

## 施工面から見た軟岩

### 3.4 軟岩地山におけるトンネル施工 (2)

よし かわ けい 也\*

#### 3.4.5 膨圧地山のトンネル施工

トンネルの側方のみならず、底盤、あるいは、全周から著しい地山の押し出しを生じ、これを抑止するために施工した支保工や覆工が変状するほどの大きな土圧を生ずる地山を膨圧地山と呼んでいる。

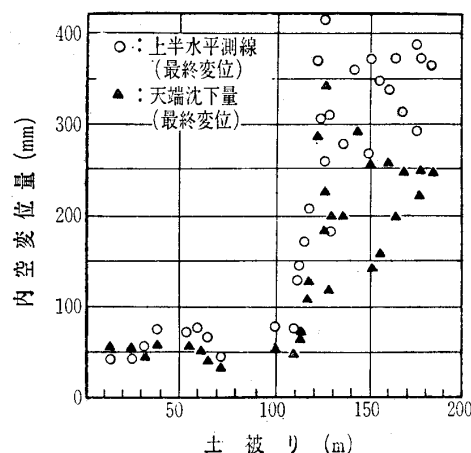
この膨圧の発現の機構はまだ十分に解明されていない。一般には、トンネル掘削後の二次応力状態で、トンネル周囲の地山が破壊され、塑性化して、内空に押し出してくると説明されているが、膨圧地山といわれる地山にはモンモリロナイト等の粘土鉱物を多量に含んでおり、それを含まない地山と同程度の深度にあり、かつ、同程度の強度の場合、粘土鉱物を多量に含む地山の押し出しや土圧は含まない地山に比べはるかに大きい。

この差異は、破壊により生じたクラックが応力の緩和により開口し、かつ、内空への押し出しで、一時、含水比が低下していたところに、地中から地下水が開口部を浸透して供給され、岩石中の粘土鉱物が膨潤し、また、スレーキングを生じて、更に地山の強度の低下をもたらす、それが順次地中に拡大し、破壊領域が広がるためと考えられる。そして、このような地山では、土捨てのずり短時間で細片化し、さらに、泥土化する現象、また、掘削後、乾燥していた掘削面に、やがて水が浸出してきて、毛細クラックを生じ、表層の剝落してくる現象が観察されるが、これらの現象は前述した推論の裏付けになる。

膨圧をもたらすか否か、また、その程度を評価する指標については、泥質岩に対するものを前号の本講座の表—3.4.1に示したが、その他の地質の地山の膨圧でも、地中の応力状態（土被り、潜在応力等）と地山の状態（地質構成、強度、水による劣化性等）との相互の関連により生ずるものと考えられる。

図—3.4.9は白坂第一トンネル（篠ノ井線、長野県）における土被りと最大変位量の関係を示したものであるが、ある土被りを越えると急激に変位が増大することが読みとれる<sup>10)</sup>。

膨圧地山における切羽の状態は、当初、自立しているが、表面に剝離面を生じ、これが開口し、内空への押し出しのみでなく、肌落ちも生ずるようになる。膨圧が著しい場合



図—3.4.9 土被りと内空変位(白坂第一トンネル)<sup>10)</sup>

は、その進行が早く、鏡面からの押し出しも生ずる。

膨圧地山に対する支保工としては、この地山の挙動特性から、吹付けコンクリートによる早期の被覆、ロックボルトによる地山の強化、鋼製支保工、鋼網を包む増し吹きが通常おこなわれる。しかし、壁面の押し出し量が300mmを越えると、施工には相当難渋し、相当長いロックボルトを施工しても、変位を阻止できず、支保工の変状を生じ、縫い返しを余儀なくされる事例が多い。

膨圧に対応するための断面形状はできるだけ円形に近くするのが望ましいが、鉄道や道路トンネルでは、底面に大きな不要空間ができるので、特に土圧が大きい場合を除き、隅角ができないように多心円を用い、比較的小さい半径のインポート付きの断面形状を用いている。

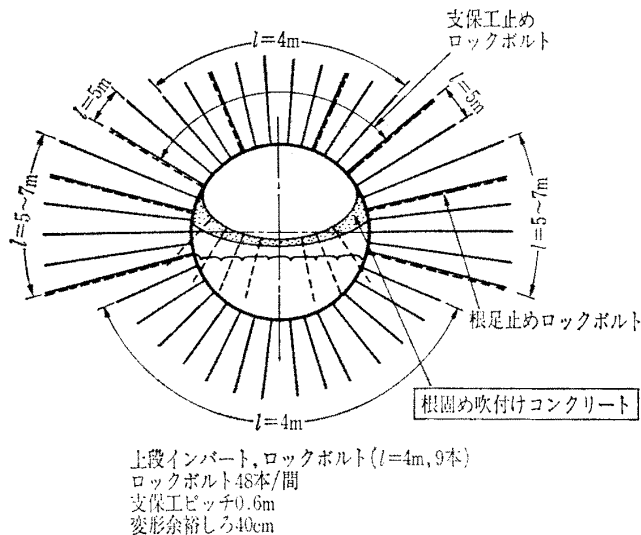
このような地山のトンネル施工のポイントを要約すると、概ね次のとおりである。

1) 掘削後の応力の再配分を早期に完了させ、かつ、早期閉合をはかるため、切羽の自立が得られれば、断面はできるだけ分割せずに掘削する。また、分割する場合でも、膨圧が著しい場合は、分割断面の隅角部をなくし、断面を仮閉合する（図—3.4.10参照）。

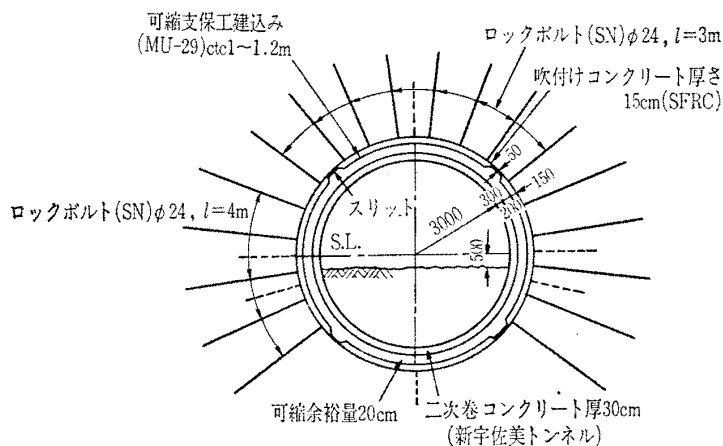
2) 有害でない変位を許容し、支保工に作用する応力を緩和するために、支保工に可縮機構を持たせることをおこなう。図—3.4.11がその例であるが、鋼製支保工のスライド機構と吹付けコンクリートのスリット（無吹付け、あるいは、極く薄い吹付けとし、変位が進んでから、再吹付けする）を設けてある。しかし、可縮支保工はスムーズに動

\*国鉄鉄道技術研究所 地盤・防災研究室長

講 座



図—3.4.10 仮インバートの例(鍋立山トンネル)

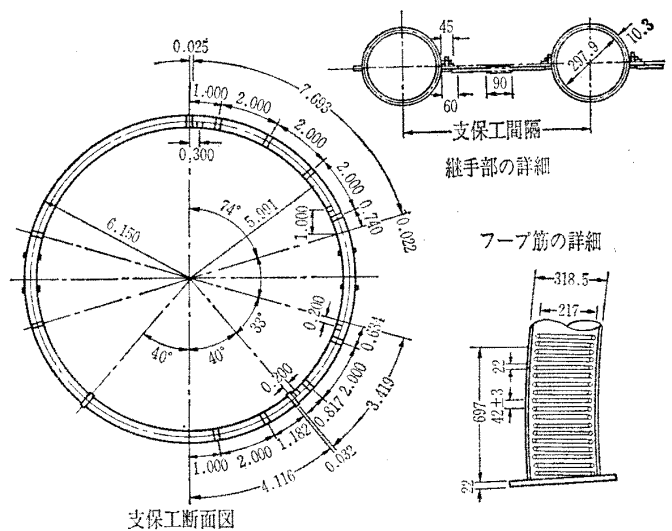


図—3.4.11 可縮支保工の例

かず、可縮機構の部分が弱点となり、縫い返しを要するような場合もあるので、耐力の大きな支保工で対応しようとする変形を生ずる手法も採用されている。図—3.4.12は耐力をあげるために、鋼管中にフープ筋を入れ、モルタルを充填した鋼製支保工の例である。

また、後述するが、鏡面からの押し出しも著しいような大きな膨圧に対しては、掘削後施工する支保工では対応できないので、鏡面の保持と、応力の緩和のための小断面の坑道の先進をおこない、後に切広げる手法も試行されている。

3) NATM では地山の安定がはかられて 後の覆工コンクリートの施工が基本となっているが、安定に長時間を要し、支保工のみで膨圧に対処できない場合には、インバー



図—3.4.12 フープ筋入り鋼管支保工(青函トンネル)

トを含む覆工コンクリートに土圧を分担させることを考えた設計で、変位の収束前に覆工コンクリートを施工することもある。

4) 途中からの支保の補強のための増し支保は、当初からおこなう場合に比べ、有効性が低いことを認識し、切羽前方の状態の把握、坑内観察、計測を適切におこなって、その結果と既往の施工や計測実績を合わせ検討し、的確な実施設計（設計変更）をおこなうことが望ましい。

膨圧でも、軽度のものは、通常の施工の方法によって施工可能であるが、以下に、甚だしい膨圧に対応するために、種々の対応を試みた鍋立山トンネル（北越北線、新潟県）と折爪トンネル（東北高速自動車道、青森県）の施工事例を紹介する。

### 3.4.5.1 鍋立山トンネルと折爪トンネルにおける膨圧対策<sup>11), 12)</sup>

鍋立山トンネルは新潟県でも有数の地すべり地帯の新第三紀中新世の泥岩山地を貫くトンネルである。図—3.4.13は地質縦断面図である。地層は著しく褶曲しており、トンネル区間に2つの背斜軸がある。そして、トンネルの両側に上層の西山層が、背斜軸付近は下層の寺泊層、椎谷層が分布している。下層になるに従い、粘土鉱物の含有率は高まり、背斜軸の近傍は地層がもまれ、かつ、土被りも大きいので、下層の椎谷層、能生谷層では、特に大きな膨圧が作用し、その間の施工に難渋した。

工事は3工区に分けて施工し、ほとんど西山層中を掘進し、早期に竣工した東工区は全区間在来工法で、中工区、西工区は中途から NATM に切替えて施工した。特に泥岩の地山強度比<sup>注1)</sup>の多くが1以下、0.06というような区間もある中工区では例をみない膨圧にはばまれ、地方交通線の政治的な取扱いもあって、一時工事中断のやむなきに至り、最近、また、工事再開の運びとなっている。図—3.4.14は各工区の膨圧の評価の指標と地山の状態の関連を示し

注 1) 前号82ページ参照

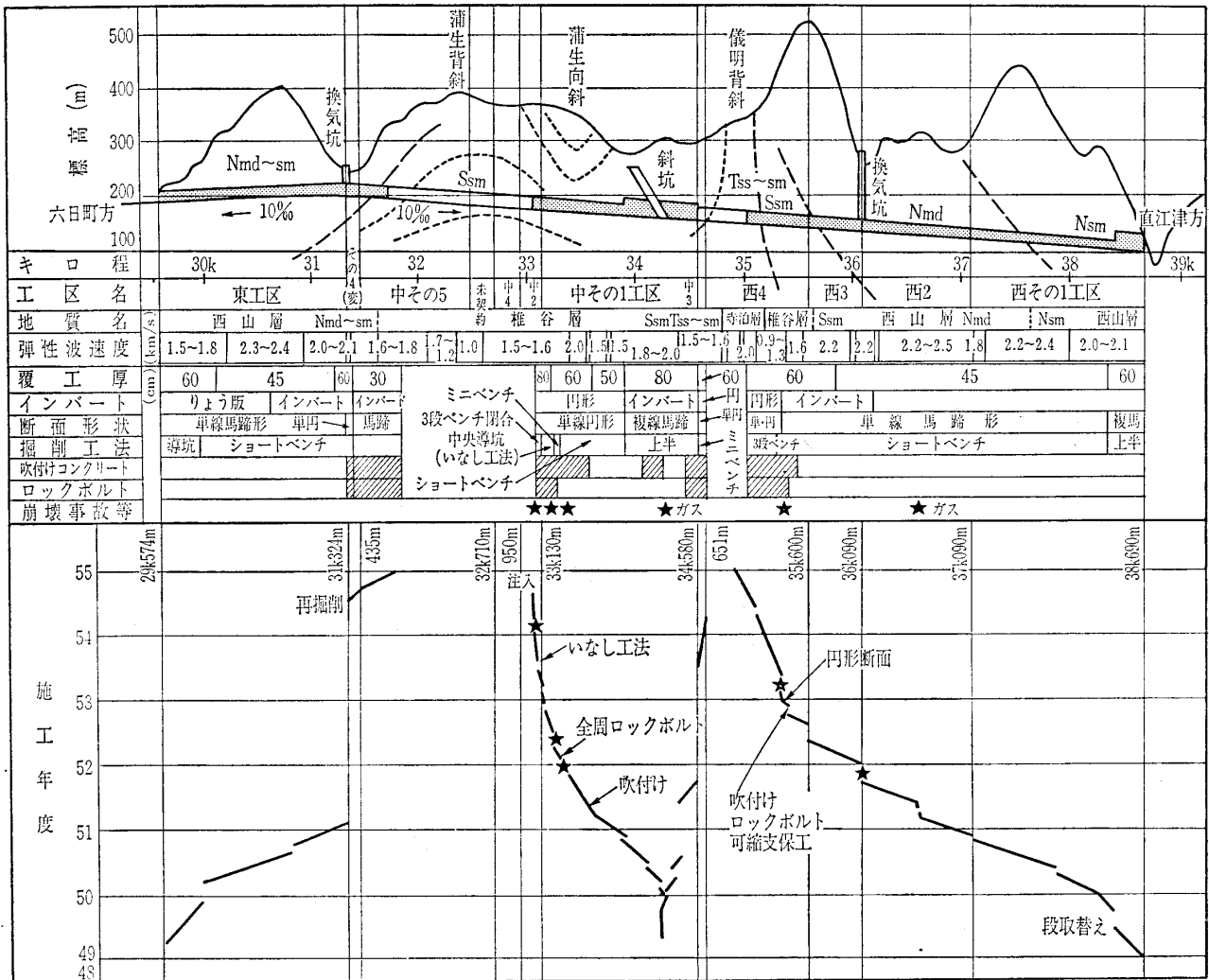


図-3.4.13 鍋立山トンネル地質縦断と施工実績

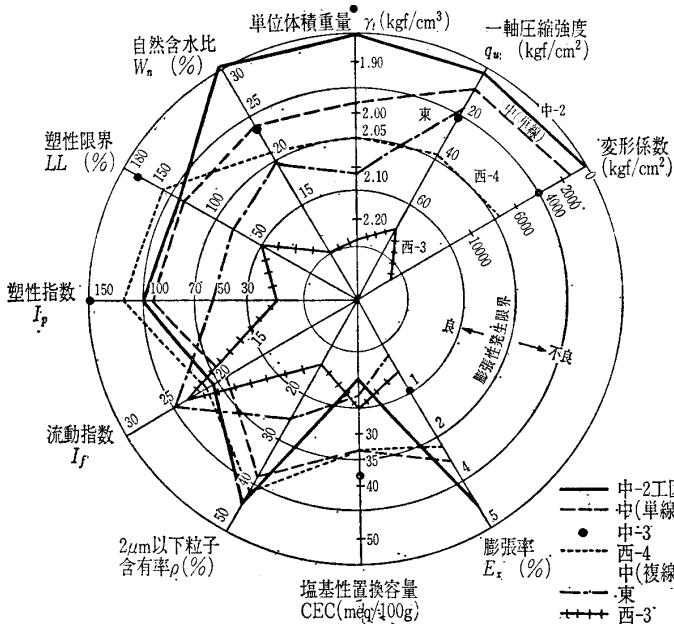


図-3.4.14 鍋立山トンネルにおける膨張性予知指数

たものである。

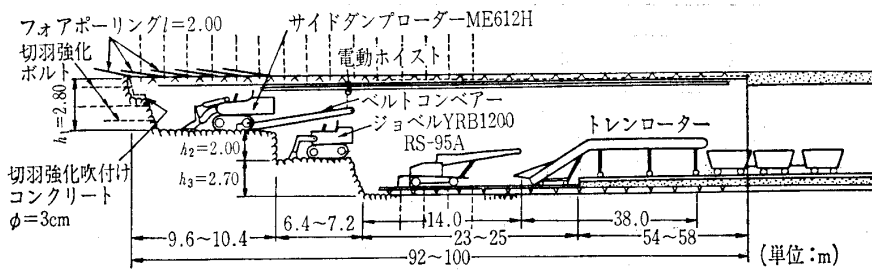
以下、紙面に余裕がないので特に著しい膨圧に悩まされた中工区の施工について述べる。

膨圧が最も著しいのは、土被りも大きく、地山がもめて劣化している蒲生背斜軸付近である。当初より著しい押し出しが予想されたため、図-3.4.15のような円形断面を採用し、図-3.4.16のように3分割施工するベンチカット工法で施工を進めてきたところ、33 km 250 m 付近で著しい支保工の押し出し、支保工の沈下、上半部で盤ぶくれを生じ、この状況に対処できなくなってしまった。

そこで、ベンチ長を極端に短くして、3日以内に完全に完成断面を閉合すべく、いわゆるミニベンチカット工法に変えて、一応の効果をえた。しかしその後、更に地山の状態が悪化し、上半部の崩壊を生じた。このとき、最大土圧 135 tf/m<sup>2</sup> が計測された。

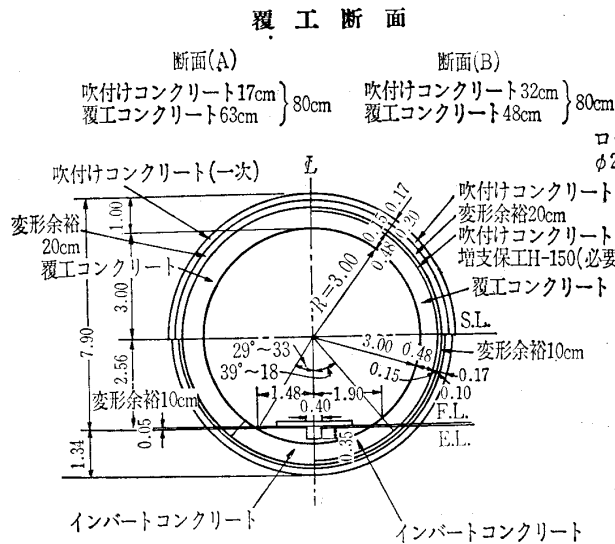
この状態に対応するために、断面中央部に導坑を先進し、応力の開放をおこなって、本トンネル掘進時の大きな押し出しの緩和をはかった。この間の内空変位の改善の結果を図-3.4.17に示す。図-3.4.18は“いなし工法”と名付けられた導坑先進工法の施工略

講 座

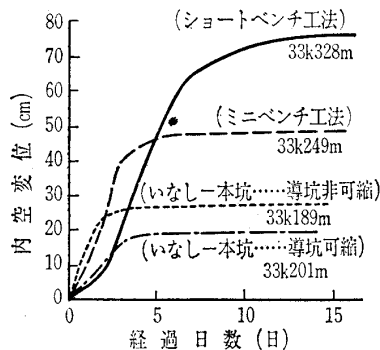
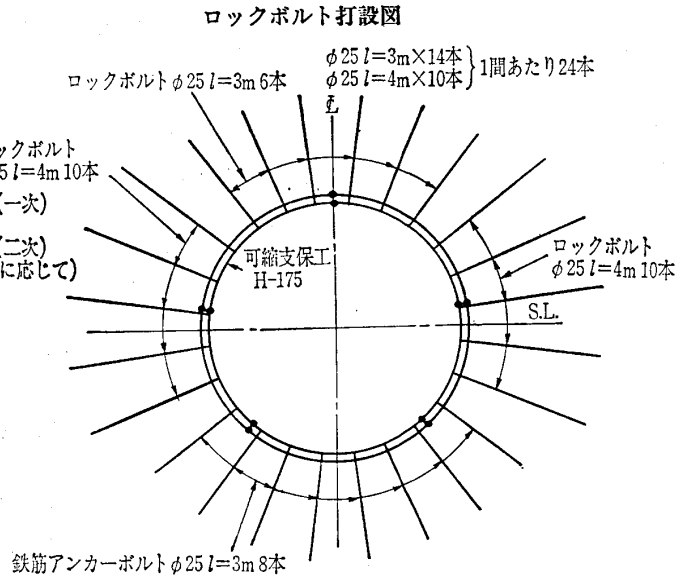


図—3.4.15 ショートベンチ施工図(鍋立山トンネル中工区)

非可縮のスパイラル鉄筋入りのモルタル中埋め鋼管(φ216mm)支保工に代える一方、ロックボルトもせん孔法を改良して、SLより上下45°の間については長さ8mのロックボルトを用いた。しかし、それでも変位を抑制できず、鏡面の押し出しも、掘削量よりも大きいというような状態となった。この付近の地山の性状は自然含水比31.5%，単位体積重量



図—3.4.16 トンネル断面・支保工の基本型(鍋立山トンネル中工区)



図—3.4.17 各工法別内空変位比較(鍋立山トンネルと中工区)

1.85 tf/m<sup>3</sup>，一軸圧縮強度 1.9 kgf/cm<sup>2</sup>，土被り約150mであるので，地山強度比0.06という例をみない状態であった。

鏡面の押し出しを抑止しなければ，周囲の緩みも増加するので，図—3.4.19に示すように鏡止めの吹付けコンクリート，フォアポーリングボルト，8本の径80~45cm，長さ12mの場所打ち鉄筋コンクリートアンカーを施工し，ようやく鏡面の押し出しを止めることができた。このような状態は残区間すべてではないと思われるが，計測の結果，このような状態の切羽では，最小限長さ8mの8本の鏡止めアンカーが必要であることがわかった。

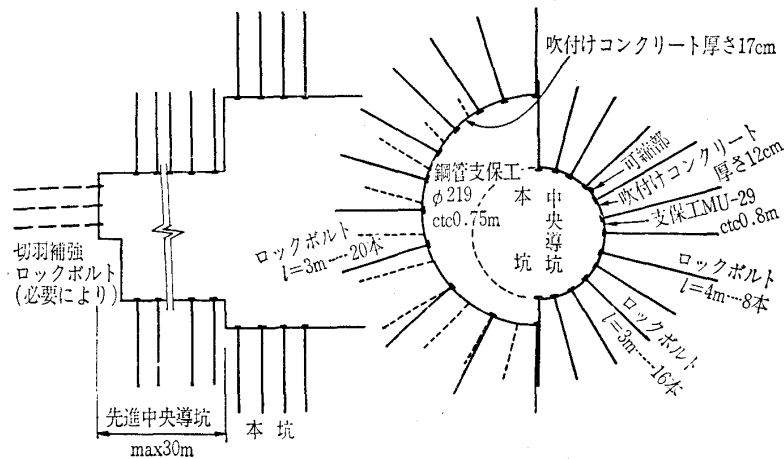
もう一つの例，折爪トンネルは延長2458mの2車線の道路トンネルで，膨圧区間の地質は第三紀中新世の凝灰岩，火山礫凝灰岩，砂岩の互層で，土被りが50mを越えると押し出しが顕著となり80~100cmに達すると膨圧が作用するようになってきた。

このトンネルは上下の2車線のトンネルが50mの離れで並設されており，この2トンネル掘削の相互の干渉も土圧，地山の変位に現れている。地山の物理的および力学的性質は圧縮強度20~40 kgf/cm<sup>2</sup>から10 kgf/cm<sup>2</sup>以下のものまであり，内部摩擦角が10~22°，自然含水比30~53%，塑性指数I<sub>p</sub>は40~130%，浸水崩壊度はC-Dで，陽イオン交換容量は30~60 meq/100gが多く，最大で90 meq/100g，Naモンモリロナイトを多量に含んでいる。

図である。このいなし導坑は吹付けコンクリートとロックボルト支保をおこなっているが著しい盤ぶくれ，断面縮小を生じ，導坑断面の半分ぐらいが破壊地山で埋まるような状態になってしまった。

本トンネルのロックボルト長は，掘削断面の大きさの制約と施工性から4mのものを用いたが，緩みの領域はこの長さを上回りロックボルトに圧縮力が作用するようになってしまった。しかし，このような状態でもロックボルトは吹付けコンクリートや破碎した地山の固定等には役立ったものと考ええる。

鋼製支保工はV型の可縮機構のあるものを用いたが，変形が大きいため，可縮部のスライドがうまく動かず，むしろ弱点になったため，剛な支保で頑張ることに方針を改め，



図—3.4.18 いなし導坑施工略図

ていない砂層が圧力をもった地下水の湧出に伴い流出して、地山崩壊に至ることが少なくない。同様な現象は、溶結度の低いシラス、風化が著しい花崗岩（まさ土）においても生ずる可能性がある。

図—3.4.21は新第三紀の固結した泥岩・凝灰岩と固結していない砂礫層・砂層が混在する地山のトンネルの例であるが、土被りの大きい区間において、固結していない層に到達する度に突発湧水に見舞われ、度々崩壊事故を起こしている。

このように圧力を有する地下水を包蔵している未固結、あるいは固結度の低い地層が存在する場合は、表—3.4.4に示すような地山安定対策を講

じて、地下水を排水して、水圧を低下させたり、地山を強化するなどして施工の安全をはかる必要がある。

通常採用されるのは、水抜きボーリング、水抜き導坑の先進であるが、これらのような自然排水で効果的な排水はかきにくいと考えられる場合は、地表の状態、土被りによって適用し難い場合もあるが、切羽が到達する以前にディープウェルによる排水が検討される。しかし、ディープウェルは通常、土被り数10mが実用的な限界であり、中山トンネル（上越新幹線、群馬県）高山工区で立坑の掘削のために、深度200mに及ぶ8本のディープウェルを施工した事例があるが、

坑壁面より4m離れた地点で、地下水位を地表より-100m以下には降下できなかった<sup>18)</sup>。

そして、砂でも細粒の砂層や不透水層と砂層が互層をなしている場合は、排水効果が悪いので、前述の排水工の補助として、また、単独でウェルポイントが検討される。

図—3.4.22はウェルポイント工法の概念図である。ウェルポイントは真空吸引により水を吸出す方法なので、細粒砂層の排水に適用できる。しかし、有効揚程が6～7mなので、図—3.4.23に示すような配置が行われている。また、この吸引効果を高めるために、圧気工法を採用し、内空の圧気圧で水を圧す圧気併用のウェルポイント工法が

表—3.4.4 湧水区間の対策工法

湧水対策	排水工法	(重力排水)	水抜きボーリング 水抜き坑
		(強制排水)	ディープウェル ウェルポイント 圧気併用ウェルポイント
	止水工法	圧気工法 凍結工法 薬液注入工法	
切羽安定対策		鏡止め シールド工法	

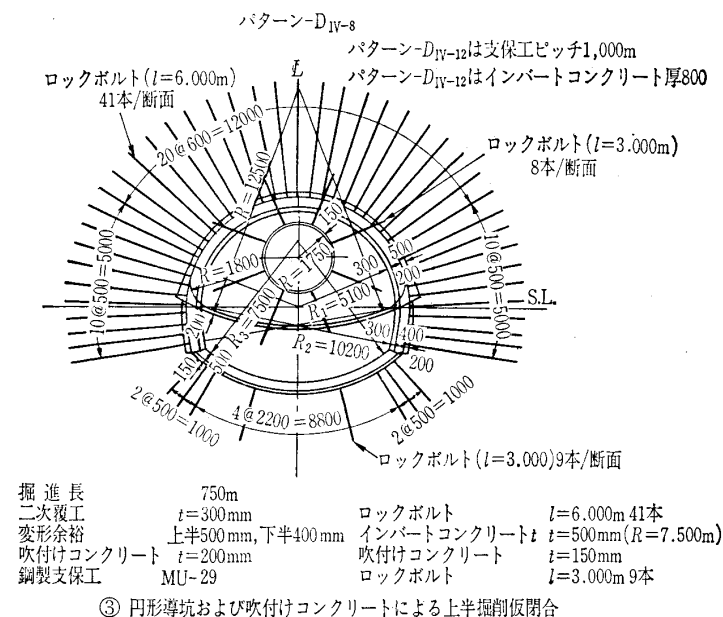
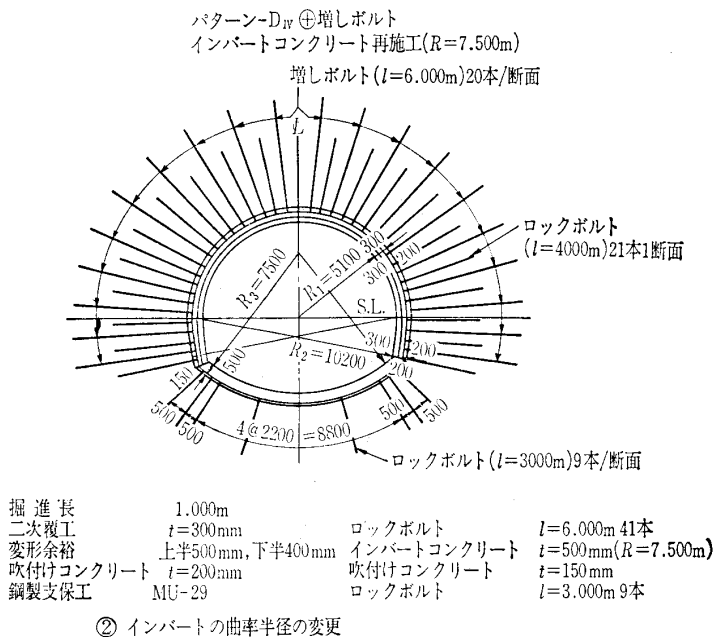
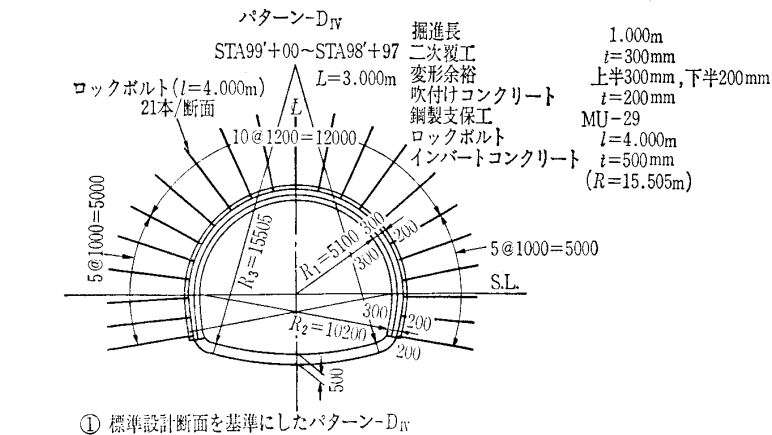
このトンネルでも鏡面の押し出しがあり、断面の変形が100cmに及び、縫返しも度々おこなった。

施工はNATMに中途から切替え、ショートベンチカット工法により施工した。しかし、4mのロックボルト21本の標準断面では変形を抑制できないため、順次、ボルトの本数、長さを増した。しかし、インバートの破壊を生じ、鏡面の押し出しも著しいので、インバートの曲率を変え、インバート部にもボルトを施工し、上半切羽の安定を保つため頂設導坑の先進と鏡止めのボルトおよび吹付けコンクリートを施工した。それでも、鏡面の安定が維持できないところでは、上半断面中に円形断面の導坑を先進し、この著しい膨圧を克服した。図—3.4.20（次頁）は、このトンネルで膨圧に対処するために採用した支保工の設計図の一部を示したものである。

### 3.4.6 流動化地山の施工

砂質の地層は粘土質の地層に比べ、続成作用（堆積した地層が増加荷重による圧縮、圧密等により岩化していく現象）が進みにくいため、砂質の地層や砂質の地層と粘土質の地層が互層となっている場合、透水性を有しかつ固結し

## 講 座



図—3.4.20 膨圧に対象するための断面・支保工の変更  
(折爪トンネル)

最近用いられるようになってきた。しかし、圧気工法は高压下の作業の法的な規制があるので、規制がない  $1 \text{ kgf/cm}^2$  以下の加圧による場合が一般的であり、土被りの大きな区間の高水圧の地下水に圧気工法のみで対応する例はないものと思われる。

注入工法は土被りが大きく、水圧が高い上に、地下水の供給領域が広い場合や表層の軟弱な粘性土層やピート層が排水の結果、脱水圧密を生じ地表に影響を及ぼすような場合や排水工法が効果的におこなえない場合に、地山の強化と透水性の低下を目的に適用される。

注入材料としては、セメント懸濁液（セメントミルク）、水ガラス・セメント懸濁液（LW）、水ガラスと硬化剤からなる水ガラス系薬液が用いられている。セメントミルクは主として開口している分離面を充填するために用い、ほかは微細な分離面や土粒子間の空隙充填（置換注入）と高压で地盤を破壊し、形成したクラックに注入剤を圧入して地盤の圧密強化（圧密注入）に用いられる。

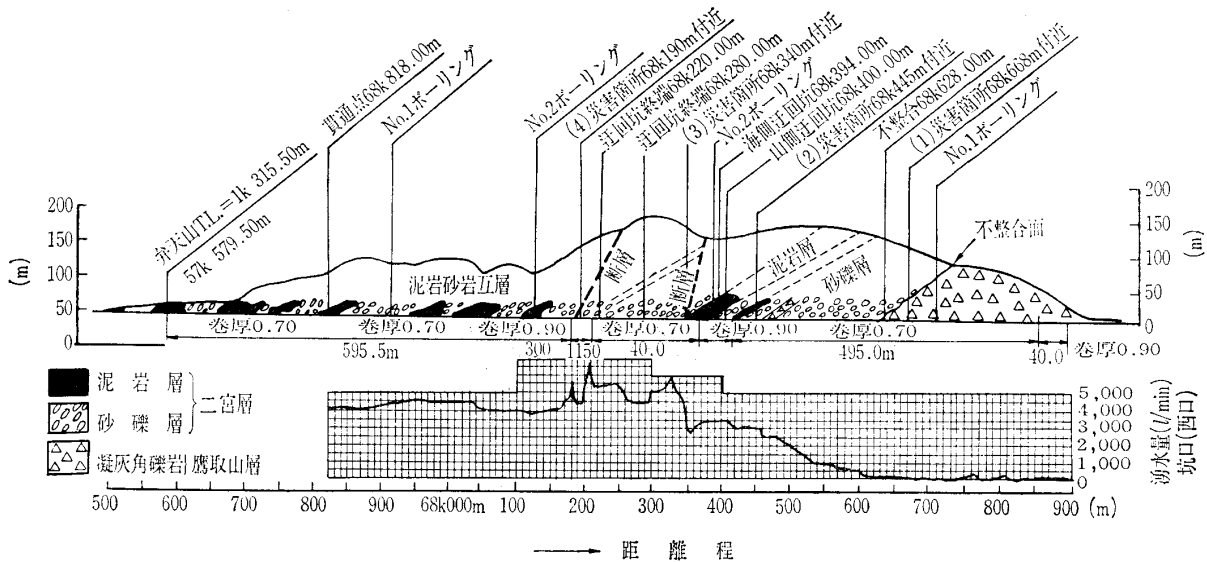
注入は土被りの小さい場合は地表から事前に施工することもできるが、土被りの大きい場合は、図—3.4.24に示すように、切羽にバルクヘッドを設け、掘削する断面を包含するような形に注入する扇形注入が通常おこなわれる。海底下という無限の地下水の供給源を有する青函トンネル（津軽海峡線、青森県・北海道）は切羽からの先行注入を基本としているが、図—3.4.25は不透水の泥岩層上部に高压の地下水を包含した火山堆積物が存在し、その底部を掘削するために、この区間に限り、注入をおこなった塩嶺トンネル（中央本線、長野県）の例である。

膨圧でも難渋した中山トンネル（上越新幹線、群馬県）は火山岩と高压地下水を包含する火山放出物が混在した区間で、湧水に伴う崩壊に度々見舞われ、立坑からの施工区間では、水没事故にも見舞われている。この間については、工事を再開するために、新第三紀の固結度の低い凝灰岩層を土被り 200m の位置であったが、工程上から、以後掘進していかなければならない同様の地山状態の区間と合わせて、地表からボーリングして注入をおこなっているが、特異例である。

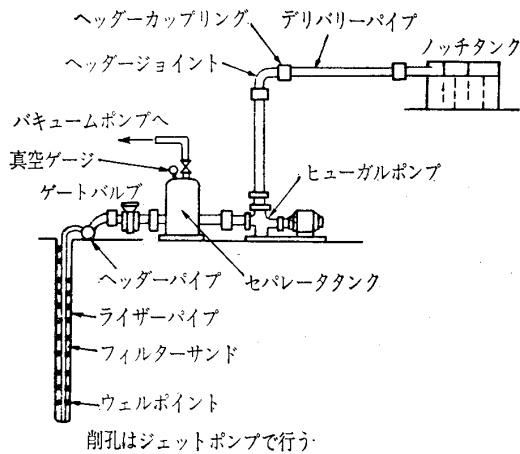
実施例については、不透水の火山岩から、高水圧下にある低固結の細砂、泥質岩の互層にかかったときに崩壊を生じ、細粒かつ互層であるために排水が容易でないために突破に難工した浦佐トンネル（上越新幹線、新潟県）中工区の例を紹介する（図—3.4.26）。

### 3.4.6.1 浦佐トンネル中工区の流動化対策<sup>17)</sup>

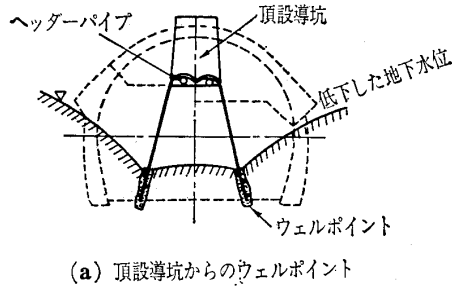
図—3.4.27は流動化を生じた区間の地質縦断面図と施工図である。この間の地質は新第三紀鮮新世の魚沼層群塚山層の砂、砂礫、泥岩の互層で、安山岩層から塚山層に入ったところで、被圧した地下水の湧水を伴



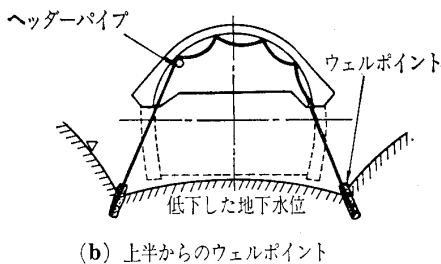
図—3.4.21 地質と湧水量，施工性（弁天山トンネル）



図—3.4.22 ウェルポイントの概念図



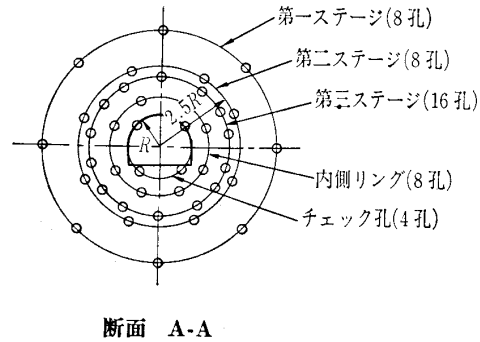
(a) 頂設導坑からのウェルポイント



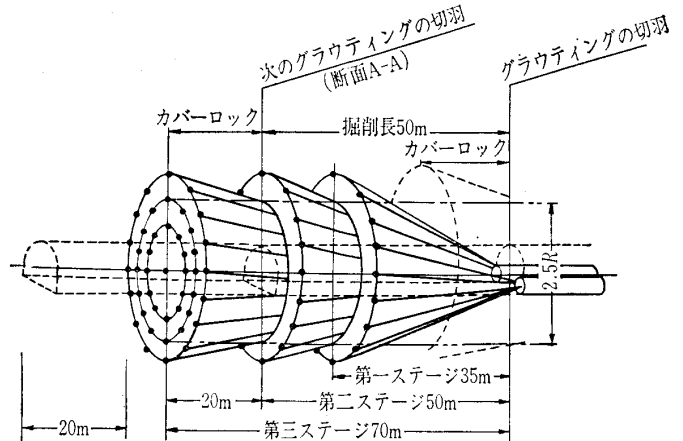
(b) 上半からのウェルポイント

図—3.4.23 ウェルポイントの適用例(小原トンネル)

って地山が流出した。そして、これより約300mの区間で数10回に及ぶ崩壊，地山流出に見舞われた。



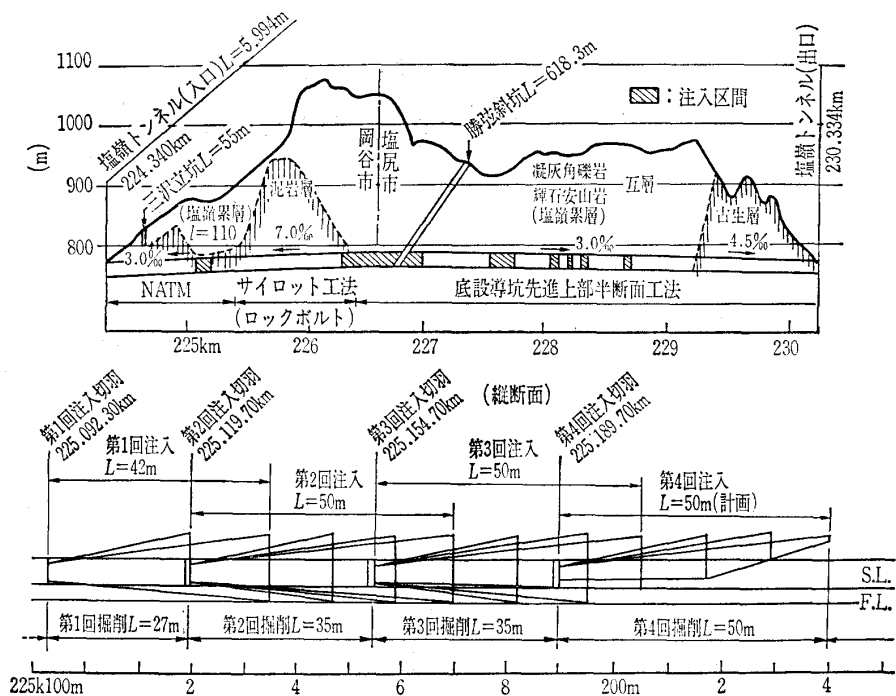
断面 A-A



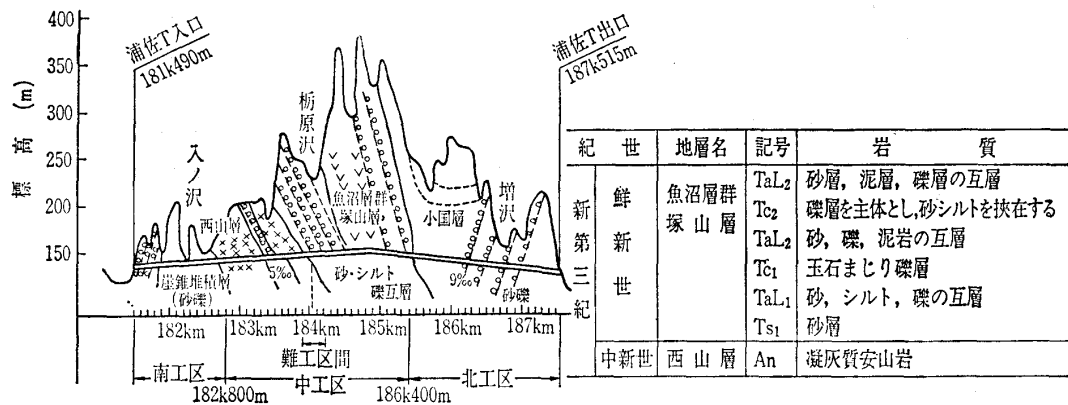
図—3.4.24 注入孔配置（青函トンネル）

この区間は透水層，不透水層の細互層で，透水層も透水性の低い細砂層 ( $k=10^{-4}$  cm/sec) であるというような排水困難な状態にあり，水抜き坑，水抜きボーリング，地表からのディープウェル，薬液注入，シールド工法，圧気工法等適用し得るあらゆる対策を実施した。表—3.4.5は実施した対策工の総括である。

結局，対策工は透水層の透水係数の小さいこと，細互層であったということから排水工法は効果的でなく，ソレタ



図—3. 4. 25 注入の施工の例 (塩嶺トンネル)



図—3. 4. 26 浦佐トンネル全体図

表—3. 4. 5 各種対策工法と有効性 (浦佐トンネル中工区)

対 策 工 法	規 模	有 効 性
水抜きボーリング	700m以上	△
水抜き導坑	約50m	○
各種ロッド注入	200万l以上 (S51.5まで) 500万l以上 (S52.10まで)	○ ◎
ディープウェル	計6本 (揚水量62万 m <sup>3</sup> , S52.6まで)	○
シートパイル押込工法		×
ウェルポイント		△
ソレタンシュ注入	300万l以上 (S52.10まで)	◎
導坑断面シールド	約100m	◎
全断面シールド		実施せず
凍結工法		"

(◎:大, ○:やや大, △:中, ×:小)

ンシュ方式 (ソレタンシュ方式) の注入により, 水ガラス系の注入材料 RSG—II と CB (セメントベントナイト) を用いて, これが最も現状に適合して, この間を突破することができた。

### 3.4.7 む す び

膨圧や流動化が発生する地山のトンネル工事においては,

多くの困難を伴い, 多くの工事費と工事日数を要する。

そのため, これらに遭遇する可能性のある軟岩地山においては, 路線選定にあたり, これらを避けるべく, 綿密な調査と地山の評価をおこなって路線を決定しなければならない。また, 避けがたい場合でも, その程度を最小限にとどめるよう努力しなければならない。

しかし, 膨圧にせよ, 流動化にしても, 現状では, 定量的にそれを評価するに至っていない。また, 最近, 有限要素法等を用いて解析手法がよく用いられるようになってきたが, 膨圧や流動化する地山の挙動を的確に表現できない。したがって, 現在, このような地山の事前予測には既往の事例がよりどころとして活用されている。

現在の技術の進歩は日進月歩であり, 計測や試験技術の進歩も目覚ましい。これらの技術を駆使し, 鉱物学や化学の研究成果や知見も導入して, 膨圧や流動化のプロセスの解明と定量的な評価の手法を確立することが望まれ, 多分野の会員から構成されている本学会において, この問題に積極的に取り組まれることを期待するものである。



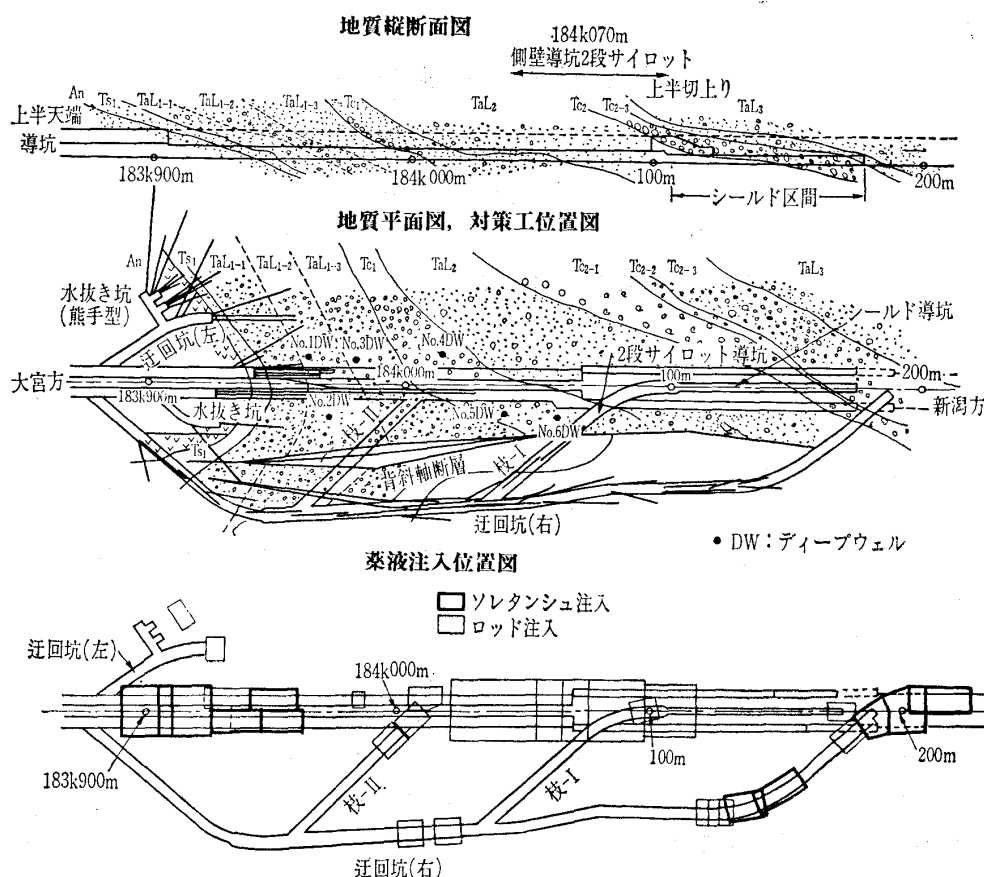


図-3.4.27 地山流出区間の対策工（浦佐トンネル中工区）

## 参 考 文 献

- 10) 吉村 恒・早川敏彦・遠藤健二・宇野 護：篠ノ井線第1白坂トンネル，トンネルと地下，Vol. 11, No. 6, 1980.
- 11) 大塚正幸・高野 彬：膨張性泥岩におけるトンネルの挙動と地山特性，土と基礎，Vol. 28, No. 7, 1980.
- 12) 伊藤昌三：膨張性地山におけるNATMとこの対策，第13回施工体験発表会資料，トンネル技術協会，1983.
- 13) 日本鉄道建設公団東京新幹線建設局：上越新幹線工事誌（大宮一水上間），1983.
- 14) 吉村 恒・飯田堅雄・高田允温：超膨張性地山におけるNATMの施工(1)，伊東線新宇佐美トンネル，トンネルと地下，Vol. 11, No. 7, 1980.
- 15) 鶴田博昭・滝沢正道：青函トンネルの施工(8)，トンネルと地下，Vol. 7, No. 12, 1976.
- 16) 池原武一郎：トンネルの施工上の問題点と対策，鹿島出版会，1975.
- 17) 篠原茂夫・山口 進・安藤順造：湧水区間におけるNATM，中央本線塩嶺トンネル岡谷方，トンネルと地下，Vol. 13, No. 1, 1982.
- 18) 水本節生：異常土砂流出とその対策，第9回施工体験発表会前刷，トンネル技術協会，1982.

## 1987年度派遣海外研修候補者選考試験受験者募集

(社)日本国際学生技術研修協会

研 修 期 間：原則として夏期休暇中（6～10月）の6～12週間

研 修 先：ヨーロッパを中心に世界49か国の企業，大学，研究所

費 用：渡航費のみ自己負担。滞在費は支給されます

受 験 資 格：理工農系学生で，1987年度研修時に日本の大学学部3,4年生または，大学院に在籍予定の者

募 集 締 切：10月11日（土）

受 験 科 目：英語筆記試験（ヒヤリングを含む），面接

試 験 日：10月26日（日）

試 験 会 場：東北大学，東京工業大学，大阪大学

問 合 せ 先：〒150 東京都渋谷区渋谷2-8-4 佐野ビル2F 社団法人 日本国際学生技術研修協会

☎ 03-498-4581