

電々公社 正員 伊藤和五郎

〃 〃 山田恵男

〃 〃 青木輝雄

1. まえがき

公社における通信ケーブル用の地下道(洞道)工事に使用している鋼製セグメントの土中における応力状態を調査するため、昭和40年度から4現場(東京3、大阪1)8測定点についてセグメントに作用する土圧、間隙水圧 および各部材に発生する応力度(主桁の内縁応力、リブ材の圧縮応力)等の現場測定を実施してきた。そのうち主として昭和42年度から実施中の十三局(大阪)および新宿局(東京)の各測定点の結果について報告する。

2. 測定現場の状況

十三局はセグメントの外径:3,900mm,洞道延長約200mであり、また測定点附近の土層分布は、図-1に示すように、深さ8.0~9.0mを境にして上部の砂質土と下部の粘性土に大別される。シールド貫通の層となった粘土質シルト層の土質は表-1に示す。上部の砂質土はN値ち~20程度で砂としては比較的小さく緩い層と考えられる。なお施工にあたっては坑内に平均0.4kg/cm²の圧気がかけられた。

新宿局のセグメント外径は4,200mm,洞道総延長1,000m(そのうち約700mは外径3,350mm)であり、測定点附近の土層分布は図-2に、またシールド推進の層となった深さ12.0~15.5mの土質は表-1に示す。掘削断面下部の砂層は、N値10~20と緩く、自立性のない土質であり、砂礫層は最大粒径60mm,平均粒径10~20mm, N値が30~50程度であった。十三、新宿両現場のシールド推進状況は、平面的には直線であり、縦断的には0.3%の上り勾配であった。

3. 測定項目

土圧、間隙水圧、セグメント主桁の内縁応力度、推力によるリブ材の圧縮応力度および二次覆工コンクリートの内部応力等であった。

なお使用したセグメントの構造は写真-1(A型セグメント)に示す。

4. 計器取付位置

セグメントの頂点を始点として、土圧計は45°ピッチに8ヶ、水圧計は90°ピッチに4ヶ、内縁応力計

十三局土質縦断面図

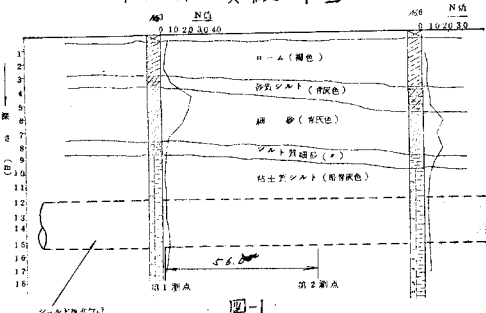


図-1

新宿局土質縦断面図

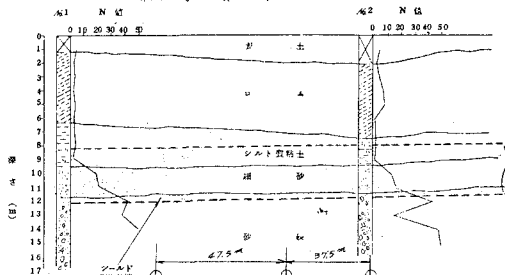


図-2

表-1

	十三局	新宿局
試料の種類	粘土質シルト	シルト質粘土
採取深度(m)	120~150	8.0~9.5
自然含水比(%)	60~62	103.3
自然密度(t/m ³)	1.620~1.630	1.690
塑性指数	21~39	58
粒度分析(%)	粘土 33~40 砂 5~8 シルト 50~60	粘土 69 砂 3 シルト 28
鋭敏比	12~15	4.18
内部摩擦角	0~1°05'	18°00'
粘着力(kg/cm ²)	0.30~0.45	0.33
圧縮指数	0.55~0.70	1.290

(歪計)は30°ピッチに12ヶ、コンクリートの内部応力計(歪計)は30°ピッチで12ヶ(コンクリート巻厚の中心に設置)、さらにリブ材の応力計(歪計)は15°ピッチで24ヶ各々取付た。

なお使用計器はリブ材応力の測定にはワイヤストレインゲージを用い、その他は長期測定にそなえてカールソン型計器を使用した。

5 計器の基準点(0点)

各計器は大気圧、無負荷の状態(試験用セグメントリングがシールド機械のテール内にあるとき)基準点を測定したものであり、十三局の場合は平均0.4 kg/cm²の坑内圧気がかけられたが、基準点の測定時は未だ圧気の準備中で気圧はかかっていなかった。なお内縁応力についてはセグメントがシールドテール内で組立てが完了したときを基準点にしたため、自重による応力は無視されている。

6. 測定結果および考察

図-3, 図-4

は十三才1測点および新宿才1測点の土圧の経時変化を示す。図-3において圧気中の土

圧の変化がHOUSe I の測定結果とは少し異なり、測定値がかなり大きい値を示している。これは途中から(掘削後約10日後)から圧気工法を用いたため、圧気圧が加算されて測定されたものと考えられる。しかし

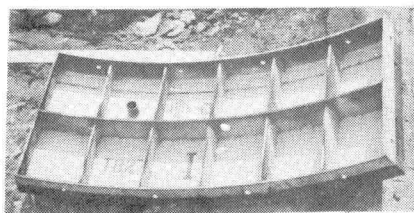


写真-1

荷重状態

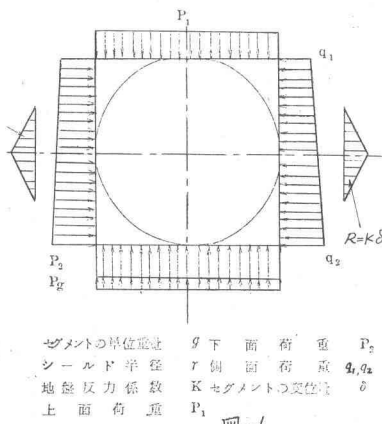


図-6

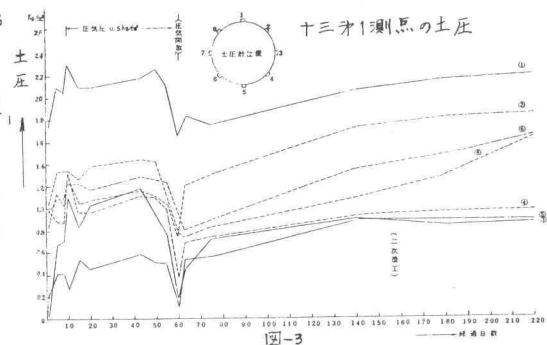


図-3

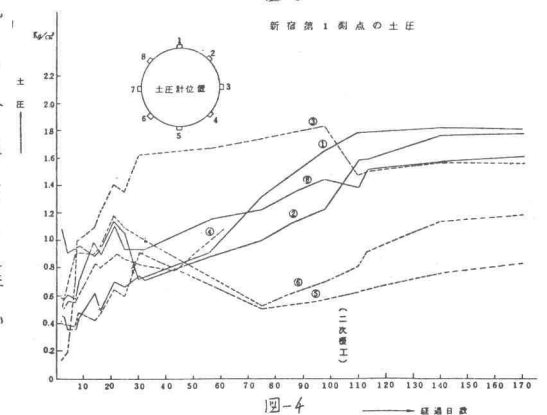


図-4

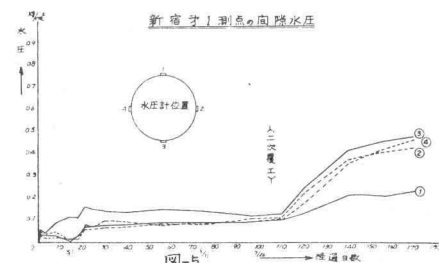


図-5

十三第1測点の土圧分布

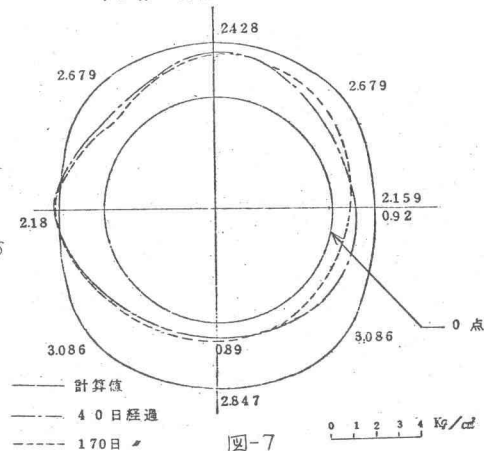


図-7

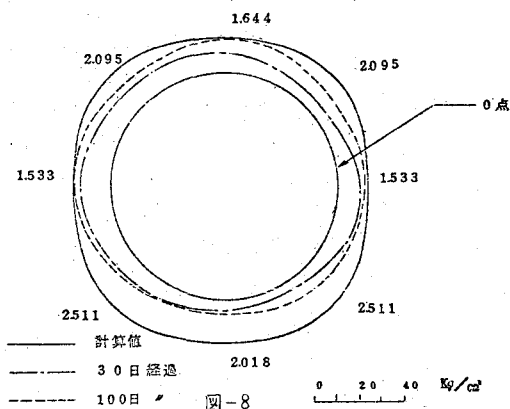
圧気中のセグメントに作用する土圧は、増加の傾向にあるが、比較的安定している。また圧気解放時点でその安定状態が崩れ、その後は徐々に新しい平衡状態に近づきつゝある。測定値は初期の段階（取付時から約15日間）において激しく変動している。これは取付時に計器を地山へ押しつけ、その力が解放されたこと、推力の影響によりセグメント全体がリング推進ごとに変位したこと、ならびに、地山のハダ落ちによる急激な土圧の変化等が重なりあったものと考えられる。しかし本測定結果からすると、土質の差および施工条件の多少の差はあっても土圧は100~150日後には安定状態に達するものと考えられる。

図-5は新宿第1測点の同隙水圧の経時変化を示す。圧気工法を用いない場合、一次覆工中の同隙水圧は極めて小さく、設計上ほとんど無視できる程度である。しかし二次覆工後は徐々に増加してほぼ理論値に近づく。この傾向は他の測定点についても同様である（図は略）。これは一次覆工中は坑内への湧水により水位が低下していたが、二次覆工と同時に次第に復元してきたものと考えられる。

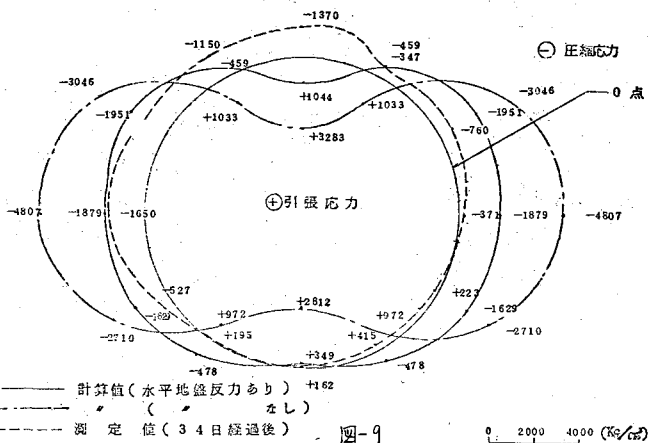
図-7は十三局第1測点の40日（圧気圧0.4kg/cm²）および170日（大気圧）経過後の土圧の分布状態を、また図-8は新宿局第1測点の30日および100日経過後の土圧の分布状態とを計算値と比較したものである。なお計算値は全土被りにゆりみが発生するとして（十三局の実施設計はTerzaghiの土のゆりみ高さを考慮して設計）図-6に示す荷重状態に基き計算したものである。

。実測値は測方土圧が大きく、主動土圧が大きく作用しているものと考えられる。100日以後の頂部土圧の測定値は十三、新宿ともに計算値に近く、土被り全体にゆりみが発生している事を示している。

新宿第1測点の土圧分布



十三第1測定の、内縁応力の分布



新宿第1測点の

内縁応力分布

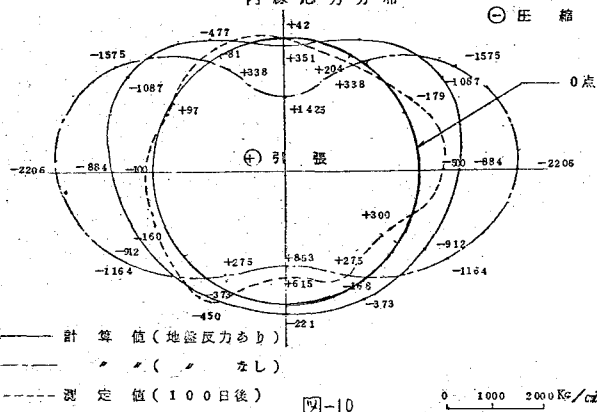


図9～図11はセグメントの主桁の内縁応力分布の測定値と計算値とを比較したものである。計算値は図一から示す荷重状態に基づき水平地盤反力がある場合と、ない場合とについて求めた。これによると測定値は計算値とはかなり異なった傾向を示し

コンクリートの内部応力の最大値は、(図は略) $\pm 10 \text{ kg/cm}^2$ であり、28日強度 ($\sigma_{28} = 300 \text{ kg/cm}^2$) の数%程度であった。また、土圧および内縁応力の経時変化(内縁応力の図は略)の安定化等を併せ考えると、二次覆工前に作用している外力は、二次覆工後もセグメントがほとんど保持し、リートに分担されるだけで、コンクリートにはほとんど

図-12は推力によってセグメントのリア桟に発生する最大応力(24セグ中の最大応力)の減衰状況を示す。これによると測定最大応力は、十三については許容応力の52%,新宿の場合は90%である。また、このときの所要推力は、十三の場合100~200t(設計推力920t)、新宿の場合が300~700t(設計推力800t)であった。さらにリア桟に最大応力が発生する場所は、シールド機械から2~3リングの間である。リング方向にリア桟応力の分布状態を考えると(図は略)、1リング中、大きい応力が発生するのは極一部分であり、然も推力の影響は一時的なものである。従って突頂推力に応じた補強方法を採用することによって、更に合理的なリア桟断面の決定が可能である。

以上は、スケールセグメントに対する外力の影響を調査したものであり、試験結果の普遍性については、更に多くの事例について検討されなければならない。公社としては、本測定を今後も二次覆工内に埋込んだ計器により長期的に継続し、更に検討を行う予定である。

新宿第2測点の
肉縁応力分布 (○) 円筒

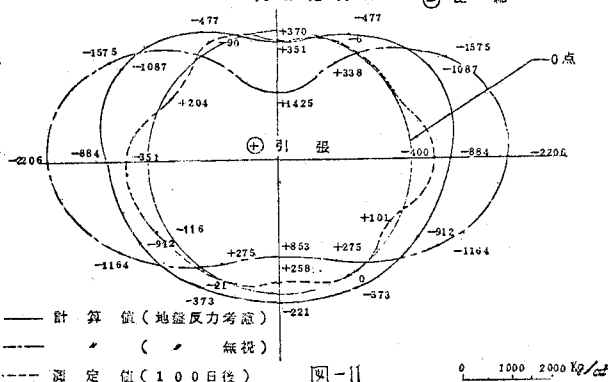
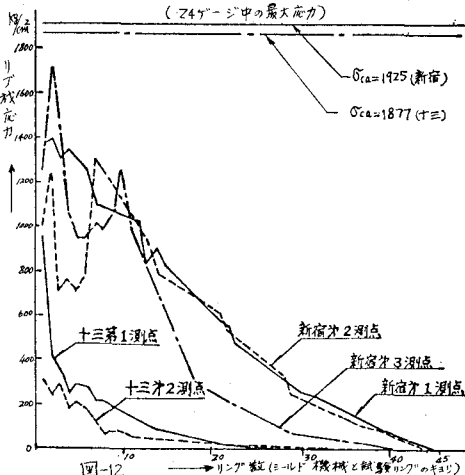


図-11

リブ材の最大能力の減衰状況
(Z4ゲージ中の最大能力)



→ リング数(ビルド) 機械と試験リングのキヨリ