

# シールドトンネル覆工荷重に与えるゆるみの影響に関する研究

今田 徹\*・元山 宏\*\*・三木克彦\*\*\*・  
金井 誠\*\*\*\*

トンネル掘進中のテールボイド部のゆるみ・地盤内の応力強度の違いが設計定数に与える影響を、模型実験と解析を通して定量的に明らかにした。模型実験においては、セグメントに働く外力をひずみデータから解析的に逆算する方法を提案し、FEM 解析ではテールボイド部のゆるみを模擬するために、ギャップ要素を用いた解析を行った。これにより、東京湾横断道路で用いられている設計手法の妥当性を明らかにした。

**Keywords:** segment ring, shield tunnel model tests, FEM, design parameters  $\lambda$  and  $k$ , clearance of tail-void, grouting process, anisotropic stress condition, similarity rule, Trans-Tokyo Bay Highway Project.

## 1. まえがき

東京湾横断道路は、東京湾湾央部の川崎市と木更津市を結ぶ全長 15.1 km の自動車専用道路であり、2つの人工島と海底トンネル、橋梁からなっている<sup>1)</sup>。このうち、シールドトンネルは斜路部と称する浮島取付部の地盤、川崎人工島の改良盛土および海底平坦部の自然地盤を通過するが、東京湾のような大水深下（水圧 5~6 kgf/cm<sup>2</sup>）で、しかも大口径（トンネル覆工外径約 13.9 m）の海底トンネルは過去に例はなく、これまでの設計手法の妥当性を確認する必要がある。

セグメントリングの設計法は、図-1 に示すような側方土圧係数  $\lambda$  および地盤反力係数  $k$  の設計定数を用いた慣用設計法が広く用いられている。

一方、東京湾横断道路シールドトンネルにおいても過去の事例、実績を重視して慣用設計法<sup>2)~4)</sup>が採用されている。慣用計算法は実際には複雑に変化する荷重を実用的にパターン化したものであり、上述のような今まで経験のない条件や地盤を通過するシールドトンネルに対し、(1) 地山内の強度の違い、(2) 掘削によるゆるみ量<sup>(注)</sup>の違い、(3) 地盤内の応力状態の違いによって、慣用計算法における設計定数  $\lambda, k$  がどのように変化するかを、十分に検討しておくことが必要である。

しかし、設計定数  $\lambda, k$  の値には、泥水シールドによる施工過程の影響やゆるみの影響が入っていない。このため相似則を考慮した模型実験と FEM 解析を実施し、

(注) ここでは、“ゆるみ”という言葉を用いて、いわゆる“ゆるみ土圧”とは異なる意味で用いている。掘削によってテールボイドの幅が変化することを“ゆるみ”という言葉で表現している。

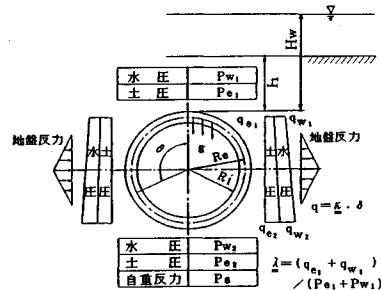


図-1 セグメントリングに作用する荷重および断面力

設計に用いた  $\lambda, k$  の妥当性を明らかにした。

## 2. 慣用設計法と $\lambda, k$ の値

慣用設計法の荷重および構造モデルは、図-1 に示す通りである。シールドに関連する示方書、指針で示されている  $\lambda, k$  の値を図-2 に示す。東京湾横断道路の斜路部では、これを参考にするとともに有限要素法による解析の検討によって全土被り荷重に対し、

$\lambda = 0.6, k = 3.5 \text{ kgf/cm}^3$  という値を用いることとした。

また、海底平坦部地盤は、過去の実績および事例に基づき、 $N$  値に応じて沖積粘性土は  $\lambda = 0.75, k = 0$ 、洪積粘性土は、 $\lambda = 0.6 \sim 0.65, k = 1.5 \sim 2.0 \text{ kgf/cm}^3$ 、洪積砂質土は、 $\lambda = 0.35 \sim 0.55, k = 0.5 \sim 5.0 \text{ kgf/cm}^3$  を用いることとした。

斜路部での値は、従来の傾向から考えれば、側方土圧係数としては比較的柔らかい地盤で用いられる値であり、地盤反力係数としては、比較的硬い地盤で用いられている値となっている。東京湾横断道路のような大規模なトンネルでは、これ等の定数が変動した場合の影響は大きく、施工条件等によってどのように変動するかを把握し、予測される変動に対して安全な設計としておかなければならない。特に改良地盤における経験はなく、十

\* 東京都立大学教授 工学部 土木工学科  
(〒192-03 東京都八王子市南大沢 1-1)

\*\* 元東京湾横断道路 (株) 設計第一課長

\*\*\* 元東京湾横断道路 (株) 設計第一課長代理

\*\*\*\* 東京湾横断道路 (株) 設計第一課長代理

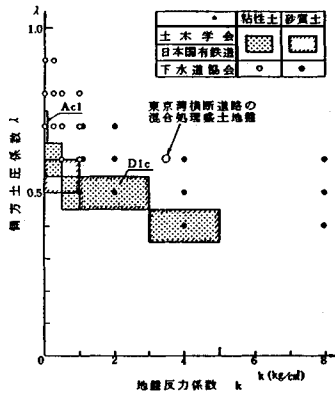


図-2 各指針で示されている  $\lambda$  と  $k$  の関係<sup>3)</sup>

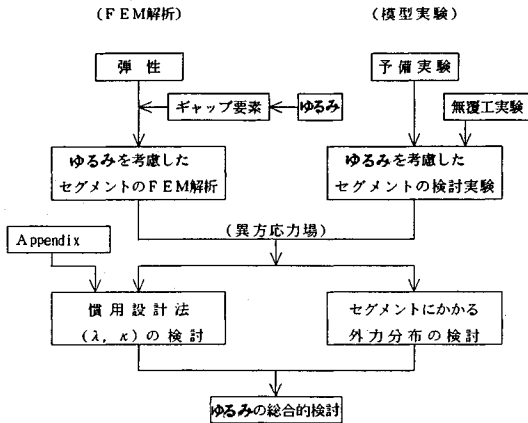


図-3 ゆるみを考慮したセグメントの検討フロー

分慎重でなければならない。

### 3. 検討方法

本研究は模型実験と有限要素法による解析的検討から構成されるが、そのフローを図-3に示す。

#### (1) 実験の考え方

泥水シールドでトンネルを掘削する場合の地山と覆工との相互関係は次のような関係となる。

(1) 切羽から十分離れた部分では初期応力状態にある。

(2) 切羽が近づくにつれて切羽の影響を受けて変位が生ずる。この変位は、切羽に作用している泥水圧と初期地山応力との差に基づくものである。泥水圧は静止土圧に近い値が採用されるので、変位は比較的小さいと考えることができる。しかし、この変位がシールドの鋼殻により拘束されると鋼殻に土圧が作用することになる。

(3) テール部を抜けると同時に注入が行われ、地山には注入圧が作用する。テールを抜け出した覆工には注入圧が作用すると同時に、地山が変形してくる場合にはこの変位による土圧を受ける。注入圧は一般に泥水圧よ

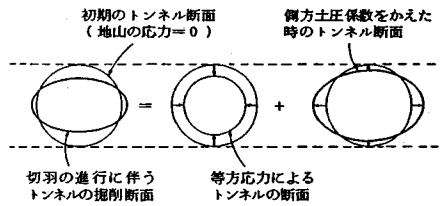


図-4 二次元平面実験での切羽の進行に伴う地山応力の考え方 (模式図)

表-1 相似則

パラメータ	記号	相似比	備考
長さ	L	1/n	土被り、トンネル径
単位体積重量	$\gamma$	1	
剛性	E	1/n	地盤の変形係数
変位	$\delta$	1/n	
応力	$\sigma$	1/n	土圧、粘着力
ひずみ	$\epsilon$	1	
曲げ剛性	EI	1/n <sup>4</sup>	覆工剛性

り大きいので地山を拡張するように働き、地山が覆工に接触するのを防げるように作用する。覆工および地山には一様な注入圧が働くことになる。

(4) 注入が固化すると切羽の進行に伴う地山の変位は、固結した裏込め注入材を介して覆工に伝達される。この際固結に伴う注入材の体積変化によって注入時に導入された圧力は変化する。

覆工に作用する荷重を調べる場合は、切羽の進行に伴うこのような経過を模擬する必要があるが、本実験は二次元平面模型であるので、図-4に示すように、切羽の進行に伴う経過を近似することにした。

すなわち、まず、地山応力が等方応力状態において、この圧力に相当する一様な圧力を覆工に作用させる。覆工には地山応力(あるいは注入圧力)に相当する荷重がプレストレストされることになる。これによって生じる変位はトンネルの径が小さくなるような一様な変位となる。次に、切羽の進行に伴う等方応力状態でないことによる地山の変位を側圧係数を変えることによって与える。この変位はトンネルの形を楕円状に歪めるような変位となる。実際の場合はこの二つの変位は複合的に生ずるが、地山と覆工との間の間隙の影響など、地山の変形に伴う影響を調べるにはこの方が都合がよい。実験では強制的に側圧係数を変えて変形を与えているが、側圧係数は土質定数により決まる値である。また、等方応力成分は変形に伴って変化するが、これは覆工に一様な軸力を発生させるものであり、さらに裏込め注入圧等によっても変化するので、覆工の曲げモーメントの影響を検討する場合は二次的な要素である。

#### (2) 実験装置および実験手順

一般に重力場における土槽模型実験では、完全に相似則を満足させることはできないが、本実験においては、

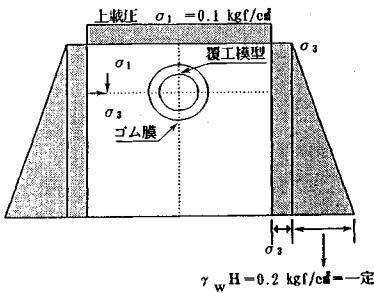


図-5 実験の概念図

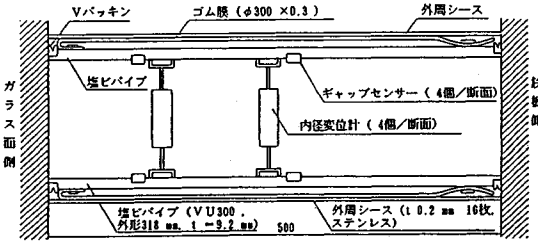


図-6 覆工模型の諸元

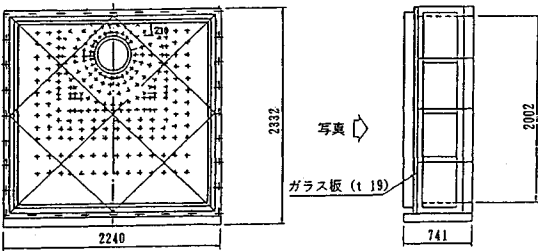


図-7 土槽の諸元

歪が同じになるように設定した。相似則は表-1に示すようになる。すなわち、曲げモーメントによるシールドセグメントの変位は実物の  $1/n$  ( $n$ : 相似比) となる。また、土の拘束圧による非線形性の影響は小さいと考え、模型地盤の一軸圧縮時の変形係数  $E_{50}$  を実物の  $1/n$  としている。なお、模擬地盤の  $E_{50}$  のバラツキは大きいが  $E_{50}/q_u$  はあまり土の種類によらず、ある範囲内に入っているため、便宜上一軸圧縮強度  $q_u$  で模型地盤を決定した。図-5に実験の概念図を示す。覆工模型は図-6に示すように剛体リングでモデル化し、外径 318 mm 厚 9.2 mm の塩ビ管を用いた。トンネルの外径が 13.9 m であるから  $13.9/0.318 \approx 44$  となり模型の縮尺は約  $1/44$  である。

なお、覆工模型寸法は、表-1の相似則に示すように、模型の曲げ剛性は実物の  $1/n^4$  であるから、以下の計算により、9.2 mm とした。

$$\begin{aligned} \text{実物の覆工の曲げ剛性} (\eta EI) &= 0.8 \times 3.9 \times 10^6 \times (1.0 \times 0.65^3 / 12) \\ &= 71\,402.5 \text{ t} \cdot \text{m}^2 \end{aligned}$$

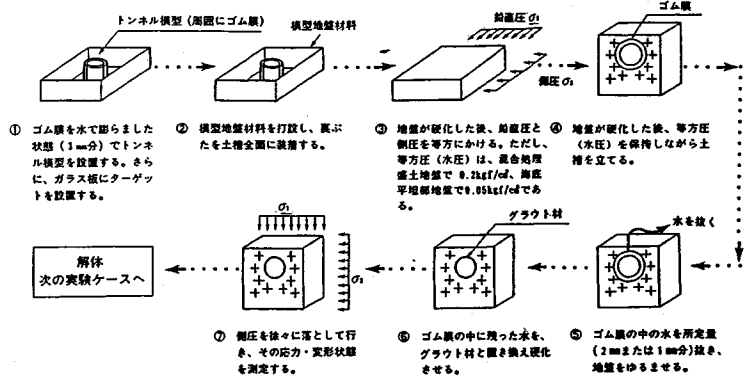


図-8 実験手順

∴ 覆工模型の曲げ剛性  
 $= 71\,402.5/n^4 = 4 \times 10^5 \times (1 \times t^3 / 12)$   
 ∴  $t = 0.0083 \text{ m} \approx 9.2 \text{ mm}$  (ただし、塩ビ管のヤング率は  $4 \times 10^5 \text{ t/m}^2$  である。)

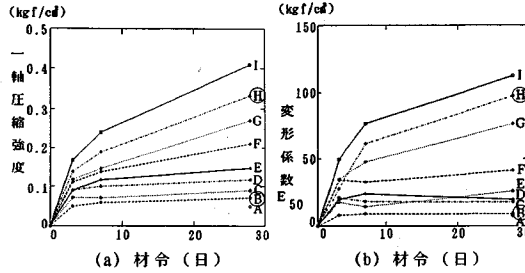
また、セグメント模型は分割していない。覆工模型に生じる断面力(軸力、曲げモーメント)を求めるために、塩ビ管の表と裏にひずみゲージを二断面について貼っている。また、土槽は図-7に示すように覆工模型の直径の約6倍になる様に、幅と高さを2 mにし、奥行きを50 cmとした。この二次元模型試験で、セグメントの設計に用いる側方土圧係数  $\lambda$  および地盤反力係数  $k$  の妥当性を調べるために、図-5に示すように模型地盤の側方と鉛直方向に作用する応力を水圧で独立に変えることができたようにした。また、写真測定の技術を用いて、図-7に示すように覆工模型の横断面の拘束板(ガラス板)の内側についてターゲットからトンネル周辺地山に生じる変位分布、さらに、ひずみ分布を求めることができたようにした。

グラウト注入を模擬するために、図-5, 6に示すようなゴム膜(厚さ0.3 mm)を覆工模型のまわりに設けた。ゴム膜と塩ビ管の間の水の量をコントロールすることにより、任意のゆるみ量を地山に与えることができる。さらに水とグラウトを置き換えることにより、ゆるみ一定のままグラウト注入を模擬できる。ただし、この模型では、ゴム膜と塩ビ管の間にグラウトが入り、グラウト材のみが固結する。この点、実際の状況とは異なる。さらに、図-6に示すように、ゴム膜のまわりには円周方向に16分割された外周シース(ステンレス)が設置されている。これは、ゴム膜とセグメント模型の間の距離すなわち、グラウト厚さをセグメント模型の軸方向に対して均一にするためである。また、この距離は図-6に示すギャップセンサーでモニターされており、実験において円周および軸方向ともに均一であったことが確認されている。

また、図-5および図-7で示しているように、覆工

表—2 模型材料の配合

No.	カオリン(kg/d)	水(kg/d)	セメント(kg/d)
A	333	666	5
Ⓐ	419	839	9
C	419	838	13
D	418	837	17
E	418	836	21
F	417	835	25
G	417	833	29
Ⓔ	416	832	33
I	416	831	37



図—9 模型材料の一軸圧縮試験結果

模型は土槽の中心よりも上側に位置している。これは、実物の土被り圧を表—1の相似則に従って決定したためである。

図—8に標準的な実験手順を示す。

(3) 模型材料およびグラウト材料の検討

模型実験の対象地盤は、斜路部の改良地盤および海底平坦部の2種類である。模型地盤に用いる地盤材料はセメント、カオリンおよび水を用いるものとし、強度および変形係数が実地盤の $1/n$ ( $n$ :相似比)になるように配合を決定した。相似則を考慮とすると必要とする斜路部の模型地盤は、一軸圧縮強度( $q_u$ )で約 $0.2 \text{ kgf/cm}^2$ で、海底平坦部の模型地盤は、一軸圧縮強度で約 $0.05 \text{ kgf/cm}^2$ となる。表—2に示す配合を持った模型地盤の一軸圧縮試験結果を、図—9に示すが、(a)は一軸圧縮強度と材令の関係、(b)は変形係数 $E_{50}$ と材令の関係を示す。グラフ上の点は同じ配合の試験を3本実施し、その平均を示している。

これらの図から、材令約1週間での一軸圧縮強度が $0.2, 0.05 \text{ kgf/cm}^2$ になるような2種類の模型地盤の配合No. H, No. Bを決定した。この時の変形係数は、図—9(b)に示すような値となり、実際に計画されている改良盛土の一軸圧縮試験時の変形係数 $E_{50}$ (約 $4000 \text{ kgf/cm}^2$ )<sup>1)</sup>のおおよそ $1/n$ ( $n$ :相似比 $=1/44$ )となっている。強度・変形係数ともに実際の斜路部の地盤の相似則を満足していることが分かる。

ただし、表—1の相似則に示すように、単位体積重量は実物と模型で1対1に対応しなければならないが、模型地盤の湿潤単位体積重量は、約 $1.3 \text{ t/m}^3$ で実際の単位体積重量約 $1.8 \text{ t/m}^3$ よりも少し小さくなっている。

次に模型グラウト材について検討した。実際のシールド現場で使われているグラウト材の一軸圧縮強度は、25

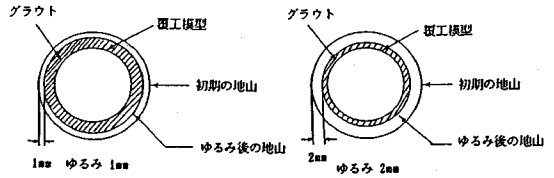
表—3 グラウト材料の配合

No.	重量比		混和剤	ペントナイト
	水	超早強セメント		
1		0.857	ジェットセメントの重量に対して0.5%	水に対して2% (1日膨潤)
2		0.1		
③	1	0.143		
4		0.1286		
5		0.1429		
6		0.1571		

表—4 実験ケース

ケース	材料*	地山のゆるみ(注入厚)*2	$\sigma_1 / \sigma_3$
ケース1	A	予備実験	1→0.667 →0.5 →0.333 →0.25
ケース2	A	無覆工**	1→0.667 →0.5 →0.333 →0.25
ケース3	A	2mm(1mm)	1→0.667 →0.5 →0.333 →0.25
ケース4	A	1mm(2mm)	1→0.667 →0.5 →0.333 →0.25
ケース5	B	2mm(1mm)	1→0.667 →0.5 →0.333 →0.25
ケース6	B	1mm(2mm)	1→0.667 →0.5 →0.333 →0.25

\*1 模型地盤の強度 A材料:  $q_u = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$  (斜路部の模型地盤) B材料:  $q_u = 0.05 \text{ kgf/cm}^2$  (平坦部の模型地盤)  
\*2 地山のゆるみ量をグラウト注入厚で制御。  
\*3 無覆工を模擬する。



図—10 ゆるみの模式図

~ $30.0 \text{ kgf/cm}^2$ 程度と考えられるので、約 $0.6 \text{ kgf/cm}^2$ の強度を持つ模型グラウト材を超早強セメントと水を用いて、作成した。表—3に検討したジェットセメントと水の配合比を示し、No.3の配合で約 $q_u = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ の強度が得られた。

(4) 実験ケース

実験は表—4に示す6ケースについて行った。各ケースの目的は次の通りである。

- ケース1 : 予備実験(改良盛土, 土圧の伝播の検討)
- ケース2 : 無覆工(覆工模型なし)時の地山の自立性を検討(改良盛土)
- ケース3~6 : 図—10に示す地山のゆるみおよび地山の応力状態が、①セグメントに生じる断面力、②慣用設計法に用いる側方土圧係数 $\lambda$ 、地盤反力係数 $k$ および、③外力分布に与える影響(改良盛土と海底平坦部地盤)の検討

ケース1, ケース2は混合処理盛土におけるシールドトンネルの基礎の実験であり、ケース3~6は、慣用設計法に関する種々の土質パラメーターの検討である。ただし、図—10に示すように、ゆるみとグラウト厚の合計は3mmで、実際のテールボイド(約12cm)の40分の1になっている。

また、本実験を実施する以前に、簡単な予備実験で覆工模型のまわりのゴム膜で強制的に地山をゆるませた場

表-5 実験ステップ

実験ステップ	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
0	斜路部 土槽を立てる 直前	斜路部 土槽を立てる 直前	斜路部 土槽を立てる 直前	斜路部 土槽を立てる 直前	平坦部 土槽を立てる 直前	平坦部 土槽を立てる 直前
1	土槽を立てる	土槽を立てる	土槽を立てる	土槽を立てる	土槽を立てる	土槽を立てる
2	3時間後		2mm減ませる	1mm減ませる	2mm減ませる	1mm減ませる
3			グラウト注入	グラウト注入	グラウト注入	グラウト注入
4			1時間後	1時間後	1時間後	1時間後
5(1)±2	0.3 / 0.381	0.1 / 0.1	0.2 / 0.2	0.2 / 0.2	0.2 / 0.2	0.2 / 0.2
6(2)	0.3 / 0.2	0.1 / 0.066	0.2 / 0.133	0.2 / 0.133	0.2 / 0.133	0.2 / 0.133
7(3)	0.3 / 0.15	0.1 / 0.05	0.2 / 0.1	0.2 / 0.1	0.2 / 0.1	0.2 / 0.1
8(4)	0.3 / 0.1	0.1 / 0.033	0.2 / 0.066	0.2 / 0.066	0.2 / 0.066	0.2 / 0.066
9(5)	0.3 / 0.075	0.1 / 0.025	0.2 / 0.05	0.2 / 0.05	0.2 / 0.05	0.2 / 0.05
10(6)		0.2 / 0.2				

91 左側:  $\sigma_1 / \sigma_3$   
92 図-16, 表-7に示すステップ

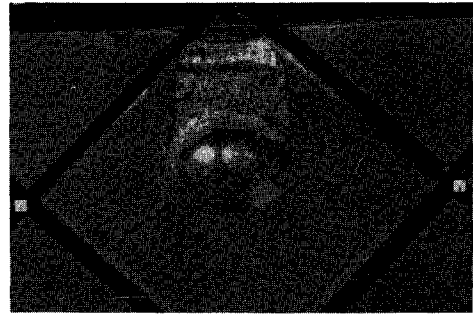


写真-1 無覆工時の地山の崩壊

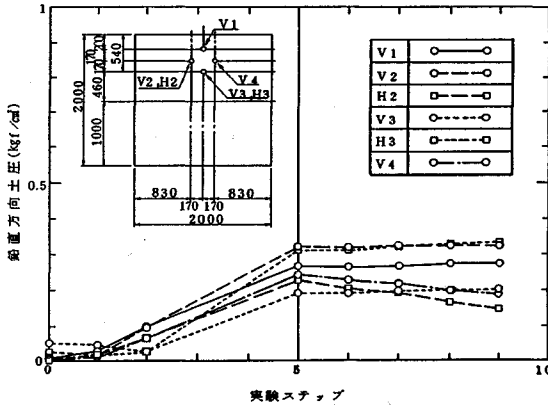


図-11 二方向土圧計の出力 (ケース1)

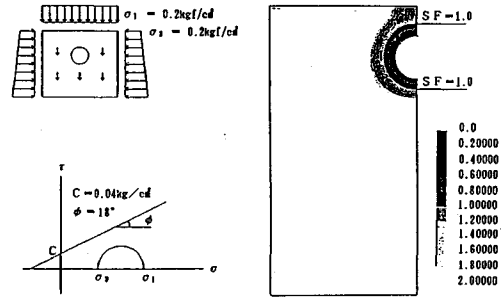


図-12 安全率分布図 (ステップ1,  $\sigma_3/\sigma_1=1.0$ )

合、地山がゴム膜に追従することをゆるみ1 mmおよび2 mm に対して確認している。

また、各ケースの詳細な実験ステップを示すと表-5 のようになる。

#### 4. 実験結果

##### (1) ケース1 (予備実験)

図-11 に示す5個の二方向土圧計をトンネルなしの模型地盤に埋設し、応力が土中内部にどのように伝わるかを検討した。

二方向土圧計の出力を図-11 に示す。

それぞれの土圧計の出力にバラツキは認められるが、全体の傾向から以下の特性を知ることができる。

等方応力状態での  $\sigma_1, \sigma_3$  を  $0.1 \text{ kgf/cm}^2$  だけ上げるステップでは、土圧計の出力は約  $0.1 \text{ kgf/cm}^2$  増加し、載荷重が順調に伝達されていることがわかる。しかし、異方応力状態、すなわち側圧を減少させる場合は、水平方向の土圧は規定通りには下らず若干残留する傾向が見られる。

##### (2) ケース2 (改良盛土の自立性に関する検討)

上載荷重  $\sigma_1 = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$  の場合には、側方荷重  $\sigma_3$  の変化 ( $0.1 \text{ kgf/cm}^2 \sim 0.025 \text{ kgf/cm}^2$ ) に関係なく模型地盤は自立し、上載荷重  $\sigma_1 = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$  の場合には、最大側方荷重 ( $\sigma_3 = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ ) で天端部分が破壊した。

写真-1 にその時の破壊状況を示す。実際の改良盛土の上載荷重は、相似則を考慮すると、 $0.1 \text{ kgf/cm}^2$  に相当することから、本模型実験においては、山岳素掘りの場合、斜路部の改良盛土は自立するものと推定される。

FEM 線形弾性解析結果を図-12 に示す。模型材料のCU試験から得られた  $c, \phi$  (全応力) を破壊規準として安全率の分布を示したもので、安全率が1を下回る領域が発生しており、実験の結果を説明するものとなっている。また、実験の破壊のモードは実際のもものと良く似ており、実験の妥当性を示している。

##### (3) ケース3~6 (改良盛土および平坦部地盤におけるセグメントの検討)

ケース3~6の一連の実験の目的は、次に示す要因が覆工模型に生じる断面力、設計定数  $\lambda, k$  および外力の分布に対してどのような影響を与えるかを調べることである。

- (1) 斜路部の改良盛土 ( $q_u = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ ) と海底平坦部地盤 ( $q_u = 0.05 \text{ kgf/cm}^2$ ) の相違
- (2) ゆるみ量 (2 mm, 1 mm)
- (3) 不均等な応力状態 ( $\sigma_3/\sigma_1 = 1.0, 0.666, 0.5, 0.333, 0.25$ )

実験の結果を図-13 および図-14 に示す。

実験結果の検討は6. 実験および解析結果の考察のところで行う。

#### 5. ギャップ要素を使ったFEM解析

ギャップ要素を用いたFEM解析に用いる模型地盤

実験	ケース3	○—○	解析	ケース3	○- - -○
	ケース4	□—□		ケース4	□- - -□
	ケース5	△—△		ケース5	△- - -△
	ケース6	×—×		ケース6	×- - -×

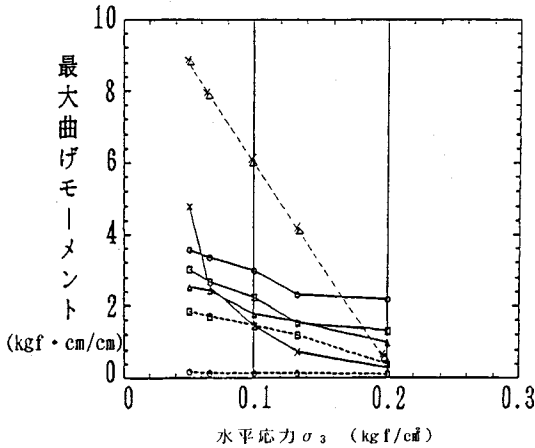


図-13 最大曲げモーメントの比較

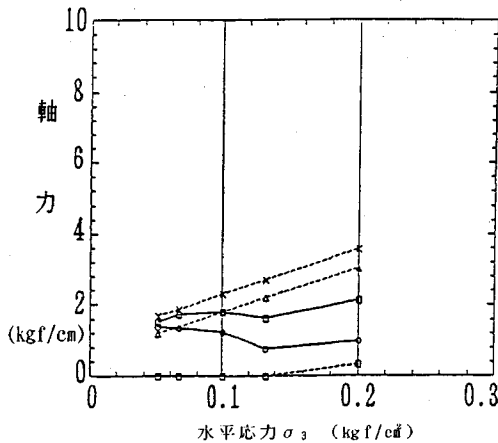


図-14 平均軸力の比較

およびグラウト材の物性値は、一軸圧縮試験やCU試験から求めており、その値を表-6に示す。

ケース3~ケース6のFEM解析は、地山のゆるみがある程度許して、それを覆工とグラウトで抑え、覆工の変形および断面力を計算することを目的としている。したがって、ゆるみを考慮したモデル化を行うために、ギャップ要素を適用した。ギャップ要素は図-15に示すように、セグメントと地山とのすきまを定義できるとともに、初期のすきまが閉じた後は任意の圧縮剛性バネを定義できる。これによりテールボイドの空間に地山が迫り出てきて、セグメントに接する過程を模擬しようとするものである。

今回の解析モデルを図-16、FEMメッシュを図-17に示す。

ケース3~6で  $\sigma_1 = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\sigma_3 = 0.133 \text{ kgf/cm}^2$

表-6 解析モデルの物性値

材 料 <sup>*1</sup>	ヤング率 (kgf/cm <sup>2</sup> ) <sup>*2</sup>	ポアソン比	単位体積重量 (t/m <sup>3</sup> )	粘着力 (kgf/cm <sup>2</sup> ) <sup>*3</sup>	内部摩擦角 (°) <sup>*3</sup>
模型地盤 A	61.6	0.4	1.28	0.04	18
模型地盤 B	9.0	0.4	1.26		
グラウト	170.0	0.4	1.08		

- \*1 模型地盤の強度 A材料:  $q_u = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$  (斜路部の模型地盤)  
B材料:  $q_u = 0.05 \text{ kgf/cm}^2$  (平坦部の模型地盤)
- \*2 一軸圧縮試験での  $E_{50}$
- \*3 CU試験から求めたC,  $\phi$  (全応力)

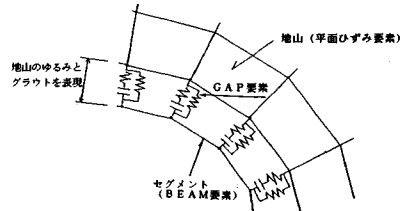
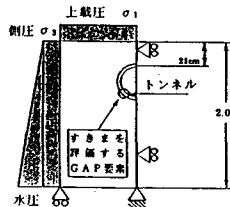


図-15 ギャップ要素モデル



$\sigma_1 = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$

- ステップ1.  $\sigma_3 = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$
- ステップ2.  $\sigma_3 = 0.133 \text{ kgf/cm}^2$
- ステップ3.  $\sigma_3 = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$
- ステップ4.  $\sigma_3 = 0.066 \text{ kgf/cm}^2$
- ステップ5.  $\sigma_3 = 0.05 \text{ kgf/cm}^2$

図-16 解析モデル

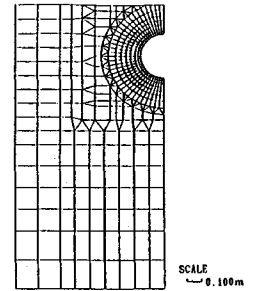


図-17 FEMメッシュ

表-7 覆工模型に生じる断面力一覧 (FEM解析)

		斜路部の改良地盤			海底平坦部地盤		
		ケース4 ゆるみ: 1mm	ケース5 ゆるみ: 2mm	ケース6 ゆるみ: 1mm	ケース5 ゆるみ: 2mm	ケース6 ゆるみ: 1mm	ケース6 ゆるみ: 1mm
ステップ2 $\sigma_1 / \sigma_3 = 0.68$	軸力 (kg/cm)	-0.17	-2.75	-2.71	-2.23	-2.75	-2.71
	曲げモーメント (kg·cm/cm)	-0.91	-4.06	-4.00	4.19	4.11	4.19

の時の覆工模型に生じる断面力の一覧を表-7に示す。ケース3は、斜路部の模型地盤でゆるみが2mmで地山が覆工にタッチせず断面力は発生しないので表からはずしている。ケース5, 6の平坦部地盤の場合、地山がもたず、覆工に外力がそのままかかるので、軸力が斜路部の地盤に比べて大きくなっている。

実験	ケース3	改良盛土	ゆるみ2mm	○—○	解析	ケース3	改良盛土	ゆるみ2mm	●—●
	ケース4	改良盛土	ゆるみ1mm	□—□		ケース4	改良盛土	ゆるみ1mm	■—■
	ケース5	海底平坦部地盤	ゆるみ2mm	△—△		ケース5	海底平坦部地盤	ゆるみ2mm	▲—▲
	ケース6	海底平坦部地盤	ゆるみ1mm	×—×		ケース6	海底平坦部地盤	ゆるみ1mm	×—×

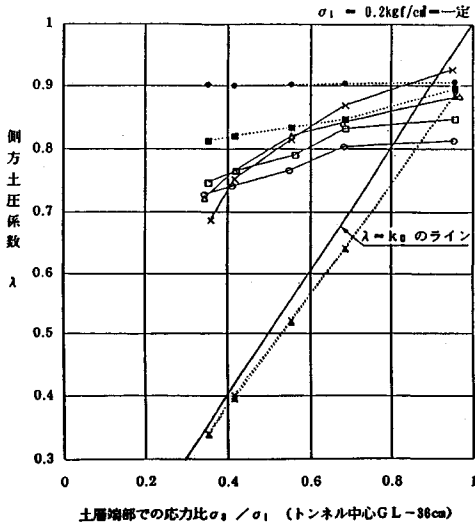


図-18 応力比と側方土圧係数の関係

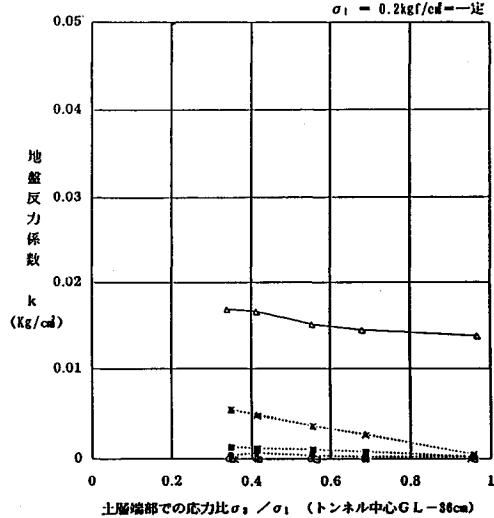


図-19 応力比と地盤反力係数の関係

### 6. 実験および解析結果の考察

実験およびギャップ要素を用いたFEM解析より、覆工模型に生じる断面力（曲げモーメント、軸力）と水平応力  $\sigma_3$  の関係を図-13および図-14に示す。ただし、鉛直応力  $\sigma_1$  は  $0.2 \text{ kgf/cm}^2$  である。また、前述したように、ケース3のFEM解析では、ゆるみが2mmで地山が覆工にタッチせず、断面力は生じていない。ただし、図-14では、ケース5およびケース6の実験結果が示されていないが、これは、覆工模型の両側に貼ったひずみゲージが多少温度変化の影響を受けてドリフトしたため、図-14から割愛している。しかし、曲げモーメントは覆工模型の表と裏のひずみゲージの出力の差から計算するので温度ドリフトの影響は受けていない。

(1) 実験では、地山のゆるみが大きい程、セグメントに発生する曲げモーメントは大きい。解析でも海底平坦部地盤では同様の傾向を示したがその差は小さい（図-13）。

(2) 実験では地山のゆるみが大きい程、セグメントに発生する軸力は小さい。解析でも海底平坦部地盤では同様の傾向を示した（図-14）。

(3) 曲げモーメントは上載圧と側圧のわずかなアンバランスに大きな影響をうけるため、地盤をゆるませるといふ不安定な状態がそのアンバランスを招き、大きな値を生じせしめる可能性がある。実験ケース3がケース4よりも曲げモーメントが大きくなっているのはこれが原因と考えられる。

(4) 4.(2)の無覆工実験で述べたように、鉛直応

力が  $0.2 \text{ kgf/cm}^2$  の時破壊したので、ゆるみがゼロであれば、全土被り圧が覆工に働き、土圧のアンバランスは生じにくいと考えられる。

(5) セグメントに発生する曲げモーメントの初期値 ( $\sigma_1 = \sigma_3 = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ ) は、地盤が堅い程、ゆるみが大きい程大きくなっているが、解析ではほとんど変わらない。これは解析には地盤の破壊が反映されていないためである。

(6) 実験では曲げモーメントの水平応力  $\sigma_3$  に対する変化分は、ケース6を除いて殆ど同じである。ケース6は、地盤が弱くゆるみが1mmであるから、地山自体が土圧（上載の土荷重）を分担しないのでほとんどセグメントにかかっている。よって水平応力  $\sigma_3$  の変化に対して曲げモーメントが敏感に反応したためと考えられる（図-13）。

(7) 解析では、柔らかい地盤ほど、セグメントに発生する軸力は大きくなった。地盤の強度が大きい場合は地盤で安定を確保する割合が大きいためと考えられる（図-14）。

### 7. 慣用設計法の検証

ここでは慣用設計法における側方土圧係数  $\lambda$  および地盤反力係数  $k$  などの設計定数が、(1) 地山の応力比、(2) 地山のゆるみ、(3) 斜路部の改良盛土と海底平坦部地盤の相異、などの条件によりどのような影響を受けるかを検討し、さらに、実際にセグメントにかかる外力分布と慣用設計法における外力分布を比較する。

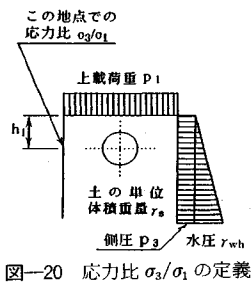


図-20 応力比  $\sigma_3/\sigma_1$  の定義

(1) 側方土圧係数  $\lambda$  および地盤反力係数  $k$  の検討

慣用設計法における側方土圧係数  $\lambda$ 、地盤反力係数  $k$  を逆算した結果を図-18、図-19に示す。横軸の土槽端部での応力比  $\sigma_3/\sigma_1$  は図-20に示すように、

$$\sigma_3/\sigma_1 = \frac{p_3 + r_w h_1}{p_1 + r_s h_1} \quad (\text{記号は図-20参照})$$

を表している。この値は、厳密に地盤の  $K_0$  値を表しているわけではないが、覆工模型から十分離れた地点での地盤応力比という意味で、ほぼ  $K_0$  値に近いものを示している。 $\lambda$ 、 $k$  の逆算手法についてはAppendixを参照されたい。

図-18、図-19より次のことがわかる。

(1) 実験による側方土圧係数  $\lambda$  は、応力比が小さくなるにつれて、当然減少していくが、応力比を1から0.3程度に減少させても、改良盛土（模型地盤で  $q_u = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ ）では0.85から0.75程度しか減少しなかった。海底平坦部地盤（ $q_u = 0.05 \text{ kg/cm}^2$ ）の方が、応力比の変化に敏感であったが、それでも0.9から0.7程度にしか減少しなかった（図-18）。この傾向は、FEMによる解析の場合、明確に現れる。すなわち、地盤の剛性が低い場合には除荷の影響を覆工が大部分負担し、また剛性が高い場合には、地盤がかなり受けもつ。このため、 $\sigma_3/\sigma_1$  の変化に対して、側方土圧係数の値は、地盤剛性の高い場合よりも変化が大きくなっている。シールドトンネルにおいても、地盤がある程度の強度を持つ場合は、NATMのように、周辺地山の応力再配分を含めて検討する必要があるものと思われる。

(2) 図-18に示すように、応力比が0.8程度より小さい領域では側方土圧係数  $\lambda$  は、覆工から十分離れた地点の応力比（図-18の横軸）に比べて、大きな値になった。泥水あるいは注入による等方状態を除いて、理想的にゆるみが全くない場合は  $\lambda = K_0$ （静止土圧係数）と考えられるので、実験および解析結果による  $\lambda$  の値は  $K_0$  値よりも大きくなり、曲げモーメントには安全側に作用することとなる。

(3) 逆算された側方土圧係数  $\lambda$  は、ゆるみ量が増加するにつれて、減少している。これは、図-21に示すように、ゆるみ量が増加することによって、外力としての側方荷重  $\sigma_3$  からの低減量が大きくなることによる

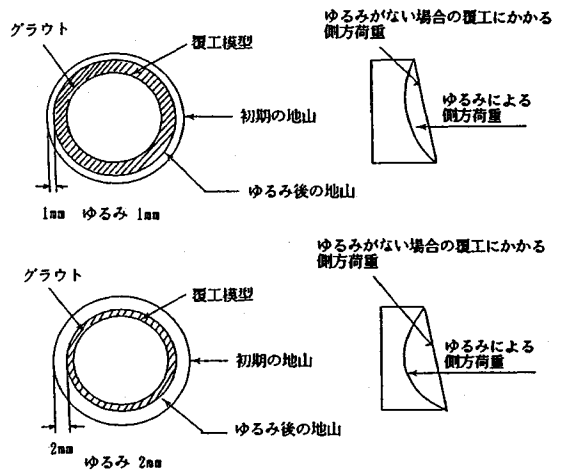


図-21 ゆるみによる側方荷重の変化

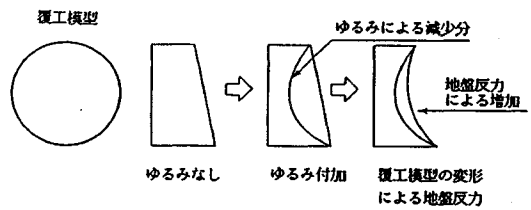


図-22 側圧変化の様式図

ものと考えられる。ただし、計算結果のケース3とケース4とではこの傾向が逆転しているが、これは前にも述べたように、ケース3の解析では、地山が覆工にタッチせず、断面力は生じていないためである。

(4) 一方、図-19に示すように、本実験において逆算された地盤バネ定数  $k$  は、0あるいはきわめて微小な値になった。これは、図-22に示すように、ゆるみの影響をうけて、側圧が減少し、その後地盤反力の荷重は発生しているが、慣用設計法における地盤バネ反力が発生するレベルまで至らないためと考えられる。実験ケース5の  $k$  が他と比べて大きいのは、ゆるみによる側圧の変化が一番小さいためと考えられる。

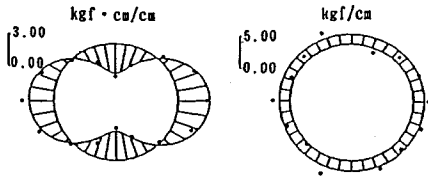
以上のように裏込めの不完全などによりゆるみが生ずると側方土圧係数  $\lambda$  は減少し、その程度は地盤の剛性が高いほど大きい。しかし、側圧が変化した時の影響は地盤の剛性が高いほど小さく、側方土圧係数  $\lambda$  はあまり変化しない。

(2) 覆工にかかる外力分布の検討

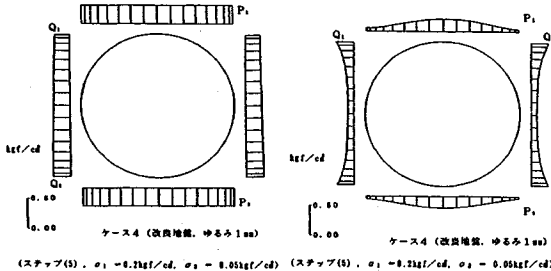
本実験において得られる覆工模型のひずみゲージ出力から、断面力（曲げモーメント、軸力）を算出し、その絶対値および分布形式から覆工模型に働いている外力の分布を逆算する手法を新しく開発した。その詳細は参考文献5)~9)を参照されたい。

この手法を用いて、ケース4（改良地盤、ゆるみ1mm）の場合の覆工に生じる断面力（図-23）から、慣用設計

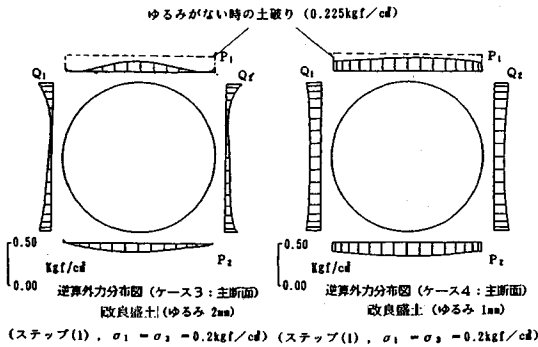




図—23 フーリエ級数により近似された曲げモーメントおよび軸力図



図—24 慣用設計法による外力分布図  
図—25 逆算外力分布図



図—26 外力分布の比較 ( $\sigma_1 = \sigma_3 = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ )

法による外力分布および逆算した外力分布を図—24, 25にそれぞれ示す。図—23の点は実測値で、実線は外力分布を求めるためにフーリエ近似したもので、曲げモーメントに関しては4次、軸力に関しては0次の近似を行っている。

図—26は、 $\sigma_1 = \sigma_3 = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ の時、覆工に働く外力分布を、ケース3, 4. について示したものである。これらの図よりゆるみによる影響は、改良盛土の場合、ゆるみを2mm与えた場合でセグメントにかかる鉛直荷重はおよそ70%減少した。1mm与えた場合は、約40%減少した。堅い地盤の場合、上載荷重が小さいため慣用法による逆算結果と実験結果の間には、その軸力値に大きな開きが生じることになる。慣用法による設計では、 $\lambda, k$ の決定はもとより上載荷重の決定に大きな注意を払う必要がある。

### 8. 結 論

本論文は、シールドトンネルの覆工の設計に際して用い

表—8 セグメントに生じる断面力の比較 (改良盛土)

	$\lambda$	$k$	$N_{\max}$	$M_{\max}^*1$
実験から得られた定数	0.8	0.0	289t/m	32t·m/m
検討定数	0.6	3.5	278t/m	67t·m/m

\*1 曲げ剛性の有効率  $\eta = 0.8$ 、モーメントの割増し率  $\zeta = 0$

表—9 セグメントに生じる断面力の比較 (海底平坦部地盤)

	$\lambda$	$k$	$N_{\max}$	$M_{\max}$
実験から得られた定数	0.8	0.0	353t/m	74t·m/m
N値より算定	0.6	1.0	353t/m	120t·m/m

る慣用設計法について、相似則を考慮した模型実験の結果とFEM解析によってトンネルに生ずる断面力を検討し、用いる定数の妥当性を検討したものである。ただし、本研究では、外水圧の影響および水中での地盤物性の影響については直接考察していないが、模型実験およびFEM解析から次のようなことが導かれた。

- (1) ゆるみ(地山と覆工の間に生ずる間隙)の影響は、地山が自立できない場合、間隙が大きいほど、地盤が堅いほど、曲げモーメントが増加し、軸力は減少する。
- (2) ゆるみが生じた場合でも、生ずる断面力は従来の慣用計算法を用いて表現することができる。
- (3) 慣用計算法で表現すると $\lambda$ の値は本実験で扱った地盤(改良盛土、海底平坦部地盤)では0.7~0.8程度の値で、地盤が堅く、間隙が大きいほど小さくなっている。
- (4) 鉛直応力と側方応力の比が変化した場合、 $\lambda$ の値に与える影響は地山の応力比の変化よりも小さい。これは変化の一部を地山が負担するためであり、地山の強度が大きいほど変化は小さい。

(5) 地盤反力係数 $k$ の値は、地山と覆工の間に間隙がある場合、ゼロに近い値となることがある。

(6) 本研究ではギャップ要素を用いた有限要素法により、断面力等を求めたが、この方法は施工条件を反映させたシールドトンネルの検討を行うのに有効である。

(7) 実験から得られた定数(側方土圧係数 $\lambda = 0.8$  地盤反力係数 $k = 0 \text{ kgf/cm}^3$ )は、ゆるみを考慮すると現在設定されている値( $\lambda = 0.60, k = 3.5 \text{ kgf/cm}^3$ )とは相当異なったものとなる。しかし、得られた定数を用いた結果、セグメントに発生する断面力は表—8のようになり、現在設定されている値( $\lambda = 0.60, k = 3.5 \text{ kgf/cm}^3$ )は、曲げモーメントに関して安全側の値となっている。以上より、本研究で行った模型実験とFEM解析において、ゆるみを考慮すると、曲げモーメントに対して十分安全側であることが確認された。

(8) 海底平坦部地盤では、 $N = 10 \sim 20$ 程度と考えられるので、 $\lambda = 0.6, k = 1.0 \text{ kgf/cm}^3$ と推定される<sup>3), 4)</sup>。実験より求めた値( $\lambda = 0.8, k = 0$ )と比較したのが

表-9でゆりみが生じた場合でも十分安全であると考えられる。以上のように施工条件を反映させるためゆりみを考慮すると慣用計算法における定数は従来のものと異なったものとなる。これはゆりみを考慮すると地盤が応力の一部を負担するためである。シールドトンネルにおいても、沖積層のような場合でも、地盤がある程度強度を有する時には、土圧としてとらえるのみでなく、今後は周辺地山の応力再配分を含めて検討する必要があるものと思われる。

## 謝 辞

最後に、この論文をまとめるにあたり、適切な御意見、御指導を賜った山本稔東京立大学名誉教授、森麟早稲田大学教授をはじめ、本計画に携わってこられた横断道路シールドトンネル委員会の先輩諸氏の皆様方に対して感謝の意を表する次第である。

また、大成建設(株)技術研究所地盤研究グループの末岡徹氏、今村聡氏および後藤聡氏には、本研究の実施とまともに御助力頂いたことを記し、深く感謝の意を表します。

## Appendix

### 側方土圧係数 $\lambda$ および地盤反力係数 $k$ の逆算手法

側方土圧係数  $\lambda$  および地盤反力係数  $k$  の逆算ステップを以下に示す。

(1) ひずみゲージの測定値から、曲げモーメントを算定する。

(2) 慣用計算法による各種荷重による断面力は、文献(3)に示すように算定されている。これらの算定式から、すべての荷重を重ね合わせ、 $\lambda, k$  について整理すると、次式の形で表される。

$$M = \alpha_1 + \alpha_2 \lambda + \frac{(\alpha_3 + \alpha_4 \lambda) k}{\alpha^5 + \alpha_6 k}$$

ここに  $M$ : 曲げモーメント

$\alpha_i$ : 断面力算定位置および上記荷重から算定されるパラメータ

実験からは、16個の曲げモーメントの実験値とパラメータ  $\alpha_i$  が測定される。よって、上式を非線形回帰モ

デル式として回帰分析し、最適な  $\lambda, k$  を算定する。

非線形回帰分析には、統計パッケージ SAS(SAS Institute inc.) を用い、修正ニュートン、ガウス法により収束計算を行う。

なお逆算にあつては、荷重に対してより敏感にその断面分布が変化する曲げモーメント分布を用いて、側方土圧係数  $\lambda$  および地盤反力係数  $k$  値の逆算を行った。また地盤反力係数  $k$  には、実際には負の値をとらないで、回帰分析にあつては、正また 0 という境界条件を設定した。よって回帰分析結果が 0 と判定されたものは最適な解は負である可能性がある。

## 参 考 文 献

- 1) 前田依彦・篠原洋司: 東京湾横断道路建築における土質工学的諸問題について, 土木学会論文集; III-10, pp. 13~28, 1988. 12.
- 2) 山本稔監修: トンネル技術者のための土質工学(4) 覆工の設計, トンネルと地下, 第18巻7号, pp. 61~70, 1987. 7.
- 3) トンネル標準示方書(シールド編)・同解説, 土木学会.
- 4) シールド工事用標準セグメント-下水道シールド工事用セグメント-, 日本下水道協会.
- 5) 篠原洋司・元山宏・三木克彦・末岡徹: 東京湾横断道路シールドトンネル覆工荷重確認実験(その1)-実験手法および装置の説明-, 土木学会第44回年次学術講演会, pp. 186~187, 1989年.
- 6) 下村真弘・元山宏・金井誠・今村聡: 東京湾横断道路シールドトンネル覆工荷重確認実験(その2)-覆工にかかる外力の算定-, 土木学会第44回年次学術講演会, pp. 188~189, 1989年.
- 7) 元山宏・林光俊・二村敦・栗原和夫: 東京湾横断道路シールドトンネル覆工荷重確認実験(その3)-実験結果(1)-, 土木学会第44回年次学術講演会, pp. 190~191, 1989年.
- 8) 元山宏・沼賀正男・泉博允・高野孝: 東京湾横断道路シールドトンネル覆工荷重確認実験(その4)-実験結果(2)-, 土木学会第44回年次学術講演会, pp. 192~193, 1989年.
- 9) 篠原洋司・元山宏・三木克彦・後藤聡: 東京湾横断道路シールドトンネル覆工荷重確認実験(その5)-慣用設計法の検証-, 土木学会第44回年次学術講演会, pp. 194~195, 1989年.

(1990. 2. 7 受付)

## EFFECTS OF CLEARANCE OF TAIL-VOID ON THE LOAD OF SEGMENTS IN SHIELD TUNNEL

Toru KONDA, Hiroshi MOTOYAMA, Katsuhiko MIKI and Makoto KANAI

This paper deals with the experimental and analytical evaluation of segment ring of shield tunnel considering the change of clearance of tail-void during construction. The experimental investigation consists of large-scale model tests which can satisfy similarity rule. Further, the application of back analysis for the calculation of external pressure on the segment ring from the strain data is described. The analytical investigation consists of FEM analysis by using GAP element which can simulate the clearance of tail-void. These experiments and analyses proved the appropriateness of the design method of planning real segment ring in Trans-Tokyo Bay Highway Project.