

ルという特殊な工事を対象として、いかなる技術的發展がなされたのであろうか。

## 2.3 海底トンネルの諸問題

粕谷逸男\*

### 1. はしがき

わが国は世界に誇りうる海底トンネルの経験を持っている。それは関門海峡を横断する鉄道トンネルと国道トンネルとである。鉄道トンネル下り線 3.614 km は 1936 年に着手し 1942 年に竣工した。また上り線 3.605 km は 1944 年に完成した。当時河底トンネルとしてはイギリスのセバートンネル 7.012 km 等があったが、海底トンネルの先例はなく、関門トンネルが世界最初のものであった。また関門国道トンネル 3.461 km は 1939 年に着工したが、戦後の工事中断等もあり、竣工したのは 1958 年である。これも世界最初海底道路トンネルである。

その後合衆国ではチェサピークベイブリッジトンネル 1.8 km および 1.7 km を 1963 年に完成し、今またサンフランシスコ湾横断トンネル 5.8 km を建設中である。これらはいずれも沈埋式トンネルである。他方わが国ではさらに長大な津軽海峡を横断する青函トンネルの調査坑が、着々と進められている。これとよく対比されるドーバー海峡トンネルが 1 世紀以上も前から計画されていたが、いまだに着工の段階に至っていないのにくらべれば、わが国の活力がいかに大きいかうかがわれる。

さらに、今後東京湾横断海底トンネル（川崎～木更津間および走水～富津間）、伊勢湾を横断する海底トンネル、豊後水道を横断する海底トンネル（佐田岬～佐賀関間）、内浦湾口を横断する海底トンネル（鹿部～室蘭間）等が計画されるようになるだろう。太平洋沿岸地帯を中軸として高度成長をとげつつあるわが国の経済は、拠点間を緊密に連絡するために、これら海底トンネルをやがて必要とするようになるであろう。技術的にも、またこれらに挑戦する自信がついてきた。それでは海底トンネ

\* 正会員 日本鉄道建設公団海峡線部長

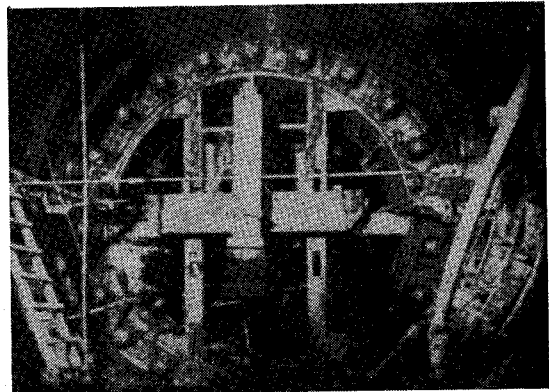
### 2. 既往の海底トンネル工法

関門鉄道トンネルの深度は約 40 m より浅いから、湧水の圧力は 3~4 kg/cm<sup>2</sup> であった。下関側の海底地質は花崗岩、玢岩などの火成岩、輝緑凝灰岩、礫岩、砂岩、頁岩などの堆積岩、および玢岩、輝緑凝灰岩などが花崗岩漿に接触してできた変成岩が入り混り、そのうえ断層もありきわめて複雑であった。工事は丹念なセメン

写真—1 施工時の関門国道トンネル



写真—2 施工時の関門鉄道トンネル  
(上り線のシールド背面)



ト注入を繰返しながら、山岳トンネルの方式で掘進する方法がとられた。また門司方の海底地質は花崗岩の風化帯であったので、シールド工法に圧気工法が併用された。このシールド工事は、わが国で本格的にシールド工法を採用した最初のものである。

関門国道トンネルの頂部から海底までの最小土かぶり は約 20 m である。その地質はホルンフェルス、玢岩、閃緑岩等で、掘削には山岳トンネル方式がとられた。下関坑口に近い陸地部の風化粘土帯には、わが国で初めてのルーフシールドが採用された。また下関側海底部の断層破碎帯 135 m 間には、作業の安全と空間を確保する

目的で、7ピースからなる鋼製アーチ支保工が用いられた。その組立方法は部材を支柱で支え、掘削に応じて部材を継ぎ足し、アーチを完成させてから支柱を取りはずした。海底の軟岩部では1次覆工として場所打ちコンクリート 60 cm を、硬岩部では 40 cm を施工し、2次覆工の厚さは 40 cm とした。

1964年羽田空港のそばの海老取川に、2つの沈埋式トンネルが完成した。1つは首都高速道路1号線のものであり、他の1つは羽田～浜松町間モノレール線のものである。航路部分の両端にケーソンを沈下し、その一部を橋台として利用し、その間に長さ 56 m の鋼製の沈埋函を桁として沈設する方法がとられた。他の部分には仮締切による削削工法が採用された。

上に述べたわが国の既往の海底トンネルだけでも、海底トンネルを建設する場合に考えられるすべての工法が用いられている。それだけ今後取り上げられる海底トンネルでは、どんな新しい技術が持ち出されるのであろうか。深度が浅い場合には、従来の圧気工法にかわって、沈埋式トンネル工法が広く用いられるであろう。深度が深い場合には、依然として止水および固結注入を併用した山岳トンネル方式に頼らざるをえない。しかし、そこには新しい時代の要求に対応して、種々の新しい問題が提起されている。

### 3. 青函トンネル設計上の理念

津軽海峡を横断するルートとしては、下北半島の大間崎から対岸の汐首岬に渡る東ルートと、津軽半島の竜飛崎から対岸の吉岡に渡る西ルートとの2つが考えられた。最大水深は前者では 240 m、後者では 140 m である。水深が大であることは、勾配の関係からアプローチトンネルが長くなり、トンネル総延長が長くなるばかりでなく、湧水に遭遇した場合に湧水圧も大であるから、工事に支障をきたすこともまた大である。東ルートは水深の点で不利であるばかりでなく、地形地質の点からも問題があったので、調査は初めから西ルートに限られた。

西ルートの地形は竜飛崎から吉岡に向って幅の広い浅帯部が連続しているけれども、海底下 22 km のうち 18.8 km は 40 m 以上の水深がある。したがって、海峡横断部の 86% は圧気工法を主力に考えることはできない。また沈埋式トンネル工法としても、全く潜水夫の世話にならないわけにもゆかないし、潮流海流をあわせた流速が最高 10 ノットもあり、しかも海流が強いために潮流の反転がない——すなわち静止する時がない海域において、巨大なトンネルエレメントを沈設することは不可能であろう。

それゆえ、青函トンネルの掘進には、関門鉄道トンネルの下関側あるいは国道トンネルで採用した、山岳トンネルの方式によらざるをえない。この場合、トンネル頂部から海底までの土かぶりをいくらに取るべきか、土かぶりが大なることは掘削作業には安全であっても、湧水がある場合水圧水量ともに大となって不利とはならないか、全体の湧水量はどのくらいになるかが問題になる。これらについて、設計上どのように考えているかについてつぎに述べることにする。

#### (1) 土かぶり

関門鉄道および国道トンネルの土かぶりは 20 m 以下である。しかし、これは海峡の水深が浅いから、施工できたのであろう。青函トンネルの場合、140 m におよぶ水深の下で、20 m 程度の土かぶりでは安全を期することはできない。それでは技術的にいくらの土かぶりを必要とするか。

海底炭田は、海底下の掘削について多年の経験を持っている。その保安基準が、石炭鉱山保安規則の中に定められている。同規則によると、海底下の深度が 200 m 以上の場合には先進ボーリングの施工も、掘削に対する種々の制限も不要であるとしている。また土かぶりの厚さその他に関係し、同規則で掘削を禁止している二、三の例をあげると

- ① 海底下の第四紀層が 30 m 以上のときは、第三紀層の厚さ 10 m 未満の箇所
- ② 海底下の第四紀層が 5 m 未満のときは、第三紀層の厚さ 60 m 未満の箇所
- ③ 海底の炭層露頭から（あるいは水没し、または水没している恐れが多い旧坑から）、当刻炭層に沿い 100 m 未満の箇所

前2項を比較して見ると、第四紀層の厚さを重視していることがわかる。これは第三紀層にきれつがあっても、上から第四紀層の土砂や粘土が水とともに流入して、自然と出水を妨げてくれるからであろう。また第3項では炭層中を水が浸透してくる場合、水路延長が 100 m 以上あれば、その摩擦抵抗により湧水量はそれほど大とならないと見ている。

青函トンネルの現在考えているルート沿いの海底地質は、図一1に示すように本州側の 5.4 km は火山岩が多く分布し、それ以外に第三紀層の堆積岩である。潮流と海流とを合せた流速は、海底付近でも相当大きな値が観察されており、全般に第四紀層の堆積は認められない。ただわずかに北海道の 4 km 沖合に、海流とこれと反対方向を持つ沿岸流との間に生じた砂の堆積を見るだけである。したがって、石炭鉱山保安規則からすれば、60 m 以上の土かぶりをとることが必要となる。

図-1 青函トンネル計画縦断面図

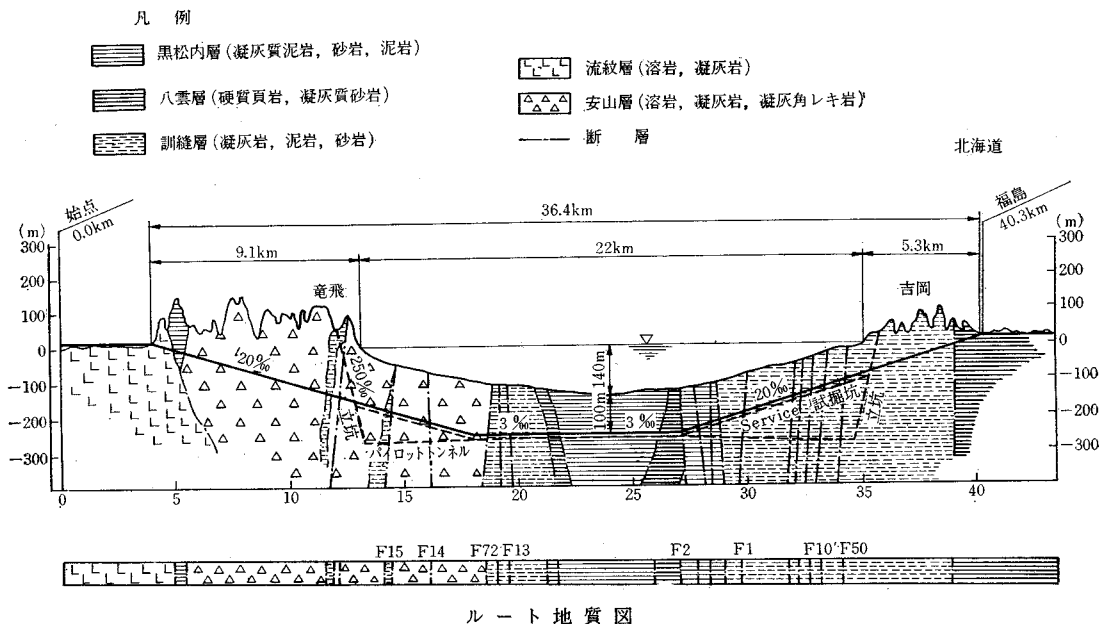


図-3に明らかなように、北海道方のアプローチトンネルは地形の関係からその延長が短かく、海岸付近の土かぶりは浅くなる。これを70mに押えた。また海峡中央部の黒松内層は最も若い時代のもので、固結度も低く、その上きわめて水を透しやすい貝殻混りの層の存在も考えられる。それゆえ、海底露頭からの同層に沿う距離をなるべく大にし、湧水層を少なくするために、海峡中央部では最小土かぶりを100mとした。本州方のアプローチトンネルは延長が長いために、海岸線付近の土かぶりは厚く大約160mとなっている。

土かぶりに対する当初計画の考え方は以上のとおりである。吉岡海岸線付近の土かぶりについては、その後の斜坑掘削、水平ボーリングによる探査等から、土かぶりを大にすると急速に浸透水が減少することがわかったので、もっと大にした方がいいようである。これについては、さらに詳細な調査を進めることにしている。

(2) 湧水量の推定

土かぶりが大きいことは、海水が浸透する水路の延長が長いことを意味する。このことは摩擦抵抗を増して、湧水量を減少させるのであろうか、あるいは水圧の増加により湧水量を増大させるのであろうか。当初計画では前者の立場をとって湧水量を推定した<sup>1)</sup>。また吉岡海岸線付近の軟岩割目からの湧水の状況も、前者の立場を是認するようである。しかし、竜飛斜坑の湧水量から判断すると、堅岩割目からの湧水は後者の立場をとるようである。全体の湧水量は、本州方の火山岩層の湧水により

左右されるから、後者の立場をとってつぎに湧水量を推定しなおすことにする。

土かぶりの地質が一樣な場合、水底下にあるトンネルの湧水量に対し、マスカットは次式を与えている。

$$Q = 2\pi kL \frac{H+h}{\ln\left(\frac{2h}{r}\right)} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 $Q$ は湧水量 ( $m^3/sec$ )、 $k$ は透水係数 ( $m/sec$ )、 $L$ はトンネルの延長 ( $m$ )、 $h$ は土かぶり ( $m$ )、 $H$ は水深 ( $m$ )、 $r$ はトンネルの半径 ( $m$ )である。今止水注入によりトンネル周囲に厚さ  $a$  ( $m$ )なる止水帯が形成されたものとし、その透水係数を  $k'$ とする。またこの場合のトンネルへの湧水量を  $Q'$ とすると、

$$Q' = 2\pi\alpha kL \frac{H+h}{\ln\left(\frac{2h}{r+a}\right)} \dots\dots\dots(2)$$

$$\alpha = 1 - \frac{\ln\left(\frac{r+a}{r}\right)}{\frac{k'}{k} \ln\left(\frac{2h}{r+a}\right) + \ln\left(\frac{r+a}{r}\right)} \dots\dots\dots(3)$$

となる。

湧水量の推定に当たり、問題を単純化するために、つぎのように仮定する。

- ① トンネルの通過する地質を、火山岩層、黒松内層、訓練層の3つに大別し、止水注入を施工した後の湧水量  $Q'$ を求めるために、各層の  $\alpha k$ の値をそれぞれ  $2.5 \times 10^{-7} m/sec$ 、 $5 \times 10^{-8} m/sec$ 、 $10^{-8} m/sec$ と仮定する。

② 断層破碎帯は既往の地質調査により判明している10カ所とし、その透水係数は前項で仮定した値の10倍、その幅は50mと仮定する。

各層の透水係数を上のように仮定したのは、つぎのような実測値に基づいている。すなわち、火山岩層に対しては、竜飛斜坑417m~625mおよび625m~759mの2区間をとっている。第1の区間は、角礫凝灰岩、安山岩および玄武岩の岩脈よりなり、第2の区間は安山岩よりなっている。両区間とも注入止水後掘進したもので、湧水量 $Q'$ はそれぞれ457l/min, 410l/minである。湧水を分析した結果は、海水ではなく山水であるけれども、海岸に接近しているため地下水水面は海水面に一致していると仮定する。 $a=2m$ とし、式(2)から $\alpha k$ を求めると、 $2.49 \times 10^{-7} m^3/sec$ ,  $2.54 \times 10^{-7} m^3/sec$ をうる。これより火山岩層に対しては、 $\alpha k$ を $2.5 \times 10^{-7} m^3/sec$ とした。

黒松内層に対しては手持資料が少なく、全くの仮定によらざるをえない。訓縫層に対しては、吉岡斜坑の332m~580m間をとっている。この区間は凝灰岩、火山礫凝灰岩、凝灰角礫岩よりなり、湧水が多く全区間止水注入のうえ掘進した。湧水量は25.4l/minで、水質分析の結果は海水の一部混入が認められる。 $a=2m$ として $\alpha k$ を求めると、 $1.05 \times 10^{-8} m/sec$ をうる。これより訓縫層に対しては、 $\alpha k$ を $10^{-8} m/sec$ とした。

断層に対する仮定は、調査坑がまだ顕著な断層に遭遇していないので、やや論拠薄弱である。一例として竜飛斜坑の890~985m間をあげる。この区間は安山岩の弱線に沿って石英粗面岩が侵入し、その後玄武岩の岩脈が貫入し、その上さらに小断層が玄武岩を截るといった複雑な地質で、接触変質部、断層割目からは大量の湧水があった。分析の結果は海水そのもので、止水注入の上掘進したにもかかわらず、なお1820l/minの湧水が残っている。これより $\alpha k$ を計算すれば、 $1.16 \times 10^{-6} m/sec$ をうる。この値は前に仮定した火山岩層の $\alpha k$ の値の4.7倍である。しかし断層の規模が小さいことを考慮し、大規模断層の破碎帯の $\alpha k$ は、これを構成する地層の $\alpha k$ の10倍であるとした。

以上の仮定から、トンネル全体の湧水量を計算したものが表-1である。ここではトンネルが相互に平行して存在していても、湧水には影響ないものとして計算した。これより海底部の湧水量の総計は、本州側86m<sup>3</sup>/min、北海道側19m<sup>3</sup>/minである。

### (3) 揚水経費

前項で計算した湧水量は掘削面から湧出する水量であるから、覆工を施工することにより、その一部はさえぎられるであろう。しかし、普通の覆工を施工したので

表-1 青函トンネルにおける湧水量の想定

#### (1) 竜飛方 (m<sup>3</sup>/min)

区 分	陸 地 部	海 底 部		計
		断層以外の部分	断層部分	
排水トンネル	1.2	22.9	4.4	28.5
本トンネル	17.0	27.6	5.1	49.7
サービストンネル		22.2	3.9	26.1
合 計	18.2	72.7	13.4	104.3
		86.1		

#### (2) 吉岡方 (m<sup>3</sup>/min)

区 分	陸 地 部	海 底 部		計
		断層以外の部分	断層部分	
排水トンネル	0.0	1.6	0.6	2.2
本トンネル	0.3	9.0	0.5	9.8
サービストンネル		7.1	0.4	7.5
合 計	0.3	17.7	1.5	19.5
		19.2		

は、湧水圧が大であるから減少する量はごくわずかである。湧水はすべてポンプで排水しなければならぬ。調査工事のためのポンプは、表-2に示すとおりで、竜飛方には4台、吉岡方には3台を準備している。吉岡方調査工事の実績から、推定湧水量に対する揚水経費を算出すると、表-3に示すとおりぼう大な金額となる。閉門トンネル内の軌道保守費は、営業キロ1km当り大約100万円/年である。上述の揚水経費は本州方で営業キロ1km当り1億7400万円/年、北海道方で2600万円/年となるから、軌道保守費に比較しあまりにも過大である。これだけの経費がかかったのでは、トンネルを建設する意義がなくなってしまう。そこで覆工を完全に水密にし、

表-2 調査工事における揚水設備

項 目	竜 飛 方	吉 岡 方	
坑口から斜坑底までの深度	334m	302m	
ポンプ	揚程	410m	356m
	容量	4m <sup>3</sup> /min	4m <sup>3</sup> /min
	モーター出力	420kW	360kw
	台数	4	4
パイプライン	2-φ250mm	2-φ200mm	

表-3 海底部湧水に対する揚水経費

項 目	本 州 方	北 海 道 方	
1m <sup>3</sup> /min 当り揚水 経費	電 力 量	1.99kWh	1.71kWh
	電 力 料 金	11.1円	9.5円
	保守修繕人件費	8.3	8.3
	保守修繕物品費	8.5	7.3
	機 械 償 却 費	10.7	7.8
計	38.6	32.9	
海底部年間湧水量	45 000 000 m <sup>3</sup>	10 000 000 m <sup>3</sup>	
海底部年間揚水経費	1740 000千円	329 000千円	

注:1) 北海道方の1m<sup>3</sup>/min当り揚水経費は調査工事の実績(43.1~7)を示し、本州方のそれは比例により推算した。

2) 機械の耐用年数は4年とした。

しかも水圧に耐えうるものとしなければならないことになる。

覆工を水密にすることは、1次覆工と2次覆工との間にエポキシ樹脂等をはさむことにより達成されるであろう。問題は水密で水圧に耐えうる覆工を、妥当な工費で施工できるかどうかということである。これについては今後の調査に待たなければならない。

#### 4. 青函トンネル調査坑施工上の考え方

前節で湧水は覆工で阻止しなければならないことを述べた。しかし、掘削中の止水注入は必要なくなったと考えるのは早計である。

海底トンネルを掘進するにあたって第一の要件は、坑内に設備したポンプの能力を超過するような湧水を許してはならないということである。山岳トンネルにおいても水で飽和した断層破砕帯に、大きな加脊——導坑あるいは全断面——で遭遇し、大出水大崩壊事故をときどき起こしている。海底トンネルでこのような事故を起こしたならば、水没はまぬがれないし、ときには工事再開も不可能となる。このような事故を防止するためには、まずどこに帯水層があるかを明確に把握する必要がある。このために行なうのが先進ボーリングである。

##### (1) 先進ボーリング

先進ボーリングで地下水を貯留している断層破砕帯、大きな岩石割目等に遭遇した場合、ボーリング孔から流出する水量  $Q$  は、単一管路の流量の公式

$$v = \sqrt{2g} \left( \frac{H}{1.5 + f \frac{l}{D}} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (4)$$

$$Q = Av \dots\dots\dots (5)$$

によって与えられる。ここに  $v$  は流速、 $H$  は水頭、 $f$  は摩擦係数、 $l$  は水路の長さ、 $D$  はその直径、 $A$  は断面積である。 $H$ 、 $f$ 、 $l$  は与えられたものであるから、流速流量を小さくして、上述の第一要件を満足させるためにはボーリングの孔径を小さくすればよい。これによって、導坑とか全断面とかいうような大きな加脊ではなく、ボーリング孔という小さな孔で帯水層を探り当て、その正確な位置を把握する。そしてボーリング孔または

注入孔といった小さな孔を通じて、帯水層に注入することによって止水または地盤を固結し、危険を完全に除去してから掘削を進める。これが青函トンネル調査坑施工上の基本的な考え方の一つである。

ボーリング孔からの湧水量は式(4)、(5)により与えられるといっても、これには未知数があって計算できない。それでは実績はどうであるか。現在までに経験した先進ボーリングの最大湧水量は、吉岡方 YH6 の 346 m ~ 355 m から湧出した 770 l/min である。圧力は 27 kg/cm<sup>2</sup>、孔径は 85 mm、地質は火山礫凝灰岩であった。また竜飛斜坑第 27 回注入において、探りせん孔 S<sub>2</sub> から 1500 l/min が湧出している。圧力は 13 kg/cm<sup>2</sup>、孔径は 65 mm、位置は孔口から 19 m、地質は石英粗面岩である。これより斜坑切羽には 2 m<sup>3</sup>/min のポンプ設備を配置している。

先進ボーリングで発見した湧水箇所を、トンネル全断面で掘進した場合、どれだけの湧水量を覚悟しなければならないか。トンネル全断面からの湧水がポンプの容量を超過するのは、先進ボーリングの湧水量がいくら以上の場合か、これもむずかしい問題である。透水係数が一樣な場合、理論的には式(1)を用いて、ボーリング孔からの湧水量とトンネル全断面からの湧水量との関係を求めることができる。たとえば、土かぶり 100 m の場合、3.6 m の調査坑では、85 mm のボーリング孔の約 1.8 倍の湧水量があると計算される。それでは実績はどうか。残念ながら先進ボーリングの湧水量と、止水注入を施工しない場合のトンネル湧水量とを比較した測定値を持たない。それは、まだ海底掘削の経験が浅く、止水注入せずに掘進することが危険であるからでもある。

ボーリング孔とトンネルとの湧水量比較の一例として、表-4 は竜飛斜坑における注入後のチェック孔の湧水量と斜坑湧水量とを比較したものである。注入後は透水係数が一樣でないので式(1)を使用することはできないけれども、近似的にこれが適用できるものとして、 $h=120\sim 150$  m、チェック孔の半径 33 mm、斜坑の半径 3.3 m として計算すれば、斜坑の湧水量はチェック孔のその約 2 倍となる。

表-4 に示す 13 回、14 回の増率はこの値に近い。しかし、他の区間では大きな差異を示している。これは止水帯の形成に不手際があったためかと思われる。

表-4 竜飛斜坑注入後の湧水量

回数	位置	チェック孔			斜坑			湧水量の倍率	地質
		平均せん孔長	平均湧水量	m当り湧水量	延長	湧水量	m当り湧水量		
		m	l/min	A l/min/m	m	l/min	B l/min/m		
13	649	49.9	30.9	0.62	45	63.9	1.42	2.3	安山岩、小規模な玄武岩脈あり
14	694	46.1	23.2	0.50	36	50.3	1.47	2.9	上に同じ
15	730	47.4	11.3	0.24	37	202.2	5.46	22.8	安山岩、大規模な玄武岩脈あり
16	767	36.7	17.5	0.48	37	140.2	3.79	7.9	上に同じ

表一5は表一4と同じ区間をとり、止水注入をしないで斜坑を掘削した場合、先進ボーリングの2倍の湧水量があるものと仮定し、注入後掘削した場合の湧水量実績

表一5 先進ボーリングから推定した斜坑の湧水量

切羽注入回数	区間	先進ボーリングB <sub>2</sub> の湧水量	斜坑の湧水量		注入効果の推定
			注入しなかった場合の推定	注入後掘削した場合の実績	
単位	m	l/min	A l/min	B l/min	B/A
13	649~694	620	1240	63.9	1/19.4
14	694~730	576	1152	50.3	1/22.8
15	730~767	376	752	202.2	1/3.7
16	767~794	720	1440	140.2	1/10.1

注：注入しなかった場合の斜坑の推定湧水量は、先進ボーリングの湧水量を2倍したものである。

と比較したものである。15回以外の区間の注入効果の想定は、表一6の注入効果実績と比較してもほぼ妥当な値を示している。15回の区間の数値は異常値を示している。これは先進ボーリングでは捕捉しえなかった水脈に、斜坑が遭遇したとも思われる。

上に述べた数例からも、止水注入をせずにトンネルを掘進した場合の湧水量を、先進ボーリングの湧水量から推定することは今の所きわめて不確実でもあり、また危険でもある。それゆえ、先進ボーリングである程度以上の湧水があったならば、トンネル掘進前に止水注入を施工しておくのが安全である。

## (2) 止水注入

先進ボーリングで捕捉した湧水または軟弱箇所の手前で掘進を中止し、探りせん孔でさらにその正確な位置、水量を確かめたうえで、5m程度の厚さの堅硬な地山または注入固結の終わった地山をカバーロックとして、止水または固結注入を行なう。

湧水箇所としては

- ① 断層および破砕帯
- ② 岩脈の割目および変質部
- ③ 岩石の割目

があげられる。

このうち大湧水の可能のあるのは、粘土分をはさまない断層破砕帯と堅岩の割目（堅硬な岩脈の割目を含む）である。しかし、これらは比較的濃度の大きいセメントミルクを、短時間に大量に注入することにより容易に止水することができる。軟岩の割目からの湧水量は少ないけれども、濃度の小さいセメントミルクを、長時間かけて高圧で注入しなければならないので、かえって手間がかかる。

めんどろなのは粘土をはさむ断層破砕帯および粘土化した岩脈変質部である。湧水量は少ないけれども、次第に水路を拡大し、背後の破砕帯または堅岩割目中の貯水を、一挙に流出させる恐れがある。それゆえこのような軟弱層は注入により固結させなければ、掘進することはできない。この場合の注入材料はセメント、水ガラスを主とし、ときとしてアクリルアミド系の薬液を駄目押しに使用することもある。

注入が終わったならば、チェック孔をせん孔して注入効果を確かめた後、掘進を再開する。前方にさらに帯水層があって注入する必要がある場合には、注入区間をすべて掘進せず、5mぐらゐをカバーロックとして残す。表一6は竜飛斜坑における切羽注入の効果を示したものである。17回は岩脈の変質部、22回は小断層とともに粘土をはさんでいる。19回、32回はともに安山岩の堅岩割目に対する注入で、粘土をはさむ場合の2倍の注入効果を示している。

## (3) 掘削

前項に述べたように、湧水箇所では止水注入によりトンネル周辺に止水帯が形成される。掘削に爆薬を用いると、地山に震動を与え止水帯に割目を発生させ、坑内への湧水を招く恐れがあるので、岩石を機械的に切削するトンネル掘進機を使用するのが望ましい。

いま吉岡の調査水平坑で使用しているのは、ウォールマイヤー式トンネル掘進機で、切削するトンネルの径は3.6mである。同機はまだ試作機の段階で、種々改善すべき点も残されており、まだ所期の成績を収めていない

表一6 竜飛斜坑における切羽注入の効果

切羽注入回数	位置	探りせん孔			チェック孔			注入効果	地質
		平均せん孔長	平均湧水量	m当りの湧水量	平均せん孔長	平均湧水量	m当りの湧水量		
単位	m	m	l/min	A l/min/m	m	l/min	B l/min/m	B/A	
17	794	14.7	175.2	11.9	23.4	37.9	1.6	1/7.5	玄武岩の岩脈、変質により粘土に角礫を交える風化帯を形成している 安山岩 石英粗面岩と玄武岩の岩脈、玄武岩中に小断層をとまない、粘土化している 安山岩
19	825.8	30.2	197.4	6.5	35.0	14.9	0.4	1/16	
22	894	21.0	208.2	9.9	30.0	35.6	1.2	1/8	
32	960.8	20.7	119.2	5.8	30.0	8.0	0.3	1/19	

注：1) 探りせん孔は注入に先立って湧水の有無を確かめるために行なうもの、チェック孔は注入後に止水の効果を確認するために行なうもの、それぞれ5本宛せん孔する。

2) 平均とはそれぞれ5本の平均を示す。

い。しかし、少ないエネルギーで大きな切削効果を与えるよう設計されている点に魅力があり、やがて高能率を発揮するようになると確信している。ただ同じ切削理論による大口径のトンネル掘進機が作製可能であるかどうか、他の切削理論の機種をも含めて、大口径のトンネル掘進機による掘削が、従来の爆破による掘削に比較し、経済的であるかどうかという問題が残されている。もし上の問に対して否という答が出るならば、本トンネルの掘削は再び爆破工法にもどり、徹底したスムーズブラッシングを励行することになる。

掘削後もトンネル周辺の地山をゆるめて、止水帯に新たな割目を発生させないようにしなければならない。その点トンネル掘進機で円型に掘削することはきわめて効果的であるし、また掘削後ただちに吹付けコンクリートにより1次覆工を完成することが望ましい。今までの調査により、吹付けコンクリートは施工時間の面からもまた経費の点からも、従来の支保工より勝っているとの結論をえている<sup>2)</sup>。

## 5. むすび

以上海底トンネルを建設する場合の、設計施工の基本的考え方について述べた。重点がいささか工事の安全に偏したきらいがある。それは工事に対して時代の要求することの第一が安全だからであって、経済と施工速度とをないがしろにしたわけではない。

上に述べた基本的考え方のうち、湧水の点はともかく、先進ボーリングによる前方探査、トンネル掘進機による切削、吹付けコンクリートによる1次覆工については、海底トンネルに限らず一般の山岳トンネルにも適用されると思う。特に工事量の増大と労務事情の逼迫とを考えると、これがトンネル掘進方式のとるべき将来の方向であると考えて。

### 参考文献

- 1) 粕谷逸男：青函トンネルについて、最近のトンネル工学、土木学会、1964
- 2) 粕谷逸男：吹付けコンクリートによるトンネル1次覆工、土木学会誌、53巻2号、1968.2

# 土木施工 ポケットブック

## 監修

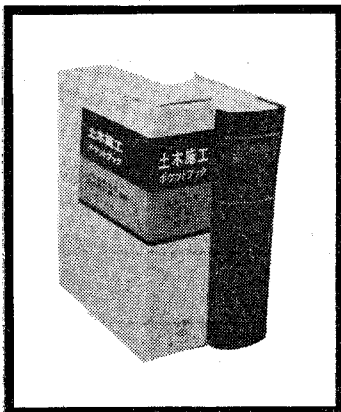
国土館大学教授・工学博士

沼田 政 矩

鉄建建設(株)専務取締役・工学博士

飯 吉 精 一

A5判・1300頁・定価5000円・〒120



敗戦後から現在までの20余年の間に、次々と実施された各種の新しい土木施工技術は、今やその形式を整え“これが戦後の新土木施工技術である”と、はっきり明示すべき時期に到達した。

新しい土木施工技術の特長は、経験を理論で裏づける施工の科学化であり時代と共に進展する施工の機械化であり、施工の運営を合理的に行うための管理化である。本書は、この要望に答えるべく“新しい土木新施工技術ここにあり”の立場を堅持し、編纂された。

### 【目次】

#### I編 基本事項

日本の気象 地盤の構造 実用土木工学

#### II編 施工計画・管理・業務

施工計画 工事用測量 現場における地盤

調査 準備施設 施工管理 現場における

試験・測定 施工関係業務 海外工事における施工

#### III編 主要作業

基礎工 陸地のトンネル工 機械化土工

コンクリート・鉄筋コンクリートの製造と打

設 構造物の組立・架設 道路舗装の現場作

業 プレストレストコンクリート 埋立・し

ゅんせつ作業

#### IV編 特殊工法

水対策工法 地中壁工法 都市のトンネル工

法 地盤改良処理工法 特殊コンクリート工

法

#### V編 数値表・材料表・貨物便覧表



オーム社

本社=101 東京都千代田区神田錦町3の1=振替東京20018=電話(291)0912(代表)

分室=112 東京都文京区後楽1丁目5番3=(雄 誌 部)=電話(813)4426(代表)

支店=604 京都市中京区河原町通四条上ル=振替京都31080=電話(221)0280

支店=603 京都市北区北野上白梅町69=(白梅町店)=電話(461)0641

支店=530 大阪市北区堂島(毎日大阪会館)=振替大阪10884=電話(363)0641(代表)