

土 木 研 究 所 資 料

鉄筋挿入による斜面補強工法の 実験的検討とその設計

平成 3 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所
砂防部急傾斜地崩壊研究室

「Copyright © (1991) 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。」

鉄筋挿入による斜面補強工法の 実験的検討とその設計

急傾斜地崩壊研究室 室 長 中 村 良 光
主任研究員 西 川 純 一
大 浦 二 朗
部外研究員 吉 岡 元 司※
川 村 公 平

要 旨

鉄筋挿入工法の設計手法を目的として、発生する軸力を明らかにするため一面せん断試験を行い、その算定方法を検討した。その結果、補強材の軸力はせん断面で最大となり、垂直応力・表面積に比例し、また補強材の軸力は Jewell の算定式により見積もられるということが明らかになった。

さらに一面せん断試験の補強材軸力と引抜き試験の引抜き力がほぼ等しいということを明らかにし、設計への便宜を図った。以上の実験結果に基づいて鉄筋挿入工法の設計手法を提示した。

キーワード：鉄筋挿入工法、補強材、軸力、Jewell の算定式、引抜き力

※現 技術興業㈱

まえがき

鉄筋挿入工法の一般的な設計手法の考え方には、鉄筋の引張力（軸力）・せん断力の効果により地盤強度を高めるという考え方と、補強部分を剛体として仮想擁壁として考える方法がある¹⁾。

本工法は、擁壁のようなマッシブな構造物やアンカー工法におけるプレスト力などの自重や外力の抵抗によってすべりを抑止するのではなく、補強材と地山の相互作用によって補強材に生じる引張力で地山を補強・安定化させる工法である。しかしながら、現状での設計方法は現地の引抜き試験により得た地山と補強材周面の摩擦抵抗を用いて補強材力の算定を行い、それにより地盤強度の増分を算定している。このため各所で実験的研究を中心として補強機構を明らかにするため基礎的研究が進められている^{2,3)}。

本研究室では昭和61年度より自然斜面のうち表層土層と岩盤からなる二層構造斜面を想定し、補強効果と補強材の軸力の関係を調べてきた。昭和61年度は、大型一面せん断試験機を用いた実験を行い、主に補強材力の発生機構について検討し、地盤の補強効果（せん断応力の増分）は、補強材と地盤の摩擦によって生じる軸力であるという結果を得た⁴⁾。昭和62年度は、中型一面せん断試験機を用いた砂・粘土の地盤材料において、頭部プレート・補強材の剛性・補強材表面の摩擦条件を変えた実験を行い、補強地盤の補強効果について検討し、それが見かけの粘着力（ ΔC ）によって表され、補強材の軸力によるという結果を得た⁵⁾。昭和63年度は模型斜面を用い、補強材の頭部工・挿入角度・挿入本数を変えた実験を行い、補強効果は頭部プレートの面積に比例し、挿入本数に比例するが、本数が多くなればそれには頭打ち傾向がみられ、また各々の実験での補強効果は補強材の軸力と対応するという結果を得た⁶⁾。

平成元年度は、これまでのせん断面での曲げモーメントの影響を受け、純粋な軸力が発揮されていないと考えられる二層構造斜面とは異なり、せん断面での曲げモーメントを受けにくい均一層からなる斜面を想定し、せん断面に発生する軸力を明らかにするとともに、その軸力の算定方法の検討を行った。

さらに本年度は、過去4年間の補強材の軸力についての実験結果をふまえて、一面せん断試験と比較するために引抜き試験を行い、その引抜き力とせん断試験の補強材軸力の関係を明らかにすることによって、設計の便宜を図ることを目的として一連の実験を行い、鉄筋挿入工法の設計手法を検討した。なお、平成元年度中型一面せん断試験は吉岡元司部外研究員（現：技研興業㈱）、平成2年度引抜き試験は川村公平部外研究員によるものである。

目 次

まえがき

1. 中型一面せん断試験	
1.1 実験目的	1
1.2 実験ケース	2
1.3 実験方法	
1.3.1 試験機	4
1.3.2 補強材	5
1.3.3 地盤材料	7
1.3.4 供試体の作製	9
1.3.5 実験及び計測	9
1.3.6 実験結果に用いる語句の説明	10
1.4 実験結果及び考察	
1.4.1 無補強地盤の特性	12
1.4.2 垂直応力を変えた実験	17
1.4.3 補強材の剛性を変えた実験	20
1.4.4 補強材表面の摩擦条件を変えた実験	24
1.4.5 補強材の挿入角度を変えた実験	25
1.4.6 補強材の挿入本数を変えた実験	30
1.4.7 補強材の挿入長さを変えた実験	35
1.4.8 地盤材料を変えた実験	36
1.4.9 補強材の定着部の条件を変えた実験	44
1.5 考察	
1.5.1 補強材の軸力の算定方法の検討	48
1.5.2 引抜き試験と一面せん断試験での補強材の引張り力（軸力）の比較	53
1.6 まとめ及び今後の課題	58
2. 引抜き試験	
2.1 実験目的	59
2.2 実験ケース	60
2.3 実験方法	
2.3.1 実験装置の概要	62
2.3.2 補強材	63
2.3.3 地盤材料	64
2.3.4 供試体の作製	64
2.3.5 実験及び計測	65
2.4 実験結果及び考察	
2.4.1 垂直応力を変えた実験	66
2.4.2 補強材の径を変えた実験	68
2.4.3 補強材の材質を変えた実験	69
2.4.2 補強材の摩擦条件を変えた実験	71
2.4.5 補強材の長さを変えた実験	72
2.4.6 地盤材料を変えた実験	74
2.4.7 軸力分布	76
2.5 考察及びまとめ	80

3. まとめ	81
4. 設計手法の検討	
4.1 設計の概要	82
4.2 適用範囲	84
4.3 設計に使用する数値	
4.3.1 安全率	84
4.3.2 許容応力	85
4.3.3 土質定数	87
4.3.4 Jewellの算定式	88
4.3.5 上載圧	88
4.4 設計	
4.4.1 設計の流れ	90
4.4.2 すべりの形態	91
4.4.3 安定計算	93
4.4.4 補強材の諸元	94
4.4.5 補強材の配置	94
4.4.6 最大軸力の算定	94
4.4.7 引張り耐力の算定	95
4.4.8 グラウト	95
4.4.9 現場引抜き試験	96
4.4.10 補強材頭部処理	96
4.4.11 のり面保護工	96
4.5 設計計算例	97
4.6 まとめ	102
参考文献	103

1. 中型一面せん断試験

1. 1 実験目的

本年度の実験では均一層の斜面を想定し、主に地盤の変形時にそのせん断面での補強材の軸力の発生形態を把握し、補強材及び地盤の条件を変えた場合の、補強材の軸力の変化について検討することにより、各々の条件と補強材の軸力の関係を求めること、またその軸力の算定手法について検討することを目的としている。

補強材の軸力に影響を及ぼす要因として次の条件を取り上げた。

- ①地盤に作用する垂直応力
- ②補強材の剛性
- ③補強材表面の摩擦条件
- ④補強材の挿入角度
- ⑤補強材の挿入本数
- ⑥補強材の挿入長さ
- ⑦地盤材料

また、昭和61～63年度に実施した二層構造斜面を想定した実験での補強材の軸力と比較を行うため、次の条件を取り上げた。

- ⑧補強材の定着部（下箱部をモルタルで固定）の条件

補強材の軸力の算定手法の検討はJewellらにより、提案されている次式⁽⁷⁾を用いた。

$$P_R = \sigma_\theta \cdot A_r \cdot \tan \delta$$

P_R : 補強材の軸力(kgf)

σ_θ : 補強材に作用する直応力(kgf/cm²)

A_r : 補強材の表面積(cm²)

$\tan \delta$: 補強材と地盤との摩擦係数

また、地盤強度の増分は P_R を用いて次のように算出される。

$$\tau = \frac{P_R}{A_s} \cdot (\sin \theta + \cos \theta \cdot \tan \phi)$$

τ : 地盤強度の増分(kgf/cm²)

A_s : せん断面積(cm²)

θ : 補強材とせん断面に垂直方向のなす角度(°)

ϕ : 地盤の内部摩擦角(°)

1. 2 実験ケース

実験ケースを表-1.1に示す。

表-1.1 実験ケース

実験ケース		垂直応力 (σ) (kgf/cm ²)	補強材の 材質	径 (φ) (mm)	挿入角度 (θ)	本数 (n)	地盤材料
無補強実験		0.5,0.75,1.0 (各3ケース)	—	—	—	—	標準砂
垂直（載荷）応力を 変えた実験		0.5,0.75,1.0	りん青銅	4.5	30	1	標準砂
補強材の剛性 を変えた実験	補強材の 径	0.75	りん青銅	3.0,4.5, 6.0	30	1	標準砂
	補強材の 材質	0.75	アルミ	3.0,4.5, 6.0	30	1	標準砂
補強材表面の摩擦条件を 変えた実験		0.5,0.75,1.0	りん青銅	4.5	30	1	標準砂
補強材の挿入角度を 変えた実験		0.75	りん青銅	4.5	0,20,30, 40,60	1	標準砂
補強材の本数を 変えた実験		0.75	りん青銅	4.5	30	1,3,5, 10,15	標準砂
補強材の長さを 変えた実験		0.75	りん青銅	4.5	30	1	標準砂
				l=18(5),23(10)(cm)			
地盤材料を変えた実験 ・無補強実験 ・補強実験		0.75	りん青銅	4.5	30	1	粗砂、シルト砂、 シルト
補強材の定着部を 剛にした実験		0.75	りん青銅	4.5	30	1	標準砂

※補強材の長さは、長さを変えた実験以外は全長 (上箱部の長さ) l=28cm(15cm)である。

実験ケースの内容は次の通りである。

①無補強実験

無補強地盤のせん断特性、物性値を調べるための実験であり、地盤材料は標準砂、垂直応力は $\sigma=0.5, 0.75, 1.0\text{kgf/cm}^2$ である。

②垂直応力を変えた実験

地盤に対する垂直応力を変えた実験である。垂直応力は $\sigma=0.5, 0.75, 1.0\text{kgf/cm}^2$ と変化させ、 $\phi 4.5\text{mm}$ （補強材径） $\times 28\text{cm}$ （長さ） $\times 1$ 本（本数）のりん青銅の補強材を挿入角度 $\theta=30^\circ$ で地盤に挿入している。地盤材料は標準砂である。

③補強材の剛性を変えた実験

補強材の剛性をその径と材質を選択することで変化させた実験である。補強材径については $\phi 3, 4.5, 6\text{mm}$ と変化させた。垂直応力 $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$ であり、その他の条件は②の実験と同様である。補強材の材質を変えた実験にはアルミの補強材を用いた。条件は補強材径を変えた実験と同様である。

④補強材表面の摩擦条件を変えた実験

補強材表面の摩擦条件を変えた実験であり、表面に砂を付着させない補強材を用い、②の条件で実験を行ない比較した。

⑤補強材の挿入角度を変えた実験

補強材の挿入角度を変えた実験であり、挿入角度をせん断面の垂直方向に対し、 $\theta=0^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 60^\circ$ と変化させた。垂直応力は 0.75kgf/cm^2 であり、その他の条件は②の実験と同様である。

⑥補強材の本数を変えた実験

補強材の本数を変えた実験であり、補強材の本数を1, 3, 5, 10, 15本と変化させた。垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$ であり、その他の条件は②の実験と同様である。

⑦補強材の長さを変えた実験

補強材のせん断箱の上箱部への挿入長さを変えた実験であり、挿入長さを l （全長） $=28\text{cm}(15\text{cm})$ （上箱部内に挿入した長さ） $, 23\text{cm}(10\text{cm}), 18\text{cm}(5\text{cm})$ とした。垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$ であり、その他の条件は②の実験と同様である。

⑧地盤材料を変えた実験

地盤材料を変えた実験であり、地盤材料として粗砂、シルト砂、シルトを用いた。垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$ であり、他の条件は②の実験と同様である。

⑨補強材の定着部を剛にした実験

補強材の定着部の条件を変えた実験であり、せん断箱の下箱部にモルタルを充填することにより補強材を固定した。垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$ であり、他の条件は②の実験と同様である。

1.3 実験方法

1.3.1 試験機

実験に使用した試験装置は、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一面せん断試験機である。図-1.1にその概要を示す。本試験機は供試体に軸圧用シリンダで静的上載圧をかけながら、1.5tonfの油圧アクチュエータを用いて、繰返しせん断試験を行なうことができる。静的なせん断試験も行なうことができる。その性能は以下の通りである。

油圧アクチュエーター部：	シリンダ圧力	1.5tonf
	ストローク	±25mm
	最大速度	24cm/sec

油圧モーター	：出力	5.5kw
	最大圧力	210kgf/cm ²
	最大吐出量	10 l/min

軸荷重装置	：最大荷重	1.5tonf
-------	-------	---------

せん断箱の大きさは上箱が長さ30cm、幅30cm、高さ18.5cmで、下箱は各々30cm、30cm、14cmである。

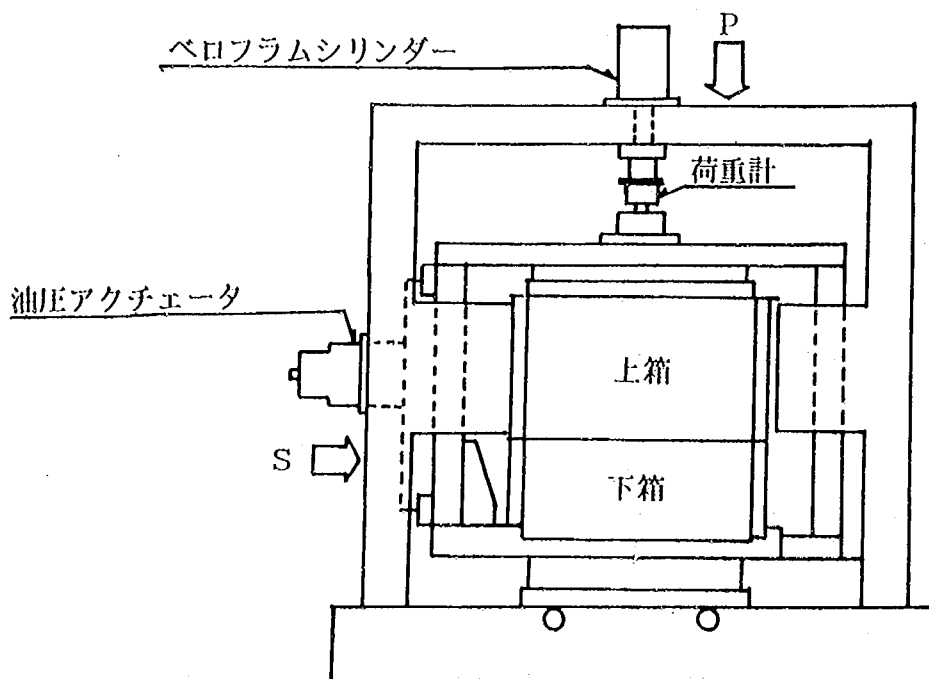


図-1.1 一面せん断試験機

1.3.2 補強材

補強材の材質は、りん青銅（弾性係数 $E=1.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ ）であり、その形状は径が $\phi 4.5 \text{ mm}$ 、長さが $l=28 \text{ cm}$ である。補強材の表面にはエポキシ樹脂系の接着剤で砂を付着させ地盤との付着を大きくしている。ただし補強材の径を変えた実験では $\phi 3, 4.5, 6 \text{ mm}$ （りん青銅）、材質を変えた実験では径 $\phi 3, 4.5, 6 \text{ mm}$ （アルミ）のものを使用している。また摩擦条件を変えた実験では、砂を付着していないものを使用し、長さを変えた実験では長さ $l=18, 23, 28 \text{ cm}$ のものを使用している。

補強材の表面にはせん断中に補強材に作用する軸力、曲げモーメント等を計測するため、図-1.2に示すようにひずみゲージを貼付けてある。

補強材の配置について図-1.3、1.4に示す。

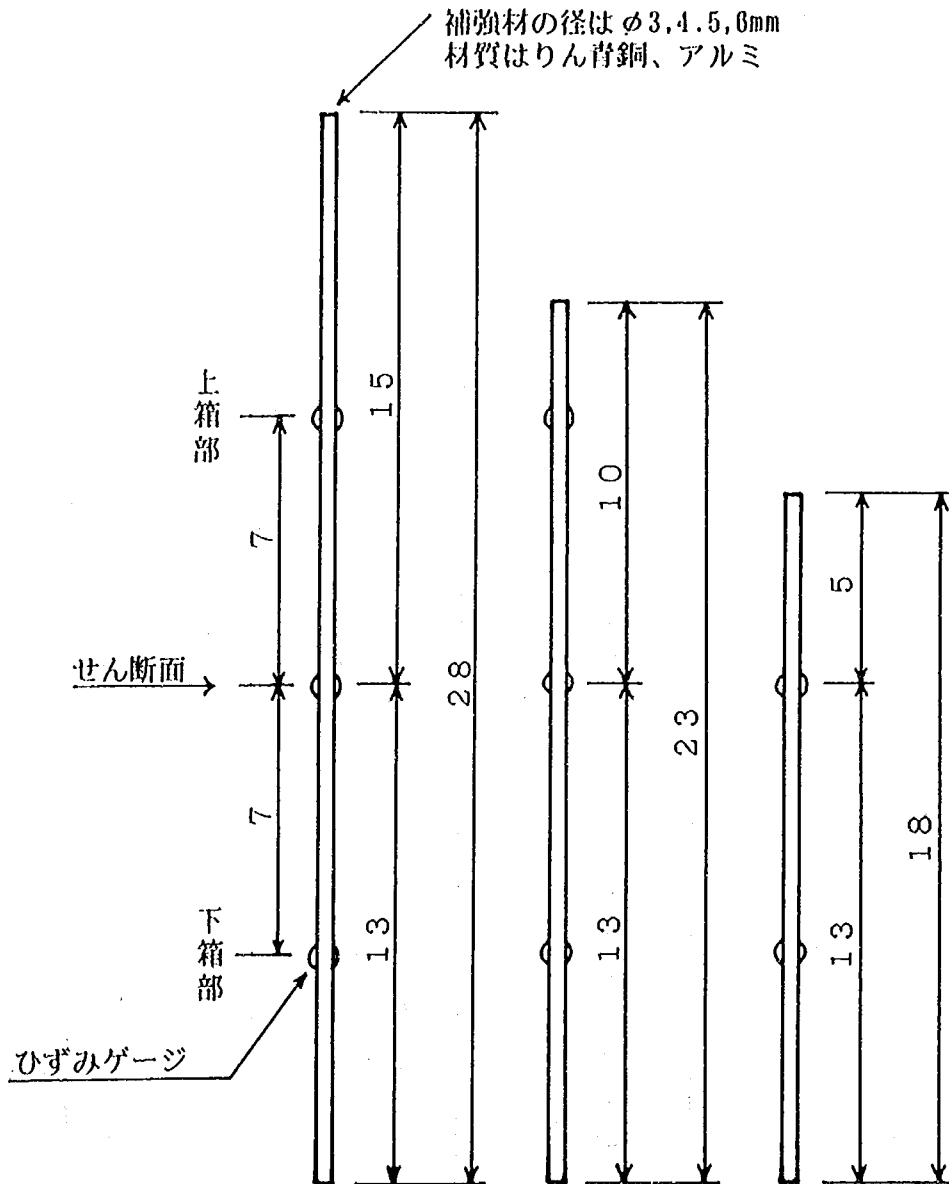


図-1.2 補強材の形状及びひずみゲージの貼付け位置 (単位 cm)

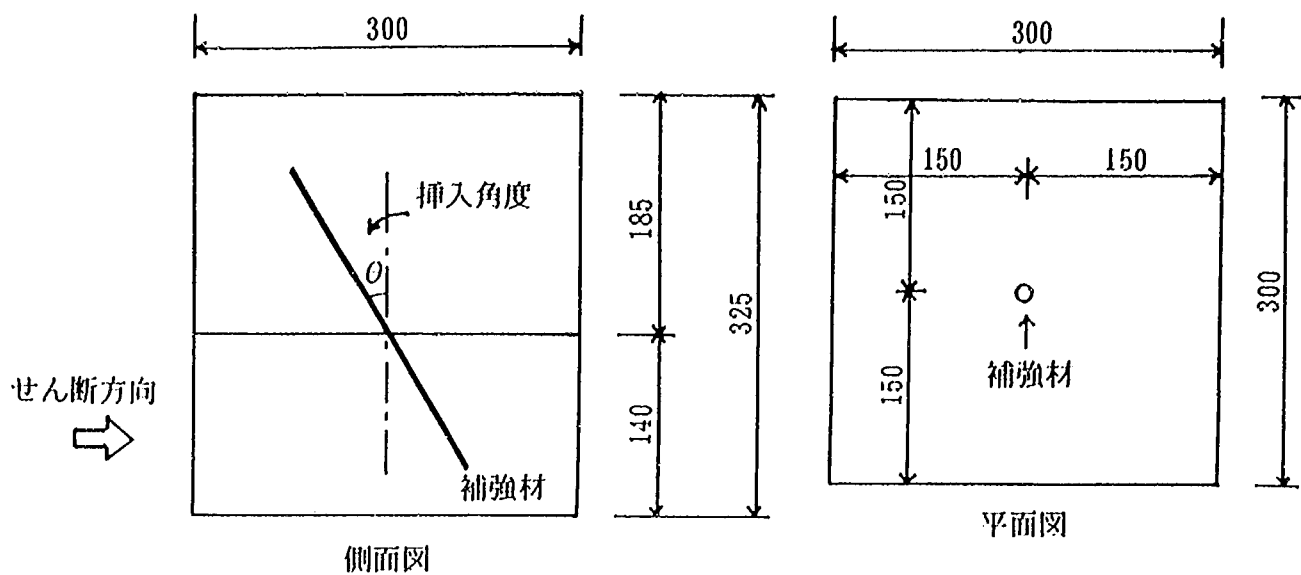


図-1.3 補強材の配置（1本の場合）：単位（mm）

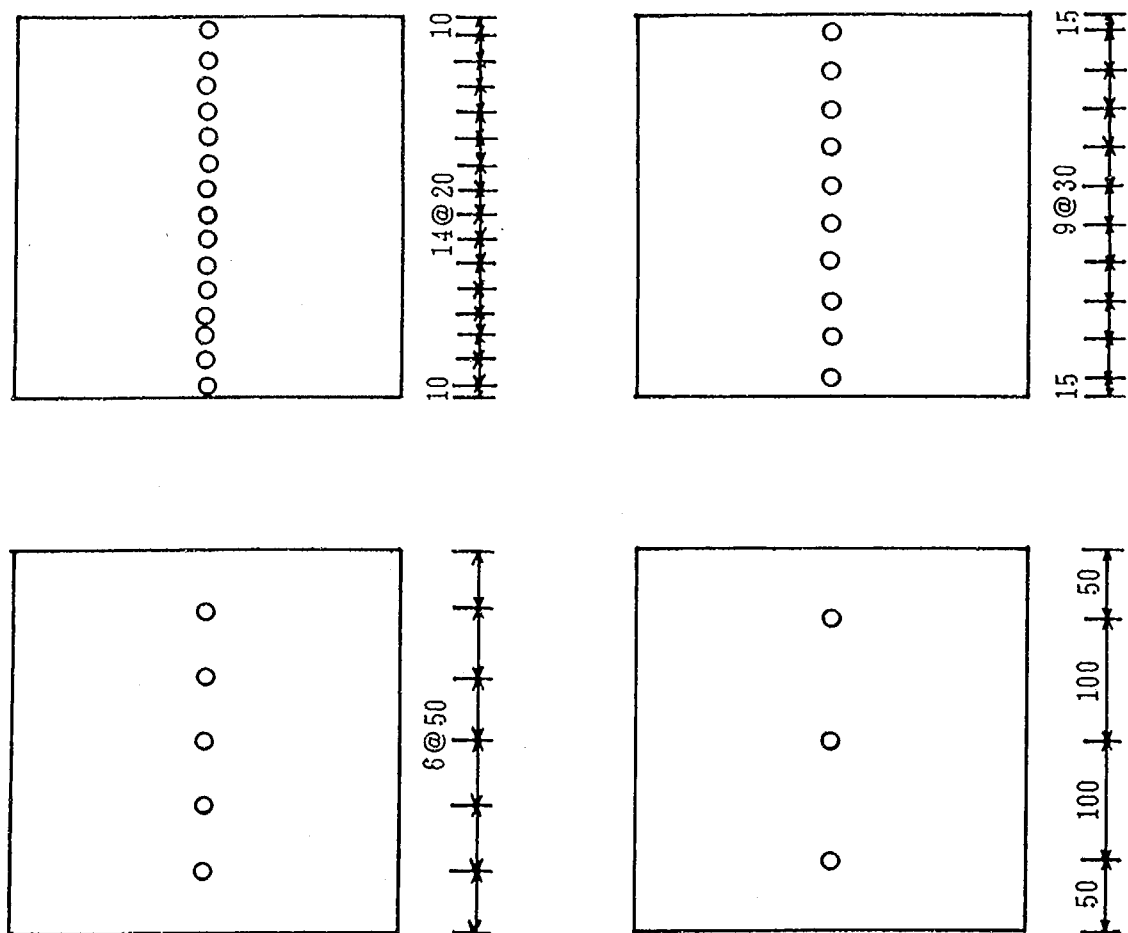


図-1.4 補強材の平面位置（補強材の平面位置を変えた場合）：単位（mm）

1.3.3 地盤材料

地盤材料を変えた実験以外は標準砂を用い、地盤材料を変えた実験では標準砂の他に粗砂、シルト砂、シルトを用いた。各々の材料特性について以下に示す。

表-1.2に各材料の粒度試験結果、図-1.5に粒度加積曲線を示す。

表-1.2 各材料の粒度試験結果

試 料		粗 砂	シルト砂	シルト	標 準 砂
粒 度 特 性	礫分(2000 μ m以上)%	1.0	0.0	0.0	300 μ m以下 1%以下 106 μ m以上 95%以上
	砂分(74~2000 μ m)%	97.8	79.7	76.0	
	シルト分(5~74 μ m)%		17.1	16.5	※この粒度は豊浦硅石 鉱業(株)の標準網ふるい 試験結果による。
	粘土分(5 μ m以下)%	1.2	3.2	7.5	
	最 大 粒 径 mm	4.76	2.00	2.00	
	均 等 係 数 U_c	5.91	6.73	18.05	
	曲 率 係 数 U_c'	0.96	2.59	8.17	

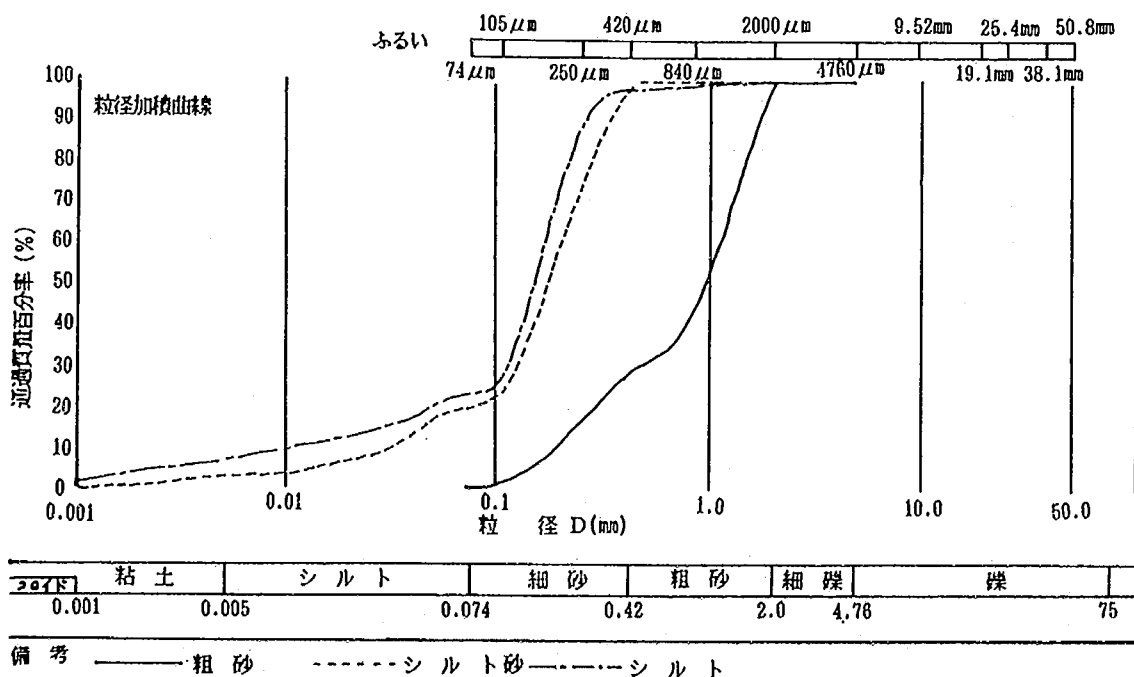


図-1.5 材料の粒度加積曲線

シルト砂は、シルトと細砂を重量比で40:60で配合して作成したものである。シルトはシルト砂に用いたシルトとは異なり、粒度的には細砂分を含んでいるがシルト分が固結し細砂に近い状態になったものと思われる。このためシルト砂とシルトは粒度的にはあまり違いは見られないが、名称を変えるため本実験ではこのように称する。

表-1.3に各々の材料の比重試験の結果、表-1.4に三軸圧縮試験の結果を示す。

三軸圧縮試験によって得られた内部摩擦角 (ϕ') は今回の中型一面せん断試験によって得られた内部摩擦角 (ϕ) と比較し、シルト砂が若干大きく、標準砂が若干小さい値となっているが、ほぼ同様の値となっている。

シルトの粘着力 (C') が中型一面せん断試験の結果に比べ大きくなっている。

表-1.3 比重試験結果

試料名	粗 砂	シルト砂	シルト	標準砂
比重	2.698	2.717	2.658	2.640

表-1.4 三軸圧縮試験結果

	粗 砂	シルト砂	シルト	標準砂
条 件	CD	CD	CD	CD
ρ_{dc} (g/cm ³)	1.817	1.528	1.238	1.500
ω (%)	0.3	1.6	4.6	0.0
C' (kgf/cm ²)	0.000	0.113	0.418	0.000
ϕ' (°)	42.3	43.7	36.3	36.0

※標準砂については、昭和63年度に実施した。

1. 3. 4 供試体の作成

供試体の作成の順序を以下に示す。

①せん断箱の側面に、せん断箱と試料（地盤材料）との摩擦を軽減するため、シリコングリースを塗りラテックスゴム（厚さ0.2mm）を貼付ける。

②下箱に5cm程度試料を充填する。

地盤材料の充填方法は、標準砂の場合、充填した材料の均一性、試験の再現性を期待して、落下法（1m程度の高さから標準砂を自由落下させる。）を用い、粗砂、シルト砂、シルトについては落下法では地盤の密度が小さくなりすぎるため、せん断箱に一層5cm程度で転圧しながら地盤を作成する方法を用いた。この時の各々の材料の乾燥密度を表-1.5に示す。

③補強材を所定の位置に設置する。

表-1.5 材料の乾燥密度(kgf/cm³)

④下箱全体に試料を充填する。

	粗砂	標準砂	シルト砂	シルト
乾燥密度	1.80	1.55	1.50	1.20

⑤下箱に上箱を取り付け、上箱全体に試料を充填する。

1. 3. 5 実験及び計測

実験の順序を以下に示す。

①供試体を試験機にセットし、所定の垂直応力を載荷し、所定の時間圧密する。圧密時間は材料の圧密特性を考慮し、以下の通りとした。

- ・標準砂、粗砂……………10分
- ・シルト砂……………20分
- ・シルト……………40分

②圧密終了後、1mm／分の変位制御方式により試験を行う。計測は10秒／回に行い、スキャナー、データロガーを介して、パーソナルコンピュータに収録する。

計測項目は以下の通りである。

計測項目

- せん断変位
- せん断応力
- 垂直変位
- 垂直応力
- 補強材のひずみ

1. 3. 6 実験結果に用いる用語の説明

①せん断応力

試験機より計測したせん断荷重を供試体のせん断面の面積 ($A_s=30 \times 30=900\text{cm}^2$) で除した値である。

②せん断変位

試験機より計測した供試体の水平方向の変位量である。

③垂直応力

供試体のせん断面に対して垂直方向から載荷している荷重をせん断面の面積(900cm^2)で除した値である。

④垂直変位

供試体のせん断面に対して垂直方向の変位である。

⑤補強材の軸力 (P_R)

補強材の各位置の表裏に貼り付けたひずみゲージにより計測した値を用い次のように算出した。

$$P_R = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \cdot E \cdot A_r$$

P_R : 補強材の軸力(kgf)

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$: 補強材のひずみ (補強材の測定点の表 (ε_1 :せん断変位の進行方向)裏 (ε_2)で計測された各ひずみ)

E : 補強材の弾性係数 (りん青銅 $E=1.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$)

(アルミ $E=7.2 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$)

A : 補強材の断面積 (cm^2)

但し、一部の実験については、曲げひずみを消去して軸ひずみのみを計測し、そのひずみにより軸力を算出している。

⑥補強材の軸力による応力

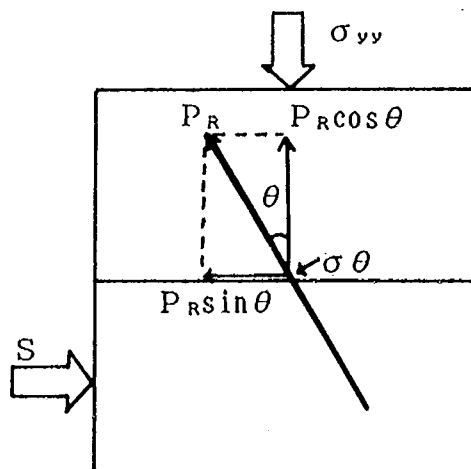
補強材の軸力の分力を用い、次のように算出した。

$$\tau = \frac{P_R}{A_s} \cdot (\sin \theta + \cos \theta \cdot \tan \phi)$$

τ : 補強材の軸力による応力(kgf/cm²)

P_R : 補強材の軸力(kgf)

A_s : せん断面積(900cm^2)



θ : せん断面に垂直な方向と補強材のなす角度($^{\circ}$)

ϕ : 地盤材料の内部摩擦角($^{\circ}$)

⑦補強材の曲げモーメント

軸力と同様にひずみゲージにより計測した値を用い、次のように算出した。

$$M = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{2} \cdot E \cdot A_r \cdot Z$$

M : 補強材の曲げモーメント(kgf·cm)

E : 補強材の弾性係数(kgf/cm²)

Z : 補強材の断面係数(cm³)

⑧補強材のせん断抵抗力(kgf)

補強材の曲げモーメントを用い、次のように算出した。

$$S = \frac{M_n - M_{n-1}}{l}$$

S : せん断抵抗力(kgf)

M_n : 各測点の曲げモーメント(kgf·cm) (M_n : 上、 M_{n-1} : 下)

l : 各測点間の距離(cm)

⑨補強材の曲率半径

補強材の曲げモーメントを用い、次のように算出した。

$$R = \frac{E \cdot I}{M}$$

R : 曲率半径(cm)

M : 補強材の曲げモーメント(kgf·cm)

E : 補強材の弾性係数(kgf/cm²)

I : 補強材の断面2次モーメント(cm⁴)

1. 4 実験結果及び考察

1. 4. 1 無補強地盤の特性

無補強の実験は、垂直応力 $\sigma=0.5, 0.75, 1.0\text{kgf/cm}^2$ で各々3ケース実施した。実験結果を図-1.6に示す。

無補強のせん断応力は図-1.6に見られるように垂直応力が大きくなるほど増加しているが、降伏時のせん断応力の値は各々の垂直応力の中で最大10%程度のばらつきを見せている。降伏時のせん断変位は垂直応力により異なり、2~4mm（供試体寸法に対しては1%程度）の差を見せているが、平均的にはほぼ6mm（供試体寸法に対しては2%）である。この値を無補強の降伏時のせん断変位とする。

各々の垂直応力と降伏せん断応力の関係を図-1.7に示す。

これより、内部摩擦角 $\phi=40.7^\circ$ 、粘着力 $c=0.07\text{kgf/cm}^2$ が求まり、豊浦標準砂の一面せん断試験の値としてはほぼ一般的な値となっている。

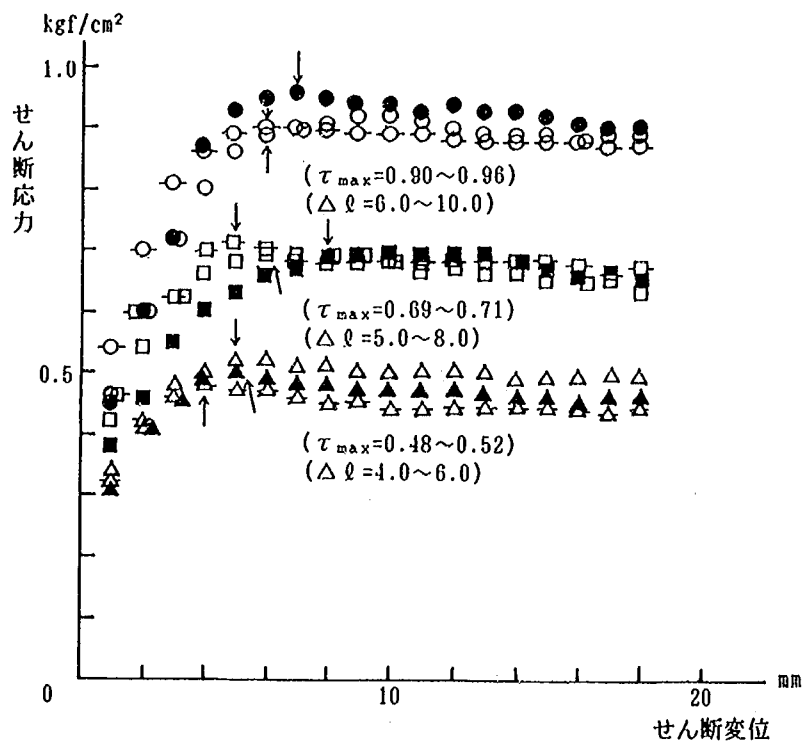


図-1.6 無補強の場合のせん断変位とせん断応力の関係
(材料は標準砂)

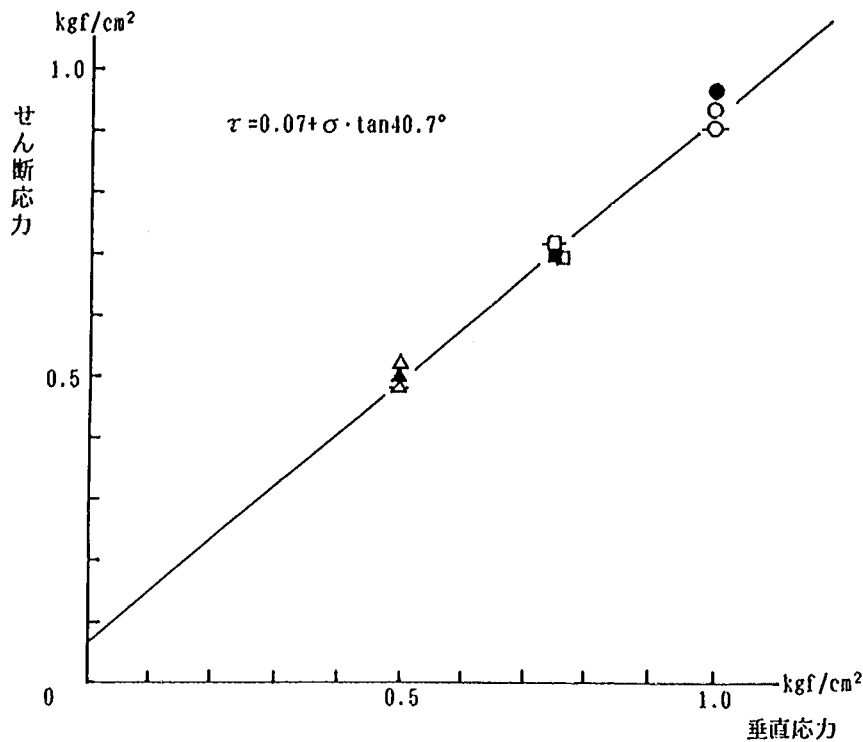


図-1.7 無補強の場合の降伏時の垂直応力とせん断応力の関係

供試体のせん断変位に対する各々の垂直応力に対する垂直変位と垂直応力の変化についてを図-1.8～1.13に示す。

せん断変位2mm程度からダイレイタンスー効果により体積の膨張をおこしている。降伏時のせん断変位に対する体積変化率（垂直変位量／供試体の縦寸法）は各々の垂直応力に対して0.06～0.09%と非常に小さい値となっている。（図-1.8, 1.10, 1.12）

垂直応力もせん断変位の進行に伴って増加しているが、せん断変位6mm以後は増加はみられず、ほぼ一定となっている。また、降伏時の体積変化に対する垂直応力の増分も垂直応力に対して2～3%と小さい値となっている。（図-1.9, 1.11, 1.13）

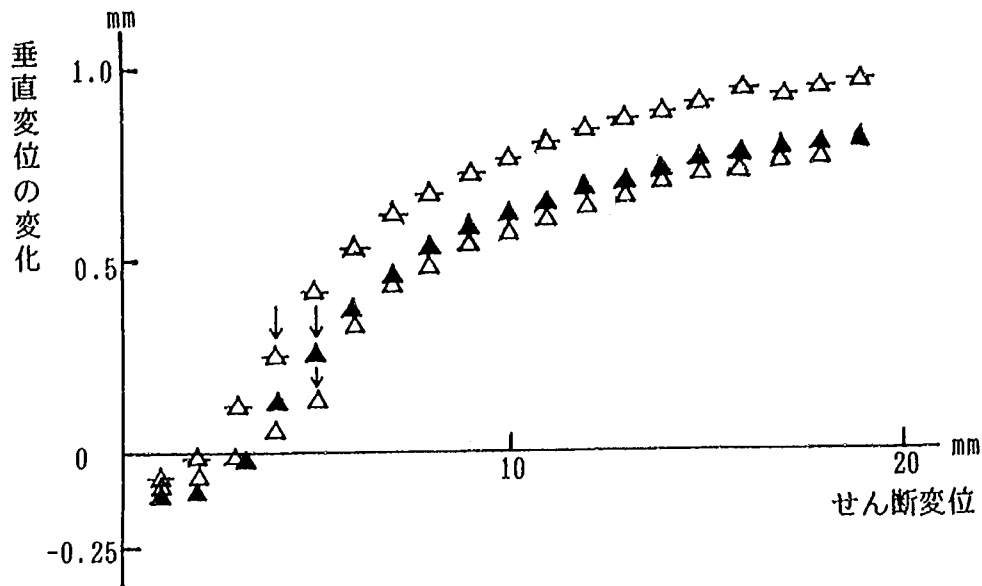


図-1.8 無補強時のせん断変位と垂直変位の関係（標準砂）
垂直応力は $\sigma = 0.50 \text{ kgf/cm}^2$

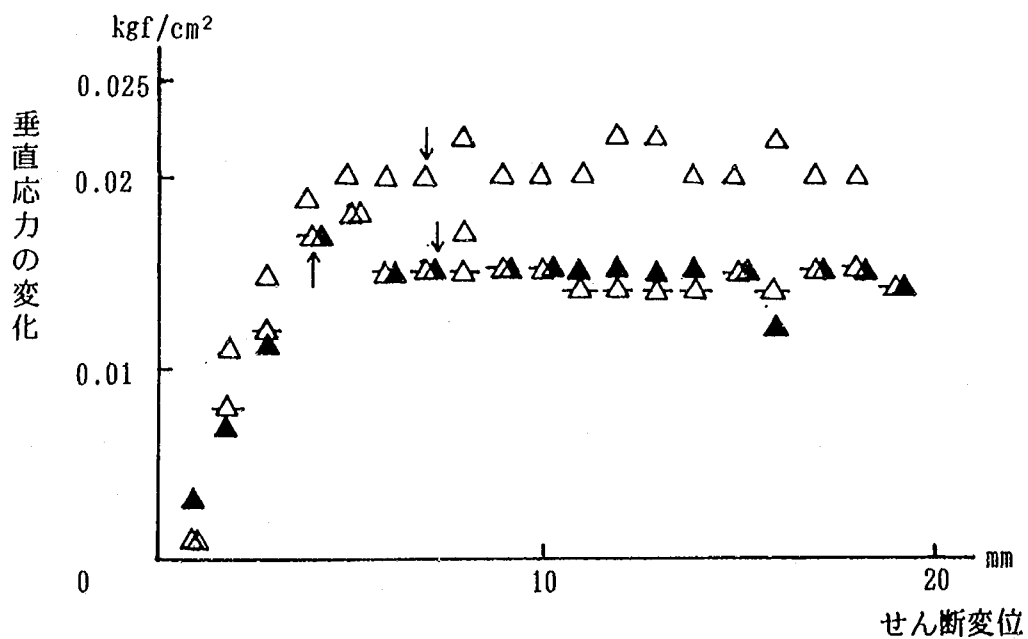


図-1.9 無補強時のせん断変位とせん断中の垂直応力の変化（標準砂）
垂直応力は $\sigma = 0.50 \text{ kgf/cm}^2$

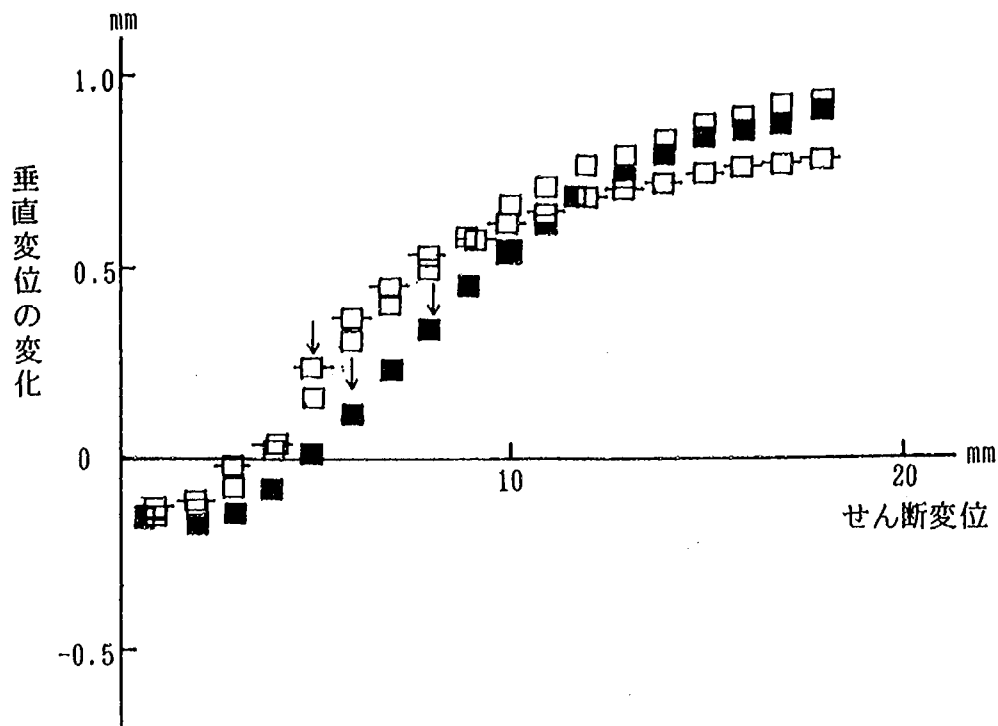


図-1.10 無補強時のせん断変位と垂直変位の関係 (標準砂)
垂直応力は $\sigma = 0.75 \text{ kgf/cm}^2$

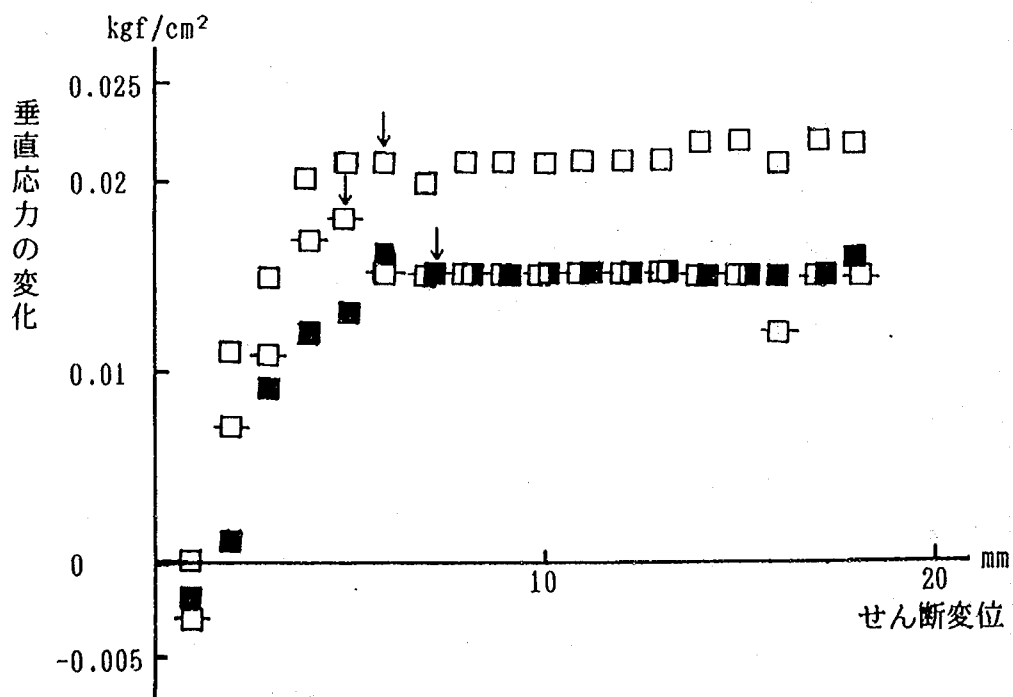


図-1.11 無補強時のせん断変位とせん断中の垂直応力の変化 (標準砂)
垂直応力は $\sigma = 0.75 \text{ kgf/cm}^2$

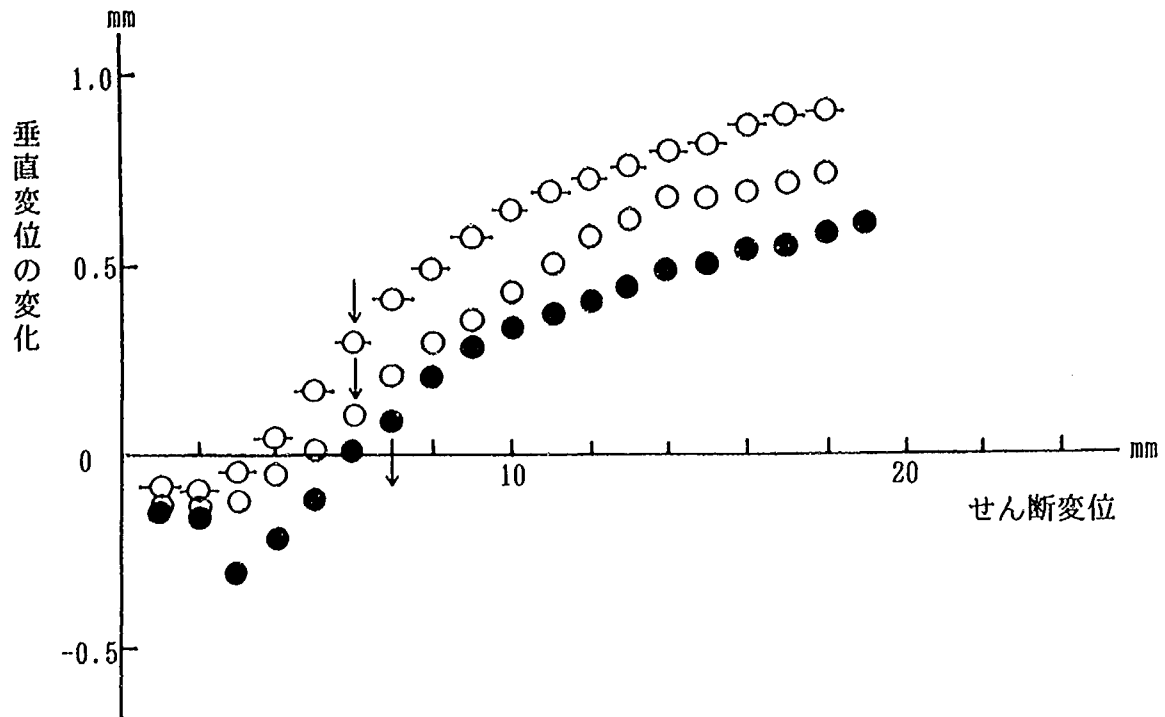


図-1.12 無補強時のせん断変位と垂直変位の関係（標準砂）

垂直応力は $\sigma = 1.00 \text{ kgf/cm}^2$

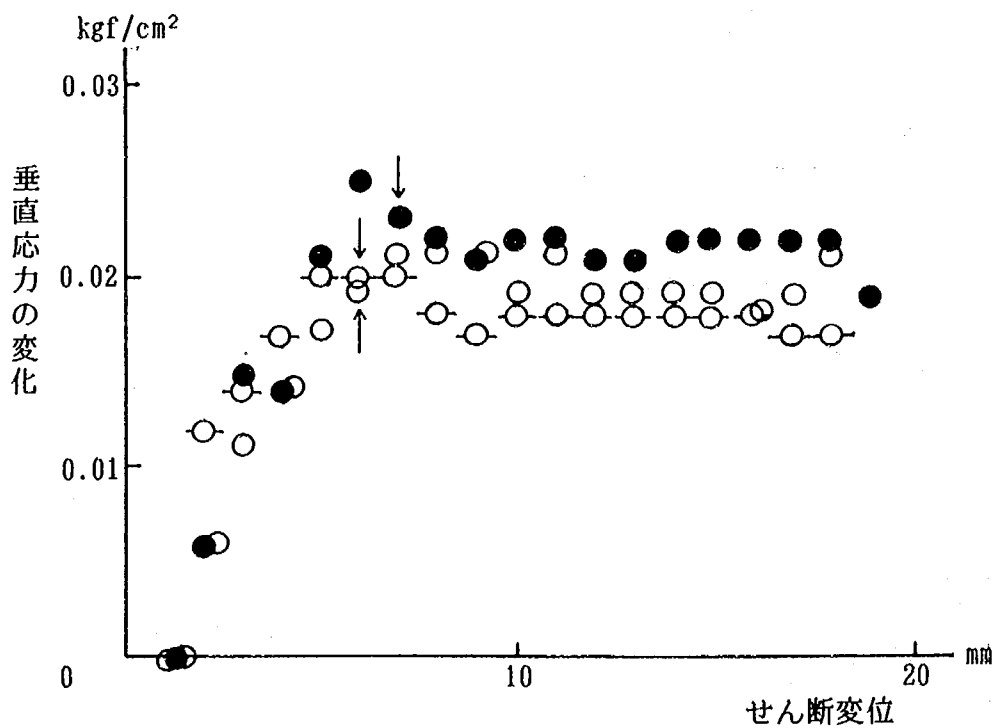


図-1.13 無補強時のせん断変位とせん断中の垂直応力の変化（標準砂）

垂直応力は $\sigma = 1.00 \text{ kgf/cm}^2$

1.4.2 垂直応力を変えた実験

せん断変位に対するせん断応力と補強材のせん断面の軸力の関係を図-1.14に示す。

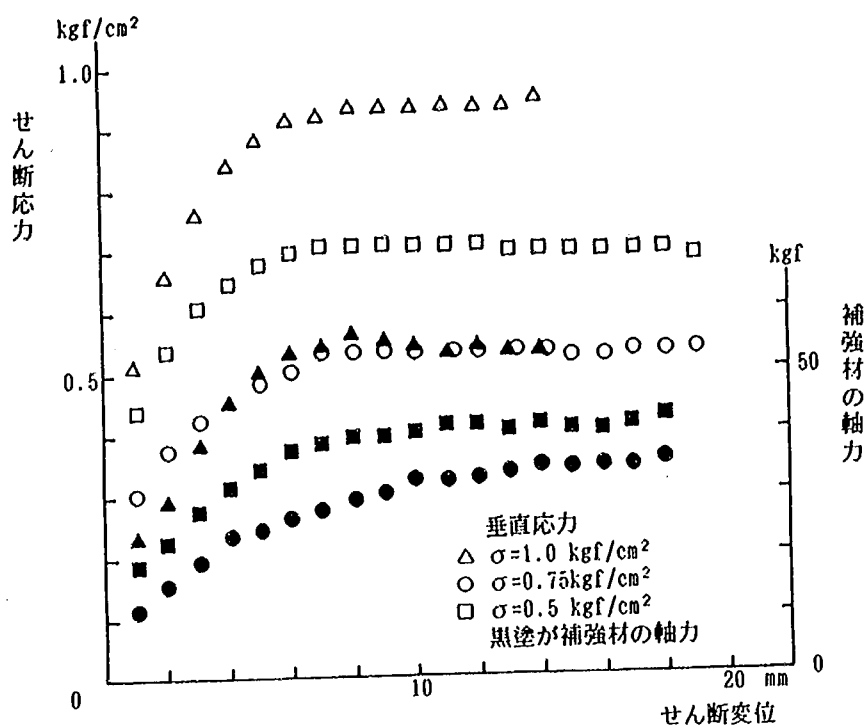


図-1.14 供試体の垂直応力を変えた場合のせん断変位と

せん断応力と補強材の軸力の関係

補強材は $\phi = 28 \text{ cm} \times 1$ 本

挿入角度は $\theta = 30^\circ$

補強材の表面には砂を付着している。

せん断応力は無補強地盤と比較して、ほぼ同様の傾向を示しており、補強材による増加はみられない。ここでせん断面での軸力について比較する前に、補強材の各々の位置での軸力、曲げモーメントを比較するため、垂直応力 $\sigma = 0.75 \text{ kgf/cm}^2$ の実験でのせん断変位に対する軸力、曲げモーメント図を図-1.15, 1.16に示す。

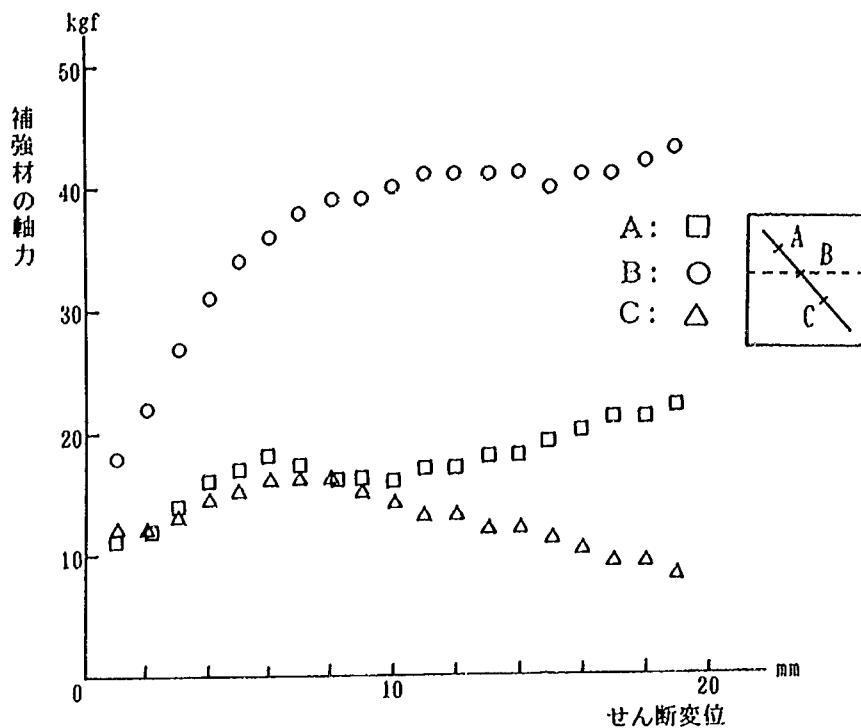


図-1.15 せん断変位と補強材軸力の関係
 垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$
 補強材は $\phi=4.5\text{mm}\times 28\text{cm}\times 1$ 本
 挿入角度は $\theta=30^\circ$
 補強材の表面には砂を付着している。

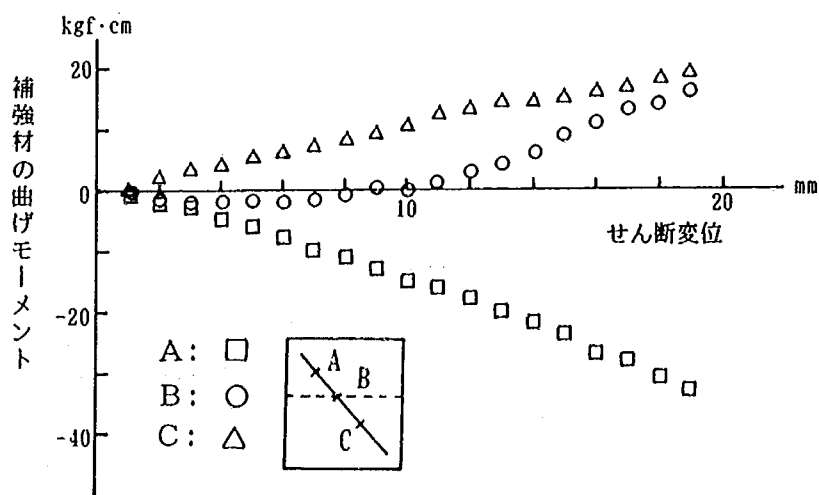


図-1.16 せん断変位と補強材の曲げモーメントの関係
 垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$
 補強材は $\phi=4.5\text{mm}\times 28\text{cm}\times 1$ 本
 挿入角度は $\theta=30^\circ$
 補強材の表面には砂を付着している。

補強材の軸力は図-1.15に見られるように、せん断面で最大となっておりその両端ではせん断面の軸力に対して小さく、せん断変位10mm（供試体寸法に対して3%）まではせん断面を中心にして上下対称の形となっている。せん断面における補強材の曲げモーメントは、せん断変位10mmまではほとんど発生していない。補強材の両端においても曲げモーメントから変形の曲率半径を求めると $R = 150 \sim 200$ cmとなり、変形量は非常に小さくなっている。このことは補強材のせん断中の変形量は小さく、補強材の抵抗力としては軸力によるところが大きいことを示している。

ここで、せん断面の軸力は、垂直応力が大きいほど大きく、その増加傾向はせん断応力と同様にせん断応力の降伏時（せん断変位6mm）以降鈍化している。

無補強の降伏時のせん断変位に対する垂直応力と補強材のせん断面の軸力の関係を図-1.17に示す。

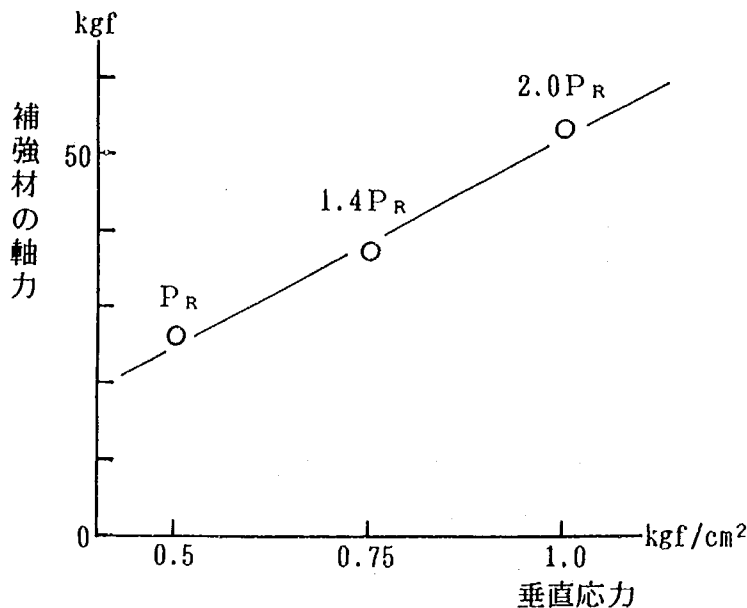


図-1.17 垂直応力と補強材軸力の関係
補強材に軸力は無補強地盤の降伏時のせん断変位(6mm)に対する値である。

補強材の軸力は垂直応力が $\sigma = 0.5, 0.75, 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合、その増加割合は垂直応力 $\sigma = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の場合に対して、各々1.4、2.0倍となっており、垂直応力の割合とほぼ一致している。

1.4.3 補強材の剛性を変えた実験

(1) 補強材の径を変えた実験

せん断変位に対するせん断応力と補強材のせん断面での軸力の関係を図-1.18に示す。

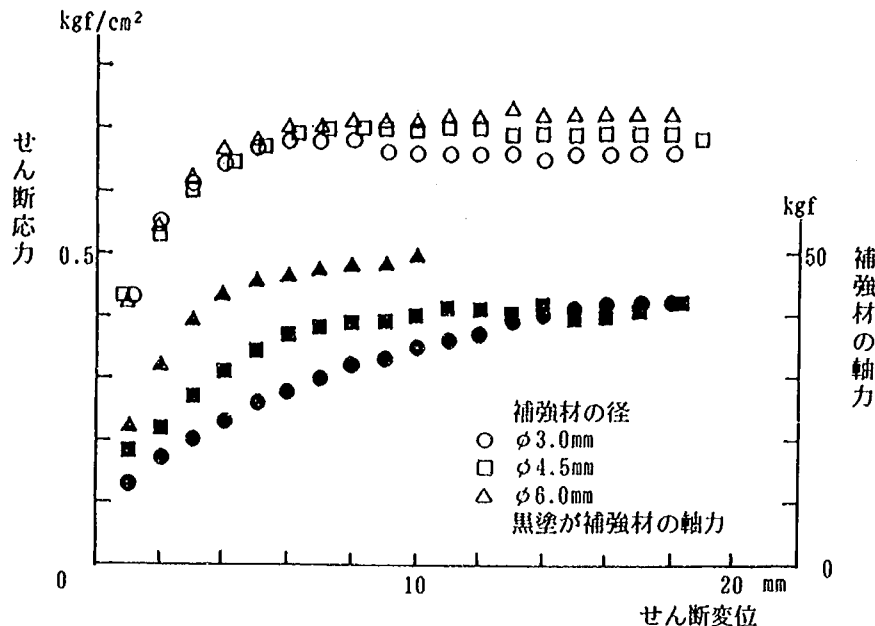


図-1.18 補強材の径を変えた場合のせん断変位とせん断応力、補強材軸力の関係
補強材は $\phi=3.0, 4.5, 6.0\text{mm} \times 28\text{cm} \times 1$ 本
挿入角度は $\theta=30^\circ$
補強材の表面には砂を付着している。

せん断応力は無補強の降伏時のせん断変位まで差はみられず、それ以後若干補強材の径が大きいほどせん断応力がわずかに大きくなっている。

補強材のせん断面の軸力は径が大きいほど大きくなっており、 $\phi 4.5, 6\text{mm}$ の軸力はせん断応力の降伏時以後増加の割合が鈍化しているが、 $\phi 3\text{mm}$ の軸力は増加が進行している。

補強材の径を変えた場合の軸力を、無補強の降伏時のせん断変位(6mm)比較したものを図-1.19に示す。

補強材の径を変えた場合、軸力は昭和62年度の中型一面せん断試験で補強材の表面積に比例するという結果を得ているが、今回の実験でも補強材の径を $\phi 3, 4.5, 6\text{mm}$ と変えた場合、軸力は径に比例して大きくなり、その割合は表面積の割合に対して若干小さい値となっているがほぼ比例関係を示している。

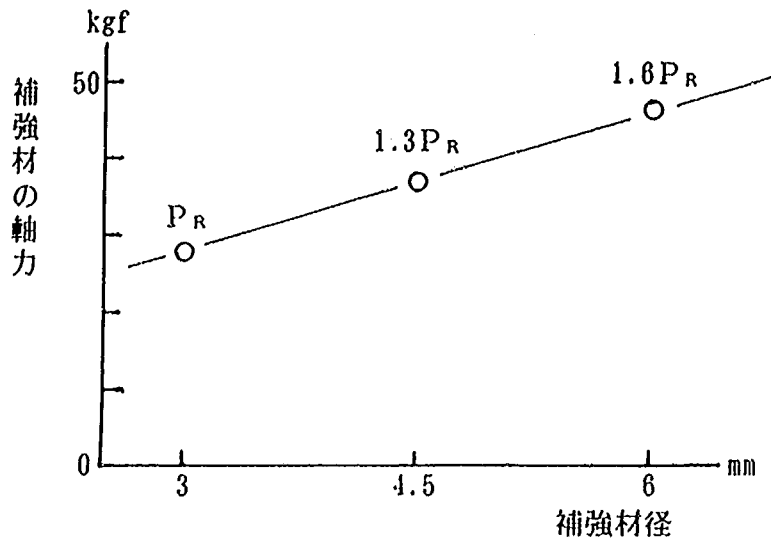


図-1.19 補強材の径を変えた場合の
軸力の比較
補強材に軸力は無補強地盤の
降伏時のせん断変位(6mm)に
対する値である。

(2) 補強材の材質を変えた実験

アルミの補強材を用いた場合のせん断変位に対するせん断変位と補強材のせん断面の軸力の関係を図-1.20に示す。

各ケースのせん断応力は、ほとんど差は表れていない。補強材の軸力はりん青銅の場合と同様に補強材の径が大きいほど大きい値となっている。また、無補強の降伏時のせん断変位以後、軸力は増加傾向が鈍化、もしくは減少する傾向がみられる。

ここで補強材の各々の位置での軸力、曲げモーメントをりん青銅の場合と比較すると軸力はせん断変位6mmに対して、補強材のCの位置での軸力がAのそれより若干大きくなっているが、各々の値はせん断面の軸力より小さく、りん青銅の場合とほぼ同様の分布状態を示している(図-1.21)。曲げモーメントは、せん断面での値がAの位置でのそれを上回っており、せん断変位6mmにおいてせん断面での曲げモーメントはりん青銅より大きくなっているが、この時の曲げモーメントより求められるせん断面の補強材の曲率半径は $R=240\text{cm}$ であり、りん青銅と同様その変形量は非常に小さくなっている。(図-1.22)

補強材の材質を変えた場合の軸力を、無補強の降伏時のせん断変位と比較したものを図-1.23に示す。アルミの補強材を使用した場合、りん青銅の場合に比べ若干大きくなっているが、補強材と径の関

係は、ほぼ同様の傾向を示している。すなわち図-1.22の曲げモーメントからも見られたように補強材を地盤に対して引張り方向に挿入した場合、補強材の軸力は実験に使用した範囲の剛性の違いの影響をほとんど受けないと考えられる。

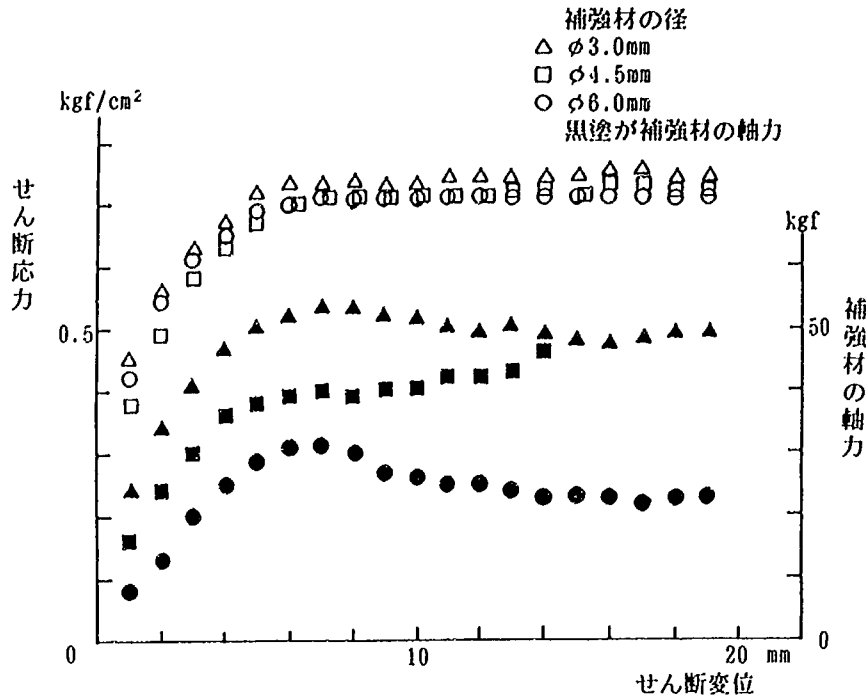


図-1.20 補強材の径を変えた場合のせん断変位とせん断応力、補強材軸力の関係
垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$
補強材は $\ell=28\text{cm} \times 1$ 本、材質はアルミ
挿入角度は $\theta=30^\circ$
補強材の表面には砂を付着している。

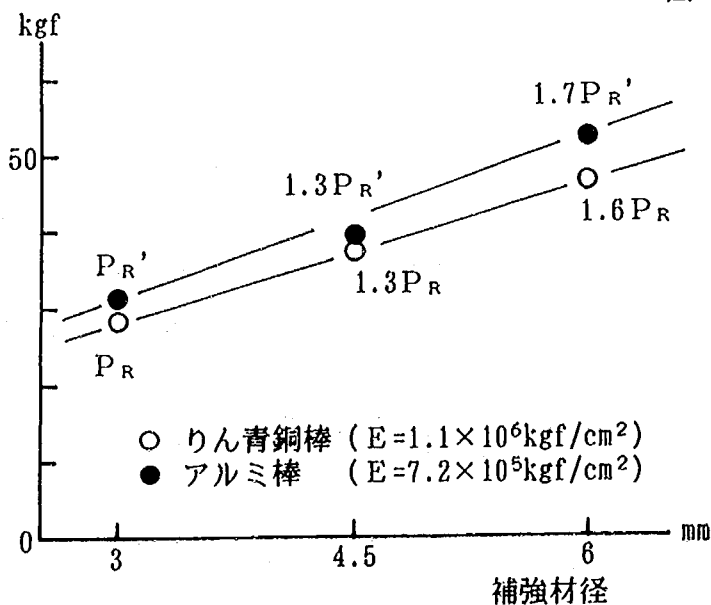


図-1.23 補強材の材質を変えた場合の軸力の比較
補強材に軸力は無補強地盤の降伏時のせん断変位(6mm)に対する値である。

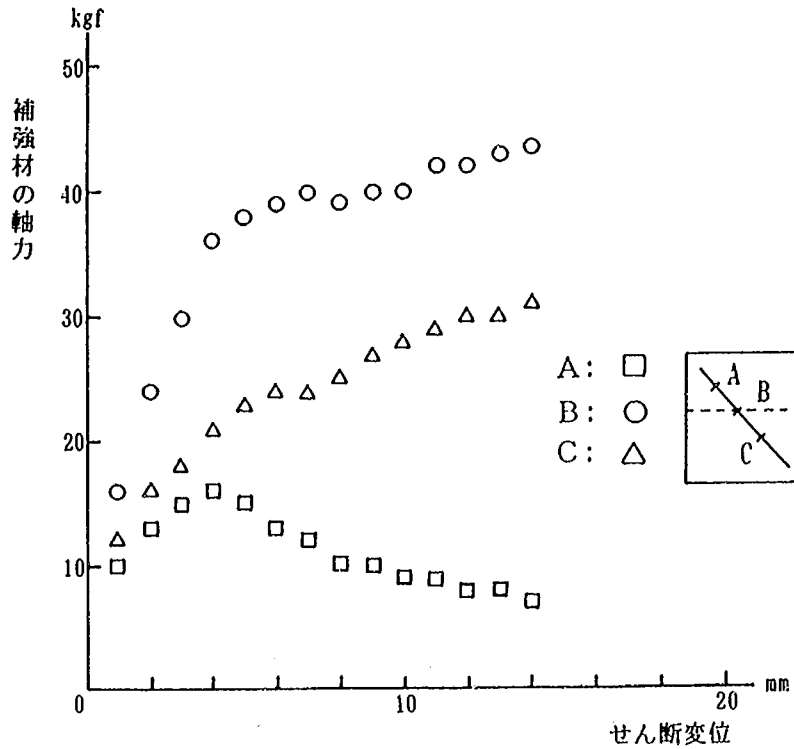


図-1.21 補強材がアルミの場合のせん断変位と補強材軸力の関係
 垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$
 補強材は $\phi 4.5\text{mm} \times 28\text{cm} \times 1$ 本
 挿入角度は $\theta=30^\circ$
 補強材の表面には砂を付着している。

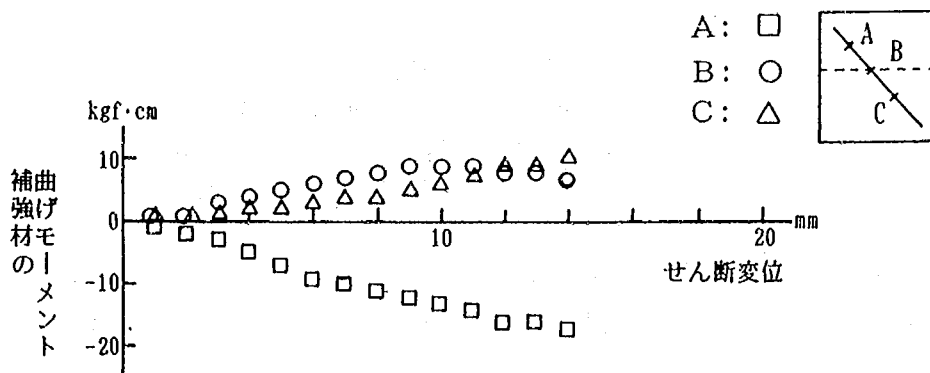


図-1.22 補強材がアルミの場合のせん断変位と補強材の曲げモーメントの関係
 垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$
 補強材は $\phi 4.5\text{mm} \times 28\text{cm} \times 1$ 本
 挿入角度は $\theta=30^\circ$
 補強材の表面には砂を付着している。

1. 4. 4 補強材の摩擦条件を変えた実験

この実験では1. 4. 2の垂直応力を変えた実験と同様の条件で、表面に砂を付着していない補強材を用いて実験を行った。

せん断変位に対するせん断応力とせん断面の補強材の軸力の関係を図-1.24に示す。

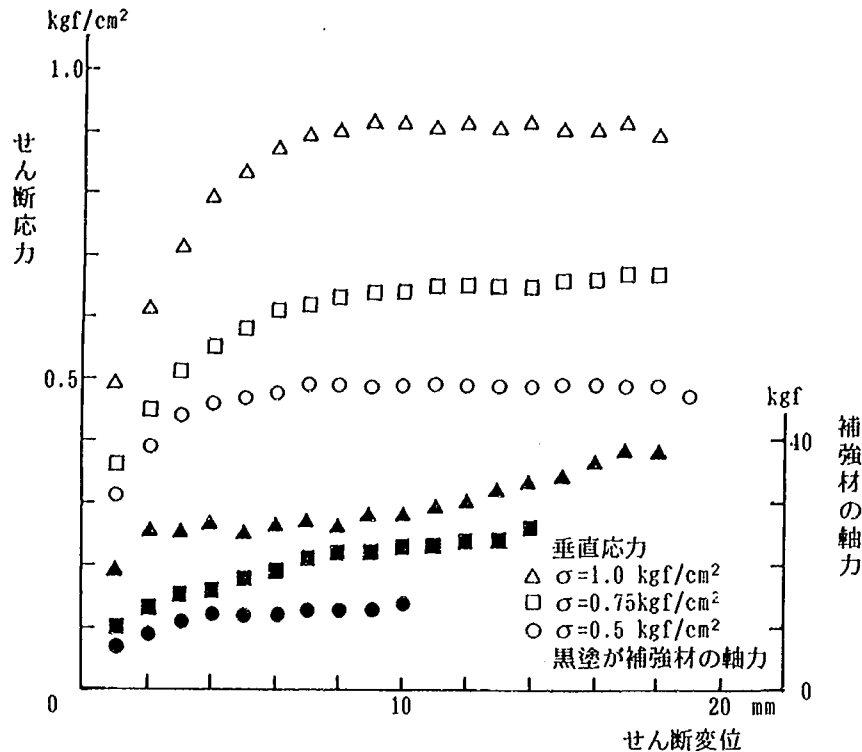


図-1.24 補強材の摩擦条件を変えた場合の垂直応力の変化に対するせん断変位とせん断応力、補強材軸力の関係
補強材はφ4.5mm×28cm×1本
挿入角度は $\theta=30^\circ$
補強材の表面には砂を付着していない。

せん断応力は無補強と比較して $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$ のケースが若干小さくなっているがほぼ同様の傾向を示しており、補強材によるせん断応力の増加は見られていない。補強材の軸力は垂直応力に比例して大きくなるが砂を付着した補強材を用いた場合に比べ、せん断変位の進行に対して増加の割合は小さく、同一変位に対する値も小さくなっている。

垂直応力と無補強の降伏時のせん断変位に対する軸力の関係を図-1.25に示す。

図-1.24からも見られたように補強材の軸力は垂直応力に比例して大きくなるが、その増加の割合は砂を付着した場合に比べるとほぼ1/2程度である。

このことは、補強材と地盤の摩擦が十分でない場合、補強材と地盤の摩擦角が1/2程度になることを示している。

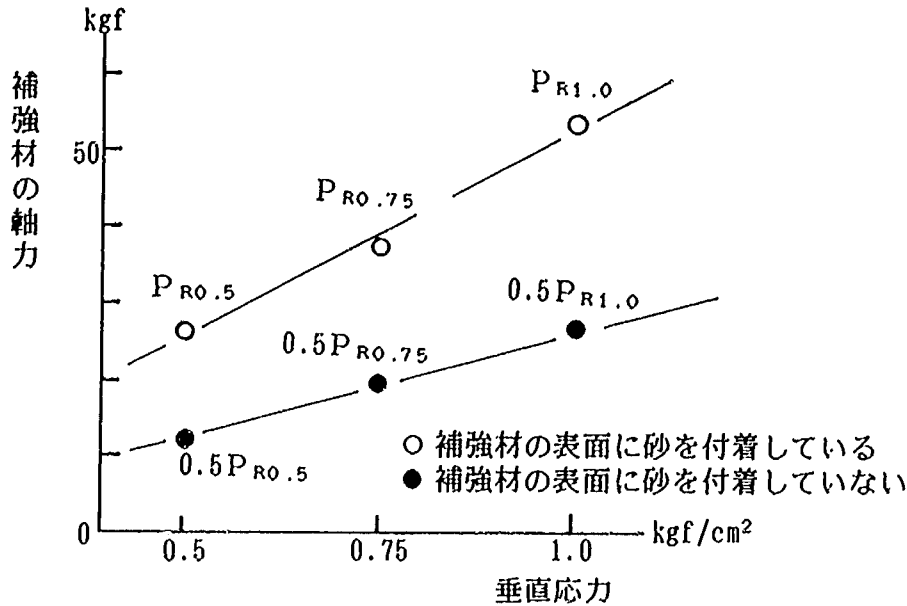


図-1.25 補強材の摩擦条件を変えた場合の
垂直応力と補強材の軸力の関係
補強材に軸力は無補強地盤の
降伏時のせん断変位(6mm)に
対する値である。

1. 4. 5 補強材の挿入角度を変えた実験

せん断変位に対するせん断応力と補強材のせん断面での軸力の関係を図-1.26に示す。

各々のケースのせん断応力は、挿入角度(補強材とせん断面に対して垂直方向のなす角度) $\theta=20^\circ$ のケースが他のケースに比べ、せん断変位6mm以後若干小さくなっているが、全般的に無補強の場合とほぼ同様の傾向を示し、補強材によるせん断応力の増加は見られない。補強材のせん断面での軸力は、各々のケースにおいてせん断変位の進行にともなって増加し、挿入角度 $\theta=40^\circ$ の軸力の増加が著しく、 $\theta=20, 30, 60^\circ$ の時の軸力はせん断変位6mm以降その増加傾向は鈍り、 $\theta=0^\circ$ の軸力はせん断変位初期において、他のケースに比較して小さい値となっている。

挿入角度と、補強材の軸力と軸力による応力の増分を無補強の降伏時のせん断変位で比較したものを図-1.27に示す。

補強材の挿入角度を変えた場合、軸力はすべり面の垂直方向に 40° 傾けた時に最大値を示す。 40° の時の軸力は 0° に比べてほぼ2倍となる。軸力から求めたせん断応力の増分は 40° の場合、無補強の降伏応力 ($\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$) に対して9%程度であり、 0° (せん断面に直角に挿入したケース、軸力による応力の増分は3%) と比較した場合3倍の応力の増分が得られる。

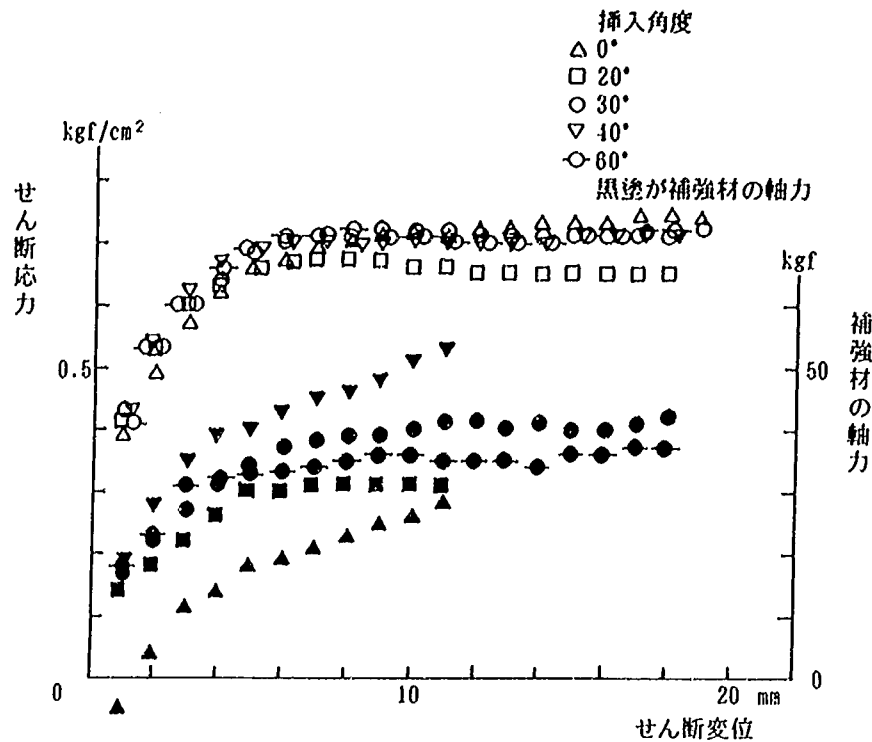


図-1.26 補強材の挿入角度を変えた場合のせん断変位と、せん断応力と補強材の軸力の関係
垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$
補強材は $\phi 4.5\text{mm} \times 28\text{cm} \times 1$ 本
補強材の表面には砂を付着している。

せん断変位に対する補強材の各々の位置での軸力と曲げモーメントの分布について挿入角度 $\theta=0^\circ$ のケースを図-1.28、 $\theta=30^\circ$ のケースを図-1.29に示す。

補強材の曲げモーメントの分布より両者共にせん断面で最小となり、せん断面を境にして上下対称の形を呈しているが、補強材の軸力の分布は、 30° の場合せん断面で最大となっているが、 0° の場合には補強材の下部の位置での軸力が大きくなっており、せん断面の軸力が発揮されていない。

無補強の降伏時のせん断変位で挿入角度 $\theta=0^\circ$ 、 30° の補強材の軸力による抵抗力と曲げモーメントから求めたせん断抵抗力を比較したものを図-1.30に示す。

挿入角度が 30° に対して 0° の場合、せん断面の軸力による応力は1/3倍、せん断抵抗力は2倍となっている。軸力による抵抗力に対するせん断抵抗力の割合は、 30° で3%、 0° で12%となっており、せん断抵抗力は軸力による抵抗力に比べその割合は小さくなっているが、せん断面に対して直角方向に挿入すると曲げの影響が大きくなっていることがわかる。

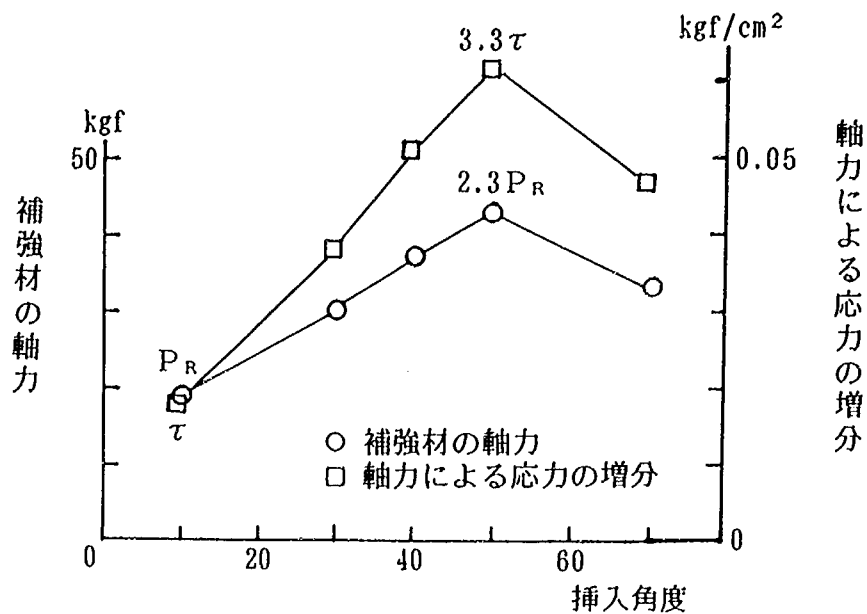


図-1.27 挿入角度と、補強材の軸力と軸力による
応力の増分の関係

補強材に軸力は無補強地盤の

降伏時のせん断変位(6mm)に対する値である。

補強材の軸力による応力はせん断変位(6mm)に対して

次式で算出

$$\tau = \frac{P_R}{A_S} (\sin \theta + \cos \theta \cdot \tan \phi)$$

$$(\theta = 30^\circ, \phi = 40.7^\circ)$$

τ : 補強材の軸力による応力の増分(kgf/cm²)

P_R : 補強材の軸力(kgf)

A_S : せん断面積(cm²)=900cm²

θ : 補強材と垂直方向のなす角度(°)

ϕ : 地盤の内部摩擦角(°)

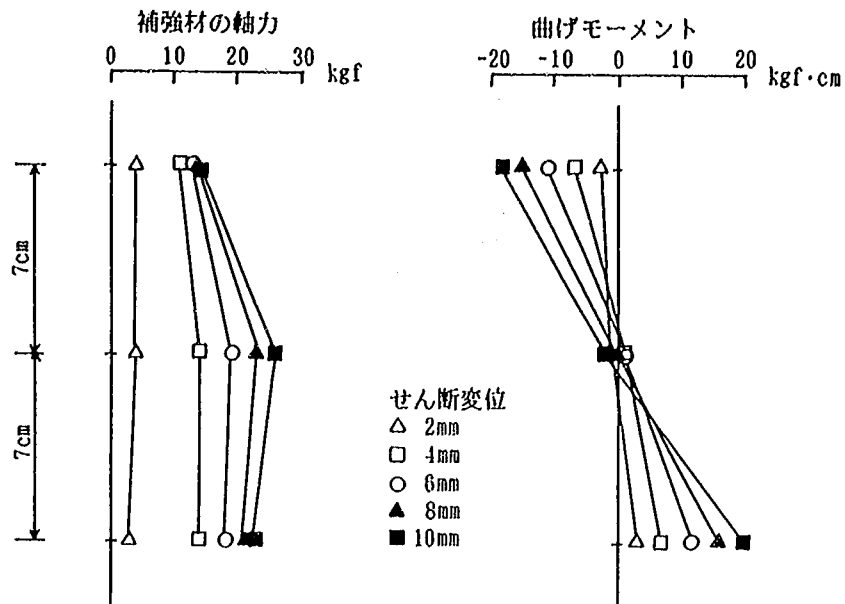


図-1.28 せん断変位に対する補強材の軸力と曲げモーメントの分布
 垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$
 補強材は $\phi 4.5\text{mm} \times 28\text{cm} \times 1$ 本
 りん青銅、補強材の表面には砂を付着している。
 挿入角度は $\theta=0^\circ$

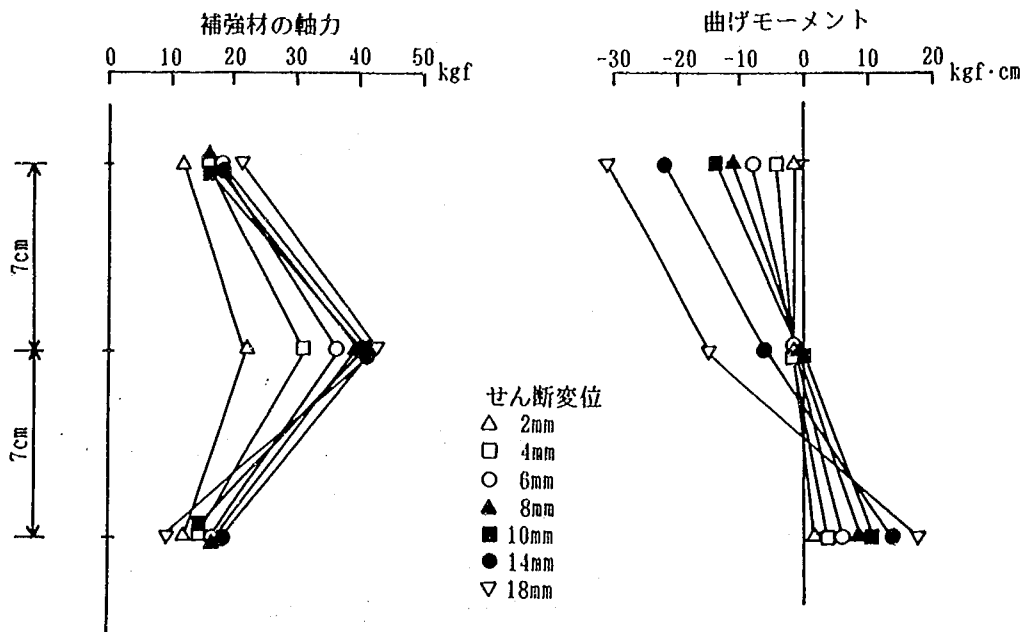


図-1.29 せん断変位に対する補強材の軸力と曲げモーメントの分布
 垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$
 補強材は $\phi 4.5\text{mm} \times 28\text{cm} \times 1$ 本
 りん青銅、補強材の表面には砂を付着している。
 挿入角度は $\theta=30^\circ$

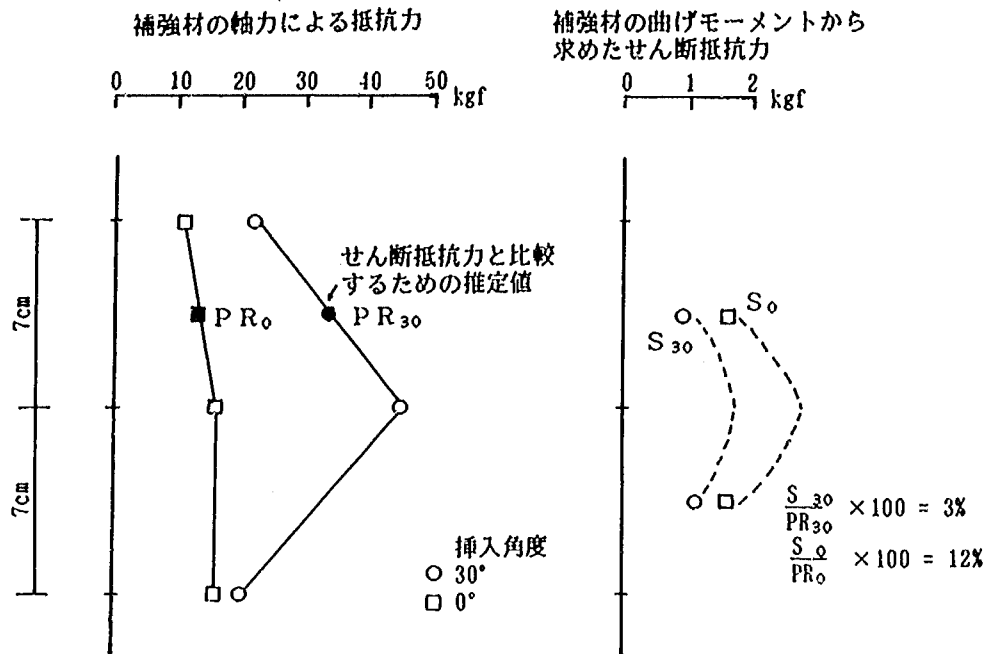


図-1.30 補強材の挿入角度を変えた場合の軸力から求めた抵抗力と曲げモーメントからも止めたせん断力の比較
各々の値はせん断変位6mmに対する値であり、次式で算出した。

[補強材の軸力による抵抗力]

$$P_R = P_R (\sin \theta + \cos \theta \cdot \tan \phi)$$

P_R : 補強材の軸力による抵抗力(kgf)

P_R : 補強材の軸力(kgf)

θ : 補強材と垂直方向のなす角度(°)

ϕ : 地盤の内部摩擦角(°)

[補強材の曲げモーメントから求めたせん断抵抗力]

$$S = \frac{M_n - M_{n-1}}{l}$$

S : 補強材の曲げモーメントから求めたせん断抵抗力

M_n : 各位置の曲げモーメント(kgf·cm)

l : 各位置間の長さ(cm)

1. 4. 6 補強材の挿入本数を変えた実験

せん断変位に対するせん断応力とせん断面の補強材の1本当りの軸力の関係を図-1.31に示す。

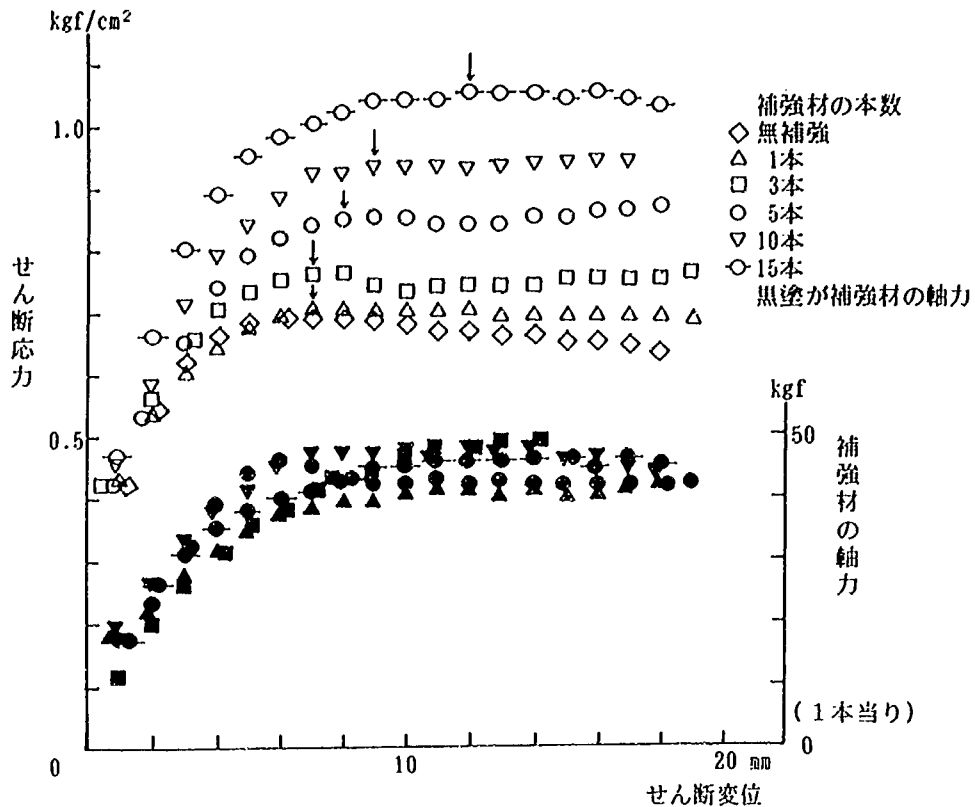


図-1.31 補強材の挿入本数を変えた場合のせん断変位と、せん断応力と補強材の軸力の関係
垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$
補強材は $\phi 4.5\text{mm} \times 28\text{cm}$ 、挿入角度は $\theta=30^\circ$
補強材の表面には砂を付着している。

せん断応力は補強材の挿入本数を増やすことにより増加し、補強材による効果が表れている。また補強材の本数が多いほど降伏せん断応力は、せん断変位が進行してから表れる傾向が見られる。補強材の軸力は、各ケースともせん断変位初期よりその進行に伴って増加しているが、せん断変位6mm以降はほとんどその増加は見られない。また挿入本数を変えても1本当りの軸力には大きな差は見られない。

せん断変位に対する供試体の垂直変位と垂直応力の増分の関係を各々図-1.32, 33に示す。地盤に補強材を挿入するとダイレイタンスー効果により地盤の体積が増加し、これが地盤強度の増加に寄与することが知られている³⁾。本実験の場合、補強材の本数を増やすことにより、地盤の体積は増加するがその差が顕著に表れるのは、無補強の降伏時(せん断変位6mm)以降となっている(図-1.32)。この体積の増加時に垂直応力も当然増加するが、この差が顕著に表れるのも無補強の降伏時以降である(図-1.33)。このことより本実験の場合、補強材の本数の差によるダイレイタンスー効果を得るのは

無補強のせん断応力の降伏時以降であり、降伏時以前にはその影響はほとんど見られていない。

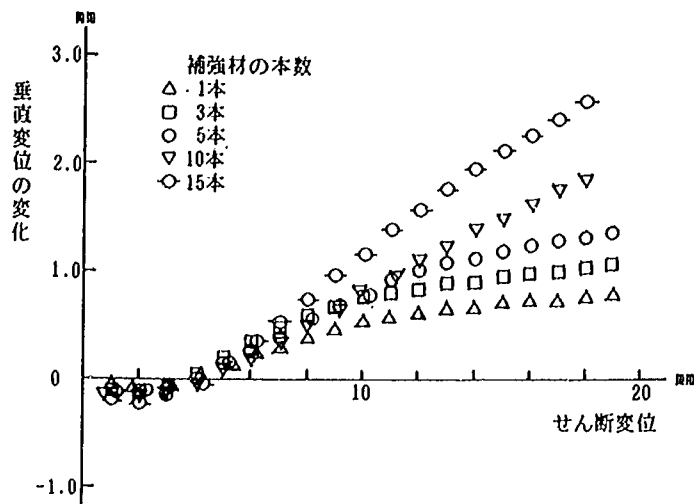


図-1.32 補強材の挿入本数を変えた場合のせん断変位と、供試体の垂直変位の関係
垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$
補強材は $\phi 4.5\text{mm} \times 28\text{cm}$ 、挿入角度は $\theta=30^\circ$
補強材の表面には砂を付着している。

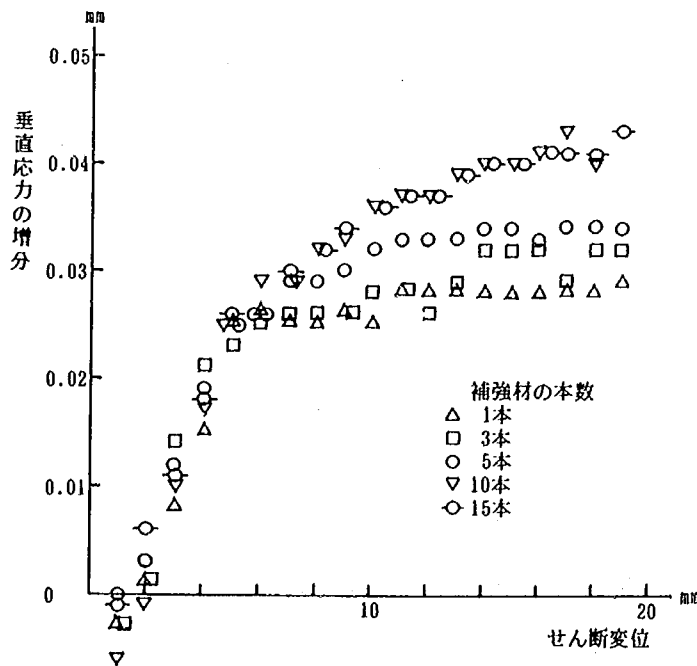


図-1.33 補強材の挿入本数を変えた場合のせん断変位に対する垂直応力の増分の関係
垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$
補強材は $\phi 4.5\text{mm} \times 28\text{cm}$ 、挿入角度は $\theta=30^\circ$
補強材の表面には砂を付着している。

補強材の挿入本数を変えた場合の軸力を比較したものを図-1.34に示す。

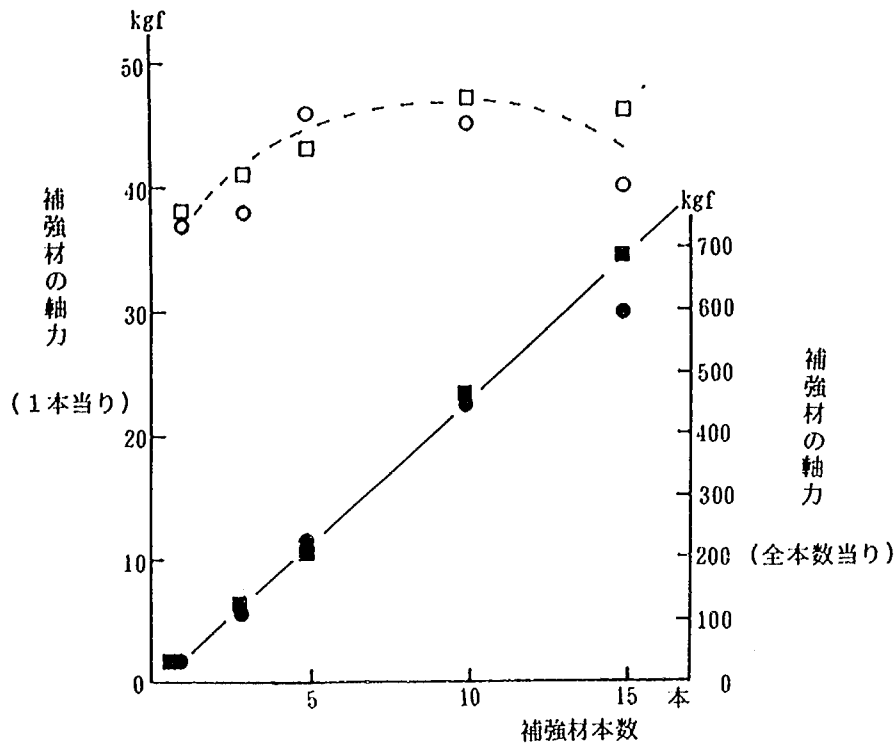


図-1.34 補強材の挿入本数を変えた場合の
補強材の比較

○ せん断変位 6mm

□ せん断応力が降伏時の
せん断変位に対する値

黒塗が補強材全本数当りの軸力である。

せん断変位6mm、また各々の本数でのせん断応力の降伏時の補強材1本当りの軸力はほとんど差が見られず、補強材の全本数当りの軸力は、この図に示すように本数に比例して増加するものと思われる。

補強材の本数と、せん断応力の増分と補強材の軸力による応力の増分の関係を図-1.35に示す。

補強材の本数を増やすと各々のせん断応力の増分は共に増加するが、せん断応力の増分に対して軸力による応力の増分が大きく、軸力による応力がすべてせん断応力の増加に寄与されていないことがわかる。補強材の軸力による応力の増分は、本数を変えた各々のケースにおいて、せん断応力の増分に対して3倍程度となっている(図-1.35)。

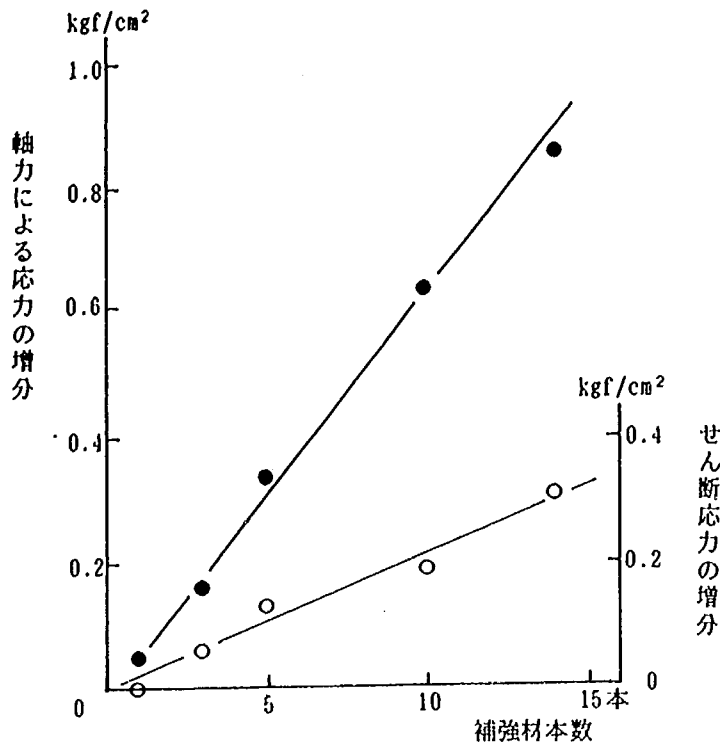


図-1.35 補強材の本数とせん断応力の増分と
補強材の軸力による応力の関係
せん断応力の増分はせん断変位6mm
における補強地盤のせん断応力から
無補強地盤のせん断応力を差し引いたもの
補強材の軸力による応力はせん断変位6mmに
対して次式で算出

$$\tau = \frac{P_R}{A_s} (\sin \theta + \cos \theta \cdot \tan \phi)$$

$$(\theta = 30^\circ, \phi = 40.7^\circ)$$

τ : 補強材の軸力による応力の増分(kgf/cm²)

P_R : 補強材の軸力(kgf)

A_s : せん断面積(cm²)=900cm²

θ : 補強材と垂直方向のなす角度(°)

ϕ : 地盤の内部摩擦角(°)

図-1.34での補強材の軸力を用いて応力を算出する際、内部摩擦角として一面せん断試験により求めた ϕ を用いているが、他の試験により得られている標準砂の内部摩擦角を用いても2倍以上の値となり、軸力による応力の割合はせん断応力の増分に対して大きい値を示している。(図-1.36)

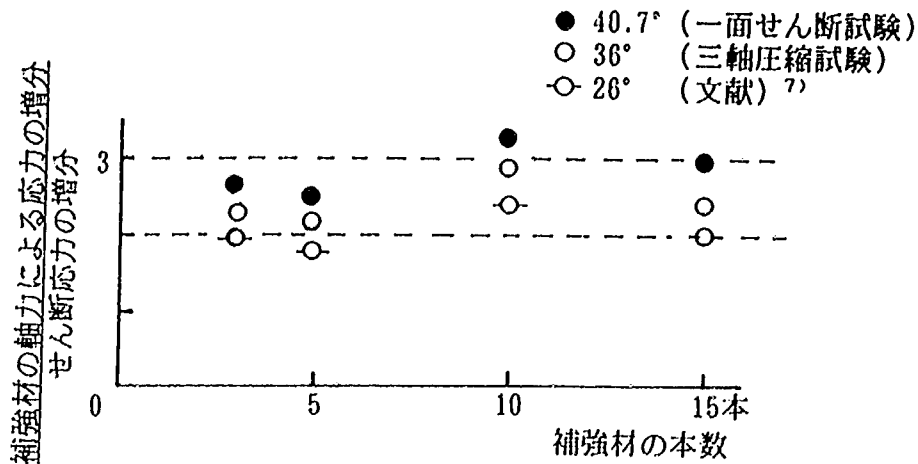


図-1.36 補強材の軸力による応力の増分がせん断応力の増分に占める割合

今回の本数を変えた実験では、挿入した補強材の中心の位置でのその軸力を本数倍して算出しているが、各々の補強材の位置による拘束圧等の違いによって中心の補強材の軸力値と他の位置のそれに差がでていること、また補強材をせん断面の中央にせん断方向に対して横方向1列に配置していることから、補強材の軸力による応力がせん断面全体にわたって効果を發揮していないこと等が考えられ、このことがせん断応力の増分に対して、軸力による応力の増分が大きくなっている要因として考えられるが、今回の実験でははっきりとした結論は得られないため今後の課題とする。

補強材の本数を変えた場合のせん断変位と、補強材の軸力による応力の増分とせん断応力の比の関係を図-1.37に示す。

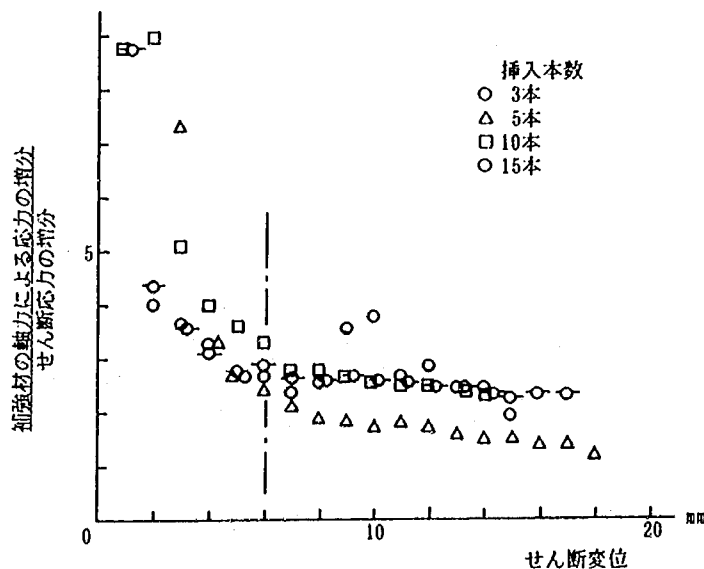


図-1.37 補強材の本数を変えた場合のせん断変位と、
補強材の軸力による応力の増分とせん断応力の増分の比の関係

各々の本数のケースで、せん断変位初期には軸力による応力の増分がせん断応力の増分に比べ大きくなっているが、ほぼせん断変位6mm以降一定の状態になっている。このことは昭和63年度に実施した模型斜面の実験よりも同様の結果が得られており、補強材の軸力を算定することによりせん断応力の増分を推定できる可能性があると考えられる。

1.4.7 補強材の長さを変えた実験

せん断変位に対するせん断応力とせん断面の補強材の軸力を図-1.38に示す。

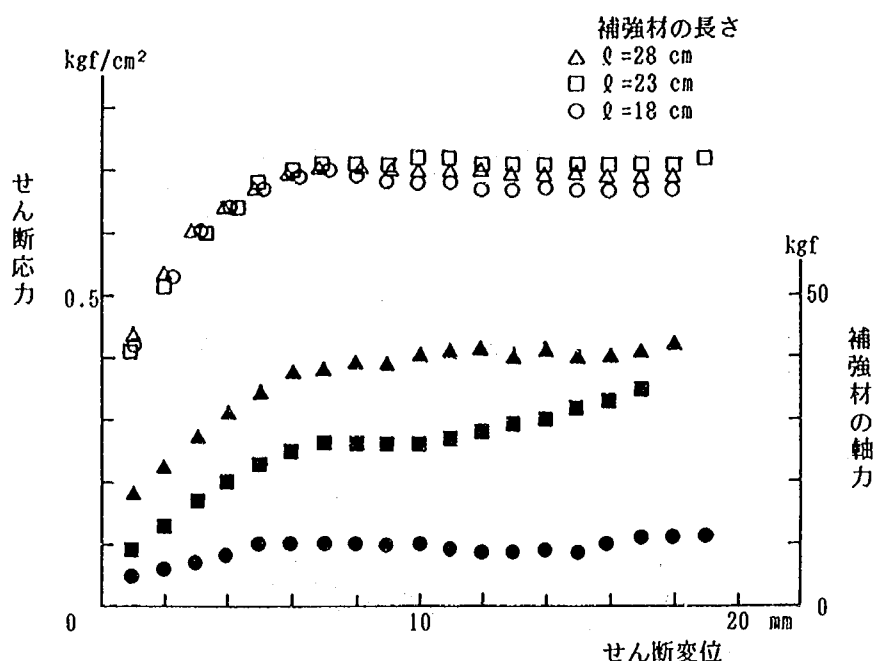


図-1.38 補強材の長さを変えた場合のせん断変位とせん断応力と補強材の軸力の関係
 垂直応力は $\sigma=0.75$ kgf/cm²
 補強材は $\phi 4.5$ mm $\times$ 28 cm、挿入角度は $\theta=30^\circ$
 補強材の表面には砂を付着している。

せん断応力は各々のケースに差は見られず、無補強の場合と同様の傾向を示している。補強材の軸力は、その長さが短い（表面積が小さい）ほど小さくなっている。

補強材の長さと軸力を無補強の降伏時のせん断変位で比較したものを図-1.39に示す。

補強材の軸力は、補強材の全表面積よりもむしろ上箱部に挿入した補強材の長さに近い割合で変化している。このことは、一面せん断試験機が下箱移動型ではあるが、上下箱が相対的に同じ動きを考えると補強材の軸力はせん断面に対して上箱、下箱の挿入長さのうち短い方に比例することを示している。。

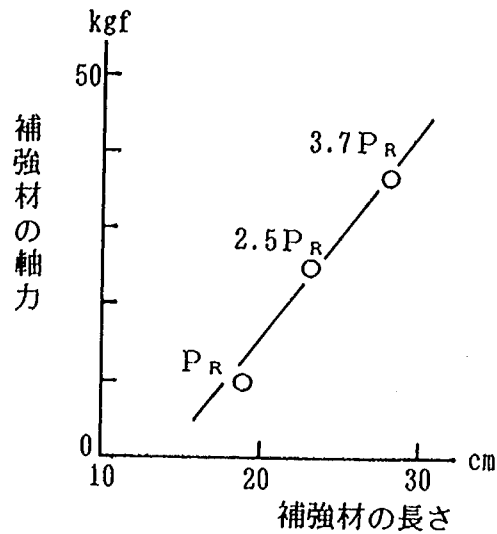


図-1.39 補強材の長さ、補強材の軸力の関係
補強材の軸力は無補強地盤の降伏時のせん断変位(6mm)に対する値である。

4. 8 地盤材料を変えた実験

粗砂、シルト砂、シルトの無補強の場合のせん断変位とせん断応力の関係を図-1.40~1.42に示す。

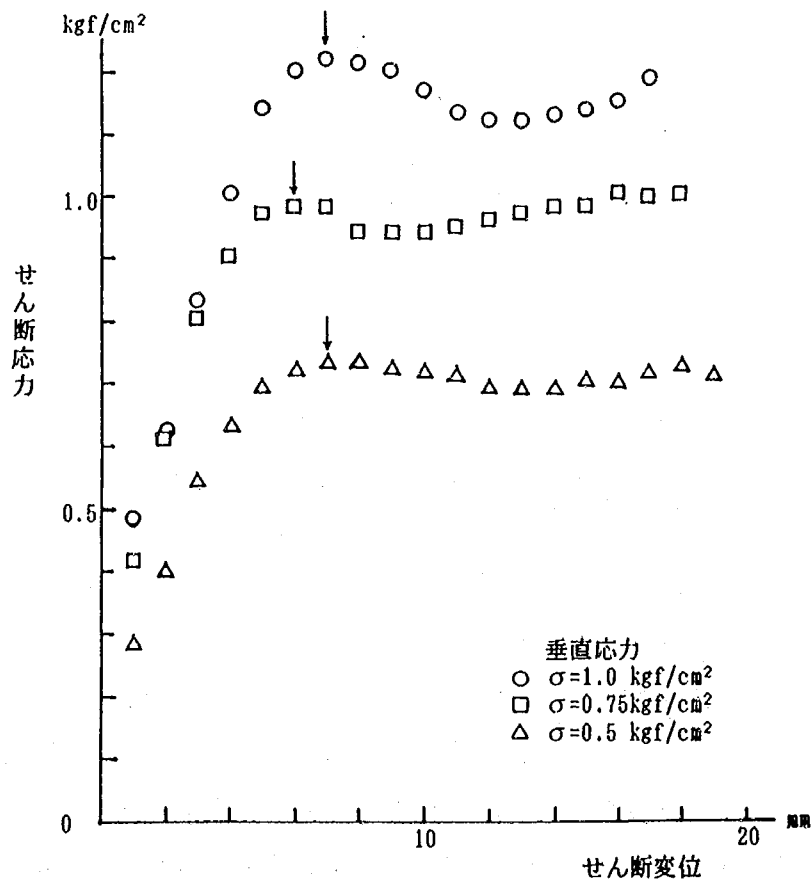


図-1.40 粗砂における無補強時のせん断応力とせん断変位の関係

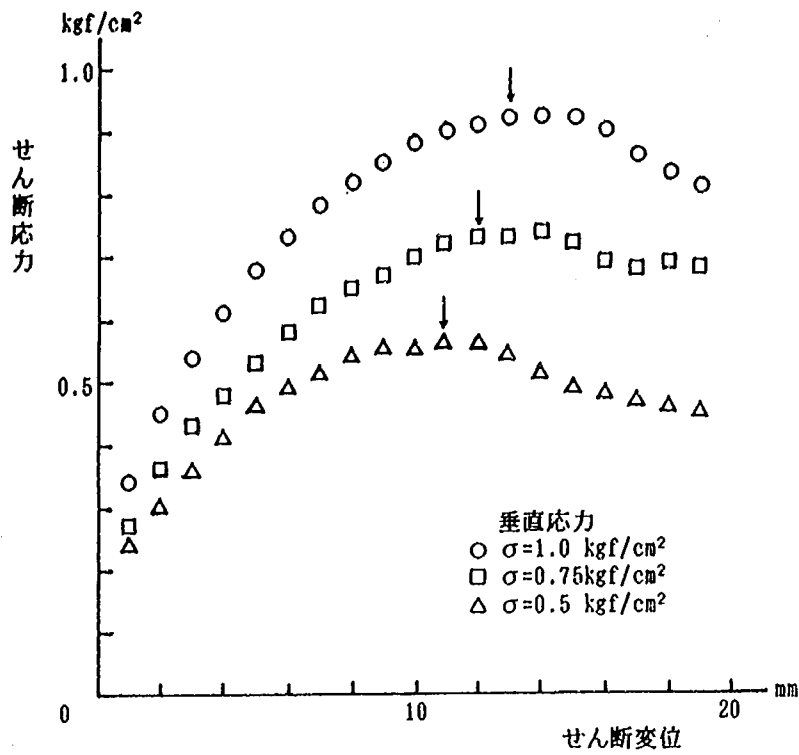


図-1.41 シルト砂における無補強時のせん断応力とせん断変位の関係

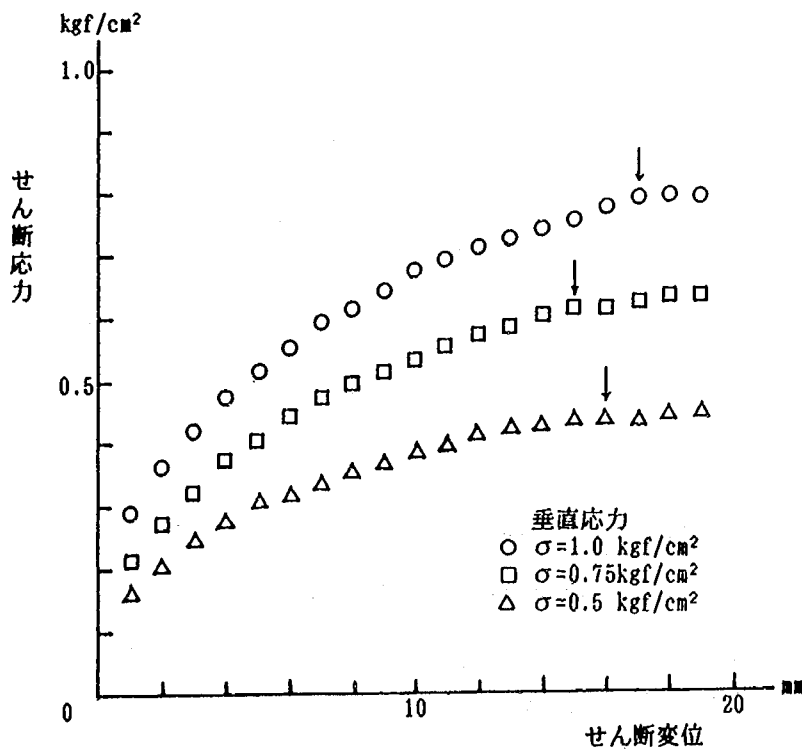


図-1.42 シルトにおける無補強時のせん断応力とせん断変位の関係

各々の材料のせん断特性を比較した場合、降伏せん断応力時のせん断変位は粗砂が6~7mm、シルト砂がほぼ10mm、シルトはせん断変位の進行に伴って漸増しており降伏せん断応力ははっきりとは表れていない。材料の物性のうち、内部摩擦角 ϕ は粗砂が大きく、シルト砂が標準砂とほぼ同様の値を示し、シルトはそれらより小さい値となっている。粘着力は材料が乾燥状態であるため各々の材料で小さくなっている（図-1.43）。

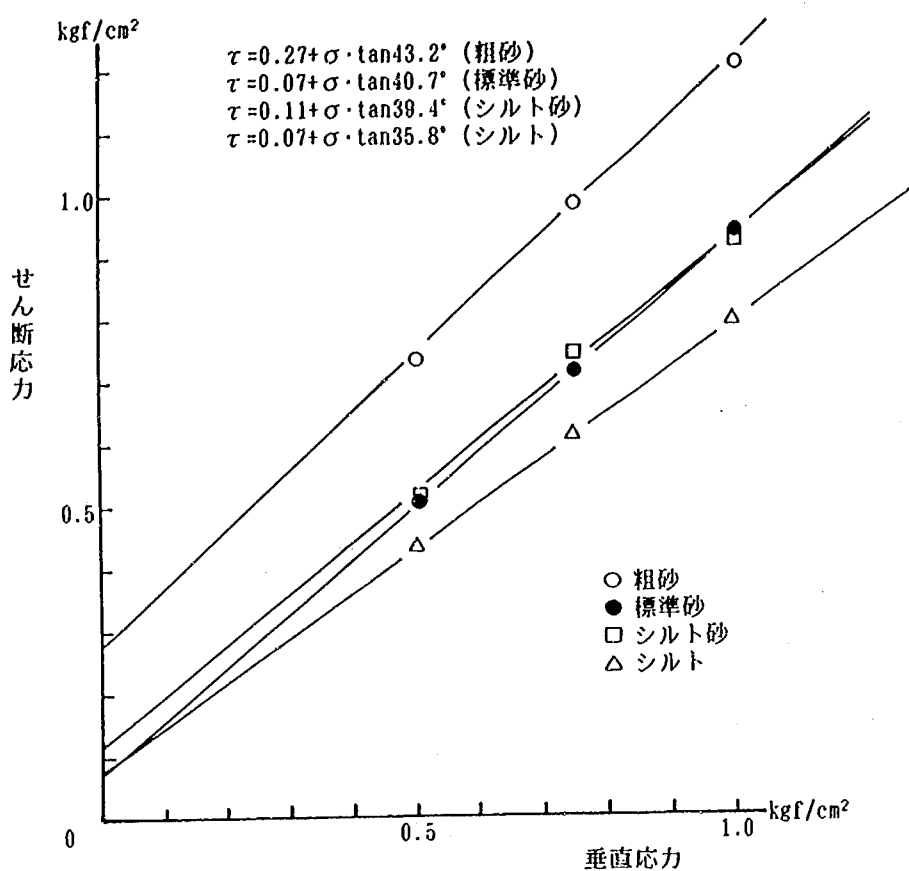


図-1.43 各材料での無補強の場合の降伏時の
垂直応力とせん断応力の関係

各々の材料のせん断変位に対する垂直変位の変化（体積変化）と垂直応力の変化の関係を図- 1.44 ~1.49に示す。

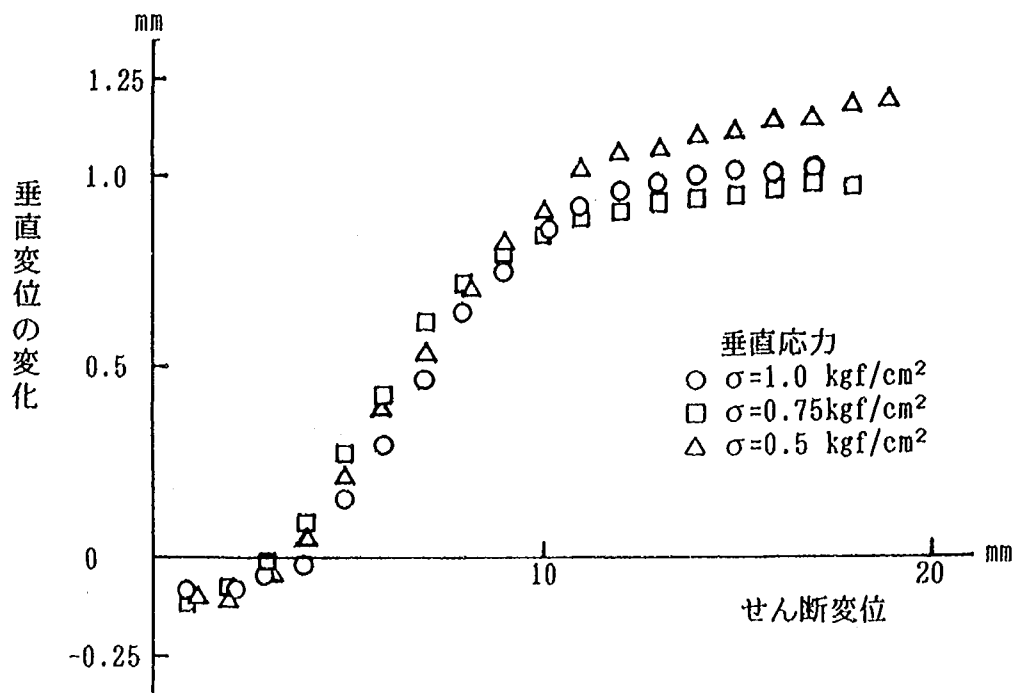


図-1.44 粗砂における無補強時のせん断変位と垂直変位の関係

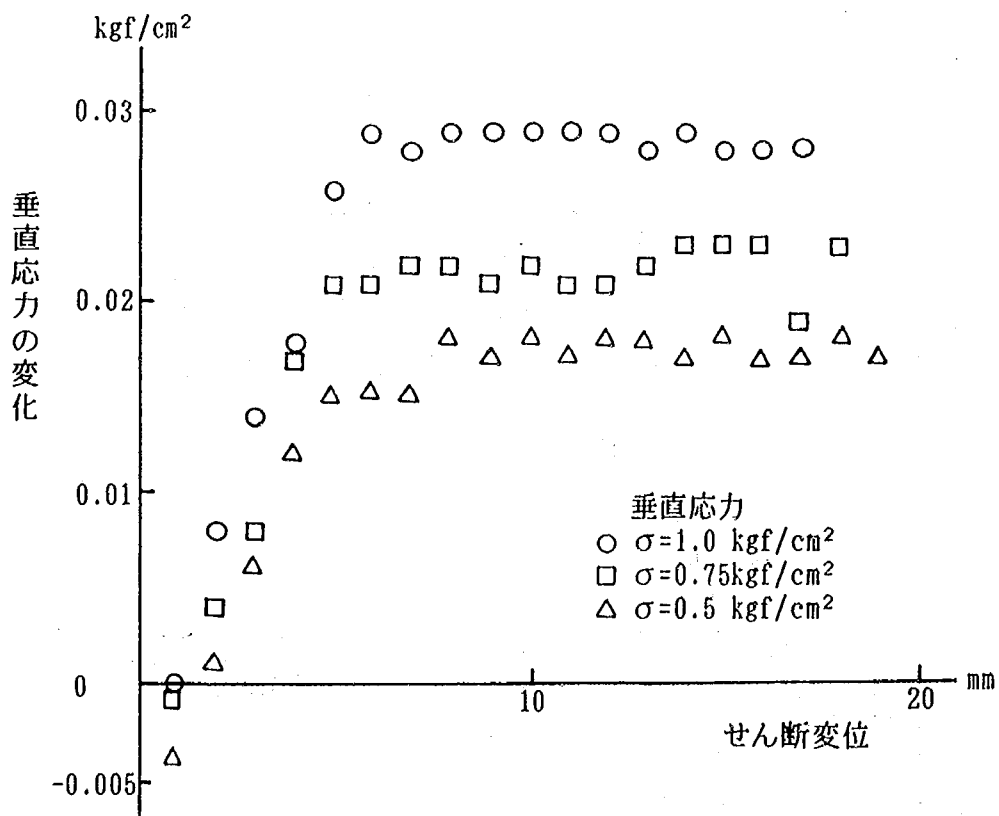


図-1.45 粗砂における無補強時のせん断変位とせん断中の垂直応力の関係

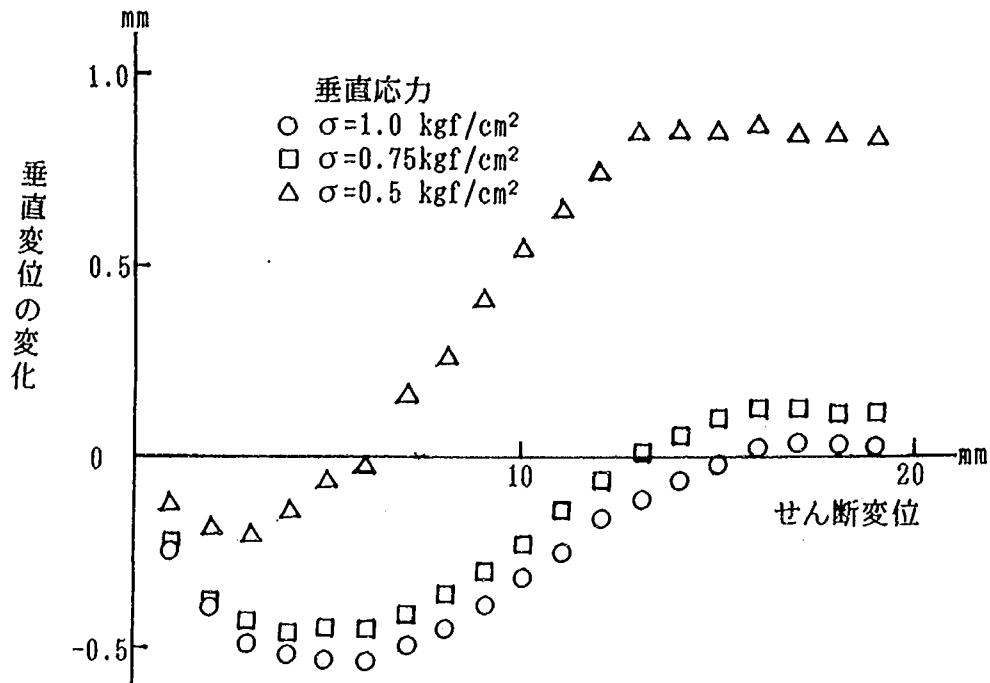


図-1.46 シルト砂における無補強時のせん断変位と垂直変位の関係

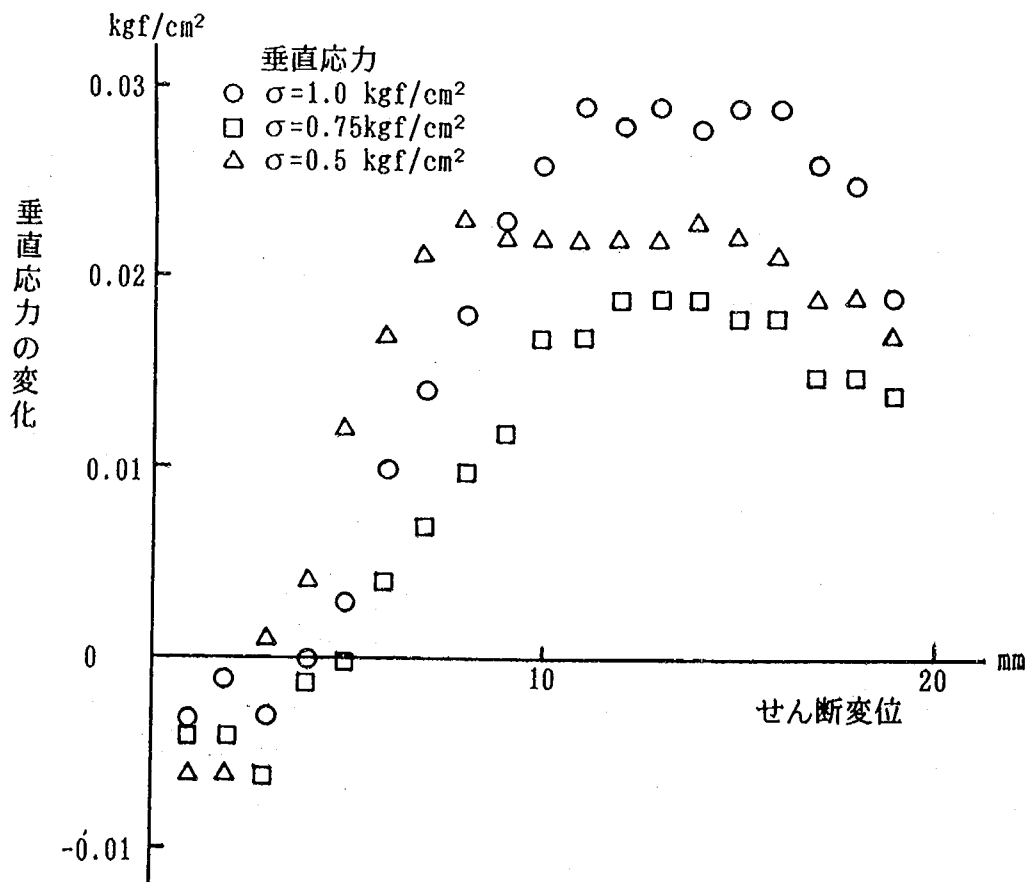


図-1.47 シルト砂における無補強時のせん断変位とせん断中の垂直応力の関係

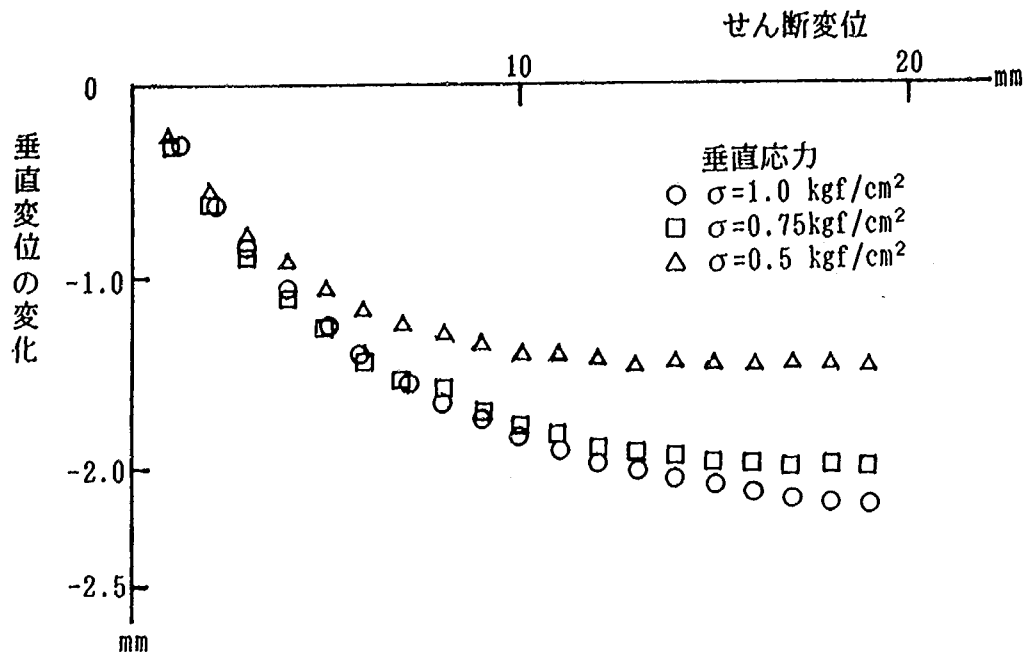


図-1.48 シルトにおける無補強時のせん断変位と垂直変位の関係

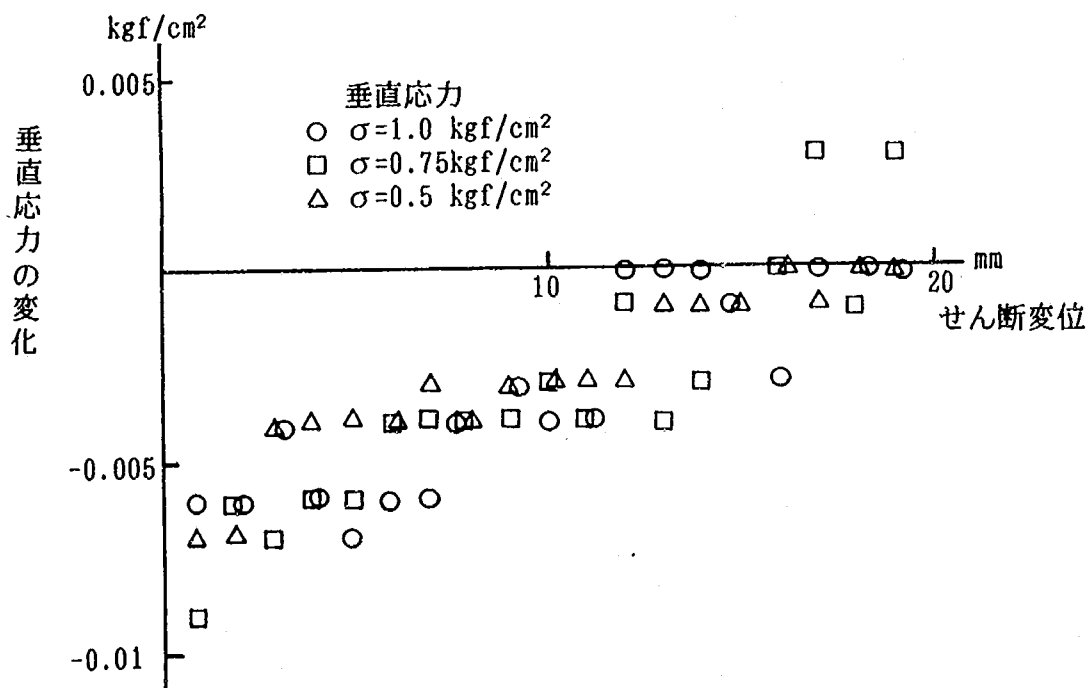


図-1.49 シルトにおける無補強時のせん断変位とせん断中の垂直応力の関係

粗砂は標準砂とほぼ同様の傾向を示し、せん断変位初期(3mm)からダイレイタンスーによりせん断変位の進行に伴って垂直変位は増加し、この時垂直応力も増加している。ただし、降伏時以後垂直応力はほぼ一定となり、降伏時の垂直応力の増分は垂直応力に比べ小さい値となっている(図-1.44,1.45)。

シルト砂は標準砂に比べせん断変位初期には減少し、垂直変位が増加傾向を示すのはせん断変位が進行してから(6mm)であるが、降伏時に垂直変位の増加はみられない。垂直応力もせん断変位初期には減少し、その進行に伴って増加し降伏時以後減少しており、シルト砂も降伏時の垂直応力の増分は垂直応力に比べ小さい値となっている(図-1.46,1.47)。

シルトでの垂直変位は他の材料とは異なり、ダイレイタンスーによる垂直変位の増加は見られず、せん断変位初期からその進行に伴って垂直変位は増加している。垂直変位の変化による垂直応力の増加もほとんど見られていない(図-1.48,1.49)。

各々の材料に補強材を挿入した場合のせん断変位に対するせん断応力と補強材のせん断面の軸力を図-1.50に示す。

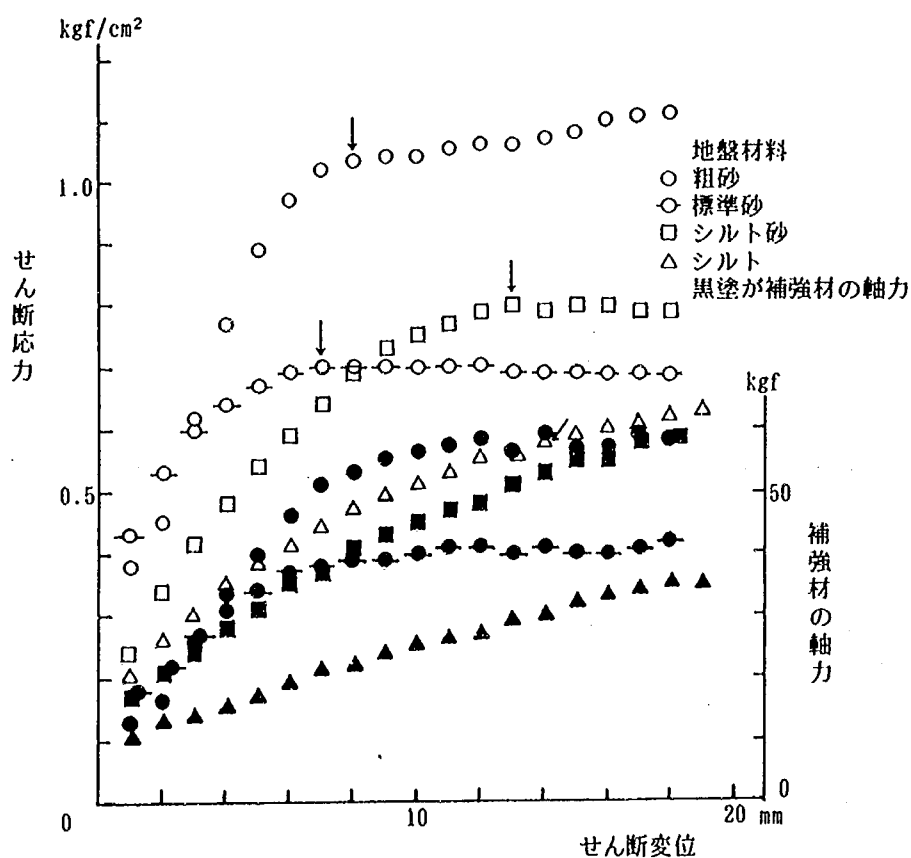


図-1.50 地盤材料を変えた場合のせん断変位とせん断応力と補強材の軸力の関係
垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$
補強材は $\phi 4.5\text{mm} \times 28\text{cm} \times 1$ 本、挿入角度は $\theta=30^\circ$
補強材の表面には砂を付着している。

せん断応力は粗砂が最も大きく、標準砂とシルト砂を比較した場合、せん断変位8mmまでは標準砂のせん断応力が大きく、それ以後シルト砂が標準砂のそれを上回っている。シルトは、これらの材料より下回っているがせん断変位19mmまで漸増している。補強材の軸力は、各々のせん断応力の増加傾向とほぼ同様の傾向を示しており、粗砂のそれが最も大きく、せん断変位8mmまでは標準砂の軸力がシルト砂のそれを上回っており、8mm以降シルト砂の軸力が標準砂のそれを上回っている。シルトの軸力はせん断応力と同様に他の材料の軸力を下回っている。

各々の材料の降伏せん断応力 ($\sigma \cdot \tan \phi$) と補強材の軸力による応力の増分の関係を図-1.51に示す。

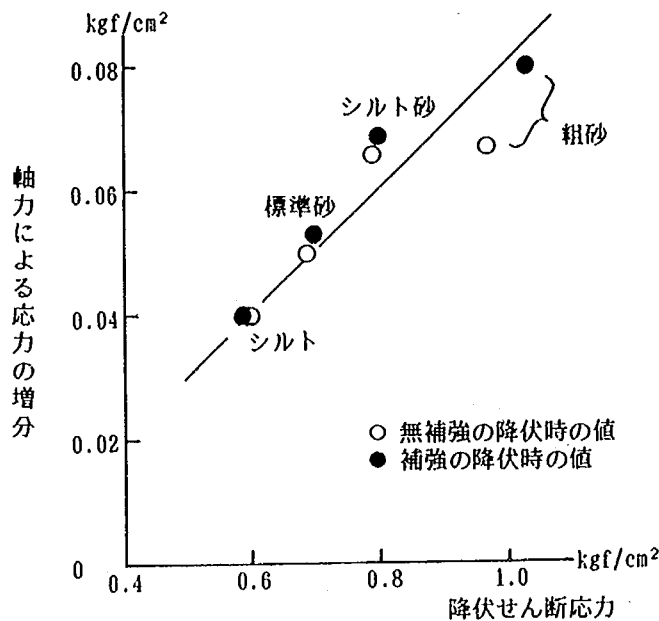


図-1.51 各材料の降伏せん断応力と補強材の軸力による応力の関係
補強材の軸力による応力の増分は無補強時と補強の降伏時の軸力の値を用い次式で算出した。

$$\tau = \frac{P_R}{A_S} (\sin \theta + \cos \theta \cdot \tan \phi)$$

($\theta = 30^\circ$, ϕ は無補強時の実験結果を用いた)

τ : 補強材の軸力による応力の増分 (kgf/cm²)

P_R : 補強材の軸力 (kgf)

A_S : せん断面積 (cm²) = 900 cm²

θ : 補強材と垂直方向のなす角度 (°)

ϕ : 地盤の内部摩擦角 (°)

降伏せん断応力は、無補強と補強材を挿入した（補強）実験での降伏時のせん断変位に違いが見られているため、各々の場合の補強材による応力の増分を算出し、図-1.51に示している。

軸力による応力の増分は、降伏せん断応力が大きい材料ほど大きくなっておりそれとほぼ比例関係を呈している。

各材料の内部摩擦角と補強材の軸力を無補強、補強の降伏時のせん断変位で比較したものを図-1.52に示す。

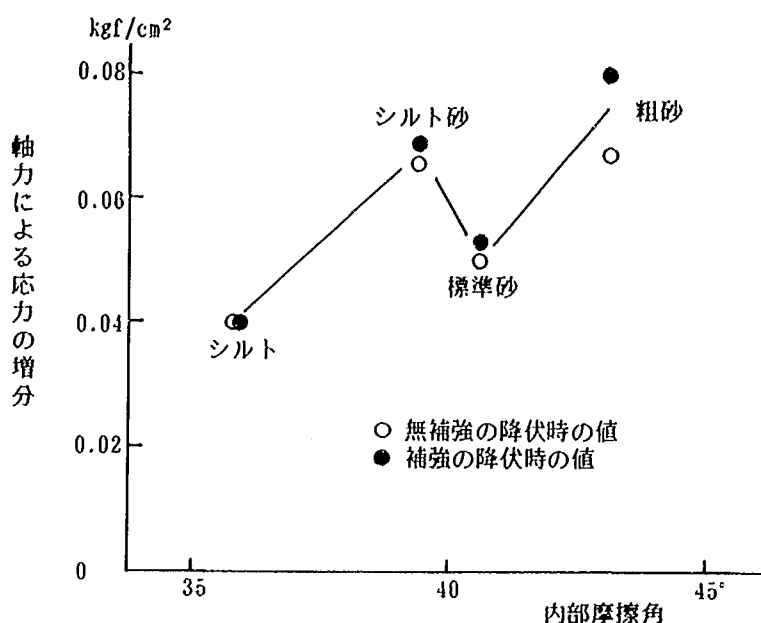


図-1.52 各材料の内部摩擦角と補強材の軸力による応力の増分の関係

補強材の軸力による応力の増分は、内部摩擦角がほとんど等しい標準砂とシルト砂の違いに見られるように、材料のせん断特性によって変化する可能性が大きく内部摩擦角のみでは評価できないとみられる。このことは補強材の軸力を算出する際、図-1.51に示したように地盤の降伏せん断応力、つまり地盤の物性の違いによっては粘着力を考慮する必要があるように思われる。

1.4.9 補強材の定着部の条件を変えた実験

この実験は1.4.1～1.4.8までの実験と補強材の定着部の条件を変えることにより（補強材の下箱部をモルタルで固定することにより剛なものとする）、補強材の抵抗力の違いを比較するものである。

せん断変位に対するせん断応力とせん断面の補強材の軸力を図-1.53に示す。

せん断応力は固定しない場合より若干早く、せん断変位4mmで降伏している。降伏せん断応力は固定し

ていない場合とほぼ等しくなっている。補強材の軸力も同様にせん断変位4mm以後その増加は鈍化している。ただし10mm以後急激な増加傾向が見られる。

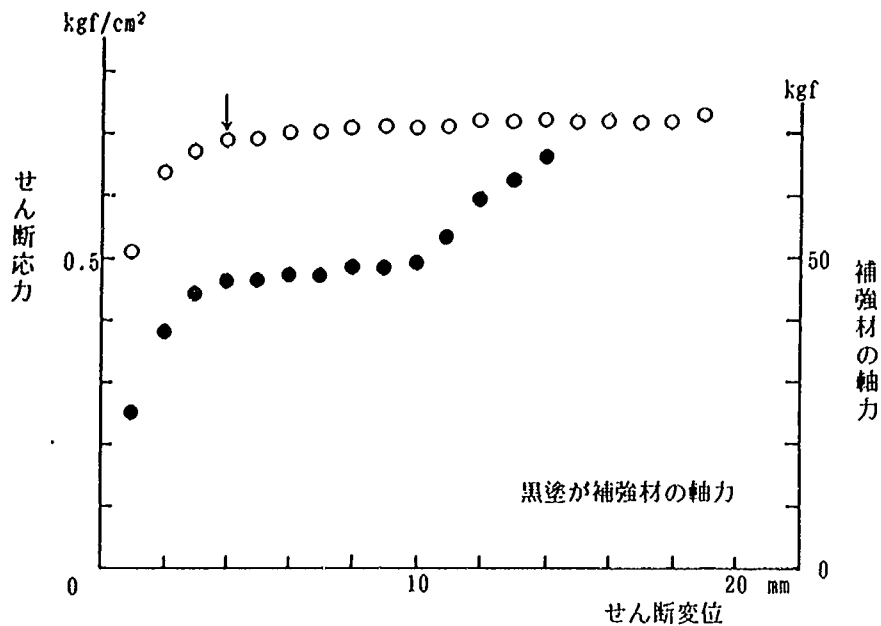


図-1.53 補強材のせん断面より下端をモルタルで

固定した実験でのせん断変位と
せん断応力と補強材の軸力の関係
垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$
補強材は $\phi 4.5\text{mm} \times 28\text{cm} \times 1$ 本、挿入角度は $\theta=30^\circ$
補強材の表面には砂を付着している。

補強材の各位置でのせん断変位に対する軸力と曲げモーメントを図-1.54, 1.55に示す。

せん断変位に対する補強材の軸力は、補強材を固定しない場合と同様に補強材のせん断面で最大となり、その上下部では小さくなっている（図-1.54）。せん断変位に対する補強材の曲げモーメントは、補強材の下部を固定しない場合とは異なった傾向を示し、せん断面での曲げモーメントが上下部に比べ大きくなっている（図-1.55）。

補強材を固定したケースとしないケースの補強材の抵抗力を比較したものを図-1.56に示す。補強材を固定したケースはせん断変位4mm、固定しないケースはせん断変位6mmで比較した。

補強材の軸力は各々のケースにおいてせん断面が最大であり、上下対称の形となっており、せん断面の軸力が固定した場合のケースで若干大きい、ほぼ同様の値を示している。曲げモーメントは固定しない場合にはせん断面で最小になっているのに対し、固定した場合にはせん断面で最大となっている。このことは補強材の定着部が表層部より堅固である場合には、せん断面での曲げの影響が大きいことがわかる。

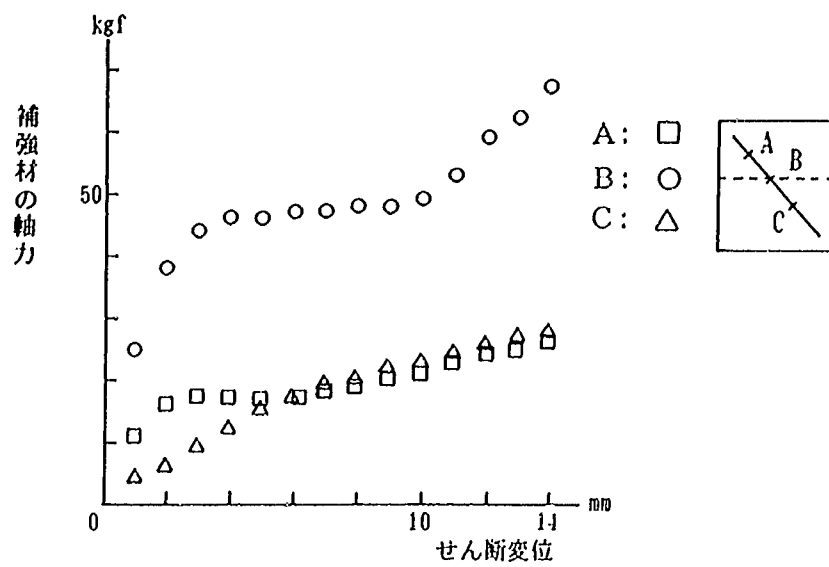


図-1.54 補強材のせん断面より下方をモルタルで
固定した実験でのせん断変位と補強材の軸力の関係

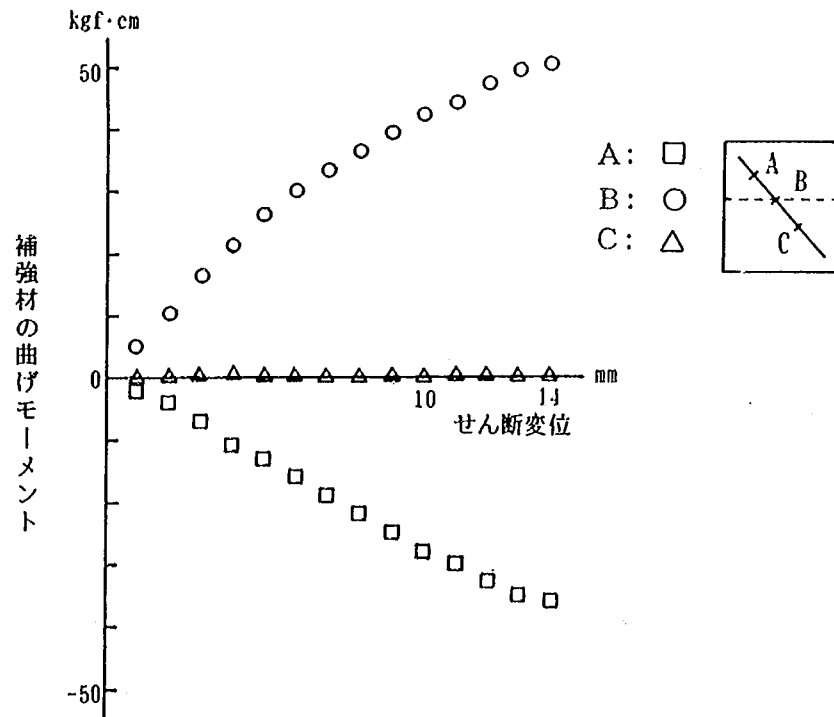


図-1.55 補強材のせん断面より下方をモルタルで
固定した実験でのせん断応力と
補強材の曲げモーメントの関係

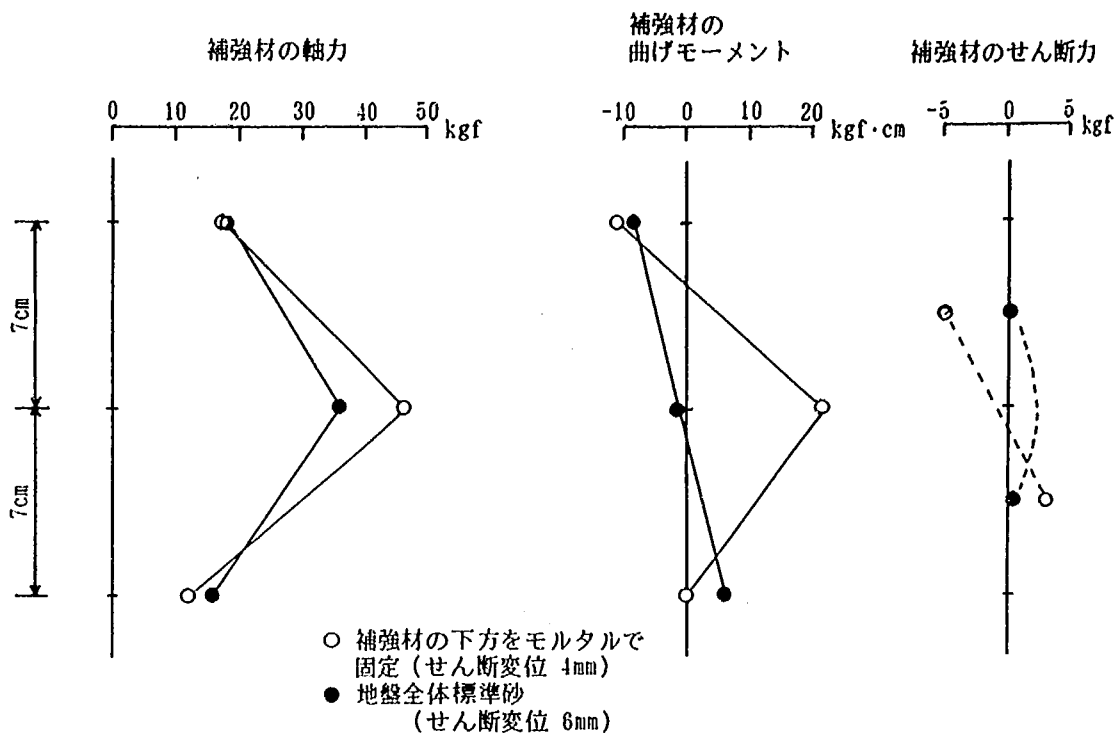


図-1.56 補強材のモルタルで固定した実験と
していない実験の比較

垂直応力は $\sigma = 0.75 \text{ kgf/cm}^2$

補強材は $\phi 4.5 \text{ mm} \times 28 \text{ cm} \times 1 \text{ 本}$ 、挿入角度は $\theta = 30^\circ$

補強材の表面には砂を付着している。

1.5 考察

1.5.1 補強材軸力の算定方法の検討

補強材の軸力は、せん断過程の地盤の変形時に、地盤と補強材の表面の相互の摩擦作用により生じる。地盤の変形時の補強材の軸力は、テールアルメ工法のストリップの引張り力の算定法⁸⁾に見られるように、補強材に作用する直応力を用い、下式のように算定する方法が提案されている^{3,9)}。

$$P_R = \sigma \cdot A_R \cdot \tan \phi$$

P_R : 補強材の軸力(kgf/cm²)

σ : 補強材に作用する直応力(kgf/cm²)

A_R : 補強材の表面積(cm²)

ϕ : 地盤の内部摩擦角(°)

実験によって求められた補強材の軸力を基に、その算出方法の一般化を検討する。ここで補強材の軸力の算出方法としてJewellの算出式を用いる³⁾。

Jewellらは、直接せん断試験による結果と平面ひずみ試験の考え方を用い、補強材の軸力の算定方法を次のように説明している。

補強材の軸力は次のように表わされる。

$$P_R = \sigma_\theta \cdot A_R \cdot \tan \delta \quad (1)$$

P_R : 補強材の軸力(kgf/cm²)

σ_θ : 補強材に作用する直応力(kgf/cm²)

A_R : 補強材の有効表面積(cm²)

$\tan \delta$: 補強材と地盤の摩擦係数

ここで σ_R は平面ひずみ試験でのモール円(図-5.1)により幾何学的に次のように表わされる⁽¹⁰⁾。

$$\begin{aligned} \sigma_\theta &= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin(\phi_{PS} + 2\theta) \\ &= \sigma_{yy} \cdot \frac{1 + \sin \phi_{PS} \cdot \sin(\phi_{PS} + 2\theta)}{\cos^2 \phi_{PS}} \end{aligned} \quad (2)$$

ϕ : 地盤の内部摩擦角(°)

θ : 補強材とせん断面の垂直方向のなす角度(°)

棒状の補強材の場合 $\sigma\theta$ がそのまま作用せず、棒状の補強材に作用する直応力は、モール円により求められる $\sigma\theta$ と中間主応力 σ_2 を用いて(3)式のように表わされる。

ここで σ_2 は平面ひずみ試験により得た(4)式を用いている。

(2)~(4)式を用い、棒状の補強材に作用する直応力は(5)式のように表わされる。

[illegible]

— 49. —

(5)式は、平面ひずみ試験による内部摩擦角 (ϕ_{PS}) と補強材とせん断面に対して垂直方向のなす角度 (θ) の関数であり、補強材に作用する直応力 (σ_{θ}) はこの変数によって決定される。

ϕ_{PS} を $20^{\circ} \sim 50^{\circ}$ と変化させた場合 σ_{θ} が最大となる θ は $\phi_{PS}=20^{\circ}$ の場合 $\theta=30^{\circ}$ であり、 ϕ_{PS} が大きくなるにつれて θ が小さくなり、 $\phi_{PS}=50^{\circ}$ の場合 $\theta=20^{\circ}$ となる。この時各々の ϕ_{PS} 時の最大の補強材に作用する直応力 (σ_{θ}) は、垂直応力 (σ_{yy}) に対して $1.2 \sim 3.0$ 倍である (図-1.58)。

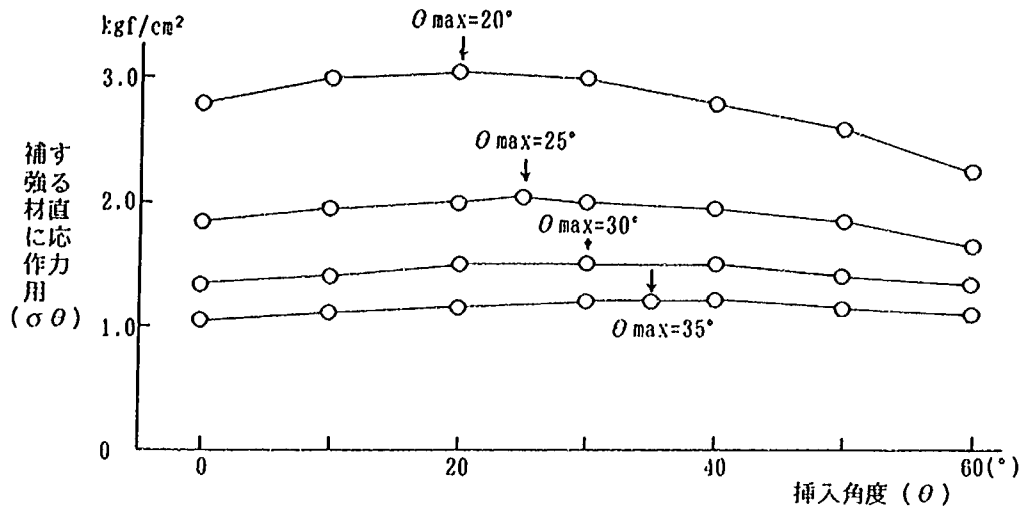


図-1.58 補強材の挿入角度と ϕ_{PS} を変えた場合の

Jewellの算定式による補強材に作用する直応力の関係

$\sigma_{yy}=1.0\text{kgf/cm}^2$ としている。

今回の実験で得た各々の条件での補強材の軸力とJewellの算定式による軸力の関係について以下に示す。

Jewellの算定式による軸力は(1),(5)式で算出する。

本実験での補強材と地盤との摩擦係数($\tan \delta$)を求めるため、(5)式を(1)式に代入し $\tan \delta$ について変形すると(6)式となる。

$$\begin{aligned} \tan \delta &= \frac{P_R}{\sigma_{\theta} \cdot A_r} \\ &= \frac{P_R}{\sigma_{yy}} \cdot \frac{\cos^2 \phi_{PS}}{0.87 + 0.5 \cdot \sin \phi_{PS} \cdot \sin(\phi_{PS} + 2\theta)} \end{aligned} \quad (6)$$

P_R : せん断変位6mmでの軸力(kgf)

σ_{yy} : 垂直応力(kgf/cm²)

A_r : 補強材の上箱部の表面積(cm²)

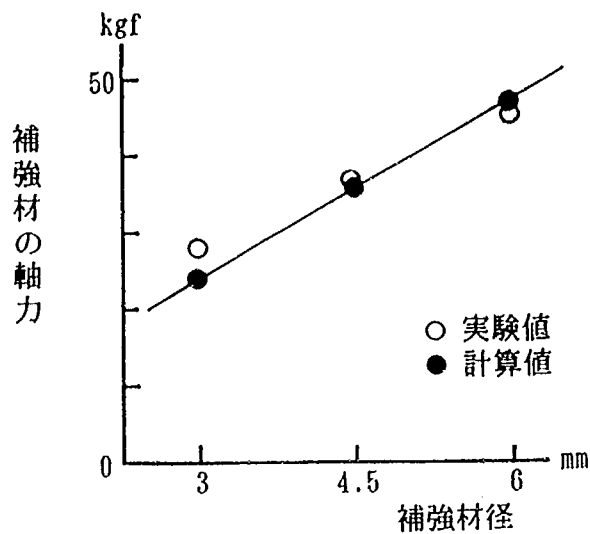


図-1.59 補強材の径を変えた実験での補強材の軸力の実験値と計算値に比較

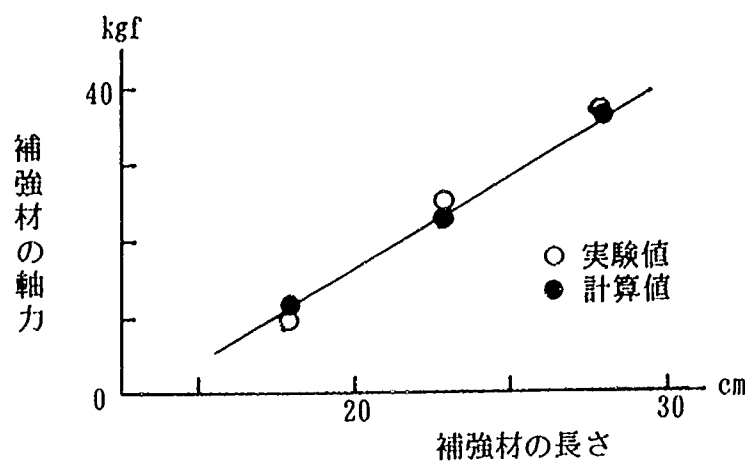


図-1.60 補強材の長さを変えた実験での補強材の軸力の実験値と計算値に比較

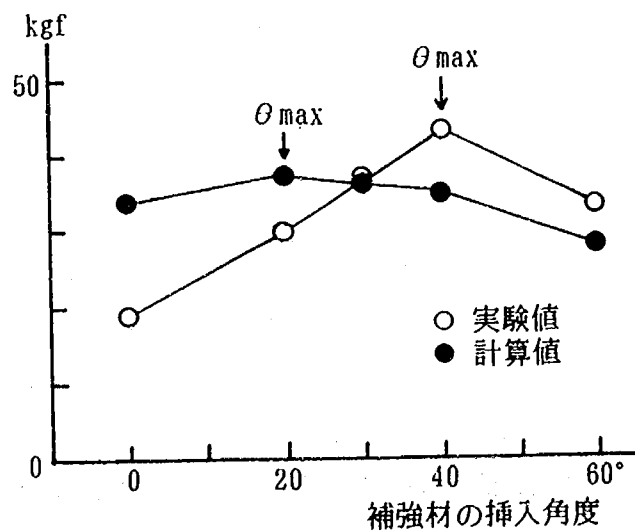


図-1.61 補強材の挿入角度を変えた実験での補強材の軸力の実験値と計算値に比較

ここで ϕ_{PS} は平面ひずみ試験による値であるがこれを三軸圧縮試験による内部摩擦角(ϕ')により推定する。 ϕ_{PS} と ϕ' の関係は $\phi_{PS}=1.1\phi'$ と表わされる¹¹⁾。一般的に豊浦標準砂の場合 $\phi'=34\sim 45^\circ$ であることが知られている⁷⁾。これより ϕ_{PS} は $40\sim 50^\circ$ と推定される。

(6)式に垂直応力を変えた実験のせん断変位6mmでの P_R 、 A_r および $\phi_{PS}=40, 50^\circ$ を代入したときの δ を表-1.6に示す。

表-1.6 垂直応力を変えた実験での内部摩擦角(ϕ_{PS})と補強材と地盤の摩擦係数(δ)の関係

$\sigma_{yy} \backslash \phi_{PS}$	40	50
0.5	51	39
0.75	49	38
1.0	51	40

補強材と地盤の摩擦角(δ)を地盤の内部摩擦角(今回の実験では $\phi=40^\circ$)と比較すると $\delta \leq \phi$ となることが考えられる。 $\phi_{PS}=40^\circ$ の場合、 $\delta(50^\circ) > \phi$ 、 $\phi_{PS}=50^\circ$ の場合、 $\delta(40^\circ) = \phi$ となる。このことはJewellが述べているように $\delta = \phi$ 、 $\phi_{PS}=1.2\phi$ を用いて(1)、(5)式により算出される軸力が実験値とほぼ一致することから、この δ が補強材と地盤の摩擦角であることが推定される。この垂直応力を変えた実験から得られた δ 、 ϕ_{PS} を用いて補強材の径、長さ、挿入角度を変えた実験のJewellの計算値を求めた。

補強材の径、長さ、挿入角度を変えた実験での、補強材の軸力の実験値とJewellの式による値と比較したものを図-1.59~1.61に示す。

この時 $\delta=40^\circ$ 、 $\phi=48^\circ$ とし、 σ_{yy} 、 θ 、 A_r (上箱部の表面積)は各々の実験の条件での値を代入している。実験値は無補強の降伏時のせん断変位に対する値を用いている。

補強材の径を変えた実験、長さを変えた実験は実験値と計算値がほぼ一致している(図-1.59, 1.60)。

補強材の角度を変えた実験では、軸力が最大となる角度にみられるようにJewellの算定式による値と、実験値は異なった傾向を示している。(図-1.61)

挿入角度を変えた実験でのせん断変位に対する補強材軸力の増加傾向は図-1.26にみられるように、 $\theta=40^\circ$ のケースに軸力が他のケースに比べ、せん断変位6mm以降も増加が著しく、挿入角度 0° のケースは他のケースに比べ、せん断変位初期の値が小さくなっている。また、挿入角度によって最大軸力の発生変位が若干異なることが考えられる。

これらのことを考えあわせると、砂地盤の場合ほぼ実験値は計算値による説明が可能であると考えられる。

地盤材料を変えた実験の地盤の降伏時での補強材の軸力の実験値とJewellの算定式による計算値を比較したものを図-1.62に示す。

ここでJewellの算定式による計算値は(1),(5)式を用いて算出した。この時、(1)式の δ は無補強の一面せん断試験での内部摩擦角(ϕ)を用い、(5)式の ϕ_{ps} は 1.2ϕ としている。

粗砂、標準砂の実験値は計算値とほぼ一致しているが、図-1.53からも見られたように当然のこととしてシルト砂の実験値が計算値に比べ大きくなっている。今回の実験での地盤材料はすべて気乾状態で行なったため、シルト分を含んだ材料においても粘着力はほとんど見られていないが(図-1.43)、シルト分を含んだ地盤において補強材の軸力を算出する際には、(1)式において粘着力を考慮する必要性があると考えられる。

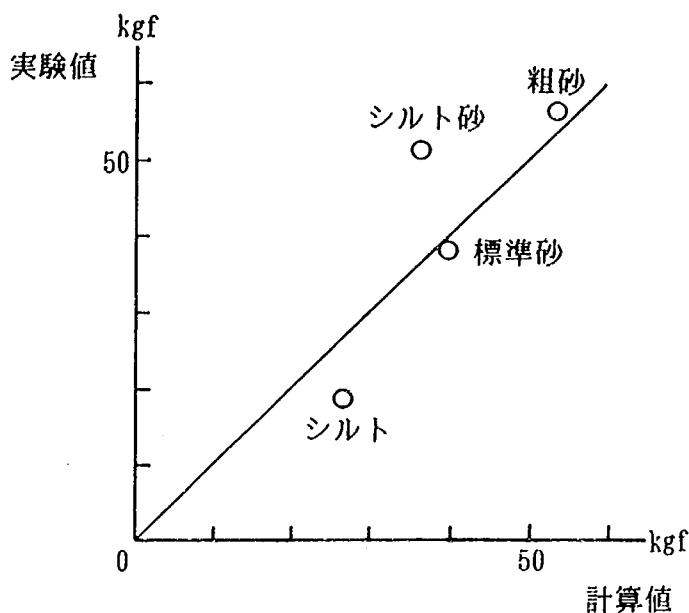


図-1.62 地盤材料を変えた実験での補強材の軸力の実験値と計算値に比較

1.5.2 引抜き試験と一面せん断試験での補強材の引張り力(軸力)の比較

現在、一般的な鉄筋挿入工法の設計方法は、現地での引抜き試験により得た摩擦抵抗力(τ)を用い補強材の設計引張り力(軸力)を算出しているが、この工法は地盤の変形時に補強材に発生する軸力により地盤強度が高められると考えられており、実験的にも確かめられている。

ここでは室内引抜き試験での補強材の引張り力と一面せん断試験での補強材の軸力を比較することにより実設計での引抜き試験により得た引張り力の適用性について検討する。

引抜き試験は、地盤に挿入した補強材を図-1.62に示すように挿入方向と同方向に引抜き、その力から補強材と地盤の摩擦抵抗を求め、それにより引張り力を求める。

一般的に引張り力は次式により求められる。

$$T = \tau \cdot A_r$$

T : 補強材の引張り力(kgf)

τ : 補強材と地盤の摩擦抵抗力(kgf/cm²)

A_r : 補強材の表面積(cm²)

引抜き試験は、土木研究所と土木研究センターの帯状補強土工法の共同研究により実施したものであり、実験データはその報告書の値を引用する¹²⁾。

一面せん断試験は今回の中型一面せん断試験の結果と上記の共同研究で実施した大型一面せん断試験の結果を引用する。

引抜き試験の概要を図-1.63、表-1.7に示す。

補強材の引抜き変位量と引抜き応力の関係を図-1.64に示す。

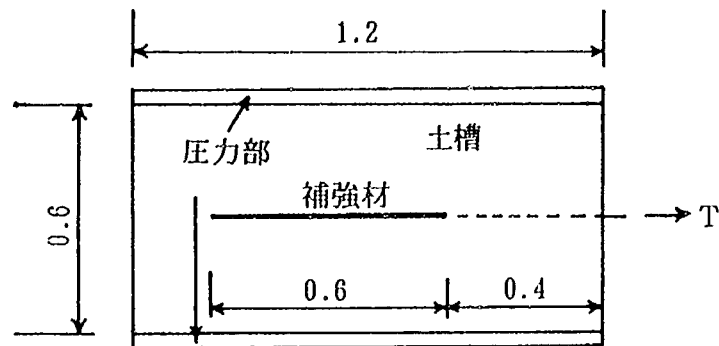


図-1.63 引抜き試験の概要 (単位 : m)

土槽幅は0.6m、補強材の長さは1.0mであり、その0.6m部に砂を付着させ、その部分を有効長としている。

表-1.7 引抜き試験の概要

試験ケース	垂直応力	補強材の形状	地盤材料	三軸圧縮試験による ϕ'
A試験	0.5kgf/cm ²	長さ $l=60$ cm 幅 $B=10$ cm 厚 $t=4.5$ mm	気乾状態の川砂	39°
B試験	0.5kgf/cm ²	長さ $l=60$ cm 幅 $B=10$ cm 厚 $t=4.5$ mm	気乾状態の標準砂	40°
C試験	1.0kgf/cm ²	長さ $l=60$ cm 幅 $B=10$ cm 厚 $t=4.5$ mm	気乾状態の標準砂	40°

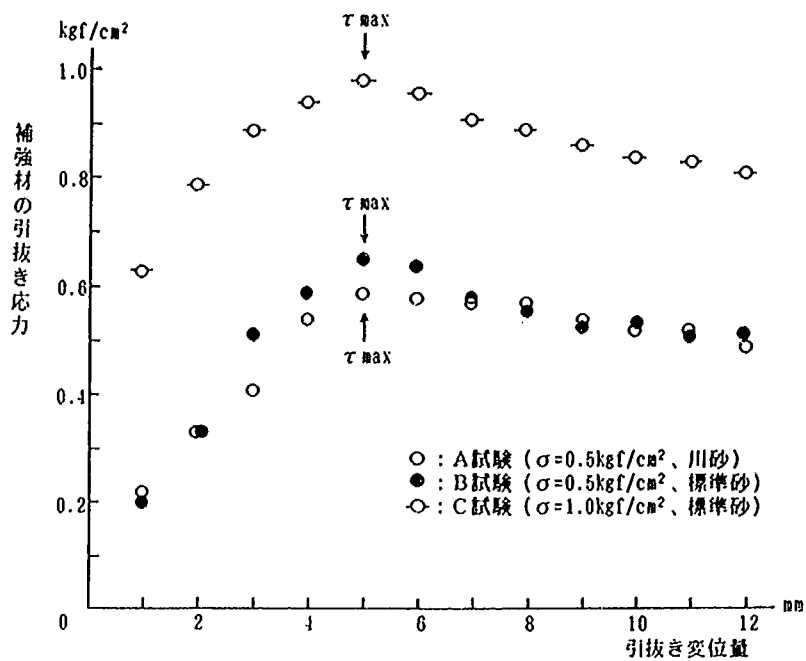


図-1.64 引抜き試験での補強材の引抜き変位量と引抜き応力の関係

大型一面せん断試験の概要を図-1.65、表-1.8に示す。

せん断変位と補強材の軸力の関係を図-1.66に示す。

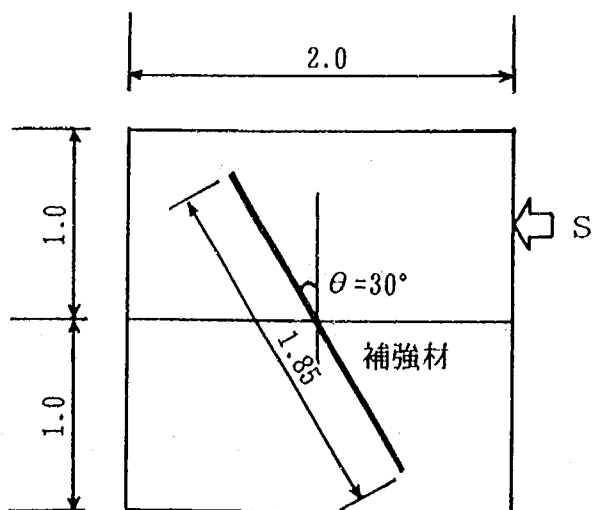


図-1.65 大型一面せん断試験機の概要 (単位: m)
 せん断箱は上箱可動型 (幅は1.5m)
 垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$
 補強材は $\phi 4.5\text{mm} \times 28\text{cm} \times 1$ 本、挿入角度は $\theta=30^\circ$
 補強材の表面には砂を付着している。

表-1.8 大型一面せん断試験の概要

垂直応力	補強材の形状	地盤材料	三軸圧縮試験による ϕ'
0.5kgf/cm ²	長さ $l=185\text{cm}$ 径 $\phi=22\text{cm}$ 本数 1 本	気乾状態の川砂	39°

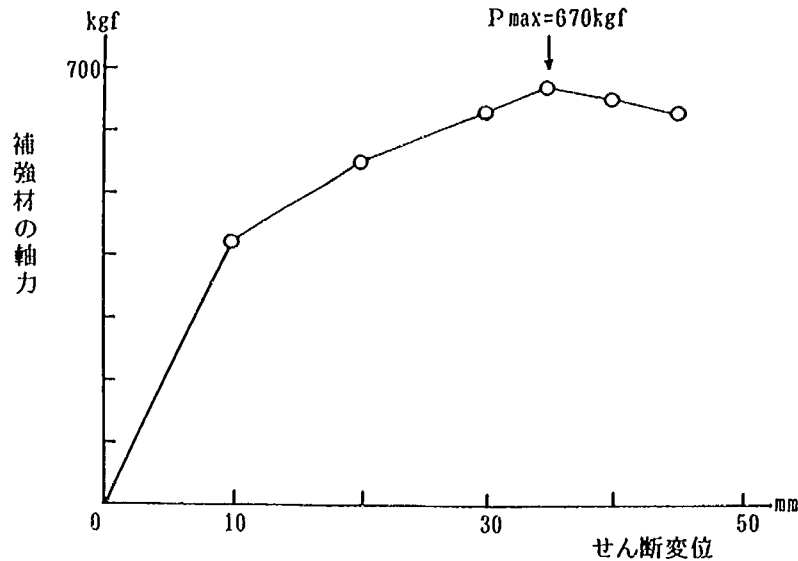


図-1.66 大型一面せん断試験でのせん断変位と補強材の軸力の関係

補強材は $\phi 22\text{mm} \times 185\text{cm}$ 、挿入角度は $\theta=30^\circ$

表面には砂を付着している。

引抜き試験による補強材の引張り力と大型一面せん断試験による補強材の軸力を比較したものを図-1.67に示す。

ここで各々の引張り力、軸力は各々の試験での降伏時の値である。また引き抜き試験による引張り力は、引抜き試験で得た引抜き応力に大型一面せん断試験で用いた補強材の表面積を乗じて算出している。

引抜き試験による補強材の引張り力は大型一面せん断試験での補強材の軸力と比べ、若干大きくなっているがほぼ同様の値となっている。

次に引き抜き試験による補強材の引張り力と今回の中型一面せん断試験での補強材の軸力を比較したものを図-1.68に示す。

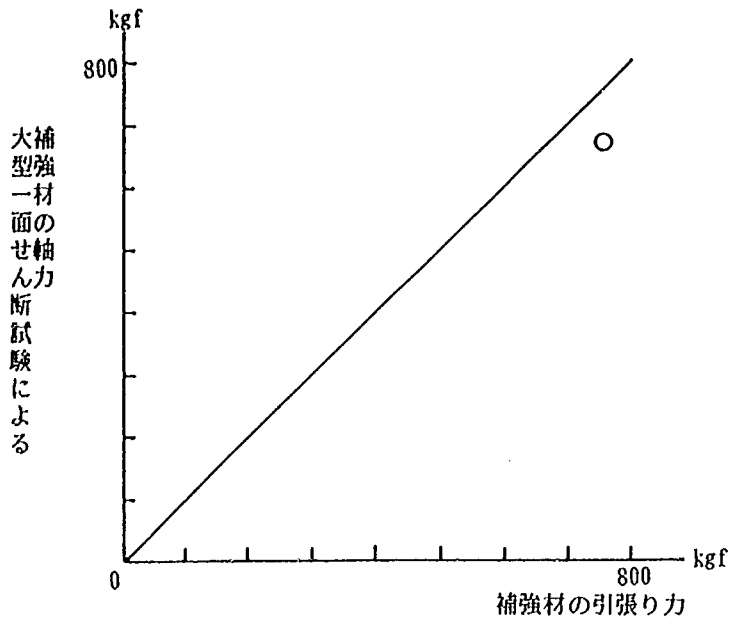


図-1.67 引抜き試験による補強材の引抜き応力から求めた引張り力と大型一面せん断試験機でのその軸力の比較
補強材の引張り力は引抜き試験の τ_{max} より算出している。

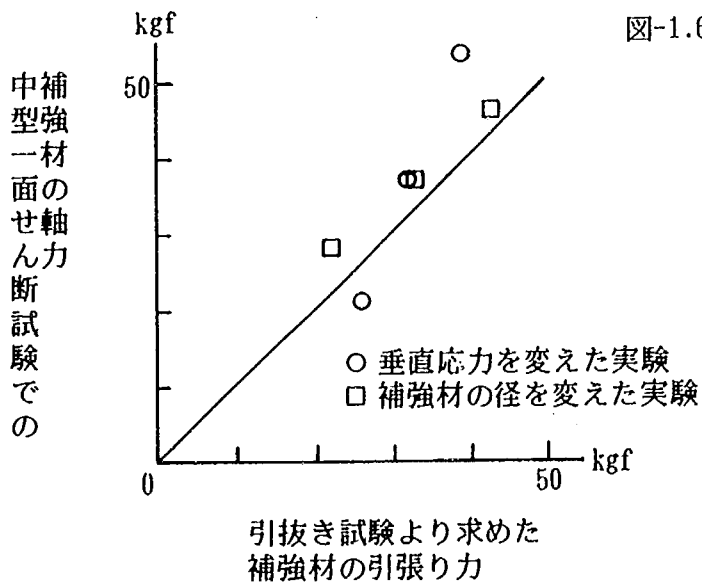


図-1.68 引抜き試験による補強材の引抜き力と中型一面せん断試験でのその軸力の比較
中型一面せん断試験の軸力は垂直応力を変えた実験と補強材の径を変えた実験のせん断変位6mmでの値である。
補強材の引張り力は引抜き試験のB, C試験の τ_{max} より算出している。引張り力のうち $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$ の値は $\sigma=1.0\text{kgf/cm}^2$ と $\sigma=0.5\text{kgf/cm}^2$ の平均値とした。

引抜き試験による補強材の引張り力は引抜き試験により得た引抜き応力に中型一面せん断試験で用いた補強材の表面積を乗じて算出している。

ただし、 $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$ の引抜き応力は $\sigma=0.5\text{kgf/cm}^2$ と $\sigma=1.0\text{kgf/cm}^2$ の平均値を用いて算出している。

中型一面せん断試験での補強材の軸力は垂直応力を変えた実験、補強材の径を変えた実験のせん断変位6mmの値である。

図-1.67から見られるように引き抜き試験による補強材の引張り力と中型一面せん断試験によるその軸力の値は垂直応力を変えた実験に若干の差は見られるが、ほぼ一致した傾向がみられる。このことは、地盤の変形に伴い補強材に発生する軸力は、引抜き試験によりほぼ推定できると考えられる。

1. 5 まとめ及び今後の課題

今回の実験では主に均一斜面を想定し、そのせん断面での補強材の軸力について補強材と地盤の条件を変えることにより検討した。

この結果せん断面の補強材の軸力について次のことが明らかになった。

①斜面が均一層からなる場合、補強材の軸力はせん断変位に対してせん断応力と同様の増加傾向を示し、そのせん断面で最大となり、補強材を地盤に対して引張り方向に挿入することにより、せん断面での曲げの影響はほとんど受けない。

②補強材の軸力は、垂直応力に比例する。その割合も一致する。

③補強材の軸力は、補強材の径つまり表面積に比例する。

④補強材の軸力は、表層土層より奥に挿入した長さに比例する。

⑤補強材の軸力は、その表面と地盤の摩擦の状態により変化する。

⑥挿入角度をせん断面に対して 40° 傾けることにより、せん断面での軸力は最大となり、せん断面に対して直角方向に挿入した場合、軸力は小さくなり曲げモーメントが大きくなる。

⑦単位面積当りの補強材の挿入本数を増やしても、一本当りの軸力にはほとんど差はみられない。本数を変えた場合の補強材の軸力による応力の増分が、せん断応力の増分に占める割合は挿入本数に左右されず、無補強の降伏変位以降ほぼ一定となる。

⑧地盤材料を変えた場合、補強材の軸力はその降伏せん断応力に比例する。内部摩擦角(ϕ)が同等の地盤でもせん断特性に違いがある場合、補強材の軸力は ϕ のみで評価できない。

⑨表層土層に比べて、補強材の定着部の地盤が堅固である場合、補強材はせん断面での曲げモーメントが地盤が均一層である場合に比べて大きくなる。

⑩一面せん断試験で地盤材料が粘性分を含まない砂の場合、Jewellの式により軸力の値は推定できる。

⑪引抜き試験により求められる補強材の引張り力と一面せん断試験での補強材の軸力は、砂地盤の場合ほぼ一致する。

(今後の課題)

①今回の実験では補強材の軸力をせん断面でのそれにより評価したが、軸力は補強材に対して等分布に作用していない点、②粘性分を含んだ地盤での補強材の軸力の算定方法、③自然地山での補強材に作用する直応力($\sigma\theta$)をどのように考えるか、④頭部プレートの効果をどのように考えるか、⑤補強材の軸力と引抜き試験による補強材の引張り力の関係をどのように設定するか等、が鉄筋挿入工法の設計マニュアルの作成に際して課題として残っており、今後の検討課題としたい。

2. 引抜き試験

2. 1 実験目的

昨年度の一面せん断試験では均一層の斜面を想定し、補強材の条件及び地盤の条件を変えた場合の補強材の軸力の変化について検討してきたが、さらに本年度は自然斜面に反映する実験として引抜き試験を行なうことにより、引抜き力と補強材の軸力の関係を求めること、そして昨年度までの実験との比較検討することにより、実設計での引抜き試験により得た引張力の適用性について検討することを目的としている。

補強材の引抜き力に影響を及ぼす要因として、昨年度の実験をふまえて次の条件を取り上げた。

- ①地盤に作用する垂直応力
- ②補強材の径
- ③補強材の材質
- ④補強材表面の摩擦条件
- ⑤補強材の挿入長さ
- ⑥地盤材料

また引抜き中に補強材に発生する軸力は、補強材の各位置に貼付けたひずみゲージより計測した値を用い次のように算出した。

$$P_R = \varepsilon \cdot E \cdot A \quad (1)$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} P_R : \text{補強材の軸力 (kgf)} \\ \varepsilon : \text{ひずみ} \\ E : \text{補強材の弾性係数} & \begin{array}{ll} \text{りん青銅} & E = 1.1 \times 10^6 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ \text{アルミ} & E = 7.2 \times 10^5 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \end{array} \\ A : \text{補強材の断面積 (cm}^2\text{)} \end{array} \right.$$

補強材の軸力の算定手法の検討はJewellらにより提案されている次式^{3,10)}を用いている。(1. 5.

1 補強材軸力の算定方法の検討参照)

$$P_R = \sigma \theta \cdot A_r \cdot \tan \delta \quad (2)$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} P_R : \text{補強材の軸力 (kgf)} \\ \sigma \theta : \text{補強材に作用する直応力 (kgf/cm}^2\text{)} \\ A_r : \text{補強材の表面積 (cm}^2\text{)} \\ \tan \delta : \text{補強材と地盤との摩擦係数} \end{array} \right.$$

2.2 実験ケース

実験ケースを表-2.1に示す。

表-2.1 実験ケース

実験ケース	垂直応力(σ) (kgf/cm ²)	補強材の 材質	長さ(l) (cm)	径(ϕ) (mm)	地盤材料	補強材表面の 摩擦条件
垂直(載荷)応力を 変えた実験	0.5, 0.75 1.0	りん青銅	28	4.5	標準砂	砂付着 有
補強材の径を 変えた実験	0.75	りん青銅	28	3.0, 4.5 6.0	標準砂	砂付着 有
補強材の材質を 変えた実験	0.75	りん青銅 アルミ	28	3.0, 4.5 6.0	標準砂	砂付着 有
補強材表面の摩擦 条件を変えた実験	0.5, 0.75 1.0	りん青銅	28	4.5	標準砂	砂付着 有 無
補強材の長さを 変えた実験	0.75	りん青銅	18 23 28	4.5	標準砂	砂付着 有
地盤材料を 変えた実験	0.75	りん青銅	28	4.5	粗砂, シルト砂 シルト, 粘性土	砂付着 有

※ 粘性土とは、シルト砂・シルトの含水比を変えたもの。

実験ケースの内容は次の通りである。

①垂直(載荷)応力を変えた実験

地盤に対する垂直応力を変えた実験である。垂直応力は $\sigma=0.5, 0.75, 1.0\text{kgf/cm}^2$ と変化させ、 $\phi=4.5\text{mm}$ (補強材径) $\times 28\text{cm}$ (長さ) $\times 1$ 本のりん青銅の補強材を挿入している。地盤材料は標準砂で、補強材表面には砂を付着している。

②補強材の径を変えた実験

補強材の径について $\phi=3.0, 4.5, 6.0\text{mm}$ と変化させた実験である。垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$ であ

り、その他の条件は①の条件と同様である。

③補強材の材質を変えた実験

アルミの補強材を用いた実験であり、条件は②の実験と同様である。

④補強材表面の摩擦条件を変えた実験

補強材表面の摩擦条件を変えた実験であり、表面に砂を付着させない補強材を用い①の条件で実験を行い比較した。

⑤補強材の長さを変えた実験

補強材の挿入長さを変えた実験であり、 $l=28, 23, 18\text{cm}$ と変化させ、垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$ であり、その他の条件は①の実験と同様である。

⑥地盤材料を変えた実験

地盤材料を変えた実験であり、地盤材料として粗砂・シルト砂・シルト・粘性土を用いた。尚、粘性土はシルトに水分を含ませたもの、シルト砂に水分を含ませたものである。垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$ であり、その他の条件は①の実験と同様である。

2.3 実験方法

2.3.1 実験装置の概要

本実験で使用した引抜き試験装置は図-2.1に示すように、土層寸法が幅1200mm×高さ600mm×奥行き600mmで、側方的一方には補強材を設置し、引抜きができるようにスリットが設けられている。本実験では昨年度の実験と比較検討するために、引抜き側を幅300mm×高さ300mm×奥行き300mmの土層になるように鋼材（H型鋼300×150×6.5×9，100×100×6×8等）を引抜き側とは反対の側面部に設置した。また改造した土層上部・下部にはゴム袋が取り付けられており、エアー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。試験装置の性能は以下の通りである。

圧力载荷方式	空気圧载荷方式
载荷圧力	最大 2.0kgf/cm ²
引抜き荷重载荷方式	交流可変速電動機駆動によるスクリュージャッキ方式
引抜き荷重	最大 2.0ton
引抜き行程	400 mm
荷重検出方式	ロードセル方式
ロードセル	圧縮引張り型
変位検出方式	ポテンションメーター方式 ±0.2% R.O.以内

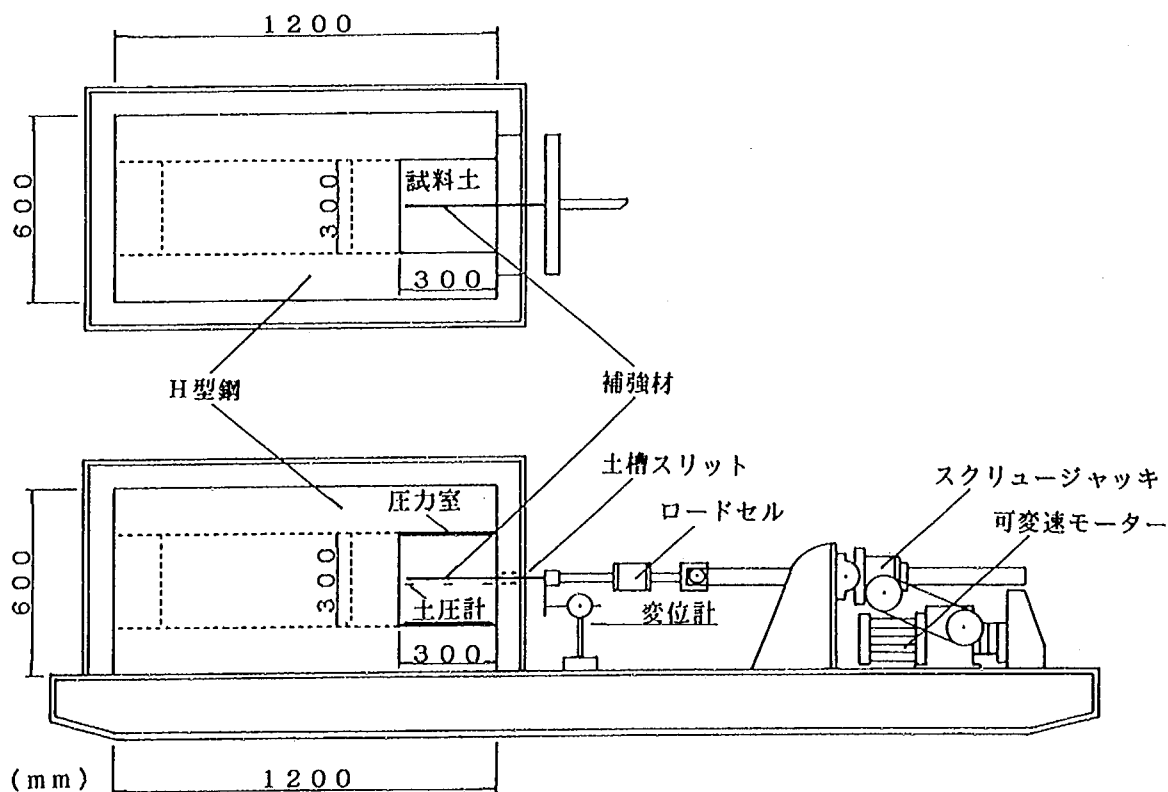


図-2.1 引抜き試験機

2.3.2 補強材

補強材の材質は昨年度と同様に、りん青銅（弾性係数 $E=1.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ ）であり、その基本的な形状は径が $\phi = 4.5 \text{ mm}$ 、長さが $\ell = 28 \text{ cm}$ である。補強材の表面にはエポキシ樹脂系の接着剤で砂を付着させ地盤との摩擦を多くしている。ただし補強材の径を変えた実験では、 $\phi=3.0, 4.5, 6.0 \text{ mm}$ （りん青銅）、材質を変えた実験では、 $\phi=3.0, 4.5, 6.0 \text{ mm}$ （アルミ棒、弾性係数 $E=7.2 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ ）のものを使用している。また摩擦条件を変えた実験では砂を付着していないものを使用し、長さを変えた実験では長さ $\ell = 28, 23, 18 \text{ cm}$ のものを使用している。

補強材の表面には引抜き中に発生する軸力を計測するため、図-2.2に示すようにひずみゲージを貼付けてある。

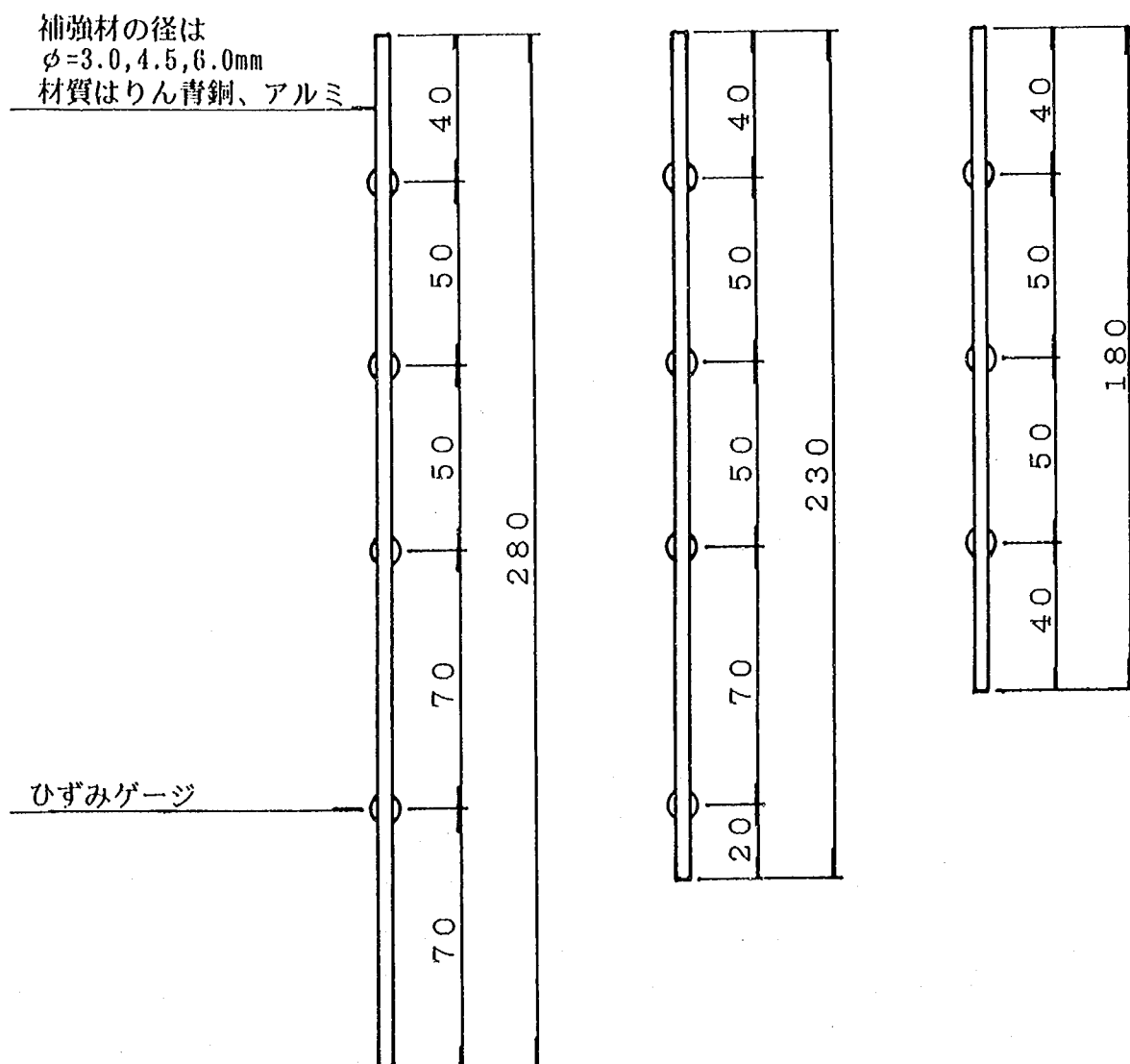


図-2.2 補強材の形状及びひずみゲージの貼付け位置

2.3.3 地盤材料

地盤材料を変えた実験以外は標準砂を用い、地盤材料を変えた実験では標準砂の他に粗砂・シルト砂・シルト・を用いた。各々の材料特性については昨年度と同様である。(1.3.3参照。)また、本年度は上記の材料に加えて含水比を変えたシルト砂・シルトについて実験を行なっているので、その三軸圧縮試験の結果を他の材料の結果に加えて表-2.2に示す。

表-2.2 三軸圧縮試験結果

	粗 砂	シルト砂	シルト	標準砂	粘性土1	粘性土2
条 件	CD	CD	CD	CD	CD	CD
$\rho_{dc}(g/cm^3)$	1.817	1.528	1.238	1.500	1.528	1.238
$\rho_t(g/cm^3)$	—	—	—	—	1.966	1.755
$\omega(\%)$	0.3	1.6	4.6	0.0	28.98	44.74
$C'(kgf/cm^2)$	0.000	0.113	0.418	0.000	0.000	0.000
$\phi'(^{\circ})$	42.3	43.7	36.3	36.0	38.6	35.5

※標準砂は昭和63年に実施、粗砂・シルト砂・シルトについては平成1年度に実施した。

三軸圧縮試験によって得られた含水比を変えたシルト砂・シルトの内部摩擦角(ϕ')は、乾燥状態のそれに比べて各々小さくなっている。また、シルト砂・シルトとその含水比を変えたものは粘着力が若干異なるものの、名称を変えるため本実験では粘性土1、粘性土2として称する。尚、この時の粘性土は飽和度100%である。

2.3.4 供試体の作製

供試体の作製順序を以下に示す。

- ①箱の中にH型鋼で改造した土槽箱を設置する。
- ②改造土槽箱に15cm程度試料を充填する。

地盤材料の充填方法は標準砂の場合、充填した材料の均一性、試料の再現性を期待して、落下法(1m程度の高さから標準砂を落下させる。)を用い、粗砂・シルト砂・シルト・粘性土1・2については落下法では地盤の密度が小さくなりすぎるため、土槽箱に一層5cm程度で転圧しながら地盤を作製する方法を用いた。この時の各々の材料の乾燥密度を表-2.3に、粘性土についての材料の湿潤密度を表-2.4に示す。

- ③土圧計3個を所定の位置に設置する。
- ④補強材を所定の位置に設置する。
- ⑤箱全体に試料を充填する。

2.3.5 実験及び計測

実験順序を以下に示す。

①供試体設置後、所定の垂直応力を載荷し、所定の時間圧密する。圧密時間は材料の圧密特性を考慮し以下のとおりとした。

- ・標準砂、粗砂 ————— 10分
- ・シルト砂 ————— 20分
- ・粘性土1 ————— 30分
- ・シルト ————— 40分
- ・粘性土2 ————— 60分

②圧密終了後、1mm/分の変位制御方式により試験を行う。計測は15秒/回に行い、スキャナー、データロガーを介してパーソナルコンピュータに収録する。尚、引抜き開始後の垂直応力は一定になるように調節する。計測項目は以下の通りである。

計測項目

- 引抜き力
- 引抜き変位
- 垂直応力（土圧計3個の平均）
- 補強材のひずみ

表-2.3 材料の乾燥密度

	粗砂	標準砂	シルト砂	シルト
乾燥密度	1.86	1.53	1.57	1.27

表-2.4 材料の湿潤密度

	粘性土1	粘性土2
湿潤密度	1.95	1.80

2.4 実験結果及び考察

2.4.1 垂直応力を変えた実験

垂直応力を変えた実験は $\sigma=0.5, 0.75, 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ で各々3ケース実施した。引抜き変位に対する引抜き力の関係を図-2.3, 2.4に示す。

引抜き力は図-2.3, -2.4に見られるように垂直応力が大きくなるにつれて増加しているが降伏時を過ぎると緩やかに減少し補強材の残留強度により一定の値に近づく傾向がある。 $(\sigma=0.75 \text{ kgf/cm}^2$ については引抜き変位が13mmを過ぎるとやや増加傾向を示すがこれはひずみゲージコードの影響と思われる。) 降伏引抜き変位は垂直応力によって若干異なり、1.5~2.0mm(補強材寸法に対しては0.5~0.7%程度)であるが平均的には2.0 mmである。降伏時の引抜き力は $\sigma=0.5 \text{ kgf/cm}^2$ は36 kgf前後、 $\sigma=0.75 \text{ kgf/cm}^2$ は50 kgf前後、 $\sigma=1.0 \text{ kgf/cm}^2$ は若干ばらつきがあるもの60 kgf前後となっている。

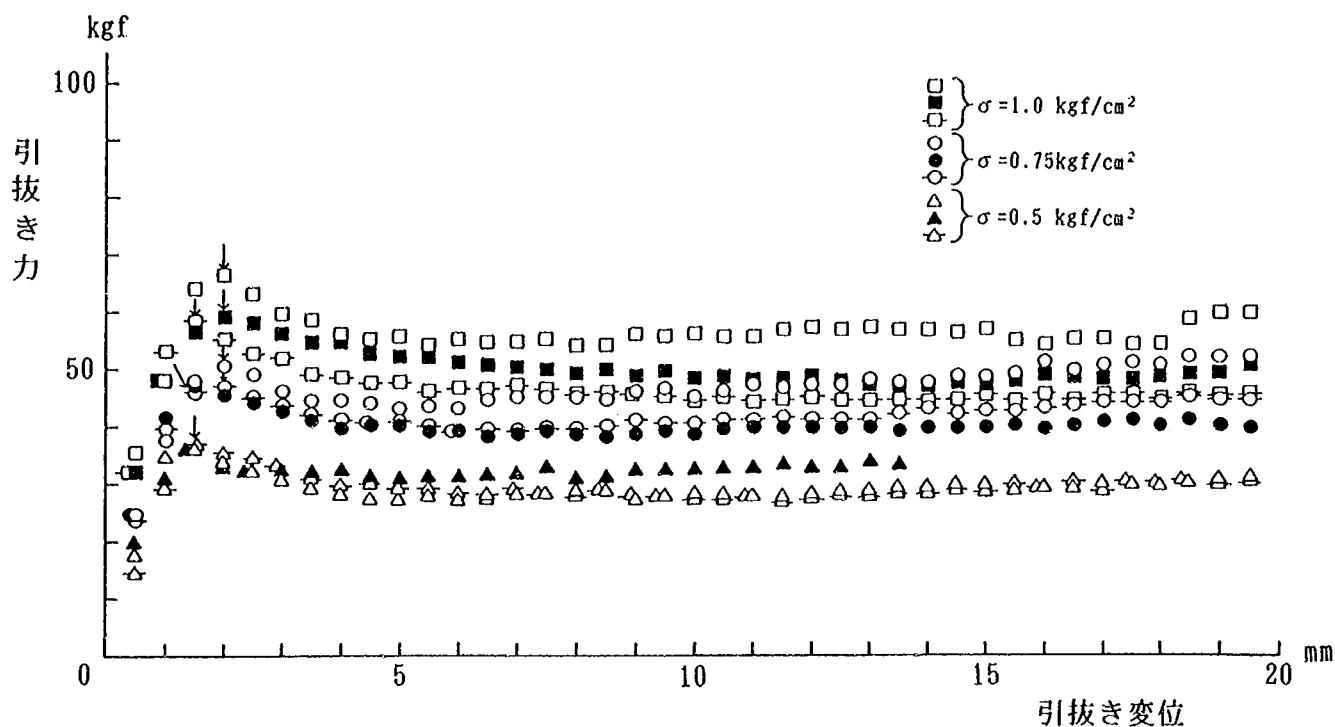


図-2.3 垂直応力を変えた場合の引抜き変位と引抜き力の関係

補強材は $\ell=28\text{cm}$, $\phi=4.5\text{mm}$

補強材の表面には砂を付着している

次に、降伏時の引抜き変位に対する垂直応力と引抜き力の関係を図-2.5に示す。

補強材の引抜き力は垂直応力が $\sigma=0.5, 0.75, 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合、その増加割合は垂直応力 $\sigma=0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の場合に対して各々1.4, 1.9倍となっており、垂直応力の割合とほぼ一致している。また、昨年実施したせん断試験における同じ条件の実験の補強材の軸力についても同図にプロットしたが、各垂直応力における引抜き力は補強材の軸力の約3割増加の値を示している。

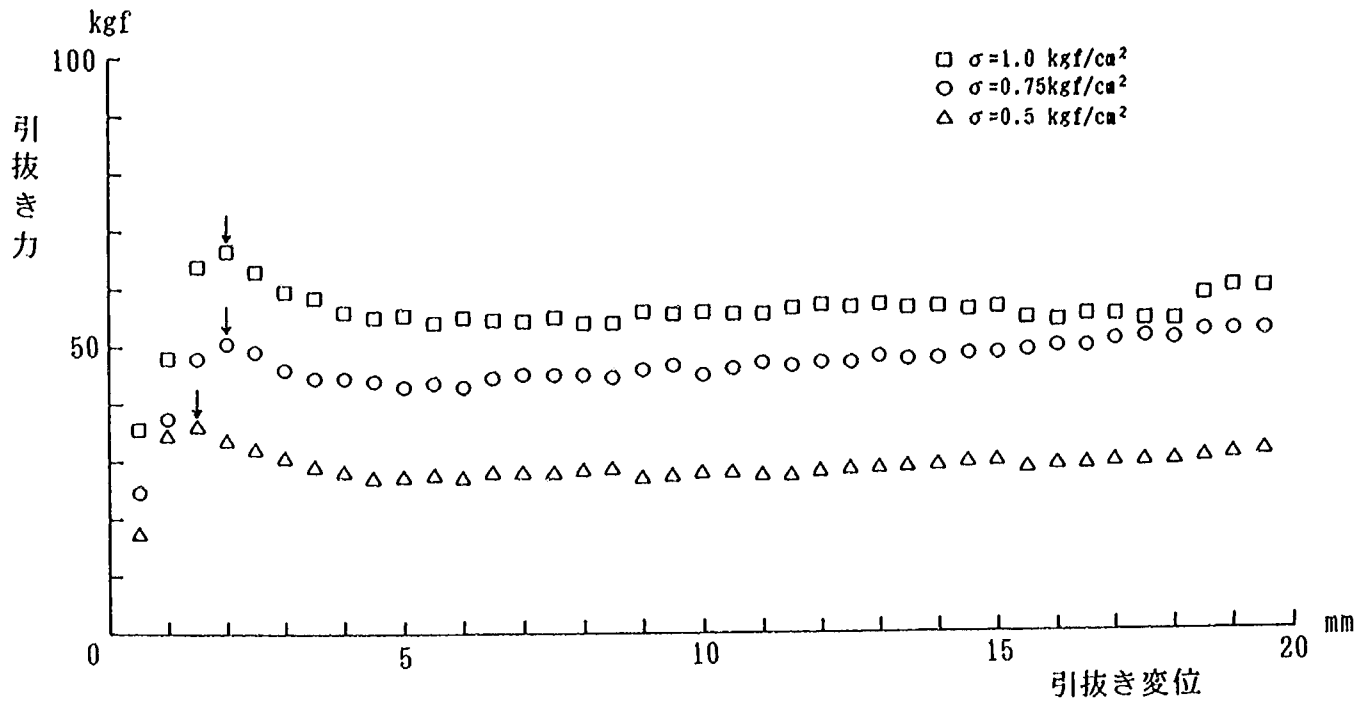


図-2.4 垂直応力を変えた場合の引抜き変位と引抜き力の関係

補強材は $\phi = 28 \text{ cm}$, $\phi = 4.5 \text{ mm}$

補強材の表面には砂を付着している

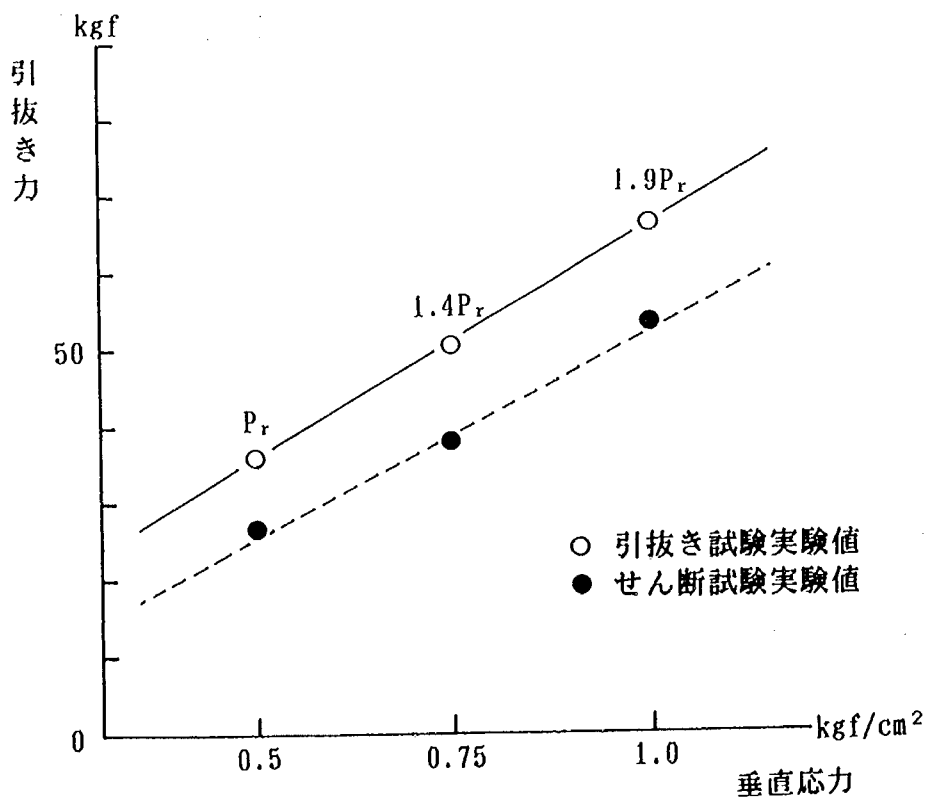


図-2.5

垂直応力と引抜き力の関係

補強材の引抜き力は降伏時の引抜き変位(1.5, 2.0mm)に対する値である

2.4.2 補強材の径を変えた実験

補強材の径を変えた場合 ($\phi=3.0, 4.5, 6.0\text{mm}$) の引抜き変位に対する引抜き力の関係を図-2.8に示す。

引抜き力は補強材の径が大きいほど大きい値を示し、降伏時をすぎるとゆるやかに減少していき、補強材の残留強度によりある値に一定する傾向にある。($\phi=3.0, 4.5\text{mm}$ については引抜き変位が 10mm をすぎるとやや増加傾向を示すが、これはひずみゲージのコードの影響と思われる。) 降伏時の引抜き変位は $1.5 \sim 2.0\text{mm}$ である。

補強材の径を変えた場合の引抜き力を降伏時の値で比較したものを図-2.7に示す。

補強材の径を変えた場合、昭和62年度・平成元年度の中型一面せん断試験において補強材の軸力は補強材の表面積に比例するという結果を得ているが、今回の実験でも補強材の径を $\phi=3.0, 4.5, 6.0\text{mm}$ と変えた場合、その増加割合は $\phi=3.0\text{mm}$ の場合に対して各々 1.43 倍・ 2.0 倍となっており、引抜き力についても補強材の径に比例して大きくなり、その割合は表面積の割合に対してほぼ比例関係を示している。また昨年実施した同じ条件の実験の補強材の軸力についても同図にプロットしたが、各径における引抜き力は補強材の軸力の約 $3 \sim 5$ 割増加の値となっている。

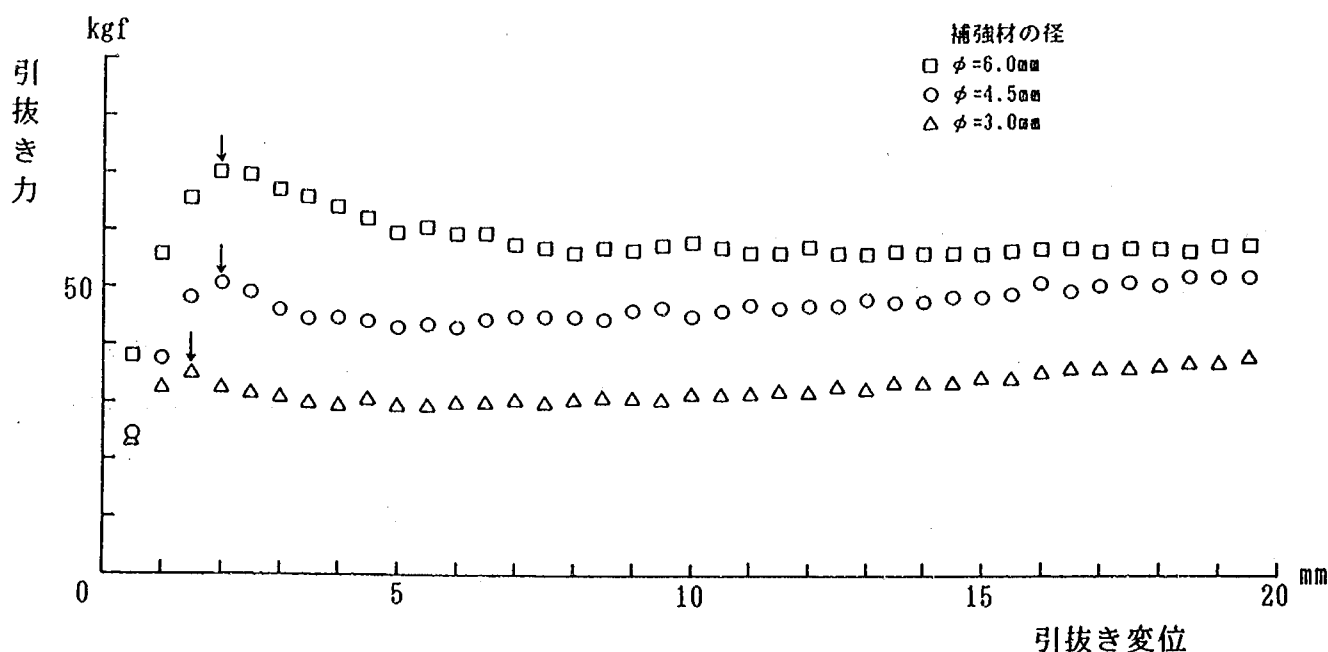


図-2.6 補強材の径を変えた場合の引抜き変位と引抜き力の関係

垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$, 補強材は $\phi=28\text{cm}$

補強材の表面には砂を付着している

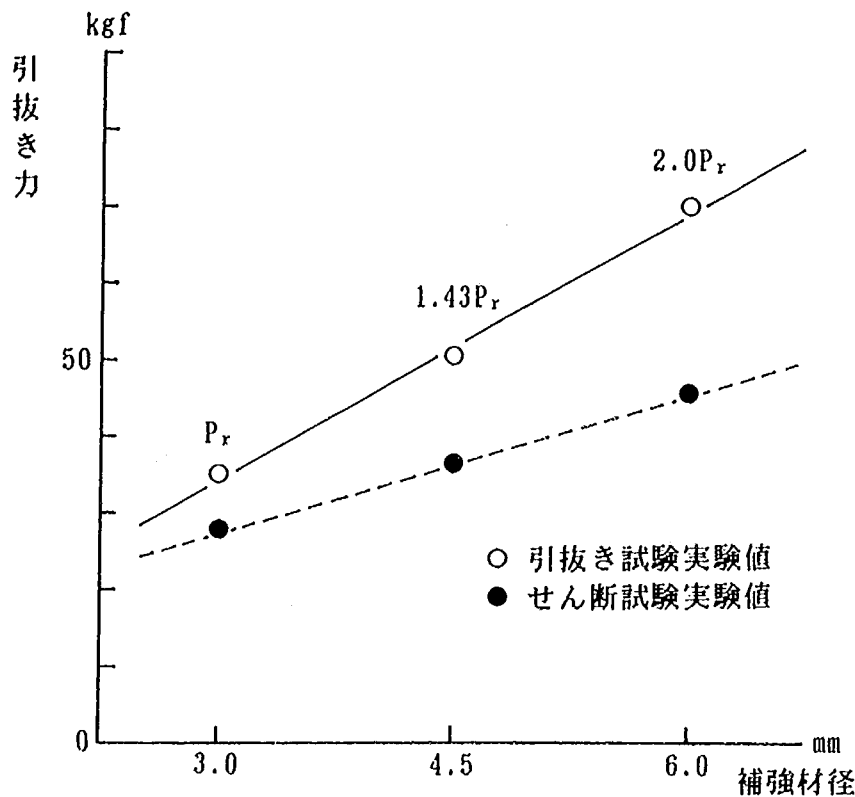


図-2.7

補強材の径と引抜き力の関係
補強材の引抜き力は降伏時の
引抜き変位(1.5, 2.0mm)に
対する値である

2.4.3 補強材の材質を変えた実験

アルミ棒の補強材を用いた場合（径は $\phi=3.0, 4.5, 6.0\text{mm}$ と変化させている。）の引抜き変位に対する引抜き力関係を図-2.8に示す。

補強材の引抜き力はりん青銅の場合と同様に、補強材の径が大きいほど大きい値となっている。また降伏時の引抜き変位以後、引抜き力は補強材の残留強度によりある一定の値になる傾向がみられる。（ $\phi=3.0\text{mm}$ については引抜き変位8mm以後増加傾向を示しているが、これもひずみゲージのコードの影響と思われる。）降伏時の引抜き変位は各径とも2.0mmとなっている。

補強材の材質を変えた場合の径に対する引抜き力を降伏時の値と比較したものを図-2.9に示す。

アルミ棒の補強材を使用した場合、りん青銅の場合とほとんど変わりがなく径を変えた場合その増加割合は $\phi=3.0\text{mm}$ の場合に対して各々1.43倍、1.9倍となっており、引抜き力についても補強材の径に比例し、りん青銅と同様な傾向にある。また昨年実施したせん断試験における同じ条件の実験のアルミ補強材の軸力についても同図にプロットしたが、各径における引抜き力は補強材の軸力の約1割増加の値となっており材質の違いはみられない。以上の結果より補強材の引抜き力は実験に使用した範囲では材質の違いの影響をほとんど受けないと考えられる。

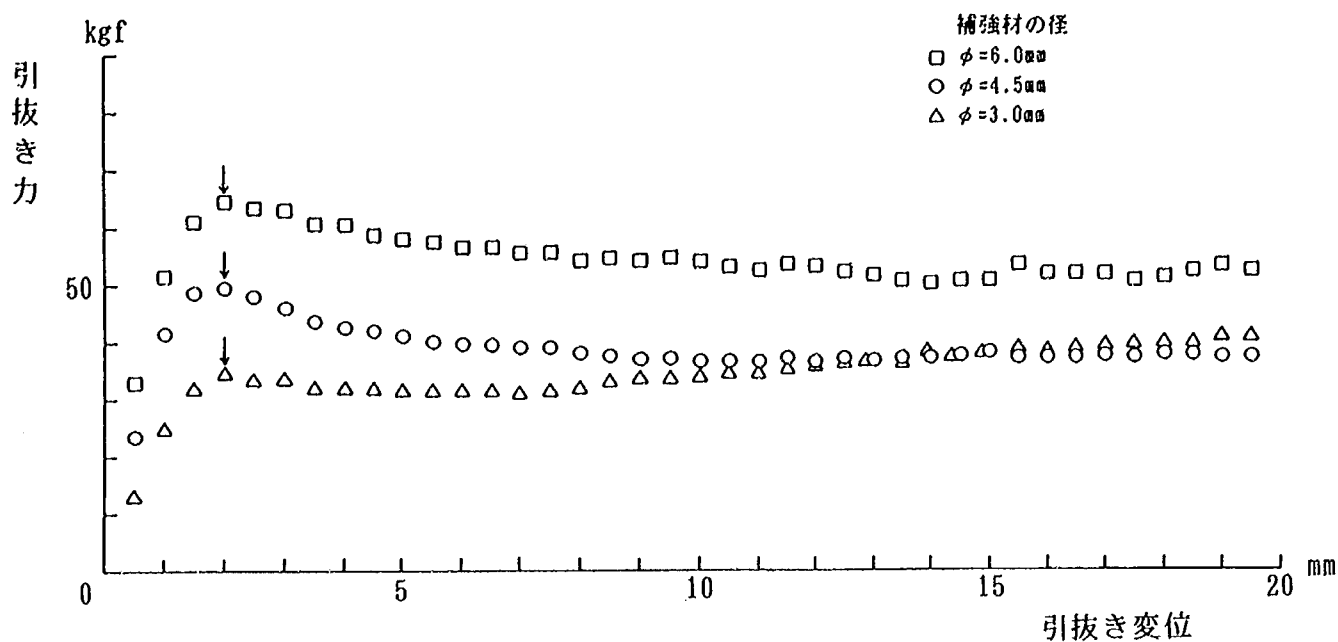


図-2.8 補強材の径を変えた場合の引抜き変位と引抜き力の関係

垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$, 補強材は $\ell=28\text{cm}$

補強材の表面には砂を付着している, 材質はアルミ

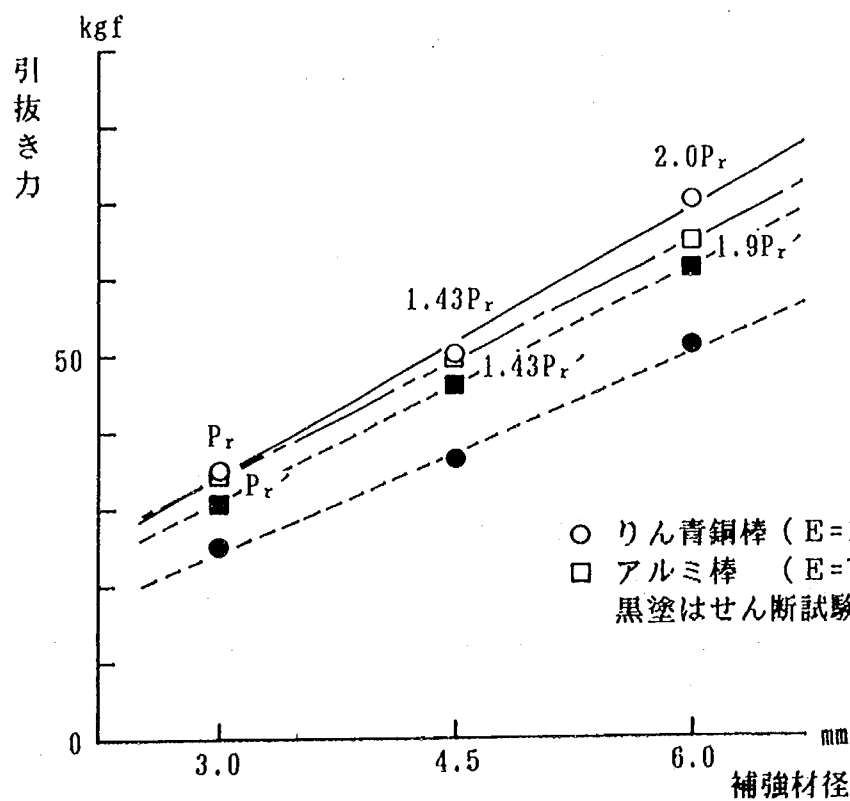


図-2.9

補強材の材質を変えた場合の
補強材の径と引抜き力の関係
補強材の引抜き力は降伏時の
引抜き変位(1.5, 2.0mm)に
対する値である

2.4.4 補強材の摩擦条件を変えた実験

この実験では昨年と同様に2.4.1の垂直応力を変えた実験と同様な条件で、表面に砂を付着していない補強材を用いた実験を行なった。

引抜き変位に対する引抜き力の関係を図-2.10に示す。

引抜き力は砂を付着した補強材を使用した場合と同様に、垂直応力が増加すると大きい値を示すが、一度降伏したのち徐々に増加傾向を示している。これはひずみゲージのコードの影響と思われる。降伏引抜き変位は各垂直応力とも1.5 mmである。

垂直応力と降伏時の引抜き変位に対する引抜き力の関係を図-2.11に示す。

図-2.11からもわかるように補強材の引抜き力は砂を付着した場合と同様に垂直応力に比例して大きくなるがその増加の割合は砂を付着した場合に比べるとほぼ1/2程度である。このことは補強材と地盤の摩擦が十分でない場合、補強材と地盤との摩擦係数が1/2程度になることを示している。また昨年実施したせん断試験における同じ条件の実験の補強材の軸力についても同図にプロットしたが、各垂直応力における引抜き力は補強材の軸力の約3割増加の値となっている。

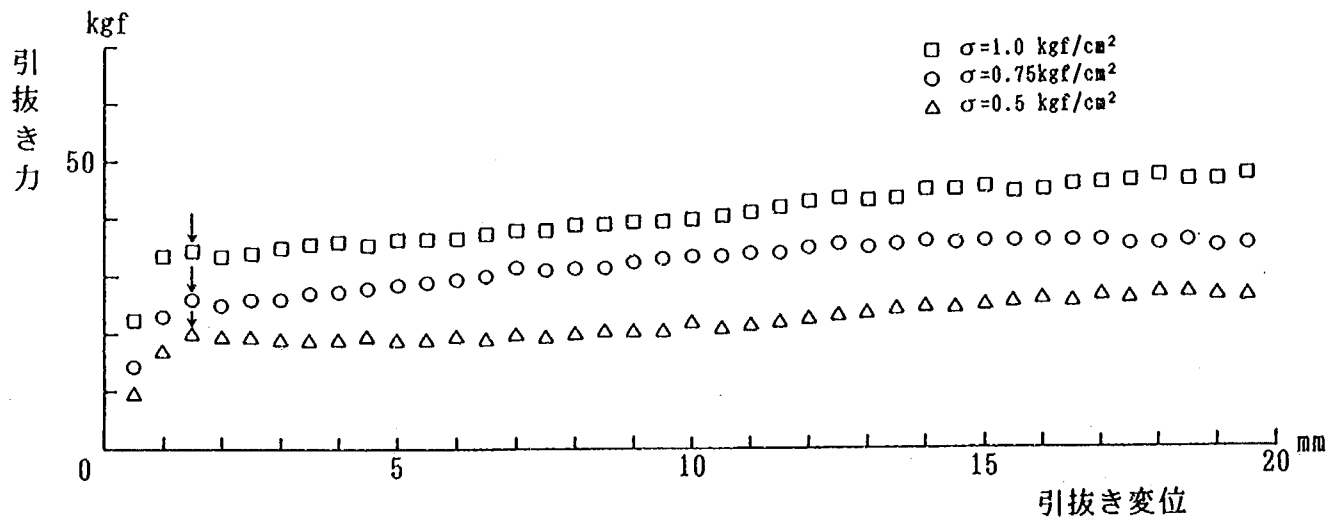


図-2.10 補強材の摩擦条件を変えた場合の引抜き変位と引抜き力の関係

補強材は $l=28\text{cm}$, $\phi=4.5\text{mm}$

補強材の表面には砂を付着していない

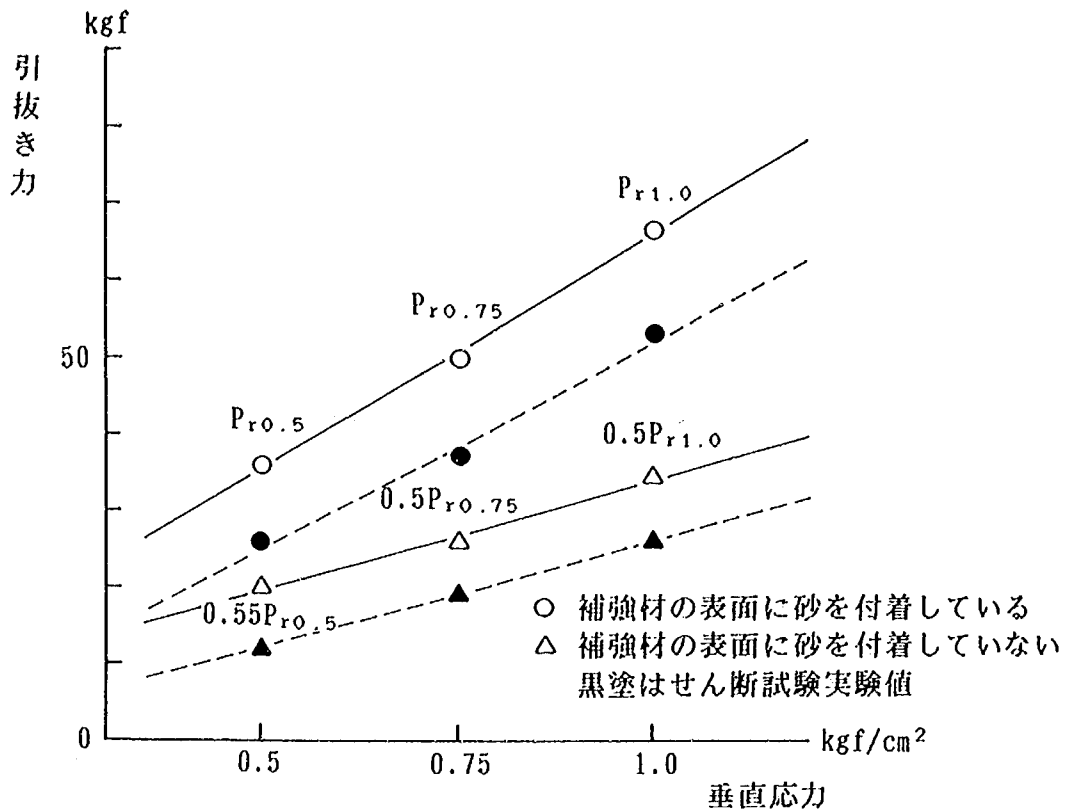


図-2.11 補強材の摩擦条件を変えた場合の垂直応力と引抜き力の関係
補強材の引抜き力は降伏時の引抜き変位 (1.5mm) の値である

2.4.5 補強材の長さを変えた実験

補強材の長さを変えた場合の引抜き変位に対する引抜き力の関係を図-2.12に示す。

引抜き力は長さが大きくなるにつれて増加しているが、降伏時をすぎるとゆるやかに減少し残留強度により一定の値に近づく傾向がある。($\ell=23, 28\text{cm}$ については引抜き変位が 6mm をすぎるとやや増加傾向を示すが、これはひずみゲージのコードの影響と思われる。) 降伏引抜き変位はいずれも 2.0mm である。

補強材の長さと降伏時の引抜き力の関係を図-2.13に示す。

引抜き力は長さを $\ell=28, 23, 18\text{cm}$ と変化させた場合、その増加割合は $\ell=18\text{cm}$ の場合に対して各々 1.2 倍、 1.6 倍となっており長さの割合とほぼ一致している。さらに3点を結んだ直線を延長すると原点と結ぶことができる。これに昨年のせん断試験の軸力の値をプロットしてみる。但し昨年度の場合の長さを変えた実験において“補強材の軸力はせん断面に対して上箱・下箱の挿入長さのうち短いほうに比例する。”という結果を得ている(1.4.7参照)ので、長さ $\ell=28, 23, 18\text{cm}$ は昨年度の実験における長さに該当するのは $\ell=15, 10, 5\text{cm}$ となるのでその長さに対する軸力を同図にプロットする。これは実験的誤差を考慮すると、ほぼ直線上にあるといえる。これは引抜き力は長さに比例するというを示すと同時に、昨年度のせん断試験と本年度の引抜き試験は類似した実験であることを示唆

していると考えられる。

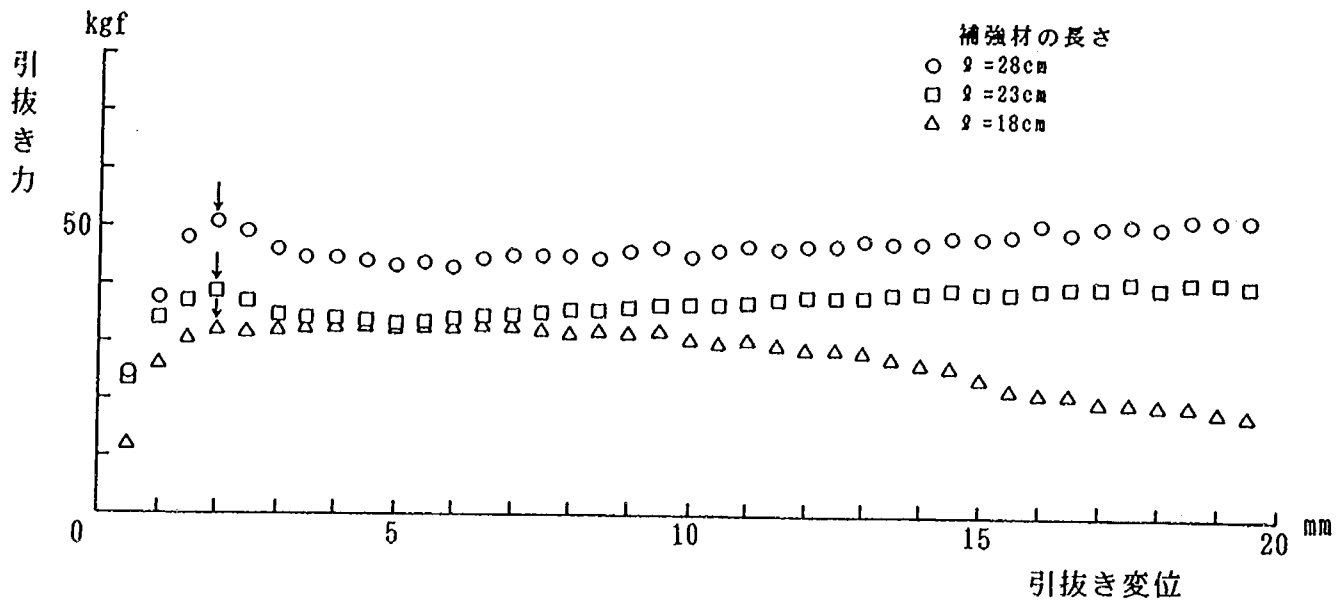


図-2.12 補強材の長さを変えた場合の引抜き変位と引抜き力の関係

垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$, 補強材は $\phi=4.5\text{mm}$

補強材の表面には砂を付着している

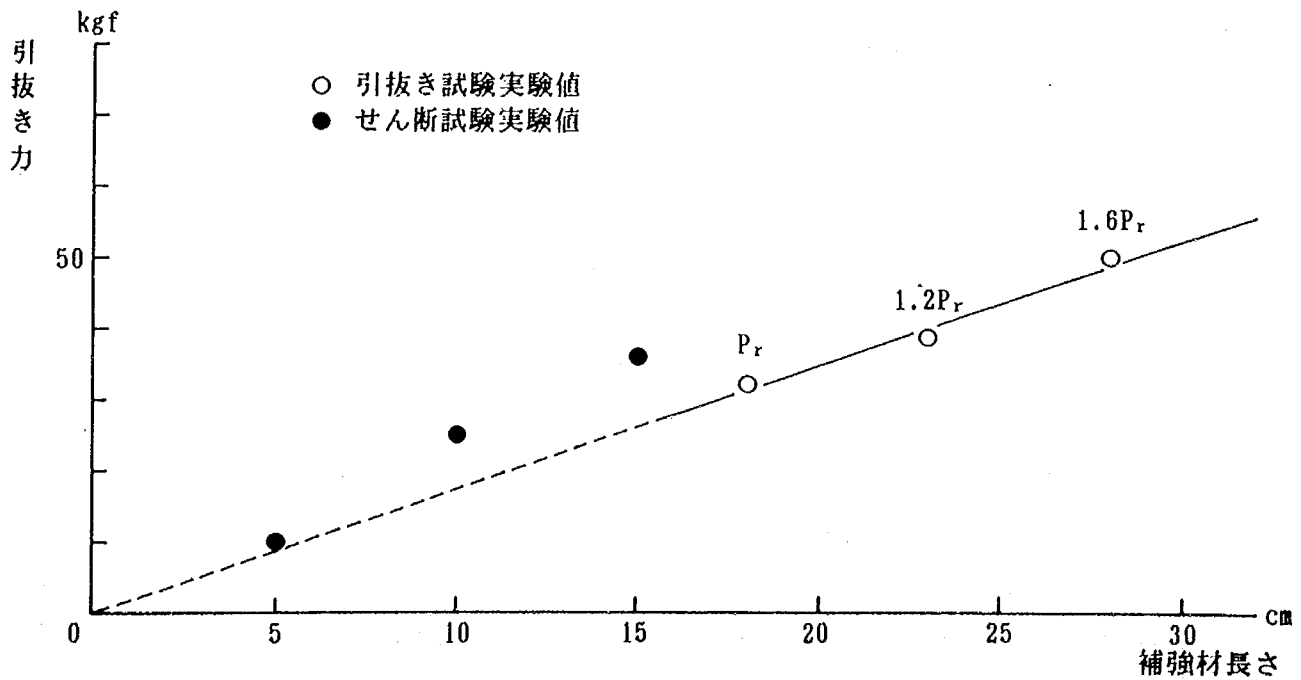


図-2.13 補強材の長さと言抜き力の関係

補強材の引抜き力は降伏時の

引抜き変位 (2.0mm) に対する値である

2.4.6 地盤材料を変えた実験

地盤材料を粗砂、標準砂、シルト砂、シルト、粘性土1（シルト砂に水分を加えたもの。）、粘性土2（シルトに水分を加えたもの。）と変えていった場合の引抜き変位に対する引抜き力の関係を図-2.14に示す。

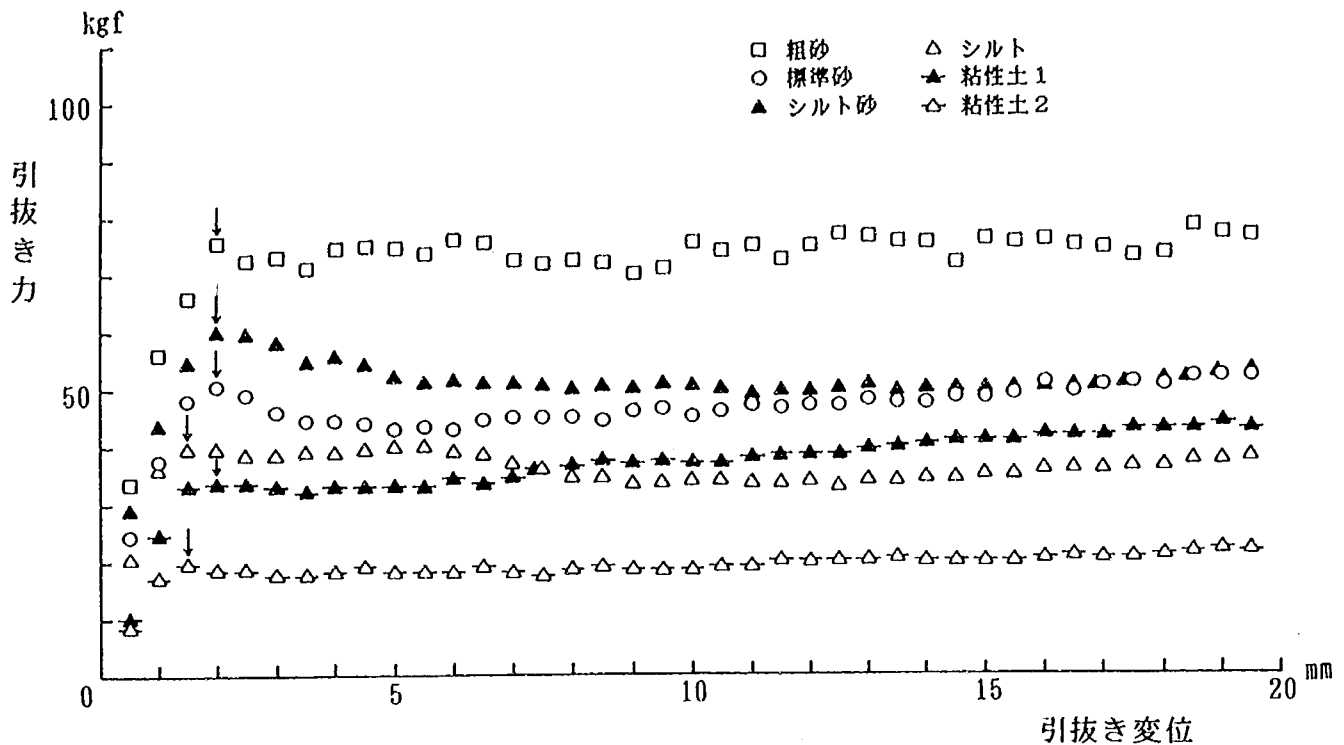


図-2.14 地盤材料を変えた場合の引抜き変位と引抜き力の関係

垂直応力は $\sigma=0.75\text{kgf/cm}^2$, 補強材は $l=28\text{cm}$, $\phi=4.5\text{mm}$

補強材の表面には砂を付着している

引抜き力は粗砂が大きく、順にシルト砂、標準砂、シルト、粘性土1、粘性土2となっている。降伏引抜き変位は各材料とも1.5~2.0mmとなっており、その後ゆるやかに減少傾向を示しているが粗砂の場合、他の材料に較べて粒子が荒いせいか降伏以後ばらつきをみせながら一定の値に近づく傾向にある。標準砂とシルト砂については引抜き変位11mm以降引抜き力は約50 kgf前後と同様な値を示している。シルトについては降伏以後減少傾向は鈍化するが6.0 mm以後は減少傾向を示し、やがて一定の値になる傾向を示している。また粘性土1や粘性土2は降伏以後一端減少傾向を示すが再びゆるやかに増加傾向を示す。これはひずみゲージのコードの影響と思われる。この時の粘性土1・2の含水比及び飽和度を表-2.5に示す。

表-2.5 粘性土の含水比及び飽和度

	含水比	飽和度
粘性土1	20.8 %	83.2 %
粘性土2	27.9 %	83.9 %

含水比は実験終了後測定したもので、三軸圧縮試験結果より低い値になっている。これは垂直応力で圧密された事により試料土の水分が若干排水され三軸試験結果の飽和度100%にならなかったと考えられる。

乾燥状態に水分を含ませた粘性土1・2は三軸圧縮試験結果より、粘着力・内部摩擦角は共に乾燥状態と比較すると低下した。その地盤材料を使用した引抜き試験の実験はそれぞれ乾燥状態のシルト砂・シルトの降伏時の値と比較して引抜き力は約 1/2程度という値を示した。ここでJewellの算定式を用いて乾燥状態のものと湿潤状態のものを比較してみる。(2.1 実験目的(2)式参照)この算定式の中で補強材に作用する垂直応力と表面積は同値なので、補強材と地盤との摩擦係数 ($\tan \phi$) について比較してみる。その結果を表-2.6に示す。

表-2.6 摩擦係数の比較

	内部摩擦角	$\tan \phi$	$\tan \phi' / \tan \phi$
シルト砂	$\phi_1 = 43.7^\circ$	0.956	0.83
粘性土1	$\phi_1' = 38.6^\circ$	0.798	
シルト	$\phi_2 = 36.3^\circ$	0.735	0.97
粘性土2	$\phi_2' = 35.5^\circ$	0.713	

$\tan \phi' / \tan \phi$ はいずれも引抜き力の実験結果の 1/2 という数値とは一致しない。これは、計算上では乾燥状態と湿潤状態では内部摩擦角によって軸力の値は異なってくるが、実験上では内部摩擦角の低下以上に粘着力が起因して湿潤状態の引抜き力が低下するのではないかと考えられる。

昨年度において、地盤の降伏時での補強材の実験値とJewellの算定式による計算値と比較した図にさらに本年度の降伏時の引抜き力を加えたものを図-2.15に示す。

各材料についても今までの実験と同様な傾向がみられ、せん断試験の補強材軸力に対して引抜き力は粗砂については約4割増加、標準砂については約3割増加、シルト砂については約2割増加、シルトについては約4割増加という結果になっている。これは今までの実験(垂直応力を変えた実験から長さを変えた実験まで)においても補強材の軸力に対して引抜き力は約3割増加であることがわかっているのと同様な関係にある。

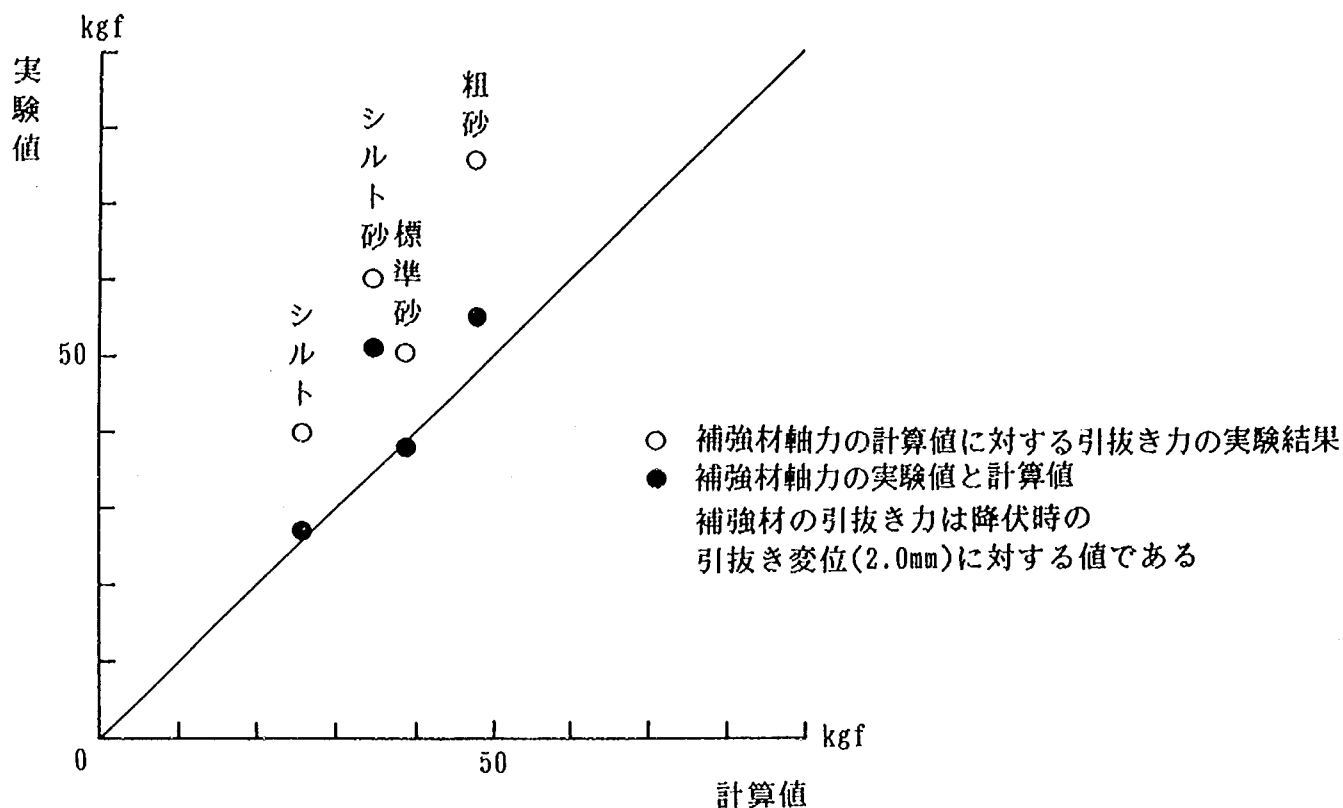


図-2.15 地盤材料を変えた場合の
補強材軸力の実験値、計算値と
引抜き力の比較

2.4.7 軸力分布

各実験における降伏引抜き変位時の補強材の各位置で発生している軸力分布について図-2.16~2.21に示す。なお、補強材に発生している軸力は(1)式を使用している。

各実験とも引抜き側に近い位置ほど引抜きにともなって発生する軸力が大きく、それを頂点とした三角形分布を示している。その値は引抜き力と同等もしくは±1割前後となっている。このことは引抜き試験において補強材に発生する軸力は引抜き力とほぼ等しいことを示している。すなわち、本年度の引抜き試験結果と昨年度のせん断試験結果の比較が、妥当なことを示していると考えられる。

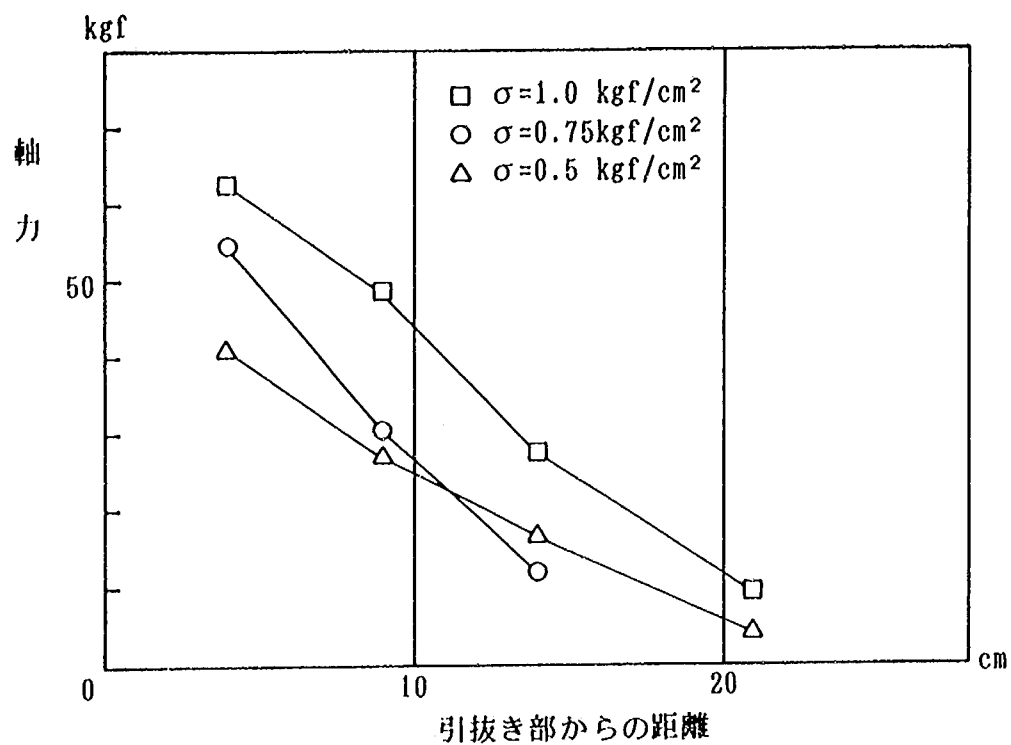


図-2.16 垂直応力を変えた場合の軸力分布

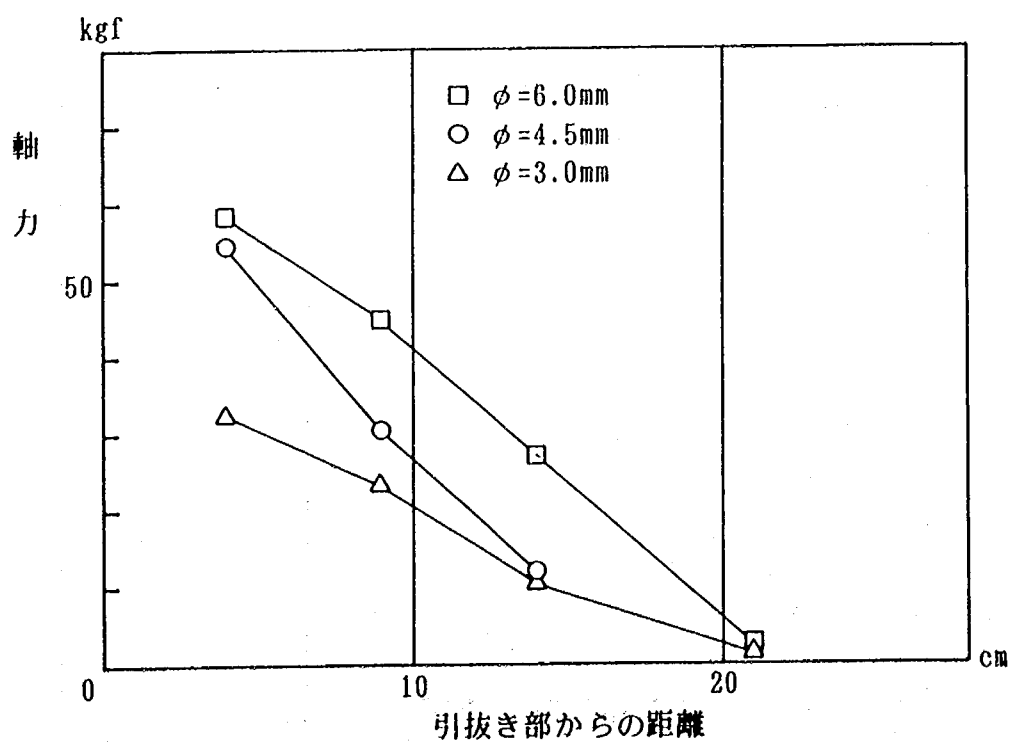


図-2.17 補強材の径を変えた場合の軸力分布 (材質はりん青銅)

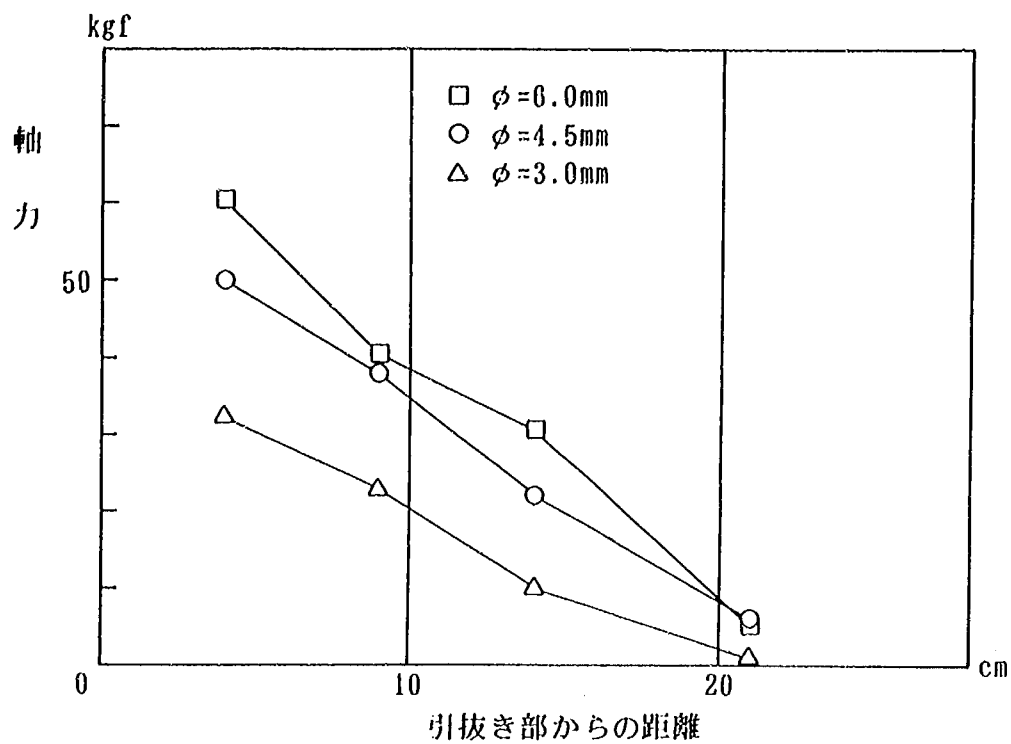


図-2.18 補強材の径を変えた場合の軸力分布 (材質はアルミ)

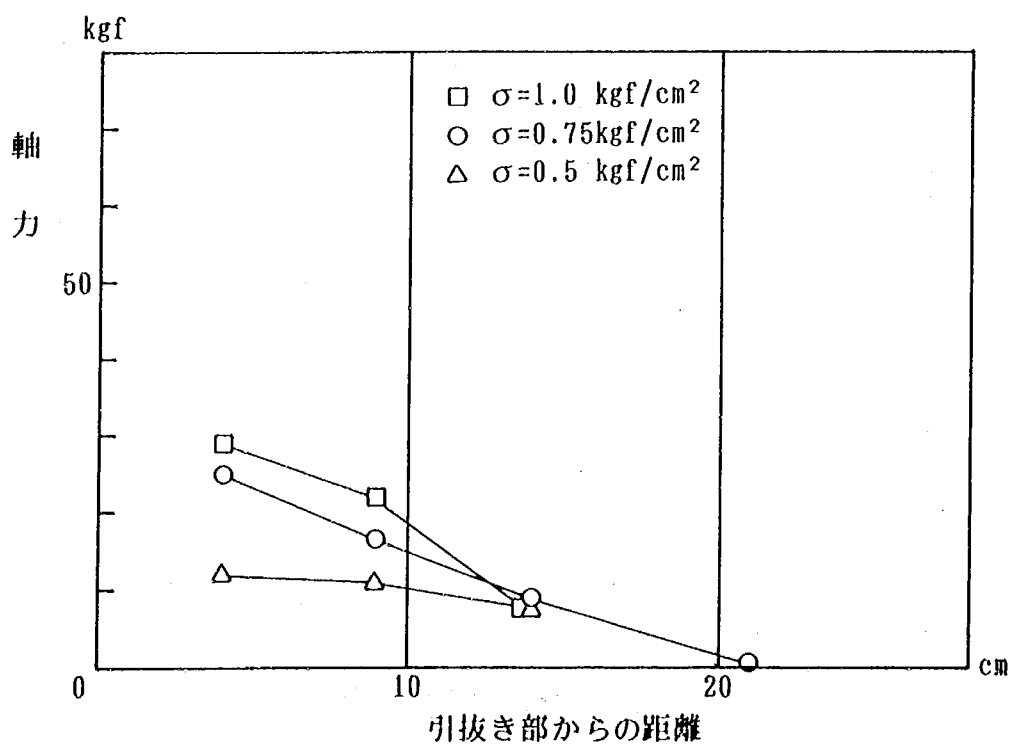


図-2.19 補強材の摩擦条件を変えた場合の軸力分布

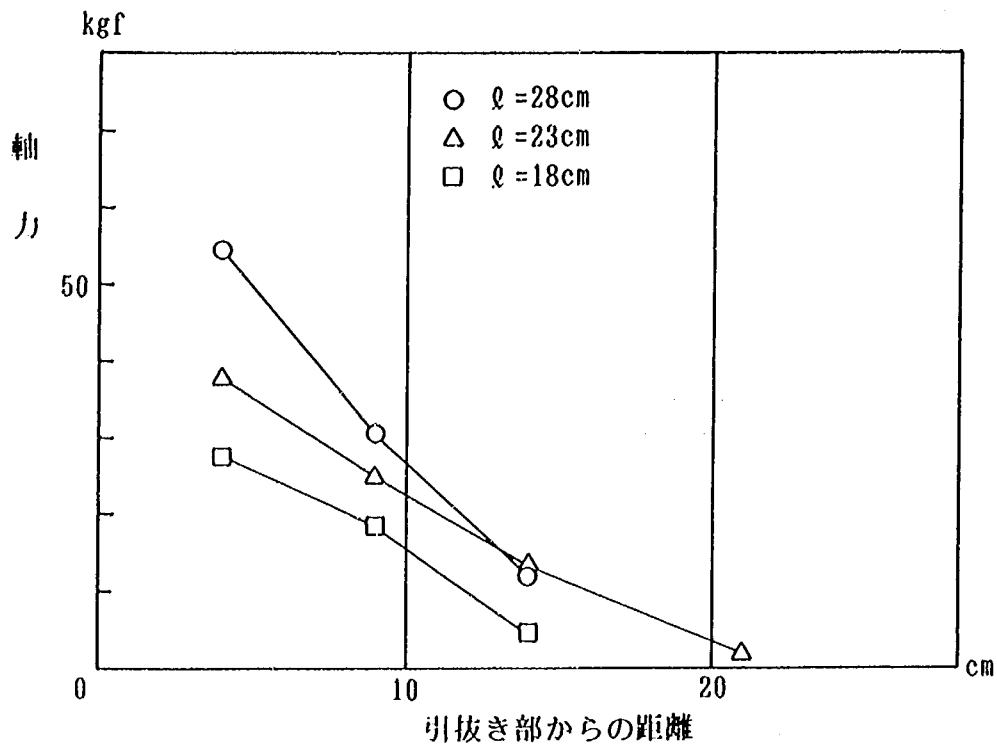


図-2.20 補強材の長さを変えた場合の軸力分布

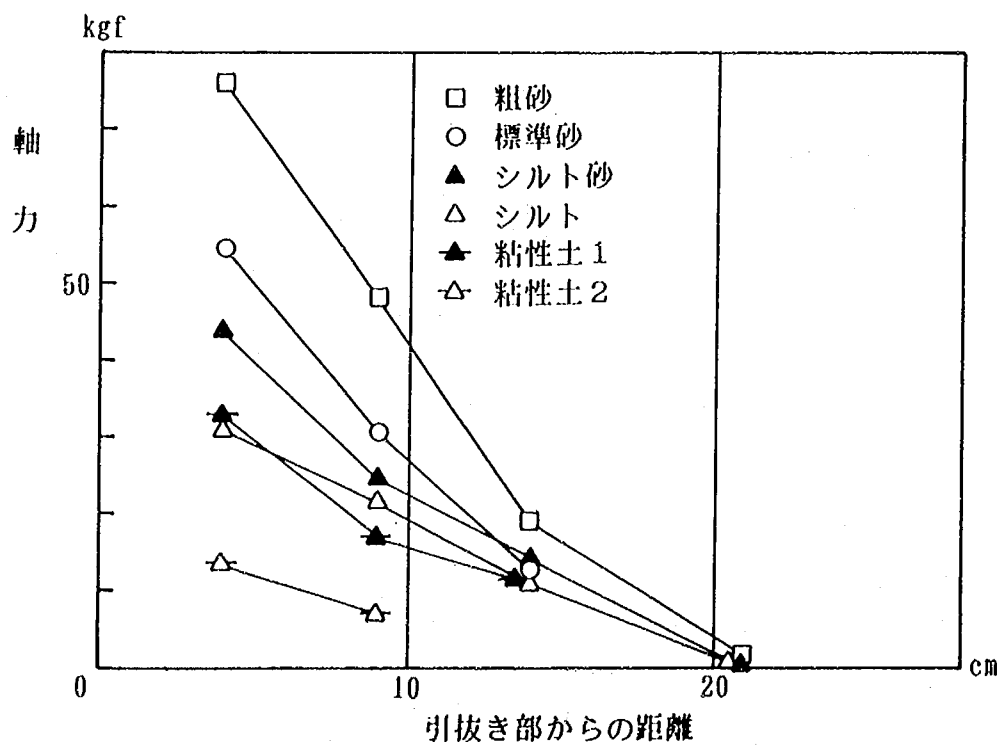


図-2.21 地盤材料を変えた場合の軸力分布

2.5 考察及びまとめ

一連の引抜き試験の実験について、昨年度のせん断試験の補強材軸力と比較検討した結果、次のことが明らかになった。

- ①補強材の引抜き力は垂直応力に比例し、その割合も一致する。せん断試験の補強材軸力と比較するとその 1.3 倍になる。
- ②補強材の引抜き力は補強材の径（表面積）に比例する。せん断試験の補強材軸力と比較するとその 1.3～1.5 倍になる。
- ③補強材の引抜き力は、その表面と地盤との摩擦状態により変化する。せん断試験の補強材軸力と比較するとその 1.3 倍になる。
- ④補強材の引抜き力は、材質の影響を受けない。せん断試験の補強材軸力と比較するとその 1.3 倍になる。
- ⑤補強材の引抜き力は、その長さに比例する。
- ⑥地盤材料を変えた場合、補強材の引抜き力とせん断試験の補強材軸力を比較すると、材料によって若干異なるもののその 1.2～1.4 倍になる。
- ⑦粘性土における引抜き力は乾燥状態と比較すると約 1/2 程度になる。これは Jewell の式の $\tan \delta$ の減少だけでは今のところ説明できない。
- ⑧引抜き試験において、補強材に発生する軸力は降伏時の引抜き力とほぼ等しい。

引抜き試験実験値＝せん断試験実験値という仮定のもとに一連の実験を行ってきたが、以上の実験結果より本年度の引抜き試験の実験全般にわたり、Jewell の算定式に示されている垂直応力と表面積について比例関係にあり、補強材に発生する軸力は引抜き力とほぼ等しい事がわかった。さらに、引抜き試験実験値は昨年度のせん断試験実験値と比較するとほぼ 1.3 倍になるという結果を得た。しかし、精度的・実験的誤差を考慮すると引抜き試験実験値とせん断試験実験値とはほぼ等しいと考えられる。このことは、鉄筋挿入工法の設計において、補強材発生軸力が見積難い点を考慮すると、引抜き試験による引抜き力を用いることが有用であることを示していると考えられる。

3. まとめ

昭和61年度より、自然斜面・切土斜面を対象とした鉄筋挿入工法の設計マニュアル（案）作成のため、斜面に鉄筋を挿入した場合の地盤の補強機構、そのとき補強材に発生する抵抗力（軸力）等に関して過去5年間の実験結果より以下の点が明らかになった。

①地盤の補強効果（せん断応力の増分）は、補強材と地盤の摩擦によって生じる軸力である。

----- 昭和61年度⁴⁾

②補強材の引張り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。

③地盤別の補強地盤の補強効果は、砂地盤（内部摩擦角の大きい地盤）で大きく、粘性土地盤で小さい。

④補強地盤の補強効果は見かけの粘着力によって表され、それは補強材の軸力による。（地盤材料は砂及び粘性土）

----- 昭和62年度⁵⁾

⑤補強効果は挿入本数に比例するが、本数が多くなればそれは頭打ちになる。

⑥補強材頭部に、プレート・連結材等を設置することにより補強効果が高まり、プレートを設置した場合、補強効果はプレート面積に比例し、それは補強材の軸力と対応する。

----- 昭和63年度⁶⁾

⑦補強材の軸力はせん断面で最大となり、曲げモーメントはせん断面で最小となる。

⑧補強材の軸力は垂直応力・補強材の表面積・せん断面より奥に挿入した長さに比例する。

⑨一面せん断試験で得られるせん断面での補強材の軸力は、砂地盤の場合Jewellの算定式により見積もることができる。

----- 平成 元年度

⑩引抜き試験によって得られる引抜き力は、せん断試験の補強材軸力と比較すると精度的・実験的誤差を考慮するとほぼ等しい。

⑪湿潤状態における引抜き力は乾燥状態における引抜き力の約1/2程度である。

----- 平成 2年度

以上の実験結果が、鉄筋挿入工法の設計手法に反映させなければならない。

4. 設計手法の検討

4. 1 設計の概要

自然地山の補強工法として用いられるようになった1970年代以降より現在まで鉄筋挿入工法は各機関でいろいろな研究が進められているが、補強土工法に該当するもので現在使用実績のあるものは表-4.1のようになる¹⁾。

表-4.1 補強土の使用目的による分類

盛土体の補強	壁面を有する盛り土体の補強	テールアルメ工法、ポリマーグリッドによる垂直補強土擁壁等
	一般の盛土体の補強	樹脂ネットによる工法、ポリマーグリッドによる工法等
地盤の補強		シート、敷網工法、マットレス工法等
自然地山の補強		鉄筋類挿入による工法、網状鉄筋挿入工法等

補強土工法の鉄筋挿入工法は自然斜面・切土のり面に補強材をすべり面を横切って挿入し、地山の変形に伴って生じた引張り力が地山自身のすべり抵抗を増加させて斜面・法面の安定化を目的とするものである。本工法は補強材と地山の相互作用によって補強材に生じる引張り力で地山を補強、安定化させる工法なので、設計にあたっては対象となる斜面・のり面の性状に十分注意し、施工目的に合致した安全でかつ経済的な設計を図らなければならない。

当研究室では過去5年間、補強材と地山の相互作用によって補強材に生じる引張り力について検討してきたが、せん断試験（すべり面に相当）において補強材に生じる軸力はJewellの式により見積もられ、さらにそのせん断試験実験値は引抜き試験実験値とオーダー的にはほぼ等しいという結果を得た。従ってその結果をふまえて本設計マニュアル（案）の考え方とする。

本工法の長所と短所は次のとおりである。

（長 所）

- ①一般に長さ1～5mの短い、軽量の補強材で施工するため施工場所までの材料の運搬が容易である。
- ②ほとんどの地質において、標準的な法勾配より急な勾配で掘削できるため掘削量、掘削面積を極力少なくすることができる。
- ③段階的に掘削し、補強土工を掘削ごとに行うため、掘削による地山の緩みを極力押さえることができる。

④一般の山留め工法のような水平支保工が必要でないため、構造物の構築作業の能率が良くなり後期の短縮を図ることができる。

⑤掘削時に地山状態及び変状を確認しながら、補強材本数、配置を適宜に変更できるため安全性、経済性が高くなる。

⑥施工年月日が経過し、風化作用などによって地山の性質が変わったとしても、補強材を増し打ちすることにより簡単に補修することができる。

(短 所)

①仮設として使用した場合、地山に埋め込まれた補強材の撤去が困難である。

②歴史が浅いため永久構造物としての長期的な観測資料がない。

③玉石・転石を含む地盤あるいはれきを多く含む地盤などでは、ハンドオーガータイプの穿孔機では能率が悪く、大型削孔機を使用しなければならない場合もある。このときアースアンカー工法などに比べ工費高となるケースもある。

故に、自然斜面・切土斜面を対象とした鉄筋挿入工法の設計では次の点に留意する必要がある。

I、すべり崩壊に対する斜面・のり面の安定

現地の調査結果をもとにすべり面の滑動力の推定・安定解析を行い、計画安全率を満足する必要抑止力をJewellの式によって得られた値を最大軸力として斜面・法面の安定及び必要抑止力との対比・検討を行う。このとき、補強材とすべり線の位置を適切に判断し、計画した最大軸力が十分に発揮できるような配置計画をたてなければならない。

II、補強材の補強体としての構造・機能保持

地山の変形に追従して発生する補強材の最大軸力に対して破断や引抜けによって補強体とその構造や機能が損なわれることがないようにしなければならない。

本工法の設計は上記のI・IIのことを満足する補強材の諸元・補強材の密度（水平間隔・鉛直間隔）、挿入角を決定することといえる。

4.2 適用範囲

鉄筋挿入工法の選定に際しては、予想される斜面崩壊形態、現場条件、適用期間、補強材に期待する抵抗力、設計法、経済性などを総合的に判断し適切なものを選択することが必要である。

本工法の採用にあたっては下記の項目を検討し、施工目的に適した工法であるかを判定しなければならない。

①必要抑止力の大きさ

必要抑止力の大きさは補強材の本数・諸元を決定するため、本工法が安全に、経済的に対応できるかの検討項目となる。

②すべり線の推定

本工法は大きな抑止力を必要とするすべり・崩壊に対しては不向きである。従って、一般的に表層を対象とした斜面補強に用いられる。

③地山の地質

地山の地質は崩壊の形態や上記の①・②に関係している。また、削孔能率の施工性に関連している。

④土質条件

本工法は補強材と地山の相互作用で地山を補強するため、本工法が適用できる土質であるかの確に判断しなければならない。

斜面崩壊防止にはさまざまな工法があり、対象斜面の状況、施工目的、安全性、経済性を考慮して工法を決定するが、各工法の特徴・利点をふまえ各種の工法を組み合わせで設計・施工することも考えられる。

4.3 設計に使用する数値

4.3.1 安全率

安全率には、斜面の崩壊に対する計画安全率と補強体の構造や機能に対するものがある。設計には、施工目的・重要度等を考慮し適切な安全率を用いる。¹³⁾

1) 現状の斜面に対する安全率

①現在動きは止まっており、斜面はバランスを保っている場合 $F_s = 1.00$

②現在も活動中であるが動きは緩慢である場合 $F_s = 0.95$

③伸縮計や地盤傾斜計に前述のような顕著な動きが観測される場合 $F_s = 0.90$

斜面の土質定数を把握できない場合、安全率を上記のように設定し、逆算法により土質定数を算出する場合もある。

2) 斜面の計画安全率

①国道、主要地方道や1級河川などで、災害の発生によって交通や人命に重大な被害を与えていたり、またそのおそれがある場合 $F_s = 1.20$

②その他はその重要度に応じて

$$F_s = 1.10 \sim 1.15$$

③応急対策

$$F_s = 1.00 \sim 1.05$$

3) 引抜きに対する安全率

①引抜き試験を実施した場合

$$(F_s) \geq 2.5$$

②引抜き試験を実施しない場合

$$\text{一時的安全率} \quad (F_s) = 2.0$$

$$\text{常時安全率} \quad (F_s) = 3.0$$

4.3.2 許容応力

許容応力度には、補強材の構造や機能に対するものがある。設計には施工目的・重要度等を考慮し、許容応力度以下の値を用いなければならない。

1) 補強材とグラウト間の許容付着応力度

鉄筋コンクリートの鉄筋とコンクリートの付着強度の考え方に準じ、土木学会コンクリート標準示方書¹⁴⁾を参考に、許容付着応力度を表-4.2に示す。

表-4.2 許容付着応力度 τ_{ca}

鉄筋種類	設計基準強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)			
	180	240	300	400 以上
普通丸鋼	7	8	9	10
異形鉄筋	14	16	18	20

2) 補強材の許容引張り応力度

構造計算に用いる補強材（鉄筋）の許容引張り応力度を土木学会コンクリート標準示方書¹⁴⁾を参考に表-4.3に示す。

表-4.3 許容引張り応力度 σ_{sa} (kgf/cm²)

鉄筋の種類	S R24	S R30	S D24	S D30	S D35	S D40
降伏強度より定まる基準の許容応力度	1400	1800	1400	1800	2000	2200

3) 補強材の許容せん断応力度

補強材の評価は基本的には引張りに対して評価するものとするが、図-4.1に示すように滑動土塊と基盤の地盤が岩盤であるような場合には、せん断補強材としても検討する。採用するせん断抵抗力は削孔径が大きい場合を除きグラウトのせん断強度を無視し、鋼材のせん断強度のみを考慮するものと

する。日本道路公団ではこのような破壊形態における補強土の設計の一つとして次の方法を示している¹⁵⁾。

- ①崩落土砂の重量 $W: W = 1.0m \cdot 1/2 \cdot a \cdot h \cdot \gamma_t$
 $= 0.5 a h \gamma_t$ (γ_t : 単位体積重量)
- ②すべり力 $Q: Q = W \cdot \sin \alpha$
- ③すべり抵抗 $W_R: W_R = W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi$ (ϕ : 内部摩擦角)
- ④せん断に対する検討

$$\tau_{sa} \geq \frac{Q \cdot F_{s1} - W_R}{\eta}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{sa}: \text{補強材の許容せん断力} \\ F_{s1}: \text{安全率} \\ \eta: \text{1断面当たりの補強材の本数} \end{array} \right.$$

表-4.4 許容せん断応力度 τ_{sa} (kgf/cm²)

	SD30,35
許容せん断応力	800

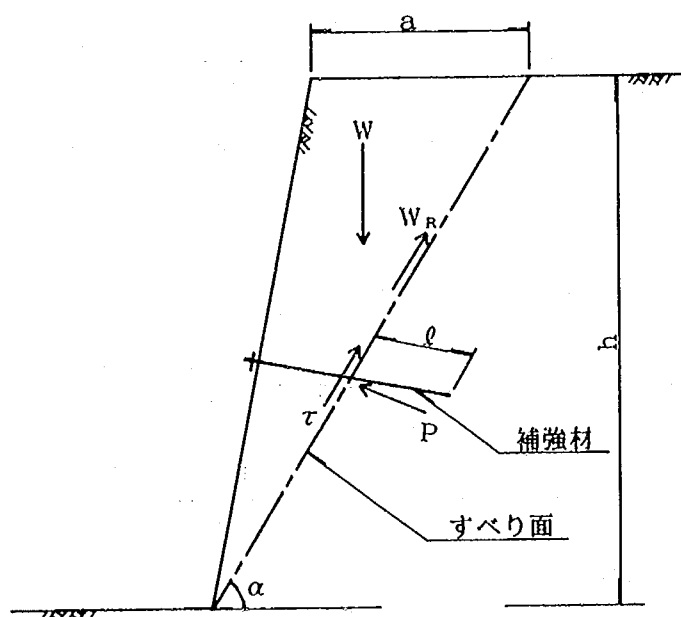


図-4.1 滑動土塊と基盤の地盤が岩盤であるような場合

4.3.3 土質定数

土の単位体積重量・土のせん断強さなどの土質定数は、土質試験結果に基づいて定めることを基本とする。現場の状況等により土質試験を行えない場合や、概略設計を行う場合は下記に示す値を参考として設計に用いる。

1) 標準貫入試験が実施されていない場合

標準貫入試験を実施していない場合、各公的機関及び企業体では定数を推定している。例えば、日本道路公団では表-4.5のように一例を上げている¹⁶⁾。

表-4.5 土の単位体積重量及び土のせん断強さ

種 類		状 態		単位体積重量 (γ/m^3)	内 部 摩 擦 角 (度)	粘 着 力 (t/m^2)	摘 要 (統 一 分 類)
盤	礫 および 礫まじり砂	締固めたもの		2.0	40	0	(GW), (GP)
	砂	締固めたもの	粒度の良いもの	2.0	35	0	(SW), (SP)
			粒度の悪いもの	1.9	30	0	
	砂 質 土	締固めたもの		1.9	25	3 以下	(SM), (SC)
	粘 性 土	〃		1.8	15	5 以下	(ML), (CL) (MH), (CH)
土	関東ローム	〃		1.4	20	1 以下	(VH)
自 然 地 盤	礫	密実なものまたは粒度の良いもの		2.0	40	0	(GW), (GP)
		密実でないものまたは粒度の悪いもの		1.8	35	0	
	礫まじり砂	密実なもの		2.1	40	0	〃
		密実でないもの		1.9	35	0	
	砂	密実なものまたは粒度の良いもの		2.0	35	0	(SW), (SP)
		密実でないものまたは粒度の悪いもの		1.8	30	0	
	砂 質 土	密実なもの		1.9	30	3 以下	(SM), (SC)
		密実でないもの		1.7	25	0	
	粘 性 土	固いもの(指で強く押し多少へこむ)		1.8	25	5 以下	(ML), (CL)
		やや軟いもの(指の中程度の力で貫入)		1.7	20	3 以下	
		軟いもの(指が容易に貫入)		1.6	15	1.5 以下	
	粘土およびシルト	固いもの(指で強く押し多少へこむ)		1.7	20	5 以下	(CH), (MH), (ML)
		やや軟いもの(指の中程度の力で貫入)		1.6	15	3 以下	
		軟いもの(指が容易に貫入)		1.4	10	1.5 以下	
	関東ローム			1.4	5(ϕ_u)	3 以下	(VH)

2) 標準貫入試験が実施されている場合

標準貫入試験を実施した場合、N値から定数を推定する方法をとる¹⁷⁾。

$$\phi = \sqrt{15 \cdot N} + 15 \quad (N > 5, \text{砂質土})$$

4.3.4 Jewellの算定式

Jewellらは、補強材の軸力を次のように表した。^(3.10) (1.5.1 補強材軸力の算定方法の手法参照)

$$P_R = \sigma_\theta \cdot A_r \cdot \tan \delta$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_R : \text{補強材の軸力 (kgf)} \\ \sigma_\theta : \text{補強材に作用する直応力 (kgf/cm}^2\text{)} \\ A_r : \text{補強材の表面積 (cm}^2\text{)} \\ \tan \delta : \text{補強材と地盤との摩擦係数} \end{array} \right.$$

前式の σ_θ はせん断面（すべり線）が最大応力傾角であると仮定して、次式になる。

$$\sigma_\theta = \sigma_{yy} \cdot \frac{1 + \sin \phi_{PS} \cdot \sin (\phi_{PS} + 2\theta)}{\cos^2 \phi_{PS}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{yy} : \text{補強材に作用する直応力 (kgf/cm}^2\text{)} \\ \phi_{PS} : \text{地盤の内部摩擦角} \\ \theta : \text{補強材とせん断面の垂直方向のなす角度 (}^\circ\text{)} \end{array} \right.$$

さらに棒状の補強材に作用する場合に前式が次式になる。

$$\sigma_\theta = \sigma_{yy} \cdot \frac{0.87 + 0.5 \cdot \sin \phi_{PS} \cdot \sin (\phi_{PS} + 2\theta)}{\cos^2 \phi_{PS}}$$

中型一面せん断試験における実験値と上式による計算値がほぼ等しいという結果が得られており、設計時における最大軸力を見積もるための算定式として可能であると思われる。

4.3.5 上載圧

設計段階において、補強材に発生する最大軸力を見積もるためにJewellの算定式を使用するが、その中で設定が困難なのが上載圧である。そこで本設計手法では次のように想定するものとする。

補強材を挿入した時点では応力を受けていないが土塊が動き始めて上載圧を受けるとすると、それは土被り厚に関連している可能性がある。それで、ひとつの斜面を設定して、鉛直土被り厚と上載圧

の関係をFEM解析にて検討した。

斜面の鉛直高さは30 m、地盤の単位体積重量を $\gamma_t = 1.8 \text{ tf/m}^3$ 、斜面角度は $30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ と変化させ初期応力解析を行い、鉛直土被り厚と上載圧の関係を斜面の中間地点の鉛直方向について求めた。図-4.2に示すように各斜面角度における上載圧は、点線で示される値（鉛直土被り厚に単位体積重量を乗じたもの）より大きくなっていることがわかる。これは斜面の角度が変化しても鉛直土被り厚に単位体積重量を乗じた値を上載圧と設定すれば安全側になることを示している。ゆえに上載圧は、

$$\sigma_{yy} = l' \cdot (\text{鉛直土被り厚}) \cdot \gamma_t \text{ (単位体積重量)}$$

とする。

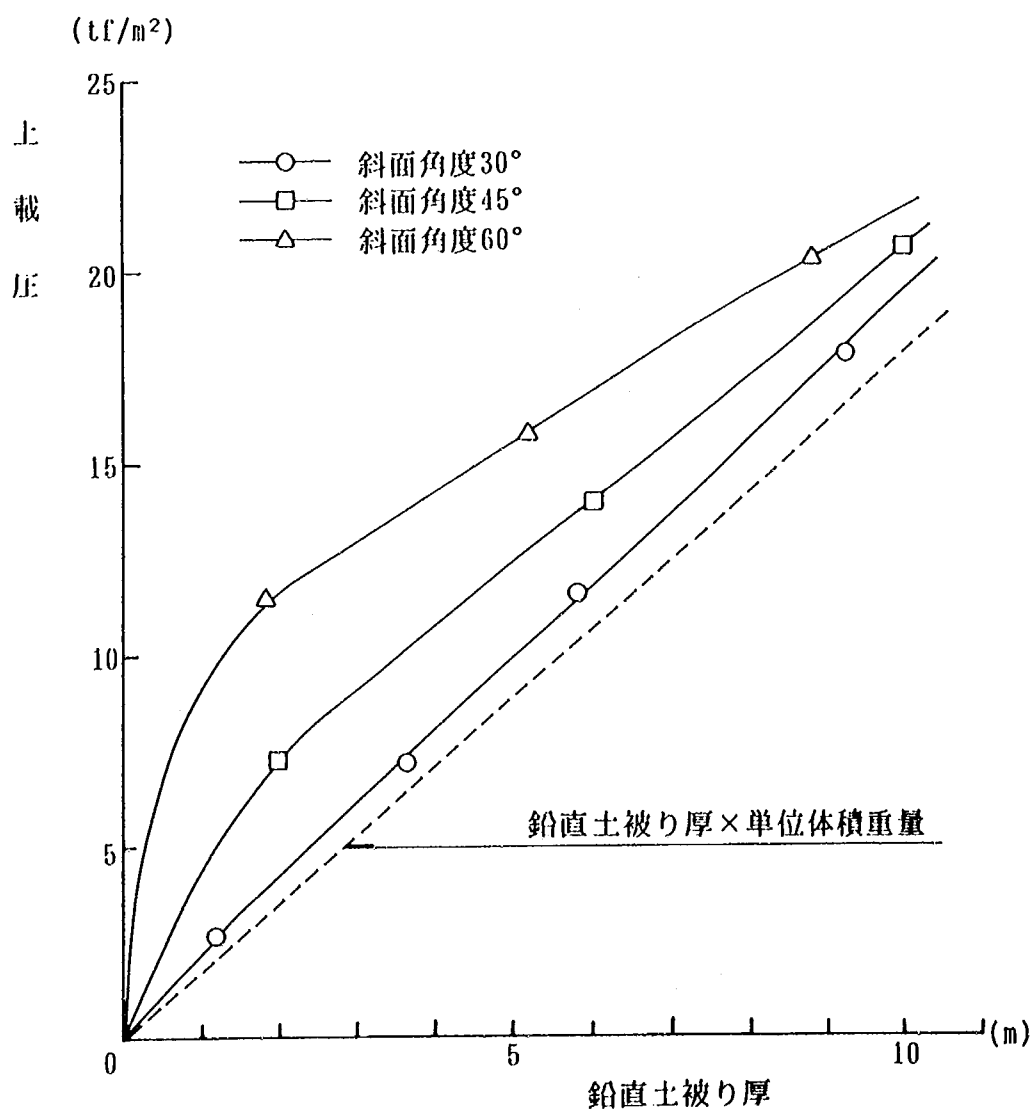


図-4.2 FEM解析による鉛直土被り厚と上載圧の関係

4.4 設 計

4.4.1 設計の流れ

鉄筋挿入工法の設計の流れを図-4.3に示す。これは対象斜面についてほん工法の適否を判断し、斜面の補強を設計する過程を表したものである。

補強材に発生する最大軸力を算定することが、この流れの基本となる。この際、これまでの実験で明らかにされているように、Jewllの式³⁾を用いて補強材1本当たりの発生する最大軸力を計算することが可能である。このとき補強材にかかる上載圧を決めることは難しいが、4.3.5で述べたように土被り厚を用いることは安全側に作用する。

一方、一面せん断試験と引抜き試験の比較から明らかにされたように、補強材に発生する最大軸力と引抜き力はほぼ等しいので、算定される引抜き耐力を下回る力を最大軸力とすることによって簡便な方法を得ることができる。

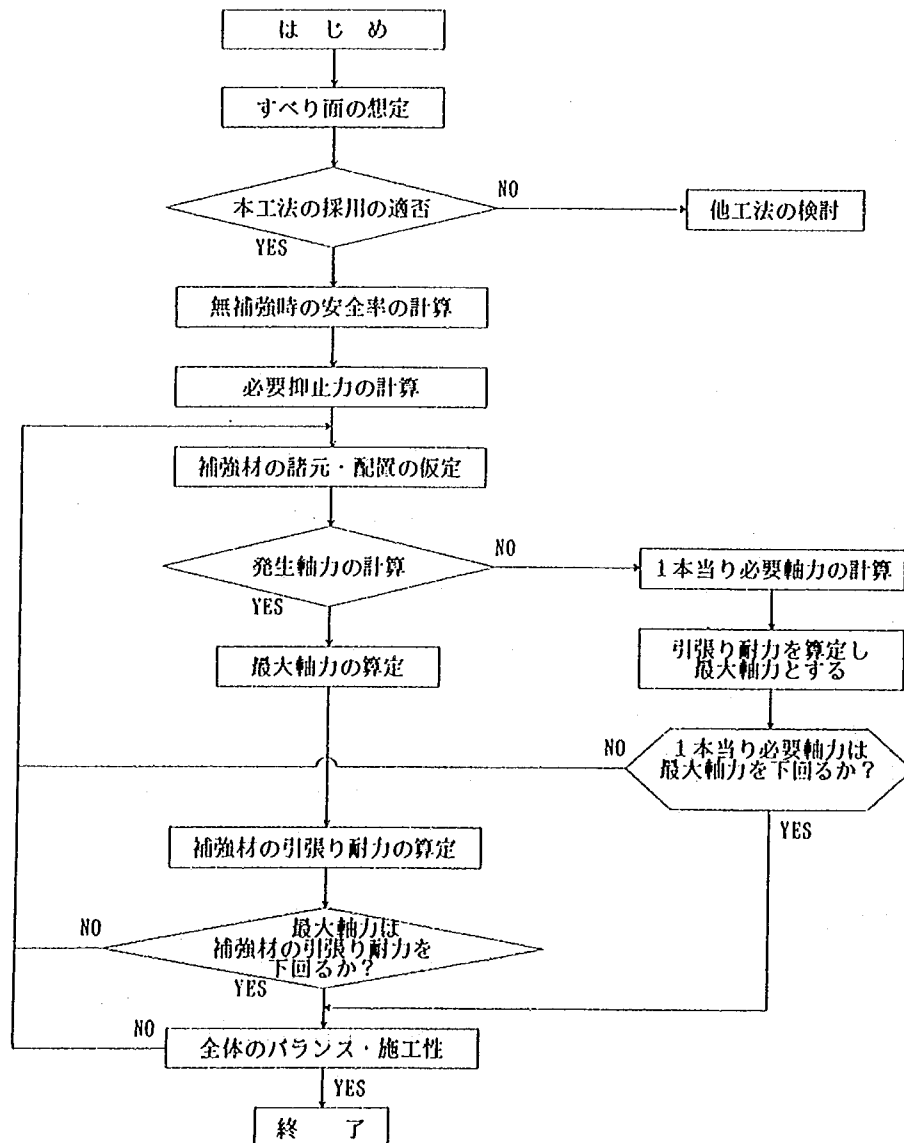


図-4.3 設計の流れ

4.4.2 すべりの形態

土質工学会編「補強土工法」¹⁾では、すべりの形態を大きく四つに分類している。

1) 円弧すべりで近似される崩壊

地山の強度が低く、地山がかろうじて安定勾配を保っているとき、さらに急勾配で切土した場合に生じやすい。代表的な地質は洪積層の砂層、粘性土、ロームなどの未固結層、あるいは土砂化した風化岩層、崖錐性堆積物などである。このような地質で層がほぼ水平に構成されている地盤では一般に円弧あるいはそれに近いすべり面形状を示す。図-4.4に代表的な円弧に近似される崩壊を示す。

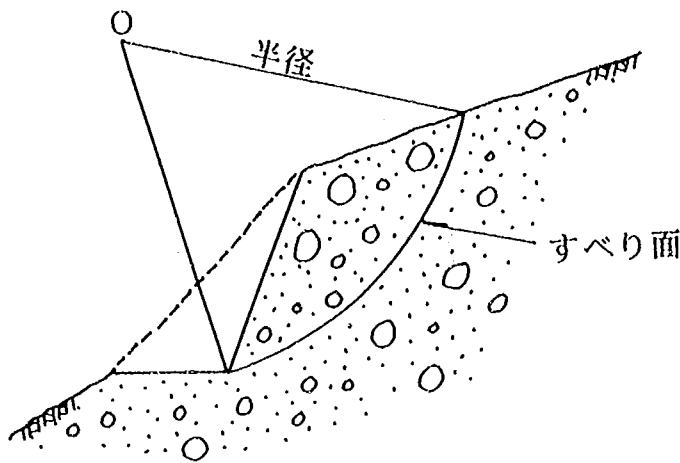


図-4.4 円弧に近似される崩壊

2) 層すべりによる崩壊

安定した基盤が傾斜し、その上の表層土がルーズであったり、また中間に粘性土層が堆積しているような地質構造あるいは断層や破碎帯の著しい地形において、次のような要因が加われば地山は安定性を欠きすべり崩壊を起こす。

- ①地盤内の間隙水圧が上昇する。
- ②風化作用により土の強度が低下する。
- ③切土などで地山のすべりに対する抵抗力が低下する。

この場合、すべり形態はおうおうにして図-4.5に示すように安定した層と不安定な層の境界面がすべり面となるようないわゆる層すべりとなる。

3) 岩盤の崩壊

岩盤の崩壊例を図-4.6に示したが、岩盤の崩壊では層理面、変理面、節理面などが崩壊面を形成するのが一般的であり、表層剥離、ブロック上の落石、抜落ちといった崩壊形態になる。岩盤の崩壊は次のような場合に発生しやすい。

- ①節理等が発達し、しかもその向きが流れ盤である場合。
- ②切土による応力解放の影響を受け、節理面等の付着力が低下する場合。
- ③泥岩のように風化しやすい岩、あるいは他の岩との互層で斜面が構成されている場合。
- ④降雨、凍結などで割れ目が緩みやすい場合。

これらの崩壊は節理面に沿ったすべりであるため補強材はまずこの面でせん断される。従って、設計法としては補強材のせん断抵抗力がすべり面のせん断抵抗力を増加させると考える。また岩の拔落ち、押出しという現象に対し十分抵抗がとれるよう背面の岩盤に補強材を貫入させておくよう配慮しておく必要がある。

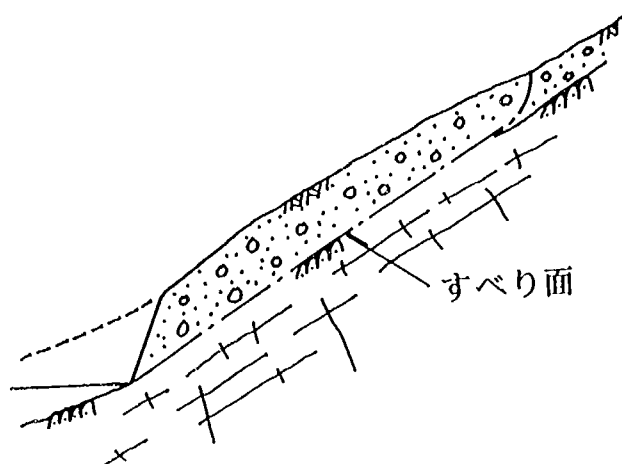


図-4.5 層すべりによる崩壊

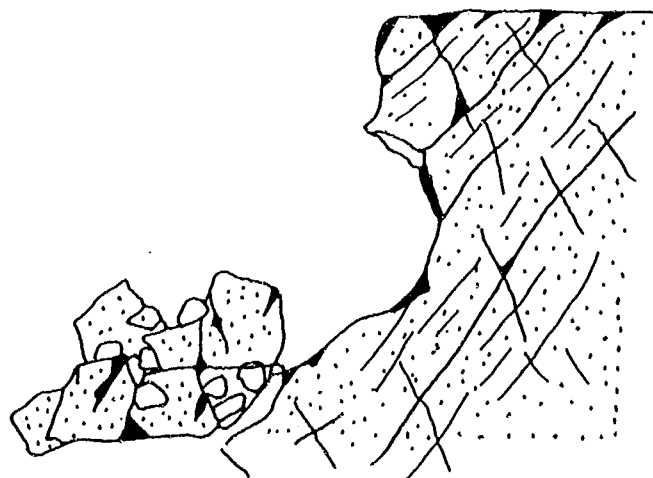


図-4.6 岩盤の崩壊

4) 上載荷重が作用した場合の崩壊

斜面上に構造物が載る場合、斜面内の変形、応力が単に切土した場合の斜面のものとは異なるものと考えられる。図-4.7に示すように荷重面下には三角形状のくさび土塊が生じ、その土塊を会しての

り面付近の土塊を押し出しのり面上に抜け出るすべり線とつながる。

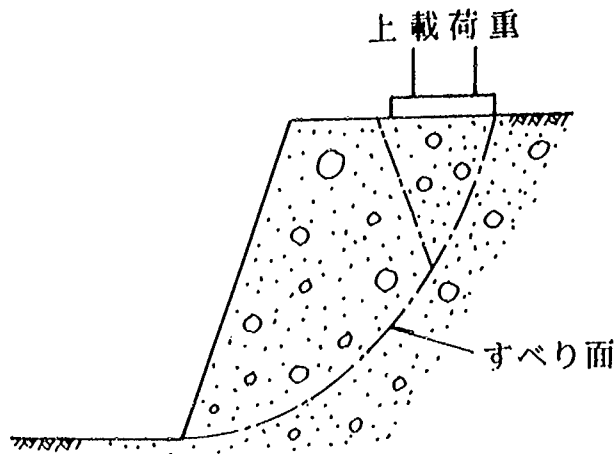


図-4.7 上載荷重が作用した場合の崩壊

4.4.3 安定計算

斜面のすべりはすべり面を形成して発生するものとし、すべろうとする土塊の重量、外力とそれらに対抗する地山のせん断抵抗力、補強材力のすべり面に沿った釣合を検討する。本設計法では、斜面の単位幅あたりについて検討するためすべり面は二次元的に取り扱う。

安全率は基本的にすべり線上のすべりに抵抗する力とすべろうとする力の比として表される。

1) 直線すべりの場合

$$F_s = \frac{W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + c \cdot l}{W \cdot \sin \alpha}$$

2) 円弧すべりの場合

$$F_s = \frac{\sum \{W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi + c \cdot l_i\} \cdot r}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i \cdot r} \quad \text{----- (全応力)}$$

$$F_s = \frac{\sum \{ (W_i \cdot \cos \alpha_i - u \cdot l_i) \tan \phi + c \cdot l_i \} \cdot r}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i \cdot r} \quad \text{----- (有効応力)}$$

計画安全率に対する必要抑止力Tは、計画安全率を F_{sp} 、すべり力をS、抵抗力をRとして基本的には、

$$T = F_{sp} \cdot S - R$$

と表される。

必要抑止力の計算式

1) 直線すべりの場合

$$T = F_{sp} \cdot W \cdot \sin \alpha - (W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + c \cdot l)$$

2) 円弧すべりの場合

$$T = F_{sp} \cdot \sum W_i \cdot \sin \alpha_i - \sum \{ W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi + c \cdot l_i \} \quad \text{----- (全応力)}$$

$$T = F_{sp} \cdot \sum W_i \cdot \sin \alpha_i - \sum \{ (W_i \cdot \cos \alpha_i - u \cdot l_i) \tan \phi + c \cdot l_i \} \quad \text{----- (有効応力)}$$

◎引張り力の効果

補強材の引張り力には、すべり線方向の分力による引留め効果とすべり線上の摩擦抵抗を増加させる締め付け効果があり、これらの効果がすべりを抑止する。補強材の引張り力は、挿入角によって抑止力としての効果が異なり、引張り力 P_R と抑止力 T_R には、

$$T_R = P_R \cdot (\cos \theta \cdot \tan \phi + \sin \theta)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta : \text{すべり線に対する挿入角} \\ \phi : \text{地盤の内部摩擦角} \end{array} \right.$$

の関係がある。

4.4.4 補強材の諸元

補強材の諸元は引張り力に耐え得るものとする。同時に施工性、経済性も考慮したものを使用する。補強材に使用する鉄筋径は標準的に $D = 19 \sim 25\text{mm}$ とし、グラウト径は $\phi = 42 \sim 66\text{mm}$ とする。

4.4.5 補強材の配置

最大軸力が効果的に発揮されるように補強材を配置しなければならない。本項では一連の実験結果に基づいて次の事項について仮定する。

- ①補強材の挿入角度 ----- 基本的に最大軸力がいちばん発生するすべり線垂線に対して $30^\circ \sim 45^\circ$ になるように設置する。
- ②補強材の長さ ----- 全体の長さは 5.0m 以下とするが、すべり線以深は 1.0m 以上とする。
- ③上下方向の段数 ----- 一本当たりの最大軸力の総数があらかじめ計算された単位 m 当たりの抑止力以上にならない。
- ④水平方向ピッチ ----- 間隔を狭め、一本当たりの負担する抑止力を小さくするほうが補強効果が高いといわれているが、標準的に $1.0 \sim 2.0\text{m}$ とする。

4.4.6 最大軸力の算定

補強材の最大軸力は前項で仮定した条件に基づいて計算する。最大軸力から求められる抑止力の合計、あるいは1本当たりの抑止力は必要抑止力を下回らないようにしなければならない。最大軸力の算定は実験結果に基づいてJewellの式³⁾より算定する。(1.3.4、4.3.4参照)

4.4.7 引張り耐力の算定

前項で求めた補強材の最大軸力は、滑動土塊内・不動土塊内でのそれぞれの引抜き耐力とグラウト・補強材間の付着耐力・補強材の許容引張り力の最小値を満足しなければならない。

1) 引抜き耐力

$$P_{pa} = \frac{\tau_p \cdot U \cdot L}{F_{pp}}$$

$\left\{ \begin{array}{l} P_{pa} : \text{引抜き耐力} \\ \tau_p : \text{摩擦抵抗}^{18)} \\ U : \text{削孔断面周長} \\ L : \text{補強材のすべり線以深の長さ} \\ F_{pp} : \text{安全率} \end{array} \right.$

2) グラウト・補強材間の付着耐力

$$P_{ca} = \tau_{ca} \cdot \pi \cdot d \cdot L$$

$\left\{ \begin{array}{l} P_{ca} : \text{付着耐力} \\ \tau_{ca} : \text{許容付着応力度} \\ d : \text{補強材径} \end{array} \right.$

3) 補強材の許容引張り力

$$P_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s$$

$\left\{ \begin{array}{l} P_{sa} : \text{許容引張り力} \\ \sigma_{sa} : \text{補強材の許容引張り力} \\ A_s : \text{補強材の断面積} \end{array} \right.$

4.4.8 グラウト

グラウトは、粘着性・早強性を持ち、施工性の観点から流動性にすぐれ、さらに長期安定性のあるものでなければならない。セメントミルクとセメントモルタルのいずれかを使用するかについては特別の規定はなく、補強材の長さ・地山条件(土質・亀裂の程度・湧水状況等)等を考慮し、決める必要がある¹⁸⁾。

1) セメント

セメントはJIS R5210に規定する普通ポルトランドセメントを用いることを原則とし、早期に強度を必要とする場合には早強ポルトランドセメントを用いてもよい。

2) 水

セメントペースト及びセメントモルタルの練り混ぜに用いる水は油、酸、塩類、有機物、その他グラウト及び補強材に悪影響を及ぼす物質の有害量を含んではならない。

3) 細骨材

細骨材は良質で適当な粒度を持ち、ごみ、どろ、有機不純物、塩分等の有害量を含んではならない。尚、セメントモルタルに使用する骨材は、品質・施工性などの関係から2mm以下の砂とする。

4) 混和材料

①AE剤、減水剤、膨張材などは、それぞれの規格、基準に適合したものをを用いるものとする。

②塩化物等の含有量については十分検討して用いるものとする。

グラウトの配合例を表-4.6に示す^{15, 18)}。

表-4.6 グラウトの配合例

(重量比)	セメント	水	砂
セメントモルタル	1	0.42~0.45	1
セメントミルク	1	0.40~0.50	

4.4.9 現場引抜き試験

設計計算により算出された補強材の最大軸力（必要引張り力）が実際に発生するかどうかを引抜き力の関係を利用して確認するため、現場では本工事を施工する前に現場引抜き試験を実施しなければならない。

4.4.10 補強材頭部処理

補強材頭部はプレートをあてナット締めを行うものとする。滑動土塊はプレート効果により留めることにより、すべり線以深に変形が生じる。故に、プレート効果により表面積はすべり線以深の長さで評価することとする。頭部プレートの大きさは標準的に厚さ6mm、200mm×200mmの剛な鉄板（材質：SS41）とする。

4.4.11 のり面保護工

鉄筋補強土で用いるのり面保護工は、のり面表面の肌落ち防止、風化防止、雨水などによる侵食防止、そして補強材同士を連結し、補強材では拘束しきれないのり面表面部の土塊を安定化させる目的で行う。

4.5 設計計算例

図-4.8に示す斜面について鉄筋挿入による補強土工法の設計計算をする。すべり線は直線すべりと仮定する。

1) 設計条件

・計画安全率	$F_{sp} : 1.2$
・補強材の引抜き対する安全率	$F_{pp} : 2.0$
・土質条件	
土質	砂礫 : N値20
単位体積重量	$\gamma_t : 1.8 \text{ tf/m}^3$
内部摩擦角	$\phi : 30^\circ$
粘着力	$c : 1.0 \text{ tf/m}^2$
地盤の引抜き強度	$\tau_p : 1.7 \text{ kgf/m}^2$
・補強材径 (鉄筋)	$d : 25 \text{ mm}$
・補強材の許容引張り応力度	$\sigma_{sa} : 1400 \text{ kgf/m}^2$
・補強材とグラウト材の許容付着応力度	$\tau_{ca} : 1.4 \text{ kgf/m}^2$
	(設計基準強度 $\sigma_{ck} = 180 \text{ kgf/m}^2$)
・削孔径 (グラウト径)	$D : 66 \text{ mm}$
・斜面勾配	$\beta : 64.4^\circ$ (勾配1:0.5)
・すべり線勾配	α
・斜面鉛直高さ	$H : 12 \text{ m}$

2) 引抜き耐力から軸力を推定する方法

①最小安全率

現状の安全率を F_s とし滑動土塊重量を W とすると

$$F_s = \frac{W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + c l}{W \cdot \sin \alpha}$$

$$\left[\begin{array}{l} \text{ここで } W = 1/2 \cdot H^2 \cdot (1/\tan \alpha - 1/\tan \beta) \\ l = H/\sin \alpha \end{array} \right.$$

となる。ここで最小安全率を与える直線すべりを α を 1° きざみで求めると、 $\alpha = 48^\circ$ のとき $F_s = 0.939$ で最小となる。

②必要抑止力 T の算定

必要抑止力 (最大抑止力) T は次式で求められる。

$$T = F_{sp} \cdot W \cdot \sin \alpha - (W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + c l)$$

③補強材とその配置

④最小安全率を与えるすべり線
⑤最大抑止力を与えるすべり線

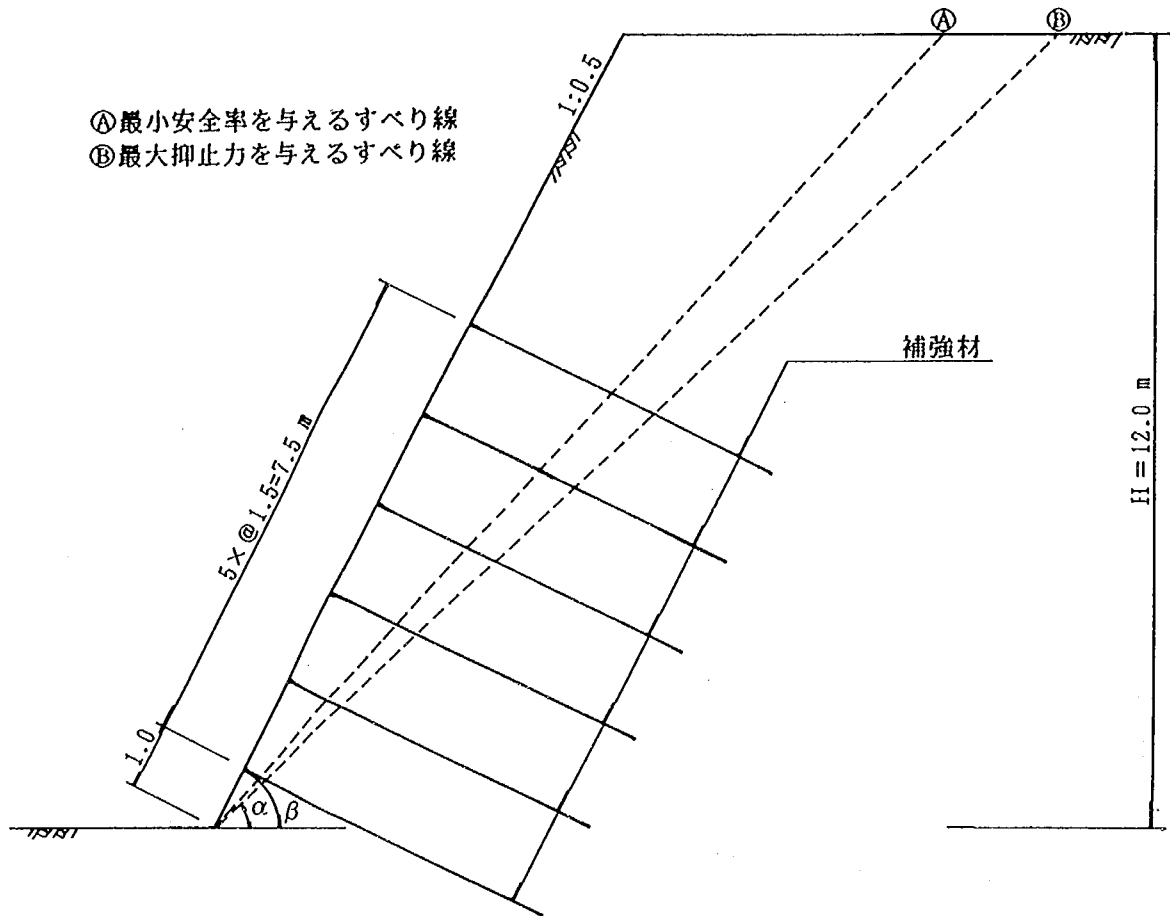


図-4.8 安定計算解析モデル

④補強材 1 本当たりの設計引張り力 P_r の算定

図-4.8のように6段の補強材ですべりに抵抗するとすれば P_r は

$$T_r = P_r (\sin \theta + \cos \theta \cdot \tan \phi)$$

$$T_r = T \cdot @/n$$

- T_r : P_r による抑止力
 - n : 補強材段数
 - @ : 補強材水平ピッチ
 - θ : すべり線の垂線と補強材のなす角度

$$\begin{aligned}
\therefore P_r &= \frac{T \cdot @}{(\sin \theta + \cos \theta \cdot \tan \phi) \cdot n} \\
&= \frac{12.08 \cdot 1.5}{(\sin 19.4^\circ + \cos 19.4^\circ \cdot \tan 30^\circ) \cdot 6} \\
&= 3.44 \text{ tf/本}
\end{aligned}$$

⑤補強材力の検討

○補強材の引抜き耐力

$$\begin{aligned}
P_{pa} &= \frac{\tau_p \cdot U \cdot L}{F_{pp}} \\
&= \frac{1.7 \cdot 10 \cdot (0.066 \cdot \pi) \cdot 3.4}{2.0}
\end{aligned}$$

(Lはすべり線以深の長さの平均値)

$$= 5.99 \text{ tf/本} > P_r = 3.44 \text{ tf/本} \text{ ----- OK}$$

この補強材の引抜き耐力がほぼ補強材に発生する最大軸力である。

○グラウト・補強材間の付着耐力

$$\begin{aligned}
P_{ca} &= \tau_{ca} \cdot \pi \cdot d \cdot L \\
&= 14 \cdot 10 \cdot \pi \cdot 0.025 \cdot 3.4 \\
&= 37.38 \text{ tf/本} > P_r = 3.44 \text{ tf/本} \text{ ----- OK}
\end{aligned}$$

○補強材の許容引張り力

$$\begin{aligned}
P_{sa} &= \sigma_{sa} \cdot A_s \\
&= 1400 \cdot 10 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot 0.025^2) \\
&= 6.87 \text{ tf/本} > P_r = 3.44 \text{ tf/本} \text{ ----- OK}
\end{aligned}$$

3) 軸力を計算する方法

①補強材とその配置

鉄筋径を $d = 25 \text{ mm}$ 、長さ $L = 5.0 \text{ m}$ 、水平ピッチ 1.5 m 、法長方向ピッチ 1.5 m ですべり線の垂線と 40° になるように（打設角 6° ）打設するものとする。（図-4.9参照）

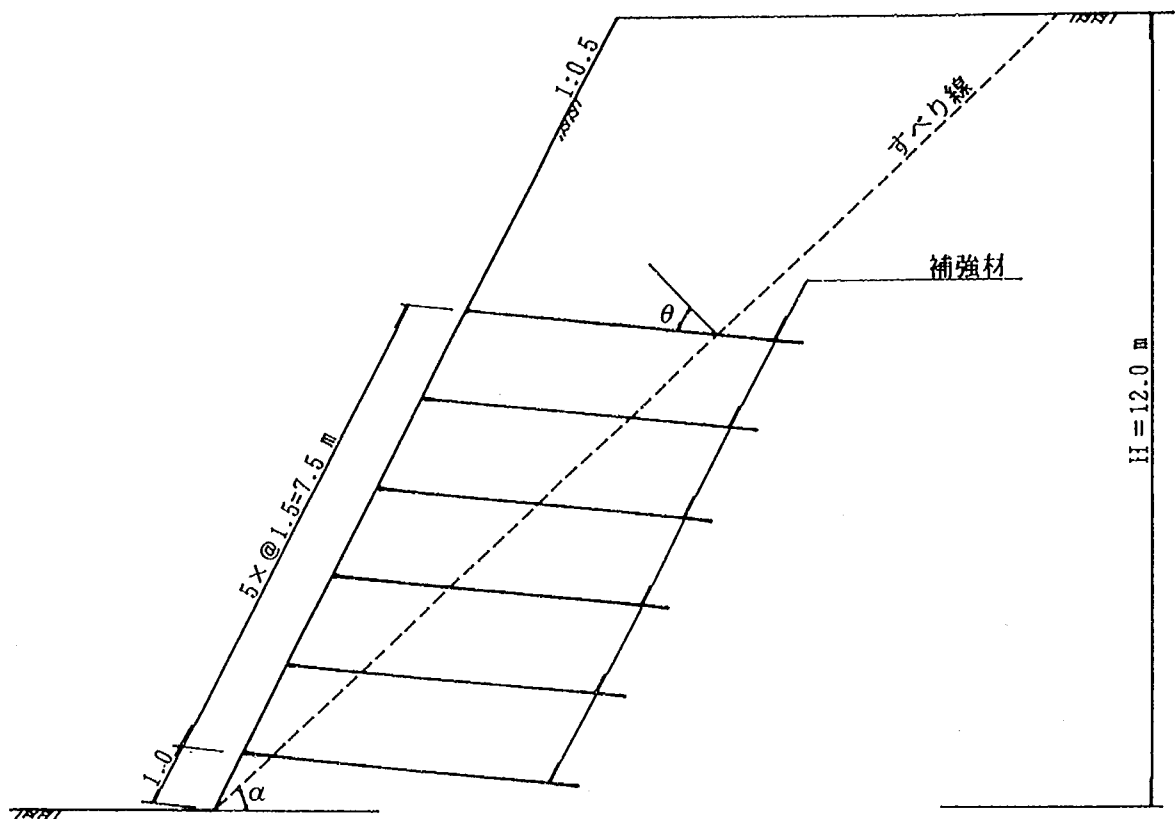


図-4.9 Jewellの式を使用した安定計算解析モデル

②補強材1本当たりの最大軸力 P_R の算定

○上載圧 (σ_θ)

各補強材の平均土被り厚 l' は 4.3 m なので

$$\begin{aligned}\sigma_{yy} &= l' \cdot \gamma_t \\ &= 4.3 \cdot 1.8 \\ &= 7.74 \text{ tf/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\therefore \sigma_{\theta} &= \sigma_{yy} \cdot \frac{0.87 + 0.5 \cdot \sin \phi \cdot \sin(\phi + 2\theta)}{\cos^2 \phi} \\ &= 7.74 \cdot \frac{0.87 + 0.5 \cdot \sin 30^\circ \cdot \sin(30^\circ + 2 \cdot 40^\circ)}{\cos^2 30^\circ} \\ &= 11.40 \text{ tf/m}^2\end{aligned}$$

○補強材の表面積 (A_r)

すべり線以深の平均長さ $L = 2.9 \text{ m}$ より

$$\begin{aligned}A_r &= \pi \cdot D \cdot L \\ &= \pi \cdot 0.066 \cdot 2.9 \\ &= 0.601 \text{ m}^2\end{aligned}$$

○最大軸力 (P_R) (1本当たり)

$$\begin{aligned}P_R &= \sigma_{\theta} \cdot A_r \cdot \tan \delta \\ &= 11.40 \cdot 0.601 \cdot \tan 30^\circ \\ &= 3.96 \text{ tf/本}\end{aligned}$$

③補強材力の検討

○補強材の引抜き耐力

$$\begin{aligned}P_{pa} &= \frac{\tau_p \cdot U \cdot L}{F_{pp}} \\ &= \frac{1.7 \cdot 10 \cdot (0.066 \cdot \pi) \cdot 2.9}{2.0}\end{aligned}$$

(L はすべり線以深の長さの平均値)

$$= 5.11 \text{ tf/本} > P_R = 3.96 \text{ tf/本} \text{ ----- OK}$$

○グラウト・補強材間の付着耐力

$$\begin{aligned}P_{ca} &= \tau_{ca} \cdot \pi \cdot d \cdot L \\ &= 14 \cdot 10 \cdot \pi \cdot 0.025 \cdot 2.9 \\ &= 31.89 \text{ tf/本} > P_R = 3.96 \text{ tf/本} \text{ ----- OK}\end{aligned}$$

○補強材の許容引張り力

$$\begin{aligned}P_{sa} &= \sigma_{sa} \cdot A_s \\ &= 1400 \cdot 10 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot 0.025^2) \\ &= 6.87 \text{ tf/本} > P_R = 3.96 \text{ tf/本} \text{ ----- OK}\end{aligned}$$

4.6 まとめ

設計手法の検討を要約すると以下のとおりとなる。

- ①補強材の諸元の仮定は、全体の施工性・経済性を考慮してバランスよく行なわなければならない。
- ②補強材は、すべり線垂線に対して $30^{\circ} \sim 45^{\circ}$ の角度に打設するものとする。
- ③補強材の最大軸力（必要引張り力）はJewellの式より算定するか、もしくは補強材の引抜き力より推定する。
- ④Jewellの算定式の上載圧という項は、鉛直土被り厚より推定できる。
- ⑤プレートは標準的に設置するものとし、それにより補強材表面積はすべり線以深の長さで評価するものとする。
- ⑥補強材の全体の長さは5.0m以下とし、すべり線以深の長さは1.0m以上とする。
- ⑦補強材の必要引張り力は、補強材の引張り耐力より小さい値でなければならない。
- ⑧設計計算により算出された補強材の最大軸力（必要引張り力）が、実際に発生するかどうかを引抜き力との関係を利用して確認するために現場では本工事を施工する前に現場引抜き試験を実施しなければならない。

参考文献

- 1) 土質工学会編：補強土工法，p430, 1987年
- 2) 龍岡文夫ほか：鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内研究 I ～ X I，生産研究，36巻10号，1984年～37巻9号，1985年
- 3) Jewell, R.A and Worth, C.P : Direct Shear Tests on Reinforced Sand, Geotechnique, Vol.37, NO. 1, 1987
- 4) 吉松弘行ほか：大型せん断実験による鉄筋挿入工の効果の検討，土木技術資料，30巻4号，1988年
- 5) 吉松弘行ほか：鉄筋挿入による斜面補強工法に関する一面せん断試験，土木研究所資料，第2626号，1988年
- 6) 吉松弘行ほか：鉄筋による斜面の補強効果に関する実験的研究，土木研究所資料，第2832号，1990年
- 7) 諸戸靖史：砂や礫の内部摩擦角，土と基礎，8月号，土質工学会，p6，1983年
- 8) 土木研究センター編：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル，p106，1980年
- 9) 吉村雅宏ほか：鉄筋補強土工法の模型載荷実験とその設計手法の一提案，第24回土質工学研究発表会，p1865，1989年
- 10) Jewell, R.A : Some Effects of Reinforcement of the Mechanical Behavior of Soils, A Dissertation submitted for the Degree of Doctor of Philosophy at Cambridge University
- 11) 山口柏樹著：土質力学，p156，技報堂出版，1987年
- 12) 帯状補強土研究会報告書：帯状補強土工法の補強効果実験，1988年
- 13) 建設省河川局防災課監修：のり面及び斜面災害復旧工法，1989年
- 14) 土木学会：コンクリート標準示方書，1988年
- 15) 日本道路公団：補強土工法設計施工資料，1987年
- 16) 日本道路公団：設計要領第1集
- 17) 建設省河川局砂防部：斜面崩壊防止工事の設計と実例，1982年
- 18) 土質工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説，p52, 92，1990年

鉄筋挿入による斜面補強工法の
実験的検討とその設計

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2948号
平成3年3月(1991)

中村良光, 西川純一, 大浦二郎
吉岡元司, 川村公平

要 旨

鉄筋挿入工法の設計手法を目的として、発生する軸力を明らかにするため一面せん断試験を行い、その算定方法を検討した。その結果、補強材の軸力はせん断面で最大となり、垂直応力・表面積に比例し、また補強材の軸力はJewellの算定式により見積もられるということが明らかになった。
さらに一面せん断試験の補強材軸力と引抜き試験の引抜き力がほぼ等しいということを明らかにし、設計への便宜を図った。以上の実験結果に基づいて鉄筋挿入工法の設計手法を提示した。

キーワード：鉄筋挿入工法，補強材，軸力，Jewellの算定式，引抜き力

郵便はがき

305-□□

四十一円切
手をはって
下さい。

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

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 2948 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印