

土木研究所資料

鉄筋で補強された斜面の安定に関する調査

平成7年12月

建設省土木研究所
材料施工部施工研究室

Copyright © 1995 by P.W.R.I.

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

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

鉄筋で補強された斜面の安定に関する調査

地下開発研究官 苗村 正三*

中国地方建設局 広島工事事務所 小野寺誠一**

施工研究室 研 究 員 落合 良隆

前 部外研究員 佐野 一道***

要 旨

斜面上に擁壁などの構造物を構築する場合、構造物の安定に必要な底版幅を確保するために、斜面を掘削する必要がある。しかしながら、構造物の規模が大きく、必要底版幅が大きくなると、地山の掘削量も膨大となり、環境問題や残土処理といった問題が生じる場合が多い。このため、斜面を出来るだけ急勾配に掘削し、地山の掘削量を出来るだけ少なくする工法が必要となり、この工法として鉄筋により地山を補強する鉄筋補強土工法が有力と考えられる。本資料では、鉄筋で補強された斜面の安定性に関して、小型模型実験や実物大模型実験を行い、補強機構や設計法の考え方の検討を行ったものである。

キーワード：鉄筋補強土工法、模型実験、設計法、擁壁

* : 前 施工研究室 室長

** : 前 施工研究室 研究員

*** : 部外研究員在職期間（平成元年4月1日～平成2年3月31日）

ま え が き

近年、山岳地帯における道路建設が多くなり、地形・施工条件の悪い場所で擁壁などの構造物を構築するケースが多くなってきている。擁壁の安定を保つには十分な底面幅が必要があり、山岳地帯などの斜面上において底面幅を確保するためには地山をかなり掘削する必要がある。特に、擁壁の規模が大きくなるに従って、地山掘削量が多くなり、長大のり面の安定の他、環境・景観や残土処理といった問題が生じる。このためには、地山の掘削量を出来るだけ少なくするための新工法の開発が必要となる。

地山の掘削量を低減するための工夫としては、大きく二つの方法が考えられる。1つは、擁壁の構造を改良し、擁壁を簡素化または底面幅を低減する方法である。この方法には、通常の土質材料の代わりにジオテキスタイルやEPS等の新材料を用いて擁壁に作用する土圧を低減する工法や、地山に打ち込まれた部分の受働抵抗で擁壁背面からの土圧に抵抗する自立山留め式擁壁などが考えられる。二つめの方法には、地山の掘削のり面を従来よりも急勾配にする方法である。この方法には、鉄筋などの補強材を地山へ挿入し、地山との相互作用により斜面の安定化を図る鉄筋補強土工法や、自立山留め壁で地山を仮設的に山留めする工法などが考えられる。

本資料では、これら山岳地の斜面上での擁壁施工時の安定化を図るための新工法として、鉄筋補強土工法に着目し、設計の考え方について検討を行ったものである。

なお本調査は、東北地方建設局（山形工事事務所）より依頼を受けた「山岳道路における土留構造物の設計施工に関する調査」において実施したものである。

目 次

まえがき

1. 調査概要	1
1.1 鉄筋補強土工法の概要	1
1.2 調査目的	1
2. 小型模型実験による検討	3
2.1 実験目的	3
2.2 実験方法	3
2.3 実験結果	7
2.3.1 模型斜面の地盤条件	7
2.3.2 実験結果	7
2.3.3 小型模型実験結果のまとめ	55
3. 大型擁壁実験による検討	56
3.1 実験目的	56
3.2 実験方法	56
3.3 実験結果	70
3.3.1 供試体の状態	70
3.3.2 実験結果の整理	70
3.3.3 各ケースの実験結果	71
3.3.4 大型模型実験結果のまとめ	93
4. 鉄筋補強土工法の設計法の検討	94
4.1 既往の設計法の検討	94
4.2 鉄筋補強土工法の設計法の検討	98
参 考 文 献	120
あ と が き	121
付 属 資 料	123

1. 調査概要

1.1 鉄筋補強土工法の概要

鉄筋補強土工法とは、自然斜面・切土斜面の安定を目的とした補強土工法である。鉄筋またはそれに類する補強材をあらかじめ削孔した地山内に配置し、土そのものの性質は変えずに土と補強材との相互作用により土塊の安定を図る工法である。この他、自然斜面・切土斜面の安定化を図る工法としてグラウンドアンカー工法があるが、グラウンドアンカー工法はあらかじめアンカーに作用させた緊張力により地山を定着させ、斜面を安定させているのに対して、鉄筋補強土工法は土中にひずみが生じた時に、そのひずみに伴って鉄筋に作用する引張力等により土の大ひずみを抑制するところに大きな違いがある。鉄筋補強土工法の概要図を図-1.1に示す。

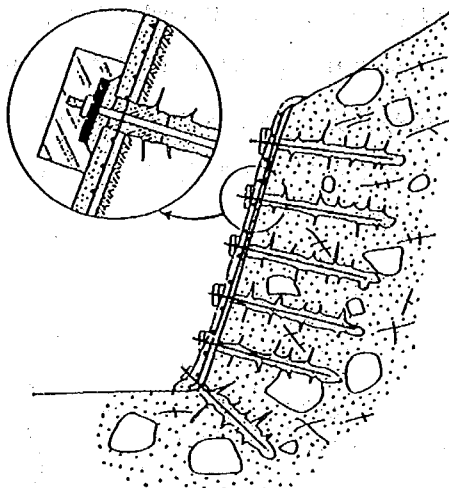


図-1.1 鉄筋補強土工法の概要図

この工法の施工法は、通常1サイクルとして、所定の高さまで地山を掘削し、吹き付けコンクリート等でのり面保護を行い、地山の削孔後、鉄筋を挿入し、鉄筋と孔壁の間をモルタルなどで充填し、頭部の処理を鋼製プレートなどで行う。これらの作業を繰り返し、斜面全体の補強を行うものである。このように、鉄筋補強土工法は、掘削直後に地山の大きな緩みが生じる前に、地山自体の緩みを利用して斜面を補強することから、斜面全体の緩みを最小限に抑えることが出来る。また、機械の足場として掘削した地盤面を利用することも可能であるため、大規模な足場を必要とせず、削孔も短くかつ比較的小径で行うため、大きな削孔機械を必要とせず、山岳地などの施工条件の厳しい場所での施工においては有利な工法となる。

1.2 調査目的

上述のように、鉄筋補強土工法は多くの利点のある工法であるが、その設計法は工法を使用し始めての歴史がまだ浅いこと、また土質・地質条件、荷重条件等が十分に明らかとはならない自然地山を対象とすることなどから、統一された方法は未だ確立されていない。現在多く用いられている設計法は、大きく分類すると図-1.2のようになる。つまり、1つの方法は、補強された領域が鉄筋を配置することにより一体化され、その領域が擁壁のような挙動をすると仮定して、擁壁と同様の検討（滑動、転倒、支持力、すべりに対する

安定)を行うものである。もう1つの方法は、補強領域内を通るすべり面を仮定し、すべり面よりも奥に配置された補強材の引抜き抵抗または引張り耐力等によりすべりに対して抵抗すると仮定して安定性の検討を行う方法である。この方法では、すべり面形状として円弧すべり、直線すべり、2直線すべりなど、各種のすべり面形状に対しての安定計算式が提案されている。

これら2つの方法は、明確な適用範囲はなく、現場の地山条件や鉄筋の配置方法(長さ、配置間隔)などによる明確な使い分けが行われていないのが現状である。筆者らは、これら一体化による効果とすべり面を介した効果は、地山条件や補強材配置により大きく支配されるものと考え、特に補強材配置方法による違いについて着目し、小型模型、大型模型実験により検討を行った。

また、設計法を確立する上での大きな問題として、補強材の補強効果の算定方法がある。補強材の補強効果として現在言われているものとしては、引張り補強、せん断補強、曲げ補強、圧縮補強などがあり、引張り補強には、すべり土塊をすべり方向とは逆の方向に引き留める引き留め効果と、すべり面における垂直応力を増加させてすべり面での抵抗力を増加させる締め付け効果があると言われている。しかし、現行の設計法では、これらの効果を両方見込むものや片方しか見込まないものなど各種の評価の仕方がある。そのため、本調査では、補強材が引張り補強として機能を果たす場合の、補強効果の算定法について検討を行い、併せて補強斜面の安定解析法の検討も行った。

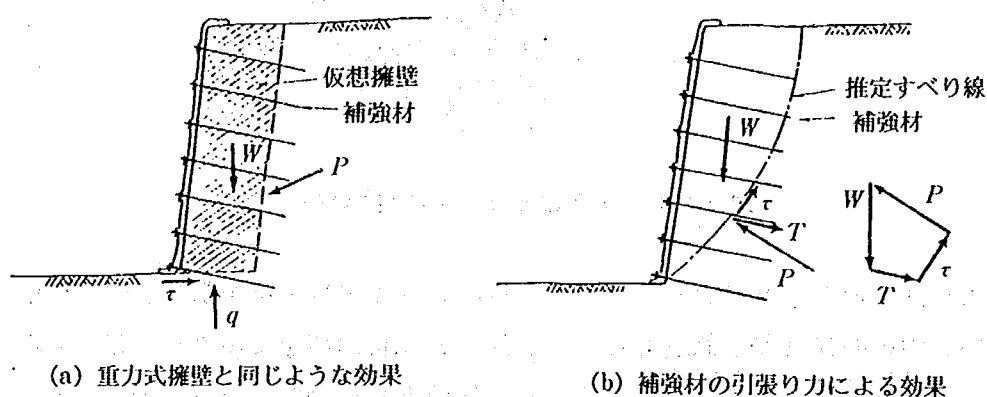


図-1.2 補強効果の基本的な考え方

2. 小型模型実験による検討

2. 1 実験目的

第1章でも述べたとおり、鉄筋挿入工法の補強原理としては2つの考え方が存在している。1つには、地山に挿入された補強材がその周りの地盤の変位を拘束して、補強領域全体の地山が一体化され、背面の土圧に対して補強領域が抵抗するという考え方である。またもう1つは、想定されるすべり面の奥に配置された補強材の引張り力によりすべりに対して抵抗し、全体を安定化させるという考え方である。これらの考え方は、現在各設計法において個別に取り上げられており、それぞれ別の理論に基づくものとして扱われている。

これに対して我々は、これら2つの考え方はつながりがあり、それらの補強効果の発揮の仕方は、補強材の諸元や地盤の特性、補強材の配置方法の違いにより変わるものと考えた。つまり、ある地盤、補強材に対して、補強材の配置方法がある条件を満たせば一体化による補強効果が発揮され、ある配置条件を満たせばすべり面を介した補強効果が発揮され、それ以外の配置方法では補強効果が発揮されないという使い分けが可能と考えられる。このような考え方が明確になれば、いままで以上により合理的な設計が可能になると考えられる。

これらより、我々は鉄筋による補強効果と補強機構に関して、基礎的な知見を得るために、補強材形状と補強材の配置方法（補強材長さ、配置間隔）を変化させた補強斜面模型を自重崩壊させる実験を行った。

2. 2 実験方法

これまでの鉄筋挿入工法の既往の研究によると、補強斜面の補強効果の調査する実験では、補強斜面に補強材を配置してから地表面から載荷し、強制的にすべり破壊を発生させる実験が主であった。しかしながら、この実験方法は、有限な幅を持つ載荷板で載荷を行うため、その直下に応力増加域（応力球根）が発生し、敷設された補強材や地盤内に均一な応力が発生しているとは限らない。また鉄筋挿入工法は、主に不安定な自然地山や切土法面の安定を図るために適用されるものであり、主な崩壊要因としては法面側の応力解放による。このため、鉄筋挿入工法の補強効果について検討するためには、実際の応力条件に比較的近い応力解放による崩壊を発生させる実験を行う必要がある。

このため、本実験では、あらかじめ補強材を配置した垂直な法面を有する補強模型地盤を作成し、その後法面側の側壁を後退させることにより地盤の応力を解放し、模型斜面を崩壊させる実験を行った。

(1) 実験装置

実験に用いた土槽は、長さ2000mm、幅500mm、高さ1000mmで前面を強化ガラスとし、盛土の挙動を2次元的に観察できるようになっている（写真-2.1参照）。また、土槽内には模型斜面の法面を拘束する受圧板（高さ990mm、幅496mm）とその受圧板を移動させる2つのハンドルが取り付けられている。受圧板には、中央縦一列に土圧計が10cm毎に取り付けられており、受圧板に作用する土圧分布を計測できるようになっている。

(2) 試料砂

実験には、気乾状態の豊浦標準砂を用いた。その物性値を表-2.1に示す。

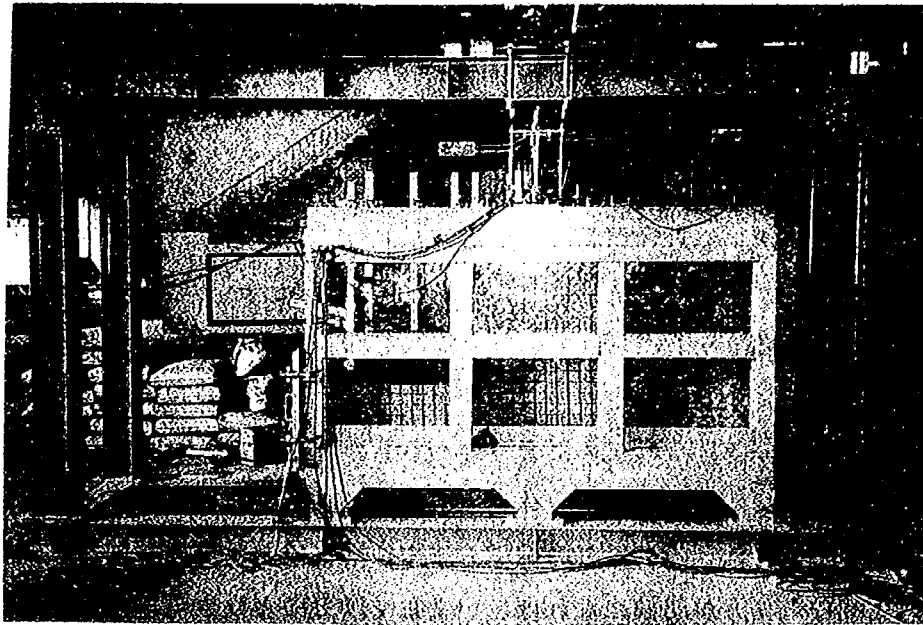


写真-2.1 実験土槽

表-2.1 試料砂の物性値

土粒子の比重 G_s		2.64
均等係数 U_o		1.28
曲率係数 U_o'		0.97
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)		1.653
最小乾燥密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)		1.357
一面せん断試験*	粘着力 c (kgf/cm ²)	0.06
	内部摩擦角 ϕ (°)	38.5
三軸圧縮試験	粘着力 c (kgf/cm ²)	0.00
	内部摩擦角 ϕ (°)	35.8

*) 中型一面せん断試験機 (せん断箱寸法: 300×300×325mm) を使用

(3) 補強材

試験に用いた補強材は、表-2.2 に示すように棒状、帯状の2種類のアルミニウム製のものをを用いた。それぞれの補強材は、単位長さ当りの表面積を同程度とし、引抜き抵抗力がほぼ同一となるようにした。補強材表面には、エポキシ系接着剤を塗布し、試料砂となる豊浦標準砂を付着させて地盤との摩擦を確保するようにした。また、各補強材の法面側頭部には、アルミニウム製のプレート (40×40×2mm) をシアノ系接着剤により取り付けた。

また、補強材のほかに、アンカーを併用するケースでは、棒状補強材と同径の長さ700mmのアルミニウム製の棒の後端にアンカープレート (20×20×2mm) を取り付けたものをを用いた。なお、アンカーの棒周囲には、

地盤との摩擦を取り除くためにシリコングリースを塗布した。

補強材、アンカーには、作用する軸力を計測するために、表裏に歪ゲージを張り付けている。

表-2.2 補強材の形状寸法

	断面寸法 (mm)	断面積 (mm ²)	表面積 (mm ² /mm)	断面2次モーメント (mm ⁴)	長さ (mm)
棒状補強材	φ 5.0	19.6	15.7	30.664	150, 190, 225, 300 450, 600
带状補強材	8.0×0.6	4.8	16.0	0.144	150, 225, 300, 450
アンカー	φ 5.0	19.6	15.7	30.664	700

(4) 模型地盤の作成

土槽と試料砂との摩擦を低減するために、底面および両側面にシリコングリースを塗り、厚さ0.2mmのラテックスメンブレンを張り付けた。ガラス面のメンブレンにはあらかじめ5cm×5cmのメッシュを描き、内部の砂の挙動を目視により観察できるようにした。試料砂は、土槽上の移動式ふるい（ふるい目約0.6mm）を底面から130cmの高さに設置し、そのふるいを通して豊浦標準砂を空中落下させて盛り立てた。受圧板側には補強材の頭部プレート間の砂のこぼれ出しを防ぐ目的でメンブレンを設置し、補強材は頭部プレートとメンブレンをシアノ系接着剤で所定の位置に接着させ、順次繰り返しながら地盤を築造した。また、盛立の際には、ガラス面側に高さ5cm毎に色砂を敷き、すべり面が明瞭に現れるようにした。

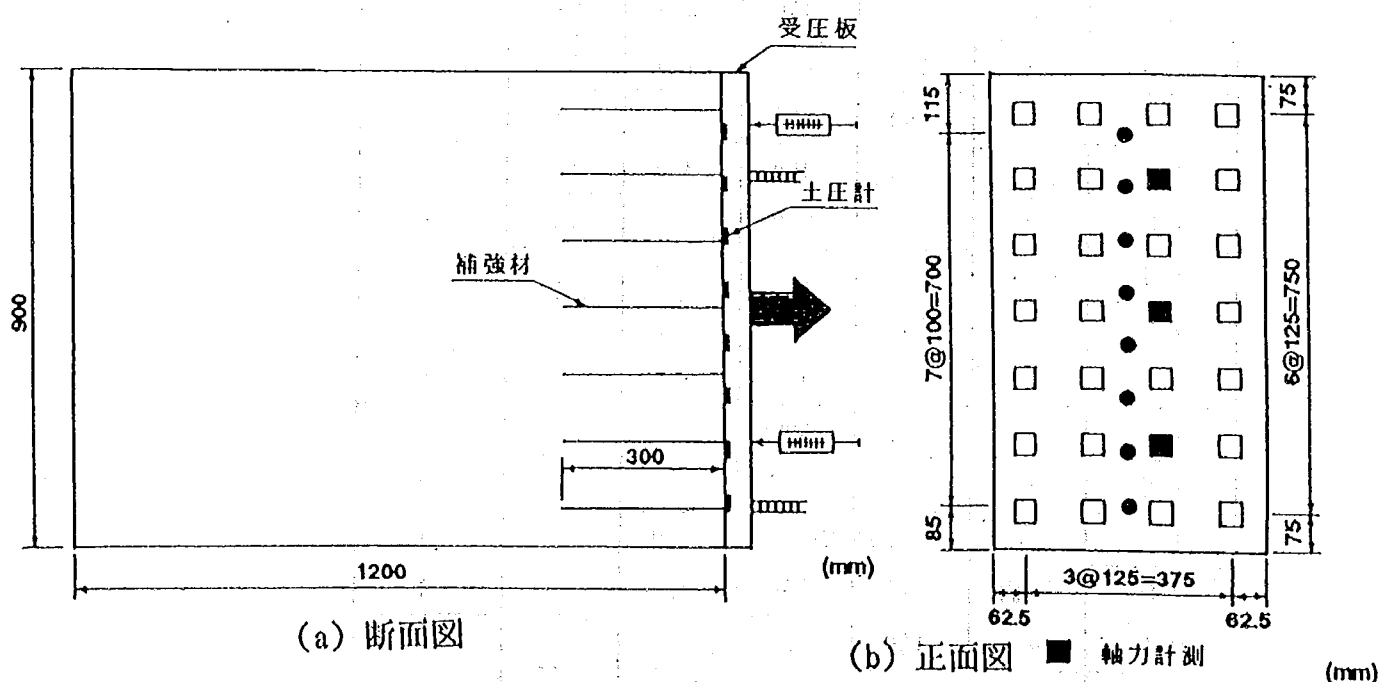


図-2.1 補強材の配置図 (ケース 8)

(5) 試験方法及び計測項目

試験は、模型斜面を築造後に受圧板を変位制御（約0.1mm/10秒）で連続的に後退させ、受圧板変位、受圧板への作用土圧、補強材・アンカーの軸力（一部のケース）の計測を各段階において行った。また、受圧板変位5mm毎に側面から供試体の挙動を写真撮影した。

(6) 実験ケース

実験は、表-2.3 に示すように、補強材の形状、配置（長さ、間隔）、アンカーの併用などを変化させて計21ケースについて行った。また、ケース8での補強材の配置位置を図-2.1 に示す。

表-2.3 実験ケース

CASE No	補強材 形状	補強材配置		L/P	補強材 本数	アンカー 本数
		間隔P (mm)	長さL (mm)			
1	—	無補強		0	0	—
2	棒状	75	150	2.0	72	—
3	〃	100	150	1.5	45	—
4	〃	100	190	1.9	45	—
5	〃	100	225	2.25	45	—
6	〃	100	300	3.0	45	—
7	〃	125	225	1.8	28	—
8	〃	125	300	2.4	28	—
9	〃	125	450	3.6	28	—
10	〃	150	225	1.5	18	—
11	〃	150	300	2.0	18	—
12	〃	150	450	3.0	18	—
13	〃	150	600	4.0	18	—
14	带状	75	150	2.0	72	—
15	〃	100	225	2.25	45	—
16	〃	100	300	3.0	45	—
17	〃	125	300	2.4	28	—
18	〃	125	450	3.6	28	—
19	—	無補強		0	—	1
20	棒状	75	150	2.0	71	1
21	〃	150	300	2.0	17	1
22	〃	75	150	2.0	68	4

2. 3 実験結果

2. 3. 1 模型斜面の地盤条件

本実験の各ケースにおける試料砂の単位体積重量を表-2.4 に示す。単位体積重量は $1.54 \sim 1.59 \text{ tf/m}^3$ の範囲内にあり、比較的ばらつきの小さい範囲内に収まっている。

表-2.4 各ケースの単位体積重量

ケース	1	2	3	4	5	6	7	8
$\gamma_s (\text{tf/m}^3)$	1.58	1.59	1.56	1.54	1.56	1.55	1.59	1.58
ケース	9	10	11	12	13	14	15	
$\gamma_s (\text{tf/m}^3)$	1.58	1.56	1.54	1.57	1.55	1.56	1.59	
ケース	16	17	18	19	20	21	22	
$\gamma_s (\text{tf/m}^3)$	1.57	1.58	1.59	1.59	1.56	1.57	1.59	

2. 3. 2 実験結果

(1) 無補強のケース (CASE 1)

無補強のケース (CASE 1) の受圧壁の移動前の受圧壁への作用土圧分布を図-2.2 に示す。また、図には以下のJaky (ヤーキー) の静止土圧係数の推定式 (2.1) から求めた静止土圧分布も併せて示している。なお、計算に用いた砂の内部摩擦角 ϕ は、三軸圧縮試験 (CD) により求められた $\phi = 35.8^\circ$ を用いた。

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (2.1)$$

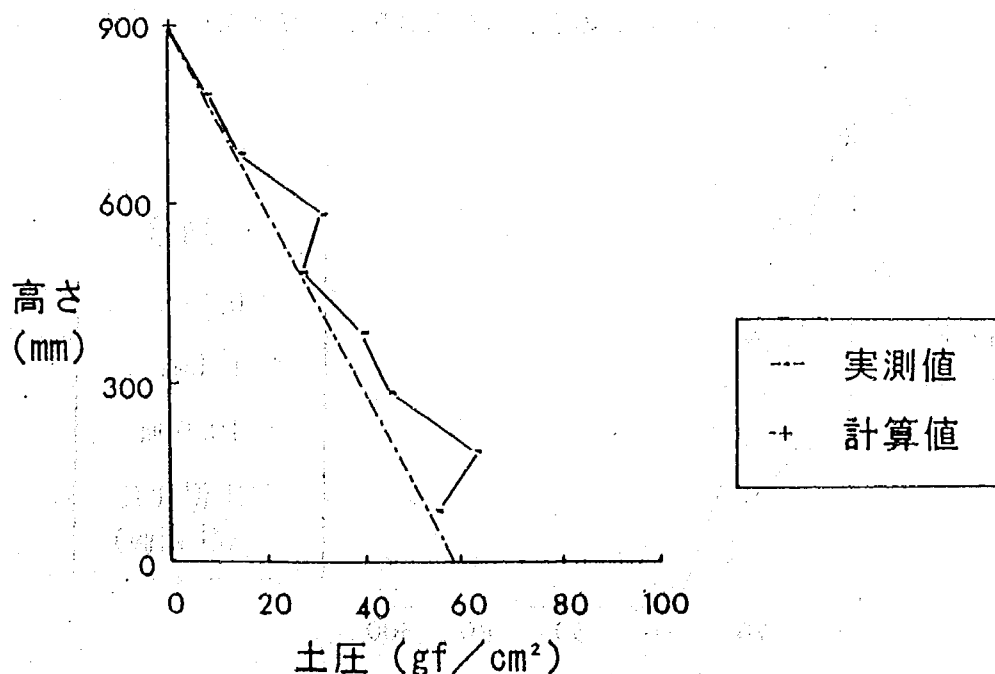


図-2.2 静止状態の土圧分布 (ケース1: 無補強)

図より、計測された土圧分布は、理想的な三角形分布に近く、ばらつきはあるものの計算値と近い値を示していることが分かる。今回の実験では、土槽底面にもシリコングリースを塗布したメンブレンを設置していることから、底面の摩擦の影響が非常に小さく、三角形分布に近づいたものと考えられる。

受圧壁移動に伴う受圧板への作用土圧係数 K の変化を図-2.3 に、各壁移動量における土圧分布を図-2.4 に示す。受圧板への作用土圧合力は、各土圧計の値を高さ方向に直線で結んだ土圧分布の面積から算出したものであり、最下端の土圧計よりも下方については考慮していない。また図-2.4 には、以下のRankine (ランキン) の主働土圧係数の算定式 (2.2) より求めた主働土圧分布も併せて示している。

$$K_a = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (2.2)$$

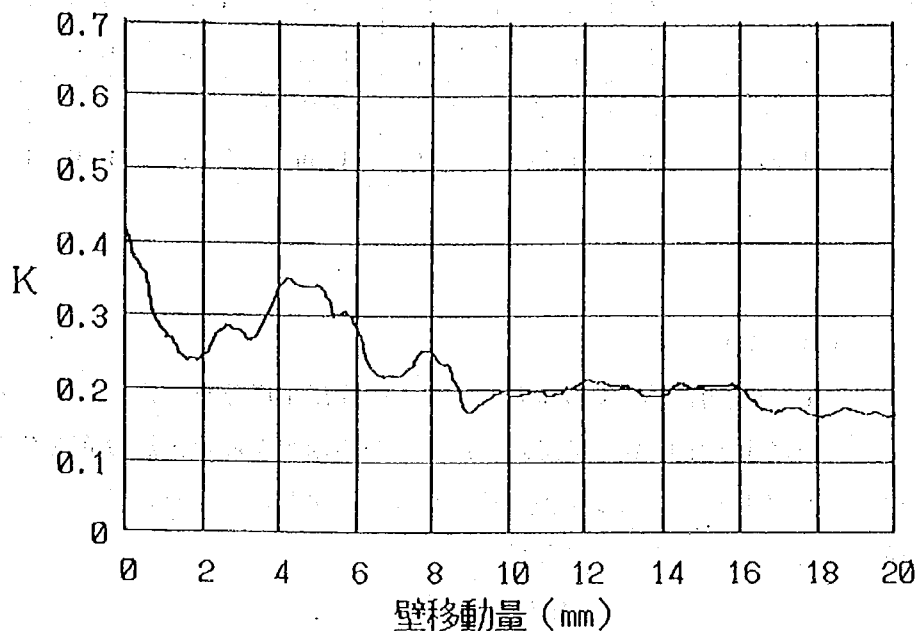


図-2.3 土圧係数 K の変化 (CASE 1 : 無補強)

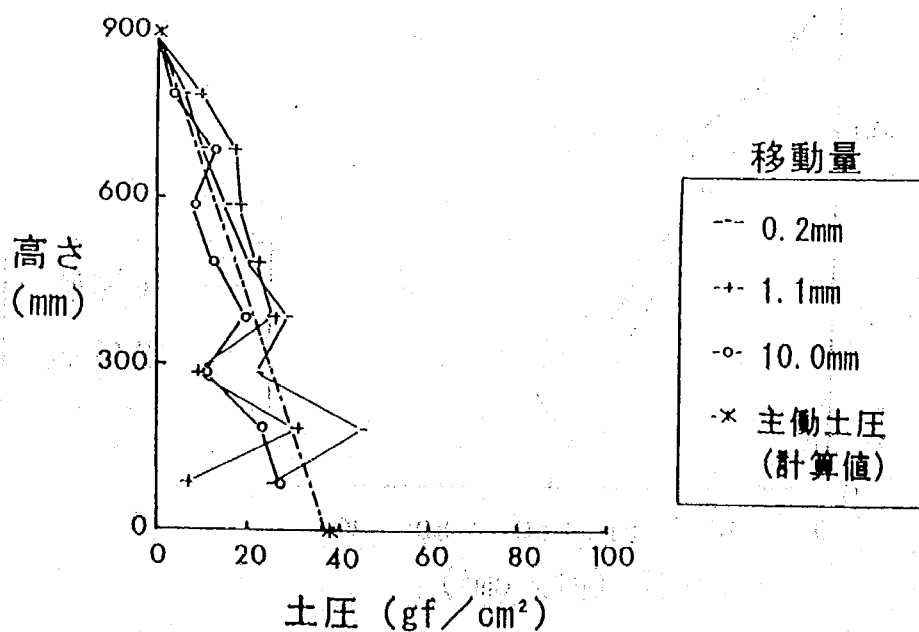


図-2.4 土圧分布の変化 (CASE 1 : 無補強)

図-2.3 より、土圧は壁の移動に伴い減少し、一定の値に落ちつくことが分かる。なお、移動量4.0mm付近の土圧のバラツキは、受圧壁を2本のハンドルで手動により移動させたために、壁移動のバラツキにより生じたものと考えられるが、それらの影響を考慮すると、土圧は約1.0~2.0mm付近で主働状態になったものと考えられる。この移動量は、壁高の約1/1000~1/500であり、これまで一般的に言われてきた主働状態になるまでの壁移動量と同様の結果となっている。

土圧分布は、図-2.4 より、受圧壁の移動に伴って計算された主働土圧分布に近い値にあることがわかる。また、壁移動量が大きい10.0mmの場合には、下層の土圧の値は全体的に主働土圧よりも小さい値となっていることがわかる。これは、受圧壁側の法面にメンブレンを設置し、メンブレンの下端部を地盤内に若干埋め込んでいるために、下層部において法面でメンブレンに引張り力が発生し、土圧に対して抵抗したために若干土圧が低減したのと考えられる。

図-2.5 に、受圧壁移動量15mmにおける地盤内の主ひずみ分布、せん断ひずみ分布と、地盤内に水平に配置した色砂の変位状況を示す。図のように、色砂の沈下の不連続な領域上において土中のひずみが大きく発生しており、この不連続面上において無補強の模型斜面がすべり破壊を起こしたのと考えられる。

図-2.6 に、色砂の不連続面から想定されるすべり面と、水平面から45° + $\phi/2$ の勾配を持った主働崩壊線を示す。このように、実際に発生するすべり面は、直線ではなく曲線となることがわかる。

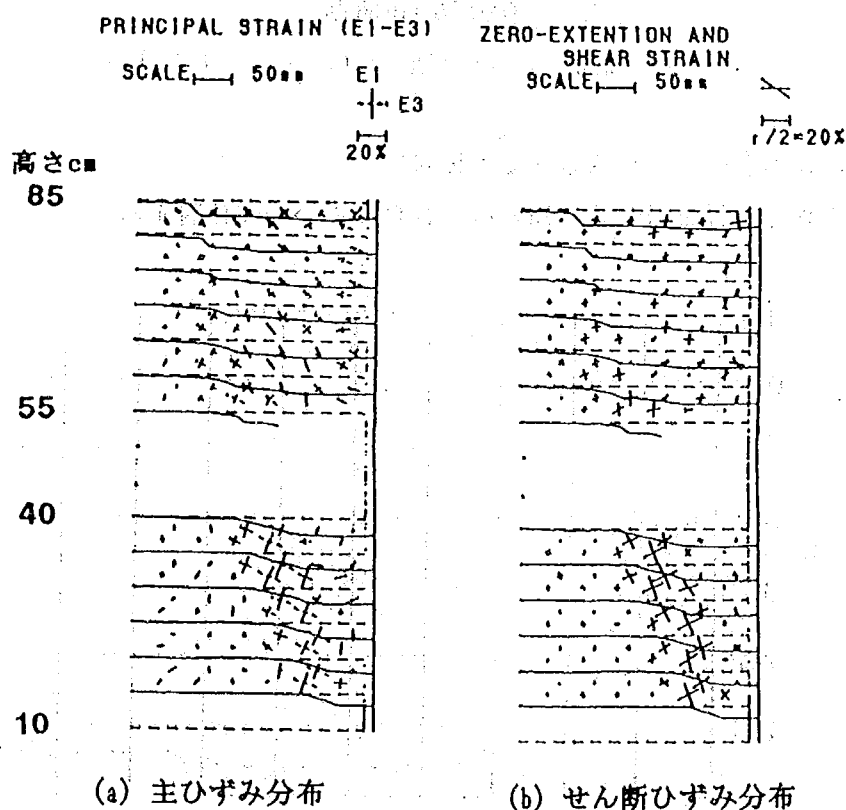


図-2.5 ひずみ分布 (CASE 1 : 移動量15mm)

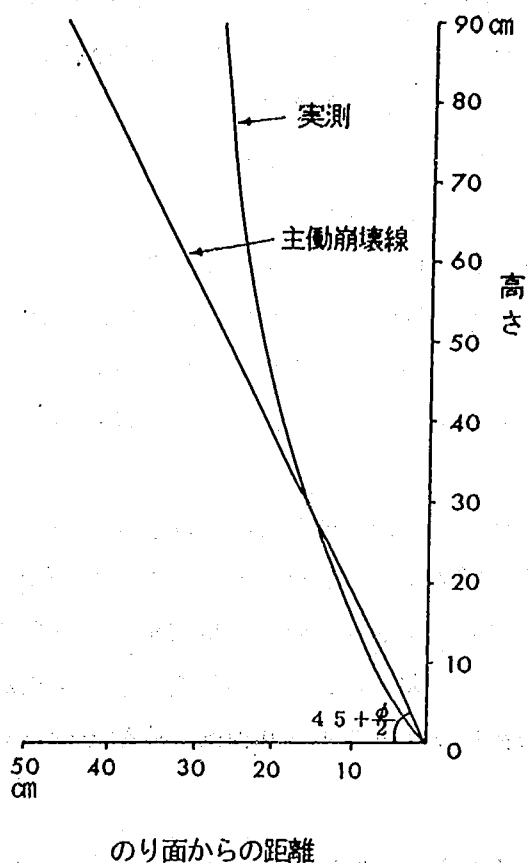


図-2.6 すべり面形状 (CASE 1 : 無補強)

(2) 補強材間隔が75mmのケース (CASE 2 : 棒状)

最も補強材間隔の小さく、補強材長さの短いCASE 2について検討する。

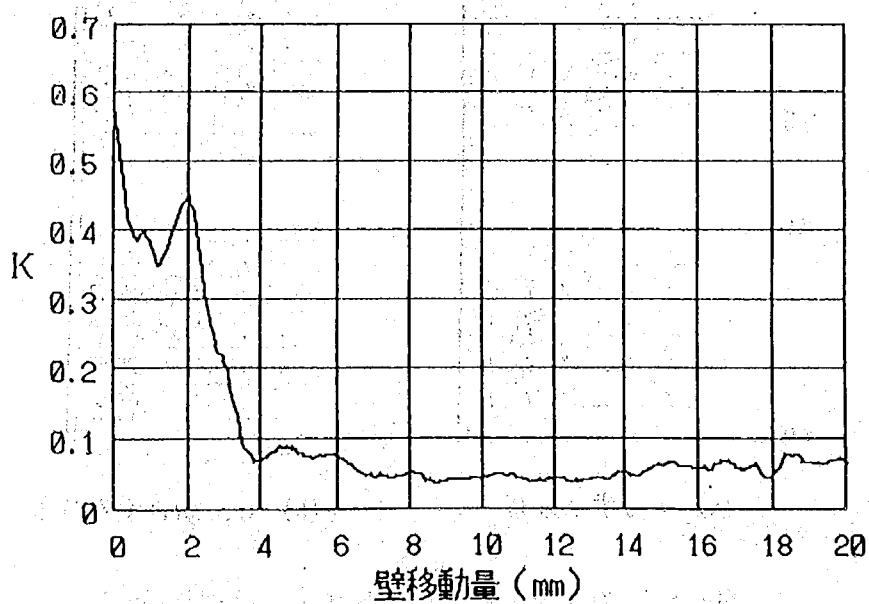


図-2.7 土圧係数Kの変化 (CASE 2)

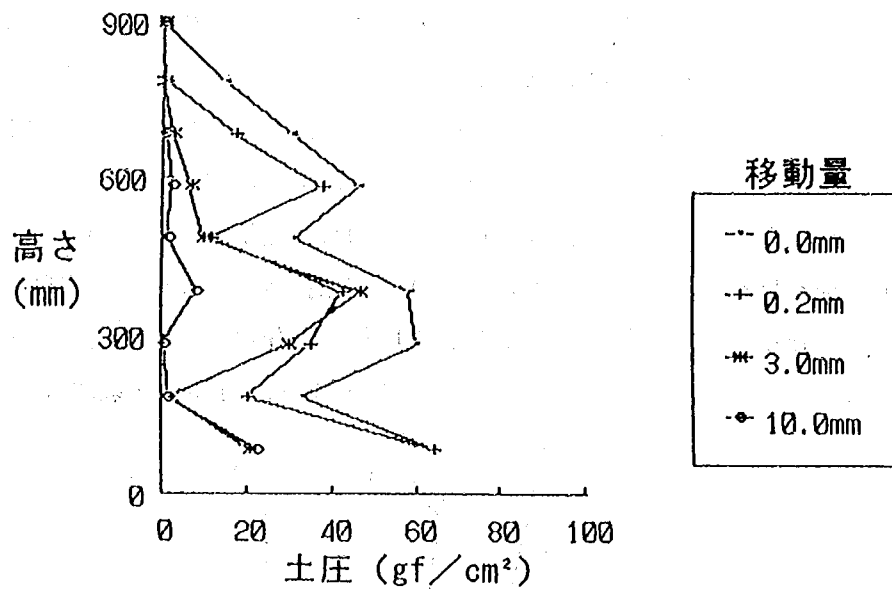


図-2.8 土圧分布の変化 (CASE 2)

図-2.7 は、受圧壁の移動に伴う土圧係数 K の変化を、図-2.8 は、各壁移動量における受圧壁への作用土圧分布を示している。受圧壁への作用土圧は、無補強の場合と異なり、壁移動量が 2.0mm 程度までは大きな減少は見られず、壁の移動が約 2.0mm を過ぎたあたりから土圧が急激に減少し、4.0mm 程度でほぼ一定値になることがわかる。また、土圧分布は、土圧が一定となる 4.0mm 程度までは深さ方向に大きなバラツキが見られるが、それを過ぎると最下端の土圧計を除いて、ほぼ一様に低下することがわかる。その場合の土圧も、無補強の場合の主働土圧よりも小さな値であり、補強材による補強効果が発揮されている。このように、短い補強材を密に配置することにより、無補強の場合と異なる挙動を示すことがわかる。

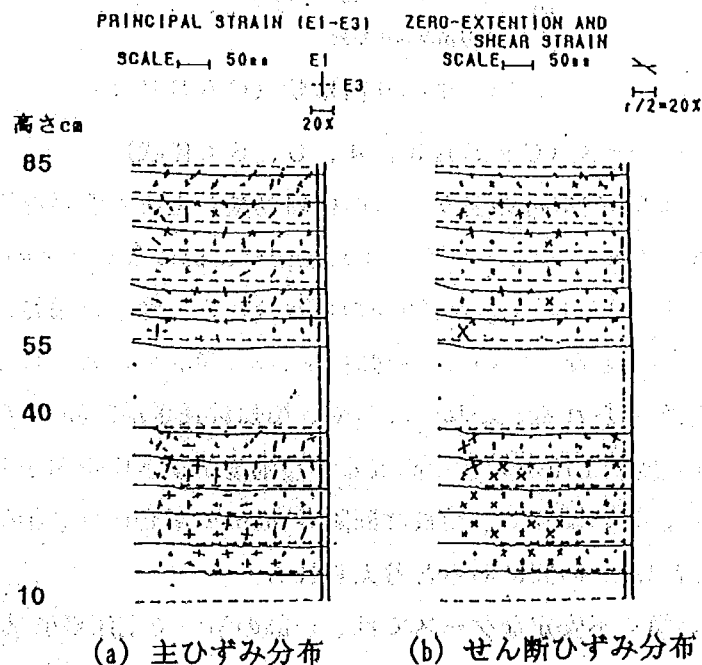


図-2.9 ひずみ分布 (CASE 2 : 移動量 15mm)

図-2.9 に、受圧壁移動量16mmにおける地盤内の主ひずみ分布、せん断ひずみ分布と、色砂の沈下状況を示す。図より、地盤の沈下する範囲は、無補強に比べて奥まで発生し、沈下量も小さいことがわかる。また、土中のひずみも無補強の場合に比べて小さく、壁面付近のひずみが抑えられているのが分かる。

図-2.10に、CASE 2のすべり面と無補強のCASE 1と示す。このように、CASE 2ではすべり面は補強材を配置することにより、配置領域の後方へ移動し、無補強と同じ形状で発生していることが分かる。このように、短い補強材を密に配置することにより、補強領域が一体化されて疑似擁壁的な挙動を示すことが分かる。なお、補強領域を疑似擁壁と見なし、受圧板への作用土圧を考慮して通常の擁壁の滑動安定計算を行うと、安全率が $F_s=1.08$ となり、実験中の状態である $F_s=1.0$ に比較的近い値となった。

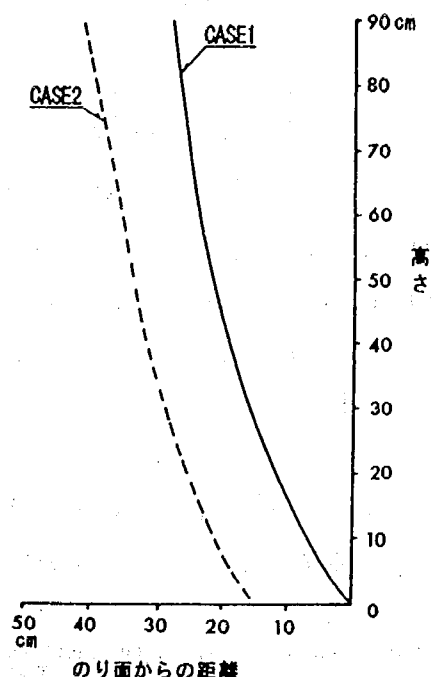


図-2.10 すべり面形状 (CASE 2)

(3) 補強材間隔が100mmのケース (CASE 3, 4, 5, 6: 棒状)

図-2.11に棒状補強材の間隔が100mmの各ケースの壁移動量と土圧の関係を示す。なお、図-2.11には無補強のケースの結果についても併せて示している。また、図-2.12に各ケースの各壁移動量における土圧分布を示している。図-2.11より、補強材長さが150mmのCASE 3では、無補強のCASE 1とほとんど変わらず、補強効果が見られない結果となっている。補強材長さが190mmのCASE 4では、無補強に比べて土圧は低減しており若干補強効果が見られる。これに対して、補強材長さが225mmのCASE 5、300mmのCASE 6では、壁移動量が2.0mm程度で土圧が大きく低減し、移動量が小さい段階から大きな補強効果が発揮されて供試体は安定を保っている。このように、補強材間隔が100mmの場合には、補強斜面が安定を保つのに必要な最小の補強材長は、190mmと225mmの間にあると考えられる。

土圧分布は、補強材長が短く不安定なケースでは、一部の箇所土圧が低減しているだけであり、部分的に補強効果が発揮されているのが分かる。これに対して、補強材長が長く安定なケースでは、全体的に土圧が低減しており、供試体全体を通じて安定が保たれていることが分かる。

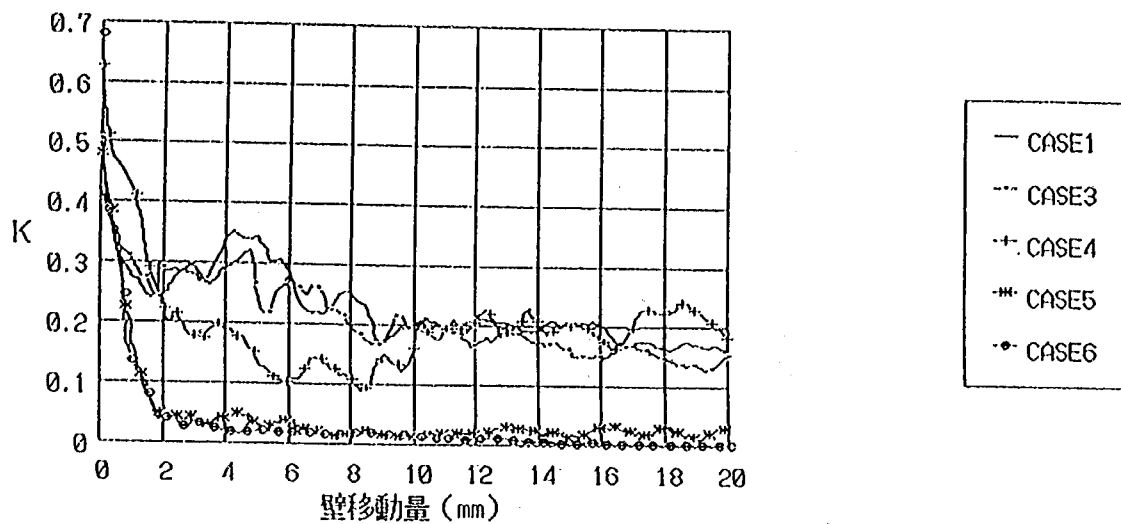


図-2.11 土圧係数Kの変化 (CASE 3, 4, 5, 6)

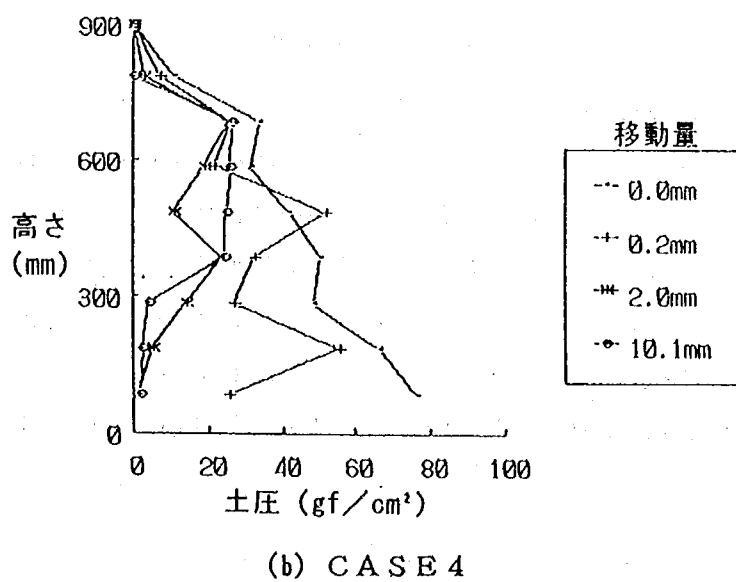
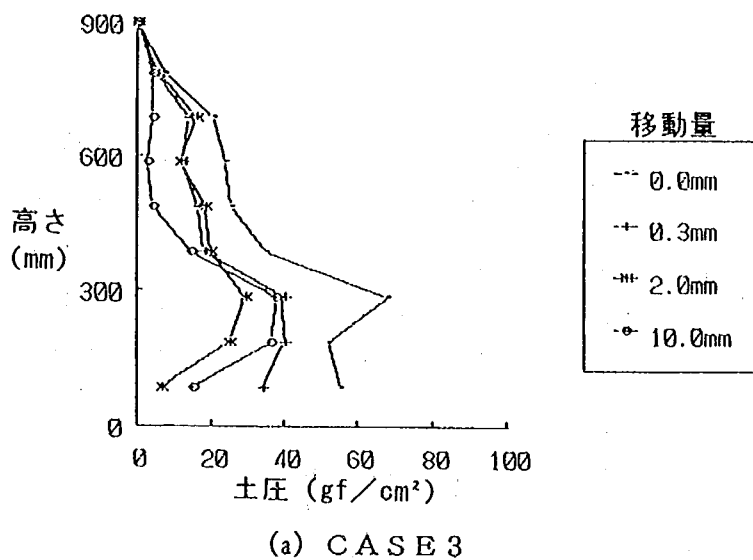
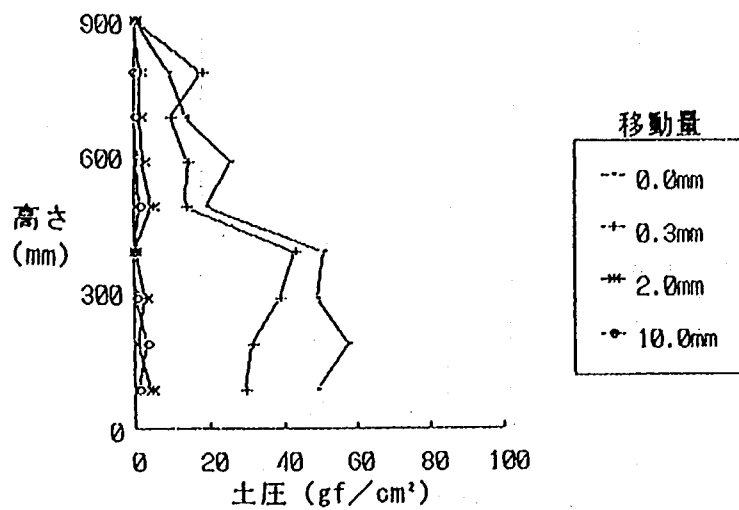
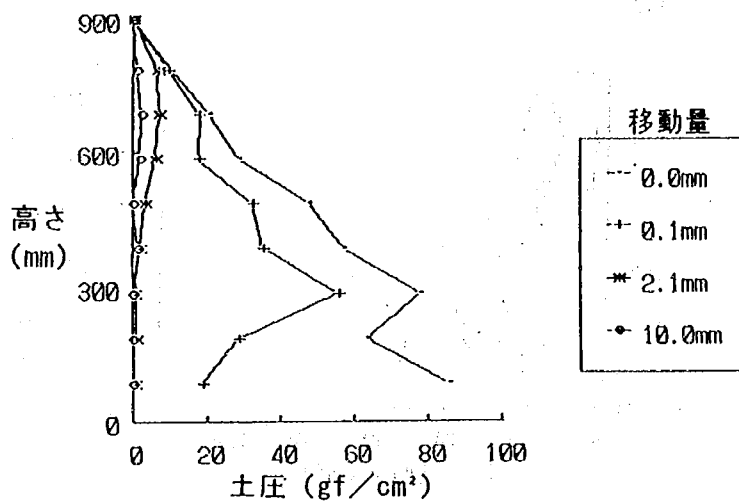


図-2.12 土圧分布の変化



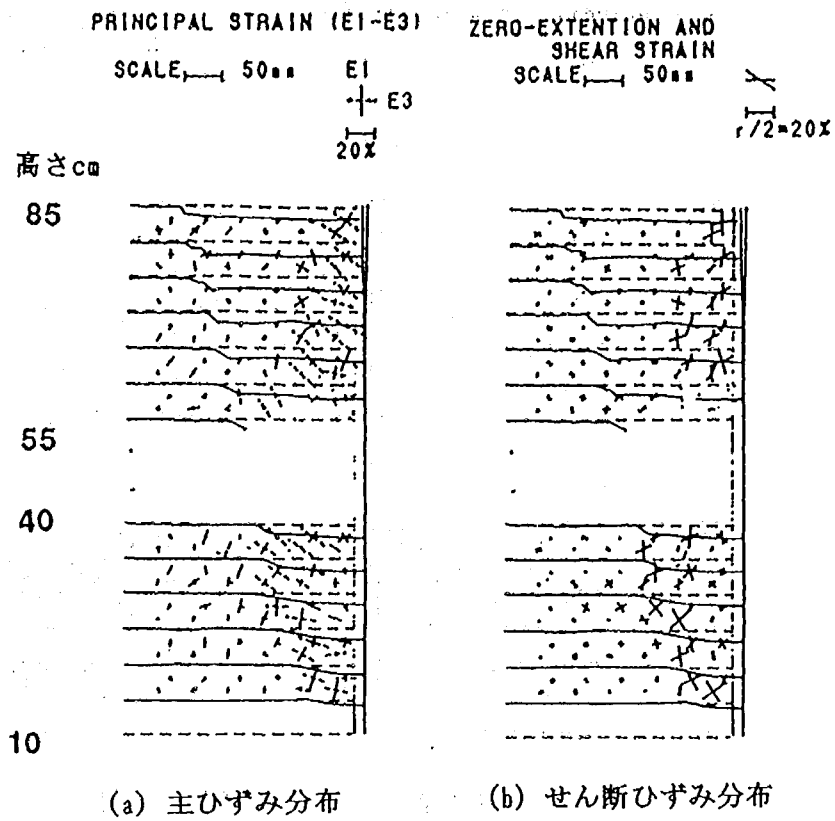
(c) CASE 5



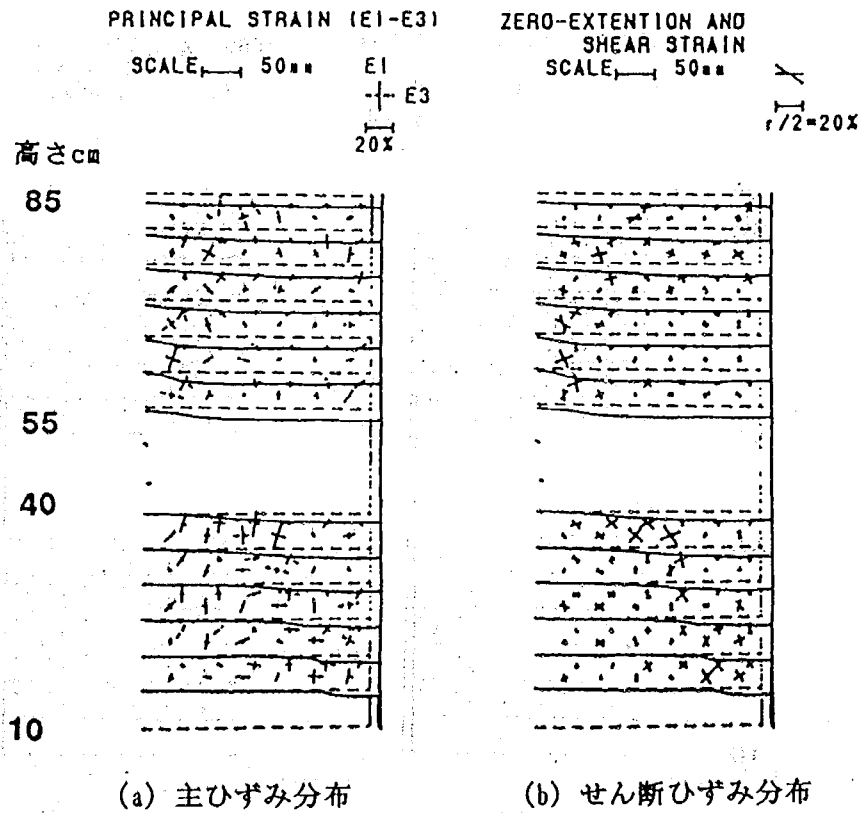
(e) CASE 6

図-2.12 土圧分布の変化

図-2.13に、各ケースの土中のひずみ分布を、図-2.14には観察されたすべり面を示している。なお、CASE 6ではすべり面が観察されなかったため、図-2.14には示していない。図-2.13よりCASE 5, 6では土中ひずみが小さく、CASE 6では全くと言っていいほど発生していないことが分かる。すべり面は、CASE 3では無補強のCASE 1とほとんど同じ位置に同じ形状で発生しており、補強材による補強効果が全く得られていないことがすべり面からも明らかである。これに対して、CASE 4, 5では、すべり面の位置がほとんど同じで、無補強のすべり面よりも奥へと発生している。このことから、CASE 4では補強材による効果が発揮されたが、補強材長が短いためにその効果は小さく供試体が不安定になったものと考えられる。



(1) CASE 3



(2) CASE 4

図-2.13 ひずみ分布 (移動量16mm)

PRINCIPAL STRAIN (E1-E3)

SCALE $\rightarrow$ 50mm E1
E3
20%

ZERO-EXTENTION AND
SHEAR STRAIN

SCALE $\rightarrow$ 50mm $\gamma/2=20\%$

高さcm

85

55

40

10

(a) 主ひずみ分布

(b) せん断ひずみ分布

(3) CASE 5

PRINCIPAL STRAIN (E1-E3)

SCALE $\rightarrow$ 50mm E1
E3
20%

ZERO-EXTENTION AND
SHEAR STRAIN

SCALE $\rightarrow$ 50mm $\gamma/2=20\%$

高さcm

85

55

40

10

(a) 主ひずみ分布

(b) せん断ひずみ分布

(4) CASE 6

図-2.13 ひずみ分布 (移動量15mm)

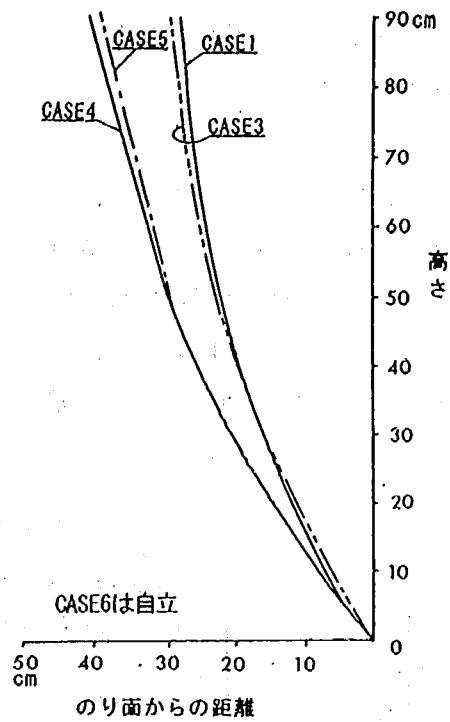


図-2.14 すべり面形状 (CASE 3, 4, 5)

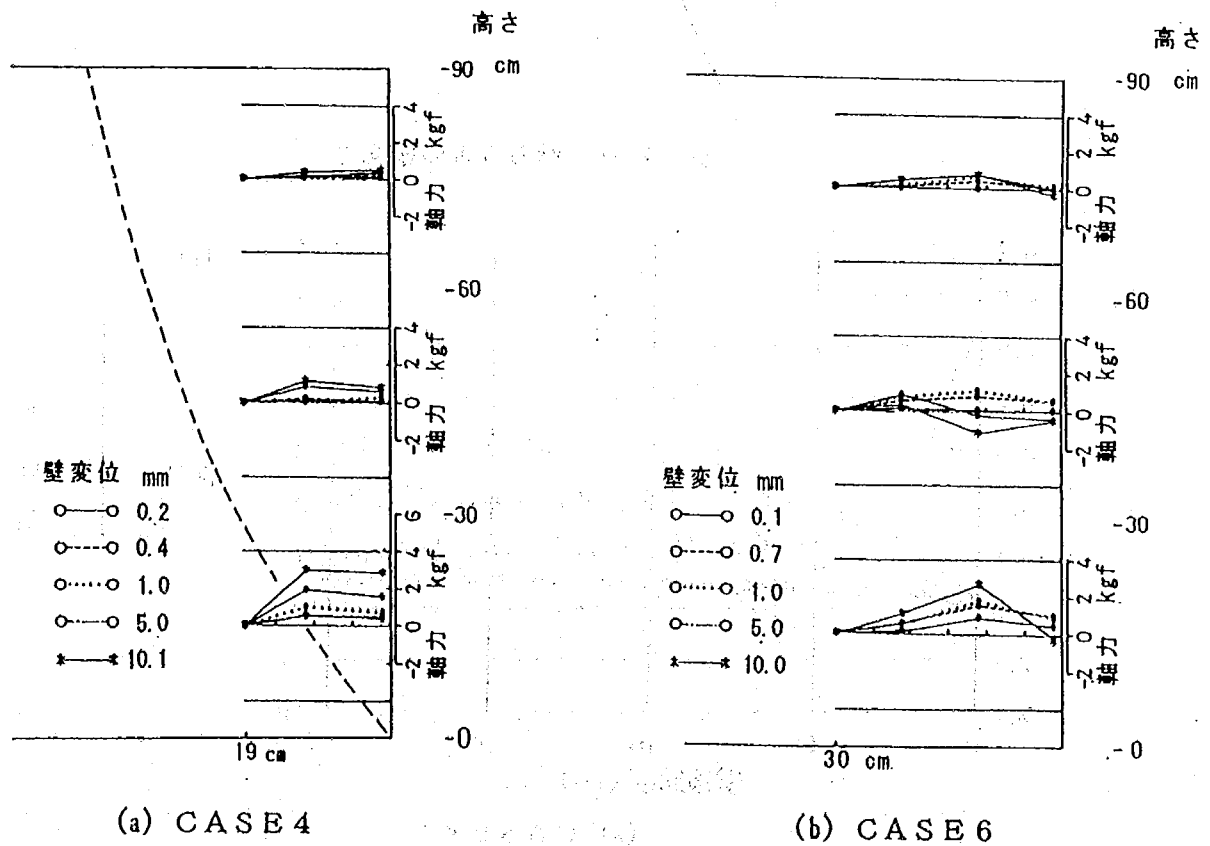


図-2.16 軸力分布

図-2.15に、CASE 4, 6の補強材の軸力分布を示している。両ケースともに、下段の軸力が大きく発生しており、軸力分布は潜在すべり面を横切ると思われる箇所の軸力が大きく発生しているのが分かる。また、補強材頭部でも比較的大きな軸力が発生しており、図-2.16の模式図のように頭部プレートの効果が得られているものと考えられる。また、軸力が測定された各補強材で最も軸力が大きな測定点の壁移動量に伴う変化を図-2.17に示す。なお、同図には土圧の変化も併せて示している。十分な補強効果が見られたCASE 6では、土圧が急激に低減されるに伴い、軸力も急激に増加し、土圧がほぼ一定になると、軸力も一定になる傾向にある。これに対して、十分な補強効果が得られなかったCASE 4では、軸力は徐々に増加する傾向にあり、補強材の軸力による補強効果が十分に発揮されていないことが軸力の増加傾向からも伺える。このように、補強材による補強効果は、補強材の軸力と密接に関係していることがわかる。

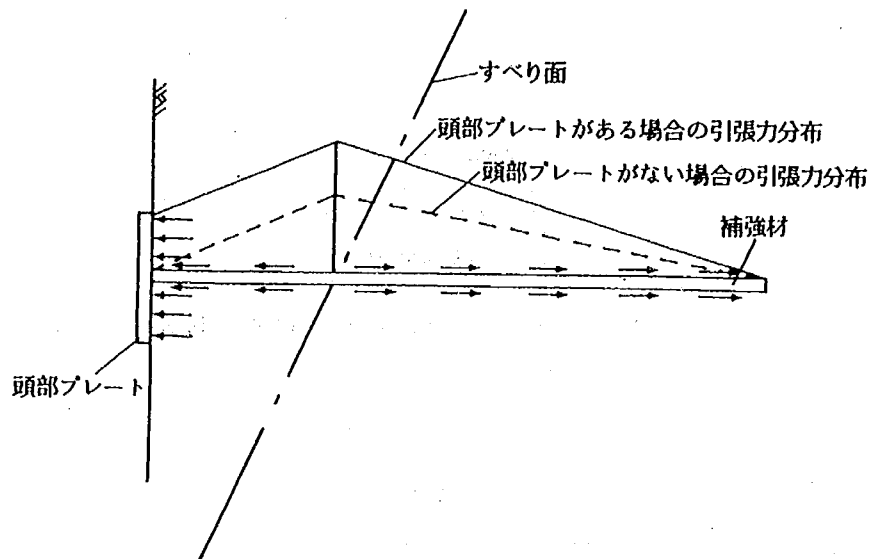
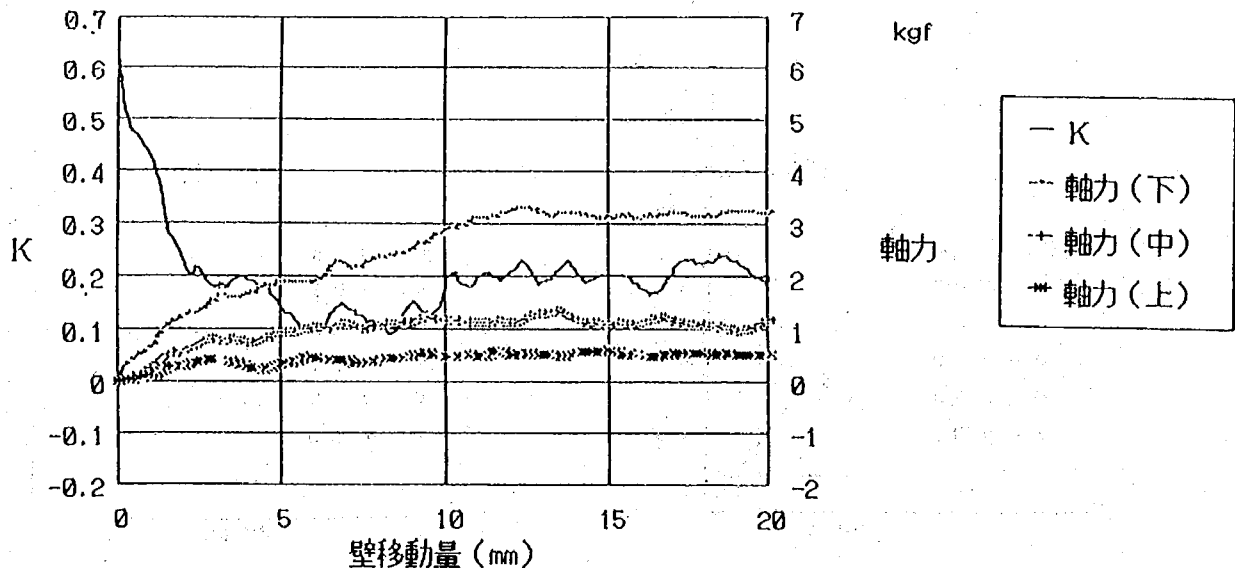
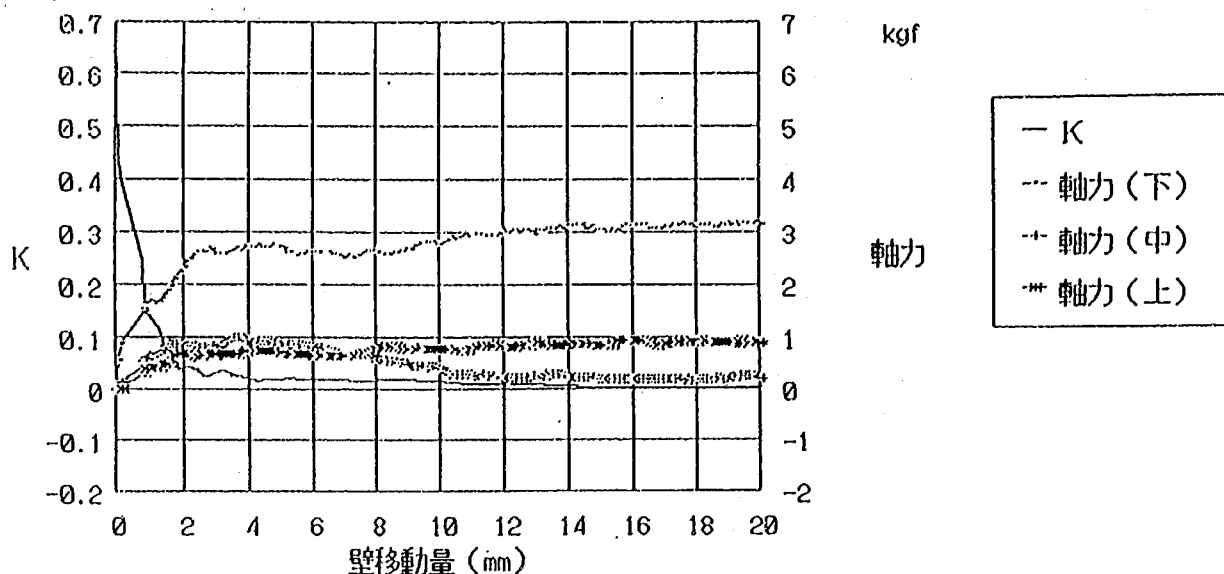


図-2.16 軸力分布の概念図



(a) CASE 4

図-2.17 軸力の変化



(b) CASE 6

図-2.17 軸力の変化

(4) 補強材間隔が125mmのケース (CASE 7, 8, 9 : 棒状)

図-2.18に棒状補強材の間隔が125mmの各ケースの壁移動量と土圧の関係を示す。図より、CASE 7では他のケースに比べて若干大きな土圧を示す傾向にあるが、全体的に補強効果が発揮されていることがわかる。また、補強材長さが長い方が土圧が小さく、補強効果が高いことがわかる。CASE 9では、壁移動量が0mmの段階でも、他のケースより土圧は小さく、供試体作成時に既に若干の補強効果が見られるが、主働土圧になるまでの土圧の減少傾向は他のケースと同様であり、それほど影響は無いように思われる。また、各ケースの主働状態になるまでの傾向が同様であることから、補強効果がある程度発揮されるためには、供試体が主働状態になる程度の変位が必要と思われる。

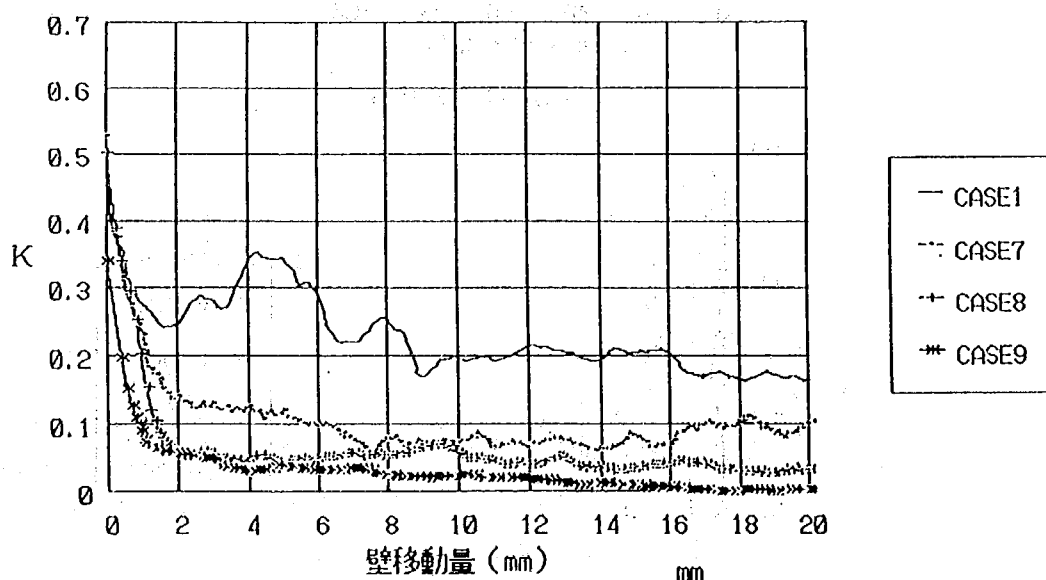
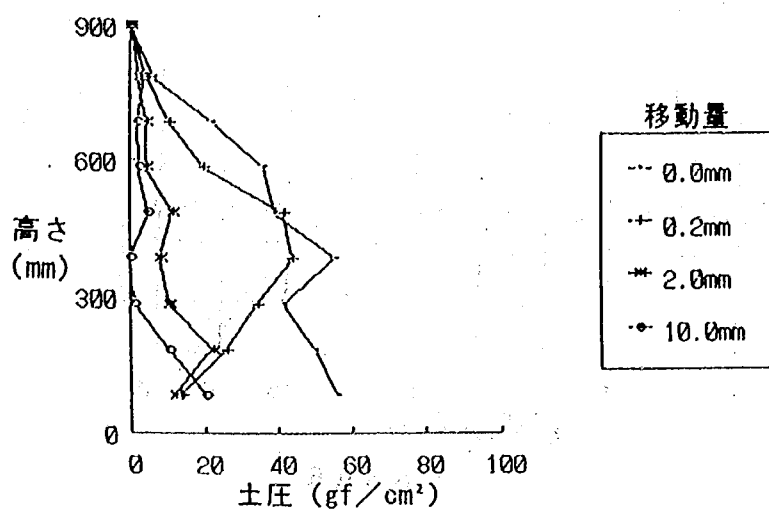
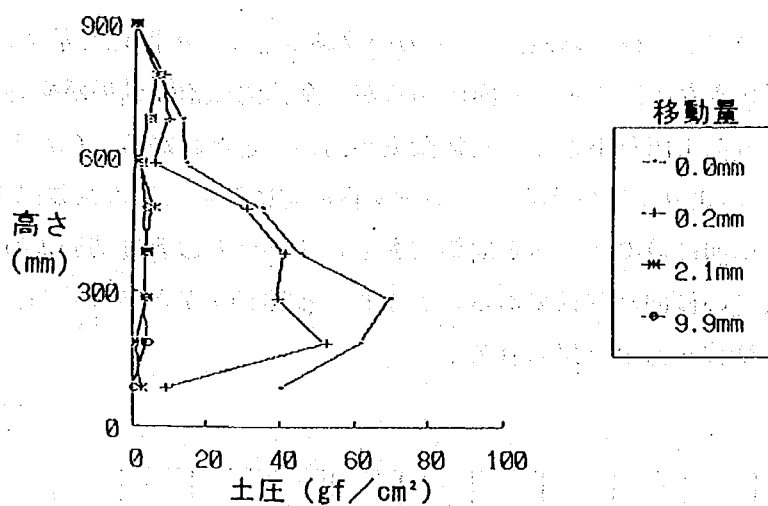


図-2.18 土圧係数Kの変化 (CASE 7, 8, 9)

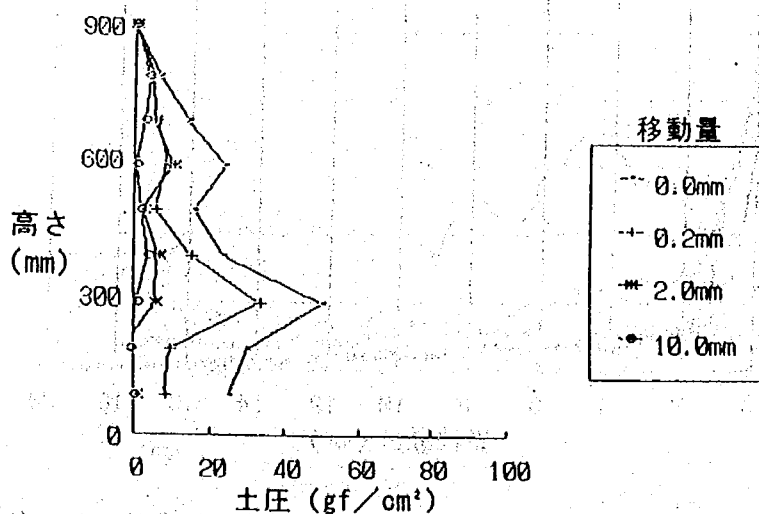
図-2.19に各ケースの土圧分布を示す。土圧分布は、これまでのケースと同様に補強効果が部分的に発揮されており、高さ方向全体に渡って発揮された場合に、全体として安定することがわかる。



(a) CASE 7



(b) CASE 8



(c) CASE 9

図-2.19 土圧分布の変化

図-2.20に各ケースの土中のひずみ分布を、図-2.21に観察されたすべり面を示している。なお、CASE 9では最終的に自立したために、すべり面は見られなかった。各ケースの土中ひずみは小さく抑えられており、補強効果が発揮されていることがわかる。すべり面は、補強材を配置することにより、無補強の場合よりも奥へ発生し、補強材の影響が現れている。なお、CASE 8のすべり面は、現れる下端の位置がCASE 7より若干上へずれているが全体の形状としてはCASE 7に非常に似通っており、同様の補強機構によるものと考えられる。

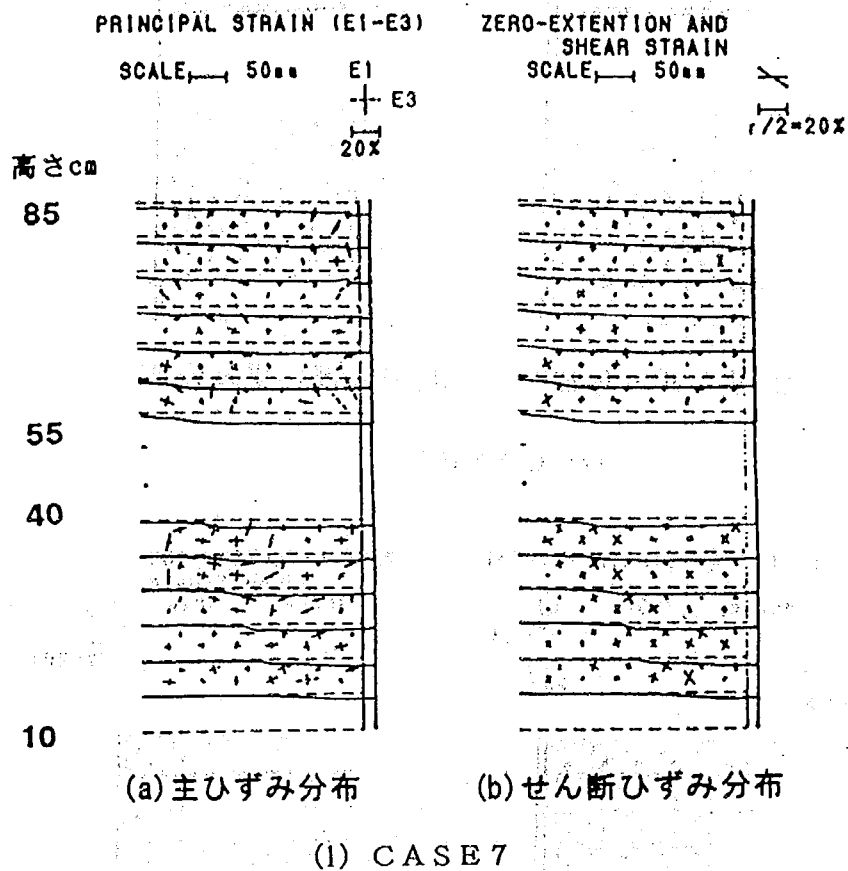
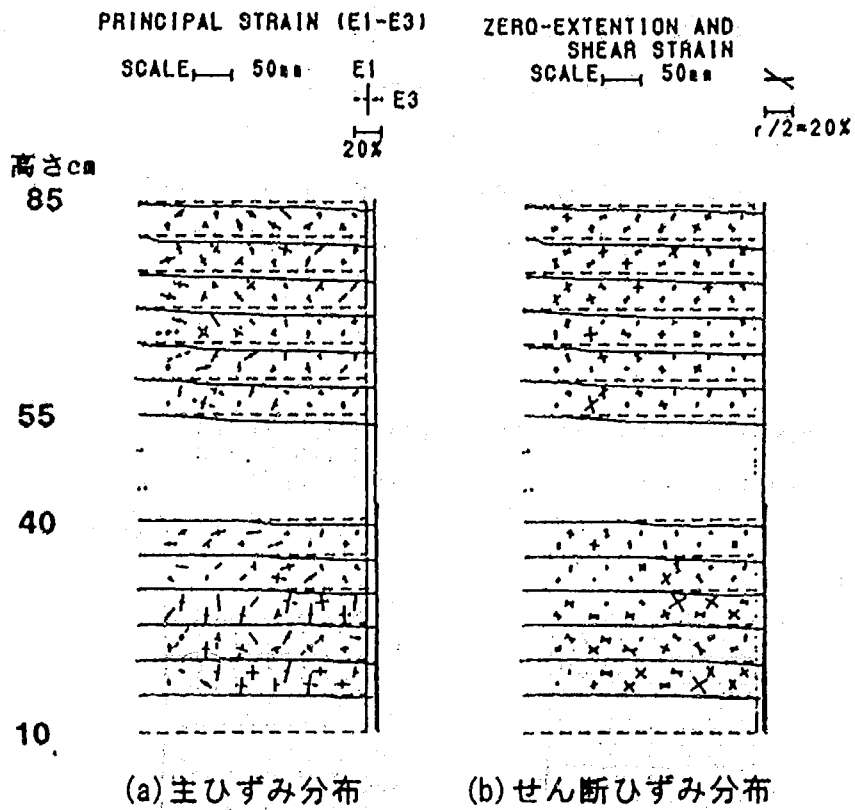
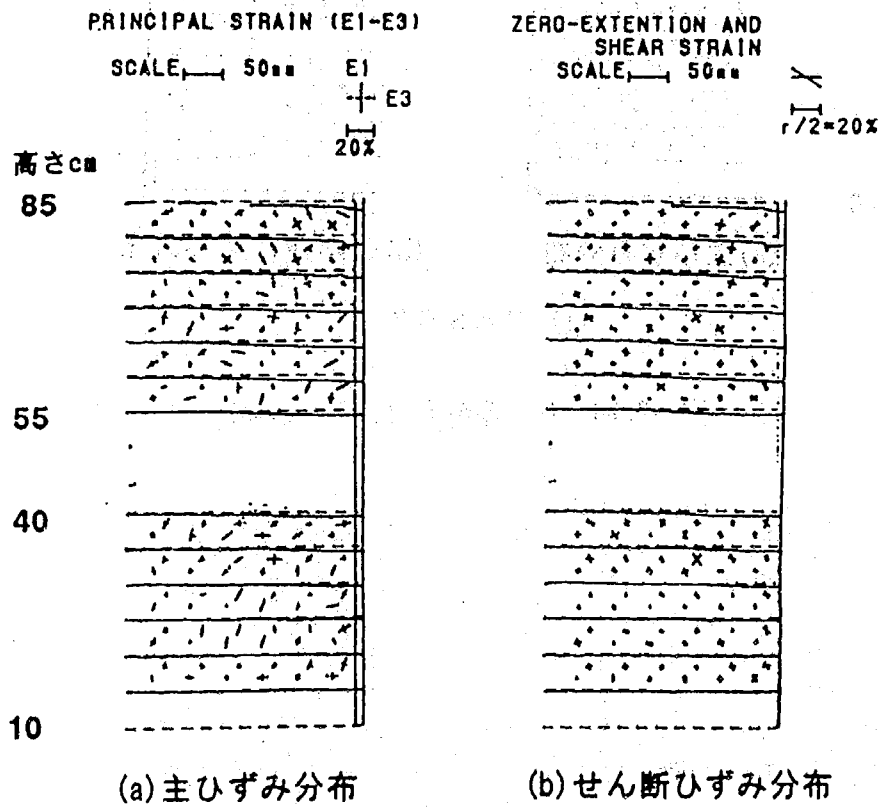


図-2.20 ひずみ分布 (移動量15mm)



(2) CASE 8



(3) CASE 9

図-2.20 ひずみ分布 (移動量15mm)

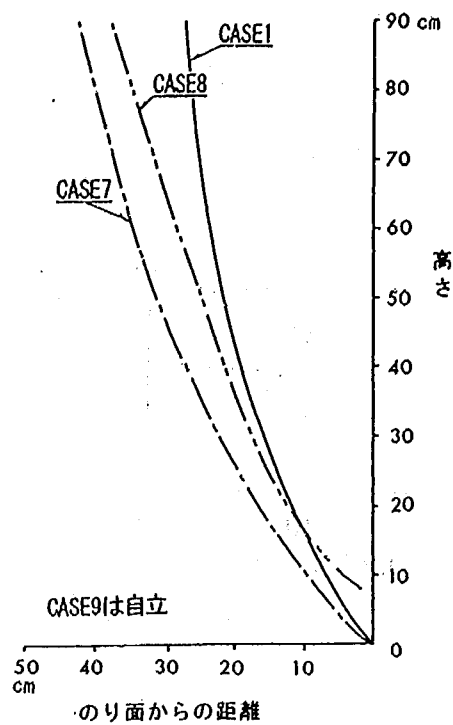
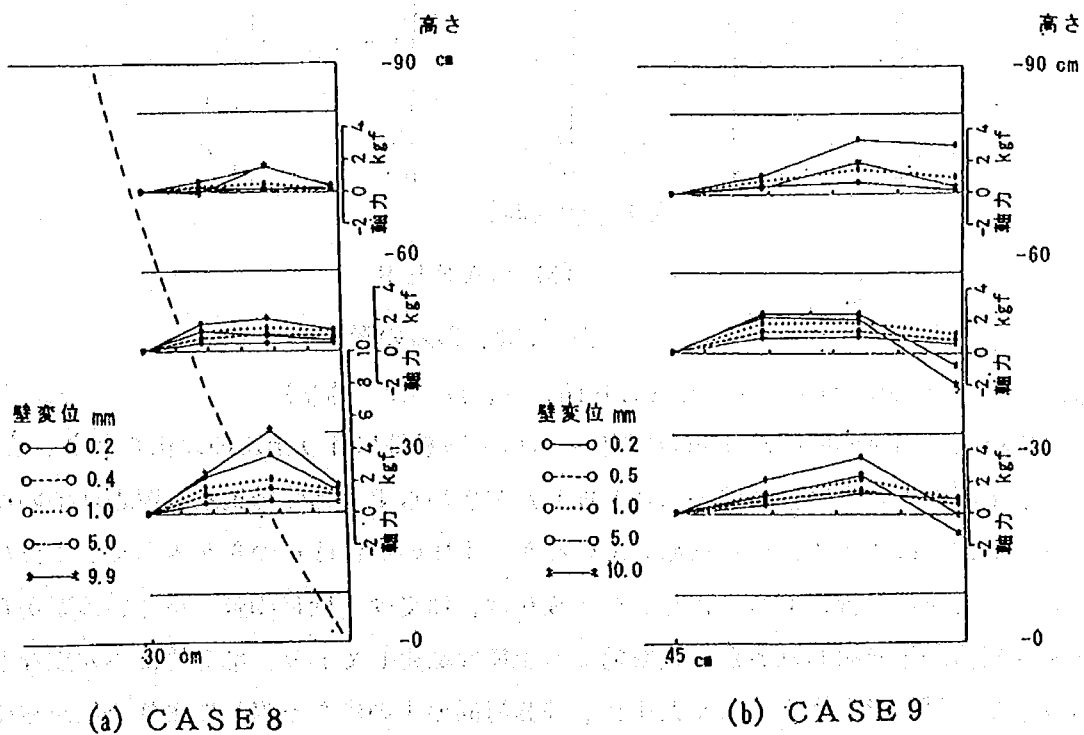


図-2.21 すべり面形状 (CASE 7, 8)

図-2.22にCASE 8, 9の補強材の軸力分布を、図-2.23に各補強材の軸力が最大の計測点での壁移動量と軸力の関係を示す。軸力の発生傾向は、他のケースと同様に潜在すべり面付近の値が大きく、軸力の増加とともに土圧が低減し、補強効果が発揮されることが分かる。



(a) CASE 8

(b) CASE 9

図-2.22 軸力分布

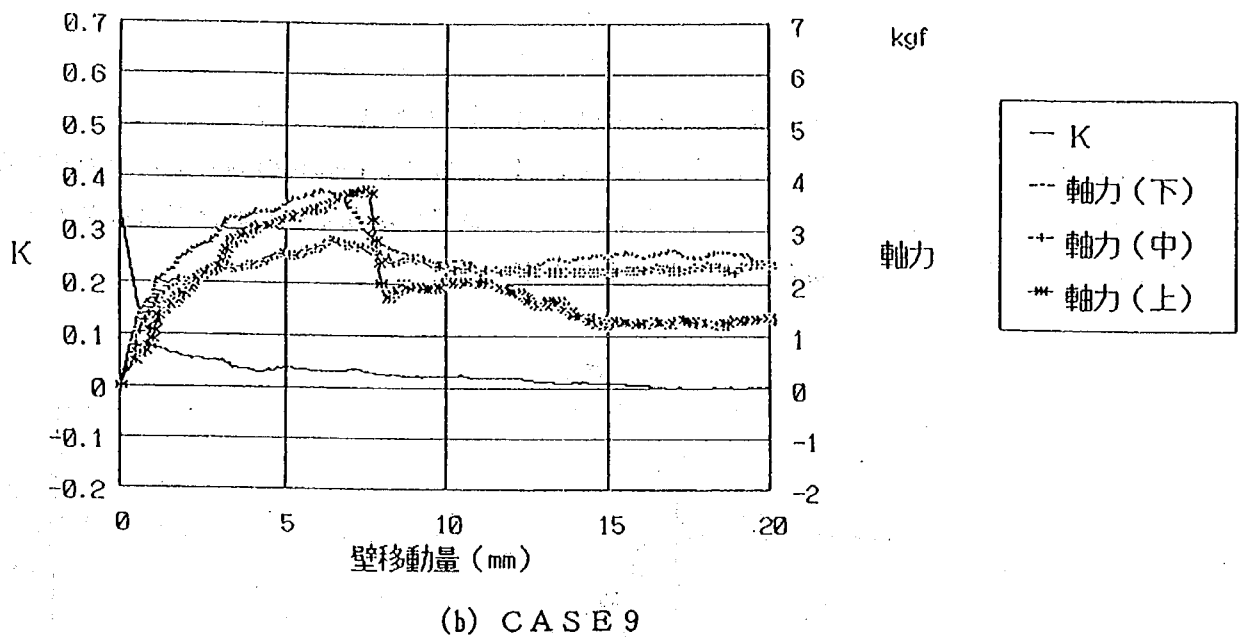
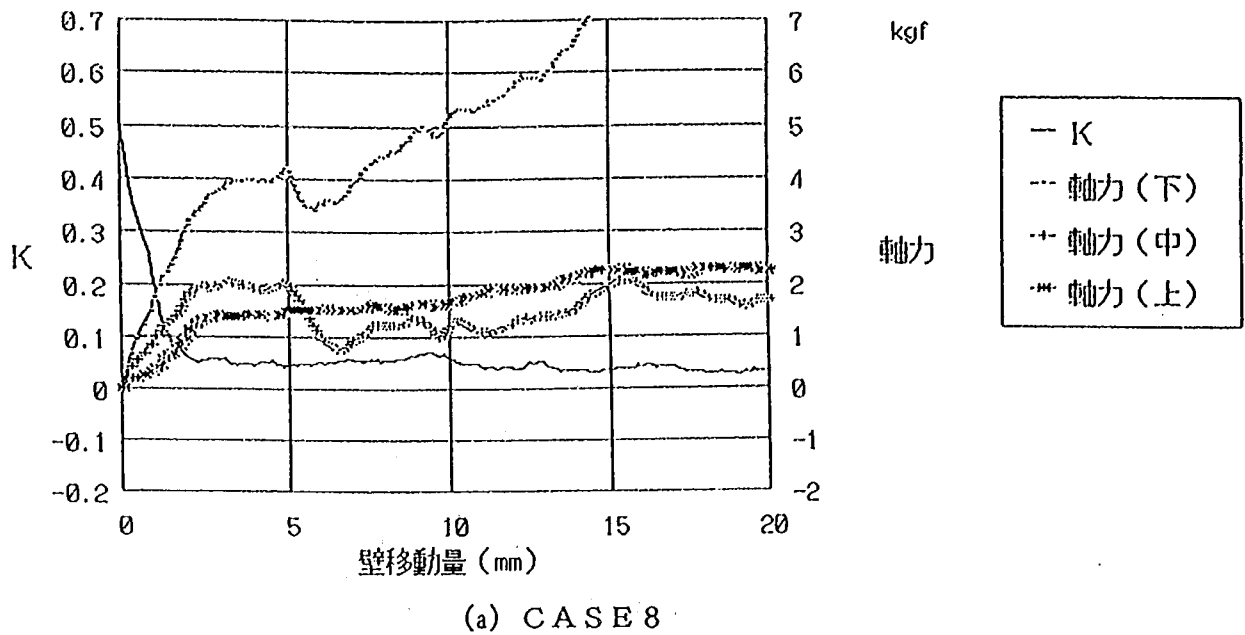


図-2.23 軸力の変化

(5) 補強材間隔が150mmのケース (CASE10, 11, 12, 13: 棒状)

図-2.24に棒状補強材の間隔が150mmの各ケースの壁移動量に伴う土圧の変化を示す。補強材長が短いCASE10では、土圧の大きさは無補強の場合とほとんど変わらず、補強効果が発揮されていない。CASE11の場合には、無補強に比べて土圧は低減しているが、土圧の値はばらつきが大きく、十分な補強効果が得られているとは言えない状況にある。また、CASE12, 13では、壁移動量が小さい段階から土圧が大きく低減し、十分な補強効果が得られるが、最終的にも土圧は発生しており、部分的に不安定なところが残っている。これは、補強材間隔を大きくしたために、補強材間の土のはらみ出しにより土圧が発生したと考えられ、これは壁面工をより剛なものとするにより解決できると考えられる。

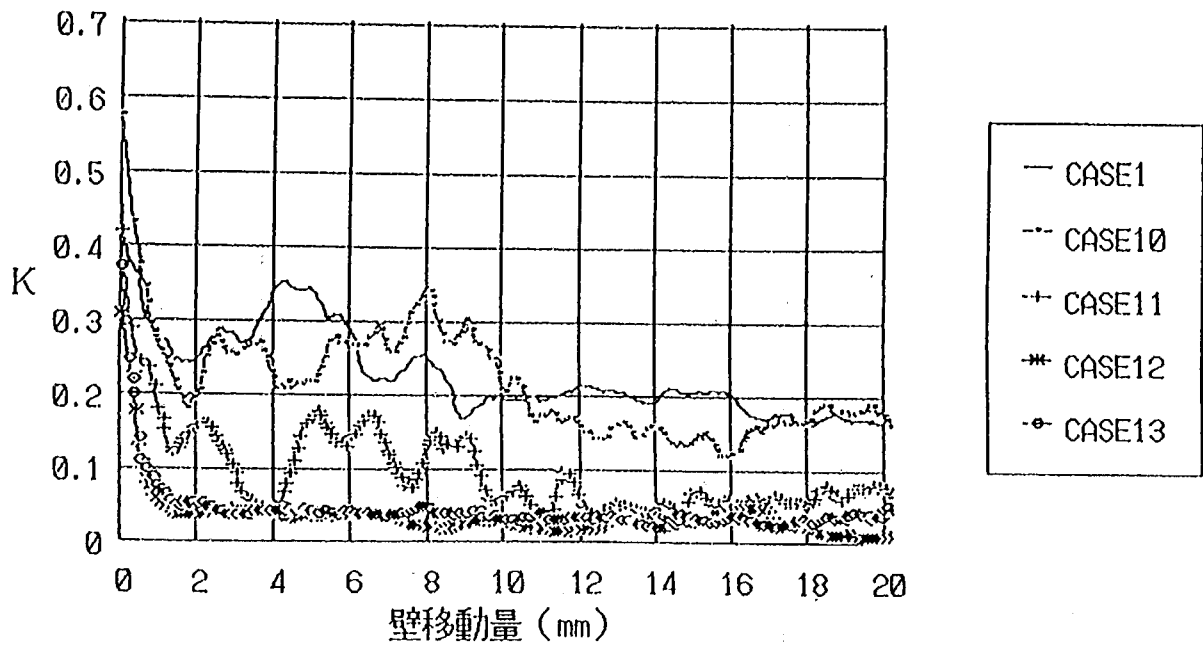
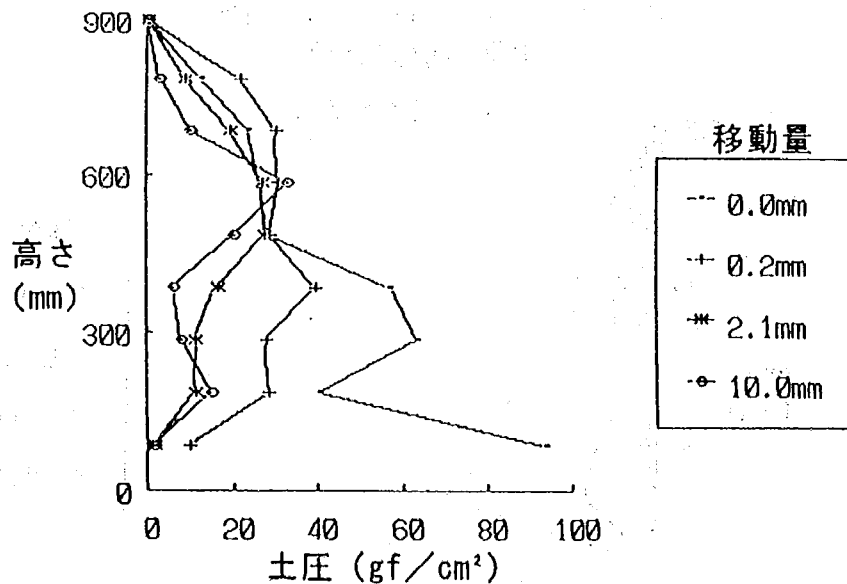


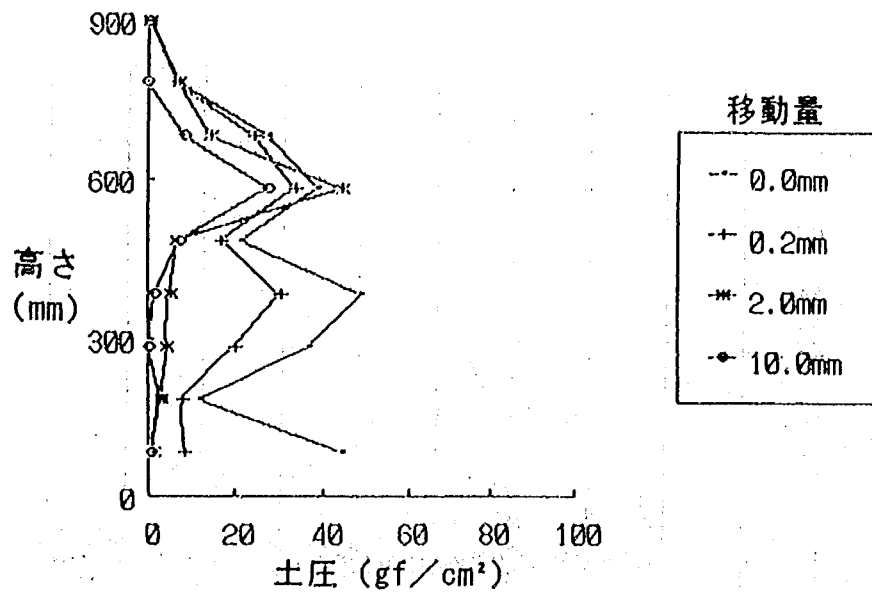
図-2.24 土圧係数Kの変化 (CASE10, 11, 12, 13)

図-2.25に各ケースの土圧分布を示す。この結果をみると、模型斜面の中間から上部にかけて土圧が残っており、下層の補強材による補強効果は見られるが、上層の補強材の補強効果が十分に得られていないことがわかる。これは、補強材間隔を大きく配置したために、補強材一本当りの負担力が大きくなったが、上層の補強材は、土被り圧が小さいため十分な引抜き抵抗力が得られず、補強効果が発揮されていないと考えられる。

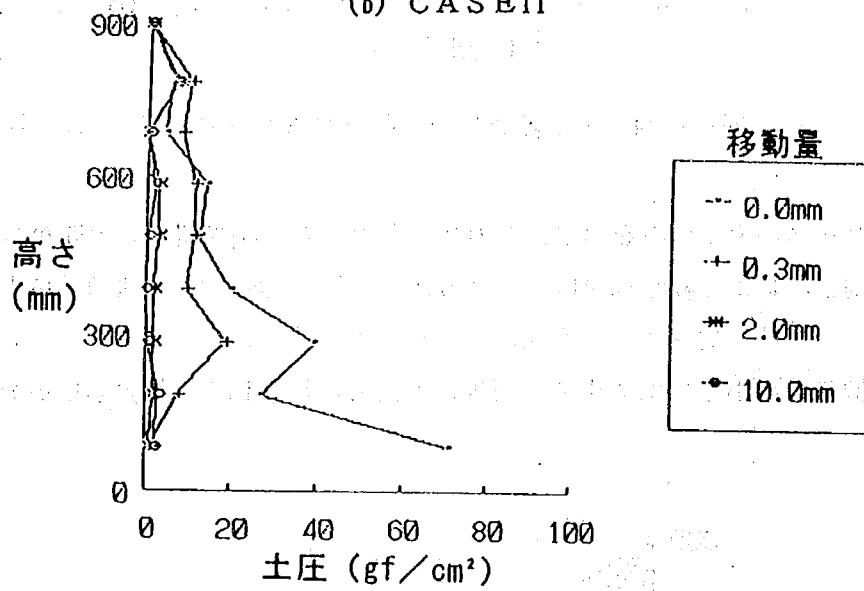


(a) CASE10

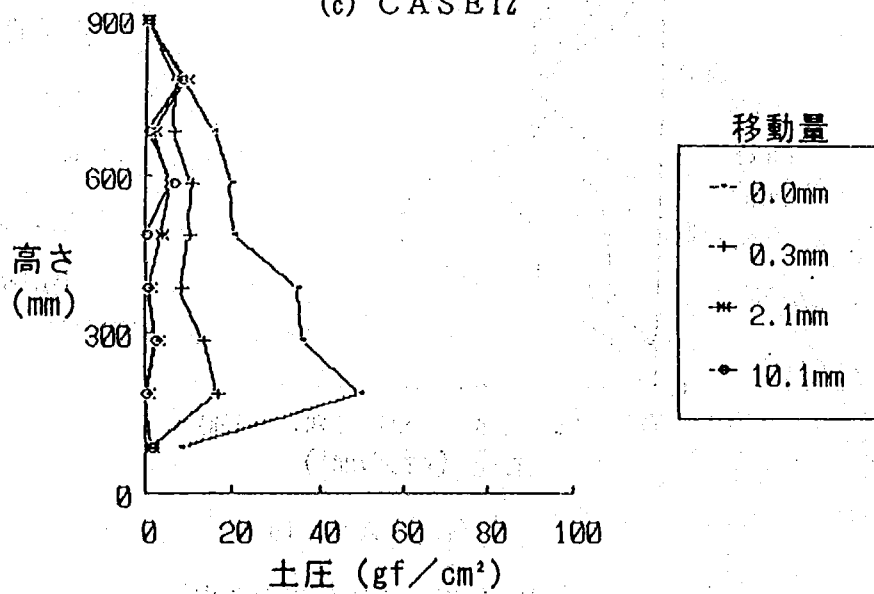
図-2.25 土圧分布の変化



(b) CASE11



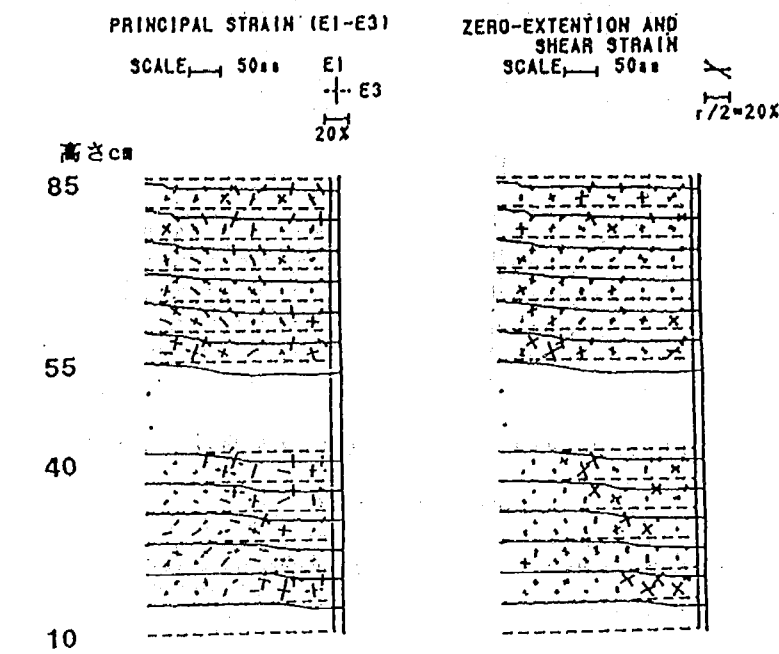
(c) CASE12



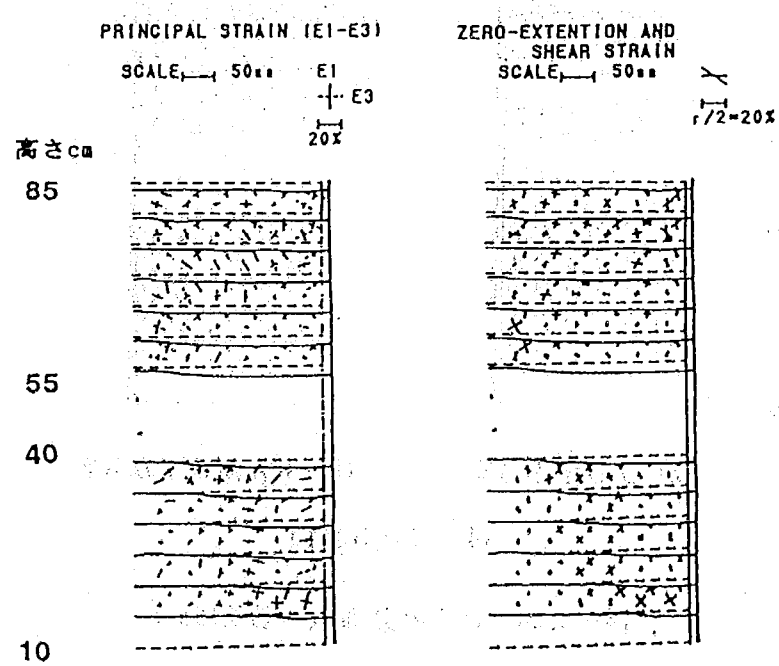
(d) CASE13

図-2.25 土圧分布の変化

図-2.26に各ケースの土中のひずみ分布を、図-2.27に観察されたすべり面を示す。土中ひずみは、補強材長の長いCASE12, 13でも、補強領域内に見られ、補強材間隔が大きいために周辺の地盤のひずみを十分に拘束できていないと考えられる。すべり面形状は、無補強の場合よりも奥へ発生しており、補強材による影響が見られる。

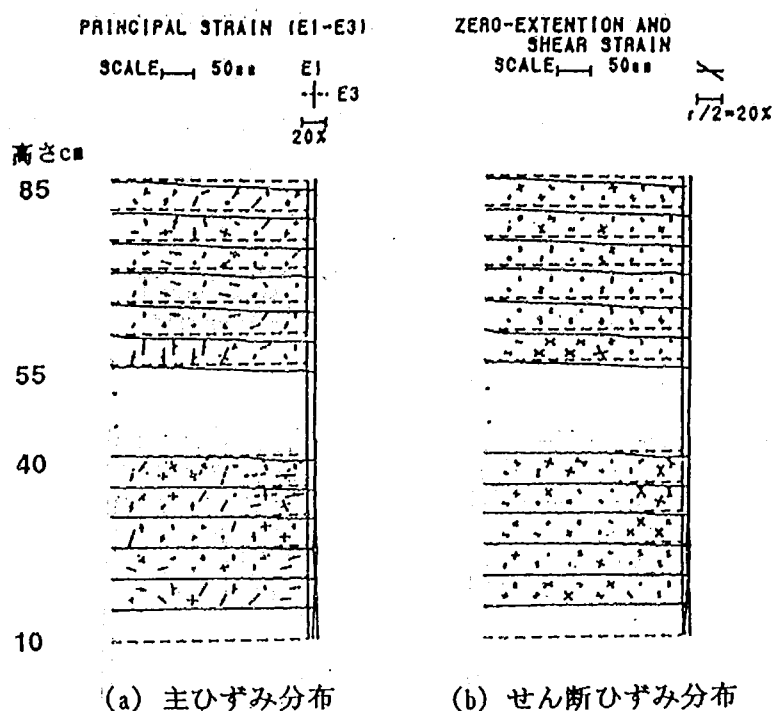


(a) 主ひずみ分布 (b) せん断ひずみ分布
(1) CASE 10

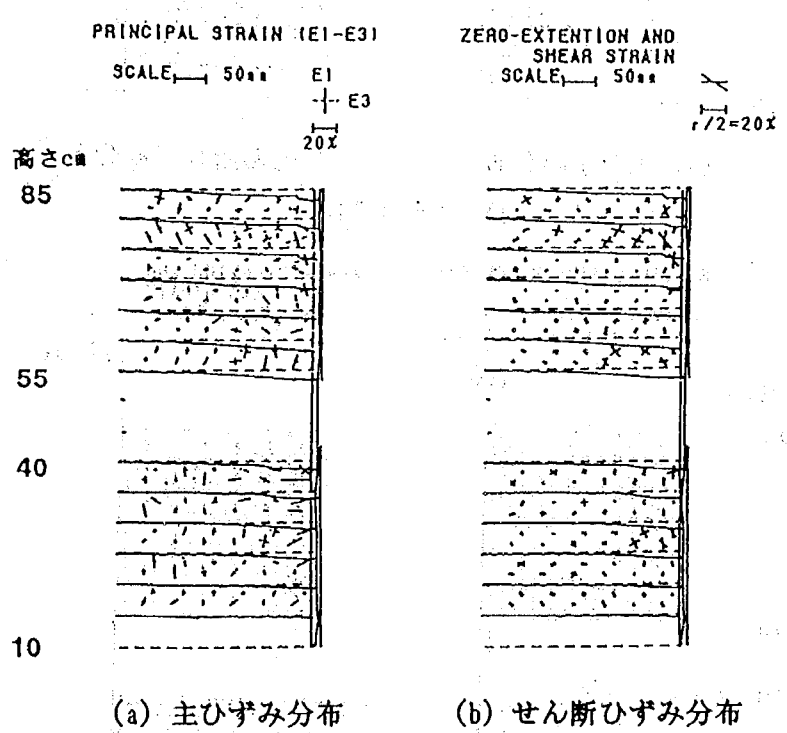


(a) 主ひずみ分布 (b) せん断ひずみ分布
(2) CASE 11

図-2.26 ひずみ分布 (移動量15mm)



(3) CASE 12



(4) CASE 13

図-2.26 ひずみ分布 (移動量15mm)

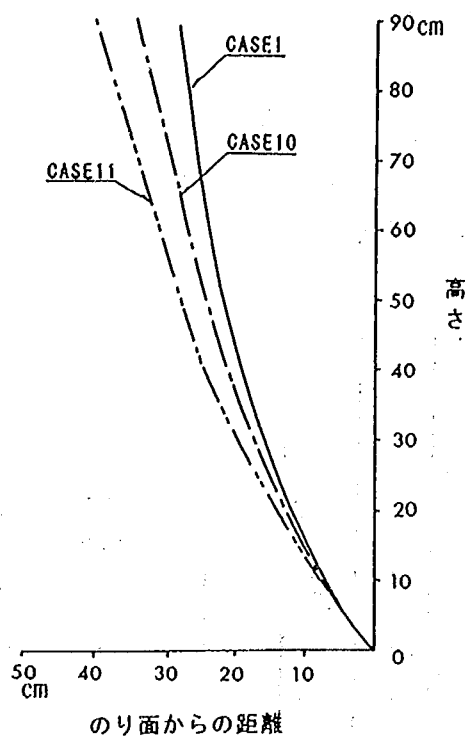


図-2.27 すべり面形状 (CASE 10, 11)

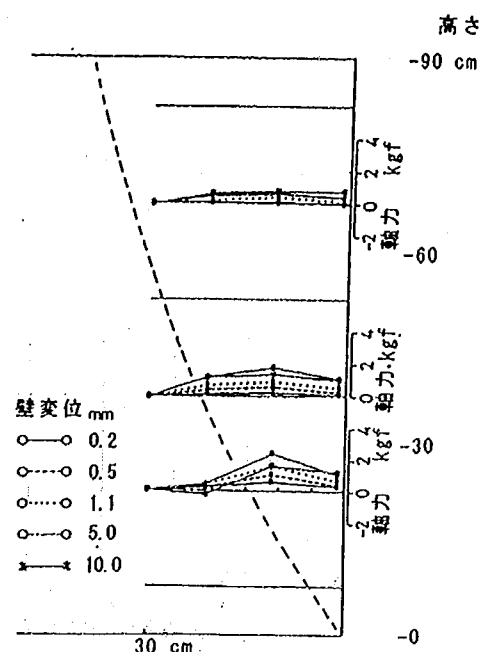


図-2.28 軸力分布 (CASE 11)

図-2.28に、CASE 11の軸力分布を、図-2.29に壁移動量に伴う軸力変化を示している。図-2.29より、軸力は壁移動に伴う変動しており、補強材による補強が不十分で内部が不安定な状態であることがわかる。

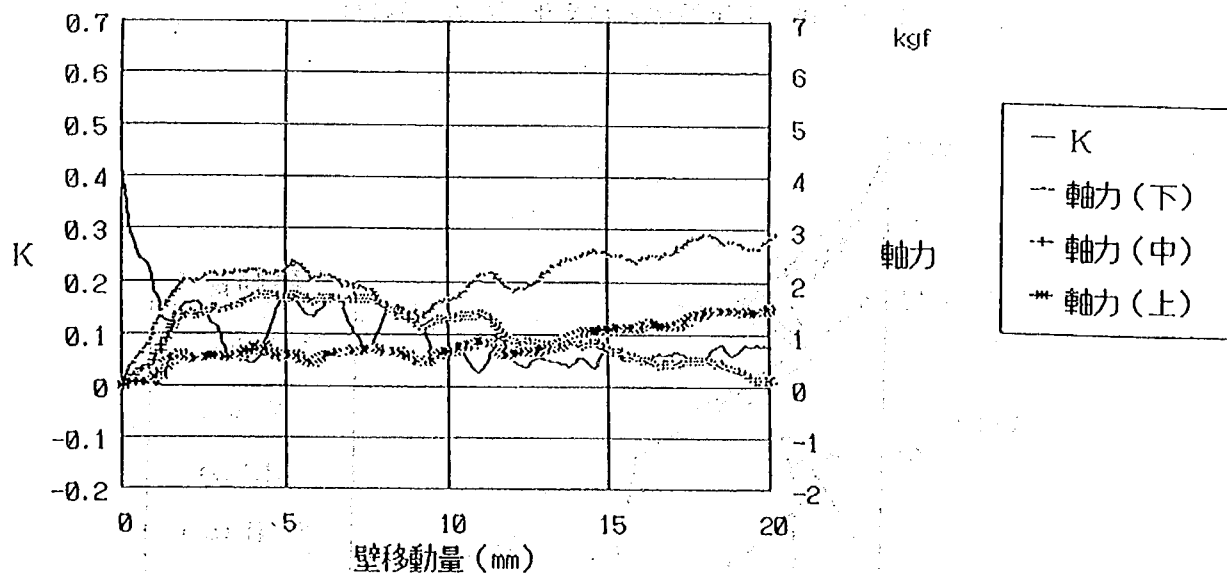


図-2.29 軸力の変化 (CASE 11)

(6) 補強材間隔が75mmのケース (CASE14: 帯状)

図-2.30に長さ150mmの帯状補強材を75mm間隔で配置したCASE14の場合の壁移動量に伴う土圧の変化を示す。土圧は、無補強の場合とほとんど変わらず、補強効果が得られていない結果となっている。図-2.31に土圧分布を示すが、土圧は上層や下層では土圧が減少しており補強材による補強効果が見られるが、中央部は土圧がほとんど減少しておらず、補強効果がほとんど見られていない。

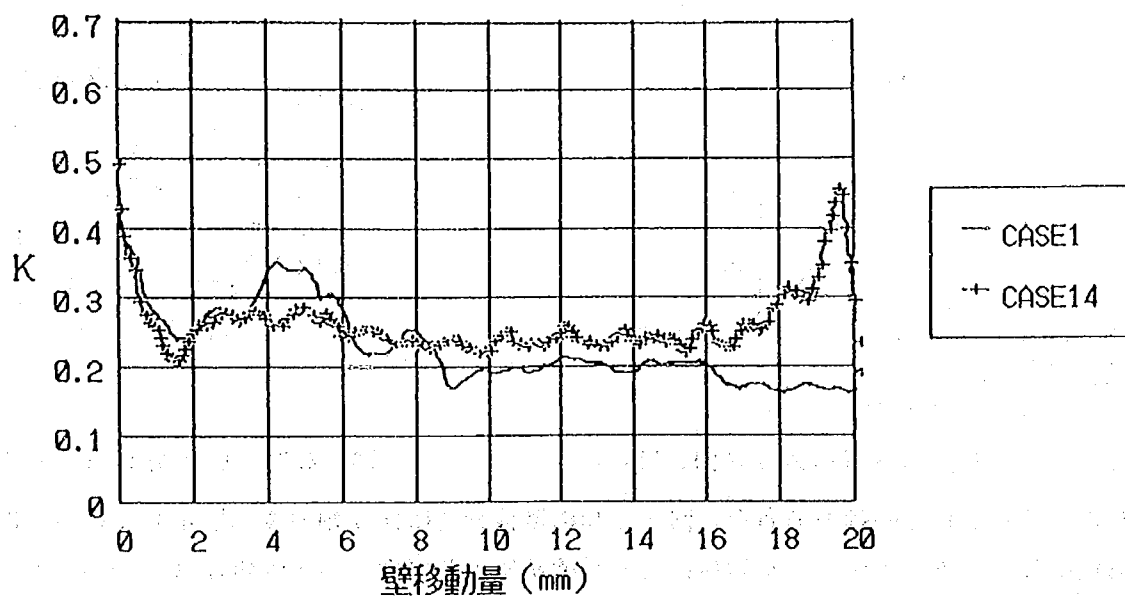


図-2.30 土圧係数Kの変化 (CASE14)

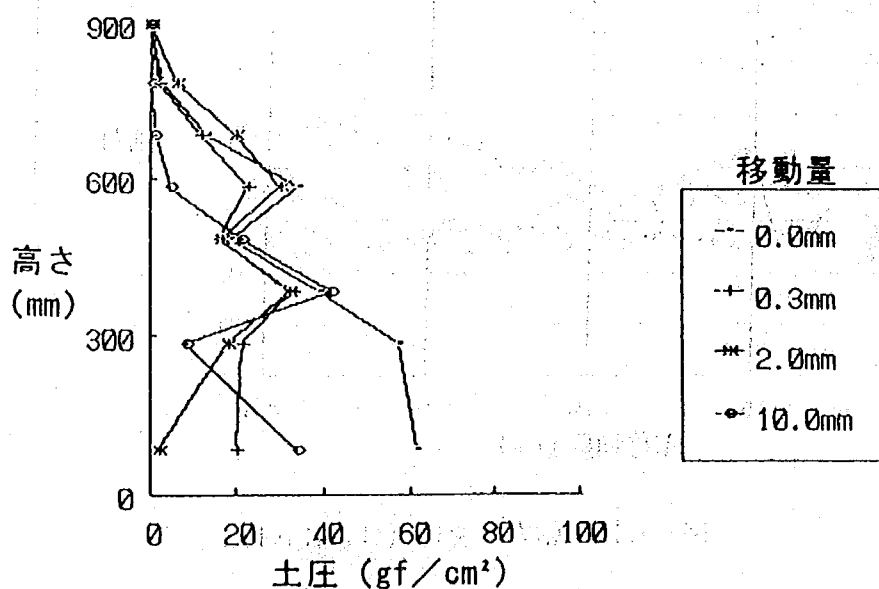


図-2.31 土圧分布の変化 (CASE14)

図-2.32に土中ひずみ分布を、図-2.33に観察されたすべり面を示す。なお、図-2.33には同じ配置間隔・長さの棒状補強材のCASE 2のすべり面も併せて示す。このCASE 14では、十分な補強効果が得られなかったために補強領域を通る明確なすべり面がみられ、そのすべり面の形状は補強材の影響により、無補強より若干奥へ発生している。また、すべり面は補強領域を横切るように発生しており、CASE 2に比べて補強領域の補強効果が若干小さいように思われる。

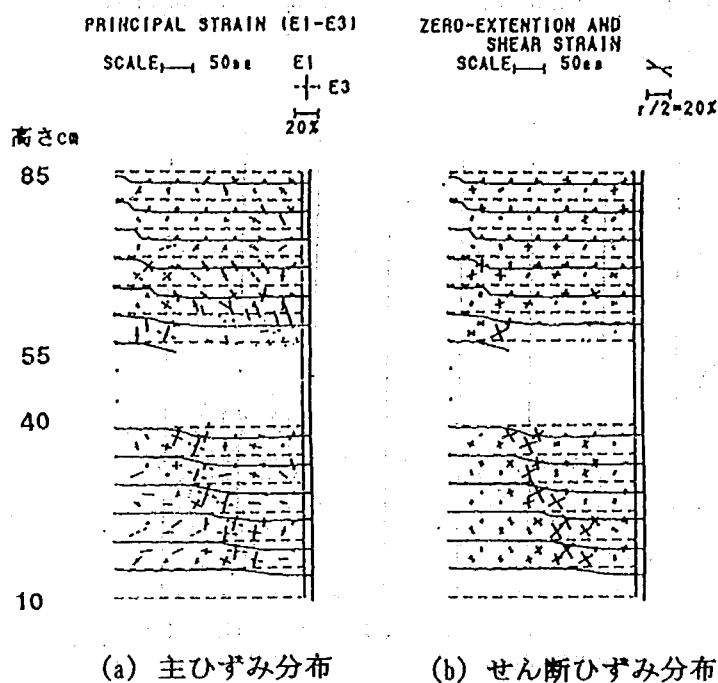


図-2.32 ひずみ分布 (CASE 14: 移動量15mm)

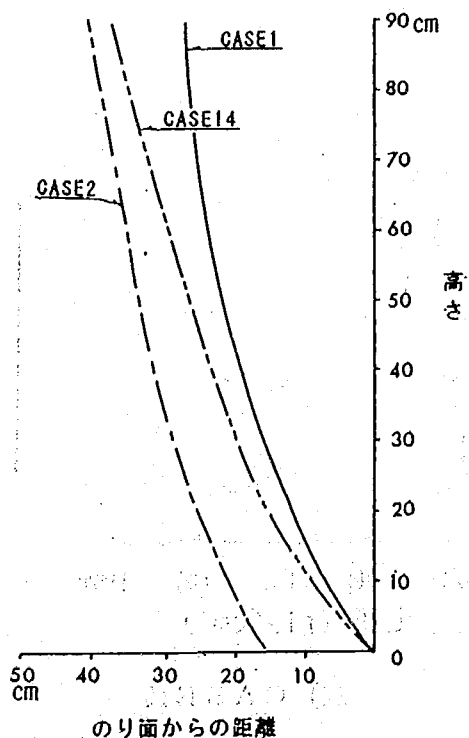


図-2.33 すべり面形状 (CASE 2, 14)

(7) 補強材間隔が100mmのケース (CASE15, 16: 帯状)

図-2.34に、帯状補強材の間隔が100mmの各ケースの壁移動量に伴う土圧の変化を示している。また、図-2.35に、各ケースの土圧分布を示している。CASE15では、壁移動量が小さい段階に土圧が低減し、補強効果が発揮されているが、壁移動量が大きくなるにしたがって土圧も大きくなり、無補強と同程度となっている。これは、上層の補強材による補強効果が小さくなり、土圧が大きくなったものと考えられる。CASE16では、壁移動量が小さい段階から土圧が大きく低減し、最終的には自立する結果となっており、補強効果が十分に発揮されているのがわかる。

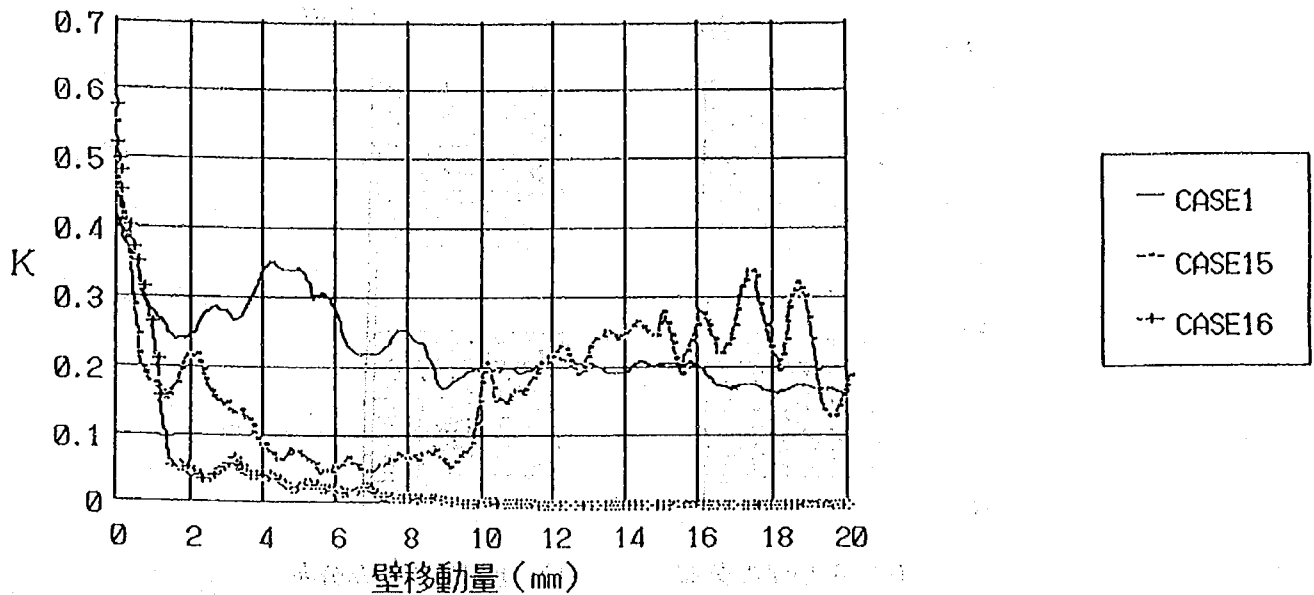
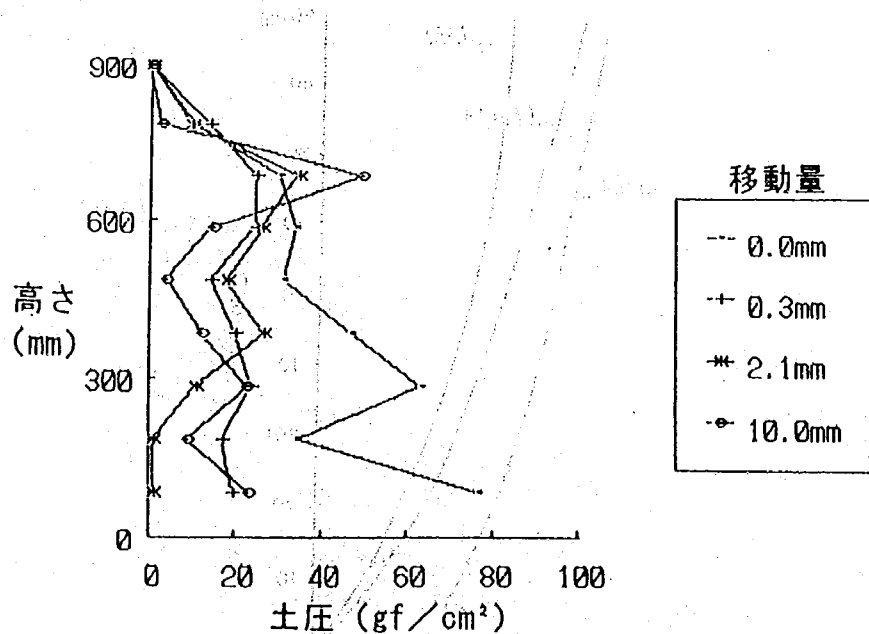
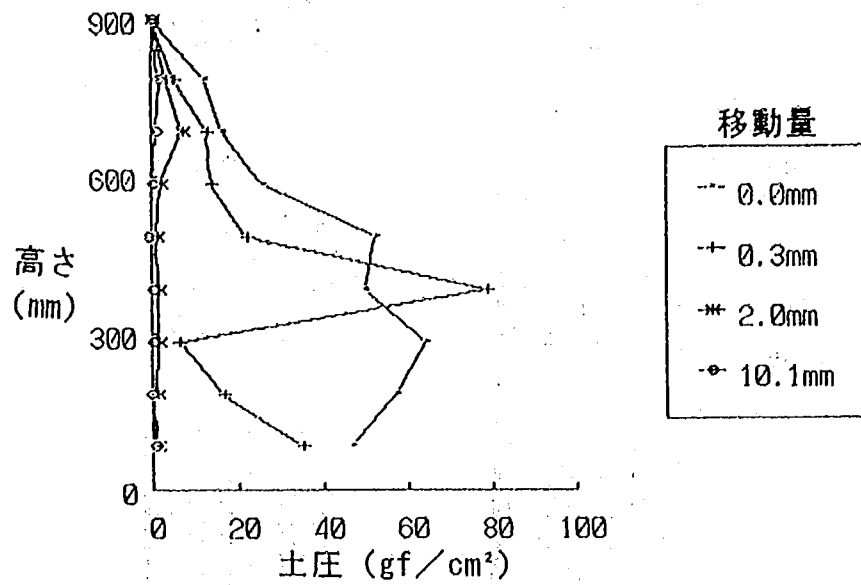


図-2.34 土圧係数Kの変化 (CASE15, 16)



(a) CASE16

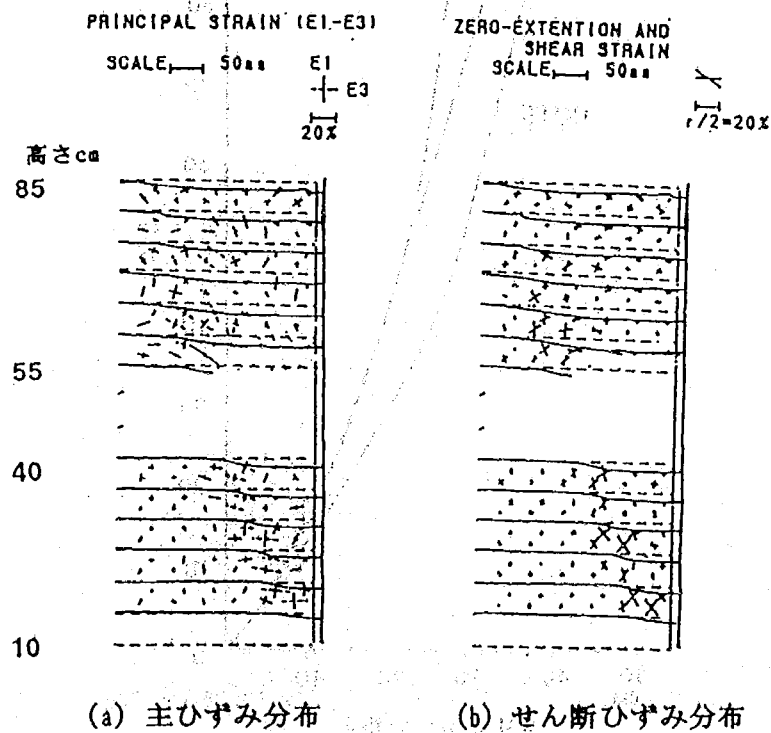
図-2.35 土圧分布の変化



(b) CASE 16

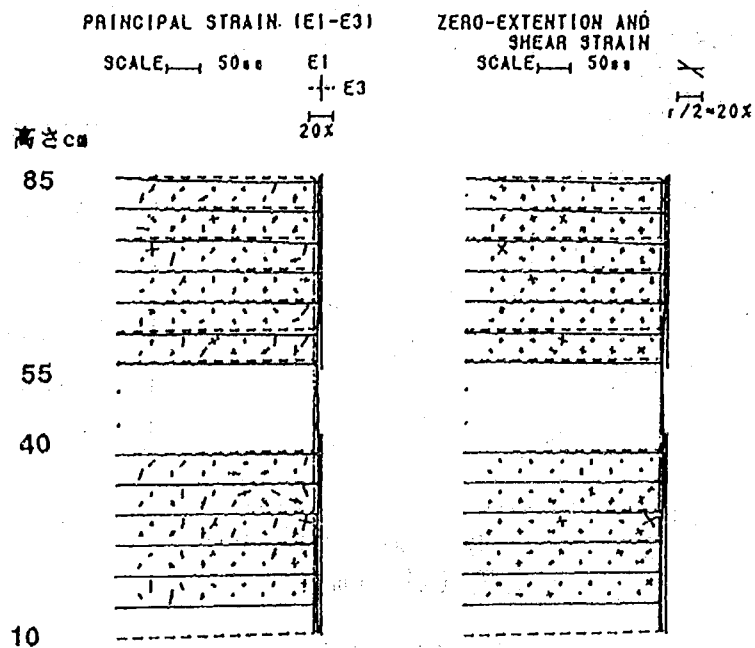
図-2.35 土圧分布の変化

図-2.36に、土中ひずみ分布を、図-2.37に観察されたすべり面を示す。また、図-2.37には、CASE 15と同じ配置間隔・長さの棒状補強材のCASE 5のすべり面も併せて示す。CASE 15では、最終的には明確なすべり面が観察され、その形状は供試体下部では無補強の場合の形状に近く、全体的には直線に近い形状であった。



(1) CASE 15

図-2.36 ひずみ分布 (移動量15mm)



(a) 主ひずみ分布 (b) せん断ひずみ分布

(2) CASE 16

図-2.36 ひずみ分布 (移動量15mm)

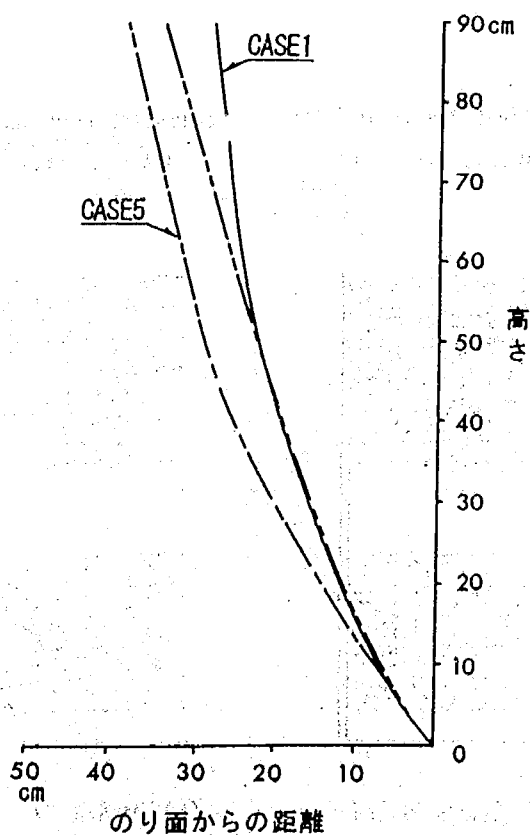


図-2.37 すべり面形状 (CASE 5, 15)

図-2.38にCASE16の軸力分布を、図-2.39に壁移動に伴う軸力の変化を示している。下段の補強材の軸力は、壁移動量とともに急激に増加し、土圧が主働状態になるあたりで最大値を示している。このことから、初期の補強効果は下段の補強材で主に発揮されていると考えられる。また、壁移動量が増加するにつれて、中・上段の補強材の軸力も徐々に増加し、最終的には全段の補強材で補強効果が発揮され、全体で安定を保ったものと考えられる。

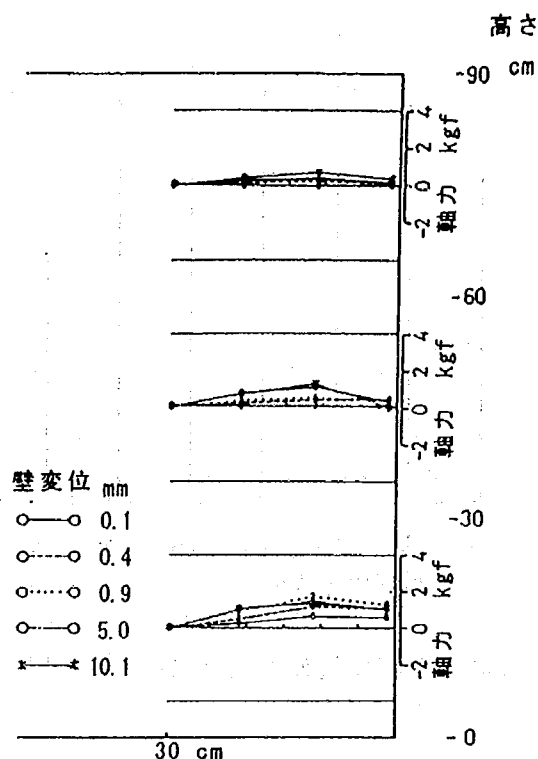


図-2.38 軸力分布 (CASE16)

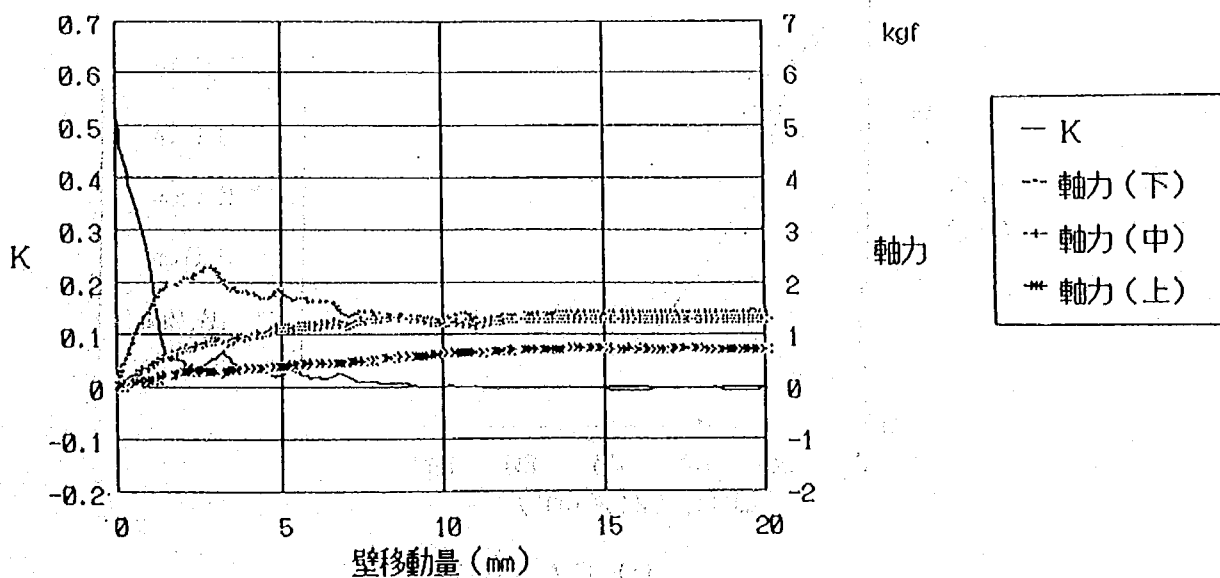


図-2.39 軸力の変化 (CASE16)

(8) 補強材間隔が125mmのケース (CASE17, 18: 帯状)

図-2.40に帯状補強材の間隔が125mmの各ケースの壁移動量に伴う土圧の変化を、図-2.41に各ケースの土圧分布を示す。各ケースでは、補強材を比較的長めに配置したために、初期の段階から土圧が大きく低減し、補強効果が発揮されている。土圧分布も、全体的に土圧が低減し、均一に補強効果が発揮されている。

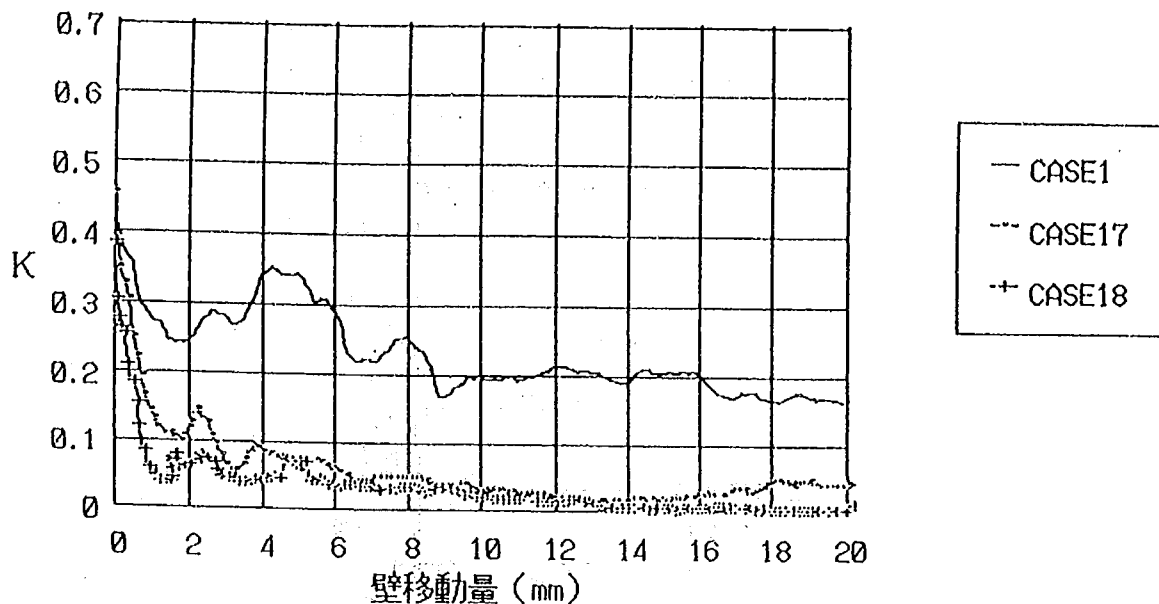
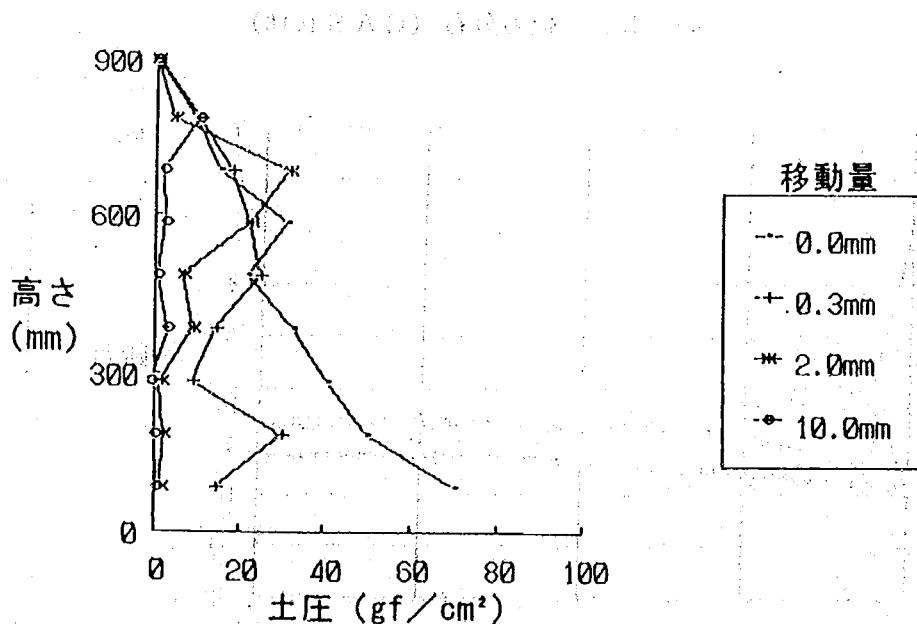
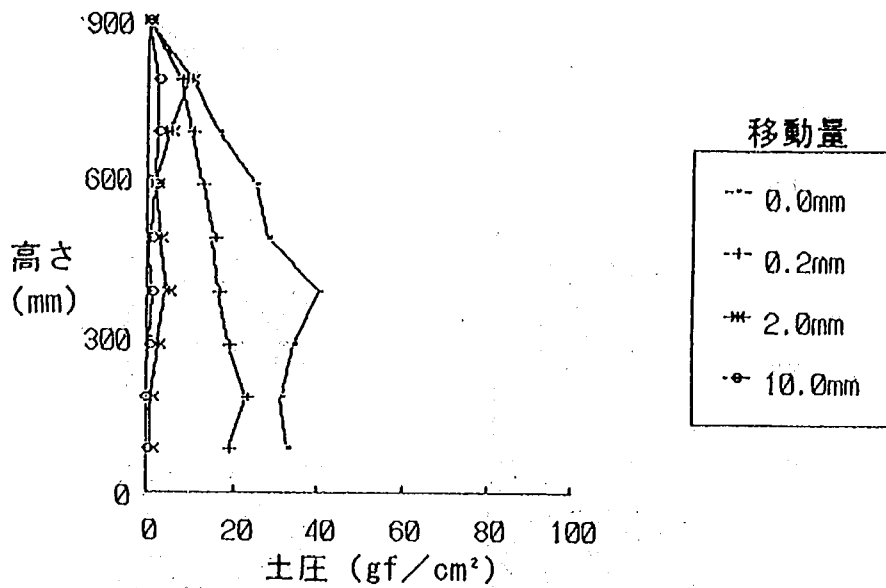


図-2.40 土圧係数Kの変化 (CASE17, 18)



(a) CASE17

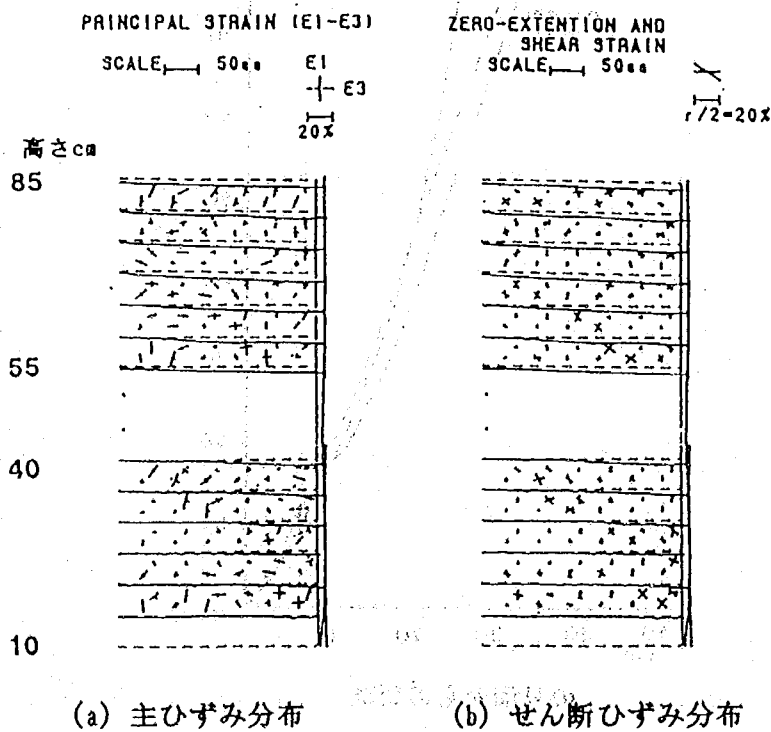
図-2.41 土圧分布の変化



(b) CASE 18

図-2.41 土圧分布の変化

図-2.42には土中ひずみ分布を、図-2.43には観察されたすべり面を示す。また、図-2.43にはCASE 17と同じ配置間隔・長さの棒状補強材を用いたCASE 8のすべり面も併せて示す。CASE 18では、最終的には自立したが、比較的大きな土中ひずみが発生している。このように帯状補強材を間隔を大きく配置した場合に周辺地盤の変位を十分に拘束することは出来ないが、全体系として補強斜面全体を補強するものと考えられる。CASE 17では、すべり面に沿ってひずみが大きく発生しており、すべり面形状はCASE 15と似通った形状をしている。

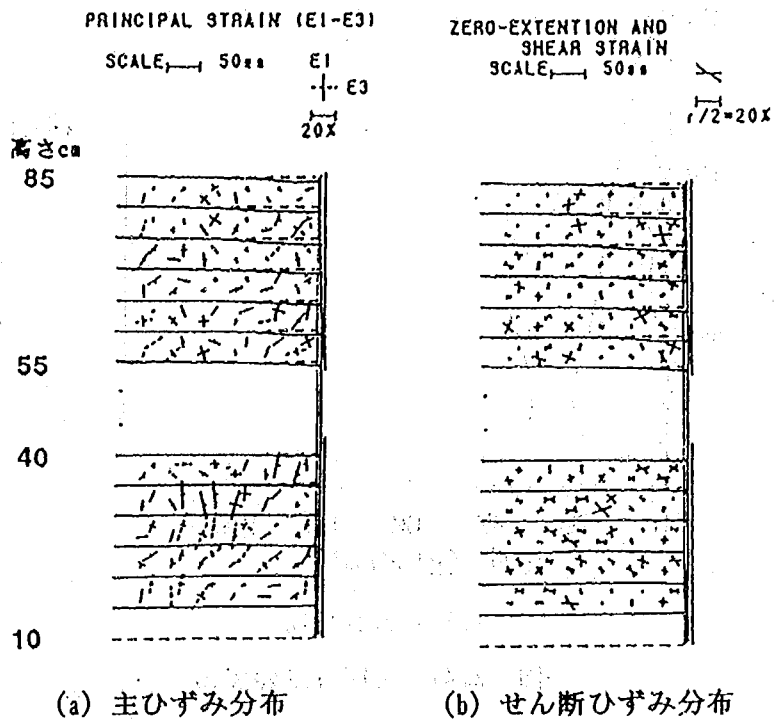


(a) 主ひずみ分布

(b) せん断ひずみ分布

(I) CASE 17

図-2.42 ひずみ分布 (移動量15mm)



(2) CASE 18

図-2.42 ひずみ分布 (移動量15mm)

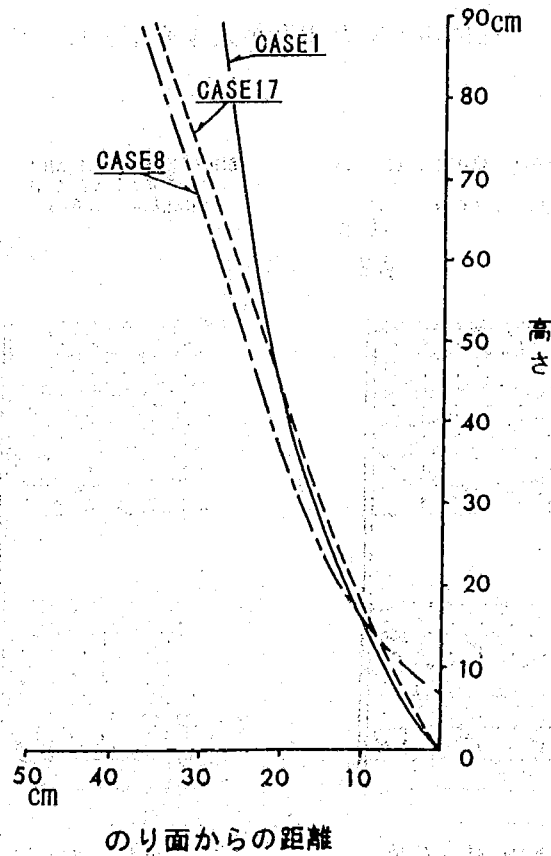


図-2.43 すべり面形状 (CASE 8, 17)

図-2.44に、CASE17, 18の軸力分布を、図-2.45に壁移動に伴う軸力変化を示している。軸力は、CASE17の上段での軸力が若干小さいが、その他では全段でほぼ同程度の軸力が発生しており、均一に補強されていることがわかる。

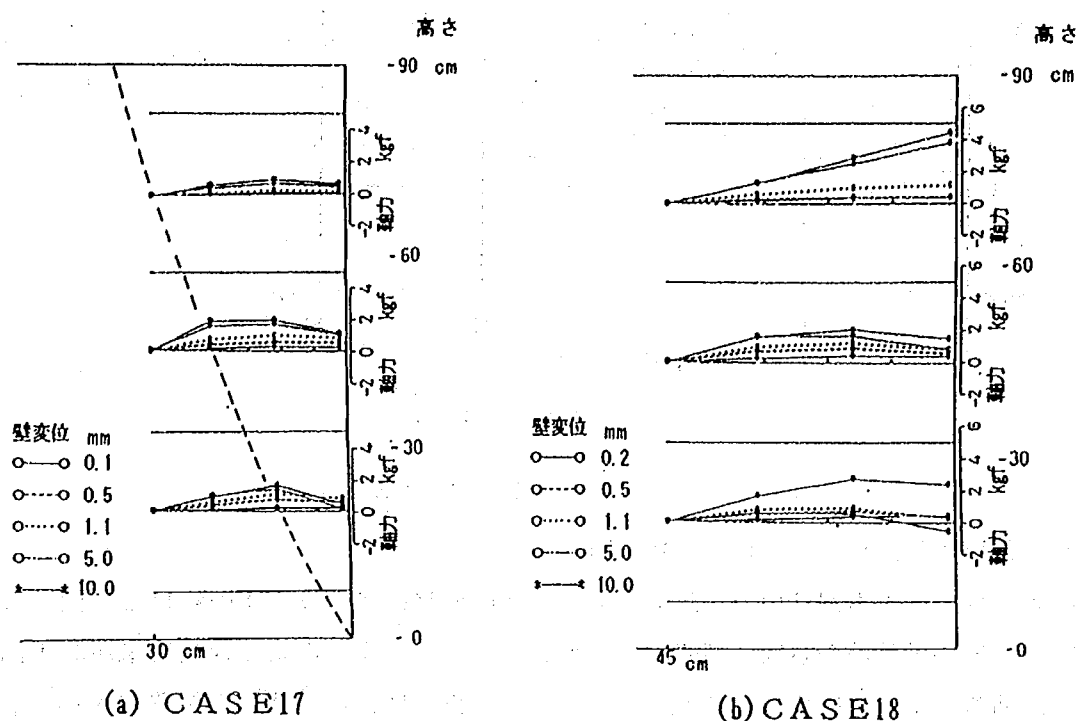


図-2.44 軸力分布

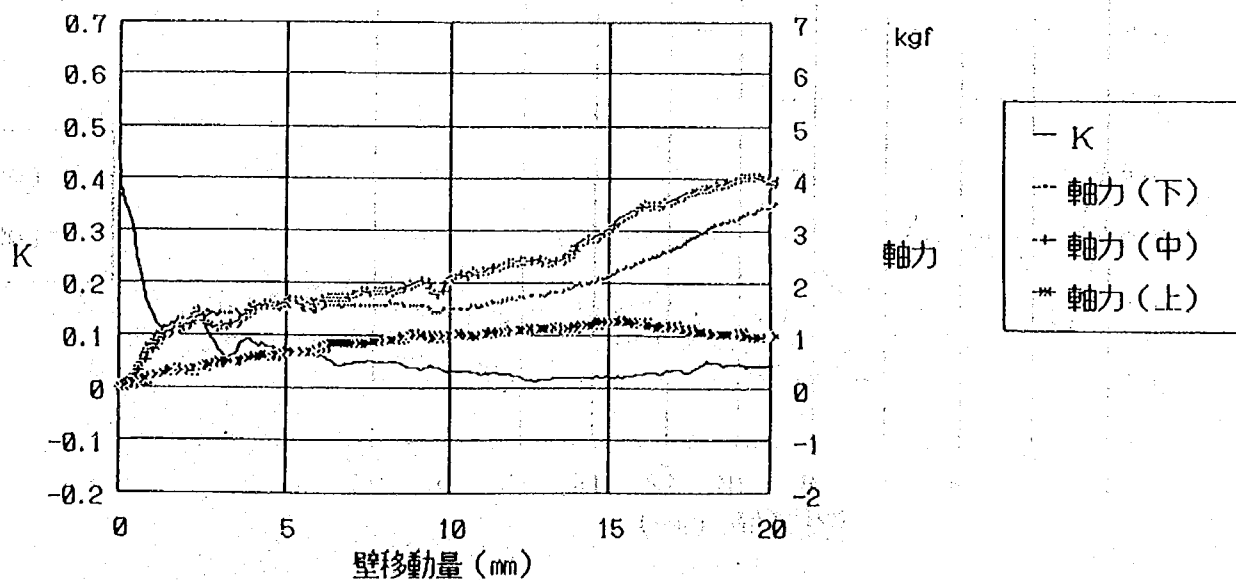
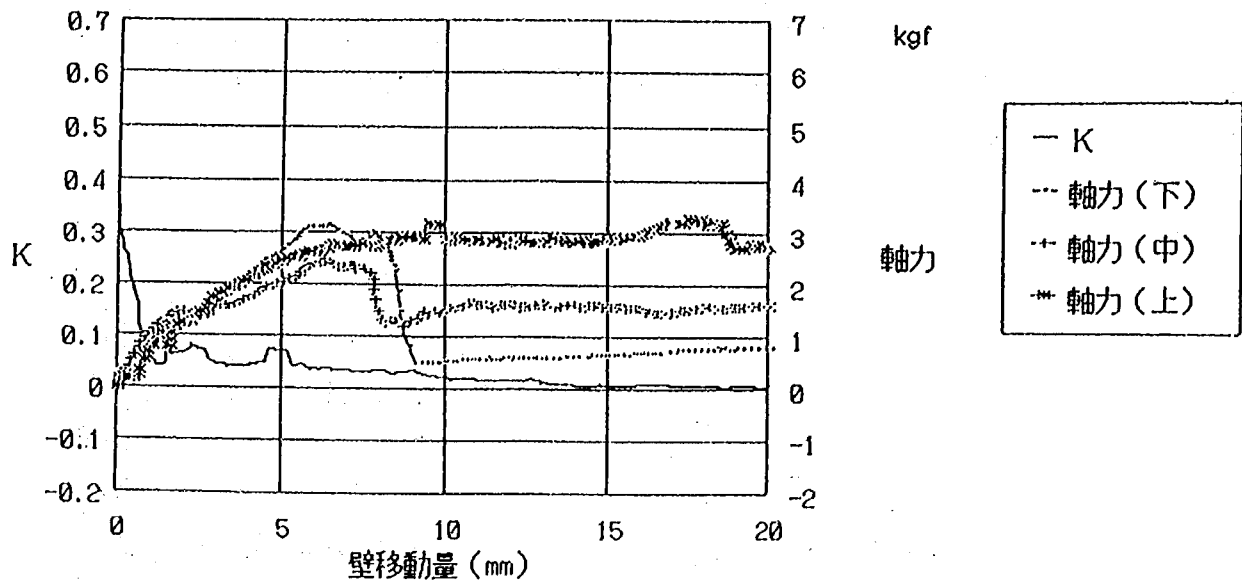


図-2.45 軸力の変化



(b) CASE18

図-2.45 軸力の変化

(9) アンカーを配置したケース (CASE-19)

図-2.46にアンカーを1本だけ中央に配置したケースの壁移動に伴う土圧の変化を、図-2.47に土圧分布を示す。土圧は、壁移動量前から既に若干小さな値を示し、アンカーによる拘束効果が若干見られている。壁移動後も、無補強のケースに比べて低減しており、アンカーによる補強効果が確認される。土圧分布もアンカーを配置した中央部が初期の段階から大きく低減しておりアンカーによる効果が見られる。

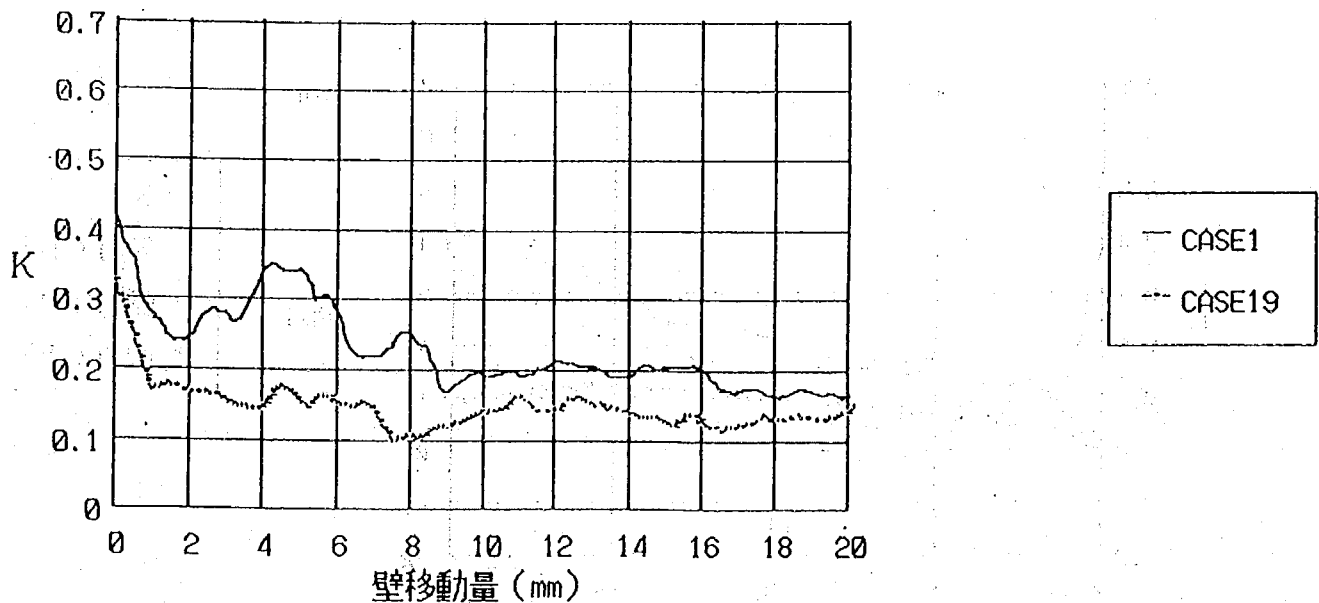


図-2.46 土圧係数Kの変化 (CASE19)

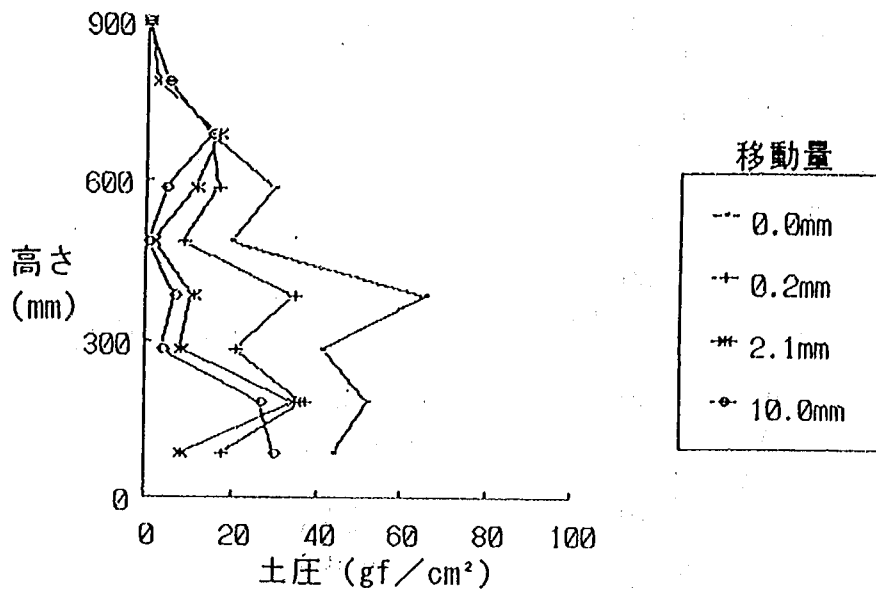


図-2.47 土圧分布の変化 (CASE 19)

図-2.48に土中ひずみ分布を、図-2.49に観察されたすべり面を示す。すべり面に沿って大きなひずみが生じており、すべり面の形状は無補強より若干のり面側へと移動している。通常補強材を配置した場合のすべり面は、無補強のすべり面よりも奥側へと発生するが、アンカーのように十分な長さで引抜き抵抗力が大きい補強材を配置した場合には、前側へと発生する傾向にあることが分かる。

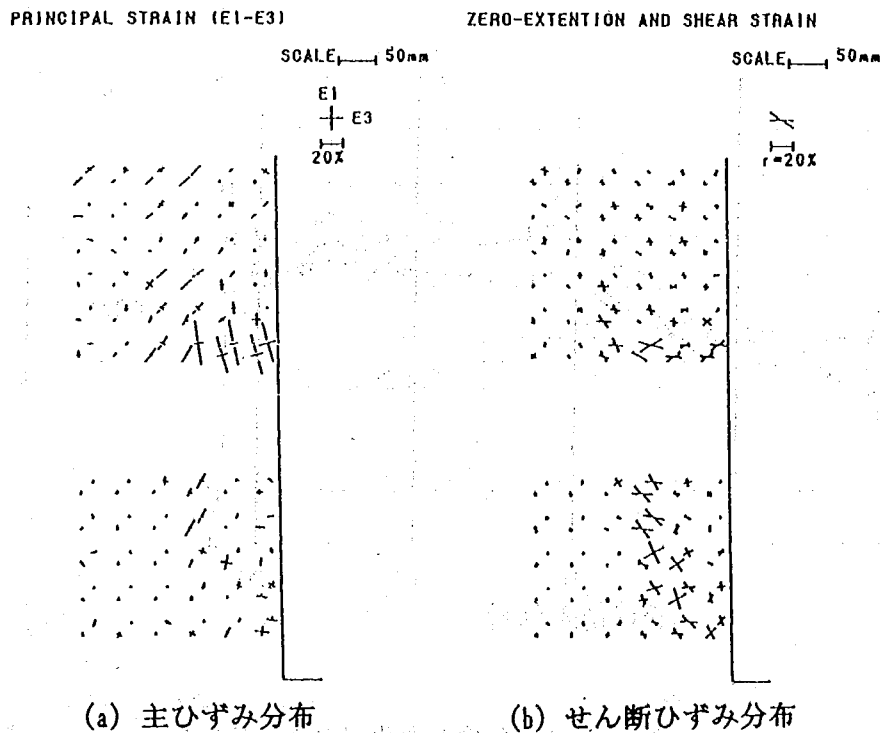
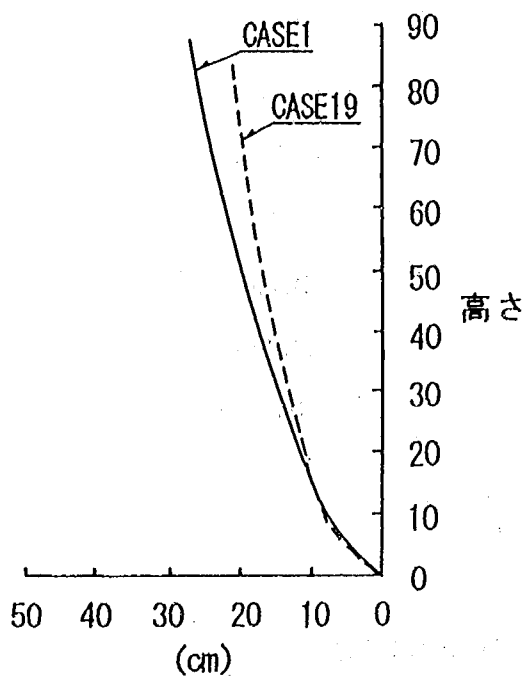


図-2.48 ひずみ分布 (CASE 19: 移動量15mm)



のり面からの距離

図-2.49 すべり面形状 (CASE 19)

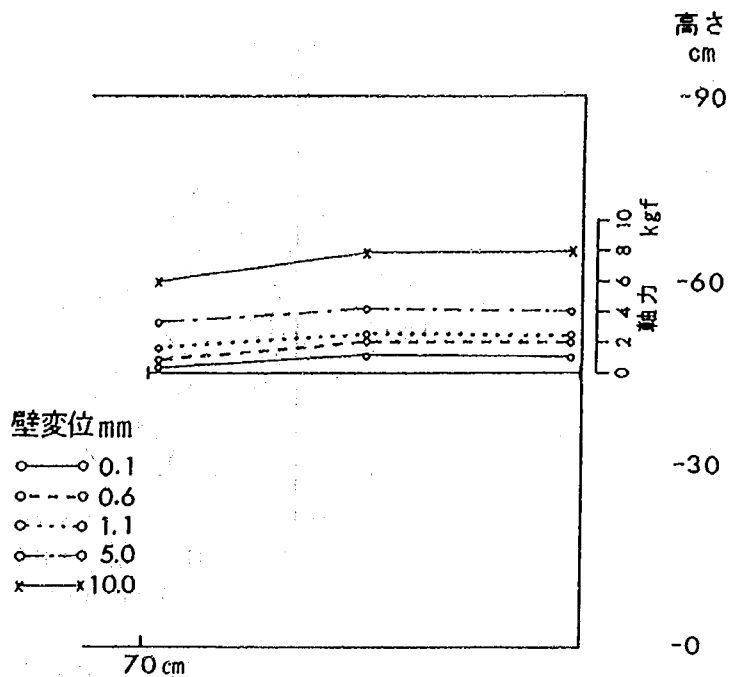


図-2.50 軸力分布 (CASE 19)

図-2.50にアンカーの軸力分布を、図-2.51に壁の移動に伴う軸力変化を示す。アンカーの軸力は、後端部で若干軸力が小さいが、それ以外ではほとんど同じ大きな軸力が発生しており、アンカープレートと摩擦を除去した効果が十分に現れている。

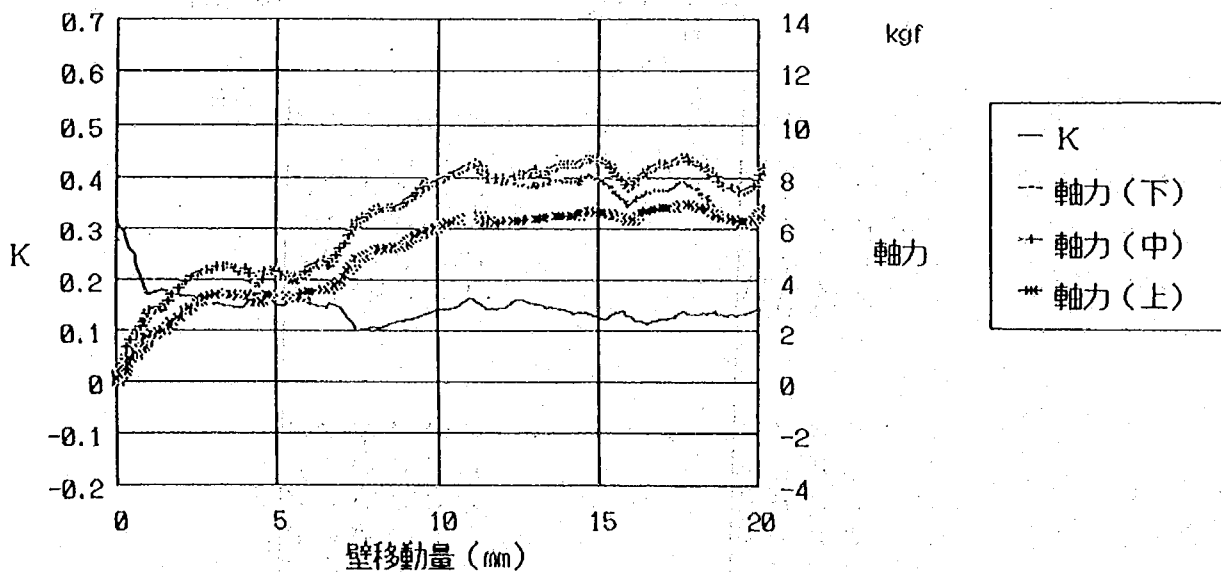


図-2.51 軸力の変化 (CASE 19)

(10) 補強材間隔が75mmでアンカーを併用したケース (CASE 20, 22: 棒状)

図-2.52に長さ150mmの棒状補強材を75mm間隔で配置し、その間にアンカーを併用したケースCASE 20 (アンカー1本)、CASE 22 (アンカー4本) の壁移動に伴う土圧の変化を、図-2.53に各ケースの土圧分布を示す。図より、アンカーを併用することにより壁移動量が小さい段階から土圧が大きく低減し、非常に安定な状態にあることが分かる。特に、補強材だけのCASE 2にアンカーを1本追加するだけで非常に安定な状態になり、アンカー及び補強材の効果が十分に発揮されていることがわかる。

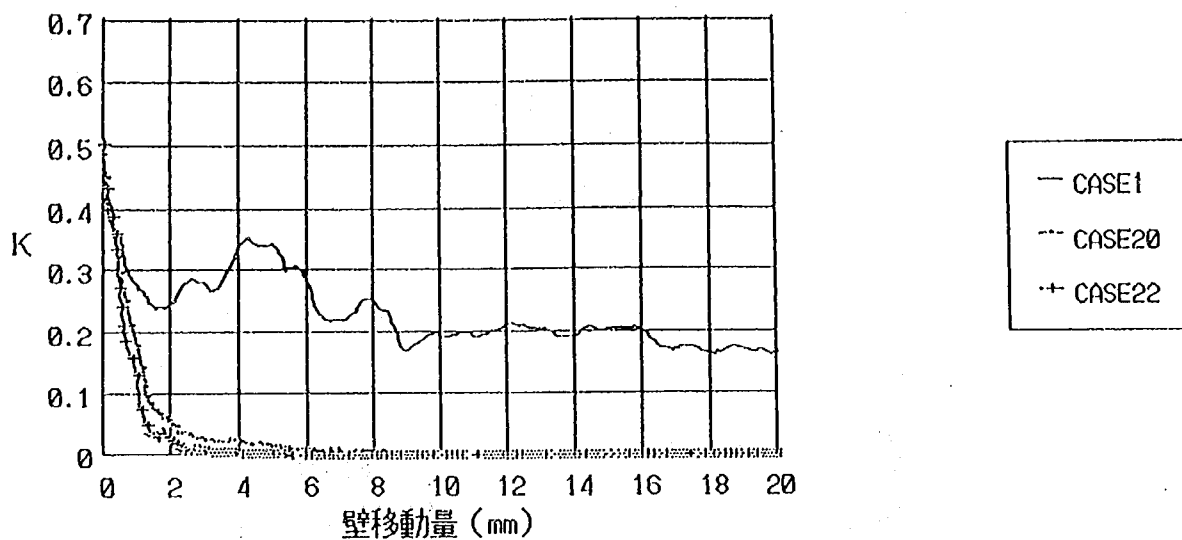


図-2.52 土圧係数Kの変化 (CASE 20, 22)

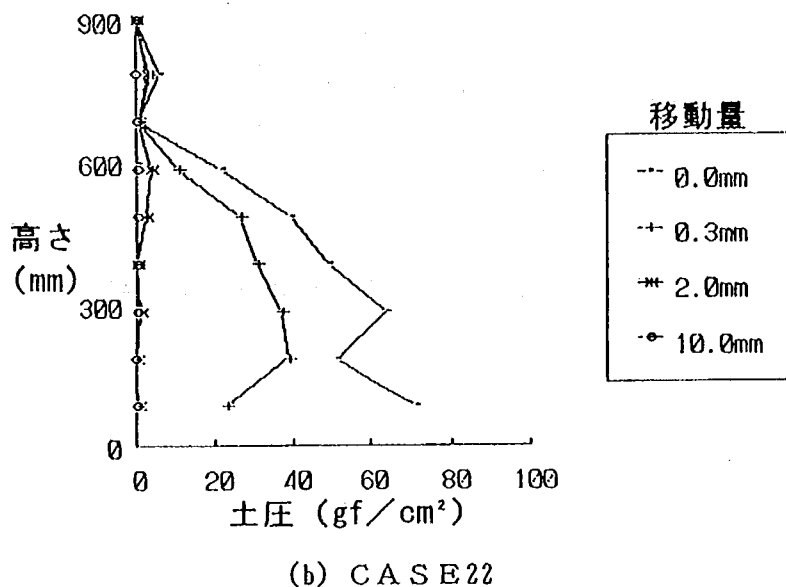
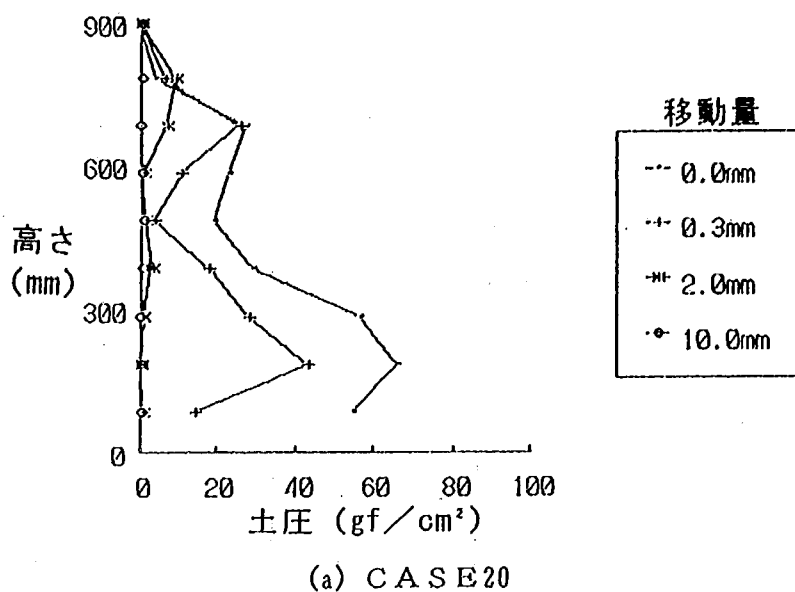


図-2.53 土圧分布の変化

図-2.54に土中ひずみ分布を示すが、これからも土中ひずみがほとんどなく、非常に安定な状態が保たれていることがわかる。

図-2.55に、CASE 20での補強材の軸力分布を、図-2.56に壁の移動に伴う軸力変化を示す。アンカーの軸力は初期の段階から急激に増加し、供試体が自立する約5mm付近からほぼ一定の値となっている。これに対して、補強材の軸力の増加傾向は、アンカーに比べると若干遅く、特に上部の補強材は初期の段階ではほとんど増加していない。このように、補強材とアンカーを併用した場合には、壁移動量の小さい初期の段階では最初にアンカーにより効果を発揮はじめ、その後変位が進むにつれて補強材が効果を発揮し、最終的には全体で安定を保つと考えられる。

PRINCIPAL STRAIN (E1-E3)

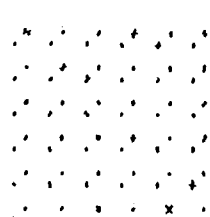
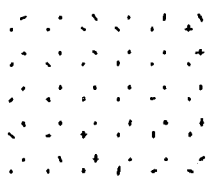
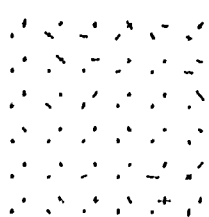
ZERO-EXTENTION AND SHEAR STRAIN

SCALE $\rightarrow$ 50mm

SCALE $\rightarrow$ 50mm

E1
+
E3
20%

γ
20%



(a) 主ひずみ分布

(b) せん断ひずみ分布

図-2.54 ひずみ分布 (CASE 20: 移動量15mm)

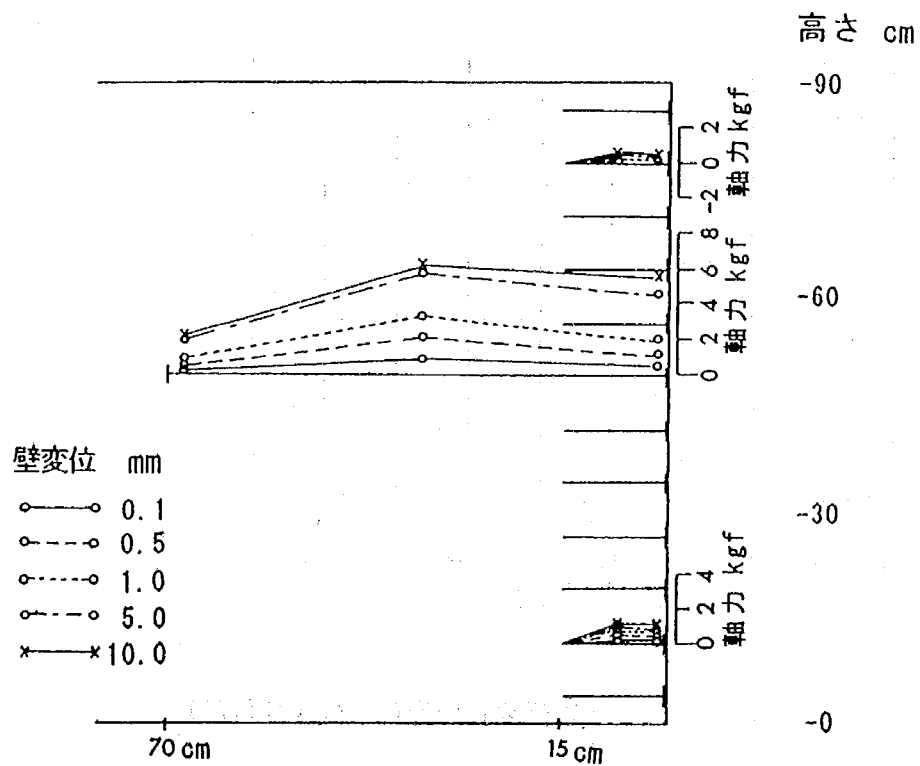


図-2.55 軸力分布 (CASE 20)

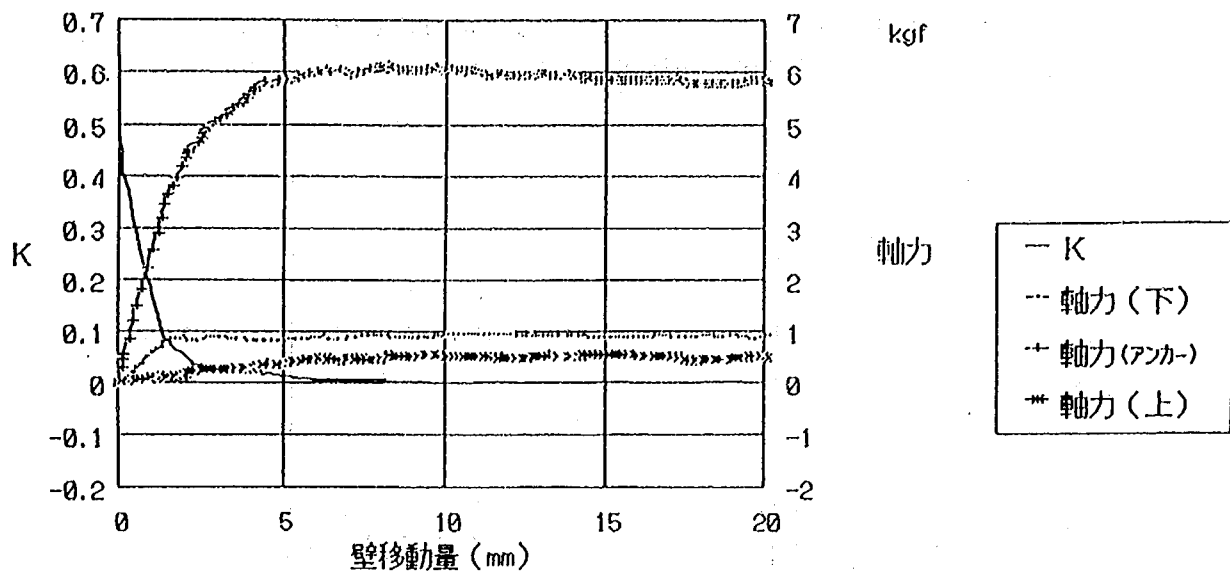


図-2.56 軸力の変化 (CASE20)

(11) 補強材間隔が150mmでアンカーを併用したケース (CASE21: 棒状)

図-2.57に長さ300mmの棒状補強材を150mm間隔で配置し、その間にアンカーを1本併用したケースの壁移動に伴う土圧変化を、図-2.58に土圧分布を示す。図より、アンカーを併用することにより初期の段階から土圧が大きく低減し補強効果が増加するが、土圧がある程度残り、自立することが出来なかった。

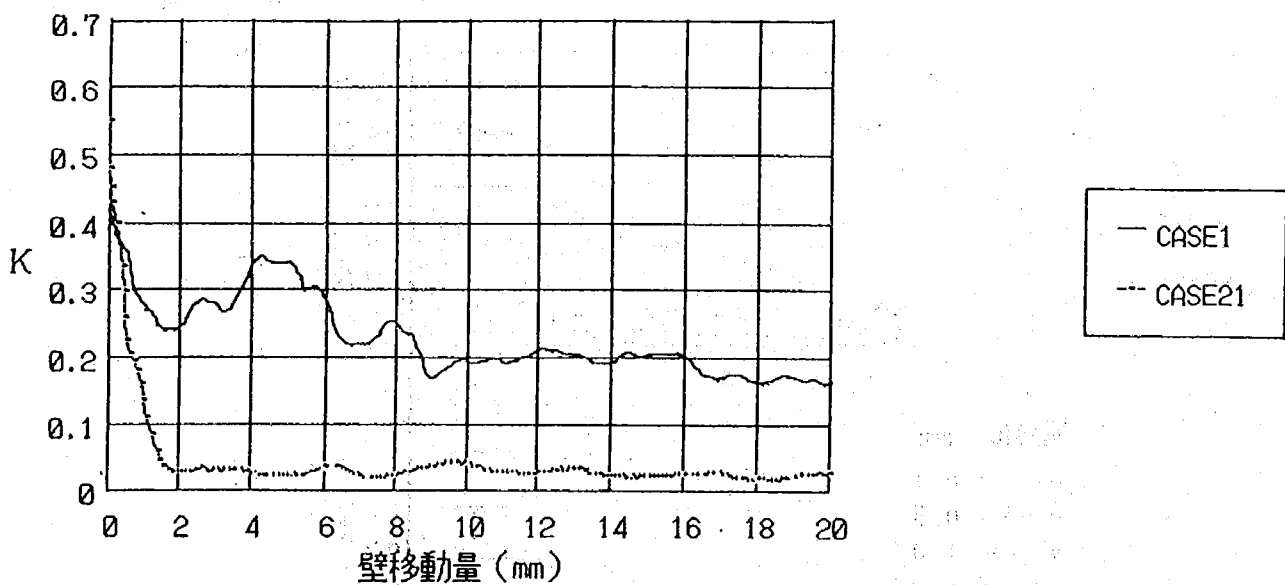


図-2.57 土圧係数Kの変化 (CASE21)

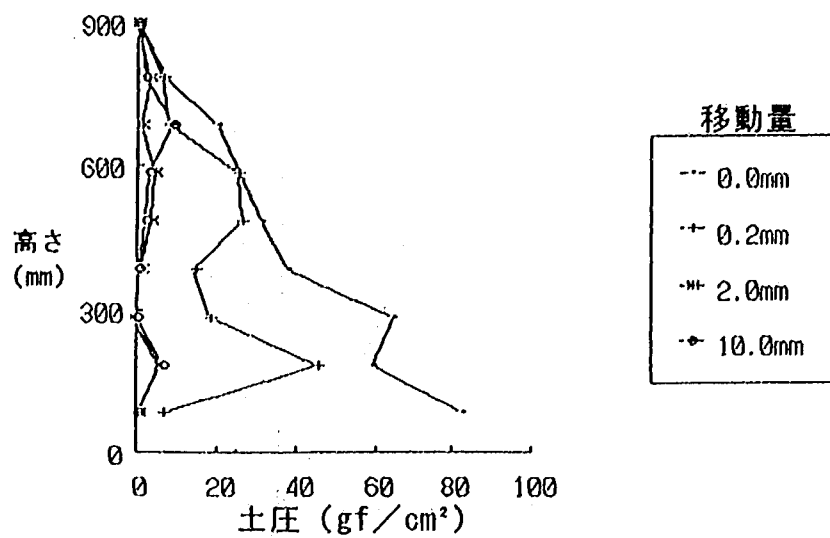


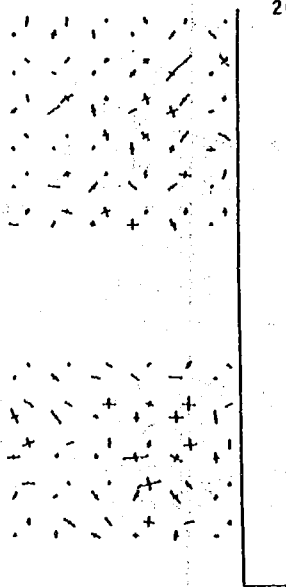
図-2.58 土圧分布の変化 (CASE 21)

図-2.59に土中ひずみ分布を、図-2.60に観察されたすべり面を示すが、図のようにすべり面に沿って大きなひずみが発生しており、十分に補強されていない。すべり面形状は無補強の場合に比べて奥側へと発生する傾向が見られた。

PRINCIPAL STRAIN (E1-E3)

SCALE $\rightarrow$ 50mm

E1
+ E3
20x

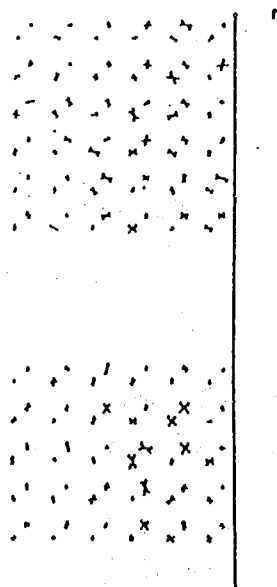


(a) 主ひずみ分布

ZERO-EXTENTION AND SHEAR STRAIN

SCALE $\rightarrow$ 50mm

$\gamma = 20x$



(b) せん断ひずみ分布

図-2.59 ひずみ分布 (CASE 21: 移動量15mm)

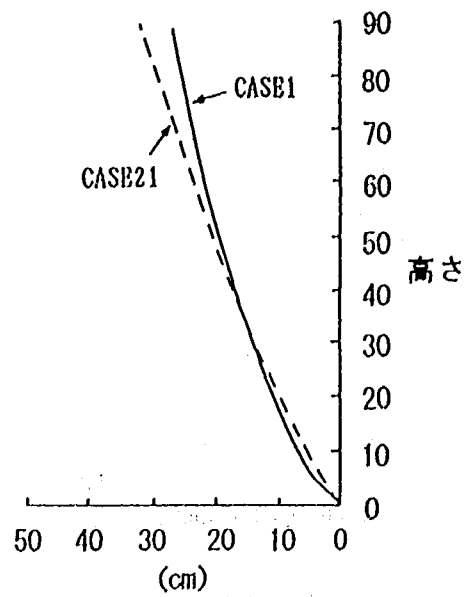


図-2.60 すべり面形状 (CASE21)

図-2.61に補強材、アンカーの軸力分布を、図-2.62に壁移動に伴う軸力変化を示している。アンカーの軸力は、CASE20と同じように初期の段階から急激に増加し、十分な効果を発揮していると考えられる。また、下部の補強材はアンカーと同様に初期の段階から急激に増加し、アンカーと同様の働きをしている。これに対して、上部の補強材は軸力がほとんど発生していないことがわかる。

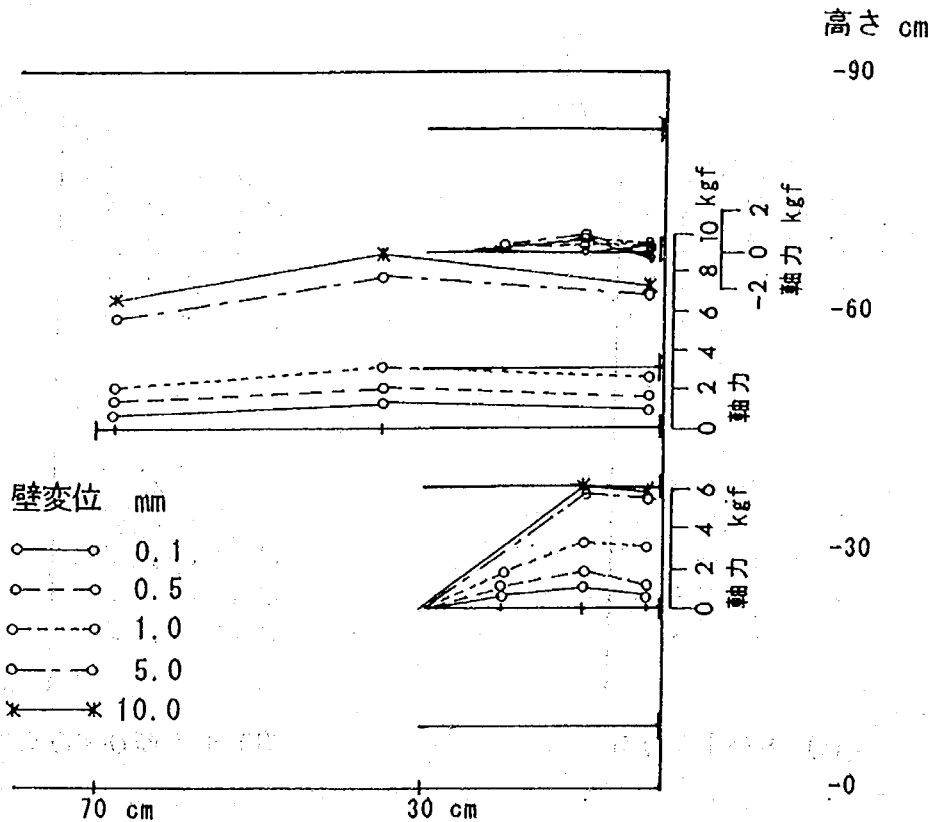


図-2.61 軸力分布 (CASE21)

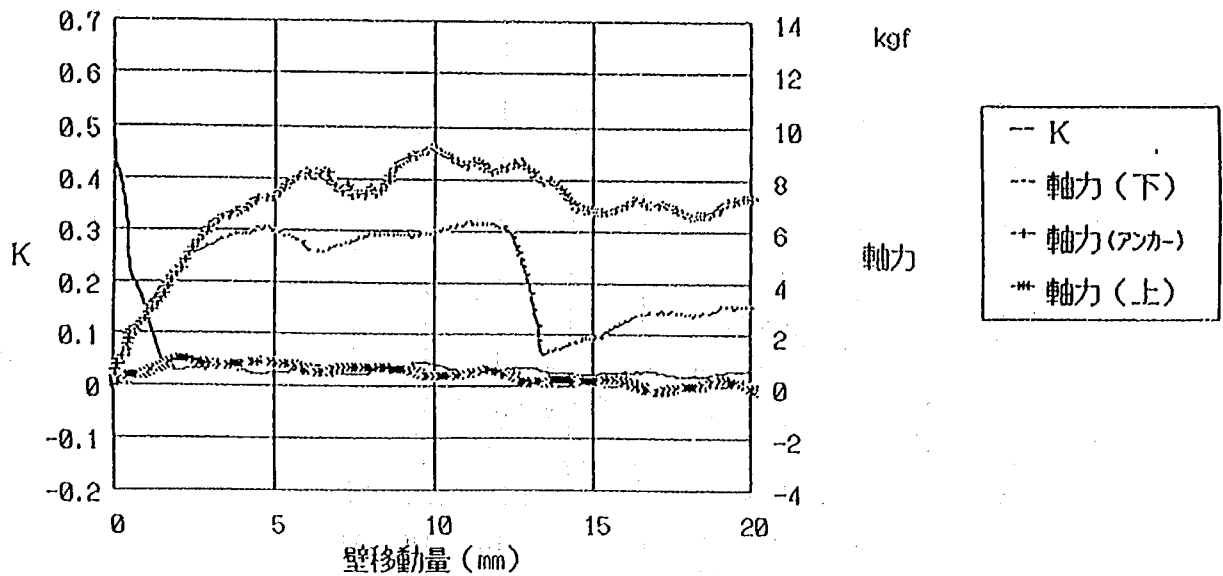


図-2.62 軸力の変化 (CASE 21)

(12) 補強材間隔の影響 (棒状)

補強材長さが同一で補強材間隔が異なるケースの実験結果を比較し、補強材間隔による補強斜面の挙動の違いについて検討する。図-2.63に、補強材長さが等しく間隔の異なる各ケースの土圧の変化を示している。図より、補強材の間隔が小さいほど土圧が小さく補強効果が大いことが分かる。また、補強材間隔が150mmと大きい場合には、壁移動に伴い土圧は大きく変動し、補強できずに部分的に不安定な箇所が残っていることが分かる。

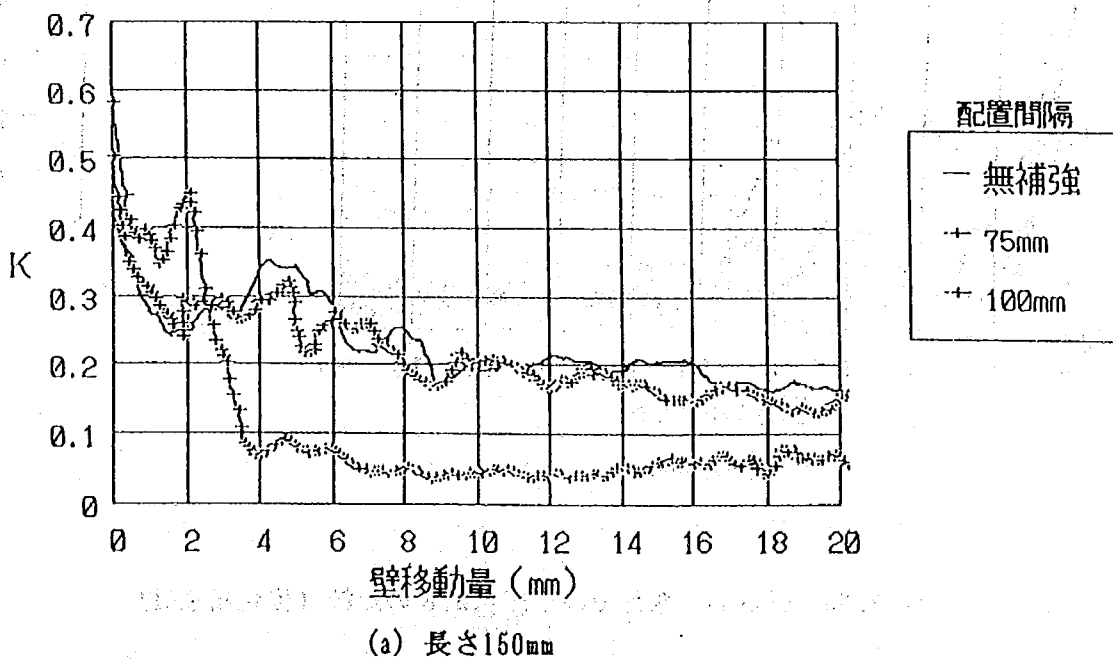
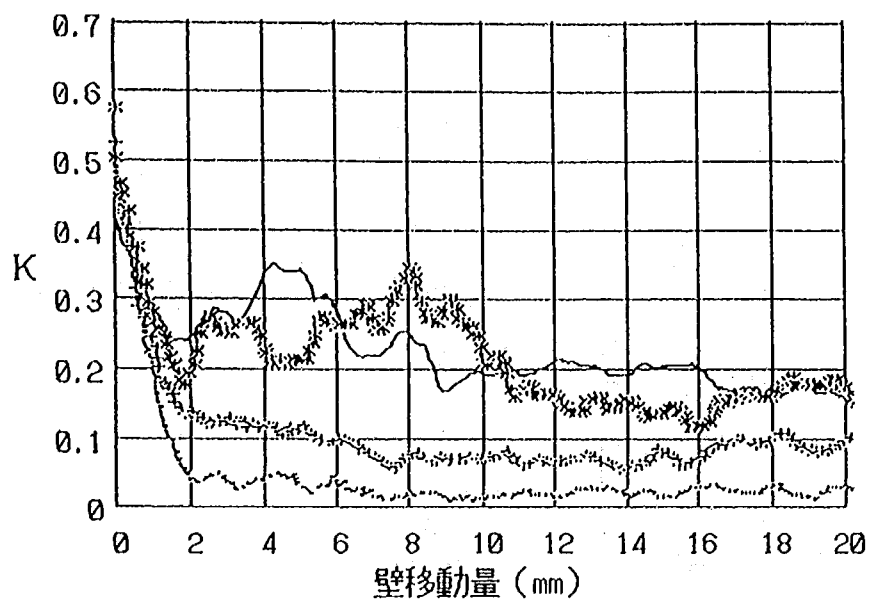
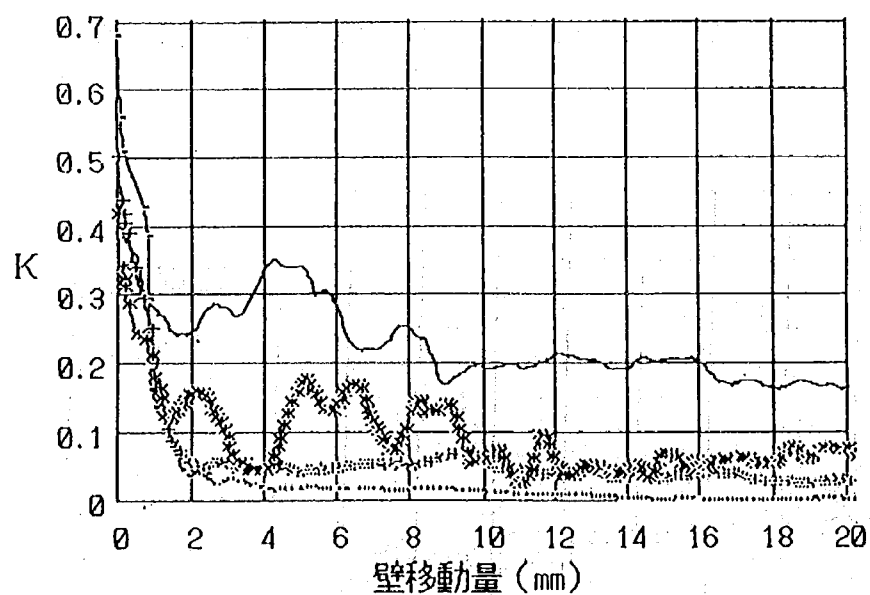


図-2.63 長さ同一条件での土圧係数Kの比較 (棒状補強材)



(b) 長さ225mm



(c) 長さ300mm

図-2.63 長さ同一条件での土圧係数Kの比較（棒状補強材）

図-2.64に補強材長さが等しく、間隔が異なる各ケースのすべり面形状を補強材長さ毎に示す。長さが短い150mmの場合には、敷設間隔が比較的大きいとほとんど補強効果は発揮されず、すべり面形状は無補強の場合とほとんど等しいが、間隔が小さくなると、敷設領域が一体化されてすべり面形状が補強領域の背面に移動する形状を示す。補強材長さが比較的長い225mmの場合には、補強材間隔を密にするにしたがい法面の最下端を通り、無補強よりも奥にすべり面が発生する傾向にある。なお、この場合には間隔を更に密にすると補強斜面は自立し、短い補強材で見られたような一体化効果によるすべり面の移動は見られない。

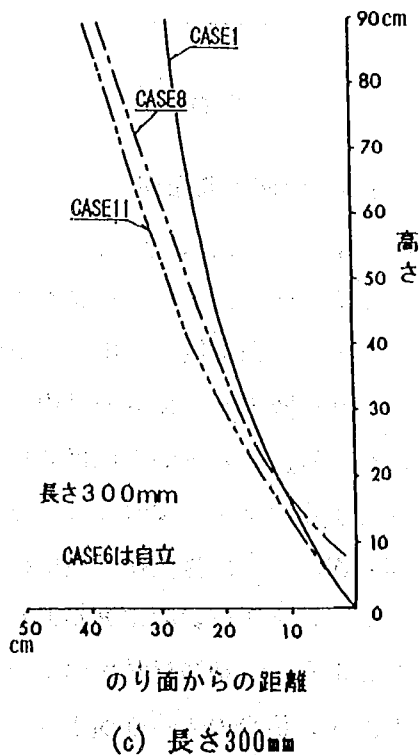
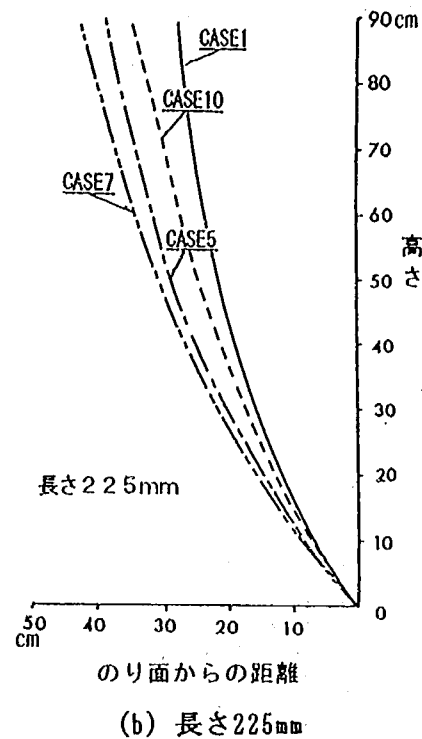
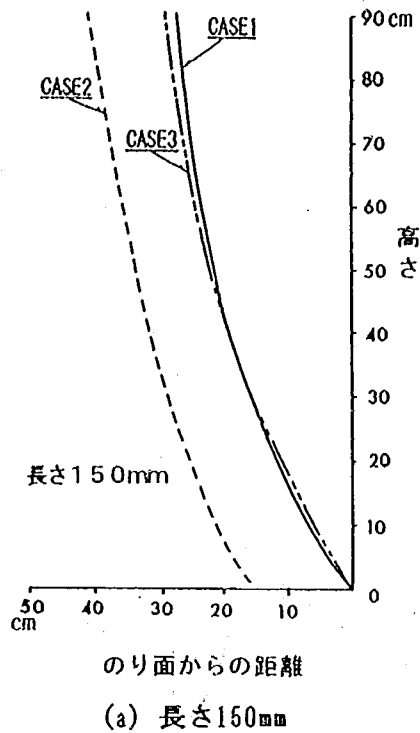


図-2.64 長さ同一条件でのすべり面形状の比較（棒状補強材）

(13) 補強材長さ、間隔についてのまとめ（棒状）

これら補強材長さや間隔によるすべり面形状の違いを本実験結果について整理すると図-2.65のようになると考えられる。補強材長さが比較的短く補強材間隔が大きい場合には、補強材による補強効果がほとんど見られずに崩壊し、すべり面形状は無補強のすべり面となる。これに対して、補強材長さが比較的長く間隔が小さい場合には、補強材の補強効果により補強斜面は安定し、すべり面形状は確認できない。これらの領域以外の条件では、補強材による補強効果は若干発揮されるが十分ではなく、すべり面が確認され補強メカニズムの検討に役立つ領域である。補強材長さが比較的短く間隔も小さい場合には、CASE 2でも確認されたように補強領域が一体化し、すべり面は無補強の形状のまま補強領域の背面に移動する。補強材長さが中程度で間隔も中位の場合には、多くのケースで見られたように、すべり面は法面下端を通り補強領域を横切るような形で無補強のすべり面よりも奥へ発生する。また、補強材長さが十分に長く間隔も十分に大きい場合には、CASE 19のアンカー1本の場合で見られたように、すべり面は無補強の場合よりも法面側に発生する。

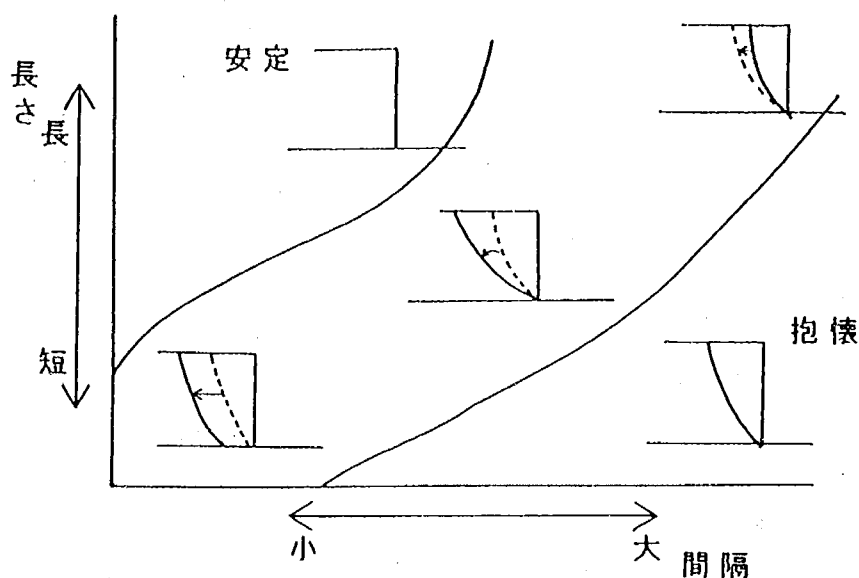


図-2.65 補強材配置とすべり面形状の関係概念図

これらより、補強斜面の補強効果には、補強材長さと間隔が密接に関係していることがわかり、ここで一つの指標として、補強材長さ L と間隔 P との比 L/P と補強効果の関係について検討する。補強効果としては棒状補強材を用いた各ケースの主働土圧係数 K_A を用いる。主働土圧係数の算出は、土圧係数と壁移動量との関係図から主働状態になったと考えられる壁移動量からそれ以降の土圧係数の平均値を用いている。 L/P と土圧係数 K_A との関係図を図-2.66に示す。この図より、 L/P と主働土圧係数 K_A の間にはある関係があることがわかる。つまり、 L/P が小さい段階では土圧係数は無補強の場合とほとんど変わらないが、 $L/P=1.5$ 付近から補強効果が現れはじめ、 $1.5 \sim 2.5$ の範囲で土圧係数が急激に低下し、補強効果が増加している傾向が見られる。 $L/P=2.5$ よりも大きくなると、土圧係数はほとんど0に近く、補強効果が十分に発揮されて、補強斜面は安定することがわかる。このように、補強材長が短く間隔が小さい場合の一体化効果による補強効果や補強材長さが比較的長く間隔も大きい場合のすべり面よりも奥の補強材の引張

り力による補強効果も、 L/P という長さとの比を用いれば同じように評価できるものと考えられる。

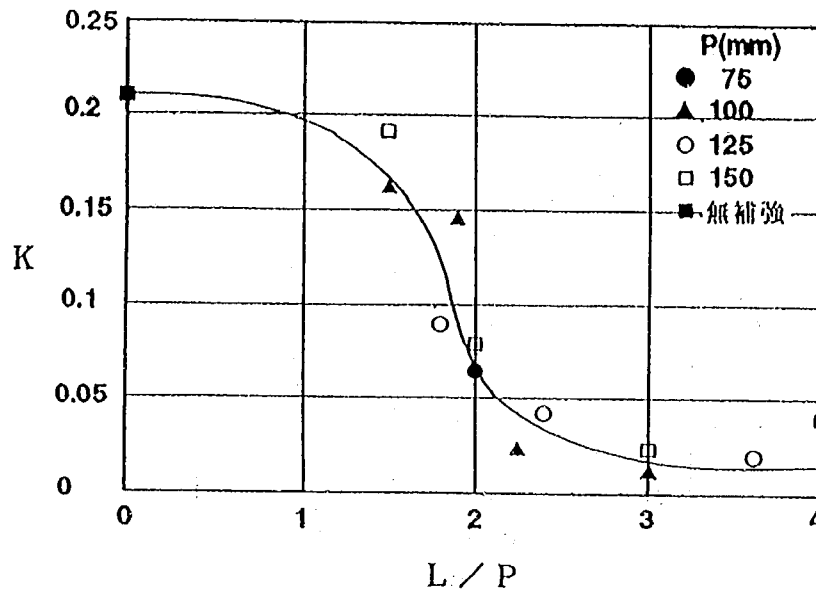


図-2.66 L/P と土圧係数 K との関係

(14) 補強材の断面形状の影響 (棒状と帯状)

棒状と帯状との補強材の断面形状による補強効果の影響については、同じ配置間隔・長さの場合のすべり面形状 (図-2.33, 2.37, 2.43) から明瞭である。つまり、補強材の配置間隔が比較的小さい場合の図-2.33, 2.37から、帯状補強材を用いたケースの方がすべり面は法面側へ発生しており、補強材により周辺地山を補強 (拘束) 効果が帯状補強材の方が小さいように思われる。

図-2.67に、配置間隔・長さが等しい棒状補強材と帯状補強材ケースにおける受圧板への作用土圧の主働土圧係数 K_A の値を示す。同図には、棒状補強材と帯状補強材のとのケースで土圧係数の値が等しい場合の直線も併せて示しており、各配置の値がこの直線に近い場合には、棒状補強材と帯状補強材のとの補強効果はほとんど等しい配置パターンであると考えられる。この図より、補強材の配置間隔・長さが比較的大きい場合には、棒状補強材と帯状補強材の値はほとんど同じ値を示しており、同程度の補強効果があると考えられる。これに対して、補強材の配置間隔・長さがともに比較的小さい場合には、帯状補強材のケースの方が土圧係数は大きく、補強効果が小さいことがわかる。棒状補強材の実験結果では、補強材の配置間隔・長さが比較的小さい配置の場合には、補強材が周辺の土を拘束することに補強領域全体を一体化させ、補強効果が発揮されることが分かっており、このことから考えると、帯状補強材の場合には周辺の土を一体化する効果は棒状に比べて小さいと考えられる。これに対して、配置間隔・長さが比較的大きい場合には、すべり面よりも奥に配置された補強材の引抜き抵抗により、すべり土塊を抑えて補強効果を発揮することから、補強材の表面積の等しい棒状、帯状補強材はともに、同程度の引抜き抵抗を發揮して補強効果を發揮したものと考えられる。

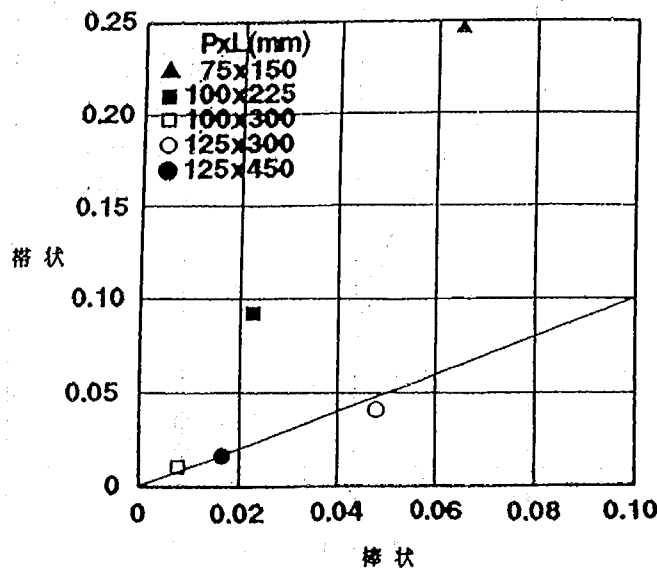


図-2.67 棒状補強材と帯状補強材の比較

棒状補強材と帯状補強材とのこのような補強効果の違いの理由として考えられるものとしては、補強材の曲げ抵抗の違いの他に、図-2.68のように補強材周辺の土への影響範囲の違いも考えられる。つまり、棒状補強材の場合の影響範囲は、補強材の周りに沿って円形に近い楕円形を示すと考えられるが、帯状補強材の場合には、補強材の上下面だけの影響を受けて完全な楕円形を示すものと考えられる。このため、補強材を配置した領域全体の拘束効果としては、棒状補強材の場合には影響範囲が補強領域全体に渡り、全体として一体化効果を示すのに対して、帯状補強材の場合には補強材の縦方向にだけしか影響範囲のつながりは見られず全体としての一体化効果が得られなかったものと考えられる。

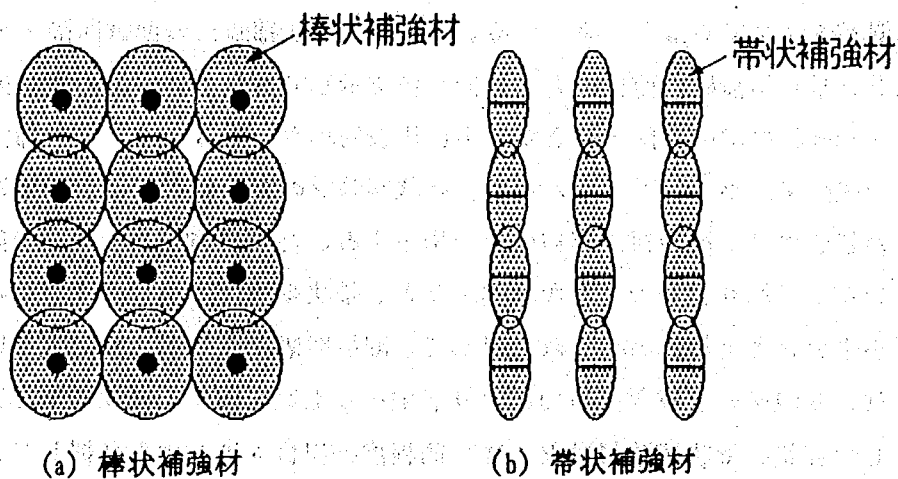


図-2.68 補強材の影響範囲概念図

2.3.3 小型模型実験結果のまとめ

小型模型実験の結果をまとめると以下ようになる。

- ① 試料砂に乾燥砂を用い、土槽面との摩擦を出来る限り除去したことにより、無補強の時の受圧板に作用する土圧が理論式に近い値となった。
- ② 棒状補強材の場合、補強材の配置間隔・長さが比較的小さい場合には、補強領域が一体化し、擬似擁壁として挙動するような傾向が見られた。
- ③ 補強材長さが長いと大きな補強効果が見られるが、配置間隔が余り大きすぎると、補強材間の土を十分に拘束できず、十分に安定とはならなかった。なお、このことは、壁面工をより剛なものとする事により解決ができるものと考えられる。
- ④ 帯状補強材の場合には、補強材の配置間隔・長さが比較的に短い場合には、補強領域の一体化効果は十分に見られず、不安定な状態であった。
- ⑤ 異なった配置間隔・長さの各ケースを長さと間隔の比で補強効果を整理すると、ある関係が見られることが分かった。
- ⑥ 棒状補強材と帯状補強材の断面形状による補強効果の違いは、曲げ抵抗の他に、補強材の周辺の影響範囲の違いによるものと考えられる。

3. 大型模型実験による検討

3. 1 実験目的

小型模型実験により、鉄筋補強土工法における補強材の配置間隔・長さや補強材形状による補強効果の違いについて、その傾向が把握できた。小型模型実験では、補強材の寸法や曲げ剛性などを実際に現場で実施されている大きさと相似則を合わせて実施したものではなく、補強効果の傾向を把握する目的のみで行ったものである。このため、小型模型実験において確認されたような補強材の配置間隔・長さによる補強効果の傾向について、実際の構造物へ適用できるかどうかの検討が必要になってくる。また、補強斜面の設計を行う上で、補強材による補強効果を定量的に把握できるように定式化する必要がある。

このため、本実験では実物大の大型模型を用い、補強材の配置間隔・寸法を変化させたケースについて実験を行い、補強材の配置間隔・長さの違いによる補強効果の傾向を実物大規模で把握することとした。また、補強材の軸力等を計測することにより、補強材の補強効果の定式化についての検討も併せて実施した。

3. 2 実験方法

本実験では、補強領域の一体化の確認やすべり面の位置・形状の確認、補強材に作用する軸力の計測などが目的の一つであることから、小型模型実験での方法と同様に載荷圧やすべり面の位置を限定しない無載荷状態での自重崩壊実験を行った。

実験は、土木研究所土工実験施設内に設置されている高さ6 mの大型擁壁実験装置を用い、補強材を所定の位置に配置しながら、試料砂を高さ6 mまで盛土し、その後実験壁を後退させることにより供試体を自重崩壊させ、その時の実験壁への作用土圧等を計測することにより行った。

(1) 大型擁壁実験装置

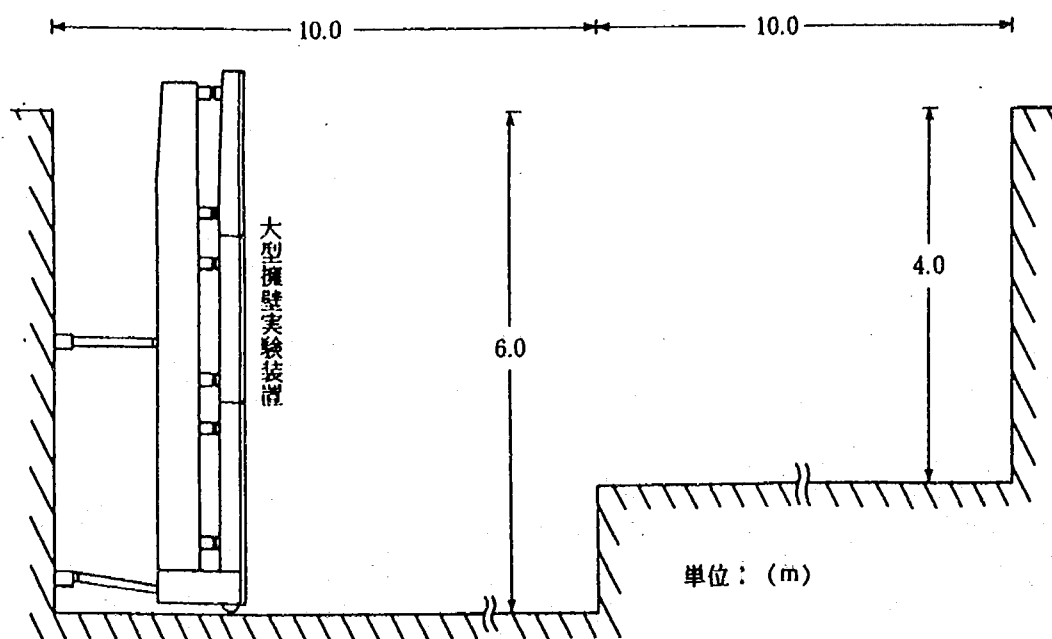


図-3.1 大型擁壁実験装置

大型擁壁実験装置は、擁壁面を想定した実験壁の移動を行う油圧ジャッキならびにスクリーージャッキ（以下ジャッキ類と言う。）および各種測定装置、制御装置等で構成され、これらは図-3.1に示すような専用の実験ピット（深さ6.0m、幅8.0m、長さ20.0m）内に設置されている。以下に、これらの装置の概要を述べる。

① 実験壁

実験壁は、図-3.2に示すように、土圧測定に使用する中央部の測定壁とその両側のダミー壁で構成され、実際の擁壁と同じ状況になるように、その表面はいずれもコンクリートパネルが取り付けられている。測定壁はさらに上段、中段、下段に分割され、これはそれぞれ水平荷重計を介して支持フレームに支持されている。また、実験壁全体は支持フレームおよび連動したジャッキ類によってピットの反力壁に支えられており、ジャッキ類の操作により測定壁およびダミー壁が一体となった移動を行うことが可能となっている。

② ジャッキ類

実験壁を固定あるいは移動させるジャッキ類は、図-3.2に示すように油圧ジャッキとスクリーージャッキの組み合わせで構成されている。これは、スクリーージャッキにより微少な実験壁の移動を行うとともに、油圧ジャッキを併用することによりスクリーージャッキと実験壁支持ロッドを常に接触させ、緩みが生じないようにするためである。これらのジャッキ類は支持ロッドを介して実験壁最下端（下段）と中央部（上段）を各々2点および4点で支持している。油圧ジャッキは、下段に容量60tonが2台、上段に容量60tonが4台使用されている。一方、スクリーージャッキは全て容量が50tonで計6台使用されており、0.2mm単位での移動量のモニターが可能のほか、100mmのストロークを有している。さらにジャッキ類は、同時および任意の組み合わせで作業が可能のため、実験壁の移動形式としては平行移動、下端ヒンジによる回転等が選択できる。

③ 測定装置および制御装置

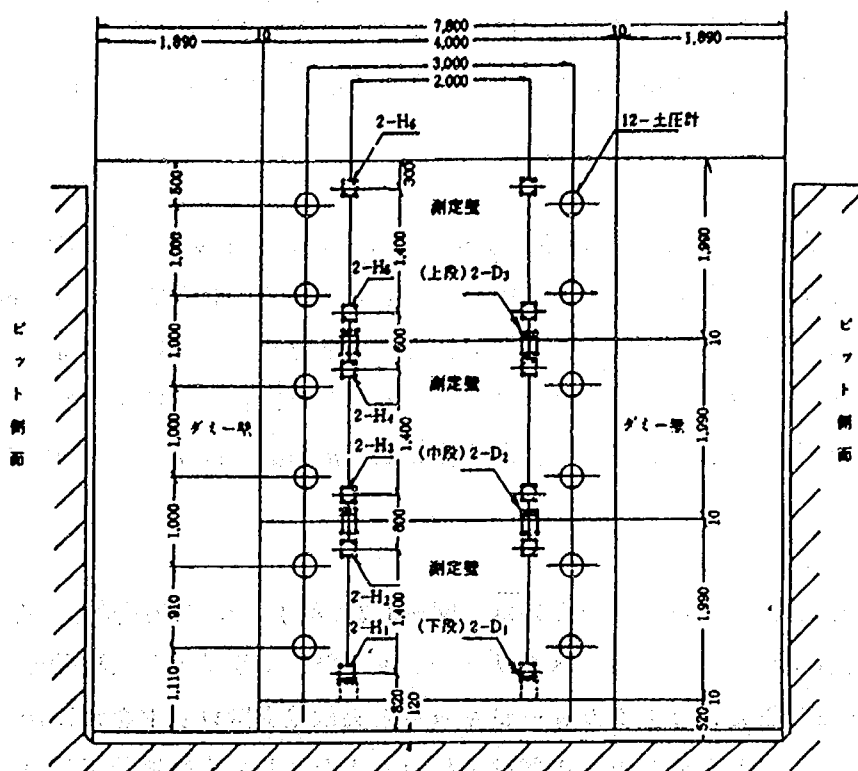
大型擁壁実験装置に用いられている測定装置には荷重計、変位計、土圧計がある。

荷重計は、測定壁に作用する土圧を合力として測定するもので、水平荷重計と鉛直荷重計によりそれぞれ土圧の水平成分および鉛直成分が測定される。これらの荷重計の諸元は表-3.1に示すとおりである。その作動原理は作動トランス式であり、また降雨実験等を考慮して防水構造を有している。

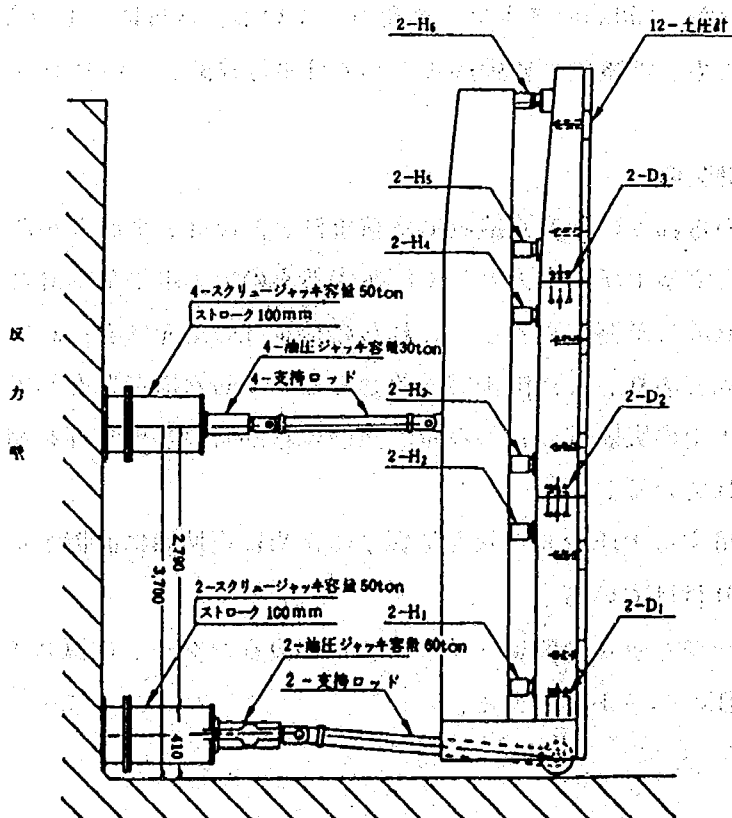
変位計は、裏込め土施工中の実験壁のたわみ量、実験壁移動時の移動量等を測定するもので、実験壁の上段、下段に各2個設置されている。

土圧計は、実験壁に作用する土圧分布形状を把握するために補助的に設置するもので、高さ方向に計9個の土圧計を実験壁上に取り付けている。

制御装置にはスクリーージャッキの制御スイッチ、電磁カウンター、電源スイッチ等で構成される操作盤および油圧ジャッキの油圧ユニット等がある。



(a) 正面図 (裏込め側より)



(b) 側面図

図-3.2 実験壁

表-3.1 荷重計の精元

	記号	容量(ton)	個数 (台)
水平荷重計	H _a	10	2
	H _b	10	2
	H _c	10	2
	H _d	15	2
	H _e	15	2
	H _f	15	2
鉛直荷重計	D _a	10	2
	D _b	20	2
	D _c	30	2

(2) 実験概要

実験は、無補強のケース（ケース1）と鉄筋で補強したケース（ケース2～5）について行った。実験方法は、ケース1で鉄筋を配置していないだけであり、全てのケースで基本的に共通している。

実験の基本的な流れは図-3.3のとおりである。

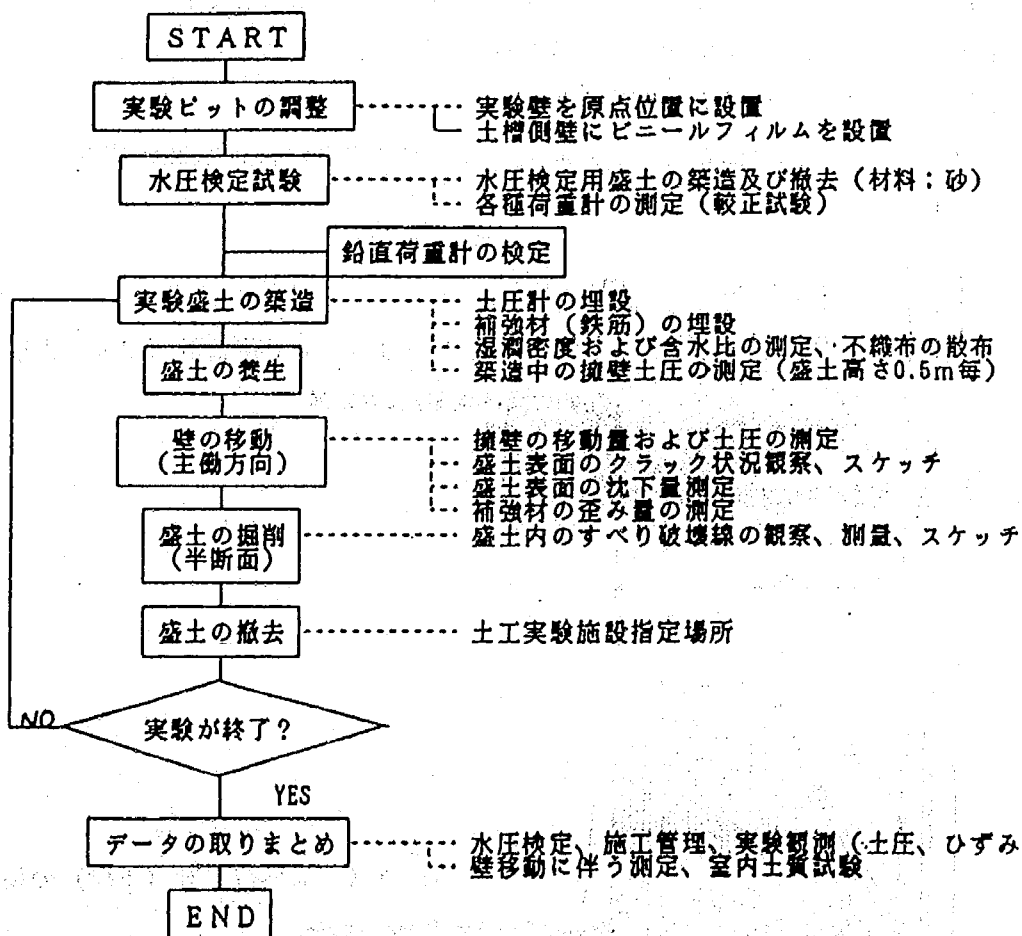


図-3.3 実験フロー図

① 実験壁および土槽の準備

実験壁は、ジャッキ類を用いて最大限に押し出すとともに、裏込め盛土の施工に伴う実験壁の変位を防止するために、ジャッキ類により固定する。

また、裏込め土と土槽側面との摩擦を少なくするために、土槽側面をポリエチレンフィルムで覆った。

② 荷重計の検定

実験中の土圧は、3分割された実験壁の各々に作用する全土圧を実験壁を支えている荷重計により計測している。このため、ロードセル個々の検定もさることながら、装置にセットされた状態で実験壁に作用している土圧を荷重計から正確に求める必要がある。

大型擁壁実験装置にセットされた状態での水平荷重計の検定は、図-3.4, 3.5のようにビニール製の止水シートに水を給水、排水させ、この時の実験壁に作用する水圧を利用して行った。荷重計の検定は、最下段の実験壁の荷重計の検定とその上の2段の実験壁の荷重計検定の2回実施した。

- I) 実験壁から少し離れた位置に盛土を形成する。
- II) 実験壁と盛土との間に水圧検定用のシートをセットする。
- III) シート内に水を注水し、水位50cm毎に5分間放置して荷重計の値を測定する。
- IV) シート内の水を排水し、水位50cm毎に5分間放置して荷重計の値を測定する。
- V) III)、IV)の工程を2サイクル実施する。
- VI) 水圧とロードセルの読み値とを一次回帰し、各々の荷重計の較正係数を求める。

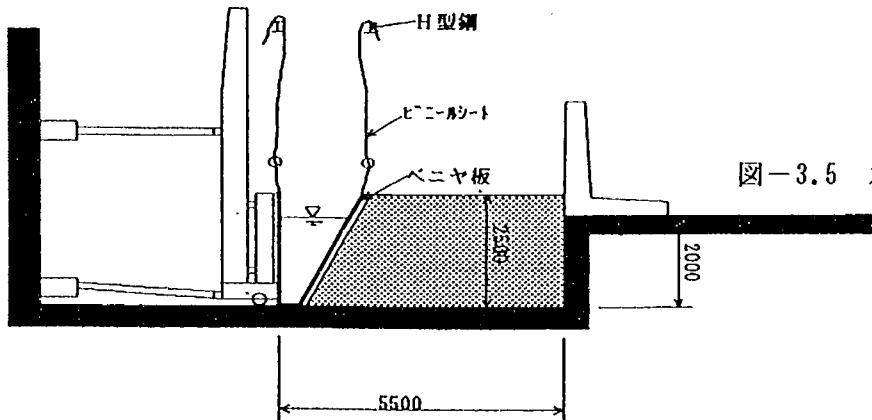


図-3.5 水平荷重計（中段・上段）の検定試験

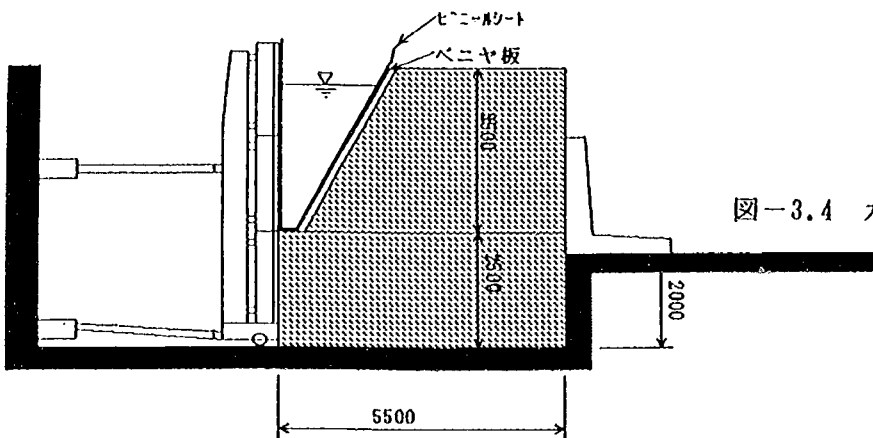


図-3.4 水平荷重計（下段）の検定試験

写真-3.1に検定の状況を示す。

鉛直荷重計の検定は、実験壁の最上部に重錘を段階的に載荷し、その段階での各鉛直荷重計の値を測定し、重錘との荷重とを一次回帰し、各々の鉛直荷重計の較正係数を求める。写真-3.2に鉛直荷重計の検定の状況を示す。



写真-3.1 水平荷重計の検定

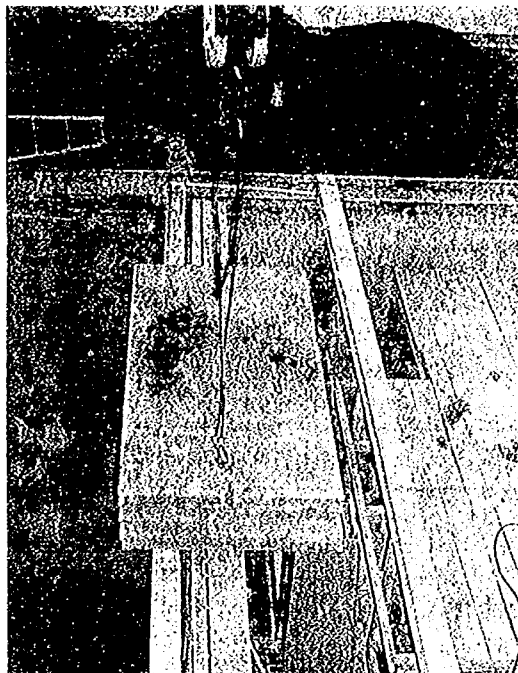


写真-3.2 鉛直荷重計の検定

③ 供試体の作製

供試体の作製方法は、図-3.6の流れに従って行った。

裏込め土を搬入する前に、実験時の砂のこぼれ出しを防ぐ目的で供試体の実験壁側全面に不織布を設置する。不織布の設置状況を写真-3.3に示す。

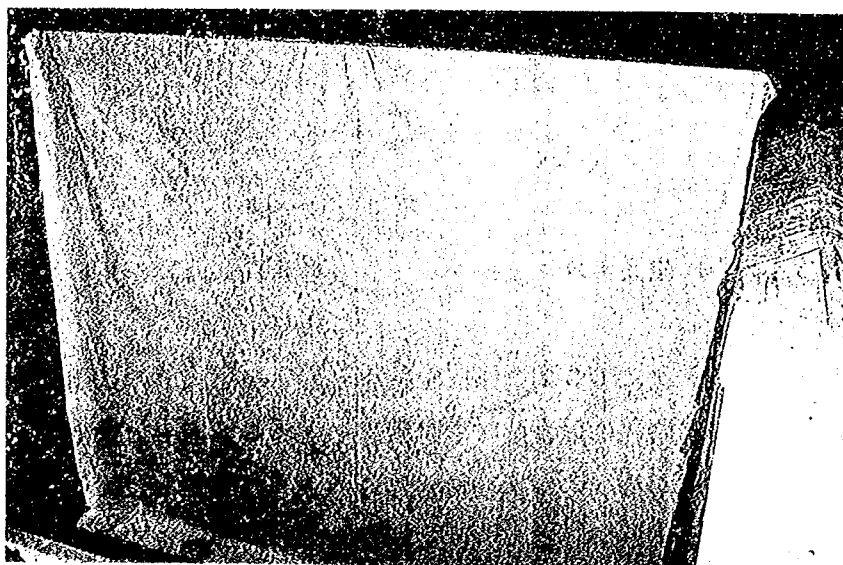
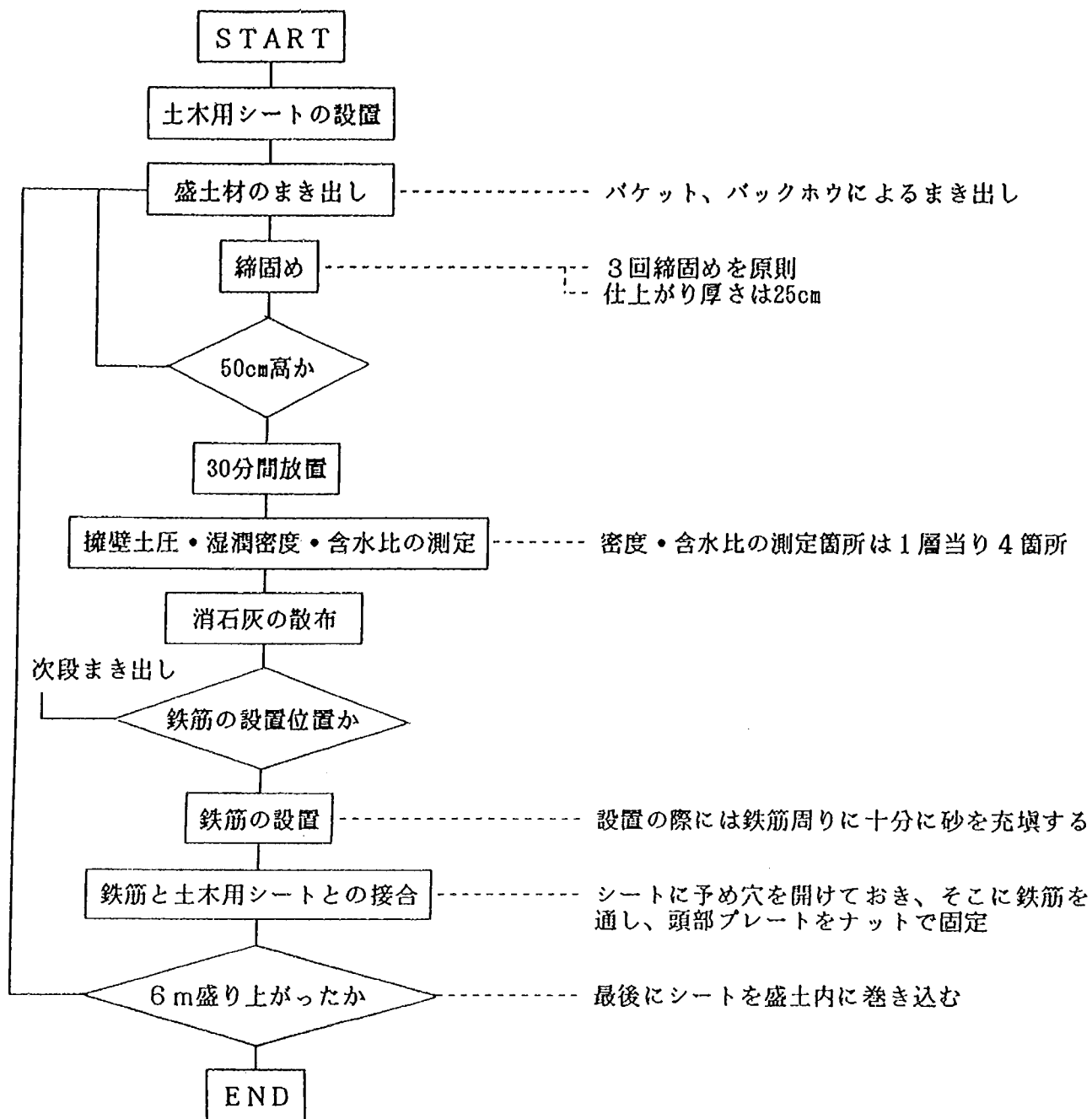


写真-3.3 不織布の設置状況



図－3.6 盛土の築造フロー図

裏込め土は、土工実験施設内に備え付けの天井クレーン（容量15tonf）を用いてバケットにより搬入し、人力によりまき出しを行う。

盛土の締固めは、振動コンパクタにて3回の転圧を基準とし、一層当りの仕上がり厚さは原則として25cmとした。層厚50cm毎の締固め終了時には散乱型R I 試験器により湿潤密度、乾燥密度、含水比の測定を行い、各ケースともできるだけ供試体内が均一の締固め状態になるように管理した。写真－3.4に散乱型R I 試験器による計測の状況を示す。また、実験終了後の供試体掘削時にすべり面を観察するために、層厚50cm毎に消石灰を薄く散布した。写真－3.5に消石灰の散布状況を示す。

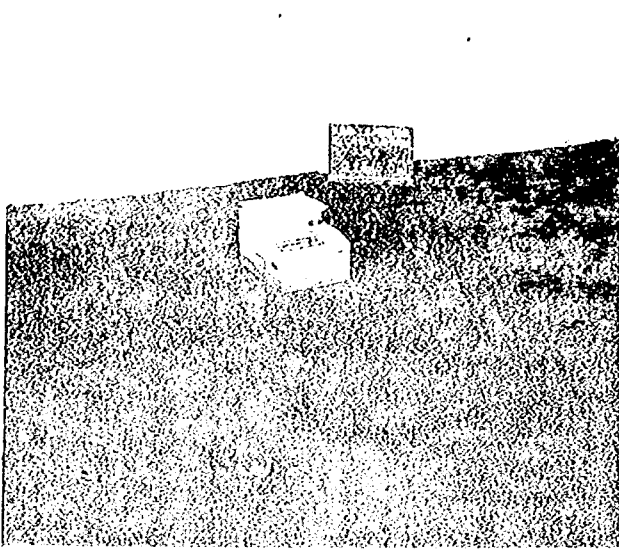


写真-3.4 散乱型 R I 試験器

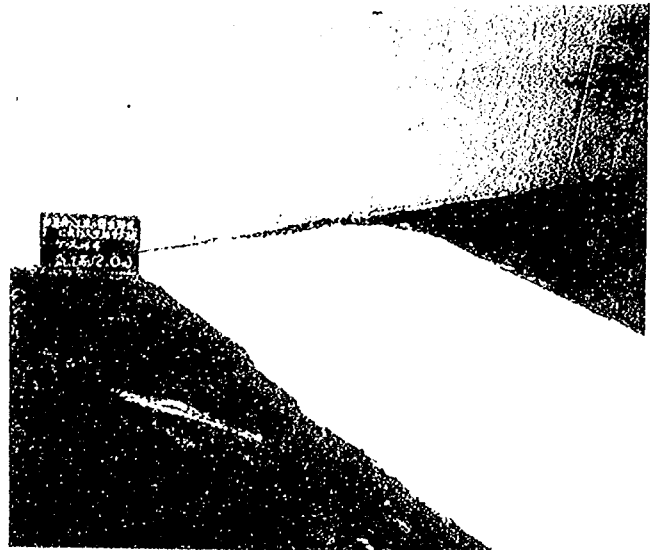


写真-3.5 消石灰の散布状況

補強材を配置するケース（ケース 2～5）では、予め加工を施した鉄筋を所定の位置に配置しながら盛り立てた。鉄筋の頭部（実験壁側）には、不織布を介して鋼製のプレート（ $200 \times 200 \times 9 \text{ mm}$ ）をナットで取り付け付けた。補強材の設置状況を写真-3.6に示す。これら一連の作業を繰り返し、あわせて層厚50cm毎に土圧計等の計測を行い、6 m高さの供試体を作製した。

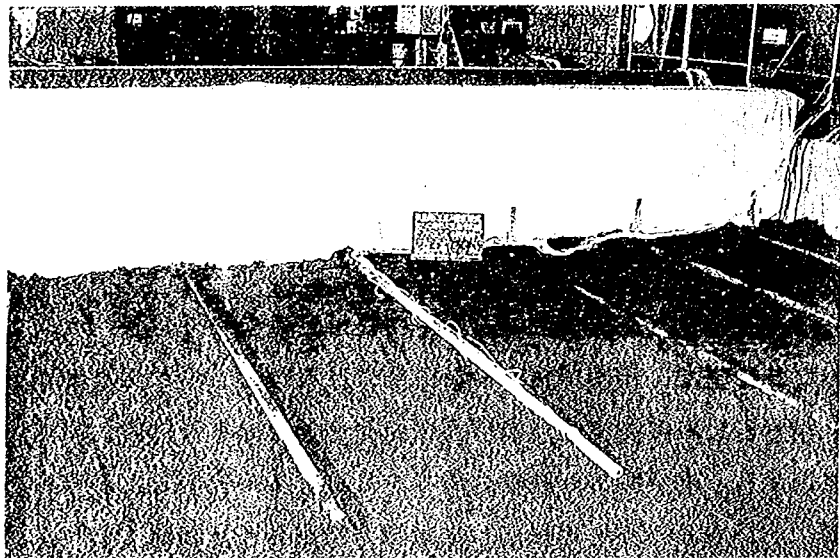


写真-3.6 補強材の設置状況

③ 土圧実験

供試体完成後に、約1日間放置して土圧等を計測した後、実験壁を主働方向へ変位させて実験を行った。壁の移動間隔は、 $\delta = 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 5.0 \text{ mm}$ 、5.0～30mmまでが2.5mm間隔で、50mmまでが10mm間隔、以後移動可能限界量までの計19段階とした。各変位毎の時間間隔は20分間とし、各段階で移動直後、10分後、20分後の計3回の計測を実施した。計測は、実験壁に作用する土圧を荷重計と土圧計により、また供試体の地表面沈下量、鉄筋の軸力の測定を行った。

④ 供試体の撤去

実験終了後に、供試体の半断面を掘削し、予め散布した消石灰の変位の状況によりすべり面の観察を行う。
すべり面の観察終了後にバケットにより供試体の撤去を行う。

⑤ 試料砂

実験に用いた試料砂は、霞ヶ浦産の川砂を用いた。試料砂の物性値を表-3.2に示す。

表-3.2 試料砂の物性値

分 類	きれいな砂
土粒子の密度 ρ_s	2.682 g/cm ³
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	1.678 g/cm ³
最適含水比 w_{opt}	15.7 %
三軸圧縮試験	
試験条件	CD
粘着力 c	0.20 kgf/cm ²
内部摩擦角 ϕ	40.7°
一面せん断試験	
粘着力 c	0.15 kgf/cm ²
内部摩擦角 ϕ	40.2°

⑥ 補強材

鉄筋は、実際の鉄筋補強土の現場での使用実績の中で比較的細いものとし、D19mmの異形棒鋼を用いた。鉄筋の実験壁側は、頭部プレートを取り付けるため、ネジ切り加工を施した。また、鉄筋表面には鉄筋の軸力を計測するために各測定点の両面に歪ゲージを貼り付けた。実際の現場では、鉄筋の周りをグラウト注入することから、本実験でも鉄筋の周りをモルタルで充填した。モルタルで被覆した場合の補強材径は、実際の現場でハンドオーガーで掘削した場合を想定してφ40mmとした。補強材の加工状況を図-3.7に示す。

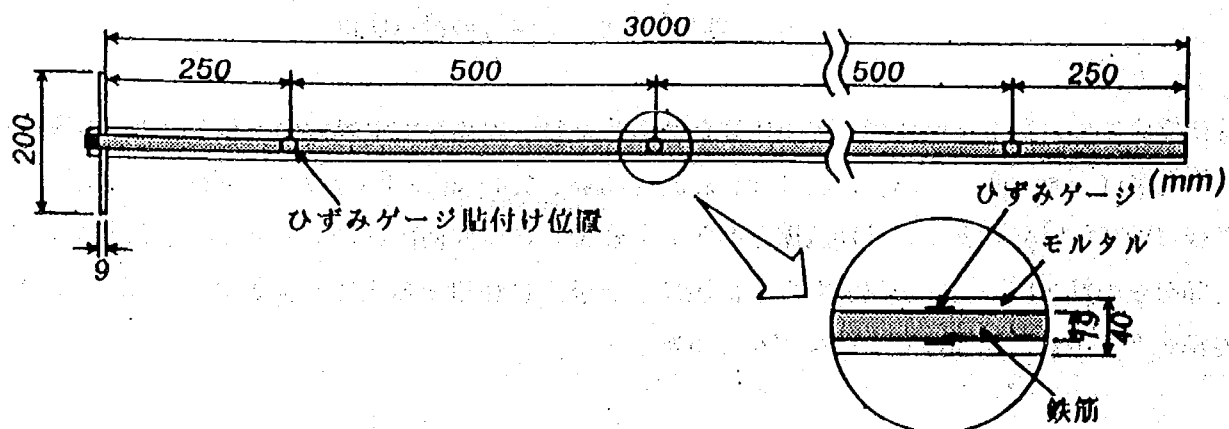


図-3.7 補強材

⑦ 実験ケース

実験は、以下の5ケースについて行った（表-3.3、図-3.8、3.9、3.10、3.11、3.12参照）。

ケース1：無補強のケース（基本ケース）

ケース2：敷設間隔が大きく、長さが中程度のケース

ケース3：敷設間隔が小さく、長さも短いケース

ケース4：敷設間隔が中程度で、長さも中程度のケース

ケース5：敷設間隔が大きく、長さも大きいケース

表-3.3 実験ケース

	鉄筋長L (m)	敷設間隔P (m)	L/P
ケース1	無 補 強		0.0
ケース2	3.0	1.5	2.0
ケース3	1.5	0.75	2.0
ケース4	3.0	1.0	3.0
ケース5	4.0	1.5	2.67

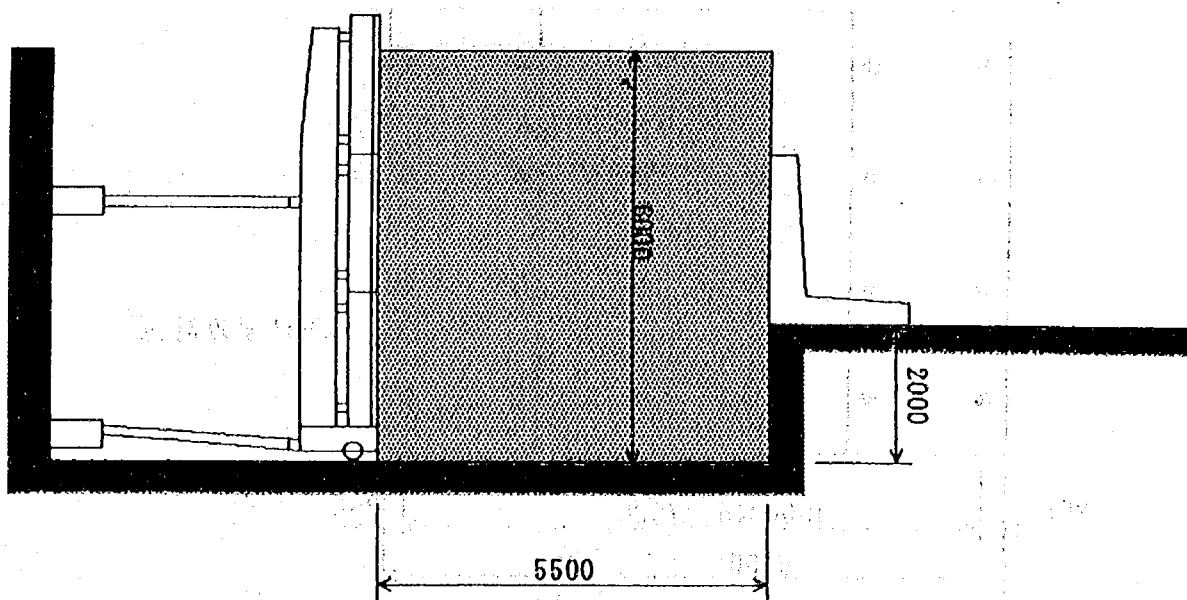
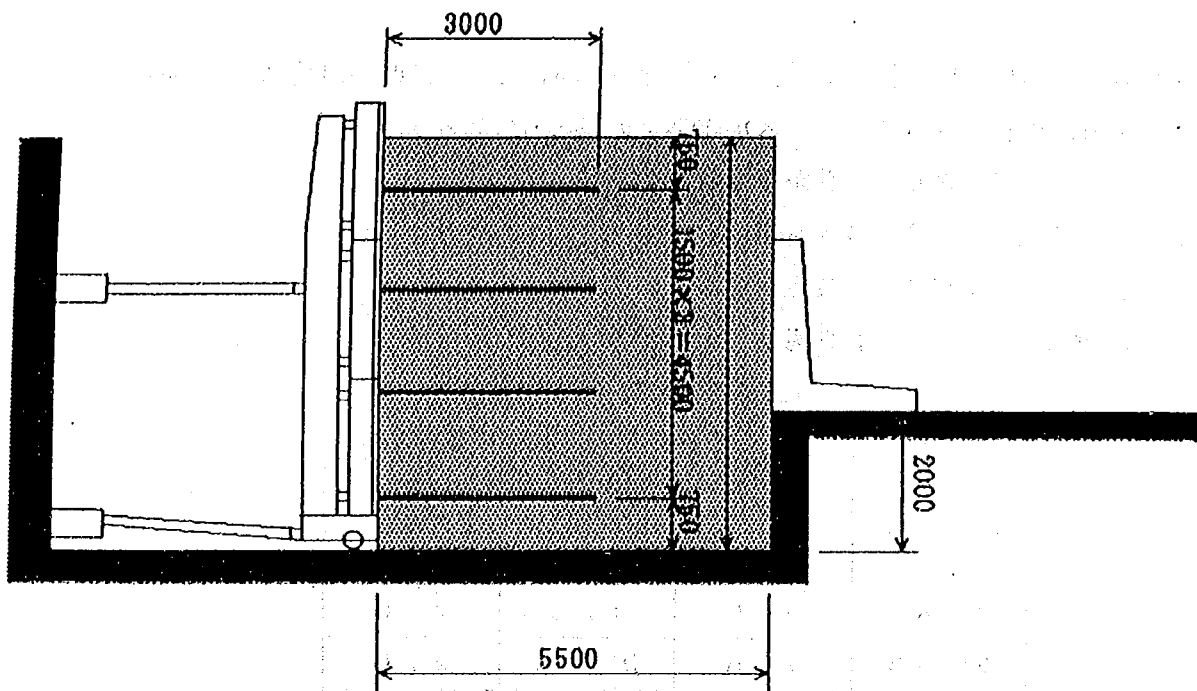
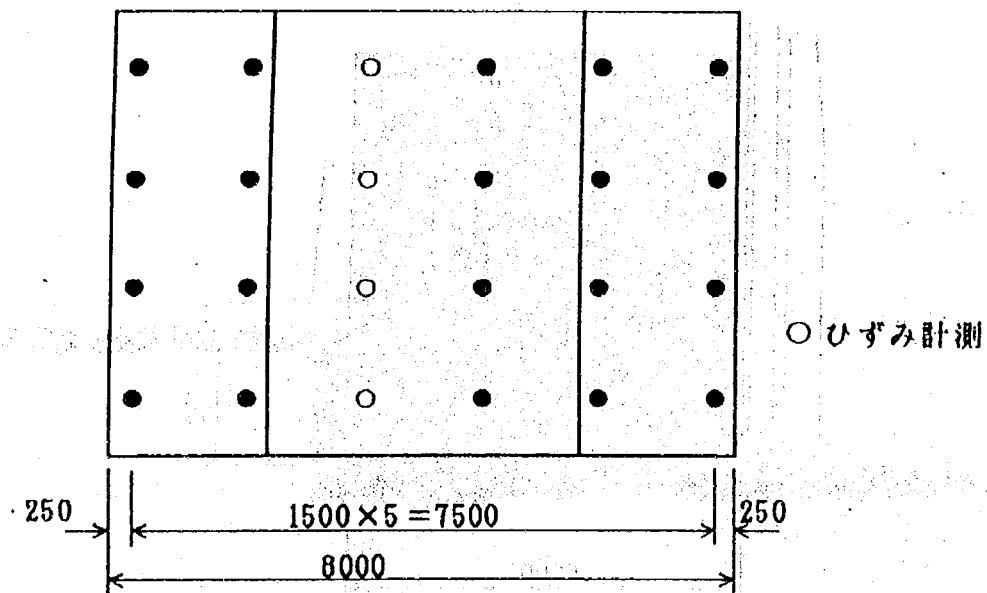


図-3.8 実験概要図（ケース1）

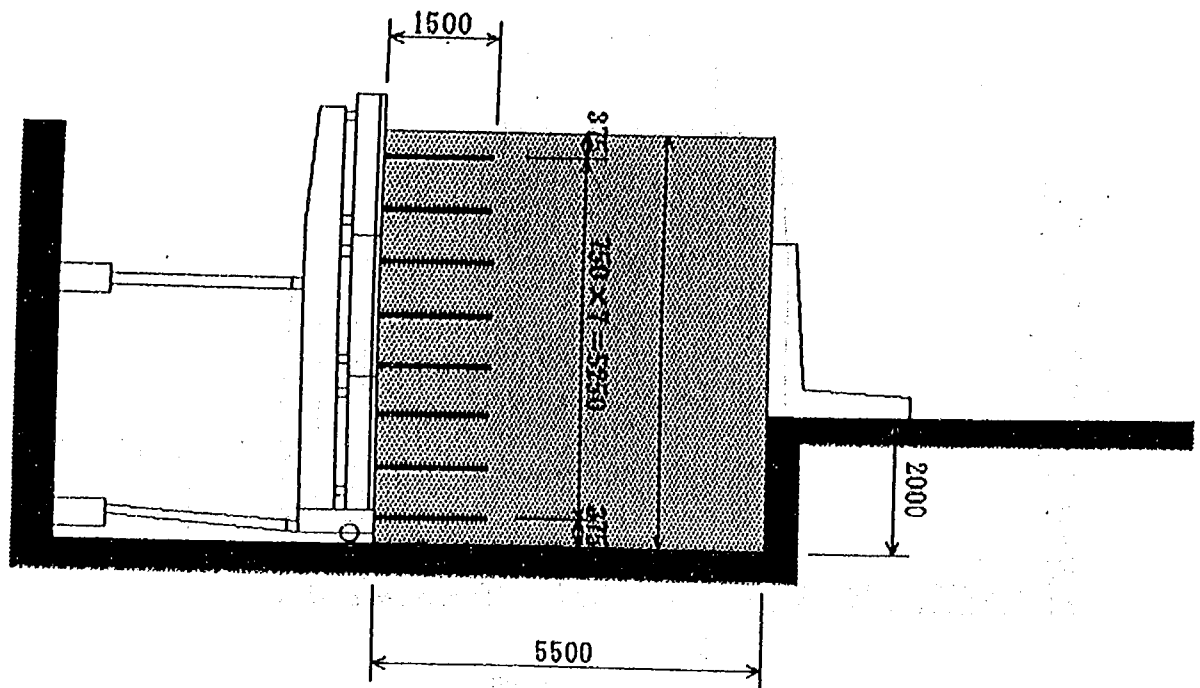


(a) 断面図

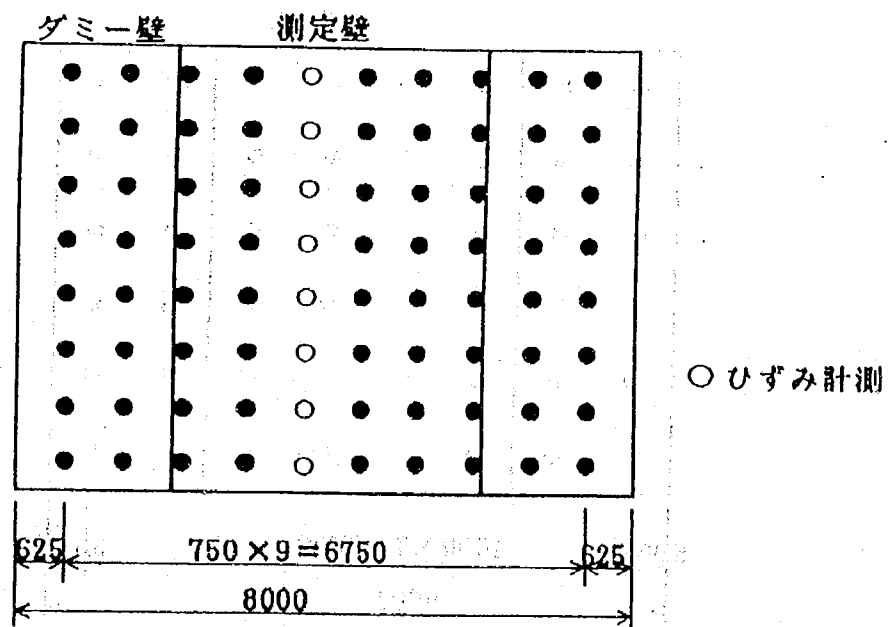


(b) 正面図

図-3.9 実験概要図 (ケース 2)

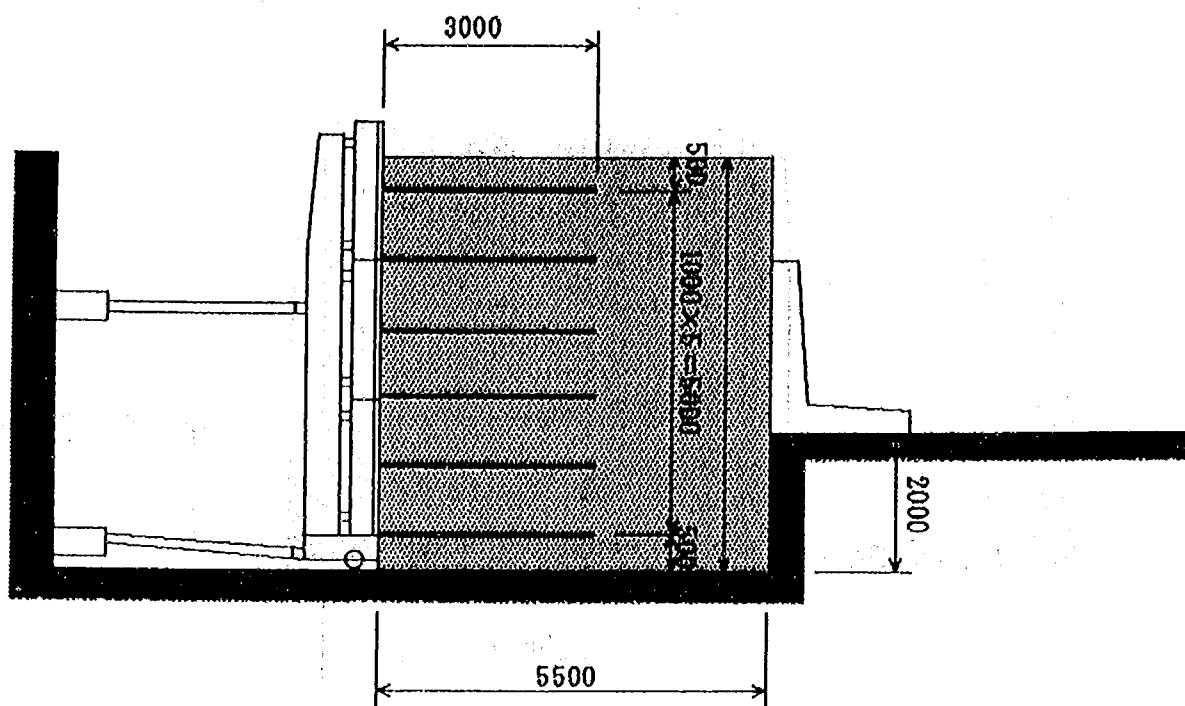


(a)断面図

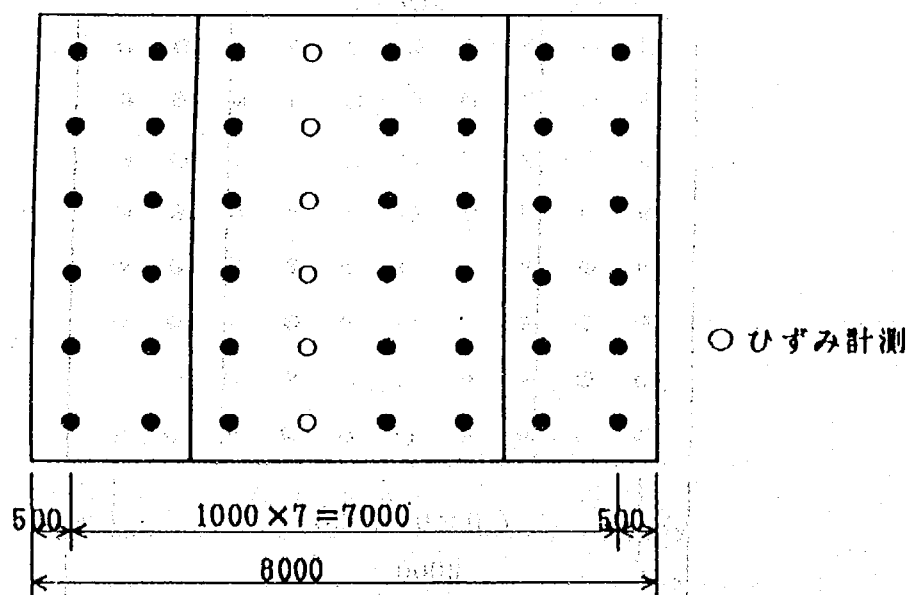


(b)正面図

図-3.10 実験概要図 (ケース3)

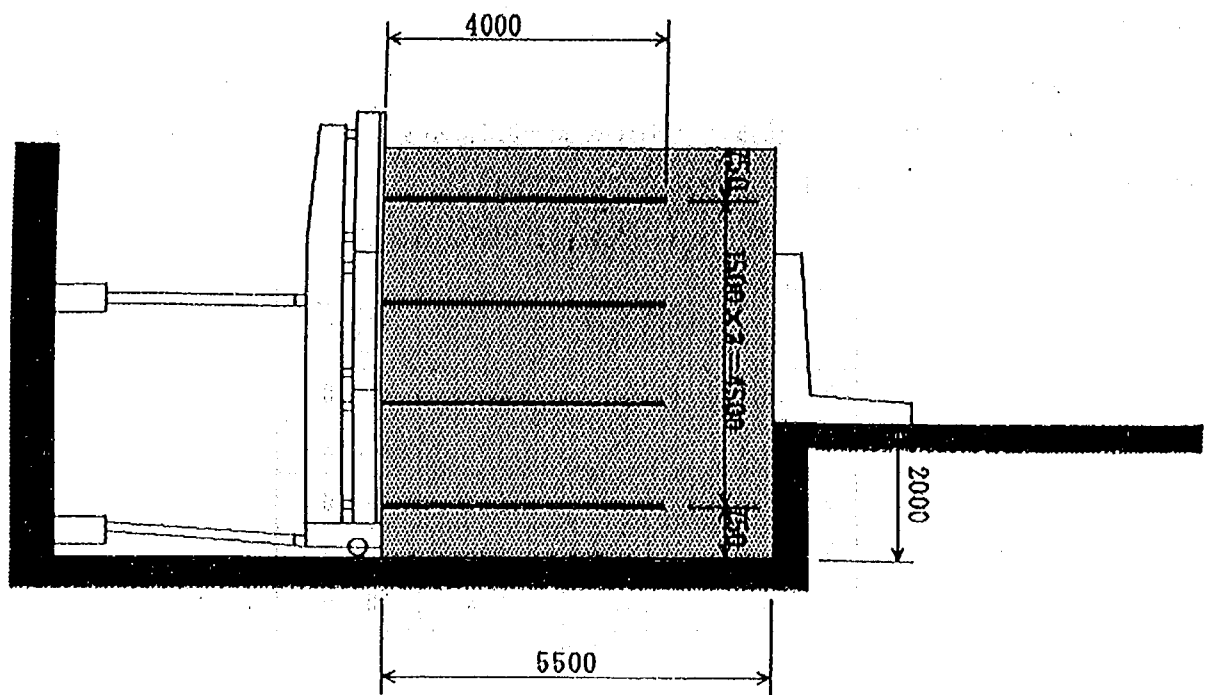


(a)断面図



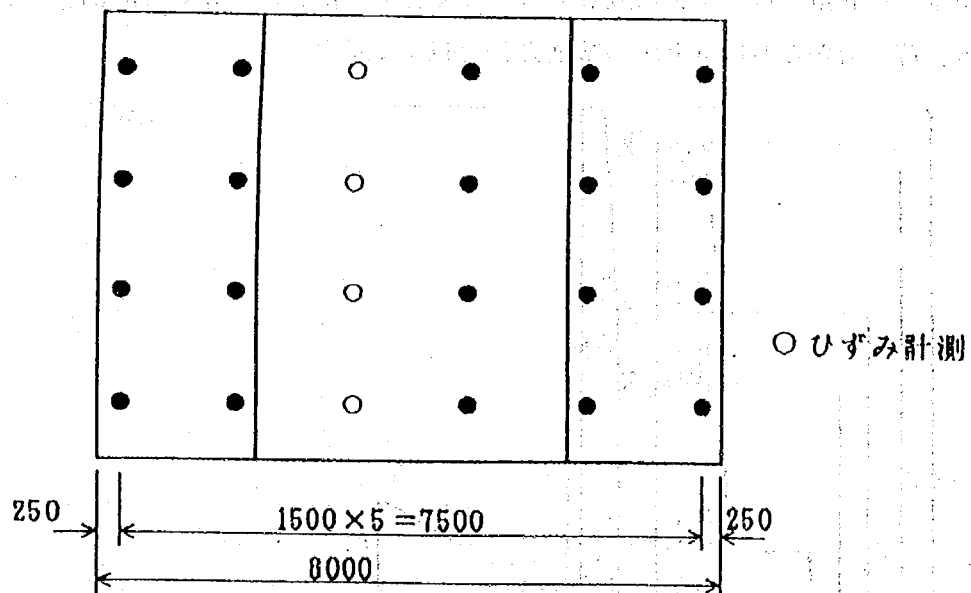
(b)正面図

図-3.11 実験概要図 (ケース4)



(a)断面図

図-3.12 実験概要図 (ケース5)



(b)正面図

図-3.12 実験概要図 (ケース5)

3.3 実験結果

3.3.1 供試体の状態

実験を行った5ケースの供試体の密度・含水比を表-3.4に示す。なお、密度・含水比の測定は、50cm盛り立て毎に各層6点において散乱型R I 試験器を用いて測定した。

表-3.4 供試体の密度・含水比

	湿潤密度 (g/cm^3)	乾燥密度 (g/cm^3)	含水比 (%)
ケース 1	1.764	1.584	11.40
ケース 2	1.775	1.602	11.82
ケース 3	1.802	1.627	10.76
ケース 4	1.810	1.629	10.93
ケース 5	1.801	1.628	10.70

3.3.2 実験結果の整理

本実験での鉄筋で補強した供試体の補強効果を確認する方法として、小型模型実験と同様に供試体前面の実験壁に作用する土圧の大きさの違いで評価することとした。

実験壁に作用する土圧は、実験壁の背面に取り付けられた荷重計と前面に取り付けられた土圧計で計測できるが、実験壁全面に作用する土圧を精度良く計測するためには、荷重計での計測結果から整理するのがよいと考えられる。荷重計からの作用土圧の整理方法を以下に示す。

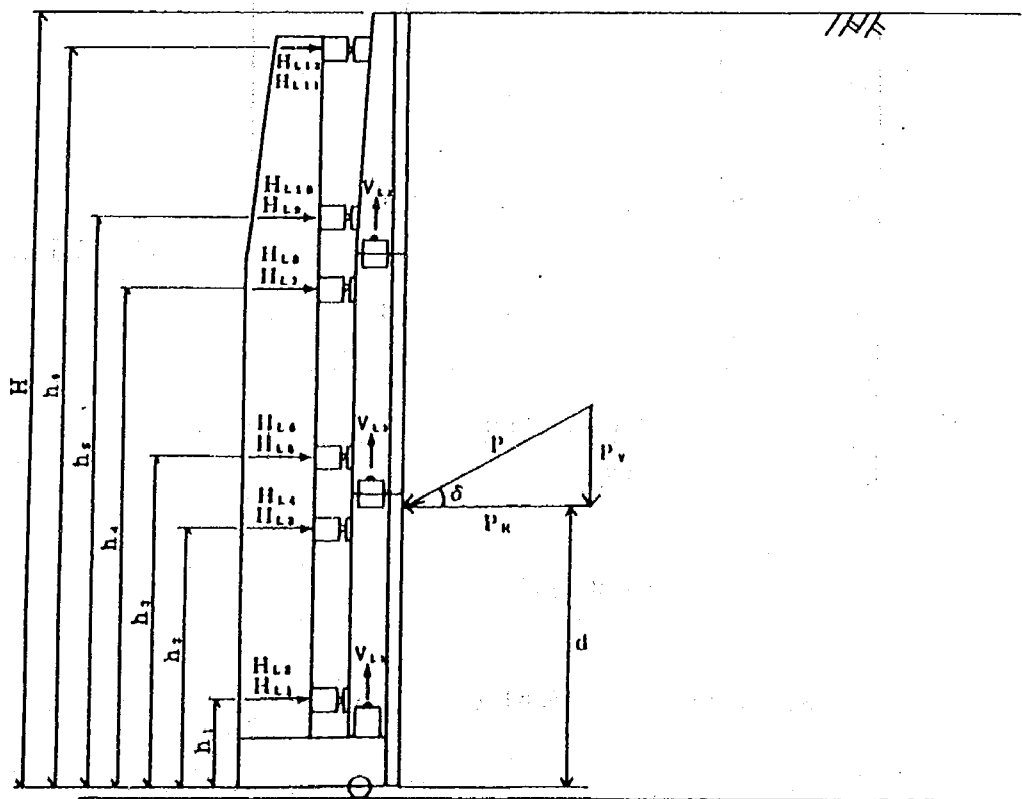


図-3.13 実験壁に作用する力の釣合い

図-3.13に示す実験壁に作用する力の釣合において、水平荷重計及び鉛直荷重計による測定値をそれぞれ HL1~HL12、VL1~VL2とすれば、図-3.13の記号を参考にするとともに、実験壁の幅が4.0mであることを考慮して、

$\Sigma H = 0$ の条件から、土圧の水平成分 P_H は、

$$P_H = \frac{HL1 + HL2 + HL3 + HL4 + HL5 + HL6 + HL7 + HL8 + HL9 + HL10 + HL11 + HL12}{4.0} \quad (\text{tf/m}) \quad \dots (3.1)$$

$\Sigma V = 0$ の条件から、土圧の鉛直成分 P_V は、

$$P_V = \frac{VL1 + VL2}{4.0} \quad (\text{tf/m}) \quad \dots (3.2)$$

したがって、土圧合力 P は、

$$P = \sqrt{P_H^2 + P_V^2} \quad \dots (3.3)$$

さらに、以上の整理結果を用いて、土圧の三要素（土圧係数、壁面摩擦角、相対作用高）を次式により算出した。なお、今回の実験では、相対作用高さの結果により補強材による高さ方向の補強効果の違いなどの検討ができるものと考えられる。

土圧係数 K および水平、鉛直土圧係数 K_H 、 K_V は、

$$K = \frac{2P}{\gamma_t \times H^2} \quad \dots (3.4)$$

$$K_H = \frac{2P_H}{\gamma_t \times H^2} \quad \dots (3.5)$$

$$K_V = \frac{2P_V}{\gamma_t \times H^2} \quad \dots (3.6)$$

壁面摩擦角 δ は、

$$\tan \delta = \frac{P_V}{P_H} \quad \dots (3.7)$$

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{P_V}{P_H} \right) \quad \dots (3.8)$$

相対作用高 d/H は、

$$d/H = \frac{\{(HL1+HL2) \cdot h1 + (HL3+HL4) \cdot h2 + (HL5+HL6) \cdot h3 + (HL7+HL8) \cdot h4 + (HL9+HL10) \cdot h5 + (HL11+HL12) \cdot h6\}}{P_H \times 4.0 \times H} \quad \dots (3.9)$$

ここに、 H ：壁高 (m)

3.3.3 各ケースの実験結果

(1) ケース1（無補強のケース）

本実験は、補強したケースの補強効果を確認するために、試料砂のみでの実験を行ったものである。

図-3.14に盛土時及び壁移動時の実験壁に作用する土圧の変化を表している。実験壁に作用する土圧は、盛土の高さの増加につれて、放物線状に増加する傾向を示している。また、壁移動時の土圧は、移動量が3mm程度までは急激に減少し、5mm程度で収束する傾向にある。その値は、6tf/m程度であり、壁面摩擦角を $\delta = 2/3\phi$ としてクーロンの式により計算した主働土圧の値($P=6.165\text{tf/m}$)に比較的近い値となっている。

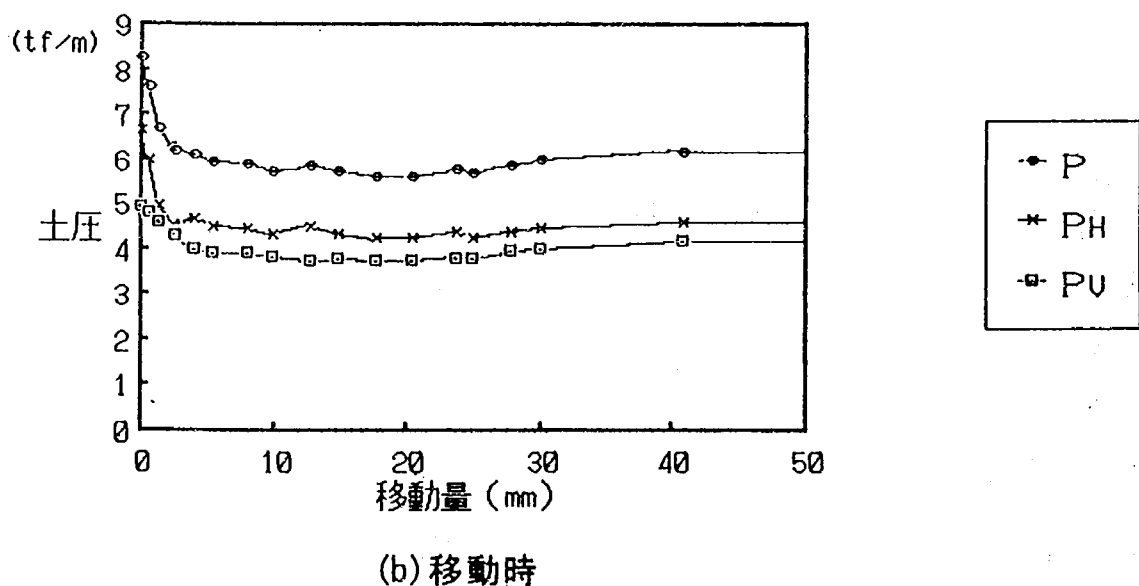
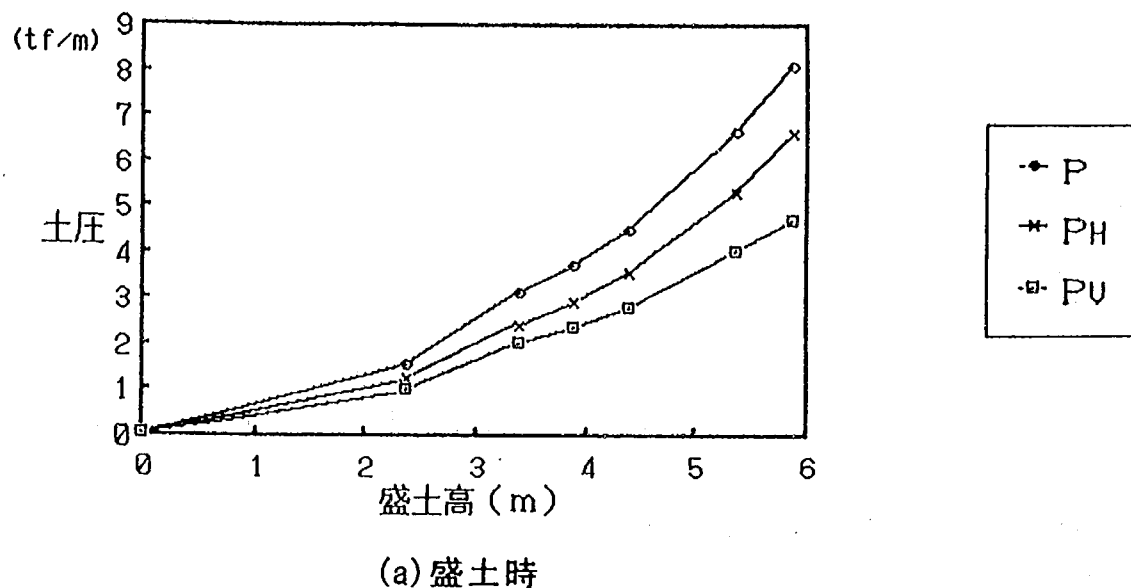
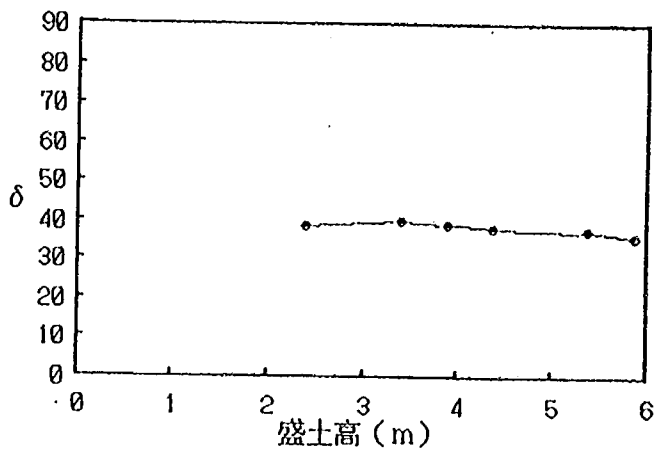
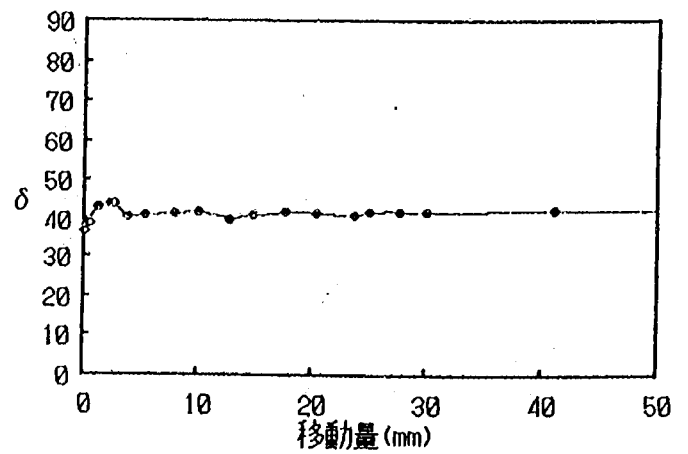


図-3.14 土圧の変化 (ケース1)

図-3.15、3.16にそれぞれ盛土時及び壁移動時の壁面摩擦角、相対作用高の変化を表している。壁面摩擦角は、壁移動直後に若干大きくなる傾向を示したが、その後はほぼ一定しており、その値は $\delta = 40^\circ$ 周辺となっている。相対作用高は、壁移動に伴って変動しているが、全体的には壁高の1/3の高さに近い位置となっている。

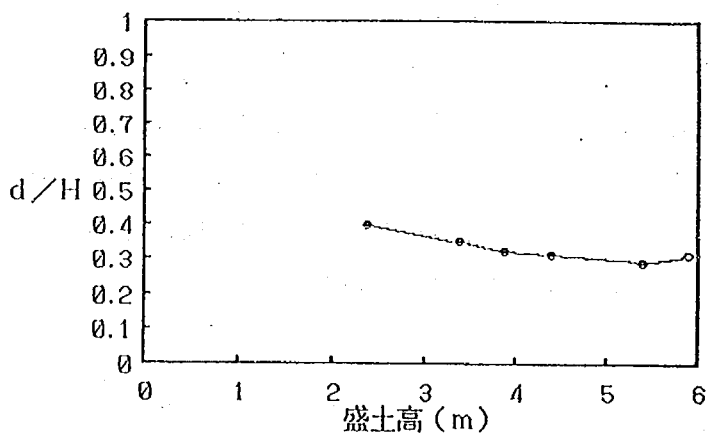


(a) 盛土時

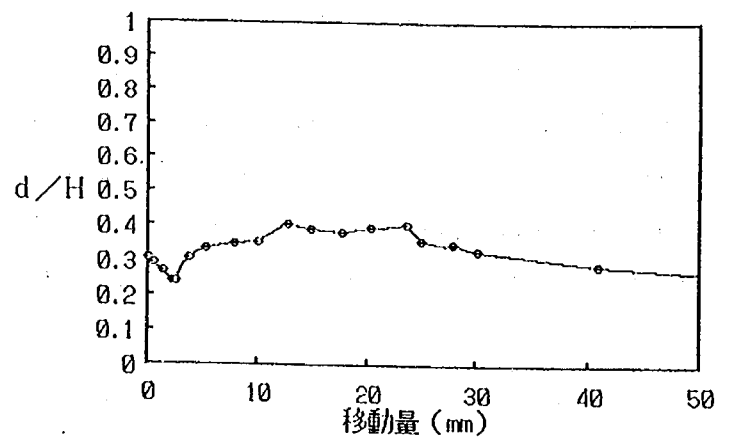


(b) 移動時

図-3.15 壁面摩擦角の変化 (ケース 1)



(a) 盛土時



(b) 移動時

図-3.16 相対作用高の変化 (ケース 1)

実験終了後の供試体掘削時に観察されたすべり面の形状を写真-3.7、図-3.17に示す。写真に示すように、すべり面は供試体内に明確に現れており、その形状は直線ではなく、曲線の形状を示しているが、主働崩壊線に比較的近い位置に発生していた。



写真-3.7 すべり面の状況 (ケース 1)

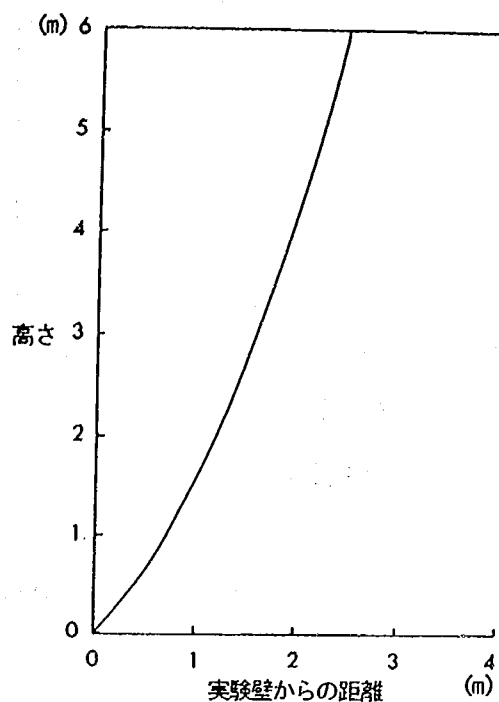
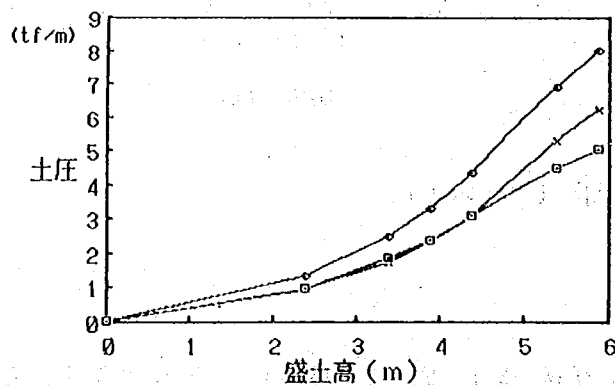


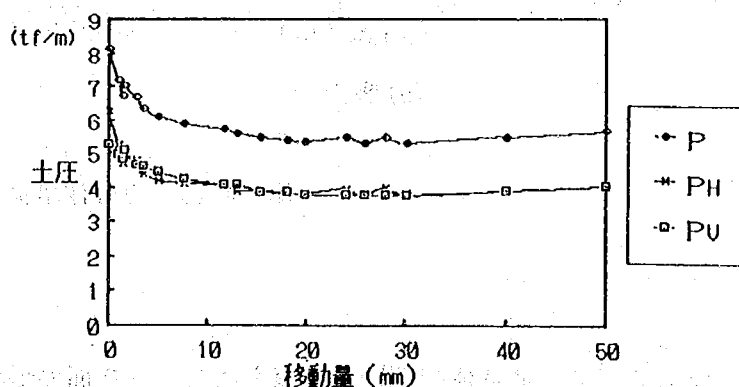
図-3.17 すべり面の形状 (ケース 1)

(2) ケース 2 ($L=3.0\text{m}$ 、 $P=1.5\text{m}$)

本ケースは、長さが中程度の補強材を大きな敷設間隔で配置した場合のケースである。図-3.18に盛土時及び壁移動時の実験壁に作用する土圧の変化を表している。土圧は、壁移動量が 5mm 程度まで急激に減少し、 15mm を超えたあたりから収束傾向にある。また、水平土圧と鉛直土圧は最終的にはほとんど同じ値を示している。図-3.19に無補強のケース 1 と補強したケース 2 との壁移動に伴う土圧係数の変化を表している。補強したケースは、無補強のケースが主働状態になるまでは、ほぼ同じ値を示しているが、主働状態になってからは、補強材による補強効果が発揮されて、土圧係数が若干であるが減少している。



(a) 盛土時



(b) 移動時

図-3.18 土圧の変化 (ケース 2)

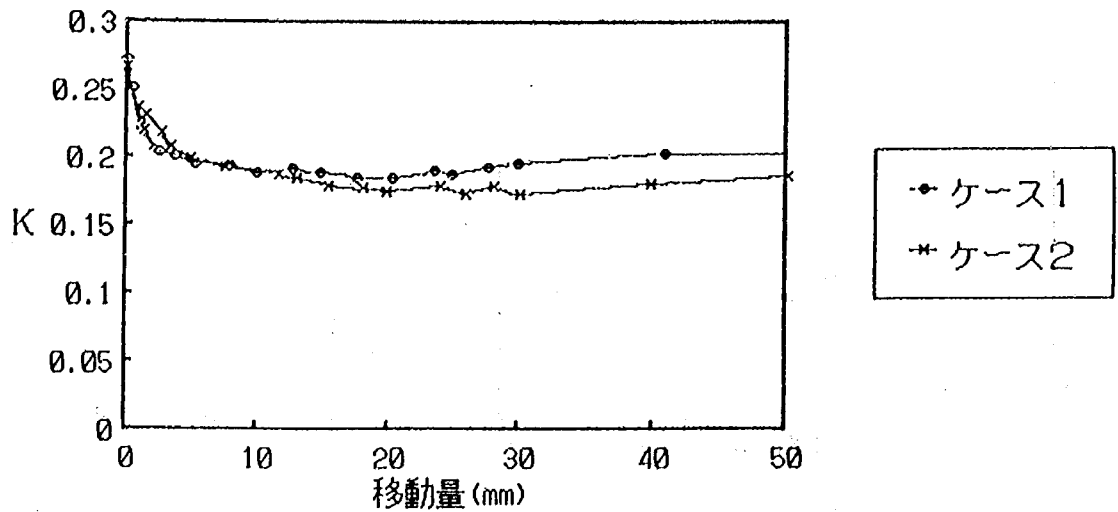
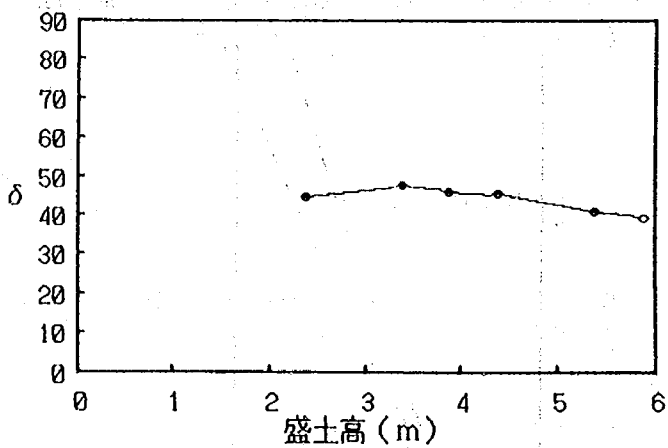
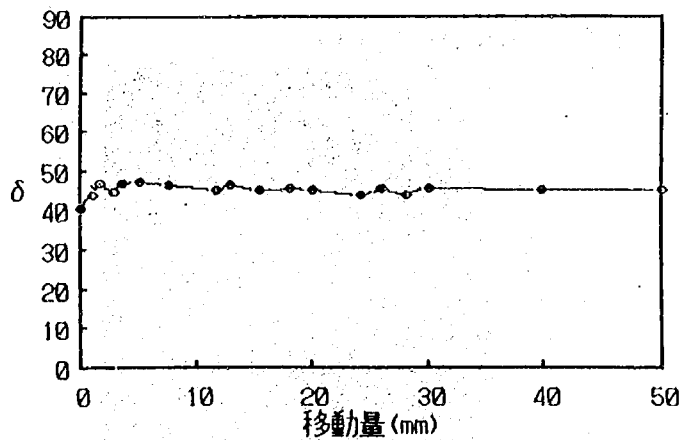


図-3.19 土圧係数の比較 (ケース1と2)

図-3.20、3.21にそれぞれ盛土時及び壁移動時の壁面摩擦角、相対作用高の変化を表している。壁面摩擦角は、壁移動直後に大きくなり、その後はほぼ一定しており、その値は $\delta = 45^\circ$ 程度で、ケース1より若干大きな値となった。相対作用高は、壁移動に伴って若干の変動をしているが、ケース2も全体的には壁高の1/3の高さに近い位置となっている。

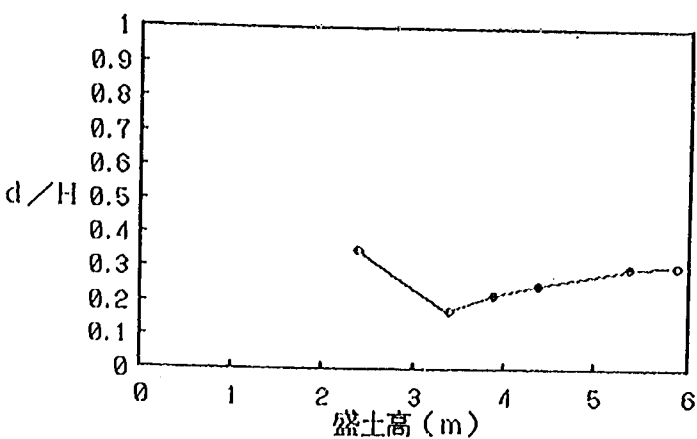


(a) 盛土時

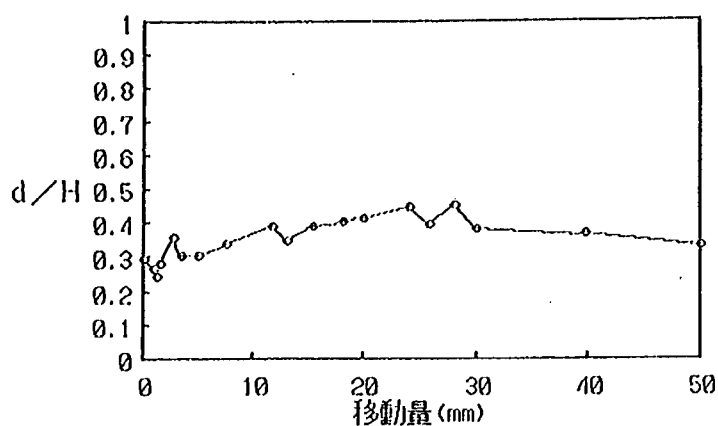


(b) 移動時

図-3.20 壁面摩擦角の変化 (ケース2)



(a) 盛土時



(b) 移動時

図-3.21 相対作用高の変化 (ケース 2)

実験終了後の供試体掘削時に観察されたすべり面の形状を写真-3.8、図-3.22に示す。写真に示すように、供試体内のすべり面は無補強のケースほど明確に現れておらず、補強材を配置したことによる補強効果が供試体内のすべり面にも表れている。また、供試体上部において、明確なすべり面が2本発生していることも分かる。このすべり面は、実験壁の移動量が25mm程度までは図に示した供試体奥側のすべり面①だけ現れ、それ以降壁移動量が大きくなるにつれてすべり面②が発達する傾向が見られた。これは、実験壁の移動量が比較的小さな段階までは、補強材の補強効果が発揮されてすべり面が後方に発生したが、移動量が大きくなるにつれて補強材による補強効果が低下し、または補強材で補強しきれなくなり、前方にすべり面が発達したものと考えられる。なお、前方に発生したすべり面②は、ケース1で観察された無補強時のすべり面とほとんど同じ位置に発生していた。

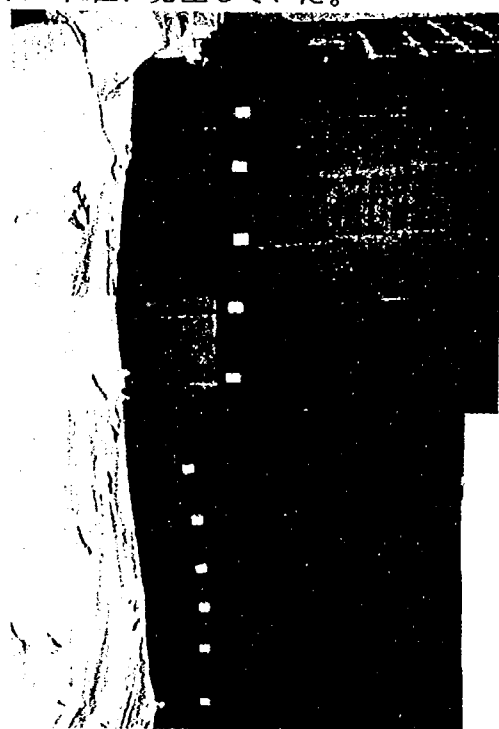


写真-3.8 すべり面の状況 (ケース 2)

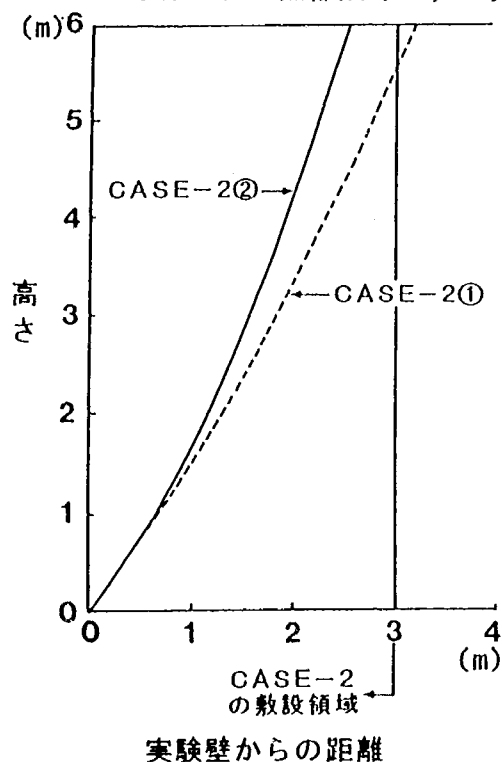


図-3.22 すべり面の形状 (ケース 2)

図-3.23に、壁移動量が25mmの時の補強材に発生した軸力分布を示す。なお、軸力は実験壁移動量が0mmの時点からの差を示している。補強材に発生した軸力の最大値の位置は、観察されたすべり面よりも若干実験壁側に位置しているが、それらを結ぶ線はある線上に位置していることがわかる。このように、補強材の軸力が補強効果に大きく影響していることが確認できる。

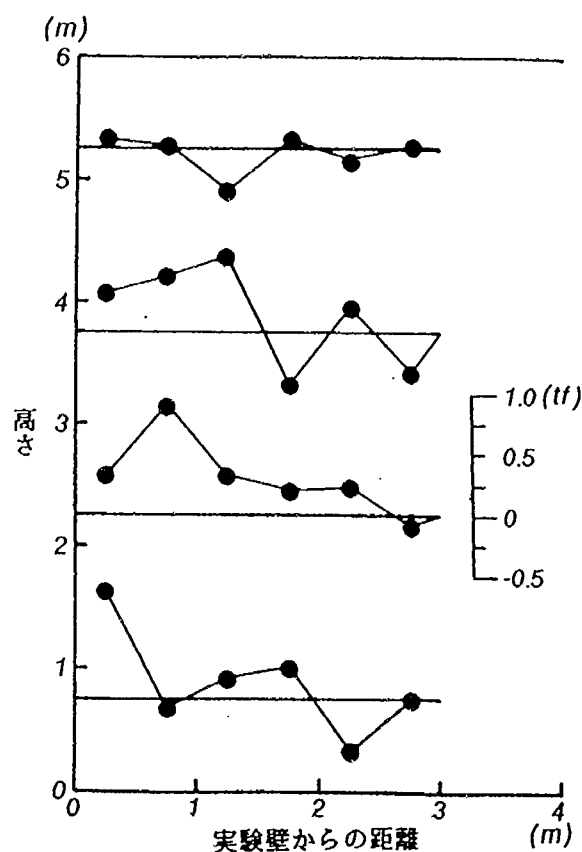
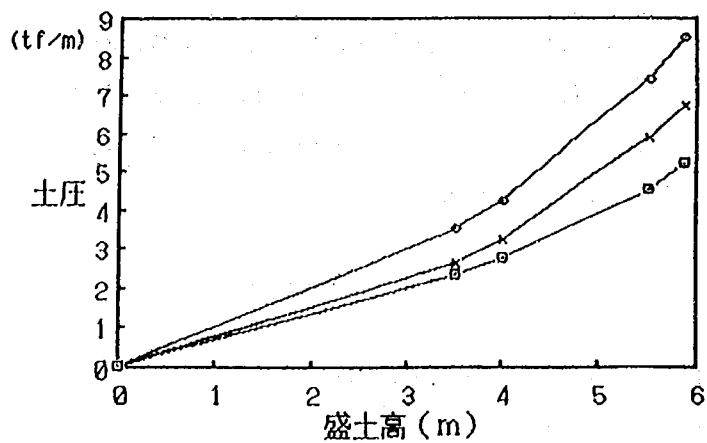


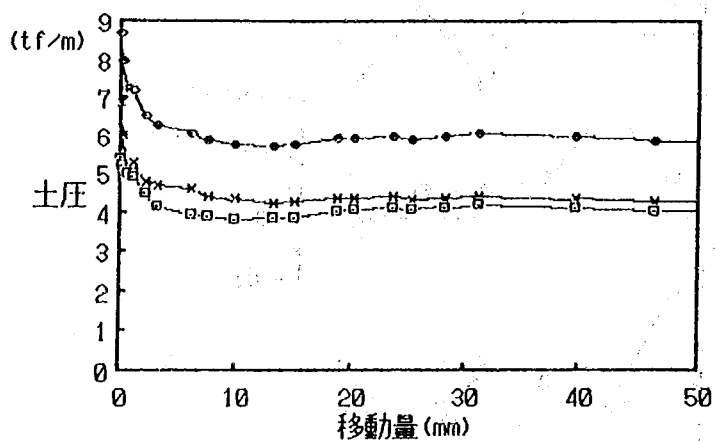
図-3.23 軸力分布 (ケース2)

(3) ケース3 ($L=1.5\text{m}$ 、 $P=0.75\text{m}$)

本ケースは、長さの短い補強材を小さな敷設間隔で配置した場合のケースである。図-3.24に盛土時及び壁移動時の実験壁に作用する土圧の変化を表している。壁移動に伴う土圧は、移動量が3mm程度までは急激に減少し、それ以降収束する傾向にあり、無補強のケース1と比較的似かよった傾向を示している。図-3.25に、ケース1とケース3での土圧係数の変化を示している。土圧係数は、壁移動量が小さい段階ではケース1とケース3でほとんど同じ値を示しており、補強効果がほとんど見られない。しかし、壁移動量が30mmを超えたあたりからケース3の土圧係数の値が徐々にではあるが減少し始め、補強効果が若干見られるようになってきている。このように、短い補強材を密に配置した場合には、補強効果の発揮されるための変位量が若干大きいことが考えられる。



(a) 盛土時



(b) 移動時

図-3.24 土圧の変化 (ケース3)

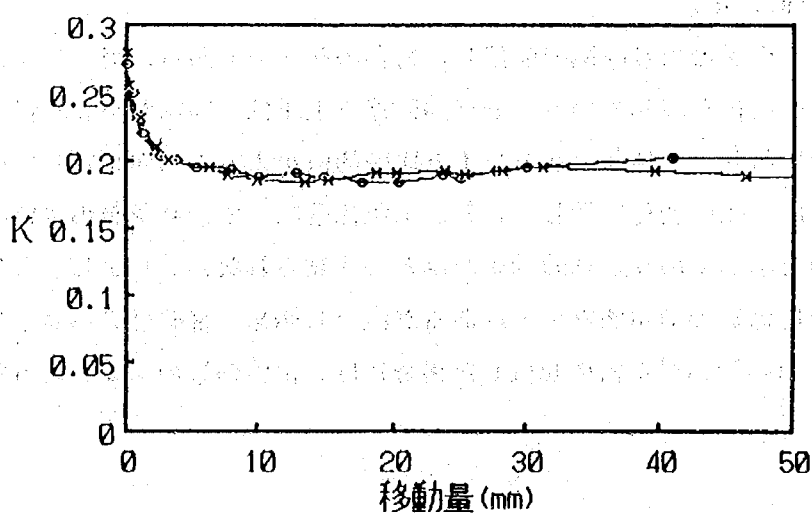
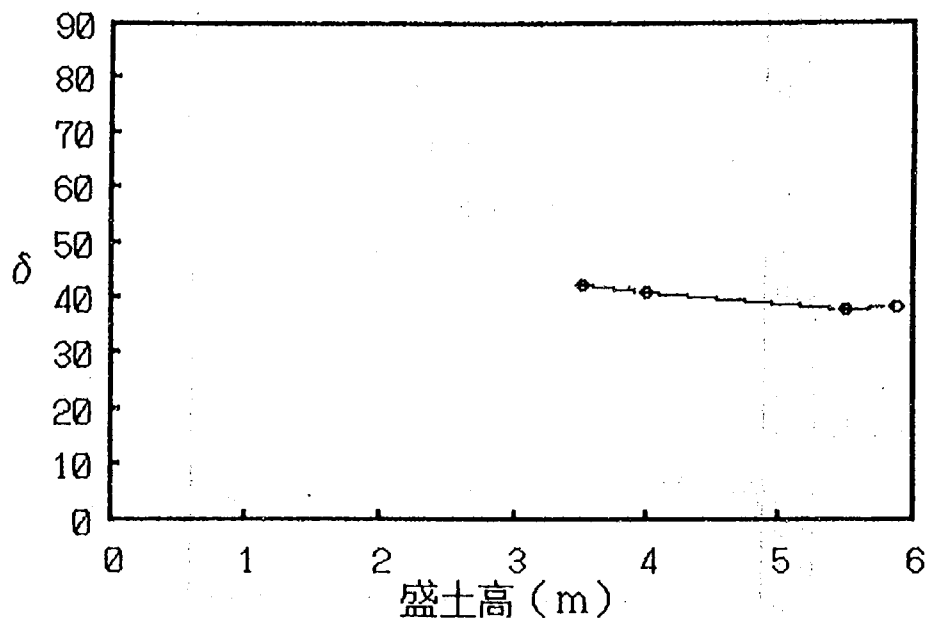
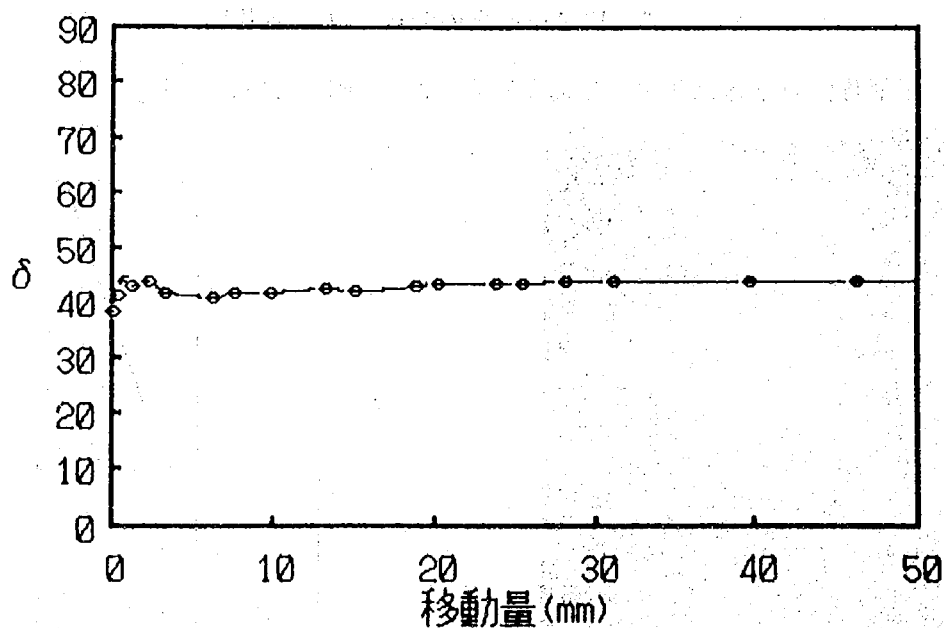


図-3.25 土圧係数の比較 (ケース1と3)

図-3.26、3.27には、それぞれ盛土時及び壁移動時の壁面摩擦角、相対作用高の変化を示している。壁面摩擦角は他のケースと同様に移動量が小さい段階で若干の変化は現れるが、それ以降はほとんど一定の値となっており、その値は 42° 程度となっている。相対作用高さも、移動量が小さい段階で若干の値の変動が見られ、それ以降徐々にではあるが減少する傾向にあるようである。その値は最終的には壁高の $1/3$ よりも若干低い位置になっている。

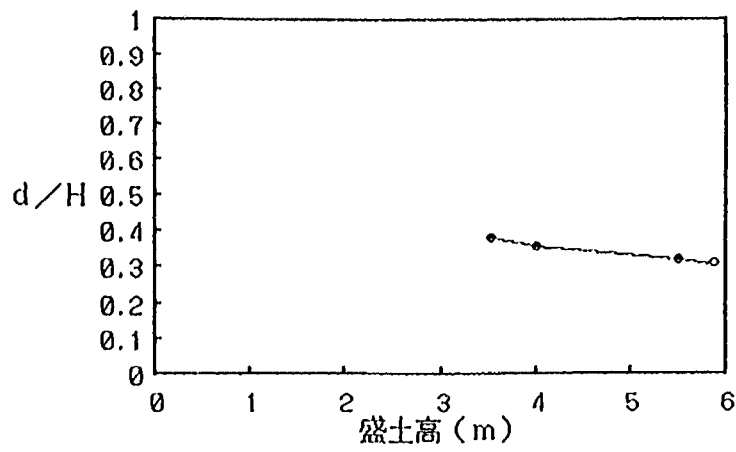


(a) 盛土時

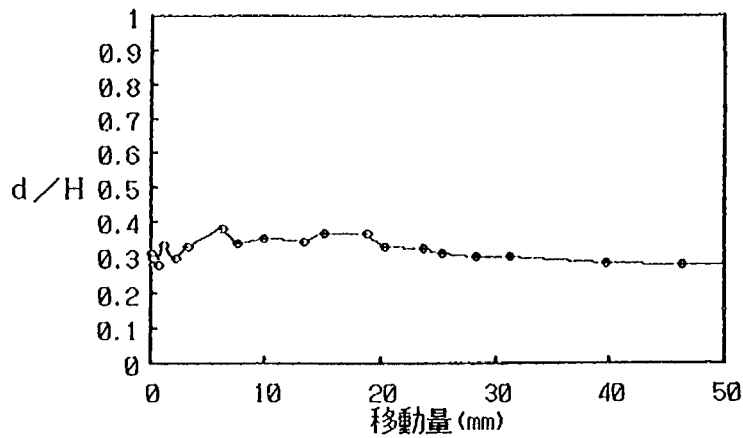


(b) 移動時

図-3.26 壁面摩擦角の変化 (ケース3)



(a) 盛土時



(b) 移動時

図-3.27 相対作用高の変化 (ケース3)

実験終了後の供試体掘削時に観察されたすべり面を写真-3.9、図-3.28に示す。



写真-3.9 すべり面の状況 (ケース3)

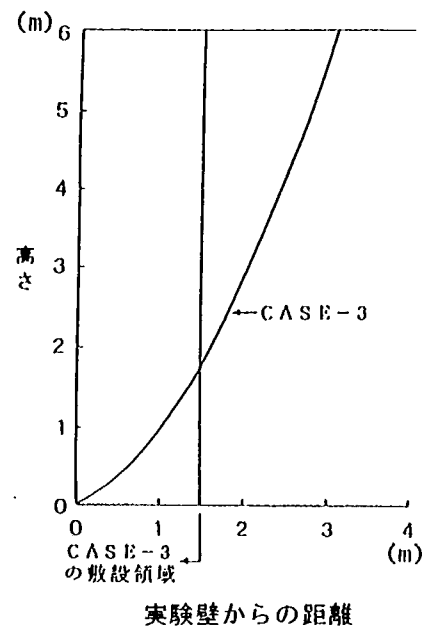


図-3.28 すべり面の形状 (ケース3)

観察されたすべり面は、供試体上部では比較的明確に現れているが、下部では他のケースに比べて若干不明確になっている。すべり面の形状は、供試体下部で他のケースより後方に現れ、上部では無補強時と同じような形状で発生している。このことより、補強材を比較的密に配置することにより、補強材を敷設した領域が一体化され、敷設領域が疑似擁壁的な効果を示し、供試体下方ですべり面が補強領域を避けるように後方に発生したものと考えられる。

図-3.29に、壁移動量40mmの時の補強材の軸力分布を示している。ケース3で観察されたすべり面は下の2段だけを横切るように発生しており、このため補強材の軸力も下の2段だけ大きな値を示している。

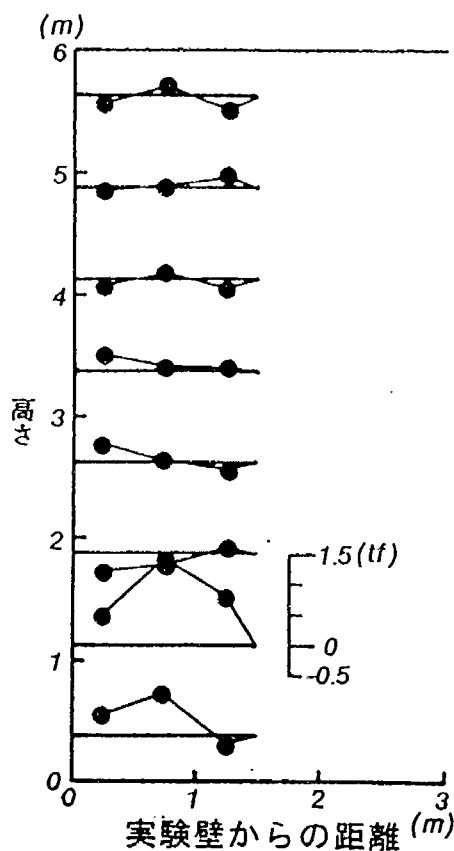
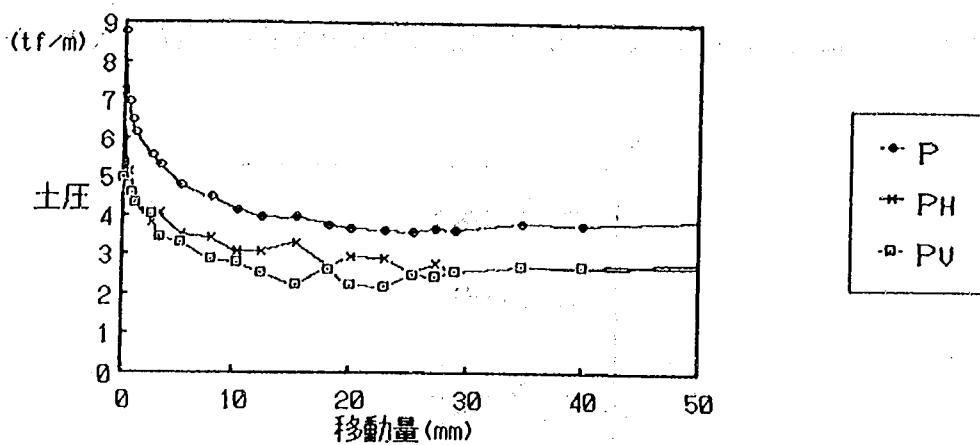


図-3.29 軸力分布 (ケース3)

(4) ケース4 ($L=3.0\text{m}$ 、 $P=1.0\text{m}$)

本ケースは、長さが中程度の補強材を中程度の敷設間隔で配置した場合のケースである。図-3.30に、盛土時及び壁移動時の実験壁に作用する土圧の変化を表している。土圧は、壁の移動に伴い大きく減少しており、移動量が20mm程度でほぼ一定値となっている。ただし、水平土圧、鉛直土圧の値は若干変動しており、最終的にはほとんど同じ値となっている。図-3.31にケース1とケース4での壁移動に伴う土圧係数の変化を示している。ケース4での土圧係数は、壁移動量が小さい段階から無補強のケース1より大きく減少しており、初期の段階から大きな補強効果が発揮されていることがわかる。ケース4は、ケース2と同じ長さの補強材を小さな間隔で配置したものであり、敷設間隔を小さくすることによる補強効果が明確に現れている。



(b) 移動時

図-3.30 土圧の変化 (ケース4)

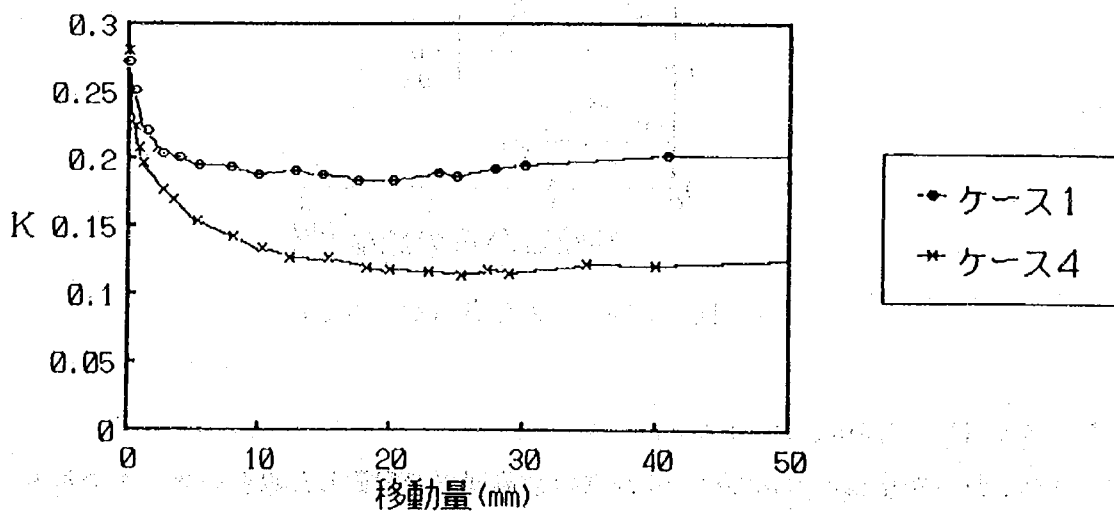
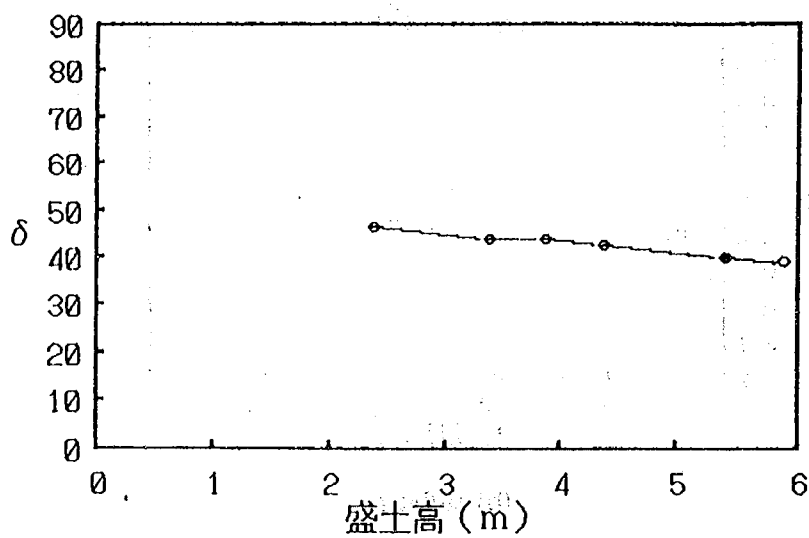
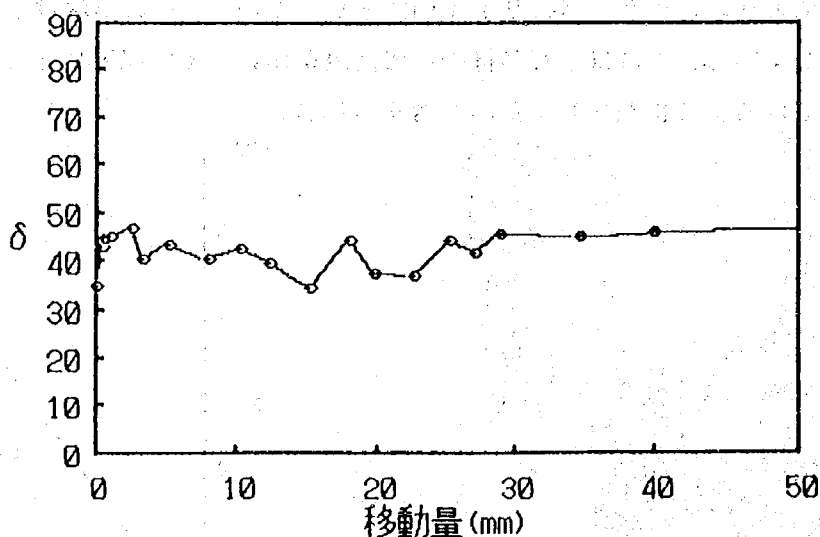


図-3.31 土圧係数の比較 (ケース1と4)

図-3.32、3.33にそれぞれ盛土時及び壁移動時の壁面摩擦角、相対作用高の変化を示している。壁面摩擦角は、壁移動量が30mm程度まで大きく変動しており、それ以降一定となっており、その値は45°程度である。相対作用高も、壁移動に伴って大きく変動しており、特に壁移動量が20mm程度までは、高い位置へと変動している。これは、下層に配置された補強材は、供試体の大きなすべり面を横切るため、初期の段階から補強効果が発揮され、下層の実験壁に作用する土圧は大きく低減したためと考えられる。上層に配置された補強材は、供試体上方の小さなすべりに対して補強する働きをするため、その効果が発揮されるためには若干の変形が必要であり、このため壁移動量が大きくなった段階で相対作用高さが低い位置になったものと考えられる。

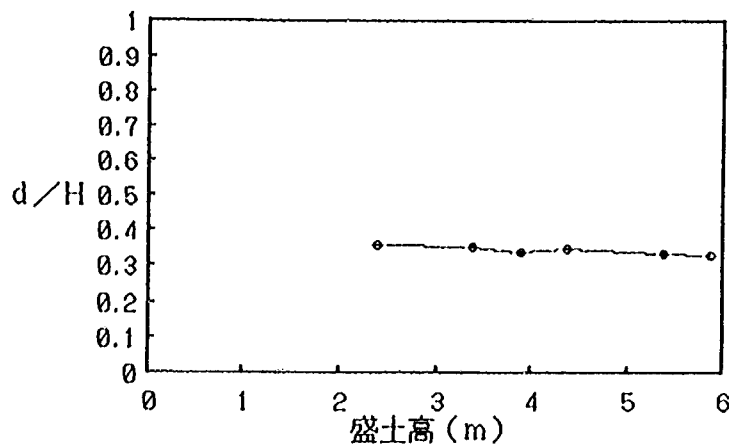


(a) 盛土時

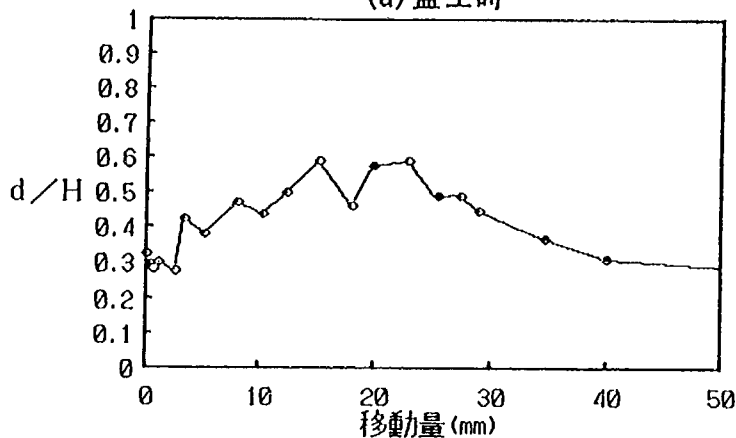


(b) 移動時

図-3.32 壁面摩擦角の変化 (ケース4)



(a) 盛土時



(b) 移動時

図-3.33 相対作用高の変化 (ケース4)

実験終了後の供試体掘削時に観察されたすべり面を写真-3.10、図-3.34に示す。観察されたすべり面は、補強材による補強効果により、他のケースよりも不明瞭となっている。その形状は、直線に近く、無補強の場合よりも奥へと発生している。これは、補強材の配置間隔を比較的密に配置したことにより、すべり面が補強領域をできるだけ避けるように発生したためと考えられる。

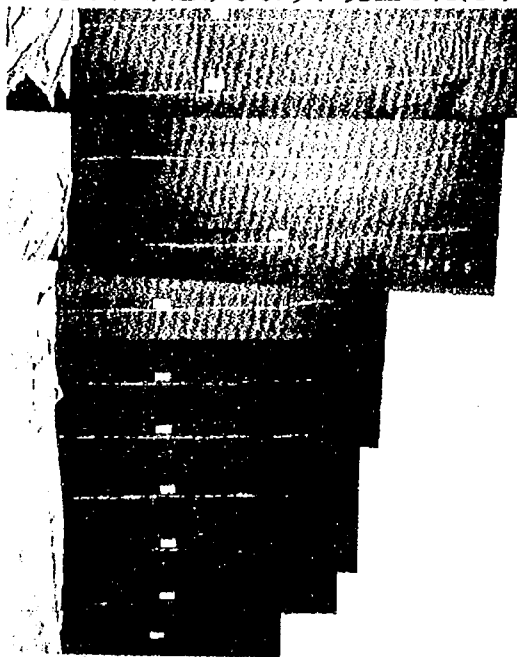


写真-3.10 すべり面の状況 (ケース4)

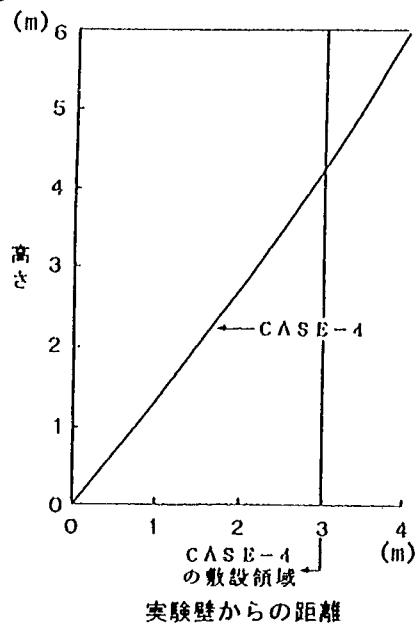


図-3.34 すべり面の形状 (ケース4)

図-3.35に壁移動量が20mm、50mmでの補強材の軸力分布を示している。補強材の軸力は、発生したすべり面が横切る箇所で大きく発生しており、また移動量20mmから50mmまでの軸力の増加量もすべり面が横切る箇所で大きくなっている。このように、補強効果が明確に現れたケースにおいても、補強材の軸力が補強効果に大きく貢献していることが確認される。

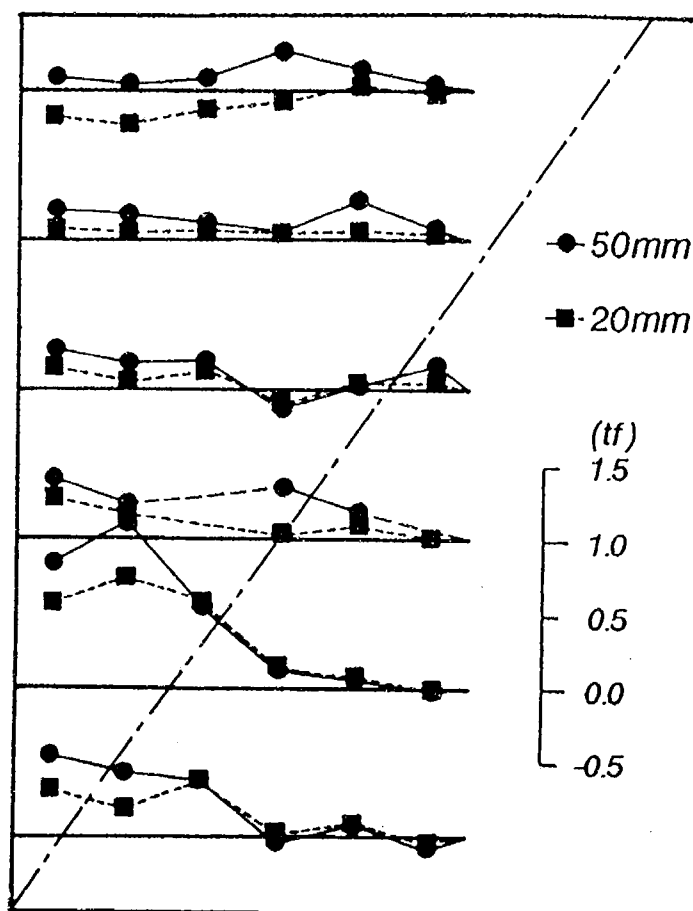


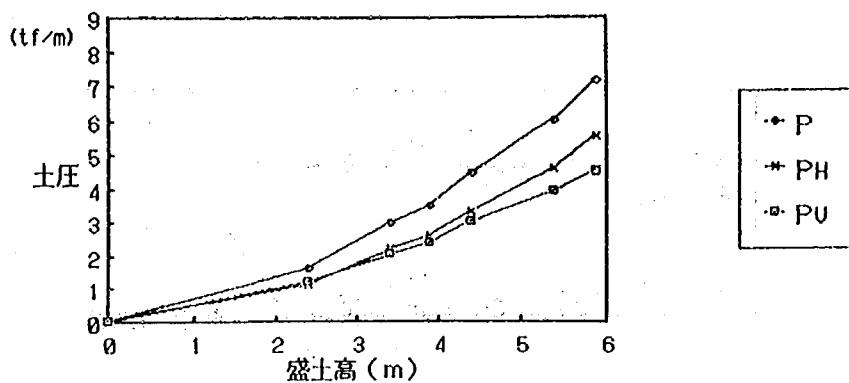
図-3.35 軸力分布 (ケース4)

(5) ケース5 ($L=4.0\text{m}$ 、 $P=1.5\text{m}$)

本ケースは、長さの長い補強材を大きな配置間隔で配置した場合のケースである。図-3.36に盛土時および壁移動時の実験壁に作用する土圧の変化を表している。土圧は、壁移動量が3mm程度までで急激に減少し、その減少量も大きなものとなっている。また、移動量が5mmを過ぎると土圧の値はほとんど一定値となっており、水平土圧、鉛直土圧は同じ様な値を示している。図-3.37にケース1とケース5の壁の移動に伴う土

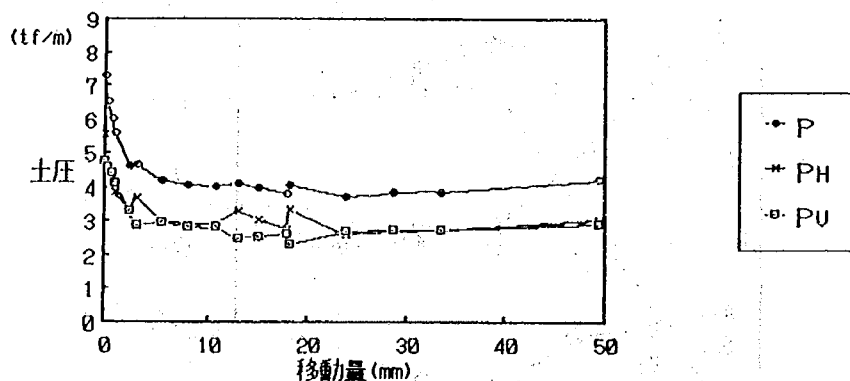
圧係数の変化を示している。ケース5は、壁移動量が小さい段階から土圧係数が急激に減少し、無補強のケース1よりかなり小さな値となっている。このように、ケース2の配置に対して補強材長さを長くしたケース5では、補強材の補強効果が明確に現れることがわかる。

土圧(盛土: ケース5)



(a) 盛土時

土圧(移動: ケース5)



(b) 移動時

図-3.36 土圧の変化(ケース5)

土圧係数(ケース1と5)

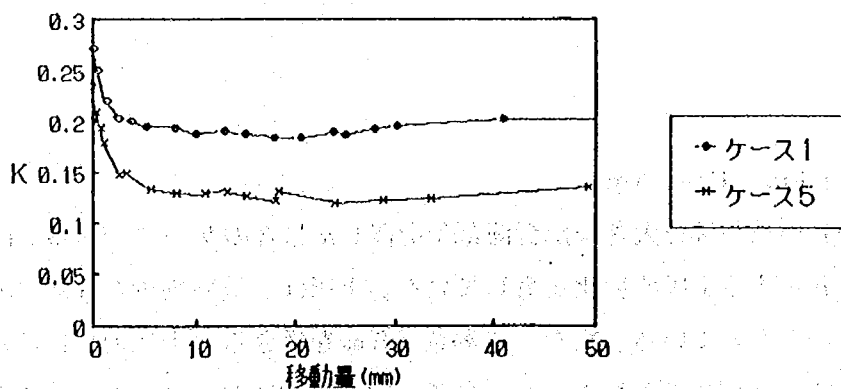


図-3.37 土圧係数の比較(ケース1と5)

図-3.38、3.39にそれぞれ盛土時及び壁移動時の壁面摩擦角、相対作用高さの変化を示している。壁面摩擦角は、ケース4と同様に25mm程度までは大きく変動し、その後ほぼ一定値に落ち着いている。相対作用高さもケース4と同様の傾向を示し、最終的には壁高の1/3の高さより低い位置に作用している。

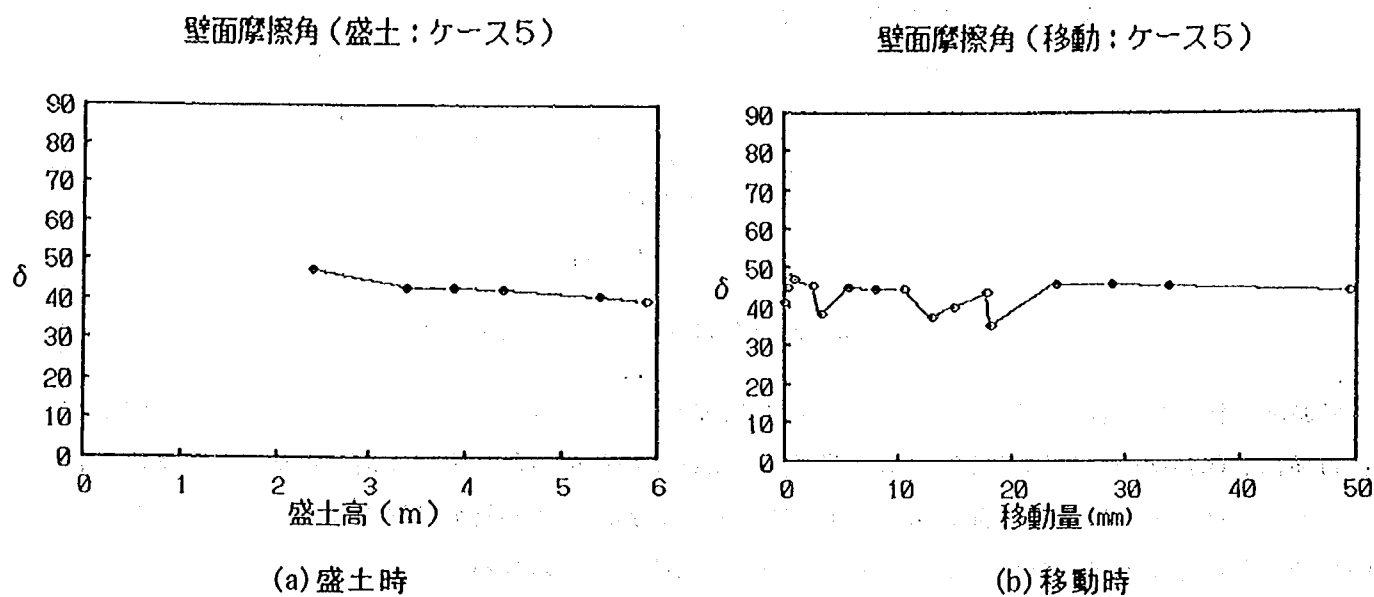


図-3.38 壁面摩擦角の変化（ケース5）

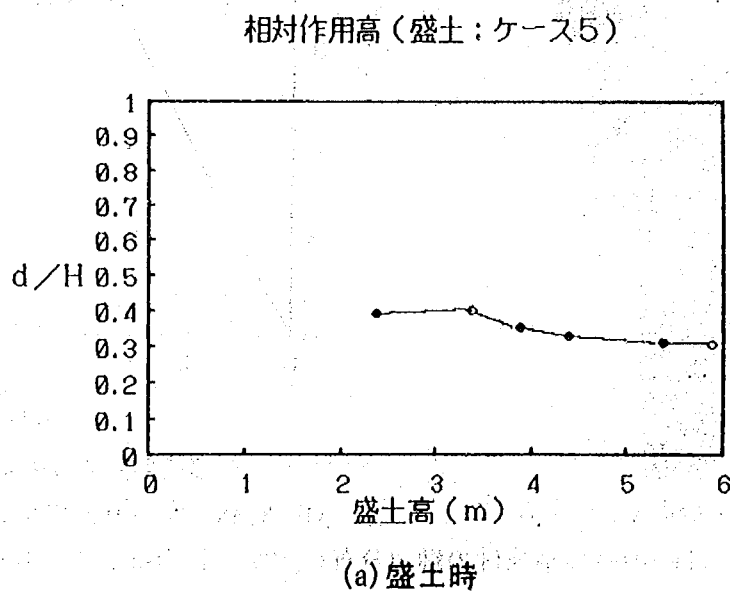
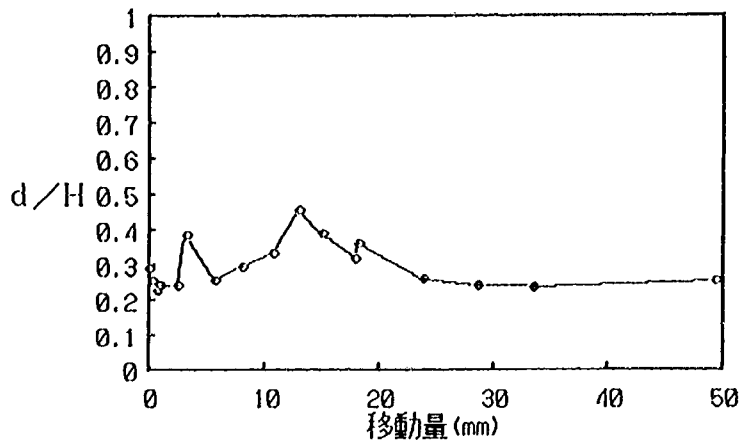


図-3.39 相対作用高の変化（ケース5）

相対作用高（移動：ケース5）



(b) 移動時

図-3.39 相対作用高の変化（ケース5）

実験終了後の供試体掘削時に観察されたすべり面を写真-3.11、図-3.40に示す。すべり面は、ケース4と同様に、他のケースに比べてそれほど明瞭には現れていなかった。すべり面の形状は、やや直線に近く、その位置はケース4に比べて前面側に発生していた。これは、補強材の敷設間隔がケース4よりもやや大きいため、敷設領域内の一体化効果がやや小さかったためと考えられる。

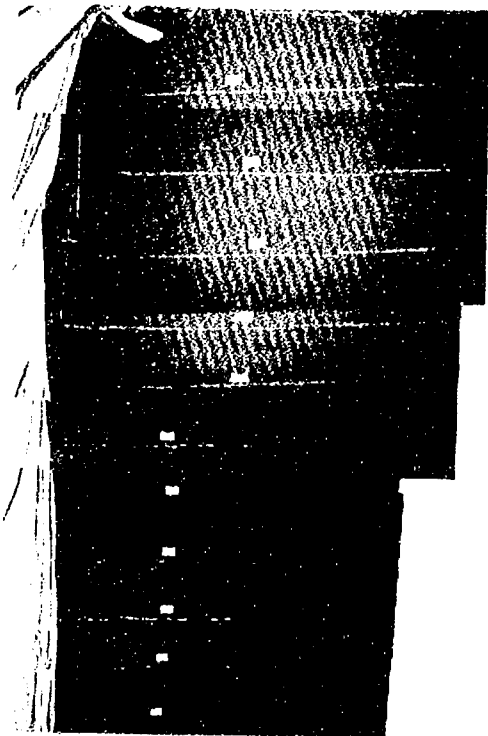
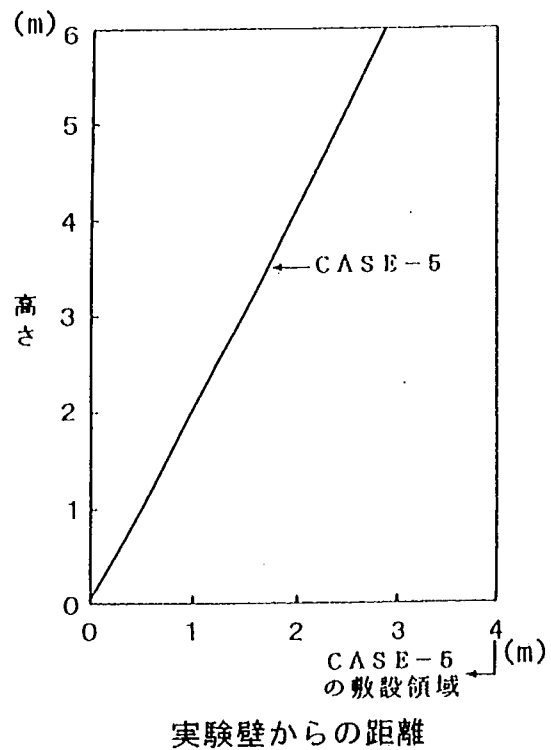


写真-3.11 すべり面の状況（ケース5）



実験壁からの距離

図-3.40 すべり面の形状（ケース5）

図-3.41に壁移動量が20mm、50mmの時の補強材の軸力分布を示す。軸力は、すべり面が横切ると考えられる箇所で大きな軸力が発生しており、また20mmから50mmまでの軸力の増加傾向は、上方の補強材の方が全体的に大きいことが分かる。

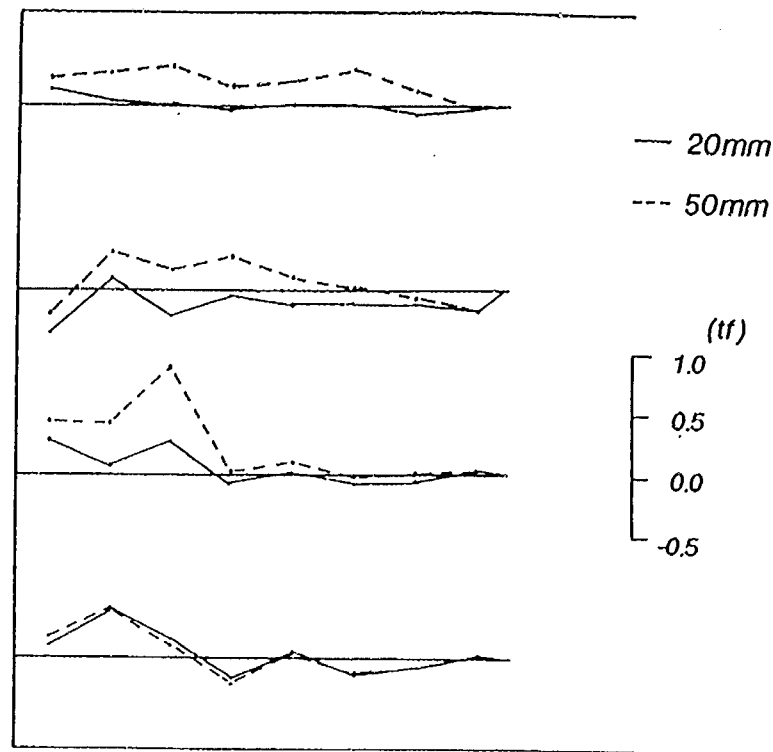


図-3.41 軸力分布 (ケース5)

(6) 全ケースの比較

各ケースの土圧係数の変化を図-3.42に示す。ケース2, 3では、壁移動量が大きくなってから補強材による補強効果が若干現れ、土圧係数がケース1に比べて小さくなっている。これに対して、ケース2よりも敷設間隔を小さくしたケース4、補強材長さを大きくしたケース5では、壁移動量が小さい段階から、ケース1に比べて急激に土圧係数が低減しており、変形量の小さい段階から補強効果が発揮されている。ケース4と5とを比較すると、ケース5の方が移動量が小さい段階での土圧係数の低減が大きい結果となっている。変形量が大きくなってからは、ほとんど同じ値を示しており、若干ケース4の方が小さくなっている。

土圧係数比較

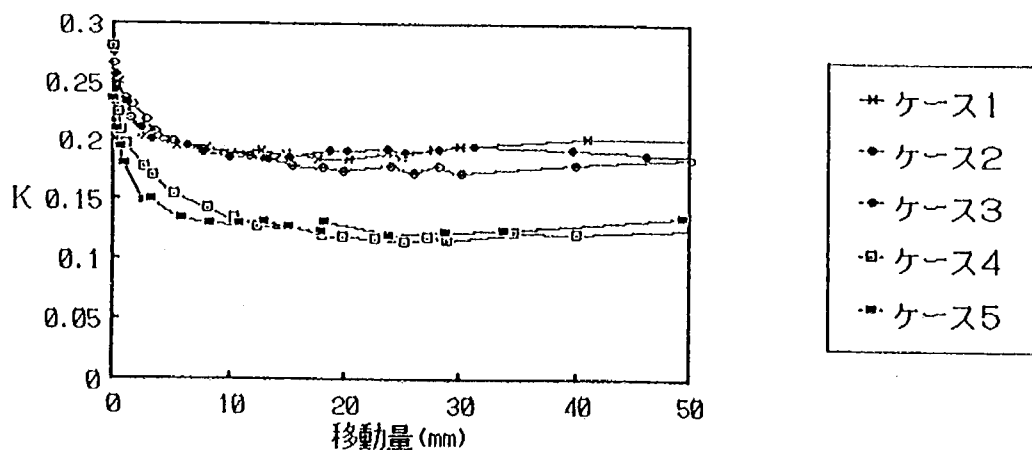


図-3.42 全ケースの土圧係数の比較

小型模型実験で試みたように、1つの指標として各ケースの最終的な主働土圧係数 K と、補強材長さ L と敷設間隔 P の比率 L/P の関係を図-3.43に示す。図より、 L/P が大きくなるにしたがい主働土圧係数は小さくなり、 $L/P=2.5$ 前後において急激に低下していることがわかる。このような傾向は、小型模型実験でも確認されており、補強材長さ敷設間隔の比率と補強効果とは図-3.43のような関係があると考えられる。ただし、今回の実験では補強効果を十分に発揮させる L/P の値は少なくとも2.5~3.0以上は必要であり、この値は小型模型実験での結果と若干異なっており、補強材の径や対象地山の特性、のり勾配等により異なってくるものと考えられる。また、今回の実験ではのり面の保護として砂のこぼれ出しを防ぐ程度の不織布を用いているが、吹き付け工やのり砕工などの剛性の高いのり面保護工を用いると、補強効果がより発揮されるものと考えられる。

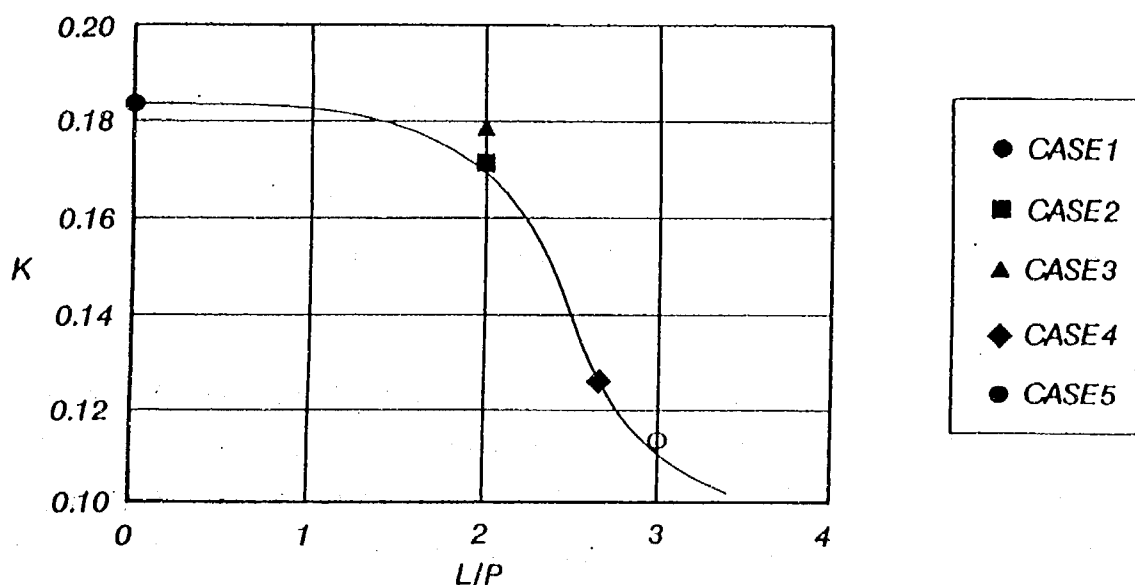


図-3.43 L/P と土圧係数の関係

(7) 補強効果の算定法の検討

補強材による補強効果を定量的に算定する方法について検討した。検討方法は、ケース4において観察されたすべり面に対して、図-3.44のように計測された補強材の軸力による実験壁の土圧の減少量を算出し、実測値との比較を行った。実測値とは、ケース4で計測された土圧の無補強のケース1との差を用いている。補強効果の算定方法としては、すべり面方向の実測引張力の分力($T \cos \alpha$)による効果(引留め効果)とすべり面に直角な方向の分力による効果(締付け効果： $T \sin \alpha \cdot \tan \phi$)との両方を考慮した。壁移動量の伴う計算結果と実測値との比較を図-3.46に示す。図より、計算値は壁の移動に伴って土圧が減少し、移動量が約40mm前後で実測値に近い値となっている。さらに移動量が大きくなると計算値の方が大きくなっている。これに対して、すべり面方向の分力だけを考慮すると計算値が非常に小さくなり、実測値と合わない結果になると考えられる。これらの結果から、補強材の軸力による補強効果の算定方法としては、引留め効果と締

付け効果の両方を考慮した方法が適用可能であると考えられる。ただし、実際の現場に適用する場合には、補強材の設計引張力の設定に留意する必要があると考えられる。

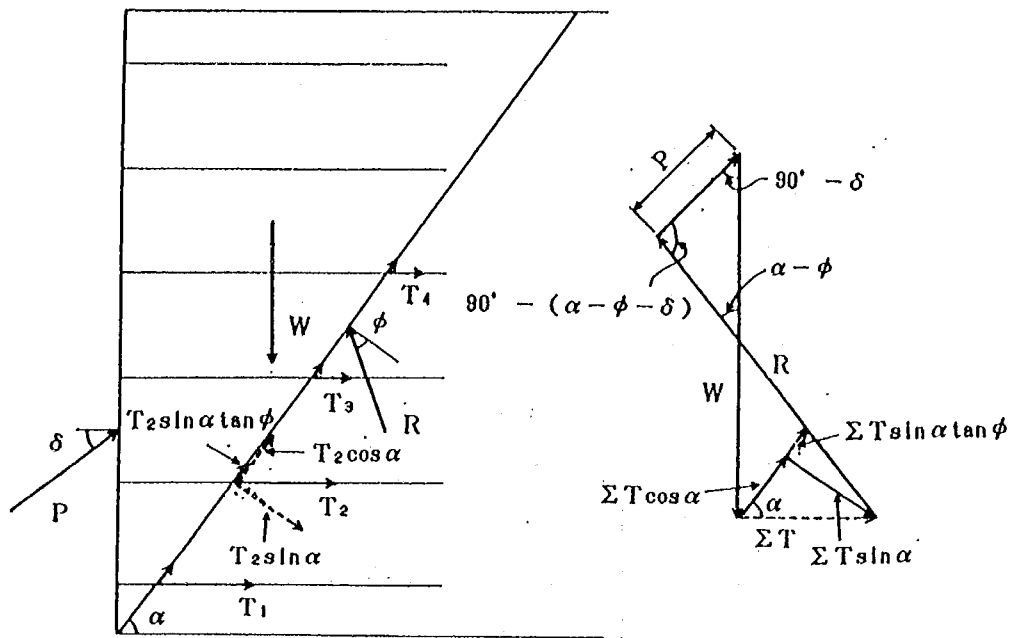


図-3.44 土圧の算定方法

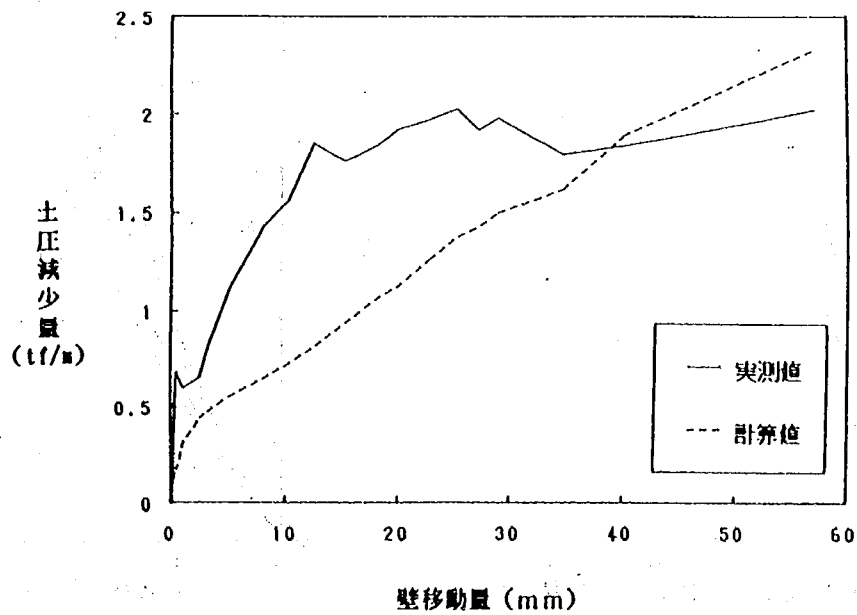
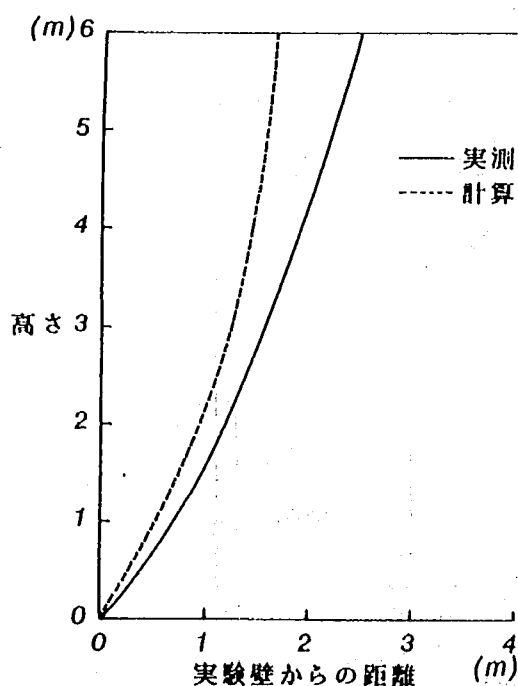


図-3.45 土圧の減少量（ケース 4）

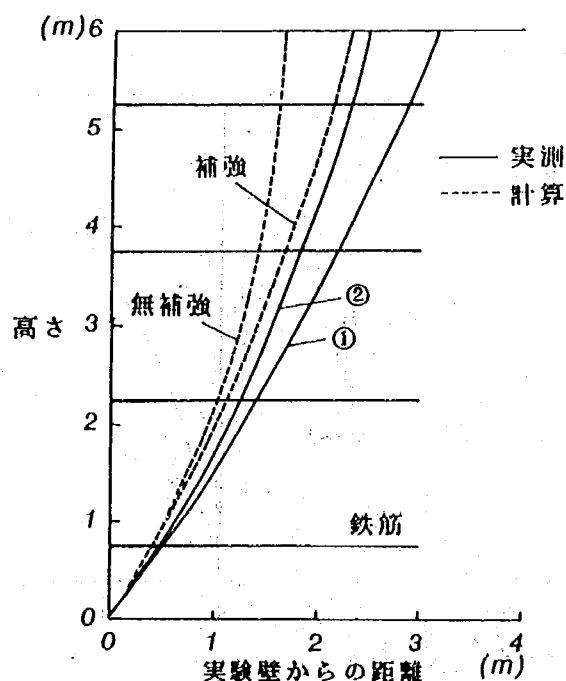
引留め効果と締付け効果の両者を考慮して、各ケースに対して円弧すべり法により最小安全率を求めると、表-3.5のようになる。また、各ケースにおいて最小安全率を与えるすべり面を図-3.46に示す。最小安全率の値は、 L/P が大きくなるほど大きくなっており、実験結果をよく再現していると考えられる。なお、ケース2では、円弧すべりにより最小安全率が1.0を下回るとともに、補強領域を疑似擁壁と見なして通常の擁壁と同様の安定計算を行った場合、転倒に対して不安定となる結果になった。最小安全率を与えるすべり面は、ケース4、5では、実測されたすべり面に比較的近い結果となり円弧すべり法が適用可能と考えられる。しかし、ケース3では、供試体下方でのすべり面形状が異なっており、補強領域の一体化効果を十分に再現できていない。このため、鉄筋を密に配置して一体化効果を期待する場合には、2直線すべり法などのすべり面の形状を自由に変化できる方法が妥当と考えられる。また、 L/P と補強効果の関係がより明確になれば、ある補強材長さ、配置間隔をもつ配置に対して安定計算を行い、 L/P が同じ値となるように補強材配置方法を変化させる等の方法も考えられる。

表-3.5 最小安全率

	最小安全率	備 考
ケース2	0.651	
ケース3	0.714	転倒OUT
ケース4	0.950	
ケース5	0.789	

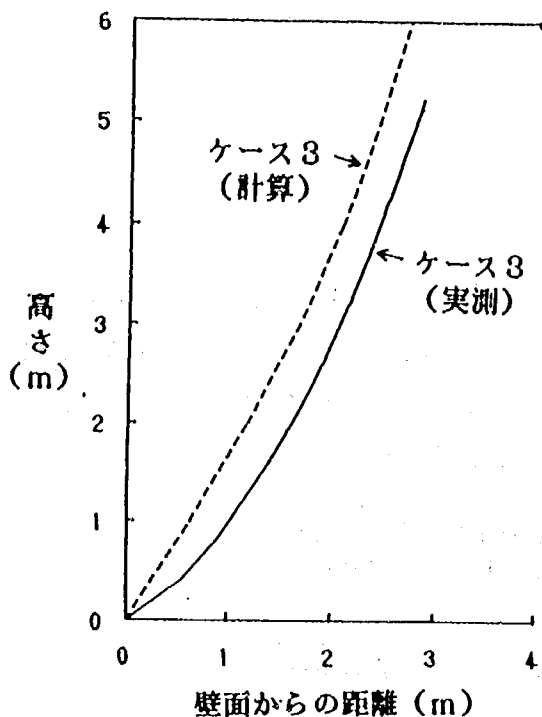


(a) ケース1

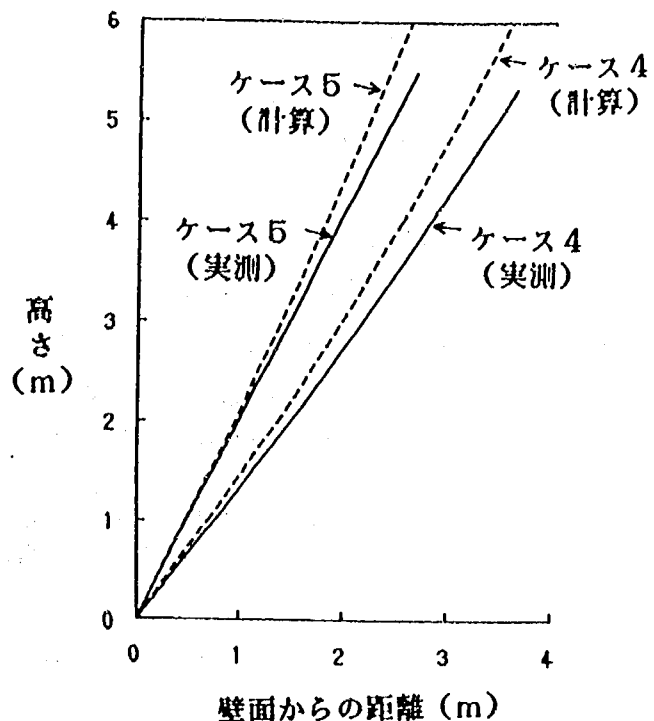


(b) ケース2

図-3.46 計算によるすべり面



(c) ケース 3



(d) ケース 4

-3.46 計算によるすべり面

3.3.4 大型模型実験結果のまとめ

大型模型実験の結果をまとめると以下のようになる。

- ①各ケースの結果によると、今回の実験において補強効果が発揮されるのに必要な最小長さ、間隔は、敷設間隔が1.5mの場合には補強材長さ4.0m、補強材長さ3.0mの場合には敷設間隔1.0mであった。
- ②補強材を比較的密に配置すると、補強領域が一体化されるような効果が発揮され、すべり面は補強領域を避けるように発生することがわかった。
- ③補強材長さ L と敷設間隔 P との比 L/P と、補強効果との間には、小型模型実験での結果と同様の関係があることがわかった。
- ④補強材の補強効果の算定法には、補強材の引張力による引留め効果を締付け効果の両者を見込む方法が妥当と考えられる。また、引留め効果と締付け効果の両方を見込んだ円弧すべり法により、今回の実験結果をある程度再現できることがわかった。

4. 鉄筋補強土工法の設計法の検討

4. 1 既往の設計法の検討

(1) 日本道路公団の方法

日本道路公団では、現在参考資料の位置づけで、「補強土工法設計施工資料」（昭和62年9月）をもとに鉄筋補強土工法の設計施工を実施している。なお、平成4～5年度の2年にわたり、設計施工資料を改訂作業中であり今後設計方法が若干変わる予定であるが、ここでは現設計資料の安定解析手法の紹介を行う。

安定解析手法は、基本的には以下の図-4.1 の流れに従い実施されている。

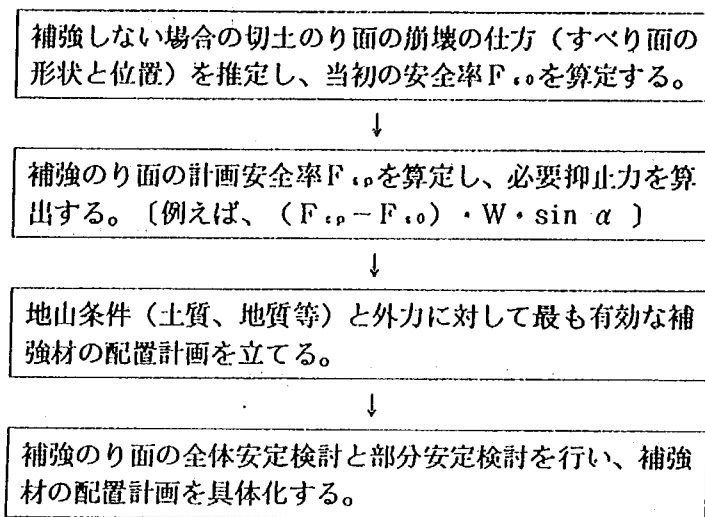


図-4.1 安定解析の流れ

切土のり面の崩壊の仕方（特にすべり面の形状）は、主に表-4.1 のように地山の地質構造に大きく影響され、円弧すべりと直線すべり、両者の複合したすべり、その他補強領域背後からの土圧を外力とするものなどに分類されている。

①土圧による検討

土圧による検討は、ブロック積擁壁や重力式擁壁などの比較的抗土圧効果の小さな擁壁の代わりに採用されるものであり、基本的には必要抑止力の小さな崩壊に対して用いられるものである。

安定計算は、図-4.2 のように補強された領域を重力式擁壁と仮想し、その背面からの土圧に対して通常のコンクリート擁壁と同様の滑動、転倒、支持力の検討を行う。また、補強領域内を通るすべりについても安定性の検討を行う。この安定性の検討方法は、次に述べる円弧すべりまたは直線すべりに対する安定計算方法を用いる。

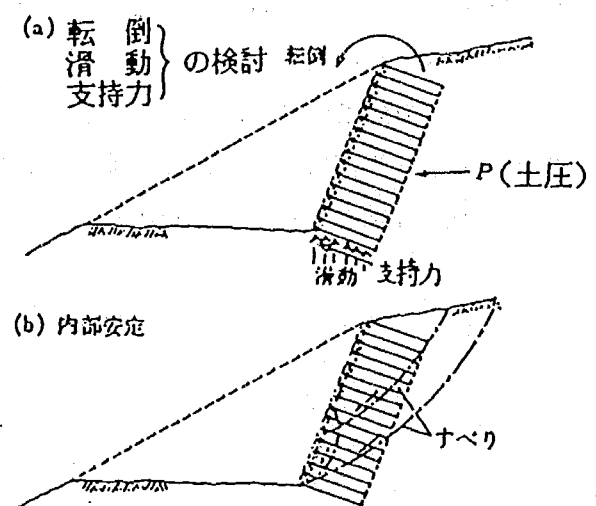
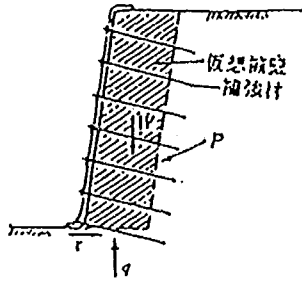
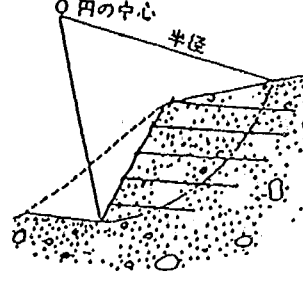
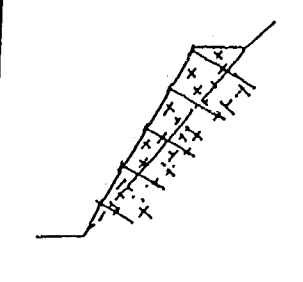


図-4.2 土圧による検討

表-4.1 すべり面の形態と計算手法の関係

計 算 法	① 土圧による検討	②円弧すべりによる 検討	③直線すべりによる 検討
モ デ ル 例			
のり面 の特徴	通常、擁壁やブロック積を 施工する箇所	地山が土砂あるいは崩積土 が厚い場合	層理、節理等が発達した軟 岩部および流れ盤
		・複合すべり 変状、崩壊状況および土質調査等により、すべり面が ほぼ推定できる場合 ・崩壊実態を参考にしたすべり 地山傾斜角が30°以上で、地すべりや崩壊跡地でなく 表層に土砂または軟岩がある場合	

この方法は、最終的には補強領域内を通るすべりに対しても安定計算をするため、基本的には円弧すべり法または直線すべり法と同様である。しかし、鉄筋の配置において最大抑止力を与えるすべり面に対して全段の鉄筋をすべり面の奥まで配置することはせずに、疑似擁壁の安定を満足する条件に対して鉄筋長さを求めているため、次で述べるすべり面を仮定した方法より長さが短くなる可能性がある。

②円弧すべりによる検討

円弧すべりによる補強斜面の安定計算では簡便法を用い、最小安全率とその円弧を求め、その円弧に対して計画安全率を満足するために必要な抑止力を求める。この必要抑止力を満足するための鉄筋の配置検討を行い、その配置に対して以下の式を用いて安定計算を行い、計画安全率を満足しているか確認する。

$$F_{sp} = \frac{\sum (W \cdot \cos \alpha - U \cdot L) \cdot \tan \phi' + T \cdot \cos \beta + C' \cdot \sum L}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad \cdots (4.1)$$

ここで、 F_{sp} ：計画安全率

W ：すべり土塊の重量 (tf)

L ：すべり面の長さ (m)

C' ：見かけの有効粘着力 (tf/m²)

ϕ' ：有効内部摩擦角 (°)

U ：分割片底辺に作用する間隙水圧 (tf/m²)

α ：分割片底辺の傾斜角 (°)

β ：分割片底辺と補強材のなす角度 (°)

T ：分割片底辺に作用する補強材引張り力 (tf)

また、補強材の引張り力 T は、補強材と地盤との摩擦抵抗力和補強鉄筋とグラウト材との付着力とのうち小さい方の値を用いる。

この方法によると、必要抑止力は最小安全率を与えるすべり円弧に対してだけ求めているが、実際にはそれ以外のすべり円弧において最大の必要抑止力が得られる場合が多い。また、必要抑止力もすべり面方向の必要抑止力であり、補強材に必要な引張り力としては算出されていない。このため、更に別のすべり円弧において、補強材に必要な最大引張り力が得られる可能性がある。

③直線すべりによる検討

直線すべりによる方法は、亀裂や節理あるいは層理が発達した岩盤を切土した場合などのように、すべり面が比較的直線に近似できる場合などに適用される。すべり面は、明確に規定できる場合にはそのすべり面を、明確に想定出来ない場合には、1つの小段のくさび状の崩壊やすべり面を $45^\circ \sim 45^\circ + \phi/2$ の勾配で目安をつける。

補強材に必要な引張り力は、以下の式のようにくさび部分がすべり落ちようとする時の水平分力に対して、補強材の引抜き抵抗力の水平分力が釣り合うようにして求める。

$$\text{水平分力 } H = (Q \cdot F_{\phi, p} - W_r) \cdot \cos \alpha \quad \dots (4.2)$$

ここで、 Q : すべり力

W_r : すべり抵抗力

補強材1本当りの引張り力の水平分力

$$P_o = P \cdot \cos (\beta - \alpha) \quad \dots (4.3)$$

また、以下の式のように補強材のせん断力に対して検討を行う。

$$\tau \leq (Q \cdot F_{\phi, p} - W_r) / n \quad \dots (4.4)$$

ここで、 τ : 補強材の許容せん断力(tf/m²)

この方法において、補強材の引抜きに対する検討では、すべり力の水平方向の釣合いだけを問題とし、鉛直方向の釣合いについては検討されていない。

(2) 帯状補強材による補強土工法の方法(建設省土木研究所、(財)土木研究センター)

本工法は、補強材として鉄筋の代わりに帯鋼を用いた工法であり、設計方法は基本的には鉄筋を用いた工法と同様である。設計計算の流れを図-4.3に示す。

本工法では、すべり面を円弧すべりか直線すべりのどちらかで仮定することができ、安定計算の方法は基本的にはどちらも同様である。計画安全率 $F_{\phi, p}$ に対する必要抑止力 T は、以下の式で求められる。

$$T = F_{\phi, p} \cdot S - R \quad \dots (4.5)$$

ここで、 S : すべり力

R : すべり抵抗力

この抑止力に対して、補強材の挿入角、位置、ピッチ、長さなどの配置を仮定し、その配置に対して各補強材の必要引張り力 P_r を以下の式より算出する。

$$P_r = T_r / (\cos \theta \tan \phi + \sin \theta) \quad \dots (4.6)$$

ここで、 T_r : 補強材1本当りの必要抑止力($T_r = T/n$)

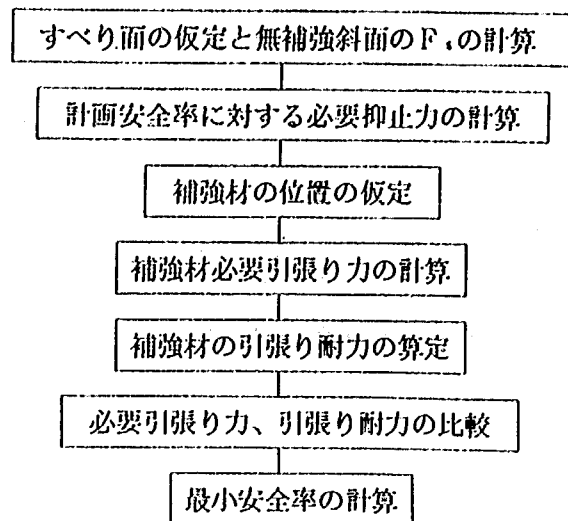


図-4.3 設計計算の流れ

この必要引張り力と補強材の引張り耐力（補強材と地盤との引抜け耐力、補強帯鋼とグラウト材との付着耐力、補強帯鋼の引張り耐力のうち最小の値）との比較により、補強材配置を決める。

この配置に対して、以下の式を用いて、最小安全率の算出を行い、どのすべり面に対しても計画安全率 F_{sp} を満足していることを確認する。

$$F_s = \frac{R \{ \sum (W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + c \ell) + \sum T_r (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi) \}}{R \sum W \cdot \sin \alpha} \quad \dots (4.7)$$

このように、この工法は各補強材の補強効果（引留め効果と締付効果）を考慮して必要引張り力を求めているところに特徴がある。

(3) 英国の設計基準

これは、英国における補強土の基準案の中でのソイルネイリングの設計基準の内容である。

設計は、以下の手順に従って行われる。

- 1) 限界すべり面の位置と主働領域が安定を保つのに必要な抵抗モーメントを求める。
- 2) 最初に一樣な剛性・長さの補強材を一樣な間隔、挿入角度で配置した場合の補強材の引張り・せん断力を求める。
- 3) 施工段階も含む各段階について以下のことを確認する。
 - a. すべり面における補強材の引張り力
 - b. 抵抗領域内の補強材の引き抜き
 - c. すべり面近傍の補強材の曲げとせん断
 - d. 補強材に対する土の支持力破壊
- 4) 補強材の配置を変え、再度安定計算を行う。

安定解析手法としては、以下のようにTwo-part Wedge法とスライス法を紹介している。

また、この内的安定の検討以外に、補強領域全体の外的安定についても、すべり破壊、滑動、支持力破壊などのチェックも行うことになっている。

①Two-part Wedge法

この方法では、補強領域の背面はのり面と平行と仮定している。また、2つのすべり面が交差する位置は、補強領域の背面であると仮定している。また、2つの土くさび間の水平分力は等しいとしており、鉛直分力だけ考慮されている。

領域1と2の水平方向の力の釣合式は以下のように表される。

$$(W_1 + T_n \sin \delta) \tan(\phi'_m - \theta_1) + T_n \cos \delta = Q [\cos \eta - \sin \eta \tan(\phi'_m - \theta_1)] \quad \dots (4.8)$$

$$W_2 \tan(\theta_2 - \phi'_m) = Q [\cos \eta + \sin \eta \tan(\theta_2 - \phi'_m)] \quad \dots (4.9)$$

ここで、Q : 領域1と2の間に作用する力

T_n : 補強材の力

$$\eta = (\beta_1 + u_m - 90)$$

これらの式を整理すると、必要補強材力 T_n は、

$$T_n = \frac{W_2 \tan(\theta_2 - \phi'_m) \frac{1 - \tan \eta \tan(\phi'_m - \theta_1)}{1 + \tan \eta \tan(\theta_2 - \phi'_m)} - W_1 \tan(\phi'_m - \theta_1)}{\cos \delta + \sin \delta \tan(\phi'_m - \theta_1)} \quad \dots (4.10)$$

ここで、a. T_n は補強材の許容引張り力または引抜き力以下である必要がある。

b. 部分材料安全率 F_m が適用されている。

$$\tan \phi'_m = \frac{\tan \phi'}{F_m} p$$

②スライス法

非円弧のすべり面に対して、

抵抗モーメント

$$\sum_{i=1}^n \frac{[c' b_i + (W_i + T_i \sin \delta - u_i b_i) \tan \phi'] \sec 2 \alpha_i}{f_{1i} (1 + \tan \phi' \tan \alpha_i / f_{1i})} + T_i \cos \delta \quad \dots (4.11)$$

滑りモーメント

$$\sum_{i=1}^n f_{2i} f_{1i} (W_i + T_i \sin \delta) \tan \alpha_i \quad \dots (4.12)$$

4. 2 鉄筋補強土工法の設計法の検討

鉄筋補強土工法の設計法のうち、これまで鉄筋による補強効果および補強機構の確認と、その算定法について小型模型、大型模型実験を通じて検討を行ってきた。この結果、鉄筋の配置方法により、短い補強材を密に配置した場合には補強領域が一体化する効果が、長い補強材を粗に配置した場合にはすべり面よりも奥に配置された補強材の引張り力による効果が発揮されることが分かった。また、すべり面を介した補強材の引張り力による効果は、引留め効果と締付け効果の両者を見込むことにより算定できることも確認された。しかしながら、一体化による補強効果については、鉄筋の長さで間隔の比が同じであれば補強効果が比較的近くなるという結果は得られているが、その算出法については十分に確認されていない。また、一体化による効果は、補強材の配置方法ばかりでなく、地山特性や補強材の打設方向、補強材径など各種の要因によりそ

の効果は大きく異なってくるため、一般的な算定法を見出すのは困難である。

このため、ここではすべり面を介して補強材の引張力により補強効果を発揮する場合の設計法について検討する。

(1) 補強材の補強効果の算定について

大型模型実験の結果より、補強材による補強効果の算定法としては、補強材の引張力による引留め効果と締付け効果の両方を見込んで算定できることが確認された。この時の補強材の引張力の値としては、実験において実際に計測された引張力の値を用いている。

しかし、実際の地山を補強した場合には、鉄筋で補強された斜面において、すべり面と鉄筋との打設角度により鉄筋に発生する引張力が大きく異なってくることが言われている。このため、鉄筋の引張力による補強効果の算定において、鉄筋の引張力をすべり面の角度により低減する必要があると考えられる。しかし、実際の設計においては、設計の簡便さや施工方法の違い、多様な地山特性などを考慮すると、すべり面との角度毎に正確な低減率の値を求めることは難しいと考えられるため、どの角度に対しても同一の値を持った低減率を与えるのが妥当と考えられる。このため、以下のような各種の設計条件に対して試算を行い、低減率の値を求める。

①試算Ⅰ

鉄筋の引張力 T による補強効果（引留め効果と締付け効果：図-4.4参照）は、鉄筋とすべり面との角度により異なる。また、その時発揮される鉄筋の引張力 T の大きさも鉄筋とすべり面との角度により大きく異なる。

ここで、以下のように鉄筋の引張力の低減率を定数としてその値を変化させた場合と、すべり面との角度に対して鉄筋の引張力の大きさの補正を考慮した場合の2ケースについて比較を行った。なお、鉄筋の引張力の補正は、龍岡らの文献の式を用いた。

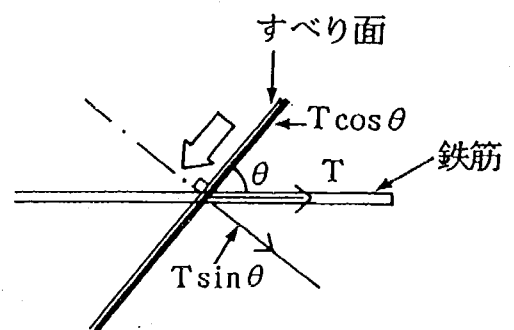


図-4.4 鉄筋による補強効果

$$\text{ケース1: } f_1 = \alpha \cdot (\sin \theta + \cos \theta \cdot \tan \phi) \quad \dots (4.13)$$

$$\text{ケース2: } f_2 = \frac{2 \cos^2(\theta - \eta) - (1 - \sin \nu)}{1 + \sin \nu} (\sin \theta + \cos \theta \cdot \tan \phi) \quad \dots (4.14)$$

ここに、 f_1 : ケース1における補強効果

f_2 : ケース2における補強効果

α : 低減率（本計算では、 $\alpha = 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0$ ）

θ : 鉄筋とすべり面との角度

ϕ : 土の内部摩擦角（本計算では、 $\phi = 20, 30, 40^\circ$ ）

η : すべり面の鉛直方向に対する角度（ここでは、 $\eta = 45^\circ - \phi/2$ ）

ν : ダイレクشن角（ここでは、 $\nu = \phi/3$ ）

これら2つの式を用いて、 $\phi = 20, 30, 40^\circ$ の場合の、すべり面と鉄筋との角度が $\theta = 0 \sim 135^\circ$ の範囲で

の補強効果の値を比較した。また、現在多くの設計法で用いられている引留め効果のみを考慮した場合の効果 ($\cos \theta$) の値も併せて示した。

また、実際の斜面におけるすべり面と鉄筋との角度の範囲を以下の条件で求め、各条件での補強効果の比較も行った。つまり、以下の条件において、必要抑止力が最大となるすべり面を求め、鉄筋の打設方向が水平な場合、のり面に垂直に打設した場合の鉄筋とすべり面との角度の範囲を求めた（図-4.5参照）。

・土質条件： $\gamma = 1.7 \text{ tf/m}^3$ 、 $\phi = 20^\circ$ 、 $c = 0.0$ 、 1.0 tf/m^2

$\gamma = 1.9 \text{ tf/m}^3$ 、 $\phi = 30^\circ$ 、 $c = 0.0$

$\gamma = 2.0 \text{ tf/m}^3$ 、 $\phi = 40^\circ$ 、 $c = 0.0$

・斜面条件：高さ $H = 10.0 \text{ m}$

のり面勾配 ①1:0.0、②1:0.3、③1:0.5、④1:0.7、⑤1:1.0

天端条件 水平、1:2.0、1:1.0（ただし、高さ $H_1 = 10 \text{ m}$ ）

・必要抑止力の算定式

$$\Sigma T = (1.2 \times M_D - M_R) / R$$

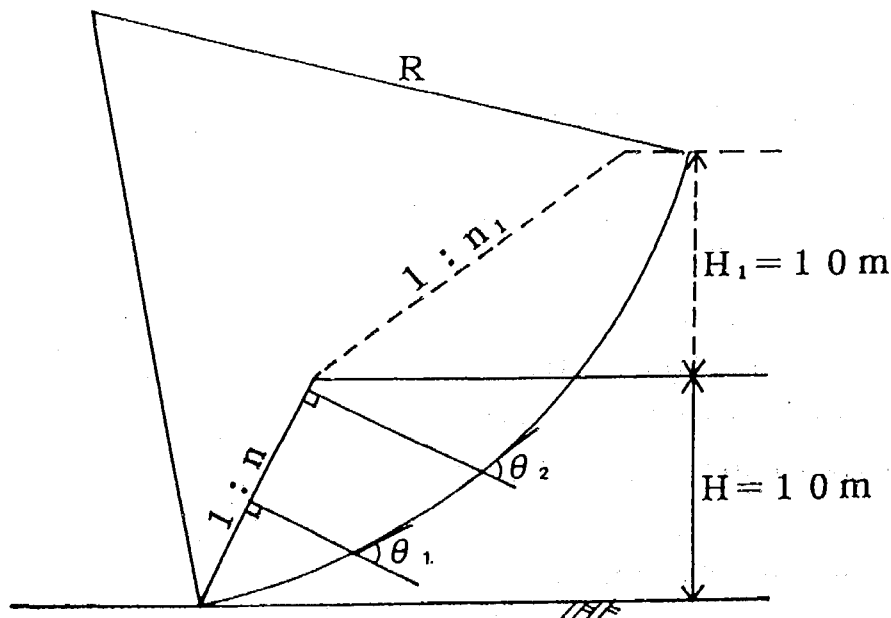


図-4.5 設計計算条件

すべり面と鉄筋との角度と補強効果の関係を図-4.6、4.7に示す。図より、すべり面と鉄筋との角度が小さい場合には、ケース1での補強効果は比較的大きな値となっているが、ケース2での補強効果は非常に小さい値となっている。これは、ケース1では鉄筋の引張力が発生すれば鉄筋がすべり面の方向に配置された場合に引留め効果により最大限効果が発揮されるのに対して、ケース2では鉄筋の引張力は鉄筋がすべり面の方向に配置された場合にはほとんど発生しないことを示している。また、すべり面と鉄筋との角度が 90° を超えて大きくなると、ケース1では補強効果が負になるのに対して、ケース2では正のままであり、効果の大きな違いが生じている。これは、ケース1では鉄筋の軸力が常に引張力として設定しているのに対して、

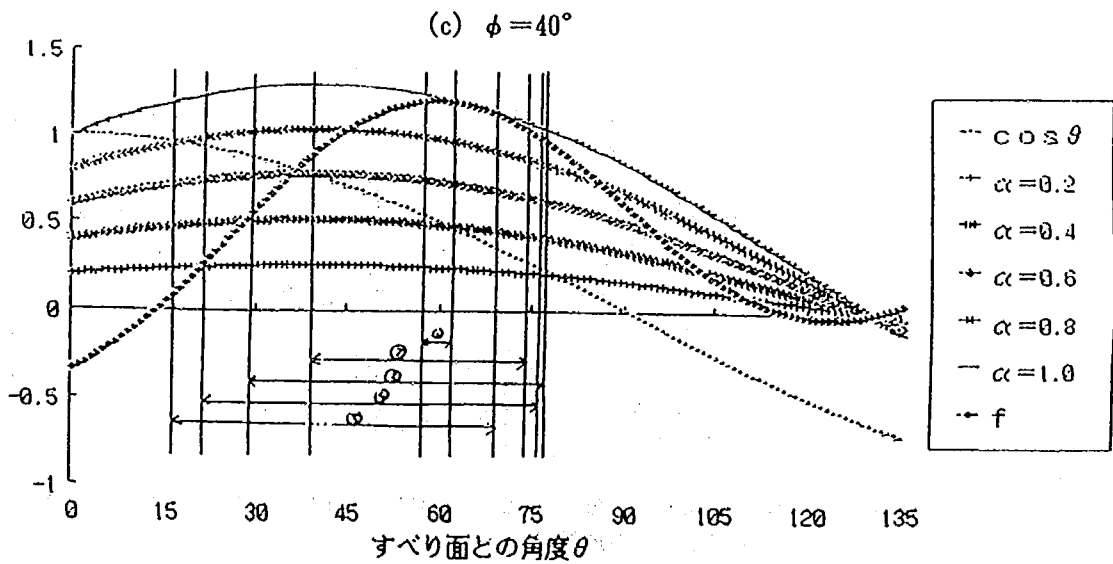
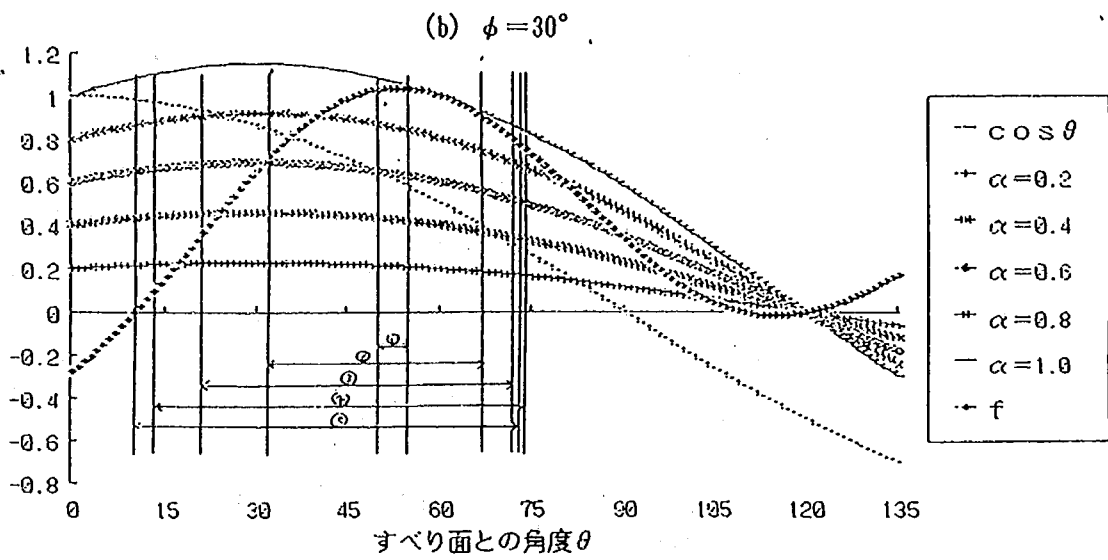
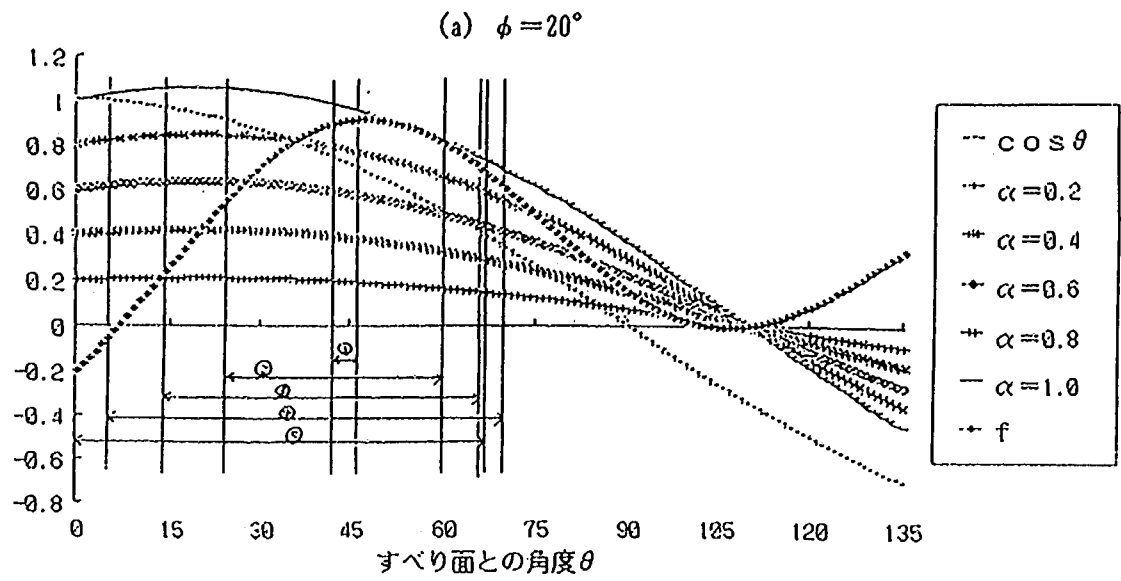
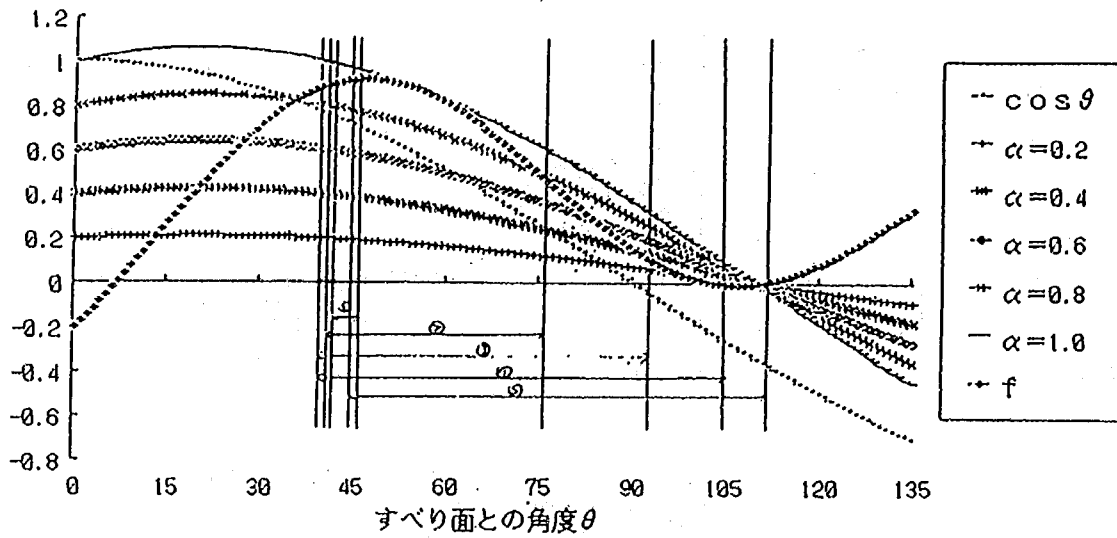
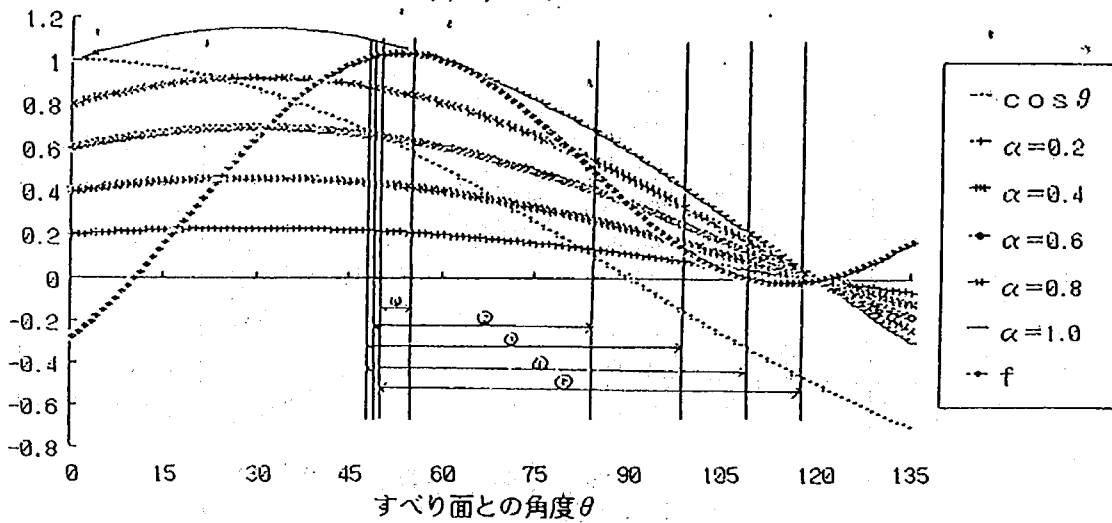


図-4.6 すべり面との角度による補強効果 (水平打設、天端水平)

(a) $\phi = 20^\circ$



(b) $\phi = 30^\circ$



(c) $\phi = 40^\circ$

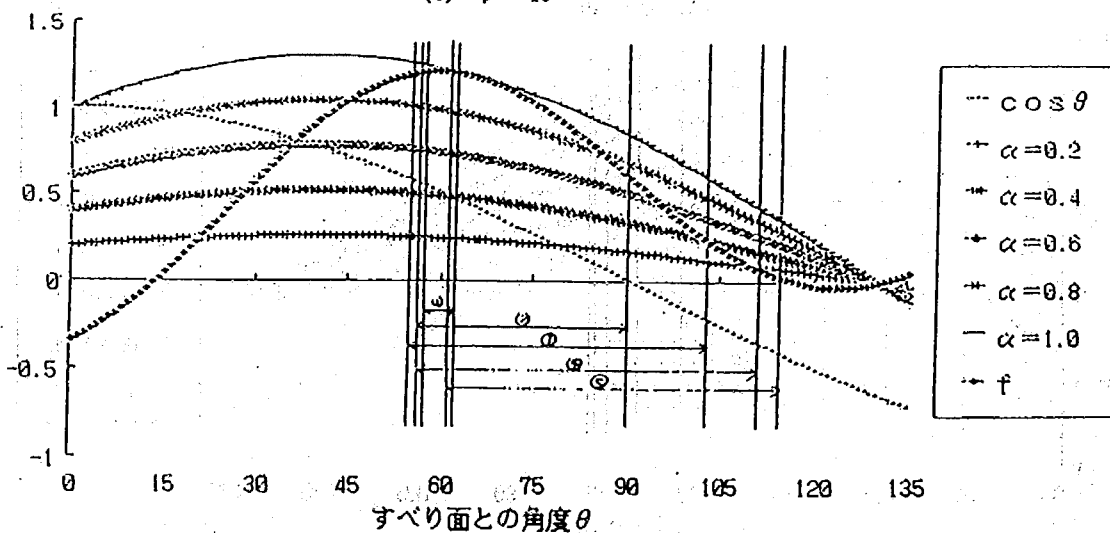


図-4.7 すべり面との角度による補強効果 (のり面垂直打設、天端水平)

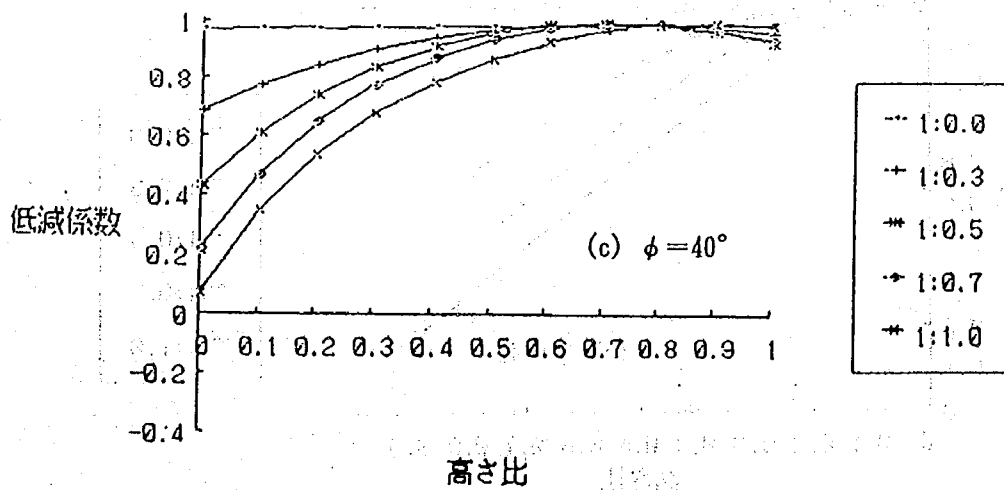
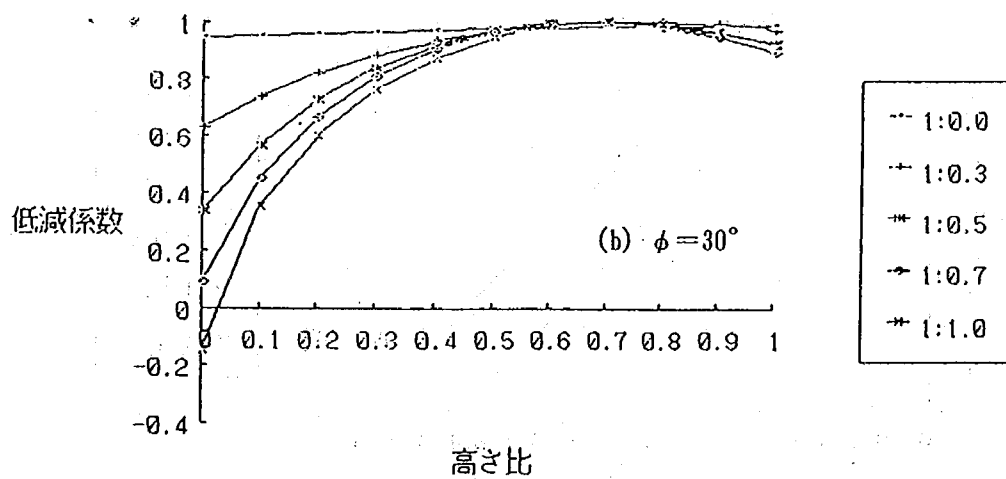
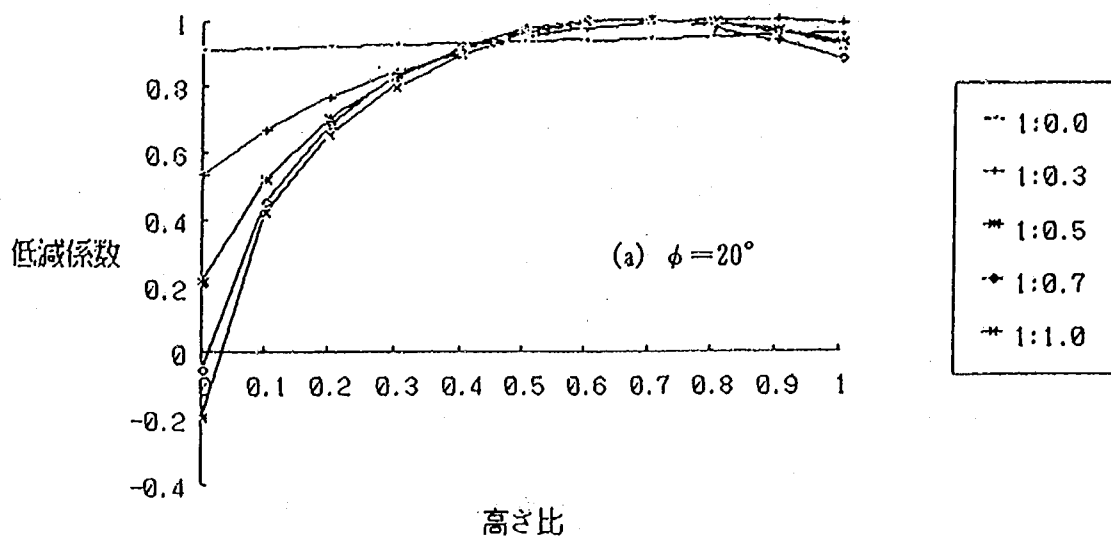


図-4.8 斜面内における低減係数 (水平打設、天端水平)

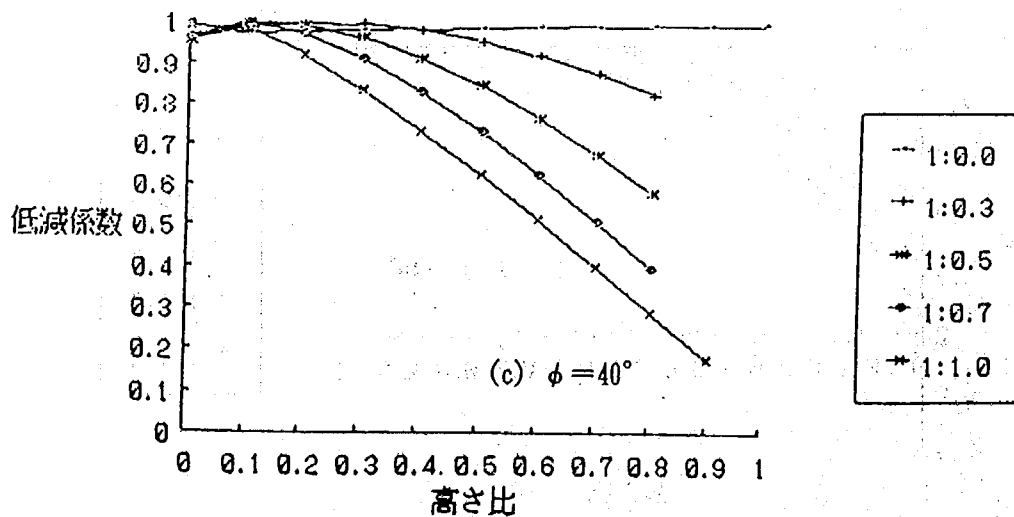
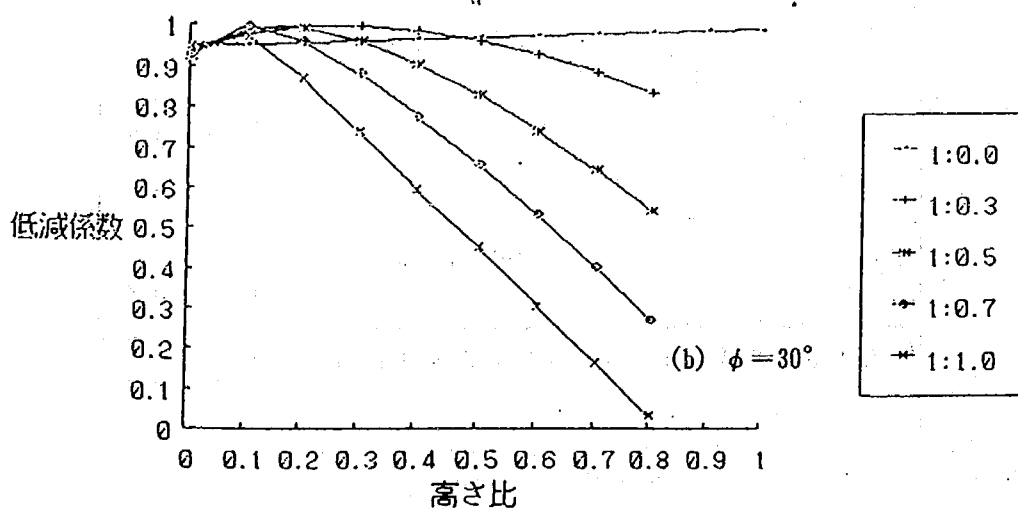
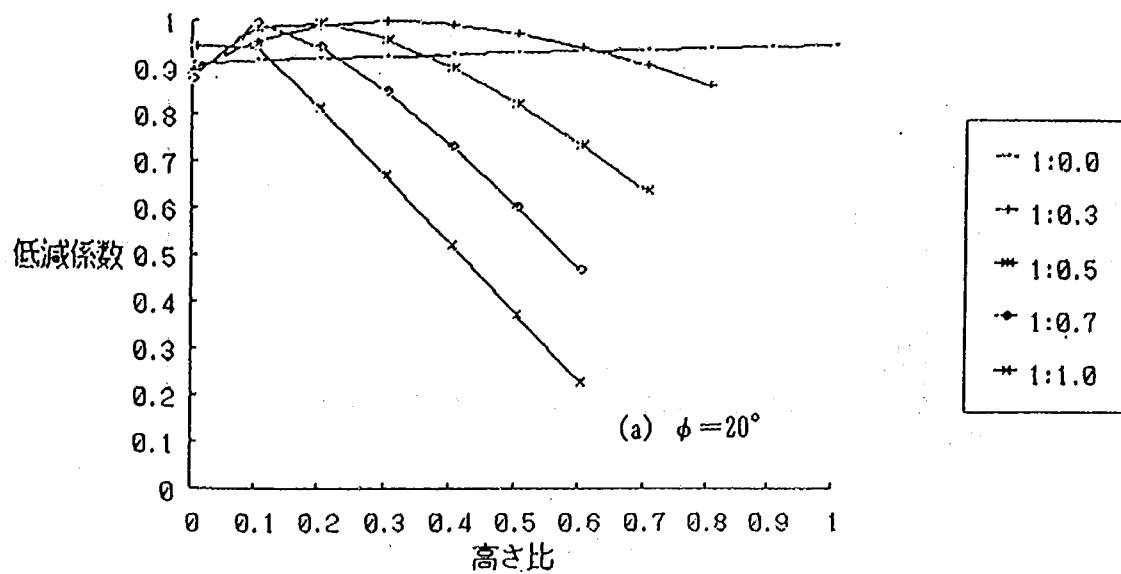


図-4.9 斜面内における低減係数 (のり面垂直打設、天端水平)

ケース2ではすべり面との角度が大きくなると軸力が圧縮力となり、補強効果としては圧縮補強として効果を発揮しはじめるためである。

鉄筋の打設方向の違いによるすべり面との角度の範囲は、水平打設の場合には $\theta = 0 \sim 75^\circ$ 程度の範囲であるのに対して、のり面に垂直打設の場合には $\theta = 40 \sim 120^\circ$ 程度の範囲である。

各計算条件における斜面内の高さ方向での引張力の低減率の分布を示したのが図-4.8、4.9である。なお、図中の高さ比とは、鉄筋とすべり面の横切る点の高さを斜面の高さで除した値であり、高さ比1.0とは斜面天端の位置となる。鉄筋が水平打設の場合には、法面勾配が緩いと斜面下層での低減係数は小さく、斜面上層になるに従って1.0に近づいてくる。つまり、法面勾配が緩い場合には、斜面下層での鉄筋に発生する引張力は小さく、上層は引張力が最大限に近く発生することがわかる。法面勾配が直に近い場合には、どの高さにおいても低減係数が1.0に近く、各段とも鉄筋の引張力が最大限に近く発生することが分かる。

鉄筋を斜面に垂直に打設した場合には、水平に打設した場合と逆に、法面勾配が緩い場合には、斜面の上層部で低減係数が小さく、引張力が発生しづらい結果となっている。

これら斜面内の各段の低減係数の値を平均して、各計算条件での低減係数の平均値を示したのが図-4.10、4.11及び表-4.2である。これらより、低減係数の値は法面勾配が緩くなるに従って小さくなり、また補強斜面上部に別の斜面がある場合には、全体的に低減係数が減少することがわかる。また、斜面に垂直に打設した場合より、水平に打設した場合の方が低減係数の値は小さくなるようである。

これらの値を全体的に見ると、低減係数の値としては、0.6~0.9の範囲が妥当と考えられる。

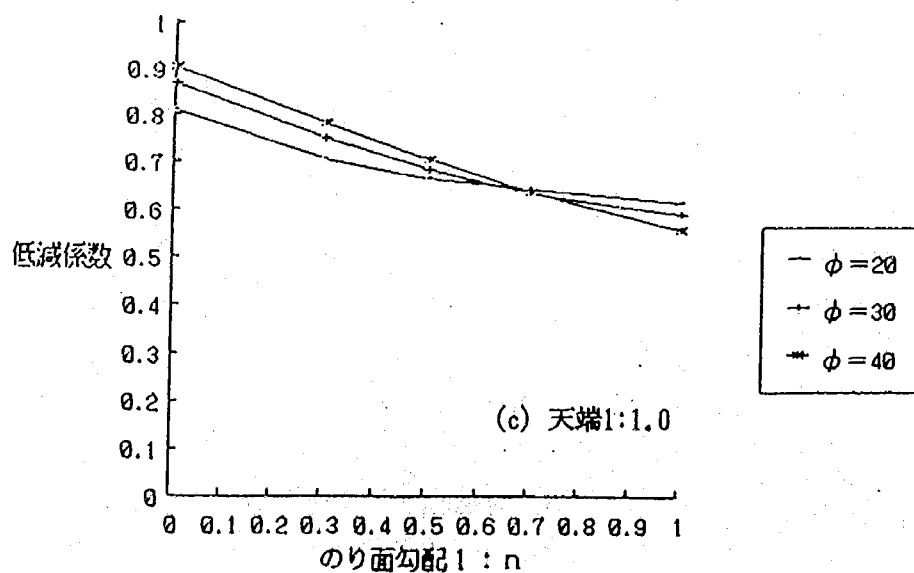
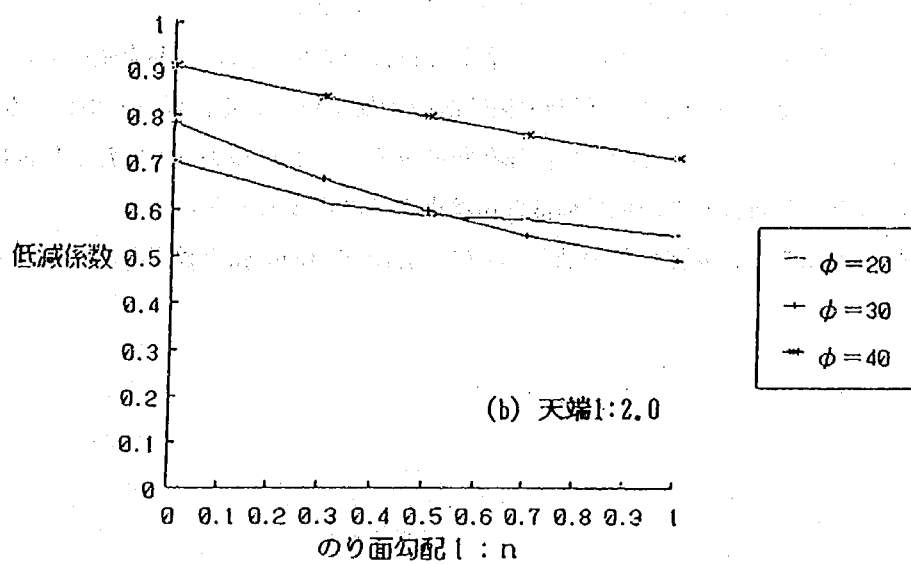
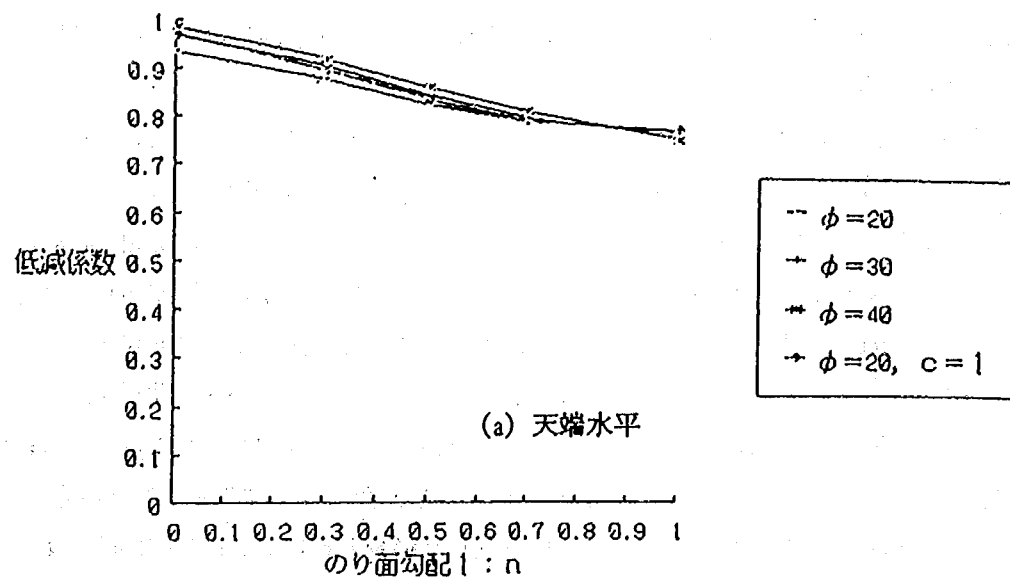


図-4.10 各設計条件における低減係数 (水平打設)

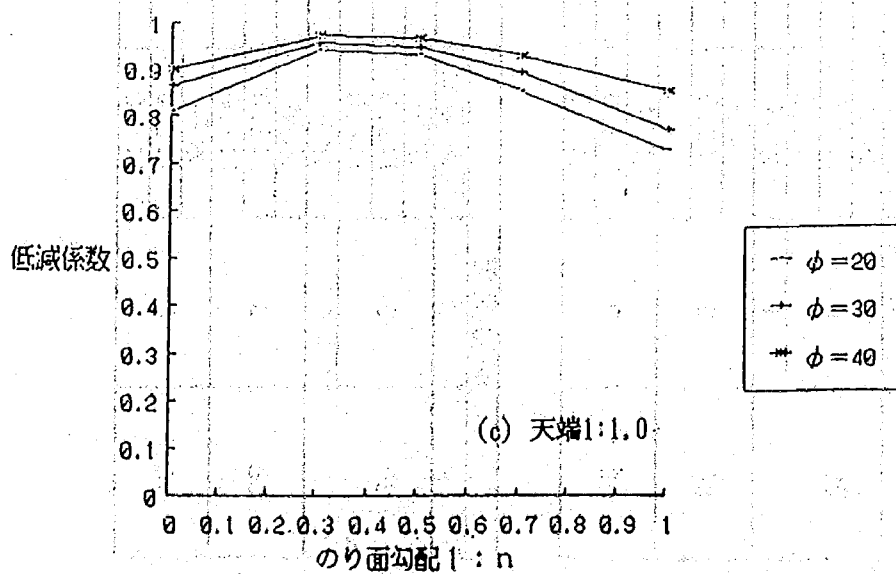
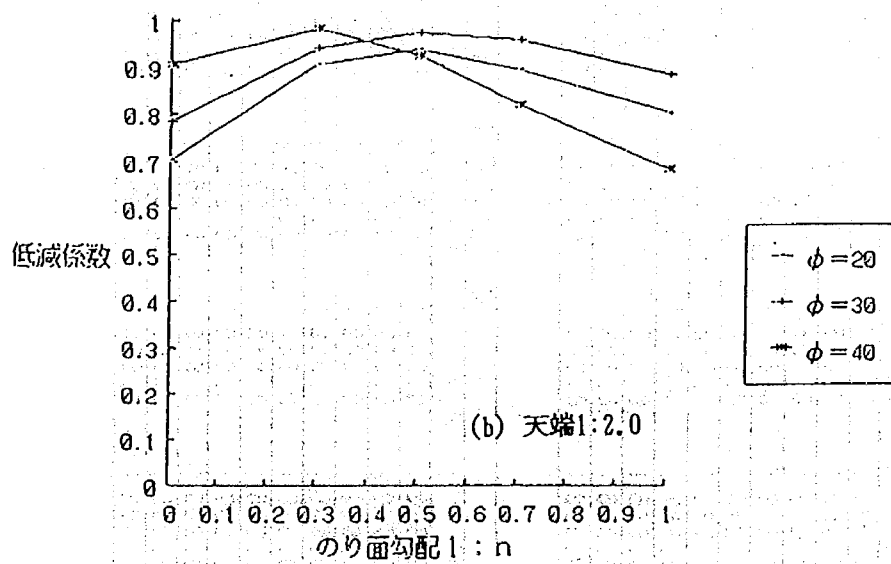
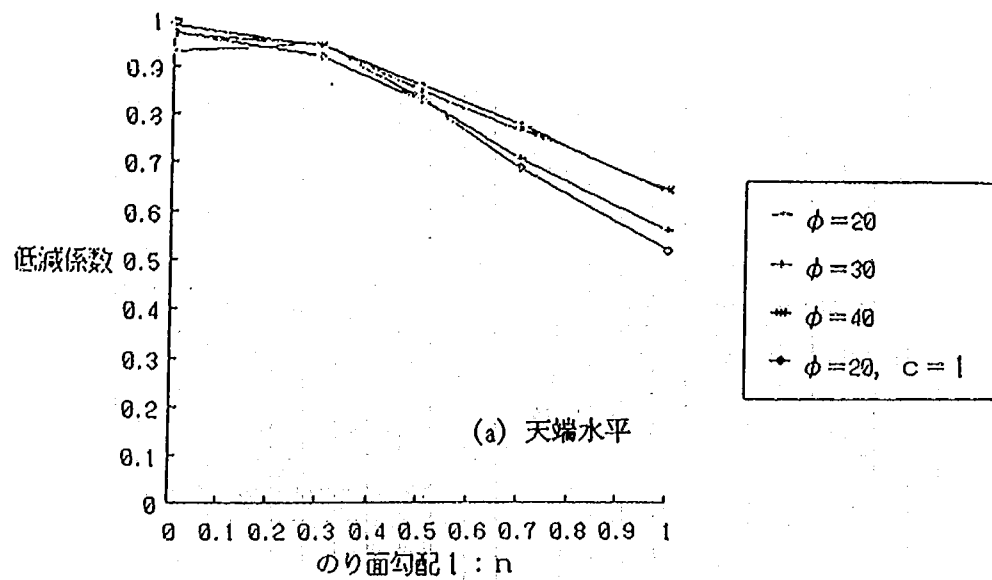


図-4.11 各設計条件における低減係数 (のり面垂直打設)

表-4.2 各設計条件における低減係数一覧表

水平配置			のり面勾配 1 : n						
ϕ	c	天端勾配	0	0.3	0.5	0.7	1	平均	
20	0	水平	0.933	0.874	0.819	0.780	0.761	0.834	
		1:2.0	0.700	0.613	0.587	0.579	0.544	0.605	
		1:1.0	0.811	0.705	0.662	0.643	0.614	0.687	0.708
	1	水平	0.969	0.891	0.830	0.785	0.764	0.848	
30	0	水平	0.970	0.902	0.838	0.790	0.750	0.850	
		1:2.0	0.785	0.662	0.596	0.545	0.490	0.616	
		1:1.0	0.867	0.748	0.683	0.635	0.590	0.705	0.723
	40	0	水平	0.985	0.916	0.854	0.803	0.744	0.860
1:2.0			0.906	0.839	0.799	0.760	0.710	0.803	
1:1.0			0.902	0.781	0.704	0.637	0.558	0.716	0.793
								水平打設	0.742

鉛直配置			のり面勾配 1 : n						
ϕ	c	天端勾配	0	0.3	0.5	0.7	1	平均	
20	0	水平	0.933	0.949	0.866	0.783	0.642	0.835	
		1:2.0	0.700	0.907	0.939	0.893	0.802	0.848	
		1:1.0	0.811	0.942	0.932	0.854	0.728	0.853	0.845
	1	水平	0.969	0.922	0.833	0.690	0.524	0.788	
30	0	水平	0.970	0.944	0.837	0.712	0.564	0.806	
		1:2.0	0.785	0.942	0.975	0.958	0.884	0.909	
		1:1.0	0.867	0.959	0.948	0.893	0.772	0.888	0.867
	0	水平	0.985	0.943	0.853	0.770	0.647	0.840	
40		1:2.0	0.906	0.983	0.924	0.819	0.683	0.863	
		1:1.0	0.902	0.973	0.966	0.930	0.854	0.925	0.876
								鉛直打設	0.863

②試計算Ⅱ

試計算Ⅰにより、低減係数の値は0.6～0.9の範囲になることが分かった。この低減係数の値を、設定する方法のもう1つの方法としては、現状の設計断面に対して、同程度の安定性を有するまでの低減係数を見込むことが出来るとして、低減係数を設定する方法である。現行で多く設計されている方法は、道路公団の設計資料であり、(4.1)式を用いて安定性の検討をされている。そこで、以下の計算条件により安全率の比較を行い、低減係数の比較を行った。

a. 設計計算条件

高さ : $H = 10.0\text{m}$
 土の単位体積重量 : $\gamma = 1.90\text{tf/m}^3$
 土の粘着力 : $c = 1.50\text{tf/m}^2$
 土の内部摩擦角 : $\phi = 30.0^\circ$
 グラウトと地山との周面摩擦抵抗 : $\tau_1 = 12.0\text{tf/m}^2$
 補強材の鉄筋径 : $d = 25.0\text{mm}$
 補強材の断面積 : $A_s = 5.067\text{cm}^2$
 補強材の許容引張応力度 : $\sigma_{s,s} = 1800\text{kgf/cm}^2$
 削孔径 : $D = 66.0\text{mm}$
 グラウトと鉄筋との許容付着応力度 : $\tau_2 = 16.0\text{kgf/cm}^2$
 のり面勾配 : 1:0.3, 1:0.5, 1:0.7
 鉄筋打設角度 : 水平、のり面に垂直

安定計算手法

手法1……道路公団の設計法

$$F_s = \frac{R \sum (c \cdot l + W \cdot \cos \theta \tan \phi) + R \sum (T \cdot \cos \alpha)}{R \sum (W \cdot \sin \theta)} \quad \dots (4.15)$$

手法2……締付け効果を考慮して、Tの低減係数を0.8とした場合

$$F_s = \frac{R \sum (c \cdot l + W \cdot \cos \theta \tan \phi) + R \sum \{0.8 T (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi)\}}{R \sum (W \cdot \sin \theta)} \quad \dots (4.16)$$

b. 検討手順

- ・手法1に基づき、鉄筋の配置間隔を $2.0 \times 2.0\text{m}$ 以下の条件で、 $F_s \geq 1.2$ となる鉄筋の配置間隔および鉄筋長を決定する。
- ・手法2に基づき、手法1で決定した鉄筋の配置間隔および鉄筋長を用いて安全率を算出する。
- ・手法2により算出した安全率が1.2を大きく上回る場合には、鉄筋間隔を大きくするか、鉄筋長を短くし、出来るだけ経済的な配置を求める。

以上の条件に対して計算した安全率の一覧を表-4.3に、各条件で最小安全率を与えるすべり面を図-4.12～4.17に示す。表より、のり面勾配が急勾配ほど、またのり面に垂直に打設された場合の方が手法1と2の安全率の差が大きくなることが分かる。ここで、手法2の安全率が1.2を大きく上回るケースについて、1.2

に出来るだけ近づけるための配置方法を変更した結果が表-4.4である。このように、今回の設計条件における手法1と手法2との設計計算結果の差は、鉄筋の全体数量で、

のり面勾配 1:0.3、のり面垂直打設の場合 約36%減

のり面勾配 1:0.3、水平打設の場合 約 2%減

のり面勾配 1:0.5、のり面垂直打設の場合 約25%減

となり、その他の条件では差は無かった。

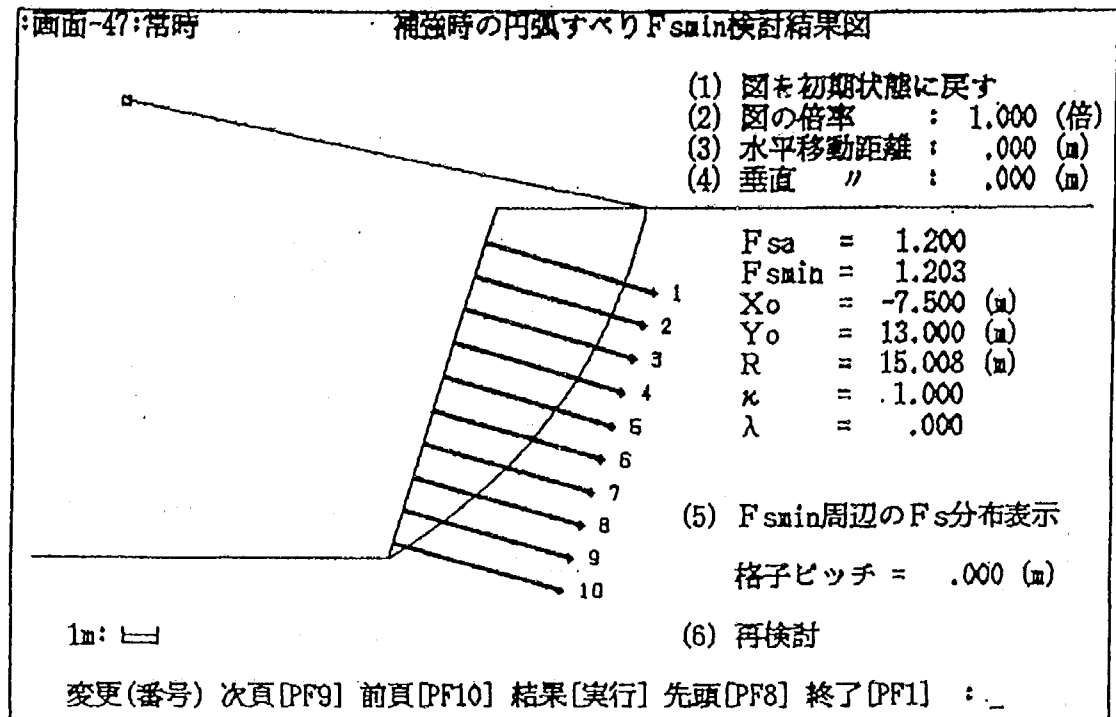
表-4.3 最小安全率一覧表

Case No.	設 計 条 件			計 算 結 果			
	のり面 勾 配	安 定 計 算 手 法	鉄筋 打 設 角 度	鉄筋の 配置間隔 B x V (m)	鉄筋の 本 数 (本/m)	鉄筋長 L (m)	安定計算 安 全 率 F _s
3-1A	1 : 0.3	(1)	のり面 に垂直 (16.7°)	1.0×1.0	10	4.90	1.203
3-2A		(2)					1.297
3-1B		(1)	水平				1.203
3-2B		(2)					1.221
5-1A	1 : 0.5	(1)	のり面 に垂直 (26.6°)	1.0×1.0	11	3.30	1.204
5-2A		(2)					1.261
5-1B		(1)	水平			3.50	1.204
5-2B		(2)					1.203
7-1A	1 : 0.7	(1)	のり面 に垂直 (35.0°)	2.0×2.0	3	2.20	1.202
7-2A		(2)					1.213
7-1B		(1)	水平				1.203
7-2B		(2)					1.201

表-4.4 経済的な配置

Case No.	安定計算手法 (1)				安定計算手法 (2)			
	鉄筋の配置間隔 B x V (m)	鉄筋の本数 (本/m)	鉄筋長 L (m)	安定計算安全率 F _s	鉄筋の配置間隔 B x V (m)	鉄筋の本数 (本/m)	鉄筋長 L (m)	安定計算安全率 F _s
3-A	1.0×1.0	10	4.90	1.203	1.25×1.25	6.4	4.90	1.201
3-B	1.0×1.0	10	4.90	1.203	1.0×1.0	10	4.80	1.210
5-A	1.0×1.0	11	3.30	1.204	1.25×1.0	8.8	3.10	1.206
5-B	1.0×1.0	11	3.50	1.204	1.0×1.0	11	3.50	1.203
7-A	2.0×2.0	3	2.20	1.202	2.0×2.0	3	2.20	1.213
7-B	2.0×2.0	3	2.20	1.203	2.0×2.0	3	2.20	1.201

安定計算手法 (1)



安定計算手法 (2)

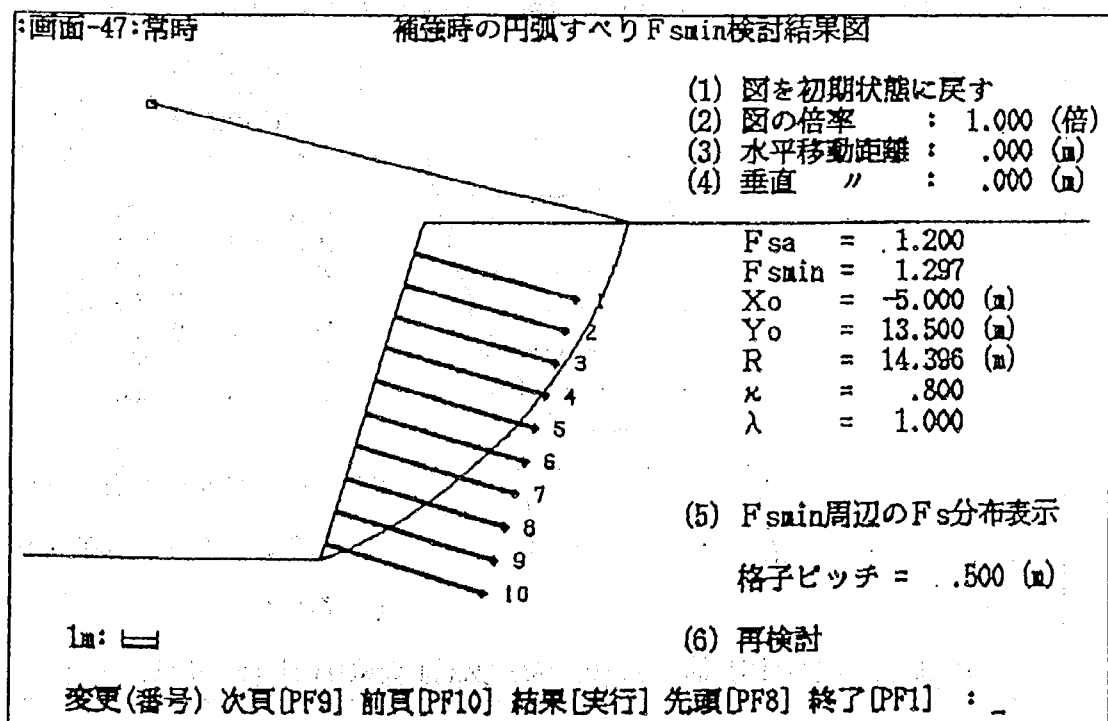
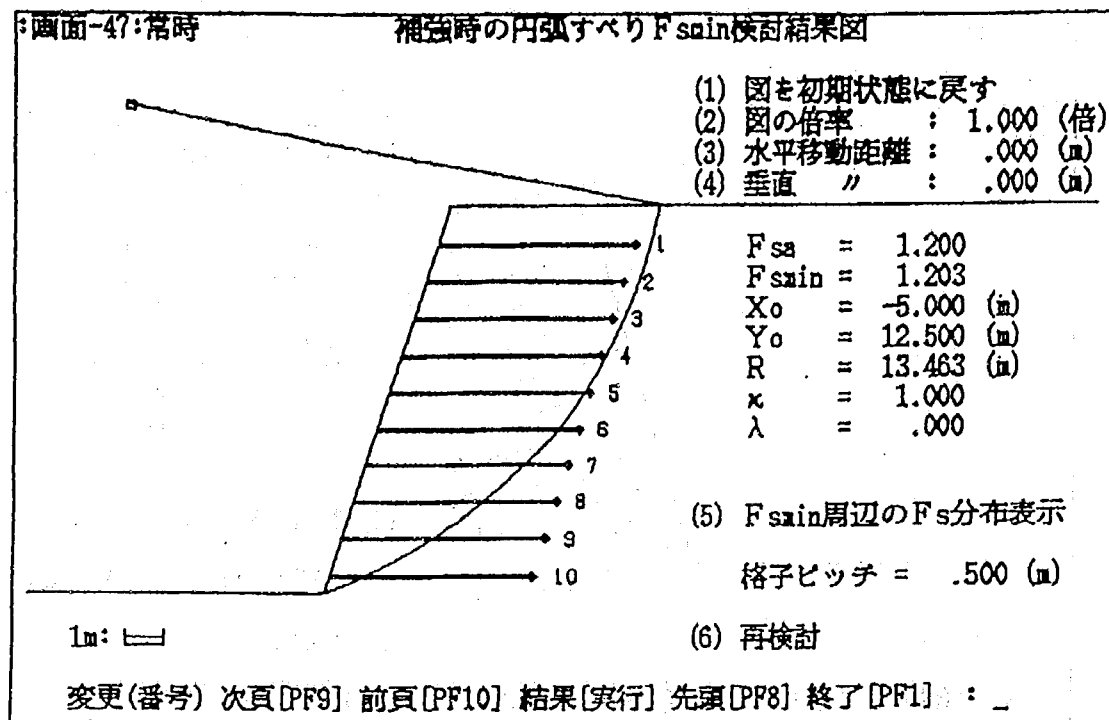


図-4.12 最小安全率を与えるすべり面 (1:0.3、のり面垂直打設)

安定計算手法 (1)



安定計算手法 (2)

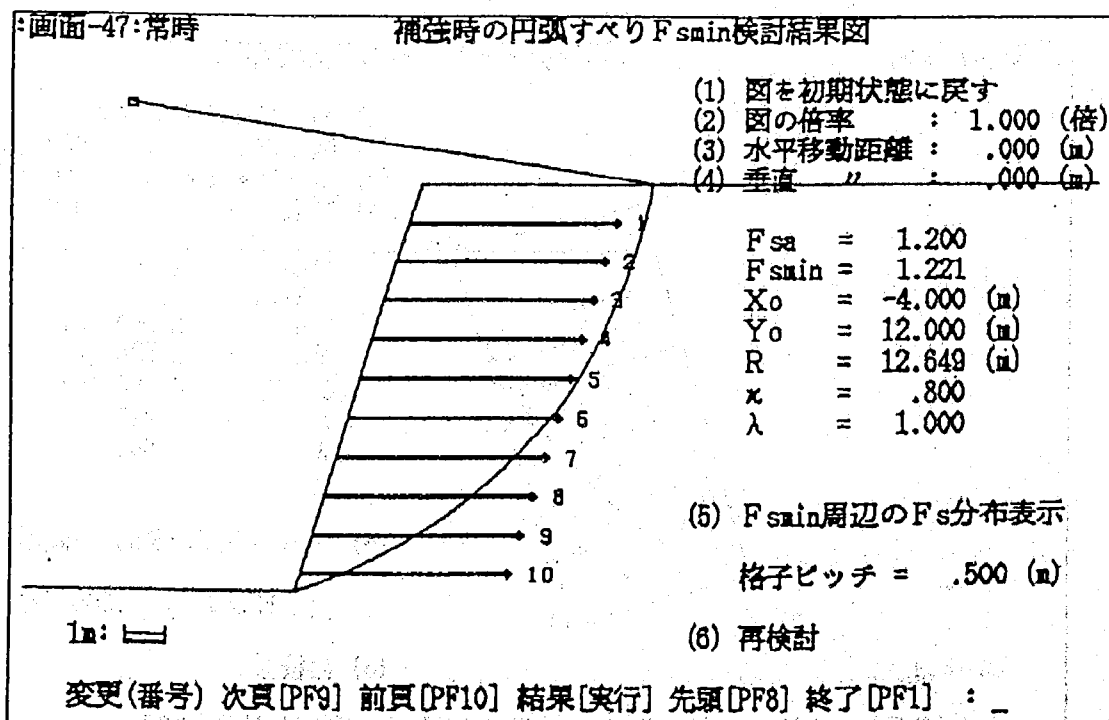
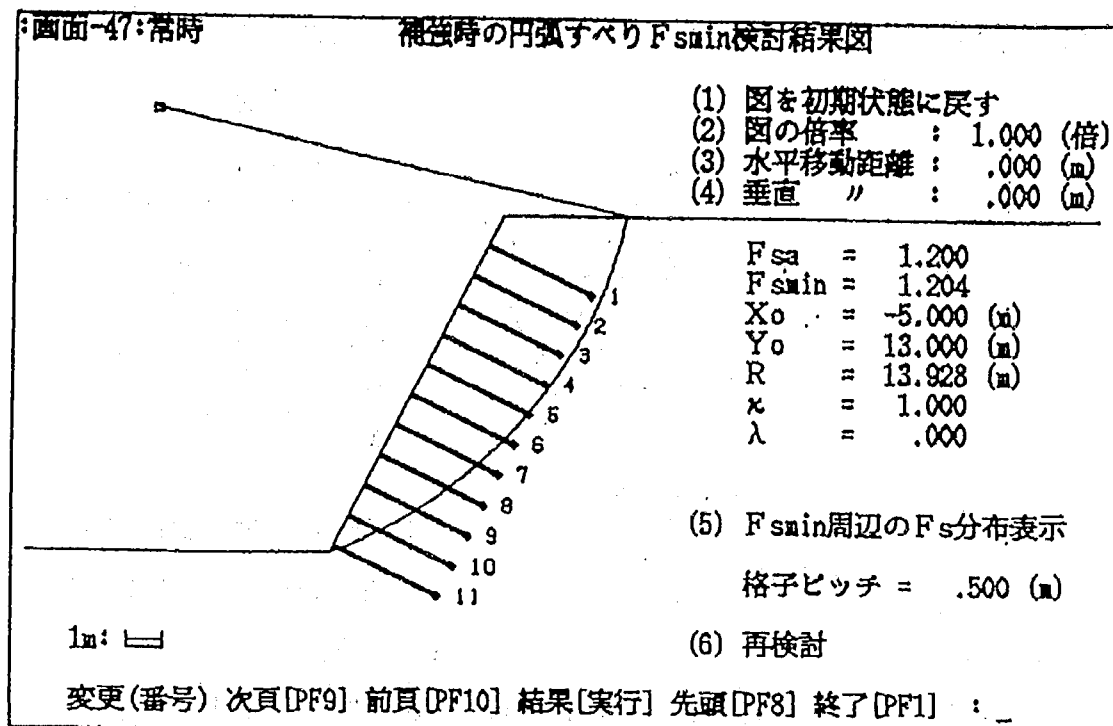


図-4.13 最小安全率を与えるすべり面 (1:0.3、水平打設)

安定計算手法 (1)



安定計算手法 (2)

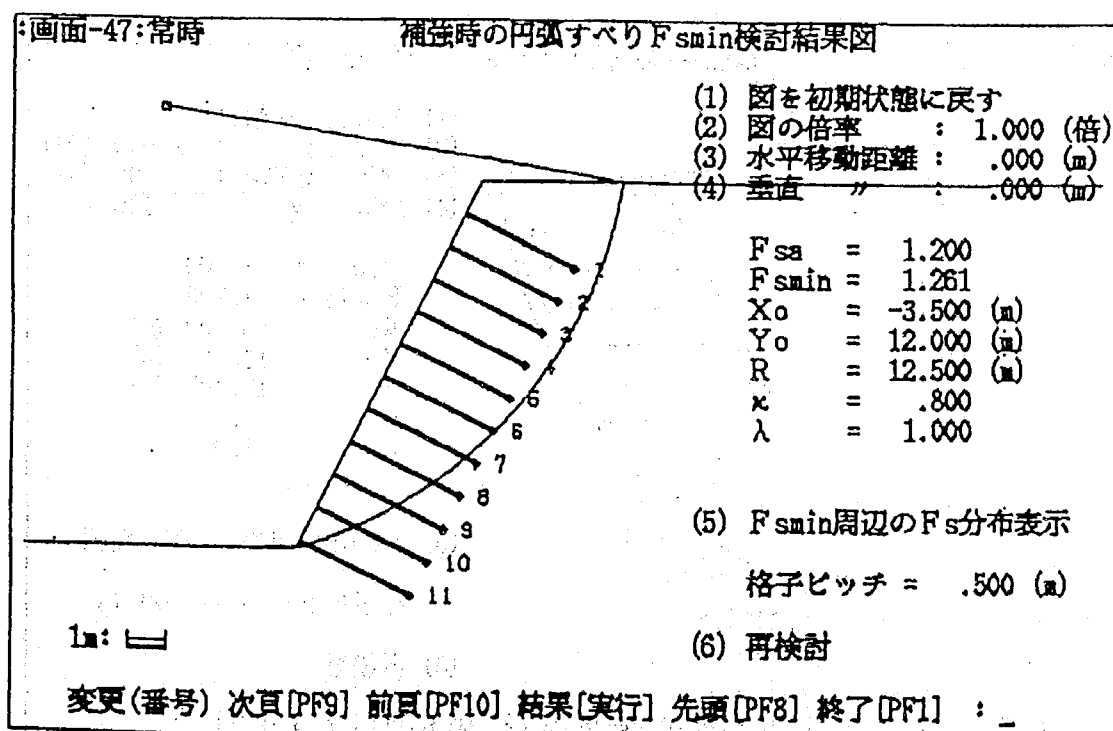
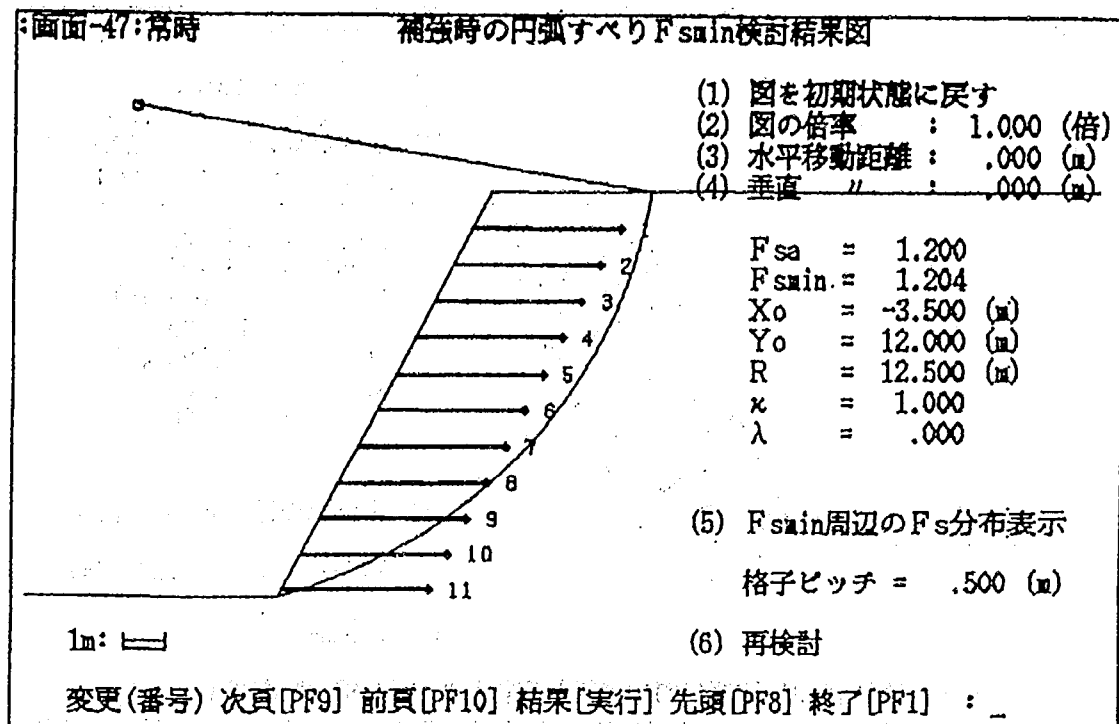


図-4.14 最小安全率を与えるすべり面 (1:0.5、のり面垂直打設)

安定計算手法 (1)



安定計算手法 (2)

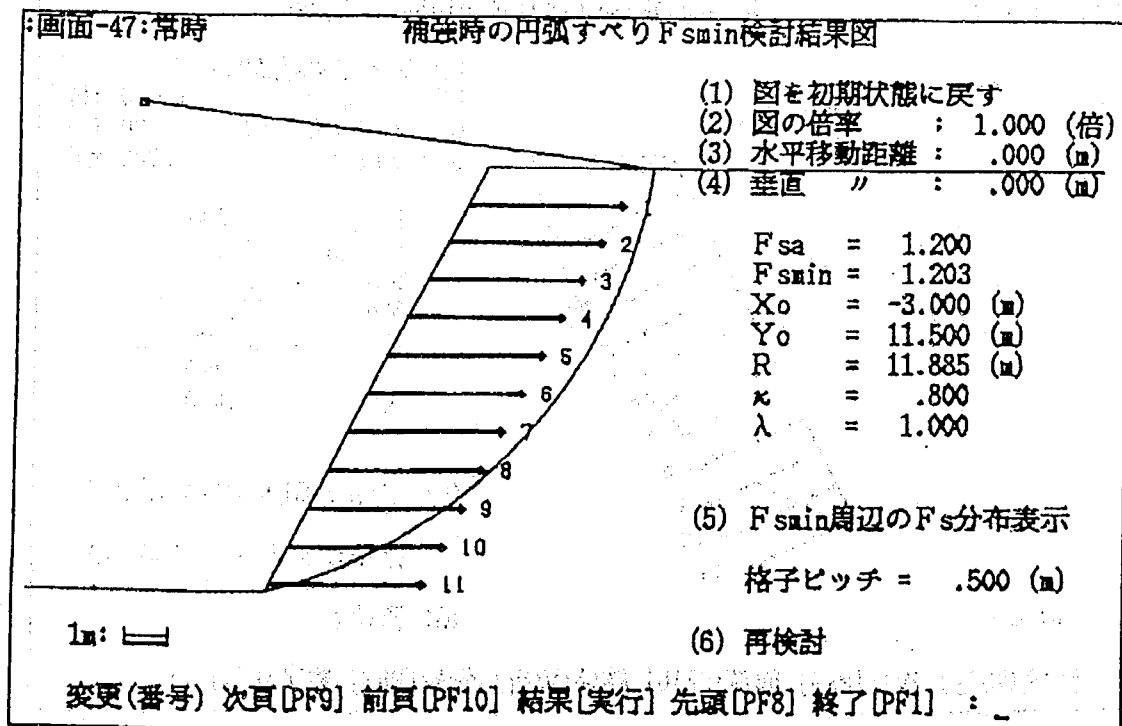
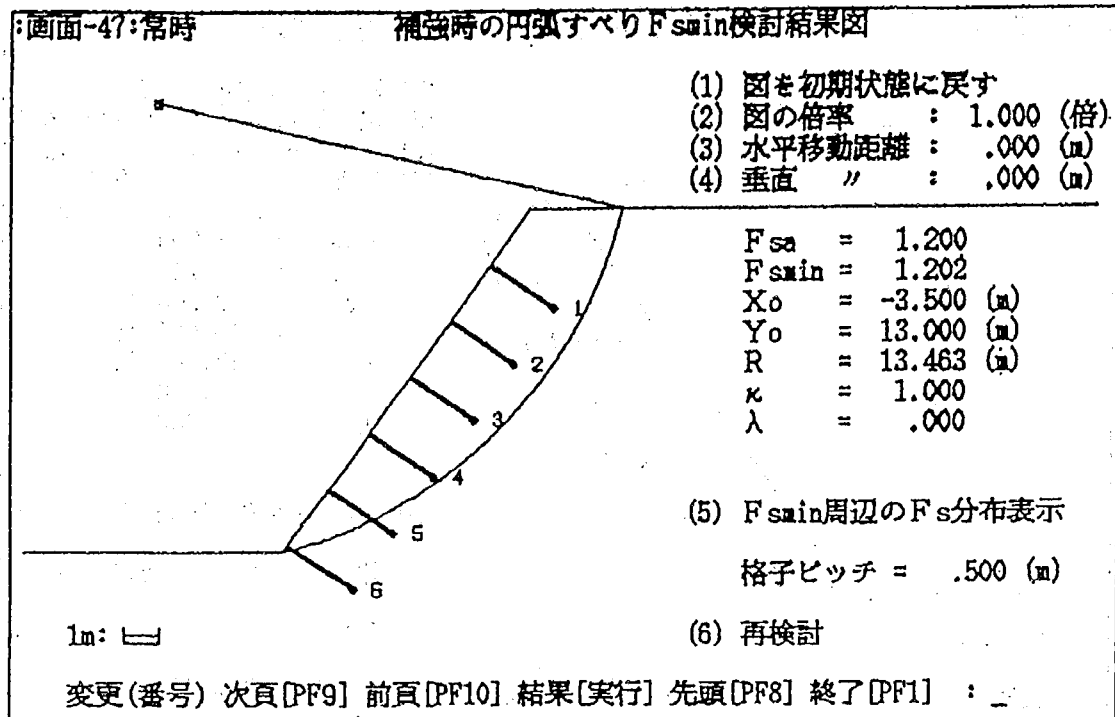


図-4.15 最小安全率を与えるすべり面 (1:0.5、水平打設)

安定計算手法 (1)



安定計算手法 (2)

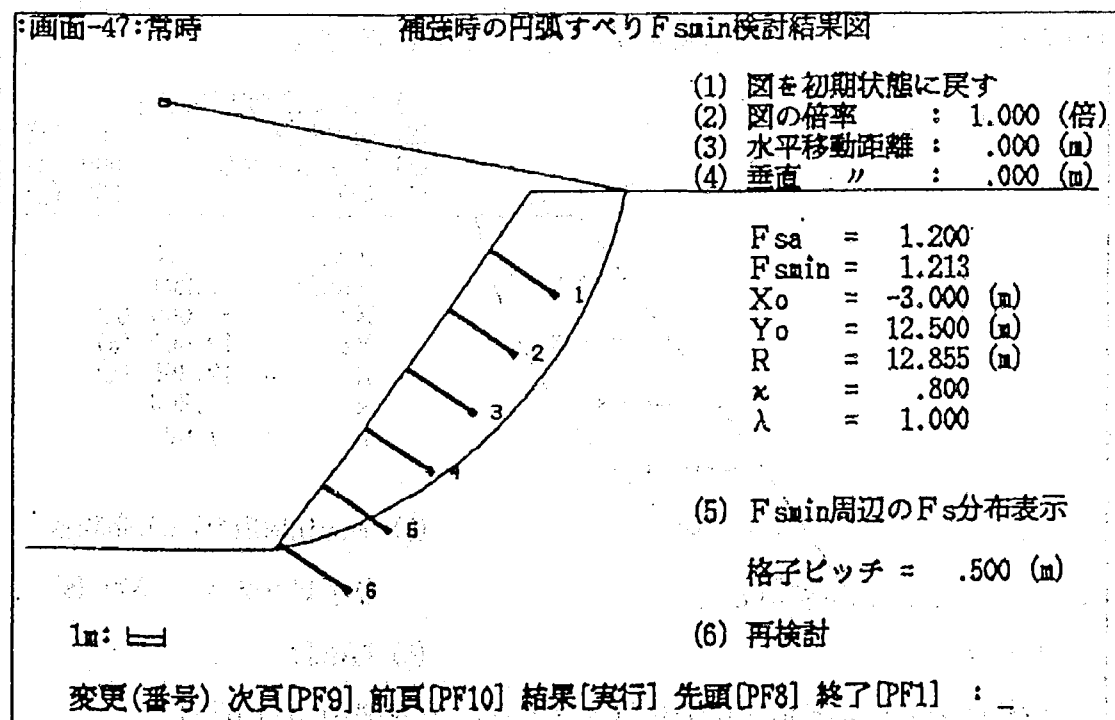
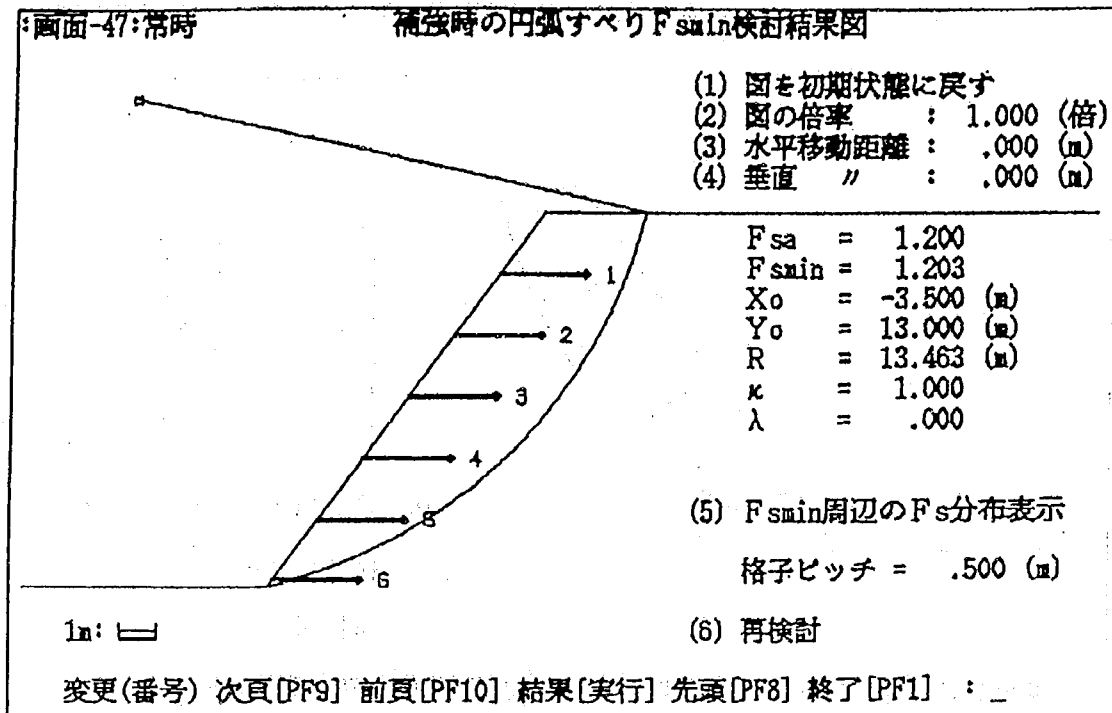


図-4.16 最小安全率を与えるすべり面 (1:0.7、のり面垂直打設)

安定計算手法 (1)



安定計算手法 (2)

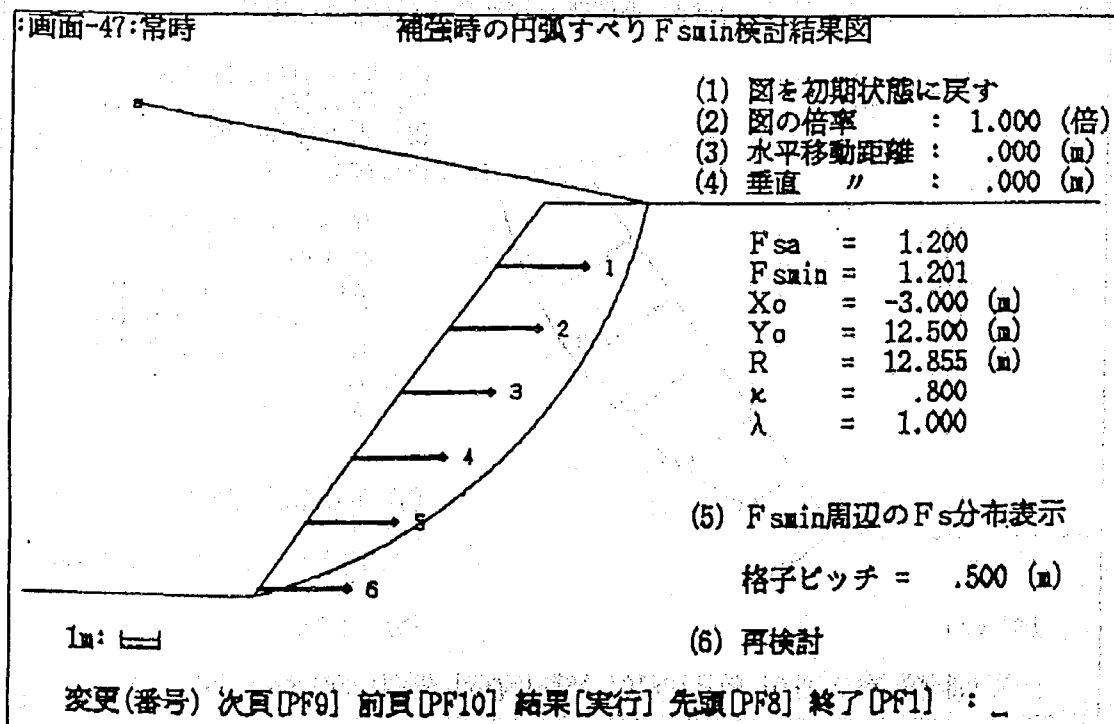


図-4.17 最小安全率を与えるすべり面 (1:0.7、水平打設)

図-4.18に手法2で低減係数が0.0の場合（無補強の場合）と低減係数が0.8の場合、及び手法1での安全率をプロットした結果を示す。これより、手法1と安全率が等しくなる場合の低減係数は、鉄筋をのり面に垂直に打設した場合で約0.6、水平に打設した場合に約0.8であった。

これらの結果より、低減係数の値としては、0.6～0.8の範囲が妥当であると考えられ、各種の施工方法の違いや地山の特性の多様性等を考慮すると、低減係数の値としては0.7程度が妥当と考えられる。

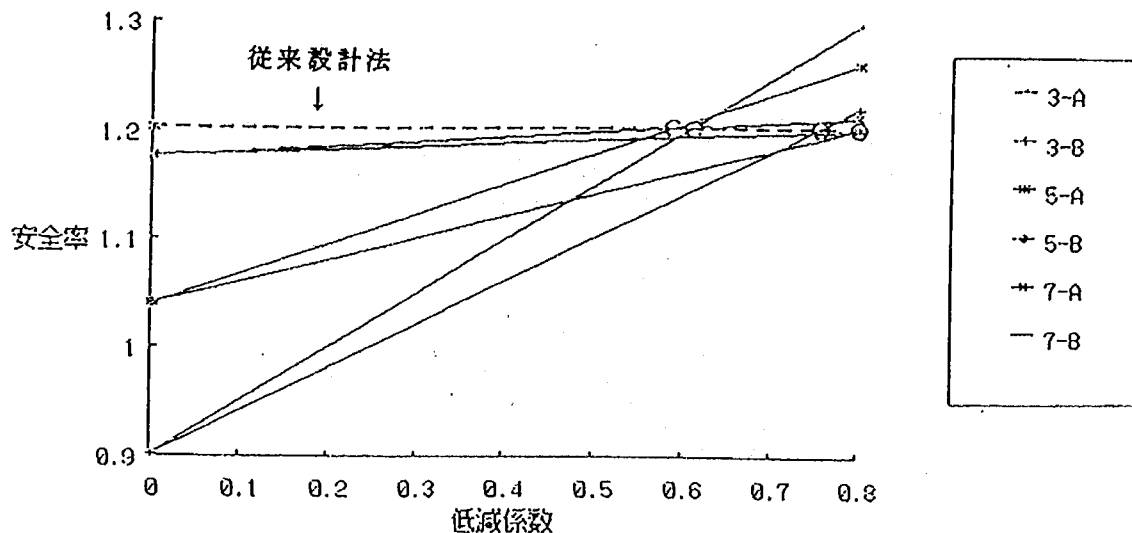


図-4.18 手法1と2の比較

(2) 鉄筋補強土工法の安定計算方法

以上の検討結果により、鉄筋補強土工法の安定解析フロー案を図-4.19に示す。計算方法としては、地山の地質構造や地下水の状態、斜面の形状などにより各種の崩壊モードが想定されるが、一般的には円弧すべり法を用い、流れ盤に沿うすべり等のように明らかに直線すべりと考えられる場合に直線すべり法を用いるものとする。

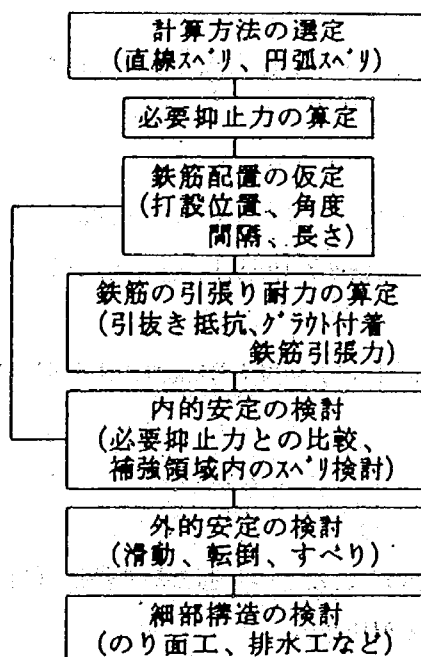


図-4.19 安定解析フロー

内的安定の検討方法は、一般的な方法として円弧すべり法を用いた場合には以下になる。なお、直線すべり法の場合も基本的には同様であり、滑動モーメント、抵抗モーメントをそれぞれ滑動力、抵抗力に置き換えたものである。

図-4.20に、円弧すべり法による力の釣合いを示す。安全率は滑動モーメントと抵抗モーメントから次式により求める。

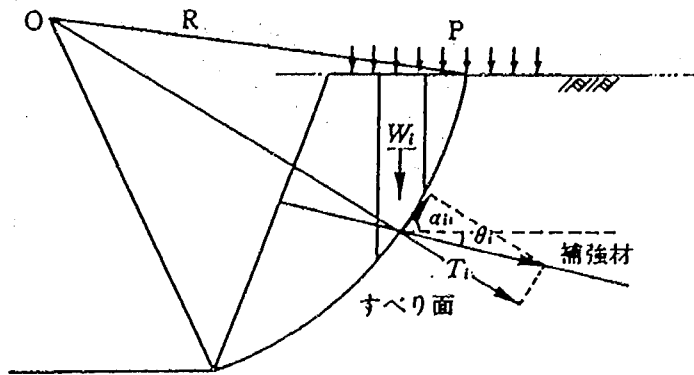


図-4.20 円弧すべり法における力の釣合い

$$F_s = \frac{M_r + \Delta M_r}{M_o} \quad \dots (4.17)$$

ここで、 M_r : 土塊の抵抗モーメント

M_o : 土塊のすべりモーメント

ΔM_r : 補強材による抵抗モーメント

①土塊のすべりモーメント M_o

すべり円の中心まわりの土塊の滑りモーメントは次式で求められる。

$$M_o = R \sum W \cdot \sin \alpha \quad \dots (4.18)$$

②土塊のすべり抵抗モーメント M_r

土塊によるすべり円の中心まわりの抵抗モーメントは次式で求められる。

$$M_r = R \sum \{ c \cdot l + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot l) \cdot \tan \phi \} \quad \dots (4.19)$$

③補強材による抵抗モーメント ΔM_r

補強材による抵抗モーメントは、補強材に発生する引張力による引留め効果と締付け効果の両方を考慮し、次式で求められる。

$$\Delta M_r = R \sum \{ T \cdot \cos \beta + (T \sin \beta - u \cdot l) \cdot \tan \phi \} \quad \dots (4.20)$$

ここで、 T : 補強材の引張力(tf/m)

β : 補強材と分割片で切られたすべり面となす角度(度)

$T \cos \beta$: 補強材による引留め力

$T \sin \beta \tan \phi$: 補強材による締付け力

補強材に発生する引張力 T は、次式のように発揮し得る引張力に低減係数 λ を乗じた値を用いる。

$$T = \lambda \cdot T_{sv} \quad \dots\dots(4.21)$$

ここで、 λ : 補強材の引張力の低減係数 (=0.7)

T_{sv} : 補強材の引張り耐力 (tf/m)

外的安定の検討は、鉄筋を敷設した領域を擬似擁壁と見なし、通常の擁壁と同様に背後からの土圧に対して、滑動、転倒および擬似擁壁全体を含むすべりに対して検討を行う。

この他、鉄筋の配置、鉄筋の引張り耐力の算定、のり面工などの細部構造の検討方法等については、日本道路公団の設計施工資料（特に、改訂版の設計資料）などの既往の設計基準に従うことが望ましい。

参考文献

- 1) 土質工学会編：補強土工法、土質基礎工学ライブラリー29、昭和61年5月
- 2) 建設省土木研究所、(財)土木研究センター：帯状補強材による補強土工法の開発に関する共同研究報告書、土木研究所共同研究報告書第54号、平成3年3月
- 3) 日本道路公団：補強土工法設計施工資料、昭和62年9月
- 4) 小野寺誠一、苗村正三、佐野一道：鉄筋挿入工法における敷設間隔と長さの関係について、第19回日本道路会議一般論文集、平成3年10月
- 5) 小野寺誠一、苗村正三、落合良隆：鉄筋挿入工法の補強効果に関する大型擁壁実験、第47回年次学術講演会講演概要集、土木学会、平成4年9月
- 6) 落合良隆、苗村正三、小野寺誠一：鉄筋挿入工法の敷設方法による補強効果への影響、第28回土質工学研究発表会講演集、土質工学会、平成5年6月
- 7) 小野寺誠一、苗村正三、落合良隆：鉄筋挿入工法の補強効果に関する大型擁壁実験(その2)、第48回年次学術講演会講演概要集、土木学会、平成5年9月
- 8) 館山勝、龍岡文夫、岸田浩、浦川智行、田村幸彦：棒状補強材の補強効果に関する考察、第28回土質工学研究発表会講演集、土質工学会、平成5年6月
- 9) 建設省土木研究所：鉄筋挿入工法の補強効果に関する実験的検討、土木研究所資料第2868号、平成2年2月

あとがき

鉄筋補強土工法の補強効果に影響を及ぼす要因には、補強材の配置方法や地山特性、補強材の形状・寸法・剛性、斜面の形状寸法、施工方法、降雨等の環境条件など、各種のものがある。しかし、第1章の調査目的でも述べたように、ここでは補強材の配置方法に対してと、一部小型模型実験では補強材の形状寸法に着目し、補強効果の違いについて検討した。この結果、補強材の配置方法や断面形状による補強効果や崩壊モードの違いが明確に確認でき、また1つの指標として補強材長さとの配置間隔の比によって整理するとある関係が得られることが小型模型、大型模型を用いた実験により確認できた。これらの実験では、従来多く用いられていた模型実験の方法である天端載荷実験を用いずに、前面の拘束圧を解放することによる自重崩壊実験を用い、このように現実により近い形の自重崩壊を再現したために補強効果の違いが明確にでたものと考えられる。ただし、拘束圧の解放を斜面全体で行っている点は実際の施工を再現していないため、これらの影響については他の機関の研究結果などを参考にし、確認する必要がある。また、補強効果の算定法は、すべり面を介した引張り補強に関しては、ある程度定量的に確認できたが、一体化効果については十分に確認していない。この効果に関しては、地山条件や荷重条件、補強材と地山の引き抜き特性などとの関連が非常に大きいと思われるため、今後更なる検討が必要と思われる。

これら一連の実験結果に基づき、また現行の設計法や施工例などを参考にし、鉄筋挿入工法の設計法について検討を行い、基本的な考え方について示した。ここでは、補強斜面の安定解析手法、特に内的安定に着目して、基本的な考え方を検討したが、法面工や施工法などに関しては十分な検討は行っていない。これらに関しては、他の研究機関において势力的に取り組んだ研究結果があり、またそれらを取り入れた形で、日本道路公団において鉄筋補強土工法の設計施工資料の改訂作業が行われている。鉄筋補強土工法の現場での適用にあたっては、それらの技術基準を参考に合理的な設計・施工を行って頂きたい。

付 属 資 料 (大型模型実験)

1. 荷重計の検定試験
2. 施工管理結果
3. 実験結果データ

1947年12月
1948年1月

1948年2月

1948年3月

1948年4月

1. 荷重計の検定試験

1.1 目的

この検定試験は、大型擁壁実験装置に具備されている各種荷重計の較正を水圧により検定することを目的として、実験壁と盛土との間に設置したビニール止水シート内に水を注水・排水させたときの壁に作用する荷重を検証したものである。

1.2 検定試験方法

本試験は、大型擁壁実験装置を用いて次の手順で行った。なお、検定試験は、最下段の実験壁の荷重計の較正を目的とした試験と中段、上段の実験壁の荷重計の較正を目的とした試験の2種類について実施した。試験の手順は、両方とも同様である。

- ① 図-1.1, 1.2に示したように、川砂を盛り立てる。
- ② 実験壁を原点に設置する。

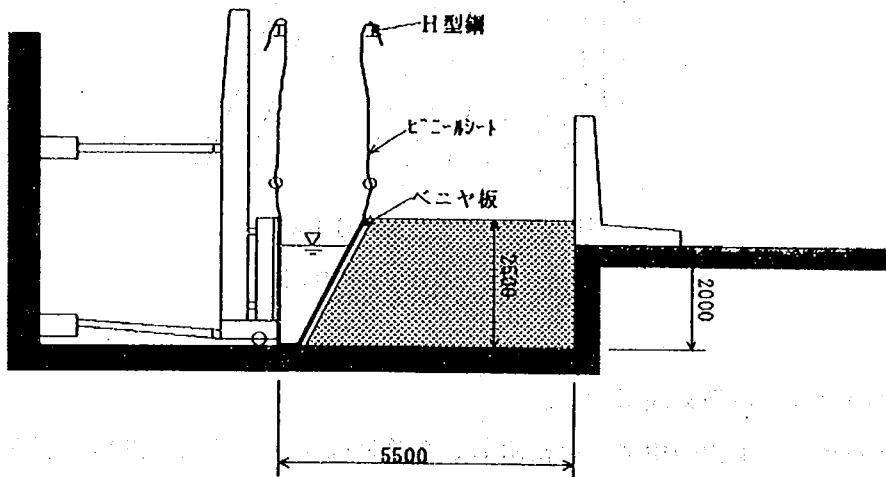


図-1.1 下段実験壁の水圧検定

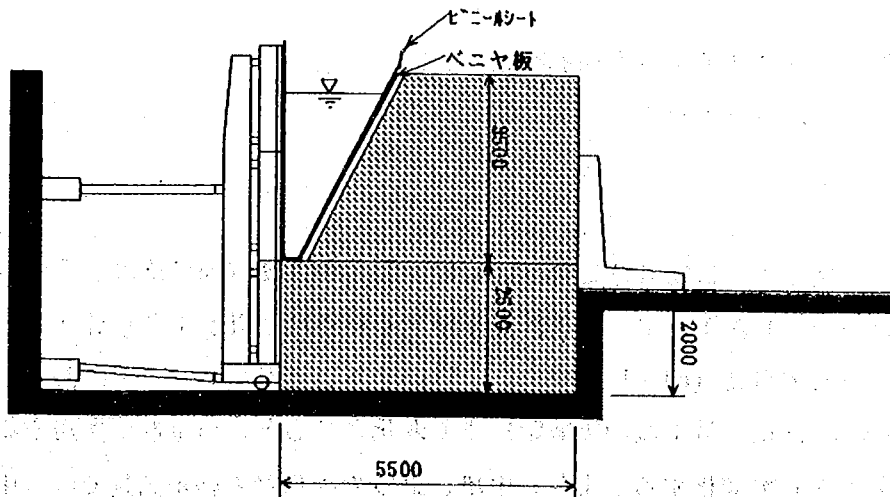


図-1.2 中・上段実験壁の水圧検定

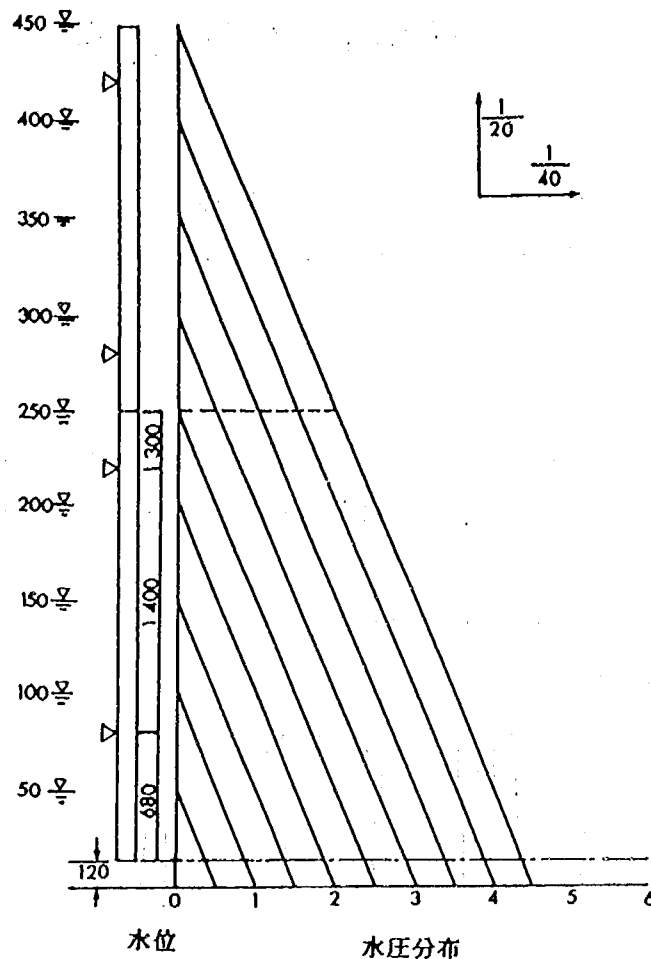


図-1.3 水圧分布模式図

③ 水圧検定用のビニール袋を設置する。

④ 水圧検定用のビニール袋の中に水を給水し、水位50cm毎に5分間放置して、各段階での荷重計の値を計測する。

⑤ 水圧検定用のビニール袋の中の水を排水し、水位50cm毎に5分間放置して、各段階での荷重計の値を測定する。

⑥ ④、⑤の作業を各2サイクル実施する。

以上の試験により、測定値を求める。

1.3 計算方法

壁に作用する荷重を測定する荷重計は、図-1.3 に示すとおり壁背面に位置している。また、この荷重計は壁とは結合していない。したがって、荷重計に作用する荷重は、計算上荷重計A、Bを支点とした”単純静定はり出しばり”として考え(図-1.4 参照)、算出する必要がある。以下に計算方法を示す。

水深を0.5mピッチで2.5m(最下段の実験壁)まで変化させると、荷重計に作用する荷重は、図-1.3 のように三角形分布荷重として変化する。また、中段、上段の実験壁の検定試験では、中段の実験壁へは三角

形分布荷重、台形分布荷重として変化する。

ここに、壁の長さを l (m)、支点間 (荷重計間) の長さを l' (m)、三角形分布荷重の合力を P (tf/m)、台形分布荷重のうち三角形分布荷重を抜いた部分の等分布荷重を q_u (tf/m²) とすると、支点 A 、 B に作用する荷重 R_A 、 R_B (tf/m) は次式で表される。

・三角形分布荷重の場合

$$R_A = \frac{P \cdot x}{l'}, \quad R_B = \frac{P \cdot (l' - x)}{l'}$$

・台形分布荷重の場合

$$R_A = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{P \cdot x}{l'}, \quad R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{P \cdot (l' - x)}{l'}$$

ただし、 R_A 、 R_B (tf/m) は単位当りの値である。したがって、荷重計に作用する荷重 (tf) は、これに壁の幅 (全幅 4 m のうち、荷重計が 2 個あり 1 個について 2 m とする) を乗じて求める。

以上、荷重計の読み値と計算上負荷される荷重度とを一次回帰し、各々の荷重計の較正式を求めた。

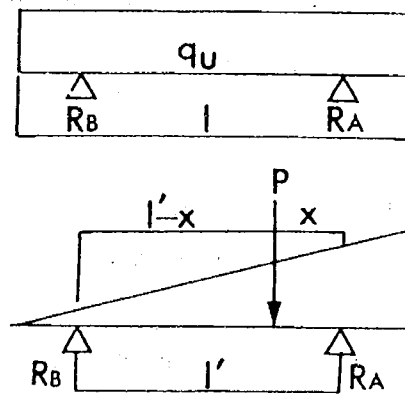


図-1.4 単純静定はり出しばり

1. 4 検定結果及び較正式

水圧検定結果を以下に示す。なお、荷重計番号及び配置は図-1.5 のとおりである。

(1) 水平荷重計の試験結果

各水平荷重計の試験結果および較正式は以下に示すとおりである。較正式において、 X = 荷重計の読み値、 Y = 荷重値である。

較正式

相関係数

①下段実験壁

N o 1	$Y = 0.1828 X - 5.4486$	$\gamma = 0.9759$
N o 2	$Y = 0.1618 X - 4.5909$	$\gamma = 0.9787$
N o 3	$Y = 0.2759 X - 5.7173$	$\gamma = 0.9396$

N o 4	$Y=0.2614X-5.4458$	$\gamma=0.9917$
-------	--------------------	-----------------

②中段実験壁

N o 7	$Y=0.1399X-3.3873$	$\gamma=0.9994$
-------	--------------------	-----------------

N o 8	$Y=0.1470X-4.7335$	$\gamma=0.9977$
-------	--------------------	-----------------

N o 9	$Y=0.2885X-5.3812$	$\gamma=0.9976$
-------	--------------------	-----------------

N o 10	$Y=0.3000X-4.0488$	$\gamma=0.9949$
--------	--------------------	-----------------

③上段実験壁

N o 13	$Y=0.1668X-4.2323$	$\gamma=0.9920$
--------	--------------------	-----------------

N o 14	$Y=0.1732X-4.1339$	$\gamma=0.9599$
--------	--------------------	-----------------

N o 15	$Y=0.1390X-3.4166$	$\gamma=0.9986$
--------	--------------------	-----------------

N o 16	$Y=0.1304X-2.3437$	$\gamma=0.9955$
--------	--------------------	-----------------

(2) 鉛直荷重計の試験結果

各鉛直荷重計の試験結果および較正式は以下に示すとおりである。較正式において、 X = 荷重計の読み値、 Y = 荷重値である。

較正式

相関係数

①下段実験壁

N o 5	$Y=0.6664X-22.6645$	$\gamma=0.9902$
-------	---------------------	-----------------

N o 6	$Y=0.5015X-19.8226$	$\gamma=0.9952$
-------	---------------------	-----------------

②中段実験壁

N o 11	$Y=0.4013X-12.8219$	$\gamma=0.9980$
--------	---------------------	-----------------

N o 12	$Y=0.2578X-7.0092$	$\gamma=0.9972$
--------	--------------------	-----------------

③上段実験壁

N o 17	$Y=0.1738X-6.1860$	$\gamma=0.9995$
--------	--------------------	-----------------

N o 18	$Y=0.3506X-6.1616$	$\gamma=0.9983$
--------	--------------------	-----------------

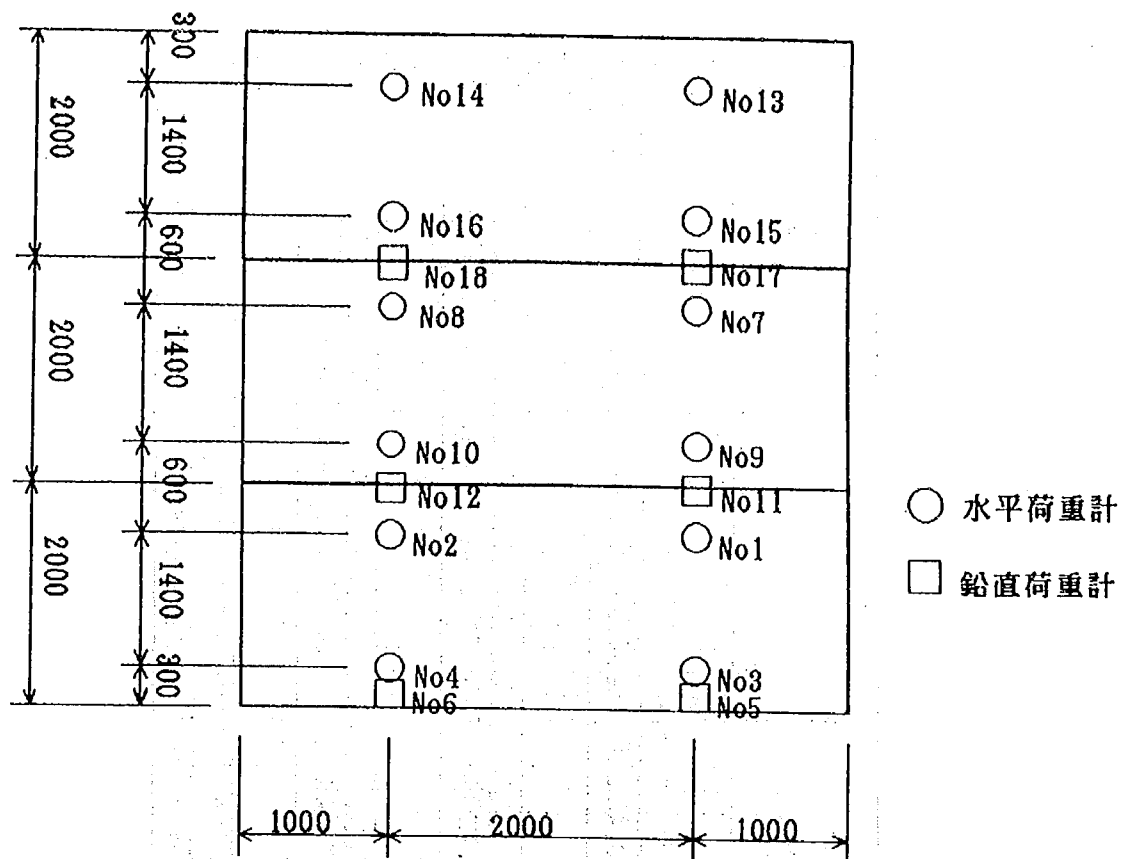
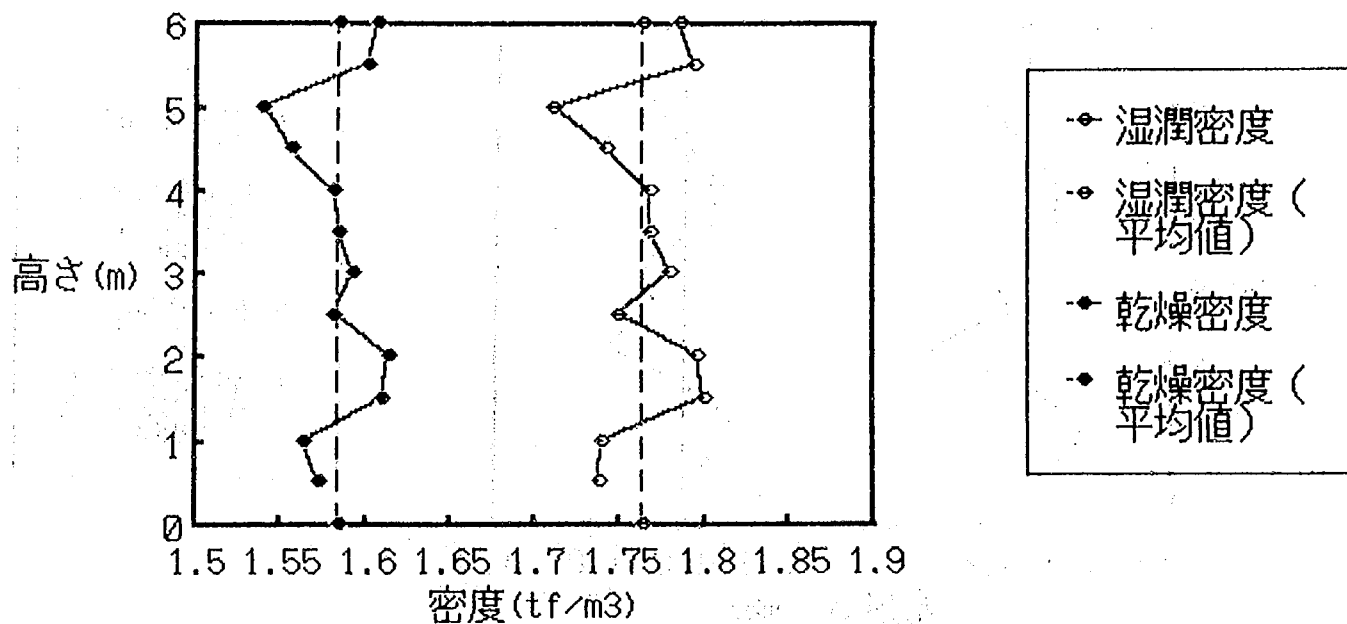


図-1.5 荷重計番号と配置

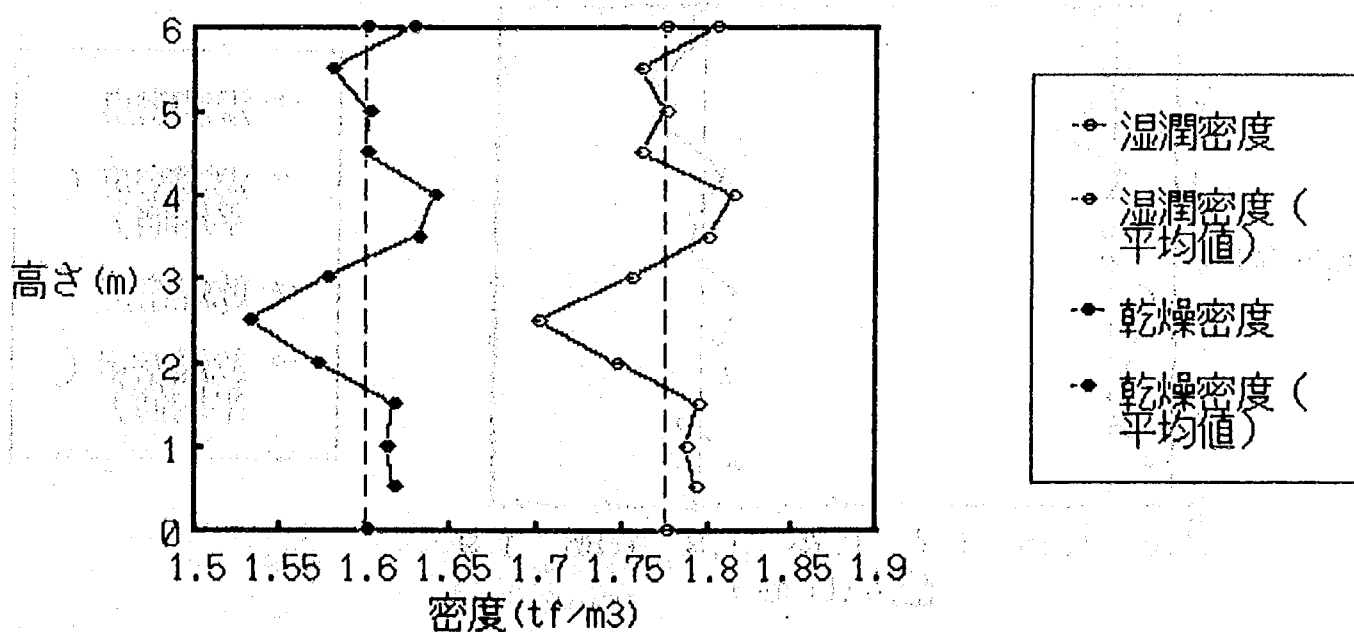
2. 施工管理結果

密度試験データ

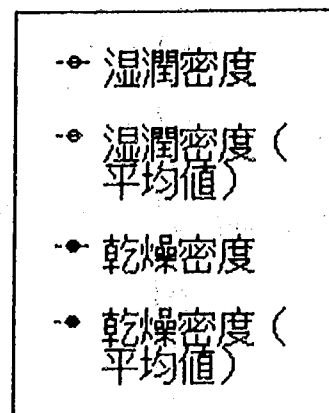
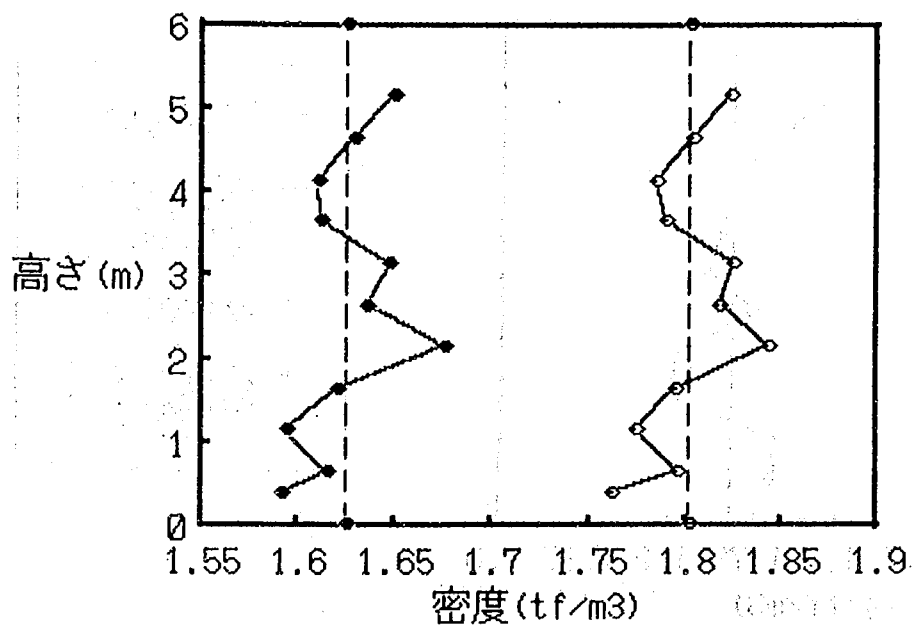
ケース	盛土高さ (m)	湿潤密度 (tf/m ³)	乾燥密度 (tf/m ³)	含水比 (%)
ケース 1	0.5	1.738	1.573	10.48
	1.0	1.740	1.564	11.30
	1.5	1.799	1.610	11.74
	2.0	1.795	1.614	11.24
	2.5	1.750	1.582	11.62
	3.0	1.780	1.593	11.74
	3.5	1.768	1.584	11.63
	4.0	1.768	1.582	11.77
	4.5	1.743	1.557	11.95
	5.0	1.711	1.541	11.07
	5.5	1.794	1.601	12.12
	6.0	1.785	1.607	11.11
	平均値	1.764	1.584	11.40
ケース 2	0.5	1.793	1.617	10.92
	1.0	1.787	1.613	10.78
	1.5	1.794	1.618	10.89
	2.0	1.747	1.573	11.12
	2.5	1.702	1.533	11.05
	3.0	1.755	1.579	11.15
	3.5	1.800	1.632	10.33
	4.0	1.816	1.642	10.55
	4.5	1.761	1.601	10.03
	5.0	1.775	1.603	10.76
	5.5	1.761	1.582	11.36
	6.0	1.805	1.629	10.84
	平均値	1.775	1.602	10.82
ケース 3	0.375	1.783	1.593	10.65
	0.625	1.796	1.617	10.88
	1.125	1.775	1.595	11.13
	1.625	1.795	1.622	10.72
	2.125	1.843	1.676	10.02
	2.625	1.818	1.636	11.17
	3.125	1.825	1.648	10.75
	3.625	1.790	1.613	11.03
	4.125	1.785	1.612	10.78
	4.625	1.804	1.630	10.76
	5.125	1.824	1.650	10.50
	平均値	1.802	1.627	10.76
ケース 4	0.5	1.793	1.610	11.37
	1.0	1.816	1.625	11.31
	1.5	1.798	1.623	11.11
	2.0	1.802	1.619	11.08
	2.5	1.793	1.611	11.31
	3.0	1.815	1.632	11.24
	3.5	1.812	1.636	10.83
	4.0	1.800	1.625	10.78
	4.5	1.826	1.656	10.29
	5.0	1.832	1.627	10.27
	5.5	1.817	1.642	10.69
	6.0	1.816	1.638	10.91
	平均値	1.810	1.629	10.93
ケース 5	0.5	1.777	1.599	11.41
	1.0	1.813	1.643	10.20
	1.5	1.827	1.650	10.68
	2.0	1.814	1.640	10.80
	2.5	1.803	1.626	10.86
	3.0	1.778	1.607	10.62
	3.5	1.810	1.635	10.71
	4.0	1.827	1.658	10.80
	4.5	1.778	1.606	10.72
	5.0	1.818	1.648	10.35
	5.5	1.795	1.622	10.71
	6.0	1.779	1.606	10.70
	平均値	1.801	1.628	10.70



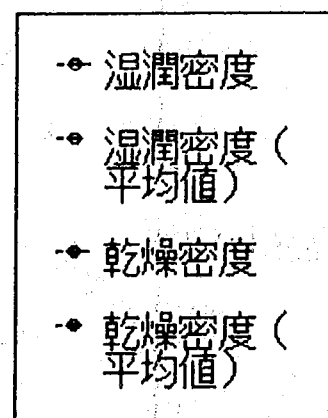
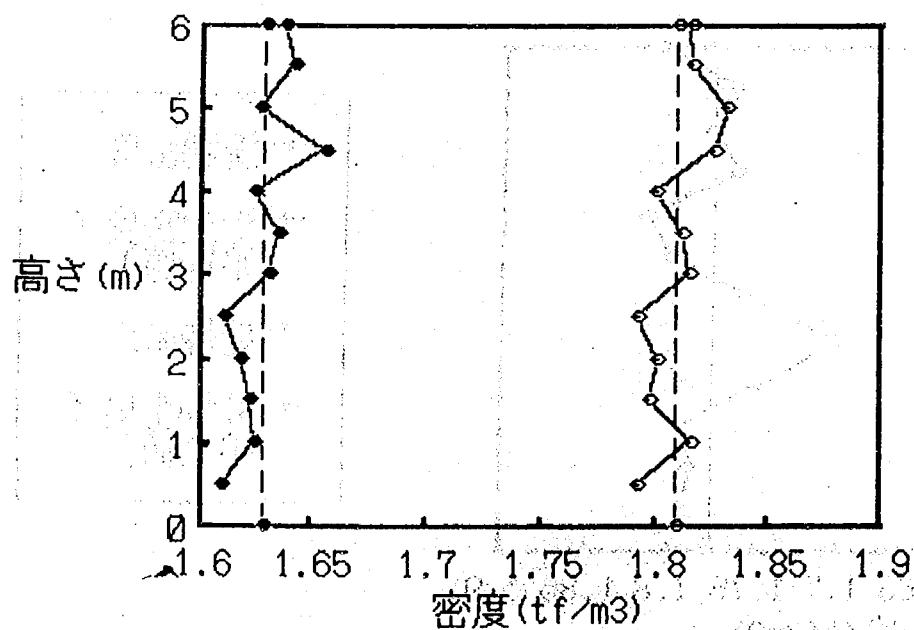
密度分布図 (ケース 1)



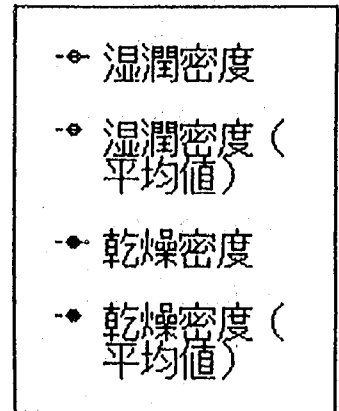
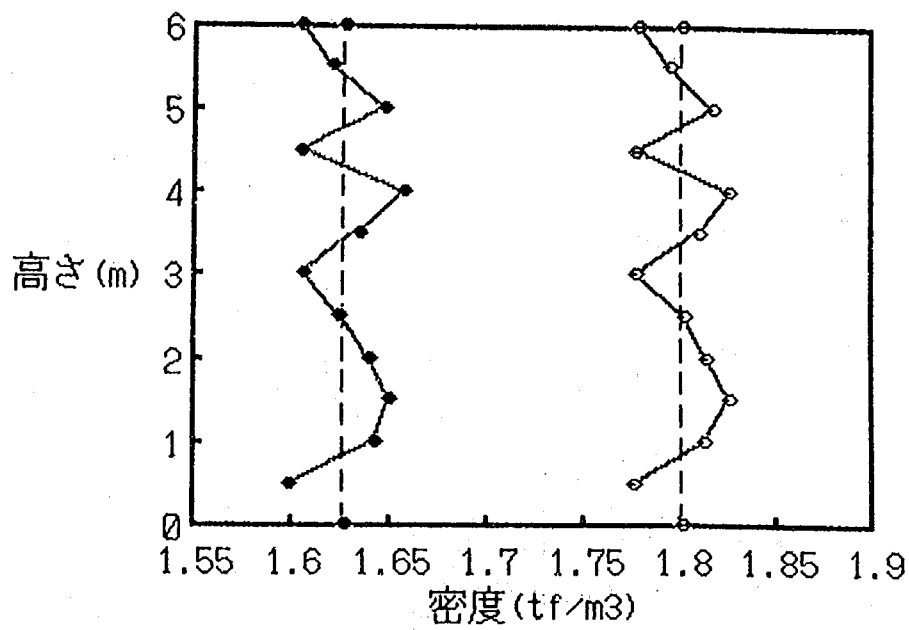
密度分布図 (ケース 2)



密度分布図 (ケース 3)



密度分布図 (ケース 4)



密度分布図 (ケース 5)

3. 実験結果データ

ケース I

土質 or 砂	埋設時間	土圧力					土圧係数					土質係数		埋設作用高	
		PH	PV	P	K	KH	KV	tan δ	δ	d	d/H	d	d/H	d	d/H
立て 0.0m	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
立て 2.5m	2.38	1.201	0.951	1.532	0.307	0.210	0.190	0.792	38.391	0.943	0.398	0.943	0.398	0.943	0.398
立て 3.5m	3.38	2.381	1.970	3.090	0.306	0.238	0.195	0.827	39.599	1.174	0.347	1.174	0.347	1.174	0.347
立て 4.0m	3.88	2.398	2.308	3.705	0.279	0.218	0.174	0.798	38.533	1.241	0.320	1.241	0.320	1.241	0.320
立て 4.5m	4.38	3.527	2.750	4.475	0.284	0.208	0.163	0.780	37.947	1.354	0.309	1.354	0.309	1.354	0.309
立て 5.5m	5.33	5.270	4.008	6.620	0.280	0.207	0.157	0.780	37.238	1.557	0.289	1.557	0.289	1.557	0.289
立て 6.0m	5.88	6.578	4.890	8.078	0.265	0.216	0.154	0.713	35.439	1.823	0.310	1.823	0.310	1.823	0.310
0.0mm	0.00	8.815	4.903	8.234	0.270	0.217	0.181	0.741	36.546	1.772	0.301	1.772	0.301	1.772	0.301
0.2mm	0.47	5.707	4.757	7.429	0.244	0.187	0.156	0.834	39.812	1.663	0.284	1.663	0.284	1.663	0.284
	0.49	5.463	4.757	7.550	0.243	0.192	0.156	0.811	39.054	1.872	0.284	1.872	0.284	1.872	0.284
	0.49	5.925	4.757	7.598	0.249	0.194	0.158	0.803	38.759	1.883	0.286	1.883	0.286	1.883	0.286
	0.49	5.844	4.757	7.613	0.250	0.195	0.156	0.800	38.668	1.888	0.287	1.888	0.287	1.888	0.287
0.5mm	1.28	4.774	4.523	6.578	0.218	0.157	0.148	0.943	43.157	1.549	0.284	1.549	0.284	1.549	0.284
	1.31	4.883	4.513	6.859	0.218	0.159	0.149	0.935	43.084	1.543	0.283	1.543	0.283	1.543	0.283
	1.31	4.887	4.513	6.881	0.219	0.161	0.149	0.929	42.883	1.548	0.283	1.548	0.283	1.548	0.283
	1.30	4.911	4.518	6.893	0.219	0.161	0.149	0.926	42.808	1.543	0.283	1.543	0.283	1.543	0.283
1.0mm	2.23	4.321	4.244	6.057	0.199	0.142	0.139	0.962	44.484	1.365	0.232	1.365	0.232	1.365	0.232
	2.29	4.478	4.302	6.210	0.204	0.147	0.141	0.961	43.858	1.397	0.238	1.397	0.238	1.397	0.238
	2.31	4.509	4.302	6.232	0.204	0.148	0.141	0.954	43.857	1.395	0.237	1.395	0.237	1.395	0.237
	2.31	4.516	4.302	6.237	0.205	0.148	0.141	0.953	43.612	1.393	0.237	1.393	0.237	1.393	0.237
2.0mm	2.52	4.325	4.210	6.058	0.199	0.142	0.139	0.980	44.431	1.343	0.228	1.343	0.228	1.343	0.228
	2.55	4.399	4.252	6.118	0.201	0.144	0.139	0.967	43.032	1.363	0.232	1.363	0.232	1.363	0.232
	2.58	4.429	4.252	6.140	0.201	0.145	0.139	0.960	43.832	1.374	0.234	1.374	0.234	1.374	0.234
	2.57	4.454	4.252	6.158	0.202	0.146	0.139	0.955	43.672	1.381	0.235	1.381	0.235	1.381	0.235
2.5mm	3.81	4.441	3.852	5.879	0.193	0.146	0.128	0.987	40.937	1.311	0.308	1.311	0.308	1.311	0.308
	3.80	4.553	3.834	5.991	0.198	0.149	0.128	0.955	40.540	1.397	0.308	1.397	0.308	1.397	0.308
	3.80	4.595	3.823	6.042	0.198	0.151	0.129	0.954	40.488	1.384	0.303	1.384	0.303	1.384	0.303
	3.80	4.617	3.852	6.078	0.199	0.151	0.130	0.958	40.565	1.381	0.303	1.381	0.303	1.381	0.303
5.0mm	5.22	4.168	3.789	5.618	0.184	0.137	0.124	0.905	42.138	1.372	0.335	1.372	0.335	1.372	0.335
	5.27	4.384	3.832	5.807	0.190	0.143	0.126	0.878	41.284	1.450	0.332	1.450	0.332	1.450	0.332
	5.27	4.399	3.848	5.844	0.192	0.144	0.128	0.875	41.181	1.443	0.330	1.443	0.330	1.443	0.330
	5.24	4.468	3.848	5.897	0.193	0.147	0.128	0.861	40.739	1.437	0.329	1.437	0.329	1.437	0.329
7.5mm	7.82	4.175	3.802	5.647	0.185	0.137	0.125	0.911	42.328	2.071	0.352	2.071	0.352	2.071	0.352
	7.88	4.351	3.844	5.808	0.190	0.143	0.126	0.884	41.461	2.045	0.348	2.045	0.348	2.045	0.348
	7.87	4.401	3.881	5.855	0.192	0.144	0.127	0.877	41.258	2.036	0.346	2.036	0.346	2.036	0.346
	7.88	4.430	3.881	5.878	0.193	0.145	0.127	0.872	41.073	2.027	0.345	2.027	0.345	2.027	0.345
10.0mm	9.93	3.987	3.685	5.415	0.178	0.131	0.120	0.919	42.583	2.104	0.358	2.104	0.358	2.104	0.358
	9.95	4.184	3.738	5.609	0.184	0.137	0.123	0.893	41.758	2.071	0.352	2.071	0.352	2.071	0.352
	9.95	4.228	3.752	5.653	0.185	0.139	0.123	0.888	41.531	2.055	0.350	2.055	0.350	2.055	0.350
	9.95	4.272	3.782	5.705	0.187	0.140	0.124	0.885	41.517	2.060	0.350	2.060	0.350	2.060	0.350
12.5mm	12.73	4.320	3.602	5.825	0.184	0.142	0.118	0.834	39.823	2.123	0.412	2.123	0.412	2.123	0.412
	12.77	4.408	3.673	5.736	0.188	0.144	0.120	0.834	39.817	2.381	0.405	2.381	0.405	2.381	0.405
	12.75	4.458	3.690	5.787	0.190	0.146	0.121	0.828	39.612	2.373	0.404	2.373	0.404	2.373	0.404
	12.75	4.471	3.702	5.805	0.190	0.147	0.121	0.828	39.630	2.356	0.401	2.356	0.401	2.356	0.401
15.0mm	14.83	4.133	3.602	5.482	0.180	0.136	0.118	0.872	41.077	2.305	0.392	2.305	0.392	2.305	0.392
	14.83	4.249	3.690	5.628	0.185	0.139	0.121	0.888	40.963	2.275	0.387	2.275	0.387	2.275	0.387
	14.84	4.286	3.690	5.655	0.185	0.141	0.121	0.881	40.729	2.279	0.388	2.279	0.388	2.279	0.388
	14.83	4.307	3.719	5.691	0.187	0.141	0.122	0.883	40.809	2.273	0.387	2.273	0.387	2.273	0.387
17.5mm	17.83	4.003	3.619	5.397	0.177	0.131	0.119	0.904	42.114	2.237	0.381	2.237	0.381	2.237	0.381
	17.87	4.105	3.652	5.494	0.180	0.135	0.120	0.890	41.661	2.235	0.380	2.235	0.380	2.235	0.380
	17.87	4.167	3.694	5.569	0.183	0.137	0.121	0.887	41.557	2.233	0.380	2.233	0.380	2.233	0.380
	17.85	4.184	3.694	5.581	0.183	0.137	0.121	0.883	41.441	2.229	0.379	2.229	0.379	2.229	0.379
20.0mm	20.33	4.027	3.602	5.403	0.177	0.132	0.118	0.894	41.809	2.320	0.395	2.320	0.395	2.320	0.395
	20.38	4.158	3.673	5.548	0.182	0.136	0.120	0.883	41.457	2.317	0.394	2.317	0.394	2.317	0.394
	20.38	4.173	3.690	5.570	0.183	0.137	0.121	0.884	41.486	2.311	0.393	2.311	0.393	2.311	0.393
	20.38	4.188	3.690	5.580	0.183	0.137	0.121	0.881	41.396	2.311	0.393	2.311	0.393	2.311	0.393
22.5mm	23.71	4.217	3.731	5.631	0.185	0.138	0.122	0.885	41.500	2.368	0.403	2.368	0.403	2.368	0.403
	23.72	4.303	3.744	5.704	0.187	0.141	0.123	0.870	41.022	2.354	0.400	2.354	0.400	2.354	0.400
	23.70	4.320	3.758	5.724	0.188	0.142	0.123	0.870	41.010	2.353	0.400	2.353	0.400	2.353	0.400
25.0mm	24.99	4.081	3.702	5.510	0.181	0.134	0.121	0.907	42.210	2.079	0.393	2.079	0.393	2.079	0.393
	25.02	4.178	3.744	5.609	0.184	0.137	0.123	0.898	41.876	2.093	0.396	2.093	0.396	2.093	0.396
	25.00	4.219	3.744	5.641	0.185	0.138	0.123	0.887	41.522	2.099	0.397	2.099	0.397	2.099	0.397
27.5mm	27.73	4.270	3.844	5.745	0.188	0.140	0.126	0.900	41.996	2.012	0.342	2.012	0.342	2.012	0.342
	27.78	4.334	3.873	5.812	0.191	0.142	0.127	0.894	41.786	2.024	0.344	2.024	0.344	2.024	0.344
	27.79	4.341	3.890	5.828	0.191	0.142	0.128	0.898	41.884	2.022	0.344	2.022	0.344	2.022	0.344
30.0mm	30.00	4.300	3.894	5.801	0.190	0.141	0.128	0.908	42.181	1.904	0.324	1.904	0.324	1.904	0.324
	30.02	4.398	3.935	5.902	0.194	0.144	0.129	0.895	41.824	1.914	0.325	1.914	0.325	1.914	0.325
	30.04	4.427	3.952	5.934	0.195	0.145	0.130	0.893	41.757	1.920	0.327	1.920	0.327	1.920	0.327
40.0mm	40.88	4.413	4.102	6.025	0.198	0.145	0.135	0.929	42.906	1.811	0.274	1.811	0.274	1.811	0.274
	40.93	4.508	4.119	6.106	0.200	0.148	0.135	0.914	42.419	1.847	0.280	1.847	0.280	1.847	0.280
	40.94	4.544	4.131	6.141	0.201	0.149	0.135	0.909	42.279	1.858	0.282	1.858	0.282	1.858	0.282
50.0mm	51.41	4.411	4.085	6.012	0.197	0.145	0.134	0.928	42.808	1.832	0.252	1.832	0.252	1.832	0.252
	51.43	4.514	4.127	6.118	0.201	0.148	0.135	0.914	42.438	1.844	0.257	1.844	0.257	1.844	0.257
	51.44	4.533	4.140	6.139	0.201	0.149	0.136	0.913	42.405	1.8					

ケース2

土高 or 移動量	経過時間	土圧力			土圧係数			変形率		掘削作用量	
		PH	PV	P	K	KH	KV	tand	d	d	d/H
土高 0.0m	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土高 2.5m	2.38	0.932	0.914	1.305	0.261	0.186	0.183	0.981	44.448	0.828	0.347
土高 3.5m	3.38	1.681	1.811	2.471	0.245	0.186	0.179	1.077	47.132	0.588	0.188
土高 4.0m	3.88	2.279	2.333	3.281	0.244	0.171	0.175	1.023	45.684	0.842	0.217
土高 4.5m	4.38	3.087	3.058	4.331	0.255	0.180	0.180	0.997	44.922	1.082	0.247
土高 5.5m	5.38	5.248	4.447	8.878	0.288	0.205	0.173	0.848	40.291	1.590	0.298
土高 6.0m	5.88	8.218	4.938	7.978	0.280	0.203	0.163	0.804	38.791	1.770	0.301
0.0mm	0.00	8.229	5.211	8.121	0.285	0.203	0.170	0.837	39.915	1.724	0.293
0.2mm	0.87	5.025	4.911	7.028	0.229	0.184	0.180	0.977	44.342	1.508	0.258
	0.92	5.170	4.927	7.142	0.233	0.188	0.181	0.953	43.623	1.538	0.281
	0.92	5.229	4.940	7.193	0.234	0.170	0.181	0.945	43.373	1.548	0.283
0.5mm	1.34	4.581	4.808	6.628	0.218	0.149	0.157	1.054	48.502	1.410	0.240
	1.34	4.728	4.819	6.749	0.220	0.154	0.157	1.020	45.558	1.433	0.244
	1.34	4.873	4.819	6.712	0.219	0.152	0.157	1.031	45.883	1.422	0.242
1.0mm	1.55	4.892	4.938	6.856	0.227	0.153	0.163	1.085	48.811	1.652	0.282
	1.55	4.798	5.081	6.974	0.227	0.156	0.165	1.055	48.525	1.648	0.280
	1.55	4.855	5.073	7.023	0.229	0.158	0.165	1.045	48.258	1.644	0.280
2.0mm	2.80	4.450	4.458	6.238	0.205	0.145	0.145	1.001	45.039	2.112	0.385
	2.79	4.722	4.602	6.594	0.215	0.154	0.150	0.975	44.262	2.103	0.358
	2.80	4.772	4.844	6.859	0.217	0.156	0.151	0.973	44.220	2.081	0.354
2.5mm	3.45	4.092	4.507	6.087	0.198	0.133	0.147	1.101	47.783	1.787	0.301
	3.47	4.301	4.577	6.281	0.205	0.140	0.149	1.064	46.786	1.782	0.303
	3.47	4.380	4.607	6.343	0.207	0.142	0.150	1.058	46.573	1.782	0.303
5.0mm	5.02	3.880	4.338	5.819	0.190	0.126	0.141	1.117	48.171	1.788	0.304
	5.04	4.073	4.407	6.000	0.196	0.133	0.144	1.082	47.255	1.778	0.302
	5.05	4.143	4.423	6.081	0.198	0.135	0.144	1.088	48.873	1.777	0.302
7.5mm	7.55	3.785	4.085	5.540	0.181	0.123	0.132	1.080	47.195	1.982	0.334
	7.61	3.988	4.181	5.783	0.188	0.130	0.138	1.043	46.215	1.953	0.333
	7.60	4.088	4.219	5.881	0.191	0.133	0.137	1.037	46.044	1.958	0.333
10.0mm	11.62	3.844	3.888	5.453	0.178	0.125	0.128	1.007	45.128	2.291	0.390
	11.62	4.018	3.938	5.888	0.185	0.131	0.130	0.995	44.855	2.283	0.388
	11.63	4.048	4.027	5.710	0.188	0.132	0.131	0.995	44.853	2.274	0.387
12.5mm	12.88	3.608	3.898	5.311	0.173	0.118	0.127	1.080	47.214	2.015	0.343
	12.92	3.830	4.011	5.545	0.181	0.125	0.131	1.047	46.320	2.035	0.346
	12.96	3.886	4.027	5.583	0.182	0.128	0.131	1.042	46.168	2.030	0.345
15.0mm	15.31	3.839	3.739	5.218	0.170	0.113	0.122	1.027	45.778	2.303	0.392
	15.40	3.782	3.810	5.368	0.175	0.123	0.124	1.008	45.218	2.293	0.390
	15.40	3.850	3.839	5.457	0.177	0.125	0.125	0.997	44.920	2.281	0.388
17.5mm	18.01	3.453	3.627	5.007	0.163	0.113	0.118	1.050	46.408	2.385	0.408
	18.06	3.724	3.773	5.301	0.173	0.121	0.123	1.013	45.373	2.354	0.400
	18.05	3.788	3.785	5.355	0.175	0.123	0.123	0.998	44.981	2.354	0.400
	18.08	3.791	3.802	5.369	0.175	0.124	0.124	1.003	45.073	2.349	0.400
20.0mm	19.95	3.605	3.877	5.150	0.168	0.118	0.120	1.020	45.560	2.467	0.420
	19.98	3.730	3.735	5.279	0.172	0.122	0.122	1.001	45.040	2.444	0.416
	19.98	3.759	3.735	5.299	0.173	0.123	0.122	0.994	44.817	2.429	0.413
22.5mm	24.09	3.733	3.622	5.202	0.170	0.122	0.118	0.970	44.138	2.864	0.453
	24.11	3.886	3.723	5.381	0.175	0.127	0.121	0.958	43.770	2.631	0.447
	24.13	3.926	3.739	5.422	0.177	0.128	0.122	0.952	43.608	2.624	0.448
25.0mm	25.92	3.368	3.581	4.916	0.160	0.110	0.117	1.083	46.751	2.303	0.392
	25.99	3.673	3.723	5.229	0.170	0.120	0.121	1.014	45.388	2.311	0.393
	26.00	3.723	3.723	5.285	0.172	0.121	0.121	1.000	44.993	2.319	0.394
27.5mm	28.12	3.827	3.851	5.290	0.172	0.125	0.119	0.954	43.652	2.743	0.486
	28.10	3.950	3.718	5.425	0.177	0.129	0.121	0.941	43.266	2.662	0.453
	28.10	3.989	3.735	5.450	0.178	0.129	0.122	0.941	43.262	2.648	0.450
30.0mm	29.94	3.351	3.597	4.916	0.160	0.109	0.117	1.074	47.030	2.217	0.377
	30.08	3.622	3.710	5.185	0.169	0.118	0.121	1.024	45.885	2.220	0.377
	30.09	3.695	3.727	5.248	0.171	0.120	0.121	1.008	45.242	2.236	0.380
40.0mm	39.88	3.874	3.778	5.289	0.172	0.120	0.123	1.028	45.784	2.162	0.368
	39.88	3.845	3.847	5.439	0.177	0.125	0.125	1.001	45.018	2.141	0.364
	39.88	3.870	3.847	5.457	0.178	0.126	0.125	0.994	44.834	2.133	0.363
50.0mm	50.02	3.680	3.831	5.312	0.173	0.120	0.125	1.041	46.151	1.908	0.324
	50.07	3.924	3.964	5.578	0.182	0.128	0.129	1.010	45.289	1.915	0.328
	50.07	3.985	3.977	5.630	0.183	0.130	0.130	0.998	44.940	1.917	0.328
	50.07	3.999	3.977	5.640	0.184	0.130	0.130	0.994	44.837	1.924	0.327
無制限	85.21	3.749	3.884	5.384	0.175	0.122	0.128	1.031	45.882	1.459	0.248
	85.21	3.822	3.910	5.487	0.178	0.125	0.127	1.023	45.653	1.476	0.251
	85.20	3.874	3.939	5.525	0.180	0.128	0.128	1.017	45.479	1.498	0.255
	85.21	3.888	3.939	5.534	0.180	0.127	0.128	1.013	45.378	1.502	0.256
	85.24	3.788	3.864	5.482	0.179	0.123	0.129	1.047	46.314	1.441	0.245

ケース3

土質 or 砂動量	経過時間	土圧力				土圧係数				土質係数		土質係数	
		PH	PV	P	K	KH	KV	tano	δ	d	d/H	d	d/H
土質 0.0mm	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土質 3.625mm	3.51	2.593	2.303	3.468	0.313	0.234	0.208	0.888	41.813	1.321	0.377	1.321	0.377
土質 4.125mm	4.01	3.192	2.723	4.199	0.291	0.221	0.189	0.855	40.531	1.418	0.354	1.418	0.354
土質 5.625mm	5.51	5.882	4.494	7.388	0.271	0.215	0.185	0.767	37.442	1.743	0.318	1.743	0.318
土質 8.000mm	5.88	6.718	5.194	8.492	0.273	0.218	0.167	0.773	37.711	1.793	0.305	1.793	0.305
0.0mm	0.00	6.850	5.338	8.883	0.279	0.220	0.171	0.779	37.920	1.798	0.308	1.798	0.308
0.2mm	0.23	5.835	5.178	7.839	0.252	0.189	0.166	0.880	41.342	1.713	0.292	1.713	0.292
0.2mm	0.24	5.976	5.194	7.918	0.254	0.192	0.167	0.889	40.998	1.730	0.294	1.730	0.294
0.2mm	0.24	5.933	5.194	7.931	0.255	0.192	0.167	0.887	40.915	1.727	0.294	1.727	0.294
0.5mm	0.72	5.080	4.923	7.083	0.227	0.182	0.158	0.974	44.240	1.584	0.283	1.584	0.283
0.5mm	0.75	5.198	4.988	7.191	0.231	0.187	0.160	0.956	43.711	1.598	0.282	1.598	0.282
0.5mm	0.72	5.256	4.988	7.244	0.233	0.189	0.160	0.949	43.491	1.605	0.273	1.605	0.273
1.0mm	1.12	5.074	4.782	6.972	0.224	0.183	0.154	0.942	43.303	1.578	0.336	1.578	0.336
1.0mm	1.12	5.214	4.840	7.114	0.228	0.187	0.155	0.928	42.871	1.559	0.333	1.559	0.333
2.0mm	1.12	5.265	4.889	7.172	0.230	0.189	0.158	0.925	42.785	1.551	0.332	1.551	0.332
2.0mm	2.20	4.591	4.795	6.639	0.213	0.177	0.154	1.044	48.247	1.882	0.238	1.882	0.238
2.0mm	2.22	4.653	4.836	6.628	0.208	0.179	0.142	0.953	43.634	1.884	0.238	1.884	0.238
3.0mm	2.23	4.737	4.885	6.510	0.209	0.182	0.143	0.943	43.308	1.708	0.290	1.708	0.290
3.0mm	3.24	4.424	3.852	5.887	0.188	0.142	0.124	0.871	41.046	1.344	0.331	1.344	0.331
3.0mm	3.21	4.622	4.073	6.181	0.198	0.143	0.131	0.881	41.392	1.333	0.329	1.333	0.329
5.0mm	3.22	4.687	4.115	6.237	0.200	0.150	0.132	0.878	41.285	1.314	0.326	1.314	0.326
5.0mm	6.20	4.233	3.502	5.494	0.178	0.136	0.112	0.827	39.603	2.284	0.390	2.284	0.390
5.0mm	6.20	4.568	3.844	5.370	0.192	0.147	0.123	0.842	40.081	2.237	0.380	2.237	0.380
7.5mm	6.23	4.608	3.915	6.046	0.194	0.148	0.126	0.850	40.353	2.216	0.377	2.216	0.377
7.5mm	7.61	4.118	3.602	5.470	0.178	0.132	0.116	0.875	41.190	1.392	0.339	1.392	0.339
7.5mm	7.62	4.325	3.773	5.739	0.184	0.139	0.121	0.872	41.103	1.373	0.335	1.373	0.335
10.0mm	7.62	4.389	3.885	5.848	0.188	0.141	0.124	0.881	41.389	1.368	0.335	1.368	0.335
10.0mm	9.89	4.047	3.473	5.332	0.171	0.130	0.111	0.858	40.835	2.082	0.351	2.082	0.351
10.0mm	9.89	4.284	3.680	5.639	0.181	0.137	0.118	0.865	40.887	2.049	0.348	2.049	0.348
12.5mm	9.89	4.318	3.781	5.740	0.184	0.139	0.121	0.876	41.209	2.044	0.348	2.044	0.348
12.5mm	13.27	3.894	3.539	5.283	0.169	0.125	0.114	0.909	42.266	2.022	0.344	2.022	0.344
15.0mm	13.30	4.135	3.748	5.581	0.179	0.133	0.120	0.906	42.191	2.010	0.342	2.010	0.342
15.0mm	13.29	4.208	3.819	5.681	0.182	0.135	0.123	0.908	42.241	2.009	0.342	2.009	0.342
15.0mm	15.12	3.903	3.418	5.138	0.187	0.125	0.110	0.876	41.214	2.000	0.372	2.000	0.372
15.0mm	15.12	4.174	3.769	5.624	0.181	0.134	0.121	0.903	42.073	2.115	0.365	2.115	0.365
17.5mm	15.12	4.258	3.815	5.717	0.184	0.137	0.122	0.898	41.854	2.113	0.364	2.113	0.364
17.5mm	18.67	4.120	3.718	5.589	0.179	0.132	0.120	0.910	42.292	2.142	0.364	2.142	0.364
17.5mm	18.68	4.334	3.923	5.846	0.188	0.139	0.128	0.905	42.149	2.137	0.363	2.137	0.363
20.0mm	18.67	4.344	3.981	5.893	0.189	0.139	0.128	0.918	42.502	2.132	0.363	2.132	0.363
20.0mm	20.18	4.099	3.839	5.617	0.180	0.132	0.123	0.937	43.123	1.915	0.328	1.915	0.328
20.0mm	20.17	4.262	3.998	5.843	0.188	0.137	0.128	0.938	43.170	1.909	0.325	1.909	0.325
22.5mm	20.17	4.327	4.027	5.911	0.190	0.139	0.129	0.931	42.942	1.916	0.328	1.916	0.328
22.5mm	23.71	4.124	3.885	5.866	0.182	0.132	0.125	0.942	43.293	1.851	0.315	1.851	0.315
22.5mm	23.74	4.323	4.027	5.908	0.190	0.139	0.129	0.931	42.968	1.872	0.318	1.872	0.318
25.0mm	23.74	4.355	4.073	5.982	0.191	0.140	0.131	0.935	43.083	1.877	0.319	1.877	0.319
25.0mm	25.27	4.021	3.831	5.553	0.178	0.129	0.123	0.953	43.813	1.755	0.299	1.755	0.299
25.0mm	25.30	4.241	3.985	5.819	0.187	0.136	0.128	0.940	43.220	1.779	0.303	1.779	0.303
27.5mm	25.31	4.292	4.027	5.885	0.189	0.138	0.129	0.938	43.175	1.798	0.305	1.798	0.305
27.5mm	28.12	4.113	3.914	5.678	0.182	0.132	0.126	0.952	43.578	1.721	0.293	1.721	0.293
30.0mm	28.15	4.298	4.085	5.929	0.190	0.138	0.131	0.951	43.547	1.740	0.296	1.740	0.296
30.0mm	28.15	4.333	4.097	5.983	0.191	0.139	0.132	0.946	43.402	1.746	0.297	1.746	0.297
30.0mm	31.23	4.058	3.901	5.629	0.181	0.130	0.125	0.982	43.878	1.710	0.291	1.710	0.291
30.0mm	31.17	4.358	4.122	5.999	0.193	0.140	0.132	0.948	43.405	1.724	0.293	1.724	0.293
40.0mm	31.17	4.382	4.147	6.040	0.194	0.141	0.133	0.944	43.382	1.737	0.295	1.737	0.295
40.0mm	39.67	4.144	3.955	5.729	0.184	0.133	0.127	0.955	43.687	1.808	0.273	1.808	0.273
40.0mm	39.66	4.292	4.030	5.888	0.189	0.138	0.129	0.939	43.198	1.833	0.278	1.833	0.278
46.0mm	39.67	4.320	4.072	5.937	0.191	0.139	0.131	0.943	43.309	1.832	0.277	1.832	0.277
46.0mm	46.23	4.010	3.901	5.595	0.180	0.129	0.125	0.973	44.212	1.594	0.271	1.594	0.271
46.0mm	46.28	4.208	3.972	5.785	0.186	0.135	0.128	0.944	43.359	1.597	0.272	1.597	0.272
無制限	46.27	4.252	4.001	5.839	0.187	0.136	0.128	0.941	43.259	1.609	0.274	1.609	0.274
無制限	83.92	3.775	3.728	5.304	0.170	0.121	0.120	0.987	44.626	1.544	0.263	1.544	0.263
無制限	83.97	3.927	3.784	5.454	0.175	0.126	0.121	0.984	43.928	1.589	0.267	1.589	0.267
無制限	83.97	3.970	3.822	5.511	0.177	0.127	0.123	0.983	43.911	1.581	0.269	1.581	0.269
無制限	83.95	4.020	3.822	5.547	0.178	0.129	0.123	0.951	43.551	1.595	0.271	1.595	0.271
無制限	84.04	4.187	3.935	5.745	0.184	0.134	0.128	0.940	43.222	1.629	0.277	1.629	0.277

ケース 4

埋土高 or 埋設量	埋設時間	土圧力			土圧係数			土質係数		土質係数		土質係数		土質係数		土質係数		土質係数	
		PH	PV	P	K	KH	KV	$\tan \delta$	δ	$\tan \delta$	δ	$\tan \delta$	δ	$\tan \delta$	δ	$\tan \delta$	δ	$\tan \delta$	δ
埋土高 0.0m	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
埋土高 0.5m	0.50	0.919	0.951	1.322	0.259	0.130	0.187	1.035	45.398	0.847	0.356	0.847	0.356	0.847	0.356	0.847	0.356	0.847	0.356
埋土高 1.0m	1.00	1.951	1.781	2.555	0.243	0.130	0.171	0.951	43.582	1.188	0.352	1.188	0.352	1.188	0.352	1.188	0.352	1.188	0.352
埋土高 1.5m	1.50	2.403	2.270	3.305	0.243	0.177	0.167	0.945	43.369	1.304	0.336	1.304	0.336	1.304	0.336	1.304	0.336	1.304	0.336
埋土高 2.0m	2.00	3.390	3.068	4.571	0.264	0.198	0.177	0.905	42.133	1.505	0.344	1.505	0.344	1.505	0.344	1.505	0.344	1.505	0.344
埋土高 2.5m	2.50	4.932	4.105	6.471	0.275	0.188	0.157	0.832	39.773	1.778	0.331	1.778	0.331	1.778	0.331	1.778	0.331	1.778	0.331
埋土高 3.0m	3.00	6.023	4.802	7.703	0.278	0.192	0.153	0.797	38.584	1.917	0.328	1.917	0.328	1.917	0.328	1.917	0.328	1.917	0.328
埋土高 3.5m	3.50	7.205	4.943	8.740	0.279	0.230	0.158	0.887	34.477	1.832	0.320	1.832	0.320	1.832	0.320	1.832	0.320	1.832	0.320
埋土高 4.0m	4.00	4.917	4.872	8.783	0.277	0.157	0.149	0.950	43.542	1.885	0.287	1.885	0.287	1.885	0.287	1.885	0.287	1.885	0.287
埋土高 4.5m	4.50	5.049	4.702	8.899	0.220	0.181	0.150	0.931	42.959	1.711	0.291	1.711	0.291	1.711	0.291	1.711	0.291	1.711	0.291
埋土高 5.0m	5.00	5.104	4.702	8.939	0.222	0.183	0.150	0.921	42.852	1.721	0.293	1.721	0.293	1.721	0.293	1.721	0.293	1.721	0.293
埋土高 5.5m	5.50	4.433	4.510	8.324	0.202	0.142	0.144	1.017	45.491	1.823	0.278	1.823	0.278	1.823	0.278	1.823	0.278	1.823	0.278
埋土高 6.0m	6.00	4.581	4.510	8.428	0.205	0.148	0.144	0.984	44.552	1.837	0.278	1.837	0.278	1.837	0.278	1.837	0.278	1.837	0.278
埋土高 6.5m	6.50	4.840	4.527	8.482	0.207	0.148	0.145	0.975	44.289	1.851	0.281	1.851	0.281	1.851	0.281	1.851	0.281	1.851	0.281
埋土高 7.0m	7.00	4.777	4.180	5.895	0.188	0.134	0.133	0.996	44.830	1.788	0.301	1.788	0.301	1.788	0.301	1.788	0.301	1.788	0.301
埋土高 7.5m	7.50	4.310	4.217	6.051	0.193	0.138	0.132	0.985	44.578	1.782	0.300	1.782	0.300	1.782	0.300	1.782	0.300	1.782	0.300
埋土高 8.0m	8.00	4.348	4.281	6.100	0.195	0.139	0.137	0.985	44.584	1.757	0.299	1.757	0.299	1.757	0.299	1.757	0.299	1.757	0.299
埋土高 8.5m	8.50	3.533	3.880	5.232	0.187	0.113	0.123	1.082	47.531	1.590	0.270	1.590	0.270	1.590	0.270	1.590	0.270	1.590	0.270
埋土高 9.0m	9.00	3.755	3.958	5.454	0.174	0.120	0.128	1.053	46.489	1.609	0.274	1.609	0.274	1.609	0.274	1.609	0.274	1.609	0.274
埋土高 9.5m	9.50	3.798	3.985	5.503	0.178	0.121	0.127	1.050	46.393	1.608	0.273	1.608	0.273	1.608	0.273	1.608	0.273	1.608	0.273
埋土高 10.0m	10.00	3.871	3.017	4.752	0.152	0.117	0.108	0.822	39.415	2.800	0.442	2.800	0.442	2.800	0.442	2.800	0.442	2.800	0.442
埋土高 10.5m	10.50	3.981	3.309	5.177	0.165	0.127	0.108	0.831	39.730	2.494	0.424	2.494	0.424	2.494	0.424	2.494	0.424	2.494	0.424
埋土高 11.0m	11.00	4.040	3.380	5.287	0.183	0.129	0.108	0.837	39.817	2.460	0.418	2.460	0.418	2.460	0.418	2.460	0.418	2.460	0.418
埋土高 11.5m	11.50	3.235	2.934	4.387	0.140	0.103	0.094	0.907	42.205	2.322	0.395	2.322	0.395	2.322	0.395	2.322	0.395	2.322	0.395
埋土高 12.0m	12.00	3.111	3.198	4.675	0.149	0.109	0.102	0.937	43.142	2.288	0.385	2.288	0.385	2.288	0.385	2.288	0.385	2.288	0.385
埋土高 12.5m	12.50	3.481	3.272	4.777	0.153	0.111	0.105	0.949	43.227	2.233	0.380	2.233	0.380	2.233	0.380	2.233	0.380	2.233	0.380
埋土高 13.0m	13.00	2.915	2.348	3.791	0.121	0.095	0.075	0.790	38.295	2.984	0.507	2.984	0.507	2.984	0.507	2.984	0.507	2.984	0.507
埋土高 13.5m	13.50	3.343	2.787	4.340	0.139	0.107	0.088	0.827	39.608	2.776	0.472	2.776	0.472	2.776	0.472	2.776	0.472	2.776	0.472
埋土高 14.0m	14.00	3.404	2.854	4.442	0.142	0.109	0.091	0.839	39.983	2.747	0.467	2.747	0.467	2.747	0.467	2.747	0.467	2.747	0.467
埋土高 14.5m	14.50	2.797	2.433	3.707	0.118	0.089	0.078	0.870	41.019	2.898	0.459	2.898	0.459	2.898	0.459	2.898	0.459	2.898	0.459
埋土高 15.0m	15.00	2.992	2.637	3.985	0.127	0.096	0.084	0.881	41.394	2.598	0.441	2.598	0.441	2.598	0.441	2.598	0.441	2.598	0.441
埋土高 15.5m	15.50	3.074	2.771	4.139	0.132	0.098	0.089	0.901	42.030	2.580	0.435	2.580	0.435	2.580	0.435	2.580	0.435	2.580	0.435
埋土高 16.0m	16.00	2.778	2.137	3.503	0.112	0.089	0.068	0.770	37.586	3.115	0.530	3.115	0.530	3.115	0.530	3.115	0.530	3.115	0.530
埋土高 16.5m	16.50	2.984	2.408	3.834	0.123	0.095	0.077	0.807	38.907	2.955	0.502	2.955	0.502	2.955	0.502	2.955	0.502	2.955	0.502
埋土高 17.0m	17.00	3.080	2.500	3.951	0.128	0.098	0.080	0.817	39.244	2.920	0.497	2.920	0.497	2.920	0.497	2.920	0.497	2.920	0.497
埋土高 17.5m	17.50	3.108	1.881	3.621	0.116	0.099	0.059	0.599	30.930	3.841	0.619	3.841	0.619	3.841	0.619	3.841	0.619	3.841	0.619
埋土高 18.0m	18.00	3.237	2.091	3.853	0.123	0.103	0.087	0.646	32.861	3.491	0.594	3.491	0.594	3.491	0.594	3.491	0.594	3.491	0.594
埋土高 18.5m	18.50	3.260	2.191	3.928	0.126	0.104	0.070	0.672	33.907	3.442	0.585	3.442	0.585	3.442	0.585	3.442	0.585	3.442	0.585
埋土高 19.0m	19.00	2.120	2.082	2.957	0.095	0.088	0.068	0.573	44.203	2.818	0.479	2.818	0.479	2.818	0.479	2.818	0.479	2.818	0.479
埋土高 19.5m	19.50	2.630	2.550	3.663	0.117	0.084	0.081	0.969	44.107	2.707	0.460	2.707	0.460	2.707	0.460	2.707	0.460	2.707	0.460
埋土高 20.0m	20.00	2.685	2.600	3.737	0.119	0.086	0.083	0.968	44.075	2.637	0.459	2.637	0.459	2.637	0.459	2.637	0.459	2.637	0.459
埋土高 20.5m	20.50	2.703	1.911	3.311	0.108	0.086	0.061	0.707	35.283	3.570	0.607	3.570	0.607	3.570	0.607	3.570	0.607	3.570	0.607
埋土高 21.0m	21.00	2.873	2.112	3.568	0.114	0.092	0.087	0.735	36.311	3.394	0.577	3.394	0.577	3.394	0.577	3.394	0.577	3.394	0.577
埋土高 21.5m	21.50	2.914	2.208	3.856	0.117	0.093	0.071	0.758	37.148	3.367	0.573	3.367	0.573	3.367	0.573	3.367	0.573	3.367	0.573
埋土高 22.0m	22.00	2.575	1.774	3.127	0.100	0.082	0.057	0.689	34.559	3.742	0.636	3.742	0.636	3.742	0.636	3.742	0.636	3.742	0.636
埋土高 22.5m	22.50	2.826	2.087	3.513	0.112	0.090	0.067	0.738	36.438	3.508	0.597	3.508	0.597	3.508	0.597	3.508	0.597	3.508	0.597
埋土高 23.0m	23.00	2.886	2.182	3.608	0.115	0.092	0.069	0.749	36.831	3.459	0.588	3.459	0.588	3.459	0.588	3.459	0.588	3.459	0.588
埋土高 23.5m	23.50	2.388	2.358	3.354	0.107	0.078	0.075	0.988	44.882	2.852	0.435	2.852	0.435	2.852	0.435	2.852	0.435	2.852	0.435
埋土高 24.0m	24.00	2.518	2.429	3.498	0.112	0.080	0.078	0.985	43.983	2.852	0.435	2.852	0.435	2.852	0.435	2.852	0.435	2.852	0.435
埋土高 24.5m	24.50	2.583	2.462	3.554	0.114	0.082	0.079	0.980	43.845	2.851	0.435	2.851	0.435	2.851	0.435	2.851	0.435	2.851	0.435
埋土高 25.0m	25.00	2.451	2.308	3.388	0.108	0.078	0.074	0.942	43.219	3.020	0.514	3.020	0.514	3.020	0.514	3.020	0.514	3.020	0.514
埋土高 25.5m	25.50	2.577	2.395	3.518	0.112	0.082	0.071	0.929	42.903	2.970	0.505	2.970	0.505	2.970	0.505	2.970	0.505	2.970	0.505
埋土高 26.0m	26.00	2.743	2.424	3.681	0.117	0.088	0.077	0.884	41.475	2.870	0.488	2.870	0.488	2.870	0.488	2.870	0.488	2.870	0.488
埋土高 26.5m	26.50	2.344	2.137	3.321	0.108	0.075	0.078	1.040	46.116	2.820	0.446	2.820	0.446	2.820	0.446	2.820	0.446	2.820	0.446
埋土高 27.0m	27.00	2.435	2.524	3.550	0.113	0.080	0.081	1.012	45.329	2.623	0.447	2.623	0.447	2.623	0.447	2.623	0.447	2.623	0.447
埋土高 27.5m	27.50	2.540	2.553	3.601	0.115	0.081	0.082	1.005	45.158	2.619	0.445	2.619	0.445	2.619	0.445	2.619	0.445	2.619	0.445
埋土高 28.0m	28.00	2.428	2.436	3.438	0.110	0.07													

ケース 5

土質 or 移動量	経過時間	土圧力			K	土圧係数		土圧係数		土圧係数	
		P/H tf/m	P/V tf/m	P tf/m		KH	KV	tand	d	d/H	
土質 0.0m	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土質 2.5m	2.38	1.100	1.181	1.614	0.315	0.215	0.231	1.073	47.024	0.926	0.389
土質 3.5m	3.38	2.132	2.011	2.967	0.288	0.212	0.195	0.922	42.868	1.360	0.402
土質 4.0m	3.88	2.583	2.353	3.480	0.258	0.189	0.173	0.918	42.555	1.361	0.351
土質 4.5m	4.38	3.288	2.988	4.443	0.257	0.190	0.173	0.909	42.259	1.438	0.328
土質 5.5m	5.38	4.569	3.883	6.000	0.230	0.175	0.149	0.851	40.404	1.590	0.308
土質 6.0m	5.88	5.541	4.519	7.150	0.230	0.178	0.145	0.815	39.138	1.812	0.308
0.0m	0.00	5.504	4.738	7.281	0.233	0.177	0.152	0.880	40.709	1.702	0.289
0.2m	0.27	4.510	4.557	6.411	0.208	0.145	0.148	1.010	45.293	1.439	0.215
	10分後	4.611	4.557	6.483	0.208	0.148	0.148	0.988	44.658	1.485	0.252
	20分後	4.620	4.557	6.489	0.208	0.148	0.148	0.988	44.602	1.485	0.252
0.5m	0.82	3.858	4.358	5.818	0.187	0.124	0.140	1.130	48.485	1.245	0.212
	10分後	4.054	4.373	5.963	0.191	0.130	0.140	1.073	47.167	1.313	0.223
	20分後	4.079	4.390	5.992	0.192	0.131	0.141	1.078	47.105	1.323	0.225
1.0m	0.92	3.712	4.011	5.485	0.175	0.119	0.129	1.081	47.218	1.425	0.242
	10分後	3.798	4.058	5.558	0.178	0.122	0.130	1.088	46.896	1.434	0.244
	20分後	3.813	4.069	5.578	0.179	0.122	0.131	1.067	46.880	1.425	0.242
2.0m	2.53	2.903	2.973	4.155	0.133	0.093	0.095	1.024	45.680	1.360	0.231
	10分後	3.183	3.190	4.507	0.145	0.102	0.102	1.002	45.057	1.401	0.238
	20分後	3.245	3.248	4.591	0.147	0.104	0.104	1.001	45.026	1.413	0.240
2.5m	3.25	3.487	2.558	4.324	0.139	0.112	0.082	0.733	38.238	2.231	0.398
	10分後	3.614	2.744	4.537	0.148	0.118	0.088	0.759	37.204	2.271	0.388
	20分後	3.668	2.831	4.634	0.149	0.118	0.091	0.772	37.680	2.242	0.381
5.0m	5.87	2.599	2.694	3.743	0.120	0.083	0.088	1.038	46.023	1.411	0.240
	10分後	2.893	2.894	4.092	0.131	0.093	0.093	1.000	45.008	1.468	0.250
	20分後	2.965	2.919	4.161	0.134	0.095	0.094	0.984	44.552	1.484	0.252
7.5m	8.05	2.529	2.539	3.584	0.115	0.081	0.082	1.004	45.113	1.682	0.283
	10分後	2.832	2.744	3.943	0.127	0.091	0.088	0.989	44.094	1.738	0.285
	20分後	2.890	2.802	4.028	0.129	0.093	0.090	0.970	44.113	1.730	0.294
10.0m	10.63	2.464	2.480	3.432	0.112	0.079	0.079	0.998	44.958	1.364	0.334
	10.73	2.833	2.723	3.930	0.128	0.091	0.087	0.881	43.380	1.988	0.334
	10.73	2.877	2.781	4.001	0.128	0.092	0.088	0.887	44.031	1.952	0.332
12.5m	13.07	3.058	2.087	3.703	0.119	0.098	0.087	0.888	34.442	2.829	0.481
	13.05	3.199	2.389	3.992	0.128	0.103	0.077	0.747	36.754	2.692	0.458
	13.03	3.258	2.447	4.073	0.131	0.105	0.079	0.752	36.927	2.667	0.454
15.0m	15.16	2.987	2.372	3.793	0.122	0.095	0.078	0.800	38.844	2.271	0.388
	15.05	3.001	2.443	3.869	0.124	0.096	0.078	0.814	39.154	2.258	0.384
	15.05	3.023	2.514	3.932	0.126	0.097	0.081	0.832	39.750	2.283	0.385
17.5m	17.83	2.809	2.414	3.554	0.114	0.084	0.077	0.925	42.777	1.841	0.313
	17.88	2.718	2.535	3.716	0.119	0.087	0.081	0.933	43.009	1.850	0.315
	17.88	2.746	2.589	3.774	0.121	0.088	0.083	0.943	43.312	1.860	0.316
20.0m	18.20	3.345	2.214	4.011	0.129	0.107	0.071	0.882	33.499	2.128	0.382
	18.17	3.321	2.255	4.015	0.129	0.107	0.072	0.879	34.179	2.117	0.380
	18.17	3.320	2.297	4.037	0.130	0.107	0.074	0.892	34.679	2.112	0.359
30.0m	23.75	2.127	2.408	3.211	0.103	0.088	0.077	1.131	48.515	1.387	0.232
	23.87	2.557	2.610	3.854	0.117	0.082	0.084	1.021	45.588	1.500	0.255
	23.89	2.593	2.652	3.709	0.119	0.083	0.085	1.023	45.639	1.521	0.259
40.0m	28.61	2.415	2.552	3.513	0.113	0.078	0.082	1.056	46.572	1.277	0.217
	28.76	2.638	2.668	3.751	0.120	0.085	0.088	1.012	45.347	1.394	0.237
	28.78	2.665	2.710	3.801	0.122	0.088	0.087	1.017	45.481	1.401	0.238
50.0m	33.59	2.318	2.528	3.429	0.110	0.074	0.081	1.090	47.459	1.232	0.210
	33.68	2.872	2.685	3.788	0.122	0.086	0.088	1.005	45.143	1.368	0.233
	33.68	2.717	2.714	3.841	0.123	0.087	0.087	0.999	44.968	1.389	0.238
無列観	49.29	2.628	2.614	3.707	0.119	0.084	0.084	0.994	44.810	1.404	0.239
	49.27	2.881	2.701	3.935	0.126	0.092	0.087	0.944	43.360	1.432	0.252
	49.26	2.871	2.727	3.959	0.127	0.092	0.088	0.950	43.524	1.476	0.251
	49.26	2.832	2.743	3.986	0.128	0.093	0.089	0.948	43.495	1.491	0.254
49.32	翌日	3.018	2.902	4.187	0.134	0.097	0.093	0.981	43.871	1.488	0.253

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3406号
平成7年12月 (1995)

苗村 正三 小野寺誠一
落合 良隆 佐野 一道

摘要

斜面上に擁壁などの構造物を構築する場合、構造物の安定に必要な底版幅を確保するために、斜面を掘削する必要がある。しかしながら、構造物の規模が大きくなり、必要底版幅が大きくなると、地山の掘削量も膨大となり、環境問題や残土処理といった問題が生じる場合が多い。このため、斜面を出来るだけ急勾配に掘削し、地山の掘削量を出来るだけ少なくする工法が必要となり、この工法として鉄筋により地山を補強する鉄筋補強土工法が有力と考えられる。本資料では、鉄筋で補強された斜面の安定性に関して、小型模型実験や実物大模型実験を行い、補強機構や設計法の考え方の検討を行ったものである。

キーワード：鉄筋補強土工法、模型実験、設計法、擁壁

郵便はがき

3	0	5	-	
---	---	---	---	--

切手をはって
下さい

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

材料施工部施工研究室 行

No.

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第3406号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印

土木研究所資料第3406号



鉄筋で補強された斜面の安定に関する調査