



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1)

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 計 (株)
清 水 建 設 (株)	不 動 建 設 (株)
大 成 建 設 (株)	前 田 建 設 工 業 (株)
住 友 建 設 (株)	(株) 丸 東 製 作 所
(株) 竹 中 工 務 店	三 井 石 油 化 学 工 業 (株)
(株) 竹 中 土 木	ユ ニ チ カ (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1)

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1)

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60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62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60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
前建設省土木研究所機械施工部長	千田昌平
建設省土木研究所土質研究室	久楽勝行
〃 土質研究室	三木博史
〃 土質研究室	吉岡 淳
〃 土質研究室	青山憲明
前建設省土木研究所土質研究室	関 一雄
建設省土木研究所土質研究室	細谷政和
〃 土質研究室	竹内辰典
〃 土質研究室	工藤浩一郎
〃 土質研究室	林 義之
〃 土質研究室	佐藤正博
建設省土木研究所施工研究室	嶋津晃臣
〃 施工研究室	見波 潔
〃 施工研究室	藤川昌幸
〃 施工研究室	塚田幸広
前建設省土木研究所施工研究室	岩瀬真二
建設省土木研究所施工研究室	中田公基
〃 施工研究室	嶋田 功
〃 施工研究室	川村浩二
建設省土木研究所動土質研究室	古賀泰之
〃 動土質研究室	谷口栄一
〃 動土質研究室	伊藤良弘
〃 動土質研究室	森下 義
〃 動土質研究室	島津多賀夫
〃 動土質研究室	鷺田修三

梶谷調査工事(株)土木設計部	吉田 弘
〃 調査部試験室	佐治弘陽
〃 土木設計部	稲田栄作
〃 調査部試験室	一戸敏也
鹿島建設(株)技術研究所	保国光敏
〃 技術研究所	阿部 裕
〃 技術研究所	浜中聡生
清水建設(株)土木本部技術部	高木 肇
〃 土木本部開発部	奥村忠彦
〃 技術研究所	了戒公利
〃 技術研究所	桂 豊
〃 技術研究所	西尾伸也
〃 土木本部技術部	町田恭法
〃 土木本部基礎工事部	伊勢寿一
〃 土木本部設計部	鈴木 建
〃 土木本部設計部	萩迫栄治
〃 大崎研究室	近藤 司
住友建設(株)技術研究所	山本隆治
〃 技術研究所	山内博司
〃 技術研究所	上原精治
〃 技術研究所	太田元明
〃 技術研究所	土居洋一
大成建設(株)技術研究所	永田 守
〃 技術研究所	坂口昌彦
〃 技術研究所	中西 章
〃 技術研究所	酒見卓也
(株)竹中工務店竹中技術研究所	加倉井正昭
〃	山下 清

㈱竹中工務店竹中技術研究所	堀 淳二	復建調査設計㈱地質調査部	大西昭彦
㈱竹中土木技術本部	神崎 靖	不動建設㈱特殊工法事業本部	水野恭男
〃 技術本部	坂口修司	〃 特殊工法事業本部	磯田知広
鉄建建設㈱技術開発本部	堀松和夫	〃 技術開発室	奥田達也
〃 技術開発本部	丸尾茂樹	前田建設工業㈱技術研究所	伊藤雅夫
〃 技術開発本部	前川昭礼	〃 技術研究所	熊谷浩二
〃 技術開発本部	岩崎次夫	〃 技術研究所	白沢 真
〃 技術開発本部	中根 淳	〃 技術研究所	杉浦研五
〃 技術開発本部	伊藤康治	〃 技術研究所	上出 厚
東急建設㈱技術研究所	黒田栄三	〃 電算センター	松井幹夫
〃 技術研究所	中村和之	㈱丸東製作所社長	今井帰一
〃 技術研究所	田村幸彦	〃 企画部	深津秀雄
〃 技術研究所	南 哲久	〃 設計部	田口哲男
東洋紡スパンボンド㈱営業部	永野 豊	〃 製造部	黒川健一
〃 営業部	山田知正	〃 検査課	石川孝一
〃 営業部	飛口保勇	〃 製造部	伊藤利博
東レ㈱産業資材開発センター	加藤鎭一	〃 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㈱企画部	岩坪朗夫
〃 繊維資材事業部	中野正己	〃 不織布事業部	岩崎高明
〃 繊維資材事業部	中尾昭夫	〃 産業資材営業部	池上正宏
日本舗道㈱技術開発部	桃井 徹	〃 ポリマー応用研究所	小林是則
〃 技術開発部	泉 秀俊	〃 ポリマー応用研究所	守畠郁夫
㈱間組技術研究所	大野睦夫	ユニチカ㈱生産開発部	高橋修三
〃 技術研究所	加藤俊昭	〃 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㈱企画部	宮原健二		
〃 地質調査部	福田直三		

(60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
2 章 研究計画	3
2.1 研究体制	3
2.2 全体計画	4
3 章 ジオテキスタイルの利用方法と設計法の現状	9
3.1 ジオテキスタイルの利用方法	10
3.2 設計法の現状	39
3.2.1 盛土補強	39
3.2.2 土留め	48
3.2.3 軟弱地盤対策	59
3.2.4 排水	71
3.2.5 地震を考慮した設計法	77
4 章 研究内容	83
4.1 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	83
4.1.1 試験機の開発	83
4.1.2 試験法の検討及び力学的性質の解明	92
4.2 土中のジオテキスタイルの変形挙動に関する研究	104
4.2.1 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	104
4.2.2 剛体—ばねモデルを用いた解析による予測手法の開発	114
4.2.3 弾・粘塑性 F E M を用いた解析による予測手法の開発	133
4.2.4 繰返し載荷時の路床の変形挙動の実験的解明	141
4.3 ジオテキスタイルによる土構造物の補強に関する研究	147
4.3.1 不織布を用いた盛土補強工法の開発	147
4.3.2 ポリマーグリッドを用いた盛土補強工法の開発	155
4.3.3 不織布を用いた盛土の耐震対策工法の開発	168
4.3.4 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	180
4.3.5 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	194
4.3.6 軟弱路床の強化工法の開発	218
5 章 今年度の総括	225

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、材料及びコストの節減等が求められており、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、降雨時及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、様々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・施工法等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。従って、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および切土工法に関する試験調査」
動土質研究室	「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、土質試験機等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等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、様々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等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、上記各テーマ及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、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
備 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 備
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
備 間 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
楠竹中務店
(株)

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(株)

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
梶谷エンジニア(株)

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
東洋紡績
ユニレチカ

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)

土工質研究室
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)

研究室
研究建設
研建建
工水動
施清不

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)

研究室
研究建設
研建建
工建友
施鉄住

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)

研究室
研鋪道
質本
土日

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			←→



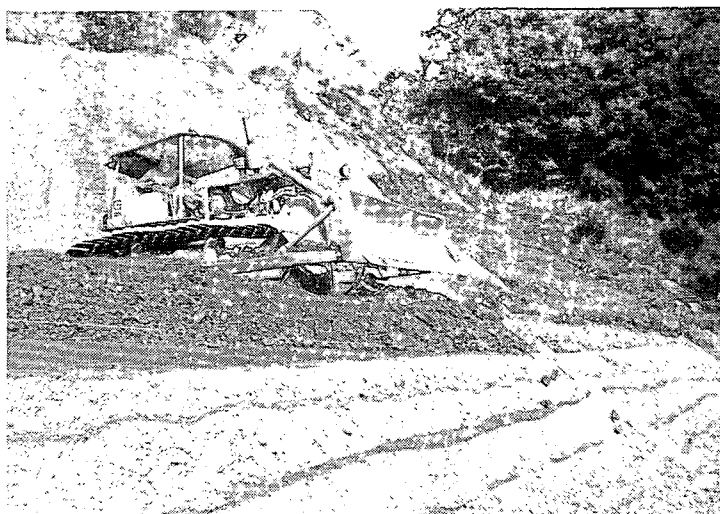
3章 ジオテキスタイルの利用方法と 設計法の現状

ジオテキスタイルの機能としては、基本的には分離作用、ろ過作用、排水作用、補強作用の4つがあげられるが、その他にも軟弱地盤の変形を拘束する作用、ジオメンブレンに代表される遮水作用があげられる。このような優れた機能を活したジオテキスタイルの利用方法としては以下のようなものがある。

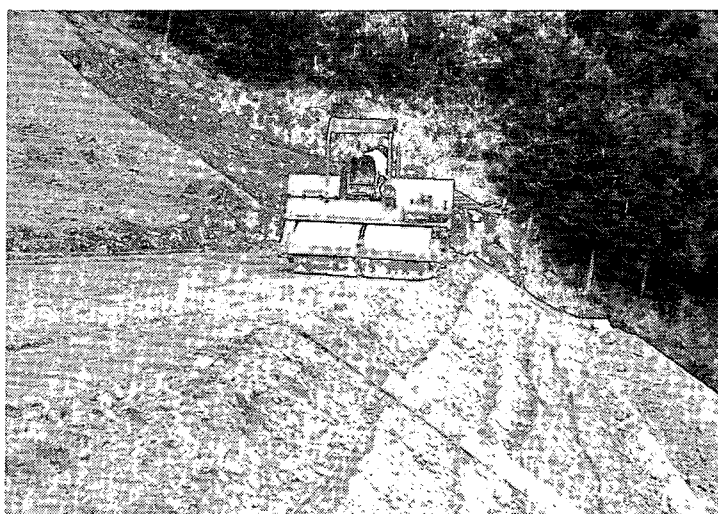
- ① 盛土の補強
- ② 土留めや擁壁などへの補強土工法
- ③ 軟弱地盤処理工法（シート工法、ネット工法など）
- ④ 盛土や擁壁背面などの過剰間隙水の排水
- ⑤ 吸出し防止、目づまり防止としてのフィルター材
- ⑥ 路床、路盤の強化
- ⑦ メンブレンを用いた止水、遮水工法

以上のような利用方法のうち、実際に現場で施工した実例を収集したところ、盛土補強が4件、擁壁の補強土工法が1件、軟弱地盤処理工法が1件、路床、路盤の強化が4件、盛土の過剰間隙水の排水が1件、メンブレンを用いた遮水が1件の合計12件が寄せられた。これらの施工例を3.1で記載するとともに、3.2では盛土補強、土留め、軟弱地盤対策、排水（フィルター材も含む）、地震を考慮した設計法について、現在考えられている設計法を紹介する。

5. 写 真



ブルドーザー（D5P）
にてまき出し状況



振動ローラーにて転圧
（法肩直上まで）



布設後の法面状態

施工時期	昭和51年5月～
施工場所	山梨県大月市笹子町中央高速道路笹子工区
施主	日本道路公団
施工業者	鉄建建設株式会社

1. 用途 盛土補強

盛土勾配が鉛直であるため、盛土に敷設し、すべり面の抵抗を増し、せん断変位の進行を止め、盛土のすべり破壊を防ぐ。

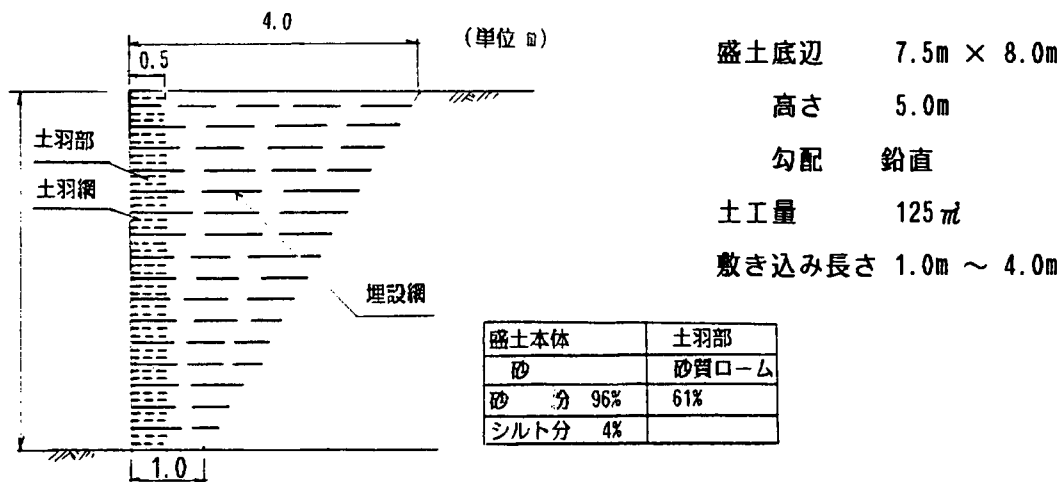
(ジオテキスタイルの機能：盛土補強)

2. ジオテキスタイルの種類

埋設網 銘柄 TN-40 (ニチモウ製)
材質 ポリエチレン、糸径 ϕ 2.0mm
目合 30mm×30mm 引張強度 2300kg/m

土羽網 銘柄 ラッセルネット (ニチモウ製)
材質 ポリエチレン、糸径 ϕ 0.7mm
目合 6mm×6mm 引張強度 500kg/m

3. 概略図



施工方法の概略：平均仕上り厚30cm、盛土全体で17層とした。1層で10cmピッチで土羽網を敷設した。

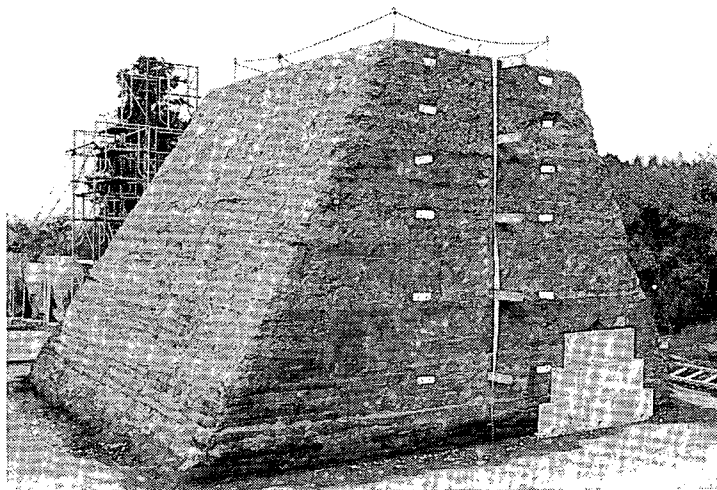
施工機械：プレートコンパクタ (HVC -52H)

4. 効果についての所見

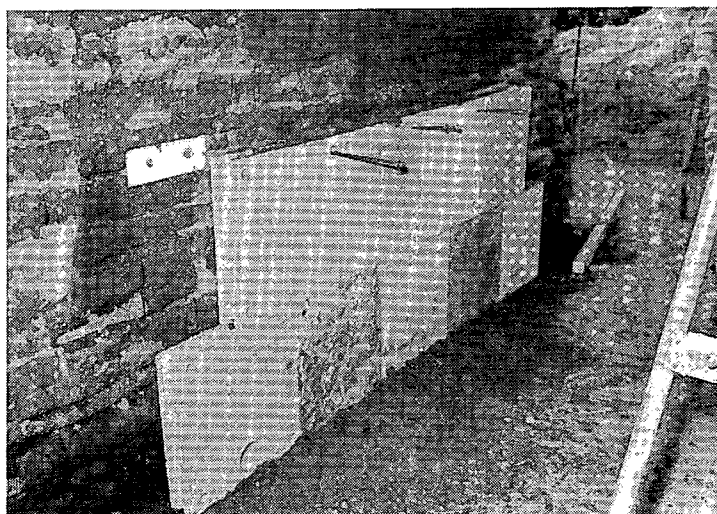
施工後 3年経過しているが、ほとんど変状は見られず多少土羽面の肌落がある程度である。

5. 写 真

鉛直盛土
法面部



法面防護ブロックの
ボルト打込みによる
定着



施工時期	昭和58年10月～
施工場所	千葉県成田市 鉛直盛土試験工事
施 主	
施工業者	鉄建建設株式会社

1. 用 途 盛土補強

高盛土であるため、盛土に敷設することにより、すべり破壊を防ぐ。

(ジオテキスタイルの機能：盛土補強)

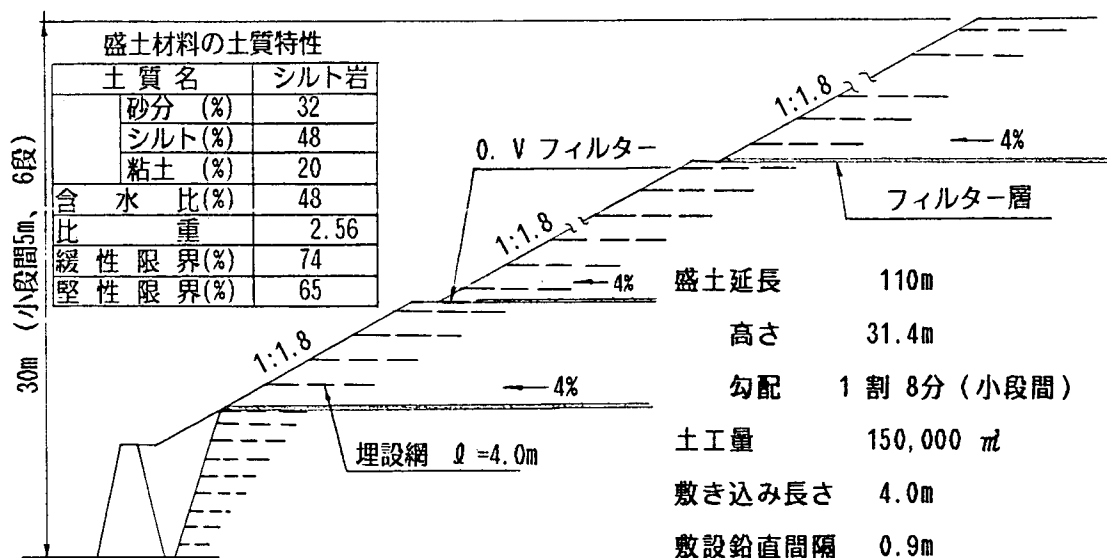
2. ジオテキスタイルの種類

埋設網 銘柄 TN-40 (ニチモウ製)

材質 ポリエチレン、糸径 ϕ 2.0mm

目合 30mm $\times$ 30mm 引張強度2300kg/m

3. 概略図



施工方法の概略：平均巻出し厚30cm、敷設鉛直間隔90cm、盛土全体で35層、

転圧、振動ローラー (BW-200、8tf 起振力32t)

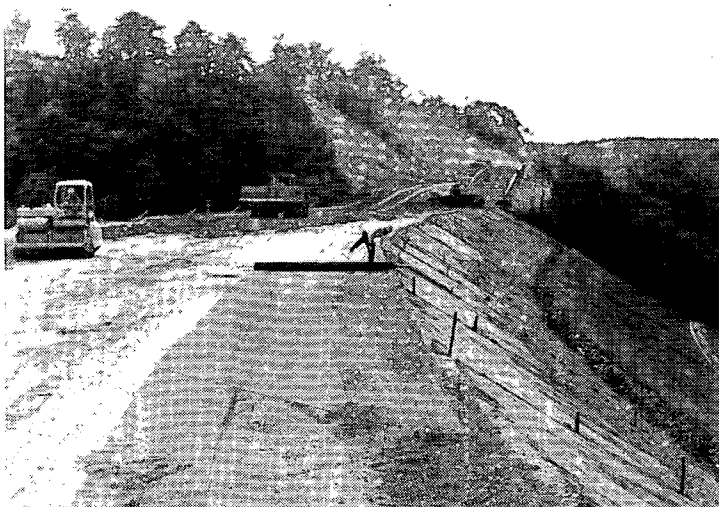
施工機械：ソイルコンパクター (k-300)、振動ローラー (BW-200)

ブルドーザー (D60P)

4. 効果についての所見

完成直後、M7.7という日本海中部地震を受けたが、当有料道路の高盛土部については、全く異状が確認されなかった。

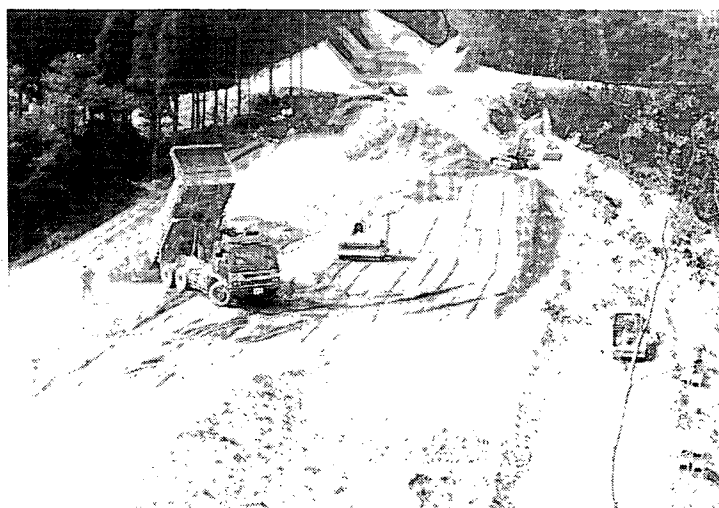
5. 写真



埋設網布設
状況



法肩部転圧
状況



盛土状況

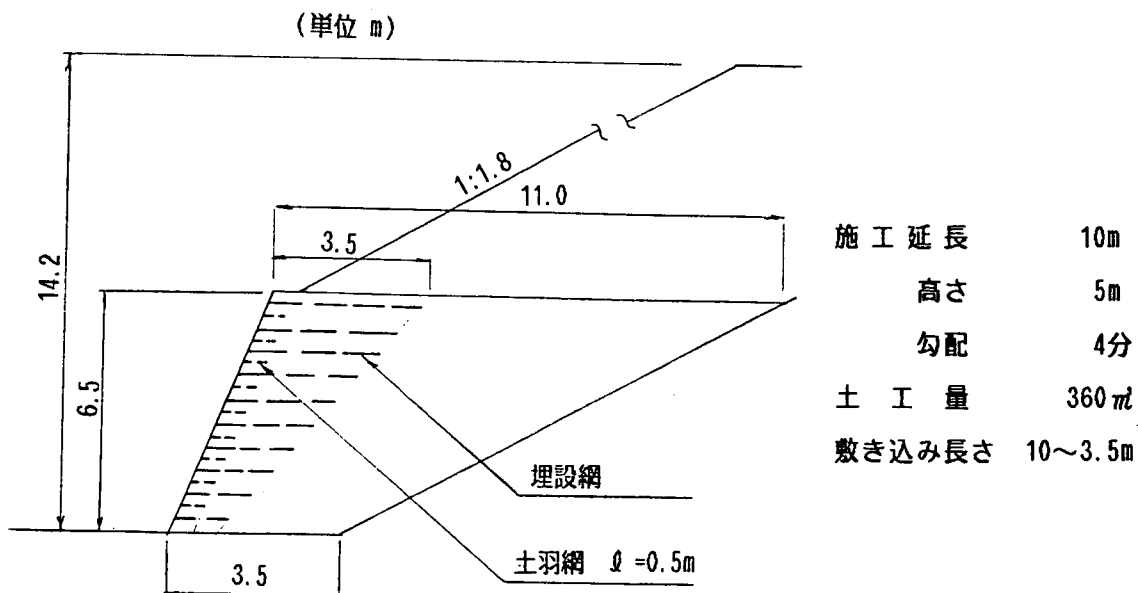
施工時期
施工場所
施主
施工業者

昭和57年1月～
秋田県秋田市 淀川～河辺有料道路工事
秋田県企業局
鉄建建設株式会社

切取擁壁の勾配と同一となるブロック構造とする急勾配盛土
(ジオテキスタイルの機能：急勾配盛土強化)

埋設網	銘柄	TN-40 (ニチモウ製)
	材質	ポリエチレン、糸径 ϕ 2.0mm
	目合	25mm×25mm 引張強度 2300kg/m

3. 概略図



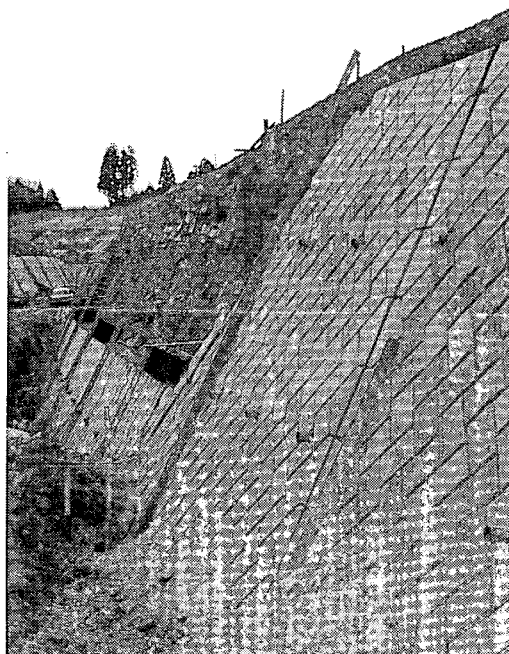
施工方法の概略：埋設網を30cm高さに背面すべり線より1m奥の土中に水平に敷設し、さらに土羽網を15cm高さに方面より50cmの深さまで水平敷設し、それぞれ転圧しながら盛土擁壁としたもの。

- ① 延長30m の法面高7.0mを15日間で施工したが、土羽面は、健全で土粒子の崩壊は、見られなかった。
- ② 冬期施工のため転圧を擁壁法面部でも十分に行なうことと、急施工のため前面に仮設盛土を併設した。その後仮設盛土を撤去した。

5. 写 真



急勾配盛土施工
勾配 1:04



盛土強化の前面は
間知ブロック施工

施工時期	昭和53年7月～
施工場所	岩手県江刺市 江刺中刻工業団地進入路工事
施主	住宅・地域振興整備公団
施工業者	鉄建建設株式会社

1. 用途 擁壁背面の土圧軽減

高盛土法尻にコンクリート擁壁があり、擁壁の押出し力を減少させる。

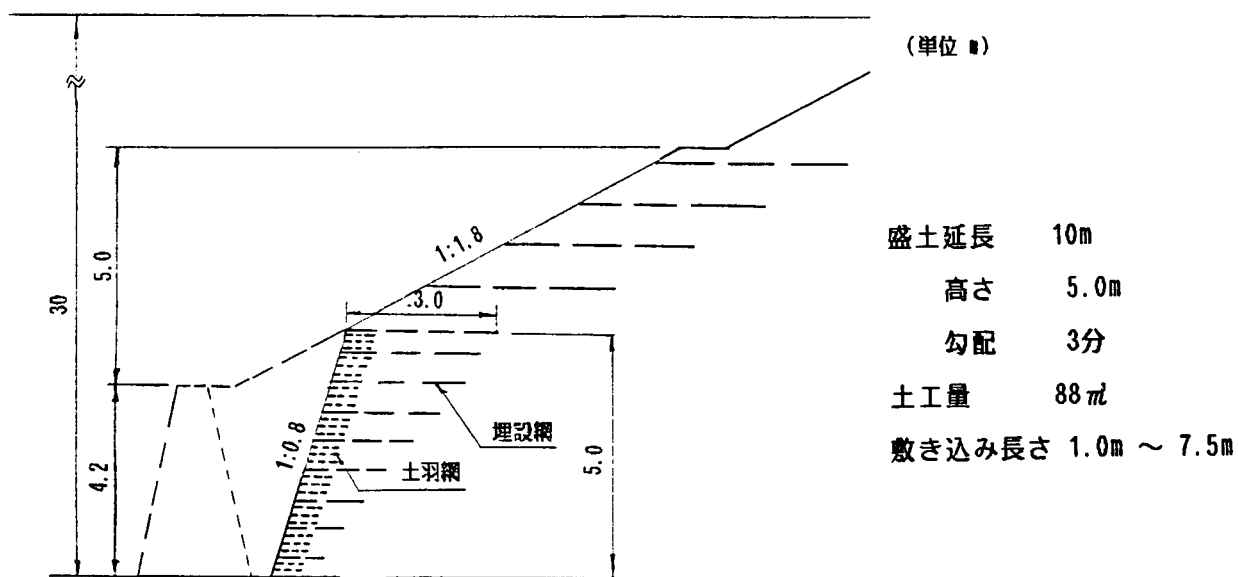
(ジオテキスタイル：背面土圧の転減)

2. ジオテキスタイルの種類

埋設網	銘柄	TN-40 (ニチモウ製)
	材質	ポリエチレン、糸径 ϕ 2.0mm
	目合	30mm×30mm 引張強度 2300kg/m

土羽網	銘柄	ラッセルネット (ニチモウ製)
	材質	ポリエチレン、糸径 ϕ 0.7mm
	目合	6mm×6mm 引張強度 500kg/m

3. 概略図

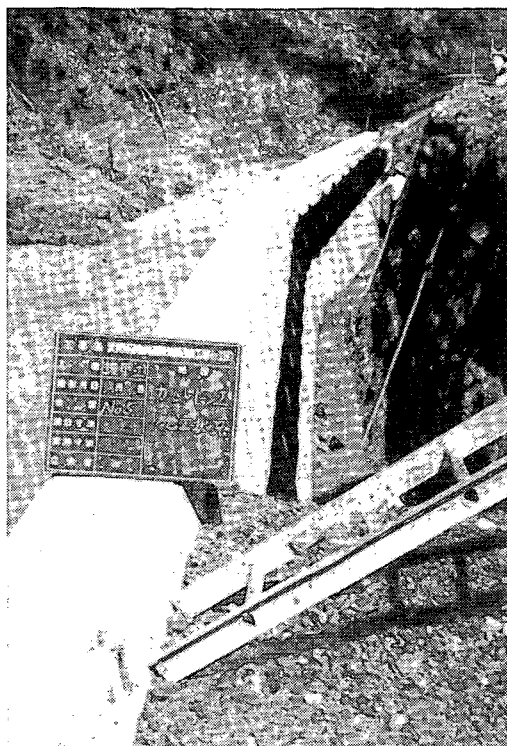


施工方法の概略：埋設網鉛直間隔60cm、盛土全体で 9層とし、この60cm一層に
15cmピッチ敷き込み長50cmの土羽網を敷設した。

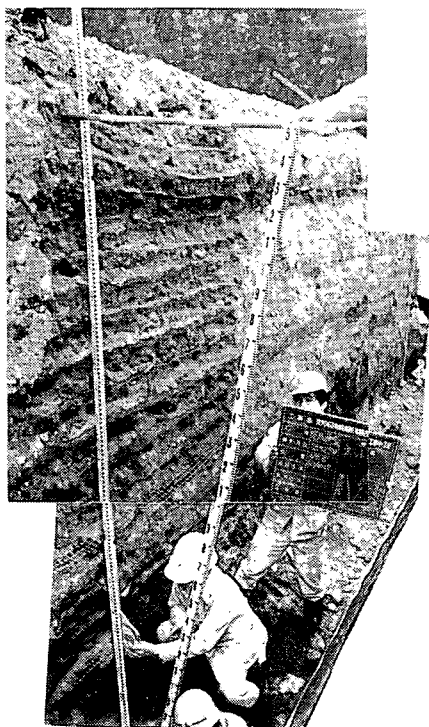
4. 効果についての所見

急勾配盛土で 5～ 6m まで立上がった後、重機類が法肩まで稼動したが、いったん
強化された補強盛土は、ビクともしなかった。

5. 写 真



コンクリート擁壁背面
急勾配盛土施工



法面部の埋設網、土羽網
の布設状態

施工時期	昭和57年1月～
施工場所	秋田県秋田市 淀川～河辺有料道路工事
施 主	秋田県企業局
施工業者	鉄建建設株式会社

1. 用途 表層処理工法

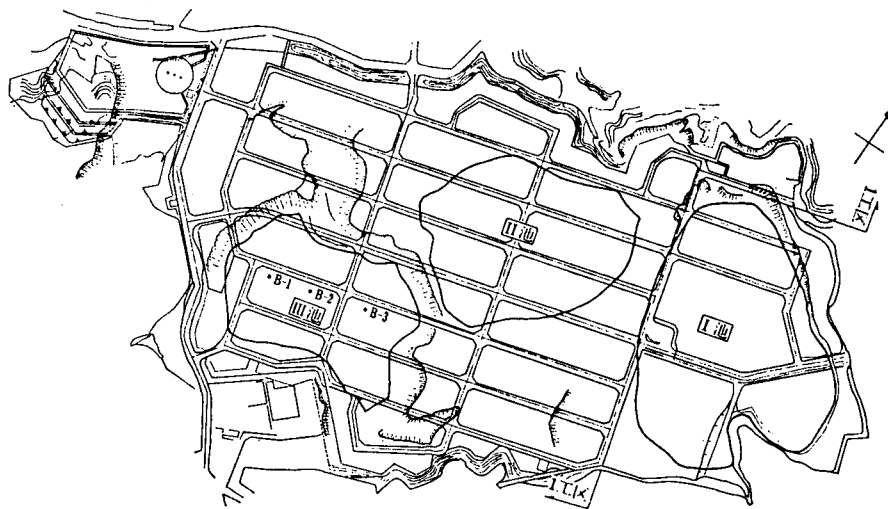
骨材洗浄時に発生したヘドロ上への盛土に際し，作業足場の確保と盛土地盤の安定化を図る。

(ジオテキスタイルの機能：地盤の補強)

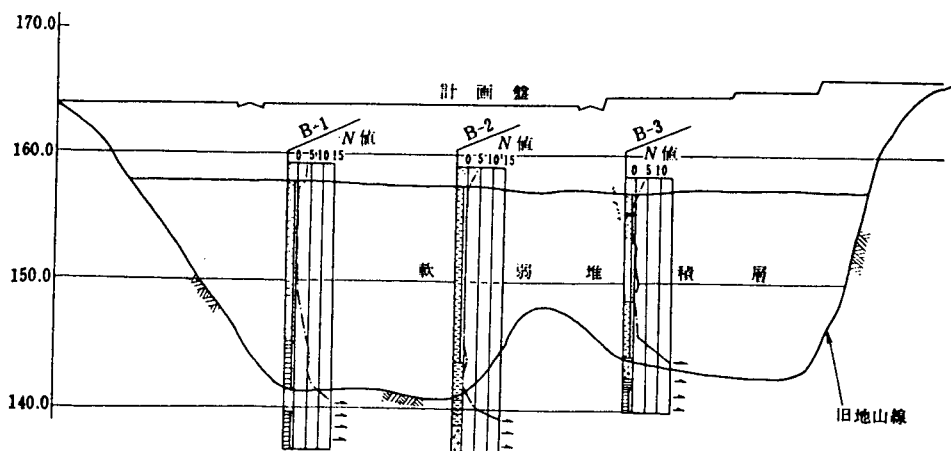
2. ジオテキスタイルの種類 ネット

ネット W 2m × L 30m
(ポリエステル) W 6m × L 30m
網 目 8mm × 8mm
引張強度 700kgf/m
重 量 850g/m²

3. 概要

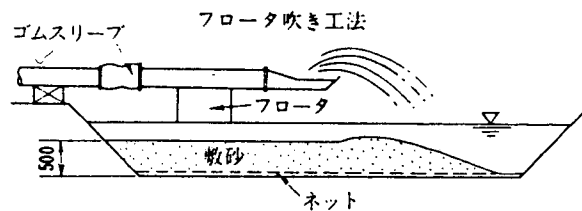


平面図

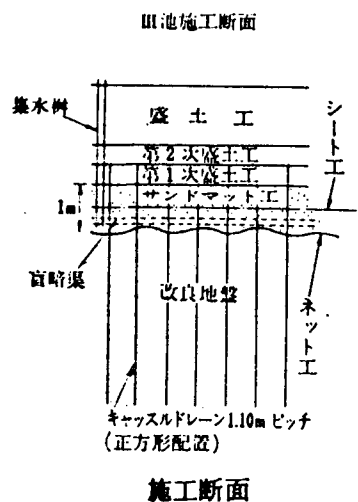


断面図

開発面積 18.6ha
 土工量 580,000m³
 盛土高 4～14m
 施工方法 人力敷設
 敷砂工は水搬工法



水搬工法の概要

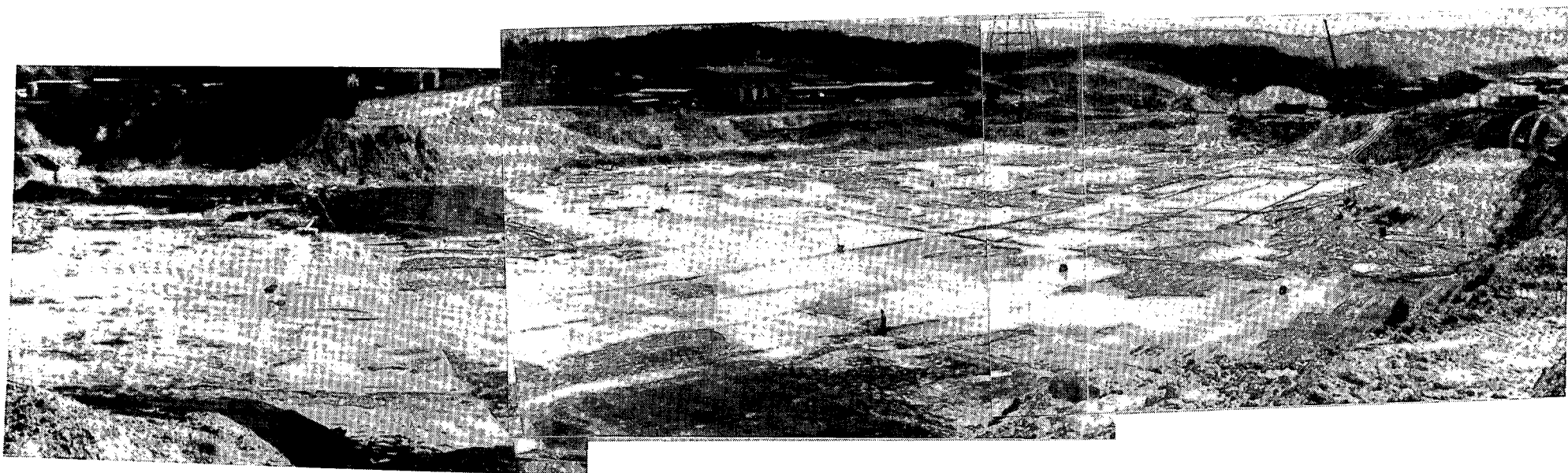


施工断面

4. 効果についての所見

- ・人の歩行も困難なほどの超軟弱地盤上に作業足場を確保することができた。
- ・シートに比べて剛性が高く，ネット網目に入った土とのインターロッキング効果が期待できる。
- ・水や空気を拘束せず，敷設が容易である。

※施工時期 昭和55年10月～昭和58年 3月
 ※施工場所 奈良県生駒市 生駒光風台団地造成工事
 ※施主 ハザマ地所(株)
 ※施工業者 (株)間組



施工事例からみたジオテキスタイルの利用法

工法名：SAM工法（石炭灰を主成分とする固化盤の形成法）

1、用途

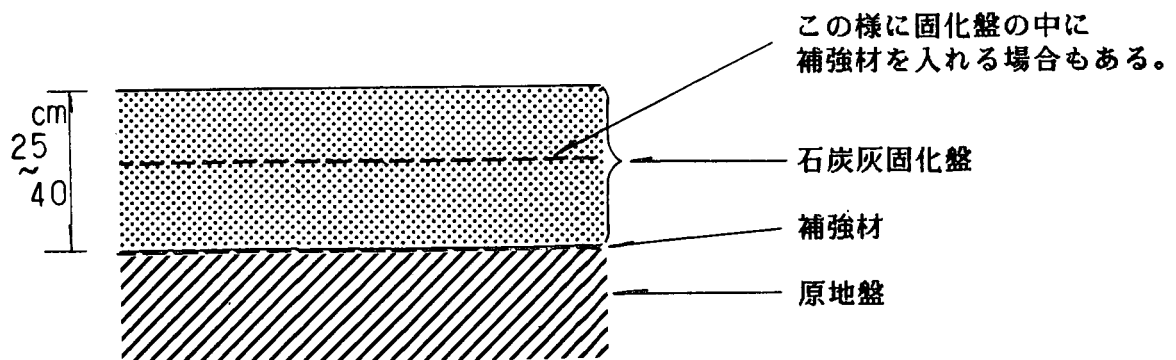
従来、簡易舗装等においては、地盤の圧密沈下等により、盤に段差や亀裂等が生じる。このSAM工法は、石炭灰を主成分とする固化盤で補強材を下面に配置することにより、軽量で一定の強度を保持し、さらに不等沈下に追従するものができる。

実施行は、貯炭場の表層盤に使用した例であるが、盤のめり込み、石炭との分離が完全に出来る等の利点があった。

2、ジオテキスタイルの種類

不織布 銘柄 ： ストレッチファイバー #4016
材質 ： ポリエチレン
重量 ： 133.5 g/m²
透水係数 ： 165×10^{-3} cm/sec

3、概要図



固化盤 : 幅 10m × 長さ20m 厚さ 25cm

上部は石炭置場(高さ 16m)となる。

石炭灰 + セメント(10%) + 二水石こう(0.5%)

含水比 30%にて敷均し、転圧する。

$$q_{u28} = 15 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$$

シート : 幅 11~13m 長さ 50m

ジョイントは、ハトメジョイントでクレモナロープ(φ6mm)にて
接合。

施行法 : 石炭灰敷均し 30cm (1層)

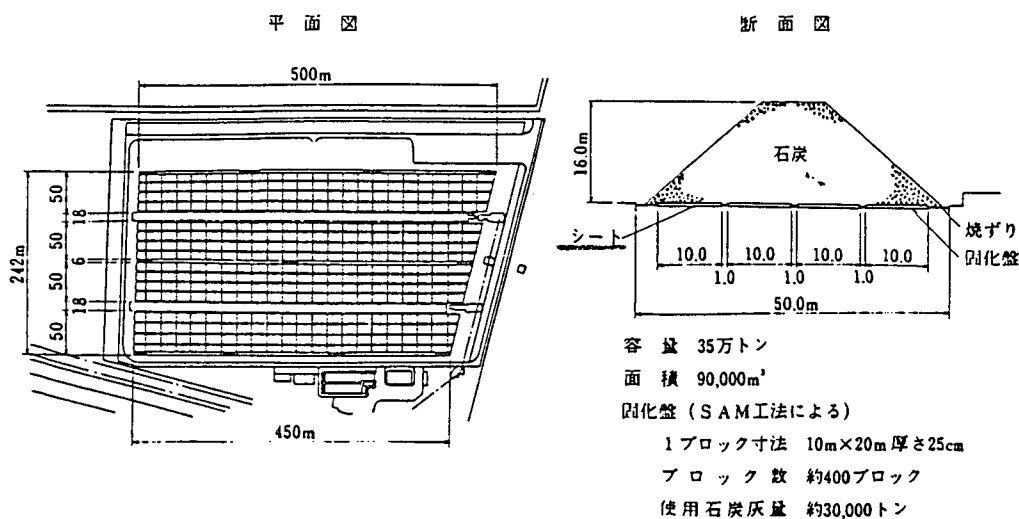
仕上がり厚 25cm

転圧は、初期転圧 小型タイヤローラ (3t) 2~3回

仕上げ転圧 大型タイヤローラ (8~20t) 10回

施行機械 : 敷均し アスファルトフィニッシャー

転圧 小型及び大型タイヤローラ



4、効果について

現地は埋立地で地盤改良工事が実施されたものの、なお50cmの残留沈下が見込まれている。

現在、施行後1.5年であるが、リクレーマーの走行、あるいはブルドーザーの走行に際して、固化盤に何らクラックも見られず、沈下量も2～3cmであり十分にその効果を発揮している。

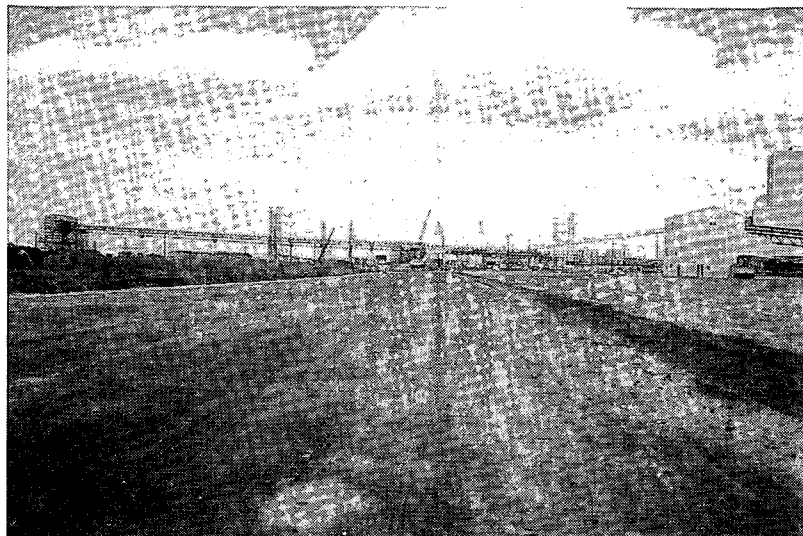
5、写真説明

施行場所：北海道勇払群、苫東コールセンター内

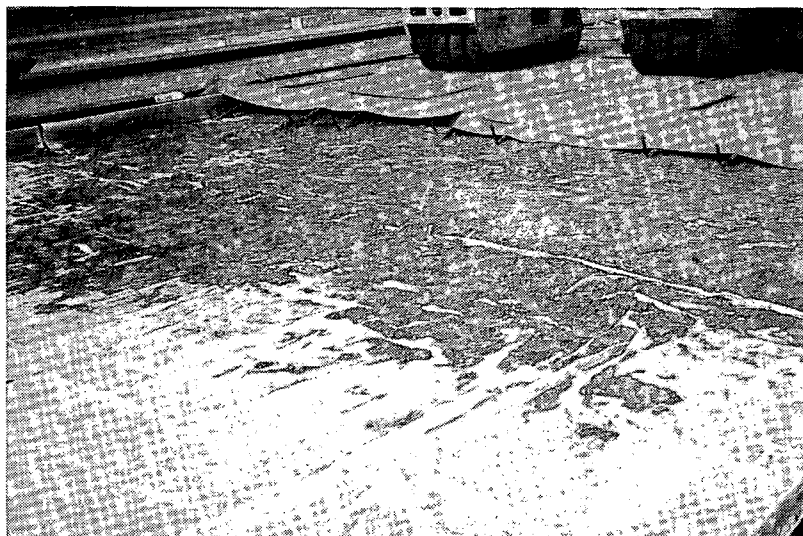
施行時期：昭和59年7月～昭和59年10月

施主：苫東コールセンター（株）

施行業者：住友建設（株）



完成状況



シート敷設



施行機械

(アスファルト・
フィニッシャー)

1. 用途 強化路盤

軟弱地盤上に、補助網、主網を敷設し、道路の路体構造とする。

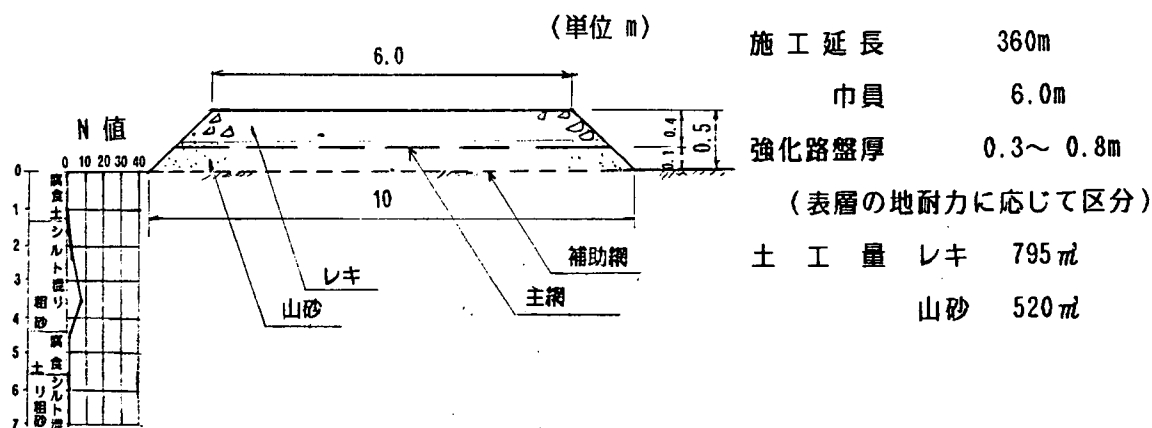
(ジオテキスタイルの機能：強化路盤)

2. ジオテキスタイルの種類

埋設網	銘柄	TN-40 (ニチモウ製)
	材質	ポリエチレン、糸径 ϕ 2.0mm
	目合	30mm×30mm 引張強度 2300kg/m

土羽網	銘柄	ラッセルネット (ニチモウ製)
	材質	ポリエチレン、糸径 ϕ 0.7mm
	目合	6mm×6mm 引張強度 500kg/m

3. 概略図

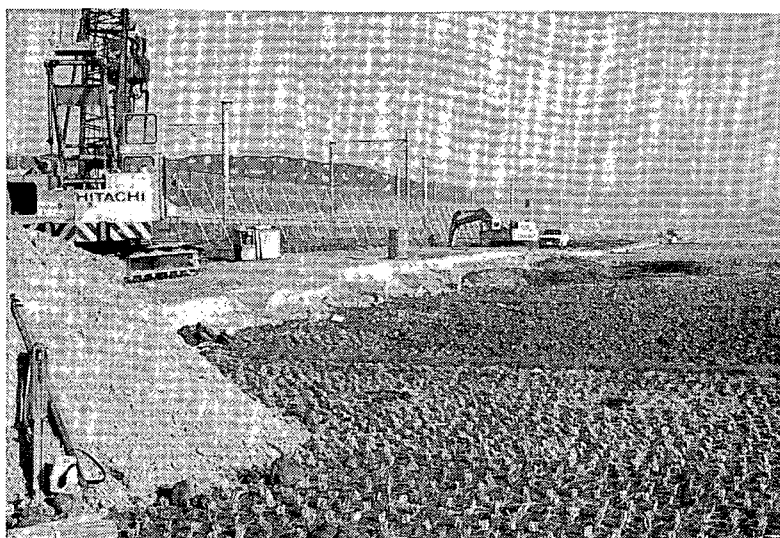


施工方法の概略：軟弱地盤上に補助網を布設し、その上に砂層を施工し、施工後主網を布設し、その上には砂礫を各10cm層厚ごとに散布し、各層をランマーで十分締固める。

4. 効果についての所見

強化地盤に簡易舗装を行えば、一般道路としても可能であると思われる。

5. 写 真



強化路盤を
工事用道路として
使用状況



強化路盤の法肩部

施工時期	昭和53年9月～
施工場所	宮城県仙台市 東北新幹線仙台基地 水路工事
施 主	日本国有鉄道
施工業者	鉄建建設株式会社

1. 用 途 置替層

耐久力の不足する基礎地盤の表層を置替層として、補助網、主網を敷設して構築する。

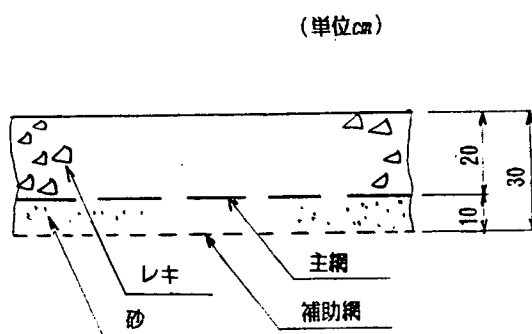
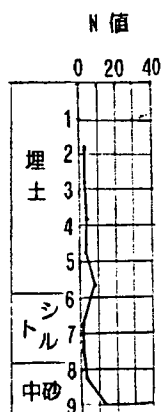
(ジオテキスタイルの機能：置替層)

2. ジオテキスタイルの種類

主 網	銘柄	TN-40 (ニチモウ製)
	材質	ポリエチレン、糸径 ϕ 2.0mm
	目合	30mm×30mm 引張強度 2300kg/m

補助網	銘柄	ラッセルネット (ニチモウ製)
	材質	ポリエチレン、糸径 ϕ 0.7mm
	目合	6mm×6mm 引張強度 500kg/m

3. 概略図

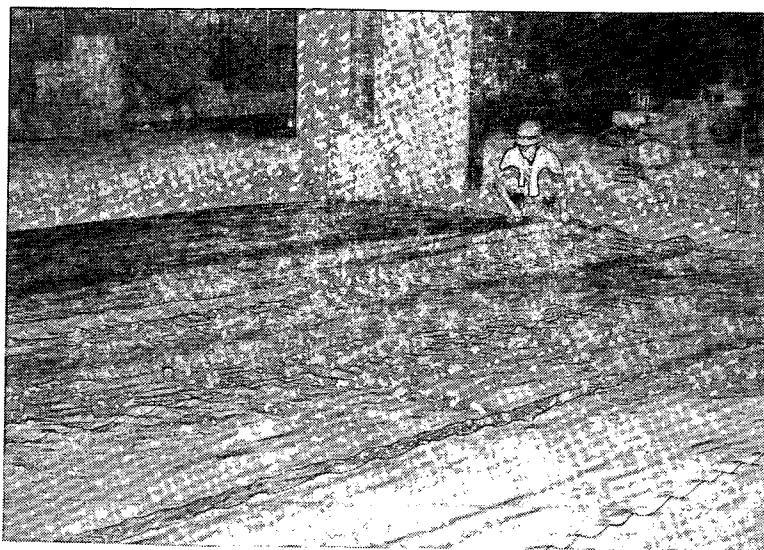


施工面積	1520 m^2
強化路盤厚	30cm
土工量 砂	370 m^3
レキ	230 m^3

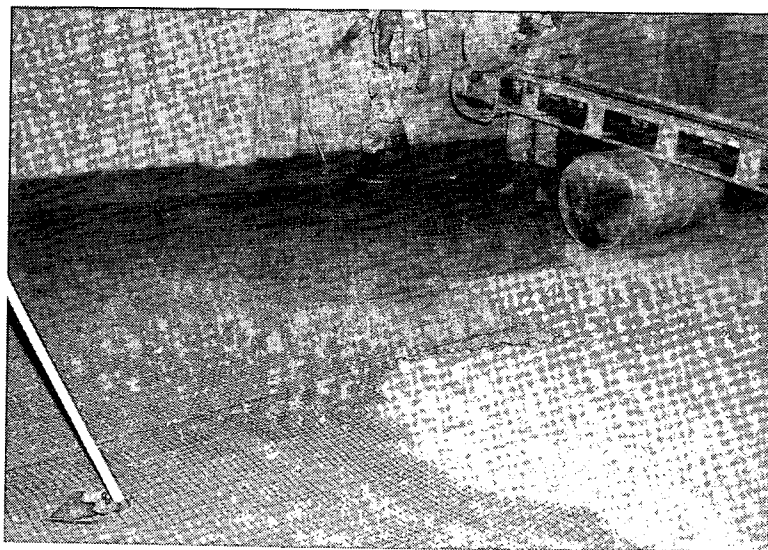
施工方法の概略：軟弱地盤上に補助網を布設し、その上に10cm厚の砂層を施工し、施工後主網を布設し、その上にレキを各10cm厚ごと撒き出し、各層を振動コンパクターにて締固める。

4. 効果についての所見

5. 写 真



補助網布設



埋設網布設後
砂敷均し

施工時期	昭和55年7月～
施工場所	愛知県名古屋市、八田貨物ターミナル倉庫新設工事
施 主	名古屋貨物ターミナル開発㈱
施工業者	鉄建建設株式会社

施工事例からみたジオテキスタイルの利用方法

1. 用途

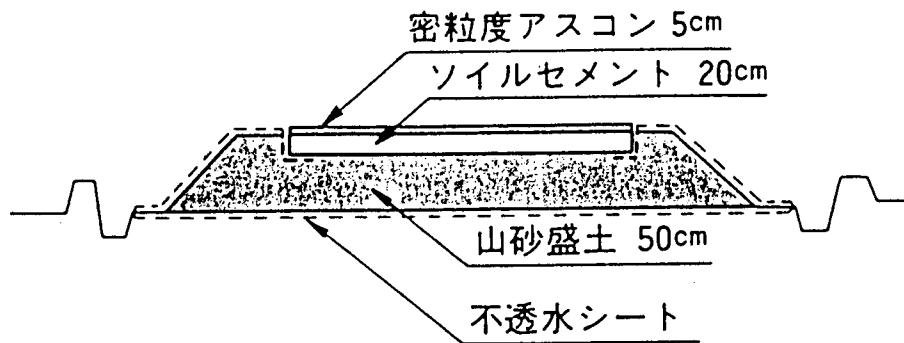
路体と路床の分離

水田の軟弱地盤上に仮設道路を構築する場合、不透水性シートで盛土材を巻き込んで路床と分離し、撤去と原形復旧を容易にする。（ラップシート工法）

2. ジオテキスタイルの種類

メンブレン

3. 概要図



4. 効果についての所見

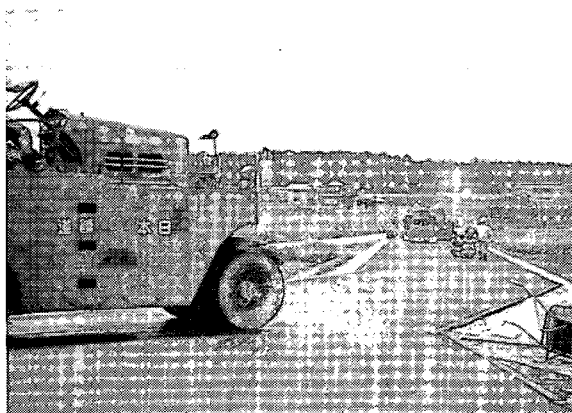
次の三の効果がある。

- 1) 土木安定シートとしての効果
- 2) 法面保護
- 3) 雨水の浸透防止

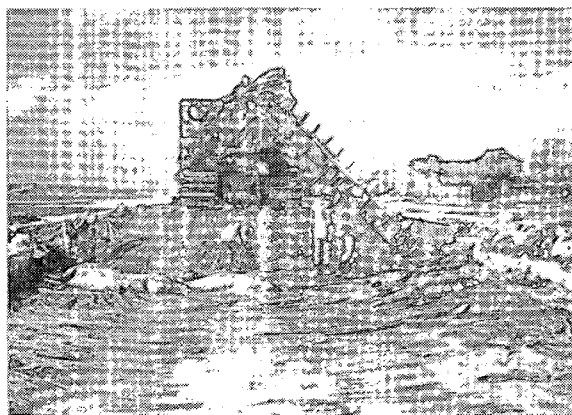
5. 写真



シート敷設、盛土工



舗装工



撤去工

1. 用途 盛土水平排水および盛土補強

盛土に敷設することにより，盛土内の過剰間隙水を速やかに排水し，盛土の圧密を促進するとともに，盛土のすべり破壊を防ぐ。

(ジオテキスタイルの機能：排水，盛土補強)

2. ジオテキスタイルの種類 不織布

不織布 (O V フィルター) W 300mm × L 50m

引張強度 7kgf/5cm

引張伸度 15% 以上

3. 概要

切盛土量 650,000m³

盛土高 max 20m

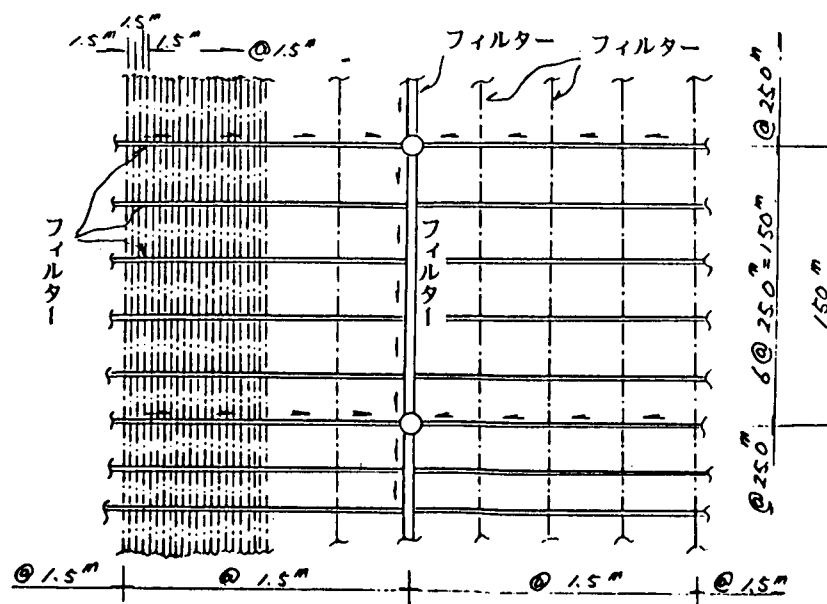
施工方法 メンク (6m³) 30cm まき出し

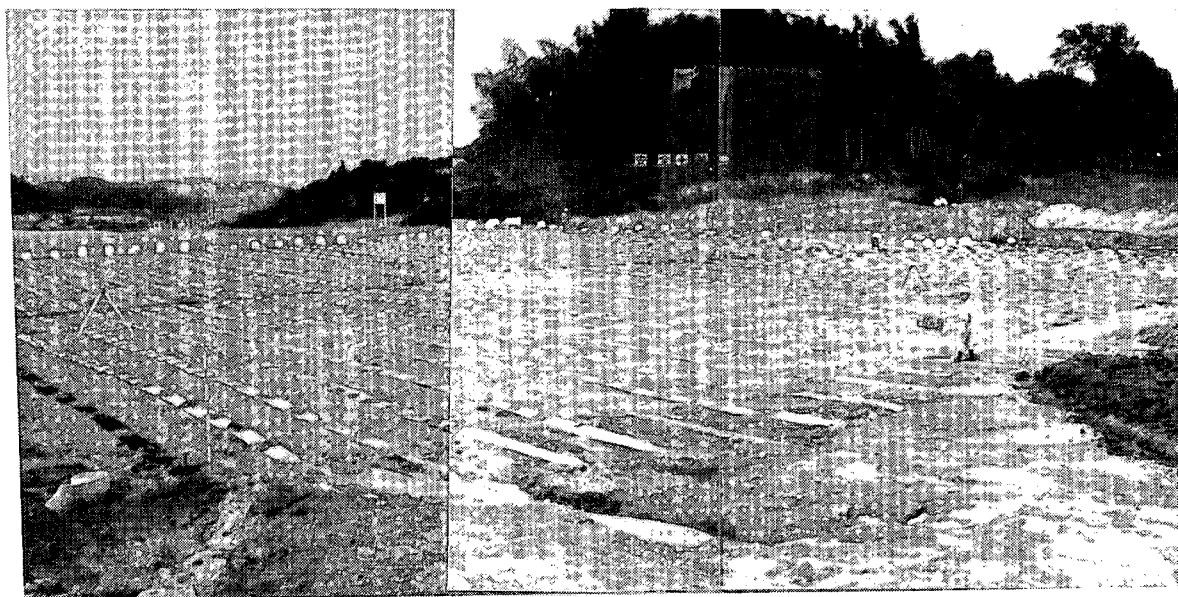
ブルドーザ 16t級 転圧 6回

h = 5m 毎にフィルター設置

土 質 関東ローム

$w_n=118\%$, $w_L=114\%$, $w_p=74\%$





※施工時期	昭和59年 3月～昭和61年 3月
※施工場所	東京都多摩市
※施主	住宅都市整備公団
※施工業者	間組・浅野建設工事共同企業体

施工事例からみたジオテキスタイルの利用方法

1. 用途

- 1)公園・貯水池の防水
- 2)橋面の防水
- 3)建築構造物屋上の防水
- 4)地下構造物（共同溝、地下鉄）の防水

2. ジオテキスタイルの種類

メンブレン（複合材料）

- 1)銘柄；NTシート
- 2)材質；ポリエステル不織布またはポリプロピレン織布の両面にゴムアスファルトを融着被覆したもの。

種類と構造、寸法、形状

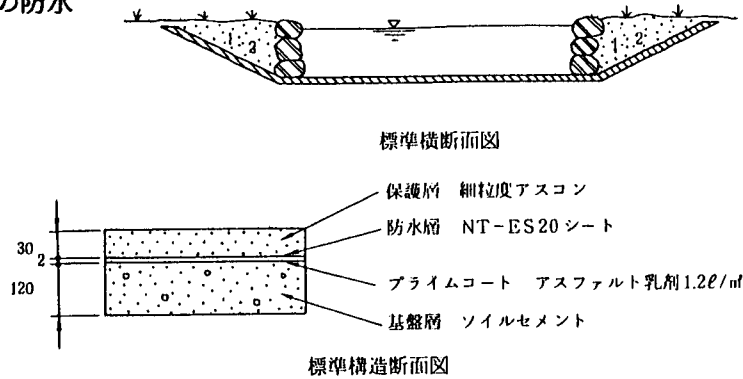
区分	項 目	シ ー ト の 種 類								備 考
		NT-ES16	NT-ES20	NT-ES24	NT-PS26	NT-PS30	NT-PW30	NT-PG32	NT-OW10	
構造・寸法・形状	構造断面									凡例 E：ポリエステル不織布補強芯 P：ポリプロピレン織布補強芯 O：補強芯なし S：保護用の砂 G：保護用の砂粒 W：保護用の剥離紙 数字：シートの厚さ ①：ゴムアスファルト ②：ポリエステル不織布 ③：ポリプロピレン織布 ④：砂 ⑤：砂粒 ⑥：剥離紙 ⑦：重ね部剥離紙（100mm）
	厚 さ (mm)	1.6	2.0	2.4	2.6	3.0	3.0	3.2	1.0	
	幅 (m)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.33	
	1巻の長さ(m)	15	15	15	10	10	10	10	10	
	単位重量 (g/m ²)	1,710	2,090	2,480	2,680	3,100	3,120	3,700	1,010	
	荷 姿	ロール状	ロール状	ロール状	ロール状	ロール状	ロール状	ロール状	ロール状	

試験結果一覧表

項 目		単 位	シ ー ト の 種 類							
			NT-ES16	NT-ES20	NT-ES24	NT-PS26	NT-PS30	NT-PW30	NT-PG32	NT-OW10
引 張 り 強 さ	長手方向	kg/cm	16.7	17.2	16.5	15.2	16.2	16.7	15.6	1.6
	幅方向		10.5	11.3	10.4	13.1	13.6	14.2	13.3	
最大荷重時の伸び率 (引張り試験)	長手方向	%	38.3	37.5	38.5	25.0	25.6	26.4	25.2	1.530
	幅方向		32.8	31.6	33.1	23.6	24.1	24.3	23.7	
低 温 可 と う 性	長手方向	—	5個とも合格	5個とも合格	5個とも合格	5個とも合格	5個とも合格	5個とも合格	5個とも合格	5個とも合格
	幅方向		5個とも合格	5個とも合格	5個とも合格	5個とも合格	5個とも合格	5個とも合格	5個とも合格	
吸 水 膨 張	長手方向	%	-0.20	-0.22	-0.17	+0.4	+0.6	+0.4	+0.3	—
	幅方向		+0.22	+0.24	+0.23	+0.1	+0.0	+0.1	+0.1	
加 熱 収 縮	長手方向	%	-0.81	-0.75	-0.82	—	—	—	—	—
	幅方向		+0.35	+0.31	+0.33	—	—	—	—	

3. 概要図

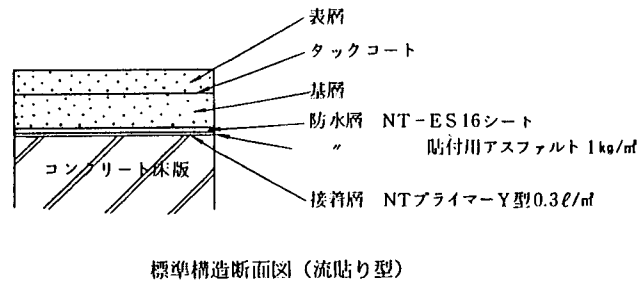
1) 公園池の防水



a) 現地盤が軟弱な場合は、安定処理を行なう。

b) ソイルセメント、細粒度アスコンは「アスファルト舗装要綱」に準ずる。

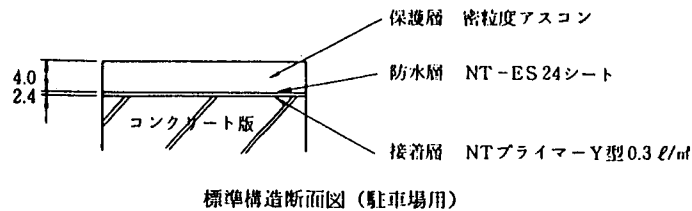
2) 橋面の防水



a) 溶着は専用の溶着機で行なう。

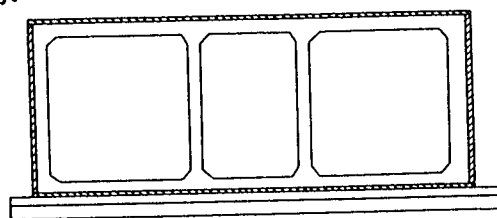
b) 流貼りにおける貼付用アスファルトは、JIS規格の防水用アスファルトの3種を使用する。

3) 建築構造物屋上の防水

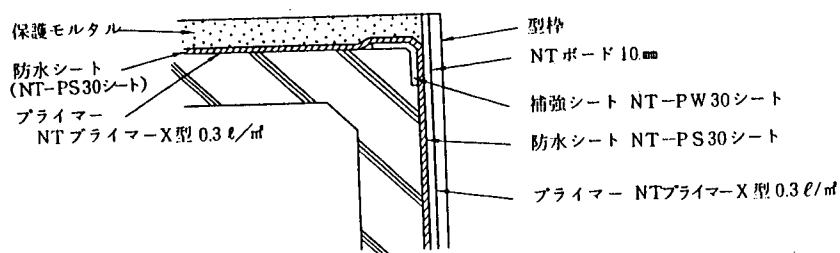


- a) 屋上駐車場の防水の場合は、溶着型とし、橋面防水に準じる。
- b) 立上がり部付などの構造は「建築工事標準仕様書、JASS8防水工事」に準ずる。

4) 地下構造物の防水



標準横断面図（共同溝の例）



標準構造断面例

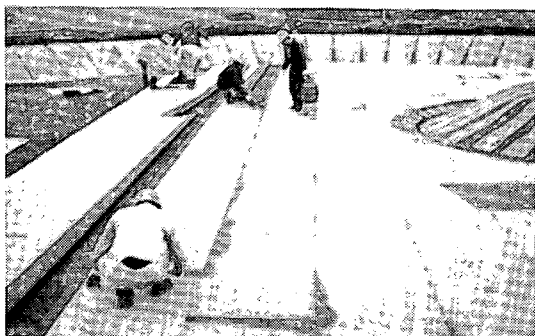
- a) コーナー、突起物、コンクリート打継部などには、増貼りシートを幅 250-350mmで貼る。
- b) シートの接合幅はタテ方向 100mm、ヨコ方向 150mmを標準とする。

4. 効果についての所見

- 1) 低温時でも破損やひびわれが発生せず、柔軟性に富んでいる。
- 2) 高温時でも流れたりせず、耐流動性に富んでいる。
- 3) 加熱するだけで相互に接着することが可能で、施工性に優れている。
- 4) 下地とシート間の残留空気を排除しながら完全密着するのでブリスティングが生じず、引張り伸率が程良く、また1)のような理由から下地の振動やクラックにも追従できる。従って、床版への漏水を防ぎ、床版の寿命を延ばすことができる。

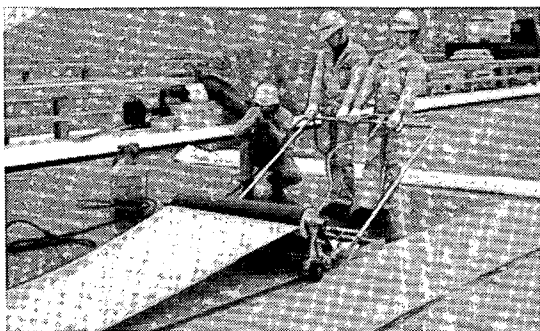
5. 写真

1)池の防水

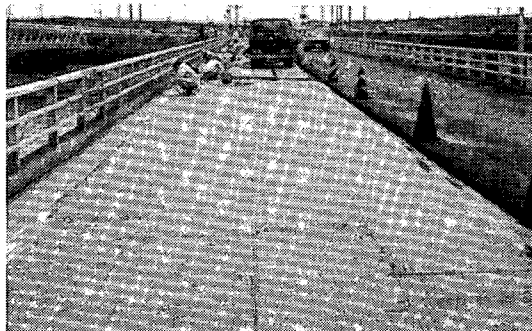


ジョイントを10cmラップさせて溶着

2)橋面の防水

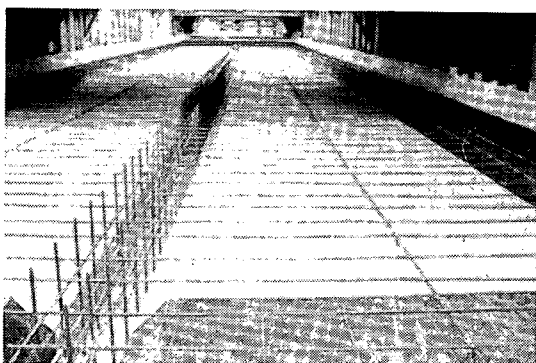


溶着機にてシートの貼付



防水層完了

3)地下構造物の防水



防水層完了

3. 2 設計法の現状

3. 2. 1 盛土補強

盛土補強にジオテキスタイルを用いるねらいとしては、ジオテキスタイルを引張り補強材として働かせて盛土のすべり抵抗の増大を図ることと、通常の方法では締固めがおろそかになりがちなのり面付近の締固めを容易にすることの2つが主なものとして挙げられる。ここでは、このうちジオテキスタイルを引張り補強材として働かせて盛土の安定性の向上を図る場合の設計法の現状について述べる。

(1) 設計の基本的な考え方

ジオテキスタイルを用いた盛土補強に関する設計法として既に数多くの手法が提案されているが、その多くは擁壁の裏込め中に補強材を敷設して土圧の軽減を図るテールアルメの考え方と基本的には類似である。盛土の場合には壁面をもたない点がテールアルメの場合と異なるが、盛土中に補強材を敷設することによってのり面勾配をかなりきつくすることが可能になる。

ジオテキスタイルによる盛土補強の設計の基本的な考え方の1つは、想定したすべり円弧に対して、すべりモーメントと抵抗モーメントとの関係を調べ、抵抗モーメントがすべりモーメントより大きくなるよう、ジオテキスタイルによる抵抗モーメントを付加するものである。すなわち、補強盛土の安全率は次式により求められる。

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

ここに、 F_s : 補強盛土のすべり破壊に対する安全率

M_R : 土のすべり抵抗モーメント

ΔM_R : ジオテキスタイルによる抵抗モーメント

M_D : 土塊のすべりモーメント

いま、図-1に示すような盛土補強の概念図を考えると、(1)式中の M_R 、 ΔM_R 、 M_D はそれぞれ次のように表わせる。

$$M_R = (\sum \tau_s) \times r \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$\Delta M_R = T \cos \theta \times r \text{ or } T \cdot h \quad \dots \dots (3)$$

$$M_D = W \cdot \ell \quad \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 $\sum \tau_s$: すべり面に沿う土のせん断抵抗

r : すべり円弧の半径

T : ジオテキスタイルに発揮される引張り力

θ : ジオテキスタイルとすべり円弧の接線とのなす角度

h : すべり円弧の中心点Oからジオテキスタイルまでの鉛直距離

W : すべり土塊の重量

ℓ : すべり円弧の中心点Oから土塊の重心までの水平距離

ジオテキスタイルの敷設枚数や敷設間隔は、(1)式で示した補強盛土の安全率が所定の値以上となるよう、ジオテキスタイルの設計引張り強さを考慮して決定する。このとき、ジオテキスタイルの設計引張り強さは、単なる破断強さでなく、ひずみレベルを考慮して適切な値を設定する必要がある。また、ジオテキスタイルのクリープ特性については、現在のところ未解明の点が多いが、設計引張り強さのもとでクリープ試験を行い、クリープに対する限界荷重を超えていないかどうかのチェックを行っておくことが大切である。

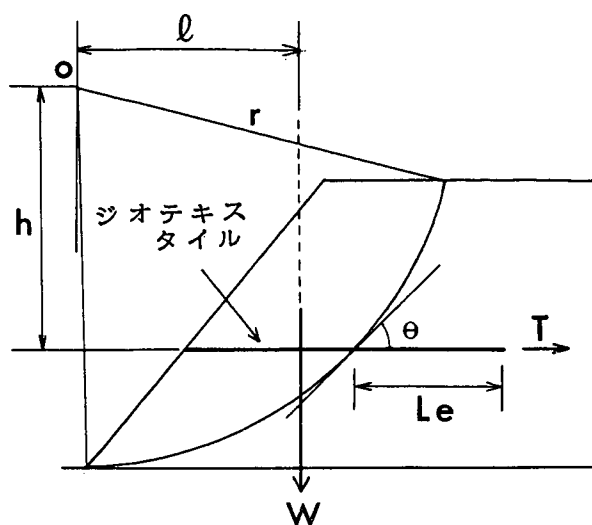


図-1 盛土補強の概念図

一方、ジオテキスタイルの敷設長は、ジオテキスタイルが設計荷重のもとで引き抜けないように、すべり円弧より奥に十分な固定長をとるものとする(図-1の L_e)。固定長は、ジオテキスタイルと土との間の摩擦抵抗、あるいはジオテキスタイル近傍の土のせん断抵抗を考慮して決定する。固定長の算定式としてこれまで数多くの式が提案されているが、その一例を示すと次のとおりである。

$$L_e = \frac{T \times F_s}{2\sigma_0 \times \tan \phi_{sf}} \quad \dots \dots \dots (5)$$

- ここに、 L_e : 引抜きに対するジオテキスタイルの固定長
 T : ジオテキスタイルに要求される引張り力
 F_s : 引抜きに対する安全率
 σ_0 : ジオテキスタイルの敷設位置における拘束圧
 ϕ_{sf} : 土とジオテキスタイルの間の摩擦抵抗角

なお、粘性土については、(5)式なかの $\sigma_0 \times \tan \phi_{sf}$ のかわりに、ジオテキスタイル近傍の土のせん断強度を用いるという考え方もある。

(2) 安全率

上述の(1)式あるいは(5)式における安全率は、種々の不確定要素をカバーするように設定する必要がある。アメリカ連邦道路局では、現時点での知識レベルを考慮すると、盛土補強にジオテキスタイルを適用するときの最小安全率としては、1.5程度を目安とするのが適切であろうという見解に立っている。

(3) ジオテキスタイルの要求品質と試験

ジオテキスタイルが引張りによって破断ないし降伏しないようにするためには、ジオテキスタイルに適切な設計引張り強さが要求される。そして、この設計引張り強さは、単なる破断強さでなく、ひずみレベルを考慮して決定する必要がある。

また、ジオテキスタイルの引き抜けによる破壊を防ぐための固定長を決定するのに土とジオテキスタイルの間の摩擦抵抗ないしせん断抵抗を知る必要があるが、このためにジオテキスタイルの引抜き試験が直

接せん断試験を実施すべきである。

ジオテキスタイルのクリープ特性については、現在のところまだよく分かっていない点が多いが、設計荷重のもとでクリープ試験を行い、クリープに対する限界荷重を超えていないかどうかを検討しておく必要がある。同時に、ジオテキスタイルの耐久性についても十分な検討が求められる。

なお、盛土内の過剰間隙水圧を消散させる目的でジオテキスタイルを用いる場合は、ジオテキスタイルの水平方向（面方向）の透水性についての知識も必要になるが、これについては「3. 2. 4 排水」を参照されたい。

（４） 代表的な設計手法

ジオテキスタイルを用いて盛土を補強するときの設計手法のうち、円弧すべりを考えた Tensar Corporation (1982)の手法と、くさび型のすべり土塊を考えた Jewell (1981)の手法をもとに簡便な設計チャートを作成した Netlon Limited (1984)の手法の概要を以下に示す。

《例１》粘性土の盛土あるいは切土を対象としたTensar Corporation (1982)の手法

粘性土からなる盛土や切土のすべり破壊は、円弧で近似できることが多い。いま、図－２のような円弧すべりを考えると、すべり破壊に対する安全率は次式で与えられる。

$$F_s = \frac{\text{抵抗モーメント}}{\text{土塊のすべりモーメント}} = \frac{s \times l \times R}{w x + q e'} \quad \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 s : 土のせん断抵抗

l : すべり面の長さ

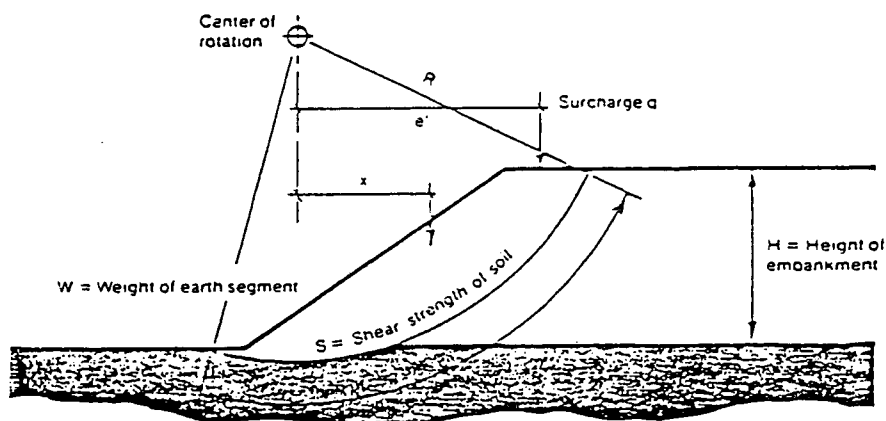
R : 円弧の半径

w : すべり土塊の重量

x : 円弧の中心からすべり土塊の重心までの水平距離

q : 載荷重

e' : 円弧の中心から載荷重までの水平距離



図－２ 盛土のモデル

（６）式により求めた安全率が所定の値を満足しない場合には、図－３のように、盛土内にジオ

テキスタイルを敷設することにより抵抗モーメントを増やし、安全率を高めることができる。
 図-2において、最適高さ H_0 は、無補強のままで要求される設計安全率を満足する高さである。
 従って、ジオテキスタイルによる補強は、天端から H_0 を超える深さの位置で行なうのが合理的
 である。そして、補強盛土の安全率は次式により求められる。

$$F_s = \frac{s \cdot \ell \cdot R + \sum T_i \times y_i}{w x + q e'} \quad \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 T_i ：ジオテキスタイルの設計引張り力
 y_i ：円弧の中心からジオテキスタイル敷設位置までの鉛直距離

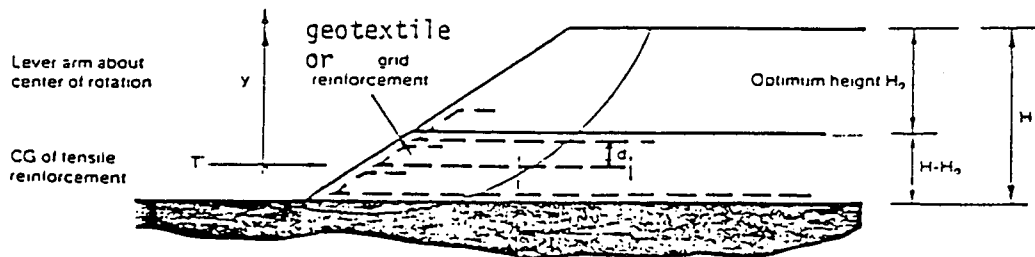


図-3 補強の方法

設計例として、高さ40ft、のり面勾配 1:1.5の盛土を考える。土とジオテキスタイルの摩擦係数は $\mu = 0.5$ と仮定し、最小安全率 $F_s = 1.6$ を満足するようなジオテキスタイルの設計を行なう。
 円弧すべり解析ですべりモーメントと抵抗モーメントを求めると、次のようになる。

$$\begin{aligned} \text{すべりモーメント} &= 4000 \text{kip} \cdot \text{ft} / \text{ft} \\ \text{抵抗モーメント} &= 5800 \text{kip} \cdot \text{ft} / \text{ft} \\ \therefore F_s &= 1.45 \end{aligned}$$

安全率を $F_s = 1.6$ まで高めてやるには、 $4000 \times 1.6 - 5800 = 600 \text{kip} \cdot \text{ft} / \text{ft}$ の抵抗モーメントをジオテキスタイルによって付加する必要がある。すなわち、(7)式で、

$$\sum T_i \times y_i = 600 \text{kip} \cdot \text{ft} / \text{ft}$$

いま、図-2の $H - H_0$ の区間の中心に敷設した1枚のジオテキスタイルでこの付加モーメントを受け持つと仮定すると、 $y = 72 \text{ft}$ より、ジオテキスタイルに働く引張り力は次のようになる。

$$T = 600 / 72 = 8.33 \text{kip} \cdot \text{ft} / \text{ft}$$

ここで、許容引張り力が $2.23 \text{kip} \cdot \text{ft} / \text{ft}$ のジオテキスタイルを使用することになると、ジオテキスタイルの必要枚数は、 $8.33 / 2.23 = 3.8$ より、4枚となる。

また、ジオテキスタイルの定着長は、次式により、4.5ftと計算できる。

$$L = \frac{T_i}{2 \mu s} \times F_s = \frac{2.23 \times 1000}{2 \times 0.5 \times 1000} = 4.5 \text{ft}$$

ここに、 S ：土のせん断抵抗（全応力による値が有効応力による値かは採用した解析方法による。）

《例2》くさび型のすべり土塊を考えた Jewell(1981)の手法をもとに簡便な設計チャートを作成した
Netlon Limited (1984)の手法

1) 設計の基本 ポリマーグリッドによる補強盛土はグリッド補強材を盛土中に水平かつ層状多層に敷込むことにより行なわれる。したがって、どのような種類のグリッドでどのような垂直間隔あるいは敷設長とするかを決定することが、設計の要点である。盛土補強の考え方の一つには、盛土の限界円弧すべり面において自重によるすべりモーメントMDと土のせん断抵抗による抵抗モーメントMRとを求め、設計安全率を満足させるために、グリッドによる抵抗モーメントMRGを加算し、安全率の不足分に相当するグリッドの必要層数を算出する方法がある。

$$F_s = F_{SD} + \Delta F_s$$

$$= MR / MD + MRG / MD \dots\dots\dots(8)$$

また、グリッドに作用する最大引抜き力に対してグリッドが引抜かれることのないようにすべり面の背後に定着長をとることで敷設長を決めている。しかしながら、この方法は経験的なものであり個々のグリッドの配置すべき位置の決定や、外的安定性の評価などの点で配慮に欠ける点があるように思われる。これに対し1984年に英国で発表された方式ではこれらの点を改善しており、電子計算機によるシリーズ計算(WAGGLEプログラム)に基づいてデザインチャートを作成し、これを用いて比較的簡便に補強材の適正配置を決定できるものとなっている。以下にこの方式を紹介し利用法を述べる。

2) 設計条件の設定 本方式における補強盛土の適用範囲は次の通りである。

- i) 適切な支持力のある基礎地盤上の盛土。
- ii) 盛土法面勾配 $30^\circ \sim 80^\circ$
- iii) 盛土の天端は水平で、載荷のないケースあるいは一様な載荷重のあるケース。
- iv) 盛土材は一様、均質な砂質土あるいは中間土とする。

まず設計にあたっては次の条件を設定する必要がある。

- i) 盛土高、斜面角度および上載荷重。
- ii) 盛土材の土質特性：有効応力法に基づく土のせん断抵抗角 ϕ' ($20^\circ \sim 40^\circ$ の範囲)。
粘着力 C' は0とみなす。(ここで中間土盛土材で間隙水圧を評価する必要がある場合は、
間隙水圧係数 ru が考慮できる。)
- iii) ポリマーグリッドの設計強度および設計安全率：ポリマーグリッドの設計強度(TD)
は式(9)により決定される。

$$TD = TQ \cdot \mu \cdot 1 / F_s \dots\dots\dots(9)$$

ここでTQ；ポリグリッドの規格強度 μ ；許容応力の低減係数 F_s ；設計安全率

係数 μ はポリマーグリッドのクリープ特性、工事中の特に重機転圧などによる損傷、盛土の締固りによるグリッドの応力緩和などの諸点を総合的に勘案し決定すべきもので、いわば材料の施工環境に対する安全係数といえる。永久的に供用される盛土構造物では、通常 $\mu < 0.4$ とするのが望ましい。また盛土全体にかかわる設計安全率 F_s は通常1.3～1.5がとられる。ポリマーグリッド補強盛土では式(9)によりグリッドの設計強度を低減することで盛土全体の安全を図っていることが特徴である。

3) 補強材垂直間隔の決定

盛土中の水平補強層は盛土の水平方向の土圧に抵抗することにより盛土の安定平衡を維持するといった機能があり、また補強材は補強土盛土の全体を通じて安定平衡が均等に維持されるような間隔に配置されるべきである。以下にその決定方法を説明する。高さ H 、単位体積重量 γ の盛土の全水平土圧 T 、および高さ h における水平土圧 P はそれぞれ次のように表わされる。

$$T = 1/2 \quad K \gamma H^2 \quad \cdots \cdots \cdots (10)$$

$$P = K \gamma h \quad \cdots \cdots \cdots (11)$$

ここで土圧係数 K は斜面角 β と土の摩擦角 ϕ' をパラメーターとしたデザインチャート(WAGGLEプログラムによる)から図4のごとく与えられる。

式(11)に示されるように深さの増加に伴い水平土圧が増加することから理想的には補強材の垂直間隔は法肩からの深さに反比例して変わるべきである。一方、施工性から補強材は土の転圧基準層厚(V)の倍数の間隔で配置するのが好都合である点を合せ考慮して、 V 、 $2V$ 、 $3V$ 、 $4V$ 、等とある区間毎で等間隔に補強材を配置するようなゾーン(スペーシングゾーン)を決める方法が開発された。この方法では式(11)で導びかれるスペーシングコンスタンと云った定数 Q が用いられる。すなわち

$$Q = T D / K \gamma V \quad \cdots \cdots \cdots (12)$$

補強材が V の n 倍で配置されればよい法肩からの理論上の最大深さ h は式(13)で与えられる。

$$h = Q / n \quad \cdots \cdots \cdots (13)$$

例えば Q は転圧基準層厚(V)一回毎にグリッドを一層敷き込む必要のある盛土天端からの仮想的な最大深度である。図5に補強盛土のスペーシングゾーンと水平応力の変化、各ゾーンでのグリッドの引張抵抗力の関係を図解している。盛土上に一様な分布荷重 W_s があるケースでは、これと等価な盛土の追加層厚として見なすことができる。この場合、盛土高さは式(14)の H' として評価される。

$$H' = H + W_s / \gamma \quad \cdots \cdots \cdots (14)$$

このような方法で補強材の配置および全層数 N を決めることができる。

盛土の全水平土圧との平衡からみた理論的な最少グリッド層数 N_{min} は式(15)で与えられる。

$$N_{min} = T / T_D = K_r H^2 / 2 T_D \quad \dots\dots\dots(15)$$

従って、 $N > N_{min}$ であることを検証しなければならない。

4) 補強材敷設長の決定 WAGGLEプログラムでは盛土の安定平衡に対して補強材の数量が最少となるのは補強材層が盛土法面と平行で一定長 L に敷設されたケースとして解析されている。そこで補強材長 L を決める上で次の3つのモデルが検討される。

- i) 補強土塊の内的安定性 盛土の安定平衡に対して全水平力が最大となる限界すべり面が含まれているような十分な敷設長が必要である。また、補強材層は引抜きに対し抵抗できるようにすべり面の背後に十分な定着長がなければならない。(図6)
- ii) 支持力に対する外的安定性 補強土塊を剛なブロックとして考え、背後の非補強部の土の水平力により発生する地盤反力が許容支持力以下となるようにブロックの巾が広くなければならない。(図7)
- iii) 滑動に対する外的安定性 補強土塊は補強されたブロックの背後に発生し補強材の表層を通過するようなすべりにも抵抗できるだけの十分な長さが必要である。(図8)

これらの3つのモデルについて、それぞれ限界的な補強材長 L_a 、 L_b 、 L_c が電子計算機により ϕ' 、 β をパラメーターとして計算されている。 L_a 、 L_b 、 L_c の内の最大のものから盛土の安定に必要な最少許容長 L が L/H として決められた。これはデザインチャートとして図9に示されている。

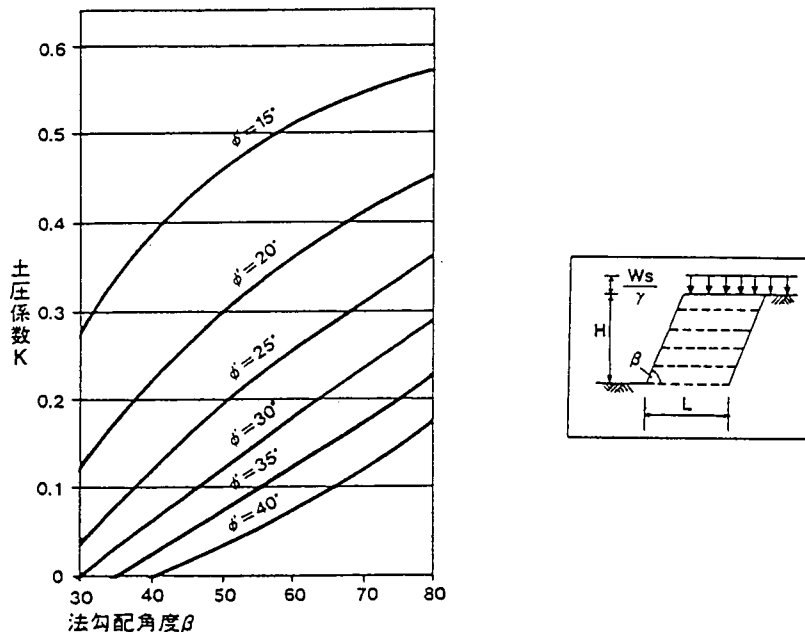


図 4 土圧係数 K と法勾配角度 β 及び土の摩擦係数の関係
(ワグルコンピュータプログラムによる計算結果)

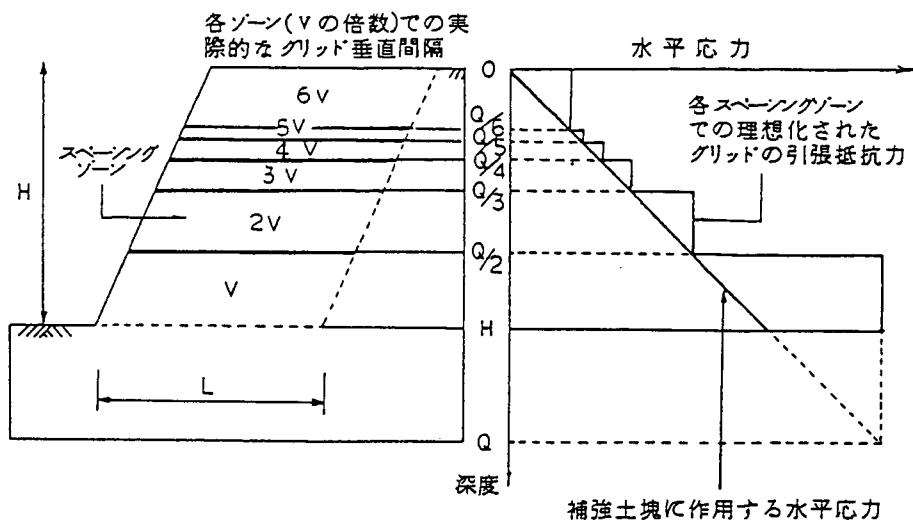


図 - 5 補強盛土

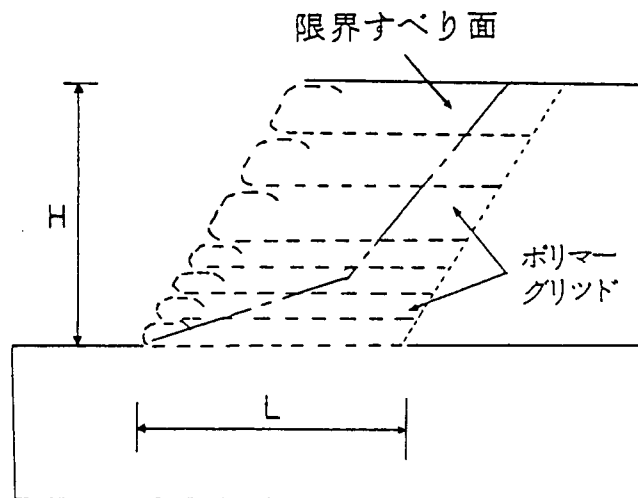


図 - 6

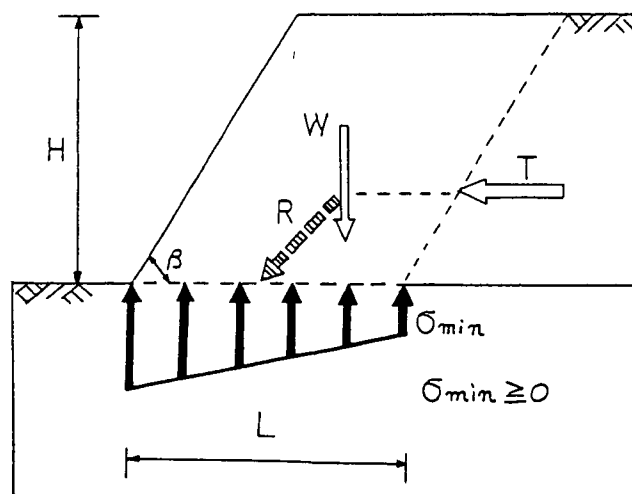


図 - 7

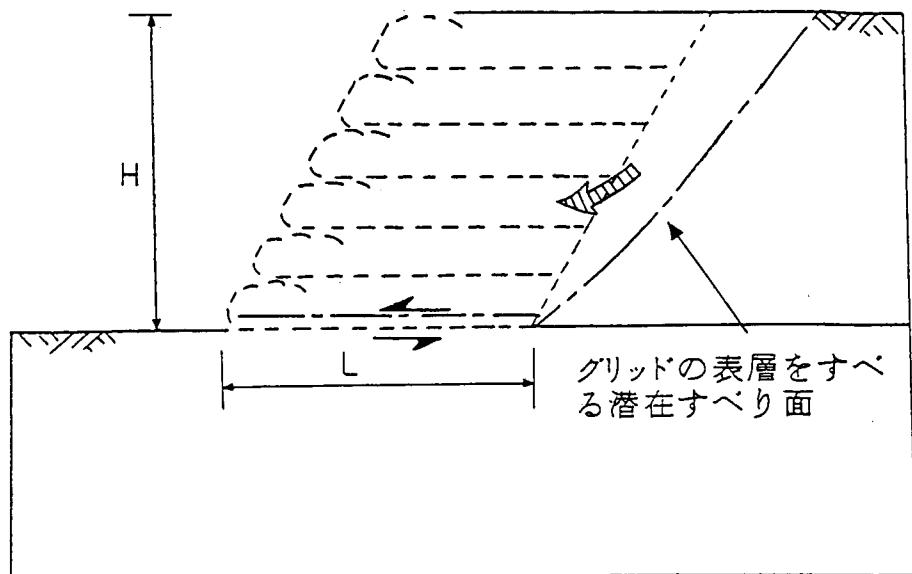


図 - 8

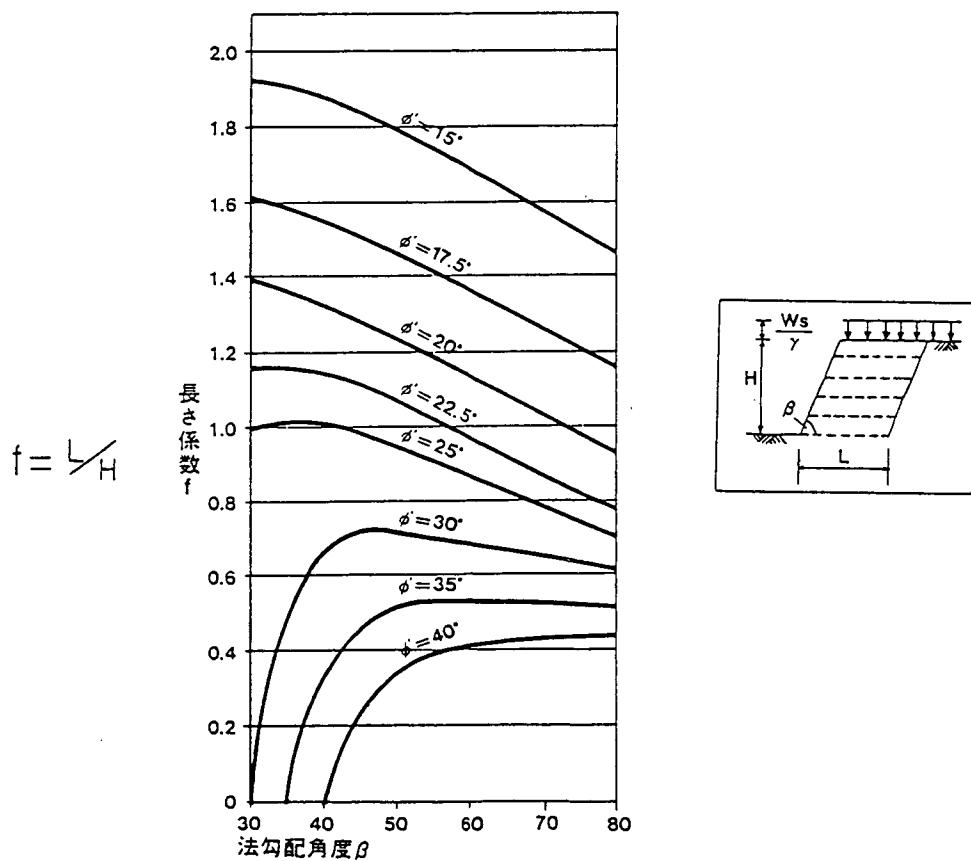


図 - 9 盛土の安定に必要な最小敷設長さ

(ワグルコンピュータープログラムによる計算結果図)

3. 2. 2 土留め

(1) 基本的な考え方

1) 安定検討の内容

ジオテキスタイルで補強された土留構造物の設計にあたっては、表-1に示す4種類の安定検討が必要とされている。

表-1 安定検討の分類 (龍岡文夫：補強土工法，土質工学会)

I-全体安定検討	I-A 補強領域を剛体とみなす <u>外的安定検討</u>	] 内的安定検討
	I-B 補強領域を剛体とみなさず、補強領域の内部にもすべり面が通過しうるとして全体の安定性の検討	
II-部分安定検討	II-A 個々の補強材に作用する力を補強材周辺の部分的な力のつりあいから求め、個々の補強材の安定性の検討	
	II-B 土の局部的破壊に対する検討	

I-Aは、補強領域を剛体とみなし、剛体の滑動、転倒、支持力破壊による傾斜等に対する安定性の検討を行うもので、図-1に示す破壊形態を想定したときの安定検討である。

I-Bは、局所的、部分的な力のつり合いについては扱わずに全体安定を検討するという点でI-Aと類似している。

ただし、想定するすべり面が補強領域内を通過することから(図-2参照)、内的安定検討の分類に入り、I-Aとは区別される。

II-Aは、局所的・部分的な力のつり合いを検討するもので、図-3に示すような補強材の破断や引抜けに対する安定性の検討を行うことになる。すなわち、各補強材ごとに発生する力を土圧理論等から求め、それぞれの破壊形態に対する安定性のチェックを行う。

II-Bは、以上に述べた安定検討の範疇に入らない局所的な安定検討を行うもので、例えば盛土のり尻付近の土の圧縮破壊やのり面表層部からの進行性破壊に対する安定検討がこれに相当する。

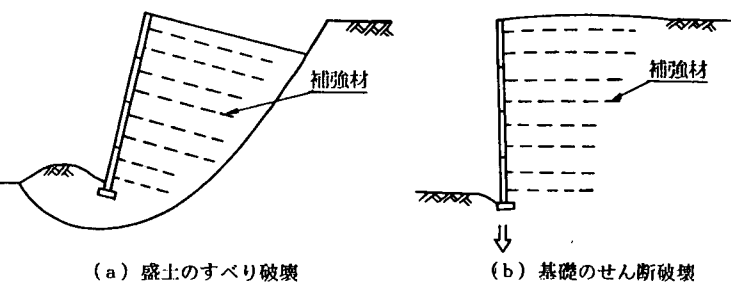


図-1 外的な破壊の形態

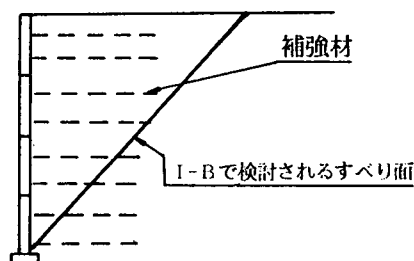


図-2 想定されるすべり面の模式図

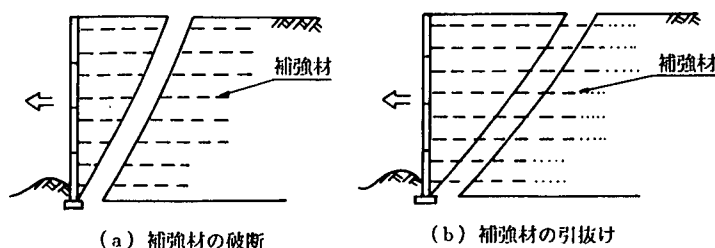


図-3 内的な破壊の形態

2) テールアルメ工法の設計法

参考として、補強土工法による土留構造物として施工実績の多いテールアルメ工法の設計法について述べる。設計法の詳細はマニュアル等に譲ることとし、表-1に示した安定検討がどのように行われているかを略述することにする。

テールアルメ工法の設計は、外的安定の検討と内的安定の検討に分けて行われる。外的安定の検討は表-1の中のⅠ-Aに相当するもので、通常は円弧すべり法によるすべり破壊に対する検討が行われる。これによって、すべり破壊に対する所定の安全率が確保されるストリップ長を決定する。一方、内的安定の検討としてストリップの破断、引抜けに対する安定性の検討が行われ、ストリップの断面や長さが決定される。この場合の内的安定検討は表-1の中のⅡ-Aに相当していると考えることができる。図-4は内的安定検討の概略手順を示したものである。また、検討にあたっては図-5のように主働領域を設定することが多い。

以上に述べたことからわかるように、テールアルメ工法の設計においてはⅠ-A及びⅡ-Aの検討が明示的に行われていることになる。なお、Ⅰ-B、Ⅱ-Bについては次のように考えられる。

①テールアルメ工法のように補強材の長さが十分に長い場合には図-2に示すようなすべり面は生じにくいと考えられ、Ⅱ-Aの検討が十分に行われておればⅠ-Bについては安定性が確保されているものと考えられる。

②剛性の高いスキンを用いるとのり面付近で十分な拘束圧を確保することができ、のり面付近での土の局部的破壊の恐れが少ないと思われる。したがって、Ⅱ-Bの検討を明示的に行わなくても安定性が確保されていると考えられる。

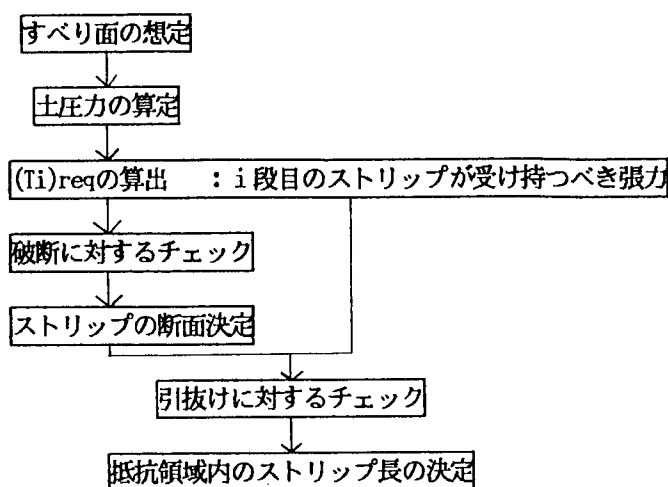


図-4 テールアルメ工法における内的安定検討の手順

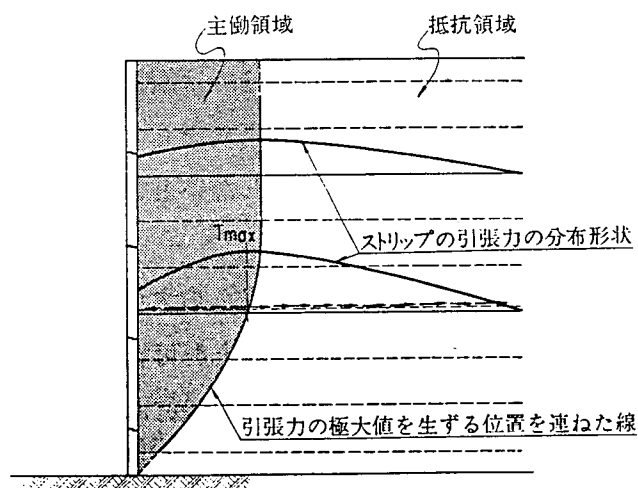


図-5 補強土壁のストリップに作用する引張力の状況

(2) 網による補強土工法

1). 要旨

昭和35年頃からは、土工の機械化が進められ盛土材料には砂質土が使用され施工の急速化が進んできた。新路線の建設・在来路線の腹付複線化・軟弱地盤上の高盛土・湧水未処理斜面の前面への拡巾盛土などの路盤工事の施工では、その施工後比較的短期間で変状・崩壊を生ずるものがあり、付近の旧路盤（昭和35年頃より以前）に較べると、機械化による急速立上り盛土には、重機施工と急速盛土施工砂質土使用などに因する弱点の発生によるものと考察され、この変状個所は盛土法面部付近に生じていた。

上述の法面部付近の崩壊例を大別すると、盛土勾配が1:1.5程度ของものは法面に概ね平行な巾2~3mのすべりとして生じてきており、勾配が1:0.3程度の簡易防護工を有する高さ5m程度の法面では法尻より盛土内に斜め方向で上に向いすべり面を生じ、崩壊土の型は逆三角形で楔状のすべり面を生じていた。

このような法面に平行なすべりと楔状のすべりとを対象として、土の弱点である材料に引張・せん断力がない弱点を強化する対策を土構造物に与え、すべり面の変状を防止する目的で埋設網による土構造物の強化を図ってきたものである。この強化工法は、機会えて昭和43年に国鉄塩釜線の擁壁背面の土圧軽減区間の工法として用い、以後は昭和46年以来盛土強化工法として逐次他官庁からも用いられ現在に至っている。この原理は盛土のすべり面を挟んで水平に耐せん断防止材として埋設網を段状に盛土内に布設しすべり抵抗力を増してすべりを防止するものである。以下の本文には上記の平行・楔すべりについて設計の要旨をのべてある。

2). 設計の基本フロー

表-3には設計の内的安定の検討の手順を示すフローチャートである。

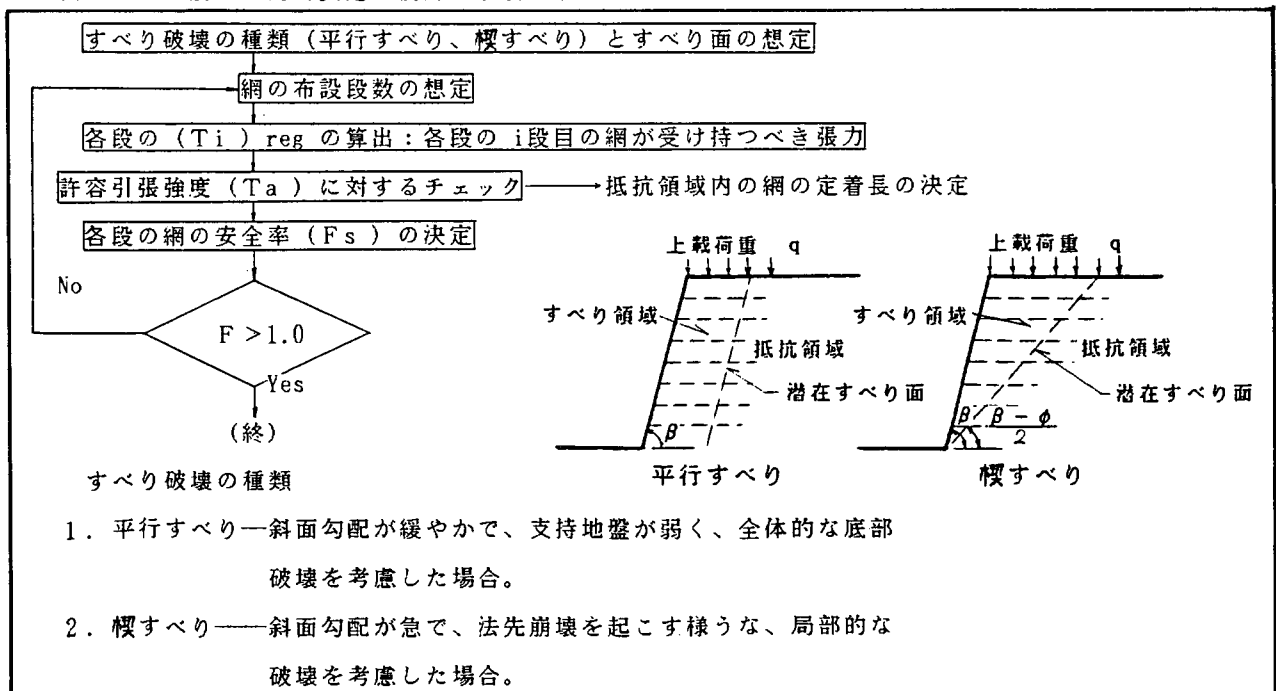


表-2 設計の内的安定の検討の手順

3). 平行すべり

図- 6 は埋設網による強化盛土の断面であり、図- 7 は強化しない土のみの盛土断面であり、図- 8 は盛土材料の c 、 ϕ が既知である土のみの盛土断面である。

図- 6 は①、図- 7 は②、図- 8 は③とそれぞれ定めることとする。

①の盛土は載荷強度 q_1 ですべり破壊し、②の盛土は載荷強度 q_2 ですべり破壊するものとする。

③の盛土の土の c 、 ϕ は既知でありその抵抗力は盛土の破壊力に等しく安全率が1.0 で安定を保っているものとする。すべり土塊の形状・寸法および各ブロックの i 層の面積は(1)～(5)にありすべり土塊の重量と、すべり力および(埋設網の定着長と引抜抵抗力)は、①において(6)～(10)にあり土のすべり土の重量とすべり力とは、②において(11)～(14)に、また載荷試験から求めた土の粘着力 c は(15)にあり、③において土塊重量とすべり力とは(16)～(19)にある。

また網の負担力および埋設網の定着部の引抜力と網の引張力との安全率は、以下の要領で計算する。載荷試験から網の負担力および安全率を求めるには、①と②とを用いる case - A で、また盛土の c 、 ϕ が既知であるときに網の負担力および安全率を求めるには、①と③とを用い case - B を用いるものである。設計には①と③の式を用い、試験解析は①と②の式を用いる。

4). 楔すべり

図- 9 は埋設網による強化盛土の断面であり、図- 10 は強化しない土のみの盛土断面であり、図- 11 は盛土材料の c 、 ϕ が既知である用土を用いた土のみで盛土した断面である。

図- 9 は④、図- 10 は⑤、図- 11 は⑥とそれぞれ定める。

④は盛土が載荷強度 q_1 ですべり破壊し、⑤の盛土は載荷強度 q_2 ですべり破壊するものとする。

⑥の盛土の土の c 、 ϕ は既知でありその抵抗力は盛土の破壊力に等しく安全率が1.0 で安定を保っているものとする。

楔すべりの(26)～(33)は平行すべりの(1)～(5)に相当し、同様に(34)～(37)は(6)～(9)、(38)は(10)、また(39)～(42)および(43)は(11)～(15)、また(44)～(47)は(16)～(19)にそれぞれ相当し、(48)～(50)は(20)～(22)に、(51)～(53)は(23)～(25)にそれぞれ相当している。したがって case - C および D は case - A および B にそれぞれ相当しているものである。

表- 6 には設計に用いた記号と単位および説明をのせてある。

本設計では、以下のような取扱いを行なっている。

a. 平行すべり土塊 $abcd$ は、滑動破壊するときこの底面 ad 間は下方地盤によって支持されていないものとし、すべり部土塊は盛土本体の突出部のように取扱う。

b. 埋設網をもって強化した盛土に、 q_1 の上載荷重を加えてすべり破壊させたものは、図- 6 の①とし埋設網を用いない土のみの盛土に q_2 の上載荷重を加えてすべり破壊をさせたものは、図- 7 の②とし、また盛土後の土の c 、 ϕ を知っていて盛土のすべり抵抗力 ${}_3T_0$ を計算から求めたものは、図- 8 の③であるとする。

今(9)の ${}_1T_i$ より(14)の ${}_2T_i$ を減ざると、(20)より網の i 段の引張発生力、 ${}_4T_i$ が求まる。また、 ${}_1T_i$ より(19)の ${}_3T_i \times N$ を減ざると(23)より網の i 段の引張力 ${}_5T_i$ が求まるものである。このときの N の値は、 $N = 1.0$ とおくと、(17)で求めた ${}_3T_0$ の全量が

すべり面に働きすべりに抵抗するものであるが、 $N = 0$ とおくと、(17) の ${}_3T_0$ の力は、まったくすべり面には働かず、すべり力はすべて埋設網のみで負担することになるものである。

N の値は、0.7 程度を通例とする。

- c. すべり土塊の i 段の層の土の自重 W_i およびすべり線上の i 層のすべり力 T_i は、すべり土塊の全断面積 A に対し i 段の層の A_i の面積の比 (A_i / A) に応じてそれぞれ W_0 、 ${}_1T_0$ から配分されるものとする。
- d. i 層間の土の重量から求まるすべり線上のすべり力 ${}_1T_2$ は、埋設網で負担されるがこの網は弾性係数が極めて低く、糸のようにやわらかなものであるから、すべり力は網に伝達され、すべり力は土塊中と定着部との両方向に分力されることがなくそのまま左右等量に伝達するものとして扱う。
- e. 網の定着部における定着長 l_i は、(10) によって求めるもので網の許容引張力 T_a に耐えるだけの長さがあるとよく、網から盛土天端までの覆土高が増すとこれに反して、 l_i は減少するものである。施工の結果、土の内部摩擦力が予定したものと差を生じ易いため計算のすべり面の位置も予定より山側に入ることもある。このために $l_i < 1.0$ m ときは、少なくとも l_i を 1.0 m とする。また覆土が小さくなると l_i が大きくなるものである。このときはアンカーピンを網の目を通して鉛直にある間隔で下層土に向い打込むとか、あるいは l_i のうち 1.0 m 以上の長い部分の網は下方に傾斜させて土中に埋込み覆土厚の増加を計るなどの対策をとることとし設計図に記入する。
- f. この設計では、以下の考え方を基準としている。
- i. すべりを防止するためには、すべり力は布設埋設網の耐せん断力とすべり面の土のすべり抵抗力の一部である 70% 程度とが協力し合って負担するものとする。
 - ii. 埋設網の各段の負担するすべり力 T_i は、埋設網全段で負担する T_0 のうち (A_i / A) $\times T_0 = T_i$ の比率で配分され負担するものとする。ここに A はすべり土塊の全断面積、 A_i は各段の網が埋設されている部分土塊の断面積とする。
 - iii. すべり面上で埋設網に生ずる網の巾 1 m 当りの引張力の許容値を T_a とすると、定着部の定着強度の許容値は同様に T_a にとるものとする。定着長は計算が 1 m 以下のときは、1.0 m とする。
 - iv. 設計の安全率は、埋設網の発生引張力で網の許容引張力を除した値とする。
 - v. 上記の設計の考え方は在来の以下の考え方を改良したものである。

すべり力は、すべて埋設網のみですべて負担し、すべり面上の土のすべり抵抗力は考慮しないものとし、埋設網の発生引張力で網の許容引張力を除した安全率 $F \geq 1.0$ とする。

埋設網の定着部に作用する全段の網の定着力は、すべり面の背面に作用する主動土圧力のうち網の布設する高さ区間の作用土圧力に等しいものとして定め、これを覆土高に対する土圧強土の割合で各段の定着力とする。

表-3 法面の平行すべりに対する式の誘導

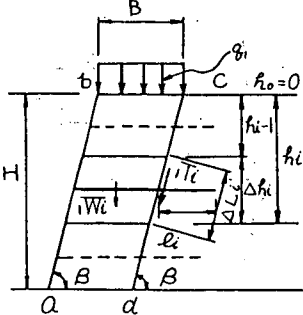
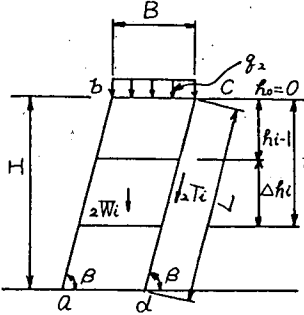
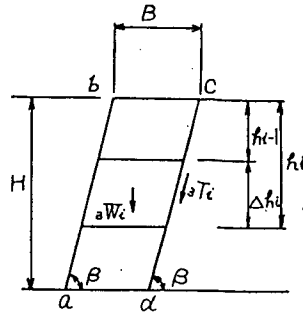
平行すべり		
① 強化盛土 (設計) 埋設網あり (載荷試験)	② 盛土 埋設網なし (載荷試験)	③ 盛土 (設計) 埋設網なし
 ϕのみ既知 図-6	 ϕのみ既知 図-7	 C, ϕのみ既知 図-8
(a) 形状寸法 (共通) $L = H \cdot \operatorname{cosec}(\beta) \quad (1)$ $\text{面積 } A = B \cdot H \quad (2)$ B: 2~3 m程度である。		(b) i層について (共通) $\Delta h_i = h_i - h_{i-1} \quad (3)$ $\Delta L_i = \Delta h_i \cdot \operatorname{cosec}(\beta) \quad (4)$ $\text{面積 } A_i = B \cdot \Delta h_i \quad (5)$
(c) $1W_0 = B \cdot H \cdot \gamma + B \cdot q_1 \quad (6)$ $1T_0 = 1W_0 \cdot \sin(\beta) \quad (7)$ 各段の土塊重量、すべり力を面積比で分配する。 $1W_i = \frac{A_i}{A} \cdot 1W_0 \quad (8)$ $1T_i = \frac{A_i}{A} \cdot 1T_0 \quad (9)$ (各段の許容引抜抵抗力 S_{ai}) $Q_i = \frac{T_a}{2 \cdot \mu \cdot \gamma \cdot \left(\frac{h_i + h_{i-1}}{2} \right) \cdot \tan \phi_0} \quad (10-1)$ $S_{ai} = 2 \cdot \mu \cdot \gamma \cdot \left(\frac{h_i + h_{i-1}}{2} \right) \cdot \tan \phi_0 \cdot Q_i \quad (10-2)$	(d) $2W_0 = B \cdot H \cdot \gamma + B \cdot q_2 \quad (11)$ $2T_0 = 2W_0 \cdot \sin(\beta) \quad (12)$ 面積配分する $2W_i = \frac{A_i}{A} \cdot 2W_0 \quad (13)$ $2T_i = \frac{A_i}{A} \cdot 2T_0 \quad (14)$ (粘着力Cの算出) $2T_0 = C \cdot L + 3W_0 \cdot \cos(\beta) \cdot \tan \phi \quad \text{より}$ $C = \frac{2T_0 - 3W_0 \cdot \cos(\beta) \cdot \tan \phi}{L} \quad (15)$	(e) $3W_0 = B \cdot H \cdot \gamma \quad (16)$ $3T_0 = C \cdot L + 3W_0 \cdot \cos(\beta) \cdot \tan \phi \quad (17)$ 面積配分する $3W_i = \frac{A_i}{A} \cdot 3W_0 \quad (18)$ $3T_i = \frac{A_i}{A} \cdot 3T_0 \quad (19)$
(f) 埋設網の負担するすべり力 (①、②の実験より) ${}_AT_i = 1T_i - 2T_i \quad (20)$ (定着部引抜き安全率) ${}_AF1 = \frac{S_{ai}}{{}_AT_i} \cdot a \quad (21)$ (引張強度の安全率) ${}_AF2 = \frac{T_a}{{}_AT_i} \quad (22)$		(g) 埋設網の負担するすべり力 (①、③より) ${}_BT_i = 1T_i - 3T_i \times N \quad (23)$ (定着部引抜き安全率) ${}_BF1 = \frac{S_{ai}}{{}_BT_i} \quad (24)$ (引張強度の安全率) ${}_BF2 = \frac{T_a}{{}_BT_i} \quad (25)$

表-4 法面の楔すべりに対する式の誘導

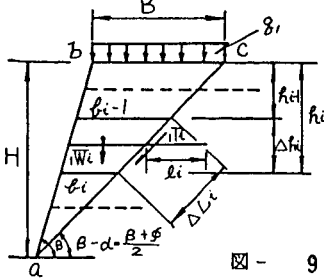
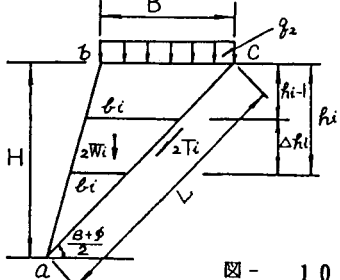
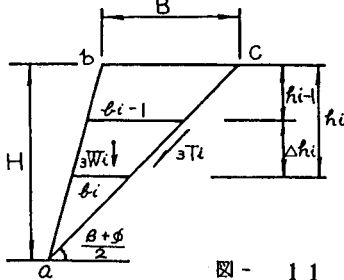
楔すべり		
④ 強化盛土 (設計) 埋設網あり (載荷試験)	⑤ 盛土 埋設網なし (載荷試験)	⑥ 盛土 (設計) 埋設網なし
 図-9 ϕのみ既知	 図-10 ϕのみ既知	 図-11 C, ϕのみ既知
(a) 形状寸法 (共通) $\beta - \alpha = \frac{\beta + \phi}{2} \quad \alpha = \frac{\beta + \phi}{2} \quad (26)$ $B = H \cdot \left\{ \tan \left(90^\circ - \frac{\beta + \phi}{2} \right) - \tan (90^\circ - \beta) \right\} \quad (27)$ $L = H \cdot \operatorname{cosec} \left(\frac{\beta + \phi}{2} \right) \quad (28)$ $\text{面積 } A = \frac{1}{2} \cdot B \cdot H \quad (29)$		(b) i層について (共通) $\Delta h_i = h_i - h_{i-1} \quad (30)$ $\Delta L_i = \Delta h_i \cdot \operatorname{cosec} \left(\frac{\beta + \phi}{2} \right) \quad (31)$ $b_i = \frac{H - h_i}{H} \cdot B \quad (32)$ $\text{面積 } A_i = \frac{1}{2} \cdot (b_{i-1} + b_i) \cdot \Delta h_i \quad (33)$
(c) $1W_0 = \frac{1}{2} \cdot B \cdot H \cdot \gamma + B \cdot q_1 \quad (34)$ $1T_0 = 1W_0 \cdot \sin (\beta - \alpha) \quad (35)$ 各段の土塊重量、すべり力を面積比で分配する。 $1W_i = \frac{A_i}{A} \cdot 1W_0 \quad (36)$ $1T_i = \frac{A_i}{A} \cdot 1T_0 \quad (37)$ [各段の許容引抜抵抗力 S_{ai}] $Q_i = \frac{T_a}{2 \cdot \mu \cdot \gamma \cdot \left(\frac{h_i + h_{i-1}}{2} \right) \cdot \tan \phi_0} \quad (38-1)$ $S_{ai} = 2 \cdot \mu \cdot \gamma \cdot \left(\frac{h_i + h_{i-1}}{2} \right) \cdot \tan \phi_0 \cdot Q_i \quad (38-2)$	(d) $2W_0 = \frac{1}{2} \cdot B \cdot H \cdot \gamma + B \cdot q_2 \quad (39)$ $2T_0 = 2W_0 \cdot \sin (\beta - \alpha) \quad (40)$ 面積配分する $2W_i = \frac{A_i}{A} \cdot 2W_0 \quad (41)$ $2T_i = \frac{A_i}{A} \cdot 2T_0 \quad (42)$ [粘着力 Cの算出] $2T_0 = C \cdot L + 3W_0 \cdot \cos (\beta - \alpha) \cdot \tan \phi$ より $C = \frac{2T_0 - 3W_0 \cdot \cos (\beta - \alpha) \cdot \tan \phi}{L} \quad (43)$	(e) $3W_0 = \frac{1}{2} \cdot B \cdot H \cdot \gamma \quad (44)$ $3T_0 = C \cdot L + 3W_0 \cdot \cos (\beta - \alpha) \cdot \tan \phi \quad (45)$ (C, ϕ: 既知) 面積配分する $3W_i = \frac{A_i}{A} \cdot 3W_0 \quad (46)$ $2T_i = \frac{A_i}{A} \cdot 3T_0 \quad (47)$
(f) 埋設網の負担するすべり力 (④、⑤の実験) $A T_i = 1T_i - 2T_i \quad (48)$ (定着部 引抜き安全率) $A F_i = \frac{S_{ai}}{A T_i} \quad (49)$ (引張 強度の安全率) $A F_2 = \frac{T_a}{A T_i} \quad (50)$		(g) 埋設網の負担するすべり力 (④、⑥より) $B T_i = 1T_i - 3T_i \cdot N \quad (51)$ (定着部 引抜き安全率) $B F_i = \frac{S_{ai}}{B T_i} \quad (52)$ (引張 強度の安全率) $B F_2 = \frac{T_a}{B T_i} \quad (53)$

表-5 記号説明

記号	単位	項 目	記号	単位	項 目
β	度	法面の角度	$2W_i$	t	区間 i 層のすべり土の荷重 (盛土-網なしの場合)
ϕ	度	土の内部摩擦角	$2T_i$	t	区間 i 層のすべり力 (— " —)
H	m	盛土の高さ	C	t / m ²	すべり層の土の粘着強度
B	m	盛土天端のすべり層の幅	$3W_0$	t	すべり土の荷重 (盛土 - 載荷試験なし)
L	m	すべり面の長さ	$3T_0$	t	すべり力 (— " —)
A	m ²	全すべり土塊の面積	$3W_i$	t	区間 i 層のすべり土の荷重
Δh_i	m	区間 i 層の高さ	$3T_i$	t	区間 i 層のすべり力
ΔL_i	m	区間 i 層のすべり面の長さ	$S_{a,i}$	t	各段の網の許容引抜き抵抗力 (定着抵抗力)
b_i	m	区間 i 層の水平長さ	$A T_i$	t	載荷実験より求めた埋設網の負担すべり力
A_i	m ²	区間 i 層の面積	$A F_1$		引抜きの安全率
r	t / m ³	土の単位体積重量	$A F_2$		引張強度の安全率
q_1	t / m ²	過載荷重 (強化盛土-網ありの場合)	$B T_i$	t	既知の C、 ϕ より求めた埋設網の負担すべり力
$1W_0$	t	すべり土の荷重 (— " —)	$B F_1$		引抜きの安全率
$1T_0$	t	すべり力 (— " —)	$B F_2$		引張強度の安全率
$1W_i$	t	区間 i 層のすべり土の荷重 (— " —)	μ		摩擦係数 (実験より求める)
$1T_i$	t	区間 i 層のすべり力 (— " —)	ϕ_s	度	$\phi_s = \phi - 5^\circ$
Q_i	m	区間 i 層の網の定着長 (— " —)	T_a	t / m	網 1 m 巾の許容引張強度
q_2	t / m ²	過載荷重 (盛土 - 網なしの場合)	N		$S T_i$ の有効係数普通 0.7 程度
$2W_0$	t	すべり土の荷重 (— " —)			
$2T_0$	t	すべり力 (— " —)			

(3) ポリマーグリッドによる補強土工法

1) 要 旨

補強土擁壁はグリッドにより、土にある種の偽似的粘着力を付加して垂直擁壁や急傾斜盛土を効果的に安定化させることを目的としている。

この設計理論は、補強土擁壁の外的安定性は、補強土土塊が剛な重力構造物と仮定し単純な静力学的法則に従うものとして解析する。また内的安定性は引張破壊に対する補強材設計とこれが安定な土中に十分な定着長を有することを確認することで行う。

内的安定の評価には一般に下記の2つの方法を用いている。

- i タイバックウェッジ法
- ii コヘレントグラビティ法

なお、iのタイバックウェッジ法は英国運輸局技術仕様書(橋梁)BE 3/78「盛土における補強土擁壁と橋台」で採用されてる。

外的安定については、前述(1)でほぼ概要が記されているので、ここでは以下に内的安定(II-A)について、上記のiの方法について述べる。

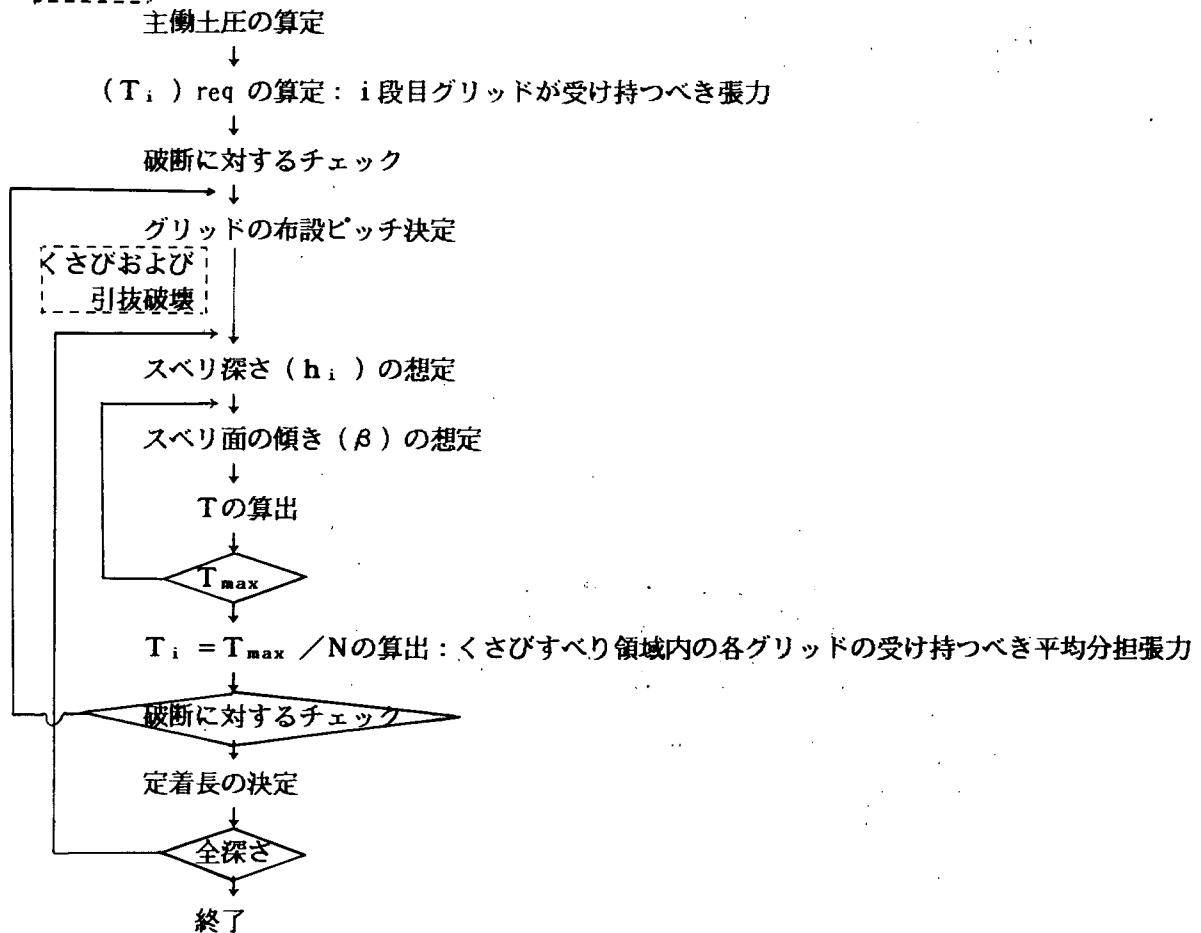
なお、本文はネトロン社発行の「テリサー補強土擁壁設計のガイドライン」より抜粋したものである。

2) 設計のフロー

内的安定の検討(II-Aに相当)

(タイバックウェッジ法)

[引張破壊]



3) タイバックウェッジ法

タイバックウェッジ法では 図-12 に示す様に水平土圧は全て主動土圧係数を用い個々の補強材の安定性、壁体上部の水平すべり出しに対する抵抗および補強された裏込め土のくさびの安定性を検討する。

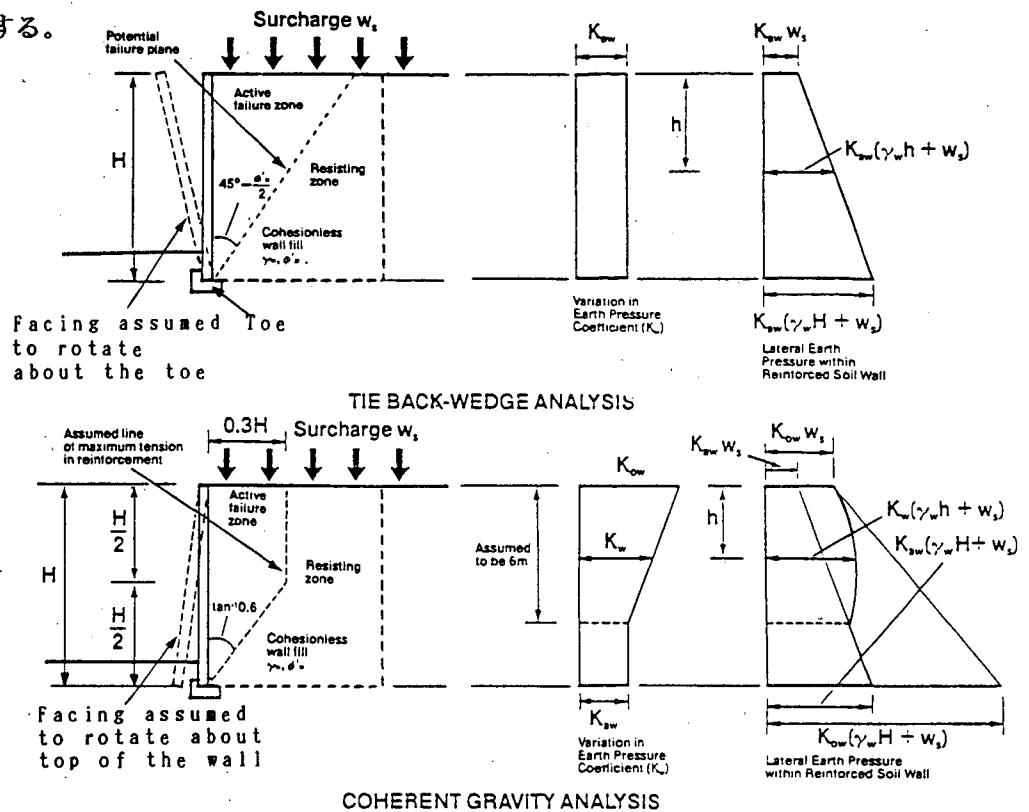


図-12

また、図-12 中にはコヘレントグラビティ法の土圧の考え方も示してある。この方法では壁頂から深さ6m までは静止土圧係数から主動土圧係数まで直線的に減少させており、裏込め土を重機転圧することで発生する付加的な土圧を幾分考慮したものである。

しかしながら、実際にはこの付加的な土圧は施工中の壁体のたわみにより開放され、タイバックウェッジ法での仮定は妥当なものと考えられている。

a) 引張破壊 (図-13)

深さ h_i におけるグリッドの1m幅当りの引張力 T_i は下式で求める。

$$T_i = K_{aw} \sigma_{vi} V_i$$

この T_i と裏込土の土質および安全率 (1.35) を考慮したグリッドの設計強度を用いてグリッドの最大許容敷設間隔を求める。

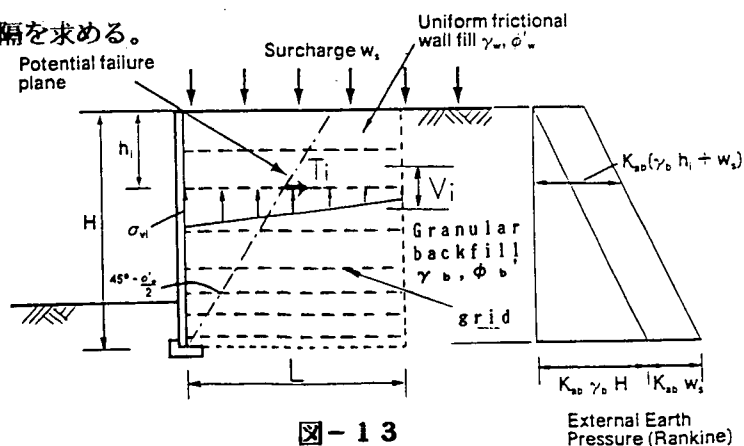


図-13

b) くさびおよび引抜破壊

この検討では各くさび領域は剛体として挙動し、壁面と裏込み土の摩擦は無視する仮定を用いる(図-14)。

解析は壁面の各深さ a , b , c 等の点を通る潜在すべり面を検証する(図-15)。

各深さ(a , b , c 点等)を通るすべり面でのグリッドに発生する全張力は、すべり面の傾角によって変り、その最大張力 $T_{\max}$ は一般には(地表面平坦)

$$T_{\max} = \frac{h \tan \beta (\gamma_w h + W_s)}{2 \tan (\phi'_w + \beta)}$$

$$\beta = 45^\circ - \frac{\phi'_w}{2}$$

となる。

この深さをそれぞれ変えて計算された $T_{\max}$ を、その深さまでの有効グリッド総数(くさびの底面より上方 50 cm 以内にあるグリッドは考慮しない)で除した張力 (T/N) により

①グリッドの設計強度との比較←くさび破壊の検討

②必要定着長の検討←引抜破壊の検討を行う。

②では、深さ h_i でのグリッド定着長 L_{ip} は

(図-16)

$$L_{ip} = \frac{T_i \times \text{安全率}}{2 \alpha \tan \phi'_w (\gamma_w h_i + W_s)}$$

$$\text{安全率} = 2$$

α : グリッドと壁体裏込土のインターラクション係数を用いて計算する。

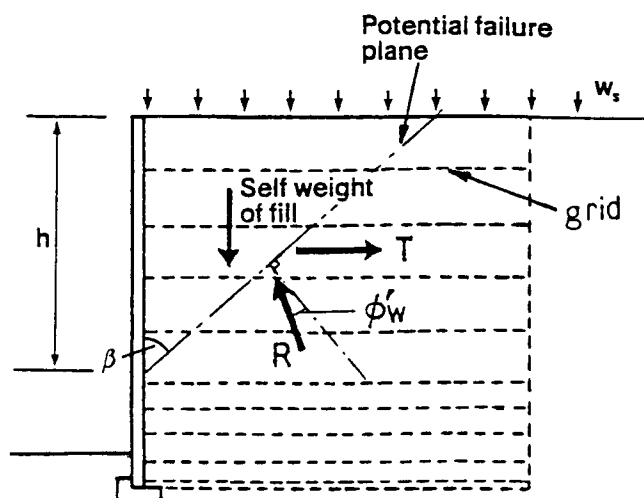


図-14

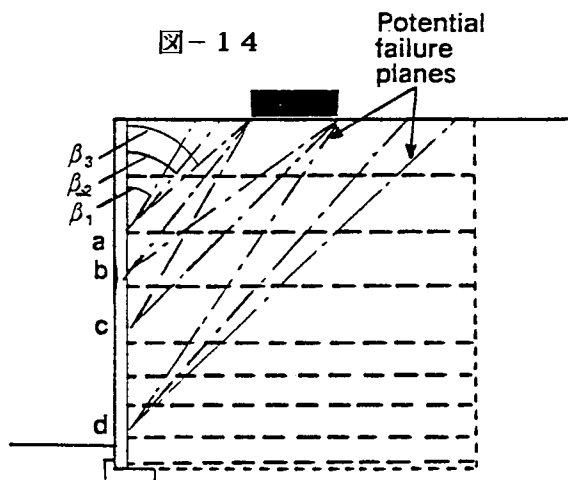


図-15

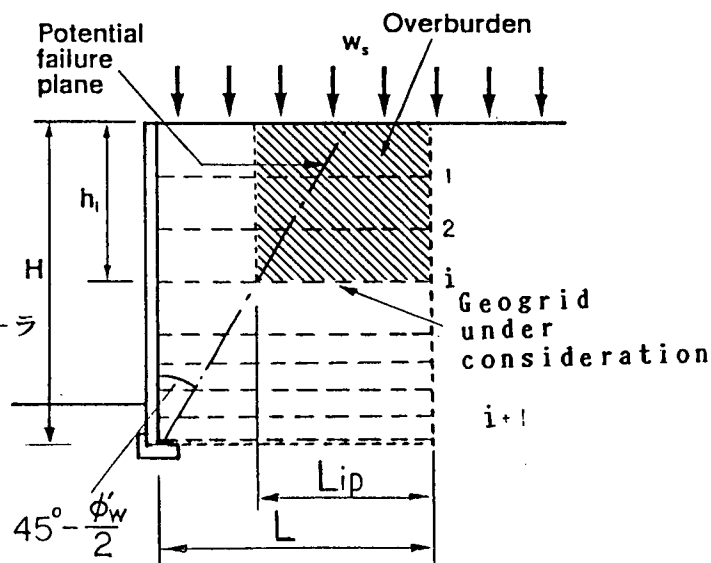


図-16

3.2.3 軟弱地盤対策

軟弱地盤におけるジオテキスタイルの利用用途は広く、かつ様々な材料が使われている。軟弱地盤対策としての主な目的・用途を以下に列挙する。

- ① トラフィカビリティーの改善
- ② 構造物を構築するための支持力増強
- ③ 盛土の変形及びすべり破壊防止
- ④ 橋梁取付け部等の不同沈下防止
- ⑤ 地盤の圧密の促進(パーチカルドレーン材)
- ⑥ 路盤の強化

また、工法別にみると表-1のようになる。例えば、この表においてジオテキスタイルの最も一般的な用途のひとつである表層処理工法においては、シート工法、ネット工法あるいはロープ・ネット工法など各種工法があり、設計法も各々異なっている。他方、パーチカルドレーン工法の一つであるカードボード工法においても、各種のプラスチックボードが用いられている。

ここでは、軟弱地盤対策としてのジオテキスタイルの用途の中からトラフィカビリティーの改善等の表層処理、路盤の強化及びパーチカルドレーンに関する設計法の概要を述べる。

表-1 軟弱地盤対策における¹⁾ジオテキスタイルの用途

軟弱地盤 処理工法	表層処理工法	シート工法 ネット工法 (敷網工法) ロープシート工法 あるいは ロープネット工法 竹棒ネット工法
	深層処理工法	バックドレーン工法 プラスチック ドレーン工法 パイルネット工法

(1) ジオテキスタイルによる表層処理の支持力算定方法^{2),3)}

表層処理においては、様々な種類・材質のジオテキスタイルが用いられているが、ここではシート、ネット及びロープ・ネットについて述べることにする。

1) シート工法の設計法

i) 集中荷重の場合の考え方

この方法は、シートを敷設した軟弱地盤上に石や重機などの集中荷重が直接に載荷した場合の変形状態をもとにその力の釣り合いから、支持力を導いたものである。すなわち、図-1に示すように集中荷重が作用し、陥没に近い状態で沈下するようになると、その表面をシートで被覆すると沈下が生じシートが引き込まれる。このときシートと地盤との摩擦が生じ、シートに引張力が働き沈下に抵抗する。さらに沈下圧力に対してシートは地盤面を押える働きをする。この押え力が土被り力に相当する支持力増分となる。これを図-1による記号を用いると次のようである。

$$P = Q + 2T \sin \theta + \gamma D f \dots \dots \dots (1)$$

ここに、P：載荷荷重

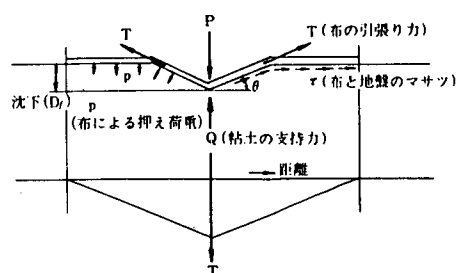


図-1 シートに集中荷重が作用した場合の設計の考え方²⁾

Q : 地盤の支持力
 T : シートの引張力
 θ : シートの傾斜角
 γ : 土の単位体積重量

Df : シートのめり込み量

式(1)によれば沈下を大きくし、Tを大きくとれば支持力が増加できる。そのため①布の端末とアンカーをとる、②布を長くとり、③布の上に土砂を置くなどの方法がとられる。なお、図-1に示したようにシートの地盤押え力pについては次に述べる帯荷重の場合と同様である。

ii) 帯荷重の場合の考え方 (福住、山内らの方法)

この方法は、Terzaghiの支持力理論とシートの引張り強度をもとに、帯荷重がシートを敷設した軟弱地盤に作用した場合の支持力を算定する方法である。すなわち、図-2(a)のように軟弱地盤上に直接載荷した浅い基礎の支持力 q_1 は、Terzaghiの支持力公式から、

$$q_1 = \alpha c Nc \quad (\text{地盤の支持力}) \cdots \cdots (2)$$

ここに、 α : 基礎地盤の形状係数

c : 軟弱地盤の粘着力

Nc : 支持力係数

軟弱地盤上にシートを敷くと、荷重の一部をシートの引張力が受けもつことになるから、支持力 q_2 は、図-2(b)でシートと水平面との角を θ 、シートに生ずる引張力をTとすれば、

$$q_2 = \frac{2T \sin \theta}{B} \quad (\text{シートの引張力が受けもつ鉛直力}) \cdots \cdots (3)$$

また、図-2(c)の荷重の両端に近似的に半径rの円を考えると、軟弱地盤の押し上げ力pは、 $p = T/r$ で求まる。この押し上げ力pを土被り圧とみなし、これによる支持力 q_3 は、

$$q_3 = \frac{T}{r} Nq \quad (\text{地盤隆起を抑える力}) \cdots \cdots (4)$$

ここに、Nq : 支持力係数

極限支持力qは、上記の軟弱地盤の浅い基礎の支持力 q_1 、シート引張力の鉛直成分としての支持力 q_2 、シートの引張力による土被り圧的支持力 q_3 を加えたものである。(福住の提案式)

$$q = \alpha c Nc + \frac{2T \sin \theta}{B} + \left(\frac{T}{r} \right) \cdot Nq \cdots \cdots (5)$$

さらに、シート側方のめり込み量Dfによる根入れ効果 $\gamma \cdot Df$ を取り入れると式(6)が導かれる。(山内らの提案式)

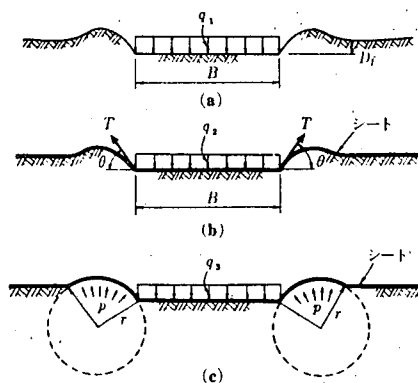


図-2 シートに帯荷重が作用した場合の設計の考え方³⁾

$$q = \alpha c N_c + \frac{2T \sin \theta}{B} + \left(\frac{T}{r}\right) \cdot N_q + \gamma \cdot D_f \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 γ :軟弱土の単位体積重量

D_f :覆土および輪荷重によるめり込み量

なお、これまで述べた理論による支持力式は、実際の軟弱地盤において適用できない場合も多く、その場合、図-3または、表-2に示すように原地盤の表層部の強度から経験的にシートの所要の引張強さを算定している。

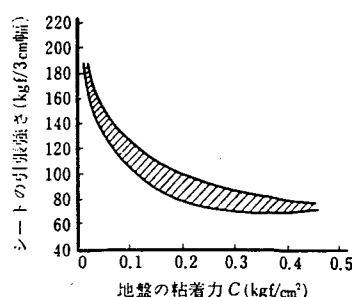


図-3 経験的に求められた地盤耐力⁴⁾とシートの引張強さの関係

表-2 地盤耐力とシートの引張強さの関係⁴⁾

地盤強度粘着力 c kgf/cm ²	シートの引張強さ kgf/3 cm 幅	盛土高さ (安定地盤を得る盛土厚) m	適用地盤の例
0.03 程度以下	150 以上	2.30~2.00 + 砂層 0.50 m	臨海埋立地(浚渫直後) 湖、沼、池(表面水除去直後)
0.03~0.05	150 前後	2.00~1.80 + 砂層 0.50 m	臨海埋立地(浚渫後短期放置) 湖、沼、池(表面水除去短期放置)
0.05~0.10	130 "	1.80~1.50 + 砂層 0.50 m	臨海埋立地(長期放置) 自然粘性土地盤
0.10~0.20	100 "	1.50~1.20 + 砂層 0.50 m	臨海埋立地(長期放置) 自然粘性土地盤
0.20~0.40	80 "	1.20~0.60 (砂層 0.30 m)	自然粘性土地盤
0.40 程度以上	70 以下	0.60 以下 (砂層 0.30 m)	自然粘性土地盤 普通地盤

2) ネット工法の設計

ネット工法の支持力の算定法には、これまで i) Terzaghi の支持力理論による方法、ii) ケーブル理論・地盤係数法に基づく方法、及び iii) 版理論による方法などがある。以下には、これらの考え方を示す。

i) Terzaghi の支持力理論に基づく方法 (山内らの方法)

この方法は、軟弱地盤上にネットを敷き、覆土完了後、覆土上で載荷試験したときの荷重強度と沈下量との関係からある荷重強度において変曲点が現れ、支持力が再発揮されることに着目して導かれた2層系の地盤の支持力の算定法である。すなわち、荷重直下のくさび帯が形成されると仮定して、ネット工法を上層が覆土、下層が軟弱地盤の2層系地盤としてモデル化したのが図-4である。上層で破壊が発生するときの極限支持力 q は式(7)

$$q = \beta \gamma_1 b N_r + \gamma_1 D_f N_q \quad (\phi \text{ 材}) \dots (7)$$

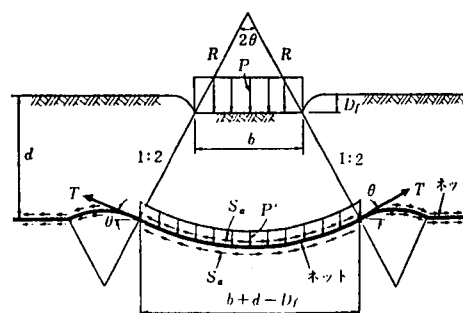


図-4 二層系でのネットの設計の考え方³⁾

下層で破壊が生ずるときの極限支持力 q' は式(8)

$$q' = (1 + \frac{d - Df}{b}) \left[\{ 5.3c + T \left(\frac{2\sin\theta}{b} + \frac{1}{r} \right) + \frac{4SaR(1 - \cos\theta)}{b + d - Df} \} + \gamma_1 Df \right] \dots (8)$$

ここで、 b : 輪荷重の接地圧

c : 軟弱地盤の粘着力

Df : 輪荷重のめり込み量

d : 客土のまき出し厚

Nr, Nq : 支持力係数

q, q' : 2層系地盤の上下で破壊が起るときの極限支持力

Sa : ネットのせん断抵抗

β : 形状係数

r : 盛り上がり円形と仮定したときの半径

γ_1 : 軟弱地盤、盛土の単位体積重量

2層系地盤の許容支持力は、式(7)と(8)を比較して小さい値を採用する。

ii) ケーブル理論、地盤係数法に基づく方法 (清水の方法)

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

(ウインクラー)の地盤係数法とケーブル理論

を用いて沈下曲線式を導く方法である。すなわち、図-5に示すように軟弱地盤上に敷いた

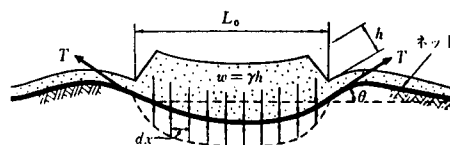


図-5 ケーブル理論・地盤係数法³⁾に基づく方法

ネット上の荷重は、ネットの沈下により釣り合いの状態になる。この荷重と沈下量およびネットに作用する応力との関係を説明する係数として、地盤反力係数を使い、地盤係数法とケーブル理論とを組み合わせ、式(9)、式(10)を得る。

$$y = \frac{w}{k} \left\{ 1 - \frac{0.5}{\sinh\beta} \left[(1 - e^{-\beta})e^{\beta(X/L_0)} + (e^{\beta} - 1) \times e^{-\beta(X/L_0)} \right] \right\} \dots (9)$$

$$P = ky \dots (10)$$

ここで、 $\beta = \sqrt{k L_0^2 / (T \cos\theta)}$, $w = \gamma abh / (a + d)(b + d)$

$L_0 = 2B = 2(b + d)$

k : 地盤反力係数

y : 沈下量

w : ネット上に作用する荷重強度

$2a$: 盛土荷重の短手方向の幅

$2b$: 盛土荷重の長手方向の幅

d : まき出し厚

h : 盛土高

γ : 盛土の単位体積重量

T : ネットに生ずる最大引張り力

θ : ネットの傾斜角

式(9), (10)の使用に当たっては, k と θ を決める必要がある。

iii) 版理論に基づく方法 (山内の方法)

この方法は、ネットを敷いたのち盛土が完成した状態では、ネット付近の土が密に詰まり、ネットと土とが剛性のある版上構造をなすことに着目し、ネットを版とみなし、その沈下量計算に版理論を適用させた方法である。すなわち、ここでネットの引張り強度は考えずに、ネットと地盤との間にせん断抵抗が生じ、ネットの剛性と一緒になって荷重に抵抗するとしている。

基本式の誘導は、図-6のネットを両端で単純支持された版とみなし、盛土重量と地盤反力とは一様に分布すると考え、せん断抵抗を支点で水平方向に働く合力に置き換え、次いでマットが円筒曲げの状態にあるとして版の理論を適用し、沈下量を式(11)で求めている。

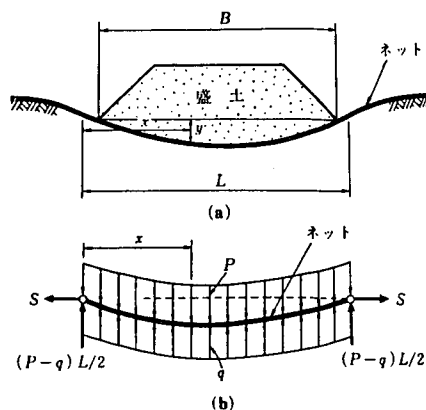


図-6 版理論に基づく方法³⁾

$$y = \frac{(p-q)}{S^2} \frac{D \sinh \sqrt{S/D} x + \sinh \sqrt{S/D} (L-x)}{\sinh \sqrt{S/D} L} - \frac{(p-q)}{2S} \left(x^2 - Lx + \frac{2D}{S} \right) \dots \dots \dots (11)$$

ここに, y : ネットの沈下量

D : ネットの曲げ剛性

p : 盛土の荷重強度

q : 地盤反力

S : ネットと土との間のせん断抵抗の合力

L : ネットが単純支持とみなせる支点間距離

式(11)で, S, D, L, q は土質試験, 載荷試験から決める。

3) ロープ・ネット工法の設計法

ロープ・ネット工法の設計法に関しては、渡らにより膜面の変形理論を応用した解析が提案されている。この方法は、図-7に示すように格子状のロープで囲まれたジオテキスタイルの変形が空気膜構造の膜面変形の形状に類似していることに着目して求めるものである。すなわち、ジオテキスタイル(織布)を押し上げる荷重 p は、以下仮定で

導いている。まず、盛土荷重に対する地盤の釣り合いは、盛土がめり込んだ深さでの盛土前後における有効圧力の変化によって定まると仮定すると、盛土底面での鉛直有効圧 p_1' 及び盛土前の鉛直土被り圧 p_2' は、次式で求められる。

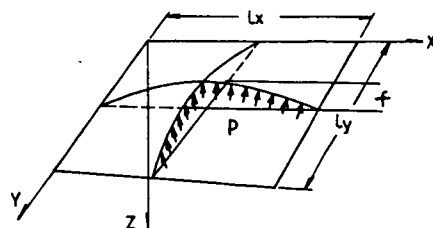


図-7 膜面の変形⁵⁾

$$\left. \begin{aligned} p_1' &= (\gamma_1' \text{sat} - \gamma_w) \cdot D \\ p_0' &= (\gamma_2' \text{sat} - \gamma_w) \cdot D \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (12)$$

ここで $\gamma_1' \text{sat}$: 盛土材の飽和単位体積重量

$\gamma_2' \text{sat}$: 原地盤の飽和単位体積重量

D: めり込み深さ

したがって、盛土後の増加圧力 p_1 は、 $p_1 = p_1' - p_0'$ で求められる。

一方、原地盤の支持力 q_d は、Terzaghi の帯状基礎の局部せん断破壊に対する支持力公式から求め、この極限支持力と盛土後の増加圧力との差 $p = p_1 - q_d$ が織布で受け持たれるという考えである。すなわち、この織布で受け持たれることにより、押え盛土的な効果を發揮して均衡を保つというものである。

図-8は、織布に作用する荷重 p と補強ロープの間隔を変化させた場合の織布に生ずる張力の解析結果の一例である。

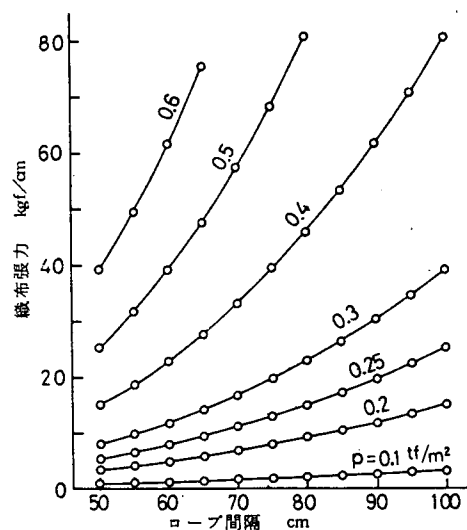


図-8 ロープ間隔と織布張力の関係⁵⁾

(2) 軟弱地盤上の強化路盤の設計方法⁶⁾

1) 強化路盤の補強原理

軟弱地盤上に道路路盤などを構築する場合には、表層部を良質土に置き換えたり、セメント・石灰による安定処理を施すことがある。しかしながら、軟弱層が厚く体積している場合は、長年にわたって不同沈下等を生じ補修しなければならないことが多い。ここでは、図-9に示すように砂礫材と敷網による一体構造に近いスラブ強化路盤を取り上げ、その設計法を述べることにする。

この強化路盤の構造は、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、主網は鉄筋に相当し、礫層はコンクリートの上部圧縮部にあたり、補助網は主網の下方の土の破壊を防止するもので主網はこれにより上下面に等密度の砂層をもち主網の目を通る砂層との間で2面せん断抵抗力を發揮することになる。

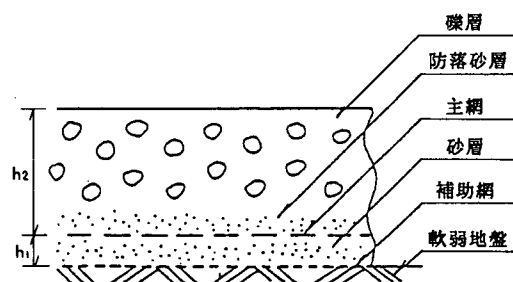


図-9 強化路盤の断面構成

また、補助網は、目合が5mm程度で路盤が下方にたわんでも主網よりも補助網は属性が大きいので、主網より先に引張破断することなく、軟弱層への砂の分散貫入を生じさせない効果がある。

以下にはこの強化路盤の設計について触れてみる。

2) 強化路盤の設計概要

- ① 強化路盤の沈下量 $\Delta_1 \delta_{0L}$ は路盤自重として上載荷重とを含む全荷重 P と軟弱層の地耐力 σ_a その深さ y 、および路盤の全巾 b に関係し、 P は路盤土の単位体積重量 γ 、路盤巾 b 、路盤厚 h および上載荷重の土に換算した高さ H に関係する (図-10)。

$$\Delta_1 \delta_{0L} = f(P, b, \sigma_a, y);$$

$$P = f(\gamma, b, h, H)$$

- ② 強化路盤内に生ずる曲げたわみは、死荷重によるたわみ ${}_1 \eta_{0L}$ 走行上載荷重によるたわみ η_{LL} で示され、

$${}_1 \eta_{0L} = f(\Delta_1 \delta_{0L}),$$

$$\eta_{LL} = f(\Delta_1 \delta_{0L})$$

- ③ 強化路盤内に生ずる曲げモーメントは、死荷重による ${}_1 M_{0L}$ と活荷重による M_{LL} に区分され、両者のモーメントに共通するも

のには路盤土の地耐力 σ_a' 、路盤巾 b 、路盤厚 h 、曲げたわみ $\Delta_1 \delta_{0L}$ を生ずるときの区間巾として DL のとき δ_1 、 LL のとき δ_2 が関係し、別に ${}_1 M_{0L}$ には ${}_1 \eta_{0L}$ また M_{LL} には η_{LL} がさらに関係することになる。

$${}_1 M_{0L} = f(\sigma_a', b, h, \delta_1, {}_1 \eta_{0L})$$

$$M_{LL} = f(\sigma_a', b, h, \delta_2, \eta_{LL})$$

4. 強化路盤内に生ずる圧縮応力度 ${}_1 \sigma_c$ は、 ${}_1 M = {}_1 M_{0L} + M_{LL}$ と、単位延長 $b_0 = 1.0$ m と図-1・1の主網から版上面までの高さ d が関係し、主網の引張力 ${}_1 T$ t/m には、 ${}_1 M$ と b_0 と d が関係することとなる。

$${}_1 M = f({}_1 M_{0L}, M_{LL}); {}_1 \sigma_c = f({}_1 M, b_0, d); T = f({}_1 M, b_0, d)$$

- ⑤. 圧密沈下 S が発生するときには、

$$S \equiv \Delta_2 \delta_{0L}, {}_2 \eta_{0L} = f(\Delta_2 \delta_{0L}) \text{ として}$$

前述の $\Delta_1 \delta_{0L}$ 、 η_{LL} に替えて $\Delta_2 \delta_{0L}$ 、 ${}_2 \eta_{0L}$ を用いるとよい。

- ⑥ 補助網の弾性係数 E_2 は主網の E_1 の版の曲げ半径 R と、補助網の引張応力度 σ_2 と、主網の σ_1 および主網と補助網との間の高さ h_1 とに関係する (図-11)。

$$E_2 = f(E_1, R, \sigma_1, \sigma_2, h_1)$$

3) 路盤の設計計算式の誘導

(A) 弾性地盤

- ①. 路盤の弾性沈下量

図-1・2 において

$$\sigma_y = \frac{P}{b^2} \cdot \delta$$

$$\Delta \delta = \int_0^y \frac{\sigma_y}{E} dy = \frac{P}{m \cdot b \cdot E} \left(1 - e^{-\frac{my}{b}} \right)$$

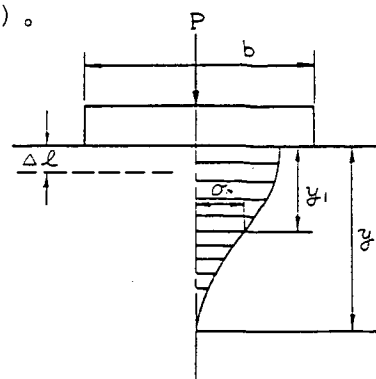


図-10 地中応力の模式

上式中 $m \doteq 0.6$ 、 $E t / m^3 \doteq 62.5 \sigma \cdot t / m^3$ とし、上式に代入すると、

$$\Delta l = \Delta l_{0L} = \frac{P}{37.5 \cdot \sigma \cdot \sigma_s} \left(1 - e^{-\frac{0.6y}{b}} \right) \quad \dots\dots (9)$$

ここに $P = r \cdot b^2 (h + H)$

②. 強化路盤のたわみ

$${}_1 \eta_{0L} = K_0 \cdot K_1 \cdot \Delta l_{0L} \quad \dots\dots (10-1)$$

$$\eta_{LL} = K_0 \cdot K_2 \cdot \Delta l_{0L} \quad \dots\dots (10-2)$$

ここに実験係数

$$K_0 = 0.348 \text{Loge} \left(\frac{H}{h} \right) + 0.352 \quad \dots\dots (10)$$

$$K_1 \doteq 1.0 \quad \dots\dots (10-3)$$

$$K_2 \doteq 0.3$$

③. 強化路盤の応力 (図-1・3)

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = - \frac{M}{E I} = \frac{1}{\rho}$$

$$\eta = \rho - \rho \sqrt{1 - \left(\frac{l}{2\rho} \right)^2}$$

$$\rho = 0.125 \frac{l^2}{\eta} + 0.5 \eta$$

$$\text{により } M = \frac{E I}{0.125 \frac{l^2}{\eta} + 0.5 \eta}$$

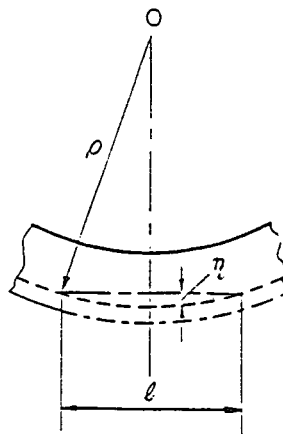


図-11 強化路盤の応力とたわみの模式

これにつぎの関係を代入すると

$$0.5 \eta \approx 0$$

$$E \approx 62.5 \sigma'_a \text{ t/m}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

以上により

$${}_1M_{DL} = 41.7 \cdot \sigma'_a \cdot b \cdot \left(\frac{h^3}{\ell_1^2} \right) {}_1\eta_{DL} \cdots (11-1)$$

$$M = 41.7 \sigma'_a \cdot b \cdot \frac{h^2}{\ell_2^2} \cdot \eta \cdots \cdots (11)$$

$$M_{LL} = 41.7 \cdot \sigma'_a \cdot b \cdot \left(\frac{h^3}{\ell_1^2} \right) \eta_{LL} \cdots (11-2)$$

④. 路盤の応力度

$${}_1M = {}_1M_{DL} + M_{LL} \cdots \cdots (12-1)$$

$${}_1\sigma_c = \frac{2 \cdot {}_1M}{b_0 \cdot d^2} \cdots \cdots (12-2)$$

..... (12)

$${}_1T^{(t/m)} = \frac{2 \cdot {}_1M}{b_0 \cdot d} \cdots \cdots (12-3)$$

b_0 : 路盤延長 1 m

(B) 圧密地盤

路盤自重は一般に小さいため、特別の場合であり、永久使用の場合を除き考慮しない。

①. 路盤の圧密沈下量

$$\Delta_2 \ell_{DL} = S \cdots \cdots (13)$$

S : 圧密最終沈下量

②. 路盤のたわみ

$${}_2\eta_{DL} = K_0 \cdot K_1 \cdot \Delta_2 \ell_{DL} \cdots \cdots (14)$$

③. 路盤の応力

$${}_2M_{DL} = 41.7 \cdot \sigma'_a \cdot b \cdot \left(\frac{h^3}{\ell_1^2} \right) \cdot {}_2\eta_{DL} \cdots \cdots (15)$$

④. 路盤の応力度

$$M = {}_2M_{DL} + M_{LL} \cdots \cdots (16-1)$$

$${}_2\sigma_c = \frac{2 \cdot {}_2M}{b_0 \cdot d^2} \dots\dots\dots (16-2)$$

..... (16)

$${}_2T = \frac{2 \cdot {}_2M}{b_c \cdot d} \dots\dots\dots (16-3)$$

表-3 記号の説明

記号	単位	説 明	記号	単位	説 明
M_{01}	t・m	強化地盤の死荷重による曲げモーメント	γ	m	弾性沈下のおよぶ軟弱地盤の第一層の層厚
M_{11}	"	強化地盤の活荷重による曲げモーメント	γ	t/m ³	盛土および強化地盤の土の単位体積重量 $\gamma \approx 1.8 \text{ t/m}^3$
σ_s	t/m ²	軟弱地盤の許容地耐力	S	m	強化地盤と上載盛土による最終圧密沈下量
σ_s'	"	強化地盤の許容地耐力	M	t・m	死・活荷重の合計モーメント
b	m	荷重により強化地盤がたわみを生ずるときのその区域の一辺長	d	m	主網から強化地盤の表面までの有効高
l_1	"	死荷重により強化地盤がたわみを生ずるときのその区域の一辺長	F_s		安全率
l_2	"	活荷重により強化地盤がたわみを生ずるときのその区域の一辺長	σ_s	t/m ²	強化地盤の必要な圧縮抵抗力
h	"	強化地盤の厚さ	T	t/m	主網の奥行1m当りの必要な引張抵抗
η_{01}	"	死荷重による強化地盤のたわみ			
η_{11}	"	活荷重による強化地盤のたわみ	R	m	強化地盤の載荷時の主網からの曲率半径 (100m以上)
K_0		実験係数	h_1	"	主網と補助網との間の高さ
K_1		実験係数	σ_s	t/m ²	主網の引張応力度
K_2		実験係数	σ_s	"	補助網の引張応力度
Δl_{01}	m	強化地盤と上載盛土あるいは活荷重と換算盛土高とによる沈下量	E_1	"	主網の弾性係数
P	t	$b \times b$ 上の上記荷重	E_2	"	補助網の弾性係数
H	m	盛土高あるいは活荷重の換算盛土高			

(3) パーチカルドレーンの設計法

ジオテキスタイルは、パーチカルドレーン材として先に表-1に示したように袋詰め式サンドドレーン（パックドレーン）やプラスチックドレーンに用いられている。以下には、これらの設計方法について述べてみる。

パーチカルドレーンとしての設計方法は、サンドドレーン工法におけるBarronの式に基づいており、上記のドレーン工法もそれに準じて設計されている（図-12参照）。すなわち、次式のBarronの式において d_e を各々評価することになる。例えば、袋詰め式サンドドレーンの場合、 $d_w=12\text{cm}$ として、また、プラスチックドレーンの場合は、 $d_w=5\text{cm}$ に換算して適用させている。

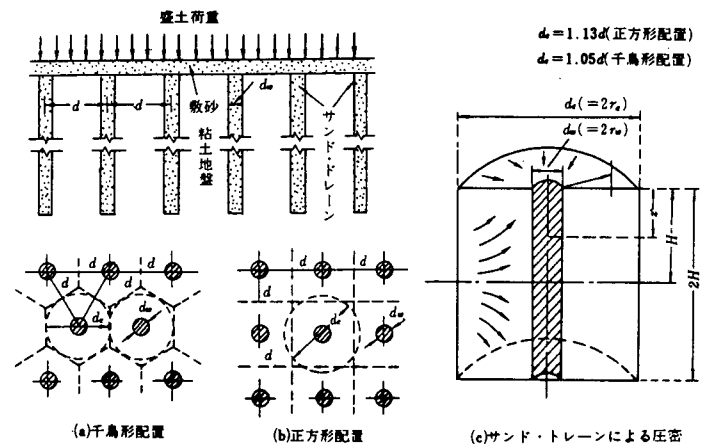


図-12 サンドドレーンの説明図

$$t = d_e^2 / ch \cdot Th \quad \dots\dots\dots (17)$$

ここで t : 圧密時間

ch : 横方向の圧密係数（通常は $c_v=ch$ ）

Th : 時間係数

d_e : 有効間隔（図-12参照）

正方形配置 $d_e=1.13H$

千鳥配置 $d_e=1.05H$

H : パーチカルドレーンの中心間隔

しかしながら、プラスチックドレーンの場合、例えば表-4に示すように多くの種類のドレーン材が開発されており、これまでの施工実績から一概に上式を適用できず、拡張して次式を提案している例がある。

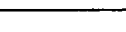
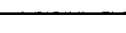
$$t = d_e^2 / ch \cdot Th \cdot \alpha \quad \dots\dots\dots (18)$$

ここで α : サンドドレーンの場合 $\alpha=1$

プラスチックドレーンの場合 $\alpha>1$

(0.8m正方形配置では $\alpha=1.7$ 程度)

表-4 各種プラスチックボードドレーン材の形状と材質⁸⁾

名 称	断面形状	構造形式	材 質 (カタログ記載による)
Aドレーン		多孔質単一構造型	特殊塩化ビニール樹脂
Bドレーン		複合構造一体型 (中央部コア)	フィルター材：不織布 コア材：硬質塩化ビニール樹脂
Cドレーン		複合構造一体型 (中央部コア)	フィルター材：不織布 コア材：ポリオレフィン樹脂
Dドレーン		均質構造型 (中央部に補強布付き)	不織布 (長繊維のポリプロピレン)
Eドレーン		複合構造一体型 (中央部にスパイラル線)	フィルター材：不織布 スパイラル材：
Fドレーン		複合構造遊離型 (中央部コア)	フィルター材：不織布 (ポリエステル, セルロース) コア材：ポリオレフィン樹脂
Gドレーン		複合構造遊離型 (中央部コア)	フィルター材：不織布 (ポリプロピレン, ポリエステル) コア材：ポリエチレン樹脂
Hドレーン		複合構造遊離型 (中央部コア)	フィルター材：不織布 (ポリエステル) コア材：ポリエチレン樹脂
Iドレーン		複合構造遊離型 (中央部網状コア)	フィルター材 (ポリエステル) コア材：

参考文献

- 1) 久楽勝行；ジオテキスタイルの基礎工への利用—道路・河川堤防など—, 基礎工, Vol.12, NO.6, 1984
- 2) 軟弱地盤ハンドブック, 第1編 第9章, pp301~308, 建設産業調査会
- 3) 土質工学ハンドブック, 第23章, pp1039~1044, 土質工学会
- 4) 西林清茂；シートによる軟弱地盤表層処理工法, 鹿島出版会
- 5) 渡 義治, 樋口洋平；覆土工事におけるジオテキスタイル設計, 第30回土質工学会シンポジウム論文集, 土質工学会
- 6) 鉄建建設(株)資料
- 7) 岡林郁夫；プラスチックドレーン工法とその設計施工, 基礎工, Vol.13, NO.8, 1985
- 8) 嘉門雅史；プラスチックボードドレーン材料の材質とその特性, 基礎工, Vol.13, NO.8, 1985

3. 2. 4 排水

本節では、ジオテキスタイルの中でも透水性を有する織布、不織布あるいはそれらを用いた複合製品等について、盛土等の土構造物の排水・圧密促進のためのドレーン材としての利用、ならびに、浸透水による土砂の吸出し防止材としての利用に関する設計手法について述べる。

3. 2. 4. 1 ドレーン材としての利用

盛土もしくは土留めなどの土構造物の排水のためにジオテキスタイルを用いる場合、対象とする条件によって、2通りのケースが考えられる。すなわち、降雨や地下水などの浸透水を土構造物内から排除する、および、高含水比の粘性土を用いて盛土を築造する際に盛土の圧密促進を図る目的で排水用のジオテキスタイルを敷設する場合である。

いずれも、確立された手法といえるものが無いため、排水については概略の考え方を、また、圧密については Jiroud の提案式を示すことにする。

(1) 盛土内排水、のり面排水の考え方

盛土内排水、のり面排水は、宅地造成や道路土工における盛土・切土のり面の排水において行なわれていることが多い^{1), 2)}。これらにおいては、降雨による浸透もしくは地下水の湧水に対して、従来より、吸水・集水暗渠もしくはのり面の場合には蛇籠排水³⁾によって、盛土内排水・のり面排水を実施しているが、その代替としてジオテキスタイルやその関連製品を用いる場合にも、同様の考え方ができる。

すなわち、降雨の浸透やそれによる流出、地下水の湧出による浸透水量を算出し、ジオテキスタイルの適当な配置によってこれを流下してやればよいというのが考え方の基本となる。このため、対象となる降雨量を、また、場合によっては湧水量を想定し、それらに対して、ジオテキスタイルの流下能力を計算して初期の配置通りで良いかを決定する。

ジオテキスタイルの排水能力に関しては、ジオテキスタイル内を流れる浸透流が層流の状態にあるか、乱流の状態にあるかによって、流速 V に関して、

$$V = k \cdot i \quad (1.1)$$

$$V = k \cdot i^{1/2} \quad (1.2)$$

の2式を使い分けることになる。ここで、第2式における k は、Manning 式や Chezy 式における粗度係数、径深などの項を含めたものである。

不織布では、透水係数の値にしておよそ $10^{-1} \sim 10^{-4} \text{cm/sec}$ 程度であるため、土質材料と同様に Darcy 式（上記(1.1)式）を適用できると考えられるが、ヘチマ構造のものでは、透水係数の値にして 10^2cm/sec もしくはそれ以上のものがあり、(1.2)式を適用する必要がある。また、不織布等を面的に敷設する場

合には、最下流端の流下能力を、ヘチマ構造（立体網状構造）のものを用いて、暗渠類と同様に肋骨形や楕形に排水網を設置する場合には、排水網の流路の末端における流下能力を、それぞれ確保するよう設計することになる。

(2) 圧密促進工法の設計

ここでは、ジオテキスタイルの排水効果を利用して盛土等の圧密促進工法の設計に関する Jiroud の提案式⁴⁾を述べる。

Jiroudは、盛土内に水平に敷設されたジオテキスタイルが盛土の圧密時に排水層としての機能する場合のジオテキスタイルの選定に関して、1次元圧密の考え方に基づいて（図-1.1参照）、以下の式を提案している。

$$k_g H_g > B^2 k_s / \sqrt{c_v s t_0} \quad (10^{-6} \leq T_0 \leq 1) \quad (1.3)$$

$$k_g H_g > B^2 k_s H_s / c_v s t_0 \quad (T_0 > 1) \quad (1.4)$$

ここに、 θ : ジオテキスタイルの通水能、 k_g : ジオテキスタイルの透水係数、

H_g : ジオテキスタイルの厚さ、

B : 盛土幅（図-1.2参照）、 k_s : 盛土材料の透水係数、

H_s : 盛土の圧密における排水距離（ジオテキスタイルに挟まれた土層の厚さの1/2）、

$c_v s$: 盛土材料の圧密係数、

t_0 : 盛り立てに要する時間

であり、また、 T_0 は、

$$T_0 = c_v s t_0 / H^2 \quad (1.5)$$

で定められる時間係数で、通常の盛土の施工速度では、 $T_0 < 1$ となる。

この式の導入において、いくつかの仮定がなされているが、まず、1次元圧密理論が適用できるための条件として、図-1.2(c)のようにジオテキスタイルの所々にドレーンパイプを配置してある場合でも、盛土内の過剰間隙水がジオテキスタイル内に垂直に流れ込み、ドレーンパイプへは流入しないこと、ドレーンパイプへ間隙水が流入する場合には、ドレーンパイプから十分離れていること、あるいは、盛土のり面からは十分な距離があることを挙げている。次に、ジオテキスタイル内の間隙水圧 u_g は、盛土の圧密排

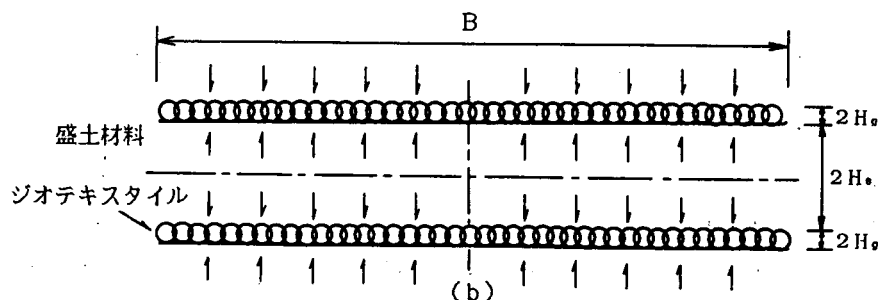


図-1.1 ジオテキスタイルを用いた盛土の圧密の考え方（1次元圧密の仮定）

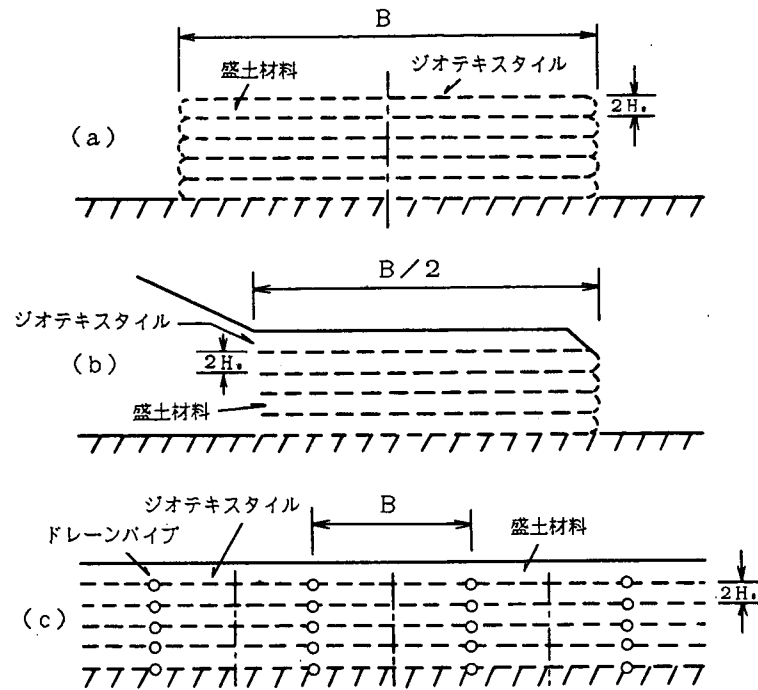


図-1.2 ジオテキスタイルを用いた盛土の圧密工法例

水量を計算する場合には、 $u_g = 0$ と考え、ジオテキスタイルから外部への水平排水量の計算のときのみ u_g を考えるとしている。さらに、土中において、ジオテキスタイルの厚さ H_g は変化しない（実際には、 $p - u_g$ によって変化する、ここに、 p ：圧密圧力）と考える。盛土の圧密排水量の計算におけるこの仮定は、ジオテキスタイル中の間隙水圧が圧密圧力よりも小さい場合に限られる。

上記の仮定から、圧密による盛土からの排水量 v_s は、圧密圧力を p として、

$$v_s = p k_s H_s / \gamma_w c_{vs} \cdot dU / dT \quad (1.6)$$

で与えられ、時間係数 T と圧密度 U に関する Shiffman^{5), 6)}、Lump⁷⁾、Peignaud^{8), 9)} などの式から、 $(dU / dT)_{\max}$ が、以下のように与えられる。

$$(dU / dT)_{\max} = 1 / \sqrt{T_0} \quad (10^{-6} \leq T_0 \leq 1) \quad (1.7)$$

$$(dU / dT)_{\max} = 1 / T_0 \quad (T_0 > 1) \quad (1.8)$$

一方、盛土からの排水量 v_s によってジオテキスタイル内に生ずる間隙水圧の最大値 $u_{g \max}$ は、

$$u_{g \max} = p B^2 / 8 \sqrt{T_0} \cdot (k_s / H_s) / k_g H_g \quad (10^{-6} \leq T_0 \leq 1) \quad (1.9)$$

$$u_{g \max} = p B^2 / 8 T_0 \cdot (k_s / H_s) / k_g H_g \quad (T_0 > 1) \quad (1.10)$$

で、最後の条件 ($p \gg u_g$) を、

$$E = p / u_{g \max} > 8 \quad (1.11)$$

と考えれば、上記(1.3)、(1.4) 式が得られる。

3. 2. 4. 2 フィルターとしての設計法

ジオテキスタイル（不織布もしくは織布）をフィルター材として用いる場合の設計は、土質材料のフィルター基準に準じて考えられている。

土質材料のフィルター基準として知られている米国のWES（Waterways Experiment Station）の基準は、フィルター材および対象土の粒径に関して、以下の式および図-2.1で示される¹⁰⁾。

$$d_{15f} < 5 \cdot d_{85b} \quad (\text{バイピングに対する基準}) \quad (2.1)$$

$$d_{15f} > 5 \cdot d_{15b} \quad (\text{透水性に対する基準}) \quad (2.2)$$

$$d_{50f} < 25 \cdot d_{50b} \quad (\text{均一性に対する基準}) \quad (2.3)$$

ここに、 d_{15f} ：フィルター材の15%粒径、 d_{85b} ：対象とする土の85%粒径、 d_{15b} ：対象とする土の15%粒径である。

ここで、Atterberg¹¹⁾の計算によるフィルター材の間隙の大きさ P_f と粒径との関係、

$$P_f = 0.2 \cdot d_{15f} \quad (2.4)$$

を用いると、上記のフィルター基準は、

$$P_f < d_{85b} \quad (\text{バイピングに対する基準}) \quad (2.5)$$

$$P_f > d_{15b} \quad (\text{透水性に対する基準}) \quad (2.6)$$

と表わされる。また、 d_{15f} と d_{50f} とを均等係数 U_c などによって関連付ければ、

$$P_f < f(U_c) \cdot d_{50b} \quad (\text{均一性に対する基準}) \quad (2.7)$$

と書き表せる。ここに、 $f(U_c)$ は均等係数 U_c の関数の意味で、例えば、片対数目盛り上にプロットした場合に直線となるような粒径分布の粒状体に対しては、

$$f(U_c) = 5 \cdot U_c^{1/1.42} \quad (2.8)$$

などの式が与えられている¹²⁾。

フィルターの機能は、土質材料であっても他のものであっても、実質的には間隙の大きさによって決定されるものであるから、ジオテキスタイルを用いたフィルターに対しても、これと同様に、ジオテキスタ

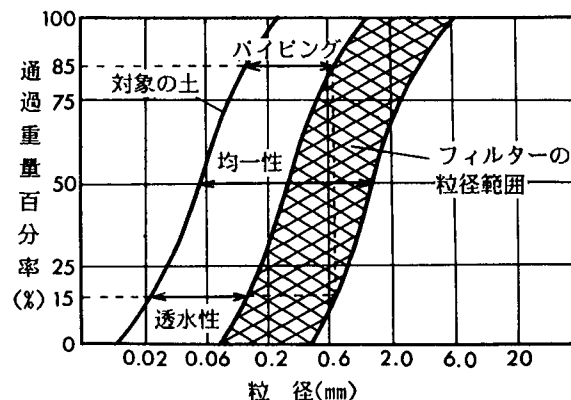


図-2.1 米国WES の基準によるフィルターの粒径分布の例

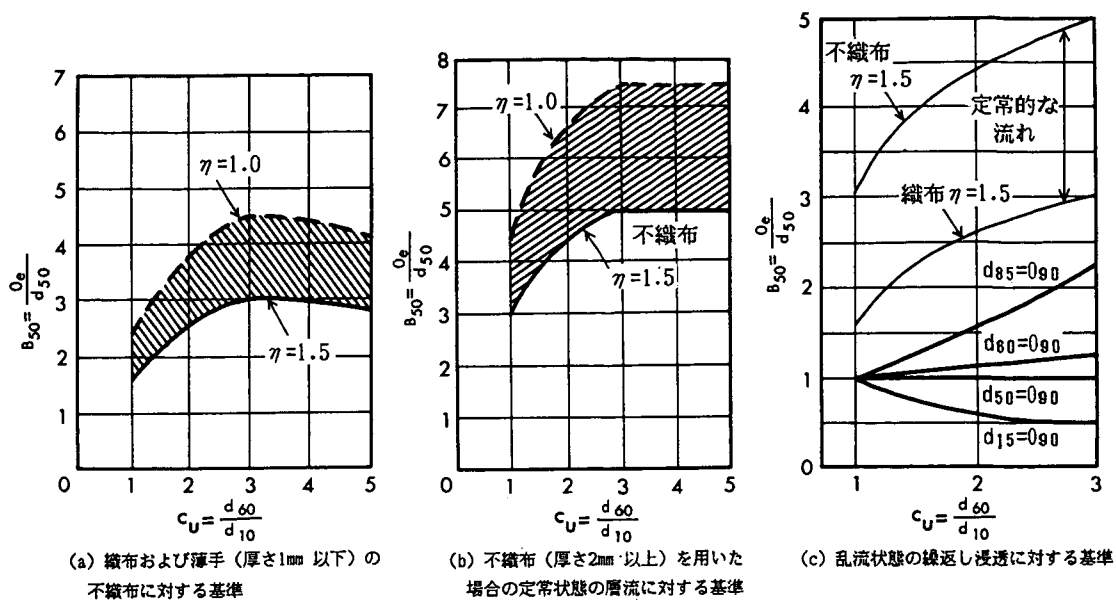


図-2.2 ジオテキスタイルフィルターの設計基準

イルの間隙の大きさ（または繊維間の空隙の大きさ、以後、有効孔径 O_e と呼ぶ）と土の粒径との間に(2.5)～(2.7)式が満足されれば良いことになる。

このため、Calhoun¹³⁾は、150gの均一粒径の砂をジオテキスタイルの上で20分間ふるい、その5%（重量比）がジオテキスタイルを通過するときの砂の粒径をEOS（Equivalent Opening Size：等価孔径、 O_{95} とも表わす）と称し、これが上記の $P_f(O_e)$ に相当するとしている。

しかしながら、不織布の場合にはその空隙の大きさ（もしくは孔径）が一樣ではないため、同様な方法を行ないながらも、有効孔径 O_e をどのように定めるかについて、さらには、対象とする土の粒径の指標として何を用いるかについて、上記の他にいくつかの提案が行なわれている。

Ogink¹⁴⁾は、50gの特定の砂を5分間ジオテキスタイル上でふるい、その10%がジオテキスタイルを通過するときの砂の粒径がジオテキスタイルの有効孔径 O_e に相当するとして、これを O_{90} と書き表し、フィルター基準として、

$$O_{90} \leq d_{90b} \quad (\text{織布に対して}) \quad (2.9)$$

$$O_{90} \leq 1.8 \cdot d_{90b} \quad (\text{不織布に対して}) \quad (2.10)$$

を提案している。

Rankil¹⁵⁾は、同様に、100gの均等粒径のガラスビーズをふるうことによって得られる O_{50} を O_e として、上記の(2.5)～(2.7)式にあてはめることを提案している。

また、SchoberとTeindl¹⁶⁾は、 O_e （上記の O_{90} を用いている）と土の50%粒径 d_{50b} との間に、

$$O_e = f(U_c) \cdot d_{50b} \quad (2.11)$$

が成り立つとし、実験結果から図-2.2の設計曲線を示している。

この他、Ragutzki¹⁷⁾は、均一な砂に対するフィルター基準として、

$$O_e < (0.5 \sim 1.3) \cdot d_{50b} \quad (\text{織布、上載圧を受ける場合}) \quad (2.12)$$

$$O_e < (0.5 \sim 1.5) \cdot d_{50b} \quad (\text{不織布、上載圧を受ける場合}) \quad (2.13)$$

$$O_e < (0.5 \sim 0.7) \cdot d_{50b} \quad (\text{織布、不織布、上載圧を受けない場合}) \quad (2.14)$$

を、Zitscher¹⁸⁾は、

$$O_{50} < (0.5 \sim 1.0) \cdot d_{50b} \quad (\text{織布、砂質土内の繰返し浸透に対して}) \quad (2.15)$$

$$O_{50} < (1.7 \sim 2.75) \cdot d_{50b} \quad (\text{織布、砂質土内の定常浸透に対して}) \quad (2.16)$$

$$O_{50} = (25 \sim 37) \cdot d_{50b} \quad (\text{不織布、粘性土に対して}) \quad (2.17)$$

を、それぞれ提案している。

参考文献

- 1) 「道路土工のり面工・斜面安定工指針」、日本道路協会、1979
- 2) 「地下水処理工法の設計・施工標準(案)」、住宅・都市整備公団、地域振興整備公団、1983
- 3) 「斜面崩壊防止工事の設計と実例—急傾斜地崩壊防止工事技術指針—」、全国治水砂防協会、1982
- 4) Jiroud, J.P. "Geotextile Drainage Layers for Soil Consolidation," Civil Engineering for Practicing and Design Engineers, Vol. II, pp.275-295, 1983,
- 5) Schiffman, R. "Field Applications of Soil Consolidation. Time dependent Loading," H.R.B. Bulletin, 248, pp.1-25, 1960
- 6) Schiffman, R. "Consolidation of Soil Under Time Dependant Loading and Varying Permeability," H.R.B. Proc. 37, pp.584-617, 1958
- 7) Lump, P. "Rate of Settlement of a Clay Layer Due to a Gradually Applied Load," Civil Engineering and Public Works Review, pp.315-317, 1963
- 8) Peignaud, M. "Consolidation d'un sol sous charge variable," Rapport de Recherches 13, Laboratoires des Ponts et Chaussees, 1971
- 9) Peignaud, M. "Consolidation sous charge variable. Tassements et pression interstitielle. Etude theorique et experimentale," Annales de l'ITBTP, 289, 85, pp.117-136, 1972
- 10) "Filter Experiments and Design Criteria," Technical Memo 3/360, USWES, Vicksburg, Mass, 1953
- 11) Atterberg, A. "Studien auf dem Gebiet der Boden Kunde," Land und Versuchsanstalt, Vol.69, 1908
- 12) Lawson, C.R. "Filter Criteria for Geotextiles: Relevance and Use," Proc. ASCE, Vol.108, GT10, pp.1300-1317, 1982
- 13) Calhoun, C. "Development of Design Criteria and Acceptance Specifications for Plastic Filter Cloths," USWES, Vicksburg, Mass., 1972
- 14) Ogink, H.J.M. "Investigations on the Hydraulic Characteristics of Synthetic Fabrics," Publication No.146, Delft Hydraulic Laboratory, Delft, The Netherlands, 1975
- 15) Rankilior, P.R. "Designing With Terram," Booklet commissioned by ICI Fibres, 1978
- 16) Schober, W. and Teindl, H. "Filter-Criteria for Geotextiles," Proc. of 9th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, England, 1979
- 17) Ragutzki, G. "Beitrag zur ermittlung der Filter Wirksamkeit durch Lassiger Kunststoff," Forschungsstelle fur Insel-und Kustenschutz, Sonderdruck aus Jahresbericht, Band XXV, 1973
- 18) Zitscher, F.F. "Empfehlung fur die Anwendung von Kustoffen im Erd-und Wasserbau," Die Bau-technik, H12, 1975

3. 2. 5. 地震を考慮した設計法

建設省土木研究所動土質研究室

(1)概説

昭和61年5月現在までに発行されている日本の基準類の中で補強土の耐震設計について比較的詳しく述べているのは「補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル」（土木研究センター、昭和57年8月）のみであろう。このマニュアルではテールアルメ工法を用いる場合の耐震設計法を述べている。他の基準でたとえば国鉄の「建造物設計標準解説」（日本鉄道施設協会、昭和53年11月）では高分子材料のネットの層厚管理材を盛土中の全幅に1.5mピッチに敷込み、盛土の耐震性向上を図ることが示されている。しかし、詳細な盛土の耐震設計法については述べていない。

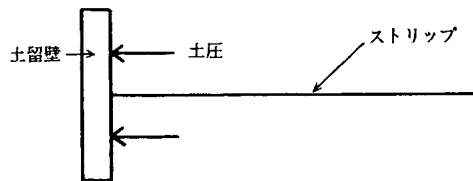


図1 土圧によって生じるストリップの引張力

以下ではまず「補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル」の耐震設計法を紹介し、次にジオテキスタイルによる補強盛土の一般的な耐震設計法について、現在考えられる方法を述べ、その問題点と今後の課題を検討する。

(2)補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル

このマニュアルでは図1に示すように地震時に土圧が土留壁に作用し、その結果として土留壁と結合されているストリップに力が作用すると考え、地震時にストリップに作用するそのような力を次式により求めている。

$$P_i' = P_i + \Delta P_i \quad (1)$$

$$\Delta P_i = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{Z}{H_a} \right) \alpha \cdot k_H \cdot P_n \quad (2)$$

ここに、 P_i' : i 段目のストリップに作用する地震時の土圧合力 (tf/m)

P_i : i 段目のストリップに作用する常時の土圧合力 (tf/m)

ΔP_i : i 段目のストリップに作用する地震時における増加土圧合力 (tf/m)

Z : 仮想壁高 H_a

の頂部から着

目する i 段目

のストリップ

位置までの深

さ (m)

α : 地震時の増加

係数 (=1.4)

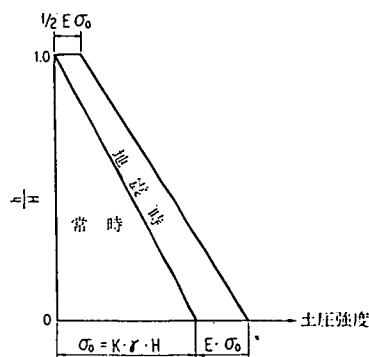


図2 地震時における土圧の増加の模式図

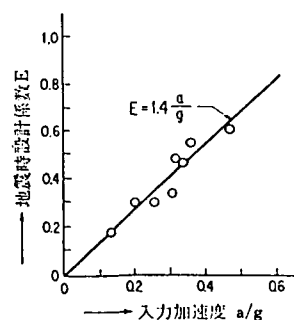


図3 入力加速度と地震時設計係数 E の関係

k_H : 設計水平震度

P_n : 最下段のストリップ

に作用する常時の土圧

合力 (tf/m)

この地震時土圧は Richardson, Lee の振動台実験の結果に基づいて決められたものであり、図2に示すような地震時土圧分布を表わしている。また地震時設計係数 E と入力加速度の関係は Richardson, Lee の実験では図3のようになった。式(1)、(2)による地震時土圧と物部・岡部の地震時土圧を比較した例が図4に示されている。この例は直壁で裏込め土の勾配が0、土の内部まさつ角 $\phi = 0$ 、壁と土のまさつ角 $\delta = 0$ 、水平震度 $k_H = 0.2$ の場合の例である。図3によると Richardson, Lee の地震時土圧は壁の上部では物部・岡部の地震時土圧より大きく、壁の下部では小さい値となっている。

このマニュアルでは上記のような地震時土圧に対してストリップの破断、引き抜きの検討をすることになっている。土留壁がある場合の補強土の耐震設計においては基本的にこのマニュアルの考え方をを用いることができよう。

(3) ジオテキスタイルによる補強盛土の耐震設計法の考え方および今後の課題

ここでは図5に示すような土留壁を伴わない盛土をジオテキスタイルによって補強する場合の耐震設計法の考え方について述べる。土留壁がない場合にはテールアルメの場合に用いられた補強材への作用力を壁面に作用する土圧から求めるという考え方をを用いることができない。

図6にジオテキスタイルによる補強盛土の耐震設計法のフローチャート(案)を示す。この方法では設計の基本として地震時におい

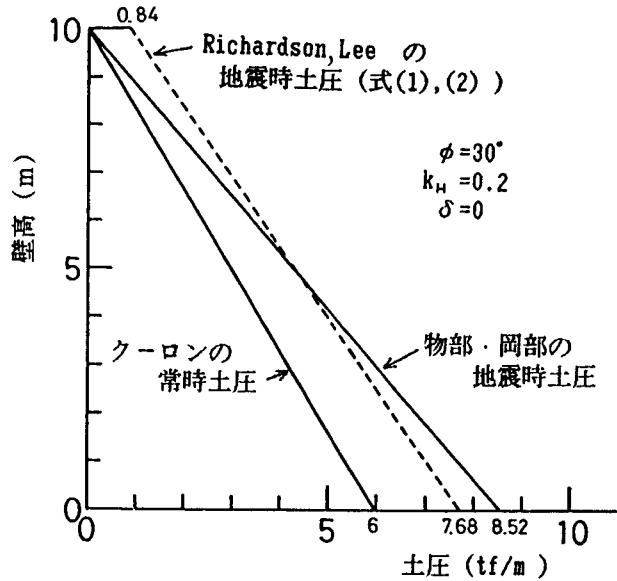


図4 Richardson, Lee の地震時土圧と物部・岡部の地震時土圧の比較例

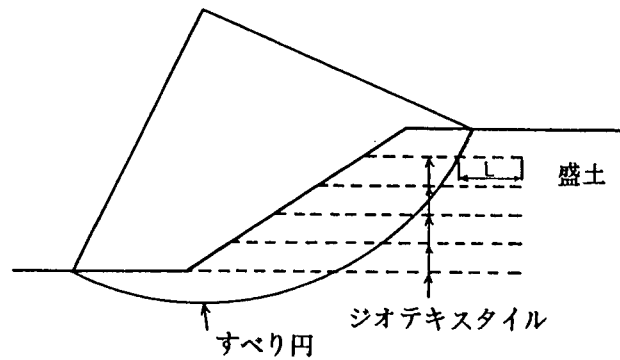


図5 盛土の円弧すべり破壊

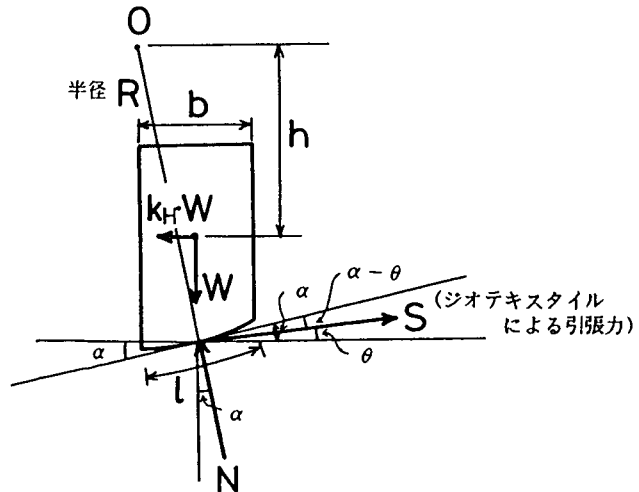


図7 記号の説明

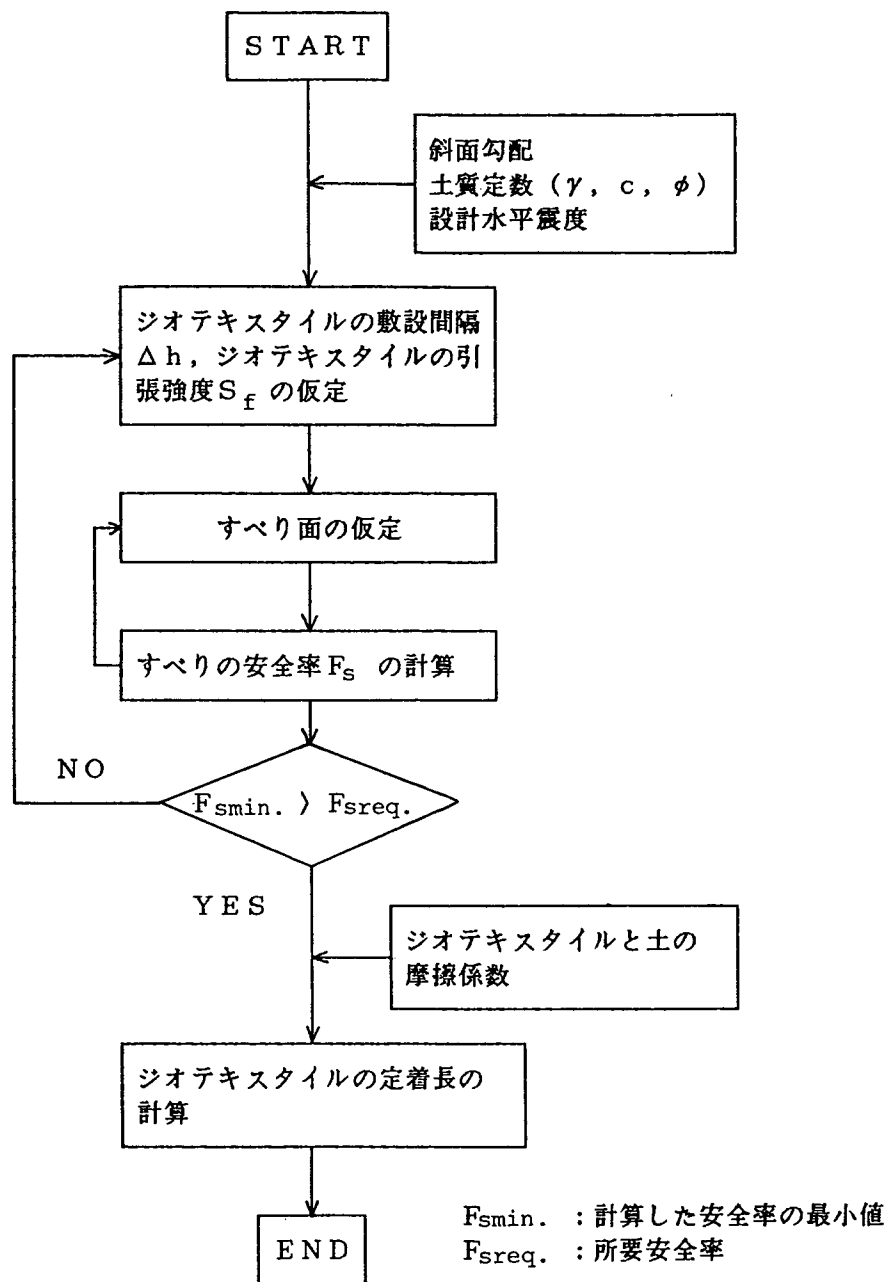


図6 ジオテキスタイルによる補強盛土の耐震設計法のフローチャート（案）

でも図5に示すような円弧すべりによる破壊が生じると仮定している。まず与えられた盛土に対して用いるジオテキスタイルの敷設間隔 Δh 、ジオテキスタイルの材料単体としての引張強度 S_f を仮定する。なお、 Δh は等間隔でなくてもよい。次に発生する可能性のある全てのすべり面についてすべりの安全率 F_s を計算する。計算式としてはたとえば次のものが考えられる。

$$F_s = \frac{\sum R [c \ell + \{ (W - u b) \cos \alpha - k_H W \sin \alpha + S_f \sin (\alpha - \theta) \} \tan \phi]}{\sum [R W \sin \alpha + h k_H W - R S_f \cos (\alpha - \theta)]} \quad (3)$$

ここに、 R : すべり円の半径

C : 土の粘着力

ϕ : 土の内部摩擦角

ℓ : スライスの円弧の長さ

W : スライスの重量

u : 間隙水圧

b : スライスの幅

α : すべり円の中心と円弧の中心を結ぶ線が鉛直線となす角 (図7 参照)

k_H : 設計水平震度

S_f : ジオテキスタイルの引張強度

θ : ジオテキスタイルと水平面のなす角 (図7 参照)

h : すべり円の中心からスライスの重心までの鉛直距離 (図7 参照)

注1) 飽和土の場合は分子の $-k_H W \sin \alpha$ の項を削除する。

注2) スライスの底面とジオテキスタイルが交差しないスライスでは当然 $S_f = 0$ とする。

このようにして計算された安全率の最小値 $F_{smin.}$ が所要安全率よりも大きくなればよい。 $F_{smin.}$ が所要安全率より小さいときにはもう一度ジオテキスタイルの敷設間隔 Δh 、あるいはジオテキスタイルの引張強度 S_f を変えて計算を行い、 $F_{smin.} > (\text{所要安全率})$ となるまで計算を行なう。次にジオテキスタイルが引き抜けないかどうかをチェックする。なお、ジオテキスタイルの引き抜きはすべり円の後と前の両方の場合について検討する必要がある。上記の計算で最小の安全率を与える円弧について図5に示すような定着長 L を各層のジオテキスタイルについて求める。計算式としては次のものが考えられる。

$$L = \frac{F_{sreq.} \cdot S}{2 \mu \sigma_v'} \quad (4)$$

ここに $F_{sreq.}$: ジオテキスタイルの引抜きに関する所要安全率

S : ジオテキスタイルに働く引張力

μ : ジオテキスタイルと土の地震時の摩擦係数

σ_v' : ジオテキスタイルに働く平均有効上載圧

式(4)の計算に用いる1枚のジオテキスタイルに働く引張力Sは式(3)を変形した次式より求めることができる。

$$S = \frac{\sum R \{Fsreq. W \sin \alpha - c \ell - (W - u b) \cos \alpha \tan \phi + k_H W \sin \alpha \tan \phi\} + \sum Fsreq. h k_H W}{\sum R \{Fsreq. \cos (\alpha - \theta) + \sin (\alpha - \theta) \tan \phi\}} \quad (5)$$

ここに、Fsreq. : ジオテキスタイルの引張破壊に関する所要安全率

なおここでは全てのジオテキスタイルに作用する引張力Sは等しいと仮定している。また式(5)の分母の Σ はジオテキスタイルとスライスの円弧が交差するスライスについての総和を表わし、分子の Σ は全てのスライスについての総和を表わしている。

ここに述べた方法は一つの案であり、次の点についてこれからさらに検討が必要である。

(a) 地震時の破壊形態を円弧すべりと仮定しているが、他の破壊形態についてもチェックする必要があるかどうか。

(例えば土塊がジオテキスタイルに沿ってすべり出すような破壊形態)

(b) 式(3)では破壊時に各層のジオテキスタイルが一斉に最大強度を発揮すると仮定しているが、この仮定が成立するかどうか。ジオテキスタイルを等間隔に配置すると実際には盛土の下部の方が上部より大きい引張力が作用するが、このことをうまく考慮できているかどうか問題である

(c) 弱いジオテキスタイルを多数入れた場合と強いジオテキスタイルを少数入れた場合には盛土を一体化する効果は明らかに違うが、そのようなことをどのようにして設計法に取り入れてゆけばよいか。

(d) 盛土補強材として不織布を用いる場合に、破壊時に $\alpha - \theta = 0$ とすべきかどうか。

(e) ジオテキスタイルの引張破壊に関する所要安全率Fsreq. と引き抜きに関する所要安全率Fsreq.²の値をいくらにすればよいか。

参考文献

- 1) Richardoson, G.N. and Lee, K.L. (1975) : Seismic Design of Reinforced Earth Walls, Proc. of A.S.C.E. Vol. 101, G.T.2



4 章 研究内容

4. 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

4. 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

ジオテキスタイルを実際に利用するにあっては、設計・施工方法とともに、ジオテキスタイルの材料特性ならびに工学的性質を把握して現地の条件に合ったジオテキスタイルを選ぶようにすることが大切である。そのためには、ジオテキスタイルの特性を調べる試験法が必要となり、試験法の確立、制定には基礎的研究として試験機・試験装置の開発が重要な課題である。しかし、従来のテキスタイルすなわち繊維製品には J I S が制定されているが、これはあくまで一般繊維、織物製品の試験方法であり、ジオテキスタイルとは用途・機能も大変異なっており、そのまま J I S の適用は困難であり、また土とジオテキスタイルとが一体となった複合体としてのせん断抵抗、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ともに、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。

2. 既往の文献調査結果

本研究に先立ち、欧米諸国の既往文献の調査を行った。その結果をジオテキスタイル用試験一覧表として表 1 に示す。

これらの各種試験はジオテキスタイルの素材としての試験、ならびに土とジオテキスタイルとの複合体としての試験に大別される。以下にその概略を示す。

まず、ジオテキスタイルの素材としての試験は、試験項目ごとに次のようにまとめられる。

物性試験方法は、重量や厚さ、強度、伸びといったジオテキスタイルの基本的物性を試験するものである。このうち、引張り強度に関しては、現場条件に適する試験として、標準的なグラブ引張り試験で規定された寸法より大きな織物の試料で行う幅広引張り試験や平面ひずみ状態で行う試験がある。硬度は材料の設置の容易さの指標となる。接合強度はジオテキスタイル構造の保持に関する現場特性の測定である。衝撃や摩擦試験は織物が装置と最終用途の間の応力抵抗を測定するものである。

耐久性試験方法中の、疲労、クリープ、摩耗試験は現場で遭遇するかもしれない長期の条件下のジオテキスタイルの能力を測定するものである。これらの試験方法はジオテキスタイルには特異なことであり、新規に試験装置の開発を必要とする。

透水性に属する試験方法は、ジオテキスタイルの中を通る水やその他の液体の流れの抵抗を測定するものである。また空隙サイズの試験はフィルター用または土の流出防止用としての布を使用する時の目安となる。

表1 ジオテキスタイル用試験一覧表

項目 種類		物 性 試 験										耐久性試験					透水性試験				
		引張り強度	硬 度	接合強度	破断抵抗	衝撃抵抗	摩擦抵抗	引裂き抵抗	単位重量	厚 さ	圧 縮 性	疲労試験	クリープ試験	摩耗試験	紫外線曝露	化学的安定性	熱 性 質	生物学的性質	透水能力	空隙サイズ	土／布透水性
ジオテキスタイルの素材としての試験																					
引張り試験	ストリップ法	○																			
	グ ラ フ 法	○																			
平面ひずみ試験（シリンドー法）		○																			
簡易平面ひずみ試験		○																			
幅広引張り試験		○																			
スチフネス試験			○																		
接合性能試験				○																	
破裂試験	ミューレン形法				○																
	定速伸張形法				○																
ピンホール試験					○																
円錐落下試験					○																
引裂き試験	シングルタング法							○													
	ダブルタング法							○													
	トラペゾイド法							○													
ウイング引裂き試験								○													
布の厚さ測定									○												
圧縮特性試験										○											
C B R 試 験											○										
コーン・プランジャー試験																					
孔径分布試験（EOS）																				○	
開孔率測定（スライド撮影）																				○	
繰返し載荷試験												○									
クリープ試験	（垂直方向）												○								
	（水平方向）													○							
摩 耗 試 験														○							
振動ビン試験															○						
耐久性試験	耐 酸 性															○					
	耐アルカリ性															○					
	耐 水 性															○					
	耐微生物性															○					
	耐 熱 性																○				
加熱伸縮試験																		○			
透水試験	厚さ方向（垂直方向）																			○	
	面の方向（水平方向）																			○	
	放 射 状																			○	
ジオテキスタイル/土 複合体としての試験																					
摩擦試験（せん断形式）						○															
引抜き試験						○															
繰返し載荷試験													○								
疲 勞 試 験													○								
クリープ試験														○							
繰返し摩擦試験															○						
ろ過試験	厚さ方向（垂直方向）																			○	
	面の方向（水平方向）																			○	
	ろ過効率																			○	
動水勾配比試験	（無載荷式）																			○	
	（上載荷重式）																			○	

本表はASTMでの分科会で検討された試験法にもとづいて整理したものです。

一方、このような試験により、素材としての物性や機能が把握されたとしても、実際の土構造物に対してジオテキスタイルを使用した場合にどの程度の効果が発揮されるかは土質にもよるため、土とジオテキスタイルとが一体となった複合体としての性質について試験を行う必要がある。この土／ジオテキスタイル複合体としての試験には以下のようなものが考えられている。すなわち、

強度については、せん断試験形式の摩擦試験

短期的の挙動を調べるための引抜き試験、長期的の挙動を調べるためのクリープ試験

透水性について、排水、洗掘性などの調査のための

布面に垂直方向の透水、布層内を通る横方向の透水

さらに動的な性質を調べるための、繰返し引抜き試験などが考えられる。

3. クリープ試験機の検討

本年度は、上記の土／ジオテキスタイル複合体としての試験のうち、土中における布の力学的挙動、そのなかでも静的な、長期的な変形特性をみるためのクリープ試験をとりあげた。通常引抜き試験はひずみ制御であって、破壊まで短期的でひずみも大きい。それに反しクリープ試験は土中においては静的な圧力状態での変形をみるものであって、長期的なものであり、したがってクリープ試験としては長期的に応力の変動をさけるため応力制御の方式をとる必要がある。またこの長期的な試験において、その布の変形に対して問題となる点としてネックダウンをとりあげなければならない。ネックダウンとは、ある幅の布に引張力を与え伸びを生じた場合布の引張力と直角の方向に布の幅に負のひずみが出て幅がせばまってくるもので、グリッドなど強度の強いものはそれ程問題ないが、伸びの大きい不織布などにおいてこの現象がよく現れ、クリープ試験機において、土槽と布をつかまえているチャックとの間の自由空間にある布の部分はネックダウンにともなう伸びが土槽内部の伸びに比して著しく大きく生じて試験の遂行を妨げる。この意味からネックダウン現象を観察し、これを抑制すべき方法、装置を考えるための実験を行うこととした。

(1) 引抜き試験装置、実験方法、試験材

引抜き試験装置を図1に示す。

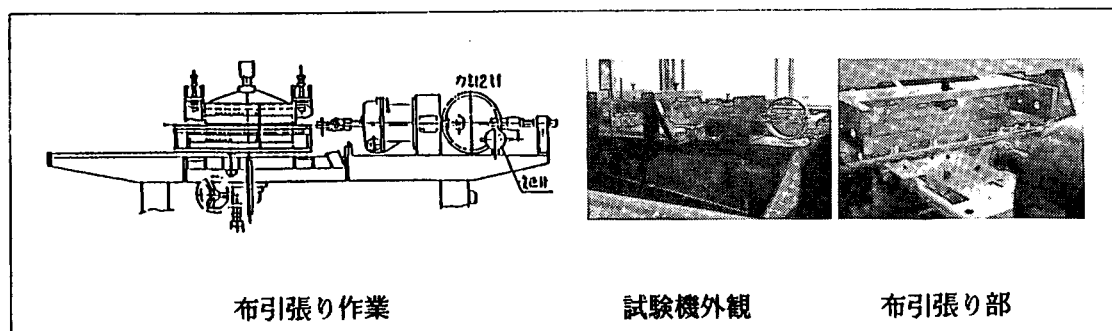


図1 引抜き試験装置図

本機は下箱移動式大型一面せん断試験機（せん断面積 0.1m^2 ）で、垂直载荷はレバー拡大分銅荷重式、

引張装置は電動式スクリージャッキ式（0～60mm/min. 無段変速式）、負荷測定は力計（2tf）によるものである。引抜き試験の際は下箱は移動しないように固定してある。

引抜き実験の方法を図2に示す。

上、下に分れた土槽に満たした砂（5mm以下）の間に供試体を挟み垂直圧力をかけたまま右方へスクリージャッキにより引抜きを行う。土槽外縁と布摺みチャックの間の自由空間における布の変化を調べることが目的とする。

チャック方法は、鋼材で挟み込みボルトでとめる（Case A）及び布の約半分長まで薄鋼板2枚で挟み土槽内約10cm挿入し、布・薄鋼板共に鋼材に挟みボルトでとめ、土槽内の垂直圧を受けた薄鋼板により布の変形を拘束する目的をもつチャック（Case B）の2型式のチャックで実験を行った。さらにチャックは図3に示す2種のものを使用した。

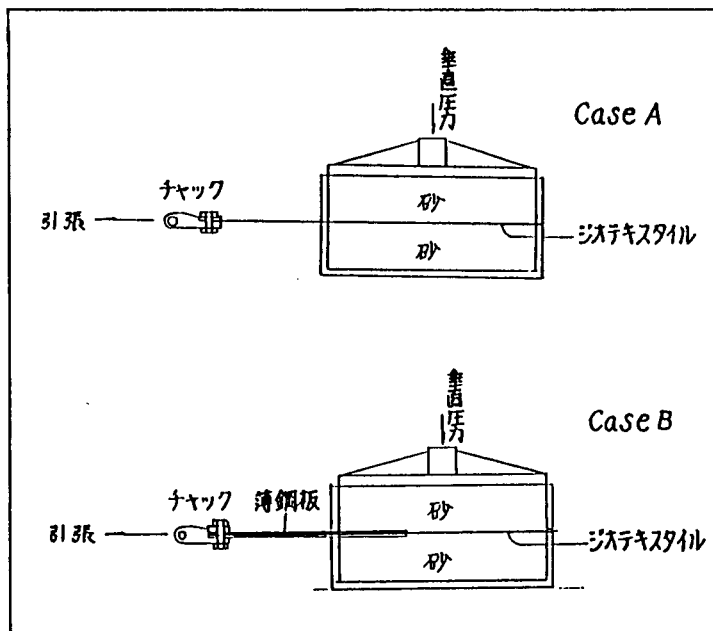


図2 引抜き実験の方法図

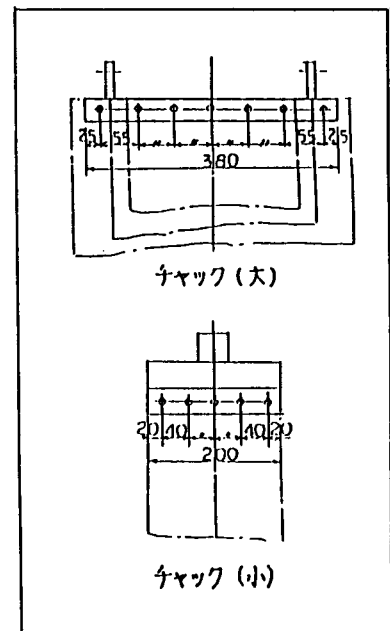


図3 チャックの平面図

実験に使用した材料を次表に示す。

表2 実験に使用した不織布

不 織 布	品 番		TERRAM1000	AN450	AN200
	重量(g/m ²)		213	420	200
	厚み(mm)		1	2.5	2.1
	引張強度 (kg/5cm)	㍑	7.2kg/cm	25	50
		㍻		15	45
	伸び量 (%)	㍑	26	60	65
		㍻		70	65

(2) 実験および結果

不織布について、Case A、Case Bで行った実験結果を次に示す。

実験1-aは、土槽外縁とチャックの間の自由空間における各引張力に対する布の変化を調べるためネックダウン及び伸びを測定した。

測定は引張力 5kgf 毎にネックダウン、伸びを計測し、まとめたものが図4中の引張力～ネックダウン曲線及び引張力～伸び曲線である。伸びとネックダウンの関係は伸び～ネックダウン曲線に示す。

引張り試験の初期に引張力の小さいうちに自由空間部にネックダウンが顕著に現われ、ある程度のネックダウンが生じてから、引張力の増加と共にネックダウンとこれにともなう伸びが増大する。

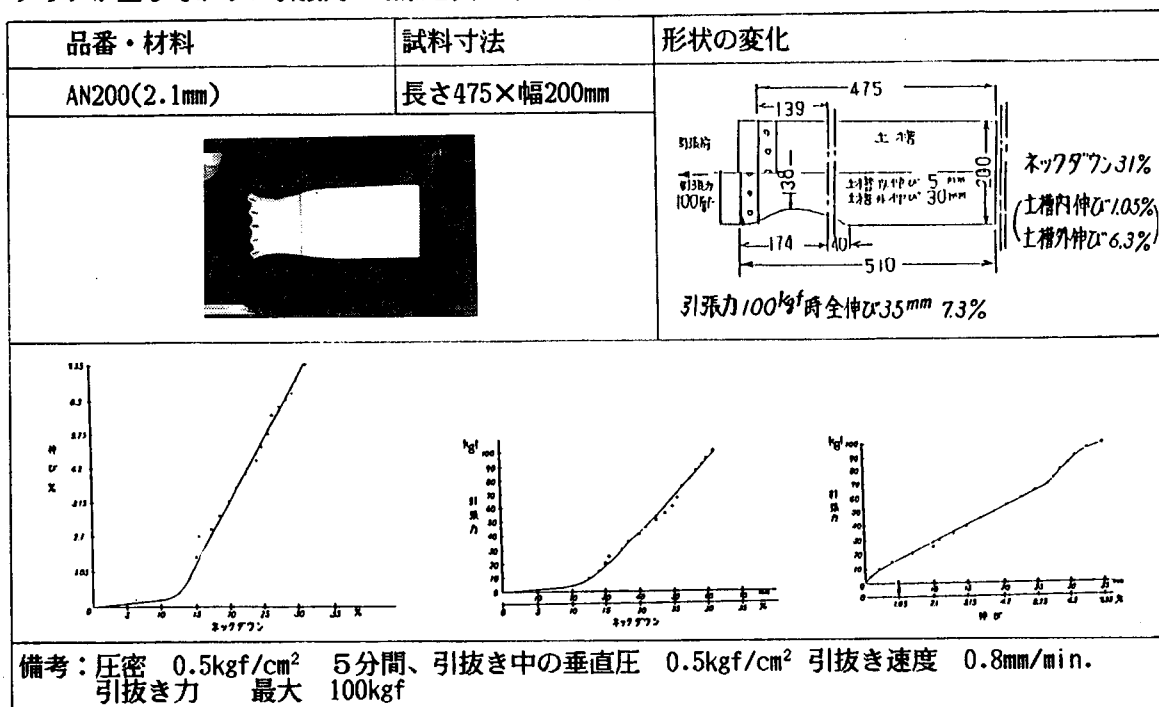


図4 チャック方法 Case Aによる布の形状変化(実験1-a)

実験1-bは、同種類の不織布のネックダウンを妨げる目的で、布を薄鋼板2枚で挟み、土槽内に挿入して自由空間部を拘束したCase Bで行った結果、ネックダウンは大幅に減少した。

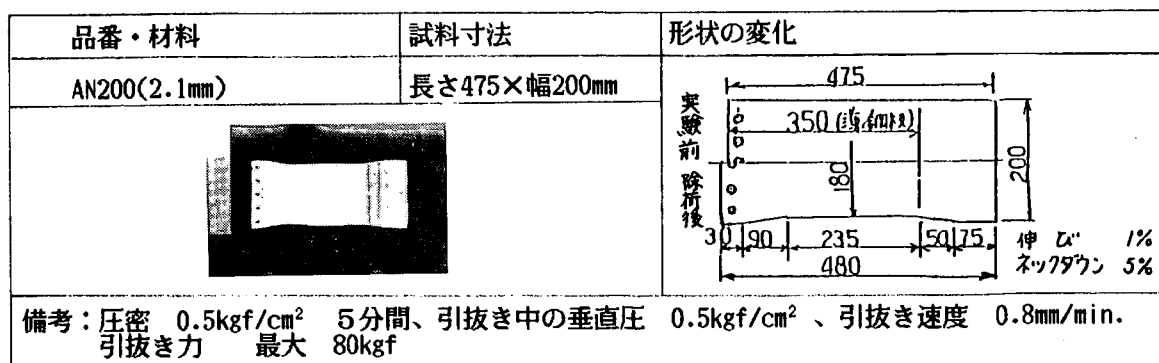


図5 チャック方法 Case Bによる布の形状変化(実験1-b)

実験 2-a、b は実験 1 に比較して単位体積重量の大きい布を Case A、Case B による引張り実験を行い、変形の違いを見る。

実験 2-a (Case A)		
品番・材料	試料寸法	形状の変化
AN 450(2.5mm)	長さ500×幅250mm	
 実験前	 実験後	
 実験前 (薄鋼板付き)	 実験後 (薄鋼板取外し)	
備考：圧密 1.0kgf/cm ² 5分間、引抜き中の垂直圧 0.5kgf/cm ² 、引抜き速度 1.6mm/min.		

図6 実験 2-a、b の布の形状変化

実験 3-a、b は、熱接着式の不織布を Case A、Case B による引張り実験を行い、変形のの違いを見る。

実験 3-a (Case A)		
品番・材料	試料寸法	形状の変化
TERRAM1000	長さ500×幅300mm	引張り前に比べ 引張り後の形状は全長にわたり極めて 少ないネックダウンを認めた。1% 引抜き力 最大 240kgf (土槽よりの引出し量 25mm時)
 実験前 (薄鋼板付き)	 実験後 (薄鋼板取外し)	引張り前に比べ 引張り後の形状は殆ど変化なし。
備考：圧密 1.0kgf/cm ² 5分間、引抜き中の垂直圧 0.5kgf/cm ² 、引抜き速度 1.6mm/min.		

図7 実験 3-a、b の布の形状変化

引張試験において、できるだけネックダウンの影響を小さくするための一つの方法（Case B）を試みた。布の性質、布の自由空間部の幅／長比、引張り速度などによって現れる現象はちがってくると思われるが、Case Bの方法がCase Aの方法に比してネックダウン抑制に効果があると認められる。

（3）実験結果の考察（不織布の実験結果より）

- 1）通常形のCase Aのチャック移動により布を引き出す形式では、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、これにともなって伸びも大きくなった。
- 2）Case Aのチャックによる引張りで生じる伸びは、実験1-aに見られるように全体伸びのうち土槽内部における伸びは極めて小さく、土槽外部の伸びが大部分をしめており、引張り試験の遂行を大きく妨げるものである。
- 3）実験1, 2, 3のa、bの比較からCase BのチャックがCase Aのチャックでのネックダウン、および土槽外部の伸びの抑制に有効に働いていることが分かる。
- 4）実験を通して布を掴んでいるボルト締めチャックにおいて、特にボルトより外側の布はネックダウンによる引張りによって大きな変形を生じており、引張試験中布に均一に引張力を与えるようなチャックの使用が重要である。
- 5）Case Bのチャックが有効であることがわかったが、引張試験の進行につれて布を挟み込んだ薄鋼板が土槽から出はずれた場合の対策も重要である。

上記の結果からネックダウン抑制に効果があるCase Bの方法を応用し、なおかつ布が移動してもネックダウンの生じる自由空間部を拡大させず、一定部分に局限して土槽外部における布の伸びを制限する装置を付加し、織・不織布、グリッドなどに適用できるクリープ試験が可能である装置を現在開発中である。

4. ジオテキスタイル製品（素材）試験機の設計並びに試作

共同研究における、土中でのジオテキスタイルの種々の挙動を研究するための試験機を開発するためその基礎としてジオテキスタイルそのものの透水性、伸び、剛度、厚さや施工性などの性質を知るための基礎試験が必要と考え、そのための試験機を開発した。

（1）布の透水試験装置

一定水頭下で布を通過する水の量（ $l/cm^2 \cdot sec$ ）で表示するという非常に簡単な方法がヨーロッパ諸国で用いられており、これを布のPermittivityと呼んでいる。図11に示す。

（2）EOS（等価孔径）孔径分布試験装置

ジオテキスタイルの開孔径をフルイ分析の手法を応用して間接的に求めるもので、米国工兵隊の結果によると、通過量が5%に相当するガラスビーズ粒径を等価開孔径（Equivalent open size）とし、これを布の最大開孔径としてジオテキスタイルをフィルター材として使用するときの規準に使用してい

る。図12に示めす。

(3) 動水勾配比試験装置

本試験機の構造は透水試験機と同じであるが、アクリル製円筒容器にジオテキスタイル材料を設置した上に、試料土を置き一定水頭で透水させ透過した水量の測定、試料土中の各高さ(2.5cm)で水頭を測定し各点における動水勾配の変化を見て土の動水勾配比試験を行うものである。図13に示す。

(4) 布のクリープ試験機

クリープ特性は布の耐用期間中に大きい死荷重が作用するような盛土や擁壁などにジオテキスタイルを適用する場合には重要な性質となる。幅20cm、つかみ間隔20cmの試料に設計作用荷重と等値応力を生ずる荷重を載荷し、最初の伸び(荷重載荷後すぐに発生する伸び)を記録し、その後定期的に変位を読み取る。図14に示す。

(5) 布の円錐落下試験器

ジオテキスタイルに鋭角な部分を有する物体が落下した状態を模擬化したもので、貫入試験の一種である。方法は内径15cmの鋼製リングにジオテキスタイル試料を固定し、金属製コーンを一定高さから落下させて、布にあいた孔径を測定する。図15に示す。

(6) 布の曲げ剛度測定器

一般の布の曲げ試験(ASTM D1388)を大型化したもので、5×30cmのジオテキスタイル試料を、水平面と41.5°の角度をなす傾斜面を有する支持台から重錘板と共に滑らせ、斜面上に布試料の先端が接した時の突き出し長さを測定する。図16に示す。

(7) 布の厚さ測定器

ジオテキスタイル試料を厚さ約1cmになるように重ね、その上に同寸法の鋼製プレートによって15分間荷重をかけた後のプレート間の平均距離を測定し、これを試料の枚数で割ることによって厚さを求める。図17に示す。

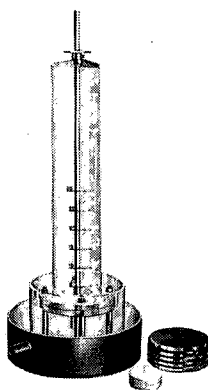


図11

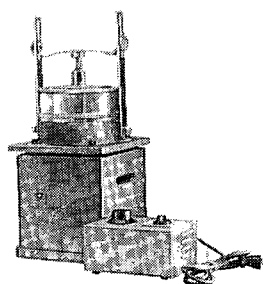


図12

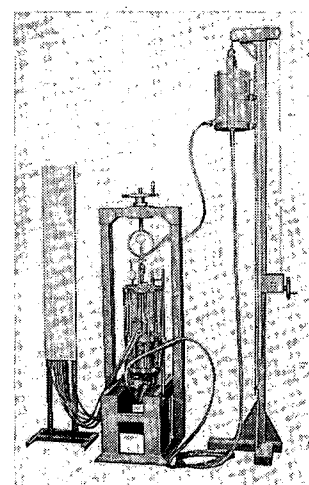


図13

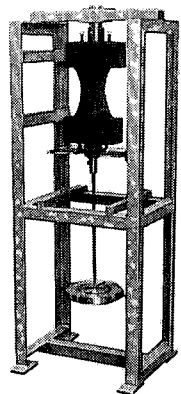


図 14

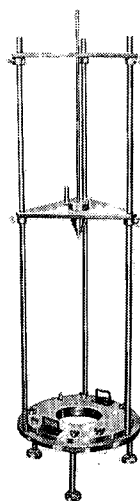


図 15

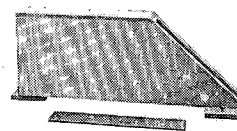


図 16

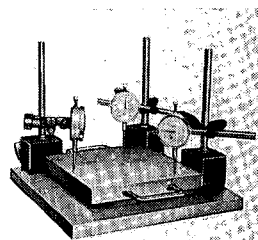


図 17

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ジオテキスタイル単体、また土と布の複合体としての試験機について、既往の文献調査、ジオテキスタイル素材試験機の設計・試作、土と布一体のクリープ試験機の検討の各項目について行った研究開発の経緯の概要を報告した。

土・布複合体の試験機としてとりあげたクリープ試験機において、引抜き実験の結果から布のネックダウンによる伸びの影響を少なくするための一方法を得、さらに現在実験中の装置によって土槽外部の布の伸びの抑制ができ、これらと改良したチャックを備えることによって、各種ジオテキスタイルの引抜き、クリープ試験が可能な試験機をまとめるよう引続き努力中である。

また素材試験機の設計・試作については外国文献ほか諸資料から構造を判断して設計試作したものであり、実際の使用結果からみて、なお改良を進めている。例えばジオテキスタイルの織・不織布、ネット、グリッド、メンブレンなど範囲の広い材料に適用できるような均一な引張力を与えるための引張り試験における把持方法が問題であり、また透水試験においては布の透水性が大きいため、フィルターの部分で布の透水を抑制しないことが必要であり、不織布などの厚さがさまざまなものをセットできる試験機の構造やバッキンの問題があり、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改良、新機種の開発に努めたいと考えている。

4.1.2 試験法の検討及び力学的性質の解明

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

ポリエチレン・ポリプロピレン等の高分子化合物を原料とする石油化学製品を主とするジオテキスタイルは、建設事業への新材料として昨今、特に1982年の第2回ジオテキスタイル国際会議以降注目され、地盤の補強、侵食防止、排水、分離等の機能を必要とする種々の現場において使用実績が徐々に増加してきている。1960年代、1970年代のようにジオテキスタイルが主として軟弱地盤の表層処理のような仮設的なカテゴリーにおいて使用される場合には問題とならなかったが、現在の様に永久構造物にも適用しようとするためには、解明されなければならない点が多々あり、とりわけ、その設計法を確立する必要がある。そのためには、設計の基となるジオテキスタイルの材料特性及び土中におかれたときの土との複合特性について解明しなければならない。

我々が盛土の安定計算を実施する場合、対象構造物である盛土材の基本物性や強度については調査や試験をして決定し、設計へ、さらには施工へと適用するというルーチンワークが確立されているようにジオテキスタイルを用いた工法についても同様のことが要求される。

つまり、今や、ジオテキスタイルに関して、誰が使用しても同一の判断基準でその対象構造物の評価が出来るようにしなければならない。

この為の、ジオテキスタイルに関する試験法については、アメリカではASTMで試験法が規定されているし、欧州諸国でも国もしくは学協会等で基準規格が定められているようである。

我国では、JISに布に対する試験法として「一般織物試験方法-JIS 1096-」の規定があるのみで、ジオテキスタイルの製品性能についてもこの試験法が準用されている。

今後、土質工学の分野においても、先に述べた理由にてジオテキスタイルの素材自体の引張強度、変形挙動は勿論の事、複合体強度・変形挙動についてもその最適な試験法を確立していかなければならない。この事が出来なければ次のステップである設計・施工へは大きく踏み出せないであろう。

今年度は、土とジオテキスタイルの複合的工学特性の引き抜きせん断特性について研究を実施した。以下にその概要を報告する。

2. 目 的

本研究では、土とジオテキスタイルが一体となった複合体としてのせん断抵抗、応力と変形の関係などを解明するための試験機を開発するとともに、それを用いた試験を行こうとによって、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。

60年度に実施した研究を次の2項目にまとめている。

- (1) 引抜き試験機を用いたジオテキスタイルの引抜きせん断特性
- (2) 引抜き試験機の問題点

3. 試験方法

(1) 試験機

研究に用いた引抜き試験機を図-1に示す。

図-1は、建設省土木研究所有の引抜き試験機で試験土槽は、長さ120cm、高さ60cmである。土槽中央に幅15cm、長さ約110cmのジオグリッドを設置し、引抜き側端部をボルトにて拘束してスクリージャッキを介し引抜いた。

鉛直荷重はラバーステンプレートを介し、エア圧により、均等に作用させ、ジオグリッドの引抜き速度は毎分約1mmとした。また、土中のジオグリッドの変位を測定するために、ジオグリッドの節点(リブ部)に細いステンレスワイヤーを取り付けて土槽外に引き出して、ダイヤルゲージに接続した。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。また引き抜き力を測定するために、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設置した。

(2) ジオテキスタイル(ジオグリッド)

試験に用いた引抜き材は、図-2に示すように高密度ポリエチレンを一軸延伸して製造されたジオグリッド(SR-2型)で、目合寸法 111mm×22mm、開孔立約56%、単位面積当りの重量 940g/m²である。また図-3に今回図-1に示した引抜き試験機を用いて実施した空中での引張り試験結果を示す。このときのジオグリッドの形状は132mm×568mmである。

図-3より、弾性係数 E_{s0} は $2.5 \times 10^5 \text{ tf/m}^2$ となった。

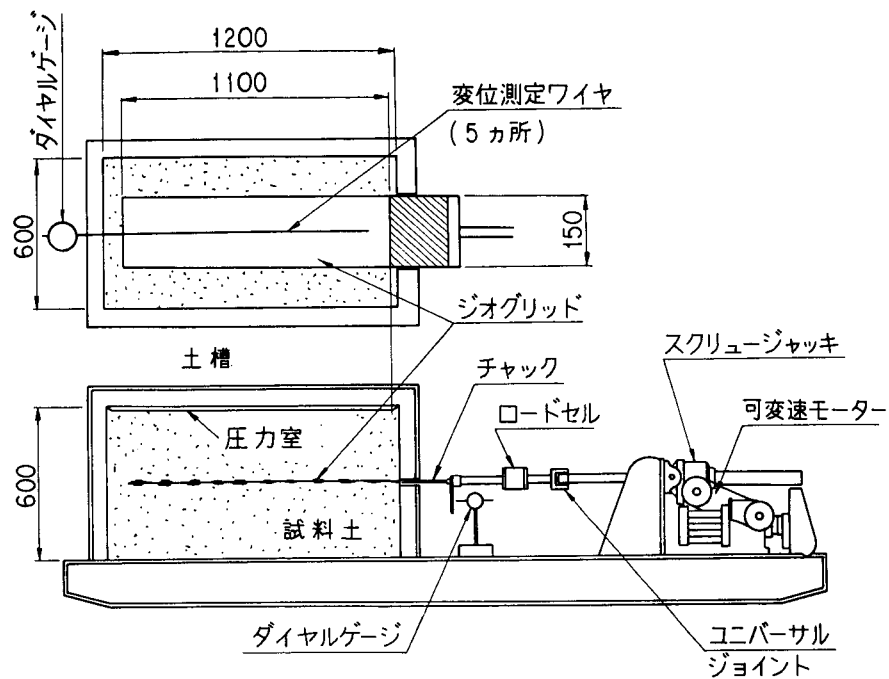


図-1 引抜き試験機

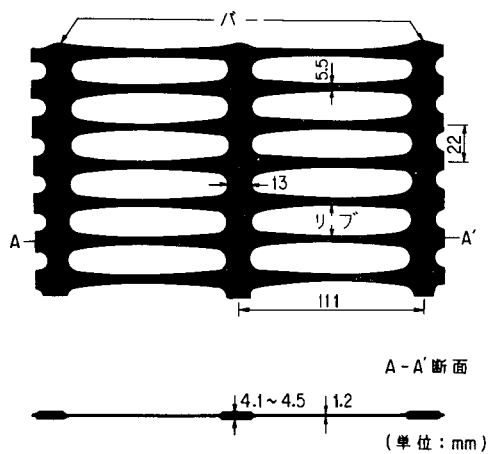


図-2 ジョグリッド (SR-2 型)

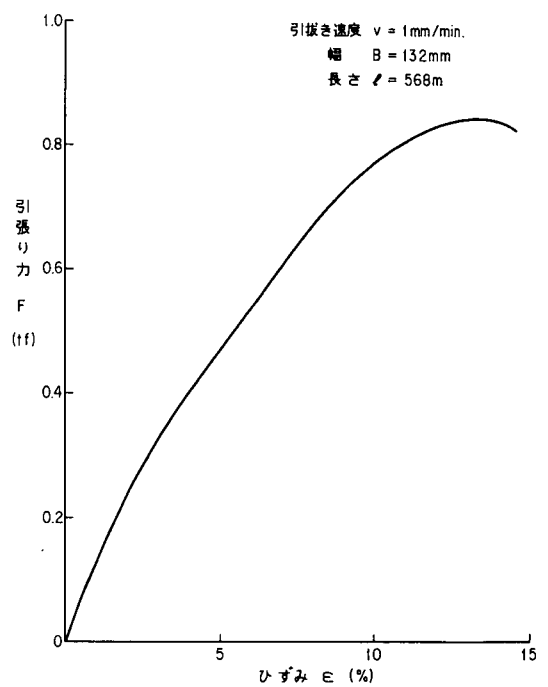


図-3 ジョグリッドの引張り試験結果

(3) 試料土

試料土の種類は単一で空気乾燥状態で使用した。引抜き試験機の土槽へ詰めるとき、試験ケースにより3種類の締め固め状態にて行った。今回使用した試料土の物理、力学特性を表-1に示す。また、その粒度分布を図-4に示す。

表-1 試料土の物理・力学特性

日本統一 土質分類	土粒子の 比重 G _s	間隙比	締め固め時の 含水比 W (%)	乾燥密度 $\bar{\rho}_d$ (t/m ³)	せん断強度定数 (CD)		備考 試験 No. (cf. 表-2)
					C (tf/m ²)	ϕ (°)	
S P	2.714	0.91	1.5	1.43	0	42.0	Case L-1~3
		0.83	0.9	1.48	0	42.5	Case M-1~3
		0.76	1.6	1.55	0	44.4	Case D1~3

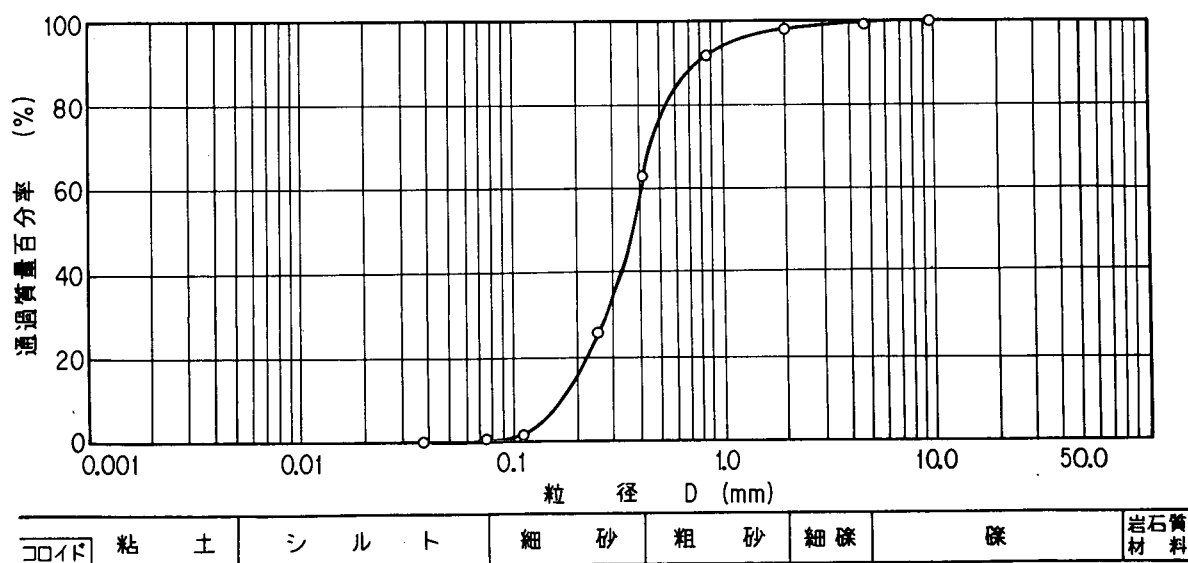


図-4 試料土の粒径加積曲線

(4) 試験項目、及び試験フロー

今回実施した主な試験項目を表-2にまとめて示す。また図-5には引抜き試験の試験手順を示す。

表-2 試験項目一覧表

	試験 No	間 隙 比	鉛 直 荷 重 (kg / cm ²)	備 考
引 抜 き 試 験 機	Case L-1	0.91	0.2	・ 定着域をもつ引抜き挙動 ・ 締め固め効果 ・ 鉛直荷重の効果
	Case L-2		0.6	
	Case L-3		1.0	
	Case M-1	0.83	0.2	
	Case M-2		0.6	
	Case M-3		1.0	
	Case D-1	0.76	0.2	
	Case D-2		0.6	
	Case D-3		1.0	

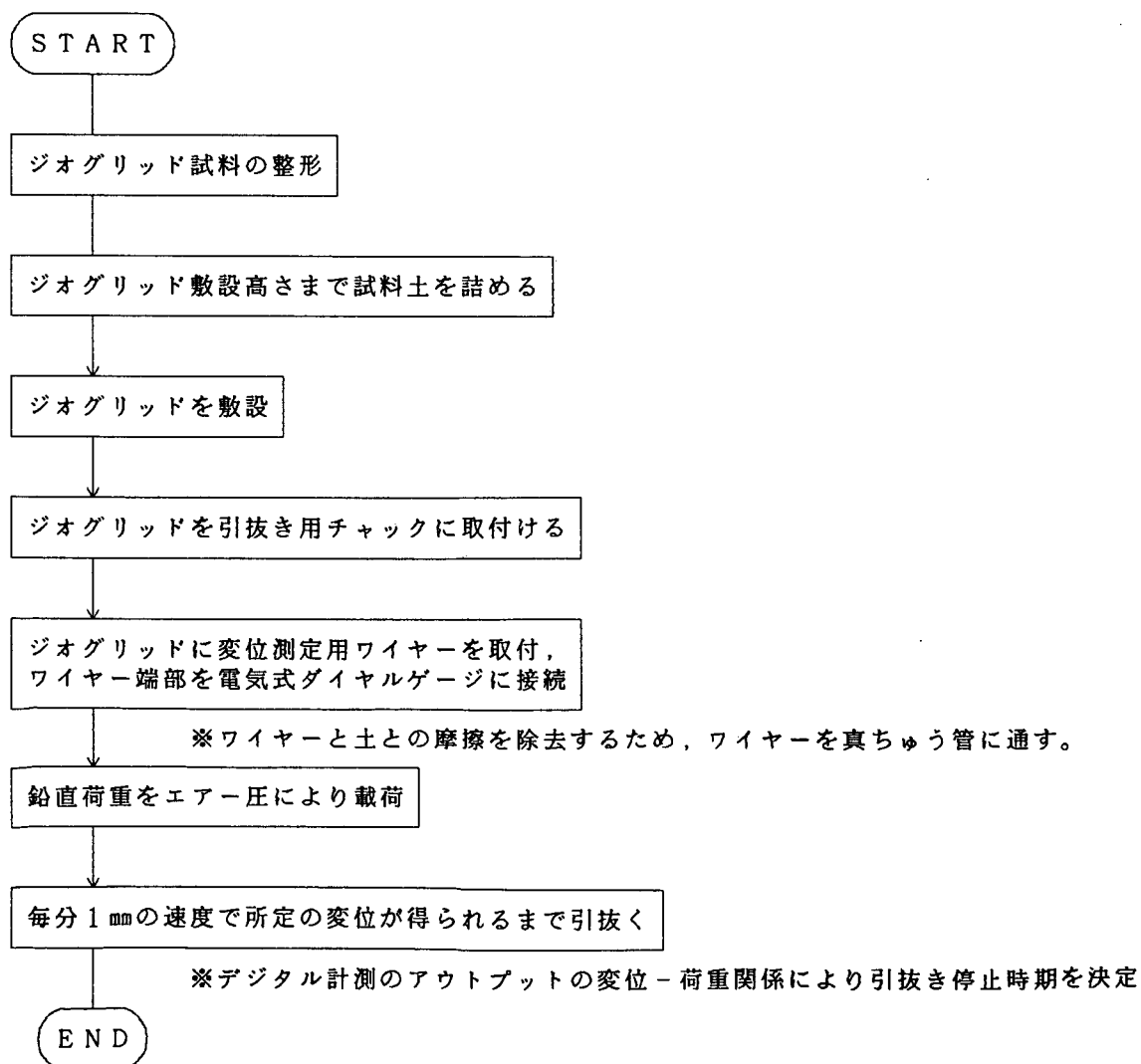


図-5 引き抜き試験フロー

4. 試験結果

(1) 引抜き試験機を用いたジオグリッドの引抜きせん断特性

ジオグリッドが敷設された土構造物の挙動解析をする場合、ジオグリッドと土との力の伝達機構についてのデータが必要となる。

その伝達機構は、土の締固め状態や拘束圧に影響されると考えられ、以下に試料土の間隙比及び鉛直荷重をパラメータとして、試験結果を整理した。

今回の引抜き試験により得られた結果を概念的に示すため、引抜き力 F と土中のグリッド変位 x との関係を求めた結果を図-6～図-8に示す。

各々の試験における試料土の間隙比及び鉛直荷重についてはそれぞれの図中に記している。

(i) 土の間隙比 e がジオグリッド変位に及ぼす影響

土の間隙比 e がジオグリッド変位に及ぼす影響を把握するため、一例として、引抜き力 $F = 5 \text{ tf/m}$ における節点変位と間隙比との関係を図-9, 10に示す。

また図-11には引抜き力 F をパラメータとしたときの間隙比と節点①の変位との関係を示す。

これらの図より、間隙比が土中のジオグリッドの変位に与える影響が大きい事がわかる。特に、間隙比 $e = 0.91$ （締固めせず）と間隙比 $= 0.76$ （突き棒にて締固め実施）では変位量で10倍程度の差となっている。これより、ジオテキスタイルによる補強土構造物の引抜きせん断変形を抑制するためには、土の締固めが重要である事がわかる。

(ii) 鉛直荷重 σ_v がジオグリッド挙動に及ぼす影響

鉛直荷重 σ_v がジオグリッド挙動に及ぼす影響を把握するため、一例として、引抜き力 $F = 5 \text{ tf/m}$ における節点変位と鉛直荷重との関係を図-12, 13に示す。また図-14には、引抜き力 F をパラメータとしたときの鉛直荷重と節点①の変位との関係を示す。

これらの図より、鉛直荷重が大きい程、すなわち拘束力が大きい程ジオグリッド変位は小さくなっている事がわかる。

また、引抜き力が大きい程、ジオグリッドの絶対変位量が大きくなっていることがわかる。

次に、引抜きせん断応力 τ と節点①～③の平均変位との関係を整理した例を図-15に示す。

なお、引抜きせん断応力 τ は次の式にて算定した。

$$\tau = F / A$$

ここに τ : 引抜きせん断応力

F : ジョグリッド引抜き力

A : ジョグリッドの表裏の表面積 (開孔部も有効とした)

図-15より、引抜きせん断強度 τ_r が求められ、この τ_r と鉛直荷重 σ_N について整理したのが図-16である。図-16より、 τ_r は σ_N とほぼ比例関係にあり、引抜きせん断強度は土中の拘束圧に大きく影響されることがわかる。

以上より、ジオテキスタイルの土中のせん断特性は、土の物理・力学特性と綿密に関連しており、ジオテキスタイルによる補強上構造物の挙動を解析する上で、これらの関係を明確にしていく事が重要である。

(2) 引抜き試験装置の問題点

引抜き試験機を用いた試験結果についてはすでに論文等で数例が報告されている。しかしその装置の仕様、測定項目やジオテキスタイルの敷設長は、その求める引抜き特性にもよるが、それぞれ独自性をもっており、試験結果の汎用性という点では今後引抜き試験の方向性が十分に検討されなければならない。

そこで今後、引抜き試験を使用する場合特に留意しなければならない点について以下に述べる。

(i) ジオテキスタイル試験片の形状

定着長をもつ土中のジオテキスタイルの挙動を検討する場合には、試料の幅・長さとも大きい程良いわけであるが、今回の試験の場合、幅15cm、長さ100cm程度で充分であった。

しかし、ジオテキスタイルの引抜きによる土のせん断破壊を検討する場合の敷設長については、その長さの程度により全般せん断破壊とならず進行性せん断破壊となり、その試験結果の使い方に注意が必要であろう。

(ii) 引抜き装置チャック部の処理

ジャッキによる引抜き速度を一定にしたとしても、チャック部において空中部に引き出されている、または試験開始後引き出されるジオテキスタイルの空中での伸びにより土中のジオテキスタイルに与える引抜き速度が一定ではなくなり、この評価をどうすればよいかが問題となる。今回は、剛性の高いジョグリッドを使用したためこの影響は比較的少ないと思われるが、ジオテキスタイルで剛性の低いものを使用する場合には、特に留意しなければならない点であろう。

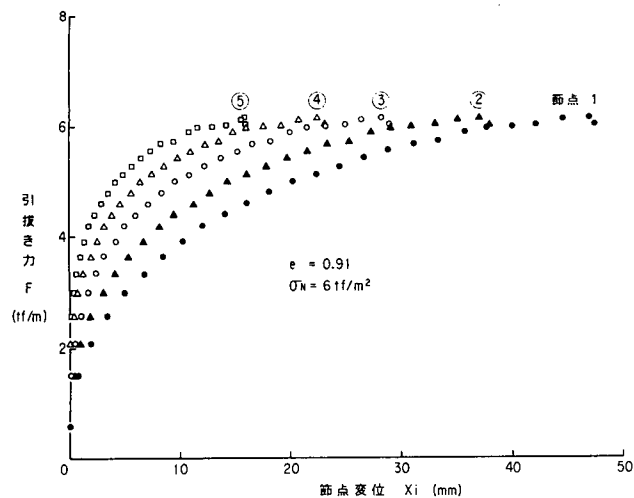


図-6 引抜き力とジオグリッド変位の関係 (1)

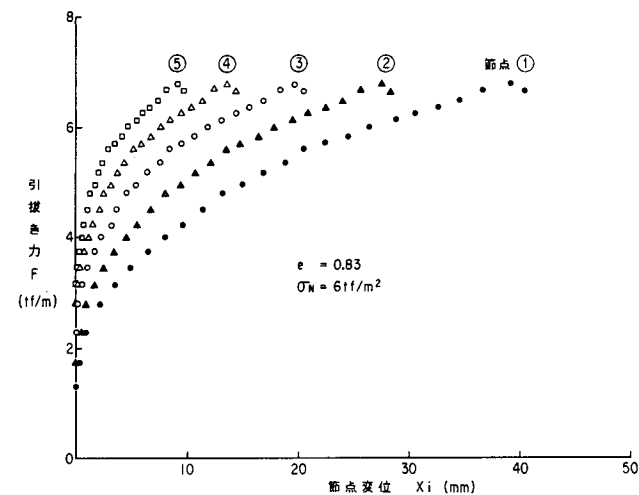


図-7 引抜き力とジオグリッド変位の関係 (2)

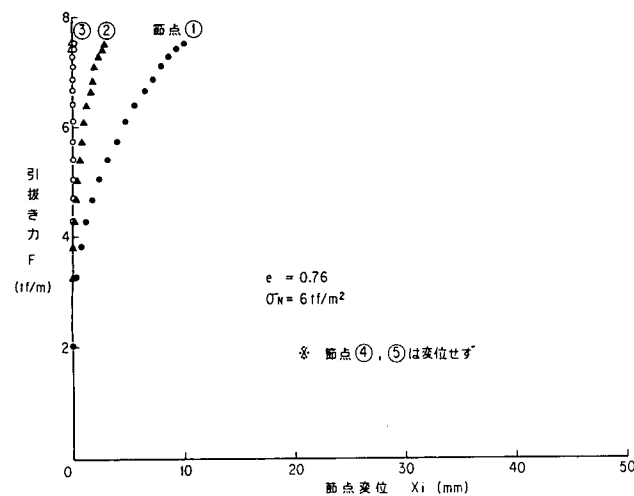
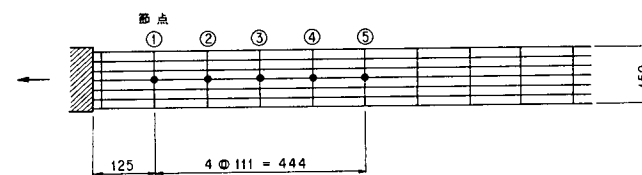


図-8 引抜き力とジオグリッド変位の関係 (3)



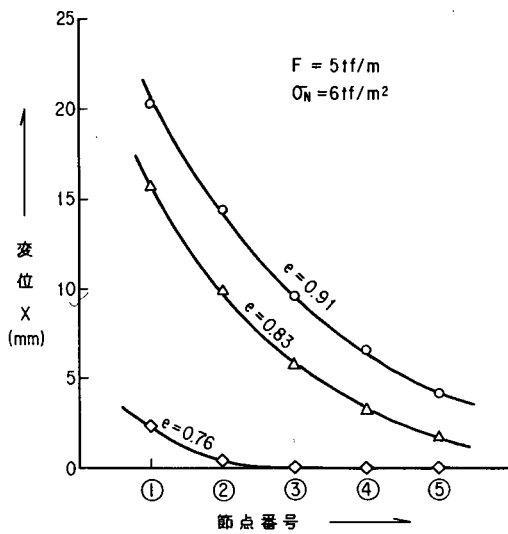
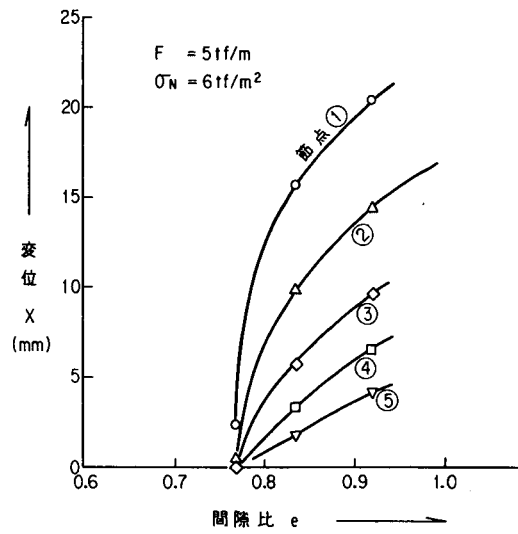


図-9 土の間隙比と
ジオグリッド変位の関係 (1)



10 土の間隙比と
ジオグリッド変位の関係 (2)

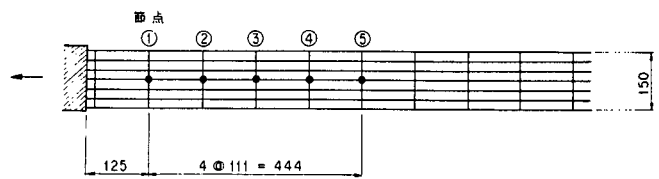
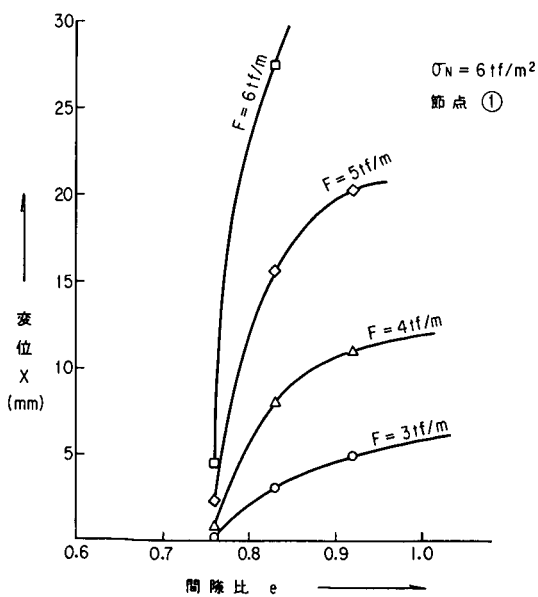


図-11 土の間隙比とジオグリッド変位の関係 (3)

5. 今後の課題

今年度は引抜き試験機を用いて、ジオテキスタイルで補強した土構造物の挙動解析を行う場合必要である土中におけるジオテキスタイル（ジオグリッド）の引抜きせん断特性及び、引抜き試験機の問題点について研究を行なった。

引抜きせん断特性については、今回のジオグリッドと砂の試験において、対象となる土の状態（締固め）及び鉛直荷重（拘束力）により、大きく影響される事がわかった。

今後は、土の種類やジオテキスタイルの種類が引抜きせん断特性についてどのような影響を与えるかについて研究を行う予定である。

また、これに伴って引抜き試験そのものの問題点や仕様もさらに整理されるなければならないであろう。このためには、引抜き試験結果と他の試験法（三軸圧縮試験、一面せん断試験等）との比較により、その値の妥当性の検証や関連性についても研究していく必要がある。

さらには、引抜きせん断試験結果を実際のジオテキスタイル構造物の設計・施工にどのように反映させていくかについても研究する必要がある。

以上より、次年度においては、土とジオテキスタイルの種類が引抜きせん断特性に与える影響を調べるとともに、ジオテキスタイルを敷設した土構造物の挙動解析手法として F. E. M. による解析を実施する予定である。

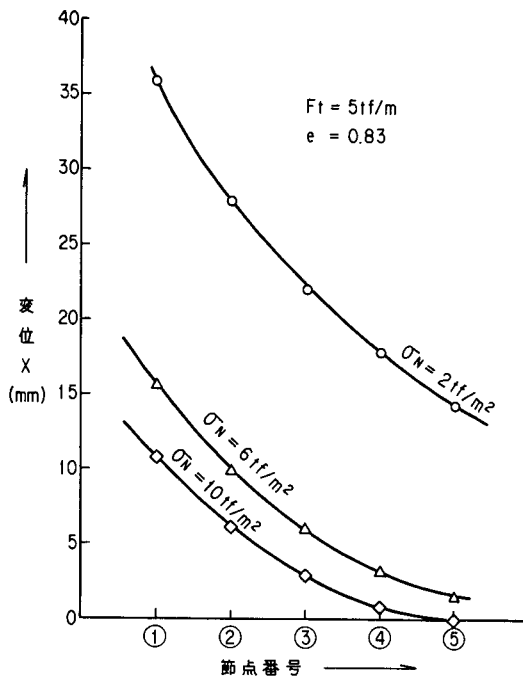


図-12 鉛直荷重と
ジオグリッド変位の関係 (1)

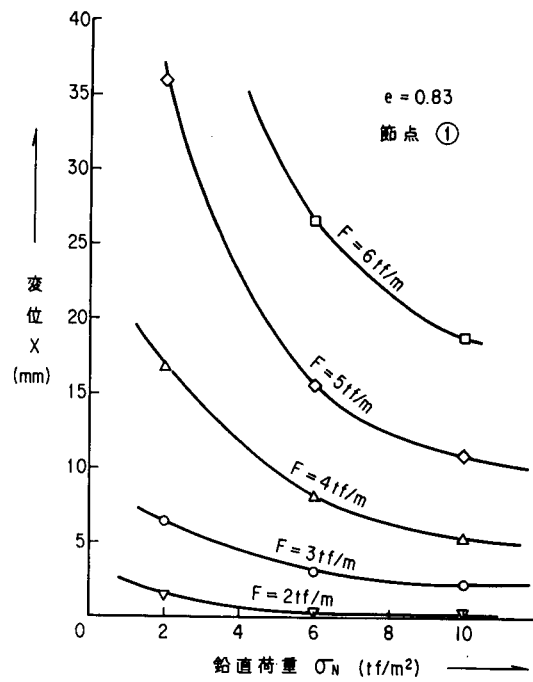


図-13 鉛直荷重と
ジオグリッド変位の関係 (2)

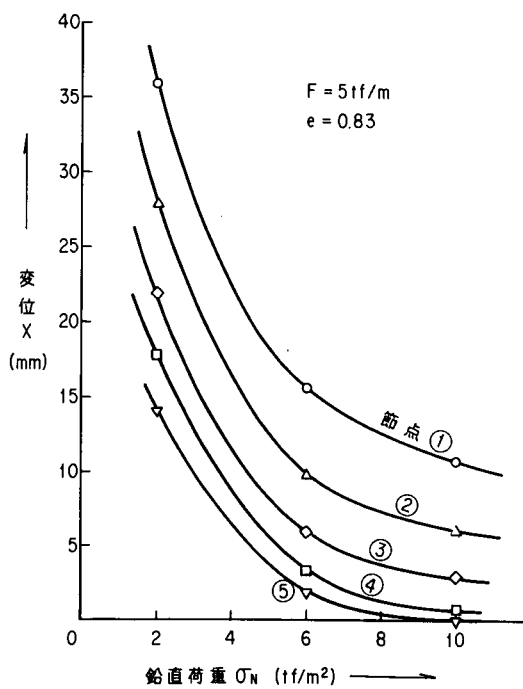
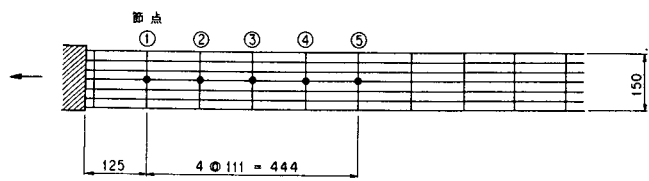


図-14 鉛直荷重と
ジオグリッド変位の関係 (3)



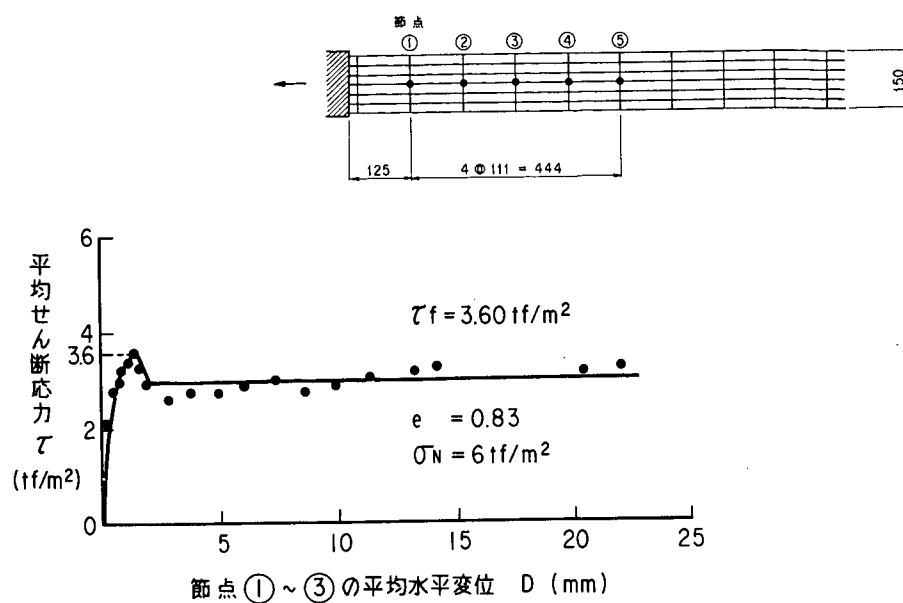


図-15 せん断応力と節点変位の関係

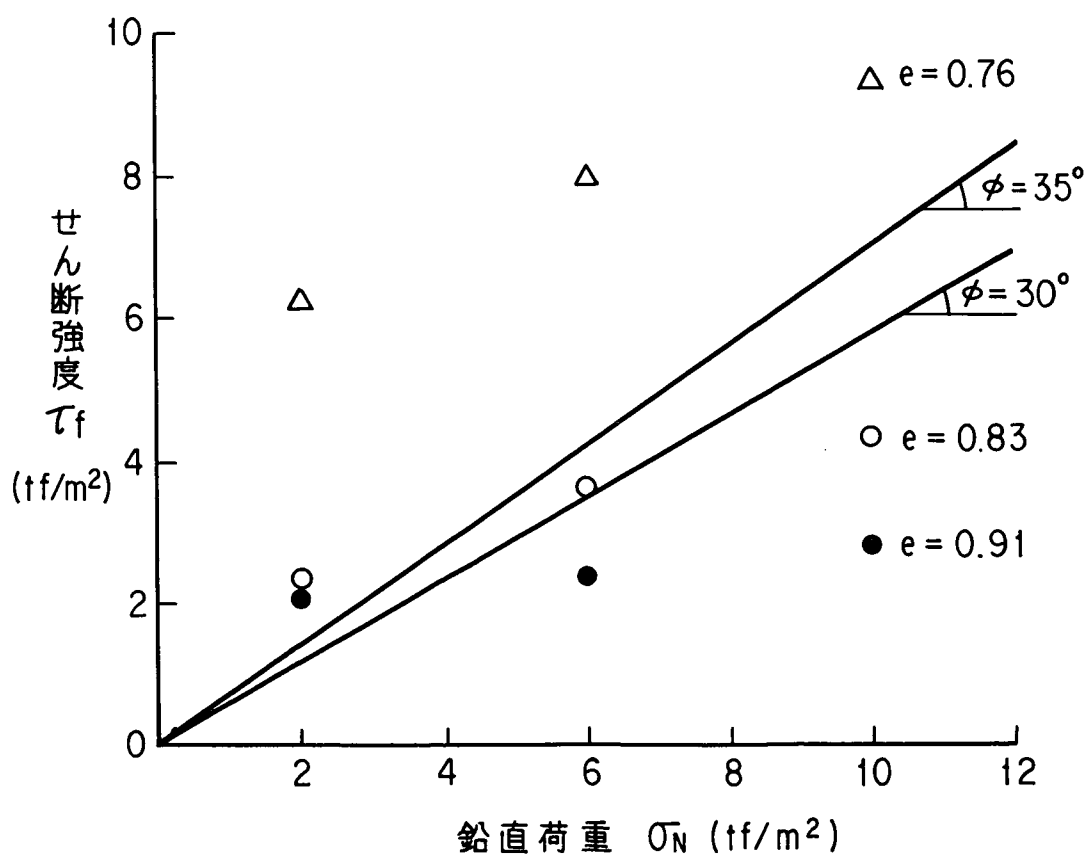


図-16 鉛直荷重とせん断強度の関係

4. 2 土中のジオテキスタイルの変形挙動に関する研究

4. 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

建設省土木研究所 土質研究室
株式会社 間組

1) まえがき

軟弱地盤上に引張り強さを持つ材料を敷設して地盤を改良する方法は、古くから行われており、最近ではその材料として、織物、不織布からネット、グリッドなど様々な種類のものが使用されてきている。

また、最近開発された高張力のジオグリッドは、砂やれきなどの粒状体との相互作用により、急勾配でのり面の施工、土圧の軽減、不同沈下の抑制などの目的で使用されるようになってきている。

これらのジオテキスタイルには、補強としての効果は明らかに認めらるが、その破壊機構や、土と補強材の相互作用など未解明な部分が多いのが現状である。

本実験では、これらの点を明らかにし、より経済的で合理的な設計法、施工法の確立を目指し、本年度は以下に示す実験を行った。

2) 目的

補強材として用いられるジオテキスタイルの内、ネットに分類される材料について土中における挙動を解明し、その効果をできるだけ定量的に把握することにより、より経済的で合理的なジオテキスタイルの設計・施工法の確立に寄与することを目的とする。このうち本年度は、小型土槽内に盛土斜面のモデルを作成し、その上部より加力装置で載荷することにより、ネットの敷設長さによる変形挙動および補強効果の相違を明らかにすることとした。

3) 実験方法

① 実験装置

実験装置は、土槽、載荷装置（載荷板、エアーシリンダ）、計測装置（変位計、荷重変換器、土圧計、ひずみゲージ）よりなる。実験装置の全景を写真-1に示す。

土槽は内法が 1800(W) X 600(B) X 800(H) mm のものである。正面の両側板には、厚さ 25mm の透明なアクリル板を設置し、内部の挙動が観察できる構造である。

測定項目は載荷板の沈下、のり面の鉛直・水平変位、盛土内変位、載荷荷重、ネットに生じるひずみなどである。装置の概要、計器の設置位置を図-1に示す。

またこれに使用した機器の一覧を表-1に示す。

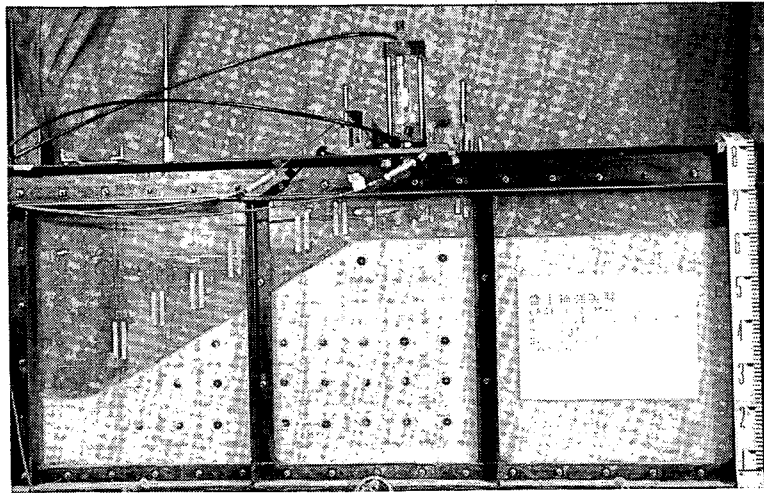


写真-1 実験装置の全景

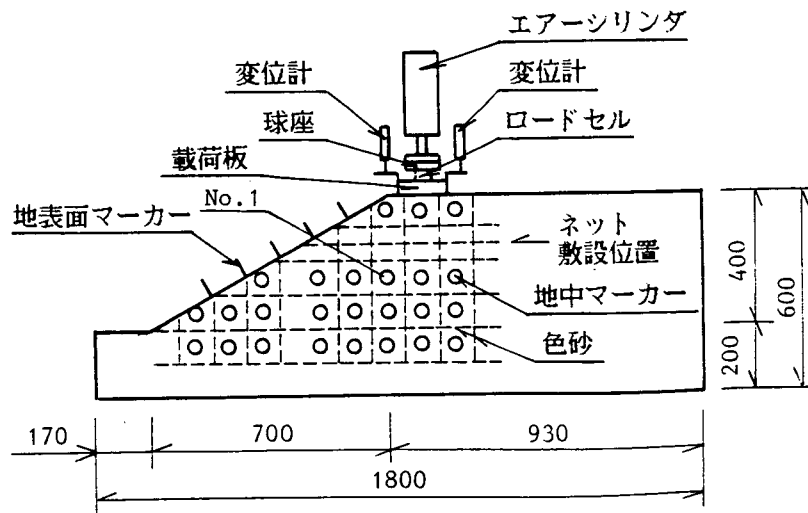


図-1 実験装置の概要

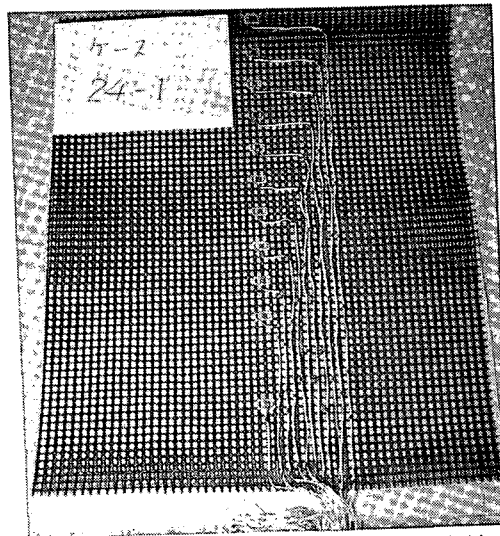


写真-2 ネットのゲージ貼付状況

表-1 使用機器の一覧表

測定項目	使用計器	型 名	仕 様	備 考
載荷板の沈下	差動トランス型 変位計	SDP-100R	働長 100mm 精度 0.5%	4台
のり面の変位	地表面マーカ 鉛直定規			6個（画鋏）
盛土内変位	地中マーカ 色砂			木製円柱 （30φ）
載荷荷重	荷重変換器	LC-1TF	容量 1tf 精度 0.5%	1台
盛土内土圧	土圧計	PS25-05	容量0.5kgf/cm ² 精度0.5%	8台
		PS25-1	容量1.0kgf/cm ² 精度0.5%	4台
ネットに生じるひずみ	ひずみゲージ	FLA-2AS -3LT	ゲージ 長 2mm ゲージ 幅 1.9mm 抵抗値120±0.3	ネットに 5cm 間隔で貼付け
データ記録	スキニングボックス デジタル計測器	USB-50A UCAM5BT	測定点50点 サンプリング 0.1sec/点	1台
				1台

③実験の手順

実験は図-2に示すフローに従って行った。

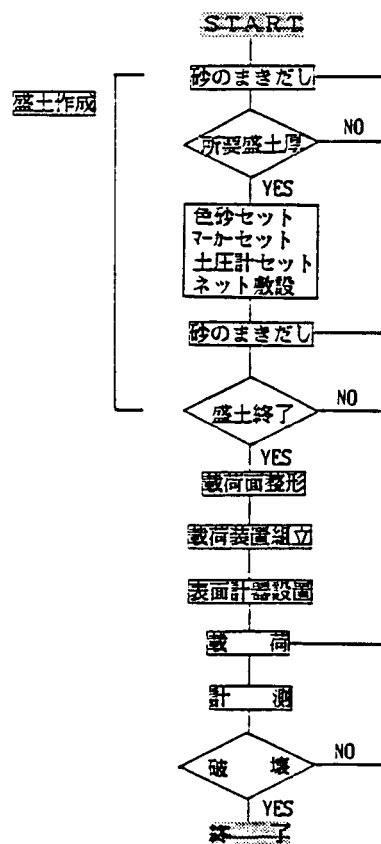


図-2 実験のフロー

④盛土の作成方法

盛土地盤は、豊浦標準砂を用いて作成した。作成手順を以下に示す。

底に小孔を多数穿ったプラスチック容器を土槽天端からチェーンで吊り降ろし、容器内に砂を静かに投入する。盛土表面との距離をほぼ一定に保った状態で、容器を水平に移動する。

土槽内を一度行渡ったらチェーンを吊り上げ、再び砂を投入し上記の作業を繰り返す。

盛土地盤がマーカのセット予定位置に達したら、 $\phi 30 \times L50$ の円柱状の木製マーカを正面の亚克力板に押しつけ、その周囲を静かに砂で埋め込む。

鉛直方向の色砂のセットは、アルミニウム製のアングル（ $L 10 \times 10$ ）を亚克力板に10cm間隔で鉛直に建込み、前もって着色した色砂をアングルと亚克力板の隙間に盛土地盤に若干先行して注ぎ込む。地盤作成後、アングルを静かに引き抜く。

水平方向の色砂のセットは、地盤が10cm毎の所定の厚さに達したら、地盤を水平にならし亚克力板に沿ってアングルを水平に置く。アングルと亚克力板の間に色砂をまきだし、色砂が行渡ったらアングルを回転させながら引き上げる。

盛土地盤が予定の高さに達したら、載荷面、のり面をストレートエッジで所定の形状に仕上げ、載荷面は水準器で水平度を確認する。

⑤載荷方法

載荷は、長さ 60cm、幅 15cm、厚さ 0.6cm の鉄板に、エアーシリンダーを用いて圧力をかけることにより行った。

各荷重段階における荷重の制御は、鉄板とエアーシリンダーの間に荷重変換器を介し、これをモニタリングしながら行った。

荷重の増分は、45kgf(単位面積当たり 0.050kgf/cm^2)とし、載荷速度は、45kgf/min とする。荷重は載荷板の沈下が収まったと思われる時点まで（1分間の沈下増分が、その段階での沈下増分の1%以下になるまで）保持し、これを確認してから次の段階の荷重に移った。

⑥計測方法

荷重、土圧、ネットのひずみ、載荷板の沈下はそれぞれ荷重変換器、土圧計、ひずみゲージ、差動トランス型変位計を用い、これらをデータロガーに接続し、1分間隔で自動サンプリングを行った。

地盤内変位は、正面の亚克力板外側にポリフィルムを貼付け、各荷重段階の沈下が収まったと認められる時点で、マーカの中央のポイントと色砂の位置を写しとった。

盛土のり面の変位は、画鋲をめり込み防止用の $\square 50\text{mm} \times 50\text{mm}$ のプラスチック板に刺し、その先端を鉛直定規と土槽天端のスケールで、鉛直・水平方向の両方を測定した。

⑦実験ケース

実験は無補強の場合に発生したすべり面を盛土の潜在すべり面とし、ネット敷設深度15cmにおけるこのすべり面から水平方向奥へのネットの長さを定着長 L_a として、表-2に示すようにネットの敷設長を変えて6ケース行った。地盤および使用したネットの物性を表-3,4に示す。

表-2 実験ケース

実験 No.	敷設長 L (cm)	定着長 L_a (cm)
1	無補強	—
2	40	0
3	45	5
4	50	10
5	55	15
6	70	30

表-3 地盤の物性

土質分類(統一分類)	SP
比重 G_s	2.64
最大間隙比 e_{max}	0.977
最小間隙比 e_{min}	0.605
単位体積重量 γ (gf/cm ³)	1.39
含水比 w (%)	0.48
間隙比 e	0.899
相対密度 D_r	0.210
粘着力 c (kgf/cm ²)	0.00
内部摩擦角 ϕ (度)	40.0

注) 敷設深度; 載荷面下15cm一定

敷設長 ; ネットの全長

定着長 ; 潜在すべり面から盛土奥行き方向の長さ

表-4 ネットの物性

目 合 (mm)	引張強度(kgf/m)		リップ厚さ (mm)	破断時伸度 (%)	原 料
	タテ	ヨコ			
10×10	800	800	2.1	400	LDPE

LDPE; 低密度ポリエチレン

4) 実験結果

①すべり面の形状

図-3に各ケースの最終段階の変形図を示す。無補強のケース1では載荷板の端部（のり面反対側）からすべりが生じ、ネット敷設予定位置（載荷面下15cm）でのり面から40cmのところを通るすべり面が形成された。ケース2ではネットは無補強のすべり面（潜在すべり面）内の敷設であるため、すべり面形状はほぼ同一である。またケース3ではネットを潜在すべり面より5cm長く敷設したが、ネット末端を通るすべり面が形成され、ケース1、2に比べて深く大きなすべり面となっている。

ケース4、5、6の変形状況はほぼ同一で、ネット下では明確なすべり面は形成されておらず、載荷圧力が前3ケースよりも5割程度上回った時点でネット表面の盛土が前面に押し出される形で破壊にいたり、大きなすべり面は形成されない。

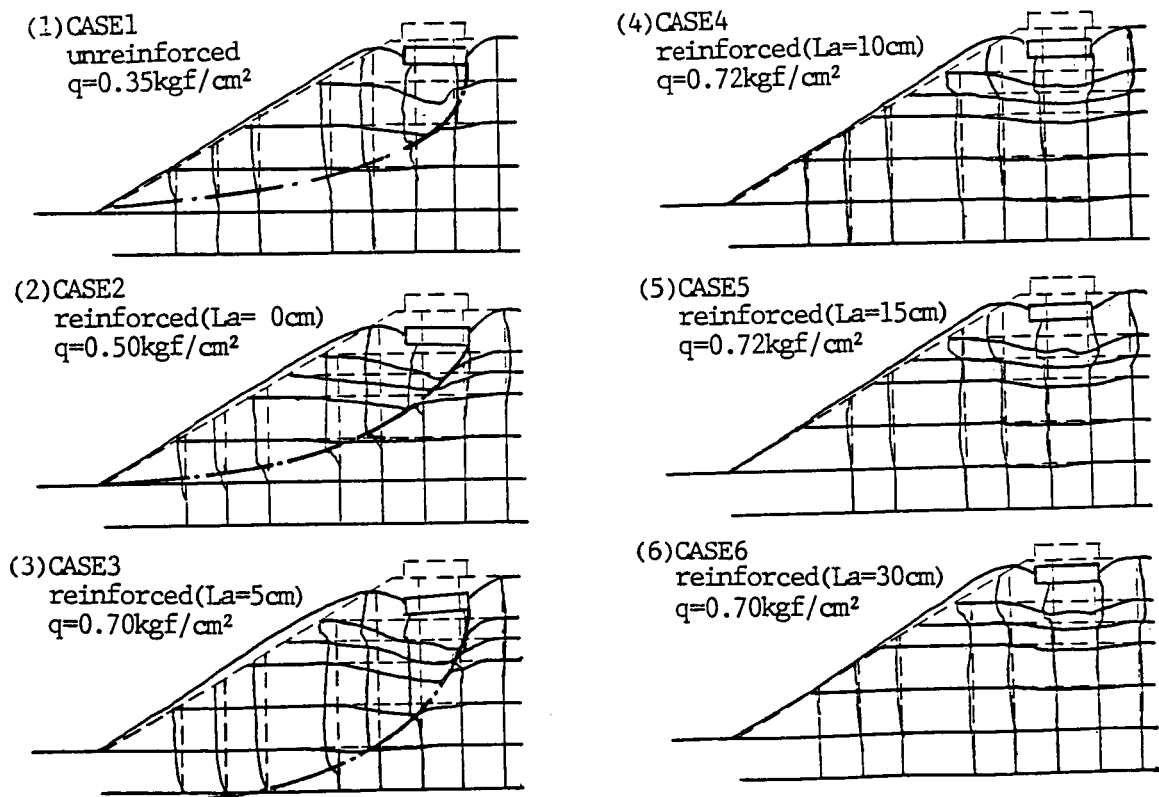


図-3 変形図

② 載荷板沈下量

図-4に載荷圧力と載荷板沈下量の関係を示す。 ケース1が沈下の進行が最も速く、次いでケース2、ケース3の順で、ケース4、5、6の間には明確な差は認められなかった。またケース3、4、5、6では載荷圧力 0.4kgf/cm^2 付近で降伏しているが、これはネット表面ですべりだした結果である。その後、ケース3ではネット末端を通るすべり面が形成されたため、ケース4、5、6に比べて沈下の進行が速くなっている。

③ 地中変位量

図-5に載荷圧力と地中変位量の関係を示す。 地中変位量としては図-1に示す盛土中央のNo.1マーカーの変位量に着目した。 なお水平変位量は盛土斜面側を、鉛直変位量は下向きを正とした。 水平変位の進行はケース1が最も速く次いでケース2、ケース3、ケース4、ケース5、ケース6の順であるが、ケース4、5には明確な差はない。 鉛直変位の進行は、ケース1と2がほぼ同一で最も速く、次いでケース3、5、4、6の順であるが、ケース4、5、6には明確な差は認められなかった。

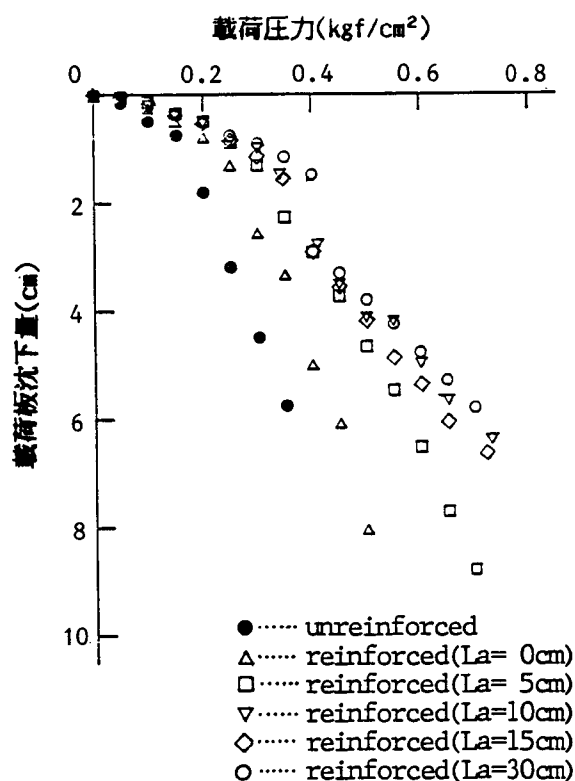


図-4 載荷圧力

～載荷板沈下量

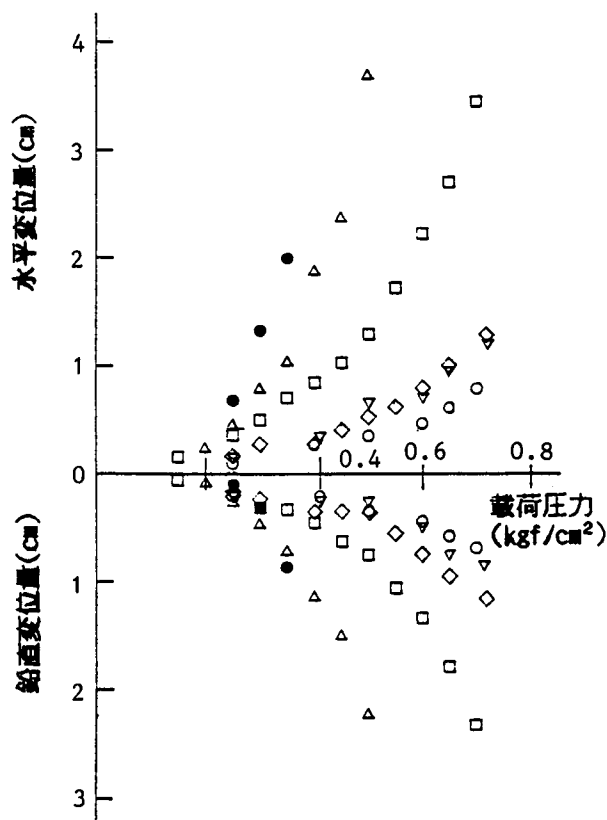


図-5 載荷圧力

～地中変位量

④ ネットに生じるひずみ

図-6に各ケースのネットに生じたひずみ分布を示す。 ケース2ではあまりひずみが生じておらず、引張補強材として有効に働いていないことがわかる。 その他のケースではいずれも斜面からの距離が40cmの場所、すなわち潜在すべり面でのひずみが最も大きくなっている。 ネットのヤング率を 10000 kgf/cm^2 として、載荷圧力 0.50 kgf/cm^2 の時のネットに生じる引張力を算出すると表-5のようになる。

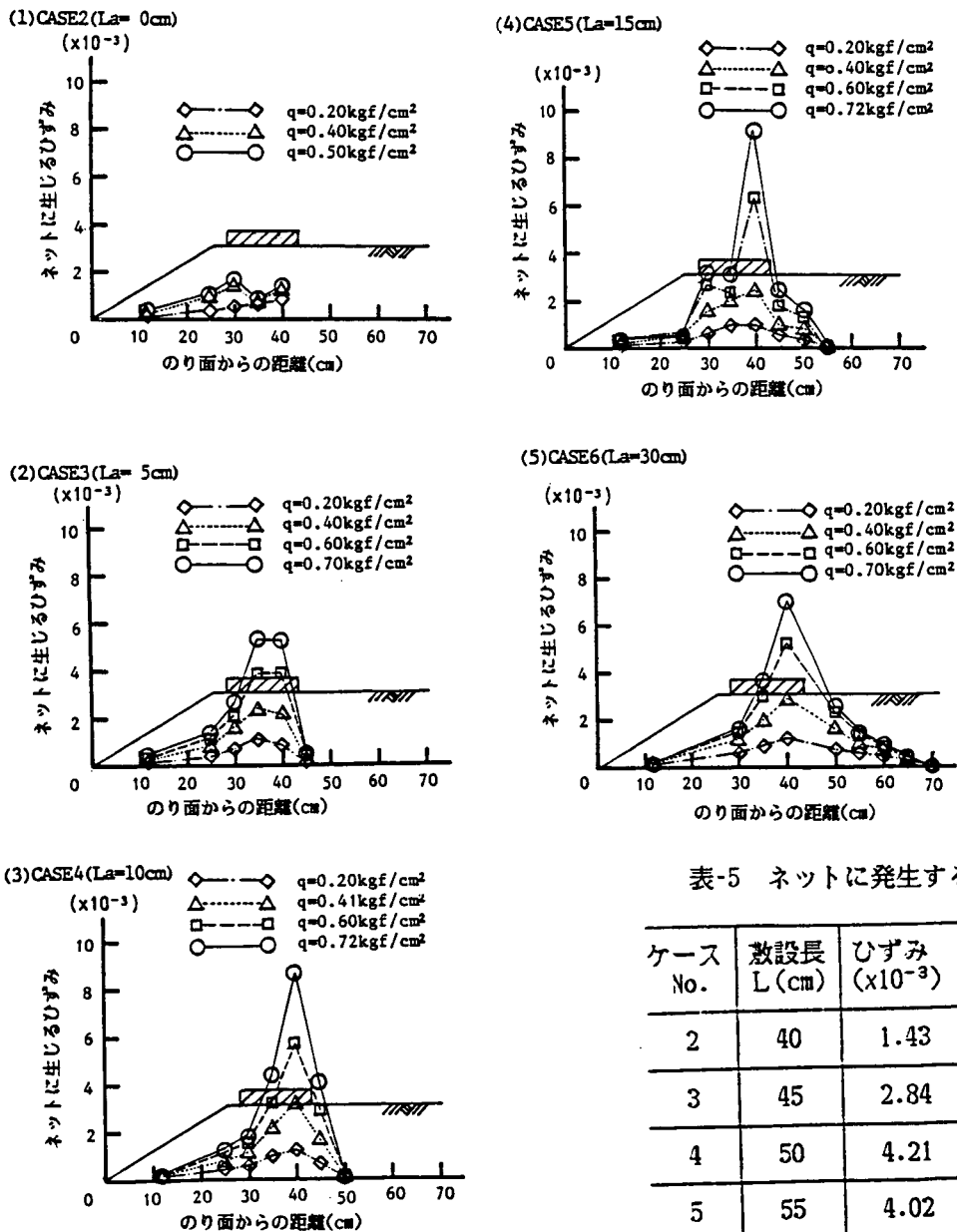


表-5 ネットに発生する引張力

ケース No.	敷設長 L (cm)	ひずみ ($\times 10^{-3}$)	引張力 T (kgf)
2	40	1.43	36.3
3	45	2.84	73.1
4	50	4.21	108.4
5	55	4.02	103.5
6	70	3.95	101.7

図-6 ひずみ分布

⑤まとめ

以上、破壊機構、補強効果として①から④の4項目について検討を行った。これらの結果の一覧を表-6に示す。また、図-7に載荷圧力～載荷板沈下量から求めた定着長と載荷圧力の増加率の関係を、図-8に載荷圧力～地中変位量から求めた定着長と載荷圧力増加率の関係を、図-9に載荷圧力 0.50kgf/cm²時のネットに発生する引張力と定着長の関係を示す。

今回の実験により得られたことをまとめると以下のようになる。

- ・敷設長により破壊のパターンは変わる。すなわち、図-10のように潜在すべり面まで敷設した場合には、潜在すべり面と同一のすべり面が、定着長を 5cm とった場合にはネット末端を通るすべり面が、定着長を10cm以上とった場合には大きなすべり面は形成されず、ネットの上部の砂のはらみ出しのみに抑えられる。
- ・今回の実験条件のもとでは、定着長を10cmとれば良く、それ以上とった場合でも補強効果はあまり変わらない。

表-6 実験結果一覧表

実験 ケース No.	敷設長 L (cm)	載荷圧力～載荷板沈下量		載荷圧力～地中変位量		載荷圧力0.50kgf/cm ² 時にネットに発生する 引張力 T(kgf)
		降伏圧力 (kgf/cm ²)	15mm沈下時 圧力 (kgf/cm ²)	降伏圧力 (kgf/cm ²)	5mm水平変 位時圧力 (kgf/cm ²)	
1	—	0.150	0.190	0.150	0.225	—
2	40	0.200	0.265	0.200	0.250	36.8
3	45	0.250	0.305	0.300	0.325	73.1
4	50	0.350	0.345	0.450	0.500	108.4
5	55	0.300	0.335	0.425	0.500	103.5
6	70	0.400	0.400	0.550	0.650	101.7

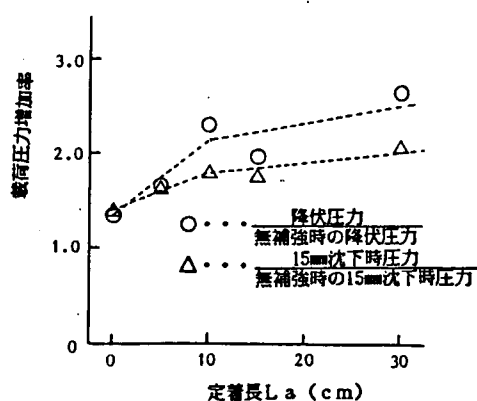


図-7 載荷板沈下量から求めた補強効果

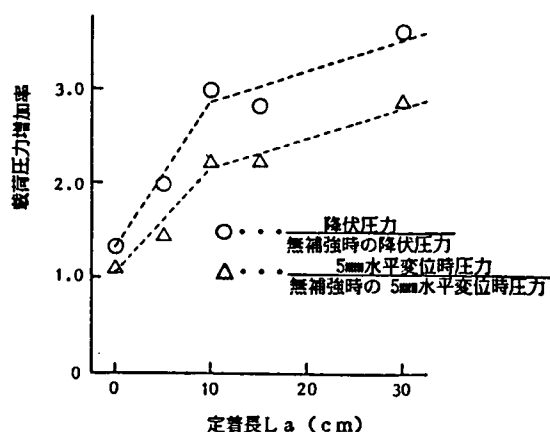


図-8 地中変位量から求めた補強効果

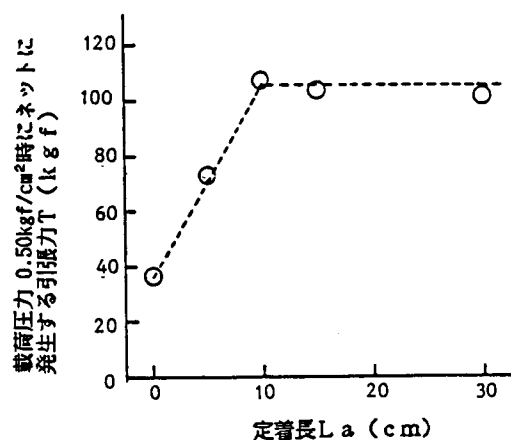


図-9 ネットに発生する引張力

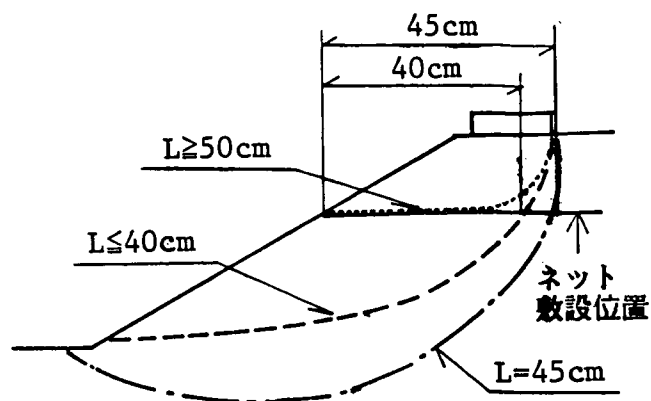


図-10 すべり面の形状

5) 今後の課題

今回の実験をとうして、ジオテキスタイル敷設長による破壊機構、補強効果の相違が確認できた。しかし今回の実験は緩づめの砂地盤を対象としており、実際の土構造物とは異なるものである。ケース4、5、6において、ネット表面ですべりが発生したのもそのためと思われる。よって、より実際に近い形、すなわち密づめの地盤や粘性土地盤を対象として実験を行うことが必要である。

6) 参考文献

- ・泰永裕之，加藤俊昭，ネット敷設位置による盛土斜面補強効果の相違について，土質工学会第21回研究発表会，1986,6
- ・泰永裕之，加藤俊昭，ジオテキスタイル敷設による盛土斜面の補強に関する実験的研究，土木学会第41回年次学術講演会，1986,11

4. 2. 2 剛体-ばねモデル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
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構造物への利用が近年とみに注目を集めている。しかしその補強効果は認識されつつあるものの、補強のメカニズムや土中におけるジオテキスタイルの変形挙動については未解明な部分も多く、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。

RBSM（剛体-ばねモデル）手法は、すべり、亀裂、強度異方性、塑性軟化などの地盤の破壊挙動を合理的に考慮することが可能であり、本研究はこの手法を用いてジオテキスタイルの挙動を解析的に求め、実験との比較対応を行うことにより地盤内でのジオテキスタイルの効果を明らかにし、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。

2. 目的

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、この手法の適用性に関する基本的な検討を行うことを目的とする。

本報告では、解析対象として斜面モデルと擁壁モデルを用いており、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を検討し、擁壁モデルにおいてはジオテキスタイルの効果による擁壁背面の土圧の減少について検討する。

3. 解析手法の概要

RBSMはFEMと同様に対象物を有限個の任意形状の要素に分割し、要素はその境界辺上に連続的に分布する2種類のばね（垂直ばねとせん断ばね）によつて連結される剛体とみなし、このばねの変形により固体の変形や内力の伝達が行われると考えるものである。ばねの変形は要素重心点での変位（平面要素では並進変位 u , v , 回転 θ の3成分）で表わされ、要素間の等価ひずみエネルギーが計算される。ここで最小ポテンシャルエネルギーの原理から要素間の剛性マトリックスが得られる。以後の全体マトリックスの作成、連立一次方程式の解法などについては基本的にFEMと同様である。このようにして得られた要素重心の変位とばね定数から要素境界の表面応力が評価される。ここで適当な降伏条件（例えばクーロンの規準）を導入し、ばねが降伏した後、境界辺上にて流れの適合則を用いれば、要素境界での応力の釣合いは満たされているので、その解は極限解析法でいうところの上界値となる。

(1) 破壊規準

土の破壊規準としては 図-1 に示すようなモールクーロンの規準に従うものとする。なお岩などのような引張力に抵抗できない材料あるいは構造物と地盤の境界部分などは、引張強度 σ_t を適当に定めることにより、過大な引張応力の発生を防いでいる。

降伏後の応力-ひずみ関係は流れ則によってきまるが、概念的には 図-2 に示すようなbi-linear 型になる。

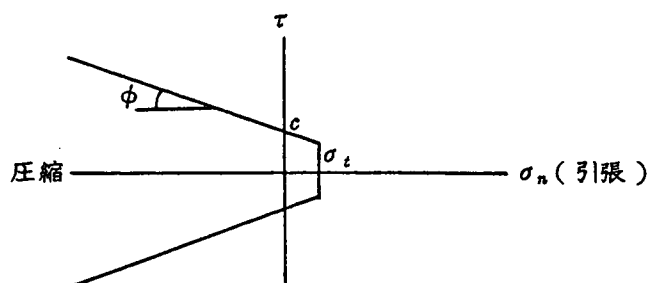


図-1 破壊規準

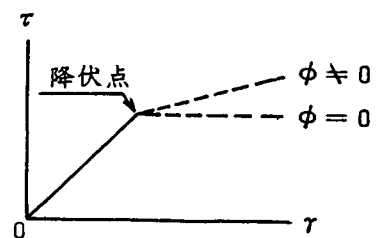


図-2 応力~ひずみ関係

(2) 剛性マトリックスの作成方法

図-3 に示すよ

うな2つの三角形
(任意多角形でも可)
が接触面上 $\overline{AC}$ (35)
に連続的に分布する
2種類のばね(垂直
ばね, せん断ばね)
で連結されている。

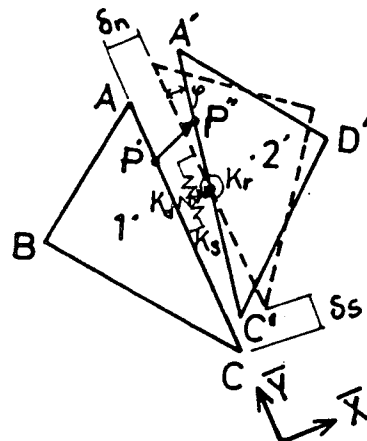
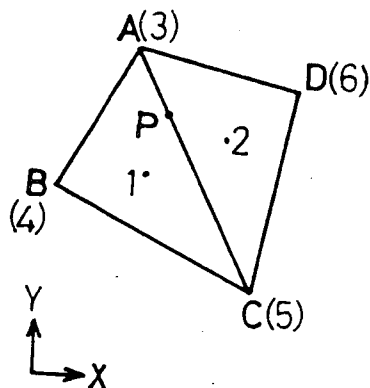


図-3 RBSMの平面要素

三角形状の任意の点

$P(x, y)$ の変位

は重心点の変位 (u, v, θ) により (1) 式のように表される。

$$U = Q \cdot U_i \quad (1)$$

ここで U ; 任意点の変位 , U_i ; 重心点の変位

$$Q = \left[\begin{array}{ccc|ccc} 1 & 0 & -(Y - Y_{G1}) & & & 0 \\ 0 & 1 & (X - X_{G1}) & & & \\ \hline & & 0 & 1 & 0 & -(Y - Y_{G2}) \\ & & & 0 & 1 & (X - X_{G2}) \end{array} \right]$$

P点の変形後の相対変位ベクトル $\overrightarrow{P'P''}$ は (2) 式のように与えられる。

$$\delta = M \cdot \bar{U} \quad (2)$$

ここで $\delta = \{ \delta_d, \delta_s \}^T$, $M = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 1 \end{bmatrix}$, $\bar{U} = \{ \bar{U}_I \ \bar{V}_I \ \bar{U}_{II} \ \bar{V}_{II} \}$

$\bar{U}$ は要素境界边上にとった局部座標系での変位成分であり、全体座標系と局部座標系との座標交換マトリックスを R とすると (3) 式のようになる。

$$U = R \cdot \bar{U} \quad (3)$$

P点の変形後における相対変位ベクトル δ は重心点の変位 U_i を用いて (4) 式で表される。

$$\delta = B \cdot U_i \quad (4)$$

ここで $B = M \cdot R \cdot Q$

次にばね定数を決定するために相対変位ベクトルから歪を (5) 式のように定義する。

$$\epsilon = \delta / (h_1 + h_2) \quad (5)$$

ここで $\epsilon = \{\epsilon_d, r_s\}^T$, h_1, h_2 ; 各々の要素重心から境界边上に下した垂線の長さ
各要素境界边上の単位面積当たりの表面力は (6) 式のように定義する。

$$\sigma = D^e \cdot \epsilon \quad (6)$$

ここで

$$\sigma = \begin{Bmatrix} \sigma_n \\ \tau_s \end{Bmatrix}, \quad D^e = \begin{bmatrix} D_{11}^e & 0 \\ 0 & D_{22}^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} & 0 \\ 0 & \frac{E}{1+\nu} \end{bmatrix}$$

以上から変形後に 2 要素間のばねに蓄えられるポテンシャルエネルギーより、カステリ
アーノの定理を用いて、各スプリング要素に関する剛性行列が (7) 式で得ることができる。

$$K = \int_{l_{35}} B \cdot D \cdot B \cdot ds \quad (7)$$

ここで $D = D^e / (h_1 + h_2)$, l_{35} ; 辺 35 の長さ

(3) 構成方程式

弾性状態の構成方程式は (6) 式となるので、 f を塑性ポテンシャルとすると塑性後の D^P
マトリックスは (8) 式のように与えられる。

$$D^P = D^e - \frac{1}{S} \begin{bmatrix} S_1^2 & S_1 S_2 \\ S_2 S_1 & S_2^2 \end{bmatrix} \quad (8)$$

ここに $S_1 = D_{11}^e (\partial f / \partial \sigma_n)$, $S_2 = D_{22}^e (\partial f / \partial \tau_s)$, $S = D_{11}^e (\partial f / \partial \sigma_n)^2 + D_{22}^e (\partial f / \partial \tau_s)^2$

直交条件を仮定し、降伏条件としてクーロンの破壊規準を使うと、

$$f = \tau_s^2 - (C - \sigma_n \tan \phi)^2 = 0 \quad \text{となるので、} D^P \text{ マトリックスは次式のように与}$$

えられる。

$$D^P = \begin{bmatrix} D_{11}^e & 0 \\ 0 & D_{22}^e \end{bmatrix} - \frac{1}{D_{11}^e \{ (C - \sigma_n \tan \phi) \tan \phi \}^2 + D_{22}^e \tau_s^2} \cdot \begin{bmatrix} D_{11}^{e^2} \{ (C - \sigma_n \tan \phi) \tan \phi \}^2 & D_{11}^e \cdot D_{22}^e \tau_s (C - \sigma_n \tan \phi) \tan \phi \\ D_{11}^e D_{22}^e \tau_s (C - \sigma_n \tan \phi) \tan \phi & D_{22}^{e^2} \tau_s^2 \end{bmatrix}$$

4. 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を図-4に示す。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図-5に示す如く水平方向に5段($L=2 \times H$)敷設するものとし、斜面の安定に対しジオテキスタイルが与える効果を検討した。

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材の場合にはジオテキスタイルの無いCモデル、敷設したCg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無いものをFモデル、敷設したものをFgモデルとした。また、両者の中間的な材料であるc- ϕ 材の場合にはジオテキスタイルの無いCFモデル、敷設したCFg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。また、表-1にはジオテキスタイルの無いモデルについてのみ円弧すべり(簡便法)による安全率も合わせて示した。

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。

(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-6に示す。Cモデルは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。Cgモデルも同様の傾向であるが、崩壊部分が法面より奥まで広がっておりジオテキスタイルを敷設した範囲全体が崩壊するに至っている。

Cモデル、Cg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。Cモデルの場合には載荷量が60%程度で急激に水平変位が増加しており、斜面は崩壊に至ったと考えられる。これに対しCgモデルでは変位量が小さい間(10cm程度まで)はCモデルと同じ挙動を示すが、その後は載荷量が増加してもCモデルに比べると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-8に示す。Fモデルはせん断破壊が斜面の表面に集中しており表層破壊を起こしている。Fgモデル

も同様の傾向であるが、法先部の部分的な破壊のみにとどまっている。

Fモデル、F g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-9に示す。Fモデルの場合には載荷量が88%程度で急激に水平変位が増加しており、斜面は崩壊に至ったと考えられる。これに対しF gモデルでは載荷量が100%終了しても水平変位は最大で20 cm程度となっており、斜面表面の部分的な破壊は考えられるが斜面全体の破壊には至っていないと考えられる。c材の場合の解析結果に比べるとジオテキスタイルの有無により大きく結果が異なっており、φ材の方がジオテキスタイルによる変形抑制効果が比較的大きく現れている。

・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-10に示す。CFモデルはせん断破壊がほぼ斜面の全体に発生しており斜面内破壊を起こしている。CF gモデルも同様の傾向であるが、明確な破壊パターンが見られない。

CFモデル、CF g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-11に示す。CFモデルの場合には載荷量が30%程度で急激に水平変位が増加しており、斜面は崩壊に至ったと考えられる。これに対しCF gモデルで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2 m程度、B点の水平変位は75 cm程度となっているが、どの時点で斜面全体が破壊したと判定するかが難しい。c-φ材の場合もジオテキスタイルによる変形抑制効果がよく現れていると判断される。

(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、変形性状などを検討した。その結果、ジオテキスタイルを敷設することにより斜面の変形を抑制する効果が現れ、特にc材に比べるとφ材の場合にその効果が大きく現れることがわかった。しかし、ジオテキスタイルを敷設した場合には載荷量を増加させると変形が徐々に増加してゆくため、斜面の破壊についてはある程度の許容変形量を考慮した判定基準が必要となる。

従って、今後の課題としては施工を考慮した段階盛土の場合、斜面の表面にもジオテキスタイルを敷設した場合などの詳細な検討が必要と考えられる。

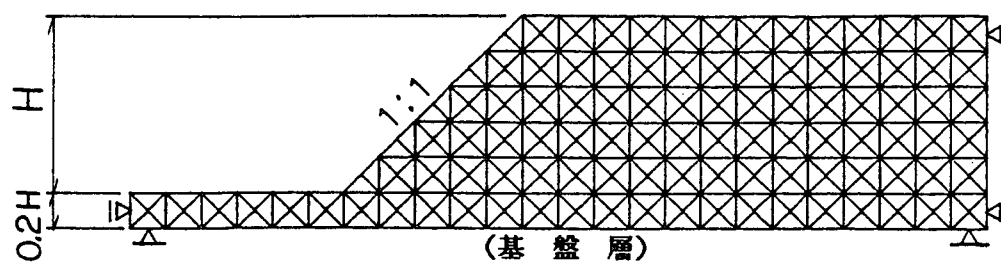


図-4 斜面形状と要素分割

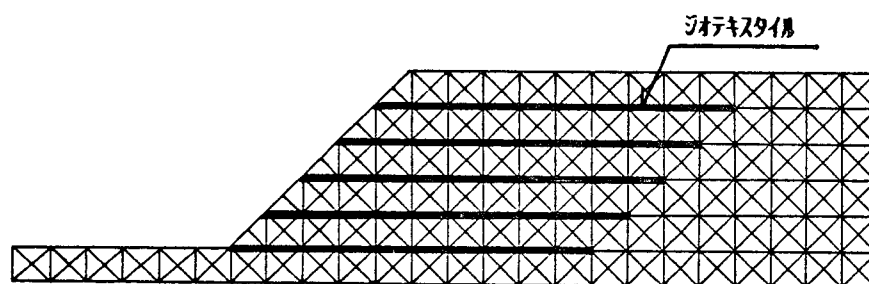
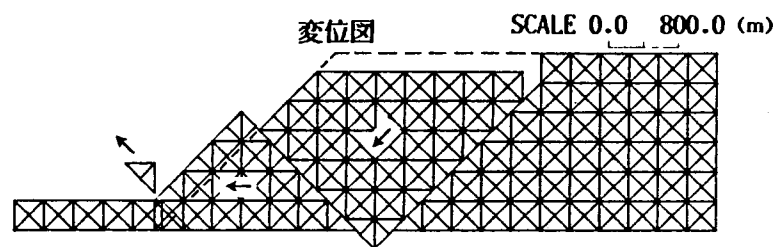


図-5 ジオテキスタイルの敷設位置

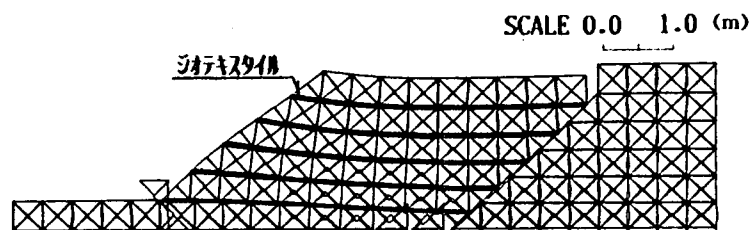
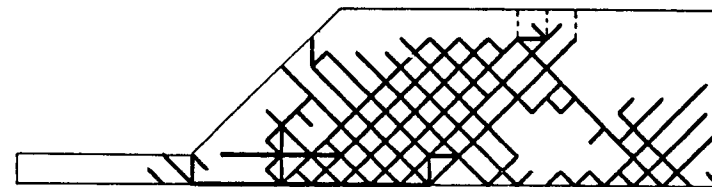
表-1 解析ケース

解析ケース		内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	粘着力 $C(\text{tf}/\text{m}^2)$	単位体積重量 $\gamma(\text{tf}/\text{m}^3)$	ジオテキスタイル の有無	円弧すべり による安全率
C 材	C 材	0	1.0	1.0	無	0.59
	Cg 材	0	1.0	1.0	有	——
ϕ 材	F 材	30	0.5	3.6	無	0.82
	Fg 材	30	0.5	3.6	有	——
C ϕ 材	CF 材	10	0.5	1.8	無	0.45
	CFg 材	10	0.5	1.8	有	——
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 : $E=400,000(\text{tf}/\text{m}^2)$ 引張強度 : $St=8.0(\text{tf}/\text{m})$						



Cモデル

すべり線図



Cgモデル

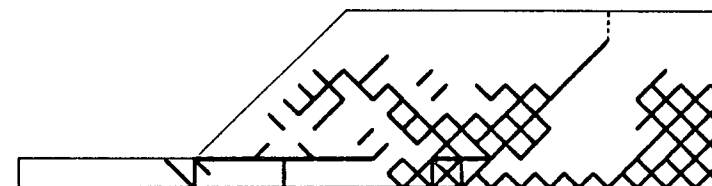


図-6 破壊時の変形モードとすべり線の発生状況

—— せん断破壊
----- 引張破壊

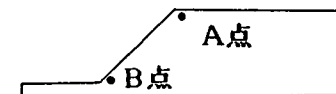
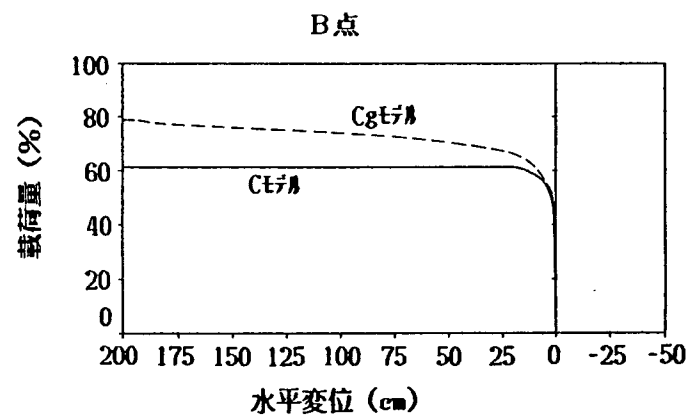
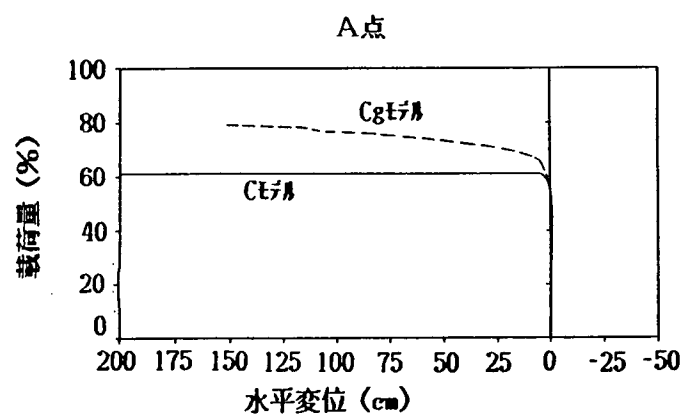


図-7 水平変位と載荷量の関係

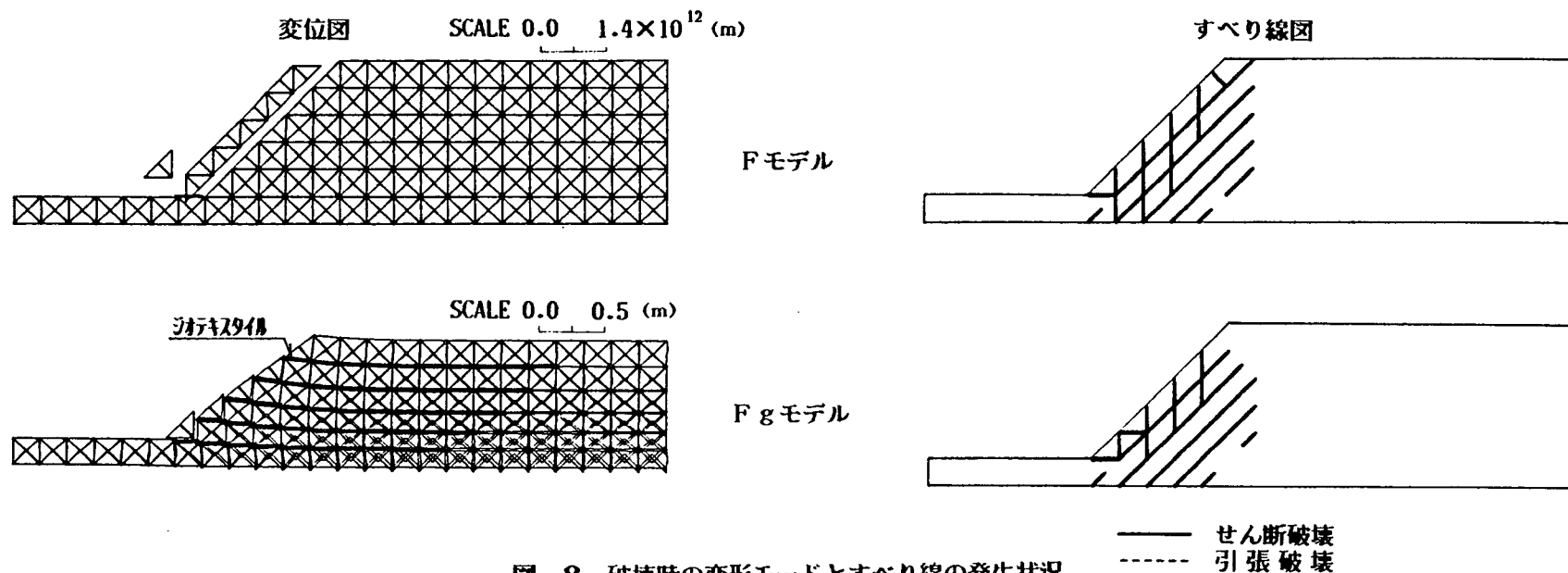


図-8 破壊時の変形モードとすべり線の発生状況

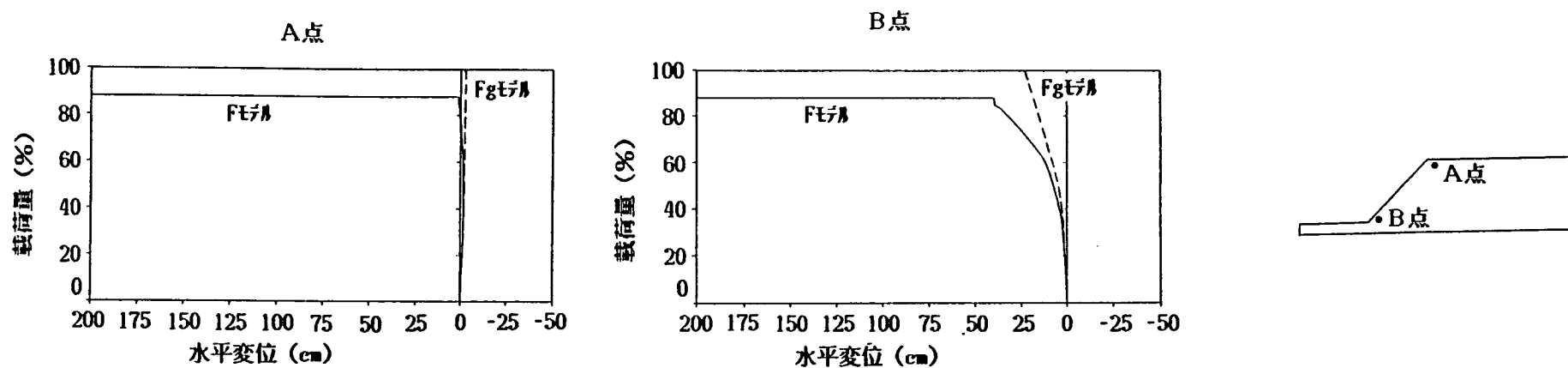
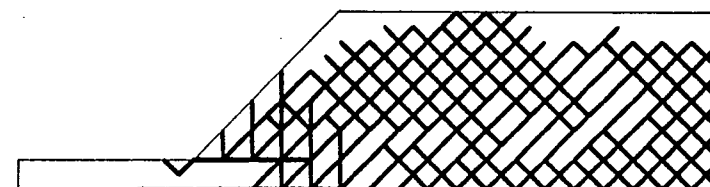
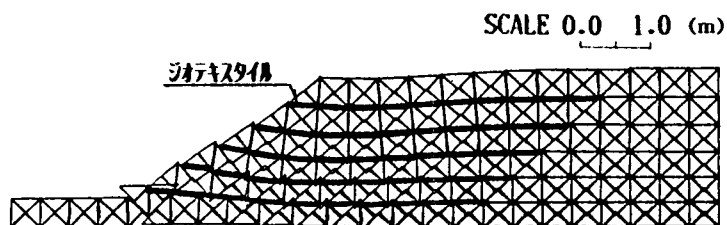
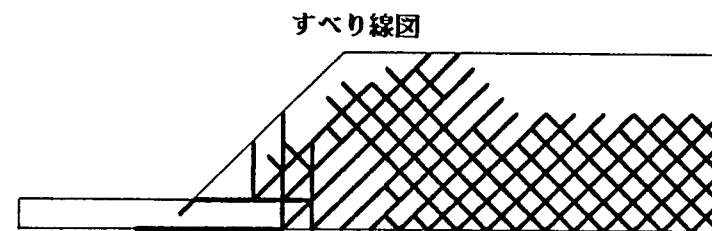
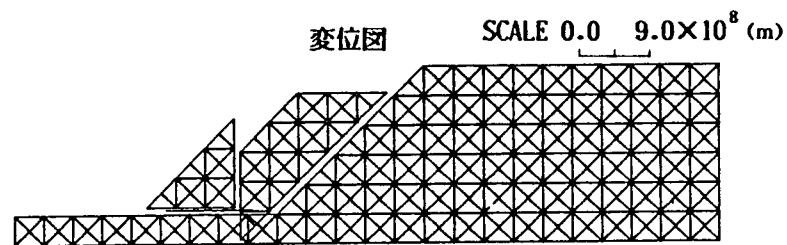


図-9 水平変位と荷重率の関係



—— せん断破壊
 - - - 引張破壊

図-10 破壊時の変形モードとすべり線の発生状況

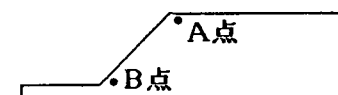
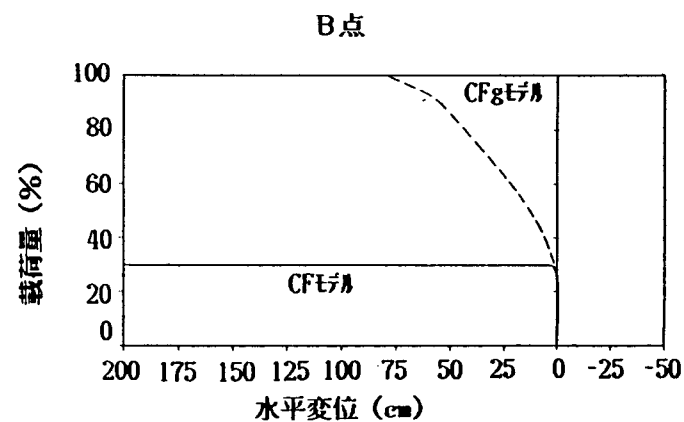
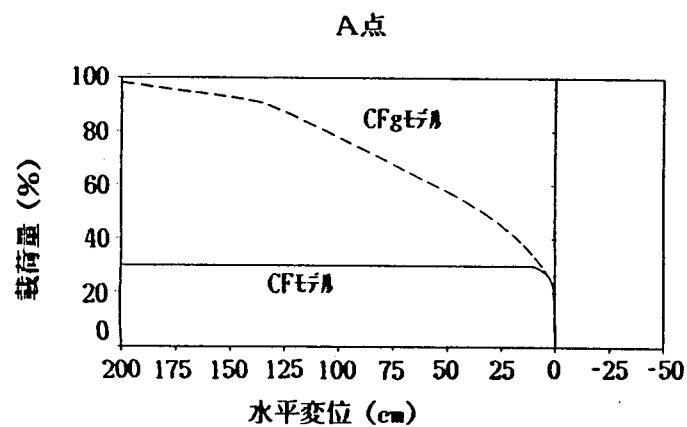


図-11 水平変位と載荷量の関係

5. 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-12に示す。 $\phi=30^\circ$ 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-13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のち擁壁下端を中心に擁壁を回転させることにより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) 解析結果

擁壁に作用する土圧合力の変化と擁壁の回転角の関係を図-14に示す。Rモデルは1/1000程度の回転角で主働土圧となり、その後は回転角の増加にもかかわらず土圧一定の主働状態を示す。これに対してG1モデル、G2モデルは主働土圧の発生まではRモデルと同じ挙動を示し、その後は回転角の増加に伴って直線的に土圧が減少している。その値は回転角が1/100で主働土圧の6割程度であり、1/50では4割程度となっている。

RモデルとG2モデルの回転角1/50付近での変位図とすべり線図を図-15に示す。変位図においては擁壁頂部付近の地盤の変位に差がみられる。すべり線図においては、Rモデルに比べるとG2モデルではせん断破壊が擁壁から離れた範囲まで発生しており、ジオテキスタイルによる影響があらわれている。また、G2モデルでは擁壁上部と地盤との境界に割離が生じている。

回転角の増加に伴う土圧分布の変化を図-16に示す。Rモデルに比べてG1、G2モデルは回転角の増加に伴い擁壁上部の土圧が大きく減少しており、主働土圧の形とは異なった性状を示している。

回転角の増加に伴う擁壁各部の土圧の変化をRモデルとG2モデルについて図-17に示す。Rモデルでは回転角の増加に伴い上部より順に主働状態となり、その後は土圧一定となる。これに対しG2モデルでは主働状態となった後も土圧が減少し、擁壁上部で土圧がゼロとなり擁壁と地盤との間に割離が生じていることを示している。

ジオテキスタイルの引張力分布を図-18に示す。主働状態が発生する回転角より大きい1/600程度の回転角から引張力が増加し始め、1/100程度においてはG1モデルでは上部2段のジオテキスタイルに引張力の増加が大きく、G2モデルでは4段とも引張力の増加が大きい。さらに回転角の増加に伴い引張力が増加し、1/50程度で最大値は4tf/m程度になっているが、ジオテキスタイルの引張強度には達していない。

(3) 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、回転角が1/1000程度で発生する主働状態まではジオテキスタイルの効果が現れないが、回転角がさらに増加するとジオテキスタイルの効果により土圧を減少させることが明らかになった。

今後の課題としては、擁壁を水平移動させた場合、施工を考慮して段階盛土を行った場合、ジオテキスタイルの長さを変化させた場合などの詳細な検討が必要と考えられる。

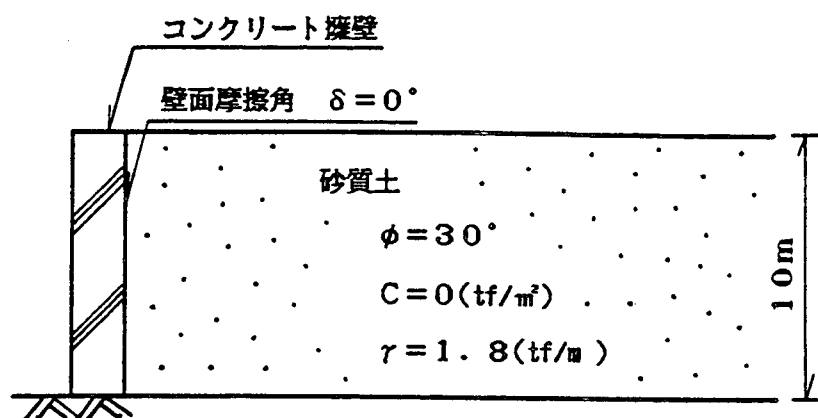


図-12 解析モデル

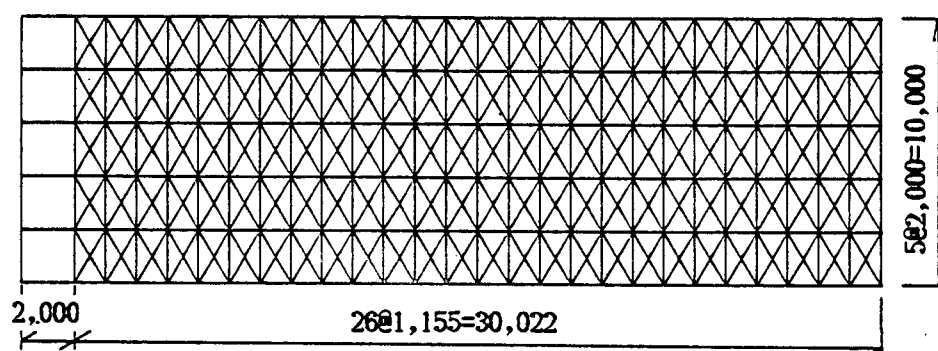


図-13 要素分割

表-2 解析ケース

R モデル	ジオテキスタイル無し
G 1 モデル	
G 2 モデル	

表-3 解析に用いた諸定数

No	変形係数 E(tf/㎡)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ(tf/㎡³)	粘着力 C(tf/㎡)	内部摩擦角 φ(°)	引張強度 St(tf/㎡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(㎡) 変形係数：E=400,000(tf/㎡²)

引張強度：St=8.0(tf/㎡)

①	②
	③
	④
	⑤
	⑥

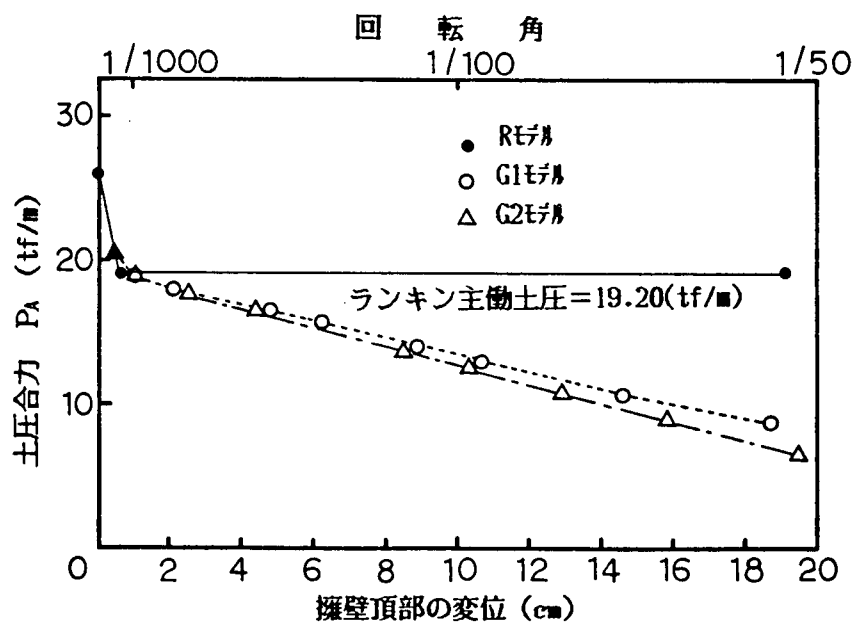
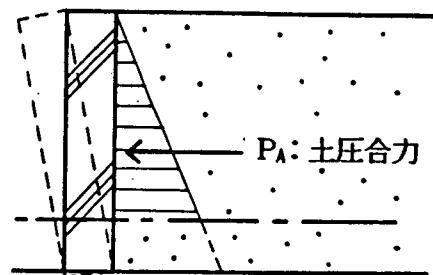
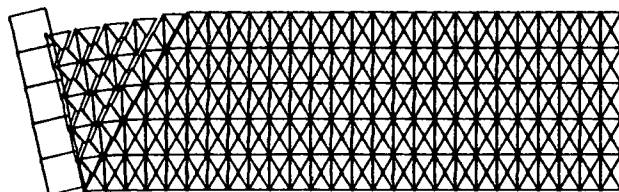
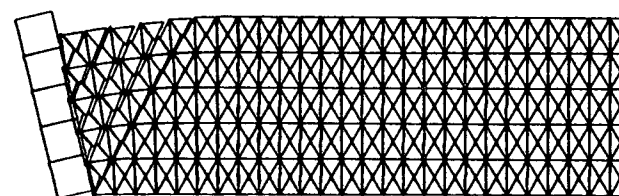


図-14 擁壁部に作用する土圧合力と擁壁の回転角

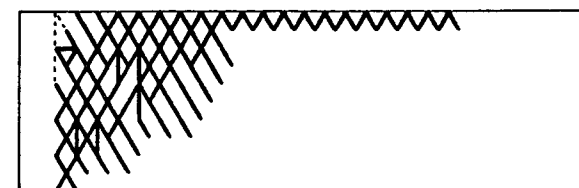
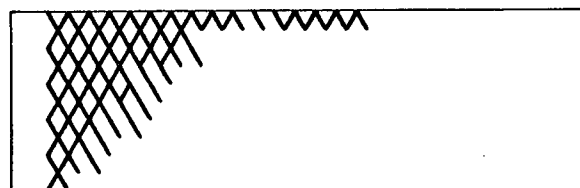
SCALE 0.0 0.3 (m)



SCALE 0.0 0.3 (m)



変位図



すべり線図

—— せん断破壊
----- 引張破壊

a. Rモデル

b. G2モデル

図-15 変位図とすべり線図

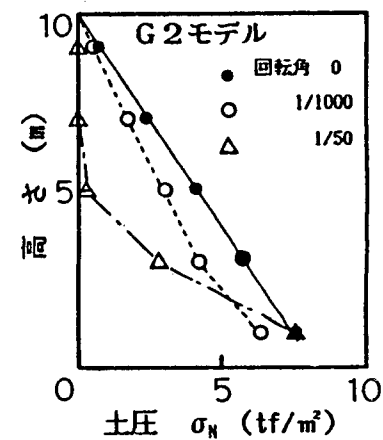
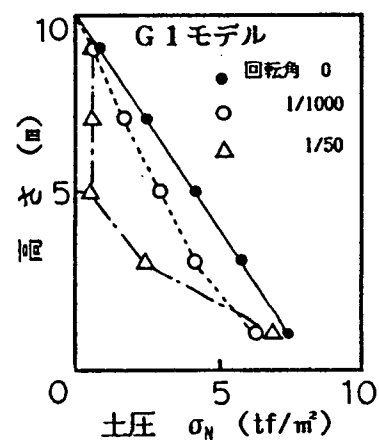
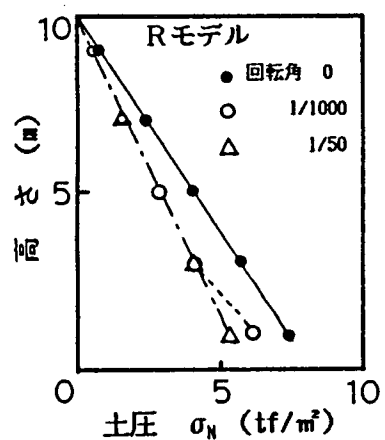


図-16 回転角の増加に伴う土圧分布の変化

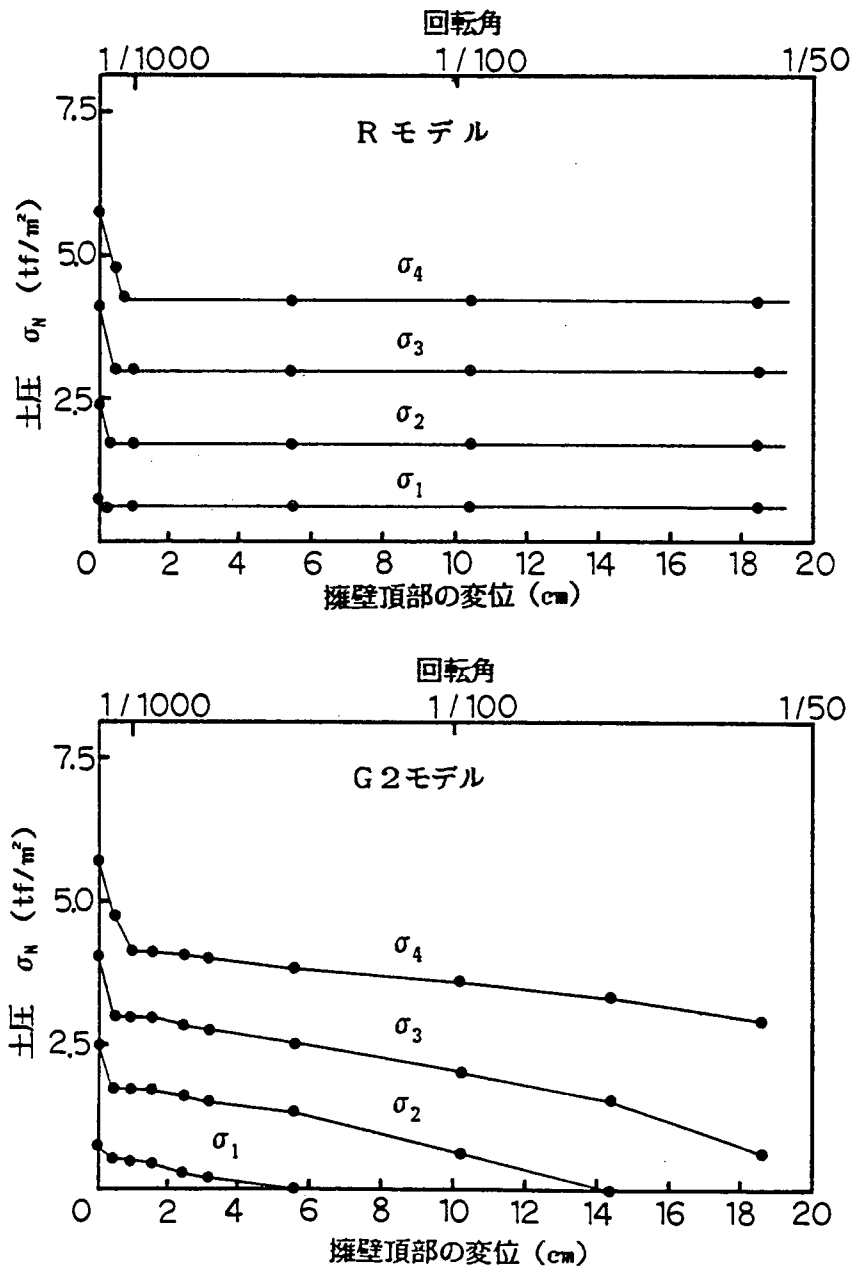
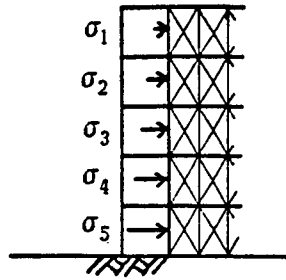


図-17 回転角の増加に伴う擁壁各部の土圧の変化

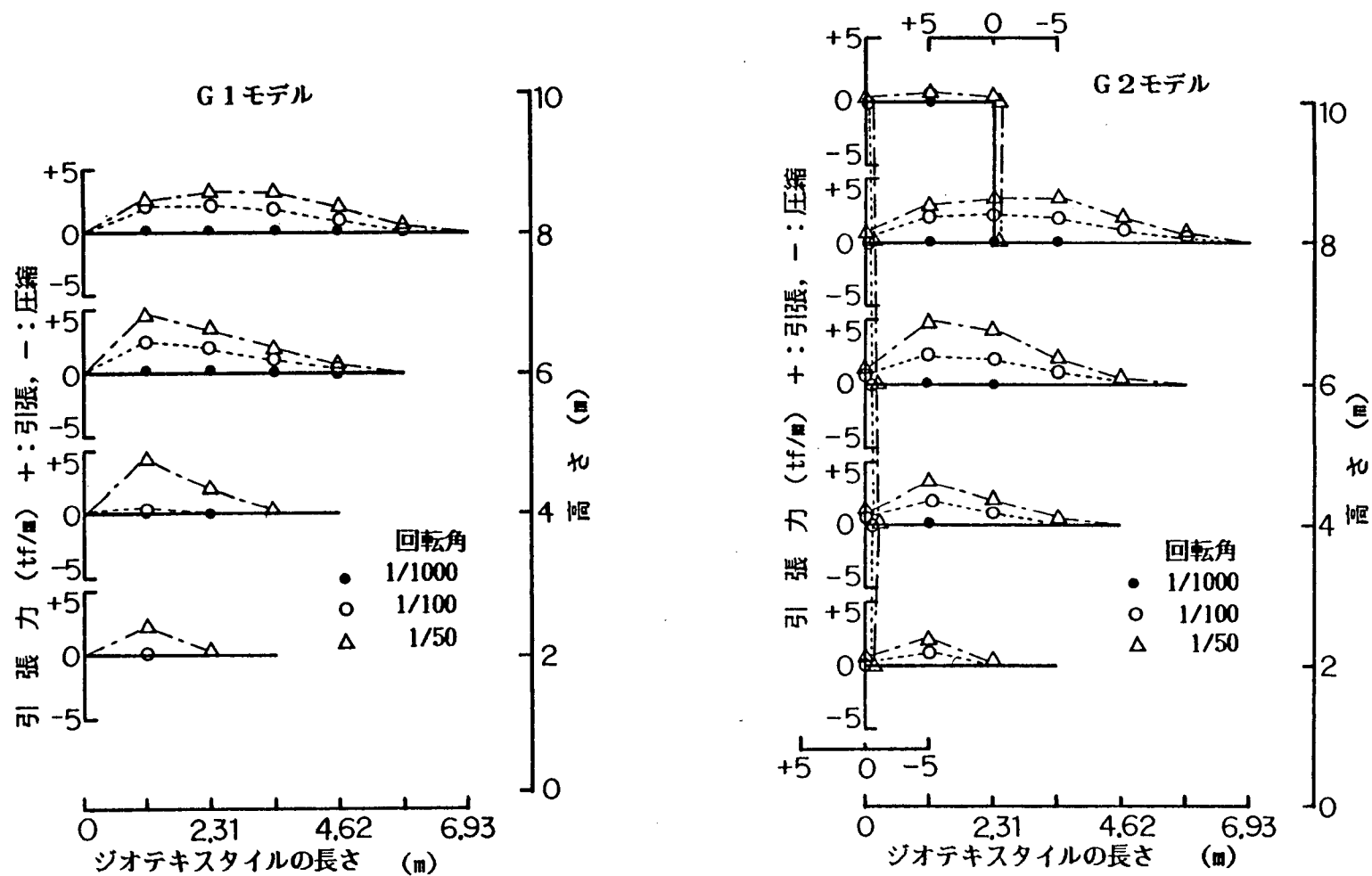


図-18 ジオテキスタイルの引張力分布

6. 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、この手法の適用性に関する基本的な検討を行った。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が示され、擁壁モデルにおいてはジオテキスタイルの効果により擁壁背面の土圧が減少することが明らかとなった。

今回の解析によりRBSM手法がジオテキスタイルを用いた土構造物の解析に適用出来る可能性が高いことが分かり、ジオテキスタイルによる効果の一部も解析的に求められた。

今後の課題を下記に記す。

- ・実際の施工段階を考慮した場合の検討を行う。
- ・実験のシミュレーション解析を実施し、実験と解析との比較対応を行う。
- ・ジオテキスタイルの検討モデルを設定し、各種のパラメータを変化させた解析を実施する。

以上の検討により、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・施工法を確立するための一助としたい。

4. 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 建設工業株式会社

1. まえがき

ジオテキスタイルを用いた盛土および基礎地盤の応力、変形については不明確な点が多いので、これを解明し設計、施工に生かしていくため、弾塑性 F E M解析を実施する。

2. 目的

盛土をジオテキスタイルで補強したとき、地盤および盛土の挙動を予測するためには、地盤および盛土の内部で、どのような現象が起きているのかを明らかにすればよい。しかし、複雑な特性を持つ土およびそれとは全く性質を異にするジオテキスタイルが、それぞれ、あるいは、両者間で示す挙動のメカニズムは極めて複雑なものであろう。従って、このメカニズムを解明することや直感的にモデル化することはなかなか難しいものと思われる。このため、条件を単純化した解析をいくつか試みることにした。

3. 解析方法

ジオテキスタイルを敷設するとき、その力学的特性をどのようなモデルで表現すべきかを洞察するためには、条件を単純化した解析を幾つも試みることに役に立つ。一方、軟弱地盤上に盛土したときの挙動に対しては、関口・太田の構成モデル¹⁾を用いた有限要素法 (F E M) による圧密解析が実測値と比較的良好な対応を示すことが報告されている。²⁾

そこで、ここでは次のような条件を設定して、F E Mによる2次元圧密解析³⁾を行った (平面ひずみ)。

- 1) ジオテキスタイルは、地表面の側方流動に対してのみ剛性を発揮するような、地盤と一体となった水平な線形トラス材料とした。よって、土～ジオテキスタイル間のすべり、ジ

オテキスタイルによる遮水性，ジオテキスタイルの材料非線形・幾何学的非線形性等はすべて無視した。

- 2) 地盤部は、関口・太田モデルの弾塑性材料で近似できるものとし、一層の均質な軟弱地盤層とした。

こうして、盛土部の挙動は見ずに、地盤の変形（地表面沈下と法尻部鉛直断面の側方変位）だけに絞って、ジオテキスタイルの敷設による影響を調べた。解析モデルと材料定数は、図-1，表-1に示す。

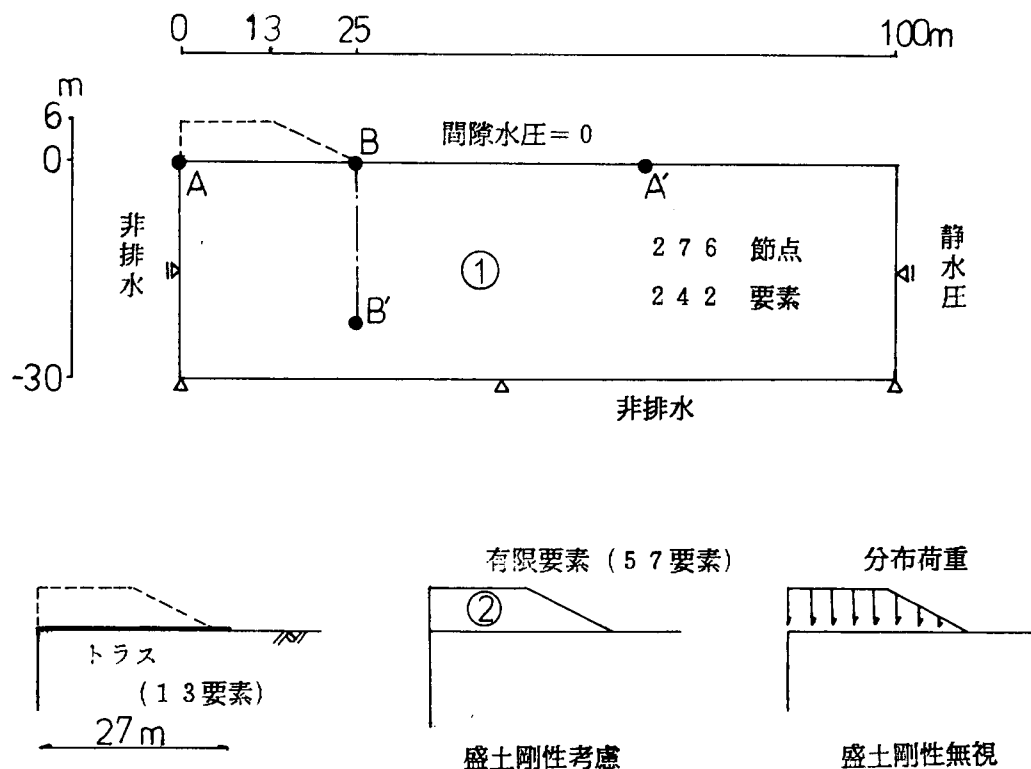


図-1 解析モデル

表-- 1 材料定数

地盤①	透水係数 $k = k_o \exp\left(-\frac{e - e_o}{\lambda}\right)$		初期間隙比 $e_o = 1.25$
	$k_o = 2.5 \times 10^{-7}$		
	圧縮指数 ($= 0.434 C_c$) $\lambda = 0.168$	膨潤指数 ($= 0.434 C_s$) $n = 0.034$	ポアソン比 $\nu' = 0.3$
	単位体積重量 $\gamma = 1.781 \text{ tf/m}^3$	圧密終了時の静止土圧係数 $K_o = 0.54$	初期の静止土圧係数 $K_i = 0.59$
	ダイレタンシー係数 $D = 0.066$	過圧密比 O.C.R. = 2	正規圧密曲線上の $e = e_o$ に対応する 平均有効主応力 $p_o = 10 \text{ tf/m}^2$
(弾塑性材料)			
盛土②	単位体積重量 $\gamma = 2.12 \text{ tf/m}^3$	透水係数 $k = 10^{-5} \text{ cm/s}$	ポアソン比 $\nu' = 0.25$
	ヤング係数 $E' = 1000 \text{ tf/m}^2$		
	(線形弾性材料)		
トラス	ヤング係数 $E = 4 \times 10^5 \text{ tf/m}^2$	断面積 $A = 2.97 \times 10^{-4} \text{ m}^2$	(線形弾性)

4. 解析結果

盛土部を有限要素で表現して、5 cm/dayの速度で徐々に盛立てたときの解析結果のうち、地表面の沈下と法尻部鉛直断面の側方変位を図-2に示す。また、盛立速度=20 cm/dayのときの解析結果を図-3に示す。同様に、盛土を荷重だけで表現した場合について、2種類の盛立速度の解析結果を図-4および図-5に示す。

これらの図より、盛土剛性を考慮した場合には、盛立速度や時間の経過によらず、トラス材の有無の影響がほとんど見られない(図-2, 図-3)。ところが、盛土剛性を無視した場合には、特に側方流動に対して、トラス材の有無の影響が現れ、そしてこの影響度は、盛立てが速いときほど大きくなる(図-4, 図-5)。ただし、いずれの場合にも、顕著な影響は見られない。また、盛土剛性の有無の影響は比較的大きい。

5. 今後の課題

これらの解析結果は単純な内容であるが、極めて重要な情報を暗示している。解析結果が物語ろうとしている情報を推測すれば、以下の2点が重要項目として挙げられよう。

- 1) 盛立ての進行に伴ない先行盛土部の剛性が低下して行くのに対し、ジオテキスタイルを敷設した場合には、この低下を抑制しているのではないだろうか。従って、これを表現すべきであろう。
- 2) 地表面沈下がほとんど変化しなかったのは、鉛直方向の剛性を無視した水平トラスで表わしたからであろう。実際には、ジオテキスタイルの敷設効果は鉛直方向にも働くのではないだろうか。従って、これを表現するようにモデル化すべきであろう。

参考文献

- 1) Sekigeh, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMFE, pp. 229-238 (preprints), 1977.
- 2) 例えば、太田 秀樹, 石井 恒久, 栃木 博, 伊藤 雅夫, 久慈 雅栄 : 軟弱地盤上の道路盛土の沈下解析, 第21回土質工学研究発表会, 1986.
- 3) 松井 幹雄 : 有限要素法による二次元弾塑性圧密解析, 前田技術研究所報, Vol. 23, pp. 9-18, 1982.

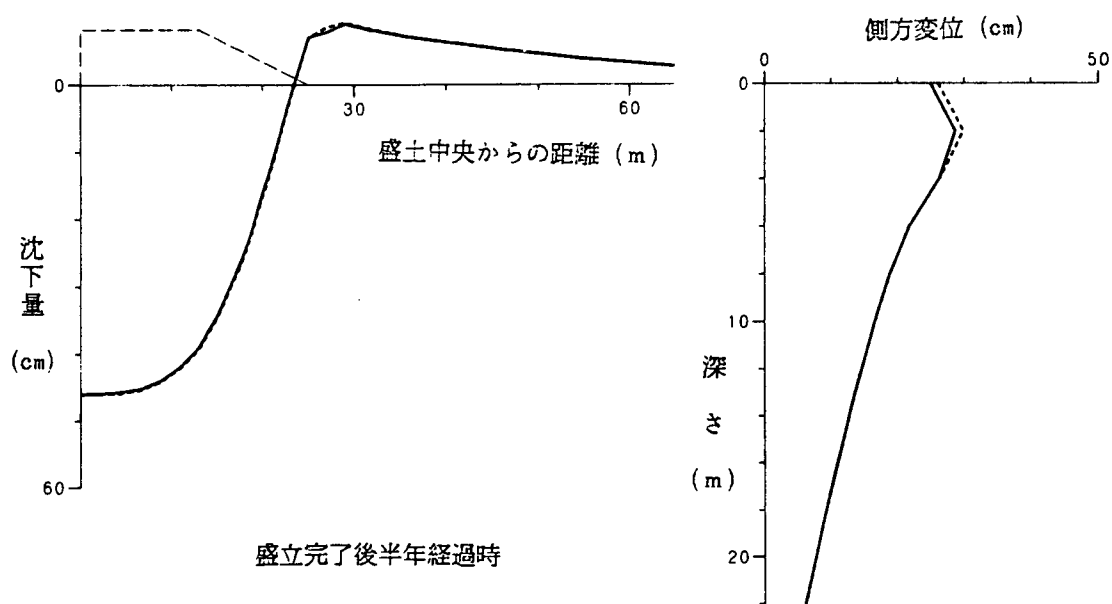
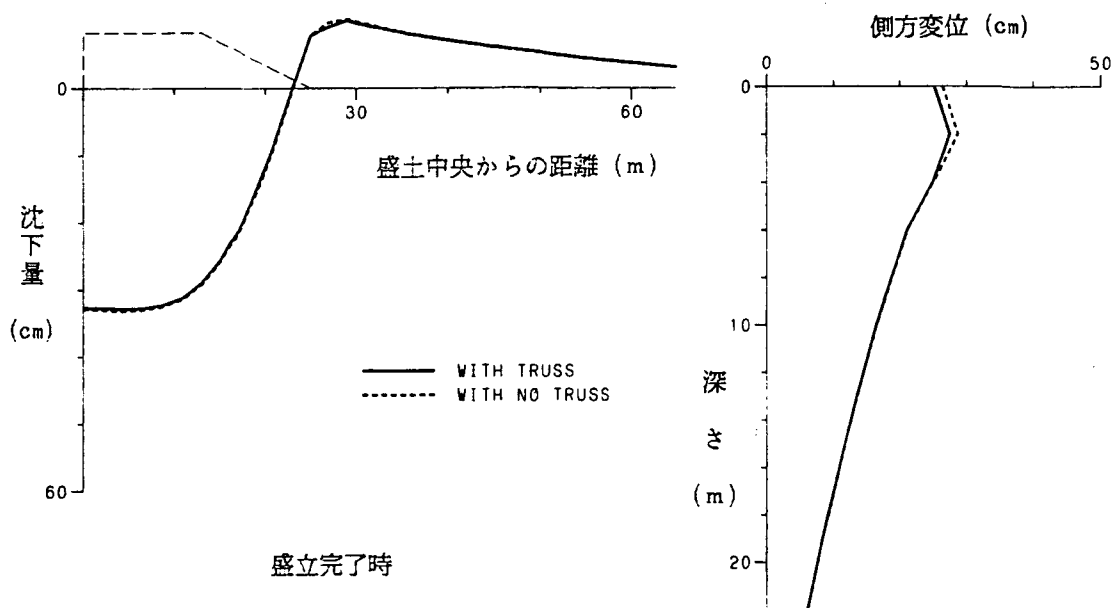


図-2 地表面(断面A-A')の沈下と法尻部(断面B-B')の側方変位

盛土剛性考慮, 盛立速度 = 5 cm/day

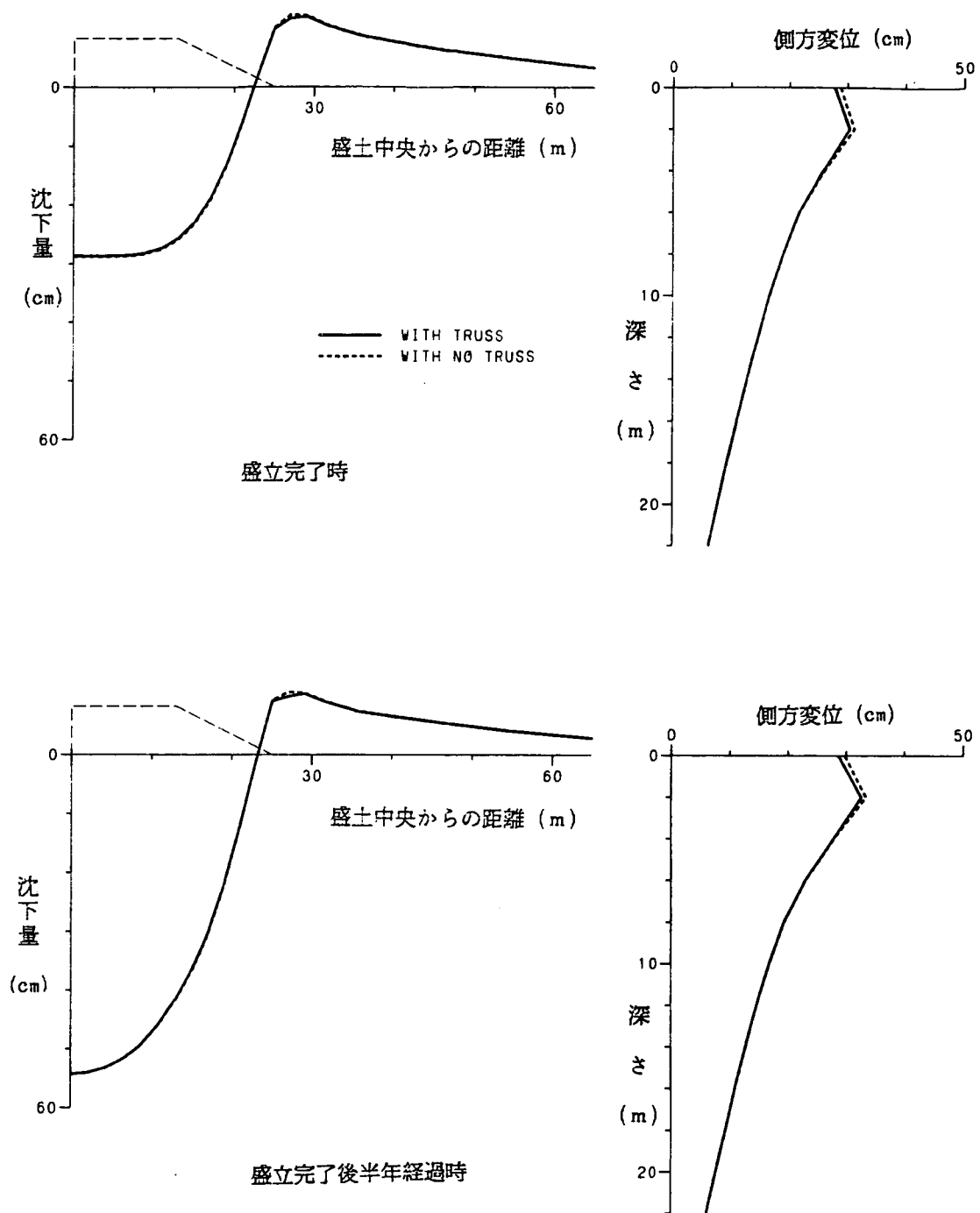


図-3 地表面(断面A-A')の沈下と法尻部(断面B-B')の側方変位

盛土剛性考慮, 盛立速度 = 20 cm/day

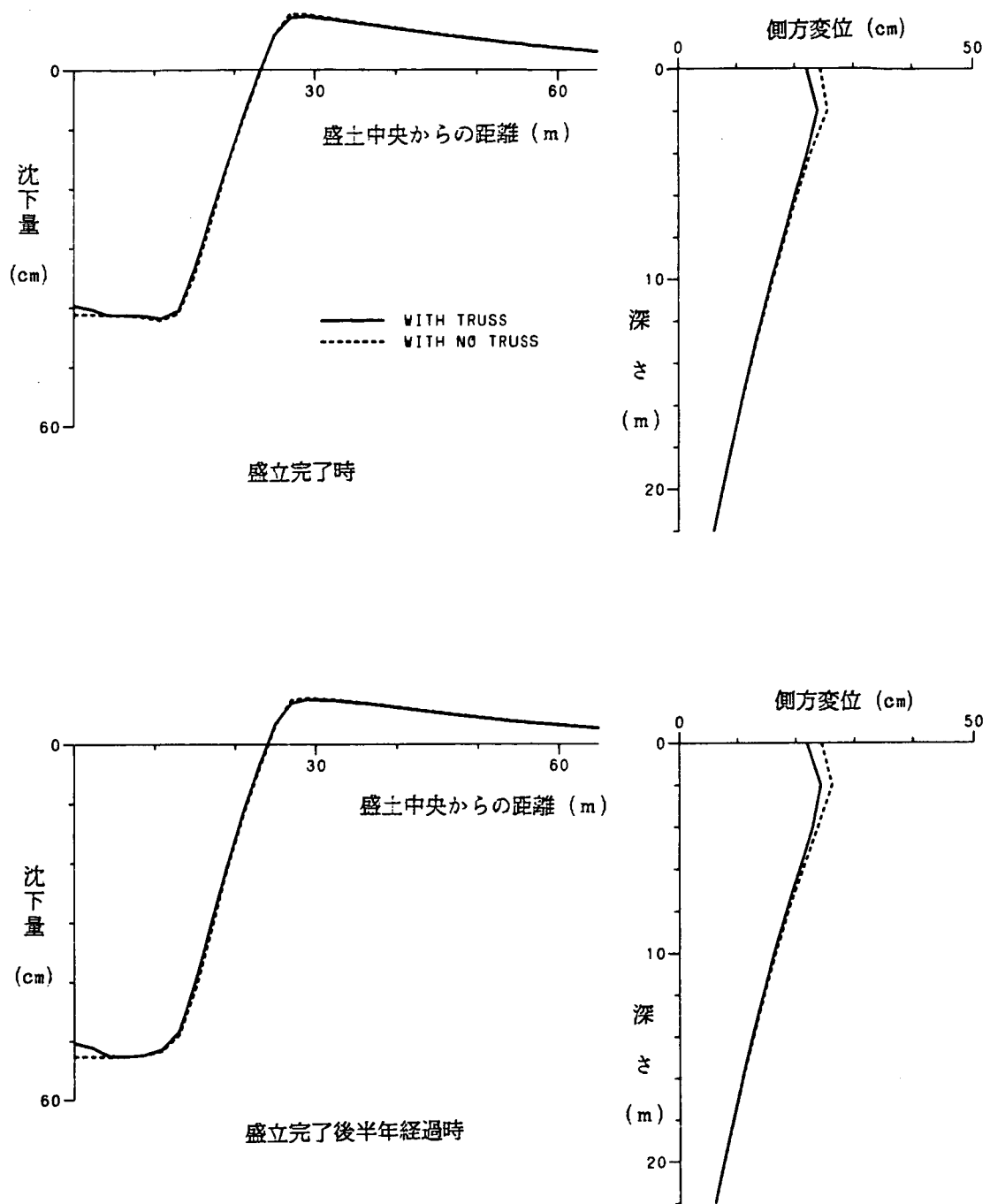


図-4 地表面 (断面 A-A') の沈下と法尻部 (断面 B-B') の側方変位

盛土剛性無視, 盛立速度 = 5 cm/day

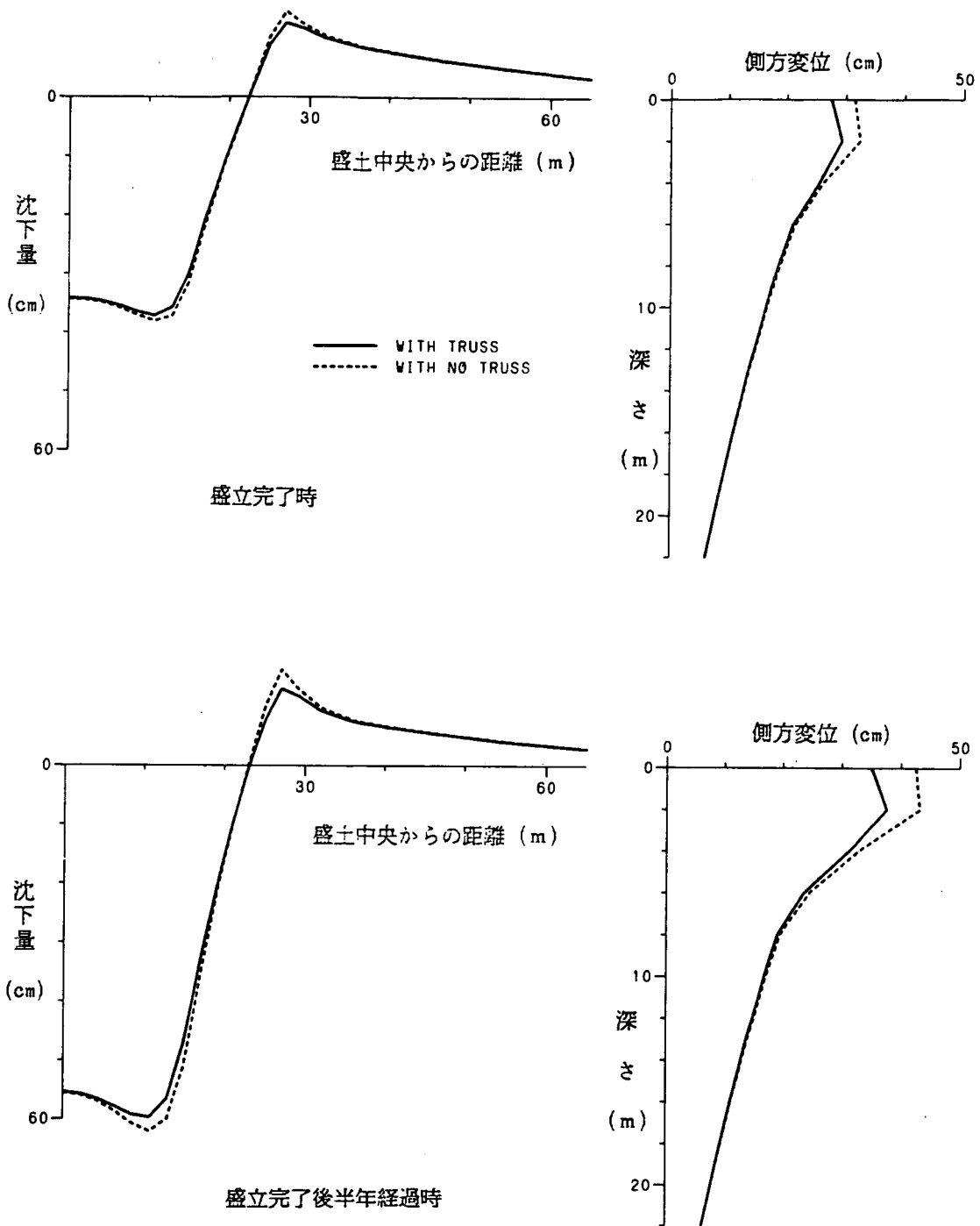


図-5 地表面(断面A-A')の沈下と法尻部(断面B-B')の側方変位

盛土剛性無視, 盛立速度 = 20 cm/day

4.2.4 繰返し載荷時の路床の変形挙動の実験的説明

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

本研究は、交通荷重に対して路床をジオテキスタイルで強化した場合の、改良効果の把握を目的に、一連の実験を計画したものである。

本報告は第一段階として、補強された標準砂供試体の三軸圧縮試験などの結果を収録したものである。

ジオテキスタイルに相当する補強材には、アルミニウム箔表面にエポキシボンドと砂によるすべり止め処理を施したものをを使った。また室内実験で試験体の母材となる標準砂は、全工程分の 270kgを一括購入し、あらかじめよく混ぜ合わせたものを使用した。

なお、実験に先立って、実験素材、すなわち砂、アルミニウム、エポキシ系樹脂に対する物性試験を行ったが、今回の報告では紙面の関係で割愛した。

2. 実験方法および材料

本報告分の実験では、試験体の母材は全て炉乾燥標準砂であり、後述三軸圧縮試験供試体の中に入れた補強材は、アルミ箔に開孔率20%の丸孔を空けてから標準砂粒子を塗付したものである。

また、試験体母材である標準砂は、相対密度で 0.8の密詰め状態に統一した。

補強供試体の三軸圧縮試験方法

まず種々の形状に加工した補強材を図-1のように三軸供試体内に設置した。この補強材の形状は、正三角柱・正四角柱・円柱の立体型と、二枚の円板の平面型の計4種である。

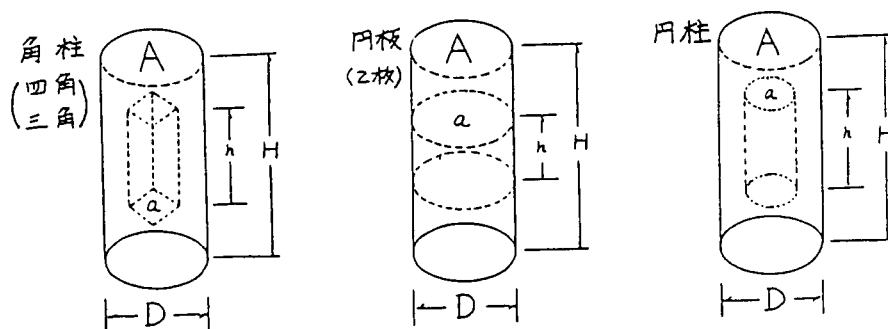


図-1 補強材設置状況

立体補強材は、それぞれ、断面積 a と高さ h を変えた4とおりの寸法で、また平面補強材は同一寸法の円板を5とおりの位置で、という設定である。図-2は円柱状に仕上げた場合の補強材を真横から見たところで、図中の丸孔の面積の合計は補強材の全面積の20%とした。

三軸圧縮試験の条件は、拘束圧が 0.5 kgf/cm^2 の等方圧のCD試験で、全供試体共通である。せん断過程は、軸ひずみが毎分 0.18% の、ひずみ制御による静的試験とした。

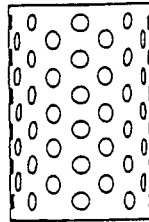


図-2 円柱型補強材

3. 実験結果

ここでは、前に触れたアルミ補強材入りの供試体に対する三軸圧縮試験結果について報告する。

静的三軸 (CD) 試験結果

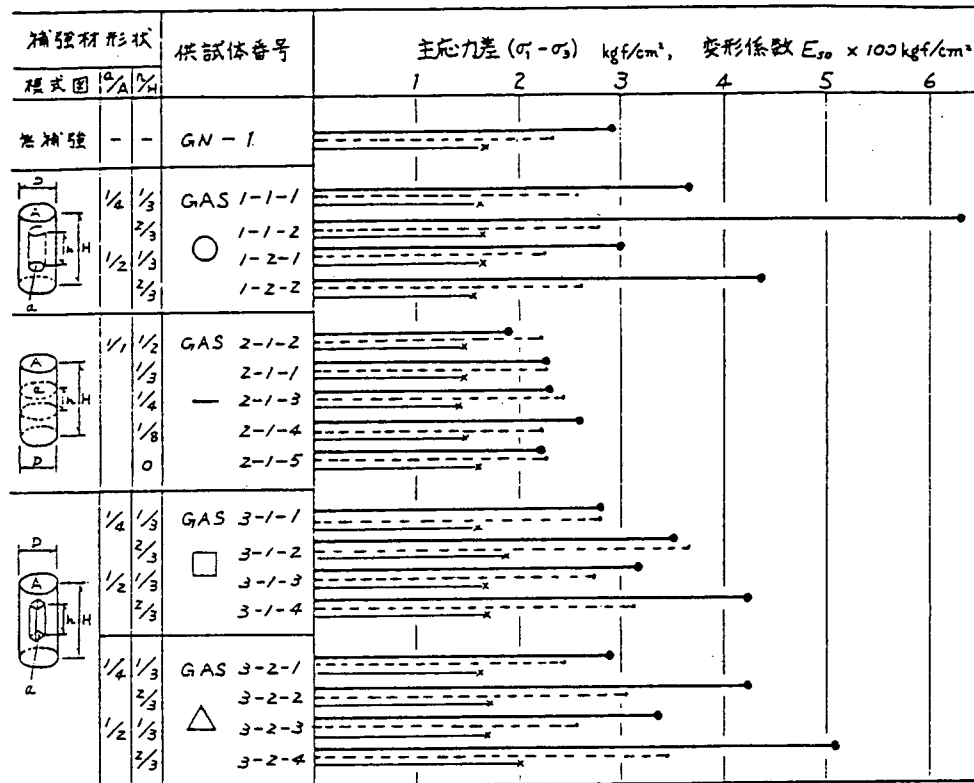
前項2で述べた方法で行った三軸圧縮試験の結果を一括して表-1に示す。

表-1 三軸圧縮試験結果一覧表

補強材の形状				供試体 番 号	主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) _f kgf/cm ²	破断 ひずみ ϵ_f %	変形係数 E_{90} kgf/cm ²	残留強度 ($\sigma_1 - \sigma_3$) _r kgf/cm ²
模 式 図	横断面	a/A	h/H					
補強材なし	—	—	—	GN-1	2.327	4.28	290.9	1.61
	○	1/4	1/3	GAS 1-1-1	2.570	3.50	367.1	1.61
			2/3	1-1-2	2.772	1.07	630.0	1.64
		1/2	1/3	1-2-1	2.253	3.92	300.4	1.70*
			2/3	1-2-2	2.619	1.61	436.5	1.56
	—	1/1	1/3	GAS 2-1-1	2.256	4.28	225.6	1.46
			1/2	2-1-2	2.231	4.86	189.1	1.46
			1/4	2-1-3	2.431	2.61	229.1	1.41
			1/8	2-1-4	2.217	2.50	257.8	1.48
			0	2-1-5	2.257	3.57	221.3	1.60
	□	1/4	1/3	GAS 3-1-1	2.794	2.50	279.4	1.60
			2/3	3-1-2	3.669	2.29	352.8	1.87*
		1/2	1/3	3-1-3	2.733	2.64	317.8	1.67
			2/3	3-1-4	3.125	1.71	422.3	1.68
	△	1/4	1/3	GAS 3-2-1	2.435	2.71	289.9	1.62
			2/3	3-2-2	3.502	2.50	423.9	1.71
		1/2	1/3	3-2-3	2.557	3.00	336.4	1.68
			2/3	3-2-4	3.457	1.79	508.4	2.01*

注) 残留強度値は、軸ひずみ ϵ が12.5%時の主応力差で、*印以外は応力のピーク以後、値が一定となり、残留強度と見なせるものである。

表中の補強材形状欄のなかの、 a と A はそれぞれ補強材の断面積（図-1）と供試体の断面積を、また h と H はそれぞれ補強材と供試体の高さを表す。つぎにこの表の主応力差と変形係数を対比し易くするために図化すると図-3のようになる。



凡例：—— E_{50} , - - - - - $(\sigma_1 - \sigma_3)f$, ———× ϵ が 12.5% 時の主応力差
 供試体寸法： $H = 14$ cm, $D = 7$ cm, 相対密度： $D_r = 0.8$, 拘束圧： $\sigma_3 = 0.5$ kgf/cm²

図-3 三軸圧縮試験結果一覽図

補強材を形状別に、円柱、円板、四角柱、三角柱の4グループに分け、図-3を大雑把に見渡すと次の傾向がうかがえる。

- (1) E_{50} の大きさは、円柱>三角柱>四角柱>円板の順である。
- (2) $(\sigma_1 \sim \sigma_3)f$ は、四角柱>三角柱>円柱>円板となるが、各グループ内でのばらつきが大きい。
- (3) $(\sigma_1 \sim \sigma_3)r$ は大同小異だが、強いて較べると円板が他よりも約10%小さい。

上記のうち、最大主応力差 ($\sigma_1 \sim \sigma_3$) f と、残留強さ ($\sigma_1 \sim \sigma_3$) r については、アルミ箔に砂をコーティングする際のちょっとした加減で、せん断過程での破断の仕方が変わり、これが値のばらつきの原因になっていると考えられる。

一方、変形係数 E_{50} に着目すると、三軸圧縮試験のせん断過程で、補強材が壊れるまえに値が決まるため、補強材の形状、寸法、位置の違いが E_{50} に顕著に反映した。また、補強供試体 17 個中 7 個の E_{50} が、無補強の場合より小さく、特に平面補強材を使った全ての供試体の E_{50} が無補強の場合を下回った。

一般的な路床ではあまり大きな荷重を扱うことは考えられず、また上述の傾向も鑑み、以後は E_{50} に着目して整理を進める。

1) 補強材の表面積と E_{50} の関係

まず、補強材を形状別に 4 グループに分け、 E_{50} と補強材表面積 SA をグループ別 (4~5 ヶ所) にそれぞれ平均してプロットしたのが図-4 である。

図から、円柱補強材は表面積のわりには補強の効率がよく、他の形状を遥かに凌いでいることが判る。

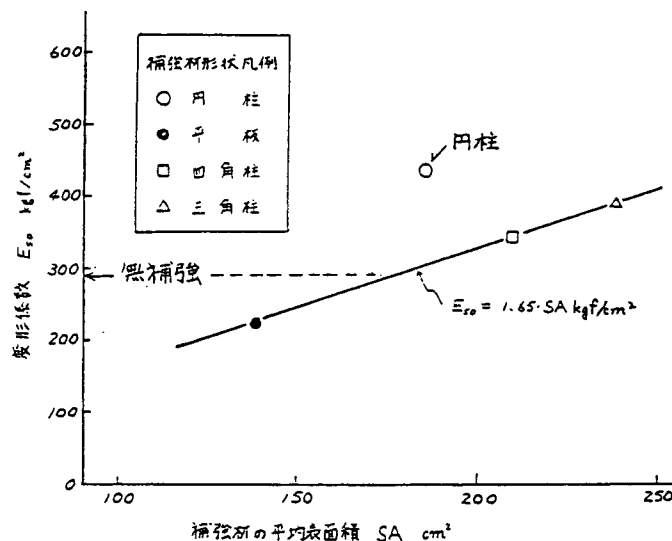


図-4 グループ別補強材表面積と変形係数関係

今回のデータでは、この円柱を除くと、補強材の形状とは無関係に、 E_{50} と SA とは比例関係にある。

本実験では、立体補強材では、1つの形状について寸法を 4 とおり、平面補強材では同一寸法のものを 5 とおりに設置場所を変えた供試体に対して三軸圧縮試験を行った。図-5 は、その全ての供試体についての E_{50} と SA との関係である。図中の a/A は、補強材の断面積の、供試体断面積に対する比であり、立体型補強材ではこの値 (a/A) が小さくて SA が大きいほど細長い形状であることを意味する。図-5 では、円柱補強材の $a/A = 1/4$ 、すなわち細長い形状では際立って大きな E_{50} が得られた。他の立体型では、 E_{50} は単に SA と比例関係にある。

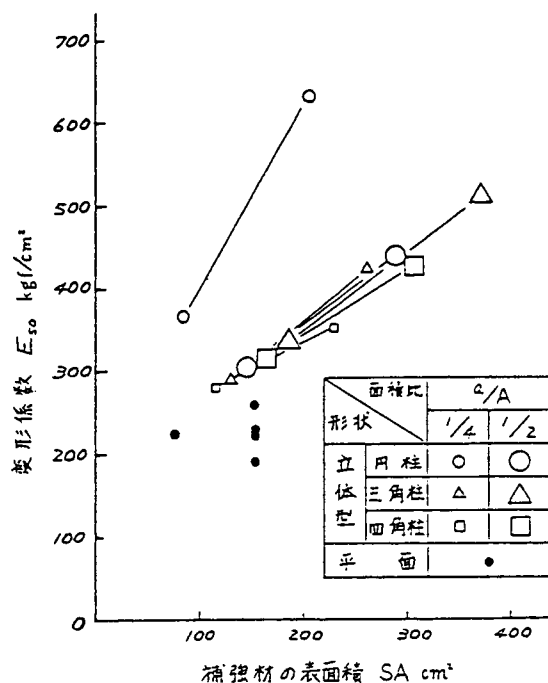


図-5 補強材表面積と変形係数の関係

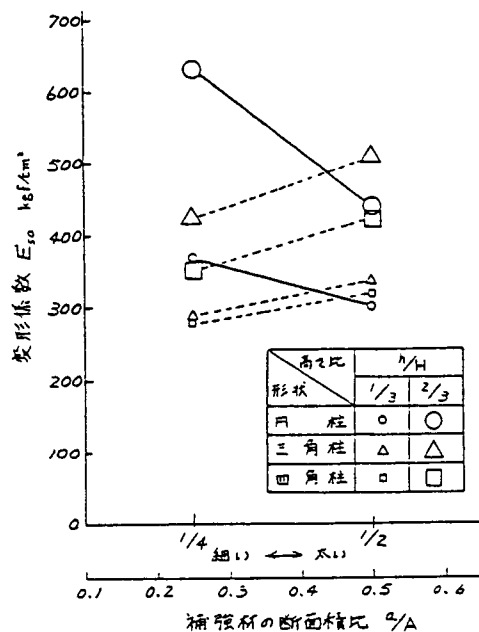


図-6 柱状補強材の太さと変形係数関係

2) 柱状補強材の太さとE50の関係

図-6は立体（柱状）補強材の太さ（ a/A ）とE50との関係を示すものである。

図中の h/H は、柱状補強材の高さの、供試体高さに対する比であり、この値が大きいほど補強材の背が高いことを意味する。同図から、円柱補強材が他とは逆の傾向を示し、形状が細長くなるほどE50が大きいことは、1)でも触れたとおりである。

3) 平面補強材の設置場所とE50の関係

図-7は、2枚の平面補強材を、三軸供試体のどの位置に設けたとき、変形係数Eが最大となるかを表したものである。図中、E 0.5%とは、応力-ひずみ線図において、軸ひずみεが0.5%時の変形係数である。また $h/H = 0$ は、2枚の補強材の間隔をしだいに狭めていって、最後に供試体中央に2枚が密着した状態、すなわち1枚であることを意味する。

図からは、 h/H が $1/8$ でE50にピークが現れてくることが判る。なお、図中の破線は、アルミ箔に砂を塗付する際の接着剤や、標準砂の入手経路が異なるもので、以前に実験した別のデータである。

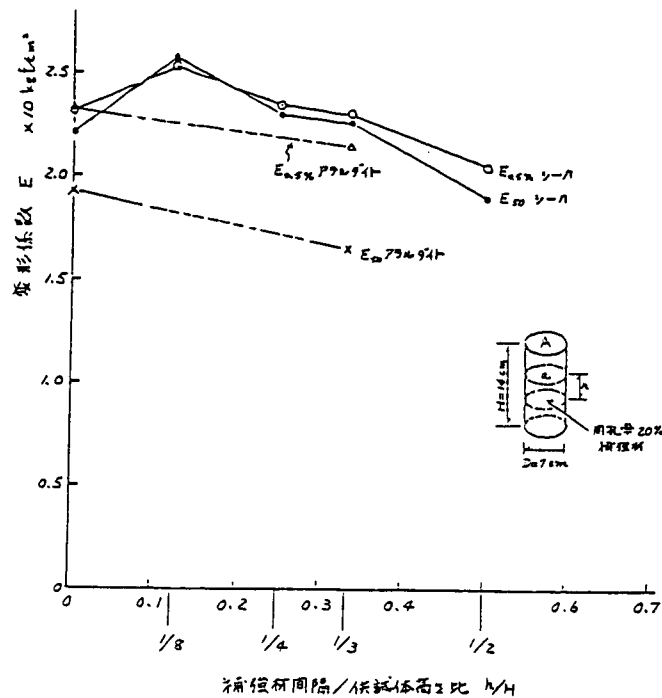


図-7 補強材間隔/供試体高さ比と変形係数の関係

4. まとめと今後の課題

- (1) 図-3にある様に、平板水平二枚補強材は、無補強の場合より変形係数が小さい。
箔の間隔を変化させた場合、箔を厚くした場合、何れも主応力差は大きくなるが、変形係数は無補強の場合より小さい。
- (2) 図-4にある様に、柱補強材による場合は、無補強の場合より変形係数は大きく、一般に補強材面積に比例する。
柱補強材のうちで、円柱補強材が四角、三角柱補強材に較べて大きい。
- (3) 図-6にある様に、円柱補強材は、径の小さい方が径の大きいものより変形係数が大きい。
図-7にある様に、平板補強材を上下2枚並べた場合、間隔の狭い方が間隔の広い方より変形係数が大きい。
- (4) ジオテキスタイルを路盤に利用する場合は、変形係数は無補強路盤より大きくなければならず、柱補強材によるのが望ましい。
- (5) 柱補強材に依る場合は、円柱補強材によるのが望ましく、円柱の径は荷重の大きさ、砂の種類などから最適値が決定されるであろう。
- (6) これらは補強材単体の静的の実験結果であり、今後連続柱体補強材、複数柱体補強材に対する静的、動的の実験が必要となろう。

4. 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

4. 3. 1 不織布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、良質な盛土材料が得られ難くただでなく、工事廃土の処理も難しくなってきたため、良質でない現地採取土および、工事廃土などで、かなりの高盛土をしなければならない場合が増えてきている。また、地価高騰にともない、用地面積の削減や、有効利用のため、急勾配高盛土にたいする重要性も増しつつある。

ジオテキスタイルを用いた補強土工法は、現場においてすでに10年近くの使用実績を持っている。

しかし、明確な設計指針が確立されないままに、現場担当者の創意工夫で使用され、それなりの効果を挙げてはいるものの、土質、高さ、勾配などの盛土状況、ジオテキスタイルの種類、ジオテキスタイルの挿入長さ、密度、角度等を十分に検討した上での使用でないため、問題の発生した現場がないわけではない。

良質とはいえない盛土材料で急勾配、高盛土を造るだけでなく、日本のように、多雨、大雪の気候条件下で完成した盛土構造物を維持管理していくうえには、浸透水、湧水の処理も大切になってくる。

そこで我々は、排水性能を持つジオテキスタイル（ポリエステル・スパンボンド）を使用して、盛土内の過剰間隙水（土中水）を系外に排水することにより、盛土材料の粘着力（C）、内部摩擦角（ ϕ ）の悪化を防止するとともに、ジオテキスタイルの持つ補強効果（土との摩擦係数、ジオテキスタイルの引張強力・縦弾性係数が関与すると思われる）を利用して、補強土工法に関する最適な設計指針を確立しようとするものである。

(2) ジオテキスタイルの利用方法と設計の現状

現時点で補強土工法的な使用方法を規格化しているのは、国鉄の層厚管理材である。

（建造物設計標準解説―土構造物 日本国有鉄道編）

層厚管理材敷設の目的は次のとおりとしている。

- 1) 一層ごとの仕上がり層厚の管理と、水平まき出しなどの施工状況を外方より確認する。
- 2) ネットの引張強度により、ブルドーザ、タイヤローラーなどの施工機械の法肩付近走行を可能にし、盛土全体を均質に、かつ十分な締固めを行う。
- 3) ネットの敷込みにより盛土全体を補強し、耐震性構造とする。
- 4) 法面崩壊や雨裂の拡大を防止する。

また、層厚管理材の材質は次のとおりに規定されている。

材 質	高密度ポリエチレン
降伏点強度	200 kg/m [1.96KN/m] 以上 (20℃)
伸 び 率	8 %以上
軟 化 点	100 ℃以上
脆化温度	-20℃以下
耐 久 性	5年以上
網 目	縦・横とも15mm～30mm
開 孔 率	70%以上

即ち、ジオネットを用いて仕上がり厚さ30cmごとに、挿入深さ2mで、水平に敷設していくことになっている。

今回の課題であるジオテキスタイル（ポリエステル・спанボンド）は排水性能を持っているので、以下のような設計方法を提案してきた。

① 水のバランス

土中への浸透水量 Q_s と、ジオテキスタイルによる排水量 Q_t が一致すれば、浸透水をすべてジオテキスタイルだけにより排水可能ということになる。

(a) 土中への浸透水量は次式で表わせられる。

$$Q_s = k_s \times S_s \times \Theta_s \quad \text{-----} \quad (1)$$

ここで k_s : 土の透水係数 [cm/sec]

S_s : 斜面の投影面積 [m²]

Θ_s : 有効時間 [sec]

(b) ジオテキスタイルによる排水量 Q_t

$$Q_t = k_t \times S_t \times \Theta_t \quad \text{-----} \quad (2)$$

ここで K_t : ジオテキスタイルの透水係数 [cm/sec]

S_t : ジオテキスタイルの有効断面積 $L_t \times t$ [m²]

L_t : ジオテキスタイルの有効長さ [m]

t : ジオテキスタイルの厚さ [m]

Θ_t : 有効時間 [sec]

(c) ジオテキスタイルの理論長

浸透水量と排水量のバランスより

$$Q_s < Q_t$$

であれば良い。

一般には $\theta_s = \theta_t$ であるから(1)、(2)式より

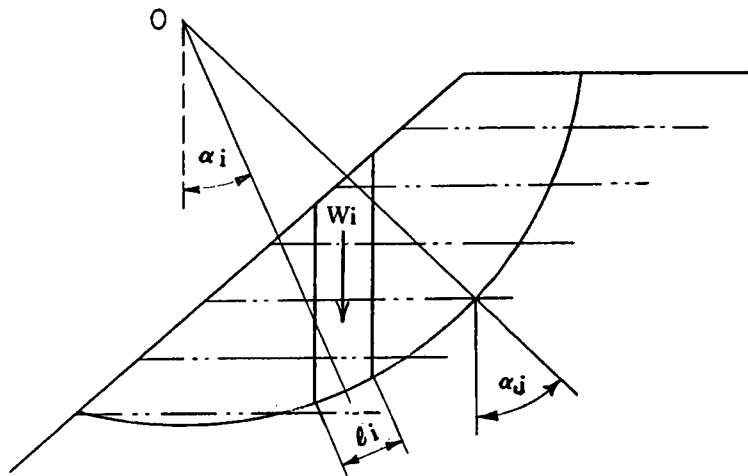
$$K_s \times S_s < k_t \times S_t \quad \dots\dots\dots (3)$$

これにより有効理論長 L_1 が求められる。

② 安定計算

円弧すべりを想定しジオテキスタイルの有無による安全率の差を比較する。この場合円弧すべり面は、ジオテキスタイルの有無により変化しないものとして計算する。また、ジオテキスタイルの挿入長さは、補強効果にのみ関係し、円弧すべり面を切るときは有効、切らない時は無効とする。

(排水の場合の有効長さとは、法面に平行な長さで、挿入長さは考慮しない。)



上図のような盛土で、点Oを中心とした円弧すべりを考える。

(a) ジオテキスタイルの無い場合

O点を中心とした右廻りのモーメント M_r と左廻りのモーメント M_l の比より安全率 F_s は(4)の式で表される。

$$F_s = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma M_l} = \frac{\Sigma \{C l_i + (W_i \cos \alpha_i - U_i l_i) \tan \phi\}}{\Sigma W_i \sin \alpha_i} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに W : 盛土の重量 [Ton/m]

C : 盛土の粘着力 [Ton/m²]

ϕ : 盛土の内部摩擦角 [°]

U : 間隙水圧 [Ton/m²]

(b) ジオテキスタイルのある場合

同様にして安全率 F_{s+t} は(5)式で表される。

$$F_{s+t} = \frac{\sum \{ C l_i + (W_i \cos \alpha_i - U_i l_i) \tan \phi \} + \sum T \cos \alpha_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad \text{----- (5)}$$

ここに T : ジオテキスタイルの引張強力 [Ton/m]

さらに(5)式は、ジオテキスタイルの曲げ剛性が土と比較して十分小さく容易に滑り面と平行になるので挿入するシート枚数を n とすると

$$F_{s+t} = \frac{\sum \{ C l_i + (W_i \cos \alpha_i - U_i l_i) \tan \phi \} + n T}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad \text{----- (6)}$$

と簡略化できる。

(5)または(6)式より所用の安全率 F_{s+t} に見合ったシートの強力およびシートの必要枚数が計算できる。例えば簡単のため(6)式で所用安全率 F_{s+t} に合致する $n T$ を求め、使用予定ジオテキスタイルの強力 T より n が求められる。

各シートに相当する法面に平行な横断長さ L_1 を図より求め

$$L_2 = \sum L_1$$

で、安全率から考えた有効理論長 L_2 が求められる。

水のバランスから求めた L_1 と安全率から求めた L_2 を比較し、大きい方を選べば安全側となる。

③ この設計法による問題点

(a) ジオテキスタイルを使用した補強効果が式の上では、ジオテキスタイルの強力だけの結果としてしか出てこない。

排水能のあるジオテキスタイルを使用した場合には、ブランクと比較して当然 C 、 ϕ の向上が期待できるわけであるが、どの程度の値を使用すべきであるか？

(簡単な C 、 ϕ のアップ率の算出方法が見いだせない)

(b) ジオテキスタイルの挿入密度・挿入方法 (例えば、上に密に、しかも長く入れるなど) ・挿入角度の検討がされていない。

(c) 滑り線がシートを切らないと、本当に補強効果はないのか？

(d) シートの強力に何を採用すべきか？

破断強力なのか？ 縦弾性係数なのか？ シートの伸びは補強効果にどのように影響するのか？

(e) この式以外に現場で簡便に使用できる理論式はないのか？

以上のような問題点を今後の実験で説明していきたい。

(3) 目 的

最終目的は、補強土工法に関するジオテキスタイル使用上の設計指針を確立することである。

(4) 実験(調査)方法

1) 過去の事例調査

昭和51年からの施工例より次に挙げる23現場を選択した。

番号	施 工 時 期	事 業 主 体	工 事 名	使用 目付
1	S51.	滋賀県彦根事務所土地改良課	滋賀県湖東地区広域農道工事	200
2	S54. 9	鹿児島県出水農林事務所	広域基幹林道長島中央線	300
3	S54.	長野県企業局美ヶ原有料道路建設事務所	長野県美ヶ原有料道路	420
4	S55. 9	日本国有鉄道静岡鉄道管理局	今の浦川橋梁改良工事	160
5	S55.10	宮崎県東臼杵農林事務所	広域基幹林道二子山西線	300
6	S55.	福井県金津町	金津町道工事	420
7	S56. 5	日本国有鉄道大阪工事事務局	福知山電車基地造成工事	300
8	S56. 9	石川県輪島林業事務所	山村振興地域代林道開設事業	300
9	S56.	高知県住宅供給公社	高知市十市川防災調節池工事	300
10	S56.	千葉県教育委員会	県立大宮高校グラウンド造成工事	200
11	S56.	農用地開発公団	盛岡市農道建設工事	300
12	S56.	北海道札幌市	市立高校グラウンド造成工事	200
13	S57. 7	北海道網走支庁耕地課	農林地一体事業豊田地区	300
14	S57. 8	石川県穴水林業事務所		300
15	S57. 9	大分県佐伯市林業課	林業関連事業中岳線	300
16	S57.10	中四国農政局広島中部台地	反田団地整備事業	210
17	S57.	山口県小野田市	小野田市東沖団地造成工事	200
18	S58. 3	高知県中央耕地事務所	春野東地区圃場整備事業	200
19	S59. 7	鹿児島県加治木農林事務所	林道長尾山線	200
20	S59.10	鹿児島県大島支庁	林道瀬戸内線	210
21	S60. 6	鹿児島県川内農林事務所	林道山田本俣線	200
22	S60. 7	鹿児島県大島支庁	林道瀬戸内線	200
23	S60. 9	鹿児島県大島支庁	林道宇検線	200

*目付：単位 g/m²

以上23例には、運動場に使用した場合のように排水機能・分離機能を期待した利用例も含まれる。

調査項目：

盛土形状の変化・維持状態を観察調査する。

現場からジオテキスタイル・盛土材を採取する。

シート物の物性測定 …………… 目付、引張強度、透水係数など物性の保持率を調査する。

採取土の試験 …………… 粒度分布、含水率、液性限界、塑性限界、比重、透水係数などを調査する。

2) 浸透土槽による実験

浸透土槽を用い高さ約3mの盛土を築き、降雨実験により浸透水の排水効果・補強効果をジオテキスタイルの挿入長さ・挿入密度・挿入方法を因子として実験する。盛土材料は、砂質土および粘性土の2水準を予定している。実験時期は昭和61年6月ないし8月に実施する。

3) フィールドテスト

(1)、(2)の知見から得られた最適条件により、フィールドテストを行い経年変化を確認する。

(5) 今後の計画

浸透土槽を使用して実験盛土を築造し、人工降雨設備を使用し、降雨により盛土が受ける影響度を調査する。

実験には、盛土中にジオテキスタイルを挿入することにより、盛土中の土中水の降雨による変化の様子、およびその際の盛土法面が受ける浸食の状況を調査する。

盛土強度は、使用する土の特性が大きく寄与しているものであり、同一の土にあっては浸透水の挙動が大きな因子になっているものと思われる。盛土中にジオテキスタイルを挿入することによって、土中水のコントロールがどこまで行えるか、またどのように挿入するのが効果的であるかを探る。

浸透水の挙動は、土質によっても大きく変わるものであるが、当実験では、粘性土および砂質土を使用し、二種類の土にジオテキスタイルを挿入した場合の浸透水の動き、築造盛土の強度を調査する。

これらのことから、ジオテキスタイルを挿入することによって、補強効果のメカニズムを確認する。確認されたメカニズムからジオテキスタイルによる補強土工法の設計指針、手法の確立に寄与していくものとする。

(6) 今年度実験の準備状況および計画

1) 盛土実験使用土の土質定数調査

今回の実験では、粘性土および砂質土を使用して行う計画をしているが、綿密な土質定数を事前に知る必要がある。

特に粘性土は、含水量の変化により粘着力（C）などの土質定数が変化しているものと思われるので、事前にその変化に対応した定数を察知しておく。

また砂質土においても、含水量の変化に応じ内部摩擦角（ ϕ ）などの定数が変化するものと想定される。これらの各土質定数が土中水の変化にともない変動する状況を調査する。

※ 予備試験項目

- (a) ふるい分け試験 …… 粒度分布、74 μ 以下の細粒分の確認
- (b) 三軸圧縮試験 …… 強度定数 C_u 、 ϕ_u 。特に含水比変化による定数の変化
- (c) 締固め試験 …… 液性限界（LL）、塑性限界（PL）、塑性指数（PI）
- (d) 透水試験 …… 降雨の浸透量

2) 浸透土槽による盛土実験

浸透土槽を用いて、高さ3mの盛土を築造し、降雨実験によって雨水の浸透状況と排水状況を測定する。土中水の降雨による変動の測定から挿入されたジオテキスタイルの挿入方法による排水機能の変化を測定する。これらの排水機能の測定より盛土の補強効果、補強能力を数値的に把握する。

※ 挿入パターン

- (a) 無補強
- (b) 現況法（国鉄建造物設計標準）図-1
- (c) 現況法のモディファイ1 図-2
- (d) 現況法のモディファイ2 図-3

※ 測定項目

- (a) 土壌水分計による土中水の経時変化
- (b) ラジオアイソトープ（RI）による土中水、密度の経時変化
- (c) 地下水位計による地下水位の経時変化
- (d) 貫入計による土の強度の経時変化
- (e) ジオテキスタイルからの排水量
- (f) ジオテキスタイルの変形状況の測定
- (f) 法面の変形状況の測定

今年度の実験は粘性土、砂質土の2水準により合計6パターンの実験を行い、ジオテキスタイルを挿入することにより、降雨による盛土体中の土中水がどのように変動するかを確認し、ジオテキスタイルが土中水に対して、どう作用しているかを確認する。

これらにより盛土体に対するジオテキスタイルの補強効果をテーブル上で推定する。

3) フィールドテスト

1)、2)の知見により得られた最適条件により、現場において盛土にシートを挿入して補強盛土を築造して盛土実験で得られた知見を現場にて実証する。

图-1

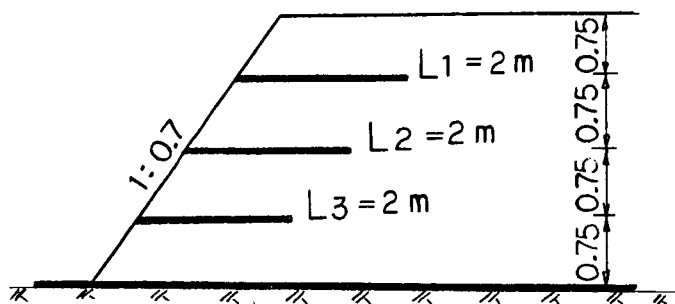


图-2

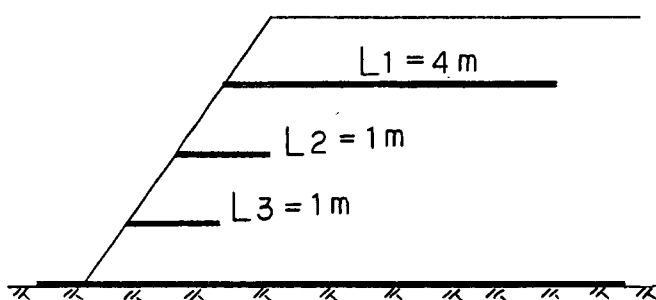
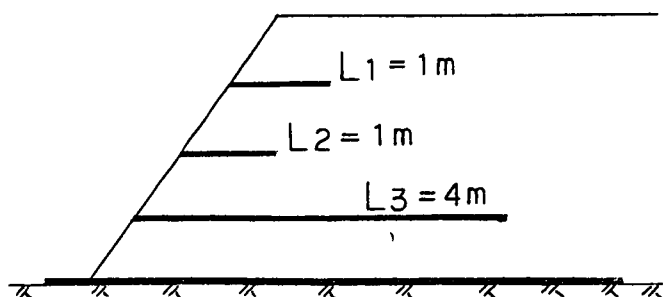


图-3



4. 3. 2 ポリマーグリッドを用いた盛土補強工法の開発

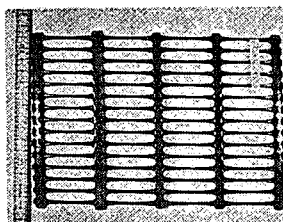
建設省土木研究所 土質研究室
東 急 建 設 株 式 会 社
三井石油化学工業株式会社
復 建 調 査 設 計 株 式 会 社

(1) まえがき

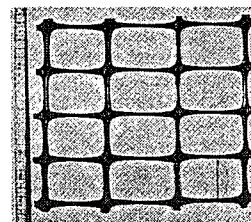
ポリマーグリッド (Polymergrid) は、土の補強用に1979年に英国で開発された高強度の樹脂ネットで、ジオグリッド (geogrid) と呼ばれることもある。製品は、写真-1に示すように、ポリプロピレンまたは高密度ポリエチレンの板に孔をあけたものを加熱しながら一軸または二軸方向に延伸したもので、軟鋼に近い引張り強度と剛性の高さを有している。また、格子状のため、土中において土との間で優れたインターロッキング効果を発揮する。

ポリマーグリッドを用いた補強土工法としては、盛土内あるいは土留めや擁壁の裏込め内に敷き込んだり、ポリマーグリッドで蛇かごを作り、その中に砂礫や栗石を入れたものを積み重ねて盛土や路盤の強化をはかる工法などが提案されている。また、軟弱地盤のすべりや沈下防止を目的とした使用例もある。

本研究は、ポリマーグリッドの利用が考えられる数多くの用途のうち、ポリマーグリッドを用いた盛土の補強工法の開発をめざすものである。これにより、豪雨や地震などの災害に強く、しかも植生の導入による景観に優れた盛土の造成が可能になる。さらに、十分な安定性を有する盛土が従来より急勾配で築造できるようになるので、用地の有効利用の面からもちろしめない効果をうむものと考えられる。



(a) 一軸延伸品



(b) 二軸延伸品

写真-1 ポリマーグリッドの2例

(2) 研究目的

ポリマーグリッドによる盛土の補強法としては、従来から、ポリマーグリッドを盛土内に層状に敷き込む方法や、ポリマーグリッドで蛇かごやふとんかごを作り、それを積み重ねてのり面を形成する方法などが提案されている。これらは、それぞれに特有の長所をもつ優れた工法であるが、前者はのり面保護を適切に行わないと土の抜け出しや表面浸食に対して弱いことが指摘されており、後者は応急復旧的な工事に適している反面、自然なりの面の形成や植生が難しいというきらいがある。そこで本研究では、補強の本来の目的であるすべり破壊に対して強いことに加えて、土の抜け出しや表面浸食等に強く、しかも植生が行えるという長所もあわせもつポリマーグリッドによる新しい盛土補強工法を提案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を実施する。

今年度は、研究の初年度のため、今後の一連の実験条件を設定するための基礎データを得ることを目的として、ポリマーグリッドによる補強盛土と無補強の盛土を対象に人工降雨を加えた大型盛土崩壊予備実験を行った。

(3) 実験方法

1) 盛土材の材料特性

実験に用いる盛土材には、盛土築造時にすべり安全率 F_s が 1.0 以上となり、また降雨実験時には F_s が 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が適する。また、盛土材の締固め密度管理の容易なことも実験上重要な因子となる。このような観点から、盛土材として、茨城県稲敷郡江戸崎町地内に分布する山砂を選定した。この盛土材の土性は、表-1に示すとおりである。図 3.1は、実験に用いた盛土材と過去の調査からのりすべりを生じた土との粒度特性を比較したものであり、当盛土材は、堤体のりすべりを過去に生じた土の範囲内となる。

締固め度を80%以下に調整することとし、事前にプレートコンパクターを用いた転圧試験を実施した。これより、乾燥密度 ρ_d を 1.25 t/m^3 に調整し、三軸圧縮試験(CU条件)を行った。自然状態($S_r=57\%$)では、 $c_{cu}=0.10 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi_{cu}=19.5^\circ$ 、また、飽和状態では、 $c_{cu}=0.11 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi_{cu}=10.8^\circ$ であり、飽和度の上昇によって内部摩擦角の低下が著しいことが分かる。

表-1 盛土材の土性

自然含水比 ω (%)		24.32
土粒子の比重 G_s		2.698
粒度特性	礫 分 (%)	1
	砂 分 (%)	70
	シルト分 (%)	20
	粘土分 (%)	9
	最大粒径 (mm)	4.76
	均等係数 U_c	27.3
	曲率係数 $U_{c'}$	5.5
締固め特性	試験方法	1・5・b
	最適含水比 ω_{opt} (%)	18.6
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (t/m^3)	1.640
透水係数 k (cm/s)		1.45×10^{-4}

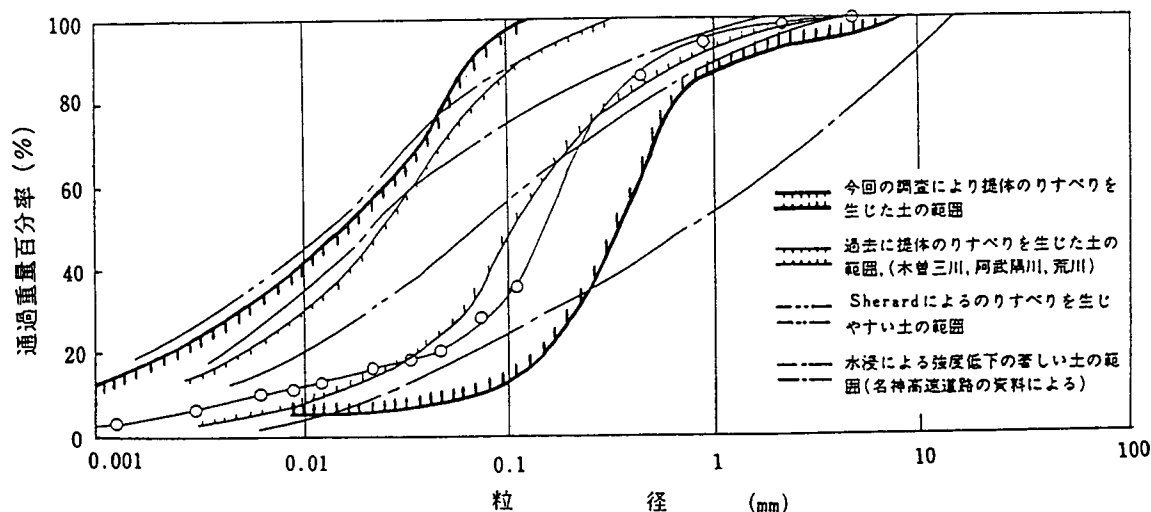


図-1 盛土材の粒度曲線

2) 補強材の材料特性

実験に用いた補強材は、写真 1.1 に示す二軸延伸のポリマーグリッドである。従来の未延伸のポリマーネットの強度に対して 3~6 倍に強化されている。図-2 は、盛土材の応力~ひずみ関係と補強材の荷重~ひずみ関係を対比したものである。ピーク時のひずみは、盛土材では 2~5%、また補強材では 10% であり、後者の方が大きめの値を示している。補強材のスティッフネス J は、福田ら¹⁾の実験結果を参考とし、76 tf/m を採用する。

3) 実験方法

実験には長さ 16 m、幅 8 m、深さ 2.6 m の土槽を用いた。これを図-3 に示すようにブロック壁で 4 分割し、4 ケースの盛土実験に供した。盛土の規模は図 3.4 に示すように高さ 3 m、のり勾配 1:0.7 である。ケース 1 は無補強、ケース 2 は高さ 75 cm 間隔に長さ 1 m のポリマーグリッドを 3 層敷設するものである。また、ケース 3 および 4 は、長さ 2 m および 3 m のポリマーグリッドをケース 2 と同様な方法で敷設するものである。盛土築造後、降雨に伴う各ケースの盛土の安定性を比較検討するために、15mm/hr の降雨実験を行った。

計測は、盛土中から降雨中にわたるポリマーグリッドの補強効果を評価するための箔ひずみゲージ（共和電業製：KFC-1-C1-11）、R I による降雨中の飽和度の計測、および水位計による水位の計測の 3 項目について行った。各計測器の配置は図-3 および 4 に示すとおりである。ひずみの計測は静ひずみ測定器（東京測器製）にて自動集録した。また、降雨中には盛土の変状を観察、記録した。

表-2 補強材の材料特性

単位面積当たりの重量(gf/m ²)		320
単位幅当たりの引張り強度 Tf (tf/m)	縦方向	1.5
	横方向	2.8
ピーク時のひずみ ε f (%)	縦方向	10
	横方向	10

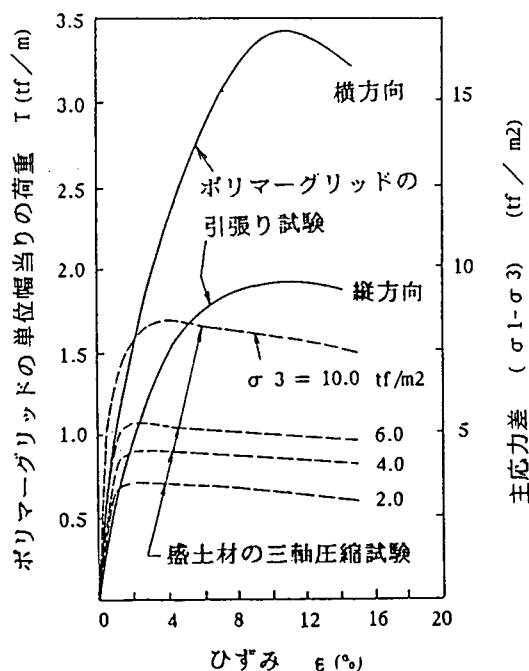
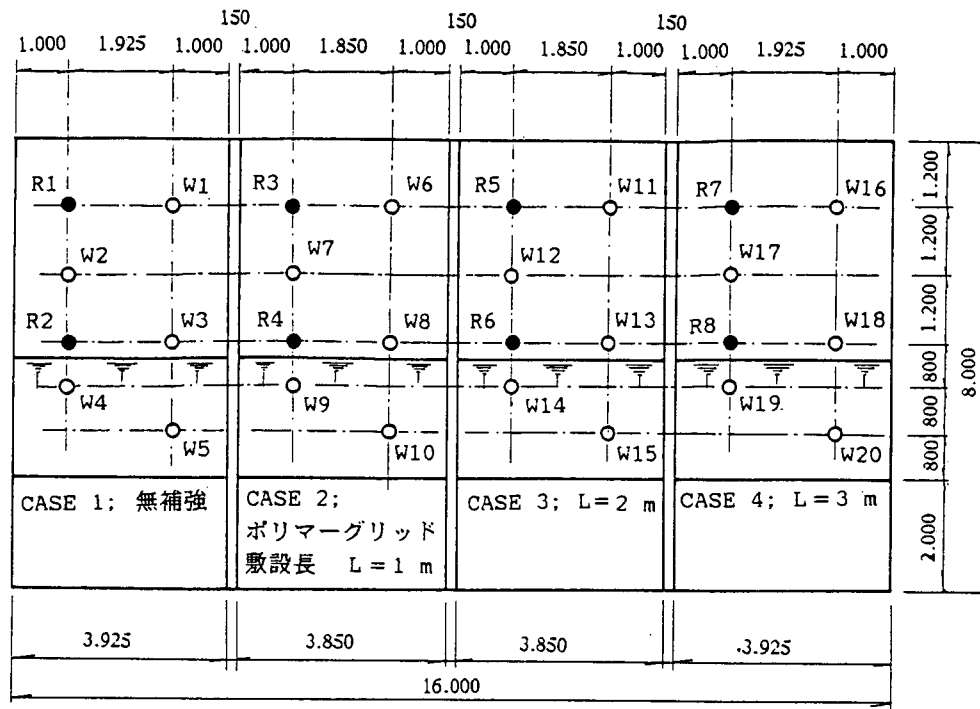
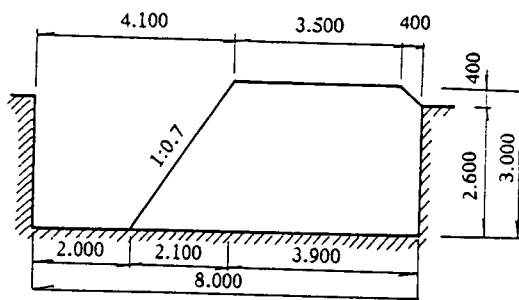


図-2 盛土材と補強材との応力、荷重~ひずみ関係の比較

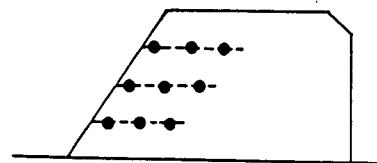


R; RI測定用鋼管 W; 水位測定用塩ビパイプ

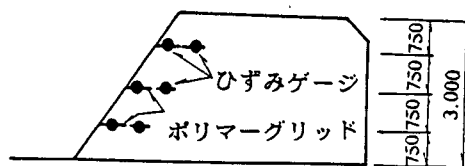
図 - 3 計測器の配置



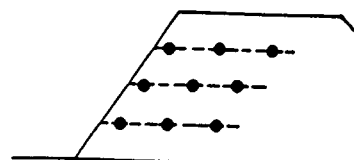
CASE 1; 無補強



CASE 3; L = 2 m



CASE 2; ポリマーグリッド敷設長 L = 1 m



CASE 4; L = 3 m

図 - 4 実験盛土の条件

(4) 実験結果

1) ポリマーグリッドのひずみの経時変化の一例

図-5は Case 3の盛土における累積降雨量とポリマーグリッドのひずみの経時変化を示したものである。降雨開始後、比例的にひずみは増加している。18 時間後に降雨を中断したが、ひずみはその後約 6 時間経過した時点で定常状態となっている。降雨開始後累積降雨量が約350mmに達した時点より、のり面近傍のひずみ (No.22(下), No.23(中), No.26(上)) に著しい変化がみられる。これはのり面表層部分の崩落に起因するものである。ひずみの最大値は0.7%程度と小さいものであった。

2) 盛土の変形と飽和度およびポリマーグリッドのひずみ分布

<降雨実験前> (表-3参照)

降雨実験前の状況を表-3に示した。これより飽和度 S_r は、全ケースとも55~60%であった。ポリマーグリッドのひずみは、降雨実験開始時を初期値0とした。

浸潤前線は、雨水浸透に伴ないR I 測定値が降雨開始時の測定値と比較し極端な差が出た時を以て浸潤前線が通過したとした。

<Case 1崩壊時> (表-4参照)

Case 1の崩壊時の状況を表-4に示した。その崩壊形態は、崩壊前には法尻がわずかに洗掘されているだけで天端上にクラックは見られない状態から短時間に崩壊するといった特徴を示した。崩壊厚は最大30 cm であり、表層崩壊であった。その際、Case 2~4の盛土では法尻がわずかに洗掘されているだけであった。浸潤前線は全ケースにおいて、のり面より深さ50~60 cm まで進行しているが、盛土下部に水位は見られなかった。

次にポリマーグリッドのひずみ分布を比較すると、Case 2のひずみは、Case 3, 4より小さい値を示している。Case 2の ϵ_{max} の位置は不明瞭ではあるが、補強領域の背面側に沿う位置にみられる。またCase 3 および 4における ϵ_{max} の位置はCase 1のすべり面位置よりはCase 2の ϵ_{max} に類似した位置となっているようである。

<Case 2崩壊時> (表-5参照)

Case 2の崩壊時の状況を表-5に示した。その崩壊形態は、崩壊直前までは下段のポリマーグリッド下まで法尻の洗掘が進行し、盛土天端には法尻から95 cmの位置にクラックが発生し補強領域が一体となって壊落するものであった。崩壊の最大厚さは1 mであった。一方、Case 3, 4の盛土は共に法尻の洗掘が進み、下段のポリマーグリッド下がオーバーハング状態となり、また下段、中段ポリマーグリッド間では表層の小崩落がおこり、盛土の変形が進んでいる状態であった。Case 3では、盛土天端上ののり肩から2 m の位置にクラックが発生し、Case 2崩壊時には2 cmの段差ができた。Case 4にはクラックは見られなかった。浸潤前線はかなり降下しているが、盛土中に水位面はまだ形成されていない。ここで、Case 2の崩壊およびCase 3, 4の法尻の洗掘、ポリマーグリッド間の小崩落は、飽和度80%以上のところで起こっていた。

Case 3, 4のポリマーグリッドのひずみ分布は、上記盛土の変形に対応して増加する傾向が見られた。

＜降雨実験終了前＞（表-6 参照）

Case 3, 4の盛土のり面の各ポリマーグリッド間では表層の小崩落が続き、それがのり肩まで及んだ。Case 3では盛土天端上のクラックが広がり、その段差は5 cmになった。Case 4にクラックは見られず、のり肩部での沈下量は8 cm、法奥では5 cmとなり、ややのり面に向かって傾斜を生じた。

飽和度および水位の状況は、飽和度60 %以下のまだ浸潤前線の通過していないところが、Case 4にわずかに見られるだけで、浸潤前線は盛土底部に到達し、底部では高さ 40~54 cmの水位面を形成するものであった。

Case 3ののり肩から2 mの位置に発生した天端クラックは、のり尻およびのり面の各ポリマーグリッド間の洗掘と小崩落の繰り返しのによって、のり面表層の抑えがなくなり盛土の変形が進行し、補強領域が一体となって、すべった為と考えられる。ひずみの分布は、上段のポリマーグリッドではCase 2崩壊時と比較して小さくなり、中段ではあまり変化がなく、また下段では大きくなっている。このことから、潜在すべり面の位置は、補強領域内の ϵ_{max} を結ぶ位置のみならず、天端クラックから中段のポリマーグリッドの背面を通り、かつ下段の ϵ_{max} の位置を通る2通りが考えられる。

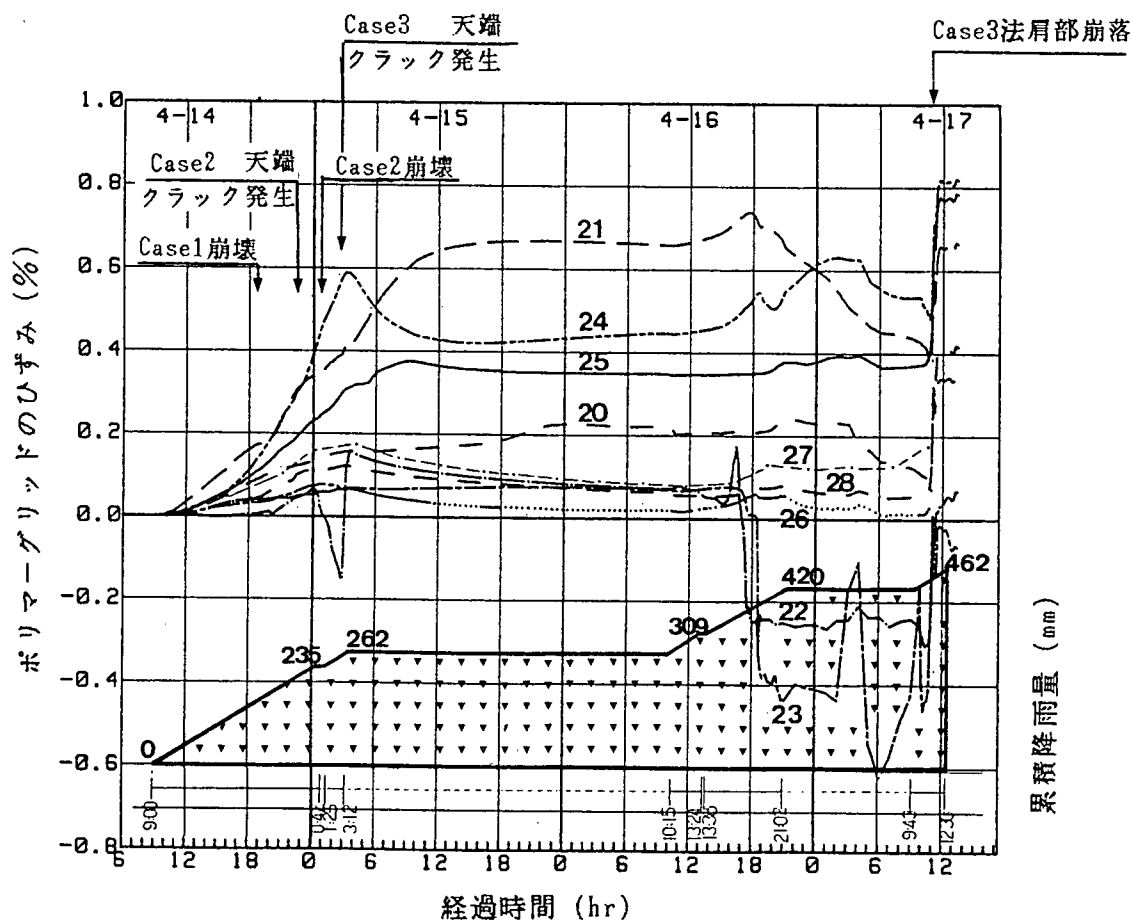


図-5 累積降雨量とひずみの経時変化 (Case3)

表-3 盛土内の飽和度およびポリマーグリッドのひずみ分布

4月14日 9時 降雨実験開始時 累積降雨量 0mm

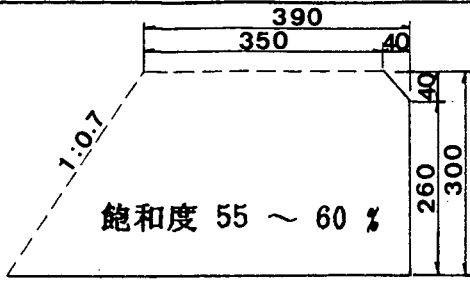
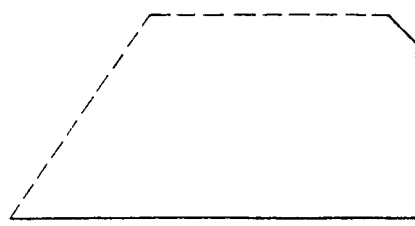
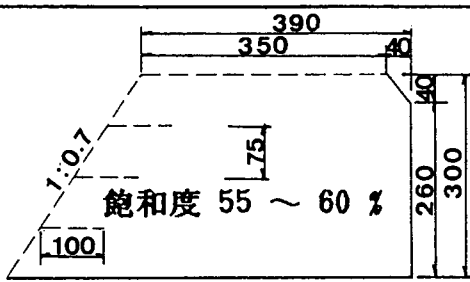
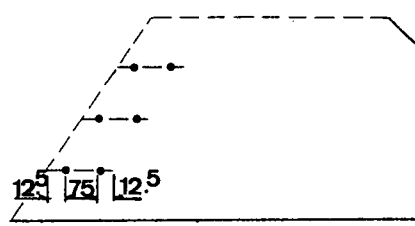
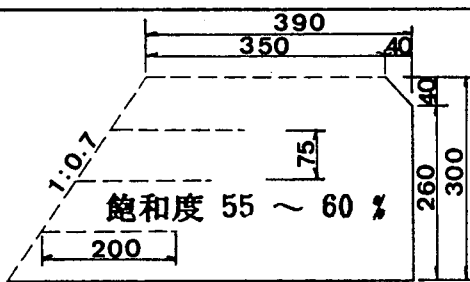
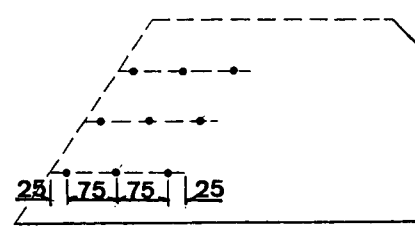
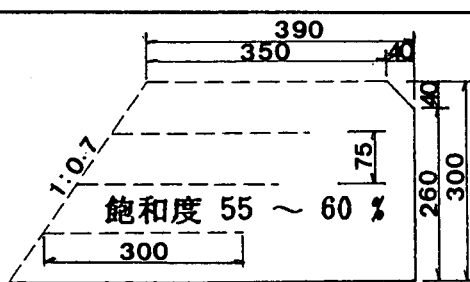
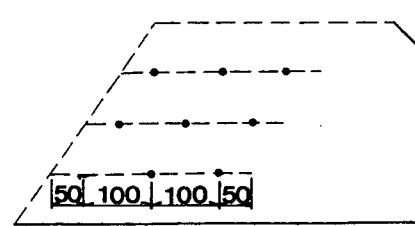
	盛土の形状と初期飽和度	ポリマーグリッドのひずみ計測位置
Case 1	 飽和度 55 ~ 60 %	寸法単位 : cm 
Case 2	 飽和度 55 ~ 60 %	
Case 3	 飽和度 55 ~ 60 %	
Case 4	 飽和度 55 ~ 60 %	

表-4 盛土内の飽和度およびポリマーグリッドのひずみ分布

4月14日18時 Case 1 崩壊時 累積降雨量 145mm

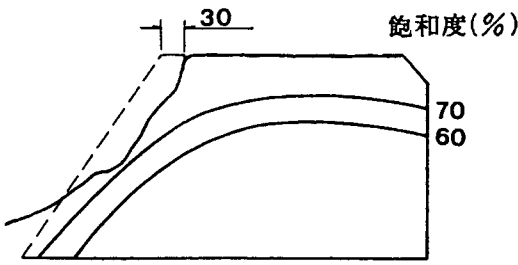
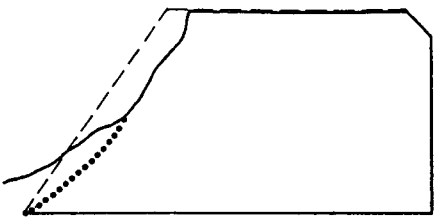
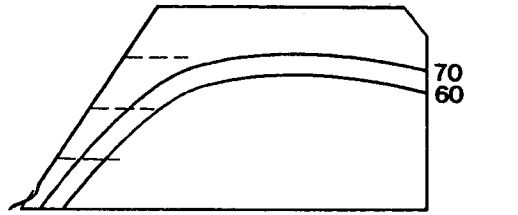
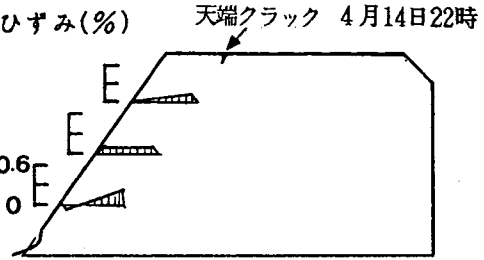
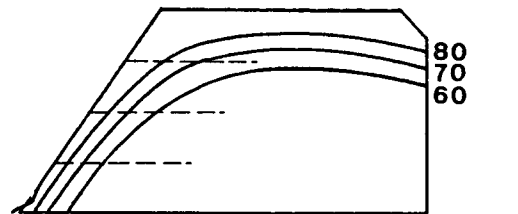
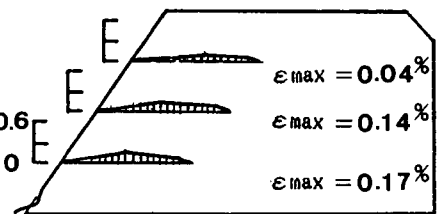
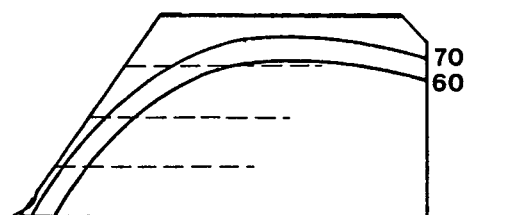
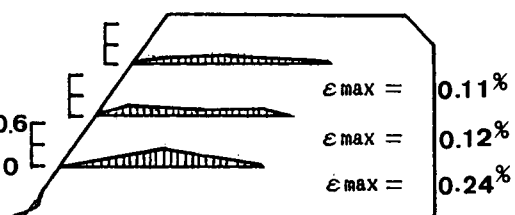
	盛土の変形と飽和度・水位	ポリマーグリッドのひずみ分布
Case 1	 飽和度(%) 70 60 30	
Case 2	 飽和度(%) 70 60 30	 ひずみ(%) 天端クラック 4月14日22時
Case 3	 飽和度(%) 80 70 60	 ひずみ(%) $\epsilon_{max} = 0.04\%$ $\epsilon_{max} = 0.14\%$ $\epsilon_{max} = 0.17\%$
Case 4	 飽和度(%) 70 60 30	 ひずみ(%) $\epsilon_{max} = 0.11\%$ $\epsilon_{max} = 0.12\%$ $\epsilon_{max} = 0.24\%$

表-5 盛土内の飽和度およびポリマーグリッドのひずみ分布

4月15日 1時 Case 2 崩壊時 累積降雨量 235^{mm}

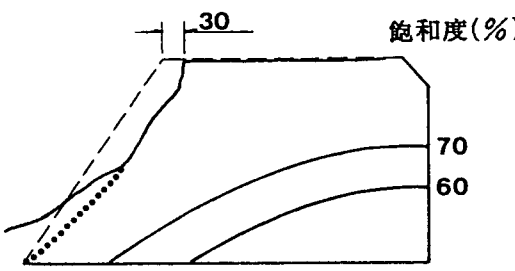
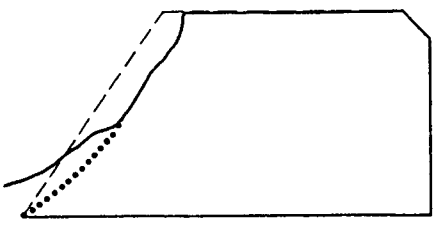
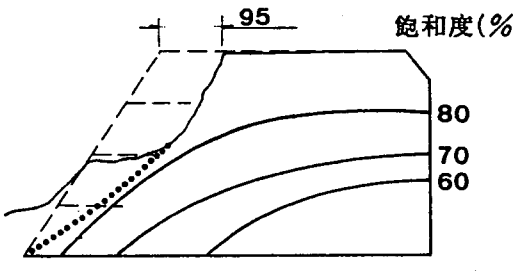
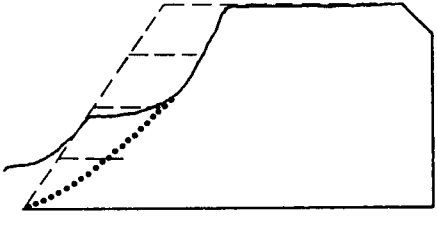
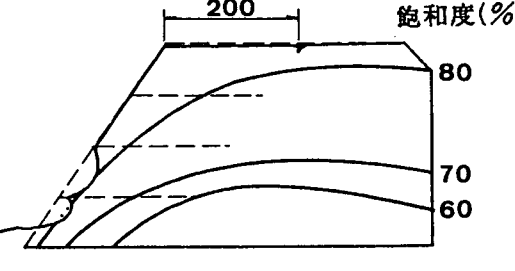
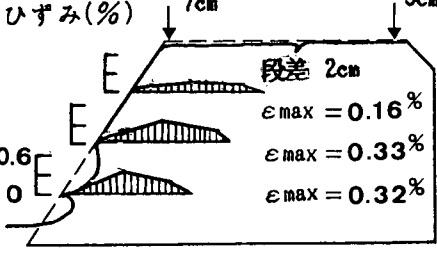
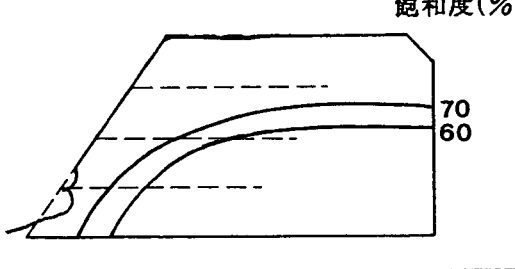
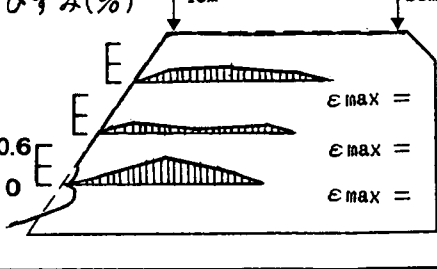
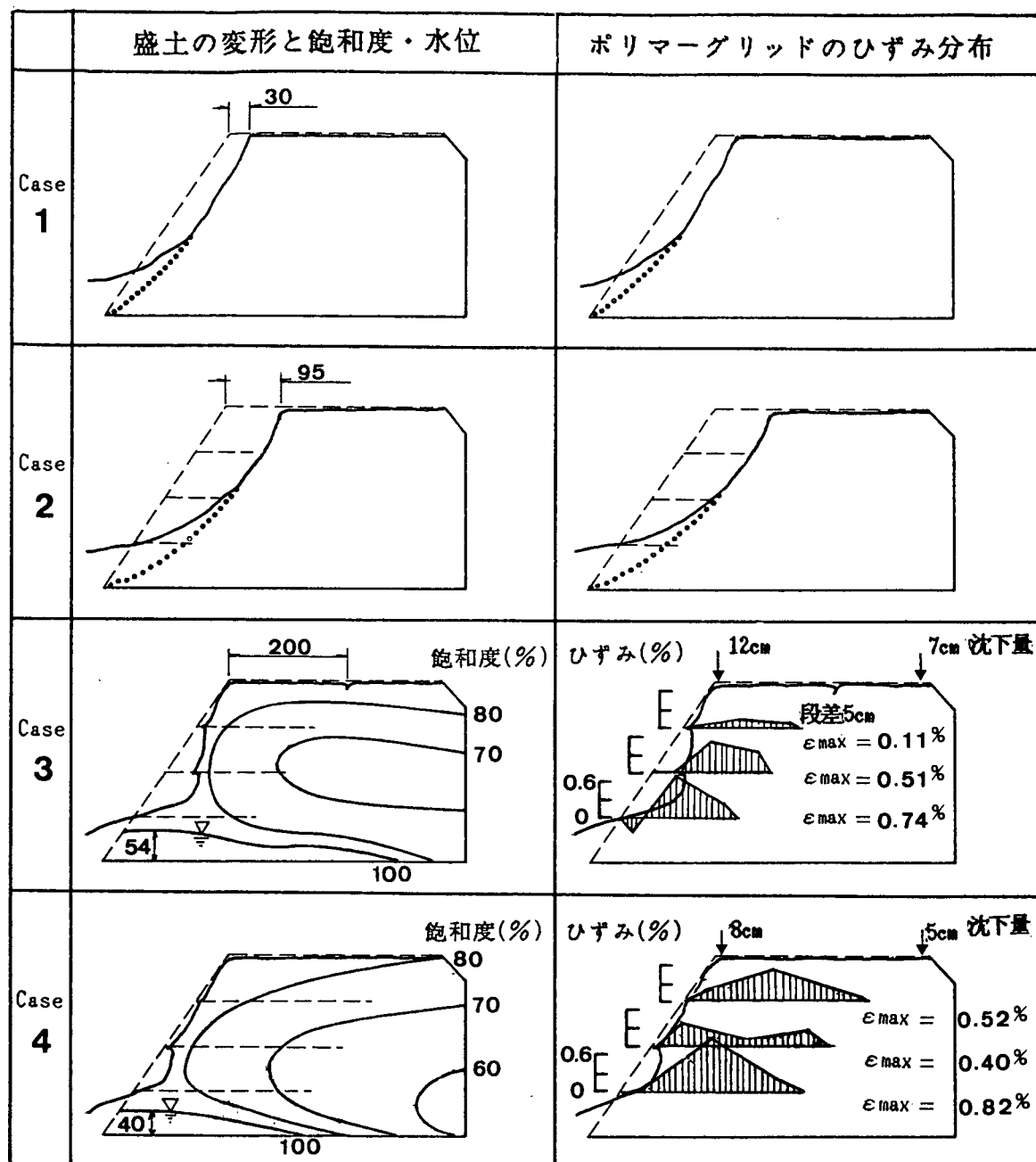
	盛土の変形と飽和度・水位	ポリマーグリッドのひずみ分布
Case 1	 飽和度(%) 30 70 60	
Case 2	 飽和度(%) 95 80 70 60	
Case 3	 飽和度(%) 200 80 70 60	 ひずみ(%) 7cm 5cm 沈下量 段差 2cm $\epsilon_{max} = 0.16\%$ $\epsilon_{max} = 0.33\%$ $\epsilon_{max} = 0.32\%$
Case 4	 飽和度(%) 70 60	 ひずみ(%) 4cm 2cm 沈下量 $\epsilon_{max} = 0.22\%$ $\epsilon_{max} = 0.20\%$ $\epsilon_{max} = 0.41\%$

表-6 盛土内の飽和度およびポリマーグリッドのひずみ分布

4月16日21時

累積降雨量 420mm



(5) 解析結果

ポリマーグリッドが盛土の安全率にどの程度寄与しているかをみるため、以下のような解析を行った。まず、Case 1 の無処理の盛土が崩壊した時点において、Case 1 の安全率を $F_s = 1.0$ と仮定し、Case 1 で生じたすべり面に沿って働く土塊の起動モーメントと土の抵抗モーメントがつり合っていると考える。このとき、Case 2 ~ Case 4 の安全率を次の3通りの方法で求める。第1の方法は、Case 2 ~ Case 4 の潜在すべり面として、Case 1 で生じたすべり面を考え、計測したポリマーグリッドのひずみからポリマーグリッドに働く引張力を求め、これを考慮して次式によりCase 2 ~ Case 4 の安全率を算定する。この安全率を、本報告では内部計測安全率 F_{s*} と呼ぶことにする。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + \sum (T_{Ri} \times y_i)}{M_D} \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 M_R : 土の抵抗モーメント

ΔM_R : ポリマーグリッドによる抵抗モーメント

M_D : 土塊の起動モーメント

T_{Ri} : i 番目のポリマーグリッドに働く引張力

y_i : すべり円弧の中心点 O から i 番目のポリマーグリッドまでの鉛直距離 (図-6 参照)

第2の方法は、(1) 式中の T_{Ri} として、実測から求めた値でなく、引抜き抵抗 T_p と、ポリマーグリッドの破断強度 T_t のうちの小さい方を用いて (1) 式から安全率を求めるもので、この方法により求めた安全率を内部余裕安全率 F_s と呼ぶ。ここで、引抜き抵抗 T_p は、ポリマーグリッドに作用する拘束圧 σ_i 、土のせん断抵抗角 ϕ 、ポリマーグリッドの引抜き抵抗長 l_i を用いて、 $T_p = \sigma_i \cdot \tan \phi \cdot l_i$ により算定する。

第3の方法は、ポリマーグリッドを敷設した領域の外側を通るすべりに対する安全率を通常の円弧すべり安定解析により求めるもので、この安全率を外部安全率 F_{se} と呼ぶ。なお、強度定数としては、飽和度の高い領域ではCase 1 の安全率を $F_s = 1.0$ と仮定して逆算から求めた C 、 ϕ ($C = 0.0283 \text{ Kg/m}^2$ 、 $\phi = 18.0^\circ$) を用い、不飽和領域では C_u 試験により求めた C_{cu} 、 ϕ_{cu} ($C_{cu} = 0.1 \text{ Kg/m}^2$ 、 $\phi_{cu} = 19.5^\circ$) を用いた。

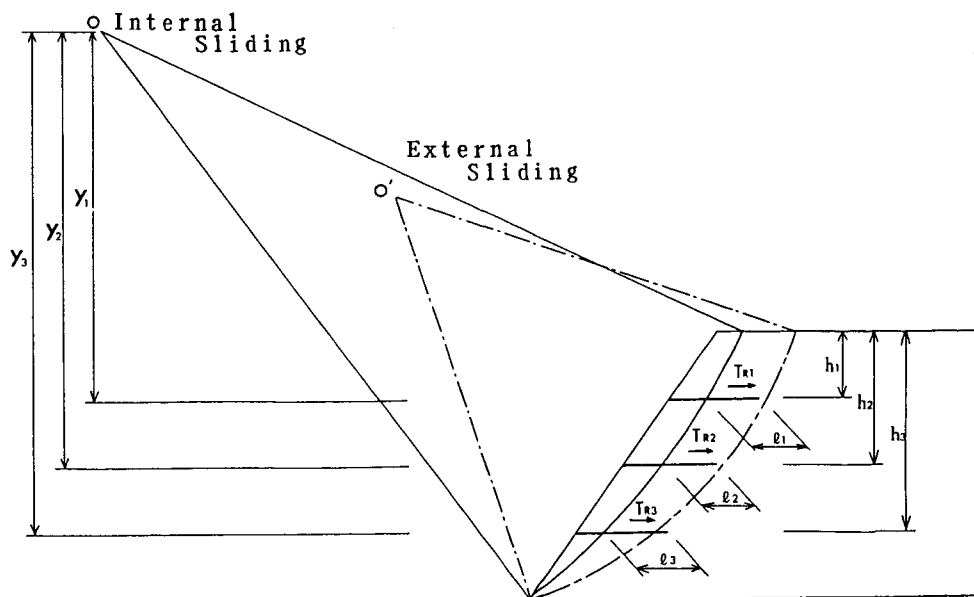


図-6 安定解析に用いた盛土のモデル

表-7 解析結果 (補強盛土の安全率)

状況	ケース 番号	内 部 安 定										外部安定
		起動 モーメント M_0 (t·m)	抵抗 モーメント M_R (t·m)	y_i (m)	計測歪 ε_m ($\times 10^{-6}$)	補強材抵抗 モーメント ΔM_R (t·m)	引抜き 抵抗長 l_i (m)	引抜き 抵抗力 T_{Ri} (t)	破断強度 T_f (t/m)	内部計測 安全率 F_s^*	内部余裕 安全率 F_s	外部安全率 F_s'
ケース1 崩壊時	2	12	12	4.15	77	0.129	0.50	0.424	1.5	1.01	2.20	1.02
				4.90	256		0.50	0.847	"			
				5.65	22		0.65	1.652	"			
	3	12	12	4.15	377	0.484	1.50	1.277	"	1.04	2.76	1.40
				4.90	668		1.50	2.541	"			
				5.65	270		1.65	4.193	"			
	4	12	12	4.15	750	0.928	2.50	2.118	"	1.08	2.84	1.52
				4.90	1218		2.50	4.235	"			
				5.65	555		2.65	6.734	"			
ケース2 崩壊時	3	16	16	2.30	1465	1.795	0.85	0.720	"	1.11	1.73	1.06
				3.05	3051		0.85	1.440	"			
				3.80	2880		1.10	2.795	"			
	4	16	16	2.30	1530	1.192	1.85	1.567	"	1.08	1.86	1.25
				3.05	1079		1.85	3.134	"			
				3.80	2336		2.10	14.917	"			

これらの3つの方法により今回の補強盛土の安全率を求めると、表-7のようになる。これをみると、ひずみの計測値から求めた内部計測安全率は F_s^* は、ポリマーグリッドの敷設長が長いほど大きくなっているが、その寄与率は安全率に換算して0.01~0.07程度とそれほど大きくない値となっている。これは、 F_s^* を計算するときに限界平衡状態での土塊のすべりモーメントを仮定したが、実際にはポリマーグリッドの存在で盛土が一体化したため、仮定した土塊のすべりモーメントがまだ十分に発揮されていないことによるものと考えられる。

これに対して、通常の設計の考え方に従って、引抜き抵抗力と破断強度をもとに内部余裕安全率 F_s を求めると、 F_s が2.0を超える大きな値となっており、Case 1の盛土の崩壊した時点では、内部安全率にまだかなりの余裕があることがうかがえる。しかし、ポリマーグリッドを敷設した領域の外側を通るすべりに対する外部安全率 F_s' をみると、Case 3、Case 4ではまだかなりの余裕があるが、Case 2では $F_s' =$

1.02で、かなり崩壊に近づいていることがよみとれる。設計安全率としては、内部余裕安全率と外部安全率の小さい方をとるのが通常の設計の考え方であるが、この考え方に従うと、今回の実験ケースでは、内部安定より先に外部安定が失われて崩壊に至ることが解析の結果から予想でき、実際の現象ともよく一致した結果が得られている。

表-7中には、Case 2が崩壊したときのCase 2の安全率を $F_s=1.0$ と仮定し、Case 3とCase 4の安全率を計算した結果もあわせて示した。これとCase 1の崩壊したときの結果とを比較することにより、降雨の浸透に伴う各ケースごとの安全率の低下の度合いがよみとれ、降雨の浸透により補強盛土の安全率が徐々に低下していく様子がうかがえる。

(6) まとめ

ポリマーグリッドによる新しい盛土補強工法を開発するのに先立ち、今後の一連の実験条件や実験方法を決定するにあたって必要なデータを得るため、ポリマーグリッドを盛土内に敷き込んだ補強盛土と無補強の盛土を対象に、人工降雨を加えた盛土崩壊実験を行なった。補強盛土は、ポリマーグリッドの敷設間隔を一定(75cm)とし、敷設長を1m、2m、3mと変えて計3ケースとした。盛土の規模は、高さ3m、幅4m、のり面勾配1:0.7で、盛土材料は細粒分含有率が約30%の砂質土である。降雨実験は、無補強の盛土を加えた計4ケースの盛土を1つの実験土槽内に並列して築造し、同一条件で時間雨量約15mmの降雨を断続的に加えた。その結果得られた知見を列挙すると、次のとおりである。

- ① 実験条件のうち、盛土の安定性を左右する盛土の締固め密度とりのり面勾配の値については、無補強の盛土が累積雨量145mmで、また敷設長が1mのポリマーグリッドによる補強盛土が累積雨量235mmですべり破壊を生じたことからみて、模型実験としては理想的な実験条件が設定できたものと考えられる。ただし、今回の実験では土槽底面のコンクリートの上にじかに盛土を築造したため、地下水による吸出し現象がのり尻部に生じ、これが盛土の崩壊を助長したので、本実験では底面に不織布を敷いて地下水位の低下を図ることとしたい。
- ② 計測項目のうち、ひずみゲージによるポリマーグリッドのひずみの測定、R I計器による盛土内の飽和度分布の測定、テスターを利用した地下水位の測定については、今回の方法でほぼ満足できるデータの得られることが確認できた。ただし、ひずみの測定点数(両面に張るのが望ましい)、R I測定用パイプの設置本数等を増やすことを検討するとともに、土壌水分計による土中サクシジョンの測定も今後追加する予定である。
- ③ 実験の結果得られた盛土の崩壊形態をみると、無補強の盛土では深さが50cm程度の薄いすべり破壊であるのに対し、ポリマーグリッドで補強した盛土では、ポリマーグリッドを敷設した領域の外側を通るすべり破壊によるかなり深い崩壊あるいは大変形が認められた。ただし、今回の予備実験ではポリマーグリッドを盛土内に水平に敷き込んだのみで、特別なのり面保護を行わなかったため、ポリマーグリッドを敷設した間の土が徐々に抜け出すことにより変状が拡大した。従って、本実験では、適切なのり面保護を提案し、その効果をみるのが実験の主眼になると考えられる。
- ④ 実験結果を解析した結果によると、ポリマーグリッドを敷設した領域の外側を通るすべり破壊に対する安全率が、ポリマーグリッドを敷設した領域の内部で壊れることに対する安全率に比べてかなり小さくなっており、今回の実験盛土の崩壊形態とよく符合した結果が得られている。また、ポリマーグリッドのひずみの測定値をもとに、ポリマーグリッドが盛土の安全率にどの程度寄与しているかについても、ある程度の知見が得られた。ただし、解析方法、解析に用いる定数とともに、今後さらに詰めるべき点が多いので、詳しい結果については機会を改めて報告したい。

4. 3. 3 不織布を用いた盛土の耐震対策工法の開発

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不織布を敷設した砂供試体による中空ねじりせん断試験、繰返し三軸試験を行った。また、不織布による補強盛土の遠心力載荷実験、液状化性地盤上の盛土を補強した場合、および傾斜地盤上の盛土を補強した場合について模型振動台実験を行った。

2. 中空ねじりせん断試験

(1) 目的

地震時の盛土、土留構造物の挙動を想定した時、図-1 の様にジオテキスタイルの面が弱層になってジオテキスタイルと盛土材料との間に滑りを生じることが懸念される。この現象を動的な要素試験である中空ねじりせん断試験によって把握し、その対策を検討する。

(2) 試験方法

中空ねじりせん断試験体の寸法は図-2 に示す通りであり、ジオテキスタイルの設置モデルとして、図-2 中の2通りを考えた。地盤材料として豊浦標準砂を用い、相対密度 D_r を70%として湿潤状態、乾燥状態で試験を行った。湿潤状態の場

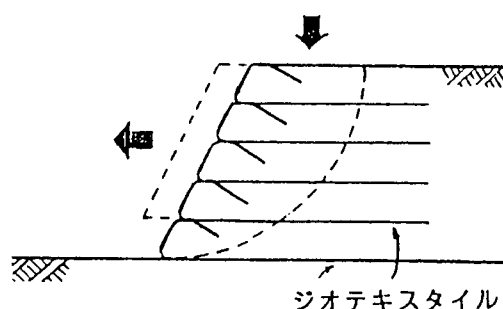


図-1 盛土補強概念図

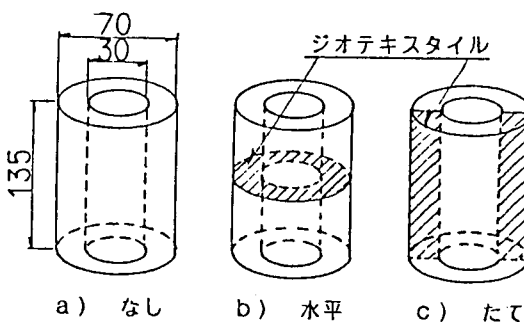


図-2 供試体概要

表-1 ジオテキスタイルの諸元

タイプ	重 さ (g/ ml)	厚 さ (mm)	引張強度 (Kgf/m)		使 用 材 料
			縦	横	
A	35	0.3	4.0	5.0	ナイロン 70%, ポリエステル 30%
B	110	0.7	6.0	5.0	ポリエステル 100%
C	200	2.0	10.0	9.0	ポリエステル 100%

合、試験体は水中落下方式で作成しその後の試験終了まで排水状態を保った。試験後の湿潤砂の含水比は14~20%であった。盛土の場合、常に排水状態にあると考え、液状化による補強盛土の破壊は考慮していない。一方、乾燥状態の試験体は空中落下方式で作成した。ジオテキスタイルは表-1に示す3種類の不織布を使用した。

載荷装置の拘束圧は三軸等方状態で、側圧を 1.0kgf/cm^2 に保ち、ひずみ制御で試験を行った。ひずみレベルはせん断ひずみで、 $\gamma=1\%, 2\%, 3\%$ に設定し、表-2に示すケースで、動的なものは振動数 0.5Hz で10回、静的なものは、 0.05Hz で4回の正弦波載荷を行った。この他にジオテキスタイルと砂との静的な摩擦係数を求める試験を実施した。

(3) 試験結果

ジオテキスタイルと砂との摩擦係数は表-3に示す様にほとんど差は見られない。しかし、本試験のような動的な載荷をいた所、使用したジオテキスタイルの種類によっては写真-1の様にジオテキスタイルと砂との境界に滑りを生じるケースがあった。

図-3はせん断弾性係数 G (kgf/cm^2) とせん断ひずみ γ (%) との関係を示している。この図より G の値は繰返しによって増加しており、

その大きさは $\gamma=1\%$ の時約8割、 $\gamma=2\%$ の時約4割、 $\gamma=3\%$ の時約2割と γ が大きくなるに従って増加の割合は小さくなっている。これは、せん断ひずみが小さい内は繰返しによって砂が締固められていくのに対してせん断ひずみが大きくなると砂の構造が不安定な状態で繰返されているといえる。ジオテキスタイルの有無による G の値は、 $\gamma=1\%$ では無し(ケースA)の場合の方が有り(ケースB、D)の場合よりも大きく、この差は繰返し後小さくなっている。 $\gamma=2, 3\%$ ではこの傾向は少ない。

表-2 試験ケース一覧

記号	載荷方法	乾燥 湿潤	ジオテキスタイルの 設置法	ひずみ レベル
A	0.5Hz	湿潤	なし	1, 2, 3%
B	"	湿潤	Aタイプ, 水平方向1段	1, 2%
C	"	湿潤	Bタイプ, 水平方向1段	2%
D	"	湿潤	Bタイプ, 水平方向2段	1, 3%
E	"	湿潤	Bタイプ, 水平方向1段	2%
F	"	乾燥	なし	3%
G	"	乾燥	Cタイプ, 水平方向1段	3%
H	"	乾燥	Cタイプ, たて方向1段	3%
I	"	湿潤	Cタイプ, 水平方向1段	3%
J	0.05Hz	湿潤	なし	3%
K	"	湿潤	Bタイプ, 水平方向1段	3%

表-3 ジオテキスタイルと砂との摩擦係数

	乾 燥 砂		湿 潤 砂	
	摩擦係数	せん断抵抗角	摩擦係数	せん断抵抗角
A	0.671	33.9°	0.837	39.9°
B	0.692	34.7°	0.991	44.2°
C	0.822	39.4°	1.009	45.2°

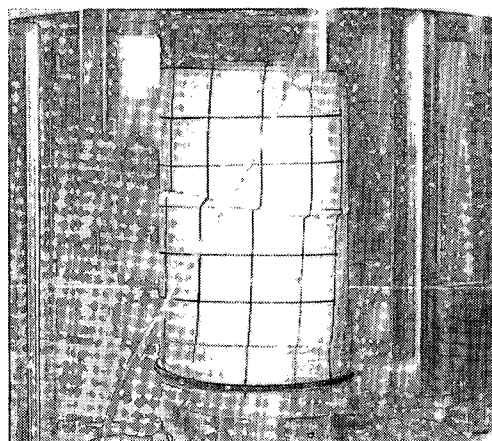


写真-1 供試体のズレ

(4) まとめ

- a) 地震時に想定されるジオテキスタイルと地盤とのすべりは、ひずみレベルや使用するジオテキスタイルの種類によっては生じる。しかし、本試験の様な要素試験のみでは判断しがたい。
- b) ジオテキスタイルの補強効果については、よりスケールの大きな試験や実物大のモデルにより検討するのが望ましい。

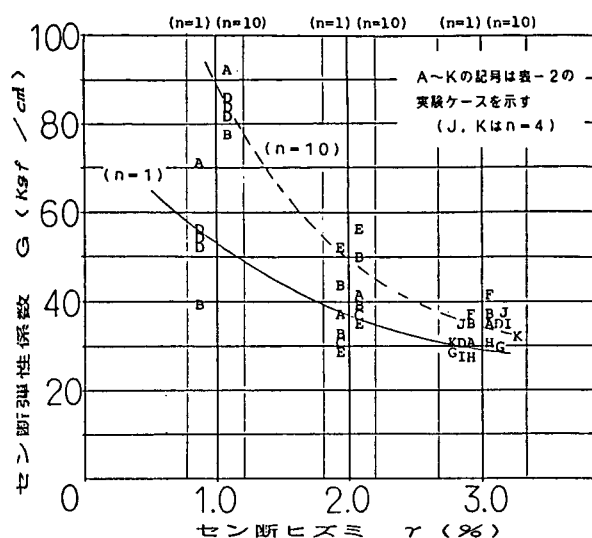


図-3 せん断弾性係数とせん断ひずみ

3. 繰返し三軸試験

(1) 試験内容

盛土の補強材としてジオテキスタイルを用いた場合の基本的動特性を把握するために、ジオテキスタイルを敷設した砂供試体の繰返し三軸試験を実施した。試験は砂供試体の強度が通常最も低下する非排水状態で行った。試験を行った試料は浅間山砂であり、その物理特性を表-4に示す。また、ジオテキスタイルは中空ねじりせん断試験で用いたタイプAの不織布を使用した。表-5にこの不織布の特性を示す。今回の試験では砂のみの供試体とジオテキスタイルを1枚供試体の中間に敷設したものの2ケースについて、圧密非排水条件で行った。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。供試体は直径5cm、高さ10cmの寸法であり、供試体の作成は気乾状態の試料を4層にわけ、自由落下させた。密度は一定とし、 $Dr = 70\%$ を目標にした。試験は拘束圧1kgf/cm²で行った。

(2) 試験結果および考察

図-4に、両振幅軸ひずみ5%におけるジオテキスタイルを敷設したものと砂のみのものの繰返し回数とせん断応力比の関係を示す。この図から、大局的にはジオテキスタイルの有るものの方が無いものより、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。これは砂供試体が軸方向に圧縮され側方に膨張しようとするときに、ジオテキスタイルと砂の摩擦によりジオテキスタイル

表-4 浅間山砂の物理特性

最大粒径 D_{max} (mm)	2.0
平均粒径 D_{50} (mm)	0.26
均等係数 U_c	1.75
最大間隙比 e_{max}	1.007
最小間隙比 e_{min}	0.665
比重 G_s	2.712

表-5 不織布の特性

材質	ナイロン 70% ポリエステル 30%
厚さ (mm)	0.217
ピーク時の引張強度 σ_f (kgf/cm ²)	13.2~13.6
ピーク時の歪 ε_f (%)	38~29
$\varepsilon=15\%$ のときのヤング率 E_{15} (kgf/cm ²)	47.3~57.3

に半径方向に張力が作用し、それが砂供試体を拘束する効果を有したものと考えられる。伸長側、すなわち砂供試体が側方に収縮するときにはそのような効果はないと考えられ、このことは繰返し載荷時のひずみ性状からもうかがわれた。

また、図-5 に同程度の応力比(0.21~0.24)の供試体で比較した繰返し回数と軸ひずみの関係を示すが、この図からは初期液化状態以降の繰返し回数と軸ひずみの関係にジオテキスタイルの有無による差はほとんどみられない。

今回の試験結果から、初期液化状態以降ではジオテキスタイルによる補強の効果はないものと考えられる。また、同図によると、補強の効果が必ずしも見られないものもあるが、次に述べる実験に用いたジオテキスタイルの剛性の問題、ならびに補強材の特性からして供試体へのセット及び初期圧密

時にたるみがあると補強効果が出ないことが原因として考えられる。

以上のことからジオテキスタイルを敷設すると液化化に対する補強効果がありそうなのがわかったが、補強材として用いたジオテキスタイルは後述する模型実験用(縮尺比約1/7)に選定したものであるため、相対的に補強の度合いが小さく(後述する(1)式補強率R参照)、今回の試験のように拘束圧の大きな条件下の繰返し三軸試験に用いる補強材として適切であったかの問題がある。したがって、今後の試験では補強材は供試体の大きさも考慮して、薄くかつ剛性の高いものを選定していく必要がある。

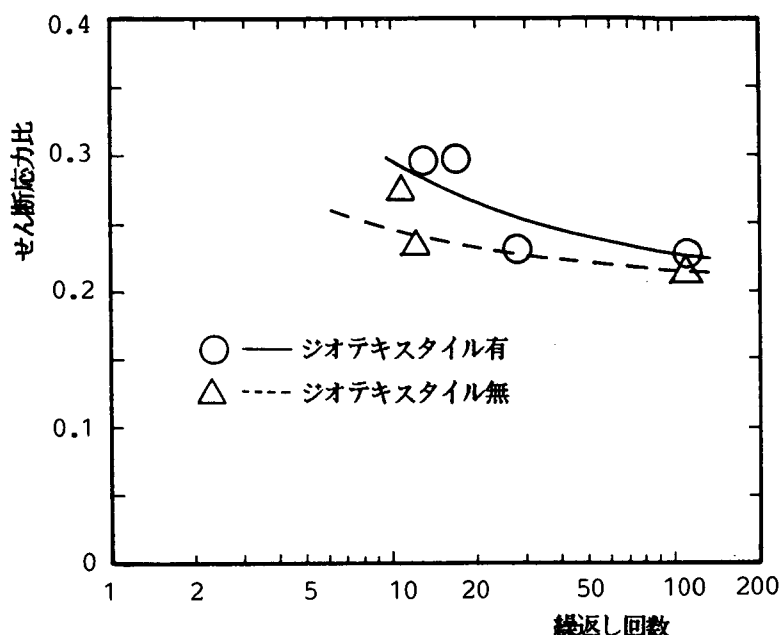


図-4 繰返し回数とせん断応力比の関係(両振幅ひずみ 5%)

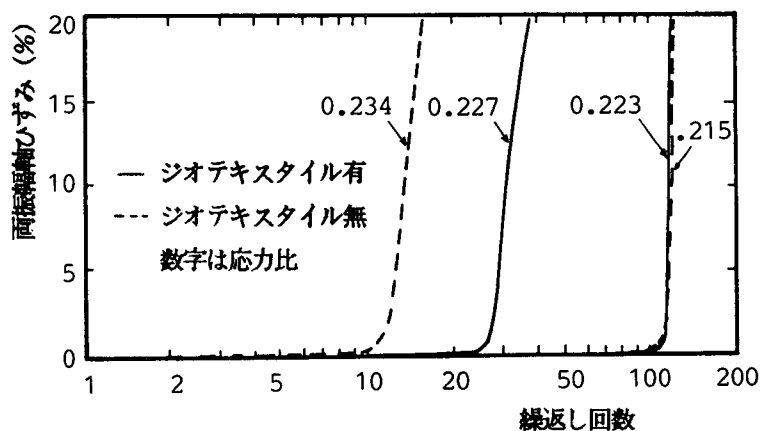


図-5 繰返し回数と軸ひずみの関係

4. ジオテキスタイルによる補強盛土の遠心力載荷実験

(1) 実験内容

ジオテキスタイルによって補強された盛土について建設省土木研究所に設置されている遠心力載荷試験機を用いて実験を行った。試験機の有効半径は1.15m,最大遠心加速度は300G、試料容器の内寸は長さ500mm,高さ300mm,奥行100mm である。

模型地盤および盛土は気乾状態の豊浦標準砂を用いて築造した。補強材は繰返し三軸試験にも用いた不織布である（特性は表-5 参照）。

模型の相似則としては次式で示される補強率Rを実物と模型で一致させるようにした。ただし不織布のポアッソン比 $\nu = 0$ としている。

$$R = \frac{-\bar{\epsilon}_{3R} \cdot E \cdot t}{\sigma_{30} \cdot \Delta H} \quad \text{----- (1)}$$

ここに $\bar{\epsilon}_{3R}$: 補強土中の平均的な水平方向の伸びひずみ($\bar{\epsilon}_{3R} < 0$)、E : 補強材のヤング率、

t : 補強材の厚さ、 σ_{30} : 水平方向の拘束圧、 ΔH : 補強材の間隔

図-6 に示す模型を用いて表-6 に示すような5ケースの実験を行った。気乾状態の標準砂を空中落下させて相対密度が約90%の模型地盤および盛土を作成した。模型地盤・盛土と試料容器の摩擦を除去するために試料容器にグリース（ダウコーニング、高真空用）を100 μm の厚さに塗り、厚さ0.2 mmのメンブレンを試料容器と模型地盤・盛土の間に設置した。このメンブレンには5mmの間隔で格子状に線が描かれているので、模型の変形を読むことができる。図に示すように長さ50mm、幅10mmの載荷板（重量210g）を盛土天端に設置し、その上から油圧ピストンで静的に鉛直に載荷した。載荷は変位制御で行い、載荷速度は0.012mm/sec である。ピストンに取りつけたロードセルおよび変位計により、盛土天端に作用する荷重と盛土天端の沈下量を測定した。

表-6 実験条件

実験 No.	模型 No.	遠心 加速度 (G)	模型地盤・ 盛土の相対 密度(%)
1	A	100	89.8
2	B	100	90.0
3	B	50	87.2
4	A	50	91.7
5	C	50	84.3

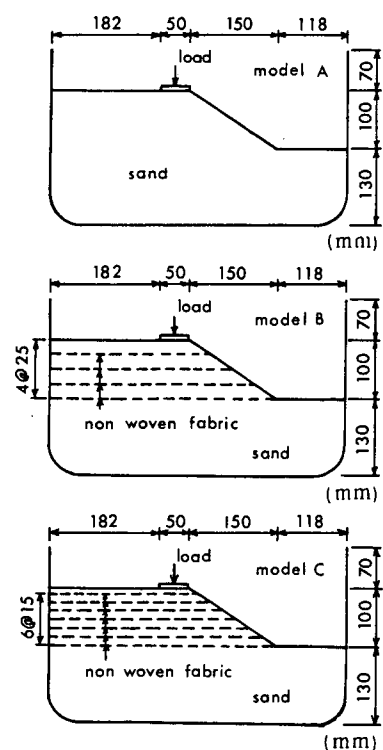


図-6 実験に用いた模型

(2) 実験結果及び考察

図-7 に盛土天端に作用させた荷重と盛土天端の沈下量の関係を示す。NO.2とNO.5の実験ではピストンの載荷能力の限界に達した所で実験が終っている。図-7 の遠心加速度が50G の場合において、NO.4の不織布がない場合に比べてNO.3の不織布が4枚ある場合にはピーク時に荷重が19%増大し、ピーク時の変位も44%増大している。また天端の沈下量が4mm（盛土高さの4%）以上の範囲では不織布のある場合の方が同一の沈下量に対して荷重が大きくなっており、不織布の補強効果が現われている。しかし、天端の沈下量が4mm以下では不織布のある場合の方が同一の沈下量に対する荷重が若干小さくなっている。従って不織布のように伸びやすい材料で補強したこの盛土では沈下量が盛土高さの約4%以上になってはじめて補強効果が現われていることがわかる。写真-2 に載荷中の供試体の変形の様子を示す。写真-2 のような変形をディジタイザーを用いて読みとって主ひずみの分布を求めたものを図-8 に示す。図-8(a)の、不織布のないNO.4で荷重がピークに達する時のひずみ分布では局部的に大きな引張ひずみが発生してすべり面が読みとれるが、図-8(c)の不織布のあるNO.3ではほぼ同じ天端沈下量がでている場合においても局部的に大きなひずみは発生せず、全体に均一なひずみ分布になっており、不織布の補強効果が現われている。天端沈下量が10mmになる図-8(b),(d)はNO.3,NO.4共に局所的な大ひずみが発生して、すべり面が見られる。図-8(b)において不織布のない場合の盛土中の最大引張ひずみはほぼ水平の方向に発生しており、引張補強材を水平に配置すると補強効果があることがわかる。またNO.3とNO.4のすべり面の位置を見ると、不織布のあるNO.3の方が少し下に出ている。

なお載荷後に供試体を取り出すと、NO.3の場合、上から1枚目・2枚目の不織布は2ヶ所で、3枚目の不織布は1ヶ所で切断され、4枚目の不織布は切断されていなかった。

円弧すべり面を仮定した簡便法による安定解析を行った。補強材が入っている場合のすべりの安全率 F_s は次式で表わされる。

$$F_s = \frac{\sum R \{ c \ell + \{ (W - ub) \cos \alpha + S \sin (\alpha - \theta) \} \tan \phi \}}{\sum \{ R \cdot W \sin \alpha - R \cdot S \cos (\alpha - \theta) \}} \quad \text{----- (2)}$$

ここに R : すべり円の半径、 c : 粘着力、 ℓ : スライスの円弧の長さ、 W : スライスの自重、

u : 間隙水圧、 b : スライスの幅、 α 、 θ : 図-9 に示す、 S : 補強材に働く張力、

ϕ : 内部まさつ角

実験では載荷により強制的にすべりを発生させたので、図-10に示すように、実際に発生したすべり面にほぼ等しい円弧についてすべりの安全率を計算した。計算結果を図-11に示す。図-11の矢印の位置は荷重がピークに達したときを表わしており、そのときの安全率はNo.1,3,4のいずれの場合にも約0.9になっている。荷重がピークに達するときに土塊が大きくすべり始めると考えられるので、その状態を式(2)の安全率で評価すると約0.9になることを表わしている。図-11においてNo.4,3,5を比較すると、不織布の枚数が多い程安全率は大きくなっており、荷重が小さい程、その差は大きい。

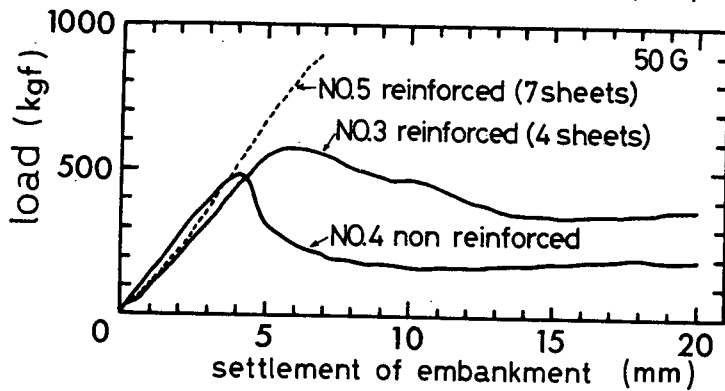
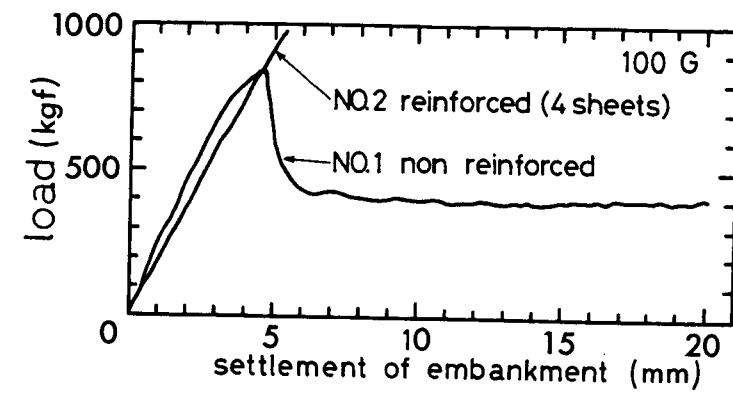


図-7 荷重と盛土天端沈下量の関係

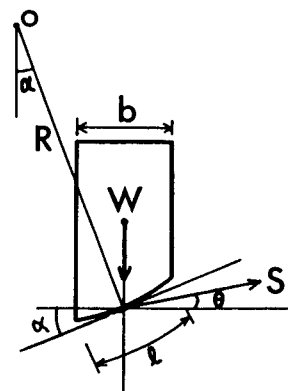


図-9 すべり計算のためのスライス

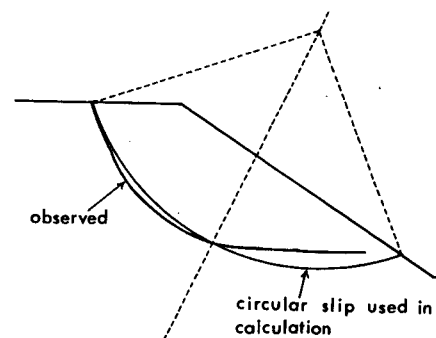


図-10 すべり面の近似

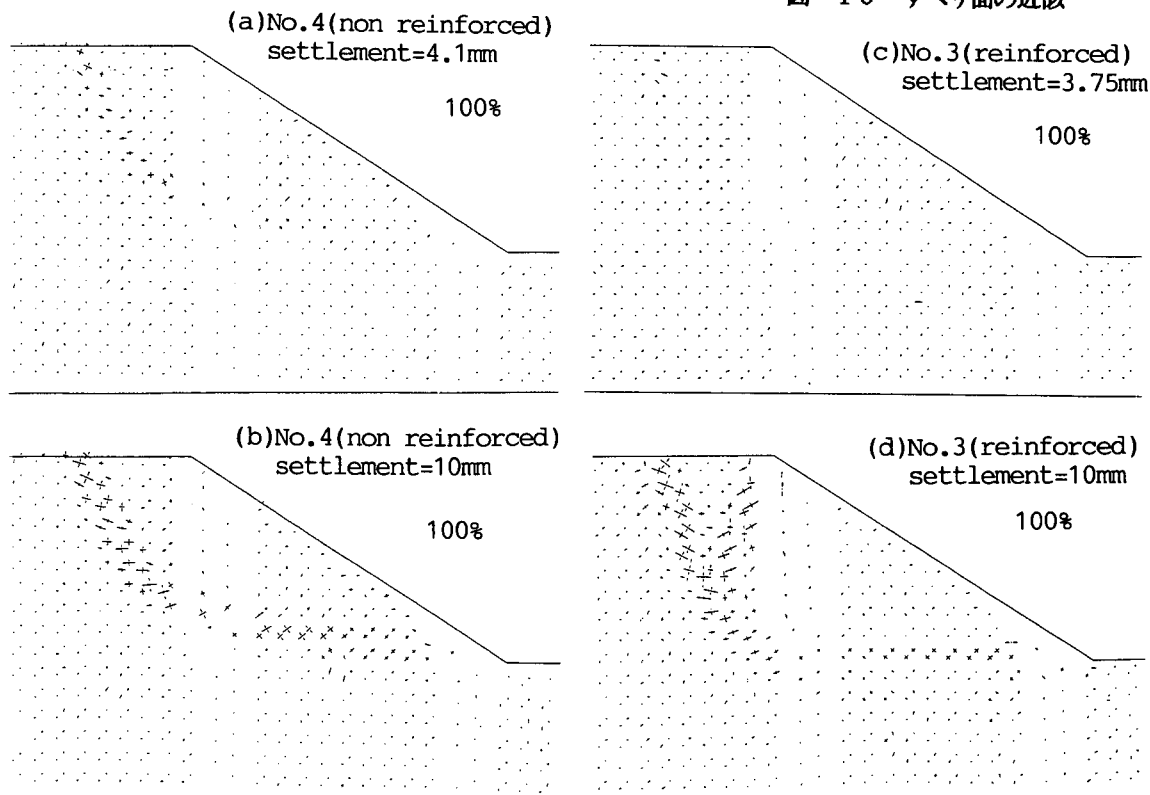


図-8 主ひずみの分布

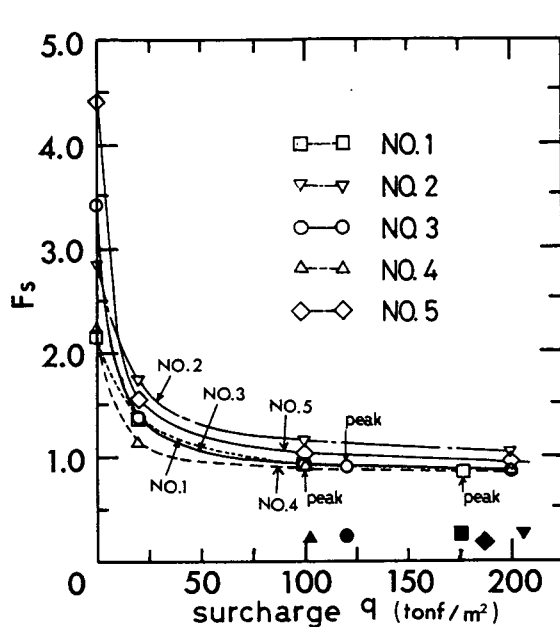


図-11 すべりの安全率と上載荷重の関係

settlement of embankment=6mm

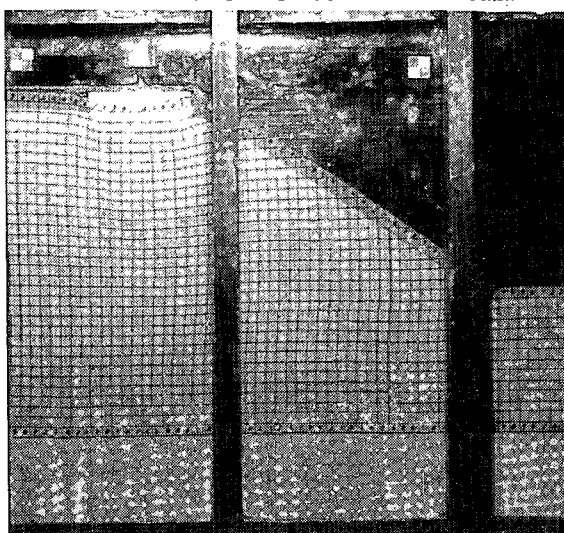


写真-2 模型の変形 (No. 3, 载荷中)

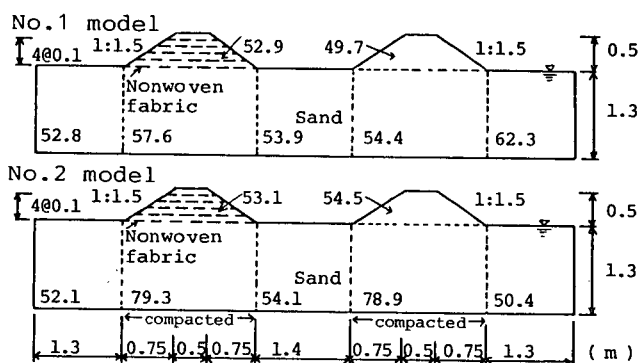
5. 液状化地盤上の盛土の振動台実験

(1) 実験内容

液状化性地盤上の盛土の地震時沈下を防止するためにジオテキスタイルによる補強土工法を用いた場合の効果について明らかにするため振動台実験を行った。

図-12に振動台実験に用いた模型断面を示す。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L-1は地盤と盛土共に相対密度が約50%の浅間山砂 ($G=2.71, D=0.28\text{mm}, U=2.91$)

より成っている。模型L-2は盛土直下の地盤のみを相対密度が約80%になるように締め固めており、平坦な地盤部分と盛土部分の相対密度は約50%の浅間山砂より成っている。模型L-1, L-2の左側の盛土には繰返し三軸試験に用いたものと同じ不織布 (特性は表-5 参照) を水平に敷設



(注. 模型中の数字はその部分の相対密度を示す, %)

図-12 実験模型

表-7 実験条件

実験 No.	模型 No.	台加速度 (gal)
L-1-1	L-1	25
L-1-2	L-1	113
L-1-3	L-1	173
L-2-1	L-2	25
L-2-2	L-2	117
L-2-3	L-2	173
L-2-4	L-2	240

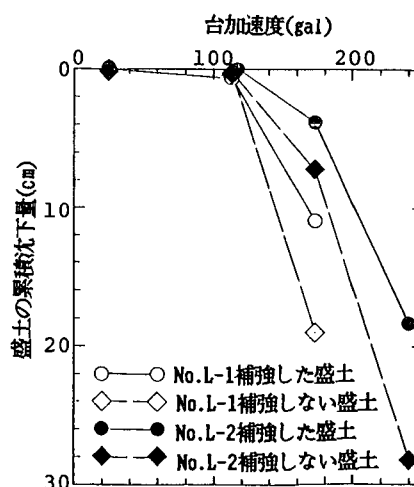


図-13 盛土天端の累積沈下量と台加速度の関係

した。模型の相似則としては(1)式で表わされる補強率 R を実物と模型で一致させることとした。

表-7 に実験条件を示す。加振条件は全ケース同一であり、2Hzの正弦波で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、地盤中の過剰間隙水圧を35箇所、地表面の変位を3箇所、不織布に加わる張力を3箇所において計測した。

(2) 実験結果

図-13に台加速度と盛土天端の累積沈下量の関係を示す。実験No.L-1,L-2共に不織布で補強した盛土の方が補強しない盛土に比べて沈下量が少ない。台加速度が173galのとき、No.L-1の不織布で補強した盛土の天端沈下量は補強しない盛土の天端沈下量の約1/2であった。また、No.L-2の盛土直下の地盤を締め固めて改良し、かつ不織布で補強した盛土の天端沈下量はNo.L-1の地盤を改良せず盛土も補強しない場合の天端沈下量の約1/5であった。

補強しない盛土は多数のクラックが入って完全に破壊したが、不織布で補強した盛土は沈下しても実験前の原形をとどめており、不織布による補強効果が現われていた。

図-14に過剰間隙水圧比 u/σ_v' のコンターを示す。図-14によると、No.L-1-3では不織布で補強した盛土直下の地盤の過剰間隙水圧比 u/σ_v' は補強しない場合に比べて小さい。

(3) まとめ

今回の振動台実験の結果から次のことが明らかになった。

- 1) 不織布を用いて補強した盛土であっても、地盤が液状化した場合にはある程度の沈下が生じる。
しかし、不織布で補強した盛土の天端沈下量は補強しない盛土の天端沈下量の約1/2であった。不織布で補強しさらに盛土直下の地盤を締め固めて改良した盛土の天端沈下量は、不織布による補強と地盤の締め固め改良を行わない盛土の天端沈下量の約1/5であった。そして不織布によって補強した盛土は一体化され、加振中にばらばらにならずに一つの土塊として動き、盛土にクラックが生じにくいことがわかった。
- 2) 不織布で補強した盛土直下の過剰間隙水圧比は補強しない盛土直下の値に比べて小さかった。

6. 傾斜地盤上の盛土の振動台実験

(1) 実験内容

傾斜地盤上の盛土の耐震補強工法の一つとしてジオテキスタイルを盛土に敷設した場合の効果、方法

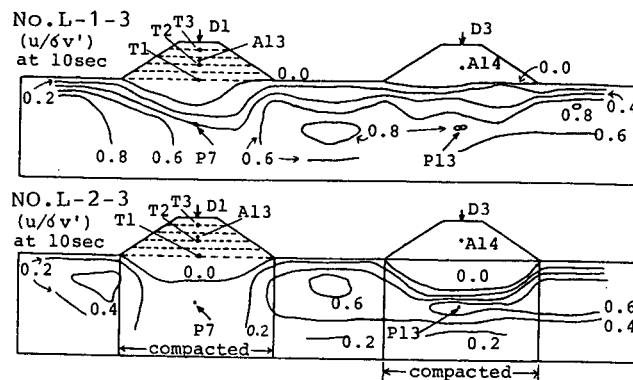


図-14 過剰間隙水圧比の空間分布

を検討するために、模型振動台実験を実施した。

実験に用いた2種類の模型を図-15に示す。これらの模型は、長さ8m×高さ2m×奥行1mの鋼製土槽の中に築造した。地山部には、砂質シルトを用い、加振中破壊しないように木ダコで十分に締固めた。盛土部には、含水比8~12%の浅間山砂を用い、相対密度 D_r が50%になるよう足踏みで締固めた。完成した盛土部の相対密度は、43~65%の範囲であった。ジオテキスタイルは、前述の液状化性の地盤上の盛土の振動台で用いたものと同様の不織布（特性は表-5 参照）を使用した。

模型S-1とS-2の相違点は、模型S-2において地山部に段切りを行ったこと、さらに、ジオテキスタイルをその段切りした部分に釘（長さ約15cm）で固定したことである。

実験方法としては、4m×4mの振動台上に上記の模型を設置し、表-8に示すような条件で加振した。加振加速度は表-8に示す小さな加速度から段階的に上げていった。計測は、加速度、ジオテキスタイルの張力、ジオテキスタイルの変位、沈下量を図-15に示すようにそれぞれのセンサーを模型地山中に設置して行った。また、模型上34ヶ所に標点を設け、加振後の模型の変形を測定した。

表-18 加振条件

周波数 f	4 Hz
時間 t	10 sec
加速度 a	25, 120, 250, 400, 600, 700, 850 gal

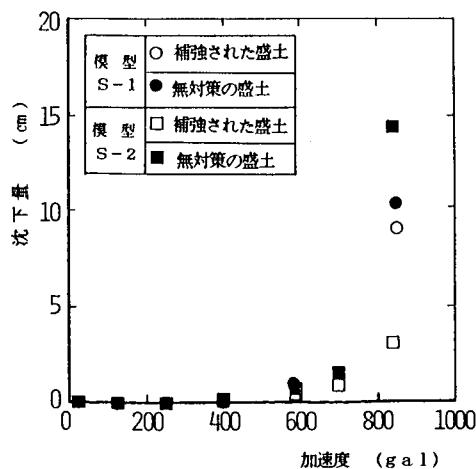


図-17 加速度と沈下量の関係

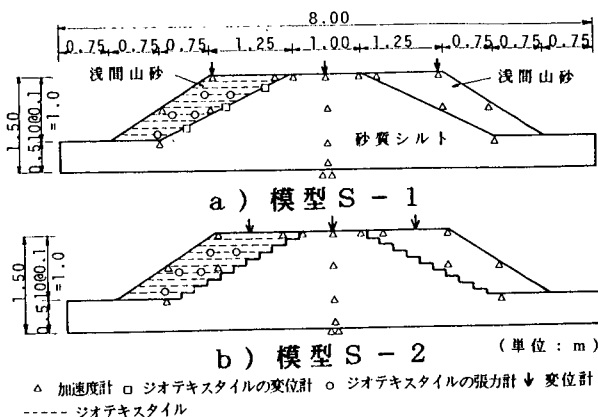


図-15 実験に用いた模型

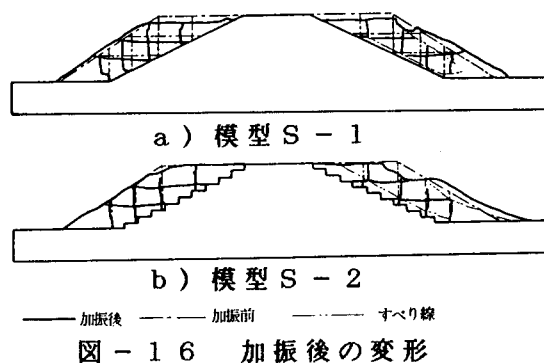


図-16 加振後の変形

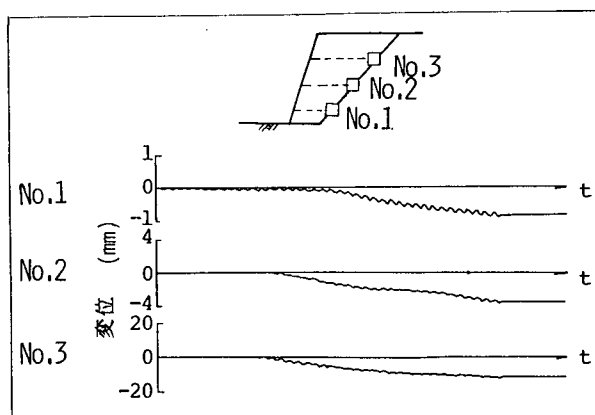


図-18 ジオテキスタイルの変位

(2) 実験結果

850galで加振後の変形を図-16に示す。模型S-1の無対策の盛土では、地山と盛土との境界ですべてっており、また、のり肩部分でも崩壊している。一方、模型S-2の無対策の盛土では、段切りの効果で、地山と盛土との境界よりすべり面が浅くなっているが、崩壊形態そのものは、模型S-1の無対策の盛土とほとんど変わらない。ジオテキスタイルで補強された盛土では、両模型とも、天端の平面性は保たれているものの、模型S-1では、地山と盛土との境界及び最下部のジオテキスタイル部ですべてっている。模型S-2では、釘で地山にジオテキスタイルを固定したため、地山と盛土との境界ではすべてっていないが、各層のジオテキスタイルの部分で僅かにすべてっている。

加速度と沈下量の関係を示したものが図-17である。沈下量は、天端上の標点の沈下を平均して求めた。どのタイプの盛土も、ある加速度以上になると沈下し始めることがわかる。模型S-2のジオテキスタイルで補強された盛土が最も沈下が少なく、ついで、模型S-1のジオテキスタイルで補強された盛土、模型S-1の無対策、模型S-2の無対策となっている。模型S-1のジオテキスタイルで補強された盛土と模型S-1の無対策の盛土との沈下にほとんど差がないのは、地山と盛土との境界ですべてっていることが根本的な原因と考えられるが、先に述べたように最下部のジオテキスタイルの部分ですべてっていることから、ジオテキスタイルによる悪影響も少なくないと考えられる。

図-18に、模型S-1のジオテキスタイルの加振中の変位の測定を示す。盛土上層のジオテキスタイルから動き始めており、同時にすべり始めてはいない。図-19に加速度とジオテキスタイルの最大張力との関係を示す。加速度が大きくなると、張力も大きくなることがわかる。ジオテキスタイルを地山に固定してある場合とそうでない場合では、本来なら固定してある方が大きいと考えられるが、今回の実験では、必ずしもそうはなっていない。この原因としては、張力計に対し曲げ等の影響があったためと考えられる。

(3) まとめ

今回の実験結果から、次のことがいえる。

- 1) ジオテキスタイルを傾斜地山に固定して補強したものが最も沈下が少なく、変形も小さかった。
- 2) ジオテキスタイルの部分ですべることがあり、ジオテキスタイルの材質等によっては必ずしも、ジオテキスタイルによる補強が効果的であるとはいえない。
- 3) 従って、ジオテキスタイルによって十分な補強効果を得るためには、その補強方法・材質を十分考慮しなければならない。

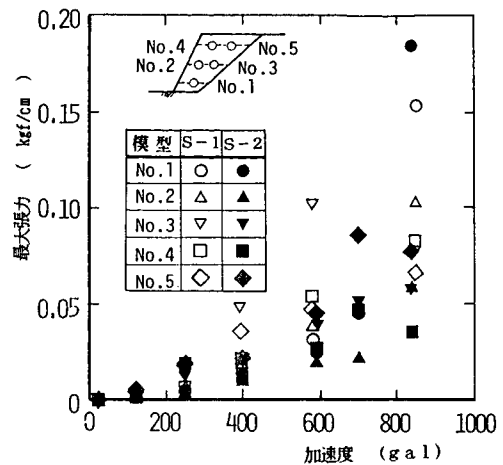


図-19 加速度とジオテキスタイルの最大張力との関係

7. まとめ

ジオテキスタイルを土中に敷設した場合の基本的な動特性について中空ねじりせん断試験、繰返し三軸試験、遠心力載荷実験、振動台実験を行った結果以下のことがわかった。

- (1) 地震時に想定されるジオテキスタイルと地盤とのすべりについては、中空ねじりせん断試験のみで判断はできない。
- (2) 液状化性地盤においてジオテキスタイルを敷設すると、液状化に対する補強効果はありそうだが、試験にあたっては補強材の選定、拘束圧の設定等に工夫が必要である。
- (3) 遠心力載荷実験から実験で用いた伸びやすい不織布では、沈下量が盛土高の4%以上にならないと補強効果はあらわれない。
- (4) 遠心力載荷実験中の供試体の変形の様子から盛土天端に載荷中の最大引張ひずみはほぼ水平の方向に発生しており、引張補強材を水平に配置すると効果がある。
- (5) 液状化性地盤上の盛土であっても傾斜地盤上の盛土であっても不織布で補強した盛土は補強しない盛土に比べて繰返し荷重による沈下量は小さく、かつクラックも少なく、ほぼ原形のまま沈下する。
- (6) しかし、傾斜地盤上の盛土ではジオテキスタイルを傾斜地山に固定しない場合にはジオテキスタイルの部分ですべることがあり、十分な補強効果を得るためにはその補強方法、材質を十分考慮しなければならない。

4. 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。今年度は、補強材の材質が地盤盛土の変形、強度特性に及ぼす影響について検討することとし、小型供試体の載荷実験及び有限要素法による数値解析によってこれらの関連を調べた。

(2) 実験方法

1) 実験土槽

実験に用いた土槽は、長さ2000mm、幅 500mm、高さ1000mmで前面を強化ガラスとし、盛土の挙動を2次元的に観察できるようになっている。土槽上部には載荷装置が取付けてあり、スクリュージャッキを無段変速モーターで駆動させて載荷を行う。なお、載荷速度は0.2~2.0mm/minの範囲で設定できるようになっている。

2) 実験材料

実験に使用した補強材は、剛性の異なるものの3種類（鉄板、アクリル、ウレタン）、表面摩擦のほとんど無いもの（アクリル②）、摩擦抵抗の強い網の計5種類である。ここでのアクリル②とは、アクリル板にシリコングリスを塗った薄いメンブレンを貼ったものである。それぞれの曲げ剛性EI、伸び剛性EA、実験に用いた砂との摩擦角 δ 、補強材の厚さ t を表-1に示す。実験に用いた盛土材料は最大粒径2mmの川砂で実験中の含水比を4.0~4.5%に調整した。表-2に盛土材の物理試験、力学試験結果を示す。

3) 供試体の形状・寸法

実験は、水平地盤の鉛直載荷実験（実験1）と垂直のり面をもつ盛土の鉛直載荷実験（実験2）の

表-1 補 強 材 の 材 質

地盤タイプ	No.	補強材種	EI (kgf・cm ²)	EA (kgf)	δ (°)	t (mm)
水 平 実 地 験 盤1	1.1	—	—	—	—	—
	1.2	鉄 板	8.6×10^3	1.0×10^7	26.6	1
	1.3	アクリル①	1.1×10^2	1.4×10^5	23.4	"
	1.4	" ②	"	"	0	"
	1.5	ウレタン	2.4×10^1	5.7×10^3	27.5	2
	1.6	網	—	3.3×10^3	33.7	1
の り 面 実 地 験 盤2	2.1	—	—	—	—	—
	2.2	鉄 板	8.6×10^3	1.0×10^7	26.6	1
	2.3	アクリル①	1.1×10^2	1.4×10^5	23.4	"
	2.4	" ②	"	"	0	"
	2.5	ウレタン	2.4×10^1	5.7×10^3	27.5	2
	2.6	網	"	3.3×10^3	33.7	1

表-2 盛土材の物性

土粒子の比重	Gs	2.675
最 大 粒 径		2.00mm
均 等 係 数	Uc	3.3
曲 率 係 数	Uc	1.2
最適含水比	Wopt	15.6%
最大乾燥密度	ρ_{dmax}	1.660g/cm ³
粘 着 力	c	0.06kgf/cm ²
せん断抵抗角	ϕ	41.48°

2種類の実験を行った。図-1に実験1を図-2に実験2の供試体形状を示す。

実験1では、長さ2000mm、幅500mm、深さ900mmの地盤を約10cmごとに締固めを行いながら作成し、地表面下20cmの位置に長さ1600mm、幅490mmの補強材を敷設した。実験に使用した載荷板は長さ200mm、幅500mmとした。

実験2では、長さ1200mm、幅500mm、深さ900mmの垂直なり面をもつ地盤を実験1と同様に締固めを行いながら作成した。補強材は長さ800mm、幅490mmとし、地表面から10cm、30cm、50cm、70cmの深さに4枚敷設した。なお、垂直のり面を形成するために、のり面付近に深さ5cmごとに長さ50mm、幅500mmのポリエチレン性の網（土羽網とぶ）を敷き、若干の補強を行った。載荷板は長さ400mm、幅500mmとした。

4) 実験方法

実験の載荷速度は、両実験とも0.2mm/minとした。なお、実験前に土槽と砂の摩擦の影響を調べるため、土槽側面に薄いメンブレンを貼った供試体と貼らない供試体の載荷実験を行った。実験の結果、載荷重の降伏点が50%程度の軽減がみられたため、実験には摩擦を解消すること及び地盤の挙動を観察しやすくするために、土槽側面にシリコングリスを塗り、その上に5cmメッシュの線をひいたメンブレンを貼った。計測項目は、実験1では地表面の鉛直変位と載荷装置の沈下量及び載荷板にかかる荷重を、変位計と荷重計によって計測した。また補強材には、補強材の応力を測定するために長さ方向20cmごとにひずみゲージを貼り、補強材に発生するひずみを計測した。実験2では地表面の鉛直変位とりのり面の水平・鉛直変位及び載荷装置の沈下量を計測した。補強材には実験1と同様、応力を測定する目的で長さ方向10cmごとにひずみゲージを貼り、ひずみを計測した。なお、実験2では、二方向ロードセルを載荷板に取付け、載荷板の水平・鉛直方向の荷重を計測した。

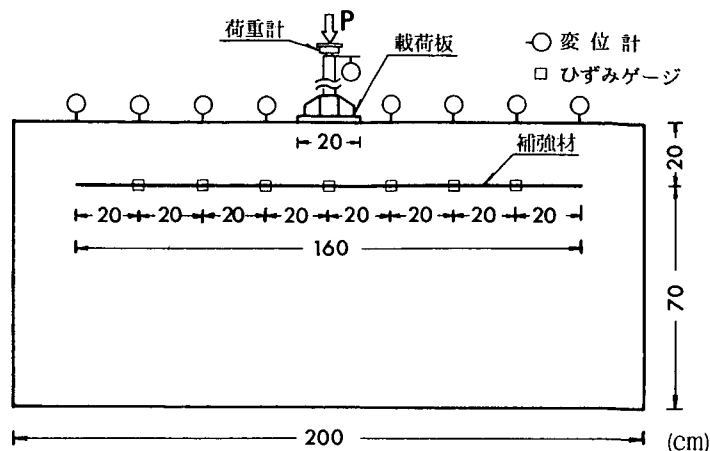


図-1 供試体形状 (実験1)

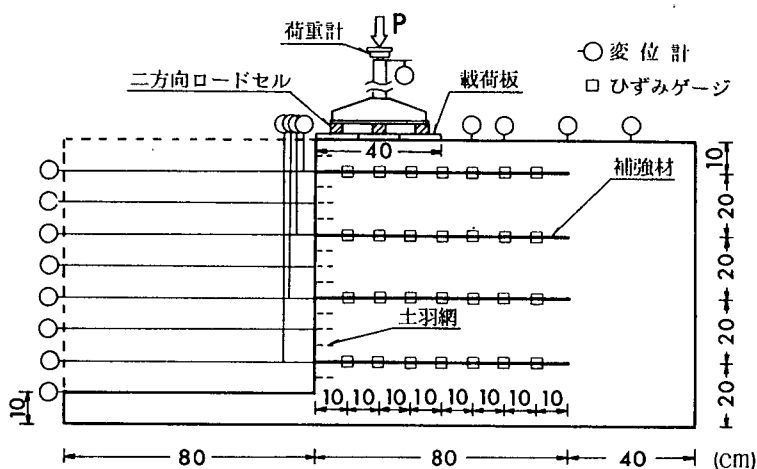


図-2 供試体形状 (実験2)

(3) 実験結果

1) 水平地盤の鉛直載荷実験(実験1)

各供試体の載荷板の荷重-沈下の関係を図-3、載荷板および地表面の鉛直変位分布を図-4、補強材の軸力分布を図-5に示す。なお、この軸力は、補強材の長辺方向の張力を求めたもので、補強材全幅(49cm)での軸力で示してある。また、各供試体のピーク時までの地中変位状況をベクトル表示したものを図-6に示す。なお、ピーク強度は載荷重が減少した時点、または載荷重の増加量が著しく減少した時点をそれと見なすことにした。

① 小変形領域に於ける補強効果について

図-3より、荷重の小さい領域での沈下曲線の勾配は、各供試体ともほぼ等しいことがわかる。これは補強効果は変位の小さい領域では発生しておらず、ある程度変位が進行した時点でその効果が生じて来る為であると考えられる。

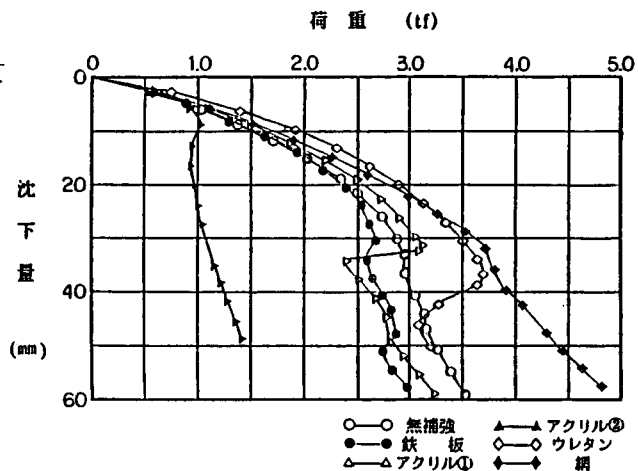


図-3 載荷板の荷重-沈下の関係

② 補強材の表面摩擦 δ が補強効果に及ぼす影響について

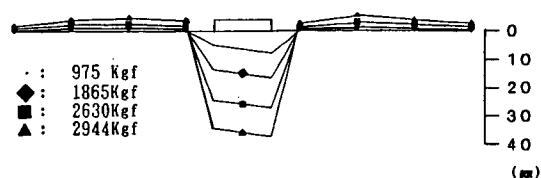
No.1.3、1.4は補強材質を同一にし、表面摩擦 δ の有無による補強効果の相違を比較したもので、言い換えれば、No.1.4は伸張補強材の効果を除去する事を目的としたものである。この結果、図-3より、No.1.4のピーク強度はNo.1.3のそれより、67%もの減少を示す結果となった。

また、補強材に働く軸力は、図-5に示すようにNo.1.3では張力が補強材全長に渡って発生し、中央を境に左右対称の三角形分布を示している。しかし、No.1.4では軸力は発生せず、伸張補強材としての効果がなかった事を示している。さらに、図-6で示すようにすべり線は、両供試体とも補強材の上面に沿う形状で地盤中に発生しており、この区間でのせん断抵抗の大小がピーク強度の大部分に反映したものであろう。

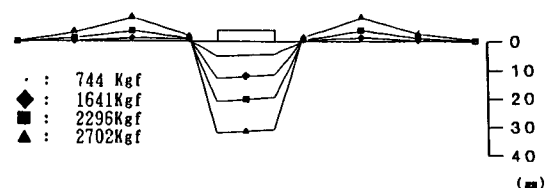
このことより、表面摩擦は、補強土の強度、補強効果のメカニズムに大きく影響していることを示唆するものである。

さらに、図-7は、No.1.3、1.4の載荷板沈下量が45mmの時点での地盤内の変形状況を比較したものである。これよりNo.1.4の補強材および下の地盤は、ほとんど変形が生じておらず、補強材が上下の地盤を完全に分離している事がわかる。

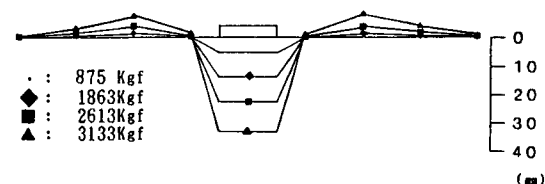
つまり、表面摩擦が不足すると、補強材より上部のスベリが卓越し、下層部の地盤の支持効果が有効に働かない。したがって、上下の地盤を一体として挙動させるためにも、補強材は十分な表面摩擦を保有しなければならない事を示唆している。



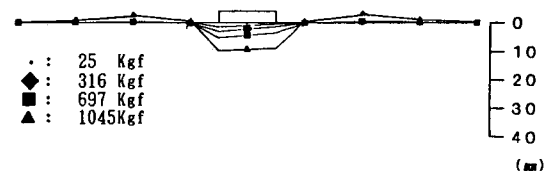
1. 1 無補強



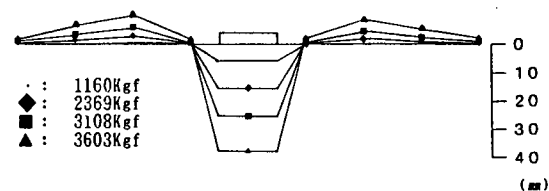
1. 2 鉄板



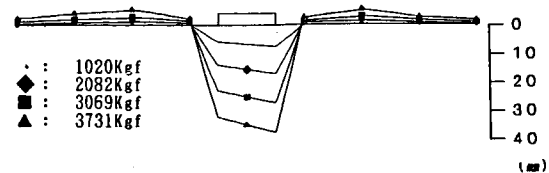
1. 3 アクリル①



1. 4 アクリル②

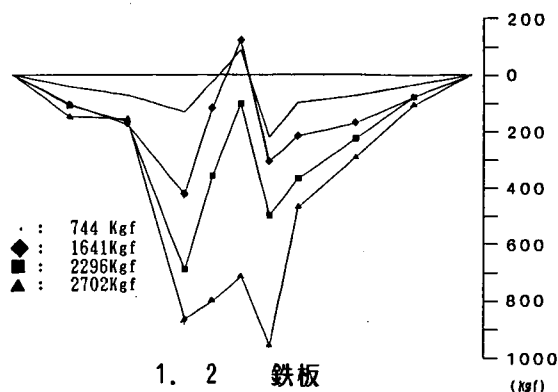


1. 5 ウレタン

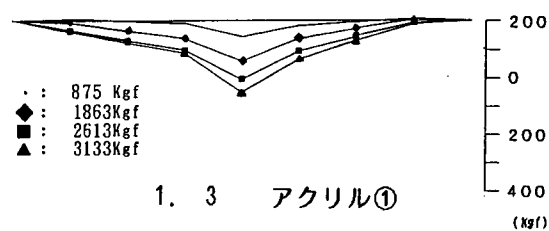


1. 6 網

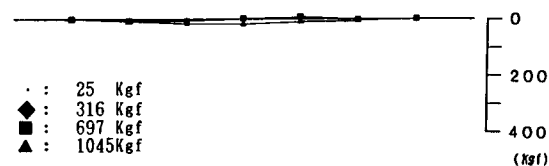
図- 4 載荷板及び地表面の鉛直変位分布図



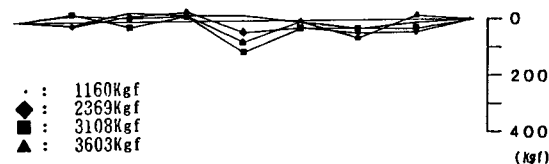
1. 2 鉄板



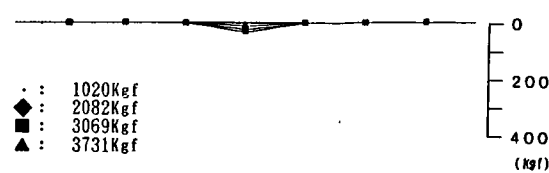
1. 3 アクリル①



1. 4 アクリル②



1. 5 ウレタン



1. 6 網

図- 5 補強材の軸力分布図

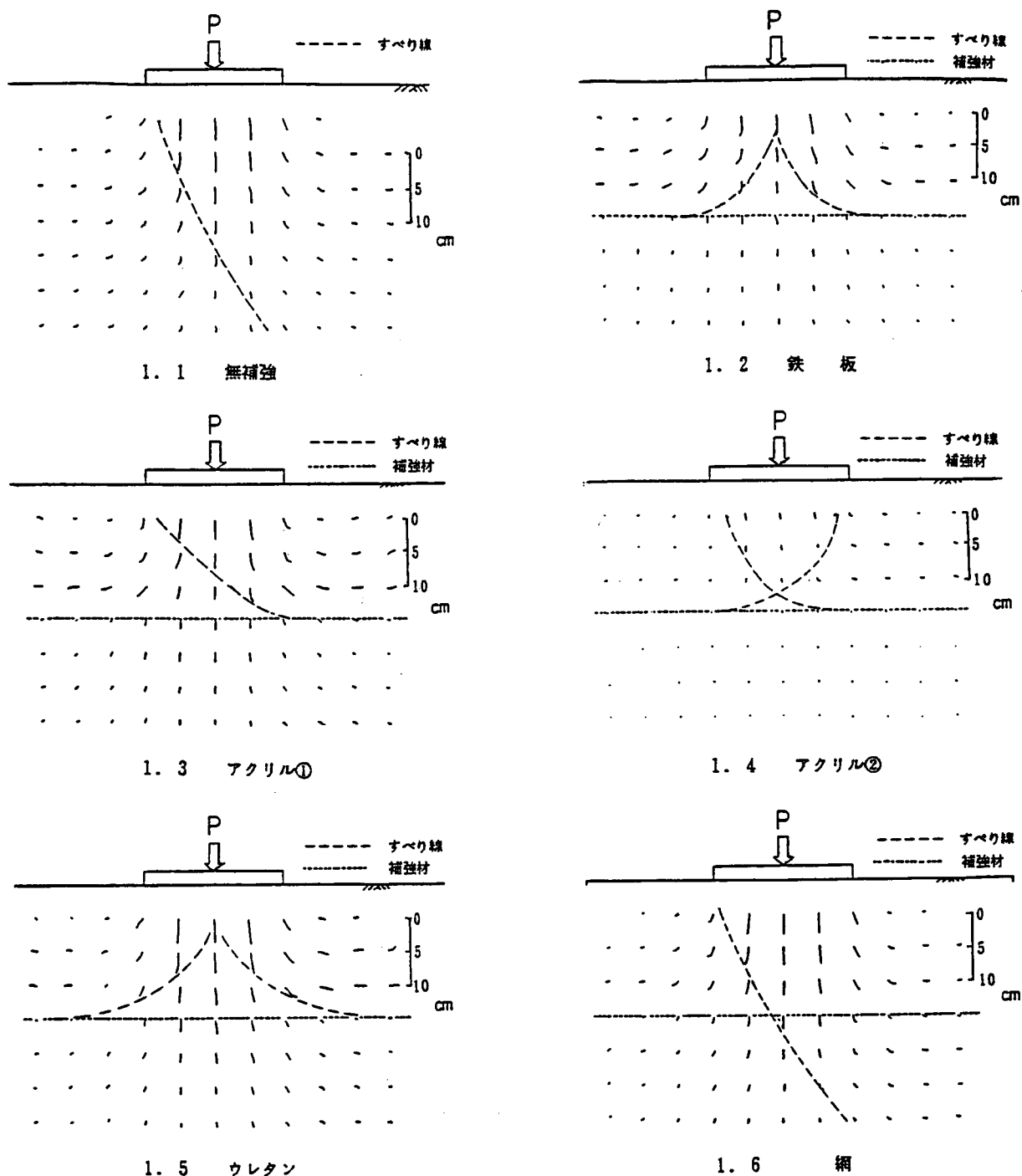


図- 6 各供試体のピーク時までの地中変位ベクトル図

③ 補強材の弾性係数 E が補強効果に及ぼす影響について

図- 8 は、載荷板直下の左右 20 cm 内の補強材の平均伸びひずみおよび平均軸力発生量を求め、載荷重との関係を示したものである。この図から、必ずしも載荷重が大きいほど補強材に発生する軸力は大きいとは限っておらず、ひずみや軸力の発生量は補強材の材質に依存していることがわか

る。ひずみあるいは軸力は補強材の表面摩擦性状によっても事なることが考えられるが、ここでは鉄板、アクリル①、ウレタンの表面摩擦性状をほぼ同等とみなす。ひずみあるいは軸力は補強材の弾性係数Eの影響をかなり受けていると考えられる。すなわち、弾性係数の小さい補強材では上の変形に応じて伸びひずみが大きく発生しているが、弾性係数の大きい補強材では大きな軸力が発生しているものの伸びひずみは小さい、このように補強材に発生するひずみあるいは軸力が弾性係数によって異なるのは、図-6に示すように補強材の材質によって補強土地盤の変形パターンが異なるためと考えられる。なお、剛性の高い補強材（鉄板）を用いた場合には補強材上面をすべる形で破壊が生じており、必ずしも高い補強効果は得られていない。このことから、補強効果を一層高めるために補強材の材質として地盤の変形に追従できる程度の剛性とするか、補強材の剛性を有効に働かせるのに十分な表面摩擦を有することが必要と思われる。

2) 垂直のり面をもつ盛土の鉛直載荷実験（実験2）

各供試体の載荷板の荷重-沈下の関係を図-9、載荷板、地表面の鉛直変位、のり面の水平、鉛直変位の分布を図-10、補強材の軸力分布を図-11に示す。

また、各供試体のピーク時までの二方向ロードセルによる地盤反力のベクトルを図-12に示す。

図-9より補強土のピーク強度は、無補強地盤の3～5倍の増加を示し、補強材の剛性の高いものほど補強効果が表れた。

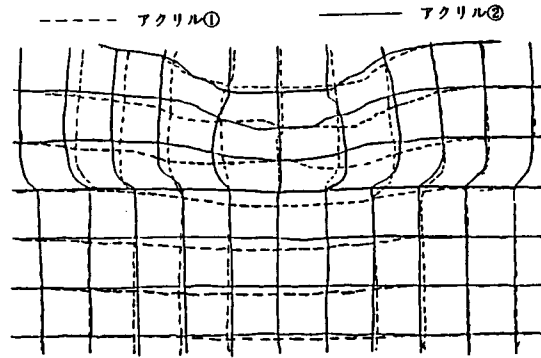


図-7 アクリル①、②の載荷板沈下量45mmの地中変位状態

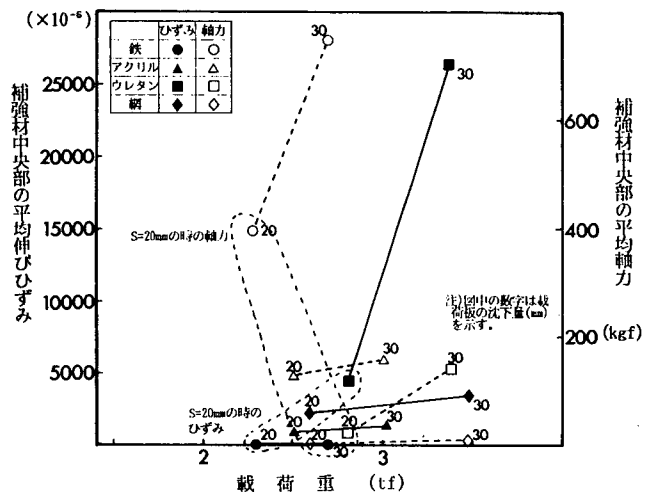


図-8 補強材の平均伸びひずみ・軸力発生量と載荷重の関係

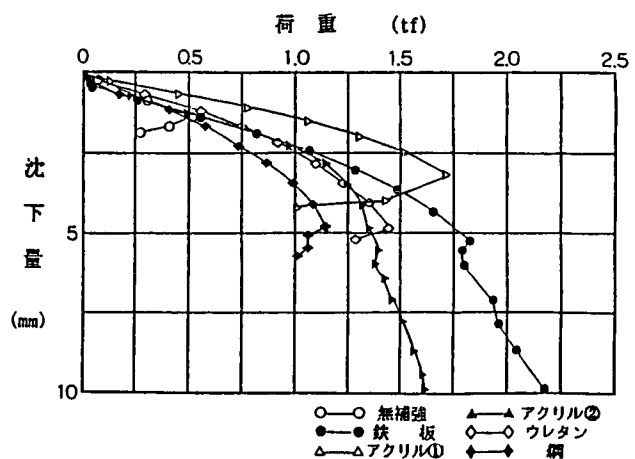
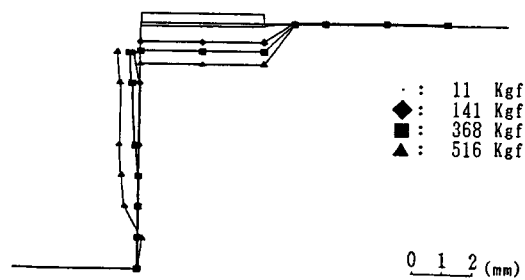
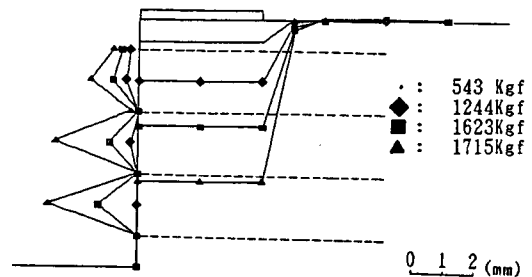


図-9 載荷板の荷重-沈下の関係

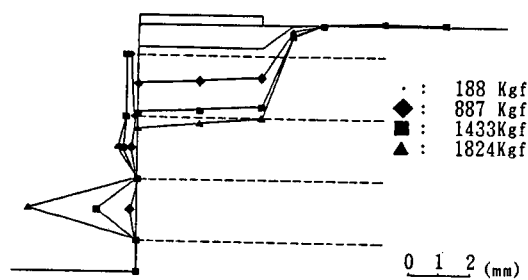
図-10より、のり面の水平変位量は補強材の剛性が大きくなるに従い減少する傾向にある。
これは、今回の破壊形式はのり面の進行性破壊によるものであり、補強材の曲げ剛性が垂直のり面の自立に寄与したために、剛性の高いものほどピーク強度が大きく現れたものであろう。



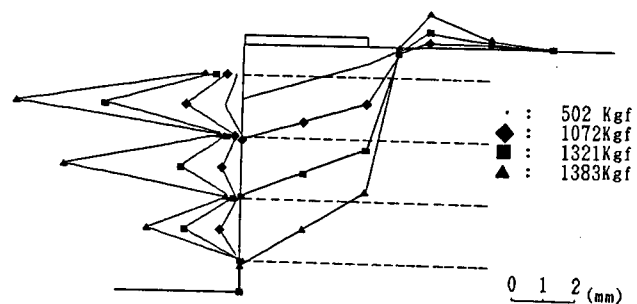
2.1 無補強



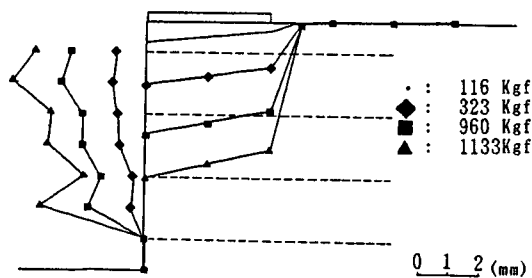
2.2 鉄板



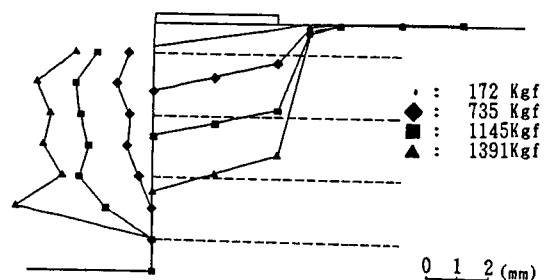
2.3 アクリル①



2.4 アクリル②

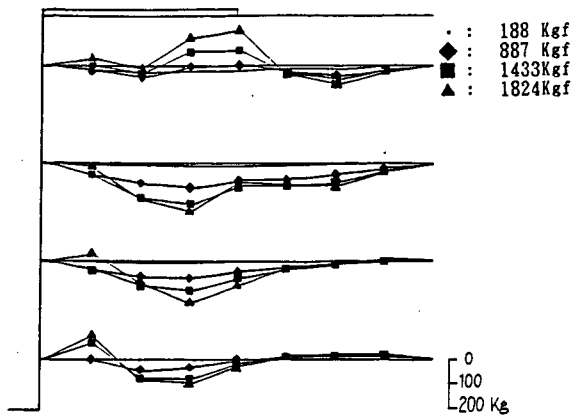


2.5 ウレタン

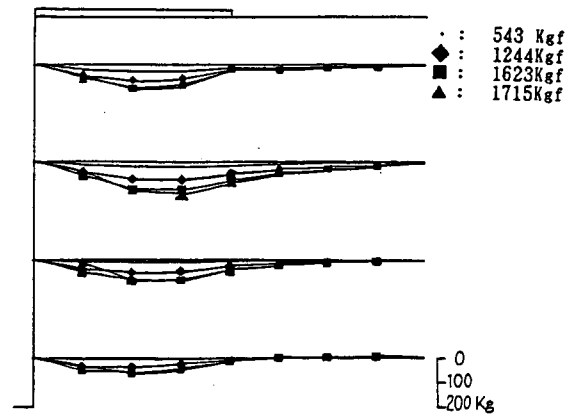


2.6 網

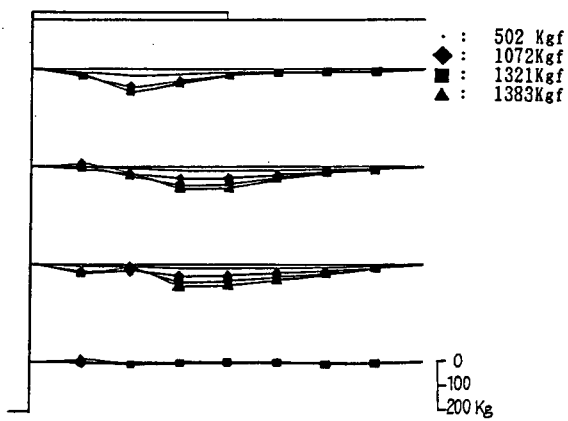
図- 10 載荷板、地表面の鉛直変位、のり面の水平、鉛直変位の分布図



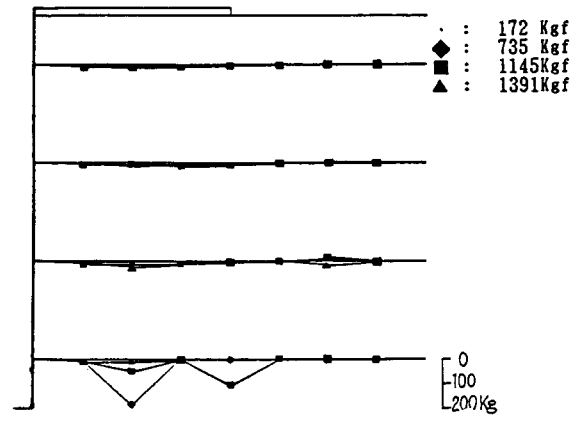
2.2 鉄板



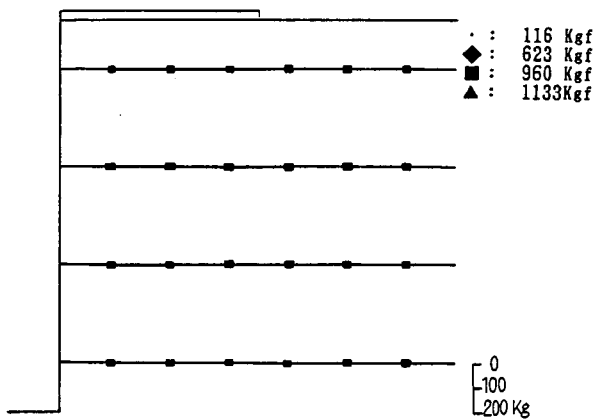
2.3 アクリル①



2.4 アクリル②



2.5 ウレタン



2.6 網

図- 11 補強材の軸力分布図

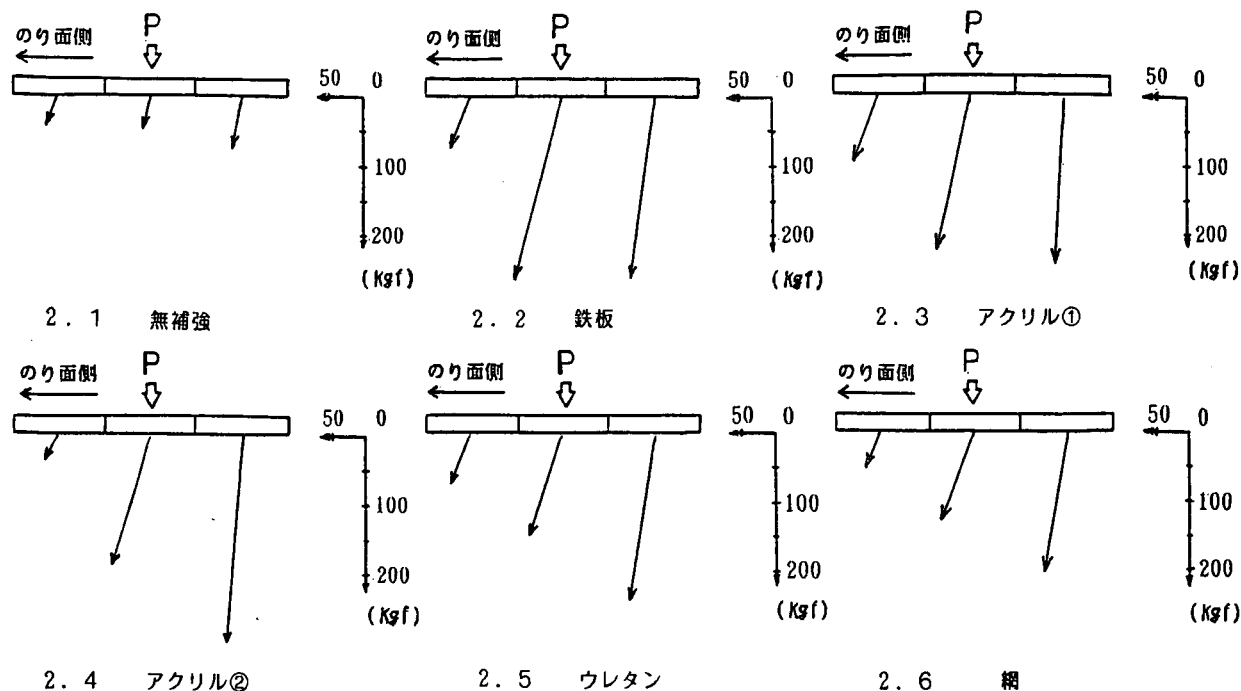


図- 12 二方向ロードセルによるピーク時の地盤反力のベクトル図

また、図- 11 から剛性の小さな No. 2.5、2.6 では軸力がほとんど発生していないことが判る。これは、軸力が発生する以前に破壊したもので補強効果を十分に発揮出来なかった事を示している。

図- 12 においても、No. 2.2 ~ 2.6 ののり面側の地盤反力ののり面の反対側の反力に比べて小さい、これはのり面の押えがないため地盤反力が発生出来ず、のり面の崩壊に至った事を示している。

以上より、補強土工法による土留工では、のり面工、あるいは若干ののり面勾配をほどこすことが重要であることが示唆された。

(4) 数値解析

補強材の弾性係数、補強材と盛土材の摩擦特性が補強効果に及ぼす影響を有限要素法による数値解析によって調べた。この数値解析は前述した水平地盤の支持力実験（実験1）を対象としており、比較的小さな変形段階における補強効果を検討している。なお、盛土材の物性定数は三軸圧縮試験により求めたものを使用しているが、補強材の物性定数は実際に実験に使用したものと必ずしも対応しておらず、補強材の弾性係数 E 、補強材と盛土材の摩擦角 δ に関するパラメータ解析としている。

1) 解析方法および物性

解析は実験1の水平地盤供試体を対象としており、全体の1/2の部分を図-13に示すように要素分割した。解析は平面ひずみ条件のもとで行うものとし、土槽側面の拘束条件は盛土材の物体力が作用した後に拘束している。解析は物体力の無い載荷板を通して強制変位を生じさせ、載荷板に対応する要素の鉛直応力を載荷重として求めた。盛土材は四節点四角形固体要素として非線形弾性体（Duncan, Changモデル）と零引張を考慮して表現しており、表-3に示す物性定数を用いている。補強材は二節点はり要素として表現しており表-4、に示す物性定数を用いている。表に示すように、ここでは弾性係数をパラメータに3種類の補強材を想定している。盛土材と補強材の不連続面は四節点ジョイント要素（R.E.Goodmanモデル）を用いたが、そのせん断剛性は固体要素に対するDuncan, Changモデルと同様の双曲線関数を適用して拡張しており、表-5に示す物性定数を用いている。ここでは摩擦角 δ をパラメータに3種類の不連続面を想定している。なお、補強材の盛土材に対する補強効果が十分に発揮された状態を想定して補強材と盛土材を連続して結合した場合についても解析を行った。なお、解析結果は載荷重等を実験結果と比較できるように換算して表示している。

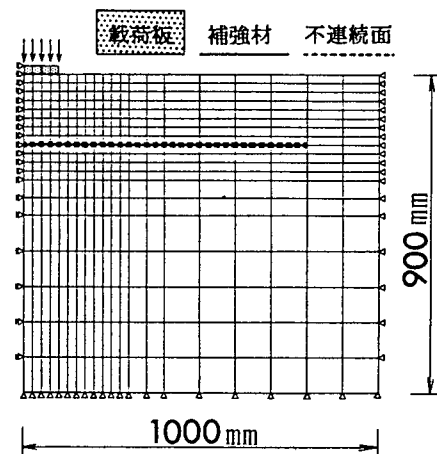


図-13 解析モデル

表-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)	接線係数 K_{ur} (除荷時)	σ_p の指数 n	破壊比 R_f	ポアソン比 ν
盛土材	1.8	0.5	40.0	4000.0	700.0	700.0	0.25	0.95	0.3
載荷板	0.0	6000.0	0.0	21000000.0	----	----	----	----	0.3

表-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)	断面二次モーメント I (m ⁴)
Beam(弱)	0.001	2100.0	8.333E-11
Beam(中)	0.001	210000.0	8.333E-11
Beam(強)	0.001	21000000.0	8.333E-11

表-5 ジョイント要素の物性

ジョイント要素	せん断剛性 (載荷時) K_i	せん断剛性 (除荷時) K_{ur}	σ_n の指数 n	破壊比 R_f	摩擦角 δ (度)	垂直剛性 (引張側) (tf/m ²)	垂直剛性 (圧縮側) (tf/m ²)
Joint(弱)	50000.0	50000.0	1.0	0.90	5.0	1.0	21000000.0
Joint(中)	50000.0	50000.0	1.0	0.90	25.0	1.0	21000000.0
Joint(強)	50000.0	50000.0	1.0	0.90	40.0	1.0	21000000.0

2) 解析結果

盛土材の強度特性を評価する方法のひとつとして応力ひずみ関係があるが、ここでは載荷重による支持力実験を対象としているため載荷重～沈下の関係で評価することとした。図-14～図-16は上述した条件における解析結果のうち、載荷重～沈下の関係を示したものである。なお、図には補強材が無い場合、補強材と盛土材の間にジョイント要素を設けない場合についての計算結果も示している。

図-14は弾性係数の小さい補強材〔Beam (弱)〕を使用したケースである。補強材が無い場合と補強材と盛土材を結合した場合〔Joint(無)〕との差を補強材による補強可能範囲と考えることができ、このケースではその範囲がかなり小さいことがわかる。すなわち、弾性係数が極端に小さい補強材では補強効果が期待できないことを意味している。次に、不連続面を考慮した場合〔Joint(弱), Joint(中), Joint(強)〕をみると、いずれも補強材が無い場合の地盤強度を下まわっており、盛土地盤を改悪する結果となった。これらの現象は、補強材が砂のせん断変形をおさえるだけの剛性をもっておらず、不連続面が生じたための摩擦力の低下が盛土材の変形を促進したためと考えられる。不連続面の違いによる影響をみると、摩擦角 δ が大きくなるほど地盤強度が大きくなる傾向がみられるものの、Joint(中)とJoint(強)の間にはあまり差がない。これは、摩擦力が一定値以上発揮していれば地盤強度にはあまり影響しないことを示すものである。不連続面の違いによる影響は、Beam(中), Beam(強)においても同じ傾向を示している。

図-15はBeam (弱) に 10^2 tf/m^2 を乗じた弾性係数の補強材〔Beam (中)〕を使用したケースである。このケースの補強可能範囲はBeam (弱) のケースと比べて載荷板の沈下量が大きくなるにつれて広がっており、補強材の弾性係数の増加が盛土材の補強に大きく寄与する可能性のあることを示している。不連続面を考慮した場合はいずれのケースにおいても補強材の無い場合からの地盤強度の増加にはつながっておらず、補強材と盛土材の摩擦力のみに依存する補強では不十分であることを示している。

図-16はBeam (中) に 10^2 tf/m^2 を乗じた弾性係数の補強材〔Beam (強)〕を使用したケースで、その弾性係数は鉄に相当している。このケースの補強可能範囲はBeam (中) のケースと比較して載荷板の沈下量が小さいときにやや広がりが見られるのみで大きな差はない。これは、ある程度以上の大きさの弾性係数は初期変形をおさえる役割をもつが、地盤強度の増加にはそれほど効果的ではないことを示している。不連続面を考慮した場合、Joint(中), Joint(強)については補強効果が認められるが大きな補強効果の増加は得られておらず、いっそう補強効果を高めるためには盛土材と補強材の一体化をさらに強めることが重要な検討事項のひとつであることを示唆している。

次に補強材に発生する引張力について述べる。図-17～図-19は載荷板沈下量10mmにおける引張力分布を示したものである。Beam (弱) は弾性係数が小さいので、作用する引張力はBeam (中), Beam (強) に比べて非常に小さいものとなっている。引張力のピーク値は補強材の中央をはずれた位置に発生し、補強材の中央付近以外には圧縮力が作用している。これは、盛土材のせん断変形に補強材が追従していることが原因と考えられる。Beam (中) に作用する引張力はBeam (弱) に比べて著しく大きくなり、載荷面直下から少しはずれた位置に圧縮力が作用している。これは、弾性係数の大きさが補強効果にかなり影響を及ぼしていることと、Beam (中) が盛土のせん断変形に多少追従していることを示している。Beam (強) に作用する引張力はBeam (中) に比べて大きな増加は見られないが、補

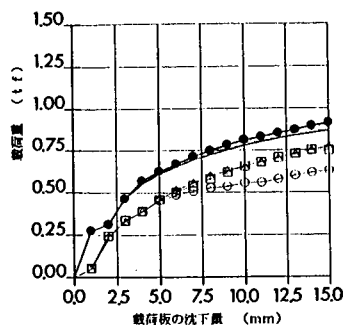


図-14 Beam(弱)の載荷重～沈下の関係

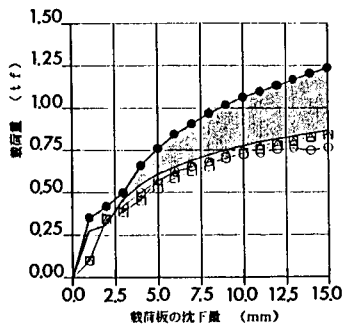


図-15 Beam(中)の載荷重～沈下の関係

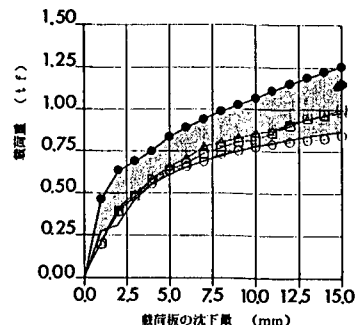


図-16 Beam(強)の載荷重～沈下の関係

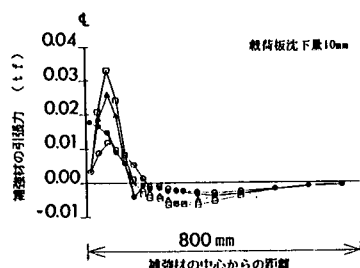


図-17 Beam(弱)の引張力分布

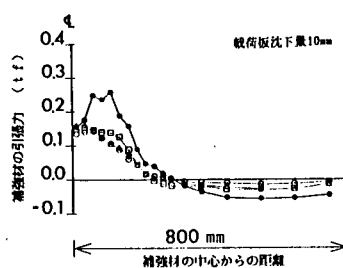


図-18 Beam(中)の引張力分布

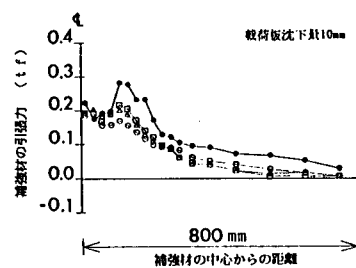


図-19 Beam(強)の引張力分布

強材全体に引張力が作用し圧縮力は生じていない。これは、補強材全体で盛土材を補強する理想的な補強状態といえる。不連続面特性による影響をみると、各補強材ともに摩擦角 δ が大きいほど作用する力は引張力、圧縮力ともに大きくなる傾向を示しているが、大きな差は見られない。これは、小変形の領域では補強材と盛土材の摩擦力が補強材の引張力に及ぼす影響はそれほど大きくないことを示している。

凡 例

- 補強可能範囲
- 補強材無し
- Joint (無)
- Joint (弱)
- Joint (中)
- Joint (強)

3) 実験結果との比較

ここでは、補強材が無い場合と鉄板を補強材として使用した場合の実験結果と解析結果の比較を行った。なお、鉄板を補強材として使用した実験はこの解析のBeam (強)、Joint(中)に対応している。補強材が無い場合の変位ベクトル図を図-20 (実験結果)、図-21 (解析結果)に、安全率分布図 (解析結果)を図-22に示す。また、補強材がある場合の変位ベクトル図を図-23 (実験結果)、図-24 (解析結果)に、安全率分布図 (解析結果)を図-25に示す。

実験結果と解析結果では載荷板沈下量が異なるので変位量については比較せず、変位の方角と安全率分布について比較する。変位の方角についてみると、実験結果の方が解析結果よりも連続性を有しているものの ①補強材が無い場合には載荷板直下の変位の方角とその周辺における変位の方角が直交する傾向を持つこと、②補強材がある場合の補強材の上部と下部で盛土材の変位の挙動が不連続になること、という2点において実験結果と解析結果が良く一致している。次に安全率について述べる。

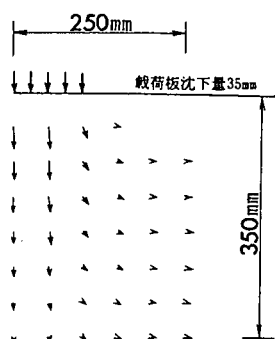


図-20 変位ベクトル (実験結果)

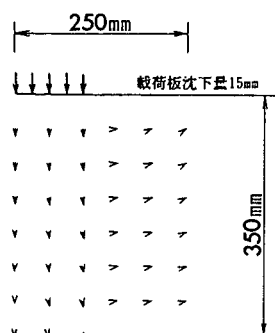


図-21 変位ベクトル (解析結果)

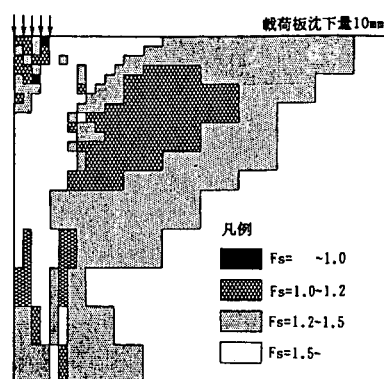


図-22 安全率分布 (解析結果)

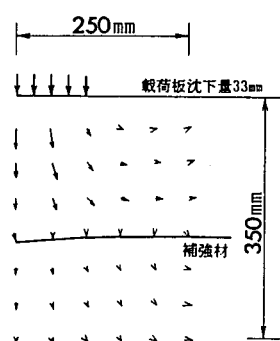


図-23 変位ベクトル (実験結果)

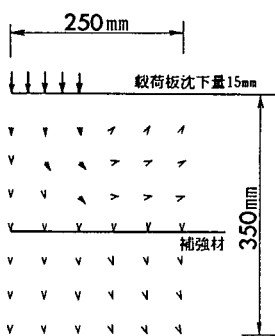


図-24 変位ベクトル (解析結果)

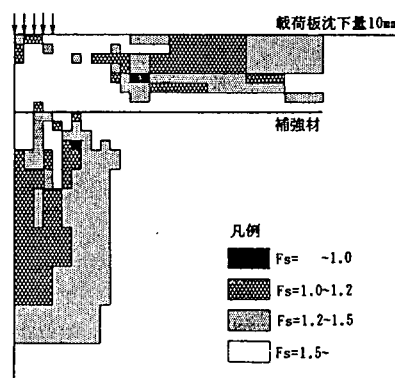


図-25 安全率分布 (解析結果)

ここでの安全率とはモールクーロンの破壊基準により破壊時の主応力差と実際的主応力差の比で表したもので、補強材が無い場合と補強材を用いて盛土材に不連続的な挙動が生じたときではその分布形態に違いが生じていることがわかる。

これらの事項からこの数値解析は現象を説明するうえで満足できる水準を有していると考えられる。

4) 数値解析における考察

今回の数値解析より、補強された盛土地盤の地盤強度は補強材の弾性係数に大きく影響を受けることが認められた。また、盛土材と補強材との間の摩擦力は、補強材の剛性を補強効果に反映させるのに不可欠な要因であると考えられ、今回の解析でJoint(無)と不連続面を考慮したケースの間には地盤強度に大きな差が認められることから、盛土材と補強材の結合を高めるような補強方法が今後の検討事項のひとつとなるであろう。

今回の数値解析は地盤の変形が小さい段階を対象に行った。(3)に示した実験結果によると、弾性係数の小さい補強材を用いると変形が大きくなるにつれて補強効果が発揮される現象がみられるが、ここに示した数値解析法によってこのような大変形問題を扱うことが可能かどうかについても今後検討する必要がある。

(5) まとめと今後の課題

ジオテキスタイルを敷設した地盤・盛土の補強効果を調べるために小型供試体の載荷実験を行った。その結果、以下のようなことが明らかになった。

- ① 補強材の表面摩擦が補強効果に大きな影響を与える。
- ② 地盤の破壊形態は、補強材の表面摩擦の他に補強材の弾性係数の影響を受けると考えられ、補強効果にも差が生じる。また、補強材に生じる引張力は補強材の材質によって異なる。
- ③ 垂直のり面をもつ盛土にジオテキスタイルを敷設することによる補強効果が認められた。今回の実験ではのり面表面からの進行性破壊が生じており、補強効果をさらに高めるにはのり面保護工が重要な役割をもつことが示唆された。

上述の②については有限要素法による数値解析でも確かめることができた。また、補強材と土の結合を強めることによって補強効果をさらに高めることが可能なことを数値解析上で示した。

今後は、今年度の実験結果の解析をさらに進めるとともに、

- i) のり面保護工が補強効果に与える影響
- ii) 補強材の延び剛性が補強効果に与える影響

について検討する予定である。また、実物大の補強土留めを造成して設計計算法の確認も行いたいと考えている。

4.3.5 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現在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、ブロック式や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。

しかしながら、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などの課題が残されている。また、他の地盤改良工法と比較して一般に高価であり、改良形式（改良率、改良範囲など）の合理化が望まれている。

そこで、本研究では、これらの課題を解決するためジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法を提案し、その改良効果を模型実験、数値解析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。

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

本研究で着目している改良形式の一例を図-1に示す。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、ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の沈下・変形抑止効果を検討するために、小型土槽による模型実験、FEM弾性解析を実施した。また、実際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。

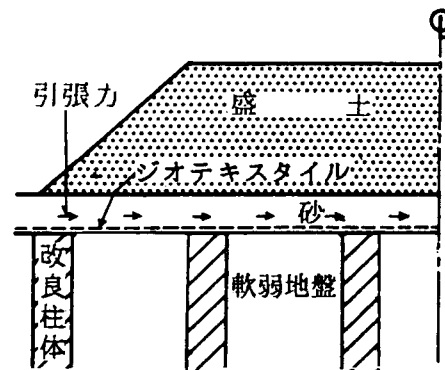


図-2.1 深層混合処理・ジオテキスタイル併用工法の概念例

3. 改良地盤の応力・変形特性に関するFEM弾性解析

3.1 解析の目的と概要

本章においては、軟弱地盤上の盛土工事において、深層混合処理とジオテキスタイルを併用した地盤改良を行う場合に、盛土・基礎地盤の沈下や側方流動等の変形挙動に対する本工法の効果を把握し、本研究を進める上での目安を得ることを目的として、FEMによる盛土・基礎地盤の変形解析を行う。

今回は、まず解析の緒として地盤を弾性体と仮定し、また、ジオテキスタイルについては引張力のみ抵抗し曲げには抵抗しない棒要素としてモデル化を行った。

解析条件としては、ジオテキスタイルの敷設位置、種類、改良柱体の配置および改良率等を変えて検討を行い、ジオテキスタイルおよび改良柱体の効果に対する知見を得ることを試みた。

3.2 解析手法

(1) 解析条件

解析はFEM2次元解析とし、解析に際しては次の条件を仮定した。

① 平面ひずみ条件 ② 弾性解析 ③ 盛土荷重による圧密完了時点の応力・変形解析

(2) 土層構成および土質定数

解析に用いた土層構成を図-3.1に、入力した土質定数を表-3.1に示す。

表-3.1 土質定数

土層	単位体積重量 γ (tf/m^3)	弾性係数 E (tf/cm^2)	ポアソン比 ν
盛土 および サンドマット	2.0	2 000	0.3
Ac(1)	0.7	112.5	0.33
Ac(1) 改良部	0.7	500	0.33
Asc(1)	1.0	70	0.3
Asc(1) 改良部	1.0	10 000	0.3
Ac(2)	0.7	135	0.33
Ac(2) 改良部	0.7	10 000	0.33
Asc(2)	1.0	800	0.3
Dc	0.7	2 000	0.33
Ds	1.0	5 000	0.3
Trs	1.0	15 000	0.3

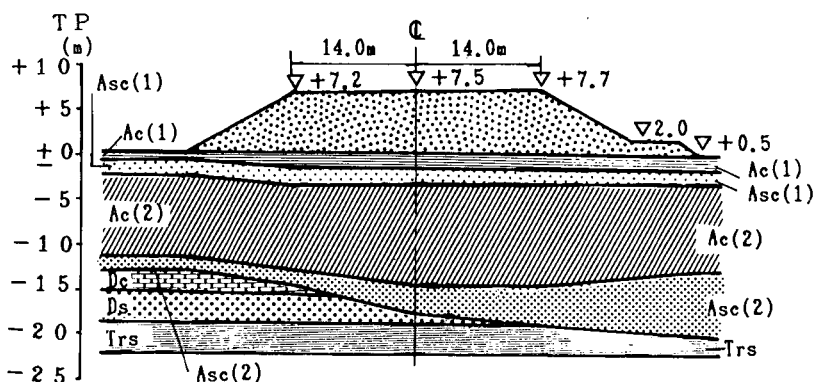


図-3.1 土層構成図

(3) 検討手順

解析に当たっては、ジオテキスタイルの敷設位置、種類、改良柱体の配置および改良率等を変えて検討を行うこととし、検討の手順を次のようにした。

- ① ジオテキスタイルの敷設位置を変えて検討し、最適の位置を決定する。
- ② ジオテキスタイルの敷設位置を①で決定した位置とし、ジオテキスタイルの剛性を変えて検討する。
- ③ ジオテキスタイルの敷設位置および剛性を①、②の結果より設定し、改良柱体の配置および改良率を変えて、ジオテキスタイルを敷設する場合としない場合について検討する。

(4) 検討ケースおよび解析モデル

前述の検討手順①、②の解析結果より、ジオテキスタイルの敷設位置をサンドマットの下で地盤幅に敷設するとし、剛性を1600 tf/mと設定した。手順③の検討ケースとして右図の4ケースを考慮し、各ケースについて、改良柱体の改良率を10%、20%、40%の3種類に変えて解析を行った。ここで、改良率とは、盛土敷設面積に対する改良柱体の面積の比である。

解析モデル図の一例(改良率20% Case 1)を図-3.2に示す。解析は盛土天端中央部で切った半断面(図-3.1の左側半断面)について行った。また、境界条件は、左右端は水平方向固定、鉛直方向自由とし、下端は両方向固定とした。

3.3 解析結果

(1) 沈下性状

図-3.3～図-3.5は、各改良率に対する地表面沈下量の水平方向分布を示したものである。

改良柱体の配置の違いによる沈下性状の違いについて見ると、全面改良の場合、沈下は均等に近い形で生じているのに対し、のり尻改良の場合は、のり尻付近の沈下は抑えられるが、盛土中央部の沈下量が、全面改良の場合に比べてはるかに大きく、盛土中央部とのり尻部の沈下量の差が大きい。また、のり尻部の沈下量も改良率が上がるに従って、のり尻改良の場合と全面改良の場合の差が小さくなり、改良率40%ではその差はほとんどなくなっている。以上のことから、沈下量に関しては、のり尻改良より全面改良の方が有効であると考えられる。

一方、ジオテキスタイルの有無による沈下性状の違いについて見ると、のり尻改良の場合の盛土中央部の沈下がジオテキスタイルによって

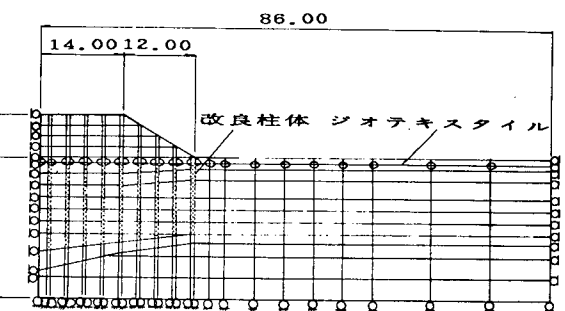
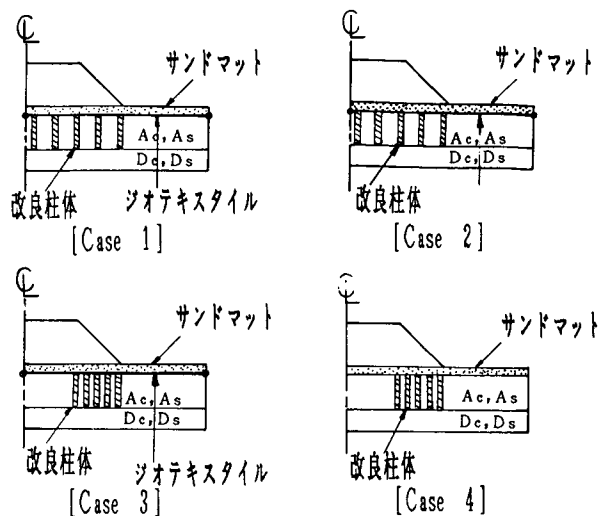


図-3.2 解析モデル図(改良率20% Case 1)

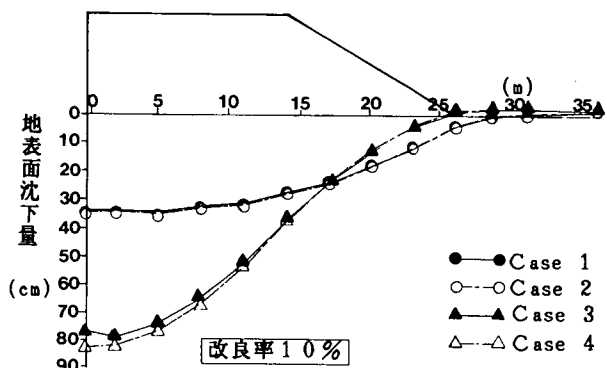


図-3.3 地表面沈下量の水平方向分布

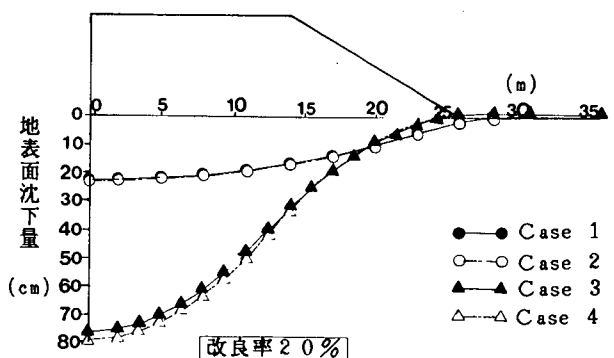


図-3.4 地表面沈下量の水平方向分布

若干抑えられてはいるが、全体としては、ジオテキスタイルの有無による沈下量の差はあまり見られない結果となっている。

(2) 側方変位性状

図-3.6～図-3.8は、各改良率に対するのり尻部側方変位量の鉛直方向分布を示したものである。

改良柱体の配置の違いによる側方変位性状の違いについて見ると、改良率40%の場合の地表面付近を除いて、各改良率とも全面改良の方がのり尻改良の場合より変位が小さく、のり尻部のみを重点的に改良したからといって、必ずしもりのり尻部の側方変位は抑えられないという結果になっている。

また、ジオテキスタイルの有無による側方変位性状の違いについて見ると、改良率の如何にかかわらず、ジオテキスタイルを敷設することによって側方変位が減少している。

従って、側方変位に関しては、全面改良の方がのり尻改良より効果的であり、ジオテキスタイルも側方変位の低減に寄与していることがわかる。

(3) 鉛直応力性状

図-3.9～図-3.14は、サンドマット下の地盤の改良部と未改良部の鉛直応力の水平方向分布を示したものである。

全面改良の場合ものり尻改良の場合も、未改良部の応力の分布は改良率が変わってもあまり変わらないが、改良部の応力は改良率が上がるに従って小さくなっている。

応力の分布形状について見ると、全面改良の方は分布がなめらかで均等に近いのに対し、のり尻改良の方は改良部の応力の差が大きい。

従って、未改良部の応力の分布は、全面改良とのり尻改良とで大きな差はないが、改良部の応力の分布については、全面改良の方がのり尻改良の場合より、改良柱体の

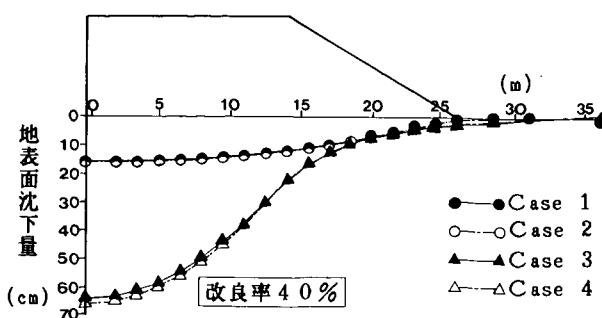


図-3.5 地表面沈下量の水平方向分布

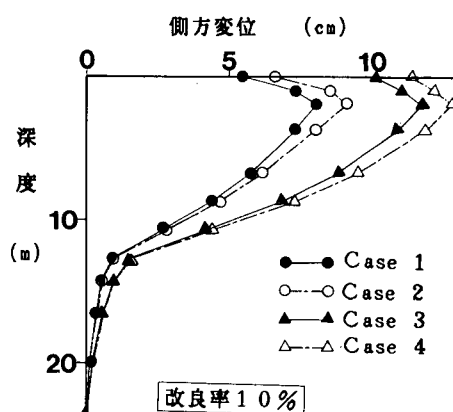


図-3.6 のり尻部側方変位量の鉛直方向分布

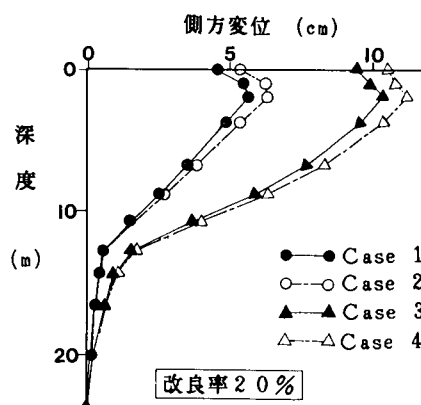


図-3.7 のり尻部側方変位量の鉛直方向分布

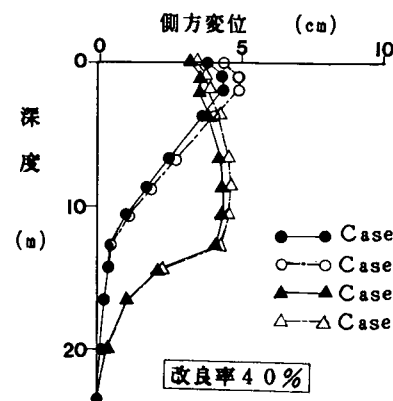


図-3.8 のり尻部側方変位量の鉛直方向分布

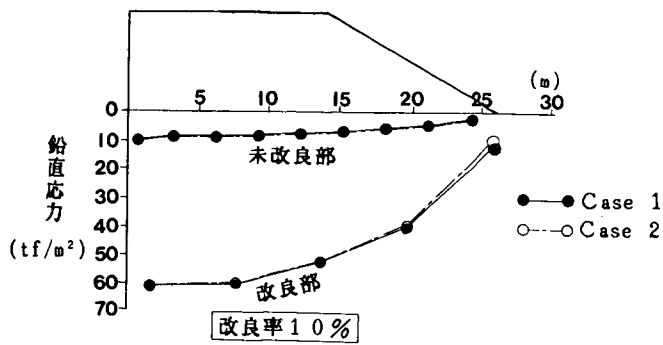


図-3.9 鉛直応力の水平方向分布

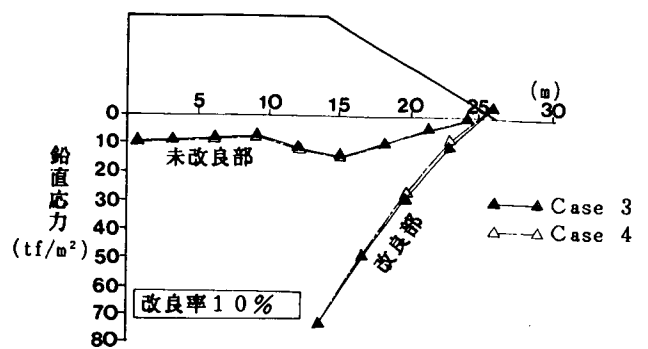


図-3.10 鉛直応力の水平方向分布

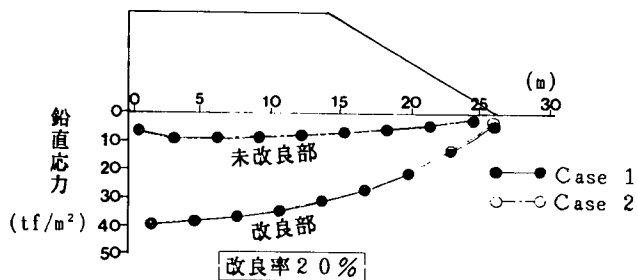


図-3.11 鉛直応力の水平方向分布

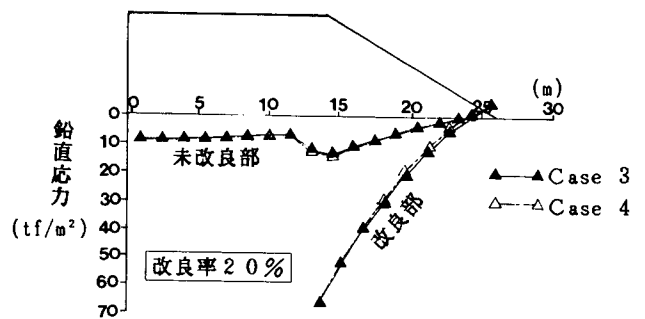


図-3.12 鉛直応力の水平方向分布

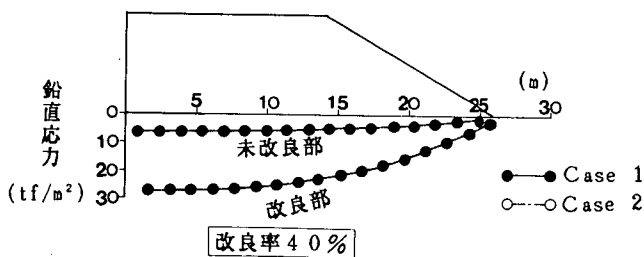


図-3.13 鉛直応力の水平方向分布

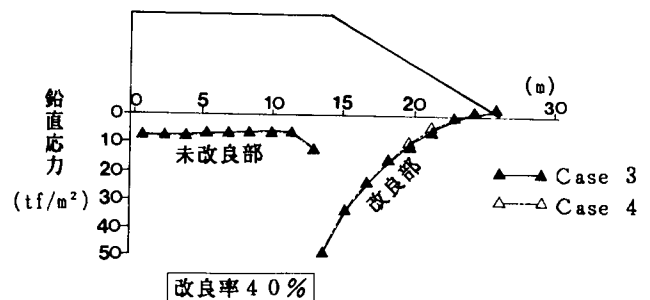


図-3.14 鉛直応力の水平方向分布

負担する応力は均等に近く、応力の最大値も小さく、改良率が上がるに従ってこの傾向は強くなり、全面改良の方がのり尻改良より効率的であると言える。

一方、ジオテキスタイルの有無による鉛直応力の分布の差はあまり見られない結果となっている。

(4) ジオテキスタイルの発生張力

図-3.15は、各改良率に関するCase 1の改良部分のジオテキスタイルに発生する張力を示したものである。

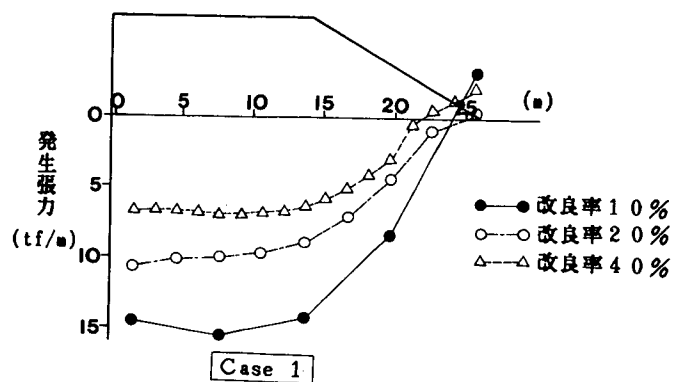


図-3.15 ジオテキスタイルの発生張力(改良部)

発生張力の最大値は、改良率10%の場合で15.5tf/m、改良率20%の場合で10.7tf/m、改良率40%の場合で6.8tf/mである。

3. 4 解析結果のまとめ

(1) 解析結果

今回、地盤を弾性体と仮定して応力・変形解析を行ったが、その結果をまとめると次のようである。

- ① 沈下量、側方変位、鉛直応力分布いずれに関しても、全面に改良柱体を配した全面改良の方が、のり尻部のみに改良柱体を配するのり尻改良よりも変位、応力ともに小さくなっている。
- ② 全面改良、のり尻改良いずれの場合も、ジオテキスタイルの効果としては、沈下や鉛直応力の低減に対してよりも側方変位の低減が著しくなっている。

(2) 解析結果の考察

- ① 改良柱体に作用する最大の鉛直応力は、改良柱体の配置、改良率に伴って増加しており、盛土高さなどによっては改良柱体の強度を高める必要がある。
- ② 今回解析に用いたジオテキスタイルの剛性は1600tf/mであり、これは、市販のジオグリッドの剛性の10倍程度である。今回はジオテキスタイルのモデル化に際し、軸剛性のみを評価したが、解析結果から判断すると、曲げ剛性が変形抑止に寄与することが予想される。従って、今後、敷設方法に関して、ジオテキスタイルの剛性を高める等検討する余地があろう。
- ③ 今回は、FEM弾性解析でジオテキスタイルの補強効果について検討を行った。しかし、ジオテキスタイルの効果について十分に把握されていない。これは今回の解析手法の問題にあると考えられるため、今後、軟弱地盤上のジオテキスタイルの補強効果をより忠実にシミュレートできる解析手法の適用が必要であらう。

(3) 今後の解析の方向

今回の解析結果から今後の解析の方向として、次のような点が上げられる。

- ① 今回解析の対象としたような高盛土の場合、土とジオテキスタイルとの間に発生するせん断力がかかなり大きくなり、土とジオテキスタイルとの間にすべりが生じることが予想される。従って、そのような土とジオテキスタイルとの間の相互作用を評価し得るような配慮(例えば、ジョイント要素やリンケージ要素の使用)を施す必要があろう。
- ② 土の応力状態から判断して、盛土完成後の未改良部の土はすでに極限状態に達していることも予想される。その場合、このような部分の土の剛性は現実にはほとんどゼロになると思われるから、ジオテキスタイルの効果がもっと明確に表われると考えられる。従って、今後、地盤の材料特性を弾塑性で評価する必要性が問われよう。
- ③ 改良柱体と未改良部とではその物性や挙動に大きな違いがあるため、実際の現象との整合性を確認し、両者の相互作用を忠実に評価し得るような解析手法上の工夫が必要となろう。

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及び改良部を想定して「ジオテキスタイル・深層混合処理併用法」による盛土の安定、沈下軽減及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。

本年度の実験では、「ジオテキスタイル・深層混合処理併用法」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、柱体及びネットに作用する応力を測定し、各改良形式における留意点を抽出することに着目点を置いている。なお、本実験では、ジオテキスタイルを盛土底面に一段敷設するものとして実施した。

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2.5m、幅0.5m、高さ1.0mである（写真-4.1参照）。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。軟弱地盤は乾燥した粉末状の粘土に含水比45%を目標として、密度、強度も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。本実験に用いた軟弱土の特性および軟弱地盤の強度を表-4.1に示す。表に示すとおり、含水比45%の時練り混ぜた軟弱土はマイクロベーンによるせん断強さが0.015kgf/cm²であった。なお、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。

本実験では柱体として、「硬強度発泡スチロール」を用い、その性質を表-4.2に示す。表に示すとおり柱体は直径 2.94cm、圧縮強さ 10.8kgf/cm²である。柱体設置後、軟弱層最上部には柱体及び土圧計

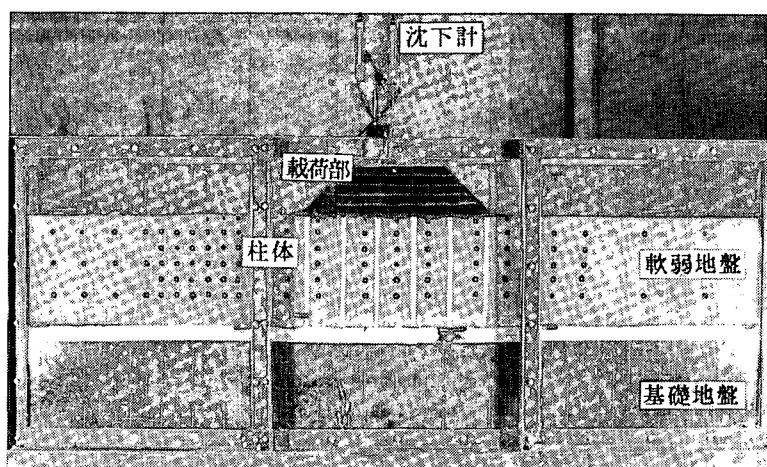


写真-4.1 模型実験の概要

表-4.1 軟弱土の性状

比重	粒度特性				コンシステンシー特性			せん断強さ (kgf/cm ²)
	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	
2.684	0	17	43	40	42.6	28.7	13.9	0.015*

*マイクロベーンによる(W=45%の時)

への均等荷重を目的として、約1cmの砂層を設けた。

(2) 载荷条件

1) 载荷方法

载荷材には「鉛球+砂鉄+タービン油」混合物を用いた。実験に用いた载荷材の性状を表-4.3に示す。表に示すとおり载荷材は、密度 4.35g/cm³、粘着力 Cu=0kgf/cm²、内部摩擦角 $\phi_u=20^\circ$ である。荷重の载荷方法は、図-4.1に示すように1:1ののり面勾配で、各段階ともに原則として層厚3cmとなるように载荷した。ただし、無処理の場合は盛土中央部の変形が大きいため、のり肩が3cmとなるように载荷した。各段階の载荷時間は1時間とし軟弱地盤および柱体に作用する応力、軟弱地盤中の土圧、地盤の沈下、地盤表面および側面の変位等を経時的に測定した。なお、载荷中の内部の挙動は土槽正面の亚克力板を通して観察した。

ある。荷重の载荷方法は、図-4.1に示すように1:1ののり面勾配で、各段階ともに原則として層厚3cmとなるように载荷した。ただし、無処理の場合は盛土中央部の変形が大きいため、のり肩が3cmとなるように载荷した。各段階の载荷時間は1時間とし軟弱地盤および柱体に作用する応力、軟弱地盤中の土圧、地盤の沈下、地盤表面および側面の変位等を経時的に測定した。なお、载荷中の内部の挙動は土槽正面の亚克力板を通して観察した。

2) 開削方法

各ケースともに第7荷重段階(最終荷重)終了後、図-4.2に示すようにのり先の開削を行った。開削は、のり尻10cmの箇所から1:1勾配で深度5cmピッチに3段階に分けて行なった。各段階の開削後、開削に伴う盛土中央の沈下量及び表面、側面の変位量等を段階別に測定した。

(3) 実験ケース

表-4.4には、本試験で行った実験ケースを示す。Case1~3共に砂層上部にジオテキスタイル(長さ70cm、幅50cm)を一枚設置した。各ケースの改良条件を以下に示す。

Case 1:地盤は無処理の状態で改良形態はジオテキスタイルの設置のみである。

Case 2:ジオテキスタイルの設置に加えのり面下部の軟弱地盤中に柱体を密に配置した。(図-4.5(a))

Case 3:ジオテキスタイルの設置に加え盛土下部全体の軟弱地盤中にCase 2 とほぼ同本数の柱体を粗に配置した。(図-4.5(b))

表-4.2 柱体の性状

柱体径 (cm)	柱体長 (cm)	単位体積重量 (gf/cm ³)	圧縮強さ (kgf/cm ²)	破壊ひずみ (%)	弾性係数 (kgf/cm ²)	曲げ強度 (kgf/cm ²)
2.94	35.0	0.058	10.8	3.3	1,500	2.47

*一点载荷

表-4.3 载荷材の性状

重量配合比			密度 (g/cm ³)	鉛球の径 (mm)	粘着力 (kgf/cm ²)	内部摩擦角 (°)
鉛	球砂	鉄タービン油				
9.75	5	0.075	4.35	1.0	0	20°

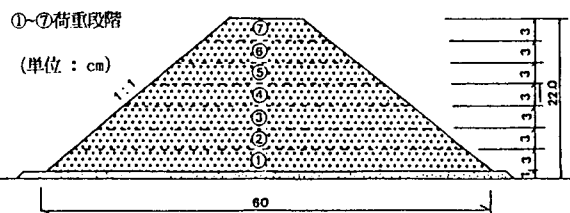


図-4.1 载荷方法

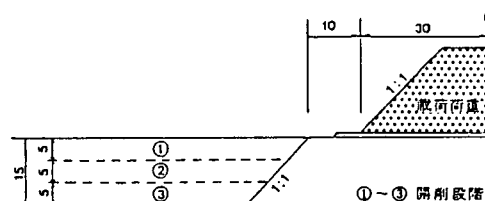


図-4.2 開削方法

表-4.4 実験ケース

	Case 1	Case 2	Case 3
支持形式	無処理 + ジオテキスタイル	岩底 + ジオテキスタイル	岩底 + ジオテキスタイル
改良率	—	6.3%	6.8%
改良柱体長	—	35cm	35cm
軟弱層厚	35cm	35cm	35cm
改良幅(B)	—	12cm	30cm
略図			

(4) 実験装置

図-4.6には、本実験における測定の概要を示すが、実験装置として変位計、沈下板、土圧計、間隙水圧計、表面マーカー、側面マーカー、を設置した。沈下板は、ジオテキスタイル設置後、荷重部中央及びのり中央部に設置し、沈下板の最上部に変位計を設けた。側面マーカーは、荷重範囲直下及びその付近は縦横とも5cmピッチとし、他の部分は縦横とも10cmピッチに設けた。土圧計は、柱体頭部及び柱体間に設置した。

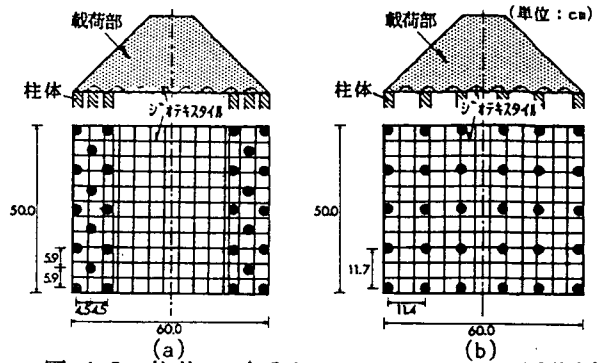


図-4.5 柱体及びジオテキスタイルの設置位置図

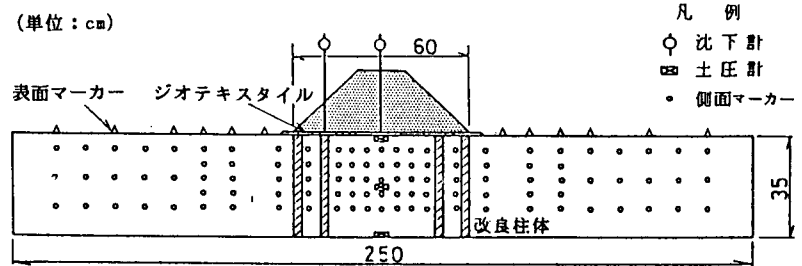


図-4.6 測定概要

4.3 実験結果

本実験において得られた各ケースの沈下・変形抑止効果に関する結果を以下に示すが、ここでは、同様の実験から得られた「無処理」、「のり尻改良」についても参考データとして用い併記している。

(1) 荷重時の地盤変形抑止効果の比較

1) 沈下量及び沈下形状

図-4.7には、荷重時の荷重部中央の荷重応力と沈下の関係を示す。この図より、「ジオテキスタイルのみ (Case1)」の条件では、「無処理」のケースの結果とほとんど差がないのに対して、「柱体+ジオテキスタイル」の条件では、かなりの沈下軽減効果が認められる。また、同図において、「のり尻改良」と「のり尻改良+ジオテキスタイル (Case2)」とを比較すると、柱体の

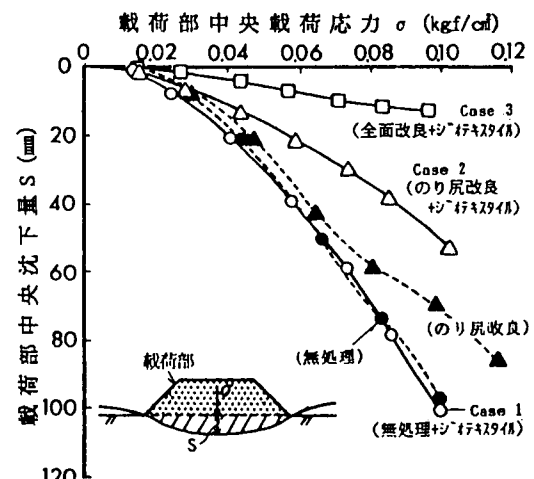


図-4.7 荷重部中央における応力-沈下の関係

本数が同じ場合、柱体を盛土のり尻に密に配置するよりも、荷重部全面に配置する方が荷重荷重の増加に伴う沈下量が小さく、荷重材の未改良地盤へのめり込み、改良部と未改良部境界での不同沈下が低減しているなど、盛土の沈下量に関してはかなり効果的であると言える。

図-4.8には、「ジオテキスタイルのみ (Case1)」の条件における荷重部中央での沈下量を基準にして、「のり尻改良+ジオテキスタイル (Case2)」及び「全面改良+ジオテキスタイル (Case3)」の沈下量の比をとり、荷重応力の増加に伴う沈下低減の程度を示したものである。なお、同図において、荷重応力 σ と「無処理+ジオテキスタイル」の条件における降伏応力 $\sigma_y = 0.033 \text{ kgf/cm}^2$ の比を横軸にとり整理している。図より、Case2, Case3とも荷重応力の増加に伴い低減効果が增大している (沈下量の比率は減少している) 傾向が認められる。また、同図において Case2 と Case3 との沈下軽減効果の差も明瞭に読み取るこ

とができ、例えば最終載荷段階での低減率を比較すると、Case2がCase1の沈下量の45%程度であるのに対して、Case3では18%もの沈下低減効果が得られている。

次に、各ケースでの沈下形状及び載荷部の安定性についてまとめると、以下のとおりである。なお、各ケースでの変形状況については、後掲した各実験ケースの変形比較写真(写真-4.2)及び実験総括表(表-4.5)を参照されたい。

①「無処理+ジオテキスタイル(Case1)」の場合、無処理と比較するとジオテキスタイルを敷設することにより、載荷部自体の安定が保たれた状態で沈下している。すなわち、載荷部中央に沈下量が集中せず、沈下が載荷部底面全体に均等に生じる傾向が見られた。

②「のり尻改良+ジオテキスタイル(Case2)」の場合、「のり尻改良」と比較すると改良部と未改良部との不同沈下は顕著に認められたが、ジオテキスタイルを敷設することにより、全体的に未改良部の沈下量が低減している。そのため、載荷部全体の安定性が確保されている。

③「全面改良+ジオテキスタイル(Case3)」の場合、載荷部全体を杭で支持した状態となっているため、沈下量はわずかである。その結果載荷部の安定も十分確保されている。さらに、柱体間の未改良部についてもジオテキスタイルによって載荷材のめり込みが若干認められる程度で、その効果はかなり期待できるものと考えられる。

以上の結果、ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の場合、沈下量の低減をかなり期待でき、さらに盛土体の安定にも効果があると言える。さらに、沈下量の低減および盛土体の安定に着目すると、改良率が小さくとも盛土全面に柱体を設置しジオテキスタイルを敷設する改良形式の方がより効果的であることが判明した。

2) 表面変位及び地中変位

図-4.9は、各実験ケースでの最終載荷段階($\sigma=0.096\text{kgf/cm}^2$)における表面変位の全体比較を示したものである。

また、図-4.10には、表面マーカにより測定した表面垂直変位 δv と表面水平変位 δh の載荷応力の増加に伴う変化を示す。

これらの図より、沈下と同様に各実験ケース改良効果の差異が表面変位においても明瞭に表れているとともに、表面変位は各ケースとも載荷部のり尻から10cm以内の地点で最大となっていることがわかる。

3) 沈下土量及び側方移動土量の比較

図-4.11は、各実験ケースでの沈下及びのり尻部での側方移動の状態を土量(面積)で整理し比較し

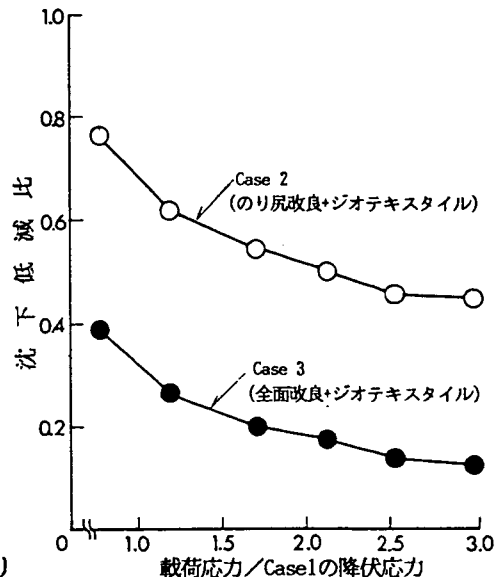


図-4.8 載荷に伴う沈下低減比の変化

注) 沈下低減比とは載荷部での各ケースの沈下量/Case 1の沈下量である。

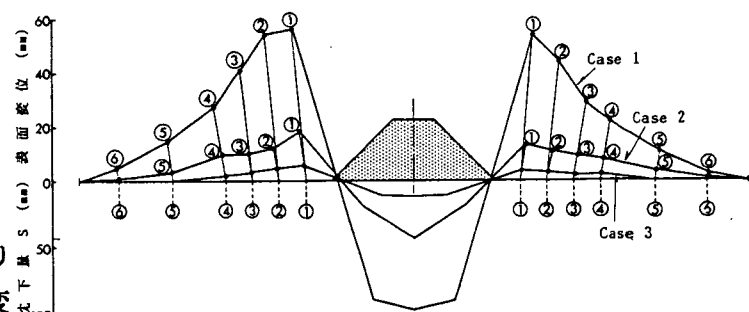


図-4.9 表面変位の全体比較(最終載荷段階)

た結果である。この図より、先に示した載荷部中央における沈下量～載荷応力の関係と同様の傾向が認められる。すなわち、「ジオテキスタイルのみ(Case1)」の条件では、沈下・側方移動面積に関しても「無処理」の条件と大差なく、柱体を配置することによる地盤の変形抑止効果が大いことがわかる。これは、柱体が地中壁あるいは杭として作用し地盤の側方移動を抑止していることを意味するものと考えられる。この点は、沈下面積と側方移動面積の載荷応力の増加に伴う変化がほぼ一致することから

も推定できよう。さらに、同図において、Case2とCase3を比較すると全面に柱体を粗に配置した条件の方が効果的であることを再確認できる。

(2) 周辺地盤の開削時の変形抑止効果の比較

図-4.12は、開削深度に伴う載荷部中央での沈下量の増分 ΔS を示したものである。図より「全面改良+ジオテキスタイル(Case3)」の条件では、開削深度が増加してもほとんど沈下量が生じていないのに対して、他のケースでは、かなり大きな沈下の増加が生じていることがわかる。特に「のり尻改良+ジオテキスタイル(Case2)」の条件では、開削深度10cmにおいて急激に沈下量が増大している。これは、周辺を開削することにより、柱体上部の水平抵抗が減少するとともに、改良部に過度の偏土圧が作用し、上部でのジオテキスタイルによる拘束が切れた状態(柱体とジオテキスタイルとが離れる)となったためと考えられる。この点に関しては、アクリル板を通して観察できたとともに、図-4.13に示す開削深度と柱体の水平移動量の関係からも認められる。すなわち、図-4.13においては、Case2の表層付近での柱体の水平移動が急激に生じており、この結果、沈下量が急増したものと推測できる。なお、後掲した変形状況の写真から、急激な変形を生じたもののジオテキスタイルの拘束効果により載荷部本体の安定性は確保されていた。

図-4.14には、各実験ケースの開削時の変形状態を示す。図より、Case1及びCase2において開削に

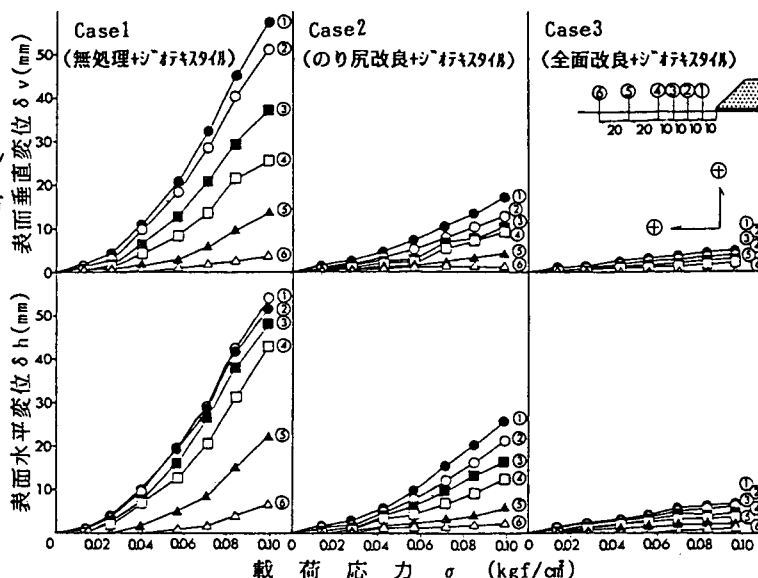


図-4.10 表面変位～載荷応力(載荷部中央)の関係

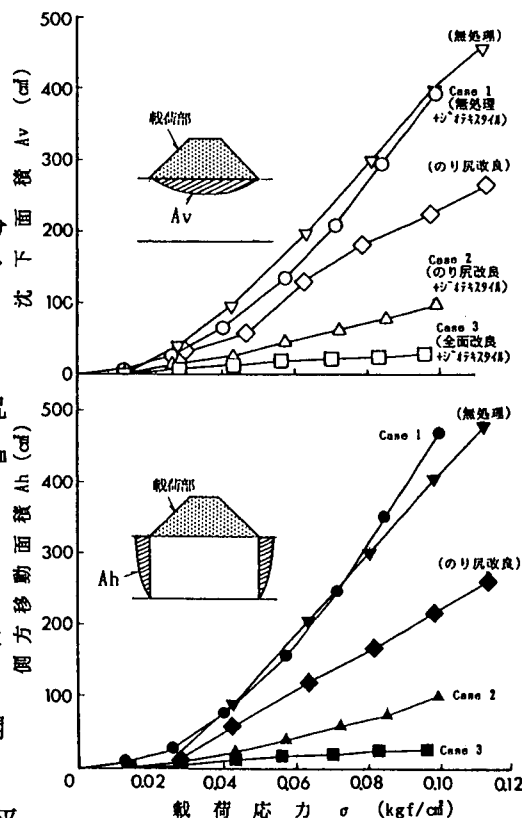
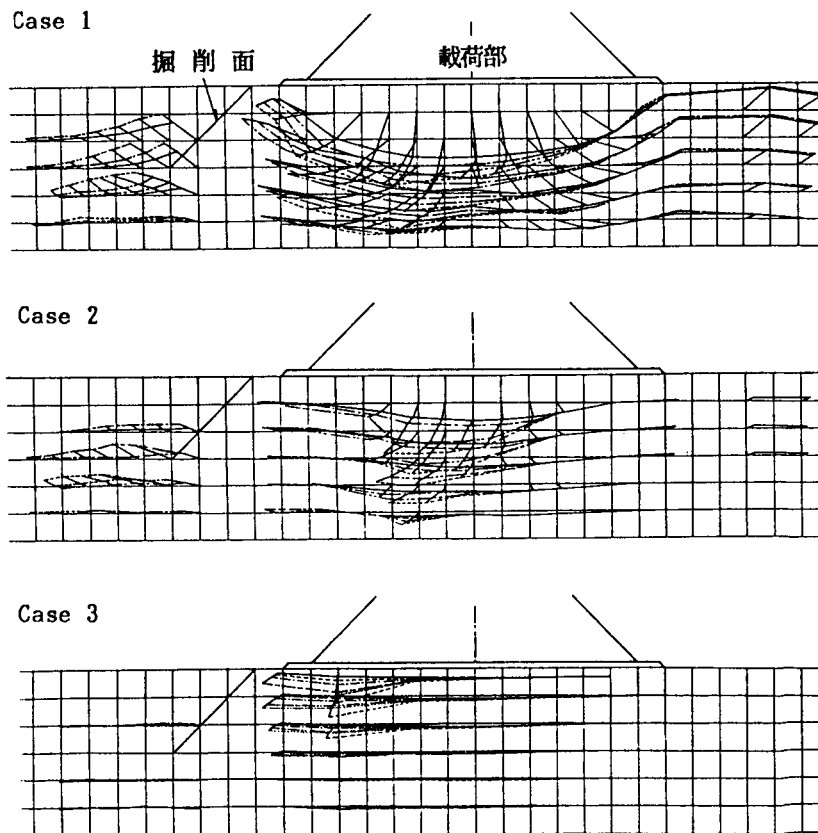
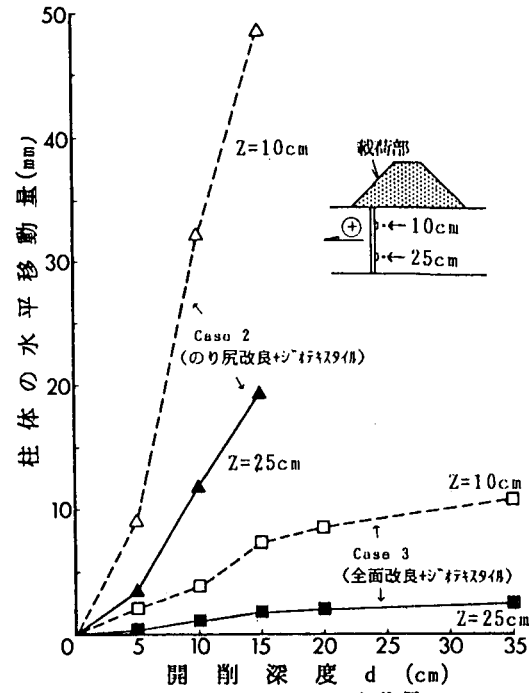
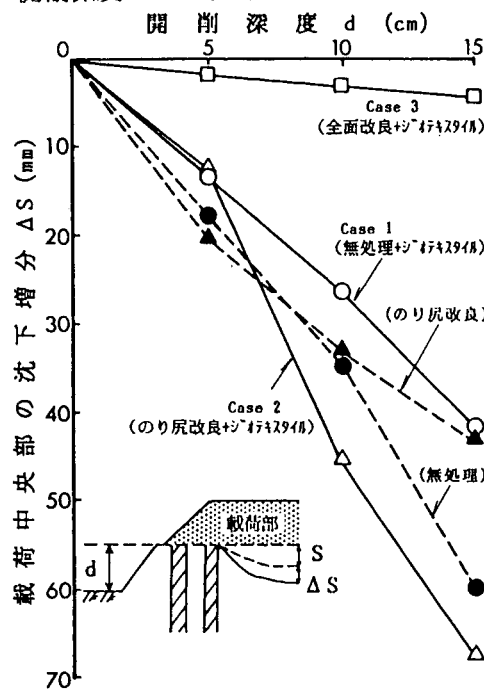


図-4.11 載荷部中央の沈下面積・側方移動面積～載荷応力の関係

伴う大きな地盤の変形が認められるが、Case3では、あまり変形が生じていない。ただし、Case3の場合では、開削深度15cmの段階で改良柱体の抜け上がり、のり表面の小崩壊が観察された。



(2) 柱体及びジオテキスタイルに作用する応力の比較

1) 柱体に作用する圧縮応力

図-4.15には、のり肩部に設置した柱体に作用する圧縮応力と載荷応力の関係を示す。この図より、「のり尻改良+ジオテキスタイル(Case2)」と「全面改良+ジオテキスタイル(Case3)」を比較すると、Case3の方は載荷応力にほぼ比例して大きく増加しているのに対して、Case2の場合では、発生する圧縮応力の増加割合が小さいことがわかる。また、図においてCase3の場合、柱体に作用する圧縮応力と載荷応力とを比較するとほぼ10倍以上の圧縮応力が発生しており、この発生圧縮応力は、上載荷重を全て柱体のみで支持した値(未改良部の支持力を無視)と対応する。

これは、Case3の場合では、先に変形状について述べたように載荷荷重を柱体が「杭」として支え、さらに、柱体上部にジオテキスタイルを敷設することによって上載荷重の大部分を柱体で支持して、支持地盤に伝達させているためであると考えられる。一方、Case2の場合では、載荷応力よりも若干大きな圧縮応力が発生しているものの、載荷荷重の増加とともに柱体が大きく側方へ変位しているため、圧縮応力の発生が小さいものと考えられる。

以上の結果から、「全面改良+ジオテキスタイル」の改良形式の場合、載荷部全体の沈下を抑えるという改良の原理上、本改良形式の設計においては、上載荷重に応じた柱体の圧縮応力あるいはせん断応力の検討が重要であると言える。

2) 柱体に作用する曲げ応力

図-4.16には、のり肩部に設置した柱体に作用する曲げひずみと載荷応力の関係を示す。この図より、上記に示した載荷応力と圧縮応力の関係とは逆にCase2の方が大きな曲げひずみを生じていることが認められる。これに対してCase3の場合は、ほとんど曲げひずみが発生していない。また、同図において深度方向の曲げひずみを比較すると、両ケースとも柱体の中央部(上端から17cmの位置)に最も大きなひずみを生じていることがわかる。これは、支持地盤の摩擦力及びジオテキスタイルによって両端部を拘束されていることに加えて地盤中央部の軟弱地盤の側方流動が大きいことに起因するものと考えられる。

以上の結果は、「のり尻改良+ジオテキスタイル」の改良形式では、曲げ応力の検討が重要であることを示唆するものと考えられる。

3) ジオテキスタイルに作用する引張応力

図-4.17には、各実験ケースにおけるジオテキスタイルに作用する引張応力の発生の程度を載荷部

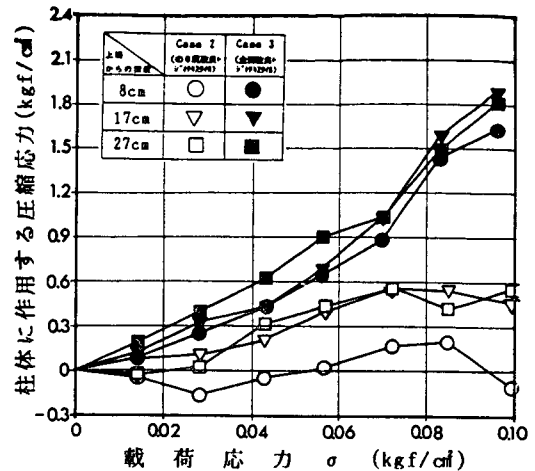


図-4.15 載荷応力と柱体に作用する圧縮応力の関係(載荷のり肩部)

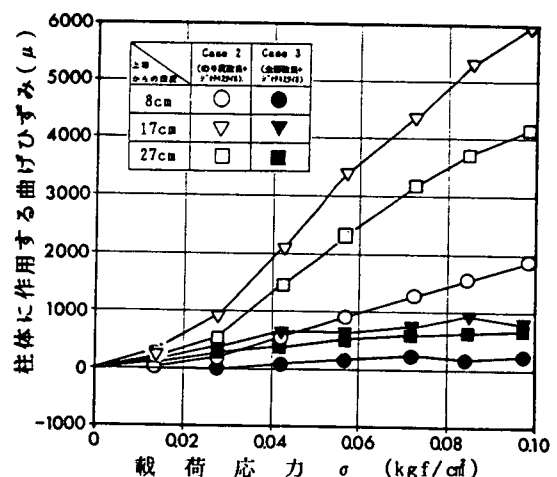


図-4.16 載荷応力と柱体に作用する曲げひずみの関係(載荷のり肩部)

中央の荷重応力によって整理し、比較して示す。この図より、各ケースとも荷重応力の増加に伴って各測定点の引張応力が増大していることが認められる。また、各ケースの引張応力の分布及び傾向を比較すると以下のようなものである。

- ①「無処理+ジオテキスタイル(Case1)」の場合、のり尻から荷重部中央に向かって徐々に引張力が大きくなっている。なお、本実験においてはジオテキスタイルの端部を固定していないため、発生する引張応力が小さい。しかし、荷重部の沈下・変形を更に抑止するためには、端部を拘束した方が効果的であり、この場合ジオテキスタイルに作用する引張応力の検討が必要となるものと考えられる。
- ②「のり尻改良+ジオテキスタイル(Case2)」の場合、のり尻の改良部の引張応力は小さいが、荷重部中央の未改良部に関しては、大きな引張応力が生じているとともに、未改良部分の各測定点の差異は僅かであることが認められる。これは、改良部と未改良部の間に不同沈下を生じており、「ハンモック」上の変形状を呈しているためと考えられる。
- ③「全面改良+ジオテキスタイル(Case3)」の場合、のり尻から荷重部中央に向かって引張応力が大きくなっており、Case1と比較すると全体に大きな引張応力が発生している。また、柱体直上の測定点(図中④)では、大きな引張応力が生じており、荷重材のめり込みによる影響をうかがうことができる。

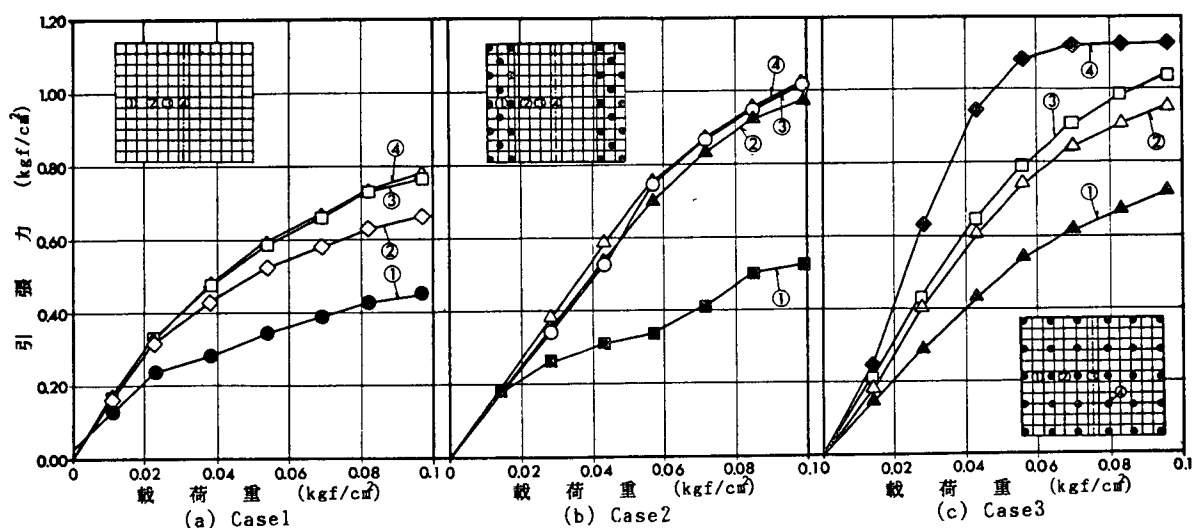


図-4.17 荷重応力とジオテキスタイルに作用する引張力の関係

4.3 模型実験のまとめ

本模型実験により、改良形式による沈下・変形抑止効果の差異を見出すことができ、「全面改良+ジオテキスタイル」が沈下・変形の観点から最も効果的であることが明らかとなった。また、ジオテキスタイルを用いることによって荷重部(盛土)の安定性が向上することも確認できた。しかしながら、柱体及びジオテキスタイルに作用する応力の測定結果から見ると、この「全面改良+ジオテキスタイル」の改良形式の場合、比較的大きな強度を必要とすることが予想される。今後は、土とジオテキスタイルとの複合体の曲げ剛性を強化することによる沈下・変形の抑止、さらには柱体に作用する応力の低減効果を模型実験により検証していくとともに、最適な改良形式(柱体の配置、幅、ジオテキスタイルの構造など)を検討していく予定である。

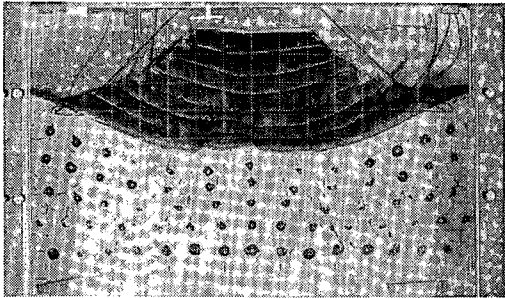
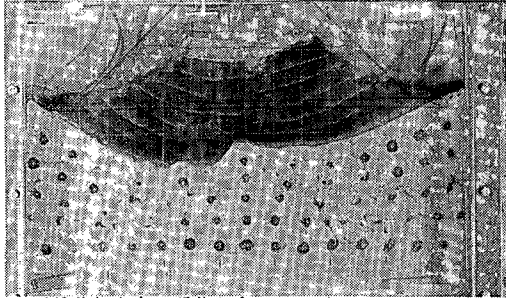
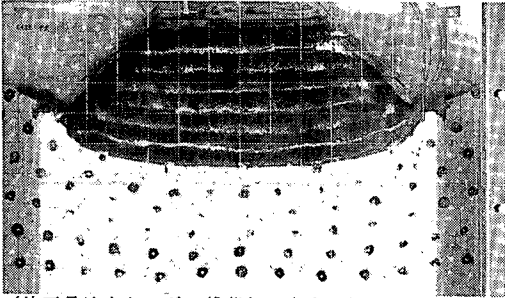
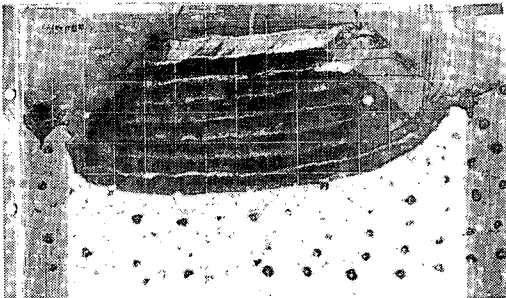
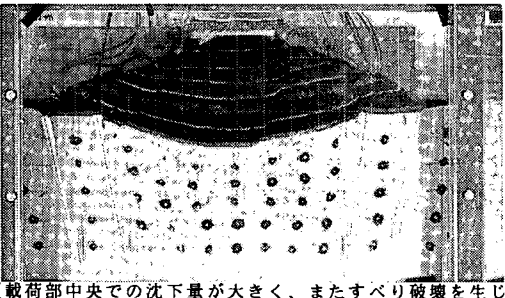
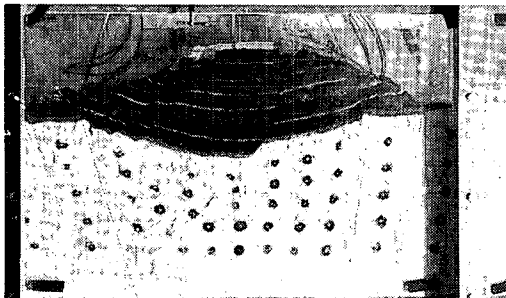
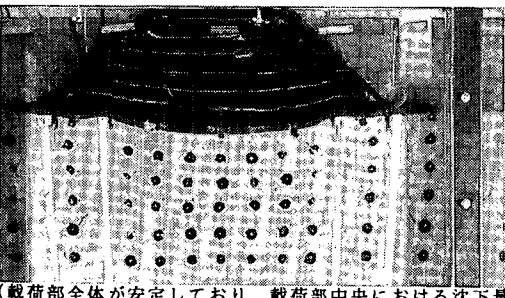
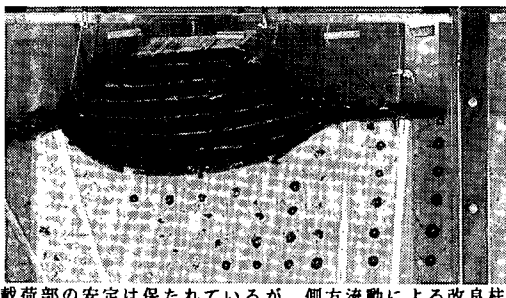
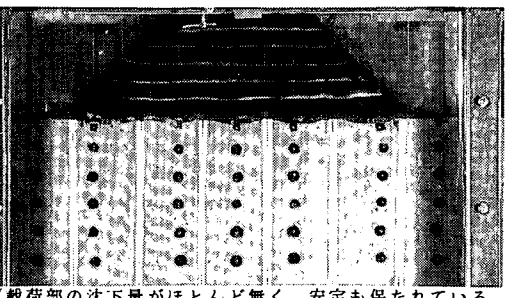
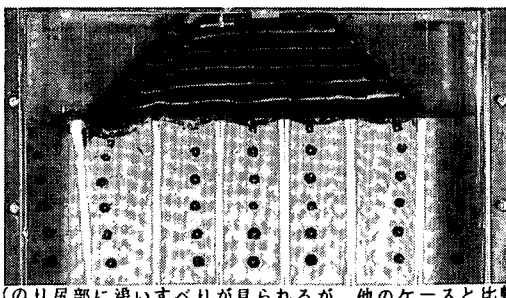
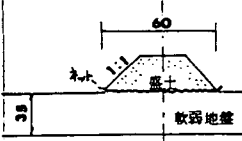
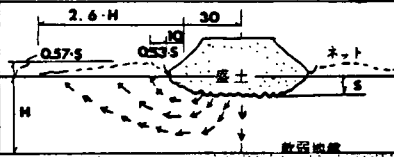
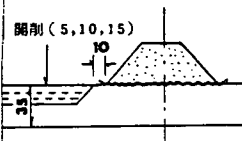
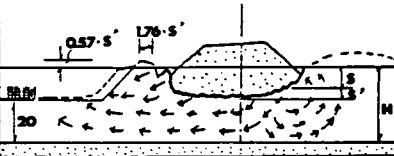
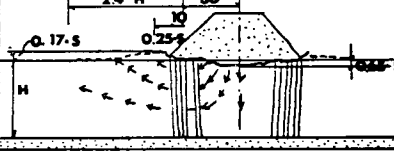
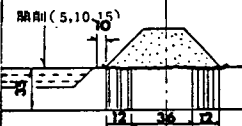
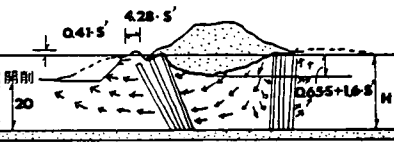
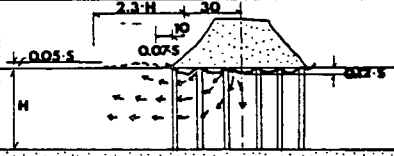
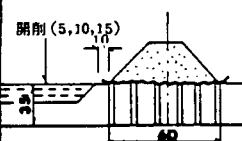
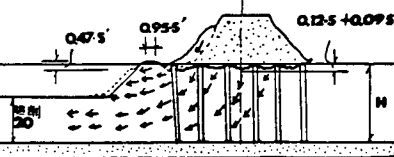
	載荷最終段階	開削最終段階
無処理	 (沈下量が大きく、載荷部全体が側方に流動している。)	 (載荷部中央に顕著なすべり面が生じている。)
無処理 + ジオテキスタイル	 (沈下量は大きい、載荷部の安定は保たれている。)	 (軟弱層の沈下側方流動は大きい、載荷部は安定している。)
のり尻改良	 (載荷部中央での沈下量が大きく、またすべり破壊を生じている。)	 (側方流動が著しく、明瞭なすべり面が確認できる。)
のり尻改良 + ジオテキスタイル	 (載荷部全体が安定しており、載荷部中央における沈下量もジオテキスタイルにより低減している。)	 (載荷部の安定は保たれているが、側方流動による改良柱体の移動が顕著である。)
全面改良 + ジオテキスタイル	 (載荷部の沈下量がほとんど無く、安定も保たれている。但し、柱体間のパンチングが認められる。)	 (のり尻部に浅いすべりが見られるが、他のケースと比較して変形は著しく低減される。)

写真-4.2 載荷時及び開削時の変形状況

表-4.5 実験結果一覧表

ケース No.	支持形式 および 改良位置	改良率 (%) 改良柱体 本数	盛土 または 開削	実験の略図 (単位: cm)	実験結果			変状パターン略図 (単位: cm)
					盛土中央の沈下	表面変位	側面変位	
1	ジオテキ スタイル + 無処理	0	盛土		- 最大沈下量は盛土中央部で発生している。 - ケースNo. 1, 2ともに明確な破壊を示さない。 - 降伏応力は0.033kgf/cm²程度と想定される。	- 表面変位が最大となる所は、のり尻より10cmである。 - 最大隆起量は、沈下量の57%程度、最大水平移動量は沈下量の53%程度で隆起量の方が大きい。 - 表面変位が生じる応力は降伏応力に対応している。 - 側方移動の範囲は層厚の2.6倍程度。	- 垂直変位は盛土中央で最大で、のり尻付近ではほとんどない。のり尻の外側では向上に変位する。 - 水平変位は、のり尻の深度10~15cmが最大で、のり尻の外側および盛土中央40cmで減少する。 - 側面の盛土中央の沈下量は、本来の盛土中央の沈下量の90%程度である。 - 側面の垂直変位土量と水平変位土量は同じ。	
			開削		- 開削後の沈下量は開削深度が深くなるのに伴い増加する。(全ケース) - 開削後の最大沈下量は、開削側の盛土のり尻付近で発生している。 - 明確なすべり面は発生していない。	- 開削深度が深くなるのに伴い沈下水平移動ともに増加するが、各ケースともに水平移動の方が大きい。 - 水平移動量は盛土中央沈下量の1.76倍のり尻の沈下は57%程度で、水平移動の方が大きい。	- 開削深度が深くなるのに伴い沈下水平移動ともに増加するが、各ケースともに水平移動の方が大きい。 - 開削部と逆の盛土のり尻付近は時計と逆回りの変位を示している。 - 盛土全体が開削により傾く。	
2	ジオテキ スタイル + 着底 のり尻	6.3 (28本)	盛土		- 最大沈下量は盛土中央部で発生している。 - 降伏応力は、0.035kgf/cm²程度と想定される。 - 沈下低減率は降伏応力までは低下し6.5%に至り、その後も若干低下する傾向を示す。 - 改良効果は、沈下の低減にみられる。	- 表面変位が最大となる所は、のり面より10cmである。 - 最大隆起量は無処理の沈下量の17%程度、最大水平移動量は25%程度で水平移動の方が大きい。 - 側方移動の範囲は層厚の2.4倍程度。 - 改良効果は変位の低減にみられる。	- 垂直変位、水平変位ともにケースNo. 1より小さい。 - 水平変位が最大となる所はのり尻の深度5cmで無処理より良い。 - のり尻の外側の変位は水平変位が主体で、向上の変位は非常に小さい。 - 改良柱体頭部がのり尻の方向に移動する。 - 改良効果は、変位の低減にみられる。	
			開削		- 開削後の盛土中央部の沈下量は無処理の1.6倍程度である。 - 最大沈下量の発生する所は、ケースNo. 1と同じである。 - 明確なすべり面は発生していない。 - 改良効果は顕著でない。	- 水平移動量、沈下量は、無処理の盛土中央沈下量の4.38倍と41%程度で、水平移動が非常に大きい。 - 改良効果は顕著でない。	- 地盤の変位の形状はケースNo. 1とほぼ同じであるが、改良柱体の変位が大きく、盛土より外れ、一部切断したため、盛土の傾斜が大きい。水平移動も非常に大きい。 - 改良効果は顕著でない。	
3	ジオテキ スタイル + 着底 全面	6.8 (30本)	盛土		- 最大沈下量は、盛土の中央部で発生している。 - 降伏応力は0.096kgf/cm²以上である。 - 沈下低減率は12%以下を示す。 - 沈下に対する改良効果はケースNo. 2より大きい。	- 表面変位が最大となる所はのり尻より10cmである。 - 最大隆起量は無処理の沈下量の5%程度、最大水平移動量は、7%程度で、水平移動の方が若干大きい。 - 側方移動の範囲は層厚の2.3倍程度。 - 改良効果は、ケースNo. 2より大きい。	- 垂直変位、水平変位ともにケースNo. 2より小さい。 - 水平変位が最大となる所はケースNo. 2と同じである。 - 改良柱体の動きは若干あるが、ほとんどないに等しい。 - 改良効果は、ケースNo. 2より大きい。	
			開削		- 開削後の盛土中央部の沈下量は、無処理の9%程度で非常に小さい。 - 盛土のり尻の一部がすべり落ちたが明確なすべり面は発生していない。 - 改良効果は沈下量の低減にみられる。	- 水平移動量は、無処理の盛土中央沈下量の9.5%、沈下量は47%と非常に小さい。 - 改良効果は顕著である。	- 垂直変位、水平変位ともにケースNo. 1, 2より小さい。 - のり尻の外側の変位は、ほとんど水平方向で、上向の変位はみられない。 - 改良柱体は、のり尻付近で若干変位がみられる。 - 改良効果は顕著である。	

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

埼玉県与野市において、杭状改良形式の深層混合処理工法により基礎地盤を改良し、路床部に補強のためジオテキスタイルを敷設して道路を建設する工事が行なわれた。この現地試験は当工事区域内の一部を使用し、ジオテキスタイルの補強による改良柱体部と柱体間未改良部との間に生じる沈下差（不同沈下）の低減効果をジオテキスタイルの敷設方式を変えて調査したものである。

5. 2 試験条件

(1) 現地地盤の性状

原地盤は埋土層、腐植土層、シルト層およびゆるいシルト混じり砂層からなる軟弱地盤である。当該地区土性の概要は図-5.1に示すようであり、最上位の埋土層は当試験区域内においてはガラ等を含み不均一である。改良地盤は粉体噴射攪拌工法（D J M工法）を用いて改良率10%で改良されている。

(2) 試験ケース

路床内に設置するジオテキスタイルの敷設方式により、図-5.2に示す4つの試験工区を設けた。測定計器は図-5.3に示すように改良柱体部と柱体間未改良部の沈下量およびジオテキスタイルに発生する道路横断方向のひずみを測定するために、沈下計・ひずみ計を配置し、1工区と3工区には改良柱体部上と柱体間未改良部上に土圧計を配置した。

調査として、施工中および竣工後の動態観測とともに、平板載荷試験（載荷板直径30cm）を路床完成後、改良柱体部上と柱体間未改良部上の路床面において実施した。

深度 (m)	柱状図	wn (%)	rt (tf/m)	qu (tf/cm)	N 値	備 考
0						
1						
2						
3		100~750	0.95~1.6	0.05~0.4	0	
4						
5		40~150	1.3~1.65	0.15~0.8	0~1	
6						
7			1.8~20		4~10	
8						
9					10~30	
10						

注) 路床下面からの深度で表している。

図-5.1 当該地区土性の概要

工区	内 容
1	1工区 ジオテキスタイル1枚 17 cm 沈下計 30 土圧計 100 ひずみ計 80 深層混合改良柱体 20
2	2工区 ジオテキスタイル2枚 舗装 路盤 路床 60 20 20
3	3工区 ジオテキスタイル2枚 マットレス方式20cm厚 60 20 20
4	4工区 ジオテキスタイル2枚 マットレス方式40cm厚 40 40 20

図-5.2 各試験工区横断面図

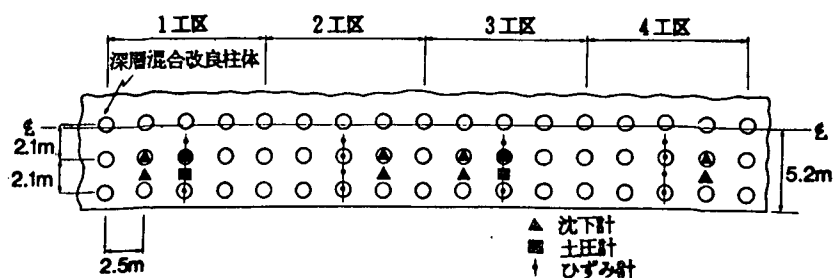


図-5.3 計器配置平面図

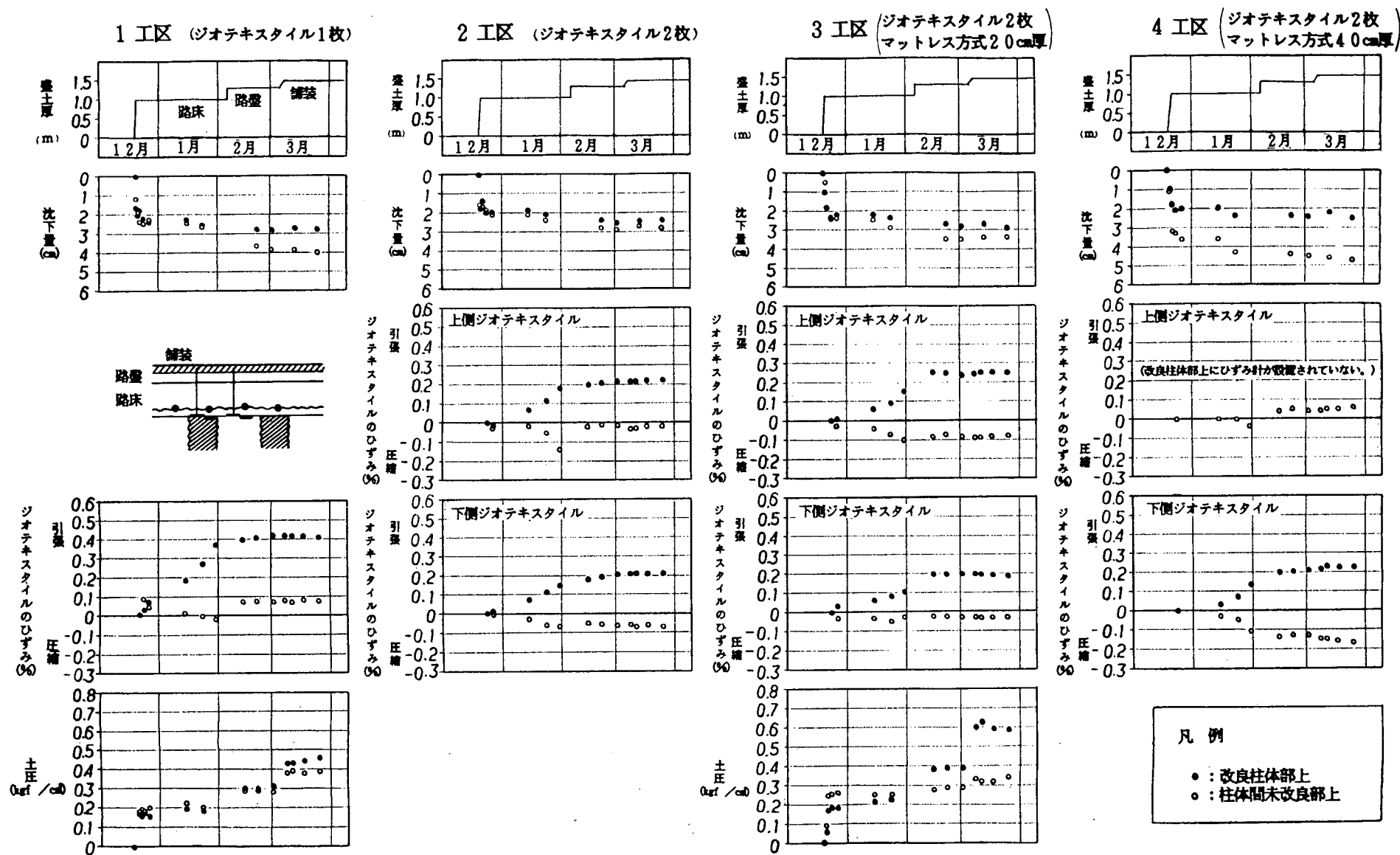


図-5.4 長期動態観測結果 (途中結果)

5. 3 測定結果

(1)長期動態観測結果 (途中結果)

各測定項目について昭和60年12月に設置してから昭和61年3月までの実測データを図-5.4に示し、これより得られる状況を考察も含めて以下に列記する。

1) 地盤に生じる変形 (沈下)

- i) 現在のところ深層混合処理工法により改良された地盤全体の沈下量は、3～4 cm程度である。
- ii) 柱体間未改良部の沈下量は各工区ともに改良柱体部よりも大きい傾向にあり、両者間には不同沈下が生じている。不同沈下量は1～2 cmである。

2) ジオテキスタイルに生じるひずみ

i) ジオテキスタイルのひずみは、改良柱体部と柱体間未改良部において明らかに挙動が異なる。柱体間未改良部上のひずみはほとんど零であるか若干圧縮側に生じているのに対し、改良柱体部上では現時点で引張側に0.2～0.4%のひずみが生じている。

ii) この改良柱体部の引張ひずみはi)の不同沈下の発生に応じて生じると考えられる。図-5.5に示す不同沈下量と改良柱体部上の引張ひずみ量の関係をみると、両者の間には相関関係がみられる。

iii) 2および3工区 (ジオテキスタイル2枚敷設) では改良柱体部上の引張ひずみ量は上側下側双方のジオテキスタイルにおいて0.2%前後で、上下のひずみ量に差がない。ジオテキスタイルで補強された路床部分が一体となって変形していると考えられる。

iv) 1工区 (ジオテキスタイル1枚) の改良柱体部上の引張ひずみは他工区 (ジオテキスタイル2枚) と比較して2倍程度大きい。ジオテキスタイル2枚に分担して受け持たれることによりひずみ量が半減したものと考えられる。土とジオテキスタイルが一体化しているという前提のもとで、ジオテキスタイルの敷設枚数を増やすことによって、土の変形をより小さく抑制でき、改良柱体によるパンチング等に対する局部変形 (クラック) 等の発生を低減できるようである。

(2)平板載荷試験結果

路床工事を完了して1ヶ月後、路床上面において平板載荷試験を実施した。平板載荷試験は局所的な試験であること、および路床材である山ズリの材料や締固めなどの局所的なバラツキの影響も含まれると思われるが、以下にこれから認められる状況を列記する。

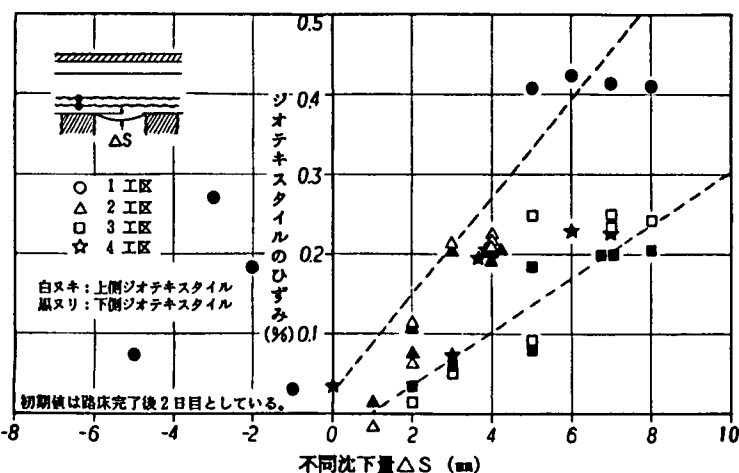


図-5.5 不同沈下量～改良柱体部ジオテキスタイルのひずみ

1) 地盤に生じる変形 (沈下)

載荷板の沈下量と載荷重の関係の直線勾配をK値とし、図-5.6には各工区のK値を示す。未改良部上のK値をみると、1工区（ジオテキスタイル1枚敷設）＜2工区（ジオテキスタイル2枚敷設）＜3工区（2枚マットレス方式20cm厚）＜4工区（2枚マットレス方式40cm厚）の順で次第に大きくなる。絶対値としての差はさほど大きくはないので明確には判断しにくい、ジオテキスタイルの敷設方式の相違による効果は傾向的には現れているように思われる。

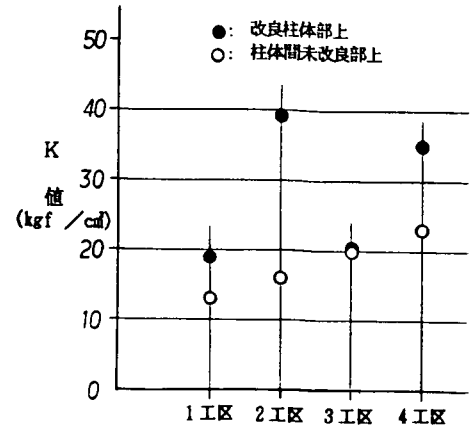


図-5.6 各工区のK値

2) ジオテキスタイルに生じるひずみ

i) ジオテキスタイルに生じるひずみは載荷位置直下においては引張側であり、その両側においてはほとんど零か圧縮側となっている。これは工区・載荷位置・ジオテキスタイルの敷設深度によらず、すべて同一パターンである。このパターンを図-5.7に示す。

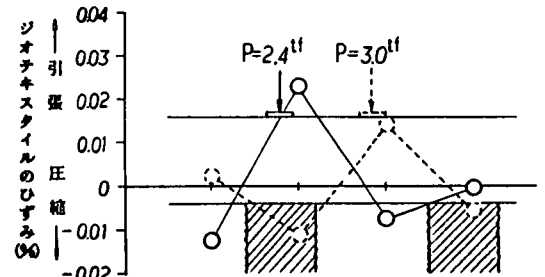


図-5.7 ジオテキスタイルに発生するひずみの横断方向分布 (1工区を例として)

ii) このような載荷位置直下で水平引張りひずみ、その両側で圧縮ひずみが発生する現象はBoussinesqによる半無限弾性地盤面に鉛直集中荷重が作用したときの水平方向の地盤内応力により説明できる。これによると地盤のポアソン比が0.5より小さい場合、集中荷重位置付近には水平応力の引張領域が生じ、水平方向に離れた位置には圧縮領域が発生することになる。今回のジオテキスタイルのひずみの実測値はこの状況を反映したものと考えられる。載荷重（油圧荷重）

を載荷板中心位置に作用する集中荷重と仮定して計算した水平応力とジオテキスタイルのひずみの関係を図-5.8示す。両者の間にはかなり明瞭な相関が認められ、上述のひずみ発生状況が理解される。

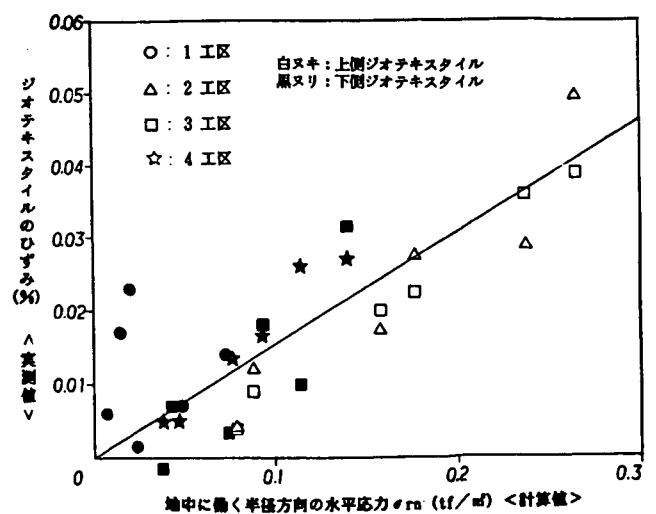


図-5.8 計算水平応力～ジオテキスタイルのひずみ (実測値)

3) 地盤に生じる鉛直土圧

i) 図-5.9に上載荷重と実測土圧の関係を示し、さらに幾つかの理論計算により得られる推定値も併せて示している。1,3工区の土圧の大きさに明瞭な相違がみられ、1工区（ジオテキスタイル1枚）の実測土圧は3工区（ジオテキスタイル2枚）のそのの

1.5 倍程度大きい。これは安原・三浦¹⁾らが報告している荷重分散効果によるものと思われる。

ii) 同図には理論値として載荷重を集中荷重とした場合の鉛直応力をBoussinesq, Fröhlich, Strohschneiderの3通りの考え方で示してある。

各理論値の特徴として、Boussinesqは地盤を半無限弾性体と考え純理論的に地盤内に発生する応力を求めており、砂質土地盤よりも粘性土地盤によく一致するといわれている。これに対しFröhlichやStrohschneiderはBoussinesqの理論に修正を加え、実際の砂質土地盤においても適用可能な式を導いている。今回の路床材は粗粒であり、FröhlichやStrohschneiderの考え方を適用するのが妥当であろう。ジオテキスタイルがない場合の土圧はこれらの理論予測値のうちFröhlichまたはStrohschneider あるいはこの二者の間であろうと想像される。この推定範囲と実測土圧とを比べると、ジオテキスタイル1枚および

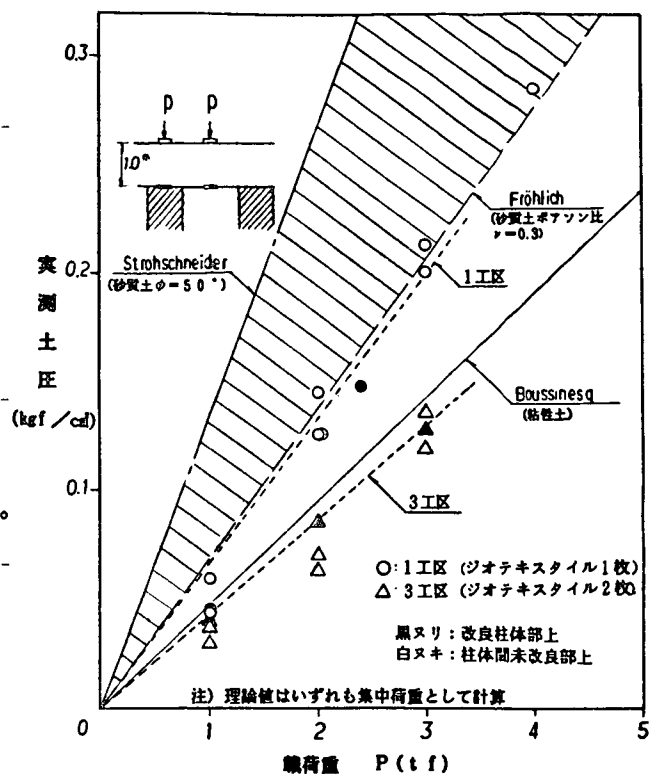


図-5.9 実測土圧と理論値との関係

2枚敷設による鉛直土圧の軽減がみられ、ジオテキスタイルの荷重分散効果が認められる。

5. 3 現地試験のまとめ

今回の現地試験は路床・舗装体（合計厚1.5 m）を対象としているため荷重としては小さく、各測定値とも、絶対値としては比較的小さなレベルであるためジオテキスタイルの効果を明瞭に把握するまでには至っていない。しかし、全体的な傾向としての不同沈下低減効果や荷重分散効果について以下のような知見を得ることができた。

(1) 不同沈下低減効果

- ① ジオテキスタイルは深層混合処理工法の改良柱体部と柱体間未改良部の不同沈下に対して抵抗する。
- ② ジオテキスタイルに発生するひずみは改良柱体部上で引張ひずみ、柱体間未改良部上において零もしくはやや圧縮側のひずみとなる。
- ③ この引張ひずみ量は不同沈下量とほぼ相関する。
- ④ ジオテキスタイルの敷設枚数を増やすことにより、土の変形を小さく抑制でき、パンチング等による盛土体の局部変形を抑えられる。

(2) 荷重分散効果

- ① 地盤内に敷設されたジオテキスタイルは下方へ伝播する鉛直応力を低減する効果がある。
- ② ジオテキスタイルの敷設枚数を増やせばこの荷重分散効果をより大きくすることができる。

今後の課題として、上記の不同沈下低減効果をより明瞭に把握するとともに、ジオテキスタイルの敷設位置、枚数等効果的な配置方法も検討する必要がある。また、今回の測定項目にはなかったが盛土周辺地盤の側方変位低減もジオテキスタイルの重要な効果と考えられるから、この挙動についても明らかにする必要がある。

今後の予定としては今回の長期動態観測を継続するとともに、条件の異なる新たな現地試験を計画し上記の課題や施工方法に関連する問題についても検討するつもりでいる。

今回の現地試験の実施にあたりご援助いただいた与野市役所ならびに和光建設㈱、三井石油化学工業㈱の皆様に深謝いたします。

写真5.1 ～5.5 に今回試験工区の施工状況と完成状況を示す。

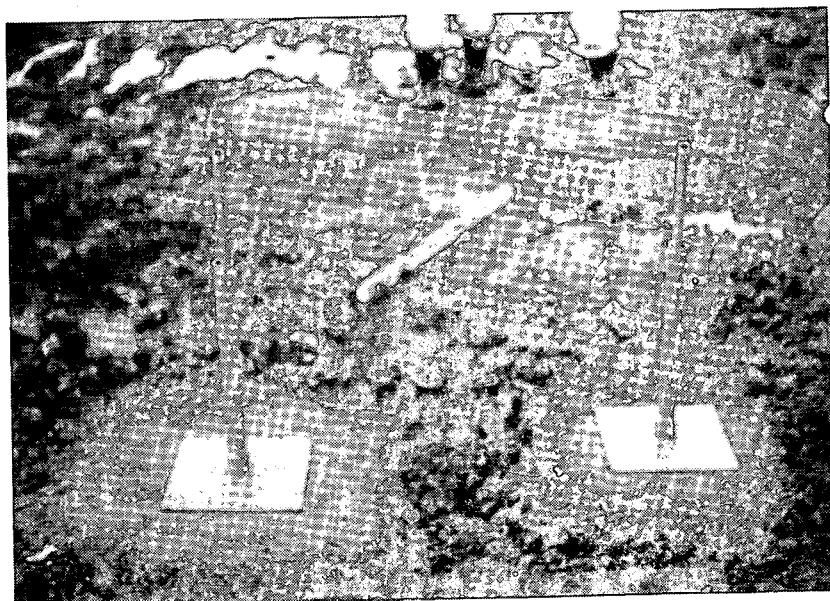


写真-5.1 沈下計設置状況

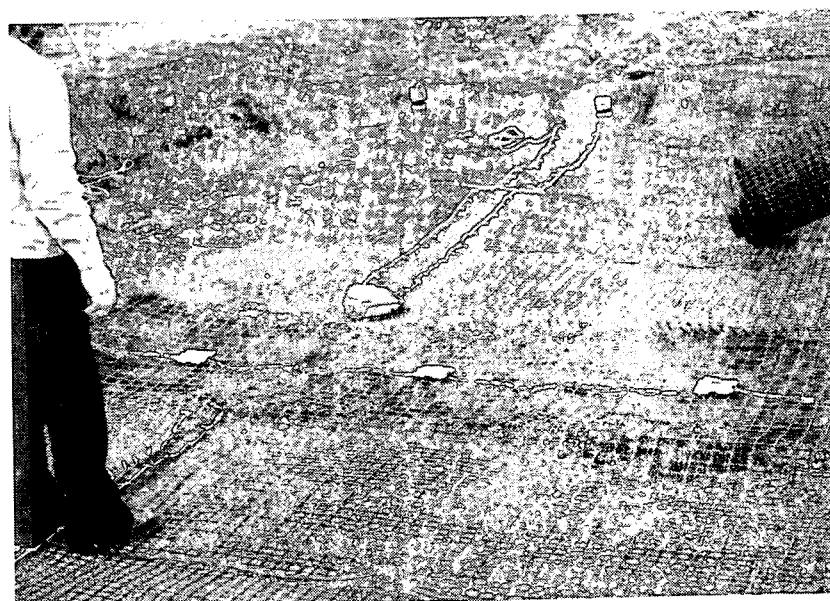


写真-5.2 ひずみ計設置状況



写真-5.3 土圧計設置状況



写真-5.4 試験工区施工状況



写真-5.5 試験工区完成状況

6. 研究のまとめと今後の課題

本研究におけるFEMによる弾性解析、室内模型実験及び現場試験から得られた結果を要約すると以下のとおりである。

- ①ジオテキスタイルを敷設することにより、盛土全体を拘束し、盛土本体の変形・破壊を防ぐことが可能である。
- ②深層混合処理による改良柱体をのり尻部に配置する改良形式より盛土全体に配置した改良形式の方が、盛土の沈下及び側方流動を効果的に抑止することができる。
- ③改良柱体の間隔が広い場合でもジオテキスタイルを組み合わせることによって、未改良部への盛土のめり込み等を防ぐことが可能である
- ④FEM解析、現場試験の結果から判断すると、ジオテキスタイルを1枚よりも2枚敷設する方が効果的であり、さらに、土とジオテキスタイルの複合体をマットレス状に形成し、ある程度敷設間隔を広げて敷く方がより効果的である。

すなわち、以上の結果から実際工事への適用性を考えると、盛土幅が狭い場合は、盛土の沈下・変形を抑止するために改良柱体を全面に粗く配置し、ジオテキスタイルを組み合わせる改良形式が効果的である。また、盛土幅が広い場合は、改良工事費を考慮したうえで、改良幅を広げジオテキスタイルを組み合わせることによって盛土の拘束あるいは未改良部への盛土のめり込み防止を図ることが可能となるものと考えられる。

しかしながら、今後の本研究の課題として、以下の項目があげられる。

- ①改良柱体を全面に配置し、ジオテキスタイルを組み合わせた改良形式における盛土高さや地盤強度を考慮した改良柱体及びジオテキスタイルの必要強度に関する検討
- ②改良柱体を粗く配置した場合のすべり破壊に対する安定性の検討
- ③ジオテキスタイルをマットレス状に敷設し、盛土底面の剛性を高めた場合の変形抑止効果に関する検討
- ④ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の応力・変形特性に関する解析手法の検討
- ⑤現場動態観測による改良効果の把握及び評価

〈参考文献〉

- 1) 安原・平尾・三浦・了戒、ジオテキスタイルによる軟弱地盤の沈下抑制工法に関する模型実験、第30回土質工学シンポジウム、土質工学会、昭和59年

4. 3. 6 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

最近の道路においては、交通荷重の増大、道路の大型化、建設工事の迅速化が進むなかで、軟弱地盤上の道路建設が増加し、また、良質な材料の入手がむずかしくなっている。そこで最近では路床・路盤内にジオテキスタイルを敷設することによりこのような状況に対処しようとする傾向がある。しかし、ジオテキスタイルによってどの程度の効果があるのかは明確には分かっておらず、また設計法も確立されていないのが現状である。

2. 目的

ジオテキスタイルを敷設することによって軟弱路床上の道路建設を可能にし、また材料の節約を図り、さらには道路の耐久性の向上を図る為に、軟弱路床とジオテキスタイルの組み合わせ、およびジオテキスタイルにより路床を拘束する工法を提案し、その効果を解明するとともにジオテキスタイルを用いた道路建設の合理的な設計・施工方法を確立することを目的としている。そこで本年度はジオテキスタイルによる路床・路盤の補強効果を調べるために有限要素法を用いて解析を行なった。

3. 調査方法

軟弱路床をジオテキスタイルで強化する工法を開発するために本年度はジオテキスタイルによる路床・路盤の補強に関する文献の調査と有限要素法による解析を行なった。解析は図-1のような軟弱地盤上の未舗装道路をモデルとして考え、ジオテキスタイルの強度・敷設方法・敷設深さを変え、また路床安定処理と組み合わせることによってどの程度補強されるのかを土木研究所所有の即時変形解析プログラム(HYENAP)による解析とともに今後の実験の方向づけをする。

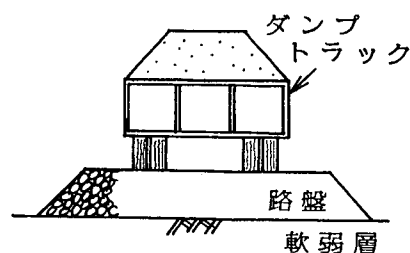


図 - 1

4. 調査結果

4-1. 文献調査

1) 路床・路盤の補強の概念¹⁾⁻⁶⁾

ア) 路床・路盤の拘束による補強 (図-2)

荷重の下では路盤層の応力状態は梁のそれに類似している。即ち、路盤層の上部には圧縮、下部には引張りが生じる。粘性のない路盤材は引張り力に対する抵抗力はないので底部の碎石は広がろうとし、その間に路床土が侵入し有効路盤厚が減少し強度が低下する。しかし、路盤の下にジオテキスタイル（ネット系）を敷設することでジオテキスタイルのインターロッキング効果により碎石の移動を拘束するため路床土の路盤への侵入を防ぎ、路盤の強度は低下しない。従って、ジオテキスタイルの性状は引張り抵抗力がある程度強く、碎石とのインターロッキングがよいことが望まれる。

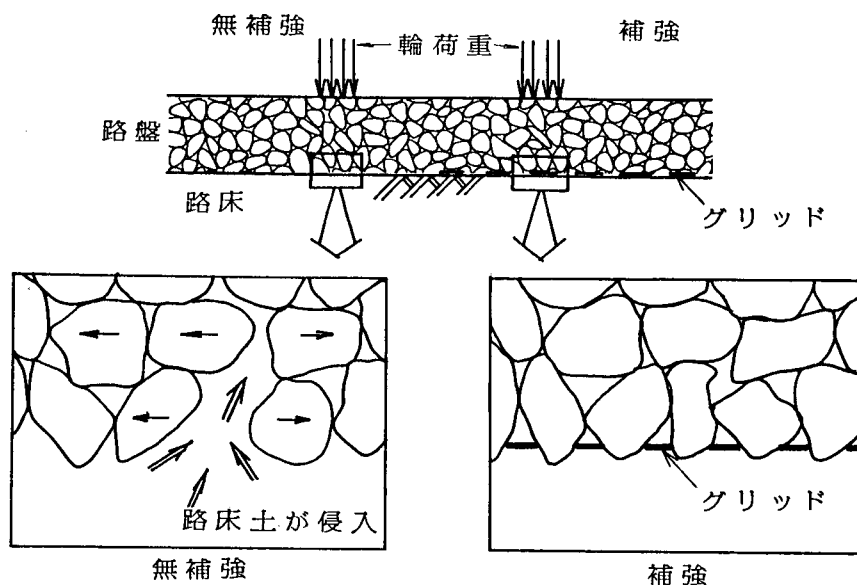


図 - 2 路床・路盤の拘束の概念図

イ) ボンピング防止による補強

路床土が粘土やシルト分が多く高含水比の場合、輪荷重の繰返しによって泥土化した路床土が側方に移動した碎石の間隙から侵入し、道路表面にまで吹き出す（ボンピング現象）。しかし、路床と路盤の境界にジオテキスタイルを敷設すれば、ア)のようにインターロッキング効果により碎石の側方移動は拘束できるが、路盤材の粒度が悪いと碎石の間隙が多いためボンピング現象が生じる可能性がある。従って、路床と路盤の境界にジオテキスタイルを敷設し粒度の良い路盤材を用いれば路床土が粘土やシルト分が多く高含水比であってもボンピング現象を防止できる。

ウ) 輪荷重に対するメンブレン支持の効果による補強

輪荷重によって軟弱な路床に塑性変形が発生した場合、路床と路盤の間にジオテキスタイルがあ

り、そしてそのジオテキスタイルに十分な引張り強度があればジオテキスタイルに発生した引張り力の鉛直成分が支持力の一部になる。(図-3)しかし、この作用は仮設道路や未舗装道路には効果的ではあるが、わだちぼれの少ない舗装道路にはほとんど期待できない。

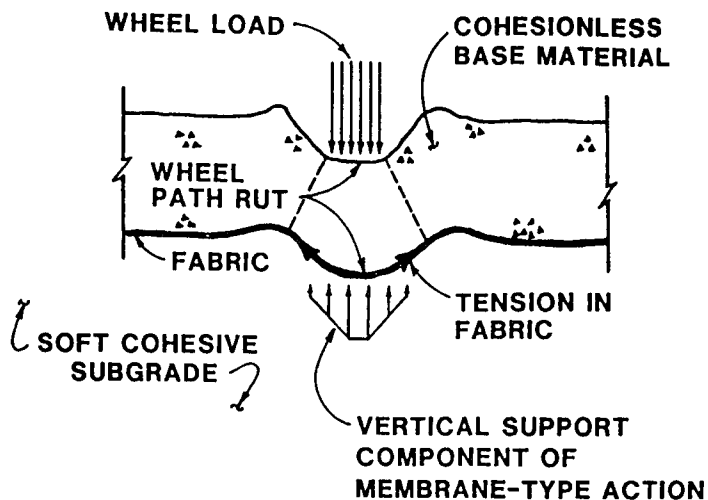


図-3 輪荷重に対するメンブレン支持¹⁾

1) 道路構造全体のメンブレン支持の効果による補強

1)を図-4のように道路構造全体として考えた支持である。道路の沈下によりジオテキスタイル全幅に引張り力が発生し、その鉛直成分が支持力の一部となる。従って、ある程度の沈下がないと期待できない支持機能である。

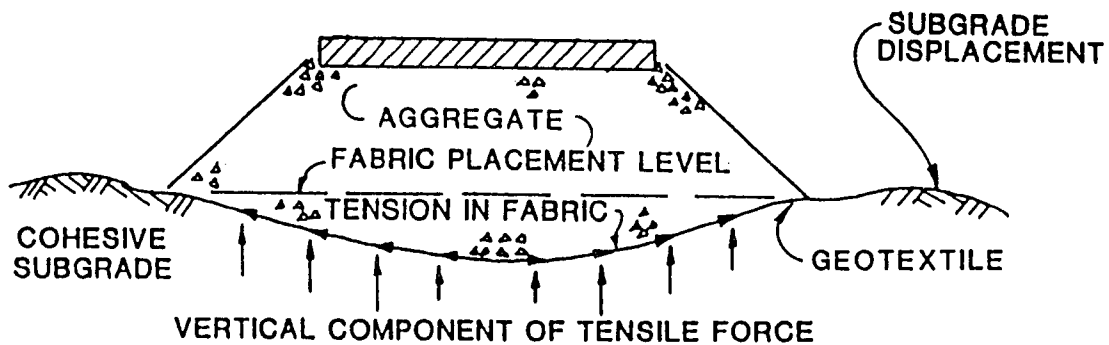


図-4 道路構造全体のメンブレン支持¹⁾

2) 路床と路盤の分離効果による補強

路床と路盤の境界面に布系のジオテキスタイル、または不透水性ジオテキスタイルを敷設することにより路床土と路盤材を分離し、路床土の路盤層への侵入を防ぎ路盤の有効厚さを確保する。

4-2. 有限要素法による数値解析の方法と結果

今回解析に用いた有限要素メッシュを図-5に示す。図中の符号は以下の本文ならびに図・表中の符号と一致する。このメッシュを用いて図-6・表-1の(a)-(f)の6種のモデルについて解析した。表-2には解析に用いた変形係数を示す。なお、ジオテキスタイルはポリマーグリッドを用いて解析した。

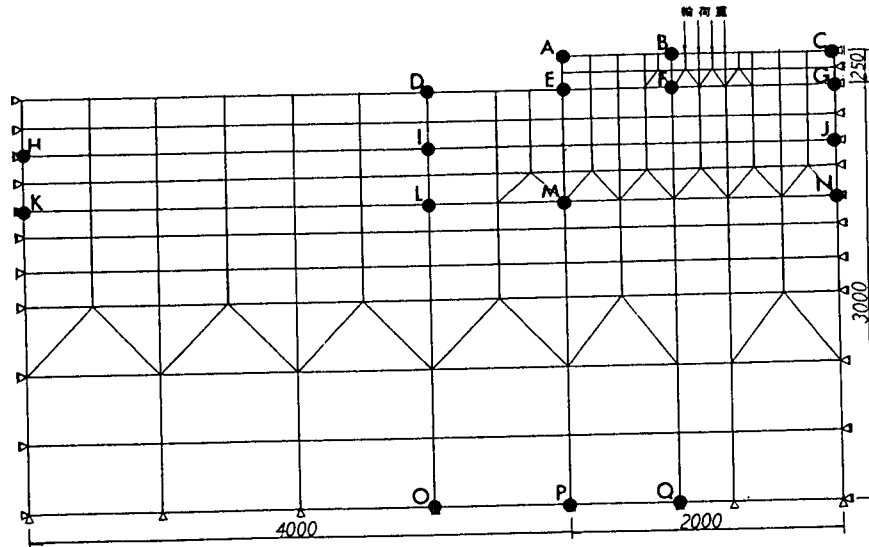


図-5 有限要素メッシュ

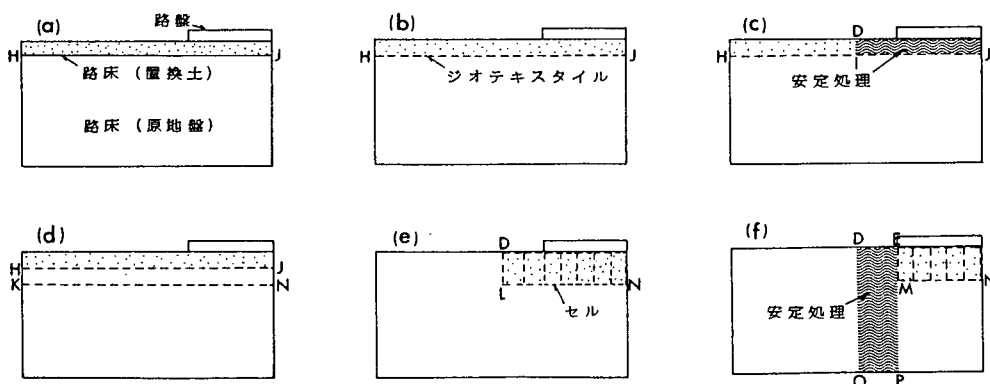


図-6 解析モデル

モデル	補 強 方 法
a	無補強
b	ジオテキスタイル 1枚
c	" " +安定処理
d	" 2枚
e	" によるセルフ)
f	" " +深層処理

表-1 解析モデルの補強方法

	変形係数(kg/cm ²)
路床(原地盤)	20
路床(置換土)	100
安 定 処 理	200
路 盤	1,000
ジオテキスタイル	40,000 ^{B)}

表-2 解析に用いた変形係数

図-7に路盤表面(A-C間)の沈下量を、図-8に深さ方向(B-F-Q間)の水平変位の分布を示す。これによるとモデル(b)のようにジオテキスタイルを単に敷くだけでは側方流動が大きい為あまり改良効果がみられない。そこで、モデル(c)-(f)のように側方流動を抑えるように敷き込み方を工夫したり安定処理と組み合わせることによって沈下量のある程度抑えることができる。表-3に最大沈下量の改善率を示す。

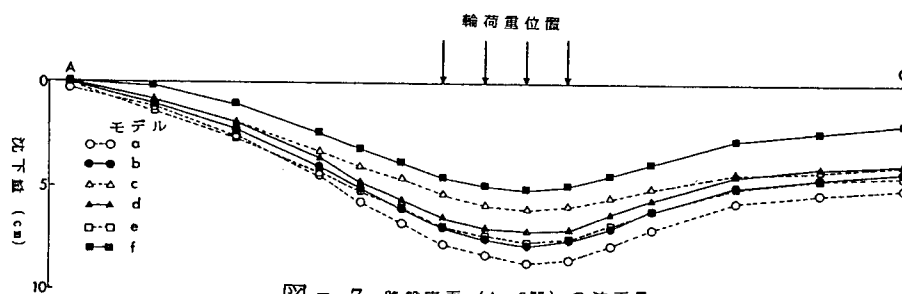


図-7 路盤表面(A-C間)の沈下量

モデル	最大沈下量	改善率
a	86mm	- %
b	77	10
c	60	30
d	72	16
e	76	12
f	51	41

表-3 最大沈下量の改善率

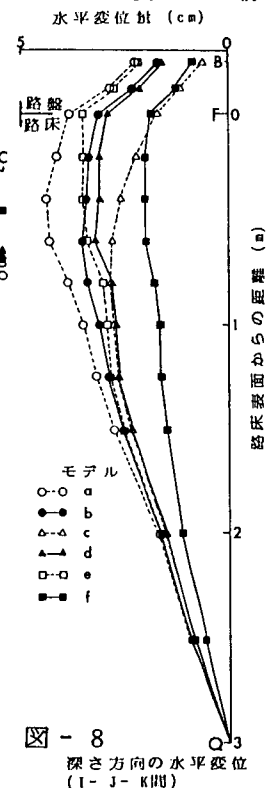


図-8 深さ方向の水平変位 (1-J-K間)

次に、ジオテキスタイル内に発生する引張り力の分布を図-9に示すが、これによるとジオテキスタイル2枚の時に発生する張力は1枚の時のそれよりわずかではあるが小さく、またモデル(b), (d)のように路床が軟弱な場合は特に、荷重直下に発生する張力が周囲に比べてかなり大きいのがわかる。また解析に用いたジオテキスタイルの破壊強度は8t/m²なのでジオテキスタイル自身の破

壊には至っていない。

図-10にジオテキスタイルの変形係数の違いによる路盤表面の沈下量の比較を示す。但し、 b' , b'' は解析モデルの b を用いて、ジオテキスタイルの変形係数をそれぞれ b の $1/2$, $1/10$ とした時の結果である。この図

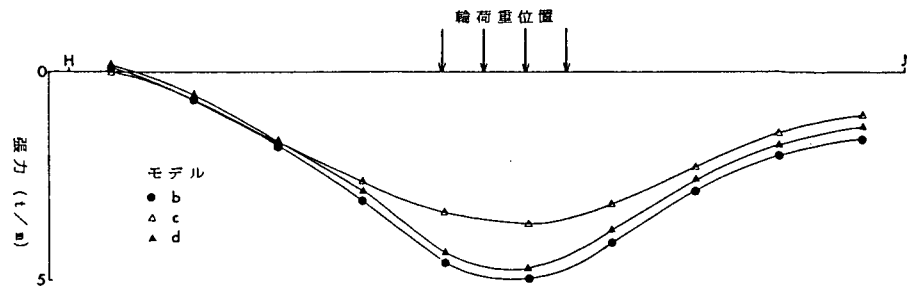


図-9 ジオテキスタイルの張力の分布 (E-F間)

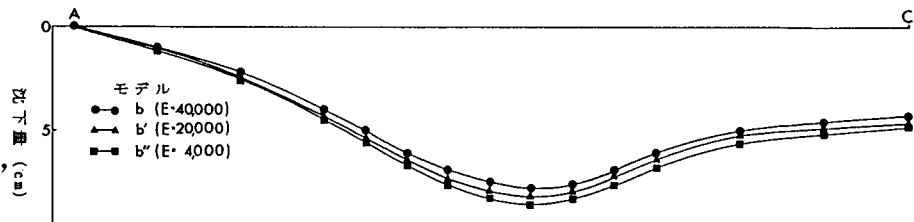


図-10 ジオテキスタイルの変形係数の違いによる路盤表面の沈下量の比較

からわかるようにジオテキスタイルの変形係数が大きくなるほど沈下量は改善されるがさほど大きくはない。従って、むやみに変形係数を大きくするよりも安定処理と組み合わせたり敷設方法を工夫したほうが効果があると思われる。但し、安定処理の強度や経済性の比較検討も必要であるので今後の課題としたい。

4-3. まとめ

- i) 解析結果より、本解析による沈下抑制効果は、路床（原地盤）の側方流動を拘束した効果と輪荷重に対するメンブレン支持の効果によるものと思われる。
- ii) 路盤表面の沈下量を小さくする為にはジオテキスタイルの敷設方法を開発することにより側方流動を最小限にとどめる必要がある。また、ある程度の沈下を許容して路盤表面の沈下が均一になるような工法も有用だと思われる。
- iii) ジオテキスタイルの変形係数をむやみに大きくするよりも敷設方法を工夫した方が効果があると思われる。ただし、経済性の比較検討が必要である。
- iv) 今回は主に変形量について述べたが、今後ジオテキスタイルを敷設することによって路床・路盤内に発生する応力の変化についても検討する必要がある。

〔参考文献〕

- 1) Federal Highway Administration National Highway Institute: GEOTEXTILE ENGINEERING MANUAL,
- 2) T.Allan Haliburton, Ph.D., P.E.: USE OF GEOTECHNICAL FABRIC IN ROAD, RAILROAD, AND EMBANKMENT DESIGN AND CONSTRUCTION, 1980
- 3) 西林 清茂: シートによる軟弱地盤表層処理工法
- 4) T.Yamanouti: Recent developments in the use of synthetic geofabrics and geogrids, RECENT DEVELOPMENTS IN GROUND IMPROVEMENT TECHNIQUES, 1985
- 5) J.P.Giroud, C.Ah-Line: Design of Unpaved Roads and Trafficked Areas with Geogrids, Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, 1984
- 6) 山岡 一三、西形 達明: 土木繊維
- 7) 岩崎 高明: ジオテキスタイルの歴史と現状、基礎工, Vol.12, No.6
- 8) 久楽 勝行、護摩堂 満、竹内 辰典、前田 幸男: ジオテキスタイルを用いた盛土部の不同沈下対策とその解析法、土と基礎, Vol.33, No.5
- 9) 三井石油化学工業株式会社技術資料

5章 今年度の総括

今年度は、本共同研究を開始するのにあたり、まず、ジオテキスタイルの利用方法と設計法の現状に関する整理を行った。ジオテキスタイルの利用方法については、代表的な施工事例をいくつか示しながら簡単な紹介を行った。設計法の現状の整理は、盛土補強、土留め、軟弱地盤対策、排水、地震を考慮した設計法の各分野別に行った。ジオテキスタイルの利用方法についても、設計法の現状にしても、現時点ではまだ全体を網羅したものとはなっていないので、本共同研究の期間中にさらに充実を図っていく予定である。

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では、外国の文献等をもとに各種試験機を設計・試作するとともに、実際の使用結果をもとに改良を進めている。特に、クリープ試験と引抜き試験に関する実験的検討を重点的にを行い、前者ではクリープ試験に特有のネックダウン現象を抑制するための方法の開発を行った。また、引抜き試験では、試験片の敷設長やチャック部の処理などについての問題点を提起した。

土中のジオテキスタイルの変形挙動に関する研究では、ジオテキスタイルを敷設した盛土の載荷時の挙動をみるための小型模型実験、剛体-ばねモデルを用いた弾塑性解析と弾・粘塑性FEM解析の適用性の検討および、路盤の補強を目的とする立体補強材を用いた三軸圧縮試験を実施した。この結果、ジオテキスタイルの敷設長によって盛土の破壊パターンが変わってくること、剛体-ばねモデルを用いた弾塑性解析はジオテキスタイルによる斜面の変形抑制効果や擁壁の背面土圧の軽減効果を検討するのに適用性が高いこと、弾・粘塑性FEM解析によればジオテキスタイルによる軟弱地盤上の盛土の変形抑止効果はそれほど大きくないこと、ジオテキスタイルの路盤への利用方法として柱状補強材による方法が有効と考えられることなどが明らかになった。

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、不織布ならびにポリマーグリッドを用いた盛土補強工法、不織布を用いた盛土の耐震対策工法、土留め構造物の補強工法、ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法、軟弱路床の強化工法に関する研究開発を開始した。不織布ならびにポリマーグリッドを用いた盛土補強工法の開発では、不織布の効果と性能保持特性に関する事例調査に着手するとともに、ポリマーグリッドで補強した盛土と無補強の盛土を対象に、人工降雨を加えた大型盛土崩壊実験を行った。その結果、適切なのり面保護工が必要で、盛土の内部とのかみ合い表面とを一体として補強する方法の開発が重要なことが明らかになった。不織布を用いた盛土の耐震対策工法の開発では、不織布を敷設した砂供試体に対して中空ねじりせん断試験を繰返し三軸試験を行ない、不織布の効果がそれほど顕著には認められないことがわかった。補強盛土に対する遠心力載荷試験でも、大変形が生じないと不織布の効果が生じにくい結果となった。また、模型振動台実験により、液状化性地盤上の盛土に不織布を用いると液状化による沈下軽減効果ならびに盛土直下の過剰間隙水圧の発生を抑制する効果が認められること、傾斜地盤上の盛

土を不織布で補強する場合には不織布と地山との固定が重要なことがわかった。土留め構造物の補強工法の開発では、種類の異なるジオテキスタイルを敷設した水平地盤の鉛直載荷試験と垂直のり面を持つ盛土の鉛直載荷試験ならびにその解析を実施し、盛土と補強材の結合を高めるような補強工法とのり面保護工の重要性を指摘した。ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の開発では、FEM解析によりジオテキスタイルが軟弱地盤の側方変位の低減に寄与することを示すとともに、模型実験により深層混合処理工法とジオテキスタイルを組合わせて用いる場合には改良柱体に少なからぬ曲げ応力が作用するので、改良柱体の強度を高くする必要のあること、使い方としては深層混合処理による全面改良とジオテキスタイルの組合わせが最も効果的なことを明らかにした。さらに、現地試験において、改良柱体とその間の未改良部の間の不同沈下軽減効果の追跡を開始している。軟弱路床の強化工法の開発では、路盤の下あるいは路床や地盤中にジオテキスタイルを敷設したり、セル状の一体化構造を形成することによる効果をFEM解析により検討し、地盤の側方流動や路盤の不同沈下を防止するためのジオテキスタイルの敷設方法についての検討を行った。

以上、今年度の研究の総括を簡単に行ったが、本研究はまだその端緒についたばかりであり、ようやく目ざすべき方向が定まったテーマもある。従って、今後、一層の調査・研究を進め、いずれのテーマについてもその内容の充実を図っていきたいと考えている。

ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する
共同研究報告書（その1）

共同研究報告書第5号
昭和63年1月（1988）
土質研究室
土工研究室
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60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1）

部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印