

鉄筋挿入による切土斜面の補強

Cut-slope Stability by Earth Reinforcement Technique

平野 孝行*
Takayuki Hirano

鳥居 雅之**
Masayuki Torii

藤井 利侑***
Toshiyuki Fujii

池田 久人****
Hisato Ikeda

林 謙介**
Kensuke Hayashi

塩月 知道*
Tomomichi shiotsuki

要

約

近年、新しい材料や工法による地盤改良工法の開発が盛んに行われている。鉄筋を用いた斜面の安定工法もその一つであり、補強土工法として土木施工法の一分野を確立しつつある。

本文では、土質工学的に体系化され始めた本工法の設計法についてその特徴と、数ある設計法の利用上の注意事項を整理するとともに国内外での2件の事例報告をする。掘削深さ11m、1分勾配の山留めに利用した国内事例では、掘削中の計測結果と、FEM解析結果の比較に重点を置き、変位および補強材軸力について良好な結果が得られたことを報告する。また、マサ土地帯における切土斜面へのトンネル坑口づけに際して、その周辺斜面の補強に利用した海外の事例では、設計手法と、施工概要について述べる。

目 次

- §1. はじめに
- §2. 鉄筋挿入による補強土工法
- §3. 施工事例-1
- §4. 施工事例-2
- §5. あとがき

§1. はじめに

土構造物の安定性を確保するために、これまで一般に行われてきた方法は、土構造物（盛土、切土）そのものや基礎地盤を強化したり、抗土圧構造物（擁壁等）を構築する方法であった。

これらの方法は、土そのものの強度や変形特性を変えることによって安定性を高めたり、剛性の高いコンクリ

ート等の構造物によって、半ば強制的に地盤の変形を抑制するものであり、言わば土が本来持つ強度・変形特性を積極的に利用するものではない。

これに対して、近年脚光を浴び、急速に普及し始めた工法に補強土工法とよばれる方法がある。これは、Table 1 に示すように、不織布や樹脂ネット、鉄筋等を用いて、土構造物、抗土圧構造物を構築するものである。土の圧縮・せん断・引張変形に対して追従できる材料を用い、土と補強材との相互作用によって、土塊が本来有する強度以上の抵抗を付与することを目的としている。土の強度を十分に引き出すための方策として補強材を利用する点が、本工法の基本理念であり、土が本来有する強度を積極的に活用しようという観点から、能動的な対応策といえることができる。

補強土工法は、古代ローマの軟弱地盤上の敷丸太工法による道路建設時や、我が国の奈良時代から現代に至るまで使用されている粗だ・竹材等による沼地の埋立て・盛土等に見ることができる。

このように、土中に補強材を入れることによって地盤

*土木設計部

**香港(支)工事部設計課

***土木設計部副課長

****東関東(支)習志野立体(作)

Table 1 補強土工法の分類

分 類	模 式 図	例
(A) 壁面をもつ盛土の補強工法		・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 ・ヨーク式盛土工法 ・多数アンカー式擁壁など
(B) 地盤・盛土の補強工法		・シート、ネットなどによる表層地盤処理工法 ・シート、ネットなどによる盛土補強工法
(C) 切土斜面、自然地山の補強工法		・鉄筋類挿入工法 ・網状鉄筋挿入（ルートパイル）工法など

強化を図る補強土工法は、それ自体、新しいものではない。しかし、近年、新しい材料の開発と補強メカニズムに対する土質力学の面からの研究が進められ、土木施工法の一分野としての立場が確立されてきているものである。

本報文では、Table 1 に示した補強土工法のうち、鉄筋挿入による切土斜面の補強土工法について概説し、併せて、国内外の施工事例について報告するものである。

§ 2. 鉄筋挿入による補強土工法

2-1 概要

鉄筋挿入による補強土工法は補強材としての鉄筋を地中に打設して、鉄筋がもつ引張力やせん断力を土に付与することによって、地山強度の弱点を補い、地盤と補強材とが個々に有する強度を相互に有効活用させて地山全体（切土面）の安定化を図る工法である。

本工法は、地山が本来有する強度を有効に活用することが基本であるため、掘削に伴う地山の緩みや、強度低下を極力抑える施工法としなくてはならない。このため、切土を一度に行わずに、段階的な切土と引き続いた切土面の補強を連続的に行うことを要求される。

現在までに考えられている補強効果の基本的な考え方には、補強領域にすべり面を考え、補強材の定着をすべり面外の安定な地山に行った後、補強材の引張力またはせん断力を期待する方法と、重力式擁壁のように補強領域が剛体化して土圧に抵抗すると考える2つの方法がある。補強材の引張力やせん断力に期待する前者の考え方は、従来から行われているアースアンカー工法と同じように土塊のすべり面外への定着力が必要となることから、必ずしも純粋な補強土工法とはいえないとする意見もある。

2-2 設計法の種類と概要

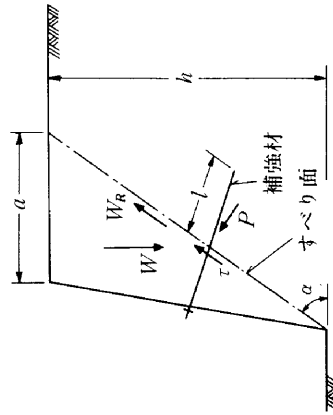
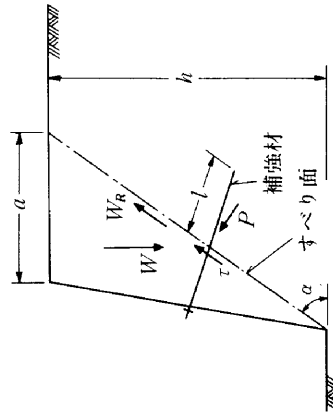
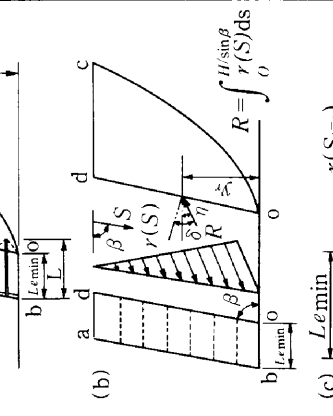
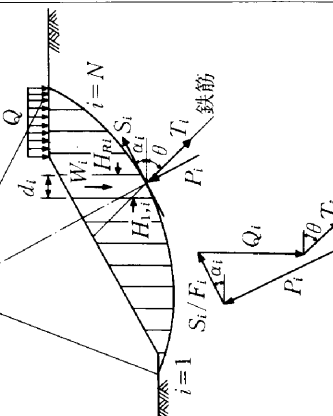
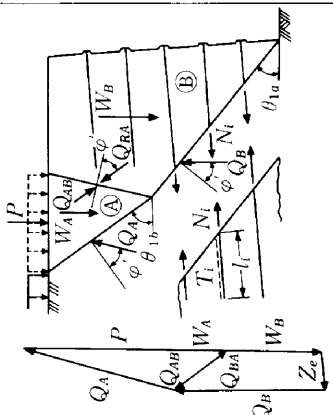
鉄筋挿入による補強土工法の設計手法には、現在までのところいわゆるオーソライズされた方法というのはまだない。ここでは、現在までに提案されている主な手法（Table 2）についてその概要を示すとともに、その利用方法の目安について概説する。

(1) 簡便法

日本道路公団がすべりブロックと基岩の一体化、もしくは不連続面を境界とした数層を一体化することを目的として、設計要領第一集参考資料8-2に示す手法である³⁾。

本手法は Table 2 (a)に示す土塊のすべりに対して、

Table 2 鉄筋挿入による補強土工法の主な設計法

	(a) 簡便法	(b) 仮想壁法	(c) 円弧すべり極限釣り合い法	(d) 複合すべり極限釣り合い法
仮定崩壊面と計算モデル 				
設計計算方法	$F_{S1} = \frac{\tau \eta + W_R}{Q}$ $F_{S2} = \frac{\pi \cdot D \cdot \tau_1 \cdot \ell}{P_0}$ F_{S1}: 補強材のせん断力に対する安全率 τ: 補強材のせん断力 η: 計算断面の補強材本数 Q: 土塊のすべり力 W_R: すべり抵抗力 F_{S2}: 補強材の引抜きに対する安全率 ℓ: 補強材の定着長 P_0: 補強材 1 本当りの必要定着力 D: 補強材の径 τ_1: 補強材周囲摩擦係数	$F_S = \frac{(R \cdot \sin \eta + W) \cdot \tan \phi + c \cdot L_e \cdot \min}{L_e \cdot \min}$ $L_e \cdot \min = L - \frac{\Delta H}{2} \cdot \tan \left(\frac{\pi - \phi}{4} \right)$ $\eta: \delta + \beta - \frac{\pi}{2}$ R: 擬似擁壁背面の土塊の不釣り合力 δ: 擬似擁壁背面の壁面摩擦角 β: 擬似擁壁背面の傾斜角 W: 擬似擁壁重量 ϕ: 土塊のせん断抵抗角 c: 土塊の粘着力 $L_e \cdot \min$: 仮想壁幅 L: クローンの主軸土圧に対する引抜耐力を確保するのに必要な補強材長さ ΔH: 補強材鉛直方向ピッチ	$F_S = \frac{M_R}{M_D}$ $M_R = R \sum_{i=1}^n [c \ell_i + T_i \cos(\alpha_i + \theta_i)] + \{ W_i \cos \alpha_i + T_i \sin(\alpha_i + \theta_i) \} \tan \phi$ $M_D = R \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i$ F_S: 安全率 M_R: 抵抗モーメント M_D: 回転モーメント R: すべり円弧の半径 W: 分割片の自重 α: 分割片底辺の傾き θ: 補強材挿入角度 ϕ: 地盤の内部摩擦角 T: すべり面に作用する単位の補強材引張り力 c: 地盤の粘着力 ℓ_i: 分割片のすべり円弧長	$F_S = \frac{\sum N_a}{Z_e}$ $N_a = \frac{\pi D \tau}{F_S}$ Z_e: 極限平衡状態における補強材方向の力 D: 削孔径 τ: 補強材周囲摩擦係数 F_S: 補強材の引抜きに対する安全率

補強材のせん断力と安定地山に対する補強材の定着力によって安定化を図る方法である。

この設計手法には、補強材の純せん断に期待していること、また、補強材の抜け出し方向と定着方向が一致しないことなどの問題点が含まれている。しかし、亀裂や節理あるいは層理の発達した岩盤のすべりのように単一すべりが形成される斜面の補強には、本手法のような補強材のせん断照査が必要になる場合もある。

(2) 仮想壁体法

現在までに経験的に実証されてきた設計方法であるといえる。この設計法の基本的な考え方は、Table 2 (b)に示すように補強領域は完全に一体化して重力式コンクリート擁壁のような挙動をするというものである。したがって、設計そのものは、仮想の一体化領域に対する滑動・転倒・支持力といった安定計算で照査することが基本となる。これと同時に、個々の鉄筋の抜け出しと地山の一体化の可能性についても照査が必要となる。

山本⁴⁾は、種々の模型実験の結果をもとに、Table 2 (b)のすべり線 boc を仮定した滑動に対する安定計算手法を示している。山本らは、支持力に対する検討の必要性は示しているものの、特に地盤が良い場合は省略も可能との判断をしている。また転倒に対する検討は全く不要であるとしており、この理由として、鉄筋で一体化された仮想壁体（山本らはこれを擬似擁壁と呼んでいる）は、土嚢を積み重ねた構造物と同じように壁体にモーメントを生じさせるような力が作用しても、これを上下のブロック間のせん断変形に変えてしまうことをあげている。

この設計方法の場合に大きく問題となるのが仮想壁体幅をどのように見積るかということである。山本らも、理論的には Table 2 (b)中 L_{emin} の式中 $\tan(\pi/4 - \phi/2)$ は $\tan(\pi/4 + \phi/2)$ でよいのではないかと考えられるものの、実験結果を考えれば Table 2 (b)中に示した式を用いるのが現状では安全側であるとしている。

(3) 円弧すべり極限釣り合い法

龍岡らは簡易 Bishop (ビショップ) 法を修正した円弧すべり極限釣り合い法によって力の釣り合いを解き、これによって安定性を照査する方法を示した上で、Table 2 (c)のように解析法を簡単にした分割法による設計手法を提案した¹⁾。

本手法の採用にあたって、特に留意すべき点は鉄筋の引張力 T_i の決定方法と、 T_i のすべり面法線方向分力をすべり面の摩擦抵抗分に付与している点である。鉄筋挿入による補強土工法の場合、アースアンカー工法と違ってプレストレスの導入が不可能なことから、後者の考え

方を取り入れることは危険側の要素をはらんでいることになる。龍岡らが、今後の研究成果を併せ考えることによって、十分な検討をしないといけないとする理由もこのあたりにあると考えられる。

(4) 複合すべり極限釣り合い法

Gudehus (グデウス) ら⁶⁾は補強土工法を施した切土背面への載荷実験の結果より、Table 2 (d)に示すような補強土塊のすべりを想定し、図中の θ_{10} , θ_{10} を変化させた極限釣り合い法によって力の釣り合いを解き、これによって安定性を照査する方法を示した。さらに Gudehus らは上界定理による極限解析を行って、想定したすべり面形状が解析的にも評価できることを示した。

本手法は補強土壁背面に外力が作用する場合には、実験的にも理論的にもほぼ妥当な結果を与えているようであるが、背面に外力が作用しないいわゆる土塊内部の内力問題に対してはまだ検討の余地があると考えられる。

本手法について、Gudehus らは補強材の配置を簡便に求めるための計算図表を提示している。Fig. 1 は彼らの示す計算図表の1例である。また、本手法は Bauer (パウアー) システムとして国内にも導入されている。このシステムでは部分安全係数による限界状態設計が行われているが、この部分安全係数のとらえ方について、国内では十分な検証が行われているとはいえず、過大な設計となることが多いようである。

(5) 設計手法の選定とその利用

今のところ、ここに示した四つの設計手法のどれを採用すべきかについての定説はない。奥原らは、想定される地山の崩壊パターンと土質に応じた設計手法の選定の目安として、Table 3 を示している¹⁾。

しかしながら、この表はあくまで一つの目安にすぎず、それぞれの設計方法に未解明な問題を多く内包している現状では補強土塊の内的・外的安定の照査を行うのみならず、数種の設計方法による照査を行って技術者としての総合判断を行う必要があると考える。

これまで述べてきたいくつかの解析手法の違いを知るために、一例として、Fig. 2 の補強土工法によって補強された切土断面について、仮想壁体法と複合すべり極限釣り合い法の2手法で安全率の計算を行ってみた。仮想壁体法の場合、仮想壁体幅2.20m、安全率は2.30となるのに対して、Fig. 1 を参考とした複合すべり極限釣り合い法の場合には安全率は1.22と非常に小さくなっている。これは後者の設計方法がひとえにすべり面外への定着によって安全性を議論していることによるものであり、従来のアースアンカー工法の域を脱しきれないといわれるゆえんである。しかし、この結果からだけで仮想

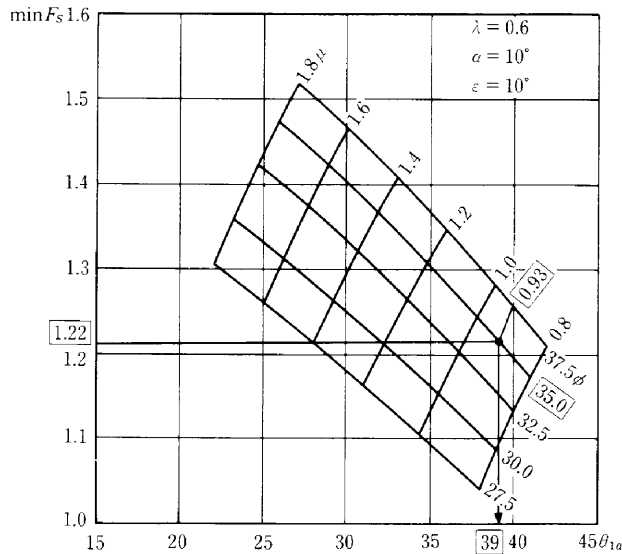


Fig.1 複合すべり極限釣り合い法による補強土工法設計計算図表⁶⁾

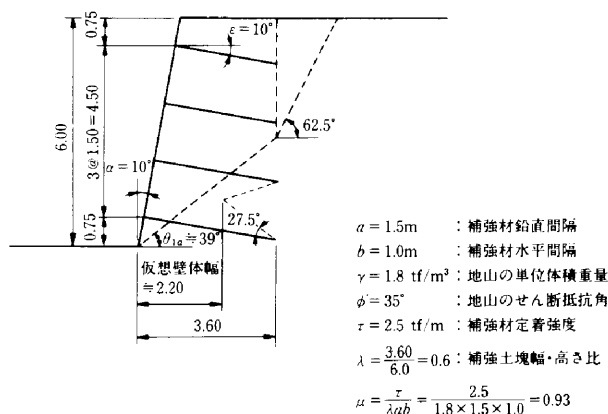


Fig.2 補強土工法設計例

Table 3 崩壊パターンと設計法¹⁾

崩壊パターン	運用設計法	土質
円弧すべりで近似される崩壊	円弧すべり極限釣り合い設計法	粘性土 緩い砂質土 崖錐
小規模な層すべりによる崩壊 岩盤の崩壊	簡便設計法	崖錐 風化岩 軟岩
土載荷重が作用した場合の崩壊	円弧すべり極限釣り合い設計法 複合すべり極限釣り合い設計法	締まった粘性土 締まった砂質土
のり高が8.0m以下で大きい円弧すべりがない場合	仮想壁体法 円弧すべり極限釣り合い設計法 複合すべり極限釣り合い設計法	比較的締まった粘性土 比較的締まった砂質土

壁体法を採用すると判断するのは早計であり、あくまで地山の自立性や地質年代、施工条件等を加味した工学的判断のもとで総合的に結論付けなくてはならない。

2-3 施工法の概要

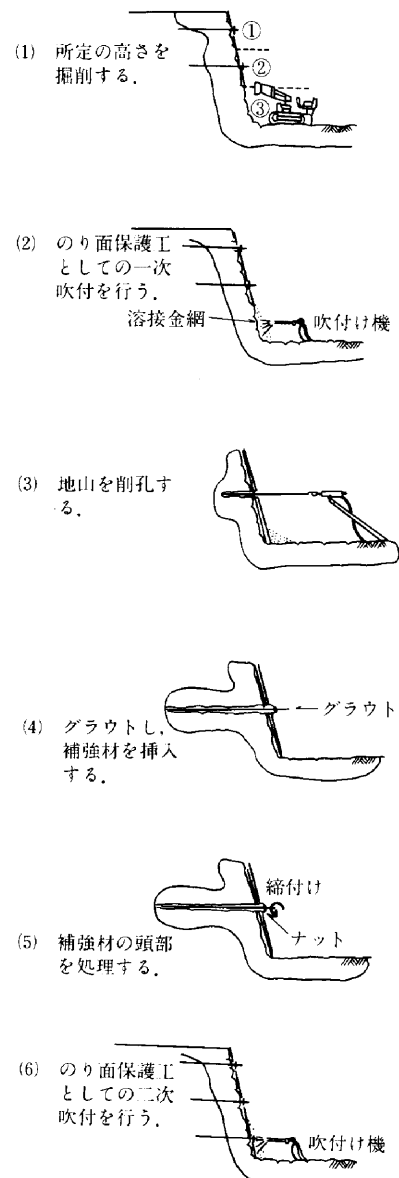


Fig.3 補強土工法の施工方法¹⁾

補強土工法とは、地山強度をいかに有効に活用できるかが重要な課題となる工法であることは先に述べた。このため、掘削に伴う地山の緩みや、強度低下を極力少なくするような施工法が要求される。このため、一般的には次のような手順で施工が行われる (Fig.3 参照)。①計画勾配で自立する高さを掘削する。②掘削直後に法面防護の意味で溶接金網をはり、一次吹付けを行う。③所定の高さにレッグドリル等で所定の長さを削孔する。④削孔した孔にグラウト材を注入し、補強材 (鉄筋) を挿入する。⑤プレートとナットで補強材頭部の処理を行う。⑥二次吹付けによって補強材 (鉄筋) と表面吹付けを一体化し、一段階の作業を終える。

一段階の掘削高さは地形・地質によって異なるが、施

工能率等を考慮した場合1.5m前後が一般的な値とされている。また、吹付厚さは、地質や構造物の耐用期間等によって異なるが、法面防護工で用いられている値を参考にして決定されている。

§ 3. 施工事例－1

3-1 地形・地質の概要

現場は千葉県市川市付近の下総台地に位置し、地下水位はGL-15m以深と深い。関東ローム (L_m) を最上位とし、以下常総粘土 (D_c)、成田砂層 (S_u , S_ℓ) と続いている。対象地盤の土質柱状図と掘削断面の関係を Fig. 4 に、また、設計に用いた土質定数を Table 4 に示す。

3-2 設計手法と施工断面

本施工例では、対象層がN値は低いものの、自立性の高いローム層や洪積の成田砂層であることから、設計手法として複合すべり極限釣り合い法と仮想壁体法の2種類を採用した。

設計の結果、補強材長さは仮想壁体法を用いた場合よりも50cm程度長い複合すべり極限釣り合い法によって決定された値を採用した。これは今回工事が掘削深さ11m、切土勾配1分の土砂地山の掘削工事であったため、過去の施工事例に乏しいことから安全側に対処したものである。

施工断面と掘削ステップの関係を Fig. 4 に示す。なお、施工手順は2-3施工法の概要に準じた。

3-3 動態観測

本工事は鉄筋挿入による土砂地山への補強土工法とし

Table 4 土質定数

	γ (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (deg.)	E (tf/m ²)
L_m , D_c	1.3	3.4	15	1000
S_u	1.7	0.0	35	2400
S_ℓ	1.7	0.0	35	4200

Table 5 計測項目と計測計器

計 測 項 目	計 測 機 器
地 表 面 変 位	地滑り計
	変位杭
内 空 変 位	スチールテープ
地 中 変 位	挿入式傾斜計
挿入鉄筋軸力	ロックボルト (歪ゲージ)
	センターホール荷重計

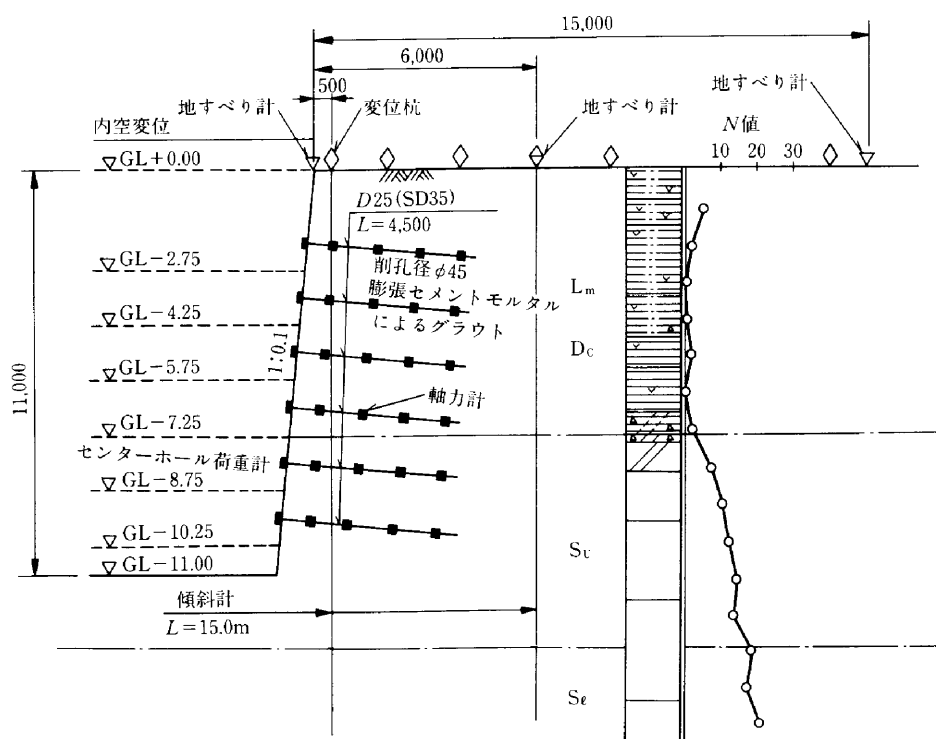


Fig.4 設計および計測断面

ては比較的大規模な工事であったため、工事の安全管理や設計法へのフィードバックを目的として計測管理を行った。計測項目と計測計器の配置をそれぞれ Table 5、Fig. 4 に示す。

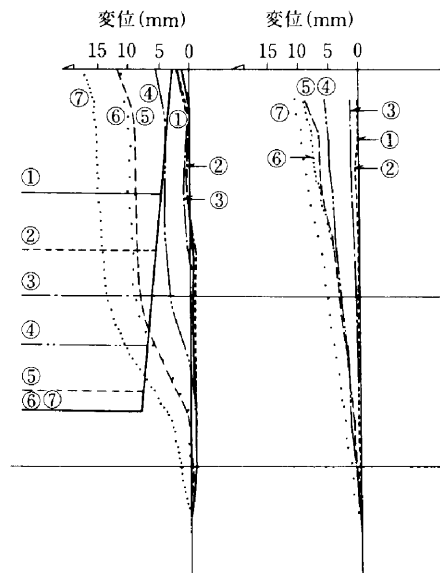
3-4 動態観測結果と数値解析結果

(1) 地中変位

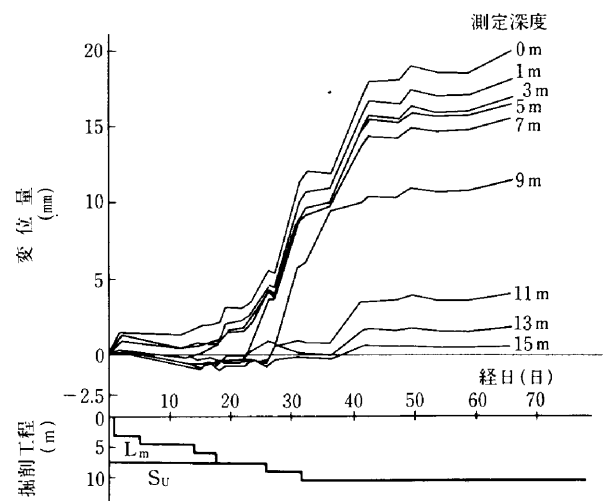
i) 計測結果

各段掘削終了時における地中変位の計測結果を Fig. 5 に示す。補強領域が水平の滑り出し変位を示し

ており、補強背面が前倒れ変位を示していることから、補強土塊が一体化したことがうかがえる。さらにその変位は、ローム層掘削中はほとんど出現せず、成田砂層の掘削に入ってから1ステップ毎に生じている。このことは Fig. 5 (b) から明かである。変位の出現は掘削直後のみ生じ、次段掘削までにはほぼ安定していることも読み取れる。なお、同図中33日以降の変位の急増は、補強土塊上部で躯体構築のために資機材搬入の目的で行ったトラッククレーン(20tf)等の重機

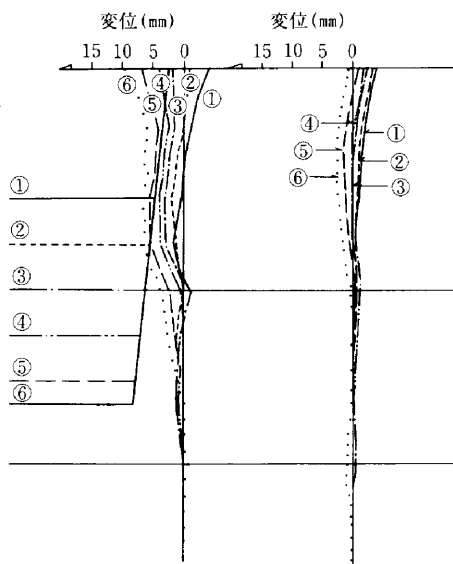


(a) 深度方向変位

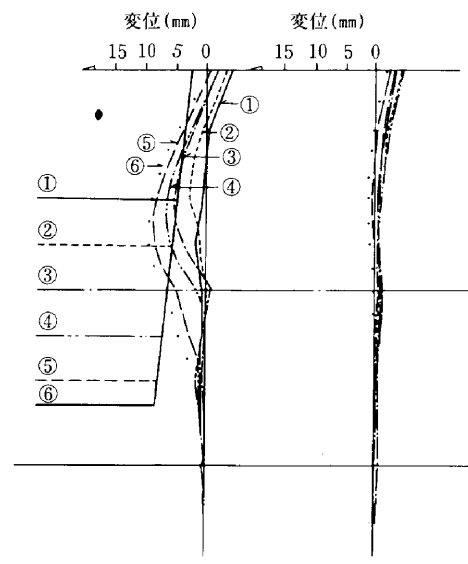


(b) 各深度における時系列変位

Fig.5 地中変位 (実測値)



(a) 補強材を考慮した場合



(b) 無補強の場合

Fig.6 地中変位 (解析値)

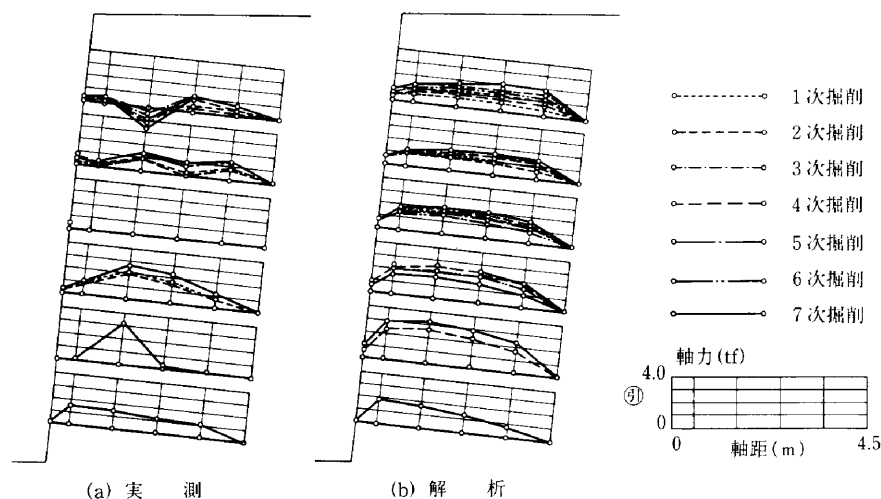


Fig.7 鉄筋軸力

施工の影響とみられる。

変位出現が、補強材挿入によって抑制されるのか、吹付けによって抑制されるのかは、この計測結果だけから明らかにすることはできないものの、筆者らは、数値解析に対するパラメトリック・スタディの結果や他の文献¹⁾等の実験結果から、早期吹付けが変位抑制に大きく影響しているものと考えられる。

ii) 数値解析結果との比較

数値解析は、線形弾性 FEM 解析を用いて行った。その際、地山掘削による解放力は、各段毎に掘削面に 100%発生するとしている。吹付コンクリートと補強材は、梁要素とし、地山要素と密着したモデルを採用している。現在各方面から発表される論文には、補強材と地山をジョイント要素でつなぐ例が多い。しかし、本解析では、補強材の抜け出しまでは対象とせず、あくまで弾性領域の問題としてとらえているため、密着モデルで検討することにした。検討の結果を Fig. 6 に示す。(a)は補強材を考慮した場合の図で、補強土塊内の変位は実測値の変位モードによく似ていることがわかる。変位の絶対値は、重機施工の影響がないと思われる値の 70%程度である。(b)は補強を行わない場合の結果であるが、壁面のはらみ出しが顕著な変位モードとなっている。(a)と(b)を比べると補強材による土塊の一体化の効果が変位モードによく現れていることがわかる。

(2) 鉄筋軸力

Fig. 7 には、鉄筋軸力と頭部荷重計の実測結果および数値解析結果を示す。軸力は補強鉄筋にはり付けた歪ゲージによって測定している。測定結果はボルト先端部でゼロに、また、鉄筋中間部で最大となる分布を示してい

る。頭部は、吹付コンクリートとの結合のため、1 tf 以下の軸力が発生しており、吹付コンクリートが、地山の拘束に関与している事実がはっきりする。実測値および解析結果とも、掘削の進行に伴って最大軸力の発現点がほとんど変化しないことも地山の拘束、ひいては一体化の事実を裏付けているといえる。この発現傾向は数値解析の結果にもはっきりと現れており、更にその絶対値も、ほぼ一致した値となっている。

(3) 地山の応力経路

地山の応力経路についての実測結果はないので、数値解析の結果によって、補強土と無補強土とを比較する。Fig. 8 に、数値解析の結果を示す。補強土塊の中間部について、要素を抽出し、その応力状態を掘削ステップに応じて表現してみた。GL-7.1m 以下の点(図中丸印より右の 3 本の線)が砂層の要素を示す。無補強の場合、明らかにせん断成分 q のみが卓越して破壊基準を超えるのに対して、補強された場合、せん断成分の発現が抑えられるだけでなく、拘束成分 p の増加もあいまって破壊基準を超えにくくなっている。

3-5 原設計との比較

実測結果に基づく変位モードから、補強土塊はほぼ水平に滑動していると考えられる。したがって、補強後の安定チェックは、山本らの言うように滑動の照査で十分な安全率が得られるようにしておけば、転倒に対する照査は不要であると考えられる。

これに対して、鉄筋軸力は、設計値が 7 tf 程度であるのに対し、実測結果は 2~3 tf 程度しかなく、設計値の 1/3 程度となっている。過大な安全性を有しているともいえるが、この原因は、掘削直後のある程度の変位による応力解放によって、その後挿入された鉄筋への軸力転嫁

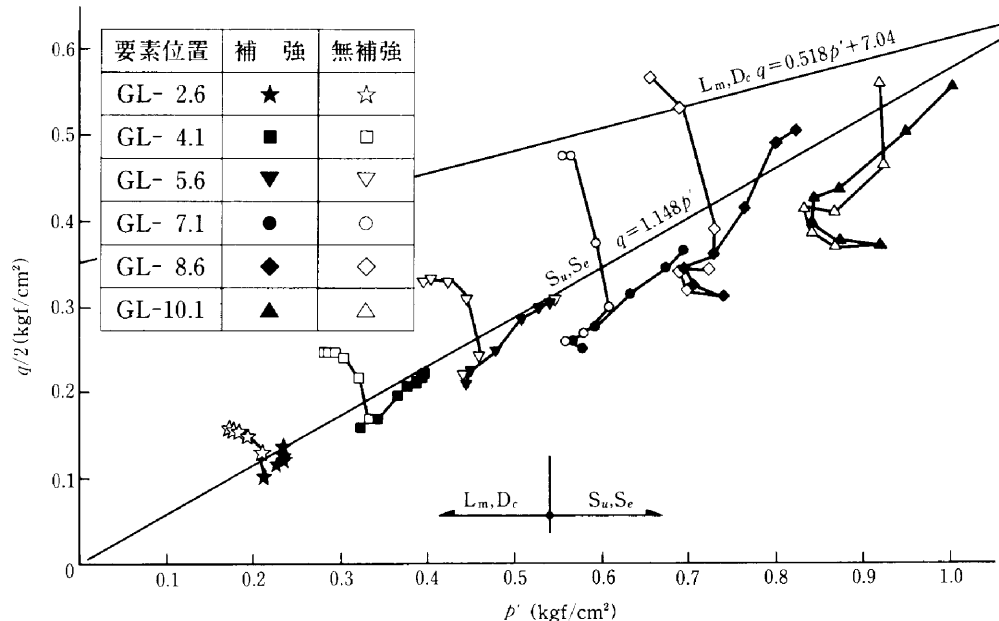


Fig.8 解析結果による地山応力経路

分が少なくなったものと考えている。

地山の変位を最小限に抑えようとすれば、早期に法面の吹付けやボルトの挿入が必要となり、地山の応力解放分が全て軸力に転嫁されることになると思われる。このため、今回の実測結果のみをもとに、鉄筋の軸力や定着力を低減できるとすることは時期尚早であると考えている。

§ 4. 施工事例－ 2

4－ 1 概要

本節は、香港・テーツケントンネルプロジェクトのうちダイヤモンドヒル坑口部にて、仮設切土法面の補強工として採用された鉄筋による補強土工法（以下ソイルネイル工法）の設計法と施工実績について概説するものである。

当工区のトンネル坑口付近の地質は、おおむね地表より数 m 厚の崩積土に引き続き、最終掘削盤以下まで層厚約 20m に及ぶ完全風化花崗岩 (C.D.G.層) から成っている。その坑口付け用切土掘削は、自然斜面に沿って上部より、1 割 5 分、8 分、5 分の勾配で高さはそれぞれ約 10m、7.5m、10.5m の合計 28m の合成切土斜面で計画された (Fig. 9 参照)。当該斜面を、香港の土工設計・施工規準⁹⁾に従って所定の安全率を得るために、最下段斜面 (5 分勾配) にソイルネイル工法の適用が計画された。

4－ 2 設計方法

現在までの香港におけるソイルネイル適用斜面の設計手法としては、ソイルネイルの効果により、切土法面のすべりの安全率を増加させるという手法が政府の土工事管理部門である Geotechnical Control Office (以下 G. C. O.) によって認められている。この設計手法によると、2－ 2 に示した仮想壁体法に比べ、ソイルネイルの全長が長くなるなど、多少不経済になることが予想された。しかし、香港でのソイルネイル工法導入の歴史の浅さ、また限られた工事設計工程の中で、香港では一般的ではない新設計法の妥当性、安全性を前述の G. C. O. に論証することが困難であることから、既に承認されていた設計手法を適用することに決めた。実際の設計に当たっては、当該トンネルの設計コンサルタントであり、香港でのソイルネイル工法の実績を持つ Maunsell Geotechnical Service Ltd. との共同設計という形で行った。

以下、設計法の詳細について報告する。

当該トンネル坑口に適用されたソイルネイルの設計手順は、以下①～⑤に示すとおりである (Fig. 10 参照)。当該設計手法の検討対象項目は、2－ 2 に分類される設計法のうちの、簡便法に同じであるが、項目①に説明するとおり検討すべり面の採用法および荷重の考え方等が異なる。

① 検討すべり面の決定と安全率

ソイルネイル挿入前の任意のすべり面に対する安全率を Janbu (ヤンブー) の分割法¹⁰⁾によって求め、以下③、④に述べる検討を行うためのすべり面を決

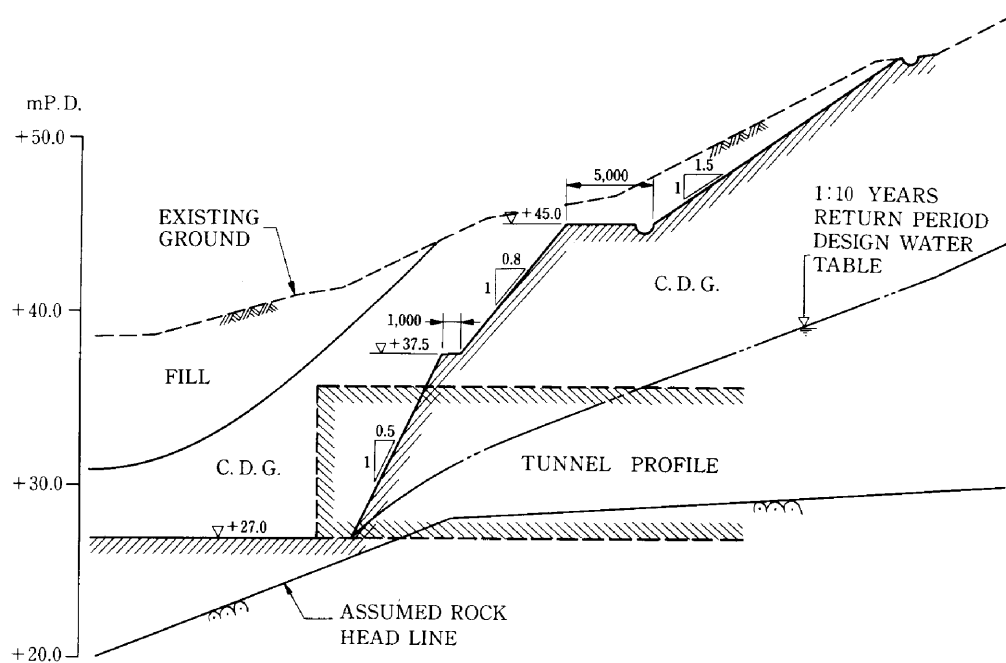


Fig.9 TATE'S CAIRN TUNNEL DIAMOND HILL PORTAL GEOLOGICAL PROFILE

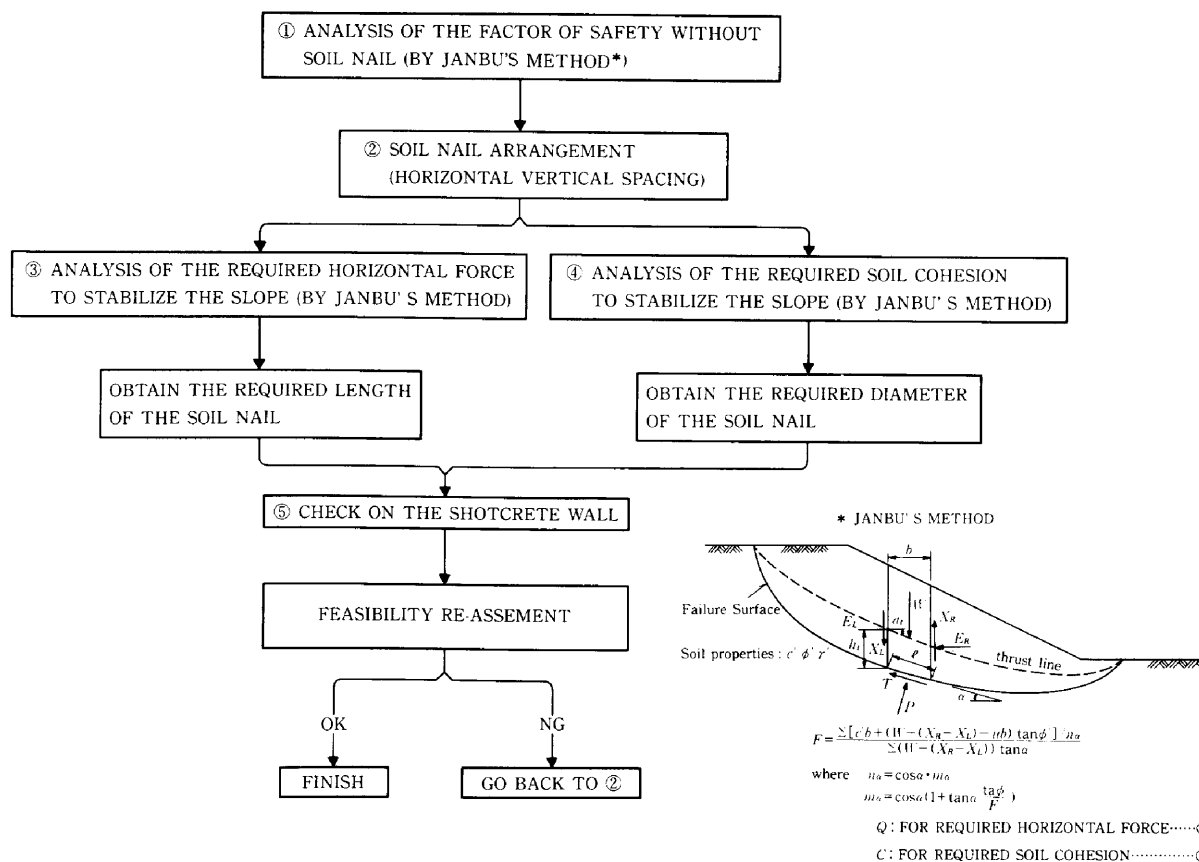


Fig.10 ANALYSIS FLOW DIAGRAM FOR SOIL NAIL DESIGN

定する (Fig. 10 参照)。

② ソイルネイルの水平、鉛直間隔の設定

③ ソイルネイルの定着長の検討

項目①で検討したすべり面が、所定の安全率を得られるような仮想水平抑止力を算定し、それを想定土圧分布および分担幅に従って、各段のソイルネイルに配分する。ソイルネイルの定着長は、すべり面外にあるソイルネイルのグラウト材と地山との付着ならびに摩擦による抵抗力が配分された水平抑止力に釣り合うように決定する。

④ ソイルネイルの径の検討

項目①で求められた最小安全率を与えるすべり面に対し所定の安全率が得られるような土の仮想粘着力を算定する。こうして求めた仮想粘着力のうちの不足分は、ソイルネイルのせん断抵抗力によって与えられるものとし、ソイルネイルの必要径を決定する。

⑤ 吹付コンクリートに対する検討

吹付コンクリートは、ソイルネイルによって支持される鉄筋コンクリート版として照査する。なお、その際の荷重としては、②によって求められるソイル

ネイル各段の支点反力による地盤反力とする。

上記③～⑤の検討を、種々のソイルネイル間隔に対して行い、経済性、施工性、信頼性の面から比較検討し、最終的に、ソイルネイルの水平、鉛直間隔を決定する。また、トンネル掘削部分については、ソイルネイルをトンネル断面外に配置して、一般断面と同様の検討を行った。検討の結果、ソイルネイルは Fig. 11～Fig. 13 に示すとおり異形棒鋼 Y-25 にて水平、鉛直間隔ともに、2 m で配置された。

4-3 施工実績

当該工事におけるソイルネイルは、Fig. 12 に示すとおりの、段階掘削に従って施工された。そのサイクルは、掘削→削孔→鉄筋挿入→グラウト→金網張り→コンクリート吹付け、で表され、ソイルネイルの延べ工程当たりの施工実績は、5.7本/日と記録された。

1989年1月現在、当現場は、Fig. 11 に示されるトンネル上半掘削用床付け盤 (+30mPD) まで掘削を完了し (ソイルネイル3段)、トンネル坑口付けの後、無事上半断面を掘削中である。

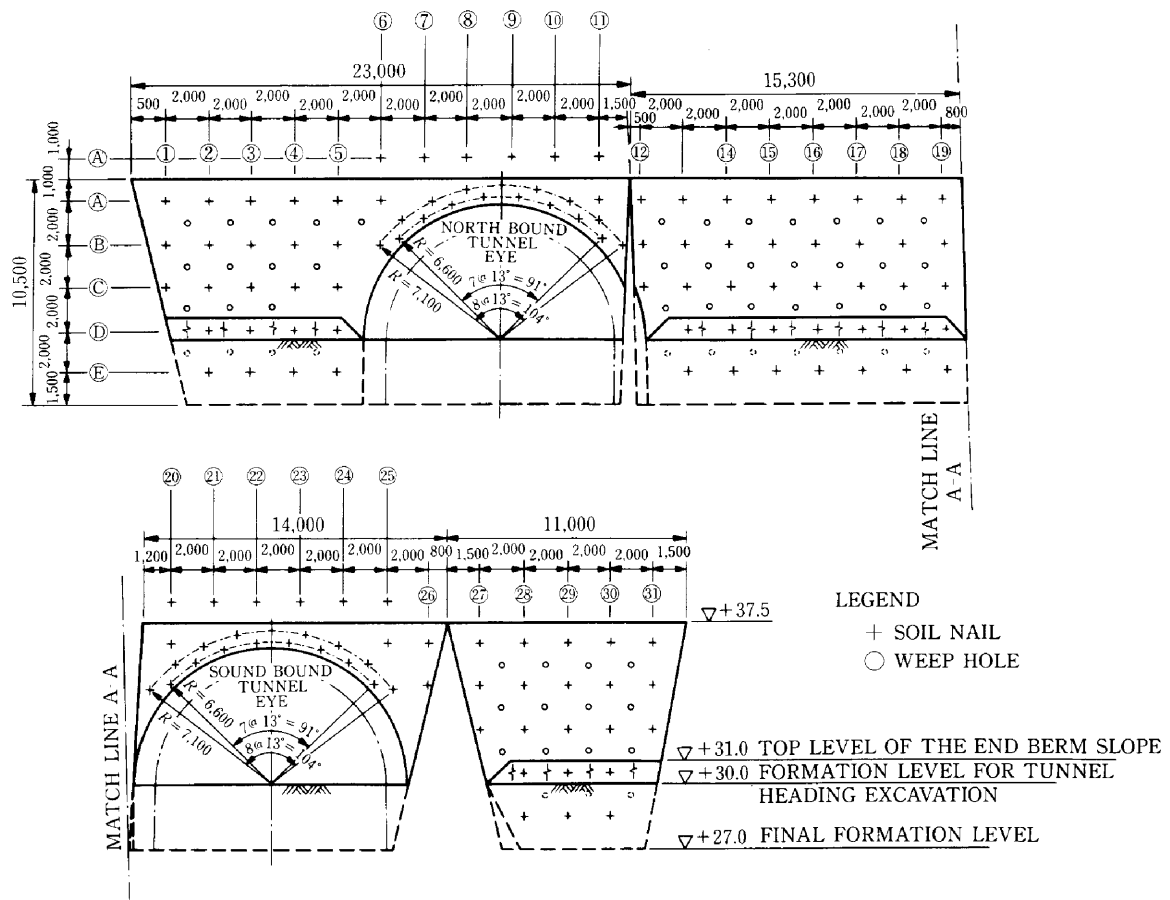
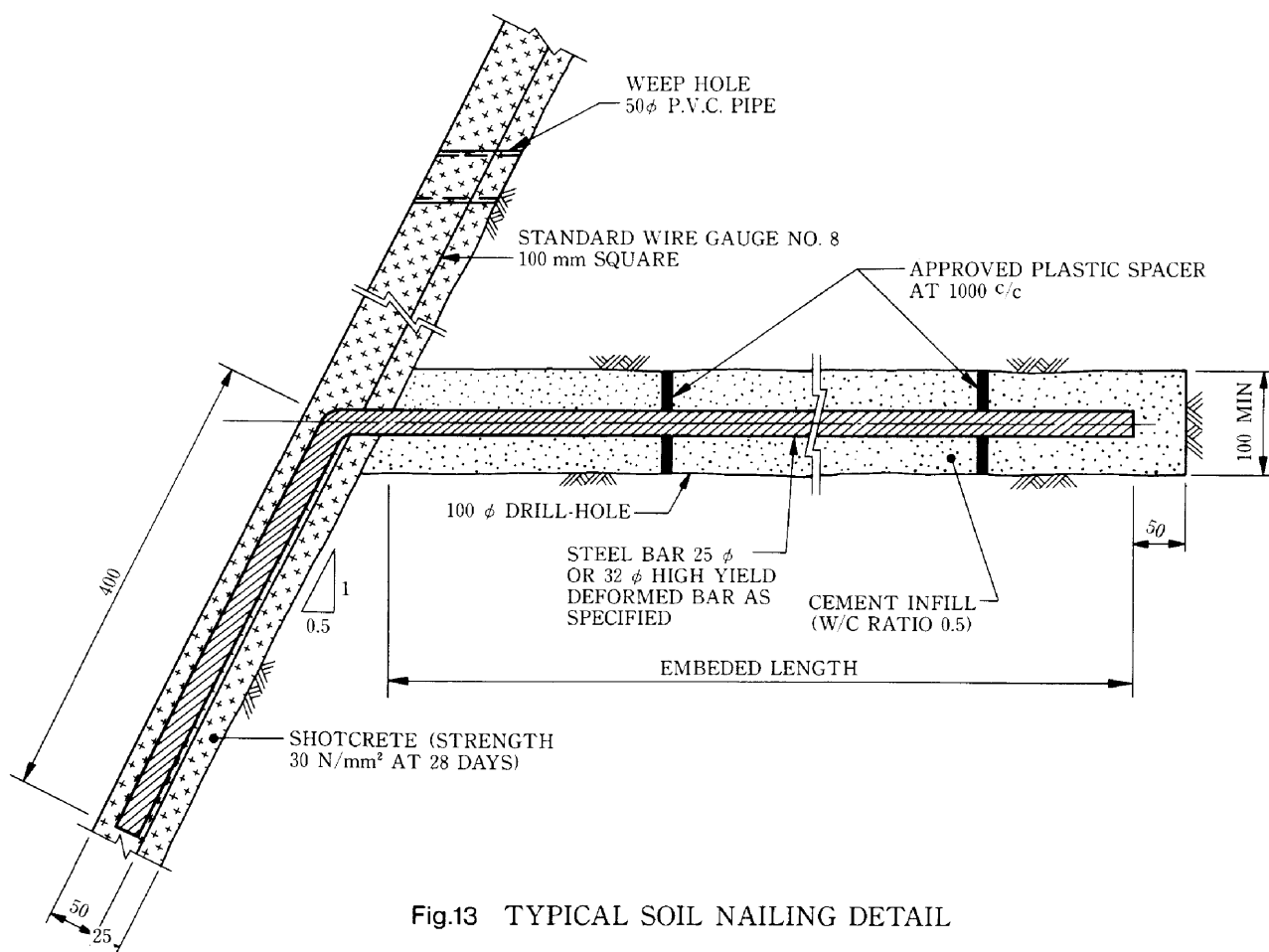
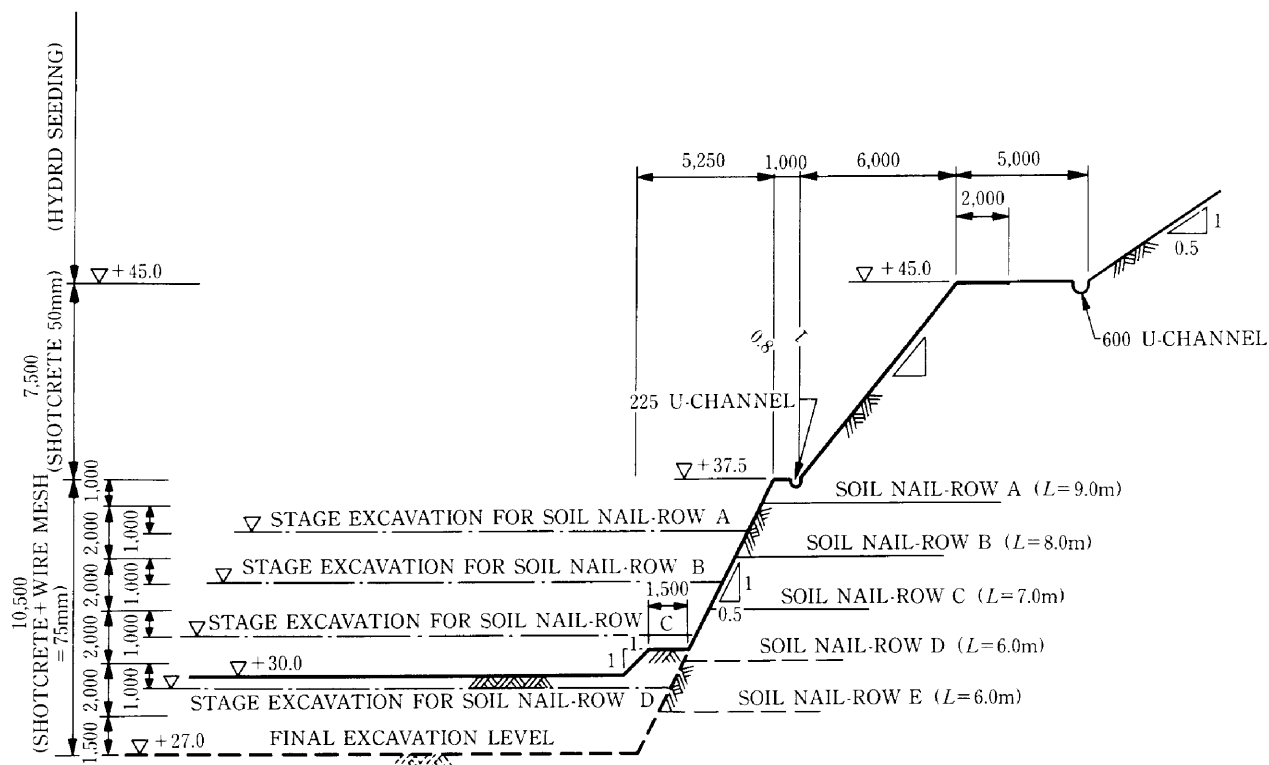


Fig.11 REINFORCED SLOPE WITH SOIL NAIL-ELEVATION



§ 5 . あとがき

本工法はこれまで現場実績だけが先行し、現在理論的な裏付けが急がれている状況である。しかし、現在の研究は、補強土塊に外力を加えて破壊させているものであり、切土面のような、地山の応力解放による自重破壊を忠実に表現した内力問題を扱っているものとはいえない。したがって、より経済的かつ安全な設計法・施工法の確立のためには、今回施工例－1で示したような実測データの蓄積とともに、解析手法や計算パラメータの精度向上のための一層の改良を心掛ることが必要と考えている。

参考文献

- 1) 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
- 2) 北村, 奥園, 山田, 佐野：鉄筋による斜面補強工の理論と実際, 土と基礎, Vol.35, No.11, pp.57～62, 1987
- 3) 日本道路公団：設計要領第一集 第一編土工, 1983
- 4) 西村, 山本：比較的短いロックボルトによる斜面安定のつり合い力, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp.163～164, 1985
- 5) 西村, 山本：比較的短いロックボルトを用いた切り取り斜面の安定について, 土木学会論文集, Vol.338, No.III－8, 1987
- 6) G. Gassler, G. Gudehus : Soil Nailing－Some Aspects of a New Technique, Proc. 10th ICSM-FE, Vol.3, pp.665～670, 1981
- 7) G. Gassler : Soil-Nailing－Theoretical basis and practical design, Proceedings of the International Geotechnical Symposium, Theory and Practice of Earth Reinforcement, pp.283～288, 1988
- 8) 平野, 藤井, 塩月：鉄筋挿入による補強土工法を用いた山留めの挙動, 第23回土質工学研究発表会講演概要集, pp.1735～1736, 1988.
- 9) Geotechnical Control Office : Geotechnical Manual for Slopes, pp.73～78
- 10) N. Janbu : Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis, Proc. European Conf. on Stability of Earth Slopes, Vol.3, pp. 43～49
- 11) D. A. Bruce and R. A. Jewell : Soil Nailing Application and Practice Part2, Ground Engineering, Jan., 1987