

# 垂直または急傾斜の切取り面の破壊機構と その経済的な土留工の研究

## STUDY ON THE FAILURE MECHANISM OF THE VERTICAL OR STEEP CUTTING FACE AND ON THE ECONOMICAL EARTH RETAINING METHOD

北原正一\*・上野正高\*\*・植松澄夫\*\*\*・大杉文哉\*\*\*\*  
By Shouichi KITAHARA, Masataka UENO, Sumio UEMATSU  
and Humiya OHSUGI

The new vertical earth cutting method (the N-VEC method) has been studied on the basis of the conception that the perfect sustaining of the failure zone caused by the excavation assures the stability of the whole cutting surface. The main supporting member in the N-VEC method are shotcrete with welded steel mesh and rockbolts.

Unlike the conventional design thought no sliding surface is postulated in the design of this new method and the stress condition in the ground obtained by the numerical calculation is mainly considered to evaluate the stability of the cutting ground.

FEM analysis is the main way of design to estimate the ground stress condition and the Mohr-Coulomb's failure hypothesis is adopted as the failure criterion. The new construction method was practically applied to the vertical cutting work 18.4 m in height in the district where the ground consisted of the Inagi sand stratum, very soft sand.

This paper deals with the basic concept of this new method, the way of numerical computer analysis and the practical construction works.

*Keywords* : earth cutting, rockbolt and shotcrete, field measurement

### 1. まえがき

断層や亀裂がすべり面となるような特殊な場合でなくおおむね均等とみなし得るような地質における垂直切取りのり面の安定をはかるのに、従来の土圧論や仮定したすべり面の安定をはかる考え方によらず、切取り面および壁面内部の応力分布を有限要素法等によって調べ、モール・クーロンの破壊基準に照らし、破壊領域を算定し、その領域を安定させるために、溶接金網で補強された吹付けコンクリートと早強モルタルを用いた全面接着のロックボルト等によって、近似的な拘束圧を与える方法を考えた。

東京都八王子市において、大部分が稲城砂層から成る高さ 18.4 m の垂直切取りに、長さ 5 m の全面接着ロックボルトと厚さ 10 cm の溶接金網入りの吹付けコンクリートを主とする土留工を採用し、工期的にも工費的にもきわめて優れていることを実証した。

本論文は、破壊機構の基本理念、破壊防止工の理論と

\* 正会員 工博 (株)熊谷組専務取締役  
(〒162 新宿区津久戸町 17-1)

\*\* 正会員 (株)熊谷組技術研究所第一技術部次長(同上)

\*\*\* (株)熊谷組技術研究所第一技術部(同上)

\*\*\*\* (株)久米建築事務所構造設計室課長  
(〒106 港区西麻布 1-13-11)

計算、および施工性、計測結果、変位等につき詳しく述べるものである。

### 2. 従来の垂直切取り部の土圧の考え方と土留工法

従来の考え方の1つは、切取り面の破壊を防ぐために地表面からの深さに比例した土圧に耐える設計とすることである。その土圧はポアソン比に基づく土圧係数  $K$ 、深さ  $h$ 、および地山の単位体積重量  $\gamma$  に比例した  $K\gamma h$  で表わされる(図-1)。この場合、土留工としては擁壁または、H鋼杭、矢板、腹起しおよび切ばり等が用いられる。

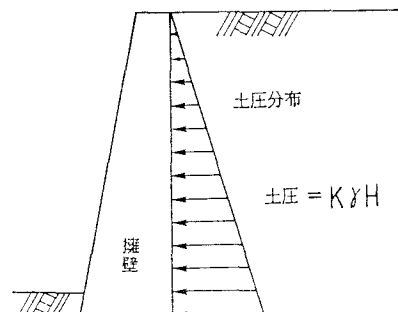


図-1 擁壁に作用する土圧分布

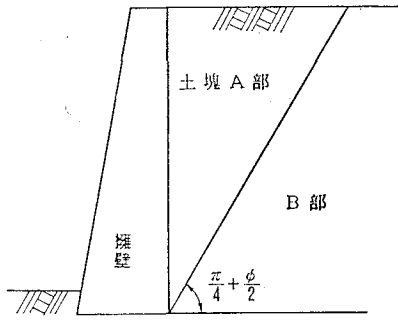


図-2 せん断破壊による仮想すべり面

もう1つの考え方は、図-2 に示すように、すべり面を仮定する方法である。モールの円の理論において、せん断破壊を生じる最も危険な面は、最大主応力面に対し  $\pi/4 + \phi/2$  の角度をもつと示されている。そのため垂直切取り面の安定に対し、図-2 に示すようなすべり面でせん断破壊が起こるものと仮定して、コンクリート擁壁等により土塊Aのすべり落ちを防ぐ方法や、あるいはアースアンカー等により三角土塊を安定したB部に圧着してA部の滑落を防ぐ方法がとられる。

### 3. モール・クーロンの破壊基準に基づく土の応力状態と土留工の概念

#### (1) 応力の考え方

図-3 において、A点が上部の土の自重によって外に変位するが、 $H$ が小さいうちは自立する。 $H$ が大きくなるにつれて変位は進み、ある高さ $H$ になると破壊する。その状態はおおむね土の一軸圧縮破壊といえ、図-4 のモール円-1 で示される。この破壊を防ぐためには図-3 のA点に拘束圧  $\sigma_c$  を与え、図-4 のモール円-2 の状態にするか、なんらかの工法により地山を改良し、粘着力  $C$  を  $C'$  に増大させることにより、モールの破壊包絡線を  $\tau' = C' + \sigma \tan \phi$  として、円-1 から離れた状態にする必要がある。

垂直に切り取った壁面Aでは、最小主応力  $\sigma_{Amin} = 0$  であり、B, C では  $\sigma_{Cmin} > \sigma_{Bmin} > 0$  である。模式

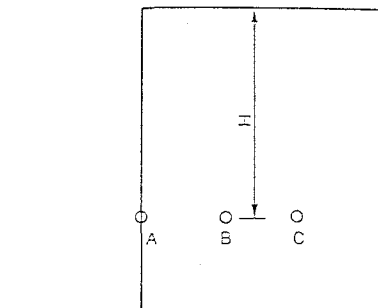


図-3 土圧の概念

図で描くとおおむね図-5 ようになる。垂直応力は最大主応力、水平応力は最小主応力となる。最大主応力がほぼ一定であるので、最大主応力と最小主応力の差が大きいほど安定度は小さい。逆にいえば、壁面より奥に行くほど安定度は高くなる。このような切取りでは、壁面

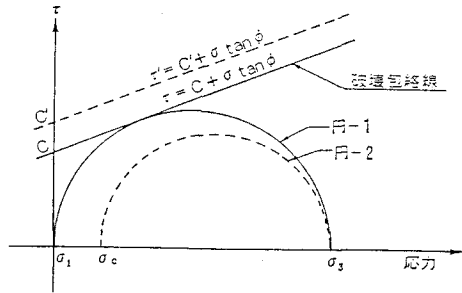


図-4 モール・クーロンの破壊条件

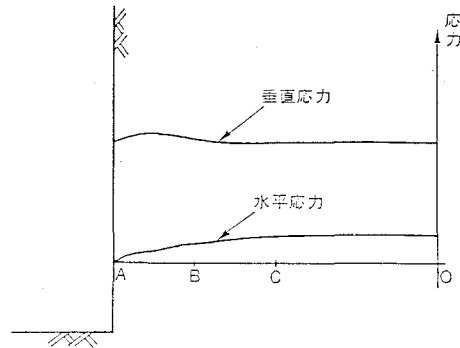


図-5 切取り面背後の応力分布

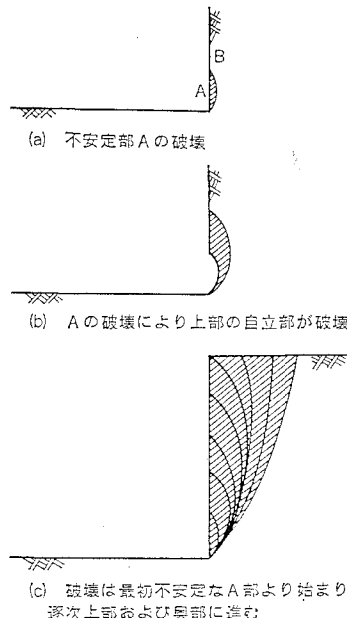


図-6 切取り部の破壊の進行図

から奥に入ったすべり面に仮定された点では、ほぼ同じ垂直応力を受けている壁面に近い部分より安定度が高い。図-6に示すように、壁面のAが破壊し崩落するとAの上部が崩壊し、続いてB部が破壊する。そして、壁面の破壊が続き、安定した斜面が形成されるまで破壊は進むと思われる。したがって、壁面に近い不安定な部分を安定させれば、全体が安定する。

(2) 土留工の考え方と方法

垂直な切り面壁面付近の破壊領域を安定化するためには壁面に拘束圧を与えるか、土の粘着力や内部摩擦角を大きくするか、あるいは、それらを複合して与えることにより、破壊包絡線にモール円が接しないようにすることが必要である。粘着力を増すためには、セメントや薬液の注入等が考えられるが、経済的で容易なのは全面接着型のロックボルトと溶接金網入りの吹付けコンクリート（以下、本文においては、それぞれロックボルト、吹付けコンクリートと略称する）により、壁面に拘束圧を与えることである。この場合、拘束圧は地山が支保完了時に生じる変形に対抗して生じるもので、いわば、受働土圧的な拘束圧である。

ロックボルトは、埋め込まれたモルタルを通して地山との間に付着応力を生じ、それが土の破壊、特に、壁面に平行に発生する割裂クラックの防止に貢献する。しかし、ロックボルトだけではその周辺の局部的な補強のみにとどまるので、吹付けコンクリートとの協調が不可欠となる。

直径 25 mm のロックボルトの引き抜き抵抗は地山の  $C, \phi$ , すなわち、固結の状態によって異なるが、一応 10 t (98 kN) 程度がボルトの弾性限度内の引張強度の目安となる。

ロックボルトの長さや間隔の決定は、十分な定着力とボルトに働く応力が 10 t (98 kN) 以下になるように配慮しつつ、有限要素法による解析と施工時の計測結果の両者をもとに総合的に判断し、地山に破壊領域が発生しないようなものとする。

有限要素法については次章で述べる。モール円が破壊包絡線に接しない範囲、すなわち、自立できる切り面高さは、降雨や凍結融解等の風化により崩壊するおそれがあるので、掘削後すみやかに吹付けコンクリートとロックボルトを施工する必要がある。一方、自立できない深さの施工に当たっては、浅い所では、1サイクルの切り面高さを 1~1.5 m 程度、掘削幅を 2 m 以下にする等小範囲の掘削に抑えれば、上部の既支保部、左右の既支保部、底部の未掘削部等のせん断抵抗により支保を施工する間の崩壊を抑えることが可能である。

しかし、粘着力が小さかったり、荷重が土の物性値に比べ大きかったりする場合は崩壊する。そのための1つ

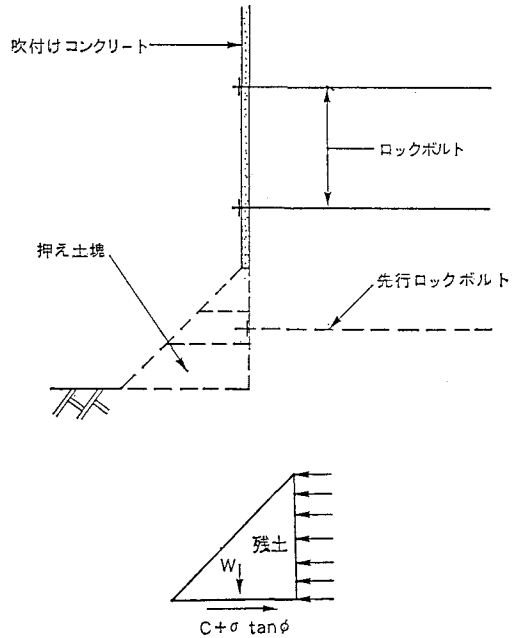


図-7 先行ロックボルト

の方法は、図-7のように、設計掘削断面の前に押え土塊を残しておき、ロックボルトを先行し、残土を取り除いた後ただちに溶接金網を掘削面に於て、ロックボルトに座金で堅結する。その後、ただちにコンクリートを吹付けその上からさらに座金を固定する。

深い掘削を行うときには、図-8に示すように事前にアースオーガー等で削孔された穴にモルタルで埋められたH鋼杭のごときもの（以下H杭と称す）を切り面背後に施工しておけば、掘削面の崩壊に抵抗し、あるいは崩壊を小範囲にとどめることができる。これは、トンネル工事のときに用いられる先行ループパイル等が壁面に

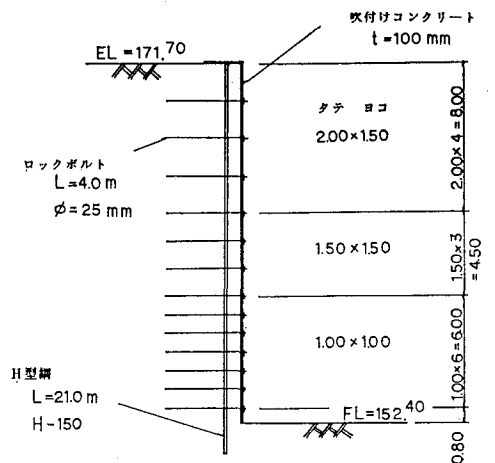


図-8 親杭 H 鋼杭

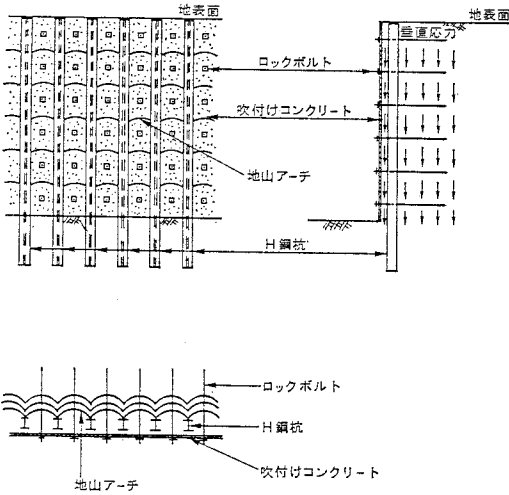


図-9 H鋼杭の効果

かかる土圧に抵抗する意味で類似しているが、主応力の方向にH杭が入っている点が異なっている。すなわち、施工中に新しい切取り面が掘削された際、微小な変位が生じるが、それと同時にH杭にはネガティブフリクションが働き、土圧の根源である土の垂直応力を減少させる働きが発生する。隣接するH杭の周辺コンクリートと土の粘着力および摩擦抵抗が杭を支点とする地山アーチを構成し(図-9)、切取り掘削面より上部の土の荷重のかなりの部分を杭が支持する。また、自由面の背後の水平部分でも、杭面背後の土圧を杭を支点とする水平地山アーチにより軽減する。もちろん水平土圧に対する杭のせん断抵抗も土圧の軽減に大きな役割を果たす。すなわち、切取り壁背面にあらかじめモルタル等で埋め込んだH鋼等の杭は、切取り掘削に伴い生じる自由面背後の垂直応力の軽減に役立ち切取り面の崩壊防止に貢献する。また、地盤の沈下、変位の減少にも大いに役立つものである。

本工法は、地山としての構造物を、破壊領域が発生しないように制御して安定させる工法であり、解析と計測結果によって管理する、いわゆる観測工法の一つである。そのために、変位計測により地中のひずみの状態を把握し、地山固有の限界ひずみ値を超えそうな場合は、増しボルトや増し吹付け等で対処する。また、ロックボルト軸力計測により、軸力が常に引抜き耐力および弾性限界以下になるよう管理する。

#### 4. 有限要素法による解析と設計

設計方法は、従来の、あらかじめ円弧すべり面を仮定しておいて、その円弧すべりを生じさせないように支保を設計する方法とは異なっている。

解析は、有限要素法を用いて、切取り斜面の安定を二次元平面ひずみ問題として、弾性解析を行う。設計は、

地山を三角形および四角形の要素で解析領域を分割する。それぞれの要素には地山物性値が入力される。ロックボルトは軸力のみを受ける棒部材、吹付けコンクリートおよびH杭は軸力と曲げの両方を受けるはり部材として取り扱い、三角形および四角形の要素で構成される全体剛性方程式に組み込んで地山と支保工が一体となって挙動する条件で解かれる。各要素の節点変位と応力が求められ、モール・クーロンの破壊条件式によって降伏の判定を行い破壊領域と安全度をチェックする。

掘削面は、支保工によって変位が拘束されるので変位は減少する。十分な支保が得られるときはその拘束効果により地山は三軸の応力状態になり、一軸の応力状態に比べて最大主応力と最小主応力の差が小さくなるため安定する。もし、掘削面の近傍において弾性限度内に地山の応力状態が保たれるならば、破壊はいずれの箇所にも生じず、当然円弧すべりのような破壊形態は生じないものと考えられる。

地山が無支保の状態で垂直切取り高さを増加させれば掘削面には局部的に円弧すべりに似た形状の破壊領域が形成される。もしこのままで放置した場合には、逐次破壊により破壊の領域が拡大され、最終的には円弧すべりに似た形状になるものと判断される。

例として、垂直切取り高さ 12m の場合の数値解析例を示す。地山の物性値としては、粘着力  $C=4.0 \text{ t/m}^2$  (39.2 kPa)、内部摩擦角  $\phi=25^\circ$  として解析している。無支保の場合には図-10 (a) に示すような部分に破壊領域が生じる。破壊の安全率の基準は、破壊限界のモール円の半径と実際のモール円の半径の比で表示する。

$$SF = \frac{2C \cdot \cos \phi - 2\sigma_3 \cdot \sin \phi}{(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot (1 - \sin \phi)} \dots\dots\dots (1)$$

ただし、SF：モール・クーロンによる破壊基準に対する安全率

- C：地山の粘着力
- $\phi$ ：地山の内部摩擦角
- $\sigma_1$ ：地山の主応力
- $\sigma_3$ ：地山の拘束応力

無支保の掘削状態に対してロックボルト（破壊領域を十分にカバーできるように長さ 6m、ロックボルト間隔 1m）、および吹付けコンクリート、H杭で地山に拘束力を与えると、破壊に対する安全率が図-10 (b) に示すようにいずれも 1 以上になる。すなわち、無支保の場合には地山が崩壊する領域ができたのに対して、支保した場合には破壊領域が生じないことが理解できる。

切取り高さが非常に大きく、図-11 (a) に示されるように切取り面底部にも破壊領域が計算される場合には、先行ロックボルトやH杭工法のほかに、先行の斜めロックボルトと垂直ロックボルト等の工法(図-11 (b))が

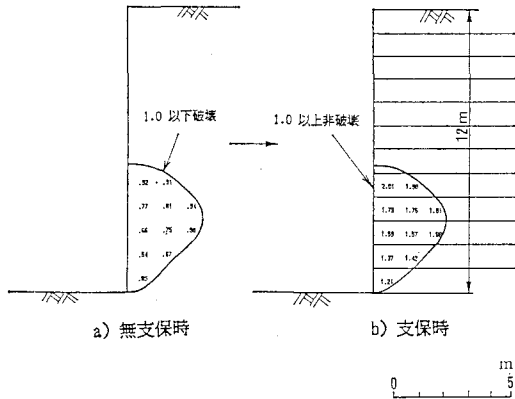


図-10 破壊領域の変化

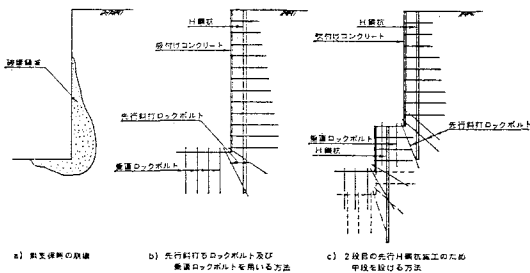


図-11 切り高さの大きい場合

必要となる。二段目の先行H杭の施工のため切り面に中段を設ける方法(図-11(c))や、セメント等の薬液注入により地山を改良する方法等が考えられる。もちろん、それらの工法の複合体が必要な場合もある。

これらの考え方と設計法は、膨張性地山におけるトンネルの支保の場合と同一のものと著者らは考えている。

### 5. 実施例

設計および施工の実際を八王子市東京工科大学の6号館の根切りを例に説明する。

現地は稲城砂層で、周辺地質調査から判断して粘着力  $C=0.31\sim 0.9 \text{ kg/cm}^2$  ( $30.4\sim 92.1 \text{ kPa}$ )、内部摩擦角  $\phi=25^\circ$  と推定された。施工規模は、最大高さ  $H=19\text{m}$ 、のり面積  $A=900 \text{ m}^2$  である。

有限要素法を用いて解析を行った。地山は三角形要素、ロックボルトははり要素でモデル化した。また、ロックボルトによる効果のみを把握するため、吹付けコンクリートおよびH杭は考慮しなかった。

まず、無支保時の解析を行った。図-12に応力状態を示す。■の部分モーメントの応力円において破壊包絡線を越す部分、すなわち、破壊する部分である。また、最大壁面水平変位は、天端より13.3m地点で、66cmであった。

次に、全面接着のロックボルトをこの破壊部分をカバーするように4mの長さで深さ2mごとに設置するものとして解析を行った。図-13に示すように破壊は生

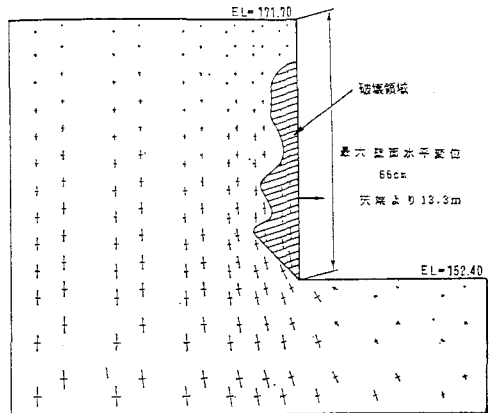


図-12 応力状態(無支保)

じない結果が得られた。最大壁面変位は、天端より17.3m地点で4.1cmであった。ロックボルトの軸力は、図-14に示すように最大で5.37t(52.6kN)であった。

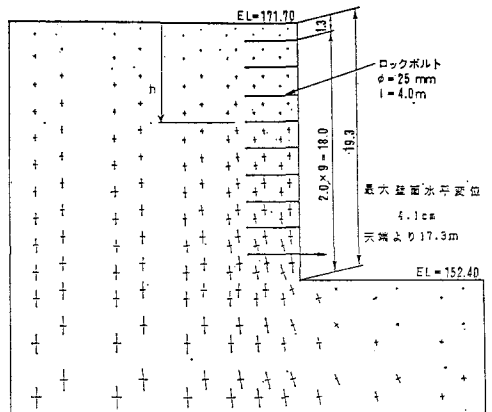


図-13 応力状態(ロックボルト)

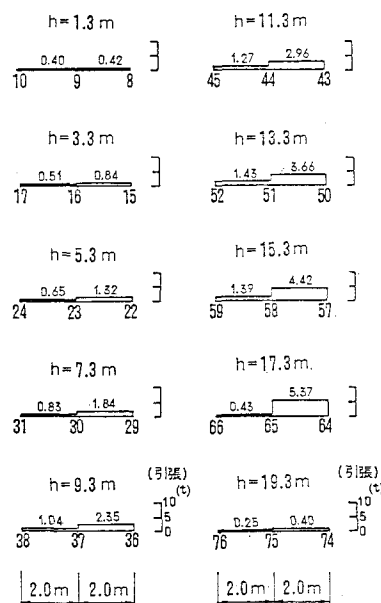


図-14 ロックボルト軸力図

しかし、ロックボルトは壁面では点であり壁面のほとんどの部分の最小主応力は0であるため、壁面全体に拘束圧を与えて最小主応力を増大させて破壊を防ぐために厚さ10cmの金網(φ6×100×100)入り吹付けコンクリートを行うことにした。

また、ロックボルトは、ロックボルト間のゆるみにより増加する土圧を考慮して、上部で3m<sup>2</sup>に1本、中間部で2.25m<sup>2</sup>に1本、下部で1m<sup>2</sup>に1本打設することにした。また、施工時の安全を考慮して、最大高さの中央部12m間は、壁面後方1mの部分に2.0m間隔でH-150のH杭をあらかじめ埋め込むこととした。図-15に基本設計を示す。

施工は1サイクルを次のようにして進めた。1回の切取り高さをロックボルト間隔とし、荒掘削のあと人力によるのり面整形を行い、ただちに金網をセット、排水対策後吹付けコンクリート(湿式)を施工、その後アースオーガーにてボルト穴を削孔後、モルタルによる全面接着式ロックボルトを打設定着した。

施工は、6~7月の梅雨時でたび重なる豪雨に遭遇し稲城砂層特有の流砂現象により部分的な小崩壊が起こったため(写真-1)、押え盛土により仮押えした後長さ5mのロックボルトを増し打ちして対処した。その後は小破壊を未然に防ぐため、1回当たりの切取り面積を小さくし、また、部分的には押え土塊を残して掘削し、ロックボルトを先打ちすることにより慎重に施工を進めた。その後、下部に土丹層が出現したため、その部分は

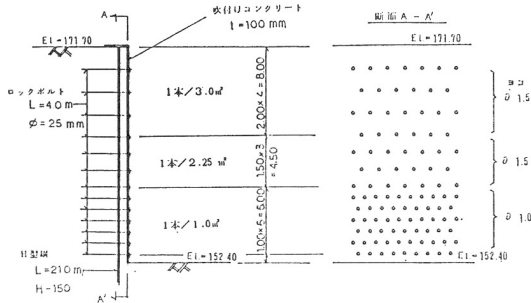


図-15 基本設計

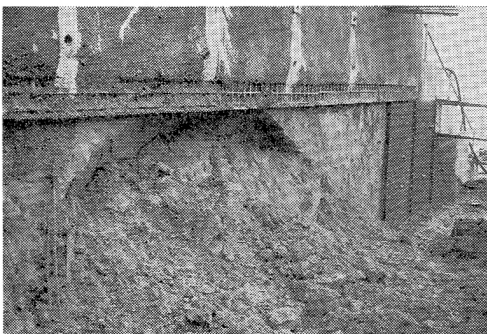


写真-1 部分的な小崩壊

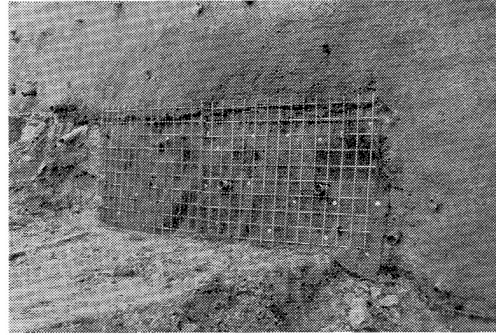


写真-2 排水対策

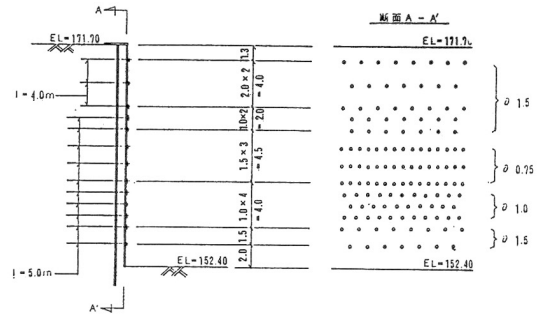


図-16 最終設計

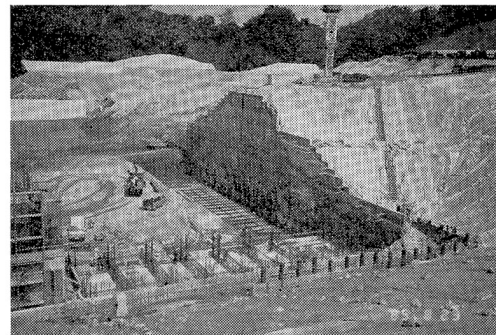


写真-3 完成

ロックボルトの間隔を広げた。なお、地形および地下水の状況からディープウェルなどは用いず、部分的な湧水に対して、濾過膜と塩ビ管で集水排水した(写真-2)。図-16に最終設計図を示す。

## 6. 計測結果と考察

計測は図-17に示すような配置計画で行った。地中変位計は長さ $L=10$ mを1か所、 $L=15$ mを2か所、またロックボルトの軸力計は $L=5$ mを4本、 $L=4$ mを2本設置した。

地中変位測定は地山内のひずみをできるだけ弾性限度内に抑えようとする施工管理に有効であった。

施工前の管理基準値としては、地山の破壊のひずみを0.5~2%程度の範囲内であるものとして、ロックボルト

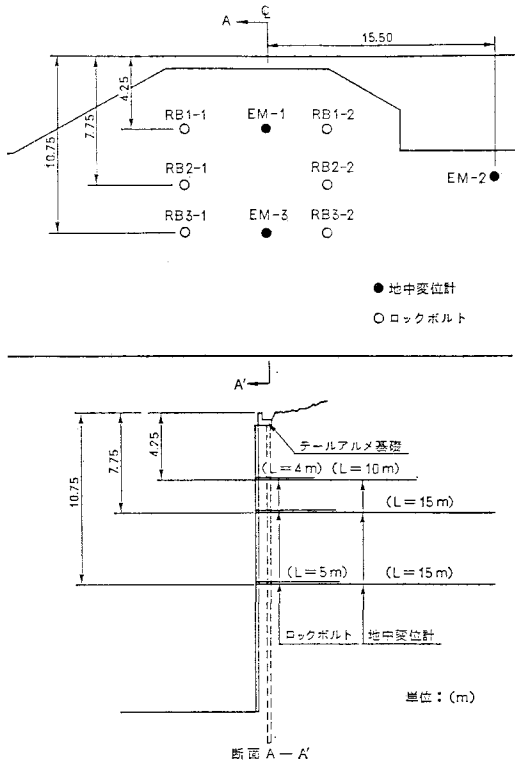


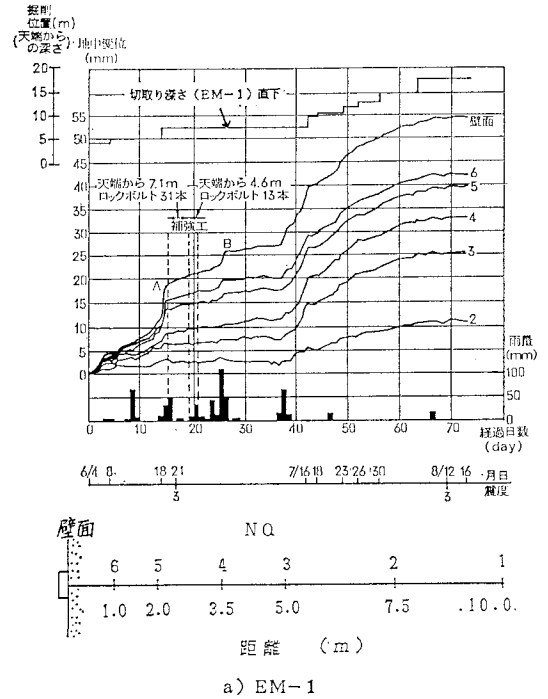
図-17 計測配置計画

長の約半分以内を0.5%に抑えることを管理目標値に設定した。また、測定箇所(地中変位計 EM-1)の壁面の変位量は解析結果から23mmであることが推定された。

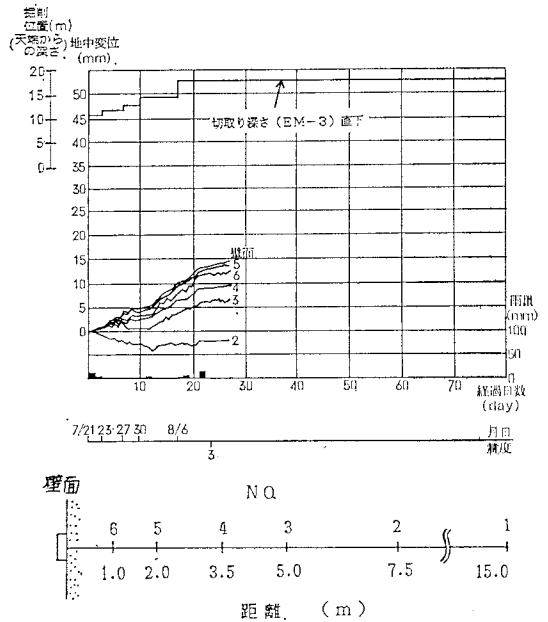
地中変位測定の実測結果は、図-18に示してあるが、地中変位計設置後2週間の時点で約50mm/日の降雨があった(図-18A点)。その影響で施工途中ですでに解析結果を大きく上回る結果が予想された。

そこで、これらの結果を総合的に判断して施工法の見直しおよびロックボルトの配置と長さを変更することにした。すなわち、ロックボルトの配置を倍の密度(1本/1.5m<sup>2</sup>)、ボルト長を4mから5mに変更した(図-16)。また、地下水の低下をはかるために、両側の低い部分を先に掘削するなど、きめ細かな施工を行うこととした。この時点ですでに7m程度切り下がっていたので補強ロックボルト用の足場を組んでロックボルトで既施工部の壁面を補強した。補強は6月20日~25日の間に行われた。これらの対策によって変位速度を低下させることができ、特に、100mm/日を超す降雨(6月末、図-18B点)をはじめ、梅雨時の集中豪雨に対し、以前ほどの大きな影響を受けず、また、偶然遭遇した震度3を含む地震の影響もほとんど受けることなく施工できた。

図-19は施工中、図-20は最終のEM-1によるひずみ分布を示しており、おおむね当初設定した管理目標値内に変位を抑えることができた。なお、この点(深さ



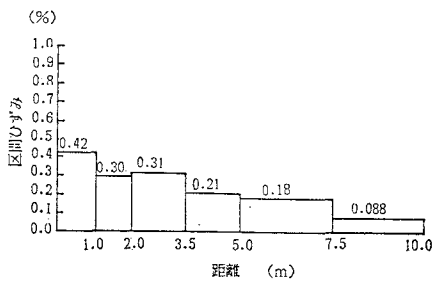
a) EM-1



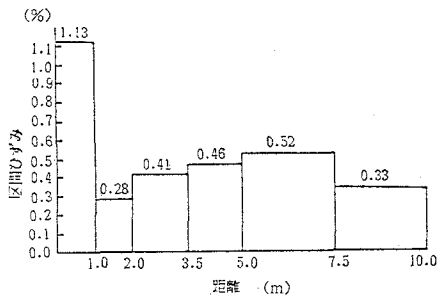
b) EM-3  
図-18 地中変位測定結果(絶対変位)

4.25m)の最終壁面の水平変位は55mmであった。また、深さ10.75m地点のEM-3による最終壁面水平変位は15mm程度であり、管理値内に入っていると考えられる。

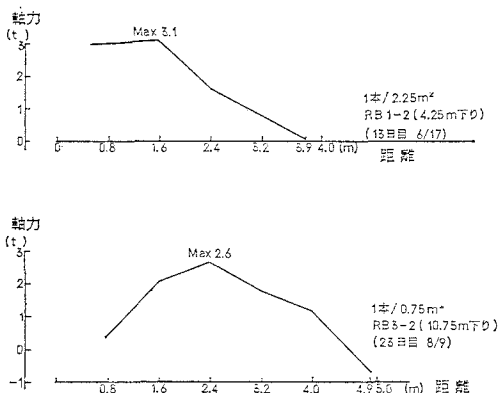
ロックボルトの軸力試験と引抜試験は、ロックボルト



図一19 地山内のひずみ分布 (施工中)



図一20 地山内のひずみ分布 (最終)



図一21 軸力測定結果

の施工によってどれだけ地山に拘束圧を与えることができるかをチェックするために行った。ロックボルトの引抜試験は引抜荷重によって地山に対する最大拘束圧の推定と施工品質管理に用いることができる。ロックボルトの軸力測定の結果は、RB 1-2 (深さ 4.25 m 地点) で最大 3.1 t (30.4 kN)、RB 3-2 (深さ 10.75 m 地点) で最大 2.6 t (25.5 kN) が記録された (図一21)。引抜試験は、ロックボルト施工後 24 時間で実施した。試験は、ボルト頭部の引抜変位が 1.5 mm あるいは、引抜力を 10 t (98 kN) で制限した結果 ボルト引抜抵抗力は、ボルト 本のうち、5 本が 10 t (98 kN)、1 本が 8 t (78.4 kN)、1 本が 5 t (49 kN) であった。以上の計測結果から判断して、施工は管理限界内で完成することができたと思われる。

軸力測定地点近傍でのロックボルト軸力の設計値は、深さ 5.3 m で 1.32 t (12.94 kN)、深さ 11.3 m で 1.27 t (12.45 kN) である (図一14)。実施工での軸力は、ロックボルトの配置と長さを変更してもなおかつ設計値を上回っており、このことは当初予想以上に拘束圧が働いたといえ、したがって安全率が向上したと思われる。

## 7. 変形について

地中変位計で地山内の変位分布状態を計測することは施工管理を行うために有効であった。特に、降雨による変位量の増加は数値解析ではまったく予想されないもので、大雨の直後には極端な変位の増加を記録した。

降雨の影響としては、間隙水圧の上昇、単位体積重量の増加による押し出し、間隙水圧の上昇による地山物性値の低下等が考えられる。降雨時の土圧の発生原因の主なものとしては間隙水圧の上昇に伴う地山物性値の低下が考えられるが、その定量的な把握については今後の研究課題として残されている。

以上のことから、上部計測管理位置における変位量は設計時の数値解析による推定値では 23 mm であったが、実施工では 55 mm となり予想を上回ってしまった。これは前述の豪雨による一時的な荷重の増加や、物性値の低下による変形の増大 (地下水低下後も変位はおおむね戻らない。) や、施工段階ごとに生じる無支保状態による変形の増大の累加が、当初の計算には含まれていなかったこと、物性値の推定が適切でなかったこと等が原因ではないかと思われる。

ロックボルトの配置と長さを見直したことによって、工事開始当初に比べて、図一18 に示すように降雨による影響が少なくなり、変位速度は低下し、部分的な小崩壊も収まった。このことから安全率が増加したと思われるが、その定量的把握は、地山物性値低下の定量的把握とともに、今後さらに研究する必要がある。

## 8. まとめ

著者らが開発したロックボルトと吹付けコンクリートによる土留工法に最も類似したものとして、ソイルネイリングがあるが、ソイルネイリングの設計方法はあくまでもすべり面を仮定したうえで極限設計法で安定を検討している。それに対して、この工法における設計法ではすべり面は仮定していないために、比較的短いロックボルトで地山を安定させることが可能である。

しかし、ロックボルトやH杭等の有限要素法における仮定や、土の粘弾性要素の適切な物性値の扱い方、適切なプログラムの開発等研究課題はまだ多々あるので、最も経済的な設計・施工についてさらに研究を重ねられ



ばならないと思う。また、変位の解析と計算、特に施工

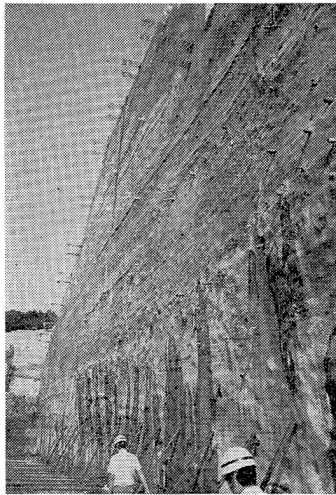


写真-4 完 成

に伴った変位の適切な予測法の研究も重要である。しかし、かなりの安全性をとった設計・施工であってもこの工法はかなり経済的である要素が多いと考えている。また、トンネルにおける NATM の設計にも応用でき、その進歩のためにもさらに研究を重ねたいと思う。

読者各位のご意見やご批判ならびにご教示を賜れば幸甚に存ずる次第である。

参 考 文 献

- 1) 北原正一：超膨圧トンネルにおける NATM と岩盤力学的考察，82' トンネル技術講演会，日本トンネル技術協会，1982.2.
- 2) Matsuda, S. and Kitahara, S. : Application of vertical forepiling. method to a large and peculiar shallow tunnel and NATM to a deep shaft in the soft ground. Proceedings of I Latin American Congress. of Underground Construction 1984.6. International Tunnelling Association.

(1986.6.18・受付)

●コンクリート・ライブラリー案内●

- |    |                                  |                                    |
|----|----------------------------------|------------------------------------|
| 54 | 鉄筋コンクリート構造物の設計例                  | 3 000 円 会員特価 2 700 円 (〒 300)       |
| 55 | 鉄筋継手指針(その2)                      | 2 200 円 会員特価 2 000 円 (〒 300)       |
| 56 | 人工軽量骨材コンクリート設計施工マニュアル            | 2 200 円 会員特価 2 000 円 (〒 300)       |
| 57 | コンクリートのポンプ施工指針(案)                | 4 200 円 会員特価 3 700 円 (〒 350)       |
| 58 | エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針(案) | 4 000 円 会員特価 3 500 円 (〒 350) 一部カラー |
| 59 | 連続ミキサによる現場練りコンクリート施工指針(案)        | 2 200 円 会員特価 2 000 円 (〒 300)       |
| 60 | アンダーソン工法—設計・施工の研究                | 1 300 円 会員特価 1 100 円 (〒 300)       |
| 61 | コンクリート標準示方書(昭和61年制定)改訂資料         | 4 500 円 会員特価 4 000 円 (〒 350)       |

申込先 〒160 東京都新宿区四谷1丁目無番地 土木学会 電話03-355-3441(代) 振替 東京6-16828