

土 木 研 究 所 資 料

鉄筋挿入工法の補強効果に 関する実験的検討

平成2年2月

建設省土木研究所
機械施工部施工研究室

Copyright ©(1990)by P.W.R.I.

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

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

鉄筋挿入工法の補強効果に 関する実験的検討

施工研究室 室 長 苗 村 正 三
研 究 員 小野寺 誠 一
嶋 田 功
部外研究員 岩 佐 直 人

要 旨

補強土工法のうち、切土斜面・自然斜面・山留め壁の補強を目的とした鉄筋挿入工法について、同工法の補強効果の確認・補強機構の検討を行うために、補強機構に関する既往の文献調査及び1)実物大のスケールでの大型一面せん断試験、2)補強材の断面形状・寸法による効果についての中型一面せん断試験、3)土中での補強材の引抜き特性に関する室内引抜き試験、4)補強斜面の補強効果に関する模型斜面載荷実験、の4種類の実験を行った。その結果、以下のことが明かとなった。1)一面せん断試験における配置密度と補強効果の関係は補強材の断面形状、曲げ剛性により異なる。2)引抜き試験における引抜き抵抗力は棒状より帯状の補強材の方が大きく、帯状補強材の場合には補強材幅により影響を受ける。3)模型斜面載荷試験においては千鳥配置の方が格子配置より補強効果が大きい。

キーワード：鉄筋挿入工法、一面せん断試験、引抜き試験、斜面載荷試験、補強土

ま え が き

土中に土とは異なる材料を介在させて土を補強する方法は古くから行われていた。近年になり工学的見地から土を補強することが試みられるようになり、帯状鋼板、鉄筋、ジオテキスタイル等の補強材を土中に敷設して土構造物の安定を図る補強土工法が発達してきた。また、社会資本の充実にともなって急峻な山岳地帯に道路や構造物を建設することが多くなり、切土斜面における長大のり面発生や自然斜面の維持などの問題が生じている。都市部においても土地の高度利用に伴って、地下空間の利用に対する要望が多くなり、効率的・経済的に山留め壁を構築する技術を開発する必要がある。このため、盛土系土構造物だけではなく、切土斜面や自然斜面・山留め壁の安定を目的として、主に鉄筋を補強材とする補強土工法が用いられるようになってきた。この理由としては、施工が容易なこと、大型の施工機械を必要としないこと、マッシブな擁壁を用いる必要がないこと、急勾配・垂直な斜面が形成できて切土量が少なくなること、補強材の軸力計測などにより施工管理が容易であることなど、この工法は施工性・経済性に優れているためである。

鉄筋による斜面補強工法（以下では、鉄筋挿入工法と呼ぶ）は、補強する対象土構造物や補強材により各種工法に分類され、個々の工法については既に実際の現場において施工されているが、実用面が先行して開発され、理論的には補強機構が十分に解明されていないのが現状である。このために、確立された設計・施工法なるものが未だ存在していない。

筆者らは、鉄筋挿入工法の補強機構を解明するために、4種類の室内実験による検討を行ったのでここに報告する。

目 次

まえがき

1. 研究目的	1
2. 鉄筋挿入工法の現状	2
2. 1 鉄筋挿入工法の概要	2
2. 2 鉄筋挿入工法の補強機構に関する既往の研究	5
3. 研究概要	2 6
4. せん断特性に関する検討	2 8
4. 1 大型一面せん断試験による検討	2 8
4. 1. 1 実験目的	2 8
4. 1. 2 実験装置の概要	2 8
4. 1. 3 実験概要	3 1
4. 1. 4 実験結果	3 3
4. 2 中型一面せん断試験による検討	3 9
4. 2. 1 実験目的	3 9
4. 2. 2 実験装置の概要	3 9
4. 2. 3 実験概要	4 0
4. 2. 4 実験結果	4 5
5. 引抜き特性に関する検討	6 2
5. 1 実験目的	6 2
5. 2 実験装置の概要	6 2
5. 3 実験概要	6 3
5. 4 実験結果	6 6
6. 斜面模型載荷試験による検討	1 0 2
6. 1 実験目的	1 0 2
6. 2 実験装置の概要	1 0 2
6. 3 実験概要	1 0 3
6. 4 実験結果	1 0 6
7. まとめ	1 2 6
参考文献	1 2 7
あとがき	1 3 1

1. 研究目的

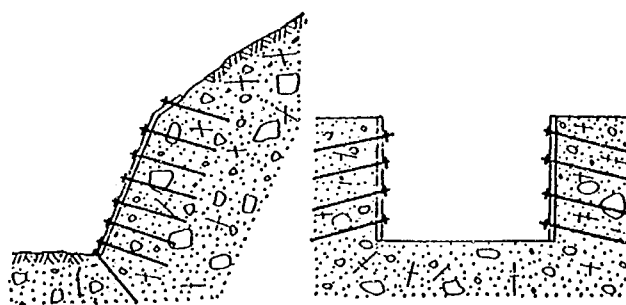
従来、急峻な山岳地帯に道路などを建設する場合、斜面を段階的に切土して長大のり面を作ることが多いが、この方法では用地の確保や自然破壊・景観の悪化等の問題が生じることがあり、このような場合にはのり面勾配を標準勾配より急勾配にし、長大のり面を避けることが出来る工法が必要となる。その工法としては、構造物により斜面を支える工法（もたれ擁壁など）や斜面内に土とは異なる部材を挿入して土と部材との相互作用により斜面を補強する工法（鉄筋挿入工法、グラウンドアンカー工法など）が考えられるが、その中でも鉄筋挿入工法は小型の機械を用いて迅速に施工でき、経済性・施工性に優れた工法であることから近年注目されている。鉄筋挿入工法は実際の現場や各研究機関において補強効果が確認されているが、その補強機構が十分に解明されていないため、設計・施工指針が確立されるまでに至っていない。本研究は、鉄筋挿入工法の補強機構の中で重要な役割を果たしていると考えられるせん断面を介して鉄筋を配置した補強土のせん断特性と鉄筋の土中での引抜き特性に着目し、各種の実験を通じて補強機構の検討を行うことを目的とした。

2. 鉄筋挿入工法の現状

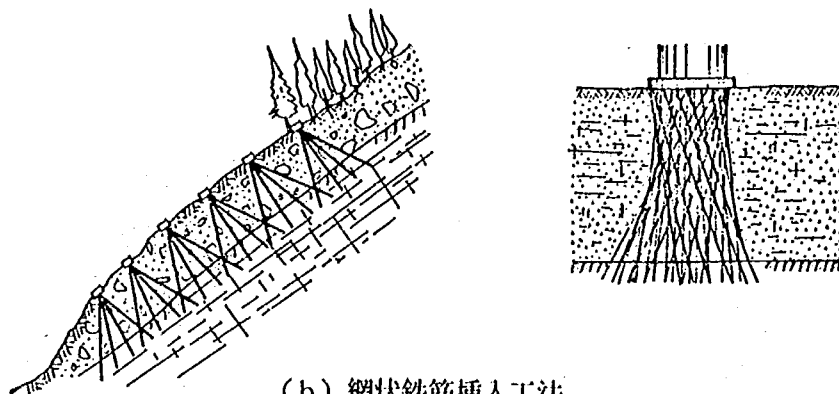
2. 1 鉄筋挿入工法の概要

斜面を補強する補強土工法のうち、自然斜面・切土斜面の安定を目的とした工法の1つとして、鉄筋挿入工法がある。鉄筋挿入工法とは、鉄筋またはそれに類した補強材を地山内に配置し、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。鉄筋挿入工法に似た工法に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、鉄筋挿入工法は斜面内にすべりや崩壊等により土中のひずみが生じた場合に、そのひずみに伴って補強材に発生する引張力やせん断力で斜面の変形に抵抗するところに相違点がある。また、同じ自然斜面・切土斜面の補強土工法に網状鉄筋挿入工法があるが、網状鉄筋挿入工法は補強材を網状に配置し、配置領域を単一複合体として挙動させて、土塊の圧縮ひずみまたは引張ひずみに対する安定性を高める工法であり、補強材を一定方向に配置して斜面を補強する鉄筋挿入工法とは異なって位置づけられる。(図-2. 1)

鉄筋挿入工法の補強効果の基本的な考え方は、図-2. 2に示すように3種類考えられている。(a)は補強材に発生する引張力により土塊のすべりを引き留めて斜面を補強する考え方であり、(b)は補強材に発生するせん断力により土塊のすべりを引き留める考え方である。これに対して、(c)は補強材を挿入した領域が一体化したと考え、その領域があたかも重力式擁壁として作用するかのように仮想して、背後の土圧に抵抗する



(a) 鉄筋挿入工法



(b) 網状鉄筋挿入工法

図-2. 1 切土斜面・自然斜面の補強工法

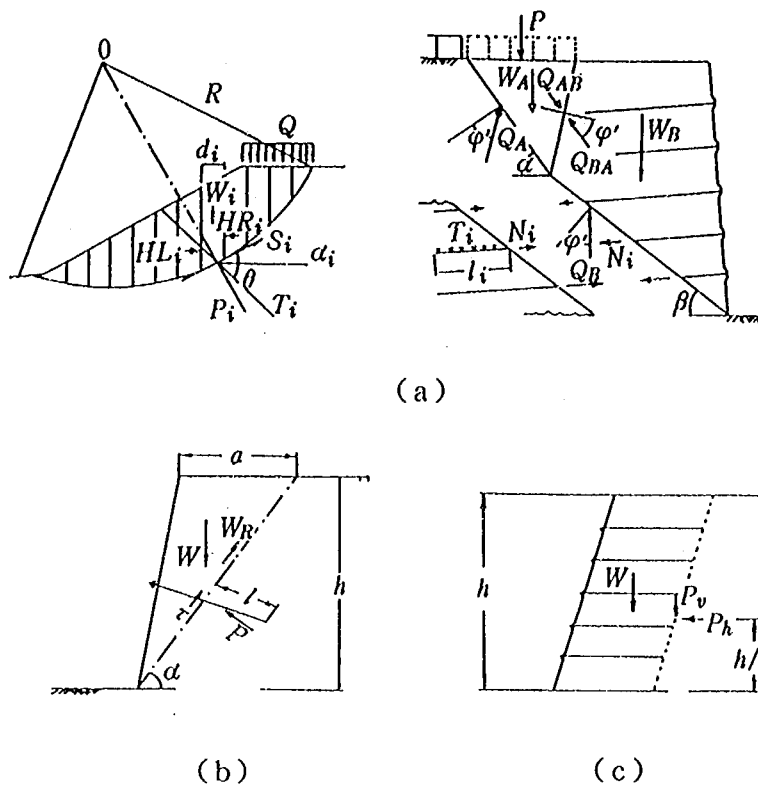


図-2, 2 補強効果の基本的な考え方

という考え方である。現在適用されている設計法は、以上の3種類の考え方に沿った形で各々提案されており、各々は補強を必要とする地山状況や補強材の配置の仕方により使い分けられている。

鉄筋挿入工法の特徴は、以下に示すとおりである。

(1) 長所

- ・施工方法は、図-2, 3に示すとおりに掘削、法面保護、削孔・鉄筋挿入、グラウト、頭部処理の手順を繰り返すため、地山の緩みを最小限に抑えることができ、施工中の変状にも鉄筋の増打ちなどにより容易に対応することができる。

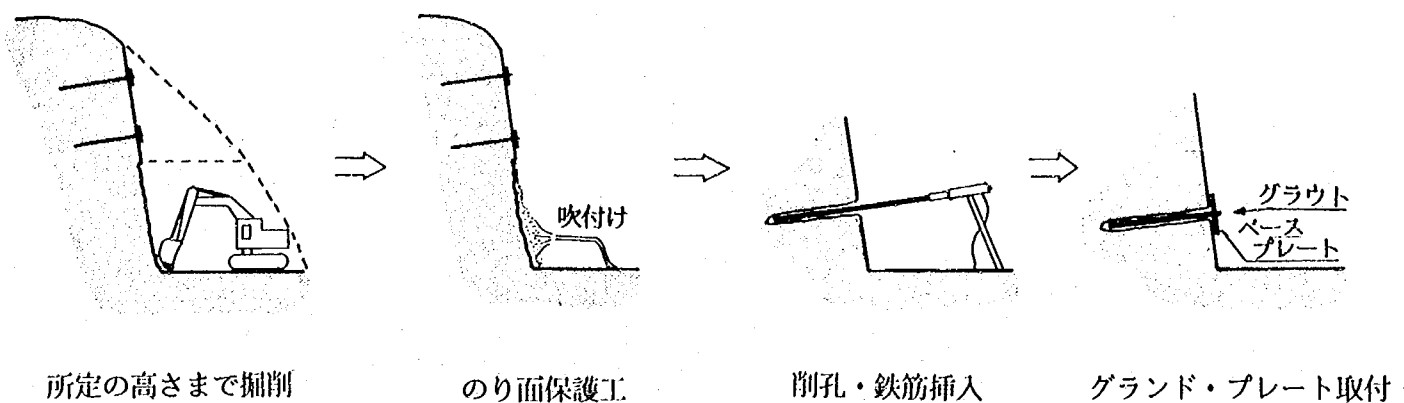


図-2, 3 鉄筋挿入工法の施工手順

- ・使用する削孔機械が小型なので現場までの運搬が容易であり、また施工ヤードが狭くても施工可能である。
- ・補強することにより標準勾配より急勾配に施工でき、掘削土量を少なくすることができ、用地の確保、環境・景観上の問題に対しても対応可能である。
- ・一般の山留め工法のような水平支保工が必要でないため、構造物の掘削作業の能率が良くなり工期の短縮を図ることが出来る。
- ・経年変化による地山の変状にも鉄筋の増打ちなどにより簡単に補強できる。
- ・従来工法に比べて、総合的に経済的である。

(2) 短所

- ・仮設構造物に適用した場合に、地山に埋め込まれた鉄筋の撤去が困難である。
- ・玉石・転石や礫を多く含む地盤では、大型の削孔機が必要となる場合があり、他工法より不経済となることがある。

2. 2 鉄筋挿入工法の補強機構に関する既往の研究

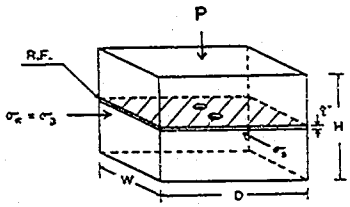
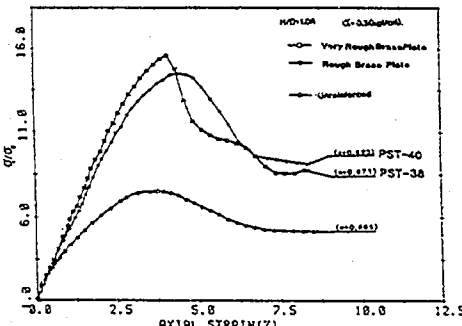
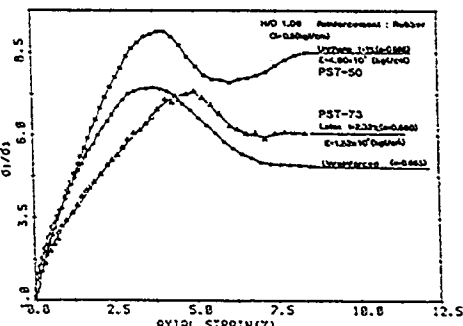
鉄筋挿入工法の補強機構を把握するために、各研究機関にいて実験的研究が行われている。その内容を、これまでに発表された文献を整理することにより把握し、鉄筋挿入工法の補強機構について明確になっている事項、今後の課題点を明らかにする。

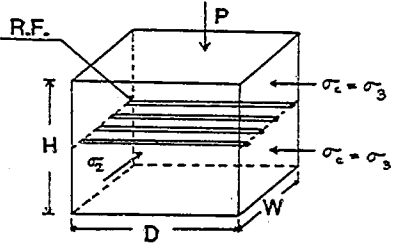
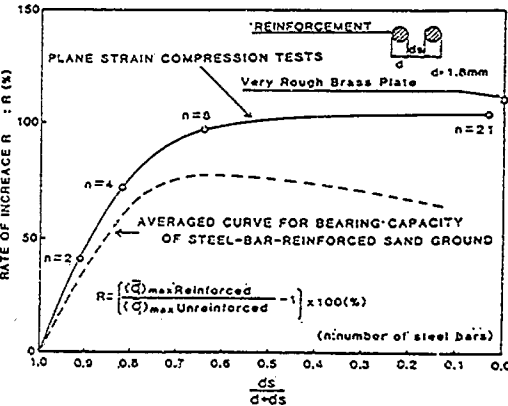
以下に、主な研究機関が行なっている実験研究について示す。

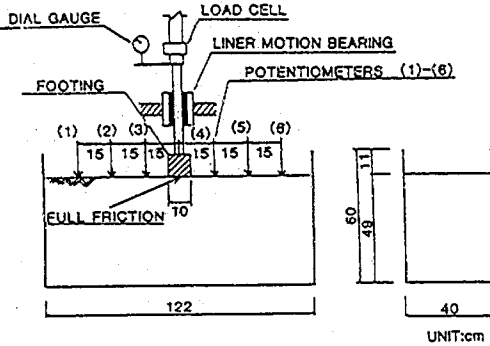
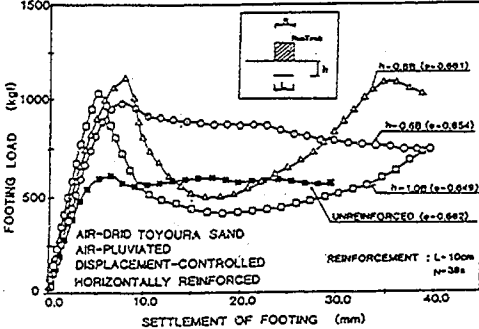
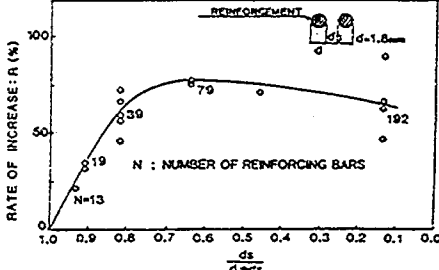
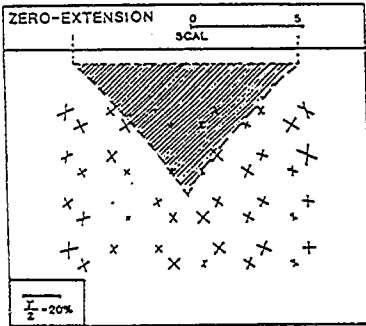
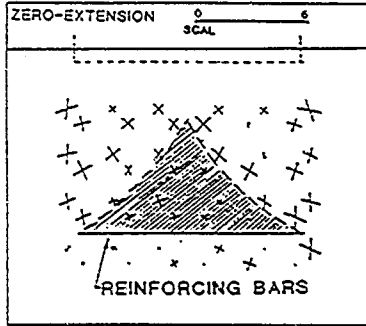
2. 2. 1 東大生産技術研究所における実験的研究

龍岡、三木、生原、浜田らが、地盤に補強材を水平または配置することにより地盤支持力の増加することを理論的に解明することを目的にした支持力試験、三軸圧縮試験を行なっている。

また、模型斜面を用いて、斜面内での鉄筋による補強効果を確認するために、鉄筋の長さ、本数（配置密度）、挿入方向等を変化させて実験を行ない、斜面に鉄筋を挿入した場合の安定解析法について提案をしている。

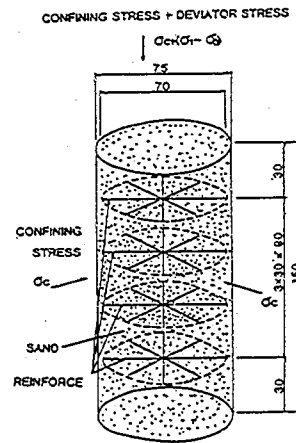
試 験 方 法	補 強 材	試 験 結 果
1. 平面ひずみ試験  平面ひずみ供試体	粗いしんちゅう板 $E = 1.03 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ $t = 1.6 \text{ mm}$, $\mu^* = 43.2^\circ$ しんちゅう板 $E = 1.03 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ $t = 0.5 \text{ mm}$, $\mu^* = 20^\circ$ ウレタン $E = 4.60 \times 10^2 \text{ kgf/cm}^2$ $t = 1.0 \text{ mm}$, $\mu^* = 5.9^\circ$ ラテックス $E = 1.52 \times 10^2 \text{ kgf/cm}^2$ $t = 1.0 \text{ mm}$, $\mu^* = 5.9^\circ$ $\nu = 0.48$	- 補強材の摩擦が大きいかほど補強効果が高い - 補強材の剛性が高いほど補強効果が高い（補強材が砂の変形を拘束している） - 補強材の剛性が小さいと砂の変形を促進する傾向にある（圧縮により、砂より大きく横に広がるようにする為） - 補強材の材質によりひずみ分布が大きく異なる  摩擦係数の違いによる $\sigma_1/\sigma_3 - \epsilon_x$ 曲線の比較  ヤング率の違いによる $\sigma_1/\sigma_3 - \epsilon_x$ 曲線の比較

試 験 方 法	補 強 材	試 験 結 果
 平面ひずみ供試体	針金 φ 0.9 mm $E = 7.11 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 豊浦標準砂を付着	- 補強材には効果的な配置密度が存在し、それ以上補強材を増やしても補強効果は上がらない - 補強材により砂の変形が拘束されている  補強材の配置密度と強度増加率 PST-29 ZERO-EX. PEAK SCALE 0 10 mm — 10 % Unreinforced Zero-Ex 方向とせん断ひずみ (無補強) PST-41 ZERO-EX. PEAK SCALE 2 10 mm n=4 Zero-Ex 方向とせん断ひずみ (n = 4 本)

試 験 方 法	補 強 材	試 験 結 果
2. 支持力試験  実験装置の概要	針金 $\phi 0.9 \text{ mm}$, $L=10 \text{ cm}$ $E = 7.11 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 標準砂を付着	• $H = 0.8 B$ の深さに補強材を配置する場合が最も補強効果があるが、残留強度の確保という点では $H = 0.6 B$ の深さに配置するのが良い • 補強材本数が増えれば補強効果が高まるが、本数には上限値がある • 補強材本数、配置深度によって地盤内のすべり線のでき方が異なる • 補強材を入れると、フーチングと補強材間の砂は補強材によって拘束される。またこの間の砂は補強材が入ったことにより強く圧縮されているので拘束されている部分以外では、補強されていない時より大きなせん断ひずみが生じている • 最小主ひずみの方向に補強材を挿入すると最も補強効果がある   載荷圧と沈下量の関係   補強材本数と補強率の関係 Zero-Ex方向とせん断ひずみ(無補強) Zero-Ex方向とせん断ひずみ(補強)

試 験 方 法

3. 三軸圧縮試験



供試体

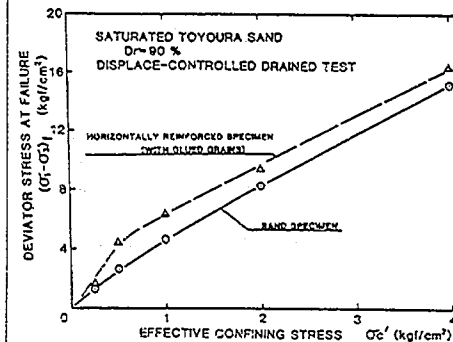
補 強 材

針金
 $\phi = 0.9 \text{ mm}$
 標準砂を付着

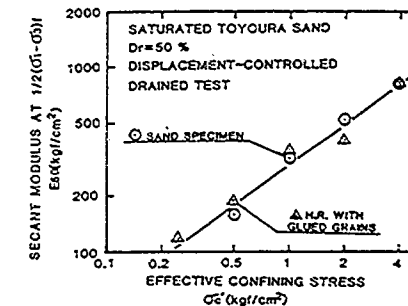
試 験 結 果

引張補強材（水平配置）の場合

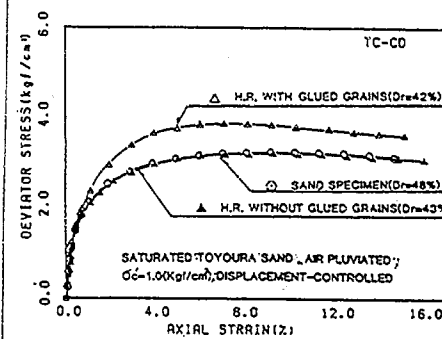
- ・補強材を入れることにより強度が一様に増加し、見かけの粘着力が付加された効果がある
- ・低拘束圧下では、補強材と砂の摩擦効果が発揮されず、強度増加が小さい
- ・地盤の剛性改良効果は見られない
 （圧縮補強材では、拘束圧・地盤密度を高くする方法を併用すれば剛性改良効果が大きい）
- ・砂粒子を付け、補強材周辺の摩擦力を高めることで補強効果が高まる（その場合、ある程度の変形が進まないと補強材周辺の摩擦は発揮されず、補強効果は高まらない）



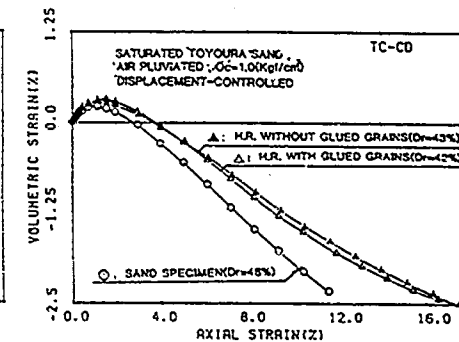
有効拘束応力と偏差応力の関係



有効拘束応力と変形係数 E_{50} の関係



軸応力と軸ひずみの関係



軸ひずみと体積変化の関係

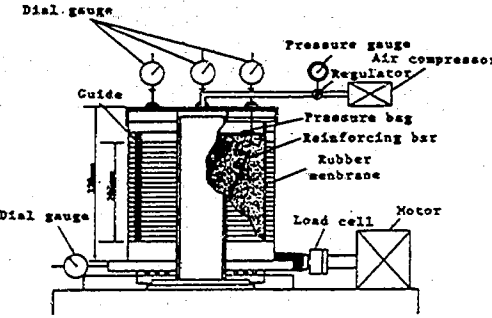
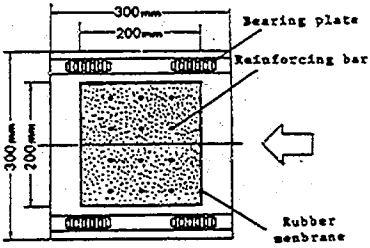
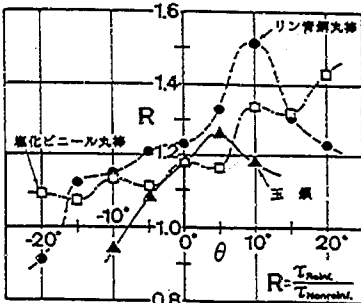
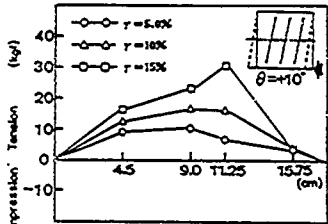
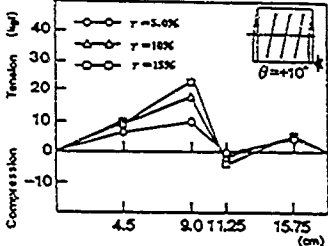
- ・補強していない斜面内に生じる最小主ひずみ方向に引張り鉄筋を配置すれば補強効果がある（砂の変形を強く拘束する）
- ・補強材長さは、無補強斜面に現われるすべり線より深く配置する必要があるが、その長さには上限値がある（試験結果ではすべり領域の厚さの約 1.5 倍）
- ・適切な配置密度（本数）が存在し、その値には上限値がある……群効果
- ・最小主ひずみ方向に挿入した場合、無補強斜面でのすべり付近が最大となる引張り力が生じる
- ・2 層に鉄筋を配置した場合が、1 層に鉄筋を配置した場合より補強効果が高い。その場合補強材に生じる最大引張り力の位置は同じである
- ・2 層に配置した場合、斜面が全体的に補強されており、ひずみが分散される
- ・1 層に多数の補強材を配置するよりも、2 層に補強材を配置したほうが補強効果がある

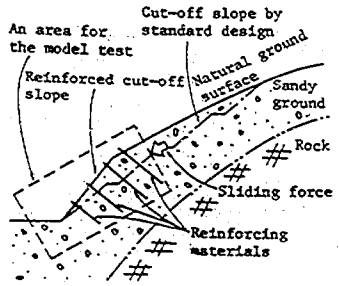
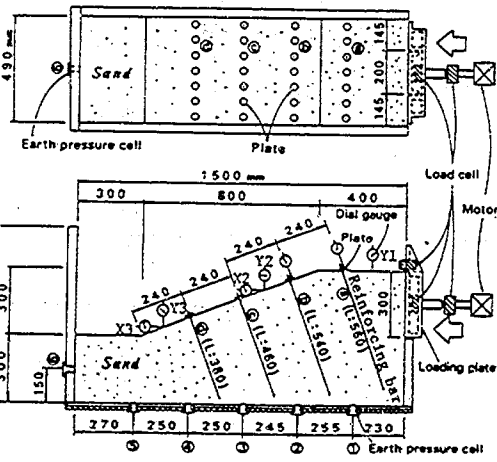
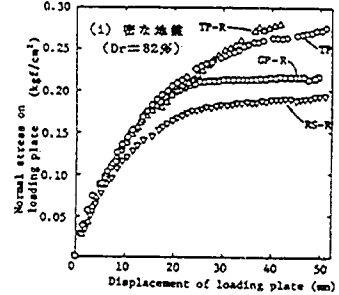
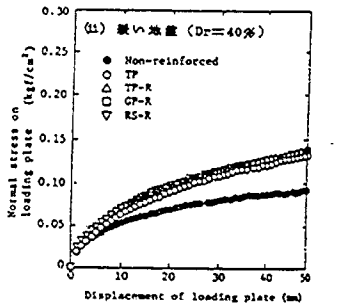
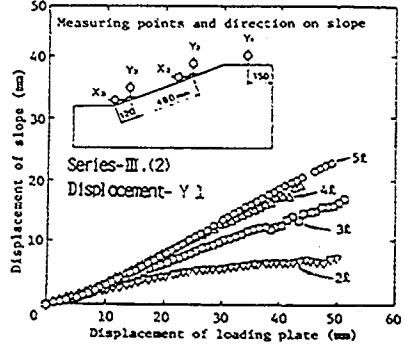
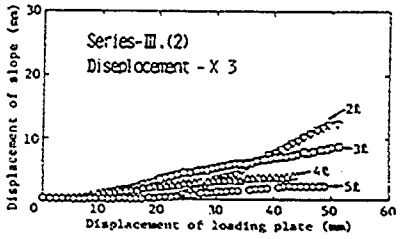
試 験 方 法	補 強 材	試 験 結 果
SCALE: 0 10 CM. 供試体の概要		• のり面工を用いると、すべりは効果的に拘束される。 • 補強材の引張り力は、のり面工があると大きくなり、またのり面位置でも引張り力が生じ、のり面工によりのり面に拘束圧を与える • 破壊時のすべり面は、無補強時、のり面工が無い場合よりも大きくなる。 すべり面と補強材の引張り力 Air-dried Toyoura Sand $e=0.660$ Air-dried Toyoura Sand $e=0.692$ フーチングの沈下量と 載荷圧の関係 主ひずみ分布

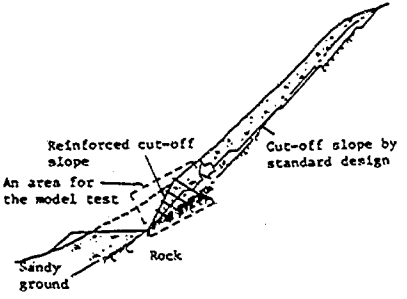
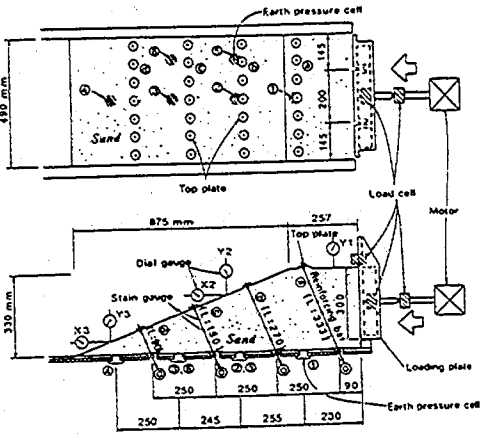
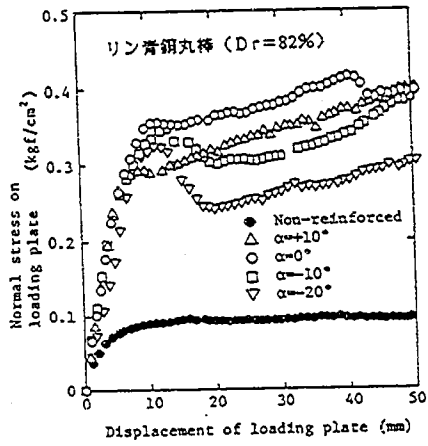
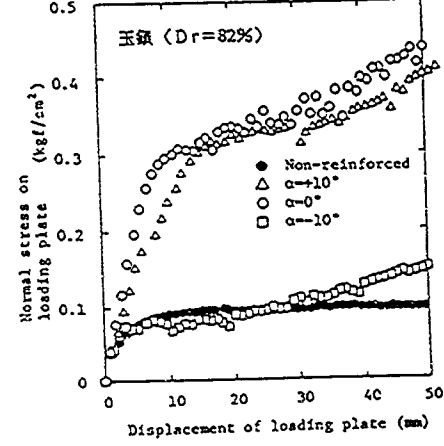
2. 2. 2 九州大学における実験研究

落合、林、山内らが補強材を挿入した斜面に安定メカニズムを把握することを目的とした、補強材の物性、配置密度（本数）、配置位置、挿入方向、のり面保護工等を各種変化させて、模型斜面を用いた実験を行なっている。

また、補強材の剛性、挿入角及び崩壊形態の補強効果に及ぼす影響を把握するための単純せん断試験と頭部プレートの影響を把握するために引抜き試験を行っている。

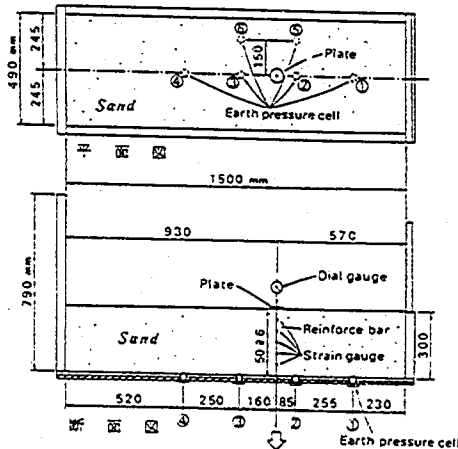
試 験 方 法	補 強 材	試 験 結 果
1. 単純せん断試験   せん断試験機概要	りん青銅丸棒 塩化ビニール丸棒 玉鎖 $\phi = 3.0 \text{ mm}$, $L = 18 \text{ cm}$ 補強材を付着	• 比較的剛性のある棒状材料を土中に挿入すると、引張補強材としてだけでなく、曲げせん断補強材としても補強効果を発揮する • 曲げせん断補強材としての効果は、挿入角のかなり広い範囲にわたって発揮される • 曲げ剛性のない棒状材料の場合、挿入角が-8°以下では補強効果がない • 挿入角が$(+)$の場合 一様なひずみ場では、補強材に生じる引張り力は、中央が大きな左右対称分布であり、全長にわたって引張材として機能している 不連続なひずみ場では、下部の剛体部では軸力は生じず、上部の一様なひずみ部で引張り力が生じている • 挿入角が$(-)$の場合 どちらのひずみ場とも、初期段階では圧縮力が生じた後に引張り力が生じる傾向を示す  補強比と挿入角の関係   補強材の軸力分布

試 験 方 法	補 強 材	試 験 結 果
2. 斜面模型試験 土砂層が厚い場合  切土斜面概念図  実験装置概略図	(基本補強材) りん青銅丸棒 標準砂付着後 約φ4mm 頭部プレートφ3cm (剛性確認用) ステンレス製玉鎖 φ3mm 標準砂付着せず	- 補強機構に、斜面勾配の影響はない - 鉄筋本数が多いほど補強効果は高まるが、その挿入位置により補強効果は異なる（特に密な地盤） - 鉄筋長が長いほど補強効果は高まり、多段に配置した場合には、ある長さ以上になると補強材が一体となって補強土効果を発揮する $\alpha = +10^\circ$ に挿入した場合が最も引張り補強材として機能しており、補強効果も高く、その場合には全ての補強材が一体となって効果的に機能を発揮する - 地盤の相対密度は、補強材に作用する周辺摩擦力の大きさや発現の遅れに影響を及ぼす - 密な地山ほど、補強効果大きい - 密な地山の場合、剛な表面処理工を施すと補強効果が減じる - 緩い地山の場合、剛な表面処理工を施すことで補強効果が高まる - 頭部連結の効果は見られない     鉛直応力と変位の関係（壁面工の影響） 斜面の変位（補強材長の影響）

試 験 方 法	補 強 材	試 験 結 果
土砂層が薄い場合  切土斜面概念図  実験装置概略図	(基本補強材) りん青銅丸棒 標準砂付着後 約 $\phi 4$ mm 頭部プレート $\phi 3$ cm (剛性確認用) ステンレス製玉鎖 $\phi 3$ mm 標準砂付着せず	・地盤密度に関わらず、小さな変位の段階で90%近い補強効果がある (この時、のり肩部の補強材に負うところが大きい) ・$\alpha = +10^\circ, 0^\circ$に挿入した場合が補強効果が高く、この時補強材は一体となっている (地盤密度、曲げ剛性に関係ない) ・外側の補強材の拘束効果により、内側の補強材にはより効果的な摩擦力が生じる ・密な地盤の場合には、曲げ剛性の大きい補強材では初期段階のせん断応力に効果があるが、曲げ剛性の無い補強材では塑性領域に入った後に効果がある ・頭部プレートが大きいほど補強効果が高く、また支圧板として寄与する ・頭部連結の効果は、密な地盤では効果はなく、緩い地盤で効果がある ・比較的剛な表面処理工を施すと変位初期より大きな効果がある。 りん青銅丸棒 ($D_r=82\%$)  玉鎖 ($D_r=82\%$)  鉛直応力と載荷板変位の関係 (曲げ剛性の影響)

試験方法

3. 引抜き試験



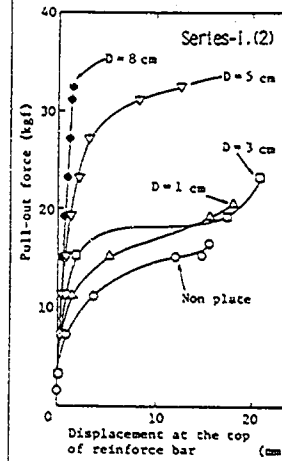
試験装置の概略図

補強材

りん青銅丸棒
標準砂付着後
約 $\phi 4$ mm
L = 50 mm

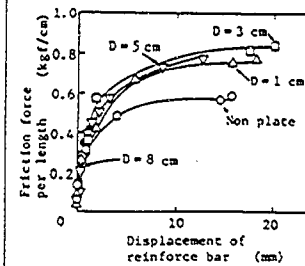
試験結果

- ・頭部プレートには、支圧効果、補強材に作用する摩擦力の発現効果があり最も効果的な大きさが存在する
(補強機構としての引抜き抵抗は、頭部プレートの支持力と補強材表面の摩擦力の相乗効果によって発揮される)



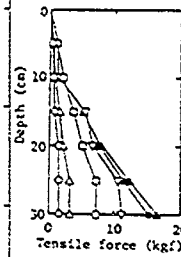
補強材の変位と荷重の関係

補強材の変位と荷重の関係

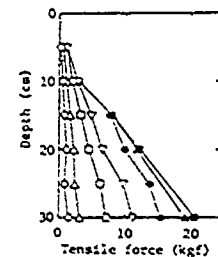


補強材の変位と摩擦力の関係

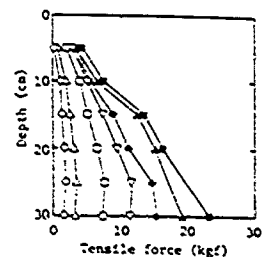
補強材の変位と摩擦力の関係



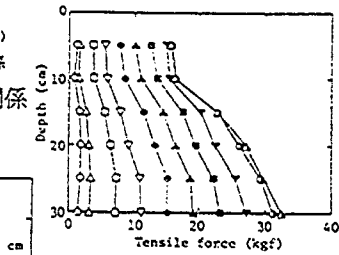
(a) Case-I.(2).0



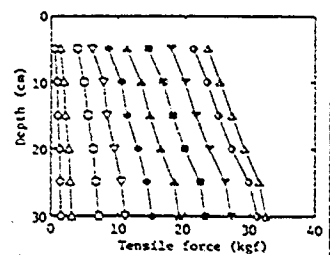
(b) Case-I.(2).1



(c) Case-I.(2).3



(d) Case-I.(2).5

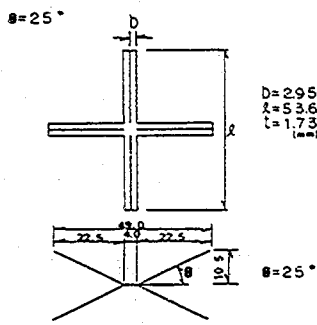
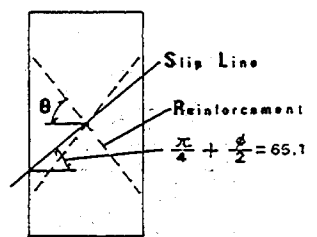
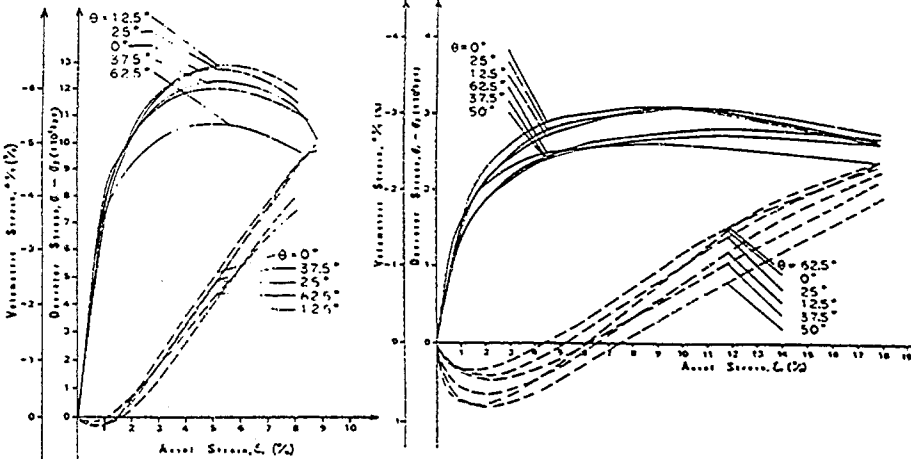


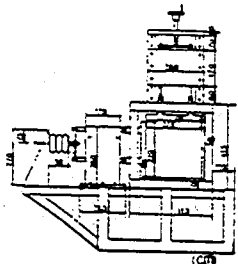
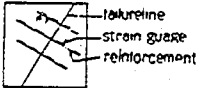
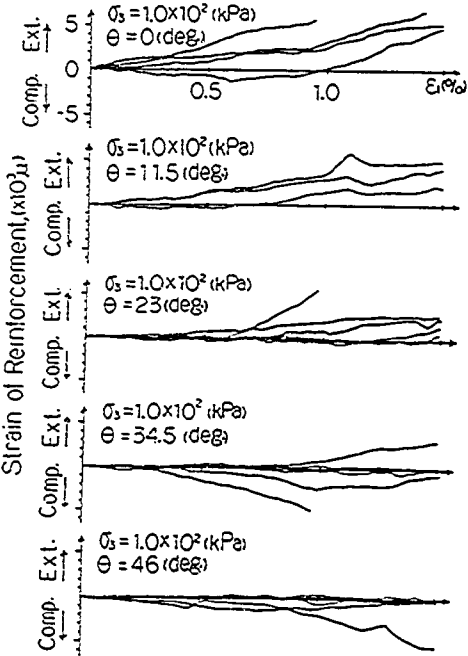
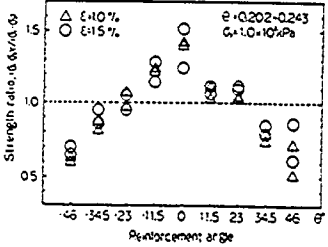
(e) Case-I.(2).8

引抜き実験で補強材に生じた張力分布

引抜き実験で補強材に生じた張力分布

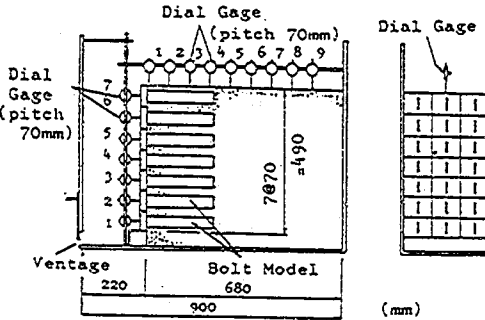
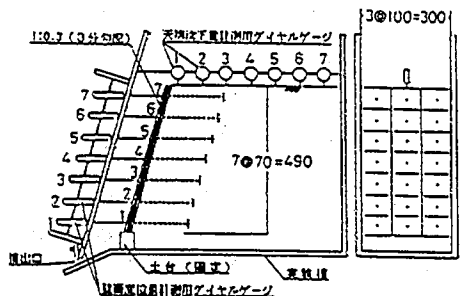
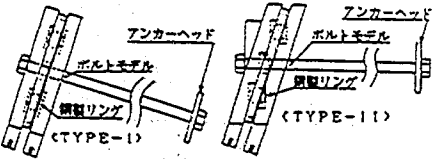
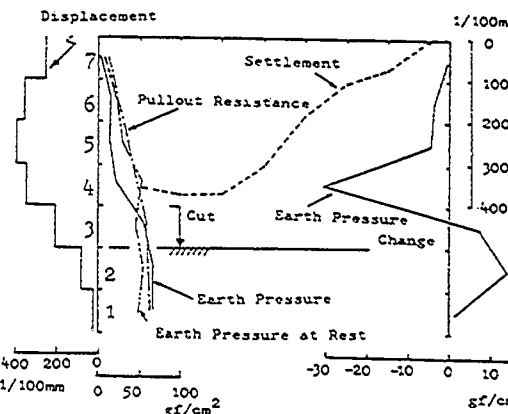
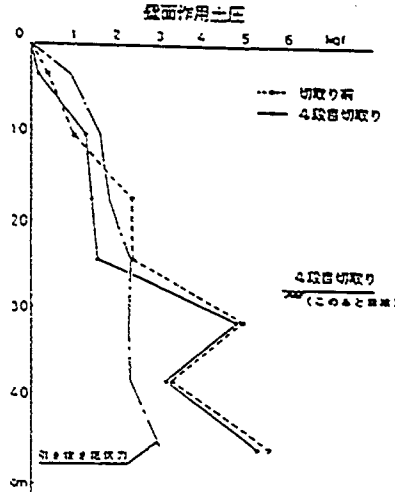
— 15 —

試 験 方 法	補 強 材	試 験 結 果
1. 三軸圧縮試験  補強材寸法 ($\theta = 25^\circ$ の場合)  補強材設置状況	トタン板を十字状の帯状に切りとったものに標準砂をつけた	- 補強効果が現れてくるのは、軸ひずみが 1.5 % 程度以上になって体積ひずみが膨張しはじめる付近からである (補強効果はダイレイタンスと密接に関連していると考えられる) - 補強材角度は、応力-ひずみ関係に補強効果が表れて以降、顕著に影響するが体積ひずみには影響しない - 補強材角度 $\theta = 12.5^\circ, 25^\circ$ 付近で補強効果が最大となる  応力-ひずみ関係 (補強材有り) (密な砂) 応力-ひずみ関係 (補強材有り) (緩い砂)

試 験 方 法	補 強 材	試 験 結 果
2. 二軸圧縮試験  二軸圧縮装置  補強材設置方法	塩ビシート ($t=0.3\text{ mm}$) トタン板の表面に標準砂 をつけたもの	- 補強材が水平の場合 ($\theta = 0^\circ$) に、強度比が最大となる。 θ が 0° から増加するに従い、補強材は、引張り側から圧縮側に移行している - 補強材に大きい引張り力が作用するほど、補強効果も大きくなる   強度比と補強材角度 (トタン補強材) 補強材のひずみと補強材角度 (塩ビ補強材)

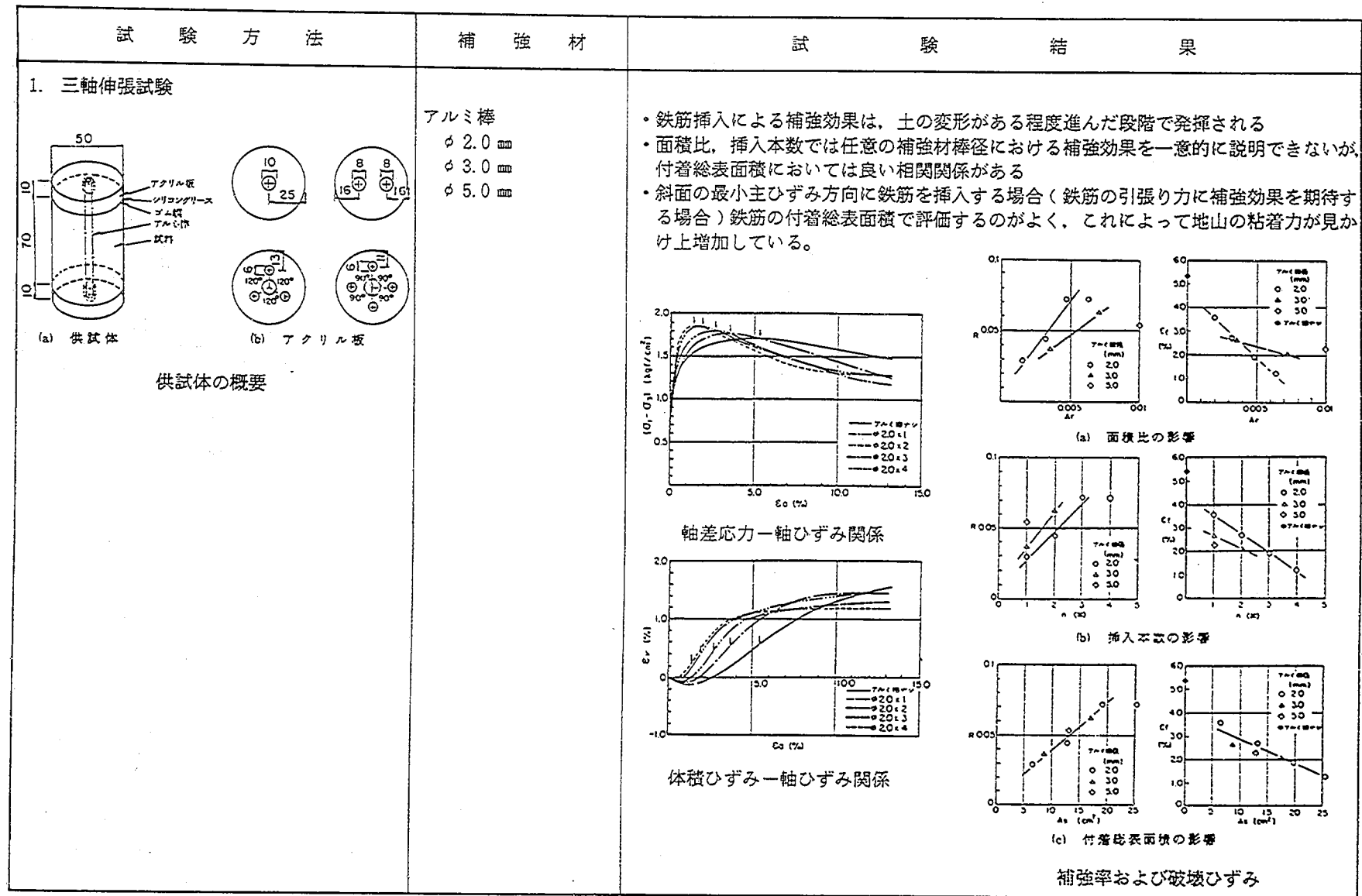
2. 2. 4 東京都立大学における実験研究

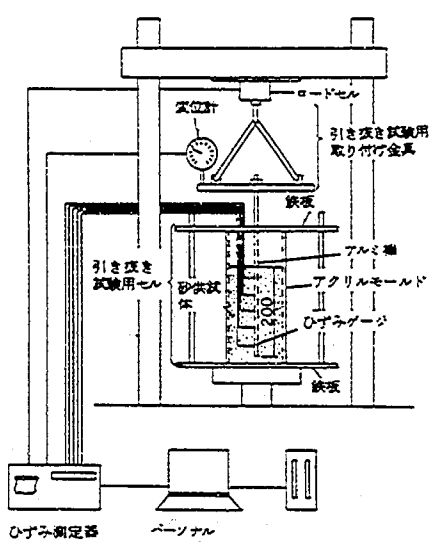
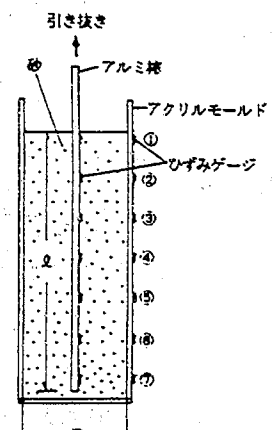
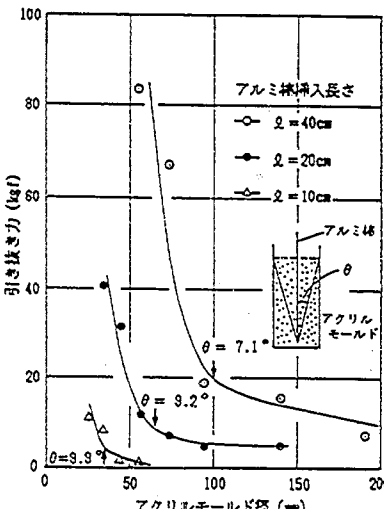
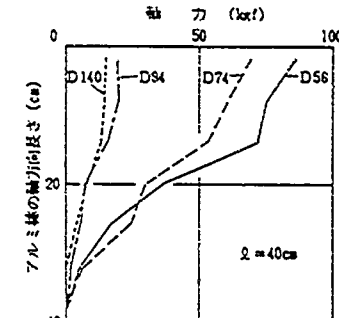
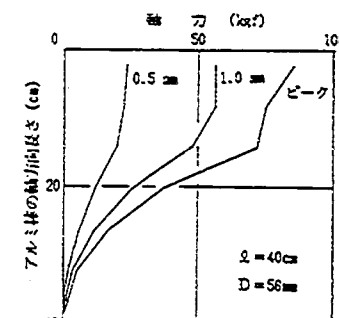
山本、西村らはNATM工法を応用して、短いロックボルトを挿入することによって斜面の安定を図る工法の安定性に関して、銅粒子を用いた斜面模型試験及び実物載荷試験を行なっている。

試 験 方 法	補 強 材	試 験 結 果
1. 斜面模型試験  Test Setup and Apparatus  実験装置  斜面保護モデル	鋼製プレート 幅 40mm 厚さ 8mm	- ロックボルトの引抜き抵抗が十分な場合には、ボルトによって地山が一体化され、地山のせん断抵抗力が背面の土圧に抵抗する - ロックボルトの引抜き抵抗が不十分な場合には、地山のせん断抵抗力が発揮される前に、ボルト自身の抜け出しによってすべりが生じる - 斜面の安定には、ボルトの引抜き抵抗がその斜面位置における作用土圧（ランキンの主動土圧）より大きいことが必要である - 壁面に作用する土圧は、ボルトの設置条件の変化にかかわらずほぼ同様である  After Cutting of Plate No 3 (After Slip) Test No L 17.5-1  ボルトの引き抜き抵抗力と壁面作用土圧

2. 2. 5 大林組技術研究所における実験研究

平間、鳥井原、山本は、鉄筋挿入工法の補強機構を把握するために、三軸伸張試験・引抜き試験・ねじりせん断試験を行なっている。



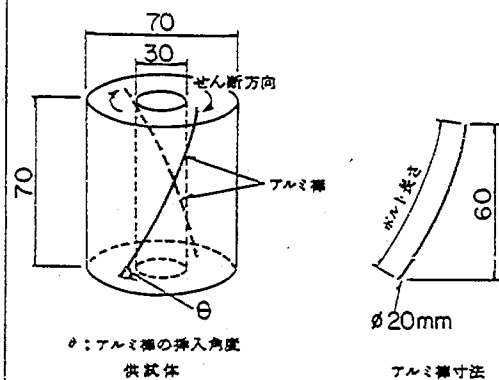
試 験 方 法	補 強 材	試 験 結 果
2. 室内引き抜き試験  引き抜き試験装置 	円形アクリル棒 φ 5.0 mm 矩形断面状棒 5.0 × 2.0 mm	・ モールド径が大きいほど、引抜き力は低下するが、その径には上限がある ・ モールド径が小さいほど、軸力・内圧が増大する (正のダイレイタンスー効果をモールドが拘束するため) ・ 地盤密度が密な場合、引抜きに伴う周辺地盤への影響範囲には上限がありそう ($D_r = 90\%$で直径70mm程度) ・ 補強材上部では、軸力がほぼ一定であり摩擦力があまり作用してないと考えられる ・ 補強材下部で、軸力が直線的に低下しはじめ、この部分で大きな摩擦力が作用していると思われる ・ 補強材長が長いほど、最大引抜き力が大きくなる  最大引き抜き力とモード径の関係  アルミ棒の軸力分布  アルミ棒の軸力分布

試験方法

補強材

試験結果

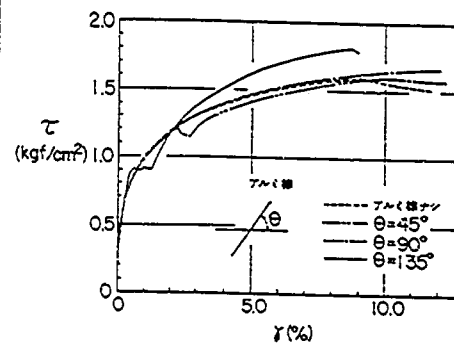
3. ねじりせん断試験



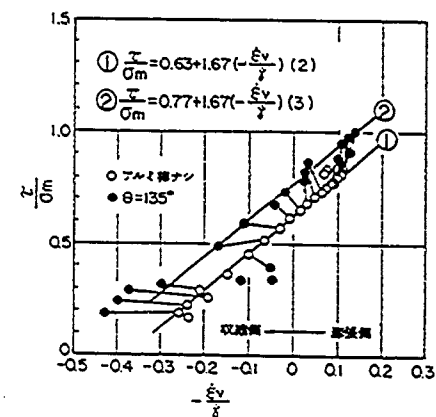
供試体の概要

アルミ棒
φ20mm
L=60mm

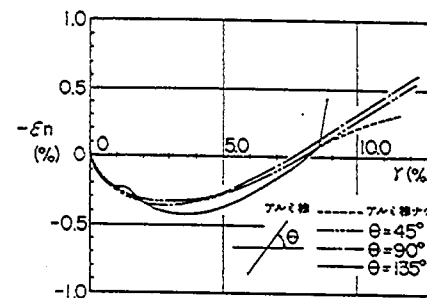
- ・最小主ひずみ方向に挿入した場合に、補強効果が最も大きい
- ・補強材の挿入がダイレイタンスーに影響を与えていると考えられる



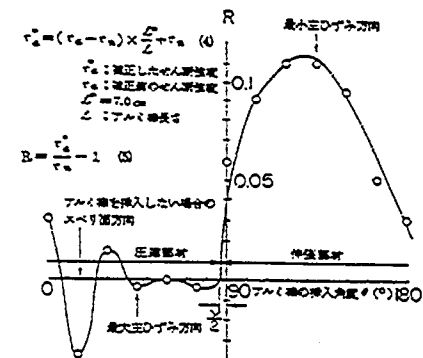
τ ~ γ



応力比 (τ/σ_n) ~ ひずみ増分比 (-ε_v/ε)



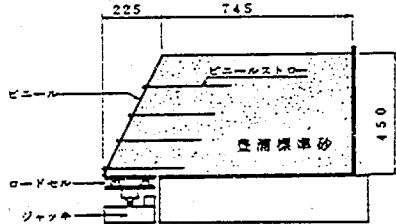
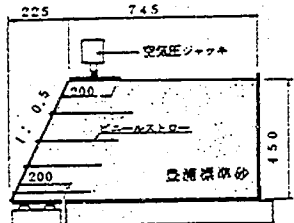
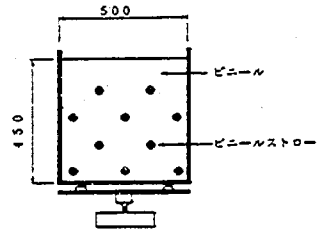
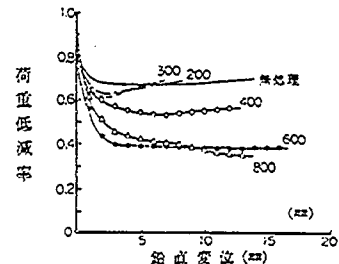
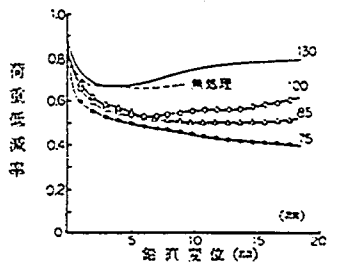
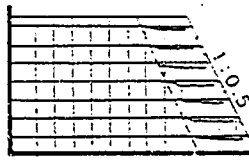
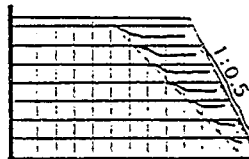
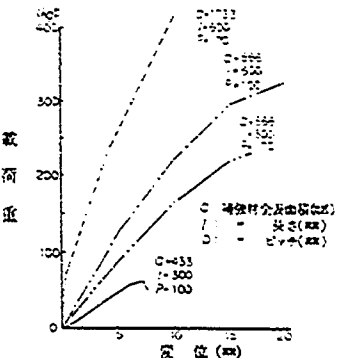
ε_v ~ γ

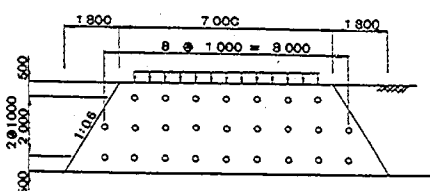
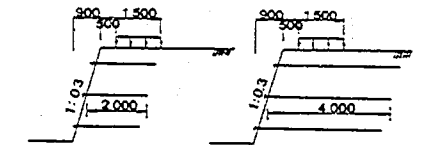
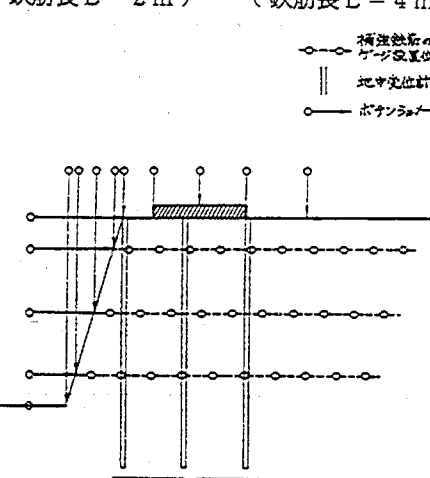
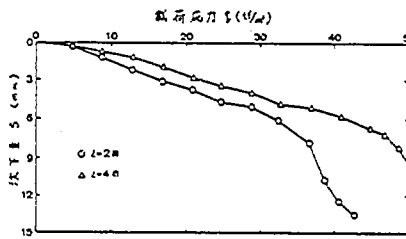
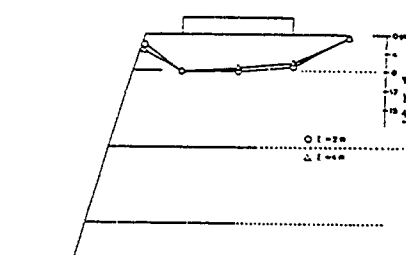
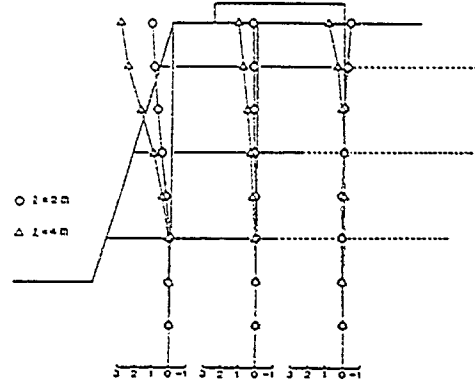


補強率 R ~ アルミ棒挿入角 θ

2. 2. 6 道路公団、住友建設における実験研究

奥園、長尾（道路公団）、則武、印南、上原（住友建設）らが、補強材を挿入した斜面の安定性を確認するために、斜面模型試験・実物載荷試験を実施している。

試 験 方 法	補 強 材	試 験 結 果
1. 斜面模型試験 破壊形態を引張領域と圧縮領域に分け試験を実施  Tension Zone 実験装置  Compression Zone 実験装置 	ビニールストロー φ 2.0 mm のり面 ：ビニール被覆 (吹付工想定)	・打設密度を高めると、補強効果が高まるが上限値が存在する ・補強材剛性より、補強材と土との摩擦力の及ぼす効果が大きい  Tension Zoneでの試験結果（長さの違いによる）  Tension Zoneでの試験結果（ピッチの違いによる）  Tension Zoneのすべり形状  Compression Zoneのすべり形状  Compression Zoneでの試験結果

試 験 方 法	補 強 材	試 験 結 果
2. 実物載荷試験  試験体正面図  試験体断面図 (鉄筋長 L = 2 m) 試験体断面図 (鉄筋長 L = 4 m)  計測器設置位置図	鉄筋 D25 - 3 m 鉄筋 D25 頭部プレート 200 × 200 mm	- 補強材間隔を密にすると、補強効果が高まるが（沈下量、水平変位量の低減）、上限値が存在する - 鉄筋を密に配置するに従い、鉄筋に作用する引張り応力は減少する - 鉄筋長が長くなると、補強効果が高まる - 鉄筋に作用する軸引張り力は、最大値が鉄筋中央に生じ、ほぼ放射線状分布となる。このとき、周面摩擦力は鉄筋中央を境にしてその作用方向が逆転する - 補強鉄筋が打設された範囲の土塊は、一体となった挙動をする  載荷板沈下量と載荷応力の関係  降伏載荷応力時の地盤面の沈下分布  降伏載荷応力時の地中変位分布

2. 2. 7 鉄筋挿入工法の補強機構に関する現状の課題

鉄筋挿入工法の補強機構に関する既往の研究結果を整理した結果、補強効果に影響を及ぼす要因がある程度明らかとなったと考えられる。それらの要因とそれに対する現状の課題を整理すると以下ようになる。

a) 地山状況

鉄筋挿入工法の従来の設計法では、補強効果に多大な影響を与えている補強材の周面摩擦による引張力は、地山の内部摩擦角 ϕ に左右されており、各期間の研究結果からも同様の結論が得られている。当然の事ながら、地山の内部摩擦角 ϕ は地山の密度、粒度分布及び間隙水圧などにより大きく左右され、地山の状況により補強効果が大きく影響を受ける。また、地山の崩壊状況によっても設計法・鉄筋の配置・補強機構も異なってくるため、地山状況の違いによる補強効果の確認が必要となる。

b) 補強材の物性

補強材の引張力は周面摩擦により発生するが、周面摩擦は補強材の表面積の影響を受けるといわれている。また、すべり面においては砂の変形を拘束するために、補強材にはある程度の曲げ剛性が必要とされる。このことから、両方の条件を満たして補強効果を最大に発揮できるのは表面積が大きく曲げ剛性が非常に大きい杭のような補強材が最適となるが、このような補強材を用いた場合には鉄筋挿入工法の利点である経済性・施工性が損なわれてしまう。鉄筋挿入工法における利点を活かしながら補強効果を大きくするためには、補強材の表面積・曲げ剛性と補強効果の関係を明らかにする必要がある。

c) 補強材の配置

補強材の定着長が長いほど、補強材の配置密度が大きいほど配置した補強材全体の表面積が増加し、それに伴って補強材全体の引張力も増加して補強効果が大きくなると考えられる。しかし、各機関の実験結果より補強材の定着長、配置密度による補強効果への影響には上限値が存在することが明らかになっている。これは、補強材の影響範囲や群効果の影響によると考えられているが、そのほかに補強材自身の物性、曲げ剛性の影響もあると考えられる。そこで、表面積、曲げ剛性、補強材形状を独自に変化させた場合についての配置密度、定着長の検討を行う必要がある。また、補強材の配置形状（格子、千鳥配置）の違いによる補強効果への影響も補強材の影響範囲、曲げ剛性などを含めて検討を行う必要がある。

d) 補強斜面の表面処理

従来、補強斜面の表面処理は単に斜面の表面保護といった目的でのみ論ぜられてきたが、補強効果に関する各種の研究により、表面処理、特に補強材の頭部処理は補強材の引張力を最大限に発揮させ、補強効果を高める上で重要であるということが分かった。しかし、表面処理方法と補強効果の関係は未だ明確に定量化されていないため、設計法において効果を明確に評価することは出来ないのが現状である。

3. 研究概要

鉄筋挿入工法に関する既往の室内実験及び実際の現場における補強斜面の挙動より鉄筋挿入工法の補強効果に影響を及ぼす要因は既に前章において整理した。次に、補強効果に影響を及ぼす部分については、図-3.1に示すようにいくつか考えられるが、その中で最も大きな影響を持つ部分としては以下の2つが考えられる。

- a) すべり線を横切るように配置された鉄筋が土のせん断破壊に対して抵抗する部分
- b) すべり土塊がすべり出そうとするのをすべり線より奥に挿入された鉄筋の引抜き抵抗により抵抗する部分

鉄筋挿入工法の補強機構を解明して設計法を確立するためには、上の2つのそれぞれの部分において前章で整理した要因について検討を行う必要がある。本研究においては、この2つの部分に着目して、それぞれについて補強材の物性・配置に関する検討を行い、その検討結果をもとに斜面模型載荷実験を通じて斜面内における補強効果を確認することとした。本研究の研究フロー図を図-3.2に示す。

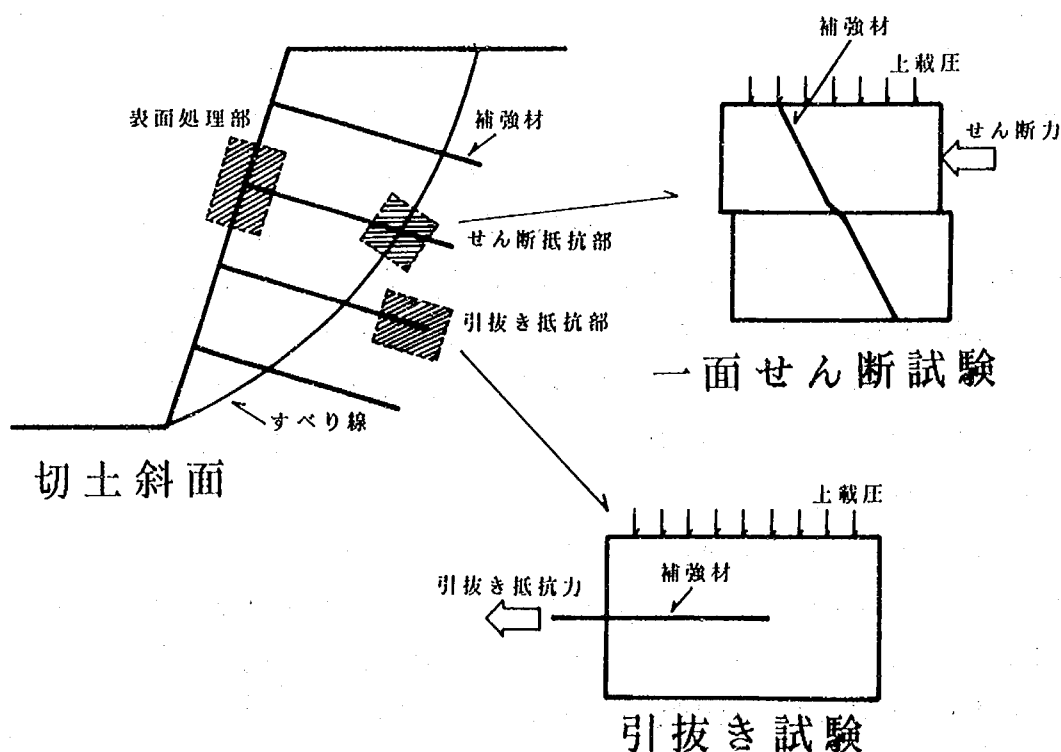


図-3.1 鉄筋挿入工法の補強効果に影響を及ぼす部分の概要図

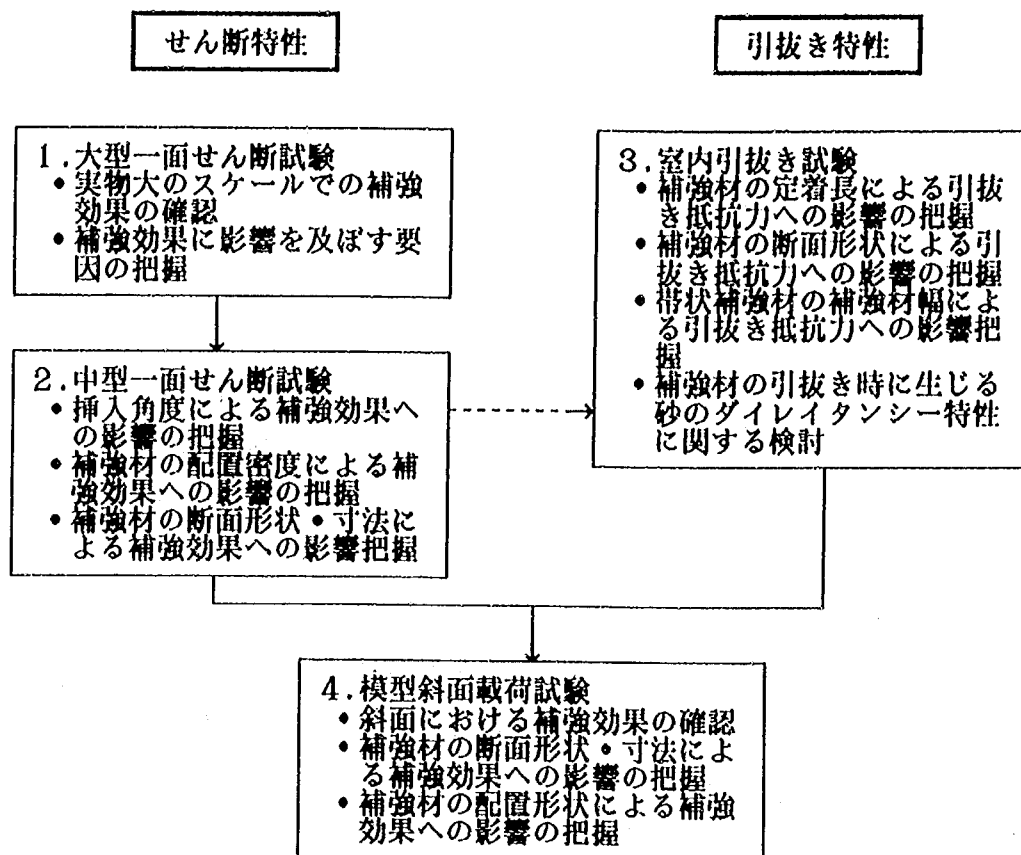


図-3. 2 研究フロー図

鉄筋を挿入した補強土のせん断特性については、4. 1においてすべり線を含んだ要素を実物大のスケールで再現した大型一面せん断試験により、4. 2において各種要因に対して中型一面せん断試験により検討を行っている。

拘束圧の作用した状態での土中における鉄筋・補強材の引抜き特性については、5章において室内引抜き試験より検討を行っている。

これらの検討をもとにして、6章において斜面内における補強効果について斜面模型載荷試験により検討を行っている。

4. せん断特性に関する検討

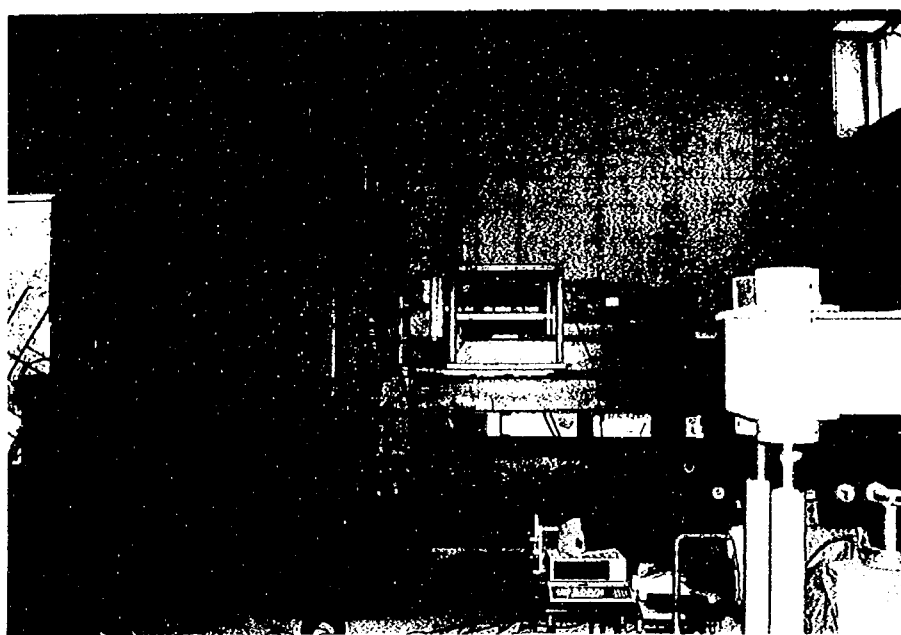
4. 1 大型一面せん断試験による検討

4. 1. 1 実験目的

本実験では、地盤内に鉄筋を挿入したときに生じるすべり面に着目し、鉄筋を挿入することによる補強効果の検討を行うこととした。鉄筋挿入工法は、鉄筋に生じる引張力等で地盤の安定を図る工法であるが、鉄筋の種類（寸法）や配置間隔等の補強メカニズムが明確にされていない。そこで、実際に近いスケールで検討を行うために大型一面せん断試験機を用いることとした。本実験では、岩盤線に沿って表層地盤がずべる状況を再現することとし、鉄筋の配置や寸法・径が補強効果に及ぼす影響を検討することとした。

4. 1. 2 実験装置の概要

本実験は、斜面内のすべり面を含む要素を実大に近い大きさに再現するために大型の一面せん断試験機を用いて実験を行った。実験で用いた大型一面せん断試験機を写真－4. 1に、概要を図－4. 1に示す。大型一面せん断試験機はせん断箱の大きさが長さ2 m、幅1. 5 m、深さが上下とも1 mのものであり、原理的には室内試験用のものと同じである。本試験機は、下箱が本体に固定されており上箱を油圧ジャッキにより任意の速度で3 0 0 t fまでのせん断荷重がかけられるようになっている。また、鉛直荷重は、4枚に分けた鉛直載荷板に対して8台の油圧ジャッキにより最大1 6 0 t fまでの載荷が可能であり、これらの油圧ジャッキは油圧装置の制御パネルで遠隔コントロールされる。表－4. 1に試験装置の性能を示す。



写真－4. 1 大型一面せん断試験機の概要

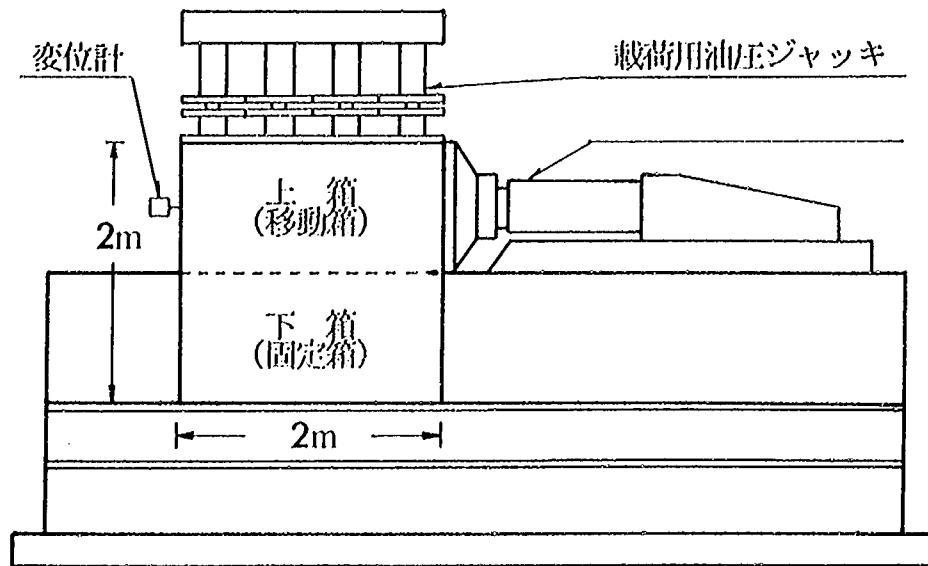


図-4. 1 大型一面せん断試験機の概要図

表-4. 1 大型一面せん断試験機の性能

項 目		名 称
型 式		電動油圧式歪制御型
剪 断 箱	形 式	上 部 可 動 形
	供 試 体 寸 法	長さ 2,000 mm × 幅 1,500 mm × 高さ 1,300 mm (上箱 1,000 mm, 下箱 300 mm)
剪 断 荷 重 装 置	形 式	電 動 油 圧 方 式
	剪 断 荷 重	最大 300,000 kg
	荷 重 計 測	ブルドン管式圧力計 (荷重目盛付)
	変 位 量	0 ~ 300 mm
	変 位 計 測	ダイヤルゲージ又は変位測定器
	剪 断 速 度	1 ~ 10 mm/min
	油圧ジャッキ	容量 300,000 kg, シリンダ直径 310 mm, ストローク 300 mm 最大使用圧 397.6 kg/cm ²
垂 直 荷 重 装 置	形 式	電 動 油 圧 方 式
	垂 直 荷 重	最大 160,000 kg (20,000 kg × 8 連)
	荷 重 計 測	ブルドン管式圧力計 (荷重目盛付)
	変 位 量	100 mm
	変 位 計 測	ダイヤルゲージ又は変位測定器
	油圧ジャッキ	容量 30,000 kg, シリンダ直径 110 mm, ストローク 150 mm 最大使用圧 210.5 kg/cm ²
昇 降 フ レ ッ ム 装 置	形 式	電動ローラーチェーン, スクリュー駆動方式
	昇 降 距 離	700 mm
	昇 降 速 度	480 mm/min
	電 動 機	全閉外扇形, 5.5 kw, 4 P, AC 200 V, 3 相
	過 負 荷 防 止	トルクリミット方式
可 移 動 フ レ ッ ム 装 置	形 式	電動ローラーチェーン駆動方式
	移 動 距 離	2,500 mm
	移 動 速 度	1,300 mm/min
	電 動 機	全閉外扇形, 0.75 kw, 4 P, AC 200 V, 3 相
	過 負 荷 防 止	トルクリミット方式

4. 1. 3 実験概要

実験には、岩盤線に沿って表層地盤がすべる状況を作るために川砂とソイルセメントを用いた。また、実験前には、試料土の性状を把握するために、粒度試験（JIS A 1240）、土粒子の比重試験（JIS A 1202）、一面せん断試験（土質試験法）、を行った。表-4. 2に試料土の物性値を示す。

供試体は、以下のように作成した。下箱にはソイルセメント（一軸圧縮強度 100 kgf/cm^2 ）を打設し、長さ 185 cm の鉄筋（丸鋼、SR24）を垂直に固定した。上箱には川砂を一様に締固めて供試体を作成した。図-4. 2に供試体の概要を示す。実験は、補強しないケース（以下無補強と記す）と、図-4. 3に示す鉄筋またはモルタルを被覆した鉄筋で補強した5ケースの計6ケースについて行った。また、実験時には含水量試験（JIS A 1203）、単体体積重量試験（重量測定法）を行った。表-4. 3に実験時に計測された単位体積重量と含水比を示す。

ケース1～3は鉄筋径及び本数を変えた実験であり、ケース1は直径 13 mm の鉄筋を2本、ケース2はケース1と同じ径の鉄筋を4本、ケース3では直径 19 mm の鉄筋を4本配置した。鉄筋表面には砂を付着させて周面摩擦が発揮されるようにした。ケース4、5は直径 19 mm の鉄筋にモルタルを付着させ、補強材としての直径を変えたものでケース4では直径 50 mm 、ケース5では 75 mm としたものである。

鉄筋に発生する曲げ応力及び引張力を計測するために図-4. 2に示す位置にひずみゲージを貼付けた。また、上箱中央に、せん断箱ジャッキ方向及びせん断方向2箇所に土圧計を取り付けた。せん断試験機における鉛直応力は、 2.0 kgf/cm^2 とし、せん断速度は 1 mm/min で上箱の移動量が 200 mm になるまでせん断を行った。

表-4. 2 試料土の物性値

土粒子の比重	Gs	2.709
均等係数	Uc	3.08
曲率係数	Uc	0.85
単位体積重量	γ	1.657 tf/m^3
含水比	w	3.4%
粘着力	c	0.0 kg/cm^2
せん断抵抗角	ϕ	47.0°

表-4.3 実験時の単位体積重量と含水比

ケース	単位体積重量 tf/m^3	含水比%
無補強	1.657	3.7
ケース1	1.656	3.4
ケース2	1.656	3.4
ケース3	1.650	3.1
ケース4	1.653	3.4
ケース5	1.660	3.8
平均	1.655	3.5

4.1.4 実験結果

せん断応力とせん断ひずみの関係を図-4.4に示す。無補強地盤と補強地盤を比較すると立ち上がりはあまり顕著な差は認められないが、せん断ひずみが2.2%程度になると無補強地盤でせん断応力の伸びが小さくなっており、これを破壊ひずみと判断することができる。一方、補強地盤では、補強材の径が大きいほどせん断応力の伸びが大きくなるのがわかる。なお、せん断ひずみが2.2%を超えると無補強地盤よりせん断応力が大きくなることから、補強効果は無補強地盤の破壊ひずみ以降に発揮されるといえる。

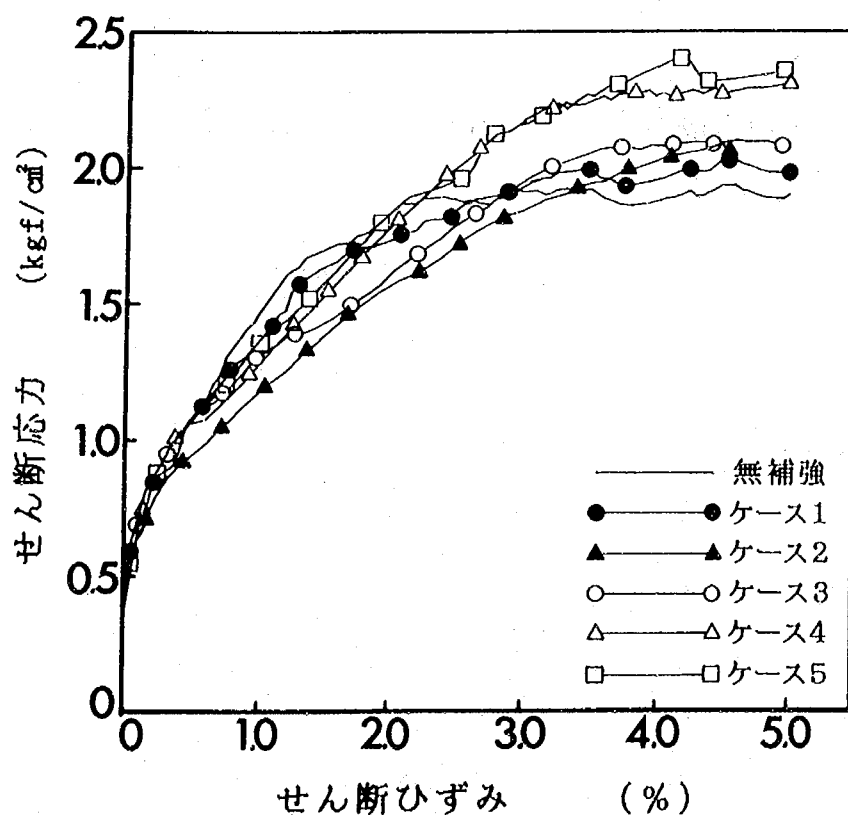


図-4.4 せん断応力とせん断ひずみの関係

図-4. 5に試験後の鉄筋変位状況を示す。本図から鉄筋の径が小さいほど変位量が多いことがわかる。ケース5は、せん断面でモルタルの破壊（写真-4. 2, 4. 3参照）はあったものの変位量は小さく移動箱の砂と一体となって変形していることがわかる。

図-4. 6に試験時の発生した土圧を示す。本図からせん断方向の土圧よりせん断箱ジャッキ方向の土圧が大きいことがわかる。また、鉄筋径が大きい程ジャッキ方向の土圧が大きいことがわかる。これは、鉄筋径が大きいと、せん断による土の移動抵抗が増加したためと考えられる。

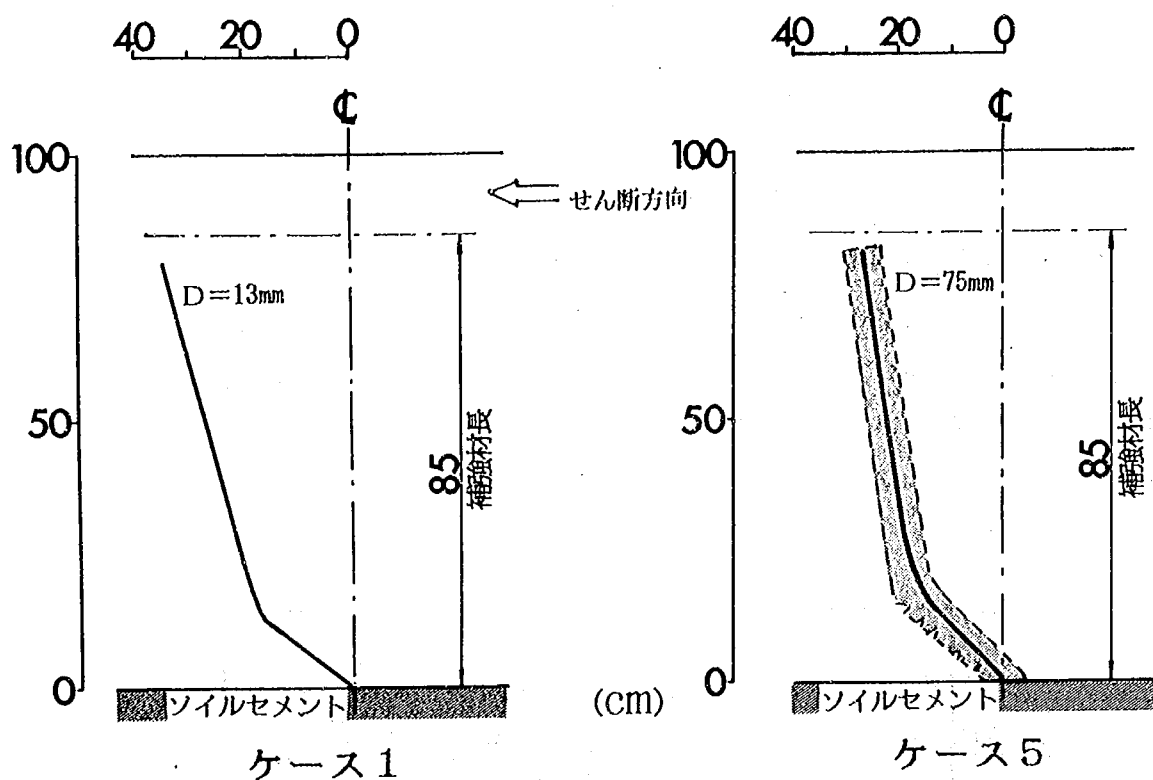


図-4. 5 試験後の鉄筋変位状況

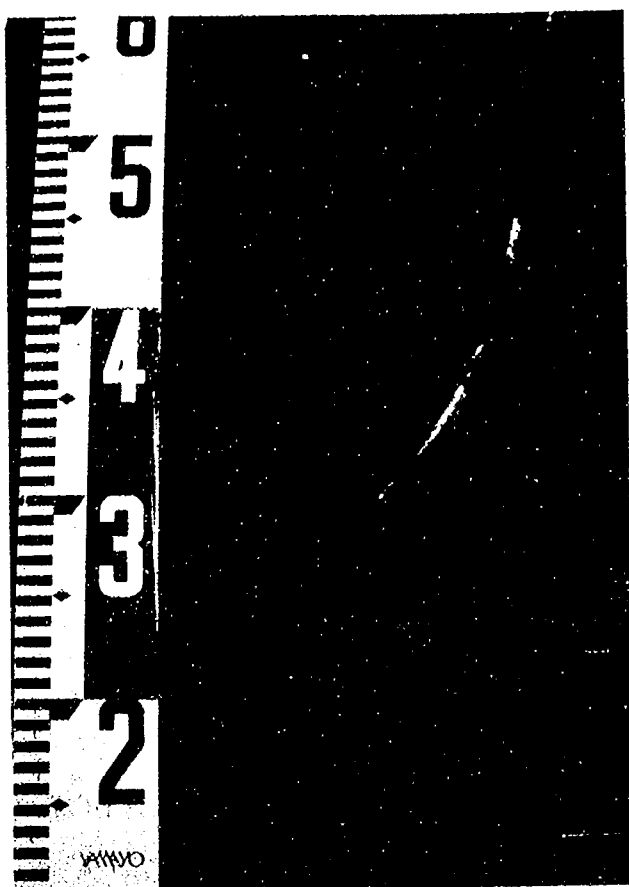


写真-4. 2 鉄筋の変形状況（ケース1）



写真-4. 3 鉄筋の変形状況（ケース5）

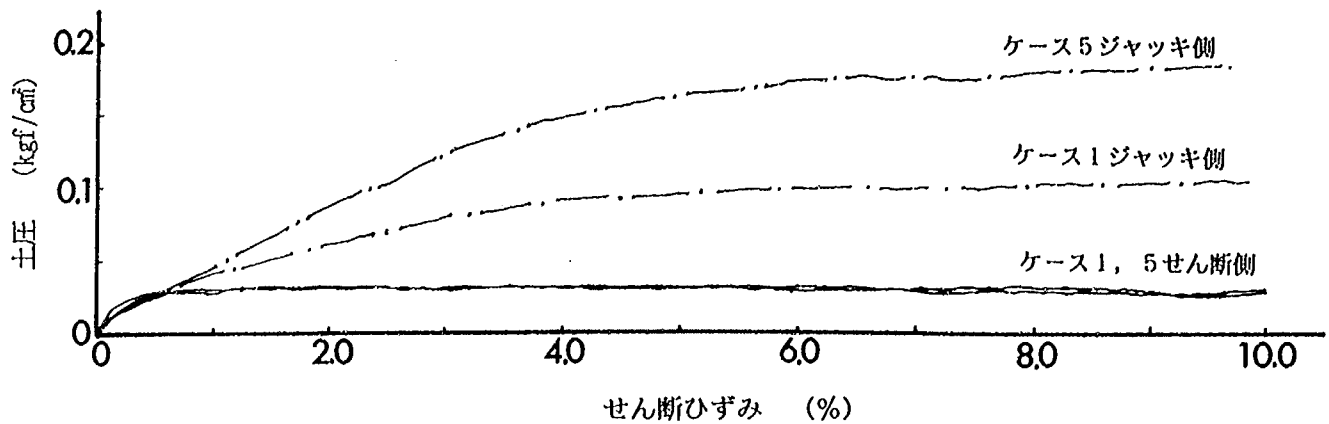


図-4. 6 発生した土圧

次に、ひずみのレベルごとに補強効果及び鉄筋に生じたひずみの大きさを比較することとし、その際のデータの整理方法を以下に述べる。補強地盤のせん断応力と同一ひずみレベルにおける無補強地盤のせん断応力との比として補強比 R を定義した。鉄筋のひずみについては、鉄筋の表裏のひずみから、曲げひずみと軸ひずみに分離し、曲げ応力と軸応力を求めた。鉄筋の軸力については、図-4. 2 (a) の $\Lambda \sim C$ 点のひずみ分布から算出した。軸力の発生によってせん断面における鉛直応力が変化すると考えられることから、鉄筋の平均の軸力の発生量をせん断面積 (3000 cm^2) で除して鉛直応力の平均的な増分 $\Delta\sigma_v$ として表示することにした。以上の整理方法により、ケース2～ケース5について補強比 R 、鉄筋1本当たりのD点での曲げ応力 σ_b 、4本の鉄筋に生ずる平均の軸力から計算される鉛直応力の増分 $\Delta\sigma_v$ をまとめたのが図-4. 7である。図から次のことがわかる。

1) 鉄筋の曲げ応力はせん断面 (図-4. 2 (a) D点) 最も大きく、せん断ひずみの小さいレベルで曲げ降伏応力 2400 kgf/cm^2 に達している。鉄筋の曲げ剛性の影響でせん断ひずみの小さい範囲で若干の補強効果が認められるものの、曲げ降伏応力に達すると補強比 R は増加しない。

2) せん断ひずみが大きくなると鉄筋には引張力が生じ、鉄筋は引張補強材として働く。鉄筋の引張力は、せん断面に対しては鉛直応力を増加させる方向に働くと考えられる。図-4. 7は、鉛直応力の増分 $\Delta\sigma_v$ が大きいほど補強比 R が大きくなることを示している。また、補強材径が大きいほどこの傾向が顕著にみられることから、補強効果は補強材の周面摩擦抵抗 (本実験の場合は表面積の大きさ) に依存するものと考えられる。

以上の結果から、実験で得られ補強機構を概念図で示すと図-4. 8に示すようになる。

鉄筋のような補強材が変位の不連続面を横切るように配置される場合、初期段階では土自体が持っているせん断強度と補強材の曲げ剛性で補強効果が発揮されるが、変位が進むにつれて補強材に引張力が働き、補強効果が発揮される。

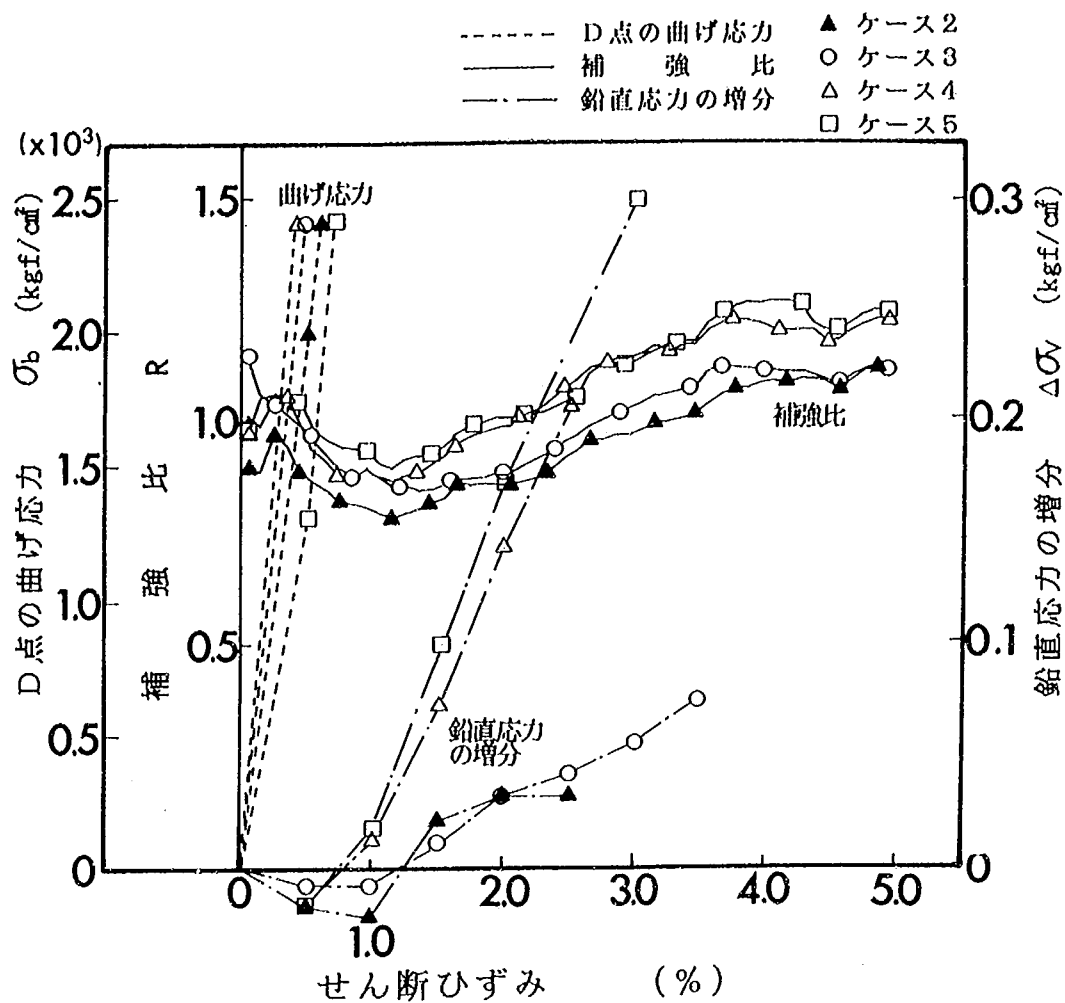


図-4. 7 補強率と鉄筋の曲げ応力、軸力の関係

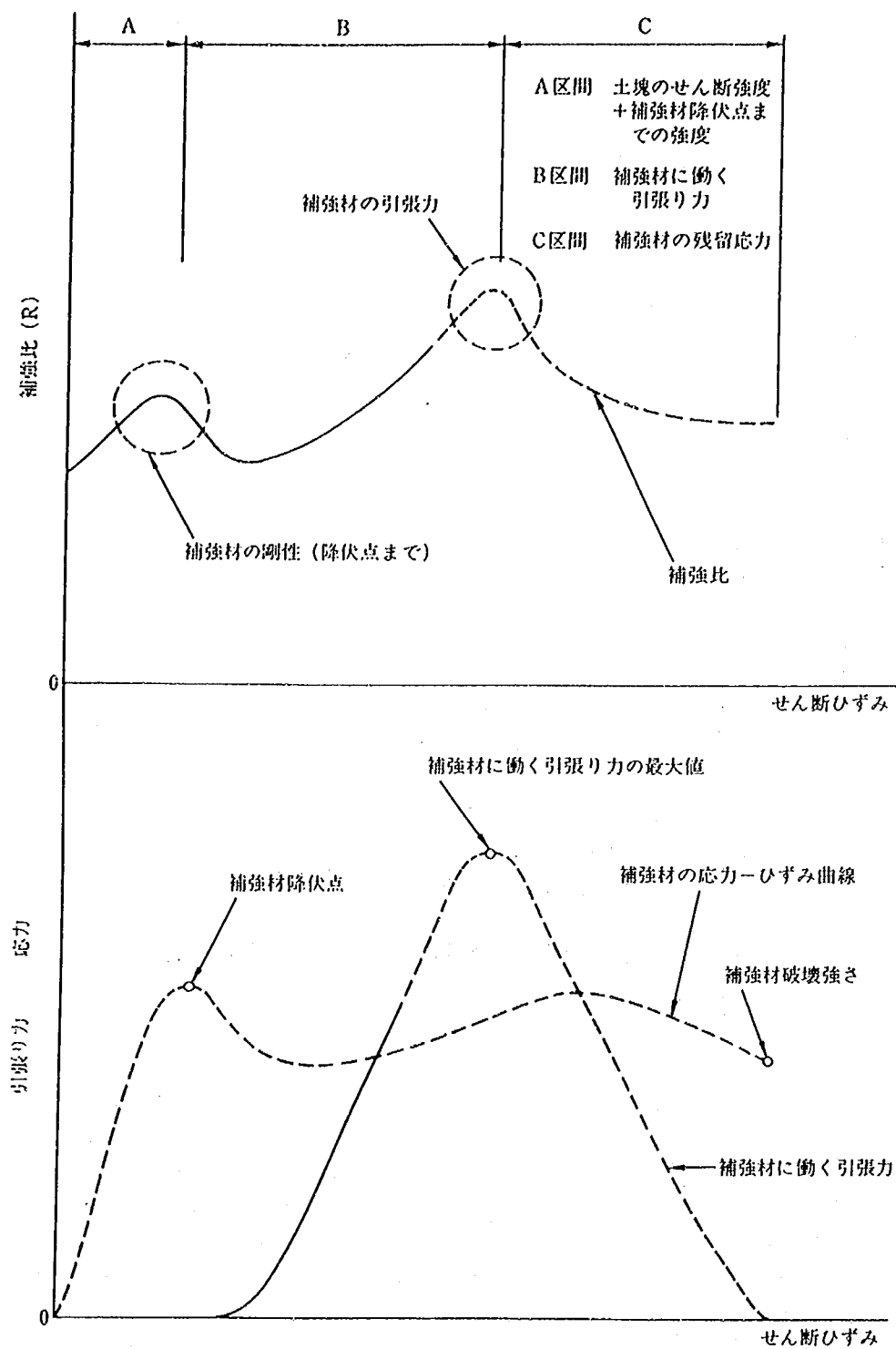


図-4. 8 補強機構の概念図

4. 2 中型一面せん断試験による検討

4. 2. 1 実験目的

大型一面せん断試験の結果より、補強効果は補強材の周面摩擦抵抗、表面積に依存していることが明らかとなった。また、せん断ひずみが初期の段階では補強材の曲げ剛性は補強効果に影響を及ぼすことも明らかとなった。しかしながら、既往のせん断試験による研究では、単位幅当りの補強材の配置密度を増して表面積を増加させても、補強効果はそれに比例して増加せず、補強効果にはピークが存在することが明らかとなっている。これは、これまでの配置密度に関する実験では補強材の本数を変化させているために補強材の表面積と剛性を同時に変化させたときの補強効果を調べたことになり、補強材の表面積、曲げ剛性の各々が補強効果に及ぼす影響を明確には表していないと考えられる。

本実験は、断面形状の異なる補強材を用いて補強材の曲げ剛性と表面積とを独立に変化させた実験を行うことにより、すべり線を介して補強材を配置したときの補強効果と補強材の曲げ剛性、表面積それぞれの関係の知見を得ることを目的とした。

4. 2. 2 実験装置の概要

実験に用いた実験装置は、せん断箱、載荷枠、油圧アクチュエータ、軸圧用シリンダからなる下箱可動型の中型動的・一面せん断試験機である。図-4. 9に試験機の概要を示す。本試験機は供試体に軸圧用のシリンダで静的上載圧をかけながら、1. 5 t o n f の油圧アクチュエータを用いて繰り返しせん断試験を行うことができる。また、静的なせん断試験も可能である。試験機の性能は表-4. 4のとおりである。

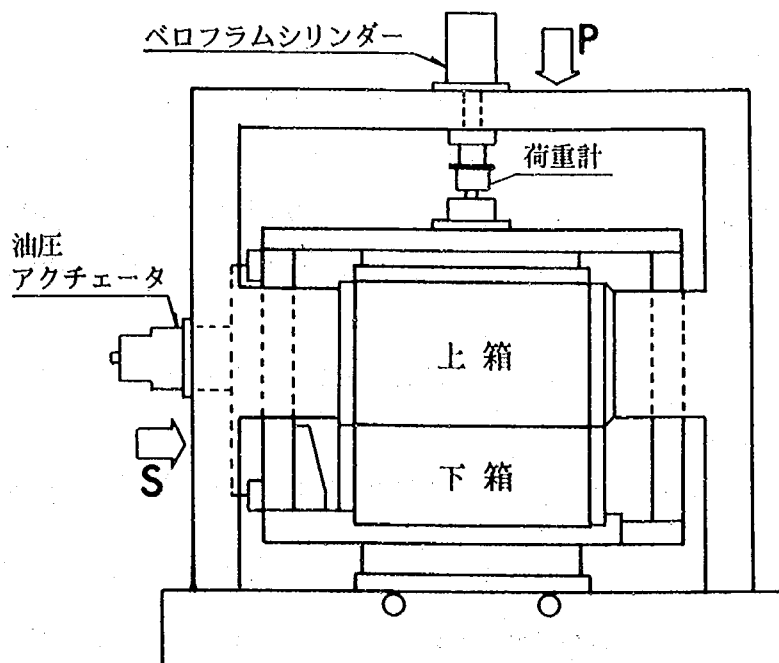


図-4. 9 中型一面せん断試験機の概要図

表- 4. 4 中型一面せん断試験機の性能

油圧アクチュエータ部	シリンダ圧力	1.5 tonf
	ストローク	±2.5mm
	最大速度	24 cm/sec
	周波数範囲	DC~10Hz
油圧モーター	出力	5.5 kW
	最大圧力	210 kgf/cm ²
	最大吐出量	10 ℓ/min
軸荷重装置	最大荷重	1.5 tonf

せん断箱の大きさは、上箱は長さ 30 cm×幅 30 cm×高さ 18.5 cm、下箱は長さ 30 cm×幅 30 cm×高さ 14 cmである。

4. 2. 3 実験概要

中型一面せん断試験機を使用し、補強材の引張力に着目して補強材の配置密度、曲げ剛性の関係を調べた。実験は、気乾状態の豊浦標準砂の供試体中に長さ 20 cmの補強材を挿入して以下の 3 シリーズに関して行った。

a) 補強材のせん断面に対する角度（挿入角）により補強効果に変化し、補強材が引張補強材になるとき、最も補強効果があることが分かっており、第一段階として最大の補強効果が得られる挿入角を調べる。

b) 補強材の形状、寸法、平面充填率を変化させて補強材の配置密度、曲げ剛性と補強効果の関係を調べた。この場合に、補強材の形状は円形断面の棒状補強材と短形断面の帯状補強材とし、棒状の場合には全体の断面 2 次モーメントが一定となるように直径と本数を調整し、帯状の場合には薄くて曲げ剛性が期待できないように薄い板を用いた。

c) 短形断面の帯状補強材に着目し、補強材の配置本数を一定とし、補強材の厚さ、幅を変化させて曲げ剛性、引張剛性と補強効果の関係について調べた。

ただし、b)、c) のシリーズにおける補強材の挿入角は a) のシリーズで補強効果が最も大きな角度とした。

1) 補強材

補強材の材質はアルミニウムであり、表面には砂との摩擦を大きくするためエポキシ樹脂系の接着剤で試料砂を付着させている。付着させた砂の厚さは約 0.5~1.0 mmであった。また、補強材には図- 4. 10 に示すように引張力を計測するために補強材の 3 ケ所に表裏対称な位置にひずみゲージを貼付けた。

表- 4. 5 に実験に用いた補強材の条件を示す。

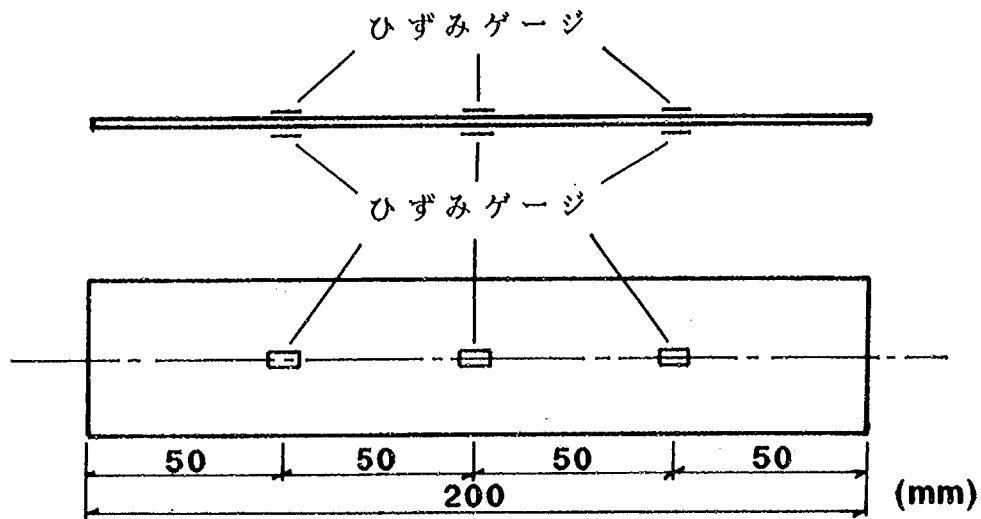


図-4. 10 ひずみゲージの貼付け位置

表-4. 5 補強材の条件

棒状補強材 (長さ $l=20\text{cm}$)

直 径 $d(\text{cm})$	本 数 n	断面2次モーメント $n \times I (\text{cm}^4)$	平面充填率 $m(\%)$	挿入角 θ (度)	適 用
0.45	16	0.0322	24	0, 10, 20 30, 40	a) b)
0.30	76	0.0302	76	30	b)
0.33	55	0.0320	60.5	30	b)
0.38	31	0.0317	39.3	30	b)
0.60	5	0.0318	10	30	b)

帯状補強材 (長さ $l=20\text{cm}$)

厚さ $t(\text{cm})$	幅 $b(\text{cm})$	数量 n	断面2次モーメント $n \times I(\text{cm}^4)$	平面充填率 $m(\%)$	挿入角 $\theta(\text{度})$	適用
0.05	22.7	1	2.36×10^{-4}	75.7	-10, 0, 10 20, 30, 40	a)
0.02	1.0	3	2.0×10^{-6}	10	30	b) c)
0.02	2.0	3	4.0×10^{-6}	20	30	b) c)
0.02	4.0	3	8.0×10^{-6}	40	30	b) c)
0.02	6.0	3	1.2×10^{-5}	60	30	b) c)
0.02	8.0	3	1.6×10^{-5}	80	30	b) c)
0.03	2.4	3	1.62×10^{-5}	24	30	c)
0.04	0.5	3	8.0×10^{-6}	5	30	c)
0.04	1.0	3	1.6×10^{-5}	10	30	c)
0.04	2.0	3	3.2×10^{-5}	20	30	c)
0.04	4.0	3	6.4×10^{-5}	40	30	c)
0.04	6.0	3	9.6×10^{-5}	60	30	c)
0.04	8.0	3	1.28×10^{-4}	80	30	c)
0.06	0.3	3	1.63×10^{-5}	3	30	c)
0.06	2.3	3	1.42×10^{-4}	23	30	c)
0.08	0.5	3	6.4×10^{-5}	5	30	c)
0.08	1.0	3	1.28×10^{-4}	10	30	c)
0.08	2.0	3	2.56×10^{-4}	20	30	c)
0.08	4.0	3	5.12×10^{-4}	40	30	c)
0.08	6.0	3	7.68×10^{-4}	60	30	c)
0.08	8.0	3	1.02×10^{-3}	80	30	c)
0.1	0.5	3	1.25×10^{-4}	5	30	c)
0.1	1.0	3	2.5×10^{-4}	10	30	c)
0.1	2.0	3	5.0×10^{-4}	20	30	c)
0.1	4.0	3	1.0×10^{-3}	40	30	c)
0.1	6.0	3	1.5×10^{-3}	60	30	c)
0.1	8.0	3	2.0×10^{-3}	80	30	c)
0.15	1.1	3	9.28×10^{-4}	11	30	c)
0.15	4.7	3	3.97×10^{-3}	47	30	c)
0.2	0.5	3	1.0×10^{-3}	5	30	c)
0.2	1.0	3	2.0×10^{-3}	10	30	c)
0.2	2.0	3	4.0×10^{-3}	20	30	c)
0.2	4.0	3	8.0×10^{-3}	40	30	c)
0.2	6.0	3	1.2×10^{-2}	60	30	c)
0.2	8.0	3	1.6×10^{-2}	80	30	c)
0.25	1.0	3	3.91×10^{-2}	10	30	c)
0.3	0.5	3	3.38×10^{-3}	5	30	c)
0.3	0.6	3	4.05×10^{-3}	6	30	c)
0.3	1.0	3	6.75×10^{-3}	10	30	c)
0.3	2.0	3	1.35×10^{-2}	20	30	c)
0.3	4.0	3	2.7×10^{-2}	40	30	c)
0.3	6.0	3	4.05×10^{-2}	60	30	c)
0.3	8.0	3	5.4×10^{-2}	80	30	c)

なお、表中の平面充填率 m は単位幅当りの補強材の配置密度を表し、ここでは次式で示される。

$$m = \frac{B}{W} \quad (4.1)$$

ここで、 B ：補強材の全幅　補強材が棒状の時 $B = n \times d$ 、　帯状の時 $= n \times b$

n ：補強材の数量、　 d ：棒状補強材の直径

b ：帯状補強材の幅、　 W ：せん断箱の幅

また、挿入角はせん断変位の方向に逆目になる方向を負としており、図-4.11を参照されたい。適用は、上述した3シリーズを示す。

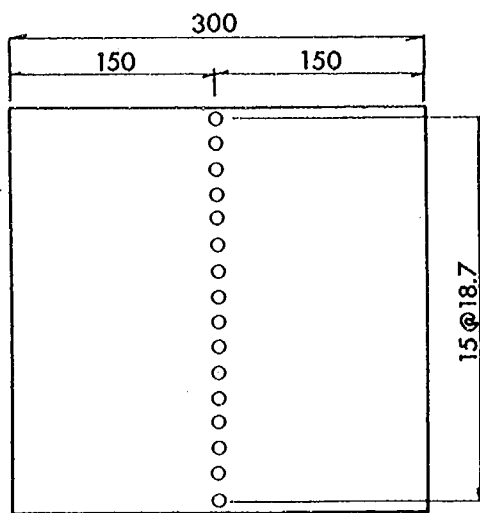
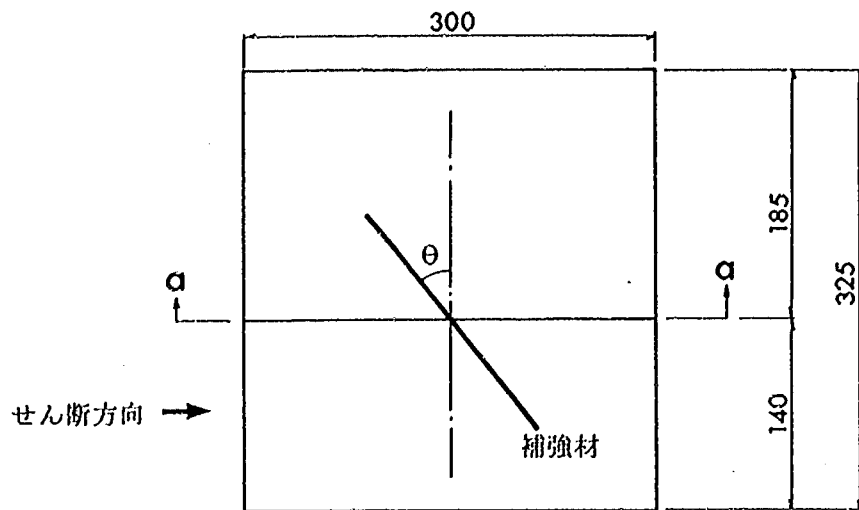
2) 供試体の作成

せん断箱の側面にシリコングリースを塗り、ラテックスゴムを貼りせん断箱と砂との摩擦を軽減した。使用した砂は気乾状態の豊浦標準砂（土粒子の比重 G_s ：2.64、含水比 w ：0.1%）である。なお、間隙比を一定にするために約80cmの高さから砂を空中落下させて供試体を作成した。供試体の作成手順は以下のとおりである。

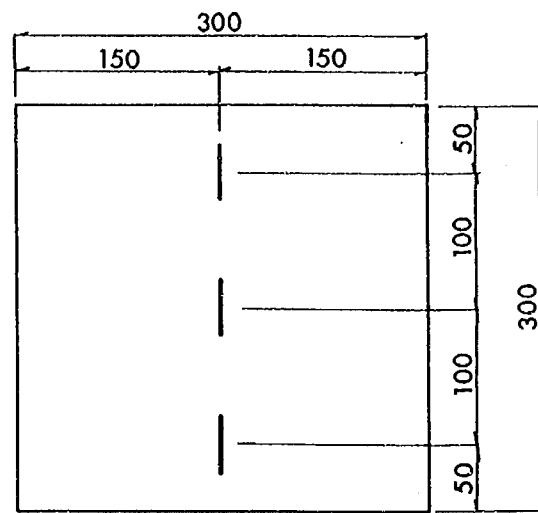
- ①せん断箱の側面にシリコングリースを塗り、ラテックスゴムを貼る。
- ②下箱の約半分まで砂を入れる。
- ③所定の位置に補強材を設置する。
- ④下箱全体に砂をいれる。
- ⑤上箱と下箱を重ねる。
- ⑥上箱の上端まで砂を満たす。

なお、上箱と下箱の境界面にシリコングリースを塗り、上箱と下箱間の摩擦を軽減した。また、補強材の周辺で砂が緩くならないように注意して砂を落下させた。

図-4.11に補強材の配置を示す。



棒状の場合 ($d=0.45\text{cm}$ $n=16\text{本}$)



帯状の場合 ($b=2\text{cm}$ $n=3$)

a — a

図-4. 11 補強材の配置図

3) 実験方法及び計測方法

鉛直応力は試験機の性能を考慮して 0.75kgf/cm^2 とした。40秒～1分に 0.01kgf/cm^2 の割合で鉛直応力を載荷し、 0.75kgf/cm^2 に達した後、10分程度放置した。その後、鉛直応力を一定に保ちながら 1mm/min の速度でせん断試験を行った。

計測は、30秒に1回行い、パーソナルコンピュータにコントロールされたデータロガーを介して測定されたデータをフロッピーディスクに収集した。計測項目、使用機器は以下のとおりである。

・計測項目

せん断変位、せん断応力、鉛直応力、垂直変位、補強材のひずみ

・使用機器

変位計、ロードセル、パーソナルコンピュータ、データロガー、スイッチボックス
 なお、せん断変位とせん断応力は油圧アクチュエータのコントローラーから出力される。

4. 2. 4 実験結果

1) 無補強な砂の一面せん断試験

補強材を設置したせん断試験に先立ち、豊浦標準砂のみの供試体で鉛直荷重 σ_n を 0.5、0.75、1.0 kgf/cm² と変化させたときのせん断試験を行った。せん断応力とせん断変位の関係を図-4.12に、最大せん断応力 τ_{max} と鉛直応力 σ_n の関係を図-4.13に示す。図-4.13によれば、3点はほぼ1直線上にあり、この直線より中型一面せん断試験機による豊浦標準砂の内部摩擦角 ϕ を求めると 39° となり、粘着力 c は 0.07 kgf/cm² となる。 c が小さく、 ϕ も 40° 前後で標準的な試験機による値とあまり差がなく、試験機の特徴が小さい実験が行えると考えられる。

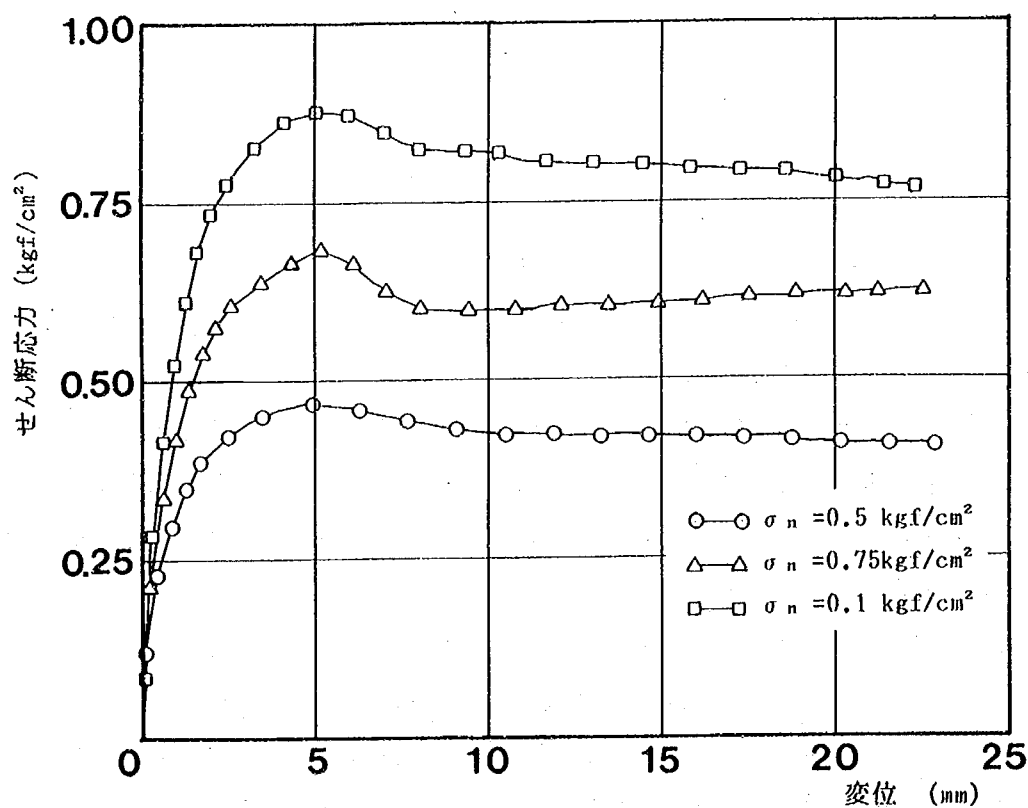


図-4.12 せん断応力とせん断変位の関係(無補強)

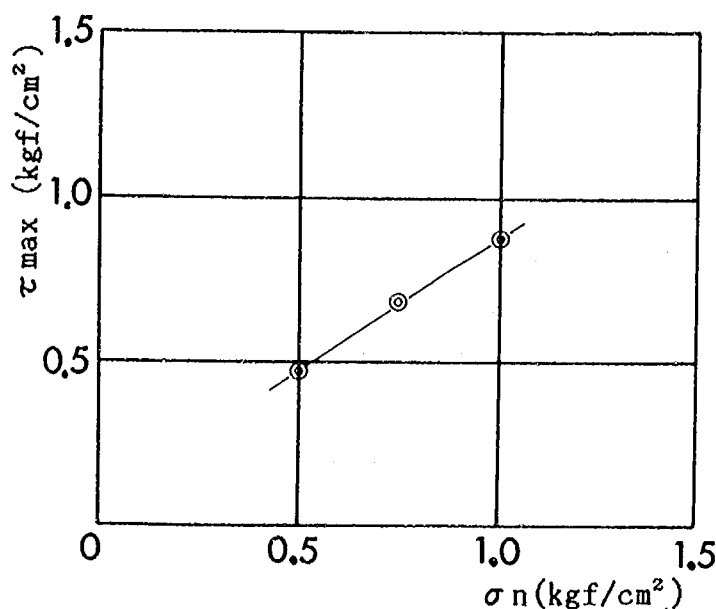


図-4. 13 最大せん断応力 τ_{max} と鉛直応力 σ_n の関係（無補強）

2) 補強材の挿入角に関する実験

挿入角に関する実験は、表-4. 5より棒状の場合には直径4. 5mmのものを16本、帯状の場合には厚さ $t = 0. 5 \text{ mm}$ × 幅 $b = 22. 7 \text{ mm}$ のものを1枚配置した実験を行った。棒状・帯状補強材の場合の挿入角を変化させた実験結果を図-4. 14、4. 15に示す。

棒状補強材の場合、変位が2mm程度までは挿入角 θ によるせん断応力の差が生じていない。このことは、せん断初期には補強材の効果がそれほど大きくないといえる。また、せん断変位全体を通してみると、せん断応力はピークに達した後もあまり低下せず、残留強度が大きいことがわかる。特に、 θ が 0° と 40° に場合にはほとんどせん断応力が減少しない。

帯状補強材の場合でも、せん断変位の初期にはせん断応力差がない。 $\theta = -10^\circ$ と 0° のケースではせん断応力はピークに達した後、いったん低下するが、変位が大きくなるにしたがって上昇に転じ、最初のせん断応力のピークより大きくなる。これは、補強材をせん断面に垂直に近い角度で配置した場合には、せん断変位量が初期の段階では補強材の曲げ剛性による影響があり、その後に引張補強材として機能してくるが、挿入角が大きい場合にはせん断変位量が初期の段階から引張補強材として機能しているために挿入角度によりせん断応力の出方に違いが出てきたと考えられる。

補強効果を表す指標として次式で定義する補強率 R を用いる。

$$R = \frac{\tau_{max}}{\tau_{0\ max}} \quad (4. 2)$$

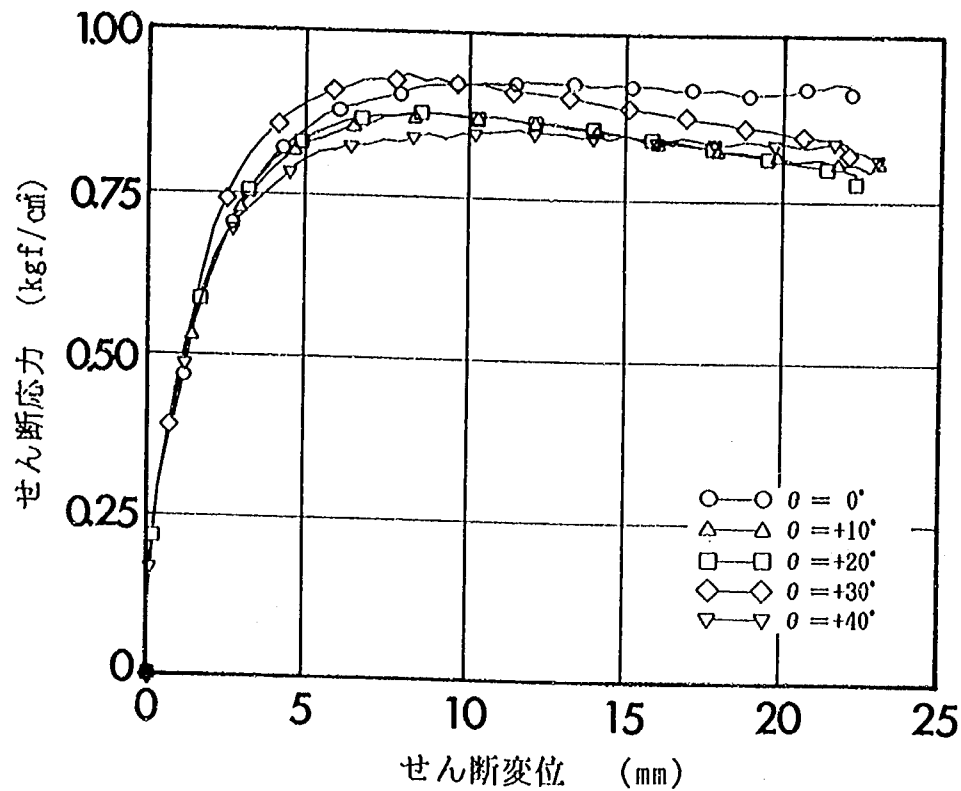


図-4. 14 各挿入角に関するせん断応力とせん断変位の関係 (棒状補強材)

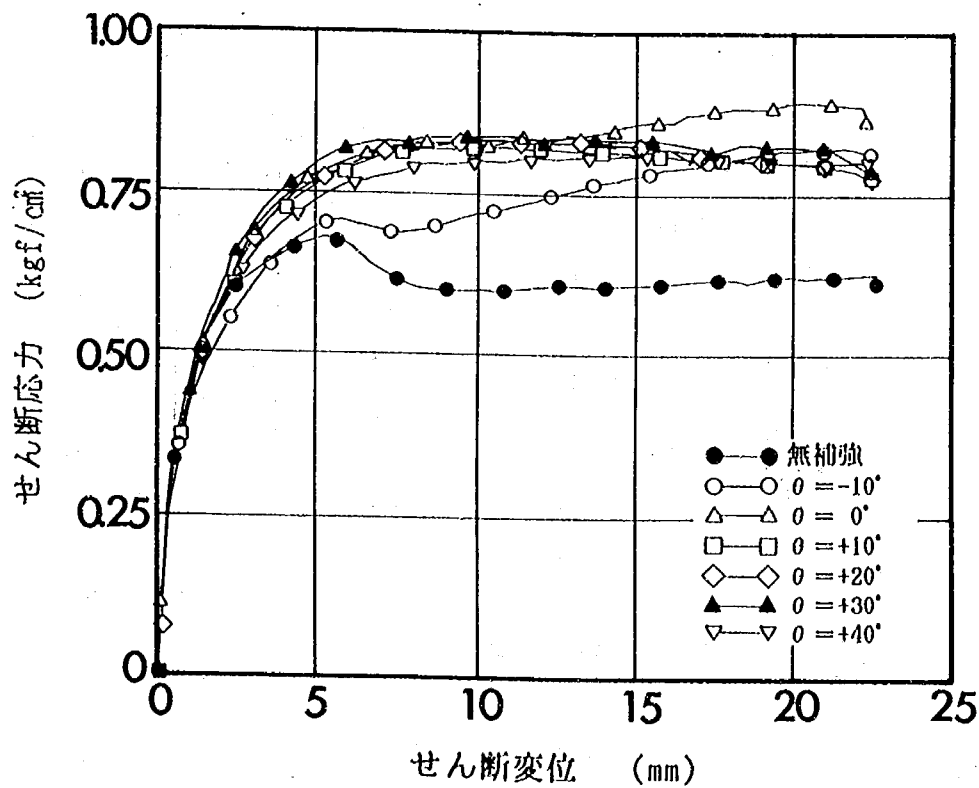


図-4. 15 各挿入角に関するせん断応力とせん断変位の関係 (帯状補強材)

ここで、 τ_{max} : 最大せん断応力

$\tau_{0\ max}$: 無補強時の最大せん断応力

補強率 R と挿入角 θ との関係を図-4. 16に示す。補強率 R は $\theta = 0^\circ$ で大きな値を示し、 θ が増加するにつれて減少するが、 $\theta = +30^\circ$ で再び大きくなる。棒状補強材の場合でも補強率は全体的に同じような傾向を示している。しかし、この図において補強率を求める値として最大せん断応力を用いているため、各挿入角において補強率を求めているときのせん断変位量はかなり異なっている。実際の現場に鉄筋挿入工法を適用する場合には許容される変形量（せん断変位量）をある程度考慮する必要があり、今回の実験結果も許容せん断変位量を考慮して補強効果を検討する必要があると考えられ、ここで新たに無補強時の最大せん断応力が生じるせん断変位量を基準として補強効果を考慮することとする。そこで、次式で定義する補正した補強率 R' を用いることとする。

$$R' = \frac{\tau'_{max}}{\tau_{0\ max}} \quad (4. 3)$$

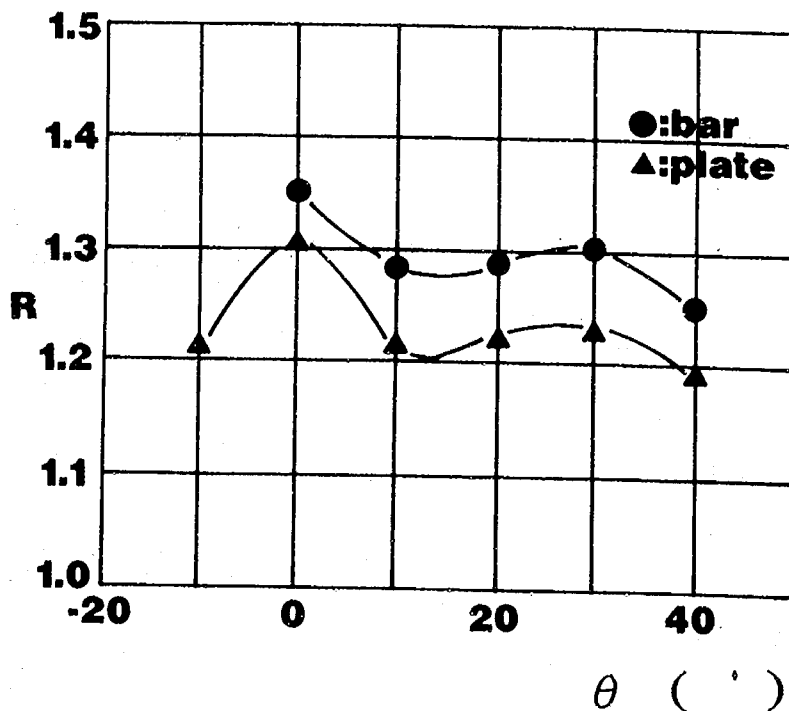


図-4. 16 補強率 R と挿入角 θ の関係

ここで、 τ'_{max} : 無補強時に最大せん断応力が発生するせん断変位量におけるせん断応力

補正した補強率 R' と挿入角 θ との関係を図-4. 17に示す。図より棒状補強材、帯状補強材の場合ともに同様の傾向を示しており、ここで基準としたせん断変位量においては挿入角が $\theta = +30^\circ$ の時に補強効果が最も大きい。従って、今後の補強材の配置密度、形状、寸法を変化させる実験においては補強材を挿入角 $\theta = +30^\circ$ に配置して実験を行うこととする。

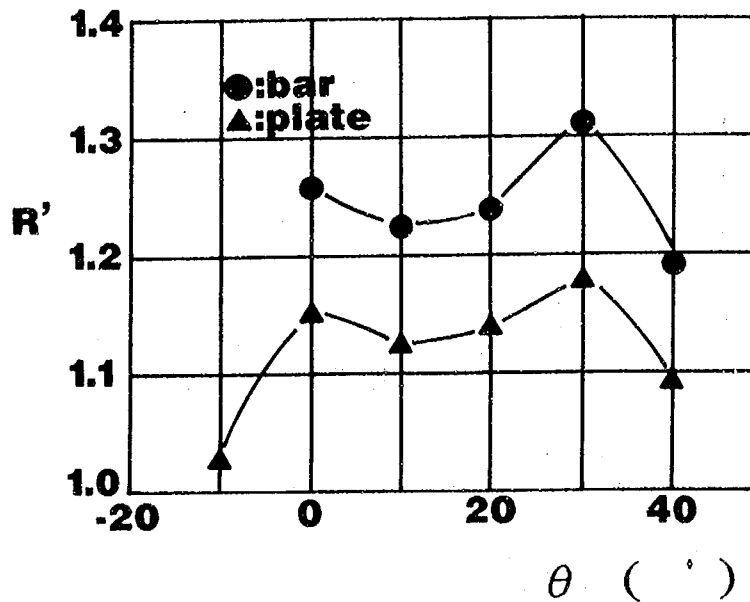


図-4. 17 補正した補強率 R' と挿入角 θ の関係

3) 補強材の配置密度と補強効果に関する実験

図-4. 18に棒状補強材の場合の、図-4. 19に帯状補強材の場合の単位幅当りの補強材の配置密度(以下、平面充填率という)を変化させたときのせん断応力とせん断変位量の関係を示す。

図-4. 18について以下のことがいえる。

せん断変位の初期には平面充填率 m による差は無いが、変位が大きくなるにしたがって差が表れる。

$m = 10\%$ のケースでは、せん断応力がピークに達していったん減少するが、せん断変位量が 12 mm 付近よりほぼ一定となる。その他のケースでは、せん断応力が最大値となった後は序々に減少する傾向にある。棒状補強材の場合には平面充填率が 60.5% のとき最も補強効果が高い。

帯状補強材の場合、棒状の場合と同様に、せん断変位量が小さい範囲では平面充填率 m によるせん断応力の差は小さいが、せん断変位量が大きくなるにしたがって次第に差が大きくなり、平面充填率が高いほど最大せん断応力が大きく、補強効果がある。また、全ケースで残留強度の大きな低下は見られず、せん断応力-せん断変位曲線の傾向は似ていることがわかる。

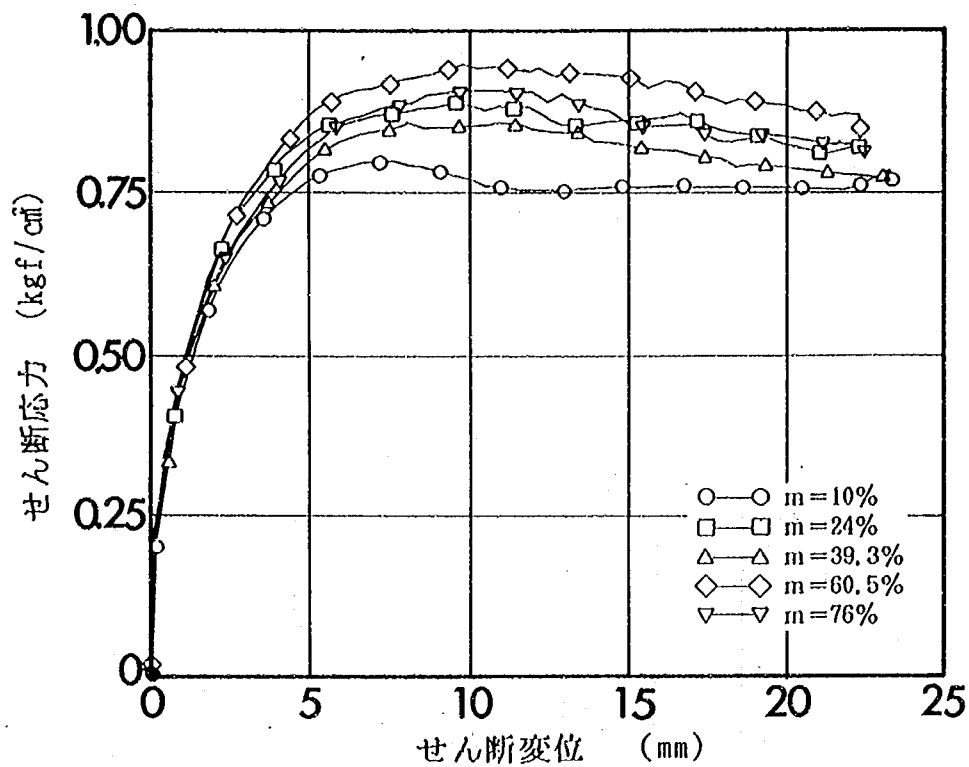


図-4. 18 各平面充填率に関するせん断応力とせん断変位の関係 (棒状補強材)

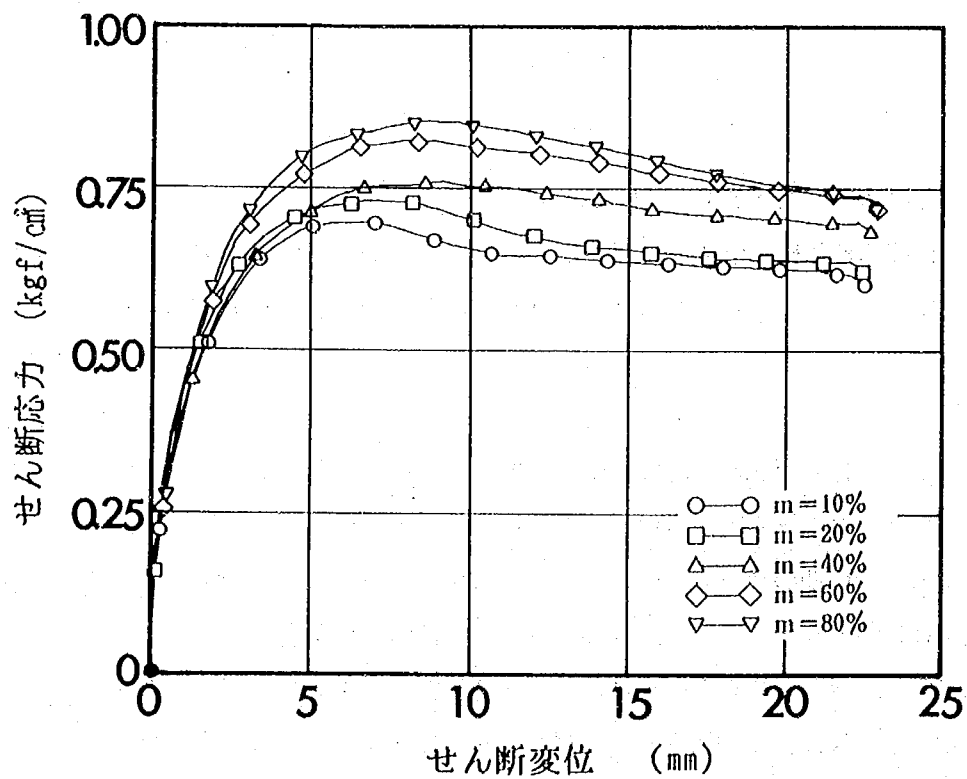


図-4. 19 各平面充填率に関するせん断応力とせん断変位の関係 (帯状補強材)

図-4. 20に補強率 R と平面充填率 m との関係を示す。ここで、このシリーズでは補強材は引張補強材として十分に機能する方向に配置しており、最大せん断応力が発生するせん断変位量もそれほど差が生じていないため、各平面充填率における最大せん断応力に対する補強率 R を対象に検討することとする。この図によれば、帯状補強材の場合、補強率 R と平面充填率 m とはほぼ直線的な関係が有ることがわかる。棒状補強材の場合、曲げ剛性がほとんど期待できないように条件を設定しているため、補強材の引張力のみがせん断抵抗力の増加に寄与していると考えられる。棒状補強材の場合には帯状の場合とは異なり、補強率 R と平面充填率 m とは比例関係にはなく、 $R-m$ 曲線には2つのピークが存在している。これは、補強材の剛性の影響と考えられ、補強材の曲げ剛性によるせん断抵抗力の発生、補強材間の砂の移動の仕方等の要因が考えられる。

以下では、補強材の中央での引張力と最大せん断応力に着目して考察する。

補強材の表裏対象な位置に貼ったひずみゲージで測定したひずみ ε_1 と ε_2 を用いて引張力 T を求めた。

図-4. 21に最大せん断応力が生じたときの補強材の総引張力 T と平面充填率 m との関係を示す。この図から、帯状補強材の場合には、平面充填率の増加にともなって総引張力も増加しているといえ、図-4. 20の $R-m$ 曲線と同じ傾向にある。一方、棒状補強材の場合には $m=50\%$ 付近でピークとなる曲線になり、平面充填率を増加させても引張力は単純には増加しないことがわかる。図-4. 20と併せて見ると、 $m=40\%$ のケースは他のケースと比較して大きな引張力が発生しているにもかかわらず補強材 R は高くない。

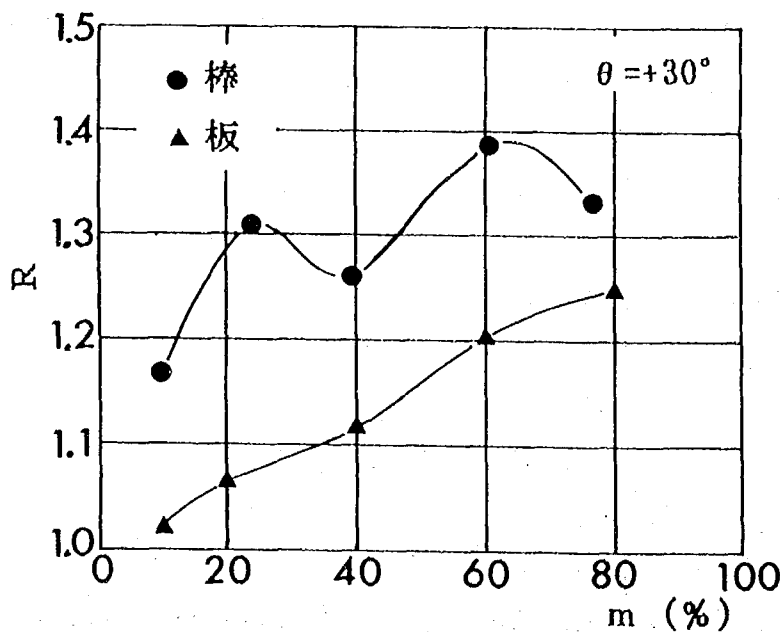


図-4. 20 補強率 R と平面充填率 m との関係

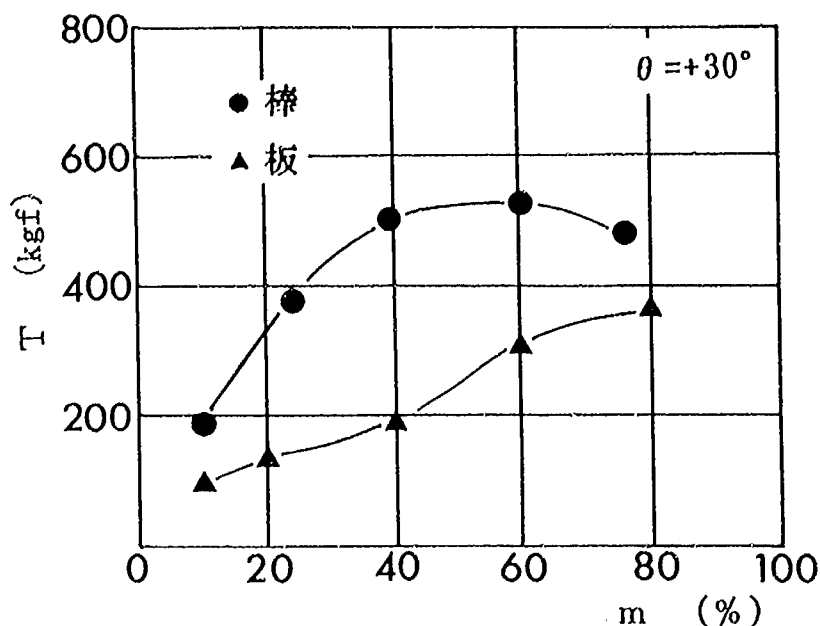


図-4. 2 1 補強材の総引張力Tと平面充填率mとの関係

図-4. 2 2 には、補強材の設置による最大せん断力の増分 ΔS_{max} と総引張力Tの関係を整理して示す。 ΔS_{max} は次式により求める。

$$\Delta S_{max} = (\tau_{max} - \tau_{0max}) \Lambda s \quad (4. 4)$$

ここで、 Λs : せん断面の面積

図より帯状のケースはほぼ一直線上に並び、また棒状の2ケースもこの直線上にあることがわかる。

補強材の全表面積 Λ' は平面充填率mを用いて次のように表される。

$$\begin{aligned} \Lambda' &= n \pi d \ell && \text{(棒状の時)} \\ &= n b \ell && \text{(帯状の時、ただし板厚は無視)} \end{aligned}$$

式(4. 1)を用いれば、

$$\begin{aligned} \Lambda' &= \pi \ell W m && \text{(棒状の時)} \\ &= \ell W m && \text{(帯状の時)} \end{aligned} \quad (4. 5)$$

ここで、n : 補強材の数量、 d : 棒状補強材の直径

b : 帯状補強材の幅、 ℓ : 補強材の長さ

W : せん断箱の幅

本実験では補強材の長さ ℓ を一定にしているため、式4. 5より全表面積 Λ' は平面充填率mに比例することになる。帯状補強材の場合には、平面充填率を増加させ補強材の全表面積を大きくするほど発生する総引張力が大きくなり、補強率Rも大きくなることが図-4. 2 0 ~ 4. 2 2 よりわかる。そして、表面積、引張力、補強率にほぼ線形な関係があるといえる。一方、棒状補強材の場合には平面充填率を増加して補強材の表面積を増してもそれに比例した引張力が発生しない。また、大きな引張力が発生しているにもかかわらず補強率が小さいケースもあり、帯状のような明確な関係とはならない。

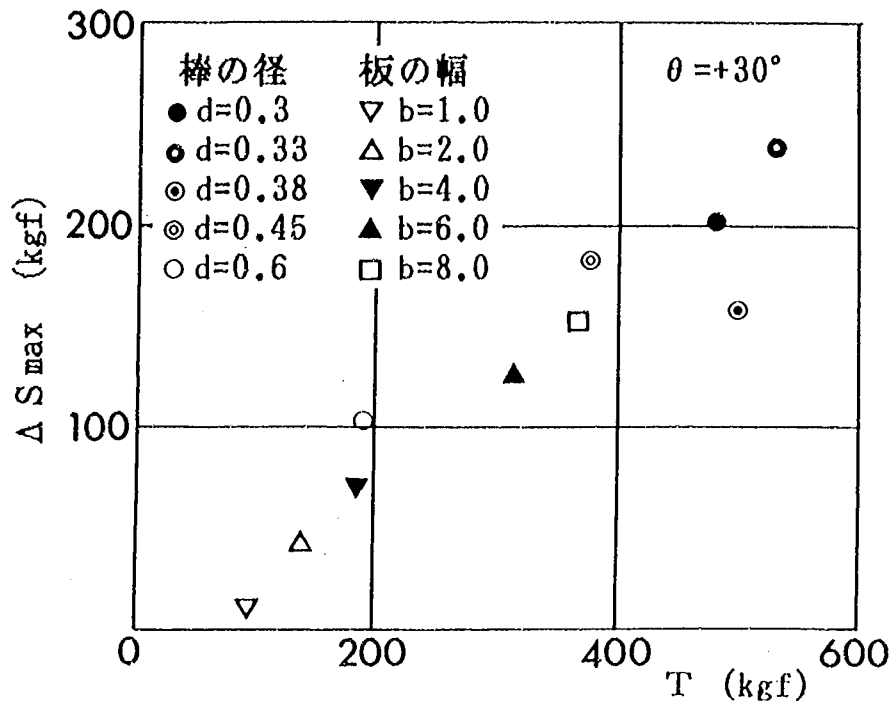


図-4. 22 最大せん断力増分 ΔS_{max} と総引張力 T との関係

以上のことから、補強材の平面充填率と補強効果の関係は、補強材の曲げ剛性が比較的小さい場合には補強効果は補強材の全表面積・平面充填率の増加に伴って増加し、また補強材の総引張力と補強効果はほぼ比例関係にあるが、曲げ剛性が比較的大きい場合には、補強効果は補強材の全表面積・平面充填率の増加に伴って増加せず、特定の関係が見られないことがわかった。

4) 補強材の形状寸法と補強効果に関する実験

上述のシリーズの実験では、曲げ剛性の大小を棒状、带状という形状の違いにより区分しているが、補強材間の砂の移動挙動を考慮した場合には、円形断面と短形断面とにはわずかながら違いが生じていると考えられる。このことは、足立らによる地すべり抑止杭の水平抵抗に関する模型実験においても示されており、この実験においては短形抑止杭の方が円形抑止杭より杭自体が受ける力が0～15%大きいという結論を得ている。したがって、带状の補強材を用いた場合には棒状の補強材とは異なり断面形状の違いによる補強効果の差が出てくると考えられ、本シリーズでは短形断面の带状補強材のみに対して断面の寸法を変化させた試験を行い、断面寸法の違いによる補強効果の影響について調べることにする。

本シリーズの実験は前シリーズの実験からしばらく期間をおいて行ったため、補強材を設置したせん断試験に先立ち、砂のみの供試体で、鉛直応力 σ_n を0.5、0.75、1.0 kgf/cm²とした時のせん断試験を行った。図-4. 23は最大せん断応力 τ_{max} と鉛直応力 σ_n の関係を示した図である。この図によれば、3点はほぼ一直線上にあり、内部摩擦角 ϕ は38.2°、粘着力 c は0.06 kgf/cm²となる。 c が小さく ϕ も40°前後で標準的な試験機による値とあまり差が無い。また、昨年度の実験結果の $\phi = 39^\circ$ 、 $c = 0.07$ kgf/cm²と比較するとやや小さい値となった。

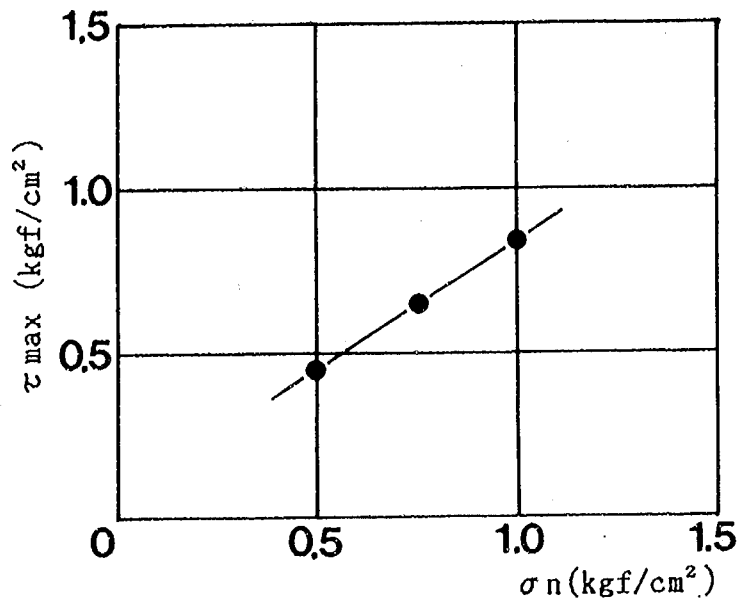


図-4. 23 最大せん断応力 τ_{max} と鉛直応力 σ_n との関係

図-4. 24～4. 28に補強材の厚さ t が 0.4 mm、0.8 mm、1.0 mm、2.0 mm、3.0 mm で幅 b が 5 mm、10 mm、20 mm、40 mm、60 mm、80 mm と補強材の寸法を変化させたときのせん断試験の結果を示す。

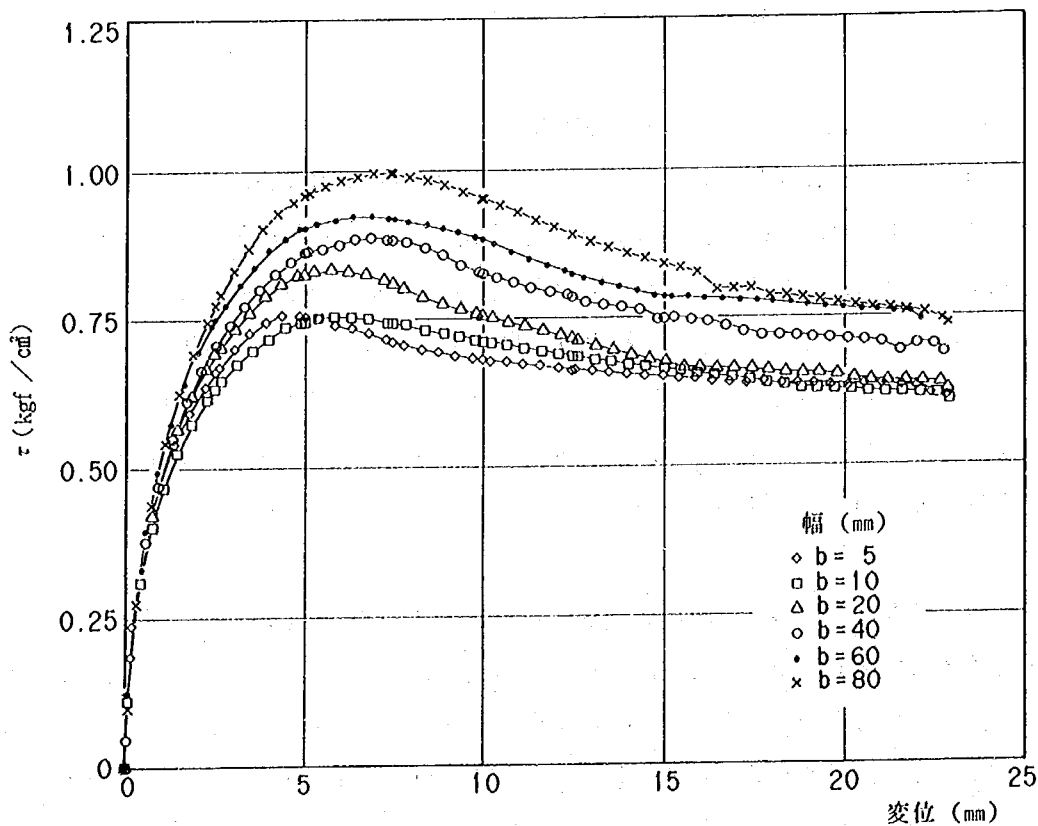


図-4. 24 せん断応力とせん断変位の関係 ($t = 0.4$ mm)

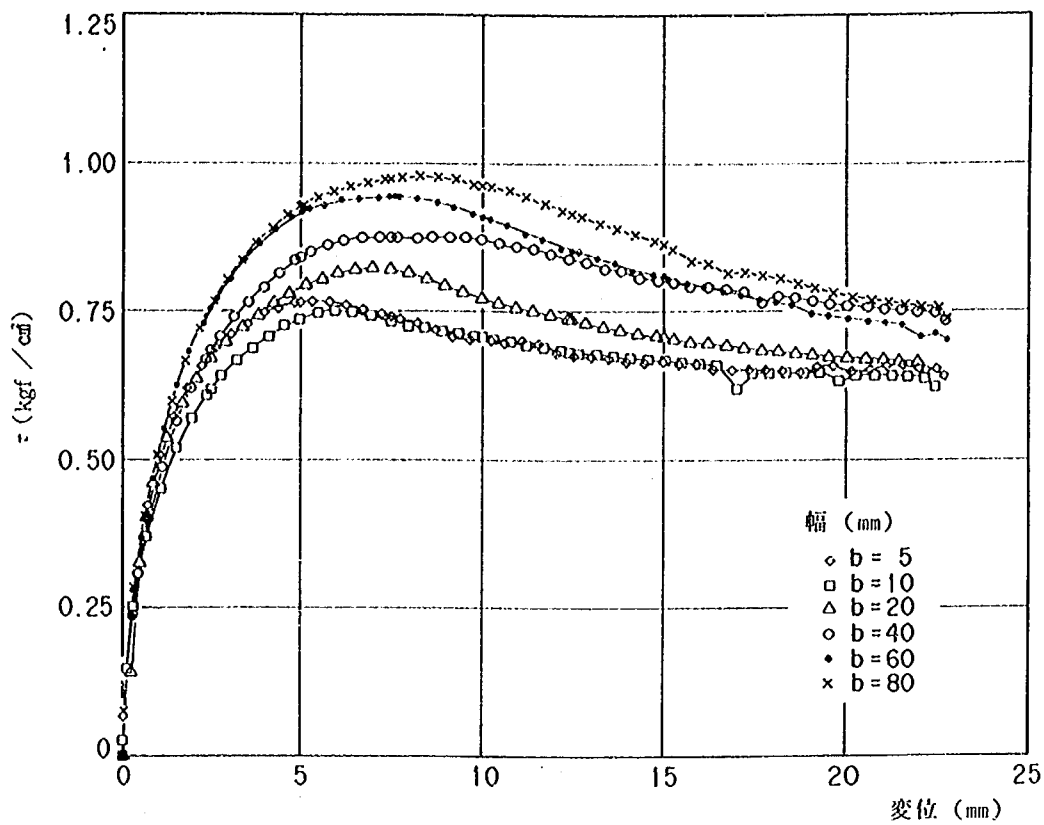


図-4. 25 せん断応力とせん断変位の関係 ($t = 0.8$ mm)

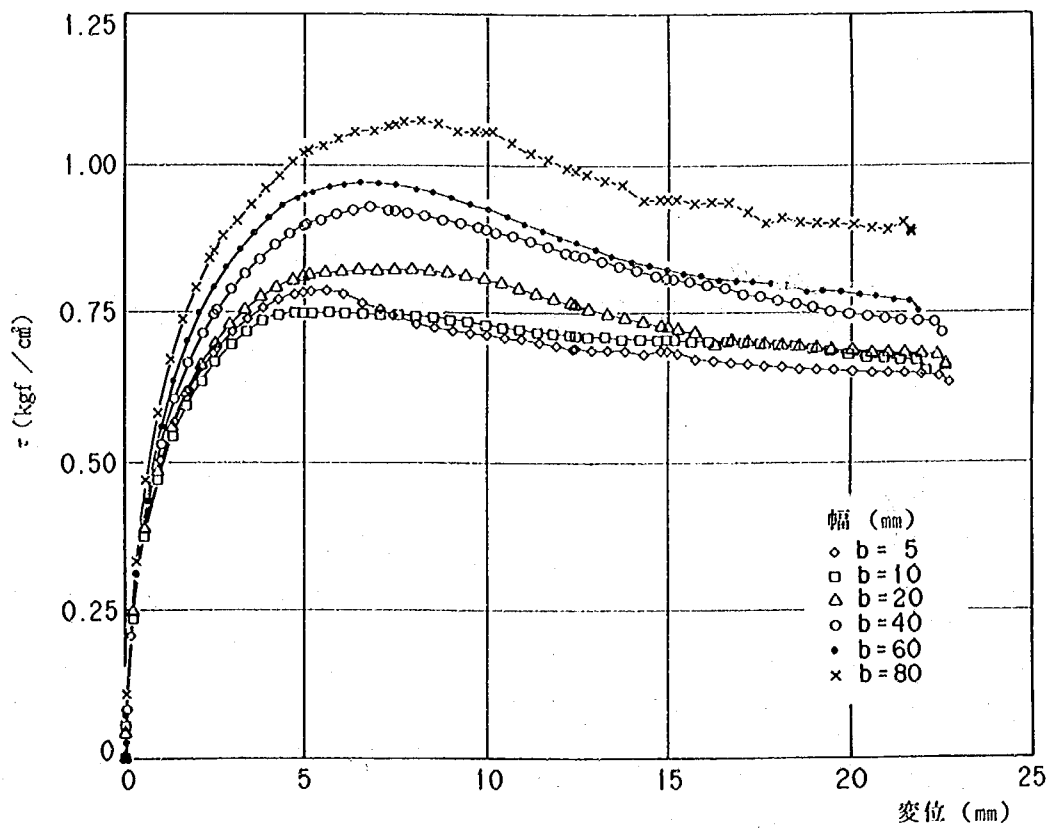


図-4. 26 せん断応力とせん断変位の関係 ($t = 1.0$ mm)

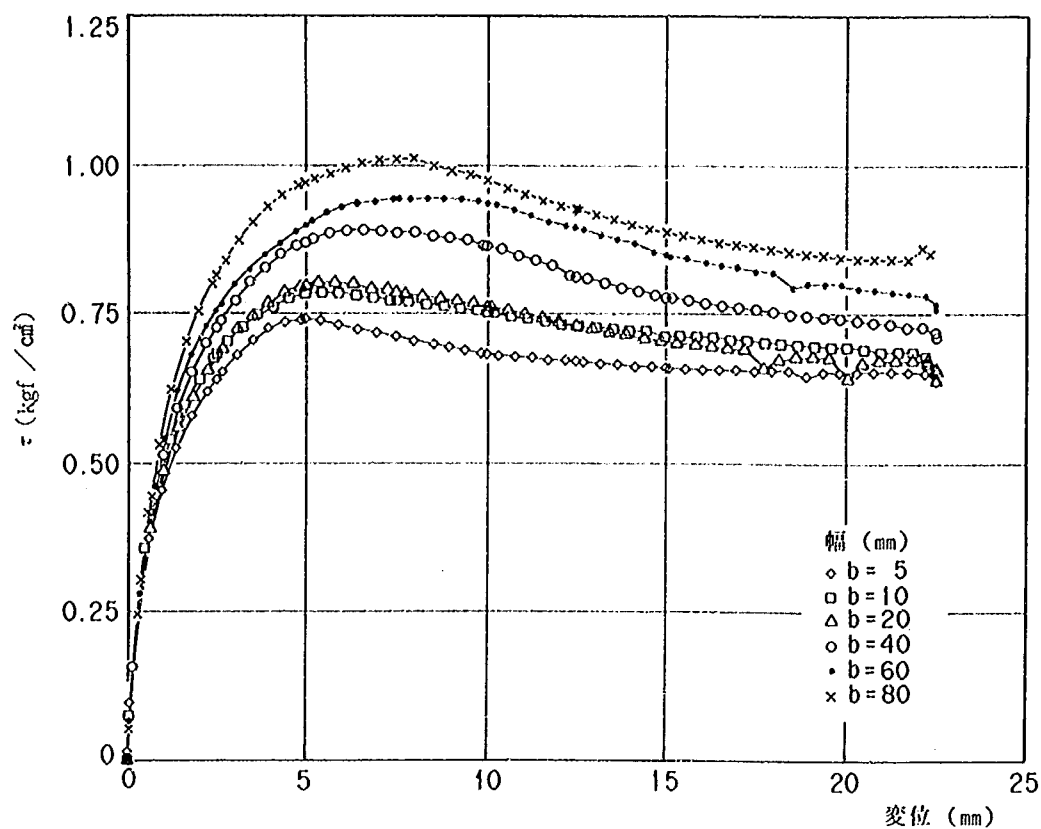


図-4. 27 せん断応力とせん断変位の関係 ($t = 2.0$ mm)

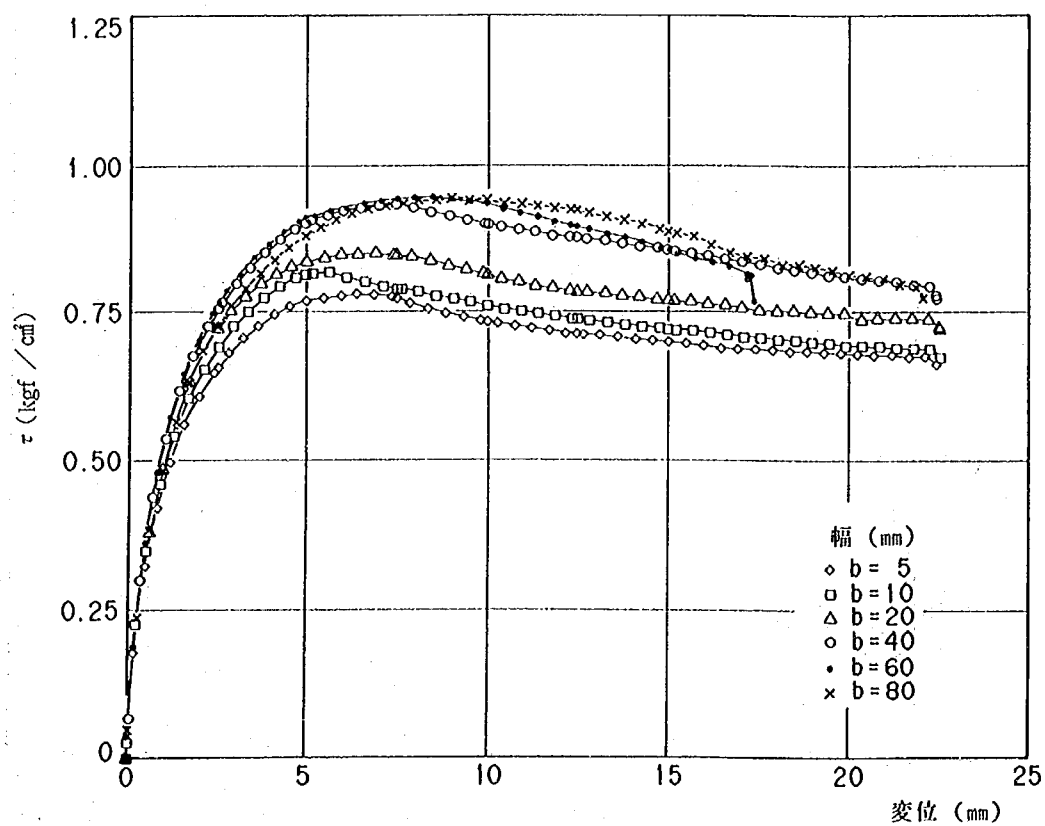


図-4. 28 せん断応力とせん断変位の関係 ($t = 3.0$ mm)

図-4. 24から、せん断変位が1mm程度のせん断初期には補強材の幅 b によるせん断応力の差は見られず、せん断変位が増加するにしたがってその差が顕著になり、幅 b が5mmと10mmのものを除けば幅が大きいほどせん断応力は大きくなるのがわかる。また、最大せん断応力に達した後の残留強度の低下は最大せん断応力の大きいケースほど大きい。図-4. 25は図-4. 24と同様であるが、幅60mmと80mmの場合、約5mmの変位まで同じ様な応力-変位曲線を描き、また幅が5mmと10mmを比較すると幅の小さい5mmの方が最大せん断応力が大きくなっている。図-4. 26は補強材の厚さが1.0mmの補強材の場合であり、厚さが0.4mmの時と同じ様な傾向があるが、幅が10mmのケースの最大せん断応力が最も小さい。厚さ2.0mmの結果は図-4. 27であり、この場合には幅が大きくなるにしたがって最大せん断応力が大きくなっているが、幅 b が10mmと20mmのケースでは他のケースに比べてせん断応力の差が無いといえる。図-4. 28の補強材の厚さが3.0mmの時はせん断初期には補強材の幅によるせん断応力の差は見られず、変位の増加に伴ってその差が生じる。しかし、幅が40mm、60mm、80mmのケースでは最大せん断応力の差はほとんど見られない。

せん断試験の結果をまとめると以下のとおりである。

補強材の幅によるせん断応力の差はせん断変位の初期には見られないが、変位の増加にしたがって次第にその差が現れてピークを迎える。それ以降、最大せん断応力に達した後の残留応力は変位の増加と共に低下する。

全体的には、厚さにかかわらず補強材の幅が大きくなるとせん断応力が増加し、補強効果が高いという傾向がみられる。しかし、補強材の厚さによって補強効果に対する幅の影響が異なっている。

本実験では、厚さ1.0mm、幅80mmの補強材のとき最も抵抗が大きく、最大の補強効果が得られた。

図-4. 29～4. 33に補強材の厚さを一定にしたときの補強率 R と平面充填率 m との関係、補強材の中央に発生した引張力 T と平面充填率 m との関係を示す。図にはデータをプロットし、回帰直線を描いた。

図-4. 33の厚さが3.0mmの補強材の場合を除いて、補強率と平面充填率にはほぼ線形な関係があることがわかる。厚さが3.0mmの場合には平面充填率 m が40%を越えると補強率の増加の割合が減少し、 m が60%付近でピークとなっている。これは他の板厚の場合に比べて板厚が大きく、補強材の曲げ剛性が大きいためではないかと考えられる。

補強材の引張力と平面充填率の関係はどの厚さの補強材の場合でも線形的な関係があることがわかる。また、厚さが0.4mm、0.8mm、1.0mmの場合は回帰直線の傾きがほぼ同じである。厚さ3.0mmの場合を除いて、補強材の平面充填率を大きくすれば補強材に発生する引張力が増して、補強効果が増加する。しかし、厚さが1.0mmと2.0mmの図を比較すれば、引張力がほぼ同程度であるが補強材 R は1.0mmの方が大きいことや、最も大きな引張力が発生している3.0mmの補強材が最も補強効果が高いのではなく、補強率 R と平面充填率 m が線形的な関係にあるとは言えないことなどを考慮すると、補強材の厚さ、曲げ剛性が補強効果に大きく影響するのではないかと考えられる。

図-4. 34は補強材の幅 b 、厚さ t に対する補強率 R の関係を示すものである。

厚さ t が0.8mmと1.0mmの間では R に大きな増加がみられるが、 t が1.0mmより厚くなると幅にかかわらず R の増加は小さいことが図からわかる。また、 t が2.0mm以下では b が増加すると R も大きくな

るが、 t が 3.0 mm の場合は b が 40 mm 以下では R はほとんど変化しない。このことより、補強材の幅・厚さを大きくすれば、補強効果が高くなるといえるが、補強効果に対して幅と厚さには上限があり、それを超えて補強材の断面を大きくしても補強効果の増加が生じないことが考えられる。

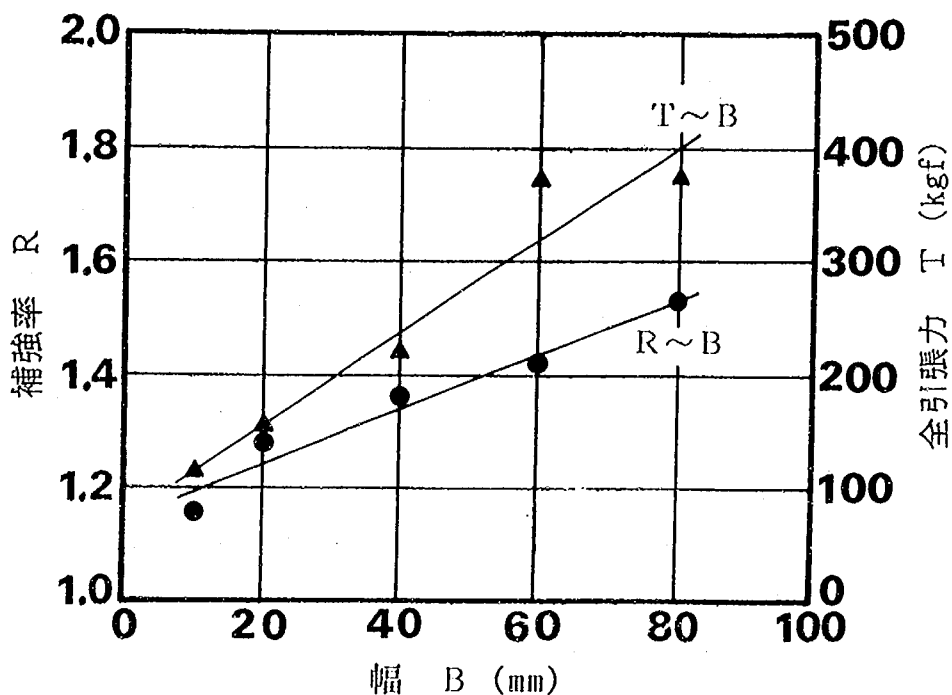


図-4. 29 補強率 R と平面充填率 m 、総引張力 T と平面充填率 m との関係 ($t = 0.4$ mm)

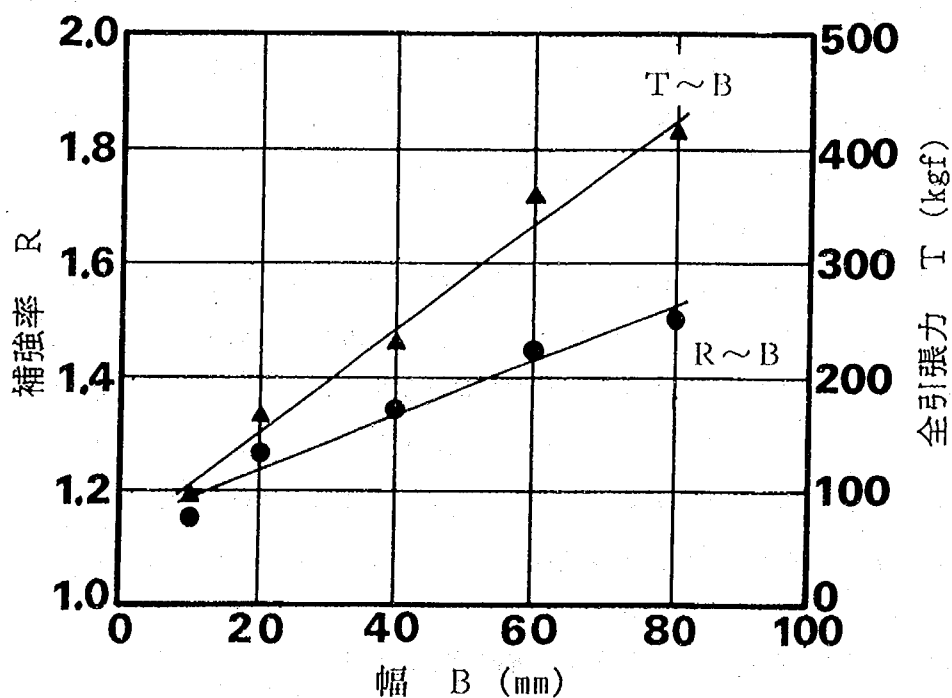


図-4. 30 補強率 R と平面充填率 m 、総引張力 T と平面充填率 m との関係 ($t = 0.8$ mm)

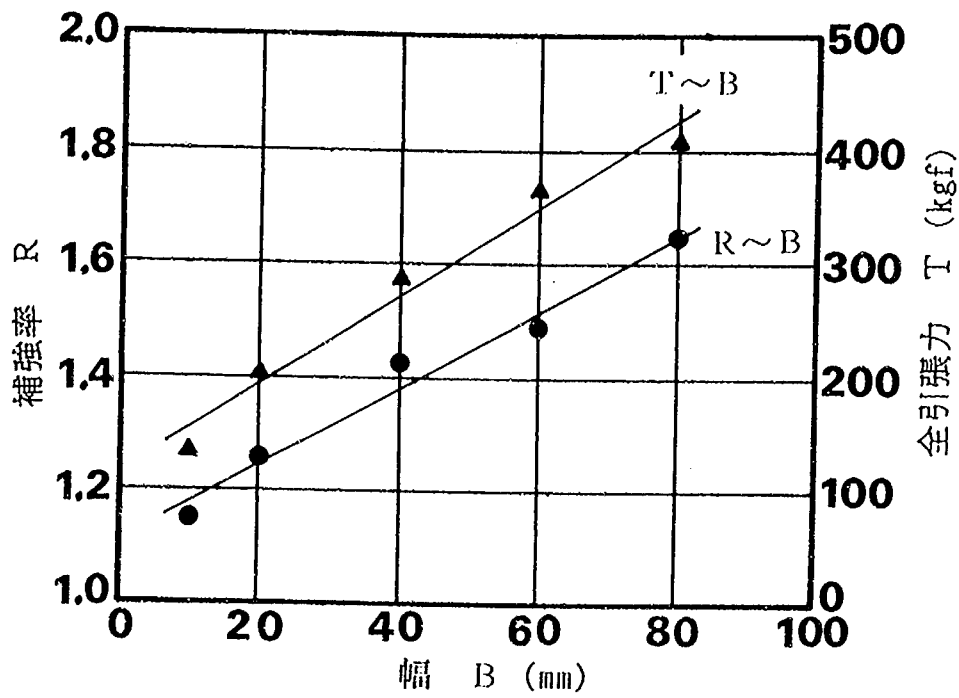


図-4. 3 1 補強率 R と平面充填率 m 、総引張力 T と平面充填率 m との関係 ($t = 1.0$ mm)

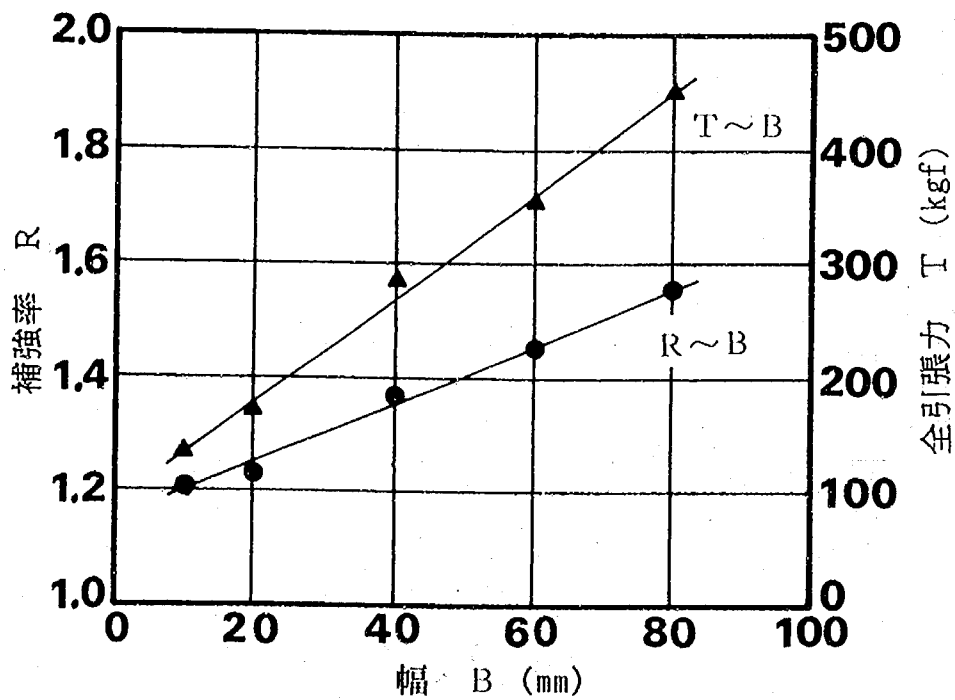


図-4. 3 2 補強率 R と平面充填率 m 、総引張力 T と平面充填率 m との関係 ($t = 2.0$ mm)

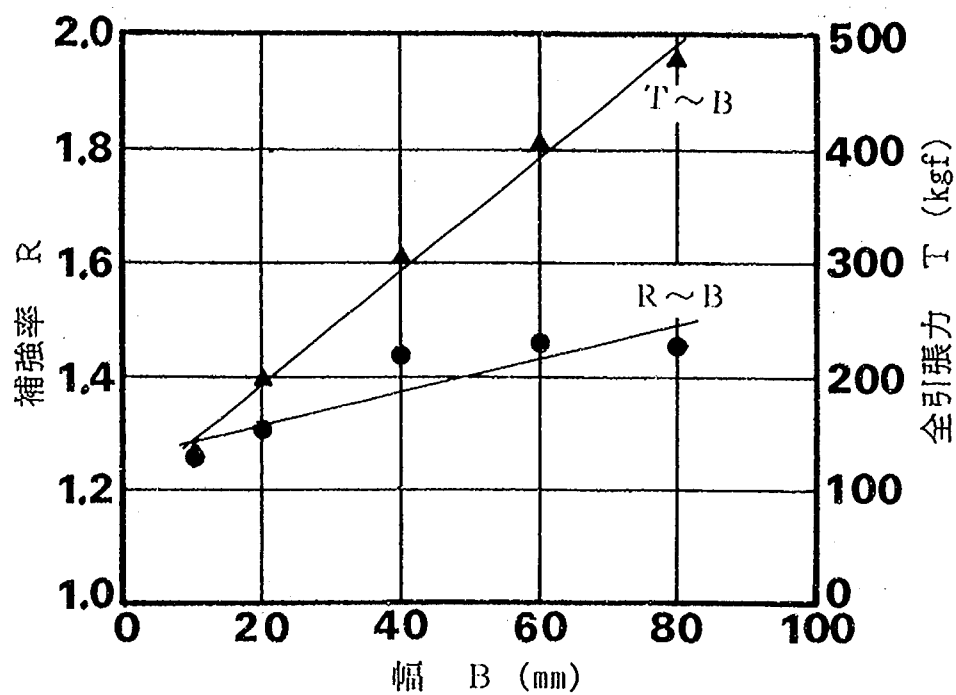


図-4. 3 3 補強率Rと平面充填率m、総引張力Tと平面充填率mとの関係 ($t = 3.0$ mm)

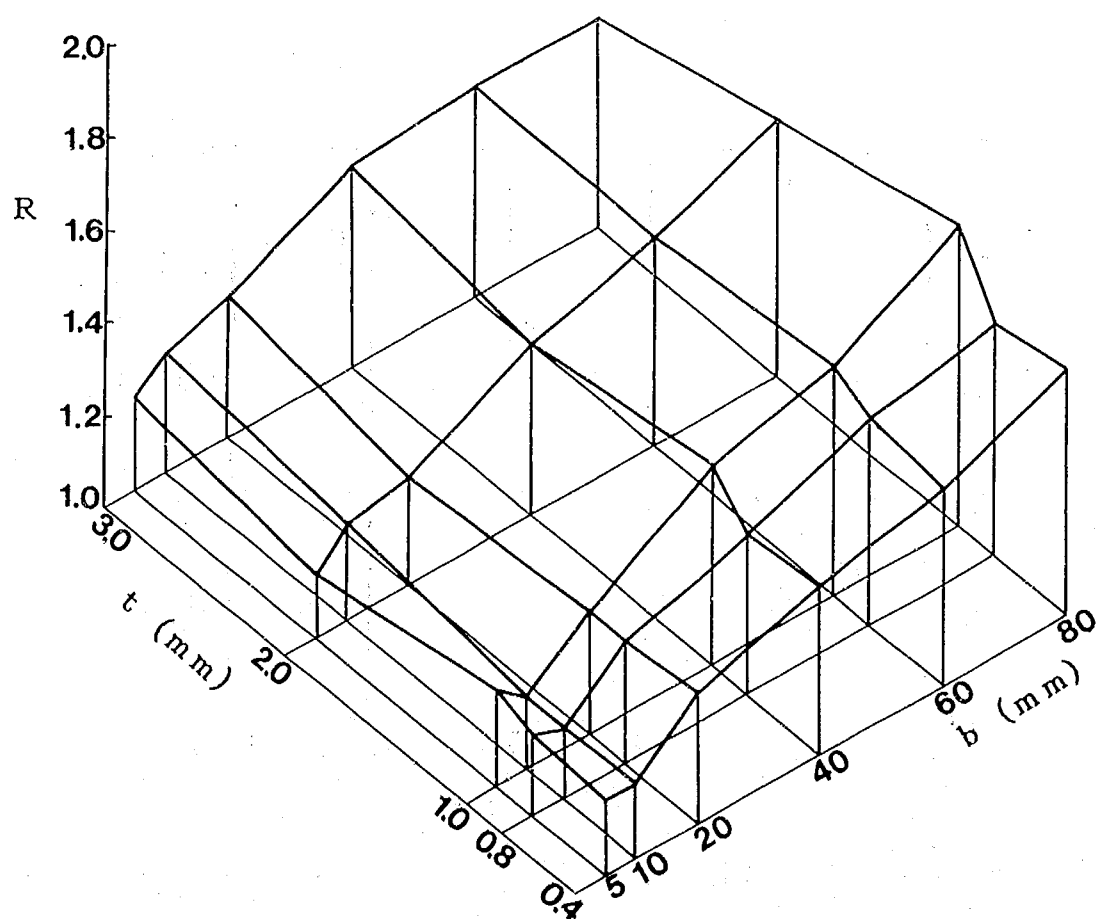


図-4. 3 4 補強材幅b、厚さtと補強率Rの関係

図-4. 35は補強材の単位幅当りの最大せん断応力Q

$$Q = \frac{\tau_{\max}}{b} \quad (4.6)$$

と補強材の断面2次モーメントIの関係を両対数グラフ上に整理したものである。

なお、前シリーズの厚さが0.2mmの補強材の実験結果も併せて載せた。この図から、幅が等しい補強材では、厚さによって断面2次モーメントが変化しても単位幅当りの最大せん断応力はほぼ一定であることがわかる。また、補強材の厚さが等しい場合は、補強材の断面2次モーメントに対して補強材の単位幅当りの最大せん断応力は両対数グラフ上で直線上にあり、これらの間には線形な関係があるといえる。さらに、各補強材の厚さに対する直線は、厚さが0.6mmと1.5mmの場合も含めて、概ね平行であることがわかる。これらのことより帯状補強材を用いた場合の補強効果は補強材の厚さより幅の影響が大きいといえる。

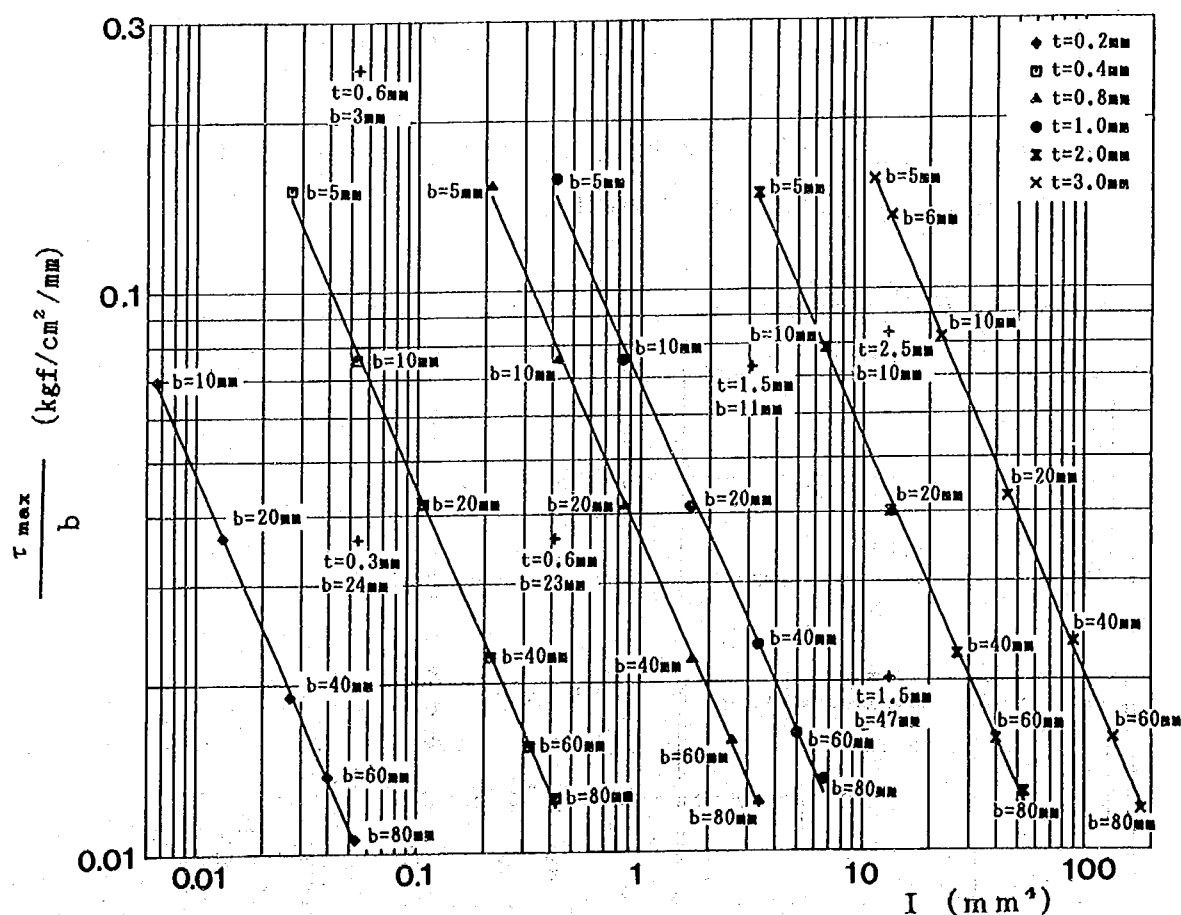


図-4. 35 補強材の単位幅当りの最大せん断応力Qと断面2次モーメントIとの関係

5. 引抜き特性に関する検討

5. 1 実験目的

既往の研究結果及び中型一面せん断試験より、細長比が大きく曲げ剛性が比較的小さい材料を用いた場合、補強効果は主に補強材と土との摩擦によって生じる補強材の引張力の影響を受けることが分かった。しかし、周面摩擦によって発生する補強材の引張力の大きさは補強材に作用する拘束圧と周面の土の物性の影響を大きく受けると考えられるが、その関係が明らかになっていない。また、中型一面せん断試験より、補強効果は補強材の断面形状及び短形断面の補強材では補強材幅の影響を大きく受けるということが分かっており、補強材の形状による摩擦係数の大きさも明らかにする必要があると考えられる。

本章で行った引抜き試験は、補強材の形状・寸法、敷設長の違いによる摩擦係数の大きさを明らかにし、鉄筋挿入工法における補強材の引抜き特性について検討を行うことを目的とした。

5. 2 実験装置の概要

本試験で使用した引抜き試験装置は図-5. 1に示すように、土槽寸法が幅1200mm×高さ600mm×奥行き600mmで、側面の一方には、補強材を設置し、引抜きが出来るようにスリットが設けられている。また、土槽上部、下部には、ゴム袋が取り付けられており、エアコンプレッサーによって、最大2.0kgf/cm²まで加圧できるようになっている。

本試験では、土槽内に搬入する土砂の量を少なくするために、幅400mm×高さ600mm×奥行き600mmの発砲スチロールを、引抜き側とは反対の側面部に設置した。

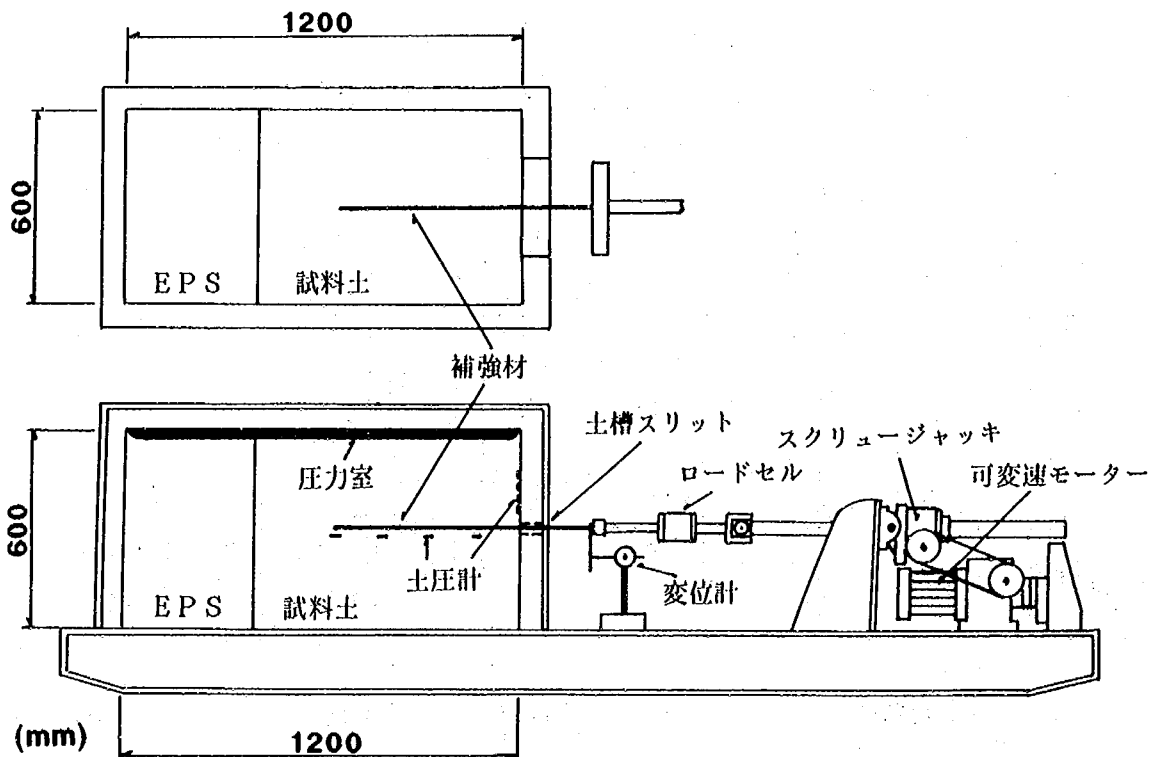


図-5. 1 引抜き試験装置の概要

5. 3 実験概要

5. 3. 1 補強材

補強材はS S 4 1 の鋼材を用いた。補強材と試料土との摩擦を高めるために補強材表面にエポキシ樹脂系の接着剤で試料砂を付着させた。また、引抜き時に補強材に生じる引張力を計測するために、直径 $D = 5 \text{ mm}$ の棒状補強材及び帯状補強材に図- 5. 2 に示すように表裏対称な位置にひずみゲージを貼付けた。実験に用いた補強材の条件を表- 5. 1 に示す。

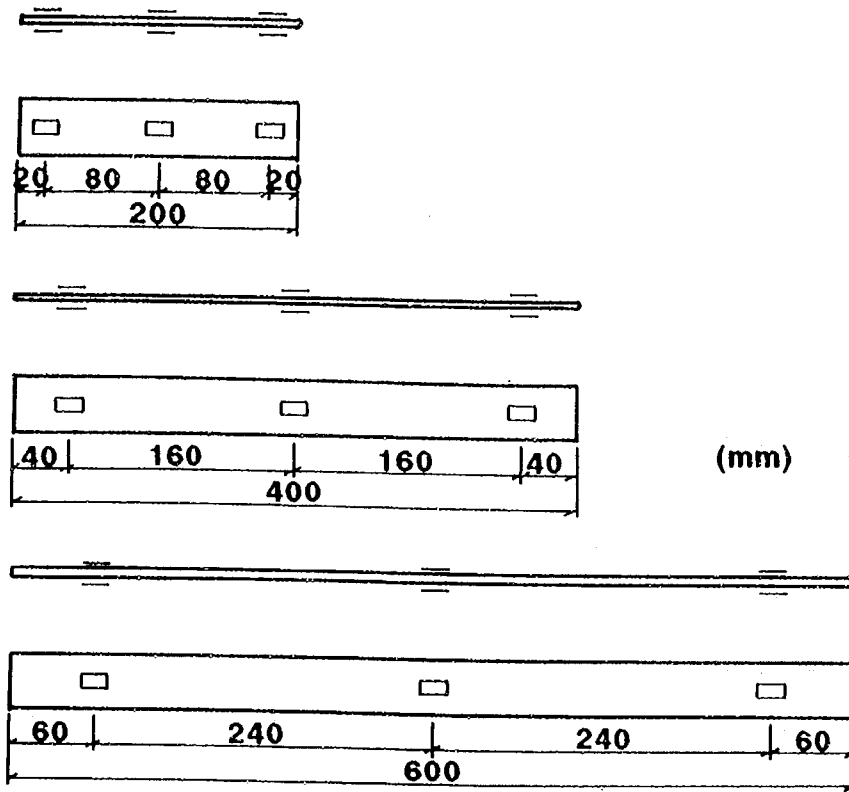


図- 5. 2 ひずみゲージ貼付け位置

表- 5. 1 補強材の条件

	直径 D (mm)	厚さ×幅 $t \times B$ (mm)	表面積 A_s (cm^2/cm)	断面積 A (cm^2)	断面二次モーメント I (cm^4)
棒状補強材	0.3 0.5		0.942 1.571	0.0707 0.1963	0.398×10^{-3} 3.068×10^{-3}
帯状補強材		0.06×1.0 0.06×2.0 0.06×4.0 0.06×8.0 0.12×1.0 0.12×4.0	2.00 4.00 8.00 16.00 2.00 8.00	0.06 0.12 0.24 0.48 0.12 0.48	1.8×10^{-5} 3.6×10^{-5} 7.2×10^{-5} 14.4×10^{-5} 14.4×10^{-5} 57.6×10^{-5}

(注、帯状補強材の表面積には、板厚部を含まない)

5. 3. 2 地盤の作成

試験に使用した地盤の作成方法は、所定の締固め方法に従いながら、気乾状態の豊浦標準砂（最大乾燥密度 $\gamma_{dmax} = 1.664 \text{ g/cm}^3$ 、最小乾燥密度 $\gamma_{dmin} = 1.359 \text{ g/cm}^3$ ）を、土槽の約半分の深さまで搬入する。所定の位置に土圧計を設置し、その上に標準砂を薄く敷く。その後補強材を敷設して、再び所定の締固め方法に従って標準砂を搬入した。地盤は、比較的密な地盤と緩い地盤の2種類作成し、各々の地盤作成時の締固め方法は以下にしたがった。

a) 密な地盤：土槽に適層厚（約10 cm）ずつコンクリート用バイブレーターを、木製の板（幅20 cm × 長さ30 cm）の上から軽く作動させて、土層中央から土層端部に向かう手順で締固めた。

この時、相対密度65%（ $\gamma_d = 1.543 \text{ g/cm}^3$ ）を目標値とした。

b) 緩い地盤：840 μ フルイを用いて、約30 cmの高さから標準砂を自由落下させる。その時、相対密度40%（ $\gamma_d = 1.466 \text{ g/cm}^3$ ）を目標値とした。

試料土の密度測定は、カップリングサンプラー（ $\phi 5 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ ）を3個用意し、土槽内の6箇所において湿潤密度の測定を行い、その平均値より相対密度を求めた。なお、予め試験実施前に標準砂の含水比を測定しておいた。

5. 3. 3 実験方法及び測定方法

土槽内に試料砂を搬入した後、土槽上部に蓋を設置し、その状態で初期値をとった。その後、所定の値まで徐々に上載圧を増加していき、所定の値に達した後10分間放置した。上載圧を一定に保ちながら、速度1.0 mm/minにて引抜きを行い、この時、データロガーを介してフロップीडesktopに以下のデータを収集している。上載圧は、各々の補強材に対して $\sigma = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\sigma = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\sigma = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ の3種類とした。また、引抜き時の補強材周辺の鉛直土圧及び引抜き側の側面の水平土圧変化を測定するために、補強材の下部および土槽の引抜き側側面に土圧計を設置して土圧を測定した。土圧計は、補強材の後端部から補強材の敷設長を4等分した位置とスリットから上へ5 cm、7.5 cm、10 cm、15 cmの側面に設置した。

計測項目、使用機器は以下のとおりである。

・計測項目

引抜き力、引抜き量、土圧（鉛直、水平）、補強材に発生する引張力

・使用機器

変位計、ロードセル、パーソナルコンピューター、データロガー、スキャナ

5. 3. 4 試験ケース

実験は、棒状・帯状補強材に対して表-5.2の条件で行った。

表-5. 2 実験ケース

(1) 帯状補強材

幅 B	敷設長 L	$\sigma=0.2\text{kgf/cm}^2$		$\sigma=0.4\text{kgf/cm}^2$		$\sigma=0.6\text{kgf/cm}^2$	
		密な地盤	緩い地盤	密な地盤	緩い地盤	密な地盤	緩い地盤
1.0cm	20cm	○	○	○	—	○	○
	40cm	○	○	○	—	○	○
	60cm	○	—	—	—	—	—
2.0cm	20cm	○	○	○	○	○	○
	40cm	○	○	○	○	○	○
	60cm	○	○	○	○	○	○
4.0cm	20cm	○	—	—	—	—	—
	40cm	○	○	○	—	○	○
	60cm	○	○	○	—	○	○
8.0cm	40cm	○	—	—	—	—	—

(2) 棒状補強材

直 径 D	敷設長 L	$\sigma=0.2\text{kgf/cm}^2$		$\sigma=0.4\text{kgf/cm}^2$		$\sigma=0.6\text{kgf/cm}^2$	
		密な地盤	緩い地盤	密な地盤	緩い地盤	密な地盤	緩い地盤
5mm	20cm	○	○	○	—	○	○
	40cm	○	○	○	—	○	○
	60cm	○	○	○	—	○	○
3mm	40cm	○	—	○	—	○	—
	60cm	○	—	○	—	○	—
	80cm	○	—	○	—	○	—

5. 4 実験結果

5. 4. 1 地盤の締固め度

地盤の締固め度は、相対密度によって評価している。密な地盤において測定した湿潤密度、相対密度を表-5. 3、また緩い地盤における湿潤密度と相対密度を表-5. 4、5. 5に示す。これより、密な地盤における相対密度は65%程度、緩い地盤における相対密度40%程度であり、ほぼ目標値を達成している。

なお、上載圧 $\sigma = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ における帯状補強材、及び各上載圧における棒状補強材については測定を行っていないが、同一手法により締固めを行ったため、表-5. 3を参考にして相対密度は65%程度であったと思われる。

表-5. 3 密な地盤における相対密度（帯状補強材）

補強材幅 B	敷設長 L	$\sigma = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$		$\sigma = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$		$\sigma = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$	
		湿潤密度 (gf/cm^3)	相対密度 (%)	湿潤密度 (gf/cm^3)	相対密度 (%)	湿潤密度 (gf/cm^3)	相対密度 (%)
1.0cm	20cm	—	—	1.564	68.2	1.570	70.0
	40cm	—	—	1.565	68.5	1.565	68.5
	60cm	—	—	—	—	—	—
2.0cm	20cm	—	—	1.554	65.1	1.561	67.2
	40cm	—	—	1.548	63.2	1.545	62.2
	60cm	—	—	1.545	62.2	1.565	68.5
4.0cm	20cm	—	—	—	—	—	—
	40cm	—	—	1.540	60.7	1.558	66.3
	60cm	—	—	1.558	66.3	1.556	65.7

表-5.4 緩い地盤における相対密度(帯状補強材)

		$\sigma = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$		$\sigma = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$		$\sigma = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$	
補強材幅 B	敷設長 L	湿潤密度 (gf/cm^3)	相対密度 (%)	湿潤密度 (gf/cm^3)	相対密度 (%)	湿潤密度 (gf/cm^3)	相対密度 (%)
1.0cm	20cm	1.459	33.9	—	—	1.491	44.6
	40cm	1.500	47.6	—	—	1.467	36.7
	60cm	—	—	—	—	—	—
2.0cm	20cm	1.478	40.2	1.479	40.5	1.478	40.2
	40cm	1.479	40.5	1.485	42.6	1.496	46.3
	60cm	1.475	39.5	1.456	32.8	1.465	36.0
4.0cm	20cm	—	—	—	—	—	—
	40cm	1.505	49.3	—	—	1.477	39.8
	60cm	1.462	34.9	—	—	1.487	43.2

表-5.5 緩い地盤における相対密度(棒状補強材)

		$\sigma = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$		$\sigma = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$		$\sigma = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$	
直径 D	敷設長 L	湿潤密度 (gf/cm^3)	相対密度 (%)	湿潤密度 (gf/cm^3)	相対密度 (%)	湿潤密度 (gf/cm^3)	相対密度 (%)
5mm	20cm	1.479	40.5	—	—	1.464	35.6
	40cm	1.494	45.6	—	—	1.465	36.0
	60cm	1.455	32.5	—	—	1.482	41.5

5. 4. 2 引抜き力と引抜き変位量

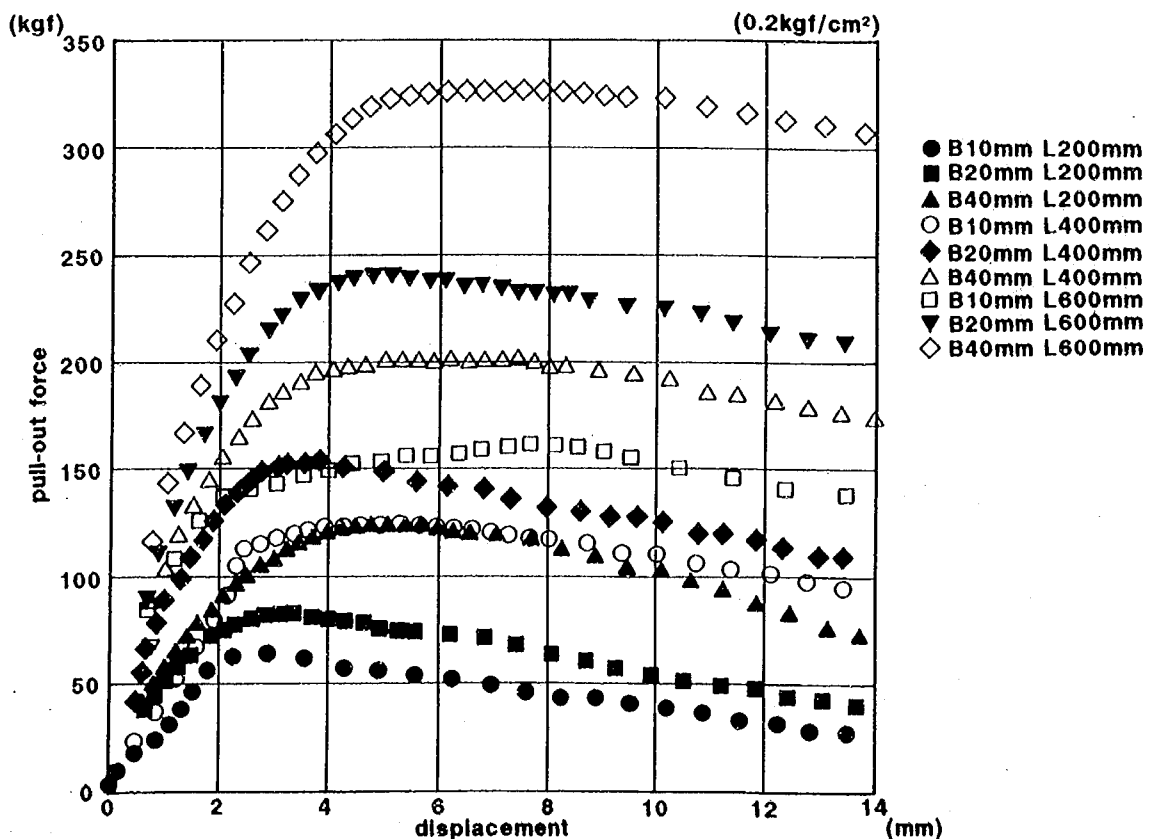
1) 帯状補強材

a) 板厚 $t = 0.6$ mmの場合

図-5.3、図-5.4に密な地盤及び緩い地盤における各上載圧の帯状補強材の引抜き力と引抜き変位量の関係を示す。なお、密な地盤における上載圧 $\sigma = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ の時の敷設長 $L = 60 \text{ cm}$ 幅 $B = 20 \text{ mm}$ 及び幅 $B = 40 \text{ mm}$ 、敷設長 $L = 40 \text{ cm}$ 幅 $B = 10 \text{ mm}$ の条件、また、緩い地盤における上載圧 $\sigma = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ の時の敷設長 $L = 40 \text{ cm}$ 幅 $B = 10 \text{ mm}$ の条件については、引抜き中に補強材が部分的に破断したため取り上げていない。

この2つのグラフより次のことがわかる。

- ・密な地盤、緩い地盤のいずれの地盤においても、補強材の表面積が大きくなるほど、また上載圧が大きくなるほど、最大引抜き力が大きくなる。
- ・引抜き力のピークが生じる位置は、引抜き変位量が3～6 mmに達した時であり、密な地盤ほどピークが明確に生じる。
- ・密な地盤の場合、最大引抜き力に達した後、引抜き変位量が増えるにしたがって、引抜き力は徐々に減少していき、その減少量は、補強材幅が大きいほど緩やかになる傾向にある。
- ・緩い地盤においては、密な地盤と比較すると、引抜き力のピークが明確に生じない。



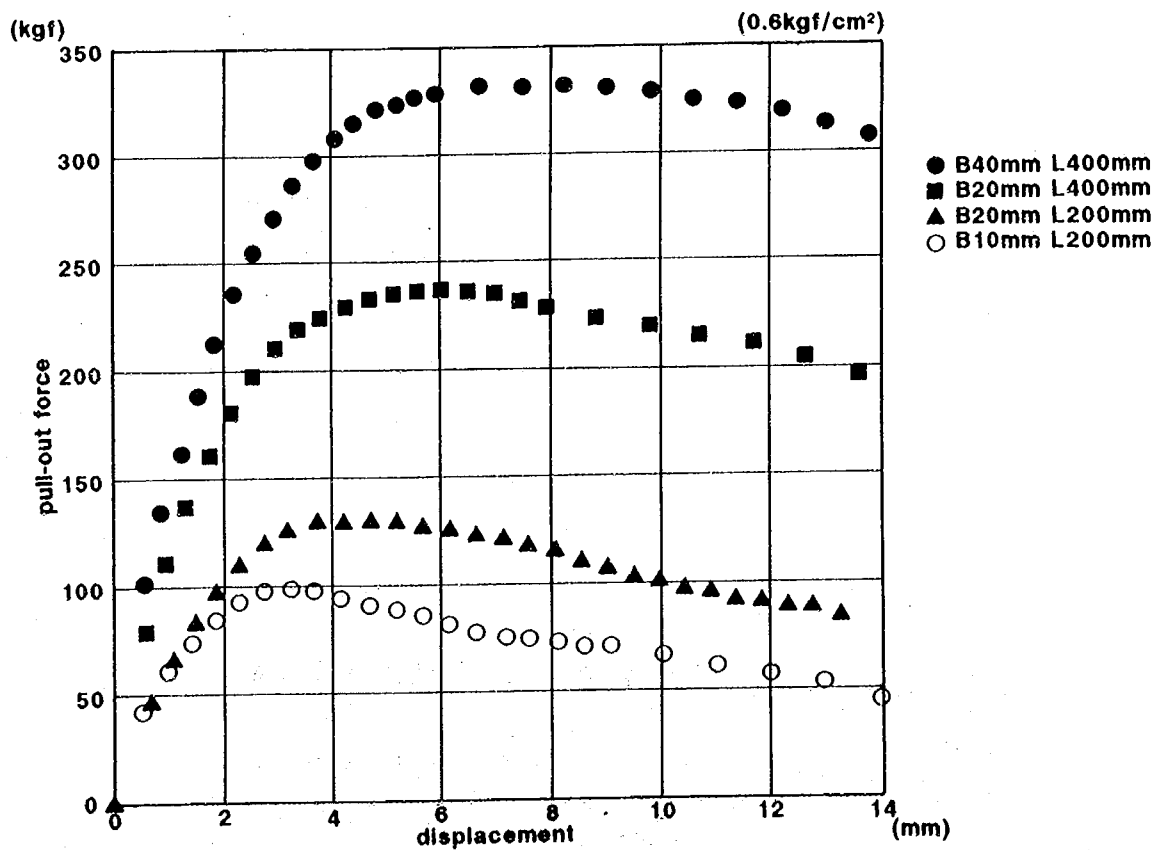
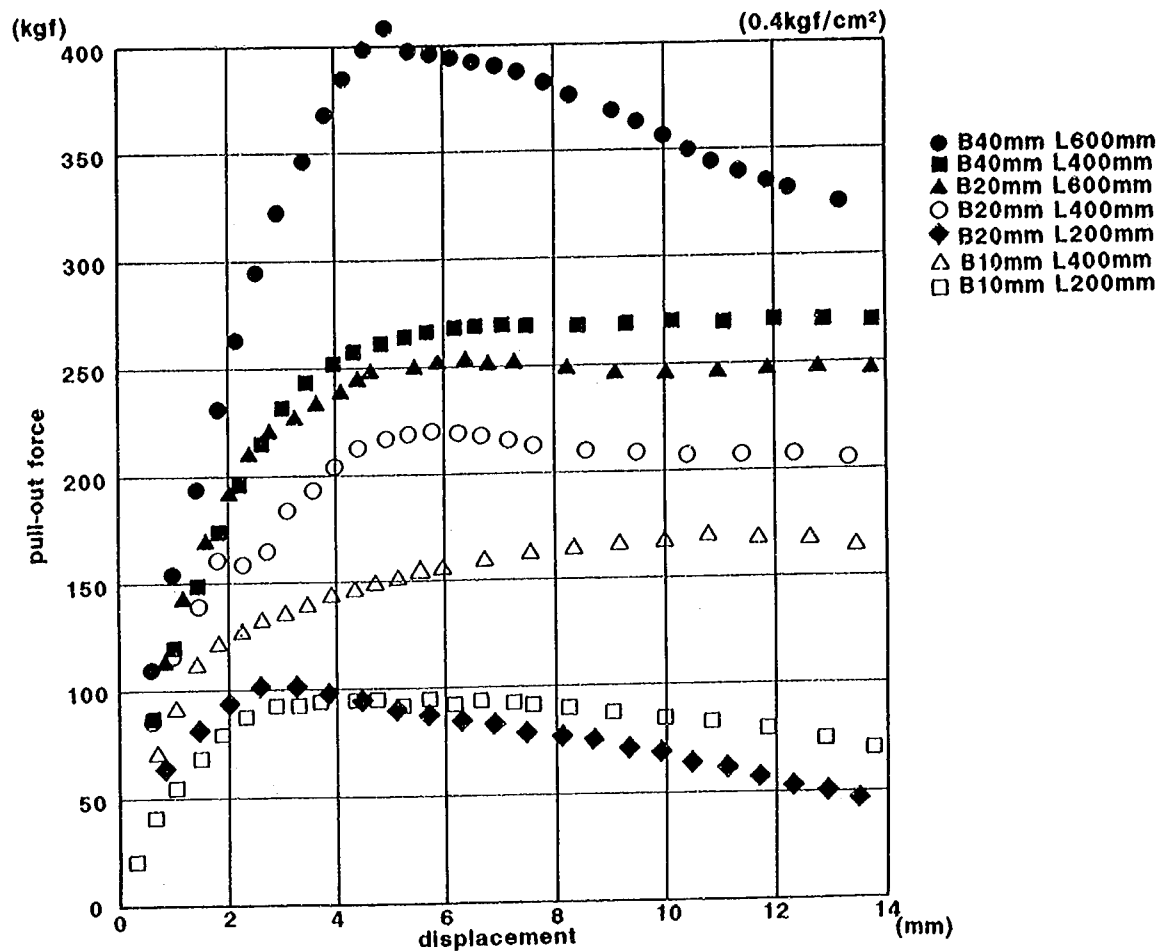
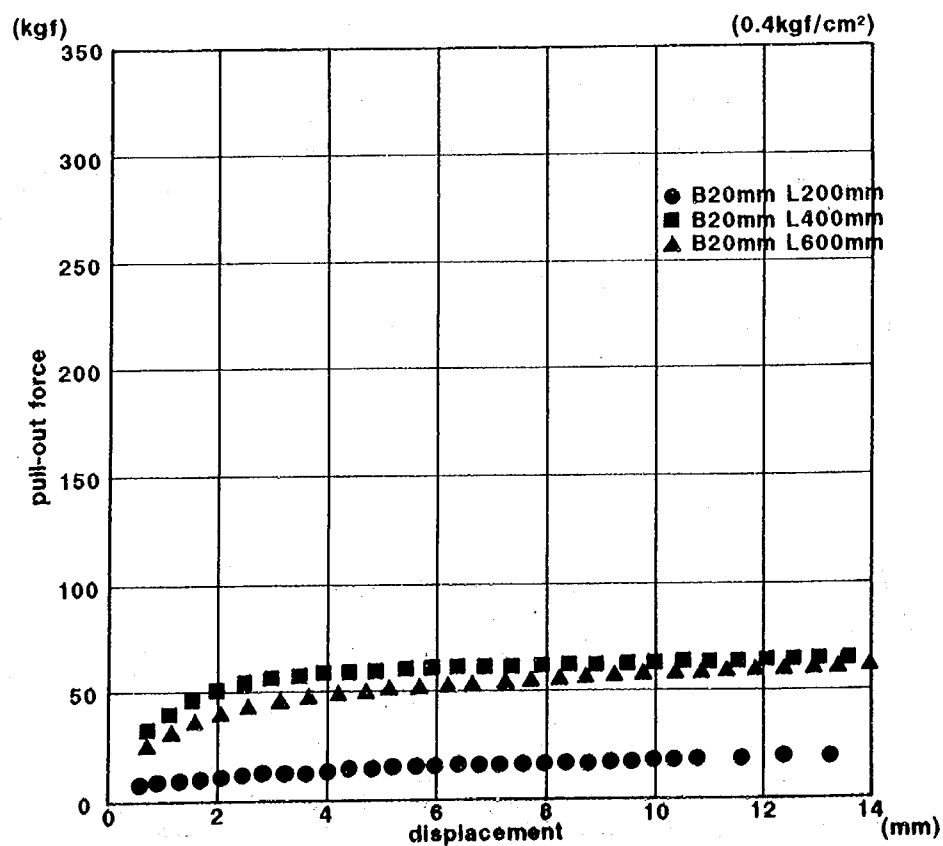
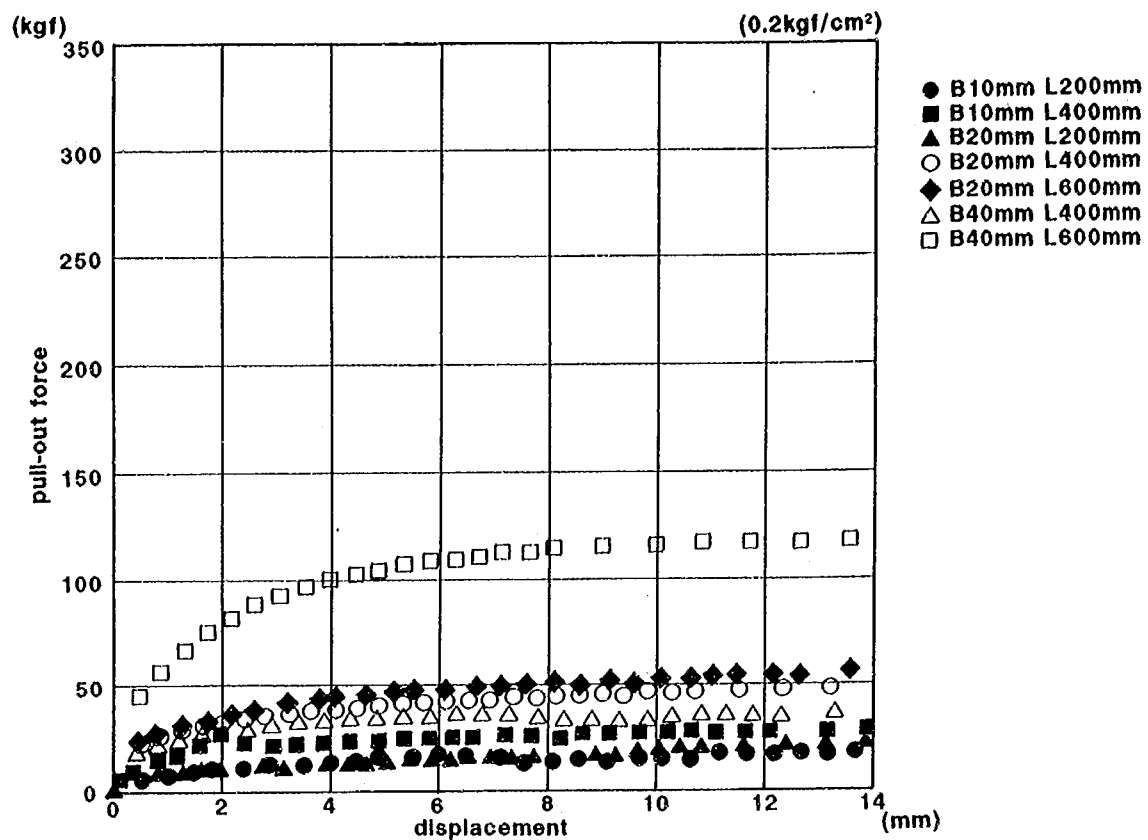
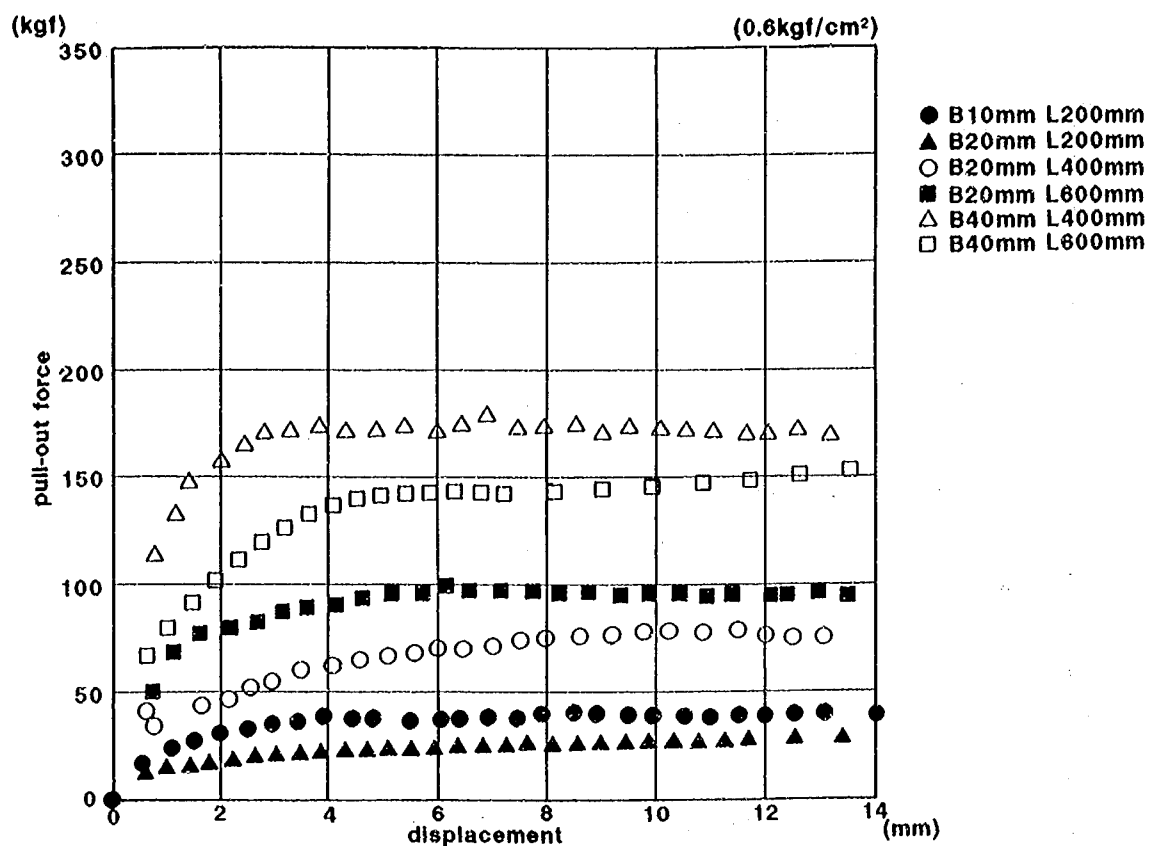


図-5. 3 帯状補強材の引抜き力と引抜き変位量の関係 (密な地盤、板厚 $t = 0.6$ mm)





図－5. 4 帯状補強材の引抜き力と引抜き変位量の関係（緩い地盤、板厚 $t = 0.6$ mm）

b) 板厚 $t = 1.2$ mmの場合

図－5. 5に密な地盤における上載圧 $\sigma = 0.2$ kgf/cm²の時の敷設長 $L = 60$ cm幅 $B = 10$ mm及び幅 $B = 40$ mm、それぞれの補強材で板厚 $t = 0.6$ mm、 1.2 mmの場合の引抜き力と引抜き変位量の関係を示す。この図より次のことがわかる。

- ・最大引抜き力には、板厚の違いによる影響は見られず、板厚 $t = 0.6$ mm、 1.2 mmの場合の最大引抜き力の値はほぼ等しい。
- ・最大引抜き力に達した後の引抜き力の減少量は、板厚 $t = 1.2$ mmの方が大きい。

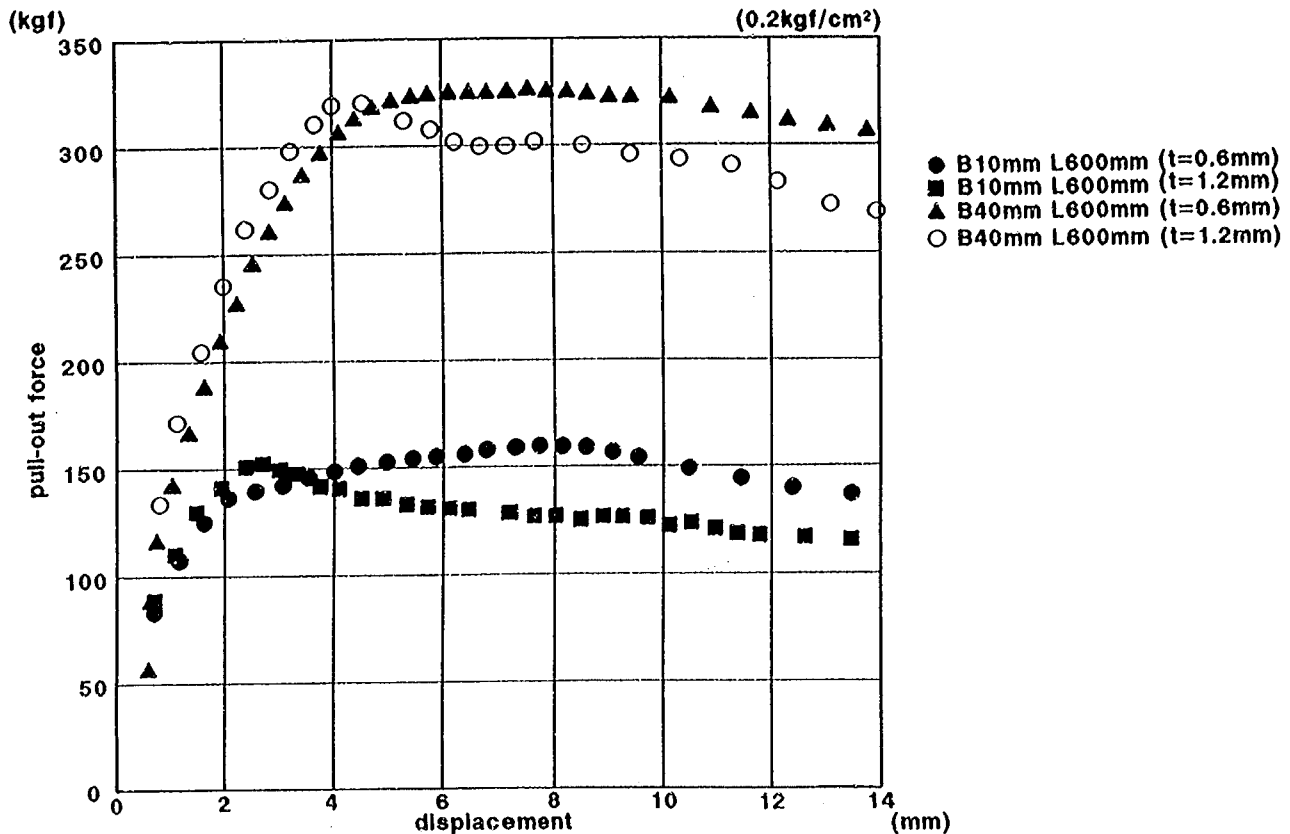


図- 5. 5 带状補強材の引抜き力と引抜き変位量の関係（密な地盤、板厚 $t = 0.6 \text{ mm}$ と $t = 1.2 \text{ mm}$ ）

2) 棒状補強材

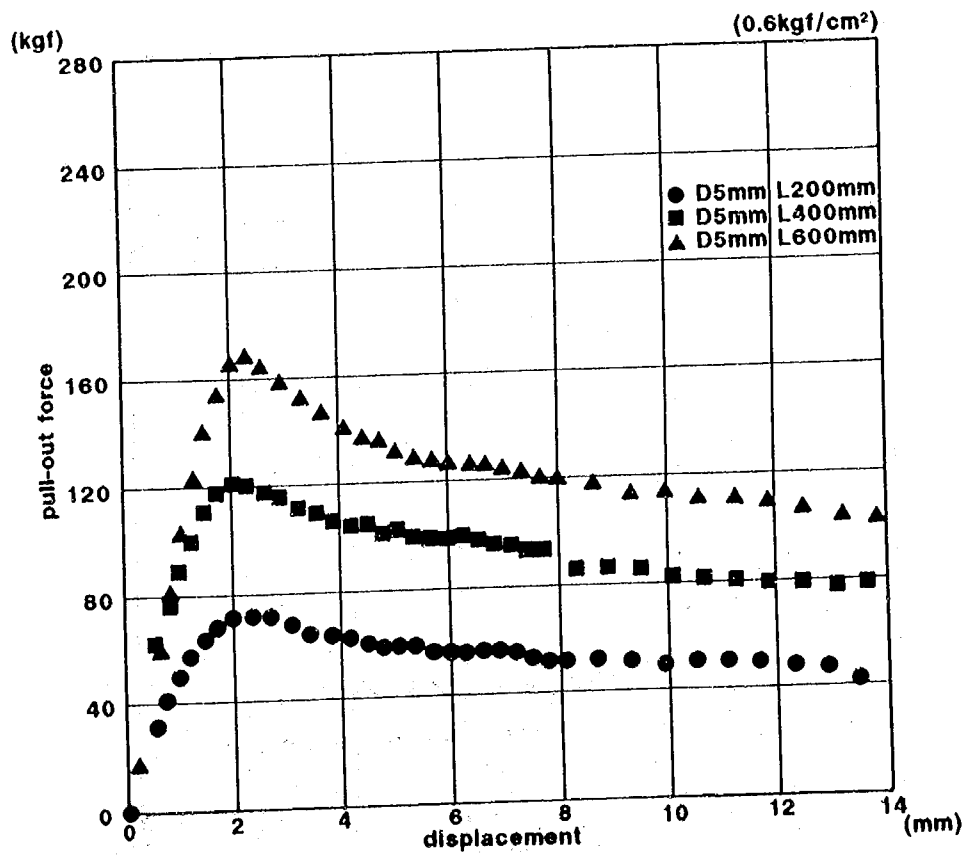
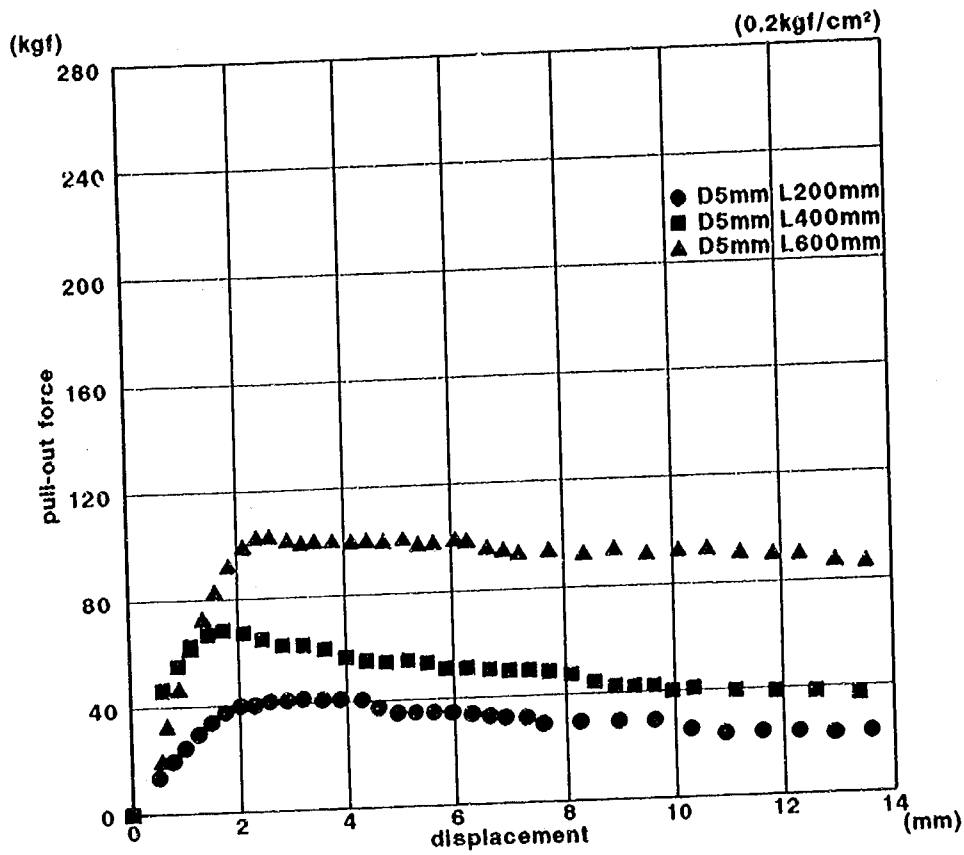
図- 5. 6 及び図- 5. 7 に密な地盤における各上載圧の時の棒状補強材径 $D = 5 \text{ mm}$ 、 3 mm の引抜き力と引抜き変位量の関係を示す。また、図- 5. 8 に緩い地盤における各上載圧の時の棒状補強材径 $D = 5 \text{ mm}$ の引抜き力と引抜き変位量の関係を示す。

この三つのグラフより、次のことがわかる。

- ・ 密な地盤、緩い地盤にかかわらず、補強材の表面積が大きくなるほど、また上載圧が大きいほど、最大引抜き力が大きくなる。その値は、密な地盤の方が、緩い地盤より 3 ～ 4 倍程度大きい。
- ・ 径 $D = 5 \text{ mm}$ の場合、最大引抜き力が生じる位置は、最大引抜き量がおおよそ 2 mm に達したときであり、带状補強材より早い段階で生じている。
- ・ 最大引抜き力に達した後、引抜き変位量が増えるにしたがって、引抜き力は減少していくが、その減少量は補強材敷設長が短いほど、また上載圧が大きいほど大きい。
- ・ 最大引抜き力に達した後の減少量は、带状補強材と比較して大きい。
- ・ 径 $D = 3 \text{ mm}$ の場合、補強材の敷設長が長く上載圧が大きい条件においては、ピークが二つ存在する。

これは、地盤内において、補強材の下向きの曲がりが大きかったためと思われる。

なお、最初のピークまでの曲線勾配と、二つ目のピークまでの勾配がほぼ等しいことがわかる。



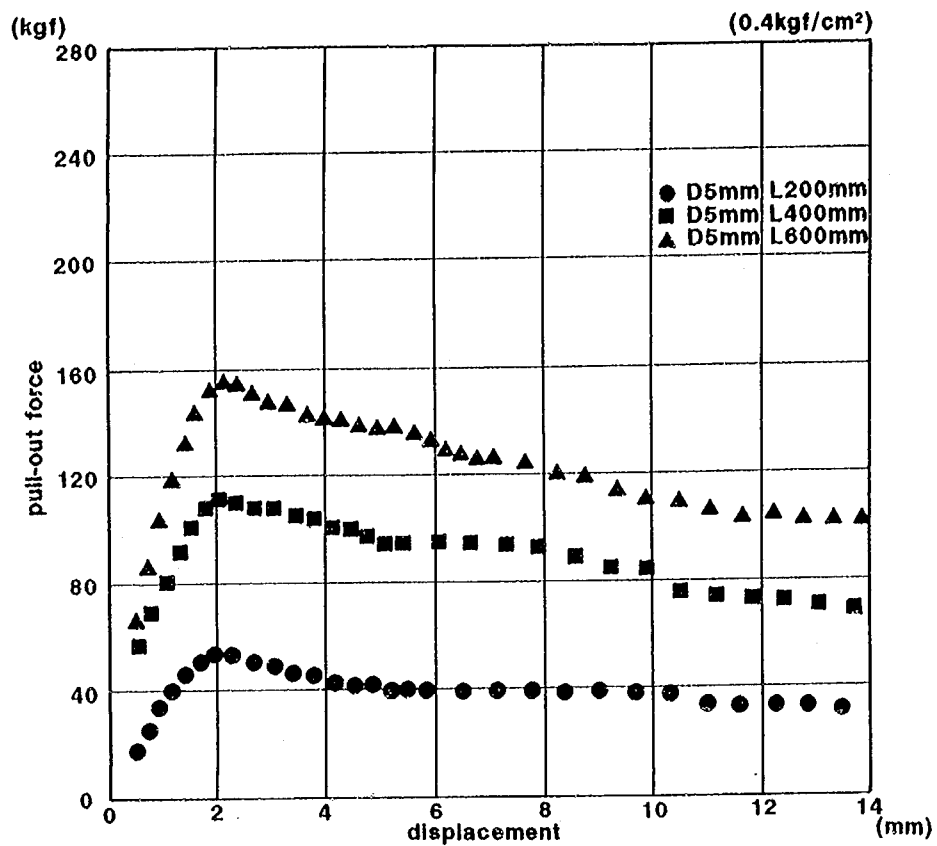
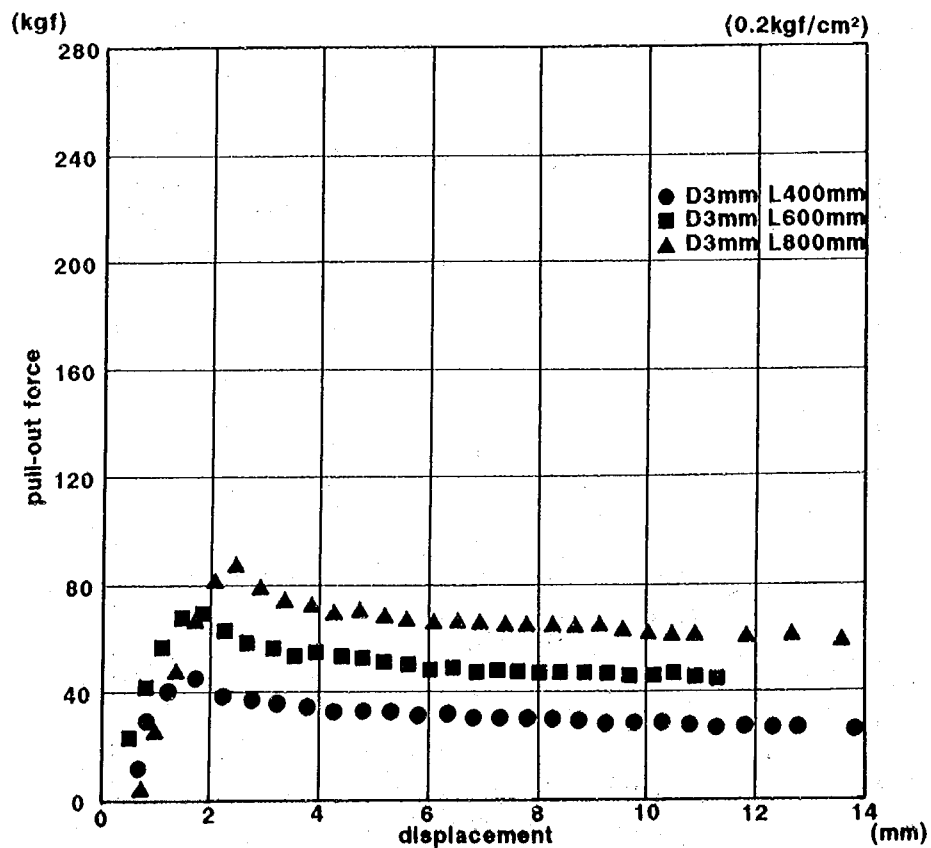


図-5. 6 棒状補強材の引抜き力と引抜き変位量の関係 (密な地盤、径 $D = 5 \text{ mm}$)



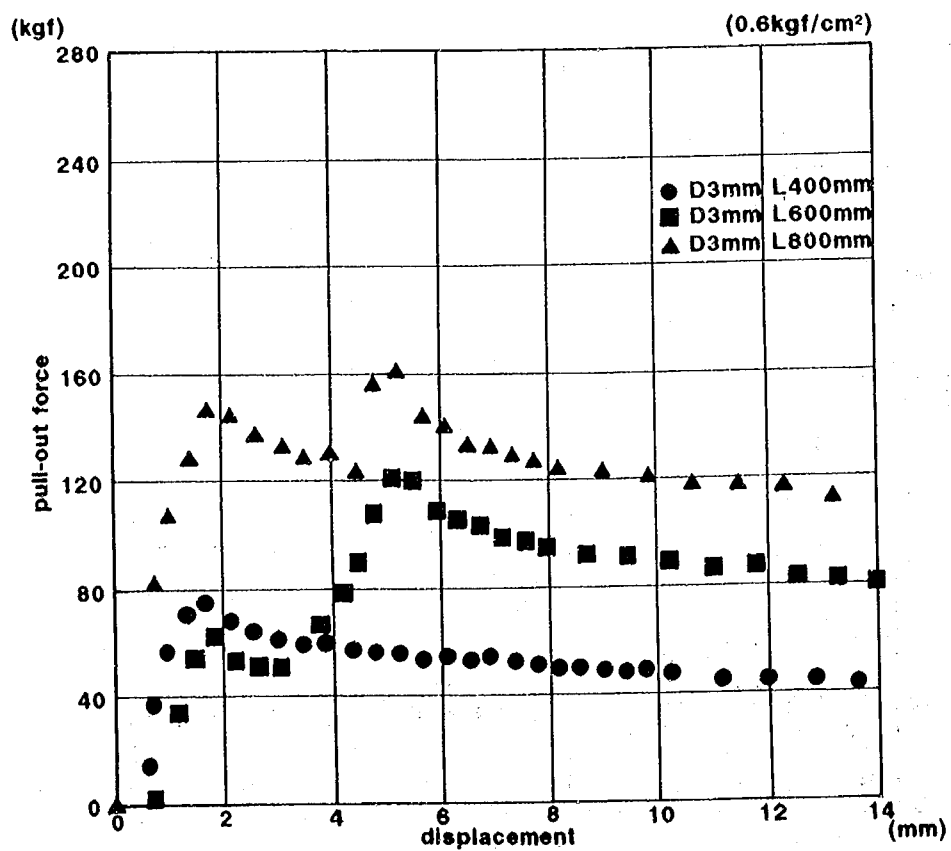
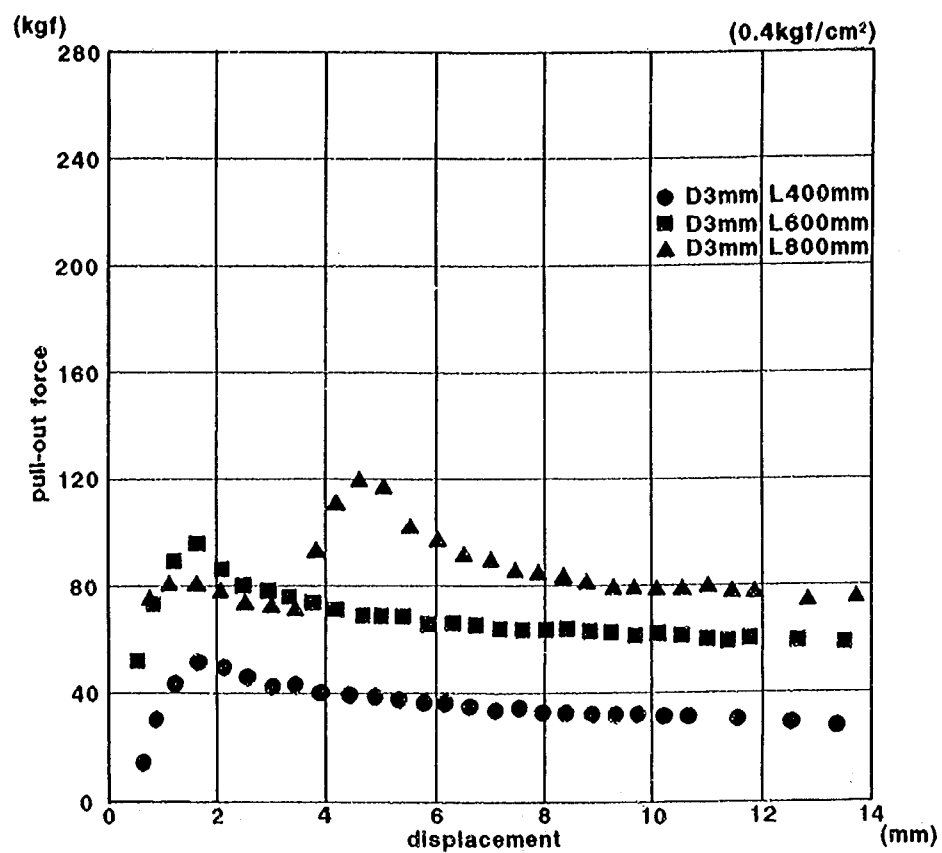


図-5.7 棒状補強材の引抜き力と引抜き変位量の関係 (密な地盤、径D=3mm)

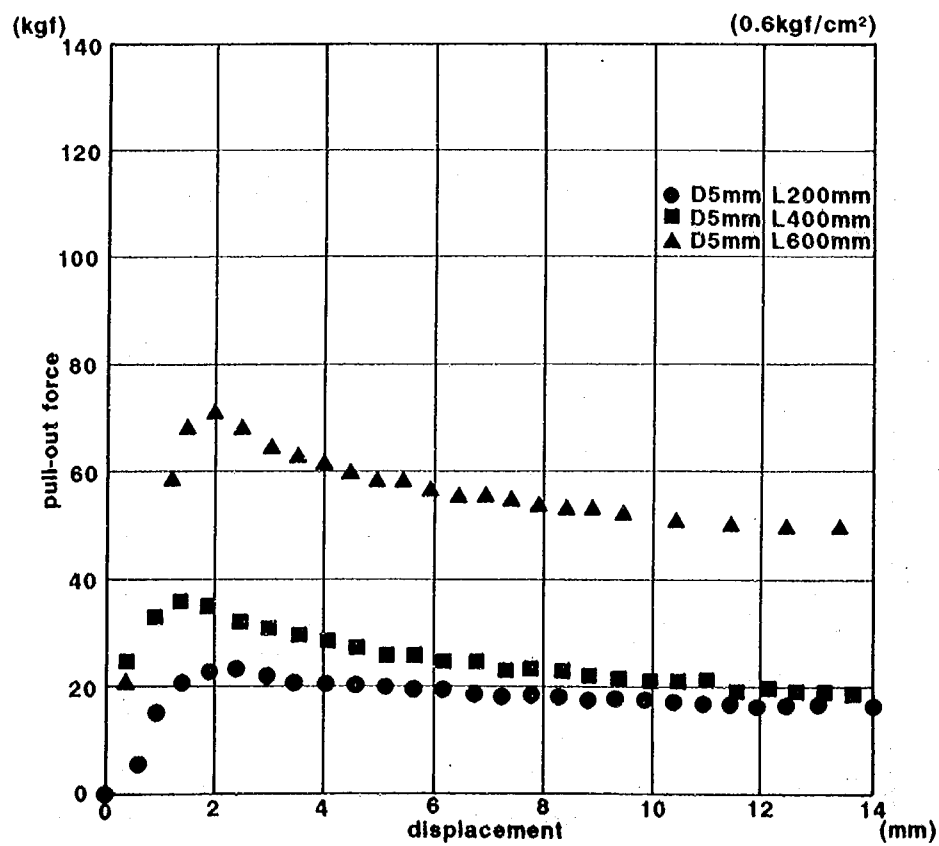
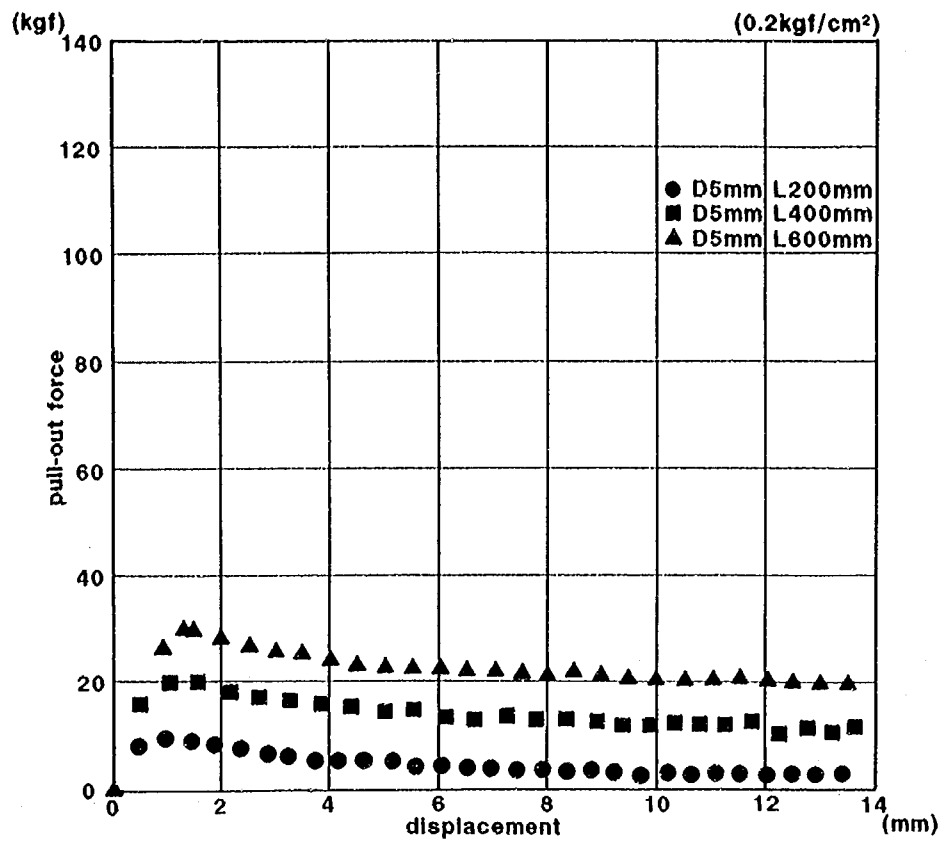


図-5. 8 棒状補強材の引抜き力と引抜き変位量の関係 (緩い地盤、径D = 5mm)

5. 4. 3 引抜きせん断応力

引抜き力を補強材の表面積（帯状補強材の場合、板厚部は考慮しない）で除した値を引抜きせん断応力とする。

1) 帯状補強材

表-5. 6、表-5. 7に、帯状補強材の密な地盤及び緩い地盤における各土載圧の最大引抜き力と最大引抜きせん断応力をまとめて示した。

表-5. 6 帯状補強材の最大引抜き力（密な地盤）

補強材幅 B	定着長 L	$\sigma = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$		$\sigma = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$		$\sigma = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$	
		P _{max} (kgf)	τ_{max} (kgf/cm ²)	P _{max} (kgf)	τ_{max} (kgf/cm ²)	P _{max} (kgf)	τ_{max} (kgf/cm ²)
1.0cm	20cm	65.5	1.638	95.5	2.388	156.0	3.900
	40cm	124.1	1.551	169.5	2.119	—	—
	60cm	160.5	1.338	—	—	—	—
	平 均	—	1.509	—	2.254	—	3.900
2.0cm	20cm	82.8	1.035	102.5	1.281	130.0	1.625
	40cm	152.8	0.955	220.0	1.375	237.0	1.481
	60cm	240.5	1.002	253.5	1.056	—	—
	平 均	—	0.997	—	1.237	—	1.553
4.0cm	20cm	123.1	0.769	—	—	—	—
	40cm	201.0	0.628	271.0	0.847	332.0	1.038
	60cm	325.5	0.678	408.5	0.851	—	—
	平 均	—	0.692	—	0.849	—	1.038

表- 5. 7 带状補強材の最大引抜き力 (緩い地盤)

		$\sigma = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$		$\sigma = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$		$\sigma = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$	
補強材幅 B	定着長 L	P _{max} (kgf)	τ_{max} (kgf/cm ²)	P _{max} (kgf)	τ_{max} (kgf/cm ²)	P _{max} (kgf)	τ_{max} (kgf/cm ²)
1.0cm	20cm	20.2	0.505	—	—	42.1	1.053
	40cm	30.9	0.386	—	—	部材破断	—
	60cm	—	—	—	—	—	—
	平 均	—	0.446	—	—	—	1.053
2.0cm	20cm	24.5	0.306	23.3	0.291	33.2	0.415
	40cm	51.9	0.324	66.3	0.414	79.5	0.497
	60cm	59.3	0.247	64.6	0.269	99.0	0.412
	平 均	—	0.292	—	0.325	—	0.441
4.0cm	20cm	—	—	—	—	—	—
	40cm	38.7	0.121	—	—	181.4	0.567
	60cm	123.0	0.256	—	—	155.0	0.323
	平 均	—	0.189	—	—	—	0.445

2) 棒状補強材

表- 5. 8、表- 5. 9 に、棒状補強材の密な地盤及び緩い地盤における各上載圧の最大引抜き力と最大引抜きせん断応力をまとめて示した。

表- 5. 8 棒状補強材の最大引抜き力 (密な地盤)

		$\sigma = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$		$\sigma = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$		$\sigma = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$	
直 径 D	定着長 L	P _{max} (kgf)	τ_{max} (kgf/cm ²)	P _{max} (kgf)	τ_{max} (kgf/cm ²)	P _{max} (kgf)	τ_{max} (kgf/cm ²)
5mm	20cm	42.0	1.338	53.2	1.694	72.3	2.303
	40cm	68.3	1.088	111.1	1.769	121.0	1.927
	60cm	103.0	1.093	155.5	1.651	168.5	1.789
	平 均	—	1.173	—	1.705	—	2.006
3mm	20cm	42.0	1.215	52.6	1.395	75.1	1.992
	40cm	70.5	1.248	96.1	1.701	124.0	2.195
	60cm	87.5	1.161	121.1	1.606	162.3	2.153
	平 均	—	1.208	—	1.567	—	2.113
平 均		—	1.191	—	1.636	—	2.060

表- 5. 9 棒状補強材の最大引抜き力 (緩い地盤)

		$\sigma = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$		$\sigma = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$		$\sigma = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$	
直 径 D	定着長 L	P _{max} (kgf)	τ_{max} (kgf/cm ²)	P _{max} (kgf)	τ_{max} (kgf/cm ²)	P _{max} (kgf)	τ_{max} (kgf/cm ²)
5mm	20cm	9.8	0.312	—	—	23.7	0.754
	40cm	20.3	0.323	—	—	36.9	0.587
	60cm	30.5	0.324	—	—	71.0	0.753
	平 均	—	0.363	—	—	—	0.698

図- 5. 9 には密な地盤及び緩い地盤における上載圧 $\sigma = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ の時の各帯状補強材の全表面積と最大引抜きせん断応力の関係を示す。この図より、次のことがわかる。

- ・補強材の敷設長が同一の場合、最大引抜きせん断応力は補強材幅が小さいほど大きな値を示す。
- ・補強材幅が大きくなるにつれて最大引抜きせん断応力は小さくなるが、ある補強材幅を越えるとその減少量は小さくなり一定の値に近づいていく傾向にある。
- ・補強材幅が同一の場合、最大引抜きせん断応力は補強材の敷設長に関係なくほぼ一定である。
- ・緩い地盤の場合、密な地盤ほど顕著ではないが密な地盤と同様な傾向を示している。

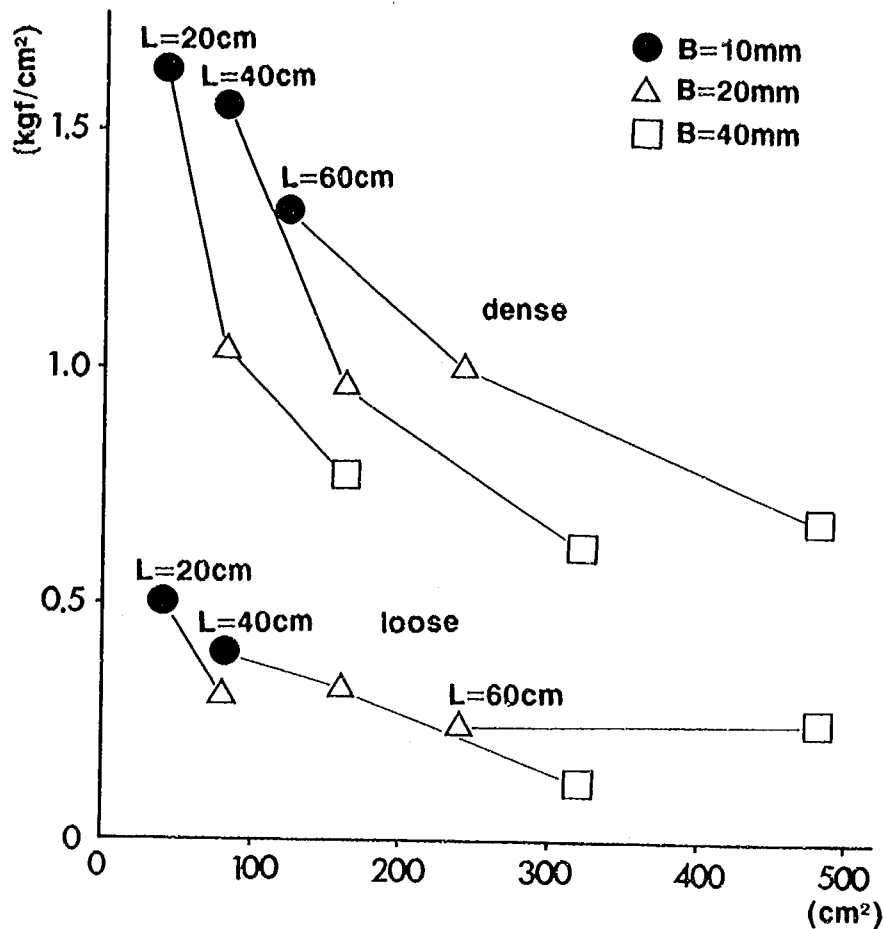


図-5. 9 带状補強材の全表面積と最大引抜きせん断応力の関係

図-5. 10は、密な地盤における上載圧 $\sigma = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ で補強材幅 $B = 20 \text{ mm}$ の場合の引抜きせん断応力と引抜き変位量の関係を示している。この図からも最大引抜きせん断応力は補強材の敷設長に関係なくほぼ同一の値を示していることがわかる。また、補強材幅が一定の場合、ピークに達するまでの勾配は補強材の敷設長に関係なくほぼ一定であるが、ピークに達した後の減少量は敷設長が短いほど大きいことがわかる。

図-5. 11は、緩い地盤における同一の関係を示しているが、この場合、密な地盤で現れているような明確なピークは現れていない。しかし、敷設長 40 cm における引抜きせん断応力は他の2ケースと比較してわずかに大きな値を示しているが、緩い地盤においても補強材幅が一定の場合には引抜きせん断応力は敷設長に関係なくほぼ等しいと考えてよいであろう。このような傾向は、幅 $B = 10 \text{ mm}$ 及び 40 mm の場合にも現れており、带状補強材の引抜きせん断応力は補強材幅の影響を強く受けると考えられる。

図-5. 12は、密な地盤における上載圧 $\sigma = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ の敷設長 $L = 60 \text{ cm}$ 、補強材幅 $B = 10 \text{ mm}$ 及び 40 mm 、板厚 $t = 0.6 \text{ mm}$ 、 1.2 mm の带状補強材の引抜きせん断応力と引抜き変位量の関係を示している。この図より、次のことがいえる。

- ・それぞれの補強材幅において、最大引抜きせん断応力に達するまでの勾配はほぼ等しく、それぞれの補強

材幅における最大引抜きせん断応力は板厚に関係なく等しい。

- ・補強材幅が小さい場合、板厚が厚いほど最大引抜きせん断応力に達した後の引抜きせん断応力の減少量が大きい。
- ・補強材幅が大きい場合、最大引抜きせん断応力に達した後の減少量は補強材幅が小さい場合と比較してそれほど大きくない。

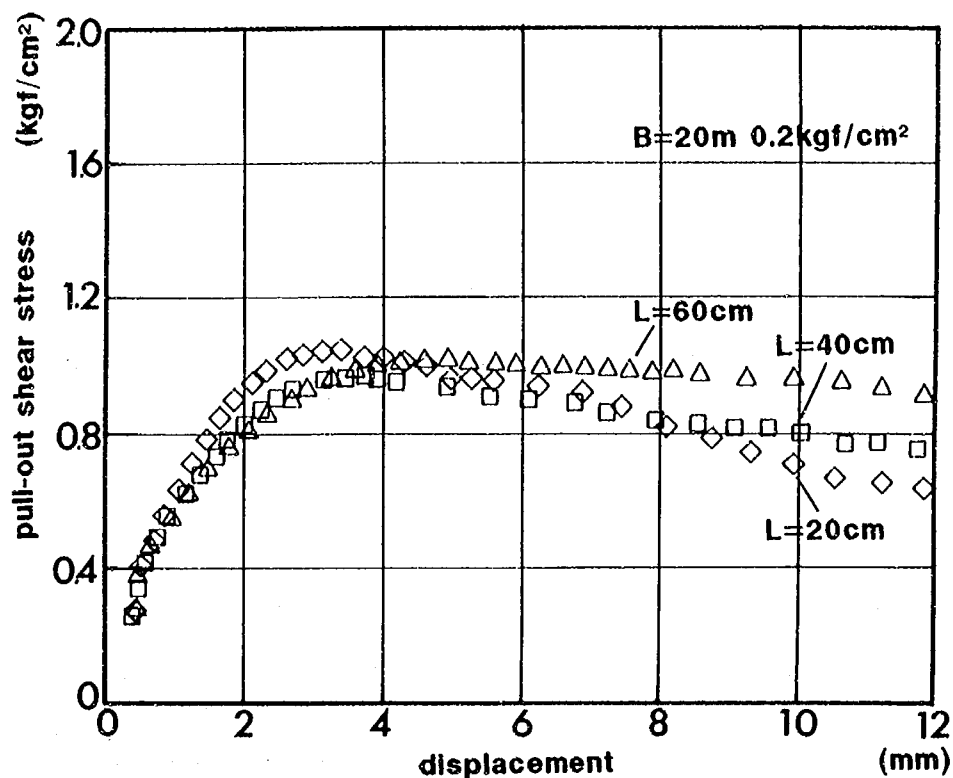


図-5. 10 帯状補強材の引抜きせん断応力と引抜き変位量の関係 (密な地盤、幅 $B = 20\text{mm}$)

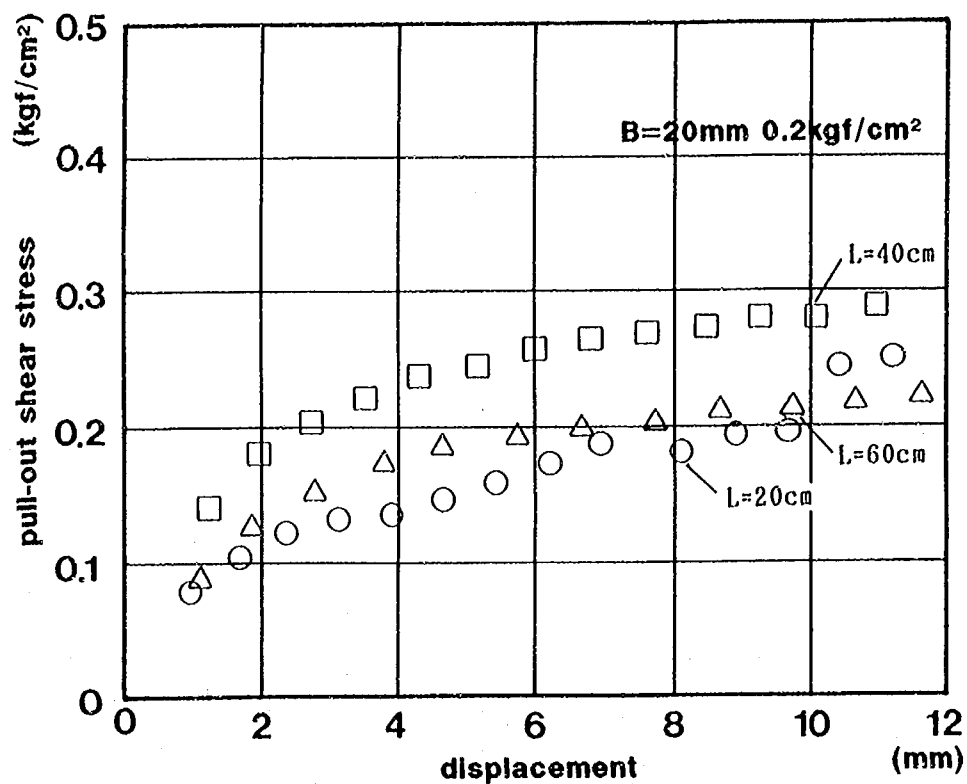


図-5. 11 带状補強材の引抜きせん断応力と引抜き変位量の関係 (緩い地盤、幅 $B=20\text{mm}$)

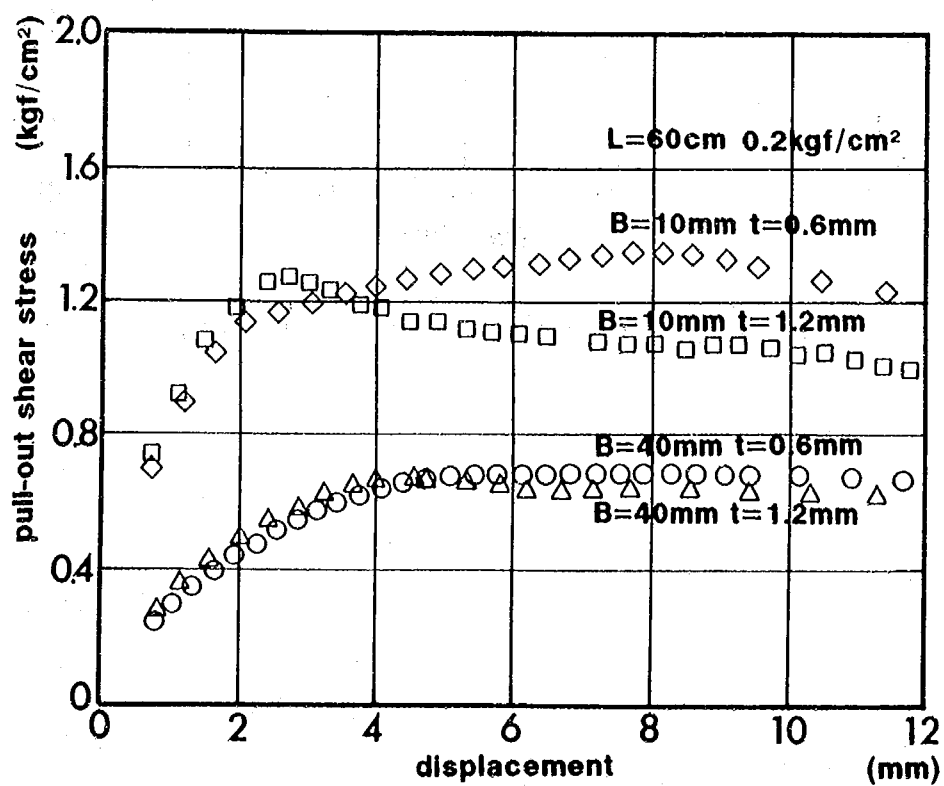


図-5. 12 带状補強材の引抜きせん断応力と引抜き変位量の関係 (密な地盤、敷設長 $L=60\text{cm}$)

図-5. 13は密な地盤における土載重 $\sigma = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ の場合の棒状補強材の引抜きせん断応力と引抜き変位量の関係を示している。この図より、ピークに達するまでの勾配は敷設長に関係なく等しく、ピークに達した後、敷設長が短いものほど急激に引抜きせん断応力が減少していることがわかる。なお、敷設長 $L = 20 \text{ cm}$ の補強材の場合の最大引抜きせん断応力は、他の2ケースに比較して大きめの値を示しているのに対して、他のケースはほぼ等しいせん断応力を示している。

図5. 14は緩い地盤における同一条件の引抜きせん断応力と引抜き変位量の関係を示している。この図より緩い地盤の場合の最大引抜きせん断応力は密な地盤の約 $1/4$ であるが、ピークに達するまでの勾配、ピーク後の減少量は密な地盤の場合と同様であることが分かる。

図-5. 10、5. 11における帯状補強材と比較すると、緩い地盤における棒状補強材の場合には最大引抜きせん断応力が明確に生じており、また密な地盤における最大引抜きせん断応力が生じる位置は引抜き変位量が 2 mm に達したときであり、帯状補強材の場合より早い段階で生じていることがわかる。

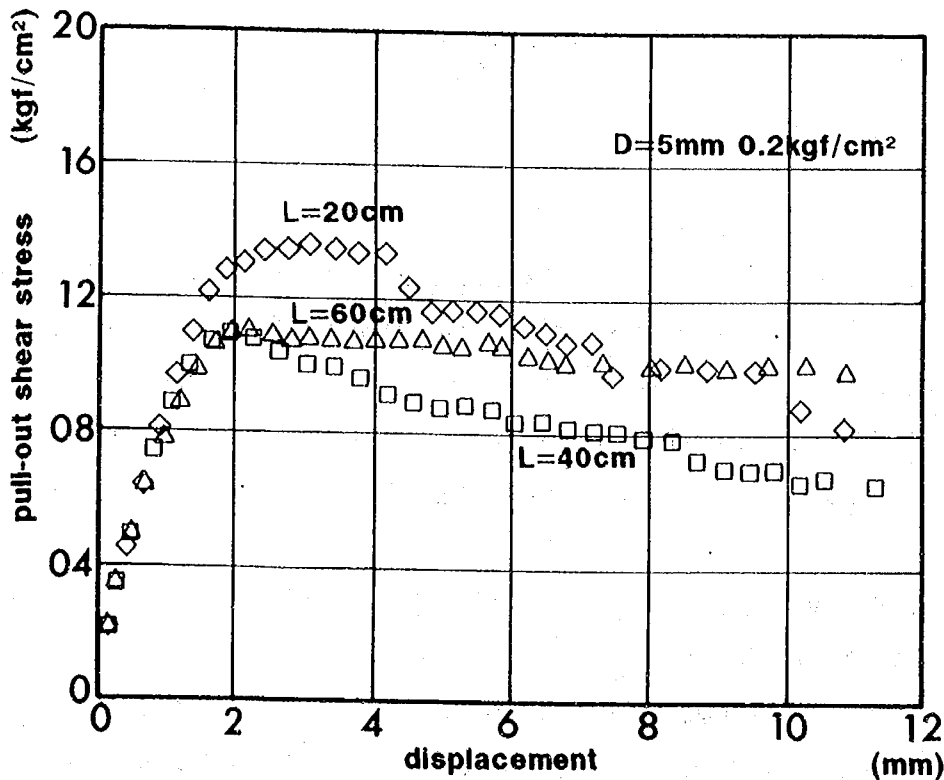


図-5. 13 棒状補強材の引抜きせん断応力と引抜き変位量の関係 (密な地盤、径 $D = 5 \text{ mm}$)

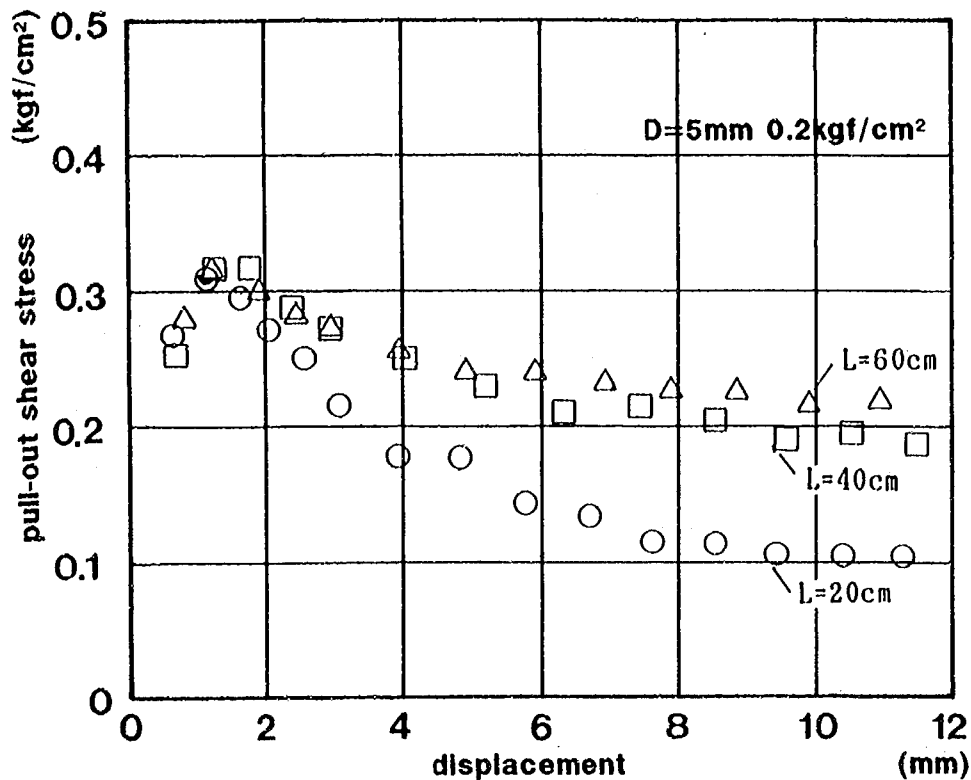


図- 5. 1 4 棒状補強材の引抜きせん断応力と引抜き変位量の関係（緩い地盤、径 $D = 5 \text{ mm}$ ）

図- 5. 1 5 は、密な地盤及び緩い地盤における帯状補強材の上載圧と最大引抜きせん断応力の関係を示している。この図より上載圧と最大引抜きせん断応力の間には線形関係があり、その直線の勾配（見かけの摩擦係数 $f^* = \tau_{\max} / \sigma$ ）は、補強材幅が小さいものほど急であり、密な地盤ほど顕著である。しかし、緩い地盤の場合、補強材幅 $B = 40 \text{ mm}$ のときの勾配が補強材幅 $B = 20 \text{ mm}$ の勾配と比較してそれほど差が無いことから、補強材幅がある値以上になると見かけの摩擦係数はほぼ一定の値に落ち着いてくると考えられる。

図- 5. 1 6 は、密な地盤及び緩い地盤における棒状補強材の上載圧と最大引抜きせん断応力の関係を示しているが、この図より各上載圧における最大引抜きせん断応力は補強材の径及び補強材長さに関係なくほぼ一定の値を示しており、両者の関係は線形関係にあることがわかる。今回の棒状補強材の引抜き試験で得られた摩擦角は密な地盤で 6.5° （見かけの摩擦係数 $f^* = 2.17$ ）、緩い地盤で 4.4° （ $f^* = 0.9$ ）

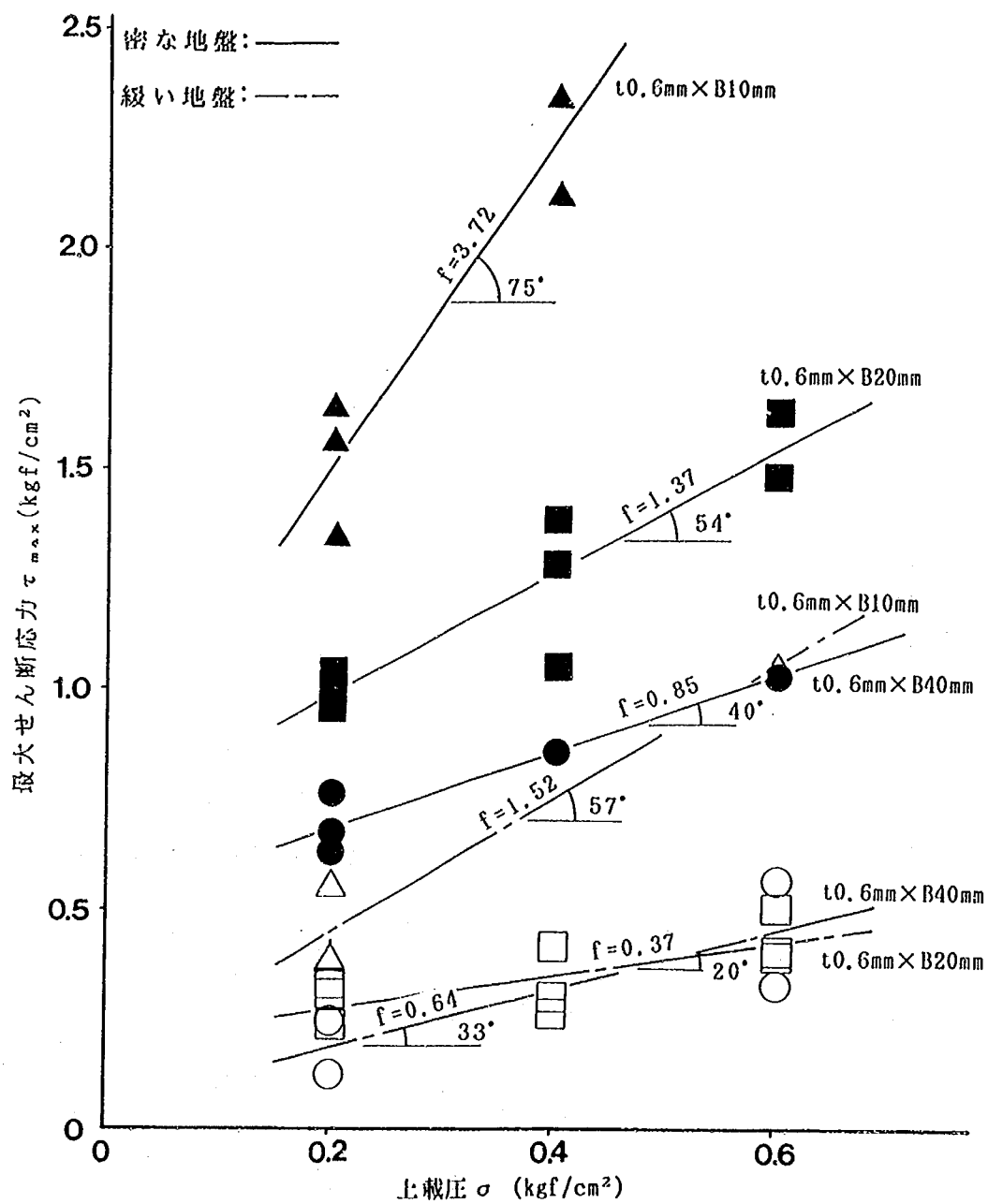


図-5. 15 帯状補強材の上載圧と最大引抜きせん断応力の関係

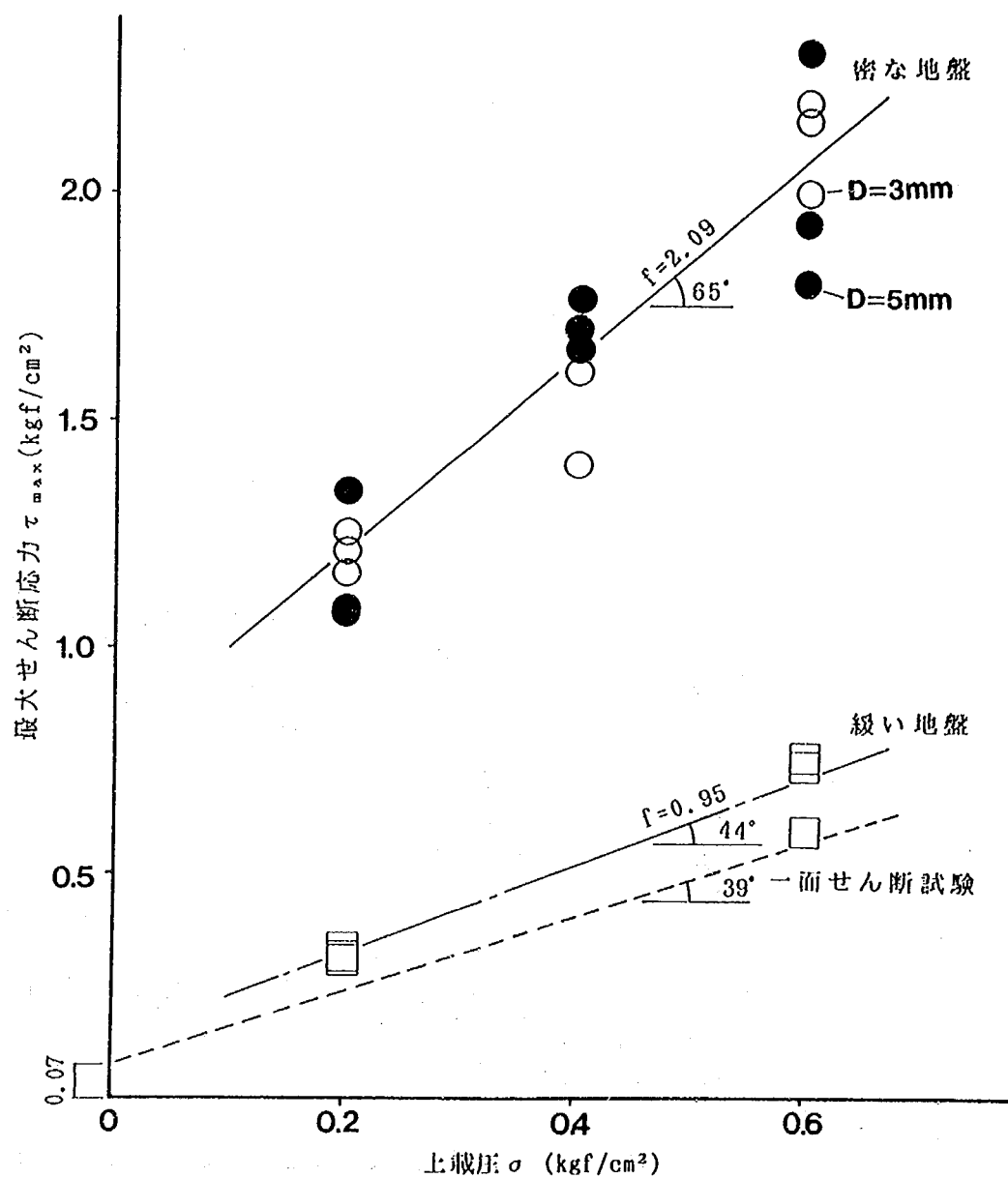


図-5. 16 棒状補強材の上載圧と最大引抜きせん断応力の関係

5)、また、見かけの粘着力は密な地盤で 0.76 kg f/cm^2 、緩い地盤で 0.131 kg f/cm^2 であった。なお、同図には中型一面せん断試験による無補強砂の試験結果もプロットしたが、これと密な地盤における試験結果を比較すると、見かけの摩擦角及び見かけの粘着力がかなり大きいことがわかる。これは、地盤の締め固め度が大きく、引抜き時に補強材周辺に生じるダイレイタンスーによって土載圧以上の拘束圧が生じたためと考えられる。緩い地盤における試験結果は、見かけの粘着力がわずかに大きいものの摩擦角はほぼ等しい。このような傾向は帯状補強材の場合も同様である。

図-5. 17に、補強材の単位長さ当りの表面積 A' と見かけの摩擦係数 f^* との関係を示す。この図より、帯状補強材の場合、補強材の表面積 A' が小さいほど（補強材幅が小さいほど）見かけの摩擦係数 f^* が大きい、ある表面積以上になると見かけの摩擦係数は一定になる傾向にあることがわかる。密な地盤の場合では、表面積 A' が 5 cm^2 以上になると見かけの摩擦係数はほぼ一定になり、そのときの値はおおよそ $f^* = 0.8$ である。また、緩い地盤の場合には、表面積 A' が 4 cm^2 以上になるとほぼ一定になり、そのときの値はおおよそ $f^* = 0.4$ である。帯状補強材の代表的なものとしてテールアルメ工法におけるストリップ材があるが、この場合の単位長さ当りの表面積は $20 \text{ cm}^2/\text{cm}$ であり、図-5. 17に当てはめると密な地盤の場合で $f^* = 0.8$ 、緩い地盤の場合で $f^* = 0.4$ であり、緩い地盤における値は現在採用されている設計値と一致する。

なお、同図に径 $D = 5 \text{ mm}$ の棒状補強材における同様の関係を記しているが、この図から棒状補強材より帯状補強材の方が見かけの摩擦係数が大きいことがわかる。このような、断面形状の違いにより見かけの摩擦係数に差が生じた理由としては、次のようなことが考えられる。

本研究で行った引抜き試験の場合、補強材に対する拘束圧を上下方向から作用させているため、棒状のように形状が円形の場合には帯状のような短形な場合と比較して補強材周辺の砂粒子が流動し易く、補強材と砂との摩擦が十分に生じなかったためと考えられる。したがって、本試験結果に見られるように、棒状補強材と比較して帯状補強材の方が摩擦係数が大きくなったと考えられる。

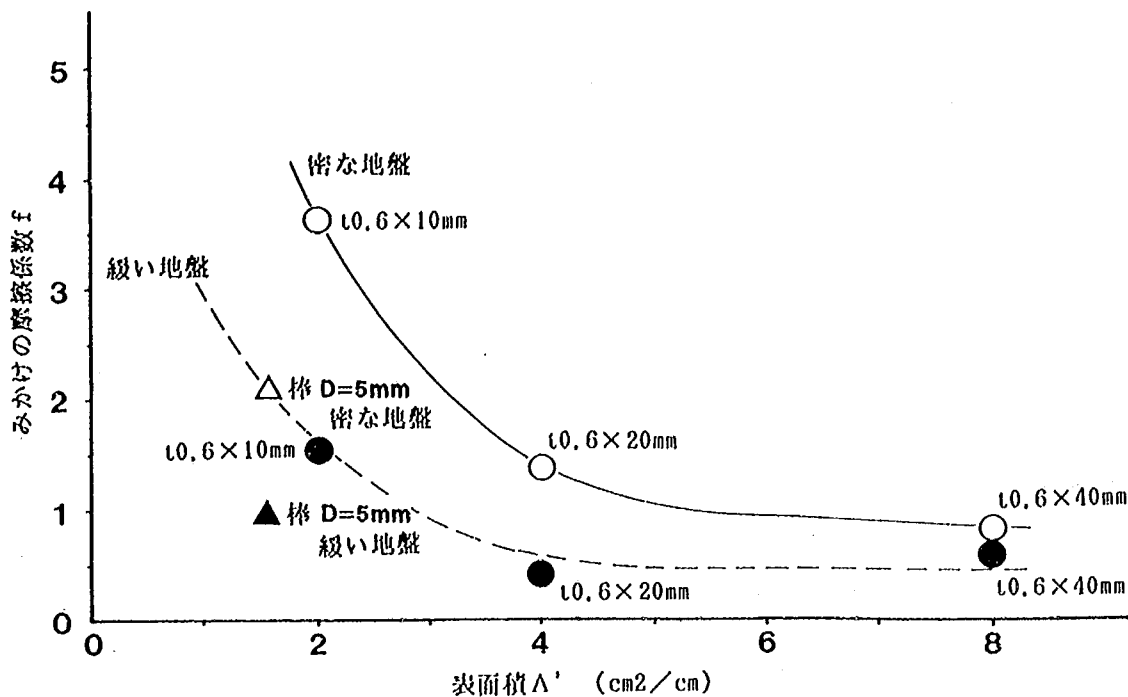


図-5. 17 単位長さ当りの表面積とみかけの摩擦係数の関係

5. 4. 4 軸力分布

図-5. 18、5. 19に密な地盤、緩い地盤における敷設長 $L=60\text{cm}$ 、幅 $B=20\text{mm}$ 、 40mm の带状補強材の引抜き変位量1、 2mm 及び最大引抜き力時の軸力分布を、また、図-5. 20に密な地盤における敷設長 $L=60\text{cm}$ の棒状補強材の最大引抜き力時の軸力分布を示す。

これらの図より、補強材の形状に関係なく、いずれも引抜き側に近い位置ほど引抜きに伴う引張力が最も大きい三角形分布を示している。その値は、引抜き変位量が大きくなるにしたがって増加し、最大引抜き力が生じる変位量で最も大きな引張力が生じている。

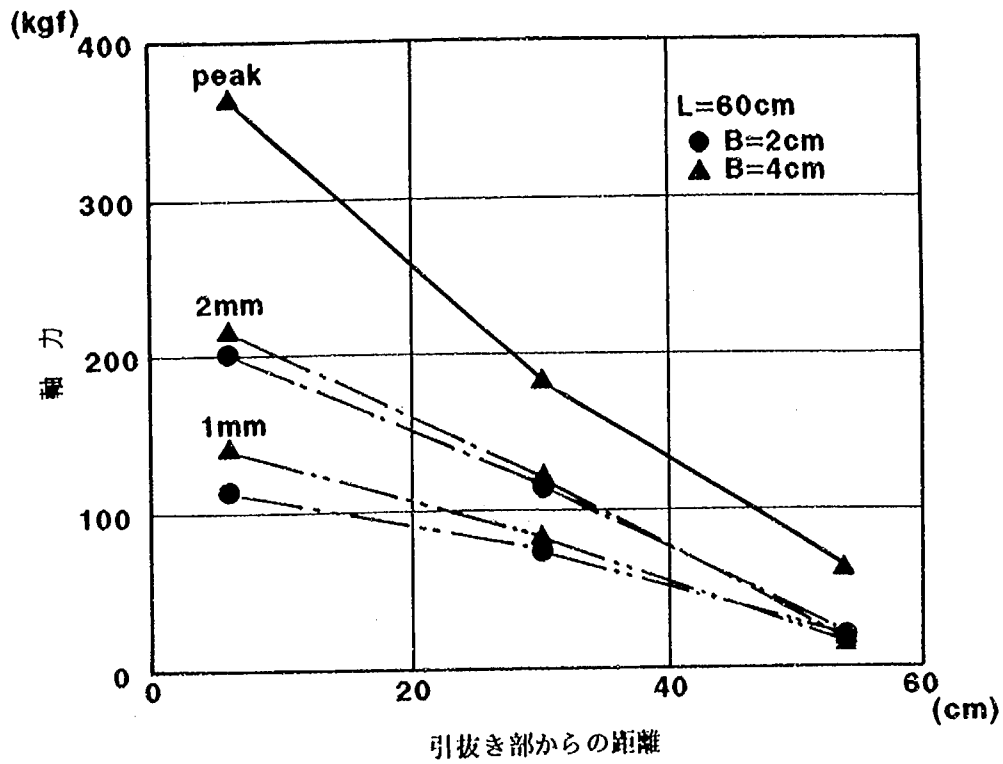


図-5. 18 帯状補強材の軸力分布 (密な地盤)

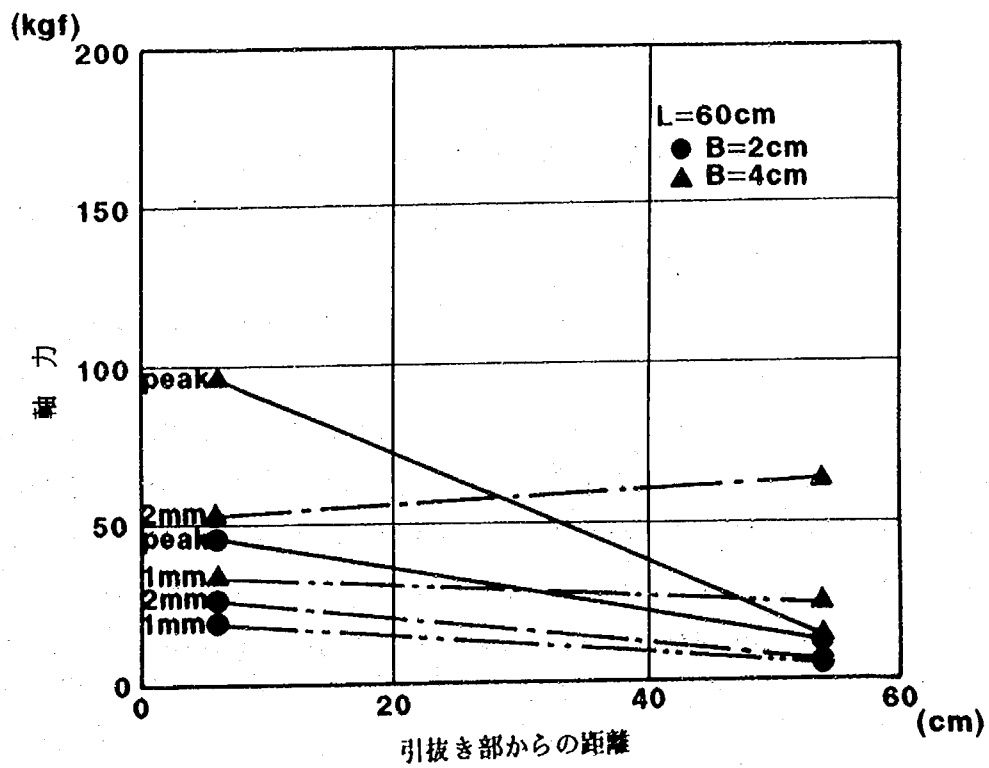


図-5. 19 帯状補強材の軸力分布 (緩い地盤)

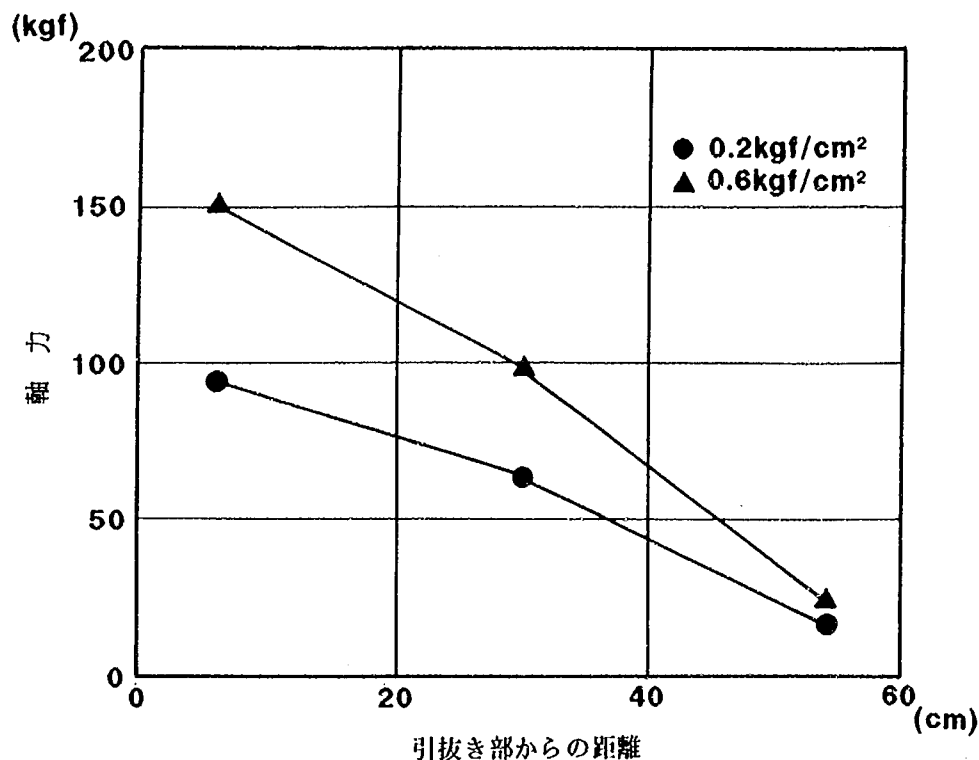


図-5. 20 棒状補強材の軸力分布 (密い地盤)

5. 4. 5 引抜きに伴う側面土圧、鉛直土圧の変化量

1) 棒状補強材

図-5. 21～5. 25は、密な地盤及び緩い地盤における上載圧 $\sigma = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ 、 0.4 kgf/cm^2 、 0.6 kgf/cm^2 の時の敷設長 $L = 20 \text{ cm}$ 、 40 cm 、 60 cm の棒状補強材の最大引抜き力が生じた時の側面土圧の増加量を示している。これらの図より、以下のことがわかる。

- ・密な地盤、緩い地盤に関わらず、引抜きに伴う側面土圧の増加量は補強材に近接するほど大きく、その傾向は密な地盤ほど顕著に現れている。
- ・密な地盤の場合、敷設長が $L = 40 \text{ cm}$ 及び 60 cm の場合には、補強材からの鉛直距離が 7.5 cm 以上になると、引抜きに伴う側面土圧の増加量に大きな差が見られなくなる傾向にある。なお、上載圧が 0.2 kgf/cm^2 の場合には、敷設長 $L = 40 \text{ cm}$ と 60 cm の間には側面土圧の増加量の差がほとんど見られない。
- ・緩い地盤の場合においても、敷設長 $L = 40 \text{ cm}$ 及び 60 cm の間には増加量の差が見られない。
- ・敷設長 $L = 20 \text{ cm}$ の場合には、密な地盤、緩い地盤に関わりなく、引抜きに伴う側面土圧の増加量は比較的大きな値を示す傾向がある。

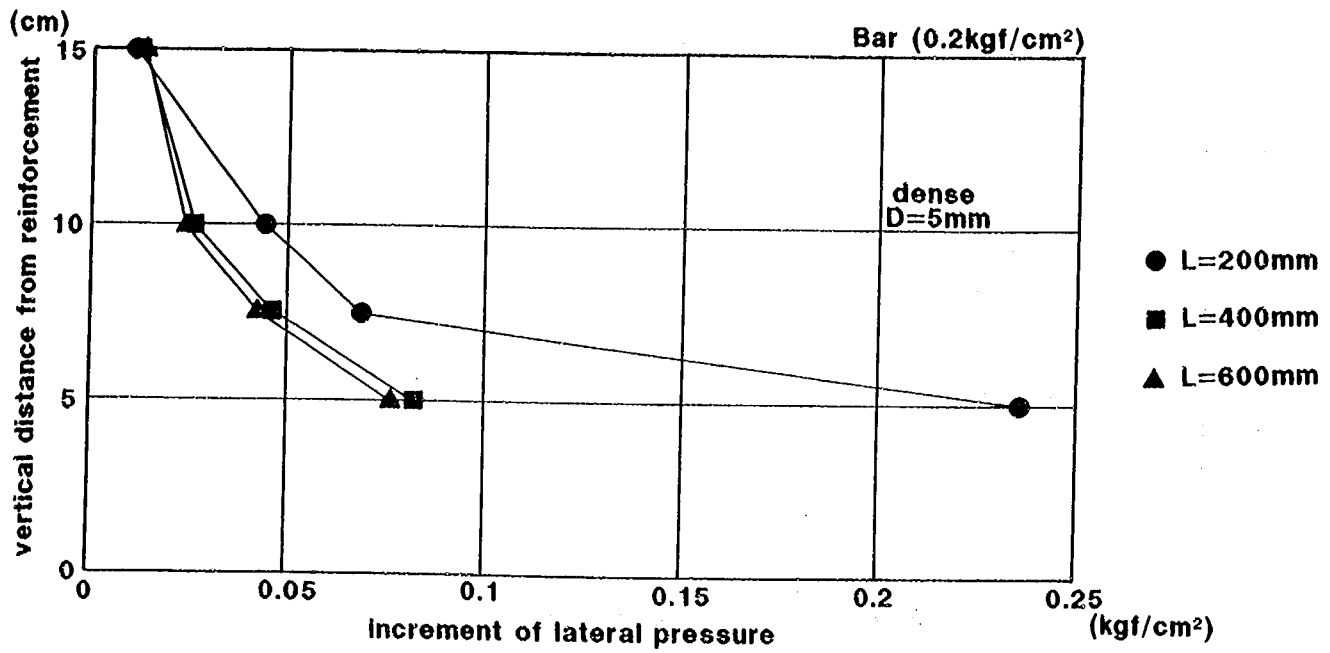


図-5. 2.1 棒状補強材の側面土圧の増加量 (密な地盤、径 $D = 5 \text{ mm}$ 、上載圧 $\sigma = 0.2 \text{ kg f / cm}^2$)

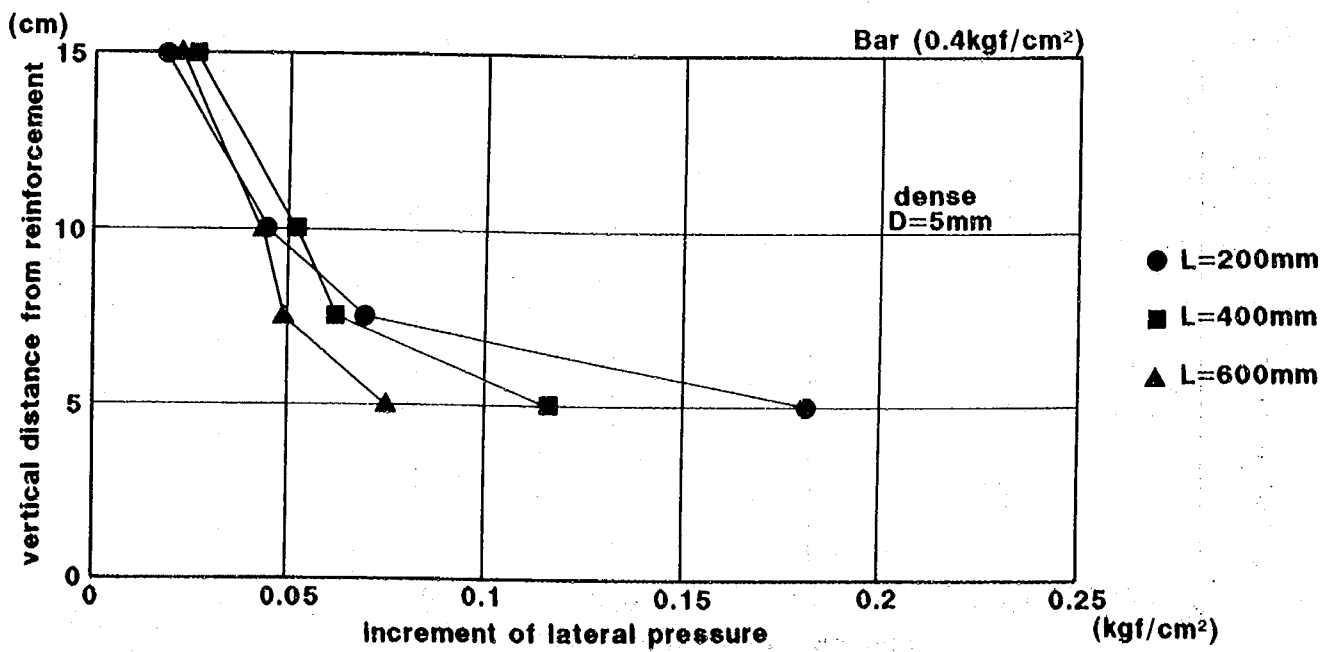


図-5. 2.2 棒状補強材の側面土圧の増加量 (密な地盤、径 $D = 5 \text{ mm}$ 、上載圧 $\sigma = 0.4 \text{ kg f / cm}^2$)

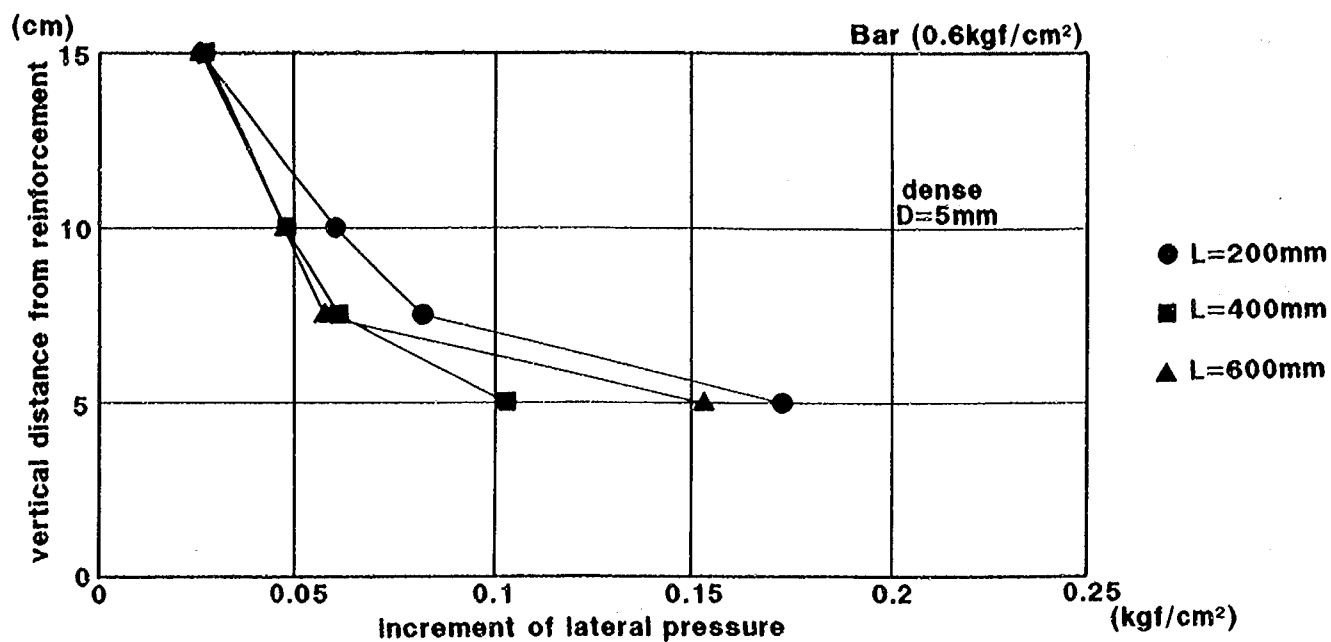


図-5. 23 棒状補強材の側面土圧の増加量 (密な地盤、径 $D = 5 \text{ mm}$ 、上載圧 $\sigma = 0.6 \text{ kg f / cm}^2$)

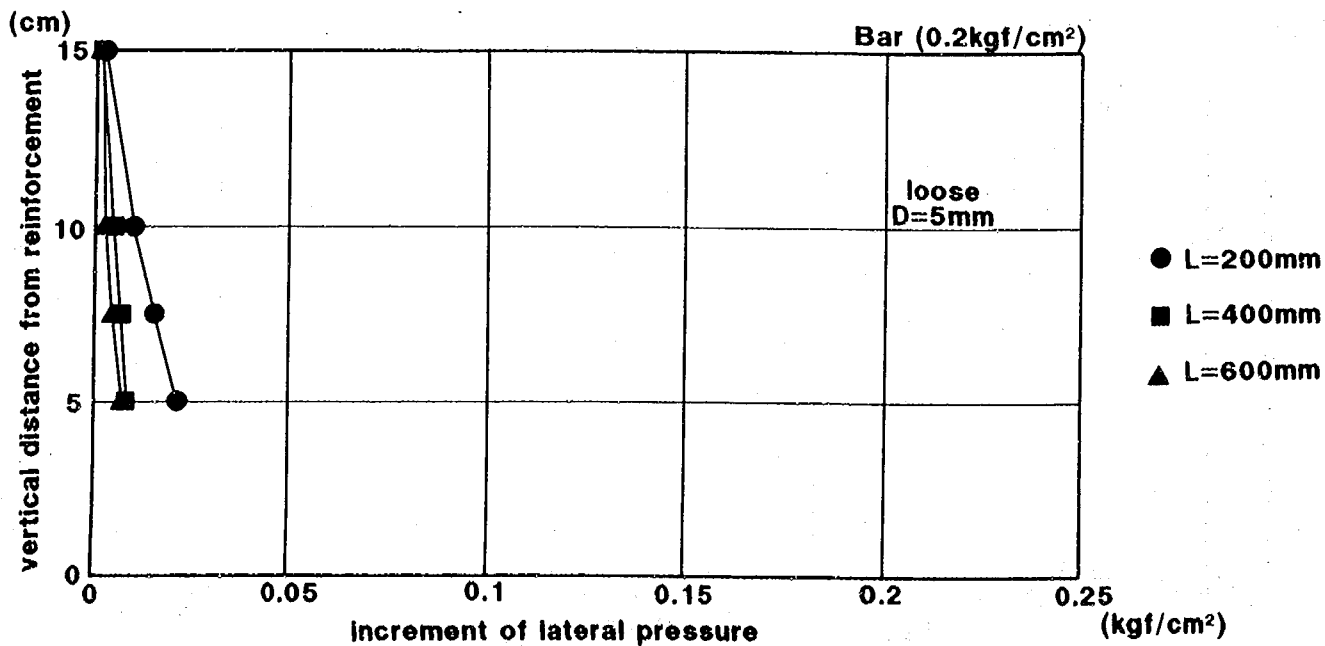


図-5. 24 棒状補強材の側面土圧の増加量 (密な地盤、径 $D = 5 \text{ mm}$ 、上載圧 $\sigma = 0.2 \text{ kg f / cm}^2$)

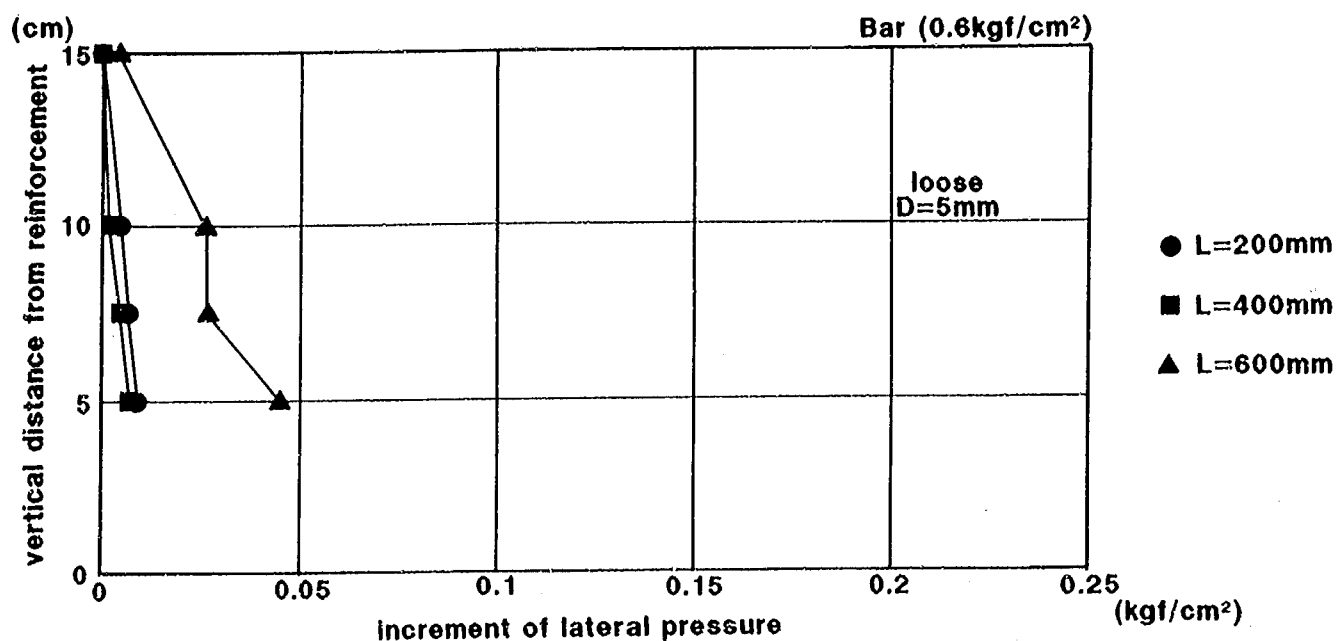


図-5. 25 棒状補強材の側面土圧の増加量（緩い地盤、径D=5mm、上載圧 $\sigma=0.6\text{ kgf/cm}^2$ ）

図-5. 26～5. 31は密な地盤及び緩い地盤における敷設長 $L=20\text{ cm}$ 、 40 cm 、 60 cm の棒状補強材の最大引抜きせん断応力までの引抜きせん断応力と引抜きに伴う補強材周辺の鉛直土圧変化の関係を示している。ただし、図中の鉛直土圧は補強材の下に設置した4個の土圧計の平均の値を用いている。図-5. 26～5. 28より、密な地盤の場合には、引抜きに伴って鉛直土圧は増加する傾向にあることがわかる。さらに敷設長 $L=40\text{ cm}$ 、 60 cm の補強材の引抜きに伴う鉛直土圧の変化量は比較的小さいが、敷設長 $L=20\text{ cm}$ の場合には、上載圧が大きくなるにつれて鉛直土圧の変化量が大きくなっている。一方、緩い地盤の場合には、引抜きに伴って鉛直土圧は減少する傾向にあり、その減少量は上載圧が大きいほど大きい。この傾向は、敷設長による違いはあまり見られない。

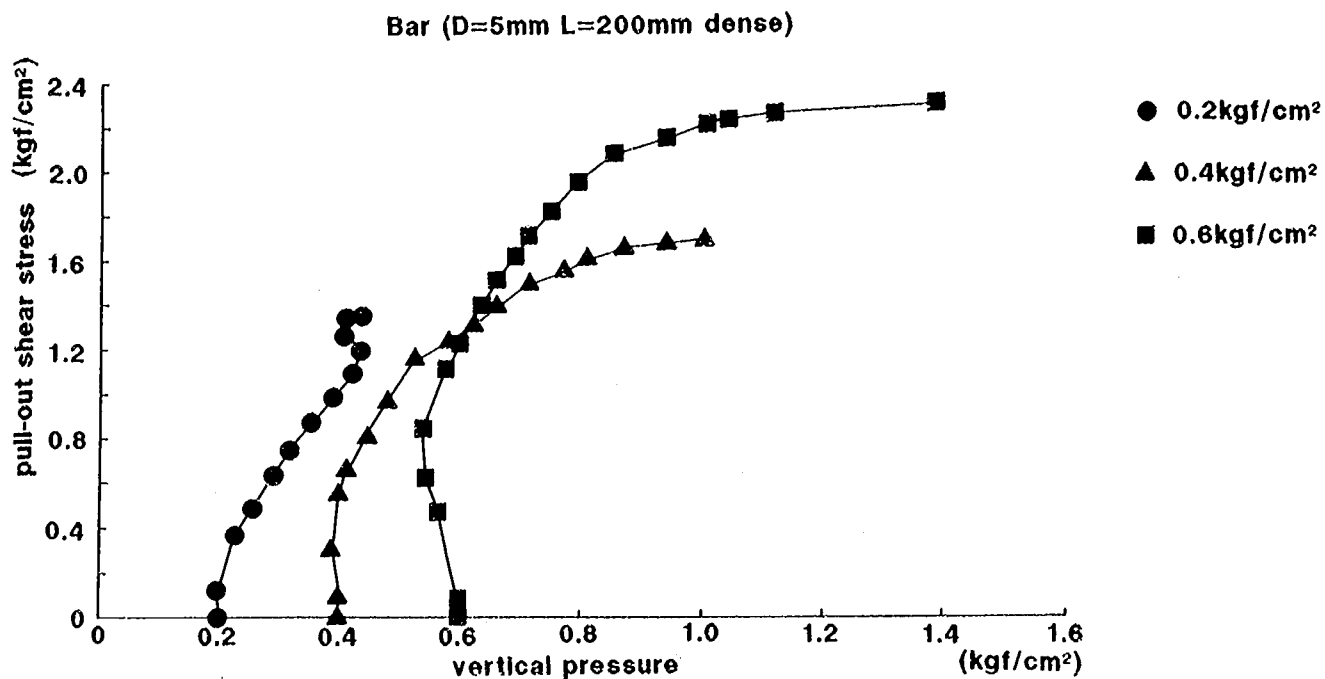


図-5. 26 棒状補強材周囲の鉛直土圧の変化 (密な地盤、径D=5mm、敷設長L=20cm)

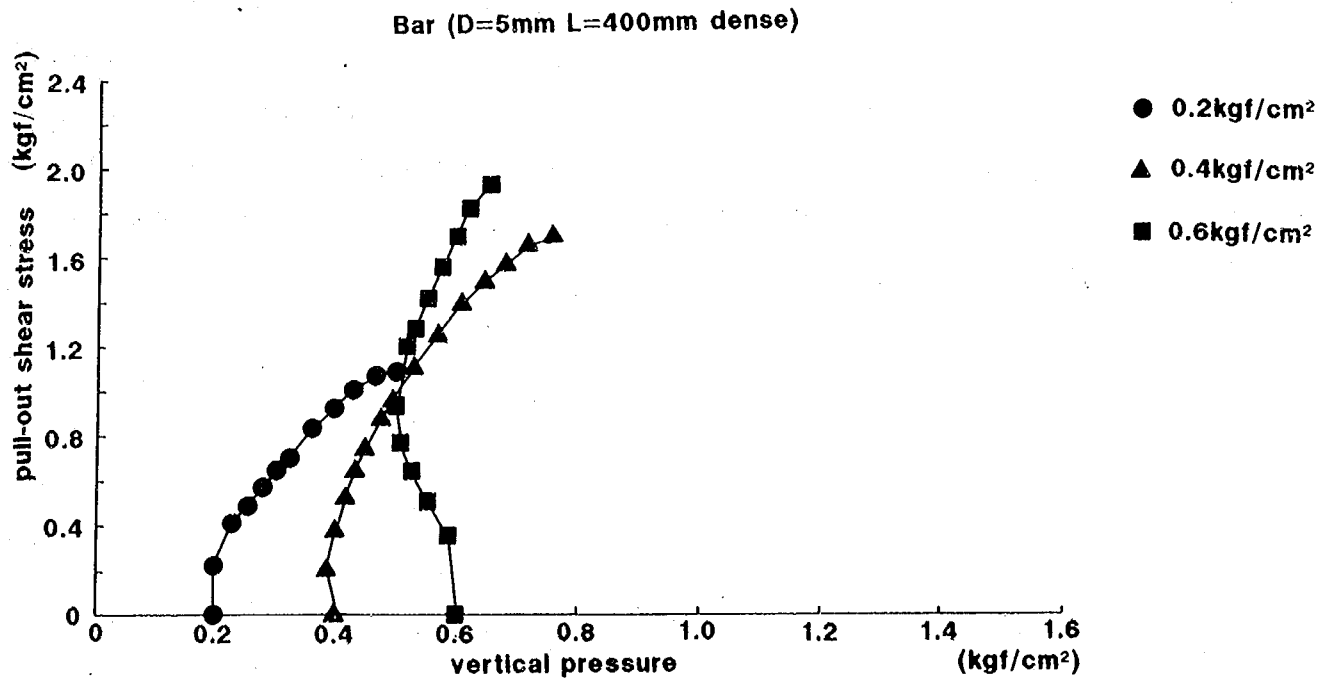


図-5. 27 棒状補強材周囲の鉛直土圧の変化 (密な地盤、径D=5mm、敷設長L=40cm)

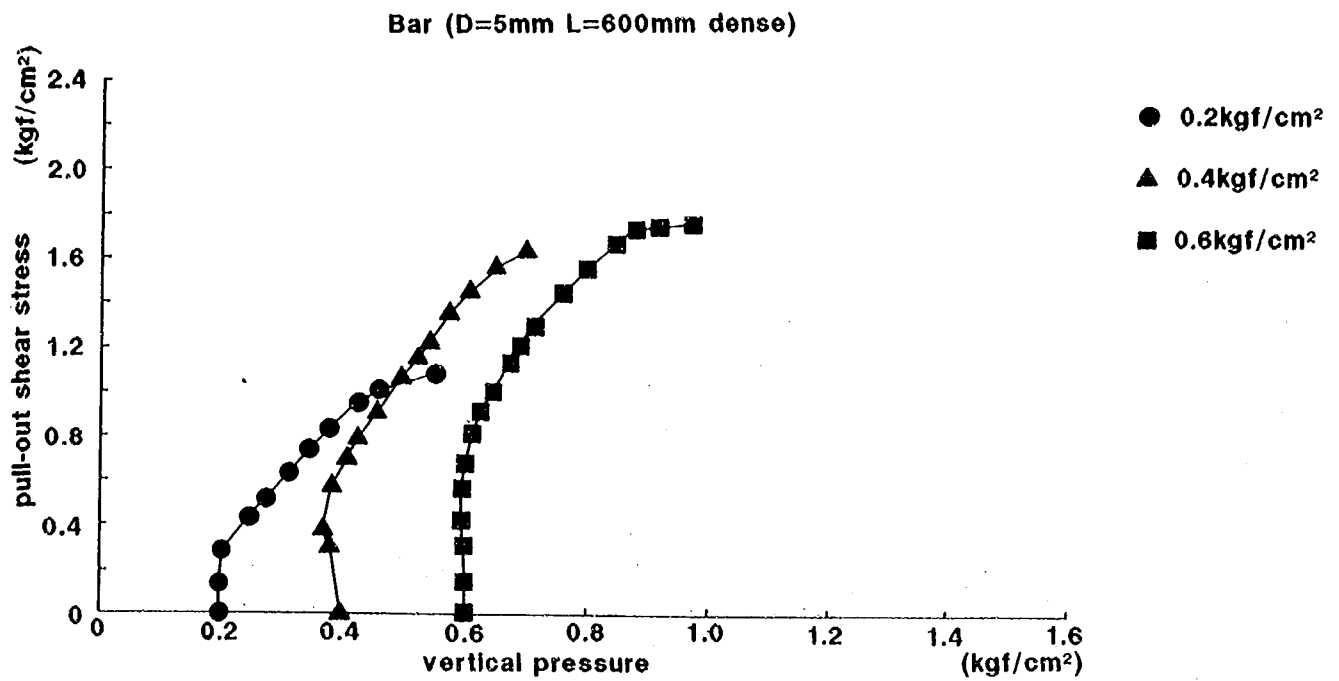


図-5. 28 棒状補強材周囲の鉛直土圧の変化 (密な地盤、径D = 5 mm、敷設長L = 60 cm)

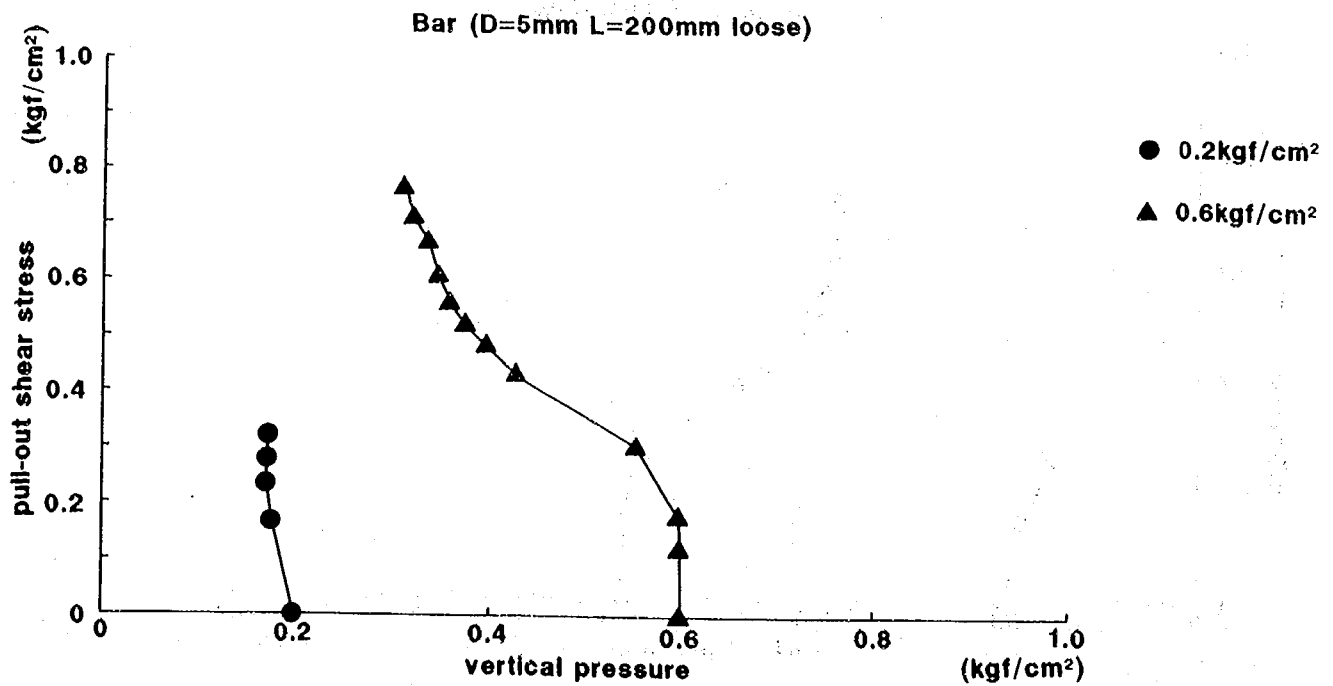


図-5. 29 棒状補強材周囲の鉛直土圧の変化 (緩い地盤、径D = 5 mm、敷設長L = 20 cm)

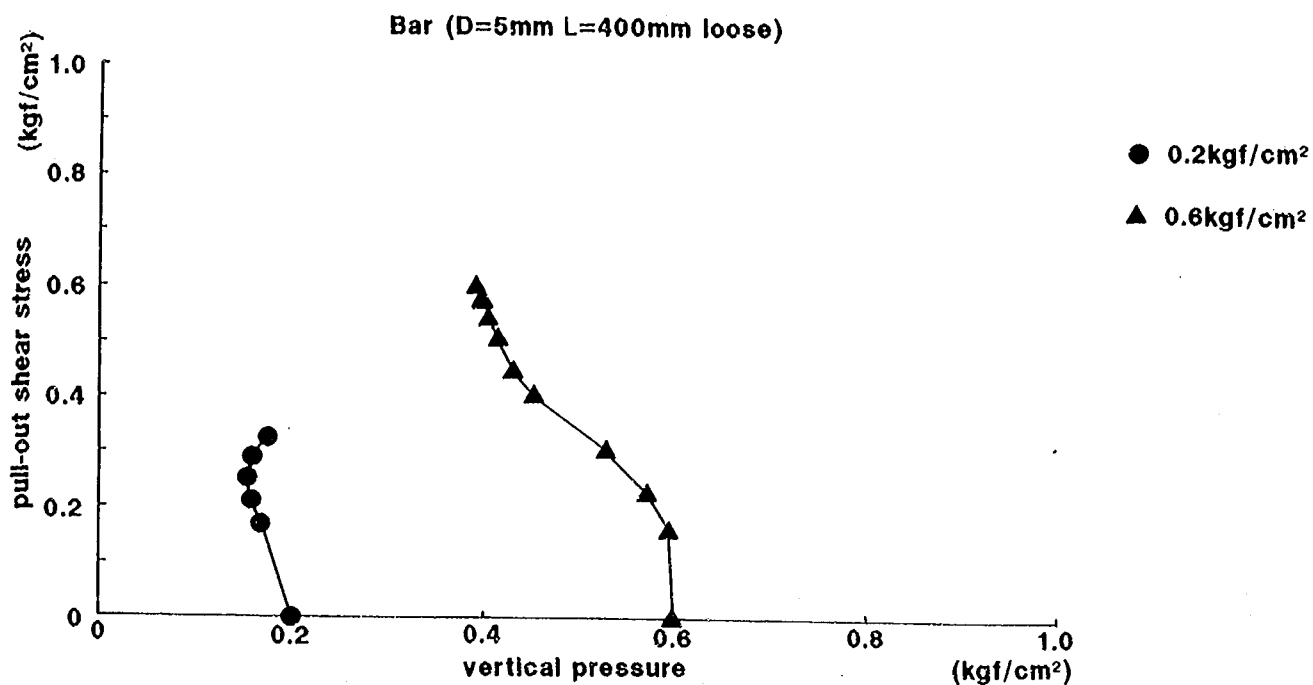


図-5. 30 棒状補強材周囲の鉛直土圧の変化 (緩い地盤、径D=5mm、敷設長L=40cm)

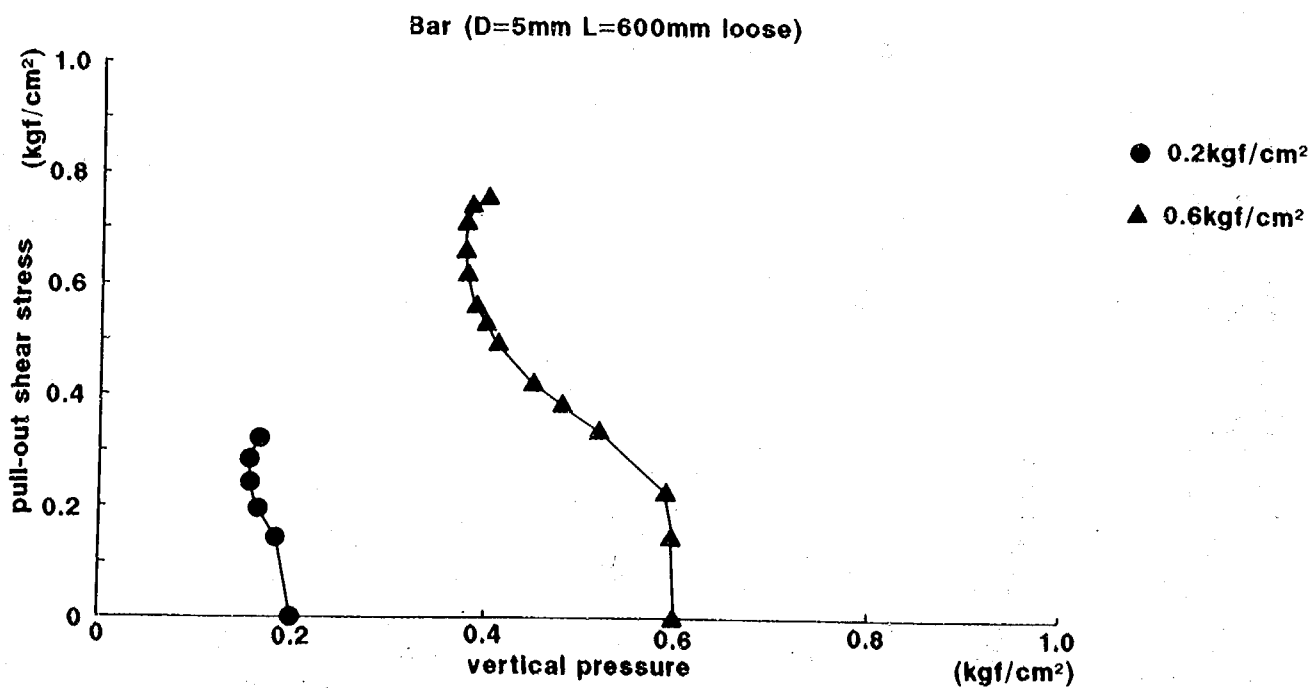


図-5. 31 棒状補強材周囲の鉛直土圧の変化 (緩い地盤、径D=5mm、敷設長L=60cm)

2) 帯状補強材

図-5. 32、5. 33は、密な地盤及び緩い地盤における土載圧 $\sigma = 0.2 \text{ kg f/cm}^2$ の時の一定敷設長 $L = 40 \text{ cm}$ の条件での、各補強材幅の最大引抜きせん断応力が生じた時の側面土圧の増加量を示している。これらの図より、以下のことがわかる。

- ・密な地盤、緩い地盤に関わらず、引抜きに伴う側面土圧の増加量は、補強材に近接するほど大きく、その傾向は密な地盤ほど顕著に現れている。
- ・密な地盤の場合、補強材幅が大きいほど、引抜きに伴う側面土圧の増加量は大きい、補強材からの鉛直距離が大きくなるにつれて補強材幅の違いによる増加量の差は小さくなる。
- ・緩い地盤の場合、補強材幅の違いによる側面土圧の増加量の差は密な地盤ほど顕著には見られない。

図-5. 34は、密な地盤における土載圧 $\sigma = 0.2 \text{ kg f/cm}^2$ の時の、補強材幅 $B = 20 \text{ mm}$ と一定条件での各敷設長の最大引抜きせん断応力が生じた時の側面土圧の増加量を示している。図より、補強材幅一定の条件では、敷設長の違いによる側面土圧の増加量の差は小さいことがわかる。

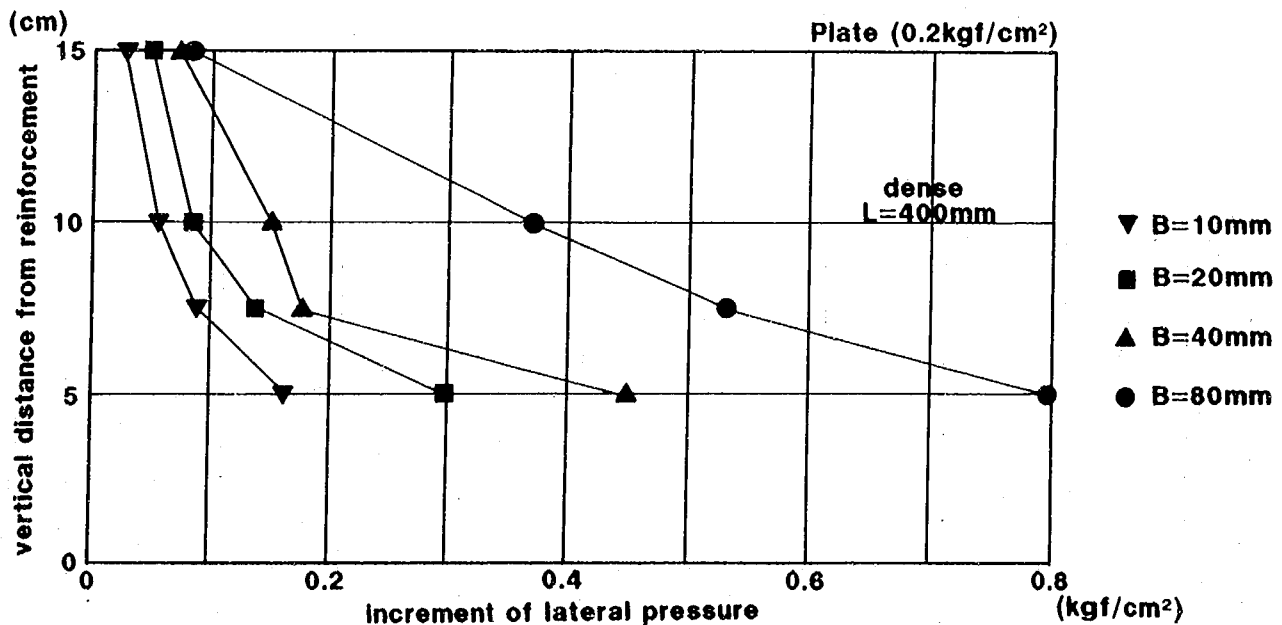


図-5. 32 帯状補強材の側面土圧の増加量 (密な地盤、敷設長 $L = 40 \text{ cm}$ 、土載圧 $\sigma = 0.2 \text{ kg f/cm}^2$)

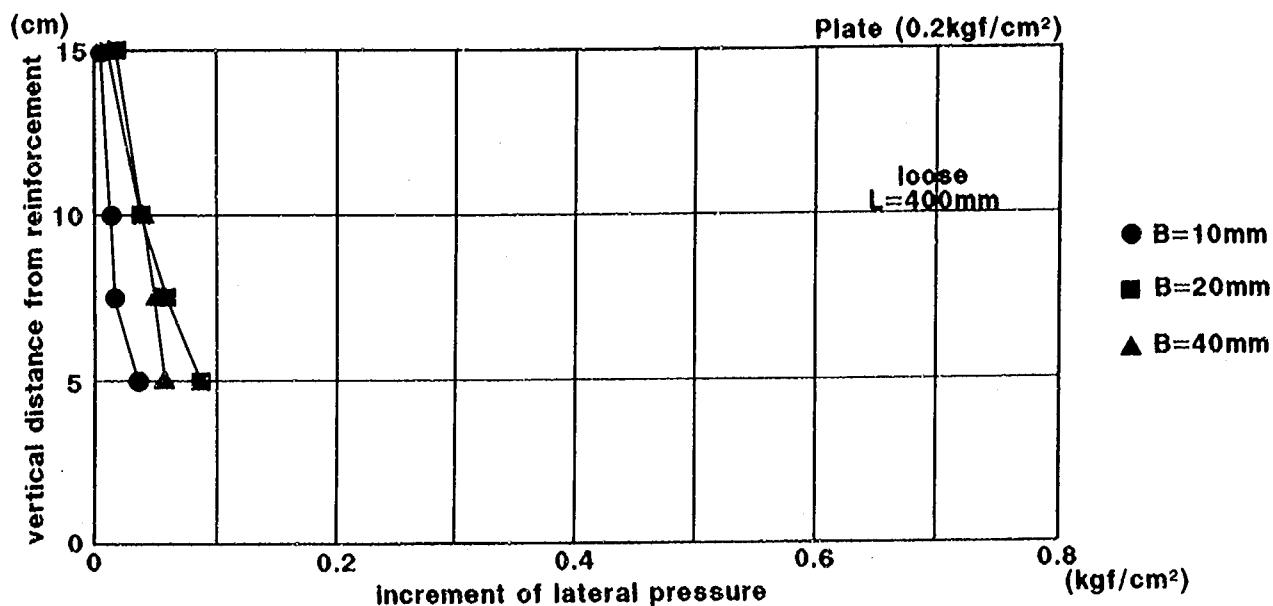


図-5. 3 3 带状補強材の側面土圧の増加量 (緩い地盤、敷設長 $L = 40$ cm、上載圧 $\sigma = 0.2$ kgf/cm²)

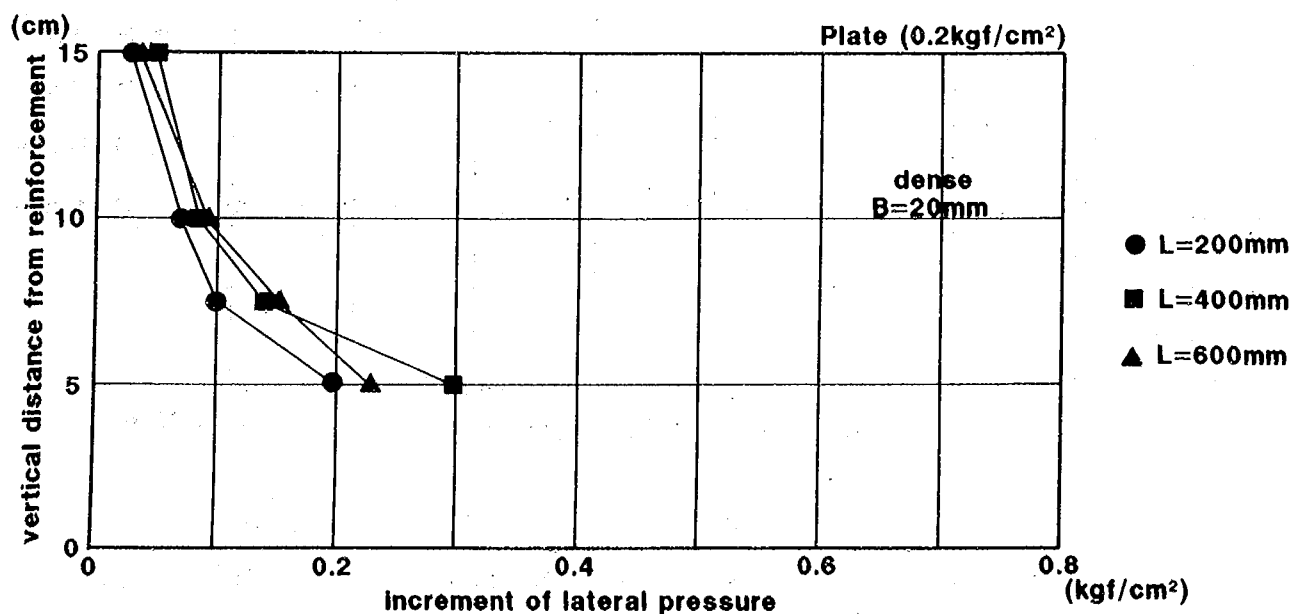


図-5. 3 4 带状補強材の側面土圧の増加量 (密な地盤、幅 $B = 20$ mm、上載圧 $\sigma = 0.2$ kgf/cm²)

図-5. 35、5. 36は、密な地盤及び緩い地盤における補強材幅 $B = 20 \text{ cm}$ と一定の条件での各敷設長の最大引抜き力までの、引抜きせん断応力と引抜きに伴う補強材周辺の鉛直土圧変化の関係を示している。これらの図より、以下のことがわかる。

- ・密な地盤の場合、引抜きに伴って鉛直土圧は増加する傾向にある。さらに、敷設長 $L = 40 \text{ cm}$ 、 60 cm の引抜きに伴う鉛直土圧の変化量にはほとんど差が見られないが、敷設長 $L = 20 \text{ cm}$ の場合には、比較的小さい。
- ・緩い地盤の場合には、引抜きに伴って鉛直土圧は減少する傾向が見られるが、敷設長による顕著な差は見られない。

図-5. 37、5. 38は、密な地盤及び緩い地盤における敷設長 $L = 40 \text{ cm}$ と一定の条件での各補強材幅の最大引抜き力までの、引抜きせん断応力と引抜きに伴う補強材周辺の鉛直土圧変化の関係を示している。これらの図より、密な地盤の場合には、補強材幅が小さいほど鉛直土圧の変化量が大きくなっていることがわかる。一方、緩い地盤の場合には、補強材幅による差は密な地盤ほど顕著には現れていない。

これらの結果より、棒状及び帯状補強材の引抜きに伴う鉛直土圧の変化は、引抜き時のせん断によるダイレイタンスの影響であると考えられるが、補強材の形状、寸法の違いにより傾向に差が出てくると考えられる。つまり、補強材の形状、補強材幅により、ダイレイタンスの影響範囲に差が生じていると考えられる。このことより、補強材の形状、幅により最大引抜きせん断応力に大きな差が生じたと考えられる。

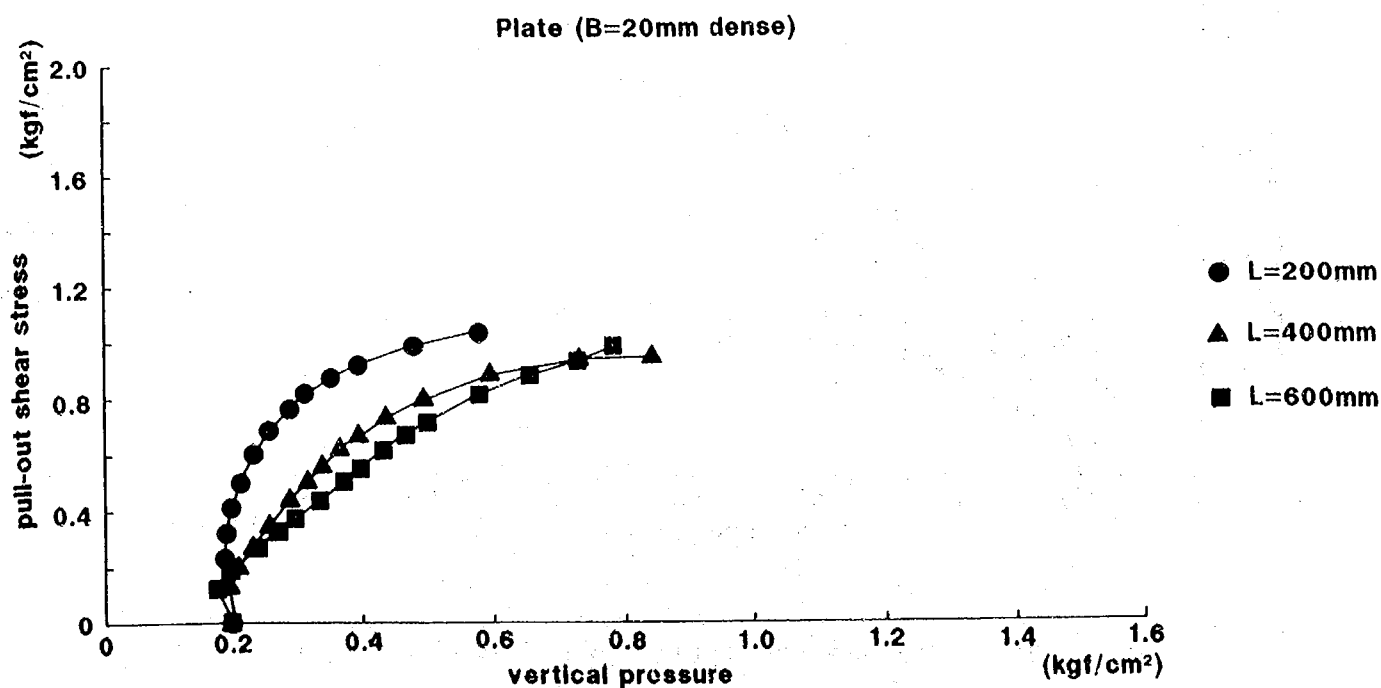


図-5. 35 帯状補強材周辺の鉛直土圧の変化 (密な地盤、幅 $B = 20 \text{ mm}$)

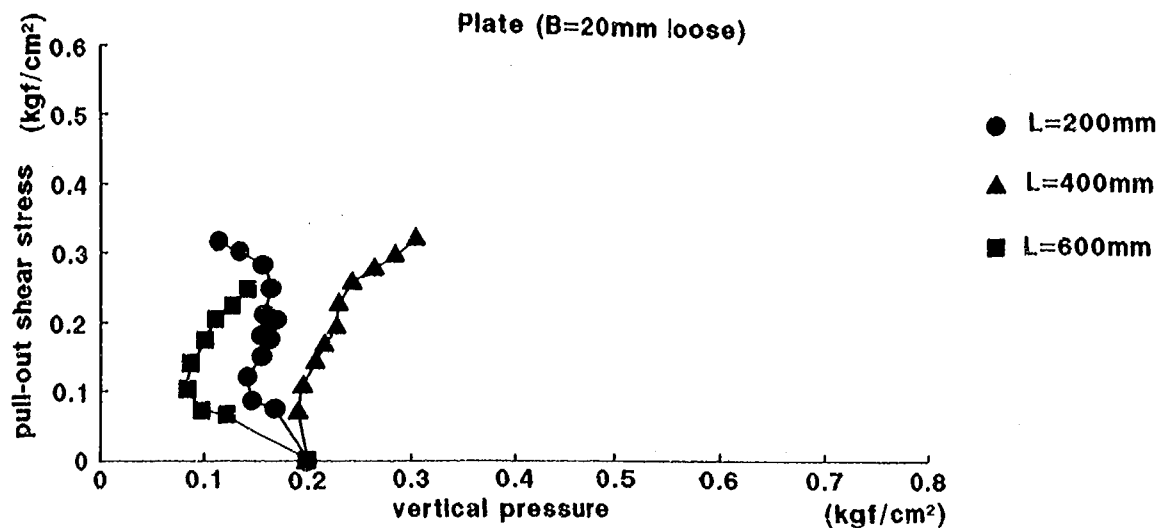


図- 5. 3 6 帯状補強材周辺の鉛直土圧の変化（緩い地盤、幅 B = 2 0 mm）

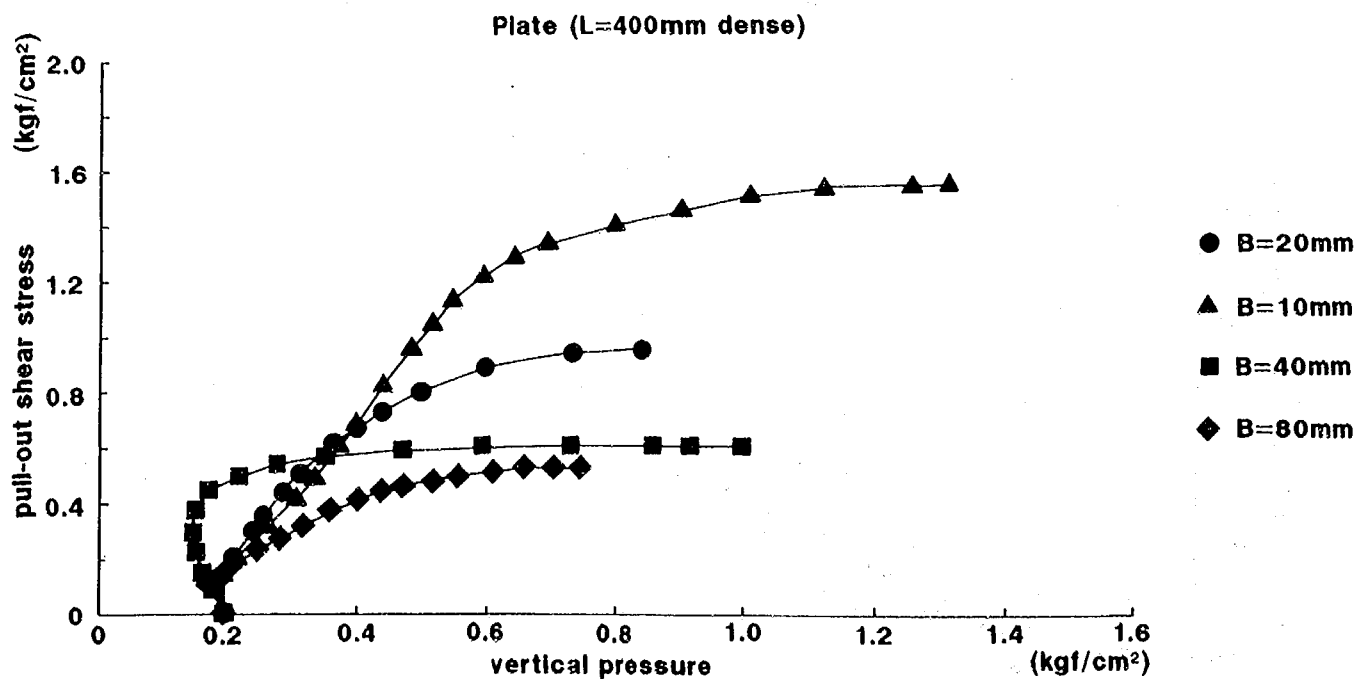


図- 5. 3 7 帯状補強材周辺の鉛直土圧の変化（密な地盤、敷設長 L = 4 0 cm）

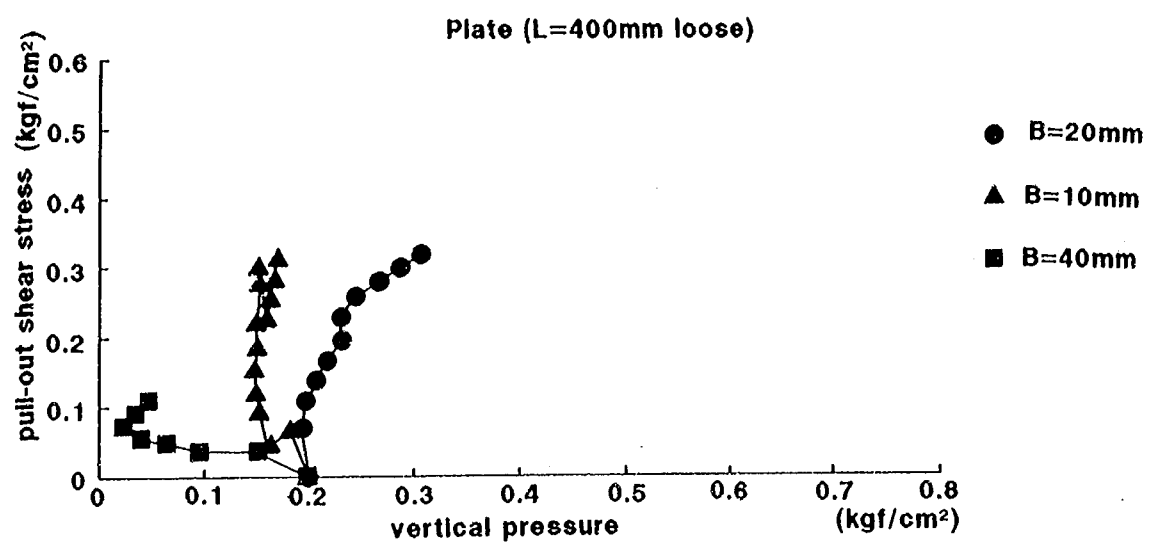


図- 5. 3 8 帯状補強材周辺の鉛直土圧の変化（緩い地盤、敷設長 $L = 40\text{ cm}$ ）

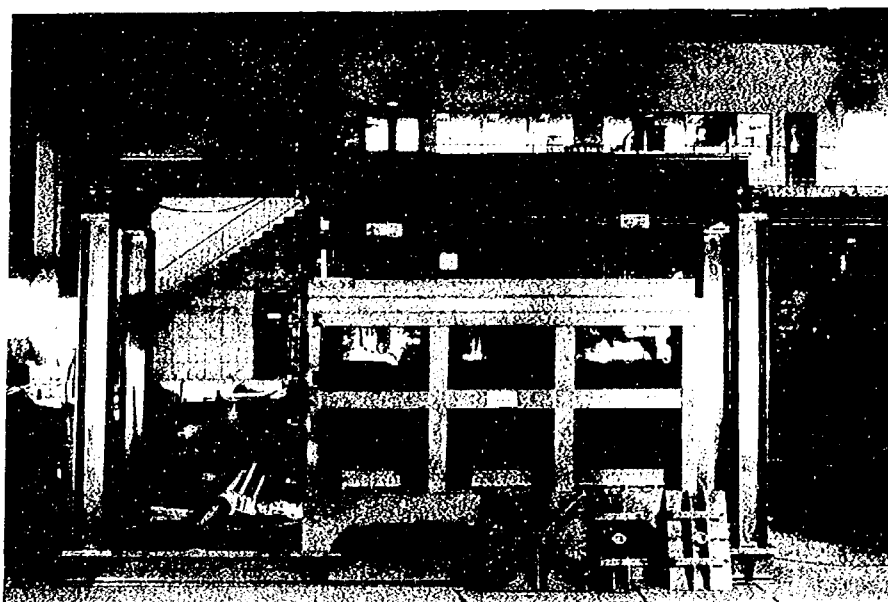
6. 斜面模型載荷試験による検討

6. 1 実験目的

4章、5章において補強材により補強された土塊のせん断特性、及び土中での補強材の引抜き特性について検討を行った。その結果、補強材の棒状・带状という形状及び曲げ剛性、補強材幅の違いにより補強効果、引抜き抵抗力に違いがあることがわかった。しかし、このことはせん断試験、引抜き試験による結果であり、補強材を配置した斜面において、補強材の形状を変えた場合の補強効果に関しては明らかになっていない。この章で行った斜面模型載荷試験は、補強材の形状の違いが補強材を挿入した斜面においてどの様に補強効果に影響を及ぼすか確認することを目的とした。

6. 2 実験装置の概要

実験に用いた土槽は、写真－6. 1に示すように幅2000mm×高さ1000mm×奥行き500mmの大きさであり、側面に取り付けた強化ガラスにより土槽内の供試体の変形状況を観察することができる。載荷は土槽の上部の桁に取り付けた載荷装置により最大荷重5 t o n fまで載荷可能である。載荷装置はスクリージャッキを無断変速モーターで駆動させて載荷するものであり、性能は表－6. 1に示すとおりである。



写真－6. 1 載荷土槽の概要

表-6. 1 載荷装置の性能

載荷荷重	最大10tonf (但し、ロードセルは5tonf)
ストローク	最大400mm
載荷速度	0.2~2.0mm/min
載荷板	300mm×500mm

6. 3 実験概要

6. 3. 1 模型斜面

実験に用いた模型斜面は斜面に垂直に補強材を配置した高さ50cm、傾斜角60°、奥行き50cmの斜面であり、概要図を図-6. 1に示す。

盛土材料は最大粒径2mmの川砂であり、物理試験と力学試験の結果を表-6. 2に示す。

補強材は、長さ50cmのアルミニウム製で、表面は、盛土材との摩擦を高めるためにエポキシ樹脂系の接着剤で実験に使用する川砂を付着させた。また、補強材の斜面側には引張補強材としての機能を高めるため、35mm×35mmのプラスチックの頭部プレートを取り付けた。

模型斜面の作成にあたっては、まず模型斜面と土槽側面の摩擦を軽減するために土槽側面にシリコングリースを塗り、その上にラテックスゴムを貼付けた。ラテックスゴムには、載荷時の模型斜面内の挙動を観察するために5cmのメッシュを描いた。

斜面は下記の手順で盛り立てた。

- ①斜面底部まで10cm毎に締固めながら盛り立てる。
- ②斜面の形状を象った土留板を設置する。
- ③斜面上の補強材の位置まで盛立てて締固める。
- ④補強材の設置位置まで掘削する。
- ⑤補強材を設置して、埋め戻す。
- ⑥③~⑤までの作業を繰り返す。

砂は含水比5%になるように調整して盛り立てた。表-6. 3に各ケースの含水比と単位体積重量を示す。また、造成した斜面表面にはスプレー糊を吹き付けて、斜面表面の崩落を防止した。

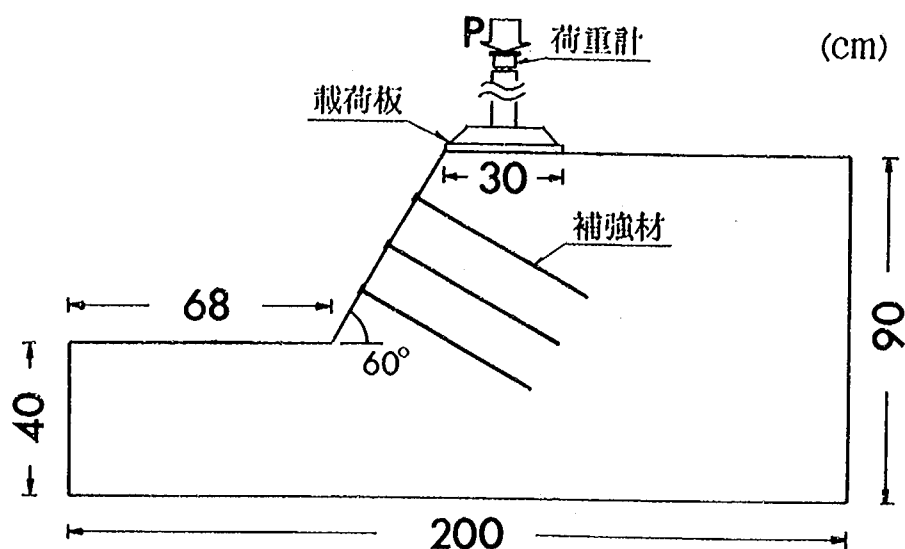


図-6. 1 模型斜面の概要

表-6. 2 盛土材料の物性

土粒子の比重 G_s	2.675
最大粒径	2.00mm
均等係数 U_o	3.3
曲率係数 U_o'	1.2
最適含水比 W_{opt}	15.6%
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	1.66gf/cm ³
粘着力 c	0.06kgf/cm ²
内部摩擦角 ϕ	41.5°

表-6. 3 各ケースの含水比, 単位堆積重量

実験ケース	含水比 (%)	単位体積重量 (tonf/m ³)
ケース 1	5.0	1.53
ケース 2	4.9	1.48
ケース 3	5.0	1.50
ケース 4	5.0	1.49
ケース 5	5.4	1.49

6. 3. 2 実験ケース

実験は、表-6. 4に示すように長さ50cmの補強材の断面積がほぼ等しくなるような寸法とし、各々のケースにおいて形状・断面2次モーメントを変化させて、無補強を含めて合計5ケースについて行った。

斜面上の補強材の配置状況を図-6. 2に示す。

表-6. 4 実験ケース

ケース	補強材				配置
	形状	寸法 (mm)	平面充填率 (%)	断面2次モーメント (mm ⁴)	
1	—	—	—	—	無補強
2	棒状	直径d=3.0	1.8	3.967	3段3列 正方
3	带状	厚t×幅b=0.5×14	8.4	0.146	3段3列 正方
4	带状	厚t×幅b=0.2×35	21.0	0.023	3段3列 正方
5	带状	厚t×幅b=0.2×35	21.0	0.023	3段3列 千鳥

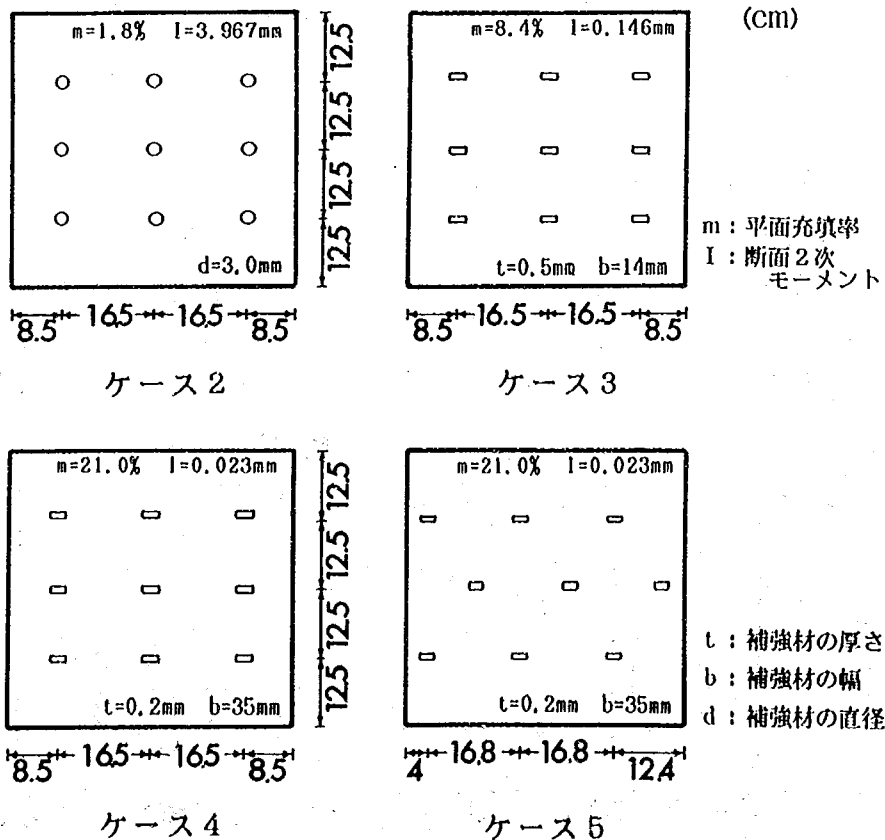


図-6. 2 斜面上の補強材の配置

6. 3. 3 実験方法

実験は、載荷板により模型斜面天端に載荷し、載荷板の沈下量と載荷荷重との関係により補強効果の検討を行う。載荷は変位制御とし、載荷速度 0.5 mm/min で載荷板の沈下量が 80 mm となるまで実験を行った。計測項目は載荷板の沈下量、載荷圧の他に補強材の斜面側から 5 cm 、 15 cm 、 25 cm 、 35 cm 、 45 cm の位置の表裏に貼付けたひずみゲージにより補強材の引張力を計測した。また、模型斜面の斜面内及び斜面上の挙動を観測するために、土槽側面及び斜面正面から写真撮影を行った。データはパーソナルコンピュータとデータロガーを接続し、1分毎に測定してフロッピーディスクに収集した。

6. 4 実験結果

6. 4. 1 載荷圧と沈下量の関係

各ケースの載荷圧と載荷板沈下量の関係を図-6. 3に示す。各ケース毎の載荷圧-沈下量の曲線に注目すると、無補強のケース1では、載荷板の沈下が 15 mm 付近で載荷圧の増加率が低下し、それ以降は載荷圧がほぼ単調に増加する。ケース2の直径 $d = 3.0 \text{ mm}$ の円形断面の補強材を設置した場合には沈下量の増加とともに載荷圧の増加率が減少し、全体的に緩やかな曲線を描いている。幅 $b = 14 \text{ mm}$ 、厚さ $t = 0.5 \text{ mm}$ の矩形断面の補強材を格子状に配置したケース3、幅 $b = 35 \text{ mm}$ 、厚さ $t = 0.2 \text{ mm}$ の補強材を格子状に配置したケース4、ケース4と同じ補強材を千鳥状に配置したケース5の場合には、どのケースにおいても載荷圧-沈下量の関係はほぼ直線的となっている。ただし、ケース3の曲線で沈下量が 55 mm のときに載荷圧が低下しているのは、斜面表層が全体的に滑落したためである。これら、載荷圧-沈下量の曲線の推移の仕方は、補強と無補強、また円形断面と矩形斜面という補強材の形状及び断面2次モーメントの差により異なってくることが分かる。

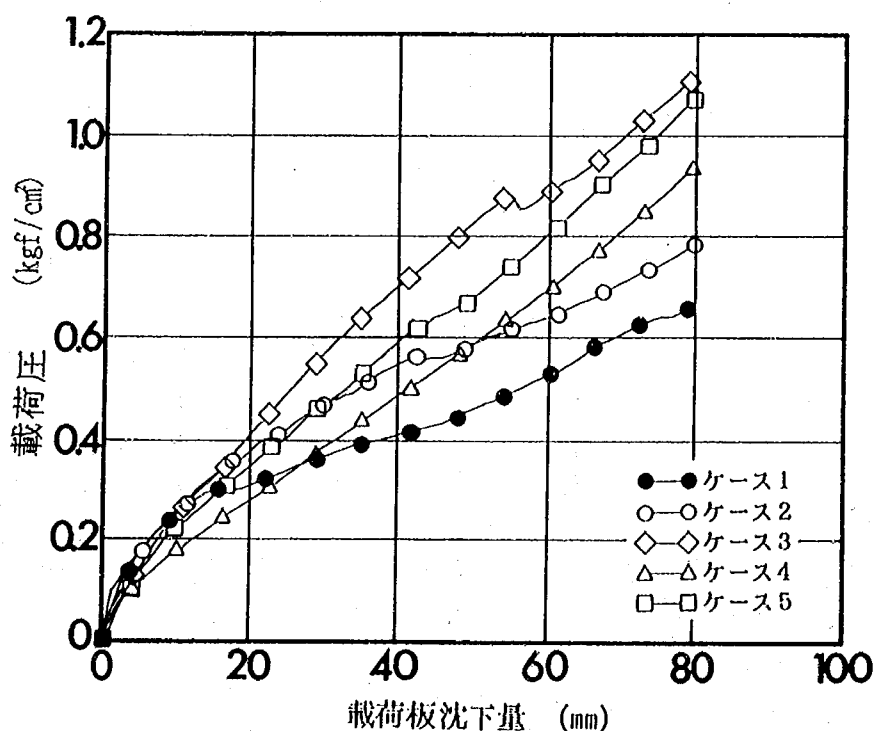


図-6. 3 載荷圧と載荷板の沈下量の関係

各ケースの比較を行うと、ケース1において載荷圧の増加率が低下する沈下量15mm程度までは、ケース4を除いて載荷圧にそれほど差が生じていないが、沈下量の増加につれてケースによって差が大きくなっている。その中でケース3の載荷圧が最も大きくなっており、補強効果が高いことが分かる。

補強材の配置形状が同じであるケース2、ケース3、ケース4を比較すると、補強材幅（円形断面の場合には直径）、断面2次モーメントのいずれも中位のケース3が最も補強効果がある。断面形状が異なり、曲げ剛性が大きいケース2と表面積が大きいケース4の補強効果を比較すると、45mm付近の沈下量を境に載荷圧が逆転している。

補強材の配置形状の異なるケース4（格子状配置）とケース5（千鳥状配置）を比較すると、ケース5の方が補強効果が大きいことが分かる。これは、千鳥状配置の場合には補強材が斜面表面に対して平均的に配置されているため、補強材1本当りの補強効果が斜面全体に対して均等に及んだためと考えられる。

沈下量との関係についてまとめると、補強材の断面積が一定という条件下では、補強材の断面が短形断面のほうが円形断面より補強効果が高いことが分かった。また、補強効果は補強材の配置形状の影響を受けることが分かった。

6. 4. 2 補強された斜面の挙動

図-6. 4～6. 8は、ケース1～ケース5の斜面内の点の各変位ベクトルを表している。斜面内の点とは土槽側面に貼付けたラテックスゴムに描かれたメッシュの格子点を示す。これらの図には1つの点に対して2本のベクトルが示されているが、最初のベクトルは実験の初期の状態から沈下量30mmまでの変位に対応し、その後に続くベクトルは沈下量30mmから60mmまでの変位に対応している。なお、ベクトルが1つしか示されていない点は、沈下量60mmの時の変位が読み取れない点である。

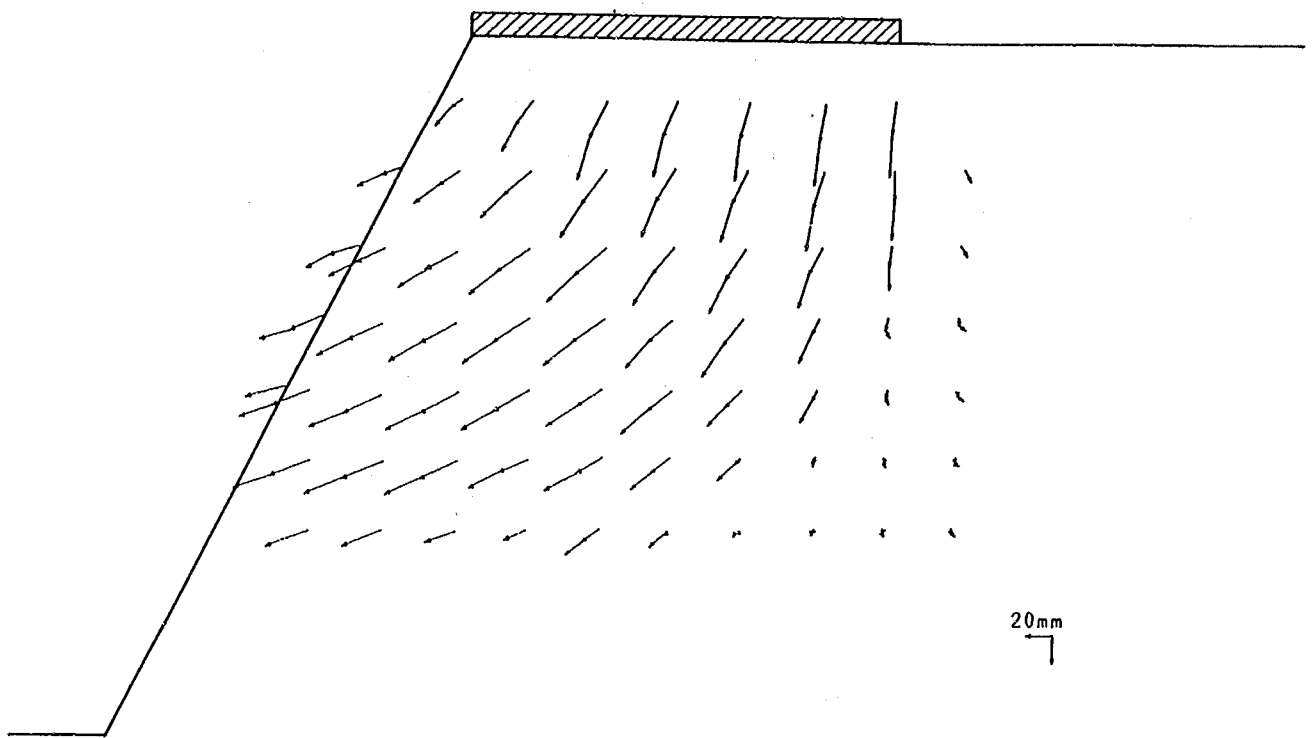


図-6. 4 斜面内の変位ベクトル (ケース1 無補強)

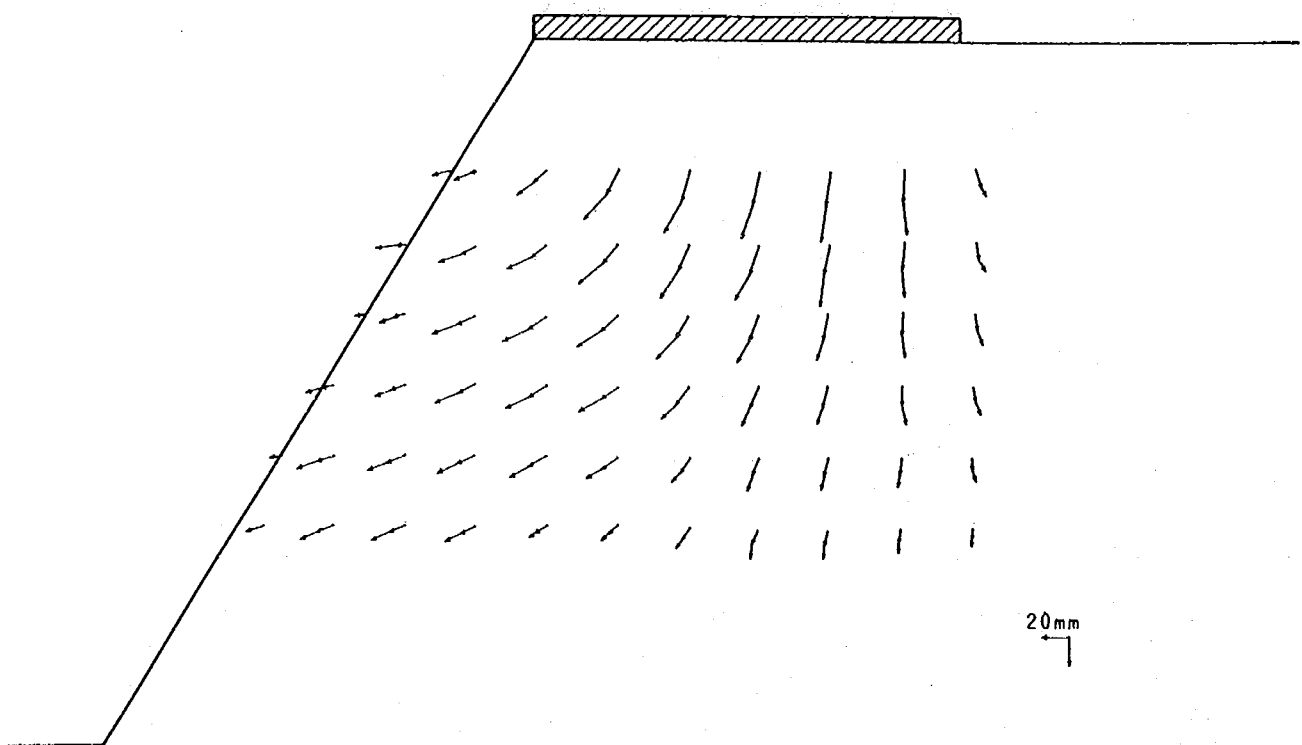


図-6. 5 斜面内の変位ベクトル (ケース2)

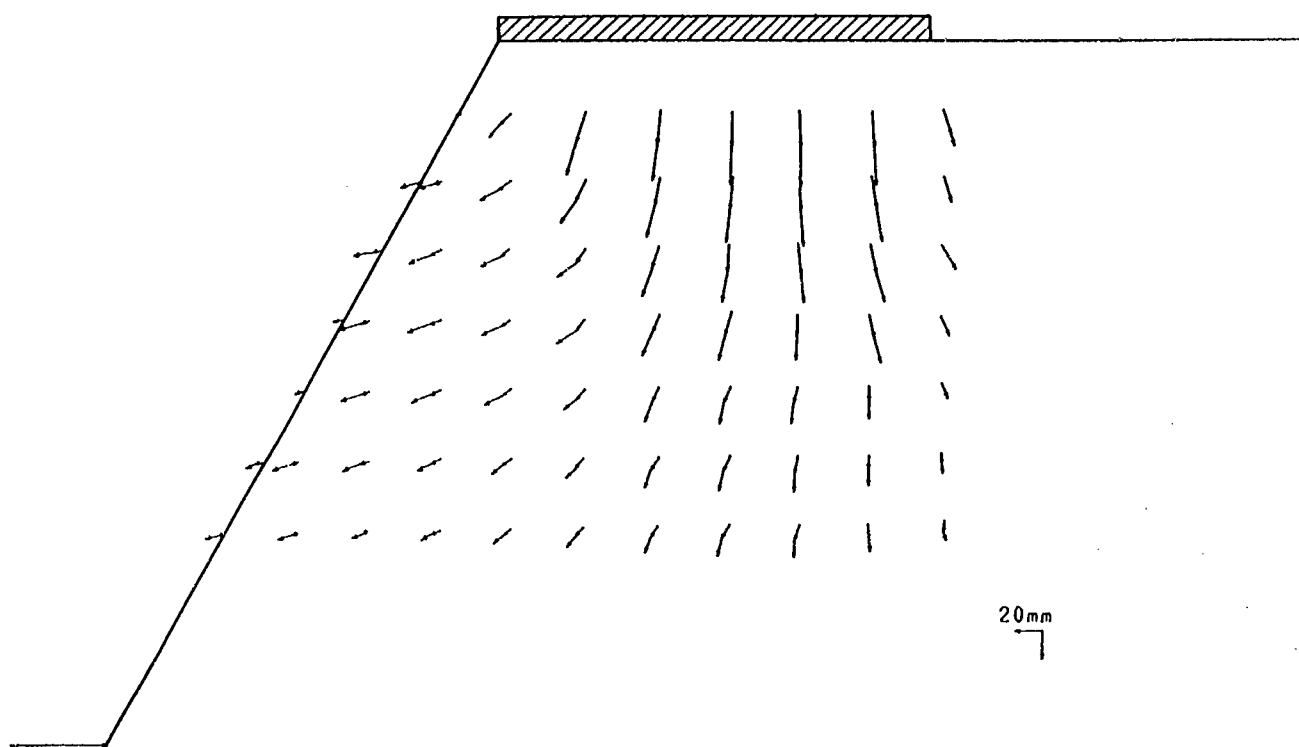


図-6. 6 斜面内の変位ベクトル (ケース 3)

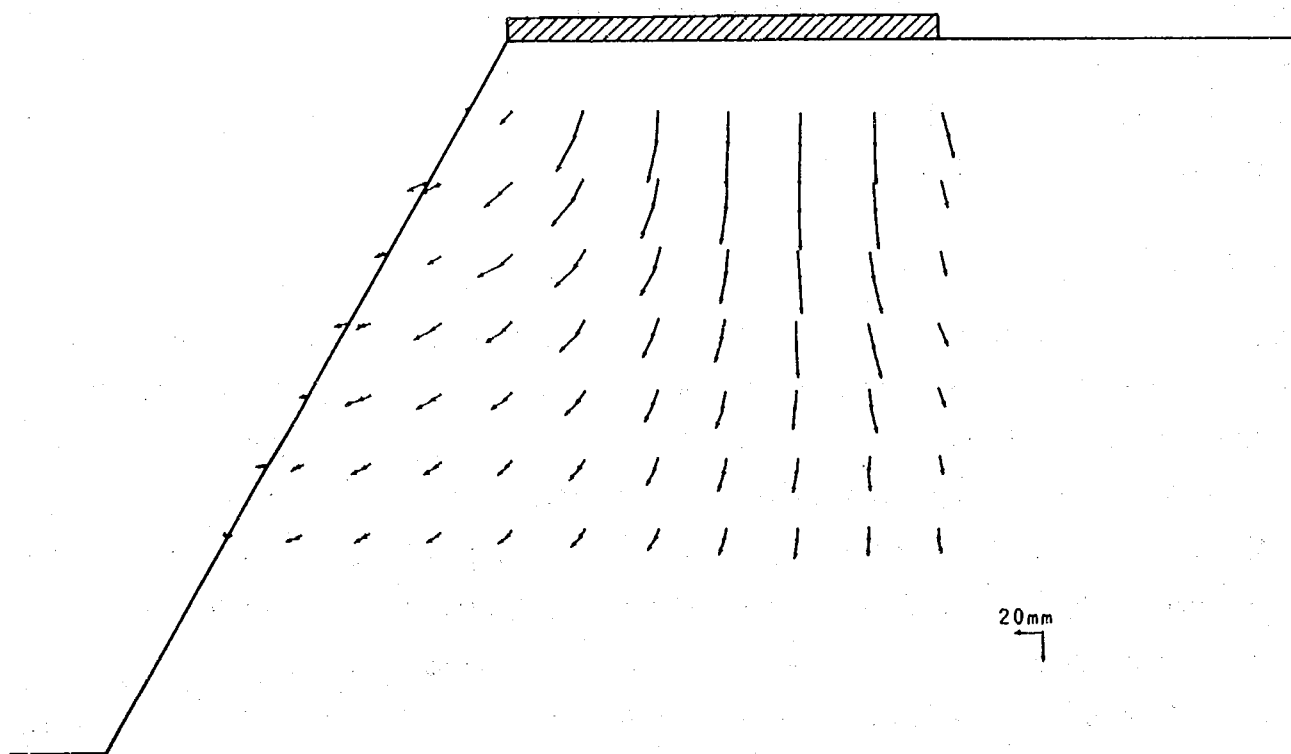


図-6. 7 斜面内の変位ベクトル (ケース 4)

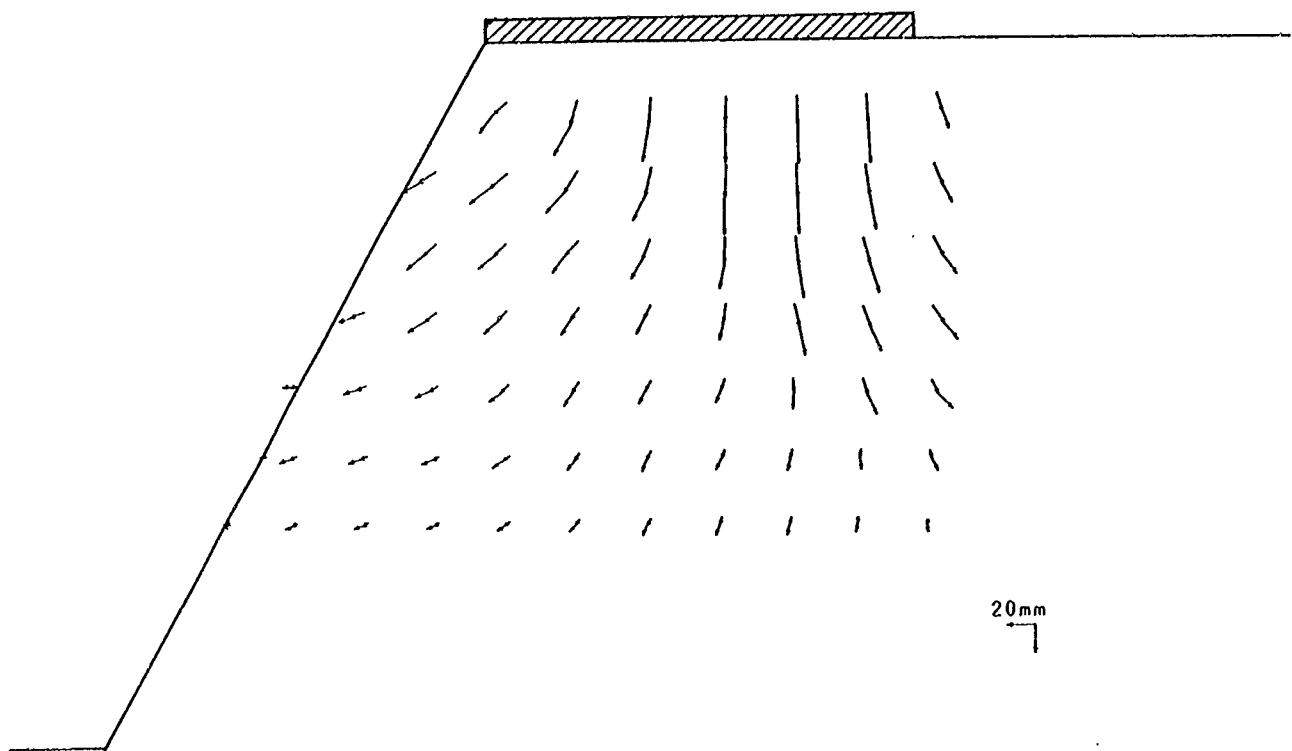


図-6. 8 斜面内の変位ベクトル (ケース5)

図-6. 9～6. 18は、ケース1～ケース5の沈下量30mmと60mmにおける斜面内の各要素の最大主ひずみ、最小主ひずみ方向及びその大きさを表している。また、図-6. 9～6. 28はそれぞれの場合の各要素の伸縮ひずみの無い方向とその方向のせん断ひずみの大きさを表している。ただし、各要素内のひずみは要素内においては一様であると仮定している。

図-6. 4～6. 8を比較すると、ケース1では変位が発生している領域とほとんど発生していない領域が明瞭に分かれていることがわかる。変位が不連続となる部分がすべり面であるため、これらの領域の境界がすべり面であると考えられる。このことは、図-6. 19、6. 20からも明確に分かり、せん断ひずみが大きい領域で示されるすべり面は図-6. 4で示されるすべり面と一致している。また、図-6. 19、6. 20から、すべり土塊内にもせん断ひずみが大きい領域がもう1箇所存在し、無補強時には載荷板の後端と斜面ののり先とを通る斜面全体の円弧すべりとそのすべり土塊内にも小さなすべりが生じていることが分かる。一方、補強材を配置して斜面を補強したケースでは、斜面全体に変位が生じており、明確な大きなすべり面が発生しなかったと考えられる。補強材を配置している斜面表面側及び下部の斜面内変位に注目すると、ケース1の場合には斜面表面側・下部においても他のケースより大きな変位が発生しているのに対して、補強材を配置したケース2～ケース5では変位がかなり小さくなっており、補強材により斜面の変位が拘束されていることが分かる。このため、載荷圧が増加して補強効果が大きくなったと考えられる。

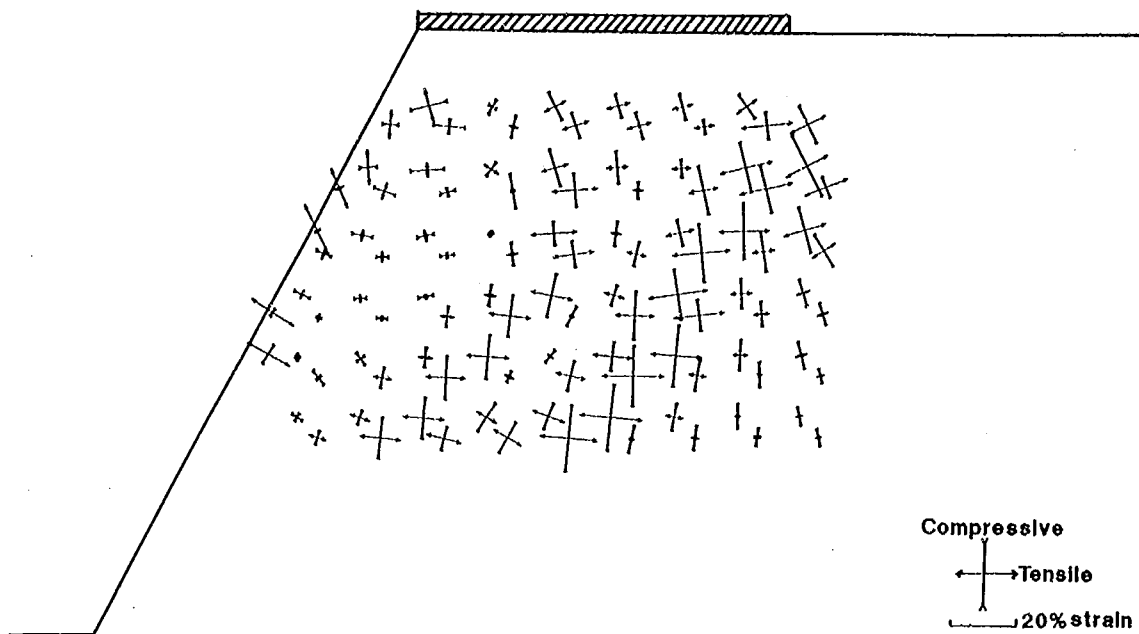


図-6. 9 斜面内の最大・最小主ひずみ (ケース1 沈下量 3.0 mm)

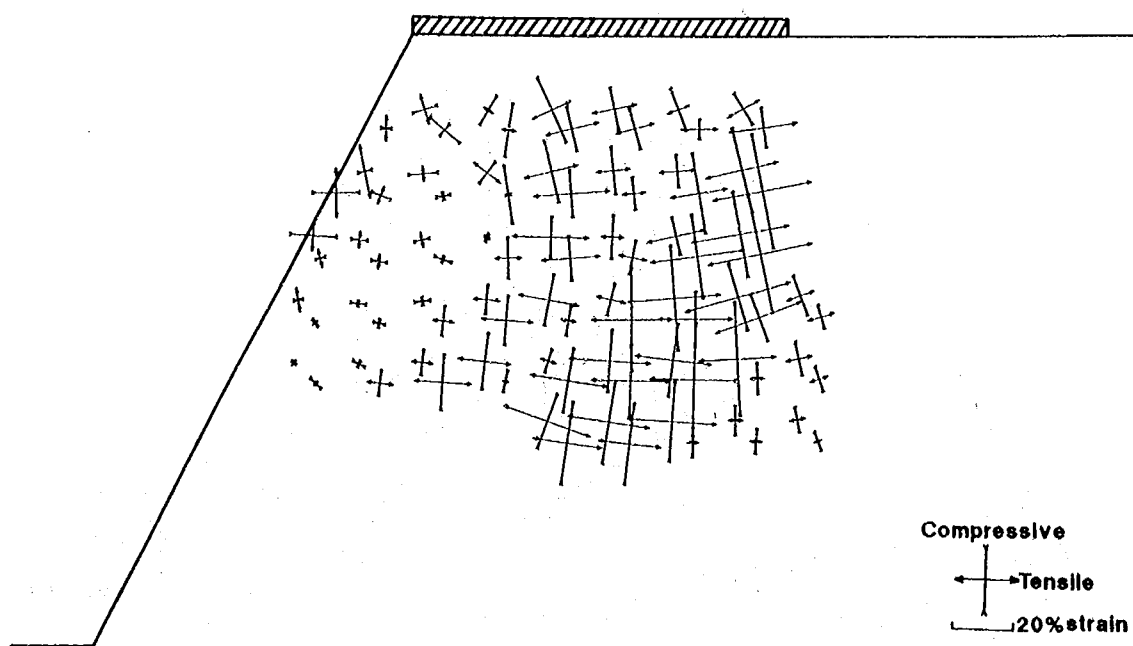


図-6. 10 斜面内の最大・最小主ひずみ (ケース1 沈下量 6.0 mm)

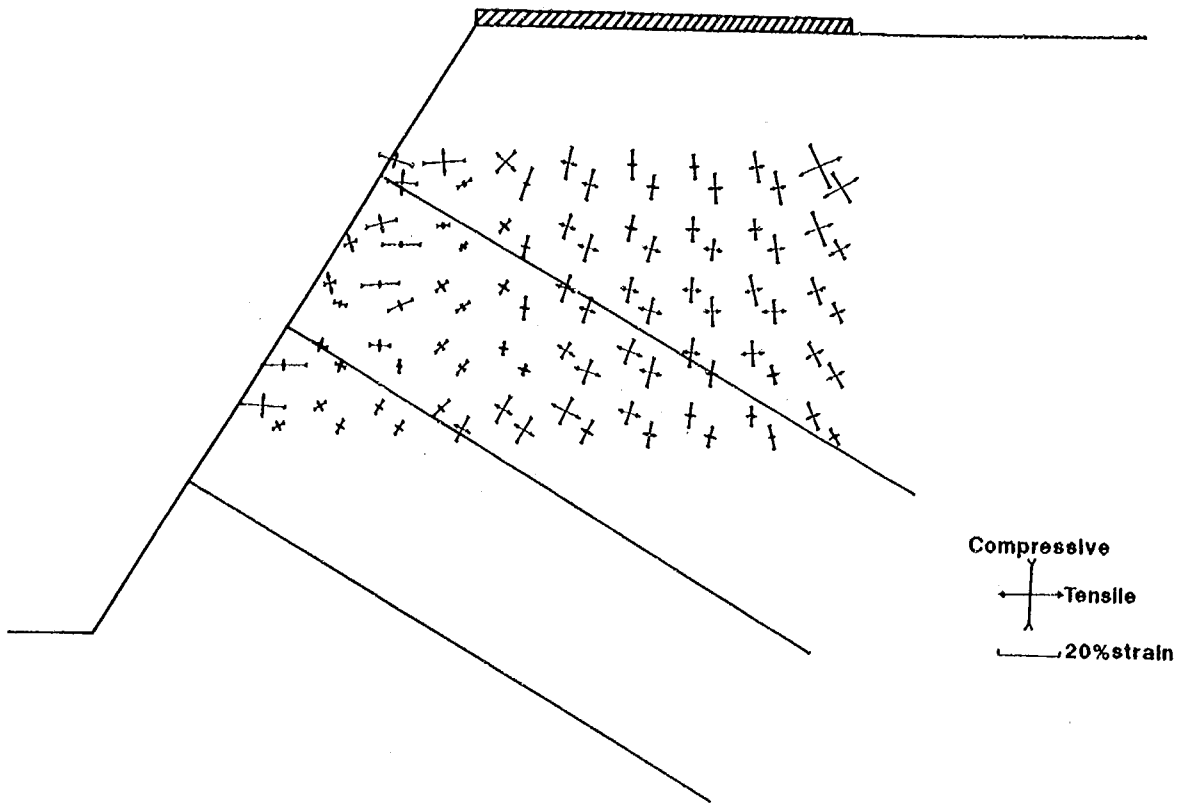


図-6. 1.1 斜面内の最大・最小主ひずみ (ケース2 沈下量30mm)

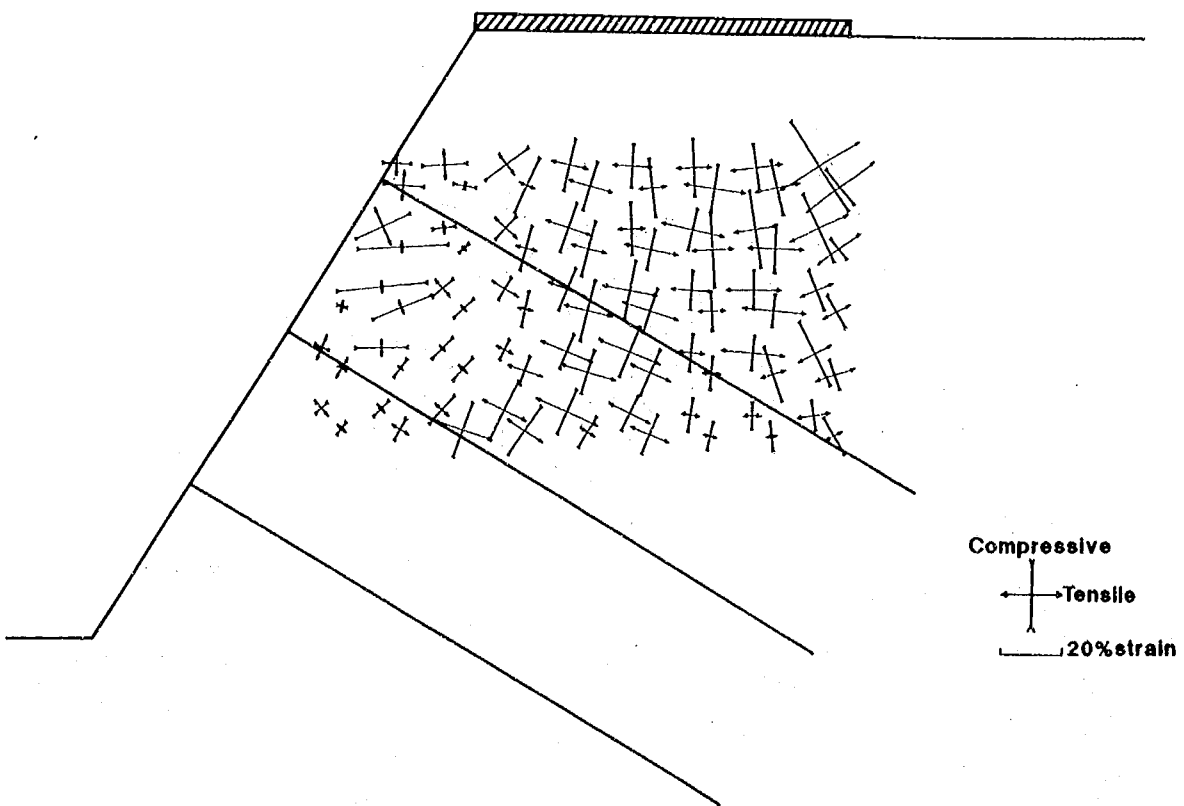


図-6. 1.2 斜面内の最大・最小主ひずみ (ケース2 沈下量60mm)

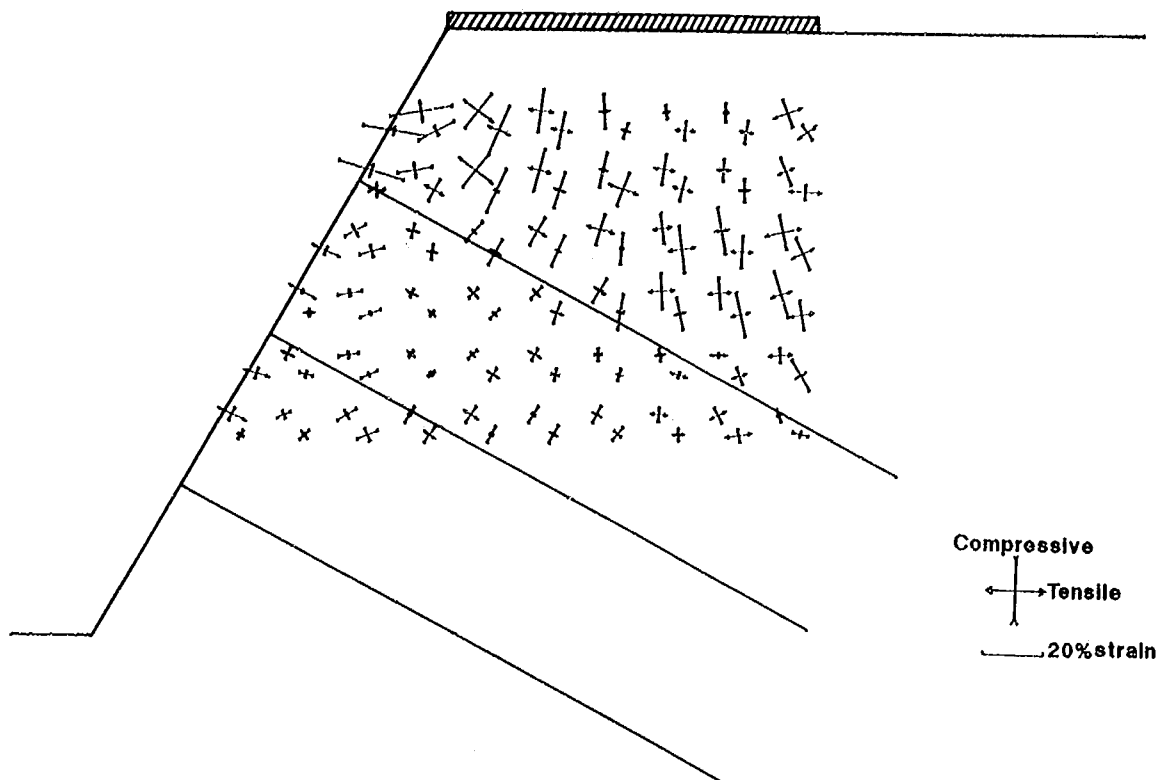


図-6. 13 斜面内の最大・最小主ひずみ (ケース3 沈下量30mm)

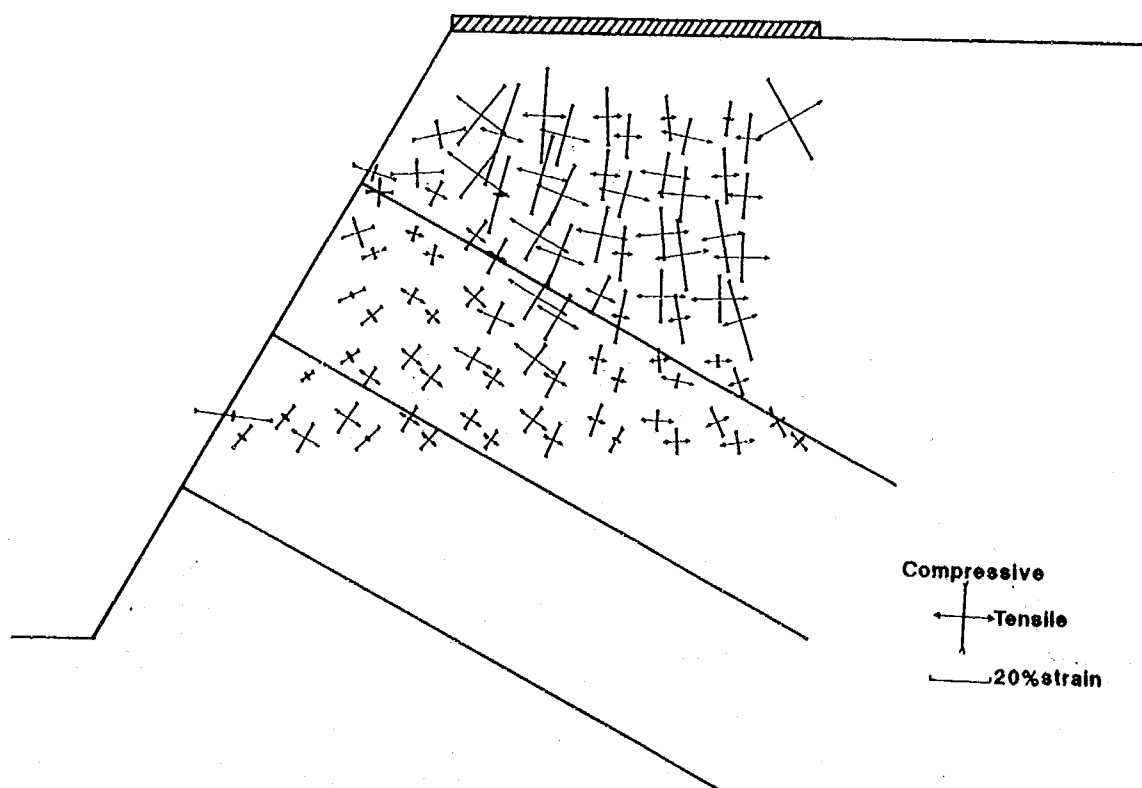


図-6. 14 斜面内の最大・最小主ひずみ (ケース3 沈下量60mm)

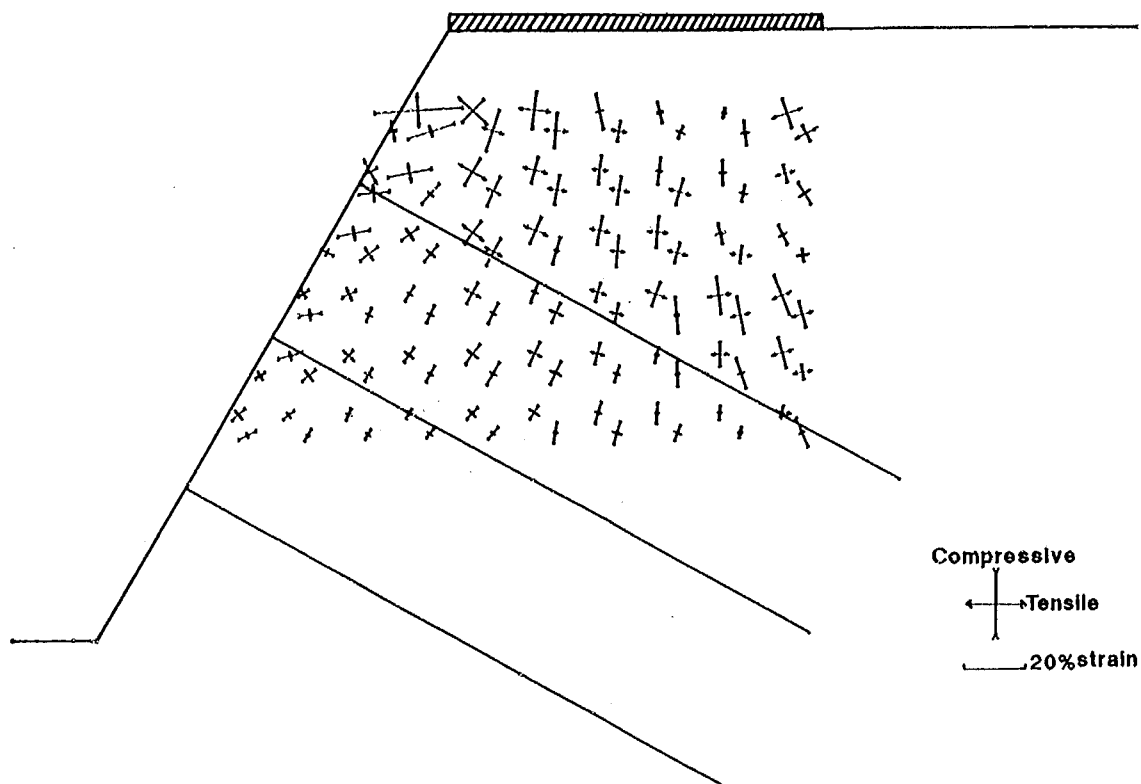


図-6. 15 斜面内の最大・最小主ひずみ (ケース4 沈下量30mm)

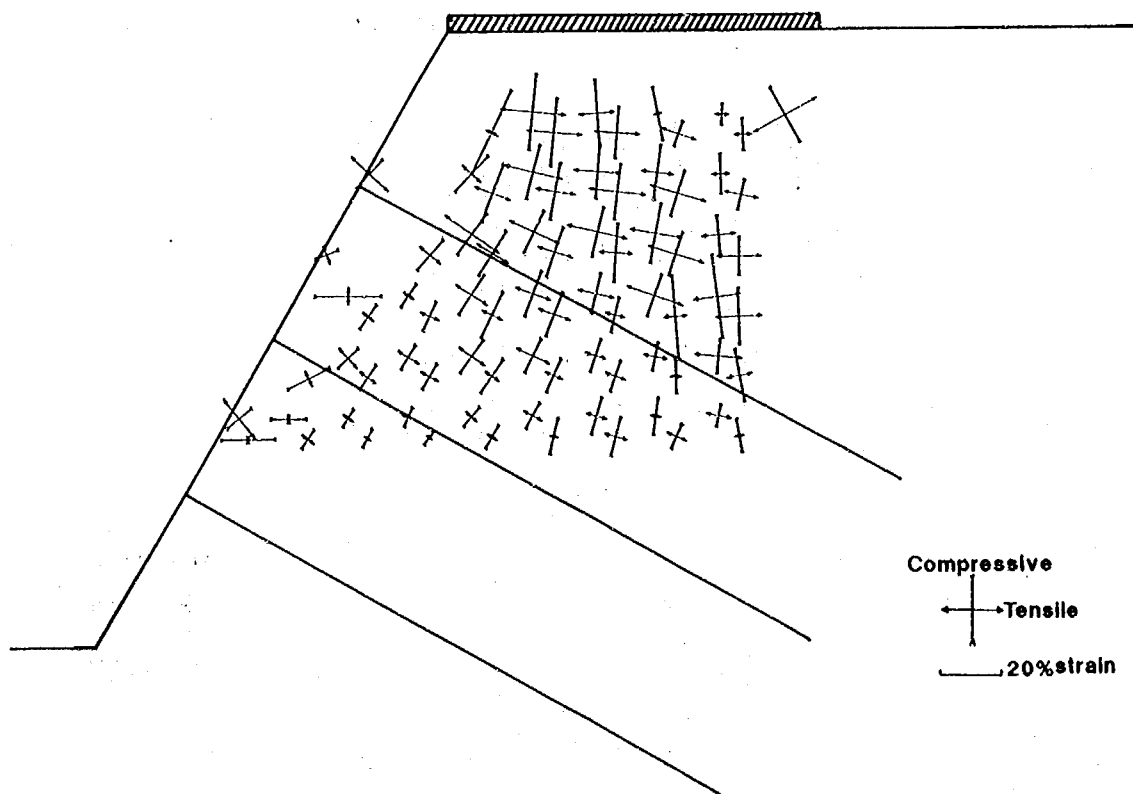


図-6. 16 斜面内の最大・最小主ひずみ (ケース4 沈下量60mm)

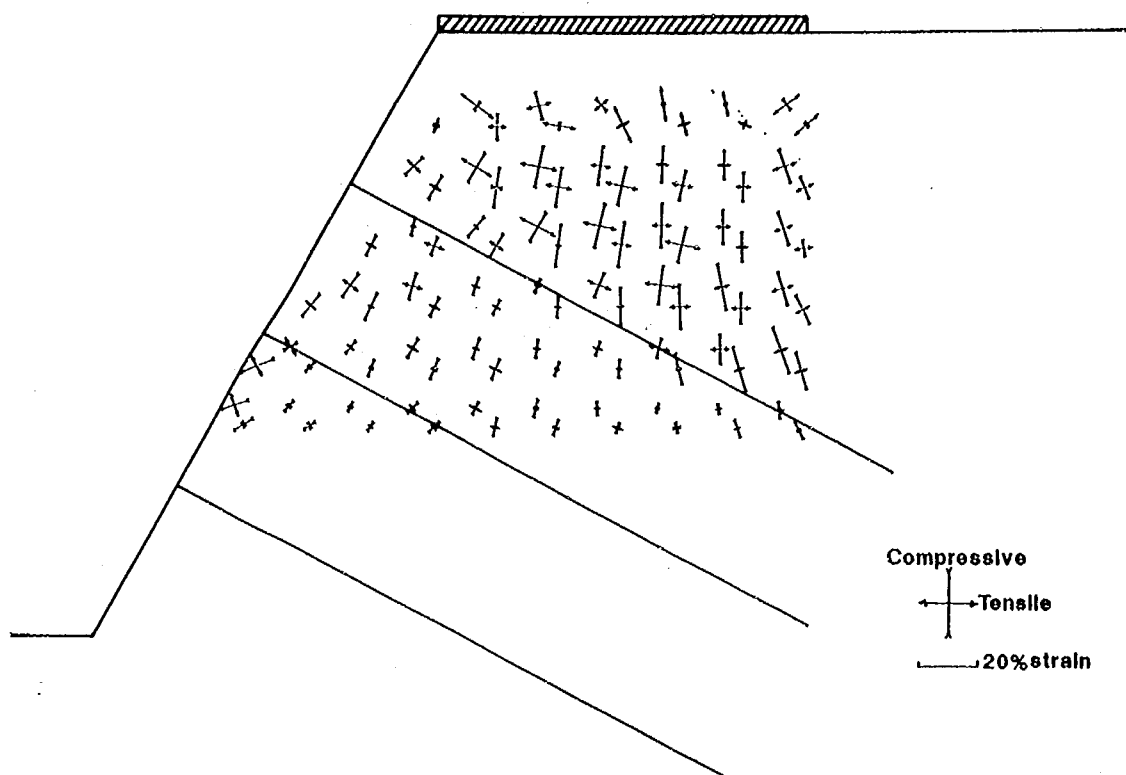


図-6. 17 斜面内の最大・最小主ひずみ (ケース5 沈下量30mm)

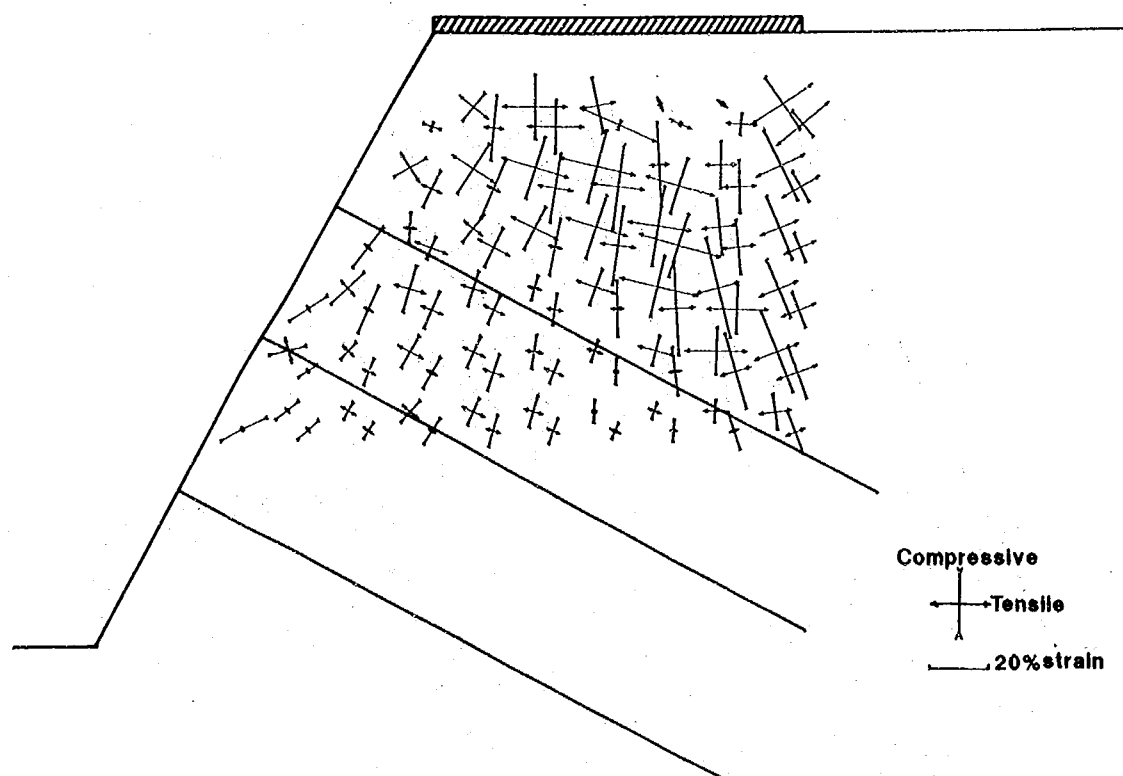


図-6. 18 斜面内の最大・最小主ひずみ (ケース5 沈下量60mm)

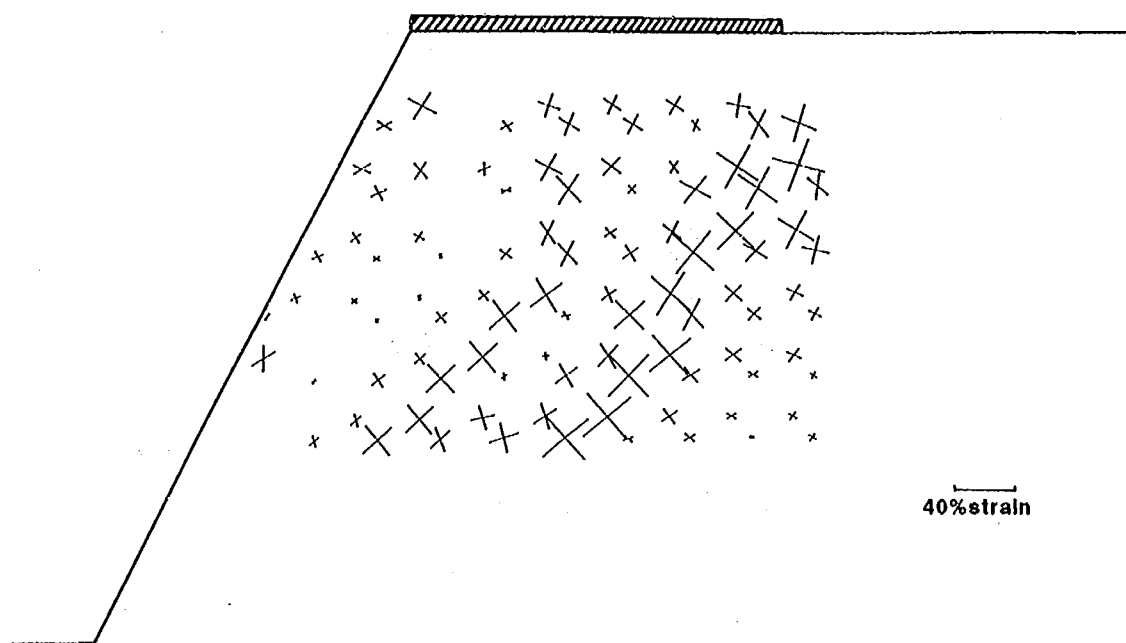


図-6. 19 斜面内のzero-extension方向のせん断ひずみの大きさ (ケース1 沈下量30mm)

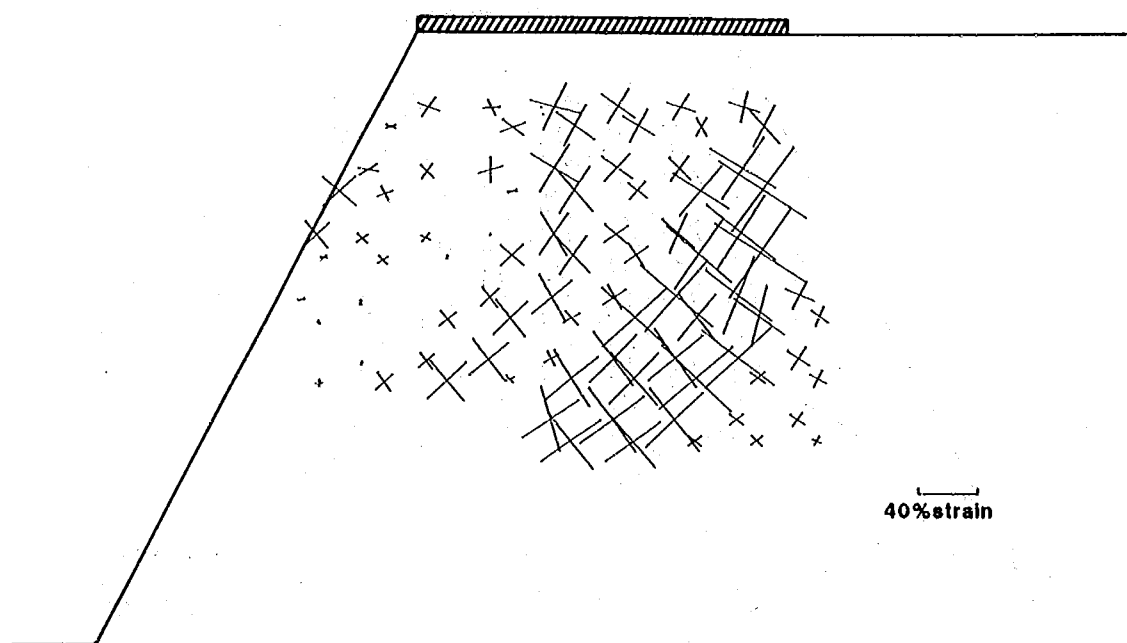


図-6. 20 斜面内のzero-extension方向のせん断ひずみの大きさ (ケース1 沈下量60mm)

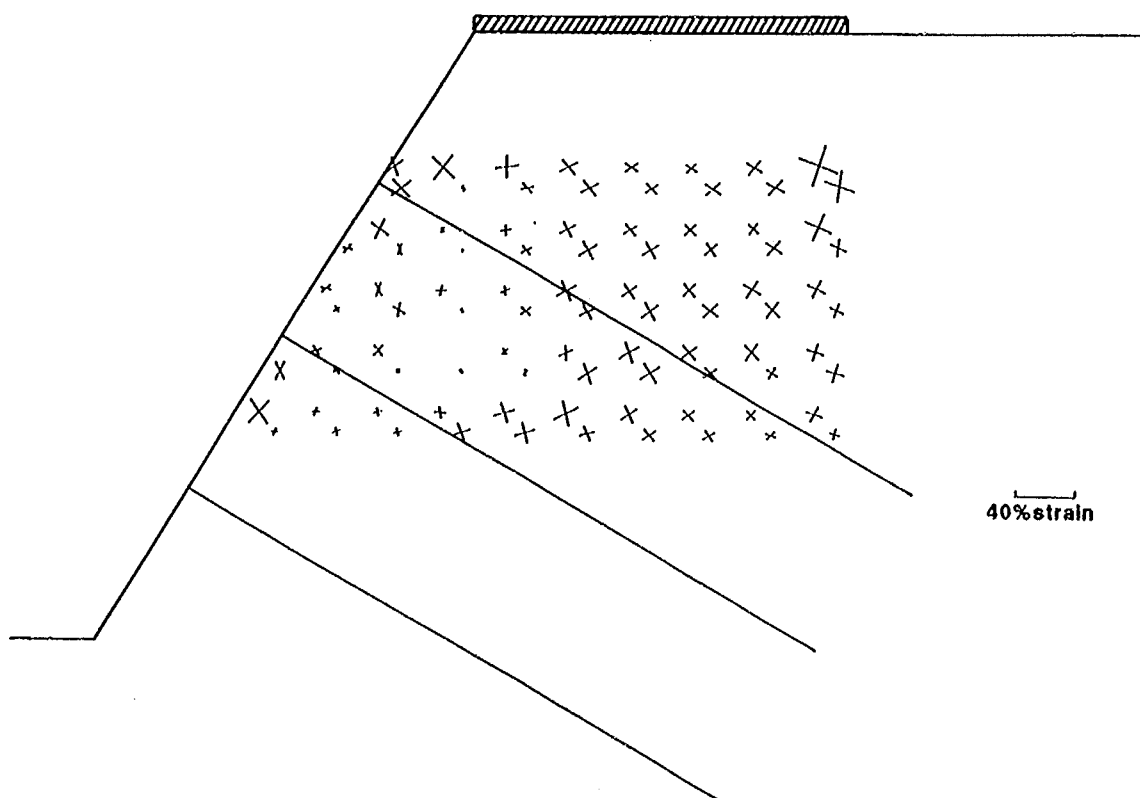


図-6. 21 斜面内の zero-extension 方向のせん断ひずみの大きさ (ケース2 沈下量 30 mm)

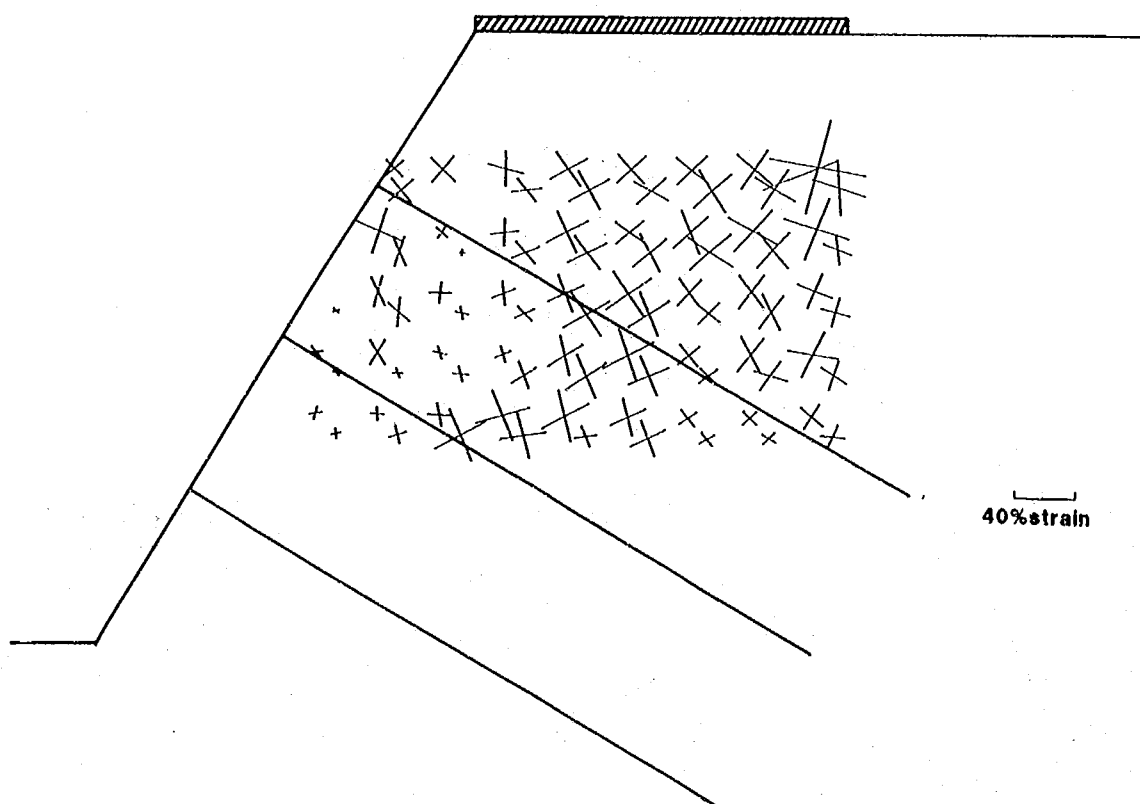


図-6. 22 斜面内の zero-extension 方向のせん断ひずみの大きさ (ケース2 沈下量 60 mm)

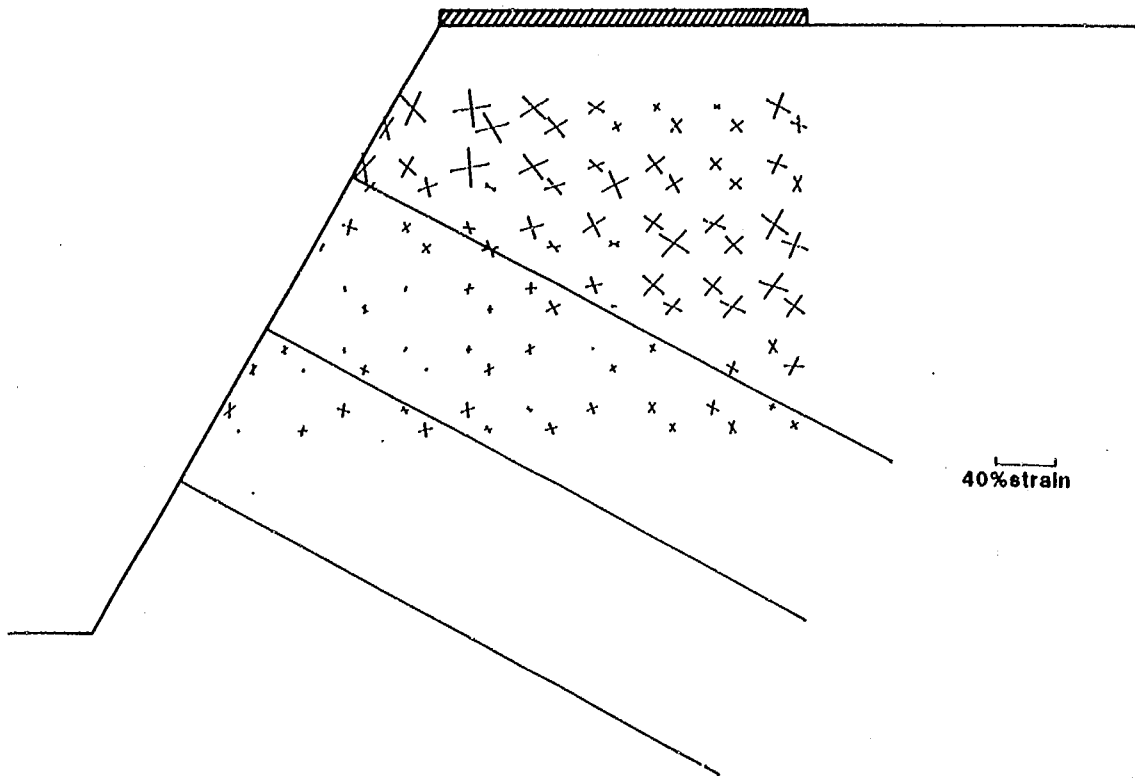


図-6.23 斜面内のzero-extension方向のせん断ひずみの大きさ(ケース3 沈下量30mm)

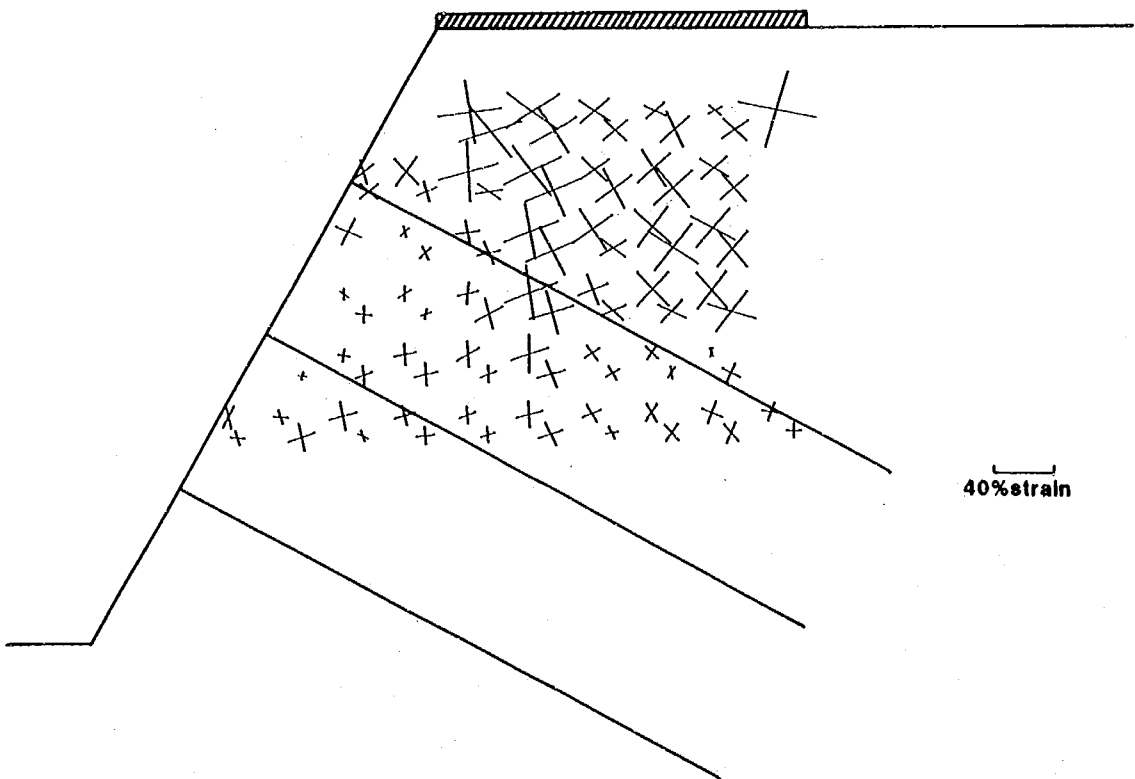


図-6.24 斜面内のzero-extension方向のせん断ひずみの大きさ(ケース3 沈下量60mm)

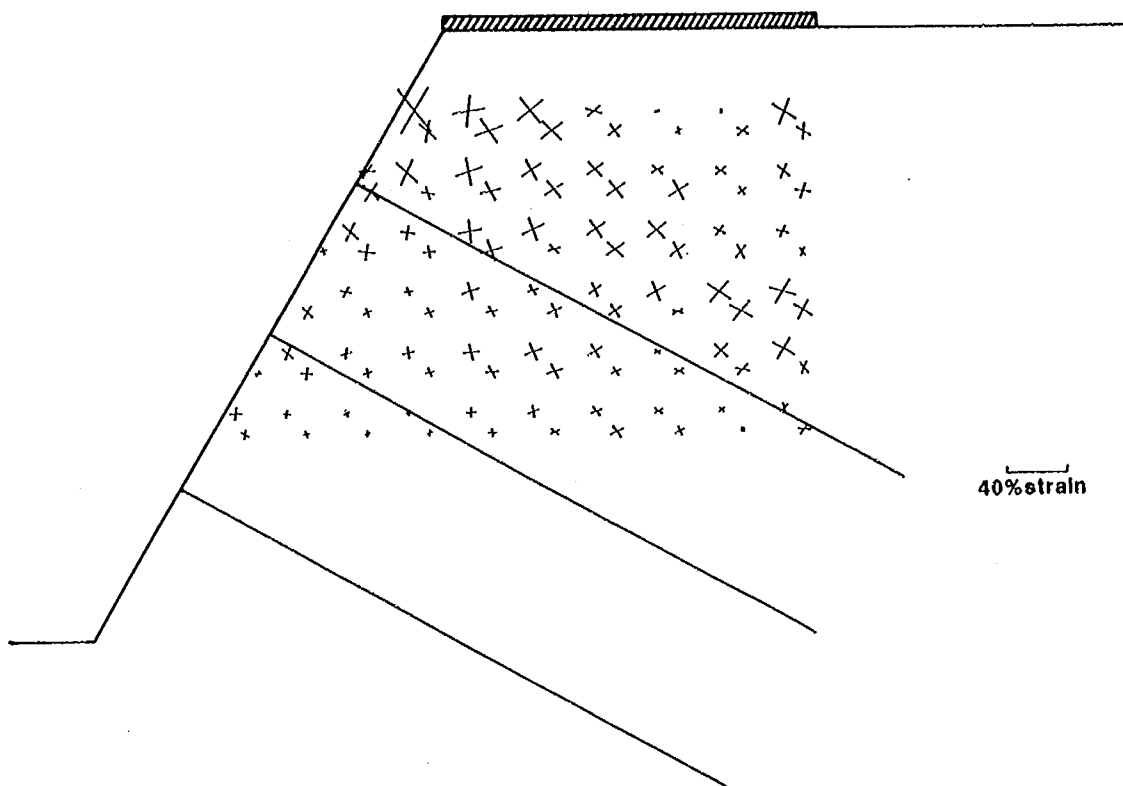


図-6. 25 斜面内のzero-extension方向のせん断ひずみの大きさ (ケース4 沈下量30mm)

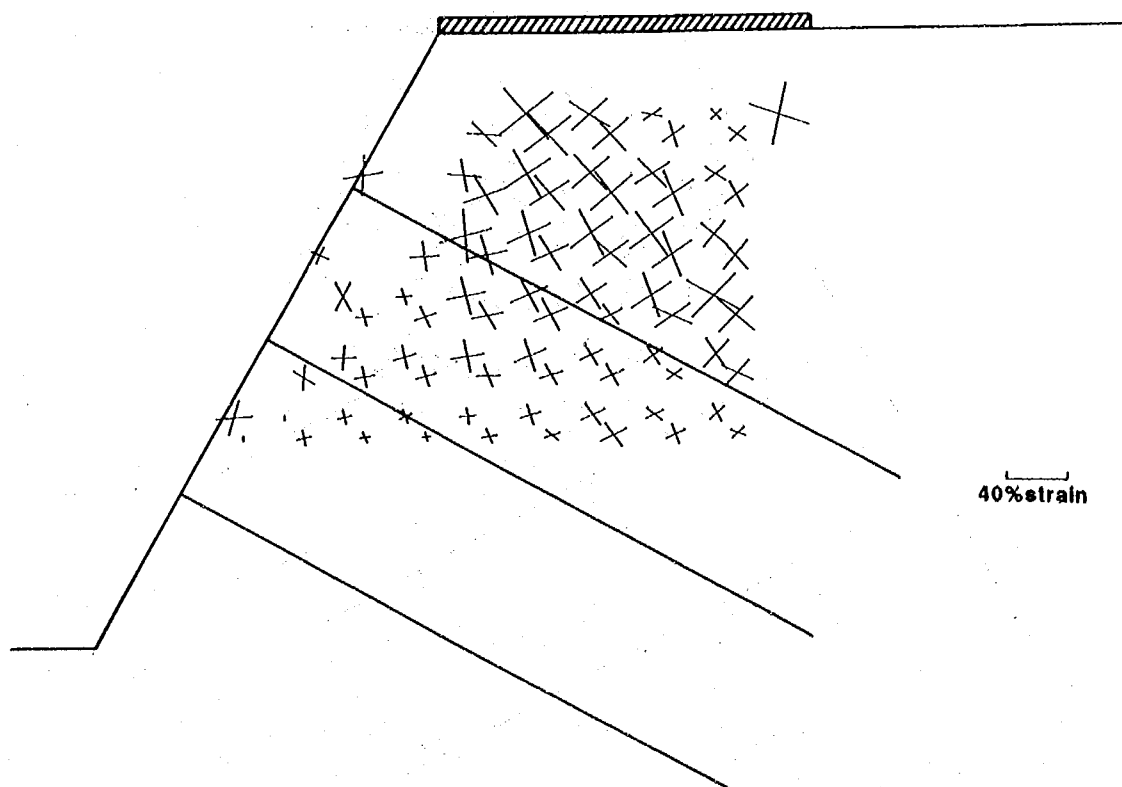


図-6. 26 斜面内のzero-extension方向のせん断ひずみの大きさ (ケース4 沈下量60mm)

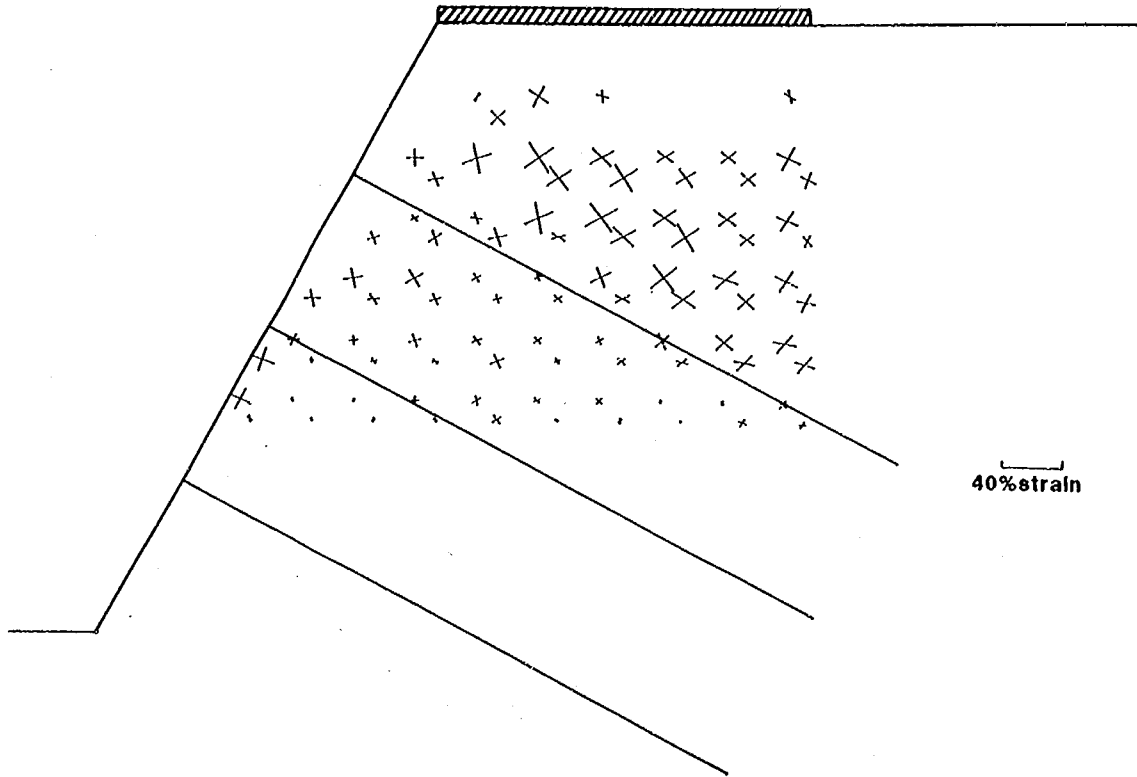


図-6. 27 斜面内のzero-extension方向のせん断ひずみの大きさ (ケース5 沈下量30mm)

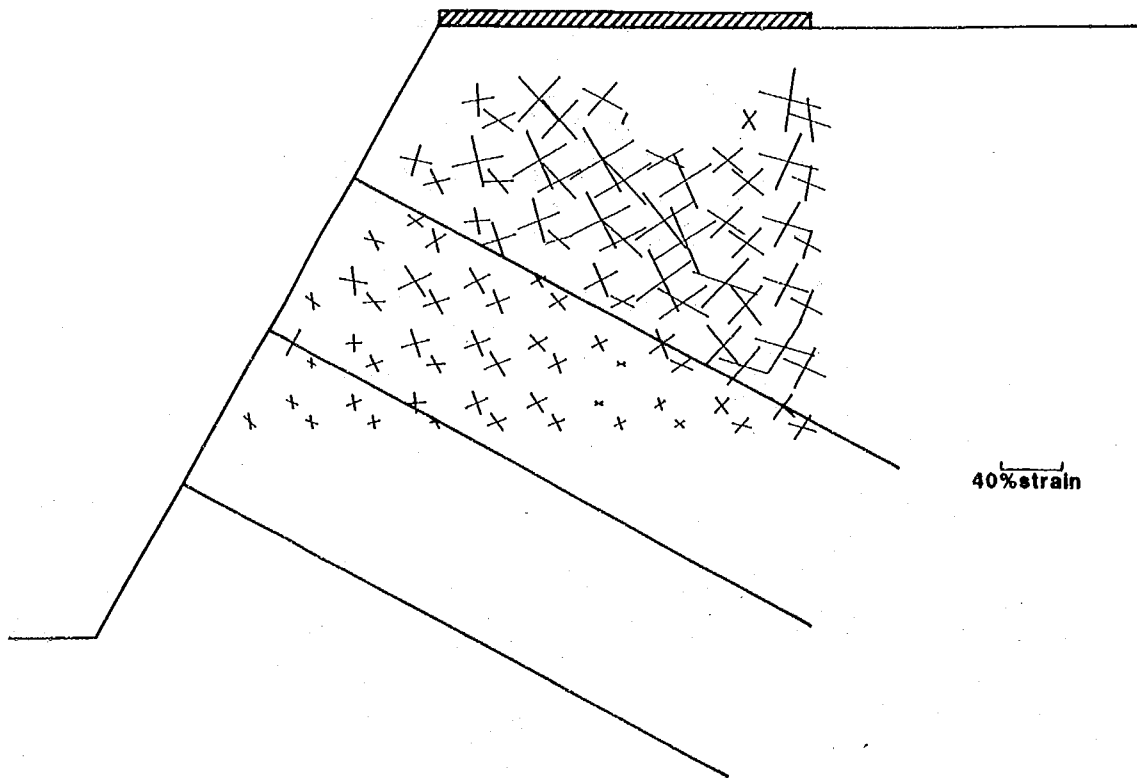


図-6. 28 斜面内のzero-extension方向のせん断ひずみの大きさ (ケース5 沈下量60mm)

斜面内で載荷板直下で垂直な変位が発生している位置に着目する。どのケースにおいてもこの位置を境に変位ベクトルの方向が斜面方向と背面方向に分かれていることが図-6. 4~6. 8より分かる。ケース1では、斜面ののり肩から30cmの載荷板の端部直下で垂直な変位が、また、ケース2の場合にはのり肩から25cmで、ケース3とケース5の場合には18cm付近で、ケース4の場合には20cmで垂直な変位が発生している。これらの結果と図-6. 3の載荷板沈下量60mmのときの載荷圧とを比較すると、垂直変位が発生する位置が斜面側にあるほど載荷圧が大きくなっていることが分かる。つまり、斜面側へ変位する土量が少ないほど補強効果が大きく、言い換えれば補強材により拘束する土量が多ければ多いほど補強効果が大きいといえる。

図-6. 21~6. 26より補強材を配置したケース2~ケース5の斜面内のせん断ひずみに着目する。円形断面の補強材を用いたケース2と短形断面の補強材を用いたケース3~ケース5の補強材にはさまれた領域のひずみについて着目すると、円形断面より短形断面の方が発生するひずみの大きさが小さいことが分かる。また、図-6. 21、6. 22のケース2のせん断ひずみについて着目すると、補強材にはさまれた領域内にもせん断ひずみが他に比べて大きい領域が存在し、補強領域内にも明確ではないが小さなすべり面が発生していると考えられる。また、斜面内全体のひずみの発生の仕方は、円形断面の補強材の場合には補強材を配置した領域もその上部もほぼ同程度のひずみが生じているが、短形断面の補強材の場合には補強材を配置した領域の上部のみ大きなひずみが生じていることが分かる。このことから、短形断面を配置した場合には、補強領域はより一体化して載荷圧は補強材による効果の小さい上部のひずみに大きく影響を及ぼしたと考えられる。短形断面の補強材を挿入したケース3~ケース5においては、ひずみにおいて明確な差が生じていない。

6. 4. 3 補強材に生じる引張力

図-6. 29~6. 36にケース2~ケース5の載荷板沈下量30mmと60mmのときの補強材に生じた引張力の分布を示す。

図-6. 29、6. 30より、ケース2の場合は主に中段の補強材に引張力が生じているが、上段の補強材は引張力、圧縮力が同時に発生し、補強材として十分に機能していないと考えられる。また、沈下量が60mmの時には、中、下段の補強材の中央より斜面側で引張力が生じておらず、この部分では補強材の表面ですべりが発生していると考えられる。このことは、図6. 3において載荷圧の増加率が30mm以降小さくなったことと関連していると考えられる。

図-6. 31~6. 34のケース3、ケース4の場合には、沈下量が30mmのとき引張力は上、中、下段ともに同程度の大きさであり、斜面は平均的に補強されていると考えられる。また、沈下量が60mmのときも同様のことがいえ、引張力の分布形状も同じである。

図-6. 35、6. 36のケース5の場合には、引張力の最大値は補強材の中央より斜面内部に偏って発生し、その分布形状は沈下量30mmと60mmで同じである。

以上より、円形断面の補強材の場合には沈下量が大きくなるにしたがって引張力の分布形状が変化してくるが、短形断面の補強材を用いた場合には分布形状はそれほど変化しないことが分かる。図-6. 3より短

形断面の場合には載荷圧の増加率は一定であり、このことより補強材の引張力が分布形状を変えずに大きく
なるとき、載荷圧の増加率は一定であると考えられる。

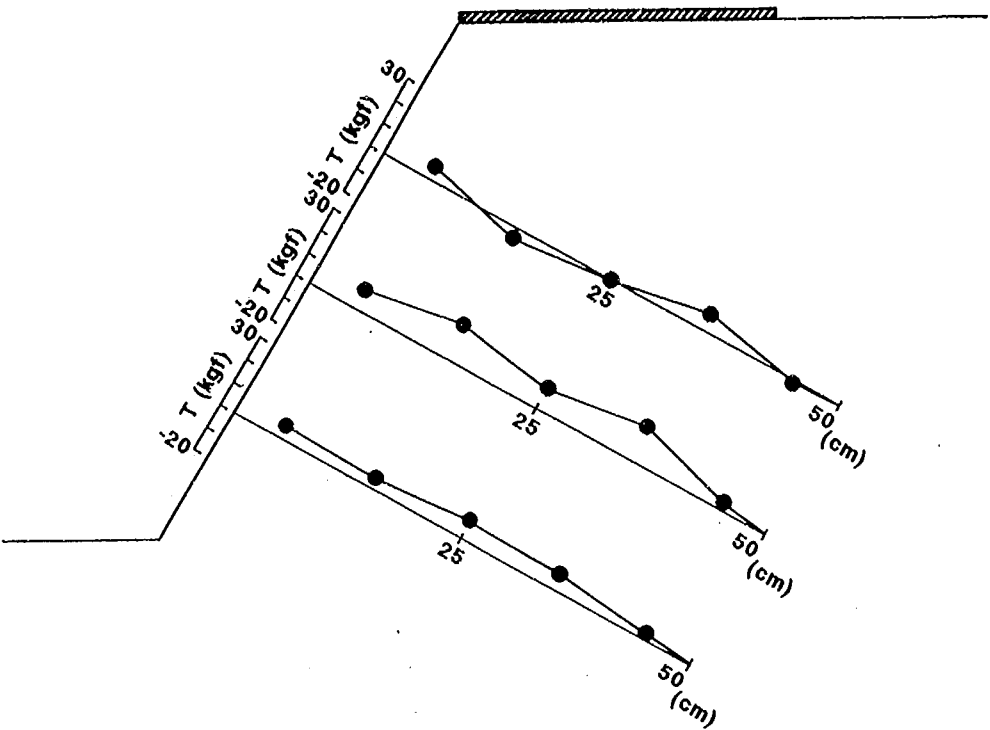


図-6. 29 補強材の軸力分布 (ケース2 沈下量30mm)

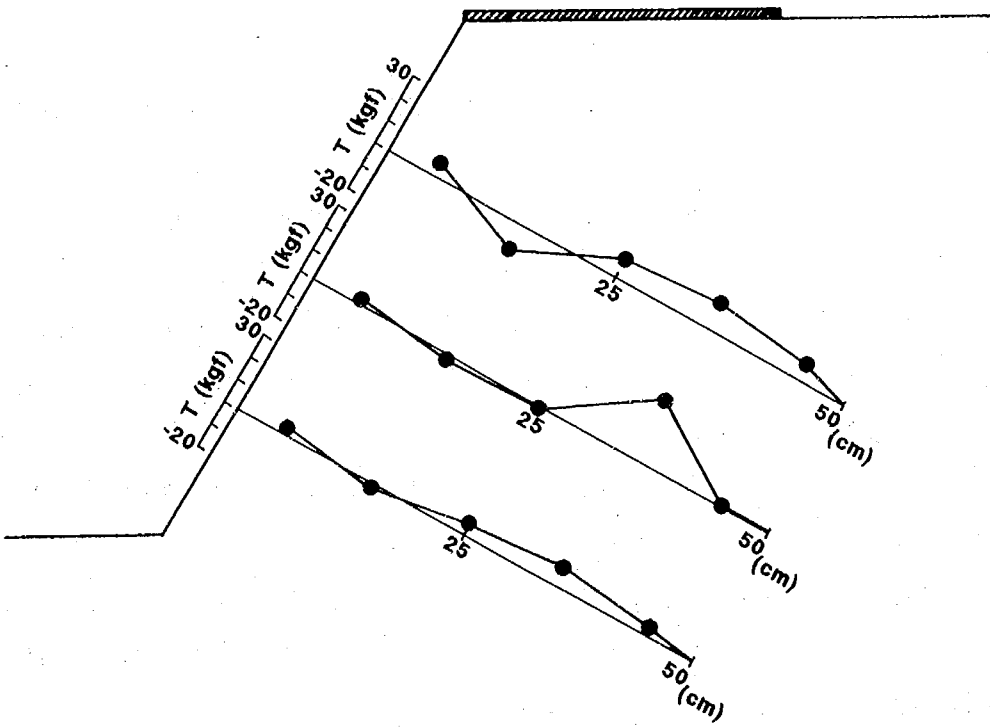


図-6. 30 補強材の軸力分布 (ケース2 沈下量60mm)

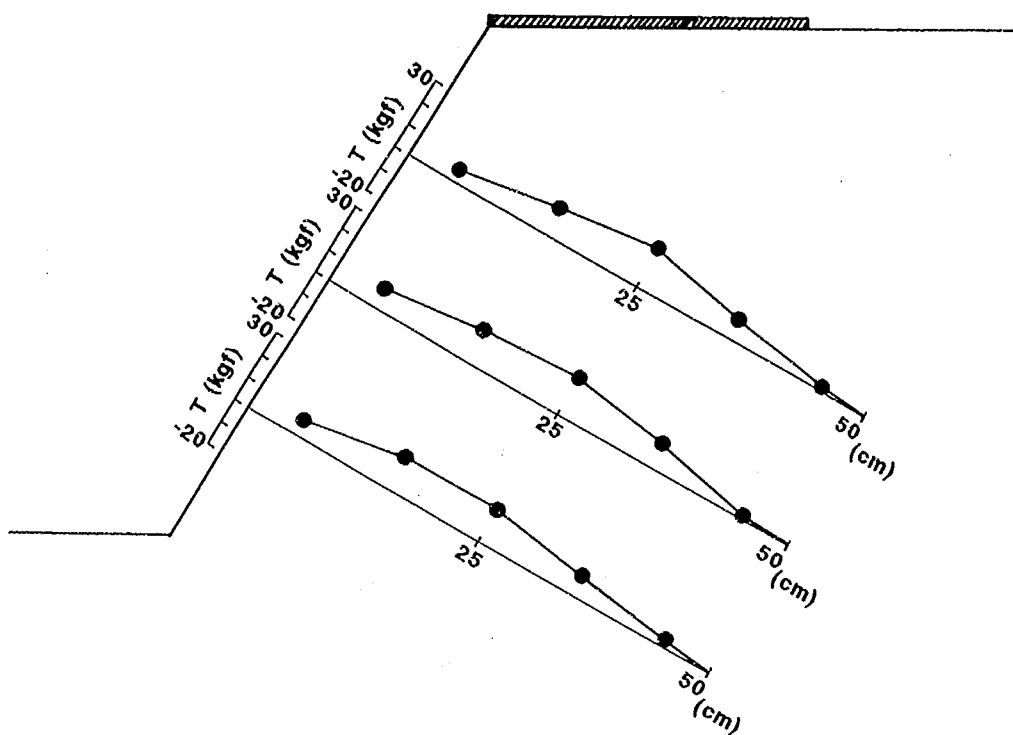


図-6. 3 1 補強材の軸力分布 (ケース3 沈下量30mm)

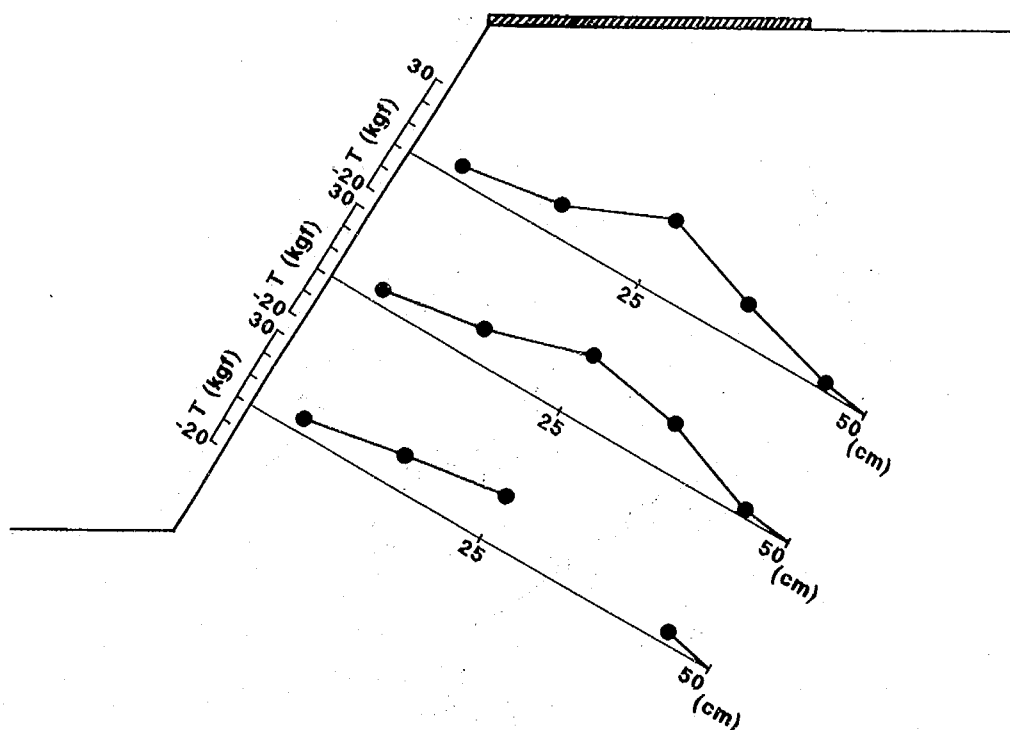


図-6. 3 2 補強材の軸力分布 (ケース3 沈下量60mm)

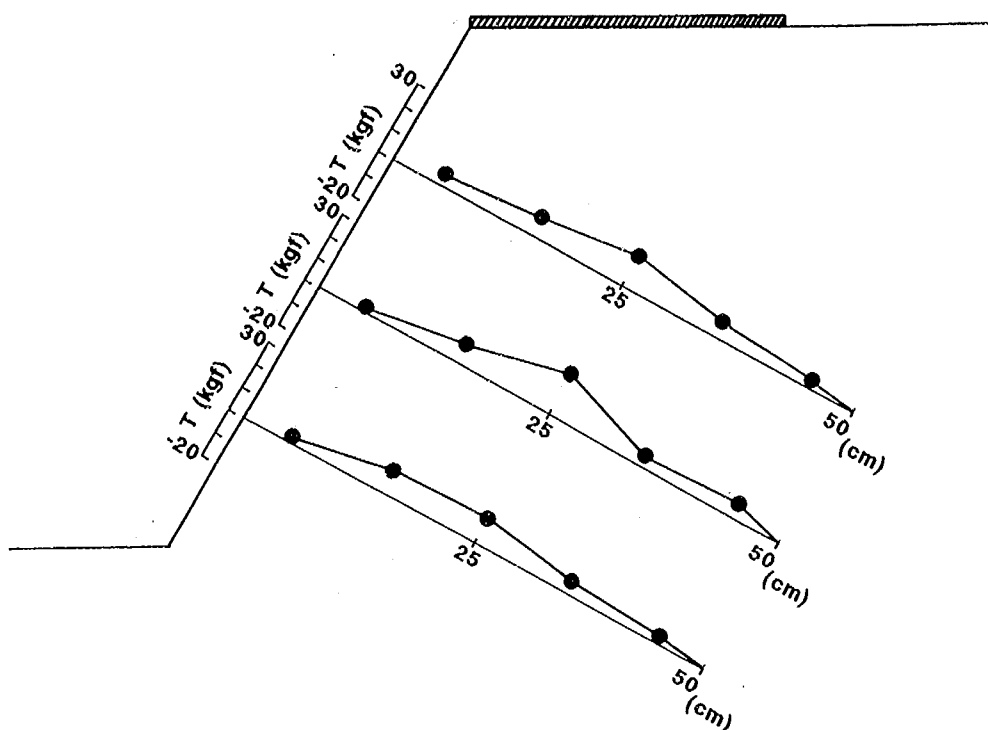


図-6. 3 3 補強材の軸力分布 (ケース4 沈下量 3 0 mm)

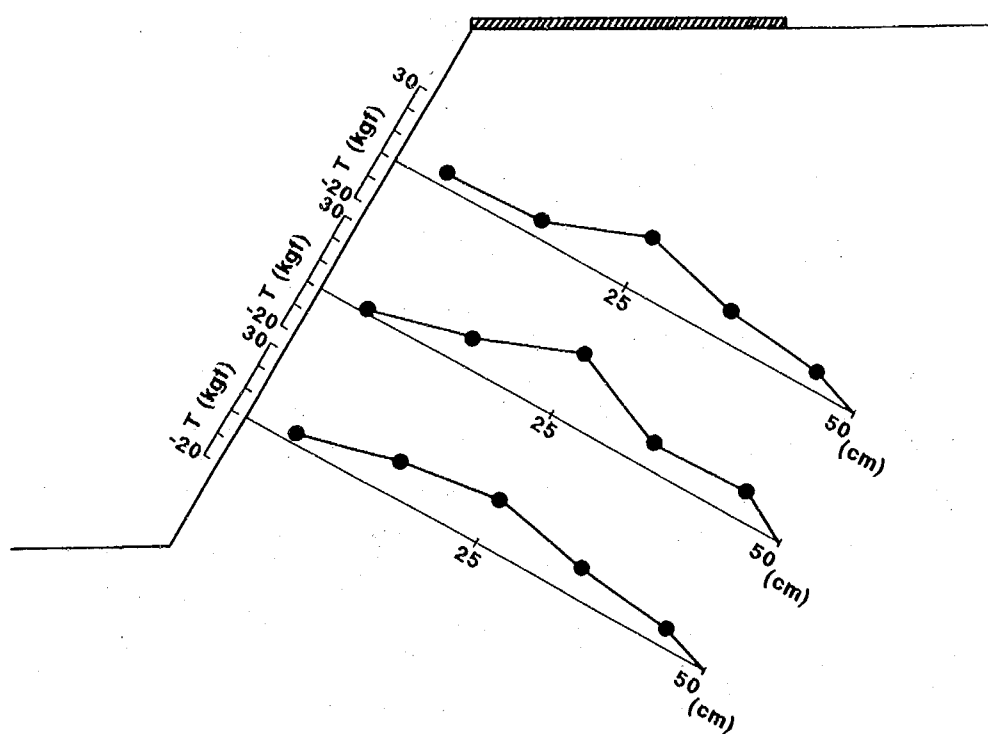


図-6. 3 4 補強材の軸力分布 (ケース4 沈下量 6 0 mm)

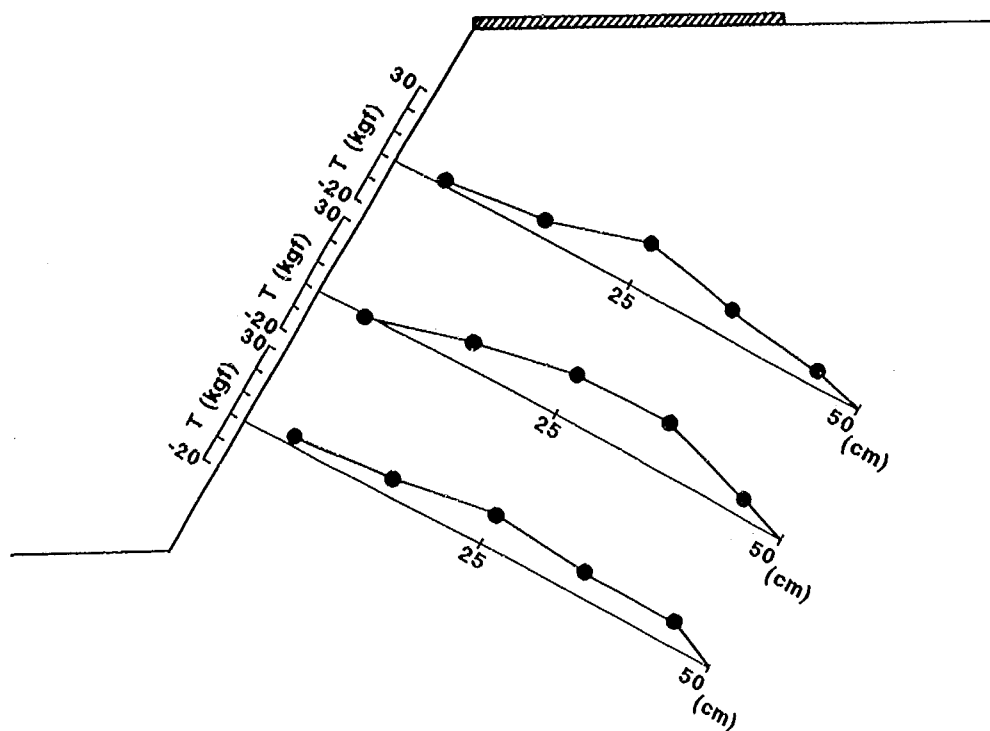


図-6. 3 5 補強材の軸力分布 (ケース5 沈下量 3 0 mm)

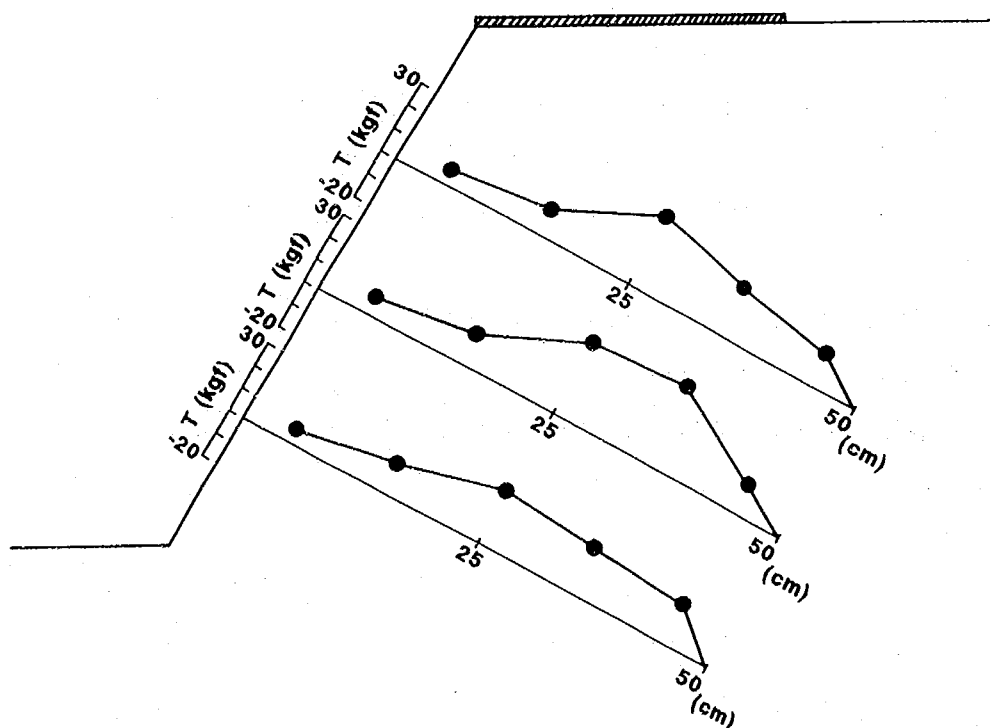


図-6. 3 6 補強材の軸力分布 (ケース5 沈下量 6 0 mm)

7. ま と め

本研究において、鉄筋挿入工法の補強効果に関して4種類の実験を通じて検討を行った。その結果、得られた結論を以下に列挙する。

1) 一面せん断試験において、補強効果はせん断初期にあまり大きくないが、せん断ひずみが大きくなるに連れて発揮されることが分かった。

2) 大型一面せん断試験結果より、せん断ひずみの小さいレベルでは鉄筋の曲げ剛性により若干の補強効果がみられ、曲げ降伏応力に達した後は鉄筋に発生する引張力により補強効果が発揮されることが分かった。

3) 中型一面せん断試験結果より、補強材の挿入角度の違いにより、せん断ひずみに伴う補強効果の出方に違いが出てくることが分かった。

4) 中型一面せん断試験結果より、曲げ剛性の小さな薄い板を補強材とした場合には、平面充填率・補強材幅と補強効果の関係には線形的な関係があり、またそのとき発生する引張力も線形関係にあることが分かった。

5) 中型一面せん断試験結果より、曲げ剛性の大きな円形断面の補強材を用いた場合には、補強材の1本当りのせん断抵抗の増加は補強材の断面2次モーメントと比例関係にあるが、供試体中の総曲げ剛性が一定の条件では引張力と補強効果の関係は明確にはならなかった。

6) 中型一面せん断試験結果より、補強材の単位幅当りの最大せん断応力と補強材の断面2次モーメントには指数関数的な関係があることが分かった。

7) 室内引抜き試験結果より、見かけの摩擦係数は補強材長さに関係なくほぼ同一の値を示すが、残留強度は補強材長が長いほど大きくなることが分かった。

8) 室内引抜き試験結果より、帯状補強材の場合には見かけの摩擦係数は補強材幅が大きくなるに従って小さくなるが、ある幅以上になると一定の値に近づいていくことが分かった。

9) 室内引抜き試験結果より、表面積が同一の場合にみ見かけの摩擦係数は棒状より帯状補強材の方が大きいことが分かった。

10) 模型斜面載荷試験結果より、補強効果は補強材の断面形状、配置形状により影響を受け、帯状補強材、千鳥配置の方が補強効果が大きいことが分かった。

11) 模型斜面載荷試験結果より、補強材の引張力が分布形状を変えずに増加した場合、補強効果もそれに比例して大きくなることが分かった。

参 考 文 献

- 1) 土質工学会編：補強土工法，1987.
- 2) 見波、嶋田、嶋津：大型一面せん断試験機による鉄筋補強土のせん断特性
第22回土質工学研究発表会 1987.
- 3) 峰岸、見波、嶋津：補強材を配置した砂の一面せん断試験
第23回土質工学研究発表会 1988.
- 4) 山内、落合、林、坂井、田山、野上、藤崎、古賀：鉄筋による切土斜面の補強効果に関する実験研究
第1報～第10報，第20回，21回，22回，土質工学研究発表会，1985，1986，1987
- 5) 佐藤、落合、林、吉本：単純せん断による棒状補強材の効果に関する研究
第22回土質工学研究発表会 1986.
- 6) 佐藤、落合、林：単純せん断による棒状補強材の曲げ剛性の影響
土木学会第42回年次学術講演会、1986.
- 7) 吉本、落合、林：不連続なひずみ場における棒状補強材の効果
土木学会第42回年次学術講演会、1986.
- 8) 則武、印南、佐々木、松井：補強材による斜面安定工法に関する実験
第18回土質工学研究発表会、1983.
- 9) 奥園、長尾、則武、印南、山内：鉄筋による補強斜面の載荷実験
第19回土質工学研究発表会、1984.
- 10) 長尾、金子、上原、太田、三上：鉄筋による補強斜面の載荷実験（補強材鉄筋の応力並びに周面摩擦について）
第20回土質工学研究発表会、1985.
- 11) 奥園、奥原、長尾、上原、印南：鉄筋による補強斜面の載荷実験（打設鉄筋長の補強効果への影響）
第20回土質工学研究発表会、1985.
- 12) 徳江、木村：斜面内の挙動と補強機構
第18回土質工学研究発表会、1983.
- 13) 西村、龍岡、奥園：鉄筋による斜面の補強模型実験（第1報～第3報）
第18回、19回、20回、土質工学研究発表会、1983、1984、1985.
- 14) 浜田、龍岡、奥園：補強材を配置した供試体の平面ひずみ試験
第18回土質工学研究発表会、1983.
- 15) 生原、龍岡：模型砂地盤の支持力実験における水平鉄筋による補強メカニズムについて
第18回土質工学研究発表会、1983.
- 16) 龍岡、竹内、生原：引っ張り補強材による砂の拘束効果に関する極限解析
第19回土質工学研究発表会、1983.
- 17) 則武、佐々木：補強材による斜面安定工法－SW工法－の施工

第18回、19回、土質工学研究発表会、1983、1984.

18) 石堂、黒瀬：補強材で強化された斜面の安定に関する模型実験

第19回土質工学研究発表会、1984.

19) 生原、松井：鉄筋によって補強された盛土斜面の載荷実験

第20回土質工学研究発表会、1985.

20) 福井、西岡、佐藤、山本：ロックボルト及び大型ベアリングプレートを用いた斜面安定工法
(TOP工法の施工例)

第20回土質工学研究発表会、1985.

21) 黒瀬、浜田、松尾：補強土工法(SF工法)による斜面安定工法の施工事例と補強材の挙動について
第21回土質工学研究発表会、1986.

22) 平間、鳥井原、山本：鉄筋による砂の補強効果に関する実験的研究
第21回土質工学研究発表会、1986.

23) 広井、西岡、佐藤、山本：ボルトにより補強した(TOP工法による)斜面の現地載荷実験
第21回土質工学研究発表会、1986.

24) 松井、天野、近藤、坂下：引張り補強材により補強された切土斜面の載荷実験
第21回土質工学研究発表会、1986. 第22回土質工学研究発表会、1987.

25) 壺内、西岡、広井：ロックボルト及び大型ベアリングプレートで補強した斜面の施工中における変位
予測手法について
第22回土質工学研究発表会、1987.

26) 西岡、広井：ロックボルト及び大型ベアリングプレートで補強した斜面の施工・計測結果について
第22回土質工学研究発表会、1987.

27) 西岡、広井：ボルトと大型ベアリングプレートで補強した斜面の現地載荷実験(その2)
第22回土質工学研究発表会、1987.

28) 平間、鳥井原、山本：補強ボルトの室内引き抜き試験
第22回土質工学研究発表会、1987.

29) 龍岡、生原：水平鉄筋を配置した模型砂地盤内のフーチング直下のひずみ分析
土木学会第38回年次学術講演会、1983.

30) 龍岡、浜田：鉄筋を配置した供試体の平面ひずみ試験
土木学会第38回年次学術講演会、1983.

31) 徳江、古川：土の変形と補強機構
土木学会第38回年次学術講演会、1983.

32) 山本、滝野、佐藤：ロックボルトによる斜面安定工法(SW工法)の施工(その1)
土木学会第39回年次学術講演会、1984.

33) 西村、山本、山崎：比較的短いロックボルトによる斜面安定のメカニズム
土木学会第39回年次学術講演会、1984.

- 34) 浜田、龍岡：鉄筋で補強された斜面の室内模型実験
土木学会第39回年次学術講演会、1984.
- 35) 山本、西村：比較的短いロックボルトによる斜面安定のつり合い力
土木学会第40回年次学術講演会、1985.
- 36) 広井、西岡、佐藤、山本：ロックボルトと大型ベアリングプレートを用いた斜面安定工法（仮称TOP工法）の施工例
土木学会第40回年次学術講演会、1985.
- 37) 中川、山本、西村：ロックボルトによる三分勾配模型斜面の安定工法
土木学会第40回年次学術講演会、1985.
- 38) 龍岡、黄、前田：鉄筋による地盤の補強におけるメカニズムについて
土木学会第40回年次学術講演会、1985.
- 39) 長尾、上原、太田：鉄筋の打設角度による補強斜面の補強効果について
土木学会第40回年次学術講演会、1985.
- 40) 平間、鳥井原、山本：土の補強効果に及ぼす鉄筋挿入方向の影響について
土木学会第41回年次学術講演会、1986.
- 41) 龍岡、山内、佐沢：補強材を配置した供試体の平面ひずみ試験におけるひずみ分布
土木学会第41回年次学術講演会、1986.
- 42) 平間、鳥井原、山本：補強ボルト引き抜き時の影響範囲の把握
土木学会第42回年次学術講演会、1987.
- 43) 長尾、横沢、印南：施工実績からみた鉄筋による補強土工法について
第16回日本道路会議論文集.
- 44) 吉村、佐野：鉄筋による地山補強の実態調査
第17回日本道路会議論文集.
- 45) 黒瀬、木村：斜面安定のための鉄筋挿入効果
土と基礎、1983.
- 46) 山内、黒瀬、西村、森下：補強挿入による土のせん断強度の増加について
土木学会西部支部研究発表会、1984.
- 47) 石堂、下谷、黒瀬：補強材で強化された斜面の安定に関する模型実験（その2）
- 48) F. SCHLOSSER、H. M. JACOBSEN、I. JURAN：SOIL REINFORCEMENT (General Report)
- 49) (財)土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル 1982.
- 50) 足立、木村、多田：室内模型実験による地すべり抑止杭の抑止機構に関する考察
土木学会論文集、1988.
- 51) Jewell, R. A. : Some effects of Reinforcement on

Bechanical Behaviour of Soils, Ph. D. Thesis, Cambridge Univ. , 1980.

52) Jewell, R. A. and Worth C. P. : Shear Tests on Reinforced Sand, Geotechnique, Vol. 37, No. 1, pp53~68, 1987.

53) 龍岡、浜田 : 鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験 I~VI、生産研究、Vol. 36 no. 10, Vol. 37 No. 9, 1984, 1985.

あ と が き

第2章において整理した補強効果に影響を及ぼす要因のうち、本資料においては補強材の物性、補強材の配置についてのみ、補強土のせん断特性、引抜き特性に着目して検討を行った。その結果、各要因における現状の問題点をある程度解決できたと確信している。しかしながら、その他の要因である地山状況、斜面の表面処理方法については、引抜き試験において供試体の密度を変えた実験を行ったのみであり、十分には検討が出来なかった。また、今回行った実験は室内での実験であり、今回の実験結果を実際の現場において検証する必要がある、そのためには現場におけるデータの蓄積が不可欠である。今後、鉄筋挿入工法の合理的な設計・施工法を確立していくためには、それらのデータの解析及びその他の要素についての検討を行う必要が有ると考えている。

筆者らは、本資料における検討結果は設計・施工法の検討への第1段階と位置づけており、本資料の結果を基に今後検討を続けていくつもりである。設計・施工法の検討結果はまた別の機会に報告したいと考えている。

本資料をまとめるに当たり、中型一面せん断試験・模型斜面載荷試験の実験及び解析において、元施工研究室部外研究員峰岸雄一氏（現：ライト工業㈱）に多大なる協力を得た。末筆ながら深く感謝の意を表します。

鉄筋挿入工法の補強効果に関する
実験的検討

ISSN 0386-5878
土研資料 第2868号
平成2年2月(1990)

要旨

苗村 正三, 小野寺誠一
嶋田 功, 岩佐 直人

補強土工法のうち、切土斜面・自然斜面・山留め壁の補強を目的とした鉄筋挿入工法について、同工法の補強効果の確認・補強機構の検討を行うために、補強機構に関する既往の文献調査及び1)実物大のスケールでの大型一面せん断試験、2)補強材の断面形状・寸法による効果についての中型一面せん断試験、3)土中での補強材の引抜き特性に関する室内引抜き試験、4)補強斜面の補強効果に関する模型斜面載荷試験、の4種類の実験を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。1)一面せん断試験における配置密度と補強効果の関係は補強材の断面形状、曲げ剛性により異なる。2)引抜き試験における引抜き抵抗は棒状より帯状の補強材の方が大きく、帯状補強材の場合には補強材幅により影響を受ける。3)模型斜面載荷試験においては千鳥配置の方が格子配置より補強効果大きい。

キーワード：鉄筋挿入工法、一面せん断試験、引抜き試験、斜面載荷試験、補強土

郵便はがき

郵便切手
は
つ
て
下
さ
い

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

機械施工部施工研究室 行

No. 46

No. 46

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2868号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印