

青函トンネル本坑最深部施工時の地山挙動と 支保効果について

GROUND BEHAVIOR AND EFFECTIVENESS OF SUPPORT MEMBERS IN THE DEEPEST SECTION OF THE SEIKAN TUNNEL

北村 章*・平野邦彦**・深沢成年***・早坂治敏****

By Akira KITAMURA, Kunihiko HIRANO, Naritoshi FUKAZAWA
and Harutoshi HAYASAKA

The Seikan Tunnel was constructed in the weak Tertiary rock beneath the deepest seabed of the Tsugaru Straits. We could clarify the ground behavior during the excavation, and could evaluate the effectiveness of support members through the following research :

(1) The diameter of plastic or loosened zone developed in the grouted zone around the main tunnel was determined by measuring the ground deformation by means of measuring instruments which were set up beforehand from the pilot tunnel.

(2) The effectiveness of support members was evaluated using the following four method : ① Stress measurement of support members, ② Deformation analysis by "FEM", ③ Stability analysis by "the Rabcewicz Theory", and ④ Analysis of measured deformation.

The results will provide valuable information for the construction of undersea tunnels.

Keywords : Seikan Tunnel, field measurement, FEM, Rabcewicz theory,
quantification theory

1. まえがき

青函トンネルは 図一¹ に示すように海底区間 23 km を含め、全長 54 km の世界最長の海底トンネルであり、多くの技術上の特徴を有している。

まず第1は先進ボーリングの実施である。津軽海峡は水深が 140 m と深く、かつ潮流も最高 8 ノットと速い。そのため当初行った地質調査は、音波探査などの間接手法によるものが主で、ボーリングのような直接手法によるものは從にせざるを得なかったため、地質が概略把握できたにとどまった。海底部の施工にあたっては、湧水の位置や湧水量、ならびに地質の良否を正確に調査し、注入や掘削作業に万全を期す必要があるので、掘削に先立って水平方向の先進ボーリングを実施した。種々試行の後、リバース工法の採用、二重管リバース工法の開発

等によって成功し、先進ボーリングの最長記録は 2150 m に達した。

2番目は注入技術である。本坑最深部は海面下 240 m にあり、240 tf/m² という大きい水圧が作用する位置にトンネルを建設するので、それほど堅固でない地山をこれに耐える構造へと強化する必要があった。また海底トンネルのため、海底区間が最も低いところにあるので、掘削後トンネル内に流入してくる湧水を坑外に排水するため、高揚程のポンプアップが必要になる。この揚水費を低減するには湧水量をできるだけ少なくしなければならない。このような理由からトンネル周辺地山に注入を行い透水性が小さく、かつ十分な地山強度を有する止水ゾーンを形成したうえで、トンネルをその中に構築した。

3番目は測量技術である。23 km の海峡が横たわっているが、海峡中央部においてわずかの誤差でトンネルを貫通させるには、まず渡海測量で本州と北海道を XYZ の立体座標内で高精度に結びつけ、かつ坑道の掘削に伴って行う坑内測量も最高の精度のものとしなければならない。このため計 11 回の渡海測量と、毎年、盆と正月の掘進作業の休止期間に坑内測量を実施した。また渡海測量で問題となった温度差による光の屈折問題も解決でき、最終的に左右 64 cm、高低 20 cm、距離 2 cm の僅少の誤差でトンネルを貫通し得た。このような特殊な技

* 正会員 工博 東急建設(株)常勤顧問(前・日本鉄道建設公団審議役)
(〒150 渋谷区渋谷 1-16-14)

** 正会員 工修 東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所大船工事区長(元・日本鉄道建設公団青函建設局計画課補佐)
(〒251 藤沢市藤沢 75)

*** 正会員 日本鉄道建設公団本社海峡線第二課補佐
(〒100 千代田区永田町 2-14-2)

**** 正会員 日本鉄道建設公団青函建設局計画課係長
(〒040 函館市若松町 15-7)

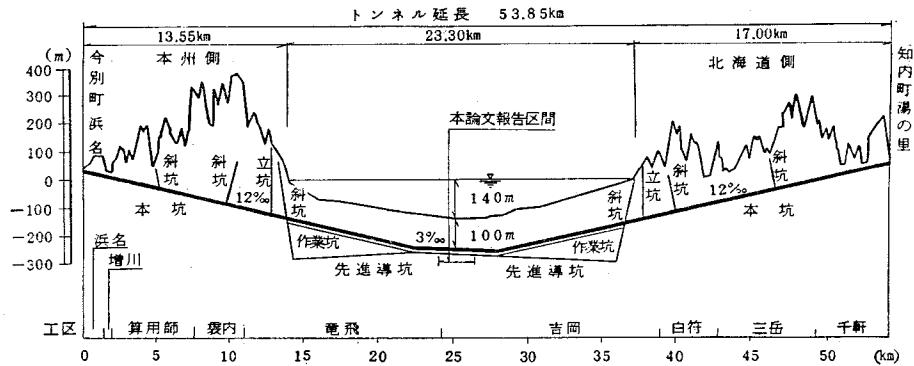


図-1 青函トンネル縦断面図（縦横縮尺比 1:20）

術を開発・駆使し、あわせて掘削や支保においても高度の技術的努力を積み重ねることによって、青函トンネル掘削工事は昭和60年8月ようやく完成をみたのである。

海底部の地質は新第三紀の堆積層であるが、海峡中央最深部のそれは最も新しい年代に形成された軟岩の黒松内層で、延長4.1kmにわたってトンネルに出現するため、非常に厳しい条件下での掘削となつたが、本論文はここでの施工を通じて明らかとなった地山の挙動および支保の効果について報告するものである。

2. 地質と施工概要

今回報告するのは、表-1に示すトンネル入口起点23km 900mから26km 230mまでの延長2330mの最深部の本坑工事に関するものである。このトンネルには昭和63年春から在来線列車が走るが、将来、新幹線を通して、新幹線複線型断面で掘削されている。

この区間には本坑の地質を事前に調査するとともに、本坑工事に際して、ずり出しや資材供給を行うための作業用通路となる先進導坑が、本坑に平行な位置に前もって建設された。

(1) 地 質

この区間の地質は黒松内層で、表-1に示すように25km 700m付近に向斜軸が存在する。岩石の一軸圧縮強度が10~50kgf/cm²、坑内弾性波速度が約2km/sと地質は全般的に良好といいがたいが、その中でも第13本坑が一番悪い区間となっている。すなわち向斜軸付近には固結度がきわめて低く、多量の湧水を伴う砂質凝灰岩が挟在する層厚25mの不良岩盤が存在するのである。

(2) 注 入

最深部は240tf/m²に及ぶ大きな水圧が作用する区間であるため、注入域（止水域）の大きさをどれだけにするかは、掘削時の安全を確保するためだけでなく、将来の経常的な揚水費用にもかかわる重要な問題である。

このため足立による理論解析¹⁾、過去の不良地盤での掘削経験、および注入域不足による4回の出水事故の反

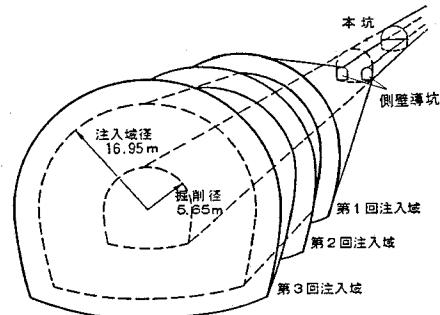


図-2 注入概念図

省をもとに検討した結果、最終的には注入域径は掘削径の3倍を標準とし、地質の悪いところでは、適宜これを増大することとした。図-2に注入域径が掘削径の3倍の場合の概念図を示す。第13~15本坑では掘削径の3~4倍であったが、特に地質の悪い第13本坑では、先進導坑からあらかじめ施工した補助注入も含め、トンネル長さ1m当たり200m³もの大量の注入を行っている（表-1）。

このような注入が海底トンネル工事の最も大きな特徴といえよう。

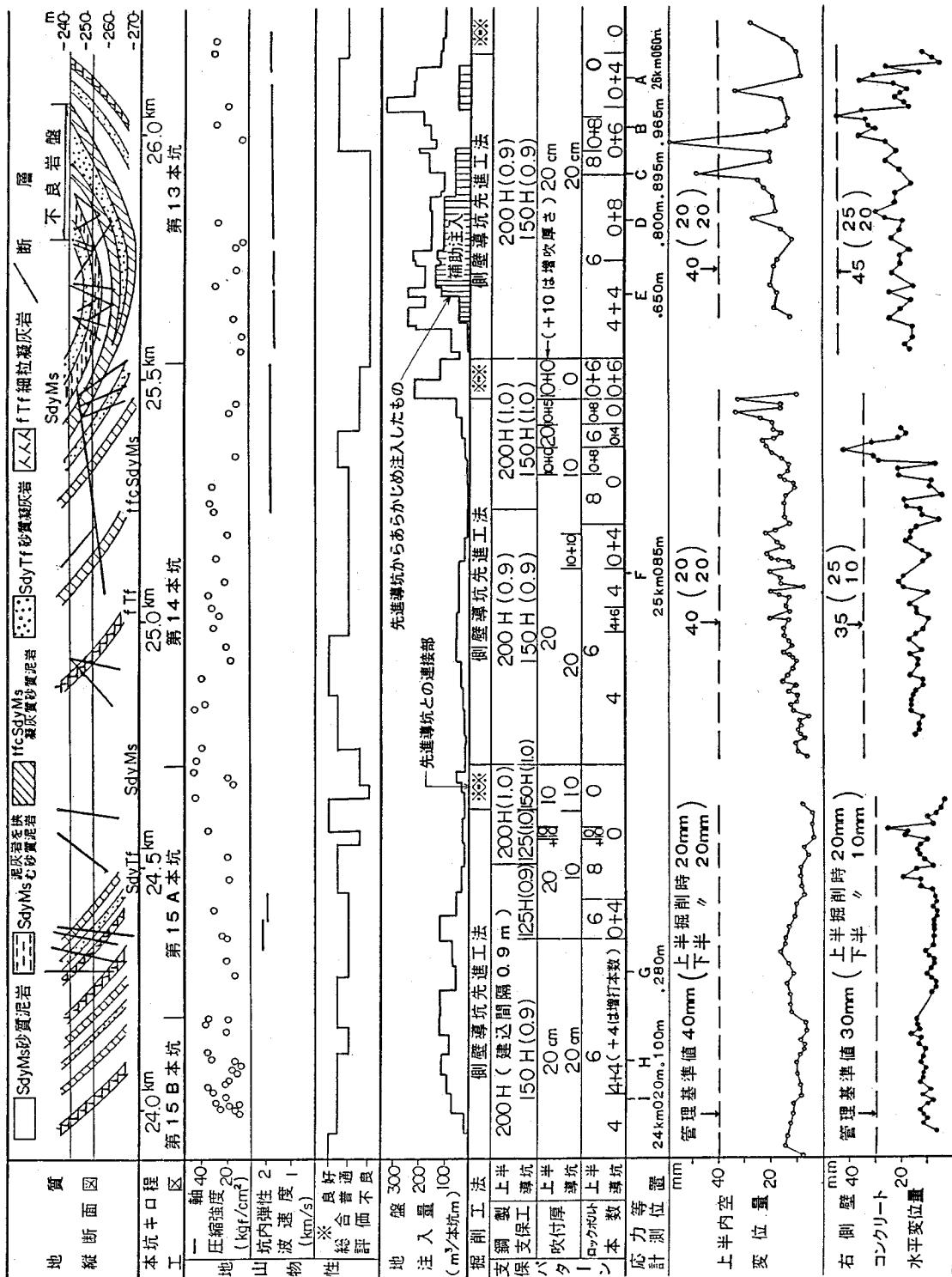
(3) 掘削と施工管理手法

側壁導坑先進工法（図-2参照）を基本とした本坑の標準設計断面および断面内の施工順序を図-3に示す。この工法をとったのは地質が悪いため、まず80kgf/cm²という高圧の注入を行う場合、切羽面積の小さい坑道の方が、注入圧による切羽とその周辺の変形に対して安全性が高いこと、また上半掘削時に発生する大きい土圧を支持するための側壁コンクリートを先に打設できること、などの理由による。

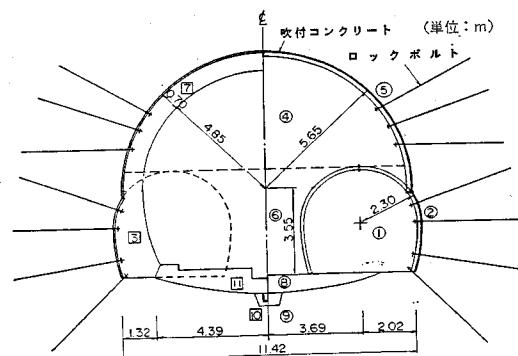
この区間の地質は先に述べたように、青函トンネルに現われるものの中では最も悪い部類に属しているので、これに対し次のような入念な施工管理が必要であった。

すなわち、あらかじめFEM弾塑性解析によって施工段階ごとの変位量を工区ごとに求めておき、これを管理

表-1 本坑墨深部での計測と施工例



注: ※ 青函トンネルの基準にもとづき、粒度・一軸圧縮強度および壘製の状態から地山を5段階に分類したもの。



施工順序
 ① 導坑掘削
 ② 導坑支保工(150H)
 ③ 側壁コンクリート
 ④ 上半掘削
 ⑤ 上半支保工(200H)
 ⑥ 下半掘削
 ⑦ アーチコンクリート
 ⑧ インバート掘削
 ⑨ 下水掘削
 ⑩ 下水U形こう
 ⑪ 下部コンクリート
 ○ 掘削関係
 □ 標高関係

図-3 本坑の標準設計断面

基準として掘削による地山変位等を綿密に測定しながら慎重な掘削を行った結果、無事トンネルを完成させることができた²⁾。掘削時の支保パターンおよび測定した変位量は表-1に示す。変位はほとんどの場所で管理基準値内にあったが、オーバーしたところでは吹付コンクリートの増吹き、ロックボルトの増打ちを行うなどの対策を講じた。

3. 掘削に伴う地山の挙動

海底中央部では先に述べたように、先進導坑と本坑が時期をずらして平行に建設される。したがって、先に掘削される先進導坑から図-4のように地山変位計を本坑側に向かあらかじめ埋設しておくことによって、本坑掘削に伴う地山の挙動を正確に測定することができる。この

方法は先進導坑を有する青函トンネルにおいて初めて本格的に実施し得たものである。

(1) 切羽の進行に伴う地山変位

切羽の進行に伴う地山の挙動は弾性地山に円形の素掘りトンネルを掘った場合のFEM解析によれば、図-5(a)に示すように、 $-1D$ から変位が起こって $2D$ で収束し、切羽通過時の変位量は最終変位量の30%となる³⁾。これに対し本区間で前節に述べた方法で地山挙動を

測定した場合の一例を図-5(b)に、また測定結果をまとめたものを表-2に示した。

すなわち、この計測によれば、直径 $D=4.6\text{m}$ の側壁導坑を掘削した場合、切羽が測点に $2.5D \sim 1D$ 近づい

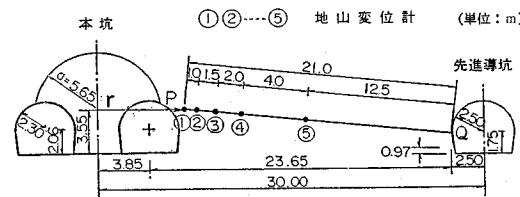


図-4 先進導坑からの地山変位測定

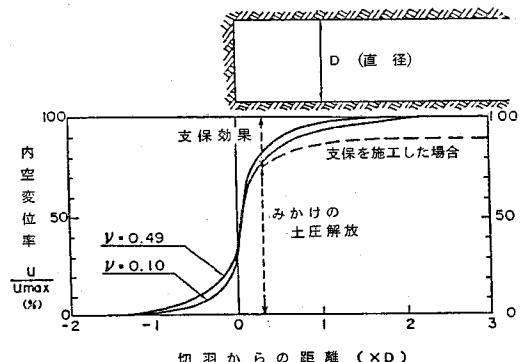


図-5(a) 掘削に伴う地山挙動(弾性解)

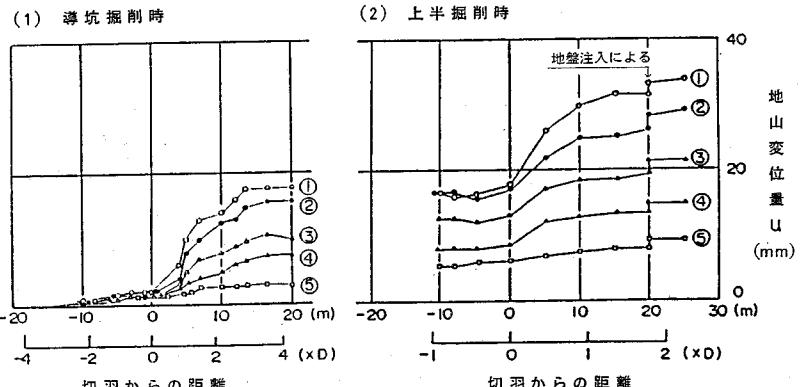


図-5(b) 掘削に伴う地山挙動(計測位置B)

表-2 掘削に伴う地山変位

計測位置	側壁導坑($D1=4.6\text{m}$) 掘削時		上半($D2=11.3\text{m}$) 掘削時	
	変位が生じ始める位置 ($\times D1$)	切羽通過時の変位率 (%)	変位が収束する位置 ($\times D1$)	変位が収束する位置 ($\times D2$)
	($\times D1$)	(%)	($\times D1$)	($\times D2$)
B	-2	10	3	2
C	-2.5	30	2	3
E	-1.5	5	3	3.5
H	-1	5	2	1.5
平均値	-1.75	12.5	2.5	2.5

たあたりから変位が現われ始め、切羽が測点から $2D \sim 3D$ 遠のくと変位が収束した。また切羽が測点を通過するときには、最終変位量の 5~30% の変位が現われた。

このように先の弾性解に比べると実際のトンネルでは、①切羽から遠くまで影響が及んでいる。②切羽通過時点での変位量が小さい。このことは地山が粘弾性的性質を有していることを示していると解釈される。また、支保による効果は(a)図の破線で表わされるが、このような効果が計測結果では、切羽通過後 $1D$ あたりからゆるやかに現われるのは、掘削後直ちに鋼製支保工を建込むが、吹付コンクリートは若干遅れての施工となるうえに、所要の強度を発現するまでになお 4~7 日を要すること等によるものと考える。

なお、掘削に伴う変位は導坑掘削時に全体の 50~55%，平均で 51% が、そして上半切拡げ時に残りの 49% が現われるという測定結果が得られた。

(2) 掘削に伴う地山の塑性領域の発達および地山のヤング率

初期応力 $p_0 = \gamma H$ (γ : 地山の単位体積重量, H : かぶりの大きさ) が静水圧的に作用する無限理想弾性地山に、半径 a の円形トンネルを掘削した場合、トンネル中心から距離 $r (> a)$ の点で、トンネル掘削によって生じる径方向の変位 u_r は次式で与えられる⁴⁾。

$$u_r = \frac{p_0(1+\nu)}{E} \cdot \frac{a^2}{r}$$

ここに、 E は地山のヤング率、 ν は地山のポアソン比である。この式の両辺を r で割って無次元化すると

$$\frac{u_r}{r} = \frac{p_0(1+\nu)}{E} \cdot \frac{a^2}{r^2} \quad \dots \dots \dots (1)$$

となり、地山が弾性的に挙動するときは、 u_r/r が a^2/r^2 に比例することがわかる。

したがって、トンネル掘削によって生じる周辺地山の径方向変位 u_r を $r=r$ において計測した結果を、縦軸に u_r/r を、横軸に a^2/r^2 をとってプロットし、直線関係が求まれば周辺地山の挙動が弾性的で、その直線勾配が $p_0(1+\nu)/E$ ということになる。そしてこの直線関係から離脱するプロット点があれば、そこからトンネル壁面までが塑性領域であり、離脱点が弾性と塑性の境界に相当するとみなされる^{5), 6)}。

計測位置 B (図-5 (b)) における上半切拡げ時の、先進導坑からの地山変位測定を解析すると、次のようになる。

① 図-6 で測定値をプロットしたのが○印である。測定値が直線から離脱する位置を $a^2/r^2=0.45$ とみなすと、 $r/a=1.5$ となり、弾塑性境界はトンネル中心から $1.5a$ 、すなわちトンネル壁面から $2.8m$ の位置となる。

② 基準点とした先進導坑の壁面の Q 点 (図-4) が

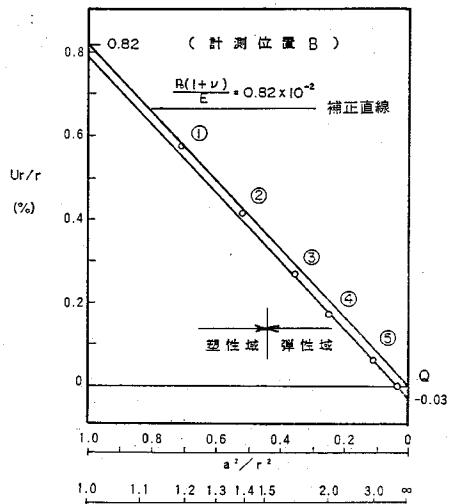


図-6 地山の塑性域判別図

多少移動したと考えられるので注1)、無限遠方 ($r=\infty$, $a/r=0$) で、変位が 0 となるように直線を上方に平行移動した補正直線を引くと、各測点の絶対変位量が求まる。補正直線と $a^2/r^2=1.0$ 軸の交点は $u_r/r=0.82 \times 10^{-2}$ である。

水深 140 m、土かぶり 110 m、および地山の単位体積重量 1.82 tf/m^3 から、初期応力 p_0 は

$p_0 = 1.00 \text{ tf/m}^3 \times 140 \text{ m} + 1.82 \text{ tf/m}^3 \times 110 \text{ m} = 340 \text{ tf/m}^2$ が求まり、また地山のポアソン比を岩石試験から求まった値 0.35 とすると、地山のヤング率 E は式 (1) から

$$E = \frac{34 \text{ kgf/cm}^2 (1+0.35)}{0.82 \times 10^{-2}} = 5600 \text{ kgf/cm}^2$$

と求まる。

表-3 は 4 か所の測定結果から得られた地山の塑性領域およびヤング率をまとめたものである。上半切拡げ時の掘削に伴う塑性領域は、トンネル中心から掘削半径の 1.3~1.5 倍まで、すなわちトンネル壁面から $1.7 \sim 2.8 \text{ m}$ までの範囲となっている。

上記のような塑性領域の判定と別個に、地山のゆるみ領域をロックボルトの軸力分布から推定することがで

表-3 上半切拡げ時の地山の塑性領域とヤング率

計測位置	塑性領域		地山のヤング率 (kgf/cm ²)
	トンネル中心 からの距離 (× a)	トンネル壁面 からの距離 (m)	
B	1.5	2.8	5,600
C	(1.2以内)	(1.1以内)	4,830
E	1.3	1.7	6,200
H	1.5	2.8	9,000
平均値	1.4	2.4	6,410

注: a はトンネル掘削半径で、5.65 m である。

注1) Q 点は不動点ではなく図-6 によれば $u_r/r=0.03 \times 10^{-2}$ 、すなわち $u_r=0.8 \text{ cm}$ だけ本坑方向に移動している。

きる。すなわちロックボルトが十分な埋込み長を有する場合は、トンネルの壁面からロックボルトの軸張力が最大となる点までがゆるみ領域とみなせるが、上半ロックボルトの軸力を6断面で計測した結果では、その位置はトンネル壁面から平均2.3mとなった（後出の表-5を参照）。

以上の2つのことから、掘削に伴う地山の塑性領域、あるいはゆるみ領域は、トンネル壁面から2.4m程度であると判定された。一方、注入域径は前に述べたように掘削径の3倍以上であり、この外周はトンネル壁面から11.3mの距離であるから、ゆるみ領域に比べてかなり大きく、掘削時の安全は十分確保できている。

4. 支保部材応力の計測

通常、支保作業は次のように行っている。1回の掘削長は支保工間隔（1間（ま））と呼び、この工区では0.9mを標準としたに相当するが、1間分の掘削が終わると、①直ちに鋼製支保工を建込み、次に、②吹付コンクリートを施工する。その後、③ロックボルトを打設する（ただし、導坑では3~4間分をかためて一度に打設することもある）。これら①、②、③の作業に要する合計時間は、導坑で4時間、上半で5時間程度で、①、②、③の比率はどちらも4:3:3であった。

トンネルの施工にあたっては、2.(3)で述べた定例的な変位測定のほか、適当な断面を選んで、随時支保部材の応力を測定しているので、本節ではそれについて述べる。

(1) 鋼製支保工および吹付コンクリート

表-4は、鋼製支保工と吹付コンクリートの軸力を測定した結果である。

導坑、上半の鋼製支保工には、平均値でそれぞれ1基当たり58tf、139tfの軸力が作用し、これに対する応力はそれぞれ1440kgf/cm²、2190kgf/cm²となる。軸力の最大値は、導坑、上半でそれぞれ131tf、196tfであり、鋼製支保工には相当大きい土圧が作用していることがわかった。

表-4 から鋼製支保工と吹付コンクリートとの軸力分

表-4 鋼製支保工と吹付コンクリートの軸力

計測位置	鋼製支保工の軸力 (tf/基)		吹付コンクリートの軸力 (tf/20cm×90cm)	
	導坑	上半	導坑	上半
B	51(6)	117(3)		
E	45(3)	114(5)		
G	103(5)	161(5)	20(1)	19(2)
H	29(5)	155(5)	15(2)	16(1)
平均値	58(19)	139(18)	16(3)	18(3)

注：1 () 内は測点数で、軸力は各測定値の平均値である。

2 鋼製支保工は導坑で150H、上半で200Hをともに0.9m間隔で建込み、吹付コンクリートは導坑、上半とも20cm厚で施工した。

担割合は、導坑で78:22、上半で89:11と算出される。一方、鋼製支保工と吹付コンクリートの〔断面積×ヤング率〕を使った計算上の分担割合は、導坑で32:68、上半で43:57となる。このように実際の施工では、荷重の分担割合は、計算に比べて鋼製支保工の方がかなり大きくなっている。これは掘削後、すぐ鋼製支保工を建込むので、まずこの支保工のみで初期荷重を支保する。初期荷重は過去の先進導坑における測定から全荷重の30%程度以上と想定される。その後吹付コンクリートを施工するので、以後は鋼製支保工と吹付コンクリートの双方で支えることになるが、吹付コンクリートが所要の強度を発現するまでなお4~7日を要するため、その荷重分担割合が小さくなるものと考えられる。

このように鋼製支保工は大きい荷重を支保しており、最も有効に働いていることが明らかとなった。

(2) ロックボルト

使用したロックボルトはせん孔してロックボルトを挿入した後、空隙に早強セメントモルタルを充填する全面接着型で、プレストレスは導入していない。表-5にロックボルトに作用した軸力と、軸力分布から判定した地山のゆるみ領域の大きさを示す。

導坑ロックボルトの軸力は切羽施工の場合、F、G、Hの平均値で、打設直後に10.4tf/本が、さらに上半・下半の掘削時に6.1tf/本の計16.5tf/本が発生している。一方、後方施工のC、Dでは上半が接近してくるまではほとんど軸力が発生せず、上半の通過以降に平均で13.7tf/本が発生しているが、この値が前者の6.1tf/本に比べてかなり大きいのは、表-1に示したように地質が悪いいためと考えられる。

上半ロックボルトはすべて切羽施工であるが、平均軸力は6.8tf/本で、そのほとんどは打設直後に発生しており、下半通過時の増加はわずかである。この軸力が導坑ロックボルトのそれよりも小さいのは、導坑掘削時に上半の地山も変形していたためと解釈される。

導坑ロックボルトは上半ロックボルトと比べると発生

表-5 ロックボルトの軸力とゆるみ領域

計測位置	ロックボルトの軸力 (tf/本)		ゆるみ領域 (坑壁からの距離:m)	
	導坑	上半	導坑	上半
C	0+16(4)	7(1)	2.0(4)	2.5(-1)
D	0+10(2)	4(3)	2.0(2)	1.5(-3)
F	7+10(3)	6(3)	3.2(3)	2.2(-3)
G	11+4(3)	4(4)	2.0(3)	2.3(-4)
H	12+5(6)	11(6)	2.0(6)	2.7(-6)
平均値	10.4+8.6(18)	6.8(17)	2.2(18)	2.3(17)

注：1 () 内は測定ロックボルト本数で、軸力とゆるみ領域の値はその平均値である。

2 基坑ロックボルトの軸力は導坑掘削によるものと、上半・下半掘削によるものととして記した。

3 基坑ロックボルトのうち、F、G、Hは掘削後、鋼製支保工、吹付コンクリートと一緒に直ちにロックボルトを施工した「切羽施工」で、C、Dは切羽の影響が無くなつてから施工した「後方施工」である。

する軸力が大きく、きわめて有効に働いているといえる。

5. 支保効果の解析

3つの支保部材、すなわち鋼製支保工、吹付コンクリートおよびロックボルトの働きを解析する手法として、①FEMによる変形解析、②ラブセビッチの理論による安定解析、および③数量化理論I類による実測変位の解析の3つの方法が使用できるので、これによって各支保の効果を評価する。

(1) FEMによる変形解析

a) 解析手法

① 図-7のように3種の支保部材を用いるものとし、ヤング率 4300 kgf/cm^2 の軟岩地山中に、側壁導坑先進工法によって、本坑を掘削する場合を想定し、二次元モデルとして計算する。

② 解析領域は半断面とし、縦 80m ×横 40m の範囲を節点数254、要素数321に要素分割した。地山と側壁コンクリートは平面要素、鋼製支保工と吹付コンクリートははり要素、ロックボルトは棒要素とした。表-6は計算に用いた地山と支保部材の物性値である。

③ 計算は応力解放法を用い、切羽進行に伴う図-5(a)のような応力変化を考慮に入れ、導坑掘削に始まり、インバート掘削で終わる6つの各施工段階(図-8)に対して行った。

④ 表-7に示すように、解析にあたってはA、B、C、

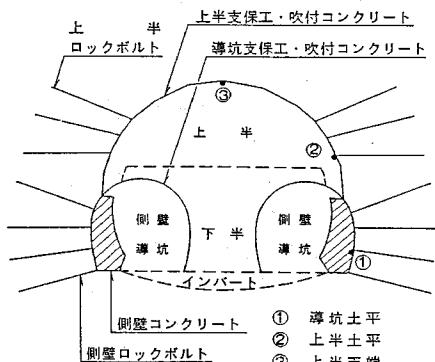


図-7 解析モデル

表-6 地山と支保部材の物性値

項目	ヤング率 (kgf/cm ²)	ポアソン比	粘着力 (kgf/cm ²)	内部摩擦角 (°)
地山	4,300	0.35	5.2	35
側壁コンクリート	210,000	0.167	36	50

項目	ヤング率 (kgf/cm ²)	降伏応力 (kgf/cm ²)	引張応力 (kgf/cm ²)	圧縮応力 万
鋼製支保工	2,100,000	2,400	2,400	
吹付コンクリート	100,000	12	120	
ロックボルト	2,100,000	3,500	3,500	

表-7 解析ケース

因子と 水準	A 鋼 支 保 工		B 吹 付 コン クリ ート		C 導 坑 支 保 工		D 上 半 支 保 工	
	A1 150H(導坑) 200H(上半)	A2 175H(導坑) 250H(上半)	B1 10cm	B2 20cm	C1 0本	C2 4本	D1 0本	D2 3本
1	○		○		○		○	
2	○		○			○		○
3	○			○	○			○
4	○			○	○			○
5		○	○		○		○	
6	○	○	○		○		○	
7	○	○	○		○		○	
8	○	○	○		○		○	

注：1 导坑、上半の鋼製支保工の埋込間隔はどちらも 0.9m である。

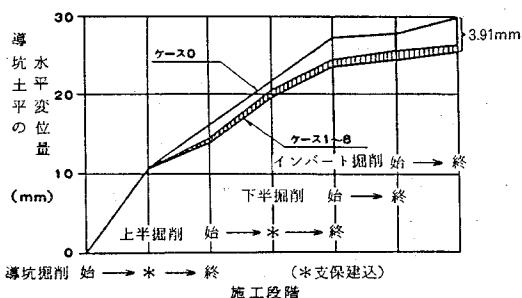
2 导坑、上半のロックボルトはどちらも $\varnothing=4.0\text{cm}$ 、 $\phi=25\text{mm}$ である。

Dの4因子に対しそれぞれ2水準を与え、実験計画法によって、これら4因子と2水準を組み合わせた8ケースと無支保の計9ケースについて上記のFEM解析を行い、トンネルの変位量から支保の効果を評価しようとするものである。

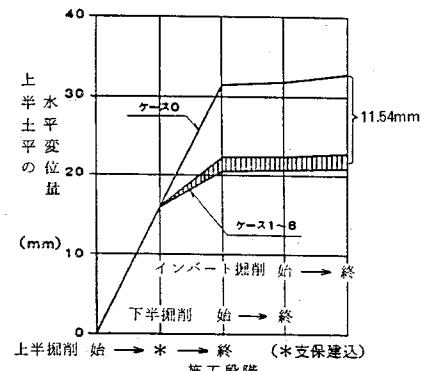
b) 解析結果

① 図-8(a),(b)はそれぞれ導坑土平(どべら)および上半土平の水平変位の施工段階ごとの変位量の計算結果を示す。ケース0は無支保の場合であり、支保のあるケース1～8は、ハッチの範囲内で変化する。

掘削に伴う導坑土平と上半土平の最終水平変位量は、



(a) 導坑土平の変位量



(b) 上半土平の変位量

図-8 施工段階ごとの変位量

無支保の場合それぞれ 29.8 mm と 32.9 mm である。支保を施工した場合、この変位量を減らす効果はそれぞれ 13% と 35% にとどまり、残りの 87% と 65% という大部分の変位は地山で受け持つという結果になっている。

② 次に各因子の水準を 1 から 2 に変更した場合、すなわち、a) 上半支保工を 200 H から 250 H に大きくし、同時に導坑支保工も 150 H から 175 H に大きくする、b) 吹付コンクリート厚を 10 cm から 20 cm に厚くする、というように支保部材を 1 ランク強度アップした場合*の変位の減少量を求め、これを支保全体の変位拘束量（8 ケースの平均変位量とケース 0 の変位量の差）で割った値をパーセントで表わしたもの、支保効果として表-8 に示した。（*この場合、各支保部材の 2 水準のコスト差はほぼ同じレベルとなっている。）

導坑土平の水平変位を減らすには、導坑ロックボルトが最も有効で、以下鋼製支保工、吹付コンクリートの順番となる。また、上半の変位を減らすには吹付コンクリートが最も有効で、以下鋼製支保工、上半ロックボルトとなる。

しかしこれは 3 種の支保部材を同時施工するとしての計算結果であり、実際の施工では早く施工する鋼製支保工の効果がこれより増すことを考えあわせ総合評価する必要がある。

（2）ラブセビッチの理論による安定解析

a) 解析手法

NATM の基礎理論となっているラブセビッチの考え方では、トンネルの破壊はまず図-9 に示すように、くさび形地山が対数らせんすべり面に沿って、トンネル内空に押し出されることによって生じると仮定する。これに抵抗するものは、このすべり面に沿う①ロックボルトに拘束された地山アーチのせん断抵抗力、②鋼製支保工のせん断抵抗力、③吹付コンクリートのせん断抵抗力、および④ロックボルトの引張抵抗力で構成されるとするもので、これらについて水平力成分の合力を求め、これを支持力と呼ぶ。そして算出した支持力の合計値（以下総支持力と呼ぶ）が必要値を上まわるように支保部材を設計しようとするものである^{7), 8)}。

このラブセビッチの理論を用いて、

表-8 支保効果の計算値

項目	因子	鋼製支保工	吹付コンクリート	導坑ロックボルト	上半ロックボルト	(%)
導坑土平	導坑掘削時	2.7	8.2	11.0	—	
水平変位	全體	12.1	4.5	13.4	3.2	
上半土平の水平変位		5.9	7.6	0.7	2.4	
上半天端の鉛直変位		5.3	8.7	0.2	—	

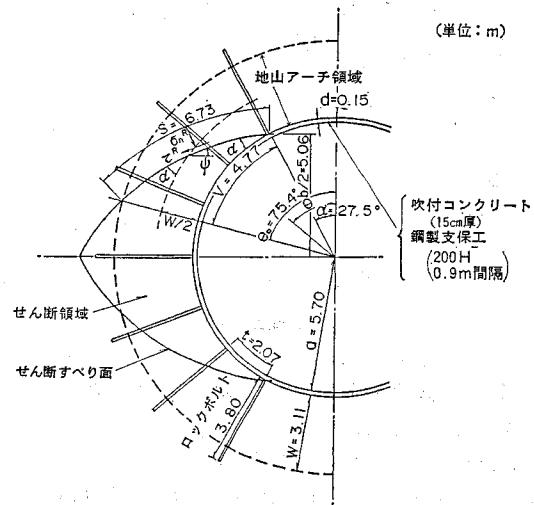


図-9 ラブセビッチの理論による設計

($q=20 \text{ kgf/cm}^2$ の場合)

- ① 鋼製支保工、吹付コンクリート、およびロックボルトの各支保部材の支持力を比較する。
- ② 各支保部材をそれぞれ単独に増強して、総支持力を 10% 増加しようとした場合に、必要とする増加工事費から、各支保部材の経済性を比較する。
等によって、支保の効果を評価するものである。

b) 解析結果

図-10 に解析結果を示す。一軸圧縮強度が 15~35 kgf/cm^2 の比較的弱い軟岩地山では、次のことがいえる。

① 総支持力のうち、地山が 55~72%，支保部材が 45~28% を受け持っている。そして鋼製支保工および吹付コンクリートの支持力が、それぞれ 17~11% と 23~14% であり、ともに十分支保の効果を発揮している。

ロックボルトの支持力は総支持力の 5~3% である。ロックボルトが本来持っている地山の変位を拘束する効果は、地山の支持力に一部包含されており、引張抵抗力のみを計上した本計算では、当然ロックボルトの寄与率は過小評価となっている。

② 一軸圧縮強度が 20 kgf/cm^2 の地山で、3 つの支保部材がそれぞれ単独で総支持力を 10% アップさせるのに必要とする増加工事費は、トンネル 1 m 当たり鋼製支保工 22 万円、吹付コンクリート 22 万円およびロックボルト 31 万円であるが、ロックボルトの支持力が過小評価となっていることを考慮すると、経済的な面での 3 者の優劣は認め難い。ただし吹付コンクリートを単に仮設工と考えず、その厚さの増加は、覆工厚の増加を意味するものとみなすならば、構造物の強度という面から吹付コンクリートが経済性に優れている。

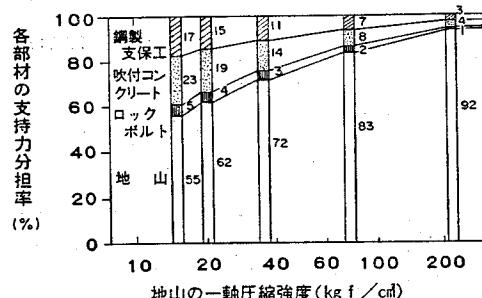


図-10 地山物性値と支保部材の支持力
るということになる。

(3) 数量化理論 I 類による実測変位の解析

a) 解析手法

数量化理論 I 類を用いて、鋼製支保工の大きさが「150 H か、175 H か」、あるいは地山強度が「小さいか、大きいか」という質的属性（説明変数が不連続変数）と、掘削に伴うトンネルの内空変位量が「13 mm である」といった量的特性値（被説明変数が連続変数）との相関関係を解析する。

表-1 に第 13~15 本坑の施工実績を示したが、これら実績値から、表-9 の例に示すような要因と範ちゅうを説明変数とし、上半掘削に伴う側壁コンクリートの水平および鉛直方向の変位量を被説明変数とする推定式を算出した。その解析結果から①重相関係数から推定式が有効かどうか、②各要因の偏相関係数、カテゴリーウェイトの大きさとレンジから、各要因の変位量に及ぼす影響度合を調べる、等によって支保の効果を評価するものである。

b) 解析結果

計算の詳細を省いて、結果のみを定性的にまとめると、

① 支保パターン、地山性状および地盤注入の3要因のうち、支保パターンは明らかに地山変位に影響を与えている。地山性状と注入の両因子の影響が特に見受けられなかつたのは、第13~15本坑を通じて地質の変化の

表-9 要因と範ちゅう（第14本坑の場合）

要 因	範 ち ゆ う				
	a	b	c	d	
支保パターン	上半支保工※ 専坑支保工※ 上半吹付厚	200cm (1.0m) 150cm (1.0m) 20cm (切羽10cm) (後方10cm)	200cm (0.9m) 150cm (0.9m) 20cm (切羽)		
	導坑吹付厚	10cm (切羽)	20cm (切羽10cm) (後方10cm)	20cm (切羽)	
	上半ロックホール 専坑ロックホール※※	8 本 (後方) な し	8~6 本 (切羽) 4 本 (後方)	4 本 (切羽)	10本 (切羽4本 (後方6本)
地山性状	地 湧 水 層 水 状 況 亀 裂 強 度	互 層 な し 3 本以下 41kgf/cm ² 以上	单 一 層 滲水程度 4~6 本 40~21kgf/cm ²	涌水程度 7~9 本 20kgf/cm ² 以下	
	地盤注入	注入切羽からの距離	10m以内	11m以上	

注：※（　）は建込み間隔　※※片側の本数

幅が少なかったこと、ならびに高圧・大量の注入により、地盤がほぼ均等な状態に改良されたことによるものと考える。よって、以下では支保パターンについての結果をまとめる。

② 鋼製支保工は導坑で 150 H, 上半で 200 H をそれぞれ 0.9 m 間隔で建込んでいるのが大部分であるため、鋼製支保工の大きさおよび建込み間隔を変えた場合の効果は判明しなかった。

③ 吹付コンクリートの変位拘束効果は、上半の吹付コンクリートが高く、導坑のそれは低い。

吹付コンクリートは切羽で全厚施工する方が、切羽と後方の2回に分けて施工するよりも効果が高い。

④ 側壁導坑に打設するロックボルトは、導坑の変位という面からみて効果は著しく高い。

6. 支保効果の評価

4. の計測および 5. の解析で述べたことをまとめると、次のとおりである：

① 鋼製支保工

計測の結果では、鋼製支保工が一番大きい土圧を支持している。鋼製支保工の変位拘束力は FEM 解析によると吹付コンクリートに次いで 2 番目となっているが、早期に施工する結果、実際は荷重分担が一番大きく、最も重要な支保部材となっている。

② 吹付コンクリート

上半での変位拘束力は、FEM 解析によれば吹付コンクリートが一番優れている。しかし施工が鋼製支保工の次になされるので、計測の結果では支持力は鋼製支保工を下回っている。

吹付コンクリートは構造物の最終強度に寄与するものと考えれば経済性がやや優れていること、またトンネルの変形が収束せず大きくなっていく場合、増吹きの施工によって対処することが可能であることなどから判断して、吹付コンクリートは経済的で、機動性に富む支保部材と位置づけられる。

③ ロックボルト

計測の結果では、ロックボルトに発生する軸力は導坑で大きく、上半で小さい。また実測変位の解析およびFEM 解析によっても、導坑での変位拘束力はロックボルトが大きいことから、側壁導坑ではロックボルトが有効な支保部材となってい る。

ロックボルトも吹付コンクリートと同様、掘削後速やかに施

工し、効果を高めることが望ましい。

④ したがって、青函トンネル海底中央部のような強度が比較的低い軟岩地山において支保を設計する場合、側壁導坑では鋼製支保工、ロックボルト、吹付コンクリートの順に、また上半では鋼製支保工、吹付コンクリート、ロックボルトの順にウェイトを置くのが適切である。

7. あとがき

青函トンネルの本坑最深部は、海面下 240 m の軟岩地山という厳しい条件下での施工となったが、変位計測に基づく適切な施工管理を導入することによって無事工事を完成することができた。

この間掘削に伴う地山の挙動と支保の効果について、各種の計測と理論解析を行って分析した結果、海底トンネルの特徴的技術の1つである地盤注入によって、トンネルの安全が十分確保されていることが明らかになり、また鋼製支保工、吹付コンクリートおよびロックボルトを設計・施工するうえでの判断基準を得ることができた。

最後に、この論文作成にあたり種々ご指導ご助言をいただいた摂南大学（前・大阪市立大学）三笠正人教授、および工事の完成に努力を払われた大成・間・前田青函

ずい道吉岡工事共同企業体の方々に対して、厚くお礼を申し上げる次第であります。

参考文献

- 1) 青函トンネル土圧研究委員会：青函トンネル土圧研究調査報告書 昭和 51 年度版、土木学会、pp. 402～434, 1977 年 3 月。
- 2) 下河内 総・石川文夫・花崎春男：青函トンネル中央部・軟弱岩盤における掘さくの解析と計測、土木学会第 39 回年次学術講演概要集 III, pp. 443～444, 1984 年 10 月。
- 3) 木村洋行・亀村勝美・原田浩史・里 優：切羽の進行を考慮した掘削の解析について、第 16 回土質工学研究発表会, pp. 1565～1568, 1981 年。
- 4) Savin, G.N. : Stress Concentration Around Holes, translated by E. Gros, Pergamon Press, 1961 年。
- 5) 青函トンネル土圧研究委員会：青函トンネル土圧研究調査報告書 昭和 56・57 年度版、土木学会、pp. 241～243, 1983 年 3 月。
- 6) 足立紀尚：トンネル計測結果の簡易評価法、第 20 回土質工学研究発表会, pp. 1557～1560, 1985 年 6 月。
- 7) Rabcewicz, L.V. : The New Austrian Tunnelling Method, Water Power, Part 1, pp. 453～457, Part 2, pp. 511～515, Part 3, pp. 19～24, Nov. 1964～Jan. 1965.
- 8) Rabcewicz, L.V. : Stability of tunnels under rock load, Water Power, Part 1, pp. 225～229, Part 2, pp. 266～273, Part 3, pp. 297～302, Jun. 1969～Aug. 1969.

(1987.4.7・受付)