

強大な膨張性土圧を受けた頸城トンネルの施工

金 原 弘*
美 藤 恭 久**
原 恒 雄***

1. ま え が き

頸城トンネルは、北陸本線複線電化工事の最後の区間である糸魚川～直江津間最大のトンネルで、昭和44年10月開業のあかつきには、北陸トンネルに次いでわが国第2位の複線トンネルとなる延長11355mの長大トンネルである。

このトンネルは、昭和41年2月両坑口と中間3斜坑の5工区にわけて着手、昭和44年1月7日最終貫通、昭和44年3月末インパルトを含む覆工をすべて完成した。

本工事において、米原方坑口から1500m付近から約400m間で、全く予期しなかった150～200t/m²のまれにみる強大な膨張性土圧をもった泥岩に遭遇して、掘削の進行は8ヵ月間ストップした。

この間諸先輩の意見を伺ったり、先例を調べたり、地圧の特性を測定したり種々検討の結果、新しい掘削方式を採用することになった。

この掘削方式は、まず上部半断面を掘削し、これを追って厚さ70cmの鉄筋コンクリートで覆工し、次いで残りの下部半断面を延長2～2.5m一挙に掘削、同日に厚さ70cmの鉄筋コンクリートで、側壁、インパルト同時に半円形に逆巻し、全断面を閉合するという施工法である。覆工の形状は円形に近くし、厚さ50cmの内巻の余裕を残しておくこととした。覆工には早強セメントを用い、アーチ部は覆工後なるべく早い時期に裏込モルタル注入を行なった。

以下に上に述べた膨圧区間の施工を主として、頸城トンネルの計画・設計・施工について述べる。

* 正会員 国鉄岐阜工務局次長

** 正会員 国鉄札幌工務局線増課長(前岐工能生工務区)

*** 正会員 国鉄構造物設計事務所(前岐工能生工務区)

2. 頸城トンネルの概要

(1) 地質と線路選定

糸魚川～直江津間は日本有数の地すべり地帯であり、この間をはしる北陸本線は明治末期に開業されてからしばしば大きな災害を受け、最近では昭和38年3月16日能生小泊地区の15万m²の地すべりで、機関車が日本海まで押し流されたのは記憶に新しいところである。

したがって、この区間の複線化工事に際しては、防災上の問題点を根本的に解決するため、部外の権威者も含めた「北陸本線糸魚川～直江津間地質調査委員会」をつくり、新ルートの選定を行なった。この委員会では、地表踏査、航空写真の判読、弾性波調査、ボーリングなど約3000万円をかけて地質の調査を行ない、特にルート選定上避けるべき危険な地すべり地帯をマークした。

この結果新ルートは、現在線を放棄して別線複線として地すべり層の下の山の芯をトンネルで抜く区間が多くなり、6本のべ23.5kmの複線トンネルが生まれることとなった。このうち最大のものが頸城トンネルである。

このトンネルの地質は泥岩、シルト岩、砂質泥岩を主とし、一部に凝灰岩、ベントナイト層をはさんでいるが、糸魚川～静岡構造線地帯にあるため地質構造的にきわめてもまれた地域で、大きな褶曲と多数の断層がある。

(2) トンネルの設計

トンネル位置の選定には、両坑口および中間のかぶりの薄い沢の箇所では、できるだけ安定した地質をとるよう考慮した。特に濁登川は現に地すべりしている最も危険な沢であるので、トンネルかぶりをできるだけとるため図-1のような緩勾配に選定せざるをえなかった。

図-1 頸城トンネルの概要

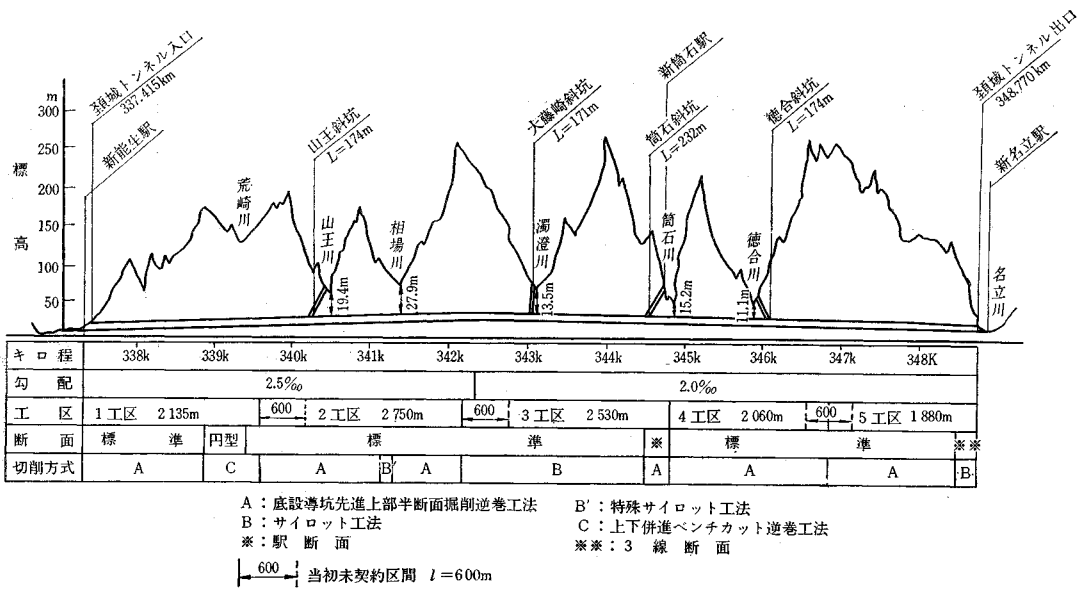
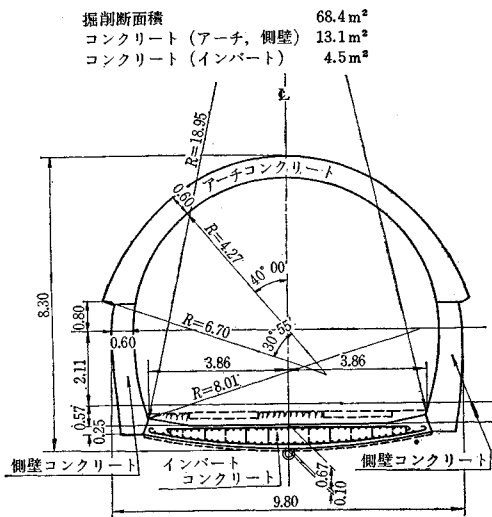


図-2 トンネル標準断面図



内空断面は直流電化複線形で、巻厚は 45 cm, 60 cm, 75 cm を標準とし、上半断面支保工は 150 H, 175 H, 200 H を用い、いずれも導坑掘削後地質により決めた。最も多い巻厚 60 cm の場合の標準断面を 図-2 に示す。地質が泥岩であるので、比較的良地質でも噴泥防止上インパートを付ける必要がある。インパートの設計には種々比較設計を行なった結果、曲率を小さくして鉄筋を入れた方が経済的に有利であったので、図-2 のようにフラットな設計とした。鉄筋量は地質によって変化させるが、コンクリート断面はすべて同じにした。

(3) 施工計画

トンネルは 36 ヶ月の工期で完成させる必要上、中間に 3 本の斜坑を設け 5 工区に分割施工することとしたが、未契約区間 600 m を工区境に 3 ヶ所設け行程の調整をはかることができるよう考慮した。

掘削方式は、地質の変化が多いと予想されたので、地質のパイロットができあらかじめ湧水をしぼることができるよう、底設導坑先進上部半断面掘削逆巻方式を標準とした。ただし、3 線大型断面と地すべり誘発の危険性の最も大きな濁澄川の下はサイロット工法を選んだ。その施工順序図を 図-3 に示す。

ボーリングの結果メタンガスの湧出することがわかったので、炭鉱においてとられている安全対策を参考にし、ガス検定の追加示方を行ない、これを忠実に実行したため、1 回も事故もおこさないですんだが、ガス検定等のために約 4000 万円の経費をかけている。

(4) 施工

掘削の結果 4, 5 工区は比較的地質もよく順調な進行をみたが、約 200 m 間で膨張性泥岩に遭遇し、側壁導坑が地圧により圧潰されたり、打設した側壁コンクリートが押し出されたりして難航した。このため工事行程を確保する必要上大藤崎斜坑の増設を行なった。2 工区はすべて中央底設導坑で進んだが、延長約 130 m 間で膨張性泥岩に遭遇、この導坑をコンクリートで仮巻したうえ、左右に側壁導坑を掘る特殊サイロット工法の採用を余儀なくされた。この掘削方式は 図-3 に示す。

1 工区については後にくわしく述べる。各工区について共通にいえることは、労務者の払底と労務賃金の異常な高騰から、この数年間にトンネル施工の機械化が非常

に進んだことである。土平掘削を写真-1のように行ない、今までベルコン手打の側壁コンクリートをプレスクリートで行なうようになったことは最も大きな変化である。

今後われわれがトンネルの設計をしたり、施工計画をたてるとき、どうしたら機械力を十分に発揮できるかを考慮することが、トンネルを安全、経済的に短い工期で建設する上に最も重要なポイントになるものと思う。

3. 第1工区の掘削の経緯

第1工区は米原方坑口より2135mの区間で大成建設(株)が請負った。その地質縦断は図-4のとおりで、2つの背斜軸が明瞭に認められるが向斜軸は特に認められず、相当にもまれた地層と推定される。また、弾性波速度0.9、1.0 km/secの大きな破碎帯が2つあるほか、1.2~1.6 km/secの低速度帯がかなりみられる。

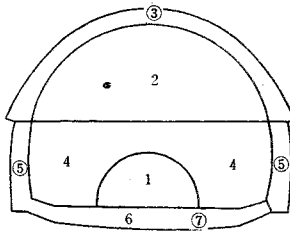
掘削方式は底設導坑先進上部半断面掘削逆巻工法とし、着工以来坑口より1000m付近までは順調なペースで進んだ。

しかし、1000mをこえるあたりから泥岩の膨張の傾向があらわれ、盤ぶくれをはじめ、側壁部、天端付近の押し出しが著しくなり、特に1450mより奥は導坑断面の維持にあらゆる方策を施したがいずれも地圧のために圧潰されるにおよびついに掘削方式の変更を余儀なくされた。

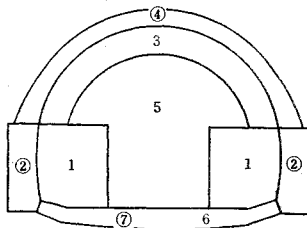
図-3 頸城トンネルで用いた掘削方式

(数字は施工順序、○印はコンクリート打設を示す)

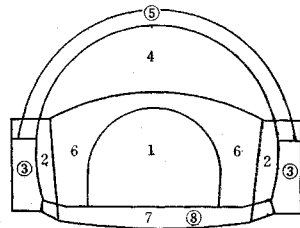
(1) 底設導坑先進上部半断面掘削逆巻工法



(2) サイロット工法



(2) 特殊サイロット工法



(3) 上下併進ベンチカット逆巻工法

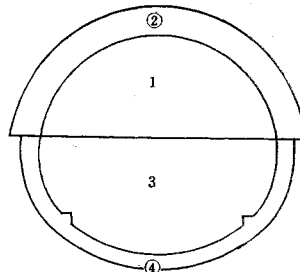


写真-1 土平の機械掘削

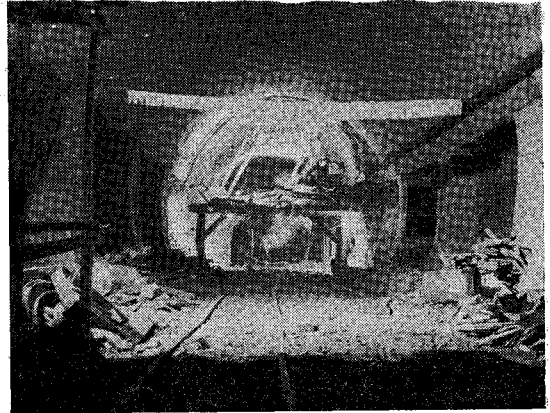


表-1 岩石試験結果対照表

項目		地質		膨張性の少ない泥岩	膨張性泥岩
		良好な泥岩	膨張性の少ない泥岩		
粒度(%)	砂	12	11	9	
	シルト	64	62	54	
	粘土	24	28	37	
自然含水比(%)		26.7	11.3	14.9	
単位重量(g/cm ³)		1.54	2.04	1.93	
一軸圧縮強度(kg/cm ²)		63	77	61	
吸水膨張率(%)		5.6	7.6	15.2	
X線分析	石長	○	○	○	
	多	△	△	△	
	中	△	△	△	
	無	△	△	△	
超音波伝播速度(m/sec)	P波	2108	2433	2363	
	S波	942	1000	983	

(1) 膨張性泥岩の性質

膨張区間で採取した泥岩の物理試験を行ない、他工区の良好な泥岩と比較したが、この膨張性泥岩のもつ目立った事項をあげると

- ㊸ 粘土分が多い
- ㊹ 吸水膨張性が大きい
- ㊺ モンモリロナイトを多く含んでいる

などがあげられる。この試験の結果、膨張性泥岩は吸水膨張を示す諸性質をもっているが当区間は湧水は皆無であり、また後で述べる膨張の様相から推して膨張の主たる原因が吸水であるとは考えられない。先に述べたごとく当区間は非常ににもまれた地層であるので、膨張の原因はむしろ潜在応力の解放と粘性土のもつ塑性流動的な土荷重ではないかと思われる。

(2) 底設導坑変状の経過

導坑掘削は当初125H鋼アーチ支保工を130cmピ

図-4 第1工区地質縦断面図
 (*印はボーリング調査孔
 ■印は低速帯 1.2~1.6 km/sec)

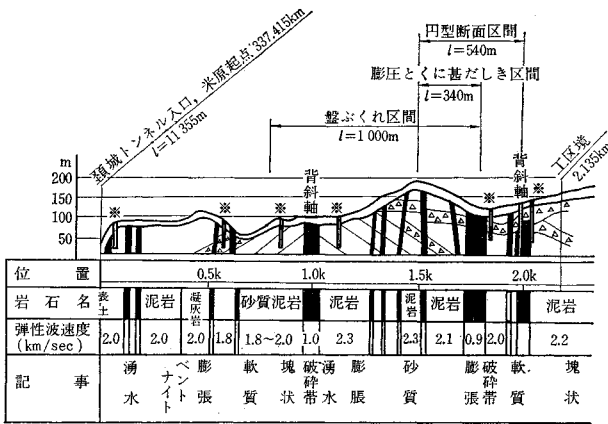


写真-2 インバートストラットの座屈

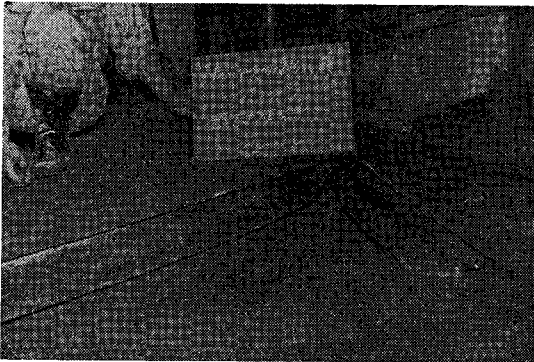


写真-3 導坑仮巻の変状



ッチに施工してきたが、地圧の増大に伴ない、支保工サイズ、ピッチの変更 (150 H, 1 m ピッチ), 根固めコンクリートの打設, 側壁部矢板省略によるいなし, インバートストラット (150 H) による補強, インバートおよび側壁の仮巻, 導坑全断面の仮巻, 吹付コンクリート (トルクレット) などを次々に施工したが、いずれも圧潰されてしまった (写真-2, 3 参照)。

最も膨圧の大きかった区間の底設導坑変状の経過につ

いて述べる。この区間は掘削直後から盤ぶくれがはじまり、切羽の進行に伴ない約 10 m 後方で 70 cm ぐらいの盤下げを続けていった。次に側壁仮巻を厚 25 cm で打設したが盤ぶくれはさらに続き、再び 70 cm の盤下げを行なったのちインバート部分の仮巻 (30 cm) を行なった。このようにインバート部分の盤ぶくれをおさえたところ、今度はアーチ部が変状し、一部では天端の下りが 80 cm にも達したため、アーチ部の縫返しを行ない、その後アーチの仮巻をした。

その後き裂の発生はあったが、大きな変状には至らなかった。ところが、上半切羽が同区間に近づいたところ側圧が強大となり、左右側へきとも約 1 m, インバート中央で 40 cm の押出しがあり、天端が約 90 cm 上半盤へ突き上げられるように変形し、導坑断面は完全に破壊されてしまった。

以上の経過をふりかえると、まず盤ぶくれと鉛直地圧が大きく、上半切羽の接近とともに側圧が増大する傾向が観察された (図-5 参照)。

(3) 上部半断面の変状

導坑掘削の後、上半の掘削を進めたが、このとき、上記のように導坑に著しい変状をもたらすと同時に、上半切羽の進行に伴ない、その後方では上半支保工が大きく変状した。

上半には 200 H 鋼アーチ支保工を用いたが、変状が著しいのでパイプブレーシング、吹付コンクリートなどで補強したが成功せず、変状は日を経るにつれて増大し、脚部の沈下 40~100 cm, アーチの下り 150 cm, 左右の押出しは約 100 cm に至り、ついに図-5 (d) のようにサンドルで受けざるをえなくなった。

一部区間で試験的にアーチコンクリートを延長 6 m, 厚さ 75 cm で覆工したが、写真-4 のように破壊された。これは、一部の区間だけ覆工したので土圧がこの部分に集中的に作用したためと推定される。

写真-4 アーチコンクリートのはく落

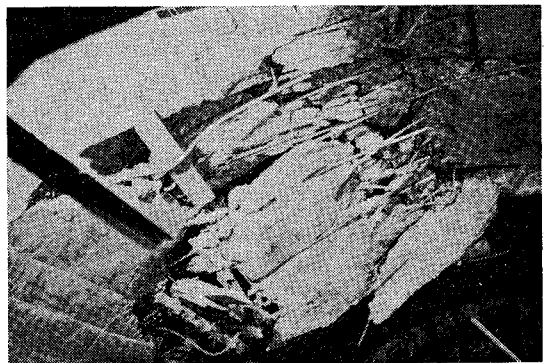
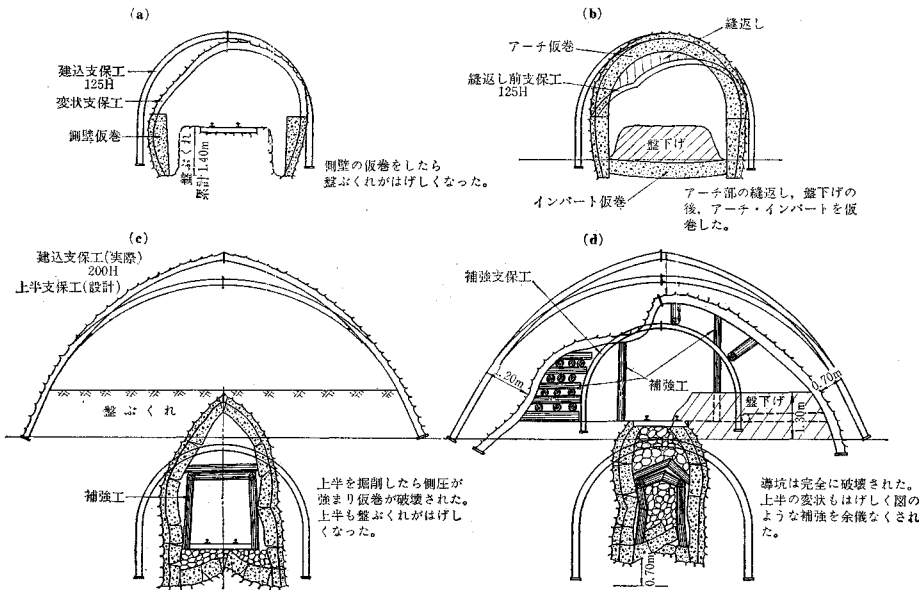


図-5 導坑と上半の変状



4. 在来の対応工法の検討

このような膨張性地質では急激な崩壊はなく、盤下げ・縫返し掘削を行なうたびに押し出しの量が減るとともに地圧は減少してくる。したがって、地圧が小さくなるまで縫返しを繰り返す、地圧が覆工コンクリートで十分抵抗できるまで小さくなってから覆工を行なうという方法が従来多くとられてきた。いわゆるいなし工法であるが、工期の延長と大幅な工事費増がまぬがれない。掘削方式としては、サイロット工法も検討したが、この場合相互に干渉しあう導坑を2本掘らねばならないので、この保守は中央底設導坑の場合より手間がかかることが予想される。さらに、それよりも問題なのは、次に上半を掘ったとき、すでに打った側壁コンクリートが内上方にもち上げられて大きな変状をおこして役にたたなくなってしまう恐れがある。

L.V. Rabcewicz の提唱する「仮覆工を伴う弾性覆工」の理論によれば、地圧をもった粘着性土質のトンネルに適した支保工の条件として、次の3つをあげられる。

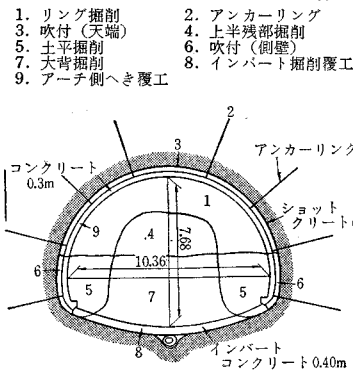
- ㊸ 新しく掘削された地山表面をできるだけ早く被覆防護すること。
- ㊹ 地山を著しくゆるめなだけの十分な周辺抵抗力をもっていること。
- ㊺ 保護ゾーンが形成されるに必要な変形が可能なこと。

そして、この条件を満たす支保工形式として推奨しているのは、掘削直後に施工するロックアンカーリングと吹付コンクリートの併用である。また軟弱地質では、覆

工を非常に厚くしてもインパートがなければ著しく変形するので、インパートの早期完成の必要を説いている。図-6 に示すのが教授の提唱するこの新オーストリア式トンネル工法(New Austrian Tunneling Method)の代表例である。

須城トンネルにこの工法を適用したらどうかということで、先に述べ

図-6 南オーストリア トンネル施工図



たように導坑と上半を試験的に吹付コンクリートを施工したが成功しなかった。不成功の原因を考えると

- ㊸ 地山のはく落があるの
- ㊹ であるので、掘削作業の安全上H鋼支保工と木矢板の併用となり地山に密着させるとい吹付コンクリートの特色が失なわれた。
- ㊺ 導坑断面形は円形でなく馬蹄形であった。
- ㊻ 導坑は上半の接近によって全体が持ち上げられてしまうので、とてもこの力には耐えられない。
- ㊼ 上半の場合は一部区間を試験的に施工しただけで、図-6 のように掘削・吹付け・覆工(全断面閉合)という一連の作業でなかった。
- ㊽ 作業員に吹付コンクリート施工の経験がなかった。

このように吹付コンクリートは成功しなかったが、新オーストリア工法の理論はまことに合理的であると思われたので、この理論に合致した掘削方式を検討した。その掘削方式の条件は

- ㊾ 掘削後できるだけ早くインパートを含む全断面を閉合する。したがって、導坑方式は放棄する。

㉞ 全断面掘削が望ましいが、断面が大きすぎて、切羽の自立と支保工強度上とからできない。今までの施工法に近いものが施工者の経験が活かせるので好ましい。したがって、断面を2つに割り、上半断面・下半断面併進工法とする。

㉟ アーチ コンクリートの裏がすいていると受働土圧が期待されず、強大な不均等な地圧が働いて覆工が破壊される恐れがあるので、覆工後できるだけ早く裏込モルタル注入を行なう。

こうして、次に述べるような新しい掘削方式が生まれた。

5. 新しい掘削方式

以上のような考察の結果から、上下併進ベンチカット逆巻工法を新たに採用することとした。

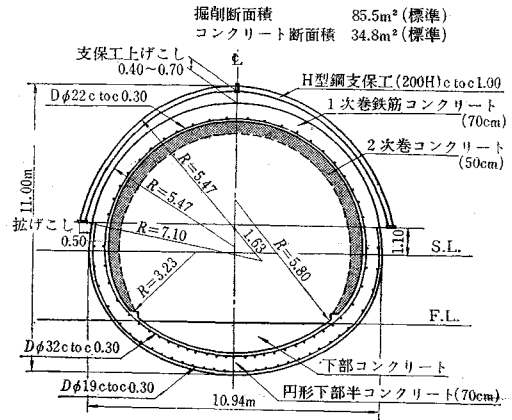
この工法はいなし工法とは対称的に地圧に対し強く抵抗し早期に最終設計断面を完成するものである。そして、この覆工により地山のゆるみが拡大するのを最小限にとどめ、最終地圧の軽減を期待したものである。

(1) 工法の概要

工法の概要を次に記す(図-7 参照)。

- ㉞ 断面はほぼ円型とする(図-8 参照)。
- ㉟ 上半先進とし、200 H 支保工をピッチ 80~100 cm に建込む。支保工はあらかじめ沈下を考慮して、40

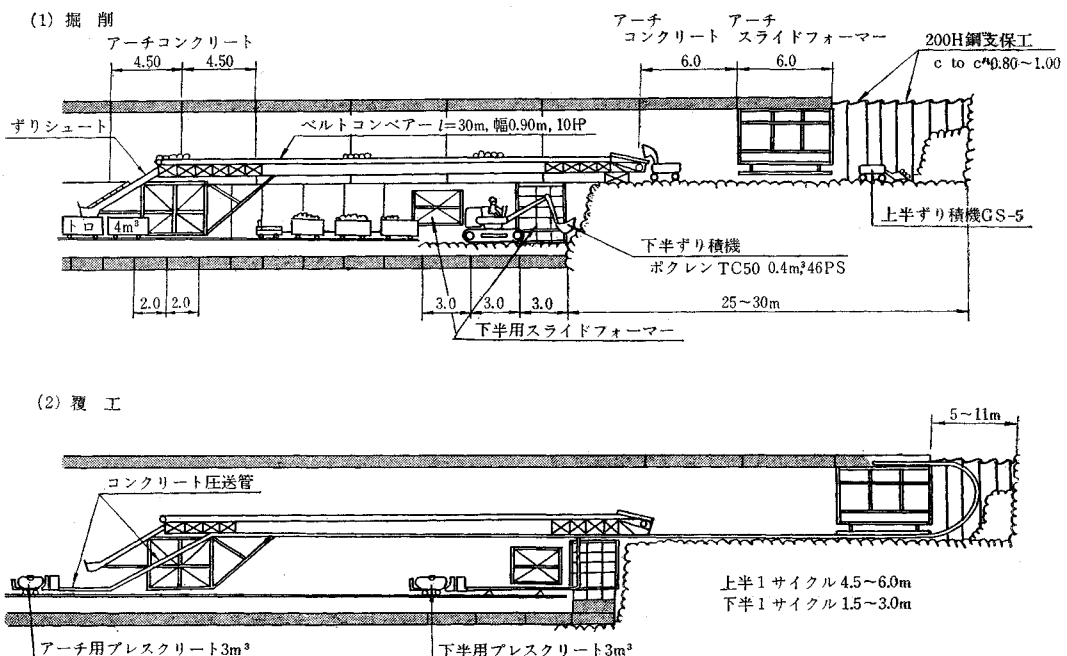
図-8 円形断面設計図



~70 cm の上げ越しをする。

- ㊿ 上半のずり出しは、下半作業との競合を避けるためベルトコンベアーを用い、下半切羽の後方に設けたホッパー台車まで運搬し、その後鋼車で搬出する。
- ㊿ アーチ スライド フォーマーは、ずり積機(GS5)が自由にその下をとれるよう中空な設計とする。
- ㊿ 4.5~6.0 m 掘進後、ただちにアーチ1次巻コンクリート(巻厚 70 cm)を打設する。
- ㊿ 下半切羽は上半切羽にできるだけ接近させ(25~30 m)、その進行は上半と併進させる。日進は地質により1.5~3.0 mとし掘削後すぐ覆工する(側壁

図-7 工法の概略



かなりよい進行であった。

6. 土圧の測定

次に膨圧区間で行なった土圧測定の結果について簡単に報告する。

(1) 地山の押出し

掘削後の地山側壁部の押出し量および掘削面より 50, 100, 150 cm の深さの地山の押出し量を数カ所で測定したが、切羽の進行とともに押出しは際限なく続き 80 cm にもおよぶ左右の相対変位をみせ、最も山の悪かった地点では上半支保工が 190 cm も建込位置から押出された例もあった。時間的にはあまり急激でなく切羽の進行とともに徐々に増大していく様子が観測された。いったん、切羽の進行を止めれば地山の押出しも停止するが掘削の再開とともに再び増加の傾向を示し、切羽の掘進や掘削後まだ覆工されていない区間の長さが地山のゆるみと密接な関係をもつことがこの測定から得られた。

また、縫返し後の地山についても同様の測定を行なったが、時間的に押出し速度が緩慢となるだけで最終的な押出し量ではあまり差がなく、一度の縫返しでは顕著な効果が得られないことがわかった。

なお、この測定および弾性波探査等の結果からトンネル周辺のゆるみ領域は 6~8 m と推定された。

(2) 支保工の軸力測定

膨圧区間に建込んだ 200 H 鋼支保工 (断面積 63.5 cm²) の応力測定を行なったが建込み後 1 週間を経ずしてほとんどの計器がスケールアウト (軸力に換算して約 135 t) し、最終的な応力測定はできなかった。前項で述べた押出しの測定と関連づけて最終軸力を推定し、これから鉛直地圧を算出したところ

$$\text{鉛直地圧 } p = 150 \text{ t/m}^2$$

となった。

(3) 盤ぶくれ圧力について

導坑で盤ぶくれ対策工法として施工したインバートストラット (逆アーチ状 150 H 鋼支保工) およびインバートコンクリート (巻厚 30 cm) の破壊例から盤ぶくれ力を鉛直上向き等の分布荷重として逆算した結果によれば破壊時の荷重として約 90 t/m² の値が得られた。

(4) コンクリート応力の測定

数カ所で行なった支保工での測定からは前述のように満足な結果が得られなかったのでコンクリート覆工後、

その応力測定を行ない地圧の傾向を調べた (この測定は工法変更後に行なった)。

その結果、アーチコンクリートでは打設後約 2 週間 (下半コンクリート打設後 6 日目)、下半コンクリートでは打設後 5 日間のあいだに応力が急増しており、その後は平行あるいは漸減の傾向が測定された。したがって全断面をコンクリート覆工で閉合してからわずか 5~6 日間で地山の落ち着きが得られたことになる。この結果こそ上下併進ベンチカット逆巻工法の最大の特徴であり、またまれにみる膨圧区間を乗りきることができた第一の原因であったといえよう。

数値的にみると非常に大きく、乾燥収縮、クリープ等の補正を考慮しても設計強度 ($\sigma_t = 240 \text{ kg/cm}^2$) を上回る応力値がアーチ部で数多く測定されており、1 次巻断面とはいえ若干断面不足であったことは否めない。

また断面に加わる曲げモーメントの測定結果によれば下半中央部での盤ぶくれの傾向がはっきりと観測され、アーチコンクリートでは覆工背面の空げきに起因すると思われる偏圧の様相がみられ裏込め注入の重要性を痛感させられた。

次に 1 ヶ月後の測定結果から覆工後の土圧を算出してみた。これは上半、下半の全断面に設けた 13 カ所の測定の軸力測定値から計算したものであるが、土圧を鉛直、水平 2 成分にわけて考えると、鉛直地圧 $p = 68 \text{ t/m}^2$ 、水平地圧 $q = 115 \text{ t/m}^2$ の結果となる。覆工前にくらべて軽減されているが側圧が鉛直地圧より大きいことは覆工前も覆工後も同じであった。

7. あとがき

頸城トンネルは、着手前の綿密な地質調査によっても予期することができなかった地質にぶつかって難航したが、機械力をフルに発揮した新しい掘削方式を採用することによって、経済的に所定の工期内に完成することができた。この掘削方式は、膨張性の地質だけでなく一般の軟弱地質のトンネルにも、安全な、経済的な施工法として用いることができると思う。

終りに、この工事の計画、設計および施工にご高見をいただいた諸先輩に厚くお礼を申し上げるとともに、悪条件のトンネルをあらゆる困難を克服し創意をはたかせて完成に努力された請負会社の現場の方々に深く謝意を表する次第である。

執筆者のうち、金原は計画を、美藤と原は現場における設計と施工を担当した。なお、この工事の詳細については、国鉄岐阜工務局で工事誌を発刊して報告する予定である。

(1969.3.31・受付)