

土 木 研 究 所 報 告

第197号

ジオテキスタイルによる盛土の補強メカニズムとその解析手法に
関する研究

三 木 博 史

平成9年3月

建設省土木研究所

Copyright © (1997) 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。

ジオテキスタイルによる盛土の補強メカニズムと その解析手法に関する研究

三 木 博 史*

Reinforcing Mechanism and Analysis Method of Geotextile Reinforced Embankment by Hiroshi MIKI

要旨：

本論文は、ジオテキスタイルを用いた盛土の補強に関わる次の3つの応用分野を取扱っている。

- ①ジオテキスタイルの引張り補強効果を利用した盛土本体の補強
 - ②ジオテキスタイルの排水効果を利用した高含水比粘性土を用いた盛土の補強
 - ③ジオテキスタイルの引張り補強効果を利用した盛土支持地盤としての軟弱地盤の補強
- これらの各分野に関し、次のような効果を取りまとめたものである。

- (1) 大型模型実験や現場試験施工における観測結果をもとに、ジオテキスタイルによる盛土の補強メカニズムを明らかにするとともに、通常の設計では考慮されていない“かくれた補強メカニズム”を浮きぼりにした。
- (2) 極限つり合いモデルによる実用的設計法を提案し、その適用性を実証データをもとに検証した。
- (3) かくれた補強メカニズムについては、その効果を考慮した設計法を提案した。
- (4) 極限つり合いモデルの限界を補うFEM解析等の連続体モデルによって、実際の現象のシミュレーションを試み、その適用性を評価した。

キーワード：ジオテキスタイル、盛土、補強、大型模型実験、現場試験施工、設計法、FEM解析

Synopsis

This paper deals with the following applications of geotextile reinforced embankment:

- [1] Reinforcement of embankments taking advantage of the tensile reinforcing effects of geotextiles
- [2] Reinforcement of embankments with high water content cohesive soil using the drainage effects of geotextiles
- [3] Reinforcement of soft ground as embankment-bearing ground using the tensile reinforcing effects of geotextiles

The following results are obtained concerning above three applications :

- (1) Based on the results of large-scale model testings and on-site trials, the mechanism of geotextile embankment reinforcement is clarified, and thus the “hidden reinforcing mechanism” not accounted for by usual practical design is discovered.
- (2) A practical design method based on the equilibrium model is proposed, and its suitability is confirmed using corroborative data.
- (3) A design method that takes into account the effects of the “hidden reinforcing mechanism” is proposed.
- (4) Simulations of actual behavior using FEM analysis to overcome the limitations of the equilibrium model are attempted, and its usefulness is evaluated.

Key Words : geotextile, reinforced embankment, large-scale model test, on-site trial, design method, FEM analysis

平成8年12月2日原稿受理 (Received on December 2, 1996)

*材料施工部土質研究室長

目 次

1. 序 論	1
1.1 研究の位置付け	1
1.2 研究の背景	5
1.3 研究の目的	8
1.4 主な用語と記号の解説	9
2. ジオテキスタイルの盛土への適用目的	15
2.1 とくに注意の必要な盛土とジオテキスタイルによる補強	15
2.2 ジオテキスタイルの盛土への適用方法	18
3. 補強盛土工法	
3.1 概 要	22
3.2 転圧補助効果と侵食防止効果	22
3.2.1 転圧補助効果	22
3.2.2 侵食防止効果	24
3.3 極限つり合いモデルによる引張り補強効果の評価方法	30
3.3.1 補強盛土の大型模型実験	30
3.3.2 極限つり合いモデルによる実用的設計法の提案	43
3.4 のり面工の効果とその評価	49
3.4.1 実物大補強盛土のジオグリッド切断実験	49
3.4.2 大型三軸圧縮試験による補強土の見かけの粘着力の評価	58
3.5 まとめと今後の課題	68
4. 高含水比粘性土を用いた盛土の排水補強工法	70
4.1 概 要	70
4.2 排水用ジオテキスタイルの選定のための理論	71
4.3 現場試験施工による検証	75
4.3.1 三ツ谷バイパスの例	75
4.3.2 刈和野バイパスの例	81
4.3.3 八木バイパスの例	90
4.4 実用的設計法の提案	99
4.4.1 設計の基本的な考え方	99
4.4.2 低品質な建設発生土の強度増加率の推定	101
4.5 まとめと今後の課題	106
5. 盛土支持地盤としての軟弱地盤の補強工法	107
5.1 概 要	107
5.2 極限つり合いモデルによる実用的設計法	107
5.3 ジョイント要素を用いたFEM弾塑性-圧密連成解析	112
5.3.1 土中引抜き試験によるジョイント要素のパラメータの決定	112
5.3.2 FEM弾塑性-圧密連成解析の概要	120
5.3.3 FEM弾塑性-圧密連成解析の適用性	123
5.4 現場試験施工とその解析	136

5.4.1 行橋バイパスの例	136
5.4.2 新潟西バイパスの例	148
5.5 まとめと今後の課題	157
6. 結 論	158
7. 今後の課題	161
謝 辞	162
参考文献	164
参考資料	170
I. 実験に用いたジオテキスタイルの物性	170

1. 序 論

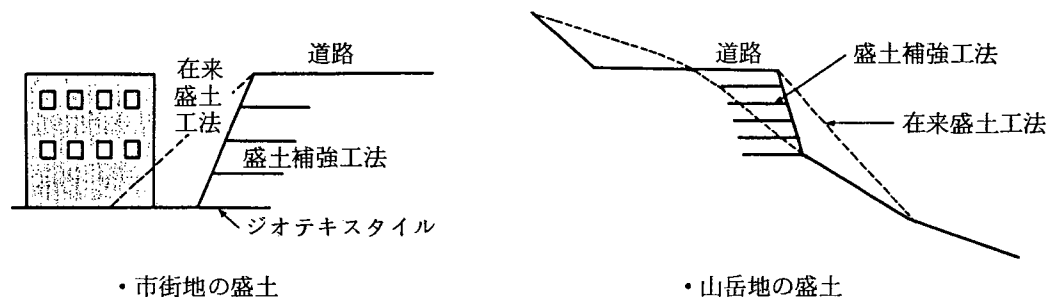
1.1 研究の位置付け

(1) ジオテキスタイルを用いた補強土工法の特長

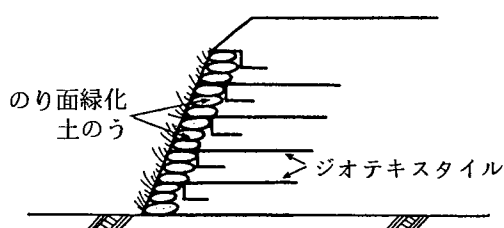
盛土構造物の主たる破壊モードは、せん断によるすべり破壊である。このため、盛土構造物の安定検討には、せん断試験から求まる土の強度定数 (c , ϕ) を用いた円弧すべり計算が用いられる。擁壁などの抗土圧構造物の安定検討に用いる擁壁背面土圧も、擁壁背面の土塊がすべり破壊を生じようとする状態（主働土圧状態）を想定し、力のつり合いから求めるものであるから、擁壁においても盛土と同様、せん断によるすべり破壊が最も基本的な破壊モードになっているといえる。

従来から一般的に採用されている設計の考え方によれば、すべり破壊に対する盛土の安定性を確保するためには、土の強度定数 (c , ϕ) や盛土の高さに応じて盛土ののり面勾配を緩くすることが最も一般的で確実な手法である。擁壁においても、背面土圧に力のつり合いで抵抗できるがっしりとした構造物を築造することが、設計の基本的な考え方になっている。

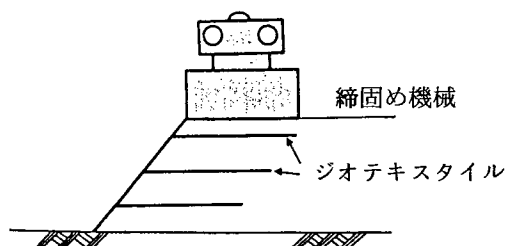
ところが、ジオテキスタイルを用いた補強土工法は、盛土体あるいは擁壁背面の土塊内部の想定すべり面と交差するように複数のジオテキスタイルを引張り補強材として敷設・配置するため、すべり破壊に対する抵抗を付加し、盛土体あるいは擁壁背面の土塊内部からの補強が可能である。このため、盛土においてはのり面勾配をきつくしたまま所定の安定性が確保できるし、擁壁においてもその規模や基礎処理を大幅に軽減する



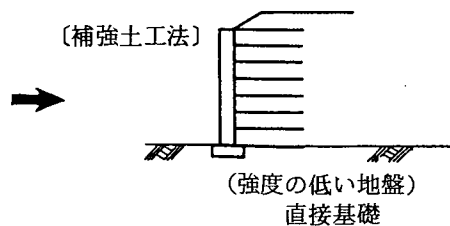
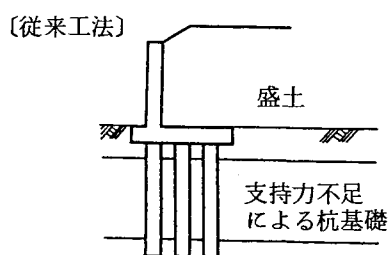
(a) 盛土用地の縮小、土工量の軽減



(b) のり面の緑化



(c) 締固め施工の品質向上



(d) 柔な構造による基礎形式の軽減

図-1.1 ジオテキスタイルを用いた補強土工法の特長

ことができる。表現を変えれば、従来のような土の強度定数 (c , ϕ) の発現のみに頼っていたときには築造不可能であった安定した高盛土や急勾配盛土および直立した補強土壁が、ジオテキスタイルの利用によって自在に築造できるようになったといえる。

経済性についても、従来工法では不可能であった盛土の急勾配化が可能のため、とくに市街地のように土地の高度利用が求められているような箇所では、用地費の大幅な低減が図れる。また、山岳地の盛土においても、土工量の縮減が可能である (図-1.1(a)参照)。

また、ジオテキスタイルを用いた補強土工法は、良質の砂質土を必要としていた従来工法に対し、低品質な建設発生土の活用が図れるため、現場近傍でそうした材料が入手できる場合には、捨土や購入土の費用を節減でき、一層経済的な施工が可能である。

さらに、急勾配盛土においても土のう等を利用してのり面緑化が可能で、景観の向上にも対応できる (図-1.1(b)参照)。また、補強土壁工法においては、その柔な構造特性から、従来工法では杭基礎を必要とするケースでも、施工の容易な直接基礎で対応可能なケースが増えるといった大きなメリットがある (図-1.1(d)参照)。

(2) 主な適用事例

以上のような特長から、従来工法では対応できなかったケースへの現場での適用事例も増えてきている。そのなかのいくつかの代表事例を紹介すると、次のとおりである。

①ダム工事用道路における急勾配盛土の事例 (図-1.2)

工事場所：奈良県

工事目的：土捨て場整備および発生土の運搬用道路として仮設の工事用道路として採用。

工事概要：規模：高さ6m、のり勾配1:0.1、補強材：不織布 (排水機能の組合せ)、盛土材料：細粒分混じり礫、のり面工鋼製アングルと木製型枠を組合せたのり面仮保工の採用

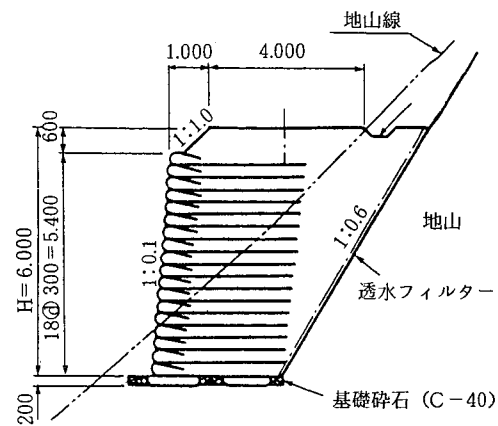


図-1.2 事例①

②ダム水没部を含む道路盛土補強の事例 (図-1.3)

工事場所：愛媛県伊予三島市

工事目的：ダム水没に伴う県道の付替え道路盛土

工事概要：規模：高さ30m、のり勾配1:1.5、補強材：ジオグリッド、盛土材料 (設計土質定数)： $\rho_t=2.2t/m^3$ 、 $\phi=30^\circ$ 、 $c=0tf/m^2$ 、壁面工：水没部にのり面保護工適用

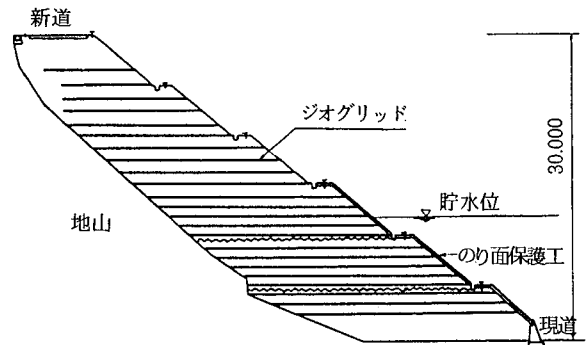


図-1.3 事例②

③発生土を用いた急勾配補強盛土の事例(図-1.4)

工事場所：日光市

工事目的：湯の湖の水富栄養化現象の対処として、湖底に堆積したヘドロを浚渫し、固液分離後、固体分の固化処理を行い、スキー場ゲレンデ整備用の盛土に利用する。

工事概要：規模：4.5～10m、のり勾配：1:0.5、補強材：ジオグリッド巻込み式、盛土材料：固化処理した湖底堆積ヘドロ、セメント系固化材200kg/m³添加

④斜面災害復旧工事の事例(図-1.5)

工事場所：鹿児島県日置郡

工事目的：豪雨時の溢水によるシラス斜面上の道路崩壊の復旧対策

工事概要：規模：高さ34m、のり勾配1:0.56～1:1.21小段付き、補強材：ジオグリッド巻込み式、盛土排水材、締固め補助材として不織布併用、盛土材料（設計土質定数）： $\rho_t=1.7\text{t/m}^3$ 、 $\phi=35^\circ$ 、 $c=0\sim1.0\text{tf/m}^2$

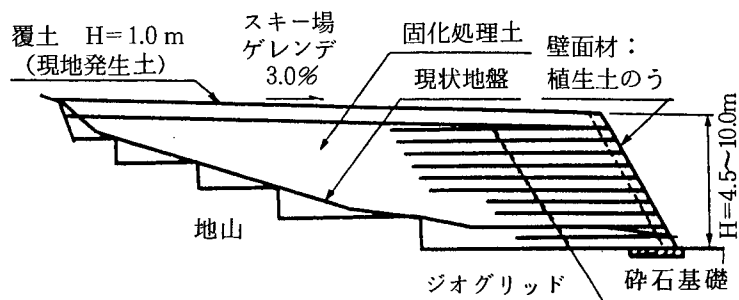


図-1.4 事例③

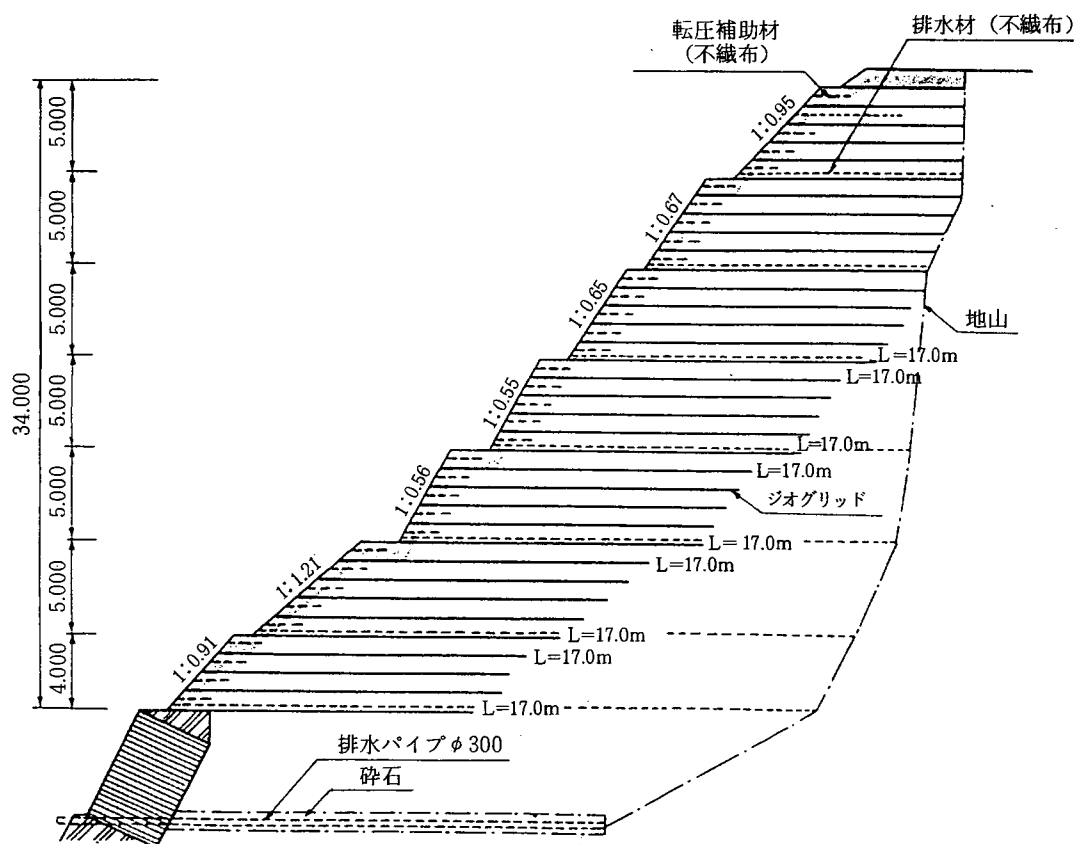


図-1.5 事例④

1.2 研究の背景

表-1.1に、ジオテキスタイル関連の国内外の動きをとりまとめた。補強土工法のうちスチール（鋼材）を用いたテールアルメ工法や多数アンカー式擁壁工法が開発されたのは、1960年代から1970年代初期にかけてである。しかし、我が国で実際に使用されるようになったのは、1982年に（財）土木研究センターから「補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル」⁷⁾が発刊され、建設省をはじめとする公的機関によって認知されるに至ってから以降である。この理由としては、特許権が障害になったことも事実であるが、それ以上に耐久性や耐震性の検討と信頼性の獲得に時間がかかったことによるところが大きい。

一方、高分子材料を用いたジオテキスタイルによる補強土工法は、スチールのような腐食の問題がなく、砂質土から粘性土まで広範囲の土質に適用が可能という長所があったが、その一方で、高分子材料に特有の剛性の低さやクリープの問題があり、構造物材料として認知されるには、1979年のポリマーグリッド「テンサー」の開発を待たなければならなかった。

「テンサー」はポリエチレン樹脂を延伸し、剛性を高めるとともに、クリープを生じにくくしたもので、耐久性にも優れた画期的な新材料であった。ジオテキスタイルを用いた補強土工法は、この新材料の登場によって1980年代に大きな進展を見せた。国際ジオテキスタイル会議においても1982年に開催された第2回のラスベガス会議以降、発表論文数が飛躍的に増加するとともに、各種の試験法や設計法が提案され、施工事例も数多く報告されるようになった。

我が国でも、1986年にこの分野の最新の知見を盛り込んだ「補強土工法」¹³⁾が土質工学会から出版された。建設省土木研究所においても、1984年から地方建設局と共同で現場試験施工を主体とする調査研究を開始するとともに、1985年からは民間企業18社との間で共同研究を開始した。

国内においては、建設省の上記のような動きをはじめ、東京大学・龍岡研究室とJ Rの研究グループや九州大学を中心とする研究グループの活動が1980年代半ば以降活発化し、各種学会活動やシンポジウム等での

情報交換を通じこの分野の研究が大きく進展した。その成果は、I S九州の開催やR R R工法の開発および「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」²³⁾に結実している。

これらの成果は、国内ばかりでなく海外からも高い評価を得ており、また工法の技術的な信頼性についても実際の施工実績から裏付けられている。とくに、今回の阪神大震災の激震によってもジオテキスタイルを用いた補強土壁や補強盛土が被害を受けなかったことは特筆すべきことであり、その安定性の高さがはからずも保証された。

このように、ジオテキスタイルを用いた補強土工法は最近の10年間に集中的な技術開発が行われ、実施工による現場での検証も着実に積み重ねられつつある。しかしながら、補強メカニズムが十分に解明され、それがすべて設計に反映されるまでには至っていない。現在の設計法は、のり面工（あるいは壁面工）の効果や補強領域の一体化による効果あるいは浸透水の排除効果などのように、まだ十分に解明されていない補強効果については設計にとり込んでいないのが現状であり、その意味ではまだ安全率の余裕を残した安全側の設計体系になっている。この点は、設計地震力をはるかに超える阪神大震災の激震に耐えた補強土の挙動に象徴的に示されている。

また、実用的な設計法は一応整備されたが、設計法はそもそも割り切りの世界である。実際の現象を単純なモデルに置き換えることによって計算を可能にしている。ジオテキスタイルを用いた補強土の“かくれた補強メカニズム”にさらに一歩踏み込んだり、変形問題に代表される挙動予測（数値シミュレーション）の技術の向上を図るなど、まだまだ今後に残された課題は多い。

本論文は、筆者がこの10年ほどの間に関わってきた研究の成果をとりまとめたものである。本論文をまとめるにあたって留意したことは、まだ設計に反映されるまでには至っていない補強メカニズムを実証データをもとにできるだけ浮きぼりにすることと、実用的設計法で用いている極限つり合いモデルからさらに一歩進んだ解析的取扱い方法について少しでも踏み込むことである。

表-1.1 ジオテキスタイル関連の国内外の動き

年 (西暦)	年 (元号)	世界的な研究の動向	我が国における主な出版物等	土木研究所における活動
1960 61 62 63 64 1965	昭和35 40	テールアルメ工法開発 (仏：ビダール)		
66 67 68 69 1970	45	表層軟弱地盤処理工法(シート工法)実施(日本) 多数アンカー式擁壁工法開発 (日本：福岡)		
71 72 73 74 1975	50			
76 77 78 79 1980	55	第1回国際ジオテキスタイル会議 (パリ) ヨーク式盛土工法開発 (英：ジョーンズ) ポリマーグリッド「テンサー」開発 (英) カーナー・ウェルシュの啓蒙書出版		
81 82 83 84 1985	60	ランキラの啓蒙書出版 第2回国際ジオテキスタイル会議(ラスベガス)	「補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル」発刊	土質分科会における地建との共同 研究スタート 民間との共同研究スタート
86 87 88 89 1990	63 平成1 2	第3回国際ジオテキスタイル会議 (ウィーン) 第1回 I S 九州 (福岡) 第4回国際ジオテキスタイル会議 (ハーグ)	土質工学会編「補強土工法」発刊 第1回ジオテキスタイルシンポジウム開催 (以後、毎年1回)	
91 92 93 94 1995	3 4 5 6 7	R R R 工法開発 (日本：龍岡ら) 第1回生研シンポ (東京) 第2回 I S 九州 (福岡) 第5回国際ジオテキスタイル会議(シンガポール)	「ジオテキスタイル技術情報」発行 開始 「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」発刊 「土と基礎」に講座連載	一部延長 特定パイロット 事業として継続

1.3 研究の目的

本研究では、ジオテキスタイルを用いた盛土の補強に関わる3つの応用分野を取扱っている。それらは、次のとおりである。

- ①ジオテキスタイルの引張り補強効果を利用した盛土本体の補強（以下、補強盛土工法と呼ぶ）
- ②ジオテキスタイルの排水効果を利用した高含水比粘性土を用いた盛土の補強（以下、高含水比粘性土を用いた盛土の排水補強工法と呼ぶ）
- ③ジオテキスタイルの引張り補強効果を利用した盛土支持地盤としての軟弱地盤の補強（以下、盛土支持地盤としての軟弱地盤の補強工法と呼ぶ）

これらの各分野に共通した研究の目的をまとめると、次のようになる。

- (1) 大型模型実験や現場試験施工における観測結果をもとに、ジオテキスタイルによる盛土の補強メカニズムを明らかにすること。その際、通常の設計に反映されるまでには至っていないかくれた補強メカニズムにまで踏み込むこと。
- (2) 極限つり合いモデルによる実用的設計法を提案し、その適用性を実証データをもとに検証すること。
- (3) かくれた補強メカニズムについては、可能ならばその効果を考慮した設計法を提案すること。
- (4) 極限つり合いモデルの限界を補うFEM解析等の連続体モデルによって、実際の現象のシミュレーションを試み、その適用性を評価すること。

上記の各応用分野によって細部の目的には差があるが、その詳細については、各章のはじめの「概要」で述べる。

また目的の4点目に挙げたFEM解析によるシミュレーションについては、補強盛土工法においても試みてはみたが、現在のところまだ実用的な精度で答が得られるまでには至っていないので、本論文からは割あいし、盛土支持地盤としての軟弱地盤の補強工法への適用性の紹介のみにとどめた。参考までに補足すると、補強盛土の変形のみならず、ジオテキスタイルに発生する張力をかなりの精度で予測するためには、土の非線型変形特性とダイラタンシー特性やジオテキスタイルと土とのすべり特性（摩擦特性）をよく再現したモデルが不可欠であるが、補強盛土の場合は非常に複雑な解析モデルを必要とし、現時点ではまだ検証に耐えるだけの十分な解析結果の蓄積がないということである。従って、FEM解析については、こうした問題の少ない軟弱地盤上の盛土の補強工法に限って取り上げ

た。補強盛土工法のシミュレーションに関する内容が不足している点については、今後の課題ということにしたい。

1.4 主な用語と記号の解説

(1) 主な用語

1) ジオテキスタイルの種類と機能に関する用語

ジオテキスタイルはポリプロピレン、ポリエステル、ポリエチレン等の合成高分子材料を原料としており、表-1.2に示すように、織布、不織布、ジオネット、ジオグリッド等の種類がある。これらのジオテキスタイルとジオメンブレン（土木用遮水シート）、ジオコンボジット（複合製品）を総称して、ジオシンセティックスと呼ぶのが最近の動きである。

このうち、本研究で使用したジオテキスタイルは、不織布とジオグリッドに分類されるものであり、その物性の詳細は「参考資料」に示したとおりである。

ジオテキスタイルには、土構造物に関与する機能として、排水・ろ過・分離・補強・保護の各機能がある。

○排水機能

降雨や地盤中の余剰水等の構造物の機能上不要な水を集水し、排出する機能で、不織布や複合製品がこの機能を有する。

○ろ過機能

水の流れによる土粒子の流れを抑制し、水のみを通過させる機能で、他の機能と併用して用いられることが多い。不織布ならびに一部の織布がこの機能を有する。

○分離機能

粒径の異なる、または性状の異なる土層の相互混入を防ぐ機能で、不織布ならびに一部の織布がこの機能を有する。

○補強機能

ジオテキスタイルの持つ引張りおよび摩擦特性等により土の安定を向上させる機能で、織布、不織布、ジオネット、ジオグリッド、一部複合製品のそれぞれが各々の性能に応じた機能を有する。

○保護機能

構造物の部材の損傷を防ぐ機能。例えば溜池や廃棄物処理施設などの底面をジオメンブレンで遮水する場合に、鋭利な角ばり等によるジオメンブレンの損傷を防ぐ機能で、不織布がこの機能を有する。

2) ジオテキスタイルの特性に関する用語

○最大引張強さ、クリープを考慮した限界引張強さ

表-1.2 ジオテキスタイルの種類

織布 (Woven geotextile)	平行に並べた縦糸に、横糸を直角に交差させた組織になるように織り機を用いて作ったもの。
不織布 (Nonwoven geotextile)	繊維をシート状のウェブ(Web)と呼ばれる形にし、降り機や編機を使わないで、化学的方法(接着剤を用いる方法)によるか、機械的方法(かぎ針による絡ませ、いわゆるニードルパンチ法)や熱的方法(熱と圧力を用いる方法)によって結合させて平面形状としたもので、長繊維と短繊維のものに大別できる。
ジオネット (Geonet)	網状構造で、繊維材に囲まれた開口部が比較的大きく、交点部は結節あるいは一体となっている合成高分子等からなるシートであり、一般の織物や編物と区別されている。
ジオグリッド (Geogrid)	引張部材を交点部で強固に結合あるいは一体とし、規則的な格子構造を持つ合成高分子等からなるシート。

ジオテキスタイルの引張強度特性として、最大引張強さ T_{max} とクリープを考慮した限界引張強さ T_{cr} が挙げられる。最大引張強さは、引張試験(ひずみ制御による試験)を実施した際に生じる引張強度の最大値で定義される。また、クリープを考慮した限界引張強さはクリープ試験(応力制御による試験)によって求められるクリープ破壊強さ T_{br} 、あるいはクリープひずみがある規定値に達するクリープ限度強さ T_{cr} で定義される。長期にわたってジオテキスタイルの引張力を期待する構造物の設計においては、クリープを考慮した限界引張強さを設計引張強さ T_d とする。

○面内方向通水性、鉛直方向透水性

不織布、織布のように透水性のあるジオテキスタイルの水理特性を表す指標に、面内方向通水性 θ_v と鉛直方向透水性 ϕ_v がある。面内方向通水性 θ_v は、シートの面内方向の通水性を表す指標で、ジオテキスタイルの厚さ t とジオテキスタイル面内方向の透水係数 k_v の積で定義される。これは、ジオテキスタイルの通水能力が厚さに大きく依存するので、単に透水係数だけで表すには実用的でないためである。なお、拘束圧によって厚さが変化するジオテキスタイルでは、面内方向通水性は拘束圧の影響を受けるために、面内方向通水性を表示するときには拘束圧を明示しなければならない。

一方、鉛直方向透水性 ϕ_v は、シートの鉛直方向の

透水性を表す指標であり、鉛直方向の透水係数 k_v をジオテキスタイルの厚さ t で除した値である。なお、 ϕ_v に及ぼす影響因子としては、ジオテキスタイル表面に形成されるフィルターケーキの影響が大きいといわれている。

これらの特性は、ジオテキスタイルの排水機能を利用した補強盛土の設計や、フィルター材としての排水・ろ過の設計等に用いられる。

○土とジオテキスタイルの見かけの摩擦係数、見かけのせん断抵抗角、見かけの粘着力

土中のジオテキスタイルの重要な力学特性に、ジオテキスタイルと土との摩擦特性がある。摩擦特性は、土中引抜き試験や一面せん断試験によって求められるが、これらの試験から土とジオテキスタイルの見かけの摩擦係数 f^* や見かけのせん断抵抗角 ϕ^* 、見かけの粘着力 c^* が得られる。摩擦係数は、土とジオテキスタイルのせん断応力 τ^* を鉛直応力 σ_v で除して求める。また、見かけのせん断抵抗角、見かけの粘着力は、土とジオテキスタイルのせん断応力-鉛直応力関係で整理した場合の、直線の傾斜角とせん断応力の切片である。これらの値は、土の種類、ジオテキスタイル表面の平滑性や土とのなじみ、土とジオテキスタイルのかみ合わせ効果(インターロッキング効果)等に影響される。

これらの特性は、盛土補強工法や補強土壁工法等の

定着長の算定に利用されるだけでなく、それ以外の用途にジオテキスタイルを利用する場合の構造物としての機能保持の面からも、ジオテキスタイル選定の目安となるものである。

3) 補強土の設計に関する用語

○内的安定

ジオテキスタイルで補強された盛土や補強土壁の設計において、種々のすべりに対する安定検討が行われる。内的安定は、補強領域の内部を通るすべり面に対するジオテキスタイルの破断や引抜けの安定性をいう。

○外的安定

外的安定は、補強盛土では補強領域の外側のすべりに対する安定、補強土壁では補強領域を一種の擁壁とみなしたときの補強領域の滑動、転倒、支持力および補強領域の外側のすべりに対する安定のことをいう。

○部分安定

部分安定は、内的安定および外的安定以外に、のり面部の抜け出しや表面侵食、あるいは壁面部分の沈下や安定など、局所的な各種安定をいう。

○設計引張強さ、必要引張強さ、発揮可能引張強さ

設計引張強さ T_d は、引張試験によって得られる材料強度に、クリープに対する安全率や各種の材料安全率を除いて設定される。また必要引張強さ T_{req} は、設計安全率を満足するのに必要なジオテキスタイルの引張力をいう。設計では、設計引張強さが必要引張強さ以上になるようなジオテキスタイルを選定・配置する。発揮可能引張強さ T_{avail} は、補強盛土や補強土壁のすべりに対する安全率を算出する際に、各ジオテキスタイルの発揮可能な引張強さをいい、具体的には引抜き抵抗 T_p と設計引張強さ T_d の小さい方の値をいう。

○引抜き抵抗

盛土補強工法や補強土壁工法の設計において、すべり面の外側のジオテキスタイルが土中から引き抜ける際の抵抗 T_p を引抜き抵抗 T_p という。また、すべり面の外側の抵抗領域に定着しているジオテキスタイルの長さを定着長 L という。

(2) 主な記号

本論文で用いる主な記号は表-1.3および表-1.4に示す通りである。

表-1.3 ジオテキスタイルの特性に関する記号

記 号	単 位	解 説
T_{max}	(tf/m)	ジオテキスタイルの最大引張強さ
T_f	(tf/m)	ジオテキスタイルの破断強さ
ϵ_f	(%)	ジオテキスタイルの破断ひずみ
E_A	(tf/m)	ジオテキスタイルの引張剛性
T_{er}	(tf/m)	ジオテキスタイルのクリープを考慮した限界引張強さ
T_{erf}	(tf/m)	ジオテキスタイルのクリープ破壊強さ
T_{erl}	(tf/m)	ジオテキスタイルのクリープ限度強さ
μ	—	クリープ低減係数
T_p	(tf・m)	ジオテキスタイルの引抜き抵抗力
τ^*	(tf・m ²)	土とジオテキスタイルの接触面でのせん断応力
σ_v	(tf・m ²)	土とジオテキスタイルの接触面での鉛直応力
f^*	—	土とジオテキスタイルの見かけの摩擦係数
c^*	(tf・m ²)	土とジオテキスタイルの見かけの粘着力
ϕ^*	(度)	土とジオテキスタイルの見かけのせん断抵抗角
α_1, α_2	—	土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数
θ_g	(cm ² /sec)	ジオテキスタイルの面内方向通水性 (Transmissivity)
k_h	(cm/sec)	ジオテキスタイルの面内方向透水係数
ϕ_v	(1/sec)	ジオテキスタイルの鉛直方向透水係数 (Permittivity)
k_v	(cm/sec)	ジオテキスタイルの鉛直方向透水係数

表-1.4 補強土の設計に関する記号

記 号	単 位	解 説
γ, γ_t	(tf/m ³)	土の単位体積重量
T_A	(tf/m)	ジオテキスタイルの設計引張強さ
T_{req}	(tf/m)	ジオテキスタイルの必要引張力
ΣT_{req}	(tf/m)	ジオテキスタイルの必要引張力の合計
T_p	(tf/m)	ジオテキスタイルの引抜き抵抗力
T_{max}	(tf/m)	ジオテキスタイルの破断強さ
T_{avail}	(tf/m)	ジオテキスタイルの発揮可能引張強さ
F_{cr}	—	クリープを考慮した材料安全率
F_B	—	接合部の強度低下を考慮した材料安全率
F_C	—	施工中の損傷を考慮した材料安全率
F_D	—	耐久性（長期的な劣化特性）を考慮した材料安全率
F_S	—	設計安全率
M_R	(tf・m/m)	すべり土塊の抵抗モーメント
M_D	(tf・m/m)	すべり土塊の起動モーメント
ΔM_R	(tf・m/m)	ジオテキスタイルの引張力による抵抗モーメント
L	(m)	ジオテキスタイルの敷設長
L_e	(m)	ジオテキスタイルの定着長
L_s	(m)	のり面からすべり面までの距離
P_A	(tf/m)	ジオテキスタイル上の盛土の滑動力
P_R	(tf/m)	土のジオテキスタイルの接触面での摩擦抵抗力
K_A	—	主働土圧係数
ϕ_{sg}	(度)	ジオテキスタイルと土の摩擦抵抗角
X	—	のり面勾配

2. ジオテキスタイルの盛土への適用目的

2.1 とくに注意の必要な盛土とジオテキスタイルによる補強

道路盛土、鉄道盛土、宅造盛土などの盛土構造物は、盛土材料や盛土高にもよるが、通常1:1.5から1:2.0程度の法面勾配で築造される（表-2.1参照）³³⁾。

そしてこの範囲の法面勾配で良好に施工された盛土は、従来の経験から、ある程度の降雨や地震に耐えることが認められている。

ただし、次のような場合には、上記のような標準的な法面勾配が一律に適用できないので、円弧すべり計算等による安定検討を行い、法面勾配や盛土構造、地下排水、法面保護工などの設計を行うのが通常である。

- 1) 盛土高が表-2.1に示す標準値を超える場合（高盛土）
- 2) 盛土材料の含水比が高く、せん断強さの低い土からなる場合（高含水比粘性土による盛土）
- 3) 盛土材料が盛土中に間隙水圧の増加しやすい土か

らなる場合（粘土・シルト分の多い土や火山灰土などによる盛土）

- 4) 地山からの湧水の影響を受けやすい場合（片切り片盛り、腹付け盛土、傾斜基盤上の盛土、谷間を渡る盛土など）
- 5) 万一崩壊すると隣接物に重大な損害を与えたり、復旧に長期間を要し、構造物の機能を著しく阻害する場合
- 6) 耐震性の向上を図る場合

ジオテキスタイルによる補強盛土工法は、法面勾配を標準より急にしたい場合に非常に有効であるが、そればかりでなく、標準的な法面勾配で施工する盛土であっても、上記の1)~6)のようなケースでは適用性が高いと考えられる。

また、昭和54年度に実施された東名高速道路における盛土の崩壊事例214件の調査結果³⁴⁾によると、深さ1m未満の浅いすべりが136件(64%)、深さ1m以上の深いすべりが62件(29%)、洗掘が13件(6%)の割合となっている。

表-2.1 盛土材料および盛土高に対する標準法面勾配 ³³⁾

盛 土 材 料	盛 土 高 (m)	勾 配	摘 要
粒度の良い砂 (SW), 礫および細粒分混じり礫 (GM) (GC) (GW) (GP)	5m以下	1:1.5~1:1.8	基礎地盤の支持力が十分にあり、浸水の影響のない盛土に適用する。 () の統一分類は代表的なものを参考に示す。
	5~15m	1:1.8~1:2.0	
粒度の悪い砂 (SP)	10m以下	1:1.8~1:2.0	
岩塊 (ずりを含む)	10m以下	1:1.5~1:1.8	
	10~20m	1:1.8~1:2.0	
砂質土 (SM) (SC), 硬い粘質土, 硬い粘土, (洪積層の硬い粘質土, 粘土, 関東ロームなど)	5m以下	1:1.5~1:1.8	
	5~10m	1:1.8~1:2.0	
火山灰質粘性土 (VH ₂)	5m以下	1:1.8~1:2.0	

注) 盛土高とは、法肩と法尻の高低差をいう。

一般に、浅いすべりや洗掘が生じやすいのは次のような場合である。

- a) 法面付近に締固め度の不均一な部分や締固めの不十分な部分がある場合
 - b) 法面が侵食を受けやすい土（細砂、シルト、まさ土、しらすなど）からなり、排水施設や土羽土（侵食のおそれの少ない細粒土などを用いた被覆土）が不備な場合
 - c) 砂質土などのようにある程度の透水性があり、しかも飽和度の上昇による強度低下の生じやすい材料を用いて施工した場合
また、深いすべりは、次のような場合に生じやすい。
 - d) 高含水比粘性土によって急速施工を行う盛土で、施工中に盛土内に過剰間隙水圧が発生し、法面のはらみ出しや崩壊を起こす場合
 - e) 急勾配の傾斜基盤上にあり、周辺からの地下水の供給の多い地形の箇所の盛土で、浸透水の作用によって盛土が崩壊する場合
- 上記の知見をふまえて、ジオテキスタイルの盛土へ

の適用方法を整理すると表-2.2のようになる。

2.2 ジオテキスタイルの盛土への適用方法

盛土等の補強にジオテキスタイルを適用する方法としては、ジオテキスタイルを引張補強材として利用する方法と、ジオテキスタイルの排水効果を期待する方法の2通りがある。

ジオテキスタイルを引張補強材として利用することにより、標準法面勾配よりきつい急勾配の盛土が安定して築造できるようになるため、用地の制限のある都市内の盛土や山岳道路などでの適用性が高い（写真-2.1）。また、壁面を工夫することによって景観をよくしたり、緑化を図ることもできる（写真-2.2）。

一方、排水性を有する不織布等のジオテキスタイルを利用することにより、含水比の高い盛土材料を使用する場合の盛立て中の過剰間隙水圧の消散を図ったり（写真-2.3）、降雨時の盛土内浸透水や地下水を排除し、含水比の増加による土の強度低下を抑えることも可能である。

表-2.2 ジオテキスタイルの盛土への適用目的

① 浅いすべり破壊や表面侵食の防止	①-1)のり面付近の転圧補助 ①-2)侵食を受けやすい土(細砂,まさ土,しらすなど)からなる盛土の表面侵食の防止 ①-3)砂質土などのようにある程度の透水性をもち,しかも飽和度の上昇による強度低下の著しい材料を用いた盛土の表層すべりの防止
② 深いすべり破壊の防止	②-1)高含水比粘性土による盛土の施工中の過剰間隙水圧の消散 ②-2)地山からの浸透水の影響を受けやすい盛土(片切り片盛り,腹付け盛土,傾斜地盤上の盛土)の排水と補強
③ 安定した高盛土の築造	
④ 安定した急勾配盛土の築造	
⑤ 重要盛土構造物の安定性の向上	
⑥ 盛土構造物の耐震性の向上	

また、低強度のジオテキスタイルを盛土のり面から2m程度の長さで密に敷設することにより、表面侵食や表層崩壊の防止を図ることもできる(写真-2.4,2.5)。

さらに、軟弱地盤上の盛土のすべり破壊の防止を目的として、ジオテキスタイルを軟弱地盤の表面や盛土の下層に敷設することもある(写真-2.6)。

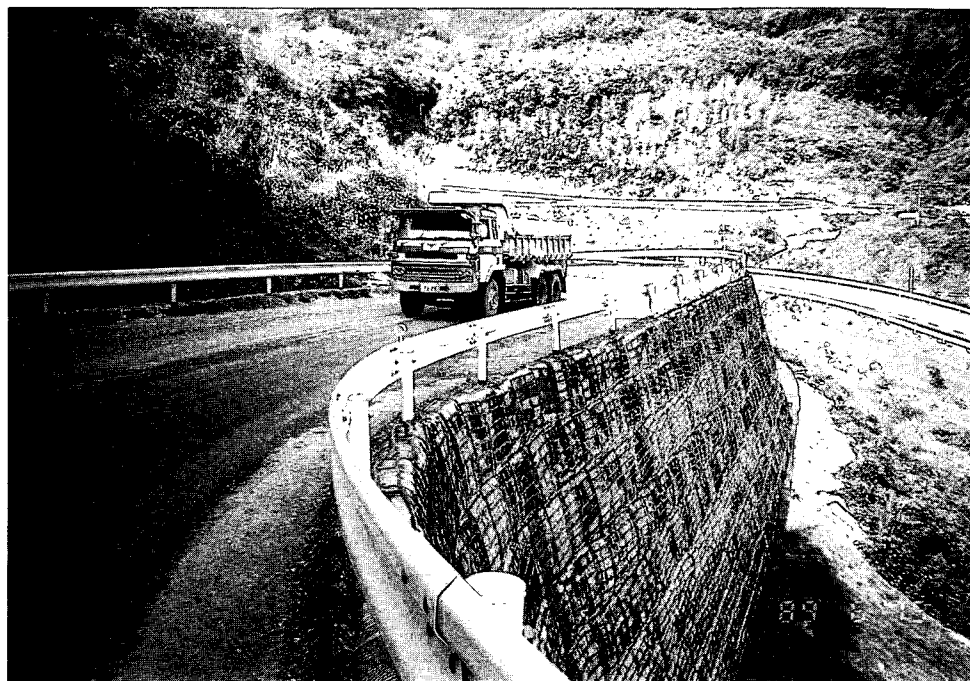


写真-2.1 ジオテキスタイルを用いた急勾配盛土工法(例1)

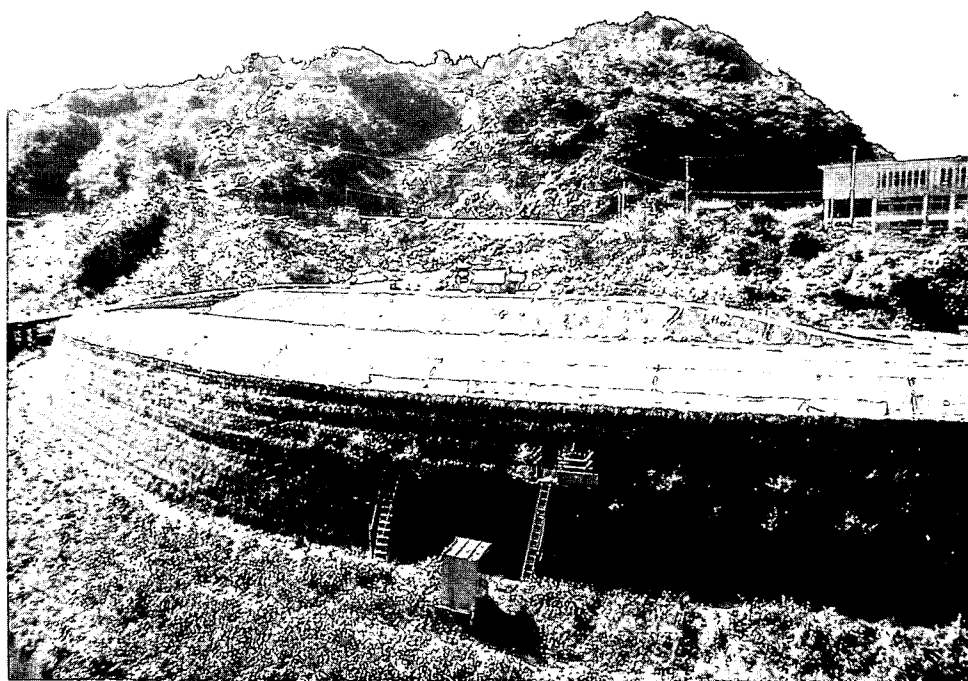


写真-2.2 ジオテキスタイルを用いた急勾配盛土工法(例2)

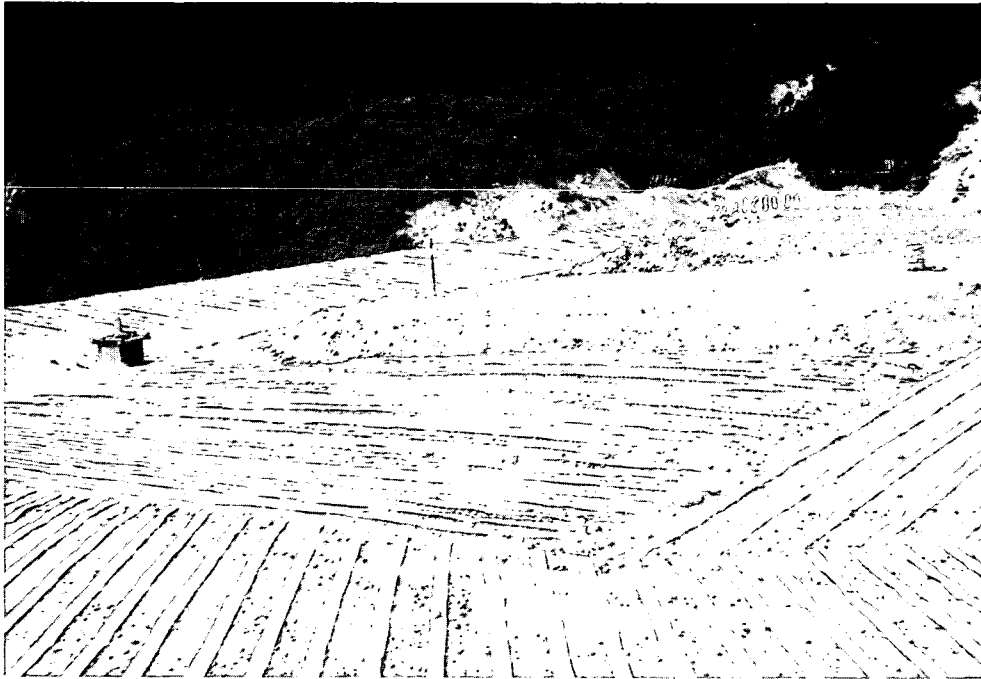


写真-2.3 ジオテキスタイルの盛土内排水材としての利用



写真-2.4 盛土のり面の表面侵食の例

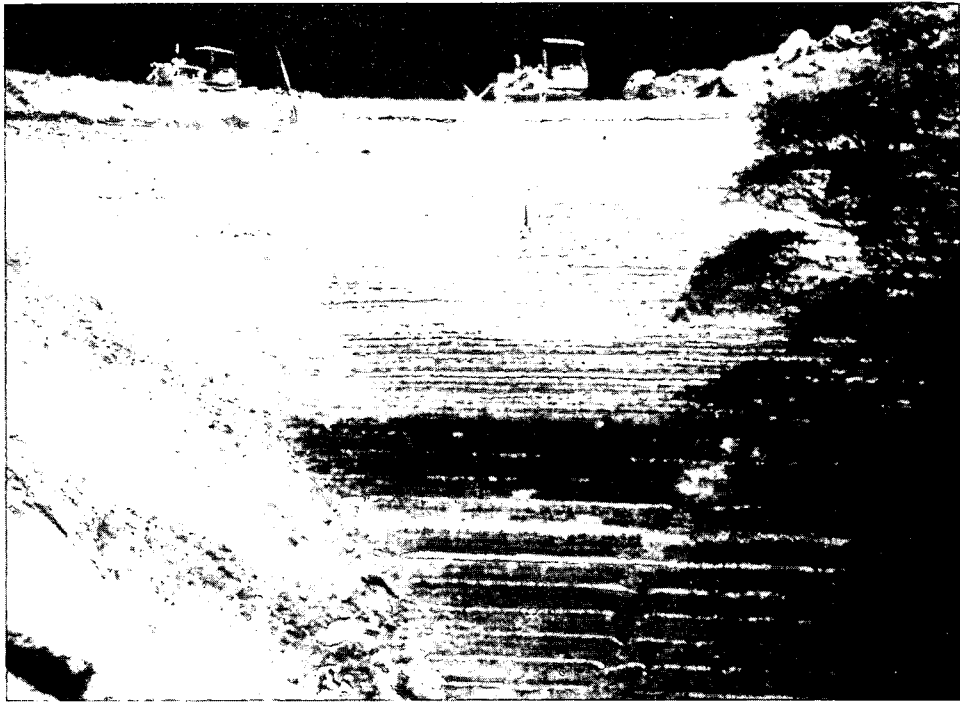


写真-2.5 ジオテキスタイルを用いた表面侵食防止工法



写真-2.6 軟弱地盤上の盛土の補強工法

3. 補強盛土工法

3.1 概要

2章で述べたように、ジオテキスタイルによる盛土の補強効果としては、①転圧補助効果、②侵食防止効果、③排水効果、④引張り補強効果が主要なものとして挙げられる。そして、ジオテキスタイルのある配置のもとでは、これらの効果のいくつかが複合して発揮されることが多い。

本章では、①と②の転圧補助効果と侵食防止効果については簡単に効果の概要を紹介するのにとどめ、④の引張り補強効果に焦点をあてて、その解析的取扱い方法について考察を加える。また、③の排水効果については、4章で詳細に取扱う。

ジオテキスタイルの引張り補強効果の解析的取扱い方法としては、極限つり合いモデルによる方法とFEM解析による連続体モデルによる方法の2つが代表的であるが、これ以外にもテールアルメ補強土壁工法で用いられているように、補強領域を一体化された剛体と考え、見かけの粘着力の発現を考慮する方法もある。そこで、本章では、まず極限つり合いモデルによる引張り補強効果の評価方法について考察を加える。

次に、のり面工に土のうを用い、それをジオテキスタイルで挟み込んだ形式の急勾配盛土では、のり面工が部分的に一体化された剛体に近い挙動を示し、もたれ擁壁と類似の付加的な押えの効果を発揮することを、ジオテキスタイルを順次切断していく大型模型実験とその解析によって明らかにする。さらに、土のうをジオテキスタイルで挟み込んだ形式ののり面工が見かけの粘着力を発現することを大型三軸圧縮試験によって示し、見かけの粘着力の発現を考慮した補強土の一体化効果の評価方法について考察する。

3.2 転圧補助効果と侵食防止効果

3.2.1 転圧補助効果

盛土の法面付近では締め固めが不十分となりやすく、それが原因となって降雨時などに表層すべりや表面侵食が起こることがある。このため、重機による転圧が行えるよう、法面勾配を1:1.8程度まで緩くする場合もあるが、ジオテキスタイルを利用することにより、比較的勾配のきつい盛土においても機械転圧を行うことが可能になる。

旧国鉄では、「層厚管理材」という呼び方で、ジオ

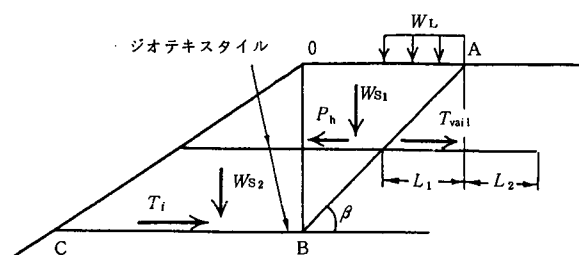


図-3.1 重機による転圧時のモデル

テキスタイルを盛土法面の補強に積極的に導入してきたが、その設計の考え方は次のとおりである^{5,2)}。

図-3.1を参照し、以下の式に従って、重機による転圧時の安全率を求める。

$$F_s = \frac{T_i + T_{avail}}{P_h} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここに、 F_s ：安全率

T_i ：土とジオテキスタイルの間の摩擦力で(3.2)式により求める

T_{avail} ：ジオテキスタイルの発揮可能引張り力で(3.3)式により求める

P_h ：仮想壁面O-Bに作用する土圧で(3.5)式により求める

$$T_i = \alpha_1 \cdot c \cdot l + \alpha_2 \cdot W_{s2} \cdot \tan \phi \dots \dots \dots (3.2)$$

ここに、 α_1 、 α_2 ：補正係数

(ジオテキスタイルの摩擦試験から算出)

W_{s2} ： ΔOBC の土塊の重量

c 、 ϕ ：盛土材の粘着力及びせん断抵抗角

l ：BCの長さ

$$T_{avail} = \min(T_A, T_P) \dots \dots \dots (3.3)$$

ここに、 T_A ：ジオテキスタイルの引張り強さ

T_P ：ジオテキスタイルの引抜き抵抗力で(3.4)式より求める

$$T_P = 2 \cdot \left[\left\{ \alpha_1 \cdot c + \alpha_2 \cdot (W_L + \gamma \cdot H_1) \tan \phi \right\} \cdot L_1 + \left(\alpha_1 \cdot c + \alpha_2 \cdot \gamma \cdot H_1 \cdot \tan \phi \right) L_2 \right] \dots \dots (3.4)$$

ここに、 γ ：盛土材の単位体積重量

H_1 ：まき出し厚

L_1 ：重機直下部のジオテキスタイルの敷設長さ

L_2 ： L_1 以下のジオテキスタイルの敷設長さ

$$P_h = (W_L + W_{s1}) \cdot \tan(\beta - \phi) \dots \dots \dots (3.5)$$

ここに、 W_L ：施工機械の一輪または片側履帯の重量

W_{s1} ： ΔAOB の重量

β : ジオテキスタイルと施工機械の荷重の
作用位置の関係を表す角度
(図-3.1参照)

この考え方にもとづき、転圧補助材としてジオテキスタイルを利用するときの標準的な方法として、引張強さが200kgf/m以上のジオテキスタイルを敷設間隔30cm、敷設長2mで配置することが定められた。

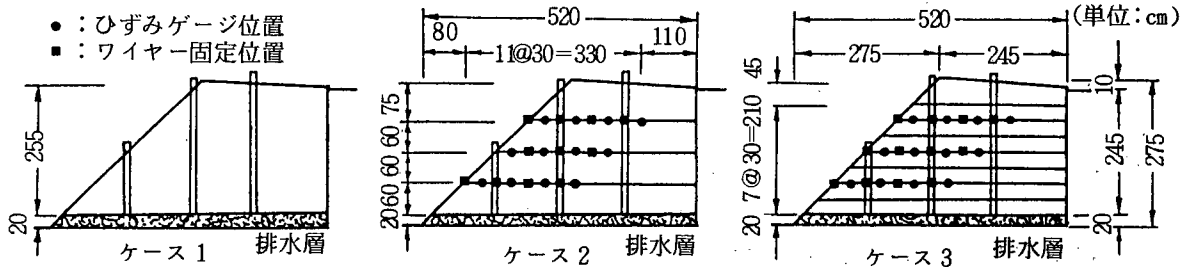
3.2.2 侵食防止効果

侵食を受けやすい土（細砂、まさ土、しらす等）で築造される盛土では、侵食のおそれの少ない細粒土などによる土羽土を設けることが望ましいが、ジオテキ

スタイルを利用して盛土の侵食抵抗を高めることも可能である。

図-3.2は、ジオテキスタイルによる侵食防止効果を検討するために行った大型盛土の人工降雨実験の結果を示したものである⁴²⁾。盛土は、高さが2.75mで、法面勾配が1:1.0である。盛土材料には砂質土を使用し、無補強のケース（ケース1）と質量が310g/m²のспанボンド不織布を60cm間隔（ケース2）と30cm間隔（ケース3）に敷設したケースの計3ケースの実験を行った。

(a) 実験ケース



(b) 降雨量と盛土内飽和度、侵食状況の関係

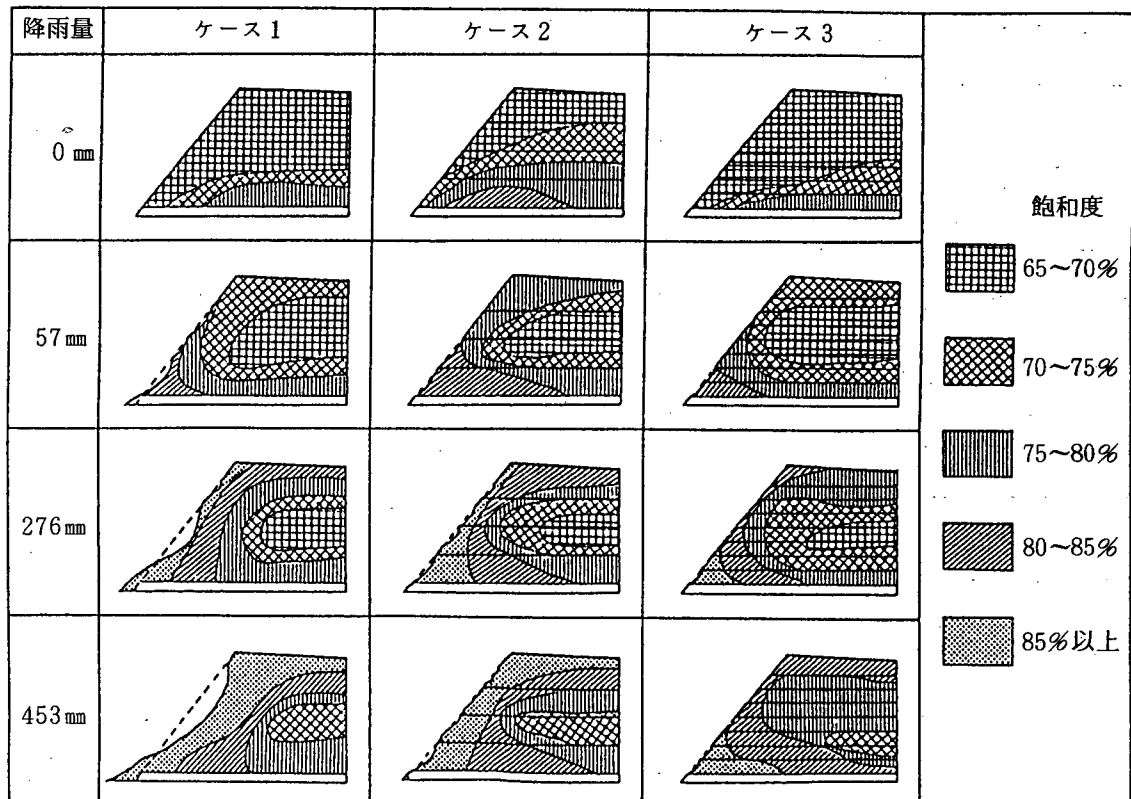


図-3.2 スパンボンド不織布による補強盛土の人工降雨実験結果⁴²⁾

実験に用いた盛土材料は、茨城県稲敷郡江戸崎地内に分布する砂質土である。表-3.1に盛土材料の物性を、また、図-3.3に粒径加積曲線を示す。スパンボンド不織布の物性および応力-ひずみ特性は、表-3.2および図-3.4に示すとおりである。

なお、スパンボンド不織布は、縦方向が主応力方向になるように敷設した。

盛立ては、一層の仕上がり厚さを30cmとして60kgのプレートコンパクタにより各層2回の転圧を行った。締固め後の乾燥密度 ρ_d および含水比 ω の平均値は、 $\rho_d=1.469\text{t/m}^3$ 、 $\omega=21.9\%$ であり、締固め度が84%、初期飽和度が約70%であった。

観測は、①R I計器による盛土内の飽和度、②貫入式土壌硬度計による盛土の貫入抵抗、③目視観察および写真撮影による盛土の変状、④ひずみゲージとワイヤーによるスパンボンド不織布の伸びひずみ等について行った。

R I測定用パイプおよびひずみゲージ取付位置等については図-3.5および図-3.2(a)に示す通りである。貫入式土壌硬度計による測定は、盛土の端部付近で高さ30cm間隔で7点行い、のり面より水平方向に深さ70cmまで行った。

表-3.1 盛土材料の物性

項 目			物 性 値
自然含水比 ω			21.9 (%)
土粒子の比重 G_s			2.731
粒 度 特 性	礫 分	2.0mm 以上	1.0 (%)
	砂 分	0.075~2.0mm	70.9 (%)
	シルト・粘土分	0.075mm 以下	28.1 (%)
締 固 特 性	最適含水比 ω_{opt}		14.8 (%)
	最大乾燥密度 ρ_{dmax}		1.757 (t/m ³)
強 度 特 性	粘着力 c		0.106 (kgf/cm ²)
	内部摩擦角 ϕ		16.4 (度)

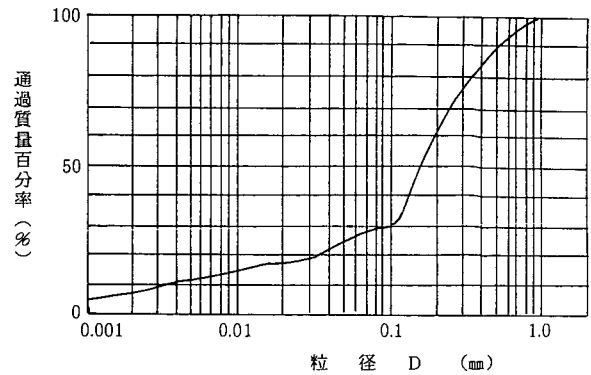


図-3.3 粒径加積曲線

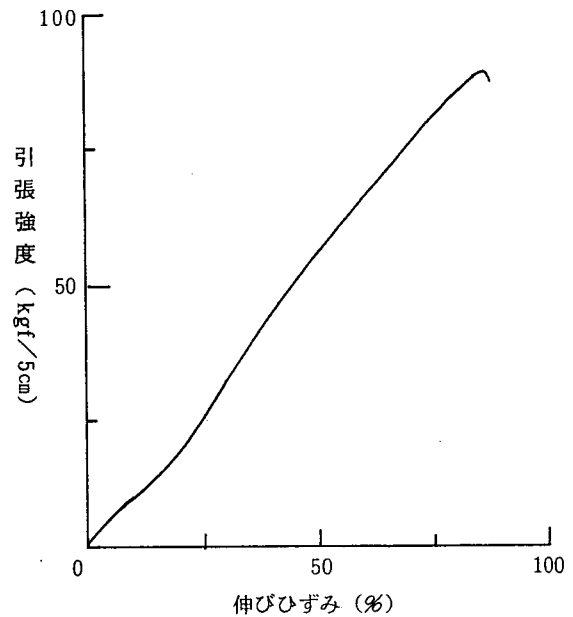


図-3.4 スパンボンド不織布の応力-ひずみ特性

表-3.2 スパンボンド不織布の物性

項 目		物 性 値	測 定 方 法
重 量 (g/m ²)		310.2	JIS L-1096
厚 さ (mm)		3.02	JIS L-1096 7gf/cm ² 加圧
引張強度 (kgf/5cm)	縦 方 向	110.0	JIS L-1096 ストリップ法 引張強度 30cm/min
	横 方 向	88.2	
引張伸度 (%)	縦 方 向	83.0	JIS L-1096 ストリップ法 引張強度 30cm/min
	横 方 向	86.0	
引裂強度 (kgf)	縦 方 向	16.7	JIS L-1096 シングルタンク法 引張強度 30cm/min
	横 方 向	19.8	
透水係数 (cm/sec)	垂直方向	4×10 ⁻¹	JIS L-1218 (準用) 水温15℃ メーカー社内測定値
	水平方向	2×10 ⁰	
組 成		ポリエステル 100%	

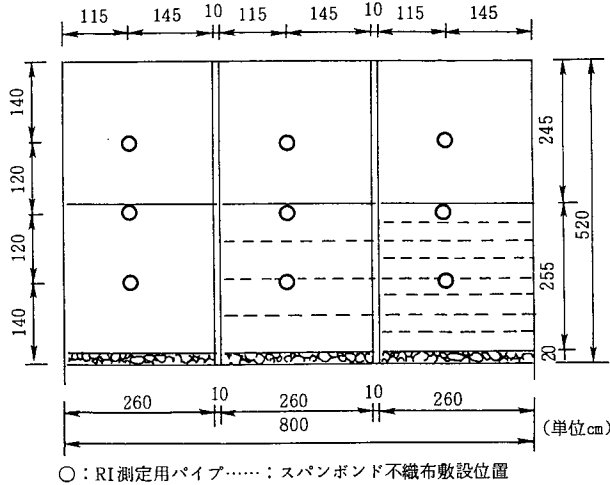


図-3.5 実験盛土の平面図

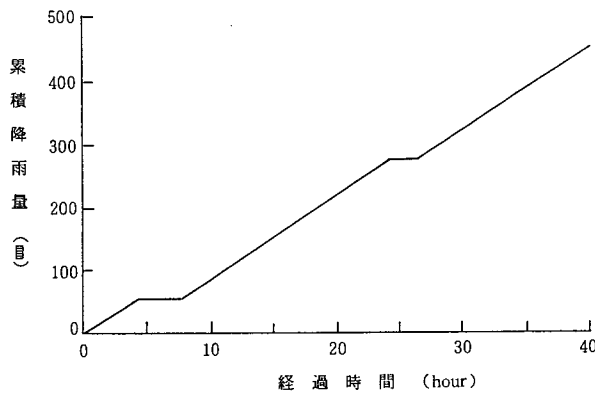


図-3.6 実験経過の概要

降雨は、図-3.6に示すように平均13mm/hrの降雨強度で2日間ほぼ連続的に加えた。累積降雨量は453mmであった。

なお、測定や写真撮影のため二度降雨を一時停止した。

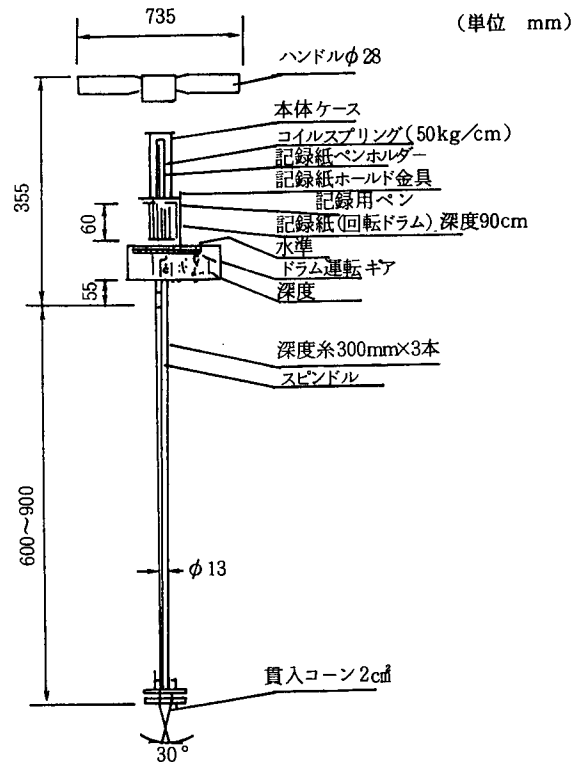
図-3.2(b)に示すように、無補強盛土では、累積降雨量が50mm程度から法先の侵食が始まり降雨量の増加とともに法面の侵食が法肩へ拡大した。最終的な侵食量は、法面より水平方向へ最大約50cmであった。スパンボンド不織布を60cm間隔で敷設したケース2では、累積降雨量が100mm程度から法先の侵食がはじまったがその侵食は上部へ拡大せずスパンボンド不織布が敷設されている位置で止まっている。同じく30cm間隔のケース3では、法先部で多少侵食が見られたものの全体としては法面の状態が最も良好であった。

また、盛土内の飽和度分布の変化に着目すると、全体的な傾向としてはスパンボンド不織布の敷設間隔が

密になるほど飽和土の上昇が遅いことが顕著に認められた。これは、スパンボンド不織布による排水効果によるものと考えられ、前述の侵食抑制効果とあわせて盛土の補強に大きく寄与している。

このことは貫入式土壌硬度計で調べた盛土の貫入抵抗の変化にもあらわれており、図-3.7および図-3.8に示すように、降雨浸透に伴う盛土の貫入抵抗の低下は、無補強の盛土で大きく、スパンボンド不織布の敷設間隔が密になるほど小さくなっている⁽²⁾。したがって、スパンボンド不織布を密に敷設するほど浸透水を排水し盛土の強度低下を遅らせる効果が高いといえる。

以上のような実験の結果や、従来からの実績をふまえ、侵食防止用ジオテキスタイルとしては、引張り強度が200kgf/m以上のものを敷設間隔30cm程度、敷設長1m以上で配置することを提案した。



〈参考〉 貫入式土壌硬度計
(貫入速度 1 cm/sec)

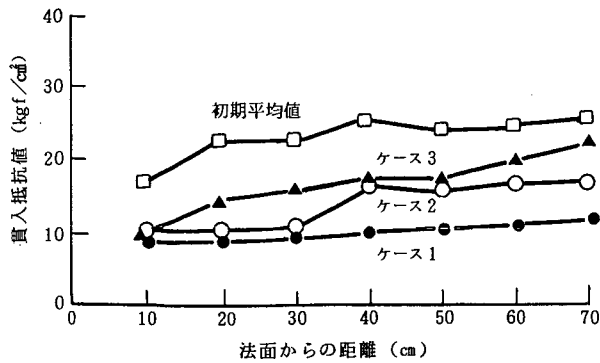


図-3.7 降雨による補強盛土の貫入抵抗の変化
(276mm降雨時)

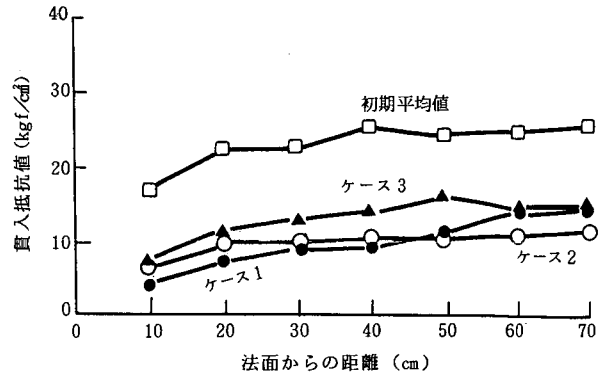


図-3.8 降雨による補強盛土の貫入抵抗の変化
(453mm降雨時)

3.3 極限つり合いモデルによる引張り補強効果の評価方法

2.1でまとめた①-3, ③, ④, ⑤, ⑥のようなケースでは、ジオテキスタイルの引張り補強効果を期待した利用方法が適用できる。そこで、本節ではまず補強盛土の大型模型実験結果を示し、ジオテキスタイルによる引張り補強のメカニズムについて考察を加える。次に、

こうした大型模型実験によって得られた知見をふまえて提案した実用的設計法の概要について述べる。

3.3.1 補強盛土の大型模型実験

(1) ジョグリットを用いた補強盛土の人工降雨実験

実験には、長さ16m、幅8m、深さ2.6mの土槽を用いた。これを図-3.9に示すようにブロック壁で4分割し、コンクリート底版の上に4ケースの盛土を築造した。盛土の規模は、高さ3m、のり勾配1:0.7である。

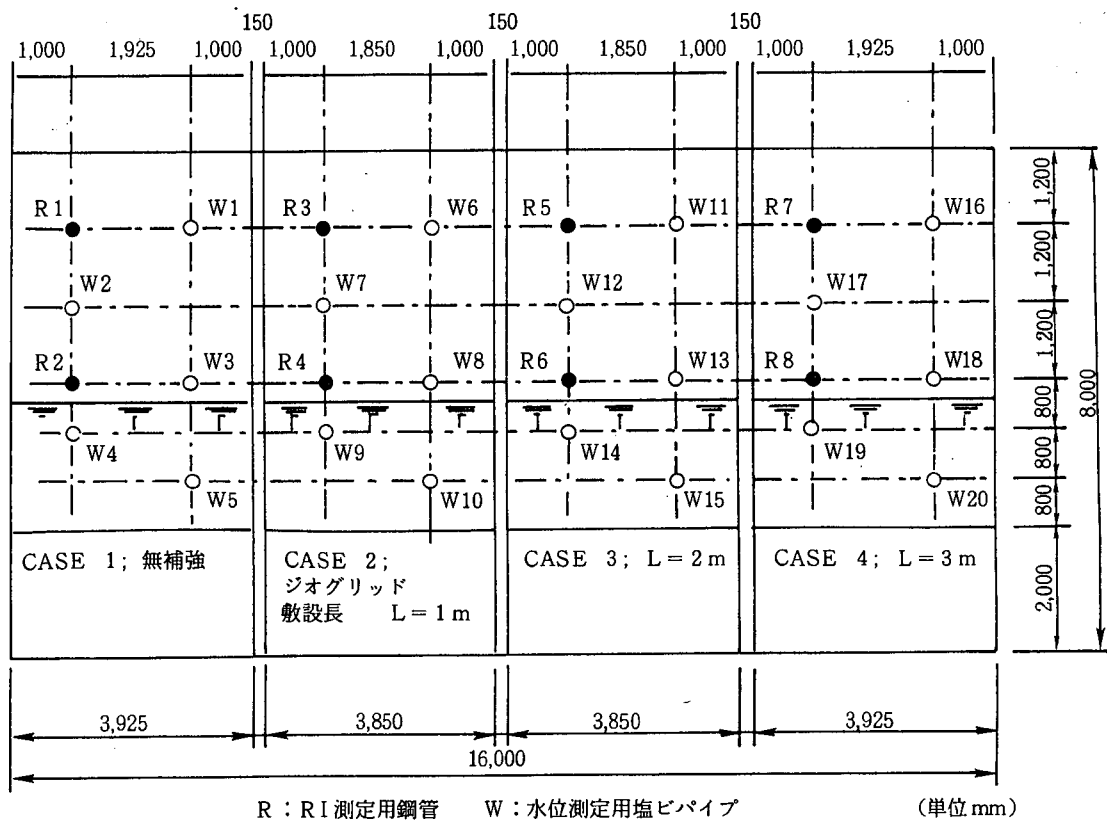


図-3.9 実験土槽および実験盛土の平面図

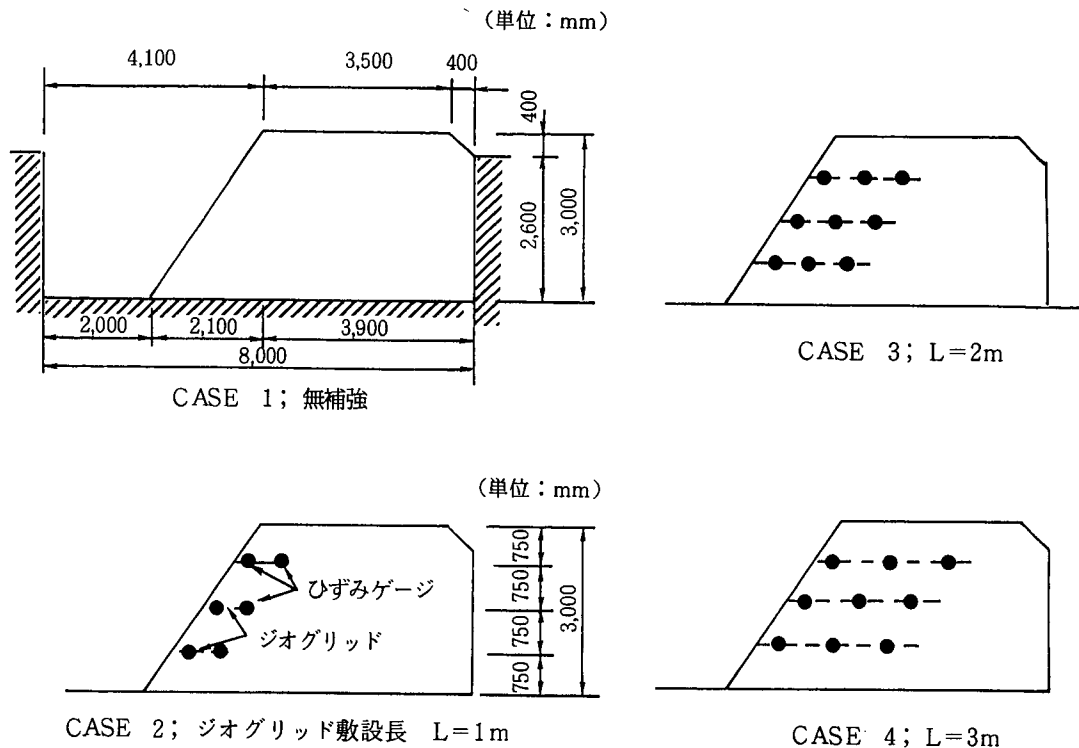


図-3.10 実験ケース

実験ケースは、図-3.10示すように、ケース1が無補強、ケース2、3、4がそれぞれ長さ1m、2m、3mのジオグリッドを高さ75cmの間隔で3層敷設したものである。

観測は、①箔ひずみゲージ（ゲージタイプ：KFC-1-C1-11）によるジオグリッドのひずみ、②RI計器を利用した盛土内の飽和度、③塩ビパイプによる盛土内の地下水位、④伸縮計および目視観察による盛土の変状について行った。各種計器の配置を、図-3.9および図-3.10中に示す。

実験に用いた盛土材料は、茨城県稲敷郡江戸崎地内に分布する山砂で、その性質は表-3.3に示すとおりである。

盛立ては、一層の仕上げ厚さを25cmとして、重さ61kgfのプレートコンパクターで2回転圧を行った。締固め後の乾燥密度 ρ_d および含水比 ω の平均値は、 $\rho_d=1.25\text{t/m}^3$ 、 $\omega=24\%$ であり、締固め度が76%、初期飽和度が57%であった。また、乾燥密度を 1.25t/m^3 に調整し三軸圧縮試験（CU条件）を行った結果によると、初期状態（ $S_r=57\%$ ）で $c_{cu}=0.11\text{kgf/cm}^2$ 、 $\phi_{cu}=10.8^\circ$ であった。

表-3.3 盛土材料の性質

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}

また、実験に用いた二軸延伸のジオリッドの性質および応力-ひずみ特性は、それぞれ表-3.4および図-3.11に示すとおりである。なお、図-3.11中には盛土材料の応力-ひずみ特性を併記した。

降雨は、盛土の浸透能を上回らないような一定の大きさの降雨強度を設定し、3日間断続的に加えた。実験中に行った雨量検定の結果によると、時間雨量の平均値は15mm/hrであった。

図-3.12に、時間経過と累積雨量の関係ならびに各ケースの変状の発生状況を示す。累積雨量でみると、145mmでケース1の無補強の盛土が表層崩壊を起こし、235mmでケース2が補強領域の外側を通るすべり面に沿って崩壊した。また、この時点でケース3の天端にクラックが生じ、2cm程度の段差が生じた。その後、ケース3のジオグリッド間の土の洗掘が進み、累積降

表-3.4 ジオグリッドの性質

単位面積当たりの重量	(g/m^2)	320
単位幅当たりの引張り	縦方向	1.9
強度 Tf (tf/m)	横方向	3.4
ピーク時のひずみ	縦方向	10
ϵ_r (%)	横方向	10

雨量が450mmに達した時点でのり肩部から崩壊した。ケース4では、ケース3と同様ジオグリッド間の土の洗掘が進んだが、盛土の天端に沈下が認められたのみに、クラックなどの発生は認められなかった。

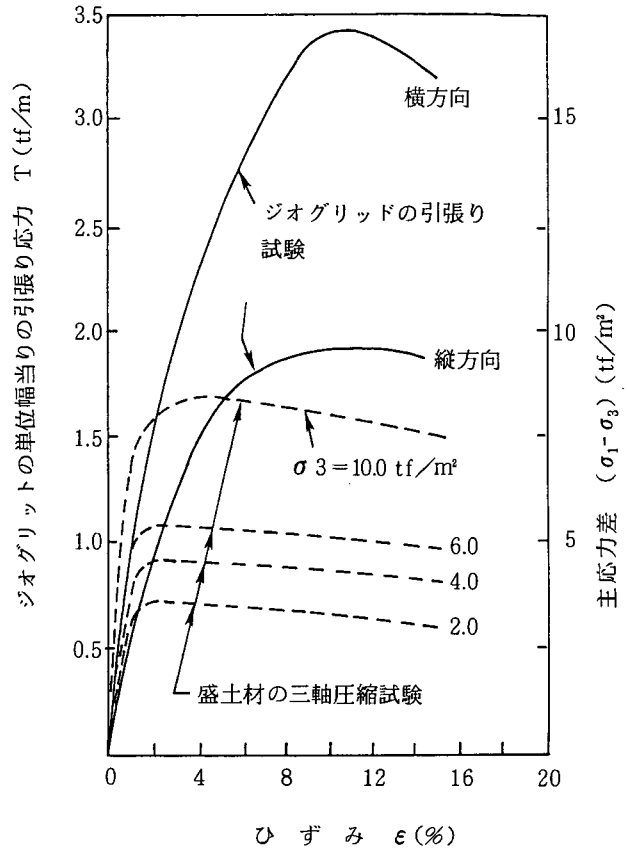


図-3.11 ジオグリッドおよび盛土材料の応力-ひずみ特性

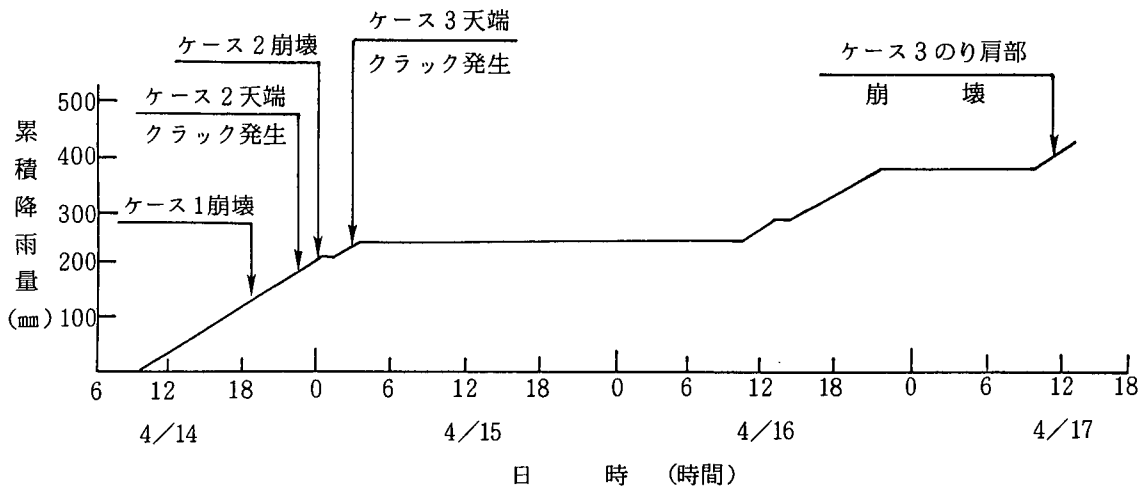


図-3.12 実験経過の概要

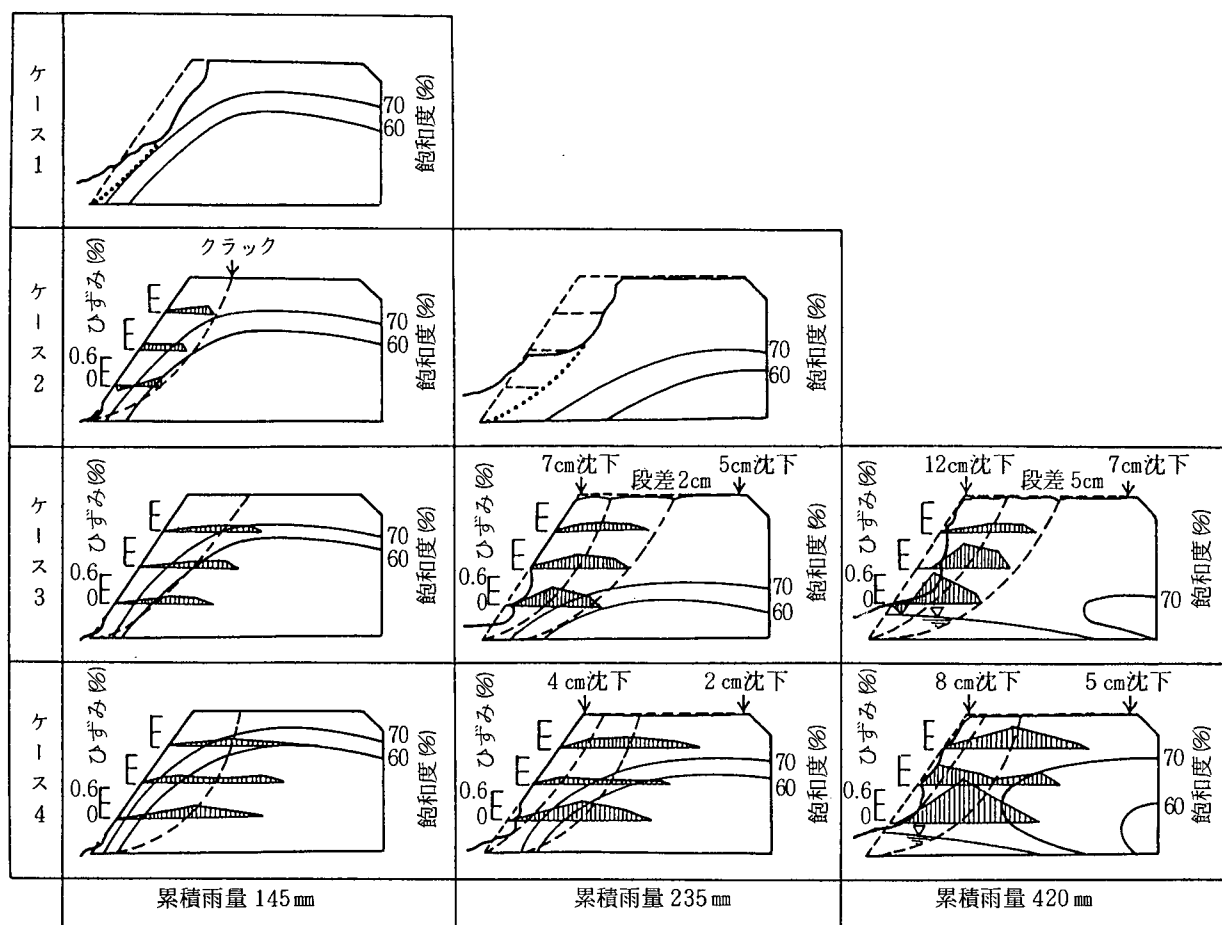


図-3.13 ジョグリッドによる補強盛土の人工降雨実験結果³²⁾

図-3.13は、高さ3m、法面勾配1: 0.7の盛土に人工降雨を加えたときの崩壊の発生状況、ジオグリッドのひずみ、盛土内の飽和度分布の変化をまとめたものである³²⁾。ケース1が無補強、ケース2, 3, 4がそれぞれ長さ1m, 2m, 3mのジオグリッドを3層敷設したものである。これをみると、補強盛土では崩壊に至るまでの雨量が増大し、安定度が著しく向上していることがわかる。そして、降雨浸透による盛土の安定度の低下とともに、ジオグリッドには引張りひずみが発生し、補強領域内を通るすべり破壊に抵抗していることがよみとれる。またジオグリッドの敷設長が短いと、補強領域の外部を通るすべり破壊が生じやすいことや、ジオグリッドではさまれた部分では、盛土下部からのり面侵食が徐々に進行する傾向にあることがわかる。

(2) ジョグリッドを用いた実物大補強盛土の崩壊実験

写真-3.1に示すような高さ6m、のり面勾配1: 1.0で、ジオグリッドの敷設間隔を変えた実物大の補強盛土2ケースについて、ジオグリッドのひずみがジオグリッ

ドの設計引張り強さのレベルに相当する1%程度に達する限界状態を明らかにするため、盛土の天端に枠を組んで上載荷重を載荷し、続いて盛土を緩速で湛水して飽和度を十分に高めたあと、盛土の外水位を急降下させる一連の実験を行った⁴¹⁾。

両ケースの補強盛土の平面図および断面図は図-3.14、図-3.15に示すとおりで、それぞれジオグリッドの種類と敷設間隔を変えている。盛土材料は山砂で、粗粒分70%、 $U_c=15.8$ 、 $G_s=2.707$ である。また平均自然含水比は32.9% ($S_r \approx 80\%$)と、盛土築造時から高飽和状態であった。A法による締固め試験より、 $w_{opt}=24.2\%$ 、 $\rho_{dmax}=1.52t/m^3$ で、盛土築造時の ρ_d は平均で $1.32t/m^3$ 、締固め度は87%であった。ケース1と2では、ジオグリッドにSS2を用い、敷設間隔はそれぞれ1.5mである。

SS2の引張り強度特性は図-3.16に示すとおりで、安定検討に用いる設計引張強さ T_d としては、破断強さ T_{max} の40%に相当する $0.6tf/m$ とした。

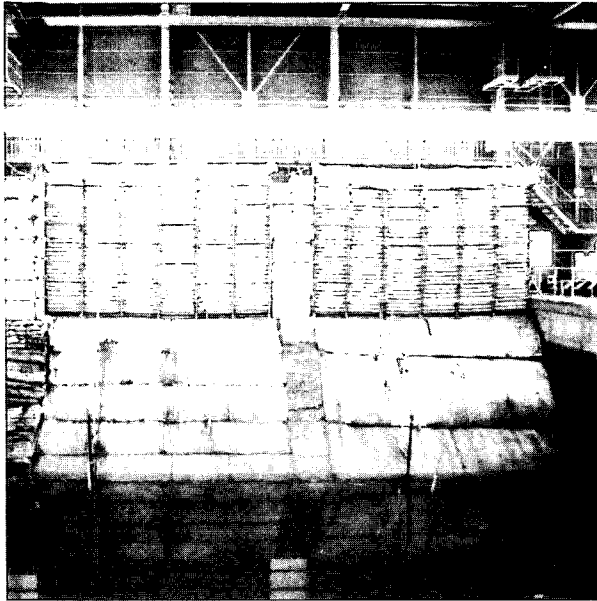


写真-3.1 水位急降下実験状況

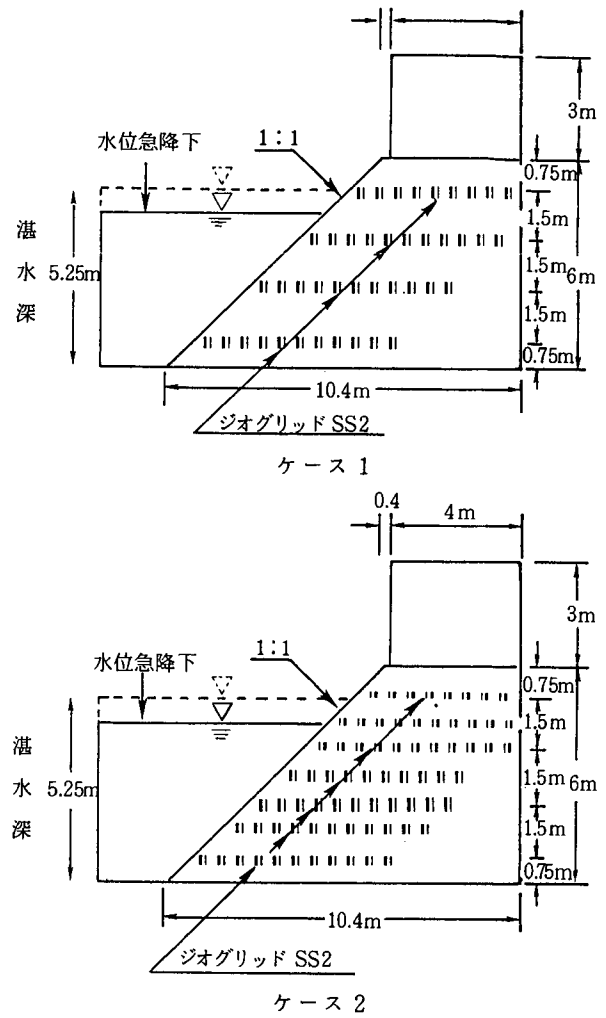


図-3.15 実験盛土の断面図

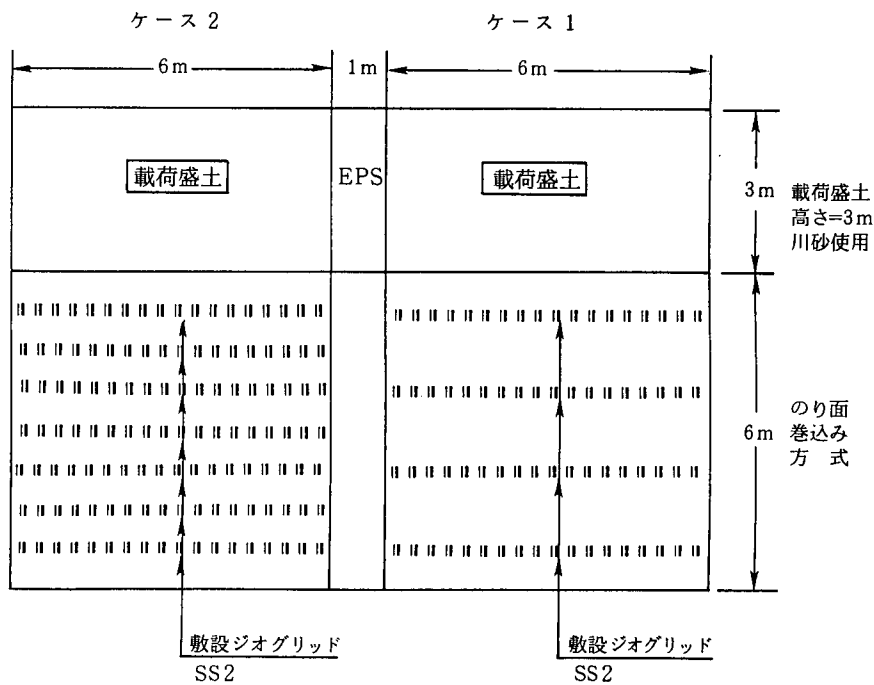


図-3.14 実験盛土の平面図

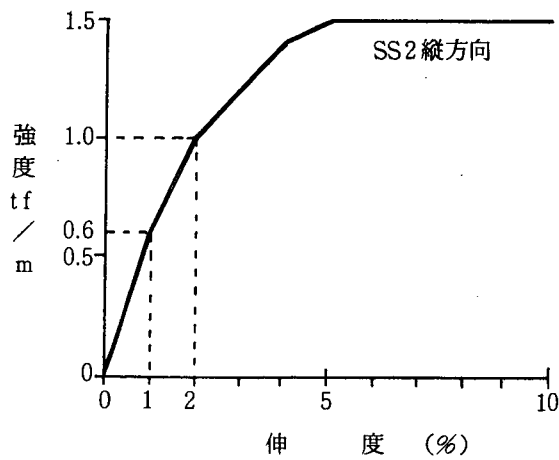


図-3.16 ジョグリッドの引張り特性

図-3.17に実験の一連の流れとそれに応じた盛土の沈下状況を示す。また、この過程で補強盛土の安全率がどう推移したかをみたものが図-3.18である。ここで、安全率の算定式としては次式を用いた。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + R \sum T_i}{M_D} \dots \dots \dots (3.6)$$

ここに、 M_R ：無補強時の土塊の抵抗モーメント

M_D ：無補強時の土塊の滑動モーメント

ΔM_R ：ジオグリッドの引張り力による抵抗モーメントの増分

T_i ：各ジオテキスタイルの引張り力で、上記の設計引張り強さ

R ：すべり円弧の半径

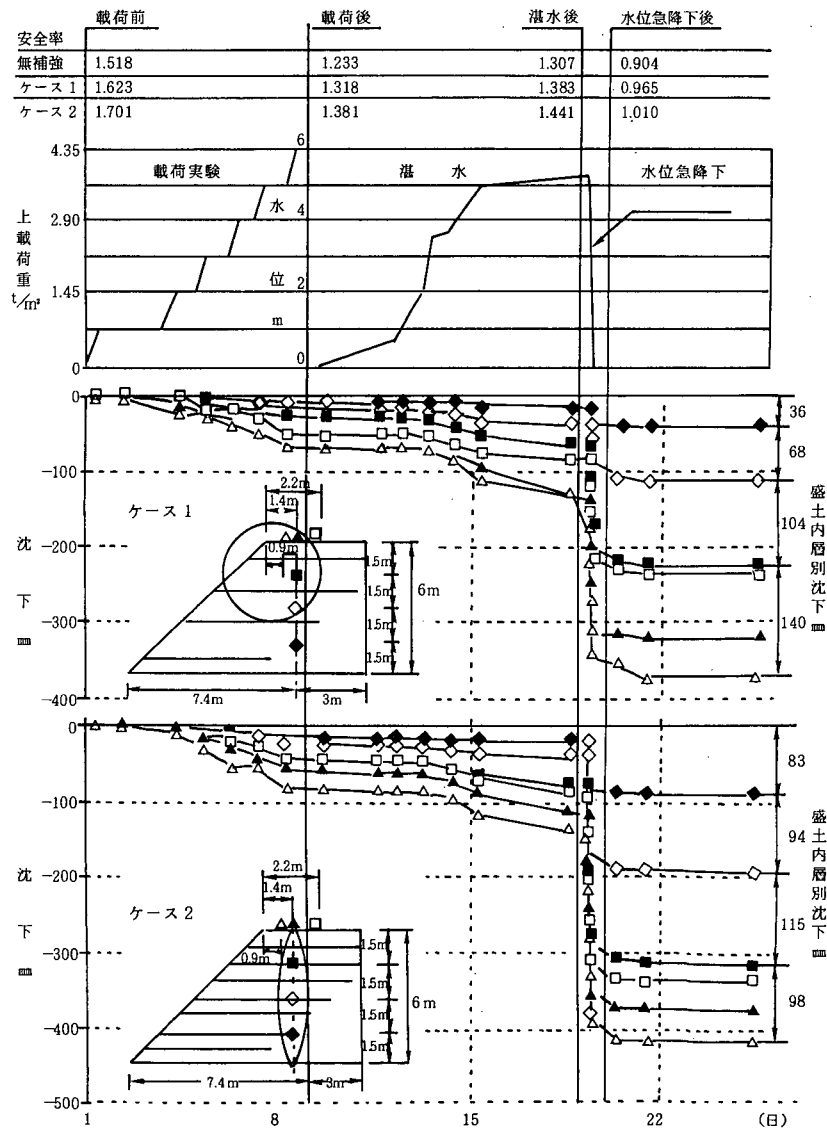


図-3.17 盛土沈下の経時変化

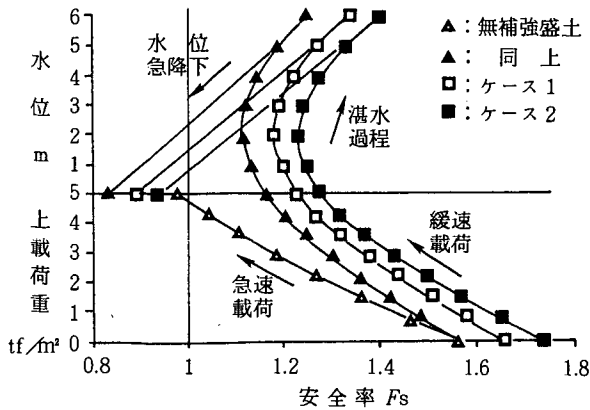


図-3.18 盛土の安全率の推移 (事前解析)

また計算に用いた盛土材の物性値は、三軸試験結果にもとづき、表-3.5のとおりとした。

図-3.18において、盛土の天端に上載荷重を載荷する状況を急速載荷と緩速載荷の2条件で解析しているが、急速載荷の方が緩速載荷の場合に比べて安全率の低下が大きくなっているのは、急速載荷では非排水条件での強度定数を採用し、緩速載荷ではそれよりも値の大きな排水条件での強度定数を用いたためである。そして、実際の現象は、緩速載荷の条件に近いと考えられる。

図-3.19は、ケース1、2について、水位急降下後のジオグリッドのひずみの発生状況、盛土の変形および盛土内水位を示したものである。また図-3.20に、実験の流れに沿ったジオグリッドのひずみの発生状況の推移を示す。そして、これらの図から値をよみとって一覧表に整理したものが表-3.6である。

前記の設計法で補強盛土の設計した場合、図-3.20および表-3.6中の水位急降下時で土槽水位4.5mの時点の計測結果より、安全率を1.3程度とっておけば、ジオグリッドに働くひずみは0.3%程度で、低い応力レベルに保つことができる。また、図-3.16に示したように、ジオグリッドの設計引張り強さ(破断強度1.5tf/mの40%)のひずみが1%に相当することから、0.3%程度のひずみは、設計引張り強さより十分小さいものとなり、長期的にも十分な安定性を確保できると思われる。

表-3.5 解析入力物性値

	盛土材	
	粘着力 tf/m^2	内部摩擦角
荷重実験		
急速載荷	不飽和 $C_{cu}-1.0$	$\phi_{cu}-27^\circ$
緩速載荷	不飽和 $C'-1.0$	$\phi'-32^\circ$
湛水過程	飽和 $C'-1.0$	$\phi'-32^\circ$
緩速湛水	不飽和 $C'-1.0$	$\phi'-32^\circ$
水位急降下後	飽和 $C'-1.0$	$\phi'-32^\circ$

$$\gamma_t=1.75tf/m^3 \quad \gamma_{sat}=1.90tf/m^3 \quad \gamma'=-0.90tf/m^3$$

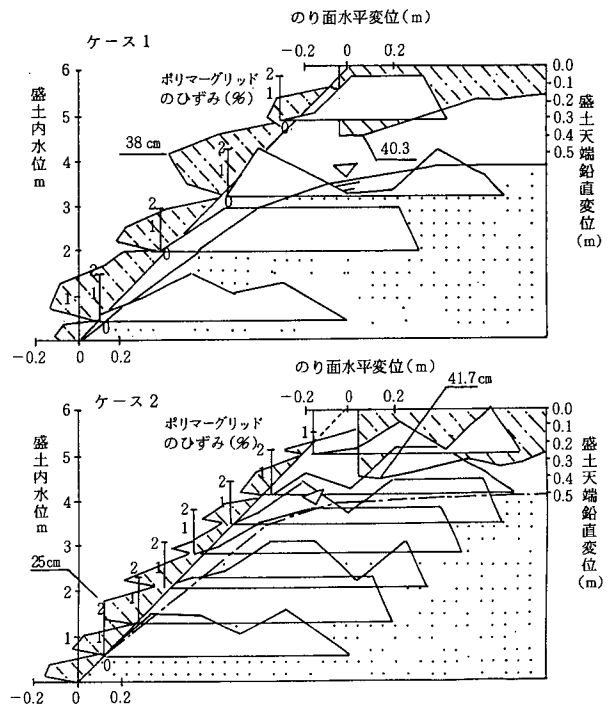


図-3.19 水位急降下後の盛土形状

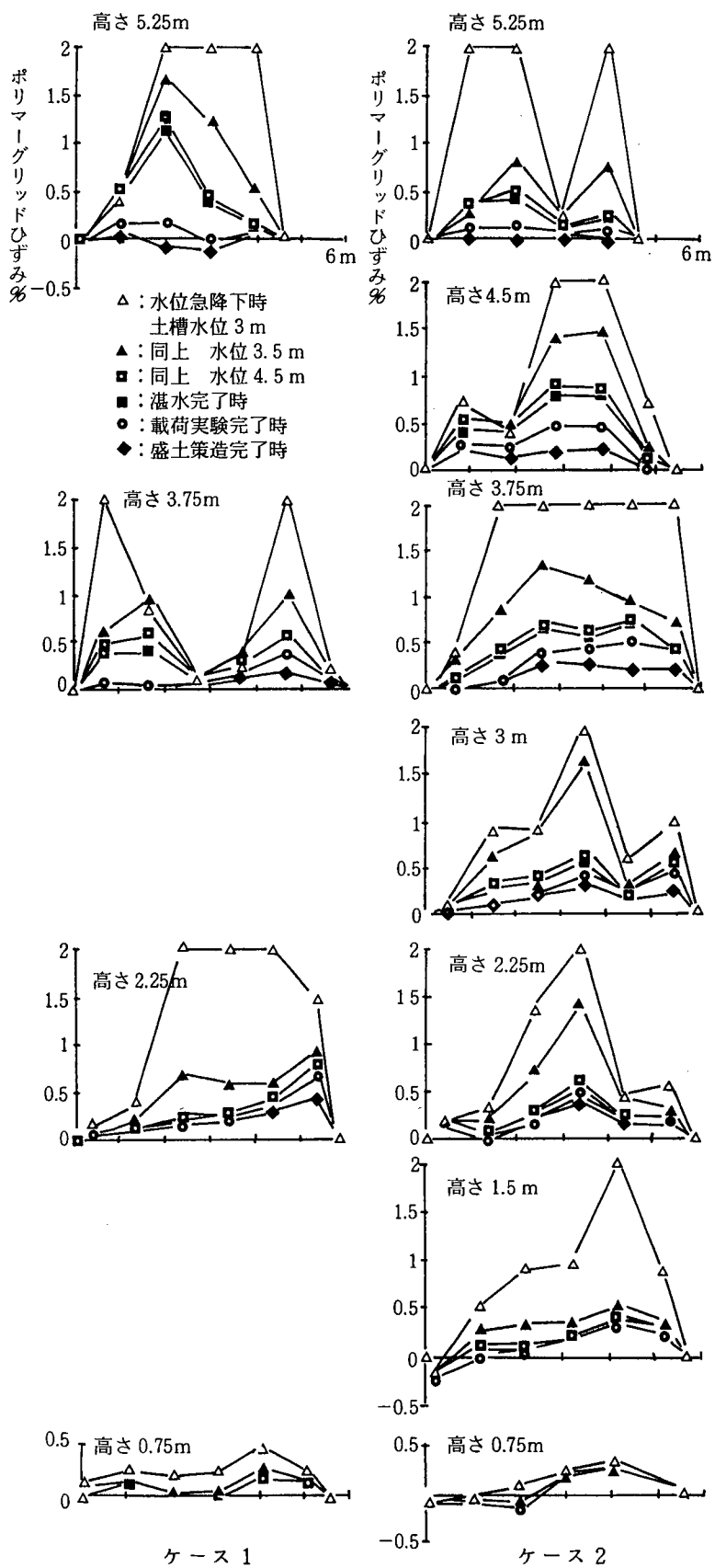


図-3.20 ジオグリッドのひずみ分布

表-3.6 安全率と盛土の変位の水位一覧

		載荷前	載荷後	湛水後	水位急降下			
					水位4.5m	水位3.5m	水位3.0m	水位0m
無補強	安 全 率	1.52	1.23	1.31	1.26	1.19	1.15	0.94
ケース 1	安 全 率	1.62	1.32	1.38	1.32	1.24	1.20	0.97
	補 強 材 の ひ ず み (%)	max 0.45% ave 0.10%	max 0.73% ave 0.15%	max 1.14% ave 0.29%	max 1.26% ave 0.32%	max 1.68% ave 0.50%	max 2% 以上 ave 1.0% 以上	max 2% 以上 ave 1.3% 以上
	盛土の沈下 とひずみ (%)	0cm 0.0%	6.6cm 1.1%	12.9cm 2.2%	17.6cm 2.9%	21.9cm 3.7%	25.0cm 4.2%	36.9cm 6.2%
ケース 2	安 全 率	1.70	1.38	1.44	1.38	1.30	1.26	1.01
	補 強 材 の ひ ず み (%)	max 0.38% ave 0.12%	max 0.51% ave 0.19%	max 0.78% ave 0.29%	max 0.92% ave 0.32%	max 1.65% ave 0.55%	max 2% 以上 ave 1.0% 以上	max 2% 以上 ave 1.3% 以上
	盛土の沈下 とひずみ (%)	0cm 0.0%	8.1cm 1.4%	14cm 2.3%	14.9cm 2.5%	21.7cm 3.6%	25.6cm 4.3%	41.7cm 7.0%

安全率が1.2程度になると、この安全率に対応する土槽水位が3.0m時点の結果が示すように、ジオグリッドに発生するひずみは、ジオグリッドの設計引張り強さに相当する1%を越えるものが多く出てくる。しかし、この場合においても、盛土の鉛直変位は25cm（即ち鉛直ひずみ4.2%程度）で、盛土の破壊ひずみには至っていない。

補強盛土の安全率が1程度となる水位急降下終了時点では、各層のジオグリッドに発生するひずみの最大は2%を越え、盛土の沈下量は40cm、即ちひずみで7%と盛土の破壊ひずみ近くに達したものと思われる。

なお、水位急降下中に盛土の沈下量が急増する過程で、ジオグリッド間の土が抜け出していることが図-3.19からみとめられる。このようなジオグリッド間の土の抜け出しは、盛土の沈下と歩調を合わせて生じており、盛土の沈下量が急増しはじめる1.2～1.3程度の安定率に対応する土槽水位の時点以降、その状況が顕著になっている。このように、今回の実験では、ジオグリッドのひずみ、盛土の沈下、ジオグリッド間の土の抜け出しのそれぞれが急増しはじめる時期が比較的よく一致していたが、ジオグリッド間の土の抜け出しが先行する場合は、補強盛土の一体化効果がそなわれるので、このような破壊モードに対する設計上の配慮が不可欠である（3.3.2参照）。

以上より、補強盛土の限界状態に関し、次のような知見が得られた。

- 1) ジオグリッドの設計引張り強さを破断強さの40%と仮定した円弧すべり計算に基づいて補強盛土の設計法を行った場合、安全率が1.3程度以上では、ジオグリッドのひずみを十分に小さく保つことができた。
- 2) 安全率が1.2程度になると、ジオグリッドの設計引張り強さに対応する1%のひずみを越える箇所が多く出てきたが、盛土の破壊ひずみには至らなかった。
- 3) 水位急降下終了時点では、補強盛土の安全率は1程度まで下がり、各層のポリマーグリッドに発生するひずみの最大は2%を越え、盛土の沈下量は40cmで、ひずみで7%となって盛土の破壊ひずみ近くに達したが、盛土全体としてはすべり破壊にまでは至らなかった。

従って、ジオグリッドの設計引張り強さを破断強さの40%と仮定した(3.6)式による円弧すべり計算に基づく場合には、安全率として1.2～1.3程度を確保することが望ましいと思われる。

なお、補強盛土の一体化効果が限界状態まで十分に保たれるよう、ジオグリッド間の土が抜け出さないような設計上の配慮が肝要である。

3.3.2 極限つり合いモデルによる実用的設計法の提案

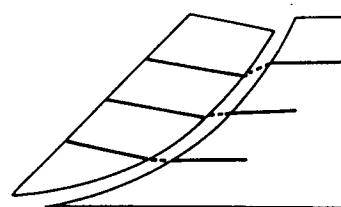
(1) 設計の基本的考え方

前記のような大型模型実験の結果をふまえ、ジオテキスタイルの引張り補強効果を期待する場合の設計の基本的な考え方として、以下のような提案を行った^{5,3)}。

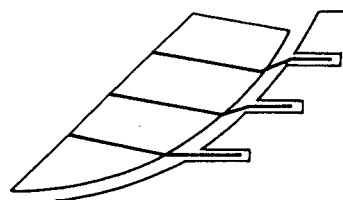
補強盛土の破壊モードとして次の三つを考慮し、それぞれの破壊モードに対して安定が確保されるようにジオテキスタイルの必要引張り強さ、敷設間隔、敷設長を決定する（図-3.21参照）。

- i) 補強領域内部を通るすべり破壊に対する検討（内的安定の検討）
- ii) 補強領域の外側を通るすべり破壊に対する検討（外的安定の検討）
- iii) ジオテキスタイルで挟まれた土塊の抜け出し、侵食等の検討（部分安定の検討）

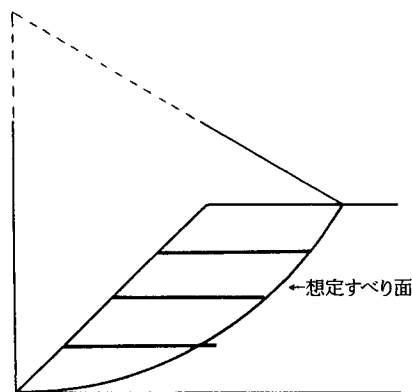
一般的な設計の手順を整理すると図-3.22のようになる。まず、無補強盛土の安定計算を行い、安全率が所定の値（ $F_s \geq 1.2 \sim 1.3$ ）を満足しない場合には、ジオテキスタイルによる補強を検討する。



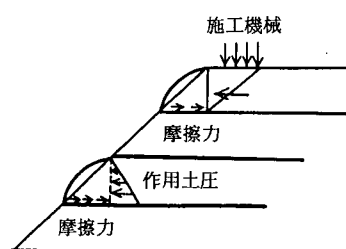
(a) ジオテキスタイルの破断および伸びの検討（内的安定の検討）



(b) ジオテキスタイルの引抜けに対する検討（内的安定の検討）



(c) 補強領域の外側を通すべり面の検討（外的安定の検討）



(d) 法面部の抜け出しや転圧補助効果の検討（部分安定の検討）

図-3.21 補強盛土の破壊モード

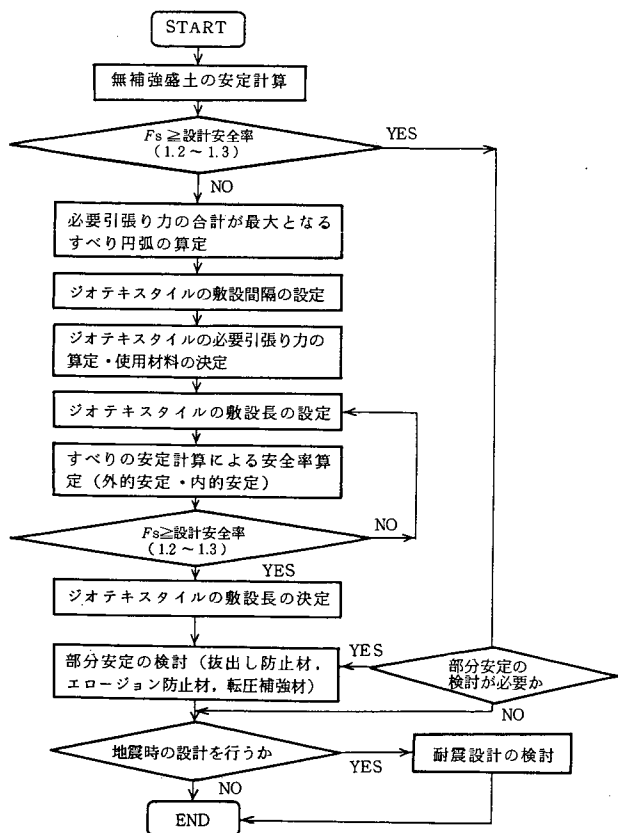


図-3.22 補強盛土の一般的な設計手順⁶⁾

次に、内的安定の検討により、ジオテキスタイルの必要引張り力を算定する。内的安定の検討には、下記の(3.6)～(3.9)式のいずれかが用いられる(図-3.23参照)。

$$F_s = \frac{M_R \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + R \sum T_i}{M_D} \dots\dots\dots (3.6)$$

$$F_s = \frac{M_R + \sum R T_i \cos \theta}{M_D} \dots\dots\dots (3.7)$$

$$F_s = \frac{M_R + \sum R (T_i \cos \theta + T \sin \theta \tan \phi)}{M_D} \dots (3.8)$$

$$F_s = \frac{M_R + \sum R T_i \sin \theta \tan \phi}{M_D - \sum R T_i \cos \theta} \dots\dots\dots (3.9)$$

ここに、 M_R ：無補強時の土塊の抵抗モーメント

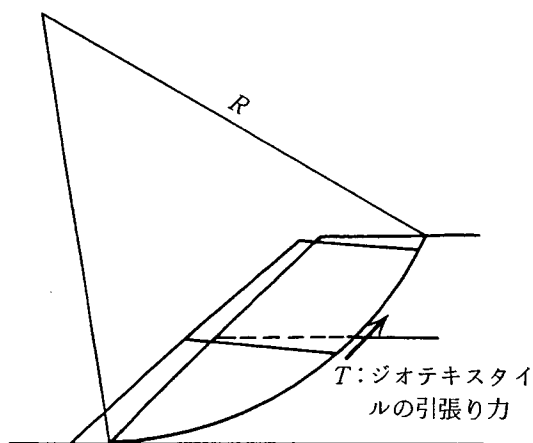
$$(M_R = R \sum \{cl + (W - u_b) \cos \theta \cdot \tan \phi\}, u_b \text{ は間隙水圧})$$

 M_D : 無補強時の土塊の滑動モーメント

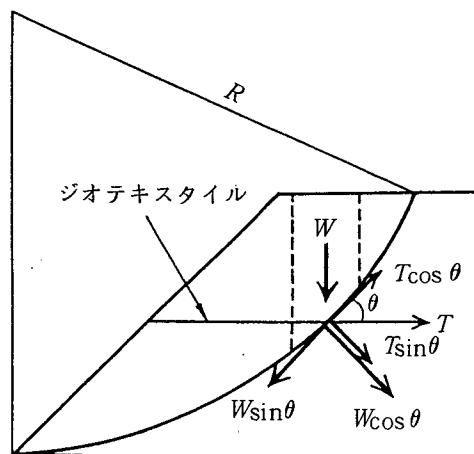
$$(M_d = R \sum W \cdot \sin \theta)$$

 ΔM_R : ジオテキスタイルの引張り力による抵抗モーメントの増分 T_i : 各ジオテキスタイルの引張り力

R : すべり円弧の半径



(a) (3.6) 式のモデル



(b) (3.7), (3.8), (3.9) 式のモデル

図-3.23 補強盛土の内的安定計算における補強材力の考え方

(3.6)式はジオテキスタイルがすべり面に沿って変形すると考え、引張り力 T 、そのものを抵抗モーメントの増加と考える計算式である。一方(3.7)式では、ジオテキスタイルの引止め効果($T \cdot \cos \theta$)を考慮しており、(3.8)式ではジオテキスタイルの引止め効果と、締付け効果($T \cdot \sin \theta \tan \phi$)の両方を考えている。また(3.9)式は、ジオテキスタイルの引止め効果を起動モーメントの減少と考え、合わせて締付け効果を考慮している。

これらの各式の使われ方としては、今回提案した建設省土木研究所の設計施工マニュアルでは、補強盛土で(3.6)式を採用しており、補強土壁では建設省、J Rともに(3.8)式を用いている。(3.6)式は計算が簡便で、ジオテキスタイルの補強効果は敷設位置によらず一定になる。したがって、敷設間隔を一定にして、盛土を均質に補強するという設計思想が反映されている。一方(3.8)式では、ジオテキスタイルの補強効果は盛土の下部に敷設したジオテキスタイルほど大きくなるため、ジオテキスタイルの配置は盛土の下部ほど密にするのが最適設計となる。このため(3.8)式は土圧が下部ほど大きくなる急勾配盛土や補強土壁への適用例が多い。

内的安定の検討においては、ジオテキスタイルの必要引張り力の合計(ΣT_i)が最大となるようなすべり円弧(これを潜在すべり面という)を求め、必要引張り力の合計を求める。

$$(\Sigma T_i)_{\max} = (F_s \cdot M_D - M_R) / R \quad \dots\dots (3.10)$$

次に、ジオテキスタイル1枚当りの必要引張り力 T_{req} を次式により求め、これを満足するような設計引張り強さ T_A を有するジオテキスタイルを選定する。

$$T_A \geq T_{req} = \frac{\Sigma T_{req}}{N} = \frac{(\Sigma T_i)_{\max}}{N} \quad \dots\dots (3.11)$$

ここに、 ΣT_{req} : ジオテキスタイルの必要引張り力の合計

N : ジオテキスタイルの敷設枚数

ここで、ジオテキスタイルの設計引張り強さ T_A は、単に引張り試験による最大引張り強さを用いるのではなく、ジオテキスタイルのひずみレベルやクリープ限度強さを考慮したものとする。すなわち、クリープ変形によってジオテキスタイルの伸びが大きくなりすぎたり、あるいは破断したりしないように、クリープ試験によって、盛土の耐用年数内に生じるジオテキスタイルのひずみが許容値内におさまるようなクリープ限度強さを考慮して設計引張り強さ T_A を決定する。

さらに、施工中にジオテキスタイルが損傷を受ける場合やジオテキスタイルを接合して使用する場合、あるいは強酸、強アルカリ性の土壌条件、地熱地帯などの熱の影響を受ける条件、水の作用を繰り返し受ける条件などで使用する場合は、これらの環境下におけるジオテキスタイルの引張り強さやクリープ限度強さの低下を調べ、必要な材料安全率を見込まなければならない。

T_A に関し以上述べたことを式で表すと、次のようになる。

$$T_A = \frac{T_{\max}}{F_{cr} \times F_D \times F_C \times F_B} = \frac{T_{cr}}{F_D \times F_C \times F_B} \quad \dots\dots (3.12)$$

ここに、 T_A : ジオテキスタイルの設計引張り強さ

$T_{\max}$: ジオテキスタイルの最大引張り強さ

F_{cr} : クリープに関する材料安全率

F_D : 耐久性に関する材料安全率

F_C : 施工中の損傷に関する材料安全率

F_B : 接合部の強度低下に関する材料安全率

T_{cr} : クリープ限度強さ

次に、ジオテキスタイルの敷設長は、上記の潜在すべり面より奥に十分な定着長を確保できるように設定する。

ジオテキスタイルの引抜き抵抗力 T_p は、(3.13)式か(3.14)式のいずれかを用いて求める。

$$T_p = \frac{2 (\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \cdot \tan \phi) L_e}{F_s} \quad \dots\dots (3.13)$$

$$T_p = \frac{2 (c^* + \sigma_v \cdot \tan \phi^*) L_e}{F_s} \quad \dots\dots (3.14)$$

ここに、 T_p : 引抜き抵抗力

L_e : ジオテキスタイルの定着長

F_s : 引抜き抵抗力に関する安全率

(通常 $F_s=2.0$)

c, ϕ : 土の粘着力およびせん断抵抗角

σ_v : ジオテキスタイルの敷設位置での鉛直応力

α_1, α_2 : 土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数(砂で $\alpha_1=0, \alpha_2=1.0$; 粘性土または砂質土で $\alpha_1=0.5, \alpha_2=1.0$)

c^*, ϕ^* : 引抜き試験等により求めた土とジオテキスタイルの見かけの粘着力およびせん断抵抗角

続いて、以下のように設計したジオテキスタイルの配置に対し、(3.6)～(3.9)式のいずれかをを用いて内的小および外的安定の検討を行い、得られる安全率の値が想定できるあらゆる円弧に対し、 $F_s \geq 1.2 \sim 1.3$ を満足するかどうかをチェックする。ここで、(3.6)～(3.9)式中の T_v としては、(3.15)式に示すジオテキスタイルの發揮可能引張り強さ T_{avail} を用いる。 T_{avail} は、上記の設計引張り強さ T_A と引抜き抵抗 T_P の小さな方をとる。

$$T_{avail} = \min(T_A, T_P) \quad \dots\dots\dots (3.15)$$

所定の安全率の値を満足しない場合は、ジオテキスタイルの敷設長を徐々に長くしながら計算を繰り返し、ジオテキスタイルの配置を決定する。

(2) 適用上の留意点

本工法を実際に適用する場合には、以下の事項に十分留意しておく必要がある。

①片盛部や軟弱地盤等への適用

片盛りのうち、地山との境界でのすべりに対する安全率が $F_s \geq 1.2$ の場合は、アンカー等による定着の必要がないので、本項で述べた設計方法が適用できる。地山からの浸透水がある場合は、道路土工指針等に示された方法により十分な排水工を設置したうえで本工法を適用することが肝要である。

軟弱地盤上の盛土のうち、軟弱層を通るすべりに対する安全率が $F_s \geq 1.2$ を満足するような比較的良質な地盤か、そのような条件を満足するように地盤改良を行った場合は、本工法の考え方を適用することができる。

補強盛土の基礎地盤にすべりを生じやすい弱層があったり、既設の盛土などがある場合には、基礎地盤を通るすべりに対する安定の検討を十分慎重に行う必要がある。

②地震に対する設計の考え方

地震に対する設計の考え方としては、通常の標準のり面勾配で築造された盛土では、従来の経験から、ある程度の降雨や地震に耐えることが認められているため、一般には地震時の設計計算を行わない場合が多い。しかし、(a)万一崩壊すると隣接物に重大な障害を与える場合、ならびに(b)万一崩壊すると復旧に長時間を要し、構造物の機能を著しく阻害する場合には、別途地震の影響を考慮した設計を行うことが必要である。

③材料の選定

盛土材料としては、通常の盛土で使用されているほとんどの材料が使用できると考えて良いが、 pH が4以下の強酸性土や pH が12程度以上の強アルカリ性の

土やセメント・石灰安定処理土などでは、ジオテキスタイルの種類によってはその耐久性に影響を及ぼす場合があるので、ジオテキスタイルの使用にあたっては化学的な耐久性試験を行うなど、慎重な配慮を要する。また、岩砕や礫混じりの土では、施工中にジオテキスタイルが損傷を受ける恐れがあるので、試験施工や破壊試験等による検討が必要である。

なお、ジオテキスタイルの選定にあたっては、各種試験により特性を明らかにしたジオテキスタイルを用いることが原則である。

3.4 のり面工の効果とその評価

例えば、のり面付近に長さが1m程度のジオテキスタイルを密に配置したり、土のうをジオテキスタイルで巻き込みサンドイッチ構造とした場合などのように、のり面工の種類と構造によっては、一体化された構造物と見なせる場合があり、その場合は一体化されたゾーンが盛土の安定性の向上に大きく寄与する。こうした効果については、現在のところ設計で考慮されている事例はほとんどないのが実状であるが、将来的には、次の二つのアプローチが考えられる。

- 1) 一体化されたゾーンでは、見かけの粘着力が發揮されると考え、円弧すべり計算において一体化されたゾーンの c 、 ϕ を考慮する方法^{8), 49)}。
- 2) 一体化されたゾーンの剛性が比較的高い場合には、一体化されたゾーンがもたれ擁壁として押さえの効果を發揮すると考える方法^{50), 54)}。

上記のいずれの方法とも、まだ検討の段階であるが、こうしたのり面工の効果を考慮した、より合理的な設計の考え方が近い将来提案されてくるものと思われる。

本節では、このようなのり面工の効果に関する実物大補強盛土のジオグリッド切断実験の結果ならびに土のうとジオグリッドを配した砂の大型三軸圧縮試験結果を示し、のり面工の効果の評価方法について考察を加える。

3.4.1 実物大補強盛土のジオグリッド切断実験

建設省土木研究所の構内に乾燥砂を用いた実物大の補強盛土を築造し、あらかじめジオグリッドに巻つけておいたニクロム線に電流を流し、順次ジオグリッドを切断していったときの挙動を観測するとともに最終的には崩壊に至らしめた^{50), 54)}。

(1) 実験方法

築造した補強盛土は図-3.24に示すように、高さが6.25m、のり勾配が1:0.2、奥行が盛土底面で5mである。

ジオグリッドの敷設間隔は25cm、敷設長は盛土の奥までとした。また、のり面工として、土のう（奥行方向の長さ約45cm）を25cmの間で2段重ねて使用した。ただし、土のうはジオグリッドで挟んだのみで、従来の巻き込み工法は使用していない。

盛土材料には、含水比を2.9%まで落とした乾燥砂を使用した。盛土材料の粒径加積曲線は、図-3.25に示すとおりで、 D_{50} が0.42mm、細粒分含有率が6.7%、均等係数 U_c が3.78である。また、締固め曲線は、図-3.26に示すように、最適含水比が19.6%、最大乾燥密度が 1.708t/m^3 である。転厚は仕上がり厚さを25cmとし、60kgfのタンパで1回締固めを行った。締固め後の盛土の平均乾燥密度は 1.63g/cm^3 （締固め度は約94%）であった。この密度にあわせて乾燥状態で実施した三軸CD試験による盛土の強度定数は $c' = 0.2\text{tf/m}^2$ 、 $\phi' = 41^\circ$ であった。

ジオグリッドとして使用したテナーSR55は、引張強度1%/minの低速度試験による最大引張強さが4.5tf/m、破断ひずみが約17%である。後述する安定計算では、クリープ低減係数を約0.5とし、ジオグリッドの設計引張強さを2.2tf/mとした。

観測項目は、ジオグリッドのひずみ、盛土のり面の水平変位及び天端の沈下である。ジオグリッドのひずみの測定箇所は図-3.24中に示すとおりである。この位置でジオグリッドの両面に東京測器製の塑性ゲージYFLA-2-15LJR（許容ひずみ量10%）をはりつけて計測を行った。

実験は、ジオグリッドの敷設方向に27cm間隔であらかじめ巻きつけておいたニクロム線に電流を流し、図-3.27に示すような手順で、順次ジオグリッドを切断していったときの挙動を観測した。

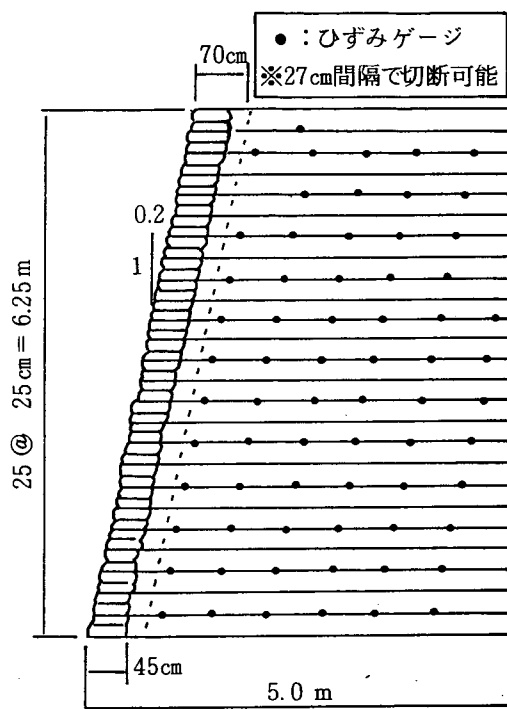


図-3.24 補強盛土の概要

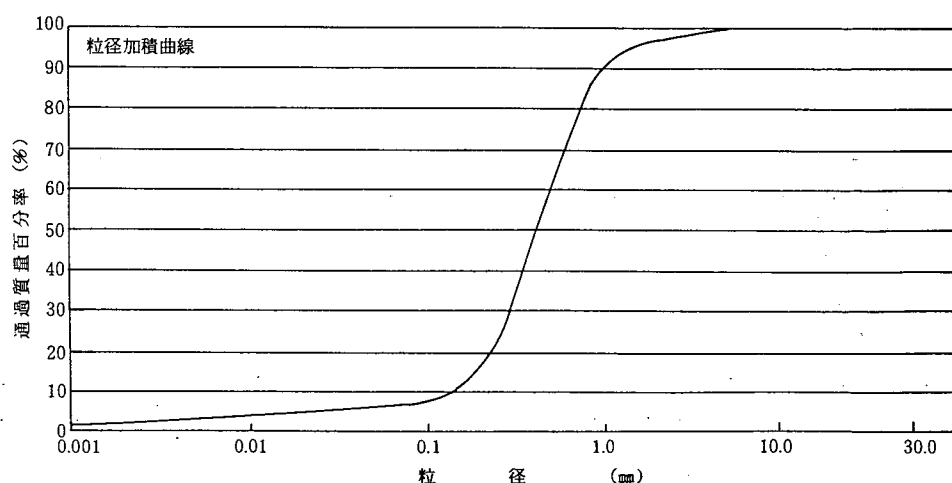


図-3.25 盛土材料の粒径加積曲線

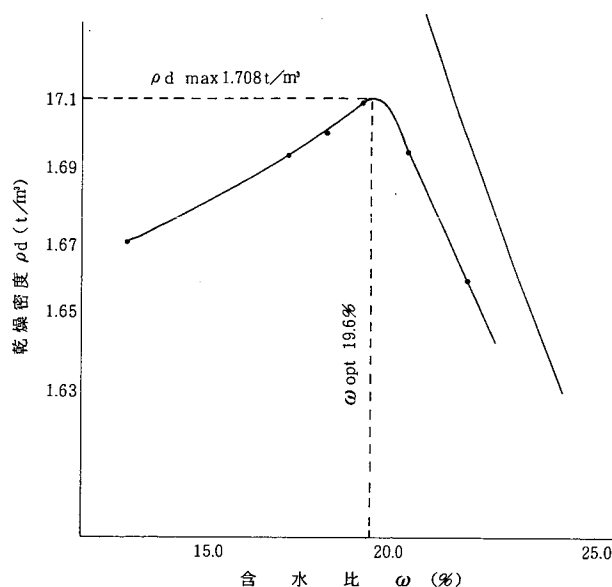


図-3.26 盛土材料の締固め曲線

(2) 実験結果とその考察

図-3.28は、カット③の段階で残っているジオグリッドのひずみと盛土のり面の水平変位の発生状況を示したものである。図中には、盛立て完了後、カット②直前、カット③直前及びカット③以降約90日間に生じたひずみを区分して示している。また、図中の円弧は、無補強の盛土における最小安全率を示す円弧で、安全率の値は0.69である。図から、無補強の盛土の最小安

全率を示す円弧がジオグリッドを切る点付近にひずみのピークが発生していることがよみとれる。また、盛立て中からカット②までのひずみの発生量はそれほど大きくないが、カット③以降、とくに測点No. 29付近でクリープ的なひずみの進行が顕著に認められる。同様の傾向は、盛土のり面の水平変位においても共通して認められ、カット③以降、盛土のり面の水平変位は天端で約2cmに達している。この水平変位は、約0.3%のせん断ひずみに相当し、カット③以降、盛土内部には主働破壊に近い領域が広がりつつあることがうかがえる。

これに対し、カット④以降の挙動における変位・ひずみの増加量は激減しており、カット⑨後の崩壊直前までの変化は非常に少ない。とくに、ジオグリッドのひずみは、図-3.29に示すように、ごく限られた位置（測点28付近）を除く大半の箇所で減少に転換している。従って、カット④以後で盛土体内に残されたジオグリッドの補強効果の増加はなかったと見なせる。

盛土の崩壊は、カット⑨のジオグリッド切断から約2時間後に生じた。崩壊後の盛土の形状や試掘によるすべり面の現地検証などから推定された崩壊パターンを図-3.30に示す。崩壊は、初期に盛土下層部におけるはらみ出しが起これ、それに続いて背後盛土のすべり崩壊となったものと考えられる。のり面工としての壁体部の転倒は、盛土高さの約1/3までで確認できたが、その上部は転倒とは反対に盛土側に崩れ落ちていた。

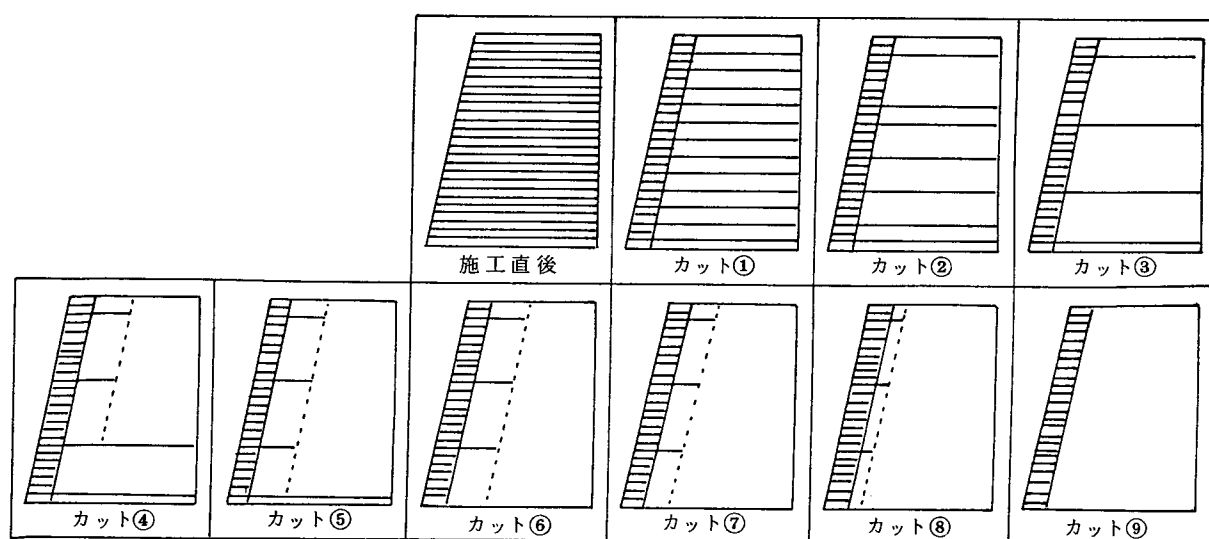


図-3.27 ジオグリッドのカットの手順

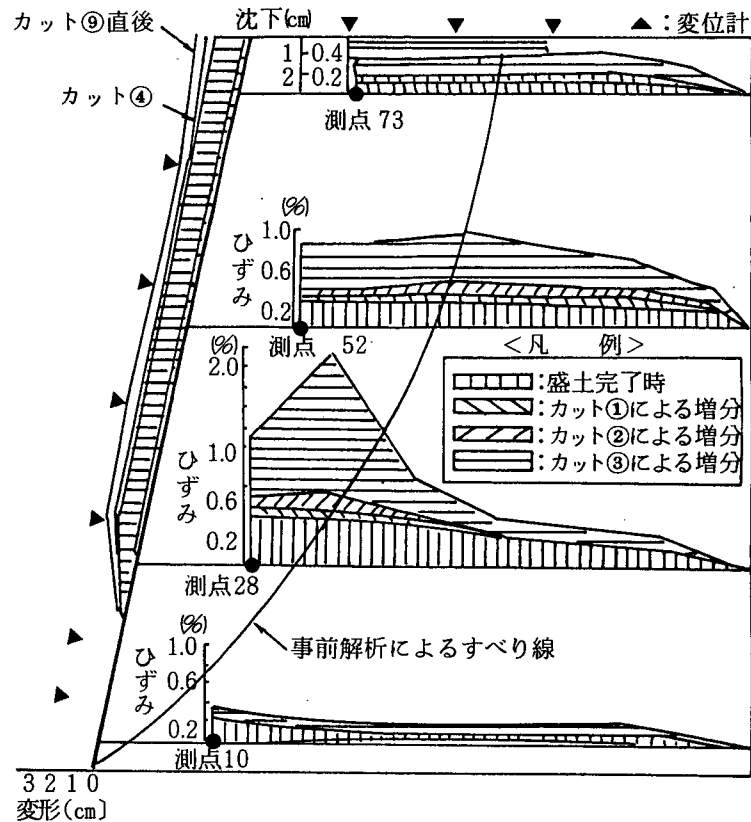


図-3.28 盛土の変位とジオグリッドのひずみの発生状況

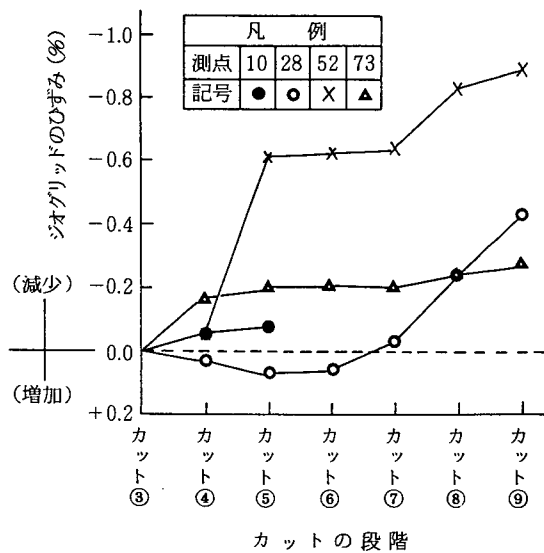


図-3.29 カット③以後のジオグリッドのひずみ

(3) 実用的設計法による検討

3.3.2で述べた実用的設計法で用いている円弧すべり法ならびに試行くさび法により、ジオグリッドの切

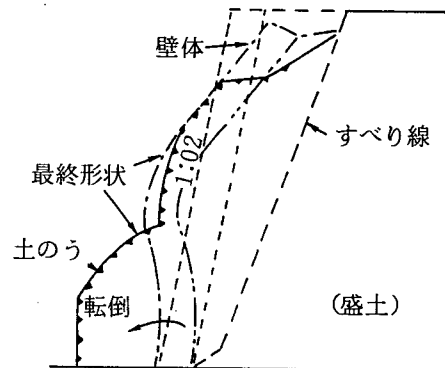


図-3.30 盛土の崩壊パターン

断過程における補強盛土の内的安定の安全率の推移を計算すると図-3.31のようになる。ただし、この計算では先に述べたのり面工の効果は考慮していない。

円弧すべり法による安全率は、前述の(3.6)式により求めた。ここで、無補強時の土塊の抵抗モーメント M_R は、盛土の締固め度に合わせて乾燥状態で実施した三軸 C D 試験による強度定数 $c' = 0.2 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi' = 41^\circ$ を用いて求めた。

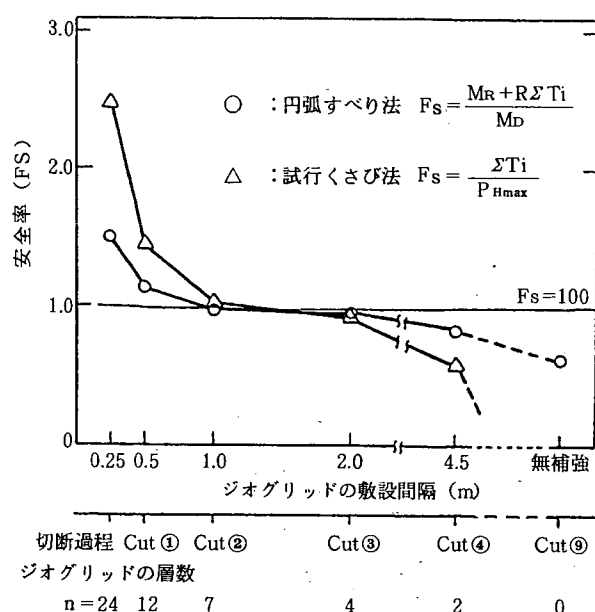


図-3.31 ジオグリッドの切断過程と安全率の推移
(のり面工の効果を考慮しない場合)

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + R \sum T_i}{M_D} \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

ここに、 M_R ：無補強時の土塊の抵抗モーメント
 M_D ：無補強時の土塊の滑動モーメント
 ΔM_R ：ジオグリッドの引張り力による抵抗モーメントの増分
 T_i ：各ジオグリッドの引張り力
 (=設計引張り強度)
 R ：すべり円弧の半径

また、試行くさび法による安全率は、次式により求めた。

$$F_s = \frac{\sum T_i}{P_H} \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

ここに、 P_H ：水平土圧力
 T_i ：各ジオグリッドの引張り力
 (=設計引張り強さ)

なお、試行くさび法による水平土圧力の求め方については、後述する。

図-3.31から、円弧すべり法と試行くさび法による安全率は1.0付近以外では差があるが1.0付近ではよく一致している。そして、カット③の段階で計算上の安全率の値が1.0を下回ることが共通して認められる。一方、実際に補強盛土が崩壊に至ったのはカット⑤の段階であり、その時の安全率は上記の円弧すべり法に

よる計算では0.62となる。つまり、実際の現象と計算とは大きく差があり、上記の安全率の計算では実際の補強盛土の強度を大幅に過小評価していることがわかる。

その大きな原因として考えられるのは、土のうとそれを挟み込んだジオグリッドが密に残っているのり面工の部分がもたれ擁壁的な働きをし、押さえの効果を発揮したのではないかということである。そこで、この点を吟味するため、のり面工の部分を擬似もたれ擁壁と考えた解析を行った。安定検討の方法は、円弧すべり法によるすべり安全率の計算、試行くさび法による水平土圧の計算などである。

(4) のり面工の効果の評価方法

(a) のり面工の部分を擬似もたれ擁壁と考えた作用力の計算法

壁体部を剛体と仮定した場合、自重により図-3.32に示す作用力が発生する。擁壁の前趾であるO点のモーメントのつり合い条件から、盛土への水平外力が次式のように求まる。ただし、水平力の作用高さは擁壁高の1/3と考えた。また仮想擁壁と盛土の境界における摩擦力は、実際の補強盛土においてはジオテキスタイルによって仮想擁壁と盛土との一体化が図られていることから無視した。さらに、仮想擁壁底面における地盤反力Nについても、作用位置を $Z=0$ と仮定し、事実上無視した。このことにより、特にのり面勾配のきつい盛土ほど仮想擁壁による盛土への水平外力Pを過大に評価することになるが、仮想擁壁の幅が70cmと比較的小さく、とくにのり面勾配が比較的ゆるい盛土ではその影響は比較的小さいと考えられる。そこで、今回は試行的な計算ということもあって、 $Z=0$ と仮定した方法を採用し、計算の簡便化を図ったものである。

$$W \cdot x = P \cdot H/3 \quad \dots\dots\dots (3.17)$$

$$x = n \cdot H/2 + b/2$$

$$\therefore P = 3W(n/2 + b/2H)$$

ここで、 P ：壁体から盛土に作用する水平力(t)、 W ：壁体の重量(t)、 H ：壁体の高さ(m)、 b ：壁体の控長(m)、 n ：壁体の勾配。なお、擁壁底面において支持力と滑動の安全性が確保されなければならない。

(b) 円弧すべり法による安全率の計算法

上記(a)で求めた擬似もたれ擁壁の水平外力Pが作用する場合の背後盛土の円弧すべり安全率は次式で与えられる。各記号は図-3.33に示す通りである。

$$F_s = (M_R + R \sum T_i + \Delta M_R) / M_D \quad \dots\dots\dots (3.18)$$

$$\Delta M_R = P \cdot y$$

ここで、 F_s ：円弧すべり安全率、 M_R ：盛土の抵抗モーメント、 R ：すべり円弧の半径、 T_i ：各ジオグリッドの引張力（＝設計引張強さ）、 ΔM_R ：壁体の水平力による抵抗モーメント、 M_D ：滑動モーメント、 P ：壁体の水平力（上記(3.17)式により求める）、 y ：円弧中心から P の作用点までの鉛直距離。

ただし、この方法を適用する場合、水平力 P を加えた状態で最小安全率を与えるすべり円弧を求めると、

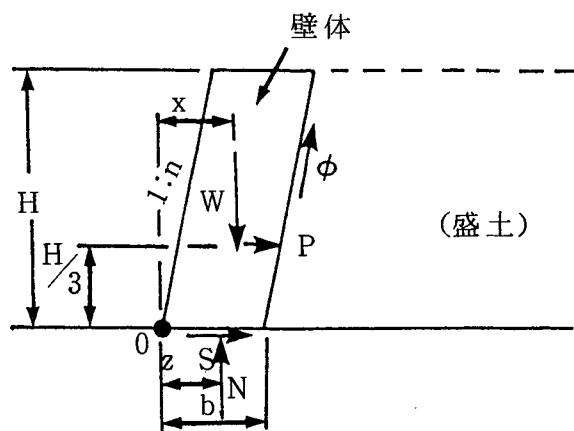


図-3.32 もたれ擁壁の作用力

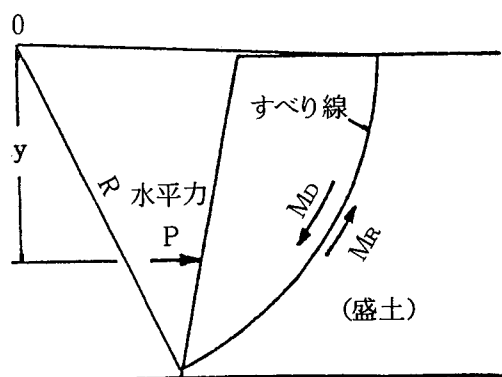


図-3.33 円弧すべり安全率

Pを加えない状態とすべり円弧の形が大きく変化し、実際の挙動と合わなくなる。このため、水平力Pを加えない状態で最小安全率を与えるすべり円弧を求め、そのすべり円弧に対してPを加えたときの安全率を計算することが肝要である。

(c) 試行くさび法による水平土圧力の計算法

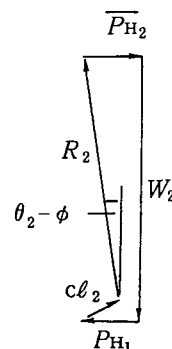
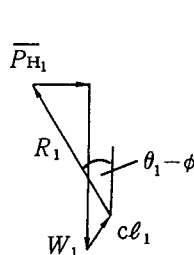
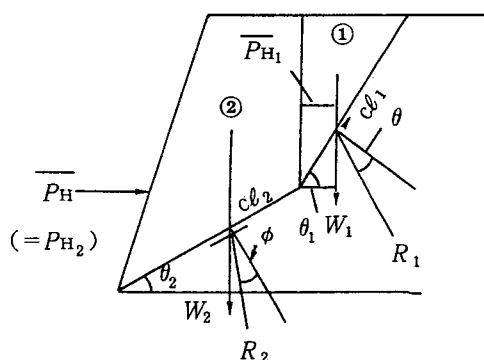
試行くさび法のすべり面は、実験値に近く水平土圧力も大き目の結果を与える二直線すべりを仮定する。二直線すべり法による水平土圧力の計算は、図-3.34に示すようにゾーン①と②に分けて力の多角形の考えによって全水平土圧 $\overline{P_H}$ を求める。 $\overline{P_H}$ は、安全率が1.0を下回る場合の不釣り合い力である。この $\overline{P_H}$ と比較し擁壁の水平外力 P が大きい場合に盛土は安定であるものと判断される。そして、この場合の安全率は次式で与えられる。

$$F_s = \frac{\sum T_i + P}{P_u} \dots\dots\dots (3.19)$$

ここで、 F_s ：試行くさび法による安全率、 T_i ：各ジオグリッドの引張力（＝設計引張強さ）、 P ：壁体の水平力（上記(3.17)式により求める）、 $\overline{P_H}$ ：二直線すべりを仮定した土塊の全水平土圧。

(5) 検討結果

図-3.35に、円弧すべり法および試行くさび法によって求めたジオグリッド切断過程における安全率の推移を示す。これを見ると、のり面工の効果を考慮しなかった図-3.31の結果と比較して安全率の値はかなり大きくなり、実際に盛土の崩壊が生じたカット⑨の段階で安全率が1.0を下回る結果となっており、実際の現象と計算結果とが比較的良好に一致している。



(a) 全体図

(b) ゾーン①のつり合い

(c) ゾーン②のつり合い

図-3.34 試行くさび法による水平土圧力の計算方法

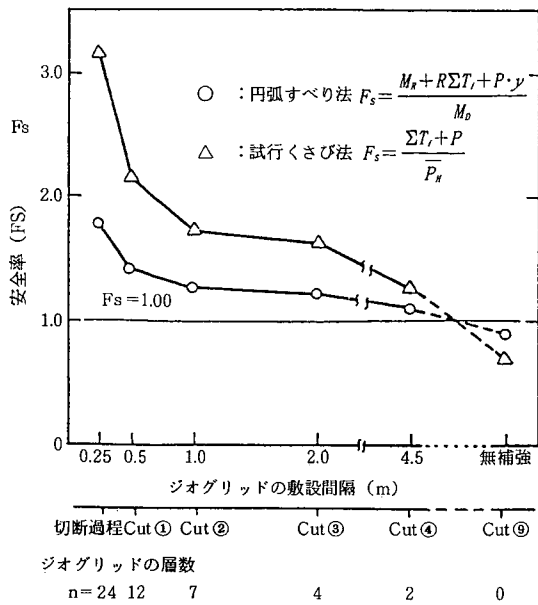


図-3.35 ジョグリッドの切断過程と安全率の推移
(のり面工の効果を考慮した場合)

以上のことから、今回の実験で用いたような土のうとジョグリッドを密に配置したのり面工を有する補強盛土においては、のり面工の部分が擬似もたれ擁壁的な効果を発揮し、その評価方法としては本項で述べたようなのり面工の押えの効果を考慮した方法が実用的には十分に適用可能であることが明らかになった。

ただし、どの程度の剛性と幅を有するのり面工であれば、上記のような擬似擁壁的な押えの効果を発揮するかについては、今後の課題としてさらに検討の余地が残されている。

3.4.2 大型三軸圧縮試験による補強土の見かけの粘着力の評価

前項で述べたようなのり面工の一体化効果や、ジオテキスタイルを密に配置した補強盛土本体の一体化効

果を評価する方法の一つとして、テールアルメ補強土壁工法で用いられているような補強領域の見かけの異方的粘着力の発現を考慮する方法がある。

補強土の強度特性は、ジオテキスタイルの引張剛性や引張強さおよび敷設間隔に依存していると考えられ、(3.20)式や(3.21)式のように無補強時からのせん断強度の増加を、補強効果による見かけの異方的粘着力 C_R や圧縮強度の増加 $\Delta\sigma_1$ で表す評価方法が提案されている。

$$C_R = \beta T_i \sqrt{K_P} / 2\Delta H \quad \dots\dots\dots (3.20)$$

$$\Delta\sigma_1 = \beta T_i K_P / \Delta H \quad \dots\dots\dots (3.21)$$

ここに、 C_R ：見かけの粘着力 (tf/m^2)、 β ：補正係数、 T_i ：ジオテキスタイルの引張強さ (tf/m)、 K_P ：受働土圧係数 $= (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ 、 ϕ ：内部摩擦角、 ΔH ：ジオテキスタイルの敷設間隔 (m)、 $\Delta\sigma_1$ ：補強土効果による圧縮強度の増加量 (tf/m^2) である。ただし、一般的には、 $\beta = 1.0$ が採用されている。

なお、 C_R を見かけの異方的粘着力と呼ぶのは、ジオテキスタイルの敷設面に対するすべり面の角度によって、 C_R の発現特性が影響を受けるためである (図-3.36 参照)。

しかし、上記の理論式がジオテキスタイルによる補強土に対して適用できるかどうかを実験的に検証した事例はほとんどない。また、理論式では供試体のジオテキスタイルに発生するひずみを一様分布と見なしているが、実際のひずみ分布は条件にもよるが非一様となる可能性が高く、補強土の強度増加が理論式通り100%発揮される ($\beta = 1.0$ の状態) かどうかについても疑問があり、ある程度の低減率を導入した方がよい可能性もある。

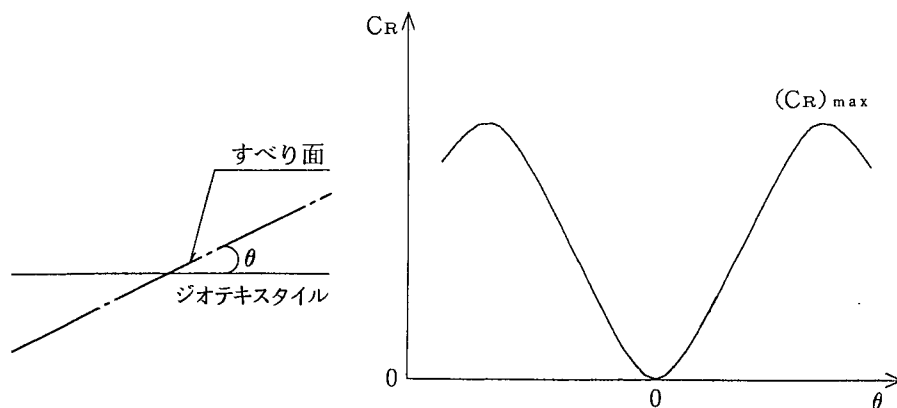


図-3.36 見かけの粘着力 C_R の異方性

そこで、本項では上記の理論式の適用性を実験的に検証し、補強土の強度増加の評価方法を検討する目的で、大型三軸圧縮機を利用して補強土の強度特性を調べた。大型三軸圧縮試験は、側圧 σ_3 と供試体直径 D と ΔH の比（敷設間隔比 $D/\Delta H$ と呼ぶ）をパラメータに選び、その影響を調べた⁴⁹⁾。

さらに、3.4.1で述べた土のうについても一種の補強土と考えられることから、土のうを対象とした大型三軸圧縮試験により見かけの粘着力の発現を調べ、土のうを用いたのり面工の一体化効果についても考察を加えた。

(1) 試験方法

ジオグリッドを対象とした試験は、建設省土木研究所の大型三軸圧縮試験機を使用して行った。供試体寸法は直径 $D=35.8\text{cm}$ 、高さ $H=80\text{cm}$ である。試料土としては豊浦標準砂（ $\rho_s=1.52\text{tf/m}^3$ 、 $c=0.0\text{kgf/cm}^2$ 、 $\phi=40.5^\circ$ ）を用いて、砂の一定高さからの自然落下法により供試体を作成した。使用したジオグリッドはFRP系ジオグリッド（正方格子 15mm ピッチの試験用供試体）であり、その引張強さは $T_t=5.287\text{tf/m}$ （タテ・ヨコ同強度）である。引張強さは試験体数 $n=15$ の引張試験による信頼区間99.9%の引張強さの下限値として求めた。なお、半径方向引張強さは $T_r=T_t\ell/D=4.873\text{tf/m}$ （ ℓ ：ジオグリッドの最外縁ストランドの幅、 $\ell=33\text{cm}$ ）として換算した。試験条件は圧密排水条件（CD）で、側圧は $\sigma_3=0.5, 1.0, 2.0\text{kgf/cm}^2$ である。

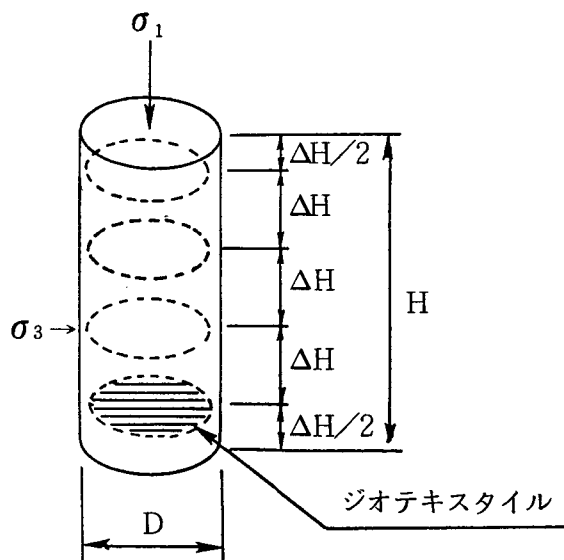


図-3.7 三軸圧縮供試体の作製例

補強土の挙動を支配するジオグリッドの敷設間隔は、以下のように設定した。この試験は、前述の $(C_R)_{max}$ を調べることを目的にしている。

①ケース1： $\Delta H=11.4\text{cm}$ （ $D/\Delta H=3.14$, 7枚）

②ケース2： $\Delta H=7.25\text{cm}$ （ $D/\Delta H=4.94$, 11枚）

③ケース3： $\Delta H=5.32\text{cm}$ （ $D/\Delta H=6.73$, 15枚）

ただし、ケース3は $\sigma_3=1.0\text{kgf/cm}^2$ のみについて試験を実施した。

一方、土のうの効果を調べる試験についても、上と同様に、土木研究所の大型三軸圧縮試験機を用いて表-3.7および図-3.38に示す3ケースについて三軸CD試験を行った。ケースAは豊浦標準砂の無補強のもの、ケースBは市販の土のう袋の布を切り取って水平に敷設したもの、ケースCは同じ土のう袋に詰めた豊浦標準砂を3.4.1で述べた実物大補強盛土の実験と同じ厚み（ 11.5cm ）で7段重ね合せたものである。3ケースとも供試体の密度は、 $\rho_t=1.53\text{g/cm}^3$ に合わせた。土のう袋を用いたケースCでは、図-3.39に示すように、土のう袋に標準砂を詰め、土のう袋の口を折合わせてガムテープで止める。これをモールド内に入れ、モンケン（重量 7.8kg ）で軽くおさえて、7段積み重ねた。なお、土のうとモールドのすき間にも標準砂を充填した。

表-3.7 土のうの試験ケース一覧表

試験ケース	条 件	拘束圧 σ_3 (kgf/cm^2)	供試体数
A	標準砂（無補強土）	0.5, 1.0, 1.5	3
B	各層の間に土のう袋の布を挿入したもの	0.5, 1.0, 1.5	3
C	土のう袋に詰めた試料	0.5, 0.5, 1.0, 1.2, 1.5	5

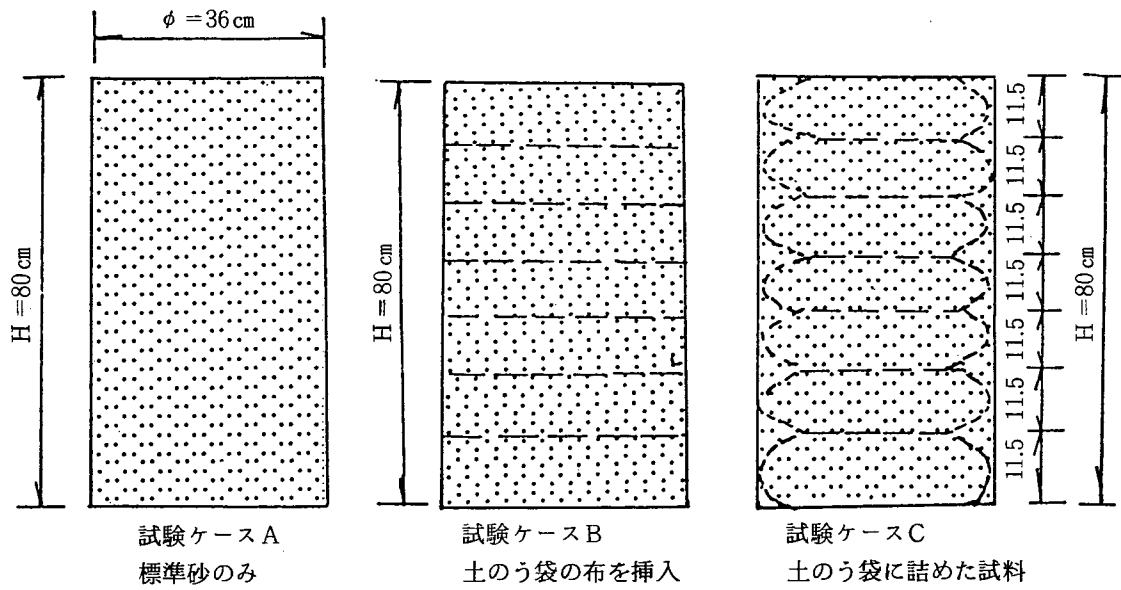


図-3.38 試験ケース

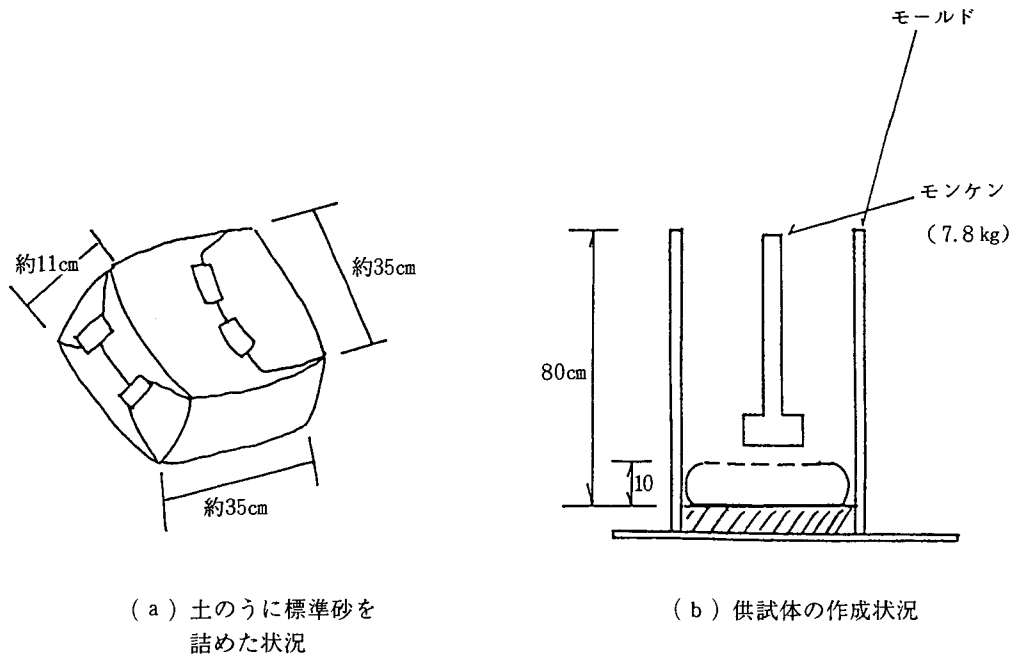


図-3.39 土のう袋を用いた供試体の作製方法

(2) ジオグリッドを用いた補強土の試験結果と考察

まず、ジオグリッドを用いた補強土の試験結果について述べる。

(a) 主応力差～軸ひずみ～体積ひずみの関係

図-3.40に主応力差～軸ひずみ～体積ひずみの関係を示す。同図a)において無補強土と補強土を比較すると、補強土の圧縮強度（最大主応力差）が著しく増加していることがわかる。また、同図a), b)より圧縮強度の増加は $D/\Delta H$ と側圧 σ_3 の増加に比例するようである。引張剛性の高いジオグリッドを使用した影響により、載荷直後の0.5から2.0%ひずみ時の変形係数も補強土の方が高くなる傾向にある。ジオグリッドを密に配置したため、補強土の圧縮強さはジオグリッドの破断強さで決定され、その応力～ひずみ挙動はジオグリッドの破断による最大値を示した後、セメント安定処理土などで見られるようなひずみ軟化挙動を呈し、その後は残留強度に収束する傾向となる。試験後にジオグリッドの破壊状態を観察すると、せん断面に沿ってジオグリッドは数片に分断されていた。残存するジオグリッドの影響のため、残留強度は無補強土の残留強度と一致しない結果となっており、その値はやはり $D/\Delta H$ に比例している。体積ひずみについては、供試体中に敷設されたジオグリッドによりダイレタンシーに伴う側方ひずみが拘束されるため、無補強土に

比較し補強土の体積膨張は小さく、その値も $D/\Delta H$ に依存している結果となっている。

(b) 圧縮強度～側圧関係

図-3.41には補強土の圧縮強度($\sigma_1 - \sigma_3$)_rと側圧 σ_3 との関係を示しているが、その結果は無補強土の強度増加勾配である $K_p - 1$ の勾配にはほぼ一致するものとなる。補強土の試験結果にみられる $K_p - 1$ 勾配からの若干のずれはジオグリッド個々の引張強度のばらつきの影響によるものと解釈するのが妥当であろう。見かけの粘着力としては、敷設間隔にもよるが、10～20kgf/cm²程度の極めて大きな値が得られている。

 (c) 圧縮強度～ $D/\Delta H$ 関係

図-3.42は無補強土を含めて圧縮強度($\sigma_1 - \sigma_3$)_rと $D/\Delta H$ との関係を整理したものである。図から、 $D/\Delta H$ の増加に伴って圧縮強度が増加し、その勾配は側圧 σ_3 に依存せず一定となることがわかる。この勾配 s がジオテキスタイルによる補強効果であり、 $s = \beta \cdot T_r \cdot K_p / D$ により表される。したがって、同図中より s を読み取ることにより補正係数 β が求まる。補正係数 β は、ジオテキスタイルの特性（すなわち、引張剛性・引張強度・土との摩擦特性）に依存するものと考えられる。現在のところ、これらの因子が補正係数 β に及ぼす影響を明らかにするにまでは至っておらず、この点に関する一層の研究が望まれる。

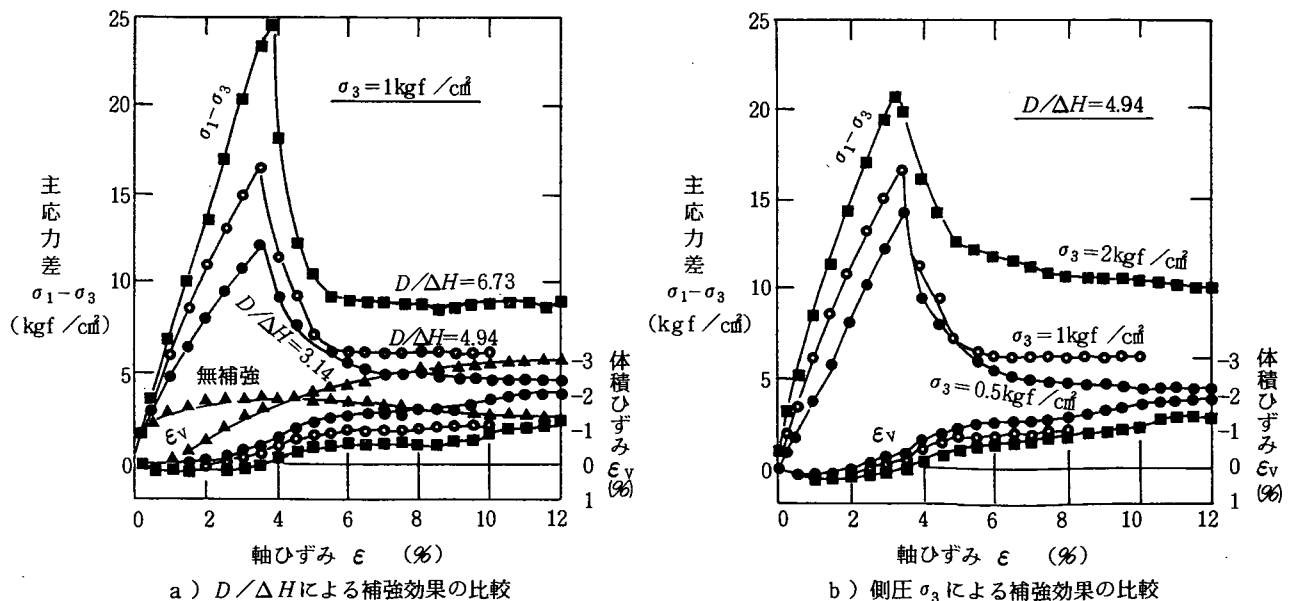


図-3.40 主応力差～軸ひずみ～体積ひずみの関係

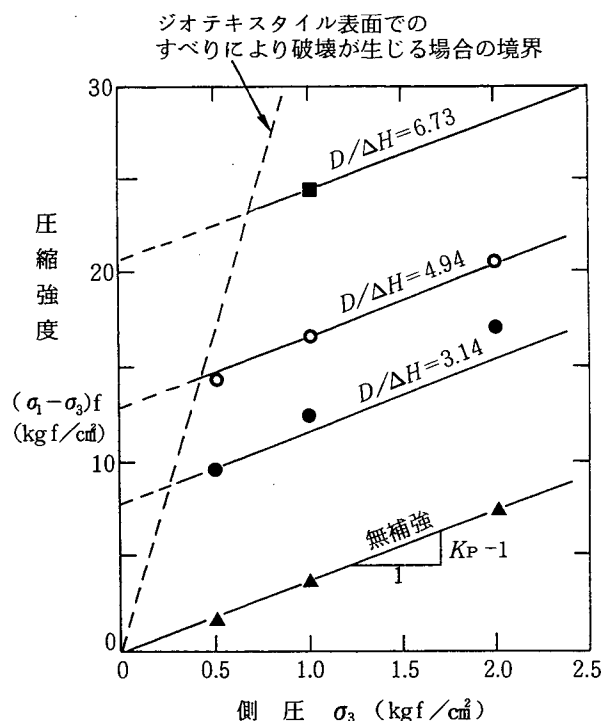


図-3.41 圧縮強度～側圧関係

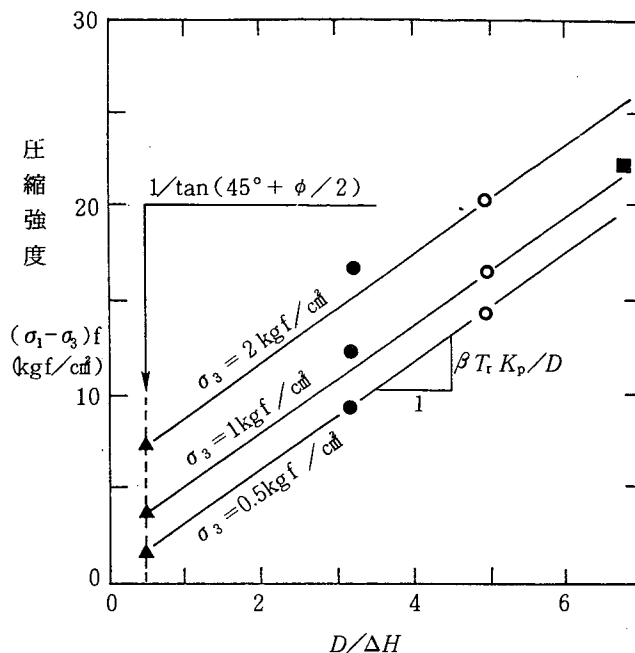


図-3.42 圧縮強度～D/ΔH関係

(d) ジオテキスタイルのひずみ分布

図-3.43はジオテキスタイルのひずみ分布を示したものであり、補強土の圧縮試験中の最大圧縮強度が発揮されている付近で計測した全ジオテキスタイルのひずみをその平均値とばらつきで示している。最大圧縮強度付近という表現としたのはひずみゲージのリード線が土の変形に伴って断線し、途中で測定不能となったものもあるため、その直前の結果をも含んでいることによる。しかし、いずれの結果も供試体の軸ひずみ ϵ_1 が3.0%以上の時のものである。また、図中のひずみの値は供試体中心のジオテキスタイルのひずみで除して、正規化した状態で示している。図より、ジオテキスタイルのひずみ分布は供試体中で一様になっていないことがわかり、ジオテキスタイルの引張強度が一様に働かず中心部のジオテキスタイルが最初に破断するため、前述の(3.20)式で $\beta=1.0$ とした補強土の理論強度とはならず、それより低い値になることがわかった。

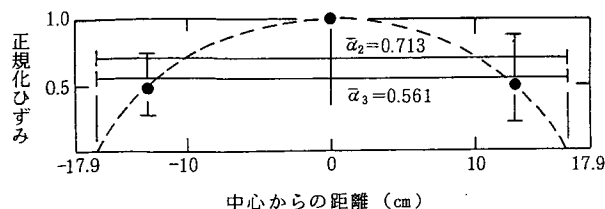
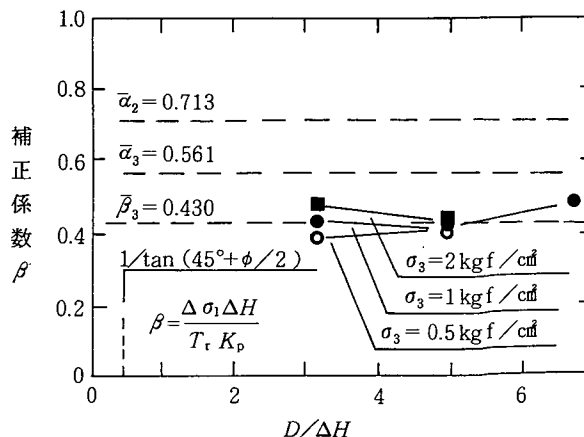


図-3.43 ジオテキスタイルのひずみ分布

(e) 補正係数 β ～D/ΔH関係

図-3.44は補正係数 β とD/ΔHの関係を示したものであり、補強土の圧縮試験結果を基に(3.20)式から、補正係数 β を $\beta = \Delta \sigma_1 \cdot \Delta H / T_r \cdot K_p$ として求め、D/ΔHとの関係で整理したものである。図より、本試験条件下のようにD/ΔHが比較的大きく、ジオテキスタイルが密に配置されて補強土の強度が補強材の破断で決定される状態においては、補正係数 β はD/ΔHに依存せず概略一定であることがわかり、その平均値は $\beta=0.430$ となる。


図-3.44 補正係数 β ～D/ΔH関係

以上のように、補強土の強度増加を示す理論式の適用性を検証する目的で、側圧とジオテキスタイルの敷設間隙比をパラメータにとった大型三軸圧縮試験を実施して、次の結論を得た。

① $D/\Delta H$ が 3 以上の場合において、補強土の圧縮強度は側圧または $D/\Delta H$ に対して線形関係にあるため、(3.19), (3.20) の理論式が適用可能である。

② 補正係数 β の値は、ジオテキスタイルのひずみが供試体内で非一様分布となるため、 $\beta=1.0$ の状態とはならず、また、本試験の範囲では $D/\Delta H$ にも依存せず、 $\beta=0.43$ と求められた。

なお、上記の結論は今回使用したジオテキスタイルに限っていえることであり、今後は種々のジオテキスタイルについて同様な試験を行い、その特性を検討することが重要であると思われる。

(3) 土のうを用いた補強土の試験結果と考察

次に、土のうを用いた補強土の試験結果について述べる。表-3.8 に試験結果一覧表を、また図-3.45 にモール・クーロンの応力図を示す。これをみると、土のう袋の布を補強材に使用した場合と土のう袋に試料を詰

めた場合のいずれにおいても、 0.5 から 0.7 kgf/cm^2 程度の見かけの粘着力が発現しており、前述のジオグリッドの効果ほどでないにしても、土のう袋による一体化効果が顕著に認められる。なお、土のう袋の布を水平に挟み込んだケースと土のう袋に標準砂を詰めたケースではそれほど大きな差は認められず、土のう袋の水平な部分、すなわち潜在すべり面に抵抗する部分の効果が大きいことがうかがえる。

以上のように、ジオテキスタイルの引張剛性や引張強さと敷設間隔にもよるが、ジオテキスタイルを密に敷設した補強土においては、ジオテキスタイルの引張補強効果やダイレタンシーに伴う側方ひずみの拘束効果が効いて、異方的な見かけの粘着力が発現する。従って、将来はこの異方的な見かけの粘着力の発現を考慮した補強土の一体化効果を設計に反映させることが可能になってくるのではないと思われる。

なお、試みに、図-3.27 に示したカット⑨の段階で、土のう袋を積み上げた奥行方向の長さ 45 cm の仮想擁壁のゾーンにおける見かけの粘着力を考慮した円弧すべり計算を行った（図-3.46 参照）。見かけの粘着力 c

表-3.8 土のうの大型三軸圧縮試験結果一覧表

供試体 No	密 度 (t/m^3)	間隙比 e	側 圧 (kgf/cm^2)	間隙圧 係 数 B 値	ピーク時		
					圧 縮 応 力 (kgf/cm^2)	圧 縮 ひずみ (%)	体 積 ひずみ (%)
A-1	1.525	0.737	0.5	0.93	1.09	5.5	-2.41
A-2	1.530	0.731	1.0	0.95	2.72	5.0	-1.98
A-3	1.527	0.735	1.5	0.96	4.50	4.0	-1.32
B-1	1.538	0.722	0.5	0.96	3.59	13.5	-5.74
B-2	1.526	0.737	1.0	0.95	5.49	11.0	-4.33
B-3	1.527	0.735	1.5	0.95	6.74	9.9	-3.87
C-1	1.527	0.735	0.5	0.93	4.28	15.0	-5.44
C-1-1	1.532	0.730	0.5	0.92	* 5.02	* 15.0	-4.99
C-2	1.539	0.723	1.0	0.96	5.93	13.5	-4.51
C-2-1	1.644	0.615	1.2	0.95	* 8.47	* 11.4	-4.79
C-3	1.532	0.725	1.5	0.94	7.46	11.0	-3.91

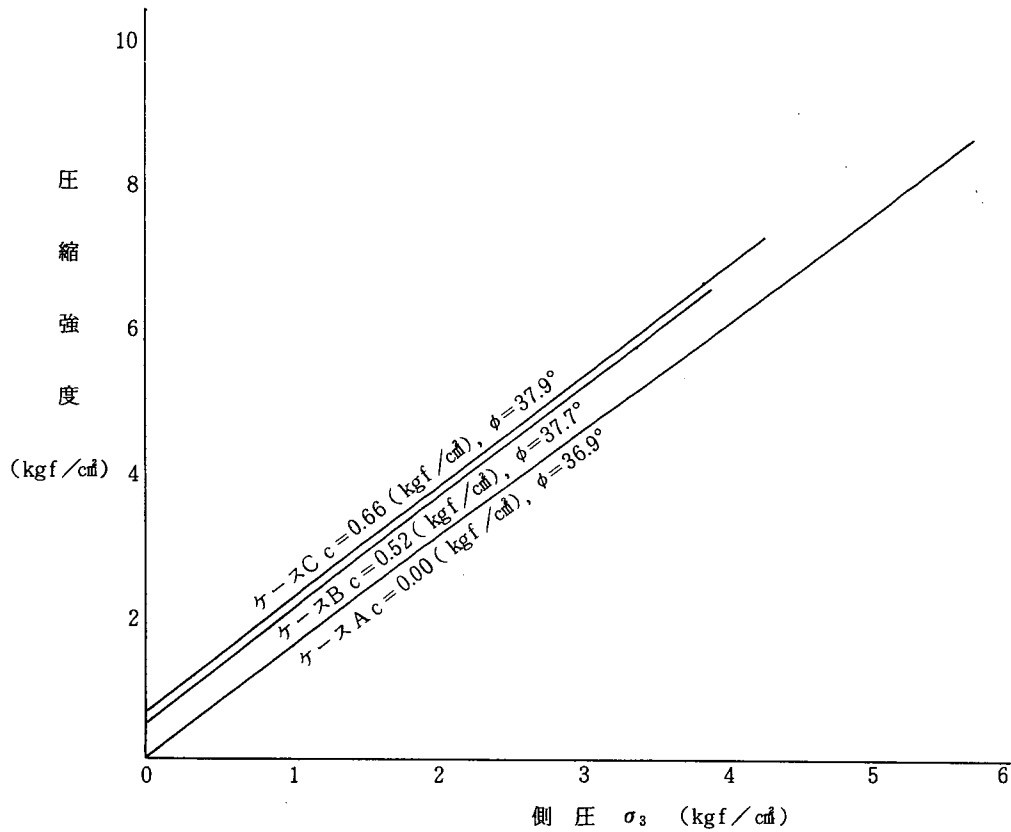
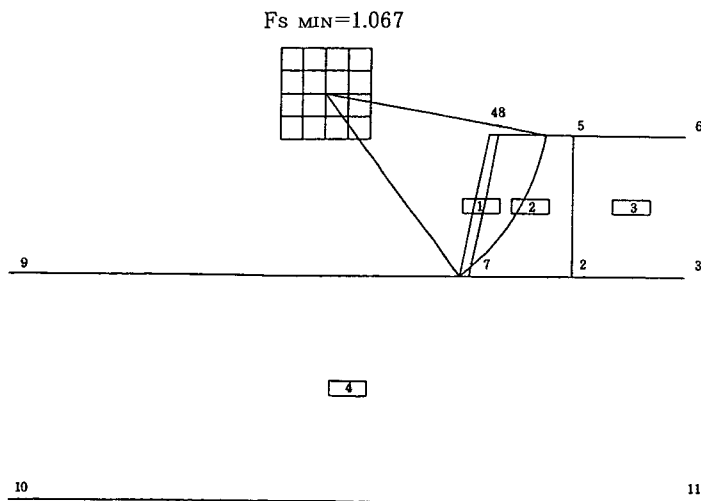


図-3.45 モール・クーロンの応力図

およびせん断抵抗角 ϕ の値には、上記の土のうを用いた補強土の大型三軸圧縮試験結果を用いた。したがって、この場合は異方的な見かけの粘着力の最大値を用いたことになる。その結果、土のう袋の効果を考慮しない場合の安全率が0.62と実際の現象と大きく差があるのに対し、土のう袋の効果を考慮した場合は $c = 0.66 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi = 37.9^\circ$ の場合で安全率が1.07、 c

$= 0.52 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi = 37.7^\circ$ の場合で1.00となり、実際の現象と比較的よく一致する。

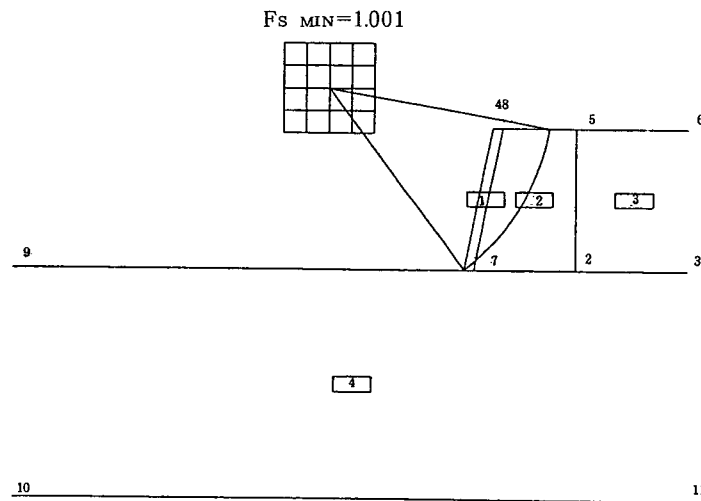
従って、土のう袋やジオテキスタイルを密に配置した仮想擁壁のゾーンにおける異方的な見かけの粘着力が適切な方法で評価できるようになれば、円弧すべり計算によってもり面工の効果を簡便に設計に取り込むことができる可能性があることがわかった。



(a) ケース 1

最小安全率 $F_{s \text{ MIN}} = 1.067$
 円弧の中心 $X = 14.00 \text{ (M)}$
 $Y = 8.00 \text{ (M)}$
 半径 $R = 10.00 \text{ (M)}$
 抵抗モーメント $M_R = 155.40 \text{ (T*M)}$
 起動モーメント $M_o = 145.54 \text{ (T*M)}$

層番号	飽和重量 (T/M^3)	湿潤重量 (T/M^3)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (T/M^2)
1	1.53	1.53	37.9	5.60
2	1.63	1.63	41.0	0.20
3	1.00	1.00	89.0	99.00
4	1.00	1.00	89.0	99.00



(b) ケース 2

最小安全率 $F_{s \text{ MIN}} = 1.001$
 円弧の中心 $X = 14.00 \text{ (M)}$
 $Y = 8.00 \text{ (M)}$
 半径 $R = 10.00 \text{ (M)}$
 抵抗モーメント $M_R = 145.72 \text{ (T*M)}$
 起動モーメント $M_o = 145.54 \text{ (T*M)}$

層番号	飽和重量 (T/M^3)	湿潤重量 (T/M^3)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (T/M^2)
1	1.53	1.53	37.7	5.20
2	1.63	1.63	41.0	0.20
3	1.00	1.00	89.0	99.00
4	1.00	1.00	89.0	99.00

図-3.46 土のうを用いた仮想擁壁の見かけの粘着力の発現を考慮した円弧すべり計算結果

3.5 まとめと今後の課題

ジオテキスタイルによる盛土の補強効果としては、最も主要な引張り補強効果のほか、転圧補助効果、侵食防止効果、排水効果などがあり、これらの効果のいくつかが複合して発揮されることが多い。さらに、のり面工に土のうを用い、それをジオテキスタイルで挟み込んだ形式の急勾配盛土では、のり面工が部分的に一体化された剛体に近い挙動を示し、もたれ擁壁と類似の付加的な押えの効果を発揮する。

転圧補助効果と侵食防止効果を期待したジオテキスタイルの使い方としては、引張り強さが200kgf/m以上のジオテキスタイルを敷設間隔30cm程度、敷設長1～2mで配置することを提案した。これにより、締め固めが不十分となりやすい盛土ののり面付近における重機による転圧が可能になるとともに、侵食を受けやすい土で築造される盛土の侵食抵抗を著しく高めることができる。とくに排水効果を有するジオテキスタイルを用いる場合には、降雨浸透に伴う盛土の強度低下を遅らせる効果もあわせて期待できることを人工降雨を加えた大型模型実験により示した。ただし、浸透水の排除効果については、まだ設計で考慮できるまでには至っておらず、今後の検討課題の一つである。

一方、安定した高盛土や急勾配盛土を築造したり、重要盛土構造物の安定性の向上を図る場合には、ジオテキスタイルの引張り補強効果を期待した補強盛土工法が大きな偉力を発揮する。この点を大型補強盛土の人工降雨実験や実物大補強盛土の崩壊実験により明らかにするとともに、これらの実験結果の解析をふまえ、極限つり合いモデルによる実用的設計法を提案した。すなわち、ジオテキスタイルの引張り力による抵抗モーメントの増分を考慮した円弧すべり計算において、ジオテキスタイルの設計引張り強さとしてクリープに対する安全率を見込んだクリープ限度強さを用いる場合には、設計安全率として1.2～1.3程度を確保しておれば、ジオテキスタイルのひずみを十分に小さく抑えることができることを実験によって明らかにし、これを骨格とする設計法を確立した。

さらに、のり面工に土のうを用い、それをジオテキスタイルで密に挟み込んだ実物大補強盛土において、盛土内部に敷設したジオテキスタイルを順次切断していく実験の結果、最後まで残ったのり面工の部分がもたれ擁壁的な押えの効果を発揮することを明らかにし、その効果を考慮できる実用的な設計法を提案した。

また、のり面工が部分的に擬似的な剛体として機能

するためには、ジオテキスタイルが十分密に配置されており、補強領域が一体化されてあたかも安定処理土のように見かけの異方的粘着力が発現することが必要である。この点を明らかにするため、補強材の敷設密度を変えた補強土の大型三軸圧縮試験を行い、敷設材の引張り強さや敷設間隔に応じて見かけの異方的粘着力が発現することを明らかにし、次式の妥当性を検証した。

$$C_R = T_t \cdot \sqrt{K_p} / 2 \Delta H$$

ここに、 C_R ：見かけの粘着力

β ：補正係数

T_t ：ジオテキスタイルの引張強さ

K_p ：受働土圧係数

ΔH ：ジオテキスタイルの敷設間隔

ただし、補正係数 β の値としては、一般には1.0が用いられているが、今回の実験では0.43という値が得られた。

さらに、のり面工に土のうを用い、それをジオテキスタイルで密に挟み込んだ実物大補強盛土のジオテキスタイル切断実験における破壊直前の状態を対象とした円弧すべり計算において、土のう袋を積み上げた奥行方向の長さ45cmの仮想擁壁のゾーンにおける異方的な見かけの粘着力を土のうを用いた補強土の大型三軸試験結果をもとに考慮すると、土のう袋の効果による異方的な見かけの粘着力を考慮しない場合の安全率が0.62であるのに対し、見かけの粘着力を考慮した場合は安全率が1.0近くになり、実際の現象と比較的に一致することがわかった。

従って、今後、土のう袋やジオテキスタイルを密に配置した仮想擁壁のゾーンにおける異方的な見かけの粘着力が適切な方法で評価できるようになれば、円弧すべり計算によってものり面工の効果を簡便に設計に取り込むことができる可能性があるといえる。

4. 高含水比粘性土を用いた盛土の排水補強工法

4.1 概 要

近年、都市開発の活発化や地下利用の増大等に伴って、建設現場から発生する土砂の量は年々増加する傾向にある。その一方で、特に都市部においては、これらの発生土の処分場の確保が困難な状況にあり、建設事業の円滑な推進の面からも、発生土の再利用の促進を図ることが求められている。特に首都圏では、排出される発生土の土質は年間総量約1.2億 m^3 のうち約7割がシルト、関東ローム、粘性土などの含水比の高い低品質の土となっており、これらの低品質の土をいかに工夫して使うかということが発生土の再利用促進の重要なポイントになっている。

こうした含水比の高い低品質な土の利用技術の一つとして、ジオテキスタイルを用いた盛土の排水補強工法は極めて有効である。高含水比粘性土を用いて築造される盛土は、施工中の過剰間隙水圧の発生によって安定性が低下しやすい。このような場合、ジオテキスタイルを水平排水材として使用して、施工中の過剰間隙水圧の消散を図り、圧密による土の強度増加を促進しながら盛立てを行うことにより、簡易で、かつ経済的な施工が可能になる。セメントや石灰などによる安定処理の手間がいらず、発生した土をそのまま施工現場に運搬し、現場で盛り立てながら盛土の自重とジオテキスタイルの排水効果によって土の強度の発現が図れる。土の弱さを安定処理や3章で述べたジオテキスタイルの引張り補強効果などで補うのではなく、土が本来もっている強さが発揮されるように働きかける工法であり、その意味では非常に合理的で経済的な工法であるといえる。

道路建設などにおいては、従来から、関東ロームのような火山灰質粘性土を用いて高盛土を行う際に、一定の鉛直間隔（通常2～3 m程度）で盛土内に粗粒材料による厚さ30 cm程度の水平排水層を設けることがよく行われている。しかし、その場合、水平排水層に要求される透水性（これ以降、面内方向通水性と呼ぶ）が厳密に検討されているわけではなく、盛土を転圧する際の一層あたりのまき出し層が通常30 cmであることが層厚決定の最も大きなファクターになっているのが現状である。そして、経験的にこれで十分な機能を発揮してきたという実績がある。場合によっては、かなり安全側の設計になっている可能性もありうると思われる。

一方、こうした粗粒材料のかわりに厚さの薄いジオテキスタイルを使用すると、ジオテキスタイルに要求される面内方向通水性を厳密に検討しておく必要がある。こ

のような目的で使用されるジオテキスタイルとしては、比較的厚みのある（といっても3～4 mm程度）不織布などが代表的なものであるが、こうしたジオテキスタイルが土中で拘束圧を受けてさらに厚みが薄くなった状態で、どの程度の面内方向通水性を有しておればよいかという検討が重要である。

本章では、まず、このような排水用ジオテキスタイルに要求される面内方向通水性の決定のための理論として、最も代表的で合理的と考えられるGiroudの提案式を紹介する。次に、現場試験施工によってこの理論の妥当性とジオテキスタイルを用いた盛土の排水補強工法の有効性を検証した結果を示し、これらをふまえて提案した実用的設計法について述べる。さらに、この実用的設計法のなかで用いる土の強度増加率に関し、実際の建設現場から発生する各種の建設発生土の強度増加率の実態について得られた知見をとりまとめる。

4.2 排水用ジオテキスタイルの選定のための理論

ジオテキスタイルを水平排水材として用い、高含水比粘性土による盛土の施工中の過剰間隙水圧の消散を図る場合において重要なことは、土中に敷設した状態でのジオテキスタイルの面内方向通水性(Transmissivity)を十分に確保することである。ジオテキスタイルに要求される面内方向通水性の基準としては、Giroudの提案式^(6,3)が最も代表的である。

まず、実際の現象を単純化し、①土が飽和しており、水の流れが鉛直で、一次元圧密理論が成り立つこと、また②ジオテキスタイル中の水圧 u_v がゼロであると仮定すると、圧密によって土からしぼり出されてくる水の排水速度 V_v が次式により求まる（図-4.1参照）。

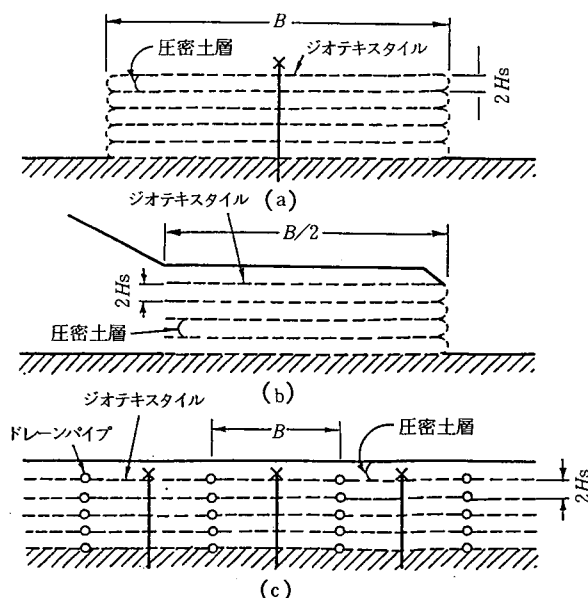


図-4.1 全面敷設配置の場合の盛土幅 B および土層の厚さ H_s の取り方

$$v_s = \frac{d w}{d t} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、 w : ジオテキスタイルにはさまれた土層の
沈下量

一次元圧密理論より、

$$w = U \cdot w' \dots\dots\dots (4.2)$$

ここに、 U : 圧密量

w' : 最終沈下量

また、

$$w' = \frac{p \cdot k_s \cdot H_s}{\gamma_w \cdot C_{vs}} \dots\dots\dots (4.3)$$

ここに、 p : 上載荷重

k_s : 土の透水係数

H_s : 土層の厚さ

γ_w : 水の密度

C_{vs} : 土の圧密係数

よって、

$$v_s = \frac{p \cdot k_s \cdot H_s}{\gamma_w \cdot C_{vs}} \cdot \frac{d U}{d t} \dots\dots\dots (4.4)$$

ここで、

$$T = \frac{C_{vs} \cdot t}{H_s^2} \dots\dots\dots (4.5)$$

$$\therefore v_s = \frac{p \cdot k_s}{\gamma_w \cdot H_s} \cdot \frac{d U}{d T} \dots\dots\dots (4.6)$$

いま、安全側の v_s の値を求めるため、 $\frac{d U}{d T}$ の最大

値 $\left(\frac{d U}{d T}\right)_{\max}$ を一次元圧密理論から求めると、 $T = T_0$ の

ときに $\frac{d U}{d T}$ が最大になり、その概略の値は次式か

ら求まる。

$$\left(\frac{d U}{d T}\right)_{\max} \doteq \frac{1}{\sqrt{T_0}}, 10^{-6} \leq T_0 \leq 1 \dots\dots\dots (4.7)$$

$$\left(\frac{d U}{d T}\right)_{\max} \doteq \frac{1}{T_0}, T_0 > 1 \dots\dots\dots (4.8)$$

$$T_0 = \frac{C_{vs} \cdot t_0}{H_s^2} \dots\dots\dots (4.9)$$

ここに、

t_0 : 載荷時間

以上より、 v_s の最大値 $v_{s \max}$ は、次式のように与え

られる。

$$v_{s \max} = \frac{p \cdot k_s}{\gamma_w \cdot H_s \cdot \sqrt{T_0}}, 10^{-6} \leq T_0 \leq 1 \dots\dots (4.10)$$

$$v_{s \max} = \frac{p \cdot k_s}{\gamma_w \cdot H_s \cdot T_0}, T_0 > 1 \dots\dots\dots (4.11)$$

次に、ジオテキスタイル中の水の流れの計算を行う。

ここで、第3の仮定として、③ジオテキスタイルの厚さ H_s は、実際には $(p - u_g)$ に支配されるが、 $u_g = 0$ と考え、 H_s は p により一義的に定まると仮定する。

ジオテキスタイルの単位長さ $d x$ に土から排出されてくる水の量 $d Q$ は、

$$d Q = v_s \cdot L \cdot d x \dots\dots\dots (4.12)$$

ここに、 L : ジオテキスタイルの幅

もし、④ v_s が時間によらず一定と仮定すると、

$$d Q = v_s \cdot L \cdot d x \dots\dots\dots (4.13)$$

この排水量がジオテキスタイル中を流れなければなら

ないので、

$$Q = v_g \cdot L \cdot H_g \dots\dots\dots (4.14)$$

ここに、

v_g : ジオテキスタイル中の水平方向の水の流れ
の速度

H_g : ジオテキスタイルの厚さ

(4.13)、(4.14)式より、

$$v_g \cdot H_g = v_s \cdot x \dots\dots\dots (4.15)$$

いま、⑤ジオテキスタイル中の水の流れがダルシーの法則に従うと仮定すると、

$$v_g = - \frac{k_g}{\gamma_w} \cdot \frac{d u_g}{d x} \dots\dots\dots (4.16)$$

ここに、 k_g : ジオテキスタイルの透水係数

u_g : ジオテキスタイル中の水圧

γ_w : 水の単位体積重量

(4.15)、(4.16)式より、

$$\frac{d u_g}{d x} = - \frac{\gamma_w \cdot v_s \cdot x}{k_g \cdot H_g} \dots\dots\dots (4.17)$$

よって、

$$u_g = \int_{-B/2}^x \frac{\gamma_w \cdot v_s}{k_g \cdot H_g} x \, d x = \frac{\gamma_w \cdot v_s}{2 k_g \cdot H_g} \left(\frac{B^2}{4} - x^2 \right) \dots\dots\dots (4.18)$$

$$\therefore u_{g \max} = \frac{\gamma_w \cdot v_s \cdot B^2}{8 k_g \cdot H_g} \dots\dots\dots (4.19)$$

(4.19)式と(4.10)、(4.11)式より、

$$u_{\text{max}} = \frac{p B^2}{8 \sqrt{T_0}} \cdot \frac{k_s / H_s}{k_g \cdot H_g}, 10^{-6} \leq T_0 \leq 1 \quad \dots (4.20)$$

$$u_{\text{max}} = \frac{p B^2}{8 T_0} \cdot \frac{k_s / H_s}{k_g \cdot H_g}, T_0 > 1 \quad \dots (4.21)$$

いま、第②、第③の仮定から、ジオテキスタイル中の水圧 u_{max} は上載荷重 p に比べて十分に小さくなくてはならないので、

$$u_{\text{max}} < 8 p \quad \dots (4.22)$$

とすると、(4.20)、(4.21)、(4.22)式より、

$$k_g \cdot H_g > \frac{B^2 \cdot k_s}{\sqrt{C_{vs} \cdot t_0}} = \frac{\sqrt{B^2 \cdot k_s \cdot (m_v)_s \cdot \gamma_w}}{\sqrt{t_0}},$$

$$10^{-6} \leq T_0 \leq 1 \quad \dots (4.23)$$

$$k_g \cdot H_g > \frac{B^2 \cdot k_s \cdot H_s}{C_{vs} \cdot t_0} = \frac{B^2 \cdot (m_v)_s \cdot \gamma_w \cdot H_s}{t_0},$$

$$T_0 > 1 \quad \dots (4.24)$$

(4.23)、(4.24)式が排水用ジオテキスタイルに要求される面内方向通水性の基準を与えるGiroudの式である。なお、ジオテキスタイルの面内方向通水性 θ_g は、ジオテキスタイルの透水係数 k_g とジオテキスタイルの厚さ H_g の積で表される。

$$\theta_g = k_g \cdot H_g \quad \dots (4.25)$$

4.3 現場試験施工による検証

4.3.1 三ツ谷バイパスの例

三ツ谷バイパスは、静岡県三島市に位置する一般国道1号のバイパスで、愛鷹ロームと呼ばれる高含水比の火山灰質粘性土を盛土材料として使用した(写真-4.1, 4.2参照)。当初計画では、盛土厚2.0mごとに厚さ30cmの火山礫フィルター層(写真-4.3参照)を設けることになっていたが、これとあわせて比較のために排水用ジオテキスタイルを用いた工法を試験的に採用し、厚さ4mmのспанボン不織布を盛土厚2.3mごとに排水層として敷設した(図-4.2参照)⁶⁶⁾。

試験施工は、延長が約60mの沢部で行い、火山礫フィ



写真-4.1 愛鷹ロームの切土

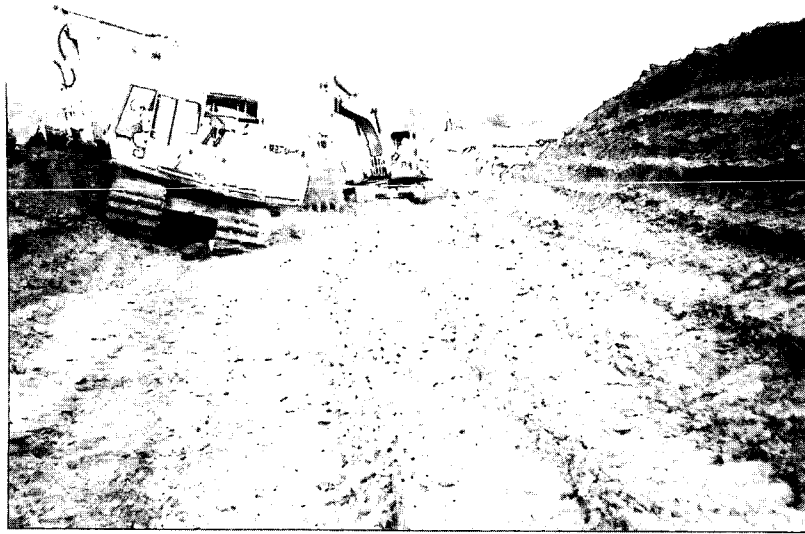


写真-4.2 愛鷹ロームのこねかえしの状態



写真-4.3 火山礫フィルター

ルターを用いた従来工法による盛土の区間を約30m、ジオテキスタイルを用いた盛土の区間を約30mの延長で設けた。

観測は、間隙水圧計、ピエゾメーター、土壌水分計による間隙水圧の測定、多段式変位計と沈下板による沈下量の測定、および自記雨量計による降雨量の測定を行ない、観測用計器の配置は図-4.3に示すとおりである。

盛土材料として用いた火山灰質粘性土は、自然含水比が約100%の愛鷹ロームで、単位体積重量が約1.4tf

／m³、液性限界が163%、塑性限界が87%、粗粒分と細粒分の含有率がそれぞれ15%および85%である。こね返した状態での透水係数は、 $k = 1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ 、圧密係数は $C_{vs} = 1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ (864cm²／day) 程度である。圧密促進を図るためのジオテキスタイルに要求される面内方向通水性については、前述の4.2に示すGiroudによる提案式 ((4.23) (4.24)式) を、用いて決定した。今回の試験施工では、盛土幅 $B = 26 \text{ m}$ 、載荷時間 $t_0 = 15 \text{ 日}$ 、ジオテキスタイル間の土層の厚さ $2 H_s = 230 \text{ cm}$ ($H_s = 115 \text{ cm}$) より、

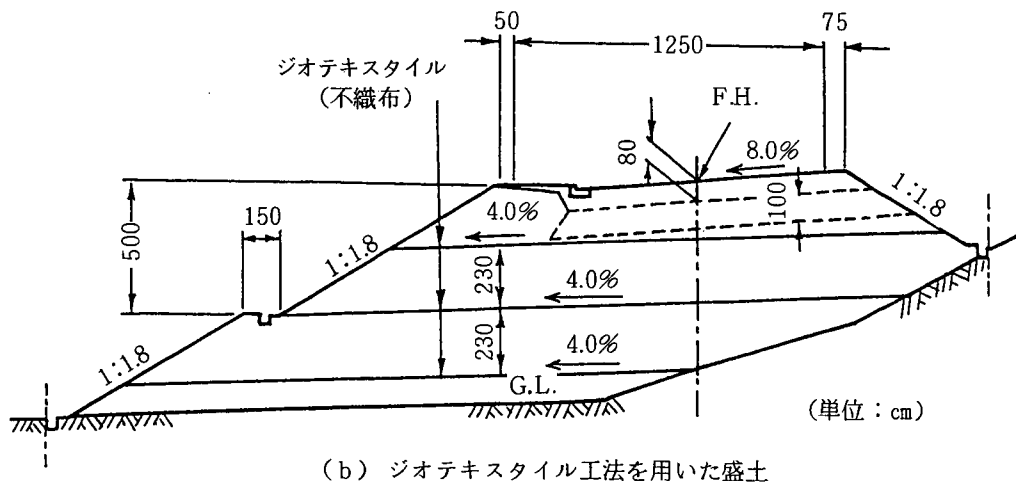
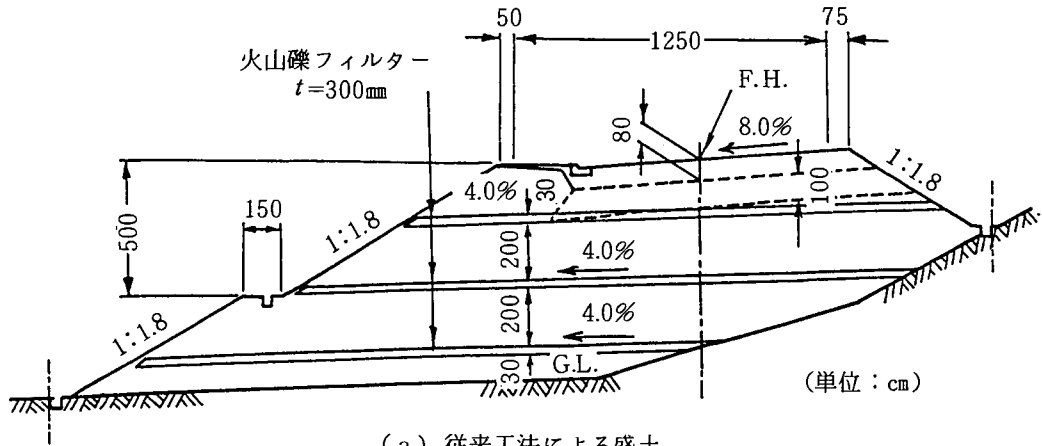


図-4.2 試験盛土の標準断面図 (三ツ谷バイパス)

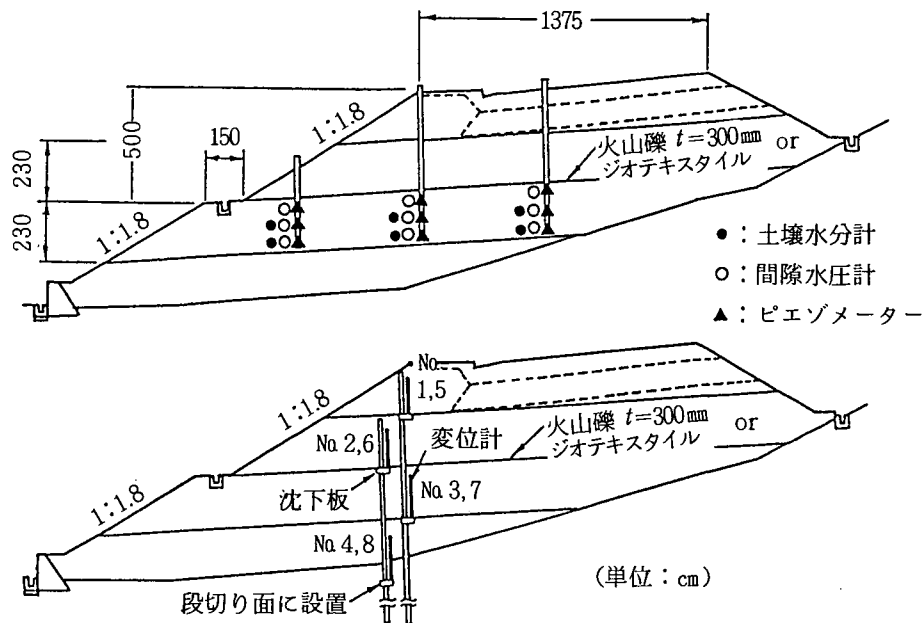


図-4.3 観測用計器の配置 (ジオテキスタイル工法の例を示すが、従来工法でも同様)

$$T_o = \frac{C_{vs} \cdot t_o}{H_s^2} = \frac{864 \times 15}{(115)^2} \approx 0.98 < 1$$

よって、(4.24)式を適用し、

$$k_s \cdot H_s > \frac{B^2 \cdot k_s}{\sqrt{C_{vs} \cdot t_o}} = \frac{(2600)^2 \times 8.64 \times 10^{-3}}{\sqrt{864 \times 15}} \\ \approx 517 \text{ cm}^2 / \text{day} \\ = 6.0 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 / \text{s}$$

今回使用した厚さ4mmのспанボンド不織布の面内方向通水性は、拘束圧が 1.5 kgf/cm^2 の場合、

$$k_s \cdot H_s \approx 2 \times 10^{-2} \text{ cm}^2 / \text{sec}$$

従って、十分な安全率を余裕をもって上記の要求品質を満足する。

図-4.4と図-4.5は、それぞれ従来工法とジオテキスタイル工法における層別沈下計、間隙水圧計及び土壌水分計の記録を示したものである。まず、層別沈下計の記録において、第2層の盛立てによる第一層の圧密沈下に着目すると、両工法ともに、盛立て完了後から数日のうちに沈下がほぼおさまっていることが認められ、火山礫フィルターおよびジオテキスタイルとともに、排水層としての機能を十分に発揮していることがわかる。そして、このことは間隙水圧計の記録からもよみとれる。ただし、第3層目の盛土による過剰間隙水圧の発生と消散の様子をみると、従来工法に比べてジオテキスタイル工法の方がやや過剰間隙水圧の消散が遅い傾向にある。また、土壌水分計の記録からは、火山礫フィルターによる従来工法では、圧密が進行したのち土壌内かなりの負圧が生じており、フィルター層に近い部分から土層の乾燥が進みつつあることがうかがわれるのに対し、ジオテキスタイル工法では、負圧の発生が従来工法ほど顕著でないことがよみとれる。

以上のように、水平排水材として使用された厚さ4mmのジオテキスタイルは、厚さ30cmの火山礫フィルターに比べるとやや排水機能が小さく、近傍の土層の乾燥を促す能力も多少劣る傾向がみとめられたものの、圧密沈下促進の面からは、十分満足すべき排水機能を有していることが確かめられた。

4.3.2 刈和野バイパスの例

建設省東北地方建設局湯沢工事事務所管内の刈和野バイパスでは、工事区間内の切土工事によって発生する高含水比粘性土を盛土材料として使用するにあたって、ジオテキスタイルを用いた補強土工法の適用性を検討するため、高さが7mの試験盛土工事を実施した^{6,7)}。

盛土材料は、工事区間内の切土工事によって発生するもので、火山灰質粘性土と砂質シルトの混合土である。土取場の土層構成は、写真-4.4に示すように、上層から、自然含水比が約50%の茶色の砂質シルト層、次いで自然含水比が約130%の暗灰色の火山灰質粘性土層及び自然含水比が約40%の白灰色の火山灰質粘性土層となっている。掘削、運搬後は、写真-4.5に示すように、上記の各層の土が混合され、含水比も混合の具合によって50%から120%の範囲にばらついている。盛立て中に測定した盛土材料の含水比の平均値は約70%であったが、含水比は天候によっても大きく左右されるため、層ごとにかかなりの違いがみられた。なお、各層の転圧後の飽和度はおおむね90%~99%の範囲内にあった。

使用したジオテキスタイルは、排水性を有するспанボンド不織布とジオグリッドで、спанボンド不織布の排水効果によって盛土の圧密による強度増加を促しながら、盛土の安定化をはかったものである。

試験盛土の標準断面と平面図をそれぞれ図-4.6と図-4.7に示す。試験盛土は、高さが7m、天端幅が15m、のり面勾配が1:1.5である。また試験盛土の延長は、天端の長さにして25mである。

試験ケースは、盛土の中心線を境に両サイドに2ケース設定した。1つは、厚さが3mmのспанボンド不織布を30cm間隔で盛土の全面にわたって敷設したケースであり、もう1つは、ジオグリッドとспанボンド不織布を併用し、ジオグリッドを60cm間隔で、またспанボンド不織布を120cm間隔で盛土の全面にわたって敷設したケースである。なお、片勾配は4%である。

ジオテキスタイルの敷設配置は、次のような概略安定検討により行った。盛土材料が極めて軟弱でспанボンド不織布の排水効果にも不確定な要素があるのに加え、当試験盛土が将来的には橋脚取付け盛土の一部になるため、事前検討の段階では安全側をみて、ジオテキスタイルの排水効果を考慮せず、ジオテキスタイルの引張り補強効果のみを考慮して、(4.26)式の安全率が1.2以上となるような設計を行った。

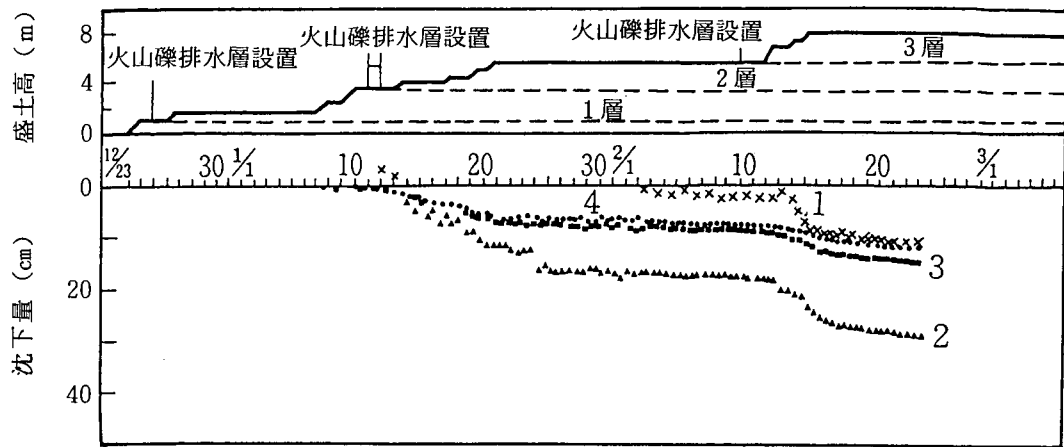
$$F_s = \frac{M_R + \sum (T_{Ri} \times y_i)}{M_D} \dots\dots\dots (4.26)$$

ここに、 M_R ：土塊の抵抗モーメント

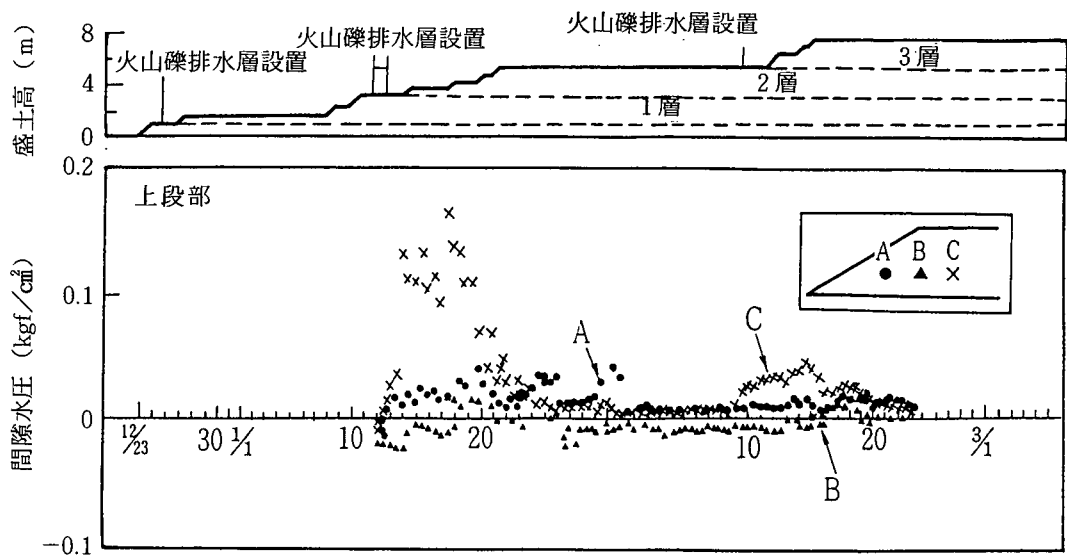
M_D ：土塊のすべりモーメント

T_{Ri} ：番目のジオテキスタイルの設計引張強さ

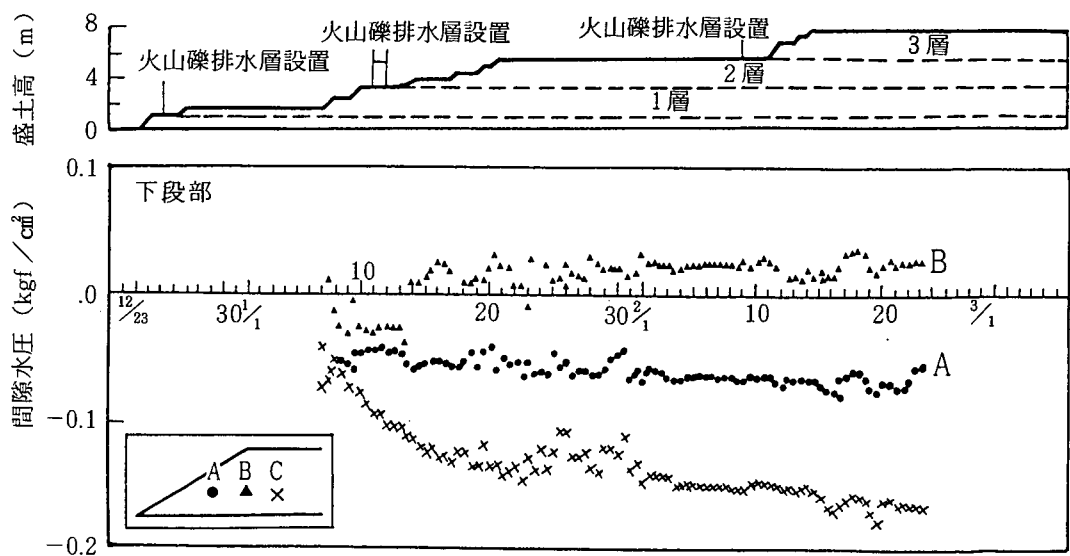
y_i ：すべり円弧の中心点Oから、番目のジオテキスタイルまでの鉛直距離



(a) 層別沈下計の記録

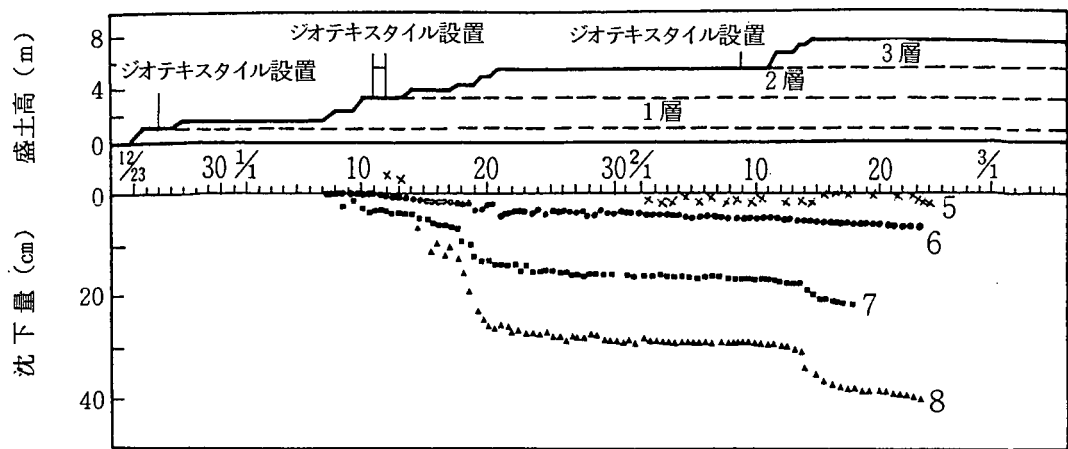


(b) 間隙水圧計の記録

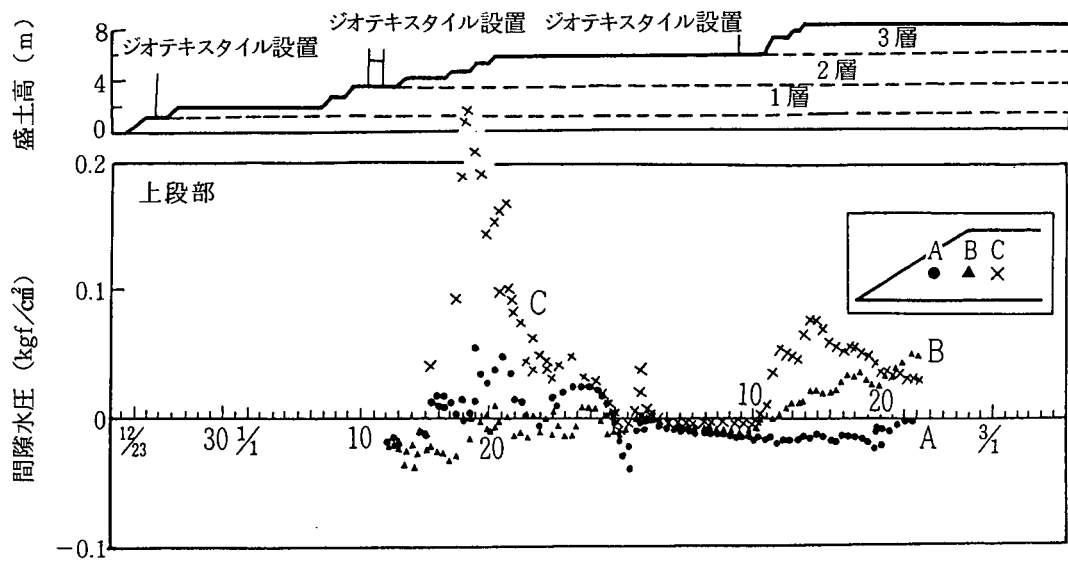


(c) 土壌水分計の記録

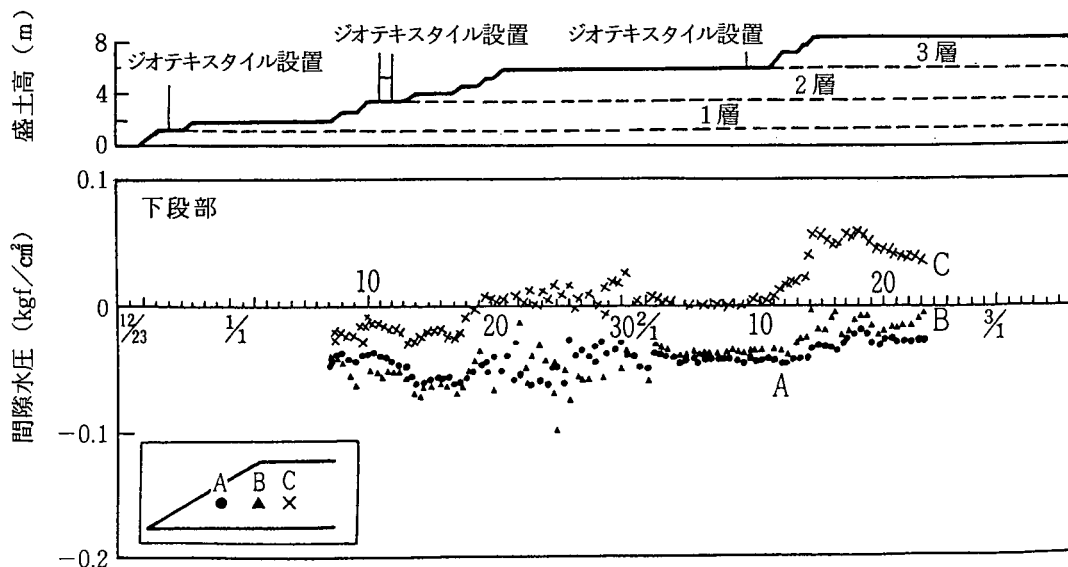
図-4.4 従来工法における観測結果（三ツ谷バイパス）



(a) 層別沈下計の記録



(b) 間隙水圧計の記録



(c) 土壌水分計の記録

図-4.5 ジオテキスタイル工法における観測結果 (三ツ谷バイパス)

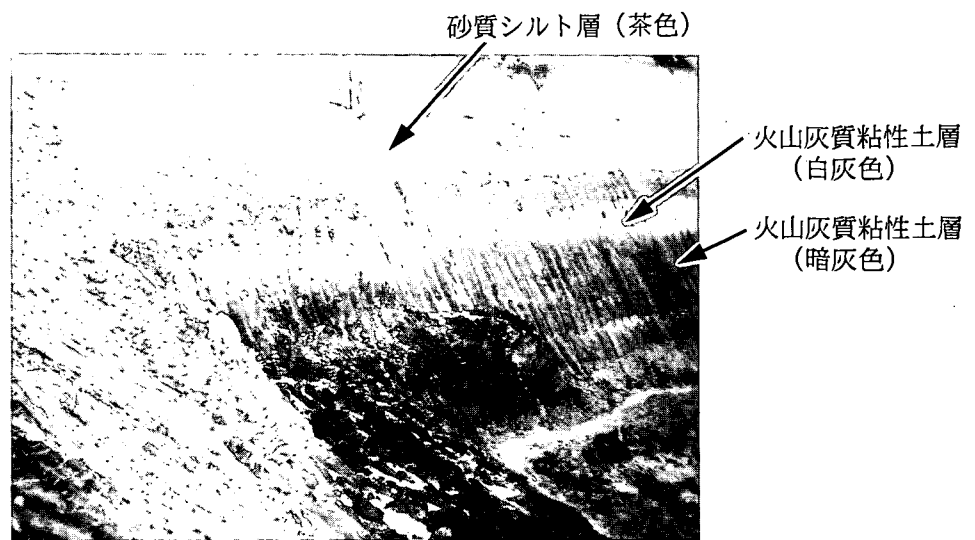
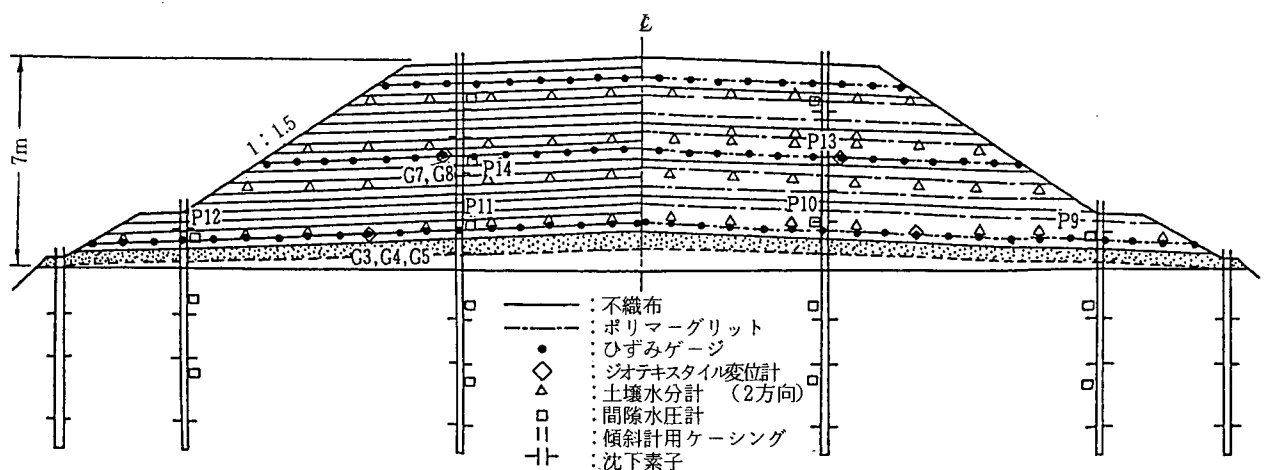


写真-4.4 土取場の土層構成 (刈和野バイパス)



写真-4.5 掘削・運搬後の盛土材料 (刈和野バイパス)



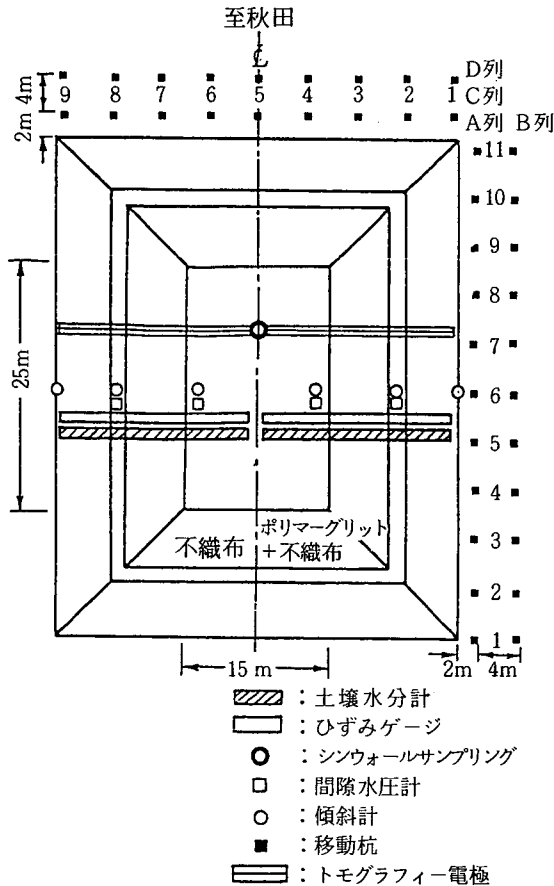


図-4.7 試験盛土の平面図(刈和野バイパス)

ジオテキスタイルの設計引張強さとしては、図-4.8中に示すように、ジオグリッドでは破断強さの40%の強度、スパンボンド不織布では、伸びひずみが10%のときの強度を用いた。盛土材料の強度定数は、サンプリングした3試料の三軸UU試験結果の平均値をとって $C = 1.5 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi = 10^\circ$ とした。

盛土中心線の両サイドに設けた2ケースについて、ジオテキスタイルの敷設間隔と安全率の関係を図-4.9に示す。図に示すように、ジオグリッド敷設側盛土では一層あたりの盛立て層厚が30cmであることを考慮し、安全率が1.2以上となるよう、ジオグリッドの敷設間隔を60cmとし、スパンボンド不織布敷設側盛土では敷設間隔を30cmとした。

なお、今回のスパンボンド不織布敷設側盛土にGiroudの式を適用すると、盛土幅 $B/2 \approx 20\text{m}$ ($B = 40\text{m}$)、載荷時間 $t_o = 60$ 日、ジオテキスタイル間の土層の厚さ $2H_s = 30\text{cm}$ ($H_s = 15\text{cm}$)、盛土材料の透水係数 $k_s \approx 1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 、圧密係数 $C_{vs} \approx 700 \text{ cm}^2/\text{day}$ より、

$$T_o = \frac{C_{vs} \cdot t_o}{(H_s)^2} = \frac{700 \times 60}{(15)^2} = 187 > 1$$

よって、(4.24)式を適用し、

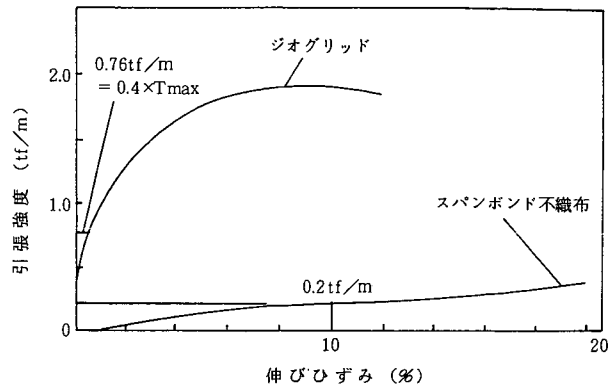


図-4.8 使用したジオテキスタイルの引張特性

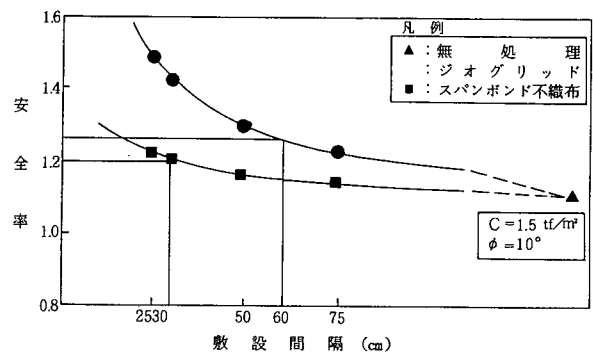


図-4.9 ジオテキスタイルの敷設間隔と盛土の安全率の関係

$$k_s \cdot H_s > \frac{B^2 \cdot k_s \cdot H_s}{C_{vs} \cdot t_o} = \frac{(4000)^2 \cdot 8.64 \times 10^{-2} \times 15}{700 \times 60}$$

$$= 494 \text{ cm}^2/\text{day}$$

$$= 5.7 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$$

今回使用した厚さ3mmのスパンボンド不織布の面内方向通水性は、拘束圧が 10 kgf/cm^2 の場合、

$$k_s \cdot H_s \approx 5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$$

従って、ほぼ面内方向通水性の要求品質を満足している。

基礎地盤には、厚さが3~4mの軟弱層が分布していたが、比較的薄かったので特別な地盤処理は行わず、地表面に50~130cmの厚さのサンドマット層を設けた。

観測は、図中に示すような位置で、ジオテキスタイルのひずみ、盛土及び地盤内の間隙水圧、盛土及び地盤の沈下及び傾斜などを測定した。

使用したスパンボンド不織布は、厚さが3mmで引張破断強さが 3.8 tf/m 、破断ひずみが70%である。ジオグリッドは、二軸延伸のもので、引張破断強さが約 1.9 tf/m 、破断ひずみが約11%である。

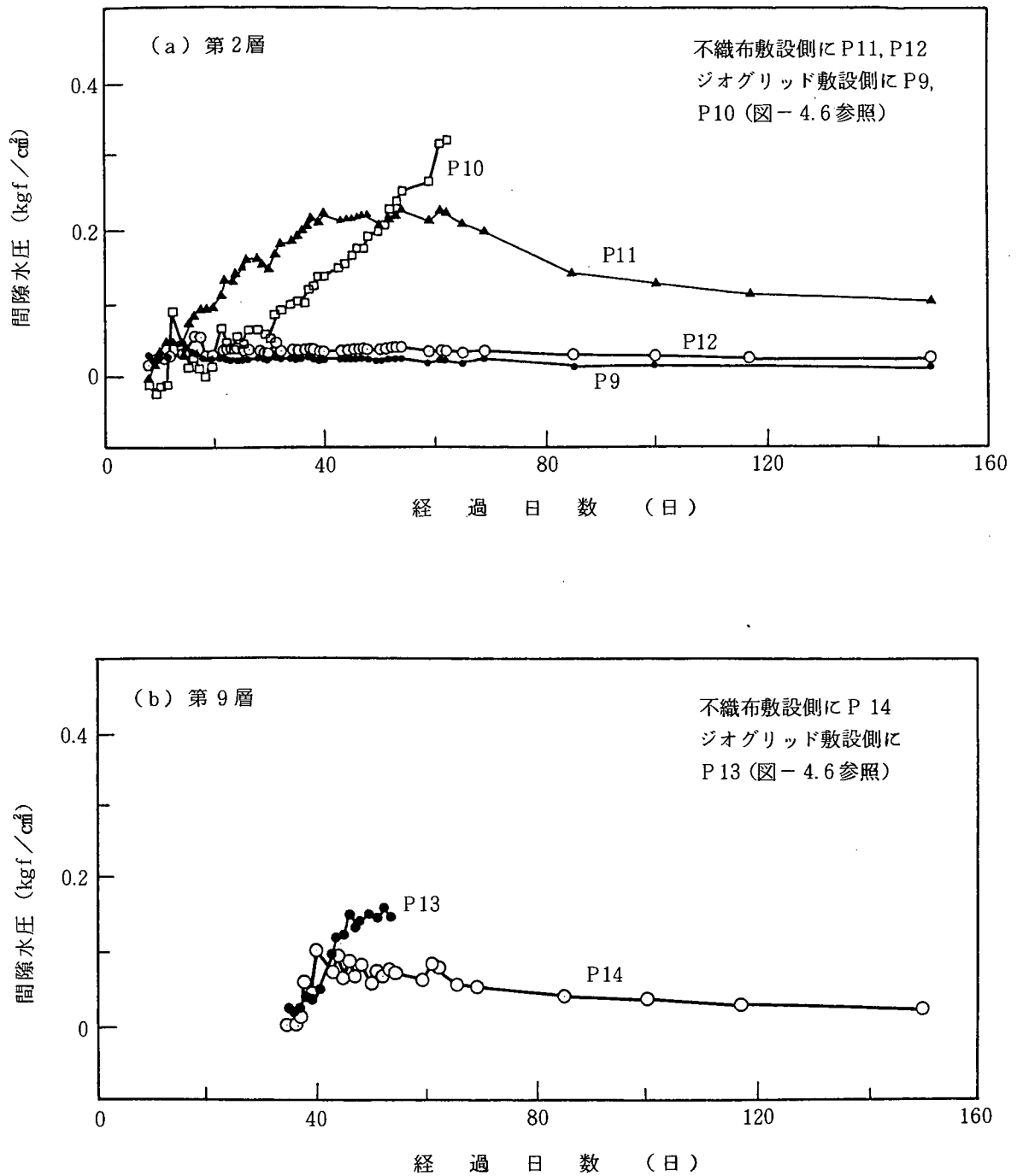


図-4.10 間隙水圧の発生状況 (刈和野バイパス)

図-4.10に、試験盛土の第2層目と第9層目に設置した間隙水圧計の記録を示す。これを見ると、盛土の内部では盛土の立ち上がりまで過剰間隙水圧が上昇し、その後スパンボンド不織布敷設側盛土では放置期間中に過剰間隙水圧がかなり速やかに消散していく様子がよみとれる。また、施工中の過剰間隙水圧の上昇量は、

スパンボンド不織布の敷設間隔の粗いジオグリッド敷設側で幾分大きめの値を示していることがわかる。このように、スパンボンド不織布を30cm間隔で密に敷設した場合には、過剰間隙水圧の消散が速やかに図れているものと判断される。

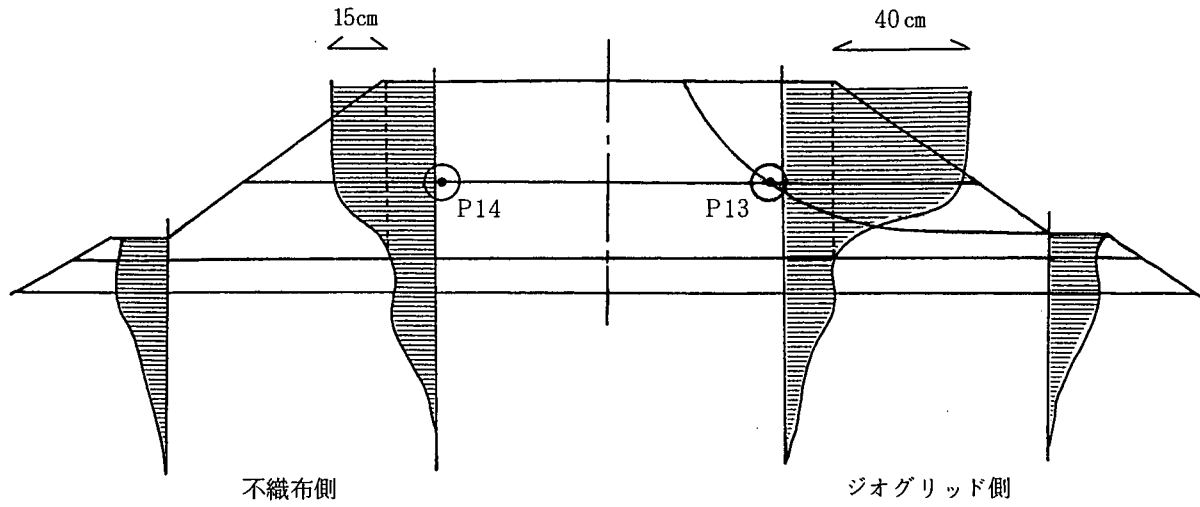


図-4.11 地中傾斜計の記録およびジオグリッド敷設側盛土のすべり発生状況



写真-4.6 小規模なすべりの発生状況

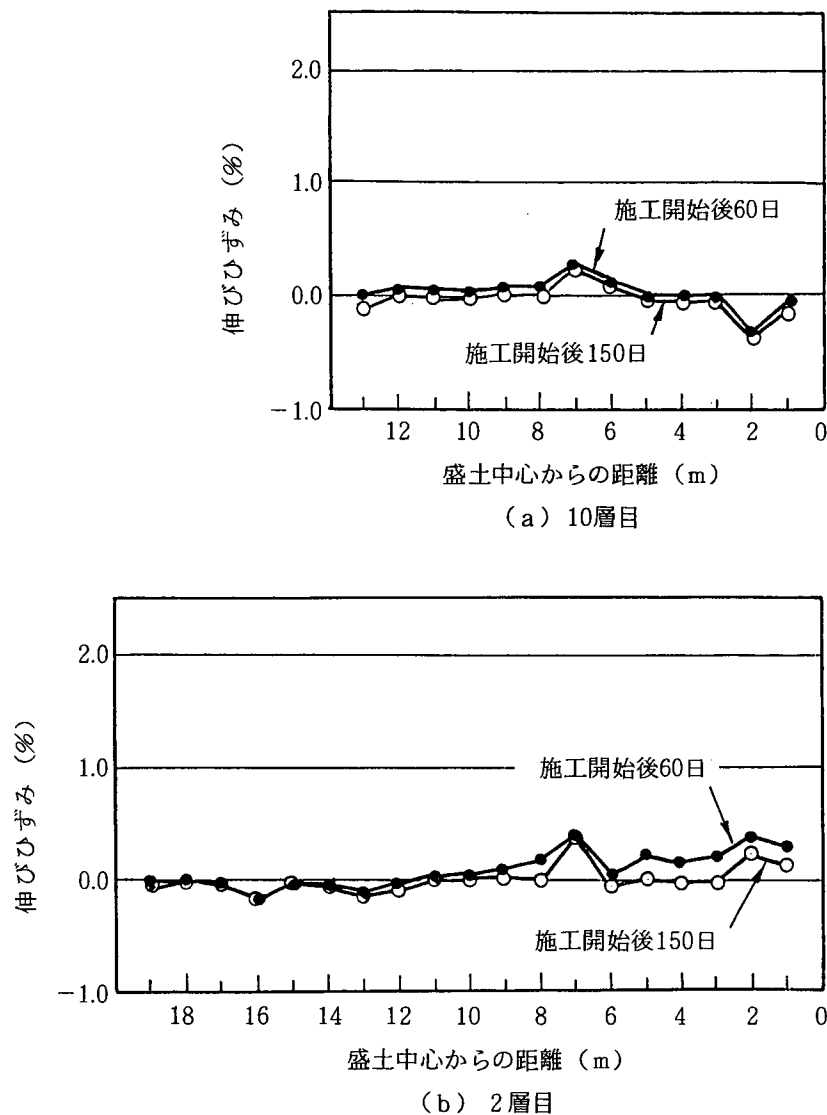


図-4.12 スパンボンド不織布のひずみの発生状況（刈和野バイパス）

なお、ジオグリッド敷設側盛土の間隙水圧計P10とP13の記録が盛立開始から60日前後以降とれていないのは、盛土がほぼ立上がったこの段階で小規模なすべり破壊が発生し、間隙水圧計のコードが断線したためである。図-4.11および写真-4.6に、地中傾斜計のデータとあわせてジオグリッド敷設側盛土で生じた小規模なすべりの状況を示す。そして、このすべりが次に示すジオテキスタイルのひずみの発生状況ともよく符合している。

次に、図-4.12と図-4.13に、それぞれスパンボンド不織布敷設側盛土、ジオグリッド敷設側盛土における第2層目と第10層目のジオテキスタイルに発生したひ

ずみを示す。これをみると、ジオグリッド敷設側盛土ではジオグリッドに1～2%程度のひずみが生じ、ジオグリッドにかなりの引張力が働いているのに対し、スパンボンド不織布敷設側盛土ではスパンボンド不織布にごく小さなひずみしか生じていないことがわかる。これは、ジオグリッド敷設側盛土ではスパンボンド不織布による圧密促進が十分に行われず、土塊のすべり抵抗の増加があまり期待できなかったのに対し、スパンボンド不織布を密に敷設した盛土では、圧密促進による土塊の強度増加が十分に図れ、ジオテキスタイルの引張補強効果を期待しなくとも、盛土の安全率が十分確保できたことによるものと考えられる。

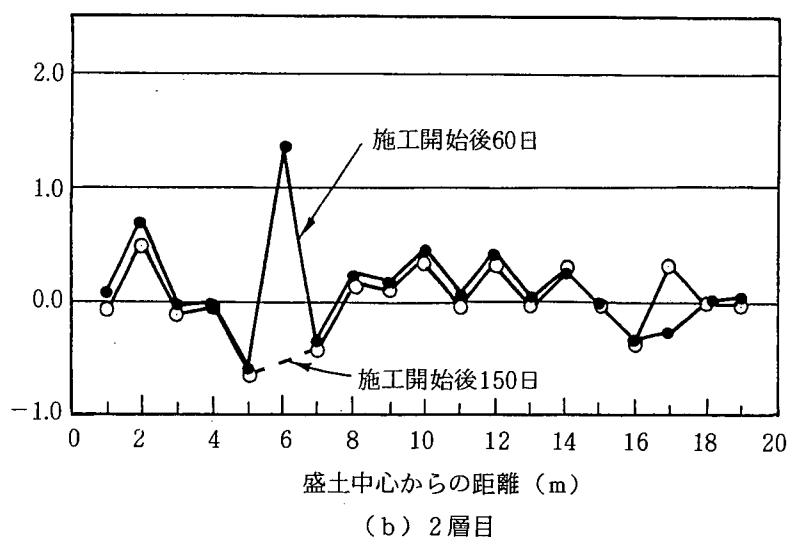
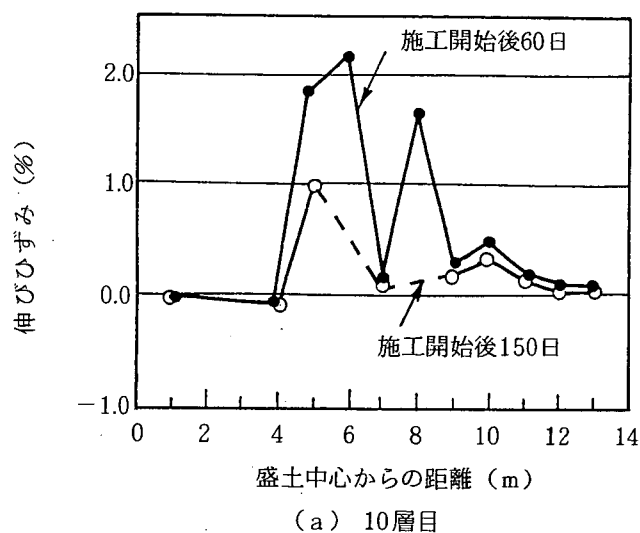


図-4.13 ジオグリッドのひずみの発生状況（刈和野バイパス）

以上のように、今回使用したような高含水比粘性土を用いて高盛土を築造する場合には、引張強さは小さいが十分な排水効果をもつспанボンド不織布を密に敷設する方法が、圧密促進による土の強度増加を最大限に利用した有効な方法の1つであることが実証された。

4.3.3 八木バイパスの例

八木バイパスは、京都府亀岡市千代川町地先に位置する一般国道9号のバイパスで、千代川地区で発生した掘削発生土を盛土材料として使用した（写真-4.7参照）。発生土は、農地の表土、池の泥、遺跡の残土等からなり、高含水比の粘性土や有機質を含み、そのままの状態では盛土材料としては不適当であり、また、その量が多いことから適当な処分地がなくその処理に

苦慮していたものである。このため、ジオテキスタイル（厚さ4mmのспанボンド不織布）を用いて排水補強を図ることによって、盛土材料として使用に適さない発生土による高盛土（盛土高5～6m）の施工を行った。

施工区間は、図-4.14の平面図および図-4.15の横断面図に示すように、橋脚の取付け盛土の区間で、延長は100mである。施工断面は、図-4.16に示すように、厚さ4mmのспанボンド不織布を盛土厚60cm毎に全面に敷設するとともに、のり面付近については、その中間の盛土厚30cm毎に長さ2mのспанボンド不織布をのり面補強を目的として敷設した（写真-4.8参照）。спанボンド不織布の片勾配は中央が高くなるように3%とした。



写真-4.7 掘削発生土の仮置場の状況（八木バイパス）

/

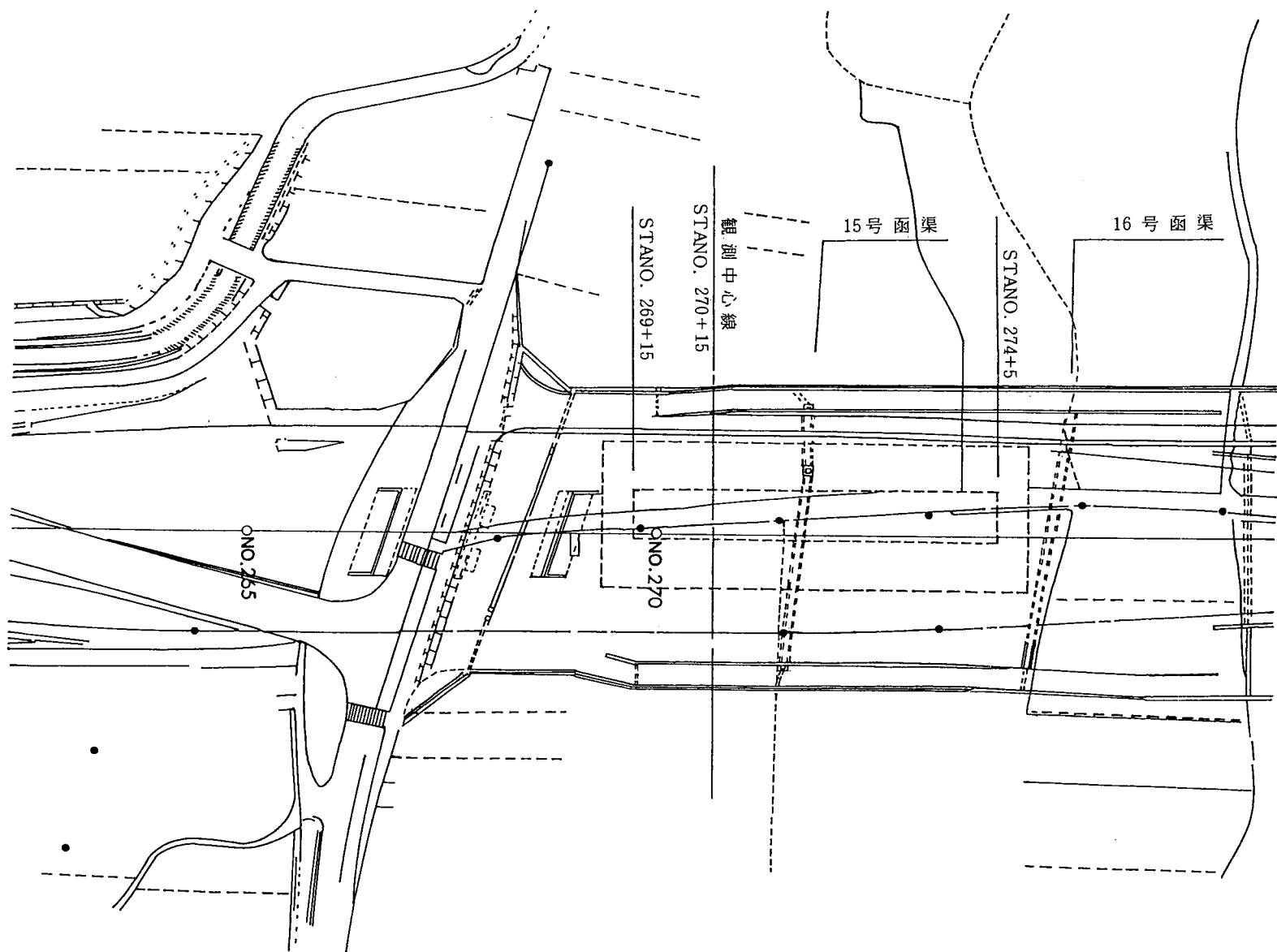
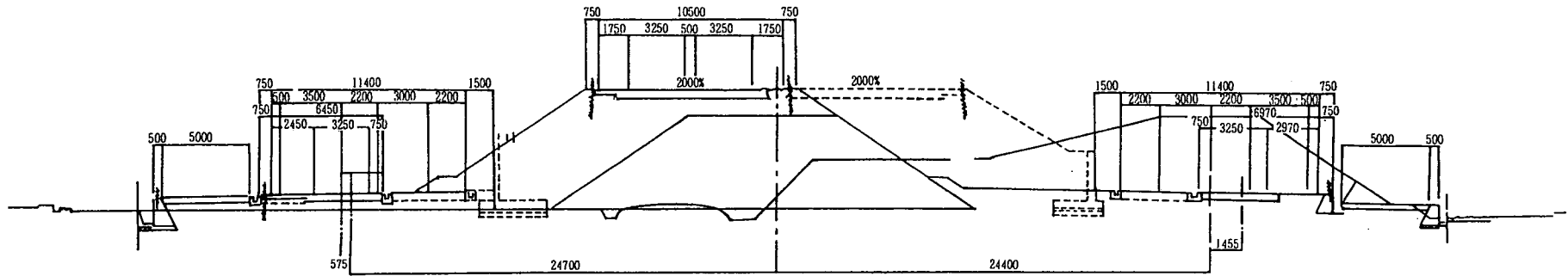
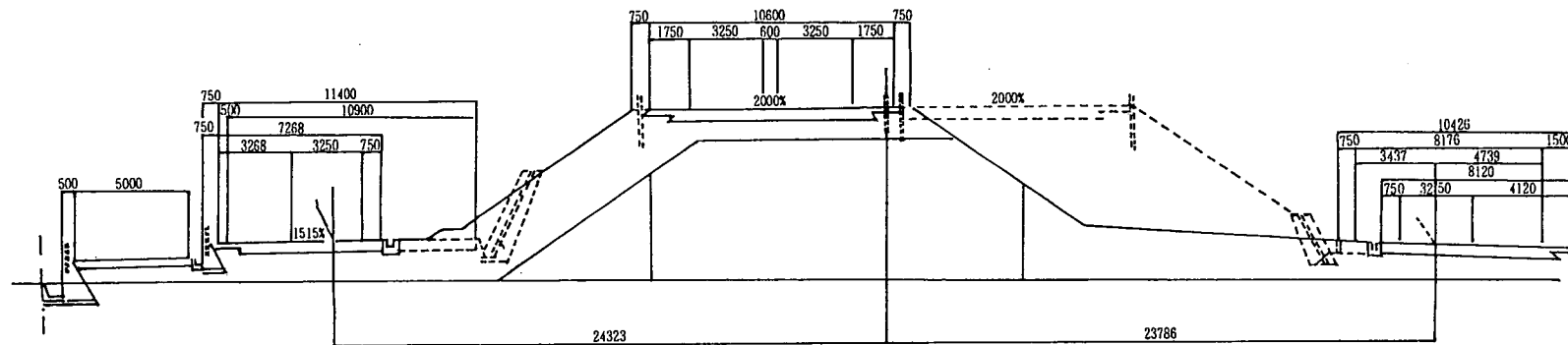


図-4.14 観測施工範囲図

No 271



No 273



(単位：mm)

図-4.15 横断面図（八木バイパス）

盛土材料は礫混りの粘性土や砂質土など種々の土が混合したもので、盛土施工中にサンプリングした試料の粒径加積曲線は図-4.17に示すとおりである。これをみると、施工段階で各種の土質が混合され、細粒分が30～50%程度含まれた土となっている。また、盛土の締固めた状況は、図-4.18に示すように、施工含水比が16～28%、締固め度が75～95%、空気間隙率がおおむね1～10%であった。

全側の仮定として、盛土幅 $B = 35\text{m}$ 、載荷時間 $t_0 = 60\text{日}$ 、ジオテキスタイル間の土層の厚さ $2H_s = 60\text{cm}$ ($H_s = 30\text{cm}$)、盛土材料の透水係数 $k_s = 1 \times 10^{-6}\text{cm/s}$ 、圧密係数 $C_{vs} = 300\text{cm}^2/\text{day}$ とした。よって、

$$T_o = \frac{C_{vs} \cdot t_o}{H_s^2} = \frac{300 \times 60}{(30)^2} = 20 > 1$$

$$k_s \cdot H_s > \frac{B^2 \cdot k_s \cdot H_s}{C_{vs} \cdot t_o} = \frac{(3,500)^2 \times 8.64 \times 10^{-2} \times 30}{300 \times 60}$$

—64—

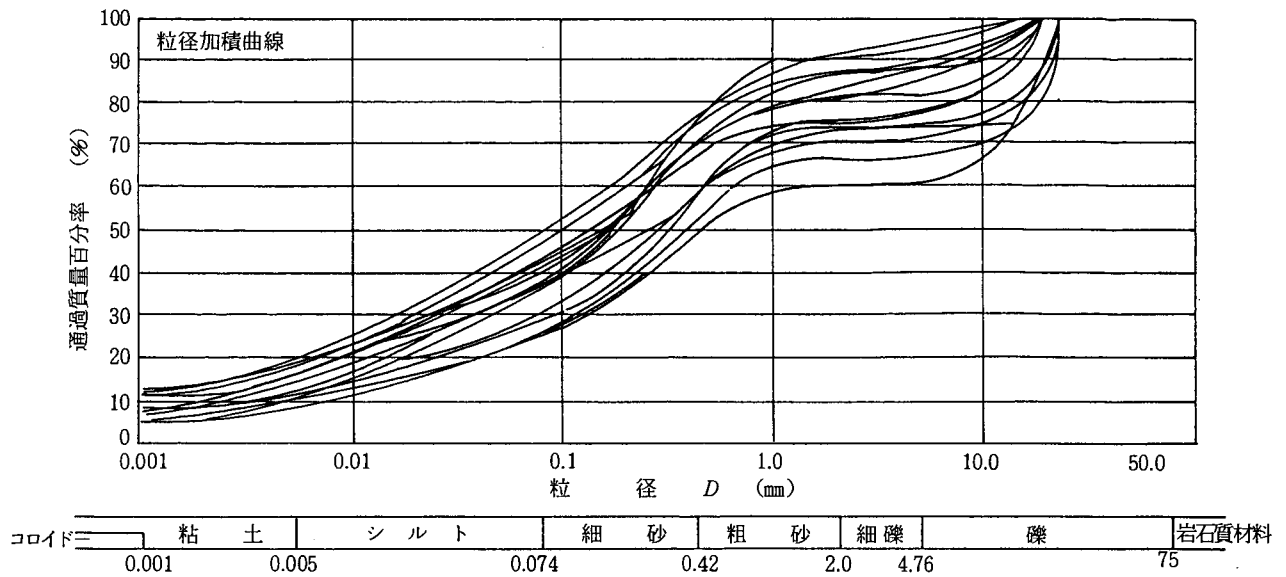


図-4.17 盛土の粒径加積曲線

$$= 2.04 \times 10^{-2} \text{ cm}^2 / \text{s}$$

今回使用した厚さ 4 mm のスパンボンド不織布の面内方向通水性は、拘束圧が 10 tf/m^2 の場合、

$$k_s \cdot H_s \approx 4 \times 10^{-2} \text{ cm}^2 / \text{sec}$$

であるから、上記の要求品質を満足し、2 程度の安全率が確保できる。

観測は、層別沈下計による沈下観測および間隙水圧計による排水効果の確認を行った。観測用計器の配置は、図-4.19 に示すとおりである。

図-4.20 に、盛土施工中における層別沈下量および間隙水圧の経時変化を示す。層別沈下量の記録をみると、各層の沈下量が盛立ての各段階で早期に終息していることがよみとれる。また間隙水圧についても、例えば盛土高さ 90 cm の位置に埋設した P-1、P-2 はその後約 4.4 m の盛土荷重（約 0.9 kgf/cm^2 相当）を受けても過剰間隙水圧は 0.06 kgf/cm^2 程度しか生じていない。また盛土高さ 2.7 m の位置に埋設した P-3、P-4 や盛土高さ 4.5 m の位置の P-5、P-6 についても、その後の盛土荷重に比べてごく小さな過剰間隙水圧の発生にとどまっており、しかも盛立て終了後に速やかに過剰間隙水圧が消散していく傾向が認められる。

従って、盛土材料の飽和度がやや低めであったこともあるが、盛立て中に盛土荷重による過剰間隙水圧が速やかに消散したことがわかる。

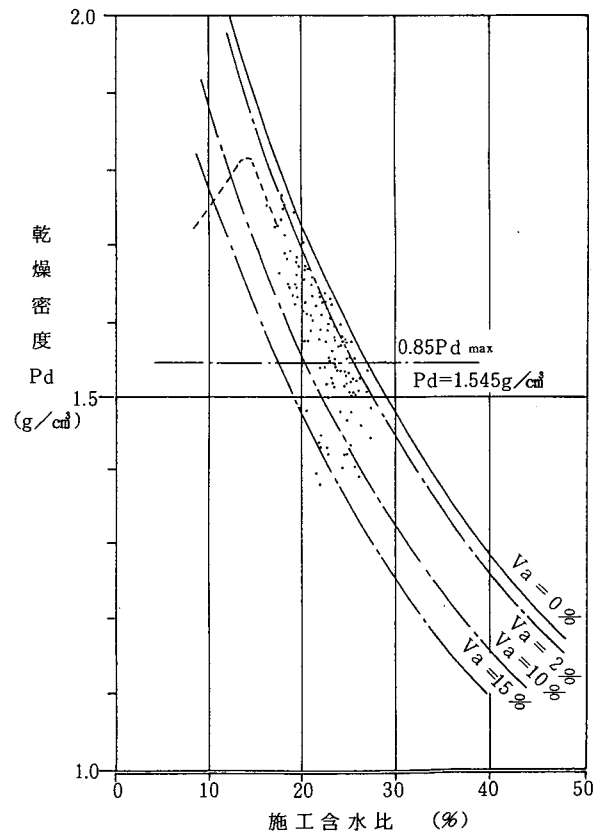


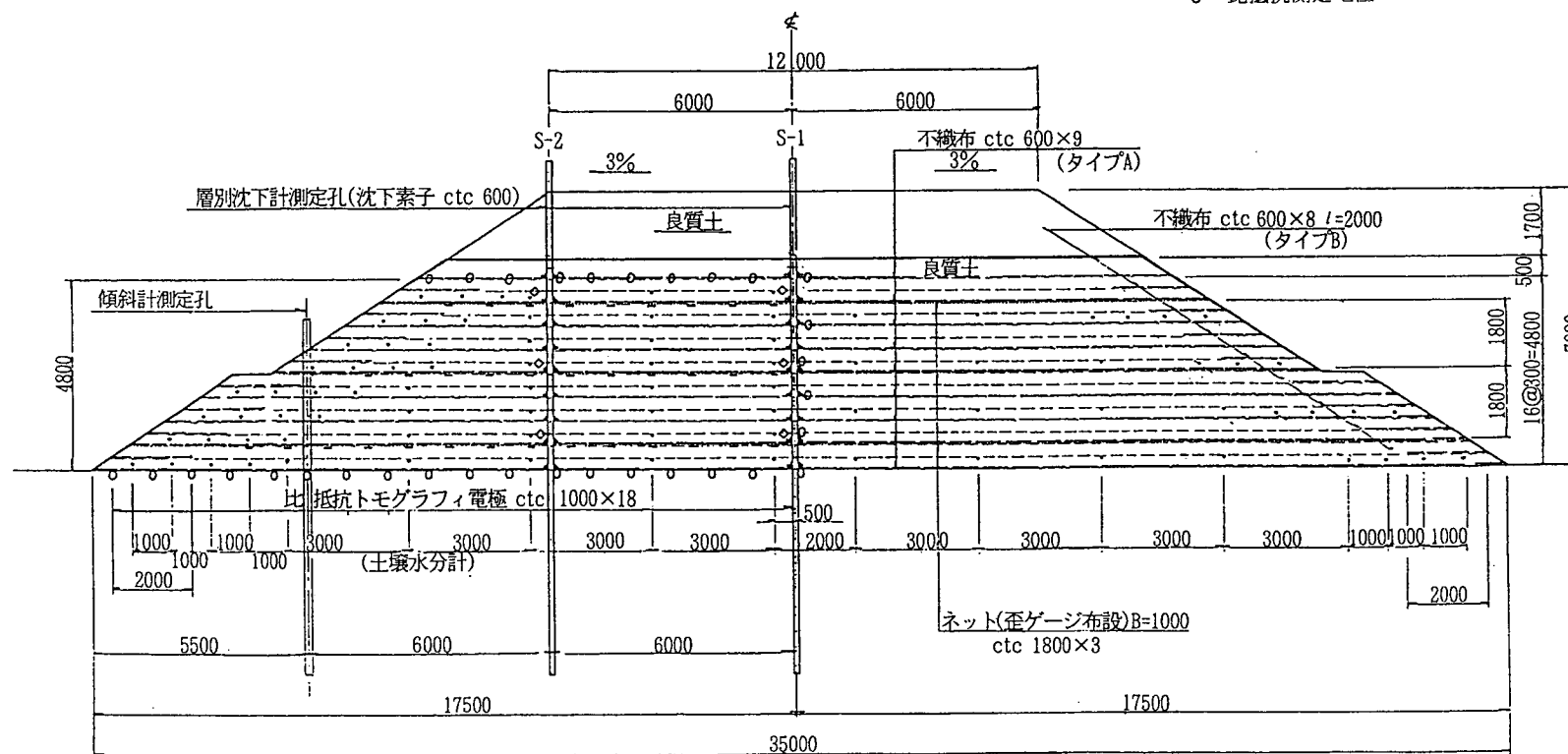
図-4.18 盛土の締固め状況図

記号凡例

- 盛土層区分線 (ctc 300)
- 不織布敷設位置
- ネット敷設位置 (歪ゲージ)

測定器記号

- 土壌水分計
- └─ 層別沈下計：素子(ケーブルレス)
- ◇ 間隙水圧計
- 歪ゲージ布設位置
- 比抵抗測定電極



(単位：mm)

図-4.19 施工断面および測定器配置図

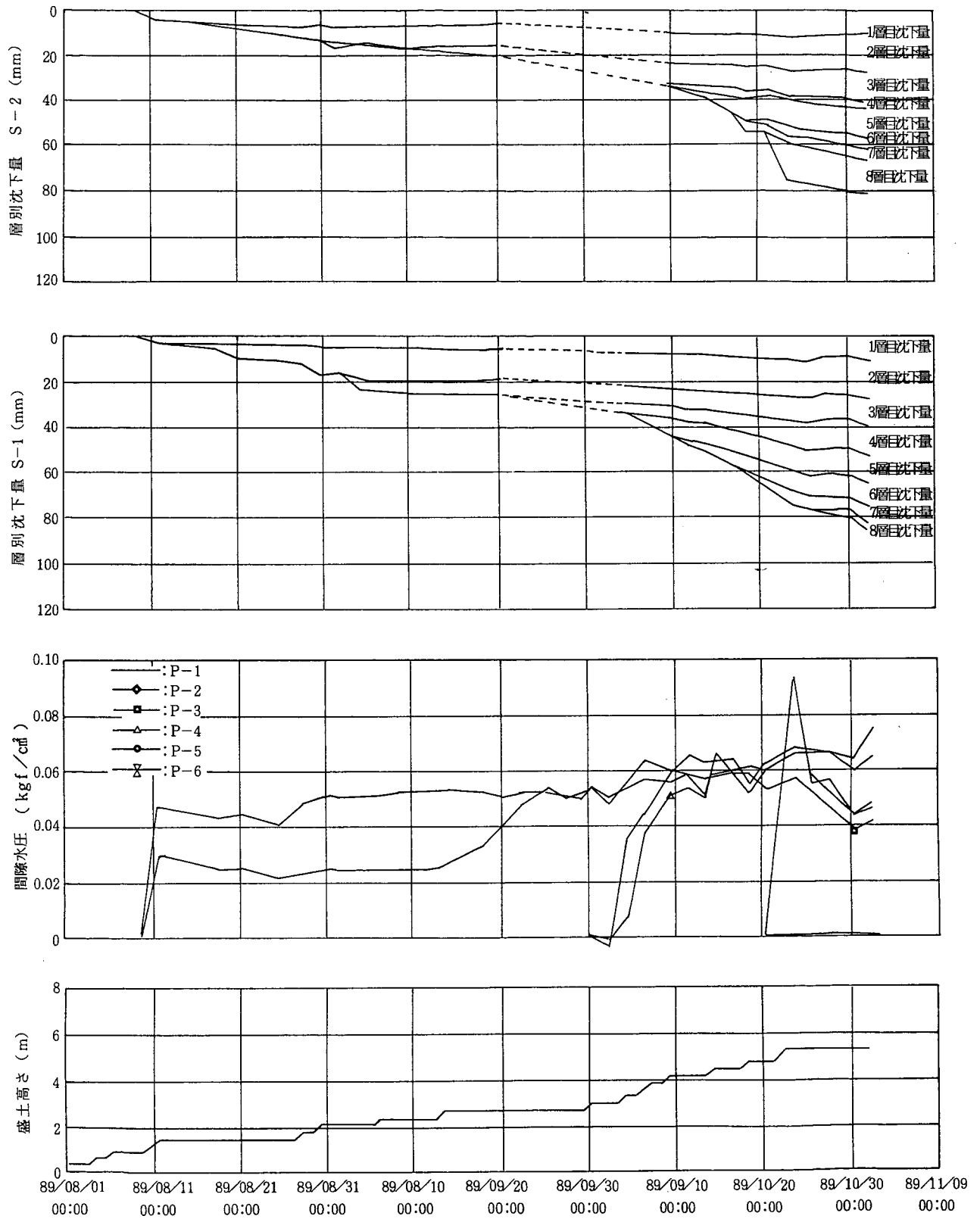


図-4.20 盛土施工中の層別沈下量および間隙水圧の経時変化図

4.4 実用的設計法の提案

4.4.1 設計の基本的な考え方

上記の知見をふまえ、排水用ジオテキスタイルを用いた補強盛土工法の実用的設計法を次のように提案した^{(69), (70)}。

まず、無補強のまま完成形の盛土の急速施工が可能かどうかの検討を行う。検討には円弧すべり計算を用い、三軸UU試験によって得られた C_v 、 ϕ_v を設計定数として使用する。この結果得られた安全率の値が1.2未満の場合、ジオテキスタイルによる圧密促進を図る方針で以下の検討に移る。

ジオテキスタイルにより圧密促進を図れば、完成形の盛土の築造が可能かどうかを検討するため、圧密による土の強度増加を考慮した詳細安定解析を行う。検討には円弧すべり計算を用い、盛土材料の設計定数としては、三軸UU試験によって得られた C_v 及び三軸CU試験によって得られた ϕ_v をもとに算定した強度増加率 m を用いる（(4.27)式参照）。

$$C_v = C_{v0} + (\sigma_v - P_c) \cdot m \cdot U \quad (4.27)$$

ここに、 C_v ：計算に用いる粘着力

C_{v0} ：三軸UU試験から得られた粘着力

σ_v ：土被り圧

P_c ：締固めによる先行荷重

m ：強度増加率

$$(m = \sin \phi_{c0} / (1 - \sin \phi_{c0}))$$

U ：圧密度（通常90%を目安とする）

以上の安定検討の結果、得られる安全率の値が1.2以上であれば、ジオテキスタイルを用いた圧密促進工法が有効であると判断し、ジオテキスタイルの選定と配置計画に移る。一方、安全率の値が1.2未満の場合は、圧密促進工法のみでは限界があるので、引張補強材との併用や別途の工法を検討する。

ジオテキスタイルの配置の仕方には、全面敷設配置と帯状千鳥配置の2通りがある。盛土材料が軟弱でトラフィカビリティの向上が必要な場合やジオテキスタイルによるすべり破壊の防止効果もあわせて期待する場合には全面敷設配置とすることが多いのに対し、経済性を重視し、圧密促進効果のみを期待する場合には帯状千鳥配置とすることもよく行われる。

上記のいずれの場合も、まず圧密計算を行って、敷設間隔の検討を行う。全面敷設配置の場合は、テルツァギの一次圧密理論の式を用いる。

$$t = \frac{T \cdot H_s^2}{C_v} \quad (4.28)$$

ここに、 t ：所定の圧密に要する時間

T ：圧密度に応じた時間係数

H_s ：ジオテキスタイルの敷設間隔の1/2の長さ

C_v ：盛土材料の圧密係数

盛立てに要する時間 t_0 を工期等の施工条件から設定し、これを瞬時載荷の条件に換算するため、(4.28)式で $t = 1/2 \cdot t_0$ とにおいて H_s を決定する。

$$H_s = \sqrt{\frac{C_v \cdot t_0}{2 \cdot T}} \quad (4.29)$$

帯状千鳥配置の場合には、サンドドレーンを対象としたバロンの圧密理論の式を準用する（図-4.21参照）。

$$t = \frac{T_h \cdot d_e^2}{C_v} \quad (4.30)$$

ここに、 t ：所定の圧密に要する時間

T_h ：放射流の場合の時間係数

d_e ：帯状ジオテキスタイルを円柱状ドレーンに換算したときのドレーンの有効径

C_v ：盛土材料の圧密係数

なお、 T_h は次式により求められる。

$$T_h = -\frac{F(n)}{8} \log_e (1 - U) \quad (4.31)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \log_e n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (4.32)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (4.33)$$

ここで、 d_w はジオテキスタイルのドレーン換算径で、帯状ジオテキスタイルとそれに相当する円柱ドレーンの通水性が等しいと仮定し、次式から求める。

$$\theta_s = k_s \cdot \frac{\pi \cdot d_w^2}{4} \quad (4.34)$$

$$\therefore d_w = \sqrt{\frac{4 \cdot \theta_s}{\pi \cdot k_s}} \quad (4.35)$$

ここに、 θ_s ：ジオテキスタイルの面内方向の通水性

k_s ：サンドドレーンの透水係数

(1×10^{-2} cm/sを目安として用いる)

盛立てに要する時間 t_0 、ドレーン換算径 d_w を設定し、(4.30)式で $t = 1/2 \cdot t_0$ とにおいて、ドレーン

有効径 d_w 、すなわちジオテキスタイルの敷設間隔を決定する。

全面敷設配置の場合のジオテキスタイルに要求される通水性は、前述のジューの式（(4.23), (4.24)式）により求める。

4.4.2 低品質な建設発生土の強度増加率の推定

本項では、本工法を低品質な建設発生土の再利用に適用する際に、設計上重要となる載荷による土の強度増加率の実態を明らかにする目的で、全国から比較的含水比の高い10種類の建設発生土を集め、一連の室内土質試験を実施した結果について述べる^{73), 74)}。

(1) 試験方法

通常の転圧機械では締固めが困難な第4種建設発生土もしくは泥土に相当するもの（表-4.1参照）を10試料選定し、以下のような方法で載荷による強度増加率を調べた。

表-4.2に、選定した10試料の土質特性を示す。

載荷による土の強度発現特性を検証するため、図-4.22に示すようにC B R 試験用モールド（直径15cm、高さ12.5cm）を用いて載荷試験を行った。載荷方法は、腹胴型ベロフラムシリンダを用いた空気圧載荷とし、載荷荷重は0.2、0.4、0.8、1.6 kgf/cm²の4段階載荷とした。各載荷荷重に対する強度発現は、各荷重段階における沈下の経時変化によって一次圧密の終了を確認した時点で、コーン指数試験により確認した。また、コーン指数測定後はモールド内から不攪乱試料を採取して一軸圧縮試験を行った。なお、供試体の作成はJSF T 711法に準じ、標準エネルギー E_c での突固めを標準としているが、今回選定した建設発生土は、 E_c での

突固めが困難であったため $1/2E_c$ の突固めとした。

(2) 載荷による強度発現特性

図-4.23に載荷荷重とコーン指数との関係を、図-4.24に載荷荷重と一軸圧縮強度との関係を示す。図-4.23から砂質土は、初期状態のコーン指数が1 kgf/cm²を大きく下回る試料でも、0.4 kgf/cm²程度の荷重を載荷することにより、第3種建設発生土に相当する4 kgf/cm²以上のコーン指数を得られることがわかった。

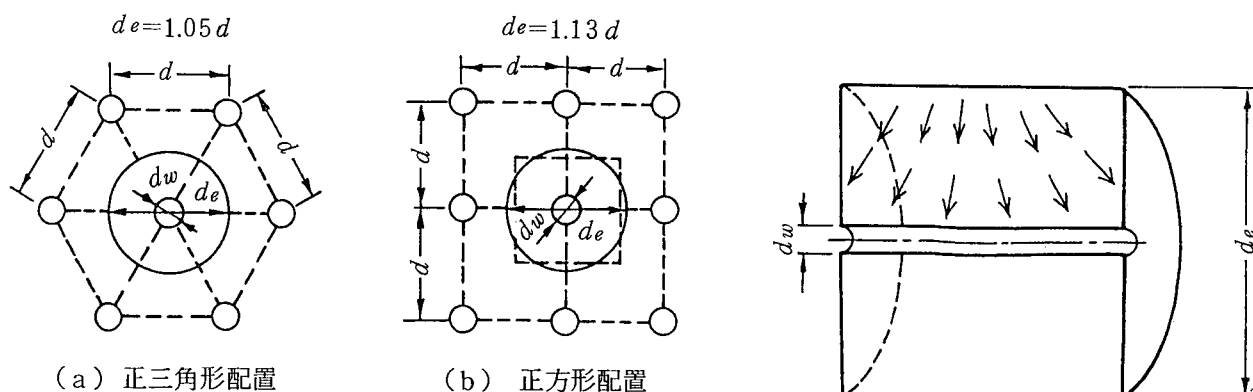
一方、粘性土では初期状態でコーン指数が1以上あれば、0.8 kgf/cm²程度の荷重の載荷で4 kgf/cm²以上のコーン指数が得られることが確認された。

(3) 強度増加率の推定

載荷による強度増加率（載荷荷重0.2 kgf/cm²で得られた一軸圧縮強度を初期強度とし、強度増加率を算定したもの）と塑性指数の関係を図-4.25に示す。なお、同図にはSkepmtpn-Bjerrumにより修正された強度増加率と塑性指数の関係を記載した。

これをみると、強度増加率は載荷荷重の大きさによって若干のばらつきが見られるが、土の種類や物理特性にほとんど影響されず、平均値はほぼ0.2～0.3の範囲に分布していることがわかる。また、この試験結果は一般の沖積粘性土で用いられている値とほぼ一致している。

従って、第4種建設発生土もしくは泥土においては、土の種類によらず0.2～0.3程度の強度増加率が期待できることがわかり、ジオテキスタイルを用いた排水補強工法が低品質な建設発生土に対して十分に適用可能であることが明かになった。



注) (a), (b)は側面図で、帯状ジオテキスタイルを円柱状ドレーンに置換えて表示したもの。

図-4.21 ドレーンの配置と有効径 d 。

表-4.1 土質区分基準^{7,2)}

区 分 (建設省令)	土質区分	コーン 指数 qc* ³⁾ (kgf/cm ²)	日本統一土質分類		備 考* ²⁾			
			中分類	土 質	含水比 (地山) wn (%)	掘削方法		
第 1 種建設発生土 〔砂、礫及びこれらに準ずるもの〕	第 1 種発生土	—	{G} {S}	礫 砂	—	・排水に考慮するが、降水、侵出地下水等により含水比が増加すると予想される場合は、建設省令の1ランク下の区分とする。		
	第 1 種改良土		(改良土)* ⁶⁾		—			
第 2 種建設発生土 〔砂質土、礫質土及びこれらに準ずるもの〕	第2a種発生土	8 以上	{G F}	礫質土	—		・水中掘削等による場合は、建設省令の2ランク下の区分とする。	
	第2b種発生土		{S F}	砂 質 土 (Fc=15~25%)	—			
	第2c種発生土			砂 質 土 (Fc=25~50%)	30%程度以下			
	第 2 種改良土		(改良土)		—			
第 3 種建設発生土 〔通常の施工性が確保される粘性土及びこれに準ずるもの〕	第3a種発生土	4 以上	{S F}	砂 質 土 (Fc=25~50%)	30~50%程度			・水中掘削等による場合は、建設省令の2ランク下の区分とする。
	第3b種発生土		{M} , {C}	シルト、粘性土	40%程度以下			
			{V}	火山灰質粘性土	—			
	第 3 種改良土		(改良土)		—			
第 4 種建設発生土 〔粘性土及びこれに準ずるもの(第3種発生土を除く)〕	第4a種発生土	おおむね 2 以上	{S F}	砂 質 土 (Fc=25~50%)	—	・水中掘削等による場合は、建設省令の2ランク下の区分とする。		
	第4b種発生土		{M} , {C}	シルト、粘性土	40~80%程度			
			{V}	火山灰質粘性土	—			
			{O}	有機質土	40~80%程度			
	第 4 種改良土		(改良土)		—			
(泥 土)* ¹⁾ 〔礫・土のうちおおむねqc2以下のもの及び建設汚泥〕	泥土 a	おおむね 2 以下	{S F}	砂 質 土 (Fc=25~50%)	—		・水中掘削等による場合は、建設省令の2ランク下の区分とする。	
	泥土 b		{M} , {C}	シルト、粘性土	80%程度以上			
			{V}	火山灰質粘性土	—			
			{O}	有機質土	80%程度以上			
	泥土 c		{P t}	高有機質土	—			

*1) 泥土のうち建設汚泥は、廃棄物処理法に定められた手続きが必要である。

*2) 計画段階(掘削前)において土質区分を行う必要があり、コーン指数を求めるために必要な試料を得られない場合には、日本統一土質分類と備考欄の含水比(地山)、掘削方法から概略の土質区分を選定し、掘削後、所定の方法でコーン指数を測定して、土質区分を決定する。

*3) 所定の方法でモールドに締固めた試料に対し、ポータブルコーンペネトロメータで測定したコーン指数(表3.3参照)。

*4) 表中の第1種~第4種改良土は、土(泥土を含む)に改良材を混合し、化学的に性状を改良したものである。例えば、第3種改良土は、第4種発生土または泥土を安定処理し、コーン指数4以上の性状に改良したものである。

*5) 含水比低下、粒度調整など物理的な処理を行った場合には、処理後の性状で再度判定し、改良土としてではなく、発生土として土質区分を判定する。

*6) 第1種改良土は、礫、砂状を呈するもの。

表-4.2 選定した建設発生土の土質特性

No.	湿潤密度	細粒分 含有率	含水比	液性限界	塑性指数	液性指数	コーン指数	細分類
1	1.52 t/m ³	99%	122.4%	120.4%	54.4	0.85	1.0 kgf/cm ²	(MH)
2	1.44 t/m ³	100%	99.7%	104.0%	38.8	0.73	0.2 kgf/cm ²	(MH)
3	1.99 t/m ³	79%	27.0%	43.0%	23.6	0.37	2.2 kgf/cm ²	(CL)
4	1.57 t/m ³	96%	71.0%	81.3%	33.8	0.66	0.6 kgf/cm ²	(CH)
5	1.26 t/m ³	96%	218.4%	120.0%	43.5	2.36	0.1 kgf/cm ²	(MH)
6	1.88 t/m ³	50%	33.0%	61.0%	24.8	0.15	1.0 kgf/cm ²	(CL)
7	1.55 t/m ³	50%	73.6%	70.4%	30.6	0.91	0.2 kgf/cm ²	(CH)
8	1.75 t/m ³	74%	49.6%	57.6%	28.7	0.49	1.2 kgf/cm ²	(CH)
9	1.82 t/m ³	35%	40.6%	32.6%	23.5	1.60	0.1 kgf/cm ²	(SF)
10	1.32 t/m ³	98%	162.1%	145.3%	53.4	0.96	0.1 kgf/cm ²	(MH)

*含水比は試料到着時点の状態で測定した。

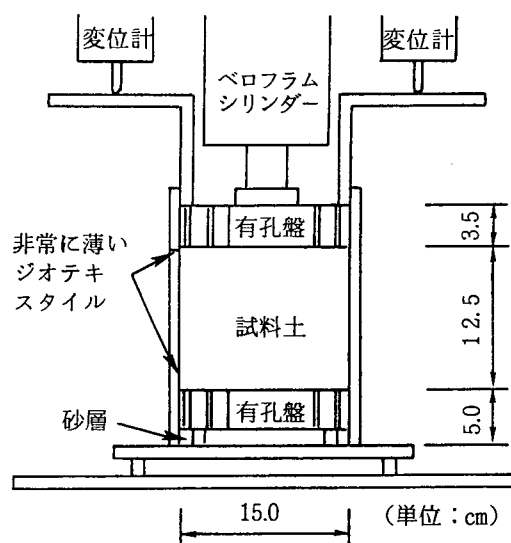


図-4.22 載荷試験装置

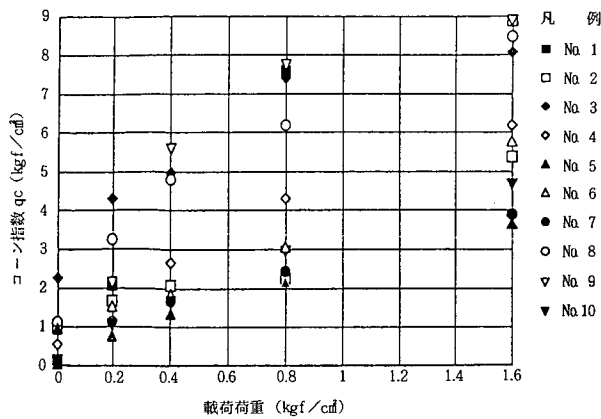


図-4.23 載荷荷重とコーン指数との関係

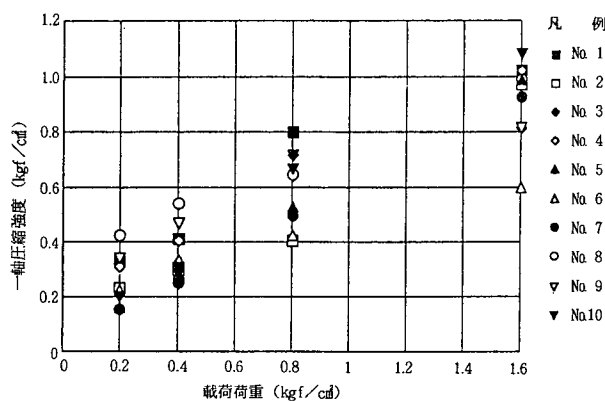


図-4.24 載荷荷重と一軸圧縮強度との関係

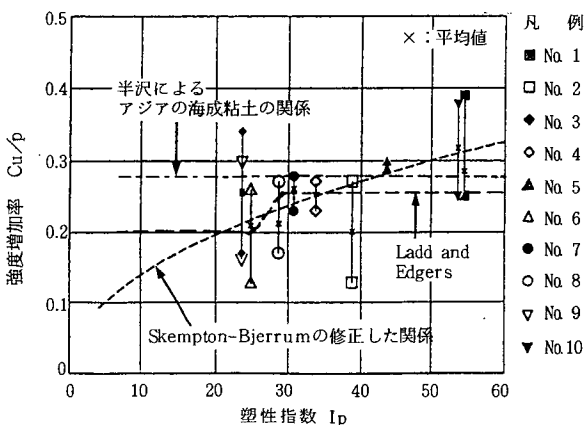


図-4.25 塑性指数と強度増加率との関係

4.5 まとめと今後の課題

ジオテキスタイルを水平排水材として用い、高含水比粘性土による盛土の施工中の過剰間隙水圧の消散を図り、圧密による土の強度増加を促進しながら盛立てを行う工法の有効性を現場試験施工ならびに各種室内試験により明らかにした。

とくにジオテキスタイルに要求される面内方向通水性の基準として提案されているGiroudの式の妥当性を三ツ谷バイパスと刈和野バイパスおよび八木バイパスにおける現場試験施工により検証するとともに、この式を基本とする実用的設計法の提案を行った。

また、近年増大の一途にある建設発生土のうち含水比の高い低品質な土の再利用に本工法を適用することを考え、その際に設計上重要となる載荷による土の強度増加率の実態を調べた。その結果、締め固めたときのコーン指数がおおむね 2 kgf/cm^2 以下の泥土やコーン指数が $2 \sim 4 \text{ kgf/cm}^2$ の第4種建設発生土においては、土の種類によらず、 $0.2 \sim 0.3$ 程度の強度増加率が期待できることがわかり、ジオテキスタイルを用いた排水補強工法が低品質な建設発生土全般にわたって十分に適用可能であることが明らかになった。

今回提案した設計法は、飽和土を対象とした理論にもとづいているので、今後は、飽和土のみならず、やや不飽和な土にも適用できる理論的な取扱い方法確立する必要がある。さらに、陸上の盛土のみならず海面埋立地のような水中盛土においても本工法が適用できるような施工法の開発が望まれる。

5. 盛土支持地盤としての軟弱地盤の補強工法

5.1 概 要

盛土支持地盤としての軟弱地盤の補強にジオテキスタイルを適用する方法としては、①基礎地盤の表層あるいは盛土下層部にジオテキスタイルを敷設して基礎地盤を通るすべり破壊に対する盛土の安定を確保する工法（敷設材工法）、②基礎地盤の表層部にジオテキスタイルで格子枠を組み、その中に中詰め材料を入れて基礎地盤を補強する工法（マットレス工法）および③施工機械などのトラフィカビリティの確保のため軟弱地盤の表層にジオテキスタイルを敷設し、良質土を覆土する工法（覆土工法）の3つのタイプがある。

このうち、本章では①の敷設材工法を対象に、実用的設計法とそれを適用した現場試験施工例、およびジョイント要素を用いたFEM弾塑性-圧密連成解析による現場試験施工のシミュレーション結果について述べる。

5.2 極限つり合いモデルによる実用的設計法

現在、建設省で提案している盛土支持地盤としての軟弱地盤の補強にジオテキスタイルを適用する場合の設計の考え方は以下のとおりである。

(1) 考慮すべき破壊モード

ジオテキスタイルで補強した軟弱地盤上の盛土の設計では、次に示す3つの破壊モードに対して安定の検討を行う。

- i) 基礎地盤上の支持力不足による過大な沈下・変形（図-5.1(a)参照）
- ii) ジオテキスタイルを切り、基礎地盤を通るすべり破壊（図-5.1(b)参照）
- iii) ジオテキスタイル上の盛土の滑動（図-5.1(c)参照）

i)のタイプの破壊が生じるようなケースでは、ジオテキスタイル中に伸びひずみが十分に大きく発生しないため、ジオテキスタイルが効果的に働かないので、このような破壊モードの発生の可能性が高い場合には、ジオテキスタイルによる補強に先立って、基礎地盤そのものの地盤改良を検討しなければならない。また、このタイプの破壊が生じるかどうかの目安としてはいくつかの考え方があるが、ここでは盛土立ち上がり時の円弧すべり計算による安全率が1.0を超えるかどうかで判定する。

i)のタイプの破壊のおそれのない場合で、ii)のタイプの破壊のおそれのある場合（ $1.0 \leq F_s < 1.2 \sim 1.3$ ）には、基礎地盤の表面あるいは盛土の下部にジオテキスタイルを敷設することにより、不足する安全率をジオテキスタイルの引張抵抗で補うことができる。このタイプの破壊を防止することが、本章で取り上げるジオテキスタイルの適用方法の主目的である。

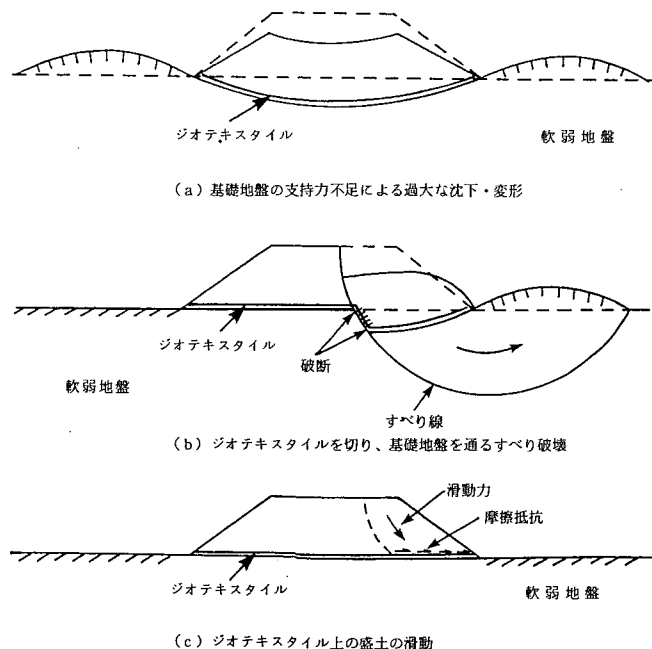


図-5.1 ジオテキスタイルで補強した軟弱地盤上の盛土の破壊モード

iii) のタイプの破壊は、盛土とジオテキスタイルの摩擦抵抗が小さい場合に生じやすい。したがって盛土の滑動力に対してジオテキスタイルと盛土の摩擦抵抗が十分かどうかの検討が必要である。

(2) 検討手順

上記の破壊モードを考慮し、盛土支持地盤としての軟弱地盤の補強にジオテキスタイルを適用する場合の設計は図-5.2に示す手順に従って行う。

(a) 設計条件の設定

盛土形状、基礎地盤と盛土材料の土質定数、施工速

度などの設定を行う。

(b) 無補強時の円弧すべり計算

軟弱地盤の支持力不足により、過大な沈下・変形が生じるか否かを、無補強時の円弧すべり計算による安全率 F_s の値で評価する。およその目安として、 F_s の値が1.0を下回る場合には、図-5.1(a)に示すような過大な沈下・変形が生じてジオテキスタイルの効果があまり期待できないことが多いので、まず第一に基礎地盤そのものの地盤改良を検討しなければならない。

その場合、基礎地盤の地盤改良のみで F_s が1.2～1.3

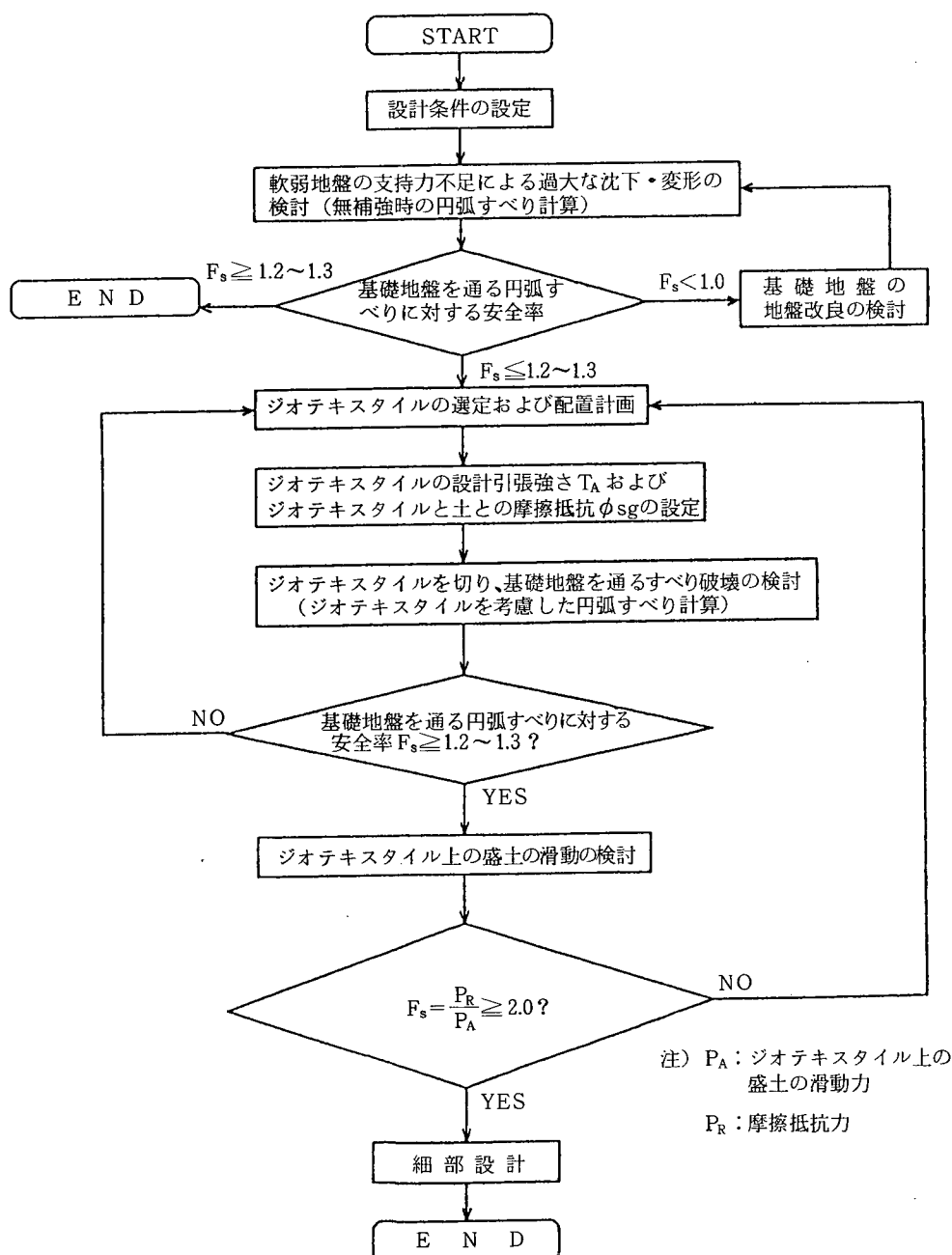


図-5.2 盛土支持地盤としての軟弱地盤の補強にジオテキスタイルを適用する場合の設計手順

以上になる場合には、ジオテキスタイルを適用する必要はないが、地盤改良を行っても F_s が 1.2~1.3 を下回るような設計を行う場合は、安全率の不足をジオテキスタイルで補うことができる。

ジオテキスタイルの適用が考えられるケースとしては、基礎地盤が比較的良好で地盤改良まで考える必要はないが、目標安全率の確保に若干不安がある場合や、基礎地盤がかなり軟弱で、バーチカルドレーンやサンドコンパクションパイル等の通常の工法のみでは目標安全率の確保が難しい場合などが挙げられる。

(c) ジオテキスタイルの選定および配置計画

ジオテキスタイルの設計引張強さには自ずと限界があるので、高盛土となるようなケースで、(d)~(g)で述べるような手法で求めたジオテキスタイルに要求される引張強さが大きい場合や、盛土の滑動力に対して大きな抵抗力が要求される場合などには、ジオテキスタイルを複数枚敷設するような計画とするのが实际的であることが多い。

(d) ジオテキスタイルの設計引張強さ T_A の設定

ジオテキスタイルの引張試験からクリープを考慮した伸びひずみが 10% 以内に抑えられるような引張強さをもとめて設計引張強さ T_A とする。

(e) ジオテキスタイルと土との摩擦抵抗

ジオテキスタイルと盛土材料との摩擦抵抗を一面せん断試験あるいは土中引抜き試験から求める。

(f) ジオテキスタイルを考慮した円弧すべり計算

ジオテキスタイルを考慮したすべり破壊に対する安全率を次式により求める (図-5.3 参照)。

$$F_s = \frac{M_r + \Delta M_r}{M_d} \dots\dots\dots (5.1)$$

$$M_d = R \cdot \Sigma (W \cdot \sin \theta) \dots\dots\dots (5.2)$$

$$M_r = R \cdot \Sigma (c \cdot l + W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi) \dots\dots (5.3)$$

$$\Delta M_r = R \cdot T_A \cdot \cos \alpha \dots\dots\dots (5.4)$$

ここに、 M_d : 滑動モーメント

M_r : 土の抵抗モーメント

ΔM_r : ジオテキスタイルの抵抗モーメント

なお、(5.4) 式で $\cos \alpha$ を乗じているのは、まだ適用事例の少ない新工法のため安全側の設計を推奨していることによる。ある程度事例による検証が進めば、原理的にはジオテキスタイルが円周方向に変形すると考えられるので、 $\Delta M_r = R \cdot T_A$ でよいと思われる。

(g) ジオテキスタイル上の盛土の滑動の検討

ジオテキスタイル上の盛土の滑動に対する安全率を次式により求める (図-5.4 参照)。

$$F_s = \frac{P_R}{P_A} \dots\dots\dots (5.5)$$

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma_E \cdot H_E^2 \cdot K_A \dots\dots\dots (5.6)$$

$$P_R = \frac{1}{2} \gamma_E \cdot X \cdot H_E^2 \cdot \tan \phi_{sr} \dots\dots\dots (5.7)$$

ここに、 P_A : ジオテキスタイル上の盛土の滑動力 (主働土圧の合力)

P_R : 摩擦抵抗力

K_A : 主働土圧係数

ϕ_{sr} : ジオテキスタイルと土との摩擦抵抗角

X : のり面勾配

(5.5), (5.6), (5.7) 式より、ジオテキスタイル上の盛土の滑動に対する安全率が 2.0 以上になるかどうかを検討する。

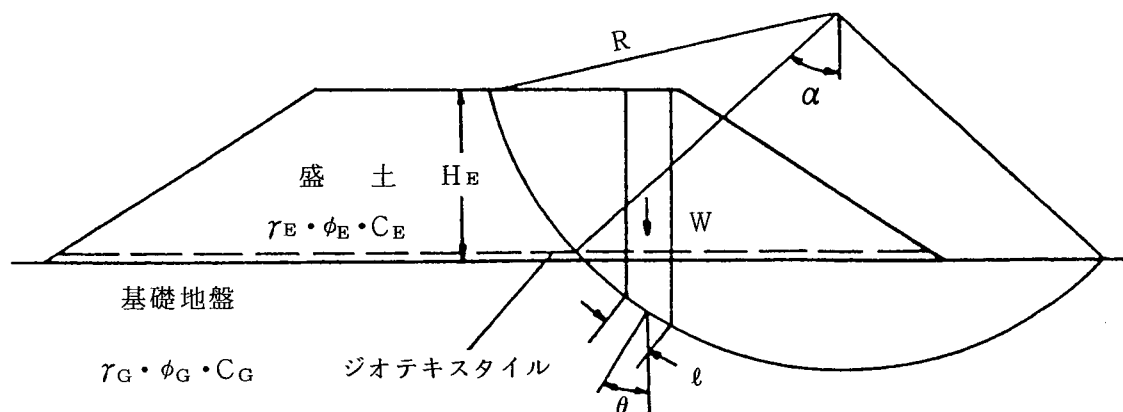


図-5.3 基礎地盤を通るすべり破壊に対する安定計算図

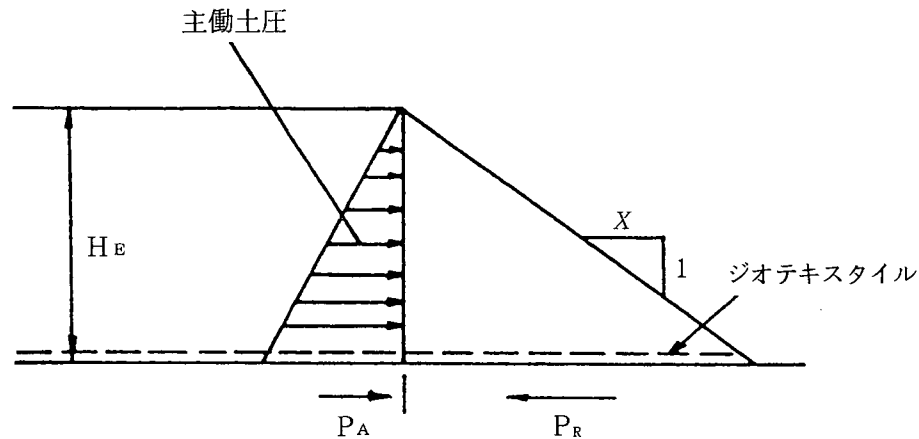


図-5.4 ジオテキスタイル上の盛土の滑動に対する安定計算図

5.3 ジョイント要素を用いたFEM弾塑性一圧密連成解析

前節で述べた極限つり合いモデルによる方法で設計を行っておれば、後述の5.4で述べる現場試験施工の結果からも認められるように、実際にジオテキスタイルに発生する張力は許容値内におさまることが経験的に確かめられており、上記の実用的設計法は十分に安全側の設計法になっているといえる。

ところで、ジオテキスタイルで補強した軟弱地盤上の盛土の挙動を応力-変形解析によってシミュレートしようとする場合、軟弱地盤の変形が極めて大きいため、ジオテキスタイルと周囲の土との相互変形挙動（ずれ）を考慮する必要がある。ジオテキスタイルと土との相互変形挙動をシミュレートする方法としては、以下に述べるようなジョイント要素を用いる方法が有効である。そして、このジョイント要素を用いないと、後で述べるように、ジオテキスタイルの張力を過大に評価しすぎることになりやすい。

5.3.1 土中引抜き試験によるジョイント要素のパラメータの決定

ジョイント要素のパラメータは、通常以下に示すような土中引抜き試験によって決定する。

(1) ジョイント要素

図-5.5は、土とジオテキスタイルの摩擦特性として、Goodman型ジョイント要素をモデル化したもので、水平および垂直方向変形特性は、図-5.6に従うものと仮定する。

以下、ジョイント要素のパラメータの決定方法について述べる。

① k_s (垂直方向弾性係数)

垂直方向の変形に対して、ほぼ無限大の強度をもつと仮定して、十分に大きな値 (10,000 (tf/m²)) を用いる。

② τ_i (せん断降伏応力)

ジオテキスタイルが土中から引抜ける際に発生する土とジオテキスタイル相互のせん断降伏応力 τ_i は、垂直拘束応力 σ_v との間で以下の関係が成り立つ。

$$\tau_i = A + A_0 \sigma_v \dots \dots \dots (5.8)$$

ここに、 A 、 A_0 は土中引抜き試験によって定める係数である。

③ k_s (せん断弾性係数)

また、せん断弾性係数 k_s と垂直応力 σ_v との間には以下の関係がある。

$$k_s (G_0) = B + B_0 \sigma_v \quad (G_0 \text{ は } \tau_i \text{ の初期勾配}) \dots \dots \dots (5.9)$$

ここに、 B 、 B_0 は土中引抜き試験によって定める係数である。

④ せん断ひずみ (ϵ)

ジョイント要素のせん断ひずみ ϵ は、ジオテキスタイルの伸張変位 u_s 、ジョイント要素の厚さ t を考慮して以下のように仮定する。(図-5.7参照)。

$$\text{せん断ひずみ } \epsilon = \frac{u + u_s}{t} \dots \dots \dots (5.10)$$

今回は、ジョイント要素の厚さ $t = 5 \text{ mm}$ 、ジオテキスタイルの伸張変位 $u_s = 0 \text{ mm}$ と見なしてせん断ひずみを求めた。

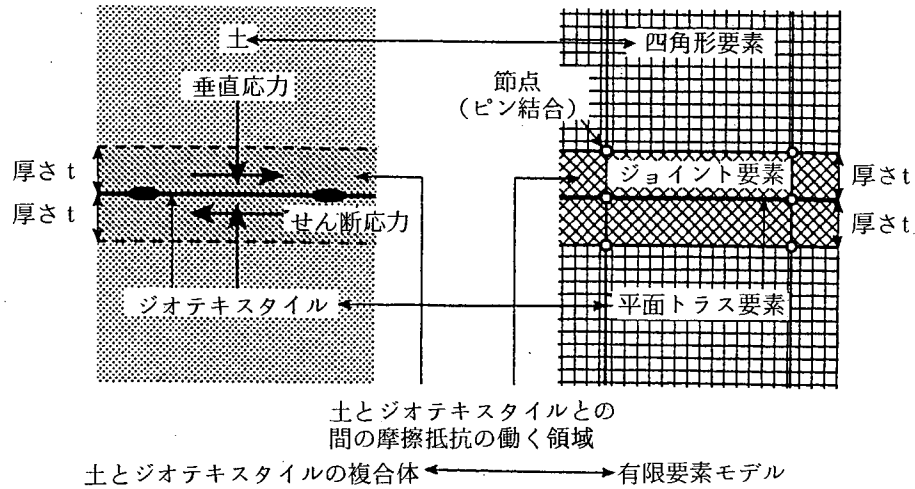


図-5.5 Goodman型ジョイント要素

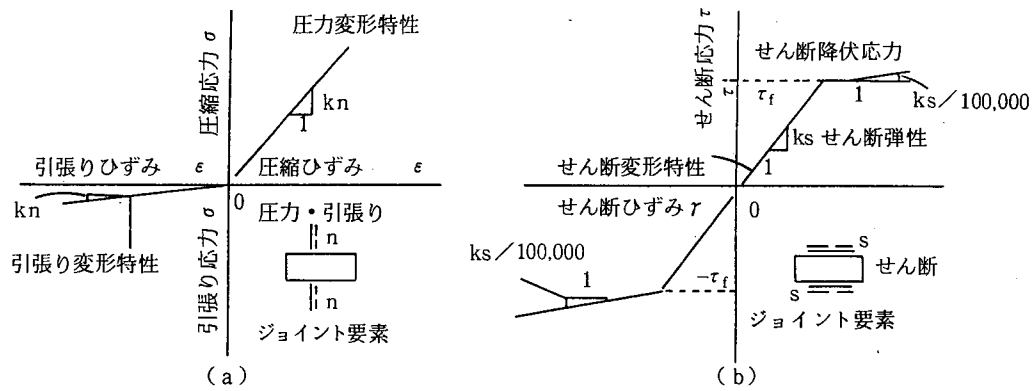


図-5.6 ジョイント要素の変形特性

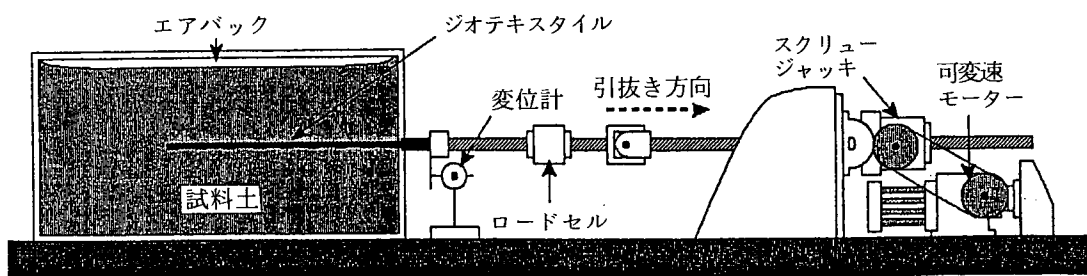
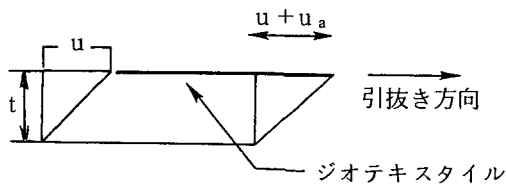


図-5.8 土中引抜き試験機



u : ジオテキスタイルの引抜き量
 u_a : ジオテキスタイルの伸びひずみ

図-5.7 ジョイント要素概念図

(2) 土中引抜き試験によるジョイント要素のパラメータの決定例

上記の仮定に基づき、柳井バイパスにおける現場試験施工を対象に、盛土材（砂質土）とジオグリッド（テンサー：SR-55）の土中引抜き試験を実施し、ジョイント要素のパラメータを決定したので、その概要について述べる。

表-5.1 盛土材・基盤材の物性値

[盛土材]

土の分類	マ サ 土	粒度分布	礫 分60.0%
湿潤密度	$\gamma_t = 2.2 \text{ tf/m}^3$		砂 分26.0%
粘着力	$C = 1.0 \text{ tf/m}^2$		粘土 5.0%
内部摩擦角	$\phi = 30^\circ$	含水比	シルト分 9.0%
			$w = 10.5\%$

[基盤材]

土の分類	砂 質 土	粒度分布	礫 分10.0%
湿潤密度	$\gamma_t = 1.8 \text{ tf/m}^3$		砂 分66.0%
粘着力	$C = 0.0 \text{ tf/m}^2$		粘土 14.0%
内部摩擦角	$\phi = 30^\circ$	含水比	シルト分 10.0%
			$w = 13.6\%$

1) 土中引抜き試験の概要

図-5.8は、実験で使用した土中引抜き試験機である。垂直拘束圧は、プレッシャーバッグの空気圧により調整し、土中に設置した土圧計で拘束圧を確認した。また、ジオテキスタイルの引抜き速度は1 (mm/min)の定速とした。計測は、引抜き力をロードセル、引抜き変位を変位計、敷設材のひずみをひずみゲージを用いて行った。

2) 試験方法

試料土（盛土材および基盤材）の物性は、表-5.1に

示すとおりである。各々、最適含水比に近い値になるように含水比調整を行い、ジオテキスタイル敷設面を境に上下各2層、計4層に分けて締固めを行った。締固めには突固め用ランマーを用いた。また、土圧計を設置して所定の拘束圧が作用していることを確認した。

図-5.9は、ジオテキスタイルの供試体寸法、変位計及びひずみゲージの取付け位置を示したものである。ジオテキスタイルの寸法は、変位計、ひずみゲージの取付けが可能でかつ土中の引張り力分布が得られるよう、予備試験の結果をもとに決定した。

試験ケースは、解析の対象としている現地盛土が高さ $h=5.5\text{m}$ であることから上載荷重は0.2, 0.4, 0.6, 1.0 (kgf/cm^2)とした。

3) 土中引抜き試験結果の整理方法

表-5.2は、引抜き試験結果の整理方法の種類を表にまとめたものである。

全面積法は、引抜きせん断力が敷設材全面積で抵抗すると仮定するものである。一方、有効面積法では、敷設材後部の引抜きせん断抵抗に寄与していない部分を除去した面積でのみ抵抗すると仮定する。また、平均勾配法は有効面積法を拡張したもので、実測値をもとに比較的精度の高い引抜きせん断応力を求めることができる。

せん断弾性係数 k_s は、従来からせん断降伏応力 τ_f の1/2などが用いられているが、ここでは敷設材が動き始める初期の勾配を採用した。

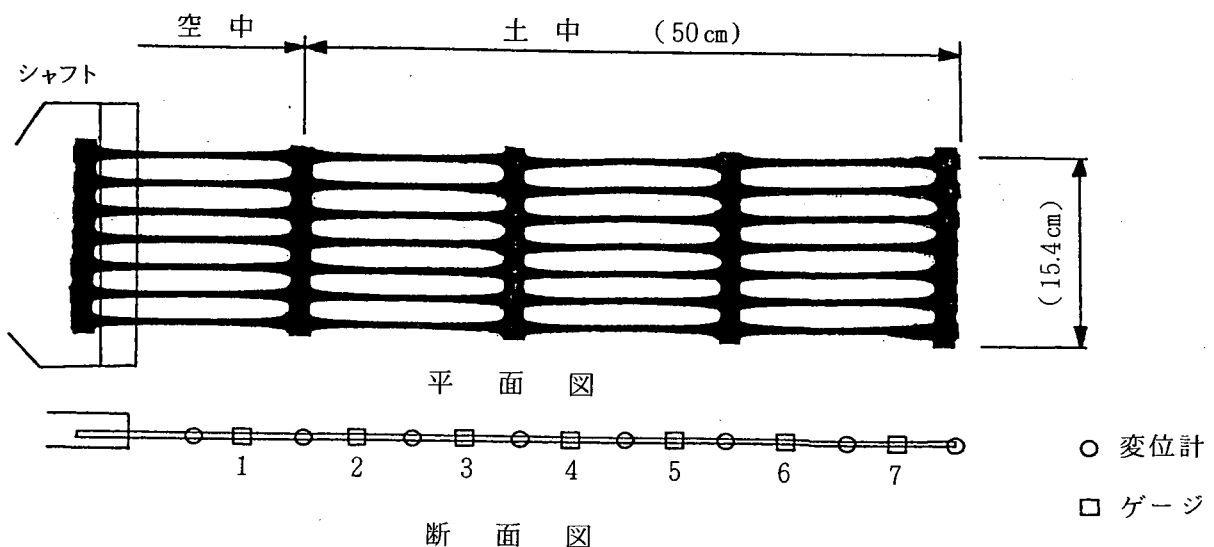
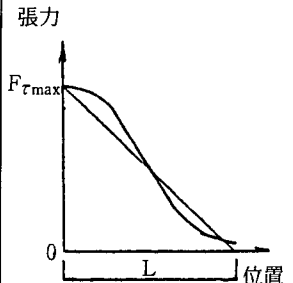
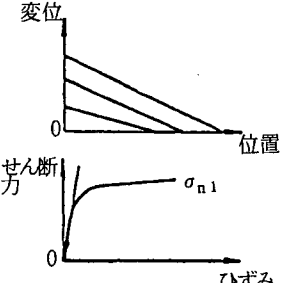
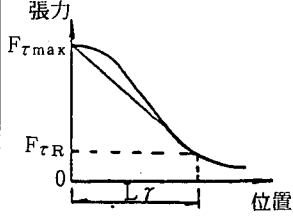
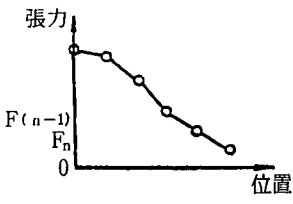


図-5.9 ジオテキスタイル供試体

表-5.2 土中引抜き試験の整理方法の種類

		せん断降伏応力 τ_f - 垂直拘束圧 σ_n ($\tau_f = A + A_0 \cdot \sigma_n$)	せん断弾性係数 k_s (G_0) - 垂直拘束圧 σ_n ($G_0 = B + B_0 \cdot \sigma_n$)
ジョイント要素考慮	全面積法	シャフトでの引抜き力をもとに、全敷設長に対する平均的な引抜きせん断応力を求める。 $\tau_{max} = \frac{\text{最大引抜き力 } (F_{\tau max})}{\text{全面積 } (2 \times B \times L)}$ $F_{\tau max}$: 最大引抜き力 B : 敷設幅 L : 敷設長さ 	初期引抜き変位 (X) 各節点の変位の平均値 変位 
	有効面積法 (接触法)	張力分布曲線をもとに平均的な引抜き抵抗から引抜きせん断応力を求める。 $\tau_{max} = \frac{F_{\tau max} - F_{\tau R}}{2 \times B \times L_r}$ $F_{\tau R}$: L_r 以後の引抜き抵抗力 L_r : 引抜き抵抗長 	初期引抜き変位 (X) 同上 せん断力 
	平均勾配法	張力分布曲線をもとに各節点間の勾配を求め、全敷設長での平均値をせん断引抜き応力とする。 $\tau_{max} = \frac{1}{n} \sum_{n=1}^n \frac{F_{(n-1)} - F_n}{2B \{L_{(n-1)} - L_n\}}$ 	初期引抜き時のせん断応力 (τ_0) 同上
ジョイント要素なし		なし	なし

4) 試験結果

図-5.10は、上載荷重が $1.0(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ ときのシャフトに取付けたロードセルの引抜き力と空中部のひずみゲージのひずみ量の関係を表したものである。また、図-5.11, 5.12は、それぞれ盛土材と基盤材における土中の引張り力の分布を示したものである。

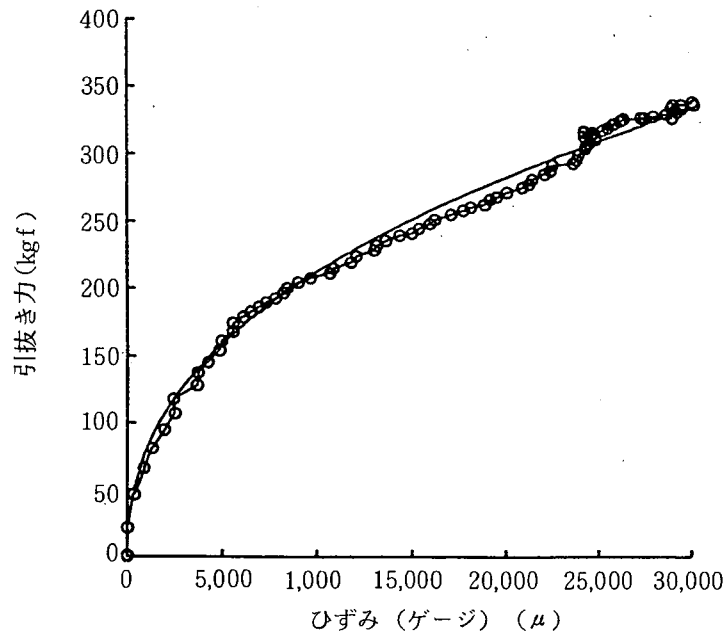


図-5.10 空中における引抜き力とひずみの関係

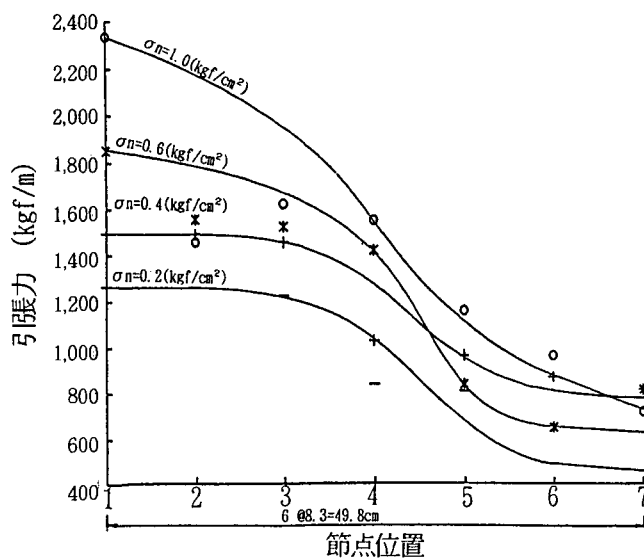


図-5.11 引張り力分布（盛土材）

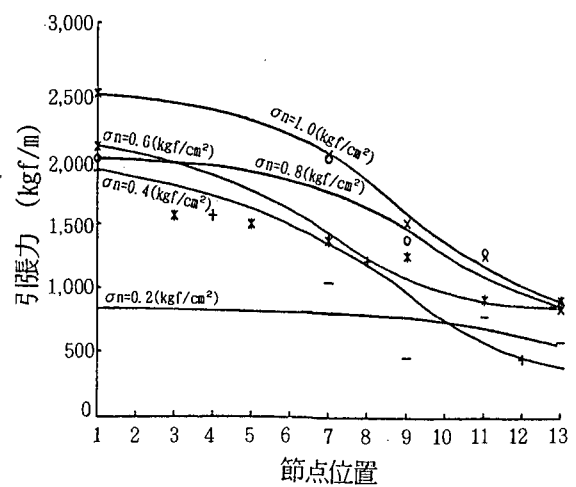


図-5.12 引張り力分布（基盤材）

図-5.13, 5.14は、有効面積法によって整理したせん断降伏応力と垂直拘束圧の関係を示す。また、図-5.15, 5.16は、盛土材と基盤材の応力-ひずみ関係を示したものである。

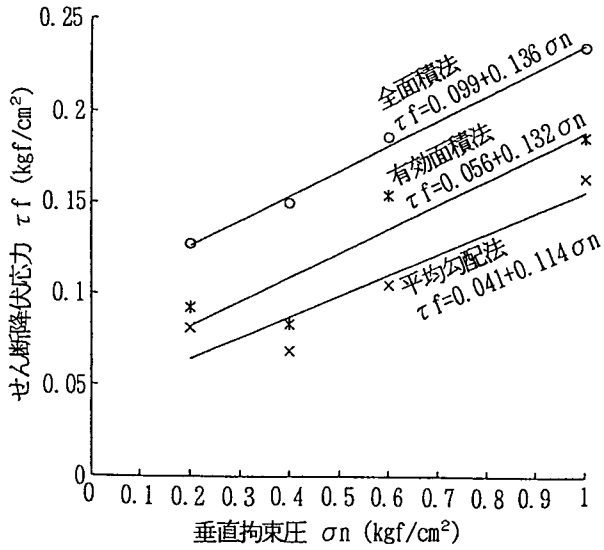


図-5.13 引抜きせん断応力の拘束圧依存性 (盛土材)

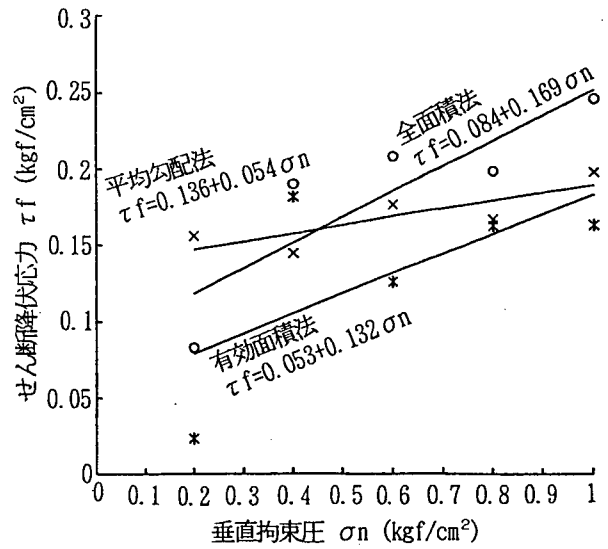


図-5.14 引抜きせん断応力の拘束圧依存性 (基盤材)

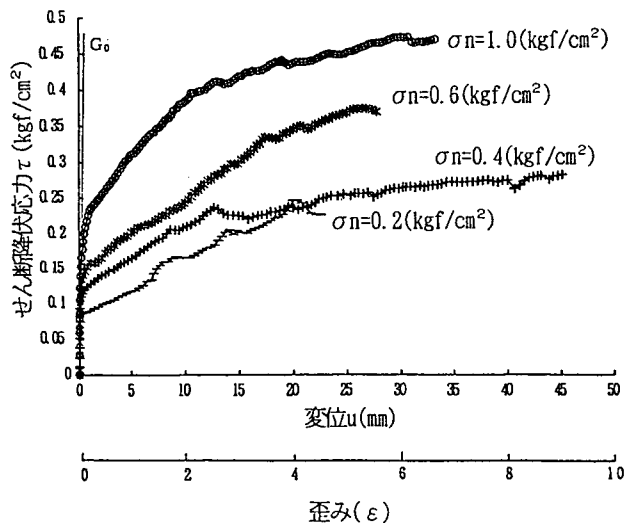


図-5.15 盛土材中の引抜きせん断応力と変位の関係

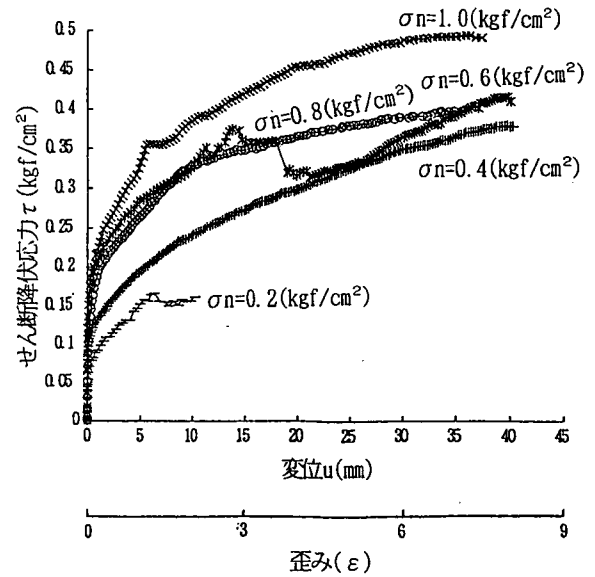


図-5.16 基盤材中の引抜きせん断応力と変位の関係

図-5.17, 5.18は、それぞれ盛土材と基盤材のせん断弾性係数と垂直拘束圧の関係を示したものである。

以上より、土中引抜き試験によって求めたジョイント要素のパラメータを表-5.3に示す。

これを見ると、せん断降伏応力 τ_f に関するパラメータ A 、 A_0 が全面積法、有効面積法、平均勾配法の順に小さくなる傾向にあることがわかる。

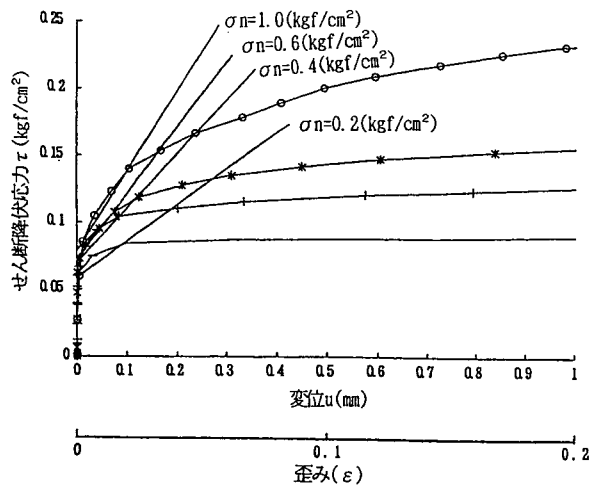


図-5.17 せん断剛性の拘束圧依存性
(盛土材)

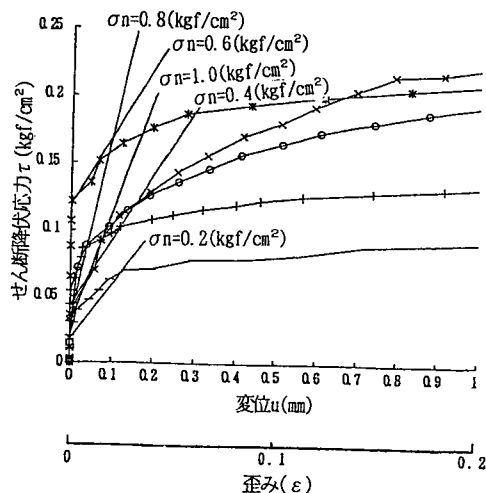


図-5.18 せん断剛性の拘束圧依存性
(基盤材)

表-5.3 ジョイント要素のパラメータの例

		A	A ₀	B	B ₀
全面積法	盛土材	0.099	0.136	0.819	1.874
	基盤材	0.084	0.169	1.423	2.586
有効面積法	盛土材	0.056	0.132	0.819	1.874
	基盤材	0.053	0.132	1.423	2.586
平均勾配法	盛土材	0.041	0.114	0.819	1.874
	基盤材	0.136	0.054	1.423	2.586

5.3.2 FEM弾塑性一圧密連成解析の概要

FEM弾塑性一圧密連成解析は、土木研究所土質研究室所有のプログラム(LADIS)を使用した。

(1) 基礎式

応力変形一浸透連成解析の基礎式は、以下の①～⑥のように表わされる。なお、飽和領域は不飽和領域の特殊形と考え、基本方程式は飽和不飽和領域の一般式で表現している。また、添字 i, j は、空間座標の方向を表わし、 $()_{,i}$ は偏微分を表わす。

①土に関するつり合い条件

$$\sigma_{ij,j} + f_i = 0 \quad \dots\dots\dots (5.11)$$

ここに、 σ_{ij} : 全応力

f_i : 物体力

なお、物体力は下式で表わされる。

$$f = n \cdot S_r \cdot \rho_f \cdot g + (1 - n) \cdot \rho_s \cdot g$$

ここに、 n : 間隙率

S_r : 飽和度

ρ_f : 間隙流体(水)の密度

ρ_s : 土粒子の密度

g : 重力加速度

②間隙水の連続条件

$$-(\rho_f \cdot V_i)_{,i} = \frac{\partial}{\partial t} (\rho_f \cdot \theta) \quad \dots\dots\dots (5.12)$$

ここに、 ρ_f : 間隙流体の密度

V_i : 流体の速度

θ : 体積含水率(土の単位体積中に含まれる水の体積)であり、 $\theta = n \cdot S_r$

③間隙水の運動方程式 (Darcy-Backinghamの方程式)

$$V_i = -k(\theta) h_{,i} \dots\dots\dots (5.13)$$

ここに、

$k(\theta)$: 体積含水率 θ に依存するパラメータで、飽和状態のとき $k(\theta) = k_s$ (k_s : 飽和時透水係数)

h : 全水頭 ($h = \Psi + z$, Ψ : 圧力水頭, z : 位置水頭)

地盤の応力・変形を考慮した浸透流解析では、圧密もしくは膨潤により透水係数が変化するため、それに伴って圧力水頭が変化し、こうした過程を繰返しながら定常状態へ移行していく。このとき、飽和領域に対する透水係数の変更は、次の関係式を用いる。

$$e = a \log_{10} k_s + b \dots\dots\dots (5.14)$$

ここに、 e : 間隙比

k_s : 透水係数

a : 片対数表示の直線の勾配

b : 縦軸 (間隙比 e) の切片

④有効応力式

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + x \delta_{ij} \Psi \dots\dots\dots (5.15)$$

ここに、

σ'_{ij} : 有効応力

x : 体積含水率 (θ : $\theta = n \cdot S_r$) に依存するパラメータで $S_r = 100\%$ で $x = 1.0$, $S_r = 0$ で $x = 0$ となる。軟弱粘性土の場合は、不飽和時でも間隙空気圧は無視できるほど小さいことから、不飽和時には $x = S_r$ と仮定する。

δ_{ij} : クロネッカーのデルタ ($i = j$ で $\delta_{ij} = 1$, $i \neq j$ で $\delta_{ij} = 0$)

⑤有効応力-ひずみ関係

$$\sigma'_{ij} = c_{ijkl} \epsilon_{kl} \dots\dots\dots (5.16)$$

ここに、 c_{ijkl} : 有効応力-ひずみ関係を表す係数

ϵ_{kl} : ひずみテンソル

または、増分関係で次のように表される。

$$d\sigma'_{ij} = c_{ijkl} d\epsilon_{kl} \dots\dots\dots (5.17)$$

ここに、 $d\sigma'_{ij}$: 有効応力増分テンソル

$d\epsilon_{kl}$: ひずみ増分テンソル

(5.17)式の両辺を時間増分 (dt) で割ると、

$$\frac{d\sigma'_{ij}}{dt} = c_{ijkl} \frac{d\epsilon_{kl}}{dt}$$

または、

$$\sigma'_{ij} = c_{ijkl} \epsilon_{kl} \dots\dots\dots (5.18)$$

が得られる。(ただし、 $(\) = \frac{\partial}{\partial t} (\)$)

⑥ひずみ-変位関係

$$\epsilon_{ij} = -\frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \dots\dots\dots (5.19)$$

ここに、 u_i : 変位ベクトル

(5.19)式の最初の負符号は圧縮応力を正にするためのものである。

(5.11)式、(5.15)式、(5.18)式、および(5.19)式から、さらに $\dot{\Psi} = (\dot{h} - \dot{z}) \rho_f \cdot g = \dot{h} \rho_f \cdot g$ を考慮して次式が導かれる。

$$(-c_{ijkl} \dot{u}_{k,l} + \chi \rho_f \cdot g \cdot h \cdot \delta_{ij}),_{j,i} + \dot{f}_i = 0 \dots\dots (5.20)$$

ここに、

$$c_{ijkl} = \frac{1}{2} (c_{ijk l} + c_{ij l k})$$

一方、間隙水の連続条件(4.12)式に $\dot{n} = \dot{\epsilon}_{j,i} = \dot{u}_{i,i}$ および(5.13)式を代入して次式が得られる。

$$S_r \cdot \dot{u}_{i,i} + \rho_f g n \frac{\partial S_r}{\partial \Psi} \dot{h} - (k(\theta) h_{,i}),_i = 0$$

ここで、 $c(\Psi) = n \frac{\partial S_r}{\partial \Psi}$ (比水分容量) と置く

と結局次式が得られる。

$$S_r \dot{u}_{i,i} + \rho_f \cdot g \cdot c(\Psi) \dot{h} - (k(\theta) h_{,i}),_i = 0 \dots\dots (5.21)$$

(5.20)式および(5.21)式がCoupling問題で解くべき支配方程式となる。

(2) 土の構成式およびジオテキスタイルのトラス要素

上記⑤の土の応力-ひずみ関係としては、砂質土に対してDrucker-Pragerモデルを、また粘性土に対してCam-Clayモデルを用いる。また、今回の解析では、ジオテキスタイルをトラス要素で表現した。

5.3.3 FEM弾塑性-圧密連成解析の適用性

上記のFEM弾塑性-圧密連成解析における具体的なパラメータの決定方法や境界条件の設定および解析精度を含めた適用性を検討する目的で行った柳井バイパスにおける現場試験施工の解析例について詳細に述べる。

(1) 柳井バイパスにおける試験盛土の概要

柳井バイパスは、柳井川の両岸にまたがる2つの埋立地を橋梁で経路する計画で、橋梁取付部の盛土厚が最大6m程度の高盛土となる。地盤が軟弱で、円弧すべり計算による安全率が1.16とやや目標安全率1.2~1.3

を下回るため、ジオテキスタイルを用いた補強土工法の検討を行った。

図-5.19に、地盤と試験盛土の概要を示す。盛土高は、5.5mで、ジオテキスタイルについては円弧すべり安定計算の結果よりジオグリッドSR-55を2段敷設し、盛立速度は5 cm/日で110日間の緩速施工とした。なお、地盤条件の詳細については後述する。

(2) 解析方法

1) 有限要素のモデル化

図-5.20は、現地盤及び盛土を有限要素でモデル化したものである。地盤は、水平方向に130m、鉛直方向に27.9mの範囲をモデル化した。

拘束条件は、左右両端を水平変位固定、底面を水平・鉛直変位固定とした。一方、排水条件は左右両端を排水、底面を非排水とした。また、地下水位は、GL-3.7mとした。

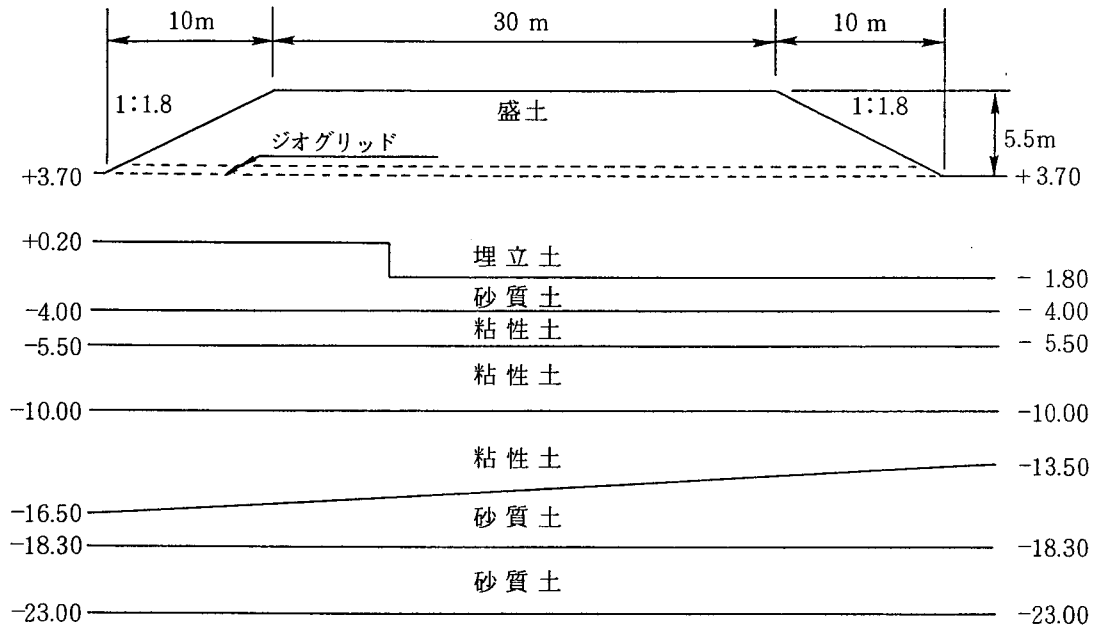


図-5.19 現場試験施工の状況

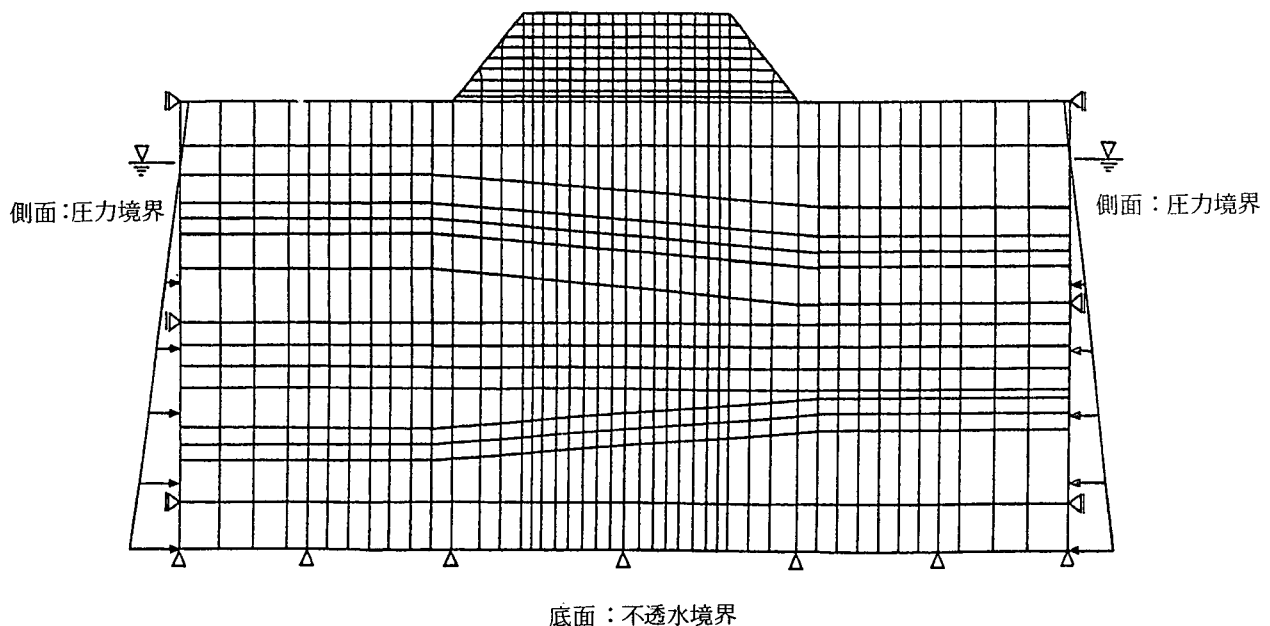


図-5.20 有限要素モデル

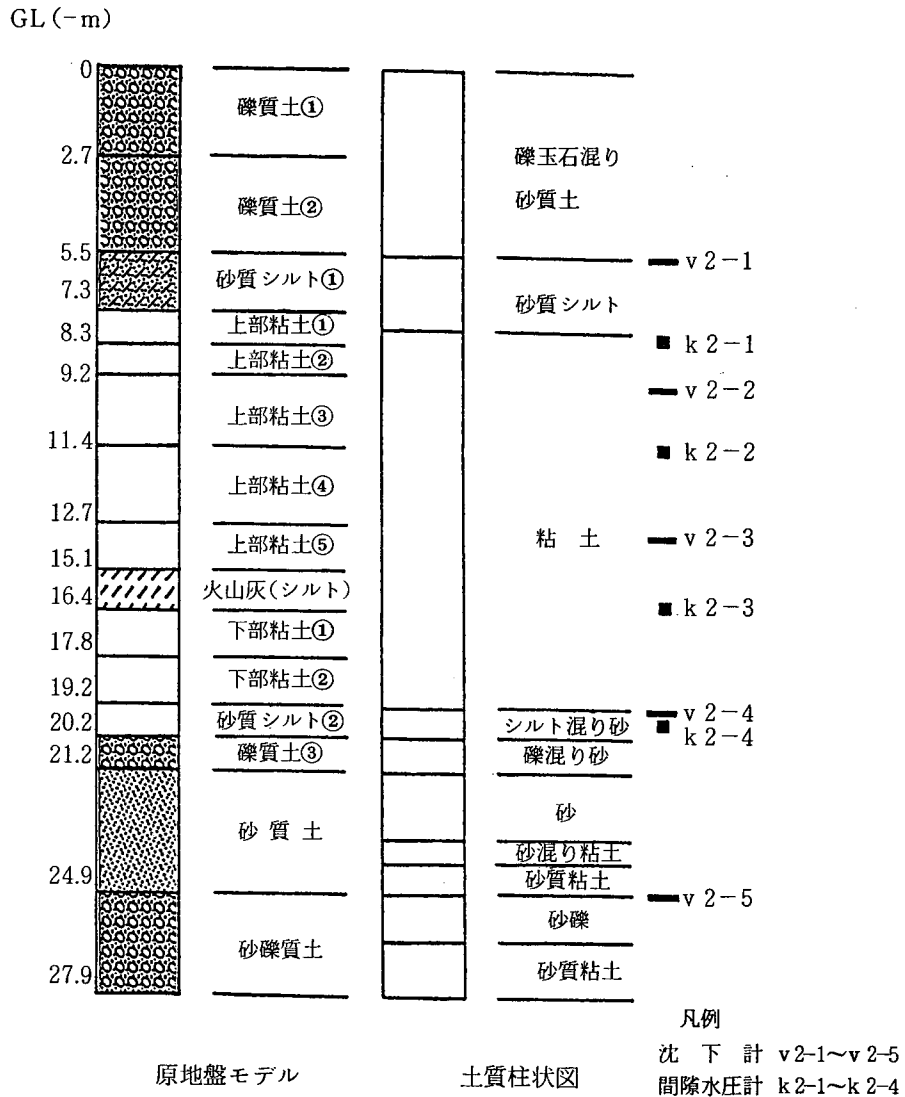


図-5.21 地盤のモデル化

地盤の区分は、図-5.21のとおりである。なお、図-5.21中には層別沈下計v2-1～v2-5および間隙水圧計k 2-1～k 2-4の計測位置を併記している。

2) 初期応力

一般に荷重増分法による解析では、各荷重ステップでの剛性が前段階の荷重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（自重）の応力が必要となる。この初期応力計算は、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。また、ジョイント要素の初期応力 σ 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の鉛直応力 σ の値とし、初期のジョイント要素のせん断応力 τ は、作用していないものとする。トラス要素についても同様に、初期応力状

態においてトラス要素の軸力は作用していないものとする。

3) 地盤の入力定数

粘性土に対してはCam-Clayモデルを、礫質土・砂質土に対してはDrucker-Pragerモデルを用いた。以下に、それぞれの定数の決定方法を示す。

(a) Cam-Clayモデル（粘性土層）

① λ , κ （圧縮指数・膨潤指数）

圧密試験結果より C_c , C_s を求め、以下の式により算出する。

$$\lambda = 1/\ln 10 \cdot C_c$$

$$\kappa = 1/\ln 10 \cdot C_s$$

② ϕ' （破壊時の有効内部摩擦角）

破壊時の有効内部摩擦角は、一軸圧縮強度 q_u を用いて限界状態指数 M を推定する方法等が提案され

ているが、ここでは過去の解析実績をもとに一律 $\phi' = 30.0^\circ$ とする。

③ ν (ポアソン比)

粘性土層については、土質試験結果を参考にして $\phi' = 28.0^\circ$ と仮定し、Jakyの式より以下のように求めた。

$$k_0 = 1 - \sin \phi' = 0.53$$

$$\nu = \frac{k_0}{1 + k_0} = \frac{0.53}{1 + 0.53} = 0.35$$

④ γ (土の単位体積重量)

土質試験結果をもとに決定した。

⑤ e_0 (初期間隙比)

$e \sim \log p$ の関係より p_0 に対する e_0 を求めた。

⑥ OCR (過圧密比)

圧密試験結果を検証して OCR = 1.0 とした。

⑦ α (破壊後の剛性倍率)

$\alpha = 1/10$ とする。

⑧ k (飽和状態の初期間隙比に対する透水係数)

圧密試験結果 ($e \sim \log k$ の関係) より、初期間隙比 e_0 に対応する k を初期透水係数 k_0 とする。

⑨ β (破壊後の透水係数倍率)

β については $\beta = 1.0$ とする。

⑩ E (弾性係数)

初期解析の時に必要な弾性係数 E は、土質試験結果を参考に $E = 500 \text{ (tf/m}^2\text{)}$ とした。

(b) Drucker-Pragerモデル (砂質土層、礫質土層)

① E (弾性係数)

地盤の弾性係数 E は N 値から推定する方法を用いた。

$E = 6N + 10 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 60N + 100 \text{ (tf/m}^2\text{)}$ (日本道路協会：道路土工、軟弱地盤対策工指針より)

② ν (ポアソン比)

砂質土層、礫質土層については、土質試験結果を参考にして $\phi' = 37.0^\circ$ と仮定し、Jakyの式より以下のように求めた。

$$k_0 = 1 - \sin \phi' = 0.4$$

$$\nu = \frac{k_0}{1 + k_0} = \frac{0.4}{1 + 0.4} = 0.29$$

③ c, ϕ (粘着力、内部摩擦角：降伏判定用)

各層一律に $c = 0, \phi = 30^\circ$ とする。また、盛土材については、土質試験結果で $c = 2.0 \sim 2.5 \text{ (tf/m}^2\text{)}$ 、 $\phi = 33.5^\circ \sim 36.5^\circ$ が得られているが、一律 $c = 4.0 \text{ (tf/m}^2\text{)}$ 、 $\phi = 30.0^\circ$ とする。

④ γ (土の単位体積重量)

土質試験結果をもとに決定した。

⑤ ρ_s (土粒子の密度)

盛土材の土粒子の密度は土質試験の結果より $\rho_s = 2.70 \text{ (tf/m}^3\text{)}$ とした。

⑥ e_0 (初期間隙比)

原位置のサンプルをもとに有効土被り圧とそれに対応する初期間隙比を算出した。

⑦ H' (ひずみ硬化率)

塑性域に入った際の状態を表わすのに必要で、過去の解析実績より、各層一律 $H' = 0.01$ とする。

⑧ α (破壊後の剛性倍率)

過去の解析実績より、各層一律 $\alpha = 1/10$ とする。

⑨ k (飽和状態の初期間隙比に対する透水係数)

一般値として各層一律 $k = 1.0 \times 10^{-1} \text{ (cm/sec)} = 0.864 \text{ (m/day)}$ とする。

⑩ β (破壊後の透水係数倍率)

β については α と同様の理由により、 $\beta = 1.0$ とする。

4) 盛土載荷荷重

盛土材の最大乾燥密度は $\gamma_{s, \max} = 2.2 \text{ (tf/m}^3\text{)}$ であるが現場施工での低減を考慮して、 $\gamma_t = 2.0 \text{ (tf/m}^3\text{)}$ とした。また、土粒子の粒度が $\rho_s = 2.70 \text{ (tf/m}^3\text{)}$ であるから盛土載荷荷重が $\gamma_s = 2.0 \text{ (tf/m}^3\text{)}$ となるように盛土の空隙比を $e_0 = 0.35$ とした。

5) 盛土載荷段階

試験盛土は、軟弱地盤対策として 5 (cm/day) の緩速盛土で施工されている。解析では盛土開始時を計算のスタート ($t = 0$ 日) とし、実施工に近いように盛土載荷工程を設定した。また、ジオテキスタイルの敷設時期、位置についても工事進捗と一致するように、載荷盛土工程を設定した。

図-5.22は、試験盛土工程と解析盛土工程を示したものである。

6) 敷設材 (トラス要素) の入力定数

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 が必要である。図-5.23は、実験に用いたジオテキスタイル (ジオグリッド) を示したものである。

○断面積 A

解析の対象であるジオテキスタイル (ジオグリッド) は格子状であるため、トラスの断面積 A は、部材引抜き方向 (たて方向) の部材一本の断面積に単位幅当りの部材本数を乗じた値とした。すなわち、ジオグリッドのたて方向部材一本当たりの最小幅は $b = 5.5 \text{ (mm)}$ 、

厚さ $t=1.2(\text{mm})$ で幅 $1(\text{m})$ 当りの部材本数が $45(\text{本})$ であるから、トラス要素の断面積は次のようになる。

$$A = b \times t \times 45$$

$$= 5.5(\text{mm}) \times 1.2(\text{mm}) \times 45(\text{本})$$

$$= 2.97 \times 10^{-4} (\text{m}^2)$$

○弾性係数 E

図-5.24は、ジオテキスタイルの空中引張り試験の結果を示したものである。ここで、ジオテキスタイルの供試体寸法は、土中引抜試験で用いたものと同様のものを用いた。

弾性係数 E は、空中引張り試験の結果をもとにbi-linearの形式で入力できるように以下のように決定した。

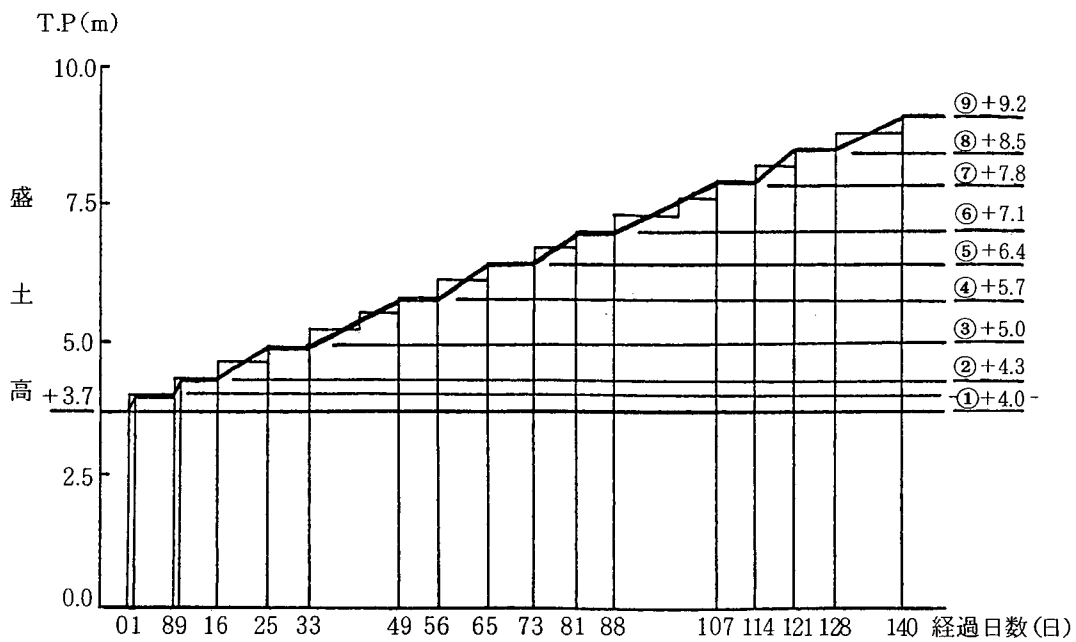


図-5.22 载荷盛土工程

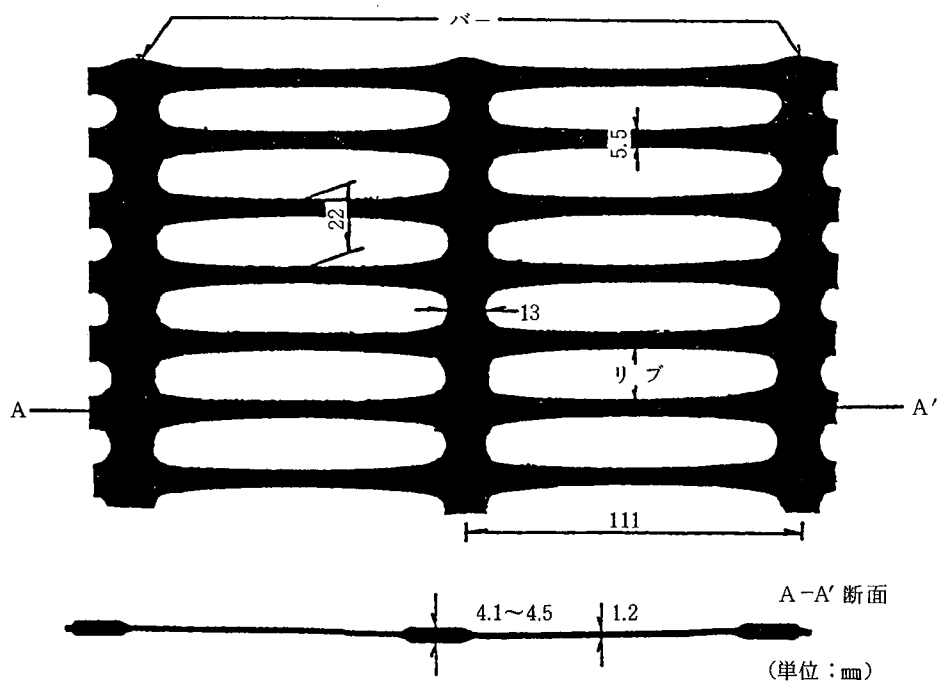


図-5.23 実験に用いたジオテキスタイル

$$E = \frac{F}{\epsilon} \times \frac{1}{A}$$

$$= \frac{0.39(\text{tf})}{2,000 \times 10^{-6}} \times \frac{1}{2.97 \times 10^{-4} (\text{m}^2)}$$

$$= 6.5 \times 10^5 (\text{tf}/\text{m}^2)$$

また、 E' は次のように決定した。

$$E' = \frac{F}{\epsilon} \times \frac{1}{A}$$

$$= \frac{0.0366(\text{tf})}{1,000 \times 10^{-6}} \times \frac{1}{2.97 \times 10^{-4} (\text{m}^2)}$$

$$= 6.1 \times 10^4 (\text{tf}/\text{m}^2)$$

以上の結果をまとめると次のようになる。

$$A = 2.97 \times 10^{-4} (\text{m}^2)$$

$$E = 6.5 \times 10^5 (\text{tf}/\text{m}^2), E \cdot A = 195 (\text{tf})$$

$$E' = 6.1 \times 10^4 (\text{tf}/\text{m}^2), E' \cdot A = 18 (\text{tf})$$

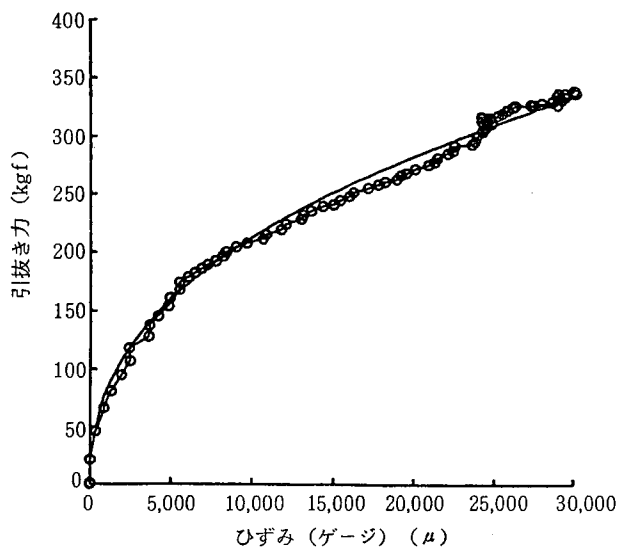


図-5.24 ジオテキスタイルの引張り試験結果（空中）

7) ジョイント要素

ジョイント要素のパラメータの求め方は、5.3.1で述べたとおりである。表-5.4は、有効面積法によるジョイント要素のパラメータを盛土材と基盤材についてまとめたものである。

表-5.4 摩擦特性一覧表

		A	A ₀	B	B ₀
有効面積法	盛土材	0.056	0.132	0.819	1.874
	基盤材	0.053	0.132	1.423	2.586

(3) 解析結果

図-5.25～5.29に、地表面沈下量、盛土中央下の層別沈下量、盛土のり尻下の側方変位量、盛土中央下の過剰間隙水圧の経時変化、および、ジオテキスタイルの発生張力の計算結果を実測値と対比して示す。

これらの図から、今回用いた解析手法の適用性に関し、次のようなことがいえる。

①地盤の沈下、変形および過剰間隙水圧の発生と消散の挙動については、計算値は実測値とかなりよく一致しており、地盤の圧密およびせん断変形についてはかなりの精度でシミュレーションが可能である。

②ジオテキスタイルの発生張力については、今回の試験盛土では、側方流動より圧密が卓越し、盛土底面が広がるのではなく、むしろ縮む傾向にあったため、実測値をみてもジオテキスタイルにはほとんど引張力は発生しておらず、微小ながら圧縮力が生じている。従って、この例では、ジョイント要素の評価はできないが、発生張力のオーダーは、ほぼ実測値と一致しており、地盤の変形挙動のシミュレーションの精度がよければ、ジオテキスタイルの発生張力の予測も十分可能であることがわかる。

以上のように、本例では今回使用したFEM弾塑性-圧密連成解析の適用性が実用上満足できるものであることを検証するにとどめ、ジョイント要素の適用性の評価については、5.4に示す別の事例の解析にゆずる。

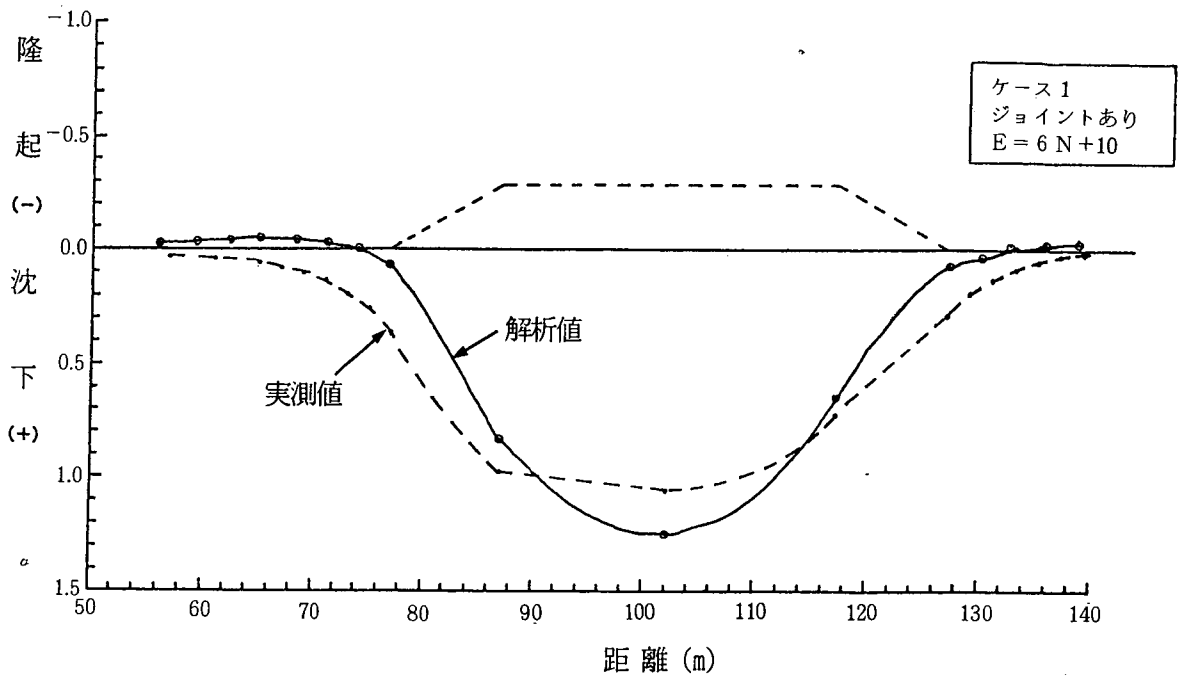
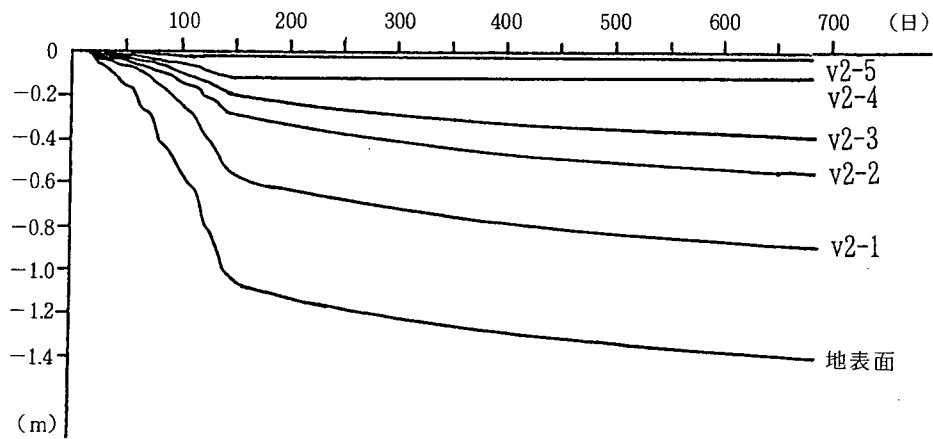


図-5.25 地表面沈下量



注) v2-1～v2-5の計測位置は図-5.21中に示すとおり

図-5.26 盛土中央下の層別沈下量

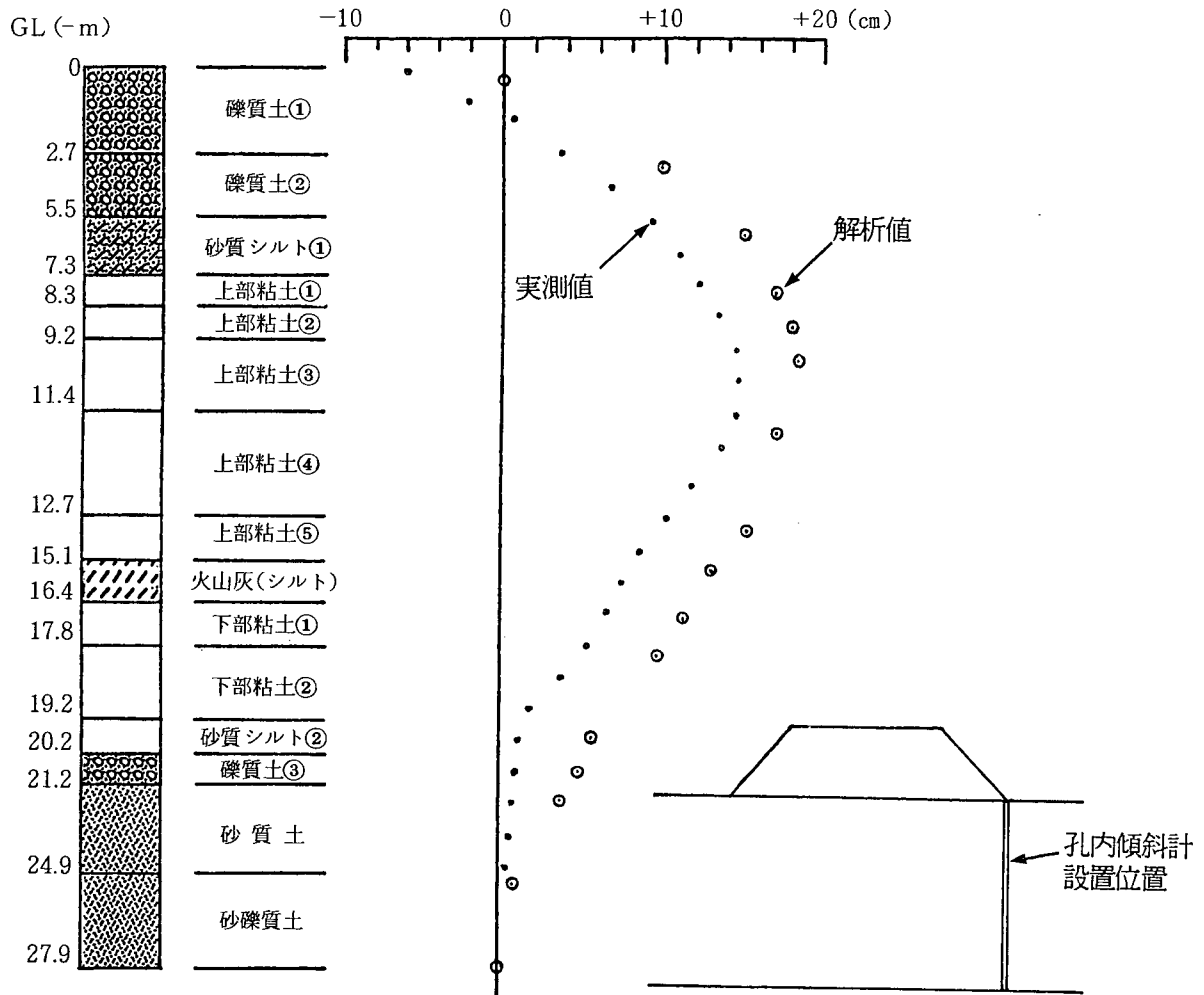
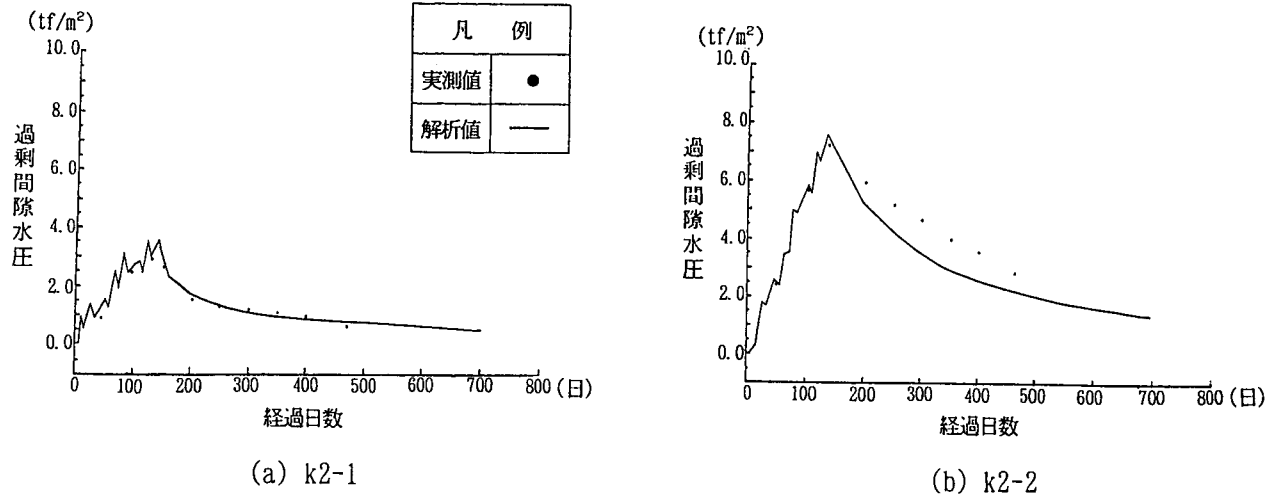


図-5.27 側方変位量



注) k2-1～k2-4の計測位置は図-5.21中を示すとおり

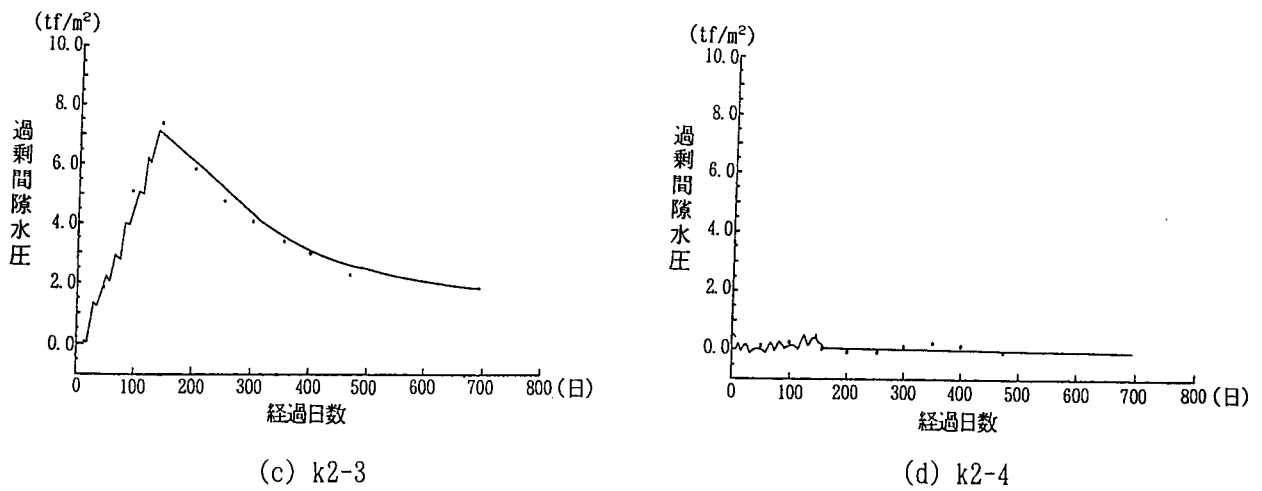
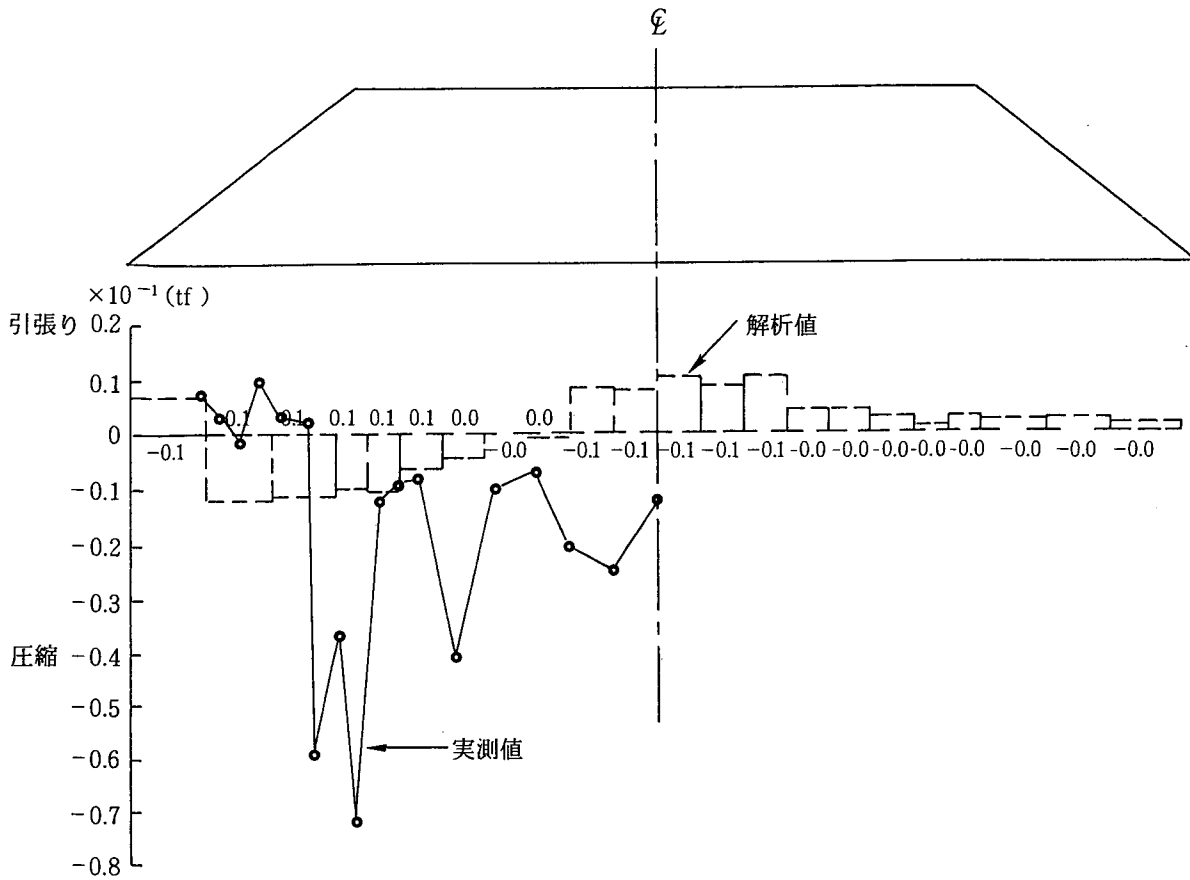
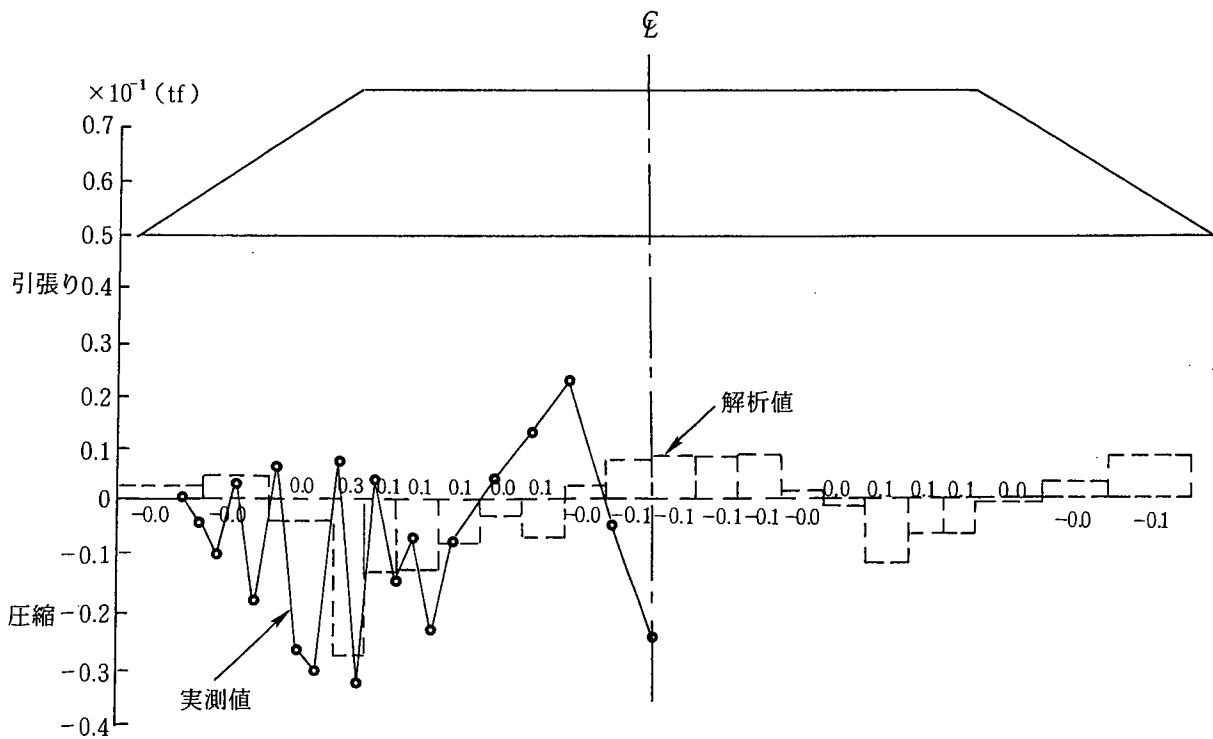


図-5.28 盛土中央下の過剰間隙水圧の経時変化



(a) 二層目 (上段)



(b) 一層目 (下段)

図-5.29 ジオテキスタイルの発生張力

5.4 現場試験施工とその解析

前節の柳井バイパスにおける試験施工の例でみたように、軟弱地盤上の盛土の補強にジオテキスタイルを適用する場合、地盤の圧密変形が卓越するケースではジオテキスタイルによる補強効果は小さい⁷⁹⁾。これに対して、地盤のせん断変形が卓越するケースではジオテキスタイルに大きな張力が発生し、引張補強効果が発揮される。そして、このような挙動のシミュレーションにはジョイント要素を使用することが不可欠となる。そこで本節では、地盤のせん断変形が卓越する2つの現場試験施工例を対象に、ジョイント要素を用いたFEM弾塑性-圧密連成解析の適用性について考察を加える。

5.4.1 行橋バイパスの例

(1) 地盤および現地盛土の概要

一般国道10号行橋バイパスの補強盛土施工箇所にお

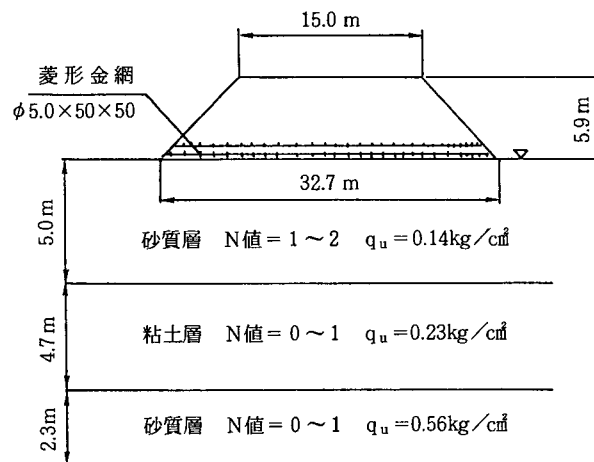


図-5.30 現地盛土の概要

ける地盤は、図-5.30のように、深度12m程度までがN値0~2の軟弱地盤で、うち中間部の4.7mが粘土層に相当する。

地盤の土性の詳細は、表-5.5に示すとおりである。

盛土は接地幅33m、計画高5.9m、勾配1:1.5で、150日間で盛り立てを終了し、その後約1年後に供用を開始した。当盛土を無補強で施工した場合、円弧すべり安全率が $F_s=0.88$ と必要安全率1.1を大きく下回るため、14tf/m程度の引張強度を有する菱型金網（ $\phi 5 \times 50 \times 50\text{mm}$ ）を3層敷設し、5cm/dayの緩速盛土の施工を行った。

盛土材の土性を表-5.6に示す。

ひし形金網は、 $\phi=5\text{mm}$ 、 $d=50 \times 50\text{mm}$ のものを用いた。ひし形金網の形状を図-5.31に、また荷重-ひずみ関係を図-5.32に示す。

観測項目を表-5.7に、また観測計器の配置および計器配置断面図をそれぞれ図-5.33および図-5.34に示す。

表-5.6 盛土材の土性一覧表

マ サ 土				自然含水比 $w(\%)$	10.5
粒 度 組 成	礫 分	45.8%		湿潤密度 $\rho_s(\text{tf/m}^3)$	1.90
	砂 分	50.8%		粘着力 $C(\text{tf/m}^2)$	1.0
	シルト分	3.4%		内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	30
	粘土分	0%			

表-5.5 土性一覧表

分 類		粒 度 特 性				コンシステンシー特性			含水比 (%)	比重 G_s	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	間隙比 e	一軸圧縮強さ q_u (kgf/cm^2)	圧密降伏応力 P_c (kgf/cm^2)	圧縮指数 C_c
土層名	深さ (m)	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	液性 (%)	塑性 (%)	塑性 指数							
粘土層	3.20~4.05	0	68.8	18.4	12.8	NP	NP	NP	39.9	2.644	1.800	1.060	0.139	1.57	0.248
粘性土層	5.90~6.75	0	7.3	44.0	48.7	83.4	29.1	54.3	69.1	2.654	1.574	1.850	0.226	1.42	0.794
	7.60~8.45	0	0	42.7	57.3	79.9	29.5	50.4	66.9	2.651	1.586	1.788	0.564	1.49	0.883
	8.95~9.80	0	32.5	36.2	31.3	42.3	23.2	19.1	37.9	2.694	1.830	1.020	0.590	1.73	0.298

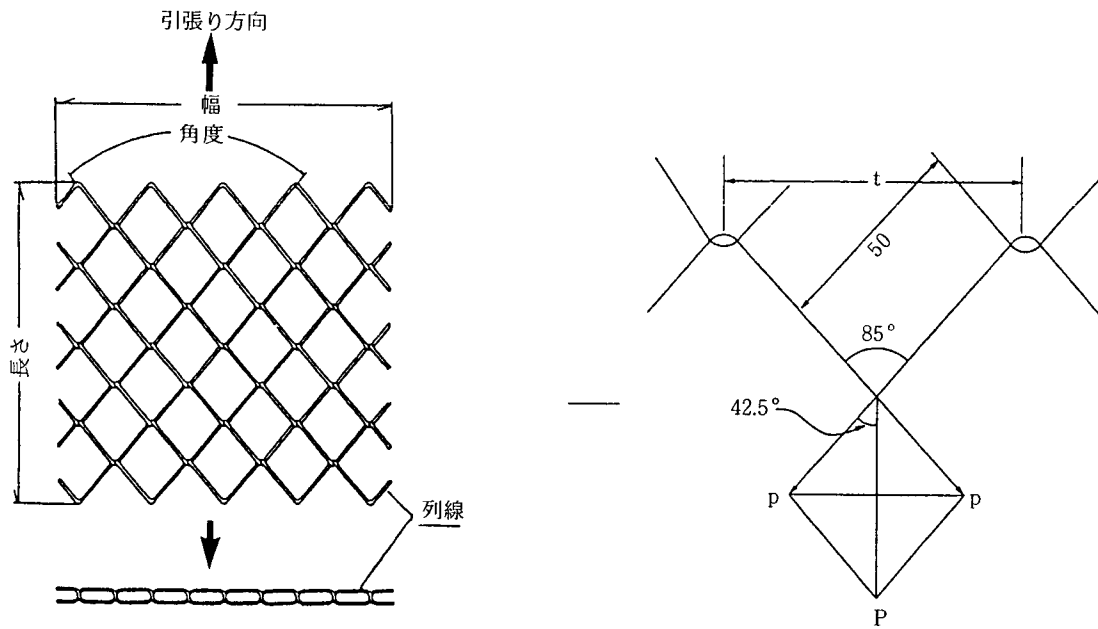


図-5.31 ひし形金網の形状

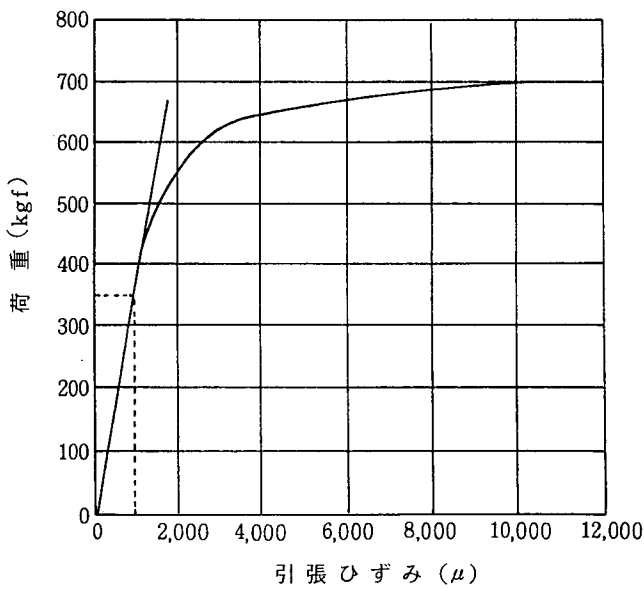


図-5.32 ひし形金網の荷重－ひずみ関係

表-5.7 観測項目

項目	数量	位置
①層別沈下量	2 基	盛土中央部
②孔内傾斜計	2 ヶ所	盛土のり尻部左右各 1 ヶ所
③表層沈下板	3 ヶ所	盛土中央 1, のり肩 2
④表面変位杭	5 ヶ所	のり尻
⑤ひずみゲージ	55 ヶ所	盛土内 3 層

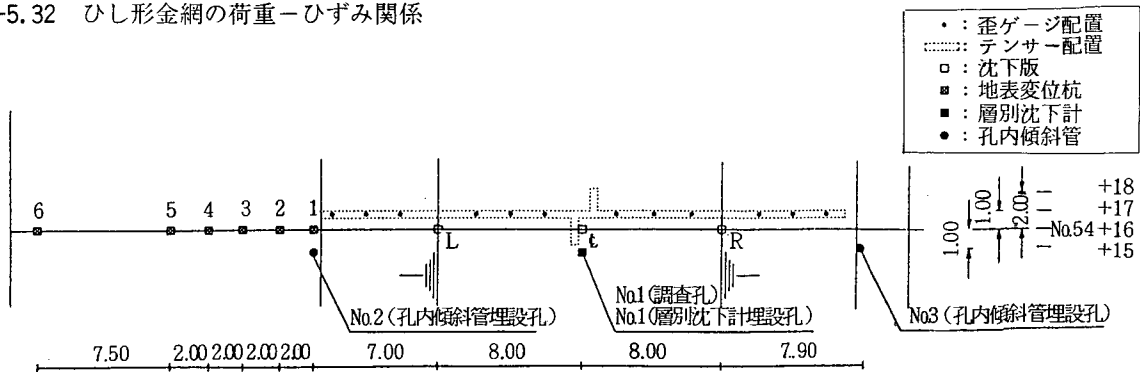


図-5.33 調整位置平面図

(2) 動態観測結果

1) 地表面変位観測結果

盛土荷重による地表面変位杭および表層沈下板の沈下量観測結果を図-5.35に示す。図中には、盛土中央

部での圧密試験結果(e-log P 曲線)より算出した理論沈下量と、実測値の沈下量から双曲線法で予測した沈下量を併記している。実測値は理論値に比べ10%近く大きい。

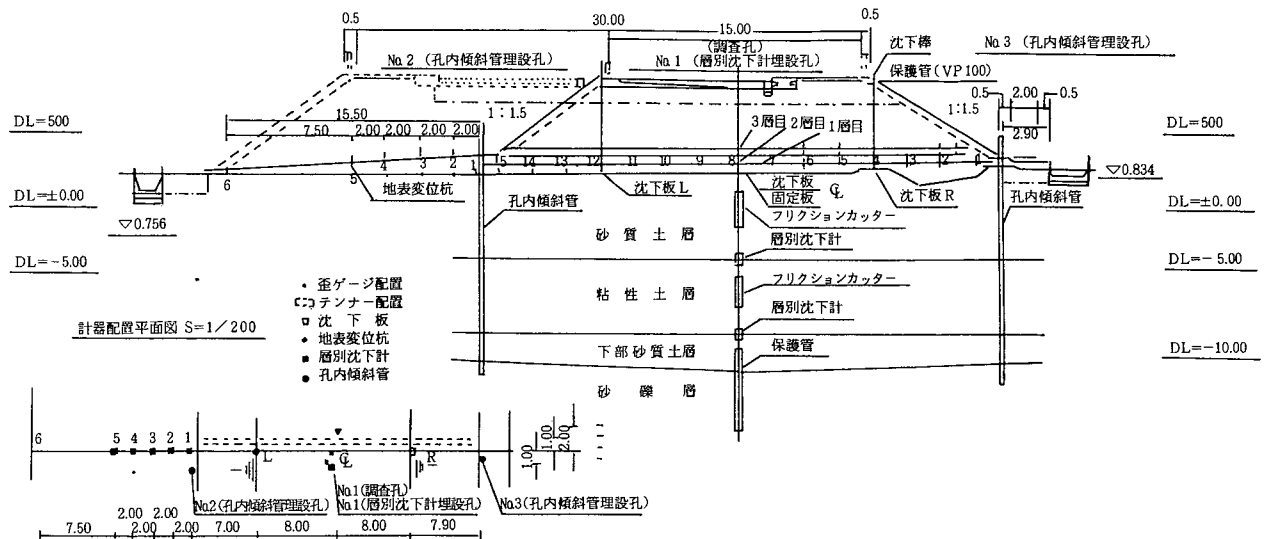


図-5.34 計器配置断面図

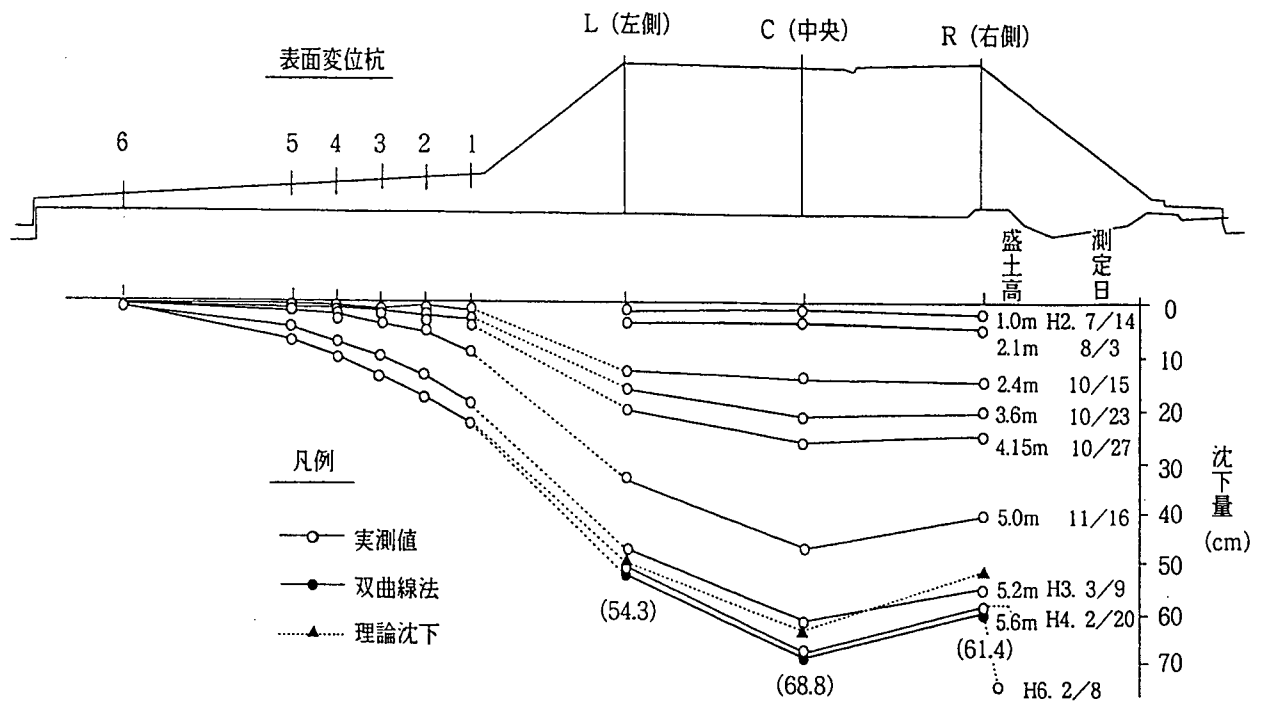


図-5.35 地表面変位

2) 地中の側方変位観測結果

盛土のり尻部に設置した孔内傾斜計の観測によって、盛土荷重による側方変位を計測した結果を図-5.36に示す。地表付近は補強材によって拘束されているため、地表付近の側方変位量は少なく、軟弱地盤中央部が大きく変位している。特に、限界盛土高（ $H=4.30\text{m}$ ）付近では側方変位量が大きく、ひし形金網を敷設していなければすべりが発生するところである。平成4年度11月から平成5年2月にかけては、側方変位量はピークを示し、その後わずかに戻る傾向がうかがえる。

3) 沈下板観測結果

盛土中央部およびのり肩部に設置した沈下板によって観測した沈下量の経日変化を図-5.37に示す。沈下量は盛土中央部で大きく、右側（R）は左側（L）に比べ、側方変位と関連して沈下量も大きくなっている。また、供用開始後にわずかながら沈下が促進されたようである。現在ではほぼ終了の状態であるが、僅かな沈下は継続している。

4) 層別沈下計測結果

盛土中央部の軟弱地盤層に埋設した層別沈下計の観測結果を図-5.38に示す。沈下量は約70cmとほぼ終息に近づいているが、二次圧密あるいは交通荷重の影響と考えられる僅かな沈下が継続している。

5) 補強材のひずみ観測結果

盛土底面敷設したひし形金網に働く応力を測定するため、金網に重ねて固定したテンサーSR2に貼付けたひずみゲージのひずみと、3層目金網に直接貼付けたひずみゲージのひずみの経時変化を図-5.39、図-5.40に示す。

テンサーと金網のひずみを比較すると、テンサーのひずみが著しく大きい、これは金網に初期のゆるみがあることによると思われる。

図において、ひずみの経日変化に起伏が認められるため、図の上欄に平均気温変化図を対比させたところある程度の相関がうかがえた。

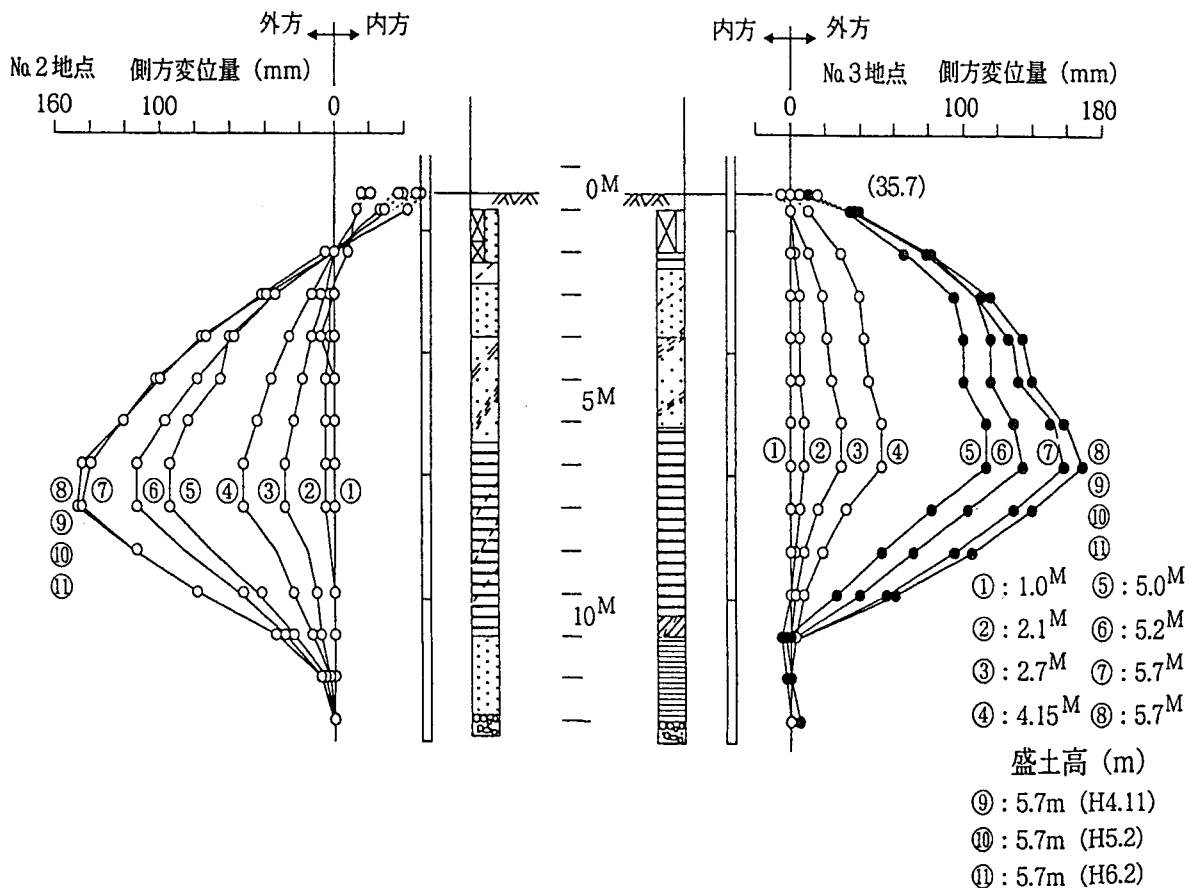


図-5.36 地中の側方変位

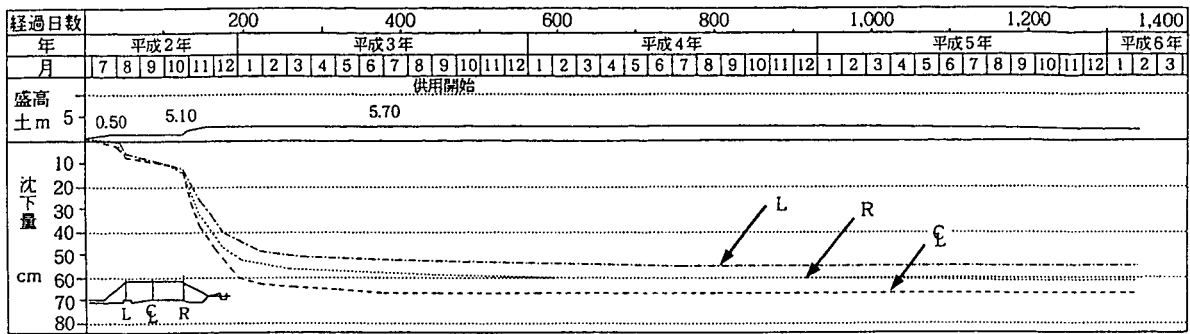


図-5.37 沈下板観測結果

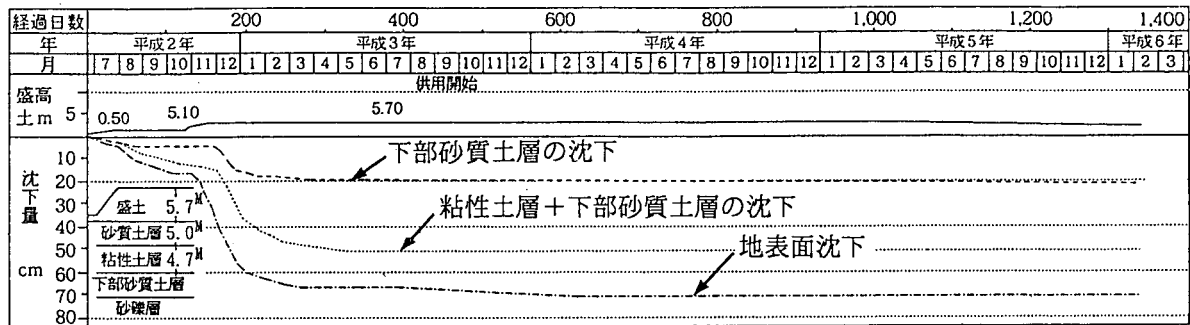


図-5.38 土層毎の沈下量図

凡例：位置番号(8, 10, 12, 14)は図-5.34参照

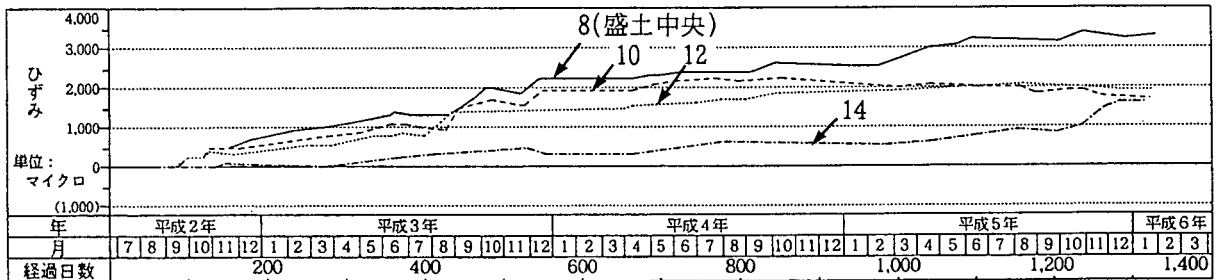


図-5.39 3層目金網ひずみの経日変化

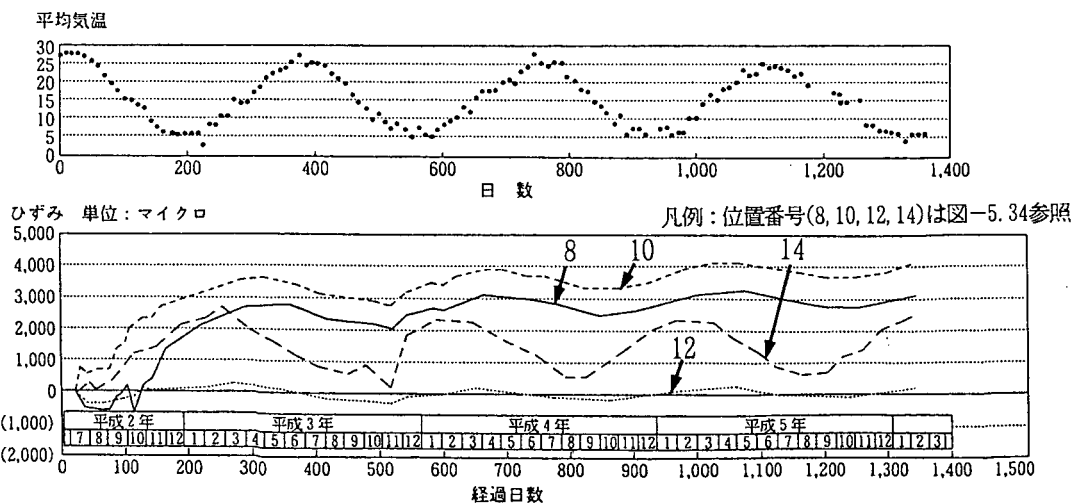


図-5.40 3層目センサーひずみの経日変化

(3) 解析

1) 解析方法

解析にあたっては、現地土質調査結果をもとに図-5.41に示す要素分割で表-5.8に示す土質定数の入力を行った。ひし形金網は交点強度試験結果等をもとに、表-5.9のような弾性係数と単位幅当たりの降伏張力を引っ張りのみが作用するトラス要素として入力した。

また、ひし形金網と盛土材との摩擦特性については、5.3.1で述べたGoodman型ジョイント要素(厚さ5mm)²⁾を介したものと、ジョイント要素を介さず盛土材と金網が接するものの2通りを設定し、ジョイント要素を設定したケースについては金網の土中引抜き試験の結果をもとに、以下のような方法で入力定数を決定した。

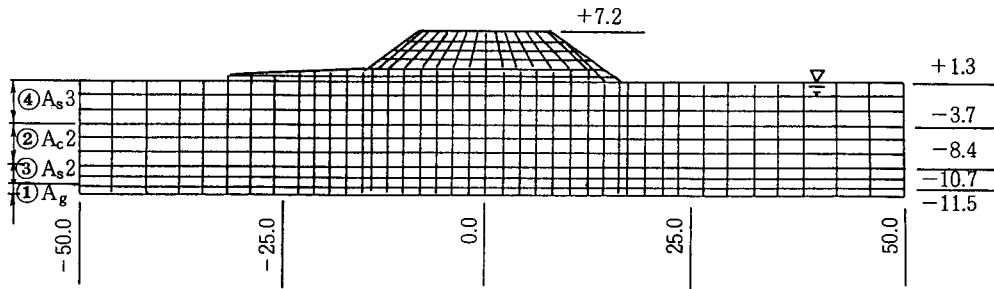


図-5.41 要素分割図

表-5.8 入力土質定数

材料番号	地層名	構成式	圧縮指数 λ	膨潤指数 κ	ポアソン比 ν	土粒子の密度 ρ_s	内部摩擦角 ϕ (deg)	初期間隙比 e_0	過圧密比 OCR	透水係数 (m/day)	弾性係数 E (tf/m ²)	粘着力 C (tf/m ²)
1	A _g	Druker-Prager			0.333	2.700	30.0	0.889		8.640	1780	0.0
2	A _{e2}	〃			0.333	2.700	30.0	0.889		8.640	700	0.0
3	A _{c2}	Cam-Clay	0.343	0.028	0.450	2.660		1.800	1.30	1.4×10^{-4}		
4	A _{e3}	Druker-Prager			0.333	2.700	30.0	0.889		8.640	160	0.0
5	盛土	Druker-Prager			0.299	2.700	35.0	0.889		8.640	1000	1.0

表-5.9 敷設材の入力定数

弾性係数 E	弾性係数 E'	mあたりの断面積 A	交点強度 T
1.8×10^7 tf/m ²	5.2×10^4 tf/m ²	1.84×10^{-4} m ²	9.7ton

① K_N (垂直方向弾性係数)

敷設面と垂直方向の変形に対してはほぼ無限大の強度を持つものと仮定し、 $10,000\text{t/m}^2$ とした。

 ② τ_i (せん断降伏応力)

金網が土中から引き抜ける際に発生する際の土と金網相互の最大摩擦せん断応力 σ_n との間に $\tau_i = A + B\sigma_n$ の関係があると仮定し、図-5.42より $A = 0.075$ 、 $B = 0.275$ を得た。

 ③ K_s (せん断弾性係数)

金網と土とのすべりせん断合成を意味しており、垂直拘束応力との間に $K_s = B + B_0\sigma_n$ の関係があると仮定し、図-5.42より $B = 0$ 、 $B_0 = 0.233$ を得た。

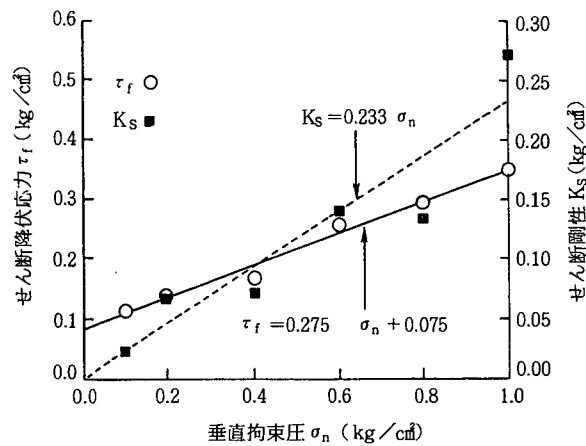


図-5.42 土中引抜き試験結果

2) 解析結果

図-5.43、図-5.44はそれぞれ地盤変形量とひし形金網張力の解析結果である。地盤変形量については盛土中央部および左右のり肩部の地盤沈下量を、金網張力は最下層金網の横断方向2mピッチの張力分布（いずれも盛立て終了90日後）を整理し、動態観測結果と対比させた。地盤沈下量については盛立て終了後650日後（盛立て開始後800日後）の時点での解析結果が、盛土中央部75cm、左のり肩部55cm、右のり肩部65cm程度と、動態観測結果との誤差が最大でも10%程度にとどまっており、かなりよい精度の解析結果が得られた。

ひし形金網の張力については、ジョイント要素を介さないケースでは過大（動態観測値の約2倍）に評価されたのに対して、ジョイント要素を介し引抜き試験より求めた要素定数を入力したケースでは、動態観測値には近い分布傾向（中央部10.7t/m、のり肩部で7t/m程度）が得られた。このように、敷設材を用いた盛土の施工事例に対して敷設材張力を予測する場合、引抜き試験を実施しその結果をジョイント要素として入力することにより、予測精度を高められることがわかった。

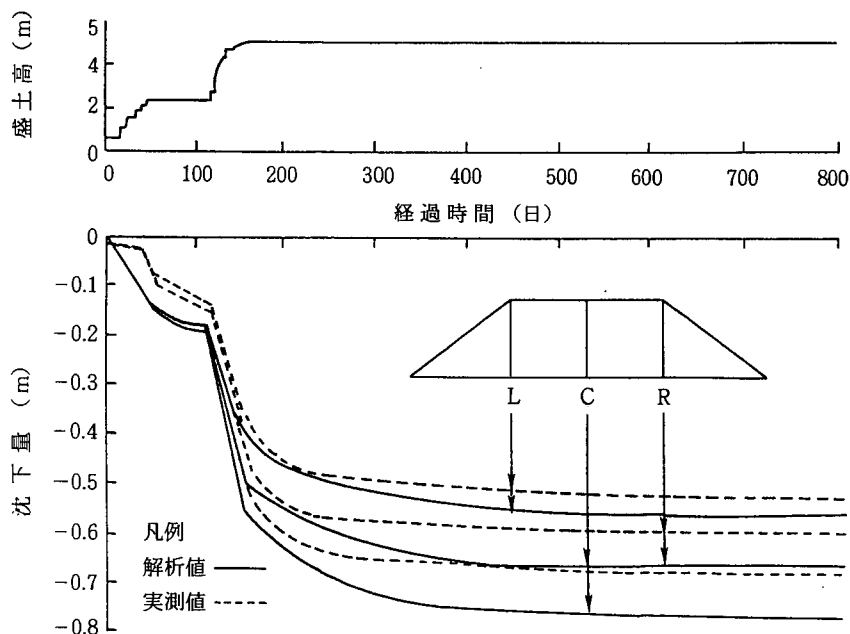


図-5.43 表層沈下量

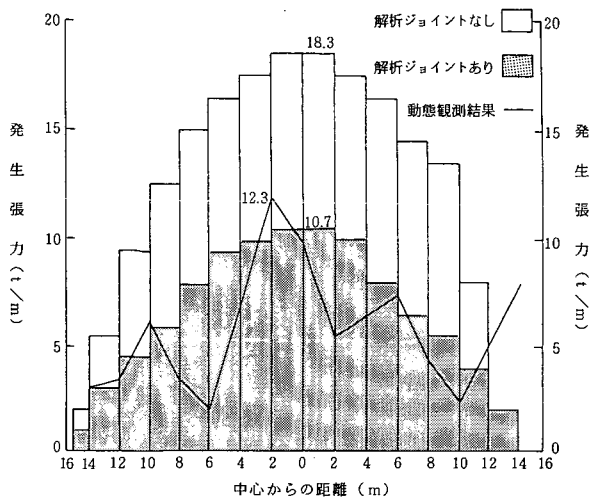


図-5.44 敷設材発生張力

5.4.2 新潟西バイパスの例

(1) 地盤および現地盛土の概要

新潟西バイパスの測点No.113断面の地盤状況および盛土形状を図-5.45に示す。当地盤は深度6.5m付近までN値が0～2の超軟弱地盤で、当盛土を無補強で施工した場合、基礎地盤を通る円弧すべり安全率が $F_s=0.89$ と必要安全率1.25を大きく下回る。そのため対策工として、バーチカルペーパードレーン工法（タフネル：1.7m間隔、正三角形配置）、段階盛土工法（盛土平均4cm/日）、サーチャージ工法（余盛り1.8m）にジオテキスタイル工法（アデムF-10：2層敷、長期引張強度4.95tf/m）を併用することで必要安全率を確保した。

地盤の土性は、表-5.10の通りである。上層から上部粘土層（ A_{c1-1} ）、下部粘性土層（ A_{c1-2} ）、砂丘砂層（ A_{s4} ）、中部砂層（ A_{s2} ）、下部砂層（ A_{s3} ）が分布する。

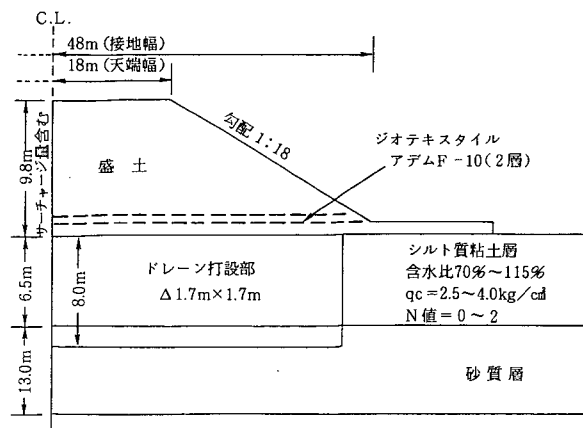


図-5.45 新潟西バイパス測点No.113断面図

盛土施工上特に問題となる A_{c1-1} 層はシルトシルト質粘土～砂質シルトから構成され、深度6.5m付近まで分布する。これらの粘性土は非常に軟弱であり自然含水比は $w_n=75\%$ 、圧縮指数は $C_c=0.7$ を示す。また、標準貫入試験のN値は0～2を示す。

A_{c1-2} 層は砂混りシルト～砂混り粘土から構成され、深度9m付近まで分布する。この層は、自然含水比 $w_n=57\%$ 、圧縮指数は $C_c=0.6$ を示し、 A_{c1-1} 層と比較するとやや硬質である。また、標準貫入試験のN値は3～6を示す。

ジオテキスタイルの設計は、5.2で述べた実用的設計法に準じて行った。その結果をまとめると、表-5.11の通りである。

図-5.46に、盛土の施工工程を示す。盛土施工は、平成4年度に一次施工として4m（1mのサンドマットを含む）、平成5年度に二次施工として3.3m、およびサーチャージ（合計9.6m）の盛土厚さを施工した。

(2) 動態観測結果とその考察

平成6年3月10日時点での観測結果を整理すると図-5.47のとおりである。

沈下量計測結果から左盛土のり肩部で92cm盛土中央で91.8cm、右盛土のり肩部で80.1cmの沈下量が観測された。孔内傾斜計による地中変位は、盛土のり尻部の深度1.5m（基準面を田面とした）の地点で17.8cmの最大変位が観測された。また、官民界設置の孔内傾斜計（D-2）では、地表部で9.6cmの最大変位が観測された。間隙水圧計観測結果によると、深度2.0mでは0.15kgf/cm²、深度4.5mでは0.25kgf/cm²の過剰間隙水圧が観測された。

ジオテキスタイルのひずみは、1層目で0.13～0.21%（平均0.09%）、2層目で0.03～0.30%（平均0.13%）が発生した。

観測結果から圧密度を算出すると表-5.12のとおりとなる。これから、現地点の圧密度は $U=90\%$ 以上を示す。

盛土のすべり破壊の安全率を“沈下量～水平移動量／沈下量”管理図から算出すると図-5.48のとおりとなる。

“沈下量～水平移動量／沈下量”管理図から

$$\frac{q}{q_t} = 0.78$$

である。

ここに、 q ：現時点の盛土高さ7.3m

q_t ：破壊時の盛土高さ

表-5.10 地盤の土質特性

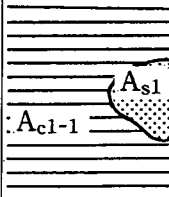
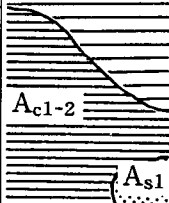
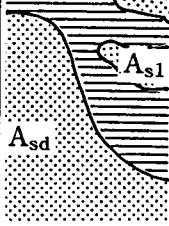
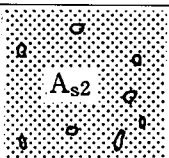
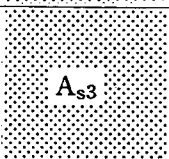
地層名	模式柱状図	深 度	細粒分 含有率 (%)	塑性指 数 I_p	自然含 水比 (%)	間隙比 e	圧縮指 数 C_c	一軸圧縮 強さ q_u (kgf/cm^2)	平均 N 値 (回)					
上部粘 性土層		GL-5～ -10m	48	53	79	2.2	0.9	0.2	1					
下部粘 性土層														
伏在砂 丘性砂 層		GL -10～ -23m	35	40	55	1.5	0.5	0.6	3					
中部砂 層														
下部砂 層		GL -23～ -29m	淘汰の良い細砂からなる						28					
			細砂～中砂からなる パミス粒を介在し河成堆積層と考えられる						30					
			淘汰の良い細砂からなる 海成層と考えられる						31					

表-5.11 ジオテキスタイルの設計のまとめ

検討 断面 No.	計画盛 土高さ (m)	サーチャー ジ量を含む 盛土高さ (m)	共用開 始時の 安全率 (F_s)	設計安 全率 (F_s)	使用す るジオ テキス タイル	設計引 張強さ (tf/m)	必要 層数 (層)	ジオテキス タイルの滑 動の検討 (F_s)	ジオテキス タイル敷設 区間長	備考 (基礎地盤の 処理)
113	8.0	9.6	1.15	1.25	アデム F-10	4.95	2	2.6...OK	No.112～ No.117 L=100m	ペーパードレ ーン打設 正三角形配置 1.7m×1.7m

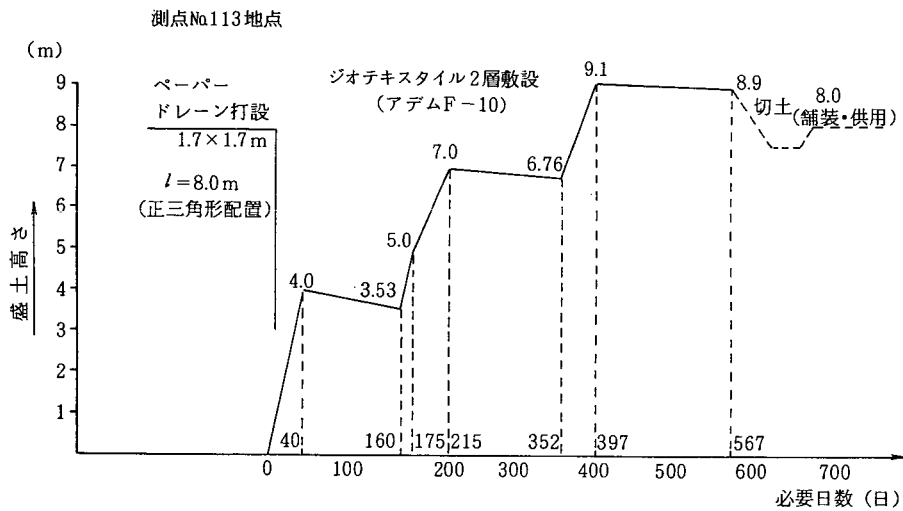


図-5.46 盛土の施工工程

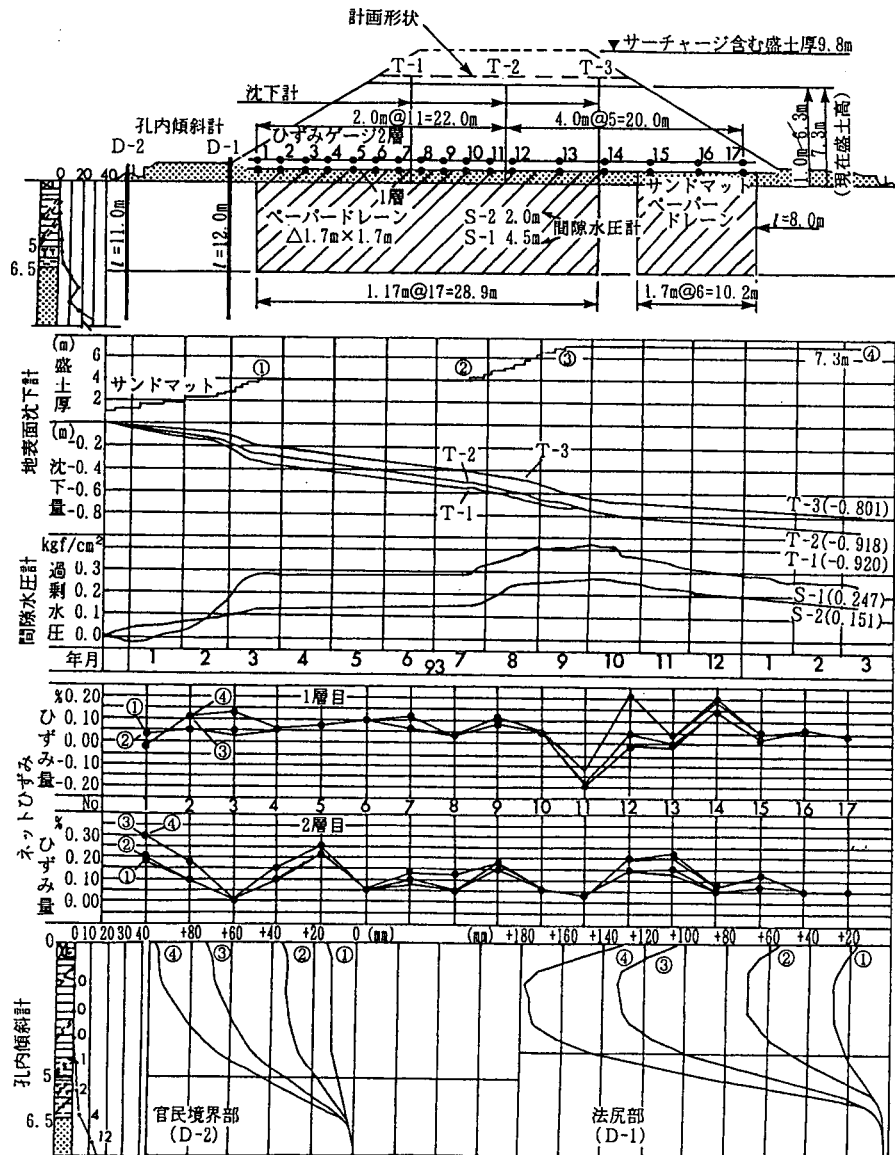


図-5.47 動態観測結果

破壊時の盛土高さを求めると次の通りである。

$$q_i = \frac{7.3}{0.78} \quad q_i = 9.36\text{m}$$

したがって、安全率は

$$F_s = \frac{q_i}{q} = \frac{9.36}{7.3} = 1.28$$

となる。

また、観測結果からジオテキスタイルに発生した平均ひずみは、1層目が0.09%、2層目が0.13%を示した。したがって、設計ひずみ量3.5%（設計クリープ

強度4.95tf/mを発揮するときのひずみ量）を大きく下回っている。以上のように、沈下量～水平移動量/沈下量の管理図および、ジオテキスタイルに発生したひ

表-5.12 圧密度の算出

沈下量から求まる圧密度			間隙水圧計から求まる圧密度(%)
最終沈下量* (cm)	3月10日時点の沈下量 (cm)	3月10日時点の圧密度 (%)	
89.8	84.8	94	90

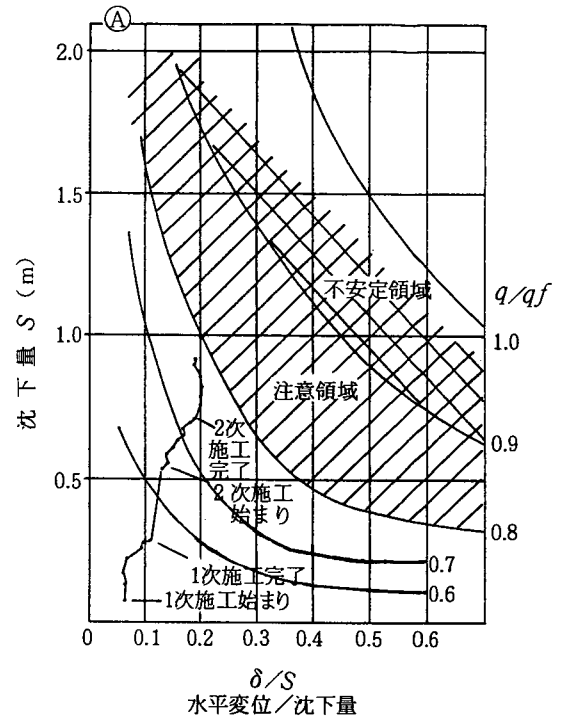


図-5.48 沈下量(S)～ $\frac{\text{水平移動量}(\delta)}{\text{沈下量}(S)}$ 管理図

表-5.13 土質入力定数

地層名	構成式	弾性係数 E(tf/m ²)	ポアソン 比 ν	粘着力 C(tf/m ²)	内部摩擦 角 φ (度)	圧縮指数 λ	膨潤指数 κ	湿潤指数 (tf/m ²)	透水係数(m/day) 改良前	透水係数(m/day) 改良後
盛土	D.P.	1,000	0.263	4.0	40.0	—	—	1.70	8.64×10^{-1}	—
粘土層1	C.C.	—	0.400	—	—	0.600	0.060	1.59	2.16×10^{-4}	1.00×10^{-2}
粘土層2	C.C.	—	0.400	—	—	0.680	0.068	1.56	1.40×10^{-4}	1.00×10^{-2}
粘土層3	C.C.	—	0.336	—	—	4.800	0.480	1.35	2.16×10^{-4}	1.00×10^{-2}
砂層1	D.P.	340	0.300	0.0	35.0	—	—	2.00	8.64×10^{-2}	—
砂層2	D.P.	820	0.300	0.0	35.0	—	—	2.00	8.64×10^{-2}	—
砂層3	D.P.	1,000	0.300	0.0	35.0	—	—	2.00	8.64×10^{-2}	—
砂層4	D.P.	1,600	0.300	0.0	35.0	—	—	2.00	8.64×10^{-2}	—

D.P. : ドラッカー・プラガーモデル、C.C. : カムクレイモデル

ずみから盛土は安定し、引続き盛土施工が可能であることを示している。

(3) 解析

1) 解析方法

解析にあたって、現地土質試験をもとに各土質定数を表-5.13のように決定した。ジオテキスタイルは引張り試験結果をもとにトラス要素として表現し、表-5.14ドレーン打設後の地盤の透水係数は、ドレーン材と地盤との透水係数を平均換算して入力した。ジオテキスタイルと盛土材との摩擦については、以下に述べる引き抜き試験により調査しジョイント要素として表現した。

① K_s (垂直方向弾性係数)

敷設面と垂直方向の変形に対してはほぼ無限大の強度をもつと仮定し、 $10,000\text{t/m}^2$ とした。

② τ_f (せん断降伏応力)

ジオテキスタイルが土中から引抜ける際に発生する土とジオテキスタイル相互の最大摩擦せん断応力を意味し、拘束応力 σ_n と $\tau_f = A + A_0 \sigma_n$ の関係があると仮定し、図-5.49より、 $A = 0.34$, $A_0 = 0.33$ を得た。

③ K_s (せん断弾性係数)

ジオラキスタイルと土とのすべりせん断剛性を意味しており、垂直拘束圧力との間に $K_s = B + B_0 \sigma_n$ の関係があると仮定し、図-5.49より $B = 0$, $B_0 = 2.0$ を得た。

2) 解析結果

図-5.50～図-5.52に、それぞれ盛土中央の地盤沈下量の経時変化、盛土立上がり時におけるのり尻直下の地盤の側方変位、および盛土立上がり時におけるジオテキスタイルの発生張力分布について実測値と解析値を比較した結果を示す。これをみると、5.3で述べたFEM弾塑性一圧密連成解析により、かなりの精度で

盛土による地盤の沈下変形挙動がシミュレートできることがわかる。そして、当然のことながら地盤の沈下変形挙動の解析精度が高ければ、ジオテキスタイルに発生する張力の予測も実用的に十分な精度で可能であることが検証できた。

表-5.14 敷設材質の入力定数

材料名	弾性係数 $E (\text{tf/m}^2)$	m当たり断面積 $A (\text{m}^2)$	最大引張強さ $\sigma_c (\text{tf/m})$
アダムF-10	8×10^4	1.00×10^{-3}	9.0

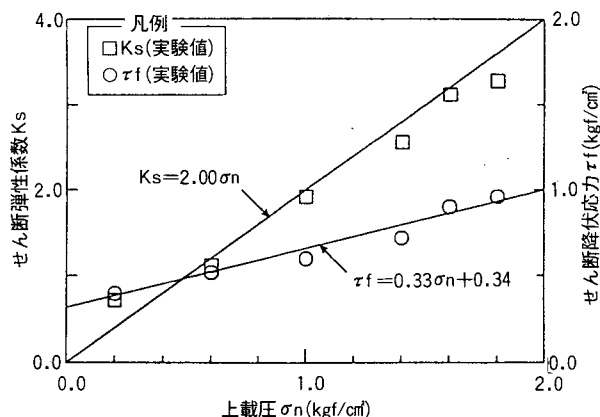


図-5.49 ジオテキスタイルの土中引抜試験結果

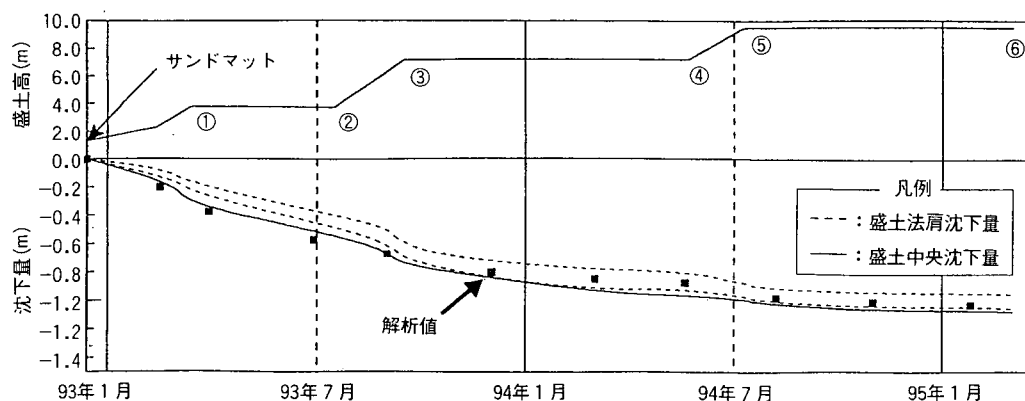


図-5.50 盛土中央の地盤沈下量の経時変化

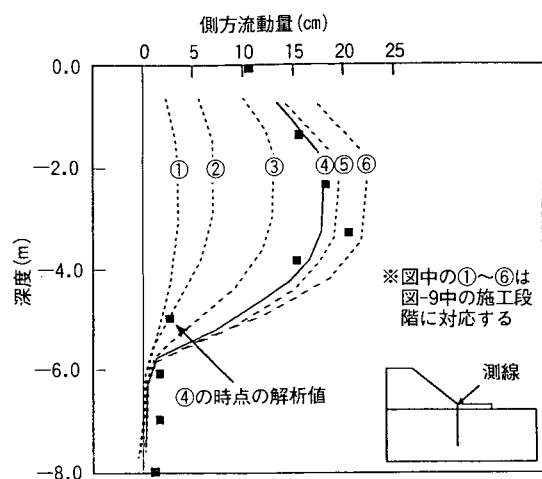


図-5.51 盛土のり尻直下の側方変位

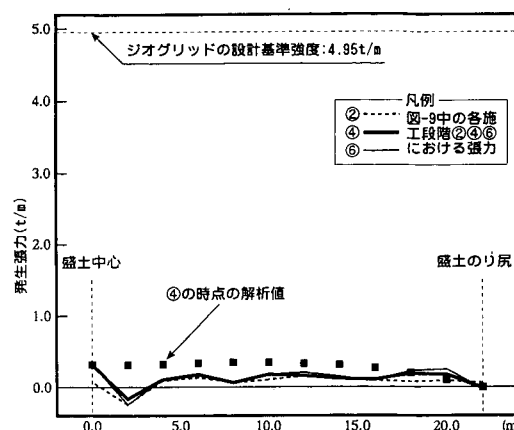


図-5.52 盛土立上がり時におけるジオテキスタイルの発生張力分布

5.5 まとめと今後の課題

本章では、軟弱地盤上の盛土の補強にジオテキスタイルを適用する方法のうち、基礎地盤の表面あるいは盛土下層部にジオテキスタイルを敷設して基礎地盤を通すべり破壊に対する盛土の安定を確保する工法を対象に、実用的設計法とそれを適用した現場試験施工例を紹介するとともに、ジョイント要素を用いたFEM弾塑性一圧密連成解析による現場試験施工のシミュレーション結果について述べた。

ジオテキスタイルによる引張り補強効果を考慮した極限つり合いモデルによる実用的設計法においては、ジオテキスタイルの伸びひずみが10%以内に抑えられるようなジオテキスタイルの引張強さを設計引張強さとしているが、行橋バイパスや新潟西バイパスにおける現場試験施工の結果から認められるように、実際にジオテキスタイルに発生する張力は許容値内におさまることから、上記の実用的設計法は十分に安全側の設計法になっていることが検証できた。

なお、軟弱地盤上の盛土の補強にジオテキスタイルを適用して効果が期待できるのは、行橋バイパスや新潟西バイパスのように、地盤のせん断変形が卓越するケースである。その場合はジオテキスタイルに大きな張力が発生し、引張り補強効果が発揮される。一方、柳井バイパスのように、地盤の圧密変形が卓越するケースではジオテキスタイルによる補強効果はあまり期待できない。

ジョイント要素を用いたFEM弾塑性一圧密連成解析の適用性に関しては、まず土中引抜き試験によるジョ

イント要素のパラメータの求め方を整理した。また、FEM弾塑性一圧密連成解析の概要を示し、その具体的な入力パラメータの求め方や解析精度を含めた適用性の検討を柳井バイパスにおける現場試験施工を対象に行った。その結果、今回使用したFEM弾塑性一圧密連成解析による地盤の変形挙動のシミュレーションの精度はかなり高いことが明らかになった。またこのことは、行橋バイパスと新潟西バイパスにおける現場試験施工のシミュレーション結果においても共通して認められた。

さらに、行橋バイパスにおける現場試験施工のシミュレーションにおいて、ジョイント要素の有無による比較を行った結果、ジョイント要素を用いないとジオテキスタイルの張力を過大に評価しすぎるのに対し、ジョイント要素を用い、そのパラメータを土中引抜き試験により適切に求めた場合は、かなりの精度でジオテキスタイルの張力が予測できることがわかった。またこのことは、バーチカルドレーンとジオテキスタイルを併用した新潟西バイパスにおける現場試験施工のシミュレーションにおいても確かめることができた。

以上のように、軟弱地盤上の盛土の補強にジオテキスタイルを用いる場合の実用的設計法ならびに数値シミュレーションについては、本章で提案した方法を用いることにより実用的に十分な適用性が確保できることが明らかになった。

今後の課題としては、本工法の適用用途をさらに発展させて、液状化の可能性のあるゆるい砂地盤上の堤防の地震時の沈下抑制などに応用していく研究が期待される。

6. 結論

ジオテキスタイルを用いた盛土の補強工法のうち、①補強盛土工法、②高含水比粘性土を用いた盛土の排水補強工法及び③盛土支持地盤としての軟弱地盤の補強工法の3工法に関し、大型模型実験や現場試験施工にもとづく補強メカニズムの解明、極限つり合いモデルによる実用的設計法の提案と実証データにもとづくその適用性の検証、FEM解析等による実際の現象のシミュレーションなどを行い、各工法ごとに以下のような結論を得た。

(1) 補強盛土工法

安定した高盛土や急勾配盛土を築造したり、重要盛土構造物の安定性の向上を図る場合には、ジオテキスタイルの引張り補強効果を期待した補強土工法が大きな偉力を発揮する。その補強メカニズムを大型補強盛土の人工降雨実験や実物大補強盛土の崩壊実験により明らかにするとともに、これらの実験結果の解析をふまえ、極限つり合いモデルによる実用的設計法を提案した。すなわち、ジオテキスタイルの引張り力による抵抗モーメントの増分を考慮した円弧すべり計算において、ジオテキスタイルの設計引張り強さとしてクリープに対する安全率を見込んだクリープ限度強さを用いる場合には、設計安全率として1.2~1.3程度を確保しておれば、ジオテキスタイルのひずみを十分に小さく抑えることができることを実験によって明らかにし、これを骨格とする設計法を確立した。

さらに、のり面工に土のうを用い、それをジオテキスタイルで密に挟み込んだ実物大補強盛土において、盛土内部に敷設したジオテキスタイルを順次切断していく実験を行った結果、最後まで残った長さ70cm程度の短いジオテキスタイルを密に配置して土のうを挟み込んだのり面工の部分がもたれ擁壁的な押えの効果を発揮することを明らかにし、もたれ擁壁的な効果を考慮した実用的な安定検討の方法について一つの提案を行った。

またのり面工が部分的に擬似的な剛体として機能するためには、ジオテキスタイルが十分密に配置されており、補強領域が一体化されてあたかも安定処理土のように見かけの粘着力が発現することが必要でないと考えた。この点を明らかにするため、補強材の敷設密度を変えた補強土の大型三軸圧縮試験を行い、敷設材の引張り強さや敷設間隔に応じて見かけの異方的粘着力が発現することを明らかにし、次式の妥当性を検証した。

$$C_R = \beta \cdot T_t \cdot \sqrt{K_p} / 2 \Delta H$$

ここに、 C_R ：見かけの粘着力

β ：補正係数

T_t ：ジオテキスタイルの引張り強さ

K_p ：受働土圧係数

ΔH ：ジオテキスタイルの敷設間隔

ただし、補正係数 β の値としては、一般には1.0が用いられているが、今回の実験では0.43という値が得られた。

さらに、のり面工に土のうを用い、それをジオテキスタイルで密に挟み込んだ実物大補強盛土のジオテキスタイル切断実験における破壊直前の状態を対象とした円弧すべり計算において、土のう袋を積み上げた奥行方向の長さ45cmの仮想擁壁のゾーンにおける見かけの粘着力を土のうを用いた補強土の大型三軸試験結果をもとに考慮すると、土のう袋の効果による見かけの粘着力を考慮しない場合の安全率が0.62であるのに対し、見かけの粘着力を考慮した場合は安全率が1.0近くになり、実際の現象と比較的よく一致することがわかった。従って、今後、土のう袋やジオテキスタイルを密に配置した仮想擁壁のゾーンにおける見かけの粘着力が適切な方法で評価できるようになれば、円弧すべり計算によってものり面工の効果を簡便に設計に取り込むことができる可能性があるといえる。

なお、転圧補助効果と侵食防止効果を期待したジオテキスタイルの使い方としては、引張り強さが200kgf/m以上のジオテキスタイルを敷設間隔30cm程度、敷設長1~2mで配置することを提案した。これにより、締め固めが不十分となりやすい盛土ののり面付近における重機による転圧が可能になるとともに、侵食を受けやすい土で築造される盛土の侵食抵抗を著しく高めることができる。とくに排水効果を有するジオテキスタイルを用いる場合には、降雨浸透に伴う盛土の強度低下を遅らせる効果もあわせて期待できることを人工降雨を加えた大型模型実験により明らかにした。

(2) 高含水比粘性土を用いた盛土の排水補強工法

ジオテキスタイルを水平排水材として用い、高含水比粘性土による盛土の施工中の過剰間隙水圧の消散を図り、圧密による土の強度増加を促進しながら盛立てを行う工法の有効性を現場試験施工ならびに各種室内試験により明らかにするとともに、設計法の提案を行った。

すなわち、このような目的で用いるジオテキスタイルに要求される面内方向通水性の基準として提案されているGiroudの式の妥当性を三ツ谷バイパスと刈和野

バイパスおよび八木バイパスにおける現場試験施工により検証するとともに、この式を基本とする実用的設計法の提案を行った。

また、近年増大の一途にある建設発生土のうち含水比の高い低品質な土の再利用に本工法を適用する際には、載荷による土の強度増加率の値が設計上重要である。そこで、全国各地から各種の建設発生土を収集し、載荷による土の強度増加率の実態を調べた。その結果、締め固めたときのコーン指数がおおむね 2 kgf/cm^2 以下の泥土やコーン指数が $2 \sim 4 \text{ kgf/cm}^2$ の第4種建設発生土においては、土の種類によらず、 $0.2 \sim 0.3$ 程度の強度増加率が期待できることがわかり、ジオテキスタイルを用いた排水補強工法が低品質な建設発生土全般にわたって十分に適用可能であることが明らかになった。

(3) 盛土支持地盤としての軟弱地盤の補強工法

軟弱地盤上の盛土の補強にジオテキスタイルを適用する方法のうち、基礎地盤の表面あるいは盛土下層部にジオテキスタイルを敷設して基礎地盤を通るすべり破壊に対する盛土の安定を確保する工法を対象に、実用的設計法の提案とそれを適用した現場試験施工例の検討を行い、次のような知見を得た。

ジオテキスタイルによる引張り補強効果を考慮した極限つり合いモデルによる実用的設計法においては、ジオテキスタイルの伸びひずみが10%以内に抑えられるようなジオテキスタイルの引張強さを設計引張強さとすることにより、実際にジオテキスタイルに発生するひずみを十分に小さく抑えられることを行橋バイパスや新潟西バイパスにおける現場試験施工により検証し、提案した実用的設計法が十分に安全側の設計法になっていることを明らかにした。

また、軟弱地盤上の盛土の補強にジオテキスタイルを適用してその効果が期待できるのは、行橋バイパス

や新潟西バイパスのように地盤のせん断変形が卓越するケースであり、その場合はジオテキスタイルに大きな張力が発生し、引張り補強効果が発揮される。一方、柳井バイパスのように、地盤の圧密変形が卓越するケースではジオテキスタイルによる補強効果はあまり期待できないことがわかった。

次に、ジョイント要素を用いたFEM弾塑性-圧密連成解析の適用性に関しては、まず土中引抜き試験によるジョイント要素のパラメータの求め方を整理した。また、今回用いたFEM弾塑性-圧密連成解析の概要を示し、その具体的な入力パラメータの設定法や解析精度の検討を柳井バイパスにおける現場試験施工を対象に行った。その結果、今回使用したFEM弾塑性-圧密連成解析による地盤の変形挙動のシミュレーションの精度は十分に高いことが明らかになった。またこのことは、行橋バイパスと新潟西バイパスにおける現場試験施工のシミュレーション結果からも同様に確かめられた。

さらに、行橋バイパスにおける現場試験施工のシミュレーションにおいて、ジョイント要素の有無による比較を行った結果、ジョイント要素を用いないとジオテキスタイルの張力を過大に評価しすぎるのに対し、ジョイント要素を用い、そのパラメータを土中引抜き試験により適切に求めた場合は、十分な精度でジオテキスタイルの張力が予測できることがわかった。この点は、バーチカルドレーンとジオテキスタイルを併用した新潟西バイパスにおける現場試験施工のシミュレーションにおいても同様であった。

以上のように、軟弱地盤上の盛土の補強にジオテキスタイルを用いる場合の設計法ならびに数値シミュレーションについては、本論文で提案した方法を用いることにより実用的に十分な適用性が確保できることが明らかになった。

7. 今後の課題

今後の課題としては、次のような諸点が挙げられる。

- (1) 補強盛土工法に関しては、土のう袋やジオテキスタイルを密に配置した盛土表層部付近の仮想擁壁的なゾーンにおける見かけの粘着力の評価手法の確立が重要である。この評価が可能になれば、円弧すべり計算によってその効果を簡便に設計に取り込むことができるようになるのに加え、従来の安定検討の手法ではその効果がうまく説明できなかった剛性の低い不織布系のジオテキスタイルを密に配置した場合の補強効果についても、より合理的な解釈が可能になるものと考えられる。
- (2) 排水機能を有するジオテキスタイルを盛土の補強に用いる場合には、引張り補強効果や上記の見かけの粘着力の発現効果に加えて、降雨等による浸透水の排除効果が期待できることは、結論でも述べたとおりである。浸透水がある程度にしろ排除できれば、浸潤による土の強度低下を遅らせたり、土の強度低下の度合いを低減できるため、盛土の安定確保に大きく寄与する。ところが、現在のところ、こうした効果についてはまだ設計で考慮できるまでには至っておらず、計算される安全率の数値には含まれない余裕として取扱うにとどまっている。今後、研究が進み、ジオテキスタイルによる浸透水の排除効果が設計で考慮できるようになれば、補強盛土工法においても、盛土表層部において排水機能を有するジオテキスタイルを積極的に使用する気運が生じてくる可能性が高い。

- (3) 極限つり合いモデルの限界を補うFEM解析等の連続体モデルによって補強盛土の変形やジオテキスタイルに発生する張力を予測するためには、土の非線型変形特性やダイラタンシー特性および土とジオテキスタイルのすべり特性（摩擦特性）をよく再現したモデルが不可欠で、補強盛土の場合は非常に複雑な解析モデルを必要とする。このため、現時点ではまだ検証に耐えるような手法は確立されていないが、盛立て時の変形挙動のみならず、盛立て完了後における降雨時や地震時の変形挙動を実用的な精度で予測できる数値シミュレーション手法の開発は今後の最重要課題の一つである。
- (4) 高含水比粘性土を用いた盛土の排水補強工法に関しては、本研究では飽和土を対象とした理論にもとづいて設計法を提案しており、適用の対象は飽和土に限られているが、今後は、飽和土のみならず、やや不飽和な土にも適用できる理論的な取扱い方法を確立する必要がある。さらに、陸上の盛土のみならず海面埋立地のような水中盛土においても本工法が適用できるような施工法の開発が望まれる。
- (5) 盛土支持地盤としての軟弱地盤の補強工法においては、今後、本工法の適用用途をさらに発展させて、低改良率の深層混合処理工法との併用工法や、液状化の可能性のあるゆるい砂地盤上の堤防の地震時の沈下抑制などに応用していく研究が期待される。

謝 辞

「1.2 研究の背景」でも述べたように、本論文は建設省の技術管理業務土質分科会における地方建設局との共同研究ならびに民間企業との共同研究の成果がベースになっている。

高含水比粘性土の盛土の排水補強工法に関わる現場試験施工のうち、三ツ谷バイパスでは中部地方建設局の沼津工事事務所に、また刈和野バイパスでは東北地方建設局の湯沢工事事務所と東北技術事務所に多大のご協力をいただいた。とくに刈和野バイパスの試験施工は、東北技術事務所の土井鐵徳技官の熱意と実行力によるところが大きい。

また、軟弱地盤上の盛土の補強工法に関する現場試験施工のうち、行橋バイパスでは九州地方建設局の北九州国道工事事務所と九州技術事務所に、また新潟西バイパスでは北陸地方建設局の新潟国道工事事務所と北陸技術事務所のご協力をいただいた。とくに九州技術事務所の森山義幸技官と北陸技術事務所の大瀬宝技官には、大変ご尽力いただいた。

一方、補強盛土工法に関する民間企業との共同研究では、ここにすべての関係者の名前を挙げられないほど数多くの方々のお力添えをいただいた。とくにポリマーグリッドグループの東急建設(株)の中村和之、南哲久の両氏、三井石化産資(株)の岩崎高明、西村淳の両氏、復建調査設計(株)の福田直三、滝昌和の両氏には大型模型実験の実施とその解析から設計・施工マニュアルの作成まで強力な推進役を努めていただいた。本論文の補強盛土工法に関わる実証データのかなりの部分は、このグループによる共同研究の成果である。また、清水建設(株)の川崎廣貴氏には、補強土の一体化効果の検討をはじめ材料の耐久性試験や設計計算法のまとめに至るまで、多大のご協力をいただいた。

同様に、スパンボンド不織布グループの東洋紡績(株)の永野豊、山田知正の両氏、東レ(株)の高砂武彦、中野正己の両氏、ユニチカ(株)の高橋修三、志藤日出夫の両氏、三井石化産資(株)の清川伸夫、末石辰広の両氏には、大型模型実験や現場試験施工の実施を通じ、繊維メーカー各社のパワーを結束していただいた。

ところで、このような共同研究が集中的に推進できたのは、故久楽勝行機械施工部長の強力なリーダーシップによるところが大きい。研究面で手厚いご指導をいただいたことはいうまでもないが、平成4年2月1日に亡くなられる半年前の夏頃、論文をまとめるようア

ドバイスをいただき、東京大学生産技術研究所の龍岡文夫先生に時間がかかることをよく了解していただいたうえでご指導を仰ぐよう指示を受けた。ついきのうのこのような気がするが、その時からはや四年の歳月が流れようとしている。

その間、龍岡先生にはお会いするたびに、また電話や年賀状など機会あるごとに、論文を早くまとめるよう叱咤激励していただき、感謝の念に耐えません。この四年間は、新米の土質研究室長として故久楽部長の遺志を継ぎ、重責を全うするのにすべてのエネルギーを注がざるを得なかったのが正直なところであり、ようやく論文をまとめようという余力ができたのが今年の正月明けになってからのことである。その後、阪神大震災の影響もあって予想以上に時間がかかってしまったが、ようやくここまでたどりつけたのは龍岡先生の暖かく、かつ粘り強いご指導のおかげである。

もう一人、良い意味でのプレッシャーをかけ続けてくれたのが父正博である。現在72歳であるが、化学の分野で気力、体力ともに充実した活躍が続けている。65歳のときに自ら学位を取得して以降、私が論文をまとめるのをじりじりとした思いで心待ちしてきた。結婚のことで最後にはあきらめの境地に達するくらいやきもきさせてしまったが、論文についても同様であった。

そして、龍岡先生と父のプレッシャーを私以上に感じていたのは妻の美穂ではなかったかと思う。論文のことで私にプレッシャーをかけるようなことは一度もなかったが、龍岡先生や父と接する回数が増えるにつれて、責任のようなものを感じるようになってきたのではないかと推察している。正直のところ、言葉に出さないそうした思いが私にとって最大の動機付けになった。

最後になってしまったが、土質研究室においてともに研究に従事した関一雄、工藤浩一郎、青山憲明、林義之、小橋秀俊、山田哲也、持丸章治、古田光弘の各氏、また部外研究員として軟弱地盤上の盛土の補強工法を担当していただいた若築建設(株)の千原央、寺尾豊、伊藤嘉保の各氏および論文のとりまとめにあたって多大の労をおかけした林香保里、小島(旧姓石川)由紀代の両氏に心から感謝の意を表します。

このほか、有形無形にお力添えと激励をいただいた数多くの方々に記して謝意を表する次第である。

(平成7年6月)

参考文献

■「1. 序論」に関するもの

- 1) Broms, B. B. : Design of Fabric Reinforced Structure, Proc. Symposium on Earth Reinforcement, ASCE Annual Convention, Pittsburg, Pennsylvania, pp. 282~304, 1978.
- 2) Jones, C. J. F. P. : The York Method of Reinforced Earth Construction, Ditto. pp. 501~527, 1978.
- 3) 福岡正巳・今村芳徳・工藤康二・内藤智・深堀東吾：多数アンカー式鋼擁壁に関する研究, 第15回土質工学研究発表会, No. 382, pp. 1525~1528, 1980.
- 4) Koerner, R. M., and Welsh, J. P., : Construction and Geotechnical Engineering Using Synthetic Fabrics, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1980.
- 5) 福岡正巳・今村芳徳・工藤康二・西邦正・熊谷幸博・染谷設夫：多数アンカー式鋼擁壁の実験的研究, 第16回土質工学研究発表会, No. 267, pp. 1065~1069, 1981.
- 6) Rankilior, P. R., : Membranes in Ground Engineering, John Wiley & Sons Ltd., Chichester, England, 1981.
- 7) 補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル作成委員会：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル, (財)土木研究センター, 1982.
- 8) 補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル改訂委員会：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル, (財)土木研究センター, 1988.
- 9) 福岡正巳・今村芳徳・沢田俊一・小笠原功・堀本勝巳：支圧式アンカー工法に関する基礎的研究, 第18回土質工学研究発表会, No. 461, pp. 1213~1214, 1983.
- 10) 西村淳・福岡正巳・今村芳徳・竹内康比呂：プレートアンカーを用いた補強土工法の実験的研究, 土木学会第39回年次学術講演会, III-191, pp. 381~382, 1984.
- 11) Christopher, B. R. and Holtz, R. D. 1985. : Geotextile Engineering Manual, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington DC, Report No. FHWA-TS-86/203, 1044P.
- 12) 山内豊聡：日本におけるジオテキスタイルの発達, 土と基礎, Vol. 33, No. 5, pp. 3~8, 1985.
- 13) 土質工学会編：土質基礎工学ライブラリー29, 補強土工法, 土質工学会, 1986.
- 14) R. M. Koerner : Designing with geosynthetics, Prentice Hall, 1986.

- 15) ジオテキスタイル選定要領委員会：現状のジオテキスタイルの分類および用途について, 第3回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集, pp. 47~58, 1988.
 - 16) Tatsuoka, F., Tateyama, M. and Murata, O. : Earth retaining wall with a short geotextile and a rigid facing, Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, RiodeJaneiro, pp. 1311~1314, 1988.
 - 17) 久楽勝行：ジオテキスタイルの土構造物への利用技術の開発, 土木学会論文集, 第424号/III-14, pp. 1~18, 1990.
 - 18) R. M. Koerner : Designing with geosynthetics, 2nd Ed., Prentice Hall, 652pp., 1990.
 - 19) ジオテキスタイルの適用方法に関する研究委員会：委員会報告, ジオテキスタイルの適用性に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, 1990.
 - 20) ジオグリッド研究会：「ジオグリッド工法」ガイドライン（第1分冊）, 1990.
 - 21) 建設省土木研究所：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル, 土木研究所資料, 第3117号, 1992.
 - 22) Tatsuoka, F., Murata, O. and Tateyama, M. : Permanent geosynthetic-reinforced soil retaining walls used for railway embankment in Japan, Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Wu. (ed.), Balkema, pp. 101~130, 1992.
 - 23) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル, (財)土木研究センター, 1993.
 - 24) 久楽勝行：4. ジオテキスタイルを用いた補強土工法の現場への適用, 講座「ジオテキスタイルを用いた補強土工法」, 土と基礎, Vol. 41, No. 7, pp. 63~70, 1993.
- 「2. ジオテキスタイルの盛土への適用目的」および「3. 補強盛土工法」に関するもの
- 25) 川上浩：埋設網による急傾斜盛土工法の研究, 土木技術, 26巻8号, 8月号, pp. 24~32, 1971.
 - 26) Ingold, T. S. : Reinforced Earth, Thomas Telford Ltd., London, 1982.
 - 27) 龍岡文夫・金藤浩司・三木五三郎・生原修・浜田英治・佐藤剛司：引張り補強材による砂の補強についての基礎的研究, 土と基礎, Vol. 31, No. 9, pp. 11~19, 1983.
 - 28) 龍岡文夫・佐藤剛司・岩崎高明・山田眞一・内藤

- 新吉：不織布で補強した関東ロームの試験盛土の挙動，土と基礎，Vol. 31, No. 9, pp. 21～28, 1983.
- 29) 佐藤剛司・龍岡文夫・山田眞一：不織布で補強した関東ロームの試験盛土について（続報），第19回土質工学研究発表会，松山，pp. 1171～1174, 1984.
- 30) 山内豊聡・尾曲伝吉・福田直三・池上正宏：ポリマーグリッドを応用した急勾配補強盛土の設計と実際，第30回土質工学シンポジウム，1985.
- 31) Tatsuoka, F. and Yamauchi, H. : A reinforcing method for steep clay slopes using a non-woven geotextile, Geotextiles and Geomembranes No. 4, pp. 241～268, 1986.
- 32) 三木博史・工藤浩一郎・田村幸彦・池上正宏・末石辰広・福田直三：ポリマーグリッドを用いた盛土補強工法の開発（その1）—人工降雨による盛土崩壊実験—，第1回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集，PP. 77～82, 1986.
- 33) 日本道路協会：道路土工のり面工・斜面安定工指針，pp. 141～146, 1986.
- 34) 日本道路協会：道路土工のり面工・斜面安定工指針，pp. 393～398, 1986.
- 35) 土木学会編：補強土工法，第2編メカニズムと設計の基本，1986.
- 36) 福島伸二・望月美登志・香川和夫：超大型三軸試験による実物補強材の補強効果確認試験，第2回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集，pp. 63～69, 1987.
- 37) 久楽勝行・青山憲明・関口定雄・永野豊・山田知正・加藤瑛一・高砂武彦・高橋修三・志藤日出夫：スパボンド不織布を用いた盛土補強工法の開発—盛土材の違いによる補強効果とその解析—，第2回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集，pp. 121～127, 1987.
- 38) 山内裕元・龍岡文夫：盛土補強工法における極限つりあい安定解析について，第23回土質工学研究発表会，pp. 2219～2222, 1988.
- 39) 建設省土木研究所ほか：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4），1988, 12.
- 40) 村田修・館山勝・龍岡文夫：短い面状補強材と剛な壁面を有する試験盛土の長期動態計測，土と基礎，Vol. 37, No. 11, 1989.
- 41) Kutara, K. et al. : Experimental study on prototype polymer grid reinforced retaining wall, 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol. 1, pp. 73～78, 1990.
- 42) 久楽勝行・三木博史・林義之ほか8名：スパボンド不織布を用いた補強盛土の人工降雨実験，第5回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集，国際ジオテキスタイル学会日本支部，pp. 16～22, 1990.
- 43) 川崎廣貴・平井孝典・古川治・佐藤正義・関島謙蔵・河辺衛：FRP系ジオテキスタイルによる補強盛土の実大実験—施工時および載荷時挙動について—，第25回土質工学研究発表会，pp. 1981～1984, 1990.
- 44) 林耕四郎・関根健一・関島謙蔵・中辻照幸・平井孝典：FRP系ジオテキスタイルの材料特性，土木学会第45回年次学術講演会，Ⅲ-152, pp. 340～341, 1990.
- 45) 佐藤正義・川崎廣貴・平井孝典・古川治・関島謙蔵・河辺衛：FRP系ジオテキスタイルによる補強盛土の実大実験—補強材引張力について—，土木学会第45回年次学術講演会，Ⅲ-153, pp. 342～343, 1990.
- 46) 川崎廣貴・平井孝典・佐藤正義・古川治：FRP系ジオテキスタイルによる補強盛土実大実験の解析—柔なり面工型（タイプA）の挙動解析について—，土木学会第45回年次学術講演会，Ⅲ-154, pp. 344～343, 1990.
- 47) Jewell, R. A. : Application of revised design charts for steep reinforced slope, Geotextiles and Geomembranes, No. 10, pp. 203～233, 1991.
- 48) 村田修・館山勝：鉄道における急勾配盛土（補強盛土）工法の考え方，基礎工，Vol. 19, No. 11, pp. 19～29, 1991.
- 49) 久楽勝行・三木博史・平井孝典・川崎廣貴：FRP系ジオテキスタイルによる補強土の大型三軸圧縮試験，第26回土質工学研究発表会，pp. 2185～2188, 1991.
- 50) 三木博史・工藤浩一郎・滝昌和・福田直三・岩崎高明・西村淳：ジオグリッド補強盛土実物大模型実験，第6回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集，pp. 56～62, 1991.
- 51) 村田修：短い面状補強材と剛な壁面工を有する補強盛土工に関する研究，東京大学博士論文，1992.
- 52) 建設省土木研究所：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，土木研究所資料，第3117号，pp. 115～117, 1992.
- 53) 建設省土木研究所：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，土木研究所資料，第3117号，pp. 97～153, 1992.
- 54) Miki, H. et al. : Experimental study on full scale

- geogrid reinforced embankment model, Proceedings of the International Geotechnical Symposium (IS Kyushu '92), Earth reinforcement practice, Vol. 1, pp. 269~274, Balkema, 1992.
- 55) 龍岡文夫：2. ジオテキスタイルによる補強メカニズム（その1），講座「ジオテキスタイルを用いた補強土工法」，土と基礎，Vol. 41, No. 3, pp. 76~82, 1993.
- 56) Tatsuoka, F. : Roles of facing rigidity in soil reinforcing, Keynote Lecture for Int. Sympo. on Earth Reinforcement (IS Kyushu '92), 1992, Vol. 2, Balkema, 1993.
- 57) 龍岡文夫：講座「ジオテキスタイルを用いた補強土工法」，第2章 ジオテキスタイルによる補強メカニズム（その1），土と基礎，Vol. 41, No. 3, pp. 76~82, 1993.
- 58) 龍岡文夫：講座「ジオテキスタイルを用いた補強土工法」第2章 ジオテキスタイルによる補強メカニズム（その2），土と基礎，Vol. 41, No. 4, pp. 65~72, 1993.
- 59) Tatsuoka, F. : Roles of facing rigidity in soil reinforcing, Theme Lecture, Proc. Int. Sympo. on Earth Reinforcement Practice (IS Kyushu '92), Vol. 2, 1993.
- 60) Murata, O., Tateyama, M. and Tatsuoka, F. : Loading tests of geosynthetic reinforced soil retaining walls and their stability analyses, Proc. Int. Sympo. on Earth Reinforcement Practice (IS Kyushu '92), Vol. 1, 1992.
- 61) Bathurst, R. J. and Crowe, R. E. : Recent case histories of flexible geocell retaining walls in North America, Recent Case Historis of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, A. A. Balkema, pp. 3~19, 1994.
- 62) Miki, H. et al : The facing's retaining effect of steep slope reinforced embankment, ditto, pp. 131~140, 1994.
- 「4. 高含水比粘性土を用いた盛土の排水補強工法」に関するもの
- 63) Giroud, J. P. : Geotextile Drainage Layers for Soil Consolidation, Civil Engineering for Practicing and Desing Engineers, Vol. 2, pp. 275~295, 1983.
- 64) Koernler, R. M., and Bove, J. A. : In-Plane Hydraulic Properties of Geotextiles, Geotech. Test. J., ASTM, Vol. 6, No. 4, pp. 190~195, 1983.
- 65) Gerry, G. S., and Raymond, G. P. : The In-Plane Permeability of Geotextiles, Geotech. Test. J., ASTM, Vol. 6, No. 4, Dec. pp. 181~189, 1983.
- 66) 久柴勝行・三木博史・関一雄・工藤浩一郎：ジオテキスタイルによる圧密促進に関する現場試験施工，土木学会第41回年次学術講演会，pp. 905~906, 1986.
- 67) 三木博史・工藤浩一郎・土井鐵徳・平川真也：高含水比粘性土を用いた高盛土におけるジオテキスタイルの利用，ジオテキスタイルの適用性に関するシンポジウム発表論文集，pp. 147~152, 1990.
- 68) 三木博史・青山憲明：補強土工法の現場への適用—高盛土における補強土工法—，土木技術資料，33-8, pp. 69~75, 1991.
- 69) 建設省土木研究所：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，土木研究所資料，第3117号，1992.
- 70) 三木博史・福田直三・中村和之・岩崎高明：粘性土盛土の圧密促進用排水材の配置設計チャートの提案，第27回土質工学研究発表会，pp. 2025~2026, 1992.
- 71) Miki, H., and Doi, T. : Geotextile reinforced embankment of clayey soil with high water content, 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol. 1, pp. 45~52, 1994.
- 72) 財土木研究センター：建設発生土利用技術マニュアル，1994.
- 73) 三木博史・水谷英記・佐々木徹・高田公一・桑原秀樹・岩崎則夫：建設副産物を用いた埋立地盤の早期利用に関する基礎的研究（その1），土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，pp. 86~87, 1994.
- 74) 山田哲也・林義之・大石守夫・奥村良介・馬渡裕二・山本実：建設副産物を用いた埋立地盤の早期利用に関する基礎的研究（その2），土木学会第49回年次学術講演会，pp. 104~105, 1994.
- 「5. 盛土支持地盤としての軟弱地盤の補強工法」に関するもの
- 75) 福住隆二・西林清茂：ビニロンシートによる軟弱地盤表層処理工法，第5回土木学会年次学術講演会概要集，pp. 1221~1224, 1967.
- 76) 西林清茂：シート工法，基礎工，Vol. 3, No. 4, pp. 29~35, 1975.
- 77) 山内豊聡，他：敷網工法の実用支持力公式の—提案，九大工学集報，第52巻，第3号，pp. 201~207, 1979.
- 78) McGown, A., Andrawes, K. Z., and Kabir, M. H. : Load-Extension Testing of Geotextiles Confined in Soil, Proc. 2nd Intl. Conf. Geotextiles, Las Vegas, Nev.,

- Aug. 1 - 6, 1982, IFAI Publ., Vol. 3, pp. 793~796.
- 79) Rowe, R. K., MacLean, M. D. and Barsvary, A. K.
: The observed behaviour of a geotextile-reinforced
embankment constructed on peat, Canadian Geotechnical
Journal, 21, pp. 289~304, 1984.
- 80) 渡義治: ジオテキスタイル利用工法の設計と施工,
建設図書, pp. 106, 1984.
- 81) 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, pp. 49~55, 1984.
- 82) 福田直三・三浦哲彦・山内豊聡: ポリマーグリッ
ドを応用した支持力の改良に関する一考察, 第20回
土質工学研究発表会, pp. 1319~1320, 1985.
- 83) 渡義治・樋口洋平: 覆土工事におけるジオテキス
タイルの設計, 第30回土質工学シンポジウム論文集,
土質工学会, pp. 47~50, 1985.
- 84) 渡義治: 実例に基づくジオテキスタイル利用工法
の設計と施工, 建設図書, pp. 93~131, 1987, 4315~
354, 1986, 5.
- 85) 土質工学会編: 補強土工法, 土質工学会, pp. 315
~354, 1986, 5.
- 86) Rowe, R. K. and Soderman, K. L. Stabilization of v-
ery soft soils using high strength geosynthetics: the
role of finite element analyses, Geotextiles and
Geomembranes, Vol. 1, pp. 53~80, 1987.
- 87) Jewell, R. A.: The mechanics of reinforced embankm-
ents on soft soils, Geotextiles and Geomembranes,
Vol. 7, No. 4, pp. 237~273, 1988.
- 88) 建設省九州建設局北九州国道工事事務所: 行橋バ
イパス苅田地区軟弱地盤対策工設計報告書, 1988.
- 89) Fowler, J.: Geotextile reinforced embankments on
soft foundations, Proc. of the International Geotextile
Seminar, '89 IGS OSAKA, pp. 105~157, 1989.
- 90) ジオテキスタイルの適用方法に関する研究委員会
埋立・軟弱地盤グループ: ジオテキスタイルを適用
した埋立地盤・軟弱地盤に設計法, ジオテキスタイル
の適用性に関するシンポジウム発表論文集, 土質
工学会, pp. 23~36, 1990, 3.
- 91) ジオグリッド研究会: 「ジオグリッド工法」ガイ
ドライン (第1分冊) -材料試験法・設計法ガイド
ライン-, pp. 229~242, 1990, 7.
- 92) 三木博史・青山憲明: 補強土工法の現場への適用 -
盛土における補強土工法-, 土木技術資料, Vol. 33,
No. 8, 1991.
- 93) 建設省土木研究所: ジオテキスタイルを用いた補
強土の設計・施工マニュアル, 土木研究所資料第3117
号, 1992.
- 94) Rowe, R. K. et al: Behavior of a reinforced and
an unreinforced test embankment: A comparison,
ditto 5th International Conference on Geotextiles,
Geomembranes and Related Products, Vol. 1, pp.
5~10, 1994.
- 95) Litwinowicz, A., Wijeyakulasuriya, C. V. and
Brandon A. N.: Performance of a reinforced embankm-
ent on a sensitive soft clay Foundation, ditto, pp. 11
~16, 1994.

参考資料

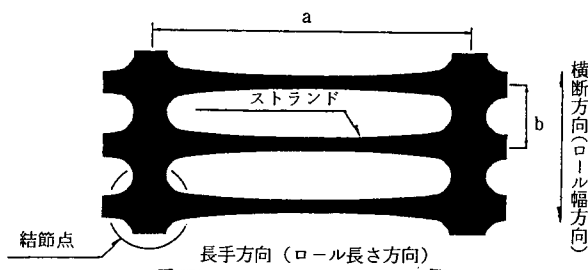
I. 実験に用いたジオテキスタイルの物性

(1) テンサー SR55 および SS2

「テンサー」は、ポリエチレンあるいはポリプロピレンの合成高分子製シートに一定間隔で孔をあけ、加熱延伸することにより、伸びが小さく、かつ高い強度を有する格子状構造の盛土・地盤補強材として開発されたものである。

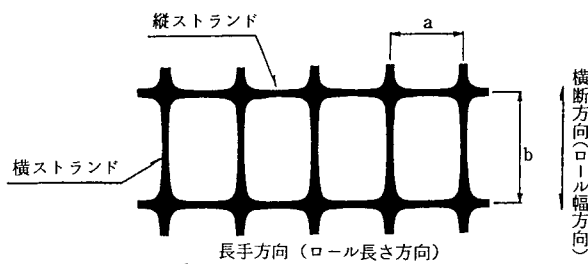
「テンサー」には下記の2種類がある。

- (a) 「テンサー」SRタイプ：高密度ポリエチレンを一方（長手方向）に熱延伸したもので、主に盛土補強材として用いる。



	a (mm)	b (mm)
SR55	166	22

- (b) 「テンサー」SSタイプ：ポリプロピレンを二方向（長手方向と横断方向）に熱延伸したもので、主に地盤補強材として用いる。



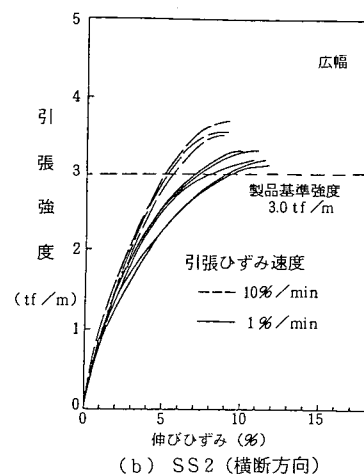
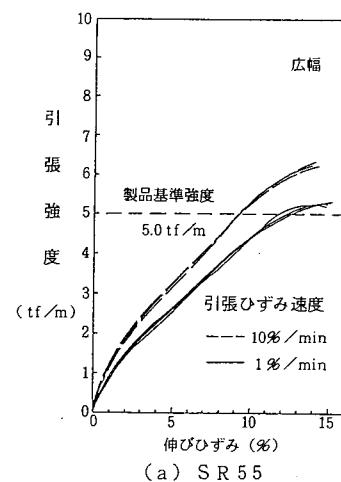
	a (mm)	b (mm)
SS2	28	40

実験に用いたテンサーSR55とSS2の規格と性能を参表-1に、また引張強度特性を参図-1に示す。

参表-1 「テンサー」の規格と性能

銘柄	SR55	SS2
原料	高密度ポリエチレン	ポリプロピレン
製法	一方向延伸	二方向延伸
製品幅 (mm)	1.0	4.0
製品長さ (m)	30	50
目合寸法 (mm)	166×22	28×40
品質管理 ¹⁾ 強度 (tf/m)	5.75	1.98×3.50
製品基準 ²⁾ 強度 (tf/m)	5.0	1.7×3.0
クリープ限度強度 (tf/m)	3.00	0.51
クリープ低減係数	0.60	0.30

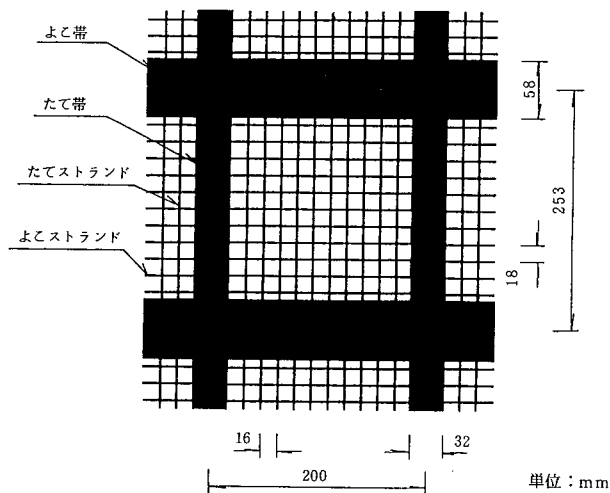
- 1) 品質管理強度：標準状態における試験環境のもとで、製品（「テンサー」）製造時に品質をチェックするために行う品質管理試験において基準となる強度
- 2) 製品基準強度：「テンサー」が適用される盛土・地盤補強工法の設計において基礎となる強度で、性能確認試験における基準として設定した強度



参図-1 SR55とSS2の引張強度特性

(2) アデム F-10

アデムは高強度で伸びが小さく、クリープ変形の小さいアラミド繊維（テイジン テクノーラ）を土木工事用資材として高密度ポリエチレン樹脂、あるいはポリエステル繊維（テイジン テトロン）と複合させた網目構造の盛土補強材である。アデム F タイプは、ポリエステル繊維とアラミド繊維を交織させたグリット状の織物を、塩ビ系樹脂でコーティングしたものである。



アデム F タイプの形状と標準寸法

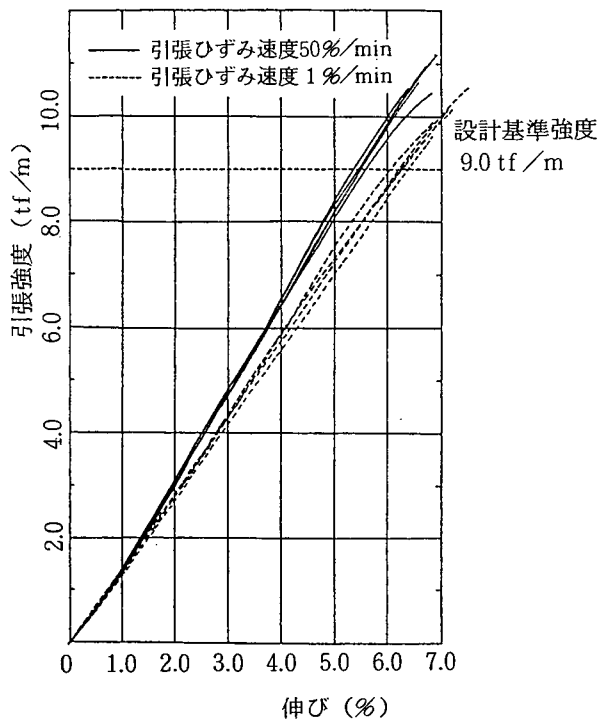
実験に用いたアデム F-10 の規格と性能を参表-2 に、また引張試験結果を参図-2 に示す。

参表-2 アデムの規格と性能

品 番		F - 1 0
素 材	芯 材 (単 位 d e)	テクノーラ (6000) ポリエステル (20000)
	表 面 材	塩化ビニル系樹脂
規 格	網 目 の 大 き さ (m m)	18×16
	製 品 幅 (m m)	2000
	製 品 の 長 さ (m)	50
	重 量 (g f / m ²)	700
	品質管理強度 ¹⁾ (t f / m)	10.0
	設計基準強度 ²⁾ (t f / m)	9.0
	ク リ ー プ 強 度 (t f / m)	4.95
	クリープ低減係数 α_1	0.55

1) 品質管理強度：標準状態における試験環境のもとで、製品製造時に、品質をチェックするために行なう引張試験において基準となる強度。

2) 設計基準強度：盛土補強工法の設計に使用する強度。



参図-2 アデム F-10 (メッシュ10本)
引張試験結果

(3) スパンボンド不織布

スパンボンド不織布は、スパンボンド法により製造された長繊維不織布である。素材はポリエステル100%かポリプロピレン100%で、長繊維を連続的な積層構造に構成しているため、力学的性質、寸法安定性、耐久性に優れている。また、繊維の接合に接着剤を使用していないため、優れた透水性、フィルター性能を有している。

実験に用いたスパンボンド不織布の物性を参表-3に示す。

参表-3 スパンボンド不織布の物性

項 目 \ 品 名	U-80	A N 300	D 5420	4301 N	試験方法
素 材	ポリプロピレン 100%	ポリエステル 100%	ポリエステル 100%	ポリエステル 100%	——
厚 さ (mm)	4	3	4	3	JISL-1085
重 量 (gf/m ²)	400±40	300	420	300	JISL-1085
引張強さ (kgf/5cm)	縦	70以上	110	160	JISL-1085
	横	40以上	90	120	
伸 度 (%)	縦	80以上	60	65	JISL-1085
	横	90以上	70	65	
透 水 係 数 (cm/s)	1×10 ⁻¹ 以上	1×10 ⁻¹	3.5×10 ⁻¹	2×10 ⁻¹	JISA 1218 に準ずる

Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 197, March 1997

CONTENTS

Reinforcing Mechanism and Analysis Method of Geotextile Reinforced Embankment
by Hiroshi MIKI

PUBLISHED BY
PUBLIC WORKS RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF CONSTRUCTION

1, Asahi, Tsukuba-Shi, Ibaraki-ken, 305 Japan