

特 別 講 演

青函トンネルの調査*

粕 谷 逸 男**

On the Investigation of the Seikan Tunnel

Hayao KASUYA

1. 青函トンネル計画の概要

本州と北海道とを結ぶルートとしては、下北半島の犬間崎から汐首岬に渡る東ルートと、津軽半島の竜飛崎から渡島半島の南端に近い吉岡に渡る西ルートとが考えられる。このうち東ルートは水深が260m以上もあり、下北半島の北岸は明らかな断層地形をなしており、そのうえ那須火山帯の中軸に当たっているため、調査の対象は初めから西ルートにしばられた。

西ルートの海底地形は竜飛崎から白神岬まで幅の広い浅帯部が連続しており、図1に示すように水深は最も深い所で140mで、トンネルは海底からさらに100m下を通ることになっている。トンネルの総延長は36.4km、そのうち海底部は22kmである。両坑門から下り込む勾配は、機関車を重連した場合の牽引力を考慮して、1000分の20としている。これは上野一札幌間を結ぶ東北本線その他の線路が、勾配の標準を1000分の10としているから、これと基を一にしたのである。もし機関車の重連を廃して勾配を1000分の10とすれば、トンネルの延長は約58kmとなる。

海底部分では、本トンネルに沿って豆トンネルが平行

して設けられる。豆トンネルは本トンネルに先だつて掘削され、地質の確認、不良地盤への先行注入、排水、換気に使われる。また豆トンネルの最底点と両岸から下した斜坑の坑底とは、豆トンネルと同じ断面の排水トンネルで結ばれる。トンネル内への漏水は、豆トンネル排水トンネル内を自然流下して、斜坑底に集められ、ここからポンプで坑外に排出される。

本トンネルの断面を図2に示す単線トンネル2本とするか、複線トンネル1本とするかは、今後の地質判定に待たなければならない。せつかくつくるトンネルであるから、列車ばかりでなく、自動車も通れるようにできないかという考えが当然浮かんでくる。しかしそのためには、自動車の排気ガスを処理しなければならず、新鮮な空気を送るためのトンネル、排気ガスを排出するためのトンネル、および膨大な換気装置を必要とし、建設費は莫大な額となるであろう。そこで両岸に、自動車が自走して列車に乗り込めるようなホームを設け、定期的に自動車輸送専用列車を運行するならば、運転手も乗客も座ったまま20~30分の休息を楽しんでいるうちに、海峡を渡ることができよう。このようにして、トンネルは鉄道を通すばかりでなく、道路としての機能をも十分に発

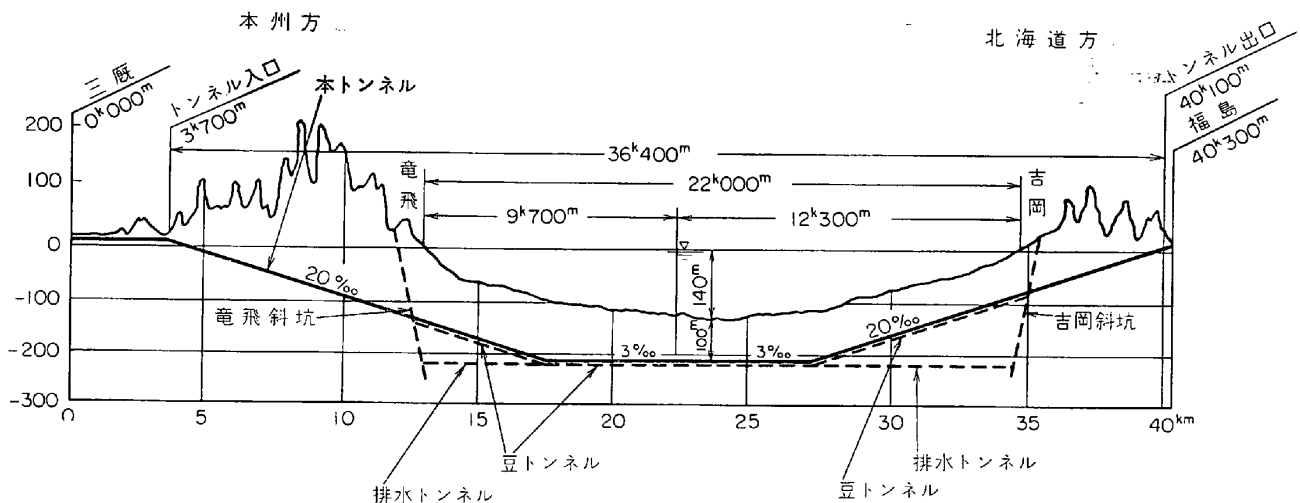


図1 青函トンネル縦断面図

* 昭和42年10月本会講演大会における特別講演 昭和42年11月4日受付

** 日本鉄道建設公団

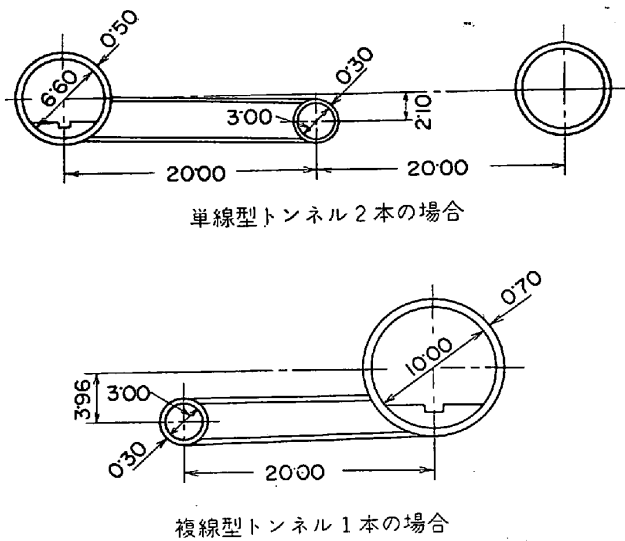


図 2 青函トンネル断面図

揮するであろう。

工費工期については調査の結果を待たなければならないが、おおざっぱにいつて 1000 億円、本工事に着手してから 7 カ年といわれている。

2. 海底部の地質

海底部の地質は、本州方 5.4km が火山岩帯、それ以北は新第三紀の堆積岩帯である。堆積岩を古い順に記す

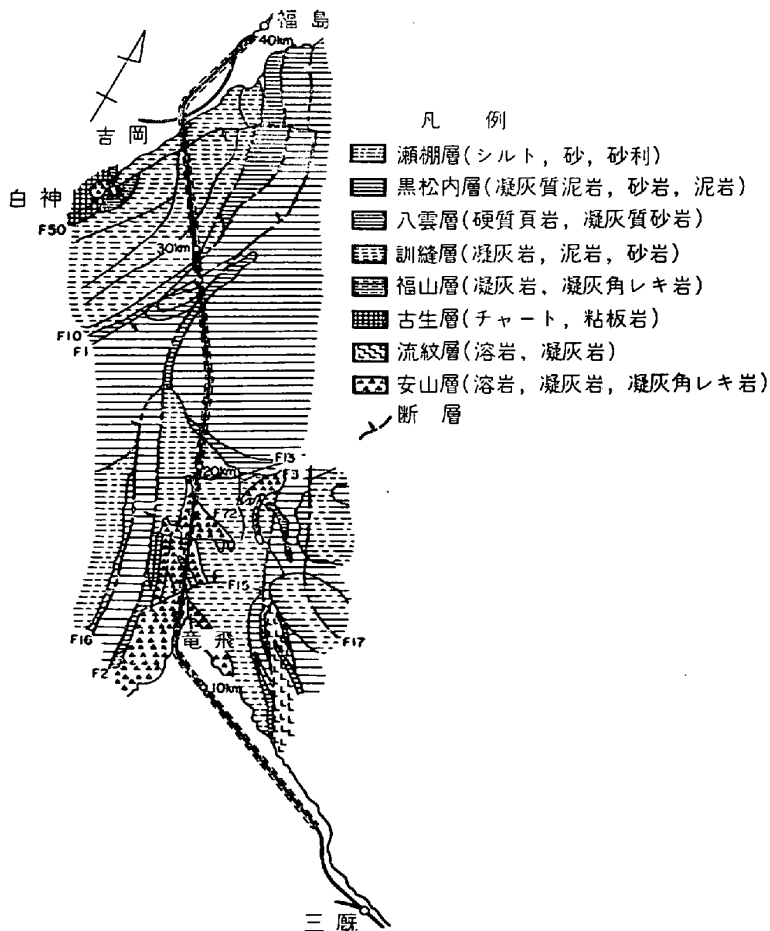


図 3 海底地質平面図

と、訓縫層八雲層黒松内層とあり、その分布は図 3 および図 4 に示すとおりである。訓縫層は緑色凝灰岩と泥岩との互層であり、八雲層は硬質頁岩と凝灰質泥岩との互層からなり、よく固結して硬くてもろい。黒松内層は最も若い層でほかの層に比べると固結度が低い。凝灰質の粗泥岩、砂質泥岩または細粒砂岩からなり、しばしば硬い泥灰岩をはさんでいる。堆積岩は一般に水をとおしにくい。

本州方の火山岩帯は竜飛安山岩類が主で、安山岩溶岩、凝灰角礫岩、凝灰岩の複雑な互層からなっている。これに流紋岩、粗粒玄武岩が岩脈として貫いている。溶岩はマグマが地表で急に圧力を除かれ、冷却したものであるから、ガスの抜けた孔や収縮割れ目が多く、水をとおしやすい。また岩脈は周囲の岩石に熱変質を起こさせるばかりでなく、貫入の際の粘性により剪断割れ目を与え、岩脈自身も収縮割れ目が多い。このため岩脈の貫入した付近は、水をとおしやすい。

水をとおしやすいものとして、火山岩帯のほかに、断層破碎帯がある。今までの調査により、約 10 本の断層が確認されている。堆積岩中の断層破碎帯は軟質で、少量の湧き水でも崩壊の恐れがあり、火山岩中の断層は割れ目の幅が広く、大量の湧き水があるものと予想される。

海底トンネルを掘進していく場合最も恐ろしいのは、海水が大量に流入してくることである。海上からする地質調査では、火山岩帯の透水の程度、断層破碎帯の湧水量を確かめることはできなかった。潮流海流が毎時 8 ノットもあり、しかも水深が 100m 以上に及ぶ津軽海峡の海域で、船上ボーリングを実施することは、ほとんど不可能に近い。そこで両岸から調査坑を掘進し、直接透水の程度、湧水量を確かめることになったのである。

3. 調査坑の目的と施工要領

調査坑は第 2 節で述べた火山岩帯の透水の程度、断層破碎帯の湧水量を確かめるほかに、セメントまたは薬液を注入してこれら高圧湧水を最も有効に止める工法、および軟弱な破碎帯を固結させる工法を見い出すこと、両岸の斜坑から 10km 以上も、今までに経験したことのない超長大トンネルを掘り進むための安全低廉迅速な施工法を確立すること、ならびに全体工事の工期工費を推算するための基礎資料を得ることを目的としている。

今調査の対象となつているのは、本州方では竜飛斜坑と排水トンネルのうち図 4 の F₁₄ までの 3km 間、北海道方では吉岡斜坑と排水トンネルのうち F₁ までの 5.4km 間とである。これは火山岩帯を 4km 掘進し、その中の断層を 2 本 (F₁₄, F₁₅) を経験したならば、また堆積岩中の断層 2 本 (F₃₀, F₁₀) と海底部最大の断層 F₁ とを経験したならば、上に述べた目的を十分に達成することができるであろうとの判断に基づいている。表 1 には斜坑および調査水平坑の規模を示してある。また調査費の総額は 65

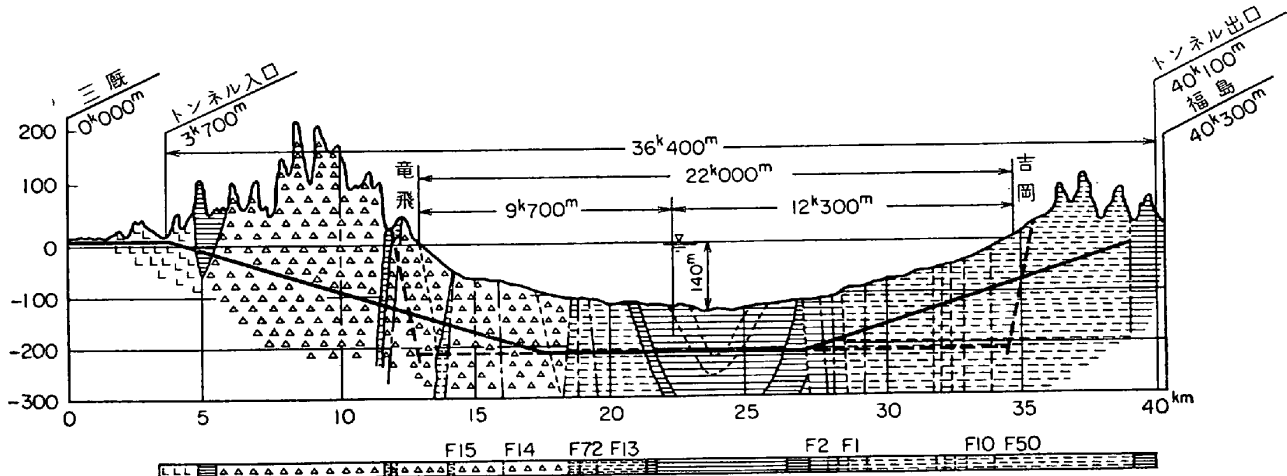


図4 海底地質断面図

表1 調査坑の規模

区 分	北海道方	本州方
調査斜坑	断面 幅5.6m×高さ4.7m 深度 300m (坑口高さ10m) 傾斜 1/4 斜長 1,210m 着手 昭和39. 5. 8 昭和42. 3. 4坑底到達	断面 幅6.2m×高さ5.0m 深度 330m (坑口高さ50m) 傾斜 1/4 斜長 1,335m 着手 昭和41. 3. 21 昭和42. 9. 掘進長820m
調査水平坑	延長 F ₁ まで 5.4km 断面 φ=3.6m, A=10m ² 勾配 3‰ 着手 昭和42. 3. 5	延長 F ₁₄ まで 3km 断面 φ=4.0m, A=12.5m ² 勾配 3‰

億円で、昭和44年には調査を完了させる予定である。

前にも述べたように、海底トンネルを掘進していく場合、最も恐ろしいのは海水が大量に流入してくることである。これを防ぐには、われわれはまず第1にトンネルがどこで滞水層または滞水割れ目に遭遇するかを知らなければならない。それにはトンネル掘進に先だつて、先進ボーリングを行ない、それらの位置を確かめる必要がある。この場合ボーリング孔が滞水層または滞水割れ目に遭遇したとき、ある量の水の流出を避けることはできない。その量 Q は単一管水路の流量の公式によつて、

$$Q = Av \quad \dots\dots\dots (1)$$

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

で表わされる。ここに A は管水路の断面積、 v は流速、 f は摩擦損失係数、 H 、 D 、 l は図5に示すものである。

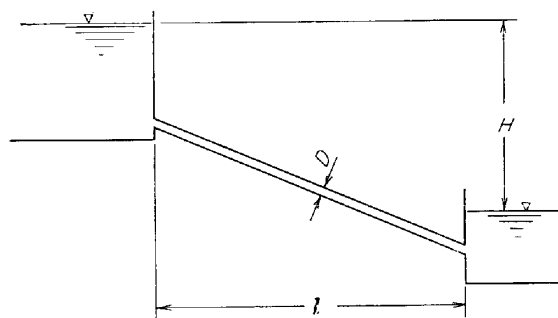


図5 単一管水路の流量

これより流量はボーリング孔の断面積および水頭の平方根に比例し、ボーリング孔の延長と孔径の比の平方根に逆比例することがわかる。もし流出する水が海水であるならば、水頭は海面からの深さに対応して一定であるから、水量を小さくするためには、

- i) ボーリング孔の断面積を小さくすること
- ii) 切羽から遠くで、滞水層または滞水割れ目に遭遇させること

が必要である。また岩石が軟弱で流水により孔壁が洗掘され、孔の断面積が拡大され、したがつて水量が増加する恐れのあるときは、適当な長さのケーシングを挿入する必要がある。このようにして、ボーリング孔から流出する水量を、坑内に設備したポンプの揚水能力以下に押える。そして滞水層または割れ目の位置、湧水量、湧水圧を測定したならば、セメントまたは薬液を注入して止水してしまう。

第2にトンネルが先進ボーリングで確かめた滞水層または割れ目に近づいたならば、切羽を止めて注入止水を行なう。この場合も注入孔を穿孔したとき、ある量の水の湧出を避けることはできない。この量をポンプの揚水能力以下に押えるのはもちろんのことである。このようにして坑内への湧水量を常にポンプの揚水能力以下に押えて、注入止水していくならば、海底トンネルの施工は可能であるということが出来る。

式(1)(2)は無限に大きい水槽から管水路に水を供給する場合の水量を与えるものである。実際の滞水層滞水割れ目は、きわめて小さな水槽であつたり、水を管水路に供給するのに大きな摩擦抵抗があつたりするであろう。それゆえボーリング孔から流出する水量は、式(1)(2)の与えるものよりはるかに小さいものとなろう。実際に孔径85mmの先進ボーリング孔からの最大湧水量は、吉岡斜坑で690 l/minであつた。また孔径65mmの注入孔からの最大湧水量は、竜飛斜坑で960 l/min (湧水圧=11 kg/cm²)であつた。

従来のトンネル工法では、導坑またはトンネル断面そのものというような大きな断面で、しかも不意に滞水層や滞水割れ目に遭遇したために、大湧水に見舞われ、難工事となつた事例が多い。海底下の調査坑ではこのような危険は許されない。上に述べたように、(1)ボーリング

孔または注入孔という小断面が滞水層や滞水割れ目を探り、それから流出する水量をポンプの揚水能力以下に押え、(2)注入により湧水を止める。これが調査坑を施工するに当たつての原則である。さらに(3)掘進にはトンネル掘進機を使用して、地山に震動を与えたり変形を起こさせたりして、新しい水路となる割れ目を発生させないようにし、(4)掘進後はすぐに吹付コンクリートにより、1次覆工を施工し、地山をゆるめないようにする、この4が調査坑施工の要領であつて、以下に各項目について述べることにしよう。

4. 先進ボーリング

先進ボーリングの目的については、すでに第3節で述べたので、ここでは施工と実績について述べる。先進ボーリングを行なうには、図6に示すように調査坑から分岐してボーリング座横坑を設け、試錐注入関係の機械器具を配置する。試錐機はスウェーデン製クレリウスXH-90(能力600m, モーター20P_s, スピンドル作動圧最大80kg/cm², ストローク50cm)を使用している。

ボーリングの方法としては、ワイヤーライン工法を採用している。これはコアチューブを2重にし、インナーチューブだけをワイヤでロッドの中を通して引き出す方法である。普通のボーリング方法では、コアを採取するためにロッドを引き上げて、コアチューブを地表まで取り出し、コアを収容した後再び錐進するため、コアチューブとロッドとを降下させなければならない。ボーリングの深度が大となれば大となるほど、これに多大の時間を要する。実際に深いボーリングでは作業時間の大半が

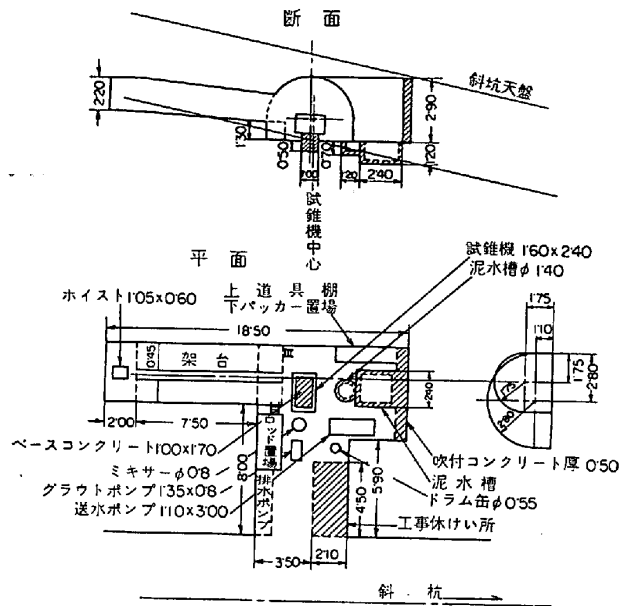


図6 ボーリング座横坑

コア収容のためのロッドの上昇下降に当てられている。これに反してワイヤーライン工法では、オーバーショットを使つてインナーチューブにワイヤを連結し、ホイスで捲き上げ、コアを収容したらつり下げてやればよい。したがつてコアの収容に要する時間は非常に短く、時間当たりの錐進長が大である。このことはボーリング深度が100mを越すと特に顕著である。

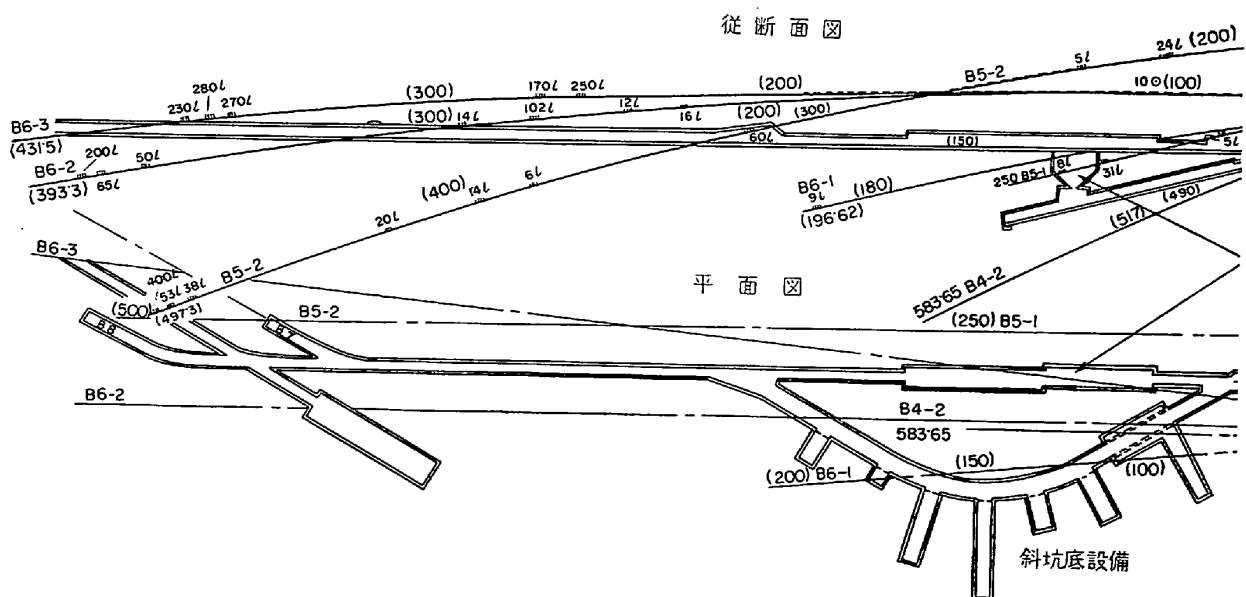
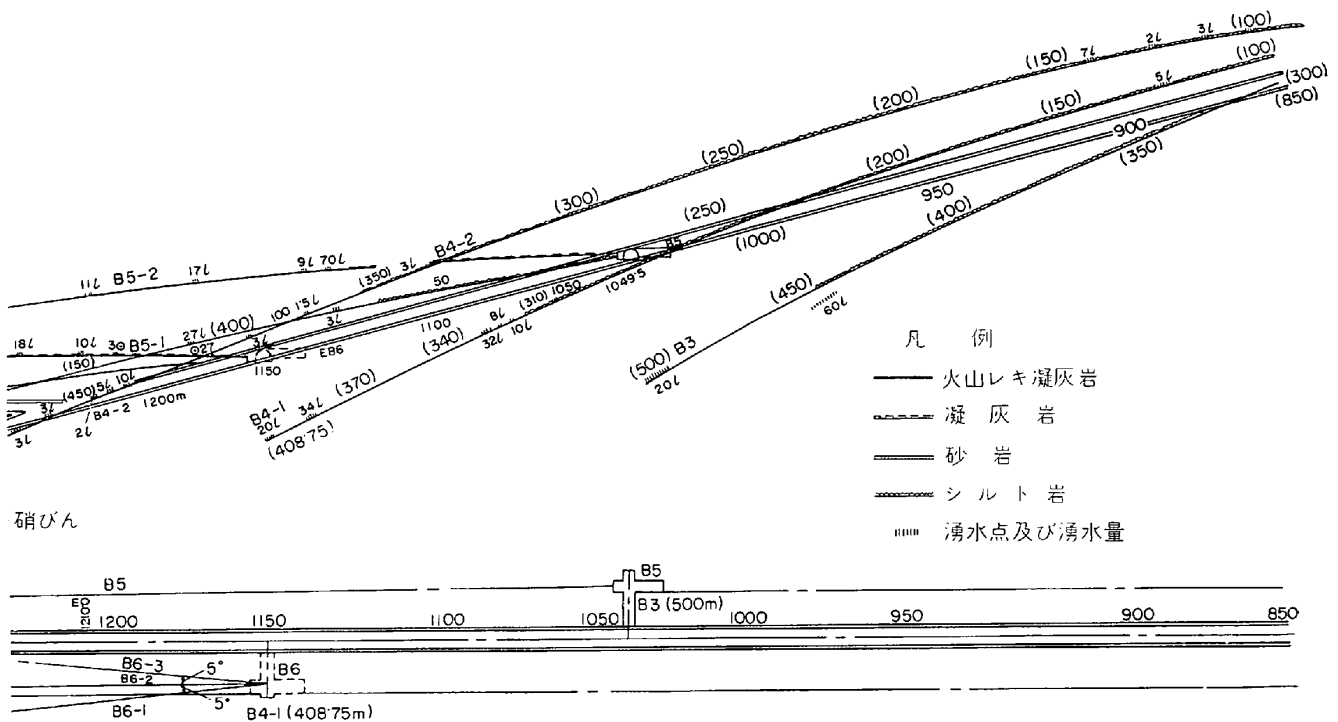


図7 吉岡斜坑底付近の

表 2 先進ボーリング実績表

孔 名	位 置 (m)	施工期間	有効 進 長 (m)	岩盤 進 長 (m)	準 備		錐 進		注 入		合 計		錐 時 進 間 (時間)	岩盤 進 間 (m/hr)	岩盤 進 間 (m/hr)
					日 数	方 数	日 数	方 数	日 数	方 数	全 日 数	全 方 数			
YB ₁	334.67	39. 12/25 ~40. 3/22	200.00	282.60	10.0	10.0	40.3	63.7	31.2	44.3	81.5	118.8	138.8	2.04	2.39
YB ₂	448.94	40. 5/29 ~ 10/14	303.00	435.48	12.0	13.0	65.6	118.2	31.9	51.8	109.5	183.0	255.4	1.71	2.38
YB ₃	548.40	40. 12/12 ~41. 6/22	500.00	988.65	10.0	13.0	96.4	191.6	44.6	81.4	151.0	286.0	559.1	1.77	3.46
YB ₄	1 756.29	41. 7/27 ~ 10/2	408.28	408.28	5.0	5.0	47.5	106.5	2.5	2.5	55.0	114.0	204.1	2.00	3.58
	2 756.29	41. 10/3 ~ 12/29	583.65	563.65	6.0	10.0	43.0	129.0	1.0	2.0	50.0	141.0	299.7	1.95	4.14
YB ₅	1 1,044.20	41. 12/22 ~42. 1/21	250.08	250.08	3.3	4.0	22.4	60.4	0.3	0.6	26.0	65.0	128.4	1.95	3.85
	2 1,044.20	42. 1/23 ~ 4/23	497.32	497.32	4.0	8.0	67.0	96.8	7.5	20.2	78.5	115.0	267.0	1.86	3.98
YB ₆	1 1,155.55	42. 2/13 ~ 3/6	196.62	196.62	4.5	5.0	16.2	45.3	0.3	0.7	21.0	51.0	142.0	1.38	3.86
	2 1,155.55	42. 3/7 ~ 4/15	393.30	393.30	2.5	4.0	30.6	93.2	3.4	9.8	36.5	107.0	214.0	1.84	3.68
	3 1,155.55	42. 4/16 ~ 8/11	431.50	431.50	7.0	12.0	43.7	127.3	6.3	17.7	57.0	157.0	203.5	2.12	2.75
TB ₁	1 443.00	41. 12/5 ~42. 1/23	246.91	246.91	4.0	4.0	37.0	50.0	24.0	29.0	65.0	83.0	111.8	2.21	2.97
	2 443.00	42. 1/28 ~ 4/6	363.80	363.80	6.0	6.0	29.0	98.0	47.0	85.0	82.0	189.0	183.5	1.98	2.97
TB ₂	1 630.50	42. 4/3 ~ 7/14	260.46	260.46	8.0	8.0	52.6	144.6	32.7	90.4	93.3	235.0	310.7	0.84	1.11
	2 630.50	42. 7/14~9月末日現在掘進中													

註：Y B……………北海道側，T B……………本州側



先進ボーリング

青函で行なっている先進ボーリングは、斜坑または調査水平坑に平行して錐進させるものであるから、インナーチューブあるいはオーバーショットを重力により挿入することはできない。このためゴムパッキングを付けて水圧により送り込むようになっていく。

斜めボーリングまたは水平ボーリングの場合、ロッドの先端は下がりぎみとなる。孔曲がりを測定するには、磁石下げ振りおよびタイムスイッチを内蔵したトロバリを使用する。これもインナーチューブの先端に取り付けて送り込めば、わずかな時間で測定することができる。YB₁, YB₂ で測定した結果では、おおむね 50m につき 1° の偏差を示した。

ボーリング孔が滞水層または滞水割れ目に遭遇し、湧水が流出したならばその位置、湧水量、水圧を測定し、水質検査のための資料を採取した後、セメント注入により止水する。注入の方法は湧水箇所の手前適当な所にバッカーをきかせ、ロッドを通してまず適量のセメントミルクを送り、ついでベントナイト泥水を送って、ロッド内でセメントが固まらないようにしている。

表 2 に先進ボーリングの実績を示す。YB は吉岡斜坑の、TB は竜飛斜坑の先進ボーリングを意味する。YB₁, YB₂, YB₃ で有効錐進長と岩盤錐進長とに非常な差があるのは、作業不慣れなため孔曲りが甚だしく、何度もセメントで埋め戻し錐進し直したからである。YB₄ 以下の欄で 1, 2 とあるのは、同じボーリング座横坑から、方向または傾角を変えて錐進したものである。全施工期間を通じて 1 方当たりの岩盤錐進長は 2.86m/方、また純錐進時間当りの岩盤錐進長は 0.84~2.21m/hr、平均 1.78m/hr である。錐進長としては、竜飛崎から斜坑底に向かって施工したボーリングが 801.95m で、土木工事に適用した斜めボーリングの最長である。おそらく世界最長でもあろう。第 2 位は YB₄₋₂ の 583.65m である。

ワイヤライン工法の利点の一つとして、コアの採取率の高いことがあげられる。たとえば YB₁, YB₂, YB₃ の岩盤錐進におけるそれは 98%, 96%, 90% であつた。

これにより前方の岩質の判定は十分可能である。また湧水地点を捕捉した 1 例として図 7 に吉岡斜坑底付近を探った先進ボーリングを示す。斜坑底には各種の設備を配置するため大断面の横坑を設けなければならず、地質の良否に重大な関係があるので、多数の先進ボーリングが施工された。これより坑底設備の地質は細砂質凝灰岩が上にかぶり、大部分は火山礫凝灰岩であることがわかった。両者とも亀裂は少なく安定しており、湧水も少ないであろう。また調査水平坑 220m 付近には 800 l/min の湧水を伴う割れ目が、330m 付近には 500~700 l/min の湧水を伴う数条の割れ目が存在することがわかった。地質はいずれも火山礫凝灰岩で安定しており、割れ目は明りようで方解石の結晶を析出している。このうち 220m 付近の割れ目は、先に錐進した B₅₋₂ では少量の湧水があつただけで、あとから錐進した B₆₋₃ から大量の湧水があつた。これはおそらく 330m 付近の割れ目から、先に錐進したボーリング孔を通して供給されたものと思われる。したがって注入により水路を絶つてしまった今日では、大量湧水の心配はないであろう。330m 付近の湧水は水量が多いばかりでなく、32°C という高温で、このためすでに坑内温度が高まり問題になっている。

先進ボーリングに要する工費は、吉岡斜坑では 1m 当たり 14,000 円、竜飛斜坑では 32,000 円である。後者の割高なのは、破碎帯にはばまれて錐進に苦労したためである。

5. 水 質 試 験

先進ボーリングからの湧水は水質分析を行なつて、P H および Na⁺, Mg⁺⁺, Ca⁺⁺, K⁺, Cl⁻, SO₄⁻⁻ の濃度、硬度、アルカリ度などを測定する。表 3 は水質試験の成績を示したものである。

水は地表水、海水、地層水—地層中に閉じ込められた水—toに分けることができる。地表水はすべてのイオンの濃度が小さい。海水は吉岡海水の分析値が示すように、陽イオンの濃度では Na⁺ が最も大で、Mg⁺⁺, Ca⁺⁺

表 3 水 質 試 験 の 成 績 表

採水位置 (m)	土被り (m)	海 深 (m)	水 準 (m)	湧水圧 (kg/cm ²)	湧水量 (l/min)	P H	分 析 値		
							Na ⁺	Mg ⁺⁺	Ca ⁺⁺
吉岡海水	—	—	—	—	—	8.4	11,000	1,272	390
沢 水	—	—	—	—	—	7.0	15.4	8.9	5.2
竜飛斜坑	395.2	111	—	— 45	4.0	7.6	51	8.9	43.2
	700.0	216	—	— 120	12.0	7.5	370	252	482
	767.0	181	—	— 136	13.0	7.0	7,150	984	2,140
	809.0	150	—	— 146	18.0	8.4	9,900	1,116	1,188
	891.0	160	6	— 166	16.0	7.5	11,250	1,279	628
吉岡斜坑	65.0	40	—	— 4	—	6.8	43	0.2	14
	422.5	91	1	— 92	7.3	8.5	1,729.6	14.4	2,368
	530.0	114	4	— 118	7.5	9.4	1,125	4.8	224
	702.5	151	8	— 159	10.3	8.7	754.4	0.5	416
	992.0	216	14	— 230	21.7	9.6	1,173	0.2	560
	1,198.0	258	22	— 280	25.0	9.0	920	2.6	340
	水平坑	—	—	—	—	—	—	—	—
	29.0	258	25	— 283	25.0	9.0	915	1.4	399

の順に減少する。この海水が岩石の割れ目を浸透してくると Na^+ , Mg^{++} が析出してその濃度を減じ、岩石中の Ca がイオン化して Ca^{++} の濃度が増加する。竜飛斜坑 809m がその例である。地層水は Na^+ Ca^{++} の濃度が大で、 Mg^{++} の濃度が小さい。吉岡斜坑 530m 以下はその例である。また吉岡斜坑 422.5m の水はおそらく地表水海水地層水の 3 者が混合したものである。

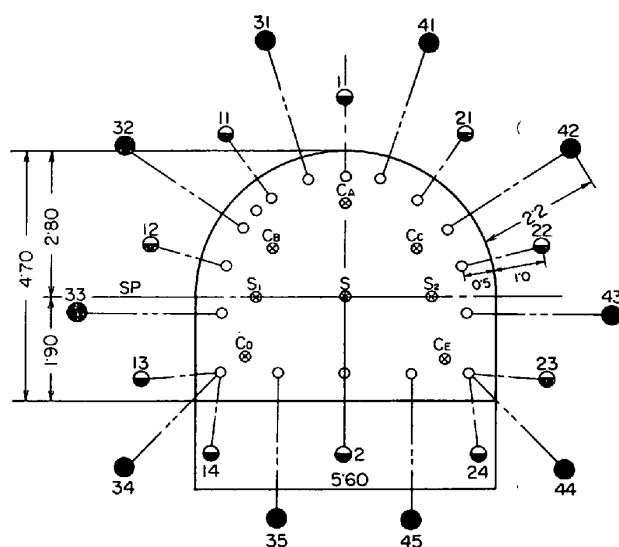
このように坑内への湧水は、水質を分析することにより、ほぼその起源を推定することができる。地表水海水に源を持つものは、注入により徹底的に止水しなければならぬし、地層水ならば総湧水量は有限であるから、あえて止水する必要がないかもしれない。地層水は一般に被圧水であるから、トンネルが軟弱な地層を介して地層水に接近した場合、坑壁を崩壊して大洪水に見舞われる可能性がある。それゆえ地層水は除々に抜いて、圧力を下げておいたほうが得策である。ただこの場合圧力を低下させることにより、地山に広範囲のゆるみを与えることを考慮しなければならない。

6. 注 入 止 水

先進ボーリングで確かめた湧水地点の約 20m 手前で、調査坑の前進を停止し、ディープホールドリルで図 8 の S_1 S_2 の位置から探り穿孔を行ない、調査坑が湧水に遭遇する正確な位置を確認する。もし湧水地点までの距離がカバーロックとして残すべき厚さ 5~10m より大なる場合には、さらに前進して切羽を湧水地点に近づける。そして湧水地点に向かつて切羽から注入する。

図 8 は注入孔の標準配置を示したものである。第 1 ステージの注入孔の長さは 15m、第 2 ステージのそれは 30m で、各ステージとも孔尻が掘削断面の外側 1.0m に留まるものと、2.2m に留まるものと 2 群がある。穿孔にはガードナデンパー製ディープホールドリル DH-123 または PR-123 を使用している。ビットゲージは $2\frac{1}{2}'' \sim 2\frac{3}{4}''$ である。

本州方火山岩帯と北海道方堆積岩帯とでは、滞水割れ



凡 例
 注入孔 ● 10 孔
 ○ 10 孔
 チェック孔 ⊙ 8 孔

図 8 注入孔の標準配置

目の性状を異にしているの、注入方法も異なっている。一般的にいつて火山岩帯のほうが割れ目の幅が大きく、グラウトの濃度の濃いものでもよく入る。これに反して堆積岩帯のほうは、濃度の薄いグラウトを高圧で気長に注入しなければならない。すなわち竜飛斜坑では、グラウトの濃度は $W/C=6$ 、湧水圧に 3 kg/cm を加えた圧力で注入を開始し、注入量が 10 min 間連続 20 l/min 以上のとき濃度を上げ、また 10 l/min 以下になったとき圧力を上げるようにしている。濃度の段階は $W/C=6, 4, 3, 2, 1.5$ の 5 段階である。これに対し吉岡斜坑では、グラウトの濃度 $W/C=10$ から開始し、注入量が 2 l/min 以下ならば注入圧を上げる。注入量が増

(ppm)			モ ル 数 比				全イオン量 (ppm)	記 事
K^+	Cl^-	SO_4^{--}	Na/Cl	Ca/Cl	SO_4/Cl	Ca/Na		
430	19,560	2,520	0.87	0.04	0.10	0.04	35,172	
5.0	27	5	0.57	0.19	0.19	0.34	66.5	吉岡斜坑上部の沢水
5	117.3	42.0	0.67	0.65	0.27	0.97	267.4	漏 水
6	2,250	126	0.27	0.41	0.04	1.50	3,286.0	〃
83	16,000	1,960	0.68	0.23	0.09	0.34	28,322.0	〃
227.5	19,320	1,980	0.79	0.18	0.07	0.13	33,731.5	794m 切羽 S_1 孔
333	20,800	2,120	0.83	0.05	0.07	0.06	36,410.0	B_2 漏水
3	23	22	2.88	1.08	0.71	0.37	105.2	漏 水
2.3	6,450	565.4	0.41	0.65	0.07	1.57	11,129.7	横坑漏水
2.0	1,320	330	1.32	0.30	0.19	0.23	3,005.8	テスト孔 T_1
2.2	1,425	627.5	0.82	0.52	0.33	0.43	3,225.6	〃 T_5
1.2	1,450	1,868	1.25	0.68	0.95	0.55	5,052.4	B_3 湧水
2.8	340	2,380	4.18	1.77	5.18	0.42	3,986.4	漏 水
2.8	462	2,170	3.05	1.55	3.47	0.50	3,950.2	〃

表 4 竜飛斜坑における注入経過表

注 入 区 分	注 入 区 間	注 入 切 羽		施 工 期 間	所 要 日 数	所 要 方 数	湧 水		注 入				注 入 孔		* 記 事
							最大圧力 (kg/ cm ²)	最大湧水 量 (l/min)	最高注 入 圧 (kg/ cm ²)	グラウト量 (m ³)	セメント量 (kg)	薬液 (m ³)	孔 数	全孔長	
Ⅰ	300m ～340m	1	292・60	41. 8/13～9/8	26	50	30	300・6	20	73・41	29,680		74	968・5	1)
		2	306・40	9/13～9/19	7	19	30	360・0	20	39・25	14,131		24	568・2	
		小 計			33	69				112・66	43,811		98	1,536・7	
Ⅱ	360m 付近	1	340・00	10/4～10/6	3	7	48	33・9	20	6・71	1,718		4	158・9	
Ⅲ	420m 付近	1	395・20	11/1～11/2	2	4	4・0	28・2	13	5・90	1,810		7	160・4	
Ⅳ	470m ～490m	1	465・10	12/13 ～12/23	11	26	6・0	253・0	20	39・49	14,169		34	850・6	
Ⅴ	520m ～ 680m	1	494・80	42. 1/9～1/10	2	5	7・0	225・0	20	4・01	2,424		2	54	2)
		2	509・40	1/14～1/21	8	21	8・0	330・0	23	43・23	28,674		38	685	
		3	529・40	1/27～2/1	6	14	8・0	410・0	23	23・57	15,150		19	538	
		4	556・00	2/9～2/16	8	18	110	192・0	25	49・74	19,594		36	1,136	
		5	586・00	2/28～3/3	4	11	9	以上 500・0	25	56・16	43,873		18	453	
		6	607・40	3/9～3/14	6	16	11	960・0	25	51・42	27,585	2・9	22	668	
		7	649・20	3/27～4/8	13	36	14	441・0	27	123・57	61,144		43	1,516・4	
		小 計			47	121				351・70	198,444	2・9	182	5,051・4	
Ⅵ	700m ～730m	1	694・40	4/26～5/8	10	22	12	314・0	26	106・38	43,414		35	1,056	
Ⅶ	740m ～770m	1	730・00	5/20～5/28	9	28	12	400・0	25	146・19	42,183		52	2,006	
Ⅷ	780m ～	1	767・50	6/16 ～6/29	14	36	15	144・8	30	25・16	9,650		31	648	3)
							15	270・0	30	89・01	12,003		56	1,443	
		2	794・00	7/12～9/1	45	129	18	9090	45	727・41	171・640	19・9	105	2,399	4)
		3	810・8	9/20～9/26	7	14	12	2200	30	103・16	14・925	8・8	39	789	
合 計					181	456				1713・77	553・767	31・6	643	16099	

* 1): 湧水量は 1 孔, 孔長は岩石部分を示す。

2): B₂ 横坑注入を含む。

3): 759・0 ポンプ座注入。

4): セメント量には薬液グラウト中のセメントを含む。

大したならば, 順次濃度を高める。その段階は W/C = 10, 8, 6, 5, 3, 2 の 6 段階である。

注入の順序としてはまず外側の注入孔から注入し, 次に内側を注入したほうが成績がよいようである。注入剤としてはセメントを主とし, 不安定水ガラスその他の薬液も多少使用している。注入により湧水量は, 注入前の 1/50~1/100 に減少する。表 4 に竜飛斜坑の, 表 5 に吉岡斜坑の注入経過表を示す。竜飛斜坑では斜坑延長 811 m までに注入したセメント量が 554 t に達しているのに, 吉岡斜坑では全長 1210m に対しわずか 56 t を使用し

たにすぎない。しかし注入に要した方数では, 前者は 456 方, 後者は 559 方で, 使用セメント量に比し後者のほうがはるかに多い。この点からも火山岩帯と堆積岩帯とでは, 割れ目の性状が大いに異なっていることがうなずかれる。

吉岡斜坑の注入に要した工費の総額 (建物費, 機械償却費を含まない) は 7,800 万円で, 現在の総湧水量は 0・7 m³/min である。もし全然注入止水をせずに掘削して行なつたならば, 総湧水量がいくらになるかはわからない。しかし 1 m³ の水をポンプ排水するのに要する電

表 5 吉岡斜坑における注入経過表

区 分	注入区間	注入切羽	施工期間	所要 日数	所要 方数	湧 水		注 入				注 入 孔		記 事
						最大圧力 (kg/ cm ²)	最大湧水 量 (l/min)	最高注入 圧 (kg/ cm ²)	セメント グラウト量 (m ³)	セメント量 (kg)	薬液 (m ³)	孔数	全孔長	
I	360m ～380m	1	326・79 ^{40.} 1/8～2/8	16	20	6・1	34・6	18	2・9	757		4	88・0	湧水量は1孔 孔長は岩石部を示す。
		2	347・67 2/13～2/28	14	25	7・0	39・8	20	13・03	4402		10	417・4	
		3	359・97 3/4～3/22	17	31	8・6	7・6	25	5・84	1208		16	444・4	
		計		47	76				21・77	6367		30	949・8	
II	400m ～410m		394・74 4/18～4/24	17	29	8・0	7・0	22	3・16	412		23	504・6	
III	450m 付近		426・88 5/7～5/8	2	4	8・0	1・1	30	0・19	19		2	100・0	
IV	500m ～ 520m	1	467・47 6/14～6/19	6	11	10・5	10・3	27	1・92	265		4	170・9	
		2	477・47 6/24～7/20	25	46	10・0	28・0	30	25・91	4819		39	1141・4	
		3	492・47 7/28～8/28	27	52	9・5	12・3	30	20・43	2848	2・47	42	930・8	
		4	502・73 9/2～9/30	26	50	10・0	16・6	30	19・29	4476	0・60	39	889・5	
		計		84	159				67・55	12408	3・07	124	3132・6	
V	550m 付近		525・00 10/12 ～11/13	30	56	10・5	34・0	30	27・25	7557		19	596・8	
VI	600m ～ 640m	1	554・52 11/30 ～12/10	10	20	12・0	228・0	30	4・06	1211		7	215・3	
		2	580・35 12/18 ～1/22	27	53	13・0	254・4	30	51・45	13742		29	793・5	
		3	595・11 ^{41.} 1/31～3/18	45	86	13・0	60・0	30	54・52	9069		49	1220・0	
		4	620・94 3/31～4/8	9	16	12・0	6・2	30	4・45	740	0・04	14	525・0	
		計		91	175				114・48	24762	0・04	92	2753・8	
VII	660m ～ 680m	1	650・66 4/22～4/27	7	12	12・7	10・8	20	1・33	1178		5	150・0	
		2	669・11 5/7～5/30	21	40	10・0	5・0	25	14・01	2793		36	1225・0	
		計		28	52				15・34	3971		41	1375・0	
VIII	750m 付近		724・66 6/28～7/1	4	8	8・0	5・2	25	0・39	346	0・58	3	180・0	
合 計				303	559				250・13	55842	3・69	334	9597・6	

力料は、大口受電で 1kWH 当たり 3・03 円としても、年間 265 万円となる。年 6・6% の利率としてこれを資本費に換算すれば、4,000 万円となる。すなわち 1m³ の湧水を止めるため、4000 万円を投じて も ペイするといえることができる。それゆえ吉岡斜坑に投じた 7,800 万円は非常に有利な投資であつたといえることができる。

竜飛斜坑 823m までの注入に要した工費は 8,400 万円、すでに吉岡斜坑の総額を超過している。また現在の湧水量は 2・1m³/min で、これらの点からも火山岩帯の止水の困難さがうかがわれる。

7. トンネル掘進機による掘削

湧水箇所は、トンネル掘進前に注入によりトンネル周縁に厚さ約 3 m の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、止水帯に割れ目を発生させ坑内への漏水を招く恐れがある。そこで水平調査坑の掘削には、岩石を機械的に切削するトンネル掘進機を使用することになった。

今吉岡調査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（写真 1）オーストリーの故ウォールマイヤー博士の設計によりスイスのハーベガー社が製作したものである。表 6 にその主要諸元を示す。その構造の概要は図 9 に示すように、本体と推力装置とに大別される。本体には前後に貫通する主軸があつて、これに

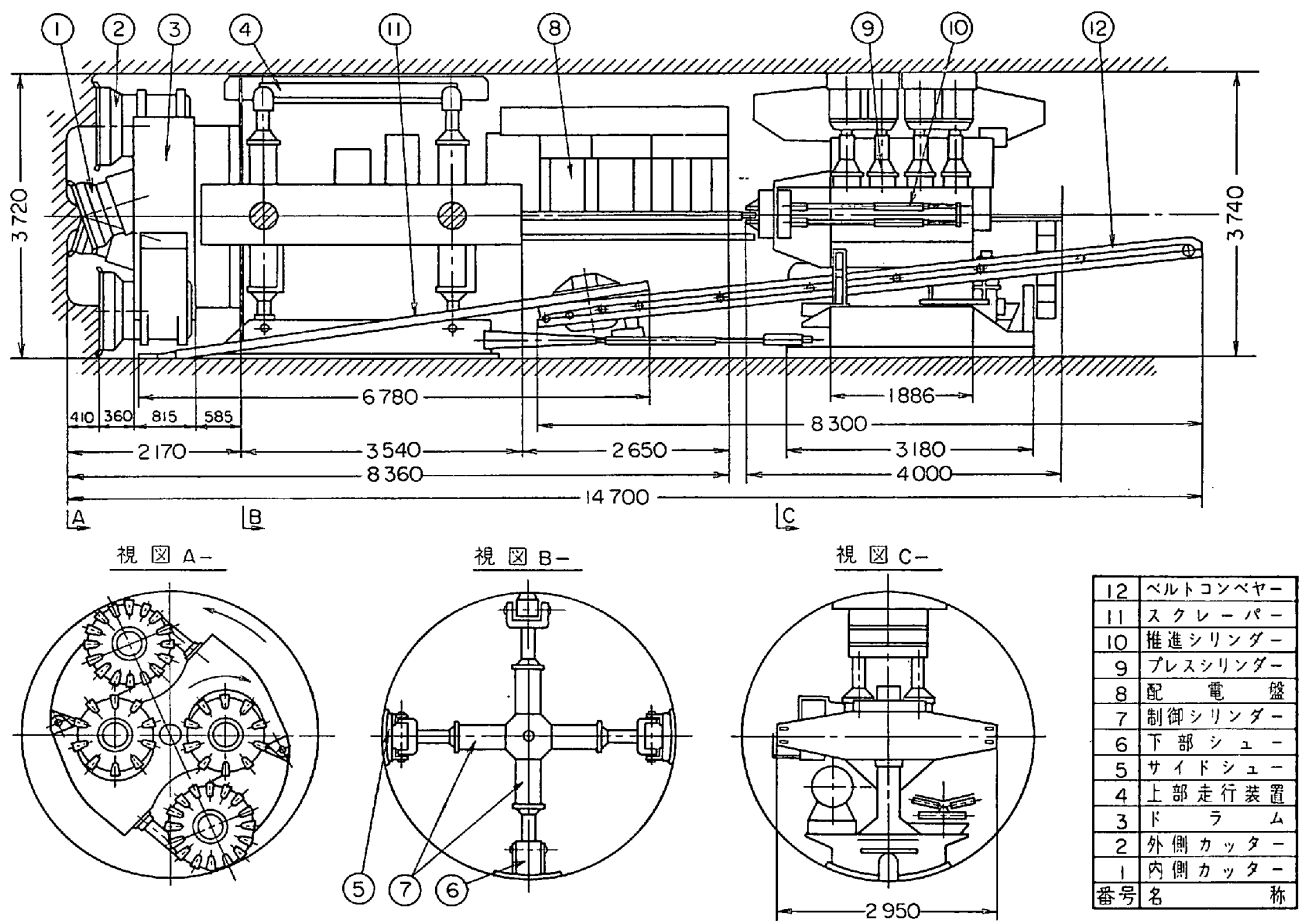


図 9 トンネル掘進機の構造概要

表 6 ウォールマイヤー式トンネル掘進機の諸元

型 式		S.B.M 736-001	
全 長	最 大	本体	14,700 mm
	本 体	推進装置	8,360 mm
全 高	最 大	推進装置	4,000 mm
	本 体	推進装置	3,720 mm
全 幅	最 大	推進装置	3,740 mm
	本 体	推進装置	3,820 mm
重 量	最 大	推進装置	2,950 mm
	本 体	推進装置	約 84 t
受 電 電 力	最 大	推進装置	約 62 t
	本 体	推進装置	約 22 t
電動機出力	最 大	推進装置	3 相交流 500 V
	本 体	推進装置	50 c/s
切 削 径	最 大	推進装置	366/300 kW
	本 体	推進装置	3,730 mm
推 力	最 大	推進装置	3,578 mm
	本 体	推進装置	98 t
スクレーパー	最 大	推進装置	176 t
	本 体	推進装置	240 mm
ベルトコンベヤー	最 大	推進装置	約 50~90 m/min
	本 体	推進装置	500 mm
	最 大	推進装置	78 m/min

すべてのものが取り付けられている。最前部には、視図 A に示すように、時計方向に回転する内側カッター① 2 箇、外側カッター② 2 箇がドラム③に取り付けられてお

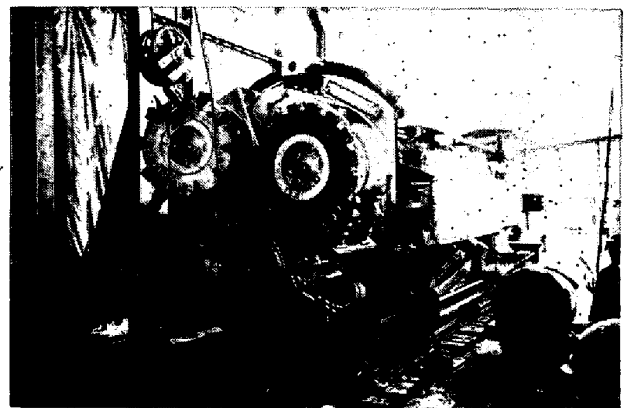


写真 1 ウォールマイヤー式トンネル掘進機

り、ドラム自身は時計と反対方向に回転する。次に視図 B に示すように、おのおの 2 本の制御シリンダー⑦により上下に支持された上部走行装置④、下部シュー⑥、およびやはり 2 本の制御シリンダー⑦により左右に支持されたサイドシュー⑤があり、本体を上下左右に支えている。上部走行装置の下には、油圧操作機器、運転席、熱交換器などが、最後部には油タンク、配電盤⑧が配置されている。また本体下方には、ずり出し装置としてスクレーパー⑪があり、本体後部で 1 次コンベヤー⑫にずりを落し込む。1 次コンベヤーは本体に固定されており、推力装置の中段をすべるようになっている。

推力装置の上部には8箇のプレスシリンダー⑨があり上下方向に最大 960 t の力で押し付けて、推力装置を固定する。これをアンカーにして、8本の推進シリンダー⑩で、本体を前進後退させる。推力装置を前進させるには、プレスシリンダーをゆるめ推進シリンダーを縮めれば、自重の軽い推力装置は本体に引き寄せられる。

カッターにはおのおの極数変換モーターが内蔵されており、回転数を変えることによつてカッターの周速を24 m/min, 12m/min, 6m/minに変化させることができる。内側カッターの周縁には 10 箇の、また外側カッターの周縁には 16 箇のチップが装着されている。カッターの軸は切羽に垂直ではなく、法線に対しある傾きを持っている。このため全部のチップが同時に切羽の岩石を切削するのではなく、そのうちの数箇が切削するにすぎない。写真2はチップが切羽を切削した模様を示している。内側および外側のドーナツ型は、それぞれ内側および外側カッターにより切削された部分で、中心にカッターで切削されない部分が残る。この部分は 30~40cm の長さになると、自然に崩落する。ドーナツ型の中にかかれた条は、1箇のチップが切削した軌跡を示している。条と条の間隔は切込み深さといい、ドラムの回転数に関係している。条の長さ、すなわちチップの切削長は、外側で、1.0m、内側で 1.9m である。

写真3はトンネル壁の切削模様である。凹んだ条がチップにより切削された跡で、その間の出張つた条は破碎された部分である。ドラムが1回転する間に、一つのカッターのあるチップがトンネル壁を切削し、次に 180° お

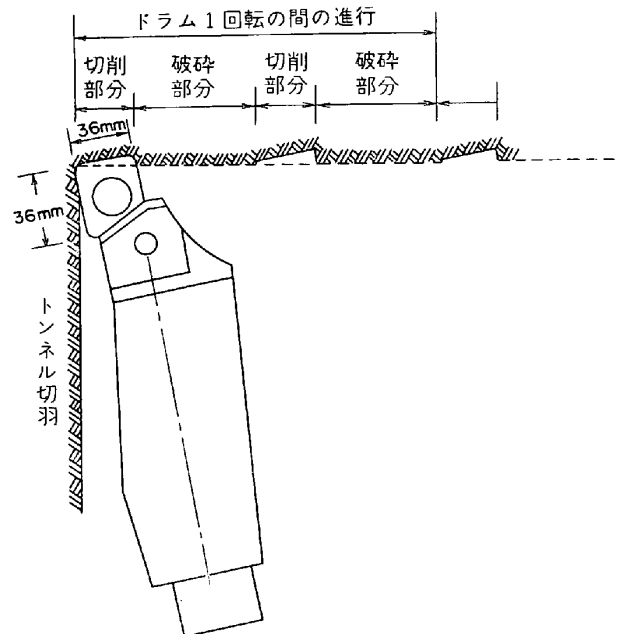


図10 トンネル壁の切削状況

くれてほかのカッターのあるチップが切削をくり返し、その間の岩石を破碎する(図10)。これからトンネル掘進機の掘進速度は

掘進速度 = $2 \times (\text{切削幅} + \text{破碎幅}) \times \text{ドラム回転数}$ である。切削幅はチップの幅 36 mm に等しく一定であり、破碎幅は機械を切羽に押し付ける推力の大きさに関係し、ドラムの回転数は 0~18 r/hr の範囲で変化させることができる。それゆえ、岩石の強度、チップの磨耗、電力消費量、掘進速度その他を総合的に考慮して、最も経済的な推力とドラム回転数とを選ばなければならない。吉岡試験坑において、最も順調に推移したある月間の成績を示すと、破碎幅 3.0~8.5 cm, ドラム回転数 12.0~12.5 r/hr, 消費電力量 13.8 kWh/m³ で、掘進速度は 1.25m/hr であつた。ちなみに試験坑の岩質はシルト岩で、その圧縮強度は 100 kg/cm² 前後であつた。また吉岡調査坑における 9 月の成績は、破碎幅 3.0~9.0 cm, ドラム回転数 7~12 r/hr, 消費電力量 28.6 kWh/m³ で、掘進速度は 0.92m/hr である。岩質は火山礫凝灰岩で、圧縮強度は 300~500 kg/cm² である。まだ掘削を開始したばかりで、最も適当した推力、ドラム回転数を与えているということとはできない。

チップの磨耗は、岩質と時間当たりの切削長に関係する。周速が 24 m/min の場合、内側カッターの回転数は 7.38 r/min, 外側のそれは 6.64 r/min であるから、内側カッターのチップの切削長は $1.9\text{m} \times 7.38 = 14.0\text{m/min}$, 外側カッターのそれは $1.0\text{m} \times 6.64 = 6.6\text{m/min}$ である。すなわちチップの磨耗は、カッターの周速に関係する。まだデータ不足で、チップの磨耗について論ずるまでにいたっていない。

本トンネル掘進機はいまだ開発途上の機械である。いうならば研究室ででき上がった機械で、現場の試練を経していない。このため製作中はもちろんのこと、試験坑での試験中も絶えず改造の必要にせまられた。その結果吉岡調査水平坑の掘削に着手してからは、比較的順調に稼



写真2 切羽の切削模様

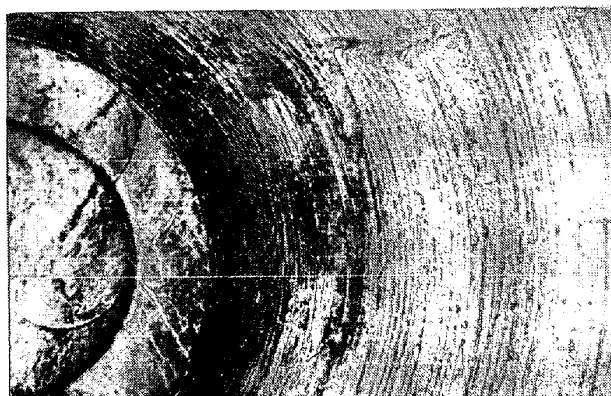


写真3 トンネル壁の切削模様

働している。ただ斜坑底のずり出し設備がまだ完成していないために、掘進機の全能力を発揮するにいたっていない。われわれの目標としては、日進 20m をこの機械に託している。

8. 吹き付けコンクリートによる 1 次覆工

調査坑では、掘削直後新たに露出した岩石の表面に、乾式吹き付けコンクリートを施工している。これはセメント、骨材、セメント急結剤の混合物を吹付機に投入し圧縮空気によりこれらの混合物を乾燥状態のまま、パイプを通してノズルに送り、ここで水を加えて、岩石表面にコンクリートを吹き付ける工法である。

吹き付けを開始した初めは、骨材はすべてはね返り、粘着力のあるセメントペーストだけが岩石表面に付着する。次に細砂がセメントペーストに貫入して、次第にモルタル層が形成される。モルタル層がある厚さに達すると、粒径の大きな骨材もモルタル中に貫入し、ここにコンクリートの層ができて上がる。しかしすでに埋め込まれた粗骨材に、たまたま衝突した骨材ははね返って落下する。このようにして施工中ある量の材料は、はね返って損失となる。

はね返り量は、材料の配合、骨材の性質、急結剤、吹き付け機の性能、吹き付け面の傾斜、ノズルマンの技倆などに関係し、その多少は吹付コンクリートの単価に大きく影響し、ひいては本工法の採用を否とすることにもなりかねない。一般にはね返り量は下向きに吹き付ける場合に少なく、壁面が垂直の場合に約 25%、上向きに天井に吹き付ける場合に 50% 以上と言われている。青函で本工法採用当初には 50% 以上であつたけれども、その後適正な配合の研究とノズルマンの技倆の向上とによつて、最近では側壁アーチを通じて 10~20% に軽減している。そして従来の H 型鋼によるアーチ支保工を廃して、掘削直後に覆工コンクリートを施工するという、画期的な工法が経済的にも成立することが立証された。

青函で使用している吹き付け機は、トルクレット S₃-Ⅱ型で、表 7 に示すような仕様になっている。また図 11 に作業のフローシートを示す。坑内における吹き付け関係の作業人員は、号令 1、骨材投入 1、セメント投入 1、急結剤混和 1、吹き付け機運転 1、ノズルマン 1 同助手 1 の計 7 人である。パイプを通して乾燥材料を送りうる距離は、水平に 500m まで、垂直上昇高さは 100m までといわれている。それゆえ材料置場、ミキサー、吹き付け機などの場所をとるものは、吹き付け施工箇所よりはるか後方の余裕のある所に配置し、切羽には材料搬送パイプ、送水パイプおよびノズルを持ち込むだけでよい。このことは掘削作業のサイクルに入つて、爆破直後に切羽で 1 次覆工を施工するために、決定的な意義がある。

調査工事開始以来本年 8 月までに、坑内で施工した吹き付けコンクリートの量は、吉岡方で 3,300m³、竜飛斜坑で 990m³ におよんでいる。側壁部から抜き取った 223 箇のコアを試験した結果、平均の圧縮強度は 197 kg/cm²、引張り強度は 17 kg/cm²、比重は 2.32、吸水率は 8.1 であつた。なお地山と吹き付けコンクリートとはきわめて強固に密着しており、コアを抜き取る際ここから剝離したことはなかつた。

表 7 トルクレット S₃-Ⅱ型の仕様

1 時間当り作業能力	5m ³ /hr
材料送りのパイプ径	50 mm
骨材最大粒径	25 mm
圧縮空気所要量	12m ³ /min
送水パイプ径	17 mm
機械重量	640 kg

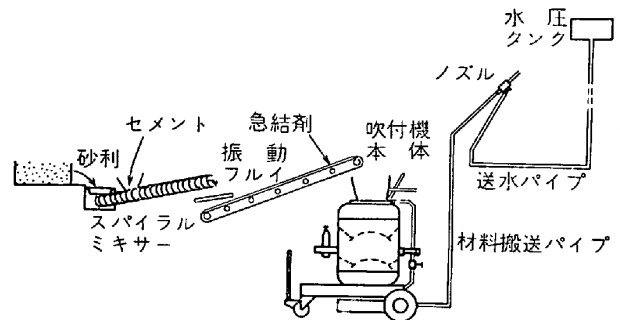


図 11 吹付コンクリート作業のフローシート

吉岡斜坑では昨年 7 月末、斜坑 751m から、また竜飛斜坑では同年 12 月、斜坑 435m から、従来の鋼アーチ支保工を廃して、掘削直後吹き付けコンクリートにより 1 次覆工を完成する工法に切り換えた。吹き付けコンクリートによる 1 次覆工が、鋼アーチ支保工にとって代わるためには、鋼アーチ支保工を建て込む時間内に、吹き付けコンクリートによる 1 次覆工が施工可能であるかどうか。工費の点で両者を比較すればどうか。また岩の力学の観点から、いずれがよりよき支保方式であるかを検討しなければならない。

表 8 は吉岡斜坑、竜飛斜坑掘削の平均サイクルタイムを示す。吉岡斜坑では吹き付け関係プラントの配置からずりの捲き上げと吹き付け材料搬入とが同時にできないために、ずり出し終了後に吹き付け作業を行なっている。これに反して竜飛斜坑では、爆破換気後ずり出しと併行してずり足場の上で吹き付け作業を行なっているため、サイクルタイム上きわめて有利となつている。

表 9 に斜坑を支保工区間と吹き付け工区間とに分けてそれぞれの工費を示してある。これによれば吹き付け工費の支保工工費に対する比は、吉岡斜坑で 68.2%、竜飛斜坑で 35.5% で、吹き付け工の方がはるかに経済的である。このため掘削全体の工費も、吹き付け工区間のほうが低廉となつている。

最後に支保性能はどうであろうか、まず第 1 に支保は地山がそれ自身のアーチ作用、ドーム作用により自立している間に、施工しうるものでなければならない。鋼アーチ支保工を例にとつていえば、地山の自立時間が掘削の 1 サイクル以下であれば縫地工法を必要とし、1 サイクル以上であれば掛矢板工法、数日であれば後普請、数カ月であれば無普請となる。縫地工法に相当する地山に対しては、吹き付けコンクリートを単独で適用することはできない。鋼アーチ支保工から鉄矢板または鉄筋コンクリート矢板で縫い、矢板裏を吹き付けコンクリートで填充しさらに内面全体にコンクリートを吹き付けて、矢先を除いて矢板がたわまないようにする。掛矢板工法、後普請に相当する地山に対しては、吹き付けコンクリート単独

表 8 斜坑掘削平均サイクルタイム

区 分	吉岡斜坑		竜飛斜坑	
	支保工 区 間	吹付工 区 間	支保工 区 間	吹付工 区 間
工事期間 (年・月)	41.4 ~41.7	41.8 ~42.3	41.3~ 41.11	41.12 ~42.3
入 出 坑	26	(91)	32	25
削岩準備	13	34	15	35
削 岩	38	47	32	50
削岩跡片付	11	13	11	13
装薬爆破	22	30	30	33
換 気	13	9	13	10
ダイナマイト加工運搬		(484)	(265)	
当たり取り	7	6(253)	(151)	1(25)
小 計	104	139	101	142
ず り 積	188	286	169	264
支保工建込準備	14	3	(86)	
支保工建込	61	4	61	
小 計	75	7	61	
吹付準備		28(1)		(27)
吹 付		146		3(50)
吹付跡片付		14		5(26)
吹付機故障		8		5
小 計		196		13
線路保守・延長	6	29	13(8)	(15)
ずり積機整備		3(59)	28	18
吹付機整備		1(9)		
食事及休憩		26(122)	45	1
材料運搬	24	1(3)	16(7)	1
損失その他	13	31(7)	38(8)	14
小 計	43	91	140	34
合 計	436	719	503	478
1サイクル当たり 平均進行 (m)	1・235	1・622	1・172	1・578
進行 1m 当たり 平均所要時間 (分)	353	443	429	303

注 ()内は他作業とのラップタイムを示す。

で完全に従来の支保工にとつて代わることができる。

第2に支保は地山をゆるませないものでなければならない。この点について鋼アーチ支保工を検討してみると、鋼アーチリブそのものは非常に可撓性に富んでいるけれども、建込んで地山との間に楔をきかせると、地山との相互拘束により剛性を生じ、楔に接する部分の地山をゆるませないようにする。楔をしめ忘れたり、あるいはリブの底盤がなんらかの原因により沈下もしくは移動すると、拘束力が解けて剛性を失う。剛性を失うと地山にゆるみを与へ、アーチリブに作用する荷重が増大する。この荷重増大はリブ底盤の第2の沈下、移動の原因となるほか、アーチリブ面に直角方向の拘束力はきわめて弱いので、面外坐屈の原因となる。またリブの間に掛け渡した矢板は、肌落ちした岩片の落下を防止する程度のもので、地山を拘束してゆるみを与えないことまで期待するのは無理である。すなわち鋼アーチ支保工は、地山と点(楔)で接触し、地山がアーチリブ面内にゆるまぬように拘束しているにすぎず、この拘束もきわめて解け

表 9 斜坑掘削 1m 当たり工費 (単位・円)

区 分	吉岡斜坑		竜飛斜坑	
	支保工 区 間	吹付工 区 間	支保工 区 間	吹付工 区 間
掘	12,715 6,251 583 1,985 2,815 24,350	17,797 5,446 661 372 3,172 27,448	10,135 8,664 664 636 2,712 22,811	14,740 8,103 655 168 6,460 30,126
削				
支保工	4,523 17,552 12,107 3,088 1,144 163 38,577		4,209 18,786 11,841 4,357 1,772 87 546 41,598	
吹付工				6,025 4,704 7,395 5,160 774 1,279 995 26,333
合 計	62,927	53,781	64,409	45,412

やすい状態にある。

これに反して吹き付けコンクリートは、掘削により新たに露出したまだゆるんでいない岩石面にきわめて強固に密着し、地山と面で相互に拘束し合っている。いな、むしろ地山と一体になつて剛性を保持している。すなわち吹き付けコンクリートは 5~10cm の薄いコンクリート構造物として存在するのではなく、これと密着する地山の岩石と協同して、それより奥の地山をゆるめないようにする最も理想的な支保方式である。この場合掘削により不規則に生じた窪みを図 12 に示すように吹き付けコンクリートにより填充し、平滑なアーチ面を形成することに、岩の力学上特に重要な意義がある。

以上述べたように、吹き付けコンクリートによる 1 次覆工は鋼アーチ支保工に比較し、多くの点ですぐれているから、やがて広範囲に普及するであろう。ただ湧水の多い区間に対しては、湧水処理せずに本工法を適用することはできない。わが国のトンネルで湧水のないトンネルはほとんど期待できないから、本工法の利点を完全に発揮させるためには、湧水の多い区間に対しても本工法

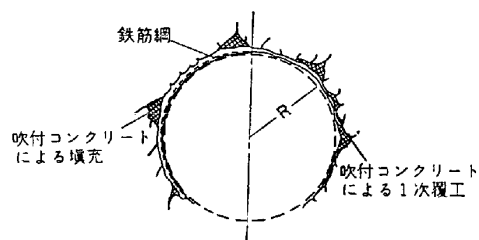


図12 吹き付けコンクリートによる 1 次覆工

を容易に適用できるよう，鋭意研究する必要がある。

9. む す び

以上調査坑の施工要領と現況とについて述べた。調査坑に着手してすでに3年を経過したけれども，まだその緒についたばかりとの感が深い。実際のものに触れてみると，次々にいろいろな問題が提起されてくる。吉岡方では地山温度の上昇とトンネル掘進機の切削による発熱とで，坑内温度が高くなり，作業環境を悪化させている。坑内温度をいかにして低下させるかというむずかしい問題がここにある。

トンネル掘進機の掘進能率が向上すると，先進ボーリ

ングの錐進速度を現在の2倍以上に向上させなければ意味がなくなる。また先進ボーリングの工費を下げるために長尺化を図り，ボーリング座横坑の数を減らすことも考えなければならない。さらに本トンネルに使用する大口径のトンネル掘進機を開発する必要がある。

また海峡中央部に賦存する黒松内層に今考えている掘削方法が適用できるかどうか。これに対しては小泊で同層の工学的諸性質を種々実験してみることにしている。しかしこれら諸問題を一つ一つ解決していくことが，青函トンネル実現への礎石であることはまちがいない。諸兄のご鞭撻を請う次第である。