

大規模掘削に伴う掘削側地盤の 水平地盤反力係数に関する検証

猿渡 隆史¹・吉川 登代子²・吉田 晋³・山田 孝弘⁴・
丸山 達彦⁵・稲垣 祐輔⁶・山内 雅基⁷・譽田 孝宏⁸

¹正会員 西日本旅客鉄道株式会社 大阪工事事務所 (〒532-0011 大阪府大阪市淀川区西中島5-4-20)
E-mail: takashi-saruwatari@westjr.co.jp

²西日本旅客鉄道株式会社 大阪工事事務所 (〒532-0011 大阪府大阪市淀川区西中島5-4-20)
E-mail: toyoko-yoshikawa02@westjr.co.jp

³西日本旅客鉄道株式会社 大阪工事事務所 (〒532-0011 大阪府大阪市淀川区西中島5-4-20)
E-mail: susumu-yoshida@westjr.co.jp (Corresponding Author)

⁴正会員 西日本旅客鉄道株式会社 大阪工事事務所 (〒532-0011 大阪府大阪市淀川区西中島5-4-20)
E-mail: takahiro-yamada@westjr.co.jp

⁵株式会社銭高組 大阪支社 (〒550-0005 大阪府大阪市西区西本町2-2-4)
E-mail: maruyama_tatsuhiko@zenitaka.co.jp

⁶正会員 株式会社地域地盤環境研究所 (〒540-0008 大阪府大阪市中央区大手前2-1-2)
E-mail: inagaki@geor.co.jp

⁷正会員 株式会社地域地盤環境研究所 (〒540-0008 大阪府大阪市中央区大手前2-1-2)
E-mail: m.yamauchi@geor.co.jp

⁸正会員 株式会社地域地盤環境研究所 (〒540-0008 大阪府大阪市中央区大手前2-1-2)
E-mail: konda@geor.co.jp

土留め設計では、土留め壁を梁に、支保工を弾性支承に、地盤をばねに仮定した土留め弾塑性法を通常採用している。ここで使用する掘削側地盤の水平地盤反力係数は、原位置試験等から想定した変形係数を利用しており、設計上、一定値として設定している。ただ、軟弱な沖積粘性土層が分厚く堆積した開削現場において、計測値に基づいた逆解析により、土留め壁の変形増加に伴って水平地盤反力係数が小さくなることを確認しているが、その具体的なメカニズムの解明には至っていない。

ここでは、水平地盤反力係数の土留め壁変位依存性について、現場計測結果と原位置試験結果から分析した。その結果、当該現場では、掘削底面付近における初期の水平地盤反力係数を30%程度まで低減することにより、土留め壁変形量を適切に表現できること等が検証できた。

Key Words : *soft ground, braced excavation, coefficient of subgrade reaction, design, numerical analysis*

1. はじめに

鉄道に近接した土留め工の設計では、土留め弾塑性法を用いることを基本としているが¹⁾、本手法は、土留め壁を有限長の梁、掘削側地盤を弾塑性床、切梁等を弾性支承と仮定して、土留め壁の断面力や変形量を算定する方法である。鉄道における土留め設計時の背面側側圧は、ランキン・レザール式による主働土圧に水圧を加算して採用している。一方、掘削側側圧として、水平地盤反力

係数に土留め壁水平変位量を乗じた「弾性反力」と、受働側圧から静止側圧を差し引いた「有効受働側圧」を比較し、小さい方を採用している。

ここで使用する水平地盤反力係数は、実務上、一定値として取り扱っているが、土留め壁の変形増大に伴って小さくなることが知られている。例えば、今井^{2,3)}は、孔内水平載荷試験データを用いて水平地盤反力係数の変位依存性を明らかにしている。その前提条件として、杭の設計に用いる水平地盤反力係数は、Changの方法⁴⁾を用

いて算定することを基本としており、水平地盤反力係数の非線形性を考慮した簡便な算定式を提案している。また、共同溝設計指針⁹⁾では、掘削側の弾性領域における水平地盤反力係数について、土留め壁のたわみ量によって低減する算定式を規定している。

これら水平地盤反力係数の変位依存性は、多くの杭を対象とした水平交番載荷試験結果に基づいており、土留め設計における掘削側地盤の水平地盤反力係数を設定する際にも適用できると土留め弾塑性法では仮定している。ただし、土留め工は、掘削の進行に伴って複雑な挙動を示し、土留め壁の変形によって土留め壁作用側圧が刻々と変化する特徴を有する。特に、受働側圧の設定方法が、土留め工の応力や変形、設計の信頼性に大きく影響する。つまり、掘削側地盤は、「土留め壁の水平変位による影響」だけではなく、「リバウンドによる影響」も含んだ複雑な挙動を示し、杭載荷実験の成果をそのまま土留め設計に適用することの妥当性や、その具体的なメカニズムについて未解決の部分が残されている。

東海道線支線工事における土留め掘削工では、軟弱な沖積粘性土地盤が分厚く堆積しており、土留め壁の水平変位量が大きくなる深度において、水平地盤反力係数が小さくなる傾向を土留め壁水平変位量や切戻軸力等の現場計測結果に基づいた逆解析から確認している⁶⁾。これらの知見を踏まえ、ここでは、室内土質試験結果から当該現場の地盤特性を詳細に把握した上で、以下の項目を検証した。

- (1)現場計測結果と原位置試験結果に基づいた水平地盤反力係数の分析
- (2)土留め弾塑性法に基づいた逆解析による水平地盤反力係数の分析
- (3)弾塑性FEM解析による掘削側地盤の挙動に関するメカニズムの検討

2. 鉄道における土留め弾塑性法の概要

鉄道の土留め設計に用いる側圧と構造系の説明図を図-1に示す。

鉄道では、土留め工の設計で用いる背面側側圧として、ランキン・レザール式による主働土圧に水圧を加算して採用しており、比較的深い掘削(15 m以深)を対象としたものである。また、掘削側の受働側圧は、塑性理論に基づく方法にも対応できるように定めており、受働土圧係数はクーロン式によって規定している。さらには、土留め弾塑性法の計算において、土留め壁の変形に寄与しない側圧として、平衡側圧を定義している。平衡側圧は、計算上、作用側圧(主働側圧)および抵抗側圧(受働側圧)から差し引く側圧である。平衡側圧を差し引くことによ

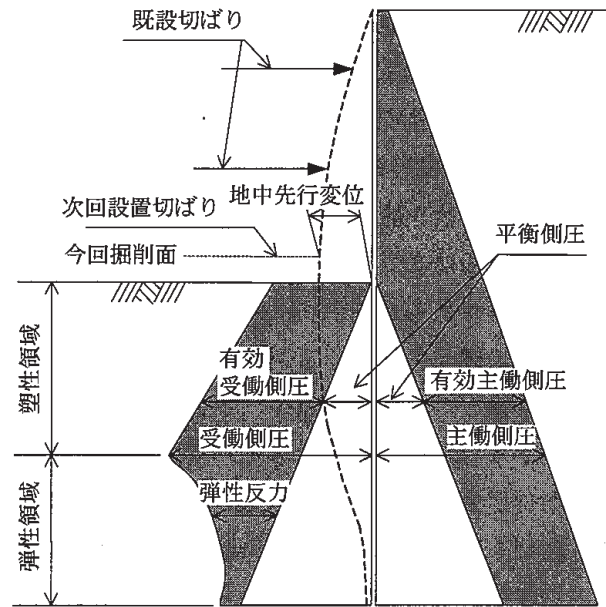


図-1 土留め設計に用いる側圧と構造系の説明図¹⁾

り、掘削前に背面側から側圧が作用しているのに壁体に変形しないことを表現できる。これにより、土留め壁には背面側より有効主働側圧(=主働側圧-平衡側圧)が作用し、掘削側の塑性領域では有効受働側圧(=受働側圧-平衡側圧)が、弾性領域では、土留め壁の変位に比例した弾性反力が作用すると仮定している。

この弾性反力は、土留め壁の水平変位に地盤の水平地盤反力係数を乗じて算定する。水平地盤反力係数は、文献1)に準じた算定式を用いており、地盤の変形係数に基づいて設定している。変形係数は、各種地盤調査法により得られた値に対して、それぞれの補正係数を乗じて用いている。

3. 対象現場の概要

(1) 対象現場の工事概要

JR東海道線支線地下化・新駅設置事業⁶⁾は、大阪駅北地区の西端地上を南北に走行している東海道線支線を大阪駅側に移設して地下化することにより、鉄道と道路との交差部分を解消する工事である。本工事では、開削工法により地下構造物を構築するが、掘削領域と営業線が近接していることから、掘削に伴う営業線への影響が懸念される。そのため、超近接施工の前に営業線との離隔が少し離れた先行掘削断面(断面1と断面2)において、トライアル計測と土留め弾塑性解析を実施し、その影響度について事前予測している。土留め弾塑性解析断面における掘削幅は約12.3m、最終掘削深度は約12.6m、土留め壁芯材長は21.5m(モルタル杭長は25.5m)である。

(2) 対象現場の地盤概要

検討断面付近の概略土質縦断図(南北方向)を図-2に、当該現場付近の室内土質試験結果を整理した土性図を図-3に示す。なお、図-3に示す柱状図は検討断面に最も近いボーリングを参照しており、図-2より詳細に土層区分している。

掘削対象区域には、上部から盛土層、沖積砂質土層、沖積粘性土層がGL-20 m程度まで堆積している。さらにこれらの下部には、第1洪積砂礫層、洪積粘性土層が分布する地層構成となっている。

当該現場を代表する沖積粘性土層であるAc2は、第四紀完新世の海進によって堆積した内湾性の海成粘土⁷⁾であり、N値=0~3程度、粘着力 $c=37\sim 107\text{ kN/m}^2$ の軟弱な粘性土地盤である(表-1参照)。当該現場付近でのAc2は

ほぼ水平に堆積しており、層厚が10 m以上分厚く堆積していることが特徴的である。なお、深度方向にAc2の性状が異なるため、本検討では主として粒度分布における砂分の混入程度に着目して便宜的に5分割して検討した(図-3参照)。

粘性土層上部(Ac2-2~Ac2-3)は、砂分が5%以下の粘土であり、自然含水比が液性限界状態に近い状態にある。一方、粘性土層下部(Ac2-4~Ac2-5)はやや砂分を有しており、自然含水比が液性限界を下回る状態にある。

非排水せん断強さ $c_u(=q_u/2)$ は、深度方向に対して線形的に強度増加する傾向にあるが、下部の粘土層は砂分を有していることから、線形関係よりも少し強度が大きい。Ac2下部については、1960年代までに西大阪地域で地下水過剰汲み上げによって地下水位が低下しており、

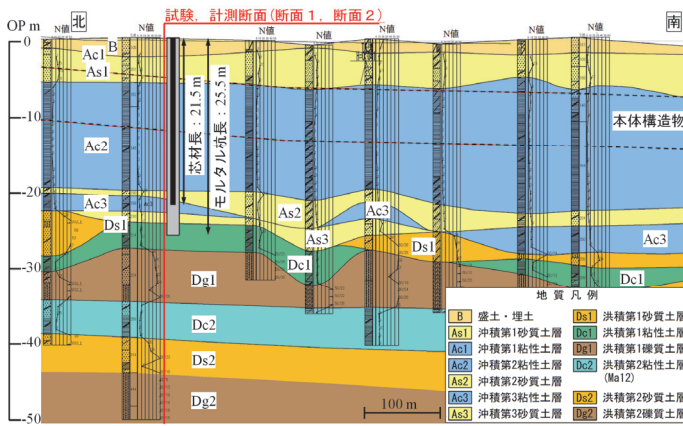


図-2 検討断面付近の土質縦断図(南北方向)

表-1 弾塑性法による土留め解析に用いた土質パラメータ

土層名	層厚 m	深度 m	単位体積重量 γ kN/m ³	平均 N値	粘着力 $c(=c_uを仮定)$ kN/m ²	内部摩擦角 ϕ °	変形係数 E kN/m ²	水平地盤反力係数 k_{b0} kN/m ³
B	1.10	-1.10	18.0	15	0.0	34	37500	9000
Ac1	0.60	-1.70	15.0	1	22.5	0	4364	4190
As1	3.10	-4.80	17.0	6	0.0	30	15000	3600
Ac2-1	3.20	-8.00	17.8	3	54.0	0	4364	4190
Ac2-2	3.00	-11.00	16.5	0	37.7		7202	6914
Ac2-3	3.00	-14.00	15.7	0	57.1		11596	11132
Ac2-4	3.00	-17.00	16.1	1	76.5		17177	16490
Ac2-5	1.80	-18.80	16.7	1	107.0		18348	17614
As2	2.10	-20.90	18.0	10	33.0	30	6271	6020
Ac3	0.70	-21.60	18.1	5		29	6271	6020
As3	1.20	-22.80	17.0	6		29	6271	6020
Ds1	1.10	-23.90	19.0	41	0.0	35	102500	24600
Dc1	2.90	-26.80	15.0	6	89.9	0	5609	5384

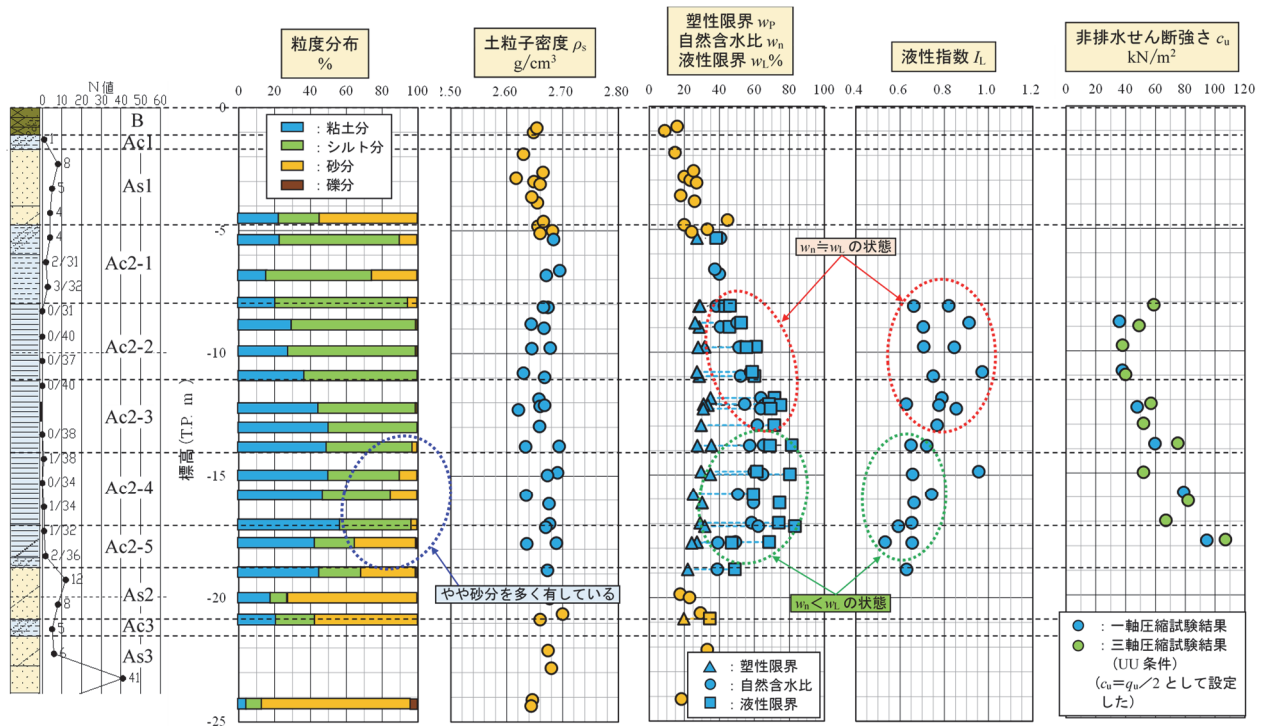


図-3 室内土質試験結果に基づいた土性図

それによって砂層付近から排水されて圧密が進行する傾向にあり、その分強度が増加する傾向にあることが知られており⁸⁾、ここでもその傾向が表れていると考えられる。

4. 掘削側地盤における実挙動の分析

(1) 原位置試験および現場計測の概要

a) 原位置試験の概要

孔内水平載荷試験を実施した平面位置を図-4に、断面図を図-5に示す。なお、孔内水平載荷試験は、沖積粘性土層において各掘削段階で実施することにより、掘削に伴って上載荷重が減少する影響と土留め壁の変形に伴う影響の両方を含んだ掘削側地盤における静止側圧と水平地盤反力係数を直接把握することができる。

孔内水平載荷試験は、沖積粘性土層内の4深度で実施した(図-5参照)。本原位置試験は、各掘削段階において平面的に1~2 m離れた異なるボーリング孔を用いて実施しているが、土留め壁からの離隔が1.7 mになるように調整した。この離隔は、孔内水平載荷試験用のボーリング孔が相互に干渉しないように距離を確保しながらも、可能な限り土留め壁に近い位置を選定するという観点から設定した。各掘削段階における掘削深度を表-2に示す。

b) 現場計測の概要

当該現場で現場計測工法を用いた断面1の断面図を図-5に示す。

計測点は、最終掘削底面が位置するAc2-3を中心にその上下の沖積粘性土層を含めた3深度において、土留め壁からの離隔が異なる2列に配置することにより、合計6測点を格子状に配置した(図-5参照)。これらの計測点において、傾斜計により地盤内の水平変位量を、沈下計により鉛直変位量を手動計測することによって、地盤内の水平方向および鉛直方向の変位量を同時に測定できる。なお、沈下計測は、挿入式傾斜計用のガイド管外周部からAc2の測定深度毎に地盤に対して沈下素子を定着させることにより、初期状態からの移動量から鉛直変位量を計測するものである。6測点のうち、上下各4測点により構成される四角形の面積が初期状態から変化することに着目して、各四角形面積の変化量を変形前の面積で除することによって面積ひずみを算出した。

土留め弾塑性法に基づいた逆解析実施断面である断面2の断面図を図-6に示す。

計測項目は、逆解析に必要な土留め壁水平変位や切梁軸力に加え、掘削に伴う営業線への影響を確認するために背面側地盤の水平変位と鉛直変位、地表面鉛直変位、各帯水層の地下水位等を自動計測した。

(2) 原位置試験と現場計測の結果および分析

a) 原位置試験の結果

各掘削段階における孔内水平載荷試験結果に基づいた掘削側地盤の変形係数を図-7に示す。

孔内水平載荷試験から得られた変形係数は、掘削前時点で4深度ともに同程度であったが、3次掘削終了時には、浅部3深度測点(i点(TP-12.4 m)、ii点(TP-13.9 m)、iii点(TP-15.9 m))で変形係数は掘削前よりも低下し、最浅部測点(i点)での低下率が最大となった。一方、最終掘削終了時の最深部測点(iv点(TP-17.7 m))において、変形係数は掘削前よりも増加した。

b) 現場計測の結果

土留め壁水平変位分布および掘削地盤内の水平変位分布を図-8に、掘削地盤内の水平および鉛直変位分布を図-9に示す。

土留め壁は、掘削進行に伴って掘削側に変位し、最終掘削時における測点S-1の掘削底面付近以外では掘削地盤も土留め壁に類似した変形を示した。ただし、変位量そのものは土留め壁から離れるにつれて小さくなる傾向にあった。掘削側地盤の鉛直変位は、3次掘削終了時において、大部分の計測点において隆起挙動を示したが、測点S-1の最深部(e点)では沈下挙動を示した。

これらの掘削地盤内における水平変位および鉛直変位挙動に基づいて、各掘削段階における面積ひずみを上部四角形(abdc)と下部四角形(cdf e)で算出した(表-3参照)。ここでは、面積ひずみが正值(+),つまり変形前の面積より大きくなることを膨張傾向とした。圧縮傾向はその逆である。その結果、上部四角形(abdc)は、3次および4次掘削終了時ともに膨張傾向を示したが、下部四角形(cdf e)は3次掘削終了時で膨張傾向を示した後、4次掘削終了以降で圧縮傾向を示した。

c) 原位置試験結果および現場計測結果の分析

原位置試験と現場計測の結果から、掘削底面に近い深度では上載荷重の減少に伴う掘削底面の隆起と土留め壁の水平変位が合わさって掘削側地盤内にせん断変形が進行し、掘削側地盤の変形係数が低下したと考えられる。一方、掘削底面から深部ほど土留め壁の変形がリバウンドの影響を抑制しており、地盤が圧縮したことによって掘削側地盤の変形係数が増加したと考えられる。

(3) 実地盤における水平地盤反力係数の分析

水平地盤反力係数と土留め壁水平変位量の関係を図-10に示す。横軸は、孔内水平載荷試験の実施深度における土留め壁水平変位量である。また、各掘削段階における孔内水平載荷試験結果より得られた変形係数から水平地盤反力係数 k_h を算出し、掘削前の水平地盤反力係数 k_{h0} で除して無次元化した値を縦軸に示している(以下、 k_h/k_{h0} 、水平地盤反力係数比と称する)。つまり、水平

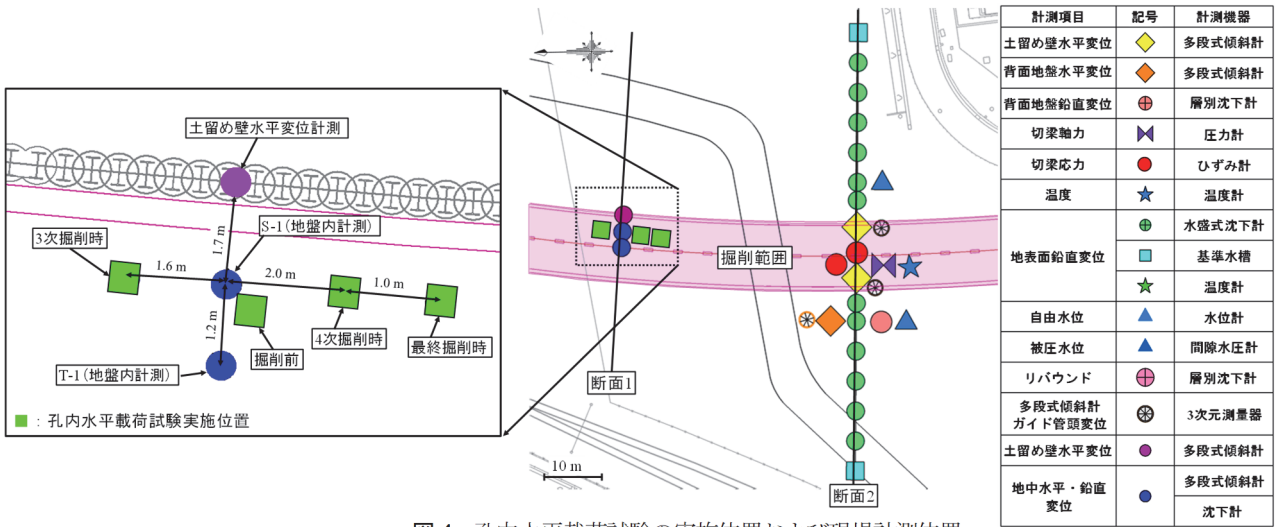


図4 孔内水平載荷試験の実施位置および現場計測位置

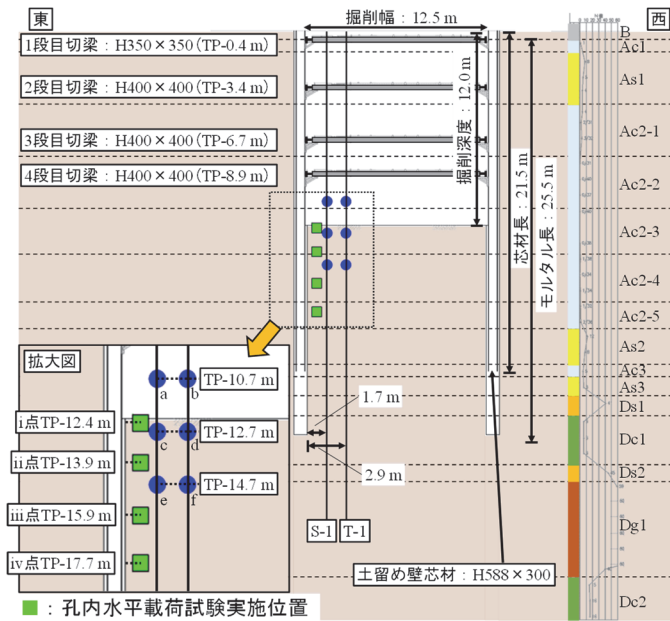


図5 孔内水平載荷試験の実施深度および現場計測断面図(断面1)

表2 各掘削段階における掘削深度

断面	掘削段階	掘削深度 TP-m
断面 1	1次掘削	-1.4
	2次掘削	-4.5
	3次掘削	-8.5
	4次掘削	-10.5
	最終掘削	-12.0
	断面 2	1次掘削
2次掘削		-3.9
3次掘削		-5.4
4次掘削		-7.9
5次掘削		-10.2
最終掘削		-12.5

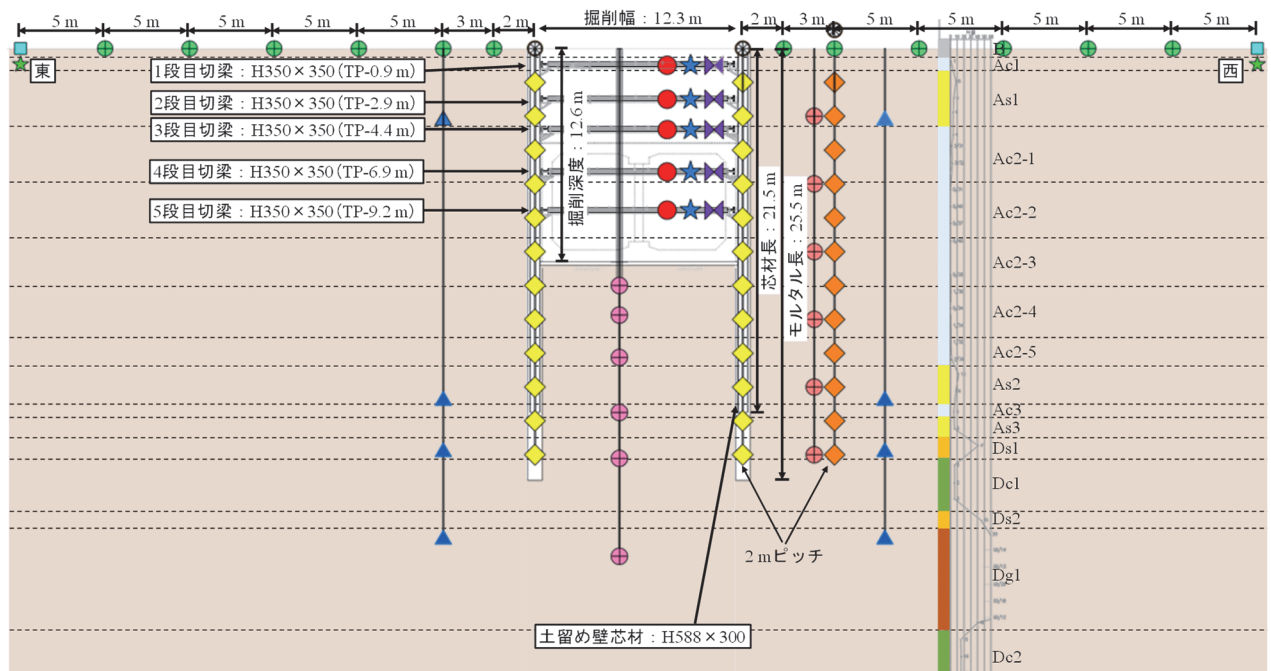


図6 現場計測断面図(断面2)

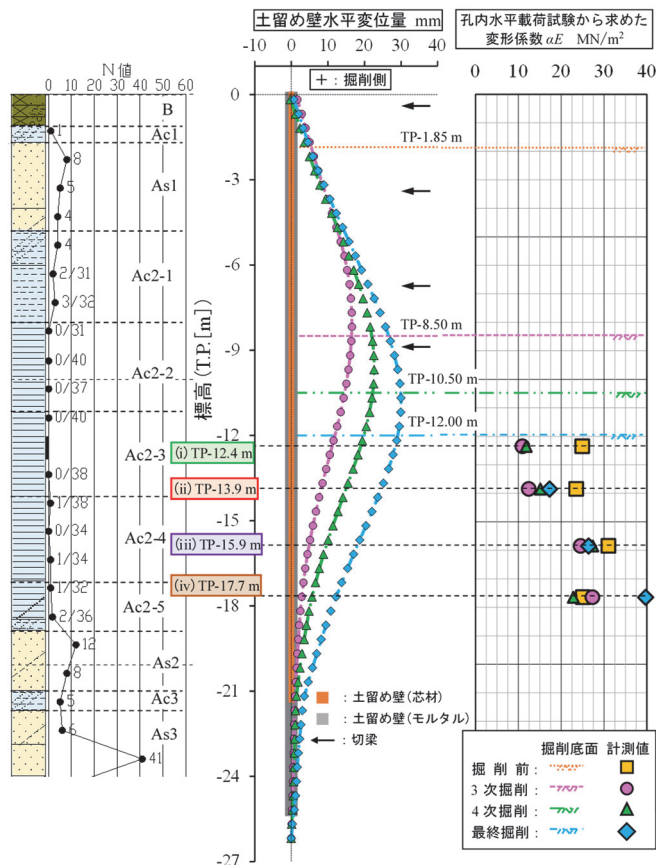


図-7 土留め壁水平変位および孔内水平載荷試験結果の深度分布図

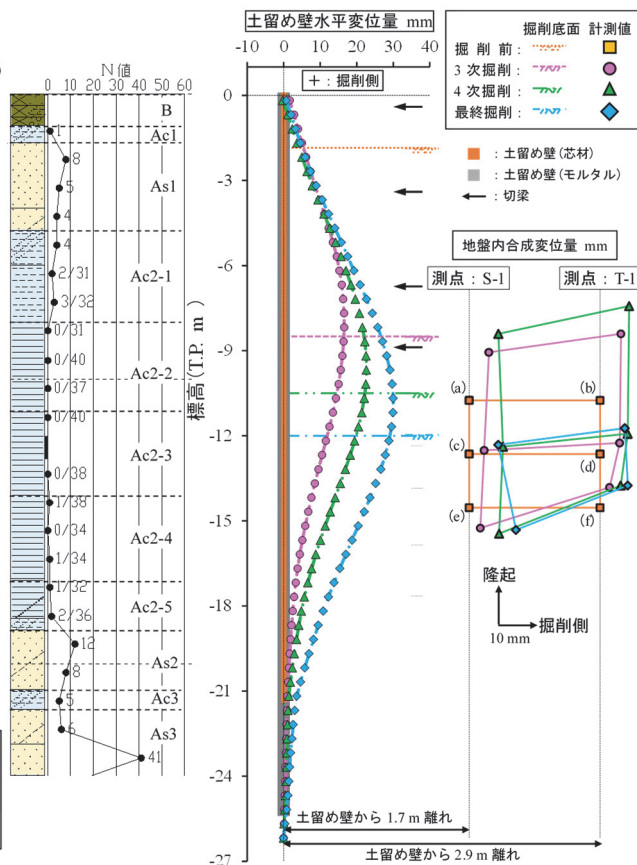


図-9 土留め壁水平変位および掘削側地盤内の水平、鉛直変位分布図

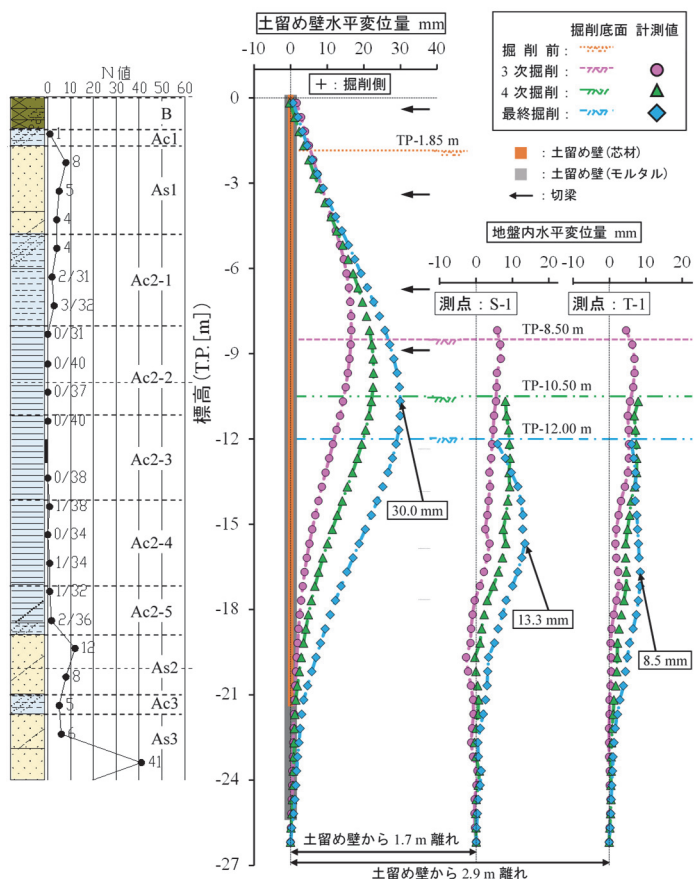


図-8 土留め壁水平変位および掘削側地盤内水平変位分布図

表-3 掘削側地盤の面積ひずみ

	3次掘削	4次掘削	最終掘削
上部四角形abcd	0.75	0.81	—
下部四角形cdfe	0.14	0.00	-0.08

※面積ひずみは、+：膨張，-：圧縮である。

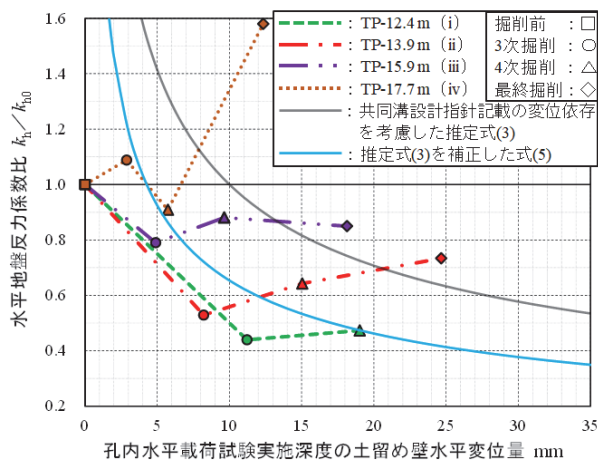


図-10 水平地盤反力係数比と土留め壁水平変位量の関係

地盤反力係数比が $k_h/k_{h0}=1.0$ の位置では、掘削前の水平地盤反力係数と同じである。

3次掘削終了時には、掘削底面に近い上側3箇所(i, ii, iii点)において掘削前の水平地盤反力係数より減少し、最も掘削底面に近い深度(i点)では最大の44%($k_h/k_{h0}=0.44$)まで低下した。これは、上載荷重の減少に伴う掘削底面の隆起と土留め壁の水平変位が合わさって掘削側地盤内にせん断変形が進行し、水平地盤反力係数の低下につながったと考えられる。一方、最深位置(iv点)の水平地盤反力係数では、掘削前に比べて微増した。また、4次掘削終了以降、4深度ともに3次掘削終了時の水平地盤反力係数から微増したが、最終掘削終了時の最も深い深度(iv点)で掘削前の水平地盤反力係数より58%増加した。これは、土留め壁の変形がリバウンドの影響を抑制しており、地盤が圧縮したことによって水平地盤反力係数が増加したと考えられる。

黒色実線は、文献5)の共同溝設計指針に記載されている水平地盤反力係数の変位依存性を考慮した算定式(1)より得られた式(3)の関係を示す。

$$k_h = k_{h0共} \cdot \frac{1}{\sqrt{y_x}} \quad (1)$$

$$k_{h0共} = \frac{1}{125} \cdot \alpha_{共} \cdot g \cdot 10 \cdot E_0 \quad (2)$$

$$\frac{k_h}{k_{h0共}} = \frac{1}{\sqrt{y_x}} \quad (3)$$

ここで、 k_h : 地表より x mの深度における水平地盤反力係数(kN/m³)

$k_{h0共}$: 共同溝設計指針における基準水平地盤反力係数(kN/m³)

y_x : 地表より x mの深度における土留め壁のたわみ量(m)

g : 重力加速度(m/sec²)

E_0 : 地盤の変形係数(kN/m²)

$\alpha_{共}$: 共同溝設計指針における変形係数の算出法による係数

共同溝設計指針における基準水平地盤反力係数 $k_{h0共}$ は、土留め壁の水平変位が10 mm変形した時の値である。つまり、水平地盤反力係数比に関する試験結果とは、直接比較することはできない。そこで、掘削前の水平地盤反力係数を式(2)の代わりに、文献9)の鉄道指針の式(4)を仮定する。式(2)(4)を式(3)に代入して得られる式(5)(6)の関係を青色実線で示す。

$$k_{h0鉄} = 0.24 \cdot \alpha_{鉄} \cdot E_0 \quad (4)$$

$$\frac{k_h}{k_{h0鉄}} = \frac{1}{\sqrt{y_x}} \cdot A \quad (5)$$

$$A = \frac{1}{0.24 \cdot \alpha_{鉄}} \cdot \alpha_{共} \cdot g \cdot 10 \quad (6)$$

ここで、 $k_{h0鉄}$: 鉄道指針における基準水平地盤反力係数(kN/m³)

A : 共同溝設計指針と鉄道指針の基準水平地盤反力係数の比率

$\alpha_{鉄}$: 鉄道指針における変形係数の算出法による係数

変位依存性を考慮した水平地盤反力係数の算定式は、掘削底面に近いi点での孔内水平載荷試験結果と良い対応関係にあった。一方、ii点とiii点については、3次掘削時は良い対応関係にあったが、4次掘削以降は異なる傾向を示した。これは、4次掘削以降の鉛直変位はほとんど変化がないが水平変位は大きくなっていることから、地盤が圧縮したことによるものと考えられる。

以上のことから、実地盤における水平地盤反力係数は、土留め壁の変形に伴って減少傾向を示すこともあれば、地盤の圧縮によるものと考えられる増加傾向を示すこともあり、掘削側地盤の複雑な挙動により一義的な変位依存性を確認することができなかった。

5. 土留め壁水平変位量に基づいた土留め弾塑性逆解析による水平地盤反力の分析

(1) 土留め弾塑性逆解析の概要

ここでは、土留め壁水平変位量に関する計測値に基づいた逆解析により、掘削側地盤における水平地盤反力係数の各掘削段階での変化について分析した。

a) 解析モデル

土留め壁の剛性は、芯材下端以浅で芯材とモルタル部からなる重ね壁として設定し、芯材下端以深でモルタル部のみで評価した。なお、モルタル部は芯材に比べて剛性は小さいことから、土留め設計時には考慮しないことが多い。ここでは、周辺地盤と剛性が異なる構造物の存在を考慮することにより、より実際に近い解析条件を再現している。土留め壁と切梁の諸元を表-4に示す。

b) 土質パラメータ

解析に用いた土質パラメータを表-1に示す通りである。

Ac2の一軸圧縮強度は、図-3に示したように深度方向に強度増加していることから、既存の研究⁹⁾と同じ粘着力を仮定した。また、水平地盤反力係数は、文献9)に準拠して三軸圧縮試験(UU条件)の E_{50} より設定した。砂層の各種パラメータは、同じく文献9)に準拠してN値から推定した。なお、As2およびAs3は細粒分まじり砂質土

層であり、その中間深度に位置するAc3は細粒分が上下層に比べて多いことから粘性土と分類している。以上のことから、便宜上これら3層については類似土層と位置付け、As2から採取した乱れの少ない試料を用いた三軸圧縮試験(CU条件)結果に基づいた粘着力を代表させた。内部摩擦角については、文献9)の推定式から設定した。

背面側地盤における地下水位は、計測値を反映して逐次掘削毎に設定した。また、掘削側地盤の地下水位は、各掘削底面に位置することを仮定した。

c) 逆解析方法

本検討で用いた逆解析方法は、弾塑性法による土留め解析において掘削側の水平地盤反力係数を試行錯誤的に入力し、出力した土留め壁変位量を計測値にフィッティングさせる繰り返し計算法である。ここでは、土留め壁の水平変位量に依存した水平地盤反力係数の変化に着目していることから、土留め壁作用側圧については文献1)の考え方を踏襲して一定値に仮定し、土留め壁の剛性と切梁のばね値を既知とした上で、掘削側地盤の水平地盤反力係数のみを未知パラメータと仮定した。なお、1次掘削終了時における土留め壁変位量は微小であったことから、掘削底面以深の初期水平地盤反力係数を用いて土留め背面側圧を検討した結果、BとAs1では土圧が作用しておらず水圧のみ作用している状態を仮定している。

逆解析時のフィッティング評価には、専門技術者の意思決定プロセスをモデル化したファジー理論¹⁰⁾を用いており、平均絶対差、全体差、ピーク値付近差、ピーク深差、15%誤差比率に関する評価を点数化してフィッティング順位付けをおこない、最上位ケースを採用した。

逆解析は、山留め弾塑性解析トータルシステムKASETSU-5X(伊藤忠テクノソリューションズ(株)製)を使用し、上記内容に関する評価基準は、文献10)に示す内容を参照した。

逆解析時に入力した土留め壁水平変位量は、高精度デジタル孔内挿入式傾斜計(デジタルQティルト-6000, 応用地質(株)製)を用いて手動計測した。本計測機器の精度は、50 cm当り±0.131 mm(計測機器の測定範囲±30°, 直線性0.05 %FS)である。一方、手動計測時の測定誤差は、約26 m長の測定に対して手動計測を3回繰返し実施した結果、土留め壁下端部を固定点とした場合の土留め壁上端部のばらつきが最大0.9 mmであった。ここでは、本計測値を基準値と仮定している。

(2) 土留め弾塑性逆解析の結果

逆解析結果による各掘削段階の水平地盤反力係数を表-5に示す。橙色部は、前の掘削段階における水平地盤反力係数より大きくなる場合であり、青色部はその逆を示す。同図からもわかるように、1次掘削終了時では、鉄道指針により設定した水平地盤反力係数より大きい結果となった。これは、共同溝設計指針による変位依存性を考慮した算定式でも同様であり、土留め壁水平変位量が小さい時には、基準となる水平地盤反力係数より大きい結果となっている。一方、2次掘削終了以降、Ac2および沖積砂層において、水平地盤反力係数は1次掘削終了時より小さくなり、鉄道指針により設定した水平地盤反力係数より小さくなる。つまり、水平地盤反力係数比 k_h/k_{h0} が1.0以下となるのは、掘削底面付近に限定される。

表4 土留め壁と切梁の諸元

	変形係数 E (kN/m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴ /m)	断面積 A (m ² /m)
土留め芯材	2.0×10^8	1.92×10^{-3}	3.15×10^{-2}
モルタル杭	1.0×10^5	3.01×10^{-2}	6.68×10^{-1}
切梁	2.0×10^8	—	2.07×10^{-2}

表5 逆解析結果による各掘削段階における水平地盤反力係数

土層名	層厚 m	掘削側水平地盤反力係数 k_h (kN/m ³)						最終掘削 終了時
		初期値 (鉄道指針)	1次掘削 終了時	2次掘削 終了時	3次掘削 終了時	4次掘削 終了時	5次掘削 終了時	
B	1.10	9000	—	—	—	—	—	—
Ac1	0.60	4190	—	—	—	—	—	—
As1	3.10	3600	7600	6000	—	—	—	—
Ac2-1	3.20	4190	7700	6200	4000	—	—	—
Ac2-2	3.00	6914	13000	8000	6500	2000	—	—
						2500	2000	—
Ac2-3	3.00	11132	35000	23000	15000	7000	3000	—
						—	5000	3500
Ac2-4	3.00	16490	38000	35000	28000	21000	13000	6000
Ac2-5	1.80	17614	40000	40000	40000	28000	18000	8000
As2	2.10	6020	45000	45000	45000	45000	45000	16000
Ac3	0.70	6020	42000	42000	42000	42000	42000	20000
As3	1.20	6020	70000	70000	70000	70000	70000	70000
Ds1	1.10	24600	80000	80000	80000	80000	80000	80000
Dc1	2.90	5384	90000	90000	90000	90000	90000	90000

※ ■部は、前の掘削段階における地盤反力係数より大きい。 ■部は、前の掘削段階における地盤反力係数より小さい。

(3) 逆解析結果に基づいた水平地盤反力係数の分析

逆解析により得られた水平地盤反力係数と土留め壁水平変位の関係を図-11に示す。

同図より、例えば、土留め壁水平変位が10 mmに満たない場合には、水平地盤反力係数比 k_h/k_{h0} は1.0以上の値となったが、変形が進むにつれて k_h/k_{h0} は減少し、土留め壁水平変位が10 mm以上になると、 k_h/k_{h0} が1.0以下の値、つまり、鉄道指針により推定した水平地盤反力係数よりも小さい結果になった。このような傾向は、共同溝設計指針の変位依存性を考慮した算定式による関係と類似した結果である。共同溝設計指針における基準水平地盤反力係数は、土留め壁の水平変位が10 mm変形した時の値を規定しているが、これを鉄道指針における水平地盤反力係数の算定式に当てはめた場合、おおむね30%低減に収束する結果になった(図-11 A点)。一方、掘削底面から離れた深い深度では、土留め壁水平変位が10 mm以上であっても鉄道指針により推定した地盤反力係数の80%程度に留まっている(図-11 B点)。

上記のことから、計測で得られた土留め壁水平変位量に基づいた弾塑性法による逆解析結果では、掘削底面付近では変位依存性があることを確認した。よって、当該現場のような軟弱粘性土層が分厚く堆積する地盤において土留め設計をおこなう場合、掘削底面付近の水平地盤反力係数を初期値の30%程度まで低減することにより、その変位依存性をおおよそ同定できると考えられる。

当該現場の地盤や施工条件と同じような隣接現場において、水平地盤反力係数の変位依存性を考慮した土留め弾塑性解析の一例を以下に示す。

- Step1: 鉄道指針に準拠して水平地盤反力係数を設定し、土留め弾塑性解析を実施する。
- Step2: 土留め壁水平変位が10 mm未満の場合、次段階掘削時の土留め弾塑性解析を実施する。
- Step3: 土留め壁水平変位が10 mmを超える場合(掘削段階1)、掘削底面付近の水平掘削側地盤反力係数を初期値の30%程度まで低減する。
- Step4: 低減した水平地盤反力係数を用いて再度掘削段階1の土留め弾塑性解析を実施し、その後、次の掘削段階2の土留め弾塑性解析をおこなう。
- Step5以降: 上記を繰り返し、最終掘削まで土留め弾塑性解析を実施する。

(4) 変位依存性を考慮した地盤反力係数の他工区への適用例

ここでは、(3)で示した土留め弾塑性解析方法を当該現場に隣接する他工区へ適用した場合について、計測値と設計計算値を比較した事例を示す。

適用現場は、A工区(掘削幅: 37.1 m)とB工区(掘削幅: 12.3 m)である。対象工区の土質パラメータを表-6に

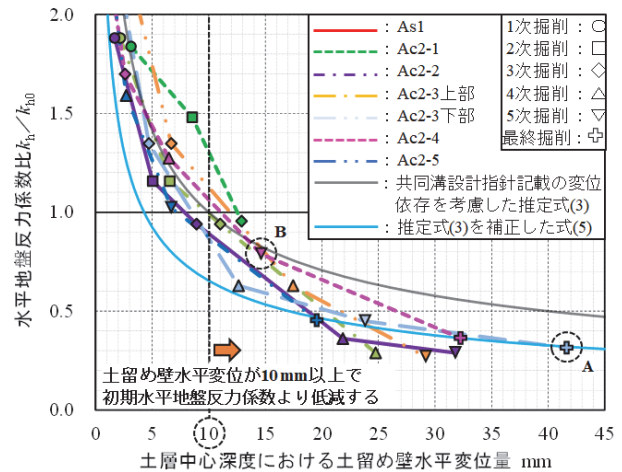


図-11 逆解析により得られた水平地盤反力係数比と土留め壁水平変位量の関係

示す。土質パラメータは鉄道指針に準拠し、背面側圧も設計時の条件を仮定した。なお、As2とAs3およびAc3の扱いについては、表-1と同様に類似土層として位置付けてAs2の三軸圧縮試験(CU条件)結果に基づいた粘着力を代表させた。内部摩擦角については、文献9)の推定式から設定した。また、土留め壁水平変位が10 mmを超過する場合の水平地盤反力係数の低減範囲は、表-5に示す最終掘削時における水平地盤反力係数の低下域を参考にして、掘削底面より5 m下部の範囲とし、掘削前の水平地盤反力係数の30%まで低減することを仮定した。

最終掘削終了時における土留め弾塑性解析と計測値の比較図を図-12に示す。

同図より、水平地盤反力係数を低減しない場合、A工区、B工区ともに計測値より小さい結果であった。一方、水平地盤反力係数を低減した場合について、A工区は、土留め壁水平変位の最大発生深度が解析値の方で4 m程度下方とやや異なるものの、最大水平変位量はおおむね計測値を表現できた。B工区について、最大水平変位量は解析値の方が計測値より小さいものの、定性的には計測値を表現できた。

以上のことから、当該工事領域において土留め壁水平変位が10 mmを超過する場合、掘削底面より5 m下部の範囲に対して、掘削前の水平地盤反力係数の30%まで低減することによって、土留め壁水平変位をおおよそ同定できることを確認した。ただし、掘削幅など施工条件によっては、水平地盤反力係数がより低減する可能性も考えられるため、水平地盤反力係数の変位依存性を適用する場合には留意が必要である。

6. 弾塑性FEM解析による掘削側地盤の挙動分析

3章および4章では、掘削側地盤の水平地盤反力係数

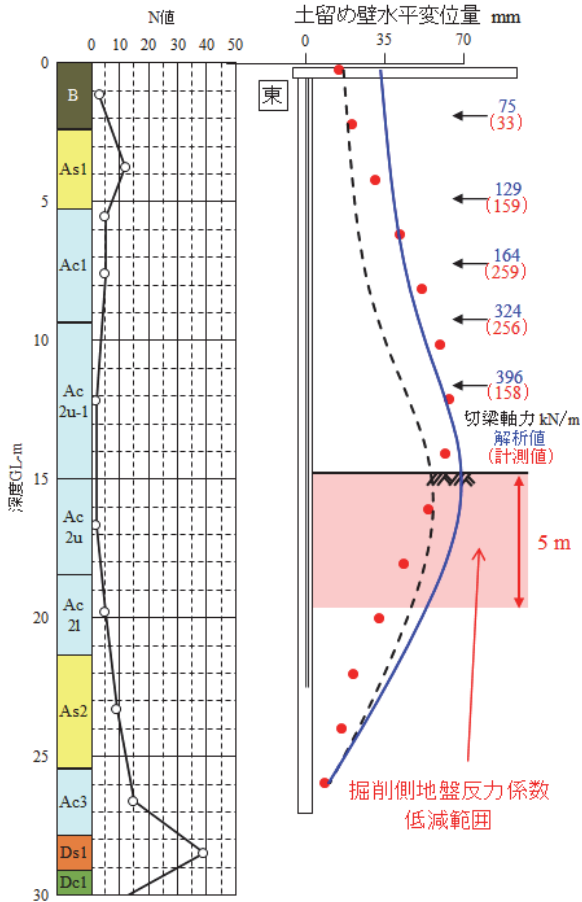
表-6 弾塑性法による土留め解析に用いた土質パラメータ(水平地盤反力係数の変位依存性を考慮)

(a)A工区

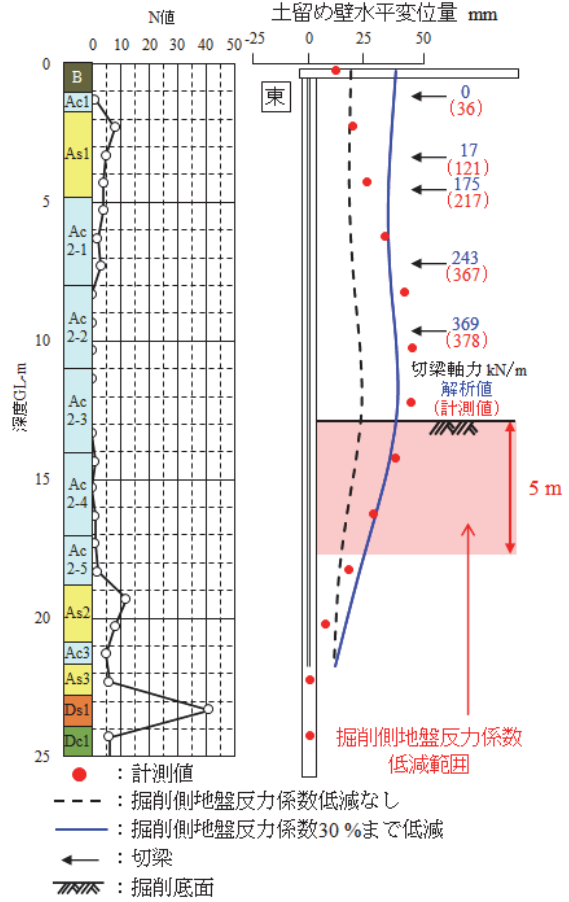
土層名	層厚 m	単位体積重量 γ kN/m ³	平均 N値	粘着力 $c (=q_u/2)$ kN/m ²	内部摩擦角 ϕ °	水平地盤反力係数 k_{ho} kN/m ³	
						砂 : $k_h = 0.24\alpha \times 2500N$	粘性土 : $k_h = 0.24\alpha \times E_{50}$
B	2.34	17.0	3	0.0	29	1800	
As1	2.85	17.0	12	0.0	32	7200	
Ac1-1	0.71	17.9	5	36.0	0	3270	
Ac1	3.44					3270	
Ac2u-1u	2.83					4858	
Ac2u-1l	2.83					8033	
Ac2u	3.34					11494	
Ac2l	2.95	17.2	5	74.2	29	15022	
As2	4.05	17.0	9	0.0		5400	
Ac3	2.55	18.2	15	120.0		0	16858

(b)B工区

土層名	層厚 m	単位体積重量 γ kN/m ³	平均 N値	粘着力 $c (=q_u/2)$ kN/m ²	内部摩擦角 ϕ °	水平地盤反力係数 k_{ho} kN/m ³	
						砂 : $k_h = 0.24\alpha \times 2500N$	粘性土 : $k_h = 0.24\alpha \times E_{50}$
B	1.10	18.0	15	0.0	34	9000	
Ac1	0.60	15.0	1	22.5	0	4190	
As1	3.10	17.0	6	0.0	30	3600	
Ac2-1	3.20	17.8	3	54.0	0	4190	
Ac2-2	3.00	16.5	0	37.7		6914	
Ac2-3	3.00	15.7	0	57.1		11132	
Ac2-4	3.00	16.1	1	76.5		16490	
Ac2-5	1.80	16.7	1	107.0		17614	
As2	2.10	18.0	10	0.0	30	6020	
Ac3	0.70	18.1	5	33.0	29	6020	



(a)A工区



(b)B工区

図-12 弾塑性法による土留め解析結果と計測値の比較図(最終掘削終了時)

について、実地盤における直接的な挙動からの分析、および逆解析を用いた数値解析アプローチからの分析をした。これら掘削に伴う掘削側地盤の局所的な挙動に対して、ここでは弾塑性FEMを用いた数値解析によりシミュレーションして、現場計測結果と比較することによってその妥当性を検証する。次に、現場計測では把握しきれなかった掘削側地盤全体の挙動について、弾塑性FEM解析により分析する。

(1) 解析条件

有限要素メッシュ図を図-13に示す。地盤は平面ひず

り要素で表現し、土留め壁と切梁は梁要素により設定した。土留め壁は、芯材下端以深のモルタル杭部もモデル化した。土留め壁と切梁の諸元は表-4に示す通りである。解析領域は、土留め壁下端深度から45°ラインの範囲を影響範囲として考え、掘削に伴う影響が無視できる領域まで広げることを念頭に、水平方向については、土留め掘削領域を中心に左右50mをモデル化した。また、深度方向については、土留め壁下端深度以上を基本とし、Dg1までモデル化した。

水理境界は、側方を排水条件(静水圧条件、図-13中青破線)に、下方を非排水条件(図-13中赤破線)に、土留め

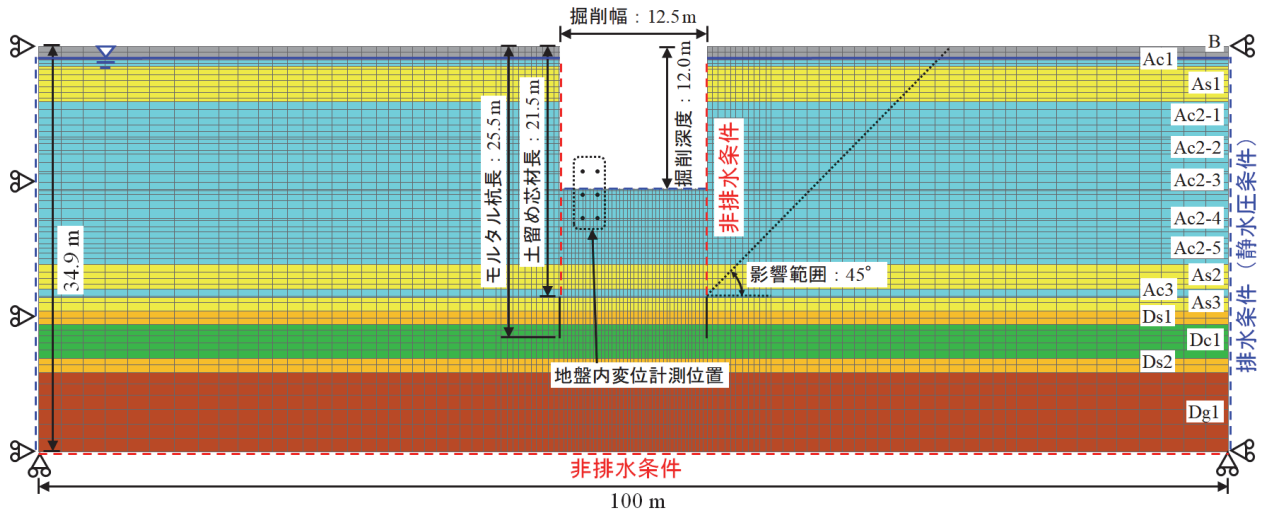
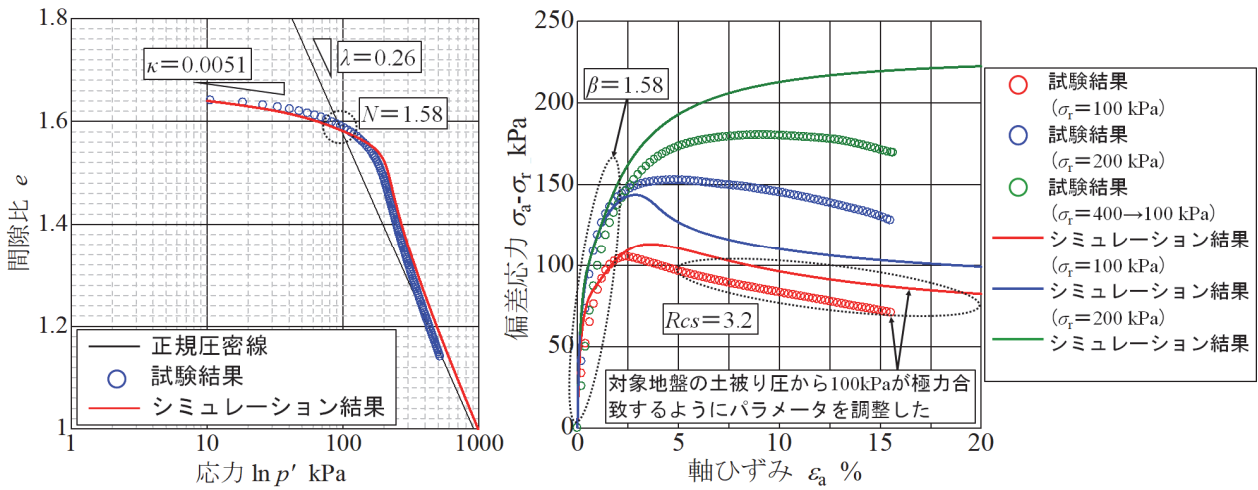


図-13 有限要素メッシュ図

表-7 弾塑性構成モデル (Subloading t_f モデル) の地盤材料パラメータ

土層名	基本情報			圧密特性		せん断特性			過圧密特性	自然堆積構造特性		初期 間隙比 e_{in}
	層厚 [m]	単位体積重量 γ kN/m ³	透水係数 k cm/sec	圧縮指数 λ	膨潤指数 κ	大気圧下 の間隙比 N	極限状態の 主応力比 Rcs	降伏曲面形状 パラメータ β	密度と拘束圧 のパラメータ a	b	$\omega 0$	
B	1.10	18.0	3.7×10^{-3}	0.0730	0.0014	1.01	3.3	1.9	15	0.0	0.0	0.861
Ac1	0.60	15.0	3.9×10^{-7}	0.1700	0.0005	1.28	2.4	1.6	650	2.0	2.6	1.030
As1	3.10	17.0	6.2×10^{-3}	0.0730	0.0007	1.01	3.3	1.9	15	0.0	0.0	0.878
Ac2-1	3.20	17.8	1.5×10^{-7}	0.1700	0.0018	1.28	2.4	1.6	650	2.0	2.6	1.019
Ac2-2	3.00	16.5	1.0×10^{-7}		0.0037							1.297
Ac2-3	4.00	15.7	6.7×10^{-8}	0.2600	0.0051	1.58	3.2	2.0	200	10.0	0.8	1.383
Ac2-4	2.00	16.1	6.0×10^{-8}	0.1400	0.0058	1.05	2.6	1.7	700	11.0	1.7	1.366
Ac2-5	1.80	16.7	1.1×10^{-7}		0.0052							0.966
As2	2.10	18.0	1.1×10^{-6}	0.0490	0.0011	0.96	2.6	1.1	100	8.0	0.5	0.857
Ac3	0.70	18.1	1.1×10^{-6}		0.0011							0.856
As3	1.20	17.0	1.1×10^{-6}	0.0730	0.0013	1.01	3.3	1.9	15	0.0	0.0	0.855
Ds1	1.10	19.0	1.6×10^{-2}		0.0009							0.406
Dc1	2.90	15.0	4.5×10^{-8}	0.2600	0.0038	1.58	3.2	2.0	200	10.0	0.8	0.925
Ds2	1.20	19.0	7.4×10^{-4}	0.0730	0.0010	1.01	3.3	1.9	15	0.0	0.0	0.404
Dg1	6.90	20.0	4.5×10^{-1}		0.0012							0.401



(a) 定ひずみ速度圧密試験結果

(b) 三軸圧縮試験結果 (CU条件)

図-14 各土質試験に関する要素シミュレーション結果 (Ac2-3層)

壁を非排水条件に、地下水位を水位一定条件の自由水面に設定し、有効応力に基づく弾塑性構成モデルとダルシーによる土中の水の流れを考慮する土～水連成解析を実施した。なお、土留め背面側地盤の地下水位は、Bの下端位置に設定して掘削中も維持し、地下水面より上位に

は間隙水圧が発生しないものとした。掘削側の地下水位については、実施工を反映して掘削前から最終掘削底面まで低下させ、掘削中も維持した。

土留め掘削は応力解放により表現するが、土留め壁の水平変位は計測値を強制変位で与えた。なお、土留め壁

と地盤の間の摩擦については考慮していない。

(2) 解析モデル

当該現場では、軟弱な粘性土地盤を開削工事するため、塑性域が大きく発達すると予想される。そこで、掘削に伴う地盤内応力の変化を適切に評価できる土の弾塑性構成モデルを用いて数値解析した。ここでは、土の材料特性を精度よく表現できる弾塑性構成モデル(Subloading n model)^{11,12)}を用いて弾塑性FEM解析(解析コード：FEMtij-2D)を実施した。

(3) 土質パラメータ

FEM解析に用いた土質パラメータを表-7に、各土質試験に関する要素シミュレーション結果を図-14に示す。

本現場における特徴的な分厚い軟弱粘土層は、3深度(Ac2-2, Ac2-3, Ac2-5)で採取した乱れの少ない試料を用いて定ひずみ速度圧密試験および三軸圧縮試験(C \bar{U} 条件)を実施し、試験結果から各種土質パラメータを設定した。三軸圧縮試験では、3種類の拘束圧を設定したが、各深度の拘束条件(Ac2-2 : 89 kPa, Ac2-3 : 112 kPa, Ac2-5 : 136 kPa)に最も近い $\sigma_c=100$ kPaの試験結果に極力合致するようにパラメータを設定した。土質試験を実施していない粘土層(Ac1, Ac2-1, Ac2-4, Dc1)については、粒度分布を参考に、Ac1およびAc2-1はAc2-2(TP-9.8 m)、Ac2-4およびDc1はAc2-3(TP-12.4 m)のパラメータを仮定した。図-14に示す通り、土質試験結果と弾塑性FEMによるシミュレーション結果の比較より良い対応関係が得られていることから、弾塑性FEM解析用の土質パラメータの信頼性は高いと考える。

砂層のうちAs2は、細粒分含有率が $F_c=42\%$ であったことから、乱れの少ない試料を採取することができたので、定ひずみ速度圧密試験および三軸圧縮試験(C \bar{U} 条件)から土質パラメータを設定した。Ds1については、乱れた試料から密度を合わせて供試体を再構成し、三軸圧縮試験(CD条件)を実施した。三軸圧縮試験(CD条件)では、緩詰めと密詰めの供試体を作成し、それぞれで100 kPaと200 kPaの2種類の拘束圧を設定することによって、同一パラメータで拘束圧および間隙比の違いでフィッティングを試みた。土質試験を実施していない砂層(B, As1, As3, Ds2, Dg)のパラメータは、粒度分布を参考にして、As3はAs2(TP-18.5 m)、As3以外はDs1(TP-24.4 m)のパラメータを仮定した。

膨潤指数 e_h は、現場付近で実施したPS検層結果に基づいて、せん断波速度 V_s から推定した。

砂層の透水係数は、現場付近で実施した現場透水試験結果を採用し、試験結果がない層についてはクレーガーの表¹³⁾から推定した。粘土層の透水係数は定ひずみ速度圧密試験結果を用いた。

初期地盤における間隙比は、沖積砂層ではN値から推定した相対密度と最大最小密度から換算した。粘土層の間隙比については、定ひずみ速度圧密試験結果および土粒子密度と乾燥密度から推定した。

(4) 掘削側地盤の挙動分析

a) 掘削側地盤の変位挙動に関する比較

土留め壁水平変位、掘削側地盤内の水平変位の計測値と解析値の比較図を図-15に、掘削側地盤内の水平、鉛直変位の計測値と解析値の比較図を図-16に示す。また、掘削側地盤内における水平変位および鉛直変位挙動に基づいた各掘削段階における面積ひずみの計測値と解析値の比較一覧を表-8に示す。

同図より、掘削側地盤の水平変位は、3次掘削終了時から4次掘削終了時までには、定性的および定量的に計測値を適切に表現できた。最終掘削終了時は、FEM解析値の方がやや過大となっているが、水平変位分布形状については計測値を適切に表現できている。これは、Ac2-4やAc2-5が砂分を含む中間土であり、砂分が多い箇所と少ない箇所と土質試験結果が異なる地盤が互層となっているため、弾塑性構成モデルの地盤材料パラメータを実地盤よりやや軟質に評価している可能性が考えられる。

一方、掘削側地盤の鉛直変位は、例えば4次掘削終了時の(b)点では解析値(26.3 mm)が計測値(25.5 mm)をおおむね表現できている。また、3次掘削終了時と最終掘削終了時では定量的には計測値と異なるものの、定性的な隆起傾向は良い対応関係にあった。3次掘削終了時の上部四角形(a b d c)は、計測値より解析値の方が隆起量は小さい結果となったが、最終掘削終了時の下部四角形(c d f e)は計測値より解析値の方が隆起量は大きい結果となった。これは、水平変位の比較時に述べた理由と同様、Ac2-4やAc2-5の土質パラメータが実地盤よりやや軟質に評価している可能性が考えられる。

これらの掘削側地盤内における変形挙動に基づいて、各掘削段階における上部四角形(a b d c)と下部四角形(c d f e)の面積ひずみをで算出した。その結果、掘削底面付近の隆起傾向と土留め壁付近かつ掘削底面から離れた深度での圧縮傾向による上部四角形(a b d c)の形状変化について、弾塑性FEM解析は実挙動を定性的に表現できた。また、掘削底面付近の隆起量や掘削側への水平変位量に着目すると、定量的にも弾塑性FEM解析は計測値と良い対応関係にあった。

b) 掘削側地盤全体の挙動分析

4次掘削終了時および最終掘削終了時における地盤内の合成変位(水平変位+鉛直変位)ベクトル図を図-17に、体積ひずみ分布($=\epsilon_1+\epsilon_3$)を図-18に、せん断ひずみ分布($=\epsilon_1-\epsilon_3$)を図-19に示す。

図-18より、4次掘削終了時では掘削底面付近で局所的

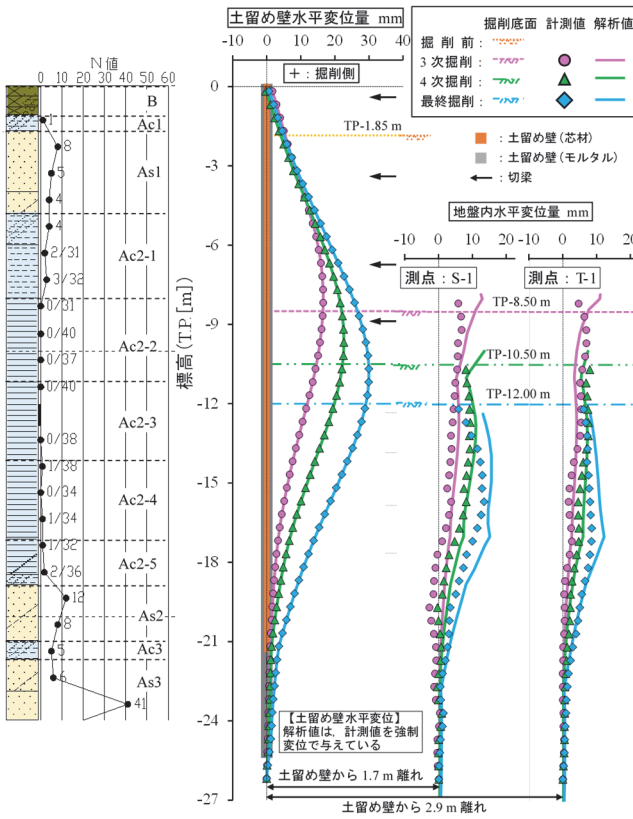


図-15 土留め壁水平変位および掘削側地盤内水平変位分布図

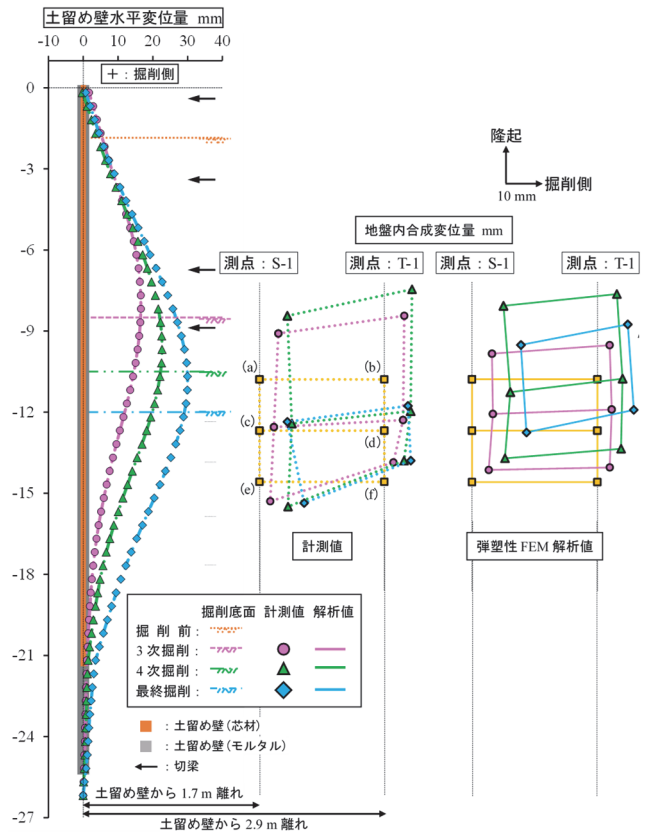


図-16 土留め壁水平変位および掘削側地盤内水平、鉛直変位分布図

表-8 掘削側地盤の面積ひずみの計測値と解析値の比較

		3次掘削	4次掘削	最終掘削
上部 四角形 abcd	計測値	0.75	0.81	—
	解析値	-0.05	0.12	—
下部 四角形 cdfe	計測値	0.14	0.00	-0.08
	解析値	-0.08	-0.08	-0.03

※面積ひずみは、+：膨張，-：圧縮である。

に膨張して1.2%の体積ひずみが生じ、表-8の傾向と合致した。また、最終掘削終了時においても、膨張量は0.7%と4次掘削終了時に比べて小さいものの、膨張していることを確認した。これは、図-17からもわかるように、鉛直変位の方が水平変位より卓越しており、掘削に伴う上載荷重除荷の影響が大きくなったことにより膨張したと考えられる。なお、掘削底面付近より深い深度でも掘削中央部に近づくにつれて、水平変位より鉛直変位の方が卓越する傾向にあり、おおむね一次的挙動を示している。

一方、体積ひずみは、図-18の土留め壁に近い位置において、4次掘削終了時も最終掘削終了時も圧縮している。これは、図-17からもわかるように、水平変位の方が鉛直変位より卓越しており、土留め壁変位による影響が大きいと考えられる。土留め壁変位による影響が卓越

した地盤は圧縮傾向にあることから、水平地盤反力係数は初期の水平地盤反力係数と比べて増加する場合もあると考えられる。

また、図-19のせん断ひずみは、4次掘削終了時も最終掘削終了時も掘削底面付近の土留め壁に近い位置において局所的に進展している(図-19破線囲み部参照)。この部分では、上載荷重の除荷に伴う掘削底面の隆起と土留め壁の水平変位の両方が影響しており、水平地盤反力係数は初期の水平地盤反力係数と比較して減少していると考えられる(図-20参照)。

以上のことから、土留め壁に接続する水平地盤反力係数は、土留め壁による変形と掘削に伴うリバウンド変形の両方に影響されるが、本現場では、掘削底面付近で30%程度まで低下する場合があった。この影響はごく限定的であり、掘削底面全体まで拡大してはなかった。上記内容を含めて、水平地盤反力係数の設定には設計指針をそのまま活用するのではなく、地盤条件や施工条件を踏まえて慎重に設定する必要がある。また、土留め掘削に伴う近接構造物への影響を検討する場合には、掘削側および背面側地盤の挙動を適切に表現することができる弾塑性FEM解析による分析が望ましい。

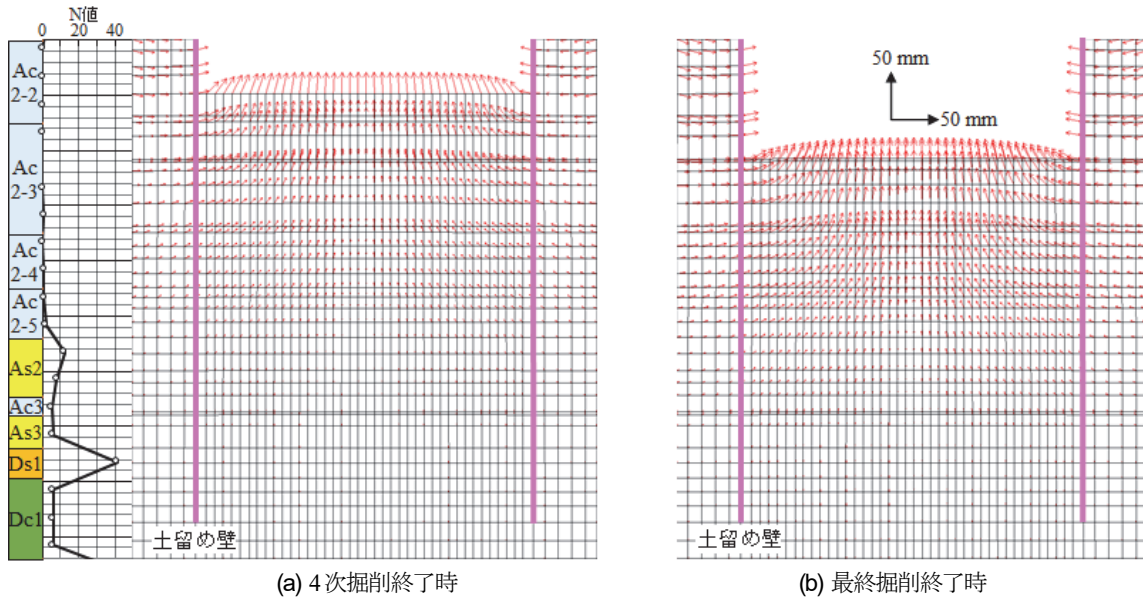


図-17 合成変位(水平変位+鉛直変位)ベクトル図

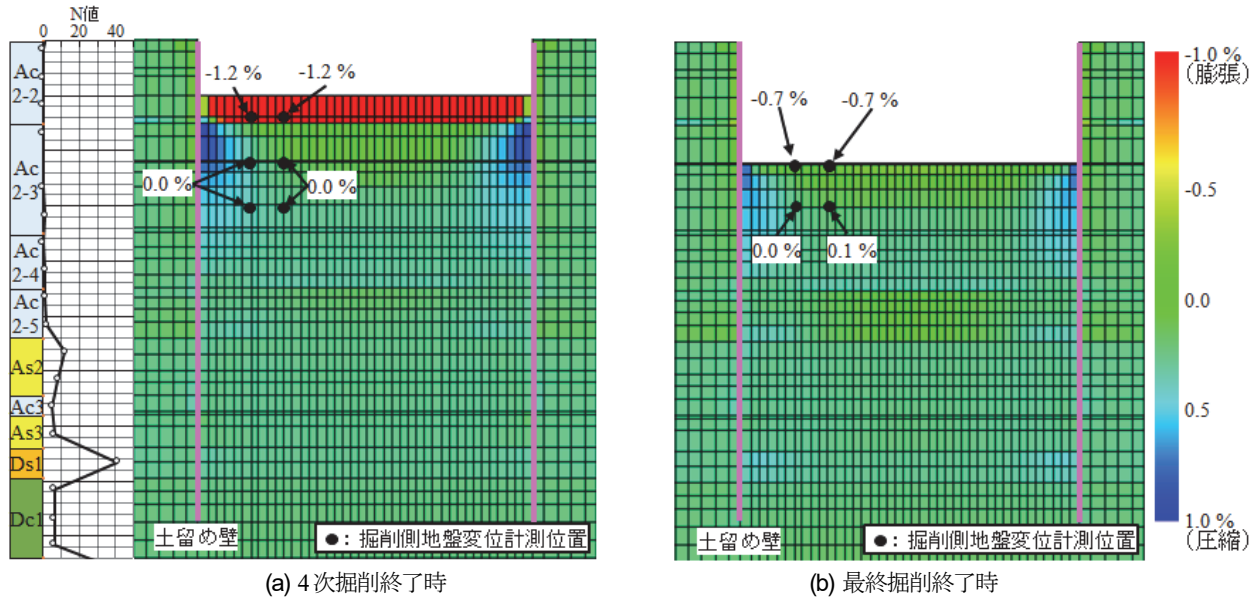


図-18 体積ひずみ分布図

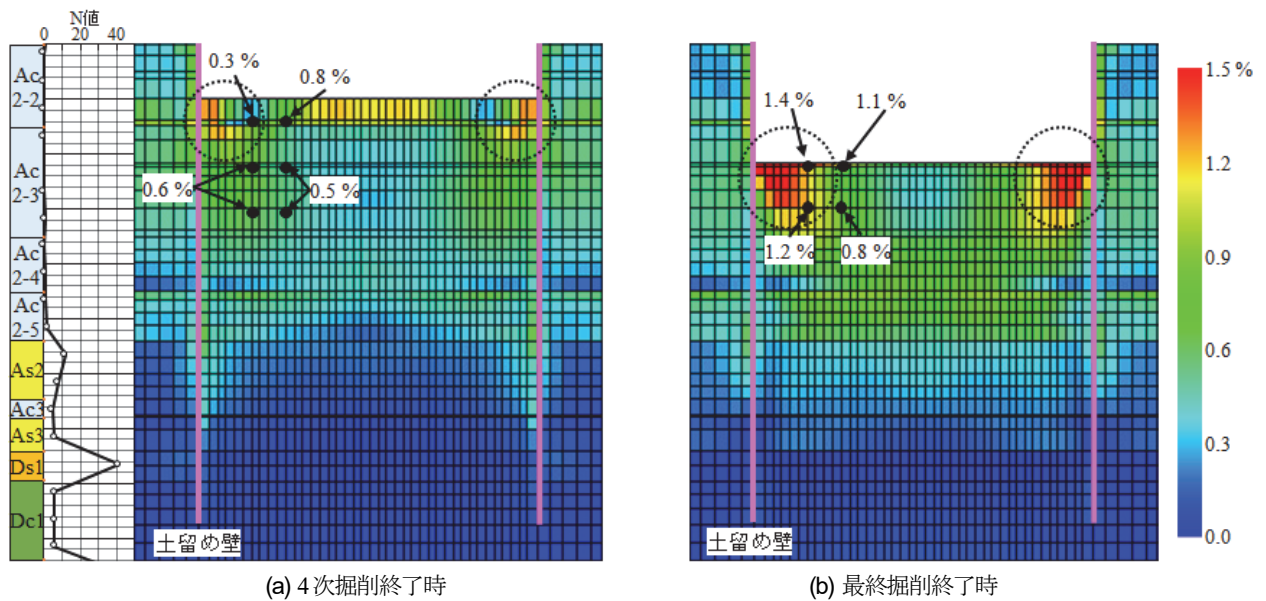


図-19 せん断ひずみ分布図

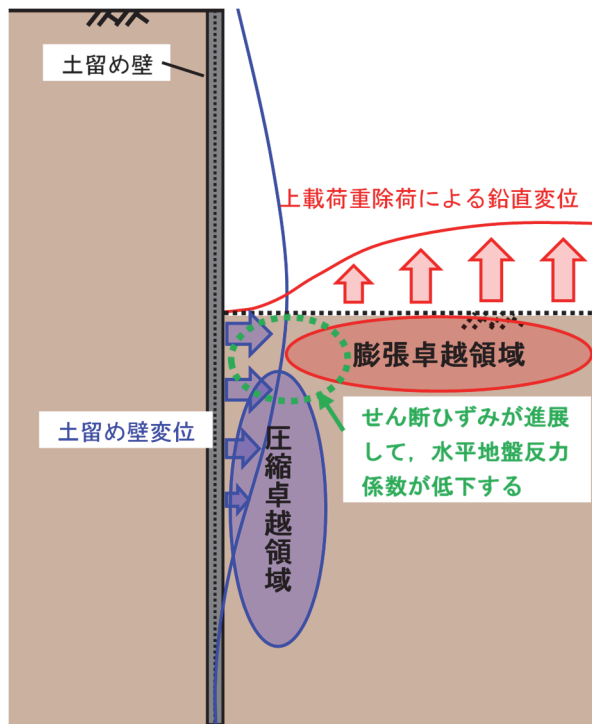


図-20 水平地盤反力係数の変位依存性に関する概念図

7. おわりに

軟弱粘土が分厚く堆積した開削現場において、原位置試験、現場計測および数値解析を用いて掘削側地盤の水平地盤反力係数の変位依存性について検証した。

得られた知見を以下に示す。

- (1) 孔内水平載荷試験による実地盤の変形係数は、土留め壁の変形に伴って減少傾向を示すこともあれば、地盤の圧縮によるものと考えられる増加傾向を示すこともあり、掘削側地盤の複雑な挙動により一義的な変位依存性を確認することができなかった。
- (2) 掘削側地盤の鉛直、水平変位に基づいて計算した面積ひずみは、掘削底面に近い深度では膨張し、掘削底面から離れた深度では圧縮した。これは、それぞれ上載荷重の除荷と土留め壁水平変位による影響と考えられる。
- (3) 土留め弾塑性解析による逆解析では、掘削の進行に伴い、土留め壁水平変位が10 mmを超えると掘削底面付近において初期の水平地盤反力係数の30%程度まで低下することを確認した。本現場のような土質および掘削条件であれば、掘削底面付近において初期の水平地盤反力係数の30%程度まで低減することによって、おおむね掘削側地盤の水平地盤反力係数の変位依存性を再現できると考えられる。
- (4) 土留め壁の変形増大に伴う掘削側地盤の挙動を分析することを目的に弾塑性FEM解析により実地盤の挙動

をシミュレーションした。その結果、掘削底面付近の膨張傾向と掘削底面から離れた深度での圧縮傾向を再現できた。掘削側地盤の水平地盤反力係数の変位依存性は、掘削に伴う土留め壁変位が影響するごく限定的な範囲以内の挙動によって決まると考えられる。

- (5) 掘削側地盤の水平地盤反力係数は、上載荷重の除荷に伴う掘削底面の隆起と土留め壁の水平変位の両方が影響し、せん断ひずみが進展することから、水平地盤反力係数は初期の水平地盤反力係数と比べて減少すると考えられる。一方、土留め壁変位による掘削側地盤の水平変位が卓越した部分では地盤が圧縮することから、水平地盤反力係数は初期の水平地盤反力係数と比べて増加する場合もあると考えられる。

謝辞：弾塑性FEM解析については、名古屋工業大学 中井照夫名誉教授、Islamic University of Technology Dr.Hossain Md.Shahin教授によりご指導頂いた。ここに付記して謝意を表す。

参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説一開削トンネル, pp. 173-179, 2001.
- 2) 今井常雄：地盤の横方向 K 値の研究(3)—設計に用いる K 値一, 土と基礎, Vol. 17, No. 11, pp. 13-18, 1969.
- 3) 今井常雄：地盤の横方向 K 値の研究(4)—LLT 測定結果によるクイの横方向挙動の計算法一, 土と基礎, Vol. 18, No. 1, pp. 11-16, 1970.
- 4) Chang, Y. L.: Discussion on "Lateral Pile-Loading Tests" by L. B. Feagin, *Trans., ASCE*, Vol. 102, 1937.
- 5) (社)日本道路協会：共同溝設計指針, pp. 122-124, 1986.
- 6) 吉田晋, 丸山達彦, 山内雅基, 譽田孝宏：軟弱粘土地盤での開削工事における土留め壁変形挙動に関する一考察, 第 53 回地盤工学研究発表会, 2018.
- 7) KG-NET・関西件地盤研究会：新関西地盤—大阪平野から大阪湾一, pp. 30-32, 2007.
- 8) 前掲 7), pp. 85-87
- 9) 前掲 1), pp. 194-196
- 10) 杉山俊幸, 水谷淳, 熊谷紳一郎：ファジィ理論を用いた土留め壁変位の実測値と予測値の整合性判定プロセスのモデル化, 土木学会論文集, No. 480/VI-21, pp. 147-155, 1993.
- 11) Nakai, T.: *Constitutive Modeling of Geomaterials: Principles and Applications*, CRC Press, Boca Raton / London / New York, 2012.
- 12) Nakai, T., Shahin, H. M., Kikumoto, M., Kyokawa, H., Zhang, F. and Farias, M. M.: A simple and unified three-dimensional model to describe various characteristics of soils, *Soil and Foundations*, pp. 1149-1168, 2011.
- 13) (社)土質工学会：掘削のポイント—第一回改訂版一, p. 303, 1975.

(Received September 3, 2020)

(Accepted June 28, 2021)

VERIFICATION OF HORIZONTAL SUBGRADE GROUND REACTION DUE TO LARGE-SCALE BRACED EXCAVATION

Takashi SARUWATARI, Toyoko YOSHIKAWA, Susumu YOSHIDA,
Takahiro YAMADA, Tatsuhiko MARUYAMA, Yusuke INAGAKI,
Masaki YAMAUCHI and Takahiro KONDA

The earth retaining is often designed using beam spring model assuming the retaining wall is a beam element, the strut is an elastic spring element, and the ground is a spring. A coefficient of horizontal subgrade reaction on the excavation side is set to a constant value, which is obtained from the in-situ test. At the excavation site where the soft alluvial cohesive soil was thickly deposited, it was confirmed by back analysis based on the measured values that the horizontal subgrade ground reaction becomes smaller as the displacement of the earth retaining wall increases. This method does not clarify any specific mechanism in stress-deformation in the braced excavation.

In this paper, the dependence of horizontal subgrade reaction on the displacement of the earth retaining wall was analyzed from the field measurement data and the in-situ test data. It was found that the wall displacement can be appropriately predicted by reducing the initial horizontal subgrade reaction to 30% near the bottom of the excavation. The results emphasize the dependence of the horizontal subgrade reaction on the wall displacement. Also, the behavior of the ground was simulated by the elastoplastic FEM analysis. It was seen that a tendency of an expansion near the bottom of the excavation and a compression tendency at a depth further from the bottom of the excavation could be reproduced with the elastoplastic FEM analysis. The dependence of the horizontal subgrade reaction on the displacement of the retaining wall due to the excavation is minimal.