

带状補強材による補強土工法の開発に 関する共同研究報告書

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
機械施工部施工研究室
財団法人土木研究センター

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。

帯状補強材による補強土工法の開発に 関する共同研究報告書

急傾斜地崩壊研究室 室 長 吉 松 弘 行^{*1}

主任研究員 西 川 純 一

大 浦 二 朗

部外研究員 吉 岡 元 司^{*2}

施工研究室 室 長 苗 村 正 三

研 究 員 小野寺 誠 一

嶋 田 功

部外研究員 岩 佐 直 人^{*3}

井 伊 博 之^{*4}

(財)土木研究センター 常 務 理 事 千 田 昌 平

主任研究員 渡 辺 直 樹

専門調査役 鈴 木 和 夫

峯 岸 雄 一

渡 辺 丈 夫

相 川 淑 紀

山 田 浩

^{*1}現 地すべり研究室長

^{*2}現 技研興業(株)

村 尾 敏 成

^{*3}現 日鉄建材工業(株)

^{*4}現 ライト工業(株)

森 田 昭 宏

要 旨

帯状補強材を用いた補強土工法について、大型一面せん断試験、室内引抜き試験、実大斜面崩壊実験により、補強材に発生する引張力の発生機構の解明、補強原理、補強効果の確認を行い、これら実験結果をもとに設計手法の取りまとめを行った。さらに、同工法の施工法及び施工機械の開発・製作並びに現場での性能実験等を実施し、総合的な工法開発を行った。

キーワード：帯状、補強土、工法、一面せん断試験、引抜き試験、実大載荷試験、補強材

まえがき

最近、建設事業においては施工の安全性の向上、労働力不足・労働者の高齢化への対応、さらに、土木構造物の品質の向上、地下空間を始めとするニューフロンティアの開発などを目的にCAD・CAMシステム、DB等の利用による合理的で高度な設計、建設ロボットの活用や部材のプレファブ化などによる施工の合理化・省力化、また、建設材料の新素材・新材料の利用など各方面において新工法の開発が積極的に進められている。

このような状況の中で土工の分野においても、積極的に新工法・新材料の利用・活用が図られている。その新しい合理的な工法の中の一つとして、自然地山や盛土の中に帯鋼やプラスチックなどの材料を敷設・配置し、土圧の軽減や支持力の増大、斜面の安定化など土塊の安定性を向上させる補強土工法が注目されてきている。

特に、この補強土工法の中で鉄筋挿入工法は、軽便で経済的な斜面安定化工法として近年採用事例が増加してきている。

この鉄筋挿入工法は、1 m～5 m程度の比較的短い鋼材を地山に挿入しながら、斜面を少しずつ掘削するもので、切土後直ちに補強材の挿入・斜面の補強を行い、地山の緩みを極力押さえることができる。この工法は、また、標準的なのり勾配より急な勾配で掘削が行え、地山の状況や変状は合わせ補強材の増し打ちなど適宜現場条件に合わせて安全な施工ができる特徴を有している。

本報告は、この鉄筋挿入工法を一步前進させた帯状補強土工法についての開発研究成果を取りまとめたもので、研究は、土木研究所と（財）土木研究センターが共同し実施したものである。

もともと、鉄筋挿入工法は、斜面に補強材を挿入し、切土すると、補強材に引張力が発生し、この補強材の引張力が地山の変形・ひずみを抑制し、それと同時に崩壊面に有効な直応力を作用させる働きをすることを原理としたものである。

このように鉄筋挿入工法の補強材は引張部材として働く。このため帯状補強土工法は、従来から補強材として用いられてきた異径鉄筋に代えて、その表面積のより大きい薄い帯状の鋼材を用いることによって、補強効果の向上をねらったものである。

土木研究所と（財）土木研究センターは、共同でこの新しい帯状補強土工法について基本的な補強材に発生する引張力の発生機構の解明、補強原理、補強効果の確認を行い、その成果を基に具体的な設計手法を取りまとめた。さらに、同工法の施工法及び施工機械の開発・製作並びに現場での機械の作動・掘削性能の確認実験等を実施し、総合的な工法開発を行った。

本報告書は、この新しい補強土工法の開発に要した一連の室内実験・現場施工等について報告するとともに、新しい工法の設計法を提示するものである。

目 次

まえがき

1. 研究概要	1
1.1 研究目的	1
1.2 研究内容	2
2. 帯状補強土工法	5
2.1 帯状補強土工法の概要	5
2.2 工法の特徴	6
2.3 補強材の特徴	7
3. 既存の斜面補強土工法	8
3.1 はしがき	8
3.2 斜面補強土の概要	8
3.3 斜面補強工法の適用	9
3.4 補強効果と基本原理	9
3.5 設計法	12
3.6 施工法	18
4. 帯状補強土工法の設計法	21
4.1 はしがき	21
4.2 補強機構	22
4.3 帯状補強土工法の設計	39
4.4 基本的な設計の流れ	57
4.5 設計計算例	61
4.6 まとめ	66
5. 帯状補強土工法の施工法	67
5.1 はしがき	67
5.2 施工機械	67
5.3 施工方法	82
5.4 まとめ	86

参考文献および引用文献

1. 研究概要

1. 1 研究目的

これまで、小規模の崩壊が予想される自然斜面や切土のり面などにおいては鉄筋など棒状の補強材を打設し、斜面全体を補強するいわゆる補強土工法がしばしば用いられてきた。この工法はアンカー工法などに比べ、比較的簡便に、経済的に施工できるため、近年その使用例が増えつつある。特に、道路建設など連続した切土のり面が発生する場所や表層崩壊が予想される急傾斜地、仮設山留めなどにおける実績の伸びは著しいものがある。

しかし、自然地山を対象とする補強土工法は盛土の補強土工法と異なり、不均一、不均質な自然斜面を適用の対象とするため、実績、経験が重視される面も大きく、設計においても補強メカニズムや挙動を反映した設計手法が確立されていないなどの問題点も残されている。

このような状況の中で、本研究では、従来一般に使用されている棒状補強材に代えて、テールアルメ工法などの補強土壁工法に実績のある面状の補強材（ストリップ材）を自然斜面に用いる補強土工法を提案し、帯状補強土工法と称した。この工法は、補強材を引張補強材として用いる場合に表面積が大きい方が有利であり、これを自然斜面に適用できないかとの発想に基づくものである。しかし、実用化のためには補強メカニズムを把握し、これに基づいた合理的な設計法を確立し、同時に施工機械の開発が必要とされる。

本研究では、帯状補強材により補強された斜面、のり面の補強メカニズムを把握するため各種の実験を行い、これらの結果に基づいた合理的な設計法を提案すると同時に、上記補強材を効率的かつ経済的に打設するための施工機械を開発・実用化することを目的とした。

1.2 研究内容

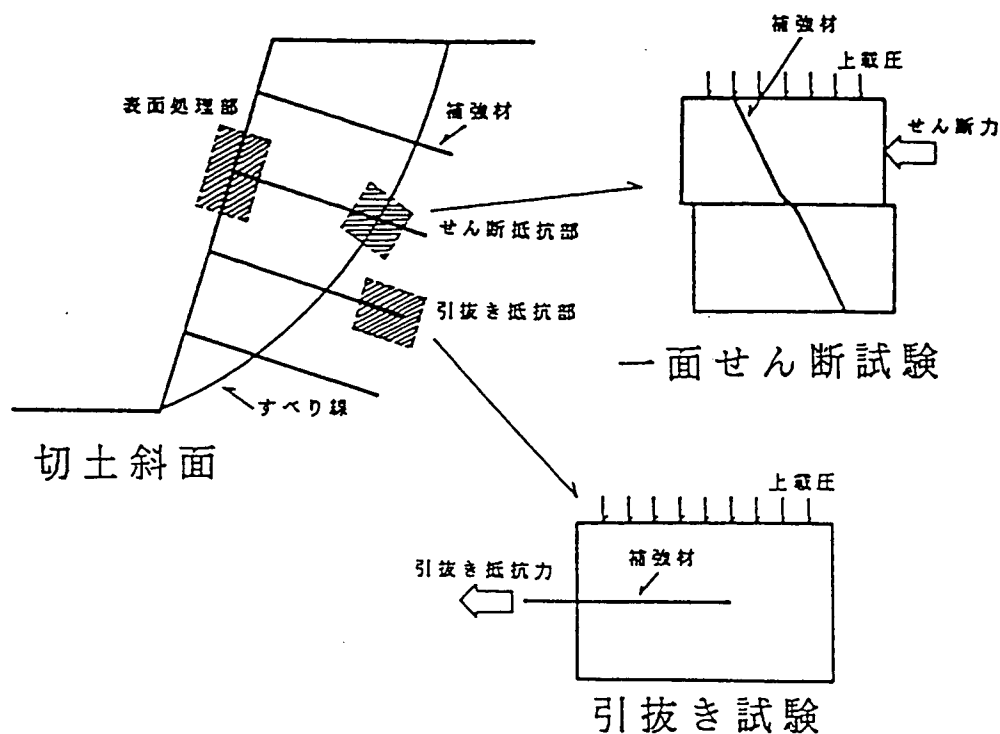
斜面補強土工法においては、補強効果に影響を及ぼす要因は種々考えられる。これには補強材の種類、形状、性状等に関係するものとし、ないものに分けられる。前者を内的要因、後者を外的要因とすれば表－1.1のような要素が考えられる。

表－1.1 補強効果に影響を及ぼす要因

④ 内的要因	① 断面積 (A)	厚さ 幅
	② 表面積 (Aa)	幅 長さ 厚さ
	③ 曲げ剛性 (EI)	弾性係数 (E) 弾性二次モーメント (I) ($B \times t^3 / 12$)
	④ 引抜抵抗力 (P)	周面摩擦 (せん断) 抵抗 (τ) 表面積 (A) 拘束圧 (σ_n) 定着長
	⑤ 配 置	水平間隔 鉛直間隔 格子配置 千鳥配置
	⑥ 表面保護工	頭部プレートの有無 フェーシング
⑤ 外的要因	① 土質強度定数	降雨等に起因する定数の変化 有効応力の減少
	② 地震時慣性力	
	③ 付加外力	上載荷重, 拘束圧

以上のような影響因子は、帯状補強材により補強された斜面においては図－1.1 に示す部分に関係している。即ち

- ① すべり面を横切るように配置された帯状補強材のすべり面周辺部分
- ② すべり土塊が変位しようとするときのすべり線よりも奥の補強材の引抜け抵抗部分
- ③ すべり土塊が変位しようとするときのすべり土塊内の引抜け抵抗部分、および地表面頭部プレートなどによる支圧抵抗部分



図－ 1.1 帯状補強土工法の補強効果に影響を及ぼす部分の概要図

帯状補強土工法の補強機構を解明し設計法を確立するためには、図－ 1.1 に示す部分において前述の影響要因について検討する必要がある。本研究においてはこの内のせん断抵抗部分と引抜き抵抗部分について室内実験を中心に検討を進め、後述の野外総合試験において総合的な補強効果を確認するものとした。

表－ 1.2 に本研究において行った実験の概要を記す。

表－ 1.2 補強機構実験概要

実 験 名	実 験 概 要
帯状補強土工法の補強効果実験(1)	実物大帯状補強材を用いた大型一面せん断試験。補強材設置角度，補強材幅，厚さ，数量を変えて実験を行い，補強効果への影響を調べた。
帯状補強土工法の補強効果実験(2)	帯状補強材と一般に用いられている棒状補強材と効果比較実験。大型一面せん断試験機を用いた。
帯状補強材の引抜き実験	土の種類，性状，補強材拘束圧，表面形状を変えて引抜き試験を行い，引抜き抵抗への影響を調べた。
帯状補強土工法野外総合試験	実物大の切土斜面をつくり，これに本数，長さを変えて補強材を打設し，載荷を行うことによって補強効果の比較を行った。また，開発した削孔機の総合性能試験も併せて行った。

また，帯状補強材を効率的かつ経済的に打設するための施工機械を開発するために各種の性能試験を行った。表－1.3 に実験概要を記す

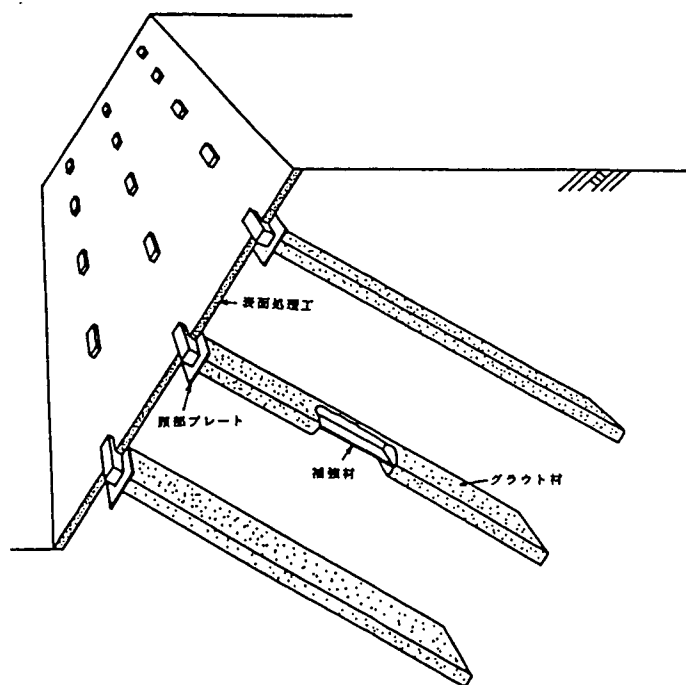
表－1.3 機械開発実験概要

実 験 名	実 験 概 要
チェーンソータイプ打設機性能試験(1)	チェーンソータイプ打設機の試作機を開発し，この性能試験を2つの異なる地盤で行った。 (試験地 瀬戸市 / 南知多町)
チェーンソータイプ打設機性能試験(2)	打設性能試験(1)の結果に基づいて改良された試作機を用いて，2つの異なる地盤に対して打設性能試験を行った。 (試験地 栗源町 / 長南町)
チェーンソータイプ打設機性能試験(3)	八王子の道路拡張工事現場にて礫混じり砂層における打設性能試験を行った。(八王子)
マルチビットタイプ打設性能試験	マルチビットタイプ打設機の試作機を開発し，この性能試験を行った。(瀬戸市)

2. 帯状補強土工法

2.1 帯状補強土工法の概要

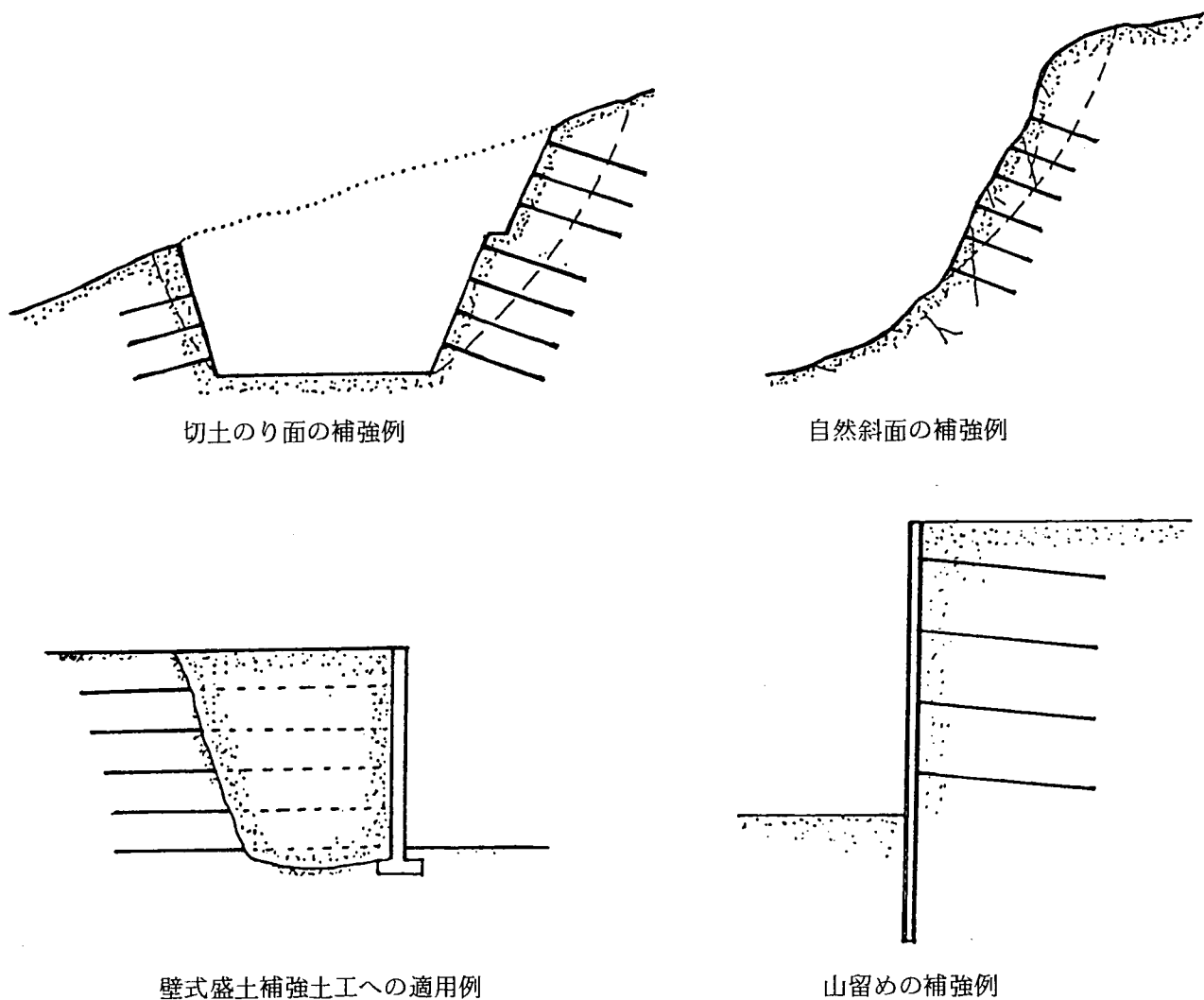
帯状補強土工法とは、図－2.1に示すように自然斜面や切土のり面の安定をはかるために幅10～20cm，厚さ数mm，長さ3～5m程度の帯状の補強材を打設するものである。帯状補強材は大きい表面積を持つため引張補強材として用いると有利であるといわれており，これまでテールアルメ工法などに代表される壁面を持つ盛土などにおいて用いられてきたが，不均一，不均質な地質構成の自然斜面に用いた例はなかった。



図－2.1 帯状補強土工法の概念図

帯状補強土工法とはこのような自然斜面に適用するもので，地山に短形断面の穴を開け帯状の補強材を打設するものである。補強材は一般に鋼製のものを用いるが，表面形状は平滑，リブ付き，孔開きなどがある。また，補強材周囲は注入材で充填し，硬化を待って頭部プレートを取り付けることを原則とし，さらに補強材打設地表面にはコンクリート吹付けや緑化工などの表面保護工を施して，表層の風化や中抜けなどの小崩落を防止するものである。

帯状補強土工法の適用例を図－2.2に示す。



切土のり面の補強例

自然斜面の補強例

壁式盛土補強土工への適用例

山留めの補強例

図－2.2 带状補強土工法の適用例

2.2 工法の特徴

带状補強土工法の特徴は以下のとおりである。

(1) 長 所

- ① 带状補強材を設置することにより、ほとんどの地質において標準的なのり勾配よりも急な勾配で施工できる。
- ② 長さ5 m以内の短い補強材を用いるために施工が容易であり、高い斜面であっても容易に運搬できる。
- ③ 段階的掘削とそれにとりあう補強材の打設を行うために、地山の緩みを最小限に抑えることができる。
- ④ 掘削時や掘削後、地山に変状がみられても増し打ちなどにより補強材本数、配置を適宜変更し、対応することができる。

- ⑤ 帯状補強土工法の適用可能な斜面であれば、アンカー工法等より経済的である。
- ⑥ 小型の打設機を用いることにより、足場上の施工も可能である。
- ⑦ 無振動・低騒音の機械を用いるため住環境等に与える悪影響が少ない。
- ⑧ エアーや水などを使用しないで施工できるので地山の緩みが少ない。
- ⑨ 崩壊性の地山に対しても容易に補強材を打設できる。

(2) 短 所

- ① 硬岩、玉石混じりの地山などにおいては補強材の打設が困難であり、適用地盤にある程度制限がある。

2.3 補強材の特徴

斜面補強工法に一般に用いられている棒状補強材と帯状補強材の仕様を比較すると表－2.1のようになる。

表－2.1 帯状補強材と棒状補強材の性状比較表

仕 様	1 5 0 × 4.5 mm (B × t)	D 2 5	D 2 9
断面積 A (cm ²)	6.7 5	5.0 6 7	6.4 2 4
曲げ剛性 EI (cm ⁴)	2.4 9 × 1 0 ⁵	4.0 3 × 1 0 ⁶	7.2 9 × 1 0 ⁶
表面積 Aa (cm ²) (ℓ = 1m)	3 0 9 0	7 8 5	9 1 1

上表のように帯状補強材は、断面積は棒状補強材とほぼ同様なものの、曲げ剛性は棒状補強材の1/15～1/30程度と小さい。一方、引張抵抗に直接関係する補強材表面積は3～4倍である。このことは一般に帯状補強材は、せん断補強材としての潜在的補強能力は棒状補強材と同じようなものの、曲げ補強材としての潜在能力は小さく、逆に引張補強材としての潜在能力は高いといえる。

このような帯状補強材の特性を踏まえた上で、適用地盤および崩壊形態、補強材配置などを考慮して設計に取り入れていけば、有効な斜面補強効果を生み出すことになり、帯状補強土工法他工法にない優位性が発揮されることになる。

3. 既存の斜面補強土工法

3.1 はしがき

本章では、これまでに実績のある自然地山の補強土工法のうち、帯状補強土工法以外の一般的な工法を総称して斜面補強土工法と呼び、これらの概要について帯状補強土工法との類似点、対比に重点をおいて述べる。

3.2 斜面補強土工法の概要

補強土工法とは、土の中に土以外の材質の部材（補強材）を敷設あるいは挿入打設し、土と補強材の相互作用によって、補強土塊の挙動特性、強さなどを改善しようとするものである。自然斜面や切土のり面においても、予想される表層のすべりや崩壊に対して補強材を打設し、土と補強材の相互作用によりこれらの安定を図ろうとするものであり、現在までいくつかの方法が考案され、実績をあげている。現在提案されている工法は、いずれも鉄筋や鋼線などの棒状補強材を用いたものであり、杭などによる抑止工法に比べて剛性の低い材料を地山の不安定部、あるいは安定地盤まで挿入することにより、これらの持つ引張抵抗力、せん断抵抗力などにより地山の持つ強度的弱点を補い、斜面・のり面の安定を図ろうとするものである。

一般的な基本構造は図-3.1に示すように、補強材・グラウト・頭部プレートからなり、地山表面はコンクリート吹付け工法などにより被覆、連結される。補強材には鉄筋、ロックボルト、鋼管などが使用され、グラウトとしては一般にセメントミルク、モルタルなどのセメント系注入材やエポキシ樹脂類が用いられる。

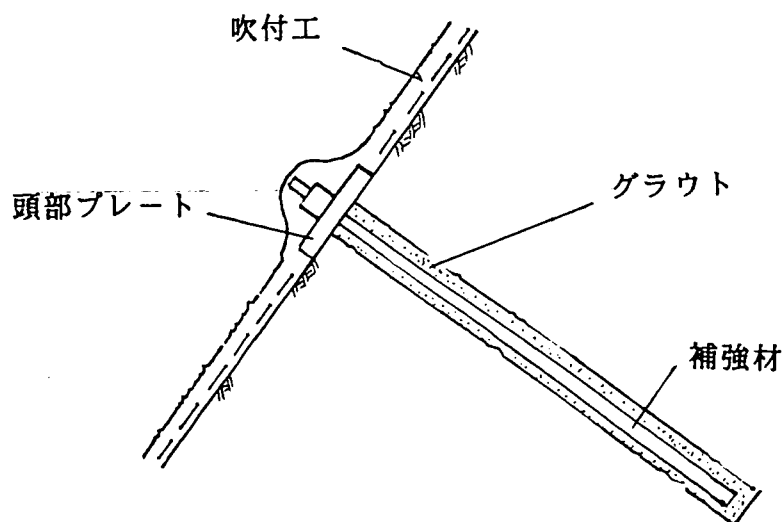


図-3.1 斜面補強土工法の基本構造

3.3 斜面補強土工法の適用

斜面補強土工法は、たとえば第2章、図-2.2に示す帯状補強土工法同様に種々の補強目的を持って用いられる。斜面補強土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。工法の選定に際しての一般的な留意点は以下のとおりである。

- ① 斜面補強土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。したがって一般的に表層を対象とした斜面補強に用いられる。
- ② 削孔による地山の緩みを抑えながら、どの程度の段階的な掘削ができるか。
- ③ 掘削時に地山の状態および変状を確認しながら補強材の長さ、間隔を適宜変更できるか。
- ④ いかに小型の機械で比較的短く軽量の補強材を打設できるか。
- ⑤ 斜面補強土工法は補強材との複合効果により、比較的急勾配の斜面を形成し、安定化することができるが、経時の地山の風化、劣化などを考慮して、のり面を過度の急勾配にしないようにする。
- ⑥ 掘削過程で地山に変状が生じた場合、補強材の増し打ちなどで対応できるか。

3.4 補強効果と基本原理

斜面補強土工法の補強効果に関する基本原理の考え方には2通りある。

一つには図-3.2に示すように、補強材の配置された領域を一つの重力式擁壁に置き換え、この仮想の疑似擁壁が背面の土圧に抵抗すると考えるものである。もう一つの考え方は斜面内に発生するすべり面において、このすべり面よりも奥まで配置された補強材に生じる引張力とすべり面上での土のせん断抵抗力が、すべり力に抵抗するものである。帯状補強土工法は第4章で述べるように、この内の後者の考え方と同じものである。

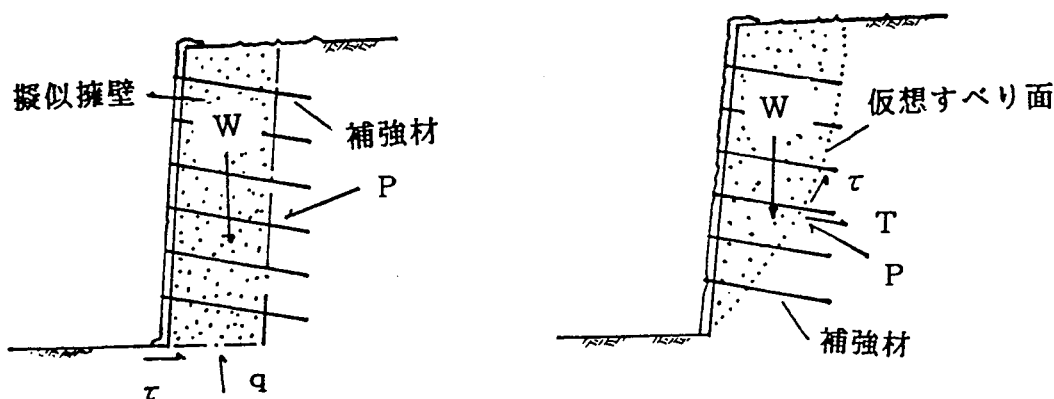


図-3.2 斜面補強土工法における補強効果の基本的な考え方

いずれの考え方においても基本設計は、補強材の長さ・配置間隔・寸法・材質などを決めることにある。そしてこれらの諸元決定の基本となる補強材に発生する応力とその分布の評価が重要な課題である。これら

についてはこれまでに種々の研究が行われてきたが、斜面補強土工法に関係があると思われる結果についてまとめると以下になる。

〔A〕補強材長について

- ① 補強材長は補強斜面高さの50～60%あればよい。(Gudehus.et al)
- ② 補強材が臨界すべり円内にあるような長さの場合、無補強時と比べてほとんど補強効果が変わらない。
(少なくともすべり面以深まで補強材長さを確保する。)(帯状補強土工法野外総合試験結果・龍岡)
- ③ ②の場合、補強材は最小安全率を示す円のみにとられず、必要安全率に満たない全てのすべり円を考慮して配置・長さを決定する。(龍岡)
- ④ 補強材が長くなると補強土効果が增加する。(山内, 落合)
- ⑤ 補強材の長短は、補強土ゾーン内のすべりと密接に関連している。

〔B〕補強材挿入角について

- ① 補強材の挿入角と補強効果に関しては、補強材を最小主ひずみ増分方向に配置するとき補強効果が高くなる。(龍岡他)
- ② 引張りおよびせん断補強材として働く複合的な補強効果においては、曲げせん断より引張効果の方が挿入角による影響が大きい。(佐藤, 落合他)
- ③ フレキシブルな補強材の場合、無補強斜面で生じる非一様なひずみ場に補強材を配置するときでも、引張り補強材として用いる方が最も効果的であり、そのような挿入角が存在する。

〔C〕補強材本数、配置について

- ① 斜面の補強効果は補強材本数(平面密度)にある程度まで比例するが、限界があり、それ以上になるとかえって補強効果、強度が減少する傾向がある。(龍岡)
- ② 90～180cm間隔に補強材を配置する場合が多い。(Shen.et al)
- ③ 1本当たりの補強材の補強効果は補強材本数が少ない方が大きい。一方、斜面単位幅当たりの引張力は補強材本数が多いほど大きい。(龍岡他)
- ④ 曲げ剛性の小さい帯状補強材の場合、補強効果と平面充填率との間にはほぼ線形な関係がある。
(峯岸, 見波他)
- ⑤ 補強材の本数を増やすことにより単位面積当たりの補強材軸力は増加する。(吉松, 西川他)

〔D〕補強材剛性について

- ① 曲げ剛性のある補強材の方が補強効果のある挿入角の範囲が広い。(佐藤, 落合他)
- ② 剛性の小さい補強材を砂斜面に配置した場合、せん断補強材として機能するために必要な斜面の変位量は、引張補強材として機能するために必要な斜面変位量に比べ相当大きくなる。(龍岡他)
- ③ 棒状補強材の場合、せん断ひずみの小さい範囲で補強材の曲げ剛性の影響を受ける。
(見波, 嶋田他)

- ④ 比較的剛性のある棒状補強材は、引張補強材としてだけでなく、曲げせん断補強材としても補強効果を発揮する。

[E] 補強材周面摩擦について

- ① 補強材の周面摩擦が大きいほど、補強効果が高い。(龍岡他)

[F] 補強材引張力について

- ① 帯状補強材の場合、平面充填率をあげて、表面積を大きくするほど発生する引張力も大きくなり、補強効果も高くなる。(峯岸、小野寺他)
- ② 引張力は補強材の全体に発生して、せん断面付近で最も大きくなる。(西川、小野寺他)
- ② 補強効果と軸力の関係は、せん断変位に係わらず一定の比例関係を示し、軸力を算定することにより補強効果を推定できる。(吉松、西川他)

[G] その他

- ① 補強材頭部プレートにより補強効果が高まり、これはプレート面積に比例する。(吉岡、西川他)

以上のように、補強材自体に関する研究はこれまで数多く行われ、設計における方向性も示されているが、標準的な解析法がまだ確立されていないのが実状である。実際には補強材の引張応力の分布は補強材に沿って均等ではなく、上述のようにせん断面付近で最も大きく、端部で0に近い分布をなし、これらの傾向を定量的に評価する方法の研究が大きな課題となっている。

3.5 設 計 法

斜面補強土工法の設計法については現在までにいくつかの設計法が提案されて、実際に使用されているが、標準化され、統一的に用いられているものはない。ここでは、これらの中で比較的多く使われている設計手法を紹介する。

土質工学会編「補強土工法」では、斜面崩壊のパターンを大きく4つに分類し、各々の崩壊パターンに合う設計法を下表－3.1のように分類し、紹介している。

表－3.1 崩壊パターンと設計法

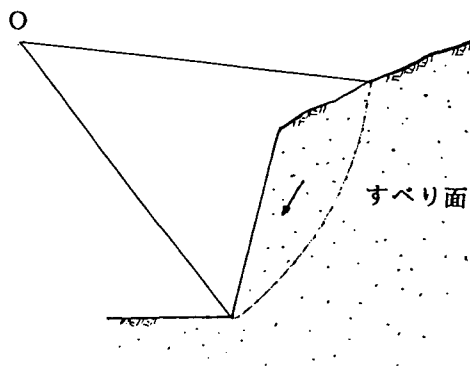
崩 壊 パ タ ー ン	適 用 設 計 法	土 質
円弧すべりで近似される崩壊	円弧すべり極限設計法	粘性土 緩い砂質土 崖 錐
小規模な層すべりによる崩壊 岩の崩壊	簡略設計法Ⅰ	崖 錐 風化岩 軟 岩
上載荷重が作用した場合の崩壊	円弧すべり極限設計法	締まった粘性土 締まった砂質土
のり高が8 m以下で大きな 円弧すべりがない場合	簡略設計法Ⅱ 円弧すべり極限設計法 複合すべり極限設計法	比較的締まった粘性土 比較的締まった砂質土

(1) 崩壊パターン

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。

このような地質では層がほぼ水平に構成されており、一般に図－3.3のような円弧またはそれに近いすべり面形状を示す。



図－3.3 円弧で近似される崩壊

このようなすべりでは、無補強の状態において所定の安全率が不足する範囲を補強して計画安全率まで高めて、斜面内においてどのすべり面も所定の安全率を確保するように補強材を配置してやればよい。このとき配置された補強材のうち、すべり面より奥の部分に発生する引張力が、すべり面上のせん断抵抗力を増す働きをする。また、すべり土塊内の補強材は土塊の緩みを抑え、土塊を一体化させる働きをする。後者の効果を定量的に示すのは難しいが、かなりの効果があることが予想される。

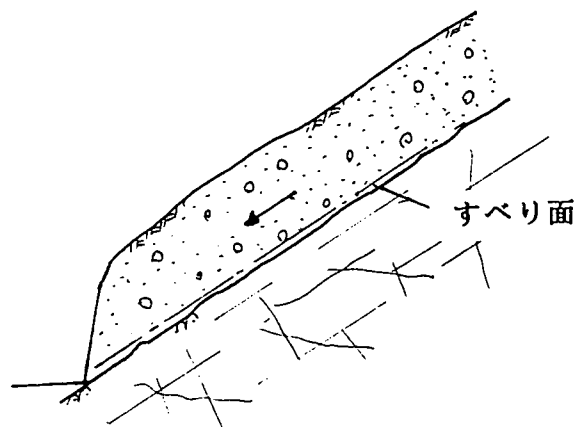
② 層すべりによる崩壊

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、中間にルーズな粘性土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 地盤内間隙水圧の上昇
- ② 風化作用による土の強度低下
- ③ 切土などによる地山のすべり抵抗力の減少

これらの場合、すべり形態は図－ 3.4 に示すように層すべりになることが多い。

層すべりは小規模なものから大規模なものまでであるが、斜面補強土工法の対象となるのは小規模なもののみである。この場合補強材は安定層に定着させ、すべり力に対して引抜けないう、せん断されないよう配置される。



図－ 3.4 層すべりによる崩壊

③ 岩盤の崩壊

岩盤の崩壊は層理面、片理面、節理面などが崩壊面を形成するのが一般的であり、表層の剥離、ブロック状の落石、抜落ちといった崩壊形態となる。岩盤の崩壊は次のような場合に生じやすい。

- ① 節理面が発達し、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、節理面など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等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。したがって、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、岩の抜け落ちなどに対して十分抵抗がとれるように背面の岩盤に補強材を挿入させる必要がある。

④ 上載荷重が作用した場合の崩壊

平坦な地盤上に荷重が作用した場合、載荷面下に三角形のくさび状のすべり面が発生し、それに続いて地表面に抜ける双曲線状のすべり面が形成される。斜面上に荷重が作用した場合にもこれに似たものとする。すなわち図-3.5に示すように荷重面下には三角形のくさび土塊が生じ、その土塊を介してのり表面の土塊を押し出し、のり面上に抜けるすべり線とつながる。このような崩壊パターンにおいては、補強材はくさび土塊を安定させるように斜面の上方に配置する方が効果が大きい。

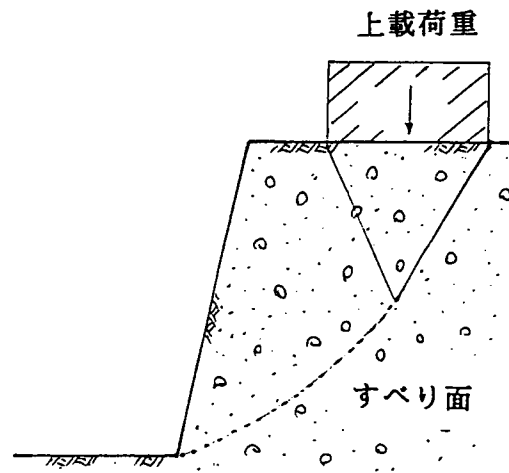


図-3.5 上載荷重が作用した斜面の崩壊

(2) 設 計 法

① 円弧すべり極限つりあい法

龍岡らは実験結果の解析に簡易 Bishop 法を修正したものを適用し、実験値と円弧すべり極限つりあい法による解析値がよく一致するという結果を得た。このときの解析法のうち、上載荷重の項を多少修正した場合のモデルを図-3.6に示す。

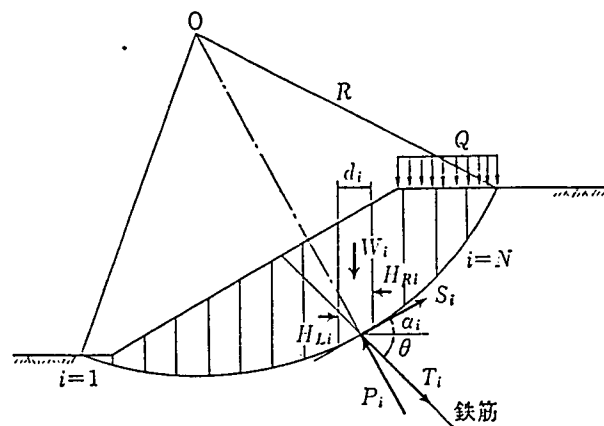


図-3.6 円弧すべり解析法

$$F_s = \frac{M_r}{M_d}$$

$$M_d = R \sum_{i=1}^n \{ W_i \cdot \sin \alpha_i + Q_i \cdot \sin \alpha_i - T_i \cdot \cos (\alpha_i + \theta_i) \}$$

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

ここで、 F_s : 安全率

M_r : 抵抗モーメント

M_d : 回転モーメント

R : すべり円の半径

W : 分割片の自重

α : 分割片底面の傾き

Q : 分割片に作用しているフーチング底面応力

θ : 補強材挿入角

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の補強材引張力

また、解析法を簡単にするために簡易 Bishop 法のかわりに分割法を用いるものとし、自然斜面を想定するために上載荷重の項を省き、粘着力の項を加えると次のようになる。ただし、実際の地山に適用する場合の T の評価については今後の研究を待つとしている。

$$F_s = \frac{M_r}{M_d}$$

$$M_d = R \sum_{i=1}^n \left[\{ W_i \cdot \cos \alpha_i + T_i \cdot \sin (\alpha_i + \theta_i) \} \cdot \tan \phi + c \ell + T_i \cdot \cos (\alpha_i + \theta_i) \right]$$

ここで、 c : 地盤の粘着力

ℓ : すべり円弧長

② 複合すべり極限つりあい法

実際の破壊形態の観察からすべり面を 3 平面で表し、2 つのすべり土塊ですべり形状を近似している。そして、図中の $\alpha \cdot \beta$ を変化させ極限つりあい法で解析している (図-3.7)。

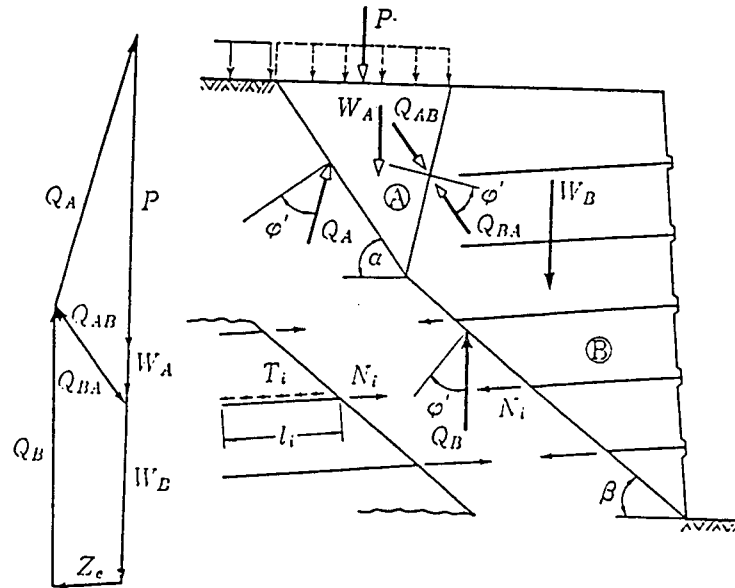


図-3.7 複合すべり極限つりあい法

安全率は次のように定義する。

$$F_s = \frac{Z_a}{Z_e}$$

ここで Z_e は限界平衡に対する補強材方向の力であり、 Z_a は、背後の移動しない土の力から得られる補強材の引張力の合計であり、次式で表される。

$$Z_a = \sum_{i=1}^n N_{ai}$$

計算法は α , β を変化をさせることによって安全率 F_s の最小値を求める。状況にもよるが F_s の値は 1.5 ~ 2.0 あればよいとしている。有効な補強材力 N_{ai} は背後の動かない土中での補強材と土の周囲摩擦抵抗力 T_m と補強材の長さ ℓ の関数として次式で表す。

$$N_{ai} = T_{mi} \cdot \ell$$

① 簡略化した設計法 I

亀裂や節理面あるいは層理が発達した岩盤を切り取ることによってできた斜面は、これらの亀裂面に沿って岩塊がずり落ちたり、押し出されたりする。このような崩壊ではすべり面は比較的鮮明で単一面で扱える場合が多い。従って、すべり面を貫いて配置された補強材は引張力の他にせん断力も大きく作用するものと考えられる。

一般に補強材はせん断抵抗力よりも引張抵抗力の大きいものを使用する。計算法は図-3.8 に示すように、すべり面上のすべり力 $W \cdot \sin \alpha$ と土のせん断抵抗力 W_r および補強材のせん断抵抗力 τ のつりあいで考える。そこで補強材はすべり面より奥へ十分定着する必要がある。

(日本道路公団の方法)

- ① 崩落土砂の重量 W : $W = 1/2 \cdot a \cdot h \cdot \gamma_t$ (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 せん断抵抗力に対する検討

$$\tau \leq \frac{Q \cdot F_{s1} - W_r}{\eta}$$

τ : 補強材の許容せん断力

F_{s1} : 安全率

η : 1断面当たりの補強材の本数

- ⑤ 引抜きに対する検討

三角形部分がすべり落ちるときの水平分力 H に対して補強材と地山の付着力による抵抗の比較。

- ① 水平分力 H : $H = Q \cdot \cos \alpha$
- ② 補強材 1 本当たりの必要定着力 P_0 : $P_0 = H / \eta$
- ③ 必要定着力 ℓ : $\ell \leq \frac{F_{s2} \cdot P_0}{\pi \cdot D \cdot \tau_1}$

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

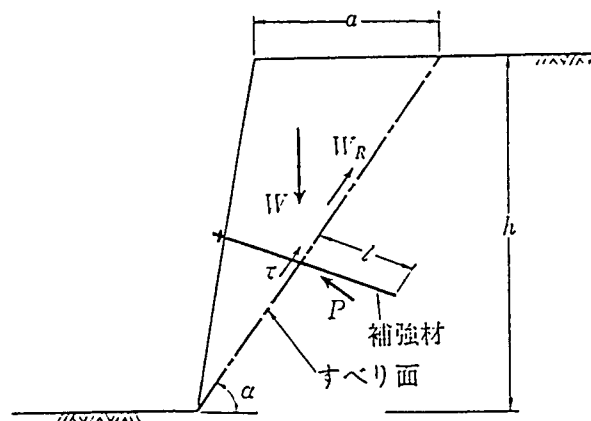
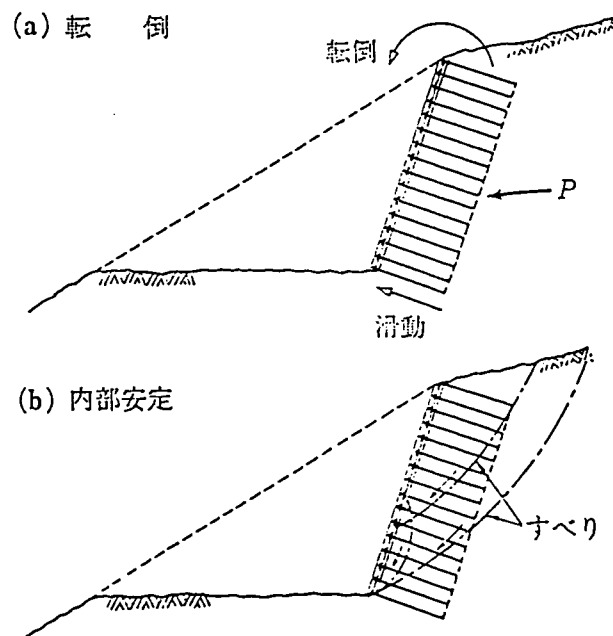


図- 3.8 簡略設計法 I

④ 簡略化した設計法 II

この設計法は経験的に実証されてきた設計法である。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ものとし、この仮想化した擁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。ただし、この場合は擁壁を通らないような大きいすべりがない

ものとする。安定計算は、図－ 3.9 に示すように補強土部分を重力式擁壁とし、背面の土圧に対して回転・水平すべり・支持力について検討する。さらに、内的安定についても検討する場合がある。

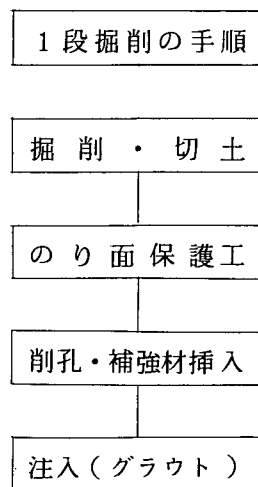


図－ 3.9 簡略設計法Ⅱ

3.6 施工法

切土にともなう補強土工法の施工手順を鉄筋挿入工法の例で示す。

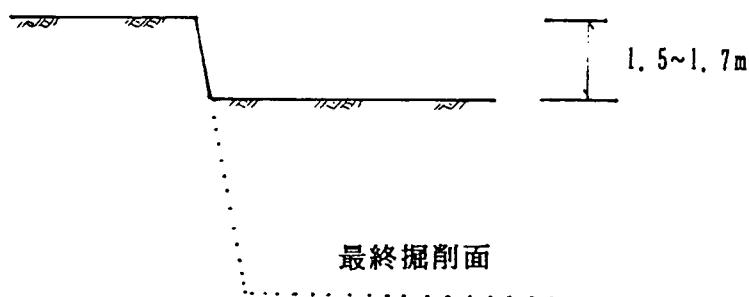
施工現場の状況によって施工手順は多少変わるが、1回の掘削に伴う手順は図－ 3.10に示す流れになり、これを繰り返しながら掘り下げていく。



図－ 3.10 1回の掘削に伴う手順

① 掘削・切土

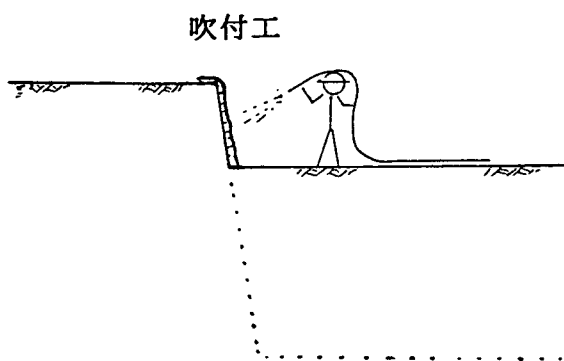
1 回に掘削する高さは地盤の自立高さ以下とし、図－ 3.11 に示すように施工性を考慮して 1.5 ～ 1.7 m 程度の範囲で決められることが多い。



図－ 3.11 掘 削

② のり面保護工

掘削後、のり表面の肌落ち、風化防止、補強材間の小崩落を抑える目的でのり面保護を行う。現現在一般に用いられている保護工としては図－ 3.12 に示すようにコンクリートやモルタルの吹付け工が多いが、目的を満たすものであれば特に規定はない。吹付け工でのり面を保護する場合、溶接金網やワイヤーラスを併用することが望ましい。これらは地山から浮かせた状態で配置し、ピンで固定して用いられる。

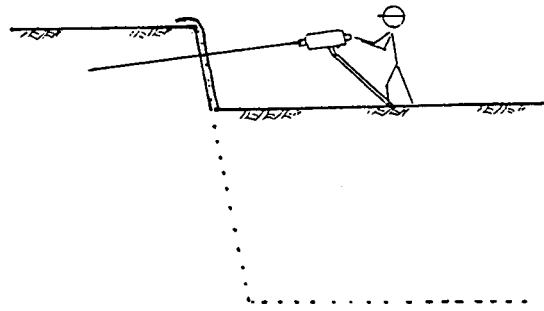


図－ 3.12 のり面保護工

③ 削孔・補強材挿入

のり面保護工完了後、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直接地山に打ち込む方式がある。多くの場合前者であるが、この削孔にはレッグドリル、アースオーガー、ボーリングマシンなどが用いられる。補強土工法は削孔最が短く、本数が多いという特徴があるため、なるべく取扱い簡単なものを選択する必要がある。

削孔完了後は速やかに補強材を挿入し、孔の中心に位置するように設置する。一方、打ち込み方式では中空ロックボルトなどを用い、打ち込み後中空からグラウトするものなどがある。



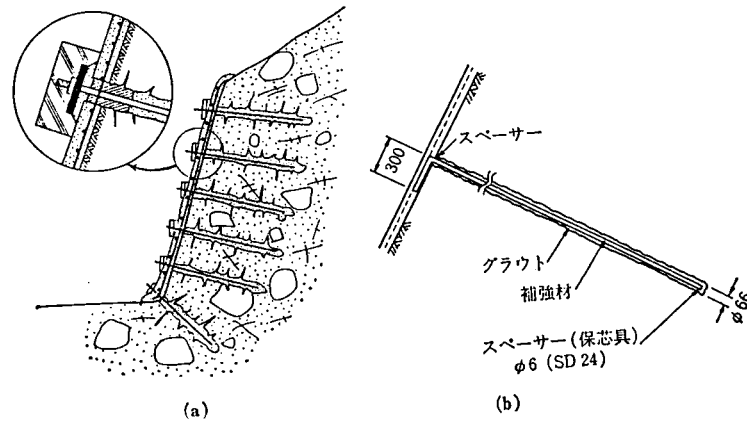
図－ 3.13 削孔・補強材挿入

④ 注 入

補強材挿入後，孔内の充填注入を行う。注入は補強材に注入パイプを沿わせたものや，場合によっては補強材挿入前に注入を行う方法もある。

⑤ 補強材頭部処理

図－ 3.14に示すように補強材頭部の処理は，頭部にネジ切りしプレート等を当てナットで締め付ける方法や，頭部をL字型に曲げのり面保護工の中に埋め込む方法などがある。



図－ 3.14 補強材頭部処理の例

4. 帯状補強土工法の設計法

4.1 はしがき

杭や擁壁によって斜面を安定させる場合、土圧やすべり力に対する抵抗力の不足分を外力として構造物の安全性を検討する。一方、補強土工法では、すべりや土塊の変形に伴って発生する補強材の内力が周辺の土に作用し土自身が補強材の存在により補強されると考えられ、補強された斜面の安定性を検討することになる。帯状の材料を補強材として斜面の安定性を増加させようとした場合、他の補強土工法と同様に補強材は曲げ剛性が小さいく細長比が非常に大きいため、曲げせん断抵抗は小さく圧縮に対しては座屈しやすい等のことから、補強材の引張力を利用する方が効果的である。

補強材を配置して斜面を補強するとき、その斜面の崩壊は次の二つの場合が考えられる。①補強土の降伏：土、補強材を斜面を形成する材料と考え、材料が降伏する。②補強土の構造的な破壊：土と補強材間ですべりが生じ、補強土としての構造が損なわれ機能しなくなる。図-4.1は、斜面がすべり崩壊をするときに①、②がどの部分で発生するかを示している。①はすべり面（線）を含む要素がせん断抵抗をしている部分で、②は補強材が引抜きに対して抵抗している部分でそれぞれ発生する。

ところで、補強材の引張力が主な補強効果の要因とすると、補強材の引抜き抵抗力が全く無くすべり線以深の補強材が抜けるとすれば、図のせん断抵抗部で補強材には引張力が生じないであろう。また、何らかの方法で補強材に引張力が発生させたとしても補強材と土の間で完全なすべりが発生すれば、引張力は土に対してなんら作用しないことになる。このように補強材の引張力でせん断抵抗力を増加させる場合、引張力の発生と引抜き抵抗力とは不可分なものと考えられる。

本章では、補強土のせん断抵抗力と補強材の引張力の関係、補強材の引抜き抵抗力について述べ、次いで設計法について記す。

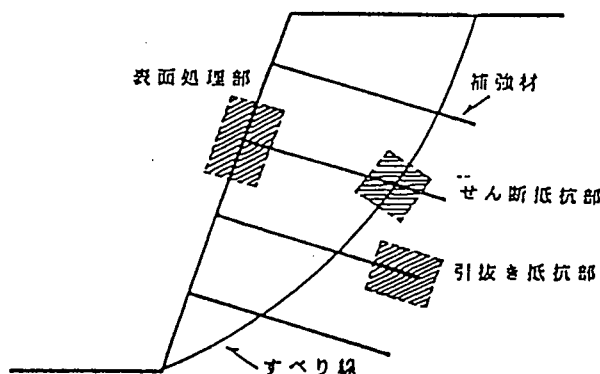


図-4.1 補強材の働き

4.2 補強機構

4.2.1 斜面崩壊に対する補強効果

補強土工法は土と異なる材料を補強材として地中に配置してすべりや沈下を防止する工法である。その補強機構は概ね次のように考えられている。力が作用して補強材を含む要素が変形する場合、要素の変形に従って補強材も変形する。補強材の変形には軸方向と軸に垂直な方向とがあり、それぞれの方向の変形により①引張りまたは圧縮の軸力と②曲げモーメントとせん断力とが発生する。これらの内力が反作用的に周囲の土に作用し土の変形を抑止することで斜面や地盤の安定をさせる。つまり補強土工法は、補強材がアンカー工法や杭工法のように直接すべり力や土圧に抵抗するのではなく、土と補強材の相互作用があたかも土の強度を増加させるように働き、斜面や地盤を安定させると考えられている。

4.1節の材料が独立して降伏するという考えは土の強度以上のすべり力や土圧をアンカーや杭で支えるという考えに反映されている。一方、複合材料的な考えは土と補強材が一体となってすべりに抵抗するという考え方に反映している。補強土は後者の考え方に基づいている。

(1) 補強材に発生する力

発生する内力で補強材を引張り補強材、圧縮補強材、曲げ・せん断補強材に分類することができる。

図-4.2は斜面がすべる時、すべり面が変位の不連続線となり、補強材がそれを横切る場合を示す。

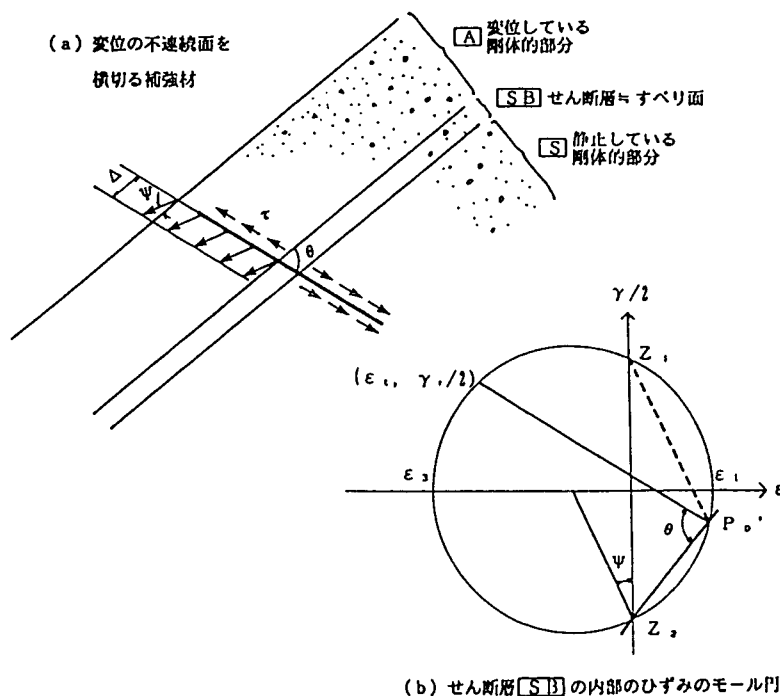


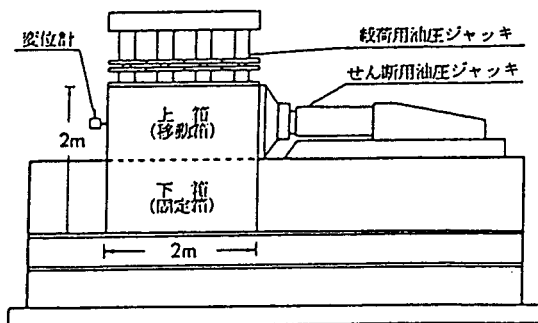
図-4.2 変位の不連続面を横切る補強材に作用する力¹⁶⁾

この図の(b)から補強材の方向のひずみがわかり、補強材に発生するひずみがわかる。土は $P_D' \epsilon_3$ 方向には純粋に引張られる。この方向に剛性が大きく表面が粗い補強材を配置すれば、補強材もまた引張られ、引張り応力が発生する。これを引張り補強材という。同様に、 $P_D' \epsilon_1$ 方向の補強材には圧縮応力が生じ、圧縮補強材となる。補強材の方向が $P_D' Z_1$ のとき補強材軸方向のひずみはなく、せん断ひずみだけが生じて補強材は純粋な曲げ・せん断補強材となる。また、補強材の挿入角 θ が $\angle Z_1 P_D' Z_2$ にある場合、軸方向に引張りひずみが生じかつせん断ひずみが生じており、それ以外の場合は圧縮ひずみとせん断ひずみが生じていることがわかる。このように補強材がどのように機能するかは、補強材の方向と周囲の土のひずみに関係している。

図- 4.3 は土木研究所で行われた高さ 2 m、長さ 2 m、幅 1.5 m の大型一面せん断試験の結果である^{17), 18)}。これは 2 層地盤を想定し、せん断箱下箱にソイルセメント(一軸圧縮強度 100 kgf/cm^2) を打設し、上箱には山砂(単位体積重量 1.655 tf/m^3 、含水比 3.5%) を充填し、異型鉄筋(D13, D19)を補強材としてせん断面に垂直に入れ、鉛直応力 2.0 kgf/cm^2 でせん断試験をしている。この結果から次のことがわかる。せん断ひずみの小さいレベルで補強材は曲げ降伏応力に達しており、補強比の増加は大きくない。せん断ひずみが大きくなると補強材による鉛直応力の増分—補強材の引張り力—が大きくなり、補強材は引張り補強材として働く。このとき補強比も大きくなる。また、補強材径が大きいほどこの傾向が顕著である。

補強土工法では細長比が非常に大きく曲げ剛性が小さい材料を補強材とするため、土の剛性と補強材の剛性の比が問題となるが、一般に杭のように大きな曲げせん断抵抗が期待できない。

このため、補強材の軸力が主な補強効果影響因子となる。



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

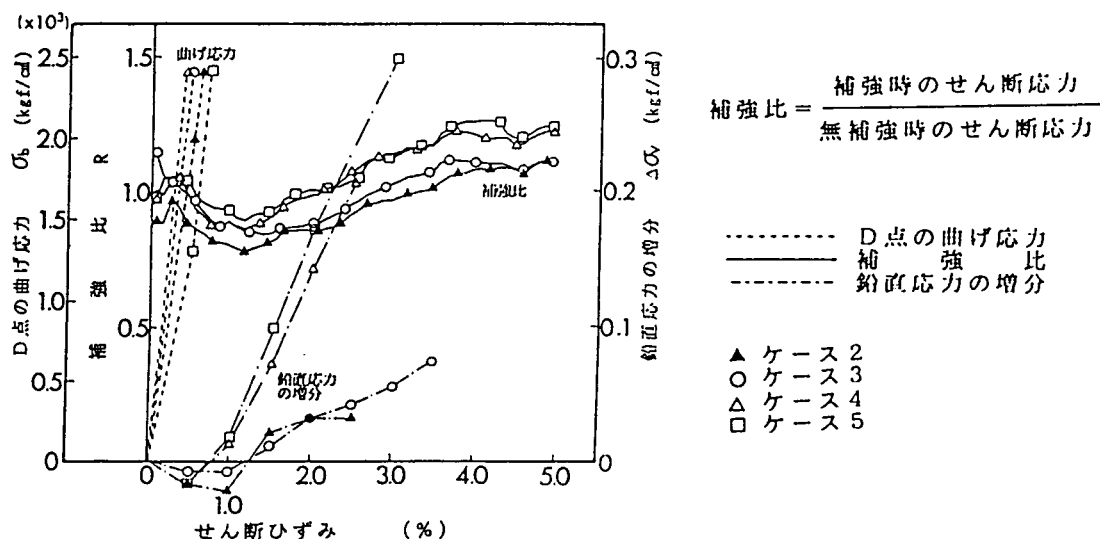
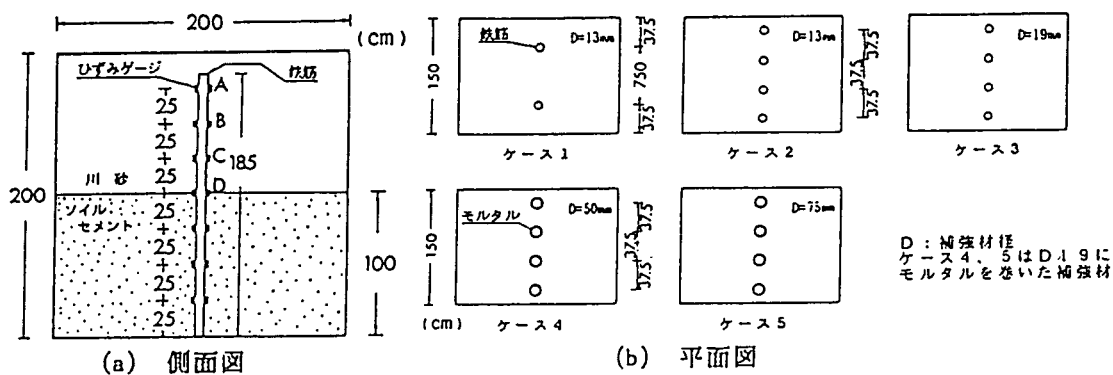


図-4.3 大型一面せん断試験の結果

図-4.4は Jewell の実験結果^{19), 20)}で、高さ15.2 cm、長さ24.4 cm、幅15.2 cmの一面せん断箱にいた砂中に格子状に組んだ径0.82mmの針金の補強材をさまざまな挿入角 θ で配置して、 θ と補強された供試体のせん断強度 τ_{max} の関係を調べたものである。このときの補強材は、曲げ剛性が小さく、曲げ抵抗の効果はないと考えられる。図中で $P_D'Z_1$ 等の方向は無補強の供試体の破壊時のものである。

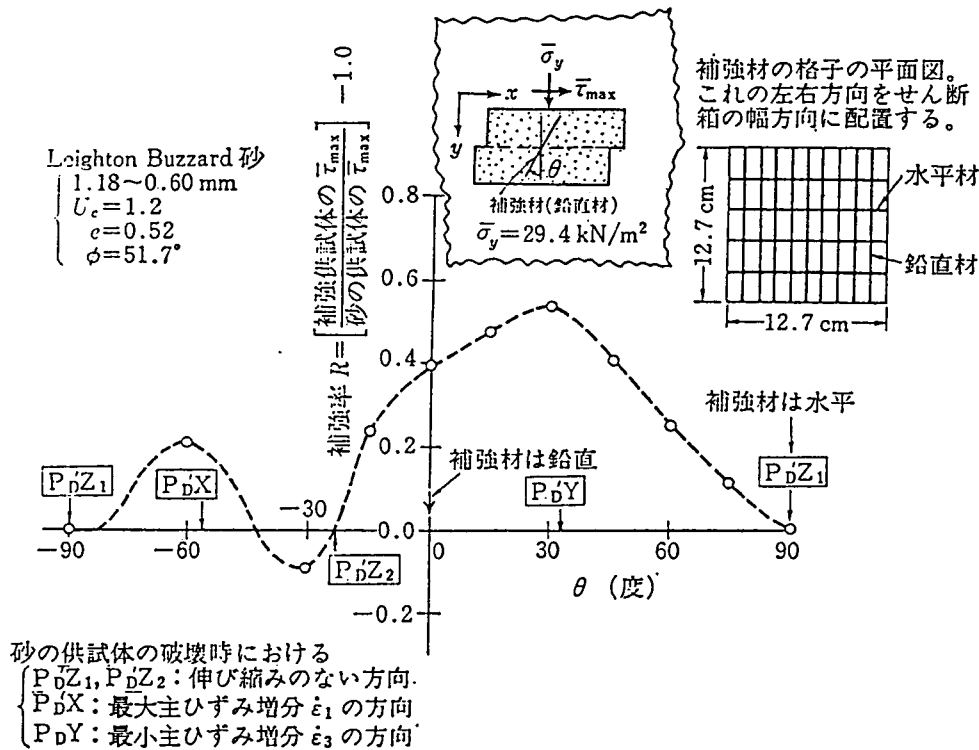


図-4.4 一面せん断試験による補強材挿入角度と補強効果²¹⁾

この図で、補強材は、 $P_D'Z_1 \sim P_D'Z_2$ 間 ($\theta = -90^\circ \sim -23.5^\circ$) では軸方向に圧縮され、 $P_D'Z_2 \sim P_D'Z_1$ 間 ($\theta = -23.5^\circ \sim +90^\circ$) では引張られることになる。このうち、補強材の方向が最小主ひずみ増分 ϵ_3 の方向 ($P_D'Y$)と一致する場合、つまり純粋に引張りひずみが生じる方向と一致する場合に、補強材が純粋な引張補強材となり最も補強効果が大きい。一方、補強材が最大主ひずみ増分 ϵ_1 の方向 ($P_D'X$ の方向)にある場合には、補強材は純粋な圧縮補強材となり補強効果はあるものの引張補強材の場合より小さい。

以上のことから、補強土工法においては、補強材の方向が補強材の機能の決定に大きな役割を果たしていること、無補強時の最小ひずみの方向に補強材を配置して補強材を引張り力が発生するように用いることが最も効果があることがわかる。このことは、徳江らの三軸、二軸圧縮試験^{24), 25)}、落合らの単純せん断試験²⁶⁾、平間らのねじりせん断試験²⁷⁾で調べられている。

(2) 引張り力と補強効果

Jewell は図-4.4の実験から補強材の引張り力と供試体のせん断強度の増分の関係を次のように述べている。

一定の鉛直応力 σ_{yy} のもとで、補強材の引張り力によりせん断強度は

$$\tau_{EXT} = \frac{Pr}{A_s} \cdot (\sin \theta + \cos \theta \tan \phi) \quad \dots (4.1)$$

だけ無補強のときより増加する。ここで、 Pr はせん断面の位置で補強材に発生した引張り力、 A_s はせん断面の面積、 θ は補強材の鉛直からの傾き、 ϕ は動員された摩擦角で平面ひずみ試験の最大摩擦角に等しい。 Pr は次式で求められる。

$$Pr = \sigma_{\theta} \cdot Ar \cdot \tan \delta \quad \dots (4.2)$$

ここで、 σ_{θ} は補強材表面に作用している平均的な直応力、 Ar は補強材の表面積、 $\tan \delta$ は補強材表面の摩擦係数である。補強材の表面が十分に粗ければ、補強材表面では砂の補強材方向の直ひずみがないことから、補強材表面に接している砂は直接せん断試験のせん断面の砂の状態と同じになる。このことから δ は直接せん断試験の内部摩擦角 ϕ_{ds} に等しくなる。

前式の σ_{θ} は、せん断面が最大応力傾角である仮定して、次式になる

$$\sigma_{\theta} = \sigma_{yy} \frac{1 + \sin \phi_{ps} \cdot \sin(\phi_{ps} + 2\theta)}{\cos^2 \phi_{ps}} \quad \dots (4.3)$$

式(4.1)から(4.3)を用いた理論的な τ_{EXT} と図-4.4の実験結果の τ_{EXT} とを比較したものが図-4.5である。実験結果と理論式はよい一致をみており、この理論式は十分実験結果を説明している。

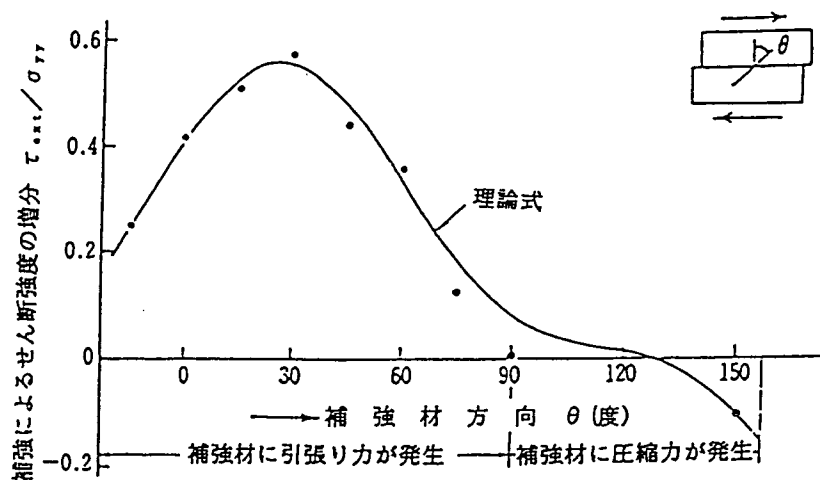


図-4.5 補強材の配置角度と補強によるせん断強度増分の関係²²⁾

本共同研究で帯状補強材の挿入角と補強効果の関係を調べた²⁸⁾。図-4.3の土研の実験と同じ大型一面せん断試験機を用いて、上下箱に気乾状態の砂をいれ、長さ185cm、厚さ1.6mm、幅300mmの鋼板を補強材としてさまざまな挿入角で試験を行った。各挿入角について、Jewellの式(4.1)を用いた補強比と実験結果から求めた補強比を比較したものが図-4.6である。このとき、式(4.1)の Pr はせん断面の位置で測定した補強材の引張り力とした。実測の引張り力を用いているが、実験値と理論値に大きな差はなく、これまでに考えられている補強機構が帯状補強材にも適用できると考えられる。

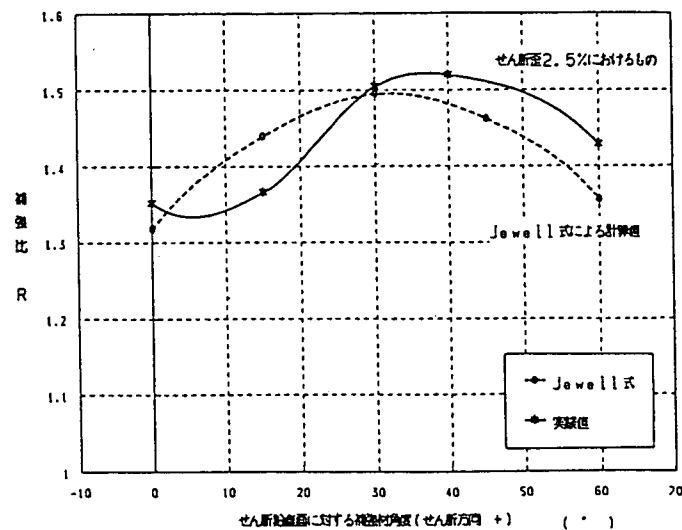


図-4.6 補強材挿入角の実験値と Jewell の式の比較

図-4.7, 4.8 は同じ実験で補強材の幅 B を変えた場合と厚さ t を変えた場合の結果である。補強材の幅を大きくすると引張り力 P_r が増加し、補強効果 R も高まるが、補強効果は線形に増加するのではないことがわかる。一方、厚さと補強効果の関係は厚くなると幾分補強効果が低下するが、大きな変化はみられず、引張り力の変動も小さい。

なお、ここで補強効果 R は

$$R = \frac{\text{補強時の最大せん断応力}}{\text{無補強時の最大せん断応力}}$$

である。

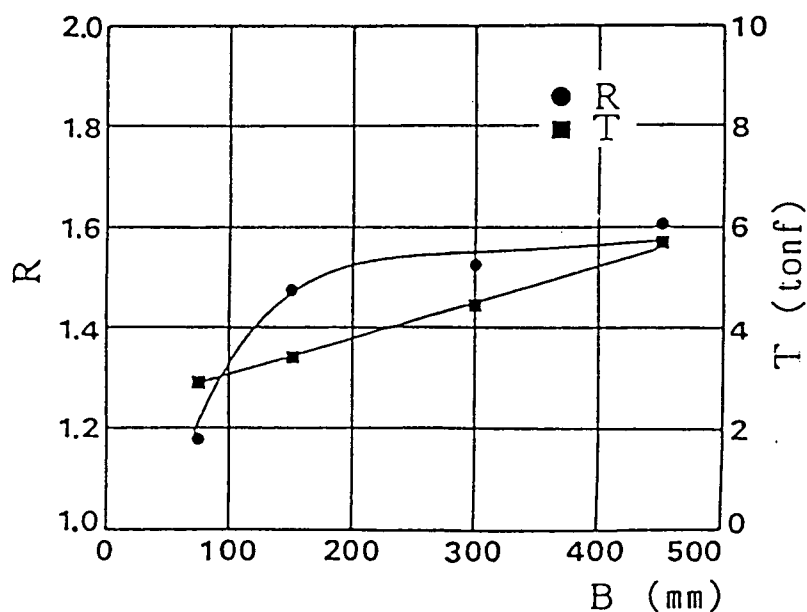
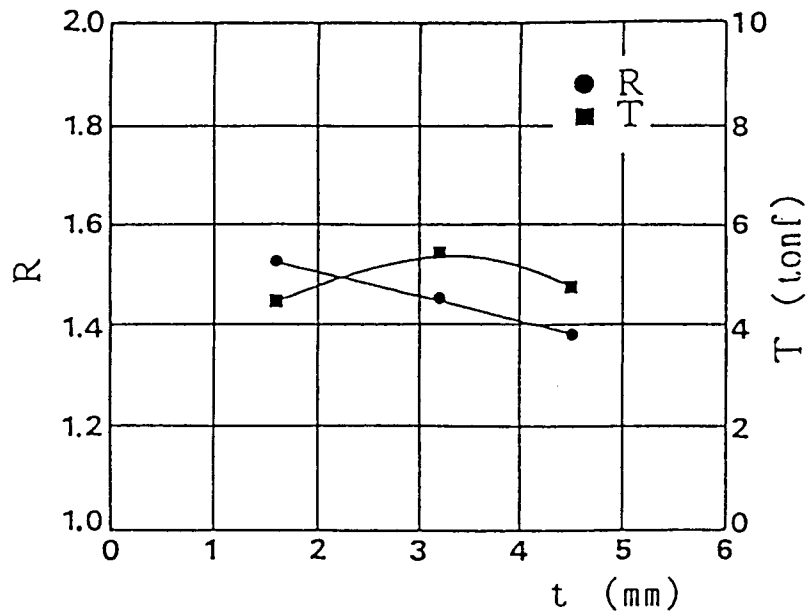


図-4.7 補強材の幅 B と補強効果 R 、補強材に発生する引張り力 P_r の関係

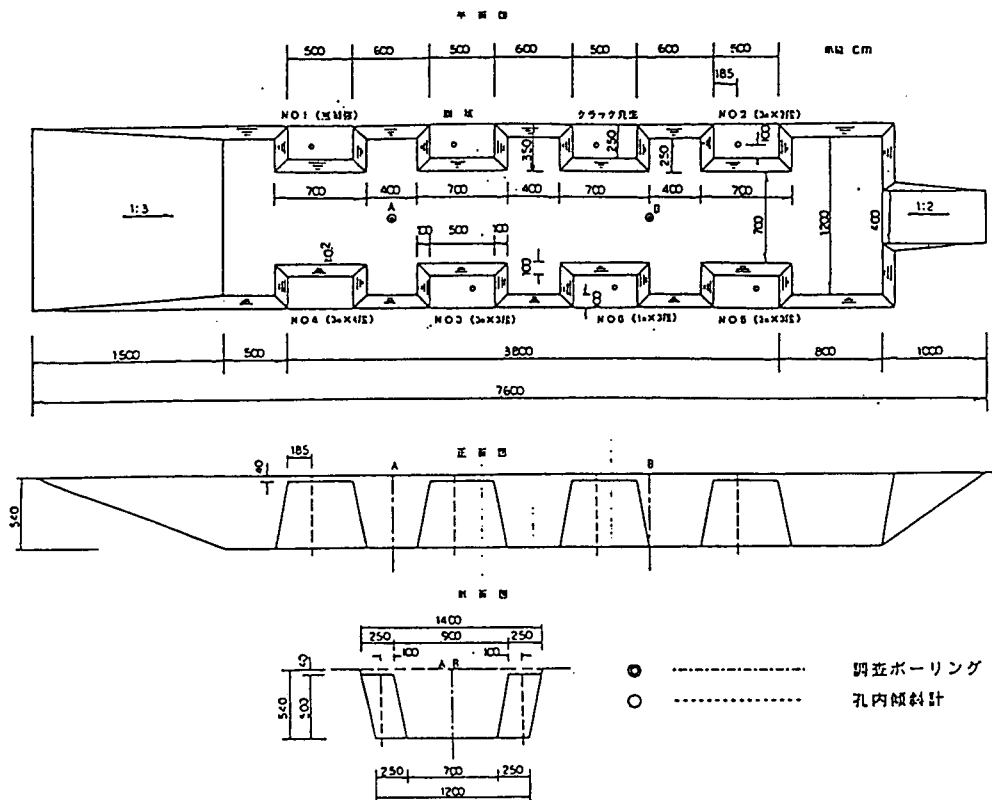


図－ 4.8 補強材の厚さ t と補強効果 R ，補強材に発生する引張力 P_r の関係

(3) 実大斜面の載荷試験

带状補強材を実際の斜面に配置したときの有効性を確認するために，野外実大斜面の載荷試験を行った。補強材の段数，長さを変えて実験し，これらが補強効果にどのように影響するかを調べた。また，補強材に発生する引張力，載荷荷重，斜面の変位等を室内試験の結果と比較，検討して，設計法の確立のためのデータを得ようとした。

実験は，ほぼ均一な砂質層にのり面を掘削して作成し，補強材を挿入して，天端よりジャッキにて載荷している。図－ 4.9 に試験地の概要，のり面概観・補強材位置などを示す。また，表－ 4.1 は実験のケースである。



土質特性

土質特性	液 性	液分 (7000 μ m以上) %		土質特性	含水比 w_n %	5.8
	液 性	液分 (74~2000 μ m) %	89		天然密度 $\rho_{\text{天然}}$ g/d	1.706
	液 性	シルト分 (5~74 μ m) %	1		間隙比 e	0.669
	液 性	粘土分 (5 μ m以下) %	1		飽和度 S_r %	23.38
	液 性	最大粒径 d_{max}	2.0		一軸圧縮強度 q_u k/d	0.23
分 類	均等係数 U_c		1.8	三軸圧縮試験	試験の条件	UU
	日本係数 U^*c		1.1		粘着力 C_u k/d	0.23
	日本統一土質分類		SP _u		せん断抵抗角 ϕ_u 度	39.9
	土 質 名		均等粒径の細砂			
	土粒子の比重 G_s		2.697			

図-4.9 野外載荷試験の概要(1)

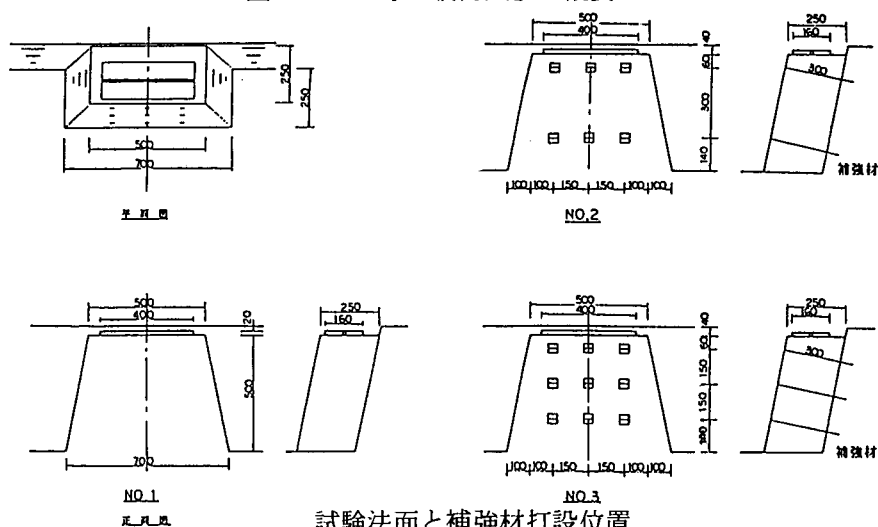


図-4.9 野外載荷試験の概要(2)

表- 4.1 載荷試験のケース

仕 様 法面NO.	補 強 材			打設ピッチ		表面処理
	幅 cm	長さ m	厚さ mm	間 m	横 m	
1	-	-	-	-	-	ファイバーなし
2	15	3.0	4.5	3.0	1.5	ファイバーなし
3	15	3.0	4.5	1.5	1.5	〃
4	15	3.0	4.5	1.0	1.5	〃
5	15	2.0	4.5	1.5	1.5	〃
6	15	1.0	4.5	1.5	1.5	〃

載荷板の斜面側の沈下量と載荷荷重の関係が図- 4.10である。No 2, 3, 4 のケースは同じ長さの補強材を段数を変えて打設したもので、段数の影響は明確ではないがNo 1（無補強）の場合より最大載荷荷重が2倍以上となっている。なお、No 3 の場合は載荷装置の故障で途中で載荷を中止した。補強材の長さを2 mと1 mにしたNo 4, 5 の場合は、沈下量は小さくなるが最大載荷荷重はNo 1 の場合とほぼ同程度であった。

図- 4.11はのり肩から下1 mののり面の水平変位と載荷荷重の関係を示す図である。この場合も図- 4.10と同様にNo 2, 3, 4 のケースは無補強の崩壊荷重まで変位が発生せず補強されていることがわかる。また、No 2と4では載荷荷重が70 tf程度までは変位に大差がないが、それ以上の荷重では差が大きくなって補強材段数の違いが明確にわかる。

図- 4.12に最大載荷荷重時の斜面の変位と補強材の引張り力の分布を示す。これらの図と前の図から次のことがいえる。補強材の長さが短い場合には引張り力が余り発生せず、無補強に比べて変位は小さく抑えられるものの載荷荷重で比較すると補強の効果があるとはいえない。補強材が十分長ければ、発生する引張り力も大きく補強効果も高い。補強材の段数の効果は、載荷を中止したケースもあり載荷荷重の比較で明瞭にならなかったが、段数が多いほどりのり面の変位が抑えられる。これは、補強材段数が多いほど斜面内のひずみが補強材の引張り力で抑えられ、斜面内で均等に分散しようとするためであると考えられる。図- 4.13は頭部から約80 cmの位置の補強材の引張り力と載荷板沈下量の関係であるが、同じ沈下量に対して段数がない場合大きな引張り力が発生していることからひずみが分散しようとしているといえる。

以上のように帯状補強材が実大斜面において補強効果があることがわかった。

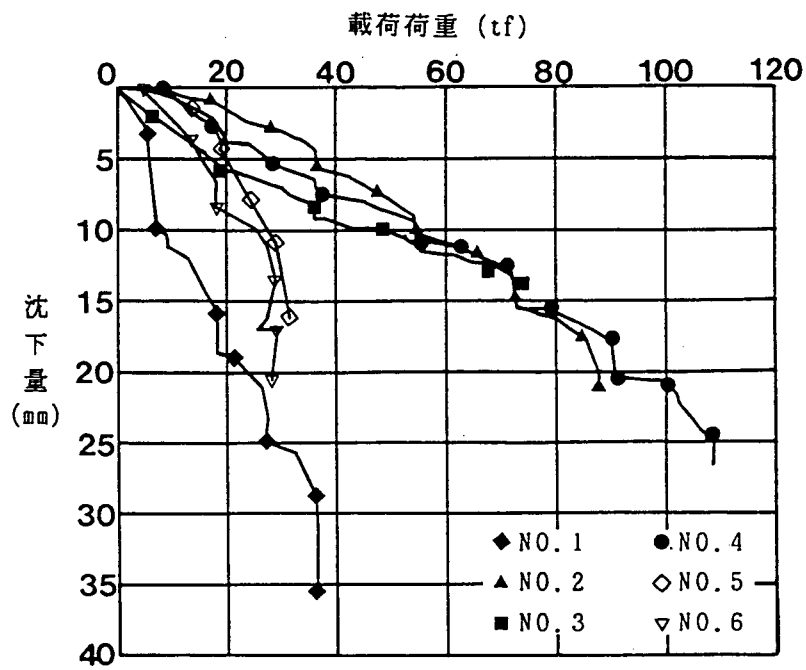


図- 4.10 載荷荷重と載荷板沈下量の関係

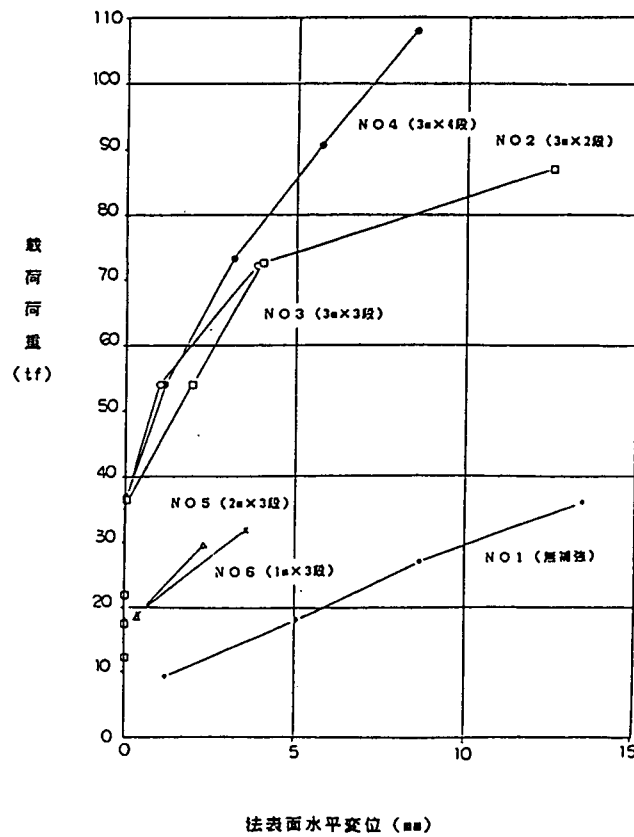


図- 4.11 載荷荷重とりのり表面の水平変位の関係

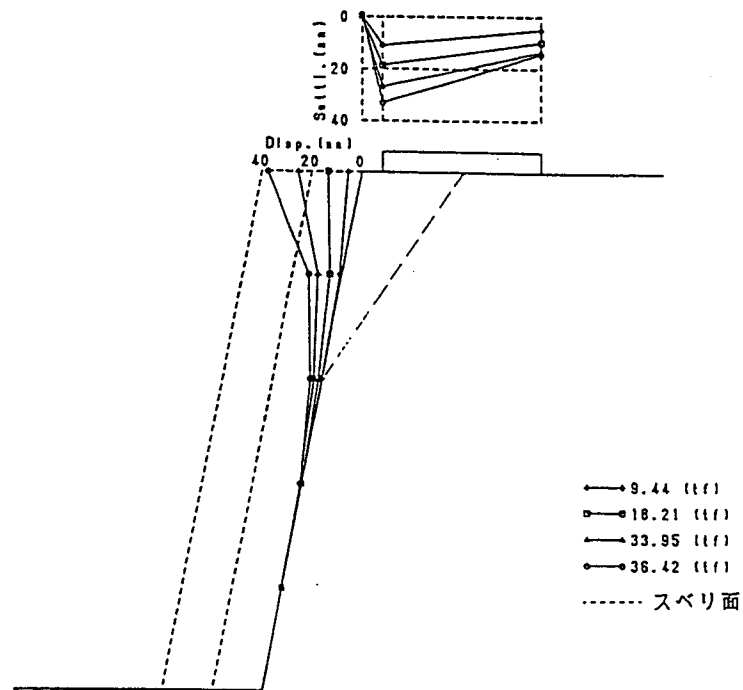


図- 4.12(1) のり面変位 (無補強)

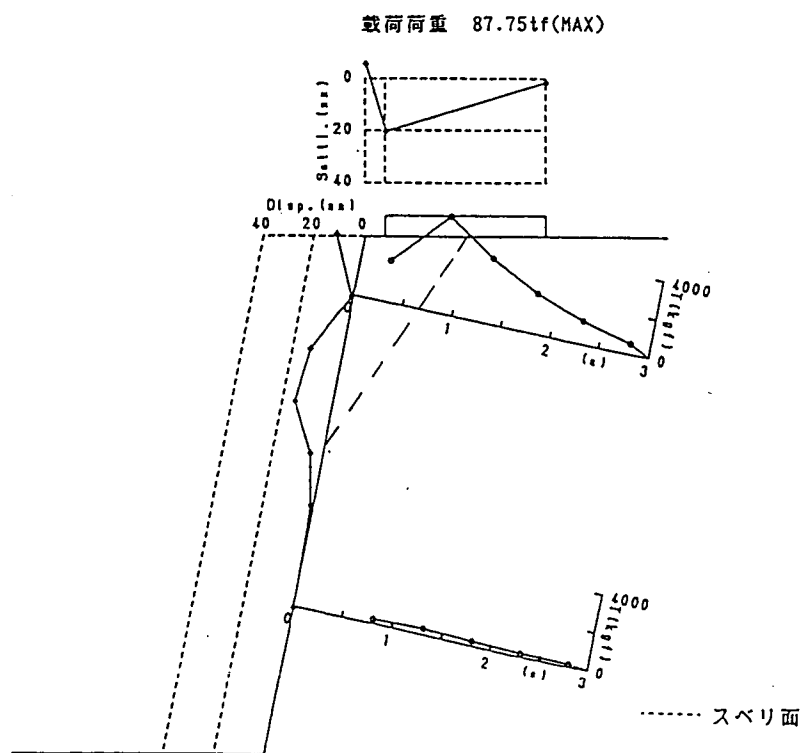


図- 4.12(2) のり面変位と補強材引張力分布
(No. 2, L = 3.0 m, 2 段)

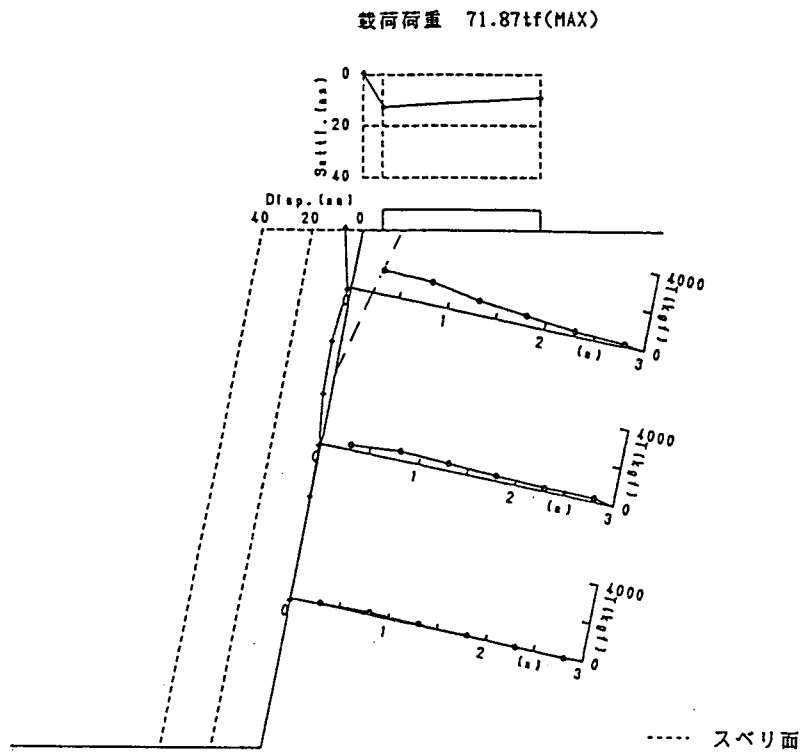


図- 4.12(3) のり面変位と補強材引張力分布
(No 3, $L = 3.0$ m, 3 段)

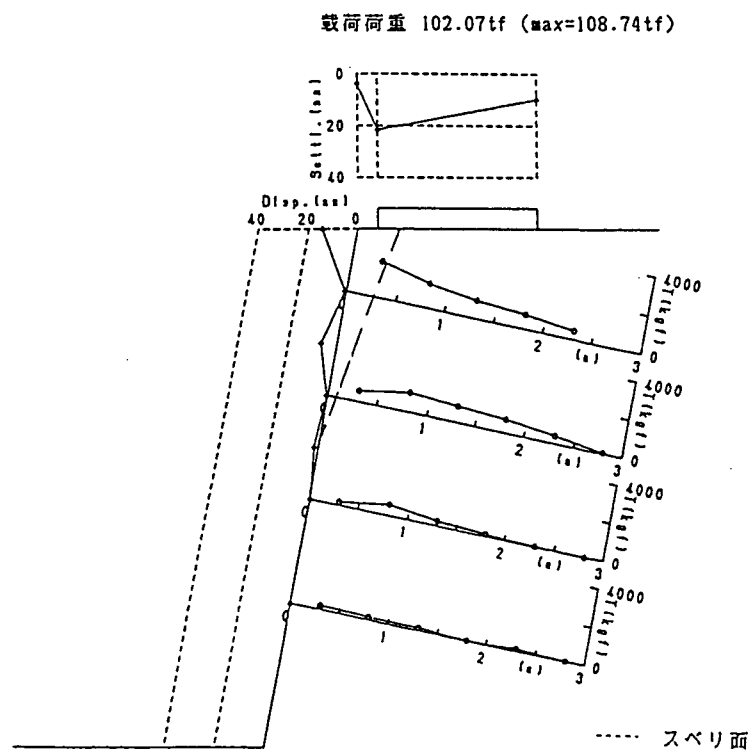


図- 4.12(4) のり面変位と補強材引張力分布
(No 4, $L = 3.0$ m, 4 段)

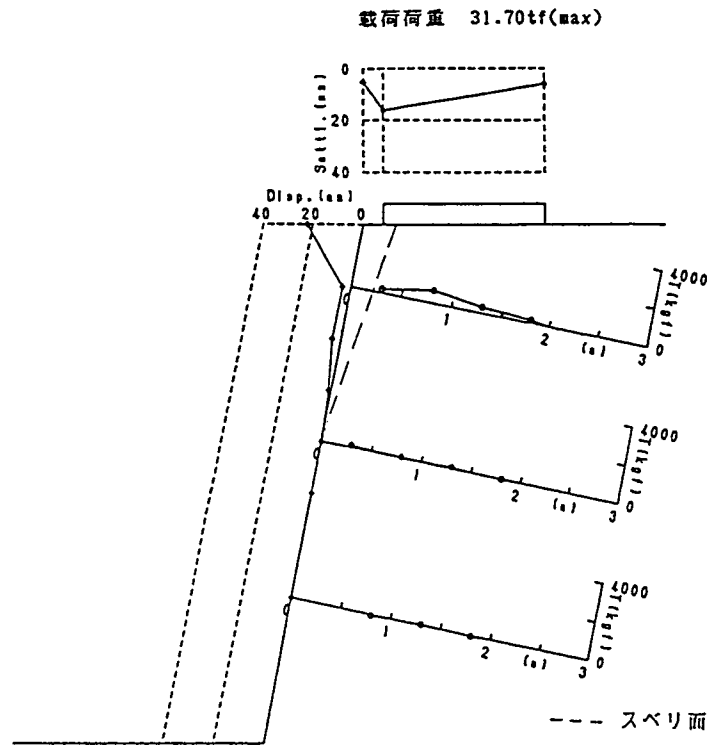


図- 4.12(5) のり面変位と補強材引張力分布
(No 5, L = 2.0 m, 3 段)

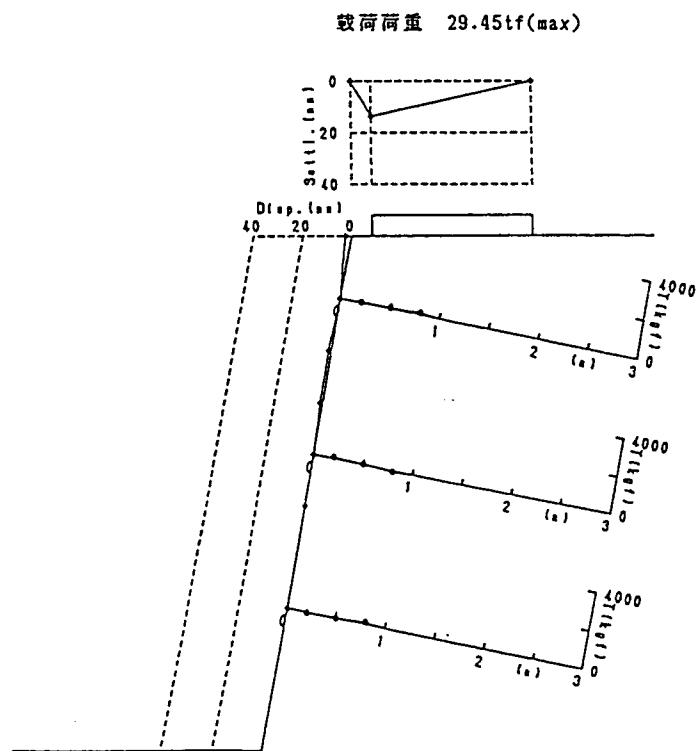


図- 4.12(6) のり面変位と補強材引張力分布
(No 6, L = 1.0 m, 3 段)

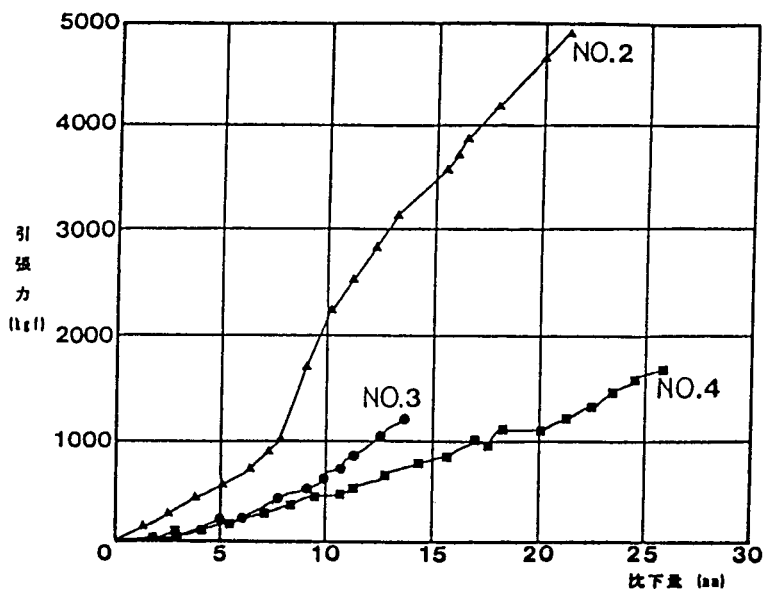


図- 4.13 載荷板沈下量と補強材の引張力の関係

4.2.2 引抜き抵抗

補強材に発生する引張力は、補強材表面に作用する応力、補強材表面積、補強材表面と周囲の地盤との摩擦係数により変化する（前出 Jewell の考え方）。この力は斜面上の土塊が変位する際に発生し、結果的に補強材が引抜けることが妨げられることによって崩壊を抑える働きをしている。したがって、補強材の強制的な引抜き限界力以上の力は、土塊変位時において、補強材引張力としては表れない。そこで、断面形状、寸法により、引抜き抵抗力がどのように変化するかを調べることは、補強材に発生する引張力を示唆するものとして意味がある。

図- 4.14はせん断試験において補強材に発生した引張力 P_r と、下部箱中の補強材引抜き抵抗力の関係を引抜き試験において再現する場合の概念図である。補強材引張力に対して抵抗土塊中では、補強材表面に作用する直応力 q' により発生する引抜き抵抗力が変化すると考え、この関係を簡便に再現するために引抜き試験を行ったものである。

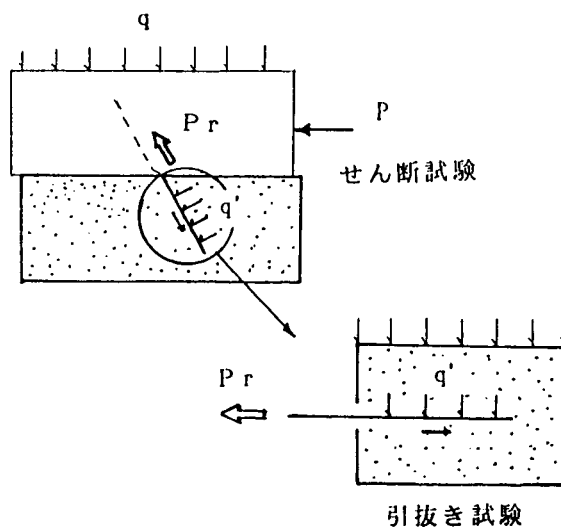
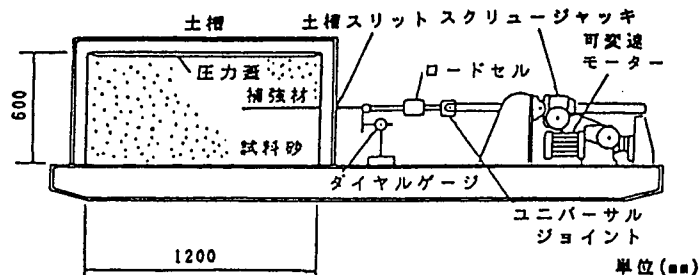


図- 4.14 せん断試験と引抜き試験の関係

補強材の断面形状、寸法が引抜き抵抗にどのように影響するのかを明らかにするため、図－4.15のような引抜き試験装置を用いて引抜き試験を行った²³⁾。供試体は気乾状態の豊浦標準砂を10 cmずつ徹き出して締固め（相対密度65%）、0.2 kg f / cm²の鉛直応力下で補強材の引抜きを行った。図－4.16、4.17は、密な地盤を想定した供試体中で帯状補強材の幅と長さの影響を調べた結果である。



図－4.15 引抜き試験機

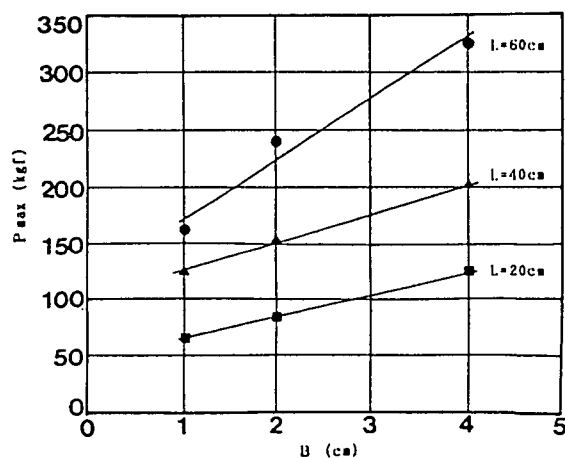
図－4.16は、補強材の長さを一定にしたとき引抜き力の最大値と補強材の幅の関係である。この図から補強材の長さLに関わらず幅Bと最大引抜き力Pmaxは線形な関係にあることがわかる。しかし、図に示すBとPmaxの回帰直線はLによって傾きが異なり、原点を通過していない。一方、図－4.17はBを一定にしたときのLとPmaxの関係を示している。この場合は、Bによって傾きは変わるものの、LとPmaxは比例関係にあるといえる。PmaxとB、Lの関係としてPmaxを推定すると実験結果と0.991の相関があった。

$$P_{max} = (\alpha B + \beta) \cdot L$$

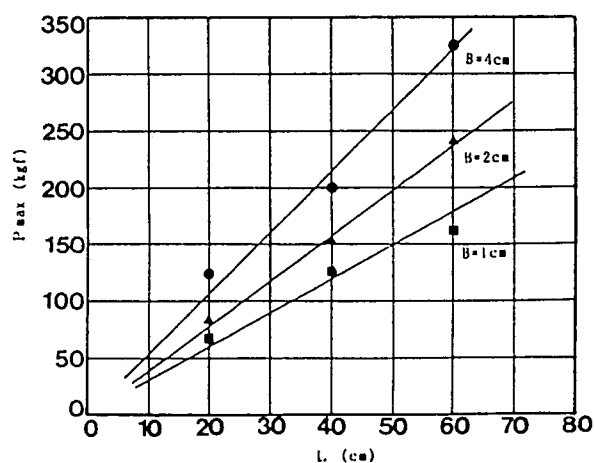
$$= \alpha B \cdot L + \beta \cdot L \quad \dots (4.4)$$

ここで、 α 、 β は定数

るとしてPm



図－4.16 補強材の幅Bと最大引抜き力Pmax



図－4.17 補強材の長さLと最大引抜き力Pmax

本実験では砂と補強材の摩擦力が引抜き抵抗力となっていると考えられる。したがって摩擦角と補強材に作用する鉛直応力が重要な働きをする。実験結果で L と P_{max} が比例していることから補強材の長手方向にはこれらの変化がないと考えられるが、補強材の幅が変わると何らかの変化が生じることになる。落合・林らは、最初に均一に補強材の表面に作用している鉛直応力が補強材の引抜きに伴ってダイレタンシー効果で補強材断面に沿って一様でなくなり、図-4.13に示す様に端部で大きくなる応力分布モデルを提案している。このモデルを実験式(4.4)に適用すると右辺の第1項は図の補強材と土の相互作用の領域に、第2項はダイレタンシー効果の領域にそれぞれ関連していると推察される。また、 α 、 β が定数であることからダイレタンシーの領域は補強材の幅に左右されず一定であると考えられる。

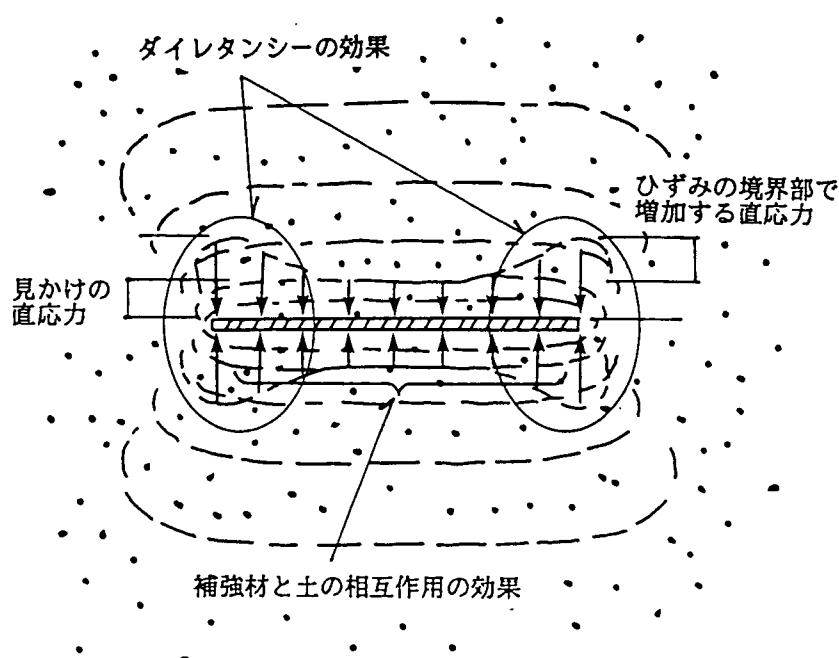
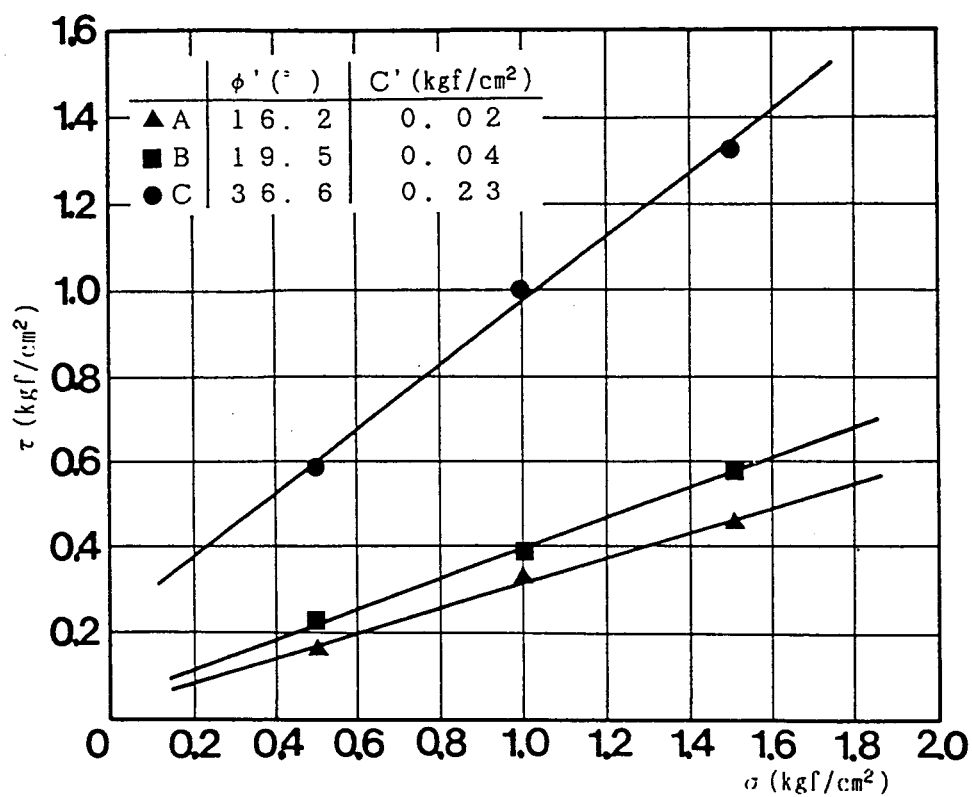


図-4.18 補強材に作用する直応力の変化(落合, 林)

図-4.19は補強材の表面の違いによる引抜き抵抗力を鉛直応力を変えて調べた結果である。この図から補強材をセメントミルクで被覆したものが無処理、穴あきの補強材より大きな引抜き抵抗力があり、また鉛直応力に対して抵抗力は線形に増加することがわかる。この線形な関係から補強材の引抜き抵抗力は主に摩擦抵抗であると考えられる。

図-4.20は供試体の砂をさまざまに変えて引抜き試験を行い、各砂の三軸試験の摩擦角に対して引抜きの摩擦角をプロットした図である。このときの補強材はセメントミルクで皮膜している。値が等しい場合に図の45°の直線上にプロットされるが、この直線から大きく離れたデータはなく、引抜きの摩擦角は三軸試験の値に近いといえる。

以上、砂の供試体の実験から引抜き抵抗についてまとめると、引抜き抵抗力は補強材の表面積と線形な関係にあり、その主要要素は補強材と砂の摩擦力である。



A : 平滑無処理
 B : 穴あき, 無処理
 C : 平滑, セメントミルク被覆

図 - 4.19 引抜き試験の結果

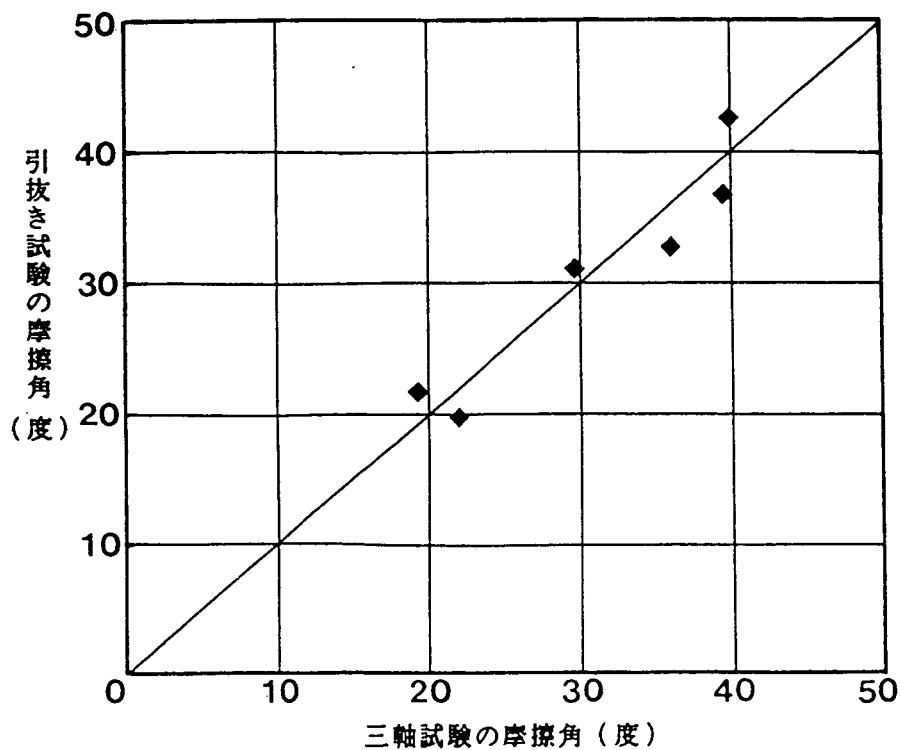


図 - 4.20 引抜き試験による摩擦角と三軸試験による摩擦角

4.3 帯状補強土工法の設計

4.3.1 概 要

本工法の設計では、主に次の二点の検討を行う。

① すべり崩壊に対する安定

これは、設計の対象となる斜面の現地調査などをもとに安定解析を行い現況の安定度を確認し、補強材を挿入することにより計画安全率を充足し、想定されるすべり崩壊に対して安定であるかの検討である。

② 補強土としての構造・機能の保持

地山の変形に追従して補強材に発生する引張り力に対して補強材の破断、引抜け等の補強土としての構造や機能が損なわれないようにするための検討。

本工法の設計は、上記①、②のことを満足するように補強材の諸元、本数、配置を決定することといえる。このとき、対象となる斜面の性状に十分留意し、施工目的に合致した安全でかつ経済的な設計となるようにしなければならない。さらに、施工中に調査結果や設計時に仮定した事項と異なる状況が判明したり、施工完了後に地山に変状がみられるときには、速やかに設計にフィードバックさせて適切に対応することが施工中の安全を期し、施工の目的を完遂するために重要であると考えられる。

4.3.2 適用斜面の形態²⁹⁾

帯状補強土工法では補強材の引張力に主な補強効果を期待している。このため全ての斜面、のり面のすべり、崩壊に適用できるものではなく 地盤およびその崩壊形態を考慮して適用しなければならない。ここでは斜面形態別に帯状補強土工法の適否を表 4.2 に示す。

なお、表中○は帯状補強土工法の適性が大きいもの、△は条件によっては適用の可能性のあるもの、×は現状では困難なものである。

表 - 4. 2 (a) 斜面崩壊形態と帯状補強土工法の適性

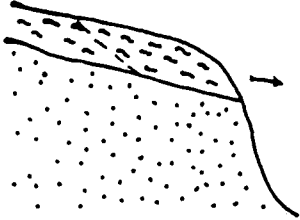
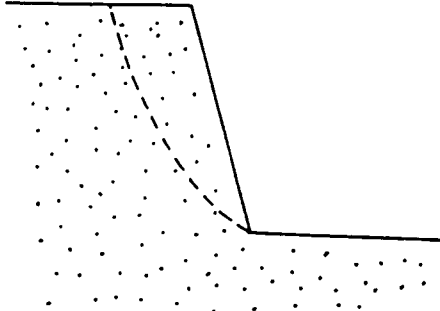
土質・岩質	崩壊形態	工法の適性
表土	表土の滑落  岩（風化岩を含む）、火山砕屑物、火山放出物（ローム、マサ、シラスなど）、崩積土、段丘体積物など 表土のみが滑落するもので、すべり面は表土と下層との境にある。	すべり面深さ 3 m 程度までの表層すべりに適する。 ○
堆積土	堆積土切土に起因する滑落  比較的均一な土砂からなる。すべり面は直線もしくは円弧状になる。	砂質土、固結粘性土など比較的均一な切土のり面に適する。地下水位以上であることが前提となる。 ○
崩積土	崩積土の基盤の境の滑落  崩積土がその下盤である岩盤またはその風化帯を境界面としてすべる。下盤は層理を有する堆積岩（頁岩、砂岩、片岩）であることが多い。	すべり面深さが 2 ～ 3 m のすべりに適する。岩礫等が大きく、多い場合は施工性が低下する。 ○

表 - 4. 2 (b) 斜面崩壊形態と帯状補強土工法の適性

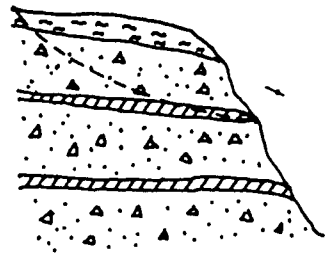
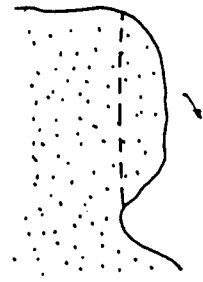
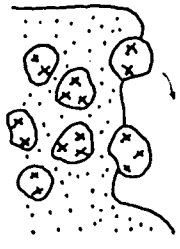
土質・岩質	崩壊形態	工法の適性
崩 積 土	崩積土中の不連続面での滑落  崩積土中の不連続面ですべるもの。崩積土がその生成過程において火山灰や有機質土をはさみ、これを境界としてすべる。	岩礫等が大きく、多い場合は施工性が低下する。 ○
	シラス・ロームの崩落 	シラス、ローム等の比較的均質な地山への適用に適する。 ○
碎 屑 物	風化集塊岩・凝灰角礫岩等の崩落  岩礫以外の部分の風化、侵食が進み、残った岩礫が崩落する。	岩礫の崩落防止への適用は不適。 ×

表 - 4. 2 (c) 斜面崩壊形態と帯状補強土工法の適性

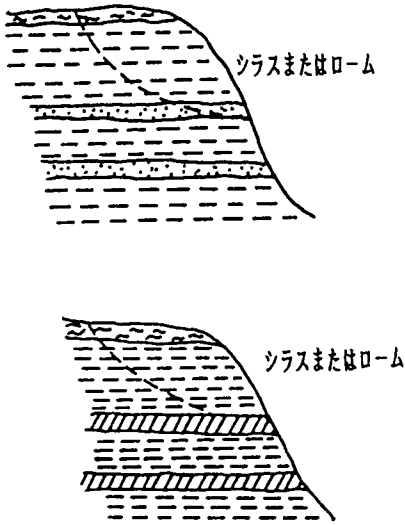
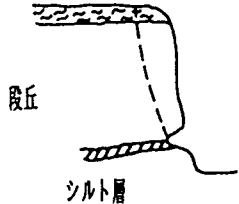
土質・岩質	崩壊形態	工法の適性
火山 碎屑 物	シラス・ロームの滑落  シラス、ロームとも滑落は一般に全体が均質でなくて、砂質の湧き水、透水層があるか。または固結シルト層など相対的な不透水層がある場合に見られる。	シラス、ローム等は工学的に帯状補強土工法に適する。すべり深さが2～3 m以内であることが望ましい。間隙水圧が上昇しないような工夫が必要となる。 ○
段丘 堆積物	段丘堆積物の崩落 	段丘堆積物に礫分が多く含まれる時は不適 △

表 - 4. 2 (d) 斜面崩壊形態と帯状補強土工法の適性

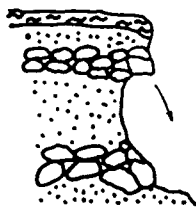
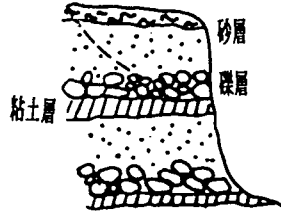
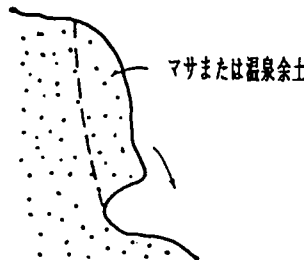
土質・岩質	崩壊形態	工法の適性
段丘堆積物	礫の抜け出し  礫層以外の侵食が進み残った礫が崩落する。	礫のみの固定には適さない。 ×
	段丘堆積物の滑落 	礫、玉石が多い場合は適さない。 ×
強風化岩	強風化岩の崩落  マサまたは温泉余土 マサや比較的均一に風化した岩	○

図 - 4. 2 (e) 斜面崩壊形態と帯状補強土工法の適性

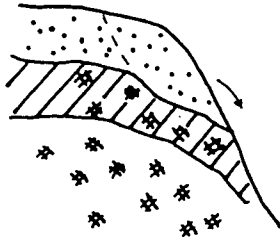
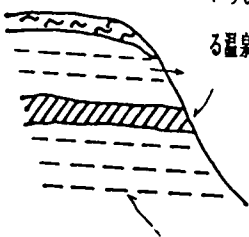
土質・岩質	崩壊形態	工法の適性
強 風 化 岩	マサの滑落  マサの滑落は砂層化した強風化花コウ岩が弱風化した花コウ岩との境界面ですべるもので、その厚さは一般に2 m以下である。	
	温泉余土の滑落  流理または層理に沿って特にいちじるしく変質し、いわゆる温泉余土になっている 安山岩、集塊岩など、全体に変質を受け二次鉱物ができている 温泉変質地帯では熱水、温泉の作用により安山岩、集塊岩などが変質、軟弱化しており、このうち特に粘土化の著しい層沿いに滑落する。	せん断補強に近い形となる。酸性土、硫化水素などによる注入材の劣化対策が必要となる。 

表 4.2(f) 斜面崩壊形態と帯状補強土工法の適性

土質・岩質	崩壊形態	工法の適性
岩	岩のブロック状崩落 ほとんどの岩石について見られるが、わが国では花崗岩、石英ハン岩、石英粗面岩、セシ緑岩、ヒン岩、安山岩、礫岩、集塊岩などの場合が多い 降雨、凍結などで割れ目が緩んだとき、ブロックの崩落が生じる。地震時によく起こる。	×
	岩の崩落 集塊岩、礫岩、砂岩 ケツ岩、安山岩（熔岩）など 固結土の低い凝灰岩など 岩の下部層の侵食により残った上部の岩が崩落する。	×

表 - 4.2 (8) 斜面崩壊形態と帯状補強土工法の適性

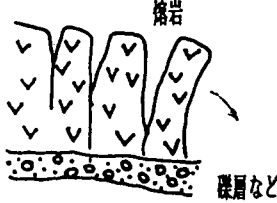
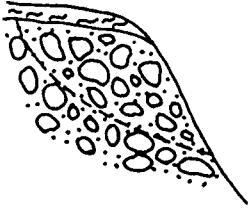
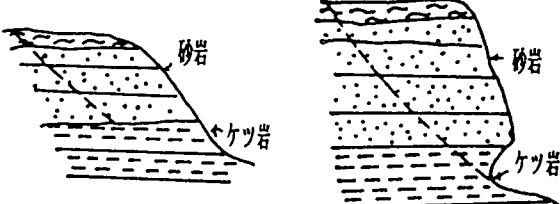
土質・岩質	崩壊形態	工法の適性
(I) 岩	溶岩の崩落  溶岩の末端部などで発生することが多い。 一般に非常に高い崖などになっており、その節理面から剥落する。	×
	礫岩・集塊岩  礫岩、集塊岩で、礫と粘土、石灰岩、火山灰などの膠結部の境界沿いに滑落する。	△
	岩の境界面からの滑落  砂岩と頁岩の組合せなど、特に強度、透水性の異なる互層に多い。	○

表 - 4.2(h) 斜面崩壊形態と帯状補強土工法の適性

土質・岩質	崩壊形態	工法の適性
岩 (I)	断層・割れ目に沿った滑落 断層、割れ目（節理、亀裂）の方向性、密度状態が主な要素でこれらの組合せによって種々のすべり面ができる。	×
岩 (II)	第三紀層の崩落 表面近くに表面乾燥によるクラックが表面に平行に発生し、これを境に崩落する。	表面保護工などとの併用が前提となる。 ○
	頁岩・層理面の滑落 第三紀層の頁岩は非常に風化しやすく、層理面から風化が進むことが多い。	○

表 - 4. 2 (i) 斜面崩壊形態と帯状補強強土工法の適性

土質・岩質	崩壊形態	工法の適性
岩 (Ⅱ)	砂岩・頁岩の互層の滑落	
	新第三紀層で砂岩の固結度が低く、湧水などにより、洗掘されている場合などに見られる。	

4.3.3 設計上の仮定と解析法

補強土のメカニズムは前節まで述べてきたように補強材に生じる内力を利用するものである。補強材に発生する内力の種類・大きさは、補強材の物性・形状、土の変形・ひずみとそれに対する補強材の方向に依存している。

細長比が大きく曲げ剛性が小さい補強材を用いる補強土工法は、補強材に発生する引張り力で土の強度を増して土塊の変形を抑止し地盤や斜面の安定させる工法である。補強土工法の設計にあたっては、補強材による土塊の強度の増加を正しく評価しなければならない。つまり補強材にどの程度の引張り力が発生し、土塊の強度がどの程度増加するかを求めなければならない。それには、前述のように土のひずみ状態を把握しなければならないことになる。ところで、土は単純な弾性体でなく、応力-ひずみの関係も完全に解明されておらず、さまざまな研究が行われているのが現状である。このため、一般に設計、解析においては何らかの単純化、簡便化が行われる。

帯状補強土工法が適用される自然地山のひずみ状態あるいは応力状態を知ることが困難であるため、補強材の引張り力、引抜き力について今回の実験結果をもとに次のような仮定をする。

① 補強材の引張り力は補強材の破断と引抜き抵抗力のいずれか小さい方まで発揮される。

② 補強材の引抜き力は現場引抜き試験などの値を用いる。

他の斜面安定を目的とする補強土工法の設計手法には、補強された斜面を疑似擁壁と考える手法³⁰⁾とすべり面上の力のつりあいを考える手法³¹⁾とある。帯状補強土工法では4.1節の図-4.1にあるように補強材がすべり面を横切るとき補強効果が発生すると考えているため、すべり面上のつりあいを考える極限釣合い安定解析を用いることとする。

4.3.4 補強斜面の安定解析法

すべり崩壊等の斜面の安定解析にはさまざまな解析手法がある。しかし、力学的に、あるいは数学的に斜面の安定問題を完全に記述することができないのが現状である。このため工学的な判断から実用的な解析手法が提案され、一般に用いられている。本工法の安定解析では、これら実用的な解析法のうちの極限つりあい法を用いる。

極限つりあい法は、土塊がすべろうとするときすべり面上のすべり力とそれに抵抗する力のつりあいから土圧、支持力、安全率等を計算し、通常はすべり面の位置を変えてこれらの値の最大値、あるいは最小値を求める手法である。なお、以下では単位幅あたりについてを対象にする二次元解析に限っている。

(1) すべり線

4.3.2に示したように、本工法の対象となる表層崩壊のすべり線の形状は、斜面を構成する地質やその構造、斜面外からの荷重により異なることがあるが、一般には直線や円弧で近似される。このため本工法の設計におけるすべり線は直線、あるいは円弧と仮定する。

(2) 補強材力を考慮した極限つりあい法による安定解析

図-4.21に示すようにすべり線上に働く力を土の自重（外力も含めて考える）と補強力として、土塊をすべらず力 S と自重によるせん断抵抗力 R_s と補強材力によるせん断抵抗力 R_r とに分類し、基本的に安全率

F_s を次式で求めることができるであろう。

$$F_s = \frac{R_s + R_r}{S} \quad \dots (4.5)$$

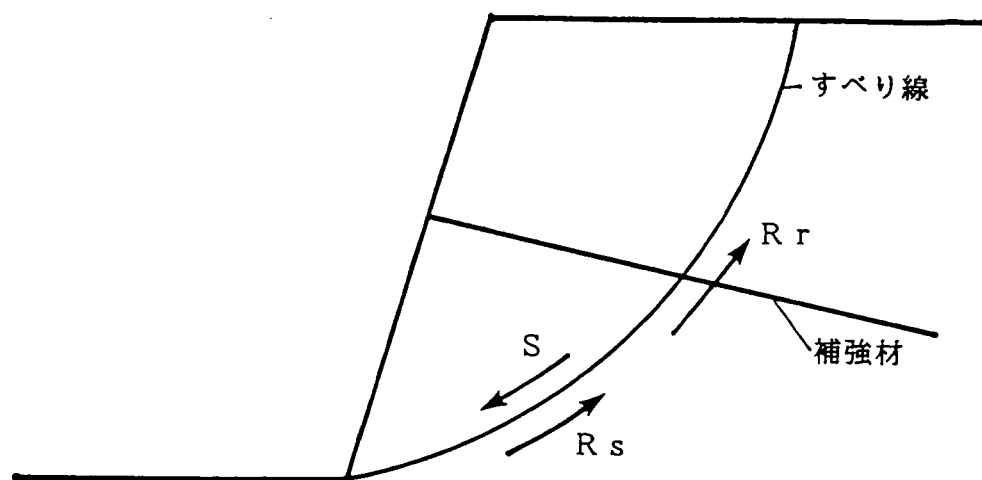


図-4.21 極限つりあい法による安定解析

ここで、補強材の引張り力を P_r として R_r は、式(4.1)と今回の実験結果参照して次のようになる。

$$R_r = P_r \cdot (\cos \theta \tan \phi + \sin \theta) \quad \dots (4.6)$$

θ : すべり線の垂線に対する補強材の角度

ϕ : 地山の摩擦角。

また、ある安全率を確保するためには、

$$R_r = F_s \cdot S - R_s \quad \dots (4.7)$$

からせん断抵抗力を計算し、必要な補強材力を求めることができる。

ところで、補強効果を補強材力のすべり線方向の分力をすべりの抵抗力 F_{dt} 、補強材力による土の摩擦抵抗の増加分 S_{rt} として、安全率を

$$F_s = \frac{R_s + S_{rt}}{S - F_{dt}} \quad \dots (4.8)$$

とする議論もある³¹⁾。このとき、 S_{rt} 、 F_{dt} をそれぞれ以下のようにしている。

$$S_{rt} = P_r \cdot \cos \theta \tan \phi$$

$$F_{dt} = P_r \cdot \sin \theta \quad \dots (4.9)$$

安全率に対する必要な補強材力を求めるために式(4.8)の補強材力に関する項を移行すると、

$$S_{rt} + F_s \cdot F_{dt} = F_s \cdot S - R_s$$

となり、左辺は補強材の引張り力を用いて $Pr \cdot (\cos \theta \tan \phi + Fs \cdot \sin \theta)$ と表されるが、すべり力だけでなく補強材の引張り力によるすべり抵抗にも安全率を乗ずることになる。つまり、補強材力の働きにより安全率が掛かったり、そうでなかったりする。このため、本設計法では式(4.8)の考え方を採らずに、式(4.5)のように補強材力はせん断抵抗力として働くものとして考える。

(3) 直線すべりの場合の安定計算式

図-4.22のように、すべり線上の土塊ブロックがすべるものとし、粘着力と摩擦による土のせん断抵抗と補強材のせん断抵抗がすべりに抵抗するとして、安全率は次のように計算される。

$$F_s = \frac{W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + C \ell + \sum R_{ri}}{W \cdot \sin \alpha} \quad \dots (4.10)$$

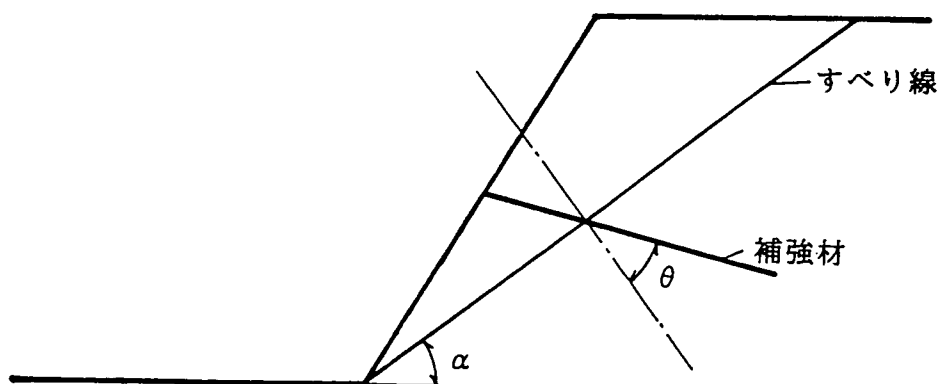


図-4.22 直線すべりの場合の安定計算

ここで、W：土塊の自重

C：土の粘着力

α ：すべり線の傾き

ℓ ：すべり線の長さ

ϕ ：土の摩擦角

R_{ri} は i 番目の補強材のせん断抵抗力で

$$R_{ri} = T_{ri} \cdot (\cos \theta_i \tan \phi + \sin \theta_i)$$

θ_i ：すべり線の垂線に対する補強材の角度

である。

(4) 円弧すべりの場合の安定計算式

すべり面が直線でない場合、極限つりあい法のなかで分割法がよく用いられている。これはすべり線以上の滑動ブロックを細片に分割し、細片に作用する力の釣合を考えるものである。このとき、細片間の境界の力は未知数となる。個々の細片に対する釣合の式を連立して解く場合、一般に未知数の数が式の数より多くなり不静定問題となる。従って解を得るためには何らかの仮定をもうけて静定化をしなければならない。分割法による極限つりあい法の解法は、この静定化の取扱いにより各種提案されている。その代表的なものに、

Fellenius法, Bishop法, Janbu法などがあげられる。

図-4.23に示すように本設計法の円弧すべりの計算では、簡便で、斜面安定の設計計算によく用いられている Fellenius 法の考え方をもとにして、次の手順で安全率を求める。

- ① すべり土塊を鉛直な細片に分割する。ここで、細片に作用するすべての力はすべり線上で評価され、このとき Fellenius 法の仮定から細片間の境界での力はゼロとする。
- ② 各細片についてすべり力とせん断抵抗力を求め、円弧の中心に対するこれらのモーメントの総和を取りすべりモーメント、抵抗モーメントする。
- ③ 抵抗モーメントとすべりモーメントの比が安全率 F_s とする。このとき安全率 $F_s=1$ ならすべり面に沿って極限釣合は満足するが、それ以外は釣合っていない。

$$F_s = \frac{r \{ \sum (W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + C \ell) + \sum R_{ri} \}}{r \sum W \cdot \sin \alpha} \quad \dots (4.11)$$

ここで、 W ：スライスの自重

C ：土の粘着力

α ：スライス底面の傾き

ℓ ：すべり線の長さ

ϕ ：土の摩擦

R_{ri} ： i 番目の補強材のせん断抵抗力

r ：モーメントの腕の長さ

$$R_{ri} = T_{ri} \cdot (\cos \theta_i \tan \phi + \sin \theta_i)$$

θ_i ：すべり線の垂線に対する補強材の角度

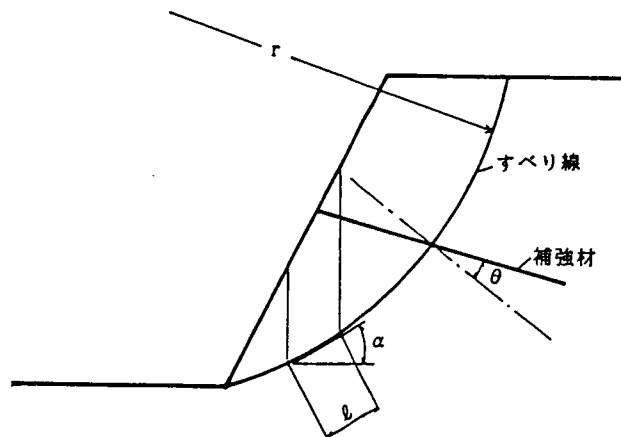


図-4.23 円弧すべりの場合の安定計算

なお、これまで述べてきた安定解析の中では簡便のために、安全率の計算では補強材は破断、引き抜け等で引張り力が低下することなく発揮し得る最大の引張り力を見込んでいること、また必要な補強材力の計算ではすべりが発生する極限の状態での引張り力の発生を期待していることに注意をする必要がある。

(5) 実大野外試験への適用

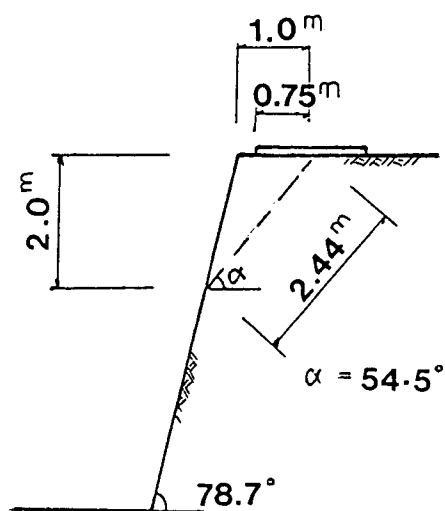
補強材の引張り力を安定解析に導入するため、式(4.6)を4.2.1に記した野外実験の結果を用いて検証する。No.2(補強材は3列、2段)斜面はすべり面が無補強のNo.1と同じ様な形状を示したため、こ

の斜面で計測された補強材の引張り力と安定計算から求められる引張り力を比較する。

なお、図-4.9に示す土質試験に用いたサンプルは地表から4m下で採取したものであり、すべりが生じた位置は地表から2m下程度であるため、ここでは逆算した粘着力を用いる。

・粘着力Cの逆算

無補強斜面No.1の最大載荷荷重（崩壊時）時のすべり線（図-2.24）に対して、その時の安全率を1.0として粘着力を逆算する。



載荷板面積	6.0 m ²
	(0.75m × 4m × 4枚)
土の単位体積重量	$\gamma = 1.706 \text{ tf/m}^3$
土の内部摩擦角	$\phi = 39.9^\circ$

図 4.24 無補強斜面 No. 1 断面図

すべり土塊重量 $W = 1.0 \text{ m} \times 2.0 \text{ m} \times 1/2 \times 1.706 \text{ tf/m}^3$

上 載 荷 重 $q = 36.42 \text{ tf/60m}^2$

す べ り 力 $S = (W + 0.75 \cdot q) \sin \alpha$

抵 抗 力 $R = (W + 0.75 \cdot q) \cos \alpha \tan \phi + C \times 2.44 \text{ m}$

ここで、安全率 $F_s = \frac{R}{S} = 1.0$ として、 $C = 0.84 \text{ tf/m}^2$

・引張り力の計算

すべりはのり面変位などから進行的に発生したと考えられる（図-4.10～12参照）。このため、のり面変位が現れる載荷荷重 49.61 tf 時、補強材間の中抜け的な小崩壊落が発生した載荷荷重 54.26 tf 時、崩壊時の最大荷重 87.75 tf 時について次のように検討する。

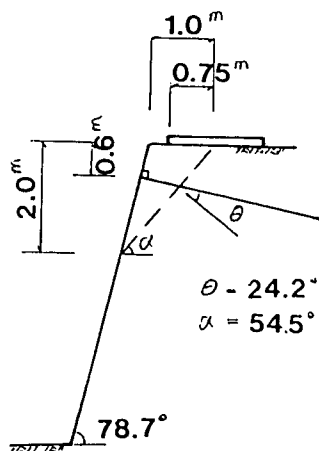


図 - 4.25 補強斜面 No. 2 断面図

式(4.5)，(4.6)，(4.10)を参照してすべり力Sと抵抗力Rを

$$S = W \cdot \sin \alpha$$

$$R = W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + C \ell + Pr \cdot (\cos \theta \tan \phi + \sin \theta)$$

として、このとき $S = R$ と置き、引張り力Prを求める。

Prの測定値と計算結果をまとめると表-4.3の様になる。なお、計算結果はCを考慮した場合としない場合を併せて載せる。

表-4.3 Prの測定値と計算結果

載 荷 荷 重 (t f)	測 定 値 (t f)	C を 考 慮 し た 計 算 値 (t f)	C を 考 慮 し ない 計 算 値 (t f)
49.61	0.992	0.782	2.530
54.26	1.687	1.050	2.798
87.75	4.920	3.015	4.763

Cを考慮すると計算値が測定値よりどの場合も小さくなっているが、Cを考慮しない場合は計算値が測定値を上回っている。変位が小さい49.61tfではCを考慮した場合の計算値と測定値に余り大きな差とはなっていないが、載荷荷重が87.75tfではCを考慮しない場合の値と測定値が近い値になる。これは、先にも述べたように進行的なすべりが生じて、載荷荷重が大きくなるにつれてCが効かなくなるためと考えられる。極限釣合がどの時点で成り立つか問題となるであろうが、すべり力と抵抗力を等しくおいたこと等から変位が小さい範囲では式(4.6)の補強材の引張り力とそれによるせん断抵抗力の関係が成り立つのではないかとと思われる。

4.3.5 補強材力に対する検討

補強材が補強材に生じる引張り力によって地山から抜け出すと補強材と土の一体化が損なわれ、補強土として機能しなくなる。また補強材が破断すると補強材の引張り力が解放され、補強効果がなくなる。このため、引張り力に対する補強材の耐力を検討しなければならない。

補強材の引張り耐力を考える上で次のものが問題となる。

- ① 補強材が地山から抜け出すときの引抜き抵抗
- ② 補強材とグラフト材の付着力
- ③ 補強材の許容引張り力

この中で最小の強度が補強材の引張り耐力となる。

(1) 補強材の引抜き抵抗

4.2.2 で述べたように補強材の引抜き抵抗はその表面積に比例する摩擦による抵抗である。このため、補強材の引抜き強度は補強材に作用する直応力に依存することになる。一方、実際の斜面内の応力状態を求めることは困難であり、斜面に挿入した補強材の直応力を把握することはむずかしい。そこで、施工の対象となる斜面で引抜き試験を実施し、実際に引抜き強度 τ を測定してこれを設計に用いる。また、事前に引抜き試験ができない場合、土質工学会のアースアンカーの設計基準等を準用し、後に引抜き試験等で確認する必要がある。

補強材の引抜き抵抗は 4.2.2 で述べた実験結果に基づいて次式で求められる。

$$P_{pa} = \frac{\tau_p \cdot U \cdot L}{F_{pp}} \quad \dots (4.12)$$

ここで、 P_{pa} : 引抜き抵抗

τ_p : 引抜き強度

U : 削孔断面周長

L : 補強材の有効長

F_{pp} : 引抜きの安全率

補強材が引抜ける場合、図-4.26に示すようにすべりブロック側と安定ブロック側の抜けが考えられる。このため、両ブロック内の強補材について抵抗力を求め、小さい方を設計に使用する引抜き抵抗力とする。

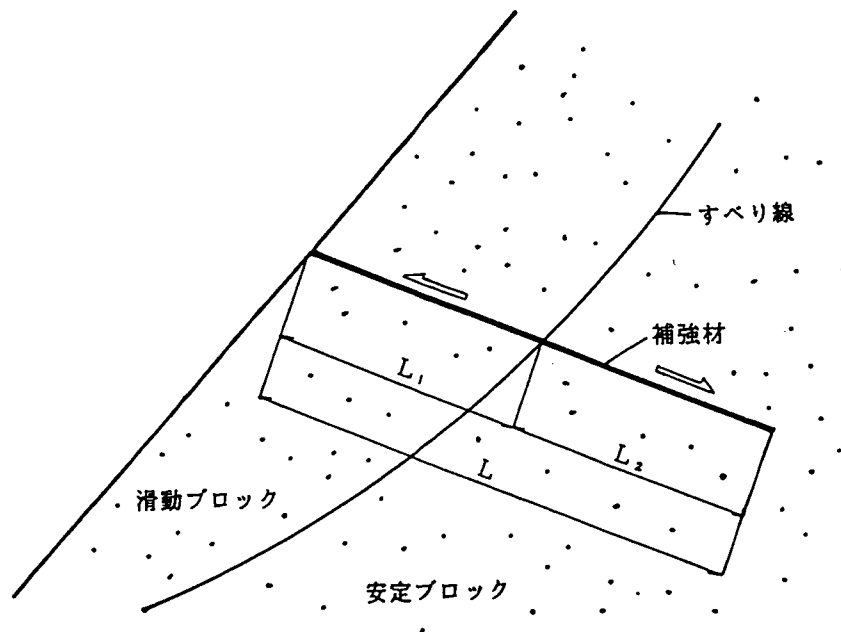


図 - 4.26 補強材の引抜け

・補強材とグラウト材の付着力

補強材とグラウト材の付着力は次の式で計算される。なお、引抜け抵抗の場合と同様に、すべりブロック内と安定ブロック内の補強材の短い方について求める。

$$P_{ca} = 2 \cdot \tau_{ca} \cdot b \cdot L$$

ここで、 P_{ca} : 付着力

τ_{ca} : 許容付着強度

b : 補強材の幅

・補強材の引張り力

補強材の材料特性としての許容引張り力は次式で求められる。

$$P_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s \quad \dots (4.14)$$

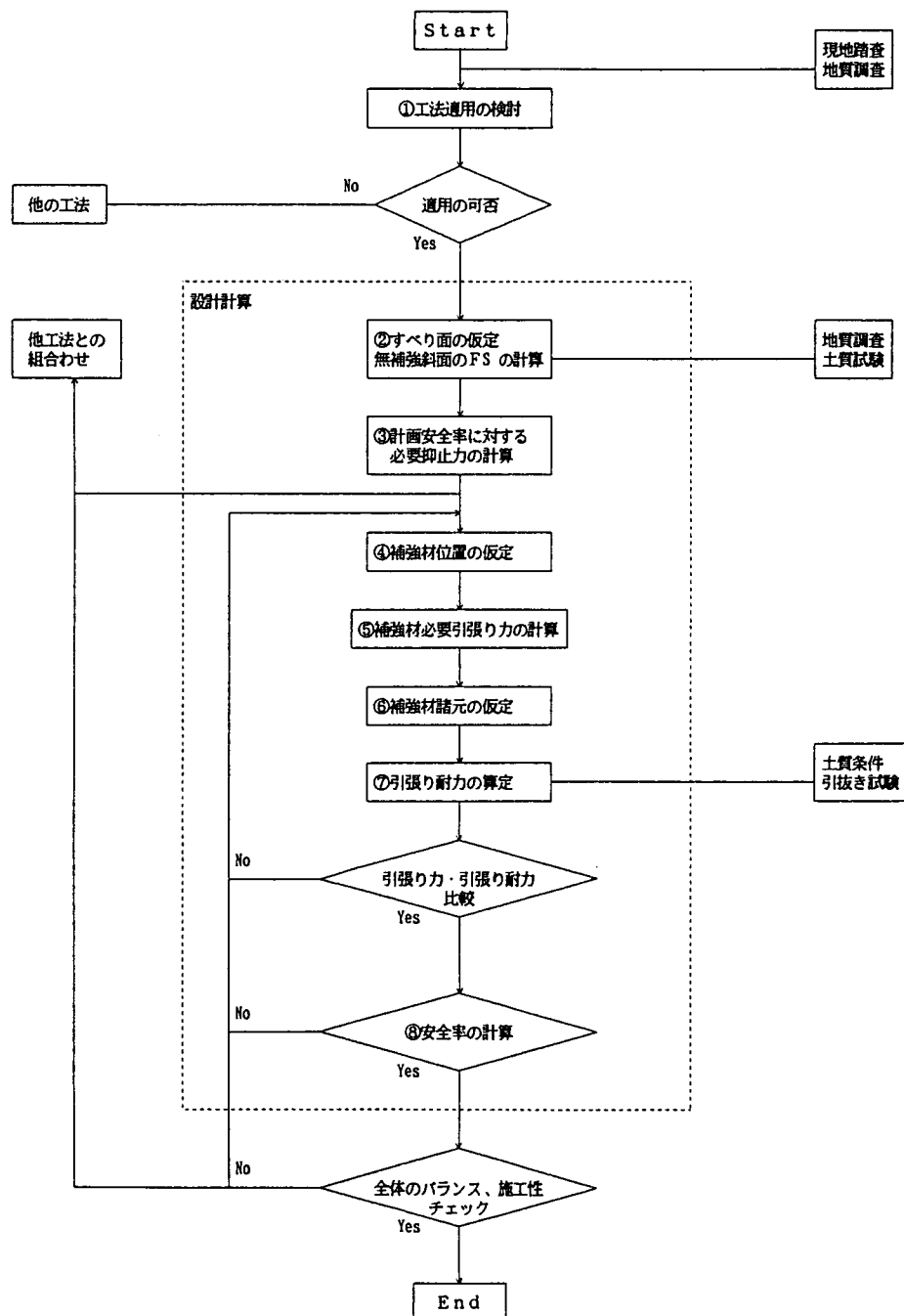
ここで、 P_{sa} : 許容引張り力

σ_{sa} : 許容引張り応力度

A_s : 断面積

4.4 基本的な設計の流れ

帯状補強土工法の基本的な設計の流れを図－4.27に示す。この流れは、設計の対象となる地山について、本工法の採用の適否を判断し、設計作業を行う場合のものである。この設計は、必要抑止力の算出、補強材必要引張り力の算定、この補強材必要引張り力が実際に発生し得るかの確認という過程を経るものである。これは、「4.2 補強機構」で記述した各種の実験結果に基づいたものである。



図－4.27 基本的な設計の流れ

フローの解説

① 本工法適用の検討

本工法が対象となる地山の施工目的に適用しているかを次の項目について検討をし、判定しなければならない。

・地山の地質

地山の地質は崩壊の形態やすべり面形状・深さ、施工能率等に影響する。本工法は表層崩壊・すべりを比較的短い補強材で防止するものであることから、地山の状況を把握して本工法に適した地盤であるかを判断し、本工法の利点である簡便性、経済性が発揮できるようにしなければならない。なお、急傾斜地での崩壊の約80%が深さ2m以下の表層で発生するという調査結果がある。

・土質条件

本工法は補強材と地山の相互作用で補強するため、土質条件は本工法が適用できるかどうかの重要な項目となる。

斜面の崩壊防止には様々な工法があり、地山の状況、施工目的、安全性、施工性を考慮して工法を決定することになる。また、各工法の利点、特長をふまえ、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。

② すべり面の仮定と無補強時の安全率の計算

地質調査、土質試験の結果から対象地山の代表的な設計断面を決定し、設計に必要な土質定数を求める。次いで、すべりの形態を直線すべりか円弧すべりかを仮定し、無補強時の最小安全率を計算する。これが計画の安全率より小さい場合には補強土工を実施することになる。

・直線すべりの場合の安全率

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中間にルーズな粘性土が堆積しているような地質構造の場合、断層や破碎帯の著しい地形で、安定した層と不安定な層の境界面が比較的小規模なすべりの場合、また岩盤の崩壊で、層理面、節理面、片理面等が崩壊層を形成し表層剥離、ブロック状の落石、板落ち状の崩壊の場合、一般にすべり面は比較的鮮明で直線すべりで単一に扱えることが多い。

$$F_s = \frac{W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + C \ell}{W \cdot \sin \alpha} \quad \dots (4.15)$$

ここで、W：土塊の自重

C：土の粘着力

α ：すべり線の傾き

ℓ ：すべり線の長さ

ϕ ：土の摩擦角

・円弧すべりの場合の安全率

地山の強度が低く地山がかる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、円弧で近似される崩壊が生じやすい。代表的な地質は、洪積層の砂層、粘性土・ローム等の未固結層、あるいは風化岩層、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。

$$F_s = \frac{r \sum (W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + C \ell)}{r \sum W \cdot \sin \alpha} \quad \dots (4.16)$$

ここで、W：スライスの自重

C：土の粘着力

α ：スライス底面の傾き

ℓ ：すべり線の長さ

ϕ ：土の摩擦角

r：モーメントの腕の長さ

③ 計画安全率に対する必要な抑止力の計算

一般に最小安全率を与えるすべり線と計画安全率に対して必要な最大抑止力を与えるすべり線が異なる。これは、最小安全率のすべり線が必ずしも最大抑止力のすべり線ではないことを意味する。このため、補強材の配置等を検討するすべり線は、最大抑止力を与えるすべり線とする。

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

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

と表される。

・直線すべりの場合

$$T = F_{sp} \cdot W \cdot \sin \alpha - (W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + C \ell) \quad \dots (4.17)$$

・円弧すべりの場合

$$T = F_{sp} \cdot \sum W \cdot \sin \alpha - \sum (W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + C \ell) \quad \dots (4.18)$$

④ 補強材配置の仮定

ここでは、次の事項について仮定する。

- ・補強材の挿入角
- ・補強材の位置
- ・補強材のピッチ
- ・補強材の長さ

補強材はすべり線に対する挿入角によって、補強材の機能が異なる。本工法は補強材を引張り補強材とし機能することを前提にしている。このため、すべり線の位置、補強材の位置等を考慮して挿入角を慎重に決めなければならない。図-4.28に補強材が引張り補強材となる方向を示す。

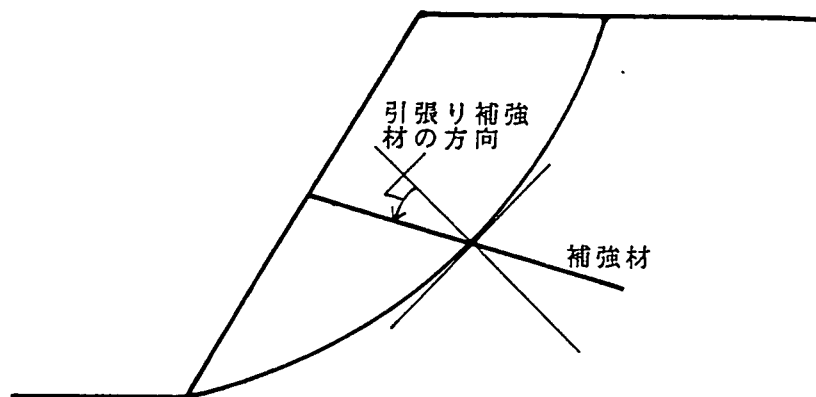


図 - 4.28 補強材が引張り補強材となる方向

⑤ 補強材必要引張り力の算定

前項によって仮定した条件と各段の補強材が分担する抑止力を仮定して、一段毎の引張り力を次の式(4.19)から計算する。このとき各段の抑止力の分配をどのようにするかは問題となるところであるが、基本的には同率とする。

引張り力は補強材の諸元を決める要因となるため、全体のバランス、施工性を考慮し、不具合なら配置を変更するなど繰り返し計算することも必要になる。

$$Tr = Pr \cdot (\cos \theta \tan \phi + \sin \theta) \quad \dots (4.19)$$

⑥ 補強材の諸元

補強材は引張り力に耐えられるようなもので、同時に施工性、経済性も考慮したものでなければならない。

⑦ 引張り耐力の算定

4.6節の式(4.12)、(4.13)、(4.14)で求められる値の最小値を耐力とする。

⑧ 補強した斜面の安全率の計算。

式(4.10)または式(4.11)で補強材の引張り力を引張り耐力として、補強材を配置した斜面の最小安全率を計算し、どのすべり面についても計画安全率を上回ることを確認する。もしそうでないなら、補強材の配置等を再検討する。

4.5 設計計算例

図に示す斜面について帯状補強土工法の設計計算をする。すべり線は円弧と仮定する。

1) 設計条件

- 高さ 8.0 m
- のり面勾配 $1 : 0.3$
- 計画安全率 $F_{sp} : 1.2$
- 補強材の引抜きに対する安全率 $F_{pp} : 2.0$
- 土質条件
 - 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 $\tau_p : 1.8 \text{ kgf/cm}^2$
- 補強材断面 $t \times b : 6 \times 150 \text{ mm}$
- 削孔断面 $H \times B : 75 \times 255 \text{ mm}$
- 補強材の許容引張応力度 $\sigma_{as} : 1400 \text{ kgf/cm}^2$
- 鋼材とグラウト材の許容付着強度 $\tau_{ca} : 5 \text{ kgf/cm}^2$

2) 安定解析

a. 最小安全率を与える円弧すべり線㊶

- すべり力 $S_0 = 21.86 \text{ tf/m}$
- 抵抗力 $R_{s0} = 18.42 \text{ tf/m}$
- 安全率 $F_{s0} = 0.843$
- 半径 $R = 14.21 \text{ m}$

b. 最大抑止力を与える円弧すべり線㊷

- すべり力 $S = 26.93 \text{ tf/m}$
- 抵抗力 $R_s = 23.44 \text{ tf/m}$
- 安全率 $F_s = 0.870$
- 半径 $R = 15.81 \text{ m}$

3) 必要抑止力Tの検討

最大抑止力を与えるすべり線㊷について検討する。

$$\begin{aligned} T &= F_{sp} \cdot S - R_s \\ &= 1.2 \times 26.93 - 23.44 \\ &= 8.88 \text{ (tf/m)} \end{aligned}$$

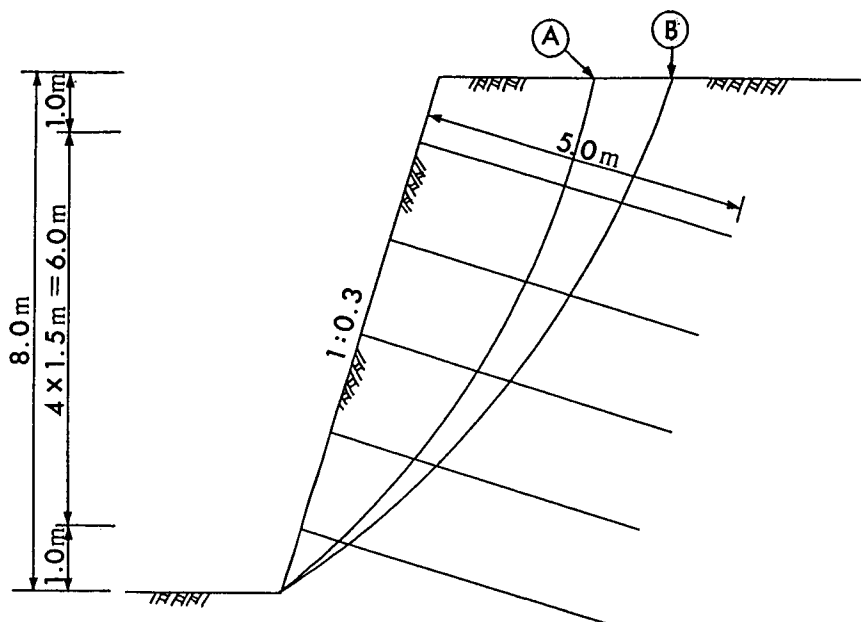


図 4.29 安定計算解析モデル(1)

4) すべり線②についての補強材力の検討

上図のように長さ 5 m の補強材を縦・横方向の間隔 1.5 × 1.5 m に配置する。

a. 補強材単位長さ当たりの引抜き抵抗力 P_{pa}'

$$\begin{aligned}
 P_{pa}' &= \frac{\tau_p \cdot U}{F_{pp}} \\
 &= \frac{1.8 \times (7.5 + 25.5) \times 2}{2} \\
 &= 59.4 \text{ (kgf/cm)} \\
 &= 5.94 \text{ (tf/m)}
 \end{aligned}$$

b. 補強材単位長さ当たりの付着力 P_{ca}'

$$\begin{aligned}
 P_{ca}' &= 2 \cdot \tau_{ca} \cdot b \\
 &= 2 \times 5 \times 15 \\
 &= 150 \text{ (kgf/cm)} \\
 &= 15 \text{ (tf/m)}
 \end{aligned}$$

c. 補強材 1 本当たりの許容引張力 P_{sa}

$$\begin{aligned}
 P_{sa} &= \sigma_{as} \cdot A_s \\
 &= 1400 \times 0.6 \times 15 \\
 &= 12600 \text{ (kgf)} \\
 &= 12.60 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

d. 補強材 1 本当たりの抑止力 T_r

$$\begin{aligned} T_r &= T \cdot @ / n \\ &= 8.88 \times 1.5 / 5 \\ &= 2.66 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

ここで @ : 補強材横方向間隔 1.5 m

n : 補強材段数 5 段

e. 補強材に発生する引張力 P_r

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

各段の補強材に発生する引張力は表－4.4 のようになる。

表－4.4 補強材に発生する引張力

	$\theta (^{\circ})$	$\phi (^{\circ})$	$T_r \text{ (tf)}$	$P_r \text{ (tf)}$
1 段	10	30	2.66	3.59
2 段	15	30	2.66	3.26
3 段	21	30	2.66	2.97
4 段	27	30	2.66	2.75
5 段	34	30	2.66	2.57

f. 引張り耐力と引張力の比較

表－4.5 引張り耐力と引張り力の比較

	引張力 P_r (tf)	引抜き長 L (m)	引抜き抵抗 力 P_{pa} (tf)	付着力 P_{ca} (tf)	許容引張力 P_{sa} (tf)	判 定
1 段	3.59	1.8	10.69	27.00	12.60	ok.
2 段	3.26	2.1	12.47	31.50	12.60	ok.
3 段	2.97	2.3	13.66	34.50	12.60	ok.
4 段	2.75	1.6	9.50	24.00	12.60	ok.
5 段	2.57	0.7	4.16	10.50	12.60	ok.

補強材は、図－4.30のようにすべり土塊内で抜け出す場合と安定土塊内で抜け出す場合の両方が考えられる。したがって本来、引抜き長はこれら 2 様の引き抜けについて検討する。上表の「引抜き長」ではこれらを省略し、短い方を記載している。

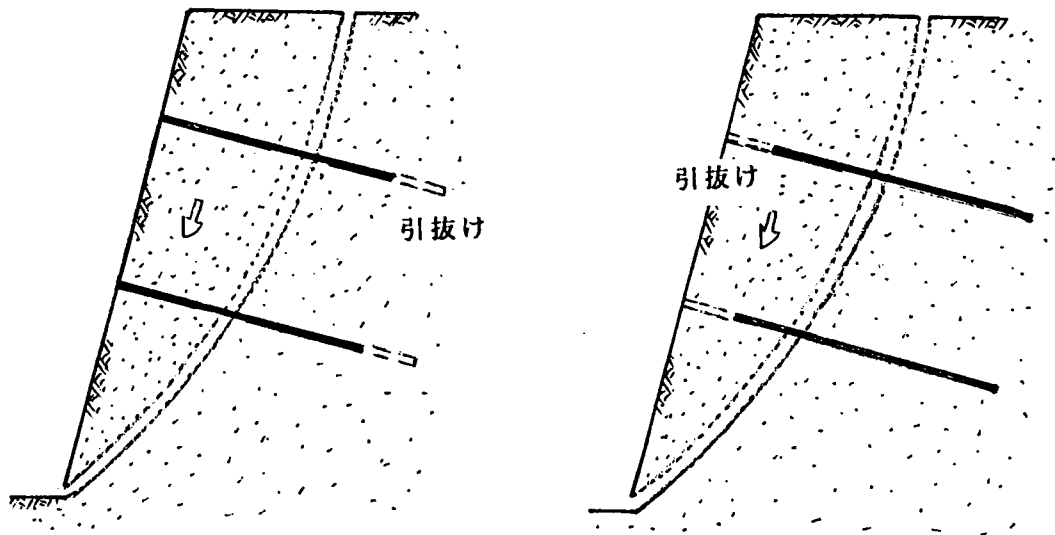


図-4.30 引き抜き長の考え方

5) 安全率のチェック

図-4.31のすべり線③, ④, ⑤についてチェックする。

これは補強材力を求めたすべりよりも深いすべりで、計画安全率を下回るものについての安定やこれらに対する補強材の安全性をチェックする目的で行う。

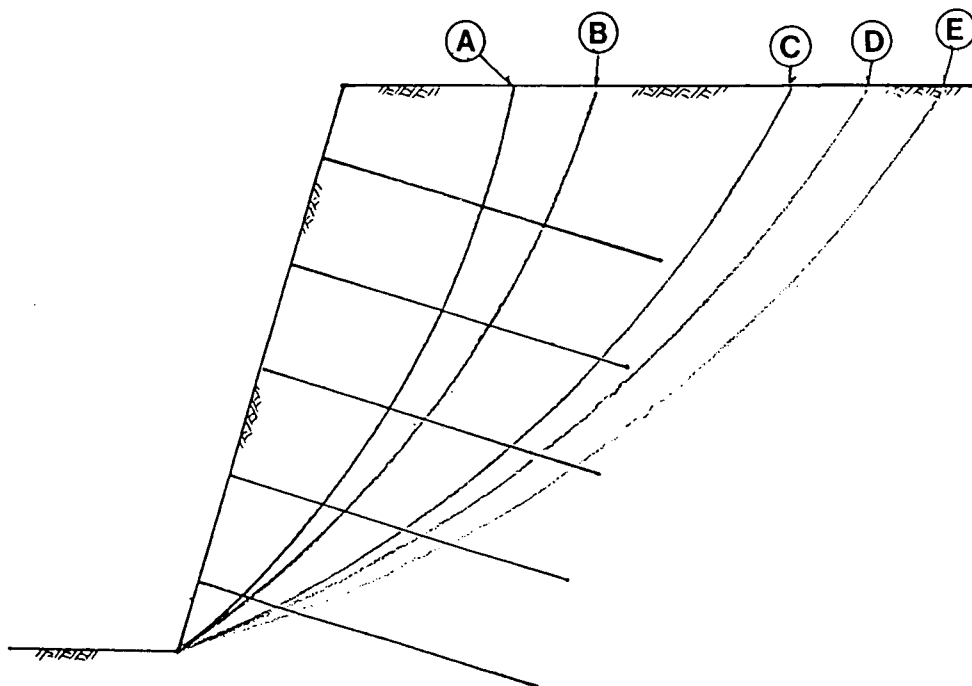


図-4.31 安定計算解析モデル(2)

a. すべり線③

すべり力

$$S = 35.78 \text{ tf/m}$$

抵抗力

$$R_s = 36.96 \text{ tf/m}$$

$$\text{安全率} \quad F_s = 1.032$$

$$\text{半径} \quad R = 18.79 \text{ m}$$

安全率が計画安全率を下回るため補強材引張力の検討する。4) でみたように補強材の単位長さ当たりの付着力が引抜き力より大きいため、引抜き抵抗力和許容引張力で補強材引張力をチェックする。その結果を表- 4.6 に示す。

$$\begin{aligned} T &= F_{sp} \cdot S - R_s \\ &= 1.2 \times 35.78 - 36.96 \\ &= 5.97 \text{ (tf/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_r &= T \cdot @/n \\ &= 5.97 \times 1.5 / 4 \\ &= 2.24 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

表- 4.6 すべり線㉔における引張り耐力と引張り力の比較

	$\theta (^{\circ})$	$P_r \text{ (tf)}$	$L \text{ (m)}$	$P_{pa} \text{ (tf)}$	$P_{sa} \text{ (tf)}$	判 定
2 段	26	2.34	0.6	3.56	12.60	ok.
3 段	31	2.22	1.5	8.91	12.60	ok.
4 段	37	2.11	2.5	14.85	12.60	ok.
5 段	27	2.02	1.1	6.53	12.60	ok.

b. すべり線㉕

$$\text{すべり力} \quad S = 39.22 \text{ tf/m}$$

$$\text{抵抗力} \quad R_s = 44.86 \text{ tf/m}$$

$$\text{安全率} \quad F_s = 1.144$$

$$\text{半径} \quad R = 18.03 \text{ m}$$

安全率が計画安全率を下回るため補強材引張力の検討する。その結果を表- 4.7 に示す。

$$\begin{aligned} T &= F_{sp} \cdot S - R_s \\ &= 1.2 \times 39.22 - 44.86 \\ &= 2.20 \text{ (tf/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_r &= T \cdot @/n \\ &= 2.20 \times 1.5 / 3 \\ &= 1.10 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

表－4.7 すべり線㊦における引張り耐力と引張り力の比較

	$\theta(^{\circ})$	Pr(tf)	L(m)	Ppa(tf)	Psa(tf)	判 定
3 段	28	1.12	0.9	5.35	12.60	ok.
4 段	42	1.00	2.1	12.47	12.60	ok.
5 段	48	0.97	1.3	7.72	12.60	ok.

c. すべり線㊦

すべり力 $S = 41.32 \text{ tf/m}$

抵抗力 $R_s = 50.81 \text{ tf/m}$

安全率 $F_s = 1.230$

半径 $R = 19.92$

安全率は計画安全率を上回り、㊢、㊤、㊦とすべり線が深くなるほど安全率が大きくなる傾向にあるため検討を終わる。

4.6 まとめ

補強土工法の研究はこれまで多くの機関で行われており、それらと本共同研究の実験等を通して確認できたことを基に帯状補強土工法の設計についての基本的な考え方について述べてきた。しかし、土の工学的挙動を含めて未解明な課題も多く残されている。特に補強土工法では補強材力が土のひずみ、変位と深く関わっているが、設計における解析法は力の釣合いのみを取り扱う極限つりあい法を用いるなど、慣用的な手法を取り入れた設計法となっている。

今後は、実際の現場での動態観測等からこれまで実験等で確認してきた事項を検証するとともに、設計計算に用いる数値の収集・整備し、設計上の仮定条件の数の減少させるよう努めなければならない。さらに実際にそぐわない部分が生じた場合には、現場の情報を設計法にフィードバックしてより実情にあった設計法に改良しなければならないであろう。また、FEM解析等の応力－ひずみの関係を考慮した数値計算も他の工法の安定問題と同様に設計計算の有効な方法になろう。

5. 帯状補強土工法の施工法

5.1 はしがき

帯状補強土工法の施工方法は従来の斜面補強土工法と基本的には同じである。しかし、工法自体に従来の斜面補強土工法には見られないいくつかの特徴があることから、施工方法・施工機械についてもおのずから他には見られない特徴を有することになる。

本章では新たに開発したチェーンソータイプの削孔機およびマルチビットタイプの削孔機、この機械を用いての施工方法について述べる。

5.2 施工機械

本研究では帯状補強材を効率的に地山に打設するための施工機械を開発、実用化することも目的としている。ここでは施工機械として次のような条件を満たすよう開発を進めた。

a. 削孔性能

- ① 矩形断面の削孔が可能であること。
- ② 幅15cm程度、長さ5 m程度の帯状補強材を設置できること。
- ③ 幅広い地質の削孔ができること。

b. 施工性

- ① 崩壊性地山にも対応できるように、削孔と同時に補強材の挿入ができること。
- ② 削孔装置に注入機構を有し、削孔装置の引抜きと同時に空隙充填注入が可能なこと。
- ③ 同一箇所から広い範囲に削孔できること。

上記の条件を満足する機械としてチェーンソータイプとマルチビットタイプの2種類の削孔方式について試作、検討を進め実用性を確認している。また、前章で述べた実大斜面の載荷試験の際にチェーンソータイプで施工している。

5.2.1 チェーンソータイプ削孔機

① 施工機械の概要

削孔機の概要を図-5.1に示す。本施工機械は、図-5.2のように38°の斜面に対して下向き20°で3.5 mの高さまで削孔可能であり、切り取りをしながらのり面を形成するような場合の施工性を高めている。また、削孔装置に補強材を搭載し削孔と同時に補強材の挿入ができ、削孔装置の引抜き時にグラウト可能な機構となっている。このため、所定の深度までの削孔完了後、チェーンソーを引抜きながら補強材挿入、注入という一連の作業が一行程で行えることになる。これは削孔時に孔壁が崩壊するいわゆる崩壊性地盤においても施工可能であることを示している。

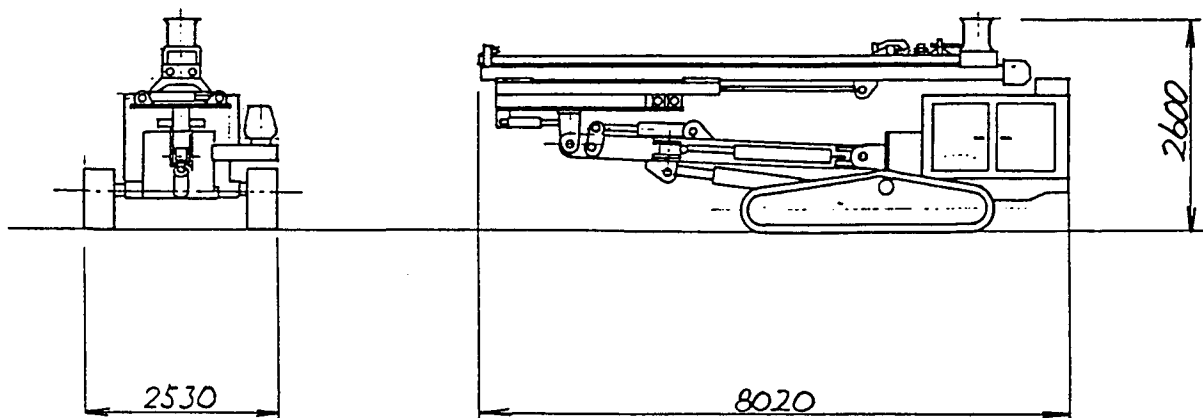


図- 5.1 施工機械の概要

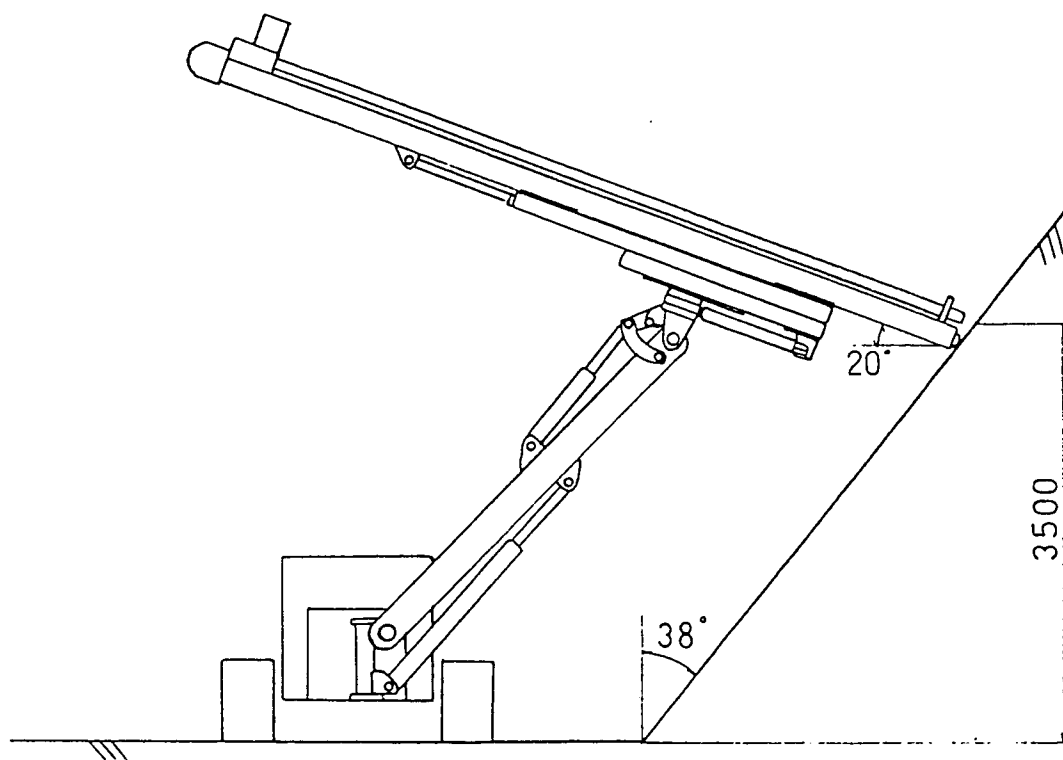


図- 5.2 作業姿勢

表－ 5.1 に施工機械の性能諸元を示す。

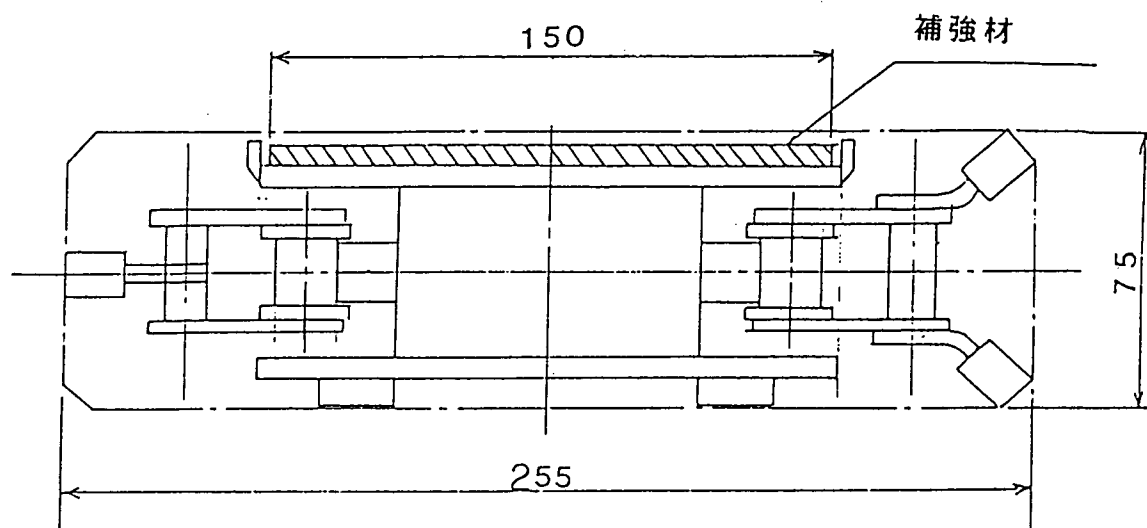
表－ 5.1 施工機械の性能諸元

主 要 寸 法	全 装 備 重 量	1 1,0 0 0 kg
	全 長	8,0 2 0 mm
	全 高	2,6 0 0 mm
	全 幅	2,3 0 0 mm
削 孔 性 能	接 地 圧	0.2 5 kgf / cm ²
	削 孔 断 面	7 5 × 2 5 5 mm
	削 孔 長	5 m 以下
	チェーンソー駆動	0 ～ 5 0 r mp
	フ ィ ード 速 度	定格 1 m / 分
動 力 部		1 2 2 ps / 2 3 0 0 r mp
走 行 速 度		0 ～ 2.6 km / 時
登 坂 能 力		2 9 °

② 削孔装置の特徴

帯状補強土工法に標準的に使用する補強材は、板厚 4.5 ～ 6.0 mm，幅 150 mm，長さ 5 m 以下の鋼板である。このような補強材と削孔断面の関係を考えた場合、従来の円形の削孔断面では孔壁が自立する地山でも 200 mm，孔壁が自立しない場合では施工上 250 mm 程度の直径を必要とし、補強材断面に対してきわめて大きな断面積となり、補強材の地山に対するかぶりも一様でないなど効率が悪い。このような問題は削孔断面を矩形にすることで解決できる。

図－ 5.3 に削孔断面と補強材の位置関係を示す。チェーンソータイプの削孔装置はガイドセルを周回するチェーンに付けた特殊なチップで地盤を切削し、同時にきわめて効率的にスライムを排出できるシステムであるために、水やエアーなどのスライム排出の媒体を必要としない。そのため地山の緩みや崩壊を少なくし、ほぼ設計通りの削孔断面を得ることができ、水の影響を受けやすい土砂斜面や泥岩斜面などでは既存の斜面安定工法に比べかなり有利な施工ができる。また、コンプレッサーなどの補助機械を使用しないことやほとんど振動がないことも大きな特徴である。



図－5.3 削孔断面

③ 適用地盤と施工能力

チェーンソータイプの削孔機の適用地盤は、玉石混じりや径の大きな礫混じりを除く土砂地盤、一軸圧縮強度 200 kgf/cm^2 以下の軟岩を基本とする。本研究で行った削孔性能試験結果を表－5.2 に、その状況を写真－5.1～12に示す。なお、表中の最高削孔速度は削孔機のセット時間、チェーンソーの引抜き時間は含まない。

No 4 の削孔試験まで行ったところ実地盤での削孔、補強材挿入、グラウト材注入の一連の工程が削孔機で実行可能であることがわかった。さらに、No 3 の試験ではグラウト注入まで実施し、補強材を掘り出したところ矩形断面の補強体（補強材＋グラウト材）が形成されていることが目視により確認された（写真－5.6）。

写真－5.13は崩壊性地山を想定した施工試験の状況である。山砂で盛土を造り、そこで削孔からグラウト材注入までを行い、良好な補強体形成状態を確認した。

表－5.2 削孔性能試験結果

	試験場所	試験 日	削孔本数	地 盤	最高削孔速度*
No 1	瀬戸市	S 63 3/7～3/11	4 m × 4	粘性土（N値50程度）	0.5 m/min
No 2	南知多町	S 63 3/12～3/15	4 m × 4	泥岩	0.2 m/min
No 3	栗源町	S 63 10/12～10/14	4 m × 8	砂層（N値50以上）	0.33 m/min
No 4	長南町	S 63 10/15	4 m × 3	泥岩	0.4 m/min
No 5	八王子市	H 1 4	4 m × 8 1 m × 9	崖錐層（礫混じり）	0.04 m/min
No 6	佐貫町	H 1 1/23～2/3	2 m × 9 3 m × 27	砂層（N値50以上）	0.36 m/min

*：掘削時の最高速度であり、スライム排出時間、機械の据付け時間・引抜き時間等は含まない。

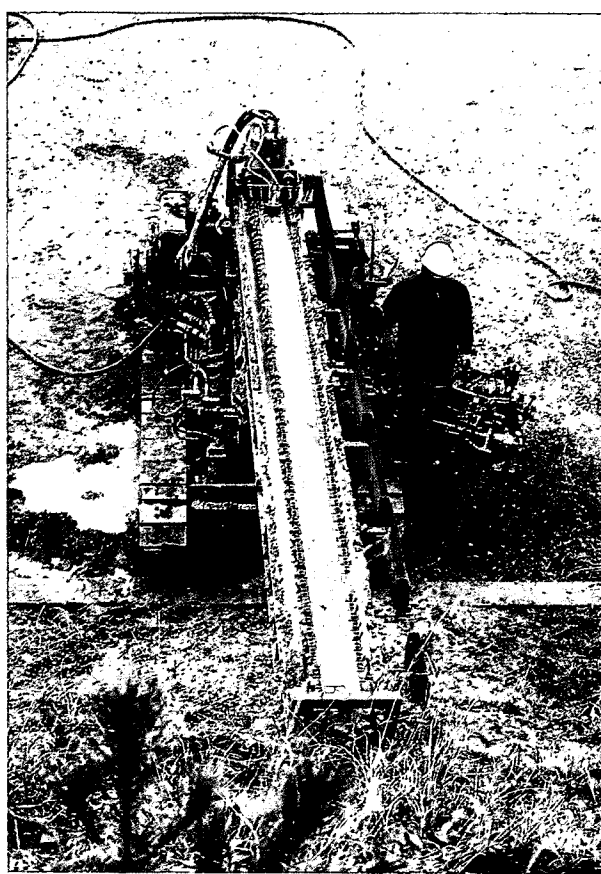


写真-5. 1 試作機

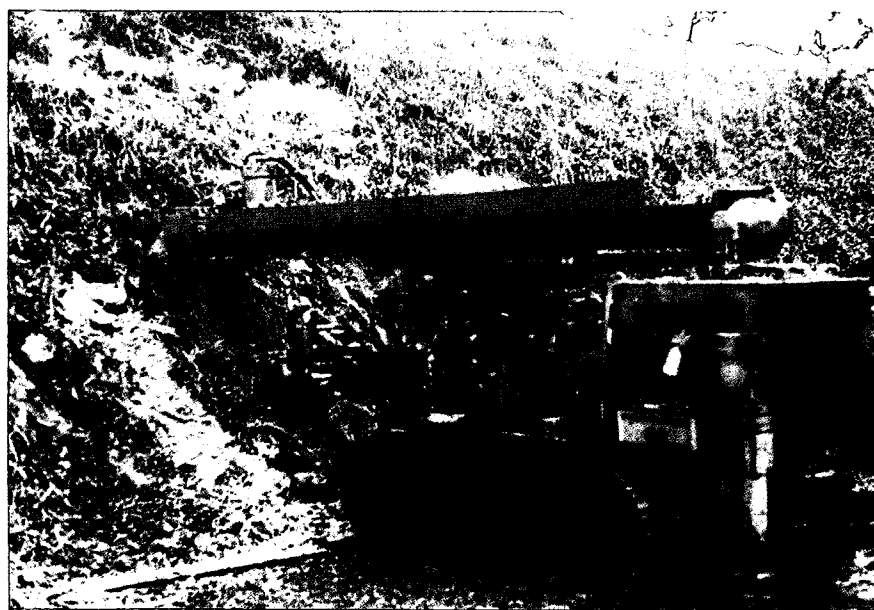


写真-5. 2 削孔状況（瀬戸市）

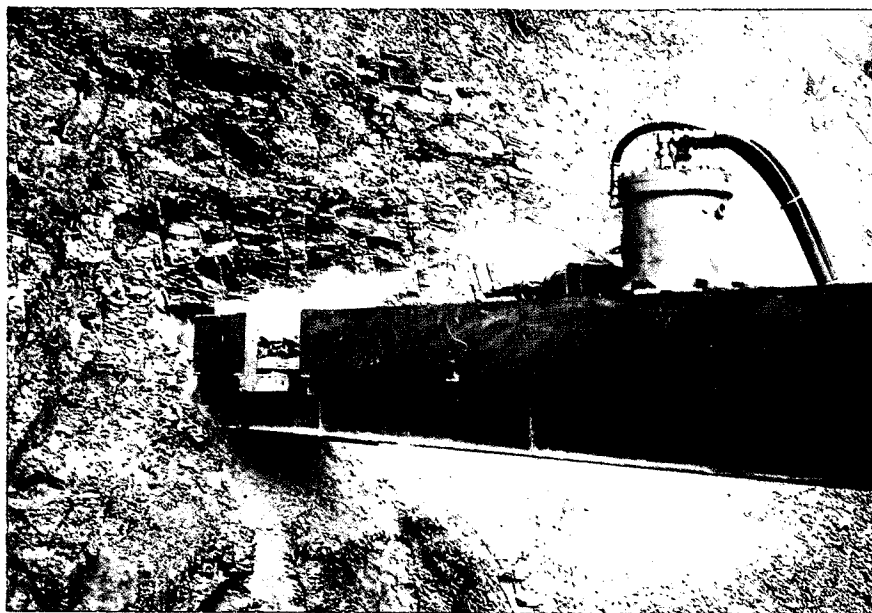


写真-5. 3 削孔状況（南知多町）

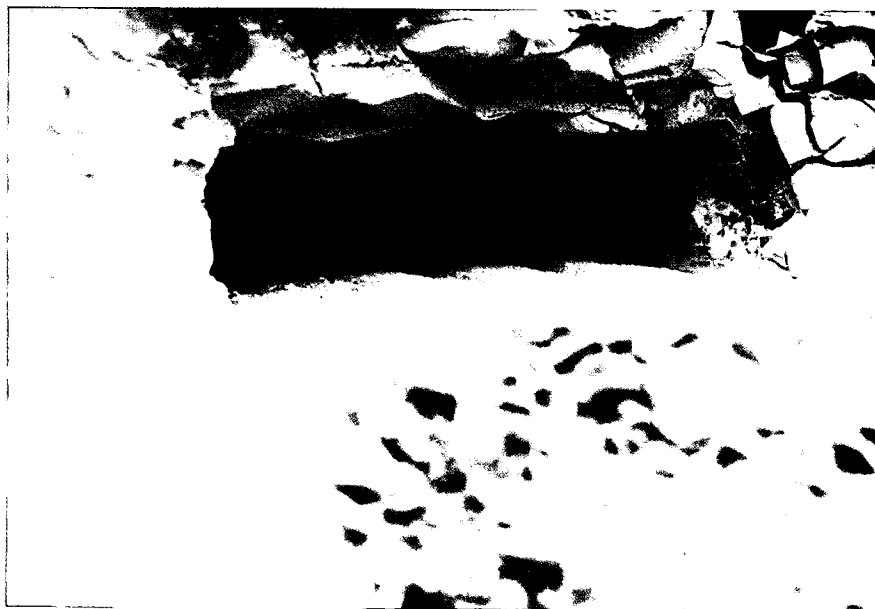


写真-5. 4 削孔断面（南知多町）



写真-5. 5 削孔状況（栗源町）

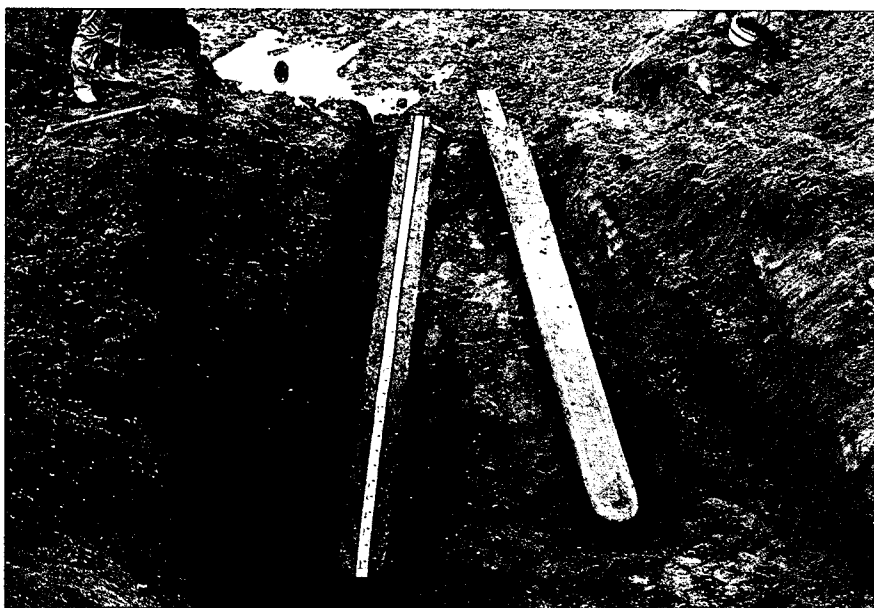


写真-5. 6 掘り出された補強体（栗源町）

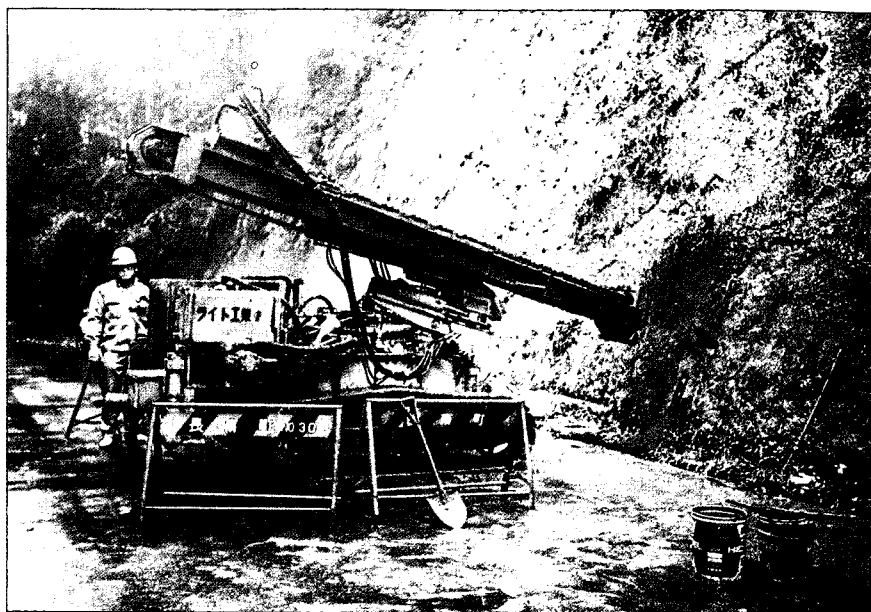


写真-5. 7 試験地全景（長南町）

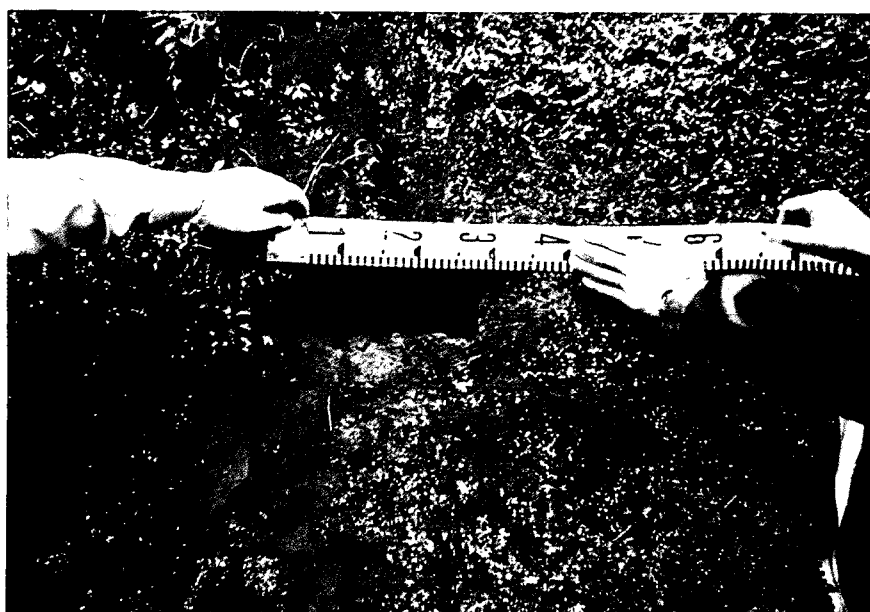


写真-5. 8 削孔断面（長南町）



写真-5. 9 試験地全景（八王子市）



写真-5. 10 試験状況（八王子市）

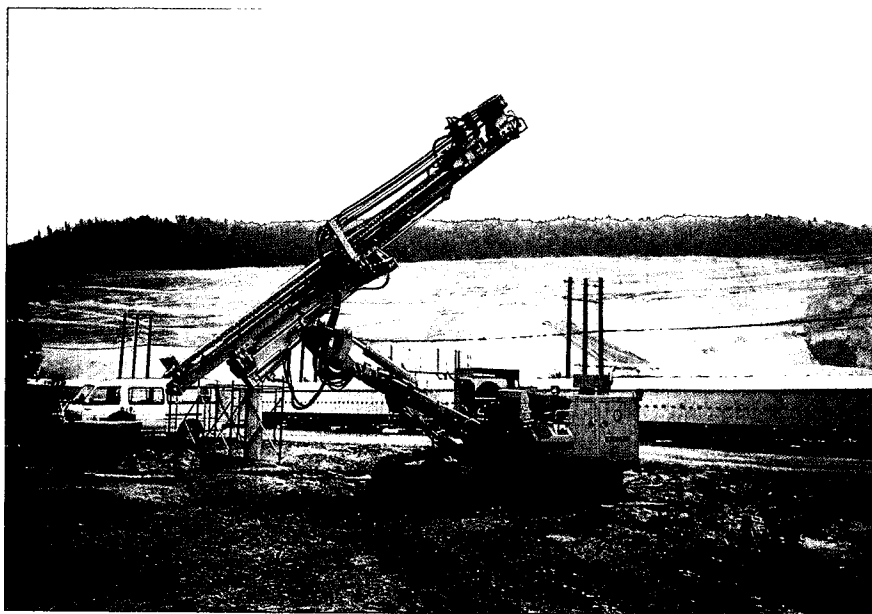


写真-5. 11 削孔機 (佐貫町)



写真-5. 12 削孔状況 (佐貫町)

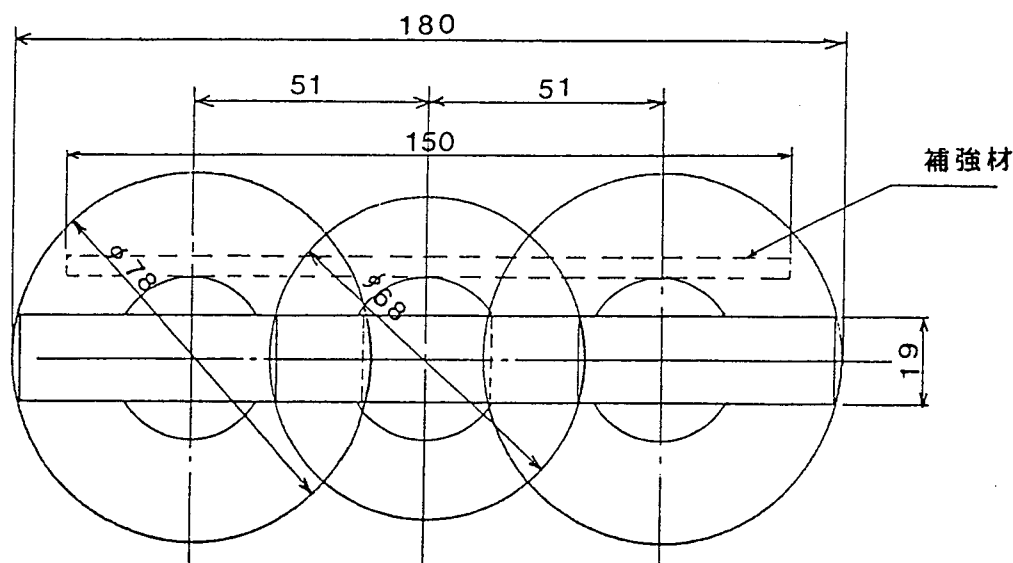


写真-5. 13 削孔試験状況（宇都宮）

5.2.2 マルチビットタイプ削孔装置

① 削孔装置の特徴

写真－5.14にマルチビットタイプの削孔装置の全景を示す。本装置は、三連のロッドを回転させ先端の三連ビットのスラスト力で地盤を切削するものである。この三連ビットは一文字ビットであり、先端およびロッド中間よりエアーを出し、この力によりスライムを排出する。また、削孔断面は図－5.4に示すように三連のマユ型状になる。



図－5.4 マルチビットタイプ削孔断面

本装置は5.2項で示した施工機械のチェーンソータイプ削孔装置と互換性があり、この台車部に搭載して使用する。

削孔完了後は、チェーンソータイプ削孔機同様マルチビットを引抜きながら補強材を挿入し、注入できるようになっているが、これは一文字ビットを全て水平にすることにより補強材がこの上をスムーズに通過させる機構によるものである。

また、マルチビットタイプ削孔装置の大きな特徴は、ロッドを継ぎ足しながら長尺の削孔ができることにあり、チェーンソー方式に比べ削孔断面も $78 \times 180 \text{ mm}$ と若干小さい。

② 性能諸元

マルチビットタイプの削孔装置の性能諸元を表－5.3に示す。

表ー 5.3 マルチビットタイプの削孔装置性能諸元

重 量	1,200 kg
削 孔 長	標準ロッド 4 m
削 孔 断 面	78 × 180 mm
ビ ッ ト 回 転 数	0 ～ 365 rpm
ビット回転トルク	16.5 kgf - m × 3 本
フ ィ ー ド 速 度	定格 1 m / 分
フィードストローク	4,000 mm
ス ラ ス ト カ	730 kgf × 3

③ 適用地盤と削孔能力

マルチビットタイプの削孔装置の適用地盤は、チェーンソータイプと同じであるが、発生したスライムをエアで削孔するため、ある程度自立性の地盤であることが望ましい。本研究で行った削孔性能試験結果を表ー 5.4 に示す。また、写真ー 5.15～17は試験時の状況である。

表ー 5.4 削孔性能試験結果

	試験場所	試 験 日	削孔本数	地 盤	最高削孔速度
No. 1	瀬戸市	H1 6/21～23	4 m × 6	シルト混じり砂	6～7 min/m (エア+水)
No. 2	佐貫町	H2 2	4 m × 4	砂層 (N値50以上)	5 min/m (エア)

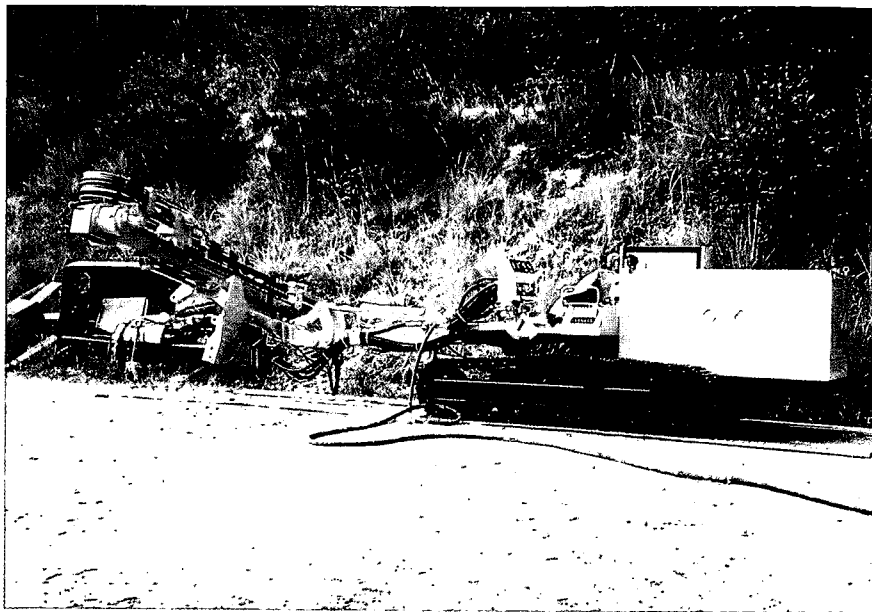


写真-5. 14 削孔機（マルチビットタイプ）

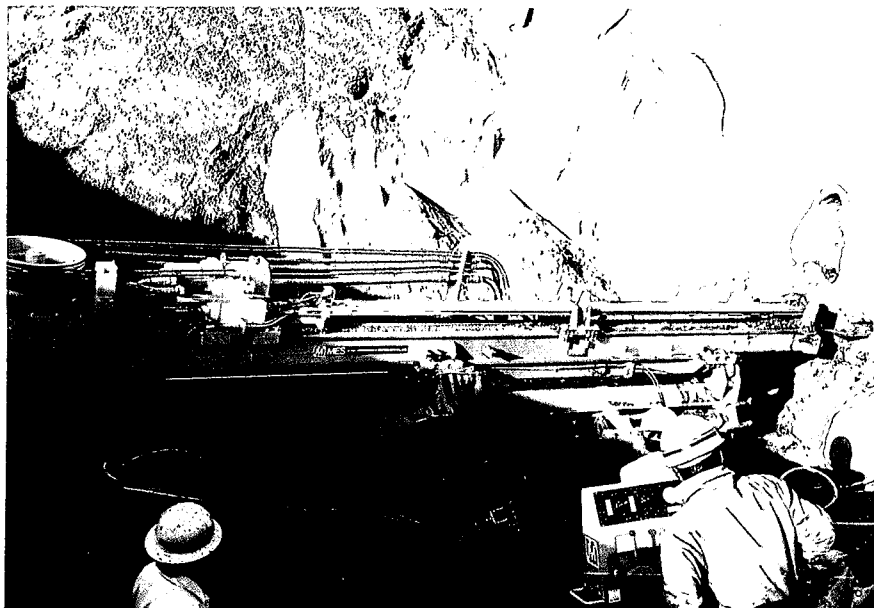


写真-5. 15 試験状況（佐貫町）

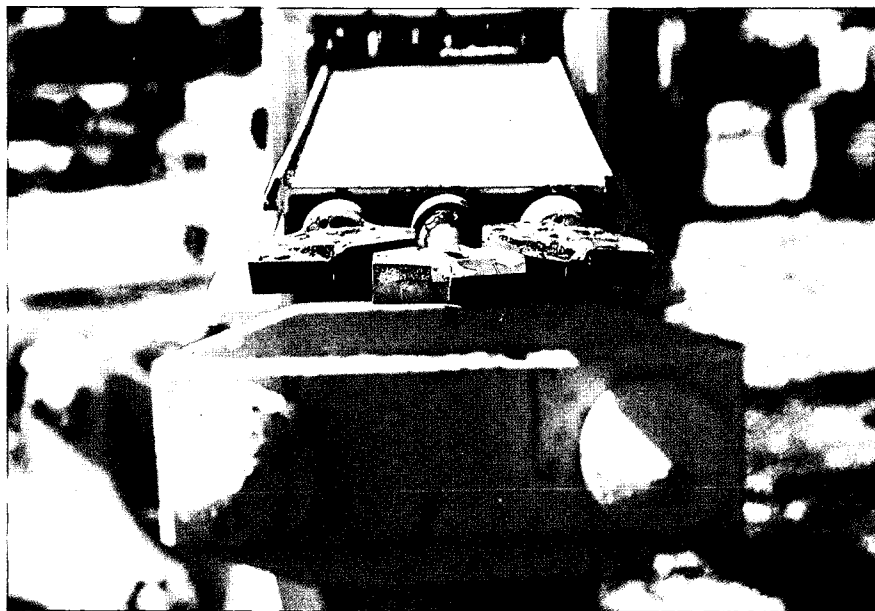


写真-5. 16 ビット先端状況 (マルチビットタイプ)



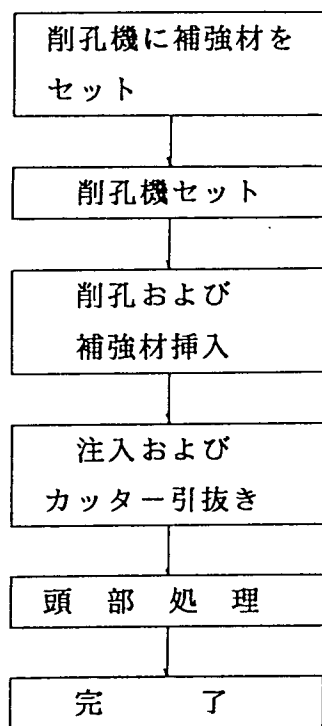
写真-5. 17 試験状況 (佐貫町)

5.3 施工方法

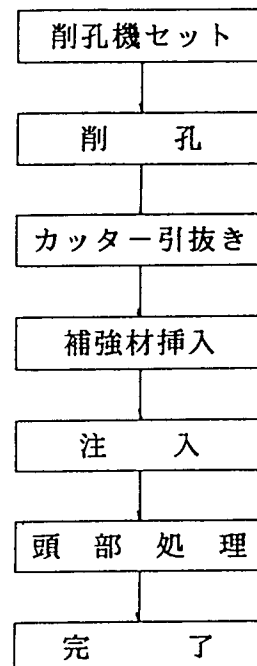
5.3.1 施工手順

帯状補強土工法の施工手順は、斜面が切土のり面か自然斜面かによっても変わり、現場の状況によっても異なってくる。図－5.5は切土のり面の施工手順の例である。切土のり面では通常切り取りながら補強材を挿入する段階的な施工となる。この例では、のり面を掘削し、補強材挿入、グラウト注入、頭部処理、のり表面保護工の順を繰り返しながら切り下がって施工される。開発された施工機械は3.5 m程度の高さまで削孔可能であるが、一回の掘削高さは地盤状況、施工中の安全性を考慮して決定される。

。崩壊性地盤に適用する手順



。自立性地盤に適用する手順



図－5.5 施工手順

補強材設置のための方法には地盤の状況によって2通り考えられる。1つは孔壁が自立しない崩壊性地盤の場合で、チェーンソーやマルチビットなどの削孔装置に補強材を搭載し、削孔と同時に補強材を地盤中に挿入し、補強材を孔内に残したまま注入しながら削孔装置を引抜く方式である。削孔完了後予め注入プラントで練り混ぜておいた注入材をグラウトポンプで圧送し、削孔装置を引抜き始める。この時の引抜き速度は地盤の性状によっても異なるが、基本的には注入速度に合わせて注入材の孔内上昇速度とほぼ同じとする。

もう1つの方法は孔壁が自立する非崩壊性の地盤に適用するもので削孔装置で削孔を先行させて行い、後に補強材を挿入、グラウト注入を行う方法である。

補強材力は地盤の変形にともなう生じるため、切土のり面の場合には掘削による応力解放などにもともなう初期の変形が発生する前に速やかに補強材の設置を行うことが重要である。また、補強材の挿入角は補強材に発生する引張力に大きな影響を及ぼすため、削孔位置や削孔角の精度には十分留意しなければならない。

グラウト注入に使用するプラントは、主にグラウトミキサー、グラウトポンプ、水槽、セメント架台からなり、標準的な配置を図-5.6に示す。

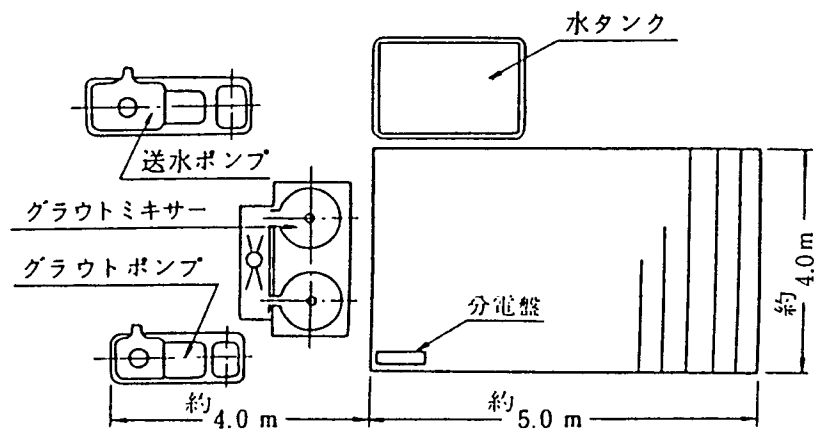


図-5.6 注入プラントの配置

主な使用機材は以下の通りである。

- ・グラウトポンプ：注入材を圧送するもので、一般にスクイズポンプを用いる。
- ・グラウトミキサー：注入材を攪拌、混練する。一般に高速ミキサーを用いる。
- ・水槽：注入材練り混ぜ水、ポンプ、ミキサー等洗浄水貯蔵。

表-5.6は野外実大載荷試験などで使用した注入材の配合の例である。

表-5.3 グラウト材の配合例

w / c	早強セメント	混和材 C S A #20	水
45%	1 1 6 9 kg	1 2 7 kg	5 8 4 ℓ

(1 m³当たり)

5.3.3 定着・頭部処理

補強材の定着および頭部処理の方法は、のり表面の保護工の種類によっても異なり次の方式が考えられる。

(1) L字型定着方式

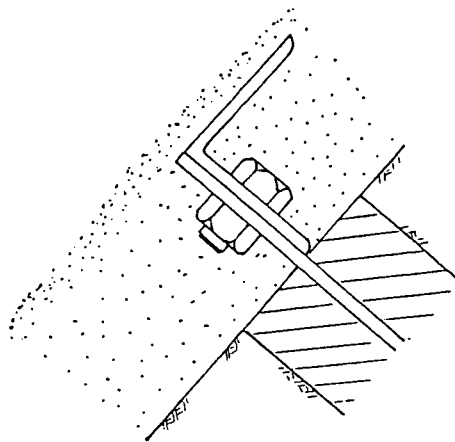
これは補強材自身の頭部をL字型に折り曲げたもので、吹付け工や張工などの表面保護工の中へ埋め込む方式である（図－5.7）。

(2) テンション型定着方式

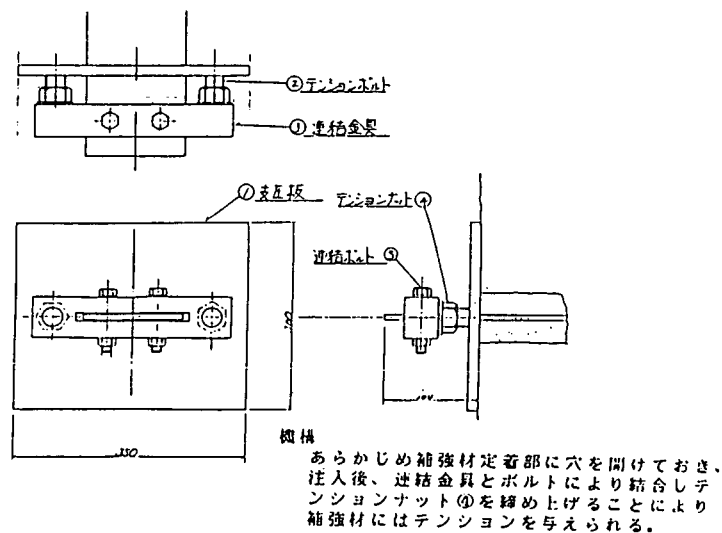
補強材頭部のナットを締めることにより補強材と地山との密着性を向上させるものである。アンカー工のように自由長部がないため、締付け力はプレートが地山に密着する程度にする（図－5.8，写真－5.18）。

(3) T字型定着方式

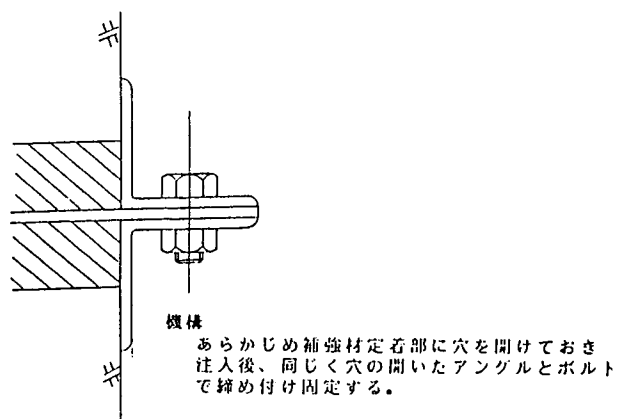
補強材を山型鋼で挟み固定する方式で、テンション方式より簡易なものである。頭部プレートを省略でき、締め付けることはできないものの補強材に引張応力が発生し始めると地山を抑える方向に機能する（図－5.9）。



図－5.7 L字型定着方式



図－5.8 テンション型定着方式



図－ 5.9 T字型定着方式



写真－ 5.18 テンション型定着方式の実施例

5.3.4 表面保護工

表面保護工は、のり表面の肌落ちや小崩落、風化を防止する目的で行われる。表面保護工にはさまざまな種類があるが、モルタル吹付け、コンクリート吹付け、のり粹工、張工などが用いられることが多い。短期的なりのり表面の安定が確保できない場合切土掘削後ただちに吹付けなどの表面保護工を行うこともある。

のり粹工と帯状補強土工法を併用し、補強材をのり粹工と連結して補強材間を拘束することにより地山との一体化を図ることも考えられる。

5.4 ま と め

施工法に関する本研究の結果をまとめると次のようである。

- ① 矩形断面の削孔が可能な削孔装置を搭載した施工機械を開発した。本機は高さ 3.5 m までの削孔が可能である。また、削孔、補強材挿入、グラウト材注入の一連の作業がこの施工機械でできる。
- ② 実地盤、崩壊性地盤を想定した盛土で削孔からグラウト材注入まで行い、補強体が計画通りに形成されていることを確認した。
- ③ 野外実大斜面載荷試験の際に、表面処理の工程を除いて実際の施工と同様な工程を実施し、施工可能なことを確認した。

<参考文献および引用文献>

第1章

- 1) 苗村, 小野寺, 嶋田, 岩佐: 鉄筋挿入工法の補強効果に関する実験的検討, 土木研究所資料, 1990.

第2章

- 2) 土質工学会編: 土質基礎工学ライブラリー29 補強土工法, 1986。

第3章

- 3) 参考文献2)。
- 4) Stocher, F., Korber, G.W., Gassler, G. and Gudehus, G.: Soil Nailing, C. R. Coll. Int. Reinforcement des Sols, Paris, 1979.
- 5) 龍岡, 浜田: 鉄筋による斜面の補強に関する室内実験 I ~ XI, 生産研究, 1984~1985.
- 6) 山内, 落合, 林, 田山, 野上, 藤崎, 古賀: 鉄筋による切土斜面の補強効果に関する実験研究 第1報 ~ 第10報, 第20~22回, 土質工学研究発表会, 1985~1987.
- 7) 吉松, 三井, 大浦, 船ヶ山: 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, 1988.
- 8) 吉松, 三井, 大浦, 船ヶ山: 鉄筋による斜面補強工法に関する研究, 土木研究所資料, 1988.
- 9) 見波, 嶋田, 嶋津: 大型一面せん断試験機による鉄筋補強土のせん断特性, 第22回土質工学研究発表会, 1987.
- 10) 峯岸, 見波, 嶋津: 補強材を配置した砂の一面せん断試験, 第23回土質工学研究発表会, 1988.
- 11) 峯岸, 小野寺, 嶋田: 補強材を配置した砂の一面せん断試験 (その2), 第24回土質工学研究発表会, 1989.
- 12) 参考文献1)。
- 13) Shen, C.K., Hermann, L.R., Romstad, K.M., Bang, S. and Denatale, J.S.: An In Situ Earth Reinforcement Lateral Support System, Department of Civil Engineering University of California, Davis Report No. 81-03, 1981.
- 14) 吉松, 西川, 大浦, 吉岡: 鉄筋挿入による斜面補強効果, 土木技術資料, 1989.
- 15) 吉松, 西川, 大浦, 吉岡: 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, 1990.

第4章

- 16) 参考文献2), pp32~33.
- 17) 参考文献9)。
- 18) 参考文献1)。
- 19) Jewell, R.A.: Some Effects of Reinforcement on Mechanical Behaviour of Soils, Ph.D. Thesis, Univ. of Cambridge, 1980.

- 20) Jewell, R.A. and Wroth, C.P. : Direct Shear Tests on Reinforced Sand, Geotechnique, vol. 37, 1987.
- 21) 参考文献 2) , PP 30.
- 22) 龍岡 : (文献抄録) 補強した砂の直接せん断試験, 土と基礎, pp 92~95, 1988.
- 23) 参考文献 1)。
- 24) 徳江, 梅津 : 補強土の強度・変形特性と補強材挿入角, 第16回土質工学研究発表会, 1981.
- 25) 徳江, 梅津 : 補強土の強度・変形特性と補強機構, 第36回土木学会年次講演集, 1981.
- 26) 佐藤, 落合, 林, 吉本 : 単純せん断による棒状補強材の効果に関する研究, 第22回土質工学研究発表会, 1987.
- 27) 平間, 鳥井原, 山本 : 土の補強効果に及ぼす鉄筋挿入方向の影響について, 第41回土木学会年次講演集, 1986.
- 28) 西川, 小野寺, 鈴木 : 帯状補強材を用いた補強土の大型一面せん断試験, 第18回日本道路会議, 1989.
- 29) 全国治水砂防協会 : 斜面崩壊防止工事の設計と実例, 1987.
- 30) 印南 : 鉄筋補強土工法の設計計算演習, 補強土工法研修会, (財) 全国建設研修センター, 1988.
- 31) 龍岡 : 補強土工法のメカニズムと設計法, 最近の土質・基礎に関する諸問題講習会講演資料, 土質工学会, 1988.