

土 木 研 究 所 資 料

ジオテキスタイルと盛土の相互変形挙動と その解析法

平成元年 8 月

建設省土木研究所
機械施工部土質研究室

Copyright ©(1989) by P.W.R.I.

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

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

ジオテキスタイルと盛土の相互変形挙動と その解析法

機械施工部 土質研究室	室 長	久 楽 勝 行
	研 究 員	竹 内 辰 典
	研 究 員	青 山 憲 明
建設省川崎国道工事事務所	調 査 係 長	護 摩 堂 満*
佐藤工業(株)中央技術研究所		前 田 幸 男**
(株)間組技術研究所		笠 博 義**

*前土質研究室 研究員

**前土質研究室部外研究員

要 旨

本報告は、ジオテキスタイルを盛土内に敷設した場合を想定した引抜き試験、ならびに地盤沈下発生装置を用いた大型の不同沈下実験を行い、ジオテキスタイルと盛土の相互変形挙動ならびにジオテキスタイルの利用方法について、とりまとめたものである。また、ここで実施した引抜き試験、大型模型実験に関して、ジョイント要素を考慮した有限要素法による解析を試み、解析手法の適合性についても合わせて検討を行った。

キーワード：ジオテキスタイル，大型模型実験，段差防止，有限要素法，ジョイント要素

目 次

第1章 はじめに	1
第2章 ジオテキスタイルについて	1
2.1 ジオテキスタイルの歴史的背景	1
2.2 ジオテキスタイルの分類	4
2.3 ジオテキスタイルの機能	9
第3章 ジオテキスタイルを用いた実験	12
3.1 ジオテキスタイルの引抜き試験の概要	12
3.1.1 試験装置およびその試験方法	12
3.1.2 実験結果	14
3.2 ジオテキスタイルを用いた盛土補強に関する基礎実験	17
3.2.1 実験の目的	17
3.2.2 実験の概要	17
3.2.3 実験結果	20
3.3 橋台の段差軽減対策に関する模型実験	31
3.3.1 実験装置および実験の概要	32
3.3.2 実験結果	33
3.4 カルバート部の段差防止効果に関する模型実験	35
3.4.1 実験の概要	35
3.4.2 実験結果	36
第4章 有限要素法による応力-変形解析手法	38
4.1 ジオテキスタイルと土のモデル化	38
4.1.1 ジョイント要素（不連続面）の力学特性	38
4.1.2 平面トラス要素	43
4.1.3 荷重増分法	44
4.1.4 初期応力	45
4.1.5 強制変位	45

4.1.6 no-tension 解析	46
4.2 解析に用いるパラメータの設定	46
4.2.1 土 (非線形計算における双曲線近似式の各パラメータの設定)	46
4.2.2 ジオテキスタイルと土との間の不連続面 (ジョイント要素)	52
4.2.3 ジオテキスタイル (トラス要素)	53
第5章 有限要素法による応力-変形解析例	56
5.1 ジオテキスタイルの引抜き試験	56
5.1.1 解析モデル	56
5.1.2 解析結果	57
5.2 ジオテキスタイルを用いた盛土補強に関する基礎実験	60
5.2.1 解析モデル	60
5.2.2 解析結果と実測値の比較	62
5.3 橋台の段差軽減対策に関する模型実験	68
5.3.1 解析モデル	68
5.3.2 解析結果と実測値の比較	70
第6章 まとめ	72
参考文献	74

第1章 はじめに

近年、土構造物の補強、排水、ろ過、土層間の分離など種々の用途にわたりジオテキスタイルが新しい土木材料として注目されてきた。

これらの用途のうち、補強材としてのジオテキスタイルは、大きな引張り強度を持ち、土中に埋設した際に土粒子との摩擦力及び、かみ合いに伴うインターロッキング効果により、土全体の強度が増加するように言われている。このような考えにもとづき軟弱地盤の対策、盛土の強化などにジオテキスタイルを使用した工法が行われるようになってきた。

しかし、実際の施工実績に比べ、ジオテキスタイルと土とが一体となった複合体としての力学的挙動及び、設計手法などに関しては不明確な点が多い。そこで、本報告ではジオテキスタイルを敷設した大型模型実験を行うことにより、その変形挙動を確認するとともにジオテキスタイルと土の複合体としての変形挙動を解析する手法として、その複合体の補強メカニズムをジョイント要素と平面トラス要素を用いてモデル化し有限要素法による解析を行った。そして、ジョイント要素のパラメータを設定する方法については、ジオテキスタイルの引抜き試験により検討を行い、さらにジオテキスタイルを用いた大型模型実験の結果とあわせて比較、検討を行った。

第2章 ジオテキスタイルについて

2.1 ジオテキスタイルの歴史的背景¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾

ジオテキスタイルの利用と発達に関する年表を表-2.1に示した。この表からジオテキスタイルの利用は非常に古く、中国では紀元前3世紀には粗だの沈床工によって防潮堤の築造を行っている。また、漢王朝の万里の長城や西域の仏塔は葦やタマリスクの枝の層を等間隔に重ね、その間に黄土や砂石を詰め込むことによって高く構築され、2,000年経た現代にその姿をとどめている。古代中国で発達したこの技術はやがて仏教文化の一端として6世紀に蛇籠等の技術として日本に伝来したと言われる。こうして天然のジオテキスタイルによる土木工法は、江戸時代には砂防・水防工事の中に敷粗だ工などとして定着し、1960年代まで広く用いられてきた。

これに対して近代のジオテキスタイルは欧米が中心となって発達した。1926年米国サウスカロライナ州の陸運局にて、道路の基盤改良に綿布にアスファルトを吹き付けたものを使用したのが近代的な繊維材料の土木工事利用の始まりと言われている。1950年代後半になってポリプロピレン、ポリエステル等の高分子材料が用いられるようになり、日本においても、伊勢湾台風の災害復旧工事に中部農政局がビニロンシートを利用するなど以後シート類の利用が急増していく。1962年には、米国 Dupont 社がスパンボンド法を開発し、それまでの短繊維の不織布に代わり、連続長繊維不織布が欧米での主流となった。日本においては国鉄が高分子材料に対する各種試験を開始し、国内でのジオテキスタイル研究のパイオニア的存在となり、ネット系補強材も1967年には世界に先駆けて長崎本線に使用した。1970年代に入りヨーロッパにおいてスパンボンド不織布の利用が急増し、これが南北アメリカ、アジア、アフリカへと普及していった。これに伴って、1962年にフランスにて開発されたテールアルメ工法も世界的に普及していき、ジオテキス

表-2.1 ジオテキスタイルに関する年表（その1）

年 代	国 内	国 外
B.C 3 世紀		中 国 粗だ沈床工法によって銭唐の防潮堤築造
		中 国 土工に竹を用いて蛇籠，砂のう粗だとして利用
		中 国 漢王朝万里長城の土塁補強に柳わら等を使用
		ローマ 沼沢地の道路建設で葎の葉のマットを使用 帝国
6 世紀	仏教と共に蛇籠等の技術伝来	
14世紀	竹などで家屋の壁を補強	オランダ 軟弱地盤処理に藁のマットを粗だとして使用
16世紀	砂防，水防に竹，木を用いる (蛇籠，敷粗だ工)	
18世紀		中 国 組竹材による堤防の補強
1926年		米 国 サウスカロライナで道路建設に綿布を使用 陸運局
1950年	日本初の人工島「初島」建設に金属網を基礎として使用	
1958年		米 国 PP 織布の土木工事使用宣言
1959年	伊勢湾台風の復旧工事にビニロン織布を使用	
1961年	粗だの使用が減り，シートと併用され始める	米 国 PP 織布を西海岸のハリケーン災害の復旧に使用 英 国 未延伸プラスチックネットの製法開発
1962年	国鉄高分子材料の耐疲労性試験を開始	
1963年	未延伸プラスチックネットの製法を英国より導入	米 国 Dupont 社がスパンボンド法を開発
1964年	未延伸プラスチックネットの製造を開始	仏 国 テールアルメ工法を開発
1965年	国鉄ネット補強材の試験開始	英，仏 不織布がジオテキスタイルとして登場
1966年	国鉄ネット補強材の試験盛土を東北本線厨川～滝沢間にて実施	
1967年	国鉄長崎本線にて世界初の未延伸ネットによる敷網工法を採用	
1968年	超軟弱地盤上への客土のまきだしにポリエチレンシートを使用 東北自動車道にて超軟弱地盤上の中盛土の変状軽減にプラスチックネットを使用	

表-2.1 ジオテキスタイルに関する年表 (その2)

年 代	国 内	国 外
1970年	土木研究所でプラスチックネットの安全性と効果を実験	ヨーロッパにおいてスパンボンドの利用が急増
1971年	鉄道技術研究所でプラスチックネットの耐震性を実験	メンブレンフィルタの機能設計法について報告
1972年	日本初のスパンボンド生産開始 (三井石化) 数層のネットで盛土を補強する研究が始まる	
1975年	国鉄が高分子材料の耐疲労標準試験法を定める プラスチックネットの利用増加	スパンボンドの利用がアメリカ、アジア、アフリカに普及 テールアルメ工法が世界中に普及
1977年	国鉄がバイルネット工法を開発	第1回ジオテキスタイル国際会議開催 (パリ)
1978年		補強土に関する国際シンポジウム開催 (米国, 土木学会) 英 国 一軸延伸ネットの開発 (ジオグリッドの登場)
1979年		補強土工法国際会議開催 (パリ)
1980年	国鉄がジオテキスタイル類の用途別物性値, 使用箇所, 施工法を定める	英 国 二軸延伸ネットを開発
1982年		第2回ジオテキスタイル国際会議開催 (ラスベガス)
1983年		ジオテキスタイル国際学会設立
1984年	土質工学会にジオテキスタイル委員会設置 国鉄で奈良, 新潟で盛土補強にジオグリッドを使用	ジオグリッド国際シンポジウム開催 (ロンドン) ジオメンブレン国際会議開催 (デンバー)
1985年	土木研究所でジオテキスタイルの共同研究開始	第11回国際土質工学会にジオテキスタイルセッションを設置 (サンフランシスコ)
1986年		第3回ジオテキスタイル国際会議開催

タイルを利用した土質改良, 補強土工法に対する関心が全世界に広がった。1972年には, 国内でもスパンボンド不織布の生産が開始され, 現在スパンボンドを生産しているメーカーも1970年台後半までには生産を開始している。また, 1978年には英国において一軸延伸プラスチックネットの製法が開発されジオグリッドが登場した。日本においても1983年からジオグリッドの輸入販売が行われるようになった。

こうした世界的な新技術の開発とその急速な普及にともなって関係者の間で情報交換や統一規格の必要性に対する認識が高まり, 1977年パリにおいて第1回ジオテキスタイル国際会議が開催された。以後各地においてジオテキスタイルに関する国際会議が行われるようになった。日本は, ラスベガスで行われた第2回ジオテキスタイル国際会議に参加し, 1984年には土質工学会にジオテキスタイル委員会を設置し, 統

一規格や試験法作製のための準備を始めた。1985年には建設省土木研究所において民間企業との共同研究が開始されている。

現在、日本における統一規格が作製されていないことを前節で述べたが、欧米諸国ではかなりの国内の規格化が行われている。また、1983年には国際ジオテキスタイル学会が発足し、国際的な活動が進められている。参考までに現在ジオテキスタイルの規格化委員会が設けられている国、およびその主体となっている機関名を表－2.2に示す。

表－2.2 ジオテキスタイルの規格化機関

国 名	機 関 名
ア メ リ カ	ASTM
イ ギ リ ス	Transport & Road Research Laboratory
カ ナ ダ	Canadian General Standard Board
フ ラ ン ス	French Geotextile Committee
ス イ ス	Swiss Association of Highway Engineers
西 ド イ ツ	German National Society of Soil Mechanics & Foundation Engineering, German Road & Transportation Research Association
オーストラリア	Committee Standardization Austrian Road Research
フィンランド	Finish Technical Research Center Helsinki
ノ ル ウ ェ ー	Norwasian Road Laboratory
オ ラ ン ダ	Study Center of Road Construction

2.2 ジオテキスタイルの分類⁶⁾⁷⁾⁸⁾

ジオテキスタイル (Geotextiles) とは、Geo (土地) と Textiles (織物) の合成語で、通常「土質安定用繊維材」と呼ばれている。米国標準工業規格 (ASTM) では「Geotextiles とは、透水性の Textiles で人工の構造物の一要素として、土や岩と共に用いられるもの」と規定されている。

日本では、ジオテキスタイルの定義について、現在土質工学会のジオテキスタイル研究委員会において検討中であるが、おおよそ次の三つの考え方に分類される。

① Textile のみとする考え方

透水機能を持つ織布、不織布等、Textiles のみとする。

② Textiles と Net (Grid) とする考え方

土の安定、強化に寄与し水や空気の流通を阻止しない材料で、①に Net (Grid)、透水膜を加えたものとする。

③ Textiles と Net (Grid) と Membranes とする考え方

土に使用する布状の人工資材を含み、②にジオメンブレン等の不透水膜を加えたものとする。

なお、現在は③の考え方に移行しているようである。

米国の Giroud らは、ジオテキスタイル製品を表－2.3のように分類している。これによると、ジオテ

キスタイル製品は次のように大別される。

- A. 織 布 系 (1) (2) (5)
 B. 不 織 布 系 (3)
 C. ネ ッ ト 系 (6) (7) (8)
 D. メンブレン系 表－2.3にはない
 () 内の数字は表－2.3に対応

表－2.3 ジオテキスタイル製品の分類

(Giroud & Carroll)

分 類		素 材	製 法
ジ オ テ キ ス タ イ ル	(1)	編 物 (Knited Fabric)	モノフィラメント マルチフィラメント 各種ヤーン
	(2)	織 物 (Woven Fabric)	モノフィラメント, スト リップフィルム, マルチ フィラメント, スパンファ ブリックヤーン
	(3)	不織布 (Nonwoven Fabric)	繊維 (fiber)
	(4)	複 合 (Composite Fablic)	(1)～(3)の組合せ
関 連 製 品	(5)	帯 紐 (Web, Webbing)	からみ (interlock) くくり (loop)
	(6)	マット (Mats)	織機 平織, 紋織, 縹子織
	(7)	ネット (Nets)	1. 機械的結合 (1～5 mm 厚) ニードルパンチ 2. 熱的結合 (0.5～1 mm 厚) 3. 化学的結合
	(8)	グリッド (Grids, Polymer Grids)	縫製またはニードルパン チ
	(9)	発泡シート (Formed plastic)	荒目織 (Coarse woven) 数種幅
	(10)	複合 (Composite Geotextiles)	接点で結合 (1～2 cm厚)

以下、この分類に従ってそれぞれの材料の製法およびその特性について示す。

A. 織布系

土木材料として使用される織布は、きわめて広い範囲の合成繊維の糸を素材として用いられ、基本的には従来の織型を用いて織られた一種の布である。強度、耐久性、耐腐食性、透水性に優れているが、価格が高い。(写真-1.1参照)

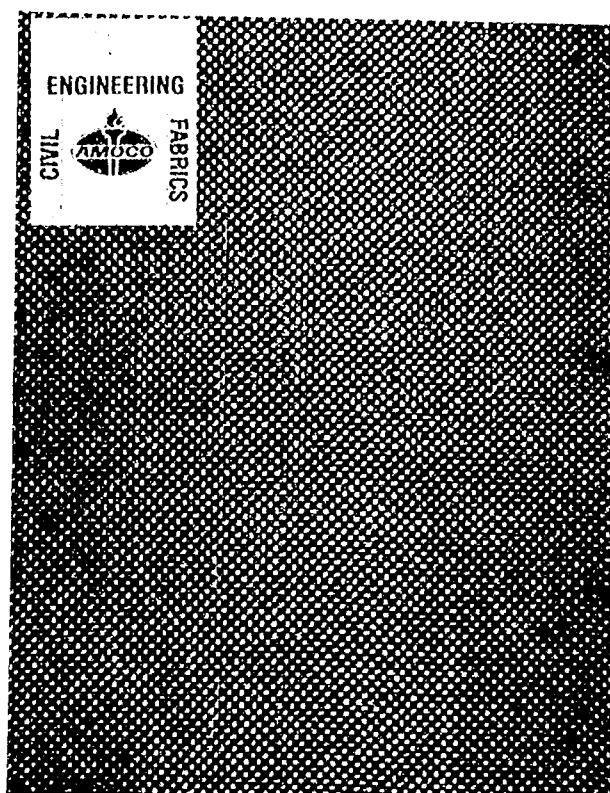


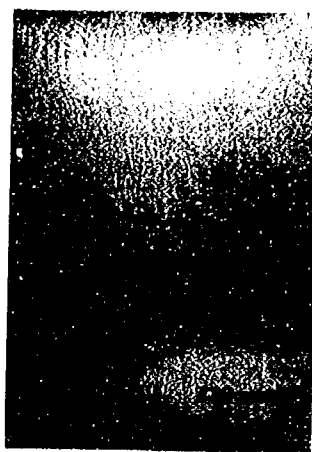
写真-1.1 織物の1例

B. 不織布系

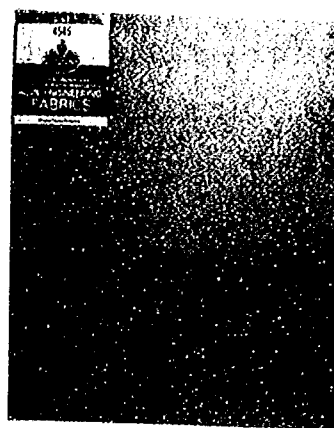
合成繊維の糸を織らずに積層させ、機械的（ニードルパンチング）、化学的（接着剤）熱的（融着）のいずれかの方法で布状にしたものである。不織布系の素材としては、高分子（ポリプロピレン、ポリエチレン）の長繊維、短繊維と天然繊維などがある。このうち、一般的に知られているものとして高分子長繊維を素材としたспанボンド不織布がある。図-2.1にспанボンド不織布の製法を、写真-2.1に不織布の一例を示す。

また、спанボンド不織布の特徴を次に示す。

- ① 単一原料品で生産性が高く、品質が安定しているため連続長繊維のための切目を生じたり分離しない。
- ② 製品に縦横の異方性が少なく、引張り強度、引裂強度、引張伸度が大きい。
- ③ 厚さ方向、長さ方向とも高い透水性を ($10^0 \sim 10^{-2} \text{cm/sec}$) を有している。



(a)



(b)

写真-2.1 不織物の2例

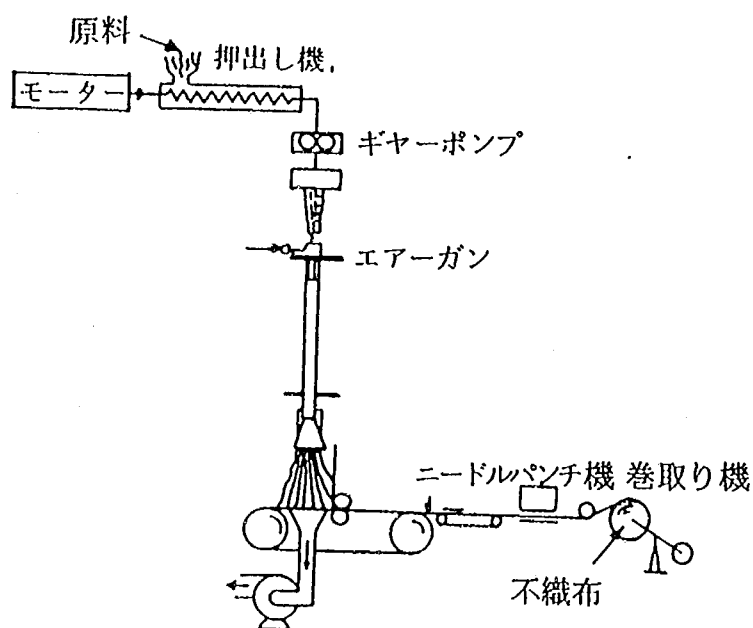
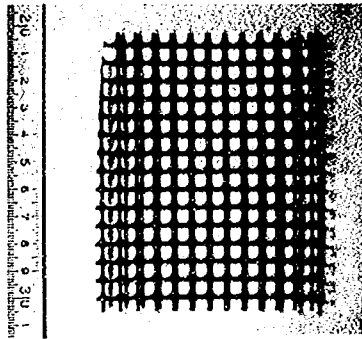


図-2.1 スパンボンド法不織布の製法

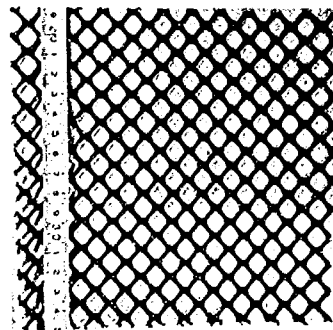
- ④ 立体構造（マット状）で目詰まりがおこりにくく、フィルター性能を有している。
- ⑤ 柔軟性に優れ、地盤などへの順応性が良く、また、織布のような糸目ずれ、シート端からの耳はつれがない。
- ⑥ 耐水性、耐油性、耐薬品性に優れ、微生物などに侵されない。特に、ポリプロピレンは、アルカリなどの耐薬品性が高く、強度の経時低下は見られない。
- ⑦ 紫外線に弱いので、長期間直射日光に当たるところでは使用できない。

C. ネット系

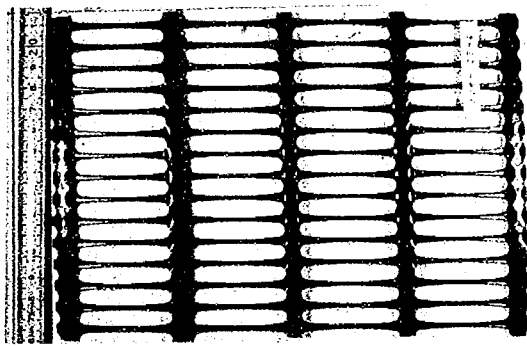
プラスチックの部材を網状に組み合わせ、接合点を主に熱的に融着させたもの（未延伸）、または、高分子シートを一軸あるいは、二軸方向に延伸させた網状、格子状の製品である。写真-2.3にネット系のジオテキスタイルを示す。



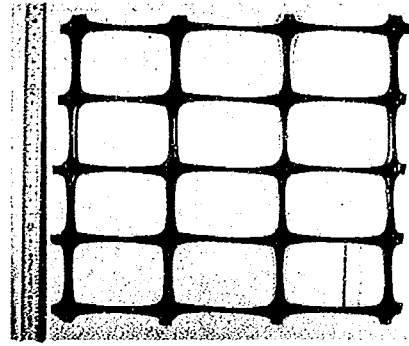
(a)



(b)



(a)一軸延伸品



(b)二軸延伸品

写真-2.3 ネット，網の2例

ネット系のジオテキスタイルは、プラスチックグリッド、ジオグリッドと呼ばれるような分類があるが、このグリッド (Grid) という用語は、特に補強を目的とした格子状材料という事で、従来のネット（網状材料）をも含めた意味に使われることが多い。（以後、ネット系のジオテキスタイルをプラスチックグリッドと呼ぶ）

プラスチックグリッドは、織布、不織布に比べ、高い引張り強度、剛性を有している。また、格子状の目合いのネット（グリッド）であるため、土中に敷設した時の引抜きに対してグリッド中にある土粒子が、ネットと一緒に動こうとして土のせん断強度を増大させるような挙動を示す。このインターロッキング効果（土とグリッドのかみあい）と応力分散効果の他に継ぎ合わせ、重ね合わせが容易であることから種々の用途への適用が考えられている。

D. メンブレン系

メンブレン系のジオテキスタイルは、合成ゴムあるいは塩化ビニル樹脂などを主原料とし、これに適当な充填材、可塑材、安定材などを加えて練り混ぜ、シート状に成形したものである。メンブレン系のジオテキスタイルは、簡単にいうと不透水シートであり前述のA～Cのジオテキスタイルとは特性が大きく異なる。この中には、貯水池や廃棄物処分場で遮水するための現場施工シート（OH-P 遮水シート工法…大林組…）や、ハイブリッドシート（三井東圧化学）などの不織布に不透水性の原料をコーティングして不織布の引張り強度を利用した不透水シートなどもある。写真－2.4にメンブレン系のジオテキスタイルの一例を示す。

NILEX GEOMEMBRANE			
OIL GRADE UNSUPPORTED P.V.C. 0.75 mm			
PHYSICAL PROPERTIES			ASTM TEST METHOD
Mass	1075 g/m ²	0.22 lb./ft. ²	
Thickness	0.75 mm	30 mil	
Specific Gravity	1.35	1.35	D.792
Tensile Strength	16.5 Mpa	2400 psi	D.882
Elongation	400%	400%	D.882
Tear Strength	53 N/mm	300 lb./in.	D.1004
Burial Test	Pass	Pass	
Cold Bend	-12°C	+10°F	D.1790
Seam Strength	90% of Tensile Strength within 7 days		
Ozone Resistance	100%	100%	
% Resin by Weight	50%	50%	
Fabrication Multiple	1.53 m	5 ft.	

写真－2.4 ジオメンブレンの1例

2.3 ジオテキスタイルの機能

ジオテキスタイルの機能は、基本的には分離作用、ろ過作用、補強作用の3つがある。

① 分離作用

分離性は二つの異種材料が混合するのを防ぐ過程であり、最も一般的な用法としては、図－2.2に示すように道路工事等における軟弱な路床土の路盤内への侵入、混合を防止する方法である。これにより、路盤材の強度の減少を防止し、道路の維持管理費の節約をはかることができる。

② ろ過作用

従来、暗渠等で使用されてきた砂フィルターに対して、ジオテキスタイルによるフィルターの機能形態はまったく異なったものである。すなわち、砂フィルターは砂自体がろ過するものであるが、ジオテキスタイルはそれ自体の透水性によって、ろ過するのではなく、ジオテキスタイルに接する被ろ過土中にフィルター層を生成する。ジオテキスタイルの選定にあたってはその背後に過剰間隙水圧が発生しないような透水性をもち、排水性の良いものを選ばなければならない。（図－2.3参照）

③ 補強作用

引張り強度を持つジオテキスタイルを土中に敷設すると、土粒子とジオテキスタイルの摩擦力すなわち、インターロック効果により土の変形が拘束され、見かけ上土の強度は増加する。このように、ジオテキス

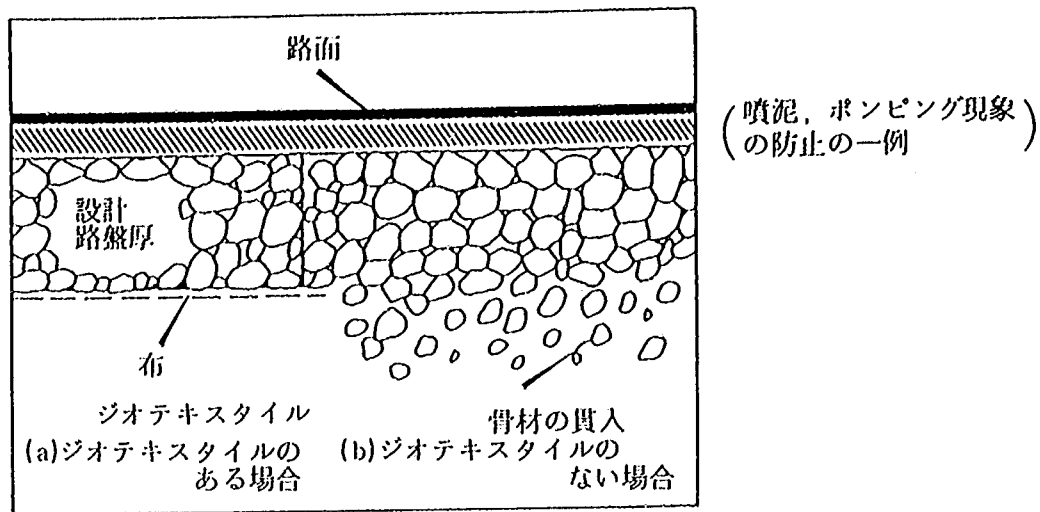


図-2.2 ジオテキスタイルの分離作用

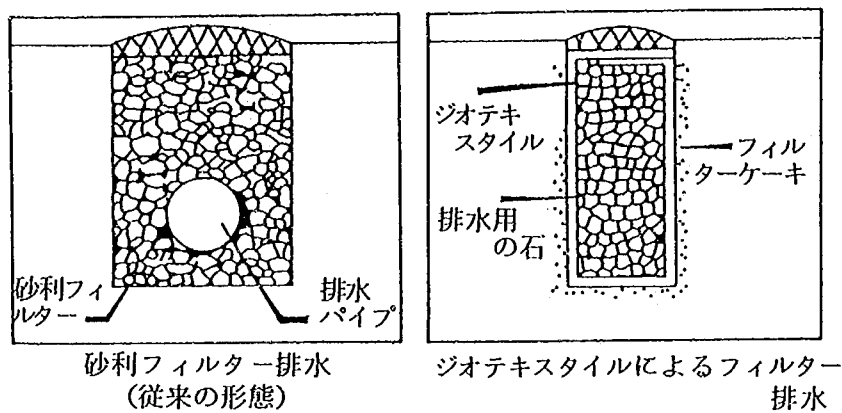


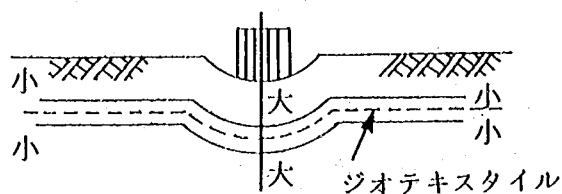
図-2.3 ろ過作用としての使用例

タイルの補強作用は、ジオテキスタイル自体の引張り強度と土とが付着する力によって定まると考えられる。

以下、図-2.4～図-2.9に補強作用を利用した工法、使用例を示す。

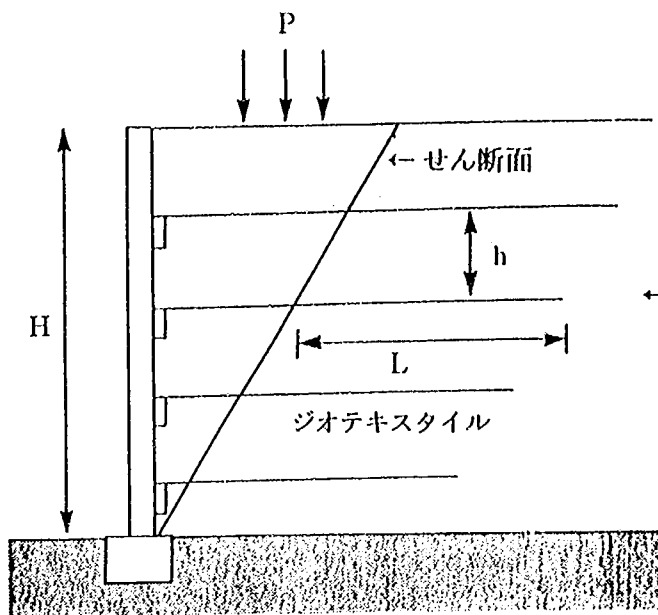
以上、ジオテキスタイル全般にわたっての分類および機能についての概略について示した。

ジオテキスタイルが荷重により湾曲させられ垂直応力が水平応力(せん断抵抗)に変換される



軟弱地盤表層処理の目的
 トラフィカビリティの確保
 輪だち掘れの軽減
 締固め促進
 不同沈下の防止

図-2.4 局部荷重の分散

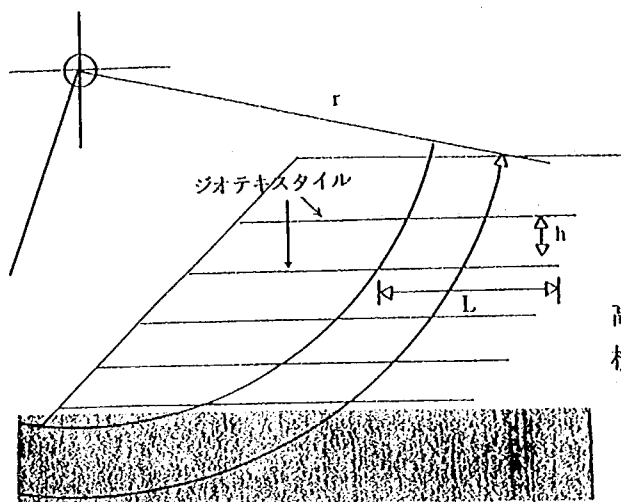


←ジオテキスタイルの敷設長さL部分の摩擦抵抗により擁壁に作用する土圧が軽減される。

研究例，土と基礎1984年6月

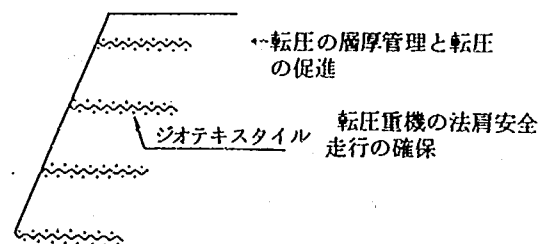
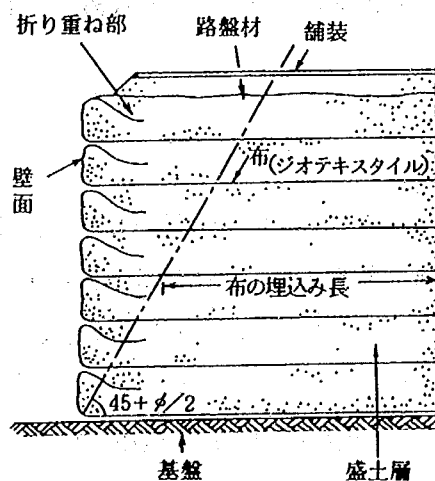
山内豊聡「延伸プラスチックグリッドによる擁壁土圧の軽減効果」

図-2.5 擁壁に作用する土圧の軽減



高盛土法先破壊（すべり防止）の為に，すべり面を横切るようにジオテキスタイルを敷設する。

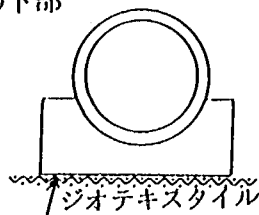
図-2.6 円弧すべりの防止



←壁面は土を保持して盛土材の流出を防止

図-2.7 盛土法面強化

構造物基礎の砂層や基礎栗石
の下部



下水管，カルバート，その他の地下
埋設管の不同沈下の防止

図-2.8 不同沈下の防止

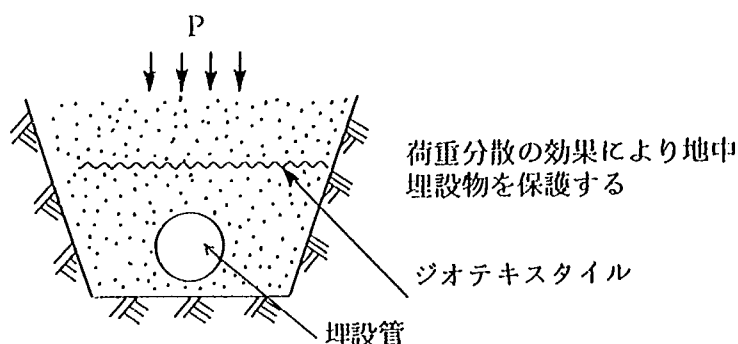


図-2.9 地中埋設物の保護

第3章 ジオテキスタイルを用いた実験

3.1 ジオテキスタイルの引抜き試験⁹⁾

補強材としてのジオテキスタイル（プラスチックグリッド等）を，設計・施工する場合には，ジオテキスタイルと土とが一体となった複合体としてのせん断特性をあらかじめ求めておく必要がある。そこで，複合体としてのせん断強さを，次に述べる引抜き試験により求めた。また，この結果より次章に述べる有限要素法による解析を行うためのジオテキスタイルと土とのせん断抵抗のパラメータを求め，ジオテキスタイルの引抜き抵抗機能のモデル化について検討を行った。

3.2 試験装置およびその試験方法

引抜き試験装置は，図-3.1に示すように長さ120cm，高さ60cm，幅60cmの土槽内に試料土を均一に詰め，その中央部に供試体（プラスチックグリッド；長さ50cm，幅15cm）を敷設し，その端部を土槽のスリット部より出し，取り付け板に固定する。試験は，この取り付け板をスクリージャッキによって一定速度（1mm/min）で引抜くことにより行う。

供試体に加える拘束圧 σ_n は，土槽内の上下部に設置してあるゴム膜の圧力室に空気圧を与えることにより作用させ，最大2.0kgf/cm²まで任意の拘束圧を与えることができる。

拘束圧 σ_n は，供試体と同一平面上にある土圧計により計測し，また，供試体の引抜き力及び引抜き変

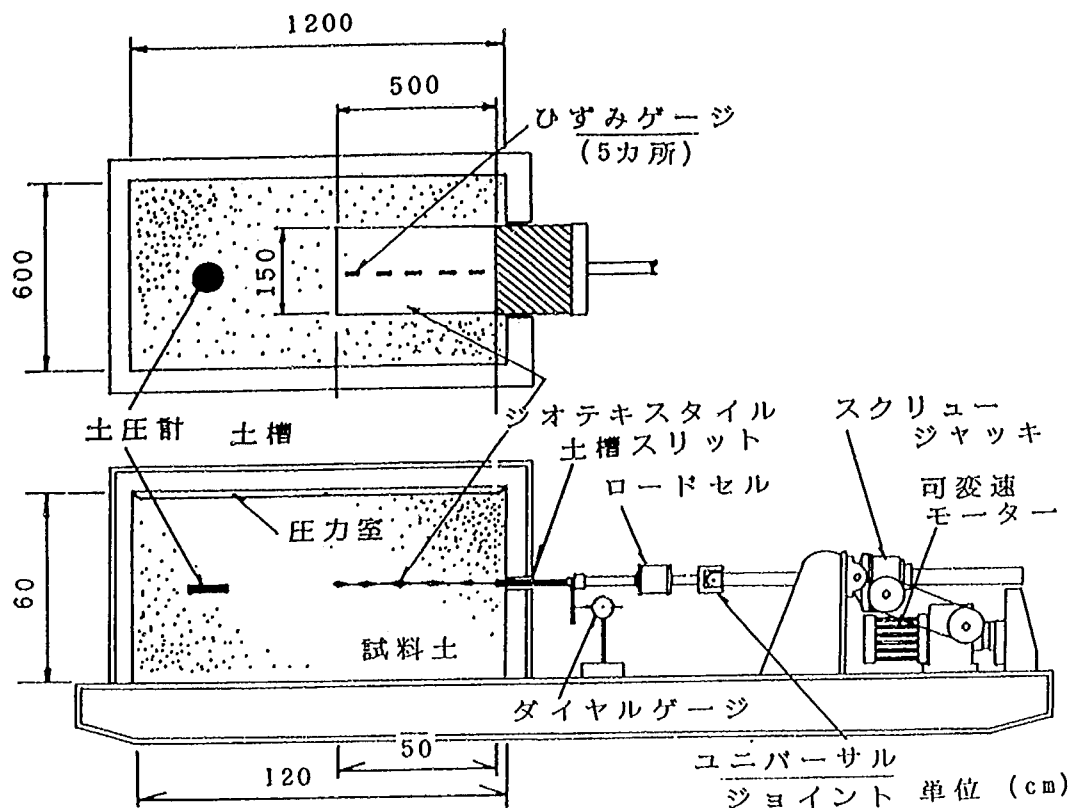


図-3.1 引抜き試験装置

位はそれぞれロードセル、ダイヤルゲージにより計測した。引抜き試験時に供試体に生ずる軸ひずみは、供試体に貼付したひずみゲージにより測定した。

試験に用いた試料土の土質特性を表-3.1に示す。本試験では、この試料土を最適含水比に近い $\omega = 19 \sim 20\%$ に調整し、土槽内で足踏みにより締固め、湿潤密度 $\rho_t = 1.6 \text{ t/m}^3$ となるようにした。

また、実験に用いた供試体は一軸延伸のジオグリッドで、図-3.2にその形状を示し、材料特性についても表-3.2に示した。実験は、拘束圧 σ_n を1.0, 2.0, 4.0 tf/m^2 と変化させて行った。

表-3.1 盛土材料の土質特性

粒度組成	レキ分(%)	0.0
	砂分(%)	50.1
	シルト分(%)	31.9
	粘土分(%)	18.0
日本統一分類		SM
最大乾燥密度		1.67
粘着力 C' (kgf/cm^2)		0.0
せん断抵抗角 ϕ' (度)		29°
試験時の湿潤密度 (t/m^3)		1.6

表-3.2 プラスチックグリッドの材料特性

重量 (gf/m^2)	938
グリッドの間隔 (mm)	22×111
引張り強度 (kgf/m)	8000
破断点伸度 (%)	12.0
40%破断荷重時伸度 (%)	3.0
熱安定性	-60℃～80℃
原料	高密度ポリエチレン

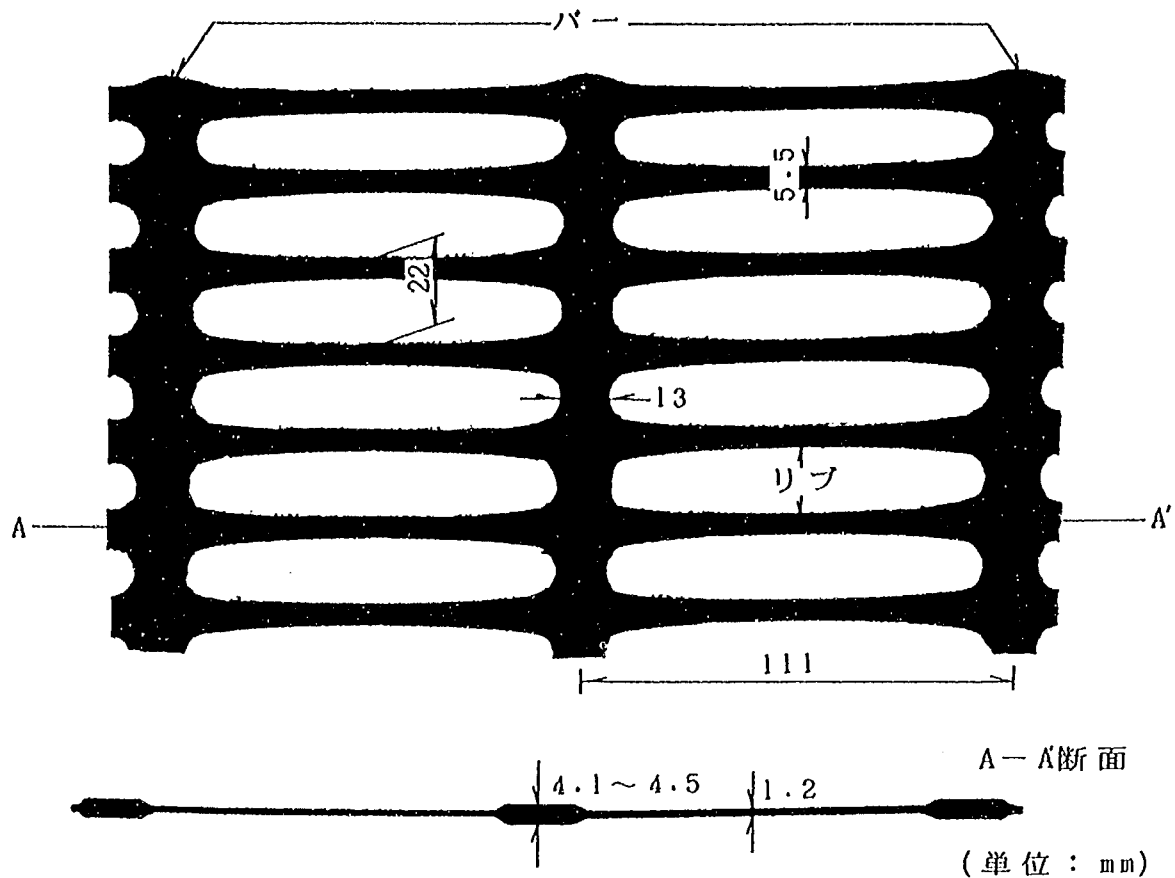


図-3.2 プラスチックグリッドの一例

3.3 実験結果

図-3.3に実験結果例として、引抜き変位量と単位幅当たりの引抜き力 T の関係を示す。

ここで、単位幅当たりの引抜き力 T は、

$$T = \frac{P}{B}$$

P ; ロードセルで測定された引抜き力
 B ; プラスチックグリッドの幅 (15cm)

で表され、せん断応力 τ はプラスチックグリッドの上面に等分布していると仮定し、

$$\tau = \frac{P}{2B\ell}$$

ℓ ; プラスチックグリッドの長さ (50cm)

で表すこととした。

せん断ひずみ ϵ は、土とプラスチックグリッド間の摩擦抵抗が働く領域 (図-3.4参照) の厚さ t を仮定して求め、せん断弾性係数 G_{50} は、せん断降伏応力 τ_t の $1/2$ の応力発生時の割線弾性係数とし、後で述べる解析時のパラメータとして用いた。

$$G_{50} = \frac{(\tau_t/2)}{\epsilon}$$

次に、各実験結果を整理して、拘束圧 σ_n とせん断降伏応力 τ_t の関係、また、拘束圧 σ_n とせん断弾性係数 G_{50} の関係について図-3.5と図-3.6に示す。

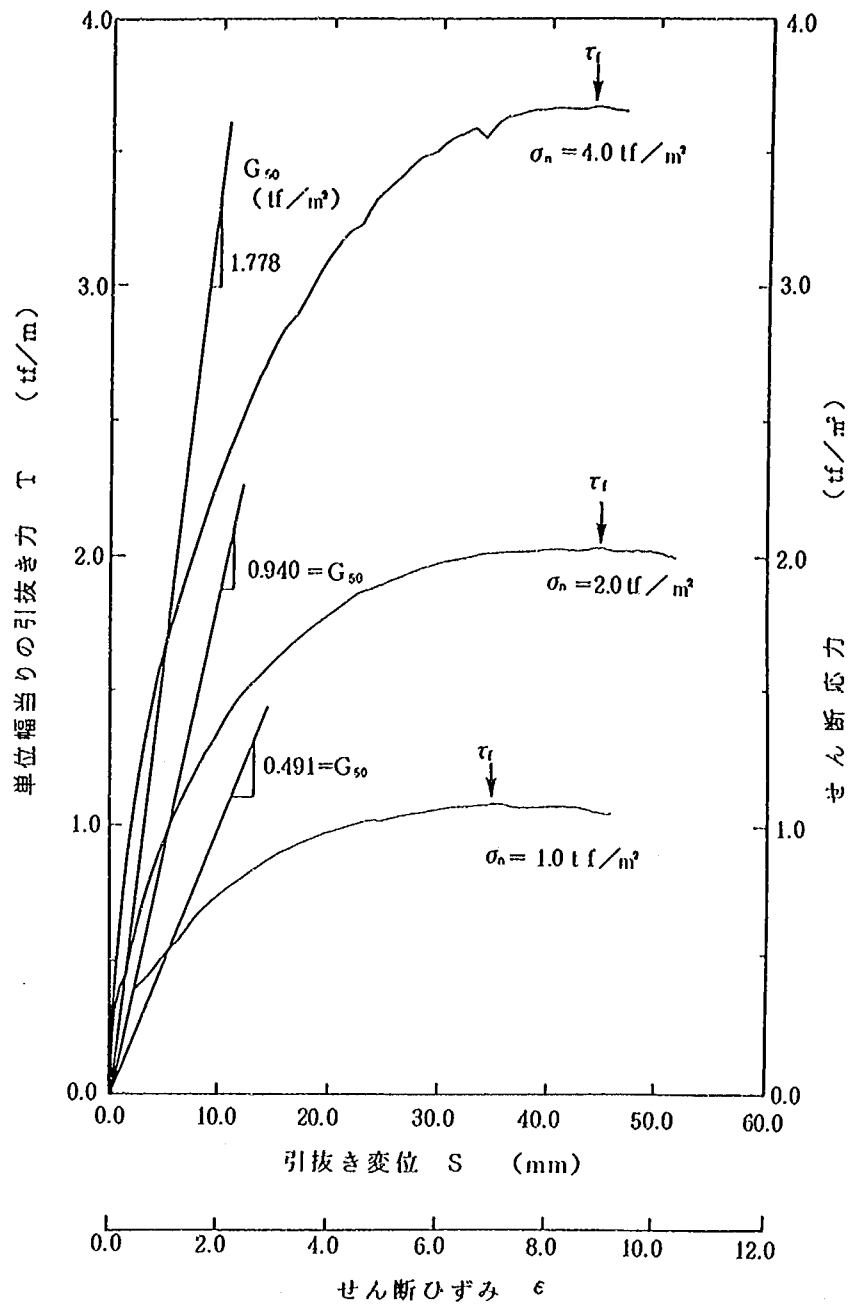


図-3.3 引抜き試験結果例

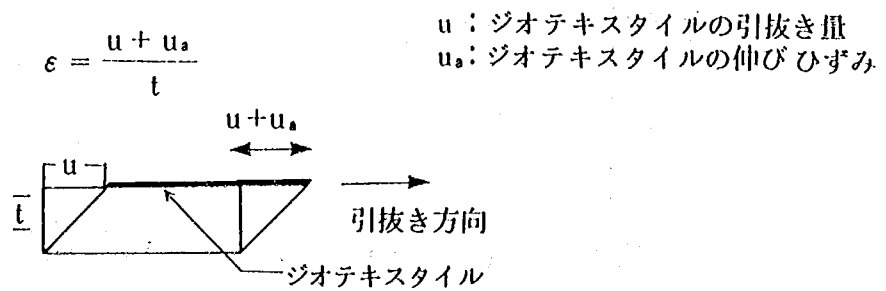


図-3.4 せん断ひずみ ϵ と摩擦抵抗が働く領域 t の関係

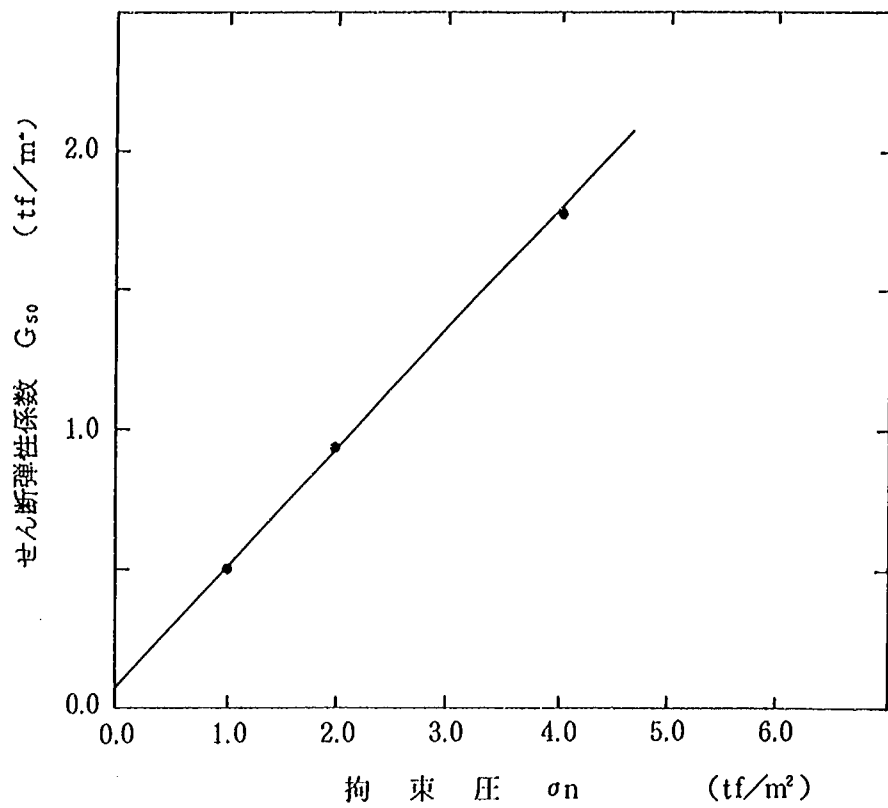


図-3.5 拘束圧とせん断降伏力の関係

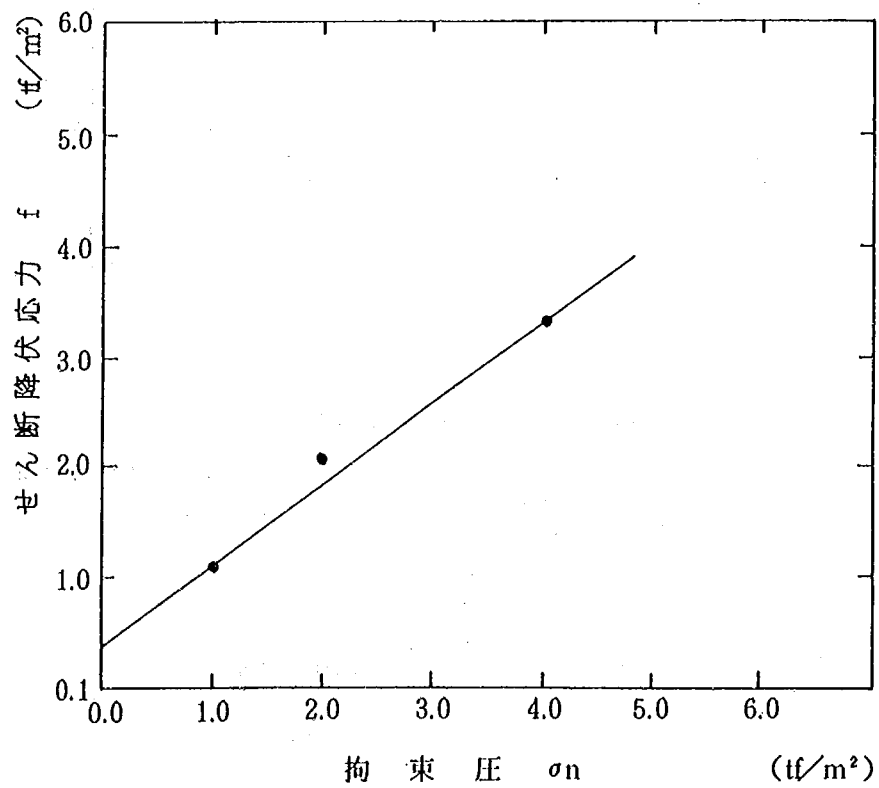


図-3.6 拘束圧とせん断弾性係数の関係

これらの図から、拘束圧 σ_n とせん断降伏応力 τ_f の関係、また、拘束圧 σ_n とせん断弾性係数 G_{50} の関係は、拘束圧 σ_n が 4.0 tf/m^2 以下の場合においては、直線関係にあるといえる。

3.2 ジオテキスタイルを用いた盛土補強に関する基礎実験¹⁰⁾

3.2.1 実験の目的

盛土の補強にジオテキスタイルを用いる試みが数多く見受けられるが、現在その設計法は確立しておらず、従来の安定計算に基いた設計がなされているのが現状である。すなわち、盛土中に敷設されたジオテキスタイルがどのようなメカニズムで盛土を補強するのか、そして盛土が崩壊するような極限状態ではジオテキスタイルはどのような変形挙動を示すのか等、基本的な特性がいまだ確かめられていない。

そこで今回の実験では、次の4点について着目し観察および考察を行った。

- ① 盛土の変形に対して、ジオテキスタイルがどのような抵抗分布を示すのか。(土塊の変形量とジオテキスタイルに生じる応力の関係)
- ② 土塊の変形量が大きくなったとき、極限状態での土とジオテキスタイルの挙動。
- ③ 敷設枚数による①～②の変化。

3.2.2 実験概要

本実験は、図-3.7に示す装置（地盤沈下発生装置）を用いて行った。この装置は、土槽下部に取り付けられた油圧ジャッキで底板を上下させることにより、土槽内の大型盛土に任意の位置で人工的なすべりや変形を発生させることができる。

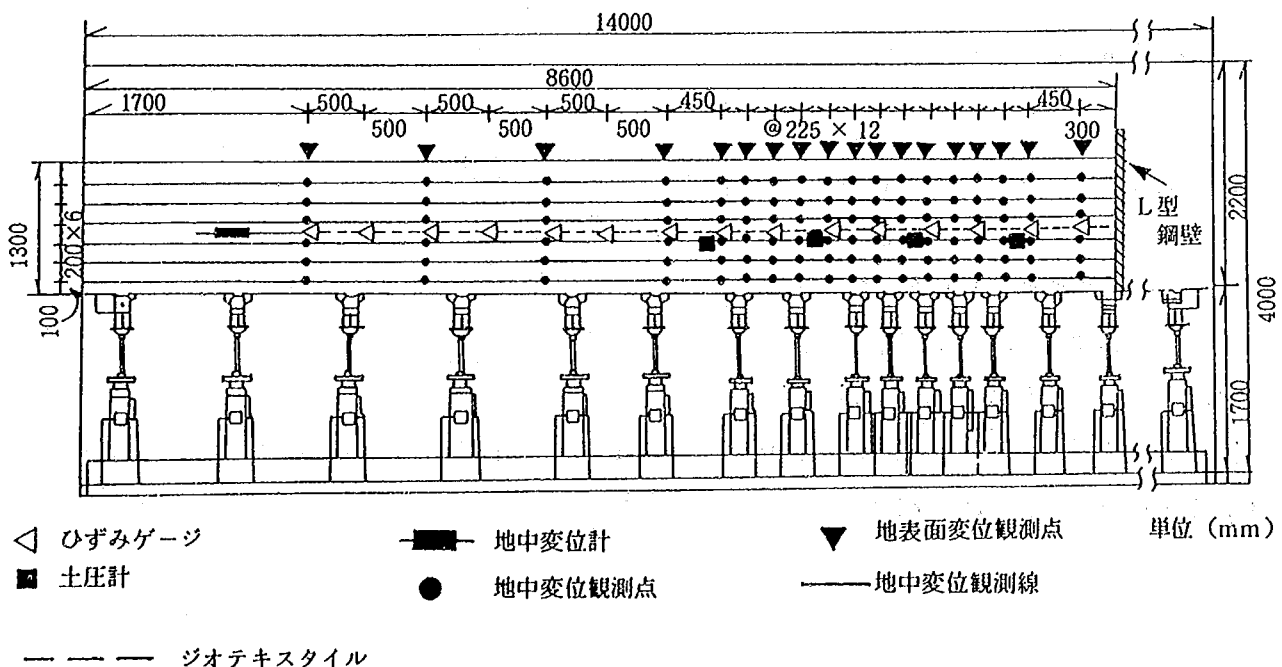


図-3.7 実験装置

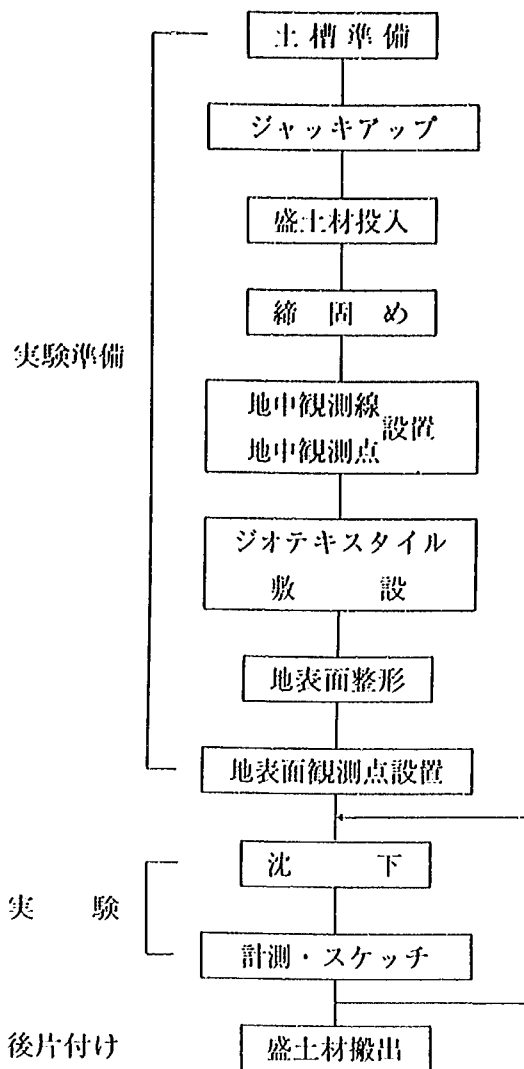


図-3.8 実験方法のフロー

観測項目はジオテキスタイル自体のひずみとジオテキスタイル端部の変位量、土中土圧、盛土の変形状況等である。それぞれの計測機器の設置位置を図-3.7に合わせて示した。なお、これらの各種計測機器から得られたデータは、図-3.10に示す計測システムによりパーソナルコンピュータに取り込まれ、その場でX-Yプロッタにて図化されるようにした。

本実験に使用した盛土材料はシルトで、その物性を、表-3.3に示す。施工に際しては撒きだし厚さを20cmとして、足踏みにより締固めを行った。このときの含水比 w は20%程度で、湿潤密度 ρ_t は若干のばらつきはあるもののおよそ 1.6t/m^3 であった。実験に使用したジオテキスタイルは、引抜き試験で用いたものと同様な一軸延伸のポリマーグリッドである。

実験方法は図-3.8に示すフロー図に従って行った。まず、土槽内部および正面のガラス面を清掃した後に、側面摩擦を減少させるためにシリコンスプレーを散布した。その後、ケース1の予備実験では底板を10cm、ケース2、3では30cmジャッキを上昇させ、盛土材を投入し盛土を築造した。ジオテキスタイルは土槽内部のL型鋼壁に固定し、1枚および3枚敷設した場合について表-3.5に示す実験ケースを行った。また、すべりの発生位置は図-3.9に示すように、段階をおってステップ1～6として行い、底板の沈下速度は毎分1mmとした。

表-3.5 実験ケース

ケース	沈下形状	ジオテキスタイル敷設枚数	備考
1	①～③	1	予備実験
2	①～⑥	1	
3	①～⑥	3	

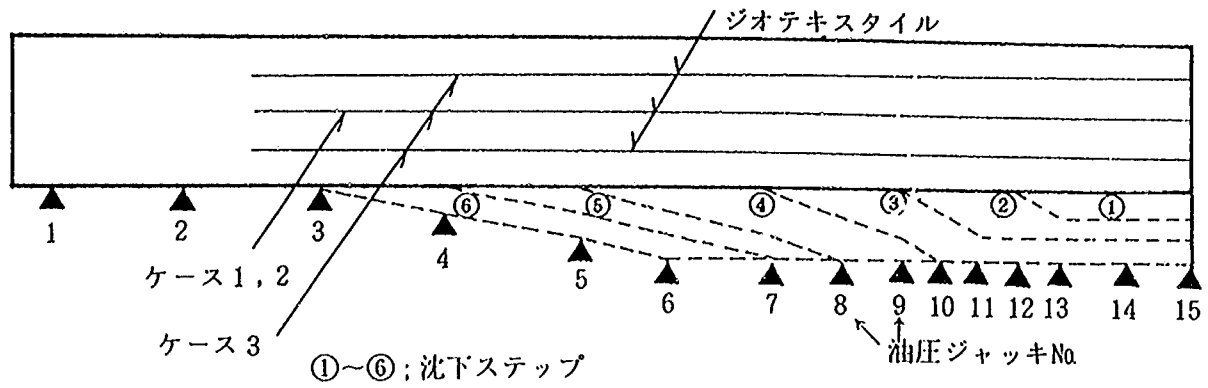


図-3.9 沈下形状

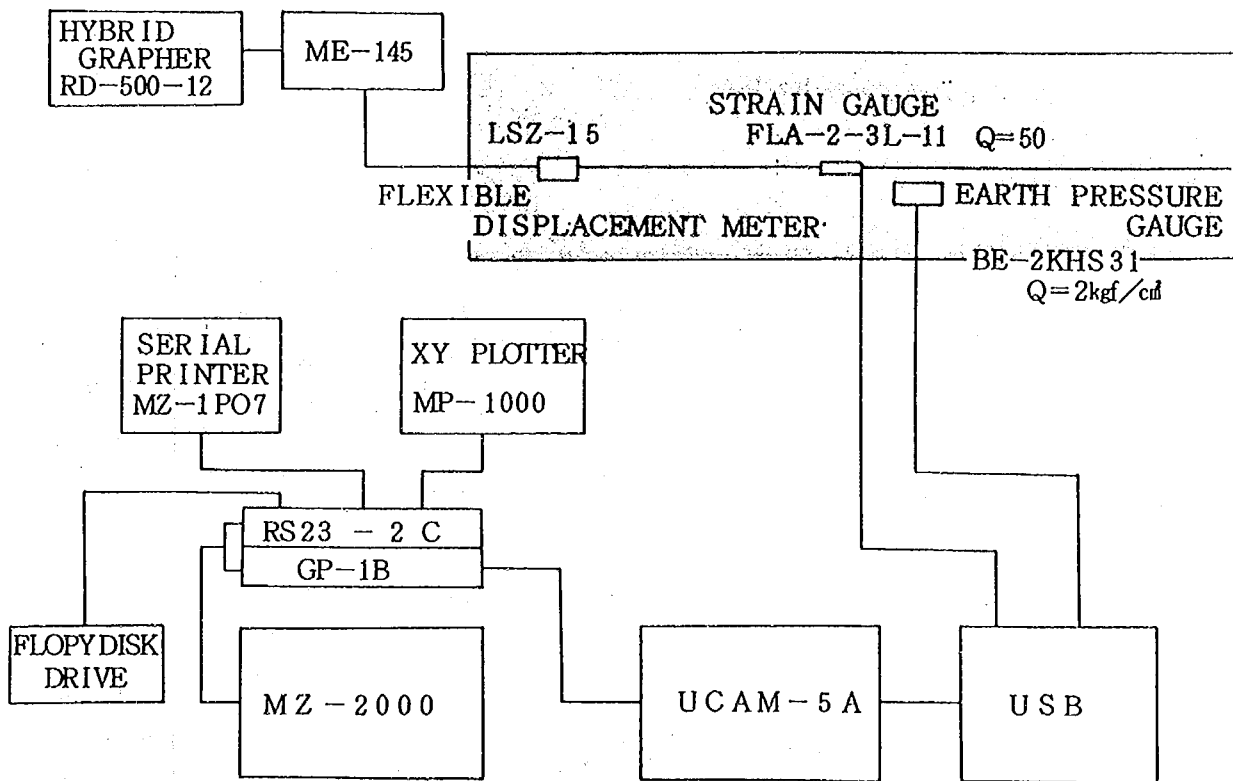
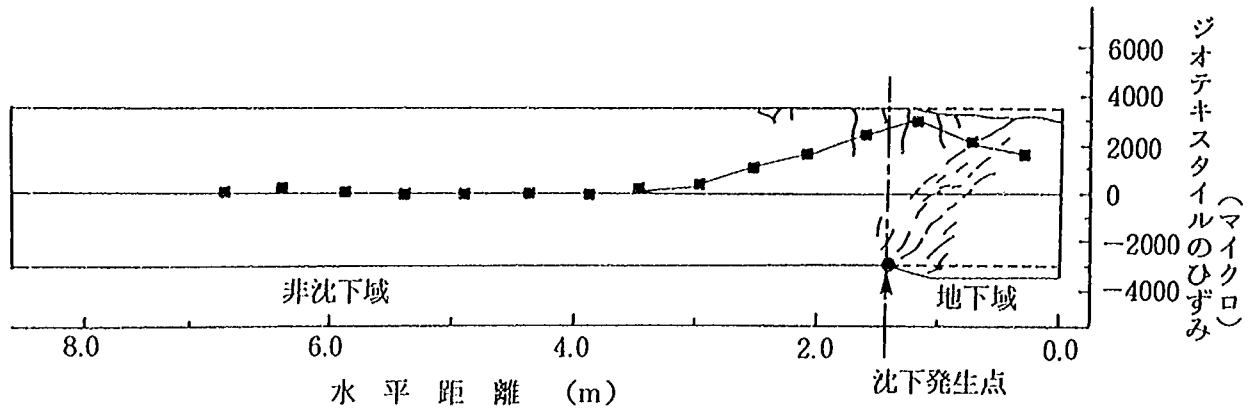


図-3.10 計測システム

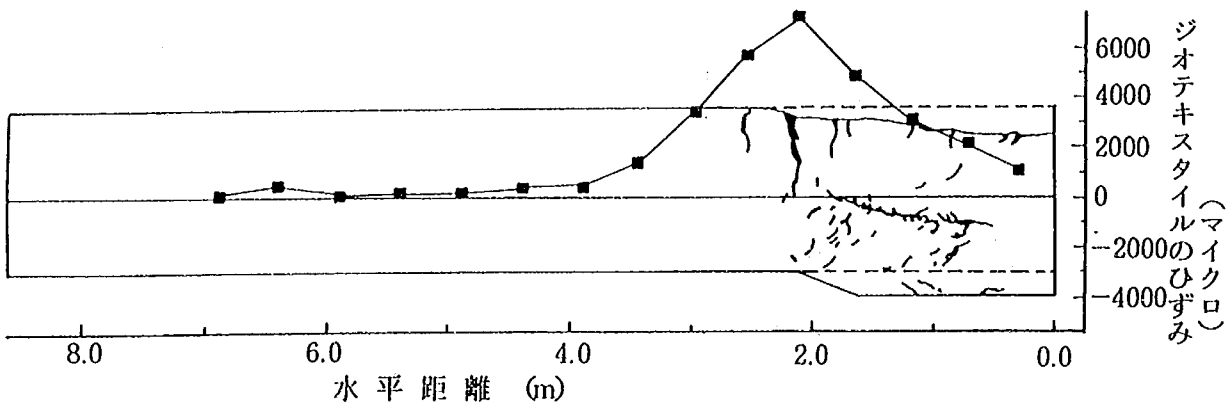
3.2.3 実験結果

① ジオテキスタイルに生じるひずみと盛土の変形

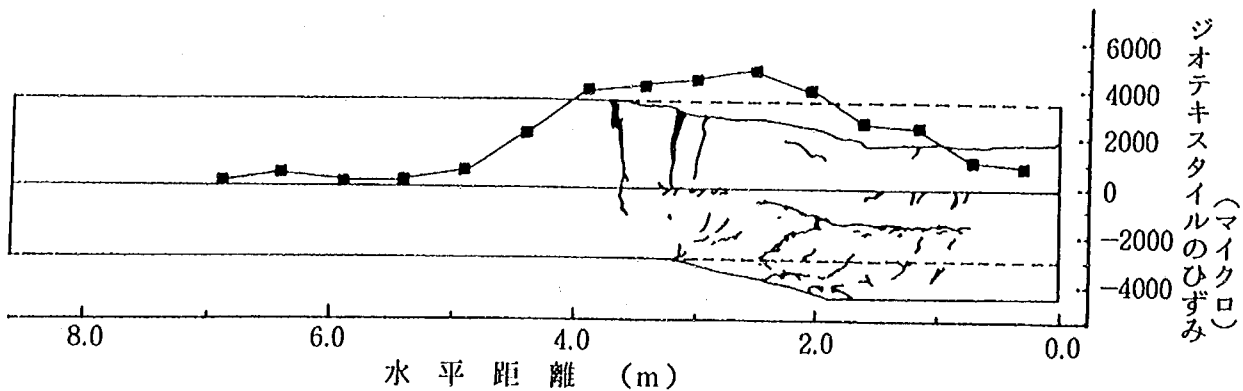
ケース2について実験より得られたジオテキスタイルのひずみの分布と盛土の変形状況を各沈下ステップごとにまとめたものが、図-3.11(a)~(f)である。これらの図から、いずれのケースにおいても沈下発生点、すなわち、油圧ジャッキを落とし始めた位置付近においてジオテキスタイルに生じるひずみ量が最大となり、その分布はほぼ左右対称であることがわかる。



(a) 盛土の変形とひずみ分布 CASE-2 沈下ステップ ①

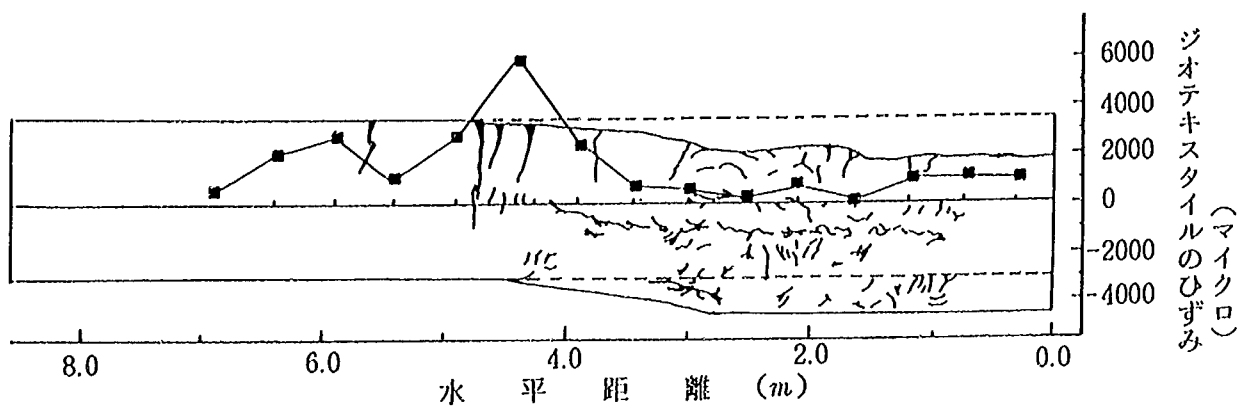


(b) 盛土の変形とひずみ分布 CASE-2 沈下ステップ ②

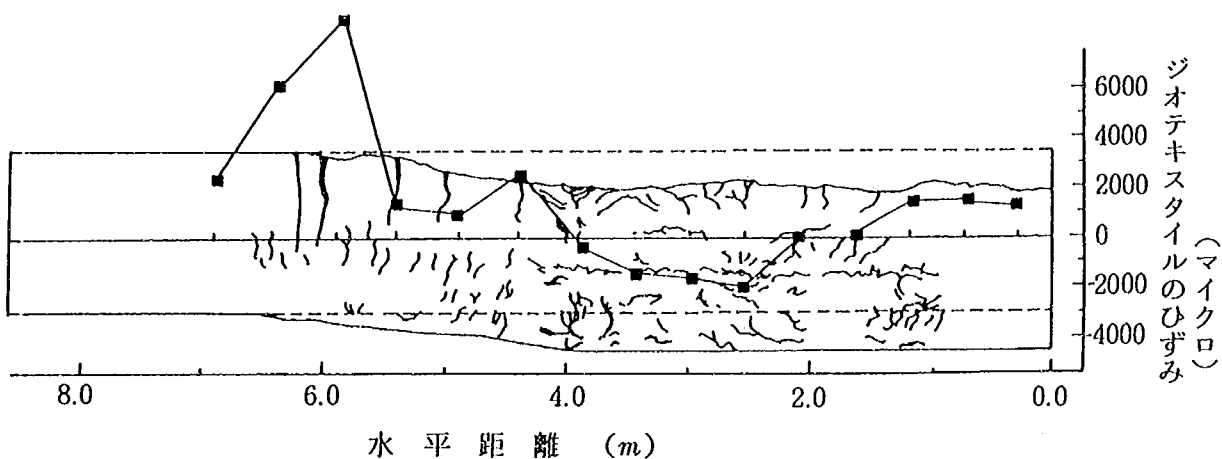


(c) 盛土の変形とひずみ分布 CASE-2 沈下ステップ ③

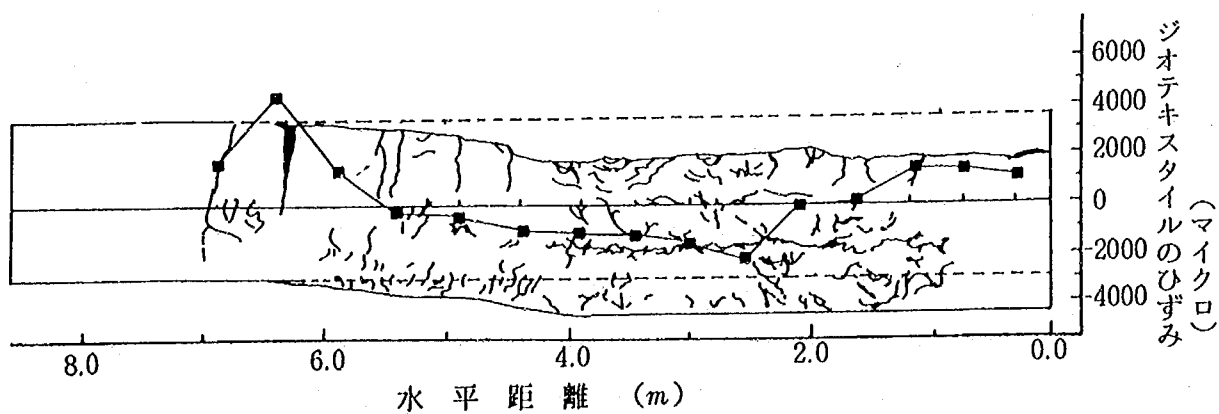
図-3.11 盛土の変形とひずみ分布



(d) 盛土の変形とひずみ分布 CASE-2 沈下ステップ ④



(e) 盛土の変形とひずみ分布 CASE-2 沈下ステップ ⑤



(f) 盛土の変形とひずみ分布 CASE-2 沈下ステップ ⑥

図-3.11 盛土の変形とひずみ分布

本実験では、盛土の変形によってジオテキスタイルに生じるひずみの大きさと、その領域がどのように変化するのかに注目していることから、非沈下域、すなわち油圧ジャッキが変位をしていない部分のひずみ分布を比較した。今回実施した実験で、ケース2におけるジオテキスタイルに発生したひずみ分布を示したものが、図-3.12である。この図から、沈下発生点が移動することによって（沈下ステップが進むこと）、ジオテキスタイルに生じるひずみのピーク値にはかなりの差が生じるが、ジオテキスタイルにひずみが発生する範囲は、ほとんど変化しないことがわかる。また、その範囲は沈下発生点から約2 mである。

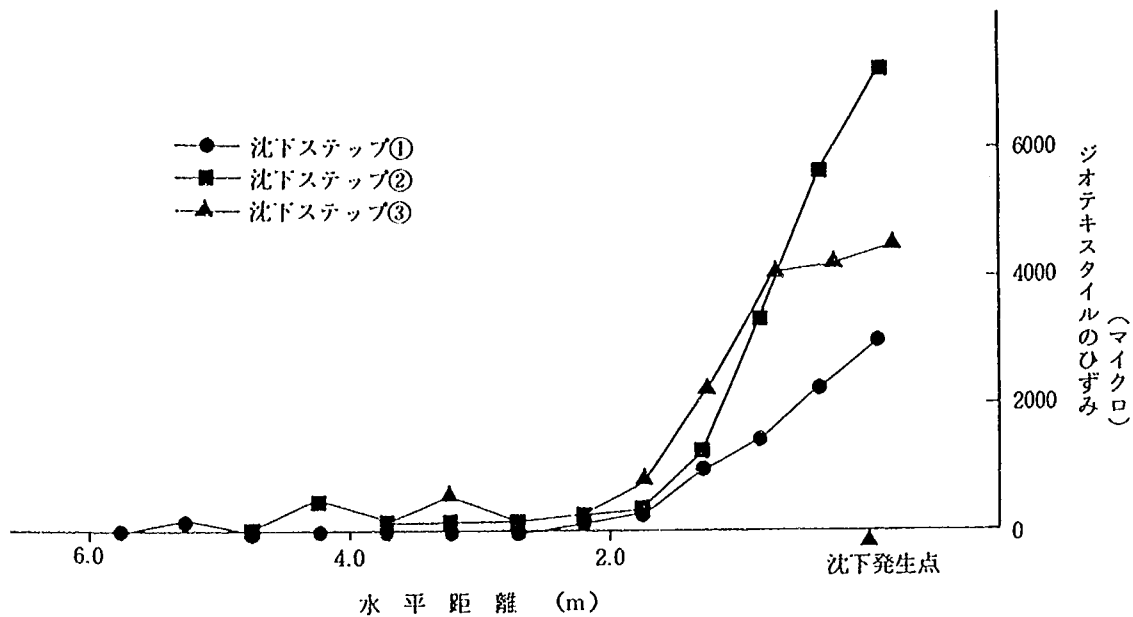


図-3.12 ひずみの影響範囲 (ケース2)

次に、ジオテキスタイルの下部に埋設した土圧計の計測結果を図-3.13に示した。この図から沈下発生点の両側で大きく土圧が変化していることがわかる。すなわち、沈下発生点より沈下領域側は土圧が大きく減少し、反対側の静止領域では土圧が増加する傾向が、どの沈下ステップにおいても認められる。

盛土の変形がジオテキスタイル端部に近づいた極限状態におけるジオテキスタイルに生じるひずみの分布を示したものが、図-3.14である。この図から、ケース2における沈下ステップ⑥では沈下開始と同時にひずみのピーク値は減少し始めジオテキスタイルの自由端部側へピークが移動していることが認められる。

さらに、ケース2の沈下ステップ⑤～沈下ステップ⑥におけるジオテキスタイルに生じるひずみ量と自由端部の変位量の経時変化を示したものが、図-3.15である。この図から、ジオテキスタイルに生じるひずみ量と自由端部の変位量には関係があることがわかる。すなわち、沈下ステップの進行とともにジオテキスタイルに生じるひずみの発生領域は徐々に自由端部へと移行して行くことがわかる。沈下ステップ⑤の段階に入るとジオテキスタイルに生じるひずみは自由端部にもおよび、わずかではあるがジオテキスタイルは変位し始める。沈下ステップ⑥ではジオテキスタイルがゆっくりと移動を始め、それに伴ってそれまで蓄積されてきたひずみが開放され、ひずみ量は減少する。これに平行して盛土内部のジオテキスタイル端部に、ほぼ垂直にクラックが発生し、補強土塊と無補強部分の土塊が分離されたものと考えられる。

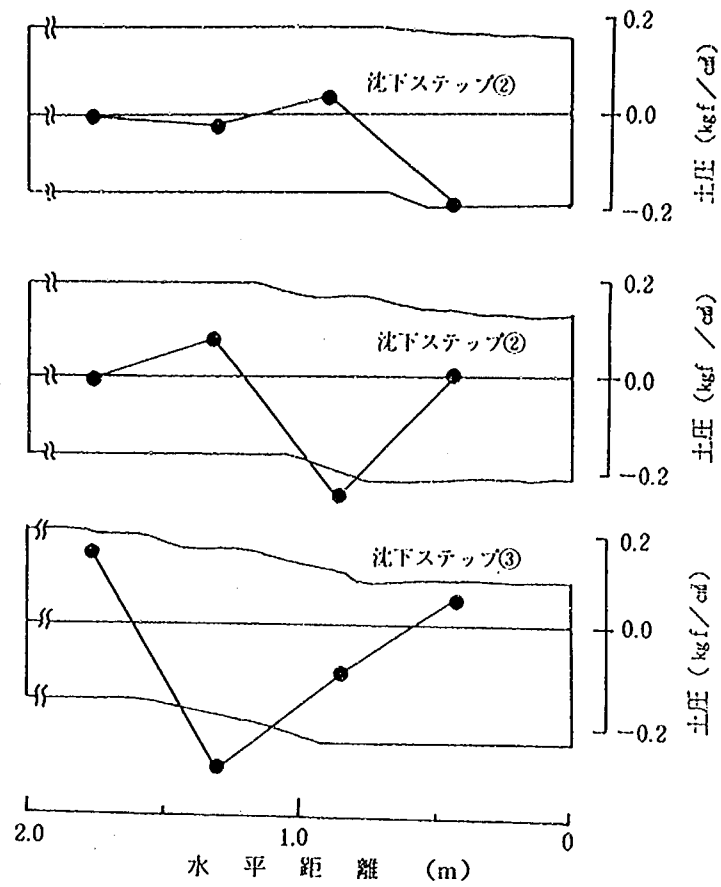


図-3.13 沈下ステップによる土圧の変化 (ケース 2)

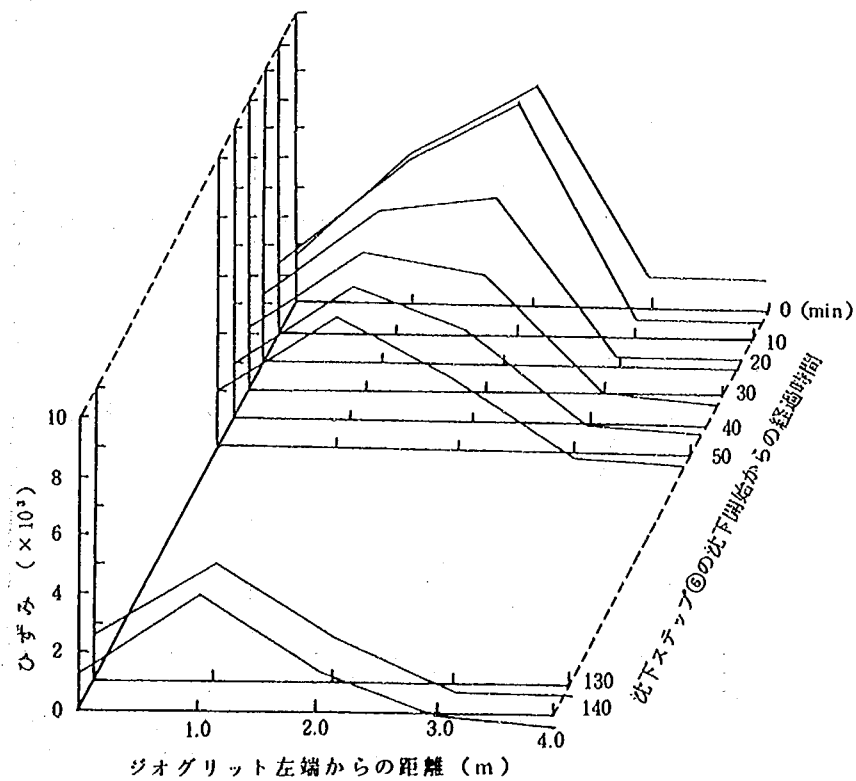


図-3.14 ひずみ分布の経時変化 (ジオグリッド左端 ケース 2)

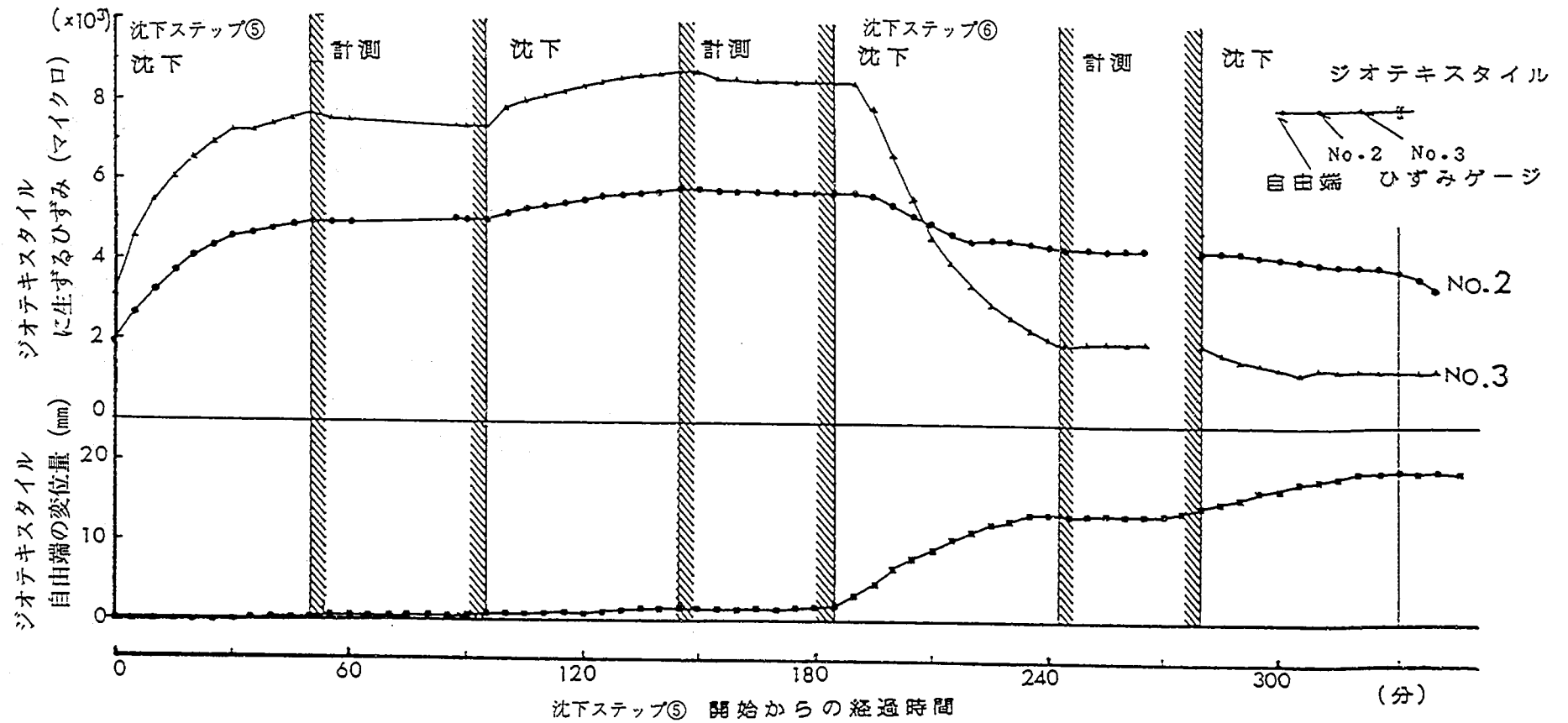


図-3.15 ジオテキスタイル自由端のひずみと変位量の経時変化 (ケース2)

② ジオテキスタイルの動きと盛土の変形

地盤の沈下過程における盛土の変形状況を観察した結果を示したものが、図-3.16である。この図から土塊は幾つかの大きなクラックによってブロック状に分割されて移動していることがわかる。これらのクラックは沈下発生点付近から斜めに沈下域側に発生するものでその角度はいずれの場合もほぼ一定であり、 $50^{\circ}\sim 60^{\circ}$ 程度である。それらのクラックとは別に沈下発生点およびその点から非沈下域1 m程度の地点にほぼ垂直に大クラックが生じ、先に述べた斜めのクラックとともにくさび状のブロックを形成している。

一方、ジオテキスタイルを挟んだ上下の土塊に注目すると、次のようなことがわかる。第1には地中変位観測線の変形から、ジオテキスタイルを挟んだ上下の土塊は異なった運動様式を示し、下方土塊の動きの方が大きい。第2には非沈下域の土塊の変位は観測されず、沈下ステップ⑥に至るまではジオテキスタイルが引抜かれるような動きは確認されなかった。第3には盛土に発生するクラックはジオテキスタイルによって分断され、地表面から沈下板まで連続するものは、認められなかった。

以上のことから、ジオテキスタイルは盛土の変形過程において、ジオテキスタイルを挟んだ上下の土塊を分離していることと、ある程度以上の敷設長がある場合には、ジオテキスタイルのみが引抜かれるような変形挙動は認められないということがいえる。

次に、盛土の変形がジオテキスタイルの自由端部にまで至った場合における状況について観察した結果、次のような現象が見い出された。

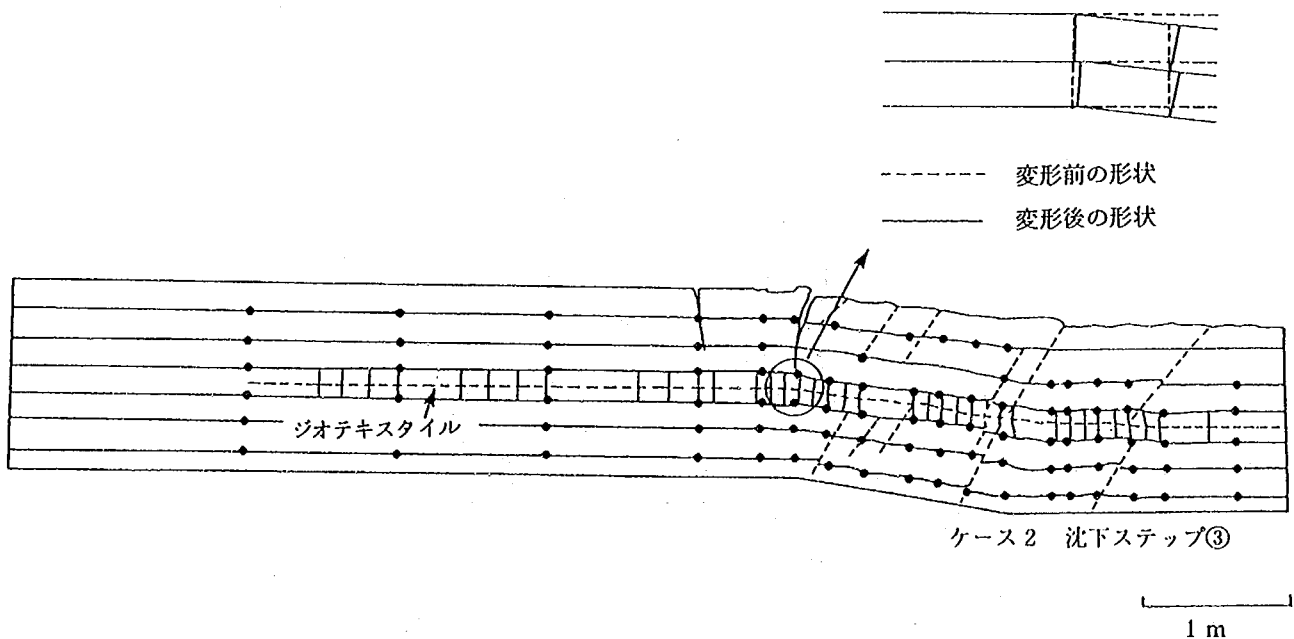
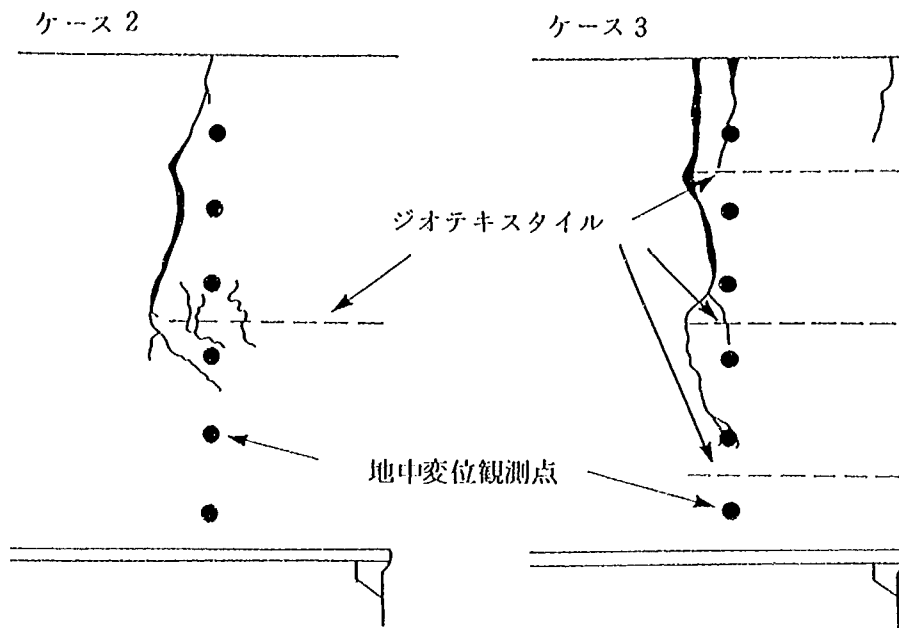
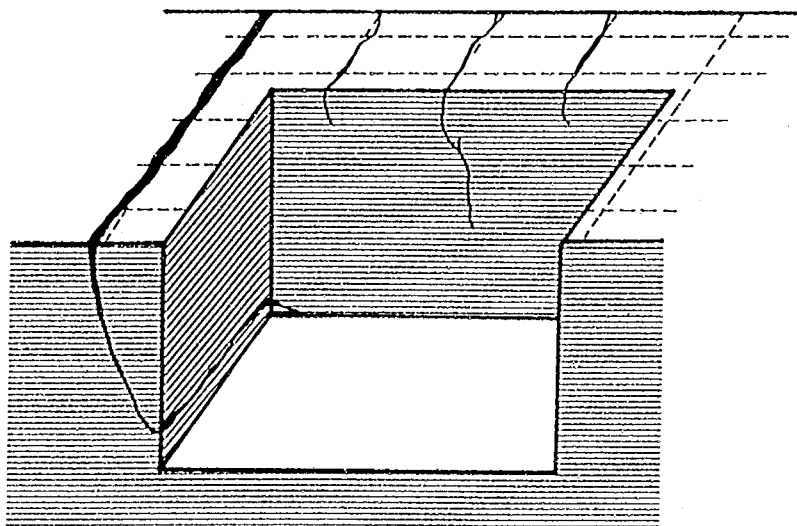


図-3.16 盛土とジオテキスタイルの変形

極限状態（ジオテキスタイルの敷設長が短くなった場合）において盛土は、図－3.17に示すようにジオテキスタイルの自由端部から生じるクラックによって分離される。また、このクラックはジオテキスタイルの端面から斜め下方に向きをかえながら連続していることがわかる。さらに、沈下域側において、この方向と同様な方向性を有する小クラックがいくつか発生していることが観察された。さらに、これらのクラックは図－3.18に示すように、すべてジオテキスタイルのグリッドのバー（節）の部分から発生しており、ジオテキスタイルの土中における補強機構を解明するにあたって注目すべき要素であると考えられる。



図－3.17 ジオテキスタイルの自由端部におけるクラックの発生状況



図－3.18 盛土内のクラックの発生状況

③ 敷設枚数による相違点

ジオテキスタイルの敷設枚数による補強効果を検討するために、ケース3ではジオテキスタイルを3枚、20cm間隔で敷設して実験を行った。図-3.19～図-3.24にジオテキスタイルに生じるひずみの分布と盛土の変形状況について示した。これらの図から、各々のジオテキスタイルに発生するひずみの分布状況はケース2の結果と同様であるが、上中下の三段のジオテキスタイルは、ひずみの分布範囲、ピーク値等に差が認められる。すなわち、上段のジオテキスタイルに発生するひずみは、中・下段のものより小さくピークの位置も明瞭でない。また、盛土の変形がジオテキスタイルの自由端部にまでおよぶ極限状態において、上段のジオテキスタイルにはほとんどひずみは生じておらず、中・下段のジオテキスタイルにだけひずみが発生している。この現象は、土中変位計の実測値からあわせて考えると、図-3.25に示すように上段のジオテキスタイルは沈下ステップ⑤の段階で既に変位がはじまっており、沈下ステップ⑥の開始時点で2cm程度の変位が生じている。このことから、盛土上部は沈下ステップ⑥の開始時にはクラックにより無補強の土塊と補強土塊が分離していたものと思われる。

ケース2とケース3について、ジオテキスタイルに生じるひずみの分布領域について比較したものが図-3.26である。この図から、ケース3ではいずれのジオテキスタイルにおいてもケース2に比べてジオテキスタイルに生じるひずみの分布領域が小さくなっていることがわかる。

以上の結果から、ジオテキスタイルの敷設枚数を増加することによって、ジオテキスタイル1枚当りに作用する引張り応力は減少しているものと考えられ、補強効果が増加することが期待できる。また、盛土の変形状況に関しては、地表面の変形が敷設枚数を増加することにより、滑らかになりクラックの規模も小さくなっていることが観察された。

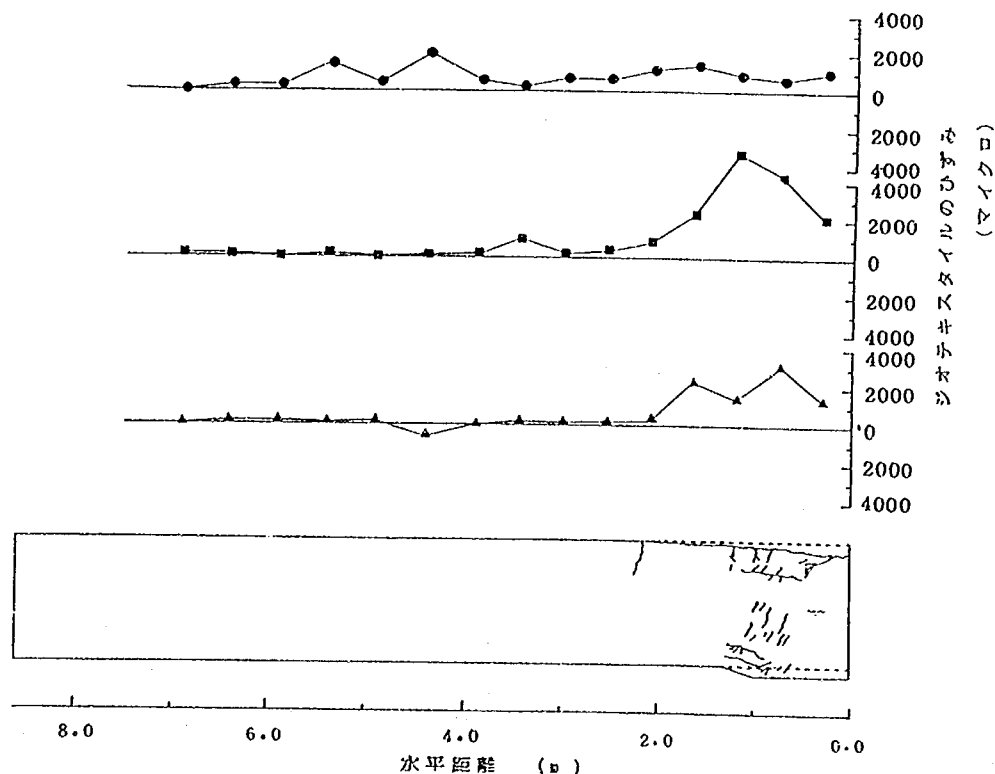


図-3.19 盛土の変形とひずみ分布 ケース3 沈下ステップ①

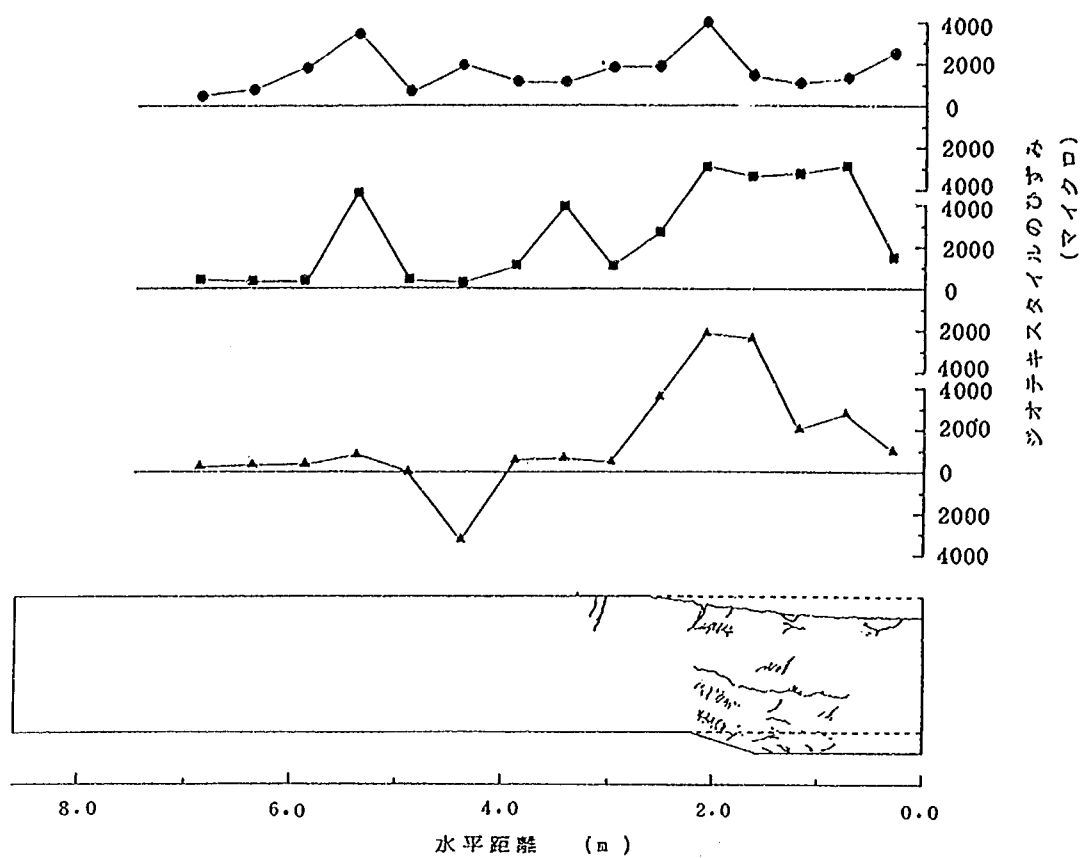


図-3.20 盛土の変形とひずみ分布 ケース3 沈下ステップ②

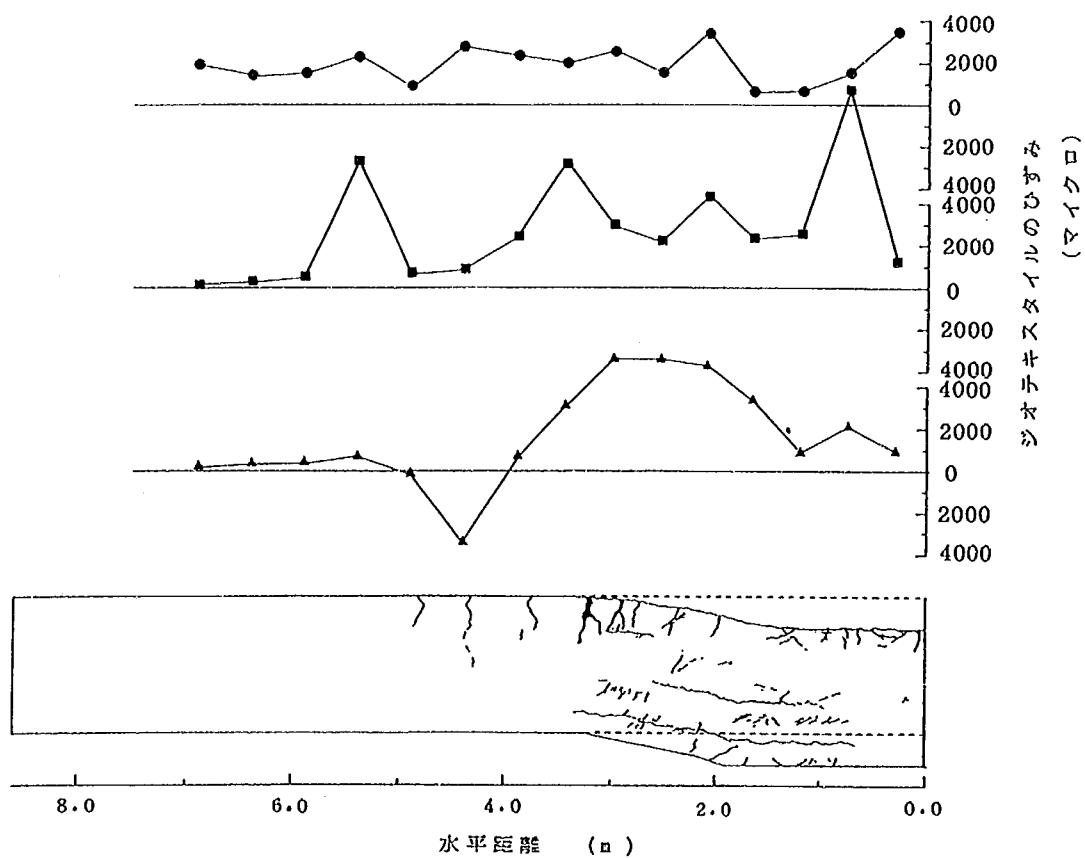


図-3.21 盛土の変形とひずみ分布 ケース3 沈下ステップ③

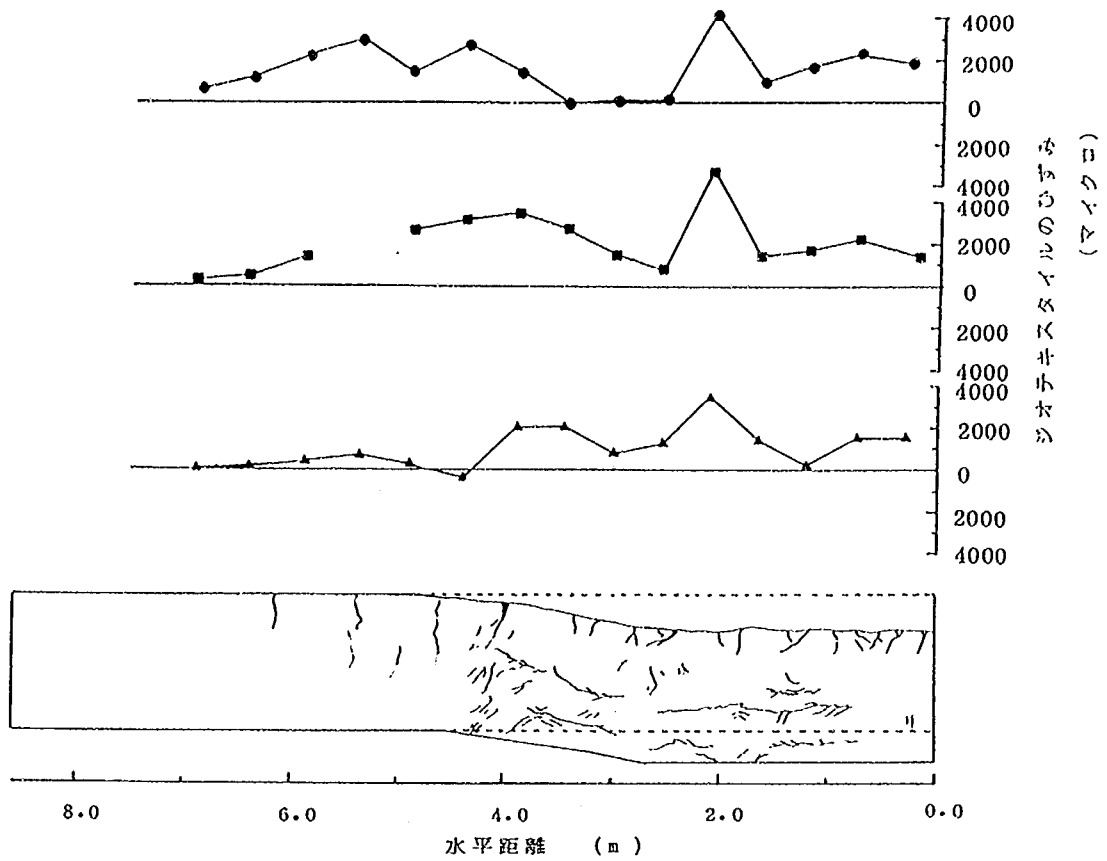


図-3.22 盛土の変形とひずみ分布 ケース3 沈下ステップ④

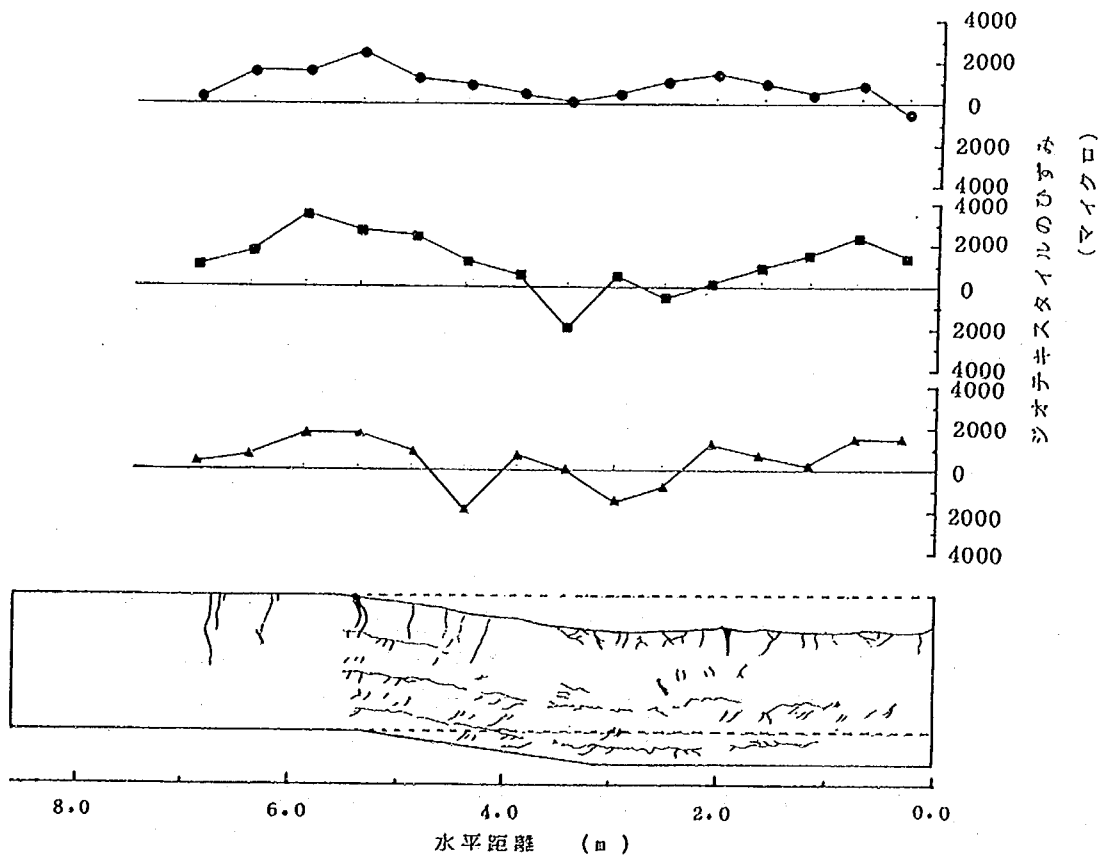


図-3.23 盛土の変形とひずみ分布 ケース3 沈下ステップ⑤

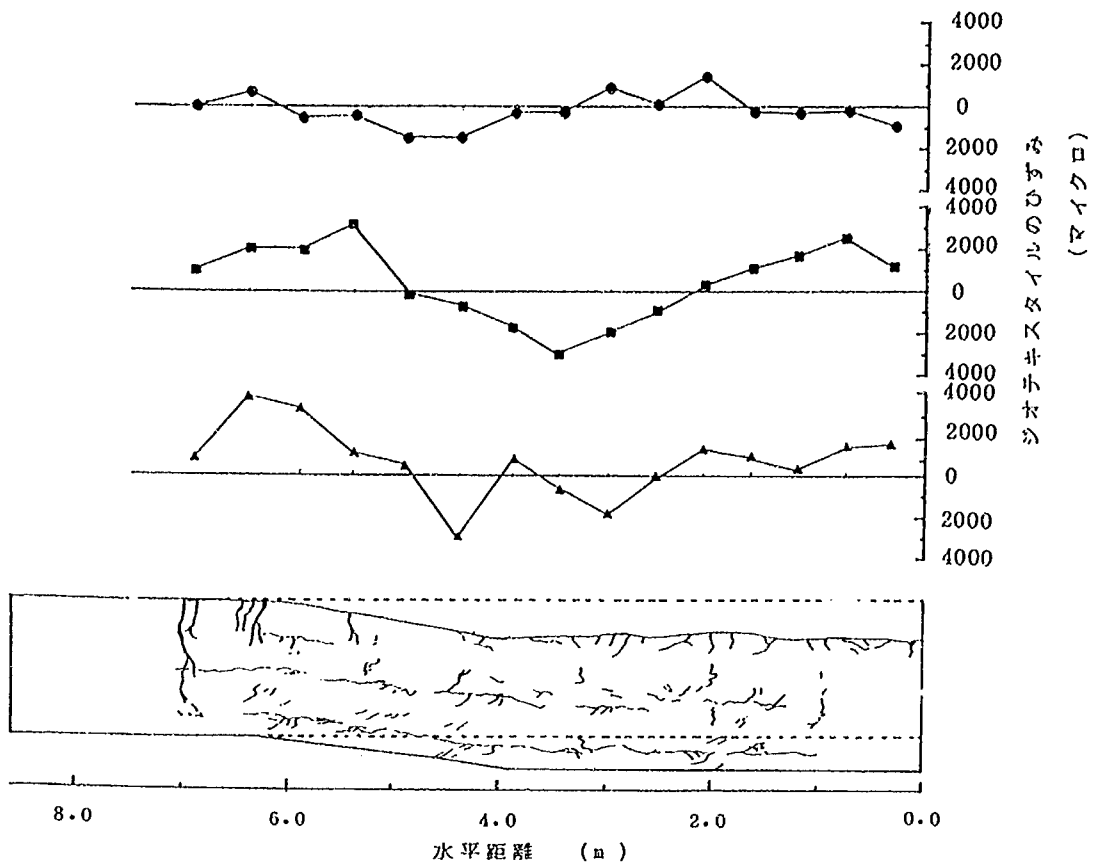


図-3.24 盛土の変形とひずみ分布 ケース3 沈下ステップ⑥

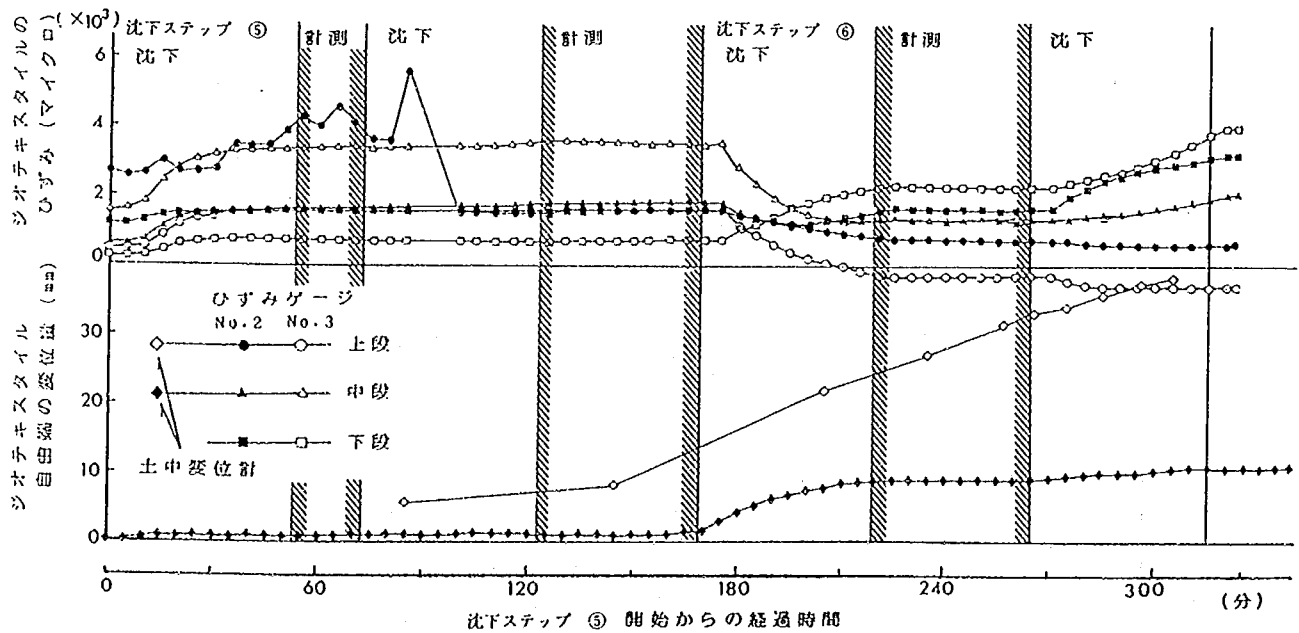
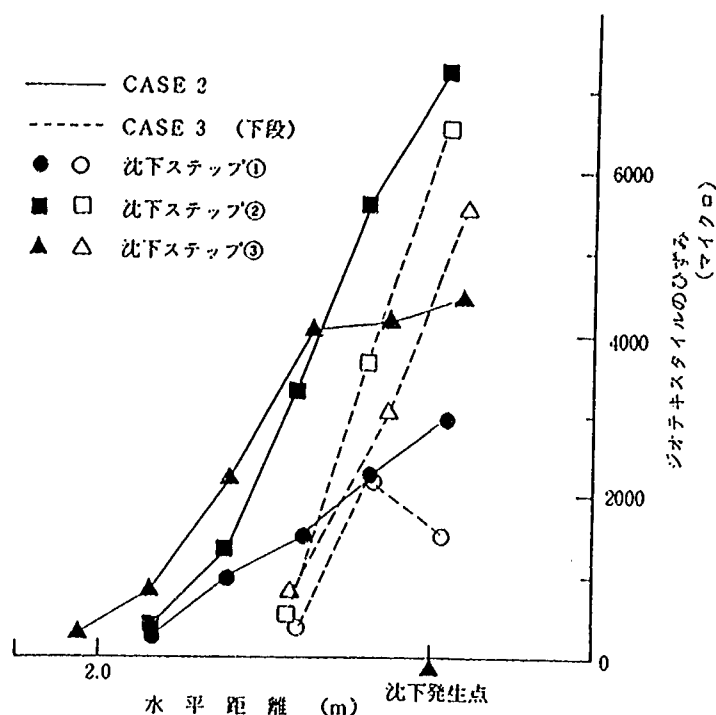


図-3.25 ジオテキスタイル自由端のひずみ量と変位量の経時変化 (ケース3)



図一3.26 ジオテキスタイルに生じるひずみの影響範囲の比較

3.3 橋台の段差軽減対策に関する模型実験

橋台やカルバートなどの構造物がある盛土では、その接合部付近で盛土と構造物との沈下の違いによる不同沈下が発生し、路面に不陸やクラックが生じて道路交通などに支障をきたす場合がある。ここで不同沈下の発生原因としては、基礎地盤の沈下、盛土自体の圧縮沈下ならびに接合部における裏込めの締固め不足などがあげられる。

このため、道路土工の指針¹¹⁾では良質な裏込め材を使用し、排水に注意をしなければならないとし、また、軟弱地盤上では残留沈下量を少なくするためにプレロードなどの対策工を行うのが良いとされている¹²⁾。さらに、橋台と盛土の接合部に生じる段差の対策工として踏掛板の設置が行われているが、軟弱地盤の箇所などでは、踏掛板の下に生じる空洞や、その処理に留意する必要がある。

以上のような点を考慮して対策が行われるわけであるが、東名高速道路の例では、接合部の約7割に段差が生じているという報告がある¹³⁾。

そこで、ジオテキスタイル（ここではプラスチックグリッド）を盛土の補強材として用いて、図一3.27に示すような橋台の段差を軽減させる工法を想定し、大型模型実験を行った¹⁴⁾。

この工法は、図中に示すように盛土内に敷設したジオテキスタイルにより、盛土内の土の変形を拘束し、さらに、ジオテキスタイルは土と一体となって変形する踏掛板のように下部に空洞ができにくいという効果を期待したものである。このことから、ジオテキスタイルの補強効果によって、現場発生土を埋戻し土として有効に利用できることも考えられる。

そこで、このようにジオテキスタイルを土構造物の不同沈下対策に適用した事例がないので、その補強効果を確認することを目的として、本実験を行った。

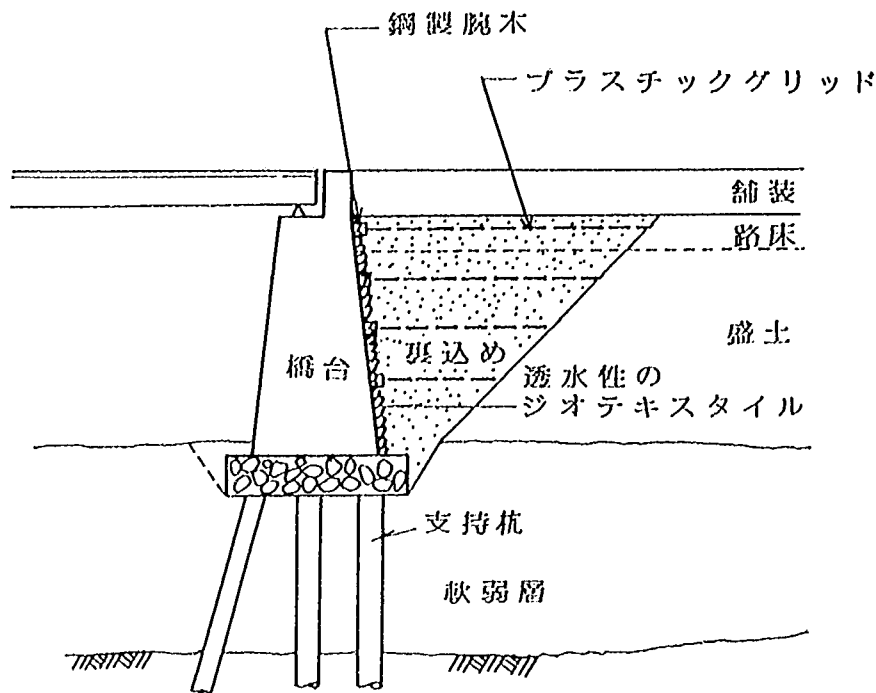


図-3.27 ジオテキスタイルを用いた橋台の段差軽減対策の概要

3.3.1 実験装置および実験の概要

実験は、図-3.28に示すように幅14m、高さ2.6m、奥行1mの前面ガラス張りの土槽内に盛土縦断方向を想定して橋台模型と盛土を築造した。盛土高さは1.45mとし、盛土長さはジオテキスタイルの長さを考慮して10mとした。ジオテキスタイルは盛土内に5層にわたって平行に敷設し、端部を橋台に固定した。橋台と盛土の不同沈下を再現させる方法としては、土槽底部に水溶性の硫安（硫酸アンモニウム）を20cmの層厚に敷き、それを溶かすことによって盛土を沈下させる方法を用いた。

盛土材料としては、引抜き試験、ジオテキスタイルを用いた盛土の補強に関する基礎実験に使用したものと同じシルトを用いた。盛土の築造にあたっては、盛土材料の含水比を最適含水比に近い20%程度に調整し、1層の撒きだし厚を20cmとして足踏みにより締固めを行った。なお、盛土の湿潤密度は、施工時のコアクタによる密度試験によると、 $\rho_t=1.6\text{t/m}^3$ 程度の比較的ばらつきの少ない値が得られた。

観測項目は、盛土の変形量、土中の土圧、盛土のクラックの発生状況、ジオテキスタイルに生じるひずみ等であり観測点および諸計測機器は図-3.28に示す位置に設置した。盛土の変形の観測は地中変位観測棒、地中変位観測線、地表面変位観測鉤で行い、盛土内の発生応力は土圧計を用いて計測し、さらにジオテキスタイルに生じるひずみはひずみゲージ、橋台固定部におけるジオテキスタイルの引張力は鉄筋計により計測を行った。

実験は、ジオテキスタイルを各々20cm間隔で5層敷設し、ジオテキスタイルの敷設長を変化させた場合とジオテキスタイルを敷設しない無補強の場合について、合計3ケース実施した。

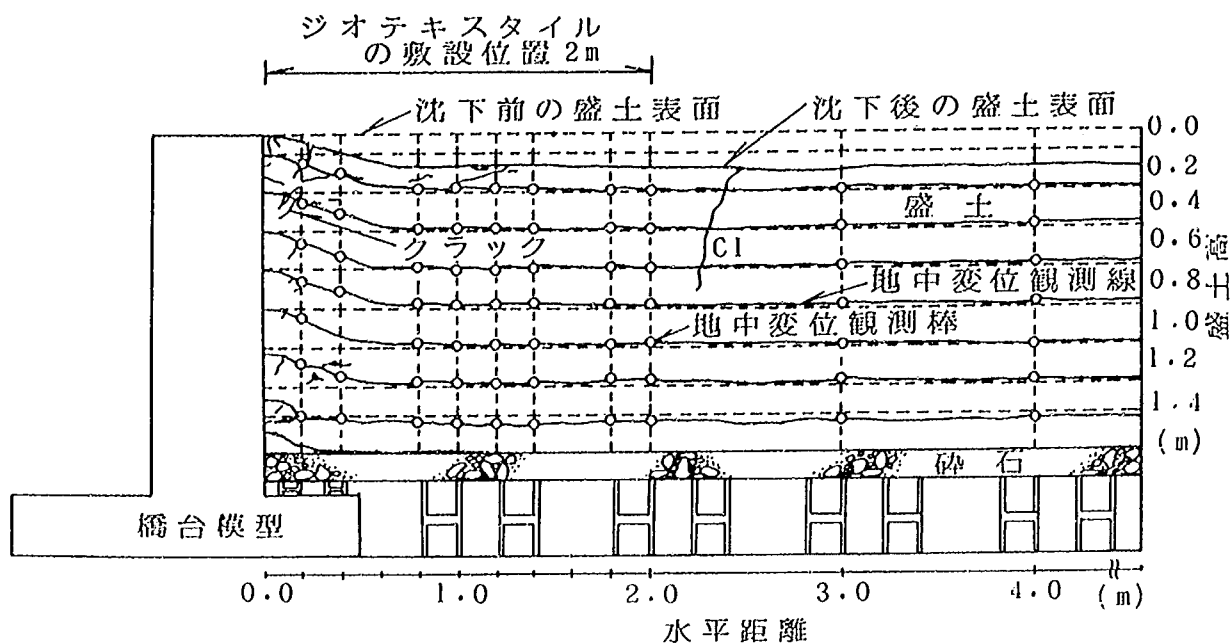


図-3.30 長さ2 mのジオテキスタイルを敷設した場合の盛土内の変形状況

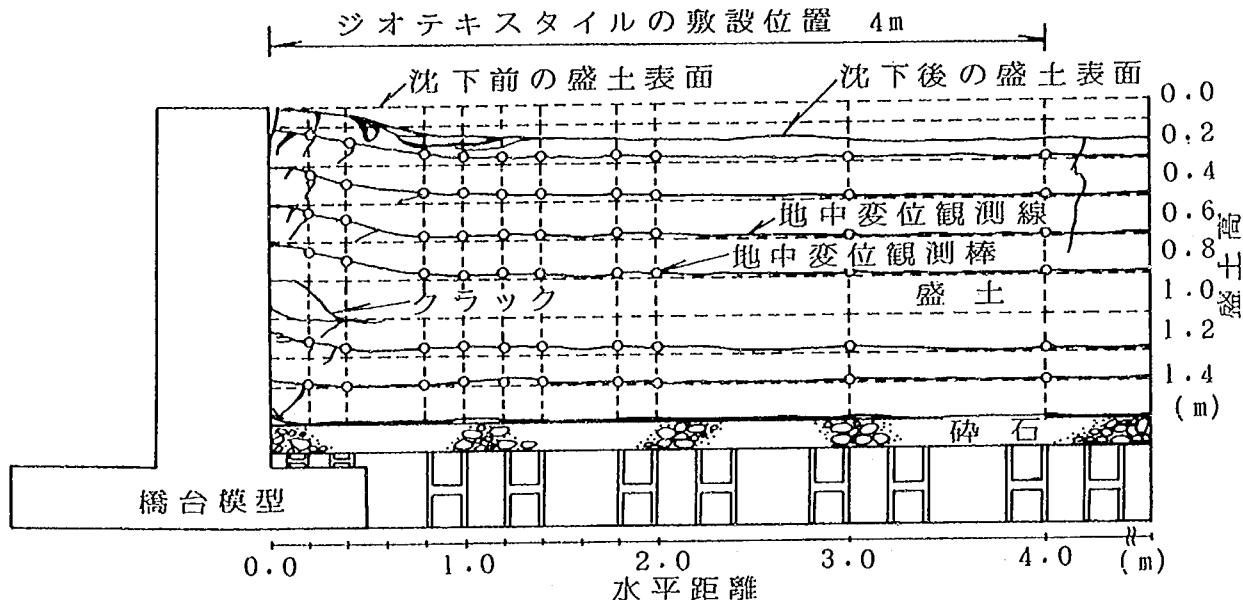


図-3.31 長さ4 mのジオテキスタイルを敷設した場合の盛土内の変形状況

次に、盛土内のクラックの発生状況に着目すると、図-3.30と図-3.31の結果から、ジオテキスタイルの敷設区間に細かいクラックや空隙が発生していることが認められる。これは、本来橋台と盛土の取付け部分で発生する著しい段差が、ジオテキスタイルを敷設したことによって、敷設区間で分散された形であられたためと判断される。しかし、これらのクラック、空隙の大きさならびにその影響については、実物大の盛土実験によって検討する必要があると考えられる。

長さ4 mのジオテキスタイルを敷設した場合において、盛土底部を20cm沈下させた後のジオテキスタイルに生じたひずみの分布ならびに、盛土内の土圧の変化量の分布を示したものが図-3.32である。図中の横軸は測定位置を示し、縦軸は各々の測定位置におけるジオテキスタイルに生じるひずみ量、ならびに

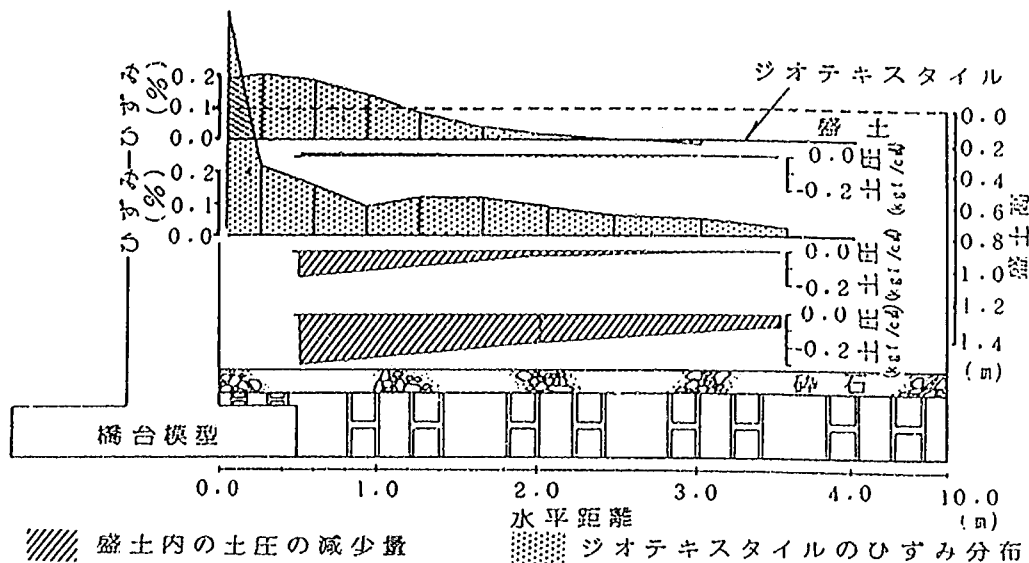


図-3.32 実験終了時の土圧の減少量とひずみ分布

土圧の減少量である。この図から、ジオテキスタイルに生じるひずみの分布形状は、ジオテキスタイルの端部が橋台に固定されているため取付け部で最も大きく、橋台から離れるに従って徐々に小さくなっている。また、各層ごとのジオテキスタイルに生じるひずみ量をみると、下層のジオテキスタイルの方がひずみは大きく、その分布の範囲も広いことがわかる。

土中の土圧分布については、盛土底部の沈下によって橋台近傍の鉛直土圧が著しく減少しており、その減少の割合も橋台から遠ざかるにしたがって、小さくなる傾向を示している。この傾向は下層ほど顕著であり、土圧の減少量が土被り圧とほぼ等しくなっている箇所も図中には認められる。

以上の結果から、ジオテキスタイルを橋台取付け部に用いる工法は、取付け盛土部の段差の防止に有効な対策手段であることが判明した。

3.4 カルバート部の段差防止効果に関する実験

3.4.1 実験方法

カルバートの段差防止実験の概要を図-3.33に示す。カルバートの模型は幅30cm、高さ45cm、奥行

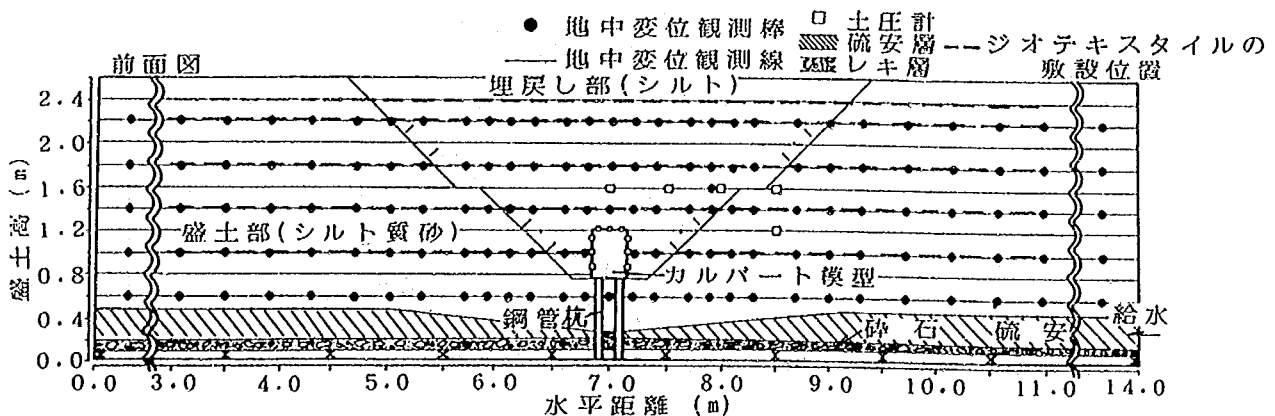


図-3.33 カルバートの段差軽減実験の概要

97cmの大きさを有し、杭基礎として鋼管杭を6本取付けたものを用いた。盛土材料、盛土の築造方法ならびに実験方法は、先に述べた橋台の段差防止の実験とほぼ同じであるが、カルバートの埋戻し部にシルト質粘土を用いていることが異なる。実験は、長さ8mのジオテキスタイルを図-3.33に示すカルバート周辺の盛土内に10~20cmごとに、6層にわたって敷設した場合と、ジオテキスタイルを敷設しない場合の2ケースの盛土について行った。

3.4.2 実験結果

図-3.34および図-3.35は、カルバートと盛土との不同沈下量が30cmに達したときの盛土の変形とクラックの発生状況を、ジオテキスタイルを敷設しない場合とジオテキスタイルを敷設した場合について、それぞれ示したものである。図-3.34のジオテキスタイルを敷設しない場合の盛土については、カルバートの側壁部に沿って盛土内の鉛直面に幅6~8cmの大きなテンションクラックが発生しており、盛土

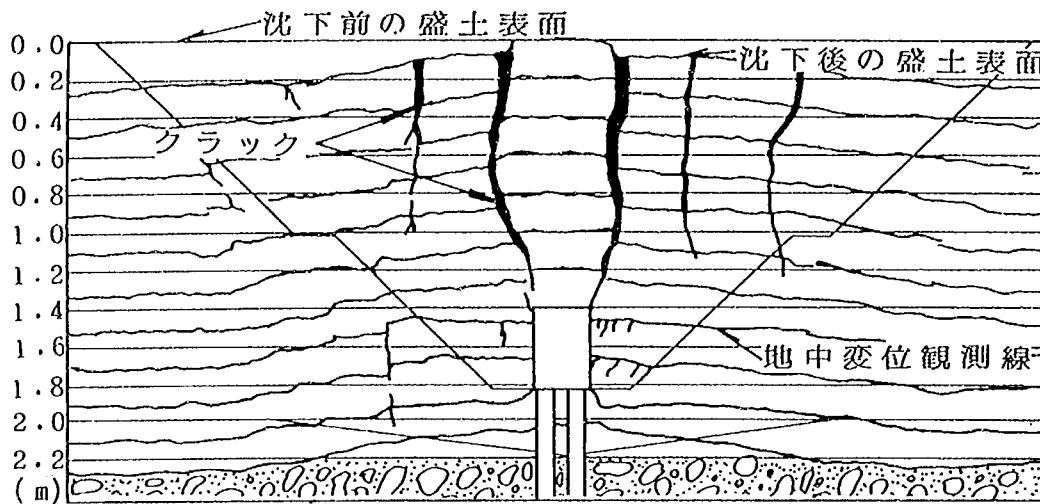


図-3.34 ジオテキスタイルを敷設しない場合の盛土の変形状況

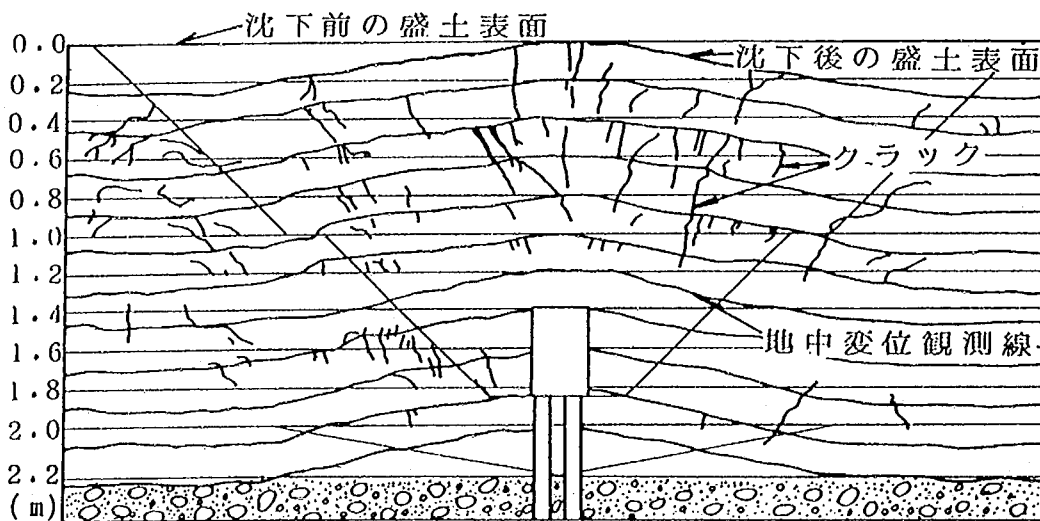


図-3.35 ジオテキスタイルを敷設した場合の盛土の変形状況

表面にも5～7cm程度の段差が生じている。すなわち、カルバートの部分と周辺盛土との不同沈下による影響が、その境界部の盛土内においては集中的なクラックとして、また盛土表面では段差となって顕著に表れている。

一方、盛土内にジオテキスタイルを敷設して補強した図-3.35の結果をみると、カルバート上部の盛土内のクラックは、無補強の盛土に比べて細かいものになっており、盛土表面の段差もほとんどなく、滑らかな沈下形状を呈している。これは、ジオテキスタイルと土との相互作用によって盛土の補強効果が現れたものと思われる。

カルバートに作用する土圧とカルバート周辺の盛土内の土圧の変化量を示したものが図-3.36である。この図から、2つのケースは、共に盛土内にクラックが発生し始めたころ、すなわち、カルバートと盛土との不同沈下が2cm程度のときの土圧分布を示したものである。なお、土圧の変化量は、初期の土被り圧($\gamma \cdot H$)に対する計測土圧との比 α で表している。

まず、ジオテキスタイルを敷設しない場合では、硫酸の溶け方で盛土の沈下が一定しないため、土圧の分布が若干不均一になっているものの、全体的にみて大きな土圧の変化はないといえる。一方、ジオテキスタイルを敷設したケースでは、カルバートに作用する増加土圧が初期の土被り圧と同程度の以上になるなど、特にカルバートの上部に土圧の集中が見られる。逆にカルバートから離れた盛土内では、土圧の減少が生じている。すなわち、ジオテキスタイルによって盛土の段差が防止された代わりに、カルバートに土圧が集中するという現象が現れたものと考えられる。

以上の大型模型実験の結果から、盛土内にジオテキスタイルを敷設する補強工法は、ジオテキスタイルの発生応力などさらに詳細な検討が必要なものの、カルバートと盛土との不同沈下によって生じる段差を軽減するのに十分効果があるものと判断される。

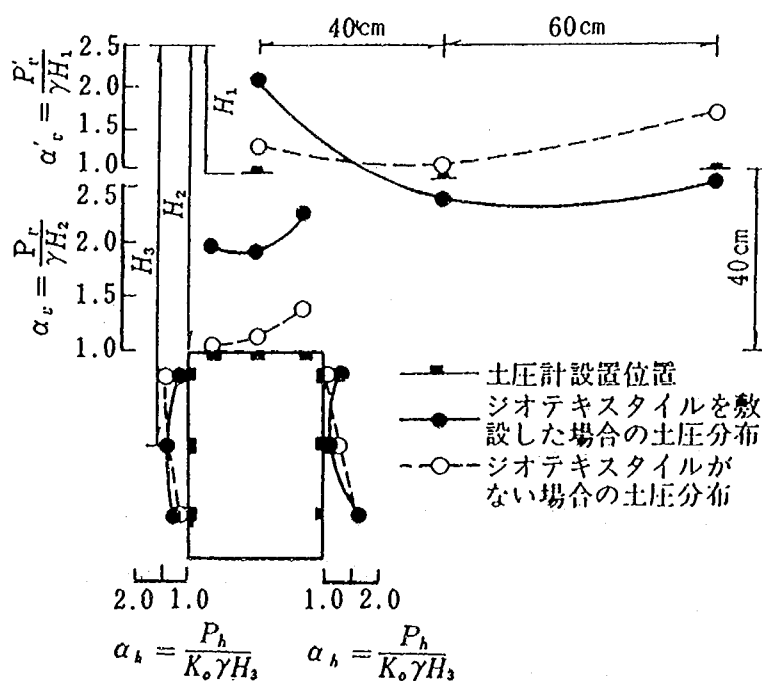


図-3.36 実験開始後の土圧の変化量 (不同沈下量 2 cm 時点)

第4章 有限要素法による応力—変形解析手法

4.1 土とジオテキスタイルのモデル化

プラスチックグリッドなどのジオテキスタイルを敷設した土構造物の力学的挙動を解析するにあたっては、土とジオテキスタイルとの間の接触面の力の伝達や、剝離、すべりといった不連続面の影響を考慮する必要がある。このような不連続面の取扱いについては、両端ピンの要素¹⁵⁾、結合要素¹⁶⁾、ジョイント要素¹⁷⁾¹⁸⁾などの特別な要素を用いて有限要素法に導入する方法があげられるが、本解析では Goodman らによる (1968) ジョイント要素を採用した。図-4.1は、土とジオテキスタイルのモデル化について示したものである。ここで、土とジオテキスタイルとの間の摩擦抵抗、すなわちジョイント要素のせん断抵抗は、土粒子とジオテキスタイル表面の摩擦力 (付着力)、すなわちインターロッキング効果による抵抗力を含めたものと考えた。

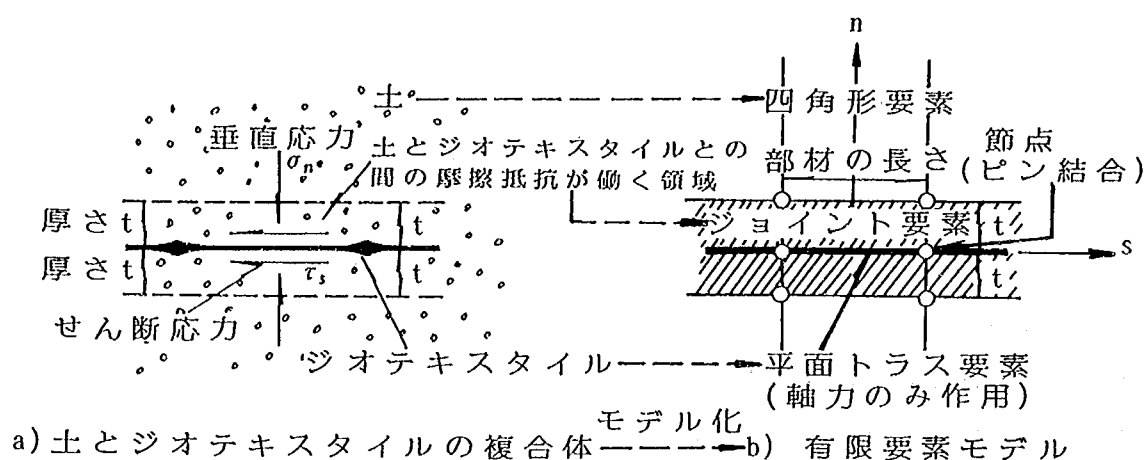


図-4.1 土とジオテキスタイルのモデル化

ジョイント要素のせん断応力は、実際の土の物性、ジオテキスタイルの形状およびこれに作用する垂直応力 σ_n (拘束圧) 等の種々の影響を受けるものと考えられるが、本解析では、せん断降伏応力 τ_f 、ならびにせん断剛性 k_s は、拘束圧 σ_n のみに依存するとした。

また、ジオテキスタイル自体は、たわみ性があり引張りに対してのみ抵抗すると仮定し、曲げ抵抗がなく軸方向力のみに作用するように、ピン結合された平面トラス要素を連続することによりモデル化を行った。

4.1.1 ジョイント要素（不連続面）の力学特性

すべりや剝離の現象のように、同質あるいは異質の材料間で滑ったり分離したり、また接触して力を伝達するような状態をモデル化する場合には、不連続性に対する力学の概念を有限要素法に取り入れなくてはならない。そこで、本解析では土とジオテキスタイル間の不連続性を Goodman らが提案したジョイント要素として用いた。

ジョイント要素の変形特性は、ジョイント面と垂直な方向の引張り・圧縮特性と、ジョイント面と平行な方向のすべりを表すせん断特性の2つに分けられる。以下、この2つの変形特性について述べ、さらに

ジョイント要素の剛性方程式について示す。

(1) ジョイント要素の垂直方向に関する引張・圧縮特性

ジオテキスタイルと土との間の不連続面に設けたジョイント要素は、図-4.2(a)に示すように、ジオテキスタイルに対して垂直方向、すなわち図中の n 方向の力学特性として考えると、引張り応力にはほとんど抵抗しないことにより剥離を表し、圧縮応力に対しては、 n 方向の圧縮ひずみ ϵ に圧縮剛性 k_n を乗じた圧縮応力が伝達されるとした。

(2) ジョイント要素のせん断特性

ジョイント要素は図-4.2(b)に示すように、 s 方向のせん断応力に対して、あるせん断降伏応力 τ_f を境にして非線形的な挙動を示すとした。すなわち、図中に示すように τ_f より小さいせん断応力のもとではジョイント要素の変形は、せん断弾性係数 k_s に比例し、 τ_f を越えるせん断応力が作用した場合には、降伏したもののみならず、せん断弾性係数 k_s を $1/100,000$ に落とし、すべり変形が生じるようにした。なお、 τ_f および k_s は、 n 方向に作用する拘束圧 σ_n の関数とし、次式で与えられる。

$$\tau_f = A + A_0 \cdot \sigma_n \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

$$k_s = B + B_0 \cdot \sigma_n \quad \dots\dots\dots (4-2)$$

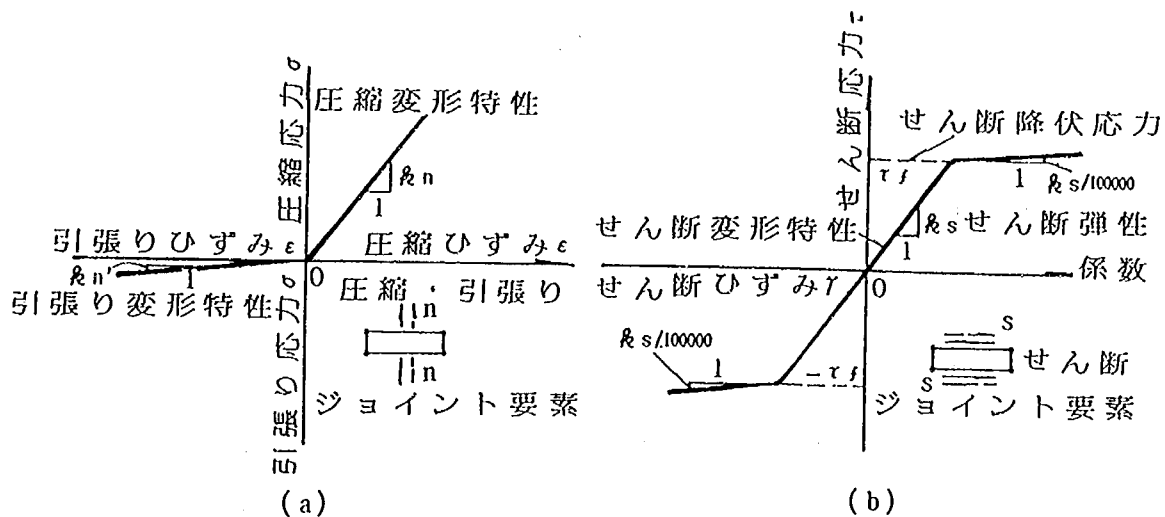


図-4.2 ジョイント要素の変形特性

ここで、 A 、 A_0 、 B 、 B_0 はジオテキスタイルの引抜き試験から求まる定数であり、次に示す図-4.3から定数を設定した。

(3) ジョイント要素の剛性方程式

図-4.4に示す要素座標系 ($n-s$ 系) の各節点の節点変位 $\{U\}_{sn}$ 、節点力 $\{F\}_{sn}$ は次式で表される。

$$\{U\}_{sn} = \{U_i V_i U_j V_j U_k V_k U_\ell V_\ell\}^T \quad \dots\dots\dots (4-3)$$

$$\{F\}_{sn} = \{F_{si} F_{ni} F_{sj} F_{nj} F_{sk} F_{nk} F_{s\ell} F_{n\ell}\}^T \quad \dots\dots\dots (4-4)$$

T は転置をあらわす

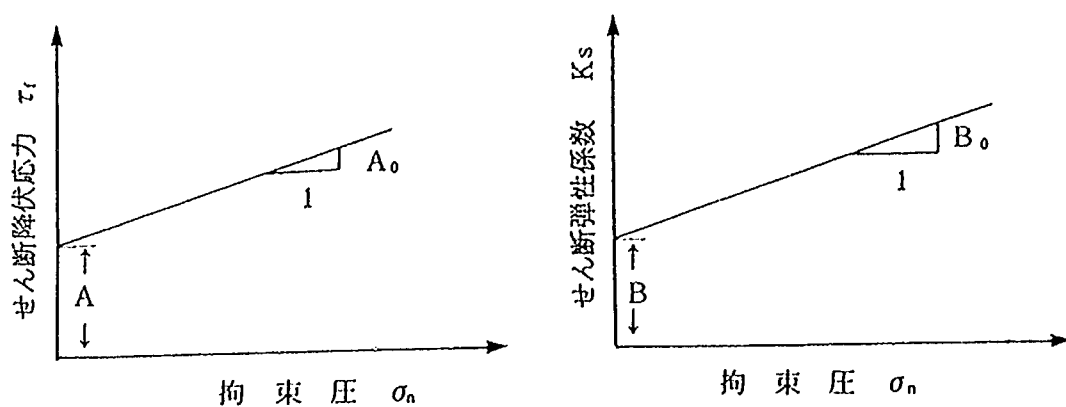


図-4.3 $\tau_t \sim \sigma_n, K_s \sim \sigma_n$ の関係

要素座標系 (n-S系)

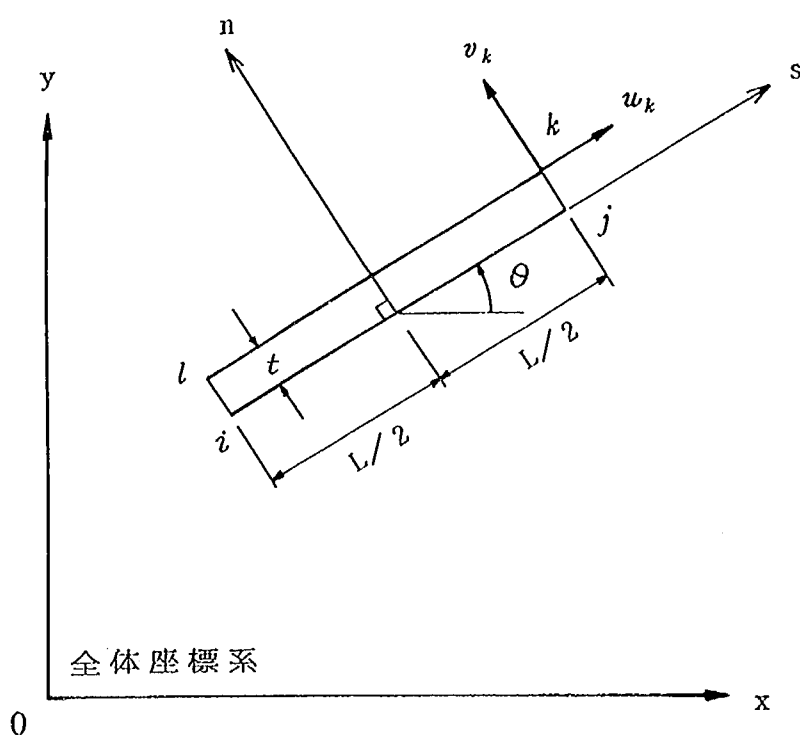


図-4.4 ジョイント要素のモデル

ここで、ジョイント要素の中心で定義されるジョイント変位 $\{\epsilon_j\}$ を考えると、次式で表される。ここで、次式は要素座標系における s, n 方向の相対変位、および回転をあらわす。

$$\{\epsilon_j\} = [U_0 V_0 W]^T \dots\dots\dots (4-5)$$

また、ジョイント変位と節点変位の関係は次式に示すとおりである。

$$\{\epsilon_j\} = [L_0] \{u\}_{kn} \dots\dots\dots (4-6)$$

ここで

$$[L_0] = \begin{bmatrix} -1/2 & 0 & -1/2 & 0 & 1/2 & 0 & 1/2 & 0 \\ 0 & -1/2 & 0 & -1/2 & 0 & 1/2 & 0 & 1/2 \\ 0 & 1/L & 0 & -1/L & 0 & 1/L & 0 & 1/L \end{bmatrix}$$

となる。つぎに接点力 $\{F\}_{sn}$ と反力 $\{\sigma_j\}_{sn}$ の関係は次式に示すとおりである。

$$\{F\}_{sn} = [B] \{\sigma_j\}_{sn} \dots\dots\dots (4-7)$$

$$[B] = \begin{bmatrix} -1/2 & 0 & 0 \\ 0 & -1/2 & 1/L \\ -1/2 & 0 & 0 \\ 0 & -1/2 & -1/L \\ 1/2 & 0 & 0 \\ 0 & 1/2 & 1/L \\ 1/2 & 0 & 0 \\ 0 & 1/2 & -1/L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tau_s \\ \sigma_n \\ M \end{Bmatrix}$$

Goodman のジョイント要素では、ジョイント要素の厚さは $t = 0$ であるが、本プログラムでは厚さ t を考慮し、ジョイント変位 $\{\epsilon_j\}$ を無次元化したひずみ $\{\epsilon\}$ を考える。

ジョイント変位 $\{\epsilon_j\}$ とひずみ $\{\epsilon\}$ の関係は次式であらわされる。

$$\{\epsilon\} = 1/t \{\epsilon_j\} \dots\dots\dots (4-8)$$

$$\{\epsilon_j\} = \begin{bmatrix} \gamma_{sn} \\ \epsilon_n \\ \omega' \end{bmatrix}$$

さらに、応力—ひずみ関係は、次のようにあらわされる。

$$\{\sigma_j\} = [C_j] \{\epsilon\} \dots\dots\dots (4-9)$$

ここで、

$$[C_j] = \begin{bmatrix} k_s & 0 & 0 \\ 0 & k_n & 0 \\ 0 & 0 & C_w \end{bmatrix}$$

なお、 k_s , k_n はジョイント要素のせん断、圧縮・引張り剛性であり、 C_w はジョイント要素の回転と応力分布の相互作用からおこる影響をあらわす係数であり次式であらわされる¹⁸⁾。

$$C_w = k_n \cdot \frac{L^3}{4} \dots\dots\dots (4-10)$$

以上の (4-8) (4-9) 式から、応力とジョイント変位の関係は次式であらわされる。

$$\{\sigma_j\}_{sn} = 1/t [C_j] \{\epsilon_j\} \dots\dots\dots (4-11)$$

となる。

以上の結果から、要素座標系におけるジョイント要素の剛性方程式は、次のようになる。

$$\begin{aligned}
 \{F\}_{sn} &= [B] \{\sigma_j\}_{sn} \\
 &= 1/t [B] [C_j] \{\epsilon_j\} \\
 &= 1/t [B] [C_j] [L_0] \{u\}_{sn} \dots\dots\dots (4-12) \\
 &= [K]_{sn} \{u\}_{sn}
 \end{aligned}$$

となる。ゆえに要素座標系における剛性マトリックス $[K]_{sn}$ は次式でしめされる。

$$\begin{aligned}
 [K]_{sn} &= 1/t [B] [C_j] [L_0] \dots\dots\dots (4-13) \\
 &= \frac{L}{4t} \begin{bmatrix} k_s & 0 & k_s & 0 & -k_s & 0 & -k_s & 0 \\ 0 & 2k_n & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ k_s & 0 & k_s & 0 & -k_s & 0 & -k_s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2k_n & 0 & -2k_n & 0 & 0 \\ -k_s & 0 & -k_s & 0 & k_s & 0 & k_s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -2k_n & 0 & 2k_n & 0 & 0 \\ -k_s & 0 & -k_s & 0 & k_s & 0 & k_s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2k_n \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

ここで、 $[K]_{sn}$ を全体座標系 ($x-y$ 系) に変換行列 $[T]$ を用いて変換すると次式のようになる。

$$\{F\}_{xy} = [T]^t [K]_{sn} [T] \{u\}_{xy} \dots\dots\dots (4-14)$$

であるから、

$$[K]_{xy} = [T]^t [K]_{sn} [T] \dots\dots\dots (4-15)$$

となる。ここで、

$$\begin{aligned}
 [T] &= \begin{bmatrix} [T_0] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [T_0] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [T_0] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [T_0] \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4-16) \\
 [T_0] &= \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

ここで、先に述べたように、通常の Goodman のジョイント要素では厚さは $t=0$ とした。これは本プログラムにおいては、 k_s 、 k_n 等の単位を通常の変形係数と同じ単位で考えることができるということで、ジョイント要素の厚さ t を考慮している。

簡単な例を考えて図-4.4に示すジョイント要素の n 方向だけの場合を考えると、次のようになる。

$$F = KV_0$$

$$K = \frac{EA}{t}$$

ここで、

K : バネ剛性

A : 断面積 $\ell \times 1$ (単位奥行)

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{E A}{A \ell} V_0 = \frac{E}{\ell} V_0$$

従って、 K_n が E に対応することがわかる。本プログラムにおいては、 K_n を入力されている。

4.1.2 平面トラス要素 (ジオテキスタイル) ¹⁹⁾

地盤内の曲げ剛性のない軸方向のみに抵抗するような部材を考える場合、この部材は両端ピン結合されたトラス要素でモデル化できると考えられる。

図-4.5に示す要素座標系におけるトラス要素の節点変位 $\{u\}_{sn}$ と節点力 $\{F\}_{sn}$ の関係は次式であらわされる。

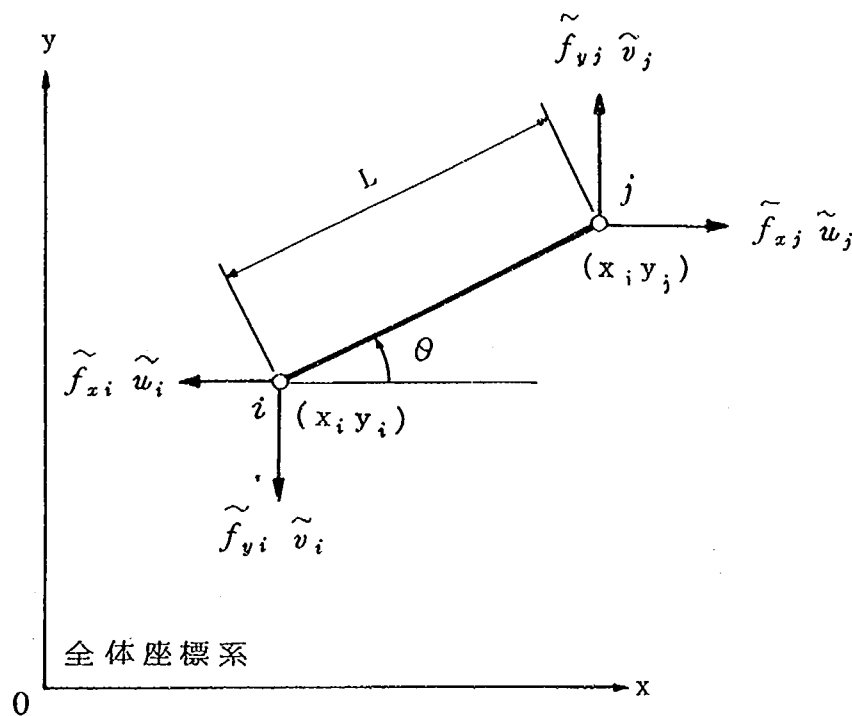


図-4.5 トラス要素のモデル

$$\{F\}_{sn} = [K]_{sn} \{u\}_{sn}$$

$$= \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \{u\}_{sn} \dots\dots\dots (4-17)$$

これを全体座標系へ変換するには、(4-14) 式と同様に、変換マトリックスを用いると次式のようになる。

$$[K]_{xy} = [T]^t [K_{sn}] [T]$$

$$= \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} C^2 & SC & -C^2 & -SC \\ SC & S^2 & -SC & -S^2 \\ -C^2 & -SC & C^2 & SC \\ -SC & -S^2 & SC & S^2 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4-18)$$

ここで、図-4.5に示すように、

$$C : \cos \theta = (x_j - x_i) / L$$

$$S : \sin \theta = (y_j - y_i) / L$$

$$L : \text{トラスの長さ } L = \sqrt{(x_i - x_j)^2 + (y_i - y_j)^2}$$

A : トラスの断面積

E : トラスの弾性係数

4.1.3 荷重増分法²⁰⁾

本解析で用いた沈下解析プログラム「HYNAP」は、非線形解析手法として Rung-Kutta 法を用いた荷重増分法を採用している。

一般に荷重増分法による解は、荷重を順次増加する過程で荷重増分の大きさに応じて正解から次第に離れていくことが知られている。ここで、基本増分法による解と増分量を半分にした時の解と剛性マトリックスを再評価する Rung-Kutta 法による解の計算過程を図-4.6に示す。この図から、Rung-Kutta の中点法を用いた場合の方がより正解に近い値を与えることがわかる。

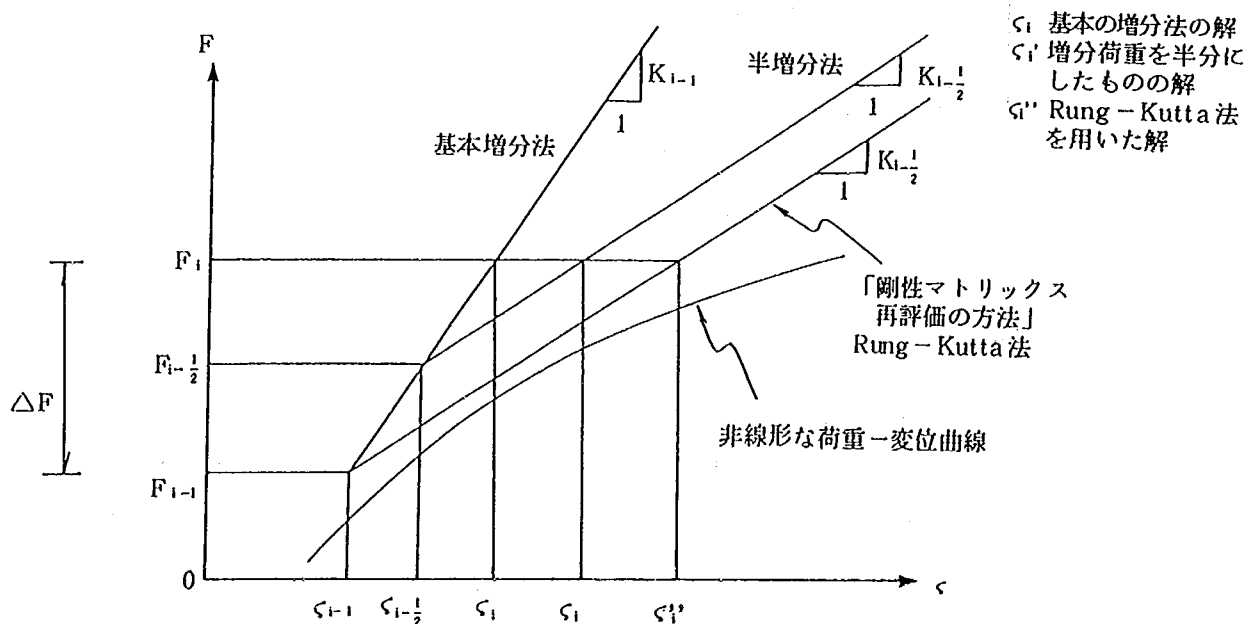


図-4.6 Rung-Kutta 法を用いた荷重増分法

なお本解析では、ジョイント要素が非線形特性を有するために、線形解析として解析を行う場合においても、双曲線近似の各パラメータを線形となるように設定し、荷重増分法による非線形弾性解析を行うものとした。

ここで、双曲線近似の各パラメータを線形とする場合、以下に示すようにパラメータの設定を行った。

$$R_f = n = 0.0, \quad K = E/P_a,$$

$$F = d = 0.0, \quad G = \nu$$

4.1.4 初期応力²⁰⁾

一般に荷重増分法による解析手法では、各荷重ステップでの剛性が前ステップまでの応力によって評価される。したがって、第1ステップの解析では初期状態の応力が必要となる。そこで、次に示す方法により初期応力を計算した。

まず、初期応力状態として入力するデータを次に示す。

四角形要素	$\sigma_y, \sigma_z, \sigma_x, \tau_{yz}$
ジョイント要素	σ_n, τ, M
トラス要素	σ_a

ここで、 σ_y ; 初期応力状態における y 方向の応力

σ_z ; 初期応力状態における z 方向の応力

σ_x ; 初期応力状態における x 方向の応力

τ_{yz} ; 初期応力状態におけるせん断応力

σ_n ; 初期応力状態における拘束圧力

τ ; 初期応力状態におけるせん断力

M ; 初期応力状態におけるモーメント

σ_a ; 初期応力状態におけるトラスの軸力

初期応力計算は、ジョイント要素、トラス要素を設けていない四角形要素のみの状態における自重を考慮した弾性解析により行う。その計算結果（内部発生応力）を四角形の要素の初期応力として $\sigma_y, \sigma_z, \sigma_x, \tau_{yz}$ へ入力する。

次に、ジョイント要素の初期応力 σ_n は、四角形要素のみで行った初期応力計算で求めたその座標位置における四角形要素の鉛直応力 σ_z の値とし、初期のジョイント要素のせん断応力 τ 、曲げモーメント M をそれぞれ 0.0 とする。トラス要素の軸力 σ_a はそれぞれ 0.0 に設定し、初期応力状態におけるトラス要素は軸力が作用していないものとする。

4.1.5 強制変位

本解析プログラムにおいては、解析領域の任意の節点において強制的に変位を与えることができる。すなわち、模型実験等で地盤等の部分的な沈下量が既知の場合、解析上でその沈下量を強制的に与えることができる。

4.1.6 no-tension 解析²⁰⁾²¹⁾

一般に土は、圧縮力に対して耐力を持つものであるが、引張力に対してはほとんど抵抗しえないと考えられる。このような現象として、実際の現場では地盤の不同沈下等に起因する地盤の緩みやクラック等が考えられる。

しかし、有限要素法において引張り応力が発生すると tension 領域において、引張り応力の応力集中が生じ他の圧縮領域が正常な応力状態を示さないことが生じる。

そこで、このような現象を解く方法として、no-tension 解析手法が考えられる。本解析プログラムでは、この no-tension 解析手法として Zienkiewicz²²⁾らが提案した Stress-transfer 法を用いている。

この解析手法の基本的な考え方は、次のとおりである。

土は圧縮力に対しては塑性的な挙動を示すが、引張力に対しては抵抗しえないので、その力は伝達されないというものである。すなわち、引張力が生じた要素について、その引張力を他の要素へ再配分する繰返し計算を行うことによって、引張力をゼロに近づけるというものである。なお、図-4.7に no-tension 解析のフローを次に示す。

4.2 解析に用いるパラメータの設定²³⁾

ここでは、第3章のジオテキスタイルを用いた実験を解析するにあたって、パラメータの算出方法について次に示す。

4.2.1 土（非線形計算における双曲線近似式の各パラメータの設定）

非線形解析を行う際の四角形要素（土）の双曲線近似式のパラメータを求めるために、非圧密非排水条件の三軸圧縮試験（UU）を行った。

実験に用いた試料は、引抜き試験およびその他の模型実験に用いたものと同様のものを用い、同密度、同含水比となるようにモールド内で締固めを行い、径50mm×高さ100mmの大きさに成形し供試体を作成した。

試験を行った結果、図-4.8に示すモールの応力円を得た。また、図-4.9～図-4.12に、各拘束圧における応力—ひずみ関係を示した。

図-4.13～図-4.16は、双曲線近似法における各パラメータを求めるための軸ひずみ ϵ_a と $\epsilon_a/(\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係を示したものである。なお、図中の直線は、最小二乗法により求めたもので各係数を $Y = a + b * x$ の形で表示してある。また、図中の $1/B$ の値は初期接線弾性係数 E_i のことで、 a の逆数（単位：kgf/cm²）で表される。破壊比 R_f は次式により求められる。

$$R_f = b (\sigma_1 - \sigma_3) f$$

$$b = 1 / (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$$

次に、拘束圧 σ_3 と初期接線弾性係数 E_i の関係を示したものが図-4.17である。この図から、データにバラツキがあるが、これは供試体の密度、含水比などにバラツキがあることと、さらに初期接線弾性係数 E_i は軸ひずみ ϵ_a と $\epsilon_a/(\sigma_1 - \sigma_3)$ の直線関係の軸ひずみの接片の逆数であり、この接片の値が非常に小

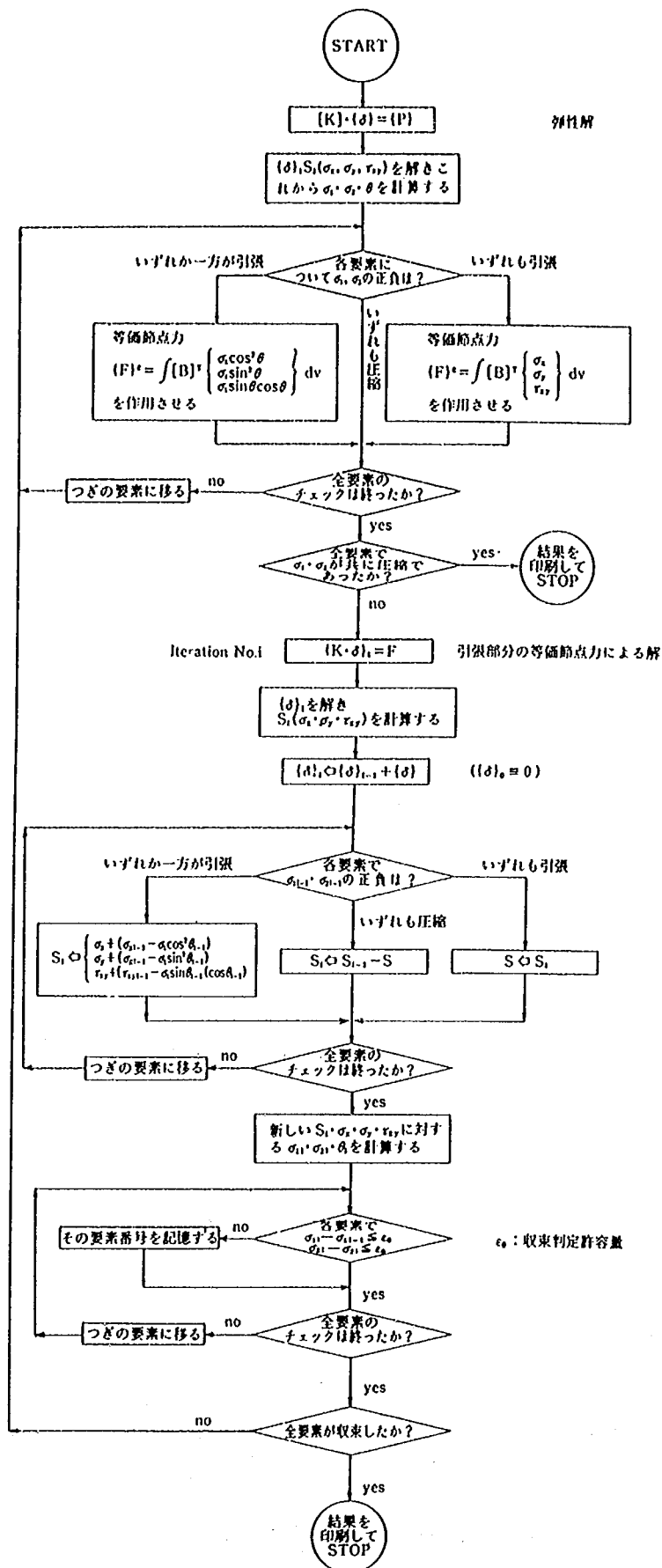


図-4.7 二次限有限要素法解析のフローチャート

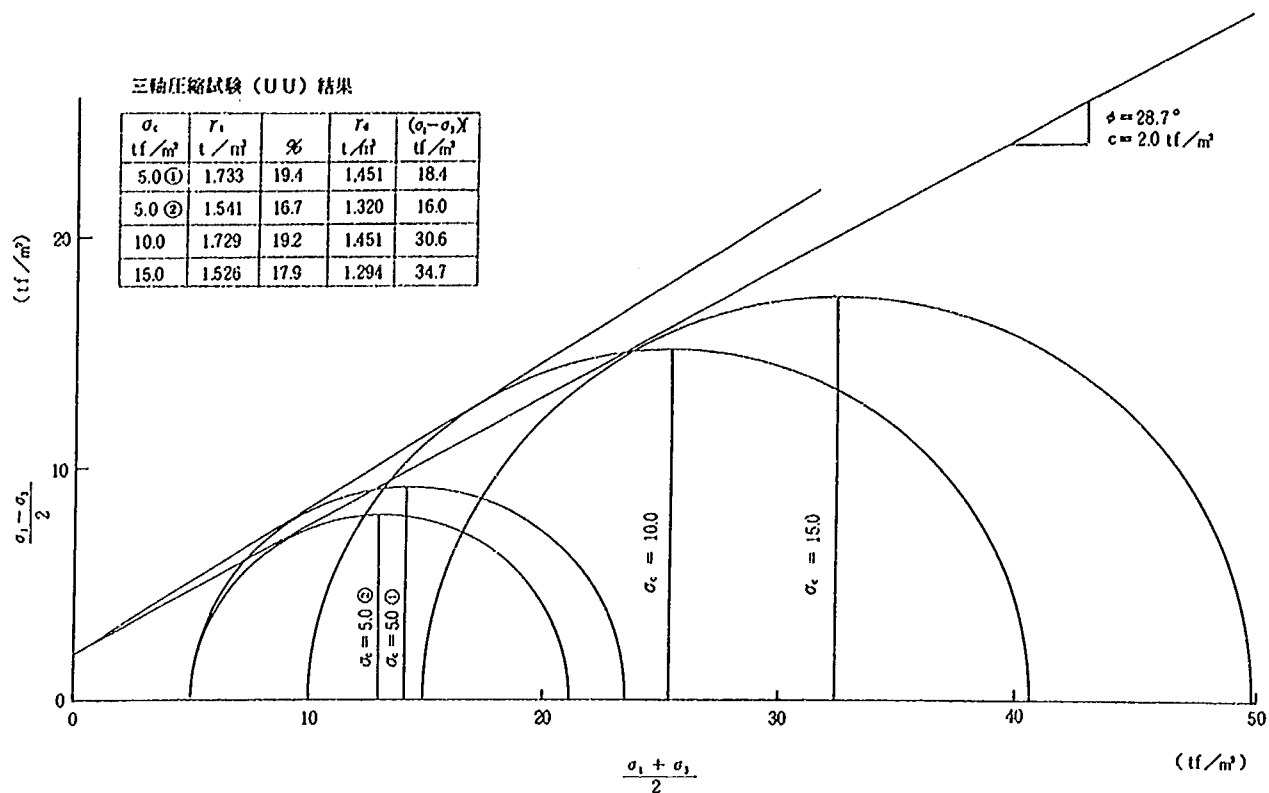


図-4.8 モール応力図

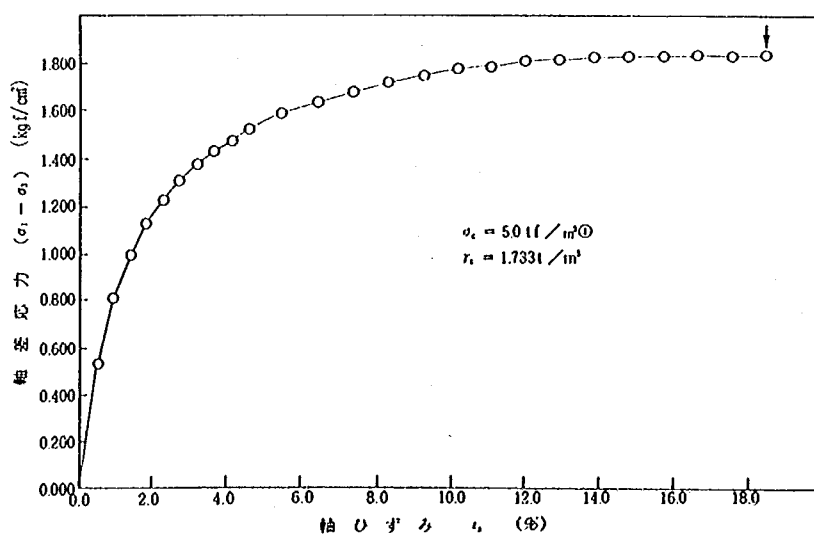


図-4.9 軸差応力～軸ひずみの関係

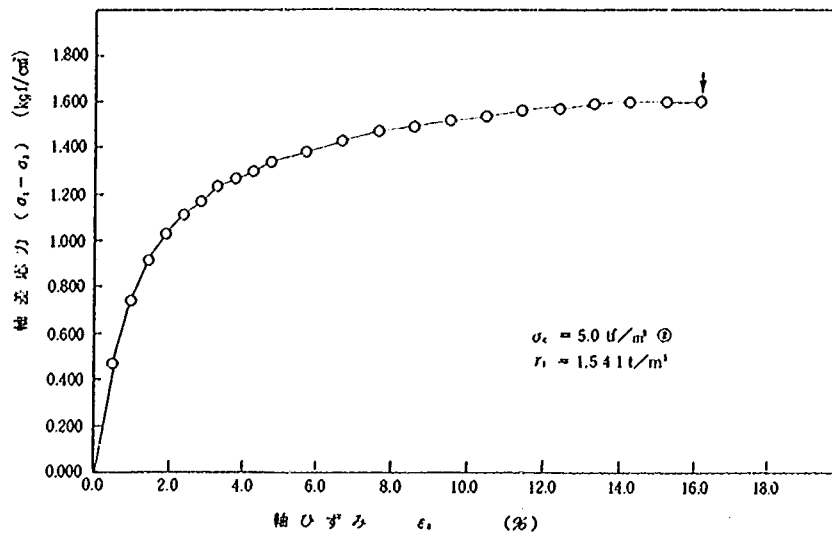


図-4.10 軸差応力～軸ひずみの関係

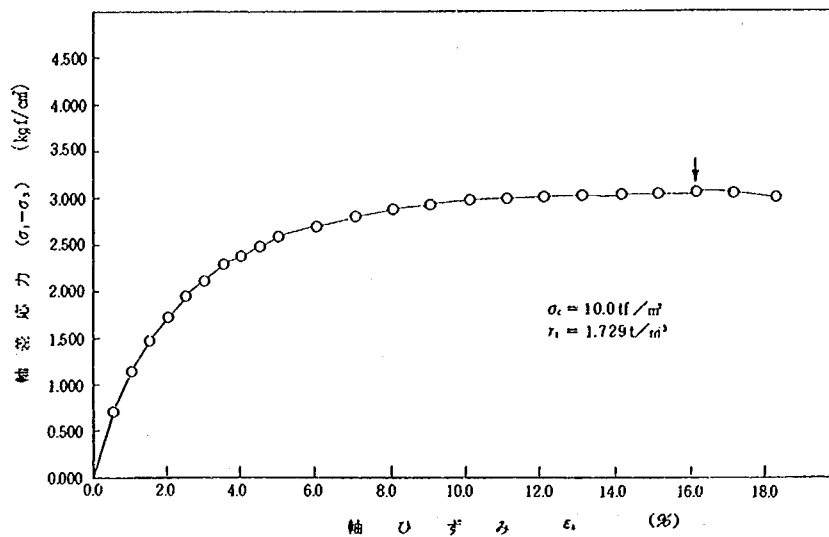


図-4.11 軸差応力～軸ひずみの関係

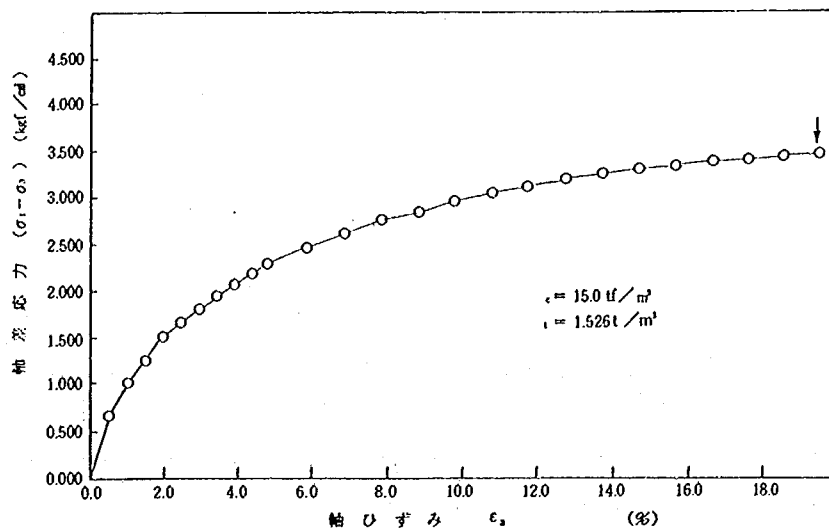


図-4.12 軸差応力～軸ひずみの関係

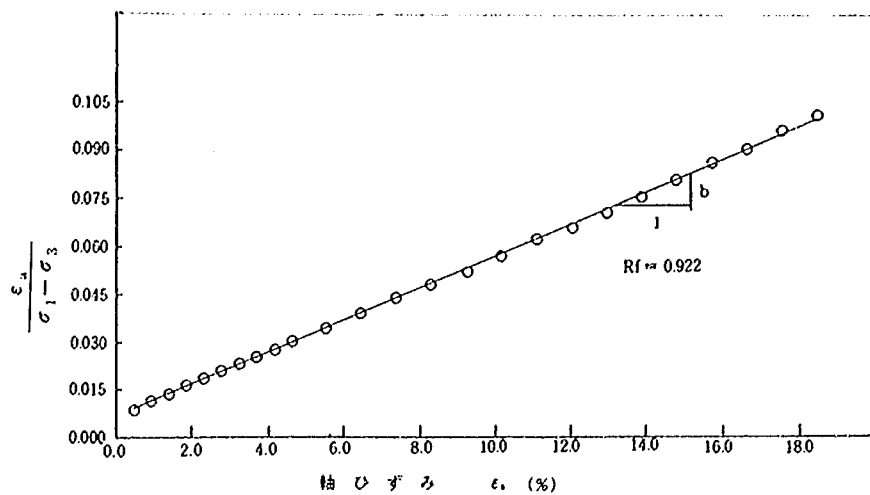


図-4.13 $\sigma_c = 5.0 \text{ tf/m}^2$ ①における $\epsilon_a \sim \frac{\epsilon_a}{\sigma_1 - \sigma_3}$ の関係

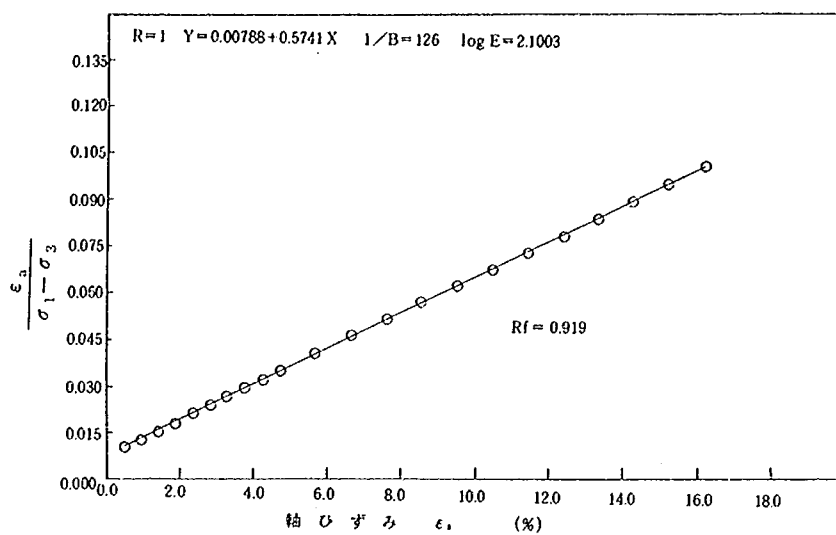


図-4.14 $\sigma_c = 5.0 \text{ tf/m}^2$ ②における $\epsilon_a \sim \frac{\epsilon_a}{\sigma_1 - \sigma_3}$ の関係

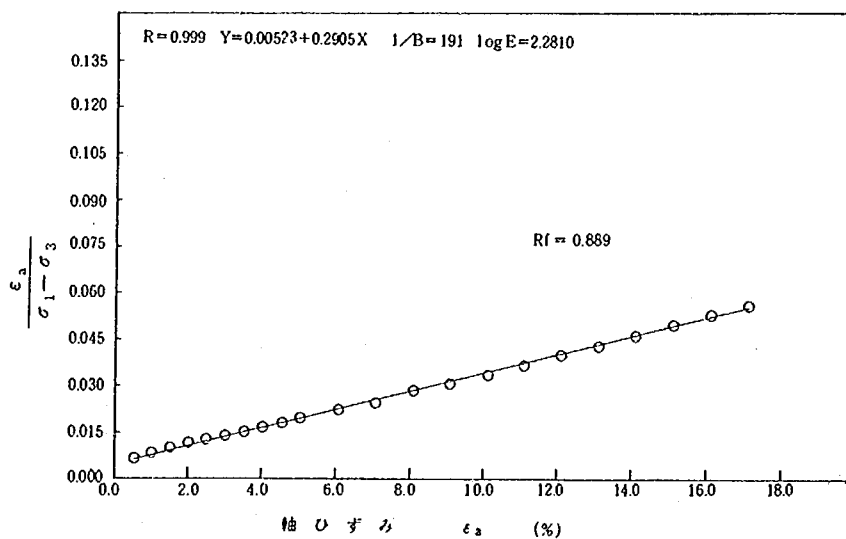


図-4.15 $\sigma_c = 10.0 \text{ tf/m}^2$ における $\epsilon_a \sim \frac{\epsilon_a}{\sigma_1 - \sigma_3}$ の関係

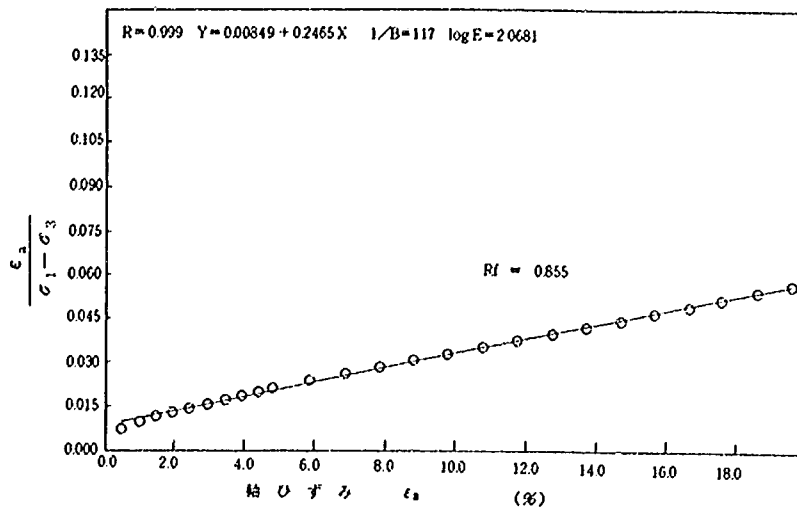


図-4.16 $\sigma_c=15.0 \text{tf/m}^2$ における $\epsilon_a \sim \frac{\epsilon_a}{\sigma_1 - \sigma_3}$ の関係

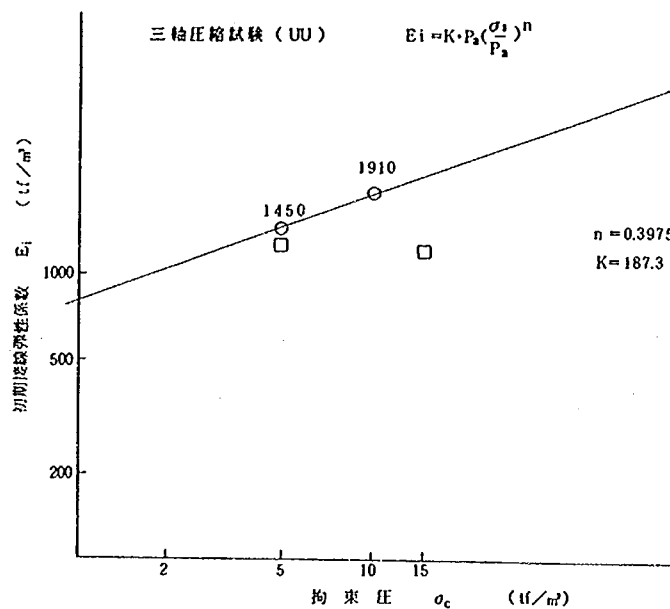


図-4.17 $\sigma_c \sim E_i$ の関係

さいことなどが、この理由として考えられる。そこで、含水比の小さい□プロットは、有効拘束圧が小さくなり E_i が小さくなると仮定し、○プロットのみを便宜上パラメータ n , k を設定するデータとして採用した。以上の結果から、各パラメータを次のように定めた。

$$c = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi = 28.7^\circ$$

$$k = 187.3$$

$$n = 0.3975$$

$$Rf = 0.896$$

なお、ポアソン比については UU 試験の飽和粘性土の場合、体積変化 $\epsilon_v = 0$ であるので、 $\nu = 0.5$ であるが、実験に用いた供試体の含水比が約 20% であることから、 $\nu = 0.4$ 程度と仮定し、以下のとおりとした。

$$F = 0.0$$

$$d = 0.0$$

$$G = \nu = 0.4$$

4.2.2 土とジオテキスタイル間の不連続面（ジョイント要素）²⁴⁾

ジョイント要素の圧縮・引張り特性を定めるパラメータは、図-4.18に示したように EN 1, EN 2, K_n である。ジョイント要素が開口を始める引張りひずみを表す EN 2 は、土の引張り剛性は小さいことから EN 2 = 0.001 とし、ジョイント要素の最大閉塞時のひずみは、EN 1 = 0.8 とした。また、ジョイントが閉口も開口もしない間の剛性を $K_n = 100 \text{tf/m}^2$ （地盤の弾性係数と同じ）と仮定した。

次に、せん断特性（ τ_f および k_s ）を定めるパラメータは、図-4.19に示したような値を用いる。すなわち $\tau_f \sim \sigma_n$, $k_s \sim \sigma_n$ の関係を一次式として仮定した場合の各係数である。前章で述べた引抜き試験結果からわかるように拘束圧 σ_n が 0.4kgf/cm^2 以下では直線関係にあることから、図-4.20及び図-4.21に示す直線関係からパラメータ A, A_0 , B, B_0 を求めると次のようになる。

$$\tau_f = -0.73 \times \sigma_n + 0.35$$

$$k_s = -0.431 \times \sigma_n + 0.06$$

注) 本解析プログラムでは、圧縮を負（－）としているため、ここで用いる係数は負（－）としている。
以上のことから、ジョイント要素の各パラメータは以下のようになる。

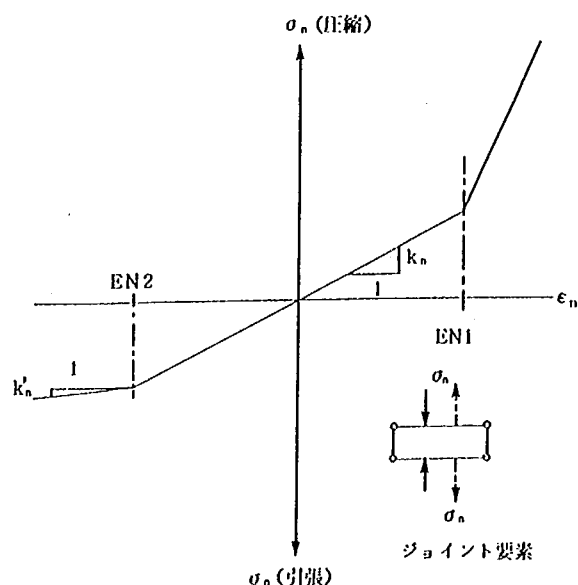


図-4.18 ジョイント要素の圧縮・引張り特性

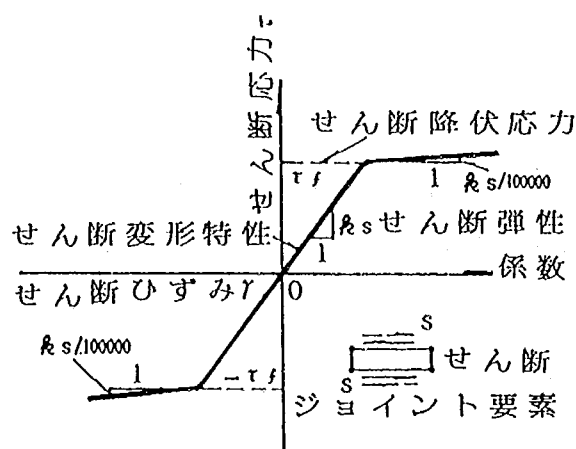


図-4.19 ジョイント要素のせん断特性

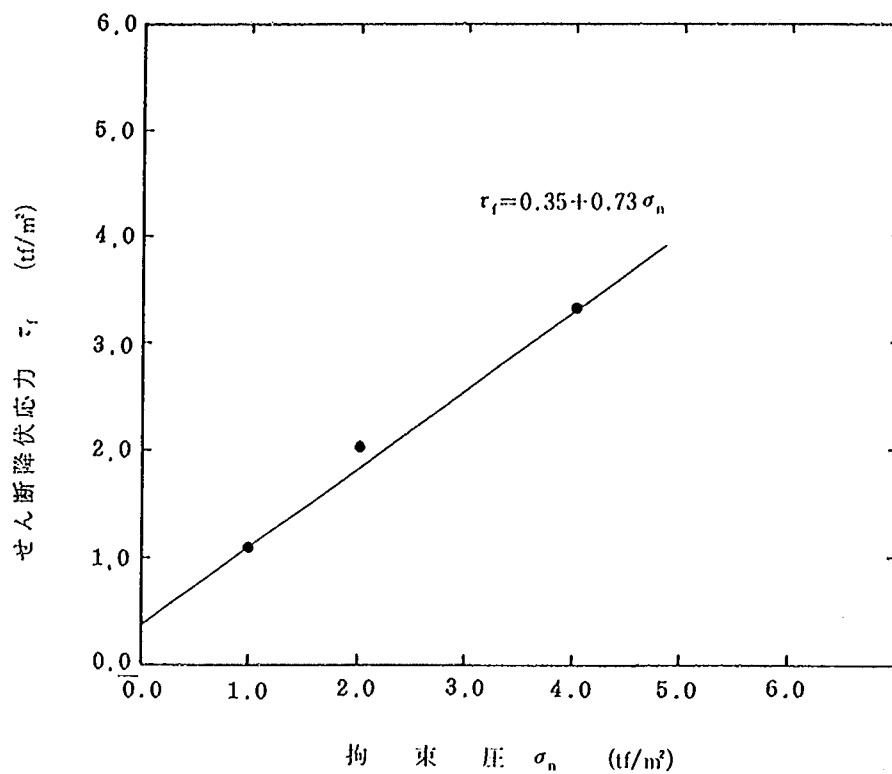


図-4.20 拘束圧とせん断降伏応力の関係

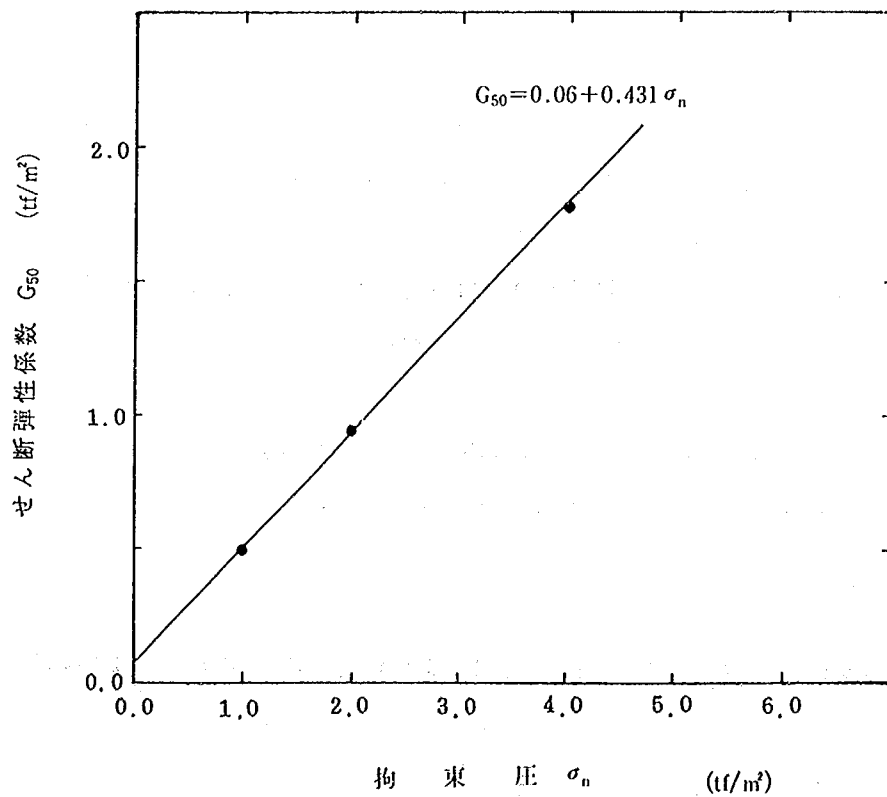


図-4.21 拘束圧とせん断弾性係数の関係

EN 1	0.8	A	0.73
EN 2	0.001	B ₀	0.431
k _n	100	B	0.06
A ₀	0.35		

なお、ジョイント要素のせん断ひずみ ϵ についてはジョイント要素の厚さ t を考慮して次のように仮定した。

$$\epsilon = \frac{u + u_a}{t}$$

ここで、引抜き試験で測定された引抜き変位は、図-4.22に示すようにジオテキスタイル自体の伸びによる変位量 u_a と引抜き変位量 u との合計であるが、ジオテキスタイルの伸張変位 $u_a \approx 0.0$ とみなし、せん断ひずみ ϵ を仮定した。

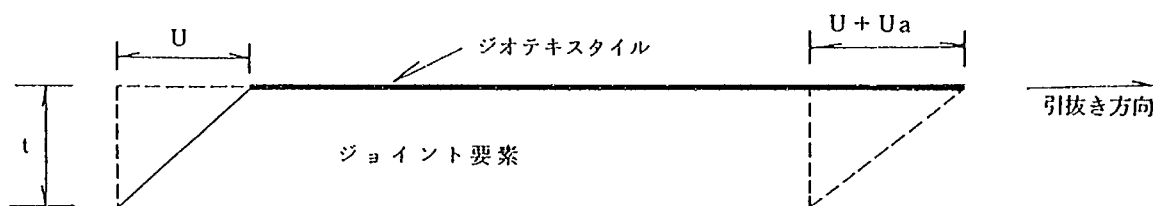


図-4.22 ジオテキスタイルのせん断ひずみ ϵ の求め方

また、ジョイント要素の厚さ t の決定については、実験的検証をしていないが、ジオテキスタイル周辺の土が拘束される領域を仮定して、ジョイント要素の厚さを $t = 5 \text{ mm}$ とした。

4.2.3 ジオテキスタイル (トラス要素)

トラス要素として入力する材料特性は、部材断面積 A と弾性係数 E であるが、解析の対象であるジオテキスタイルは格子状であるため、トラス要素の断面積 A は、部材引抜き方向 (タテ方向) の部材一本の断面積に単位幅当たりの部材本数を乗じた値とした。

ジオテキスタイルのタテ方向部材 1 本あたりの最小幅は 5.5 mm 、厚さ 1.2 mm (図-4.23参照) で、幅 1 m 当たりの部材本数が 45 本であるからトラス要素の断面積は次のようになる。

$$A = 5.5 \times 1.2 \times 45 = 2.97 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

また、弾性係数 E は図-4.24に示すように割線弾性係数 E_{50} を用いた。この図から、割線弾性係数 E_{50} は次のように表される。

$$E = E_{50} = \frac{T_E}{\epsilon_a} \times \frac{1}{A} = \frac{6.0}{0.05} \times \frac{1}{2.97 \times 10^{-4}} = 404,040 \\ \approx 4.0 \times 10^5 \text{ tf/m}^2$$

以上の結果から、

トラス要素の断面積 $A = 2.97 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

トラス要素の弾性係数 $E = 4.0 \times 10^5 \text{ tf/m}^2$

と設定する。

なお、トラス要素の剛性は、解析対象のジオテキスタイルの引張り強度が非常に高いことと、解析の応力レベルが小さいことから線形とした。

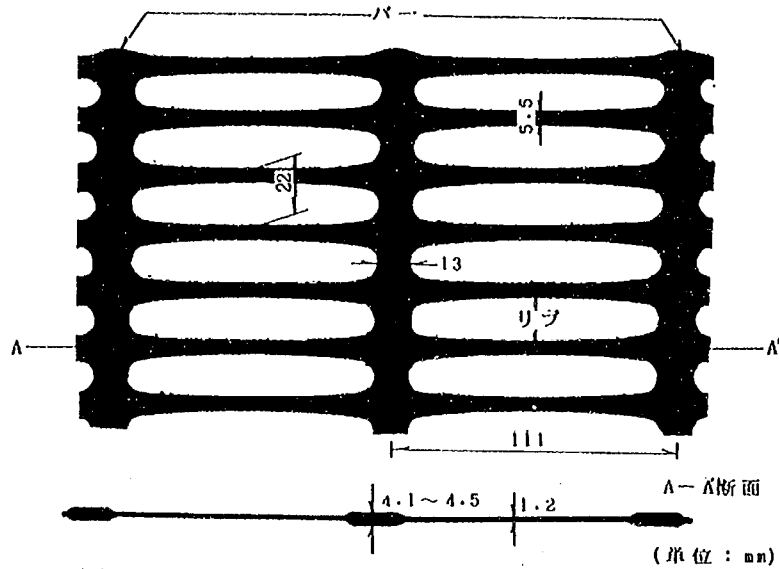


図-4.23 実験に用いたジオテキスタイル

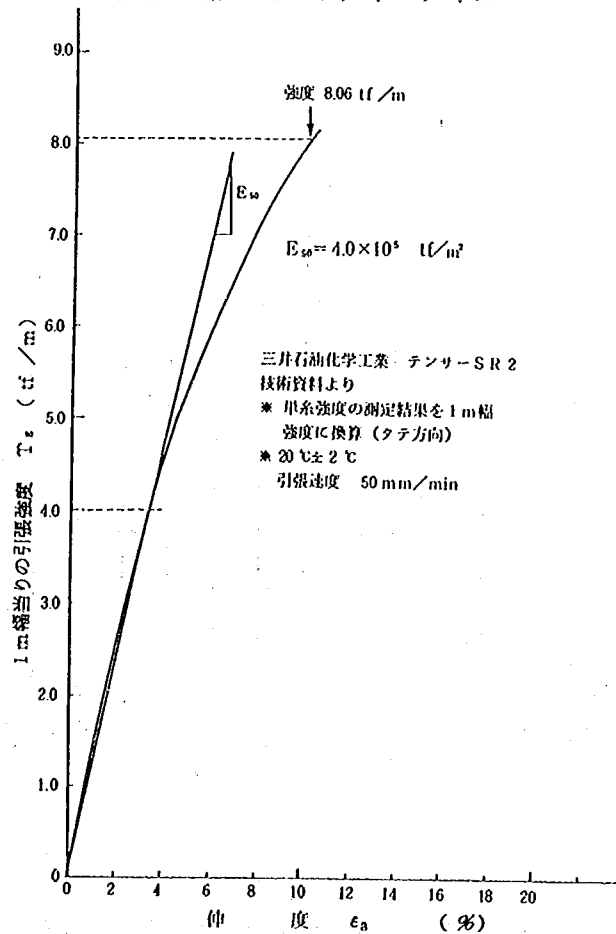


図-4.24 プラスチックグリッド引張伸度曲線

第5章 有限要素法による応力—変形解析

本章では、第4章で述べた解析手法を用いて、第3章のジオテキスタイルを用いた実験について解析した例を示し、実験結果と比較検討を行った。

5.1 ジオテキスタイルの引抜き試験⁹⁾

5.1.1 解析モデル

ジオテキスタイルの引抜き試験について、モデル化したものが図-5.1である。ジオテキスタイルの引抜きは、解析モデルの右端部の自由節点に引張り荷重 T を作用させることによって表現した。また、土中におけるジオテキスタイルの左端部は、せん断剛性が非常に小さいジョイント要素を介して土の四角形要素に結合させ、ジオテキスタイル端部において、ジオテキスタイルと土との引抜き抵抗をなくすようにした。(モデル図の拡大図参照) また、各要素の初期応力状態は、ジオテキスタイル表面で所定の拘束圧 σ_n となるように初期節点荷重をモデル上端に作用させることとし、自重計算により設定した。

解析に用いる諸物性値は、第4章で述べたが、各要素ごとにまとめたものを表-5.1に示す。

ここで、本解析は線形解析で行うこととしているが、ジョイント要素の剛性が非線形なので荷重増分法を用いなければならない。そこで、前述したように非線形弾性係数の双曲線近似パラメータ n 、 R_f を0.0とすることにより、応力レベルによらず弾性係数が一定(線形)となるようにして解析を行った。

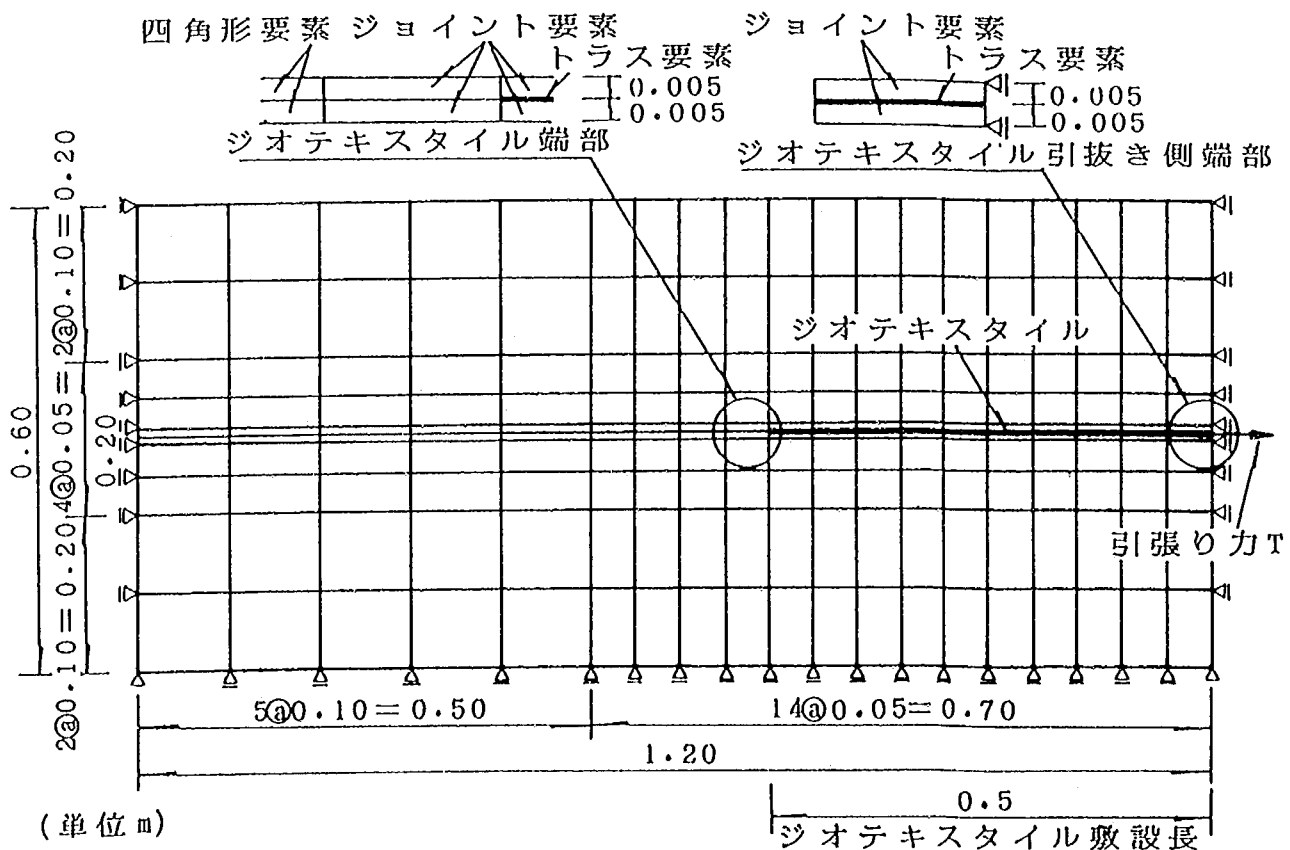


図-5.1 ジオテキスタイルの引抜き試験の解析モデル

表-5.1 解析に用いた物性値一覧

トラス要素	断面積 A (m^2)	2.97×10^{-4}
	弾性係数 E (tf/m^2)	4.00×10^5
ジョイント要素	圧縮特性に関するパラメータ	
	kn	1.0×10^7
	kn'	1.0×10^{-3}
	せん断特性に関するパラメータ	
	せん断降伏応力 $\tau_f = A + A_0 \sigma_n$ (tf/m^2)	
	A	0.35
	A_0	0.73
	せん断弾性係数 $K_s = B + B_0 \sigma_n$ (tf/m^2)	
	B	0.06
	B_0	0.431
四角形要素	単位体積重量 γ (t/m^3)	1.6
	粘着力 c (tf/m^2)	2.0
	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	28.7
	ポアソン比双曲線近似 ($\nu = 0.4 = \text{CONST}$)	
	F	0.0
	d	0.0
	G	0.4
	応力～ひずみ関係双曲線近似	
	K	187.3
	n	0.3975
	R_f	0.896

この場合の弾性係数 E は、初期応力に応じて、第4章における図-4.16に示した $\sigma_c \sim E_i$ の関係図から初期接線弾性係数 E_i を定め、 $K = E_i / P_a$ (P_a = 大気圧, ton-m 系) として K を設定する。

5.1.2 解析結果

拘束圧 σ_n を 1.0 tf/m^2 の条件で解析した結果について単位幅当たりの引抜き力 T と引抜き変位量 S の関係を示したものが図-5.2である。

図中の実測値と解析値を比較すると、解析値は引抜き力 T と引抜き変位量 S の関係を直線で近似しているために一致しない点もあるが、両者は比較的によく合致している。また、図中の矢印は変位が急増する

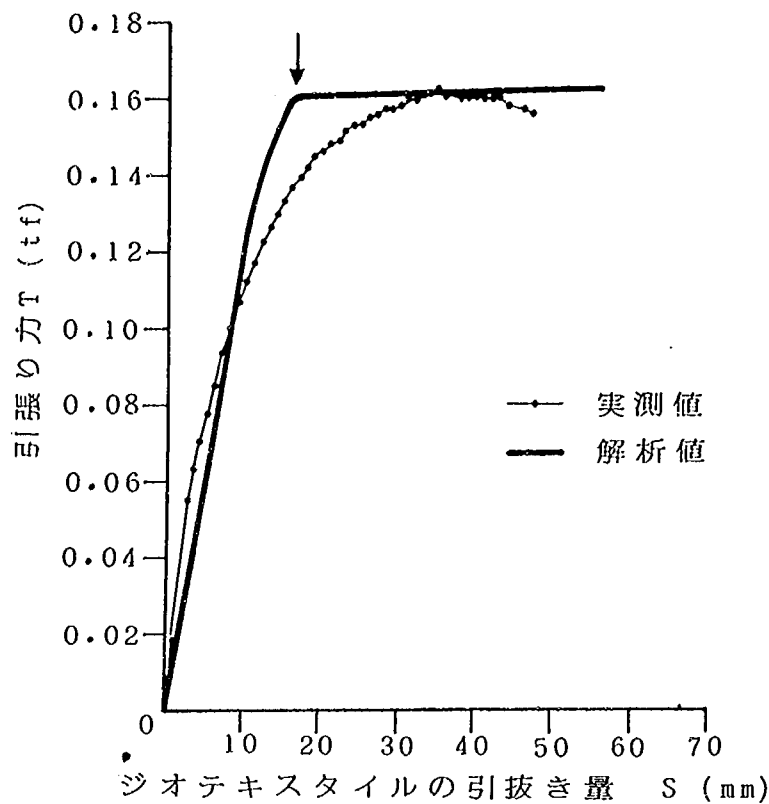


図-5.2 引抜き力 T と引抜き変位量 S の関係

ジオテキスタイルが土中で降伏した点を表し、この時の最大引抜き力 T_f は実験で得られた値と一致している。

次に、各引抜き変位が生じた時点におけるジオテキスタイルの長さ方向に生じたひずみの分布を示したものが、図-5.3である。この図から、解析値と実測値はともに土槽のスリット付近ほどひずみ量が大きく、また、引抜き変位の増加に伴うひずみの増分量もスリットに近いほど大きい。しかし、引抜き力が最大値近くなるとひずみの増分量は小さくなる。図-5.4は各引抜き変位量におけるジョイント要素に発生したせん断応力 τ の分布を示したものである。ここに示すジョイント要素のせん断応力 τ_{AVE} は、トラス要素をはさむ上下2つのジョイント要素の τ の平均値である。この図から、引抜き初期においては、土槽スリット付近の τ_{AVE} がやや大きい、引抜きの中盤以降になるとスリットから離れたジョイント要素の τ_{AVE} が大きくなる傾向を示す。

図-5.5は、引抜き変位 S が生じた時点のジョイント要素に発生した τ_{AVE} の関係を各ジョイント要素に対して示したものである。なお、図中の●プロットは、引抜き力 T より計算したせん断応力の解析値である。

以上の図-5.4と図-5.5の結果から、ジオテキスタイルの引抜き変位の増加に伴って、スリットに近いジョイント要素からすべりが生じて τ_{AVE} が増加しなくなっている。すなわち、ジオテキスタイルの引抜き抵抗は引抜き力の作用点に近い方から発揮され、すべり抜けようとしていることがわかる。

また、図-5.5から、ジョイント要素のせん断力が増加しなくなる τ_{AVE} の値は、 $\tau_f = 0.35 + 0.73 \sigma_n$ と異なるが、これは実際の引抜き試験においても同様であるが、土のダイレイタンスの影響等により、引

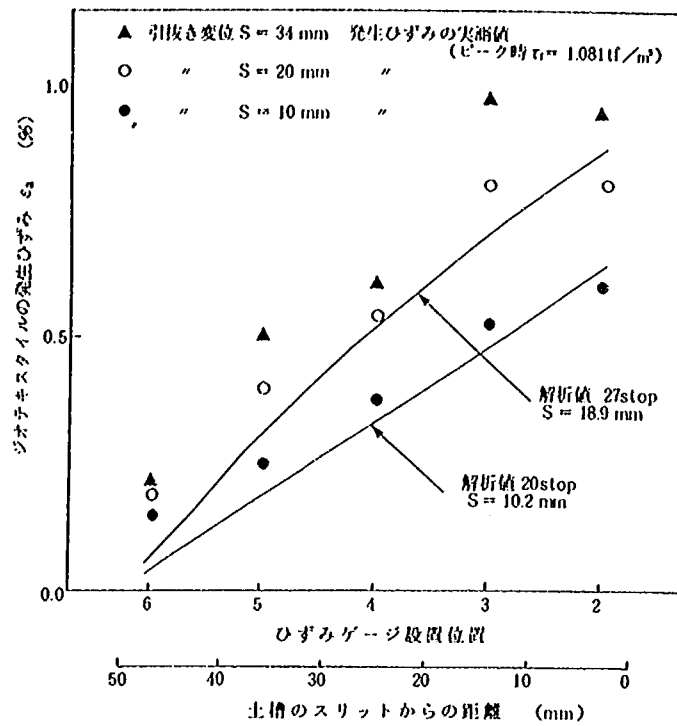


図-5.3 各引抜き変位におけるジオテキスタイルに発生ひずみ分布

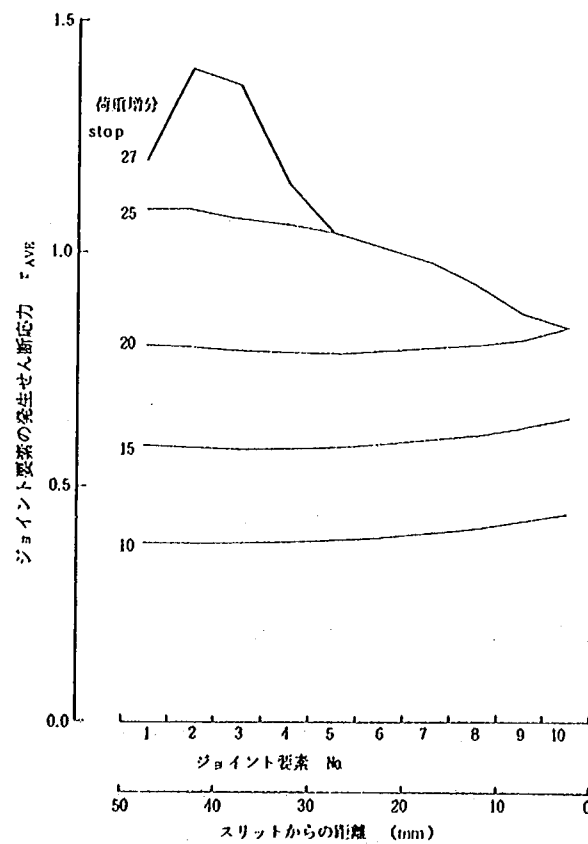


図-5.4 各荷重増分 Step におけるジョイント要素のせん断応力分布

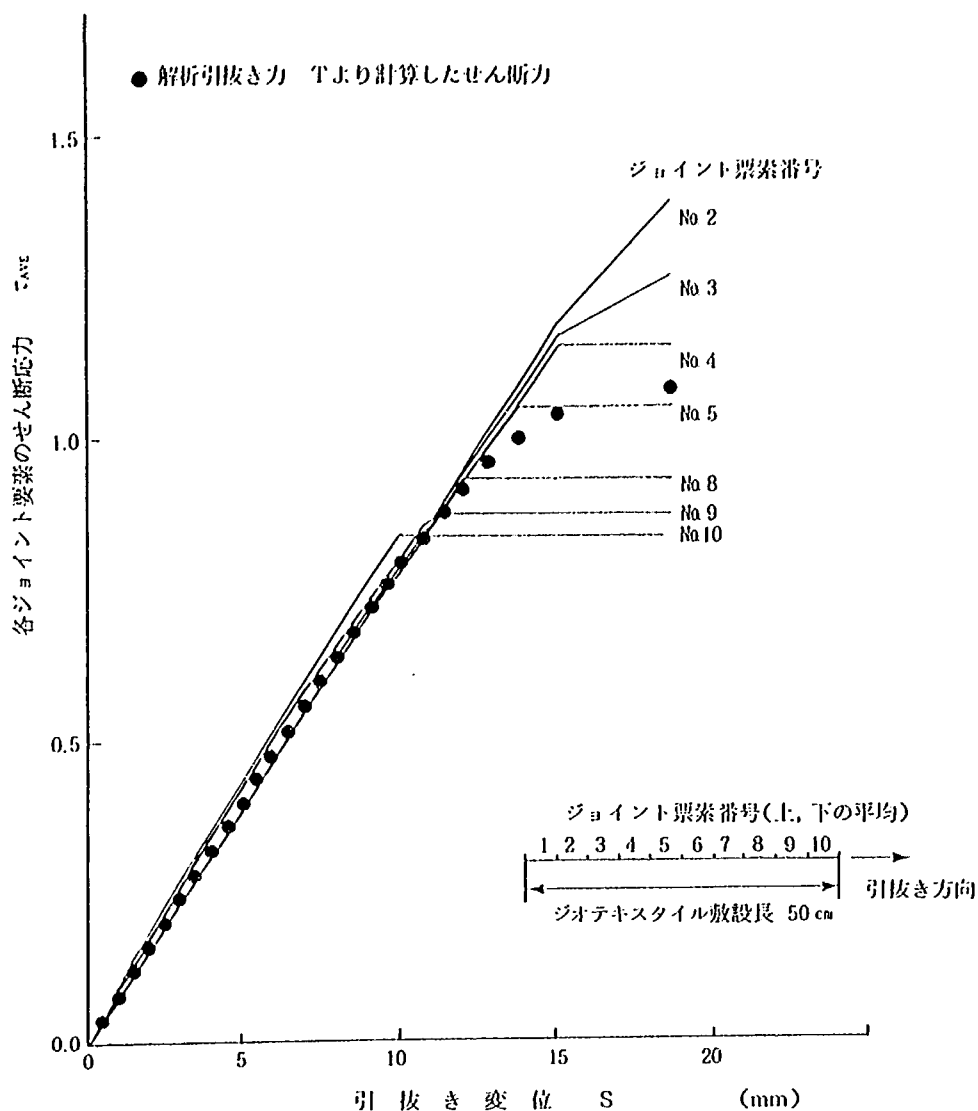


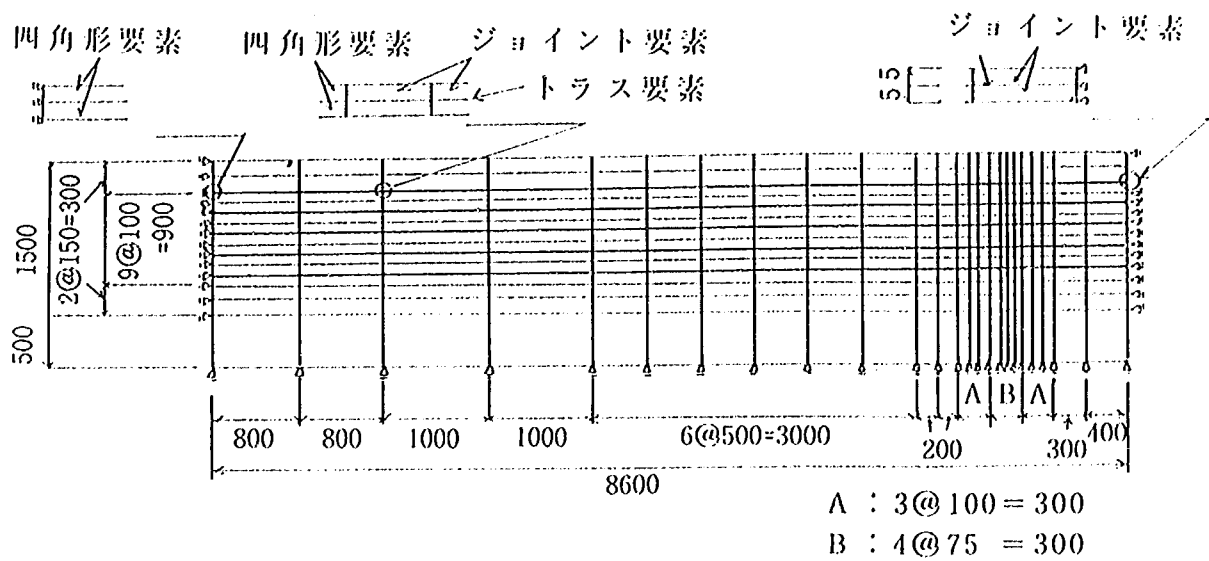
図-5.5 各ジョイント要素のせん断応力と引抜き変位の関係

抜き変位の増加に伴いジョイント要素の σ_n が変化しているためであると考えられる。計算結果を見ると σ_n の分布状況は、引抜き初期において一様であるが、引抜きが進行するとスリット付近は減少し、スリットから離れた方では増加している。これについては、プログラム自体の問題、実際の引抜きによる挙動などが考えられるので今後、検討する必要があると考えられる。

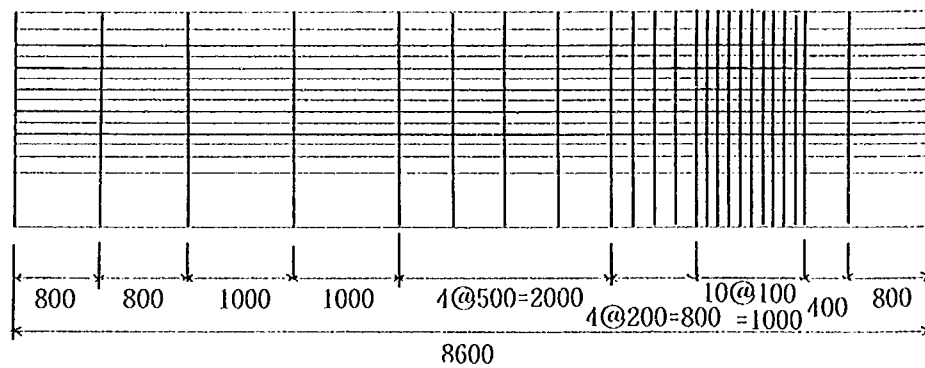
5.2 ジオテキスタイルを用いた盛土補強に関する基礎実験¹⁰⁾

5.2.1 解析モデル

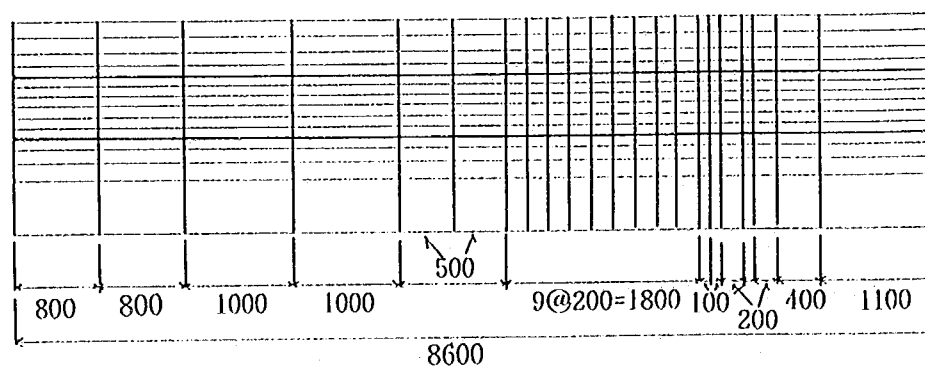
本解析には図-5.6(a)~(c)に示すような沈下ステップによって3種類の解析モデルを用いた。解析条件として、ジオテキスタイルが1枚と3枚の場合について行い、合計で6ケースの解析を行った。境界条件は図中に示すとおりで、トラス要素、ジョイント要素ともに解析モデルの右端部の固定端では水平方向のみを固定し、ジオテキスタイルの自由端部では、トラス要素をジョイント要素を介して四角形要素と結合



(a) 解析モデル (沈下ステップ①)



(b) 解析モデル (沈下ステップ②)



(c) 解析モデル (沈下ステップ③)

(単位: mm)

図-5.6 ジオテキスタイルを用いた盛土補強に関する基礎実験の解析モデル

させている。これはトラス要素に引張り力が作用したときに、その変位が容易に進み得るようにしたものである。また、沈下は地盤に相当する節点を所定の沈下量だけ強制沈下させることによって表現した。このとき、ジオテキスタイル右端に相当する節点もすべて所定の沈下量だけ強制変位させている。これは、本実験において、ジオテキスタイルが固定されている右側の壁面も地盤とともに沈下させたためである。

解析に用いたパラメータは、引抜き試験の解析に使用したのと同じものを用いている。また、解析はすべて No-Tension 解析にて行った。

5.2.2 解析結果と実測値の比較

解析結果として変形状況を示したものが、図-5.7～図-5.12である。これらの図から、ジオテキスタイルの上下面においてすべりが発生していること、特に、3枚のジオテキスタイルを敷設した場合は、各々のジオテキスタイルの上下面においてすべりが発生している様子が明瞭に現れているのが認められる。また、地盤沈下によって影響を受ける範囲は比較的小さく、沈下量が一番大きい沈下ステップ③においても、沈下発生点より左側1m程度の範囲においてのみ変形が生じている。

次に、土中の主応力図を示したものが図-5.13である。この図から、沈下発生点および、その直上のジオテキスタイルに著しい応力集中が生じていることがわかる。特に、沈下発生点では、ほぼ垂直に作用する応力と右斜め上方からの応力とが一点に集中している。これは、本実験において観測されたクラックの方向と一致しており、興味深い現象である。

解析によって求めた変位の解析値と実測値とを比較したのが、図-5.14～図-5.15である。これらの図は、ケース2及びケース3における沈下ステップ②（20cm沈下）の時点での右端の固定端から5mまでの範囲に対して比較したもので、実測値は地中変位観測点および地表面変位観測点によって計測したもので、図中に●印で示した。

これらの図から実測値と解析値は比較的良好な対応を示していることがわかるが、沈下発生点付近では実測値が解析値よりも沈下量が最大で10cm程度大きい範囲が認められる。この違いは、実験においては地盤内に大小多数のクラックが生じているのに対し、解析では、地盤を連続体としてモデル化しているため、クラック等の不連続面を表現することが出来ないことによるものと考えられる。また、解析においては沈下部のジョイント要素にかなり大きな開きが生じており、実験において生じたクラックによる変位に対応したものと考えられる。

また、個々の要素の動きに着目すると、実験においてはジオテキスタイル上下の土塊は図-5.16に示すようにジオテキスタイルの下面の土塊の方が上面に対して大きく変位している。これに対して解析結果（図-5.17）では、ジョイント要素の上下の要素の変位の傾向は同じであるが、ジョイント要素の上面の要素が変形前の位置よりも左側（ジオテキスタイル自由端側）に変位している。これは底板の沈下に伴って、斜面部の要素が剛体的に回転運動に近い動きをしたためであると考えられる。

次に、ジオテキスタイルに発生するひずみについて検討するために、トラス要素の変位量からひずみを算出し、その分布を示したものが図-5.18～図-5.23である。また、図中には、ひずみゲージにより計測した実測値を併せて示した。これらの図から、実測値と解析値の適合性は良いとは言えないが、傾向的にはほぼ合致していると考えられる。この原因は明らかでないが、先に述べたように有限要素法では、地盤

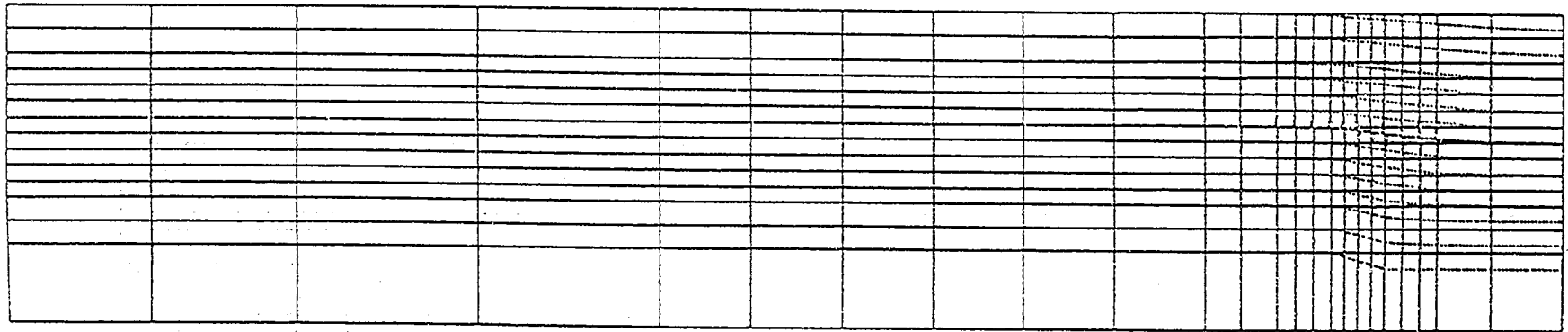


図-5.7 変形解析結果 (ケース2 沈下ステップ①)

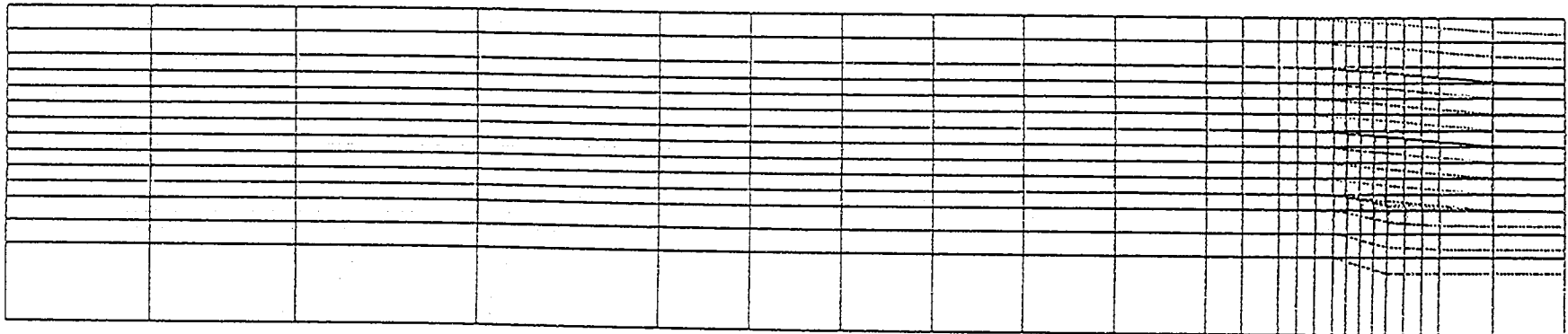


図-5.8 変形解析結果 (ケース3 沈下ステップ①)

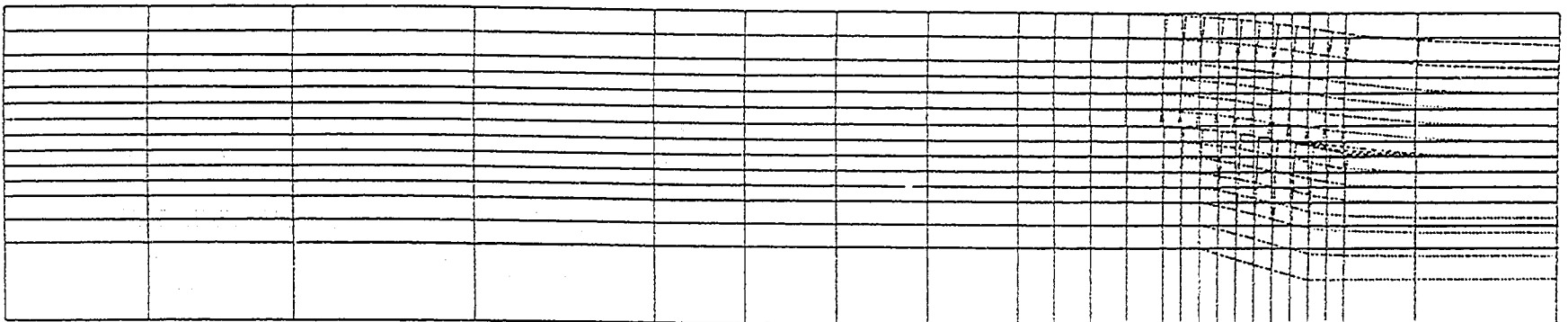


図-5.9 変形解析結果 (ケース2 沈下ステップ②)

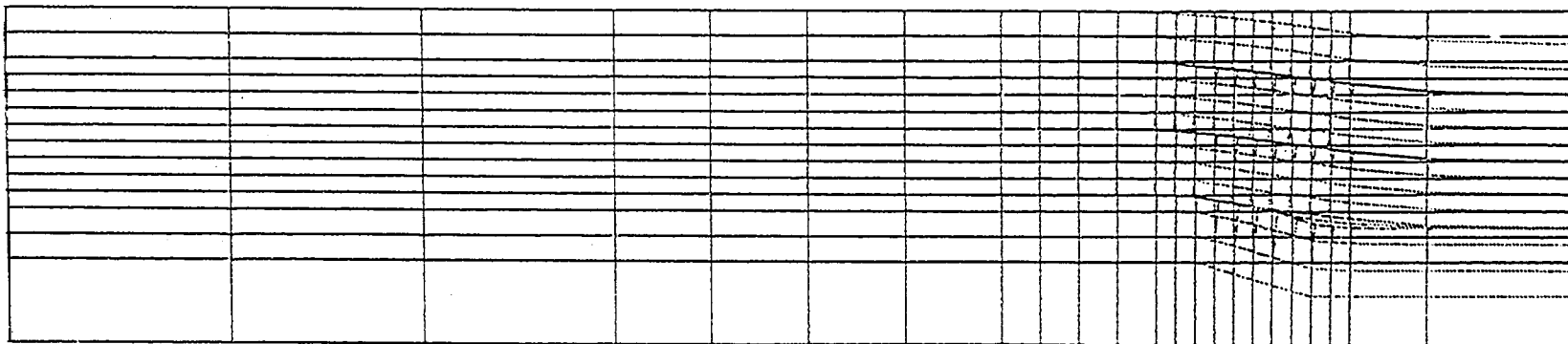


図-5.10 変形解析結果 (ケース3 沈下ステップ②)

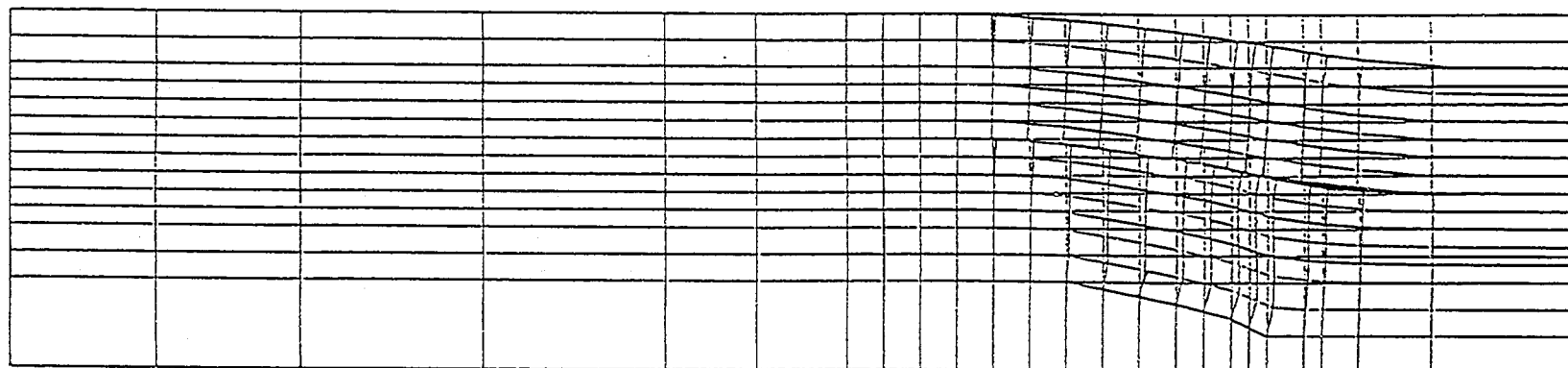


図-5.11 変形解析結果 (ケース2 沈下ステップ③)

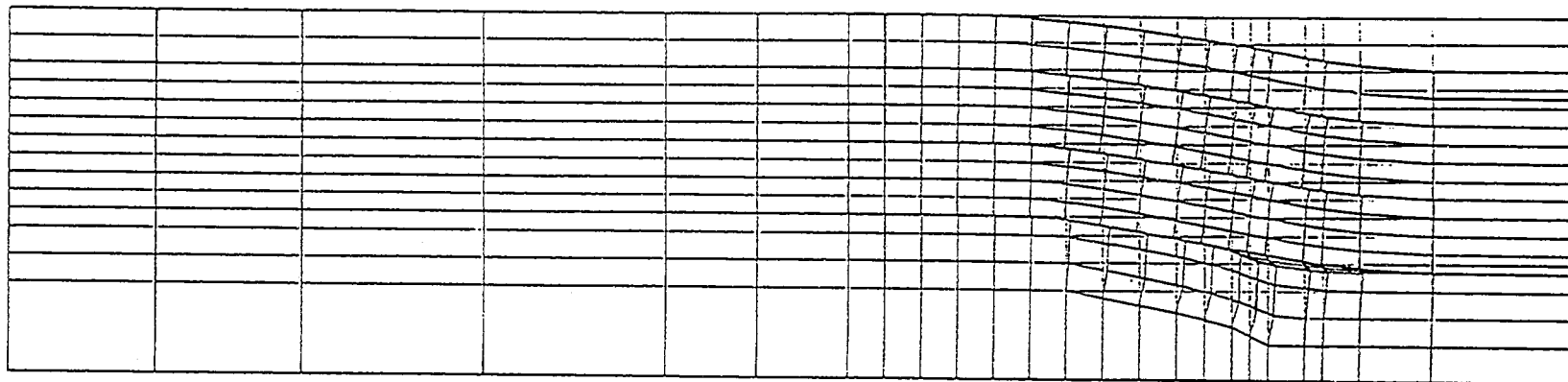


図-5.12 変形解析結果 (ケース3 沈下ステップ③)

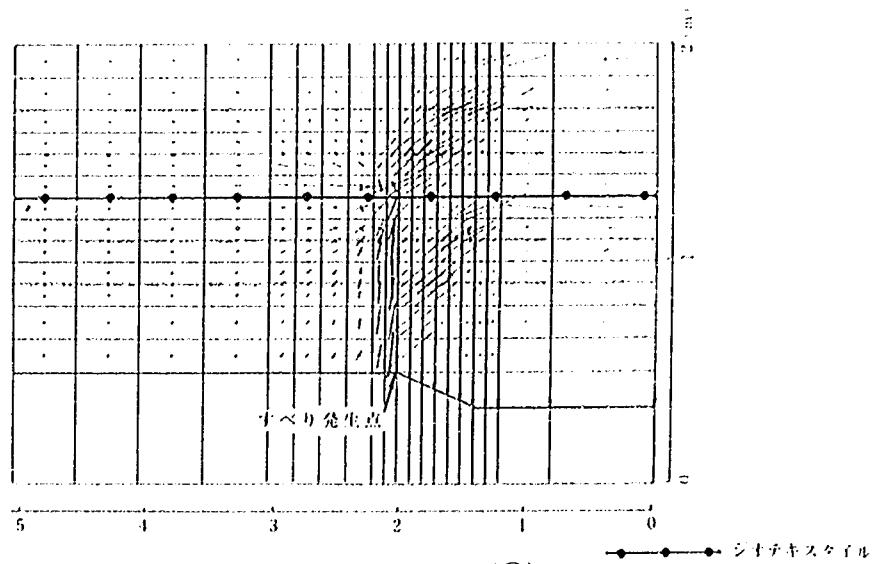


図-5.13 主応力図 (ケース2 沈下ステップ①)

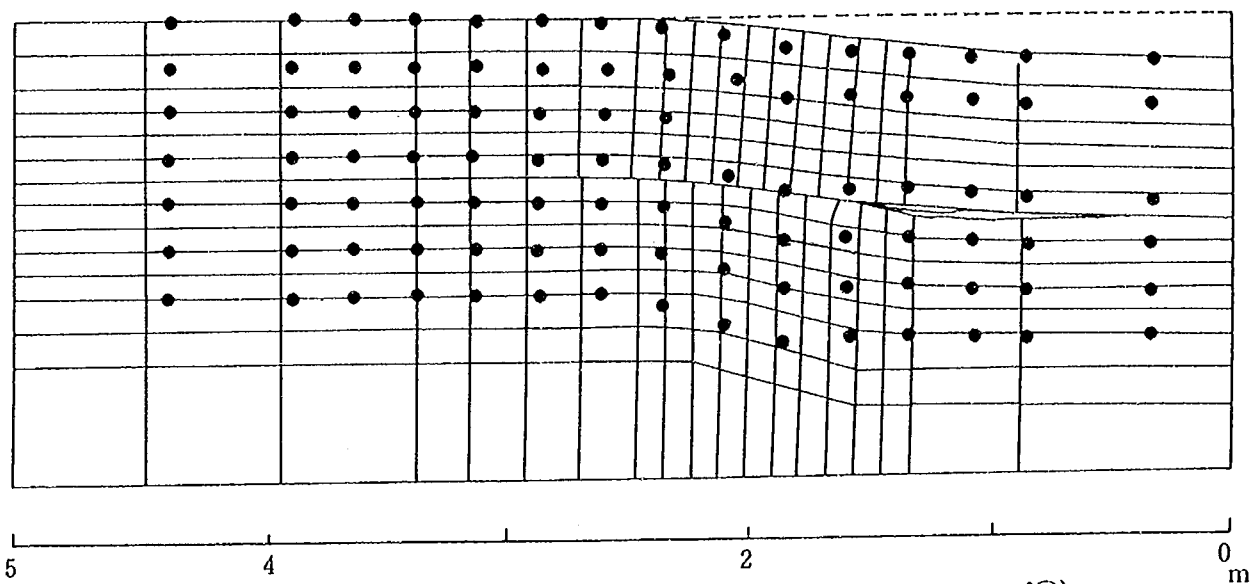


図-5.14 解析値と実測値との変位量の比較 (ケース2 沈下ステップ②)

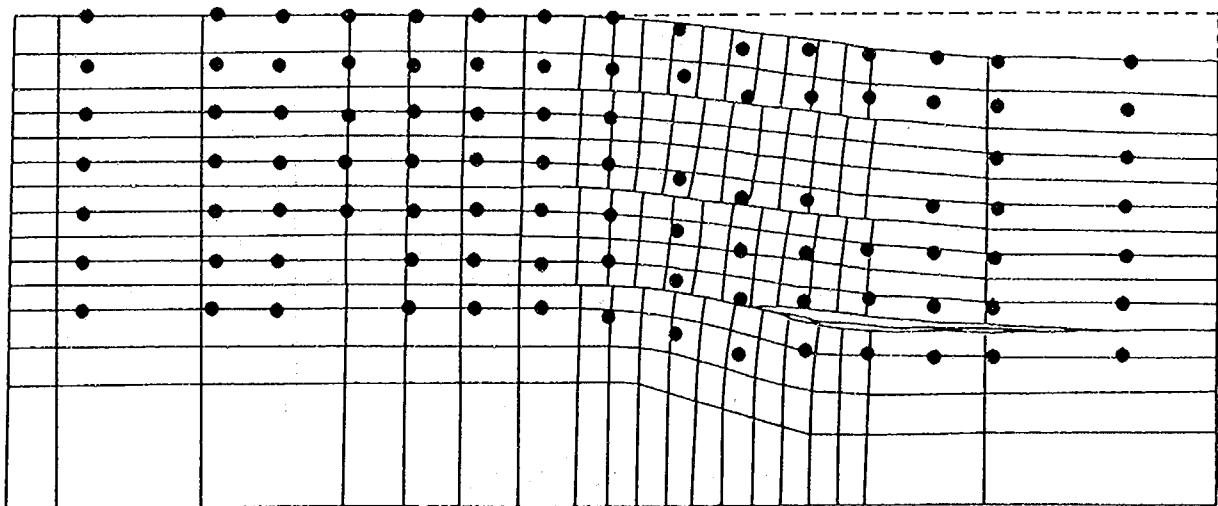


図-5.15 解析値と実測値との変位量の比較 (ケース2 沈下ステップ③)

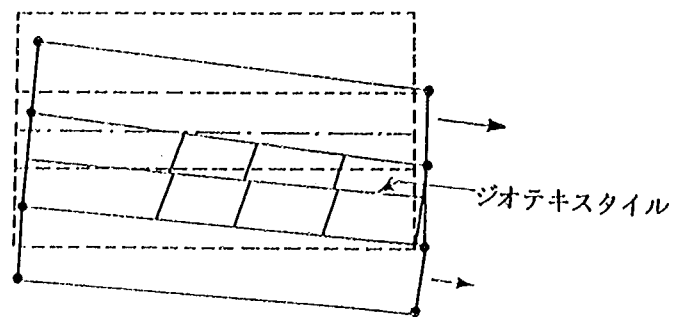


図-5.16 盛土の変形状況の模式図

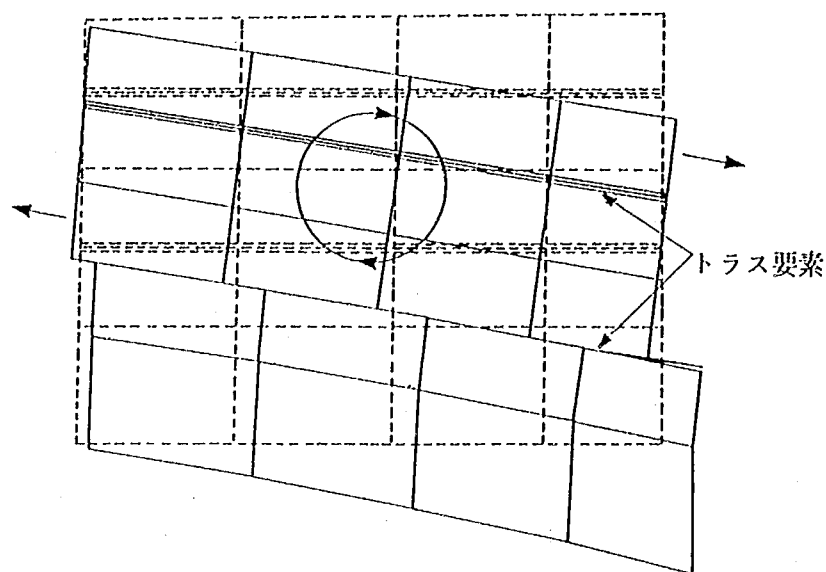


図-5.17 解析における盛土の変形状況の模式図

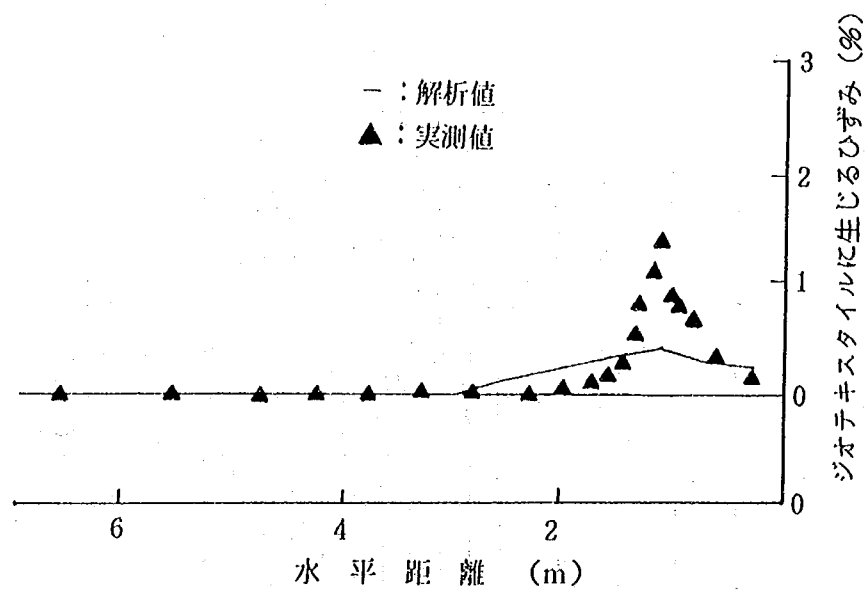


図-5.18 ジオテキスタイルに発生するひずみの実測値と解析値の比較 (ケース2 沈下ステップ①)

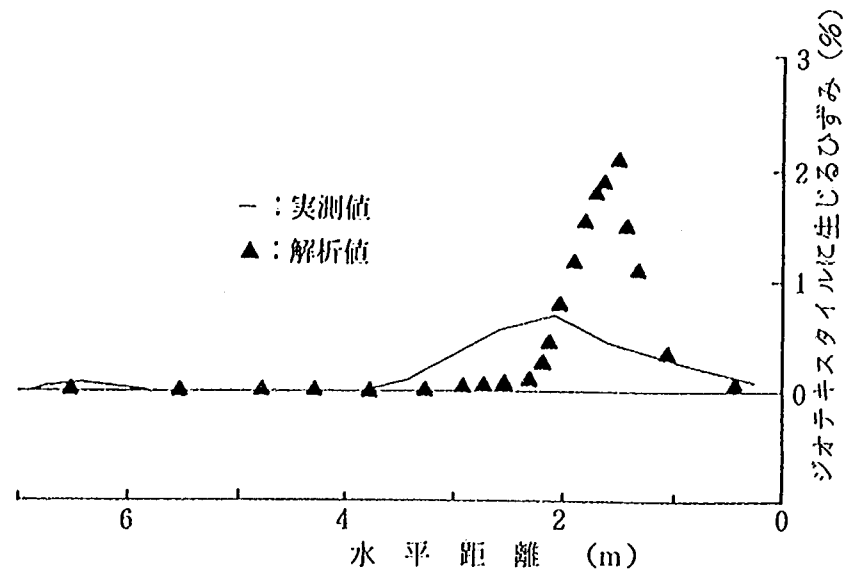


図-5.19 ジオテキスタイルに発生するひずみの実測値と解析値の比較
(ケース2 沈下ステップ②)

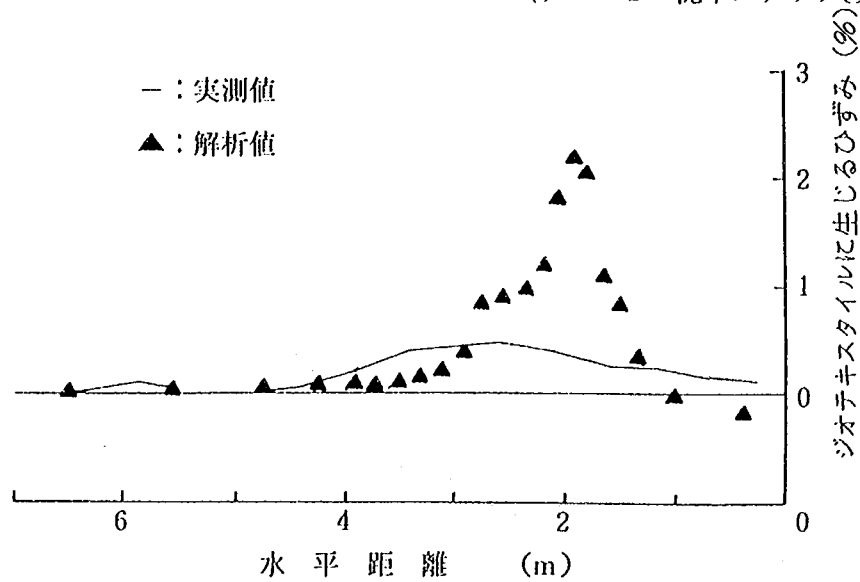


図-5.20 ジオテキスタイルに発生するひずみの実測値と解析値の比較
(ケース2 沈下ステップ③)

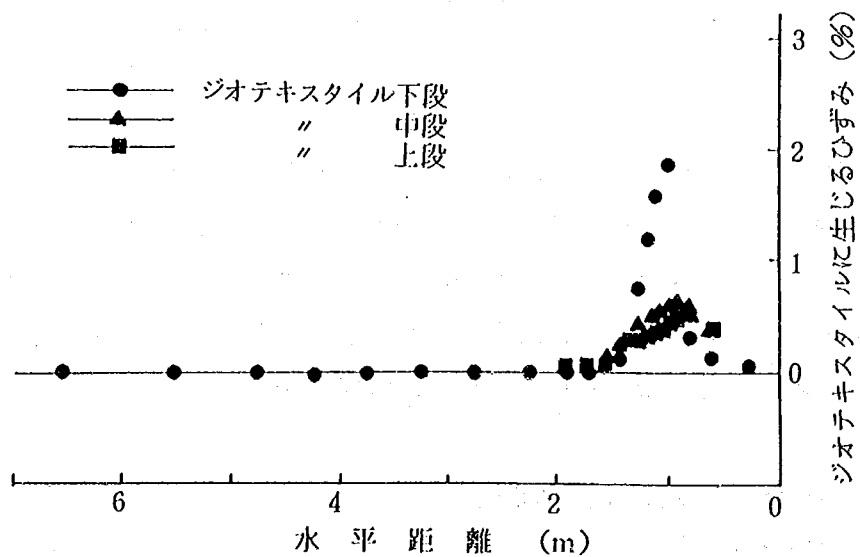


図-5.21 ジオテキスタイルに発生するひずみの解析値
(ケース3 沈下ステップ①)

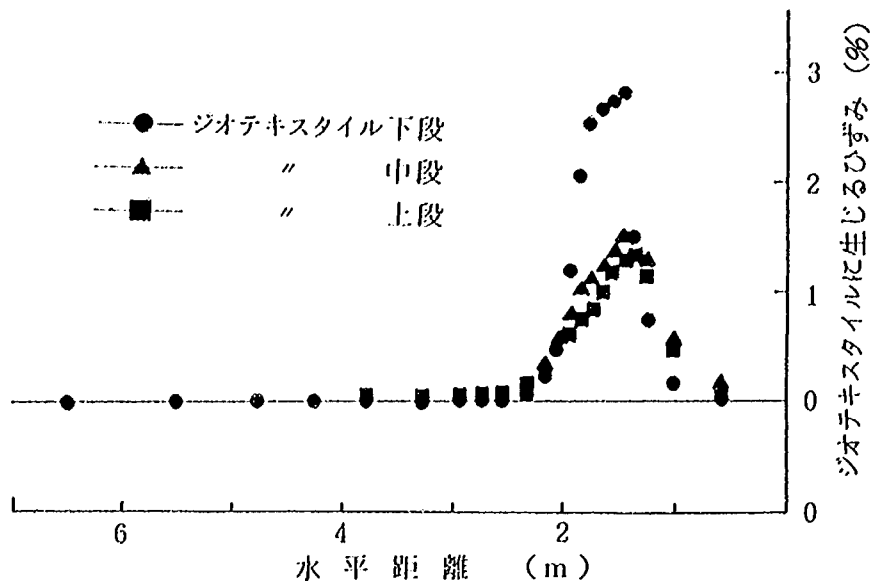


図-5.22 ジオテキスタイルに発生するひずみの解析値
(ケース3 沈下ステップ②)

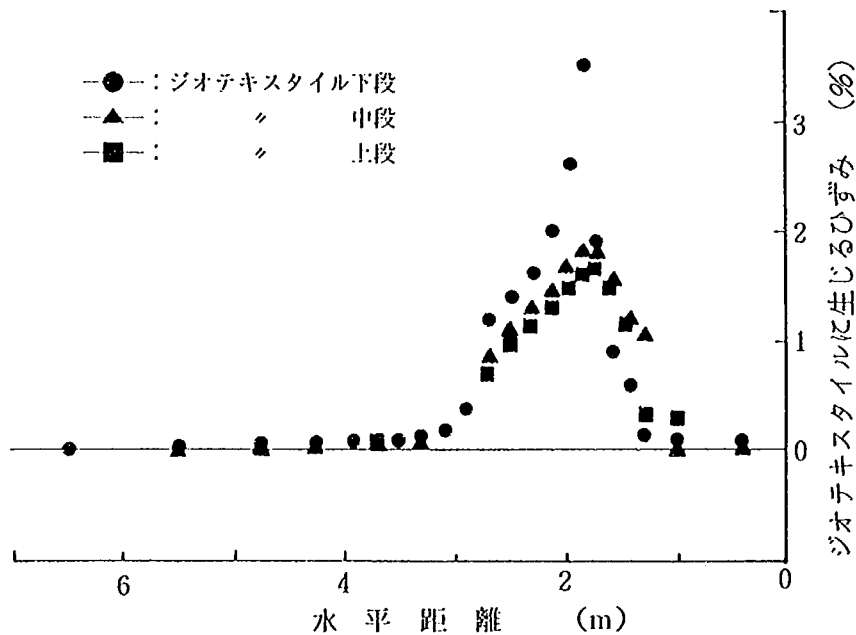


図-5.23 ジオテキスタイルに発生するひずみの解析値
(ケース3 沈下ステップ③)

内におけるクラック等の不連続面を考慮できないという解析上の問題点の他に、実験で用いたひずみゲージの使用方法などにも問題点が多く、合わせて今後の検討項目と考えられる。また、ケース3における解析結果は下段のジオテキスタイルに発生するひずみが中段、上段のものに対してかなり大きく、最大で4%近いひずみが生じている。これは実測値のおよそ6倍の値である。このように下段のジオテキスタイルに発生するひずみが最大になる傾向は実測値と一致するが、盛土の変形に対してジオテキスタイルに生じるひずみの発生量の把握は今回の解析方法では非常に困難である。

5.3 橋台の段差軽減対策に関する模型実験¹⁴⁾

5.3.1 解析モデル

橋台の段差軽減対策に関する模型実験について図-5.24に示すようにモデル化を行った。解析を行うに

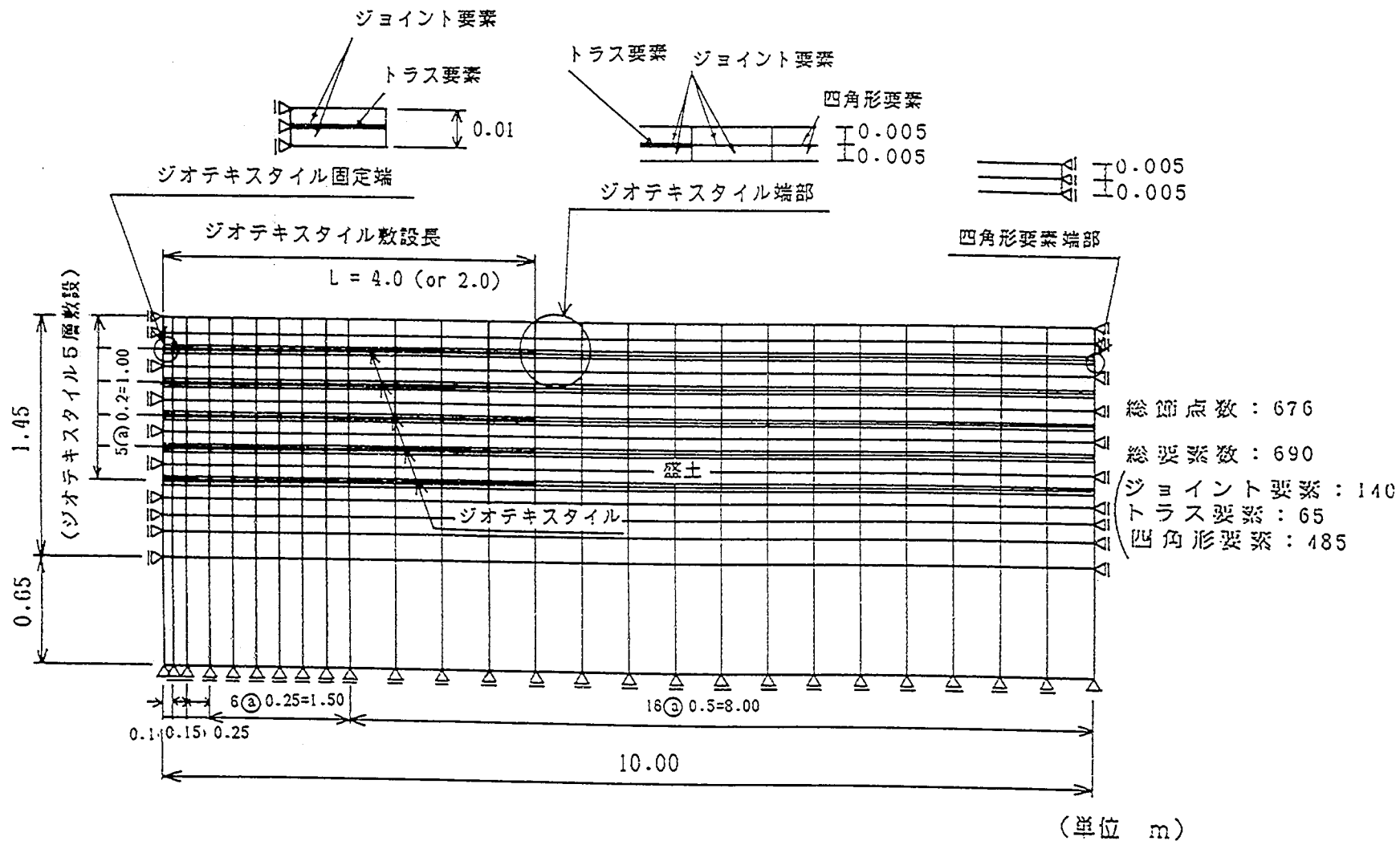


図-5.24 解析モデル

あたって、まず基礎地盤が盛土荷重によって均一に20cm沈下するとし、ジオテキスタイルの左端部（橋台への固定部分）はヒンジ支点とした。また、ジオテキスタイルの右端部は自由点とし、図中の拡大図に示すようにジョイント要素を介して土の四角形要素と結合するようにした。さらに、ジオテキスタイルと土との間のジョイント要素の厚さは、すべり面を考慮してできるだけ薄いものとし、幅は土の部分の四角形要素の分割幅をもとに試行錯誤によって決定した。すなわち、ジョイント要素は厚さを5mm、長さを10～50cmに変化させて図のように分割した。

次に、解析に用いたそれぞれの分割要素の材料特性は、先に述べた解析と同様に引抜き試験から得られた値を用いた。

以上の解析条件によって、ジョイント要素を用いた有限要素法による no-tension 解析を行った。

5.3.2 解析値と実測値の比較

ジョイント要素を用いた有限要素法による盛土の変形解析の結果を図-5.25に示す。図中には橋台取付け部の段差防止効果に関する大型模型実験で得られた盛土の変状の実測値についても併せて示した。まず解析値についてみると、基礎地盤の沈下に伴い盛土も全体としてそれに等しい沈下を示しているが、橋台取付け部においてはジオテキスタイルを敷設した効果によって、盛土表面は滑らかな沈下形状を呈している。したがって、橋台取付け部において段差が生じるような現象は現れていない。また、盛土内も盛土表面の沈下形状とほぼ似通った変形を示している。上記の解析結果と実測値とを比較すると、盛土表面および盛土内の変形状況ともに、大型模型実験で得られた実測値と解析値がほぼ一致するような傾向を示している。

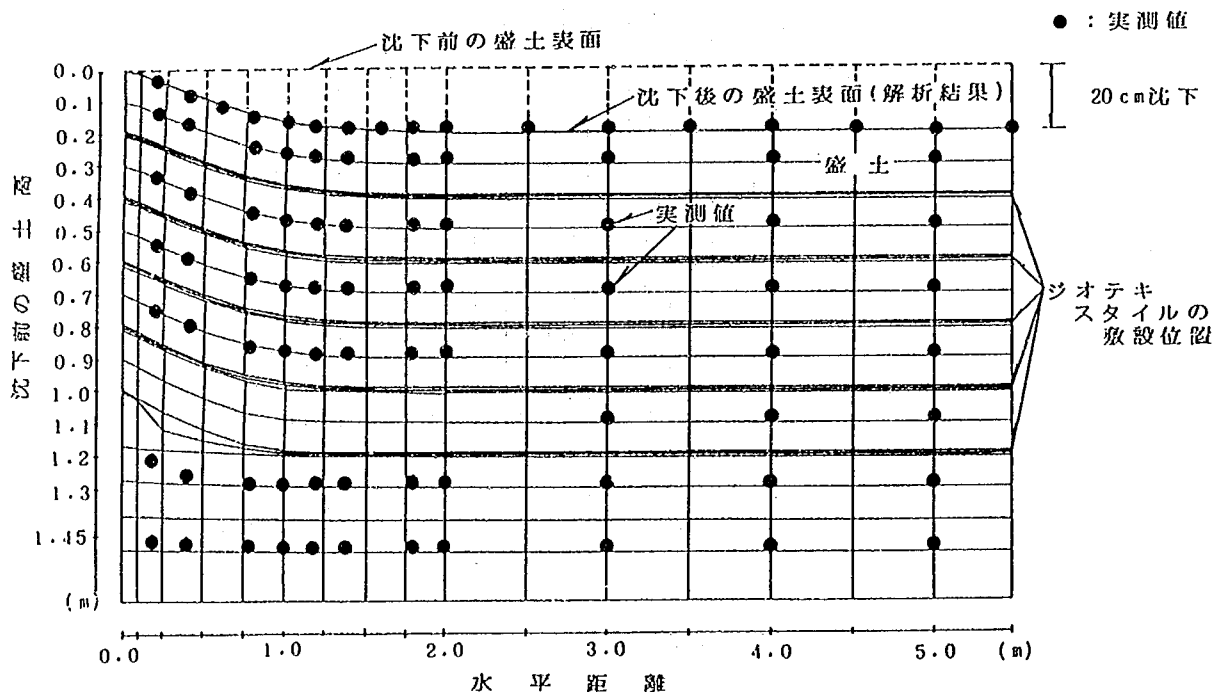


図-5.25 解析値と実測値の変位量の比較

次に、解析で得られた盛土内の土圧分布と実測値を比較したものが図-5.26である。この結果から、解析で求められた盛土内の鉛直土圧は実測値とほぼ一致する値を示している。すなわち、橋台取付け部付近では、ジオテキスタイルの効果による鉛直土圧の減少がみられる。

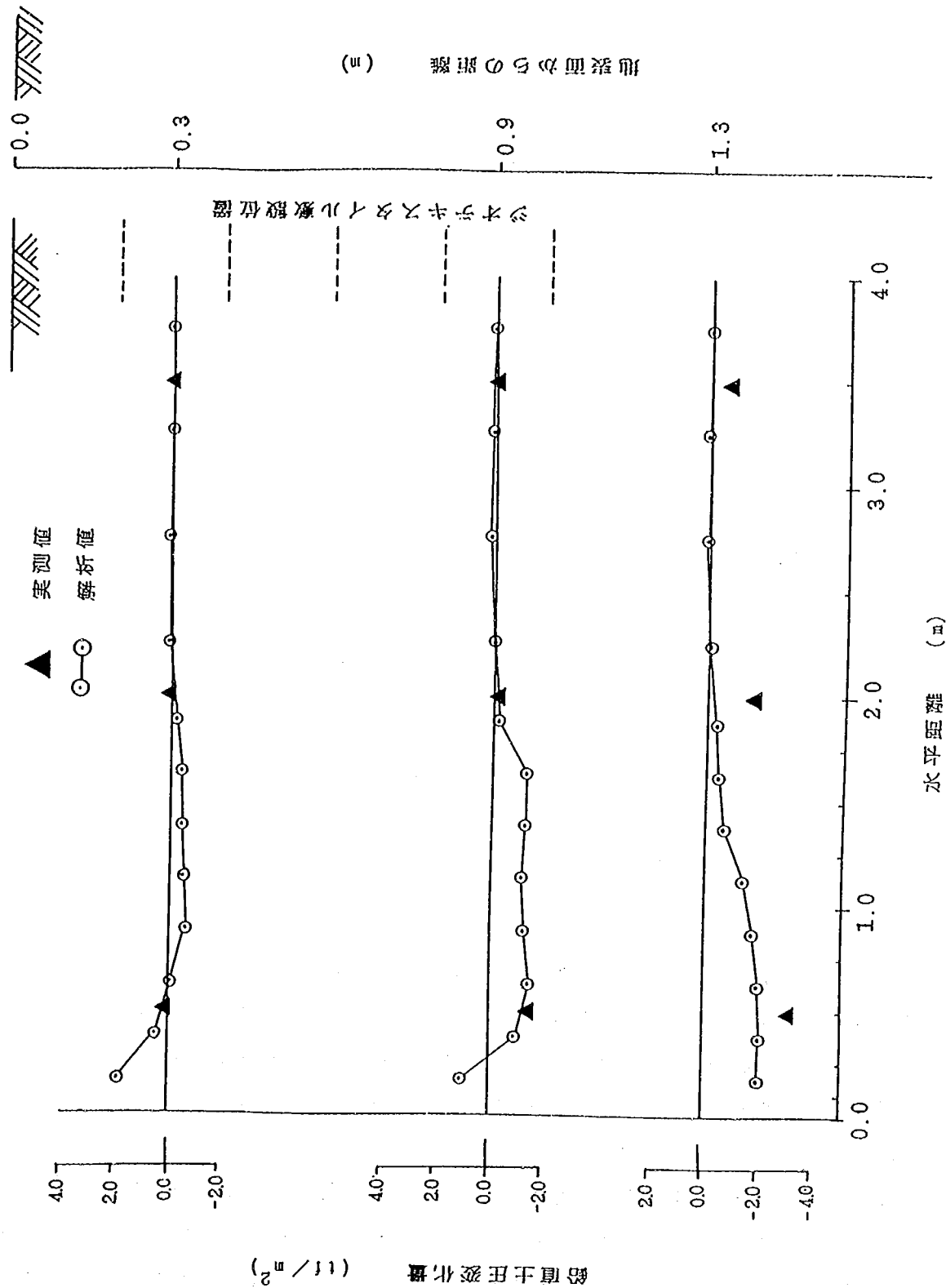


図-5.26 鉛直土圧の解析値と実測値の比較

第6章 ま と め

今回実施したジオテキスタイルを用いた大型模型実験の結果から、ジオテキスタイルの利用方法として、橋台取り付け部及び道路カルバートの周辺埋戻し土の内部にジオテキスタイルを敷設することによって、取り付け部分に発生する不同沈下起因する段差を軽減できることが判明した。また、ジオテキスタイルを敷設した盛土に大きな変形等が生じ、ジオテキスタイルが土中で引抜かれるような状態においても、ジオテキスタイルは、周辺の土塊と一体となって変形することが確認できた。

次に、ジオテキスタイルを敷設した土構造物の変形挙動などを解析する手法として、ジオテキスタイルと土とが一体となった複合体をジョイント要素と平面トラス要素に置き換えて、有限要素法による解析を提案した。そして、その解析手法をジオテキスタイルの引抜き試験および、大型模型実験に適用した結果、盛土の変形等に対してある程度実測値と適合することが認められた。従って、ジオテキスタイルを敷設した盛土の変形挙動解析等に、提案した有限要素法による解析手法がある程度適用できるものと考えられる。

しかし、実際に本解析手法を適用するにあたっては、解析に用いる物性値等の設定方法に数々の仮定を設けているので、今後、ジオテキスタイルと土とが一体となった複合体としての力学特性を引抜き試験等で、さらに明らかにしていく必要があると考えられる。

今回の解析においての問題点、検討すべき点について以下に述べる。

① ジョイント要素の諸定数の設定方法について

ジョイント要素の厚さ t は、土とジオテキスタイルとの間の摩擦抵抗が働く領域としてモデル化したが、これは、ジオテキスタイルの形状・目合い・土粒子の大きさの大小などにより影響されると考えられる。また、要素分割の際にジオテキスタイルと盛土との接合部における四角形要素の厚さが極度に薄くなると、計算精度に影響を及ぼすと考えられるので検討を必要とする。

また、ジョイント要素のせん断特性を仮定する場合、 τ_f 、 k_s は、今回の解析では拘束圧 σ_n の一次式としたが、 σ_n が大きくなると $\tau_f \sim \sigma_n$ 、 $k_s \sim \sigma_n$ 関係は直線にならないという報告もあるので、二次式、双曲線式などについて今後考慮すべきであろう。

② 引抜き試験について

引抜き試験結果から、ジョイント要素のせん断特性を定めるパラメータを決定するにあたって、せん断応力分布はジオテキスタイル面上に一様であると仮定したが、実際にはダイレイタンスー等の影響によって一様ではないと考えられる。そこで、せん断応力について検討するために、ジオテキスタイルの敷設長（敷設面積）の違いによる影響を調べる実験等が必要であると考えられる。

③ 解析プログラムの限界、問題点

解析に用いたプログラムは、微小変形を対象としているので、トラス要素などが回転した場合、あるいはジョイント要素にすべりが生じるような大変形の場合等については、計算精度上の問題があるので、プログラムの運用にあたって、解析の限界を明瞭にするとともに、プログラムの改良等についての検討をしなければならない。

また、ジョイント要素の剛性は、拘束圧によって大きく変化するので、解析を行う上で増分荷重の

大きさに注意をするとともに、過剰なせん断応力が生じた場合の処理についての機能追加についても考慮すべきであると考えられる。

以上のような問題点について今後の検討が望まれる。

参 考 文 献

(第2章)

- 1) 山内; 日本におけるジオテキスタイルの発達—工法を中心として—, イギリスおよびジオテキスタイル事情講演会資料, 土質工学会九州支部, pp. 19~27, 1984.
- 2) 福岡; 繊維資材の土木への応用, 繊維の機能と用途展開に関する講演会, 日本繊維機械学会, pp. 1~5, 1983.
- 3) P. R. ランキラ—(山岡, 西形 訳); 土木繊維—ジオテキスタイルの利用法—, 第1編, 1984.
- 4) 野本; 補強材としての繊維利用, 土木施工, vol. 24, No. 5, pp. 13~34, 1983.
- 5) 大野, 泰永; ジオテキスタイルによる盛土補強工法の設計と施工, 間組研究年報, 1984年度版, pp. 351~360, 1984.
- 6) 岩崎高明; 「補強土工法と補強材について」, 土と基礎, 1983. 9, vol. 31.
- 7) 基礎工, 特集 基礎工とジオテキスタイル, 1984. 6 vol. 12,
山岡一三ら; 「ジオテキスタイルの概要とその利用」
岩崎高明; 「ジオテキスタイルの歴史と現状」
久楽勝行; 「ジオテキスタイルの基礎工への利用」
- 8) 土質研究室資料
ジオテキスタイル研究会資料
ジオテキスタイル製造業者カタログ

(第3章)

- 9) 久楽, 護摩堂, 竹内, 前田; ジオテキスタイルを敷設した土構造物の変形挙動解析, 土木技術資料, pp. 21~26, 1986.
- 10) 久楽, 青山, 竹内, 笠; 盛土崩壊時の土とジオテキスタイルの相互変形挙動に関する大型模型実験, 第21回土質工学研究発表会論文集, pp. 1871~1872, 1986.
- 11) 日本道路協会; 「道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」, 1977.
- 12) 日本道路協会; 「道路土工—軟弱地盤対策工指針」, 1977.
- 13) 日本道路協会; 「道路土工—施工指針」, 1977.
- 14) 久楽, 護摩堂, 竹内; ジオテキスタイルを用いた段差防止効果に関する大型模型実験, 土木技術資料, No. 27, vol. 9, pp. 9~14, 1985.

(第4章)

- 15) Anderson, H. W., Dodd, J. S.; Finite Element Method Applied to Rock Mechanics, Proc. 1st Congr. ISRM, Lisbon, II, pp. 317~321, 1966.
- 16) Nego, D., Scordelis, A. C.; Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams, Journal ACI, vol. 64, No. 3, pp. 152~163, 1967.
- 17) Goodman, R. E., Taylor, R. L., Brekki, T. L.; A Model for the Mechanics of Jointed Rock, Proc ASCE, vol. 94, SM3, 1968.
- 18) Goodman, R. E., 原著, 赤井, 川本, 大西 共訳; 不連続性岩盤の地質工学, 森北出版, 1978.
- 19) 日本鋼構造協会編; コンピュータによる構造工学講座 I - 1 - B, 有限要素法による構造解析プログラム, 培風館, 1970.
- 20) 川本, 林 共著; 地盤工学における有限要素解析 - 土質力学と岩盤力学へのアプローチ, 培風館, 1978.
- 21) 久楽, 護摩堂, 竹内; 軟弱地盤上のカルバートに作用する土圧, 土と基礎, vol. 32, No. 6, 1984.
- 22) Zienkiewicz, O. C., Valliappan, S., and King, I. P.; Stress Analysis of Rock as a 'No Tension' Material, Geotechnique 18, 1978.
- 23) J. M. Duncan and C. Y. Chang ; Nonlinear analysis of stress and strain in soils, ASCE 96, SM5, 1970.

ジオテキスタイルと盛土の相互
変形挙動とその解析法

I S S N 0386-5878

土研資料 第2792号

平成元年7月 (1989)

久楽勝行, 竹内辰典, 青山憲明
護摩堂 満, 前田幸男, 笠 博義

要 旨 本報告は、ジオテキスタイルを盛土内に敷設した場合を想定した引抜き試験、
ならびに地盤沈下発生装置を用いた大型の不同沈下実験を行い、ジオテキスタイルと盛
土の相互変形挙動ならびにジオテキスタイルの利用方法について、とりまとめたもので
ある。また、ここで実施した引抜き試験、大型模型実験に関して、ジョイント要素を考
慮した有限要素法による解析を試み、解析手法の適合性についても合わせて検討を行っ
た。

キーワード：ジオテキスタイル，大型模型実験，段差防止，有限要素法，ジョイント要素

郵便はがき

305□□

41円切手
をはって
下さい。

建設省土木研究所

機械施工部土質研究室

行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 16

No. 16

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 2792 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印