

# 中位の粘性土地盤におけるシールドセグメント 設計時の鉛直有効土圧の算定方法

伊藤 喜広<sup>1</sup>・篠口 冴子<sup>2</sup>・岡 滋晃<sup>3</sup>・Alireza AFSHANI<sup>4</sup>・  
金子 俊輔<sup>5</sup>・斉藤 仁<sup>6</sup>・赤木 寛一<sup>7</sup>

<sup>1</sup>正会員 東電設計(株) 土木本部 (〒135-0062 東京都江東区東雲1-7-12-9F)  
E-mail: itoh.yoshihiro@tepsco.co.jp (Corresponding Author)

<sup>2</sup>正会員 東京電力ホールディングス(株) 技術戦略ユニット (〒100-8560 東京都千代田区内幸町1-1-3)  
E-mail: shinoguchi.saeko@tepeco.co.jp

<sup>3</sup>正会員 東京電力ホールディングス(株) 技術戦略ユニット (〒100-8560 東京都千代田区内幸町1-1-3)  
E-mail: oka.shigeaki@tepeco.co.jp

<sup>4</sup>正会員 (株)大林組 生産技術本部 (〒108-8502 東京都港区港南2-15-2)  
E-mail: afshani.alireza@obayashi.co.jp

<sup>5</sup>正会員 東電設計(株) 再生可能エネルギー本部 (〒135-0062 東京都江東区東雲1-7-12-9F)  
E-mail: jkaneko@tepsco.co.jp

<sup>6</sup>正会員 (株)東設土木コンサルタント (〒113-0033 東京都文京区本郷1-28-10)  
E-mail: j-saito@touseitu.co.jp

<sup>7</sup>フェロー会員 早稲田大学教授 理工学術院 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)  
E-mail: akagi@waseda.jp

都心湾岸部の深度40m付近には、七号地層に代表されるN値が4~8の中位の粘性土地盤が分布している地域がある。この場合、トンネル標準示方書に則って安全側にセグメントの設計を行うと、土水一体かつ全土被り圧を採用する必要があるため、セグメントの厚さが不合理に厚くなることもある。一方、中位の粘性土地盤でセグメントに作用する土水圧を計測すると、地盤の自立性が高い場合は、セグメントには主に静水圧程度の水圧が作用し、鉛直有効土圧は全土被り圧以下であったとの事例が報告されている。本研究は、中位の粘性土地盤でのシールド工事現場における土水圧の計測事例を、2次元剛塑性モデルを用いて分析し、さらに仮想仕事率の原理に基づく剛塑性有限要素法と簡易手法による鉛直有効土圧の算定方法について検討したものである。

**Key Words :** shield tunnel, medium stiff clay, earth pressure, rigid-plasticity, finite element method, Sekiguchi-Ohta Model

## 1. はじめに

都心湾岸部の深度40m付近には、N値が $4 \leq N < 8$ の中位の粘性土と呼ばれる粘性土地盤が分布する地域がある。現行のトンネル標準示方書(シールド工法)<sup>1)</sup>によれば、表-1に示すように、中位の粘性土が土水分離と土水一体のどちらの地盤として取扱うのか明確な基準は定められていない。また、トンネルに作用する鉛直有効土圧についても、全土被り圧と緩み土圧のどちらを適用するのか明確な基準はない。これらについては、トンネル周辺の土質条件や地下水位等の条件の他、既往の設計における

緩み土圧の適用実績等を考慮することにより、設計者の工学的判断に委ねられている。したがって、安全側となる考え方を採用して土水一体かつ全土被り圧による設計を行うと、セグメント厚さが不合理に厚くなることや、RCセグメントでは構造が成立せず合成セグメントの採用を検討する場合がある。

一方、中位の粘性土地盤に建設されたシールドトンネルで、過去に実施された土水圧の計測結果<sup>2,3,4)</sup>によれば、セグメントには静水圧程度の水圧が作用し、鉛直有効土圧は全土被り圧以下であったとの報告がある。このことから、自立性が高い場合の中位の粘性土地盤では、全土

表-1 シールドトンネルの設計区分<sup>1)</sup>

土水の 取扱い	土の種類	側方土圧係数 $\lambda$	地盤反力 係数 $k$ (MN/m <sup>3</sup> )	N値による 目安
土水分離	固結した粘性土	0.35~0.45	30~50	25 $\leq$ N
	硬い粘性土	0.45~0.55	10~30	8 $\leq$ N<25
	中位の粘性土	0.45~0.55	5~10	4 $\leq$ N<8
土水一体	中位の粘性土	0.65~0.75	5~10	4 $\leq$ N<8
	柔らかい粘性土	0.65~0.75	0~5	2 $\leq$ N<4
	非常に柔らかい粘性土	0.75~0.85	0	N<2

被り圧以下の鉛直有効土圧を設計で適用できる可能性があると考えられる。

本研究では、中位の粘性土地盤での3か所のシールド工事における土水圧の計測事例を数値解析手法を用いて分析するとともに、セグメント設計に利用可能な鉛直有効土圧の算定方法を構築することを目的とした。具体的には、中位の粘性土地盤内で計測されたセグメントに作用する土水圧の計測結果をもとに、次の2点に着目して検討を進めた。

1点目は、トンネル掘削付近の中位の粘性土地盤が土水分離の状態となっているのか、また、トンネル天端のセグメントに作用する鉛直有効土圧が全土被り圧以下となっているのかの確認である。本研究では、現場での土水圧の計測結果に基づき評価した。

2点目は、鉛直有効土圧の合理的な算定方法である。本研究では、金子ら<sup>9)</sup>の研究成果を参考として、2次元剛塑性モデルによる解析(以降、剛塑性解析と称す)を用いて評価した。さらに、剛塑性解析の考え方である仮想仕事率の原理に基づき、簡易に鉛直有効土圧を算定できる手法を構築した。

なお、本研究では、トンネル掘削時のテールボイド発生に伴う周辺地盤からの鉛直方向の有効土圧に着目している。水平方向については、周辺地盤からの有効土圧の他に、セグメントの変形に伴う地盤反力を考慮する必要があり、本研究では対象としていないが、表-1に示す現行設計で用いられる側方土圧係数および地盤反力係数を適用して設計できるものと考えられる。

## 2. セグメントに作用する土水圧の現場計測結果

### (1) 計測概要

都心湾岸部におけるシールドトンネルの中から、中位の粘性土地盤を通過し、かつ土水圧の計測を実施した事例を抽出した<sup>2),4),5),6)</sup>。図-1~図-3に、抽出した3か所のトンネル(以降、トンネルA~Cと称す)の計測断面と土水圧の計測配置を示す。トンネルCは、地質区分上は有楽町粘性土層に設置されているが、N値は4以上の七号地層に相当する地盤条件である。いずれのトンネルにおいて

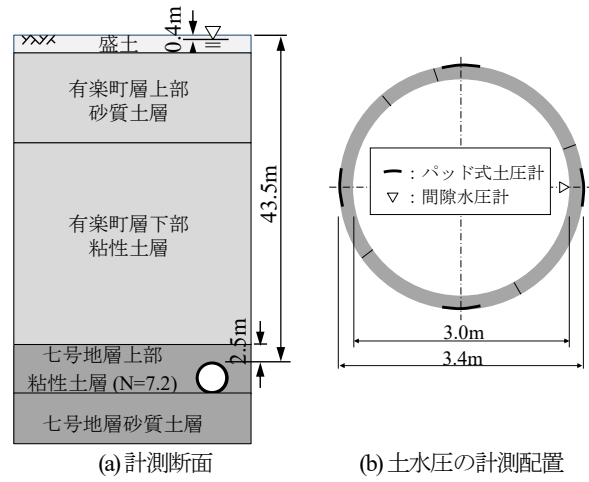


図-1 トンネルAの計測概要<sup>6)</sup>

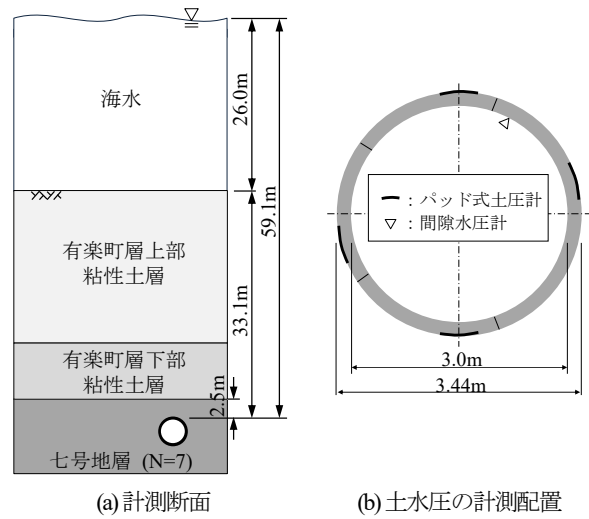


図-2 トンネルBの計測概要<sup>2)</sup>

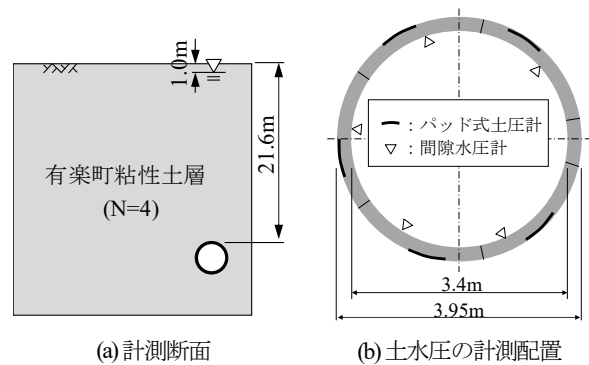
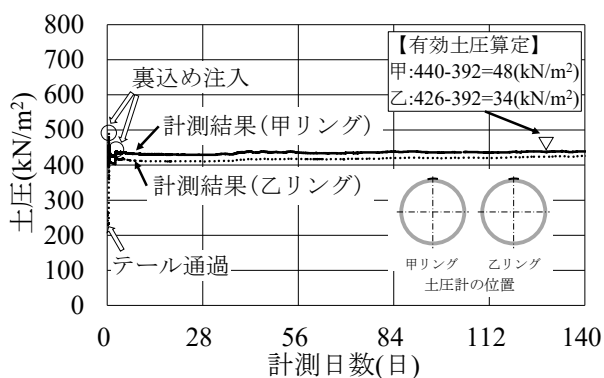
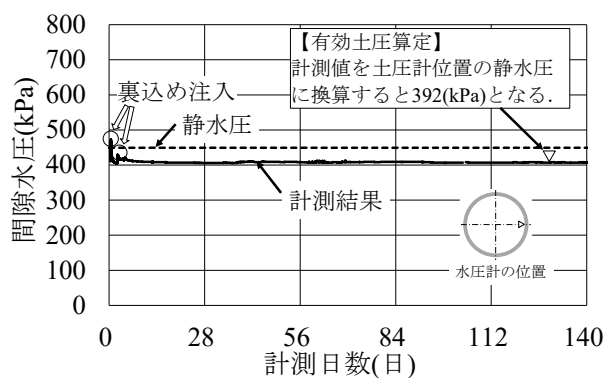


図-3 トンネルCの計測概要<sup>4),5)</sup>

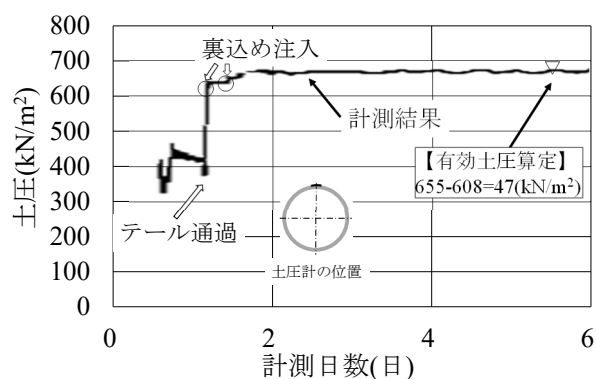
も土圧計測にはパッド式土圧計、水圧計測には間隙水圧計を用いている。土圧計では、テール通過時の裏込め注入材を介して、地山側からセグメントに作用する圧力を計測している。また間隙水圧計では、後続台車が通過した後、セグメントおよび裏込め注入層を削孔し地下水をシールド内に導水して水圧を計測している。よって、土圧計で得られる計測値は、セグメントに作用する土圧と水圧の合計であり、間隙水圧計で得られる計測値は、セ



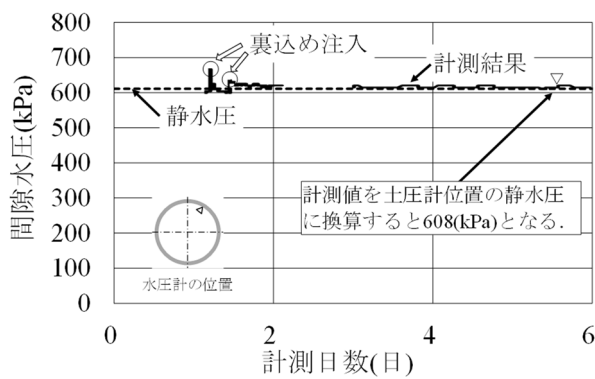
(a) トンネル A



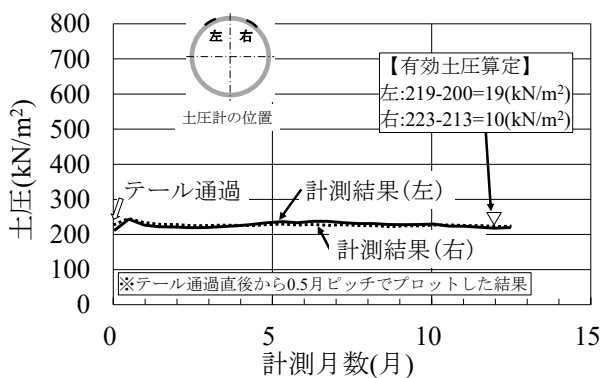
(a) トンネル A



(b) トンネル B

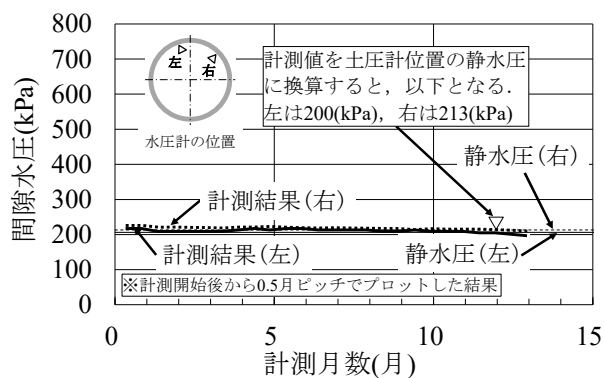


(b) トンネル B



(c) トンネル C

図4 土圧計測結果



(c) トンネル C

図5 間隙水圧計測結果

グメントに作用する水圧であることから、土圧計の計測値から間隙水圧計の計測値を差し引いた値をセグメントに作用する土圧(有効土圧)とみなした。

## (2) 計測結果

図4にトンネルA～Cの土圧計測結果を、図5に間隙水圧計測結果を示す。本研究では、トンネル天端のセグメントに作用する鉛直有効土圧に着目していることから、図4～図5には、トンネル天端付近の土水圧の計測結果のみを示した。また、図5には、地下水面高さから計算

した静水圧を併記した。

## (3) 計測結果の分析

図5に示したトンネルA～Cの間隙水圧結果より、全てのトンネルで裏込め注入圧の影響を受けるが、数日後にはほぼ一定値に収束している。また、いずれのトンネルにおいても間隙水圧は静水圧とほぼ同等になることがわかる。そこで、図4には、土水圧が概ね一定となる時期における、土圧計の計測値から間隙水圧(間隙水圧計の計測値を土圧計位置の静水圧に換算した値)を差し引

いた有効土圧を併記した。

図4と図5の比較より、トンネル天端のセグメントに作用する土水圧の大部分は間隙水圧が占めていることがわかる。さらに、土水圧から間隙水圧を差し引いた鉛直有効土圧は数十kN/m<sup>2</sup>程度であり、今回の土被り厚さが20m以上ある現場の全土被り圧と比較しても非常に小さくなっている。

以上より、トンネル掘削付近の中位の粘性土地盤は、土水分離地盤として扱うことができ、トンネル天端のセグメントには、土水圧から静水圧相当の間隙水圧を差し引いた鉛直有効土圧が作用すると判断できる。

### 3. 2次元剛塑性解析による鉛直有効土圧の算定

現場計測結果より、中位の粘性土地盤のシールド工事では、セグメントに作用する鉛直方向の土水圧を分離して扱うことができ、土圧を鉛直有効土圧、水圧を静水圧として扱うことができると考えられる。ここでは、金子ら<sup>9)</sup>の研究を参考として、トンネル横断面を対象とした2次元剛塑性解析を適用して、セグメントに作用する鉛直有効土圧を求めることとした。

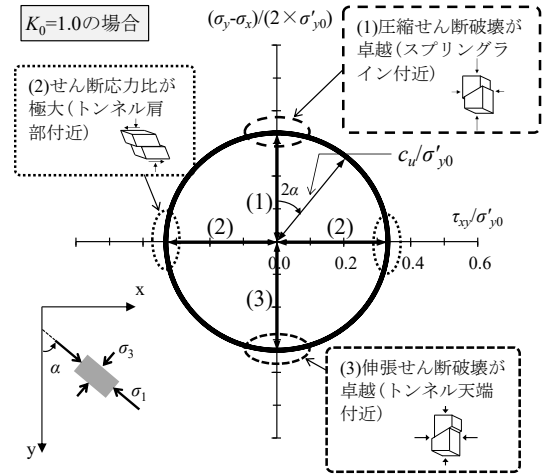
#### (1) 2次元剛塑性解析について

2次元剛塑性解析は、応力場および速度場において、上界定理等に基づき地盤の塑性平衡状態を想定した解析手法である。その特徴としては、地盤変位は考慮できないものの、境界条件として変位速度を与えることで、極限破壊状態の土圧を算定できる。

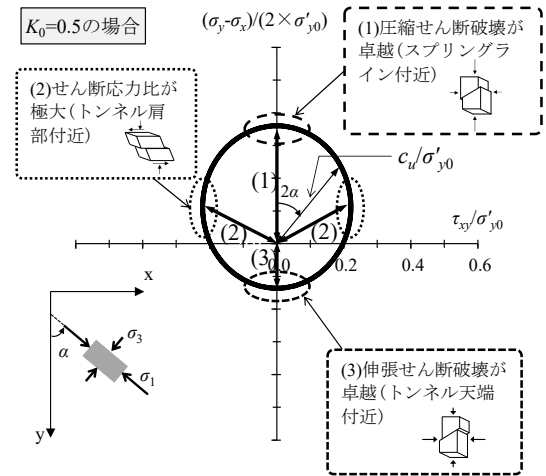
剛塑性解析を用いたトンネルの土圧の算定は、主に砂質土を対象に田村・足立<sup>7)</sup>が研究してきたが、浅岡ら<sup>8,9)</sup>の研究により、関口と太田<sup>10)</sup>が提案した粘性土の降伏関数(以降、関口太田モデルと称す)を破壊基準に適用することで、粘性土における土水分離地盤への拡張がなされた。

#### (2) 関口太田モデルについて

関口太田モデルの特徴は、初期応力の異方性に起因した強度の異方性(応力誘導異方性)を考慮できる点にある。図-6は、カムクレイモデルと関口太田モデルの非排水せん断強度を比較した模式図である。カムクレイモデルは静止土圧係数 $K_0$ を1.0、関口太田モデルは $K_0$ を0.5とした場合を例として示している。平面ひずみ条件での最大主応力の鉛直方向からの回転角を $\alpha$ とすると、その時の非排水せん断強度 $C_u$ を初期有効土被り圧 $\sigma'_{y0}$ で除した値は、図-6の縦軸から $2\alpha$ だけ傾いた直線が円と交わる点と原点からの距離で与えられ、式(1)で表現できる<sup>11)</sup>。



(a) カムクレイモデル(初期応力の異方性を考慮しない)



(b) 関口太田モデル(初期応力の異方性を考慮する)

図-6 カムクレイモデルと関口太田モデルの非排水せん断強度の比較

$$\frac{C_u}{\sigma'_{y0}} = \frac{OCR^A (1+2K_0) M \exp(-A)}{3\sqrt{3}(\cosh \beta - \sinh \beta \cos 2\alpha)} \quad (1)$$

$$\beta = \frac{\sqrt{3}\eta_0 A}{2M} \quad (2)$$

$$\eta_0 = \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0} \quad (3)$$

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (4)$$

$$A = 1 - \frac{C_s}{C_c} \quad (5)$$

ここに、

OCR: 過圧密比

A: 非可逆比

$K_0$ : 静止土圧係数

M: 限界応力比

- $\alpha$  : 最大主応力の鉛直方向からの回転角(rad)
- $\phi'$  : 有効内部摩擦角( $^{\circ}$ )
- $C_s$  : 膨潤指数
- $C_c$  : 圧縮指数

図-6(a)に示すように、カムクレイモデルでは、原点を中心とした円となり、 $\alpha$ に関わらずせん断強度は一定(1)=(2)=(3)となる。

一方、関口太田モデルの場合は、図-6(b)に示すように中心が原点からずれた楕円となり、 $\alpha$ に応じてせん断強度は変化(1)>(2)>(3)する。すなわち、関口太田モデルを適用することにより、図-6(b)に示すように破壊の形態に応じたせん断強度を適用することができる。

### (3) 剛塑性解析の適用性検討

中位の粘性土地盤における剛塑性解析の適用性を確認するために、2章で示した3か所のトンネルを対象として、トンネル上半に作用する鉛直有効土圧に着目し、解析結果と現場計測結果を比較した。

#### a) 解析条件

解析モデルは、図-7に示すようにトンネル断面を2次元の半断面でモデル化した。2次元場を適用した理由は、図-4に示すように、セグメントに作用する土圧が、テール通過に伴う掘削解放後に短時間で概ね一定値になっていたためである。解析領域の大きさについては、解析領域の右端および下端の境界の影響がトンネル位置で現れていないかを、解析における変位速度の発生状況を参考に設定した。その結果、水平方向の解析領域の大きさはトンネルの土被り厚さ程度とし、トンネル下端から解析領域下端までの大きさは外径の3倍程度とした。

トンネルの掘削は、金子ら<sup>9)</sup>の研究を参考として、図-7に示すように掘削面に均一の単位変位速度1.0をトンネル中心方向に向けて各節点に強制的に与えることで模擬した。この大きさは、解析領域内の変位速度の大きさを決めるための基準量であり単位はない。

表-2に解析に必要な入力物性値を示す。入力物性値は、関口太田モデルのせん断強度を決めるための非可逆比 $\Delta$ 、限界応力比 $M$ 、地盤の初期応力状態を決めるための湿潤単位重量 $\gamma_i$ 、過圧密比 $OCR$ 、先行時静止土圧係数 $K_0$ 、原地盤静止土圧係数 $K_s$ である。トンネルAとトンネルCの入力物性値は、現場の地質調査結果より設定した。トンネルBの入力物性値は、付近の地質調査報告書<sup>10)</sup>を参考に設定しているが、過圧密比 $OCR$ については地質調査結果がなかった。そこで、トンネルBでは、過圧密比 $OCR$ をパラメータとした逆解析を行い、計測された鉛直有効土圧を再現できる $OCR$ を求め、それがトンネルAやトンネルCの地質調査結果の $OCR$ と比較して妥当な数値になるかを評価した。

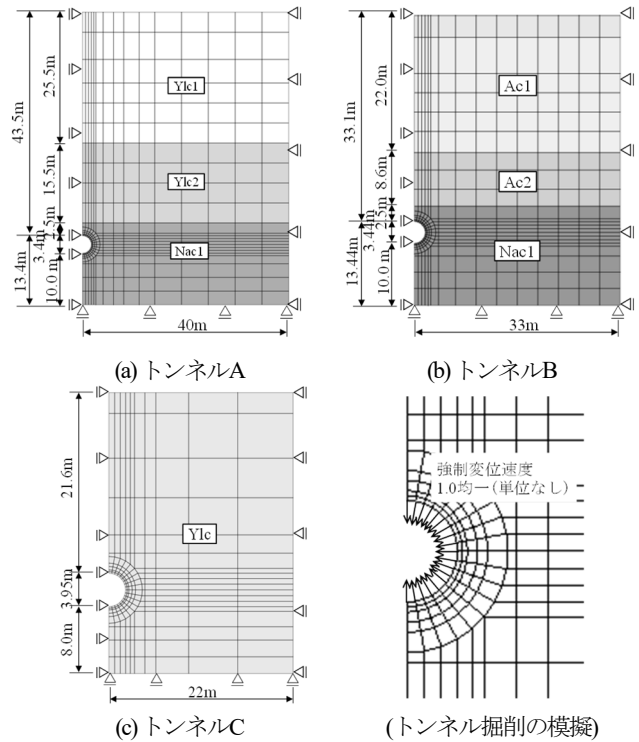


図-7 解析モデル

なお、地下水面は図-1および図-3に示すように、トンネルAとトンネルCは地表面付近にあることから、解析では便宜上、地下水面を地表面に設定した。またトンネルBは海水面に設定した。

#### b) 解析結果

トンネル周辺地盤の挙動として、図-8にせん断応力比が極大となり破壊する要素(図-6の(2)に該当する要素であり、縦軸の正規化値で $\pm 0.1$ の範囲に入る要素)を示す。図-8でせん断応力比が極大となり破壊する要素のみを示した理由は、今回ターゲットとしているトンネル上半に作用する鉛直有効土圧との関連が強いと考えられるためである。図-8に示すように、せん断応力比が極大となり破壊する範囲は、トンネル上半から斜め方向に立ち上がり、ある程度進んだ位置から地表面に向かって鉛直に立ち上がるエリアが該当する。

また、図-9にトンネル上半に作用する鉛直有効土圧の分布を示す。図-9には、2章で算定した鉛直有効土圧の計測値も併記している。解析結果の鉛直有効土圧は、トンネル上半全体に作用する平均的な鉛直有効土圧 $\bar{\sigma}_y$ を求めることとした。 $\bar{\sigma}_y$ は、図-10に示すように、上半位置の各要素の鉛直有効応力 $\sigma'_{yi}$ に分担面積 $B_i$ を乗じて鉛直方向の荷重を算出し、その合計をトンネル半径で除した式(6)で算出した。

$$\bar{\sigma}_y = \frac{\sum_{i=1}^9 (\sigma'_{yi} \times B_i)}{\sum_{i=1}^9 B_i} \quad (6)$$

表-2 入力物性値(トンネルA~C)

(a) トンネルA

区分	物性値	単位	値	設定根拠
Ylc1	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	16.0	地質調査結果
	$A$	—	0.905	$A=1-C_s/C_c$ $C_c=0.747, C_s=0.071$ (地質調査結果)
	$M$	—	1.117	$M=6\sin\phi'/(3-\sin\phi')$ $\phi=28.1^\circ$ (地質調査結果)
	OCR	—	1.20	地質調査結果
	$K_0$	—	0.53	$K_0=1-\sin\phi'$
	$K_r$	—	0.57	$K_r=K_0(OCR)^{0.54\log(\phi'/122)}$ (Alpan,1967) $I_p=36.0$ (地質調査結果)
Ylc2	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	14.6	地質調査結果
	$A$	—	0.901	$A=1-C_s/C_c$ $C_c=1.196, C_s=0.119$ (地質調査結果)
	$M$	—	1.044	$M=6\sin\phi'/(3-\sin\phi')$ $\phi=26.4^\circ$ (地質調査結果)
	OCR	—	1.45	地質調査結果
	$K_0$	—	0.56	$K_0=1-\sin\phi'$
	$K_r$	—	0.64	$K_r=K_0(OCR)^{0.54\log(\phi'/122)}$ (Alpan,1967) $I_p=45.7$ (地質調査結果)
Nac1	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	17.0	地質調査結果
	$A$	—	0.890	$A=1-C_s/C_c$ $C_c=0.565, C_s=0.062$ (地質調査結果)
	$M$	—	1.109	$M=6\sin\phi'/(3-\sin\phi')$ $\phi=27.9^\circ$ (地質調査結果)
	OCR	—	1.70	地質調査結果
	$K_0$	—	0.53	$K_0=1-\sin\phi'$
	$K_r$	—	0.68	$K_r=K_0(OCR)^{0.54\log(\phi'/122)}$ (Alpan,1967) $I_p=15.4$ (地質調査結果)

(b) トンネルB

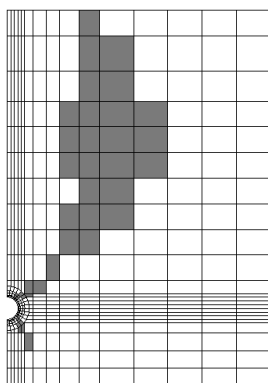
区分	物性値	単位	値	設定根拠
Ac1	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	14.0	地質調査結果
	$A$	—	0.900	他地点の値を参考に設定
	$M$	—	1.2	$M=6\sin\phi'/(3-\sin\phi')$ $\phi=30.0^\circ$ (地質調査結果)
	OCR	—	1.00	地質調査結果
	$K_0$	—	0.50	$K_0=1-\sin\phi'$
	$K_r$	—	0.50	OCR=1.0より $K_r=K_0$
Ac2	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	17.0	地質調査結果
	$A$	—	0.900	他地点の値を参考に設定
	$M$	—	1.2	$M=6\sin\phi'/(3-\sin\phi')$ $\phi=30.0^\circ$ (地質調査結果)
	OCR	—	1.00	地質調査結果
	$K_0$	—	0.50	$K_0=1-\sin\phi'$
	$K_r$	—	0.50	OCR=1.0より $K_r=K_0$
Nac1	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	17.0	地質調査結果
	$A$	—	0.900	他地点の値を参考に設定
	$M$	—	1.2	$M=6\sin\phi'/(3-\sin\phi')$ $\phi=30.0^\circ$ (地質調査結果)
	OCR	—	—*	※逆解析により評価
	$K_0$	—	0.50	$K_0=1-\sin\phi'$
	$K_r$	—	0.69	$K_r=K_0(OCR)^{0.54\log(\phi'/122)}$ (Alpan,1967) $I_p=20.0$ (地質調査結果)

ここに,

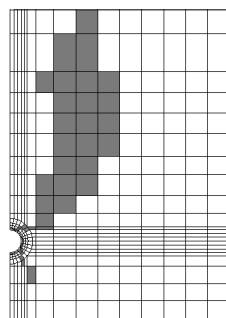
- $\gamma$  : 湿潤単位重量
- $A$  : 非可逆比
- $M$  : 限界応力比
- OCR : 過圧密比
- $K_0$  : 先行時静止土圧係数
- $K_r$  : 原地盤静止土圧係数
- $C_c$  : 圧縮指数
- $C_s$  : 膨潤指数
- $\phi'$  : 有効内部摩擦角
- $I_p$  : 塑性指数

(c) トンネルC

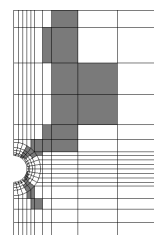
区分	物性値	単位	値	設定根拠
Ylc	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	17.2	地質調査結果
	$A$	—	0.940	地質調査結果
	$M$	—	1.28	$M=6\sin\phi'/(3-\sin\phi')$ $\phi=42^\circ$ (圧縮試験) と $\phi=29^\circ$ (伸張試験) の場合の平均値
	OCR	—	1.30	地質調査結果
	$K_0$	—	0.46	既往文献の条件を引用
	$K_r$	—	0.53	既往文献の条件を引用



(a) トンネルA



(b) トンネルB



(c) トンネルC

■ : せん断応力比が極大となり破壊する要素

図-8 せん断応力比が極大となり破壊する要素

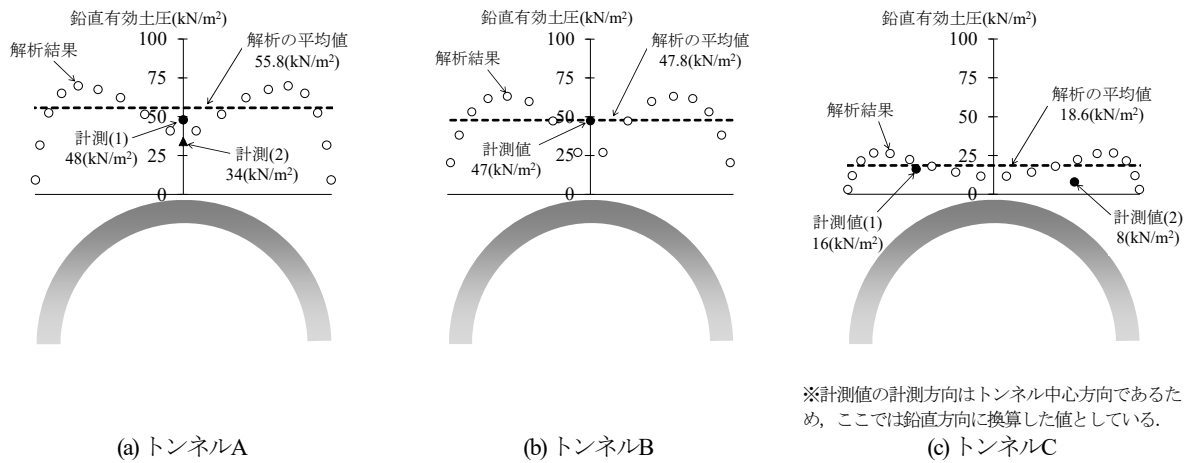


図-9 トンネル上半に作用する鉛直有効土圧の分布

(a) トンネルA

(b) トンネルB

(c) トンネルC

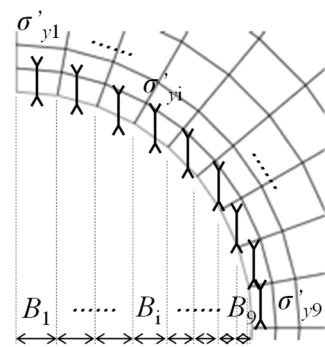


図-10 平均的な鉛直有効土圧の算出について

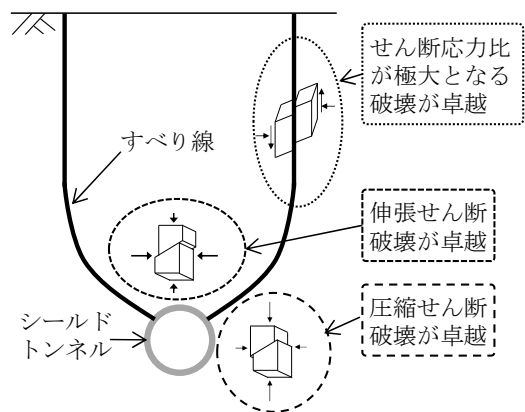


図-11 トンネル周辺地盤におけるせん断破壊の形態の模式図

図-9に示すように、トンネルAとトンネルCでは、解析の平均値と計測値はほぼ等しく、さらに解析の平均値が計測値を包含し安全側の値となることがわかった。また、トンネルBでは、過圧密比OCRをパラメータとした逆解析を行い、計測結果を再現できる中位の粘性土地盤のOCRを求めた結果、OCRは2.0となった。この値は、トンネルAのOCR=1.7およびトンネルCのOCR=1.3と比較しても大きく乖離していないことから、妥当な結果であると考えられる。

#### c) 中位の粘性土地盤における剛塑性解析の適用性

上述したように、トンネル上半に作用する鉛直有効土圧の解析値と計測値はほぼ等しく、さらに解析値が計測値を包含し安全側の値となっていることから、剛塑性解析は、中位の粘性土地盤における土圧算定手法として有効であると考えられる。

### 4. 鉛直有効土圧の簡易算定手法の構築

#### (1) 簡易算定手法の概念

剛塑性解析では、地盤中の土塊を剛塑性体として、仮想仕事率の原理に基づいて鉛直有効土圧を算定している。

そこで、同様の思想のもと、鉛直有効土圧を簡易に算定できる手法を構築した。

仮想仕事率の原理を用いて鉛直有効土圧を算定するには、掘削に伴うすべり線を仮定する必要がある。金子・日下部<sup>13)</sup>の剛塑性解析を用いた落し戸土圧の発生機構に関する研究の考察より、トンネル周辺地盤では、図-11に示すようなすべり線が生じ、すべり線付近でせん断応力比が極大となるせん断、トンネル天端付近で伸張せん断、スプリングライン付近で圧縮せん断が卓越する破壊が発生すると考えられる。本研究では、図-11のすべり線の形状および図-8に示した、せん断応力比が極大となり破壊する範囲に着目して、図-12に示すような、半断面モデルにおけるすべり線を仮定することとした。すべり線を仮定したことにより、仮想仕事率の原理に基づいて外力仕事率(土塊の重力やトンネル反力によりなされる仕事率)と、内力仕事率(土塊がすべり落ちる際の地盤の摩擦力によりなされる仕事率)のつり合いを解くことで、トンネル上半に作用する鉛直有効土圧を求めることができる。

具体的には、図-13に示すように、すべり線の内側の土塊を分割した上で、以下の計算によりトンネル上半に

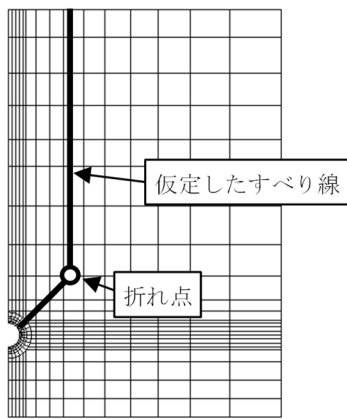


図-12 仮定したすべり線

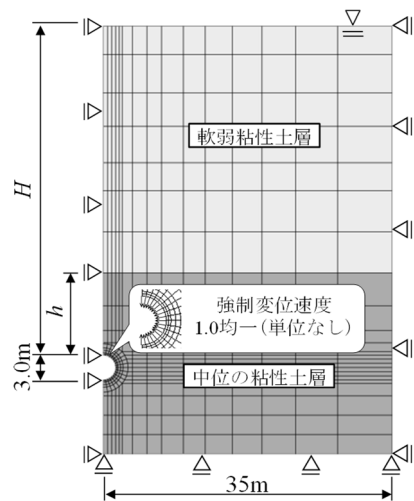


図-14 解析モデル

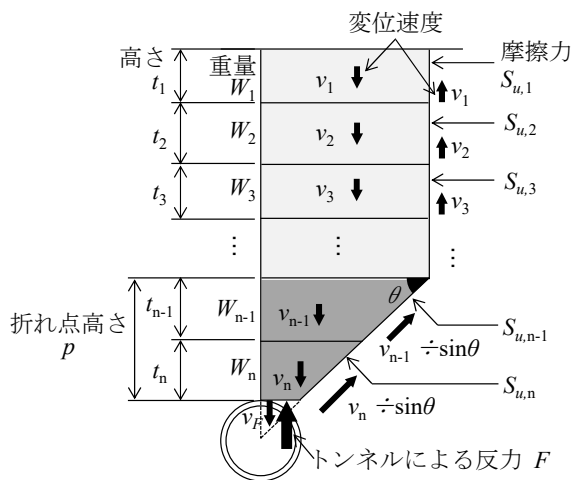


図-13 外力仕事率と内力仕事率

作用する鉛直有効土圧を求めることができる。なお、以下の計算は単位奥行きで考えている。

まず、外力仕事率は式(7)となる。

$$E_{ext} = (W_1 \times v_1) + (W_2 \times v_2) + \dots + (W_n \times v_n) - (F \times v_F) \quad (7)$$

ここに、

$E_{ext}$  : 外力仕事率(kN/m)

$W_n$  : ブロックnの重量(kN/m)

(地下水位が浅い場合は湿潤重量、地下水位が深い場合は水中重量とする)

$v_n$  : ブロックnの変位速度

$F$  : トンネル反力(kN/m<sup>2</sup>)

$v_F$  : トンネル反力の変位速度

(境界条件として与える基準となる変位速度であり、金子ら<sup>9)</sup>を参考に単位変位速度1.0(単位なし)とする)

また、内力仕事率は式(8)となる。

$$E_{int} = (S_{u,1} \times v_1) + (S_{u,2} \times v_2) + \dots + (S_{u,n} \times v_n \div \sin \theta) \quad (8)$$

ここに、

$E_{int}$  : 内力仕事率(kN/m)

$S_{u,n}$  : ブロックnの地盤の摩擦力(kN/m),  $S_{u,n} = C_{u,n} \cdot t_n$

$C_{u,n}$  : ブロックnの非排水せん断強度(kN/m<sup>2</sup>)

(前述の式(1)~(5)を用いて設定する)

$t_n$  : ブロックnの高さ(m)

$\theta$  : トンネル上半からのすべり線の傾き(°)

仮想仕事率の原理より、外力仕事率と内力仕事率は等しくなるため、式(7)と式(8)を等価におくことで式(9)のようにトンネル反力 $F/R$ を求めることができる。

$$F = \{(W_1 \times v_1) + (W_2 \times v_2) + \dots + (W_n \times v_n) - (S_{u,1} \times v_1) + (S_{u,2} \times v_2) + \dots + (S_{u,n} \times v_n \div \sin \theta)\} \div v_F \quad (9)$$

さらに、トンネル反力をトンネル外径の半径 $R$ で除することにより、式(10)のように、トンネル上半に作用する平均的な鉛直有効土圧 $\bar{\sigma}_y$ が求まる。

$$\bar{\sigma}_y = F / R \quad (10)$$

なお、本来であれば、図-13の土塊の内部においても、ブロックの水平方向のすべりにより内力仕事率が生じると考えられるが、本研究では、上記の計算で求まる鉛直有効土圧が安全側の評価となるように、土塊の内部の内力仕事率は考慮しないこととした。

簡易算定手法では、図-13に示すように「トンネル上半から斜めに立ち上がるすべり線の傾き $\theta$ 」、「斜めのすべり線と地表に向かう鉛直線との交点のトンネル天端からの高さ(以降、折れ点高さ $p$ と称す)」、「ブロックnの変位速度 $v_n$ 」および「ブロックnの高さ $t_n$ 」のパラメータを設定する必要がある。これらのパラメータは、図

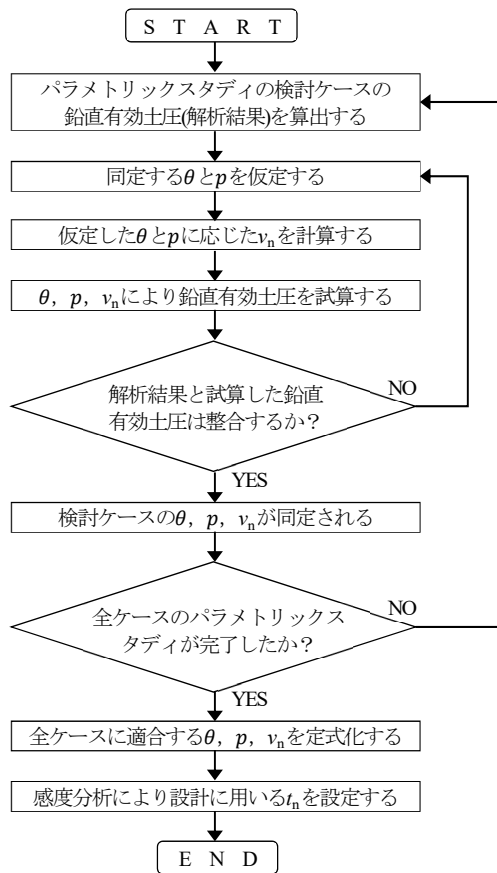


図-15 パラメータの設定フロー

-14に示すように、トンネルの全土被り厚さ $H$ や中位の粘性土の土被り厚さ $h$ 等の現場の条件により変化すると考えられるため、次節では、剛塑性解析によるパラメトリックスタディにより、簡易算定手法で必要となるパラメータの設定方法について検討した。

### (2) 簡易算定手法のパラメータの設定手順

鉛直有効土圧の簡易算定手法で必要となる $\theta$ 、 $p$ 、 $v_n$ および $t_n$ のパラメータの設定手順について述べる。図-15のパラメータの設定フローに示すように、まず、パラメトリックスタディの各ケースにおいて、剛塑性解析の鉛直有効土圧と整合する $\theta$ 、 $p$ および $v_n$ を同定する。なお、 $v_n$ は仮定する $\theta$ および $p$ に応じて図-13の考え方で算定されるブロックとしての平均的な変位速度である。また、この段階での $t_n$ は解析モデルのメッシュ高さとなる。次に、パラメトリックスタディの全ケースに適合する $\theta$ 、 $p$ および $v_n$ の定式化を行う。最後に、 $t_n$ の感度分析を行い、任意のシールド現場で適用できる $t_n$ を設定する。

### (3) パラメトリックスタディの実施

#### a) 解析条件

図-14に示すように、解析モデルの地層構成は、軟弱粘性土層と中位の粘性土層の2層とし、強制変位速度は、トンネル中心方向に均一の単位変位速度1.0を与えた。

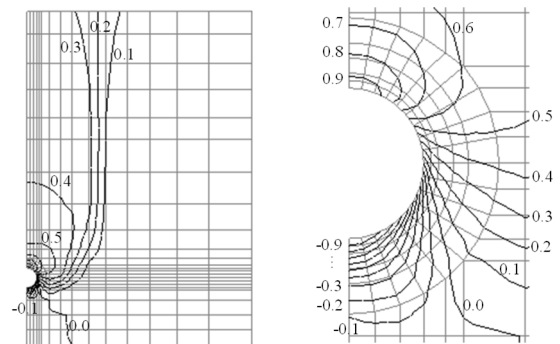
表-3 パラメトリックスタディの検討ケース

ケース	設定パラメータ		備考
	全土被り厚さ $H$ (m)	中位の粘性土 地盤の土被り厚さ $h$ (m)	
1	40	1.5	基本ケース
2	40	3.0	$h$ が2倍
3		6.0	$h$ が4倍
4		10.0	$h$ が6.67倍
5	30	1.5	$H$ が-10m
6	45		$H$ が+5m
7	50		$H$ が+10m

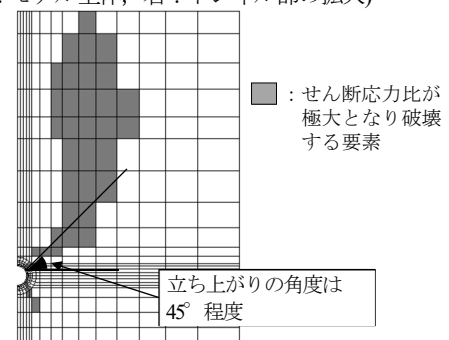
表-4 入力物性値(パラメトリックスタディ)

区分	物性値	単位	値	設定根拠
軟弱 粘性土層	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	17.0	設定値 <sup>**</sup>
	$A$	—	0.900	設定値 <sup>**</sup>
	$M$	—	1.2	$M=6\sin\phi \cdot (3-\sin\phi)$ $\phi=30.0^\circ$ (設定値 <sup>**</sup> )
	$OCR$	—	1.00	設定値 <sup>**</sup>
	$K_0$	—	0.50	$K_0=1-\sin\phi$
中位の 粘性土層	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	17.0	設定値 <sup>**</sup>
	$A$	—	0.900	設定値 <sup>**</sup>
	$M$	—	1.2	$M=6\sin\phi \cdot (3-\sin\phi)$ $\phi=30.0^\circ$ (設定値 <sup>**</sup> )
	$OCR$	—	2.00	設定値 <sup>**</sup>
	$K_0$	—	0.50	$K_0=1-\sin\phi$
	$K_i$	—	0.70	$K_i=K_0(OCR)^{1.54\exp(\phi/12)}$ (Alpan,1967) $I_p=15.0$ (設定値 <sup>**</sup> )

<sup>\*\*</sup>トンネルA~Cでの地盤物性値を参考にして設定した。



(a) 鉛直方向の変位速度分布  
(左：モデル全体、右：トンネル部の拡大)



(b) せん断応力比が極大となり破壊する要素  
図-16 解析結果(ケース1)

表-5 鉛直有効土圧の解析結果

ケース	解析結果		備考
	トンネル上半に作用する鉛直有効土圧(kN/m <sup>2</sup> )		
1	78.5		基本ケース
2	74.8		$h$ が2倍
3	59.1		$h$ が4倍
4	52.3		$h$ が6.67倍
5	57.1		$H$ が-10m
6	87.5		$H$ が+5m
7	92.2		$H$ が+10m

表-6 解析結果と同定結果の比較

ケース	解析結果		同定結果	
	鉛直有効土圧(kN/m <sup>2</sup> )	鉛直有効土圧(kN/m <sup>2</sup> )	折れ点高さ $p$ (m)	
1	78.5	94.3	6.0	
2	74.8	81.2	7.0	
3	59.1	78.3	8.5	
4	52.3	53.3	10.0	
5	57.1	56.0	3.5	
6	87.5	95.4	7.0	
7	92.2	97.4	8.5	

また、表-3に示すように、検討ケースは、 $H=40m$ 、 $h=1.5m$ のケース1を基本ケースとして、中位の粘性土が分布する深度等を考慮して、 $H$ は30m~50mの範囲で、 $h$ は1.5m~10.0mの範囲で変化させた。なお、トンネルの外径は、トンネルA~Cと同等として3mとした。入力物性値の各設定値については、表-2に示したトンネルA~Cでの地盤物性値を参考にして表-4のように設定した。

b) 解析結果

図-16に、代表としてケース1( $H=40m$ 、 $h=1.5m$ )の周辺地盤の変位速度のベクトル分布、せん断応力比が極大となり破壊する要素を示す。なお、図-16(a)の変位速度は、鉛直下向きを正としており、トンネル掘削面で基準値1.0(単位変位速度)となる。

また、表-5に全ケースのトンネル上半に作用する鉛直有効土圧を示す。トンネル上半に作用する鉛直有効土圧の算定方法は、図-10に示したように、トンネル上半の要素の分担面積を考慮して算定した平均的な土圧である。 $H$ および $h$ の影響については、表-5に示すように、 $H$ が増加すると全土被り厚が大きくなることから鉛直有効土圧は増加し、 $h$ が減少すると軟弱粘性土の割合が多くなることから鉛直有効土圧は増加していると考えられる。

(4) 簡易算定手法のパラメータの設定

a)  $\theta$ の設定

$\theta$ については、せん断応力比が極大となり破壊する要素に着目すると、いずれのケースにおいても図-16に示すように、トンネル上半からの立ち上がりの角度は45°

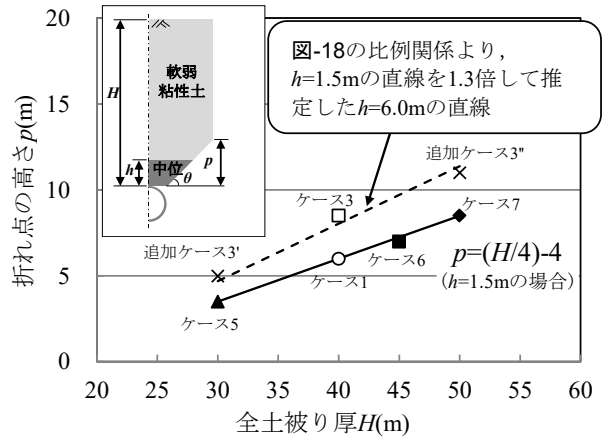


図-17  $p$ と $H$ の関係

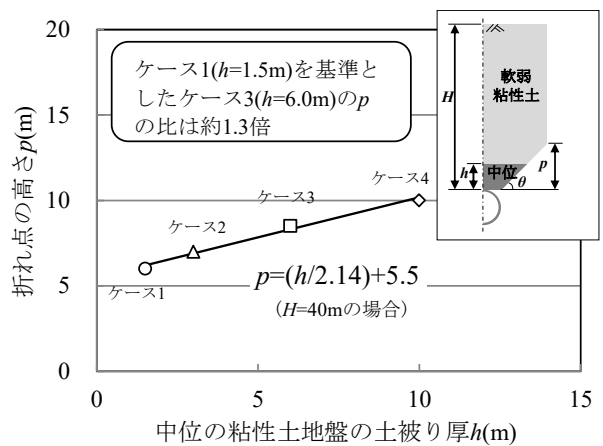


図-18  $p$ と $h$ の関係

程度であった。また、図-8に示したように、トンネルA~Cを対象とした解析結果においても同様の傾向がみられた。よって、簡易算定手法での $\theta$ は、モール円で最大せん断応力での破壊面に相当する45°として一義的に設定した。

b)  $p$ の設定

各ケースにおいて、図-13に示すトンネル天端からの折れ点高さ $p$ を0.5m刻みで変化させた場合の鉛直有効土圧を簡易算定手法で算定し、解析結果の鉛直有効土圧と最も近くなった $p$ を同定した折れ点高さとした。表-6に解析結果と同定した結果を示す。

図-17に同定により得られた $p$ と $H$ の関係を、図-18に $p$ と $h$ の関係を示す。図-17~図-18に示すように、両者には線形の関係がみられ、 $p$ と $H$ の間には式(11)の関係式を、 $p$ と $h$ の間には式(12)の関係式を得た。

$$p = (H/4) - 4 \quad (11)$$

$$p = h/2.14 + 5.5 \quad (12)$$

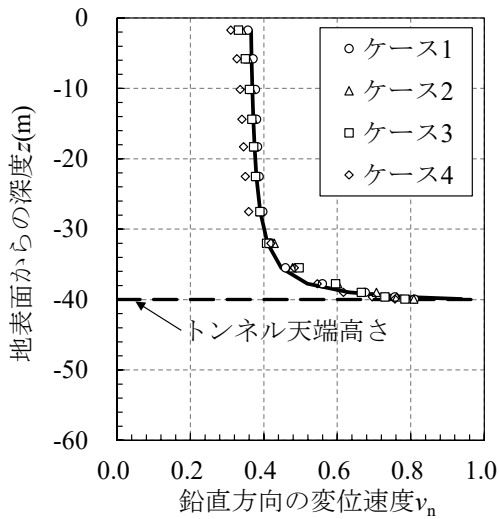


図-19 鉛直方向の変位速度の深度分布( $h$ の影響)

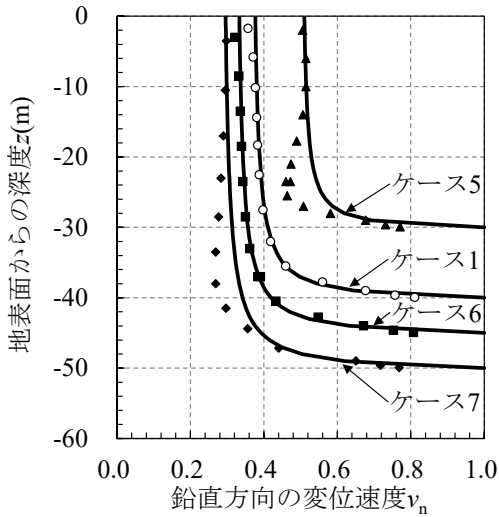


図-20 鉛直方向の変位速度の深度分布( $H$ の影響)

図-17には、パラメトリックスタディで設定した  $h=1.5\text{m}$  の場合以外における式(11)の適用性を確認するために、 $h=6.0\text{m}$  で  $H=30\text{m}$  および  $H=50\text{m}$  の場合を、追加ケース3”および追加ケース3”として実施し、×印で示している。さらに、図-17の破線は、 $h=1.5\text{m}$  の場合で設定した実線に対して、図-18の比例関係より  $h=1.5\text{m}$  と  $h=6.0\text{m}$  のときの  $p$  の比率を乗じた推定線である。×印は概ね破線上にあることから、式(12)における  $h=1.5\text{m}$  の場合の  $p$  と、任意の  $h$  の場合の  $p$  の比率を式(11)に乘じることにより、任意の  $H$  および  $h$  における  $p$  を式(13)で算定できると考えられる。

$$p = (H/4 - 4) \times \left( \frac{h/2.14 + 5.5}{1.5/2.14 + 5.5} \right) \quad (13)$$

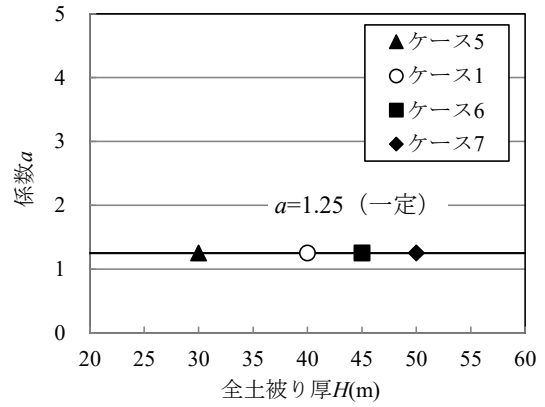


図-21 係数  $a$  と  $H$  の関係

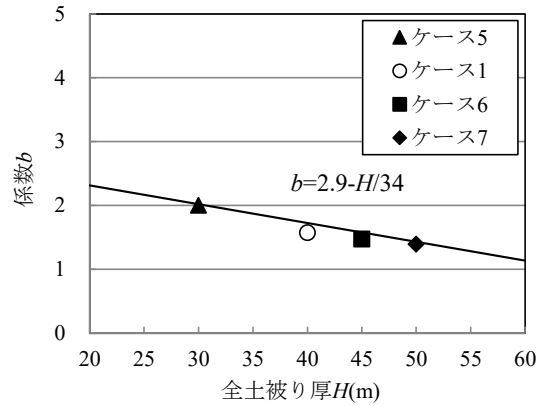


図-22 係数  $b$  と  $H$  の関係

### c) $v_n$ の設定

同定に用いた土塊ブロックの  $v_n$  の深度分布について、図-19に  $h$  を  $1.5\text{m} \sim 10.0\text{m}$  の範囲で変化させた場合の結果を、図-20に  $H$  を  $30\text{m} \sim 50\text{m}$  の範囲で変化させた場合の結果を示す。両図には、後述する定式化するための近似曲線(双曲線)も併記している。いずれのケースも、トンネル天端部で設定した単位変位速度1.0が地表面に向かうにしたがって減少する傾向がみられる。

図-19に示すように、 $h$  が変位速度に与える影響は比較的小さいことがわかった。そのため、鉛直有効土圧が大きく計算されるケース1の変位速度分布を採用することとした。一方、図-20に示すように、 $H$  が変位速度分布に与える影響は大きいことがわかった。

以上より、任意の  $H$  で適用可能な  $v_n$  の深度分布の定式化を行うこととした。定式化においては、図-20の変位速度の分布の傾向から双曲線で近似することとした。トンネル天端からの高さ  $H' (=H+z)$  を変数として、式(14)の双曲線で近似した。

$$v_n = 1 - \frac{H'}{a + b \times H'} \quad (14)$$

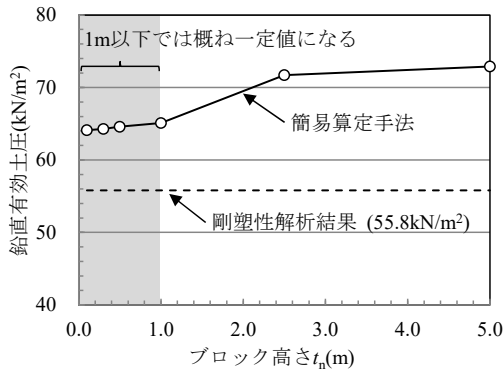


図-23 鉛直有効土圧と  $t_n$  の関係

ここに、

$a, b$ : 係数

$H'$ : トンネル天端からの高さ(m),  $H' (=H+z)$

$H$ : 全土被り厚さ(m)

$z$ : 地表からの深度(m) (地表を0mとしたマイナス表記)

変位速度分布を決定するための係数 $a$ および $b$ は、図-20に示す双曲線のように、各ケースでプロット値を包含し、安全側の評価となるように設定した。その結果、係数 $a$ は図-21に示すように $H$ によらず一定( $a=1.25$ )となり、係数 $b$ は図-22に示すように $H$ の影響を受け、 $b=2.9-H/34$ となった。

### (5) $t_n$ の設定

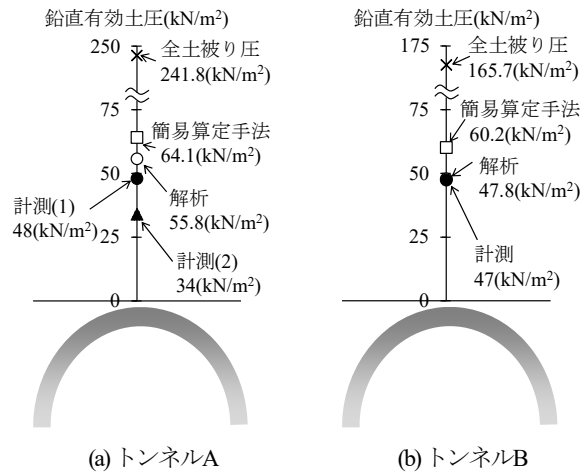
これまでのパラメータの設定における $t_n$ は、パラメトリックスタディの解析モデルのメッシュ高さとして取り扱ってきたが、簡易算定手法を任意のシールド現場で適用するためには、共通の $t_n$ を設定しておくことが実務的である。そこで、トンネルAを対象として $t_n$ の感度分析を行い、簡易算定手法を用いる場合の $t_n$ を設定する。

図-23に簡易算定手法における $t_n$ とその際の鉛直有効土圧を示す。図-23には鉛直有効土圧の比較のため、便宜上、剛塑性解析結果を併記している。これより、簡易算定手法はいずれの $t_n$ においても剛塑性解析結果よりも大きくなり、 $t_n$ が小さくなると剛塑性結果に近づく傾向がみられる。また、 $t_n$ が1m以下では鉛直有効土圧が概ね一定値になることがわかった。以上より、簡易算定手法における $t_n$ は1mを標準とすることとした。

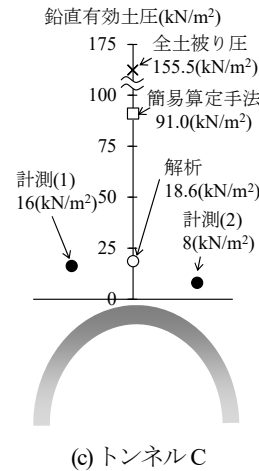
### (6) 簡易算定手法の妥当性

簡易算定手法で算定した鉛直有効土圧を、トンネルA～Cでの現場計測結果、剛塑性解析結果および全土被り圧と対比することで、その妥当性を確認した。

計算の結果、図-24に示すように、全てのトンネルにおいて、簡易算定手法による鉛直有効土圧は、現場計測



(a) トンネルA (b) トンネルB



(c) トンネルC

図-24 構築した手法の妥当性確認

結果および剛塑性解析結果より大きくなり、設計時の土圧として安全側の値となった。ただし、トンネルCでは、簡易算定手法による値が過度に安全側の結果となっている可能性がある。これは、パラメトリックスタディにおける中位の粘性土地盤の過圧密比( $OCR=2.0$ )とトンネルCの過圧密比( $OCR=1.3$ )に差異があり、後者の方が、式(1)で求まる非排水せん断強度は小さくなり、式(8)の内力仕事率が過小評価されたことが主な原因と考えられる。

また、簡易算定手法による鉛直有効土圧と全土被り圧を比較すると、全てのトンネルにおいて、簡易算定手法の方が小さくなり、設計時の土圧として合理化を図ることができると考えられる。

以上より、簡易算定手法は、設計時に用いる鉛直有効土圧として妥当な値を算出できると考えられる。

### (7) 簡易算定手法の手順

上記内容を整理すると、中位の粘性土地盤を有する任意のシールド現場で適用できる、鉛直有効土圧の簡易算定手法の手順は以下となる。

- 1) トンネル掘削時のトンネル上半から斜めに立ち上がるすべり線の傾き $\theta$ は $45^\circ$ とする。
- 2) 式(13)に現場の地層条件(全土被り厚さ $H$ および中位の

粘性土地盤の土被り厚さ $h$ )を代入して、折れ点高さ $p$ を求める。

- 3) トンネル上部の土塊を、高さ1mのブロックに分割し、式(14)より変位速度分布 $v_1 \sim v_n$ を求める。
- 4) 式(7)より外力仕事率、式(8)より内力仕事率を求める。  
なお、内力仕事率の非排水せん断強度は、式(1)を用いて設定する。
- 5) 仮想仕事率の原理より、外力仕事率と内力仕事率を等価とおき、式(9)で求まるトンネル反力を、トンネル外径の半径 $R$ で除することにより、トンネル上半に作用する平均的な鉛直有効土圧 $\bar{\sigma}_y$ を算定する。

## 5. 結論

本研究で得た知見は以下のとおりである。

- 1) 中位の粘性土地盤に建設されるシールドトンネルでは、セグメントには静水圧程度の水圧が作用し、鉛直有効土圧は全土被り圧以下になる可能性が高いと考えられる。
- 2) 関口太田モデルを適用した2次元剛塑性モデルにより求められるトンネル上半に作用する鉛直有効土圧の解析結果は、現場計測結果を包含し安全側の値となっていることから、剛塑性解析は、中位の粘性土地盤における土圧算定手法として有効であると考えられる。
- 3) 剛塑性解析手法の考え方のもと、地盤中の土塊を剛塑性体と仮定して、仮想仕事率の原理に基づいた鉛直有効土圧の算定方法を構築した。さらに、現場の条件として全土被り厚さと中位の粘性土地盤の土被り厚さをパラメータとした、任意の現場でも適用できる簡易的な設計時の鉛直有効土圧の算定手法を構築した。
- 4) 簡易算定手法で算定した鉛直有効土圧は、現場計測結果および剛塑性解析結果より大きく安全側の値を算出できること、また全土被り圧より小さく合理化が図られる土圧を算出できることから、簡易算定手法は、設計時に用いる鉛直有効土圧として妥当な値を算出できると考えられる。

以上のとおり、本研究では、中位の粘性土地盤に建設されるシールドトンネルを対象に、セグメントの設計時に用いる鉛直有効土圧の算定方法として剛塑性有限要素法と簡易手法を提案した。今回は、3か所のシールドトンネルでの計測結果や試験結果を用いて検討を進めたが、データ数が多いとは言いがたいため、これら算定手法の適用に当たっては、現地地盤の土水分離の状態および自立性を十分に確認する必要がある。今後は、各種データの

拡充により、本手法の精度向上について検討する必要がある。また、今回は、トンネルの外径の条件を3mとしたが、今後は、近年施工事例が増加している大口径シールドへの本手法の適用性についても検討する必要がある。本研究の成果が一助になれば幸いである。

## 参考文献

- 1) 公益社団法人 土木学会：2016年制定 トンネル標準示方書，[共通編]・同解説，[シールド工法]・同解説，2016。
- 2) 齊藤仁，中島崇，竹林基，白井伸一：東京湾海底下七号地層におけるセグメントの荷重計測結果について，土木学会第60回年次学術講演会，pp.219-220，2005。
- 3) 山根謙二，松永浩，高瀬正司：中位の粘性土下におけるシールドトンネルに作用する土圧の設定と評価，第22回トンネル工学研究発表会，2012.11
- 4) 有泉毅，岡留孝一，長屋淳一：シールド洞道に働く荷重計測結果とその分析について，トンネル工学研究発表会論文・報告集，第8巻，土木学会，pp.367-372，1998。
- 5) 金子俊輔，日下部治，有泉毅，山崎剛：剛塑性有限要素法による粘性土地盤中トンネルの覆工作用土圧に関する研究，土木学会論文集 C，Vol.65，No.4，pp.846-856，2009。
- 6) 金城佑紀，出雲力斗，小寺洋，齊藤仁：大深度・高水圧かつ塩害環境下での RC セグメントの設計—東京電力 葛西橋通り付近管路—，トンネルと地下，Vol.48，No.12，pp.49-59，2017。
- 7) 田村武，足立紀尚：ゆるみ土圧の数値解析，第27回土質工学研究発表会，pp.2047-2048，1992。
- 8) 浅岡頭：支持力と有効応力，地盤工学会，土と基礎，Vol.36，No.6，pp.43-49，1988。
- 9) Asaoka, A., Ohtsuka, S. and Matsuo, M.: Coupling analyses of limit equilibrium state for normally consolidated and lightly overconsolidated soils, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.3, pp.109-123, 1990.
- 10) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, *Int. Proc. of Speciality Session 9, 9th ICSMFE*, pp.229-238, Tokyo, 1977.
- 11) Ohta, H., Nishihara, A. and Morita, Y.: Undrained Stability of  $K_0$ -consolidated clays, *Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.2, pp.613-616, 1985.
- 12) 建設省関東地方建設局 東京湾岸道路調査事務所：東京湾湾央部地質調査報告書，1973.3
- 13) 金子俊輔，日下部治：剛塑性有限要素法による粘性土の落し戸土圧発生機構について，土木学会第66回年次学術講演会，pp.175-176，2011。

(Received May 17, 2021)

(Accepted October 14, 2021)

## EVALUATION OF VERTICAL EFFECTIVE EARTH PRESSURE FOR SHIELD SEGMENT DESIGN IN MEDIUM STIFF CLAY

Yoshihiro ITO, Saeko SHINOGUCHI, Shigeaki OKA, Alireza AFSHANI,  
Shunsuke KANEKO, Jin SAITO and Hirokazu AKAGI

At a depth of about 40m near the central Tokyo bay, the medium stiff clay with the N-value of 4 to 8 which is represented by the No.7 formation distributed. In this case, if the segment is designed on the safe side according to the standard specifications for tunnel, the segment thickness may become unreasonably large, because it is necessary to adopt the total stress conditions with full overburden pressure. On the other hand, in the previous field measurement results of earth pressure and water pressure acting on a shield segment in medium stiff clay, it has been reported that the hydrostatic pressure mainly acts on the segment and the vertical effective earth pressure is less than the overburden pressure. Therefore, in this study, the measurement results of earth pressure and water pressure in medium stiff clay have been numerically analysed using two-dimensional rigid-plastic modelling. In addition, we propose a method for calculating vertical effective earth pressure by the rigid-plastic finite element method and generalized simple numerical method based on the principle of virtual work rate.