

土 木 研 究 所 資 料

鉄筋による斜面補強工法に関する研究

昭和63年 2 月

建 設 省 土 木 研 究 所
砂防部急傾斜地崩壊研究室

Copyright ©1988 by P. W. R. I.

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

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

鉄筋による斜面補強工法に関する研究

急傾斜地崩壊研究室	室長	吉松弘行
	主任研究員	三井宏人
		大浦二郎
	部外研究員	船ヶ山敏彦

要旨

鋼管杭に比較して剛性の低い鉄筋等の鋼材を用いた斜面補強工法に関して、この工法の特徴、各研究機関における研究の現状を整理、検討した。

次にこの結果を踏まえて大型一面せん断実験並びにFEM解析を行い、せん断過程における補強材の挙動を調べた。これら実験・解析の結果、せん断初期は土塊強度と補強材剛性で抵抗し、せん断がある程度進むと軸方向引張力に伴う鋼材の周面摩擦力により補強効果が発揮されることが明らかになった。

キーワード：鉄筋挿入工法，文献整理，大型一面せん断実験，FEM解析，補強効果，
補強機構

ま え が き

斜面崩壊防止工事は、人家等を対象とした斜面あるいは道路切土のり面を保護する目的で行なわれており、施工にあたっては、経済性、美観性等について配慮しなければならない。特に、環境対策を考慮した上での長大斜面对策工事及び山岳道路建設工事においては、これら諸問題に対処するため、既存の工法の改良並びに新工法の開発が強く望まれているところである。

近年、鋼管杭に比較して剛性の低い鉄筋等の鋼材を斜面・切土のり面に挿入し、斜面の安定性を向上させる工法が用いられるようになってきた。この工法は基本構造が単純で施工も容易なことから関心が高まっているところである。

鉄筋による斜面補強に関する研究は各分野で鋭意行なわれているものの、補強材による地山補強のメカニズムや補強効果について未解明な部分が多く、この工法に関する計画及び設計手法は確立されていない。

筆者らは、鉄筋による斜面補強工法に関して、この工法の特徴及び各研究機関における研究の現状、問題点を整理・検討し、さらに、この結果を踏まえて、二層構造斜面を鉄筋で補強したケースを想定し、せん断過程における補強材の挙動及び補強効果を大型一面せん断実験並びにFEM解析によって検討したので、その結果を報告する。

昭和63年3月

目 次

まえがき

第1編 鉄筋挿入工法の概説	1
第1章 鉄筋挿入工法の特徴	1
1.1 基 本 概 念	1
1.2 基 本 構 造	5
第2章 鉄筋挿入工法の適用	6
2.1 提案されている設計法	6
2.1.1 極限つりあい法	6
2.1.2 簡便的設計法	8
2.2 施 工 法	10
第3章 鉄筋挿入工法に関する従来の研究	15
3.1 研究の概要	15
3.1.1 メカニズムに関する研究	15
3.1.2 設計諸元に関する研究	24
3.2 文献リスト	30
第4章 鉄筋挿入工法に関する問題点	35
第2編 鉄筋挿入工法に関する大型せん断実験	36
第1章 実 験 概 要	36
第2章 実 験 目 的	37
第3章 実験方法及び実験装置	38
3.1 予 備 実 験	38
3.1.1 補強材の実験	38
3.1.2 試料土の実験	39
3.1.3 基礎地盤の実験	40
3.1.4 補強材と試料土の摩擦に関する実験	41
3.2 基 本 実 験	42
3.2.1 試験機特性実験	45
3.2.2 無補強地盤のせん断実験	45
3.3 本 実 験	46
3.3.1 実 験 計 画	46
3.3.2 実 験	52

第4章 実験結果及び考察	56
4.1 基本実験の結果	56
4.1.1 土質定数の算出	56
4.1.2 垂直変位の変化	58
4.1.3 せん断箱内の土圧	60
4.2 補強効果	60
4.2.1 無補強地盤と補強地盤の比較	60
4.2.2 補強材の変位挙動と補強効果	61
4.3 補強機構	74
4.3.1 地盤強度から見た補強機構	74
4.3.2 補強材の剛性から見た補強機構	75
4.4 実験結果のまとめ	78
第5章 FEM解析による検討	79
5.1 解析概要	79
5.2 解析モデル及び解析順序	80
5.3 Duncan-Chang モデルの概要	87
5.4 初期応力解析	88
5.5 補強地盤，無補強地盤の解析	89
5.6 解析結果	89
5.6.1 補強効果の比較	89
5.6.2 補強機構の比較	90
5.7 FEM解析のまとめ	91
第6章 補強材周面の摩擦抵抗に関する実験	93
第7章 ま と め	96
あ と が き	101
参 考 文 献	102

第1編 鉄筋挿入工法の概説

第1章 鉄筋挿入工法の特徴

1.1 基本概念

鉄筋挿入工法の概念を図-1.1に従って説明する。

現在、土木構造物の安定性や建築構造物の安定性を確保するために盛土体や切土斜面などを補強、強化しなければならないケースに対処する方法としては次の3つが考えられる。

- I 原地形を脱水あるいは締め固めることにより高密度化する方法（バーチカルドレーン工法等）
- II 土粒子相互を接着する働きをもつ材料を用いて地盤を固結する方法（薬液注入工法等）
- III 土の中に別の部材を敷設あるいは挿入し、土と補強材との相互作用によって土塊全体の安定性や強度を高める方法（補強土工法）

このうちのIIIの範疇に鉄筋挿入工法は含まれる。他の2工法との違いは、土自体の性状を変えることなく、土塊中に補強材（鉄筋、人工繊維等）を挿入することにより土を強化する点である。補強土工法はその補強の対象により次の3つに分けられる。

- I 壁面をもつ盛土の補強工法（テールアルメ工法等）
- II 地盤・盛土の補強工法（ジオテキスタイルを用いる工法等）
- III 自然地山の補強工法（鉄筋挿入工法等）

そしてこの中のIIIが、網状鉄筋挿入工法と鉄筋挿入工法に分けられる。網状鉄筋挿入工法とは、補強材を三次元的に配置し、地盤や自然斜面を強化させる工法である。鉄筋挿入工法とは、補強材を一定方向に配置し、自然斜面及び切土や掘削によって新たにできる法面を安定させる工法である。両者は、鉄筋の配置方法と施工法の違いによって分類される。

この鉄筋挿入工法は、斜面に鉄筋を挿入した効果（以下、補強効果という。）に関しての基本原理により2つに分けられる。1つは、対象とする土圧に対して補強されたゾーンを仮想擁壁とみなす考えであり、もう1つは斜面内の臨界すべり面上において、それより深部に挿入された補強材に発生する張力によってすべり面上での土のせん断抵抗力が土塊すべり力とつりあうという考えである。

一方、ロックアンカー工法やアースアンカー工法と鉄筋挿入工法との区別は、鉄筋に発生する引張り力の発生のメカニズムの相違と、山留めと定着の仕方の相違にあると考えられる。

アンカー工法は先端がアンカーされており、前もってロッドにプレテンションが与えられる。このプレテンションは、土塊・岩塊をロッド両端における山留め機能と定着機能によって保持していると考えて設計・施工されている。これに対して鉄筋挿入工法では土塊・岩塊の変形に伴って補強材表面にせん断応力が発生し、その結果補強材に受動的に引張り力が発生すると考

〔補強土工法の基本概念図〕

※盛土や切土に対処する方法

土木構造物の安定性や建築構造物の安全性を確保するために盛土体や切土斜面などを補強、強化しなければならないケースに対処する方法

- ① 原地形を脱水あるいは締め固めることにより高密度化する方法
- バーチカルドレーン工法
 - サンドコンパクションパイル工法
 - バイブロフローテーション工法

- ② 土の中に別の部材を敷設あるいは挿入し、土と補強材との相互作用によって土塊全体の安定性や強度を高める工法
- 補強土工法

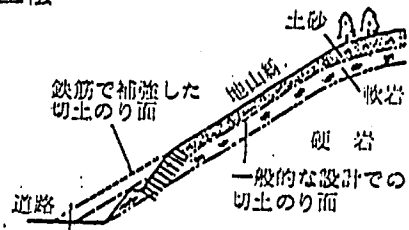
- ③ 土粒子相互を接着する働きをもつ材料を用いて地盤を固結させる方法
- 薬液注入工法
 - 深層混合処理工法

- ① 壁面をもつ盛土の補強工法
- テールアルメ工法
 - ヨーク式盛土工法
 - 多数アンカー式擁壁
 - ポリマーグリッドによる垂直補強土擁壁

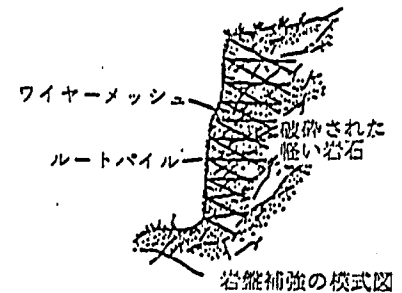
- ② 自然地山の補強工法
- 網状鉄筋挿入工法
 - 鉄筋類挿入工法

- ③ 地盤・盛土の補強工法
- ジオテキスタイル（土木用繊維製品）

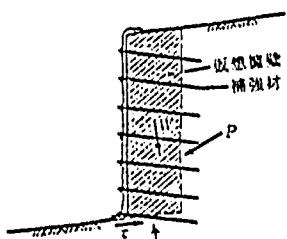
- ① 補強材を一定方向に配置し、自然斜面及び切土や掘削によって新たにできるのり面を安定させるもの
- ネイリング工法



- ② 補強材を三次元的に配置し、地盤や自然斜面を強化させる工法
- 網状ルートパイル

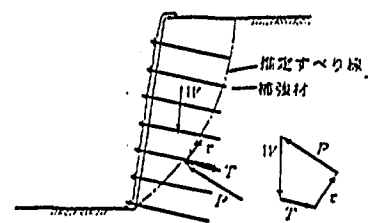


- ① 補強されたゾーンを1つの限界を定めた透力式の擁壁に置き換え、この仮想した擁壁が背面の土圧に抵抗するという考え方



(a) 重力式擁壁と同じような効果

- ② 斜面内の臨界すべり面上において、それより奥に配置された補強材に発生する張力とすべり面上での土のせん断抵抗力、そしてすべり土塊重量とがつりあうという考え方



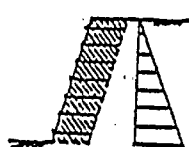
(b) 補強材の引張り力による効果

〔現在、提案されている設計法〕

—OSW工法—
(住友建設)

※疑似擁壁

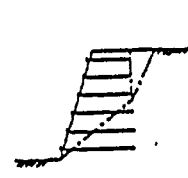
- TOP 工法（東急建設）
- N-BEC 工法（熊谷組）



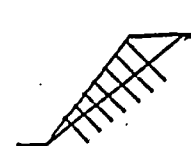
補強部分を一つの剛体と考える。
背面土圧に剛体部分が擁壁に似た状態で抵抗する
(M. YAMAMOTO)
(東京都立大)

※二層構造

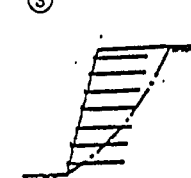
- 日本道路公団検討中
- 住友建設検討中
- SF 工法（技研興業）



すべり形状を左図のように複合すべりと考える。
補強材の伸張力で効果を考える。
内部摩擦角は残留とする
(Gossler, G.)
(Gudehus, G.)



補強材のせん断強さで効果を考える。
岩盤の直線すべりに運用。



すべり形状を円弧と仮定する。
補強材の伸張力で効果を考える。
(F. TATUOKA)
(東京大生産研究所)

図-1.1 鉄筋挿入工法の概念

えるため、ロッドにプレテンションは与えない。

ここで、若干、鉄筋挿入工法の歴史を述べる。鉄筋を挿入して地山を補強する工法は海外ではトンネルの分野などで1950年頃から用いられていた。

斜面の補強工法として用いられるようになったのは1960年代後半からである。わが国では1970年代後半からであり、1980年には東京都で網状鉄筋挿入工法の1つであるアンダーピニングが20件施工された。また、日本道路公団¹⁾の1986年度の調査によると、西日本において22箇所鉄筋挿入工法が用いられている。

1.2 基本構造

図-1.2に鉄筋挿入工法の基本構造を示す。その構造は鉄筋、グラウト、鉄筋頭部固定板、表面処理工からなる。このうち表面処理工は法枠工と変えることも可能で、地盤条件によっては、のり面工を必要としない場合もある。

鉄筋は径(D)¹⁾ = 19.0 mm ~ 25.0 mmで、鉄筋長(l) = 2.0 ~ 4.0 mのものがよく使用されている。異形鉄筋が多く、打設間隔は1.5 mが多い。表面処理工は、吹付工(コンクリートあるいはモルタル)が最も多く使われている。また耐久性に関しては永久構造物として用いられていることが多い。

以上のように鉄筋挿入工法の基本構造は単純であり、また後述するように施工も簡便である。

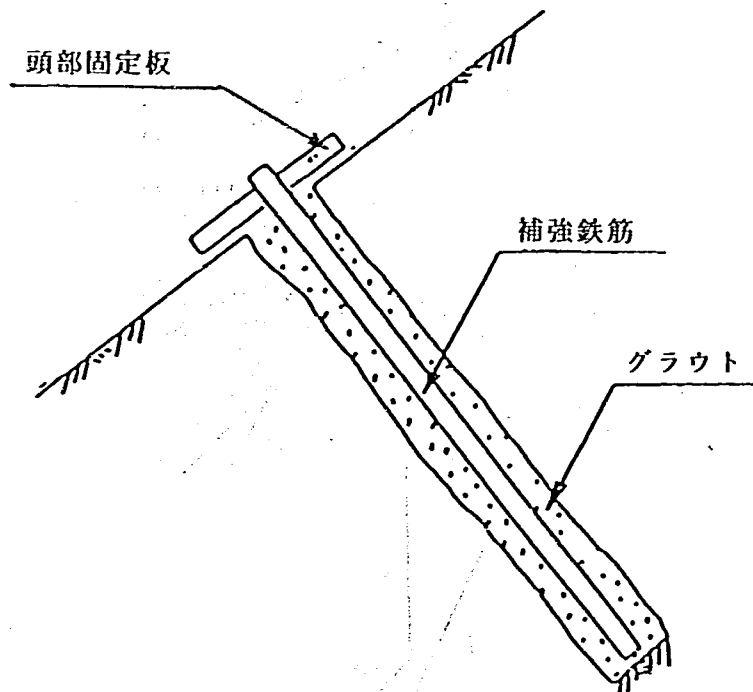


図-1.2 基本構造図

第2章 鉄筋挿入工法の適用

2.1 提案されている設計法

現在，わが国で鉄筋挿入工法に関して提案されている設計法は極限平衡法によるものが主体となっている。以下，現在自然斜面で考えられている設計手法について説明する。現在，設計手法として標準的な手法はないが，崩壊のタイプにより一般的に4通りの設計手法が検討されている。実際の設計にあたっては，この4通りの設計法を設計者が諸条件により使い分けているのが現状である。

2.1.1 極限つりあい法

I 円弧すべり極限つりあい法

この方法は簡易 Bishop 法を修正したもので，安全率の算定は(1.1)式で表わされる。 M_R はすべり抵抗モーメント，そして M_D はすべり回転モーメントであり，それぞれ式(1.2)，(1.3)となる。(図-1.3 参照)

$$F_s = \frac{M_R}{M_D} \quad \text{..... (1.1)}$$

$$M_D = R \sum_{i=1}^{i=N} \{ W_i \sin \alpha_i + Q_i \sin \alpha_i - T_i \cos(\alpha_i + Q_i) \} \quad \text{..... (1.2)}$$

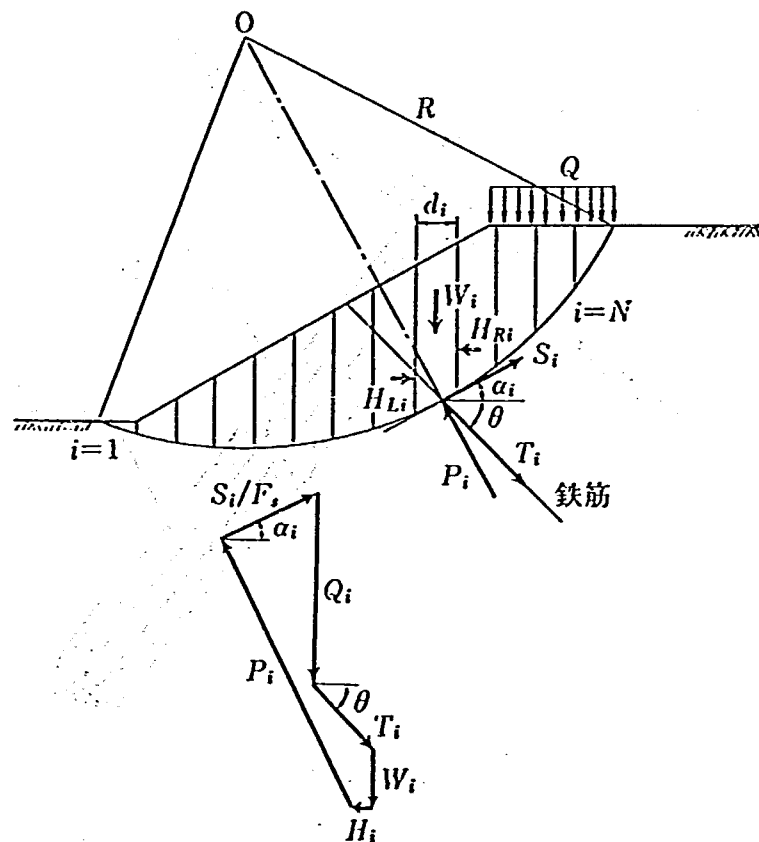


図 1.3 円弧すべり解法図

$$M_R = R \sum_{i=1}^{n-1} \left[\frac{\{W_i + Q_i + T_i \sin \theta\} \tan \phi}{\cos \alpha_i (1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi / F_s)} \right] \dots\dots\dots (1.3)$$

ここで、

F_s : 安全率

M_R : 抵抗モーメント (tf・m)

M_D : 回転モーメント (tf・m)

R : すべり円弧の半径 (m)

W : 分割片の自重 (tf)

α : 分割片底辺の傾き (°)

Q : 分割片に作用しているフーチング底面応力 (tf/m²)

θ : 補強材挿入角度 (°)

ϕ : 砂の内部摩擦角 (°)

T : 分割片の底辺に作用する単位当たり補強材引張り力 (tf)

II 複合すべり極限つり合い法

図-1.4に示すように実際の破壊形態の観察からすべり面を3平面で表わし、2つのすべり土塊ですべり形状を近似する。計算では、図中の α 、 β を変化させ極限つりあい法で解析する(式(1.4)~(1.6))。

$$F_s = \frac{Z_a}{Z_c} \dots\dots\dots (1.4)$$

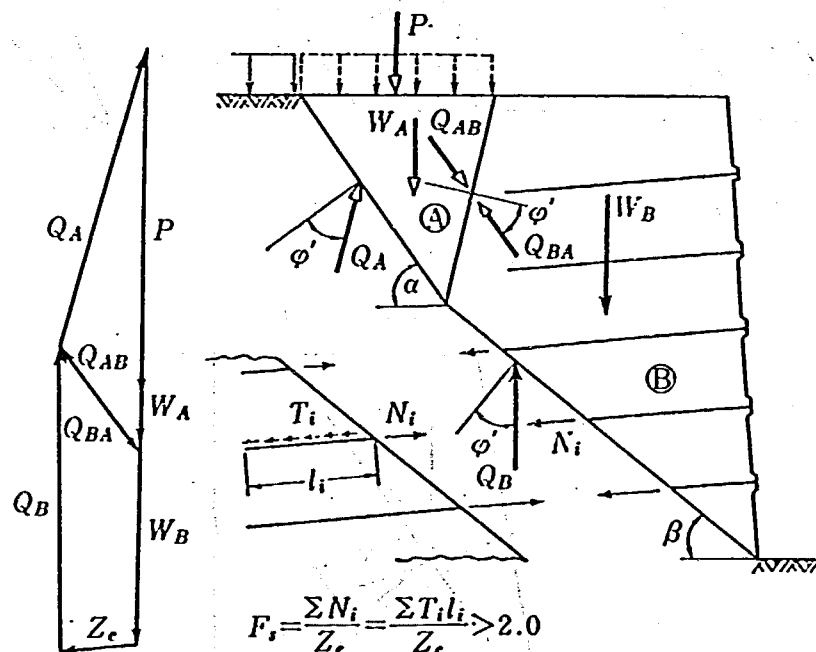


図-1.4 複合すべり極限つりあい法

$$Z_a = \sum_{i=1}^n N_{ai} \dots\dots\dots (1.5)$$

$$N_{ai} = T_{mi} \cdot \ell_i \dots\dots\dots (1.6)$$

ここで、

F_s : 安全率

Z_e : 限界平衡状態に対する補強材方向力

Z_a : 背後の移動しない土の力から得られる補強材の引張り力の合計

N_{ai} : 有効な補強材力

T_{mi} : 背後の動かない土中内での補強材と土との周面摩擦力 (tf/m)

ℓ_i : 補強材の長さ (m)

2.1.2 簡便的設計法

I 簡便的設計法(1)

亀裂や節理あるいは層理が発達した岩盤を切り取ることによりできた斜面に配置される補強材には、岩のずり落ち (図-1.5) などにより引張り力と同時にせん断力も作用すると考えられる。

簡便的設計法(1)は、せん断力及び引き抜き力に対する検討を行う。(図-1.6 参照)

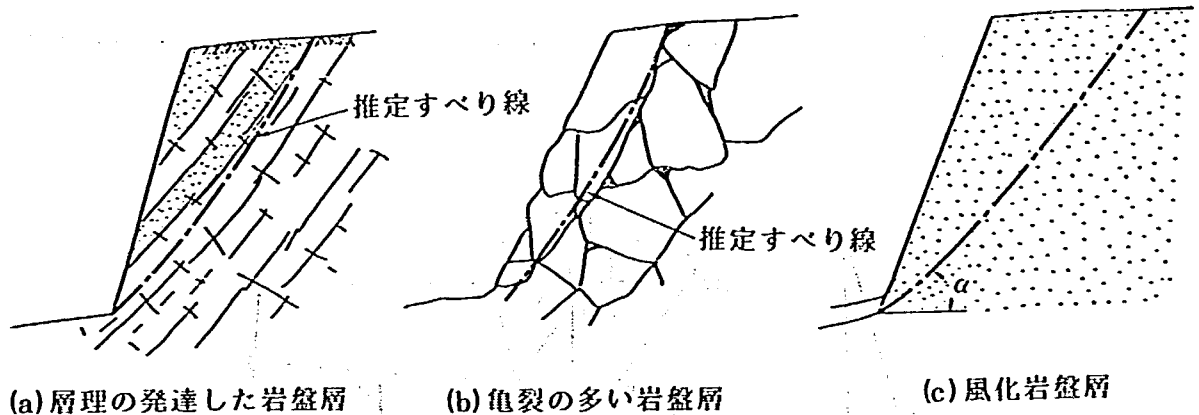


図-1.5 岩盤の崩壊形態

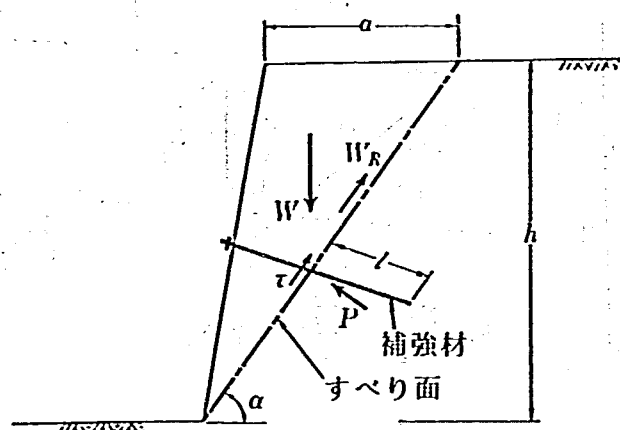


図-1.6 簡便的設計法(1)

a. せん断力に関する検討

$$\text{崩落土塊の重量 (W)} = \frac{1}{2} \times a \times h \times r_1 = 0.5 \cdot a \cdot h \cdot r_1 \quad \dots\dots\dots (1.7)$$

$$\text{すべり力 (Q)} = W \sin \alpha \quad \dots\dots\dots (1.8)$$

$$\text{すべり抵抗力 (W}_R\text{)} = W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi \quad \dots\dots\dots (1.9)$$

$$\text{せん断力に対する検討 } \tau \geq \frac{Q \cdot F_{S1} - W_R}{n} \quad \dots\dots\dots (1.10)$$

ここで,

r_1 : 単位体積重量

a : h は図-1.6を参照

ϕ : 内部摩擦角

τ : 補強材の許容せん断力

F_{S1} : 安全率

n : 1断面あたり補強材の本数

b. 引き抜きに関する検討

$$\text{水平分力 (H)} = Q \cdot \cos \alpha \quad \dots\dots\dots (1.11)$$

$$\text{補強材 1 本当たりの必要定着力 (P}_0\text{)} = H / \eta \quad \dots\dots\dots (1.12)$$

$$\text{必要定着力 } (\ell) \geq \frac{F_{S2} \cdot P_0}{\pi \cdot D \cdot \tau_1} \quad \dots\dots\dots (1.13)$$

ここで,

F_{S2} : 引抜きに対する安全率

D : 削孔径

τ_1 : 補強材と地山の付着力

II 簡便的設計法(2)

この設計法の基本的な考え方は、補強された地山は限界を定めた重力式の擁壁に置き換えられるとし、この仮想化した壁に対して重力式擁壁と同じ安定計算を行うものである。

(図-1.7 参照)

安全率は

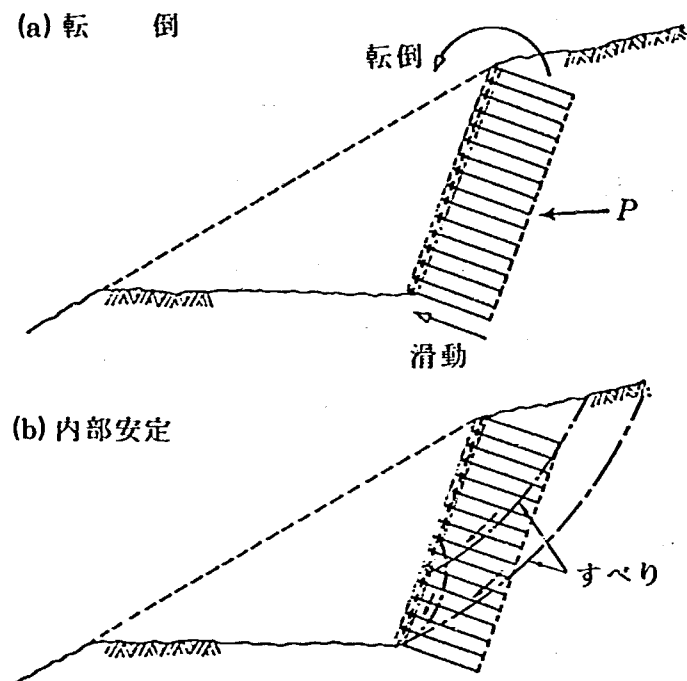
$$\text{水平すべりに対して } F_s > 1.5 \quad (1.3)$$

$$\text{円弧すべりに対して } F_s > 1.4 \quad (1.3)$$

$$\text{支持力に対して } F_s > 2.0 \quad (1.5)$$

() は仮設時

以上が現在、提案されている設計法である。



図－ 1.7 簡便的設計法(2)

2.2 施 工 法

鉄筋挿入工法の切土斜面に対する施工は、図－ 1.8の順序で施工されている。条件によって多少施工法が変わってくるが、一般的には計画された勾配で自立する高さだけ掘削する。その次にのり面を整形し、必要な場合はのり面防護を行う。次に地山を削孔し、補強材を挿入した後グラウトを注入する。最後にプレートをのり面に密着するようにあて、ナット締めして1段目のり面の補強は終了となる。この一連の作業を繰り返し行い、地山の緩みを極力押さえながら順次掘り下げる方法で行う。

Ⅰ) 掘削・切土

1回に掘削する高さは地盤によって自立する高さであるが、地形や土質、地質によって異なり、一般的には施工能率も考慮して1.5～1.7mとしている。肌落ちの激しい土質については、できる限り早く吹付けコンクリートを施しのり面を防護する必要がある。

また小土塊がずり落ちるような土質については、補強材打設前に仮補強として50cm～1.0m程度の鉄筋などを打ち込むような処置をとるのがよい。

のり面整形は補強の目的によってその程度を判断するが、できる限り凹凸を少なくすれば溶接全網設置、吹付けコンクリートの施工が容易となるし、ナット締めされたプレートの効果も大きいと考えられている。

Ⅱ) のり面保護工

鉄筋挿入工法で用いるのり面保護工は、のり表面の肌落ち防止、風化防止、雨水などによる侵食防止、そして補強材では拘束しきれないのり表面部の土塊を安定化させる目的で行う。したがって、掘削後できる限り早く施す必要がある。現在、一般的に吹付けコンクリートや

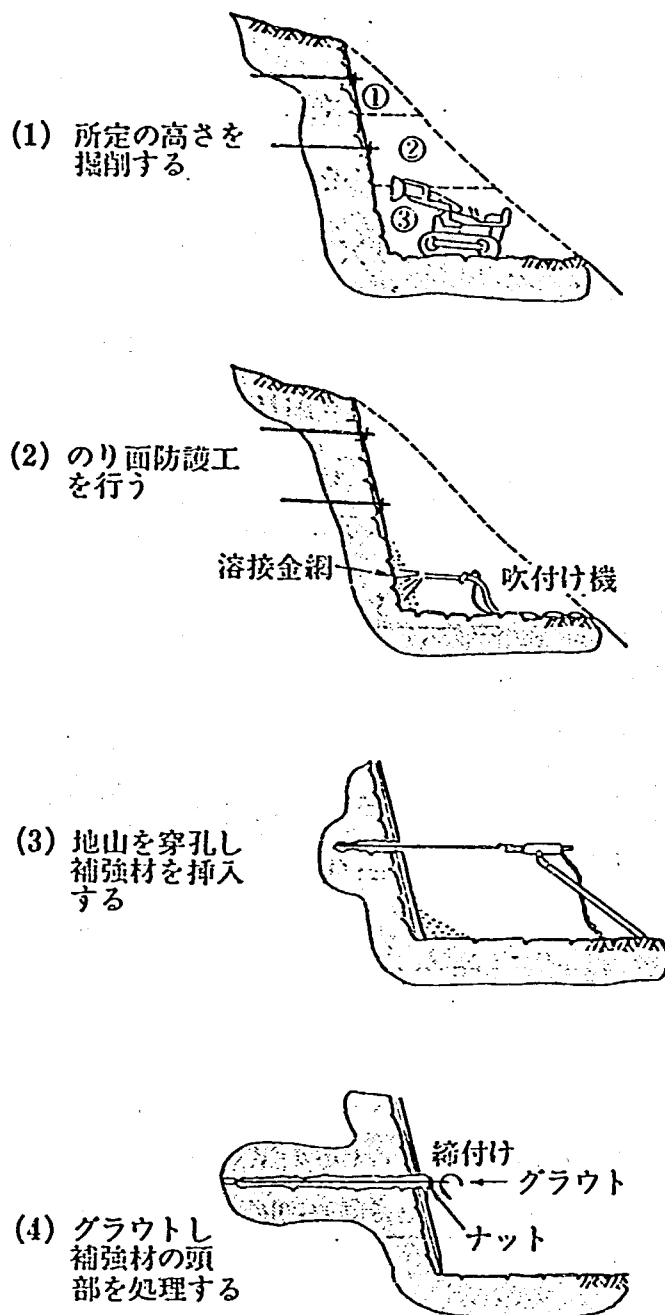


図- 1. 8 鉄筋挿入工法の施工方法

吹付けモルタルによる場合が多いが、上記の目的を十分満たすものであれば特に規定はない。ただし、吹付けコンクリート内に配置する溶接金網は、のり表面から浮かせた状態に配置し、地山に打ち込んだピンで固定する。

Ⅲ) 削孔、補強材挿入

のり面防護工が終了すれば補強材を打設する。打設方法としては、地山を削孔し補強材を打設する。打設方法としては、地山を削孔し補強材を挿入するプレボーリング方式と補強材を直接地山に打ち込む方式がある。

前者では削孔機としてボーリングマシン、レッグドリルなどを用いる。鉄筋挿入工法は作

業性の悪い箇所で用いることが多く、削孔長が短く孔本数が多いという特徴を有しているため、機器の移動、設置が簡単であることが施工性、経済性を左右する要因となる。

レッグドリルのようにハンドタイプの削孔機は移動が簡単であり、土質によっては十分な削孔能力がある。しかし、礫まじり土あるいは玉石、転石の散在する土質（代表的なものとしては崖錐性堆積物）においては削孔が困難となる場合が多いためボーリングマシンを用い、場合によってはケーシング掘りとする必要がある。削孔が終了すれば補強材を挿入する。このとき補強材が孔の中心に位置するように補強材に図-1.9に示すスペーサーを取り付け挿入する。挿入後は孔壁が乱れないうちに速やかにグラウトする。

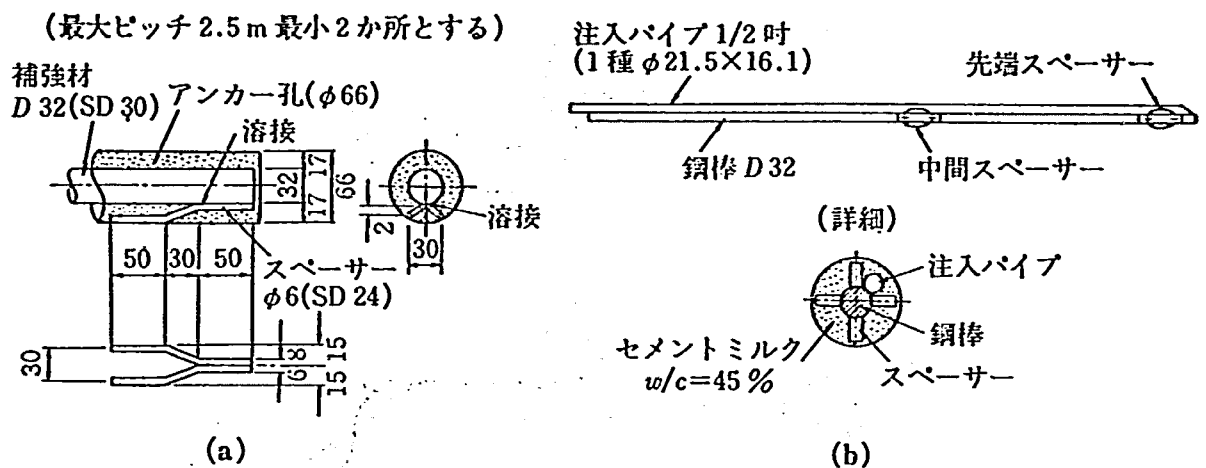


図-1.9 スペーサーの種類

一方、打込み方式では中空の補強材を用い、打込み後中空孔からグラウトを行う方法や、グラウトは行なわず不等辺山形鋼などを直接打ち込む方法がある。

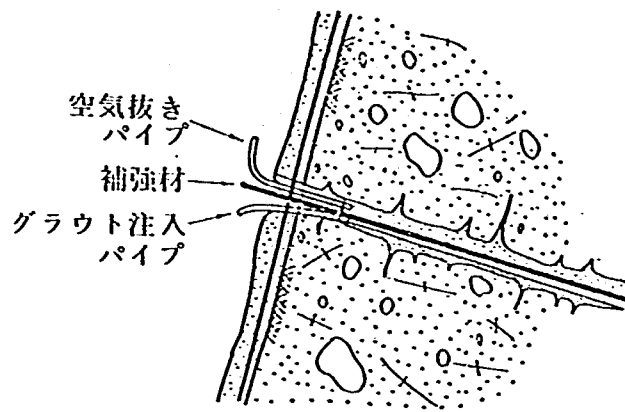
打込み機械としてはパーカッション機構を有したボーリングマシンやハンドタイプのブリーダーなどが用いられる。

打込み方式は礫まじり土のようにプレボーリングがむづかしい地盤に対して非常に有効である。計画位置での削孔および補強材の打設が困難となった場合には、その位置のできる限り近い箇所に増し打ちする必要がある。

IV) グラウト

プレボーリング方式の場合のグラウトは図-1.10に示した方法で行う。補強材に沿わせて注入パイプを設置し、空気抜きパイプを取り付けながら孔口部を硬練りモルタルか粘土でふさぐ。次に注入パイプよりグラウト材を注入する。このとき加圧はしなくてもよい。グラウトとしてはセメントモルタルやセメントミルクが使われる。

グラウト工は空気抜きパイプよりグラウト材が流出すれば完了とするが、流出したグラウト材の状態をよく観察し、孔内水で希釈されていないかどうか判断する。もし希釈されている場合には、希釈されていないグラウト材が流出するようになるまで注入を続ける。



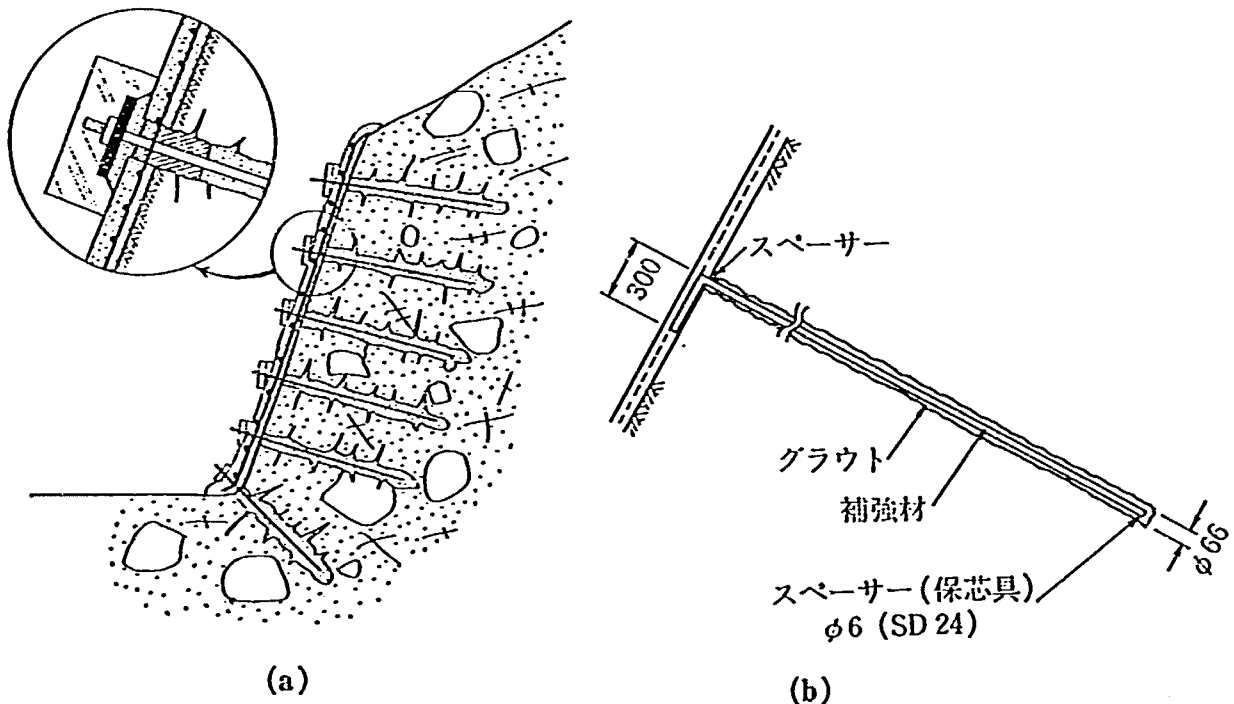
図－ 1. 10 グラウト方法の例

グラウトはその目的によって全面グラウトする場合とアースアンカーのように部分グラウトとする場合がある。鉄筋挿入工法においては，一般に全面グラウトを行い，補強土内のどの部分のひずみもグラウトを通して補強材で押さえる効果をもたせる。ただし定着部が明らかであり，堅固なものであればプレストレスを与えることにより部分グラウトとすることもあ。なおグラウトを行う前には必ず孔内中のスライムを除去する必要がある。

V) 補強材頭部処理

補強材頭部は図－ 1. 11 に示したように補強材頭部をねじ切りし，プレートをあてナット締めする方法や，補強材頭部をL 形に曲げのり面防護工中へ埋め込む方法などで処理する。

(a)の方法は原則としてのり面防護工を施した後，補強材挿入，そして頭部処理という順序



図－ 1. 11 補強材頭部処理方法

となるため、切土直後ののり面の肌落ちや小崩壊の著しい地山に対して適用する。

(b)の方法はのり面防護工施工前に補強材を打設するため、ある程度の時間、防護工なしでものり面が肌落ちなどしないで安定している地山に対して適用する。

第3章 鉄筋挿入工法に関する従来の研究

3.1 研究の概要

鉄筋挿入工法に関する従来の研究は対象とする土圧に対して補強されたゾーンを仮想擁壁とみなす考え（図-1.12(a)）と、斜面内の臨界すべり面上においてそれより深部に挿入された補強材に発生する張力とすべり面上での土のせん断抵抗力が土塊すべり力とつりあうという考え（図-1.12(b)）の2つの基本概念で進められている。

以下、2つの考え方に関する研究の概要を述べ、主要な実験の結果を説明する。

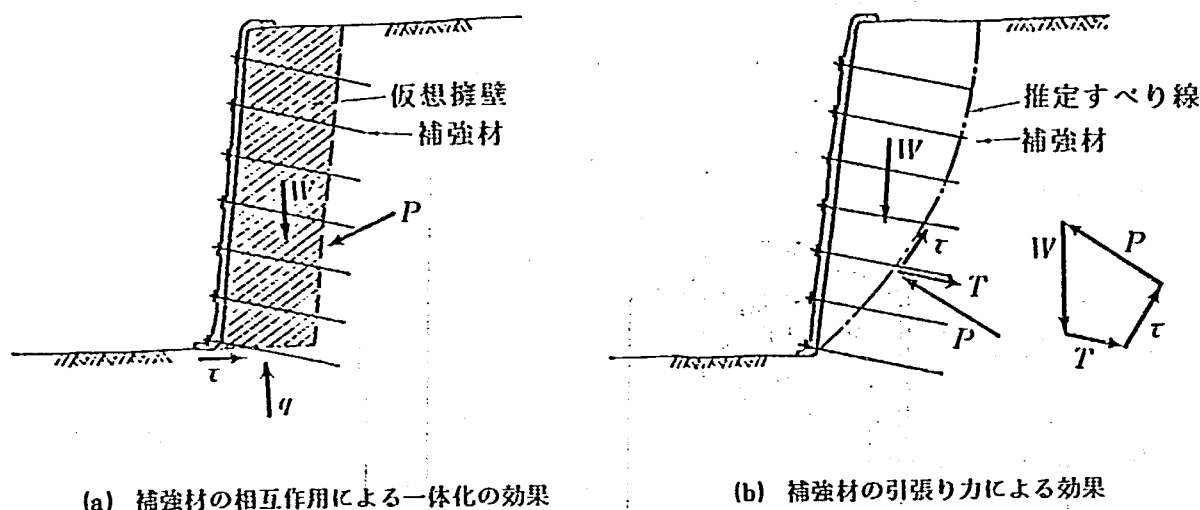


図-1.12 補強効果の基本的な考え方

3.1.1 メカニズムに関する研究

I 仮想擁壁とみなす考えについて、山本ら²⁾は実物大の模型斜面（図-1.13 参照）を用いて実験し、補強部分を仮想の擁壁体と考える結果を得ている。また、Bangら³⁾は模型地盤（図-1.14 参照）を作製し、遠心力载荷試験によってその効果を調べるとともに設計法を提案し、提案式及び有限要素法による解析と実験の対比検討を行なっている。

代表的な実験として、山本ら⁴⁾の行った小型模型実験を説明する。実験は、斜面高 49 cm，斜面幅 30 cm，三分勾配の小型模型斜面（図-1.15 参照）を用いて行った。補強材は $\phi 6$ mm の異形鉄筋で、ベアリングプレートモデルは 73 mm $\times$ 100 mm のアクリル樹脂製矩形板で厚さ 8 mm である。地山材料としては風化が著しく進んだ岩盤や崖錐等の粒状体地山を想定し銅砂を使用している。

ボルトの打設方向によって実験ケースを TYPE-I（斜面に垂直に打設）と TYPE-II（水平地表面に並行に打設）とに分け検討を行っており、実験結果をまとめると以下になる。

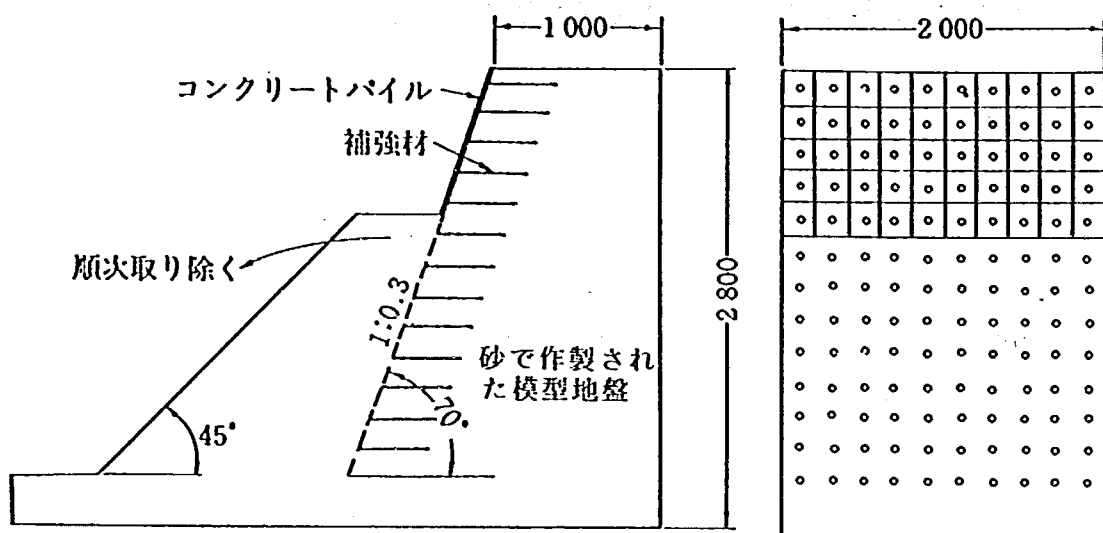


図- 1.13 大型模型実験装置

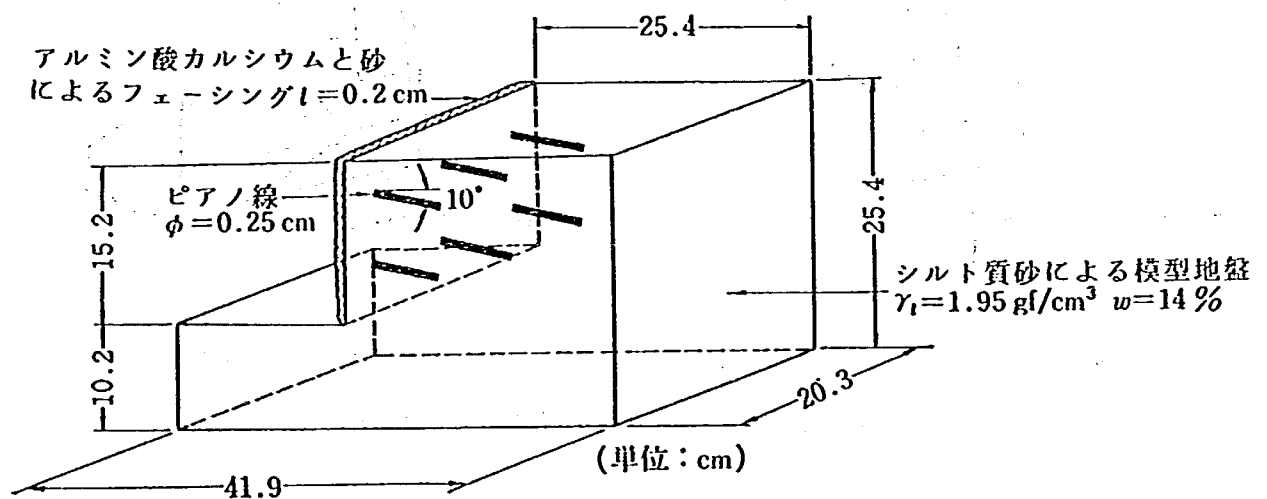


図- 1.14 遠心力载荷実験に用いた模型

- i) ボルトの打設方向，ボルト長，アンカーヘッドの大きさ等ボルトの設置条件の変化にかかわらず壁面に作用する土圧分布はほぼ同様である。(図- 1.16)
- ii) 斜面の切取りに伴って地山内の応力状態が変わり，小さなせん断変位が生じることによって新しい応力状態が生成され(応力の再配分)，斜面の安定に寄与している。(図- 1.17，図- 1.18)
- iii) ボルトの引き抜き抵抗力が斜面の安定に必要な土圧よりも小さければ，斜面にすべり破壊が生じ，崩壊に至る。(図- 1.19)
- iv) 斜面が安定するためには，ボルトの引き抜き抵抗力の増大とともに斜面の変位は急激に減少する。

これらのことは，斜面の安定がロックボルトの自己釣り合い作用による一体化効果によ

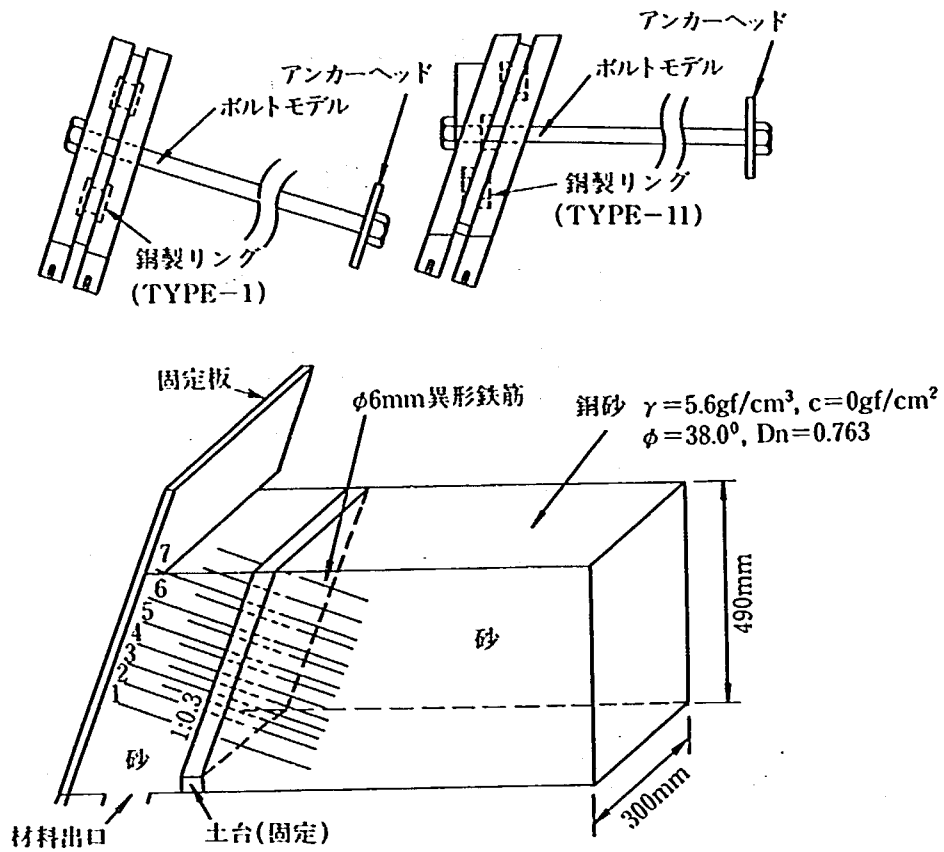


図- 1.15 実験概念図

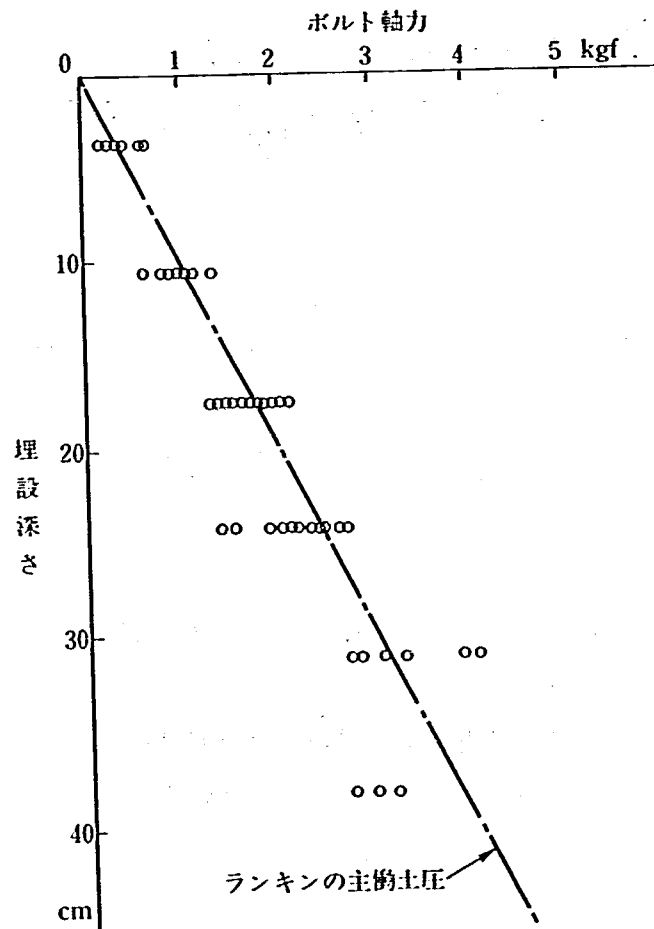
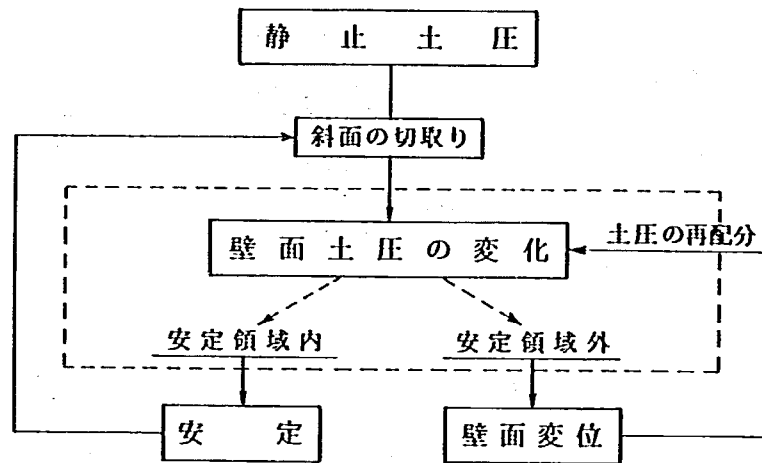
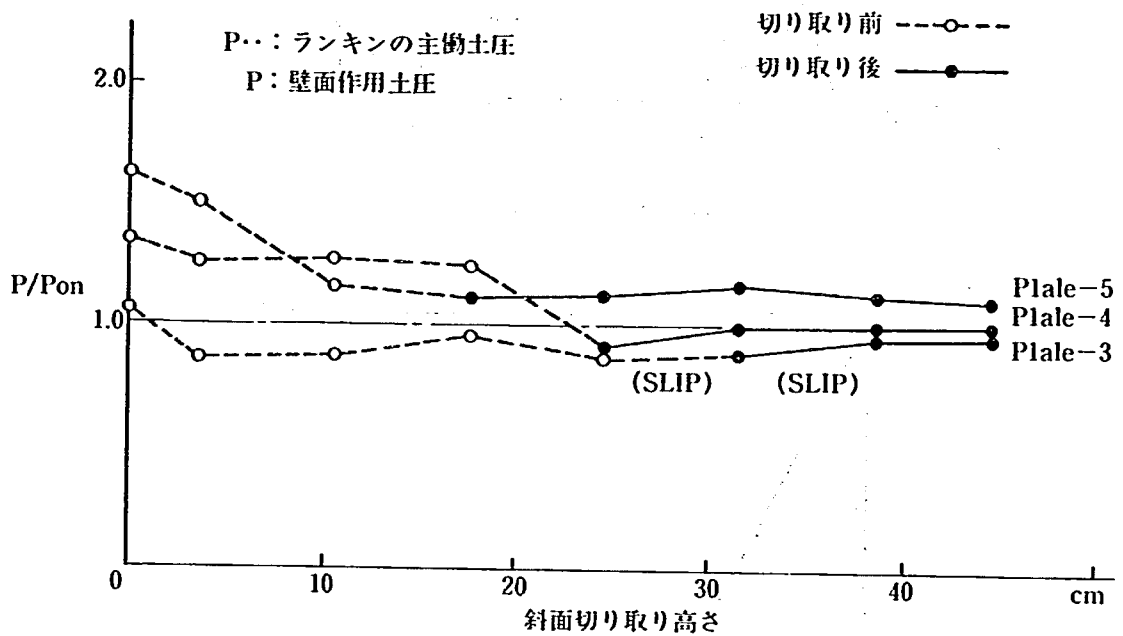


図- 1.16 斜面切取り後のボルト軸力



図－ 1. 17 ロックボルトによる自己釣り合い作用効果



図－ 1. 18 斜面の切取りに伴う各段の壁面作用土圧の変化
(土圧の再配分)

っていることを示している。なお、実験結果によれば、TYPE－Ⅰの方がTYPE－Ⅱに比して斜面の変位がやや小さい。

以上より、比較的短いロックボルトを用いた斜面安定においては一体化効果が発現し、その重要な要素はボルトの引き抜き抵抗力であるということがわかる。

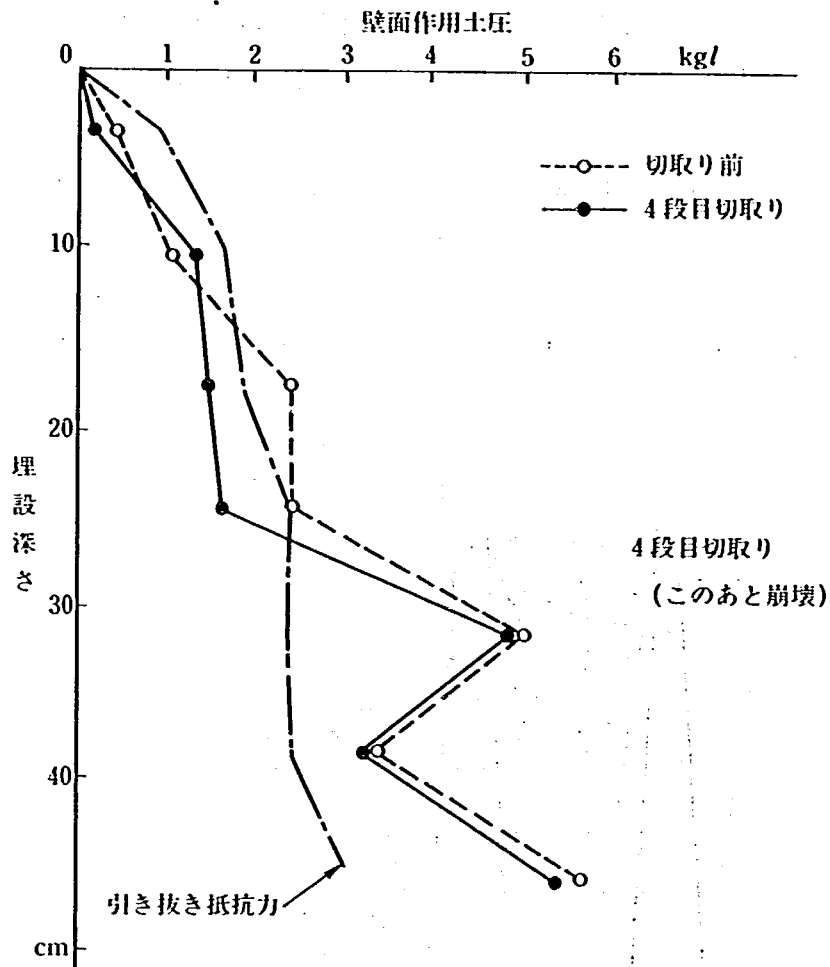


図- 1. 19 ボルトの引き抜き抵抗力と壁面作用土圧

Ⅱ つりあい法の考えについて、龍岡ら⁵⁾は標準砂で作製した模型斜面(図- 1. 20 参照)を用いて補強効果に及ぼす補強材の長さ、間隔、方向の影響を調べた。また Gudehusら⁶⁾

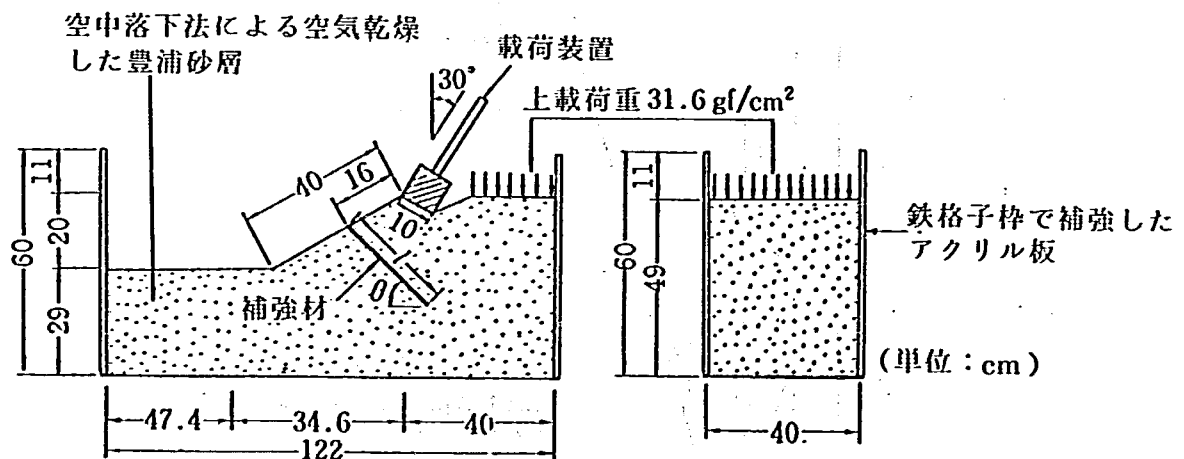


図- 1. 20 模型実験装置

(図-1.21 参照) および奥園ら⁷⁾(図-1.22 参照)は原位置地盤においてそれぞれ大規模な現場実験を行い、実地盤の挙動について室内試験結果と比較するとともに破壊形態および補強材に発生する応力などを計測し、室内実験より得られた設計法の実証を試みている。

さらに、奥園ら⁸⁾(図-1.23 参照)は模型斜面を使って、補強された斜面の底部を落し戸とし、それを降下させた場合の補強効果について実験した結果、落し戸面に作用する荷重が無補強のものに比べ $1/2 \sim 1/3$ に低減されることを報告している。

代表的な実験として、Jewellら⁹⁾の行った一面せん断実験並びに龍岡ら⁵⁾¹⁰⁾の行った

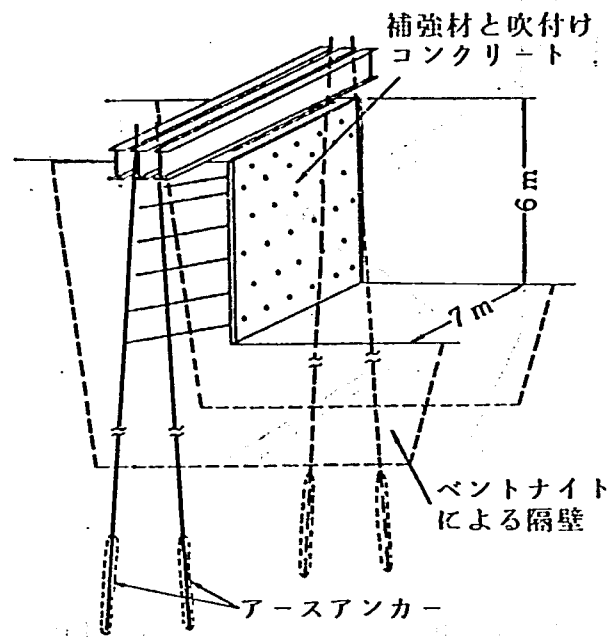


図-1.21 現場実験装置 I

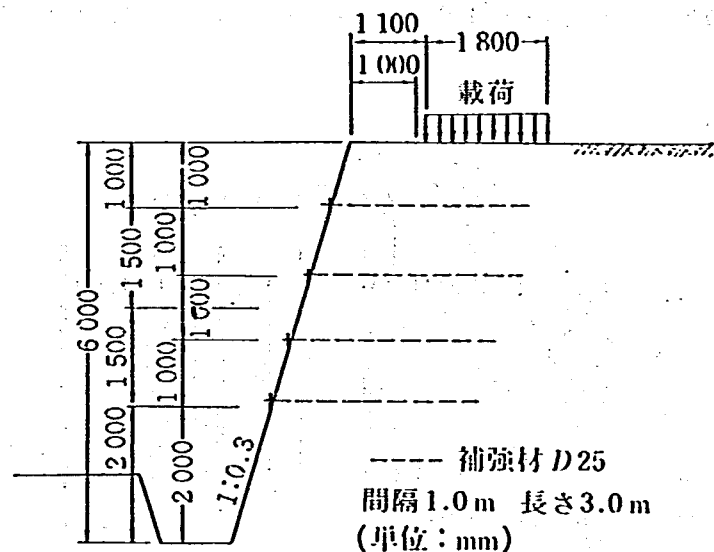


図-1.22 現場実験装置 II

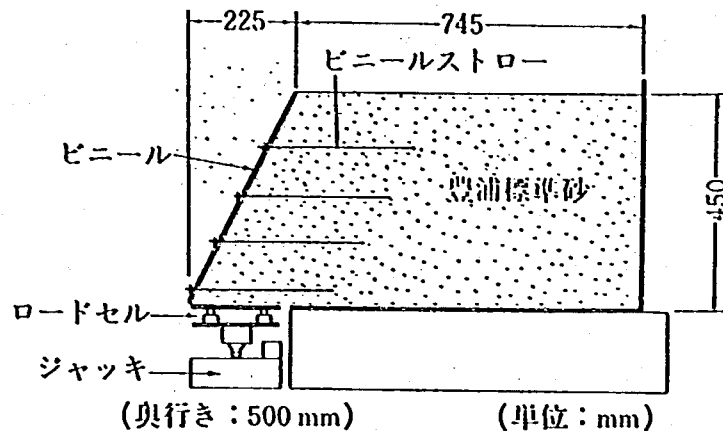


図- 1.23 実験装置

小型模型実験を説明する。

Jewellは、以下の一面せん断実験を行い、曲げ剛性の小さい補強材を用いた場合の圧縮、引張りの効果を調べた。

実験は、図- 1.24 のせん断箱、試料砂を用い補強材の角度を変えてそのせん断抵抗力

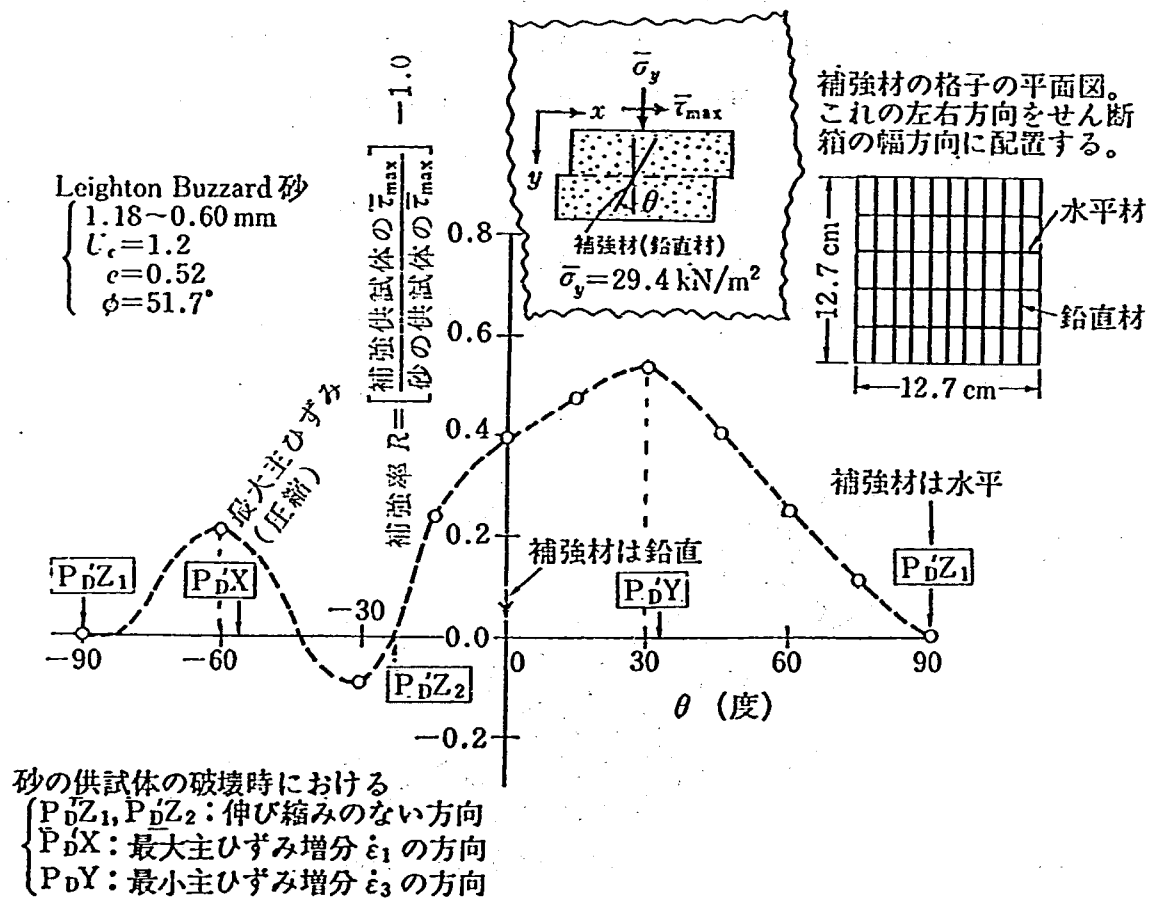


図- 1.24 一面せん断試験による補強材挿入角度と補強効果

を測定することにより補強効果の確認を行った。

補強材は 0.82 m/m の針金で作った格子組をさまざまな角度 θ で配置し、補強された供試体のせん断強度 $\bar{\tau}_{\max}$ と θ の関係を調べている。この場合、針金の EI が相対的に小さく曲げ抵抗が小さいので後述する補強材の曲げ抵抗の影響を考える必要はない。

図-1.24 からわかるように、図の左の領域 ($\theta = -90^\circ \sim 0^\circ$) では補強材が圧縮力を、右の領域 ($\theta = 0^\circ \sim 90^\circ$) では引張り力を発揮する。この結果を見ると引張り力を発揮した角度 30° の場合に最も効果を発揮している。圧縮力の効果を見ると引張力の効果の場合と比べ相対的に効果が低く最大値を比較すると ($\theta = -60^\circ$ と $\theta = 30^\circ$ の場合) 約 2.7 倍の違いが表れる。また針金を水平にした状態にすると効果は無く、 $\theta = -30^\circ$ にすると逆に負 (マイナス) の効果となっている。すなわち補強材を荷重の働く向きに入れると土塊を弱化することもある。

次に前述した龍岡らの研究について説明する。模型砂斜面が自然斜面のようにすべり破壊するようにフーチングを回転しないようにして斜めに押し込んだときの実験を行っており、以下に説明する。

この斜面 (図-1.20) について無補強斜面と補強斜面を比べる。補強材は全て長さ $L = 30$ cm、曲げ剛性 $EI = 2.3 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$ 、直径 $D = 0.18$ cm (針金と周囲に付着させた砂粒子の厚さを合わせた直径) であり、その表面は十分に粗にしてある。まず無補強斜面により以下の 2 点 (図-1.25、図-1.26) が確認された。図-1.27 から A の部分に引張り力が最も働いていることがわかる。また、図-1.26 からせん断ひずみの大きい分布をたどっていくとそこに崩壊層が表れることがわかる。

A の点を共通にして配置密度を変えた実験 (図-1.27 参照) の結果を図-1.28 に示す。この図から全ての場合で補強効果が大きいことがわかる。これは、最も引張りが働いている部分に補強材を挿入したため、補強材が引張り材としてよく機能しているためであると考えられる。

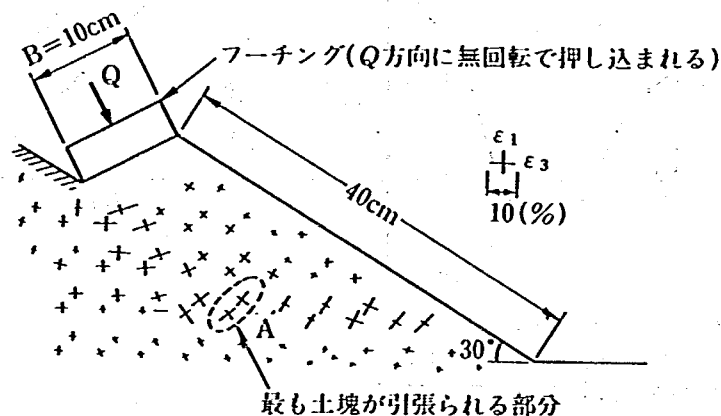


図-1.25 補強されていない模型砂斜面内に破壊時までに生じた主ひずみの方向と分布図

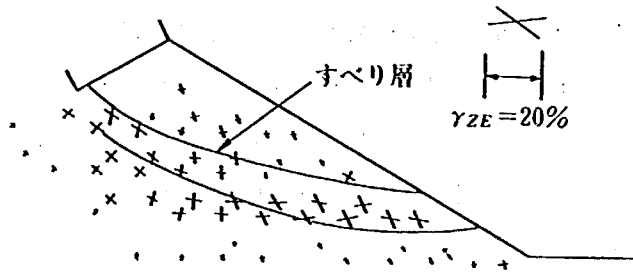


図-1.26 伸び縮みのない方向とその方向のせん断ひずみの大きさの分布

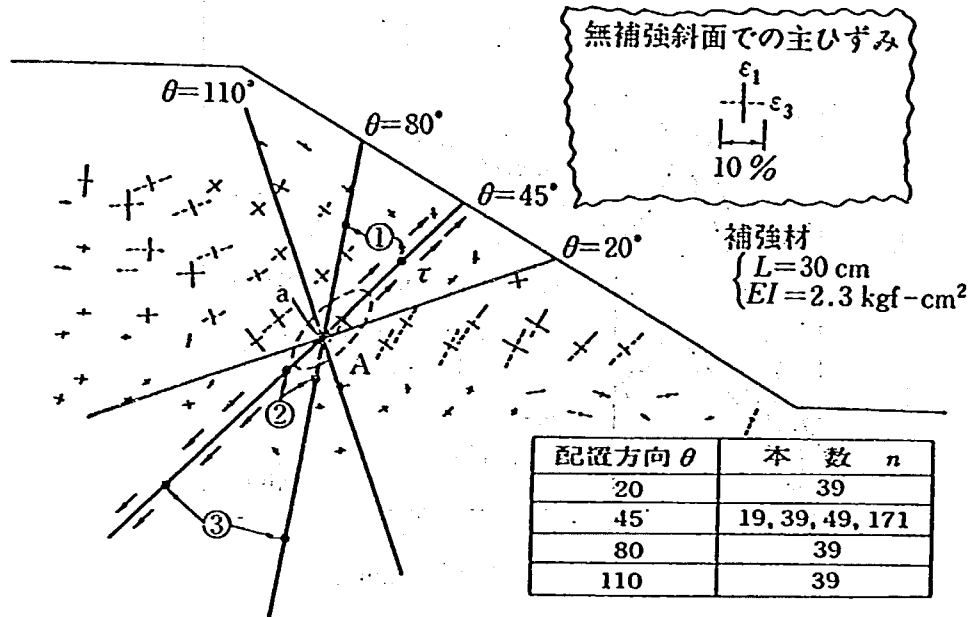


図-1.27 補強材の4つの配置方向（主ひずみ分布は無補強斜面に対してのもの）

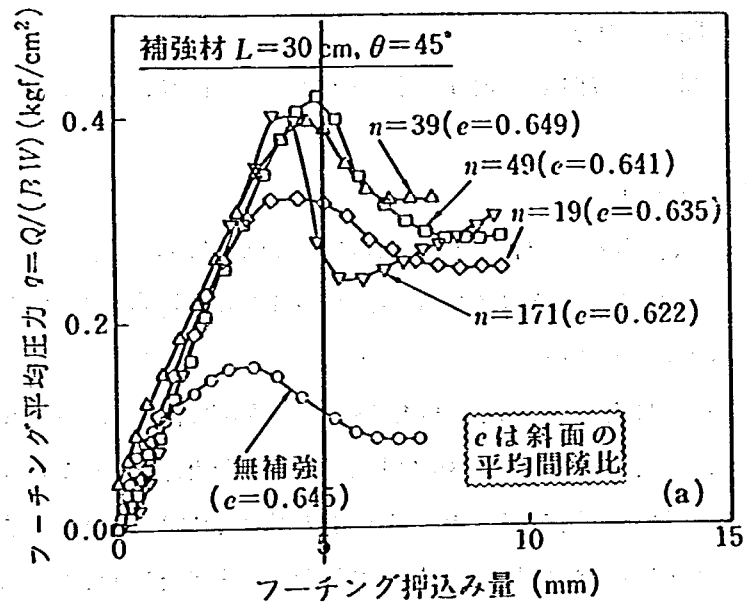


図-1.28 模型砂斜面の鉄筋による補強効果に対する補強材本数の影響

図-1.29は、補強材配置方向 θ を変化させた実験の結果である。 $\theta = 45^\circ$ のとき最も補強効果があり、 $\theta = 110^\circ$ の場合はフーチング荷重のピーク値に関していえばまったく補強効果がないことを示している。以上の結果より、フレキシブルな補強材を用いたときは、補強材の場合に生ずる破壊部分の引張部分に補強材が引張られるように配置すれば最もその効果が発揮できる。

これらの2実験より、補強材の引張り剛性を引き出すように補強材を配置すれば最も補強効果を発揮させることがいわれている。

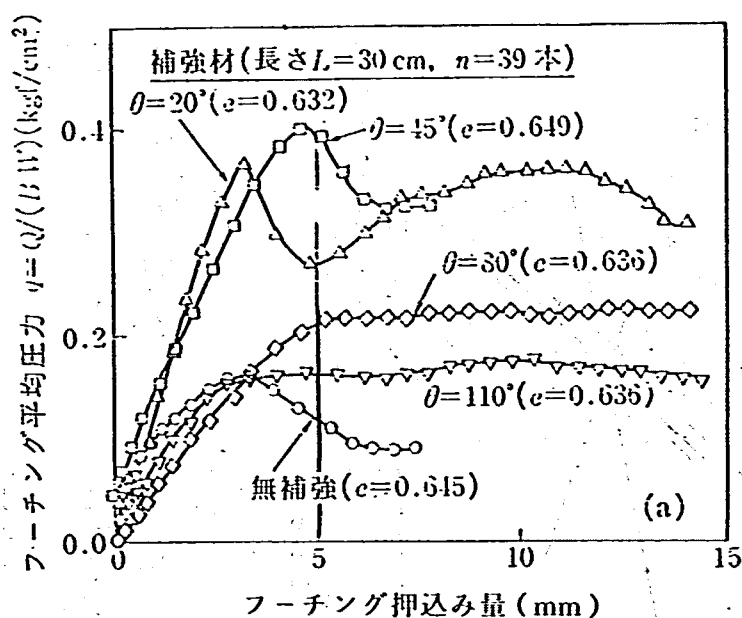


図-1.29 模型砂斜面の鉄筋による補強効果に対する配置方向の影響

3.1.2 設計諸元に関する研究

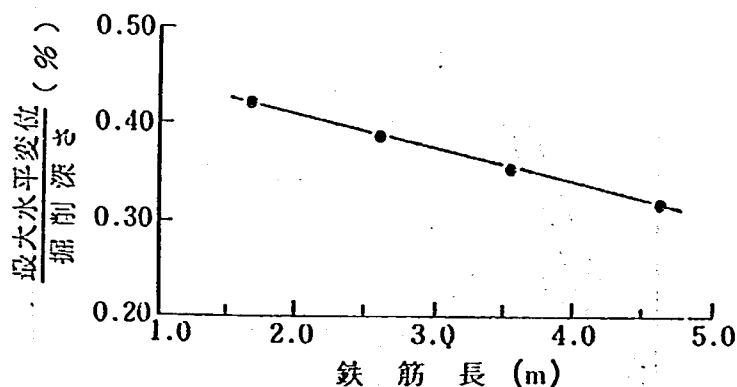
補強材の長さ、間隔、方向（角度）、材径等の設計諸元については、以下のような研究が行なわれている。

1. 補強材の長さの検討

Gudehusら⁶⁾は、多くの室内実験、現場実験の結果から補強材の長さは土の性質による条件を付けているが、一般的に補強斜面高さ10mの場合、補強材の長さが5～6mで最も効果的であるとしている。

また、Bangら³⁾は有限要素法解析結果より、補強材長と地盤変位量（のり面水平変位量）の関係を示している。図-1.30は補強材長と掘削深さ-変位量比との関係を示したものであり、補強材長が掘削深さの0.5～1.5倍の範囲において、掘削面の水平変位量は補強材長の増加に伴って減少していく。すなわち、補強材の長さが長いほど掘削面の変形を小さく抑さえる効果が増加する結果が得られている。ただし、この数値は一つの研究過程における1組の条件下のものであるため、実際の施工に直接反映させるには課題を残す

解 析 条 件			
掘 削 深 さ	3.05 m	土 の 粘 着 力	3.8 tf/m ²
吹付けコンクリート	10 cm	土 の 内部 摩擦 角	34°
削 孔 径	10 cm	ポ ア ソ ン 比	0.3
補 強 材 配 置 角 度	0° (水 平)		
の り 勾 配	90°		



図－1.30 Bangの有限要素法解析結果による
鉄筋長とのりの最大水平変位の関係

ところもあるとされている。

龍岡ら⁵⁾は前述した模型地盤で補強材間隔，補強材配置方向を同じ条件とし，補強材長を3タイプに変えて実験し，図－1.31のような荷重－沈下曲線を得た。その結果，補強材が臨界すべり面内にあるような長さの場合には無補強と比べてほとんど補強効果がないが，すべり面外に定着したものはどちらの長さ（ $L = 22 \text{ cm}$ ， 30 cm ）のものも同じ程度に補強効果があるという結果が得られている。

この両者がほとんど同じ効果であった理由としては，図－1.32に示すように補強材全体が有効に機能を発揮する前に，他の破壊のメカニズム（補強材を通らない他の弱い破壊面）が生じたためであることが分かっており，この破壊面をさらに補強することにより，長さの影響がさらに明確になると考えられる。またこの実験から，補強材の配置は最小安全率を示すすべり面のみにとらわれず，必要安全率に満たない全てのすべり面を考慮して行う必要があることを明示している。

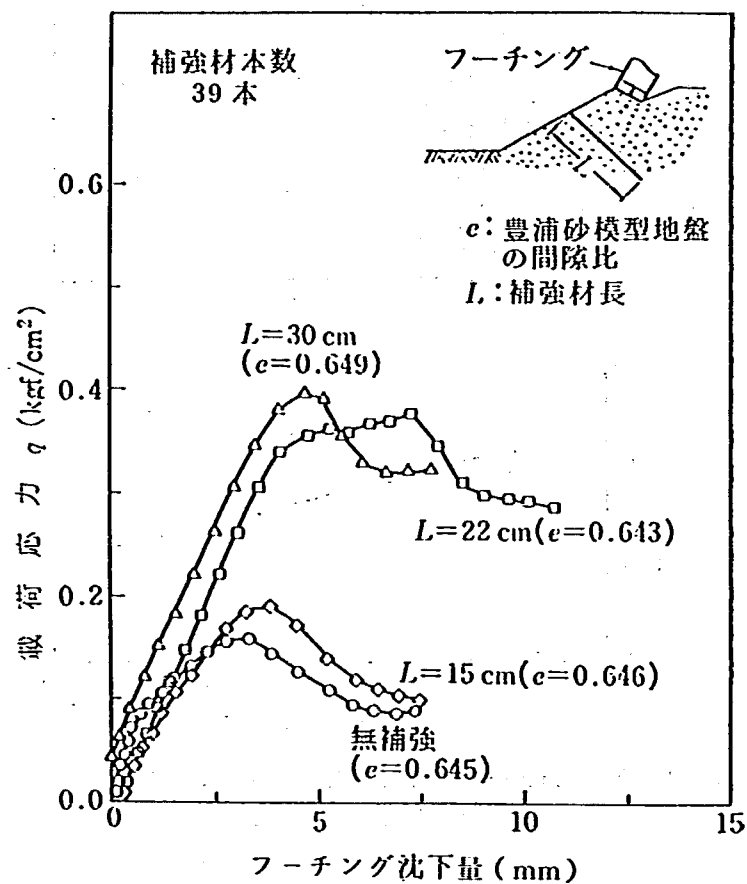


図- 1. 31 補強した斜面の載荷応力-沈下曲線

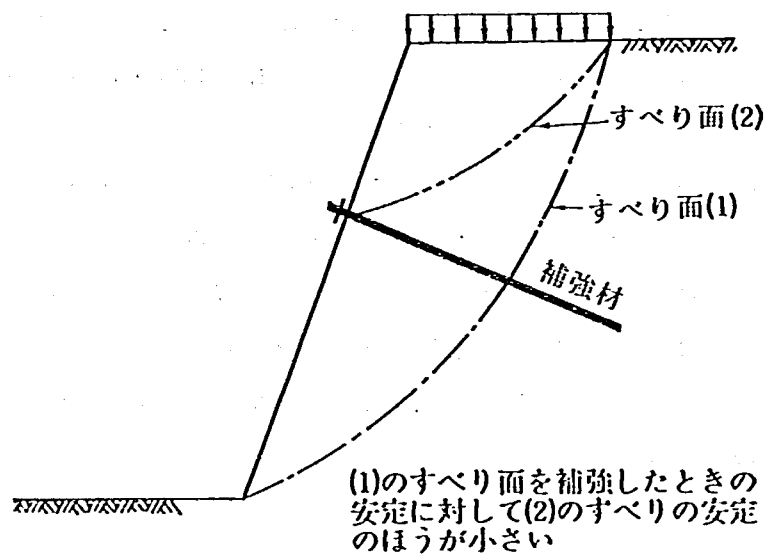


図- 1. 32 補強土斜面のすべり面の発生機構

II. 補強材本数の検討

Gudehusらは、実際の斜面を補強するには、目安として壁面 2.0 m^2 に対し、1本の補強材が必要であるとしている。Bangらは $90 \sim 180 \text{ cm}$ 間隔に補強材を配置するとしている。

また、龍岡らは、補強材の本数を変化させた模型実験から図-1.33に示す結果を得ている。このことから、模型地盤の強度は補強材の本数（この実験では平面密度）に比例するとは限らず、図のピークが示すように最適な本数が存在し、それ以上の本数となるとかえって補強効果、強度が減少する傾向にあることを指摘している。

奥園らは、補強材本数を変化させた現場実験を行っているが、図-1.34に示すように、ある補強密度に達すると効果は頭うちとなる傾向がみられる。

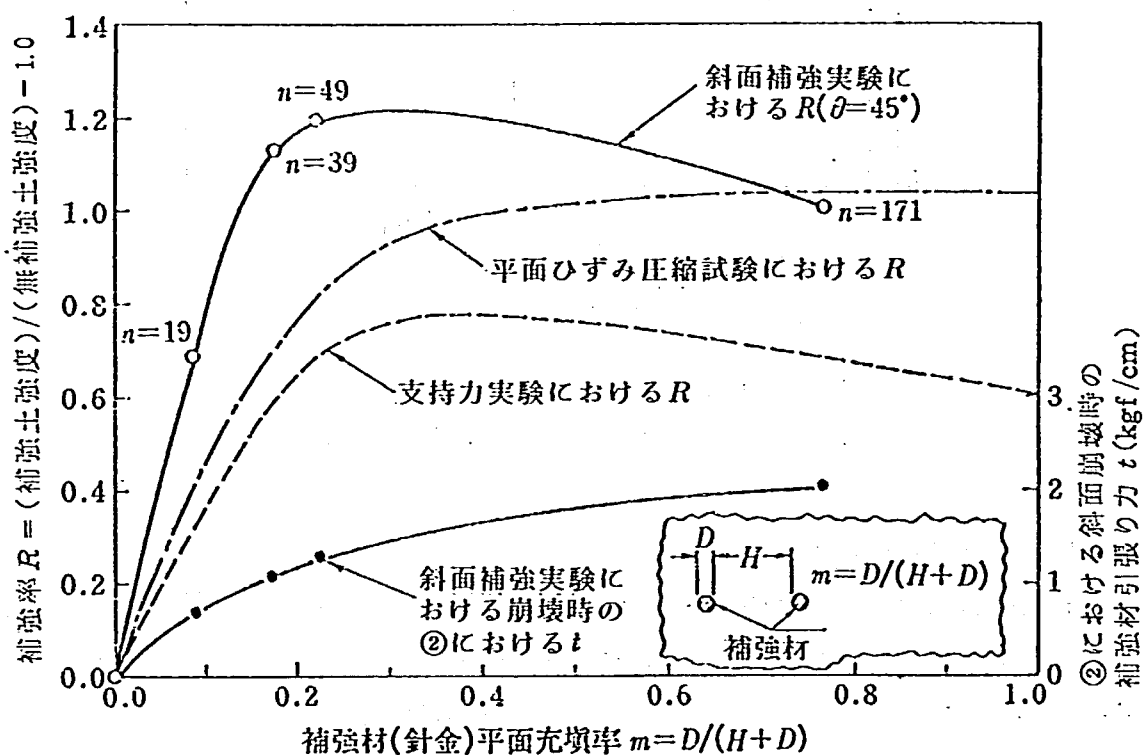
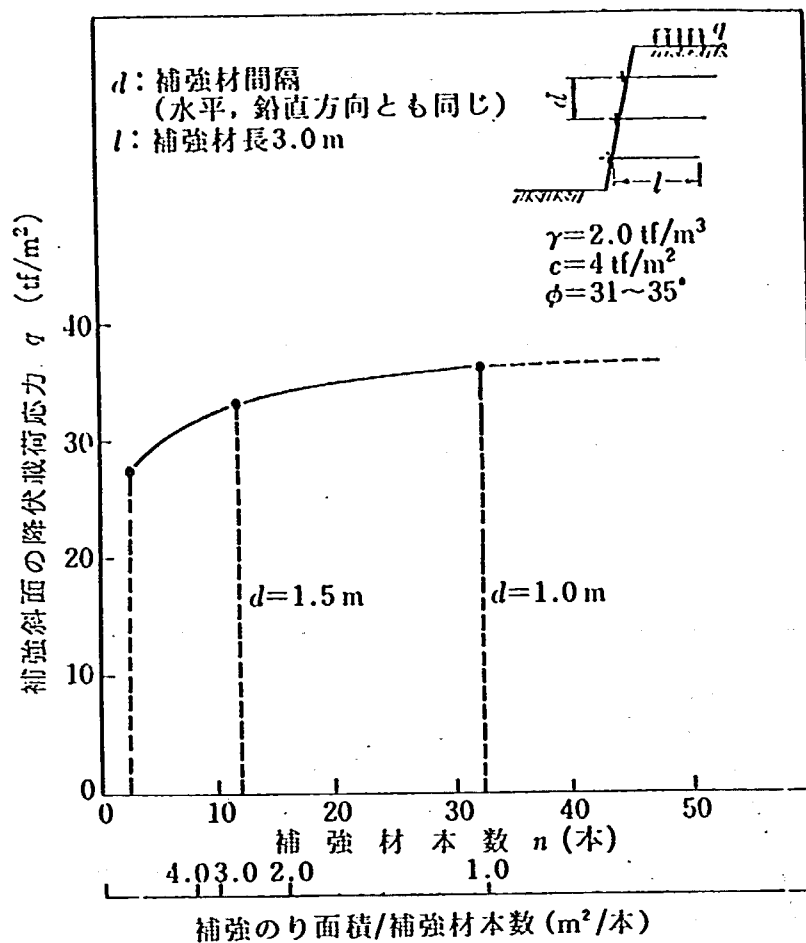


図-1.33 斜面補強実験における補強率 R 、
補強材引張り力 t と補強材平面充填
率 m の関係



図－1.34 補強材本数と補強斜面の降伏載荷応力の関係

Ⅲ. 補強材配置方向の検討

Bangらは、補強材の配置角度を水平となす角度で下向きに 5° , 16.5° , 20° , 24° , 30° に変化させたものについて FEM 解析結果と実験結果との整合性について研究し、両者がよく合うことを確認した。図－1.35 は、補強材の配置角度と壁面の最大水平変位の関係を FEM 解析の結果から示したものであるが、 $15^\circ \sim 20^\circ$ の配置角度で最小の水平変位となる結果を得ている。

龍岡らは、無補強斜面内に生じる最小主ひずみを減少させる方向に表面摩擦係数の大きい補強材を配置するのが効果的であると、補強材の本数、長さを一定とし、水平からの角度を 20° , 45° , 80° , 110° に変化させて配置し実験した。図－1.36 は水平からの角度と補強率の関係を示したものであるが、 $\theta = 45^\circ$ のとき補強率が最大になっていることが分かる。そして、この角度は無補強斜面で生じた最小主ひずみの方向に大略一致している。

解 析 条 件			
掘 削 深 さ	3.05 m	土 の 粘 着 力	3.8 tf/m ²
吹付けコンクリート	10 cm	土 の 内 部 摩 擦 角	34°
削 孔 径	10 cm	ポ ア ソ ン 比	0.3
補強材配置角度	0° (水平)		
の り 勾 配	90°		

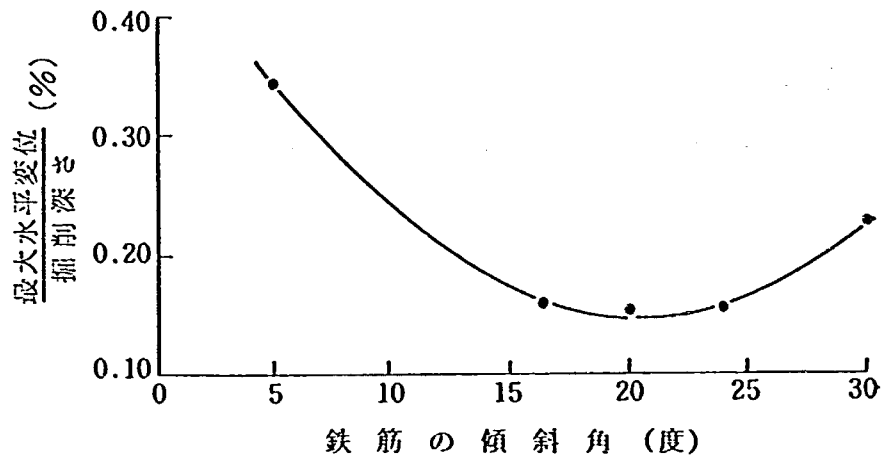


図- 1.35 Bangの有限要素法解析結果による鉄筋の傾斜角とのりの最大水平変位の関係

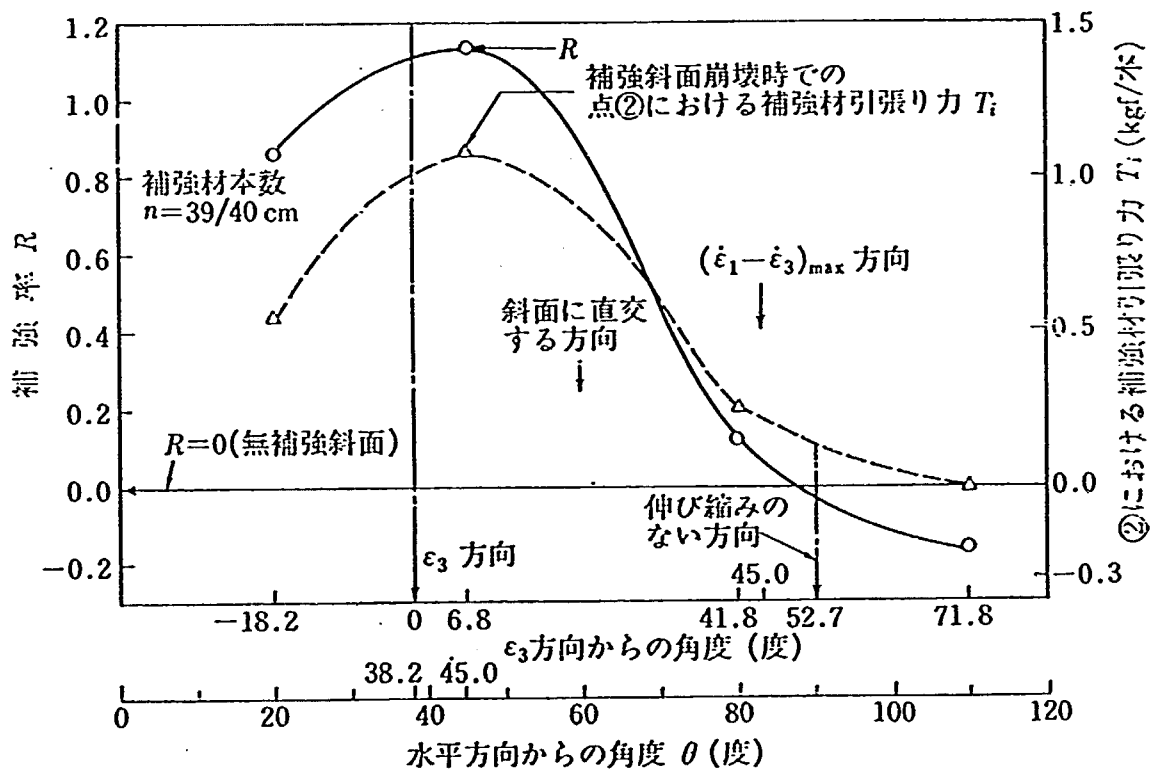


図- 1.36 補強材配置方向 θ が補強率 R に及ぼす影響

IV. 補強材径の検討

引張り材として働く場合の補強材の径は、その許容引張り力が土と補強材の周面摩擦抵抗力より大となるよう決定するが、補強工法が対象となる土質はそれほど堅固なものでなく、また補強材も短いため補強材1本当たりの周面摩擦抵抗力は比較的小さい。従って、補強材の径は極端に大きいものを必要とせずに、一般的にD 25～D 29の異形鉄筋が用いられている。

3.2 各機関の研究の流れ

国内における各研究機関の鉄筋挿入工に関する研究の流れを図－1.37～図－1.40に示す。

年 代	昭和42～ 西暦1967～	55 1980	56 1981	57 1982	58 1983	59 1984	60 1985	61 1986	62 1987
研 究 機 関	△ 東 京 大 学 生 産 研 究 所 ▽		鉄筋補強土の三軸圧縮試験 鉄筋補強土の三軸圧縮試験における拘束圧の影響 水平鉄筋で補強した砂地盤の模型支持力実験 鉄筋補強土の支持力試験	鉄筋により補強された模型地盤の支持力	引張補強材による砂の拘束効果に関する極限解析 補強材を配置した供試体の平面ひずみ試験 鉄筋を配置した供試体の平面ひずみ試験 鉄筋により補強された砂地盤の支持力特性 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 水平鉄筋を配置した模型地盤のフーチング直下のひずみ分布	鉛直材による模型砂地盤の補強について	鉄筋による地盤の補強におけるメカニズムについて	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	Doles of tensile metal strips and facing in reinforcing sand slopes
				鉄筋により補強された模型砂斜面の安定性	鉄筋による斜面の補強模型実験(第1報)	鉄筋による斜面の補強模型実験(第2報) 鉄筋で補強された斜面の室内模型実験	鉄筋による斜面の補強模型実験(第3報)		

図-1.37 鉄筋挿入による斜面安定工法に関する研究の流れ(1)

年 代	昭和42～ 西暦1967～	55 1980	56 1981	57 1982	58 1983	59 1984	60 1985	61 1986	62 1987
研 究 機 関	△ 九 州 大 学 水 工 学 部 ▽						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)－ 実験装置、方法と斜 面勾配の影響－ (第2報)－補強鉄筋 の頭部プレートの特 点 (第3報)－補強鉄筋 の本数及び位置の特 点 (第4報)－補強鉄筋 の長さの影響 (第5報)－実験装置、 方法と頭部プレート の効果 (第6報)－頭部連結 及び表面処理の影響 (第7報)－補強鉄筋 の挿入角の影響	(第8報)－地盤密度 の影響－ (第9報)－補強材と して鉄を用いた場合 の挿入角の影響 (第10報)－補強鉄 筋の本数の効果と地 盤密度の影響 (第11報)－補強鉄 筋の段数およびその 位置の効果と地盤密 度の影響 (第12報)－頭部連 結及びのり面処理の 効果と地盤密度の影 響－ 鉄筋による切土斜面 の補強効果(厚い土 砂層における斜面の 土槽模型実験 鉄筋による切土斜面 の補強効果に関する 実験	土砂層が薄い場合 の頭部プレートおよ びのり面処理の効果 － 土砂層が薄い場合 の補強材の曲げ剛性 及び挿入角の影響－ 土砂層が薄い場合 の補強鉄筋の挿入角 と地盤密度の影響－ 切土斜面の鉄筋補 強土工に関する簡 易設計法 単純せん断による棒 状補強材の効果に関 する研究

図-1.38 鉄筋挿入による斜面安定工法に関する研究の流れ (2)

年	昭和 42 ~	55	56	57	58	59	60	61	62
代	西暦 1967 ~	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987
研 究 機 関	東京都立大学工学部 日本大学理工学部		ボルトによる切土斜面の安定に関する実験	ボルトによる斜面安定工法 (SWI) について 鉄筋により補強された模型斜面の安定性		ロックボルトによる斜面安定のメカニズム 比較的短いロックボルトによる斜面安定のメカニズム	比較的短いロックボルトによる斜面安定のつり合い力	土の補強効果に及ぼす鉄筋挿入方向の影響について 鉄筋による砂の補強効果に関する実験的研究 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	補強ボルトの室内引き抜き試験
			補強土の強度変形特性と補強材の挿入角度 補強土の強度変形特性と補強材の挿入角度	補強土における補強材の有効挿入方向	斜面内の補強材の挙動と補強機構	ロックボルトによる斜面安定工法 (SW工法) の施工 (その1) 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			

図 - 1. 39 - 鉄筋挿入による斜面安定工法に関する研究の流れ (3)

年 代	昭和42～ 西暦1967～	55 1980	56 1981	57 1982	58 1983	59 1984	60 1985	61 1986	62 1987
研 究 機 関	△ 日 本 道 路 公 団 試 験 所 ▽		切土のり面の崩壊と その対策 ロックボルトによる 切土のり面の保護工 事	補強土工法による長 大のり面の経済効果 鉄筋補強土工法による 構造物掘削	鉄筋による斜面補強 の模型実験と施工例	鉄筋による補強斜面 の載荷実験 鉄筋による補強斜面 の載荷実験時のグラ ウトと地盤との摩擦 抵抗について	鉄筋による補強斜面 の載荷試験—補強鉄 筋の補強効果への影 響— 鉄筋による補強斜面 の載荷試験—打設鉄 筋長の補強効果への 影響 鉄筋の打設角度によ る補強斜面の変位予 測について 有限要素法を用いた 鉄筋による補強斜面 の変位予測について	補強土工法の種類と 設計の考え方 鉄筋による切土斜面 補強工法の載荷実験 と現場への応用 切土斜面における鉄 筋工法の試験 鉄筋補強土工法によ る斜面の安定（八木 山バイパスでの施工 例）	

図－1.40 鉄筋挿入による斜面安定工法に関する研究の流れ (4)

第4章 鉄筋挿入工法に関する問題点

前述したように、鉄筋挿入工法のメカニズムは土のひずみを用いて説明している一方、安定解析法はひずみを用いない静力学を中心に説明している。この相違が鉄筋挿入工法の力学の難しさの最大原因であり、統一が求められているところである。このため、本工法の標準的な解析法はまだ確立されていないのが現状である。

設計計算においては、補強材の補強効果としての引張り力の大きさを決定するのが最も重要なポイントとなる。実際、実験で補強材に発生する引張り応力の分布を調べてみると、ほぼ中央でピークを示し、端部で0に近い分布をなし、補強材全長に等分布でないことが確認されている（ただし、のり面部で補強材の拘束がない場合）。

現在、引張り力の大きさは次のような方法で推定している。

- ① 地中応力、粘着力、内部摩擦角から土のせん断応力を求め、このせん断応力が土とグラウトの間に等分に分布すると仮定し引張り力を求める方法。
- ② アースアンカーの設計時に使用されるアンカー周面の摩擦抵抗力が等分に分布すると仮定し引張り力を求める方法。

しかし、実際には補強材の引張り応力は等分布でなく図-1.41に示す分布をなす。これらの傾向をさらに定量的に決定する方法が大きな課題として残されている。

また、地中内の間隙水圧の補強効果への影響、安全率の設定の仕方など今後明確にしていくべき課題も多く残されている。なお、これらの課題は室内実験のみでは解決しきれないものであり、施工箇所での動態観測その他の計測の面からも取り組むべき問題であろう。

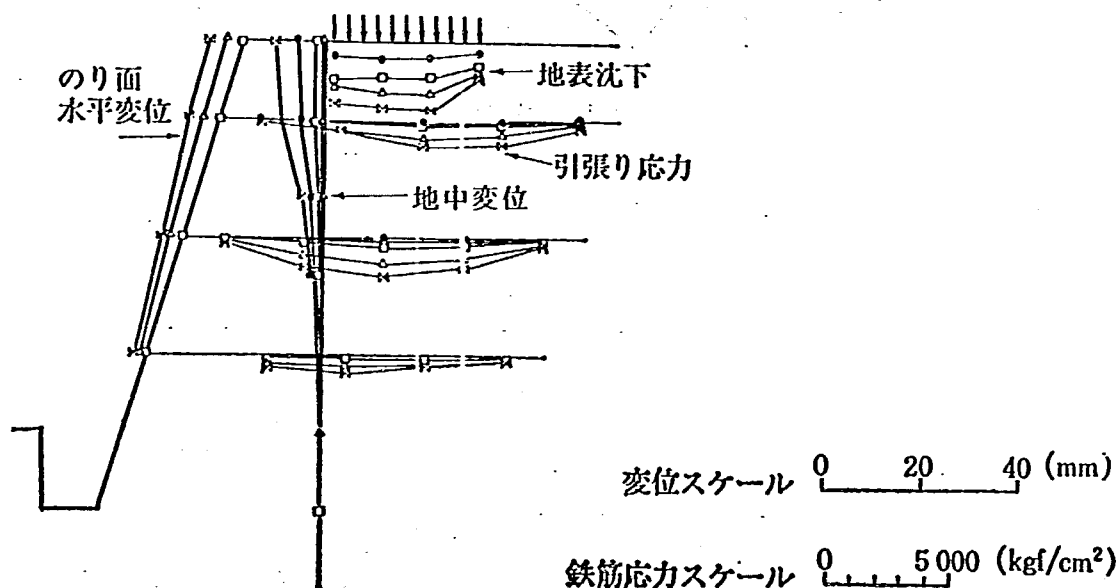


図-1.41 現地実験における計測結果

第2編 鉄筋挿入工法に関する大型せん断実験

第1章 実験概要

前編で示したように、近年切土斜面に鉄筋などの部材を挿入し、土と補強材との相互作用により斜面全体の安定性や強度を高める方法が多く用いられるようになってきた。しかし、補強材による地盤補強のメカニズムや補強効果に及ぼす影響因子については、研究が進んでいるものの、現在の設計手法に研究成果が反映されているとは言えない。また、工法についての整理及び体系化まで至っていないのが現状である。

そこで、筆者らは図-2.1に示される自然地山の崩壊形態に補強土工法を用いた場合を想定し、大型一面せん断試験機より実際の挙動に近い基礎実験を行った。

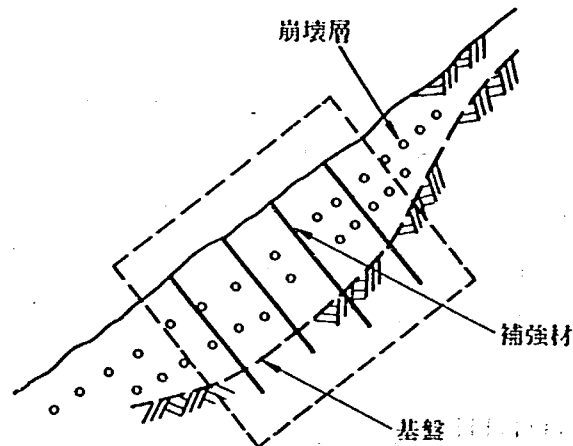


図-2.1 実験概念図

第2章 実験目的

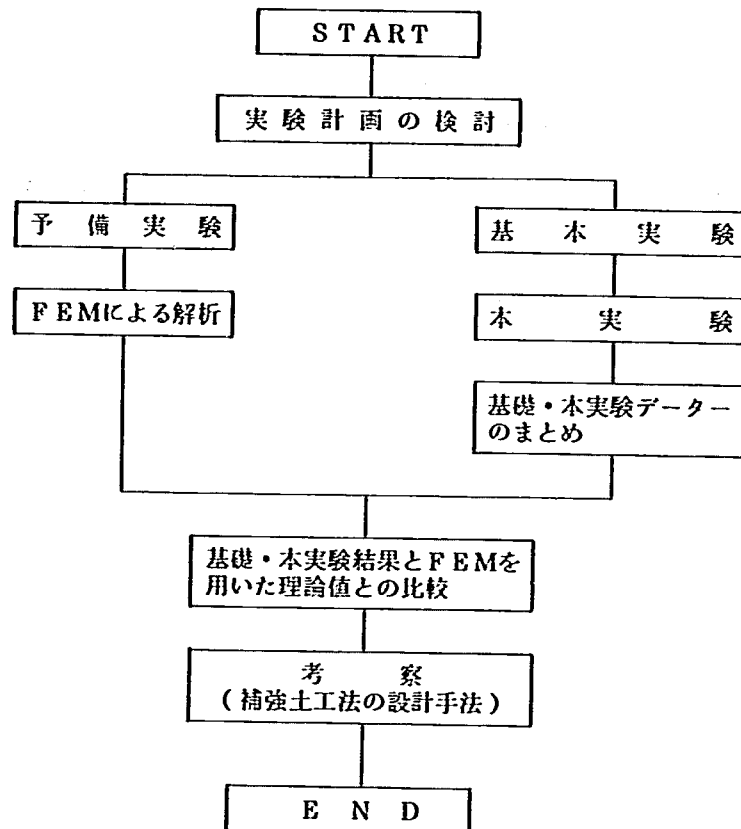
自然斜面に対し、補強土工法を用いた場合について、大型一面せん断試験機を用いモデル実験を行い、斜面内に生じるせん断面を再現する。そして、この実験により、

- (1) 補強材挿入による補強効果
- (2) 補強効果が発揮される時のメカニズム
- (3) 理論計算（FEM解析）による実験結果の検証

を検討し、補強材の挙動を反映した設計手法を確立するための基礎資料を得るものである。

第3章 実験方法及び実験装置

実験は、図－2.2のように予備実験・基本実験・本実験の3種類から成る。



図－2.2 実験の順序

3.1 予備実験

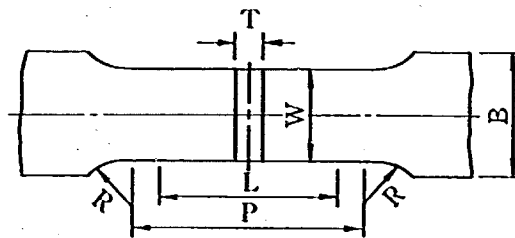
予備実験は、材料自身の特性を把握する目的で行う。この実験結果を基礎にFEM解析の定数を決定する。

3.1.1 補強材の実験(補強材の引張り試験)

補強材の弾性係数(E)，強度特性を求める為に材料引張り実験を行う。

補強材は、金属材料引張り試験法(JIS Z 2241)により引張り試験を行う。

試験片は、JIS Z 2201に従って作成する。今回の実験では、板厚0.6 mmの鉄板とφ13 mmの鉄筋を用いるので、JISの規定(JIS Z 2201)により、図－2.3，図－2.4に示す試験片となる。



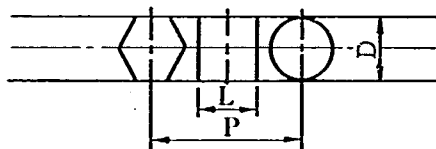
幅 W	標点距離 L	平行部の長さ P	肩部の半径 R	厚さ T
25	50	約60	15以上	もとの厚さのまま

備考 この試験片を板厚3mm以下の薄鉄板に用いる場合は、肩部の半径 $R=20\sim30\text{mm}$ 、つかみ部の幅 $B\geq 30\text{mm}$ とする。

図－2.3 板厚 1.0 mm の試験片

(2) 2号試験片 この試験片の形状及び寸法は、図2による。

図2 2号試験片



径又は対辺距離 D	標点距離 L	つかみの間隔 P
もとのままとする	8D	約 $(L+2D)$

備考 この試験片は、呼び径(又は対辺距離)が25mm以下の棒材に用いる。

図－2.4 $\phi 13\text{ mm}$ 鉄筋の試験片

3. 1. 2 試料土の実験

試料土の実験は、基本実験及び本実験に先だって事前に行うものと、基本実験及び本実験時に品質管理の一環として行うものに分けられる。

I. 事前に行う試験

a. 粒度試験

試料砂の粒度分布を調べる為に、土質試験法(土質工学会編)の土の粒度試験方法 JIS A 1204 により試験を行う。但し、今回の試料土は砂であり、標準網フルイ 74 μ 通過試料が全試料重量の 10 % 以下であればフルイ分け試験のみとする。

b. 比重試験

試料砂の比重を調べる為に、土の比重試験方法 JIS A 1202 により試験を行う。

c. 試料砂の一面せん断試験

土質試験で通常用いられる一面せん断試験機で行う。試験法は、表－2.1のうち、一般的に行なわれているひずみ制御方式とする。載荷方法は、表－2.2 に示すように、水平変位速度を 1 mm/min とする。

表－2.1 載荷方式の分類

水平方向 垂直方向		せん断方法			
		応力制御 ピーク以後の データがとれない	ひずみ制御		応力制御 ひずみ制御 } 併用
			手動	電動	
排水条件	応力制御 (定圧せん断のみ)		㊦ 在来型 精度悪し	㊤ 最も普通の 在来型	
	ひずみ制御 (定体積せん断のみ)		㊧ 在来型, 軽便型 精度悪し	㊥ 実例少なし	
	応力制御 ひずみ制御 } 併用 (定圧, 定体積可能)			㊦ 簡易改良型	㊧ 改良型

表－2.2 標準的なせん断速度

載荷方法	排水条件 土の種類	定圧せん断		定体積せん断	
		粘土	砂	粘土	砂
応力増加速度 (kgf/cm ² /min)		0.01	0.2	0.1	0.2
水平変位速度 (mm/min)		0.05	1	0.5	1

II. 品質管理の一環として行う試験

- a. 含水量試験 (JIS A 1203)
- b. 単位体積重量試験 (重量測定による)

3. 1. 3 基礎地盤 (ソイルセメント) の実験

I. 基本配合試験

本試験で基礎地盤として用いるソイルセメントの配合を決めるための試験である。ソイルセメントは使用時の設計強度を 100 kgf/cm² として, 早強セメント, 砂 (試料土と同一) を用い強度発現を速くした。表－2.3 に示す早強セメント, 砂, 水, 混和剤 (ポゾリス№ 8) の配合を基本にして一軸圧縮試験を行ない, 強度を確認した。

表－2.3 基本配合 (1 m³ 当り)

早強セメント	C :	515.0 kg
砂	S :	1,093.0 kg
水	W :	412.0 kg
混和剤 (ポゾリス№ 8)	P :	1.3 kg

II. 強度確認試験

JIS A 1216 : 本試験時に、基礎地盤の品質管理の一環として行う。

土質試験法（土質工学会編）の土の一軸圧縮試験法（案）JIS A 1216 による。

3. 1. 4 補強材と試料土の摩擦に関する実験

試料土に埋め込んだ補強材の引き抜き抵抗を調べることによって土と補強材の摩擦特性を把握する目的で行う。

I. 試験装置

図-2.5 に示す $120 \times 60 \times 60$ (cm) の土槽の側板中央には鉄板を設置できるようなスリットが開けてある。土槽の上下板の裏には空気圧により膨らむゴムバッグがついており、これを膨らませることにより任意の上載圧をかけられるようになっている。鉄板の引き抜き荷重はテンションバーにセットされた荷重計によって計測し、引き抜き変位量は変位計によって計測できるようになっている。

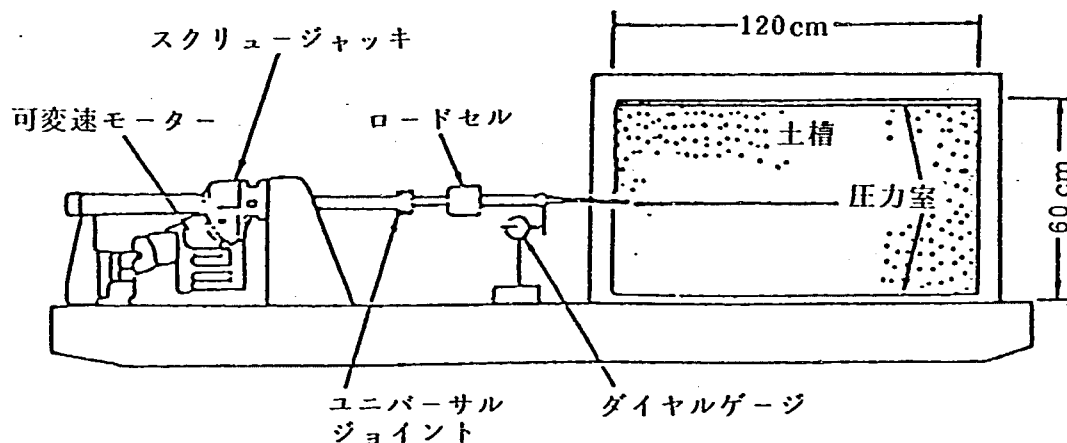


図-2.5 試験装置

II. 試験方法

エポキシ樹脂により表面に砂を付着させた鉄板を準備する。鉄板の有効面積は $50 \times 55 = 2,750 \text{ cm}^2$ の2倍（表裏）の $5,500 \text{ cm}^2$ である。試料土槽深さの $1/2$ （スリットのレベル）まで重量を計測した試料砂をいれ、この上に用意した鉄板を置く。この時、試料砂の表面に土圧計もセットし初期値を計測しておく。この後、残りの試料砂を計量しながら土槽いっぱいになるまで入れ上板の蓋をする。上板のゴムバッグにコンプレッサーより空気を送り試料砂に圧力をかける。この圧力は所定の圧力から土圧計で計測した砂の自重をひいた値とした。（尚、この所定圧は 0.20 , 0.25 , 0.30 kgf/cm^2 とした。）試験はセットした鉄板を 1 mm/min の速度で水平に引き抜くことにより行なった。この時の引抜き荷重を荷重計で、引抜き量を変位計で各々計測した。試験の状況を写真-2.1 に示す。

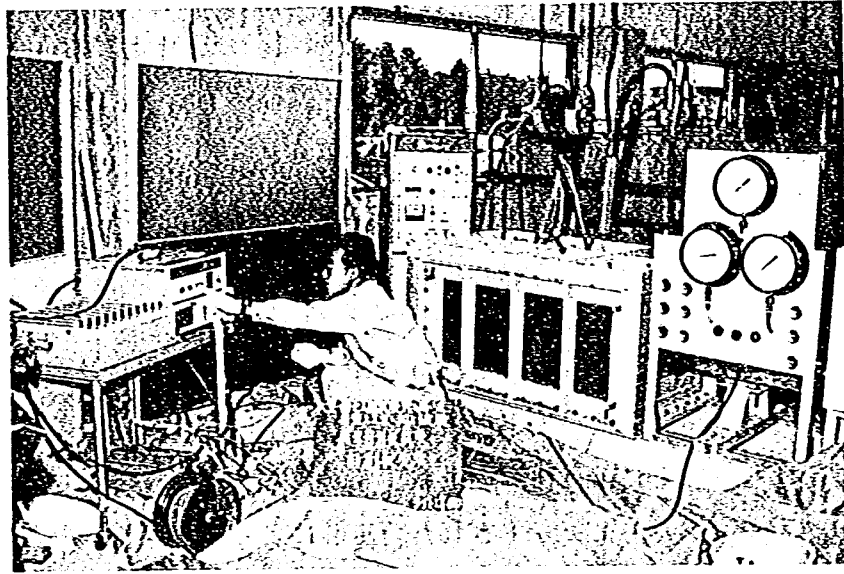


写真-2.1 試験状況

3.2 基本実験

基本実験は、試験機の特徴を把握し並びに無補強地盤に関する基礎データを得るために行なう。

試験機の形状、配置図、性能及び計測システムを図-2.6、図-2.7、表-2.3、写真-2.2に示す。

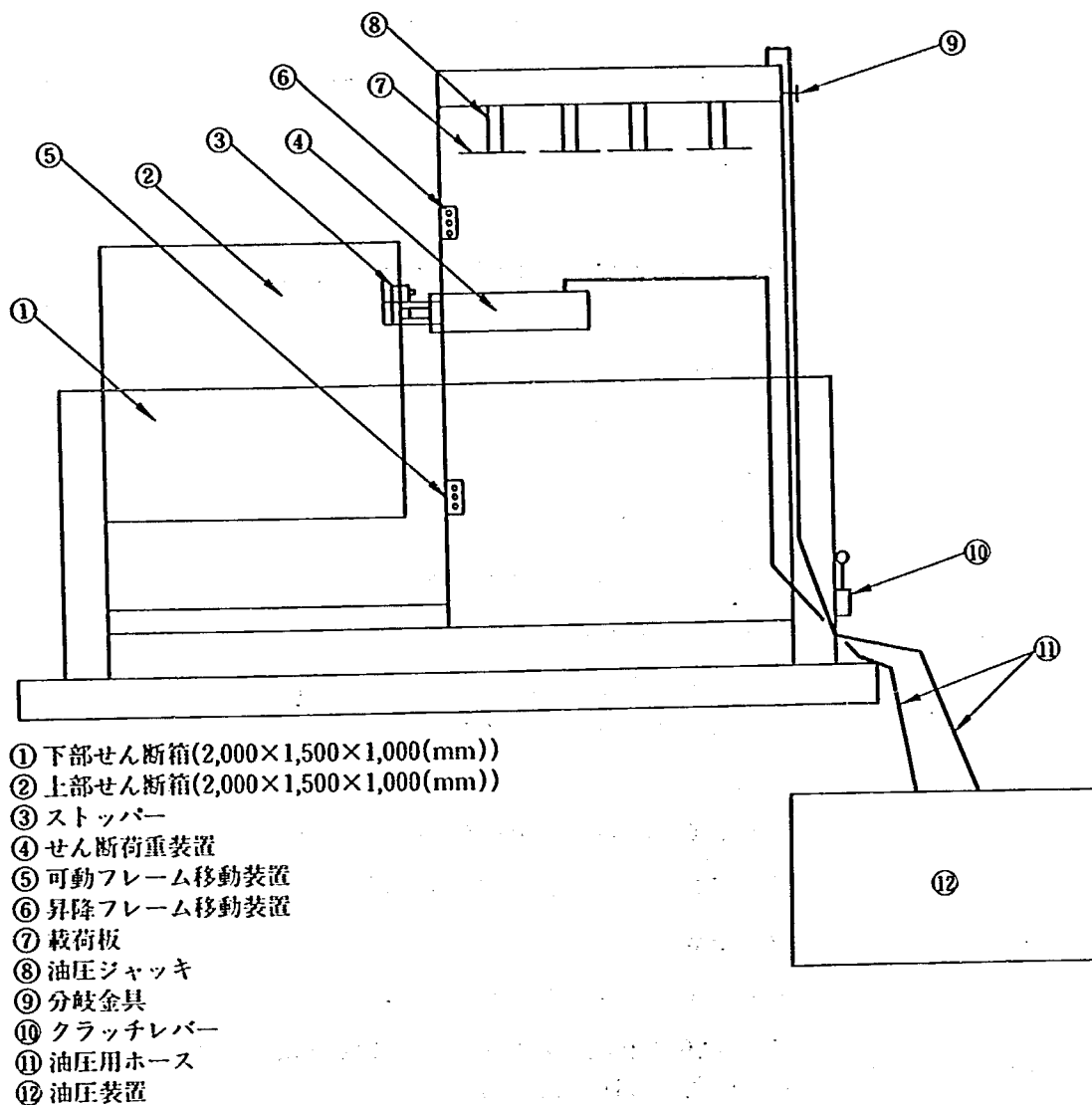


図-2.6 大型一面せん断試験機概略図

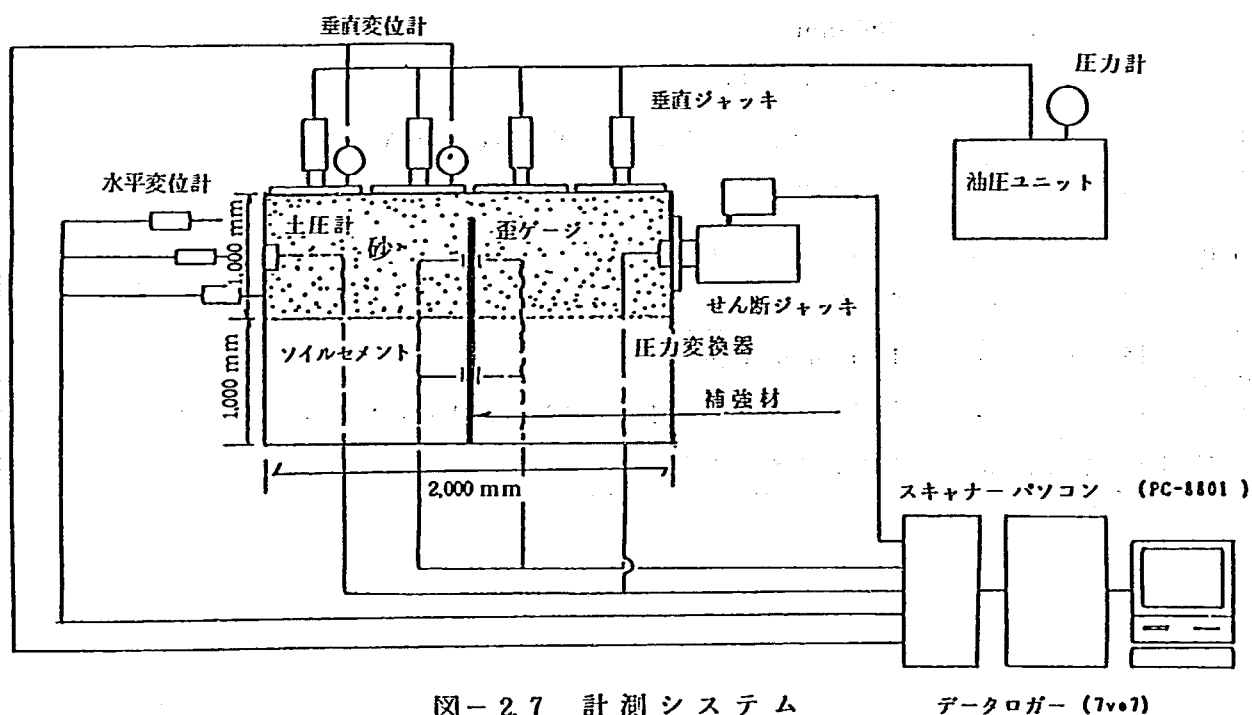


図-2.7 計測システム

表－2.3 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 動 作 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 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

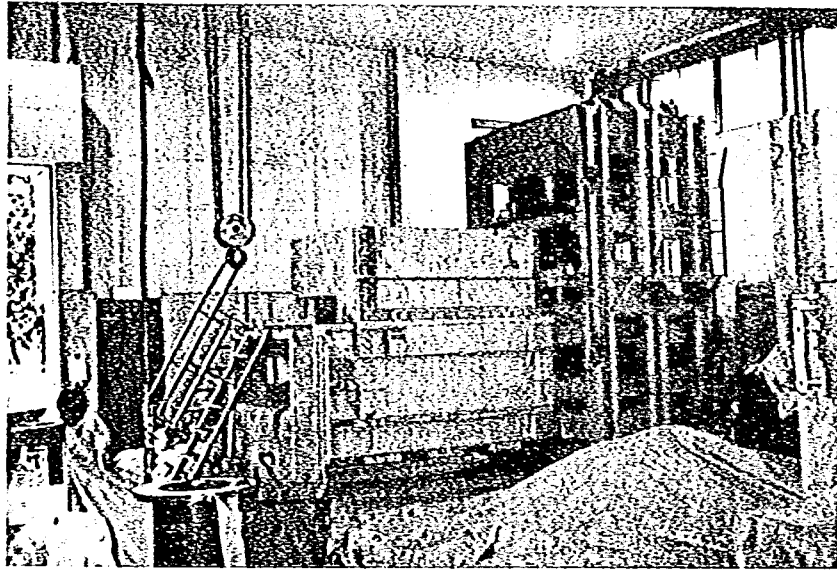


写真-2.2 実験装置

3.2.1 試験機特性実験

試料土を入れない空の状態で大形一面せん断試験機を動かし、試験機の挙動特性を把握する。

3.2.2 無補強地盤のせん断実験

補強材を入れない状態における基礎地盤と試料土のせん断特性を大形一面せん断試験機で調べる。以下、実験順序を示す。

I. 基礎地盤の作製

せん断箱下箱にソイルセメントを充填する。使用するソイルセメントの配合は基本配合試験で強度を確認したものと同じにする。また、下部せん断箱には、ソイルセメントを充填する。ソイルセメント打設時には強度確認用の供試体を3本作製する。

II. 試料砂の投入

事前に粒度、比重、土質強度定数を調べた試料砂をせん断箱上箱に詰め、砂は基礎地盤がある程度硬化した後（24時間後を目安とする。）に詰め始める。砂は約20 cm厚さ毎にまき出し、タンピングにより締め固める。締め固めには直径30 cm、重さ10 kgのランマーを40 cmの高さから1ヶ所につき、2回自由落下させることによって行った。尚、砂の密度は各試験毎に一定になるように調整する。また、砂の投入時にはアルコール燃焼法により含水量を測定し、間隙比 e がほぼ一定になるようにする。

III. 実験

a. 計測器のセット

せん断開始に先立って変位計をセットする。変位計はせん断箱上箱の水平変位（2箇所）、鉛直変位（2箇所）を計測できるようにとりつける。

b. 垂直荷重

垂直荷重を、表-2.4に示すように変位させて3回のせん断試験を行なう。

表-2.4 垂直荷重

実験№	垂 直 荷 重
№ 1	60 t (2 kgf/cm ²)
№ 2	90 t (3 kgf/cm ²)
№ 3	120 t (4 kgf/cm ²)

c. せん断

基礎地盤(ソイルセメント)の強度が所定強度を上回っていることを確認した上で試験を開始する。せん断は、せん断速度1 mm/minの歪制御方式で行なう。表-2.5に試験のフローを示す。

3.3 本 実 験

本実験は、せん断過程における補強材自体のひずみ特性・変位特性などを調べるため行なう。

3.3.1 実験計画

本実験を行う前に、実験に用いる補強材の規模、垂直荷重、水平荷重及びせん断箱下箱に

表-2.5 Jewellの実験の補強材の面積比

実 験 №	材 料	補強材の断面積	せん断面積	面 積 比
G ₁	Steel	0.0897	386.08	0.000232
G ₂	"	0.0335	"	0.000867
G ₃	"	0.0950	"	0.000246
G ₄	"	0.0897	"	0.000232
G ₅	"	0.1161	"	0.000307
G ₆	Brass	0.0633	"	0.000164
G ₇	"	0.0633	"	0.000164
G ₈	"	0.0422	"	0.000109
G ₉	"	0.0316	"	0.000818
G ₁₀	"	0.0633	"	0.000164
G ₁₁	"	0.0422	"	0.000109
G ₁₂	"	0.0897	"	0.000232

充填するソイルセメントの強度の検討を行ったので以下説明する。

I. 補強材の規模の検討

補強材の規模については、現在までに各機関で行なわれた試験結果を基礎に検討を行った。特に参考とした実験は、Jewellの実験である。(Jewellの実験については、図-1.24を参考とする。)

今回の実験の補強材面積は、Jewellの実験の補強材面積より、平面充填率を検討し、補強材の目安を求めた。

Jewellの実験における補強材とせん断面の面積比を表-2.5に示す。実験に用いられている補強材は、 $\phi 0.82$ mmのSteel Brassにより行なわれている。

表-2.5に示される補強比率と補強効果の関係を図-2.8、図-2.9に示した。

図-2.8、図-2.9のせん断面積に対する補強材の挿入量から補強効果を見ると、補強比率0.00013から0.00023まで比例的に増加しているが、0.000232以降、補強効果は一定となる。

この実験結果を基礎に、補強効果を明確に求める意味でJewellの実験で補強率が一番高い0.000232の補強率を用いるものとした。

今回の実験では、せん断面積(A)は $30,000 \text{ cm}^2$ となる。

したがって、補強材の挿入面積(A')は

$$\begin{aligned} A_1 &= 30,000 \times 0.00023 \quad \dots\dots\dots (2.1) \\ &= 6.9 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

この実験では、補強材を図-2.6のように配置するものとし板厚を求める。

したがって、補強材の板厚は、

$$\begin{aligned} t &= 6.90 / 140.0 \quad \dots\dots\dots (2.2) \\ &= 0.049 \text{ cm} \doteq 0.50 \text{ mm} \end{aligned}$$

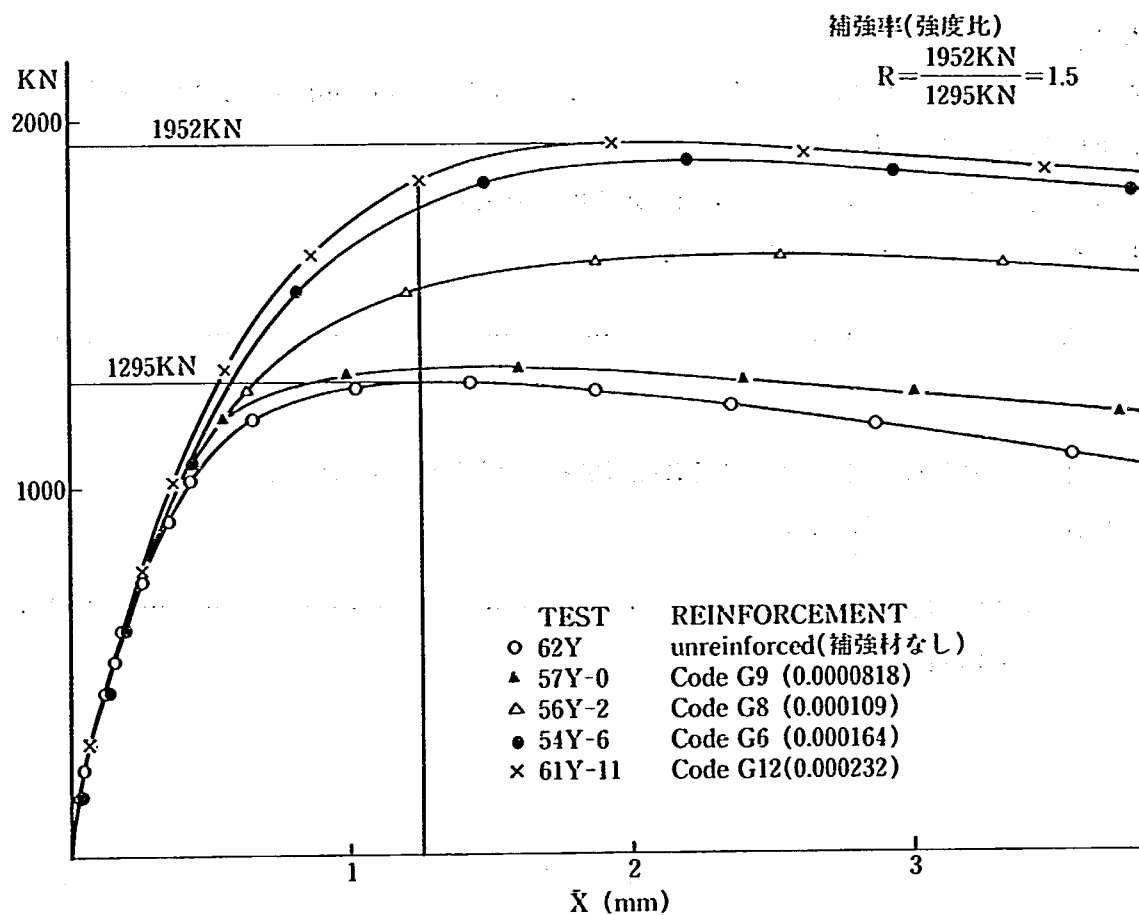
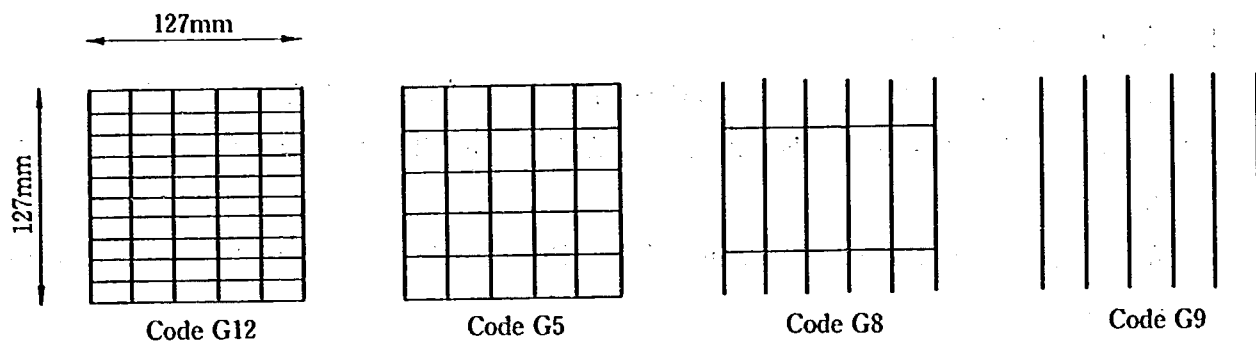


図- 2.8 Jewell の実験結果 (1)

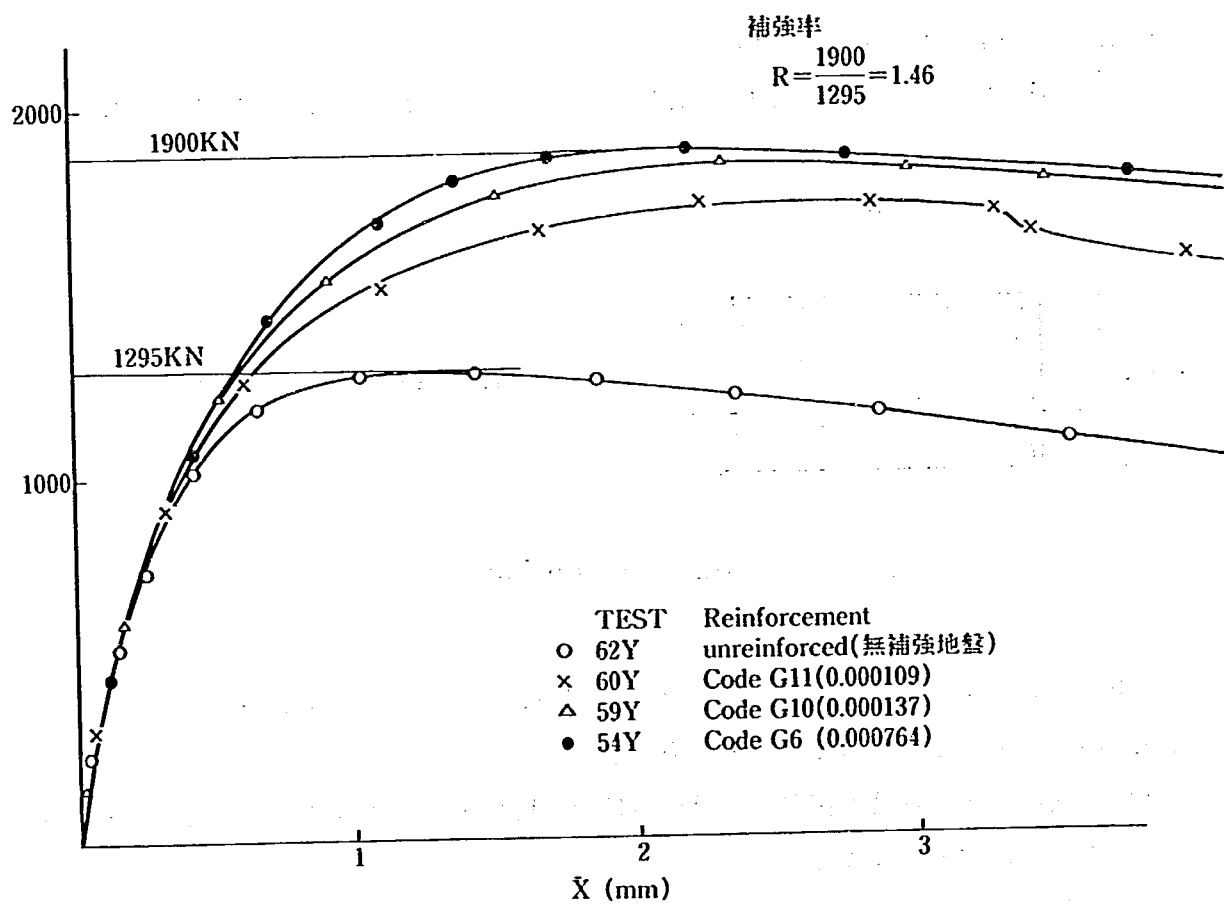
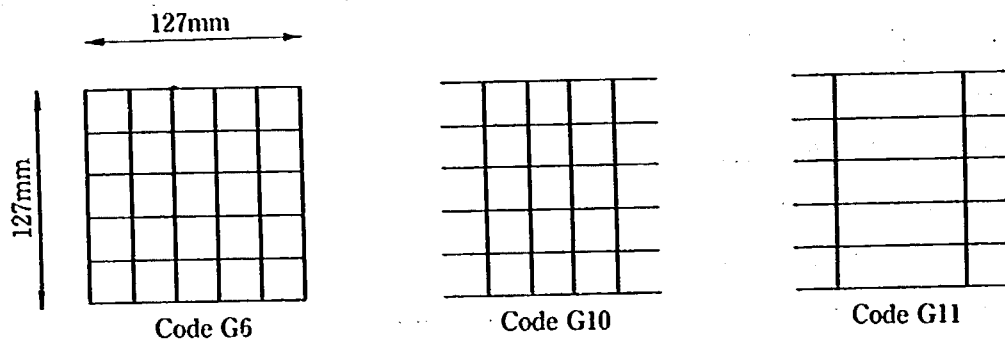


図- 2.9 Jewell の実験結果 (2)

II. 垂直荷重の検討

実験における最大荷重は、無補強地盤のせん断強度 (t_p) に対する、載荷による発生せん断応力により検討を行った。

(検討ケース 1)

仮定 1 実験に用いる試料砂

ゆる結め ($40 > D_r > 15$)

N 値を 15 程度を想定

$$\phi = \sqrt{12 \cdot N + 15} \dots\dots\dots (2.3)$$

$$\doteq 30^\circ$$

内部摩擦角 (ϕ) = 30°

仮定 2 破壊面のせん断強度

$$t_f = C + \sigma_f \cdot \tan \phi \dots\dots\dots (2.4)$$

$$= \sigma_f \cdot \tan \phi$$

仮定 3 補強材の補強力 (P)

補強材の補強力は、引抜き抵抗力を図-2.10 に示す方法を用いて算出した。

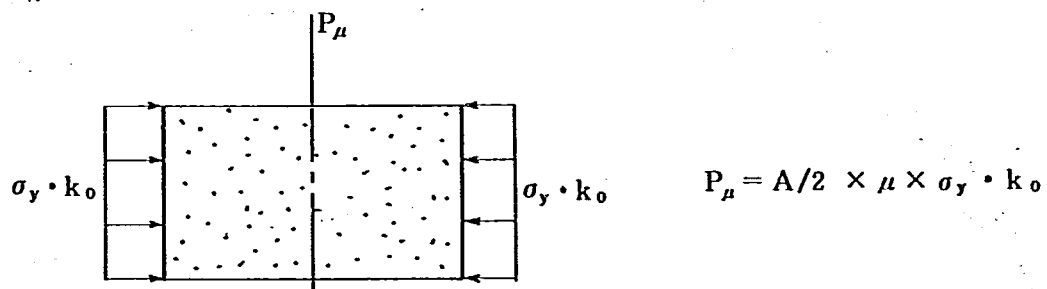


図-2.10 引抜き抵抗力の算出方法

以上の仮定を用い、実験に対する最大荷重を算出する。表-2.6 に垂直力の変化に対するせん断強さの変化及び補強材の補強力を示す。

今回の実験に対する最大荷重は、実験の目的、補強メカニズムについて確認する意味で行うことより、次のように考えた。

最大試験荷重

$$\text{垂直力 (V)} = 100.0 \text{ t}$$

$$\text{水平力 (H)} = 110.0 \text{ t}$$

表－ 2.6 垂直力の変化に対するせん断強さ及び補強材の補強力

垂直力	σ_f (kg/cm ²)	τ_f (kg/cm ²) ^{(*)1}	補強材 (kg) ^{(*)2}	水平力 (kg)	最大抵抗力 (kg)
0 t	0.160	0.092	1,568.0	2,760.0	4,328.0
10.0t	0.493	0.284	4,831.4	8,520.0	13,351.4
20.0t	0.826	0.476	8,094.8	14,280.0	22,374.8
30.0t	1.160	0.669	11,368.0	10,070.0	31,438.0
40.0t	1.490	0.859	14,602.0	25,770.0	40,372.0
50.0t	1.820	1.050	17,836.0	31,500.0	49,336.0
60.0t	2.160	1.246	21,168.0	37,380.0	58,548.0
70.0t	2.493	1.438	24,431.4	43,140.0	67,571.4
80.0t	2.827	1.632	27,704.6	48,960.0	76,664.6
90.0t	3.160	1.823	30,968.0	54,690.0	85,658.0
100.0t	3.490	2.013	34,202.0	60,390.0	94,592.0
110.0t	3.827	2.208	37,504.6	66,240.0	103,744.6
120.0t	4.160	2.400	40,768.0	72,000.0	112,768.0
130.0t	4.493	2.592	44,031.0	77,760.0	121,791.0
140.0t	4.820	2.781	47,136.0	83,430.0	130,666.0
150.0t	5.160	2.977	50,568.0	89,320.0	139,878.0
160.0t	5.490	3.168	53,802.0	95,040.0	148,842.0

$$\begin{aligned} * 1 \quad \tau_f &= C + \sigma_f \cdot \tan \phi \\ &= \sigma_f \cdot 0.577 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * 2 \quad \text{補強材 (F)} &= A \cdot k_o \cdot \sigma_y \cdot \mu \\ &= 2 \times 100 \times 140 \times 0.7 \times 0.5 \times \sigma_y \\ &= 9,800 \times \sigma_y \end{aligned}$$

摩擦係数 (μ) = 0.7 * 摩擦面は 2 面考えられる。

Ⅲ. 水平荷重に対する検討

補強材を挿入した実験を行う前に通常的一面せん断試験を行う。

一面せん断試験の垂直荷重は、一般に供試体の大きさ・載荷規模から決められるが、標準的に、(※土質試験法等より) 供試体の垂直応力を最大 (σ) = 7 kg/cm²、せん断応力をその 2/3 に選択する。

したがって、今回の実験では、表－ 2.7 に示す垂直荷重とせん断力の関係で、無補強地盤のせん断特性を把握する。

表-2.7 垂直荷重とせん断力の関係

ケースNo	垂直力 (kg)	垂直応力 (kg/cm ²)	せん断力 (kg)
ケース 1	60,000	2.0	40,000
ケース 2	90,000	3.0	60,000
ケース 3	120,000	4.0	80,000

実験の終了は、せん断応力がピーク強度を過ぎ、十分落ち着いた時点とする。

IV. 基盤強度の検討

今回の鉄筋挿入工法の実験では、基礎地盤の圧縮強度を 100 kg/cm² と仮定した。

圧縮強度 100 kg/cm² は、下図に示されるように、堆積岩の比較的弱いものと考えられる。

この検討では、圧縮強度 100 kg/cm² に対し、せん断力 90 t が作用した場合に、基盤に発生する反力について、弾性床上の梁により検討を行う。

(検討条件)

補強材の断面 2 次モーメント (I) = $6.32 \times 10^{-9} \text{ m}^4$

弾性係数 (E) = $2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$

せん断層 K 値 (K₁) = 88.5 t/m²

基 盤 K 値 (K₂) = 1580.0 t/m²

(検討結果)

バネ反力 67.59 t (せん断面において)

これを面積あたりに換算すると、

$$q = \frac{67.59 \times 10^3}{150 \times 100} \approx 5 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

3.3.1 実験順序

I. 補強材 (鉄板)

補強材の仕様は図-2.11 のとおりである。補強材として写真-2.3 に示す鉄板 (R₁ : 700 × 1850 × 0.5 mm, R₂ : 350 × 1850 × 0.5 mm × 2 枚) を用いた。このうち R₁ の鉄板には図-2.11 に示すように歪ゲージを貼り付け、表面に接着剤にて砂を付着させた。

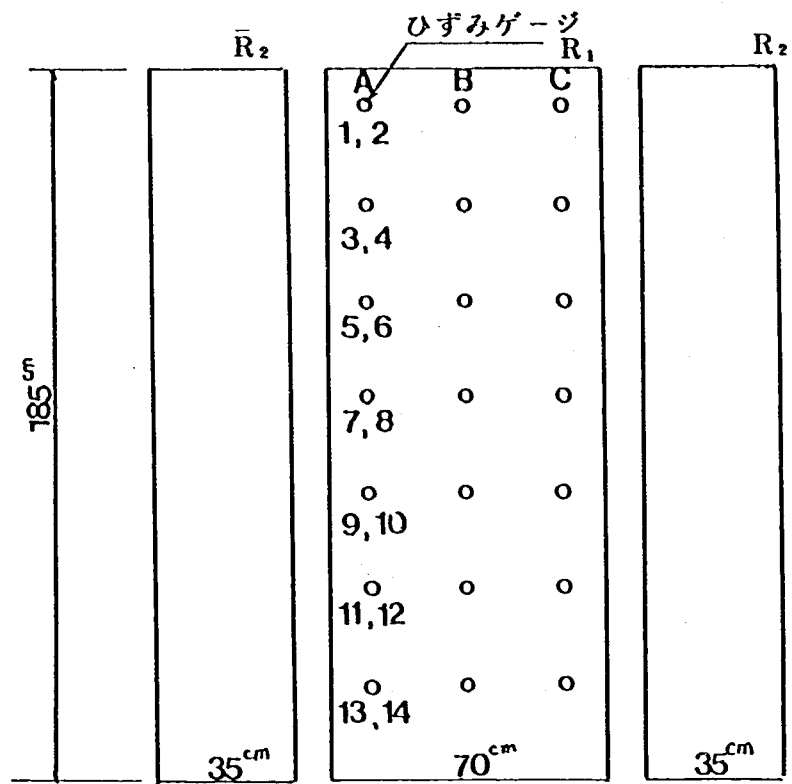


図-2.11 鉄板の仕様 ($t = 0.6 \text{ mm}$)

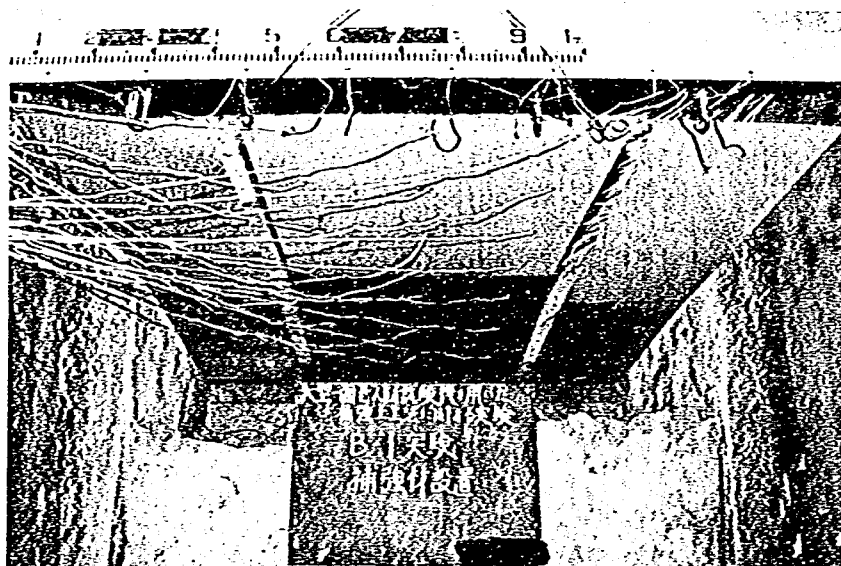


写真-2.3 補強材設置状況

II. 歪ゲージの取り付け

- a) 鉄板表面の歪ゲージ取り付け位置に印を付けた後、その部分をサンドペーパーで磨く。
- b) 磨きあげた箇所をアセトンを浸み込ませた脱脂綿でふき、油、不純物等を除く。
- c) 歪ゲージ貼り付け位置に接着剤(cc-15A)を塗る。
- d) 歪ゲージ(KFW-5-cl, L500×3)を接着箇所に貼り付ける。

尚、歪ゲージは図-2.11のように25cmピッチに3列、表裏両面に貼り付ける。

e) コーティング及び鉄板表面処理

歪ゲージのコーティングと鉄板表面処理を兼ねてエポキシ系樹脂(プライマーエポマー#3000
エポマー P-#1000)に砂を混ぜたものを鉄板表面に塗布する。

f) 養生

表面処理を施した鉄板は約7日間養生する。

III. 補強材(鉄板)の設置

上記のように加工した鉄板をせん断箱下箱の所定の位置に溶接する。

IV. 基礎地盤(ソイルセメント)の作製

補強材設置後、下箱にソイルセメントを打設する。ソイルセメントはミキサーで練り混ぜた後、下箱に投入する。(使用量 $V=0.8 \times 1.5 \times 1.0 = 1.2 \text{ m}^3$) 尚、この時供試体を3本作製する。

V. 試料砂の投入

ソイルセメント打設後、1日程度の養生を待って試料砂をせん断箱上箱に入れる。この試料砂は事前に含水量を測定したものを使用し、投入前に重量を測定する。また、基本試験と同程度の初期間隙比を持つように締め固める。一層のまき出し厚は約20cmとし、写真-2.4に示すタンピングを行なう。



写真-2.4 試料砂の締め固め状況

Ⅵ. 垂直荷重の載荷

試料砂の投入が完了し、試験の準備が整ったところで所定の垂直荷重をかける。(垂直荷重は 60 ton とする。)

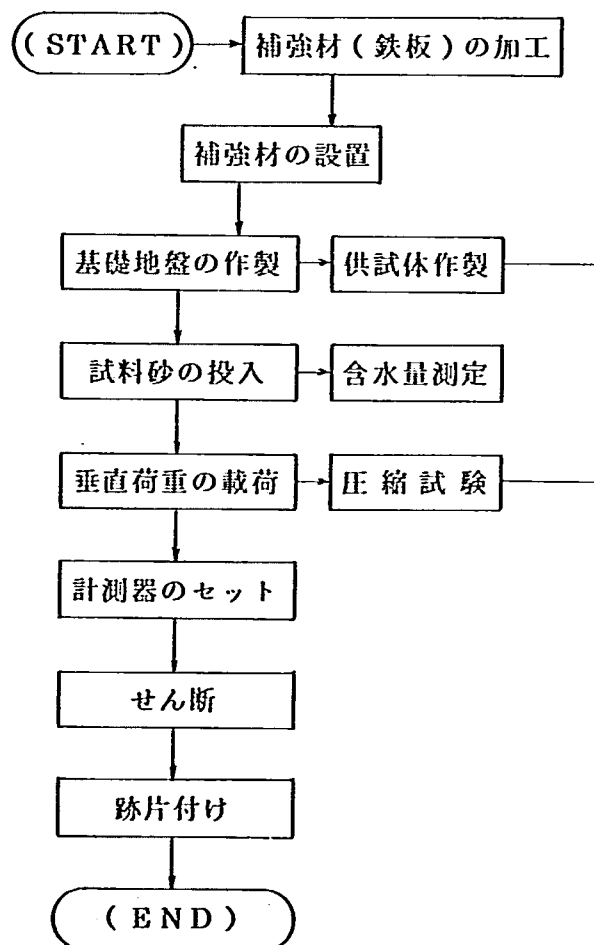
Ⅶ. 計測器のセット (図-2.7 参照)

- a) せん断箱変位 水平変位 2箇所
 垂直変位 2箇所
 (載下板変位)
- b) せん断箱側壁面土圧 2箇所
- c) 鉄板の歪
- d) 垂直荷重 (圧力計)
- e) せん断荷重 (圧力計 / 圧力変換器)

Ⅷ. せん断

せん断は、せん断速度 1 mm/min の歪制御方式で行ない、試験は最大水平変位 200 mm までとした。試験の順序を表-2.8 に示す。

表-2.8 試験順序



第4章 実験結果及び考察

4.1 基本実験の結果

4.1.1 土質定数の算出

基本試験は、 $\sigma_{v1} = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_{v2} = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_{v3} = 4.0 \text{ kgf/cm}^2$ の3ケースの垂直応力を変化させて行った。これは、最終的に垂直応力と最大せん断応力(τ)とを両軸とし、モール・クーロンの破壊規準(式-1)を示す直線を求め土の粘着力(C)と内部摩擦角(ϕ)とを決定する為である。

$$\tau = C + \sigma \tan \phi \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

図-2.12に、基本試験のせん断応力と水平変位量を示す。図に示されるように、今回の実験では、3ケースともせん断応力にピークを生じない。

今回の実験の場合、上部土槽が砂地盤であり、下部土槽がモルタル地盤である為に、砂とモルタルの摩擦係数を計測した為であると考えられる。

そこで、今回の実験では、最大せん断応力度(τ_f)を算出する為に、水平変位と垂直応力の関係を片対数表示し、各実験の破壊変位を求め、その点のせん断応力を最大せん断応力と

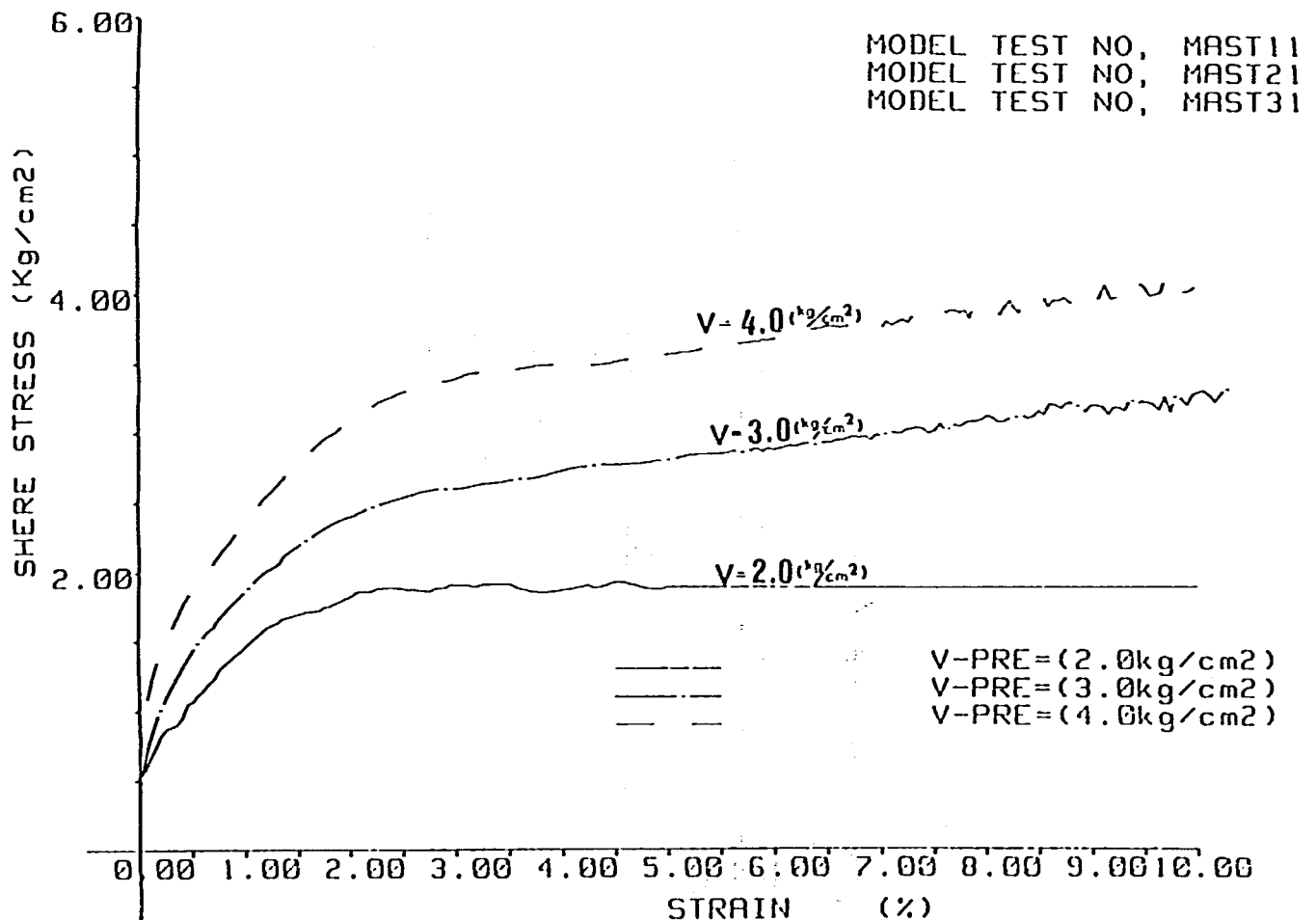


図-2.12 せん断応力と水平変位の関係

した。(図-2.13 基本試験の破壊変位の検討を参考。)

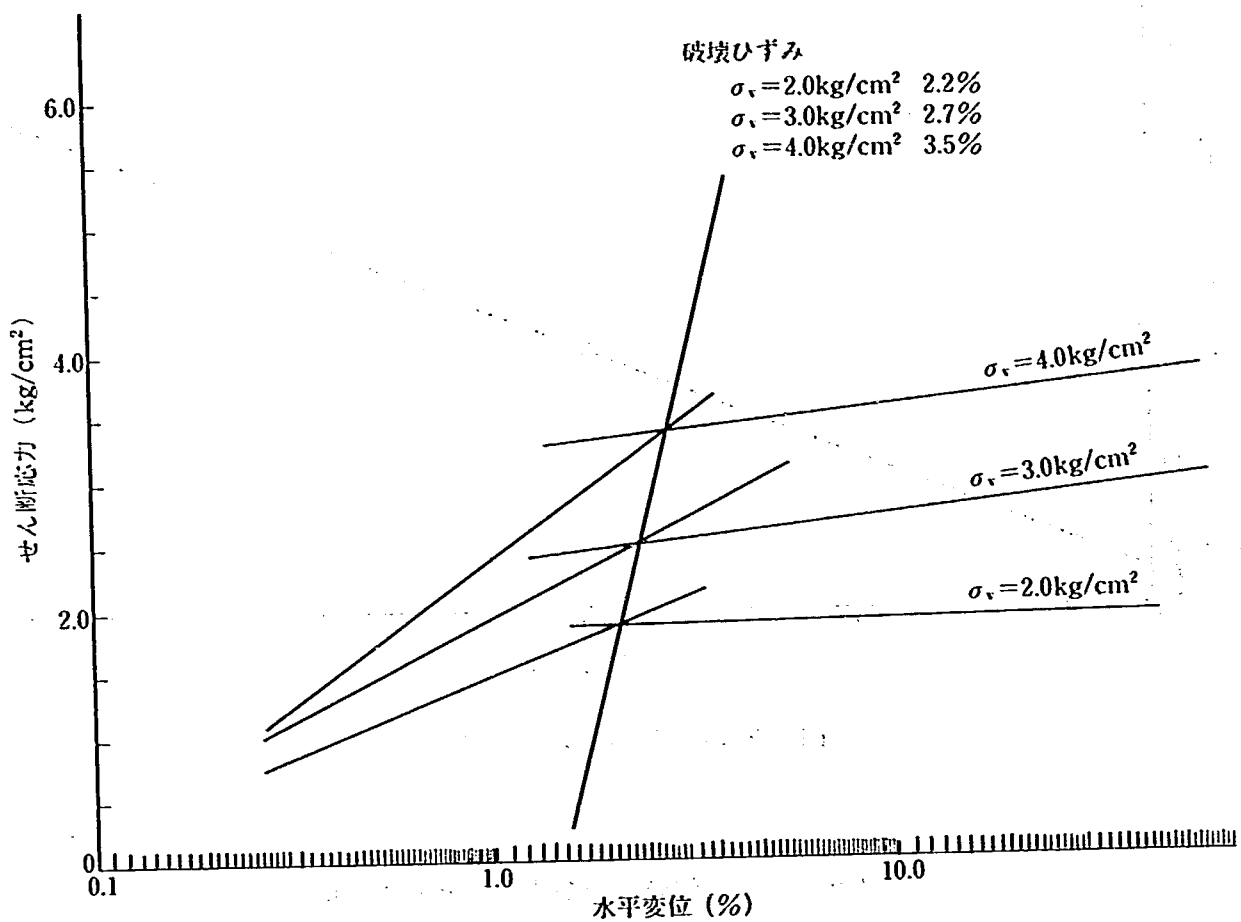


図-2.13 基本試験の破壊変位の検討

図-2.14に垂直応力とせん断応力の関係を示した。また、表-2.9に各試験時最大せん断応力と破壊変位を示した。

基本試験の結果、粘着力(C) = 0.25 kg/cm^2 、内部摩擦角(ϕ) = 39° であった。

基本試験の結果

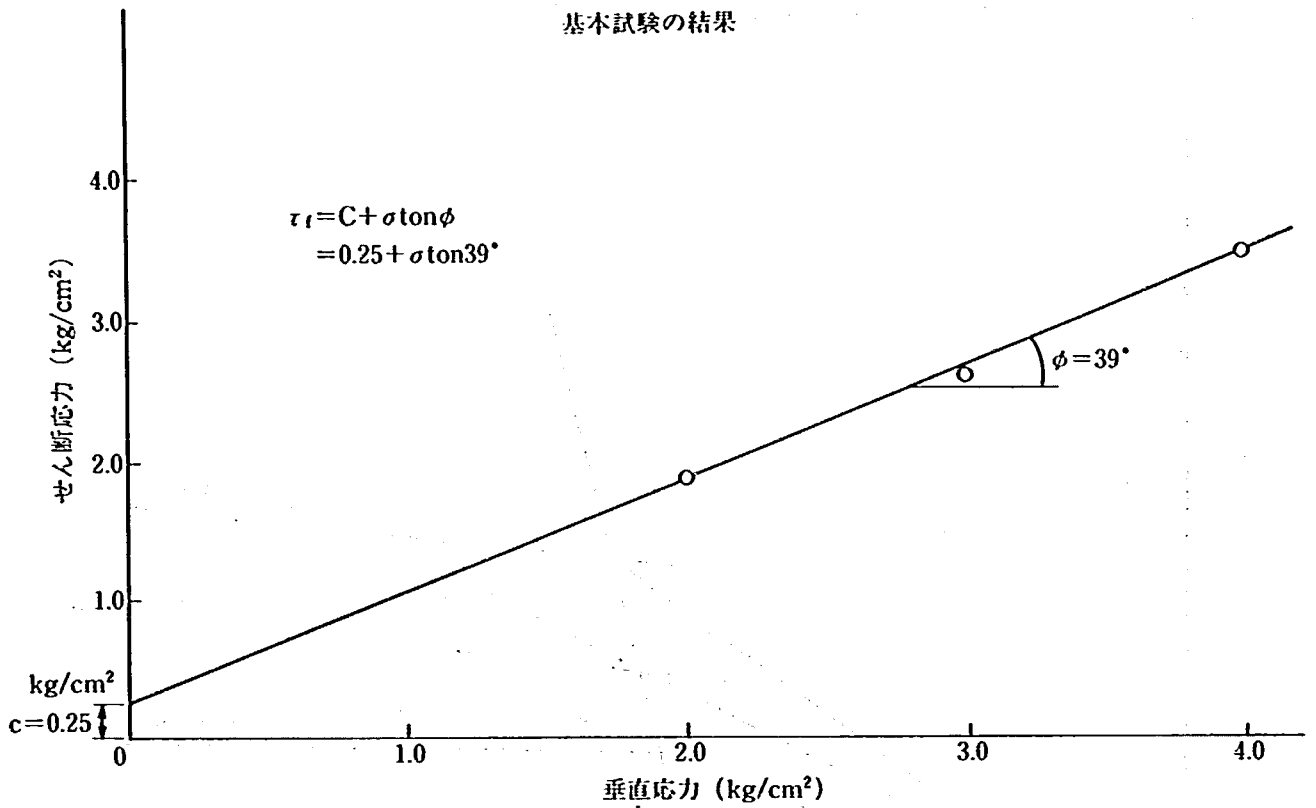


図- 2. 14 基本試験の結果

表- 2. 9 基本試験の破壊ひずみとピーク強度

垂 直 応 力	ピ ー ク 強 度	破 壊 ひ ず み
$\sigma_v = 2.0 \text{ kg/cm}^2$	1.89 kg/cm ²	2.20 %
$\sigma_v = 3.0 \text{ kg/cm}^2$	2.51 kg/cm ²	2.70 %
$\sigma_v = 4.0 \text{ kg/cm}^2$	3.40 kg/cm ²	3.50 %

4. 1. 2 垂直変化の変位

図- 2. 15 にせん断箱中央部の垂直変位, 図- 2. 16 にせん断箱端部の垂直変位を示した。
 垂直変位は, 水平変位 1 % ~ 1. 5 % まで沈下し, その後の挙動は一定となる。

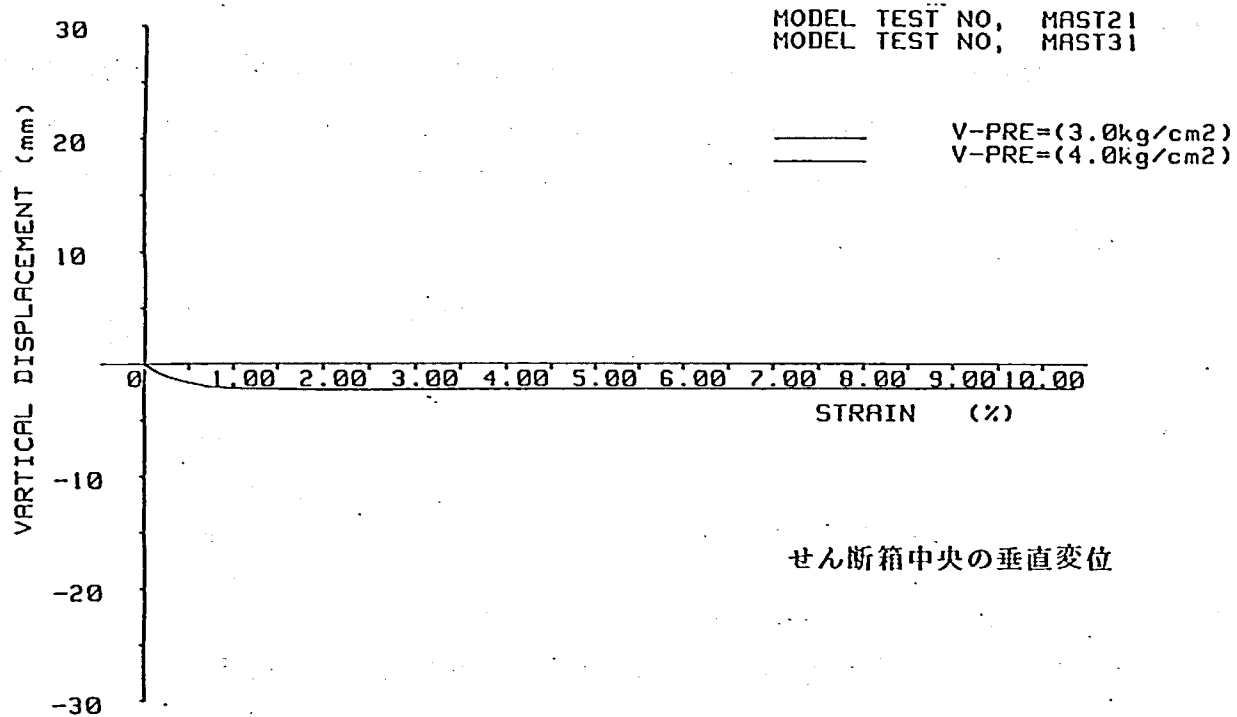


図- 2.15 せん断箱中央の垂直変位

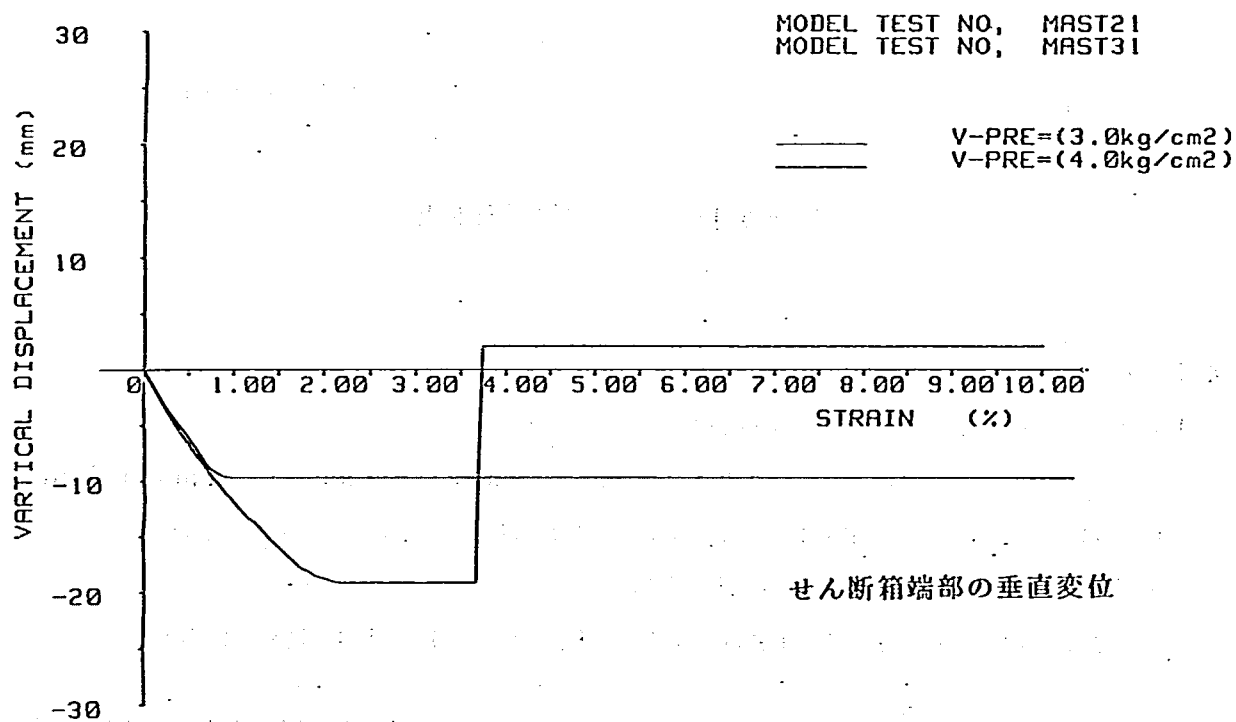


図- 2.16 せん断箱端部の垂直変位

4.1.3 セン断箱内の土圧

図-2.17に基本試験時の発生土圧を示した。図中9CHはせん断箱ジャッキ方向、8CHはせん断方向の土圧計である。発生土圧の挙動はジャッキ側の土圧が高く、せん断方向の土圧は小さい。これはジャッキ側の土圧はプレートがあることにより受動的な土圧を示したものと考えられる。

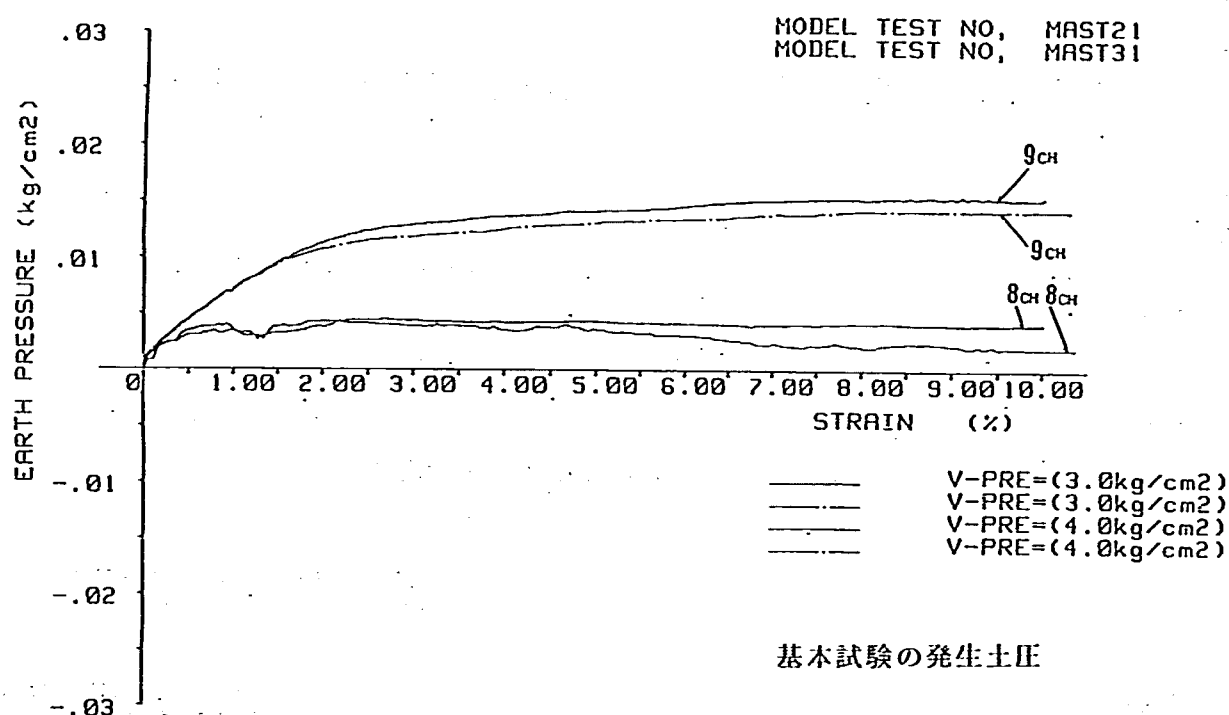


図-2.17 基本試験の発生土圧

4.2 補強効果

4.2.1 無補強地盤と補強地盤の比較

無補強地盤と鉄板補強地盤 (R = 0.6 mm, 70 mm × 185 mm (35 mm × 185 mm) × 2 枚) のせん断応力と水平変位の関係を図-2.18に示す。上載荷重は、無補強地盤、鉄板補強地盤とも 60.0 t (2.0 kgf/cm²) で行った。

また、各せん断ひずみに対するせん断応力度は(2.7)式を用いて算出した。

$$\tau = \frac{S}{B \times (L - x_i)} \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

S : せん断力 (kg) B : せん断槽の幅 (150 cm)

L : せん断槽の長さ (200 cm)

x_i : せん断過程における水平変位量 (cm)

せん断過程における水平変位量を考慮した理由は、本実験では試験装置の規模が一般の試験装置より大きい為に、せん断面積の減少についても考慮する必要があるからである。

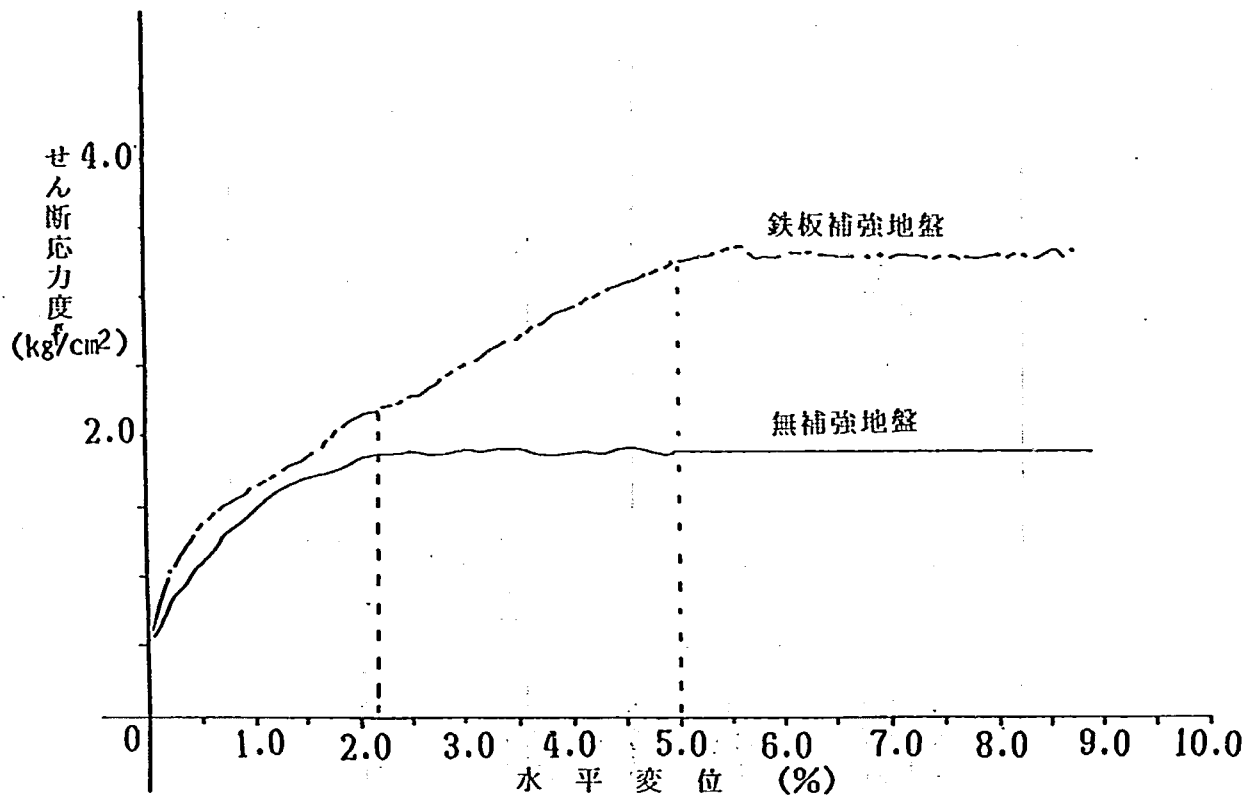


図- 2.18 水平変位とせん断応力の関係

図- 2.18 に示す水平変位とせん断応力度の関係により，補強効果について検討する。

水平変位が小さい段階（水平変位 2.0 % 付近より前）では，鉄板補強の有無に係らずせん断応力度の増加がほぼ等しい。しかし，せん断ひずみが大きくなると，補強地盤は無補強地盤と比べせん断応力の増加が大きくなっている。

したがって，鉄板の挿入効果は土の変形が小さい段階では十分に発揮されず土の変形がある程度進んでから，無補強地盤の土の破壊のピーク値の変位以降（以後，土の破壊変位という。）せん断応力の増加が大きくなり，補強効果が発揮されたと言える。尚，無補強地盤の土の破壊変位は，上載荷重 60.0 t で 2.2 % であった。

次に，補強地盤と無補強地盤のせん断強度について検討する。検討は，水平変位 5 %（水平変位 10 cm）時について行う。補強地盤のせん断強度の増加は，無補強地盤と比較し，

1.77 倍の強度増加があり，補強効果が高いことを示している。

4.2.2 補強材の変位挙動と補強効果

今回の実験において，どのような補強機構によりせん断応力が増加するかを補強材の変形及び上部せん断層に配置した砂柱の挙動により考察する。図- 2.19 に変位観測用砂柱及び補強材の設置状況，図- 2.20 に実験完了時の砂柱及び補強材の変形状態を示す。図- 2.20 から補強材は次の 3 つの領域にわたって存在していると考えられる。

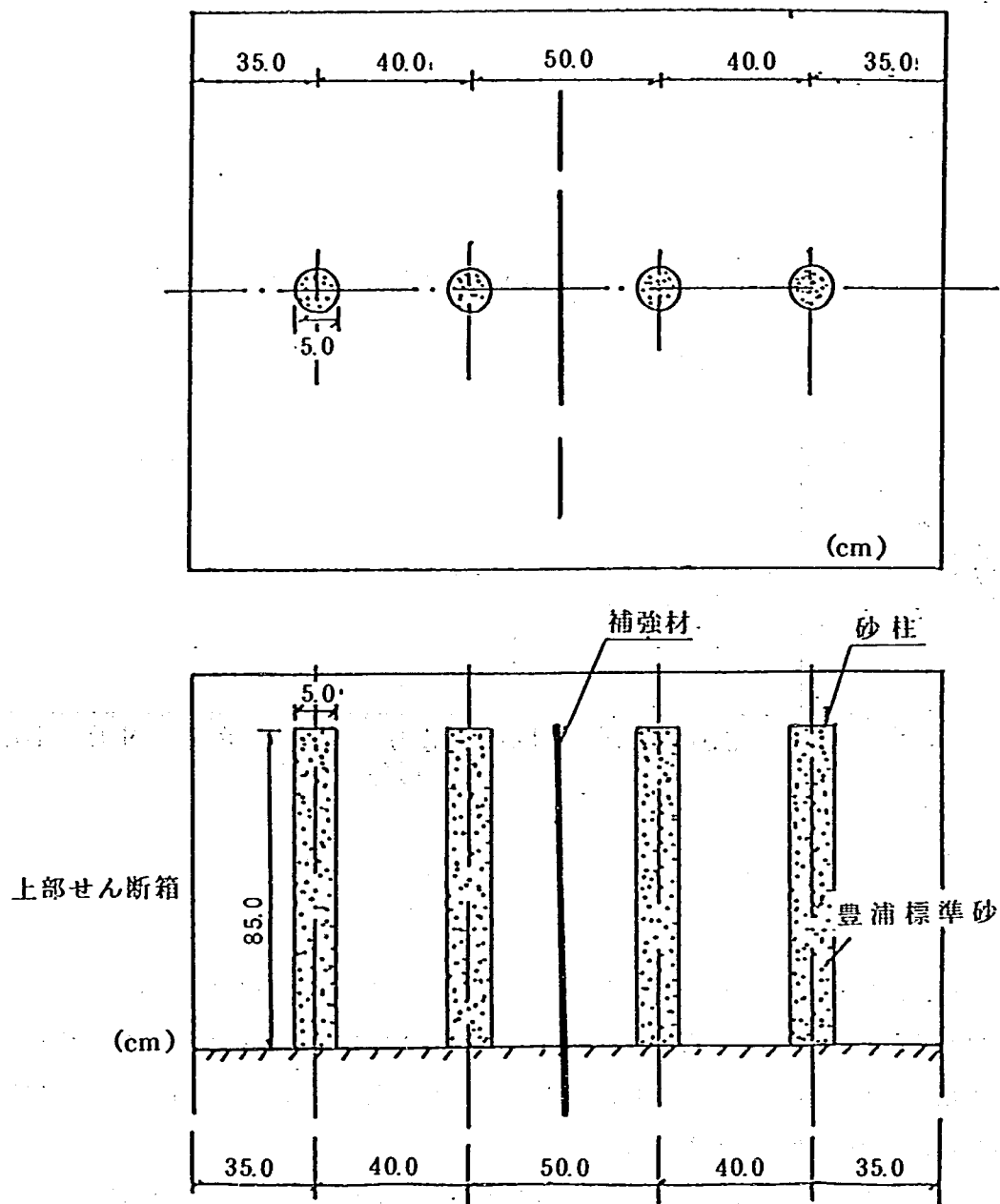


図-2.19 変位観測用砂柱及び補強材の設置状況

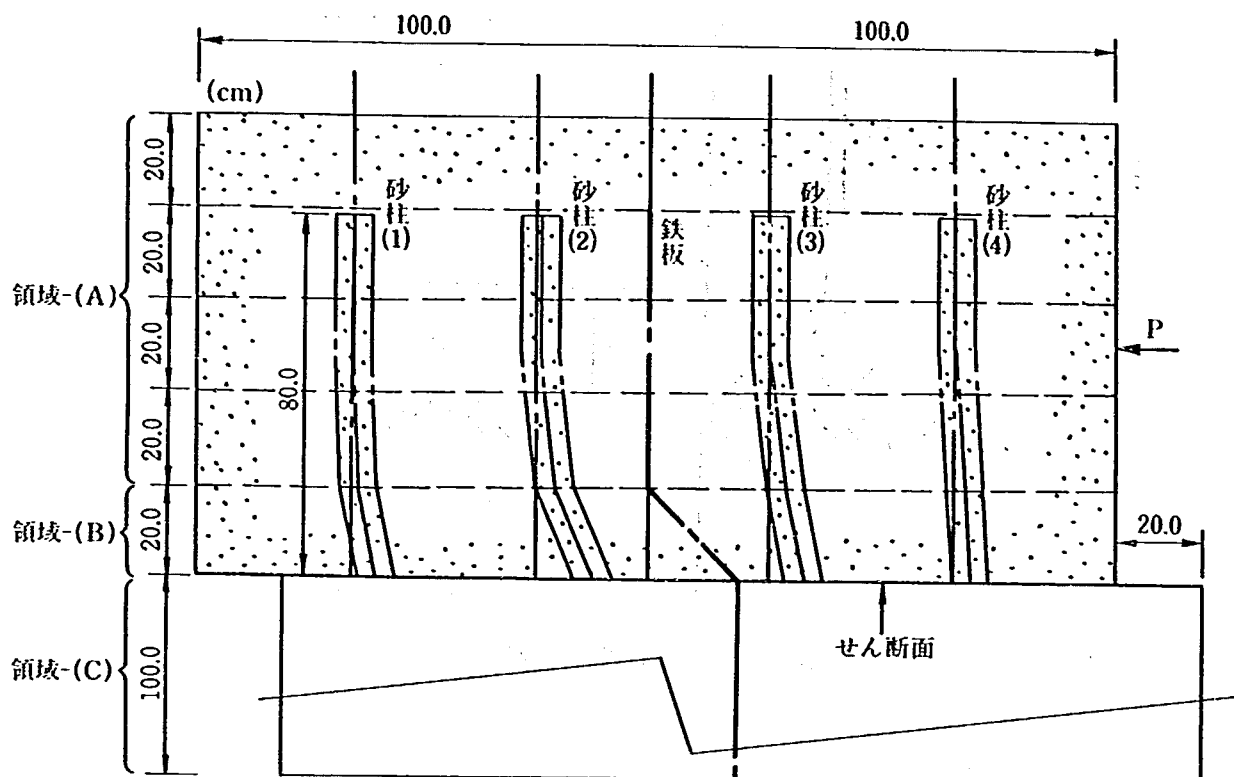


図-2.20 実験完了時の砂柱及び補強材の変形状態

- I. 補強材がせん断箱と一緒に移動している領域 → 領域(A)
- II. 補強材がせん断面の影響を受けている領域 → 領域(B)
- III. 補強材がせん断に対し挙動していない領域 → 領域(C)

図-2.20 から今回の実験では、領域(A)と領域(B)との変位差により補強材に軸力(引張り力)が作用するものと考えられる。

以上の関係を図-2.21 に示す。

$$L = \sqrt{a^2 + \delta^2} \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

$$\Delta L = (\sqrt{a^2 + \delta^2} - a) \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

伸長ひずみ

$$\delta = \frac{\Delta L}{a} \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

次にひずみゲージの計測によって得られたひずみ分布を用いて補強材に発生する軸力(引張り力), 補強材変位を算定し, 図-2.21 に示される関係を算定した。

補強材に発生する軸力の増加を検討する為に補強材に発生したひずみ分布を軸ひずみ, 曲げひずみに分解する。解析方法を図-2.22 に示した。

図-2.20 から求った軸ひずみ分布を用いて, せん断過程における補強材軸力(引張り力)

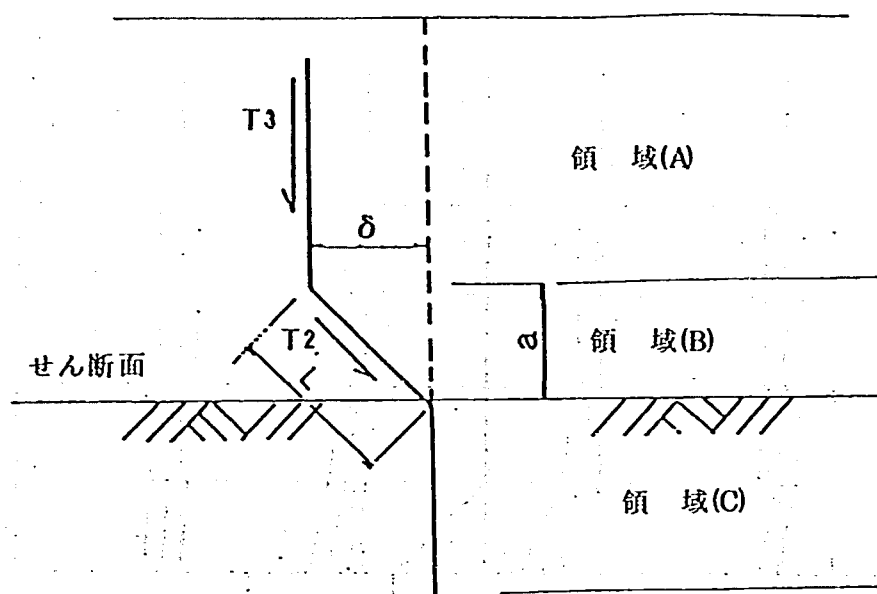


図- 2.21 補強材の挙動

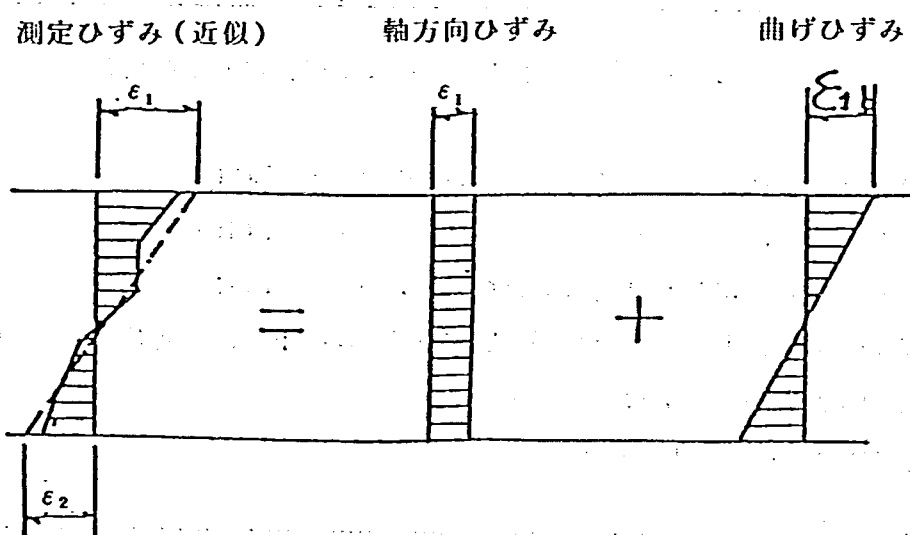


図- 2.22 ひずみ分布の分解

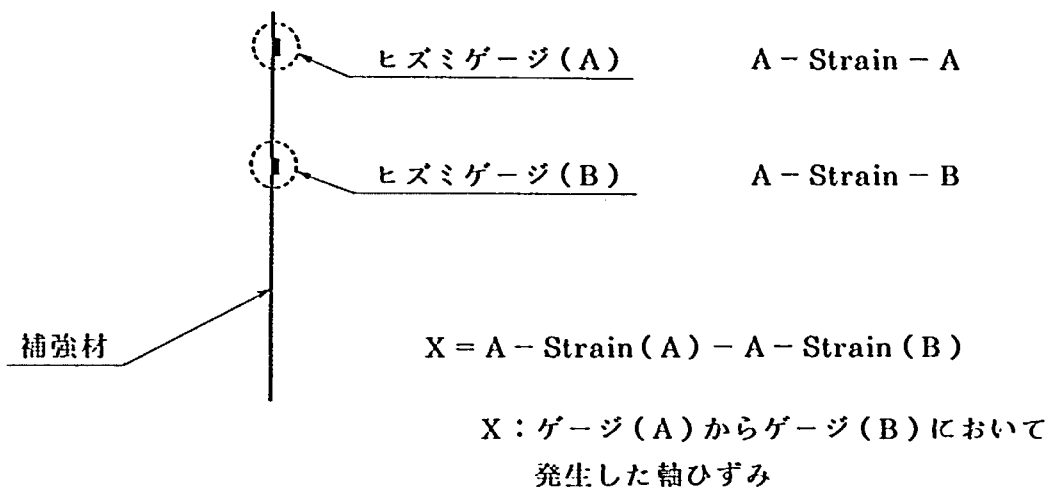
を算出する。補強材軸力（引張り力）の算定方法を図- 2.23 に示す。

図- 2.24 ～図- 2.25 に軸ひずみ，曲げひずみ分布を示した。補強材軸力（引張り力）は以下の式から求めた。

$$\sigma = E \cdot \epsilon \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

$$\sigma = P / A \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

(2.11)，(2.12) 式より



今回の実験の軸ひずみ計算条件

$$\Sigma X = X(0 \sim 25 \text{ cm}) + X(25 \sim 50 \text{ cm}) + X(50 \sim 75 \text{ cm})$$

図- 2. 23 補強材軸力の算定

$$P(\text{補強材軸力}) = E \cdot \epsilon \cdot A \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

ここで、

E : 2.1×10^6 (kg/cm²)

ϵ : 軸ひずみ (ΣX (軸ひずみ合計))

A : 補強材断面積 (cm²)

補強材軸力がせん断面に等分布で作用する条件で検討を行った。表- 2. 10 にプレートの鉛直応力の増加を示した。また、表- 2. 11, 表- 2. 12 にせん断層内の補強材の変位 (補強材下端から 125 cm) を示した。ここで、 δ^2 は、図- 2. 26 の δ^2 と補強材軸力の関係より土の破壊変位以前の補強効果は小さい。しかし、土の破壊変位以降は急激な補強材軸力 (引張り力) が発生している。土の破壊変位以降の補強材軸力 (引張り力) には比例関係が成り立つ。

図- 2. 27 に補強材軸力と水平変位の関係を示した。図- 2. 27 から土の破壊変位以降に補強材軸力 (引張り力) が大きくなることがわかる。このことは、土の破壊変位以降、 δ が大きくなる為に補強効果が発揮されたことによるものが大きいと考えられる。

以上のことから、(2. 8) 式 ~ (2. 10) 式に示されるように δ が小さい時には、垂直力の増加も少なく、 δ が大きくなると補強材ひずみ量が大きくなり図- 2. 21 に示される T_2 , T_3 が大きくなり補強効果が増大するものと考えられる。ここで、 T_3 は補強材と土の摩擦により増加する垂直力と考えられる。

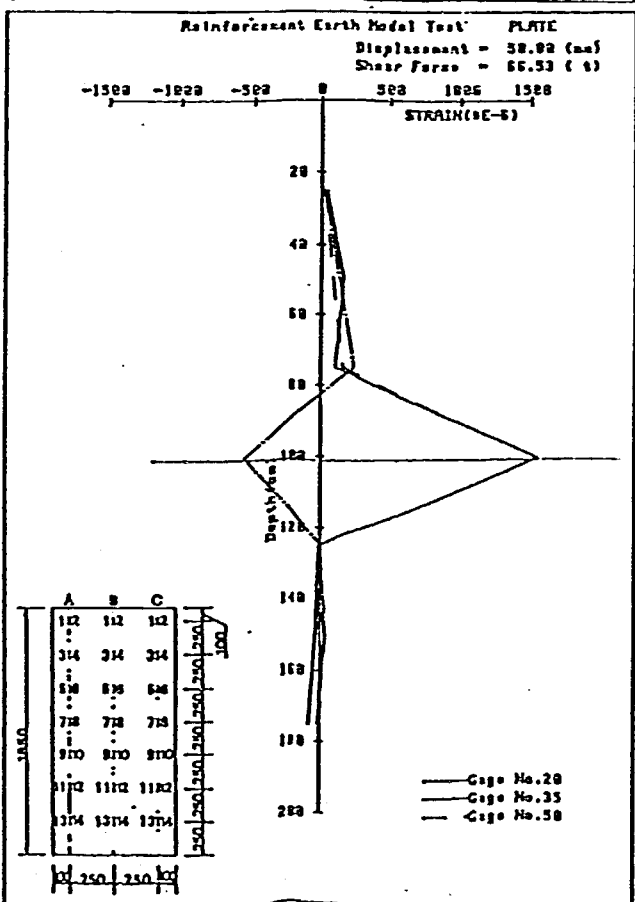
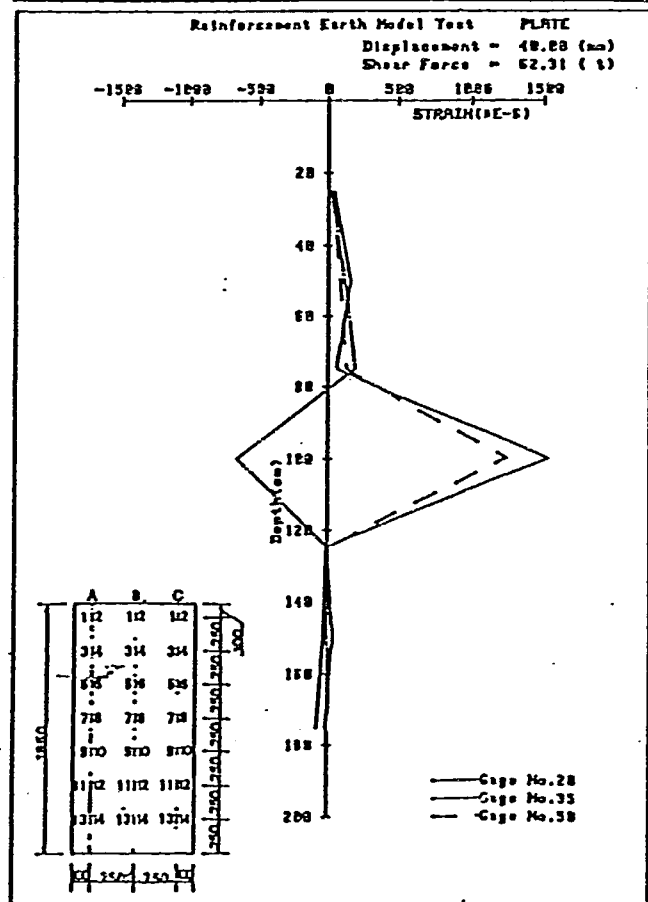
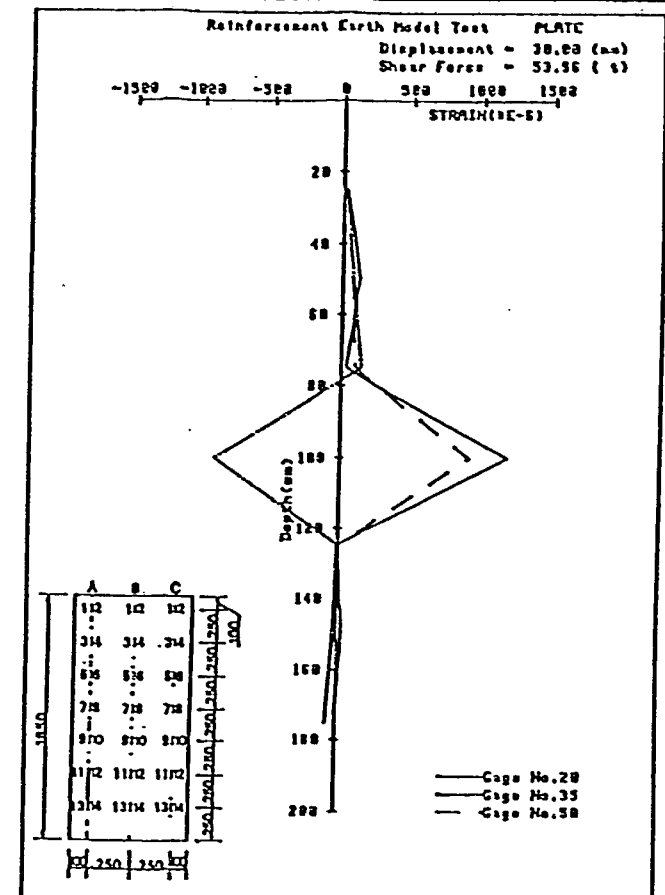
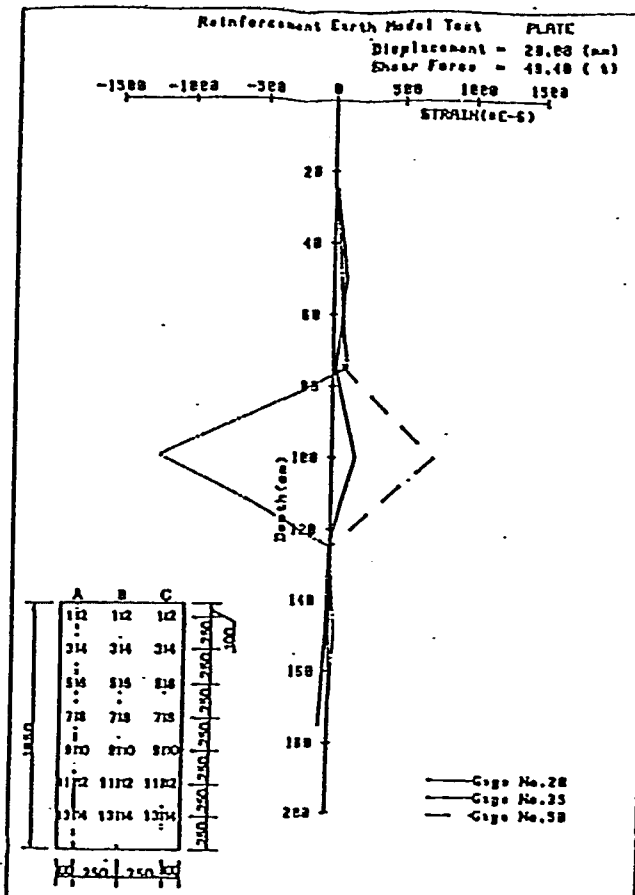
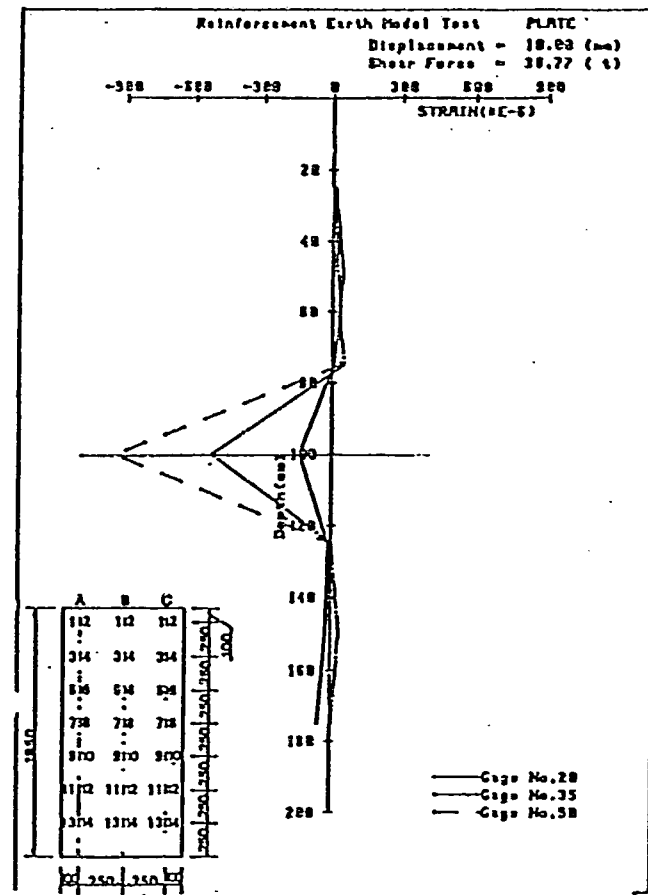


図-2.24 鉄板の軸ひずみ分布
水平変位 10.0 mm ~ 50.0 mm

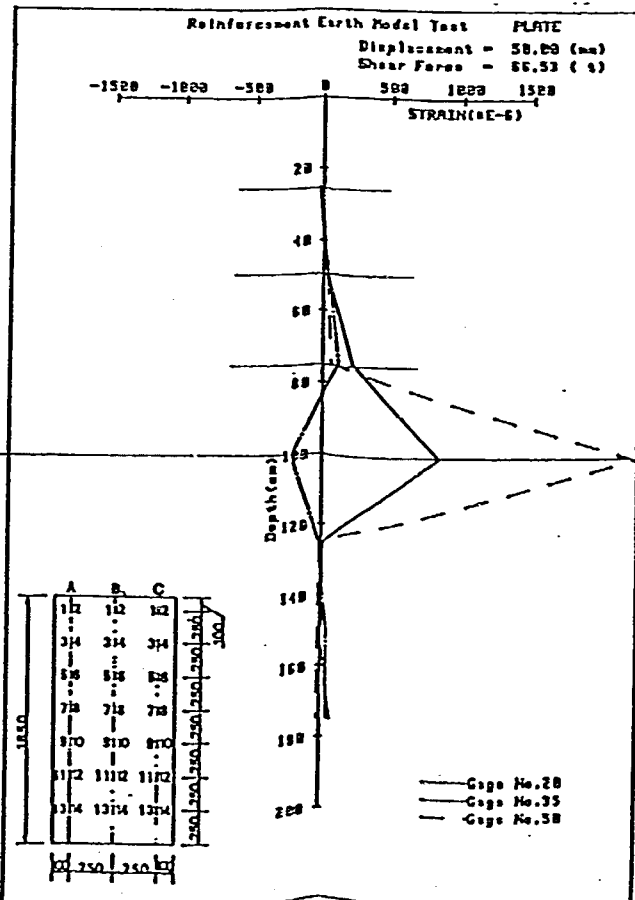
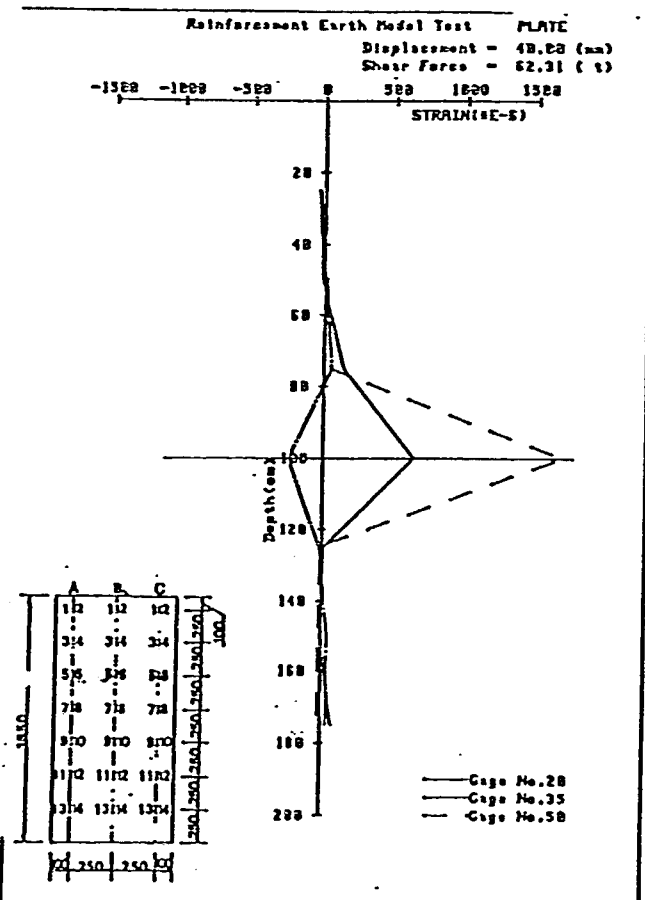
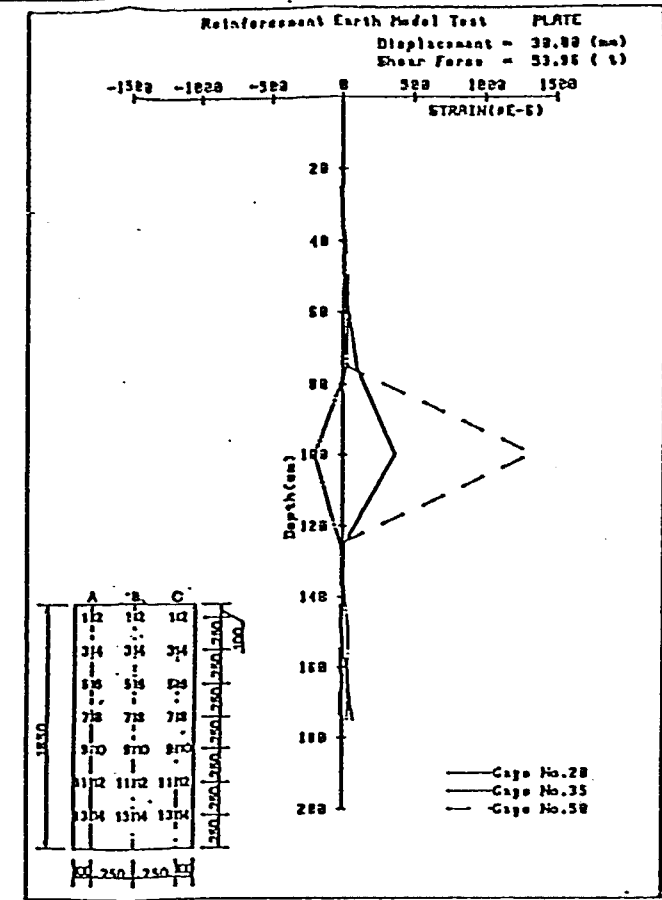
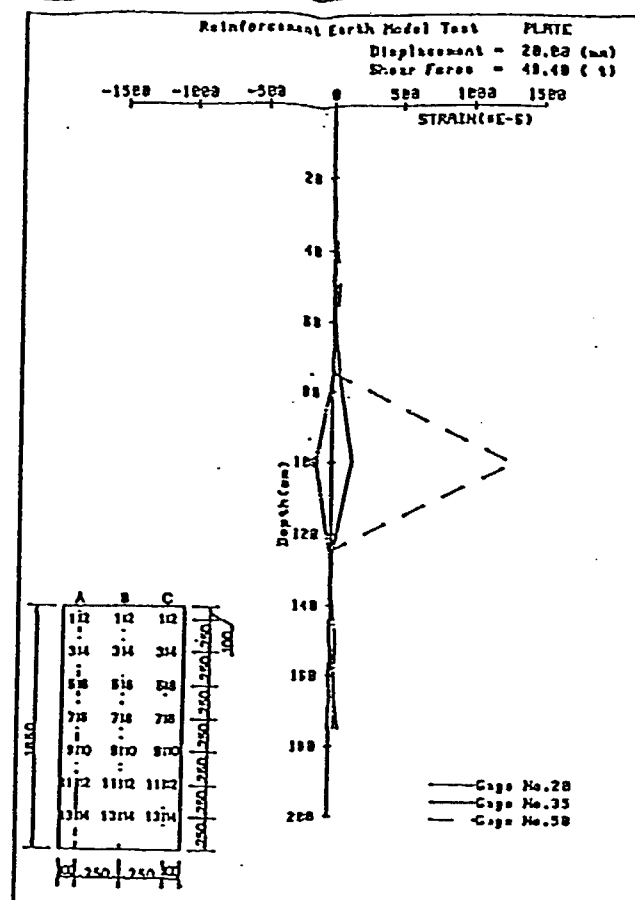
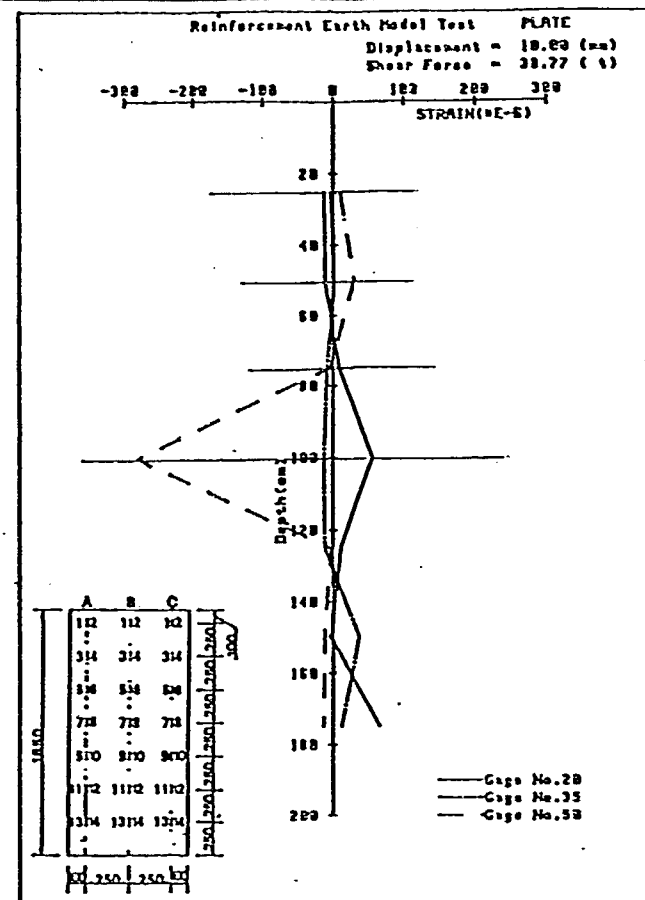


図-2.25 鉄板の曲げひずみ分布
水平変位 10.0 mm ~ 50.0 mm

表-2.10 プレートの周面摩擦により増加した垂直応力

[illegible]

表-2.11 せん断層内の補強材変位 (1)

	0.5%	1.0%	1.5%	2.0%	2.5%	3.0%	3.5%	4.0%	4.5%
1. ゲージ 1	0.100	0.164	0.210	0.276	0.368	0.427	0.496	0.523	0.519
2. ゲージ 2	0.132	0.361	0.430	0.496	0.553	0.574	0.583	0.590	0.591
3. ゲージ 3	0.195	0.812	0.361	0.406	0.450	0.464	0.491	0.521	3.219
4. 平均 (δ)	0.142	0.279	0.336	0.392	0.457	0.489	0.523	0.545	—
備 考	1. 補強材の変位は、図-7.12 に示す位置の値を用いた。 2. ゲージの位置の決定は、図-7.9 の挙動を参考とした。								

表-2.12 せん断層の補強材変位 (2)

	0.5%	1.0%	1.5%	2.0%	2.5%	3.0%	3.5%	4.0%	4.5%
δ	0.142	0.279	0.336	0.392	0.457	0.489	0.523	0.545	
δ^2	0.020	0.078	0.112	0.153	0.209	0.239	0.274	0.297	

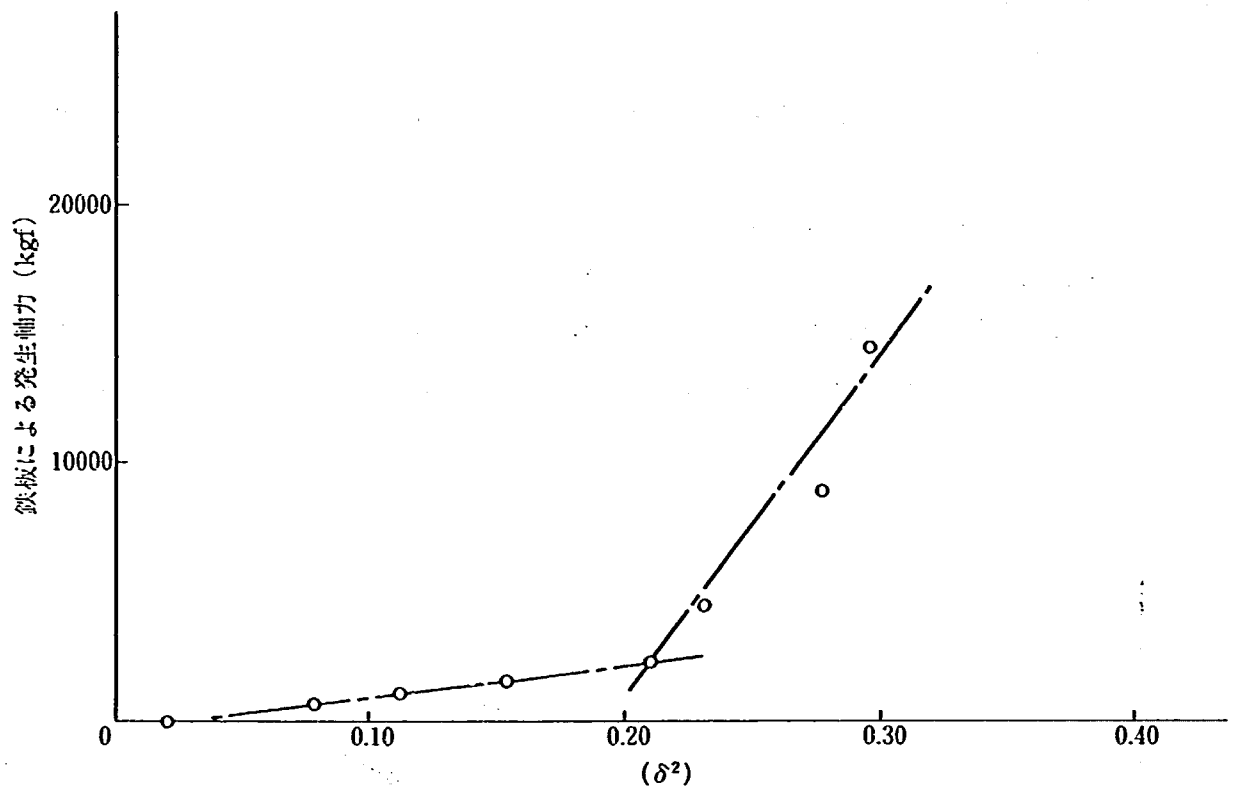


図- 2. 26 補強材発生軸力と δ^2

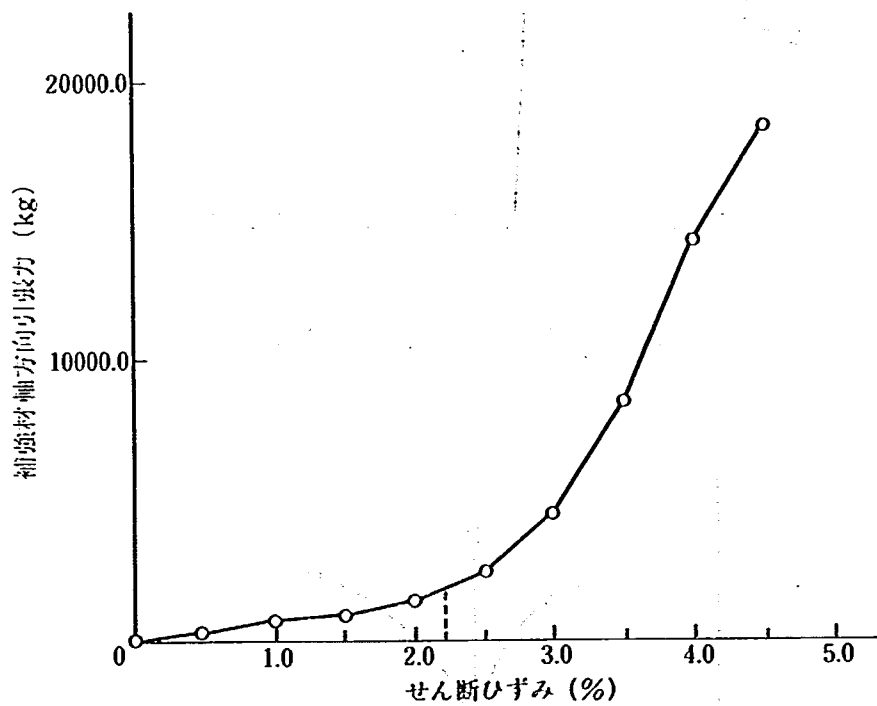


図- 2. 27 せん断ひずみと補強材軸力の関係

4.3 補強機構

4.3.1 地盤強度から見た補強機構

補強材軸力（引張り力）による垂直応力とせん断応力によるベクトルカーブを図-2.28に示す。

一般に、一面せん断試験の場合、垂直応力を一定と仮定して実験を行うので、せん断応力と垂直応力の関係を示すと、図-2.29のA、B線になる。

図-2.29より垂直応力が増加するに従いせん断応力が増加し、モール・クーロンの破壊基準で土は破壊する。一面せん断試験における破壊基準線は、垂直応力(σ)を変えて実験を

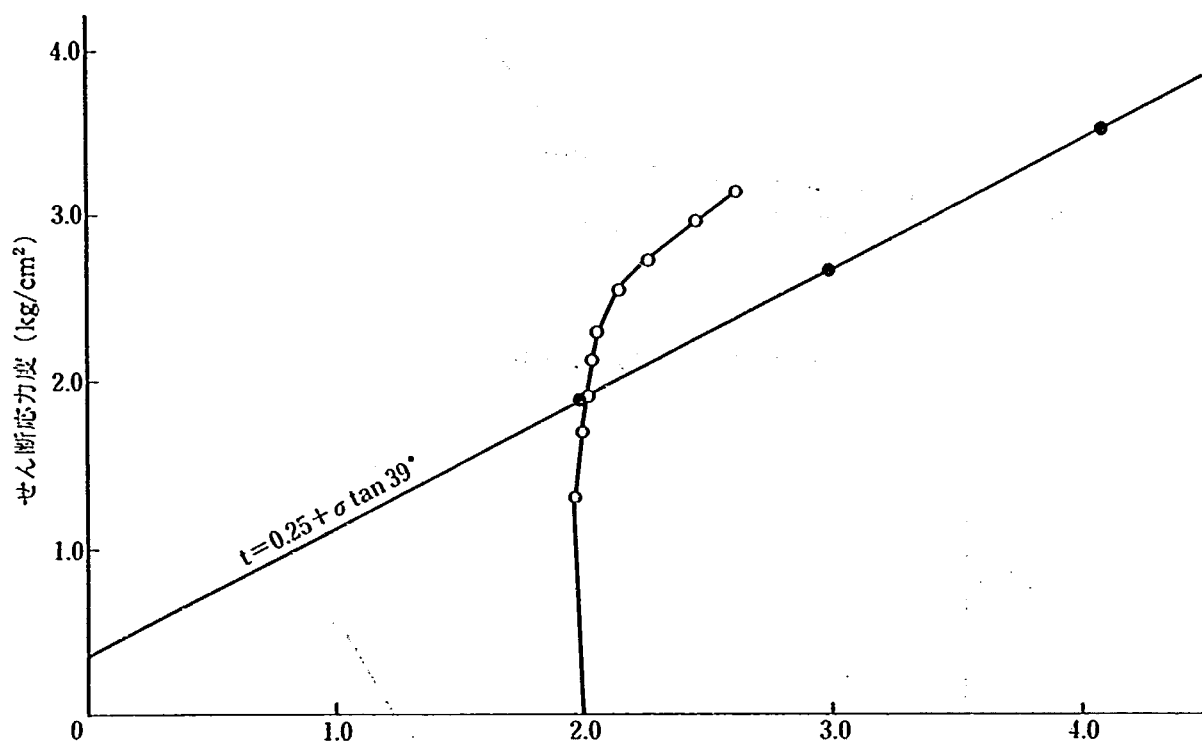


図-2.28 垂直応力とせん断応力度の関係

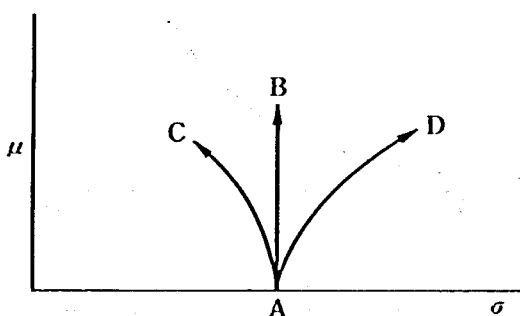


図-2.29 一面せん断試験におけるベクトルカーブ

行い水平変位とせん断応力(τ)の関係で曲線を求め、垂直応力(σ)と最大せん断応力(τ)の関係で曲線を求め、垂直応力(σ)と最大せん断応力(τ)を両軸とし試験結果をプロットしモール・クーロンの破壊基準線 ($\tau = C + \sigma \tan \phi$) を求めた。

図-2.28より補強地盤において、土の破壊基準線までの垂直応力の増加は微小であり、ほぼ無補強地盤に近い挙動を示している。

しかし、土の破壊基準線以降の挙動は垂直応力の増加量が大きくなり、それに伴いせん断応力も増加する。したがって鉄筋挿入工法における補強効果は、補強材の軸力(引張り力)によりせん断面に垂直応力を増加させ、せん断強度を増加させるものである。

ただし、鉄筋挿入工法の考え方の基本は土塊の基本的性質が変化しないものとしている。つまり、 $\tau = C + \sigma_n \tan \phi$ は補強材が挿入されても変化しないものと考えている。しかしながら今回の実験のベクトルカーブでは破壊強度を起えている。この点に関しては真の破壊規準に対し補強材を挿入したことによる見かけの破壊規準による強度増加の可能性も考えられる。この点に関しては今後の検討課題である。

2.2 補強材の剛性から見た補強機構

図-2.30に補強比と補強材の関係を示した。

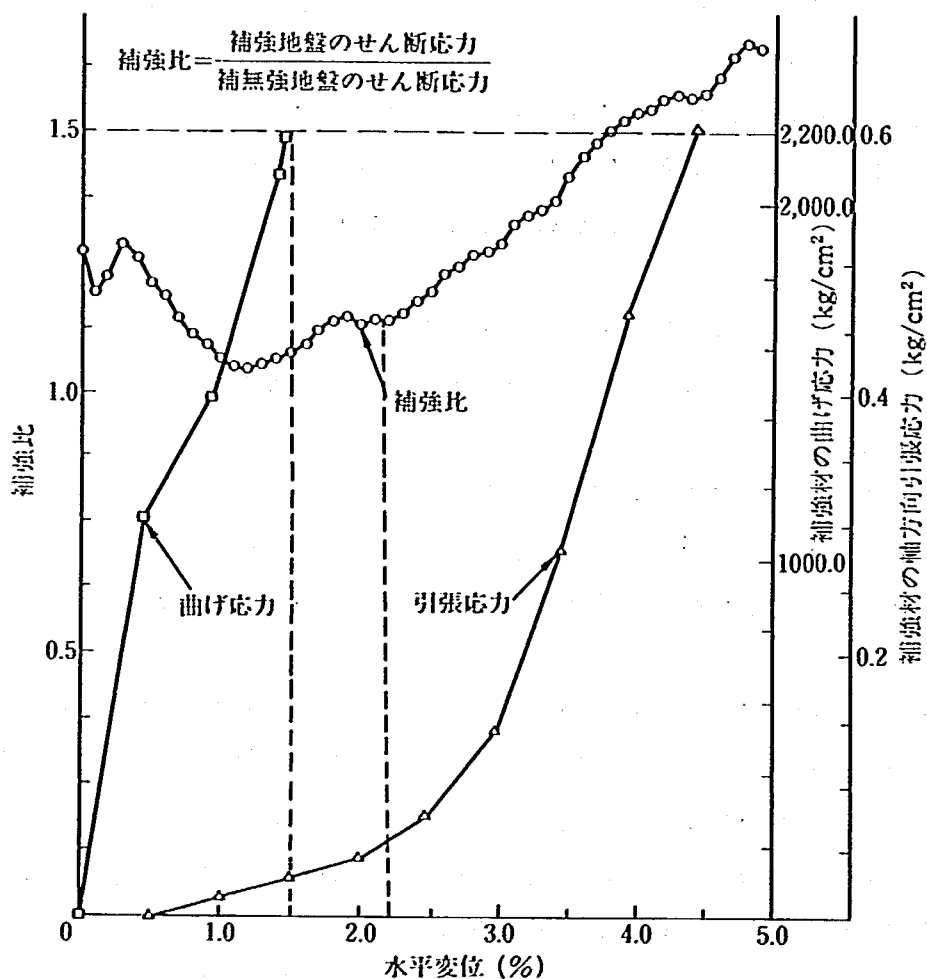


図-2.30 補強効果と補強効果に及ぼす力

図の横軸には、水平変位、縦軸には 4.22 で求めた補強材の軸方向引張力、せん断面の曲げ応力及び補強効果の指標としての補強比を示した。補強比とは同じ水平変位時に生じる補強地盤のせん断応力に対する無補強地盤のせん断応力の比であり、各実験とも上載荷重は 60.0 t である。

また、水平変位時における鉄筋の曲げ応力度は (2.14) 式より鉄筋の曲げひずみを用いて算出した。

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

E : 弾性係数 2.1×10^6 (kg/cm²)

ε : せん断面における曲げひずみ

図-2.30 において、補強比に着目すると補強効果は水平変位 0.5 % までと水平変位 1.0 % 以降に出現する。

水平変位 0.5 % までの補強効果は、

- I. 補強比のピーク (水平変位 0.2 % ~ 0.4 %) をすぎると補強材のせん断面における曲げ応力度が補強材 (SS41, $\sigma_y = 2200$ kg/cm²) の降伏応力を超える。
- II. 補強地盤では、せん断応力を増加させる要因とし、補強材剛性、補強材による垂直応力の増加の 2 つである。

この点から見ると、水平変位 0.5 % までの補強材による垂直応力の増加は見られない。

以上の事から水平変位 0.5 % までの補強効果は、補強材の降伏点までのモーメント、せん断力が発揮されたことにより、表れたと考えられる。

水平変位 1.0 % 以降は、

- I. 補強材による軸方向引張力の増加が見られる。
- II. 補強比と軸方向引張力の関係を見ると、補強比が大きくなるに従って補強材の軸方向引張力が大きくなる。

以上のことから、補強材が引張り補強材になり、せん断面の鉛直応力を増加させる。従って、周囲のひずみに起因した軸力 (引張り力) によって補強効果が発揮されたと考えられる。

補強材の剛性、補強材の引張力の影響から剛性の低い補強材が変位の不連続面を横切る場合の補強機構は、

- I. 水平変位初期は、補強材の剛性が低いために土塊と補強材が一緒に挙動する。そして、変位の不連続面の境界 (せん断層) において補強材が低いレベルの水平変位で降伏する。
- II. その後、補強材に軸力 (引張り力) が働き、補強効果が発揮される。
- III. 今回の実験では、引張り破壊点まで行っていないが、補強材軸力 (引張り力) が無くなった時以降は、鉄板の残留応力が働くと考えられる。

今回の実験で得られた補強機構 (図-2.30) を概念図として図-2.31 に表した。図-2.31 より次のようにまとめられる。

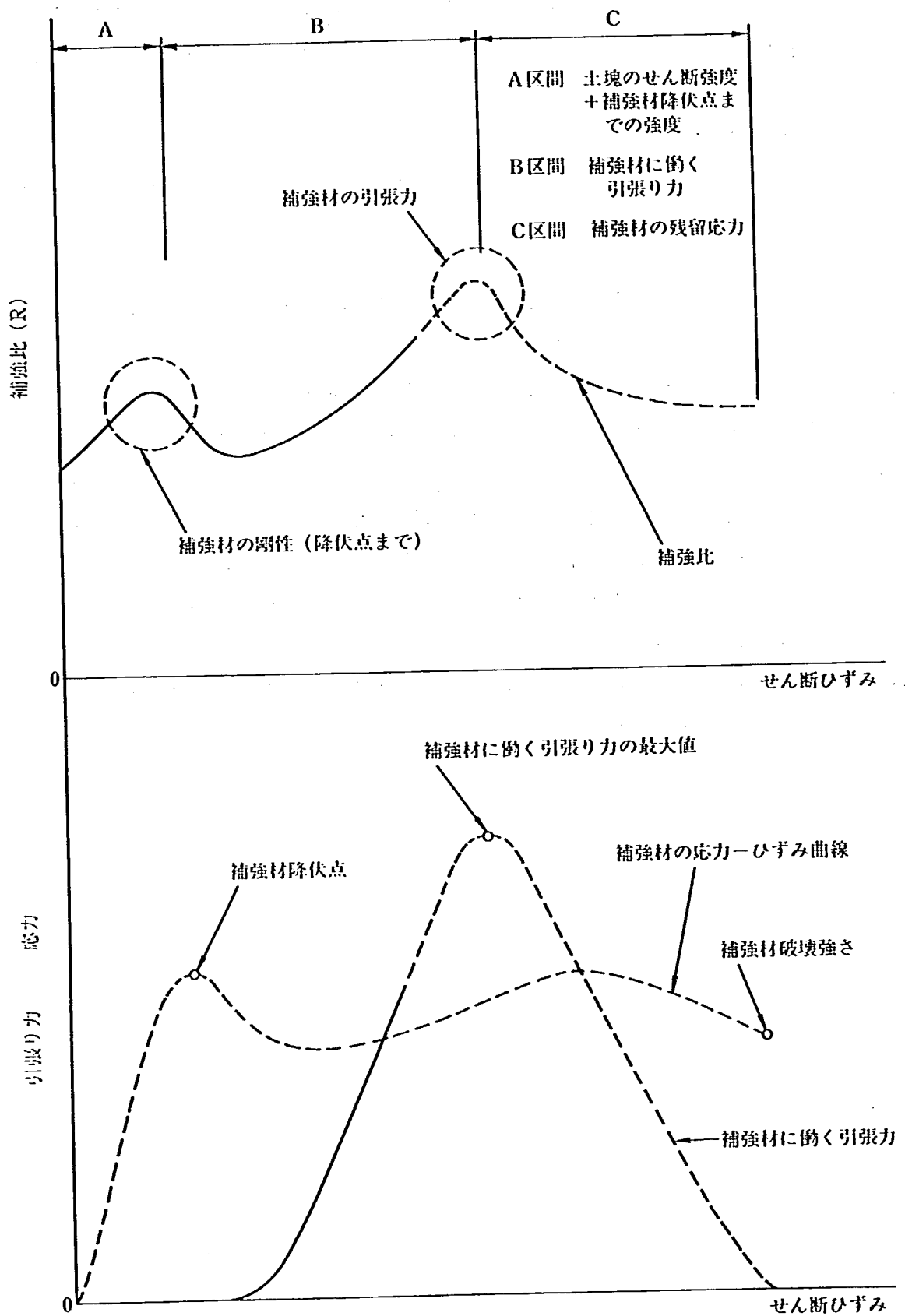


図-2.31 補強機構

剛性の低い補強材が、変位の不連続面を横切るように配置される場合、初期の水平変位過程では土自身のせん断強度と補強材の降伏点強度の合計値で補強効果が発揮される。その後、補強材軸力（引張り力）が働き、最終的に補強材の残留強度により補強効果が発揮される。

4.4 実験結果のまとめ

- I. 補強地盤のせん断強度の増加は、無補強地盤に比較し、約 1.8 倍の強度増加があり補強効果が高いことを示している。
- II. 変位の不連続面を横切る鉄筋挿入工法の補強効果は、せん断層で補強材が引張り材となり、軸方向引張り力により垂直応力を増加させ、ダイレイタンスーを拘束し、せん断強度を増加させるものである。（図－2.31）
- III. II より補強効果に及ぼす要因は、補強材周面の摩擦抵抗である。
- IV. 鉄筋挿入工法の補強機構は、せん断初期で土塊のせん断強度と補強材剛性（降伏点まで）により抵抗し、土塊の変位が大きくなると補強材の周面摩擦による垂直応力の増加によりせん断抵抗を増加させる。最終的に補強材の残留応力により抵抗すると考えられる。
- V. 剛性の低い補強材が変位の不連続面を横切るように配置された場合、周囲のひずみに起因した引張り力が十分に発揮させるのに必要な土塊の変化より、補強材の極限強さが発揮される為の土塊変位の方が大きい。
- VI. 変位の不連続面を横切る補強材の場合、補強材に軸力（引張り力）を発揮させる為には、土塊の変位量が大きくなる必要がある。

第5章 FEM解析による検討

5.1 検討概要

鉄筋挿入工法の補強機構について今回の大型一面せん断実験によりある程度解明することができた。

本章では、有限要素法を用いて補強材が挿入されたことによるせん断強度の増加、及び補強材に働く引張り力について検討を行う。解析における検討項目は以下の2項目とした。

I. 無補強地盤と補強地盤のせん断応力とせん断ひずみの関係

II. 補強地盤における補強材に発生する引張り力について

解析結果の評価方法は、前述した各検討項目について実験値と解析値を比較するものとした。

解析手法として有限要素法を用い、計算条件は2次元平面ひずみ条件で行う。また、解析に用いる地盤の応力-ひずみ関係は、Duncan - Chang らが提案した非線形弾性条件を用いる。解析ケースは、表-2.13に示すように、初期応力解析、無補強地盤解析、補強地盤解析を行う。解析ステップは以下に示す荷重により行った。

$$\begin{aligned} P &= 100.0 \text{ kg } (\tau = 0.5 \text{ kg/cm}^2) \\ &= 200.0 \text{ kg } (\tau = 1.0 \text{ kg/cm}^2) \\ &= 225.0 \text{ kg } (\tau = 1.125 \text{ kg/cm}^2) \\ &= 250.0 \text{ kg } (\tau = 1.25 \text{ kg/cm}^2) \\ &= 300.0 \text{ kg } (\tau = 1.50 \text{ kg/cm}^2) \end{aligned}$$

今回の解析に用いる非線形弾性解析の応力-ひずみ関係を表-2.14に示す。また、Duncan - Chang モデルの概要を以下に示す。

表-2.13 解析ケース

解析ケース	解析手法
1. 初期応力解析	非線形弾性解析
2. 地盤定数解析	非線形弾性解析
3. 無補強地盤解析	非線形弾性解析
4. 補強地盤解析	非線形弾性解析

表-2.14 応力とひずみ関係と力学モデル

力学モデル	応力ひずみ関係	変形特性表示	特 質
注1 線形弾性体	$\{\varepsilon\} = [D] \{\sigma\}$	E: 弾性係数 ν : ポアソン比	• もっとも単純な変形モデル • 変形問題の第1次近似解を与える
注2 非線形弾性体	$\{\varepsilon\} = \{f(\sigma)\}$ または, $d\{\varepsilon\} = [D] d\{\sigma\}$	$\{f(\sigma)\}$ 非線形な関数 または, E ($\{\sigma\}$) 弾性係数(応力の関数) $\nu(\{\sigma\})$ ポアソン比(応力の関数)	• 比較的簡単に非線形性を表現 • 問題解法も比較的容易

5.2 解析モデル及び解析順序

解析に用いたモデルを図-2.32に示す。解析範囲は大型一面せん断試験と同様とし、単位幅(1cm)について検討する。図-2.33に解析順序を示した。また、土質試験及び使用材料試験結果から、解析定数を算出した。表-2.15に解析定数の一覧表を示した。

※1)、※2) モルタル基盤、補強材の強度定数

モルタル基盤及び補強材の内部摩擦角(ϕ)と粘着力(C)は材料が降伏しない強度とするために大きい値とした。(解析においては、モルタル基盤、補強材は弾性体とし取り扱うものとした。

※3) モルタル地盤の弾性係数

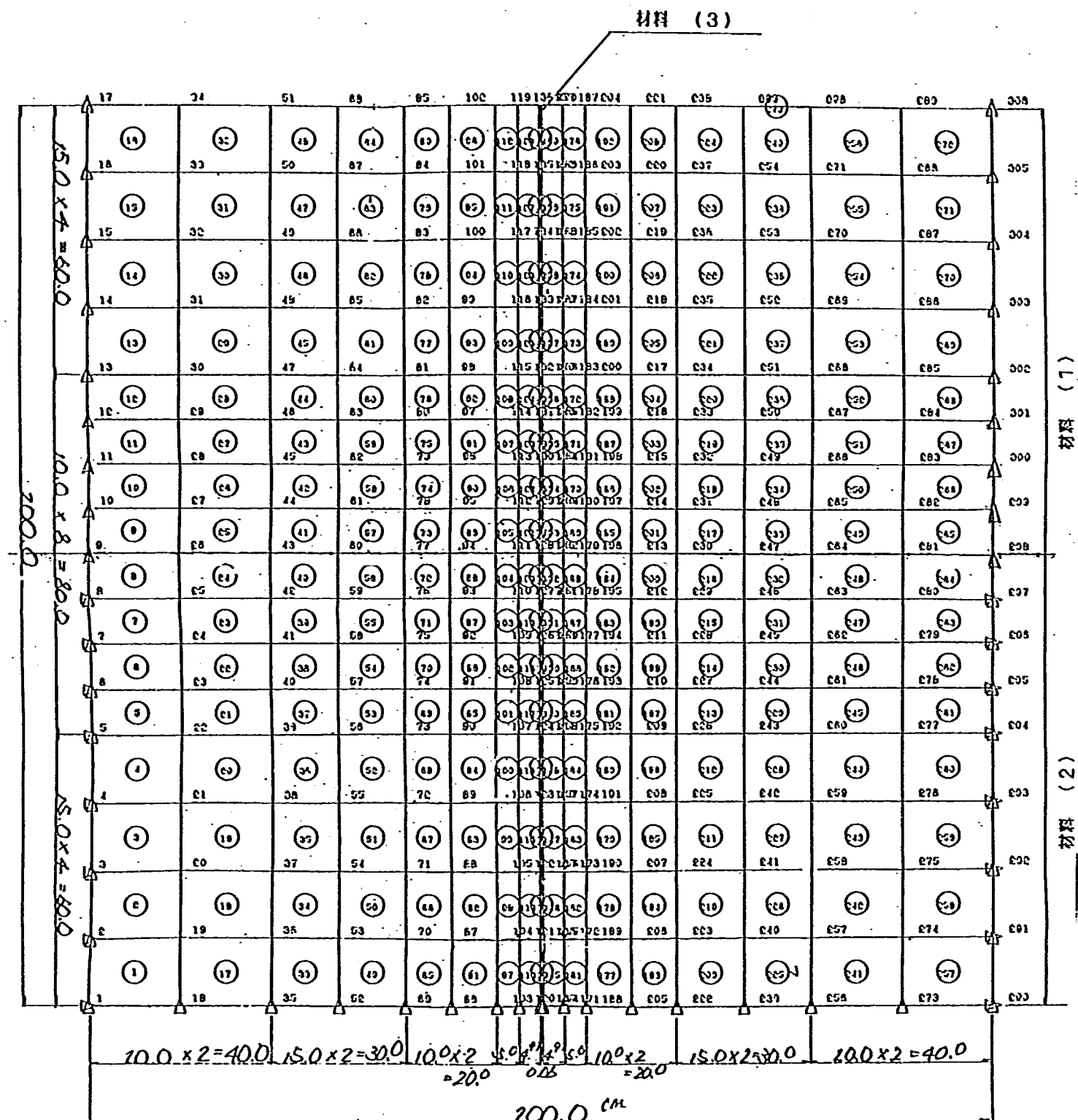
モルタル地盤の弾性係数は、実験前に採取したサンプルの圧縮強度試験結果により、 $\sigma_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ 程度の弾性係数を図-2.34より算出し解析定数とした。

※4) 補強材の弾性係数

補強材は、鋼材(SS41材)を用いている。従って、一般的な値の弾性係数(K) = $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ とした。

※5) 破壊比(R_f)と双曲線関数比(n)

試料砂の非線形を示すパラメーター(R_f, n)については、試料砂の軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$)と圧縮ひずみ(ε)の関係(図-2.35)より求める。最終的に求まった R_f, n を図-2.36に示す。



- 材料 (1) 砂
 材料 (2) ソイルセメント
 材料 (3) 補強材 (補強地盤の場合)
 砂 (無補強地盤の場合)
 (単位 (cm))

図-2.32 解析モデル

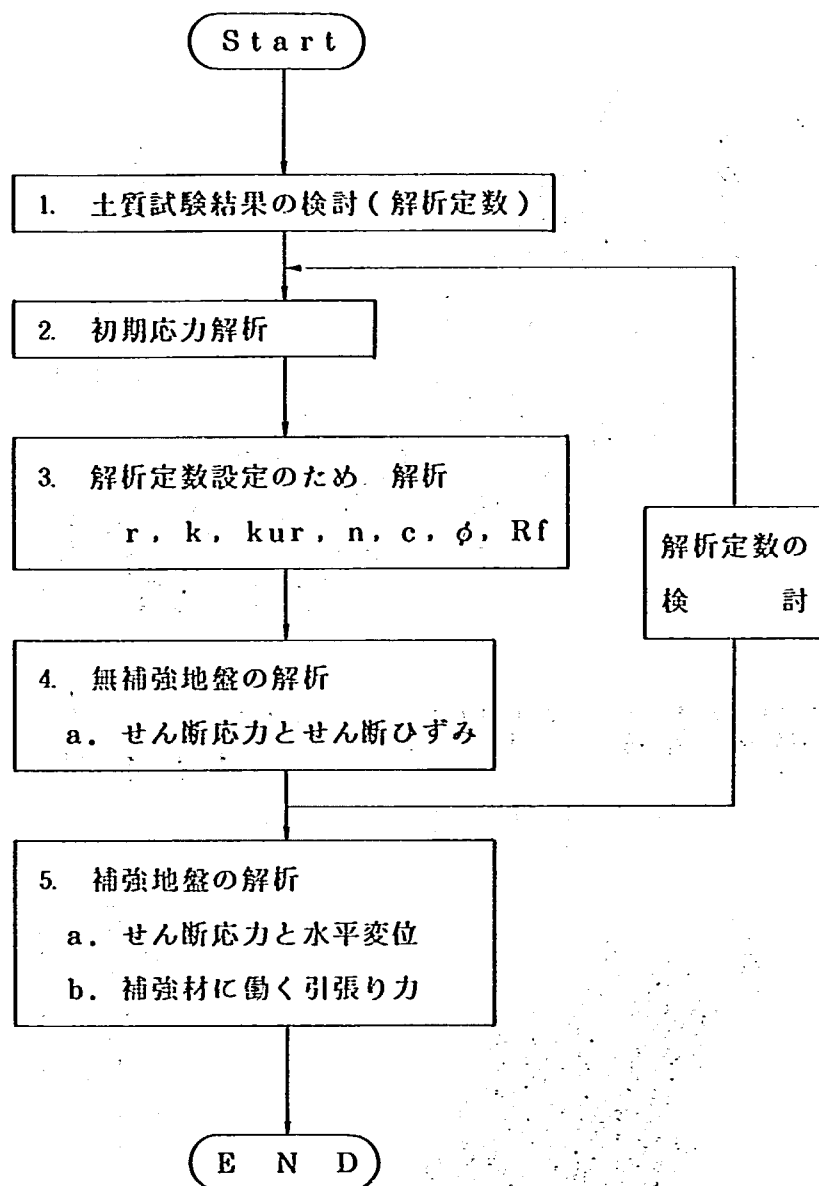
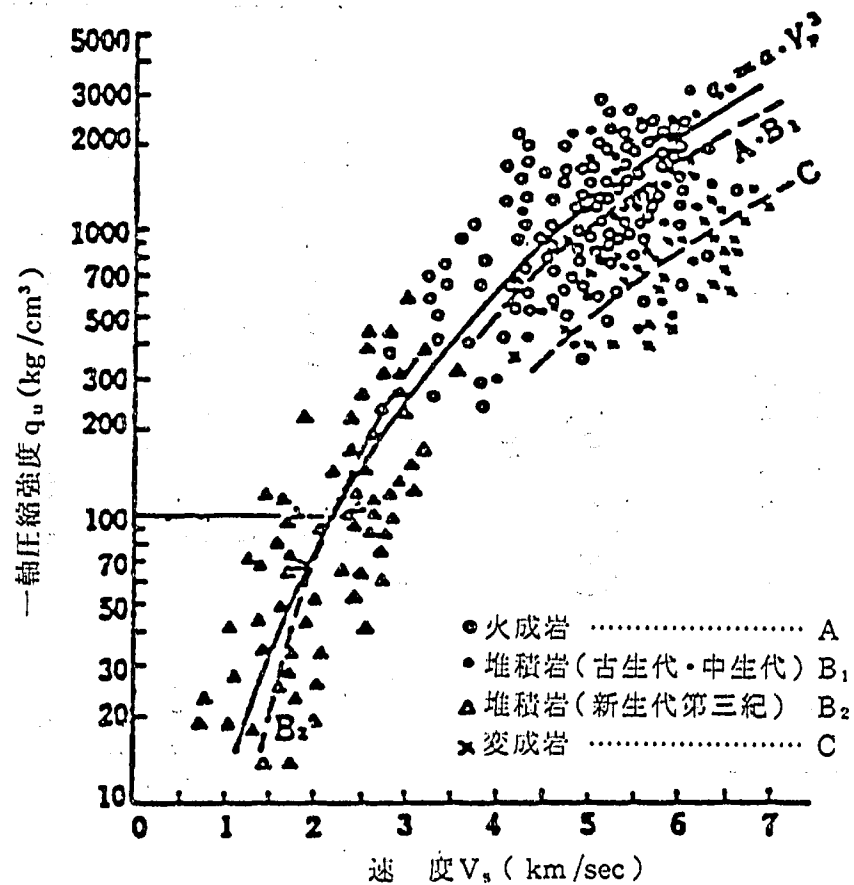


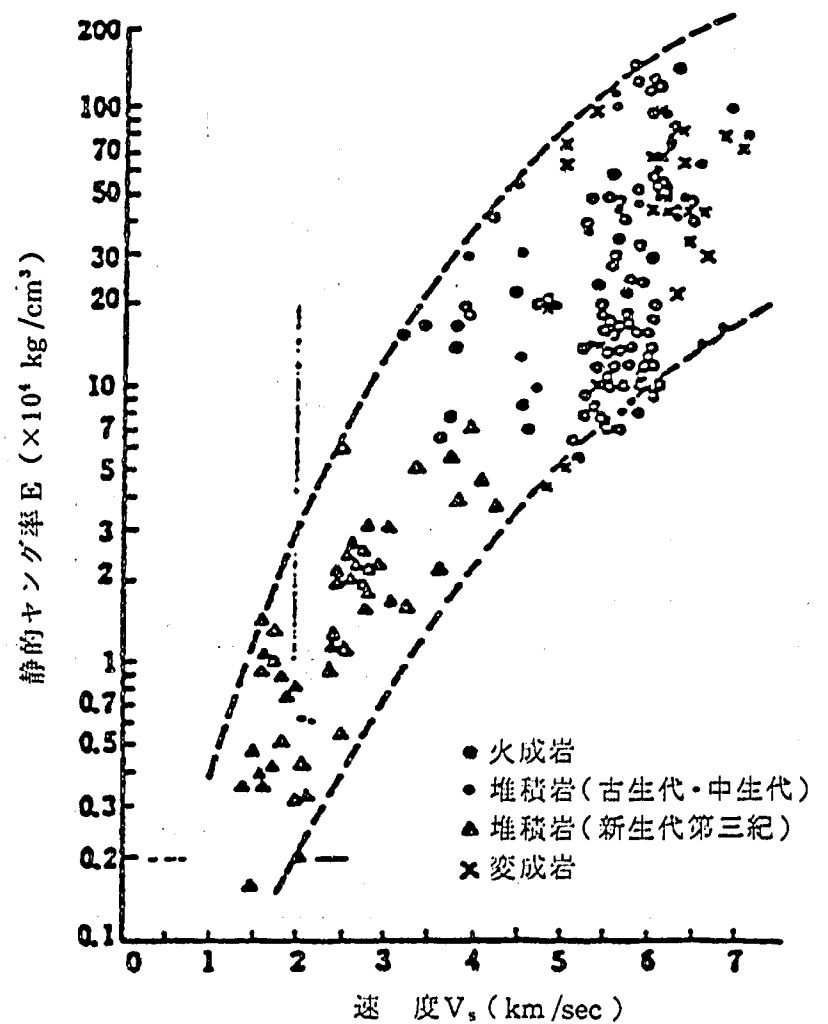
図-2.33 解析順序

表-2.15 解析定数

	試料砂	モルタル基盤	補強材
内部摩擦角 $\phi (^{\circ})$	47.0	89.0	89.0
粘着力 $C (\text{kg/cm}^2)$	0.30	9999.0	9999.0
弾性係数 (kg/cm^2)	819.00	5000.0	2.1 E 6
双曲線比 n	0.880	0.50	0.50
破壊比 Rf	0.947	0.90	0.90
ポアソン比 μ	0.333	0.20	0.30



図②速度 V_s と一軸圧縮強度 q_u との関係(大久保・寺崎, 1971)



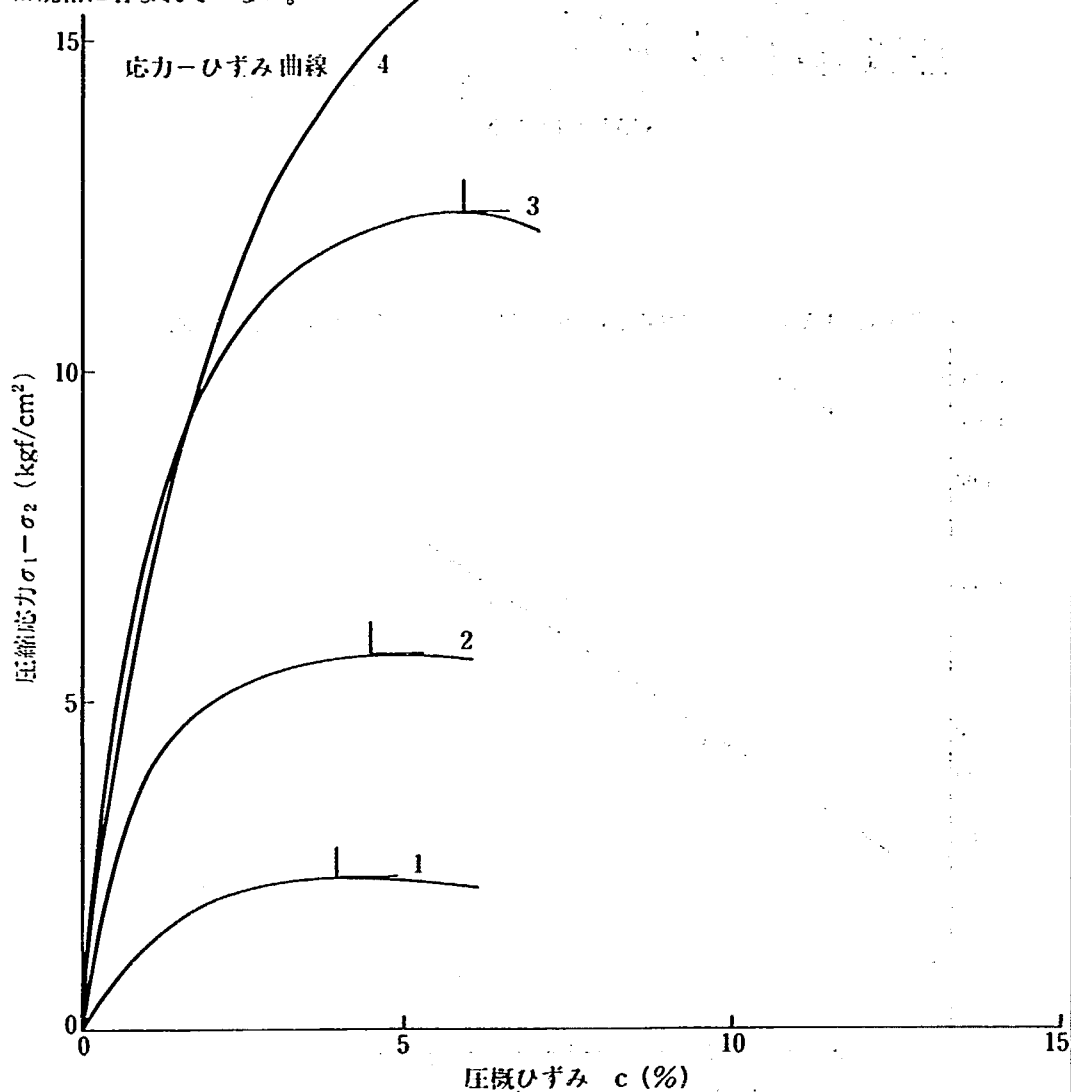
図③速度 V_s と静的ヤング率 E との関係(大久保・寺崎, 1971)

図-2.34 モルタル地盤の強度

名・調査地点 鉄筋補強土の大型一面せん断試験		試験年月日 61 年 10 月 日	
試料番号・深さ: No.		(m ~ m)	
		試験者 金持	

土質名称	砂	供試体番号	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
※値世限界 W_L %		σ_3	0.5	1.0	2.0	3.0
※型性限界 W_p %		供試体 高さ L cm	10.0	←	←	←
※型性指数 I_p		直径 cm	5.0	←	←	←
※土粒子の比重 C_s		保護策度 p_1 g/cm ³				
力計のひょう量 kgf	300	含水比 %				
圧縮速さ %/min	1	※閉隙比				
備考		※混和度 S %				
		$\sigma_1 - \sigma_3$ kgf/cm ²	2.3	5.7	12.3	17.6
		石壊ひずみ gf %	4.0	4.5	6.0	15.0
		※ S_1				

※規格に含まれていない。



防壊状況の
スケッチ

供試体No. _____

供試体No. _____

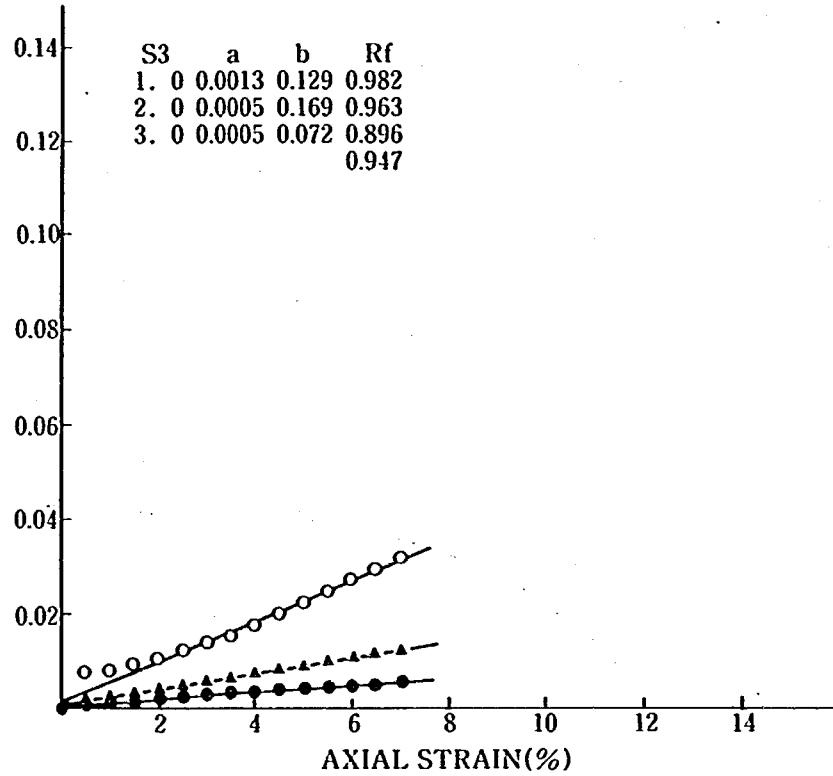
供試体No. _____

供試体No. _____

(社)土質工学会

図- 2.35 試料砂の軸差応力と圧縮ひずみ

(2) AXIAL STRAIN/DEVIATOR STRESS VS. AXIAL STRAIN



(3) INITIAL TANGENT MODULUS WITH CONFINING PRESSURE

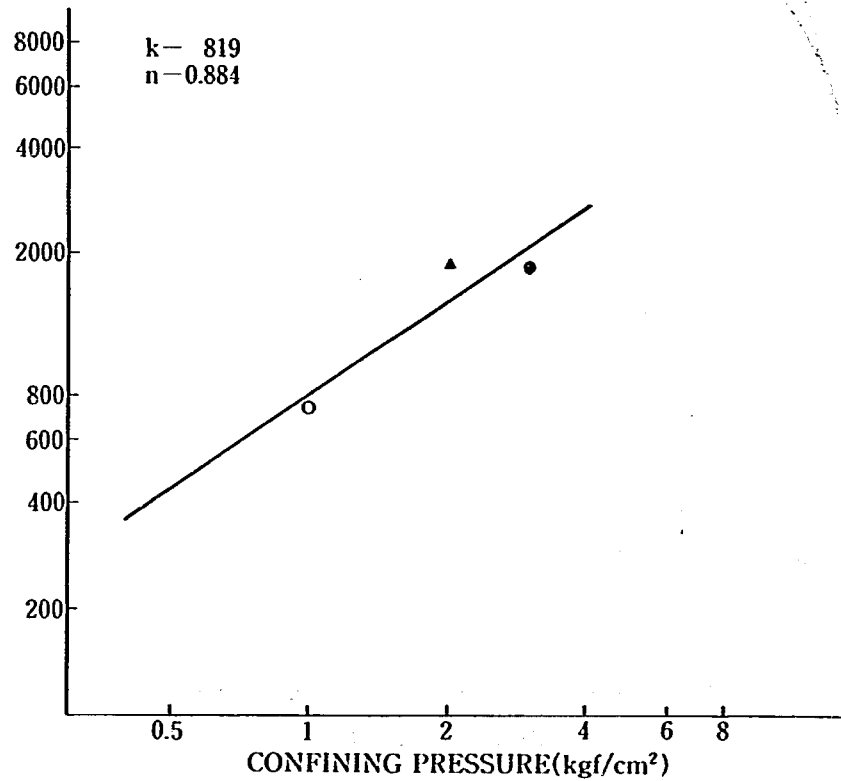


図- 2. 36 Rf ・ n の算出

5.3 Duncan - Chang モデルの概要

土の非線形の応力-ひずみ関係を近似するためによく用いられている方法は、荷重漸増法である。この方法では、載荷重が幾つかの小さな増分に分割されると、各増分において土の挙動は線形であると仮定され、各増分に対する各要素の弾性係数やポアソン比は、その応力にしたがって評価される。したがって土の非線形の応力-ひずみ関係は一連の直線関係で近似されることになる。

平面ひずみの状態のもとで、等方性物質に対する応力-ひずみの関係は、次のように表すことができる。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E_t}{(1+\nu_t)(1-2\nu_t)} \begin{bmatrix} (1-\nu_t) & \nu_t & 0 \\ \nu_t & (1-\nu_t) & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\nu_t)/2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、 E_t は接線弾性係数、 ν_t は接線ポアソン比、 $d\sigma$ と $d\tau$ は垂直およびせん断応力の増分、 $d\epsilon$ および $d\gamma$ は垂直およびせん断ひずみの増分である。

ダンカンとチャンは土の応力-ひずみ関係を双曲線関数で近似することによって、ある与えられた応力状態に対する接線弾性係数を次の式で表した。

$$E_t = K \cdot P_a \cdot \frac{\sigma_3^n}{P_a} \cdot \left[1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot C \cdot \cos \phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \phi} \right]^2 \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに、 K 、 n および R_f は応力-ひずみ関係を表すための係数、 P_a は応力と同じ単位で表された大気圧、 σ_1 は最大主応力、 σ_3 は最小主応力、 C は粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。

クールハウイー、ダンカンとシード (Kulhawy, Duncan and Seed) は同じ双曲線関数を用いて、接線ポアソン比を次の式で表した。

$$\nu_t = \frac{G - F \cdot \log(\sigma_3/P_a)}{\left[1 - \frac{d \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n \cdot \left\{ 1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot C \cdot \cos \phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \phi} \right\}} \right]} \dots\dots\dots (3.3)$$

ここで、 G 、 F および d はポアソン比を表すための係数である。

盛土による応力の変化をシュミレートするのに最も有効な方法は、"平均応力法"によることが示された。この方法では各荷重増分における平均応力が、接線弾性係数および接線ポアソン比を計算するために用いられる。そのために各荷重増分は2回解析される。最初の解析は、荷重増分の出発点での応力によって計算された E_t と ν_t の値を使って行われる。この解析によって得られた応力と最初の出発点での応力により平均応力を求め、2回目の解析では、平均応力を使って計算された E_t と ν_t の値を用いて行われる。もし最初の解析で求められた応力による応力レベルが減少する場合には、次の式で表される除荷時の弾性係数 E_{ur} が2回目の解析に用いられる。

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

ここに、 K_{ur} は除荷時に対する係数である。

破壊後の土の挙動をより正確に表すため、次のように、応力-ひずみ関係を別の型式で表す方が望ましいことが示されている。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M_3 + M_3 & M_3 - M_3 & 0 \\ M_3 - M_3 & M_3 + M_3 & 0 \\ 0 & 0 & M_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dt_x \\ dt_y \\ d\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

ここに、 $M_3 = E_t / 2 \cdot (1 + \nu_t) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_t)$ 、 $M_3 = E_t / 2 \cdot (1 + \nu_t)$ である。

土は破壊後、体積圧縮に対しては大きい抵抗を示すが、せん断に対しては小さな抵抗しか示さないということは、破壊後 M_3 の値を0に減少させ、 M_3 の値は破壊前と同じ値に保つことによって表すことができる。

上述した非線形解析の手法がプログラム ISBILDに用いられている。

5.4 初期応力解析

今回の大型一面せん断実験では、実験前に上載荷重として 2.0 kg/cm^2 を載荷している。そこで、上載荷重 2.0 kg/cm^2 を載荷した場合の土槽内の初期応力を求めるために初期応力解析を行った。図-2.37に解析のモデル図を示す。

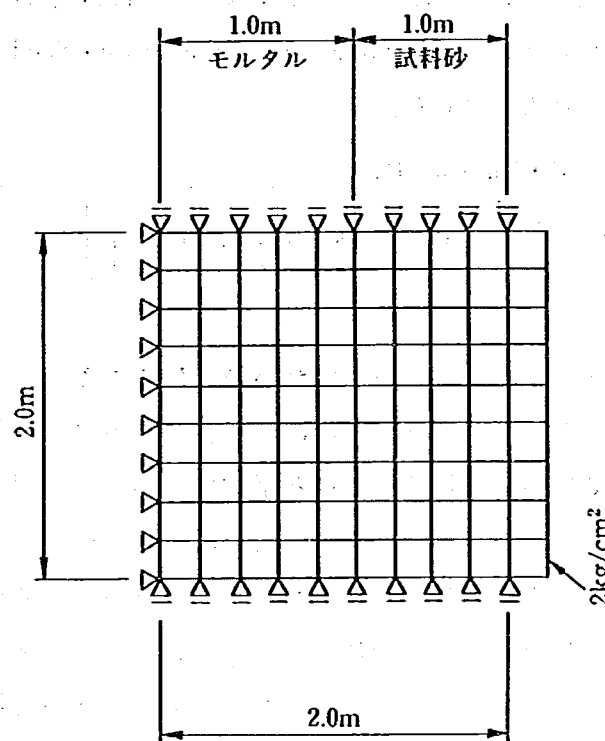


図-2.37 初期応力・解析モデル

5.5 補強地盤、無補強地盤の解析

初期応力解析で求めた応力を各要素に与える。次に、図-2.38における節点(a)にせん断力(解析ステップ荷重)を与えた時に生じる(a)点の変位量を求める。算出された節点(a)の変位量を上部せん断層(試料砂)の節点に与える手法、強制変位により解析を行った。

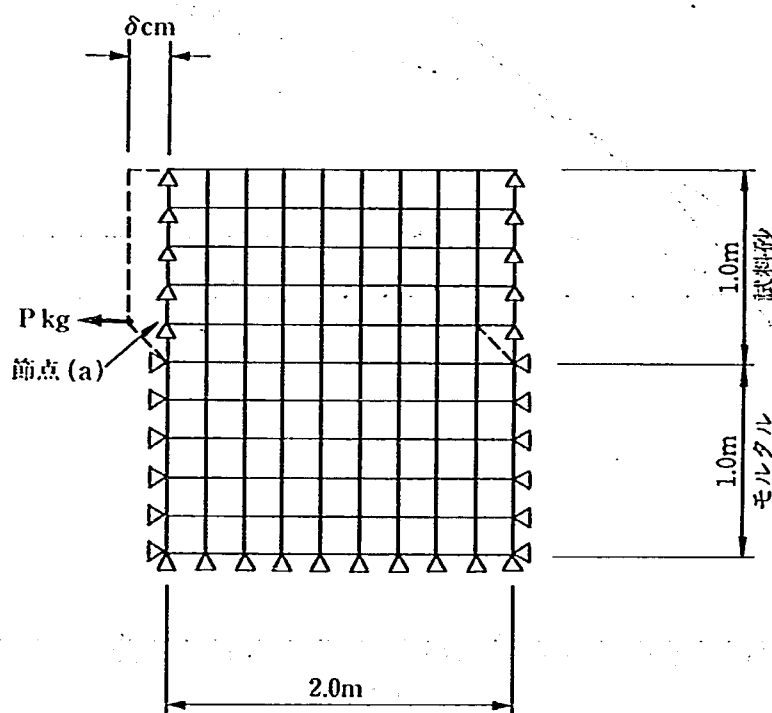


図-2.38 補強地盤、無補強地盤の解析モデル

5.6 解析結果

解析結果の整理方法は、応力-ひずみの関係を求める場合、解析モデルのせん断面付近の要素(図-2.30, 解析モデル図参考, 要素番号, 9, 25, 41, 57, 73, 89, 105, 121, 137, 153, 169, 185, 201, 217, 233, 249, 265)の σ_x , σ_y , τ_{xy} について平均し、代表の応力を求めた。また、補強材の軸力については、補強材に発生した σ_y (垂直応力)の合計値とした。

5.6.1 補強効果の比較

図-2.39に無補強地盤と補強地盤のせん断応力-水平変位の関係を示した。

実測値と計算値を比較すると、計算値の方が立ち上がりの勾配は急勾配で、せん断強度も補強無しの場合、実験値 1.89 kg/cm^2 , 解析値 1.50 kg/cm^2 , また補強有りの場合、実験値 3.3 kg/cm^2 解析値の方が小さい値となっている。解析により求めた応力-変位曲線と実験より求めた応力-変位曲線で、せん断強度は解析値の方が多少小さい。しかし、全体的に解析による応力-変位曲線は、実験値を比較的良好に表現していると考えられる。

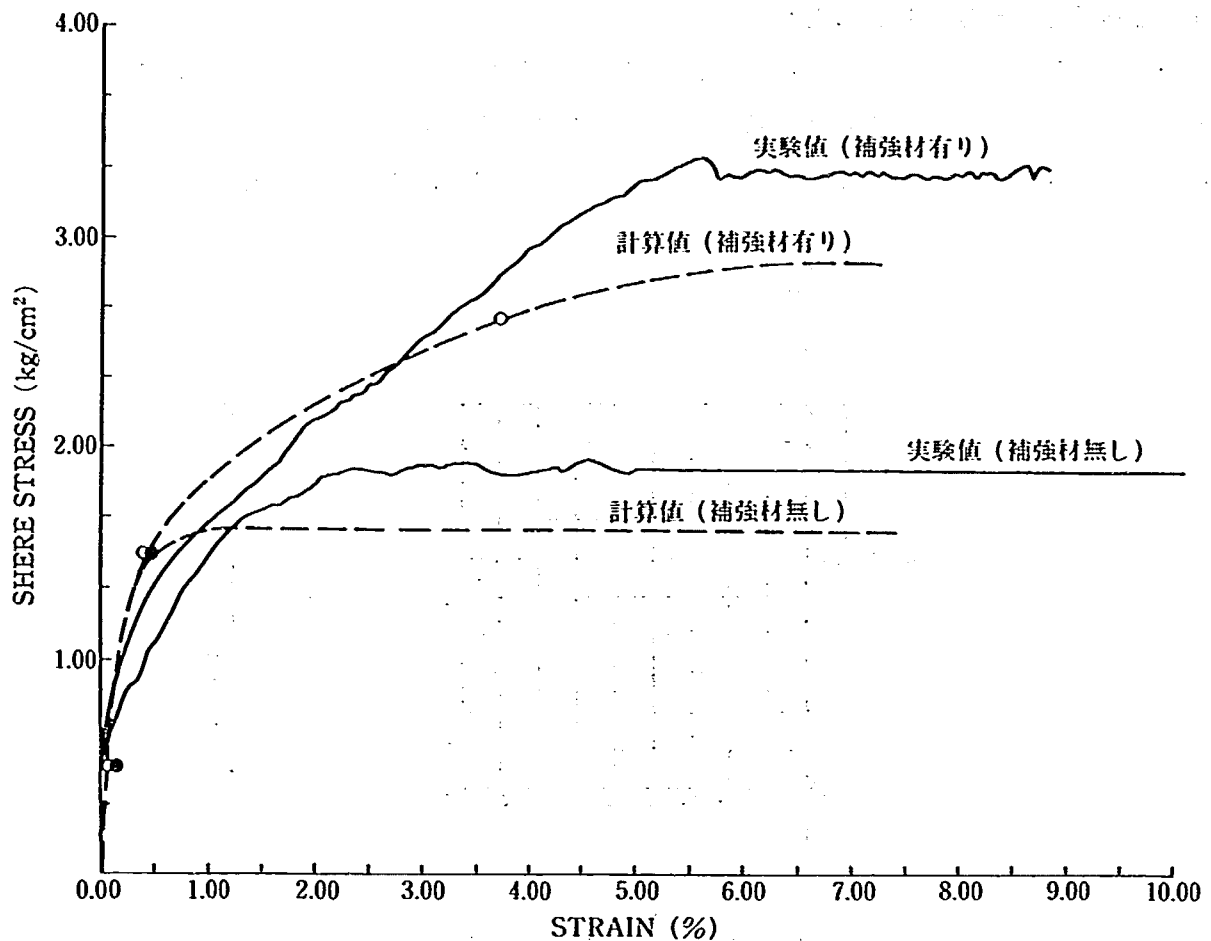


図- 2. 39 実験結果とF E M解析結果の比較(1)

5. 6. 2 補強機構の比較

今回の実験で、補強材挿入によるせん断応力の増加は、せん断層において地盤の変位により補強材に引張り力が作用し、補強材周面の摩擦抵抗により垂直応力を増加し、せん断強度が増加することが確認された。実験から求めた補強機構は、図- 2. 31 に示されているがその補強機構について、F E M解析により検証する。図- 2. 40 に補強材による補強効果を示す。

実験値と解析値の補強比を見ると、実験値の方は土の破壊変位以降補強比が増加している。しかし解析値は、変位初期に補強比が増加した後、土の破壊変位以降に一定となる。

これは解析上、非線弾性を用いているために土の要素が降伏すると、応力-変位関係が図- 2. 40 に示されるように一定となることによる。しかし、補強材挿入によりせん断応力が増加し補強されることは、補強比により解析値も同様の傾向を示した。

次に、垂直応力の増加について実験値は、上部せん断層の変位が進むにつれて大きくなる。解析値も同様の傾向を示している。解析値の初期に垂直応力が増加する傾向について解析モデルでは荷重がかかると補強材に応力がすぐ伝達されるためであり(連続体で解析しているため)実験値のほうは、試験機に余裕があるために補強材に応力が伝わるまでに時間がかか

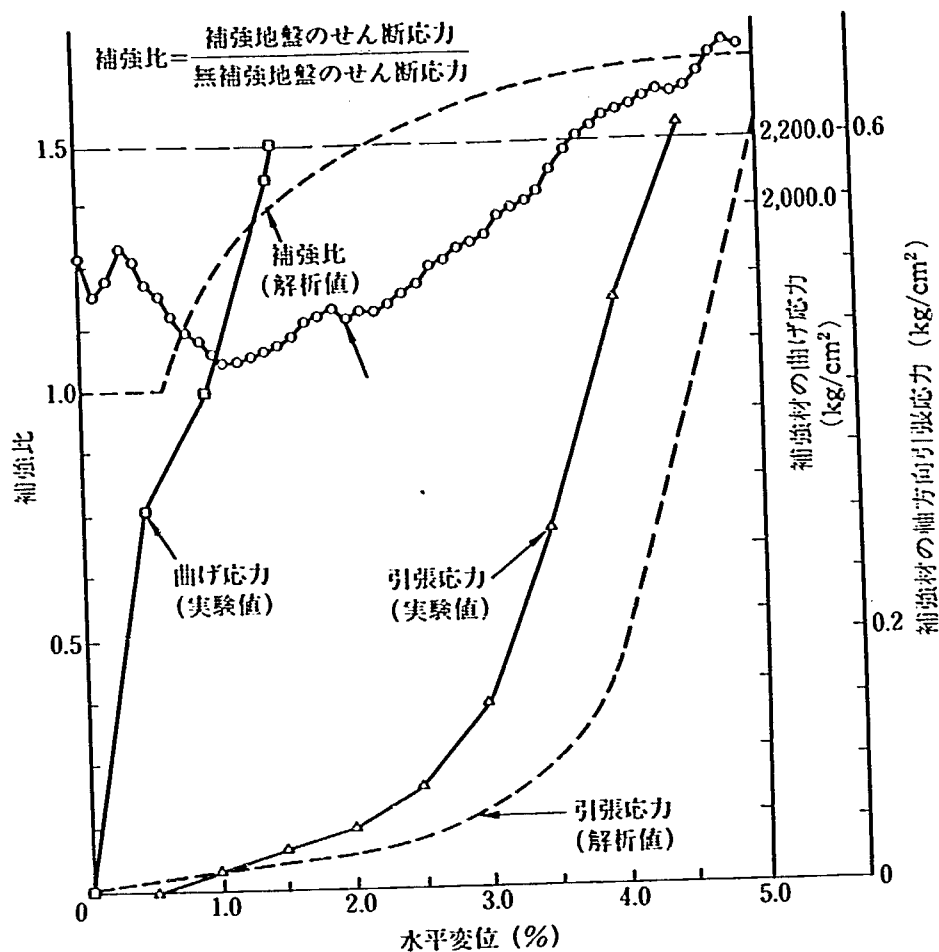


図- 2.40 実験結果とF E M解析結果の比較(2)

るために、反力が遅いと考えられる。

以上のことより、補強材挿入によるせん断応力の増加について実験により確認された地盤の変位により、補強材に引張り軸力が働き、補強材周面の摩擦抵抗により垂直応力が増加し、せん断応力を増加させることについて、非線形弾性のF E M解析により理論上から説明することが出来た。

5.7 F E M解析のまとめ

検討の結果を取りまとめ、以下に示す。

- I. 有限要素法により算定した、せん断応力と水平変位の関係は、実験値と比較すると、ほぼ近似している。
- II. 有限要素法による解析においても実験結果と同様に、補強材に引張り力が導入される。
- III. 有限要素法の解析においても、補強材挿入によるせん断応力の増加について、実験値と同様の傾向を得た。解析においても、地盤の変位により補強材に引張り力が作用し、補強材周面の摩擦抵抗により、垂直応力が増加し、せん断応力が増加することが理論上からも説明できた。

IV. 今回のように砂地盤を用いて実験した場合の実験結果と解析値は、比較的良好に近似されたが、粘着力が主体の粘性土についての解析は今後の課題であると考えられる。

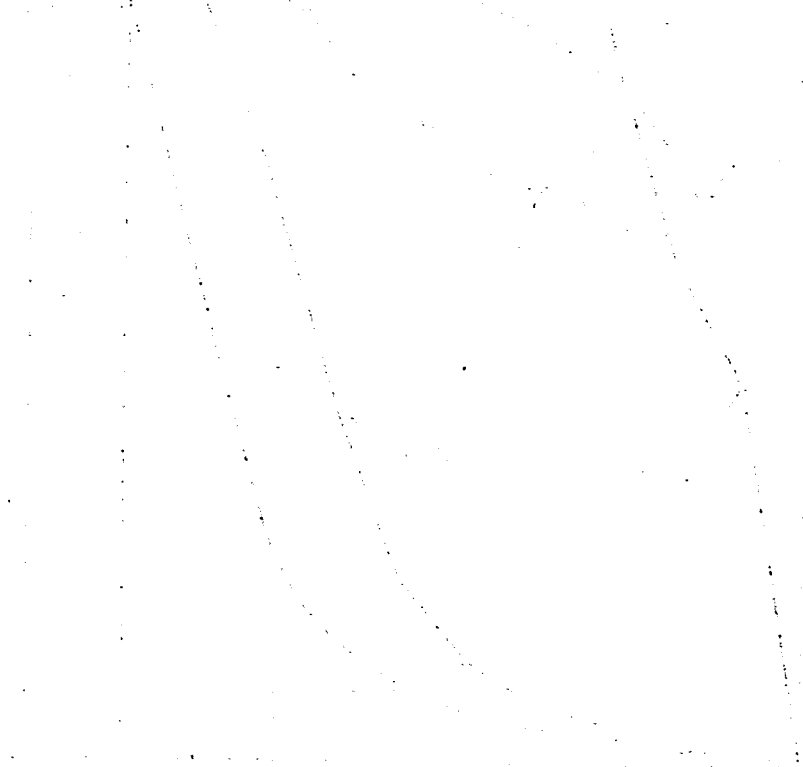


図 4-10 砂地盤の実験結果と解析値

第6章 補強材周面の摩擦抵抗に関する実験

前章までの検討結果から補強材周面の摩擦抵抗が補強効果に大きな影響を与えることが確認された。この点に着目し、補強材に鉄筋を用いた実験を行ったので以下報告する。

無補強地盤を補強地盤のせん断応力と水平変位の関係から補強効果について調べたのが図-2.41である。図-2.41から、補強効果の出現する過程は、鉄板を用いた実験と同様の傾向を示していることがわかる。変位の初期段階ではせん断応力の増加はほぼ等しく、変位がある程度（水平変位1.5%付近）進むと無補強地盤と比べて補強地盤のほうがせん断応力の増加が大きくなっていて、特に無補強地盤の破壊の変位以降になるとその傾向が顕著に表れている。また、水平変位5%時について無補強地盤と補強地盤のせん断応力を比較すると、1.3～1.4倍の補強効果を示していることがわかる。

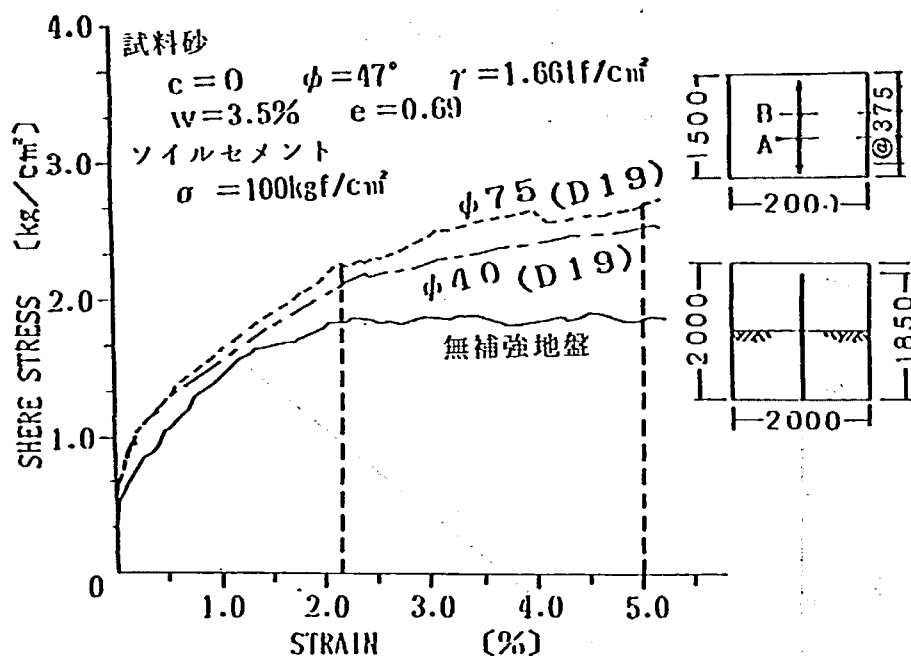


図-2.41 せん断応力と水平変位の関係

次に、補強効果と補強材断面積の関係及び補強効果と補強材表面積の関係から補強材周面の摩擦抵抗について調べる。

図-2.42に補強率と補強材断面積の関係、図-2.43に補強率と補強材表面積の関係を示す。

ここで補強率は、補強効果の指標として示している。

図-2.41から、補強材を鉄筋のモルタル付着の有無より2つのグループ（φ13mm-2本，φ13mm-4本，φ19mm-4本のグループとφ40mm-4本，φ75mm-4本のグループ）に分けた場合には、補強効果と補強材断面積の関係は一次直線的な相関を示していることがわかる。しかし、2つのグループは分離しており一次直線的な相関は示していない。

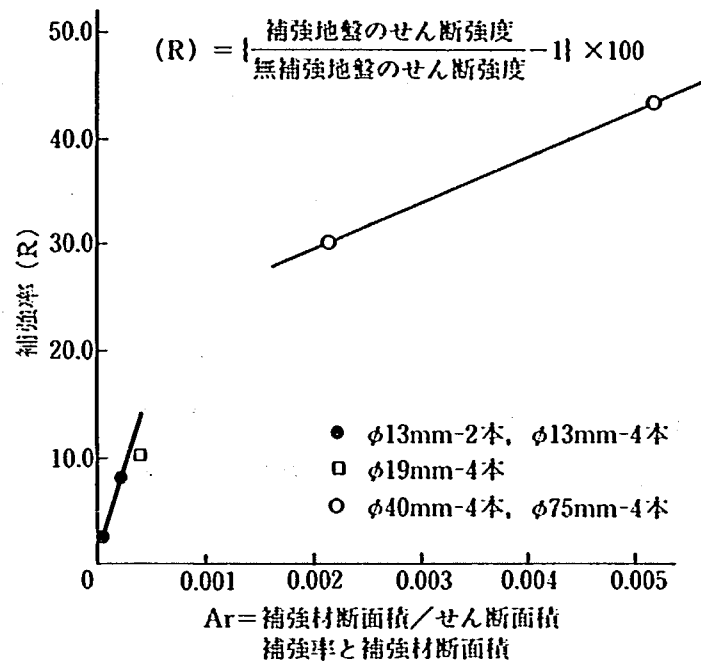


図- 2. 42 補強率と補強材断面積

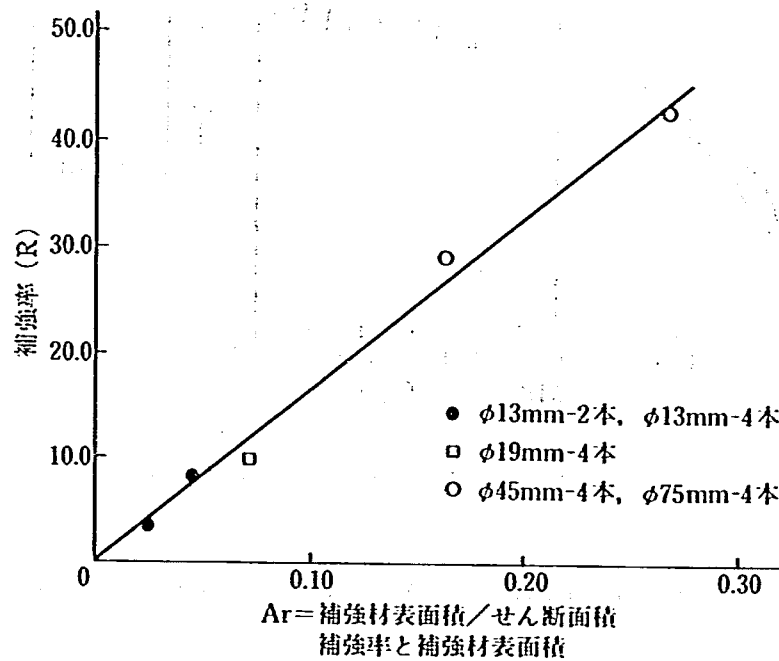


図- 2. 43 補強率と補強材表面積

図－ 2. 41 から，補強効果と補強材表面積の関係は，鉄筋のモルタル付着の有無に拘らず一次直線的なきわめて良い相関を示していることがわかる。

これより，補強効果に大きな影響を与える補強材周面の摩擦抵抗は，補強材表面積によって説明できると考えられる。したがって，補強材の引張力に地山の補強効果を期待する場合，補強材の断面積で評価するよりも補強材の表面積で評価するのが適切であることがわかる。

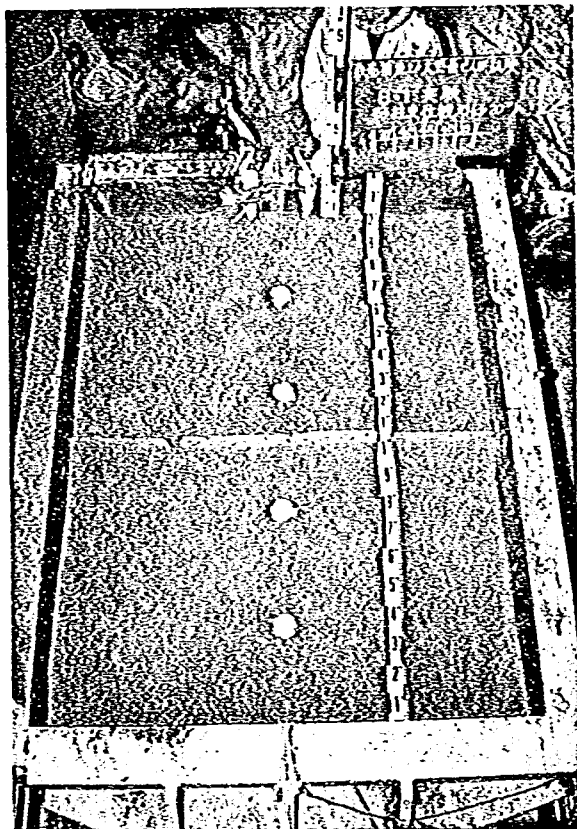
第7章 実験のまとめ

今回の実験から、以下の点が明らかになった。

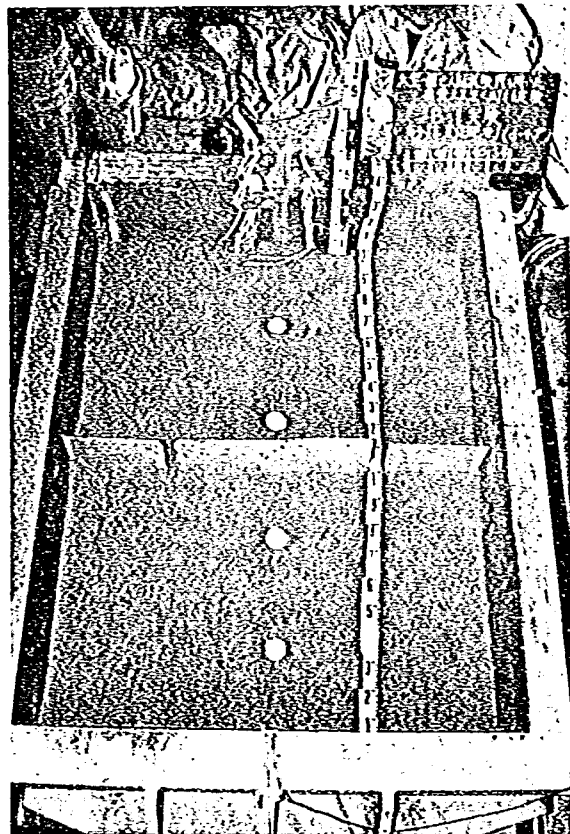
- I. 補強地盤のせん断強度の増加は、無補強地盤に比較し、1.3倍～1.8倍の強度増加があり、補強効果が高いことを示している。
- II. 変位の不連続面を横切る鉄筋挿入工法の補強効果は、せん断層で補強材が引張り材となり、補強材周囲の摩擦抵抗により垂直応力を増加させ、ダイレタンシーを拘束し、せん断強度を増加させるものである。
- III. 補強材の引張力に補強効果を期待する場合、補強材の断面積で評価するよりも補強材の表面積で評価するのが適切である。
- IV. 鉄筋挿入工法の補強機構は、変位初期で土塊のせん断強度と補強材剛性（降伏点まで）により抵抗する。土塊の水平変位が大きくなると、補強材の周面摩擦による鉛直応力の増加によりせん断抵抗を増加させる。最終的に補強材の残留応力により抵抗する。
- V. 剛性の低い補強材が変位の不連続面を横切るように配置された場合、周囲のひずみに起因した引張り力が十分に発揮させるのに必要な土塊の変位より、補強材の極限強さが発揮されるための土塊変位の方が大きい。
- VI. 変位の不連続面を横切る補強材の場合、補強材に軸力（引張り力）を発揮させるためには、土塊の変位量が大きくなる。
- VII. 有限要素法により算定したせん断応力と水平変位の関係は、実験値と比較するとほぼ近似している。（非線形弾性解析を行った結果）
- VIII. 有限要素法の解析においても、補強材挿入によるせん断応力の増加について同様の傾向を得た。解析においても、地盤の変位により補強材に引張り力が作用し、補強材周囲の摩擦抵抗により鉛直応力が増加し、せん断応力が増加することが理論上からも説明できた。しかし、粘着力主体の粘性土の解析については、今後の検討課題である。

文末に、補強材観測状況、補強材に、鉄筋＋モルタルを用いた場合の変形状況、及び補強材に鉄筋を用いた場合の変形状況について写真－2.3～写真－2.6を示す。

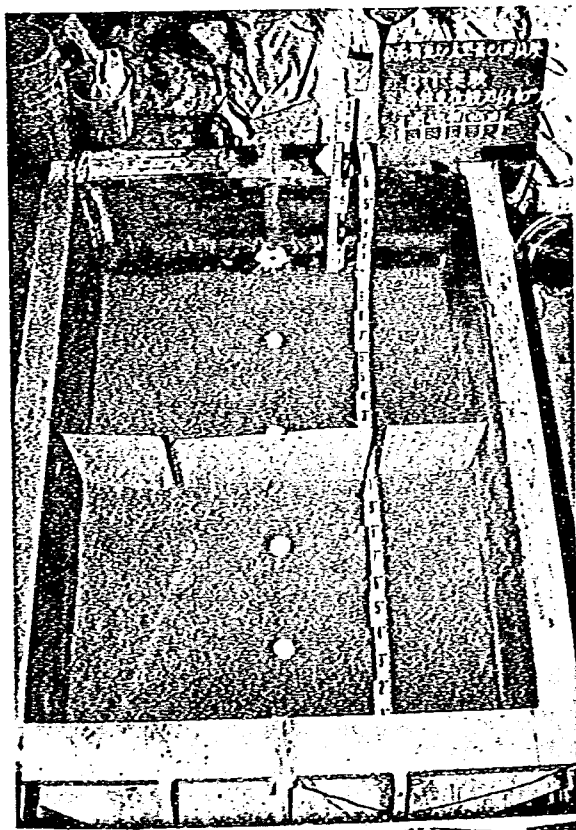
①



②



③



④

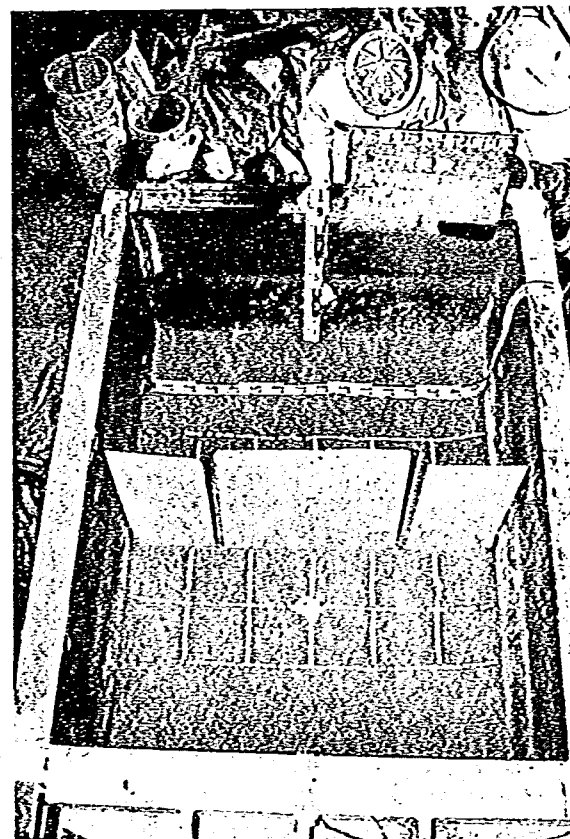


写真-2.3 補強材観測状況(1)

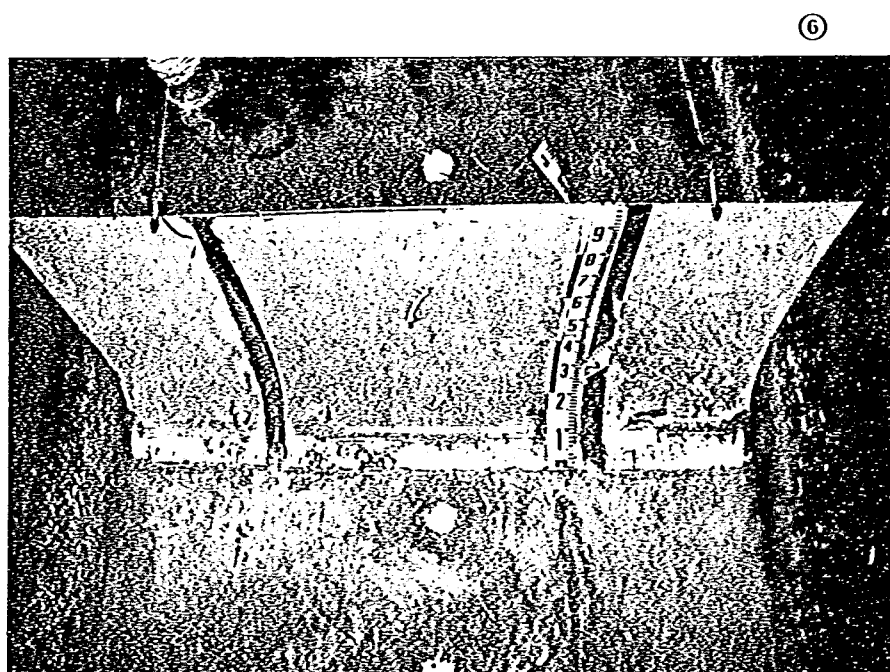
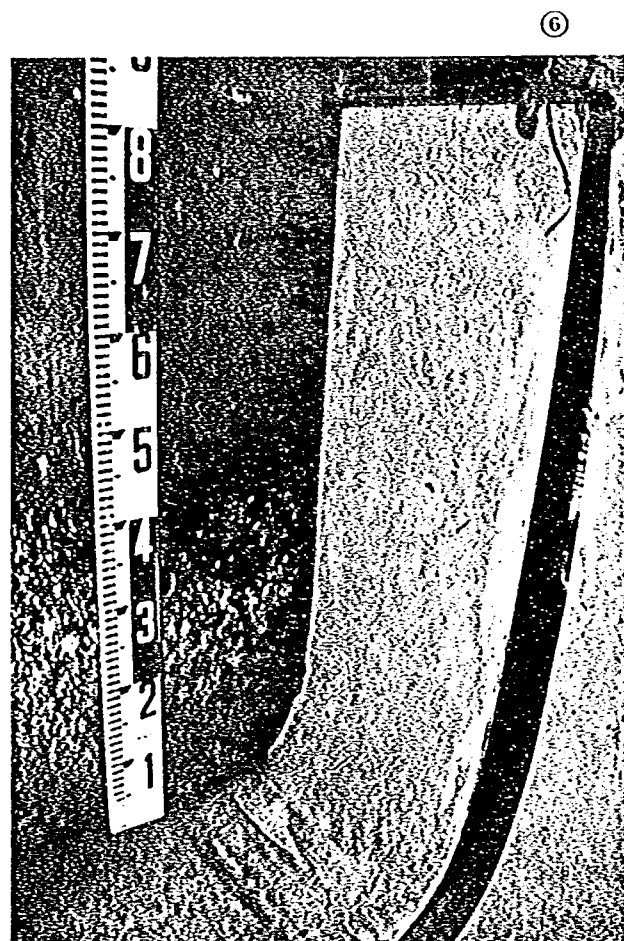
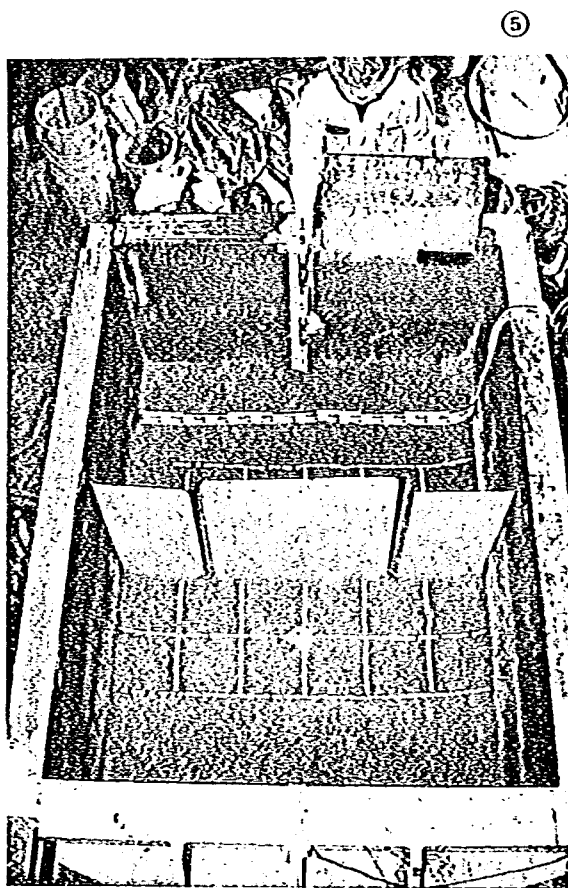
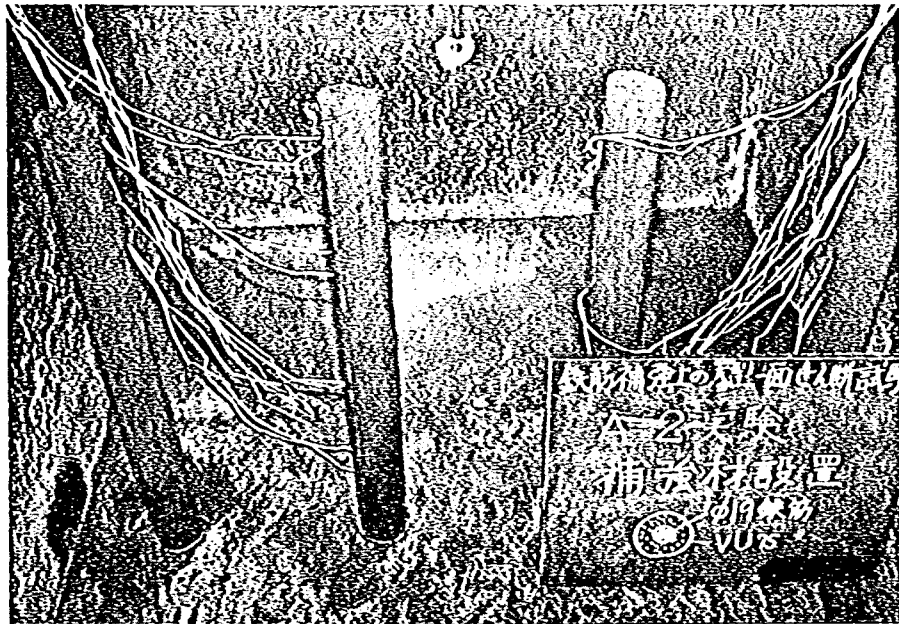
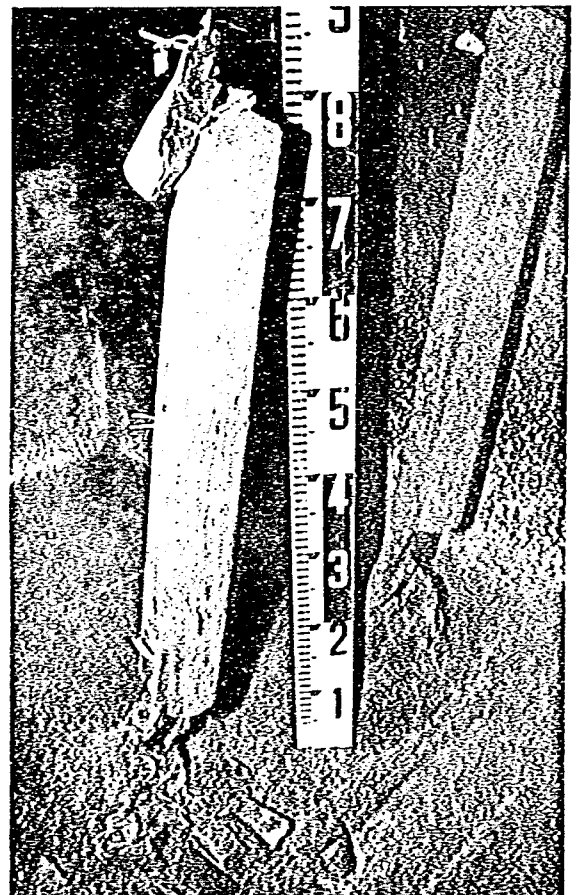
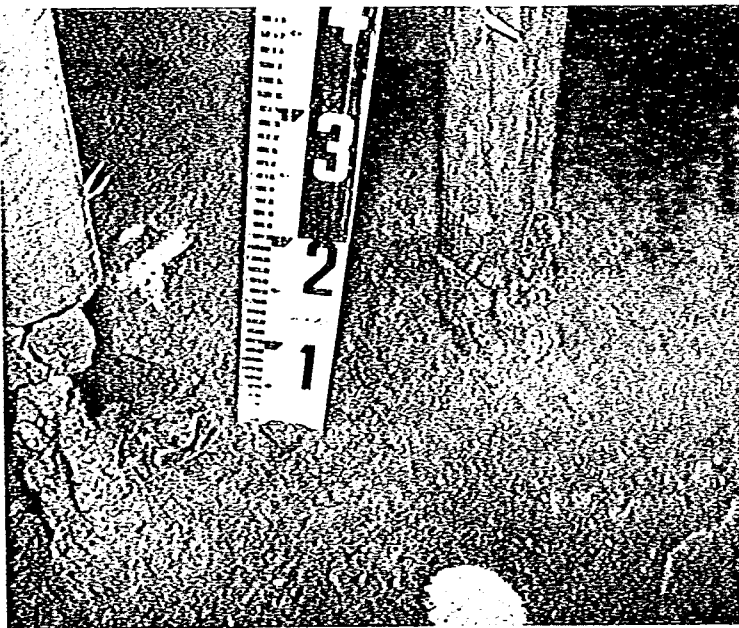


写真- 2. 4 補強材観測状況 (2)

(1) 実験前



(2) 実験後



写真－2.5 補強材に、鉄筋＋モルタルを用いた場合の変形状況

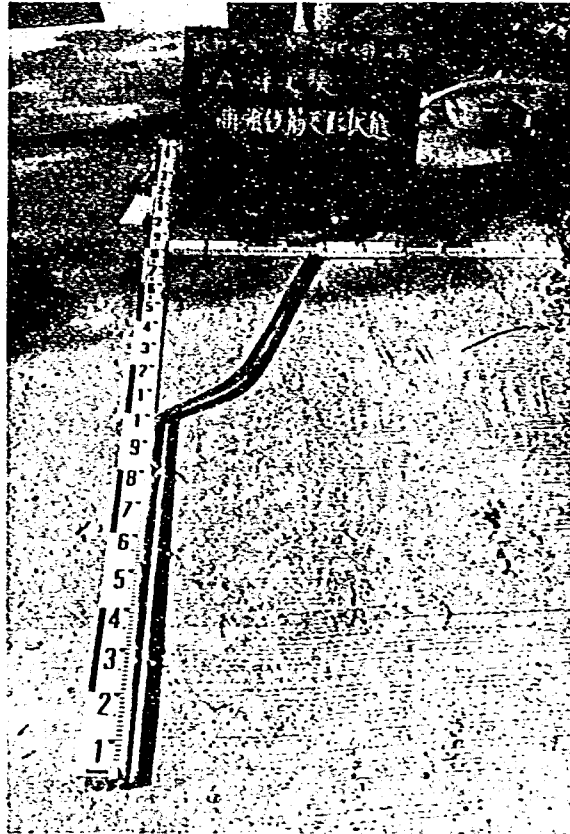


写真- 2. 6 補強材に鉄筋を用いた場合の変形状況

あ と が き

鉄筋挿入工法の概要と問題点を整理し、それらを踏まえ、この工法の設計法を確立する目的で実験を行った。

その結果、この工法は経済性・施工性に優れているものの、提案されている設計法と研究の成果の間に矛盾があることがわかった。この矛盾は、補強メカニズムが土塊の変位によって説明されているのに対して、設計法は、土塊の変位は勘案せず、崩壊する力とそれに抵抗する力がつりあうという説明によるものである。この矛盾を解決することが設計手法の確立のための急務であると考えられる。

今回行った実験において、砂地盤に用いた場合の補強効果と土塊の拘束による補強材周面の摩擦が大きな影響を与えることがわかった。さらに、使用した材料の物性値等から、FEM解析によって実験結果の傾向を算定できることがわかった。

今後は、鉄筋頭部に装着されているプレートの支圧効果、粘性地盤における補強効果とメカニズム、またそれらを把握した上での工法の安全性の評価を検討していく必要があると考えられる。

参 考 文 献

- 1) 西村雅宏, 佐野信夫: 鉄筋による地山補強の実態調査, 第17回日本道路会議特定課題論文集, 昭和62年10月
- 2) 山本稔, 佐藤恭介, 佐々木健二: ボルトによる切土斜面の安定に関する実験, 土木学会第36回年次学術会議 昭和56年
- 3) Bang, S. 他: An In Situ Earth Reiforthment Lateral Support System, Department of Civil Engineering University of California, Davis Report No. 81-03, 1981.
- 4) 中川雅由, 山本稔, 西村和夫: ロックボルトによる三分勾配模型斜面の安定実験, 土木学会第40回年次学術会議, 昭和60年
- 5) 龍岡文夫, 浜田英次: 鉄筋による斜面の補強法に関する室内実験(Ⅰ)~(Ⅷ), 生産研究, Vol. 36, 昭和59年
- 6) Gudehus, G 他: Soil naling, C.R.Coll.Int Reinforcement des Sols, Paris, 1979
- 7) 奥園誠之他: 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, 昭和59年
- 8) 奥園誠之・則武邦具・寺島治男・安川正春: 鉄筋による斜面補強の模型実験と施工例, 土と基礎, No. 1401, 昭和58年
- 9) Jewell, R. A. : Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behaviour of Soils, Ph. D. Thesis, Cambridge Univ., 1980.
- 10) 浜田英治・龍岡文夫・森平啓一: 鉄筋による斜面の補強模型実験(第2報), 第19回土質工学研究発表会, 昭和59年
- 11) 建設省河川局砂防部監修: 斜面崩壊防止工事の設計と実例, 昭和57年
- 12) 土質工学会編: 土質基礎工学ライブラリー29, 補強土工法, 昭和61年
- 13) 土質工学会編: 土質試験法, 昭和54年
- 14) 日本道路協会: 道路土工, のり面工・斜面安定工指針, 昭和61年
- 15) 浅井涌太郎他: 鉄筋による斜面補強に関する一面せん断試験, 昭和62年度砂防学会研究発表会概要集, 昭和62年

鉄筋による斜面補強工法に
関する研究

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2568号
昭和 63年 2月 (1988)
吉松 弘行, 三井 宏人
大浦 二郎, 船ヶ山 敏彦

キーワード: 鉄筋挿入工法, 文献整理大型一面せん断実験, FEM解析,
補強効果, 補強機構

要 旨 斜管杭に比較して剛性の低い鉄筋等の鋼材を用いた斜面補強工法に
関して, この工法の特徴, 各研究機関における研究の現状を整理, 検
討した。

次にこの結果を踏まえて大型一面せん断実験並びにFEM解析を行い, せん断
過程における補強材の挙動を調べた。これら実験・解析の結果, せん断初期は土
塊強度と補強材剛性で抵抗し, せん断がある程度進むと粘方向引張力に伴う鋼材
の周面摩擦力により補強効果が発揮されることが明らかになった。



郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番町

建設省土木研究所
急傾斜地崩壊研究室
御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2568号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印