

青函トンネルの土圧測定

しま
嶋

すけ ゆき
祐 之*

1. はじめに

1.1 目的

青函トンネルは長大な海底トンネルであるため、一般山岳トンネルとは異なる特殊性を持っている。特に、高い潜在地圧の下で高圧湧水を伴う破砕帯においては複雑な土圧現象が想定される。このような土圧現象を定量的には握し、注入により補強された地山の特性を考慮した合理的な覆工設計の資料を得ることを目的とする。

1.2 経過

昭和45年4月、鉄道建設公団から土木学会に、この目的達成のための研究の委託があり、これを受けて土木学会内に青函トンネル土圧研究委員会（委員長：岡本舜三 埼玉大学学長）が設置された。この委員会は、研究上の性格から、土質工学、岩盤力学のみならず鉱山、地質、水理、注入など多方面の分野からの委員によって構成されている。

つづいて昭和46年には、研究上の問題点を深く掘り下げたり、あるいは現地で行なわれる土圧測定試験の具体的計画を準備するための土圧小委員会が発足し、ここで十分検討された内容をさらに本委員会で Authorize していただくことになった。

1.3 小委員会の活動

小委員会では、つぎのような事項に関し活発な討議が行なわれた。

- ① 海底下にトンネルを掘削した場合、地山と覆工の相互作用の下に、どのような力学的平衡状態が保たれるか。このテーマへアプローチするのに最も適切な力学的モデルとはどのようなものであるか。
- ② 力学的モデルの解析結果を、現地での土圧測定結果と対比し検証するには、地山あるいは覆工およびその周辺での力学的な性質や物理定数、さらに地質状況や透水機構などがどれほど知られていなければならないか。
- ③ 上記の測定項目は相当な数に上がるが、それらを現地で測定する場合、どのような方法が可能であり、またその精度はどの程度のものが期待できるか。
- ④ 試験坑を掘削し、支保工を建て込んで土圧測定を行なう場合、土圧の働き方が支保工に配置された各種ゲージに忠実に表現されるためにはどのような配慮が必要であるか。

- ⑤ 支保工による計測試験では表現されない地山の初期変位の測定、あるいは地山の塑性変形がそれほど大きくなかった場合の対応策などはどうすればよいか、等々である。

上記の検討結果、および並行して行なわれてきた測定方法や計器に関する予備試験結果、ならびに現地での地質調査や受け入れ態勢などを考慮することにより、一連の土圧測定試験計画がまとめられた。この計画案は本委員会でも了承され、いよいよ昭和48年度に実施されるようになった次第である。

土圧測定が行なわれる位置は青函トンネル竜飛方先進導坑330mであり、ここに試験坑を設けて各種試験を行なうほか、TB-9模坑での潜在地圧測定を行なうこととなった。

現在土圧測定は進行中であるが、本日は土圧測定試験計画を中心にお話しを進め、時間に余裕があれば現在までに得られた測定結果にも触れたいと思う。

2. 地山の力学モデルと測定すべき物理量

これには神戸大学桜井教授の提案になるものを用いることにしている。図-1の(1)は円形トンネル周辺の地山のモ

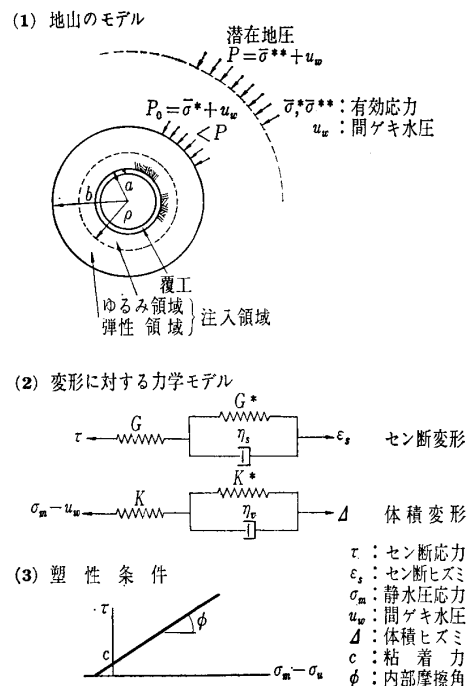


図-1 力学モデル

* 工博 埼玉大学教授 理工学部建設基礎工学科

デルを示したものである。すなわち、静水圧状態としての潜在地圧 P (有効応力 $\bar{\sigma}^{**}$ と間ゲキ水圧 u_w の和) の作用している地山に、半径 b の範囲に注入が行なわれ、その後、半径 a のトンネルが開削され、引続き覆工が施されたものとする。潜在地圧が十分に大きければ、内部の応力解放に伴って、注入領域内に半径 ρ で示されるゆるみ領域が形成されることになる。

注入域の外周に働く潜在地圧 P_0 は当然処女地盤に働く潜在地圧 P よりも小さいと考えられるが、処女地盤の透水係数は注入域のそれより大きいので、この間の間ゲキ水圧 u_w は一定と考えることとする。またトンネルの内壁においては湧水に対し止水は行なわれぬとする。

つぎに、注入領域内の圧力とヒズミに対する力学モデルは(2)に示されるようなものとする。ここでは、セン断変形と体積変形とは互いに独立であるとみなし、また有効応力の概念を導入している。

さらに、ゆるみ領域においては(3)に示すようなモール (Mohr) の限界条件が満足されるものとし、この領域においては、応力解放による静水圧応力成分の低下に起因する、体積膨張が存在するとみなす。

以上のような仮定の下で、粘弾塑性解析を行ない、覆工の剛性と相互作用を考慮することにより、覆工に作用する圧力を推定しようとするものである。

上述の力学モデルを覆工土圧の実測値より検証するためには、表-1で示される諸量が現地で測定されなければならない。

測定されるべき物理定数はかなりたくさんの量であるが、この中で特に、ゆるみ領域の半径 ρ を決定するには c/P_0 の値が、また覆工に働く圧力の算定には G^*/G の値が支配的な要素を占めることとなる。

また、理論構成の上からみれば(備考)で示されるような配慮がなされても差しつかえないことを示している。

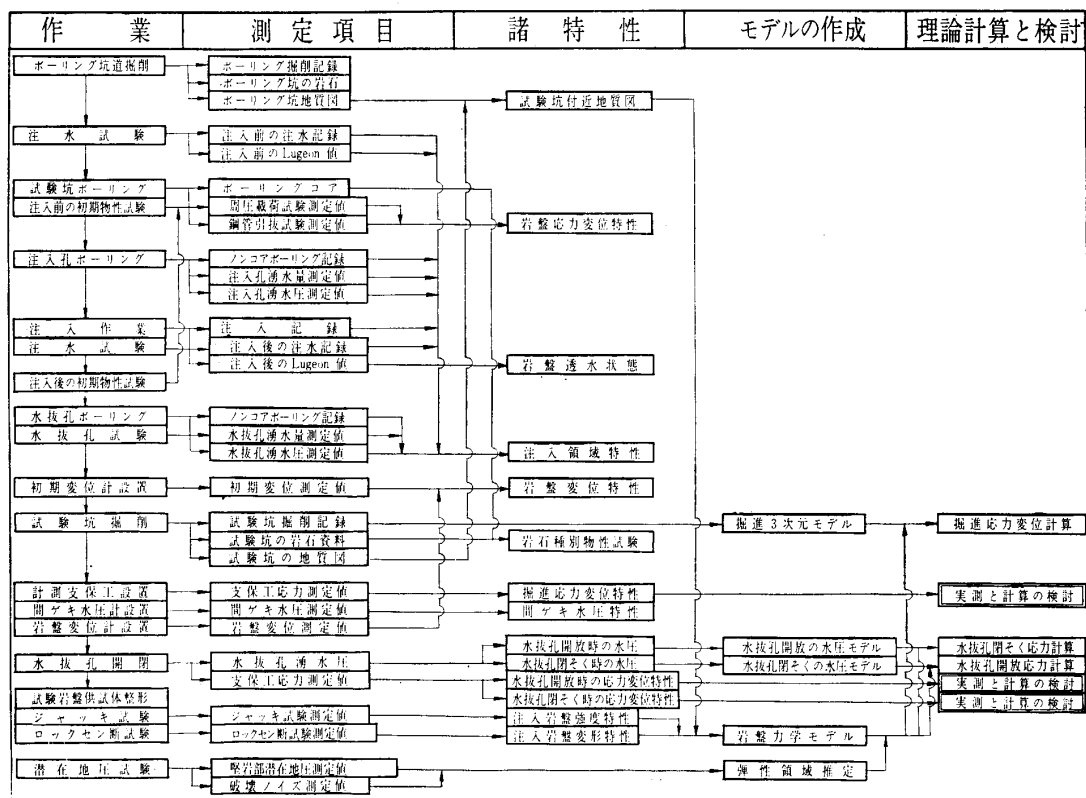
3. 土圧測定計画概要

これは、力学モデルの解析に必要な物理定数の測定と、比較すべき覆工土圧の測定とか、大別して以下の7項目に

表-1 測定すべき量

(a) 処女地山について		
① 潜在応力	有効応力	$\bar{\sigma}^{**}$
	間ゲキ水圧	u_w
② 力学定数	ヤング係数	E
	ポアソン比	ν
(b) 注入領域について		
① 力学定数		
弾性領域	即時セン断弾性係数	G
	遅延 "	G^*
	即時体積弾性係数	K
	遅延 "	K^*
ゆるみ領域	粘着力	c
	内部摩擦角	ϕ
	遅延体積変形係数	K^*
② 透水係数		
	弾性領域において	k_e
	ゆるみ "	k_p

表-2 土圧測定試験作業フロー



分類される。

① 潜在地圧 P or P_0

孔底ヒズミ測定, 壁面ヒズミ測定, 破壊ノイズ測定, デイスキング

② 岩盤の初期物性 適切な対応関係を想定することにより

K, K^* or G, G^* の評価につながる。
孔内周圧載荷試験, 鋼管引抜き試験

③ 岩盤の透水性, 脈絡状態 k_e, k_p

注水試験, 水抜き孔試験, 間ゲキ水圧測定

④ 支保工背面土圧 覆工圧 σ_r

支保工応力測定 支保工の相対変位測定

⑤ 開削に伴う初期変位 これは力学的挙動の解明, or G の評価につながる

初期変位測定 (多段変位計 or アンカーボルトによる)

⑥ 岩壁物性 測定坑内にて行ない, C, ϕ の測定につながる。ジャッキ試験, ロックセン断試験

⑦ 岩石の物性 コアによる室内試験, E, ν , 破壊物性, 非破壊試験 (弾性波による), 圧縮試験, 圧裂試験。

各測定項目ごとに, 原則的には2種あるいはそれ以上の試験, 二重チェック方式をとっていることが特色である。

上述の測定を作業フローとして表現したものが表-2であり, 測定と理論的検証との対応関係が詳細に示されている。なお, 右端には測定項目ごとの主たる担当者が示されている。また現場の測定, データ整理に関しては, 青函トンネル建設局ならびに鹿島, 熊谷, 鉄建JVの協力をいただいている。このうち, 注水試験と水抜き孔試験の前半部, 周圧載荷試験および鋼管引抜き試験および岩石の物性試験が現在までに行なわれている。

以下, 通常この種の試験としてはよく行なわれている項目⑥および⑦を省略し, 項目①より⑤までの試験の概略について説明する。

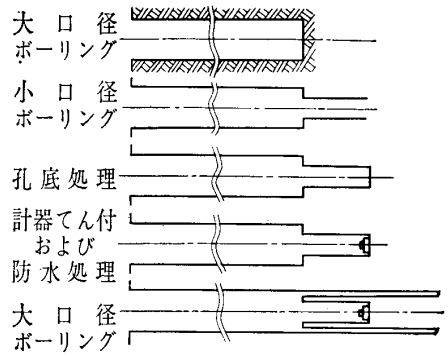
4. 潜在地圧

地下構造物の合理的な設計, 施工を行なうに当たって, 岩盤中に空洞を開削する以前に, 地山に存在している応力, すなわち潜在応力 or 潜在地圧の状態をあらかじめ測定しておき, それを基礎資料の一つとして考慮に入れることが望ましい。

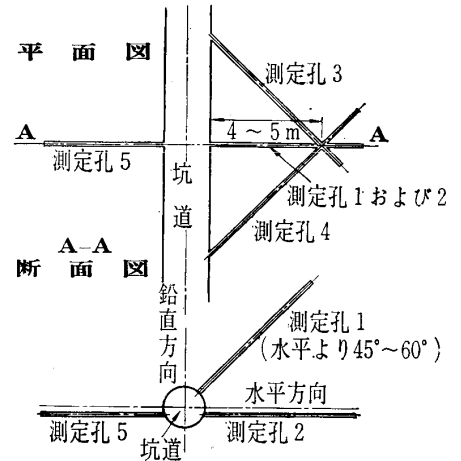
潜在応力の測定は, 応力解放後のポアーホールの直径の変化や孔底のヒズミ変化を測定することにより決定されることが多い。この委員会でも, この測定を実施することとし, 孔底ヒズミ測定法を採用することとした。

この測定の手順を示したものが図-2(1)であり, 外径116mmの大口径ボーリング孔の奥に外径75mmの小口径ボーリングを施し, 孔底を平滑に処理した後, ゲージを貼布防水処理を行なう。さらに大口径ボーリングでオーバーコアをすることにより, 応力解放が行なわれ孔底のヒズミ変化が測定されることになる。

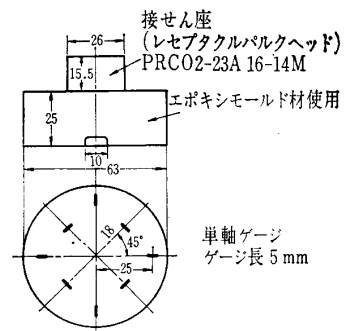
(1) 測定の手順



(2) 測定孔の配置



(3) ストレンゲージセル (8素子)



(4) ストレンゲージセルてん付装置

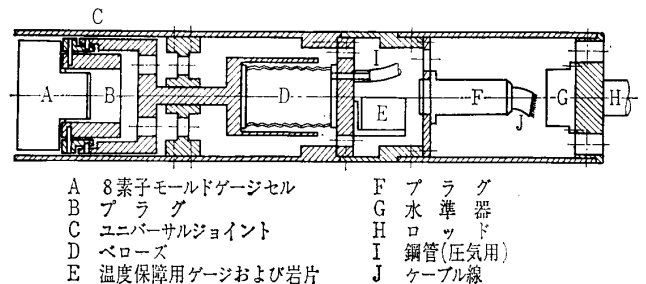


図-2 潜在地圧の測定 (ボーリング孔底ヒズミ測定による応力解放法)

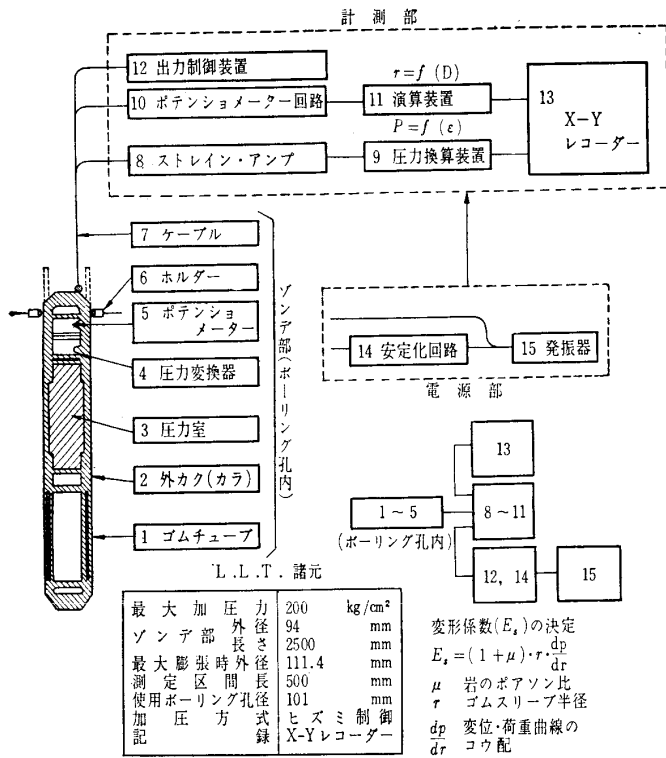


図-3 L.L.T.の詳細図

図-2(3)は、この際用いられるゲージの貼布状況を示しており、3次元的な応力状態が測定可能となるよう、8素子の抵抗線ヒズミ計がモールドされたものである。この8素子ゲージは今回始めて使用されるものであるが、図-2(4)はこのゲージを貼布する装置を示したものである。

なお、孔底ヒズミ測定は従来の方法も併用することになっており、それによる測定孔の配置状況は図-2(2)に示されるとおりである。

このほか、オーバーコアリングの際現われるディスクリング現象に注目することとし、ディスクコアの厚さおよび分布を観測することにより潜在応力評価の補助とすることが考えられている。さらに壁面ヒズミ法による測定も行なわれる予定である。以上は京都大学平松、岡両先生のご担当である。

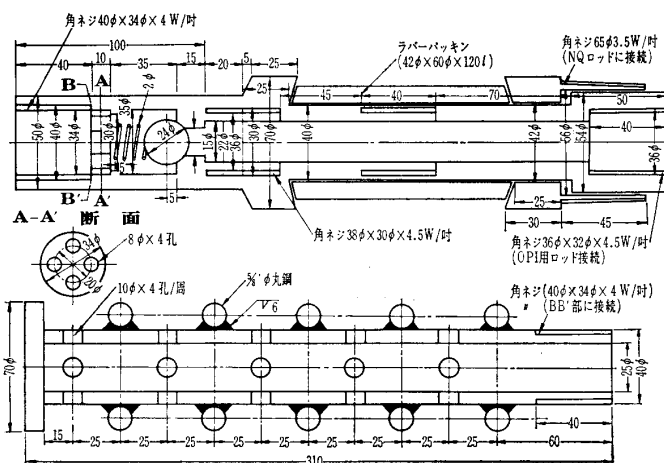


図-4 鋼管引抜き用アンカー部およびパッカー部

一方、採取されたボーリングコアの載荷試験を行なうとき、荷重レベルと微小破壊音の発生ひん度との関係を測定することによって、潜在地圧を推定したり、対象岩盤の破壊やゆるみについての知見を得ようとする試みがあり、この試験をロックノイズ測定試験と呼んでいる。これについては、電研林委員に検討をいただいている。

5. 岩盤の初期物性

5.1 孔内周圧載荷試験

現位置における乱されていない状態での岩盤物性、特に変形特性ならびにクリープ特性を明らかにすることを目的としており、グラウト注入後に行なう。この試験はまず岩盤中に径66mm、深度20mのボーリング孔を削孔する。孔口より深度4m、7m、10m、15m、20mの5個所の位置に、順次、高圧L.L.T.をセットし、ボアホール内壁を加圧して、その際の加圧力とスリーブに送られた油の量を測定することによって、岩盤の変形係数とクリープ特性を求めるものである。同時に採取された岩石コアの試験⑦を行ない、相互の変形特性を比較できるようにする。

この試験に使用される高圧L.L.T.を示すと、図-3のようであり、加圧能力は1~200 kg/cm²のもので、ゴムチューブ部分の膨張による孔径の変位および加圧力に関しては、載荷装置の内部に組み込まれた検出機構によって直接変位が検出されるようになっている。また、載荷システムからの圧力および変位信号は、オペレーションユニットでそれぞれ演算処理され、その結果をモニター指示するとともに、X-Yレコーダーに記録されるようになっている。

変形係数 E_s は図中の式から求められるが、載荷パターンおよびクリープ試験は、現地の地質状況およびボーリング状況より判断して基本パターンを決定することにする。なお、この試験の担当は名古屋大学川本先生にお願いしている。

5.2 鋼管引抜き試験

ボアホール内の所定の測定個所に鋼管のアンカー部(約40cm)を固定した後、鋼管を引張ることによって生ずる荷重と変位の関係から、アンカー部周辺の岩盤の平均的な変形係数(ないし弾性係数)ならびにクリープ特性を求めようとするものである。

この方法は京都大学小林先生により提唱されたもので、従来の地中にアンカーしたケーブルを用いて載荷する方法を改善したものであり、担当はもちろん小林先生である。測定位置は、グラウト前のものに対しては孔口より4m、7m、11m、15m、20m、23.5mの6地点、グラウト後では同じく7m、11m、15m、19m、23.8m、24.5mの6地点が選定され、それぞれ所定の載荷パターンによる変位測定およびクリープ試験が行なわれる計画である。

理論解析の結果によれば、岩盤の弾性係数 E およびせん断弾性係数 G は $P/U = \text{荷重/変位}$ の比較的簡単な一次式

としてそれぞれ計算することが可能であり、粘弾性体としてのクリープ特性は定荷重下の G の時間的变化により求められる。

図-4の下側の図は鋼管の最先端部に付く引抜き用アンカー部を示しており、中心線上に見られる小孔は送られてくるセメントペーストの出口を示している。この際、ペーストとアンカーおよび岩盤を一体としてよく密着させることが大切である。

図-4の上側の図はアンカー部に続くパッカー部を示すものであり、ペーストの孔壁に沿う逆流を防止するためのものである。また管内にはボール状の逆止弁があって管内でのペーストの逆流を防いでいる。

この試験を行なう際、アンカー部の変位と鋼管のそれとの和が測定されるので、鋼管の伸びの特性をあらかじめ知っておくことが必要となる。

6. 注水、水抜き孔試験

6.1 注水試験

この試験は、グラウト注入前および注入後の地山の透水係数（Lugeon 値）を測定すると共に岩壁内の透水経路の脈絡状態を推定するものである。

注入前においては、試験坑の中心線にある S 孔およびその周辺に削孔した T_1, T_2, T_3, T_4 の4孔を使用する。それぞれの孔に関し、全閉、全開時の湧水圧および湧水量の測定を行なう。つぎに特定孔に注水してLugeon試験を行ない、注水量-注水圧の関係および限界注水圧を求めると共に、注水に伴う他孔の開そく時の水圧上昇、および開放時の湧水量の変化などを求めることによって透水経路の脈絡状態が推定される。

グラウト注入後においては、新しく試験坑中心を正三角形の中央とするそれぞれの頂点の位置に C_1, C_2, C_3 の孔を削孔する。この3孔を用いて前と同様注水量-注水圧の関係を求めると共に、相互の孔の間における水圧の応答状

態を求めることとなる。

両試験を通じて、注水圧は測定段階ごとに次第に上昇させた後再び下降させることにより、注水量-注水圧曲線の履歴特性を調べ、また限界注水圧を知ることにより水圧による岩盤の変形特性を推定するよすがとしたい。

6.2 水抜き孔試験

注入域外の透水機構すなわち湧水量、湧水圧、透水係数、および透水経路の脈絡状態を知る目的を持つと同時に、注入域内にトンネルを安全に開削させるための水抜き孔の機能を評価することにある。後者の機能に関しては、支保工試験と併行して、水抜き孔の開閉に伴う支保工応力の変化状況を測定することによって評価が定まると考えられる。

水抜き孔の配置状況は図-5のとおりであり傘状に示される注入域第一、第二ステージの外側に8孔が配列される。実際には、現在 D_2, D_3 間に D_{10} が付け加えられている。

また、この試験は約24気圧の水圧下で行なわれるので、ボーリング孔壁の維持、ケーシングならびにパッカーの装着などがはなはだしく困難で、これらの成否が実験の鍵を握っている。また漏水量も予想以上に大きく、これを防ぐためのカバーロックの形成など多くの問題点がある。

図-5の下側は水圧計の配置を示しており、孔口付近にはブルドン管圧力計があり、ケーシングの奥にはストレーンゲージ型の特殊水圧計がセットされている。後者の水圧計は、バルブ開放時のケーシング内での水圧を測定するためのものである。このほかに支保工にかかる水圧の測定と地山内に作用している間ゲキ水圧測定のため、支保工から放射状にストレーンゲージ型の間ゲキ水圧計7個を設置することとなっている。

なお、水に関係するものについては嶋が担当している。

7. 支保工背面土圧

支保工に作用する荷重は直接計測することが望ましいが、土圧計の使用は信頼性が劣るばかりでなく岩盤では困難であるので、村山先生の提案に従って、計測支保工のフランジの伸び、ヒズミおよびウェブのせん断ヒズミを計測することによって、支保工の断面力を求める。次いで隣接する2断面の釣合い条件より、支保工に作用する法線方向と接線方向の荷重を逆算することにした。この方法では、地山の荷重が一樣に支保工に作用することがポイントであるので掘削、建込みには格別の注意を払い、支保工背面には矢板をそう入し、矢板と地山の間ゲキには裏込め注入を行なって上記の条件が満たされるよう配慮した。計測支保工はH形鋼100×100×6×8を用い、1地点あたり2基製作し、50cm間隔で建込む予定である。ヒズミ測定は16個所で、完全防湿のワイヤーストレーンゲージで行なう。図-6の左側は計測支保工の寸法、ゲージおよびロードセルの配置状況を、右側はロードセルの取付状況を示すものである。

ロードセルは天地左右4断面に容量50tのものを設置し、

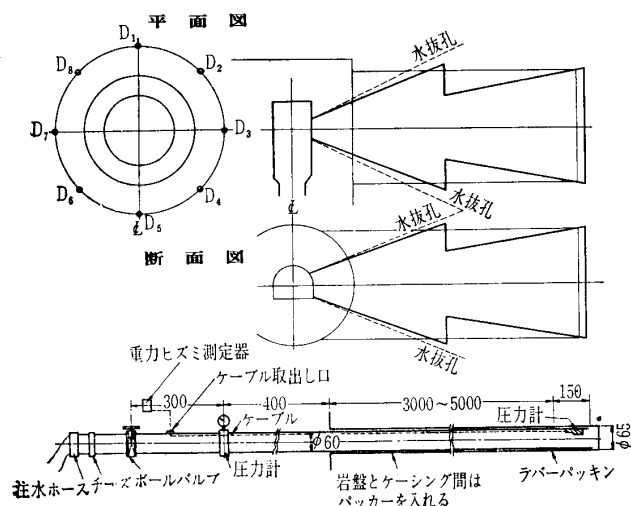


図-5 特殊水圧計測定概略図

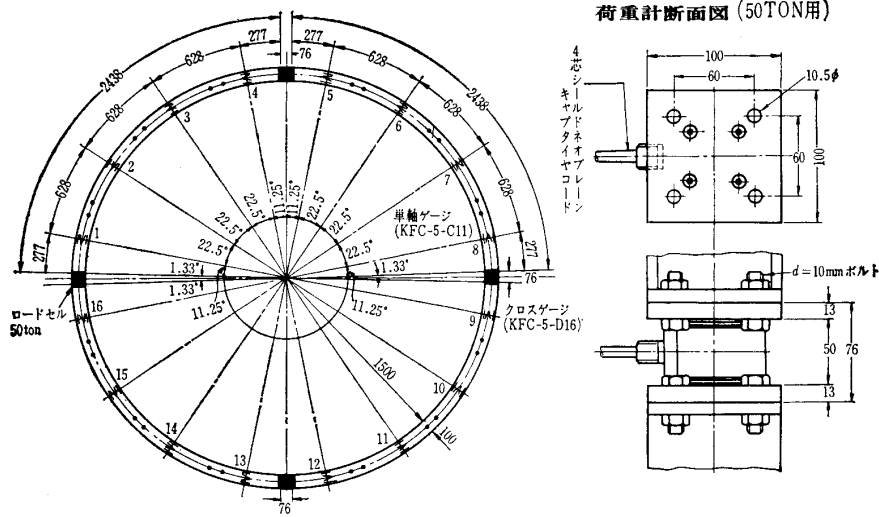


図-6 ヒズミゲージ貼付および荷重計取付位置図

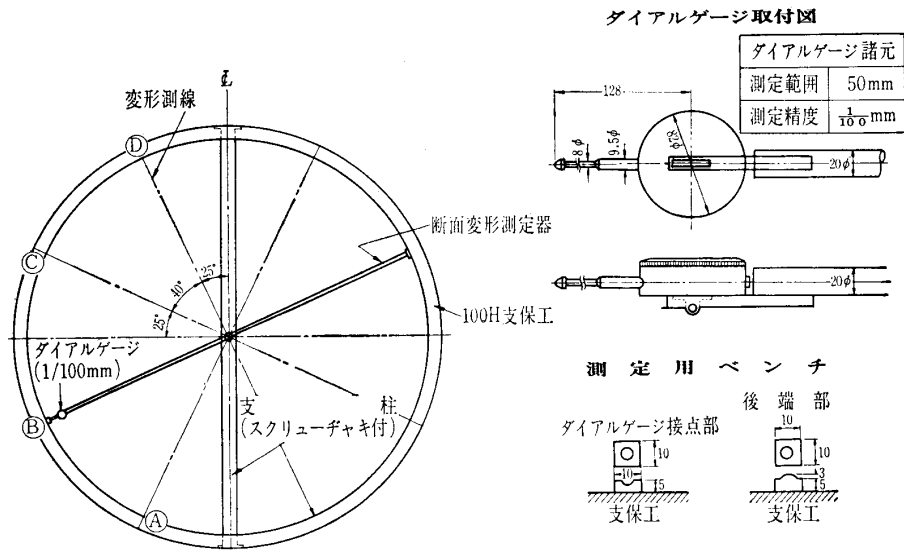


図-7 断面変形測定器設置図

支保工に作用する荷重の合力を直接計測することにより、上記ストレインゲージによる測定結果のチェックを行なうものである。

7.1 支保工の相対変位の測定

試験孔の掘削によって自立性に乏しい地山はトンネル内空に向かって変位し、その変位は支保工の耐荷力との間に新しい釣合いが発生するまで進行する。支保工がトンネル内空面に密着して建込まれるならば、支保工の変形はトンネル内空間の変形と同じである。しかし、トンネル内空に不動点を設定することは困難であるから、支保工については、その直径方向の相対変位の計測に止めることとする。

この計測は図-7に示されるように、支保工内面に測定用ベンチを12個設け、1/100mmのダイヤルゲージを装着した支柱付バーニヤスケールで計測する。

以上の計測はすべて計測支保工の建込み直後、または計器設置直後から開始して、必要と思われる回数、間隔で行ない、試験坑掘削完了後は1回/1日～1回/3日の割合で

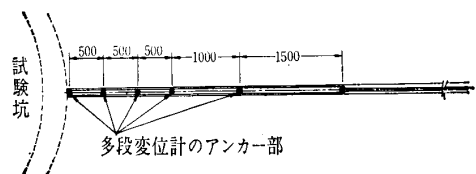
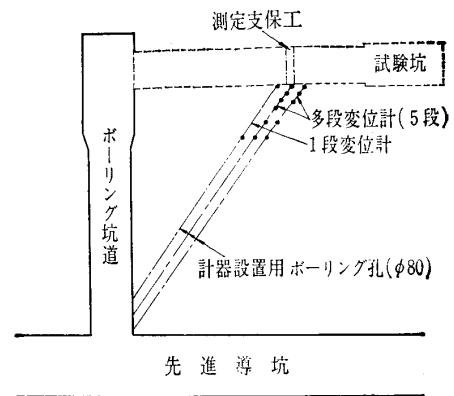


図-8 地山の初期変位計取付位置図

測定を行なう。なお支保工関係の担当は都立大山本，埼玉大秋山両先生にお願いしている。

8. 開削に伴う地山の初期変位

地山にトンネルを掘削すれば，弾性変形は瞬間的に終了する。したがって，その後に計測支保工を建て込んでもそこに現われるのは，地山のクリープ変形に起因するものである。この意味からここで初期変位と言っているのは，試験坑を掘削する際に一時的あるいは継続的に起こる地山の挙動を指しており，したがって初期変位の検出器は試験坑掘削の前に設置しておくことが必要であり，また測定は検出器を取付けた断面より以前の掘削時点から継続的に行なっていなければならない。

上記の条件と，現場における作業条件を勘案することによって，図-8の上側の図で示されるようにボーリング坑道の基部より斜めに試験坑に向かって3本のボーリングを行なうこととなった。

この計器設置用ボーリング孔の孔径は80mmであり，この中にそれぞれ1段変位計が1個，多段（5段，3段）変位計が1個ずつ設置される。

下の図には多段変位計の試験坑に対する相対位置と，変位計のアンカー部の詳細が示されている。

上の試験は京都大学の村山先生の要請に基づくものであるが，担当は神戸大学の桜井先生にお願いしている。

一方，完全な意味での初期変位計測ではないが，試験坑においても地山と支保工との相対変位を測定することにな

っている。すなわち先端定着型のロックボルトの一部にジョイントメーターを取付けたものを用いて，地山内のボルト定着点と支保工の上下左右4方向地山に向かって行ない，それぞれ支保工から1m，2m，3m離れた点にロックボルトを定着させる。

計器の装置は支保工建込み後に行なわれるものであるが，切羽の進行に伴って，地山の変位がどのようにになり，また支保工にどのように荷重がかかるかを検討する上で意味のあるものと考えられる。この部分の担当は都立大山本先生である。

9. 結論

以上，測定はまだその一部が終了したに過ぎず，それもまだデータが出たばかりであり，十分な解析が進んでいない。

また現地試験は予想外に困難な現象が起きたり，測定条件もむずかしいことが覚悟されます。

今後，委員全員が協力し，測定が順調に進行し，所期の結果が出てきますことを念願致しておりますが，皆様方におかれましても折にふれ良い知恵をお貸しくださいませ，この測定がうまく行きますようご声援くださいますようお願い致します。

(原稿受理 1973.12.10)

—————※※—————※※—————

この報告は土質工学会が幹事学会として行なった「第四回岩の力学国内シンポジウム」における特別講演を収録したものである。

※

※

※