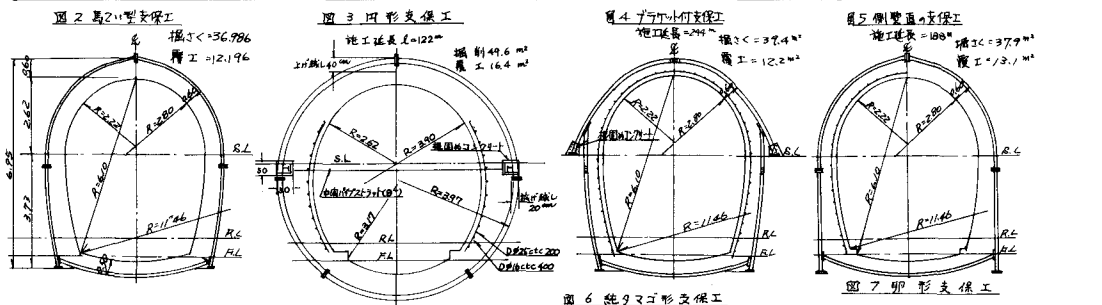
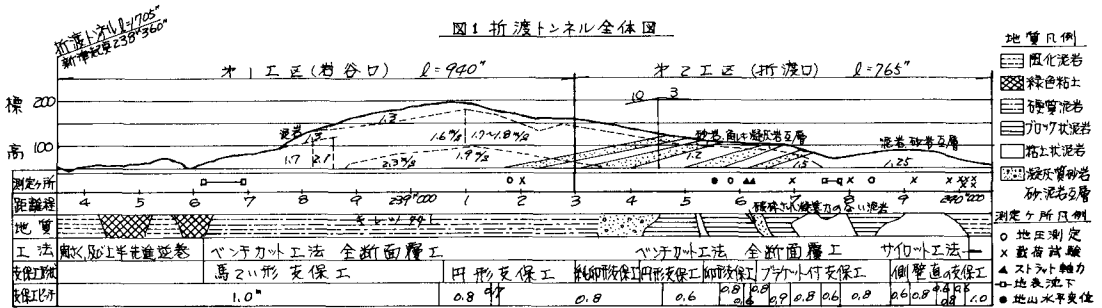


V-34 羽越線折渡トンネル(膨脹性地質)の施工について

国鉄盛岡工事局 正会員 菊地 宏
 国鉄盛岡工事局 正会員 本多徳四郎
 国鉄本社新幹線建設局 正会員 畑 知良
 国鉄盛岡工事局 正会員 ○加藤 光

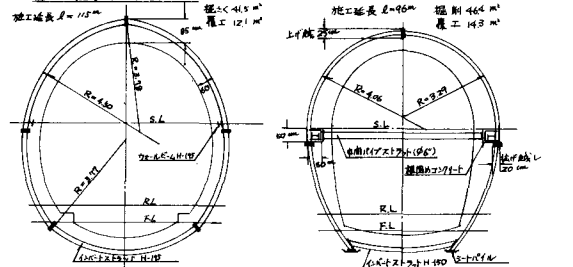
1. はじめに

折渡トンネル(以下T.と略す)は、羽越本線複線化工事に伴い羽後岩谷~折渡間に設けられた延長1705mの単線T.である。なお現在線T.は、大正13年に7年の歳月と当時の金額で180万円の巨費を費して完成したものであり、膨脹性著しい軟負頁岩、粘土等に悩まれ、我国で初めてのシールド工法を採用した。その記録については、「羽越線折渡隧道工事概要」に詳細に残されている。新折渡T.は、現在線T.に30~100m離水でほぼ平行して計画され、44年6月、ニ工区に分けて着工し、46年4月覆工を完了した。施工時には、現在線T.の場合と同様の膨脹性地圧、偏圧の作用する軟弱な泥岩に遭遇し、しばしば縫返しを行なうなど施工は困難を窮めた。今回は、主として施工の経過と地質判定などの測定結果について述べるものである。



2. 地質概要

トンネルの地質は、新第三期中新世の水成岩類が大部分を占め、いわゆる地質的に若く固結度の低い岩質となっている。オ2工区は、粘土化した泥岩及び片理節理面に沿って小さくブロックされた通称ブロッ状泥岩が、不規則に混在し、特に

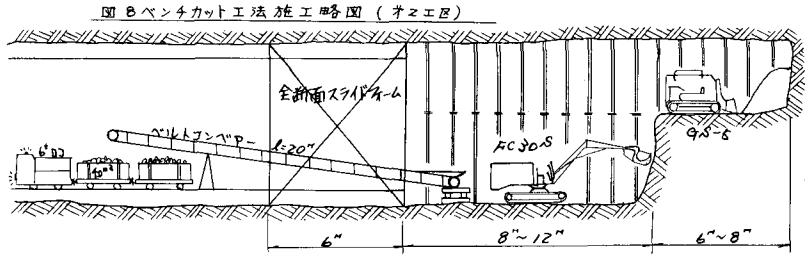


地耐力不足と強大地圧によって支保工の変位が激しく時には、経返しを余儀無くされた。又、工区境の近くでは、ようやく地圧の小さい砂岩、凝灰岩類が出現したが、この地質の変わり目付近で、2号を最高とする湧水に見舞われ、砂岩、泥岩がハドロ化し、施工は難行した。一ノ井1工区は、ほぼ均質な泥岩類が大部分を占める。この泥岩は、才2工区と比較して幾分硬質であるが、掘削後の風化は激しく、特に粘土分が多くなると、その膨脹性も又となり支保工の変位、座圧の因となった。なお泥岩の一軸圧縮強度は、1~45%と非常に小さい。又粘土鉱物としては、モンモリロナイトが確認されている。当地域は、羽越褶曲帯と呼ばれるNS方向の構造帯の一部に属するが、現在なおActiveであると考えられている。(図1.折渡トンネル全体図参照)

3. 施工概要

(1) 掘削工法及び覆工

才2工区坑口付近は、軟弱風化泥岩で地耐力が小さいためサイロット工法で施工した。しかし単



線下のため作業空間を十分にとれず、平均日進1m弱と進行はうななかつた。結局37m施工して再度地耐力等により工法を検討した結果、次に説明するショートベンチカット工法に変更した。この工法は、図8に示すように早期に膨脹性地山を押えるため、上半先道を6~8m程度にとどめ、すぐに下半掘削を行い、支保工による断面閉合を計る。という方法である。なお覆工は、上半切羽からの離れを25m以内に押えて早期に全断面覆工を行なった。才1工区は、坑口から260mは、開き工法によって施工し、以後を馬蹄形及び円形支保工を用いて才2工区とほぼ同様のショートベンチカット工法にて掘削を行なった。

表1 支保工一覽表

(2) 支保工形状について

表1に示すように、地質に応じた種々の支保工形状を变化させていた。図2~図7にその略図を示す。才1工区は、①馬蹄形②円形の順、才2工区は①側壁直②ブラケット付③タマゴ形④円形⑤純タマゴ形、の順で形状変更が行なわれた。支保工による一次覆工、コンクリートによる二次覆工、及び表込注入による空隙充填という3つの作業を出来る限り早期に行ない、地圧に対抗しようという基本思想の基に、支保工の次下押し測定、欠板類の切損、支保工の座圧変形等の観察を以て、地圧測定、地耐力、先進ボーリング等の諸調査を参考として、支保工の形状、ピッチ、上げ越し及び根固め、ウォールゲーム、中間ストラット、その他補強工等をケースバイケースで变化させていったわけである。

工区	才2	工区		才1工区			
支保工形状	側壁直	ブラケット付	タマゴ形	円形	純タマゴ形	馬蹄形	円形
サイズ	H-175	H-175	H-175	H-175	H-175	H-175	H-175
ピッチ	一部H-125	H-150	H-150, 175	(H-175)	H-175	H-150	(H-175)
中間ストラット	一部φ6"	一部φ6"	φ6"	φ8"	—	—	φ8"
根固め	一部有	有	有	有	—	—	有
上げ越し	10~90cm	30~100	75	40~70	0~20	10~30	40~55
掘り越し	0~30cm	20~25	20	20~40	0~10	10~20	20~30
内空断面	馬蹄形	馬蹄形	馬蹄形	タマゴ形	タマゴ形	馬蹄形	タマゴ形
巻天端厚	60cm	60	60	60	60	60	60
5t	60cm	60	80	100	60	60	100
掘さく	37.9 m ²	39.4	45.7	49.5	41.5	37.0	49.5
覆工	13.1 m ²	12.2	14.3	16.4	12.1	12.2	16.4
鉄筋	A-4側壁	A-4側壁	側壁	側壁	—	—	側壁
次下押出し	150cm	73	84	51	13	20	43
押出し	190cm	82	23	17	5	30	45
経返し	40m	24	—	—	—	—	—
座圧	有	有	多	有	—	—	有
覆工フラット	ハクラフ少	仮巻部フラフ	多	ハクラフ少	工区境フラフ	多	ハクラフ少
施工延長	188m	244	96	122	115	438	242
地質特徴	軟質膨脹性泥岩	湧水2% 砂岩、凝灰岩		硬質膨脹性泥岩			
掘削工法	サイロット	ベンチカット					

4. 各種測定結果

(1) 地圧測定

表2に示す要領で、地圧測定を行なった。測定方法は、支保工に設置したカーソン歪計によって曲げモーメント、軸力、せん断力の三応力を計算し、二測点間の釣合方程式により外力、即ち地圧を求めようとするものである。各支保工にかかる地圧を比較するには、測定条件が各々異なるので一概には言えないが、総じて、水平地圧は、鉛直地圧の値に近いか又は、上回っている。(図11参照)地圧の大きさは、最終的には、20~65%の間にある。図9は、タマゴ形支保工の地圧図であるが、特に下半部において接線方向の力が、かなり作用している。図10の軸力分布を見ると

表2 地圧測定一覽表

支保工	No.276 プラフト付	No.617 タマゴ形	No.599 円形
カーソン歪計 取付略図			
測定位置	新潟起原 239°840M	239°582M	239°182M
地質	70%状粘土状泥岩	ブロック状泥岩	硬質泥岩
10日 後	応力 M 4.2 t/m ² Q 12 t 最大値 N 68 t (-16%) 鉛直地圧 19 t/m ² 水平地圧 44 t	応力 M 9.4 t/m ² Q 31 t 最大値 N 112 t (-44%) 鉛直地圧 38 t/m ² 水平地圧 28 t	応力 M 4.0 t/m ² Q 18 t 最大値 N 78 t (-10%) 鉛直地圧 16 t/m ² 水平地圧 17 t
最終 後	応力 M 16.2 t/m ² Q 33 t 最大値 N 67 t (-15%) 鉛直地圧 20 t/m ² 水平地圧 65 t	応力 M 9.5 t/m ² Q 18 t 最大値 N 123 t (-65%) 鉛直地圧 39 t/m ² 水平地圧 25 t	応力 M 4.1 t/m ² Q 29 t 最大値 N 87 t (-12%) 鉛直地圧 24 t/m ² 水平地圧 35 t
支保工沈下 変位量押出後	5日 17 cm 10日 23 cm 7日後	5日 15 cm 10日 27 cm 7日後	5日 4 cm 14日 20 cm 8日後

図10 円形支保工の軸力、曲げモーメント図

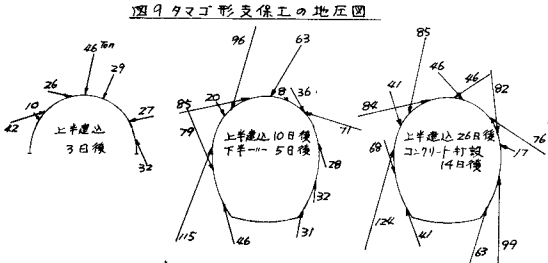
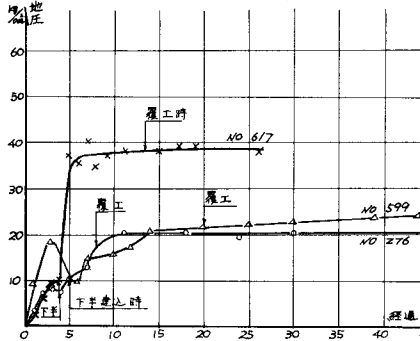


図9 タマゴ形支保工の地圧図

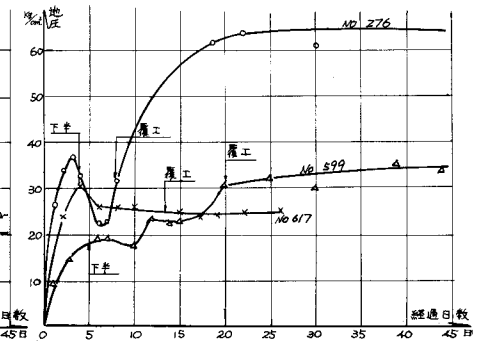
上半段階と断面内

合後の力のかかり方に大きな違いが見られる。又曲げモーメント図からは、弱かんの偏圧の傾向が、うかがえる。図11は、地圧を等分布に換算

図11 平均地圧 (鉛直)



(水平)

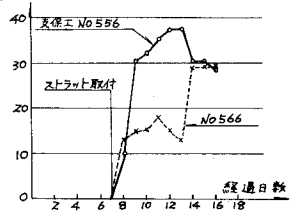


した平均地圧と、経過日数の関係を示したものである。これによると、覆工時までは、ほぼ地圧に落着きが見られる。又下半掘削時には、支保工の変位に伴い、大きな変化が見られる。なお測定ヶ所はいずれも、矢板の切損、支保工の座屈、変位等が比較的少ない処であった。

(2) 中間パイプストラットの軸力測定

中間パイプストラットにかかる水平反力と支柱式ロードセルによって測定した。図12は、タマゴ形支保工に取付けたφ6パイプについて実測したものである。途中から軸力が減少するのは、パイプが座屈により湾曲したり、取付部のパッキン材が破壊したことに原因する。

10t 図12 中間パイプストラットの軸力測定



(3) 地山の水平変位測定

バーニヤスケールと自記記録計が運動する差動トランスタイプの“トンネル水平変位計”にて地山自体の押し出しを $1/100$ mmの精度で測定した。図13に示すのは、そのうち第2工区に於て同一日に切羽からの離れを変えて測定したものである。この結果によると、地山の動きが、切羽及び覆工位置と密接に関係しているものと判断される。

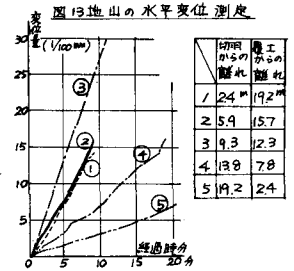


図14 側壁道の支保工変位図及び変位量

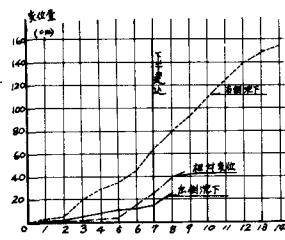
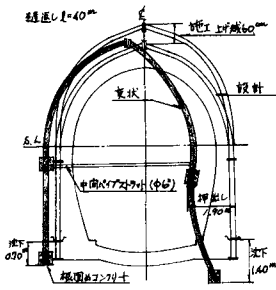
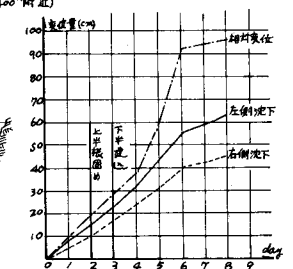
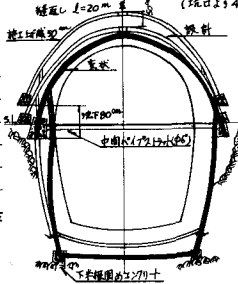


図15 プラケナ村支保工変位図及び変位量



(4) 支保工変位測定

トンネル全区間に通って支保工の沈下、押し出しをレベル及びバーニヤスケールによって測定した。図14、15は、その一例である。又、表1には、各支保工別の変位量の最大値を示す。変位は、各々さまざまであるが、大きい時は1日20~30cmにも達する。尚、2工区内形支保工区間では、一部、盤がくみれが著しく14時間では22cm、2日で44cmを記録している。

(5) 載荷試験

表3に載荷試験結果を示す。載荷試験には、直径30cmの円形載荷板を使用し、これが20mm沈下する時の荷重をもって地山地耐力としたものである。

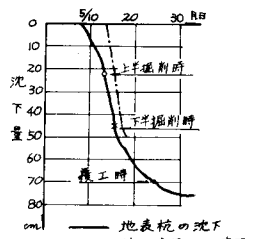
表3 載荷試験結果

位置	地耐力 (20mm沈下)
240K030M	140 ㌔/m ²
"	93 "
240K024M	108 "
" 018M	132 "
" 012M	124 "
239M983M	70 "
" 920M	95 "
" 800M	53 "
" 699M	414 "
" 202M	280 "

(6) 地表沈下測定

掘削の地表に対する影響をレベルにて観測した。第1工区は、土被り11~48mに對しは測点、第2工区は、3~14mに對し6測点について観測を行なったが、最終沈下量は、1工区で5~20cm程度、2工区で25~80cm程度であった。図16に場げたものは、第2工区、被り95mの地奥に於けるものである。被りの小さいところでは、このように支保工の沈下と地表の沈下の速度が一致する。

図16 地表沈下測定



5. あとがき

軟弱そして膨張という、どちらをとってもやっかいなものが、同時にあるいは、不規則に影響し、事前にその程度を予想することは、非常に難しいことであった。そのため、実際に掘削して、その時々の状況によりケースバイケースで施工していった感はある。この現実を克服すべく現場で可能な限りの測定観測を実施したわけであるが、これらが現場施工の際の良き判断資料となり、ひいては、本トンネルのような、はなはだしい膨張性地山において、安全に施工できる確信を得た次第である。