

シールドセグメントに作用する土圧に関する実験的研究 (第1報)

齋藤 二郎
内藤 和章
芳賀 孝成

概 要

本報告はセグメントに作用する土圧の大きさを明確にし、セグメントに対する合理的な設計を行なうことを目的とした研究のうち特に砂質地盤を対象とした実験と現場測定に関するものである。

実験には直径 50cm のセグメントの模型を使用した。セグメントと地山とのクリアランスは測定セグメントをあらかじめ鋼管の内に収めて埋設し、その後鋼管のみを実験槽外部に引き出して生じさせた。測定項目はセグメントに作用する鉛直・水平土圧、セグメントの変位、および周辺地盤の沈下量である。

実験の結果、鉛直・水平土圧はこれまで考えられて来たものより小さく、反面地盤の沈下はかなり上部まで及ぶことがわかった。

現場測定は名古屋市菊井町の砂質地盤で行なったものであり土圧は上記の模型実験と対比してやや大きいものであった。

1. まえがき

通常のシールド工事においては、覆工セグメントに要する費用は極めて大きい。しかしセグメントの設計に採用する土圧のとり方は判然としておらず、実際のシールドセグメントにおいて測定された土圧は設計土圧と非常に異なっている場合が多いようである。

シールドセグメントに作用する土圧を正確に把握するためには多くの実験と現場測定が必要であり、筆者らはこれまで実験と現場測定との両方の面から研究を進めてきた。

地盤は一般に砂質土と粘性土とに大別され、応力緩和やクリープの進行度合に大きな相違がある。しかし地盤を巨視的に見た場合、両者にはその土圧の発生機構に関して多くのつながりがあることも見受けられる。本報告ではこれらの地盤に対する研究のうち、砂質土を対象とした模型実験結果と砂質地盤におけるシールドセグメントの現場測定結果について述べる。

2. シールドセグメントに作用する土圧の考え方

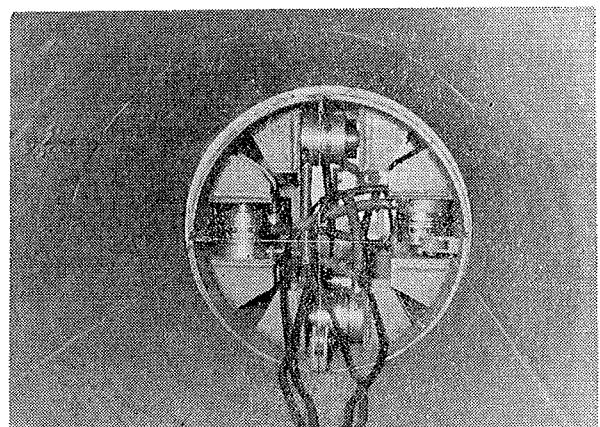
2.1. 一次応力状態と二次応力状態

地山そのものの自重などにより地山内には自然のままの平衡状態となった応力が作用している。この時の地山の応力状態を一次応力状態と呼ぶ。地山内の任意点における鉛直応力 σ_v と水平応力 σ_h は(1)式で与えられる。¹⁾

$$\sigma_v = \gamma h, \quad \sigma_h = K \sigma_v \text{———(1)}$$

ここに γ : 地山の単位体積重量 h : 地表面から任意点に至る鉛直深さ、 K : 土圧係数

これに対しシールド工法により地山を掘削した場合地山とセグメントの間にはシールドテール厚さとクリアランスに対応する空隙が残される。シールド工事が行なわれるような軟らかい地盤においては一般に地山は塑性変形を起して、その空隙を埋める。その結果セグメントに土圧が作用することとなる。このときの地山の応力状態を二次応力状態と呼ぶ。



図一 測定セグメントの内部

2.2. トンネル土圧論

シールドセグメントに作用する土圧の算定方法は種々のトンネル土圧論より導びかれている。トンネル土圧に関してはこれまで多くの研究がなされており、それぞれ適当な近似を用いて解明している。

Terzaghi は土のアーチ作用を考慮して、トンネルに作用する鉛直土圧を(2)式で与えている。²⁾

$$P_v = \frac{B\gamma}{2K\tan\phi} \left\{ 1 - e^{-K(H/B)\tan\phi} \right\} \quad (2)$$

ここに B: トンネル半径, H: 土被り高, ϕ : 土の内部摩擦角 K: 土圧係数(実験的に1とする)。

小野, 真井はトンネル上部の砂層内には略楕円に近似したアーチが形成され, このアーチ以下の砂の重量が土圧として作用すると述べ砂層の崩壊範囲の変化は土圧量には直接関係ないものとしている。³⁾

3. 一次応力状態における模型実験とその結果

3.1. ゆるい砂地盤の場合

3.1.1. 試料土の特性 模型実験に使用した砂は最大径5 mm, 均等係数2.25のきわめて粒度の均一な砂である。セン断試験による砂の内部摩擦角は 37° , また単位体積重量は $1.54t/m^3$ であった。

3.1.2. 実験装置および実験方法 実験槽は高さ3 m, 長径4.5 m, 短径3.5 mで, 28枚の鉄製外枠より作られている。試料土はベルトコンベヤーにより出し入れを行なう。(図-2)は実験装置の概要を示したものであるが(a)ではセグメントがシールド機に想定される鋼管の中に設置されており, 鋼管はさらに布に覆われている。鋼管を実験槽外部より引き出した状態が(b)

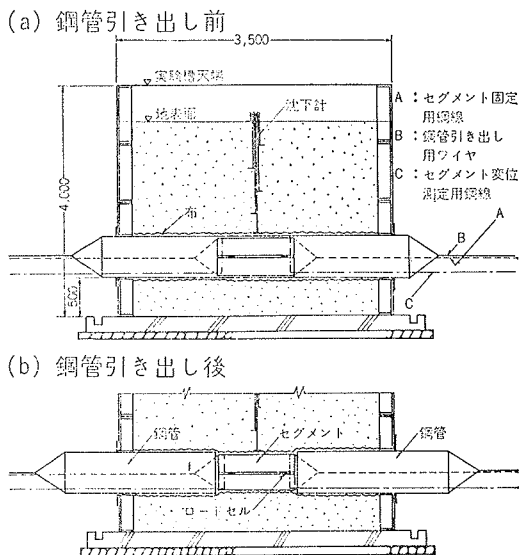


図-2 実験装置概要図

に示されている。セグメントは外径50 cm, 長さ1 mの鋼管を縦方向に4分割したもので, これと8ヶのロードセルとは(図-1)のように組み合わされる。鋼管は外径52 cm, 長さ2 mである。(図-3)はセグメントと鋼管とを実験槽内部に設置したところである。ロードセルに加わる荷重の測定には差動トランス型指示計を使用した。またセグメントの左右端の鉛直・水平変位はインバー線によって実験槽外へ引き出してダイヤルゲージで測定した。

一次応力状態の実験はセグメントと鋼管とをあらかじめ(図-2)(b)のように設置しておき, この上に試料土を所定の土被りまで敷き均らし, さらに地表面より水締めを約一時間行ない, 土圧とセグメント変位の増加を調べたものである。土被りは0.0 mから2.0 mまで25 cm間隔で8段階に変化させた。

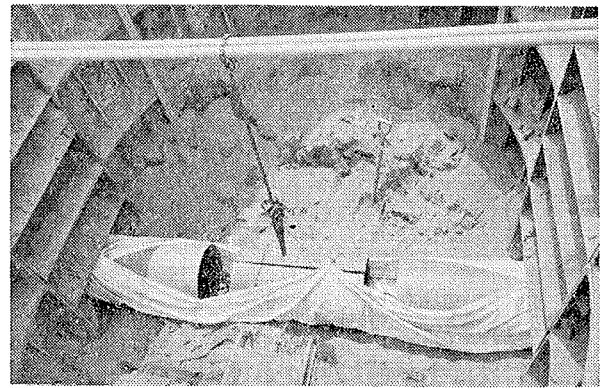


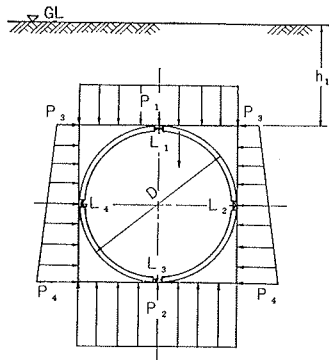
図-3 セグメントと鋼管の設置

3.1.3. 実験結果 セグメントに作用する土圧分布はこれまでいろいろと研究されているが設計では通常,(図-4)のように土圧が分布するものと仮定しているので本実験でも8台のロードセルの実測値から(3)式により単位面積当りの荷重を求めた。

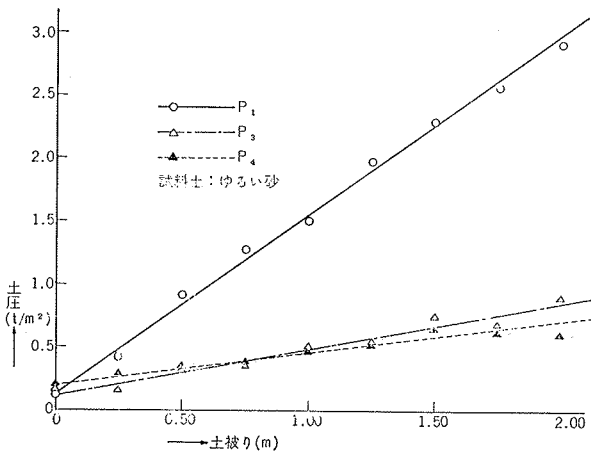
$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{1}{D} (L_2 + L_4) - \frac{\pi g}{2} \\ P_2 &= \frac{1}{D} (L_2 + L_4) + \frac{\pi g}{2} \\ P_3 &= \frac{2}{D} (2L_1 - L_3) \\ P_4 &= \frac{2}{D} (2L_3 - L_1) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここに πg : セグメントの単位面積当りの重量,
 $L_1 \sim L_4$: ロードセルに加わる荷重〔(図-4)参照〕
 D: セグメント外径

(図-5)は土圧と土被りとの関係を示したものであって土圧は土被りが大きくなるに従い直線的に増加している。また土圧係数は0.25程度である。



図一四 土圧計算図



図一五 土圧と土被りとの関係 (一次応力状態)

4. 二次応力状態における模型実験とその結果

4.1. ゆるい砂地盤の場合

4.1.1. 試料土の特性 試料土は1次応力状態における実験に使用した細砂を用いた。実験終了後、コーンペネトロメーターにより試料砂の締め固まりの状態を調べた結果、コーン支持力の最大値は 5 kg/cm^2 、平均 2.5 kg/cm^2 であり地表面からセグメント設置深さまでは比較的均等な値を示していた。また各々の深さにおける地盤の単位体積重量を測定した結果平均 1.54 t/m^3 であった。

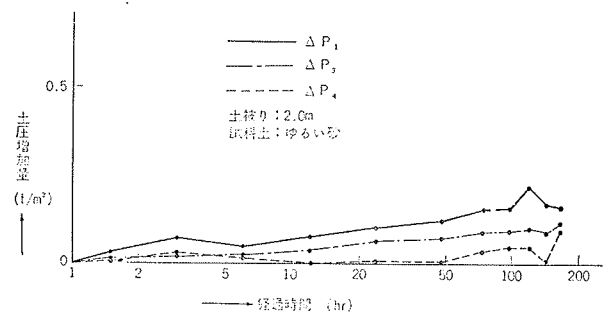
4.1.2. 実験装置と実験方法 実験装置は前に述べたものと同様であるが、ここでは地表面沈下と地中沈下の測定も実施した。地表面の沈下は地表上に置かれた半径3cmの沈下板の変位をダイヤルゲージで測定するものである。地中沈下に対しては外径8mmのガラス棒内に3cm×3cmの小さなプレートを取り付けた鋼棒を挿入し、これを模型地盤中に埋めて地盤の沈下に共なって降下する鋼棒の変位量を測定して求めた。なお中心線附近には、自記記録計用ダイヤルゲージを設置して沈下量の時間的変化も連続的に測定できるよ

うにした。

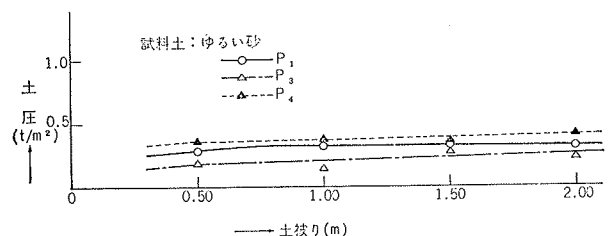
実験槽内にセグメントおよび鋼管を設置し、次に沈下計をセグメントの頂部より上に30cmずつ一列に並べながら砂を実験槽内に入れ所定の土被りに達したならば特別に作った撒水装置により水締めを均一に行なって模型地盤を作成する。さらに鋼管を両側より1分間に10cmの等速度で50cm引き出して地盤に二次応力状態を生ぜしめる。鋼管の引き出しには土被りに応じ $1t \sim 4t$ 程度の力を要した。実験は土被りを0.5m、1.0m、1.5m、2.0mの4段階に変化させて繰り返した。

4.1.3. 家験結果 土圧の測定結果の1例(土被り2.0mの場合)を(図一六)に示す。これは鋼管を引き抜いて一時間経過後からの土圧増加量を示したもので鉛直土圧、水平土圧、共にゆるやかに増加している。また水平土圧に比べ鉛直土圧の増加の割合は大きい。なお各々の土被りについて土圧の増加状態を調べた結果、土被りが小さい程土圧の定常状態に達する時間は短いことが認められた。(図一七)は定常状態(鋼管引き出しより約24時間後)における土圧と土被りとの関係を示したものである。鉛直、水平土圧共に従来一般的に考えられていたものよりはるかに小さい。また土被りが大となるにつれて土圧は増加する傾向が見られるがその量はわずかである。

次に沈下量の測定結果の1例(土被り2.0mの場合)を(図一八)に示す。これは鋼管を引き抜いて一時間経過後からの沈下増加量を示したものである。沈下量の増加は長期的にはどの深さの点もほぼ等しいが深い位



図一六 土圧増加量の経時変化 (二次応力状態)

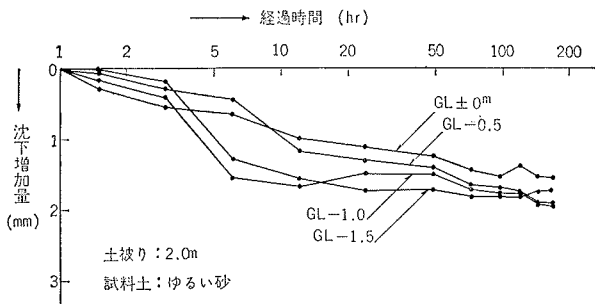


図一七 土圧と土被りとの関係 (二次応力状態)

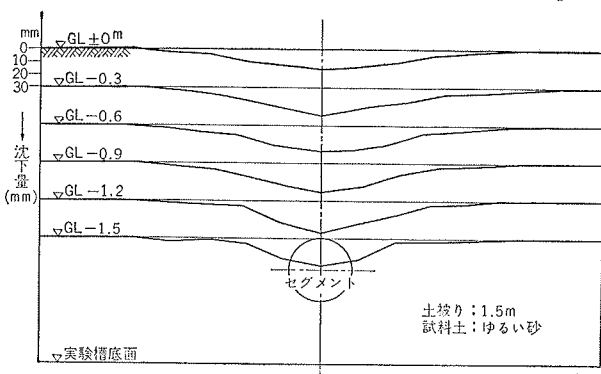
置の点ほど沈下は短期間で完了する傾向がある。しかし全沈下量の大部分は鋼管を引き出す間にほとんど生じることが自記記録計の結果より判明した。(図一9)は土被り1.5mの場合の地中沈下状態を示したものであるが地盤の沈下は相当上部にまでおよんでいる。沈下範囲は土被りの変化にかかわらずセグメント下部を頂点とした放物線

$$y = 1.6x^2 \quad \text{---(4)}$$

に囲まれた部分にほぼ等しいことが認められた。



図一8 沈下増加量の経時変化 (二次応力状態)



図一9 地中沈下図 (二次応力状態)

4.2. 締まった砂地盤の場合

4.2.1. 試料土の特性 試料土はこれまでの実験に使用したものと同一の細砂を用いた。実験終了後コーンペネトロメーターにより砂の締め固まりの状態を測定した結果、コーン支持力は最大15kg/cm²、最小5kg/cm²で地盤の締め固まりは比較的不均一であった。本実験の場合の平均コーン支持力は10.0kg/cm²でありゆるい砂地盤の平均コーン支持力の約4倍の値を示す。地盤の単位体積量は平均1.75t/m³であった。

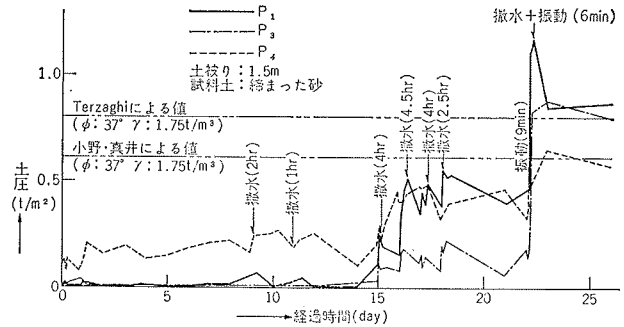
4.2.2. 実験装置と測定方法 実験装置および測定方法はこれまでの実験と同様である。

模型地盤は30cmずつ砂を実験槽に入れて一時間の水締めと突き固めを均一に行なって作成した。本実験は土被り1.5mについてのみ実施した。また相当長期にわたる実験の後、撒水およびチャックハンマーによ

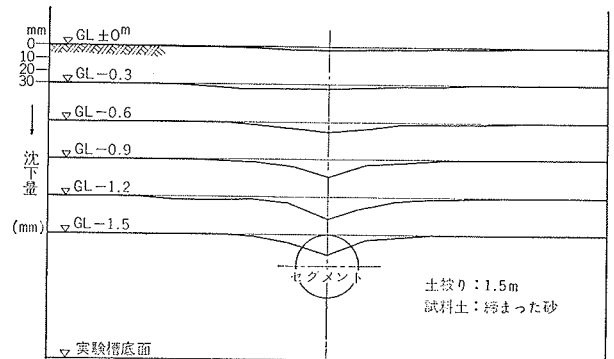
る振動を地表上に与えてセグメントに作用する土圧を測定し実際のシールドセグメントに作用する土圧が地下水の変動や地震にどのように影響されるかを調べた。

4.2.3. 実験結果 (図一10)は土圧の変化を長期にわたって測定した結果である。土圧P₁およびP₃は地表面に撒水を行なう以前はほとんど生じていない。また、撒水が1~2時間程度では土圧の増加はわずかであるが、撒水を4時間前後継続して行なうと土圧は急激に大きくなる。振動のみを加えた場合も土圧は増加するが撒水と同時に振動を加えた場合は土圧の増加は著しい。

次に地盤に撒水や振動を与える以前の沈下量の測定結果を(図一11)に示す。これによれば沈下の生じている範囲は比較的狭いことがわかる。



図一10 土圧の経時変化 (二次応力状態)



図一11 地中沈下図 (二次応力状態)

5. 模型実験結果に対する考察

(図一12)はこれまでの実験により求めた鉛直方向土圧(P₁)と Terzaghi 式、および小野・真井式などから求めた鉛直方向土圧を一括してグラフに示したものである。一次応力状態における実測値は(1)式に示した理論値に非常に近い。また二次応力状態における実測値は一次応力状態におけるものよりも、はるかに小さく特にしまった砂地盤における土圧はほとんど生じていない。ゆるい砂地盤における実測値は Terzaghi 式に

よるものの約 $\frac{1}{2}$ であり、また小野、真井式によるものの約 $\frac{2}{3}$ であった。

(図-13) はセグメントの変位と土被りとの関係を示したもので一次応力状態における実験では土被りが増加するにつれセグメントは鉛直方向に押しつぶされ水平方向に広がってゆくことが認められる。二次応力状態の実験ではセグメントの鉛直変位量は次第に少なくなり、また水平変位量は一次応力状態のそれと比べ非常に大きい。

(図-14) はゆるい砂地盤と締まった砂地盤におけるセグメント中心線上の沈下量(S)とコーン支持力(q_c)の分布を示したものである。ゆるい砂地盤の場合、最大沈下量の生ずる位置はセグメント直上ではなく頂部よりやや上である。締まった砂地盤では頂部より上にゆくに従いその沈下量は急激に減じている。この現象はコーン支持力にも明瞭に現れている。すなわち、沈下量の大きい部分は地盤にゆるみが生じているのでコーン支持力も小さくなっている。

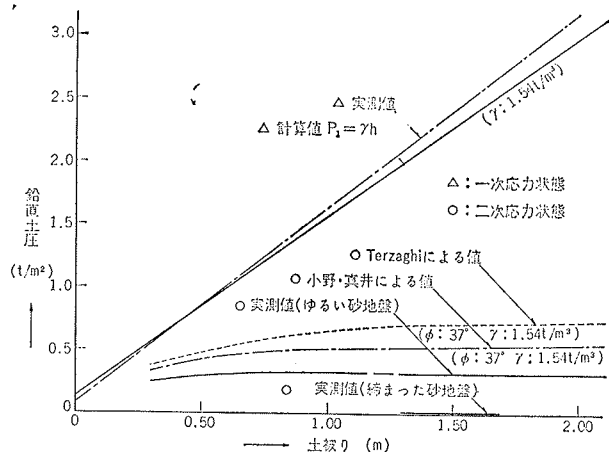


図-12 鉛直土圧の比較検討図

本実験結果から土圧および沈下量は土質条件の違いによって、非常に異なる値を示すことがわかった。このことは実際のシールドの設計に際して地盤の性状を正確に把握することが極めて重要であることを示している。

6. 砂地盤の土圧に関する現場測定例とその考察

6.1. 測定地点の地質

(図-15) に測定位置附近の地質を示す。上部 1.0 m まではシルト混り砂層、それ以下は $N=7\sim 15$ 程度の砂層となっている。土被りは 4.9m である。

6.2. 測定方法

測定したセグメントの外径は 2,656m である。測定

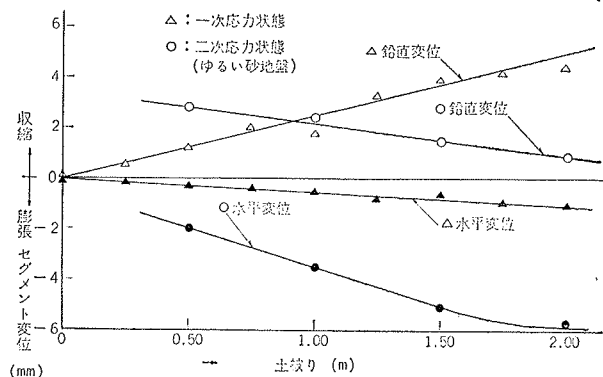


図-13 セグメント変位の比較検討図

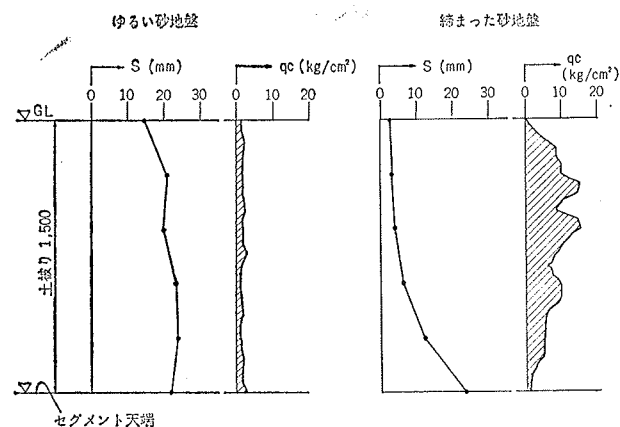


図-14 沈下量とコーン支持力の比較検討図

方法はセグメントの左右の水平ジョイント部をセンジ構造とし、ここにロードセルを取り付け鉛直荷重のみを測定するものである。測定は連続したリングについて行なった。

ロードセルを取付けるセグメントはあらかじめ 15mm 短かく加工しロードセル取付金具を溶接しておく。これと通常のセグメントとの間にプレートを挿入して、普通に組み込んだ後、ロードセルを金具にねじ込み球座をセグメントのリブに軽く接触させて初期値を測定し、次にプレートを外して測定を開始する。測定にはカールソン型指示計を用いた。

6.3. 測定結果とその考察

(図-16) はロードセル設置後の経過時間と鉛直方向土圧との関係を示したものである。これによれば裏込め注入と土圧(実際には注入圧も含まれているが)との関係は非常に大きい。しかし注入が完了すると土圧はやがて小さくなり、その後の土圧の変化はゆるやかである。3リングの土圧の大きさには $3\sim 4\text{ t/m}^2$ のバラツキがある。これは注入不完全な部分への再注入が原因とみられる。

測定位置附近の地山の単位体積重量および内部摩擦

角をそれぞれ $\gamma_t=1.8t/m^3$ $\phi=30^\circ$ として Terzaghi 式および小野・真井式により鉛直土圧を求めればそれぞれ $5.1t/m^2$, $2.8t/m^2$ となる。ここで3リングに作用している土圧は 135時間後には平均 $6.6t/m^2$ であるから実測値は理論値よりやや大きい。

この現場実験結果と先に述べた模型実験結果を比較すると次のことがわかる。

模型実験における状態は地盤の理想状態におけるものでありこの場合の土圧はこれまで考えられていたものよりかなり小さいことがわかったが現実には地下水位や圧気圧の変動があり理想状態が継続することはほとんど考えられない。(図-10)の最終測定値は現場における測定値と同様に Terzaghi 式によるものに近い。

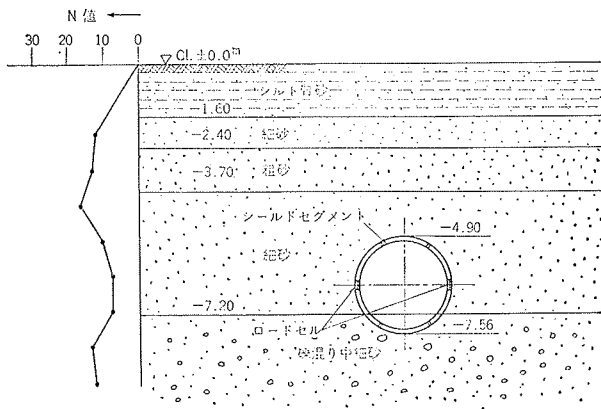


図-15 測定地点の土質状態

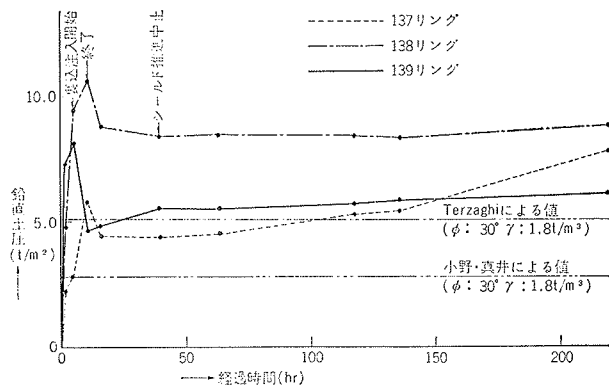


図-16 鉛直土圧の経時変化

7. あとがき

模型実験より実際のシールドセグメントに作用する土圧を定量的に判断するためには両者の間の相似率に対して十分な考察を行なわねばならない。しかし対象が土であることから、これはきわめて難しい問題である。そこで本実験では両者の条件をなるべく接近させようという観点から直径50cmの模型セグメントと $40m^3$ の試料土を用いたわけであるが、本実験により

砂質地盤におけるセグメントに作用する土圧と地盤の沈下状態はある程度つかみ得たと思われる。

筆者らは現在粘性土地盤における土圧に関する実験を計画しているが、この実験の成果についてはつぎの機会に報告したいと考えている。

最後に本研究は坂本技術部長のご指導に負う所が大きい。また現場測定に際しては菊井町工事々務所と鈴木公雄職員のご協力を戴いたものでありここに感謝の意を表す次第であります。

参考文献

- 1) 伊藤富雄：シールド工法における地圧の計算法 建設の機械化 第176号 1964 pp2~14
- 2) Karl Terzaghi: Arching in Ideal Soils. Theoretical Soil Mecanics, 1943 pp. 66~76
- 3) 小野諒兄・真井耕象・乾燥砂層における垂直土圧 土木学会誌, 24巻5号 昭13, pp437~495