

紅葉山線鬼峠ずい道の施工について

正員 掛端 政弘**

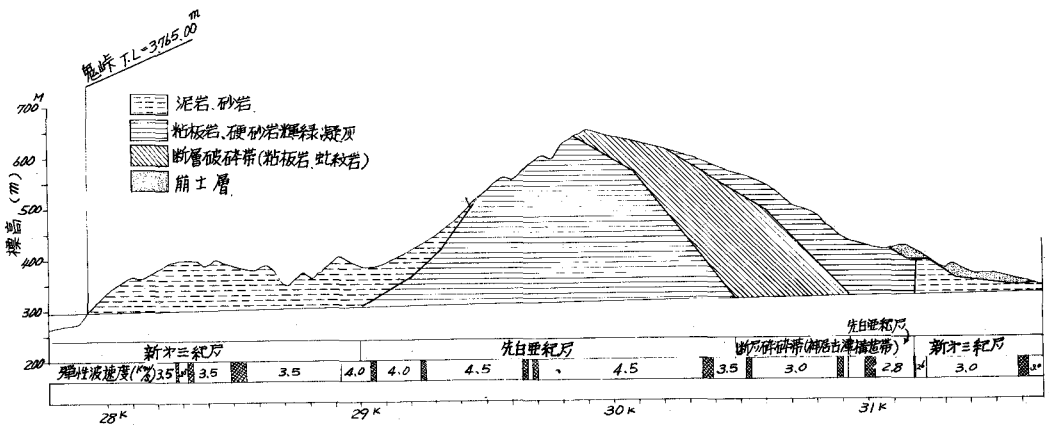
正員 ○外本海 洋 治*

1. まえがき

紅葉山線は既設夕張線紅葉山駅より占冠を経て既設根室本線金山駅に至る全長52km(単線)の建設線である。この紅葉山線は北海道の脊梁である日高山脈に沿って南北に縦走する神居古濠構造帯を東西に横断しなければならずルート上の各ずい道に強大な膨張地圧が作用するものと考えられる。その間今回、鬼峠ずい道($l=3765m$)に予想されていた断層破碎帯の施工および計測結果を以下に報告する。

2. 概 要

この神居古濠変成帯の原岩は、中生代ジュラ紀またはそれ以前に蝦夷地向斜(日高山地を中心とした北海道中央部を南北に走る地域に発達した。古生末に沈降を始め中生代を通じて沈降を続け、堆積が行なわれた)内に堆積した泥質岩、砂岩に多量の火山性物質が混じっている地層であって、中生代白亜紀後期から新生代第3紀初期にかけて行なわれた造山運動のため変成作用を受けたものと考えられる。



図一 鬼峠トンネル地質断面図

鬼峠ずい道の地質概要は図一に示すように先白亜紀層および新第3紀層より構成されている。先白亜紀層は一般に粘板岩、硬砂岩、輝緑凝灰岩より構成されるが、上記のごとく造構造運動の影響をうけ千枚岩状、圧碎岩状、片岩状を呈している。新第3紀の川端層は礫岩、砂岩、泥岩の互層であり、先白亜系とは一部断層、一部不整合によって接している。当ずい道中央の蛇紋岩を挟有する衝上断層は、NE-SW系の走向を有し、白亜紀初期より以後数回ないし数十回の断層作用の集合体と思わ

れ、白亜紀に形成された地向斜の上昇に伴って生じたものと考えられる。一時的に形成されたものでなく、さらに大規模な造構造運動に起因するためその破碎帯は幅も広く、且つ破碎作用も激しい。この断層における特色の1つとして蛇紋岩の根無し岩塊の存在があげられる。白亜紀末に生成した蛇紋岩は同時期に活動した、破碎帯に沿って上昇した。岩塊が鬼峠の地表のみに分布し、破碎帯中においては、小岩体~片岩のみしか分布せず、他の岩石がかなり顕著な蛇紋岩化作用を受けているのはこの為と考えられる。

** 日本鉄道建設公団札幌支社 占冠鉄道建設所所長

* 同 占冠鉄道建設所

一方施工については坑口（起点方）より400mまでは底設導坑上部半断面工法、400m～1410mまでは全断面工法、1410m～2230mまでは複線断面（信号駅設置のため）を底設導坑上部半断面工法で掘き、2230mより再び全断面で掘き中坑口より2293m地点で粘板岩と相接して蛇紋岩併入岩体が認められた。調査の結果延長25m程度で亀裂多く、一般に角礫状を呈し、顕微鏡観察結果によると原岩は輝石かんらん岩と推定され、完全に蛇紋岩化しているが二次的作用はあまり受けていないものと思われた。

この区間の蛇紋岩はφ8”鋼管支保工を用いた特殊工法で比較的容易に突破することが出来た。

その後順調に掘き進むと坑口より2569m地点で予想どおり蛇紋岩を挟有する粘土化した粘板岩の破砕帯に遭遇した。

3. 施工

坑口より2569m地点で破砕帯に遭遇した為に、急拠二段ベンチカット工法に切りかえた。この破砕帯は蛇紋岩ではなく粘板岩の破砕されたものである為、新登川ずい道の蛇紋岩よりも土圧が小さいであろうと考えられたので、馬てい形に近い断面で、支保工は150Hを70cmピッチ、1次覆工に吹付コンクリート厚15cmで施工した。断面は図-2に示す。

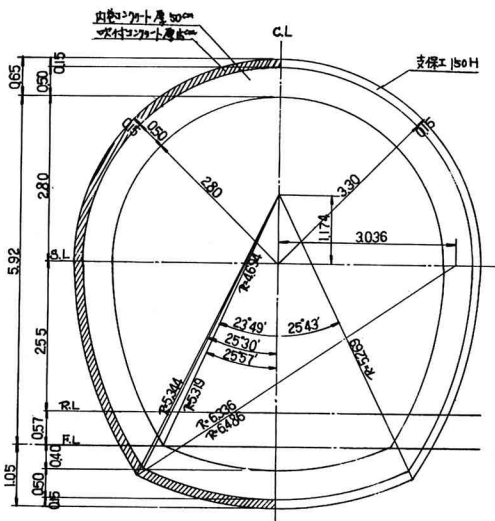


図-2 150H馬てい形断面

二段ベンチカット工法により上半部分を約6mほど進めたところ上半掘き後3～4日目頃より、支保工が吹付コンクリートもろとも押出され、5～6日目にして川

側肩部分より屈屈しはじめ吹付コンクリートははく落し、押出し量も急速に増大した。最大押出し量は60cm以上に

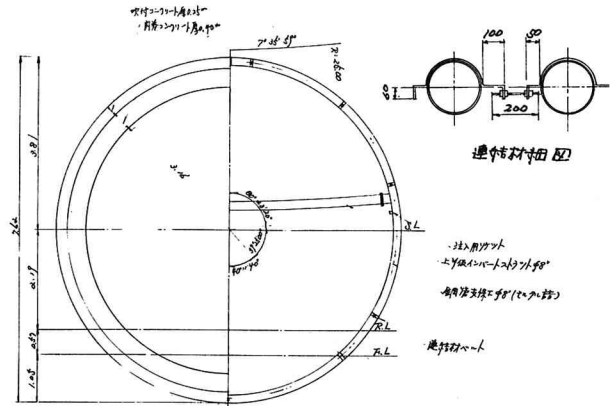
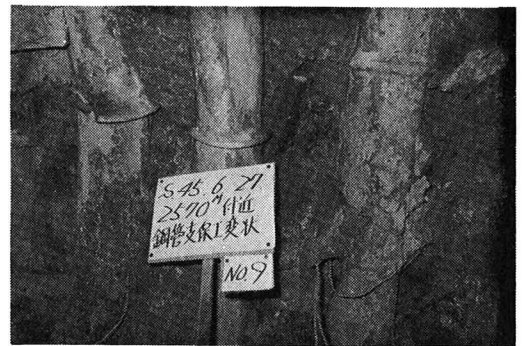


図-3 φ8”鋼管支保工図

もおよんだ。このような状況では切羽を進めることも不可能となり、また土圧も当初考えていたよりも強大であると考えられたので、新登川ずい道で採用した円形断面（図-3に示す）、二段ベンチカット工法を採用することとした。

支保工はφ8”モルタル中詰鋼管支保工を使用し、ピッチは70cmで、建込後速かに吹付コンクリート厚25cmで縫



鋼管支保工座屈状況（ちょうちん座屈）



鋼管支保工上半肩部

い返しを行なったが、2～3日目より吹付コンクリートのはくりが始まり、鋼管支保工の間の吹付コンクリートが逸脱し始めた。さらに8～9日目に、支保工の川側部が鋼管支保工特有のちようちん座屈(写真-1)が現われ、変形は直線的に増加し、断面的に縫い仮しの必要が生じた。

再度φ8"鋼管支保工50cmピッチで縫い返しを行ない、4～5日目に下半支保工も閉合させたが、下半掘さく後10～15日で上半肩部および下半支保工ジョイント付近がほとんど同時に座屈し始めた。(写真-2)

このような状況で上半支保工No45, 下半支保工No26まで進めたが全基に座屈が起り遂に掘さく不可能となり、φ8"モルタル中詰鋼管支保工よりもさらに強い支保工が必要となり、開発したのがフープ付モルタル中詰鋼管支保工である。

表-1 内巻コンクリートの配分 (1m³あたり)

| 早強セメント | 単位水量 | W/C | 粗骨材 最大寸法 | 単位細 骨材量 | 単位粗 骨材量 | スランブ | A E 剤量 | 空気量 |
|--------|--------|-----|-------------|------------|------------|------|--------|-----|
| C (kg) | W (kg) | (%) | (m/m) | S (kg) | G (kg) | cm | (kg) | (%) |
| 310 | 162 | 52 | 25 | 744 | 1164 | 16 | 2.5%溶液 | 4 |

3-1 基本施工法

基本施工法は下記に示すごとくである。

a) 掘さく工法は二段ベンチカット工法、断面は真円、支保工はフープ付φ8"モルタル中詰鋼管支保工(φ16^m、

32mmピッチ)、ピッチは50cm、1次覆工は吹付コンクリート厚25cm、内巻鉄筋コンクリートは厚40～60cmである。コンクリートの配合は表-1に示す。

b) 上半はできるだけ矢板を用いずにリングカット工法で行い、掘さし後直ちに吹付コンクリートを施工する。

表-2 吹付コンクリートの配合 (1³あたり)

| 普通セメント | 水 | 粗骨材 最大寸法 | 砂 | 總結剤 Q P 500 | S/A | W/C |
|--------|--------|---------------------------|--------|----------------|-----|-----|
| C (kg) | W (kg) | 25 ^m C (kg) | S (kg) | (kg) | (%) | (%) |
| 340 | 約136 | 780 | 1,200 | C×3% =10 | 60 | 約40 |

表-3 鋼管支保工中詰モルタルの配合 (1³あたり)

| 普通セメント | 水 | 砂 | W/C | S:C | 混和剤 (kg)ポ ノリス | 膨張剤 (kg) | フロ ー値 |
|--------|--------|--------|-----|-----|---------------------|-------------|----------|
| C (kg) | W (kg) | S (kg) | (%) | | No. 10 | アルミ粉 | (sec) |
| 835 | 400 | 835 | 48 | 1:1 | 8.3 | 0.083 | 20±1 |

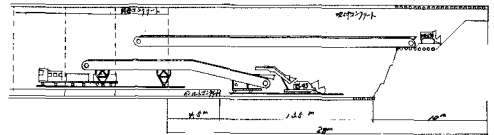


図-4 坑内設備図

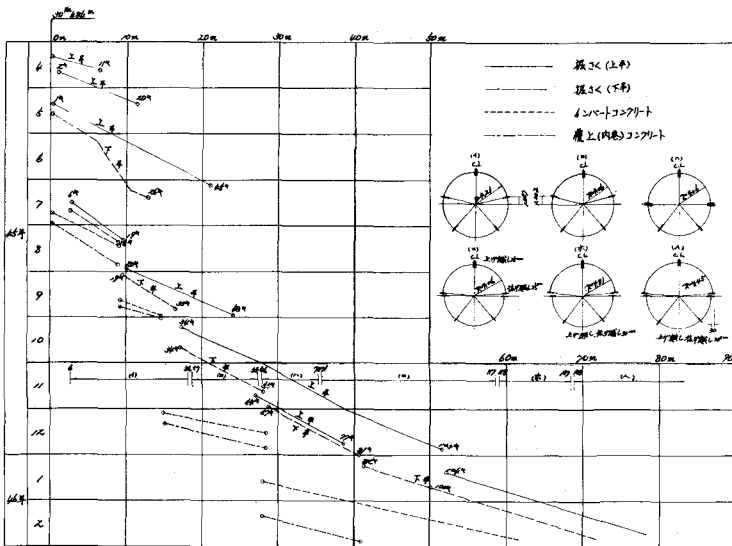


図-5 実績工程および支保工建込図

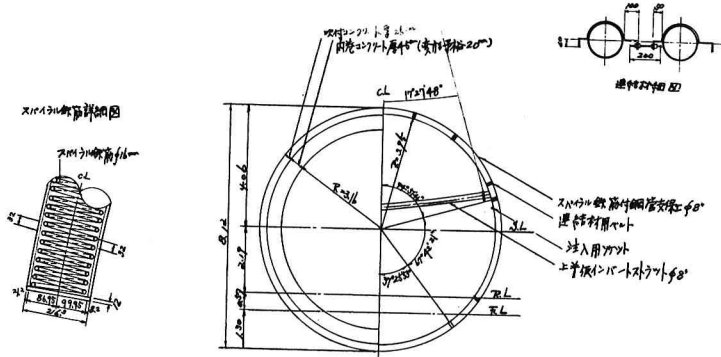


図-6 フープ付鋼管支保工図

配合は表-2に示す。リングカット工法により進めている為、仮インバートストラックは中核の3~5m遅れて取付け、下半支保工建込み後取りはずす。

c) 下半支保工は上半支保工建込と10~15mの間隔をもって並行して建込み、掘さく後速かに吹付を行う。

d) 鋼管支保工中詰モルタルの注入は切羽から2~3間遅れて注入し、鋼管内部の完全充填を行う為、アルミ粉を混入した早強且つ膨張モルタルを使用している。配合を表-3に示す。

e) 土圧の終息をまって内巻鉄筋コンクリートを施工する。

f) 坑内設備は図-4に示す。

3-2. フープ付鋼管支保工

実績工程および支保工建込図を図-5、フープ付モルタル中詰鋼管支保工を図-6に示す。

モルタル中詰鋼管支保工は大半が座屈した為No6より逐次フープ付鋼管支保工で縫い返すことになった。その断面は当初 $R=4.21m$ 、コンクリート巻厚60cm、変形予裕20cmで施工したがその後検討の結果フープ付鋼管支保工の軸力が約1000t近く持ちこたえるであろうと推定されたので支保工とコンクリートとが1体として働いた場合、コンクリート巻厚60cmは不要であると考えられ、巻厚を45cmに変更し、 $R=4.06m$ 、コンクリート巻厚45cm、変形予裕20cmに変更した。

フープ付鋼管支保工で用いて進んだが上半縫い返し支保工No36下半支保工No31まで進めたところ下半支保工No32取付け時、下半切羽の自立が成り立たず崩壊した。

これは上下半の離れが近すぎた為(約5m)に上半掘さくに伴う応力の影響が下半に働く為と考えられる。そこで上下半の離れを約7m程に確保して進めたがNo34下半支保工取付け時また崩壊した。

これは上下半の離れの影響をうけ、また上半断面は作業空間が確保できる程の小さい断面が得策であり、下半断面が大きくなった為ではないかと考えられる。これに加えて2回目の崩壊は前回の崩壊によるゆるみもあると考える。

切羽を自立させる為には

1. 下半断面を小さくすること。

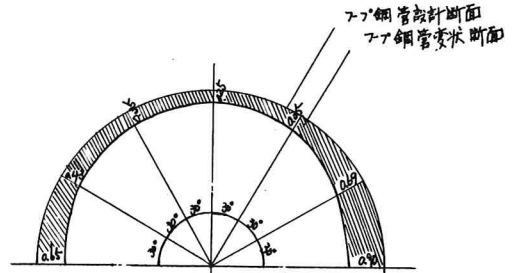


図-7 支保工縫い返し図

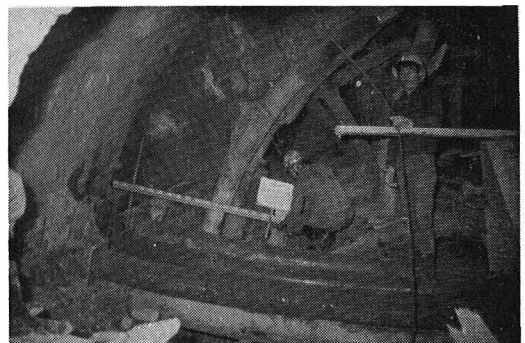


写真-3 仮インバートラット座屈および縫い返し断面

2. 内空側より下半断面を拘束すること、又ロックアンカーにより拘束すること。

などが考えられた。

この為に上半断面が大きくなり、上半施工時に作用する地圧が大きく、押し出し量を助長し、掘さく時間を要することとなり、又リングカット部分の鏡面肌落ちが多く矢板で鏡面を止め1間毎に吹付で仮止を行なった。鏡止め多くの時間を要するので、上半はロックボルト（全面定着）を鏡面に8本（ $l=3\text{m}$ ）施工し、鏡止めすることにした。又特に悪い所はその上から吹付を施工した。このロックアンカーにより、かなりの時間短縮になり、又ロックボルトの施工により、鏡面全体を1体化し、崩落押し出しを軽減できるようになった。

上記のごとく上半リングカット部分にはロックアンカー下半には内側より坊主で切羽を押さえて進みだしたが、新しい地山に入って再び上半支保の沈下および押し出しが大となり縫い返す事となった。（図-7、写真-3）

支保工建込み後すぐ沈下および押し出しを阻止することが出来れば、支保工が変位を起し荷重が除々に増大する

ような悪循環を避けることができる。

ところが鬼峠ずい道に於ける地耐力は平均 $40\text{t}/\text{m}^2$ であり、地圧は建込み後、4日で約 $50\text{t}/\text{m}^2$ の鉛直荷重が作用する為、阻止することが出来ず、又押し出し量は約 $90\text{t}/\text{m}^2$ の水平荷重が作用する為、押し出しに対して仮インパートストラットを施工したが完全に阻止することが出来なかった。下半支保工を取付けに際しては下半切羽より上半ベンチ部分の3~5mがゆるみ、上半支保工の沈下、および押し出しを助長することになる。

鋼管支保工に於いては上記のような変位を起し、且つ座屈を生じたが、フープ付鋼管支保工においては座屈を生ずることがなかった。

故に沈下および押し出し量をいかに防ぐかが検討され、イ) ロックアンカー、ロ) 仮インパートストラット ハ) 根固めコンクリート、ニ) ウオールビーム ホ) 支保工の上げ越しおよび掘りこし（図-5参照）等が考えられたが、最終的にホ) によるほかないとい

表-4 ロックボルトの引き抜き試験結果

| 試験科目 | 番号 | ボルトの種類 | 使用レジン量 | さく孔径 (mm) | 定着長 (cm) | 引抜き耐力 (t) | 岩とレンジの平均付着力 (kg/cm ²) | 打設後の経過日数 (日) | 備考 |
|----------------|----|---------------------|-----------------------|-----------|----------|-----------|-----------------------------------|--------------|--------------------------|
| ① 打抜後耐力経過日数と引き | ① | Dφ ²² mm | C S - 350×6本 (1050cc) | 34 | 280 | 17.5 | (4.8) | 1 | 吹付コンクリート破かい ボルトネジ部破かい |
| | ② | 〃 | 〃 | 〃 | 〃 | 15.5 | 〃 | 4 | ボルト変形につき中止 |
| | ③ | 〃 | 〃 | 〃 | 〃 | 15.0 | 〃 | 〃 | 吹付コンクリート 破かい中止 |
| | ④ | 〃 | 〃 | 〃 | 〃 | 16.5 | 〃 | 5 | ボルト変形につき中止 |
| | ⑤ | 〃 | 〃 | 〃 | 〃 | 18.5 | 〃 | 6 | ボルト破かい中止 |
| ② レジンの量と引き抜 | ⑥ | 〃 | C S - 350 4本 (700cc) | 〃 | 190 | 10.0 | 5.1 | 1 | |
| | ⑦ | 〃 | C S 350 3本 (525cc) | 〃 | 140 | 5.2 | 3.5 | 1 | |
| | ⑧ | 〃 | C S - 350 2本 (350cc) | 〃 | 93 | 3.5 | 3.5 | 1 | |

う結論に達した。

3-3. ロックアンカー

このような膨張性地山に対してロックアンカーが有効に働くかどうか疑問であったために、次のような実験を行なった。ロックアンカーには a) ウエッジ型, b) エクспанション型, c) 接着型の三種類あるが粘性土地山に対しては a), b) を有効に働かせることはむずかし

いので c) 接着型を採用した。

(1) 使用材料

a) ボルト径および長さ: Dφ²²mm (S D 30)

$$l = 3.25\text{m}$$

b) さく孔長およびさく孔径: $l = 3.00\text{m}$, 32^{mm}

c) 接着剤: セルフイクスレンジ C S - 350

(2) 引抜き試験

a) 打設後経過日数と引き抜き耐力

b) レンジ量と引き抜き耐力

等について試験を行なった。試験結果を表-4に示す。

(3) 試験結果

a) 3m全長定着のものは15~18tの引き抜き耐力があり、これは $D\phi 22\text{mm}$ 鉄筋の破断強度に近い値である。

b) レジンカンカー定着後、日数が経過しても耐力が

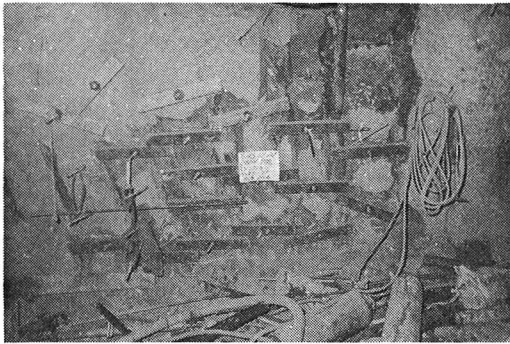


写真-4 ロックボルト打設

減少することはない。

c) 定着長は2m以上必要と考えられるが2.80mに於いては付着力が鉄筋の破断力を上まわった。

d) 地山とレジンとの付着力は約 5 kg/cm 程度である。

このような結果により膨張性地山に対してロックアンカーとして十分に働くものではないかと考えられる。

(4) ロックボルト施工

一般ずい道に於いての施工時期は切羽よりずい道巾の長さまでに施工すれば有効的に働くと言われているが、

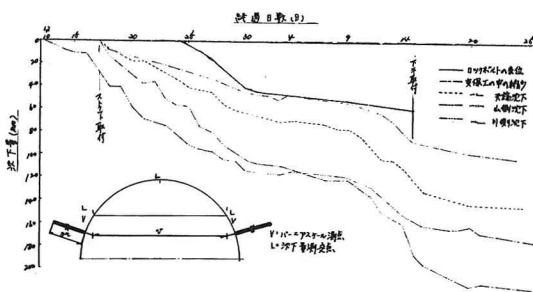


図-8 ロックボルト変位図

強大な膨張性地圧が作用する鬼峠ずい道に於いては掘きく後、早急に行うのが望ましい。ところが中核の為どうしても早く施工することが出来ない為、膨張した地山にロックボルトを打設しなければならない、それで試験に使用した3m全面定着を使って円心より放射状に8本、脚部に4本づつ(写真-4)を吹付面より施工した。

上半切羽より5~7m(約15日)の所で施工されたが2~3日でほとんど吹付コンクリートとロックボルトの定着部にゆるみができ、再度ボルト締めつけを行なったが同じようにゆるんでしまった。又ゆるみが発生しなかったボルトは天端で締めつけ金具が変形する程であった。

全面定着ロックボルトを使用することは平均17tの引き抜き抵抗があるということで、その分だけ地山の変位

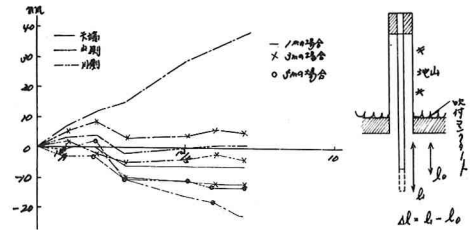


図-9 地山相対変位 (0 l)

に抵抗するはずである。ロックボルトを施工した支保工およびボルトの変位を図-8に示す。これによると24日~30日目間における変位率は、ロックボルトの方が支保工より大きく現われており、中間はほぼ併行し、後半9日~15日においては、支保工の変位率が大きくなっている。したがってこの記録の後半においてロックボルトのアンカー効果は現われたと見られるが実際はほとんど効果は認められなかった。前半の変位率の差はロックボルトが地山奥の方(ロックアンカー地中端部)から支保工に向って圧密の形で押出した結果と考えられ、中間併行になっている部分は一応圧密が終り、支保工に作用する同一ゾーンにアンカー部がある為と考えられる。又後半支保工の変位の大きいのは下半が近すぎその影響が現われ始めたものと考えられる。別途ロックボルトの計測結果から考察すると(図-9、17)長さ1m~3mのものは掘きく面と併行的な変位を示し、その効果はないことを示している。5mものでは若干ロックボルトの変位が支保工の変位より小さい。これはアンカー端部が膨張領域外にあって、膨張領域内の膨張力によって内空側へ引張られていると考えられる。

したがってロックボルトによるアンカーは少なくとも5m以上の長さでなければ、その効果は期待出来ないと思われる。又ロックボルトの試験の結果から平均17tで片側4本($17 \times 4 = 68\text{ t}$)の引張抵抗力であるが実測による地圧は 140 t/m^2 であり、このことから本ずい道ではロックアンカーの効果はなかったと考えられる。

ただし掘きくによりゆるんだ地山を補強して一体とし

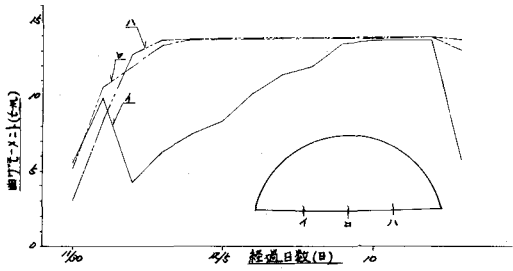


図-10 仮インバートストラット曲げモーメント図

て働くよう期待することは出来る。

3-4 仮インバートストラット

ストラットは最初鋼管支保工時 $\phi 8$ 鋼管ストラットを使用していたが変形座屈(写真-4参照)が大きくその後 $\phi 10$ 鋼管ストラットに変更した。ストラットの変形は内空側に持ち上げられたり、支保工との取付部が座屈したりする。対策としてストラットの半径を小さくする事により内空側への持ち上げ抵抗力を大にし、且つ支保工との取付が円に近くなる為に押し出し、および沈下にも効果があると考え改良施工した。しかし地盤に入る度合いが大きくなり切羽からの押し出し量が余計にストラットに作用し坑口方へ回転する為、面外応力となり効果がなくなることが解った。切羽からの押し出し量は微動変位量測定機により測った所80mm/日であることが判った。その為ストラットの応力を正確に把握する為に $\phi 10$ 計測ストラットを用いて2週間にわたり計測を実施した。その結果は図-10に示す。

計測ストラット取付け時、ストラットの回転を防ぐ為切羽からの力を逃がし、側部からの実応力を正確に測定

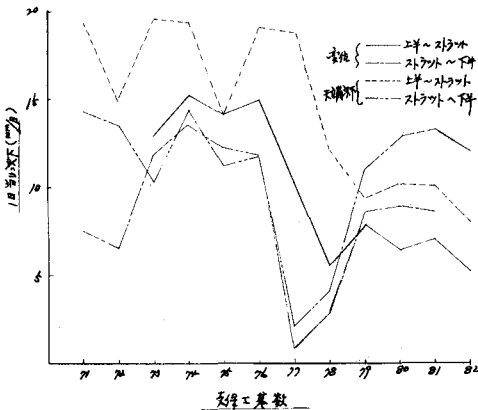


図-11 インバートストラット1日当り変位

する為にストラットの下に砂を入れて施工した。計測の結果、ストラットの下側に圧縮が働き、上側に引張りも働いている。これは支保工からの押し出し力よりも沈下による応力の方が大きい為である。ストラットの変形は主として、盤ぶくれか、支保工の沈下によるか2通りの原因が考えられるが写真-4に示す変形は支保工の沈下による方が大きいように考えられる。

ストラットの軸力は建込み後2日で74tの応力が表われて後半は下がっている。計算軸力は154tであり半分にも満たないのである。曲げモーメントは4日後で13.7t-mで後は横ばい状態である。計算曲げモーメントは11.8t-mで降伏値を脱しているように考えられ、ストラットは軸力より曲げモーメントにより座屈している。

ストラットに曲げモーメントを働かせず軸力だけを働かせれば押し出しに対して最も有効である。そのため直ストラットを使用し、支保工が沈下すれば、それに合せてストラットがスライディング上昇を起すように取付け部にプラスチックの填材をスライド板として入れたがスライディング上昇をせず、ストラットは中央部で持ち上げられてしまった。又切羽からの外力を減少させる為にスト

表-5 支保工諸定数

| 種別 | 鋼管 | | | | | | フープ付鋼管支保工合成部材 |
|--|-----------|----------|----------|--------------|--------|----------|------------------------|
| | 鋼管 | | | 鋼管中詰モルタル合成部材 | | | |
| 項目 | $\phi 10$ | $\phi 8$ | $\phi 6$ | 3日 | 7日 | $\phi 8$ | 備考 |
| 断面積 A (cm ²) | 75.41 | 53.61 | 22.72 | 92.80 | 105.94 | 68.10 | $\phi 16$ 継手あり P=32 |
| 断面係数 Z (cm ³) | 470 | 269.0 | 97.80 | 335 | 330 | 295.1 | ひずみ値より |
| せん断断面積 AW (cm ²) | 37.71 | 26.81 | 11.36 | 34.84 | 39.40 | 37.85 | |
| 降伏ひずみ (10 ⁻³) | 1200 | 1200 | 1200 | 1300 | 1300 | 1300 | |
| ヤング率 E×10 ⁴ (kg/cm ²) | 2.10 | 2.10 | 2.10 | 2.30 | 1.90 | 2.1 | 2.1と仮定 |
| 塑性域ヤング率 EP×10 ⁴ (kg/cm ²) | 2.90 | 2.90 | 2.90 | 3.2 | 3.1 | 6.1 | |
| ポアソン比 | 0.30 | 0.30 | 0.30 | 0.31 | 0.30 | 0.24 | |

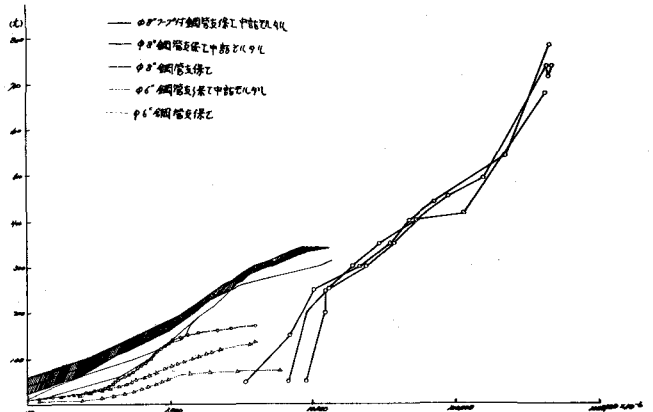
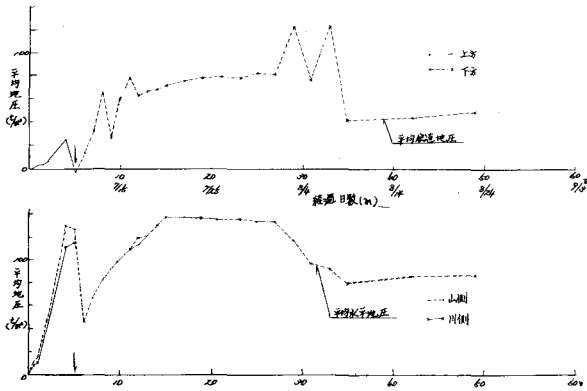


図-12 支保工圧縮荷重ひずみ図



図一13 鋼管支保工平均地圧の経過日数

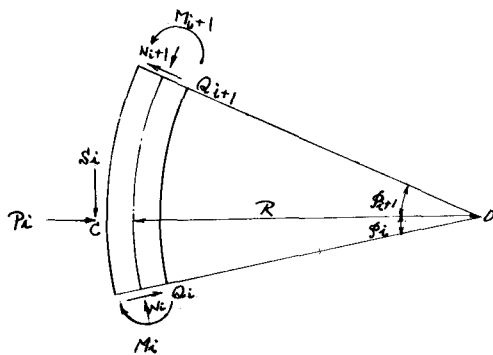
ラット上部に埋戻し土を施工せずストラットな表面を露出したまま施工した。最終的にはφ10” 鋼管を極力大きい半径をもってできるだけ直線的にして、側面応力には軸力で抵抗し、切羽からの押し出し力には出来るだけ抵抗しないようにして施工した。(図一11は1日当り比率)

3-5 支保工

鋼管支保工の諸定数および圧縮荷重～ひずみ図を表一5, 図一12に支す。鋼管計測支保工に於いて土圧状況を調べた。その土圧経時変化は図一13に示すごとく水平、鉛直平均土圧が140 t/m²に達してからはひずみが進んでいるにも拘らず平均土圧が下降線をたどっている。これは支保工が座屈を起した事を物語っている。そこでフープ付鋼管支保工を使用して新しい地山で鋼管支保工と同様の計測を行なった。仮インバートストラットも同様である。

今回使用した計測方法は京大村山教授が考案されたロゼットゲージを使用してセン断力を求めて算出する方法によって行うこととした。

(フープ付鋼管支保工 No71) 以下に解析法を記す。



図一14 支保工断面応力図

ある測定断面における上縁, 下縁の測定ひずみを ϵ_u , ϵ_l , 支保工断面積 A , 断面係数 W , 支保工の弾性係数 E , とすれば M, N は次式で与えられる。

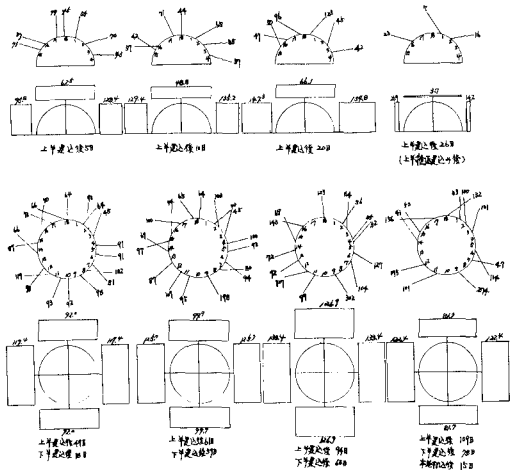
$$M = \frac{\epsilon_u - \epsilon_l}{2} \cdot E \cdot W \dots (1) \quad N = \frac{\epsilon_u + \epsilon_l}{2} \cdot E \cdot W \dots (2)$$

支保工のウェブ中央にロゼットゲージを取付け, 3方向の測定ひずみをそれぞれ $\epsilon_0, \epsilon_{45}, \epsilon_{90}$ とし支保工ウェブ部分の断面積 A_w , 鋼材のポアソン比 γ とすれば, セン断力 Q は次式で求められる。

$$Q = \frac{E \cdot A_w}{2(1+\gamma)} (\epsilon_0 + \epsilon_{90} - 2\epsilon_{45}) \dots (3)$$

図一14のように鋼アーチ支保工の一部を取り出し, 測定断面 A, B において測定された断面力をそれぞれ M_i, N_i, Q_i および $M_{i+1}, N_{i+1}, Q_{i+1}$, AB に作用する土圧分力の半径方向成分を P_i , 接線方向成分を S_i , 合力作用点を ϕ_i とすれば, 独立な4個の釣合い式は

$$O \text{ 点のモーメントの釣合いより} \\ S_i R - N_i R + N_{i+1} R - M_i + M_{i+1} = 0 \dots (4) \\ C \text{ 点の半径方向の釣合いより}$$



図一15 フープ付支保工地山荷重分布図および平均地圧図

$$P_i + Q_i \cos \phi_i - Q_{i+1} \cos \phi_{i+1} - N_i \sin \phi_i - N_{i+1} \cos \phi_{i+1} = 0 \dots (5)$$

$$C \text{ 点の接線方向の釣合いより} \\ S_i - Q_i \sin \phi_i - Q_{i+1} \sin \phi_{i+1} - N_i \cos \phi_i + N_{i+1} \cos \phi_{i+1} = 0 \dots (6)$$

$$A \text{ B間の角度は既知であるから} \\ \phi_i + \phi_{i+1} = \text{一定} \dots (7)$$

以上の式より $N_i, N_{i+1}, M_i, M_{i+1}, Q_i, Q_{i+1}$ は既知であるからして地圧の大きさとその方向が求められ,

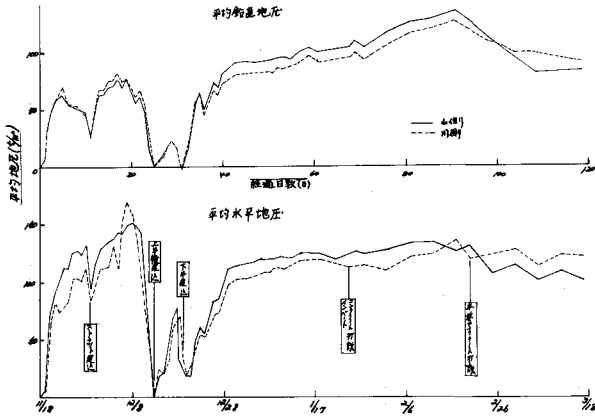


図-16 フープ付計測支保工平均鉛直・水平地圧の経時変化

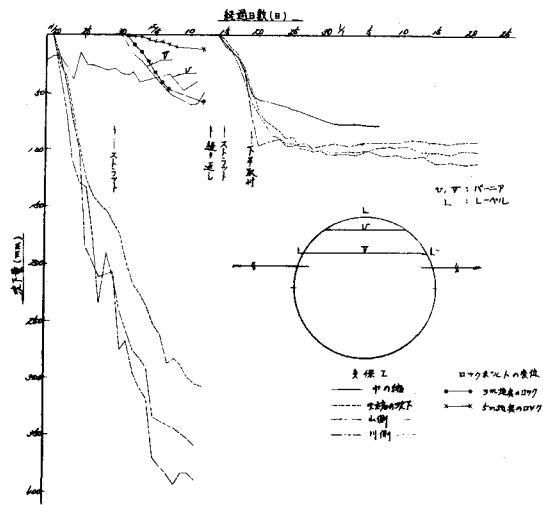


図-17 計測支保工変状測定

これら合力から鉛直、水平両分力を求め等分布荷重に換算した結果を図-15に示す。なおこれらを等分布にした平均土圧の経日変化を図-16に示す。又この計測支保工の変位量測定結果を図-17に示す。

上半時に於いては鉛直土圧より水平土圧の方がかなり大きいようである。上半支保工の脚部がフリーになった場合は荷重(支保工)の減少が伺われるということはそれだけ変位を許すことである。縫い返し後は荷重減少が見られ、又クローズ後は水平、鉛直とも同一の荷重に落ちつくようであり、コンクリート打設後は支保工荷重が減少する。

4 地圧特性について

計測支保工により初期地圧が支保工建込み後5日で平均水平荷重 110 t/m^2 、平均鉛直荷重 60 t/m^2 のごとく大きい荷重が作用する。これは造構造運動によるエネルギー

一が貯えられ、その解放に伴う圧力が生じ、その結果内空側地山の変位を許容させる為に膨張破壊を生じ、掘さく時点ではトンネル内空表面にグランドアーチが存在していたものが破壊され奥の方へ移動してゆく。その結果地山内部では破壊されたものと新鮮な地山(グランドアーチ)の間には土の主応力に差が生じる為、ギプスの比自由エネルギーにより水の化学ポテンシャルに落差を生じ、土の相互間に含まれている弱結合水の移動に伴って内空側への圧力となり、上記の2項が相重なってこのような膨大な地圧が表われたものと考えられる。

又切羽のはく落状況はうろこ状であり、微動変位量測定によりリングカットした部分ではだらだらと押し出されているのではなく、ある一定の時分の後にガクッと下がるような押し出しであり、新鮮な地山の破壊が進行しているものと思われる。断面方向については剛度の強い支保工および吹付コンクリートにより(外力-これらの抵抗=変位)の悪循環の為、グランドアーチが外方へ移動し、当初破壊された地山が剛度の強い支保工により反対に外方からの力で圧密されるのではないかと考える。これは縫い返し時、当初切羽のごとく表面はく落もなく、仮吹付を施さずに支保工を建直する事が出来たことにもよって考えられる。

5 あとがき

このような膨大な地圧に対処する工法および支保工等により一番地圧が大きいと思われる所を突破してきたが、なおまだまだ問題点があり、支保工の抜け越しおよび上げ越し等の未確定要素が含まれている為、対策が後手となる。沈下、押し出しに対処する剛度の強いストラットを開発することが出来れば確定した工法となり、縫い返しを生ずることもなく早くクローズする事が出来、安定した断面を形成することが出来ると考えられる。

この報告に際しては施工会社、先輩諸氏に御指導いただいた事を御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 土质地質学：高橋彦治、宮崎政三著
- 2) 岩盤力学：土木学会