

下久野トンネルにおける地圧測定

高 橋 彦 治*
飯 塚 全**

1. 緒 言

下久野トンネルは昭和6年完成（直轄施工）以来、経年25年にして地圧増加にともない一部に変状を生じ今回改築されることになった。ここに受圧器11個（MDS-71; 1個, SPR-6; 10個）とひずみ計（MDS-56; 3個）を埋設して地圧測定を行なった。その結果、

- a) 地圧の増加は明らかである。
- b) その地圧は覆工コンクリートが補強されないときは内空断面の縮小を招きつつあることが確認された。
- c) また防護セメントによつて補強されたとき、地圧は相当強大なものとなつた。しかしその終極値が防護セメントの耐力を越えるかどうか不明であつたが、多分その地圧の終極値および防護セメントの耐力のいずれの値よりも低い地圧によつてコンクリート覆工の変状箇所の一部が崩落の様相をていつた。
- d) 地圧は増加の過程においてコンクリート覆工の変状が不連続に拡大されることによつて、ふたたびバランスに達するというをくりかえした。
- e) 明らかに増加する地圧に耐え得ない覆工が次第に防護セメントにもたれかかりながら、内空断面を保持していた。

地圧増大にともなつて覆工の変状が促進され、セメント基礎にきれつが発生したので、ストラットを挿入して補強したり、施工管理を強化するなどの処置がとられた。その結果として改築断面の設計変更を行なった。

その間、使用計器は完全に防湿に成功し、示度の狂いのないことが確認された。これはトンネルの地圧測定にとつて明るい話であり、これによつて今後測定がさかんに行なわれることが期待される。

2. 標準断面と地質

下久野トンネルは昭和2年12月に着工して昭和6年4月に竣工している。延長2.214 km、直線、勾配25%、新中間式単線トンネルである。地質はカコウ岩とそのひん岩系の岩脈で、ときどき破砕質で粘土化している部分をふくむ。下久野口から約1.400 kmの地点で最大かぶり220 mを示す。掘削は新オーストリア式

および特殊方式の三方式によつている。覆工はアーチは全部コンクリート塊積、側壁は大部分場所打コンクリートで、一部コンクリート塊積および石積からなつている。

地圧測定断面は宍道起点34.416 km付近（下久野口より約875 m、垂直土かぶり180 m）で、全トンネル中インバートを施工したただ一つの区間に相当する。インバートは場所打コンクリート、側壁およびアーチはコンクリート塊積の覆工である。すなわち本区間は建設当時から他と異なる地質条件下にあつたことがうかがわれる。

3. 変状の状況

図-1で見ると、34.416 kmはインバート施工区間であるが、断面の縮小はなほ大きく、特に右側の側壁部分が押し出され、現場測定の結果によると「通り」の狂いが30 cmとなつている。きれつは右アーチ起線に水平な開口がいちじるしい。全トンネルについては次の3区間に変状が見られ、明らかに進行性であることが認められた。

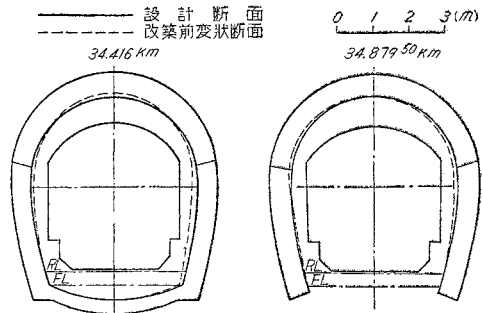
- ① 33.376~33.383 km (7 m) 昭和31年発見
 - ② 34.410~34.560 km (150 m) 施工当時より進行
 - ③ 34.735~34.753 km (18 m)
- 一部建築限界を支障する箇所がある。

断面縮小の最大は建築限界支障7 mm (34.533 km、縮少量330 mm) きれつの最大は30 mm (34.533 kmの左側壁)。

ろう水は顕著でなく覆工のところどころににじんでいる程度であり、坑口排水量は0.4 m³/minである。

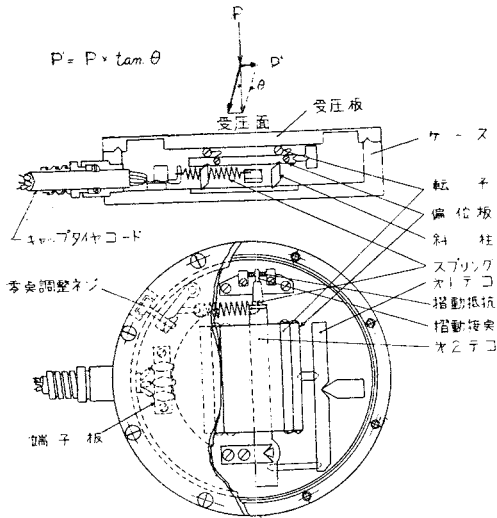
木次保線区の報告を要約すると、軌道保守に現われた傾向は次のとおりである。

図-1 変状状態
変状断面図 (34.416 km)

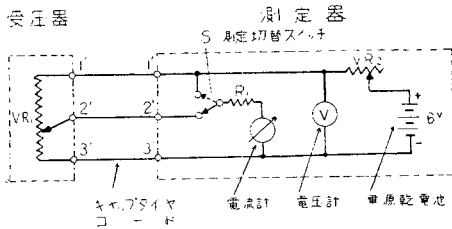


* 正員 国鉄鉄道技術研究所 地質研究室主任研究員
** 同上 研究員
第14回年次学術講演会にて一部講演

図-3 (a) 受圧器 SPR-6



直視法における電気回路



0点法における電気回路

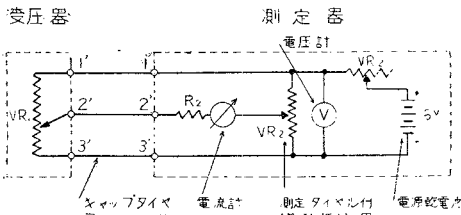
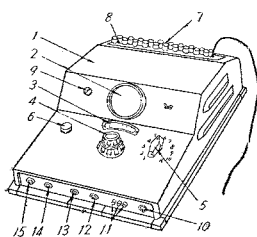


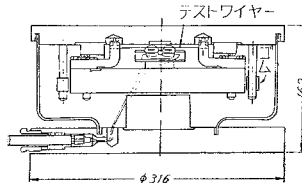
図-3 (b) 受圧器 MDS-56 および MDS-71

指示受信機(ソナー-MDS-2)

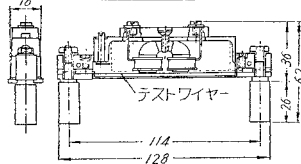


- 1 前面
- 2 C.R.T.スクリーン
- 3 目盛盤
- 4 スタンダードワイヤー粗および精密調整器
- 5 ビンクスタースイッチ(電路選択器)
- 6 電圧用押しボタン
- 7 出力端子
- 8 アースソケット
- 9 零点調整器
- 10 電源スイッチ
- 11 フューズおよび電圧調整器
- 12 焦点調整器

土圧発信器

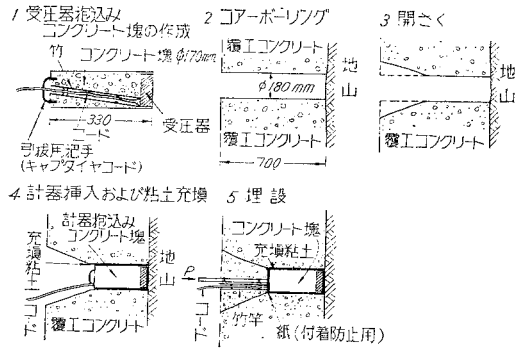


ひずみ発信器



- 13 照度調整器
- 14 自動電圧間隔調整器
- 15 自動手動切換スイッチ

図-4 SPR-6 および MDS-71 のとりつけ順序



5. 計器のとりつけ

計器は図-4に示す順序でとりつけた。SPR-6 に対しては径 180 mm のコア ボーリングにより、MDS-71 に対してはチゼルによつて覆工コンクリートを開削した。受圧面と地山の間には含水量の少ない(約 30%)粘土を堅く充填した。受圧器をだきこんだ円筒形のコンクリート ブロックの周囲は粘土で充填し、その背面すなわちトンネルの内空側はコンクリートを場所打して覆工と一体にした。壁の面に対し、受圧面の突出量がその直径の 1/30 以下であれば、大体平らに入れたのと同等になるが、矢板や背面の不均一性を考え、受圧機能を十分発揮させるため受圧面は予定の覆工背面より約 1 cm 突出させた。

受圧器に接する地山の地質状態は必ずしも粘土質ではなく、破碎質岩石のところもある。

MDS-56 のとりつけは、あらかじめ脚柱の位置に小孔をうがち、次にベース プレートにとりつけられた脚柱をモルタルで充填し、のちにモルタルが硬化してから本体をとりつけた。このさい充填モルタルによるクリープの影響は考えないでよい。最初防湿に注意しなかつたのでピアノ線が腐食し、測定が中断された。防湿には防湿ケースで本体を包み、その中にはさらに乾燥剤(シリカゲル)を置いた。その後計器は正常に作動したと考えられる。S-2 は目地をまたいで、S-1, 3 はそれぞれ同一ブロックにとりつけられた。

測定誤差は個々に異なるが次のように計算される。

SPR-6 および MDS-71; $\pm 0.1 \sim 0.2 \text{ kg/cm}^2$

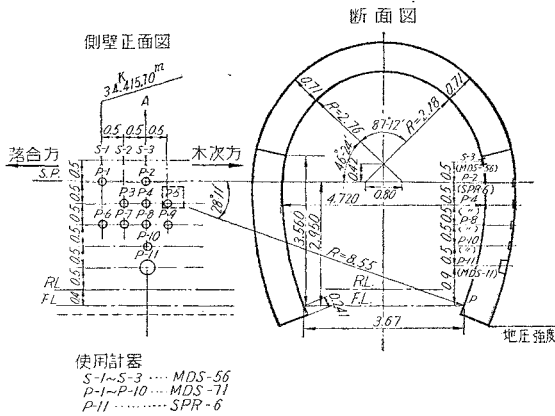
MDS-56; 応力に換算して $\pm 1.5 \text{ kg/cm}^2$

6. 測定経過

(1) 地 圧

使用した受圧器では任意の方向の地圧に対し、受圧面に垂直な方向の成分、すなわち覆工背面に垂直な成分のみが測定される。したがつてその合成力

図-5 受圧器配置図



(地圧)の方向と大いさは決定できない。
 受圧器は昭和 33 年 2 月下旬に埋設して、3 月から 10 月中旬まで測定された。とりつけ後なるべく早く地圧の反応が得られるように、とりつけのとき個々に反力 (0.1 ~ 0.9 kg/cm²) を与えた。この初期の締付け反力は地山

図-6 (a) 測定地圧の変化状況 (地圧変化曲線 P-1)

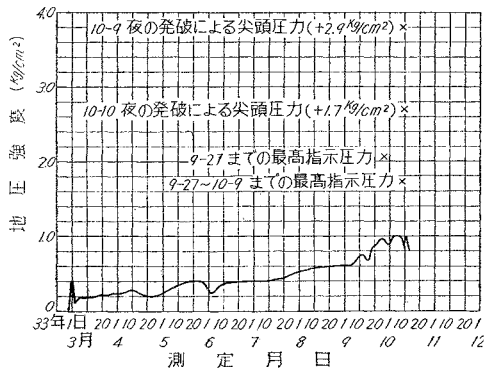
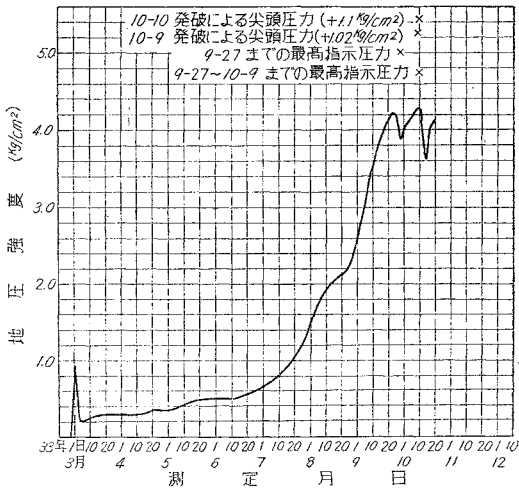


図-6 (b) 同上 (地圧変化曲線 P-3)



が粘土であればもちろん、岩盤の場合でも受圧器との間に充填された粘土によつて吸収されて、本来の地圧の発動を期待することができると考えられた。測定経過によつて見ると、この反力は 3 日ぐらいで吸収され、その後は地圧の状態を代表していると考えてさしつかえないようである。実際にはこの初期反力の大きさによつて以後の地圧の大きさと経過が支配されるのかもしれないが、測定の経過をみてもその影響はトンネルを掘削してゆく場合のように顕著ではない。

発生地圧の変化曲線は図-6 および図-9 に示してあるが、変化の大きいものと、小さいものがあつて、相互に明確な関係を判断することは困難である。その原因は前述のような地山の状態の不均質性によるものであろう。P-5 は地質調査坑 (50×50 cm) に埋設されたものであつて、調査坑の閉そくと同時に 6 月 19 日にとりつけを完了した。

次に変化の状況 (測定の経過) をたどつてみよう。

1. 発生地圧強度の最大値のおもなものは次のようである。

図-6 (c) 測定地圧の変化状況 (地圧変化曲線 P-5)

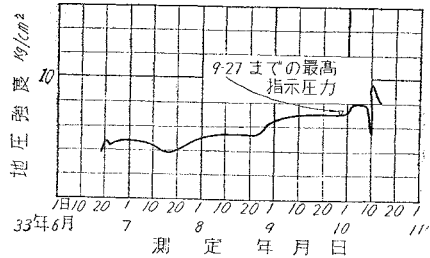


図-6 (d) 同上 (地圧変化曲線 P-7)

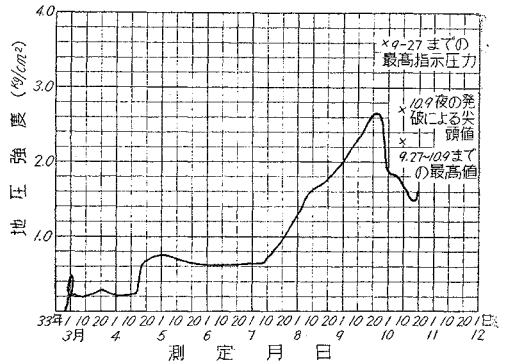
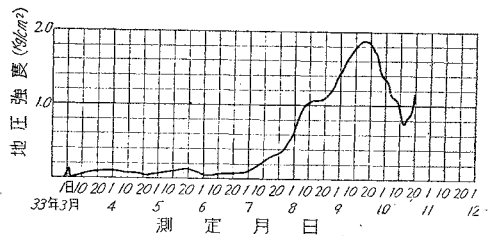


図-6 (e) 同上 (地圧変化曲線 P-11)



- P-3; 4.2 kg/cm² (9月 24 日)
- P-6; 2.4 " (9月 24 日)
- P-7; 2.6 " (9月 24 日)
- P-8; 2.0 " (8月 29 日)
- 1.8 " (9月 20 日)*
- P-11 1.9 " (9月 20 日)
- 1.7 " (9月 25 日)* * 印はサブピーク

2. 最大値の差および変化の経過の差は受圧器または覆工に接する地山の状態にアンバランスのあるためであるが、一部には岩石片を通して集中荷重が作用したものと考えてよい。

3. 変状箇所の覆工に上記のような大きい地圧が作用したのは防護セメントによる補強が影響(セメントの効果)したものであると判断される。地圧は小さい変動をくりかえしながらも次第に大きくなっていった。

4. 実際の経過は 図-6 (a)~6 (e) によつて明らかであるが、地圧変化の不連続点を抽出すると地圧の増加(回復)、減少(解放)およびバランスの経過が相互に関連しているようである。

反応の状況によつて初期、中期、および後期の3段階に分ける(図-9)。

初期: 計器とりつけ後の小変動期間(3月上旬から6月中旬)

中期: 調査坑(P-5 位置)閉そくから、それに続く急上

図-7 測定地圧の最大値と覆工爆破による付加圧力の最大値の關係

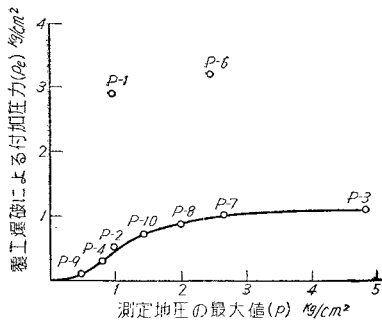


図-8 測定ひずみの変化曲線

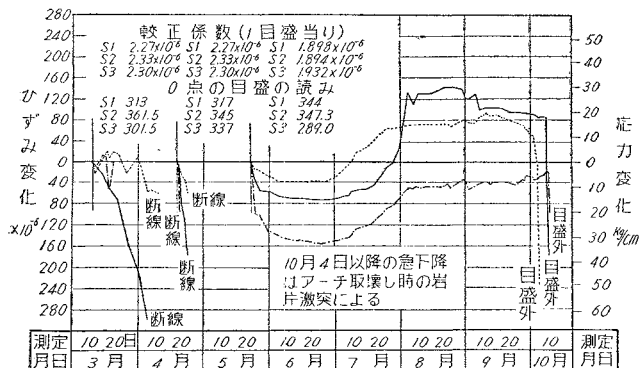
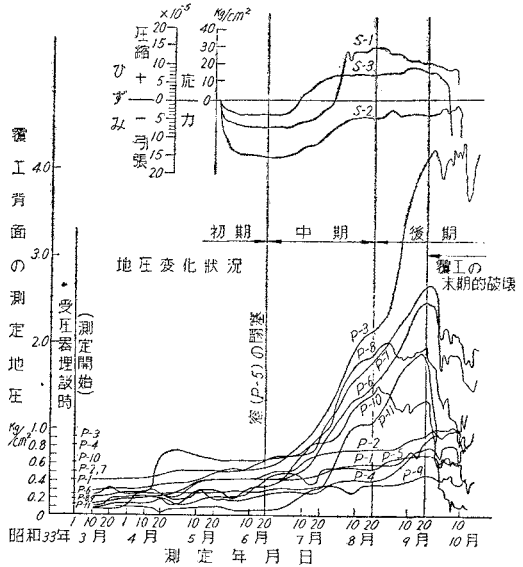


図-9 測定地区およびひずみの反応状況



昇とバランスに至る期間(8月下旬から9月下旬)。あるものではもう一度もりあがりが見られる。

5. 初期の状況は防護セメントとのなじみの過程を示すものと判断される。覆工としては変状の促進、き裂の再発生などによつてコンクリートがセメントに次第に緊密になじんでいくために、地圧はセメントの抵抗を受けて、小変動をくり返ししながらも次第に増大する。

6. 中期は初期の小変動とは全くスケールの異なる上昇カーブをとることで完全に区別される。中期にはひずみ計が示すように、覆工の変状が圧縮から引張りに変つている。その原因としては次のような環境条件の変化が考えられる。

- a) 調査坑(P-5 位置)をコンクリートで閉そくした。
- b) 防護セメントと覆工コンクリートの緊密化。
- c) 隣接工事の影響。

上のうち、隣接工事の影響は徐々に(次第に上昇するごとく)現われるべきであるのに、反応はそれにくらべて強すぎる。工事は継続して行なわれており、6月下旬までには、測定箇所から 15 m 以内の作業はなかつた。後期における工事と地圧変化との関連性から見ると工事が中期の急上昇の原因になったと考える積極的な理由はとぼしい。

測定位置の断面に防護セメントを建てこんだのは昭和 31 年 11 月であるからその後 1 年半経過している。33 年 6 月を境に、地圧の変化の状況からセメントと覆工コンクリートとのなじみを考えて、最終のなじみはあまりにも突然なようである。

以上のことから中期の現象が、調査坑の閉そ

表-1 測定地圧の最大値

	最大測定値	左の測定日	爆破の影響(最大)	地質
P-1	0.96 kg/cm ²	9月25日	2.9 kg/cm ² (10月9日)	風化ひん岩 (堅岩あり)
P-2	1.0 "	"	0.5 " (9月27日まで)	風化ひん岩 (真砂, 半粘土をふくむ)
P-3	4.35 "	"	1.1 " (10月10日)	風化ひん岩 (粘土, 真砂をふくむ)
P-4	0.8 "	9月20日	0.3 " (10月9日)	風化カコウ岩 (右半分堅岩)
P-5	0.7 "	9月10日-28日	ほとんどない	粘土
P-6	2.45 "	9月24日	3.2 " (10月10日)	半ば粘土化したひん岩
P-7	2.66 "	9月20日-24日	1.0 " (10月9日)	風化カコウ岩 (粘土をふくむ)
P-8	2.0 "	8月25日	0.85 " (9月27日まで)	粘土
P-9	0.49 "	"	0.1 " (10月9日)	粘土
P-10	1.43 "	"	0.7 " (10月10日)	粘土
P-11	1.88 "	9月18日	—	粘土

くによつて導かれたと判断することは早計であり、なお検討を要することである。

7. 後期の状況は複雑である。一たんバランスの傾向を示しながら、再び次のような増加を示した。

P-1 9月5日	P-7 8月15日
P-2 9月5日	P-8 8月20日
P-3 8月25日	P-9 —
P-4 8月25日	P-10 8月15日
P-5 8月25日	P-11 8月20日
P-6 8月15日	

この変化の傾向は隣接工事、とくに8月25日の離れ5~2mのアーチの掘削が影響していると判断される。9月10日前後より後では、覆工変状が急速に促進、拡大されたときである。きれつは進行し、くい違いを大きくしてゆく。9月25日ころには各点とも一せいに下降カーブ(地圧の減少)を示す。

8. 付近の掘削はバランスを破り、一時的には地圧の増減を導くが、最終的にはバランスに達する。コンクリートの打設は地山にバランスを与え、次第に地圧の増加(回復)を招く。

9. 覆工コンクリートを破壊するために爆破を行なっている。以上のような静的地圧のほか、この爆破の影響と考えられるような付加圧力がある(図-7)。火薬使用状況にもよるが、5m以上離れたところではそれはほとんど測定されなかつた。5m以内で測定されたその最大値は1.1 kg/cm²であるが、傾向としては測定中静的地圧の大きいところほど大きく、小さいところほど小さく現われている。P-1 (2.9 kg/cm²)とP-6 (3.2 kg/cm²)は特殊条件によるものと判断される。

10. 測定経過から見てわかるが、覆工が変状することなく抵抗した場合に到達する最終地圧は測定できなかつた。

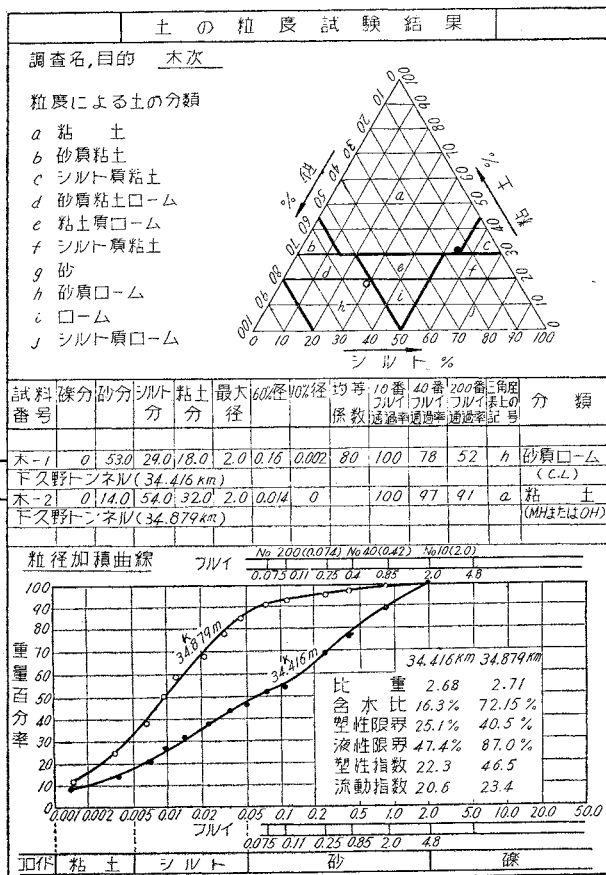
11. 測定し得た地圧の最大値は表-1のとおりである。

静的には最大 4.35 kg/cm² (43.5 t/m²)の集中荷重が働き、平均地圧としては最大 1.7 kg/cm² (17 t/m²)の分布荷重が働いたと判断される。覆工が変状すれば(現状のようであれば)この地圧が偏圧として作用する。なお列車による地圧への影響はほとんど認められないようである。

(2) ひずみ

発生ひずみよりコンクリートに作用した応力を求めることは、コンクリートが破壊(引張り強度は普通 20 kg/cm²程度)した後では適用できない。測定範囲内であれば、破壊後のひずみの変化を測定することができる

図-10 粘土の物理試験成績表



わけである。すなわち事実上過去にうけた応力または永久ひずみなどを区別できないが、破壊後は、きれつ間げきは容易に拡大されるものであるから、測定された値は応力変化というより、きれつの伸縮を表現するものと判断される。

5月22日より6月25日までは地圧の強さが、下方に大きく(側壁の下方)、したがってアーチ起線内側には圧縮が発生した。その後は、調査坑(P-5位置)を閉そくしたためか(6月18日)、地圧の分布が上方へ変位したので、アーチ起線内側に引張りが作用するようになった。ひずみの変化曲線(図-8)によるとこの間の張力がよくわかる。

7. 結 言

34.416 km 付近で変状の原因となつた地質はカコウ岩の中に発達した白色または淡緑色の風化粘土である。この白色または淡緑色の粘土はカコウ岩の中に貫入してきた酸性または塩基性の岩脈(ひん岩)が風化生成された

ものである。この粘土は図-10のように砂質ロームまたは粘土に属し、試験の結果では、解放状態で含水量増加のため組織が弛緩した結果の容積膨張を示すが、それは単にスレークするのに近く、圧力を付加するような膨張性は認められなかつた。

個々の地圧の様相が明らかでない現在、トンネルの工学的解析は不十分である。そのために各種状況のもとで測定を行なう必要がある。本報告がトンネルの地圧測定をさかんにする機運となれば幸いである。

参 考 文 献

- 1) 鉄道省米子建設事務所：木次線下久野ずい道その他直轄工事概要、昭和7年
- 2) 国鉄大阪工務局調査報告、昭和30年、未刊
- 3) 針生幸治：土圧計について、「土と基礎」第1巻第3号、土質工学会、昭和28年
- 4) 市原松平：土圧計ならびに土圧測定法、土質試験法解説、第2巻、土質工学会、昭和34年
- 5) Proctor and White: Rock Tunneling with Steel Supports with introduction by K. Terzaghi on tunnel geology, pp 65~69 1946, Commercial Shearing and Stamping Co.

豆 知 識

I. C. O. S. 工 法

軟弱地盤や乾燥地帯での土砂崩れを防ぐために、また建設工事の縮切等に防水壁や土留め壁を築かねばならない場合が少なくない。このような場合に、従来その地質その他の条件により、種々な工法が採られてきたが、ここに近年I.C.O.S.工法というのがある。この工法の呼称はImpresa-di-Constuzioni Opere Specillizzateの頭文字を取って呼ばれたのであつて1938年イタリア北部のミラノ市に設立された会社で基礎工事を施工している。ウィーン大学教授Dr. Christian Vederの考案になるもので一名ベダー工法とも称されている。この工法の特徴はベントナイト泥を循環させること、特殊のボーリングヘッドを用いることによつて型わくなくして崩壊のおそれのない直径の大きな孔を明けうる点にある。

地質によつて特種のチゼル(ヘッド)を使用する場合とこのために作られたグラブバケットを使用する場合がある。

独自のポンプとボーリングヘッドによつて所定の大きさの孔をボーリングしつつ、チキソトロピック液と称するベントナイトと水の溶液(ベントナイト泥)をボーリングずみの壁または孔の中に満たし、ボーリング後この孔の中に任意の材料を充填する方法である。

おのおの1本づつの孔は孔自体の直径より小さな間隔で位置し、所定の間隔を置いてボーリングされ、その連続する充填ずみの二つの孔の中間に、さらに1本両側の既充填ずみのバイルとかみ合わせてボーリングし、これに同様の処理を施すことによつて一連の続いた防水隔壁を構成する方法である。その特殊なボーリングヘッドを動かしながらこれを通して、半ば液化し

たベントナイトを送り込み、せん孔内を循環させて泥が上に戻ってくる。その特別な性質から、上昇するベントナイト溶液はせん孔から外へ土、砂利、砂はもちろん、さらにはヘッドによつて、砕けた岩と同様直径8~13cmほどの岩石までも土表へと運び出してしまふ。このようにして上方に吹き上げられたものはタンクに集められ、パイプレタを通つて混り物、不良材料を除去し、再び前記の特殊ポンプによつて、これが孔の中に送り込まれる。

なおI.C.O.S.工法の長所は、

1. 補強作業の必要がない完全な防水性
2. 深さにあまり制限がないこと
3. 地底岩層との完全な結合、接合が可能であること
4. 掘削する地盤の性質には、何の制限もないこと
5. 大きな荷重や圧力に耐えうること
6. 孔は地質のいかんを問わず正確に垂直であること等である。

シートバイルを打ちたいが、硬くて受けつけない地盤、打込みの震動が大で周囲の建造物に悪影響が起る、また深くてシートバイルの長さが足りないといったところに適している。都市の地下鉄工事、建築工事の縮切り、発電所および水踏の縮切り、堤防の基礎および護岸等、応用範囲も広いと思う。

わが国においては、まだこの種の工事は行なわれていないが、最近本工法を始めて静岡県の日岡第一発電所建設工事で利用されているので、いずれ工程その他の詳細なデータが得られると思う。 【日本大学工学部 塚・記】