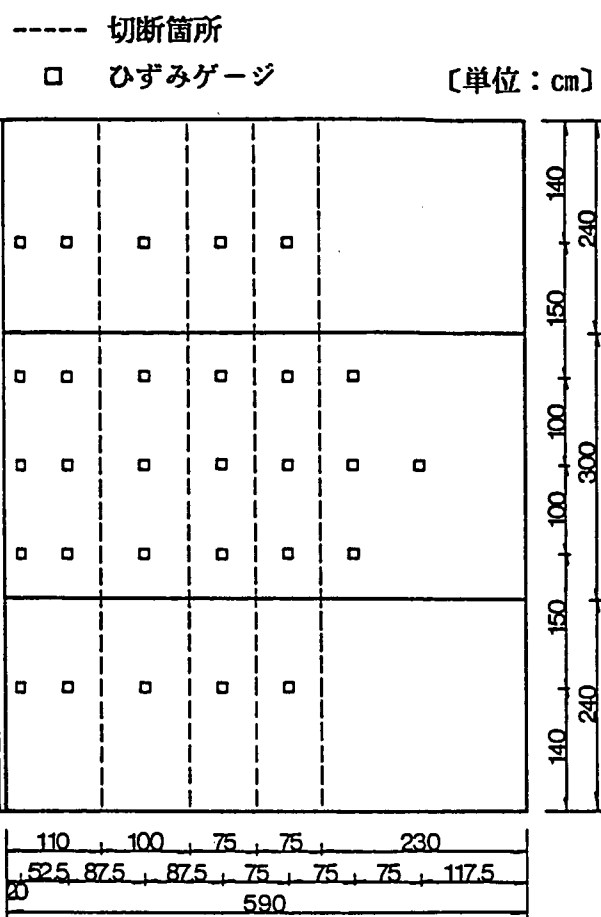
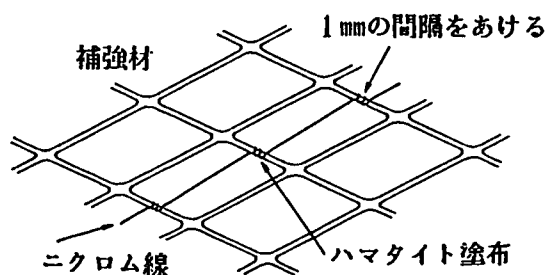
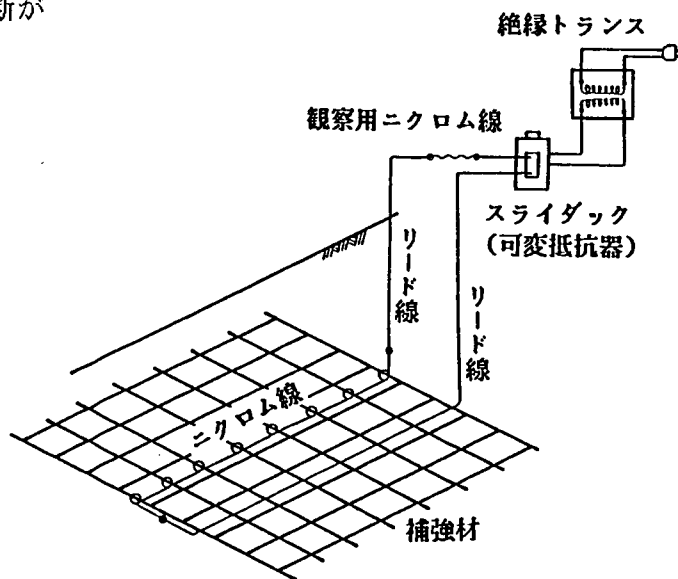


図-3.4 ひずみゲージ、ニクロム線配置図



(a) ニクロム線の取付方法



(b) 切断システム

図-3.5 補強材の切断方法

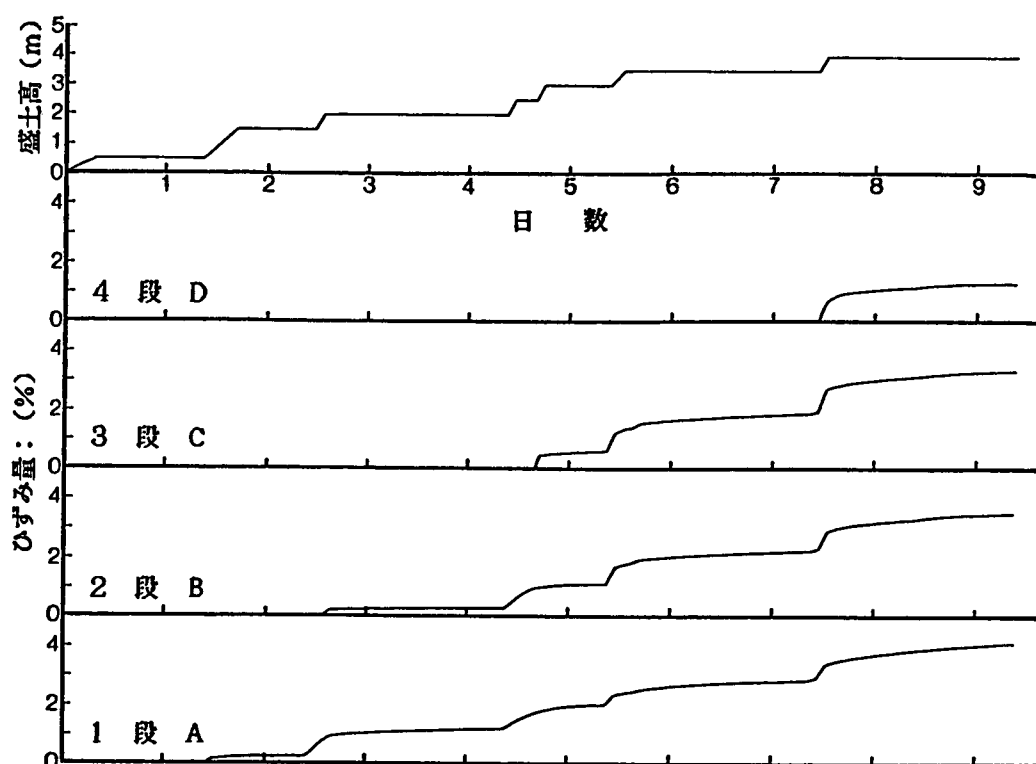


図-3.6 補強材に発生するひずみの経時変化(ケース1)

3. 3 実験結果

(1) 盛土完成までの補強材のひずみ

図-3.6は盛土の進行にともない、補強材に発生したひずみの経時変化について示したものである。同図はケース1のポリマーグリッドを用いた場合において、後述する主動崩壊面と各段の補強材との交点付近の伸びひずみ(図-3.3(a)中のA B C D点)を示したものである。各ひずみは、盛土の進行にともない段階的に増加している。この傾向はすべての測定点で見られ、土留板背面の土塊が一体となって補強されていることがうかがえる。

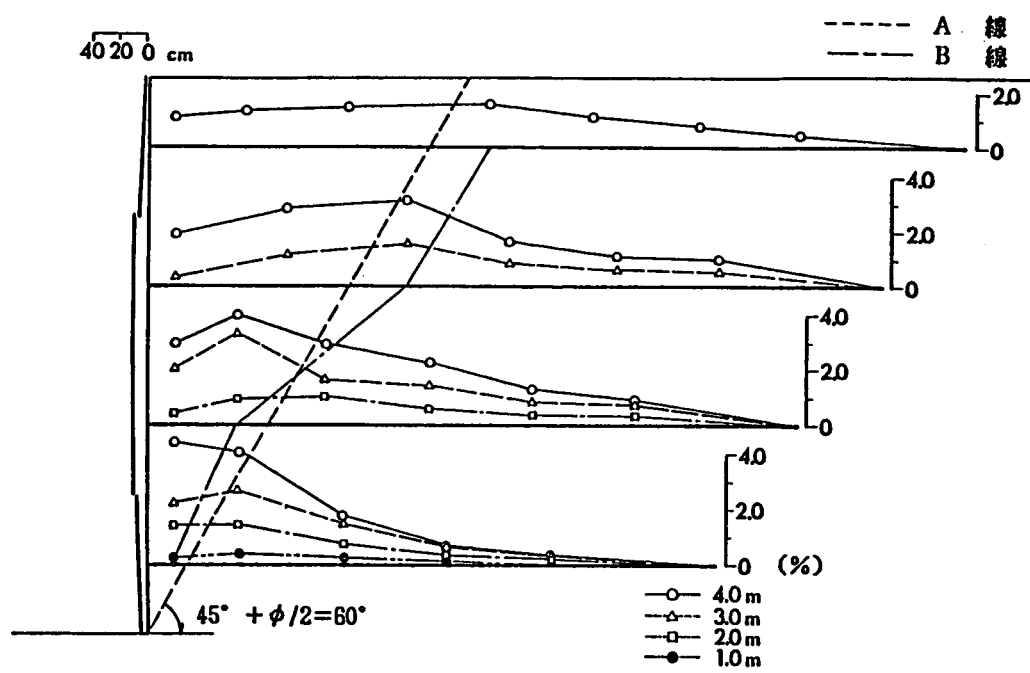
なお、盛り立て作業が中止している期間においても、各測定点で伸びひずみの進行が見られた。これは、今回用いたポリマーグリッドが持つ引張強度に対してかなり大きい引張力が作用したため、ポリマー材が有する粘弾性的な性質が、発揮されたものと考えられる。この傾向は樹脂ネットを用いたケース2でも同様であった。

図-3.7(a)(b)は盛土完成時の補強材に発生するひずみ分布をケース1, 2に分けて示したものである。ひずみの最大値の発生位置を結んだ線(図中-B線)はクーロンの主動崩壊線(図中-A線)に似かよったものとなった。

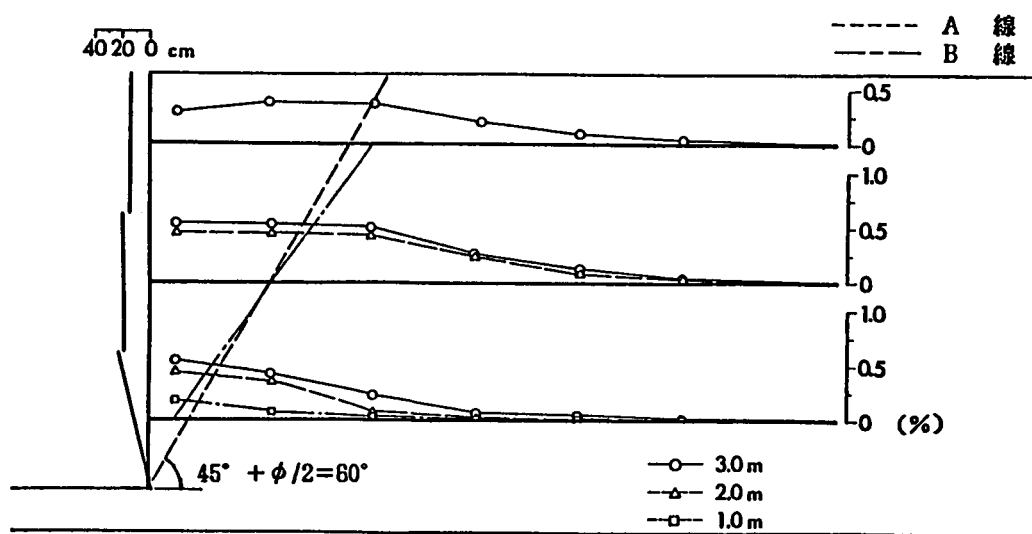
ところで、山内らが行ったコンクリート製パネルを用いた補強土擁壁の試験盛土ではポリマーグリッドの最大ひずみは壁面の直近に生じており、今回の結果とは異なっている。これは、

- ①今回用いた土留め板は鉛直方向がスライドし、かつほぼヒンジの状態になっている。
- ②合板製のため、コンクリート製に比べて土留板の曲げ剛性がきわめて小さく、擁壁全体として非常に柔な構造となっている。

などの理由から土留板背面の土塊が主働状態になっており、想定スベリ面に沿って最大伸びひずみが発生したものと考えられる。このことは図-3.7(a)(b)に示した盛土完了時での土留板の水平変位がケース1では10cm, ケース2では19cmと大きいことからもうかがえる。なお、ケース1と2で水平変位の大きさに差が生じたのは、補強材の伸び剛性の違いに起因しているものと考えられる。



(a) ケース1



(b) ケース2

図-3.7 盛り立てに伴うひずみの変化量

(2) 崩壊実験

本実験は、補強材を土中で切断することにより自重崩壊を生じさせるもので、各ケースでの補強材の切断位置および切断順序を図-3.8(a)(b)に示す。いずれのケースでも、地山側（土留板の反対側）の下段から順次切断するものとしたが、ケース1ではあらかじめ想定した主働崩壊角（水平から 60° ）に沿って斜め上に向けて順次切断することとした。一方、ケース2については鉛直に上に向けて順次切断した。切断を開始してから崩壊にいたるまでに観察された事項をまとめると以下のとおりである。

I) ケース1

- i) ①～④を切断しても変化は見られず、盛土は安定を保っていた。
- ii) ⑤を切断した段階でA点にクラックが発生した。土留板、地表面の変位は鉛直、水平とも15mm前後であった。
- iii) ⑥を切断後A点のクラックはさらに大きくなり、またB点にもクラックが発生した。土留板の水平変位量はいずれの計測点でもおよそ50mmとなり、土留板背面の土が一体化して変位したものである。
- iv) ⑧を切断後、下層部の土留板からはらみ出すようにして全体崩壊に至った。

試験終了後、図-3.8(a)に示すようにA点およびB点を通るすべり線が観察された。A点を通るすべり面は上記ii)の段階で生じたものと考えられ、B点を通るすべり面は崩壊時のものである。いずれのすべり面も、補強材の切断点をほぼ通るものとなっている。

この実験結果を見る限りにおいて、補強土擁壁が安定を保てる限界敷設長はB点を通る崩壊面と②③④を結ぶ線との間に存在することになる。

写真-3.1はこの時の崩壊状況を連続写真にて示したものである。

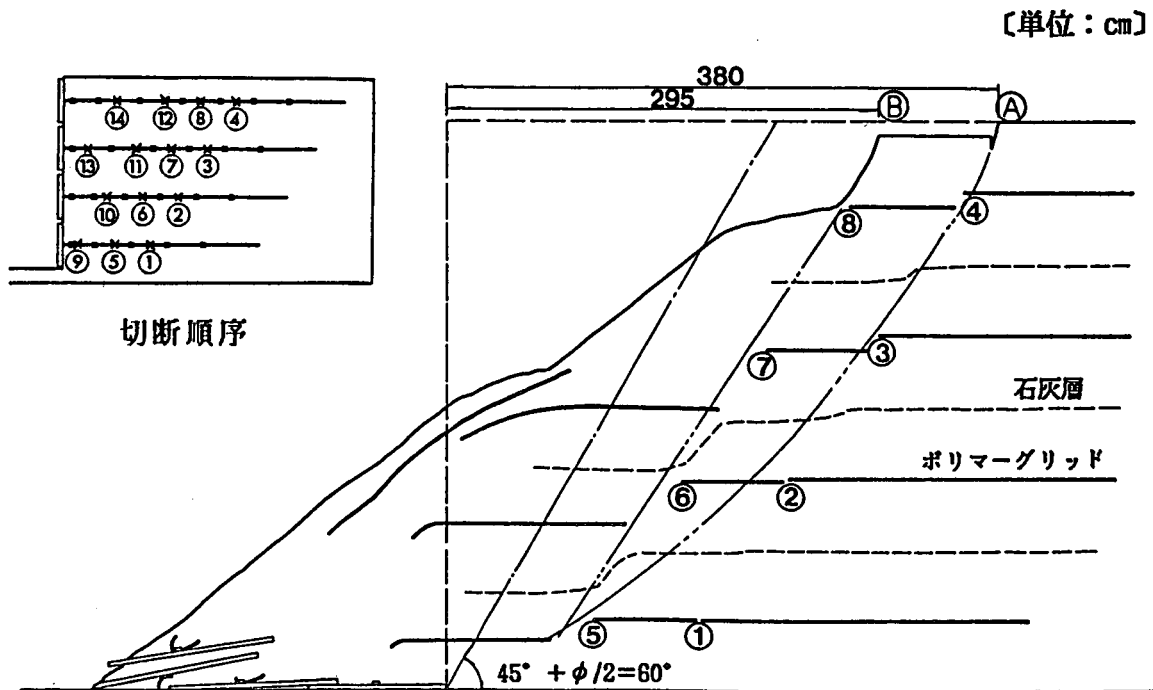
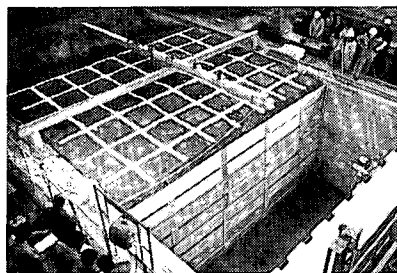


図-3.8(a) 崩壊時の断面形状（ケース1）

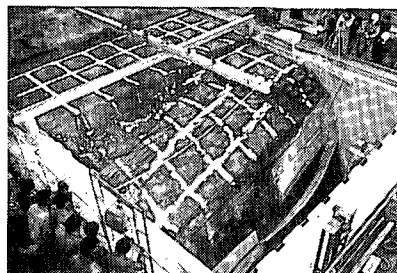
1

t=0 sec
崩壊開始



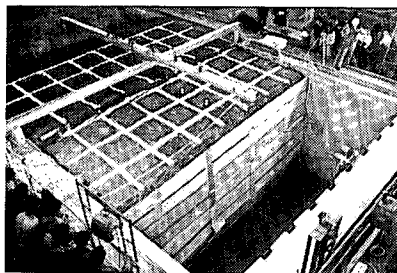
6

t=2.9 sec
経過後



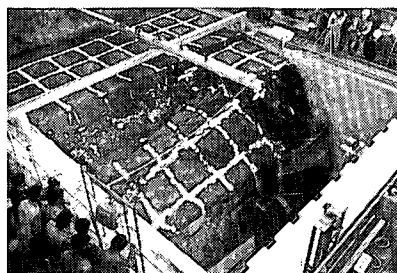
2

t=0.8 sec
経過後



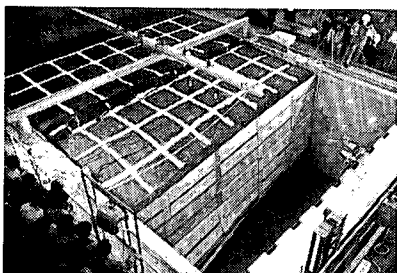
7

t=3.4 sec
経過後



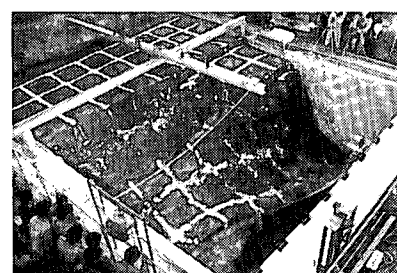
3

t=1.3 sec
経過後



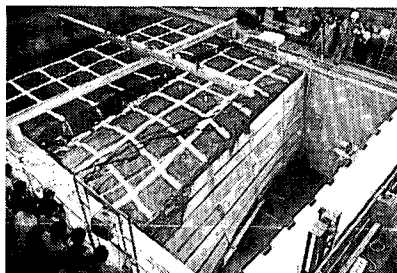
8

t=3.9 sec
経過後



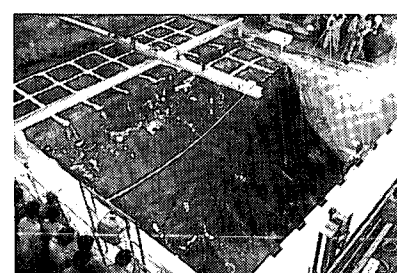
4

t=1.8 sec
経過後



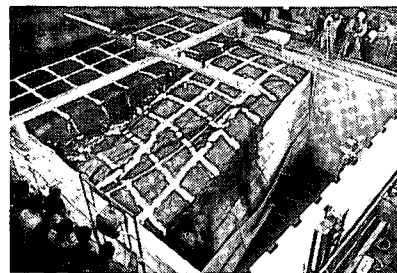
9

t=4.5 sec
経過後



5

t=2.4 sec
経過後



10

t=5.3 sec
経過後

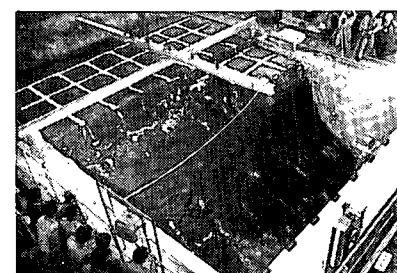


写真-3.1 崩壊状況 (ケース1)

Ⅱ) ケース 2

- i) ①～⑦を切断しても変化は見られず、盛土は安定を保っていた。
- ii) ⑧を切断した段階で、図-3.8(b)に示すA点にクラックが発生した。この時、地表面の沈下で50mm、土留め板の水平変位で約40mmの変形が生じた。
- iii) ⑩切断後に、最下段の土留め板が前方に倒れ、全体の崩壊にいたった。このとき、盛土上層部は一体化したままであった。

この崩壊実験では、切断点⑨は主働崩壊線の内側に入っており、このときは下段及び中段の補強材が崩壊に対して抵抗する配置となる。これより、補強土擁壁はすべての補強材が主働崩壊線の外側に定着していなくても安定を保つことができるといえる。今回の切断パターンによれば、補強材の限界敷設長は⑥⑤⑦を結ぶ線と⑨⑧⑦を結ぶ線の間にあると思われる。

写真-3.2はこの時の崩壊状況を連続写真にて示したものである。

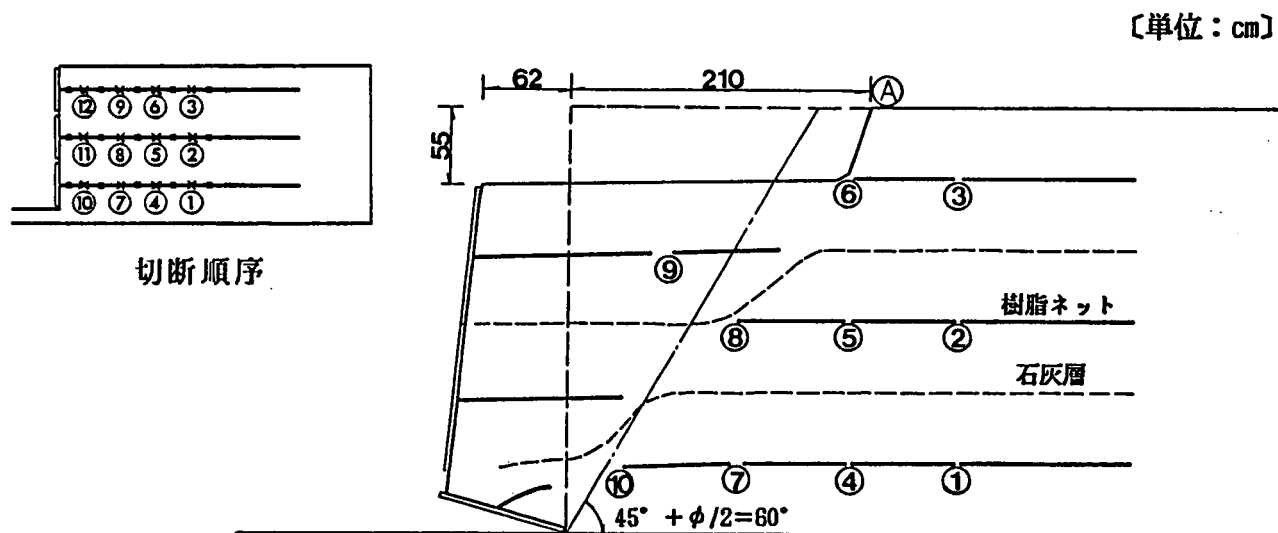
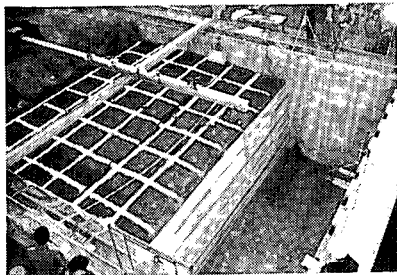


図-3.8(b) 崩壊時の断面形状 (ケース2)

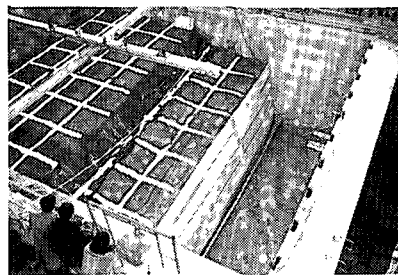
1

$t=0$ sec
崩壊開始



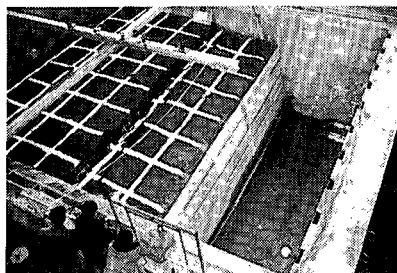
6

$t=1.3$ sec
経過後



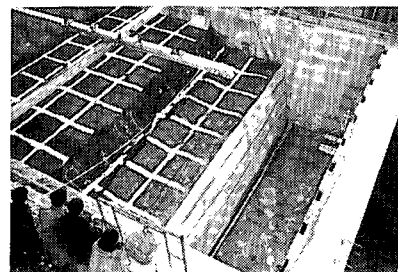
2

$t=0.3$ sec
経過後



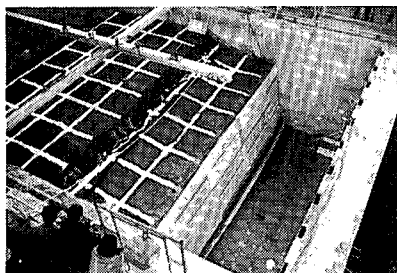
7

$t=1.6$ sec
経過後



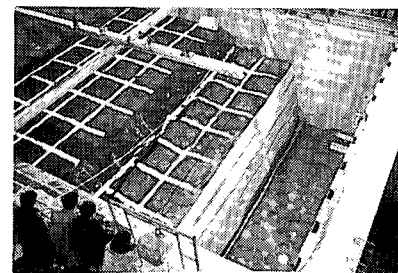
3

$t=0.5$ sec
経過後



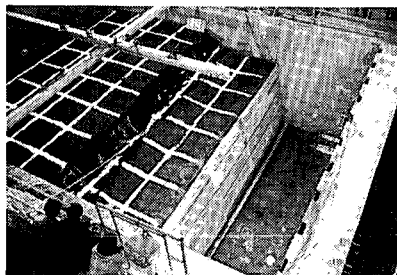
8

$t=1.8$ sec
経過後



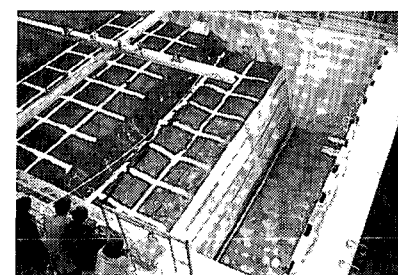
4

$t=0.8$ sec
経過後



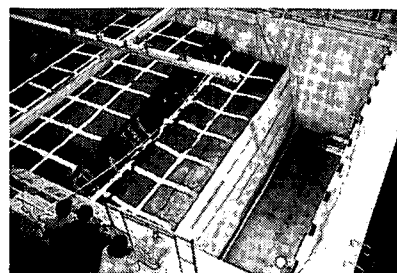
9

$t=2.1$ se
経過後



5

$t=1.1$ sec
経過後



10

$t=2.4$ s
経過後

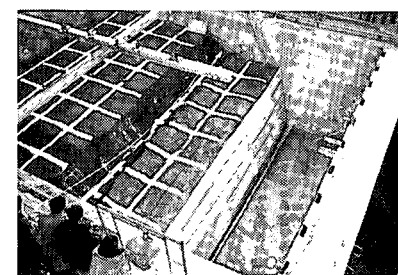
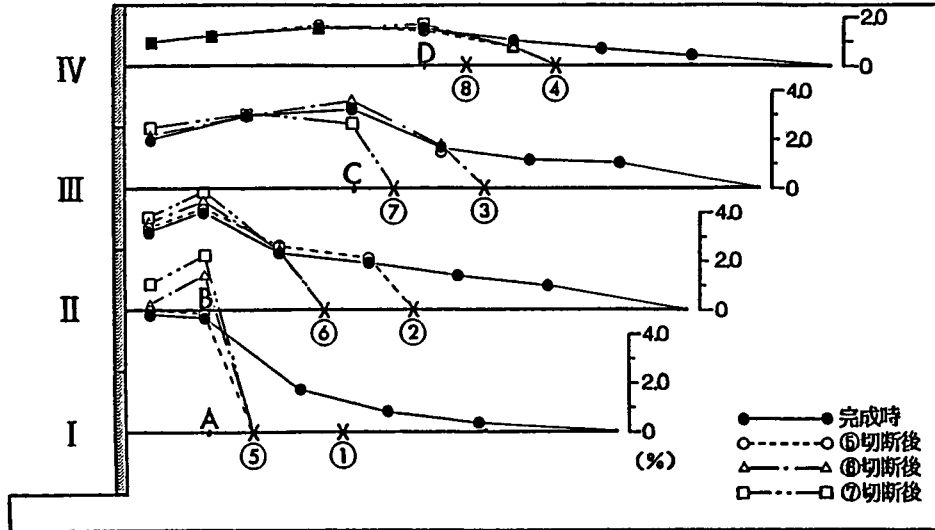


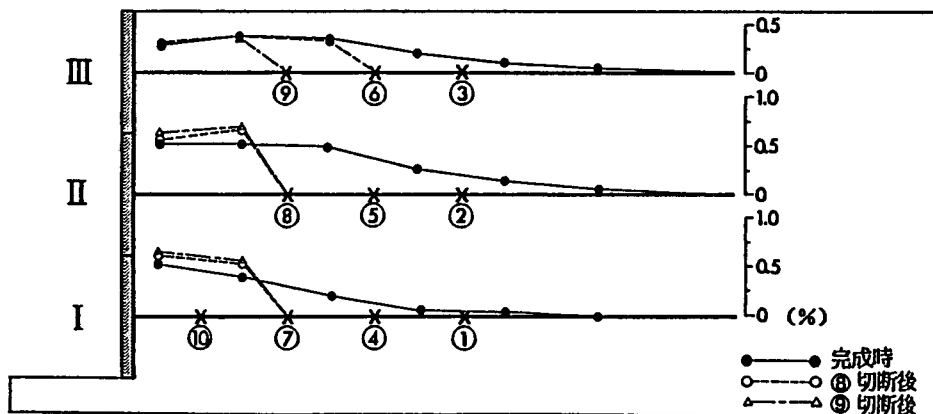
写真-3.2 崩壊状況 (ケース2)

(3) 切断にともなう補強材のひずみの変化

図-3.9(a)(b)に供試体完成時と、ケース1では⑤～⑦切断後、ケース2では⑧⑨切断後の補強材のひずみ分布を示す。補強材を切断するとその箇所の引張ひずみはゼロになり、切断点と土留板との間の補強材に生じる引張力が補強土擁壁の安定に寄与していることになる。



(a) ケース1



(b) ケース2

図-3.9 補強材のひずみ分布

I) ケース 1

各段のひずみのピーク点（図中のA、B、C、D、点）に着目すると、C点では⑦を切断したときにひずみが3%から2.5%に減少している。これは切断によって定着長が短くなったために、ポリマーグリッドに発生するひずみが小さくなったものと考えられる。すなわち、C点と切断点⑦の間のポリマーグリッド（ $l=37.5\text{cm}$ ）が最大発揮しうる引抜抵抗 T_{Ai} を

$$T_{Ai} = 2 \cdot \tan \phi \cdot l \cdot \gamma \cdot h \quad \dots \quad (1)$$

（砂の内部摩擦角： $\phi = 31^\circ$ 、砂の湿潤単位体積重量： $\gamma = 1.7\text{tf/m}^3$ 、土被り厚： $h = 1.5\text{m}$ ）

として計算すると、 $T_{Ai} = 1.15\text{tf/m}$ （単位幅当り）となり、これに対応する引張ひずみ（ポリマー材の応力～ひずみ関係より 2.4%と算出される）が実測値とほぼ一致していることから、C⑦間には

(1)式で算出される最大引抜抵抗が生じていると考えられる。また、⑦切断後のC点での引張力減少分はA、B点での引張力に再配分されていることがわかる。

II) ケース 2

⑨切断後、Ⅲ段目のネットは潜在すべり線の内側に入り、すべりに対して抵抗しなくなる。これによる定着力の不足分は、Ⅰ、Ⅱ段目のネットに付加されていることがわかる。この時Ⅱ段目のネットは⑧切断時に定着長が短くなったため、(1)式で算出される最大引抜抵抗が生じていると考えられる。なお、Ⅲ段目の⑨～土留版間に発生するひずみは、潜在すべり線内の土塊の安定を保つ引張力となる。

3. 4 安定解析

(1) 全体安定検討

ポリマーグリッドを⑤まで切断した段階で地表にクラックが生じた現象は、切断点⑤②③④を通る面でのすべり破壊と考えることができる。ポリマーグリッドの末端、あるいは切断点を通るすべり面を仮定したときの Janbu法（非円弧すべり）に基づく安全率 F_s を、ポリマーグリッドの切断時点ごとに求めた結果を図-3.10に示す。図からわかるように⑤を切断したときの安全率が1を下回っており、補強材端部を通るすべり破壊に対する安定計算は、Janbu法によっても可能であると思われる。

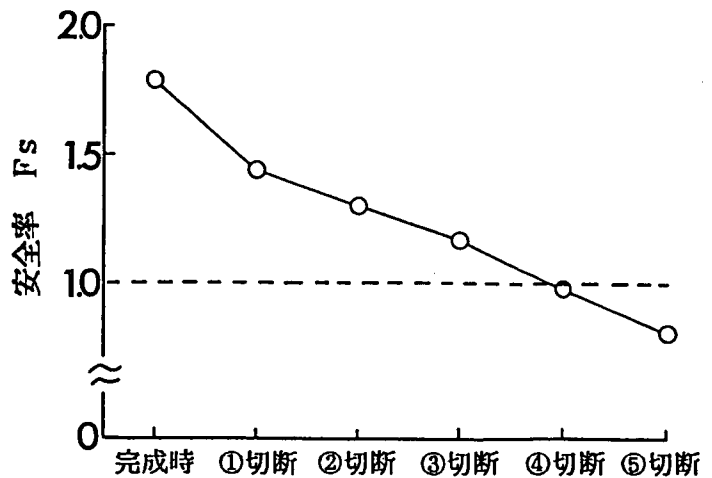


図-3.10 Janbu 法に基づく安全率

(2) 引抜けおよび破断に対する安定検討

各ケースのひずみ計測結果をみると、各段の最大ひずみ発生点を連ねた線は、ほぼクーロンの主動崩壊面に沿ったものとみなすことができ、これを潜在すべり面と仮定することができる。ここでは、潜在すべり面より奥部の補強材の定着長と破断強度を用いて引き抜けおよび破断に対する安定検討を行った。潜在すべり面上で補強材が発揮しうる最大の引張力 $(Ti)_{avail}$ は

$$(Ti)_{avail} = \text{Min} \{ R_T, T_{Ai} \} \cdots \cdots (2)$$

としてもとめられる。ここに、 R_T : 補強材の破断強度、 T_{Ai} : (1)式で計算される最大引抜抵抗力、である。

I) ケース 1

ポリマーグリッドを順次切断していったときの $(Ti)_{avail}$ および計測された最大引張力 $(Ti)_{max}$ を用いて安全率 F_s を

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{\text{IV}} (Ti)_{avail}}{\sum_{i=1}^{\text{IV}} (Ti)_{max}} \cdots \cdots (3)$$

として計算した結果を表-3.3 に示す。

表-3.3 引抜けおよび破断に対する安全率

ケース 1

⑥を切断した段階で F_s はかなり小さくなっており、⑧を切断した時点で最下段の破断および最上段の引抜けによって崩壊が生じたものと考えられる。なお、ここに示した $(Ti)_{max}$ は A～D 点での値を使用しており、潜在すべり面上で $(Ti)_{max}$ を計測すれば崩壊時の F_s は、表-3.3 よりも小さい値が算出されることが予想される。

	R_T	T_{Ai}				$\sum_{i=1}^{\text{IV}} (Ti)_{avail}$	$\sum_{i=1}^{\text{IV}} (Ti)_{max}$	F_s
		IV	III	II	I			
①切断	1.8	4.0	11.8	19.6	10.8	7.2	5.4	1.33
②切断		4.0	11.8	7.8	10.8	7.2	5.3	1.36
③切断		4.0	4.8	7.8	10.8	7.2	5.3	1.36
④切断		1.6	4.8	7.8	10.8	7.0	5.3	1.32
⑤切断		1.6	4.8	7.8	5.4	7.0	5.4	1.30
⑥切断		1.6	4.8	4.0	5.4	7.0	5.7	1.23
⑦切断		1.6	2.5	4.0	5.4	7.0	5.7	1.23
⑧切断		0.8	2.5	4.0	5.4	6.2	—	—

(引張力の単位は tf/m)

樹脂ネットでは、それ自体のひずみ

が困難なため、ウレタンを介しそのひずみを測定することにより定性的な判断を行ってきた。このため、軸力に換算することができない。ここでは、順次切断していったときの $(Ti)_{avail}$ の変化を表-3.3 に示す。⑦切断以後より $(Ti)_{avail}$ は切断にともない順次減少し始め、⑩切断後での

$(Ti)_{avail}$ は安定時の約1/2 程度となる。これらは、崩壊時における現象（クラックの発生時など）と対応しうるもので、潜在すべり線上での安定計算が有効であることがうかがえる。

ケース 2

	R_T	T_{Ai}			$\sum_{i=1}^{\text{III}} (Ti)_{avail}$
		III	II	I	
①切断	1.8	3.7	12.6	12.6	5.4
②切断		3.7	5.8	12.6	5.4
③切断		1.4	5.8	12.6	5.0
④切断		1.4	5.8	8.8	5.0
⑤切断		1.4	3.5	8.8	5.0
⑥切断		0.6	3.5	8.8	4.2
⑦切断		0.6	3.5	4.9	4.2
⑧切断		0.6	1.2	4.9	3.6
⑨切断		0	1.2	4.9	3.0
⑩切断		0	1.2	1.1	2.3

(引張力の単位は tf/m)

4. まとめと今後の課題

本研究ではジオテキスタイルを盛土中に敷設し、土留構造物の補強効果を調べるために、小型供試体での載荷実験と実物大補強土擁壁の自重崩壊実験を行った。その結果、以下のことがわかった。

(1) 小型模型載荷実験の結果

- ① 補強材の剛性が大きいほど補強効果は大きいといえるが、剛性を増加させても補強効果には限界がある。
- ② 補強材の剛性が大きいほど盛土を一体化させる働きが大きく、剛性が小さいものは土留板のはらみだしなど水平方向の変形が大きい。
- ③ 土留構造物の変形特性は、有限要素法でも検討することができる。
- ④ 土留構造物を設計する際は、補強材の剛性と土留板に作用する土圧との関連を考慮する必要がある。

(2) 実物大崩壊実験の結果

- ① 補強材の材質によって盛土の変形特性（特に土留板のはらみだし）および崩壊形態が異なる。
- ② 補強材に生じる最大伸びひずみは、クーロンの主働崩壊面の付近に発生する。
- ③ 補強材の引抜け抵抗力の算定式の妥当性を確認することができた。
- ④ 補強材を切断することによって、補強材に生じる引張力が再配分される。また、補強土擁壁が安定を保ちうる補強材の限界敷設長についてデータが得られた。
- ⑤ 全体安定解析、引抜け・破断に対する安定解析によって今回の実験結果を説明することができた。

今後は、補強材の限界敷設長を調べる実験をさらに繰返すとともに、のり面処理の方法について検討し、補強土擁壁の合理的な設計法を確立していきたいと考えている。

【参考文献】

山内、福田、小田、丸山、永田、小林、守畠：ポリマーグリッドによる補強土擁壁実験工事、第21回土質工学研究発表会、pp.1433～1434、昭和61年 6月

3.3.5 ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法に関する研究

建設省土木研究所 施工研究室
清水建設株式会社
不動建設株式会社

1. まえがき

深層混合処理工法は、軟弱地盤上に構造物や盛土などを築造する際のすべり破壊防止、沈下抑止、側方流動抑止などを目的として広く採用されてきており、上部構造物の重要度あるいは改良目的に応じて様々な改良形式が用いられている。例えば、港湾等の重要構造物の改良の場合では、ブロック式、格子式あるいは壁式という地下構造的な改良形式を用いることが多いのに対して、陸上部での改良においては、経済性はもとより改良時の周辺地盤・既設構造物等への影響から杭式改良を採用する場合が多い。しかし、本工法の場合改良部と未改良部との間に不同沈下を生じたり、改良柱体が曲げ引張り応力に対して抵抗力が小さいといった問題点が残されている。また、他の地盤改良工法と比較して一般に高価であり、改良率・改良幅、支持形式などに関して合理的な改良形式が望まれている。

そこで、本研究ではジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法を提案し、その改良効果を数値解析、模型実験及び現地動態観測により把握するとともに、深層混合処理工法の改良形式の合理化を図るものである。昨年度は、FEM弾性解析、小型土槽による模型実験からジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の基本的な沈下・変形抑止効果を把握した。また、ピート質地盤での路床改良における「ジオテキスタイル+深層混合処理工法」の沈下低減効果について動態観測を実施した。

2. 研究目的と着目点

本研究では、ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法に関して、以下の項目について検討する。

① ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の設計法の提案、② ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の合理化の提案 ③ 実際工事への適用事例の拡大

本研究では図-2.1に例示するような改良形式に着目している。すなわち、この例は、改良柱体を全面に粗に配置し、盛土等の上載荷重を改良柱体で支持することによって盛土全体の沈下を抑えるとともに、未改良部に生じる盛土材のめり込みについては、ジオテキスタイルによって防止しようとするものである。

本年度は、(1)ジョイント要素の非線形性を考慮したFEM解析手法の検討、(2)小型土槽実験による改良部と未改良部の相対変形抑止効果の検討、および(3)ジオテキスタイルと深層混合処理工法を併用した現地試験による不同沈下低減効果の検討などを実施した。

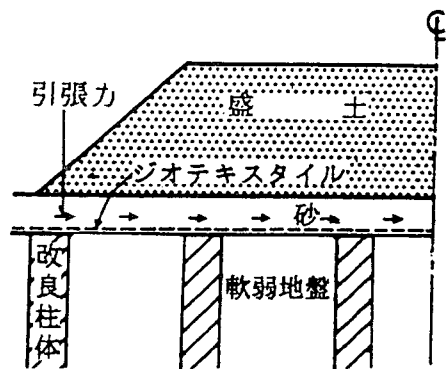


図-2.1 「ジオテキスタイル+深層混合処理工法併用工法」の概念

3. 改良地盤の応力・変形特性に関する解析及び試験手法の検討

地盤内に挿入するジオテキスタイルの補強効果を確認するためには土とジオテキスタイルの複合体の応力・変形特性を明らかにする必要がある。そこで、土とジオテキスタイルとの間の相互作用をより忠実に評価できる解析手法(解析プログラム)の検討、および新しく開発した引抜き・曲げ試験装置による実験的検討を行った。

3.1 有限要素法による応力・変形解析

3.1.1 目的

前年度は、FEM弾性解析によって、ジオテキスタイルと深層混合処理で改良された地盤の変形解析を行ったが、その結果、ジオテキスタイルの補強効果が部分的に認められたものの、十分に把握されているとは言えなかった。その原因の一つとして、解析手法上の問題点が上げられ、特に、土とジオテキスタイルとの間の相互作用をより忠実に評価し得るような解析手法を用いることが必要であると判断された。

そこで、本年度は、上記の点を考慮し、土とジオテキスタイルの不連続性を表現するために、ジョイント要素を用い、落合ら¹⁾の提案している、ジョイント要素のせん断変位に対する非線形性を考慮した解析手法を用い、その妥当性について検討を行った。

3.1.2 解析手法

ジオテキスタイルを用いた補強土のメカニズムとしての土と敷設材料の相互作用については不明確な点が多く、土中における補強材の引抜き抵抗機構は複雑である。従って、補強材を敷設した土構造物の応力・変形解析には、特異なせん断方向の摩擦特性やすべりを有する不連続面の挙動を表現し得る解析手法が必要である。本研究では、敷設材料としてポリマーグリッドを用いて改良された地盤の変形解析を行うために、ポリマーグリッドの引抜き抵抗機構を考慮した有限要素法による解析手法を用い、その有用性について検討を行った。

(1) ポリマーグリッドの引抜き抵抗機構

図-3.1は、任意の引張り荷重におけるグリッド節点の変位とそのとき節点に作用した引抜き抵抗力の関係を示したものである。いずれの鉛直応力の場合も、節点の変位とその引抜き抵抗力の曲線は破線で描いた2本の曲線の間に分布する。ポリマーグリッドの初期の変位段階では、節点の付加抵抗力は上限の曲線に沿って立ち上がるが、変位の進行に伴い、前方の節点の付加抵抗力は低下し、下限曲線に漸近する一方、後続の節点付加力が上限曲線に近づく。

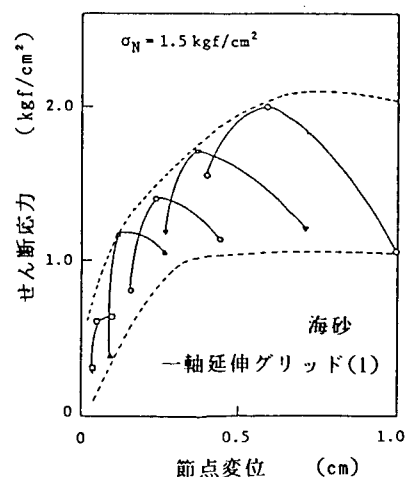


図-3.1 節点変位に対するせん断応力分布

1) 坂井、落合、林、了戒; ジョグリッドを用いた土構造物の応力・変形解析、第21回土質工学研究発表会論文集、1986

各節点の引抜き抵抗力の上限及び下限を与える2本の曲線について、鉛直応力の影響を調べたものが図-3.2である。上・下限界曲線とも任意の変位レベルにおいて、せん断応力と垂直応力の関係は、ほぼ直線上に分布している。これは、それぞれの限界曲線において一種の摩擦則が成り立つことを意味している($2\tau = C + \sigma_N \cdot f$)。図-3.3は、これらの直線から得られる C 、 f を節点変位を横座標としてプロットしたものである。 C は摩擦則の粘着力成分に、また、 f は摩擦係数に対応するものであり、図-3.3の曲線はそれぞれ土中のグリッドにおいてその変位に伴って作用する引抜き抵抗の粘着力成分及び摩擦成分の発現過程と範囲を表現していると考えられる。

(2) ジョイント要素を用いた有限要素法による解析手法

(i) ポリマグリッドの補強機構のモデル化

本研究では、特定の不連続面の変形特性を表現できるジョイント要素とポリマグリッドをモデル化した平面トラス要素を組み合わせることによって、ポリマグリッドの補強機構のモデル化を行った。図-3.4に、その有限要素モデルを示す。

(ii) ジョイント要素の適用法

ジョイント要素を用いて土とポリマグリッドの間の引抜き抵抗機構、特に引抜き抵抗係数のせん断変位に伴う発現過程を考慮するために、せん断剛性 k_s の決定には引抜き抵抗の粘着力成分 C 及び摩擦成分 f の発現過程とその範囲(破線)を示した図-3.5の関係を用いる。ここに、 C 及び f が、それぞれ図-3.5の破線の領域内においてせん断変位 u の線形関数($C = nu$, $f = mu$)で表されるものとする、せん断応力 $2\tau = C + \sigma_N \cdot f = (n + \sigma_N \cdot m)u$ となり、ジョイント要素のせん断剛性 k_s は次式で与えられる。

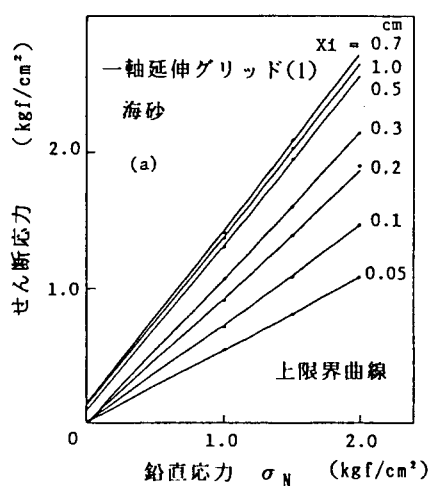


図-3.2 垂直応力の影響

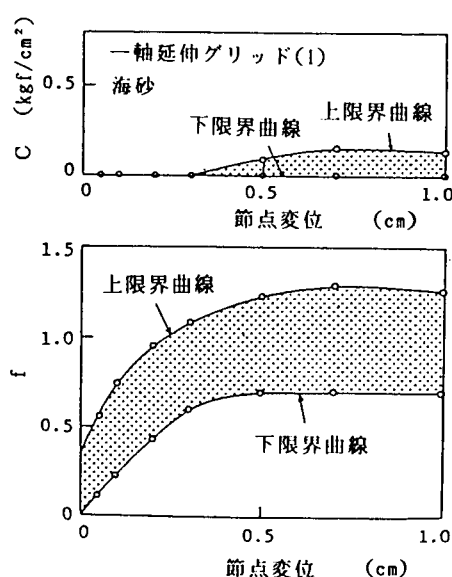
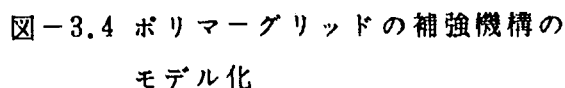


図-3.3 引抜き抵抗係数の
発現過程と範囲

各変位に対する n , m の決定に際しては、その時の最大せん断変位 $U_{\max}$ の値によって次の 3 つの領域に区分する。



と下限界曲線の収束点 C_r, f_r との
交点におけるせん断変位)に達するまでの領
域であり、 n, m の値は原点から上限界曲線上
の点 U_{max} の点を結んだ直線の傾きで与えら
れる。

(Ⅲ) $U_{\max}$ がせん断変位 U_{II} (領域(Ⅱ))において原点を通る直線が限界曲線に接するときの最大せん断変位)を越える場合で、せん断変位に対する C, f の値は、領域(Ⅱ)と同様に2本の直線で与えられるが、原点を通る直線は $U_{\max}$ の値にかかわらず、 $U_{\max} = U_{II}$ のときの直線とする。

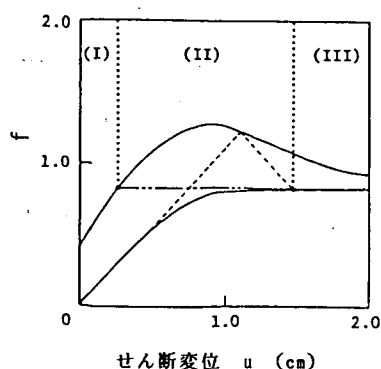
以上のように、ジョイント要素の非線形性は、図-3.5に示す3つの領域区分に対して表わした比較的簡単なせん断剛性 k_s の最大せん断変位 U_{max} 依存性によって表わされる。

図-3.6は、三種類のポリマーグリッド(一軸延伸グリッド(1),(2)及び二軸延伸グリッド)を用いて得られた引抜き抵抗係数の領域(I),(II),(III)の範囲を示す。

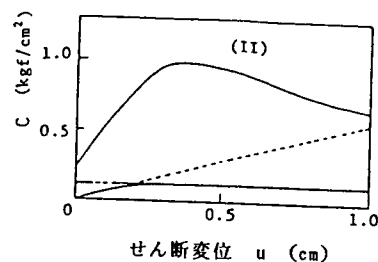
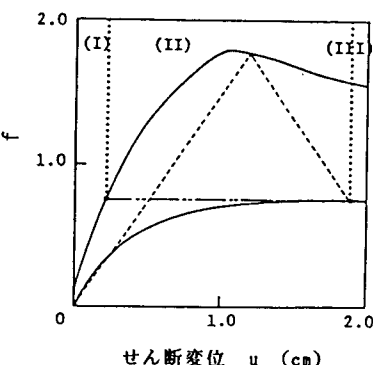
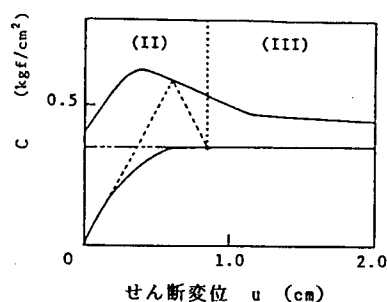
また、ジョイント要素の垂直剛性 kn は、垂直変位に対し圧縮側と引張側でそれぞれ一定値をとるものとする。

(iii) 平面トラス要素の適用

ポリマーグリッドは、軸方向の引張力に抵抗し、曲げやねじりの抵抗力は小さい。従って、ポリマーグリッドのモデル化に際しては、軸方向の剛性だけ考慮し、部材の接合部をピン継手で結んだ平面トラス要素を用いる。図-3.7は、ポリマーグリッドの大気中における引張力とひずみの関係を示す。



(a) 一軸延伸グリッド(2) ~ 海砂



(c) 二軸延伸グリッド ~ まさ土

図-3.6 引抜き抵抗係数 C , f の領域区分

(b) 一軸延伸グリッド(2) ~ まさ土

3.1.3 引抜き試験における変形解析

本解析は、ポリマーグリッドの引抜き試験を対象にジョイント要素を用いた有限要素解析を行い、実験値との比較を行った。

(1) 解析モデルと解析手順

図-3.8は解析に用いた解析モデルである。

ジョイントの設定には、左方向へのポリマーグリッド(平面トラス要素)の引抜き状態を考慮して、平面トラス要素の上下面に接するポリマーグリッドと土の間の不連続な特性を表わす要素(JOINT

T1)だけでなく、不連続面を生じる解析モデルの右端にもジョイント要素(JOINT2)を用いた。解析は、まず自重と任意の上載圧 σ_N を載荷したときの応力解析を行い、このときの応力値を初期状態として、ポリマーグリッドを表わす平面トラス要素の左端の節点に任意の変位量を与えて応力・変形解析を行った。なお、節点変位の計算では、平面トラス要素のヤング率 E 、ジョイント要素のせん断剛性率 k_s の非線形性のために、そのときの定数 E , k_s の値が所定の収束条件を満足するまで繰返して計算を行う。解析に用いた海砂及びまさ土の物性値はそれぞれ、 $\gamma=1.4$ 及び 1.7 tf/m^3 , $E=200$ 及び 500 kgf/cm^2 , $\nu=0.4$ である。また解析の対象としたポリマーグリッドは一軸延伸グリッド(1),(2)及び二

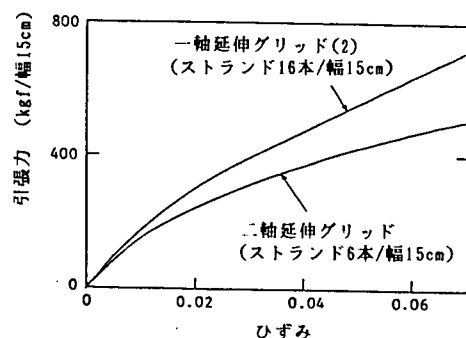


図-3.7 ポリマーグリッドの引張力・ひずみ関係

軸延伸グリッドの3種類である。

(2) 解析結果と実測値の比較

ポリマーグリッドの引抜き試験によって得られた実測値とジョイント要素を用いた有限要素法による解析結果を比較したのが、図-3.9, 図-3.10, 図-3.11である。

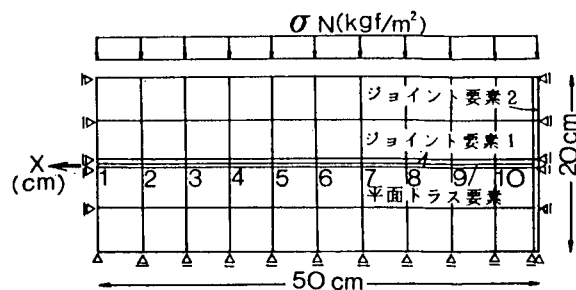


図-3.8 解析モデル

図-3.9 (a)(b)(c)(d)は、節点位置

①に任意の強制変位Xを与えたときの各

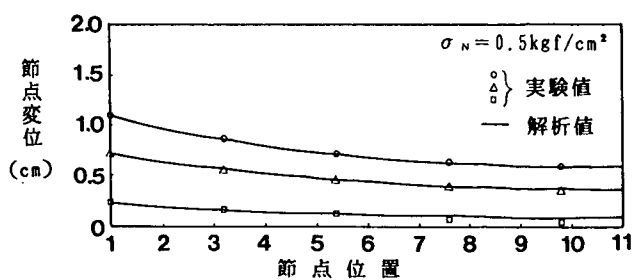
グリッド節点位置とその節点変位の関係を示したものである。図中の実線(解析値)で示したグリッドの節点変位曲線は、変位Xの増加とともにその変曲点が移動し、土の最大せん断抵抗を受ける節点位置が次第に後方へ移動していく傾向をよく表わしている。

図-3.10 (a)(b)(c)(d)は、任意の強制変位Xを与えたときのポリマーグリッドの引張力分布である。解析による引張力分布は、実測値と比べて若干の差異はあるものの、変位Xの増加とともに最大せん断抵抗を受ける節点位置が次第に後方へ移動していく様子をよくとらえている。

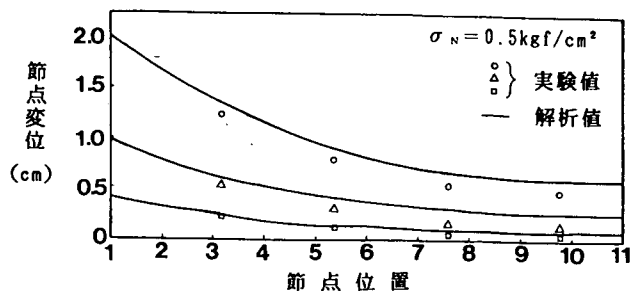
図-3.11 (a)(b)(c)(d)は、グリッド間に働くせん断応力と節点変位との関係を示したものである。解析によって得られたせん断応力は、各節点変位に対して凸型のせん断応力分布を示しており、節点変位の大きな領域ではせん断応力を幾分過小評価するものの、実測値とほぼ一致していることがわかる。

図-3.12は、通常のジョイント要素(せん断変位に対する非線形性を考慮しない)を用い、せん断剛性 k_s を適当に定めて、解析を行った結果を示したものである。同図から、せん断応力と節点変位の関係はほぼ直線となっていることがわかる。図-3.11(a)と図-3.12とを比較すればわかるように、このような各節点変位の進行に伴うジョイント要素のせん断応力分布特性は、各せん断変位に対するせん断剛性 k_s の非線形性を導入することによって得られるものである。

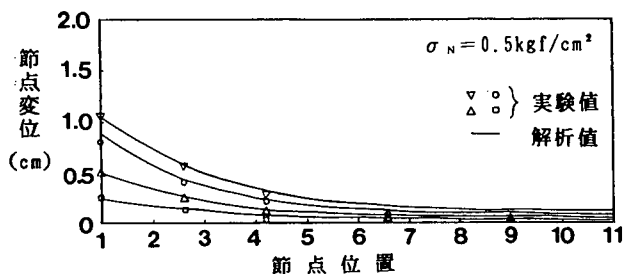
以上の結果は、本解析において採用した、各せん断変位に対する k_s の決定法の妥当性を示しており、ポリマーグリッドを用いた改良地盤の変形解析における本解析手法の有用性を示唆するものである。



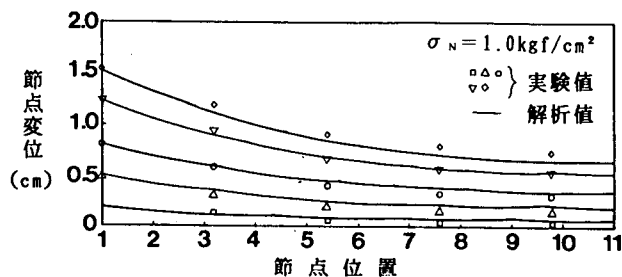
(a) 一軸延伸グリッド(2)～海砂



(b) 一軸延伸グリッド(2)～まさ土

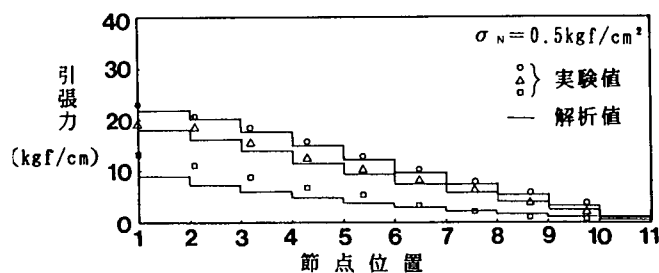


(c) 二軸延伸グリッド～まさ土

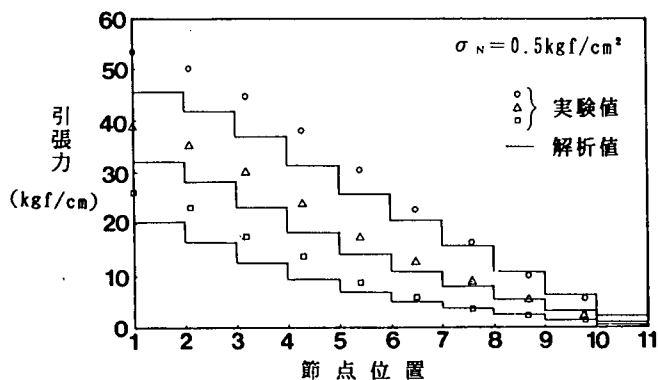


(d) 一軸延伸グリッド(1)～海砂

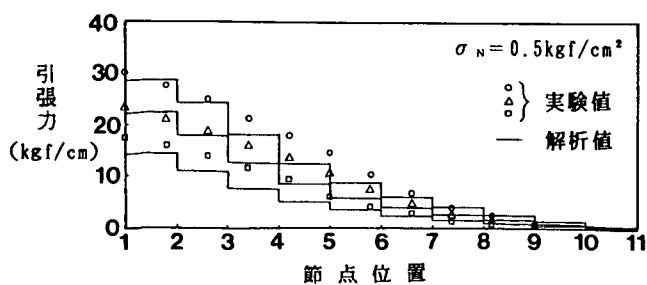
図-3.9 グリッドの節点変位



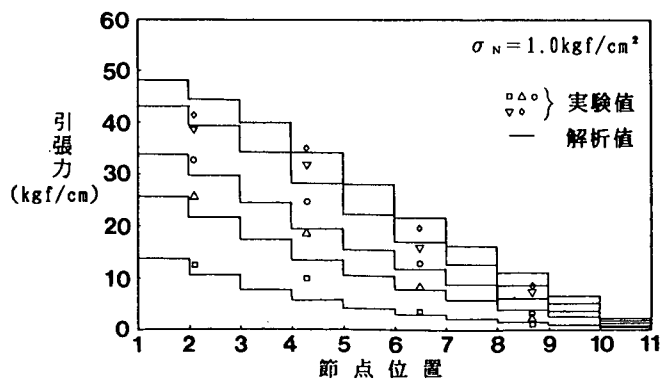
(a) 一軸延伸グリッド(2)～海砂



(b) 一軸延伸グリッド(2)～まさ土

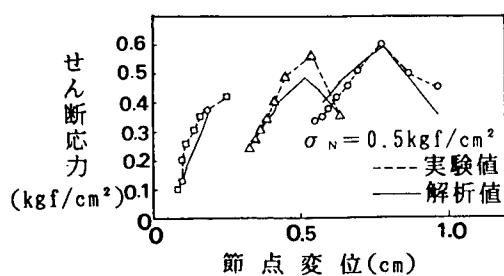


(c) 二軸延伸グリッド～まさ土

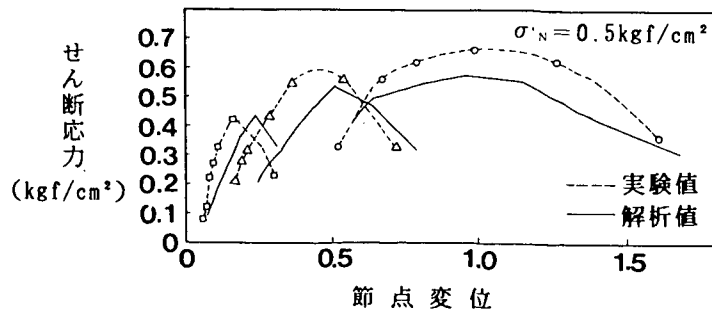


(d) 一軸延伸グリッド(1)～海砂

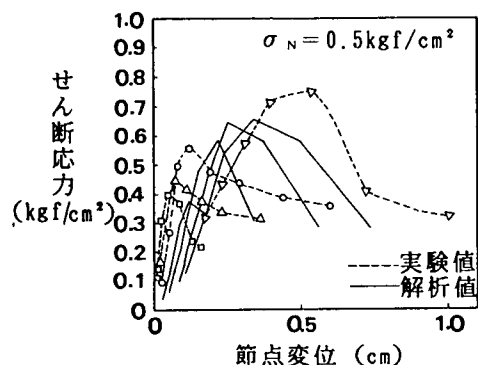
図-3.10 グリッド間の引張力分布



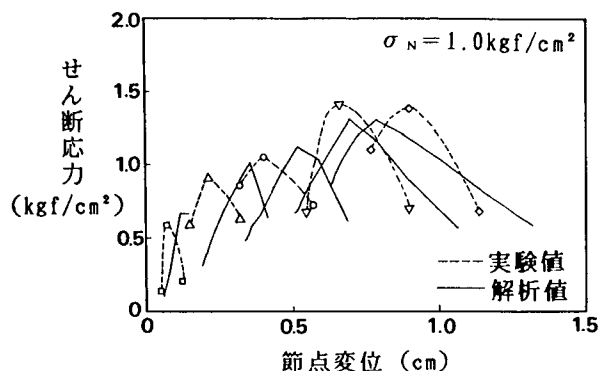
(a)一軸延伸グリッド(2)～海砂



(b)一軸延伸グリッド(2)～まさ土

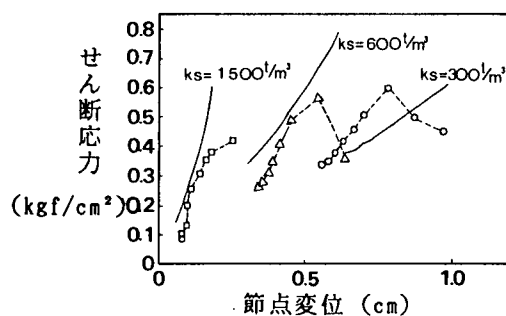


(c)二軸延伸グリッド～まさ土



(d)一軸延伸グリッド(1)～海砂

図-3.11 節点変位に対するせん断応力分布



一軸延伸グリッド(2)～海砂

図-3.12 節点変位に対するせん断応力分布

(通常のジョイント要素使用の場合)

3.2 ジオテキスタイルと土の複合体の引抜き及び曲げ試験

3.2.1 概要

ジオテキスタイルを挿入した地盤の補強効果を明らかにするために、引抜き試験が行われている。その方法は、変形しない堅固な試験容器の底部に所定厚さの土を撒き、その上に両端部を容器外に露出させたジオテキスタイルを敷設し、更にその上を所定の厚さの土で覆う。最後に、ゴム膜のついた圧力容器をかぶせ、供試体に所定の圧力をかけた状態で引抜き試験を実施するものである。

軟弱地盤上の盛土は、中央部の沈下が大きいいため、挿入したジオテキスタイルに曲げ応力が作用することになる。このような状態での補強効果を再現するためには、上記の方法のみでは困難となる場合がある。

3.2.2 ジオテキスタイルと土の複合体の引抜き及び曲げ試験装置

コンクリートの曲げ試験では供試体の中央部に荷重を作用させ、供試体の下に凸に変形させるのが一般的である。しかし、このような載荷方法では、供試体を圧密、あるいは圧縮させた後、引抜き試験を実施することは困難である。

そこで、図-3.13に示すように、本装置(写真3.1)は基本的には3.2.1に示した装置と引抜き試験に関しては同様である。曲げ試験のために、下部にもゴム膜の圧力室を設け、図-3.14に示す

ように、供試体が上に凸の形に変形するように改良を加えている。測定項目は、ジオテキスタイルの節点変位が6点、引抜き荷重が1点、そして試料土両端部の応力が2点で、合計15点である。

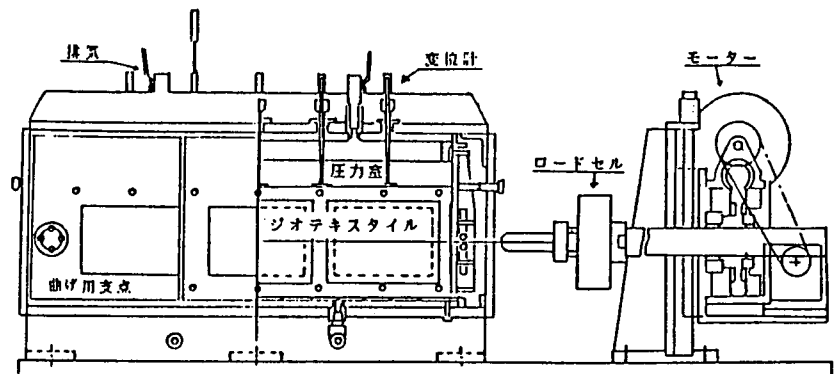


図-3.13 引抜き・曲げ試験装置

3.3.3 試験手順

引抜き試験は以下の手順で実施する。

- (1)試験容器の下部の圧力室を構成するゴム膜の上にジオテキスタイルを挟んだ供試体を充填する。
- (2)この供試体の上に上板とゴム膜とから構成された上部圧力室を設置する。
- (3)上部圧力室に、所定の空気圧をゴム膜を介して供試体に所定の荷重を作用させる。
- (4)圧力が完了したら、ジオテキスタイルを引き抜く。そのとき、引張力とジオテキスタイルの変位を測定する。

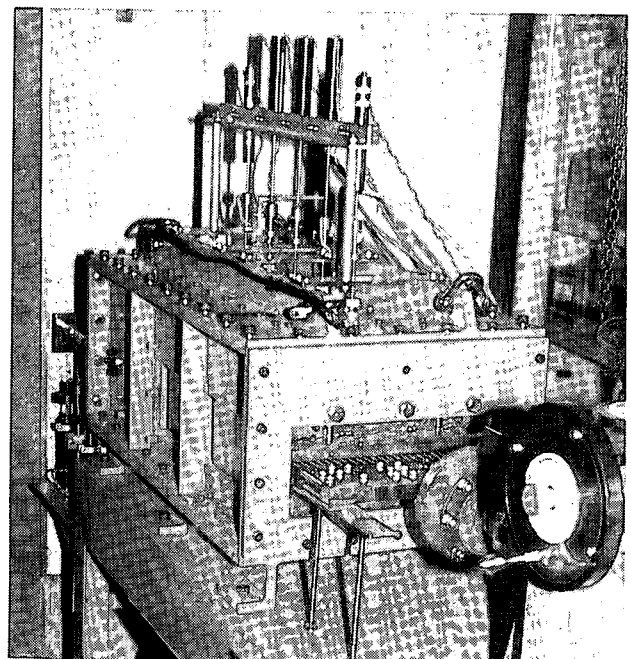


写真-3.1 引抜き・曲げ試験装置

曲げ試験は以下の手順で実施する。

- (1) ジオテキスタイルを含む供試体を前記(1)～(3)で実施する。
- (2) 下部圧力室に空気圧をかけ、上部圧力室と下部圧力室との間に差圧を発生させ、それにより供試体を変形させ、曲げ試験を実施する。

3.2.4 実験例

実験例として、図-3.15に引抜き試験における引抜き荷重と各節点変位を、図-3.16に曲げ試験における表面変位の経時変化を示す。

3.4 解析及び試験についてのまとめ

今後の課題として以下の項目があげられる。

- (1) 現場実験に対応した、土質材料、ジオテキスタイルを用いて土とジオテキスタイルの複合体の引抜き・曲げ試験を行う。
- (2) 土とジオテキスタイルの補強効果を解析するに当たり、その不連続性を表現できるジョイント要素を採用する。
- (3) 盛土の施工段階を考慮して、基礎地盤を粘弾塑性としたFEM解析を行う。
- (4) 上記の点を考慮して、現場実験のシミュレーションを行なった後、本解析手法を用いて、ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の合理化の提案を行う。

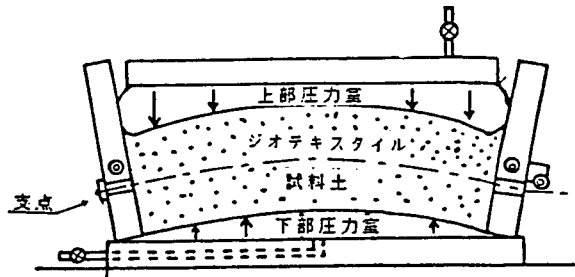


図-3.14 曲げ試験時の装置の概略図

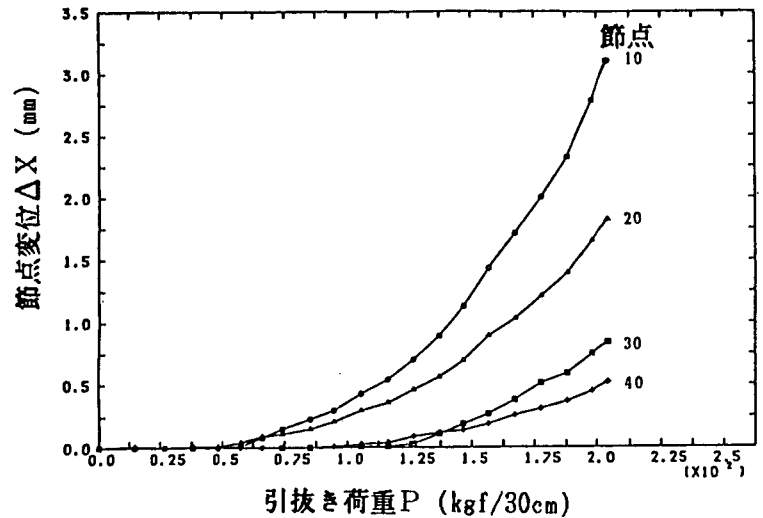


図-3.15 引抜き試験時における引抜き荷重と節点変位

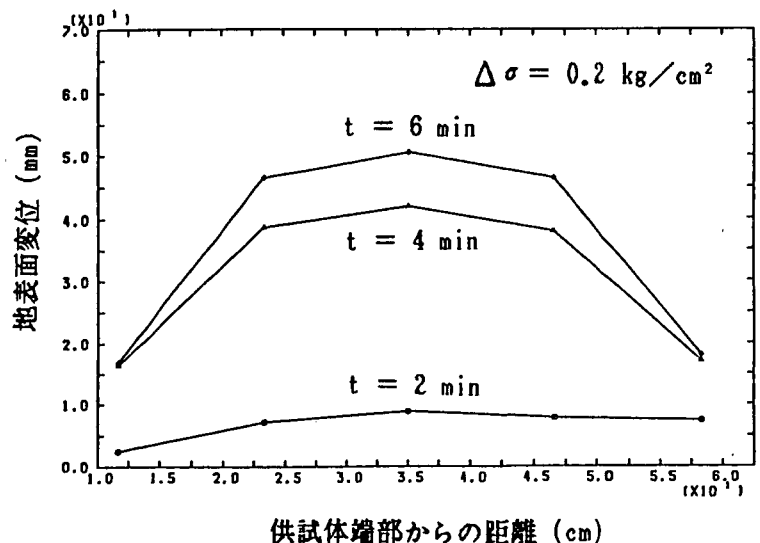


図-3.16 曲げ試験時における供試体上部表面変位の経時変化

4. 地盤の変形抑止効果に関する実験的検討

4.1 実験の目的と概要

本実験は、小型実験土槽内に軟弱地盤および改良部を想定して「ジオテキスタイル・深層混合処理併用工法」による盛土の安定、沈下軽減および側方流動抑制効果などを二次元的に把握することを目的としている。昨年度の実験では、「ジオテキスタイル・深層混合処理併用工法」に関して改良形式の異なる実験ケースを3条件設定し、改良位置（のり尻改良、全面改良）による地盤の変形抑止効果（盛土の安定性、載荷材のめり込み、周辺地盤の変位等）を比較するとともに、柱体やネットに作用する応力を測定した。その結果、各改良形式のうち柱体を盛土底面に全体に設置しジオテキスタイルを敷設した改良形式が、沈下・側方流動の面で最も抑止効果が高いなど、各改良形式における変形挙動を把握することができた。

本年度は、改良体と未処理土の相対変形抑止に及ぼすジオテキスタイル(以下、補強材と称す)の敷設の有無および剛性の違いの影響等を把握するために小型土槽実験を行った。

4.2 実験方法

(1) 模擬軟弱地盤の性状

実験に用いた土槽は、長さ75cm、幅50cm、高さ1.0mである。模型地盤の作成に当たり実験時に支持地盤の変形が起こらないように切り込み碎石(最大径30mm)をタンパーを用い締固めながら40cmの厚さに仕上げ支持地盤を造成した。なお、最上部2cmは軟弱層が碎石に入り込むのを防止するため砂層を設けた。軟弱地盤は市販の乾燥した粉末状の粘土に含水比45%を目標として、強度が一定になるよう水を加え、平型モルタルミキサーで混合むらがなくなるまで約30分間攪拌混合し練り上げたものを使用した。練り混ぜ後、含水比およびマイクロベーンによりせん断強さのチェックを行い、実験後においても同様の測定を行った。模擬粘性土の強度を表-4.1に示す。表に示すとおり、練り混ぜた軟弱土は含水比47%の時マイクロベーンによるせん断強さが $c=0.015\text{kgf/cm}^2$ であった。

実験槽内のアクリル板には摩擦を軽減するためシリコンオイルを塗布し、練り混ぜたクレイサンドを空隙のないようコテで敷均しながら35cmの厚さに仕上げた。また、軟弱地盤の左右には壁体として、高強度の発泡ポリスチレン等を用いた。

表-4.1 各ケースの含水比、せん断強さ

Case	1	2	3	4
含水比 %	46.3	47.2	45.8	46.7
せん断強さ kgf/cm^2	0.015	0.015	0.015	0.015

(2) 補強材の諸元

本実験において用いた補強材は、表-4.2に示す剛性の異なる2種類のネット状の高密度ポリエチレン(以下、補強網「強」、「弱」と称する)である。

表-4.2 補強材の諸元

呼 称	糸本数 (本/規格巾)		降 伏 点 強 度	E・A
	タ テ	ヨ コ	(kgf/cm)	(kgf)
強	40/50	40/50	0.66	19.2
弱	200/200	200/200	0.33	7.3

(3) 実験装置

実験装置は、実験土槽、荷重(鋼球、ペロフラムシリンダ、コンプレッサ、レギュレータ)、銅板、ひずみ測定器、側面マーカーなどによって構成されている。載荷荷重は、鋼球およびペロフラムシリンダ8個を使用し、静的に載荷した。実験装置を模式的に示すと図-4.1のとおりである。

載荷中は地盤表面の変位、地中の土圧、壁体にかかる水平土圧、間隙水圧、銅板のひずみの測定を変位計、沈下板、土圧計、ワイヤーストレインゲージなどによって測定した。

(4) 実験ケース

実験は、表-4.3に示すように壁体間隔、補強材の引張り剛性などの条件を変化させて4ケース実施した。

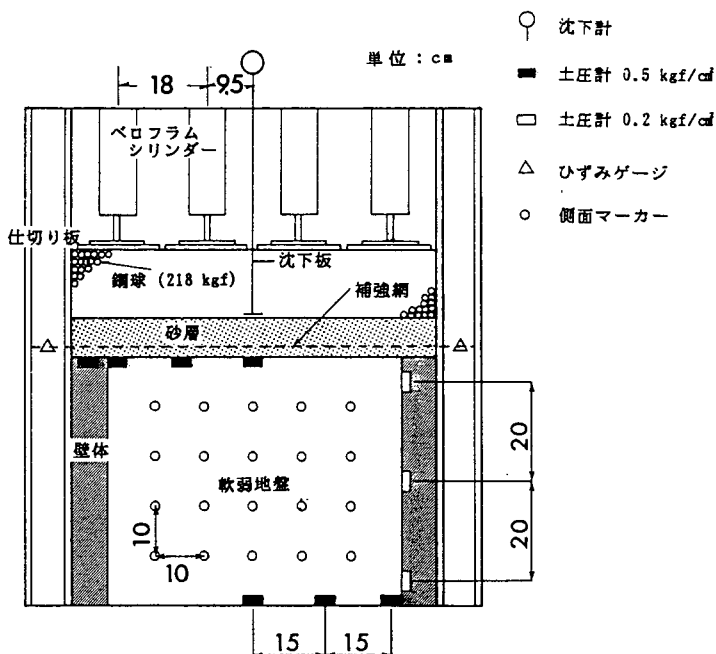
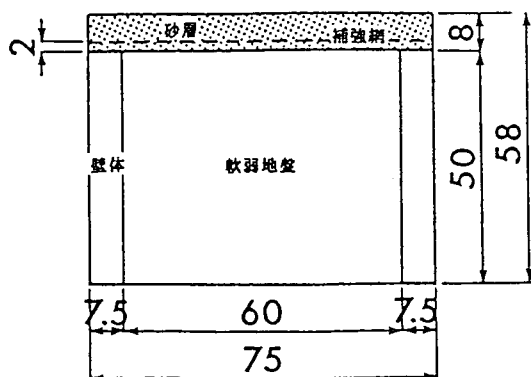


図-4.1 実験装置模式図

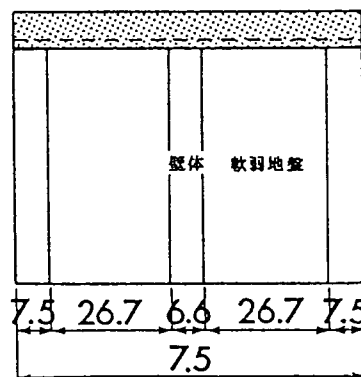
表-4.3 実験ケース一覧表

Case No.	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
補強材の種類	—	弱	強	強
壁体間隔 (内寸;cm)		60.0	60.0	26.7

単位: cm



Case 1,2,3



Case 4

4.3 実験結果

(1) 載荷応力と沈下量、沈下低減率の関係

i) 沈下量

軟弱地盤上部に設置した沈下板により測定した沈下量と載荷応力の関係を図-4.2に示す。この図より載荷応力の増加に伴って未改良部の沈下量は直線的に伸びている。しかし、この図において明確な降伏応力を判定することは難しい。各ケースの沈下抑止効果を比較すると補強材を敷設しない無補強の条件であるCase 1に比べて、Case 3（補強材：強，壁体間隔60cm）および Case 4（補強材：強，壁体間隔27cm）では明らかに沈下が抑制されており、特にCase 4においては顕著な効果が認められる。しかしながら、剛性の小さい補強材を敷設したCase 2では無処理の条件とはほとんど差違が認められない。これらの結果から、未改良部の沈下に対しては、補強材の剛性に加えて深層混合処理の改良間隔が大きく影響すること、また、剛性の小さな補強材ではあまり沈下抑制効果がないことなどがあきらかとなった。

ii) 沈下低減率

Case 1（無補強）の沈下量を基準にして、他ケースの沈下量低減の割合を S_n/S_1 （沈下低減率）として図-4.3に示す。この図よりCase 2（補強材：弱）では、沈下低減率はほとんど1の近傍にあるのに対して、補強材（強）を挿入することにより0.7程度に、またさらに軟弱地盤中央に壁体を設置することにより0.5程度まで低下している。すなわち、沈下低減率で整理することによって、同じ補強材を使用し、壁体間隔を変えた Case 3（壁体間隔 60cm）と Case 4（同 26.7cm）を比較すると、壁体間隔を約半分に縮小することにより沈下量を約70%に抑えることが可能である。

ここで、補強材を敷設することによって、どのようなメカニズムにより沈下量が低減されるのかを

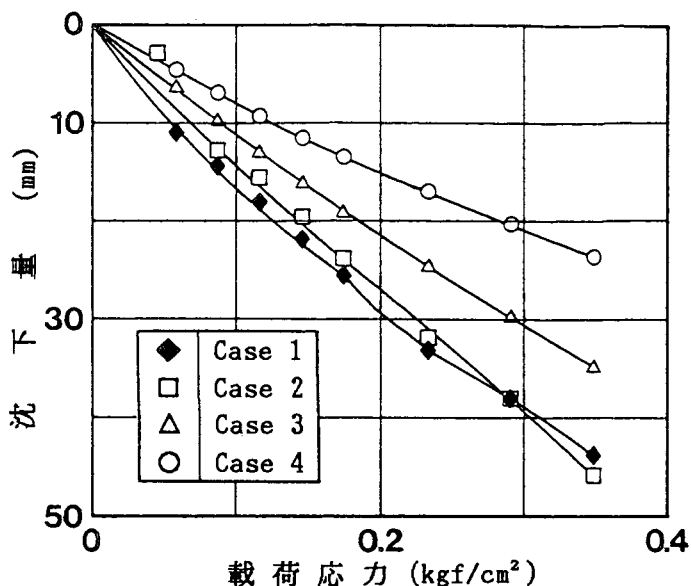


図-4.2 各ケースの載荷応力と沈下量の関係

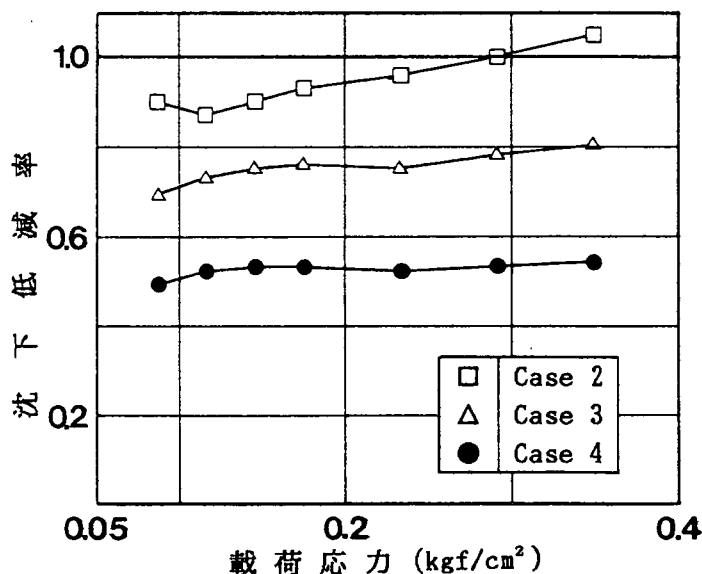


図-4.3 各ケースのCase 1に対する沈下低減率

考えてみる。まず、補強材に生ずる引張り応力がある。地盤が沈下し、補強材がたわむことによって引張り応力が生ずる。そして、この鉛直成分が上向きの力となって荷重に抵抗し、地盤の沈下に抑制するというものである。しかし、本実験においては、Case 3 を例にとると最終載荷段階における載荷荷重は 1300 kgf、その時補強材に生じる引張り力は 30 kgf 程度(ひずみゲージによる測定)であり、その鉛直成分はさらにわずかなものであると考えられる。これらのことから、補強材に発生する引張り力だけで荷重に抵抗するとは考えにくい。そこで、補強材を挿入する厚さ 8 cm の砂層の剛性に着目して、Barber(1940)の提案した二層地盤の表面変位を求める近似計算法を用い、補強材を敷設した場合の砂層の弾性係数を求めてみた。

この計算法は二層弾性体の第一層を第二層と同じ弾性係数を持った層で等価するものである。したがって、二層地盤の表面変位は

$$S = \frac{1.5 a P_0}{E_2} \left[\frac{1}{\{1 + (h_1/a)^2 (E_1/E_2)^2\}^{1/2}} \left(1 - \frac{E_2}{E_1}\right) + \frac{E_2}{E_1} \right]$$

上式において、S:表面変位，a:載荷部半径， P_0 :載荷荷重
 h_1 :砂層厚， E_1 :第一層の弾性係数， E_2 :第二層の弾性係数

で表せる。ここで $a = 30$ cm, $h_1 = 8$ cm, $E_2 = 1$ kgf/cm² として Case 1 および Case 3 について計算を行い砂層の弾性係数 E_1 を求めてみた。その結果、無補強の Case 1 では $E_1 = 1310$ kgf/cm² であるのに対して、補強材を敷設した Case 3 では $E_1 = 3473$ kgf/cm² の値が得られた。すなわち、無補強の砂層に比べ補強材「強」を挿入した砂層は剛性が約 3 倍の強さになったことになる。これらの結果から砂層中に補強材を敷設することによって、補強材の伸び剛性、曲げ剛性および局所変形を抑制し地盤を一体化させる効果などが複雑に絡み合い、まき出し砂層自体の剛性を高めると同様の効果が得られるものと考えられる。

(2) 地盤内変位および応力

i) 地盤内変位

地盤内の変位は全ケースともすべての点において沈下傾向を示し、載荷中央部では鉛直下方に移動し、他の点では左右対象に外側下方に移動している。そして中心から離れるにしたがって、鉛直移動量に対する水平移動量の割合が大きくなっている。また、地盤表面の沈下量の大きいケースほど地盤内変位も大きくなっている。

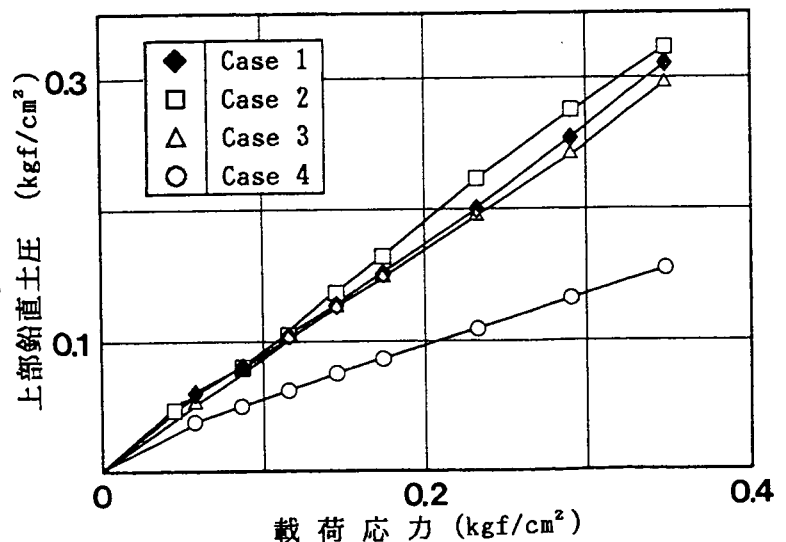


図-4.4 載荷応力と上部鉛直土圧の関係

ii) 鉛直土圧

軟弱地盤上部中央および底部中央の土圧をそれぞれ図-4.4、図-4.5に示す。上部、底部ともに Case 4 を除く 3 ケースの間には差はほとんど見られない。一般的に部分載荷の場合では、補強材によって荷重が分散されるが、等分布載荷の場合では、荷重が分散されても応力の重ね合せが生じ、Case 1 ~ Case 3 の土圧に差が認められない結果になったものと考えられる。

なお、各ケース、各載荷ステップごとの載荷荷重と、土圧計を基に計算した地盤反力を比較した結果、地盤反力は載荷

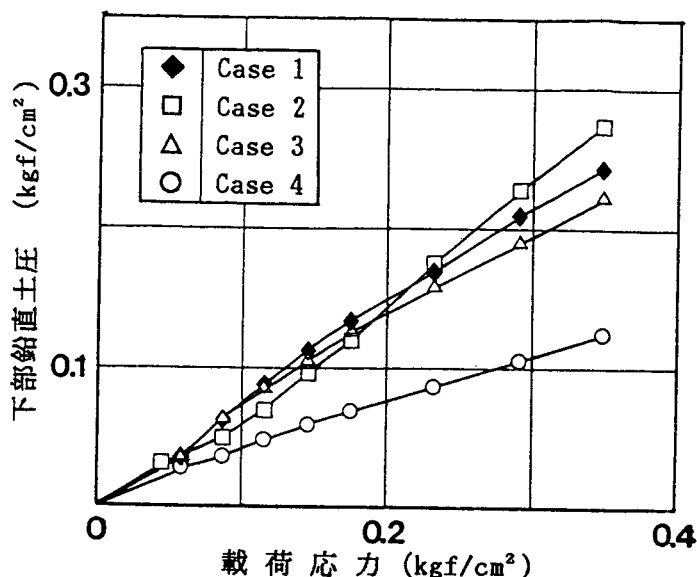


図-4.5 載荷応力と下部鉛直土圧の関係

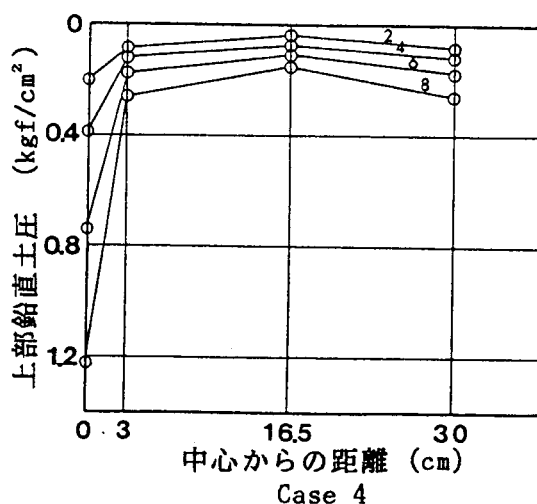
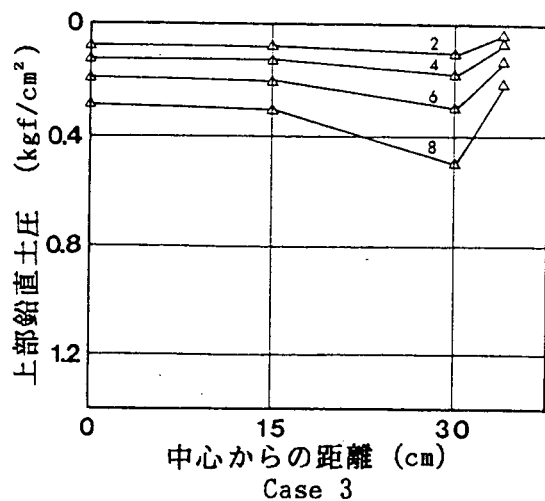
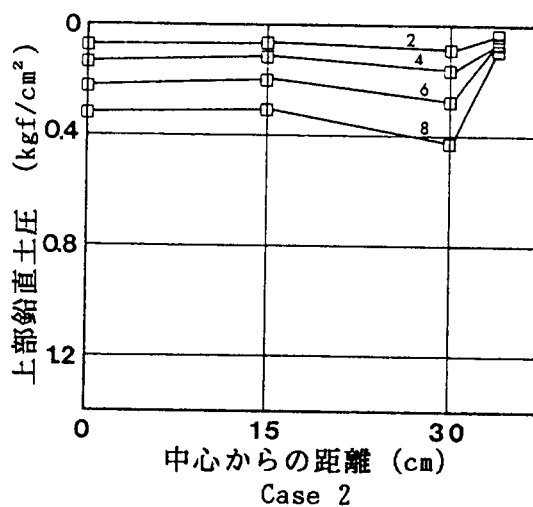
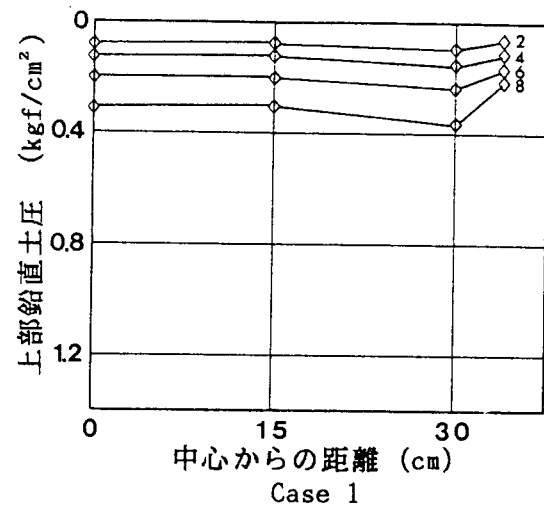


図-4.6 各ケースの上部土圧分布

荷重の 90%程度であった。

次に、軟弱地盤上部の土圧分布を図-4.6に示す。これによると、概して上部土圧分布は中央部で小さく、端部で大きくなっている。また、補強材を敷設し、その剛性を大きくすることによって、この土圧分布形状の傾向が顕著に表れている。

iii) 水平土圧

図-4.7 には、各ケースの載荷応力と壁体にかかる水平土圧(H_1) の関係を示す。この図より、Case 1, 2, 3 の値に大きな違いは無く、Case 4 ではこれらの約3/5程度である。Case 4 では、中央の壁体によって載荷荷重の多くが受け持たれることにより軟弱地盤の分担する荷重が軽減されるため当然の結果といえる。そこで、軟弱地盤中央の鉛直土圧と壁体にかかる水平土圧の関係に整理したのが図-4.8 である。この図から、全ケースとも大きな差異は無く、壁体に作用する水平土圧は軟弱地盤に作用する鉛直土圧の大きさにより一義的な関係にあり、壁体側面の摩擦が無視できるならば壁体間隔にはあまり影響されないものと考えられる。

図-4.9 にはCase 3 とCase 4 の水平土圧分布

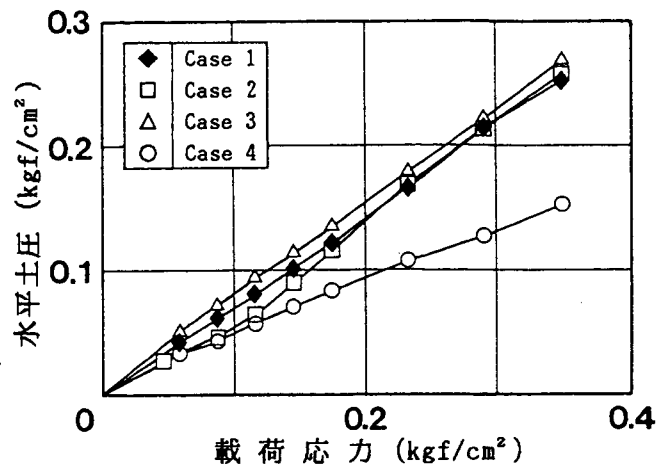


図-4.7 載荷応力と水平土圧の関係

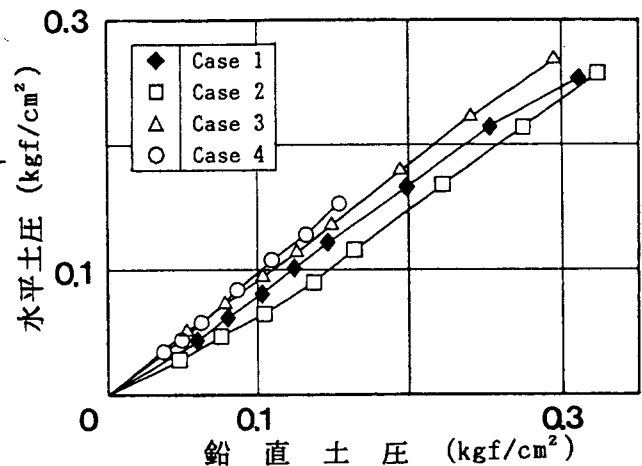


図-4.8 鉛直土圧と水平土圧の関係

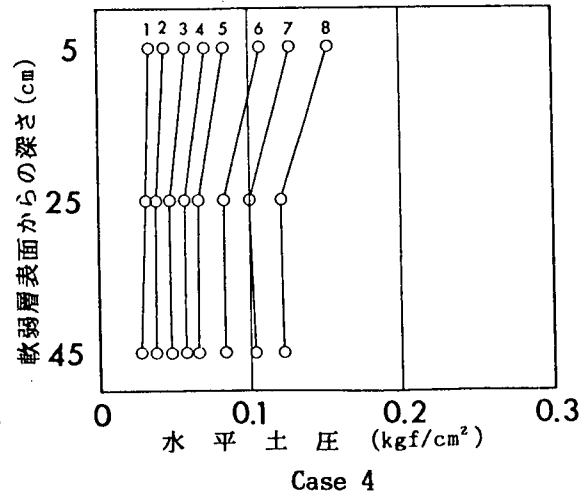
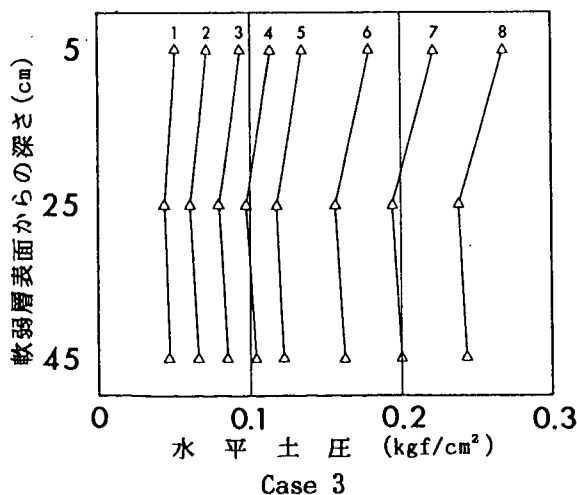


図-4.9 Case 3 とCase 4 の水平土圧分布

図を示す。この図から両ケースを比較すると、Case 4 の方がわずかながら土圧分布が倒れ込んだ形状となった。これは壁体間隔を狭めたことによって壁体側面の摩擦力の影響が大きくなったためと思われる。

iv) 補強材に働く引張り力

補強材に働く引張り力を、補強材に接続した銅板に取付けたひずみゲージにより測定した。結果を図-4.10に示す。Case 3, Case 4 の両ケースとも、載荷応力の増大にともない引張り力も増大している。そして載荷応力 0.15~0.30 kgf/cm² の間でピークを迎え、その後減少に転じている。これはひずみゲージの付近の補強材が降伏を迎えたと判断できるが、このことによる影響は沈下量、土圧に表れていない。したがって、補強材に働く引張り力は地盤の沈下にあまり抵抗していないものと考えられる。

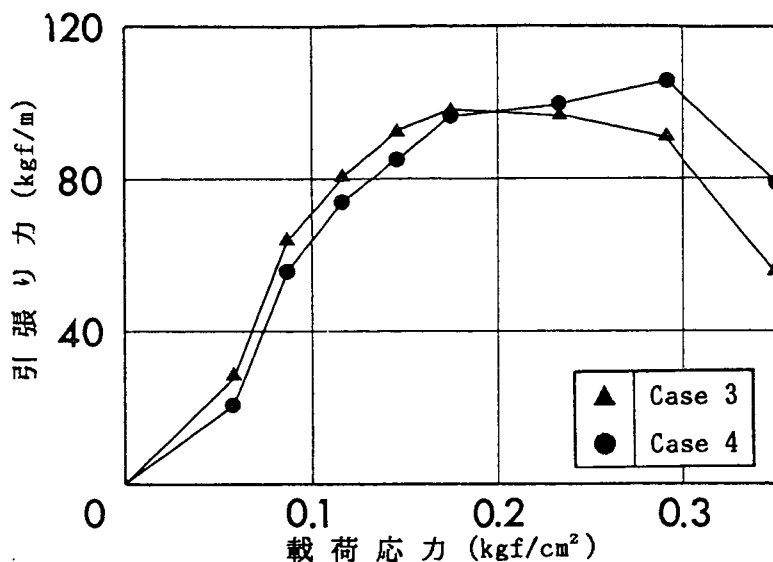


図-4.10 載荷応力と補強材に働く引張り力の関係

4.4 小型土槽実験のまとめと今後の課題

本小型土槽実験から、以下の事項が明らかとなった。

- ① 載荷応力と沈下量の関係において、補強材の剛性が大きいものほど沈下抑止効果がある。
- ② また、改良部の間隔を狭めることによって、さらに相対沈下量を低減できる。

すなわち、「ジオテキスタイル+深層混合処理併用工法」において、その改良効果は補強材の種類、改良柱体の配置などの要因に左右され、今回の土槽実験からは、特に改良間隔を狭めることが相対沈下低減につながる事が明らかとなった。

今後は、数値解析・現地動態観測などの結果を踏まえて合理的なジオテキスタイル(補強材)の選定方法および改良配置(改良間隔、改良幅等)について検討していく。

また、深層混合処理工法の改良形式(全面改良、部分のり尻改良)に対応した改良部と未改良部の境界部の相対変形(沈下)に着目し、ジオテキスタイルに作用する応力の測定および合理的な敷設パターンを土槽実験から検証していく。さらに、これらの実験結果と現場試験の結果を比較し、FEM解析によるシミュレーションを行う予定である。

5. ジオテキスタイルと深層混合処理工法を併用した現地試験

5. 1 現地試験の目的と概要

建設省山形工事事務所管内で建設中である南陽バイパスの深沼地区において、一部、ジオテキスタイルと深層混合処理工法を併用した現地試験を実施した。この試験は盛土内に敷設したジオテキスタイルにより、盛土載荷による地盤の側方変位の低減、および深層混合処理工法の適用上の課題とされる改良部と未改良部の不同沈下の低減がどの程度はかれるかを調査したものである。

5. 2 現地試験条件

(1) 現地地盤の性状

原地盤は図-5.1のように上部3～4mに腐植土層を有する軟弱地盤である。当盛土の右側にはサンドマットのり尻位置から5m程度離れて幅15m水路の護岸があり、盛土載荷による水路側へのすべり破壊を防止するために、盛土のり部の地盤は粉体噴射攪拌工法により改良されている。この改良仕様は改良率40%、改良土強度 $q_u = 1.5\text{kgf/cm}^2$ 、改良深さは軟弱層途中の中間砂層とどめてある。

盛土は1mのサンドマットの上に1.3m載荷するもので、盛土材は図-5.2に示すような粒度のマサ土を使用し、締固め度で85～90%で締固められている。

敷設したジオテキスタイルはジオグリッド（テンサーSS2）を使用している。

(2) 試験ケース

ジオテキスタイルの効果を把握するために、ジオテキスタイルを敷設した工区（以下、敷設工区と称す）とジオテキスタイルを敷設していない工区（以下、非敷設工区と称す）を設けた。敷設工区は図-5.3、5.4に示すように縦断方向延長40m、横断方向に幅20mのジオテキスタイルをサンドマット上に敷設し、盛土の外へ出たジオテキスタイルの端部は、盛土が沈下することにより内部へ引きずり込まれることが想定されるため松杭により定着した。

ジオテキスタイルには、盛土横断方向のジオテキスタイルのひずみを測定するためにひずみ計を8個貼附している。なお、非敷設工区でも盛土横断方向の盛土内のひずみを測定するため、幅1m、

深度(m)	柱状図	mn (%)	rt (tf/m ²)	qu (tf/m ²)	備考
0	vvvv	200~600	1.0	1~2	深層混合改良柱体
1	vvvv				
2	vvvv	200~400	1.05~1.15	1.5~2	
3	vvvv				
4	vvvv	100	1.3~1.4	3~4	
5	vvvv				
6	vvvv	50			
7	vvvv				
8	vvvv	50			
9	vvvv				

図-5.1 当該地域土性の概要

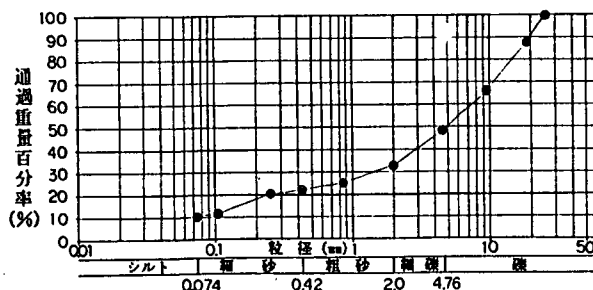


図-5.2 盛土材の粒度曲線

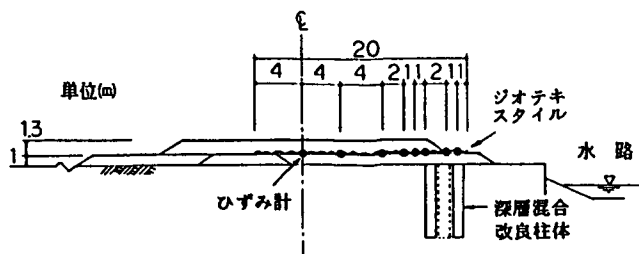


図-5.3 ジオテキスタイルの敷設状況

横断方向の長さ20mで敷設工区と同様にひずみ計を貼附したジオテキスタイルを設置している。改良部と未改良部の土圧測定のため、両工区に土圧計一対（改良部上と未改良部上）づつを設置した。改良部と未改良部の沈下量測定のため沈下計を両工区に二対

（主測線と副測線の改良部上と未改良部上）づつ設置し、さらに沈下計は盛土センターにも設置している。なお、改良部上と未改良部上の土圧計と沈下計の設置状況は図-5.5に示すように、改良柱体（直

径1m）のセンターとこれより1m離れた未改良部上で、サンドマット下部に設置している。また盛土载荷による地盤の水平変位量を測定するため、地中変位計および管理ピン（水路両護岸のコーピング上に5mピッチで設置したピンで、テーピングにより護岸の水平変位量を測定する）により測定した。以上の各測定計器の配置について表-5.1にまとめる。

(3) 試験工程

今回の現地試験の工程を表-5.2に示す。表の中にあるように、地盤改良後計器を設置しジオテキスタイルを敷設しているため、各計器の初期値は盛土（1.3m）前となっている。ただし、土圧計の測定値はサンドマットの土被り圧を含んでいる。

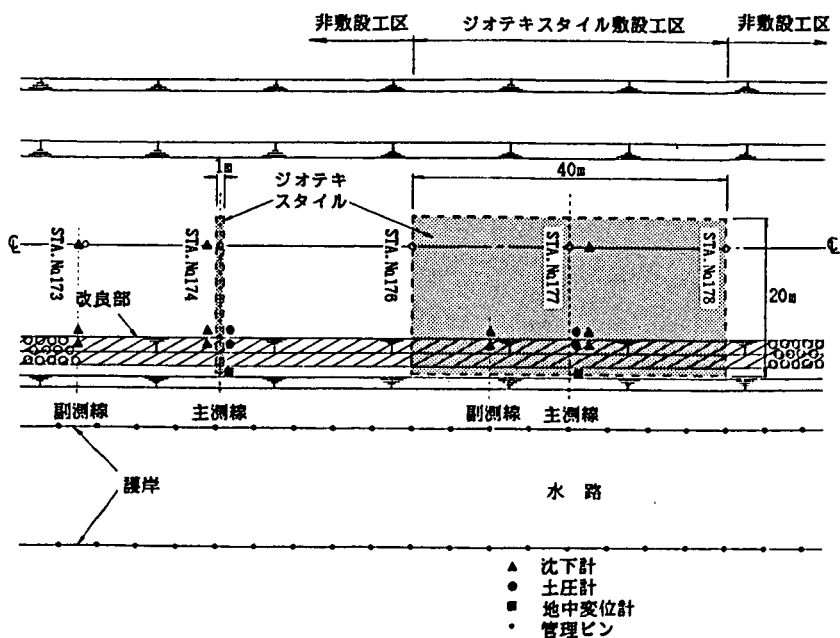


図-5.4 計器配置平面図

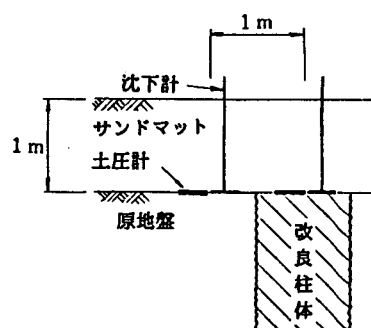


図-5.5 沈下計・土圧計設置詳細図

表-5.1 測定計器数量表

工区	測定計器	沈下計	土圧計	地中変位計	管理ピン	ひずみ計
非敷設工区	主測線 STA.No.174	3	2	1	7	8
	副測線 STA.No.173	3	0	0		0
敷設工区	主測線 STA.No.177	3	2	1	26	8
	副測線 STA.No.176・12.5m	2	0	0		0

表-5.2 現地試験の工程

工程	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月
地盤改良	○	○	○				
計器設置	○	○	○				
動態観測				○	○	○	○
1.3m盛土				○	○	○	○
1mサンドマット				○	○	○	○

5.3 現地試験測定結果

昭和62年3月現在までの測定結果をもとに、ジオテキスタイルの側方変位低減効果および改良部と未改良部の不同沈下低減効果について考察されることを以下に述べる。

(1) 側方変位低減効果

地中変位計による地盤の水平変位状況を図-5.6に示す。これによると現在の地盤の水平変位量は、地表面で最大であり非敷設工区で2cm程度、敷設工区で3cm程度である。両者とも水平変位の絶対量としては小さいながらも敷設工区が逆に大きい。

管理ピンによる護岸の水平変位状況を図-5.7に示す。これによると現在の護岸の水平変位量は非敷設工区の主測線で1.5cm程度、また敷設工区の主測線で2.5cm程度であり、地中変位計の測定値と比較して量としては少なめではあるが、敷設工区が非敷設工区よりもやはり大きく、地中変位状況と同じ傾向である。

敷設工区は非敷設工区よりも水平変位量が逆に大きい

この原因については、図

-5.6の地中変位形状に注目すると、非敷設工区は深度4mより地表面にかけて変位しているのに対し、敷設工区は深度5mから地表面、さらに深度7~10mの深部の層が変位している。これは両工区間の土性の違い

によるものと考えられ、敷設工区は非敷設工区と比較してより軟弱であったためと考えられる。

2工区の土性の相違による影響を除く一方法としてこれらの水平変位を沈下量と対応させるため、管理ピンの水平変位量と後述する盛土センターの沈下量との関係を図-5.8に示す。両者はほぼ正の相関関係にあり、管理ピン水平変位量は土性の相違を反

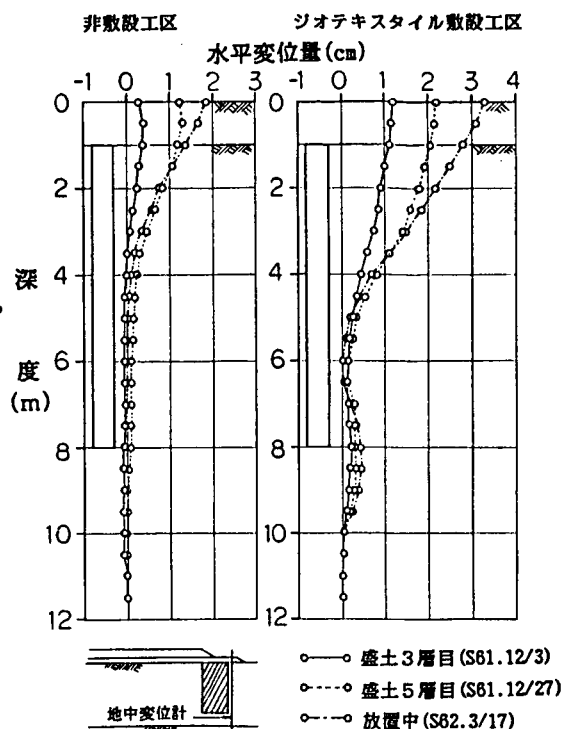


図-5.6 地中変位状況

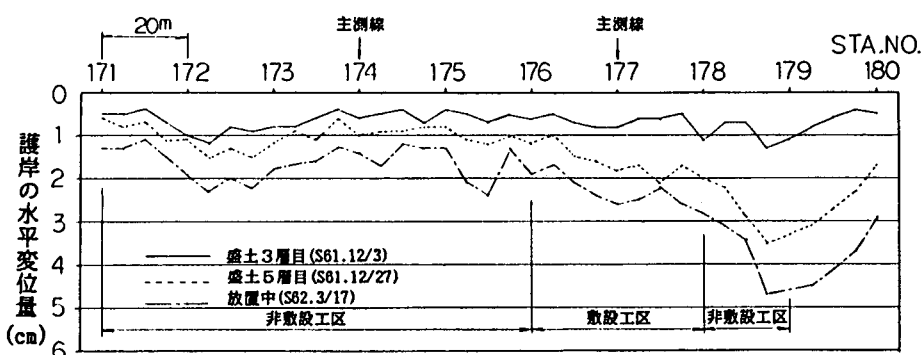


図-5.7 護岸の水平変位状況

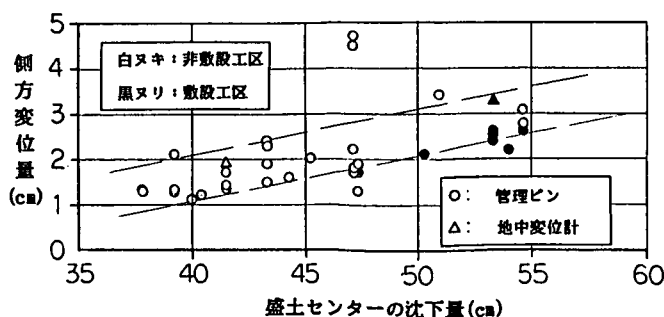


図-5.8 盛土センターの沈下量と側方変位量の関係

映したものと考えられる。この図に盛土のり尻位置の地中変位（地表）をプロット（△印）すると管理ピン変位の相関の中に含まれ、地中変位量が敷設工区で大きくなっているのは土性の相違によるものと判断される。したがって今回の計測結果ではジオテキスタイル敷設の有無による側方変位の有意差は表れていない。この原因が側方変位量2～3cm程度に対しジオテキスタイルが十分な張力を発生できないためか、あるいはジオテキスタイル1枚のみの敷設では低減効果を期待しにくいのためかは今回の試験では不明である。

(2) 不同沈下低減効果

改良部・未改良部および盛土センターの沈下量、改良部と未改良部の境界位置のジオテキスタイルひずみ、および改良部と未改良部の土圧の経時変化を図-5.10に示す。

i) 沈下計測定結果

図-5.10の沈下計の測定値より盛土センターの沈下量は非敷設工区で40cm程度、敷設工区で50cm程度であり、敷設工区が10cm程度沈下量が多い。前述のように敷設工区の土性は非敷設工区よりも全体的に軟弱である。未改良部の沈下量はどちらの工区も20cm程度で大きな違いはない。改良部の沈下量は敷設工区が非敷設工区よりも大きい傾向にある。このため改良部と未改良部の沈下差（不同沈下量）としては、敷設工区の方が一見したところ小さい。

両工区におけるこの不同沈下を定量的に比較するため、図-5.9に盛土センターの相対沈下量 S_c' （ただし $S_c' = S_c - S_D$ ）と未改良部の相対沈下量 S_N' （ただし $S_N' = S_N - S_D$ ）の関係を示す。これによれば未改良部と盛土センターとの相対沈下量の比 S_N' / S_c' は、

非敷設工区： $S_N' / S_c' \approx 0.40$

敷設工区： $S_N' / S_c' \approx 0.25$

となっており、敷設工区の相対沈下量の比は非敷設工区のその約60%（ $=0.25/0.40$ ）となっている。この S_N' は改良部と未改良部の不同沈下を表わしているから、ジオテキスタイル敷設により不同沈下低減効果が現れているものと解釈できる。

また、非敷設工区で $S_N' / S_c' \approx 0.40$

となっているが、これについてはいま仮に改良部直上の盛土荷重は未改良部地盤にはま

たく載荷されないものと単純化すると改良部と未改良部の境界付近の盛土荷重の影響値は0.5となることから、増加応力と沈下量とがおおむね1：1に対応するものと考えれば、この実測結果はやや小さめであるがほぼ妥当な値と考えられる。

ii) 土圧計測定結果

図-5.10に示した土圧計測定結果より、改良部上の土圧に関しては敷設・非敷設による有意差は特にはみられない。一方、未改良部上の土圧は、非敷設工区においては盛土荷重とともに徐々に増加しているが、敷設工区においてはほぼ一定の土圧となっている。図-5.11はこの両工区の土圧と盛土荷

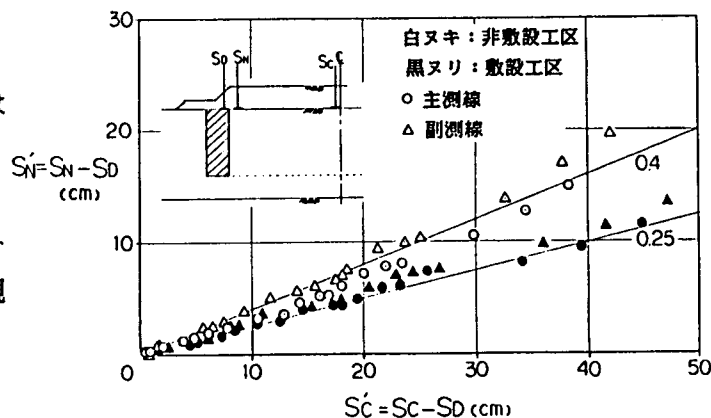


図-5.9 $S_c' \sim S_N'$ の関係

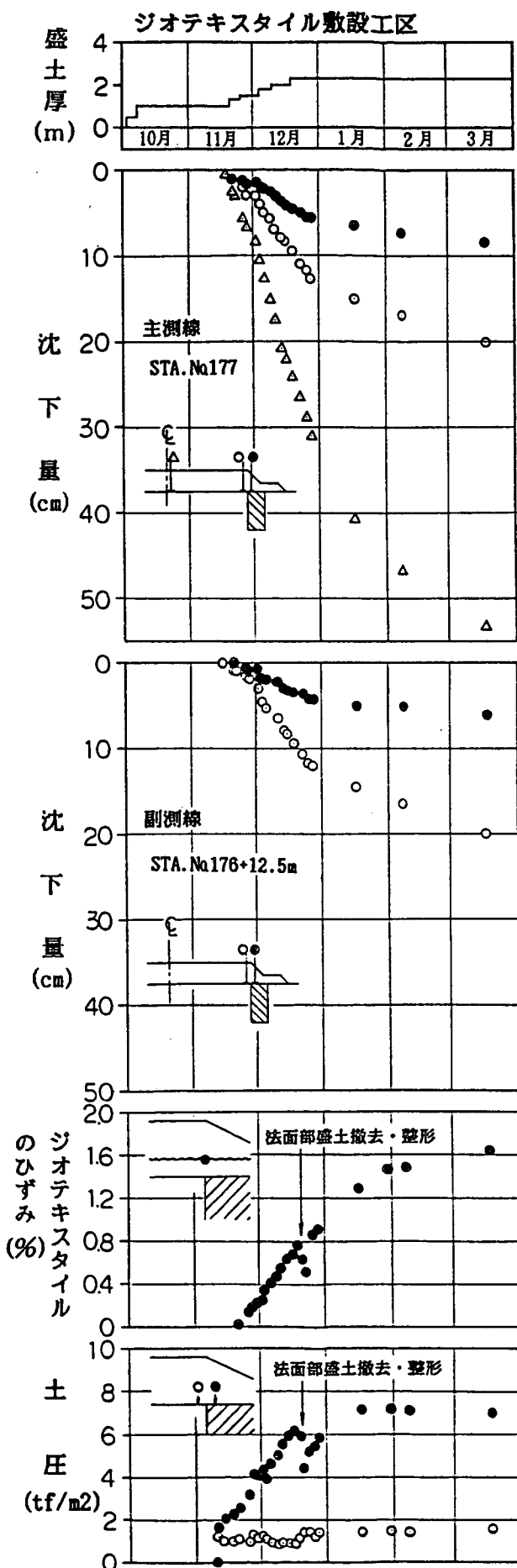
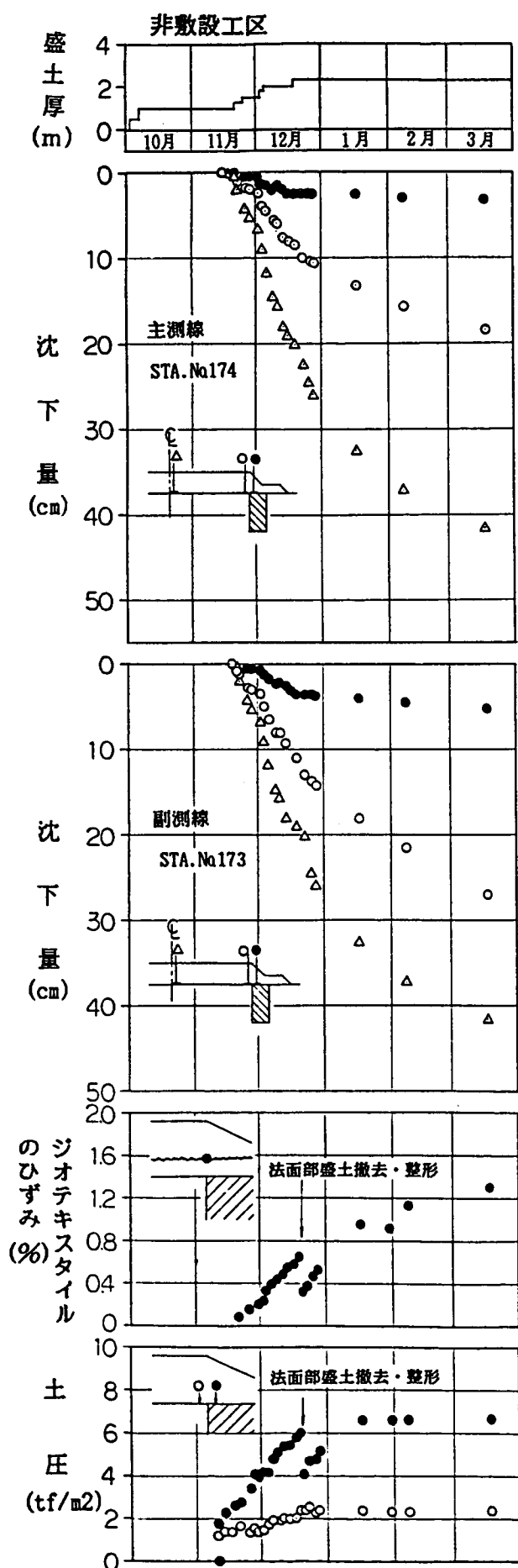


図-5.10 測定結果(不同沈下関係)

重（サンドマット荷重を含む）を対比したものである。
図-5.11によると改良部の土圧は両工区とも盛土荷重の約1.4倍であるのに対し、未改良部上の土圧については非敷設工区で約0.55倍、敷設工区で約0.35倍となっている。この未改良部土圧に関する両工区の比率は約0.6（ $\approx 0.35/0.55$ ）倍程度となり、土圧の面からもジオテキスタイル敷設による不同沈下低減効果が認められる。

iii) ひずみ計測定結果

ジオテキスタイルの盛土横断方向のひずみ分布を図-5.12に示す。改良部と未改良部の境において最大の引張りひずみが発生しており、それより盛土センター側へ2m離れた位置においては、ほとんど零で引張りひずみは発生していない。よって今回のような1.3m程度の盛土においては、不同沈下低減効果のみを期待しようとする場合には、改良部と未改良部の境界より2m程度の定着長を考えればよさそうである。なお、盛土法尻側においては引張りひずみが生じているが、これは盛土端部のため拘束上載荷重が小さく、ジオテキスタイルの引抜き抵抗が盛土センター側よりも小さいことによるものと考えられる。

また、改良部と未改良部との境界位置のジオテキスタイルのひずみと改良部と未改良部の不同沈下量 S_N' の関係を図-5.13に示す。ジオテキスタイルのひずみと不同沈下量は直線関係にあり、ジオテキスタイルが不同沈下に対して抵抗している様子がうかがえる。

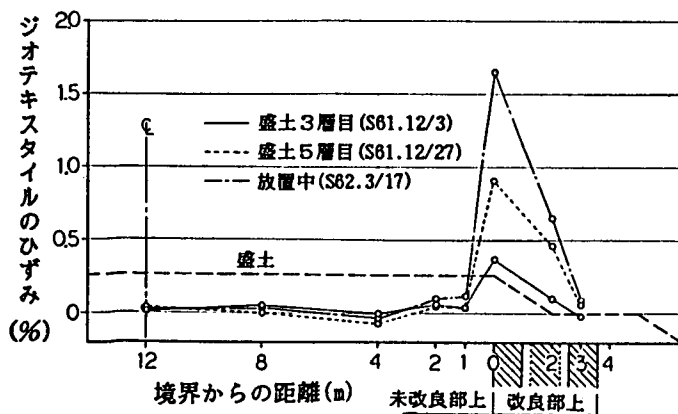


図-5.12 ジオテキスタイルのひずみ分布

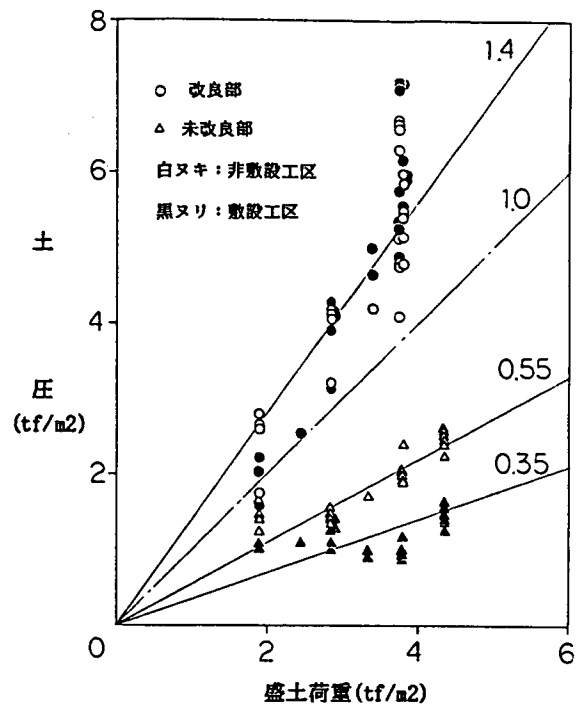


図-5.11 盛土荷重～土圧の関係

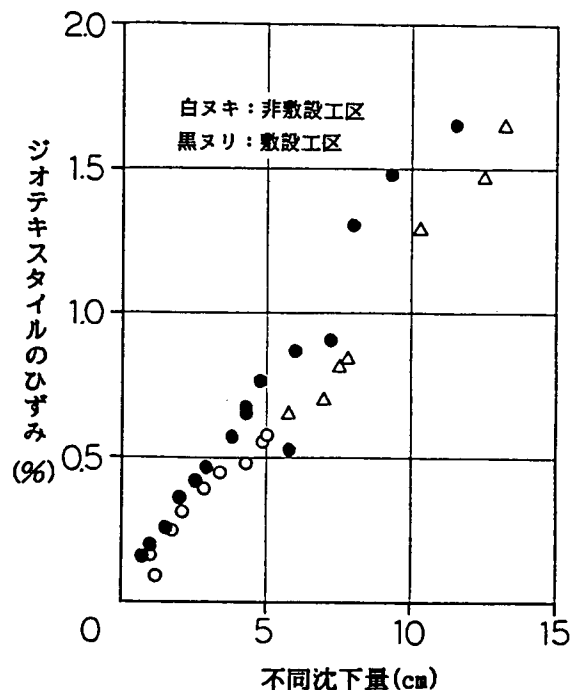


図-5.13 不同沈下量とジオテキスタイルのひずみの関係

(3) 考 察

今回、ジオテキスタイルの不同沈下低減効果がある程度定量的に把握することができたので、これらの知見をもとにジオテキスタイルの不同沈下低減に関する定量化を試みたい。まず、次の仮定 i)、ii)、iii) を設定する。

i) 改良部と未改良部との間に不同沈下が発生し、ジオテキスタイルに張力が生じるが、この張力の鉛直上向き方向の分力により盛土荷重の未改良部地盤への伝達が軽減されるものとする。したがってジオテキスタイルの不同沈下低減効果をこの荷重軽減作用と置き換えるものとし、さらにこの荷重軽減力は次式のように不同沈下量に比例すると仮定する。

$$p_u = k S_G \cdots \cdots (1)$$

ここに、 p_u : 荷重軽減力 (tf/m²)、 k : 比例係数 (tf/m²)、 S_G : ジオテキスタイルを敷設したときの未改良部の沈下量 (不同沈下量) (m)。

ii) 対象地盤を図-5.14のような均一なモデルと考え、 m_v 法により沈下計算する。

$$S = m_v \Delta p H \cdots \cdots (2)$$

ここに、 S : 軟弱層の沈下量 (m)、 m_v : 体積圧縮係数 (m³/tf)、 Δp : 盛土荷重 (tf/m²)、 H : 層厚 (m)。

iii) 改良部と近接した未改良部の地盤における盛土荷重の影響値が0.5程度であることから、ジオテキスタイルを敷設していないときの未改良部の沈下量は式(3)で表わされるものとする。

$$S_N = 0.5 m_v \Delta p H \cdots \cdots (3)$$

ここに、 S_N : ジオテキスタイルなしのときの未改良部の沈下量 (不同沈下量) (m)。

これらの仮定を前提として、ジオテキスタイルを敷設したときの未改良部の沈下量を求めると、式(3)において式(1)で表わされる荷重軽減を見込み、

$$S_G = 0.5 m_v (\Delta p - k S_G) H$$

$$\therefore S_G = \frac{0.5 m_v \Delta p H}{1 + 0.5 m_v H k} \cdots \cdots (4)$$

と表わされる。式(3)(4)より不同沈下低減率は式(5)で表される。

$$\frac{S_G}{S_N} = \frac{1}{1 + 0.5 m_v H k} \cdots \cdots (5)$$

この式(4)が現時点で設定したジオテキスタイルによる不同沈下低減効果の予測式である。

この定量化の中に含まれる比例係数 k の値は、今回の現地試験においては次のようになる。まず、今回の計測によると不同沈下低減率 $S_G / S_N \approx 0.6$ である。また今回の盛土荷重 (サンドマット荷重も含む) による盛土センターの最終沈下量を双曲線法で推定すると、計測地点によりバラツキがある

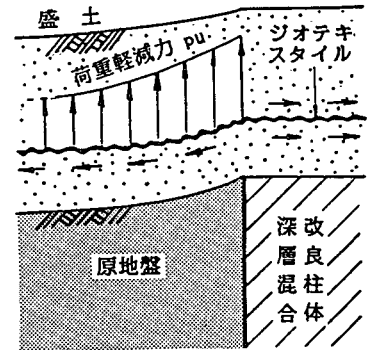


図-5.14 モデル断面

が約75~100cm (平均的に約90cm) となる。したがって式(2)より

$$m_v H = \frac{S}{\Delta p} = \frac{0.75 \sim 1.0 \text{ m}}{1.9 \text{ tf/m}^2 \times 2.3 \text{ m}} = 0.17 \sim 0.23 \text{ (m}^2/\text{tf)}$$

となり、これを式(5)に代入して比例係数 k は、 $k = 6 \sim 8$ (平均的に7) tf/m^2 と導かれる。

上述のようにジオテキスタイルによる荷重軽減力 p_u と不同沈下量 S_g との間に

$$p_u = (6 \sim 8) \cdot S_g \dots\dots\dots(6)$$

なる関係が得られたが、この妥当性を土圧計測データで検討してみる。図-5.15は実測した不同沈下量と未改良部の土圧の関係を示したものである。図中の実線は非敷設工区における盛土施工中の実測データの平均的なラインを示しており、ほぼ次のような直線関係で表わされる。

$$p_N = 13S_N + 1.4 \dots\dots\dots(7)$$

ここに、 p_N : ジオテキスタイルなしのときの未改良部の土圧 (tf/m^2)。

ジオテキスタイルを敷設したときの両者の関係を式(7)から導くため、式(7)右辺第1項から式(6)で表わされる軽減力を差引き、第2項は前述した敷設の有無による土圧比約0.6 ($=0.35/0.55$) を考慮して低減すると、次のようになる。

$$\begin{aligned} p_g &= \{13 - (6 \sim 8)\} S_g + 1.4 \times 0.6 \\ &\approx (5 \sim 7) S_g + 0.9 \dots\dots\dots(8) \end{aligned}$$

式(8)を図-15に表わすと点線となり、敷設工区の実測データは必ずしも直線的ではないが、この点線は実測値のほぼ平均的な傾向を示していると考えられる。ちなみに式(7)全体に上記の土圧比0.6を乗じたものを図中に一点鎖線で示したが、式(8)の近傍にある。

以上のことからジオテキスタイルの不同沈下低減効果を荷重軽減とおきかえて未改良部の沈下量を推定する方法は、一手法として適用可能であると考えられる。しかし、上と述べた比例定数 k などは、おおまかな見地に立ち求めたものであり、ジオテキスタイルの種類、敷設方法、荷重条件、地盤条件などにより左右されると考えられるから、今後これらのデータの蓄積するとともにこの推定手法の精度や適用限界などの検討が必要である。

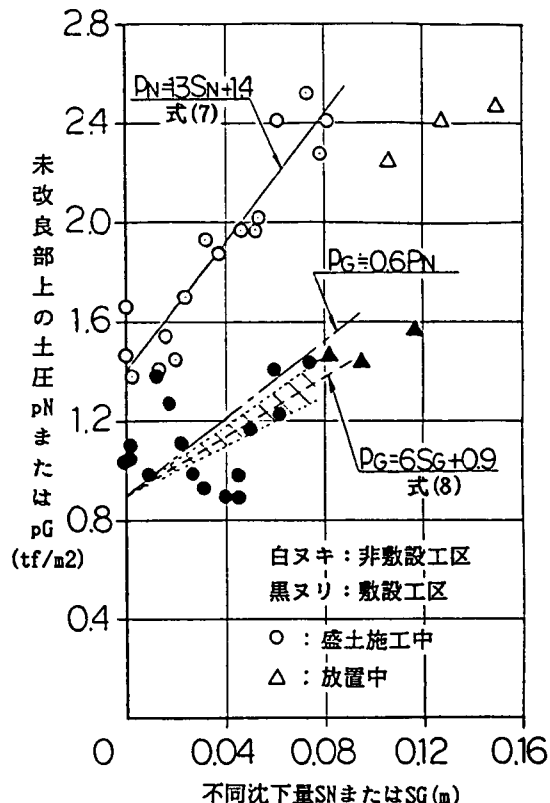


図-5.15 不同沈下量と未改良部上の土圧の関係

5. 4 まとめと今後の課題

今回の現地試験結果および得られた知見をまとめると次のようである。

- ① ジオテキスタイル敷設の有無による地盤の側方変位量の有意差を確認することはできなかった。これは側方変位量が2～3 cmと微小であるため効果が発揮されなかったのか、あるいはジオテキスタイル1枚のみの敷設では側方変位拘束作用は期待しにくいためなのかは不明であった。
- ② 深層混合改良柱体により処理された改良部に近接している未改良部の沈下は、盛土センターなどの一般未改良における沈下量の0.4～0.5倍であり、これは改良部上の盛土荷重は未改良部地盤には伝播しないとした場合の荷重影響値(0.5)とほぼ同等である。
- ③ 改良部に近接した未改良部の沈下量はジオテキスタイルを敷設することで60%程度に低減されており、改良部一未改良部間の不同沈下低減効果が確認できた。
- ④ 同じく改良部に近接した未改良部に作用する土圧はジオテキスタイルを敷設することで60%程度に低減される。
- ⑤ 改良部と未改良部の境界において他よりも大きな張力(ひずみ)がジオテキスタイルに発生している。両者の不同沈下により発生するこの張力の鉛直成分を荷重軽減力とし、この荷重軽減力と不同沈下量が比例するとする計算方法は、ジオテキスタイル敷設のときの不同沈下量を推定する一方法となりうる。
- ⑥ 今回のような1.3m程度の盛土において不同沈下低減効果を期待する場合、ジオテキスタイルのひずみ発生位置からみて定着長は改良部と未改良部の境界から2 m程度でよさそうである。

今回の測定結果は一次盛土によるものであり、今後二次盛土の施工が予定されている。この時のデータも今回の結果を確認した新たな知見を得る上で重要であるので、今後も観測を継続する予定である。

不同沈下低減効果をさらに定量的に把握するには、不同沈下やジオテキスタイルに発生する引張応力などの挙動をより明らかにする必要がある。これらは一般にジオテキスタイルの剛性や引き抜き抵抗および敷設深度などの要因に左右されるものと思われるが、今後これらの関係についても把握するつもりでいる。

今回、現地試験の実施にあたりご援助いただいた建設省山形工事事務所、三井石化産資㈱の皆様に深謝いたします。

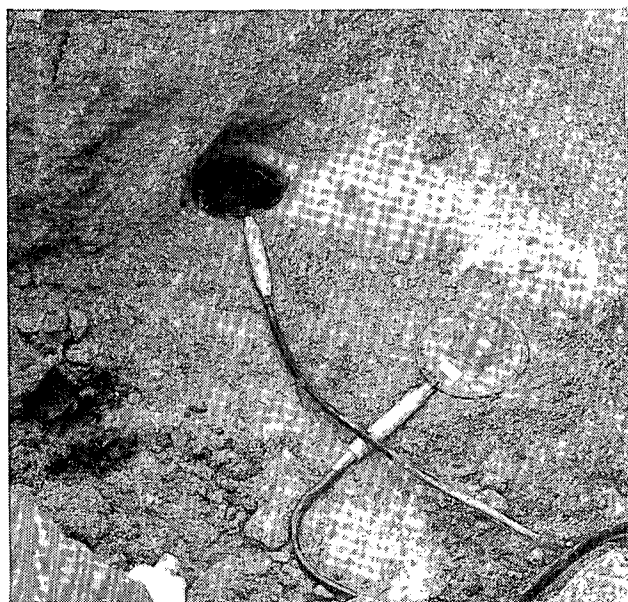


写真-5.1 土圧計設置状況

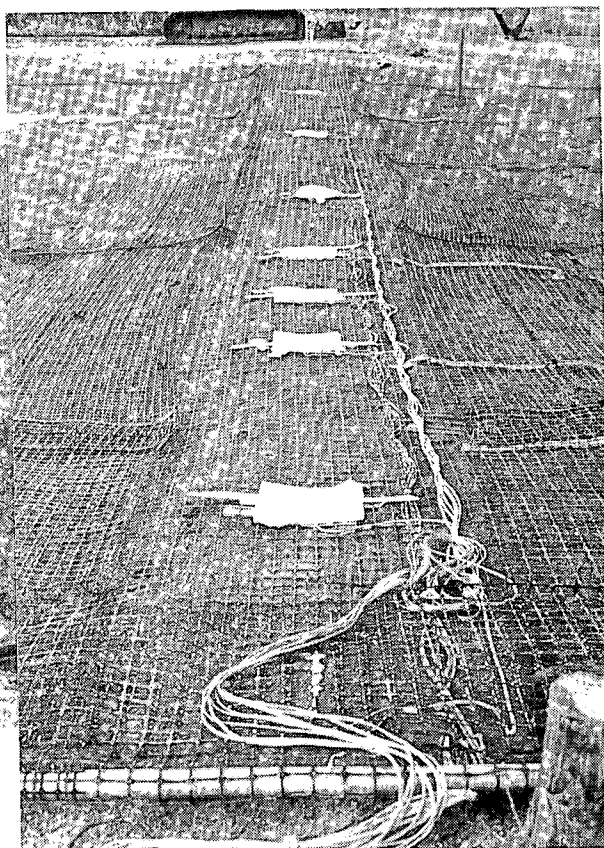


写真-5.2 ひずみ計設置状況



写真-5.3 沈下計設置状況

(左側沈下計:未改良部上,右側沈下計:改良部上)

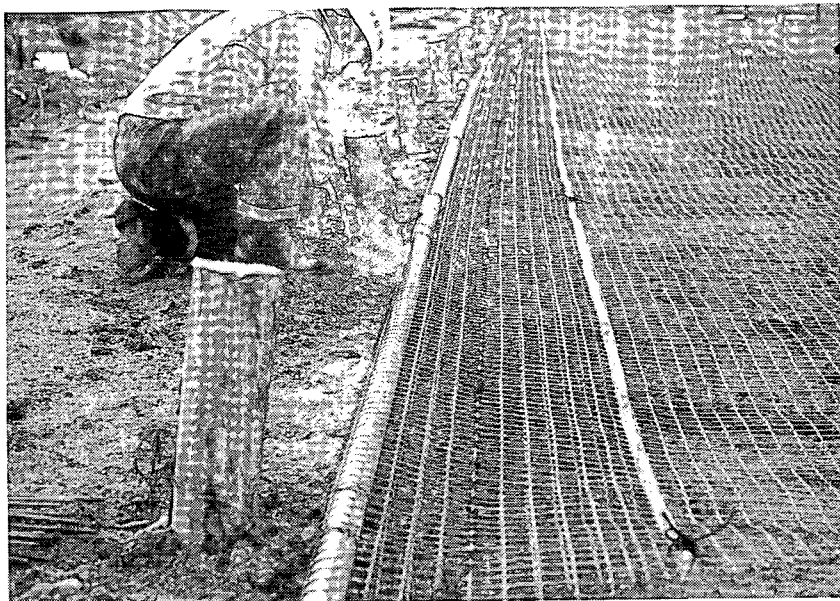


写真-5.4 ジオテキスタイル端部定着状況

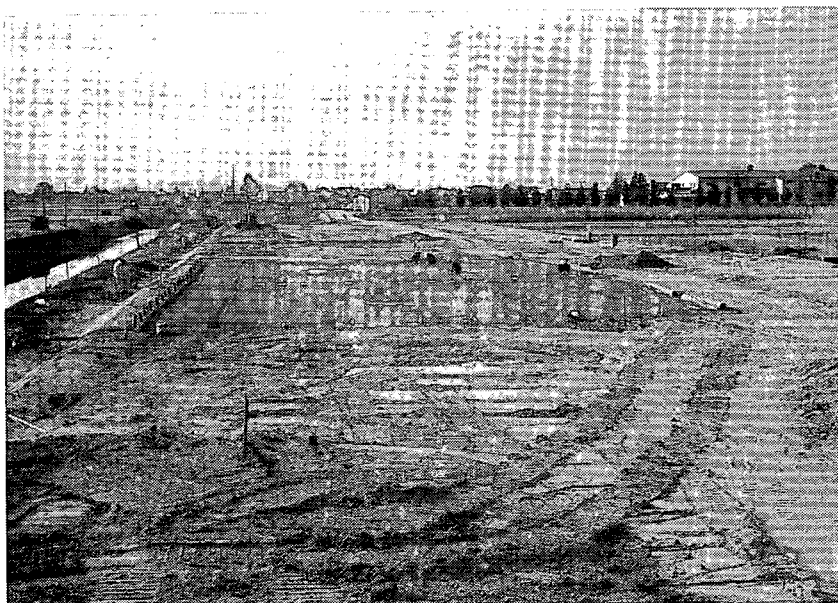


写真-5.5 ジオテキスタイル敷設状況

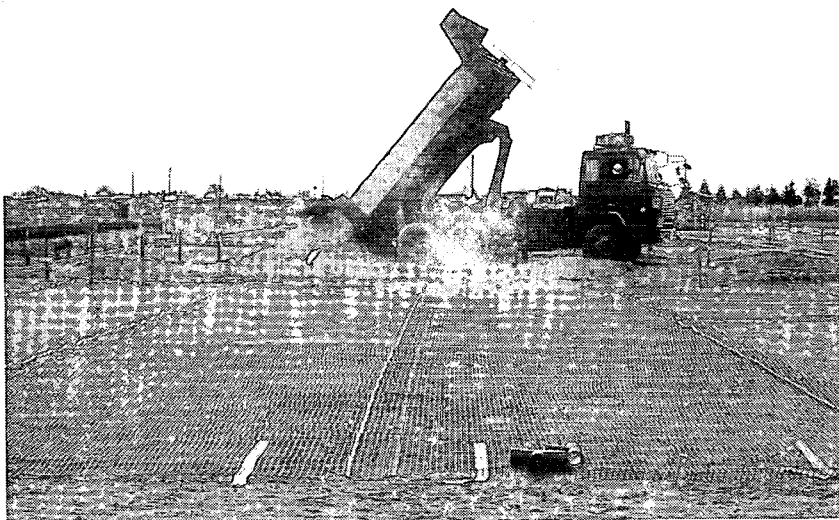


写真-5.6 盛土施工状況 (その1)



写真-5.7 盛土施工状況 (その2)

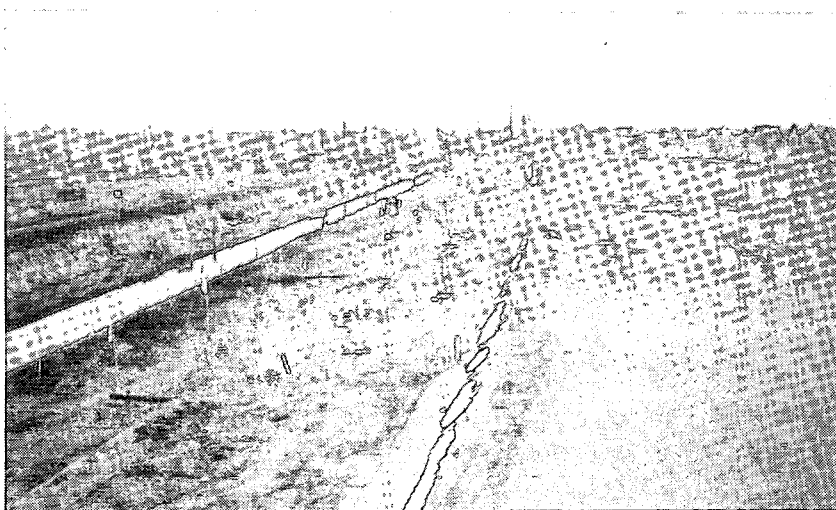


写真-5.8 盛土完成状況

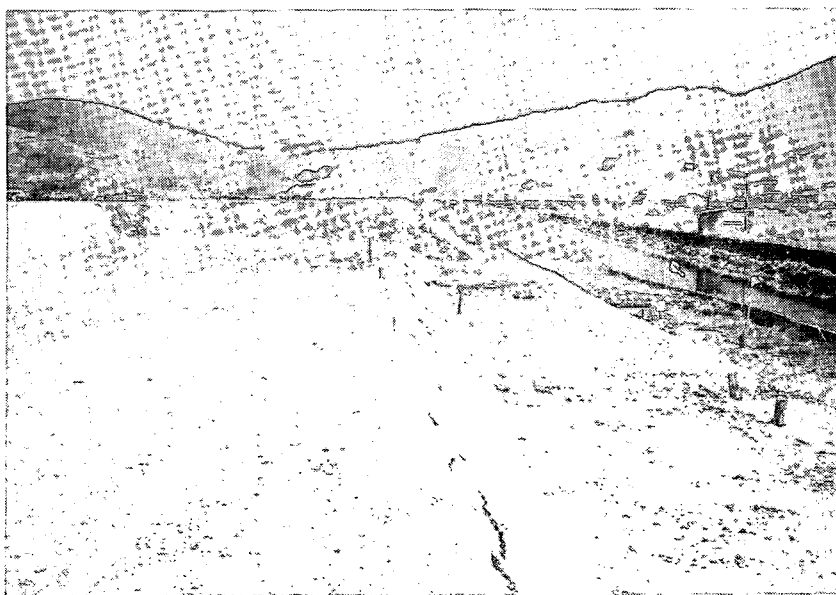


写真-5.9 クラック発生状況

3. 3. 6 ジオテキスタイルを用いた軟弱地盤強化工法に関する研究

建設省土木研究所 施工研究室
鉄建建設株式会社

1. はじめに

1) 研究目的

軟弱地盤上の土工工事においては、帯鋼やジオテキスタイルなどの補強材（補強網）を盛土中あるいは下部、さらに路床・路盤の下に敷設しその補強効果を期待して、トラフィカビリティの確保や路盤・路床の沈下・変形を抑える安定対策工法が広く用いられてきている。一方、これらの補強材による補強のメカニズムに関して、数多くの研究成果が報告されてきている。しかしながら、補強材に作用する引張り応力、補強材の選定方法あるいは敷設間隔などの設計に関する点が必ずしも明確にされていない。

そこで、本研究においては、礫や砂の路盤材料の間に補強網を敷設することにより路盤を強化する工法に着目しその補強効果について検討するとともに、効果的な強化路盤の設計方法を確立することを目的としている。本年度は、小型土槽においてジオテキスタイル（補強網）の剛性等の実験条件を変えた強化路盤に対する載荷試験を実施し、その結果をもとに補強網の有無、または剛性の差による沈下・変形挙動を比較検討するとともに、従来から提案されているシート・ネット工法の支持力公式の適用性について検討した。

2) 工法概要

本工法は、軟弱地盤表層処理工法の一つとして、表層地盤の土自体の強度を直接改良するものではなく、路盤の碎石層下の砂層中に補強網を、また、この下面に補強網を敷設することによって路盤強化するものである。

この強化路盤の構造は、図-1.1に示すように鉄筋コンクリートスラブのような構造効果をもつものである。すなわち、補強網は鉄筋に相当し、碎石はコンクリート上部圧縮部にあたり、さらに補助網は補強網の下方の土の破壊を防止し、補強網の引張、せん断抵抗力を十分発揮させるために使用するものである。補強網を敷設することにより路盤は、耐せん断強度を増し、強化された版状の一体構造物として働くことが既にわかっている。

また、補強網は、補助網に対して目合いが小さく低い強度と弾性係数を有するもので、補強網より先に引張破断することなく、軟弱層への砂のめり込みを生じさせない効果がある。

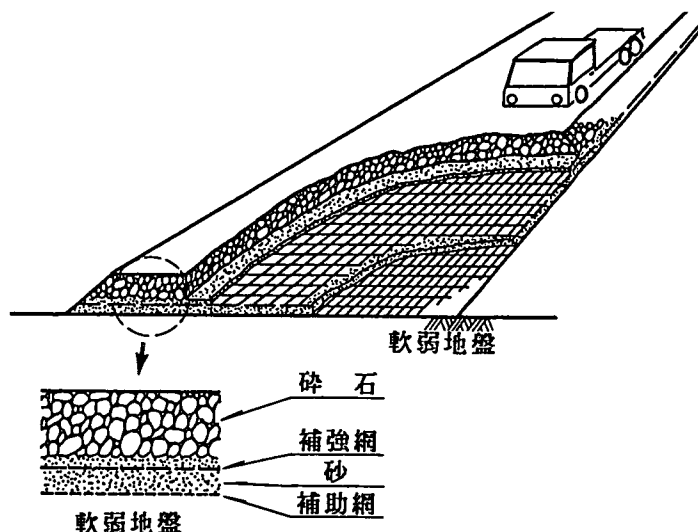


図-1.1 強化路盤の構造概要

2. 実験方法

1). 実験土槽

実験に用いた土槽は、写真-1に示すように幅2500×奥行500×高さ1000mmであり、内部地盤の挙動を2次的に観察できるように前後面はアクリル板となっている。各実験模型はこの土槽を3分割し、幅600×奥行500×高さ500mmの寸法とし、各模型上部にベロフラムシリンダーを取り付け、3ケース同時に載荷実験を行った。

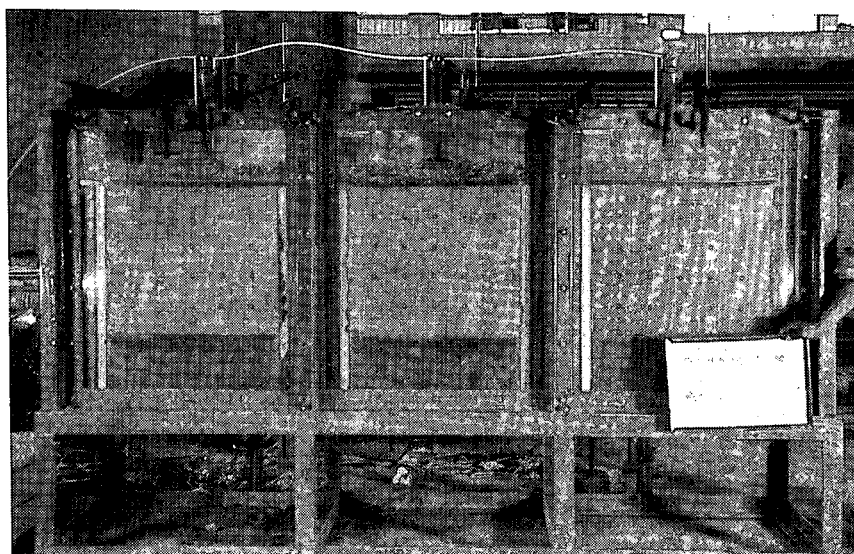
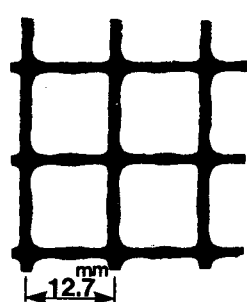


写真-1 実験土槽

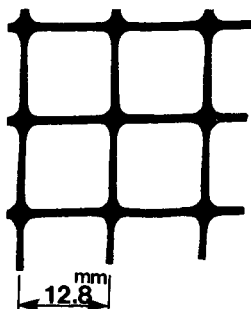
2). 実験材料

表-2. 1 補強網の材質

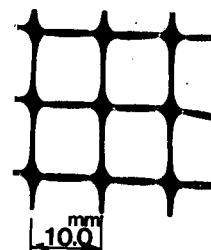
補強網タイプ	伸び剛性 EA(kgf)	最大引張力 T_{max} (kgf/cm)
『強』	46.88	1.60
『中』	19.23	0.66
『弱』	7.25	0.33
補助網	—	0.06



補強網『強』



補強網『中』



補強網『弱』

表-2. 2 試料土の性状

比重	粒 度 特 性					コンシステンシー特性				日本統一土質分類
	液性限界	塑性限界	液性指数	最大粒径	粘土分	シルト分	砂分	礫分		
2.684	42.5	28.7	13.9	2.0	40	43	17	0		ML

実験には、剛性の異なる3種類の補強網を使用した。各々の補強網の伸び剛性EA，最大引張力Tを表-2.1に示す。なお、以下においては、剛性に応じて各補強網を補強網「強」「中」「弱」と称する。また路盤材の軟弱地盤へのめり込みを防止するために、補助網を軟弱地盤上に敷設している。軟弱地盤は、粉末状の乾燥粘土と水を混合し練り混ぜたものを用いた。この試料土は各ケースとも含水比47%、せん断強度 0.015 kgf/cm^2 を目標とし、密度、強度とも一定になるように調整した。試料土の性状を表-2.2に示す。

3). 供試体の形状・寸法および実験ケース

供試体形状は図-2.1に示すように、碎石による支持地盤の上に軟弱地盤を幅 600×奥行 500×高さ 500mmの寸法で作成した。軟弱地盤上には砂あるいは碎石による路盤を設け、その中に両端を固定した補強網を敷設し強化路盤とした。

実験ケースは表-2.3に示すとおりである。

路盤材料を砂とするものとして

- ①補強網，補助網を敷設しないもの
- ②補助網のみを敷設するもの
- ③補強網，補助網を敷設するもの
- ④補助網だけを敷設し路盤厚を2倍にしたもの

路盤材料を碎石とするものとして

- ⑤補助網のみを敷設するもの
- ⑥3種類の伸び剛性の異なる補強網を敷設したもの
- ⑦路盤厚を1/2とし補強網を路盤上面、路盤中に敷設したサンドマット的な構造のもの

計9ケースについて実験を行った。

4). 載荷方法および測定項目

載荷は、ペロフラムシリンダーを用い図-2.2に示すような載荷荷重になるように空気圧を調節しながら行った。載荷板は幅12cm×奥行50cmである。各段階の載荷時間は1時間とした。なお、載荷は軟弱地盤作成後約20時間放置してから行った。

測定項目は、載荷板の沈下量、土中土圧、土中変形などである。載荷板の沈下量、土中土圧については、変位計、土圧計を用いて各載荷段階ごとに経過時間 0, 1, 3, 5, 7, 10 分、以後1時間までは10分ごとに測定を行った。また、土中変形については各載荷終了時に側方より写真撮影し、各段階の変位量をデジタイザーを用いて読み取った。

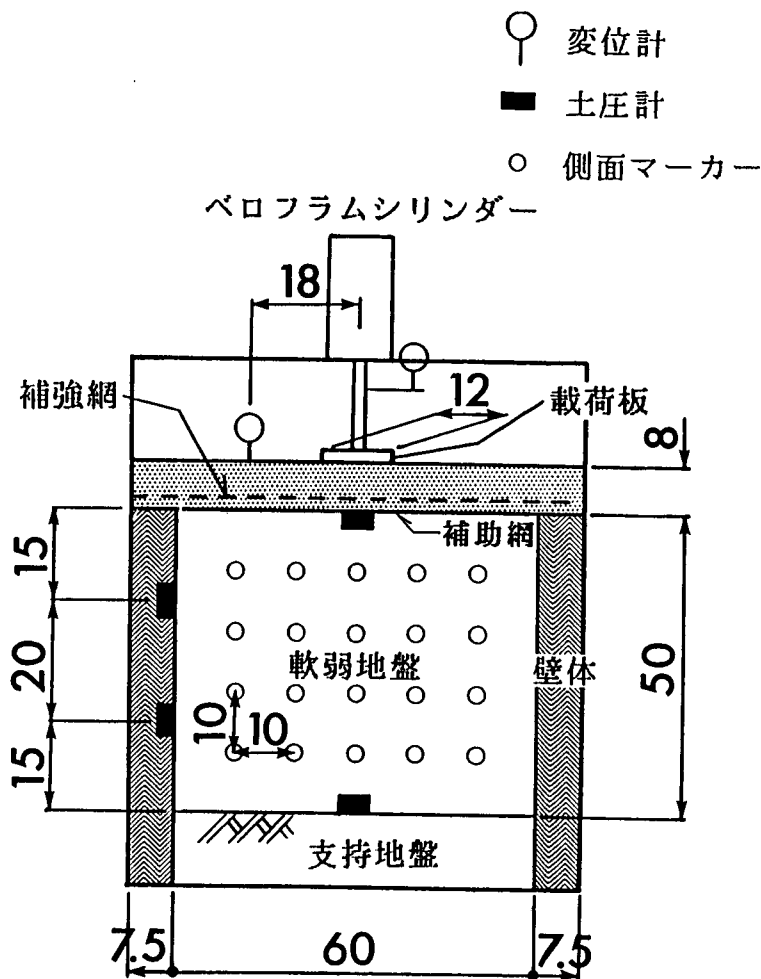
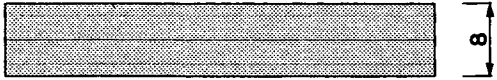
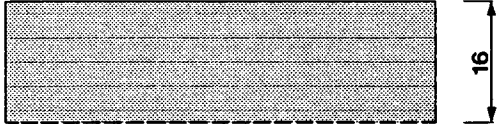
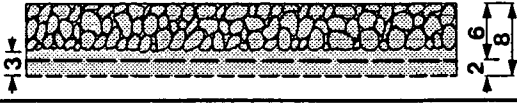


図-2.1 供試体形状 (単位 cm)

表-2.3 実験ケース (単位 cm)

Case	補強網	補助網	路盤材料	略 図	備 考
1-1	—	—	砂		
1-2	—	○			
1-3	『中』	○			
1-4	—	○			層厚 2 倍
2-1	—	○	碎石、砂		
2-2	『強』	○			
2-3	『中』	○			
2-4	『弱』	○			
3	『中』 × 2	○	碎石、砂		マットレ ス構造

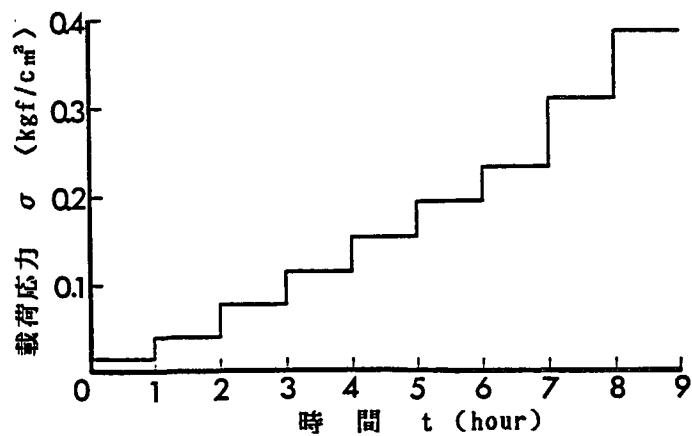


図-2.2 載荷手順

3. 実験結果

(1). 載荷応力と沈下量の関係

図-3.1, 図-3.2 には各々砕石路盤、砂路盤における載荷応力と沈下量の関係を示す。なお、図中の矢印は降伏点を示す。これらの図において、各実験ケースの $\sigma-S$ 曲線の初期勾配に大差は認められないことから小変形領域においては補強網の補強効果が生じておらず、その結果、補強網の伸び剛性の違いに大きく影響していないものと考えられる。

砕石路盤においては載荷応力が 0.125 kgf/cm^2 、砂路盤においては 0.078 kgf/cm^2 を越えると無補強地盤条件 (Case 2-1, Case 1-2) では急激に沈下を生じているが、補強網を敷設した実験ケースはゆるやかな沈下曲線を描いている。また補強網の剛性の大きい条件ほど同一載荷応力における沈下量は小さく、補強網による沈下低減効果が大きいことがわかる。また、降伏応力を図-3.1において比較すると、補強網「弱」また「中」を挿入した路盤の降伏応力は、それぞれ 0.139 kgf/cm^2 , 0.285 kgf/cm^2 であり無補強路盤 0.110 kgf/cm^2 のそれぞれ約 1.3倍、2.6倍となっている。

図-3.2から路盤厚を2倍にすると、載荷初期における沈下量を小さくすることはできるが、降伏応力を越えたあとの急激な沈下を抑えることはできないものと考えられる。

図-3.3は砕石路盤、砂路盤での無補強と補強網「中」を敷設した強化路盤を比較したもので、砕石の降伏応力は砂に比べ無補強の場合で 1.5倍、補強網「中」を敷設した場合で 1.3倍となっている。これより、路盤材をせん断抵抗角の大きい砕石に変えることによって沈下をある程度低減できることがわかる。

一方、図-3.4は砕石路盤において、補強網「中」を1枚敷設したCase 2-3と砕石層厚

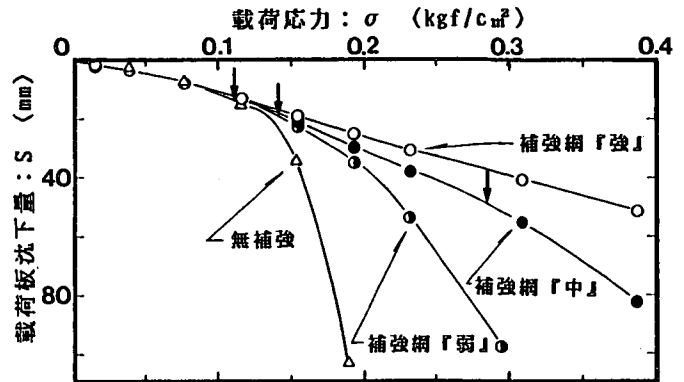


図-3.1 砕石路盤における
載荷応力～沈下量の関係

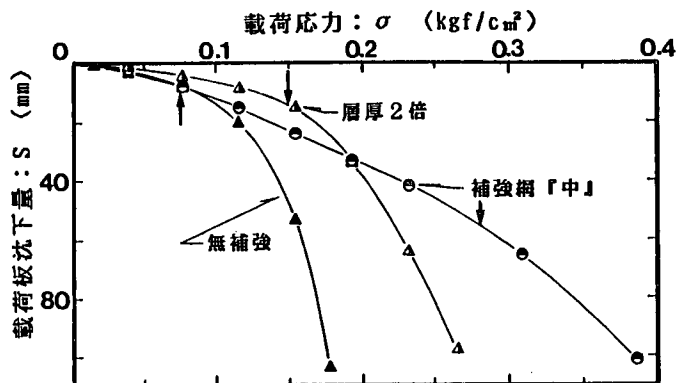


図-3.2 砂路盤における
載荷応力～沈下量の関係

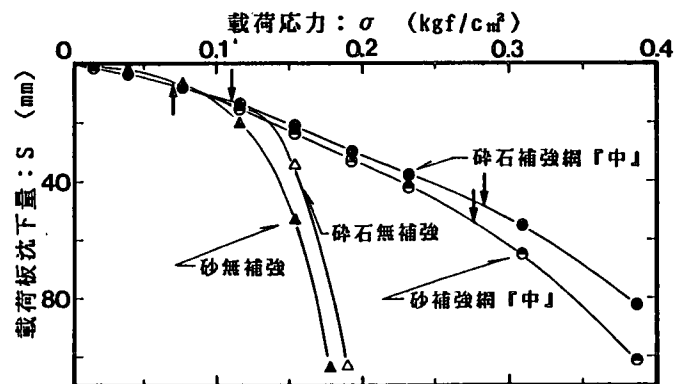


図-3.3 無補強と補強網「中」との
載荷応力～沈下量の比較

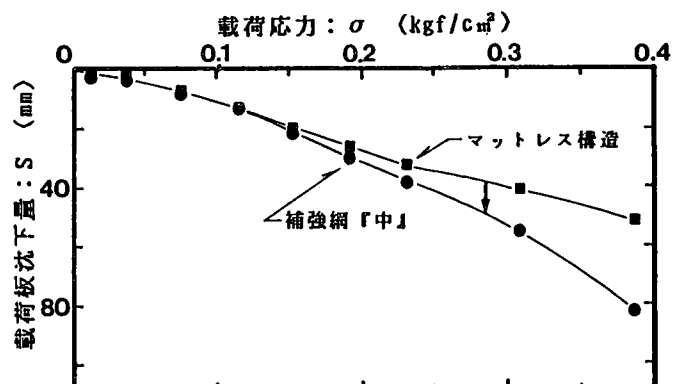


図-3.4 マットレス構造と補強網「中」との
載荷応力～沈下量の比較

を半分にし補強網「中」を2枚使用しマットレス構造としたCase3において荷重-沈下量を比較したものである。この図からわかるように、碎石層厚を半分にしても補強網をマットレス構造にすることによりCase2-3の沈下量の約30%程度を低減している。また、Case2-3では載荷応力 $\sigma = 0.28 \text{ kgf/cm}^2$ 程度で降伏に達しているのに対しCase3では明確な降伏点は現われなかった。

② 地中変形について

図-3.5は、碎石地盤での剛性の異なる3ケースの載荷応力 $\sigma = 0.309 \text{ kgf/cm}^2$ 時での地中変位を鉛直変位と水平変位に分けて比較したものである。鉛直変位では、Case2-2はCase2-4に比べ上層において載荷板の沈下量で30%、側方の隆起量で90%低減している。逆に下層では変位が若干増加している。水平変位においても変位は上層で40%減少し、下層で増加している。両変位とも似た傾向を示している。図-3.6は、 $\sigma = 0.386 \text{ kgf/cm}^2$ における変位ベクトル図である。補強網の剛性が小さいほど、載荷板直下での変位および上層での側方流動が大きく地盤表面の隆起が著しいことがわかる。

図-3.7は、地中の標点変位をデジタイザーを用いて読み取り、主ひずみ分布を求めたものである。これらの図より、Case2-4では、上層の載荷板

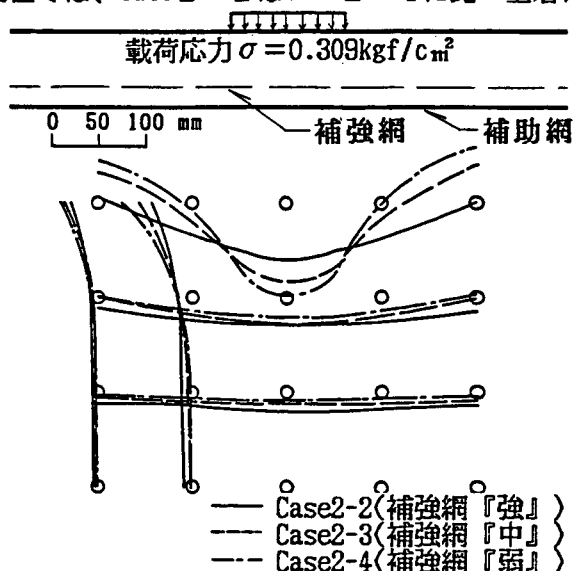


図-3.5 地中変位図

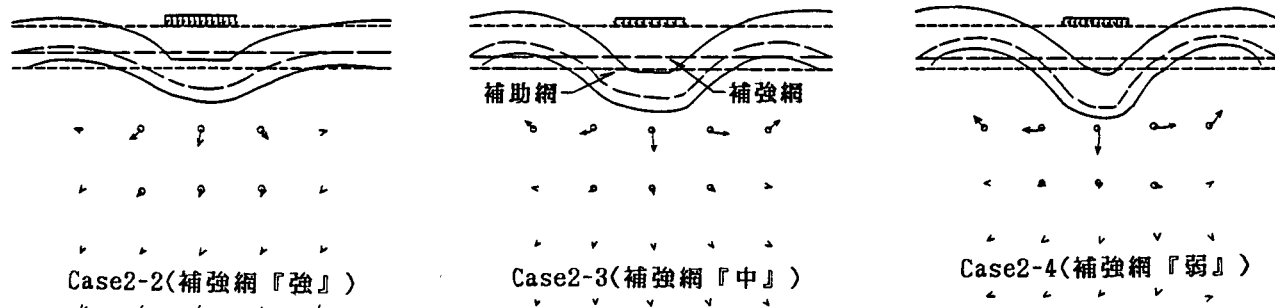


図-3.6 変位ベクトル図 (載荷応力 $\sigma = 0.386 \text{ kgf/cm}^2$)

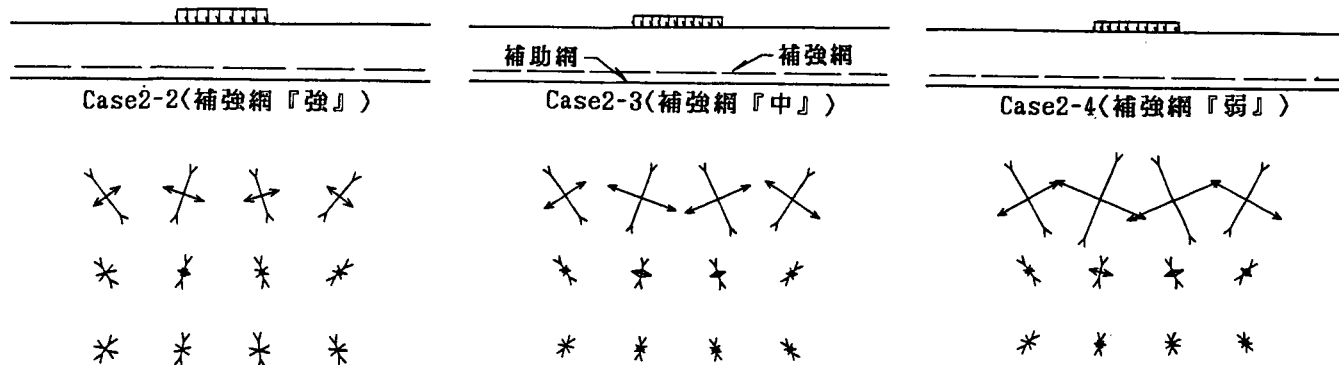


図-3.7 主ひずみ分布図 (載荷応力 $\sigma = 0.386 \text{ kgf/cm}^2$)

直下および側方において局部的に大きな引張りひずみが発生しており、上層で破壊している様子がわかる。一方、Case 2-2では、載荷板直下および側方でひずみは40%程度減少し下層域のひずみが約2.4倍に増加している。以上の結果より、補強網の剛性が大きいほど、地盤表面の変形、および地中での局部的な変形を抑制することができる。さらに上載荷重を下層へ広く伝達する分散効果が大きくなると言える。

③ 土圧低減効果について

載荷応力 σ と載荷部の路盤直下の鉛直土圧 V_{p1} との関係を図-3.8に示す。図中に示す直線は $\sigma = V_{p1}$ である。これより各実測点はこの線よりもゆるやかな勾配を持つ線にあり、土圧が低減されていることがわかる。また補強網の剛性が大きいものほどこの勾配がゆるやかになる傾向が見られる。さらに、初期応力の段階では、この勾配は補強網の剛性の大小に関係なく(1)に述べた応力～沈下曲線の勾配が変化する点(碎石路盤 $\sigma = 0.125 \text{ kgf/cm}^2$)付近を境に勾配の差が現れ、この勾配の差は補強網の剛性によるものと考えられる。

図-3.9には V_{p1} と載荷応力 σ の比 V_{p1}/σ と沈下量 S との関係を示す。これによると、沈下量の増加に伴い V_{p1}

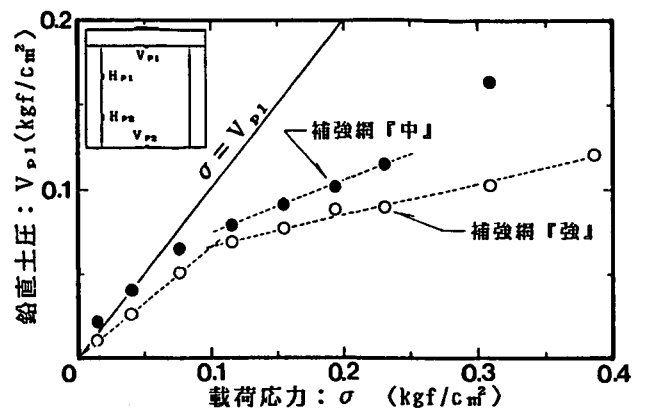


図-3.8 載荷応力と鉛直土圧の関係

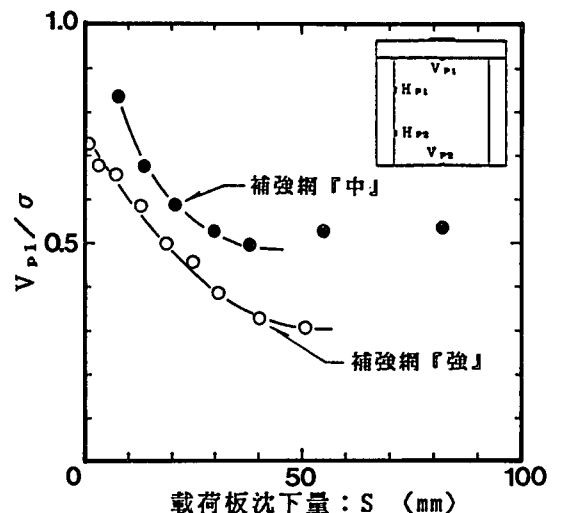


図-3.9 V_{p1}/σ と沈下量の関係

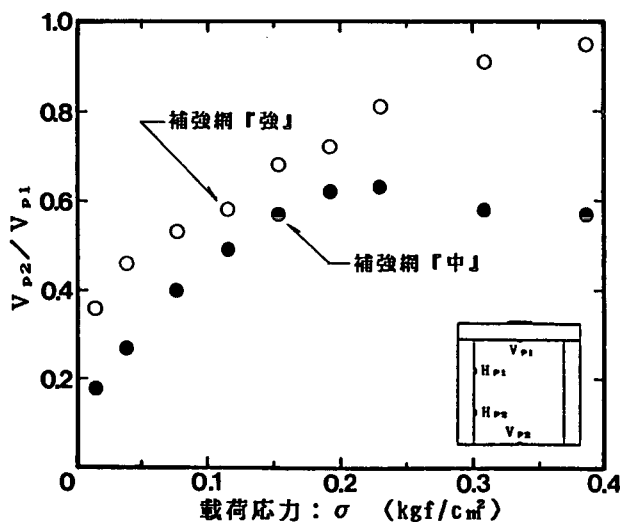


図-3.10 V_{p2}/V_{p1} と載荷応力の関係

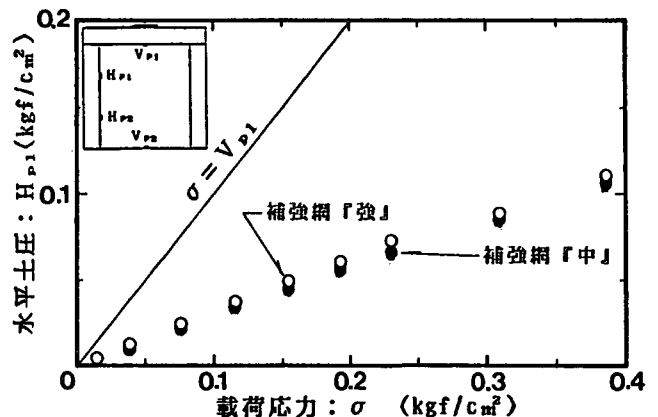
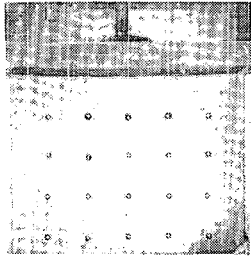
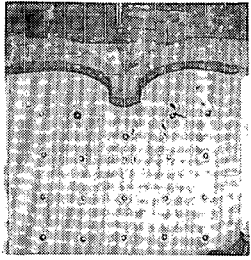
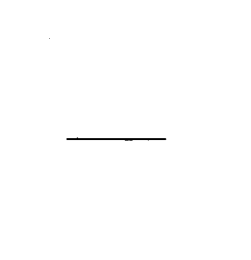
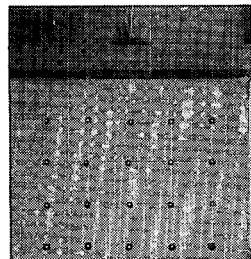
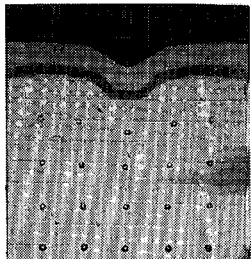
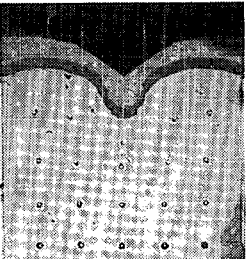
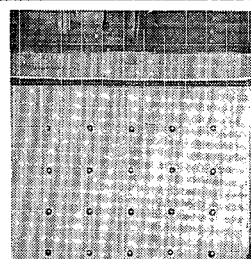
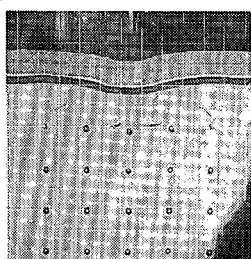
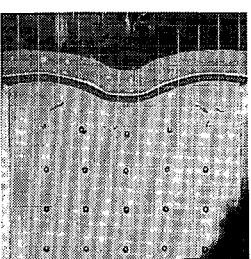
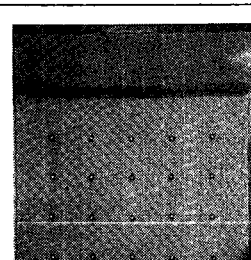
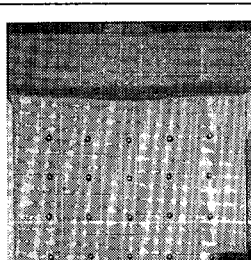
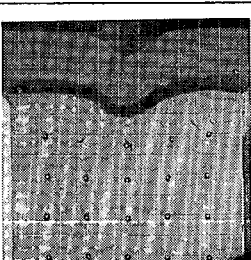


図-3.11 水平土圧と載荷応力の関係

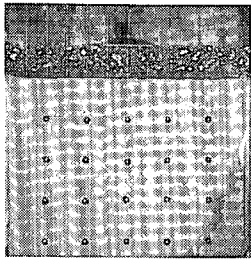
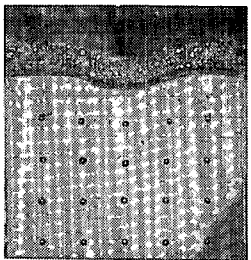
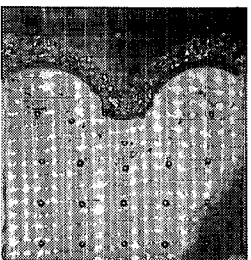
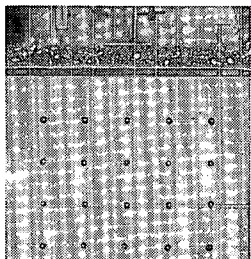
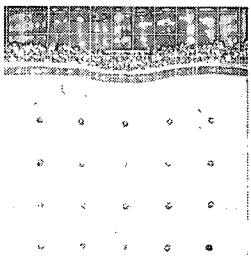
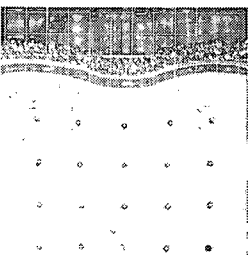
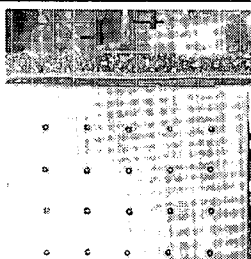
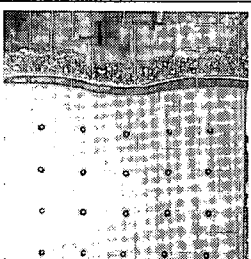
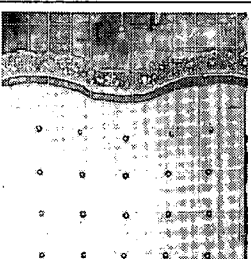
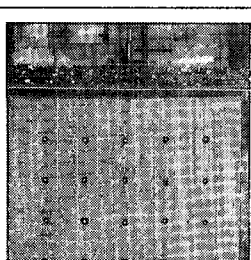
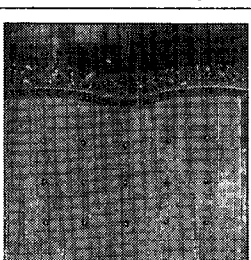
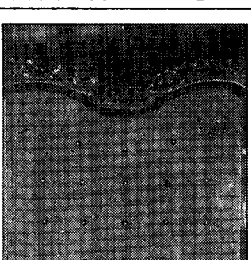
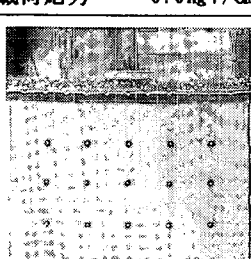
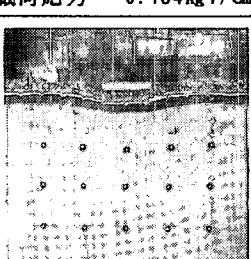
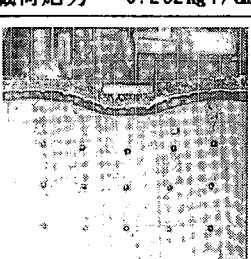
σ の減少が見られ、その後この値は一定となる傾向がある。今回の実験において、補強網「強」では0.3, 「中」では0.5程度の V_{p1} / σ の値となっており、ゆえに補強網の剛性の大きいものほど小さくなっている。

図-3.10は V_{p2} / V_{p1} と載荷応力 σ の関係を示したものである。この図より、補強網の剛性の大きい方が V_{p2} / V_{p1} の値は大きくなっている。これは補強網の剛性が大きい程、載荷板直下の土槽底部の土圧差が小さいことを意味し、地中変形からも見られる様に土圧分散効果が大きいものと考えられる。また図-3.11に載荷応力 σ と水平土圧 H_{p1} の関係を示した。この図の示すように今回の実験では、各実測点は一直線上にあり、補強網の剛性の差は明確には認められなかった。

これらの結果から、補強網に剛性の大きなものを用いる程、載荷を地盤に広く伝え地盤全体で載荷を支えることによって、局所的な変形をおさえ、結果として地盤の沈下および変形を低減できるものと考えられる。

	載 荷 応 力 0.0kgf/cm ²	載 荷 応 力 0.154kgf/cm ²		備 考
Case1-1 (無補強)				局所的な沈下（パンチング）が生じている。
Case1-2 (無補強 補助網 あり)				Case1-1 に比べ、載荷レベルは高いがパンチングが生じている。
Case1-3 (補強網 「中」)				補強網「中」の敷設により、局所的な沈下（パンチング）が抑えられる。
Case1-4 (層 厚 2 倍)				層厚を2倍にすることによりCase1-2 に比べ応力の増加が認められる。

写真－3. 1 載荷時の変形状況 砂路盤

	載荷応力 0.0kgf/cm ²	載荷応力 0.154kgf/cm ²	載荷応力 0.189kgf/cm ²	備 考
Case2-1 (無補強 補助網 あり)				局所的な沈下（バンチング） を生じている。また、側方の隆 起も著しい。
Case2-2 (補強網 「強」)				補強網「強」を敷設すること により沈下はほとんど生じてい ない。
Case2-3 (補強網 「中」)				Case2-2 よりも若干沈下が大 きい。
Case2-4 (補強網 「弱」)				補強網を敷設した中で一番沈 下が大きい。補強網の伸び剛性 による差が明確である。
Case3 (マット レス)				補強網「中」を2枚敷設（マ ットレス構造）にすることによりCa se2-2 と同等の挙動を示した。

写真－3. 2 載荷時の変形状況 砕石路盤

4. 強化路盤の設計法に関する検討

(1) 既往の設計方法による実験結果の検討

① Terzaghiの支持力理論に基づく方法

この支持力の算定法は山内らにより提案されたものであるが、今回の実験の供試体構造とこの式の対象とする構造体は異なるため、ここでは山内らの設計式にKöglerの理論を組合せた次式により計算を行った。

$$q = \frac{B \cdot 2 \cdot (d \cdot \tan \phi)}{B} \left\{ \alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{2 \cdot T \cdot \sin \theta}{B \cdot 2 \cdot (d \cdot \tan \phi)} + \frac{T}{r} \cdot N_q + \gamma \cdot D_f \right\}$$

N_c, N_q : 算定支持力
 α : 支持力係数
 c : 基礎地盤の形状係数
 ϕ : 軟弱地盤の粘着力
 B : 載荷幅
 T : 補強網の引張力

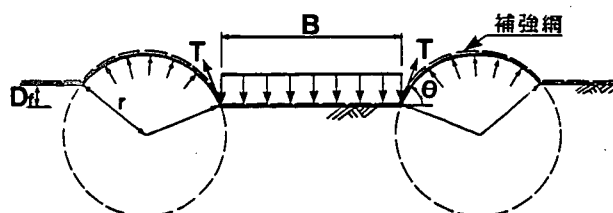


図-4.1 Terzaghiの支持力理論に基づく算定法の概念図

θ : 補強網の傾斜角
 r : 半径
 γ : 軟弱土の単位体積重量
 D_f : めり込み量
 d : 路盤厚
 ϕ : 荷重影響範囲角

ここで $N_c = 5.3$, $N_q = 1$ とし、 ϕ は路盤材料により変化し、この値は土圧計により実測された土圧低減値から逆算し、砂で 18° 、碎石では 28° とした。補強網の引張力 T については補強網の最大引張り力を代入した。また、 D_f については、荷重-沈下曲線より求めた降伏点の沈下量を D_f とし、 r, θ については、各載荷応力での変形状態の断面写真より求め、図-4.2 に示すように載荷板沈下量との関係に整理し降伏点時の沈下量に対応する r, θ を採用した。

実験より得られた補強路盤の降伏点応力（以下実測値）と計算値を比較するため、図-4.3 に補強網の伸び剛性 EA と支持力 q との関係を示した。この図より実測値、計算値とも伸び剛性が大きくなるほど強化地盤の支持力が増すことがわかる。また、計算値は実測値に近い値を示しており、この設計式は実際の設計においても十分適用性のあるものと考えられる。ただし、この設計式では計算値が T および θ の取り方で大きな差違を生じるため、これらの値を正確に判定す

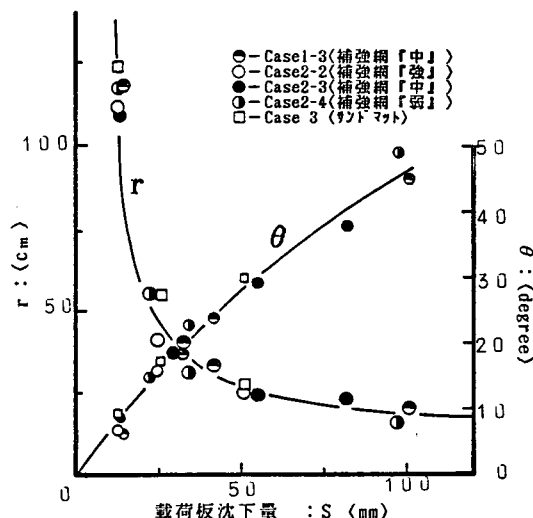


図-4.2 載荷板沈下量と r, θ の関係

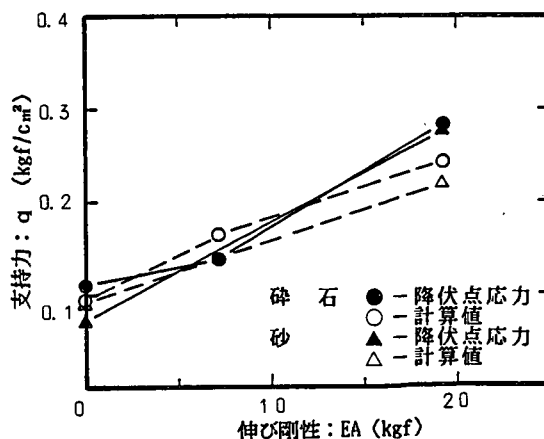


図-4.3 Terzaghiの支持力理論に基づく算定支持力と伸び剛性の関係

る必要がある。

② ケーブル理論・地盤係数法に基づく方法

この方法は、ネットを非常にたわみやすい材料とみなし、その剛性を無視し、Wincklerの地盤係数法とケーブル理論を用いて沈下曲線を導く方法である。

以下にこの方法における基本式を示す。

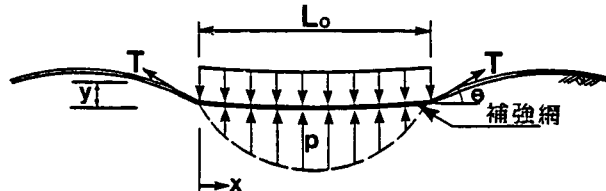


図-4.4 ケーブル理論・地盤係数法の概念図

$$y = \frac{w}{k} \left\{ 1 - \frac{0.5}{\sinh \beta} \left[(1 - e^{-\beta}) e^{\beta(x/L_0)} + (e^{\beta} - 1) e^{-\beta(x/L_0)} \right] \right\}$$

$\beta = \sqrt{k L^2 / (T \cdot \cos \theta)}$
 L : 載荷幅
 k : 地盤反力係数
 y : 沈下量
 w : 補強網に作用する荷重強度
 T : 補強網の引張力
 θ : 補強網の傾斜角

ここで、 θ の求め方については、Terzaghiによる方法と同様に行った。また、地盤反力係数 k については、無補強条件(Case 2-1)の荷重-沈下曲線をもとに、載荷応力 0.145 kgf/cm²を境に2種類の地盤反力係数を設定した。

$w \leq 0.145 \text{ kgf/cm}^2$ のとき $k = 0.081 \text{ kgf/cm}$

$w > 0.145 \text{ kgf/cm}^2$ のとき $k = 0.005 \text{ kgf/cm}$

さらに、補強網の引張力 T については、模型地盤の降伏点が補強網の降伏点であると仮定し、降伏点まで直線的に変化するものとして与えた。

表-4.1 に計算結果を、図-4.5 には実測値と計算値の載荷応力-沈下量の関係と比較して示す。この比較図において上記のように計算パラメータに実験より求められた値を代入することにより両者はほぼ一致することが確認された。なお、この方法では地盤反力係数 k の変動により計算結果が左右されるた

表-4.1 計算結果

Case No.	荷重強度 $W(\text{kgf/cm}^2)$	引張力 $T(\text{kgf/cm})$	$\theta(^{\circ})$	β	沈下量 $y(\text{mm})$
2-3 補強網「中」	0.015	0.035	1	18.3	1.85
	0.039	0.091	3	11.3	4.78
	0.077	0.179	5	8.1	9.18
	0.116	0.270	10	6.6	13.27
	0.154	0.358	14	5.8, 1.5	19.81
	0.139	0.449	18	5.2, 1.3	31.52
	0.232	0.540	22	4.8, 1.2	40.36
	0.309	0.663	30	4.5, 1.2	62.58
2-4 補強網「弱」	0.386	0.663	38	4.7, 1.2	85.66
	0.015	0.036	0	18.0	1.85
	0.039	0.092	0	11.3	4.78
	0.077	0.182	2	8.0	9.16
	0.116	0.275	7	6.5	13.21
	0.154	0.329	16	6.1, 1.6	20.49
	0.193	0.329	23	6.2, 1.6	39.14
	0.232	0.329	32	6.5, 1.7	62.02

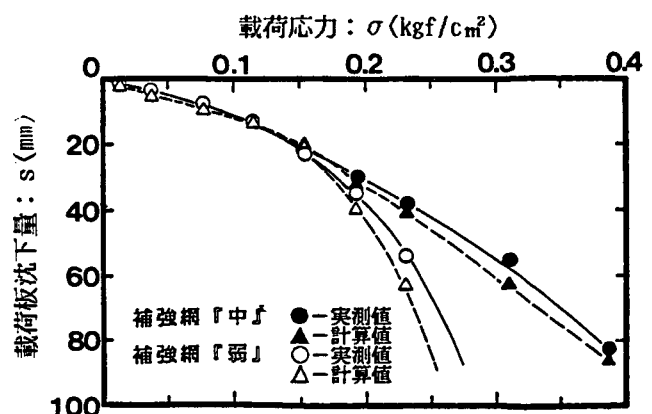


図-4.5 ケーブル理論・地盤係数法より得た計算値と実測値の比較
(載荷応力～載荷板沈下量の関係)

めkの決定には十分な配慮が必要である。

② 鉄筋コンクリートの考え方に基づく 強化路盤の設計法の検討

この設計法の基本的な考え方は、図-4.6 に示すように強化路盤を鉄筋コンクリートスラブのような構造効果をもつものとし、補強網を鉄筋、路盤材料をコンクリートとして考え、鉄筋コンクリートの設計法の考え方を取り入れたものである。

以下に設計式を述べる。

軟弱地盤の弾性沈下量を次式で近似する。

$$\Delta \ell = \frac{p}{m \cdot b \cdot E} (1 - e^{-m \cdot y / b})$$

$$p = \gamma \cdot b^2 (H + h)$$

$$m = 0.6$$

$$E = 62.5 \sigma_a$$

$\Delta \ell$: 弾性沈下量
 p : 上載荷重
 b : たわみ幅
 σ_a : 軟弱地盤の支持力
 y : 弾性沈下のおよぶ軟弱層の層厚
 γ : 強化路盤の単位体積重量
 h : 強化路盤厚
 H : 上載荷重の盛土換算高

この弾性沈下量により生じる補強網のたわみ量 η は係数K、Kを決定することにより次式で与えられる。

$$\eta = K_0 K_1 \Delta \ell$$

$$K_0 = 0.384 \log_e \left(\frac{H}{h} \right) + 0.352$$

$$K_1 = 1.0$$

補強網のたわみ量 η に対する曲げモーメントは

$$M = 41.7 \sigma_a b \left(\frac{h^3}{H^2} \right) \eta$$

σ_a : 強化路盤の支持力

となり、このモーメントに対して鉄筋コンクリートの設計法の考え方をういて引張力Tを求める。

$$\sigma_c = \frac{M}{A_g \cdot (d - x/3)}$$

$$T = A_g \sigma_c = \frac{M}{d - x/3}$$

σ_c : 強化地盤の圧縮力
 A_g : 補強網の断面積
 d : 路盤厚
 x : 中立軸
 T : 補強網の引張力

設計はこの引張力Tに対して検討を行う。

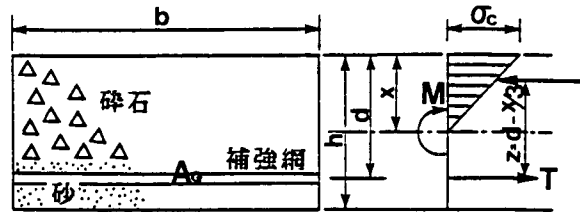


図-4.6 鉄筋コンクリートの考え方の概念図

上式を用いて、補強網「中」(Case 2-3)、補強網「弱」(Case 2-4)について補強網の引張り力 T を求め、実測値との比較を行った。

なお上式を用いるにあたり、たわみ幅 b は実験写真より判定し、軟弱地盤の支持力 σ_a は無補強の荷重-沈下曲線から求まる降伏点応力の $1/3$ 、強化路盤の支持力 σ'_a はそれぞれ実験ケースの荷重-沈下曲線から求まる降伏点応力の $1/3$ とした。また中立軸 x については路盤材料の弾性係数が不明であるため $x = \frac{2d}{3}$ と仮定した。

計算結果と実測値との比較を表-4.2に示す。

表より、両者の間には若干の差異が生じている。これは補強網の剛性等を考慮していないこと、路盤材料の弾性係数が不明であるため中立軸の位置を正確に判定できないこと、補強網の定着力が不明であることなどから、いくつかの仮定が含まれているためと考えられる。したがって、これらを明確にし、式の再検討を必要とする。

表-4.2 補強網の最大引張り力(実測)と鉄筋コンクリートの考え方に基づく算定引張り力の比較

実験Case	最大引張り力 T (kgf/cm)	鉄筋コンクリートの考え方に 基づく算定引張り力 (kgf/cm)
Case2-3 『中』	0.66	0.801
Case2-4 『弱』	0.33	0.129

③ 有限要素法解析による実験結果の検討

ここでは補強網の有無、また剛性の違いが軟弱地盤補強効果に及ぼす影響を有限要素法解析によって検討した。

① 解析方法および物性

本解析においては、図-4.7に要素分割図を示すように模型地盤の右半分を対象として解析した。解析は平面ひずみ条件のもとで行い、模型地盤を四節点四角形固体要素とし、非線形弾性体(ダンカン-チャンモデル)を考慮して表-4.3の物性値を用いて計算した。また、補強網は二節点梁要素として表現しており、表-4.4に示す物性値を使用した。なお、補強網の物性値は引張試験から得られたものであり、また、軟弱地盤および路盤材の物性値については、Case 2-1(無処理条件)の載荷応力-沈下曲線に整合するように軟弱地盤の物性値を求めた。さらに、地盤と補強材の摩擦力による補強効果が十分発揮されている状態を想定して、地盤と補強網を連続して結合している。

② 解析結果

1) 載荷応力と沈下量の関係

図-4.8(a),(b)には、各々実験結果およびFEM計算結果における載荷応力と載荷板の沈下量の関係を示す。図-4.8(b)の

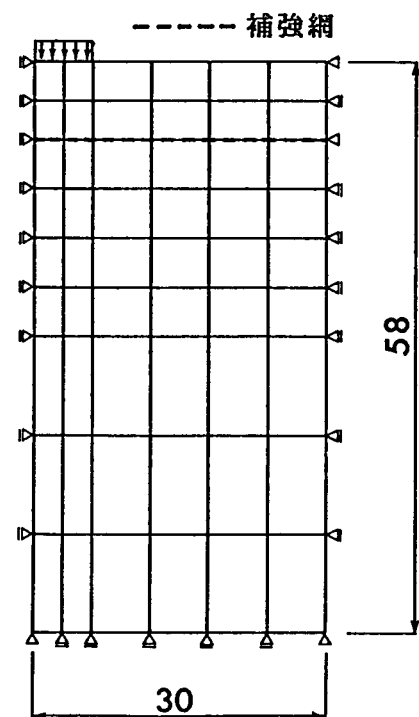


図-4.7 要素分割図

表-4.3 固体要素の物性

固体要素	単位体積重量 γ (tf/m ³)	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	初期弾性係数 E_i (tf/m ²)	接線係数 K (載荷時)	σ_s の指数 n	破壊比 R_f	ポアソン比 ν
路盤材	1.7	0.25	24.6	4000	350	0.58	0.80	0.35
軟弱地盤	1.8	0.001	0.0	1000	0.3	0.0	0.05	※0.49

解析結果において各実験条件を比較すると、初期の載荷応力段階では同様の沈下傾向を示すが、載荷応力の増加とともにその差が広がっており、無補強の条件 (Case2-1; 図中◇, ◆の印) では載荷応力が0.1 kgf/cm²を境にして急激な沈下を起している。それに対して他の3ケースでは、なだらかな沈下曲

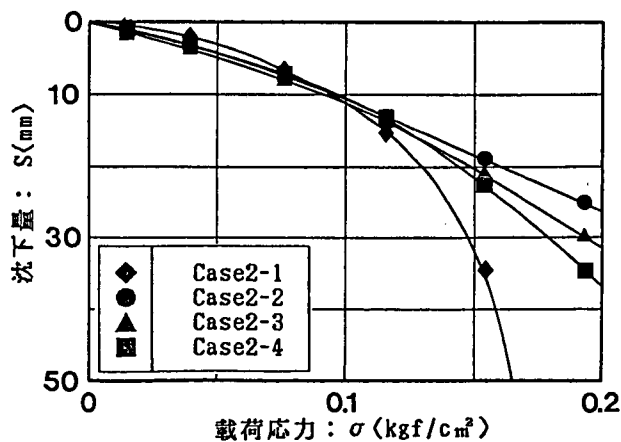
表-4.4 はり要素の物性

はり要素	断面積 A (m ²)	弾性係数 E (tf/m ²)	断面2次モーメント I (m ⁴)
補強網「強」	1.622E-4	4.7E4	1.30E-11
補強網「中」	1.828E-4	1.7E4	1.66E-11
補強網「弱」	1.006E-4	1.4E4	4.02E-12

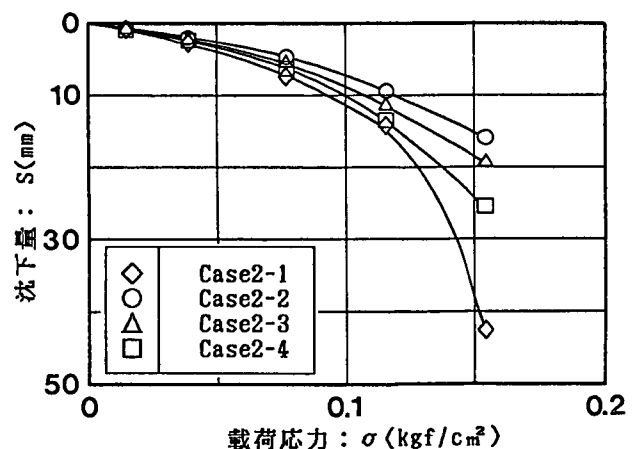
線を描き、補強網による補強効果が現れている。また(a), (b) 両図を比較することより解析結果と実験結果を比較すると、沈下量や各ケース間の関係が一致していることがわかる。

2) 補強網に働く引張り力

補強網に発生する引張り力について図-4.9 に整理して示す。なお、図中に示した載荷段階は、載荷応力 0.154kgf/cm², 0.349kgf/cm²のものである。図より引張り力のピーク値は載荷板の下で発生し、載荷板の中心から10cm以上離れた所では圧縮力が作用している。これは補強網付近の地盤の横方向の変形に、補強網が追従しているためと考えられる。また、補強網に発生する引張り力はその剛性が大きくなるほど増加しており、補強網の剛性の大きさが補強効果に影響を及ぼしていることが伺える。



(a) 実験結果



(b) 計算結果

図-4.8 載荷応力～沈下量関係の実験結果と計算結果の比較

3) 地中変形および表面変形

図-4.10には、補強網の無い条件 (Case 2-1) と補強網「強」を敷設した条件 (Case2-2) の表面変形の様子を対比して示す。図において実線は実験結果を、破線は解析結果を表している。なお、実験結果では路盤表面の境界が不鮮明であるため路盤と軟弱層の境界線を用い、解析結果では路盤表面を示しているため変位量の絶対値の比較はできないが、FEM解析により地盤表面の変形を表現できた。

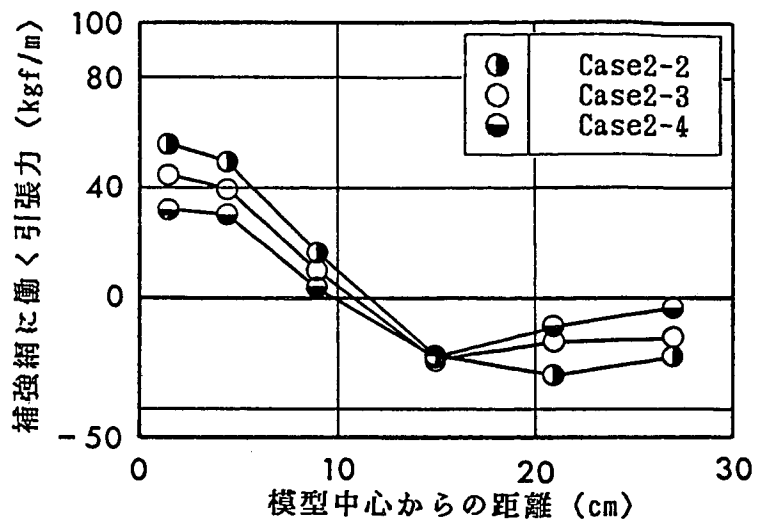


図-4.9 (計算結果) 補強網に働く引張り力分布

5. まとめと今後の課題

今回の実験および各種支持力算定法の検討からまとめとして

- ①補強網の伸び剛性の高いものほど沈下を抑制し、大きな支持力を得る。
- ②補強網の伸び剛性の高いものほど上層の地中変位を抑制し、下層に土圧を分散する土圧分散効果を発揮している。
- ③Terzaghiおよびケーブル理論・地盤係数法を基本とする支持力算定法は有効な算定法ではあるが、補強網の引張り力 T 、補強網の傾斜角 θ 、地盤係数 k の決定には十分な配慮が必要である。
- ④鉄筋コンクリートの設計法を基本とする算定法は、仮定の部分が多くこれらを解明する必要がある。

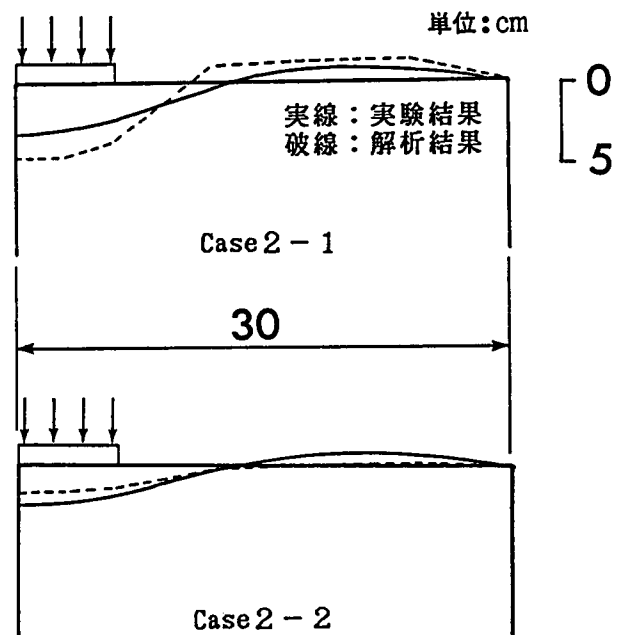


図-4.10 表面変形の実験値と計算結果の比較

なお、今後の検討課題としては、①交通荷重等を想定した動的荷重下における強化路盤の応力・変形挙動の解明、②実物大規模の載荷試験による補強効果の確認、③簡便な設計手法の確立などの項目が挙げられる。

3. 3. 7 軟弱路床の強化工法の開発

建設省土木研究所 土質研究室
日本舗道株式会社

1. まえがき

道路建設にあつて、軟弱路床の改良として良質土を用いた入れ換え工法やセメントまたは石灰を用いた安定処理工法が従来多く用いられてきたが、最近ではジオテキスタイルによって改良しようとする工法が注目されてきている。しかし、現在この工法は経験的に効果があることが認められている程度で、軟弱路床における端部の拘束の違いによるジオテキスタイルの補強メカニズムなどについては不明確な点も多い。

2. 目的

本研究は、ジオテキスタイルを用いた軟弱路床の改良工法を提案するとともに、その合理的な設計施工法を確立することを最終目的としている。本年度はその第一段階として軟弱地盤の表面に敷設したジオテキスタイルの上から静的載荷試験を行なうことによって、ジオテキスタイルの種類およびジオテキスタイルに作用している張力が軟弱地盤の支持力や変形にどのような影響を及ぼすかについて調べた。

3. 実験方法

図-1に示すように実験装置は、ジオテキスタイル両端に発生する張力を保持する為のペロフラムシリンドラー、載荷用の油圧ジャッキ、および土槽（長さ2500×幅2500×深さ1000mm）からなっている。また、載荷する荷重は幅10cm、奥行き160cmの帯状荷重とした。実験に使用したジオテキスタイルは、目合いが25×25mm、破断時の引張り強度が7.7kgf/cmのプラスチックネットと、破断時の引張り強度が14.0kgf/cm以上の不織布との2種類であり、それぞれの応力～ひずみ曲線を図-2に示す。軟弱地盤は現場で採取した粘性土（荒木田土）を含水比を46%に調整して、土槽に詰めた。軟弱地盤の湿潤密度は1.77g/cm³、また粘着力は、ネットの時は0.025kgf/cm²、不織布の時は0.022kgf/cm²であった。

実験は、表-1に示すようにジオテキスタイルなしとジオテキスタイル両端の拘束条件を変えた5ケースについて行なった。ジオテキスタイルの両端の拘束力の違いによる支持力の増加を調べるために、次のような方法で行った。ケースN-1,F-1はジオテキスタイルなしの無補強の場合であり、ケースN-2,F-2は、ジオテキスタイル両端が固定で、ジオテキスタイルの引抜きがない場合を仮定している。ケースN-3,F-3はジオテキスタイル両端の拘束が十分でないために、ジオテキスタイルが自由に引き抜かれる場合を仮定している。ケースN-4,5およびケースF-4,5は、ケースN-2,F-2とケースN-3,F-3の中間のケースで、すなわち、両端固定のままで所定の張力 $T_A=0.16, 0.49\text{kgf/cm}$ （ネット）、 $T_A=0.14, 0.46\text{kgf/cm}$ （不織布）に達するまで載荷重を増大させたのち、両端固定をはずして張力をペロフラムシリンドラーで一定（ T_A ）に保ったままで、載荷重を増大させる実験を行なった。地盤の作成は次のように行なった。まず、ケースN-1において軟弱地盤を作成し、次にケースN-2以降は、地盤

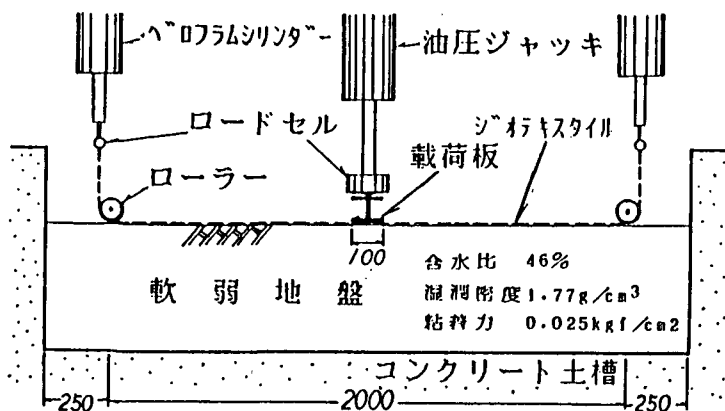


図-1 実験装置概要図

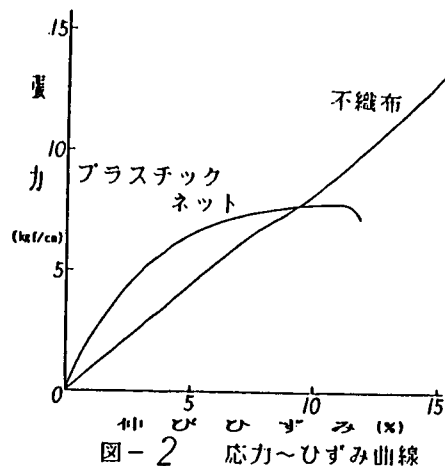


図-2 応力～ひずみ曲線

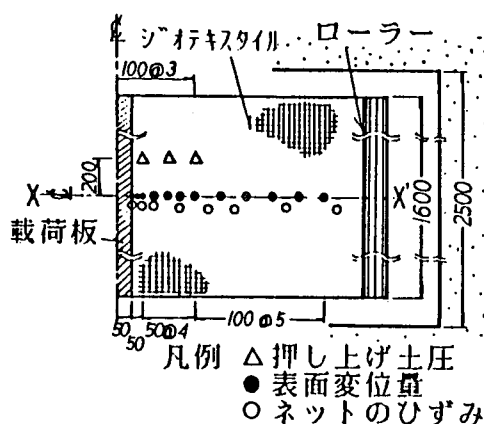


図-3 測定位置

表-1 実験ケース

ケース	条件	ケース	条件
プラスチックネット	N-1 無補強(ネット)	不織布	F-1 無補強(布)
	N-2 両端固定		F-2 両端固定
	N-3 両端フリー(TA=0)		F-3 両端フリー(TA=0)
	N-4 TA=0.16kgf/cm		F-4 TA=0.14kgf/cm
	N-5 TA=0.49kgf/cm		F-5 TA=0.46kgf/cm

の乱れた上部20～30cmを地盤作成時と同じ粘性土で入れ換えて、地盤が同一になるように務めた。次に、ケースF-1において粘性土全体を入れ換えて、新規に軟弱地盤を作成し、ケースF-2以降は、ケースN-2以降と同様の方法をとった。なお、実験を始める前にコーン貫入試験を実施し、コーン指数が各ケースともほぼ同一であることを確認した。

測定項目は、載荷強度、ジオテキスタイル両端に発生する張力、地盤(ジオテキスタイル)の表面変位量、土中土圧、地盤がジオテキスタイルを押し上げる圧力、およびネットのひずみである。表面変位量、地盤の押し上げ圧力の測定位置、およびひずみゲージの位置を図-3に示す。

4. 実験結果

1) 荷重～沈下曲線

載荷強度と載荷板直下の沈下量の関係をネットの場合を図-4に、不織布の場合を図-5に示す。図-4における点A, B, C, Dは、それぞれの載荷強度における地盤の極限支持力とみなされる。これより両端張力が大きいほど極限支持力は大きくなっている。なお、ケースN-2(両端固定のケース)においては極限支持力とみなされる点が今回の実験では発生しなかった。図-5における点A, B, Cも、それぞれの載荷強度における地盤の極限支持力とみなされる。ネットのケースと同様、両

端張力が大きいほど極限支持力は大きくなっている。なお、ケースF-2（両端固定のケース）においては、極限支持力とみなされる点が今回の実験では発生しなかった。また、ケースF-5においては、極限支持力とみなされる点は明確ではないが、点Cの沈下量に近い点D'を極限と仮定した。以下、点A, B, C, D, およびD'における地盤の表面変位等について検討する。

2) 地盤表面の変位

極限支持力に達したときの地盤の表面変位（図-3のX-X'方向の鉛直成分）を図-6（ネット）、図-7（不織布）に示す。図-6より無補強のケースにおいて、地盤は載荷板の近くで急激に沈下しているが、ネット敷設のケースはいずれも沈下形状は滑らかに変化し、しかも両端に張力を与えることによってその影響範囲も広がっている。なお、ネット敷設のケースにおいて、いずれの両端張力のときも載荷板脇のネットと水平面のなす角 θ はほぼ同じ（約20度）であった（図-8）。不織布の場合もネットのケースと沈下形状は似た傾向を示

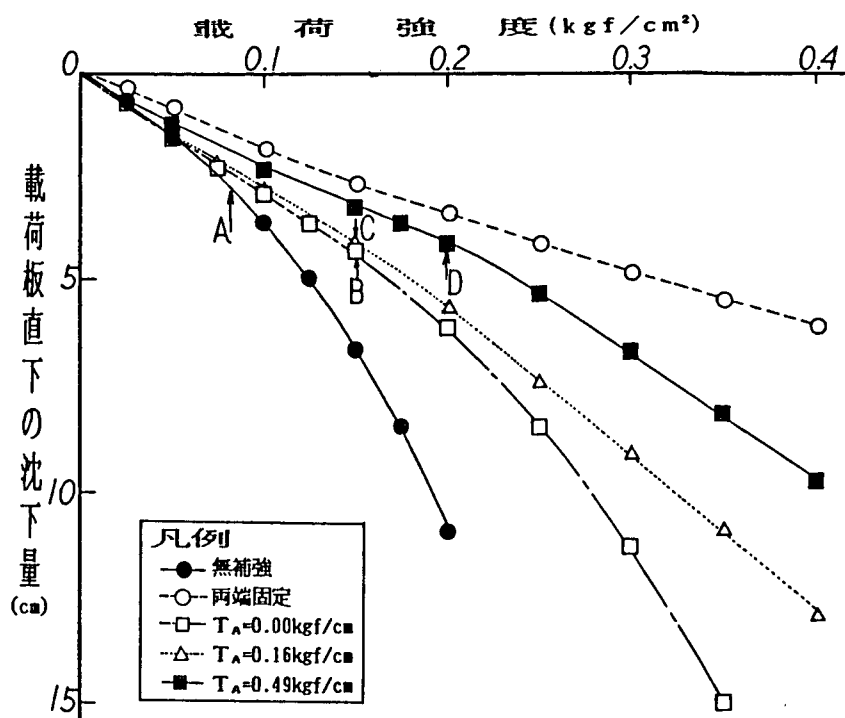


図-4 載荷強度と載荷板直下の沈下量との関係（ネット）

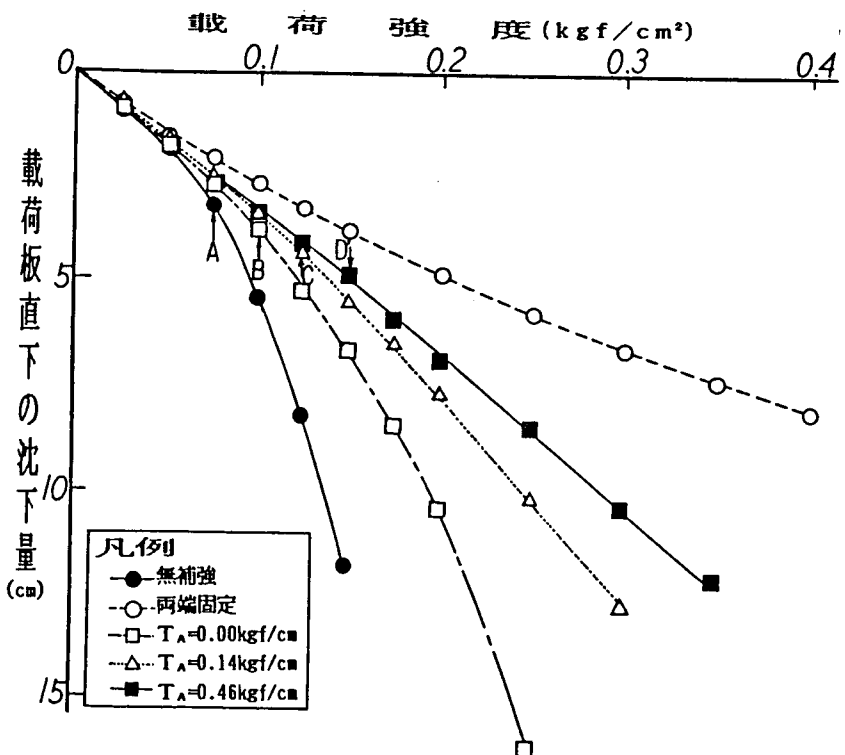


図-5 載荷強度と載荷板直下の沈下量との関係（不織布）

すが、両端の張力が大きくなっても沈下の影響範囲はほぼ一定となっている。また、図-8に示すように載荷板脇のネットと水平面のなす角 θ は、両端張力が大きくなるにしたがって、小さくなっている。ここで、沈下の影響範囲について若干の考察を加える。図-6、7のような地盤表面の形状図に

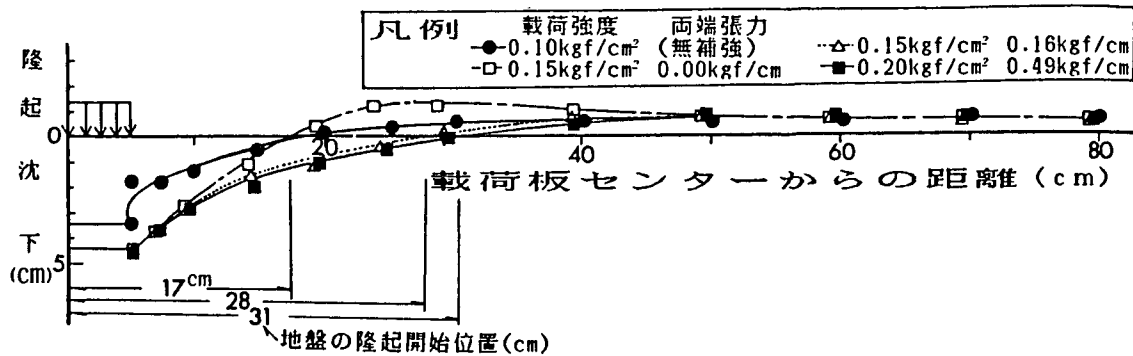


図-6 地盤の表面変位 (ネット)

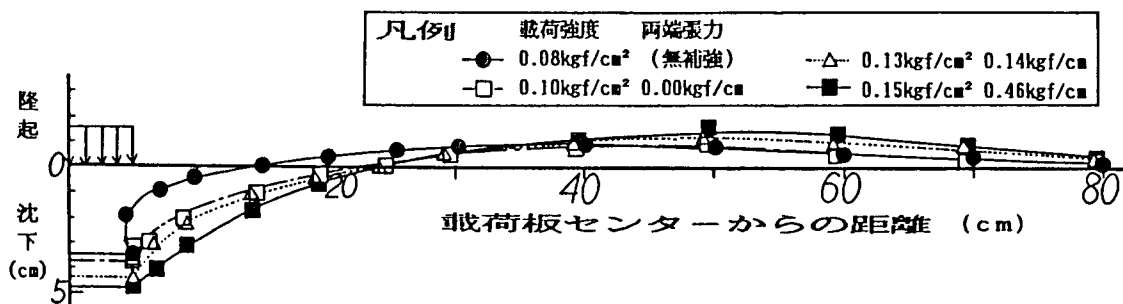


図-7 地盤の表面変位 (不織布)

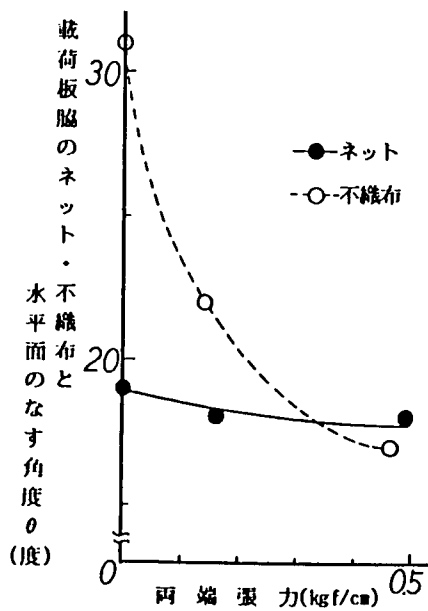


図-8 両端張力とθとの関係

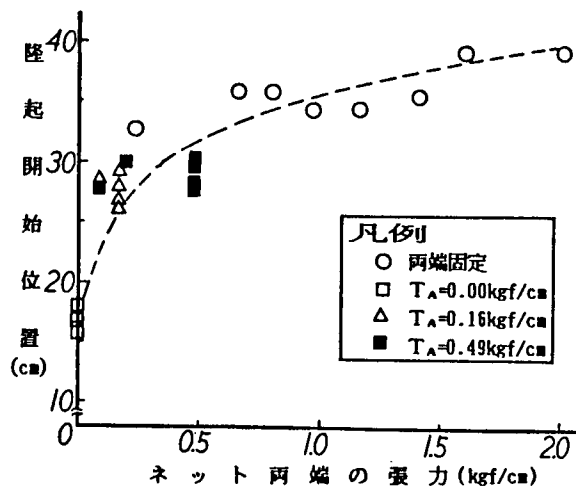


図-9 ネット両端の張力と隆起開始位置との関係

において曲線(地盤表面)が、沈下から隆起になる点(沈下量、隆起量とも0の点)の荷重板センターからの距離を隆起開始位置と称し、これとネットの両端の張力との関係を図-9に示す。両端張力が大きくなると隆起開始位置は荷重板センターから離れる傾向にある。これは、両端張力の増加とともに、あたかもネット全体の剛性が増加したようになり、荷重分散効果が大きくなった為と考えられる。

また、不織布のケースにおいては、無補強の場合と比べ、不織布を敷設したケースで隆起位置が離れている。しかし、両端張力を大きくしても、ネットの場合のように隆起位置が離れるような傾向はみられなかった。

3) 地盤の支持力

ジオテキスタイル敷設による地盤の支持力増加について考察すると、支持力が増加する要因は次の2つが考えられている。1つは、載荷板端近傍のジオテキスタイルに発生する引張り力の上向きの力であり、1つは、地盤がジオテキスタイルを押し上げようとする力に対する押さえ効果である。これらは山内らの提案した(1)式における、それぞれ第3項、第4項にあたる。なお、第1項は地盤の粘着力による支持力の項であり、第2項は根入れによる支持力の項である。

$$q = \alpha \cdot C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 2T_i \sin \theta / B + N_q \cdot q_r \cdots \cdots (1)$$

ここで、 q : 極限支持力(kgf/cm²)、 α : 形状係数、 C : 軟弱土の粘着力(kgf/cm²)、 γ : 軟弱土の単位体積重量(kgf/cm³)、 D_f : 地盤のめり込み量(cm)、 B : 載荷幅(cm)、 T_i : 載荷板端におけるジオテキスタイルに生じる張力(kgf/cm)、 θ : 載荷板端におけるジオテキスタイルと水平面とのなす角度(度)、 q_r : 地盤がジオテキスタイルを押し上げる力(kgf/cm²)

初めに、ネットの場合について考察する。図-6に示すように、載荷板脇のネットと水平面のなす角 θ は両端張力によらずほぼ一定である(約20度)が、両端張力が大きくなればネット近傍に発生する伸びひずみ(引張り力 T)も大きくなり(図-10)、全体として第3項が増加する。次に、第4項の q_r にあたる押し上げ圧力を実測した結果を図-11に示す。図から、載荷板に近いほど押し上げ圧力は大きくなる分布形状が得られた。また、両端張力が大きいほど、広い範囲に分布する傾向にある。ここで、実測値を用いて計算した第3項および第4項と両端張力との関係を図-12に示す。両端張力の増加とともに第3項、第4項とも増加する傾向にあるが、第4項は第3項に比べて増加の割合が大きいことがわかる。ただし、第4項に用いた押し上げ圧力は、等分布荷重によって周辺地盤の隆起を押さえる効果とみなしているため、計算に用いた実測値は、図-11に示す押し上げ土圧の分布が載荷板脇から直線的に減少していると仮定して、その作用範囲内の平均値を求めたものである。今回の実験から、ネットの敷設による押し上げ圧力は両端張力に大きく影響され、図-12に示すような関係のあることが判明した。

不織布の場合についても同様の考察をする。載荷板脇のネットと水平面のなす角 θ は、両端張力が大きくなるにしたがって、小さくなっている(表-2)が、両端張力が大きくなれば不織布近傍に発生する伸びひずみ(引張り力 T)が大きくなり(図-13)、全体として第3項が増加する。ただし、不織布に生じる伸びは実験中は測定できなかったもので、実験終了後測定した伸びから、載荷重が極限支持力に達したと考えられる時の不織布の伸びを推定し、その時不織布に生じた引張り力を推定した。ただし、載荷強度と不織布の伸びの関係は線形と仮定した。第4項に関しては、ネットの場合と同様の傾向がみられた(図-14、図-15)。

表-2に、実測値を用いて(1)式より極限支持力を試算した結果を示す。これより、極限支持力の実測値と計算値はほぼ似通った値を示しており、今回の実験においては(1)式は適用できそうである。

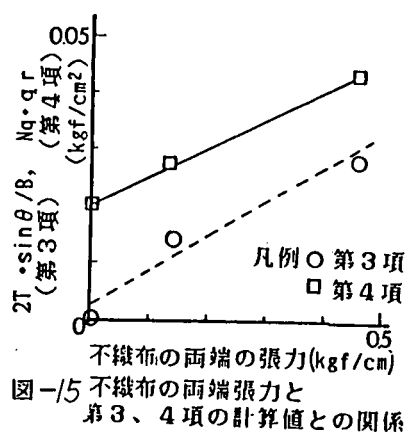
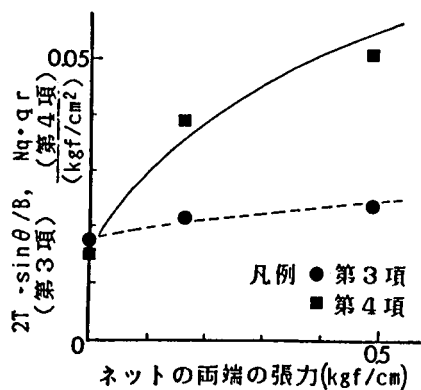
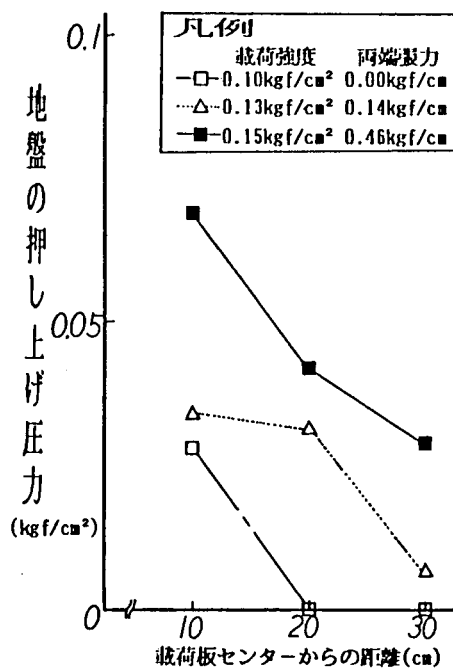
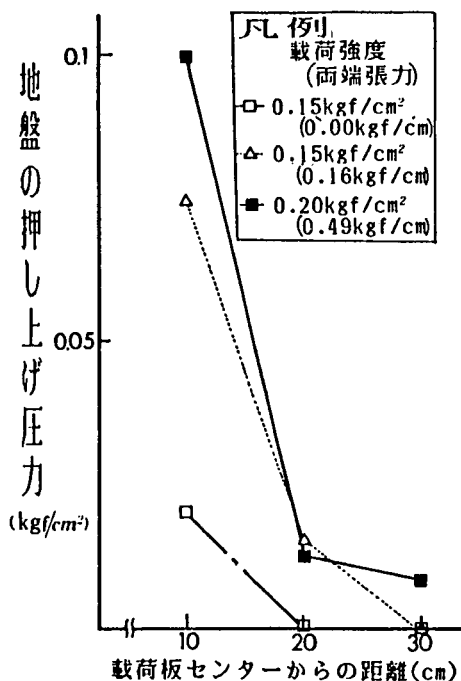
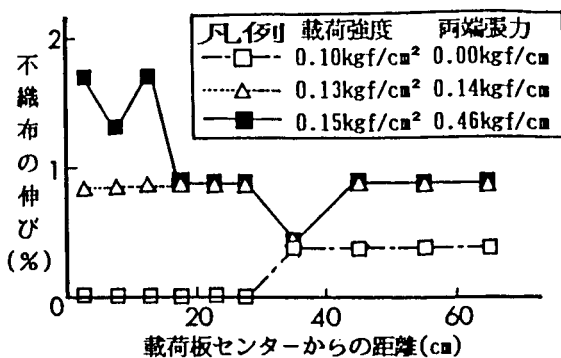
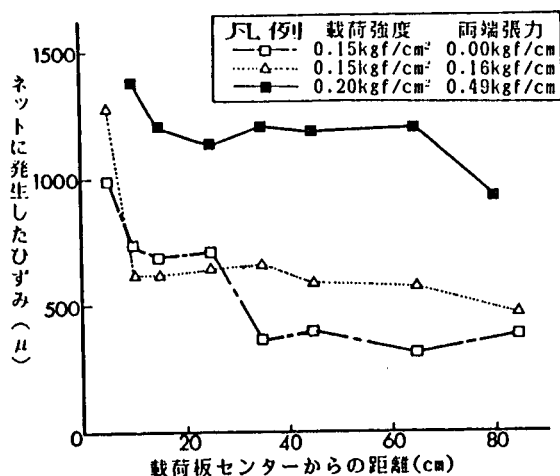


表-2 極 限 支 持 力 試 算 結 果

ジオテキスタイルの種類	ジオテキスタイルの両端の引張り力	極限支持力の実測値	第1項	第2項		第3項					第4項		計算による極限支持力q		
			$\alpha C N_c$	Df	$\gamma D f N_q$	T	Ti	θ	$2T \sin \theta / h$	$2T_i \sin \theta / h$	qr	qrNq	無補強	q(T)	q(Ti)
ネット	無補強	0.08	0.095	3.2	0.005	—	—	—	—	—	—	—	0.100	—	—
	T=0	0.15	0.095	4.3	0.007	0.0	0.273	19	0.000	0.018	0.015	0.015	—	0.117	0.135
	T=0.16	0.15	0.095	4.2	0.007	0.16	0.348	18	0.010	0.022	0.040	0.040	—	0.152	0.164
	T=0.49	0.20	0.095	4.2	0.007	0.49	0.349	18	0.030	0.022	0.050	0.050	—	0.182	0.174
不織布	無補強	0.08	0.084	4.5	0.008	—	—	—	—	—	—	—	0.092	—	—
	T=0	0.10	0.084	3.8	0.006	0.000	0.000	31	0.000	0.000	0.019	0.019	—	0.109	0.109
	T=0.14	0.13	0.084	4.4	0.007	0.140	0.139	22	0.010	0.010	0.029	0.029	—	0.130	0.130
	T=0.46	0.15	0.084	4.8	0.008	0.460	0.286	17	0.027	0.017	0.044	0.044	—	0.163	0.153

T : ジオテキスタイル両端に生ずる張力
Ti : 載荷板近傍に生ずるジオテキスタイル張力

4) クラックの発生状況

図-16にケースN-1～5の載荷実験終了後の地盤表面のクラックの発生状況を示す。無補強の場合は、載荷板の近傍に大きなクラックが発生し、載荷板上に地盤がせり出している。また、ネットを敷設した場合は、両端の張力が大きくなるほどクラックは小さくなり、発生数も減少し、発生場所は載荷板より遠くなっている。不織布の場合も同様の傾向がみられた。これらより、ジオテキスタイルを敷設することにより荷重分散効果が大きくなり、また、両端に張力を与えることによりその効果はさらに大きくなっていることが伺える。

5. おわりに

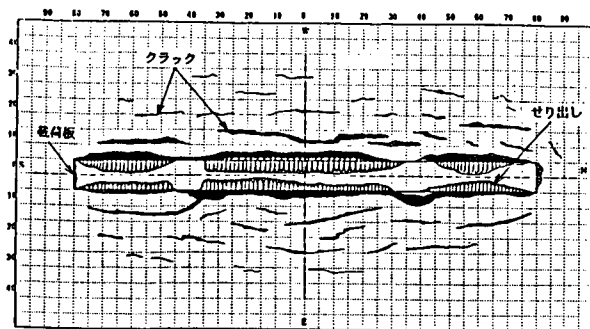
ジオテキスタイル敷設地盤において、ジオテキスタイルの両端張力（拘束力）が大きいほど大きな支持力が得られた。これは、両端張力が増加するに従い、載荷板脇のジオテキスタイルの上向きの力が大きくなり、また同様に地盤の押し上げ圧力も大きくなるためと考えられる。さらに、このふたつの要因を比較すると、両端張力が大きくなるほど載荷板脇のジオテキスタイルの上向きの力に比べ、押し上げ圧力の方が地盤の支持力に大きく影響していることがわかった。また、ジオテキスタイルの両端張力と押し上げ圧力の関係は、図-12、13に示すような傾向にあることが認められた。

(1) 式は、今回の実験の範囲では適用できると考えられる。しかし、Tやqr等は実測値を用いている為、設計に(1)式を適用する為には図-12、13のような関係から推定する手法が必要であると思われる。

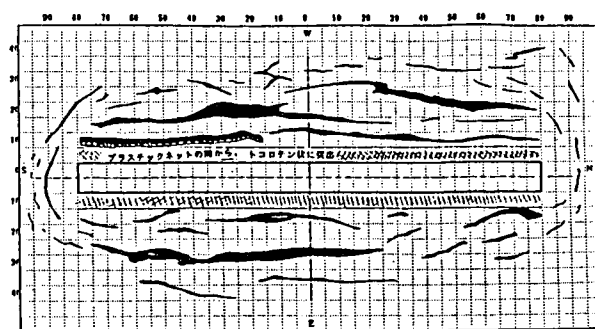
今後、FEM解析と実験等を通して、両端張力（拘束力）と地盤の支持力ならびに変形挙動に着目した考察を加えていきたいと考えている。

《参考文献》1) 山内、後藤：敷網工の実用支持力公式の一提案、九大工学集報、1979

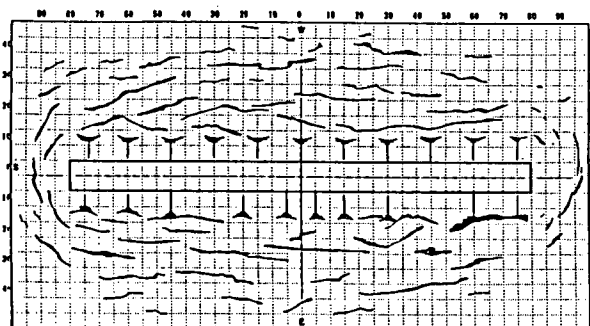
2) 渡：ジオテキスタイル利用工法の設計と施工、建設図書、1987



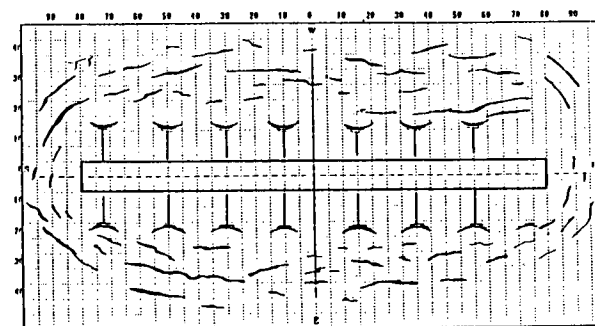
(a) 無補強、載荷強度 0.20kgf/cm^2 (N-1)



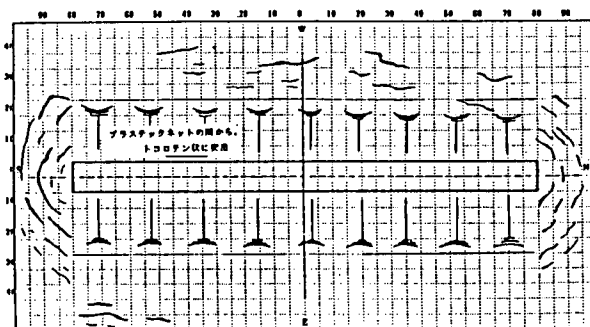
(b) 両端張力 0.00kgf/cm 、載荷強度 0.35kgf/cm^2 (N-3)



(c) 両端張力 0.16kgf/cm 、載荷強度 0.40kgf/cm^2 (N-4)



(d) 両端張力 0.49kgf/cm 、載荷強度 0.50kgf/cm^2 (N-5)



(e) 両端張力 2.82kgf/cm 、載荷強度 0.75kgf/cm^2 (N-2)

図-16 地盤表面のクラックの発生状況

4 章 今年度の総括

今年度は本共同研究の2年目にあたり、昨年度の研究成果を踏まえて、さらに調査・研究を発展させた。今年度の研究成果を総括すると、以下のとおりである。

(1) ジオテキスタイルの試験法と工学的特性に関する研究

ジオテキスタイルの試験法と工学的特性について、本年度は主としてそのクリープ特性、透水性、ならびに引抜き特性に関する試験・研究を実施した。

クリープ試験機に関しては、ネックダウンを伴う伸びを抑制するための引張り部機構について実験的な検討を行い、その成果を踏まえて新たな機構を有するクリープ試験機を開発した。また、ジオテキスタイルの透水性を調べるために、水平方向透水試験機および万能透水試験機の設計・試作を行なった。これらの試験については、今後ジオテキスタイルの種類、土質および試験条件などを変えた種々の実験を行ない、ジオテキスタイル用の試験機ならびに試験法の確立を目指して、さらに改良・改善を行なう予定である。

ジオテキスタイルの引抜き試験に関しては、試験機の使用上の留意点と合わせて、次のようなことが明らかになった。すなわち、①土槽内の土圧分布を考慮して試験片の配置を決める必要があること、②引抜きせん断力は試験片の幅や面積の影響を受けること、③引抜き速度によって引抜きせん断力の発現過程にバラツキがみられること、などである。これらの点は、今後の引抜き試験の試験法を確立する上での基礎資料として役立つことが期待される。また、土の締固め度が引抜きせん断力に与える影響については、相対密度が大きくなるにつれて補正係数 α が大きくなることや、引抜きせん断力に及ぼすダイレイタンシーの影響が明らかになった。

(2) 土中のジオテキスタイルの変形挙動に関する研究

本研究では、引抜き試験による土とジオテキスタイルの相互挙動に関する研究や、数値解析による土中のジオテキスタイルの挙動とその補強効果に関する研究、ならびにジオテキスタイルを路床に利用したときの補強効果に関する実験的研究などを実施した。

まず、ポリマーグリッドの引抜き試験では、土の締固め度が引抜きせん断力に与える影響がかなり大きいこと、また、上載圧の小さい範囲では引抜き抵抗の評価には土の内部摩擦角と粘着力の両者を考慮すべきであること、などの点が明らかとなった。さらに、ジオテキスタイルを敷設した実際の盛土の変形挙動を調べるために、ポリマーグリッドでのり面を補強した高さ20mの高盛土を施工し、その挙動観測を開始した。

次に、剛体-ばねモデルを用いた弾塑性解析によって土中のジオテキスタイルの挙動ならびにその補強効果について検討を加えた。その結果として、①ジオテキスタイルを盛土内部に水平に敷設するのと同時に斜面表面にも敷設する方が斜面の変形抑止効果が大きいこと、②解析において段階盛土を考慮しなくても補強効果の判定が可能であること、③擁壁背面にジオテキスタイルを敷設した場合には擁壁の水平変位あるいは回転によって土圧低減効果があることが判明した。

また、グリッドの補強効果に対する弾・粘塑性FEMの適用性についても検討した。FEM解析の結果から、水平に敷設したグリッドに垂直方向の荷重が作用する場合には、グリッドを引張り補強材として評価するだけでは補強効果を表現することが難しく、グリッ

ドをせん断剛性を持つトラス材として表現する必要があることなどを指摘した。

ジオテキスタイルによる立体構造の路床への利用に関する研究では、ジオテキスタイルによる立体形状が補強効果に及ぼす影響を部分載荷実験および動的変形特性試験によって調べ、砂の側方膨張を拘束するようにジオテキスタイルを使用すると補強効果が大きいことなどを指摘した。

(3) ジオテキスタイルによる土構造物の補強に関する研究

ジオテキスタイルによる土構造物の補強に関する研究では、次に示す6つテーマについて検討を加えた。

まず、スパンボンド不織布による盛土の降雨時の安定性を調べるために、人工降雨による大型盛土崩壊実験を実施した。その結果、無補強の場合に比べて不織布で補強した盛土の安定性がかなり高いことが実証され、同時に、スパンボンド不織布による排水効果も確認された。また、スパンボンド不織布の物性経年変化に関する事例調査を行い、多くの基礎的な資料を得た。

次に、ポリマーグリッドで補強した盛土についても降雨時の安定性を調べるための大型実験を実施した。その結果、①ポリマーグリッドを水平多層に敷設すると盛土体を一体化させる効果があること、②見かけの粘着力の増加率を考慮することによって一体化の効果を定量的に表すことが可能なこと、③のり面処理工の機能を発揮させるためには剛性が必要なこと、などの点が明らかとなった。

不織布を用いた盛土の耐震対策工法に関する研究では、補強土の繰返し三軸試験、遠心力模型載荷実験、小型～大型の模型振動実験などの結果から、①不織布の剛性が高いほど液状化に対する補強効果が大きいこと、②のり面勾配が急な補強盛土では地震時には補強されたブロックが一体として挙動すること、③液状化性地盤上の盛土を補強すると地震時に盛土が沈下した場合でも天端の平坦性を確保できること、④傾斜地盤上の補強盛土ではのり面処理工の働きが重要であること、などの点を明らかにした。さらに、各種の実験結果に対して円弧すべり法による安定解析が適用可能なことを示した。

ジオテキスタイルを用いた土留構造物に関する研究では、ジオテキスタイルの剛性が補強効果に及ぼす影響を載荷実験と有限要素法による数値解析によって明らかにした。また、実物大の模型崩壊実験を行い、土留構造物が安定を保ちうる最小限のジオテキスタイルの敷設長を明らかにした。また、この実験から、①ジオテキスタイルの材質によって土留構造物の変形特性、崩壊形態が異なること、②ジオテキスタイルの最大伸びひずみはクーロンの主働崩壊面の付近に発生すること、などの点が明らかになった。

ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法に関する研究では、まず、ジョイント要素の非線形性を考慮したFEM解析手法の有用性を明らかにした。また、ジオテキスタイルの剛性および改良柱体の配置が沈下量低減効果に及ぼす影響を小型土槽実験によって明らかにした。さらに、ジオテキスタイルによる不同沈下軽減効果が現地試験によって検証された。

ジオテキスタイルを用いた軟弱地盤強化工法に関する研究では、①ジオテキスタイルの伸び剛性が高いものほど沈下を抑制し、大きな支持力が得られること、②ジオテキスタイルの両端拘束力が大きいほど大きな支持力が得られること、③これらの実験結果に対して

シート・ネット工法の支持力公式が適用可能なこと、などの点を明らかにした。

以上、今年度の研究成果を総括したが、来年度はこれらの成果を踏まえて一層の調査・研究を進め、内容の充実を図って生きたいと考えている。特に、来年度は本共同研究の最終年度にあたるため、各テーマについて安定解析法のとりまとめ等を行う予定である。

ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する共同研究報告書（その2）

共同研究報告書第 6 号
昭和 63 年 1 月(1988)
土 質 研 究 室
施 工 研 究 室
動 土 質 研 究 室

要旨

本報告書は、建設省土木研究所と上記18社との共同研究として昭和60年度から62年度までの予定で研究を進めている「ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する研究」について、昭和61年度分を取りまとめたものである。

本研究は、ジオテキスタイルを土構造物に広く利用するにあたって、ジオテキスタイルの土中での挙動を正しく把握するとともに、その効果を明らかにし、設計・施工法に結び付けていくことを目的としている。このため、共同研究の内容をジオテキスタイルの試験方法および工学的特性に関する研究、土中でのジオテキスタイルの変形挙動に関する研究、ジオテキスタイルによる土構造物の補強に関する研究、に分けそれぞれについて研究を進めているが、本報告書はこれらの研究成果を1冊に取りまとめている。

キーワード：ジオテキスタイル、補強土工法、盛土、土留め擁壁、軟弱地盤、耐震対策、試験法、設計法、施工法

郵便はがき

四十円切手
をはって下さい。

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
土質研究室 御中

No. 002

No. 002

配布先氏名

配布先住所



ジオテキスタイルの土中で
の挙動とその効果に関する
共同研究報告書（その2）

部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印