

縫地 RC ボルト工の地山安定に及ぼす効果

EFFECTS OF THE FOREPOLING METHOD WITH
RC-BOLTS ON THE GROUND STABILIZATION

村上良丸*・瀬崎満弘**・横田高良***

By Yoshimaru MURAKAMI, Mitsuhiro SEZAKI and Takayoshi YOKOTA

はじめに

土被りの薄い坑口部の施工は、トンネル工事の中で最も面倒な作業の一つであり、その困難を減らすために、坑口の選定には、最大限の努力が払われる。しかし、都市化の進行と土地利用の高度化は、道路や各種管路などのトンネルに対する坑口選定の自由度を減らしつつあり、代わりに、施工時の安全や竣工後の地山安定に、新しい技術の開発が要求されている。RC ボルトで地山を先行処理する縫地工法は、こうした要請に応じて登場したものである。

1. 縫地 RC ボルト工

「RC ボルト」は、口径 5～10 cm のボーリング孔内に、D 19～32 mm の異形鉄筋を挿入し、モルタルを充填して地中につくる棒状の鉄筋コンクリート部材である。ロックボルトに代わって軟岩地山用に開発され、NATM の普及と共に発達したもので、任意の角度と長さで施工できる。

掘削に付随して発生する地山の变形を阻止するのに必要な力を、硬化モルタルの付着力を介して、鉄筋に負担させる機能を有するこの RC ボルトは、地山の固



写真-1
RC ボルトの鉄筋のまわりに付着した風化岩塊
(新志戸坂トンネル切羽より採取)

有せん断強度の向上に役立つと考えられる。すなわち、土砂層や細片化した風化層では、土粒子間の空隙とか、クラックに浸透したモルタルが、RC ボルトのまわりに、円筒状の土塊を形成して、地山の内部摩擦角を高めるし(写真-1)、土砂と岩の接触面や岩層相互間に生じる滑動力には、鉄筋のせん断強度と RC ボルト全体の曲げ強度が抵抗する。よって地層を予め RC ボルトで縫い合せて、その地山安定度を向上させようとする工法を「縫地 RC ボルト工」と呼ぶことにする。

断層のような崩壊性地山では、切羽の掘進に先立って、天井に 20～30° の仰角で、長さ 3～5 m の縫地 RC ボルトを傘状に施工して成功した例¹⁾、しばしば報告されている。よってここでは土被りの薄いトンネル部分、特に坑口付近の崖錐部などに対して、トンネルの掘進に先立って、地表から鉛直下向きに施工する「垂直縫地 RC ボルト工」の効果を事例に基いて述べる。

2. 縫地 RC ボルト工の効果推定予備実験

宮崎市南方の日南海岸国定公園のうち、特に景勝地として知られる堀切峠(青島の南 2 km)から内海港までの約 1.2 km 間には(図-1)、しばしば大小の斜面崩壊が起こるため、そこを通る国道 220 号の維持には多大の苦勞が強いられている。ことに、昭和 36 年 11 月 22 日に起きた大滑動では、35 万 m³ の斜面崩壊があった(写真-2)。

標高 100～120 m で、南北に連なるこの尾根の東斜面は、約 24° の傾斜で太平洋に突込み、波打ち際に「鬼の洗濯板」の異名をも



図-1 内海トンネル位置図

* 正会員 工博 宮崎大学教授 工学部土木工学科
(〒880/宮崎県宮崎市霧島 1-1)

** 正学員 工修 宮崎大学助手 工学部土木工学科

*** 正会員 (株)熊谷組技術研究所 第一技術部長

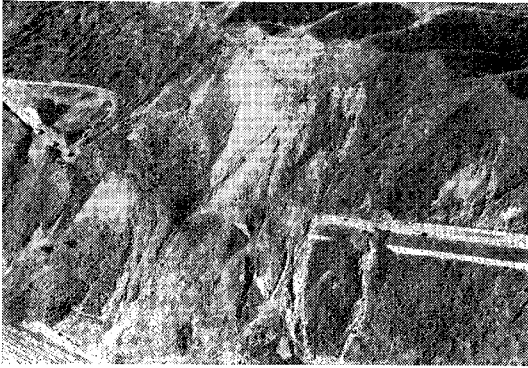


写真-2 昭和36年11月22日に起きた堀切峠南方の斜面大滑動直後の状況 (朝日新聞社撮影)



写真-3 堀切峠付近から見た日南海岸と国道220号

つ波食台の奇景を現出している (写真-3)。

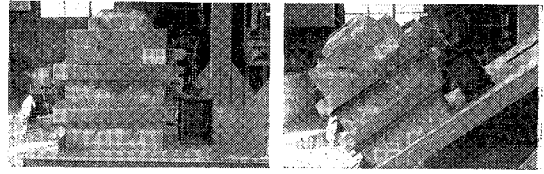
こうした砂岩・泥岩の互層からなる成層岩地山の流れ盤斜面に対する垂直縫地 RC ボルト工の効果を推定するために、宮崎大学土木工学科の材料実験室で、次のような室内テストをした。

- ① 現地採取の砂岩 (比重 2.2) を芯にした $50 \times 50 \times 30$ cm のコンクリート・ブロックをつくり、これを特製の可傾台上に積み、
- ② 現地採取の泥岩 (湿潤比重 1.9) を曝気して、粉にしたものを各ブロック間に、 $2 \sim 4$ cm の厚さではさみ、
- ③ 下段ブロックの先端を固定して、可傾台の傾斜角を徐々にまして行くときの、下段ブロックに対する、その上のブロックの相対移動量を、ダイヤル・ゲージで測定した (写真-4)。

この実験は、各ブロックの中心にあけた径 5 cm の孔に、D 2.9 mm の 2 本より PC 鋼線を通してモルタルを充填し、RC ボルトに対応させたものと、そうした措置をしないもののグループに分けて実施した。得られた結果の代表例を図-2 に示す。

a) 無措置のケース

PC 鋼線を通さない 2 段積のケースは (図-2 ② 線) 粉層厚 $2 \sim 4$ cm では、 $\alpha = 15^\circ$ 付近で相対移動が始まり、 20° を越えるとその量が急増し、 25° で完全に滑動した。これは最近の数 10 年間に滑落を起こした現地斜



(a) $\alpha = 0^\circ$

(b) $\alpha = 35^\circ$

写真-4 砂岩コンクリート・ブロックの滑防テスト

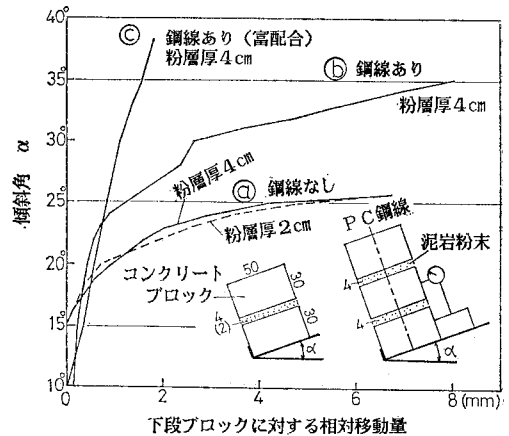


図-2 砂岩コンクリート・ブロック可傾台テスト結果の代表例

面の露出砂岩層面が、約 24° の傾斜になっている事実と一致する。

また海浜で「鬼の洗濯板」を構成する砂岩内の縞状構造 (foliation) も $24 \sim 25^\circ$ の傾斜で、太平洋側からの地殻構造力で隆起したこの海岸地帯は、最も滑動し易い斜面であることを示す。このため、風化し易い泥岩が露出している急崖部や、上部砂岩層のクラックからの浸透水で脆弱化する泥岩層が、その下の砂岩層上面をすべり面として滑動することになる。

b) PC 鋼線を通したケース

縫地 RC ボルトに擬似させて、PC 鋼線を通した 3 段階みケースの代表的な結果を、図-2 の ① 線と ③ 線で示す。

貧配合モルタル使用時の ① 線を見ると、① $\alpha = 23^\circ$ で、モルタルにクラックが発生したことを予測させる 1 次降状があり、② その結果、PC 鋼線の伸びが進行するが、それが 2.5 mm になった 28° のときひずみ硬化が起り、③ 30° 付近で、この鋼線も降状するが、④ 相対移動量 8 mm の $\alpha = 35^\circ$ になっても、いわゆる滑動はらない。一方、富配合モルタルを使用した ③ 線のケースは、 $\alpha = 30^\circ$ 付近でモルタルに微細クラックの生じたことを示す折点はあるが、 38° になっても相対移動量は僅か 2 mm で、滑動徴候は全くなかった。

以上の事実は、縫地 RC ボルトが成層岩斜面の滑動安定上、卓効のあることを予見させると同時に、使用する

RC ボルトは、良質モルタルと十分な鉄筋面積をもつべきことを示唆している。

4. 内海トンネルの例^{2),3)}

坑口付近の斜面滑動安全率を垂直縫地 RC ボルト工で高めてから、トンネルを掘進した例として、内海トンネルを述べる。

(1) 計画概要

堀切峠から南、約 700m 区間の太平洋に面した東斜面は、部分的に残る崖錐や急崖部を除くと、大半が安定している。しかしその尾根の南端には、東に突出する岬があり、その南斜面では落岩、北と東の斜面では崖錐の匍行が見られ、ここを迂回する現国道には R=40m の急カーブがある (写真-5)。

道路交通上のこの危険なボトルネックをなくすために計画され、昭和 57 年 10 月から 60 年 3 月にかけて、建

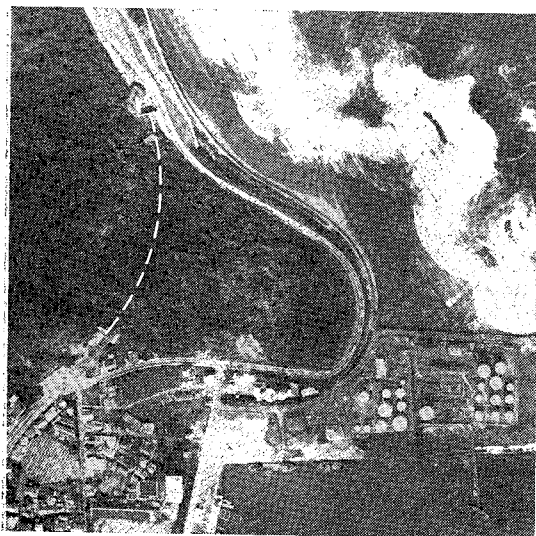


写真-5 内海トンネル地区の鳥瞰図

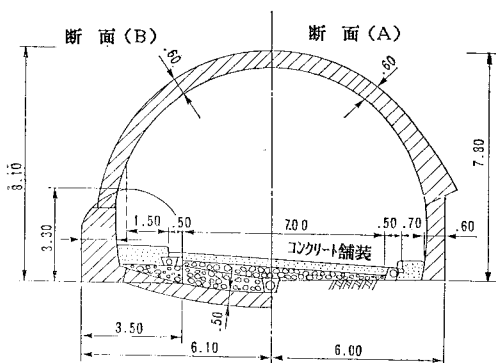


図-3 内海トンネル施工断面図

設省宮崎工事事務所の発注で、(株)熊谷組が施工したのが内海トンネルである。長さ 273m、勾配 3.24%、R=300m のこのトンネルの施工断面は、図-3 のとおりで、両坑口付近の崖錐下部分は、側壁導坑方式で掘進され、インバートがつけられた。

(2) 北口斜面の安定解析

流れ盤上の崖錐を掘ることになるこのトンネルの北口斜面については、数本のコア・ボーリング資料と地形図から、等高線に直交する数か所の地山断面の地層を推定し、各断面での崖錐の滑動に対する安全率 s を、現状と掘削時にわけて解析した。

いま、傾斜角 α の斜面上の物体 W の滑動しようとする力 $W \sin \alpha$ と、それに抵抗する力 $\sigma \tan \phi + cl$ の比 s を滑動安全率とすれば、

$$s = \frac{\sigma \tan \phi + cl}{W \sin \alpha} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 W は斜面上の物体重量で、比重を r とすれば、 $W = r \cdot l \cdot h$ (単位幅当り)； $\sigma = W \cos \alpha$ は斜面への直圧力； ϕ は物体と斜面の間の摩擦角； c は粘着力； l は接触長 (図-4)。

本例では、 $\alpha = 24^\circ$ の砂岩層面を崖錐がすべると考え、そのすべり面を現状と掘削後に分けて想定し、次の仮定で s を算出した。崖錐単位重量 $r = 1.8 \text{ t/m}^3$ ；乾期には $\sigma = 1.8 lh \cos 24^\circ$ 、 $c = 1.0 \text{ t/m}^2$ ；大雨時には 0.8σ 、 $c = 0.5 \text{ t/m}^2$ ；摩擦角 ϕ は、図-2 に示した実験結果を参考にして、無措置時は 25° 、縫地 RC ボルト施工後は 28° とした。

以上の仮定で得られた滑動安全率 s が最小の危険断面は、現道路面を約 2m 切下げる北坑口を通るものだった。図-5 に示す推定地層断面とすべり面の仮定で算出した s 値 (表-1) は、無措置のまま掘れば、仮定の大雨時条件 ($\sigma = 0.8 \times 1.8 lh \cos 24^\circ$ 、 $c = 0.5 \text{ t/m}^2$) では $s = 0.975$

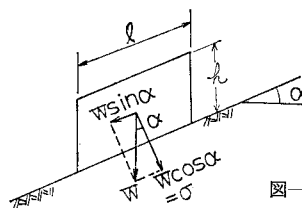


図-4 斜面上の物体の重力による滑動図

表-1 北口付近斜面の滑動安全率 s の算定結果 ($r = 1.8 \text{ t/m}^3$)

区 分		乾 期	大 雨 時	
$\sigma = 1.8 lh \cos 24^\circ$		$\times 1.0$	$\times 0.8$	
崖錐部粘着力 c		1.0 t/m^2	0.5 t/m^2	
安全率 s	現 状	1.52	1.08	
	掘削後	無 措 置	1.32	0.975
		縫地 RC ボルト	1.50	1.07

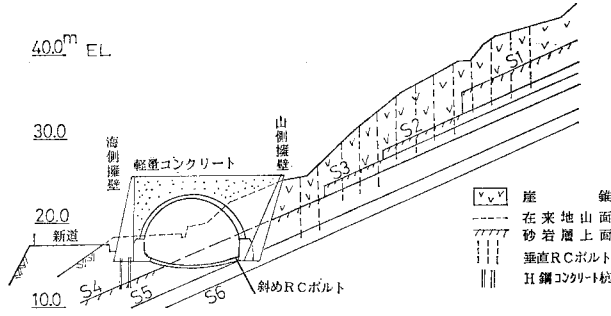


図-5 北口付近の地層断面と施工要領図

となって、この崖錐は滑動することを示した。

このように s が 1.0 以下ないし 1 にきわめて近い断面は、北坑口外の約 20 m から坑内 80 m 地点までの区間に及んでいることが判明した。

(3) 垂直縫地 RC ボルト工の設計と施工

以上の検討から、トンネルの掘進に先立って、山側斜面を垂直縫地 RC ボルトで補強することになり、その RC ボルトは地表から鉛直下向きに、第 2 砂岩層下面まで、口径 10 cm の無水ボーリングをし、その孔内に D 32 mm の異形鉄筋を挿入、1:2 の富配合モルタルを充填してつくることにした。

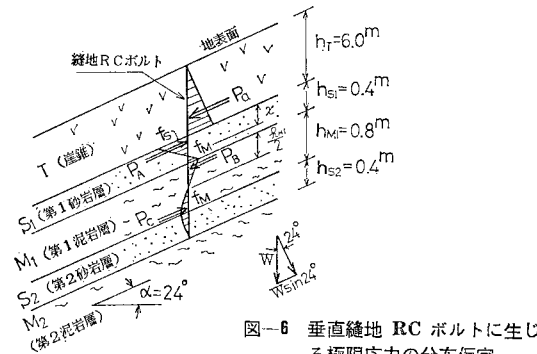


図-6 垂直縫地 RC ボルトに生じる極限応力の分布仮定

表-2 最も厳しい条件の RC ボルトに対する許容滑動荷重 P_a の計算 (図-6 参照)

【基本計算式】 P_C を無視して $P_a = P_A - P_B$, $P_A = \frac{1}{2} f_S \cdot x \cdot D$, $P_B = \frac{1}{2} f_M \left\{ (h_{S1} - x) + \frac{1}{2} h_{M1} \right\} D$, $x = \frac{f_S}{f_S + f_M} h_{S1}$
【採用数値】 $f_S =$ 砂岩の許容圧縮強度 $= 200 \text{ kg/cm}^2$ $f_M =$ 泥岩 " $= 50$ " $h_T =$ 最大崖錐厚 $= 6.0 \text{ m}$, $h_{S1} =$ 同所の第 1 砂岩層厚 $= 0.4 \text{ m}$, $h_{M1} =$ 同第 1 泥岩層厚 $= 0.8 \text{ m}$, $h_{S2} =$ 同第 2 砂岩層厚 $= 0.4 \text{ m}$, $D =$ RC ボルト直径 $= 0.1 \text{ m}$
【数値計算結果】 $x = 32 \text{ cm}$, $P_A = 32 \text{ t}$, $P_B = 12 \text{ t}$ $\therefore P_a = 20 \text{ t}$
【備考】 塑性ヒンジは第 1 砂岩層に生じる。したがって、垂直縫地 RC ボルトで崖錐の移動を阻止すると、極限すべりは第 2 砂岩層上面で起こる。故に、第 2 砂岩層までのボルトを数多くセットするのが有効である。

この RC ボルトに生じる極限の応力分布状態を図-6 のように仮定すると、ボルト 1 本当りの許容滑動荷重 $P_a = 20 \text{ t}$ となる (表-2)。これに対応する崖錐重量 W_a は、

$$W_a = P_a / \sin \alpha = 49.2 \text{ t} \dots \dots \dots (2)$$

故に、最大崖錐厚 $h_T = 6 \text{ m}$ に対しては、 $W = r \cdot h_T \cdot A$ より、 $A = 49.2 / 1.8 \times 6 = 4.55 \text{ m}^2$ を得る。いま、辺長 2.4 m の正三角形配置にすれば、RC ボルト 1 本当りの崖錐斜面面積は、 4.52 m^2 となって十分である。

一方、掘削に伴う危険斜面の範囲は、前述のように、北坑口を中心に坑外 20 m、坑内 100 m 区間が対象となり、その奥行上限は、崖錐厚が 1~2 m にへる標高 44 m 線までと判断された。しかしながら、後述のトンネル掘進の進行状況と用地の関係で、北坑口から 30 m 以奥に対応する斜面部分の RC ボルト工は省略された (図-7)。結果として、この省略部分端部でのトンネル掘進時に、後述の一寸としたトラブルがあった。

写真-6 は施工斜面全体に総足場を組んだ状態で、セットされた RC ボルトの総本数は 208 本、延べ延長は 1457 m だった。

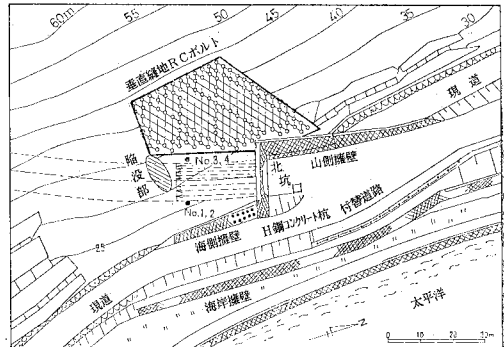


図-7 北口部分の処理

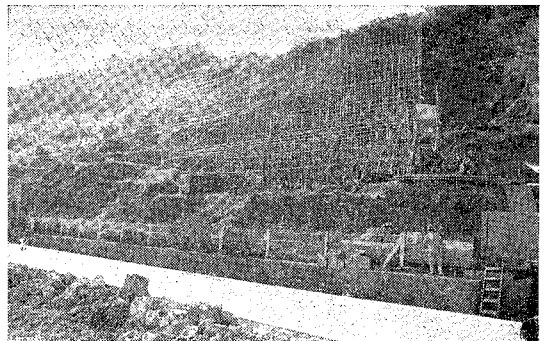


写真-6 北口付近の崖錐斜面での垂直縫地 RC ボルト施工のための総足場

(4) 先行明り工事

南口から上り勾配で進められた本トンネルの掘進は、

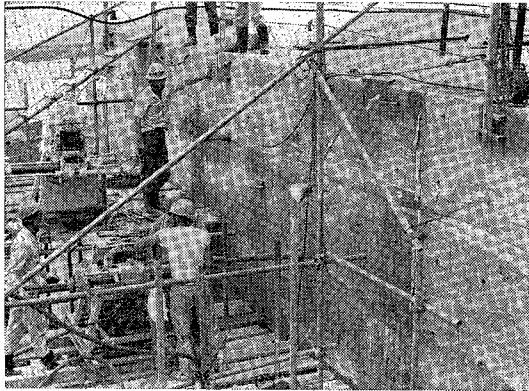


写真-10 北口からの水平縫地 RC ボルト工の作業状況

うを詰め、くぼんだ斜面全体を軽量コンクリートで覆って被害の拡大を防いだ。

この崩土事故は、11.5m 区間の既設アーチ覆工の山側コンクリートに、顕著な水平クラック（起拱線とクラウン線の間）を発生させ、偏圧のかかっていることを示した。抜き掘り作業で側壁を施工し、北口からのインパートを延伸した後、クラック部分の手直しをした。こうしてトンネル本体工が完成したのは、59年10月末である。

(6) 地中応力計による施工管理

a) 地中応力計の原理と構造^{4),5)}

掘削作業に伴う北口付近の地中応力変化は、筆者らの指導で土木測器センターが開発したバリミューセルと呼ばれる「地中応力の変化量測定計」でキャッチされ、施工管理に利用された。

D 50~70 mm のボーリング孔内にセットする直径 40~50 mm、長さ 250 mm の円筒状ゴムセルを有するこの計器は、次の4部分から構成される（写真-11、図-9）：ゴムセル（A）、それに封入する圧力水を地上の応力変換器（C）に結ぶ可撓耐圧チューブ（B）、および応力の検出。記録部（D）。

本器の測定原理は、次の通りである。

i) 応力変換器の金属筒（C）内のスプリング③が、隔板②を押すことで加圧された水が、①室から耐圧チューブ（B）をへてボーリング孔中のセル（A）に通じている。よってそのセル位置のボーリング孔壁にかかる地山応力（3次元）が変動すると、セル体積が増減する。

ii) 地山応力の増加によるセル体積の減少に対応するセル水量が、金属筒①室に移り、スプリング③を圧縮する。逆に地山応力の解放は、スプリングの伸びとなる。

iii) 線的ひずみのスプリング伸縮は、スプリング応力の変化として、機械的ないし電気的に検出でき、それがゴムセルに加わる地中応力の変化である。故に、セル

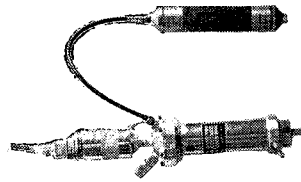
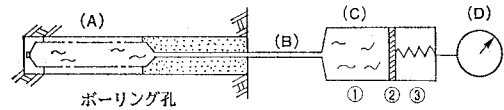
写真-11
バリミューセルの本体部

図-9 バリミューセルの構造原理図

(A) ゴムセル、(B) 可撓耐圧チューブ、(C) 金属筒、
(D) 検出計、① 封入圧力水、② 隔板、③ スプリング

応力の増加は、その設置点近くに地山応力の集中があり、逆に、セル応力の減少は同応力の解放、すなわち地山のゆるみ発生を意味する。かくして、セル応力の連続記録からその地山の安定状態や対応措置の効果判定などができる。

b) セルの設置位置

現地の状況と工事作業を勘案して、北口から 23 m 地点のトンネル側壁外方 1 m の地山に、地表から孔径 60 mm の垂直ボーリングをし、海側に No. 1 と 2、山側に No. 3 と 4 の合計 4 個のセルを、砂の代りにシルトを使った特殊モルタルでセットした（図-7、8 参照）。浅い方の No. 1 と 3 は、崖錐層の下端、深い方の No. 2 と 4 は、そのトンネル断面下部に現われると推定された砂岩層の上面に置いた。

セルの初期セット圧は、その深度に対応する水圧程度を目安としたが、すでにゆるんでいた地山の No. 3 セル（深さ 4.0 m）には、0.25 kg/cm² しか加圧できず、それも 10 日後には膨脹して消滅した（表-3 参照）。

c) 計測記録と解析

打点式連続記録紙から読みとった各セル応力の日間変動値の最大と最小を、曆日に従って整理したのが図-10 である。0.05 kg/cm² 程度は、気温変化に起因するが、それ以上の変動は近隣での掘削や降雨、交通振動などによっている（59年8月7日にあった震度4の日向灘地震は、浅い方の No. 1 と 3 のセルが 0.02 kg/cm² の瞬間上昇圧として記録した）。

図-10 に現れたセル応力の変動と、その時の工事作業との関係、ならびに対応措置については表-3 にまとめられている。

一般に、セル位置に掘削が近づくと、そのセル応力は、日間の変動幅を増しながら、全体として上昇する。そして切羽がセル位置の近傍を通過するとき、極端な低下をするが、携壁や覆工のコンクリートを施工した時、再びセル圧上昇の傾向があれば、そこはいわゆる地圧の発生箇所である。またセル応力の変動が激しいのは、その地山内部で、局部破壊とその修復が繰り返されているこ

表-3 バリミューセル応力の変動記録解析 (図-10 参照)

年.月.日	セル応力とその変動範囲 (kg/cm ²)				記 事	対 応 措 置
	No. 1 (海側 4.6 m 深)	No. 2 (海側 12.4 m 深)	No. 3 (山側 4.0 m 深)	No. 4 (山側 11.3 m 深)		
58.12.15	0.64	1.25	—	—	海側セル設置. 付替道路用海岸擁壁工事	垂直 RC ボルト工着手
59. 2.28	1.24	3.24~3.10	—	—	2.10頃より, 道路盛土の増加と共に現道にクラック発生	舗装・側溝の打足し
3. 8	1.30→1.00	3.50~3.30	—	—	海側擁壁 (北口より 10~20 m 間) の床掘り, その上方斜面に地割れ発生	ゆるんだ岩錐のかき落し
3.25	1.10~1.00	3.70~3.50	0.25	1.15	山側セル設置, 上記海側擁壁のコンクリート工	
4. 5	0.95~0.90	3.9 ~3.6	—	1.1~1.0	4.1 山側導坑着工, No. 3 セル圧消滅	
4.25	1.2 →0.6	3.95~3.7	—	1.5~1.3	海側擁壁 (北口より 20~30 m 間) の床掘り, その上方斜面に地割れ発達	ゆるんだ岩錐を落し, 軽量コンクリートで被覆
5. 1	1.0 ~0.85	4.0	0.02	1.5~1.35	海側擁壁の完成で, No. 3 セル圧復活	
5.15	1.2	4.2	0.2→0	1.7	No. 3 セル位置を山側導坑の切羽通過, 同セル圧消滅	
5.20 ~ 30	1.3 →1.0 →0.9	4.3 ~3.9 (激しく変動)	0.1~0	1.5→1.9	5.20 山側導坑貫通, 5.25 同部側壁コンクリート打設, 5.27 海側導坑に着手	斜面の軽量コンクリートにクラックが発生
6.15	0.9	4.5 ~4.2	0.6	2.0	6.3 海側導坑貫通, 6.8 同部側壁コンクリート打設	水平縫地 RC ボルト工着手
6.25	1.1	4.4	0.5	2.1	上半掘進に着手	
7.30 ~8. 5	1.4 →1.0 →0.1	4.6 ~4.8	0.9→0.3	2.6→0.9	上半切羽の接近によるセル圧上昇と, その通過直後の大低下, 最下端の No. 2 セル付近の地層に応力集中	鋼アーチ支保工のセットとアーチ覆工の追従
8.15 ~ 23	0.1 →0.5 →0.65	4.8 ~4.9	0.3→0.6 →0.1	1.45~1.9 (激しく変動)	海側 No. 1 セル圧急上昇, 山側セル圧の変動が激しい. 8.23 陥没事故発生	(本文参照)
9.20	1.2 →0.9	5.1	—	2.1	降 雨	
10.15 ~ 23	1.4 →1.1	5.3 ~5.1	—	2.3→2.05	インパート工	
11. 1 ~ 60. 3.30	1.3 ~1.6 (概ね安定)	5.3 ~5.8 (概ね安定)	—	2.2~2.8 (不安定)	59.10.30 トンネル本体内工完成. 降雨時セル圧降下. No. 4 セルが特に激しい	インパート部に長さ 3.5~11.0 m の斜 RC ボルト工

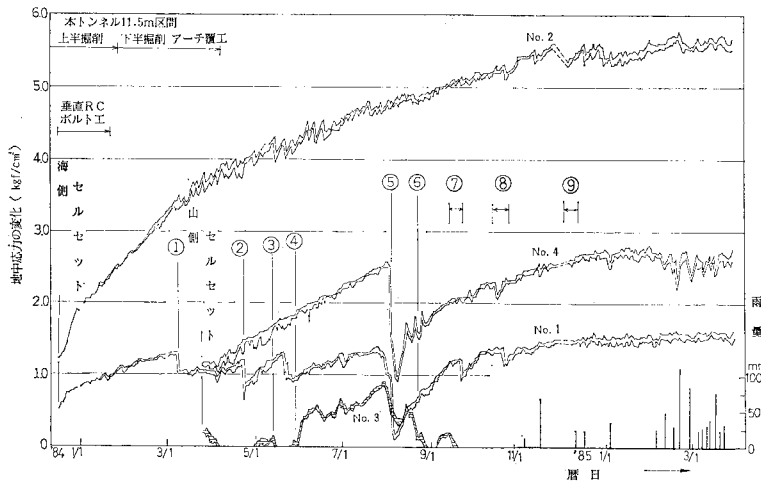


図-10 バリミューセルによる地中応力の変動記録

(① 海側擁壁 (北口より 10~20 m 区間) 床掘り, ② 同 (20~30 m 区間) 床掘り, ③ 山側導坑通過, ④ 海側導坑通過, ⑤ 上半切羽通過, ⑥ 陥没, ⑦ 坑門と斜面仕上げ, ⑧ インパート工, ⑨ 斜 RC ボルト工)

とを示し, そうした地山は不安定といわざるをえない。

d) 考 察

トンネルの本体工が終わってからも, 各セル圧は多少とも変動しながら上昇する傾向にあったので, 舗装工の着手に先立って, 12 月上旬に, 山側側壁の下端近くから, その下方の 3 m 厚砂岩層まで, 斜めの RC ボルトを 1.5 m ピッチで施工した。その結果, 崖錐層中の No. 1

セル圧は 1.5 kg/cm² 付近に概ね一定し, 所期通り, 崖錐の滑動安定が達成できたことを裏付けた。また, 最も深い No. 2 セル圧も, 変動幅が減って 5.7 kg/cm² 付近に落ち着きつつあるが, No. 4 セル圧のみは, 依然として, 降雨ごとにかなり変動して懸念されたが, トンネルの供用 (写真-12) と同時に, これらのセルは撤去され, 地山全体の長期的な安定は, 存置ボーリング孔を利用して定期的に行う, 傾斜計による測定の方にゆずられた。何れにしても, 一たび, 滑動を起こすと, その崩壊土量は数万 m³ に達すると見られる現道に接したこの至難な坑口工事が,

無難に終了できたのは, 垂直縫地 RC ボルト工に負うところが大きかったといえよう。

4. 新志戸坂トンネルの例⁹⁾

前例が, 24° という流れ盤斜面での崖錐滑動の防止だったのに対し, 急斜面受け盤の地山崩壊の防止に, 垂直

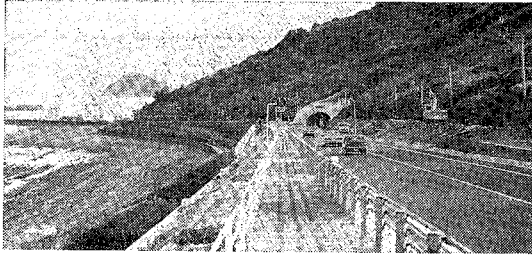


写真-12 完成した内海トンネルの北坑口

縫地 RC ボルト工を採用した新志戸坂トンネルの例を紹介しよう。

(1) 概要

国道 373 号 (赤穂市～鳥取市) が中国山脈を横断する岡山・鳥取県境の志戸坂峠 (標高 581 m) に、建設省岡山工事事務所が昭和 53 年 8 月から 56 年 3 月にかけて建設したのが、長さ 1 630 m の新志戸坂トンネルである (図-11)。その北坑口 (鳥取側) は、急崖斜面 (45°) にあって、トンネルは現道の下、約 10 m の所を斜めに横切ることになる (写真-13)。



図-11 新志戸坂トンネル位置図

地質は、掘進方向の左側に向けて逆目 (受け盤) をなす硬い粘板岩と砂岩の互層基盤の上に、厚さ 4~5 m の崖錐が覆っている。トンネル掘進時にこの崖錐が乱されると、現道が落ちる怖れがあるため、その防止にパイプ・ルーフ工や薬液注入工と比較検討の上、わが国として最初の垂直縫地 RC ボルト工法が採用された。

(2) RC ボルト工の設計と施工

傾斜角 45° の岩盤上に乗っている厚さ 4 m の崖錐を安定させるために、平均長 6 m の垂直 RC ボルトを、トンネル進行方向に 1.5 m、横断方向に 1.2 m のピッチで設置することにした。その施工範囲は 385 m²、本数は 235 本、延べ延長は 1 329 m である。

施工は、足場上から二重管式ボーリング機 (BOHLER TC121 A) で、孔径 100 mm のせん孔をし、その中に D 32 mm 異形鉄筋を挿入、セメント・ミルクを流し込んだ。形成された RC ボルトの状態は、写真-1 に示した通りである。

(3) 効果の確認

着工前の 53 年 9 月 26 日に、現道の舗装面に設けた引照点を基準にして、現道下方の斜面に配置した No. 1

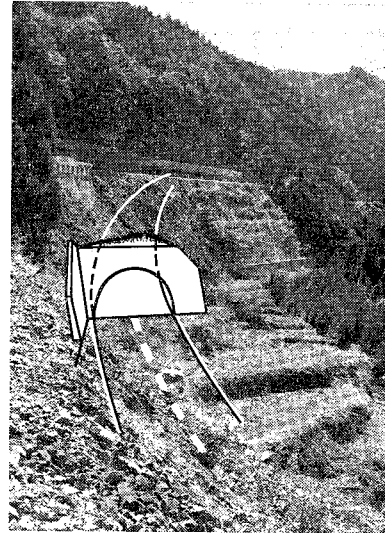


写真-13 新志戸坂トンネル北坑口付近の在来地形と掘進方向

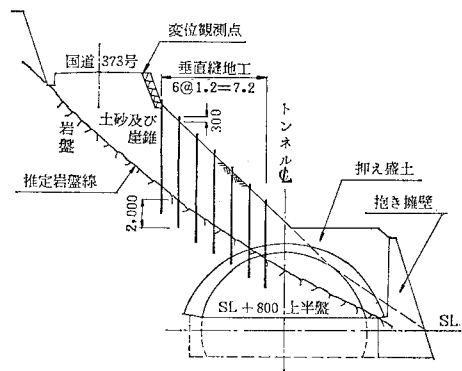


図-12 北口部と RC ボルト工の設計断面図

~12 の計測点の移動を、53 年 11 月 25 日に始まった上半の掘進から 54 年 3 月 24 日のアーチ覆工完成までの期間、レベルによって定期的に計測した結果を 図-13 に掲げる。

実質的な沈下は、等高線に直角に切った断面が坑口を通る No. 3 以降に生じており、切羽の前進と共に増加している。そして、上半切羽が No. 7 の直下に来た時、地割れが発生して、その測点の計測を不能にした。そこは RC ボルト工の終端に当たっていた。この地割れの影響で、No. 8~11 の測点には、20~15 mm の沈下があったが、現道への影響は全くなく、垂直縫地 RC ボルト工の効果を確認させた。

5. 都市トンネルでの例

人口の稠密化は、都市の地下利用を促進する。都市の多くは沖積層や埋立土の上に立地し、建物が密集しているため、慣用の開削工法は極めて困難で、主としてシー

測定開始 53	掘進開始 v11.25 54				
	9.26	10.19	11.15	12.15	1.24
No.1	0	0	-1	-1	-1
.3	0	-2	-2	-4	-4
.4	0	-1	-2	-7	-8
.6	0	-1	-5	-8	-8
.8	0	-1	-10	-15	-20
.10	0	-1	-8	-15	-19
.11	0	-2	-10	-12	-15
.12	0	-2	-2	-4	-8

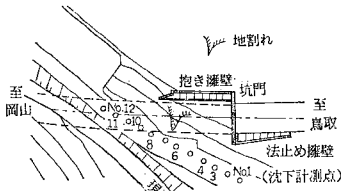


図-13 北坑口付近の地形と掘進に伴う沈下量測定記録

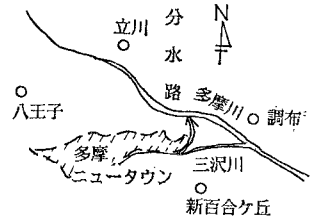


図-14 三沢川分水路位置図

ルド工法に頼っているが、それは最大径 10 m 程度の円形断面と深さ 30 m 位までで、さらに玉石などがあると難渋する。それで任意形状の切羽掘進と同時に、ショットクリート・RC ボルトを施工する山岳トンネルでの NATM の適用が、都市トンネルでも試み始められた。ここでは、切羽の自立性が極めて低いルーズな砂層を、地表から下ろした垂直縫地 RC ボルトで吊った形で、切羽の自立性を向上させ、NATM 掘進に成功した 2 例を紹介する。

(1) 多摩ニュータウンの三沢川分水路工事⁷⁾

総面積 3020 ha、最終人口 37 万人を目標にした多摩ニュータウン事業のうち、東端の稲城地区を流れる三沢川の洪水緩和と、ニュータウン内の雨水排除を目的に全長、2670 m のトンネルによる分水路工事が、昭和 53 年より東京都の委託で、住宅・都市公団によって進められている。このうち「尾根ルート」と呼ばれるニュータウン内 150 ha の雨水排除用の幹線下水道管が、内径 10 m、深さ 16 m の減勢立坑をへて、三沢川分水路の本トンネル(内径 8.1 m)に、斜角 30° で合流する箇所(写真-14)は、355 m² の小範囲であるが、土被り 5 m の所に最大幅 19 m まで変化する変断面トンネルをつくらねばならなかった。地質は、厚さ 2.2 m の地表埋土の下に、約 1 m 厚の旧水田腐食土層(N=2)があり、トンネル上半部は、その下のルーズな砂層(同 10~20)、下半部は N=30~40 のやや締った砂層を通るが、そこには流砂現象の怖れがあった。

NATM で掘進するに先立って、この合流部の天井地山を地表から吊る 目的で、アースオーガーによる孔径 30 cm のせん孔を、鉛直に対して 5~7° で行い、D 32 mm 異形鉄筋を挿入、1.7~3.9 m の深さまで貧配合モルタルを流し込み、それより上方には砂を詰めた。これは将来、ここに高さ 14 m の盛土をした時、その重量がトンネル覆工に直接かかることを避けるため、砂充填部に設けたカップラーから上方の鉄筋は、完工後、引抜いた。また地表には厚さ 20 cm の RC 床版を打設して、

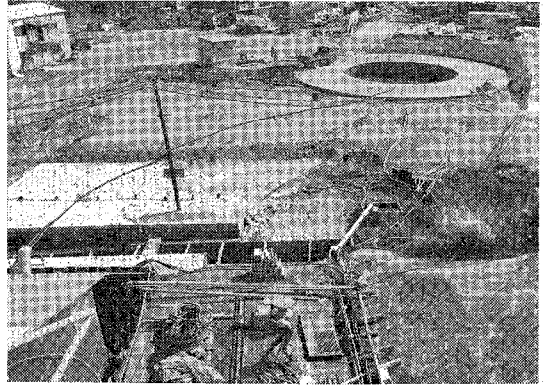


写真-14 多摩ニュータウンの雨水下水道幹線(尾根ルート)と三沢川分水路の合流部の工事状況

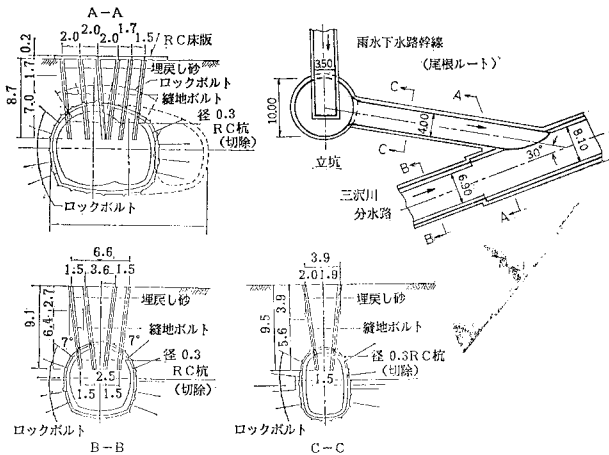


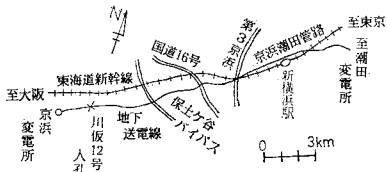
図-15 三沢川分水路トンネルと雨水下水道幹線(尾根ルート)合流部の設計詳細図

つり下げ荷重の反力をとらせた。

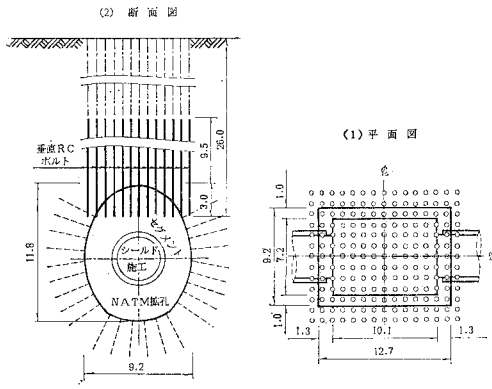
この径 30 cm の RC ボルトは、トンネル掘進方向に 1 m ピッチ、その横断方向に本流部 4 本、支流部 2 本、合流部は最大 6 本の割合で配置された(214 本、延べ 1966 m)。掘進時の最大沈下は 5 mm だった。この難工事の成功に対して、昭和 56 年度の土木学会技術賞が授与された。

(2) 地中送電線用トンネルでの例⁸⁾

横浜市戸塚区の京浜変電所から川崎市内に新設される



図一16 京浜・潮田両変電所間地下送電線ルートと川俣12号接合部



図一17 川俣12号人孔のRCボルト配置図

潮田変電所へ、27万5000Vの超高压送電線を通すために、全長29km(内径4.1~4.8m)のトンネル(図一16)が、東京電力(株)の発注で昭和54年7月以来施工中である。この送電ケーブル接続のため、約600m間隔で人孔を設け、そこのトンネル断面を拡大し、ケーブルの発熱によるトンネル内の温度上昇を抑えるための強制冷却水循環システムも導入される計画である。図一17は、川俣12号人孔の施工要領を示すもので、シールドで掘った内径4.1mのトンネル区間12.7mのセグメントを外して、幅9.2m、高さ11.8mに拡孔する作業

をNATMで実施した。この拡孔部の天井地山を、地表から吊る目的で、径12cmの垂直ボーリングを1.0mピッチで、深さ26.0mまで行い、その底12.5mにセメント・ミルクと共に、D32mmの異形鉄筋を挿入、その上部には山砂をつめた。セットした垂直縫地RCボルト数は195本、延べ2438mである。

むすび

地下は文字通り、未知暗黒の世界である。そこに挑むには、地上からの相応の調査と準備をして臨むべきことは当然である。垂直縫地RCボルト工は、その一例である。そして成功の要諦は、細心かつ入念な施工と共に、計測とその解析が大切で、それが次の工事での発展につながる。

参考文献

- 1) Wallis, S. et al.: Tunnelling the gap in the Oslo metro system, Tunnels & Tunnelling, March (1984).
- 2) 村上良丸他: 市街地丘陵トンネル工事での経験, 宮崎大学工学部研究報告31号, 昭和60年5月。
- 3) Murakami, Y. et al.: Experiences with Tunnelling in an Urban Hilly Area, Proc. of the 11th ITA Congress, Prague, Sept. 1985.
- 4) Murakami, Y. et al.: A Study on a Technique of Prediction for Ground Stabilities, Proc. of the Intern. Symp. on Weak Rock, Vol. 1, Sept. 1980.
- 5) 村上良丸他: 新しい地圧計による地山安定の推定技法, トンネルと地下, 昭和56年12月。
- 6) 高島 汎他: 垂直縫地工法, 第13回日本道路会議特定課題論文集, 昭和54年9月。
- 7) 松田慎一郎他: 都市トンネルにおける変形大断面NATM, トンネルと地下, 昭和57年2月。
- 8) 中島章治他: 京浜潮田線管路新設工事の技術的諸課題, 電力土木, 昭和58年1月。

(1985.8.2・受付)

●ご案内●

論文集第6部門編集小委員会では、情報化施工、海外工事、施工システム、施工マネジメント、技術情報、先端技術、パブリックアクセプタンス(AP)、建設労務、契約・積算、建設諸法、などの土木技術や技術開発の論文を募集しております。

さらに、上述のほかにも、工事の企画から調査・設計を経ての積算・施工、あるいは検査・補修技術、品質・コスト・安全・工程などの管理手法や環境・公害対策など、また、新素材や機械に関するもの、そして国際的に発展する新技術開発とその商品化など一般のニーズに応える業績を幅広く募集しております。