

# 土留め掘削に伴う地盤変形挙動の 弾塑性有限要素解析

譽田 孝宏<sup>1</sup>・Hossain M. Shahin<sup>2</sup>・中井 照夫<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 財団法人 地域 地盤 環境 研究所 地盤工学研究部門 (〒550-0012 大阪府大阪市西区立売堀4-3-2)  
(名古屋工業大学大学院 工学研究科 社会工学専攻 博士後期課程)

E-mail:konda@geor.or.jp

<sup>2</sup>正会員 名古屋工業大学大学院准教授 社会工学専攻 (〒466-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町)

<sup>3</sup>正会員 名古屋工業大学大学院教授 社会工学専攻 (〒466-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町)

土留め設計は、土留め壁を梁に、周辺地盤や切梁をばねに置換してモデル化したフレーム解析によって設計される場合が多い。しかし、軟弱粘土が厚く堆積した開削現場において、実測された土留め壁変位量が設計値を上回るケースが多く報告されている。ここでは、地盤材料の力学特性を適切に表現できる構成モデルを用い、実現場の施工過程を忠実に再現した弾塑性有限要素解析を実施し、土留め壁や周辺地盤の変形に関する解析結果を実測値やフレーム解析による設計値と比較・検討した。その結果、弾塑性有限要素解析は、土留め壁および背面地盤の変形挙動や切梁軸力の変動など、土留め掘削時の地盤の応力・変形挙動を同一観点から適切に再現できることを示し、実現場への弾塑性有限要素解析の適用が有効であることがわかった。

**Key Words :** earth retaining, soft ground, numerical analysis, observation, design

## 1. はじめに

近年の地下建設工事では、既設構造物に対する近接施工が多く、工事自体を安全に進めることはもちろん、地盤の変形が周辺環境に与える影響を事前予測し、最小限にその影響を抑制して施工する必要がある。たとえば、地下鉄停留場部の建設などによく用いられる開削工法については、土留め支保の安全性や掘削底面の安定性を事前検討するだけではなく、土留め背面地盤や近接構造物への影響についても十分に検討しておく必要がある。

土留め掘削時における土留め背面地盤の変形挙動に関する事前予測については、これまでの事例分析から得られた経験的な予測手法<sup>1)</sup>を用いるのが主流である。しかし、この方法は、背面地盤の変形挙動と影響要因の定性的な関係を示すものであって定量的に予測するものではなく、概略的な予測にすぎないことに注意が必要である。また、周辺地盤や周辺構造物の変形や応力を同時に解析する方法として、有限要素法解析(以下、FEM 解析)が用いられる場合もあるが、土留め壁の変位量については、実績の多いフレーム解析を用いて別途算出し、それを弾性 FEM 解析で強制変位として与えて予測するのが常套手段になっている。

このように、土留め掘削問題を異なった手法で予測解析するのは、煩雑であるだけでなく、予測解析に一貫性があるとはいえない。また、弾性 FEM 解析では、地盤材料の力学特性を考慮できないばかりでなく、地盤沈下が発生する領域を実測値に比べて拡大予測することが多い傾向にある。

土留め掘削問題に対して弾塑性FEM解析を事前予測に直接活用するためには、定量的な予測能力を有することが必須となる。さらに解析時に使用できる地盤情報には限りがあるため、採用する弾塑性構成モデルについては、粘土や砂を問わない統一的でしかも密度や拘束応力によらない物性パラメータ群で表現できることが望ましい。本論文では、軟弱粘土地盤が卓越した開削現場において、地盤材料の力学特性を適切に表現でき、施工過程を考慮した弾塑性FEM解析を実施し、土留め壁や土留め背面地盤の変形に関する解析結果を実測値<sup>2), 3)</sup>と比較ことにより、土留め掘削時の地盤の応力・変形挙動について検討する。解析に用いた地盤の弾塑性構成モデル<sup>4)</sup>は、すでに土留め掘削問題<sup>5)</sup>やトンネル掘削問題<sup>6)</sup>について適用実績があり、その結果は室内モデル試験結果と良い対応関係にあることが示されている。本論文では、この弾塑性FEM解析の実地盤への適用性について検証する。

2. 地盤特性および施工条件

(1) 地盤特性

今回の検討対象となるA現場の平面図および土質縦断面図を図-1に示す。本現場付近の地盤は、上部より沖積層、上部洪積層、下部洪積層から構成されている。沖積層のうちAus層は、層厚2m程度の緩い砂層(第1帯水層)であり、N値=2~10である。またAmc層は、層厚15m程度の軟弱で鋭敏な粘土層(N値=0~3, 液性指数 $L_f = 0.4 \sim 1.0$ , 粘着力 $c = 20 \sim 100 \text{ kN/m}^2$ )であり、本現場を代表する厚い軟弱層である。沖積層以深については、部分的に礫が混入した上部洪積段丘砂礫層(第2帯水層)であるTsg層(N値=20~30), 更新世前期(Ma3)の洪積粘土層であるOc3層( $c \approx 400 \text{ kN/m}^2$ ), N値>60の洪積砂層(第3帯水層)であるOs3層が連続かつほぼ水平に堆積している。

(2) 施工条件

A現場の解析断面における横断面図を図-2に示す。土留め背面地表面の沈下を抑制するなど、周辺の地盤環境に与える影響を極力抑えることを目的に、本現場では、難透水層であるOc3層(GL-26.3m)まで根入れする遮水工法を採用した。実工事期間における背面地盤の地下水位の変動は±50cm程度で小さかったことから、FEM解析時の土留め背面地下水位については、計測値を参考にして一定値と仮定する。掘削幅は16.2m, 最終掘削深度はGL-21.5mであり、土留め壁には壁長26.3m(根入れ長4.8m)のソイルセメント壁を採用し、7段の切梁を架設する順打ち工法である。支保工諸元一覧を表-1に示す。

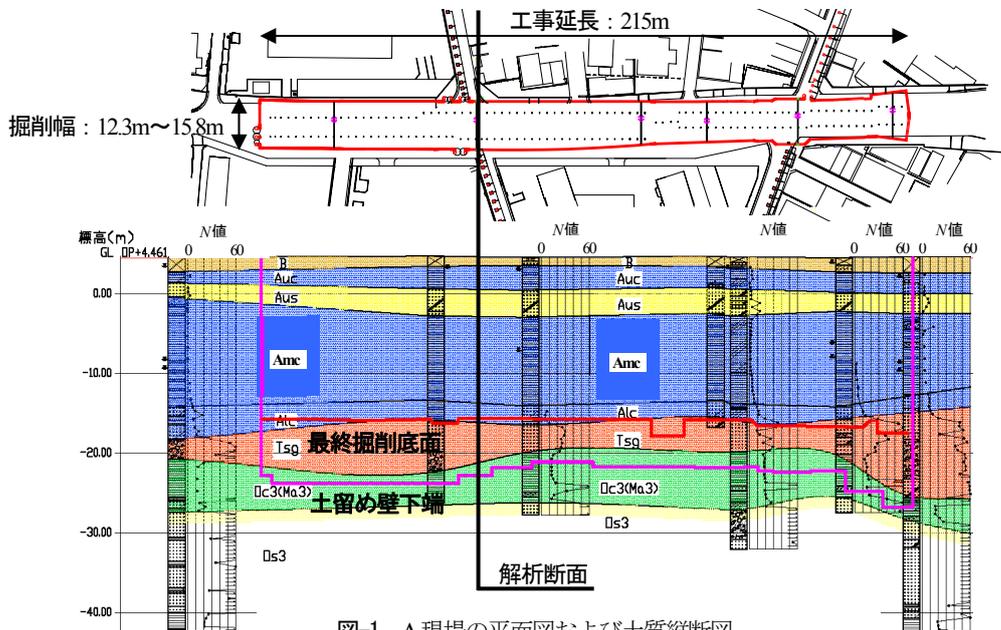


図-1 A現場の平面図および土質縦断面図

表-1 A現場の支保工諸元一覧表

<土留め壁>

種類: ソイルセメント壁

芯材諸元					掘削幅 (m)
寸法(規格) (mm)	間隔 (m)	長さ (m)	$EI$ ( $\text{kNm}^2/\text{m}$ )	断面積 ( $\text{m}^2$ )	
H-588×300×12×20	0.6	26.3	399000	0.01872	16.248

<掘削・切梁支保工>

掘削諸元			切梁諸元				
	掘削深度 (GL-m)		設置深度 (GL-m)	寸法(規格) (mm)	スパン長 $L$ (m)	間隔 $S$ (m)	断面積 $A$ ( $\text{m}^2$ )
覆工掘削	1.506	覆工桁	0.506	H-588×300×12×20	16.25	2.0	0.01872
1次掘削	4.496	1段目切梁	3.496	H-300×300×10×15	14.76	2.5	0.01184
2次掘削	6.996	2段目切梁	5.996	H-300×300×10×15	14.86	2.5	0.01184
3次掘削	8.696	3段目切梁	7.696	H-300×300×10×15	14.66	2.5	0.01184
4次掘削	11.196	4段目切梁	10.196	H-300×300×10×15	14.76	2.5	0.01184
5次掘削	13.840	5段目切梁	12.840	H-350×350×12×19	14.46	2.5	0.01719
6次掘削	15.950	6段目切梁	15.450	H-350×350×12×19	14.46	2.5	0.01719
7次掘削	18.550	7段目切梁	18.050	H-350×350×12×19	14.46	2.5	0.01719
最終掘削	21.550	—	—	—	—	—	—

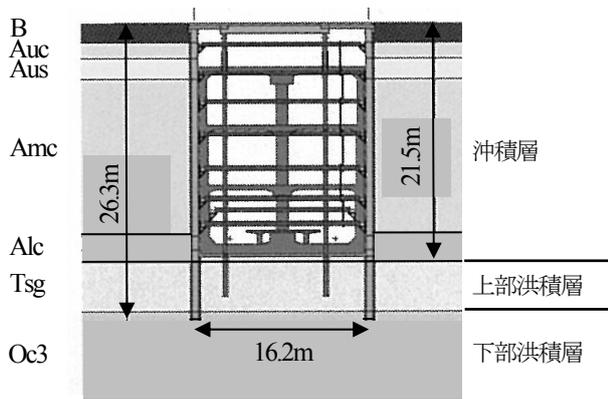


図-2 A現場の解析断面における横断面図

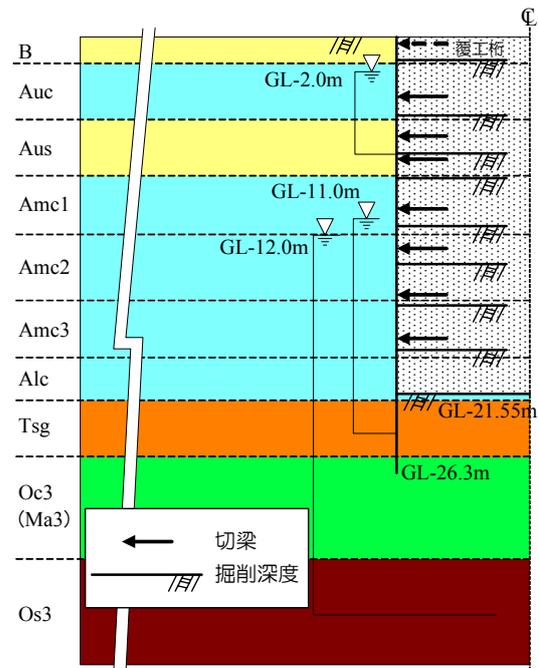


図-3 地盤構成および掘削シミュレーションの概要

### 3. 解析条件

#### (1) FEM解析条件

##### a) 境界条件

FEM解析における地盤構成および掘削シミュレーションの概要を図-3に、有限要素メッシュを図-4に示す。解析対象となる開削部は、縦断方向に延長215mと長く、類似した横断面形状を有していることから、図-3に示すように2次元半断面についてモデル化した。なお、Amc層は層厚が厚く、本現場を代表する軟弱な粘性土地盤であるが、深度により粒度組成が異なることから、ここでは、土質試験結果に基づいて3層に分割してモデル化し、解析をおこなった。

側方境界については、側方領域を変更させてFEM解析を実施した結果、土留め掘削による影響が無視できる領域として掘削幅の4.5倍長を背面側に設定した。また、下方境界についても同様に、深度を変えたFEM解析の結果から、土留め掘削による影響が無視できる領域としてGL-45mを設定した。

水理境界については、下方境界と側方境界および土留め壁を非排水境界に、GL-2mに地下水位が位置する排水境界(自由水面)を設定した。土留め壁はソイルセメント壁であるが、本検討現場では欠損部における漏水対応が良好であり、工事期間中の背面地下水位変動が小さかったことから、非排水境界を仮定した。遮水工法採用に伴い、施工中の地下水位変動がないと仮定したことから、各帯水層の地下水位は、現位置での計測結果を参考にして図-3に示す深度に設定した。なお、各掘削底面の水理境界については、各掘削段階において地下水位を掘削底面まで順次低下させて排水境界(自由水面)を与えた。

土留め壁と周辺地盤間の相互作用については、ビーム要素で表現した壁体と地盤の滑りを考慮した場合(土留め壁の壁面摩擦角 $\delta=20^\circ$ )と、剛結状態(土留め壁の壁面摩擦角 $\delta=90^\circ$ )の場合の両方について検討した。前者については、Tsg層の平均N値(約25)から想定される内

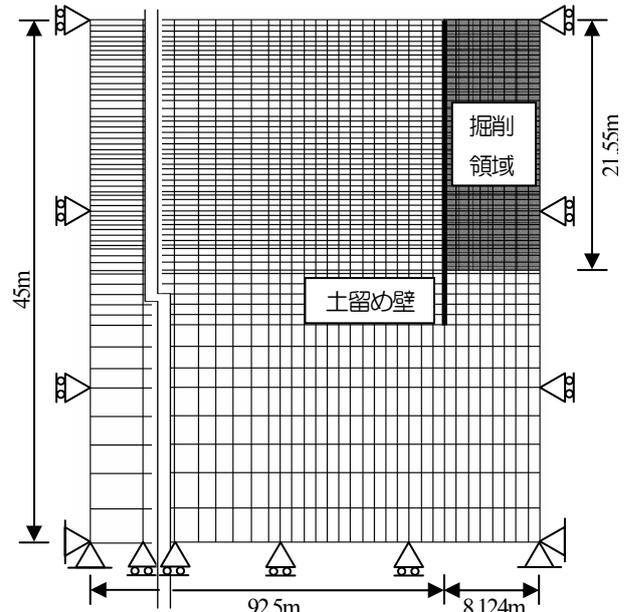


図-4 有限要素メッシュ

部摩擦角が約 $30^\circ$  ( $\varphi = 15 + \sqrt{12N}^{\cdot 7}$ より想定)であることから、擁壁の設計によく用いられる内部摩擦角の $2/3$ である $20^\circ$ を概略的に用いた。

また切梁の境界条件については、各切梁架設段階において、切梁設置深度の節点に対して切梁剛性を考慮した弾性支承を与えた。

##### b) 施工過程

FEM解析で想定した施工過程を図-5に示す。実工事では、所定深度までの掘削終了後、所定の切梁を架設するため、部材搬入や腹おこし架設等の工程があり、次段階施工までに掘削が停止する時期がある。今回の検討では、個々の施工過程を詳細に再現する代わりに、掘削が停止

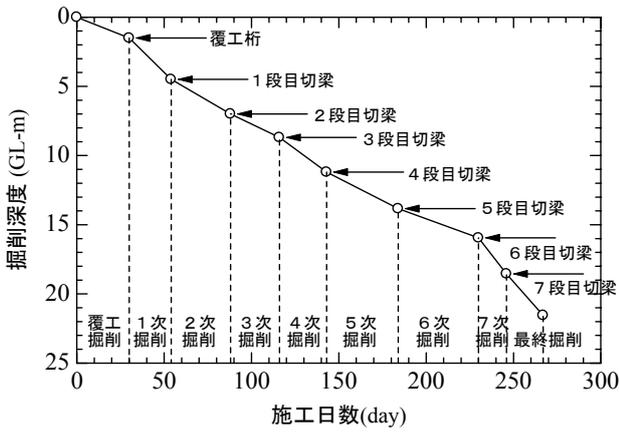


図-5 施工過程

する時期も含めた各掘削工程の総時間に対して、平均的な掘削速度で掘削すると仮定して施工過程をモデル化した。また掘削自体は、掘削対象要素の土と水を一緒に同じ速度で徐々に除去することでシミュレートしている。

c) 解析モデル

今回のFEM解析では、弾塑性構成モデル(subloading  $t_j$  model)<sup>4)</sup>(付録参照)を用いた2次元有限要素解析プログラムであるFEM  $t_{ij}$ -2Dを使用した。本モデルは、粘土も砂も統一された少ない土質パラメータ群で表現することができ、地盤内の密度や拘束応力の影響に依存することなく、唯一的に土質パラメータを設定できるという特徴を有している。解析条件は平面ひずみ条件であり、設定した水理境界のもと、赤井・田村法<sup>9)</sup>による土～水連成解析を実施している。

d) 初期応力条件

地盤の初期応力は、地盤下部から順次、自重圧密および様な上載荷重の荷重、除荷過程をシミュレーションすることによって、所定の過圧密比になるよう設定した。

(2) 土質パラメータの設定

弾塑性FEM解析に用いた土質パラメータを表-2に、代表的な土層として、Aus層、Amc1層、Amc3層の設定土質パラメータによる要素シミュレーション結果を図-6～図-11に示す。なお、Amc層については、解析条件で述べたように土質試験結果に基づいて3層に分割し、それぞれについてパラメータを設定した。また、圧密試験や三軸圧縮試験に対する要素シミュレーションに関しては、軸対称モデルを想定したFEM  $t_{ij}$ -2Dを使用した。土質パラメータのうち、 $\lambda$ および $\kappa$ については、正規圧密状態から荷重および除荷過程での  $e \sim \ln p'$  関係の直線の傾きであり、 $N$  は正規圧密線を延長して設定する大気圧下 ( $p' = 98 \text{ kPa}$ ,  $q = 0 \text{ kPa}$ ) での空隙比、 $R_{\infty}$  は三軸圧縮条件下の極限状態における主応力比である。また、 $\beta$  は降伏曲面の形状を規定するパラメータであり、 $a$  は密度と拘束圧に関するパラメータである。なお、土質パラメータ

の意味やその決定方法の詳細については、参考文献4)で述べているが、これらのパラメータは地盤内の密度や拘束応力の影響に依存しない材料物性である。

粘土層であるAmc3層については、実現場から不攪乱試料を採取し、三軸圧縮試験(CU条件、等方圧縮・等方除荷過程を含む)を実施してパラメータを決定した。その他の粘土層(土層名添え字に「c」が付加されている層)については、別途実施した土の段階荷重による圧密試験から圧縮特性に関するパラメータを、三軸圧縮試験(UU条件)で得られた応力～ひずみ関係に対する要素シミュレーション結果からせん断特性に関するパラメータを設定した。なお後者のシミュレーションでは、サンプリングのプロセスおよび現場の応力状態を再現して、実験時の飽和度から空気含有率を計算し、空気の圧縮を評価(ボイルの法則)して、空気を含んだ水の圧縮性を考慮した。ただ、実地盤での飽和度については不明なため、地盤の弾塑性FEM解析では飽和度100%を仮定した。

砂層であるAus層については、 $N$  値から推定した相対密度に相等するように攪乱試料を再構成して供試体を作成し、三軸圧縮試験(CD条件、等方圧縮・等方除荷過程を含む)を実施してパラメータを決定した。また、路床であるB層については、物理的および力学的な地盤情報がないことから、密詰め豊浦標準砂のパラメータ<sup>4)</sup>を仮定した。Tsg層およびOs3層については、平均 $N$  値から想定した変形係数<sup>10)</sup>に相等するように、密詰めの豊浦標準砂に関する応力～ひずみ関係<sup>4)</sup>の初期接線を調整して剛性を合わせるようにパラメータを設定した。

なお、今回の解析断面は、図-1に示すように軟弱な沖積粘性土地盤が卓越していることから、特にこの沖積粘性土層に着目して、各層での三軸圧縮試験や圧密試験を要素シミュレーションした。一方、砂層についても唯一の情報である $N$  値から密度を想定し、可能な限り忠実にパラメータを設定した。よって、各土層の土質パラメータの精度のばらつきはあるものの、沖積粘性土地盤の挙動が支配的であることを考えると、パラメータ精度の違いによる解析結果への影響は小さいと考えられる。

透水係数は、圧密試験の結果や現場透水試験の結果を参考にして、各土層に対して平均的な値を仮定した。

4. 解析値と実測値の比較および考察

土留め掘削に伴う土留め壁と周辺地盤の変形特性について、上記条件下での弾塑性FEM解析結果と、実測値および設計値の比較および考察を以下に示す。なお、設計値については、土留め壁を梁に、周辺地盤や切梁をばねに置換して、図-12に示すモデル<sup>11)</sup>を想定したフレーム解析によって算出した。

表-2 弾塑性FEM解析 (FEM tij-2D) に用いた土質パラメーター一覧表

土層名	下端深度 (GL-m)	平均 N 値 (回)	湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	弾塑性FEM解析 (FEM tij-2D) 用土質パラメータ								透水係数 $k$ (cm/s)
				$\lambda$	$\kappa$	$N$	$R_{cs}$	$\beta$	$a_{AF}$	$a_{IC}$		
沖積層	B	1.84	2	16.66	0.070	0.0045	1.10	3.20	2.00	30	500	$1.67 \times 10^{-5}$
	Auc	4.94	4	16.66	0.16	0.02	1.23	2.10	1.30	500	500	$1.67 \times 10^{-7}$
	Aus	8.34	2	16.66	0.07	0.01	0.68	3.50	1.50	200	100000	$1.67 \times 10^{-5}$
	Amc1	12.00	0	15.68	0.16	0.02	1.23	2.25	1.57	40	500	$1.67 \times 10^{-7}$
	Amc2	15.95	1	15.68	0.25	0.04	1.50	3.55	1.70	130	500	
	Amc3	19.44	4	16.66								
Alc	21.84	6	17.15	0.14	0.02	1.05	3.55	1.10	30	500		
洪積層	Tsg	25.39	26	17.64	0.035	0.0023	1.10	3.20	2.00	30	500	$1.67 \times 10^{-5}$
	Oc3	31.64	14	17.64	0.10	0.02	1.85	4.00	1.70	3500	500	$1.67 \times 10^{-7}$
	Os3	45.00	84	19.60	0.007	0.0005	1.10	3.20	2.00	30	500	$1.67 \times 10^{-5}$

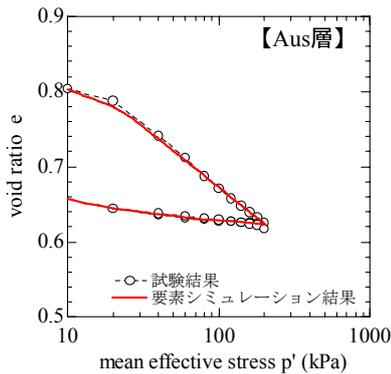


図-6 要素シミュレーション結果 (Aus 層, 圧密過程)

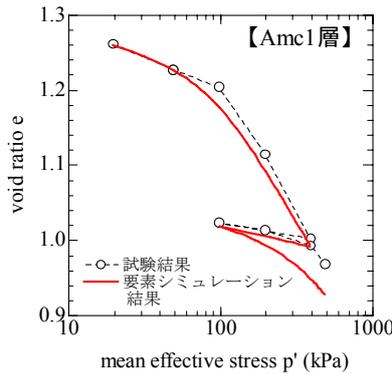


図-7 要素シミュレーション結果 (Amc1 層, 圧密過程)

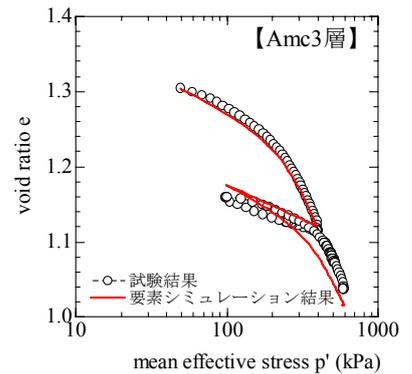


図-8 要素シミュレーション結果 (Amc3 層, 圧密過程)

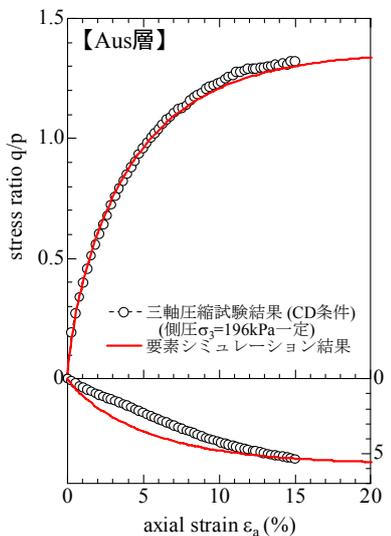


図-9 要素シミュレーション結果 (Aus 層, せん断過程)

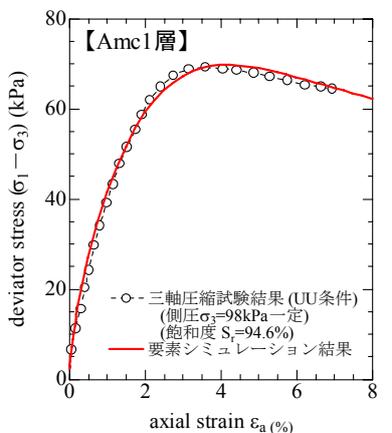


図-10 要素シミュレーション結果 (Amc1 層, せん断過程)

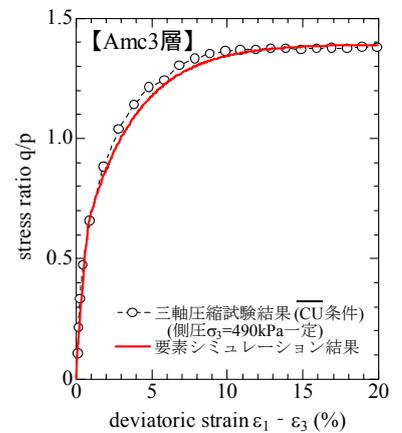


図-11 要素シミュレーション結果 (Amc3 層, せん断過程)

(1) 土留め壁の変位について

土留め掘削に伴う土留め壁の変位について、弾塑性 FEM 解析結果 (以下、解析値) と実測値および設計値の比較を図-13 に示す。なお、ここでは、土留め壁と背面側および掘削側地盤間にジョイント要素<sup>12)</sup>を導入し、壁面摩擦角  $\delta = 20^\circ$  を仮定した解析値について表示している。

実測値について、4 次掘削～5 次掘削終了時までには、土留め掘削進行に伴って土留め壁が掘削側に変位し、どの

場合においても掘削底面付近を中心に最大変位量が発生したのに対して、5 次掘削以降では、掘削底面以浅部に最大変位量が位置した。また、Aus 層を掘削する 3 次掘削終了時までには、最大 2cm 程度の変位量であったが、3 次掘削以降、軟弱な沖積粘土地盤の掘削進行に伴って土留め壁は大きく掘削側へ変位し、最終掘削時において最大変位量が 5.5cm 程度になった。

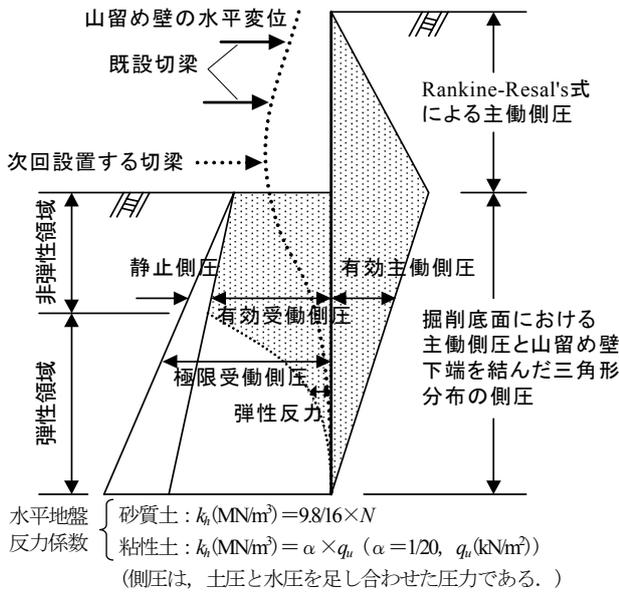


図-12 土留め設計モデルの概略<sup>1)</sup>

解析値についても、土留め掘削進行に伴って土留め壁は掘削側へ変位しており、3次掘削終了時までには、実測値を大きめに評価しているものの、最終掘削時において、最大変位量とその発生深度さらには変位モードについて、実測値と良い対応関係にある。3次掘削終了時まで解析値が実測値を上回っているのは、B層、Auc層、Aus層の強度・変形特性の過小評価が原因の一つとして考えられる。ただし、少ない情報量の中で可能な限り実地盤の挙動を再現した結果であり、実挙動に合致するような土質パラメータの調整は実施していない。一方、設計値は、実測値に比べて最大変位量が小さく、その発生深度が実測値よりも浅部に位置するなど、変位分布が異なる。

実測値は、設計値よりも特に掘削後半において大きくなる傾向にあり、設計値は、土留め壁変位量を過小評価している。一方、解析値は、本現場を代表する厚い軟弱粘土地盤の変形挙動を設計値に比べて適切に表現していることがわかった。

(2) 切梁軸力について

土留め掘削進行に伴う切梁軸力の変化について、実測値と解析値と設計値の比較を図-14に示す。

どの場合においても、切梁架設後、掘削進行に伴って切梁軸力は増加するが、次段階切梁の導入に伴いその直上上の切梁の軸力が低下するなど、応力再配分の状況に関して定性的に良い対応関係にある。一方、切梁軸力の大きさについては、土留め壁変位量に対応して、各値は若干異なっている。たとえば、1段目切梁の実測値については、掘削進行に伴ってほとんど軸力を負担しない状態に移行するのに対して、解析値および設計値については、2段目切梁架設時に軸力低下するものの、掘削進

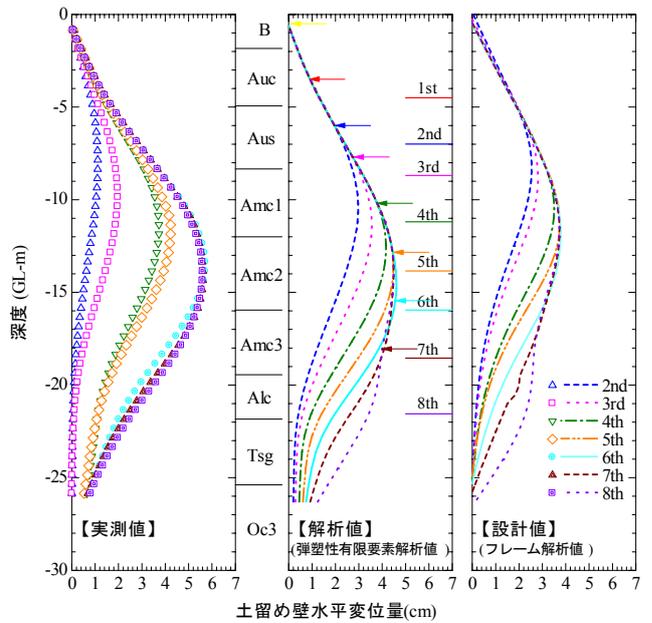


図-13 土留め壁の変位分布に関する比較

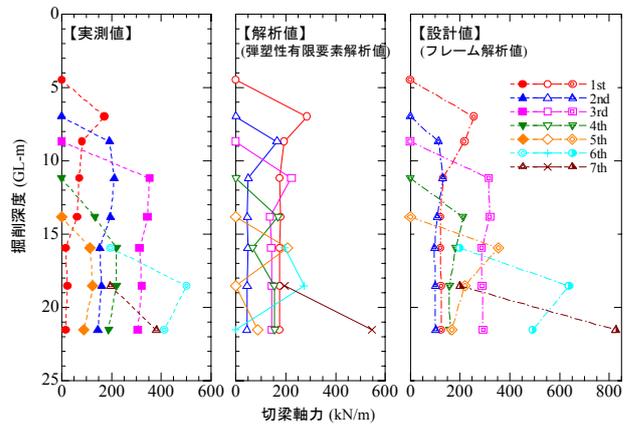


図-14 切梁軸力の変化に関する比較

行に伴ってある程度軸力を維持したままの状態にある。

6次掘削以降において、設計値以上の土留め壁変位量が発生したことから、変位量を抑制するために、切梁設置深度から1m余掘りする計画を0.5mに変更し、6~7段目切梁に対して設計切梁軸力に約1/4に相当するプレロード荷重200kN/mを導入した。その結果、これらの切梁は、その後の掘削時において他の切梁に作用している軸力以上の大きな軸力を集中的に負担する状態にあったが、軸力の増加量は、実測値よりも解析値や設計値の方が顕著である。これは、図-13に示す土留め壁の変位量が、実測値よりも解析値や設計値の方で抑制されていることから、その分軸力増加につながっていると考えられる。

(3) 背面地表面沈下について

各掘削段階における土留め背面地表面沈下分布を図-15に示す。横軸は、土留め壁から背面側への距離であり、右端のゼロが土留め壁の位置に相当する。

背面地表面沈下量は、フレーム解析で直接求めることができず、土留め設計時には、背面側に既設構造物があって沈下が重要な問題にならない限り検討することは少ない。ここでは、実測値と解析値について比較・検討をおこなった。なお、実測値については、路床を0.5m掘り下げて円形鉄板を設置し、鉄筋棒をその上に立て込んで鉄筋頭部を測量していることから、GL-0.5mでの沈下挙動を対象とした。

実測値は、土留め壁近傍の背面部において、土留め壁と背面地盤間の摩擦によって沈下量が抑制されているのに対して、土留め壁から離れるにしたがって沈下量は増大し、約9m離れた地点で最終掘削時に最大約2.5cmの沈下量が発生した。さらに離れると沈下量は減少し、約30m離れた地点でほぼ沈下量がゼロに収束するU字型の沈下分布形状になった。

解析値は、土留め壁から10~13m離れた地点に最大沈下量が発生するU字型の沈下分布になり、実測値との対

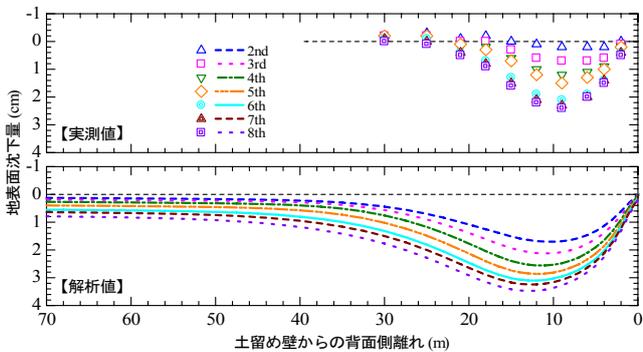


図-15 土留め背面の地表面沈下分布に関する比較

応は良好である。また、最大沈下量の発生位置は、掘削進行に伴って徐々に壁面から離れていき、土留め壁の変位による背面地盤への影響が、掘削進行に伴って拡大していることがわかった。最終掘削時における最大沈下量は約3.5cmであった。経験則に基づいた概略予測や弾性FEM解析による予測では、実測値に対して解析値が倍半分違うことも多々見受けられることを考えると、今回の結果はある程度定量的にも妥当性が得られたと言える。一方、その背面沈下の影響は、土留め壁から50m離れたあたりまで実測値に類似した形状で広がっており、50~70m離れの区間ではほぼ一様に沈下する形状となった。約30m離れた地点で沈下量がゼロに収束している実測値に比べて、解析の影響範囲は広がっている。

(4) 土留め背面地盤の変形挙動について

計測によって得られた土留め壁変位分布、背面地盤内変位ベクトル、背面地表面沈下分布の関係を図-16に示す。6次掘削終了時まででは、土留め壁の変位に引き寄せられる形で、背面地盤は円弧すべりの掘削側深部へ落ち込み、その影響が地表面まで達しており、土留め壁から約9m離れたNo.2付近で沈下量が最大になる挙動である。これらから、土留め壁下端部から背面地表面側に45°~90°の範囲内で変形していることがわかった。参考までに、背面地表面沈下量の収束状況に着目して60°のラインも示した。なお、45°ラインについては、実務上良く用いられている影響ラインであり、60°ラインについては、主働領域を意識したラインである。

弾塑性 FEM 解析によって得られた最終掘削時の全体

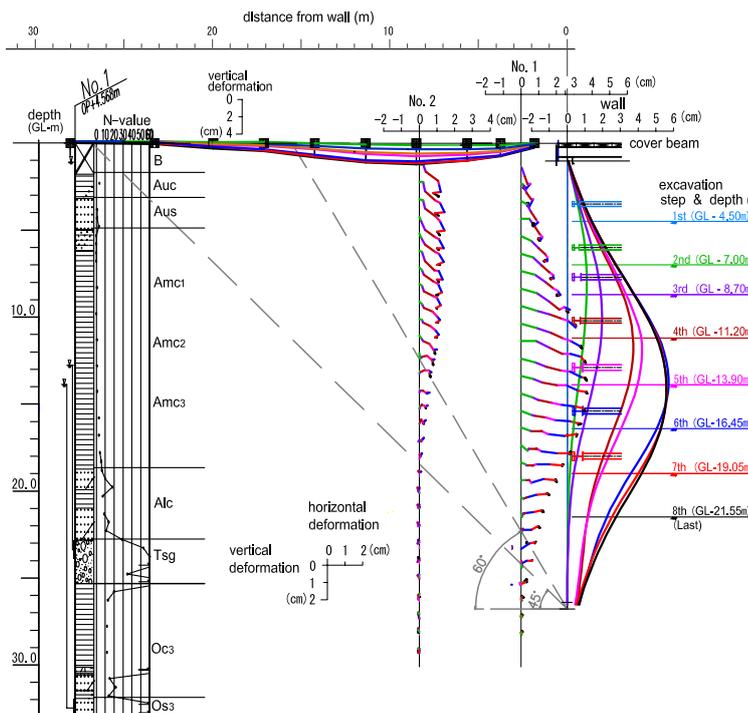


図-16 実測値による土留め背面地盤の変形挙動

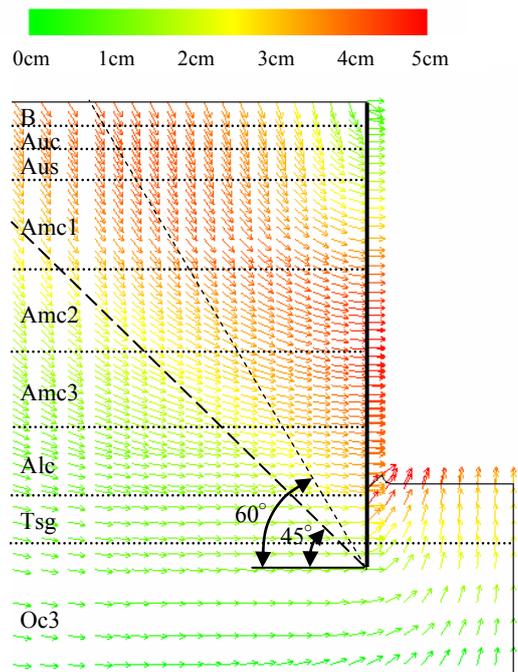


図-17 FEM解析による全体変形ベクトル(最終掘削時)

形ベクトルを図-17に示す。変形量は、凡例に示すように暖色系ほど大きくなるよう表示している。図-16の45° および60° 影響ラインを実測値と同様、参考までに解析結果にも示したが、実挙動よりも少し背面側への傾斜が大きいものの類似傾向にあった。このことから、弾塑性FEM解析は、土留め壁の変位挙動はもちろん、背面側の地盤変形挙動についてもほぼ適切にその特徴を表現できることがわかる。

最終掘削時における弾塑性FEM解析による体積ひずみ分布を図-18に示す。沖積層上部、特にAmc1層を中心にして水平方向に圧縮領域が拡大しているのに対して、沖積層下部の土留め背面近傍部においては膨張領域が発達している。これは、土留め背面近傍地盤では、土留め壁変位に追従した変形によって膨張しているのに対して、土留め壁から少し離れた箇所では、特に圧縮性に富んだ軟弱沖積粘土層を中心にして、土留め壁の変位による影響から圧縮している。このように、地盤内で膨張領域と圧縮領域が複雑に共存しながら、土留め壁変位に伴う影響が背面地盤におよんでいることが確認できた。

土留め壁から約3mおよび約9m背面側における地盤内水平変位分布に関する実測値と解析値の比較を図-19～図-20に示す。

土留め壁に近いNo.1については、土留め壁変位分布と類似した変位分布であったが、特に土留め壁下端部付近で実測変位量が収束しているのに対して、解析値については、土留め壁下端部の掘削側変位の発生に追従して、掘削側に変位している。土留め壁から離れたNo.2については、これらの相違点がさらに顕著であり、GL-15m以深での変位分布が大きく異なっている。つまり、6次掘削以降では、土留め壁下端部付近での実測値はほとんど変位していないのに対し、解析結果では変位が生じている(図-13参照)。その結果、図-19～図-20に示すように、

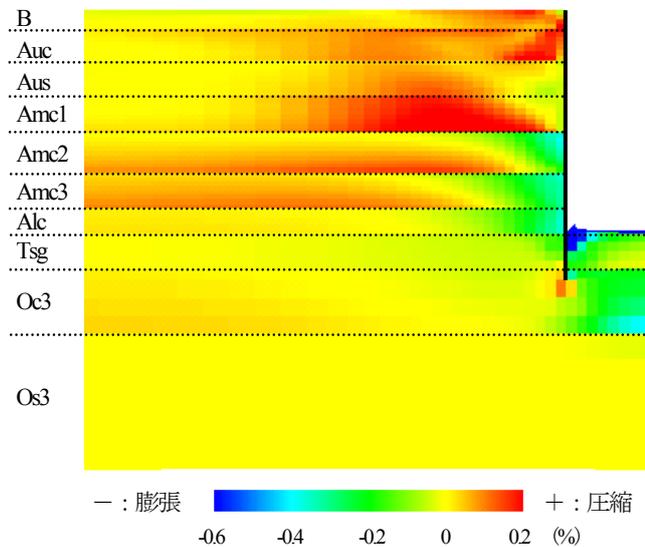


図-18 FEM解析による体積ひずみ分布(最終掘削時)

解析結果は、地盤深部での側方変位を過大評価することになり、それが図-15に示す地表面沈下の解析結果の影響範囲が広いことと関係する。これは、Alc層、Tsg層、Oc3層の強度・変形特性の過小評価が原因の一つとして考えられる。ただし、土質パラメータについては、三軸圧縮試験や圧密試験を要素シミュレーションして設定したり、N値から推定した密度から想定するなど、可能な限り実地盤の挙動を再現させた結果であり、実挙動に合致するような土質パラメータの調整は実施していない。

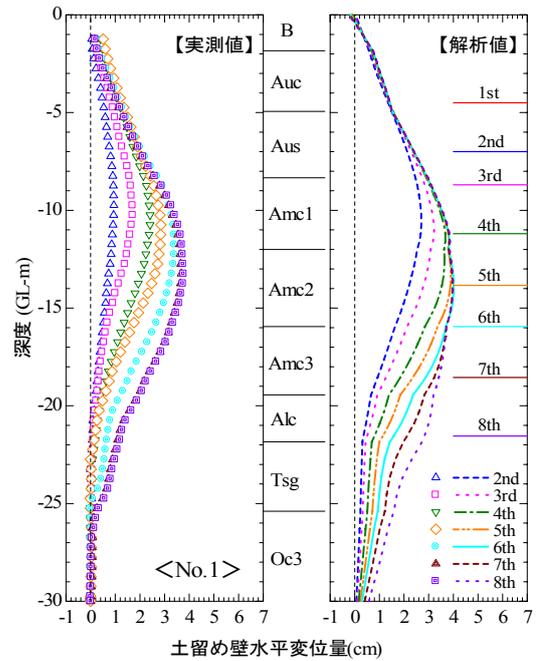


図-19 土留め壁から約3m離れた地点(No.1)における地盤内水平変位分布

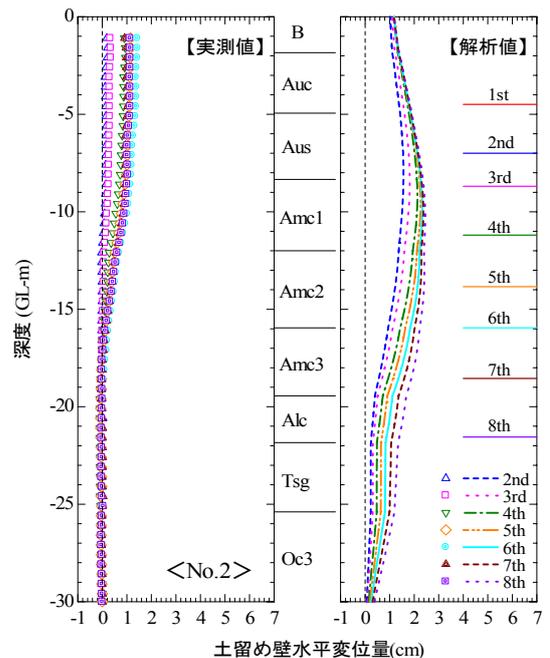


図-20 土留め壁から約9m離れた地点(No.2)における地盤内水平変位分布

(5) 土留め壁と周辺地盤間の摩擦特性について<sup>13)</sup>

ここまでの解析結果については、すべて土留め壁と周辺地盤間の摩擦特性を考慮して、土留め壁の掘削側および背面側の全体にジョイント要素<sup>12)</sup>を導入し、一様に壁面摩擦角 $\delta=20^\circ$ を仮定している。ただし、実地盤は、粘性土層と砂質土層の互層状態にあり、それぞれ地盤特性が異なることから、一様な摩擦係数にあるとは言えない。ここでは、土留め壁と周辺地盤間の摩擦特性の違いが、土留め壁変位分布および土留め背面地表面沈下分布におよぼす影響について検討することを目的に、土留め壁と周辺地盤が剛結状態(土留め壁の壁面摩擦角 $\delta=90^\circ$ )の場合について、弾塑性FEM解析を実施する。これら検討結果を図-21~図-22に示す。

図からもわかるように、土留め壁と周辺地盤間の摩擦効果により、 $\delta=90^\circ$ の場合の方が、土留め壁の変位量は抑制されており、その効果が土留め背面地表面の沈下抑制にも寄与している。

掘削側地盤については、除荷荷重や土留め壁変位に伴う影響などから複雑な応力状態にあり、土留め壁と掘削側地盤が常に剛結状態にあるとは考えにくい。実測値の傾向を踏まえ、より忠実に実挙動を表現するためには、土留め壁と周辺地盤の摩擦特性を適切に考慮する必要がある。

(6) プレロード効果について<sup>13)</sup>

実工事では、4.(2)でも示したように、7次掘削以降に6~7段目切梁に対してプレロードを導入し、慎重に施工した。ここでは、当初計画通りにプレロードを導入せずに工事を進めた場合について別途弾塑性FEM解析をおこ

ない、このようなリスク回避に向けた施工上の対策工の効果について検討した。土留め壁変位分布に関するプレロード効果の検討結果を図-23に示す。

プレロードを導入した結果、土留め壁はわずかに背面側へ押し返されており、その結果、次段階掘削に伴う変位量の増大はある程度抑制されている。ただ、プレロードなしの場合と比較して、最大変位量の発生深度よりも下部での対応であったことから、劇的な効果は得られていない。

今回の解析結果から、土留め壁の変位が大きく発生した沖積粘土地盤を掘削する段階から積極的にプレロードを導入していれば、より効果的に変位量を抑制できたと思われる。リスク回避用に計画された対策工の効果確

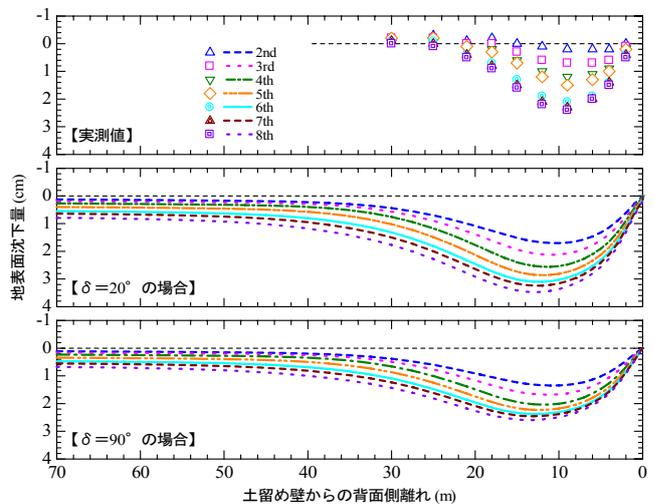


図-22 土留め壁～周辺地盤間の相互作用に関する背面地表面沈下分布の解析結果

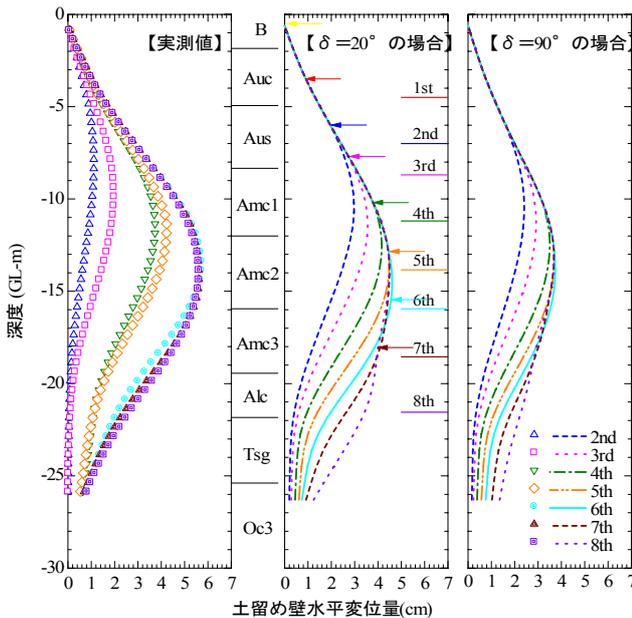


図-21 土留め壁～周辺地盤間の相互作用に関する土留め壁変位分布の解析結果

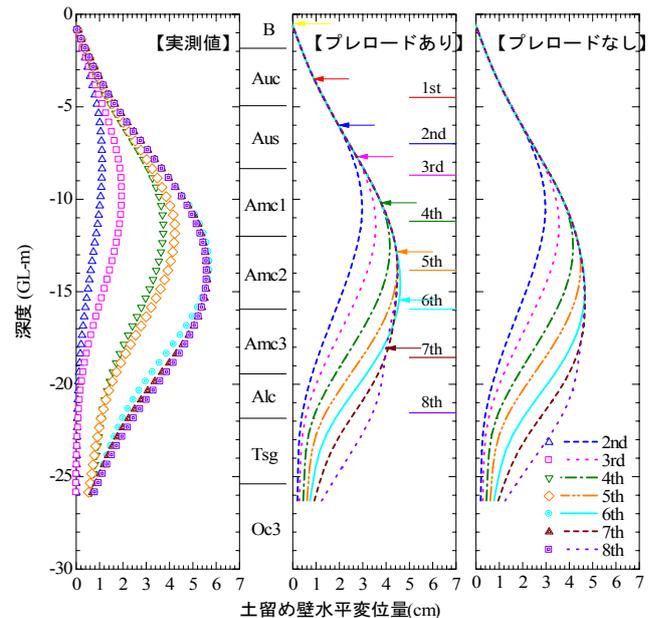


図-23 プレロード効果に関する土留め壁変位分布の解析結果

認方法として、今回のような有限要素解析は有効であったと考えられる。

(7) 掘削底面の安定性

土留め壁の壁面摩擦角  $\delta$  の違いによる掘削底面付近のせん断ひずみ ( $\epsilon_1 - \epsilon_3$ ) の発生および進展状況を図-24に示す。

$\delta = 20^\circ$  の場合、土留め壁の変位と掘削側地盤の隆起による影響から、土留め壁と掘削側地盤の間ですべりが生じ、土留め壁近傍の掘削側地盤で2.5%程度のせん断ひずみが発生した。ただし、せん断ひずみの発生分布は、掘削側のAlc層およびTsg層に対して局所的なくさび型形状を示しており、掘削中央部ではせん断ひずみがほとんど発生していないなど、せん断ひずみの大きい領域が掘削側地盤全体に拡大していない。したがって、 $\delta = 20^\circ$  の場合でも、掘削底面全体が破壊するような状況ではなく、掘削底面の安定性は確保されていると考えられる。 $\delta = 90^\circ$  の場合、土留め壁と掘削底面は剛結していることから、掘削底面に薄く残存しているAlc層に2.5%程度のせん断ひずみが掘削面全体に拡大しているものの、その他の掘削底面以深の地盤におけるせん断ひずみ量は小さく、 $\delta = 20^\circ$  の場合以上に掘削底面の安定性が確保されていることがわかった。

ここで示したような壁面摩擦角の大きさとせん断ひずみ分布の発生状況の関係から、実工事における掘削底面の安定性に関する評価も弾塑性FEM解析によって可能であることが示された。

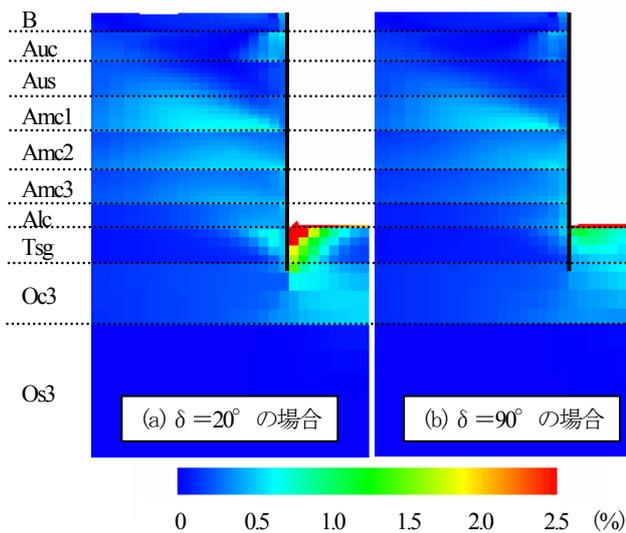


図-24 壁面摩擦角  $\delta$  の違いによるせん断ひずみ ( $\epsilon_1 - \epsilon_3$ ) 発生状況(最終掘削終了時)

5. おわりに

通常の土留め掘削問題では、土留め壁の変位と地盤の変形を別々に予測する機会が多い。ここでは、土留め掘削時の地盤の応力・変形挙動を同一観点から予測するため、軟弱粘土地盤が卓越した開削現場において、地盤材料の力学特性、構造物と周辺地盤の摩擦特性および施工過程を考慮した弾塑性有限要素解析をおこなった。土留め壁や土留め背面地盤の変形について、解析結果と実測値および設計値と比較・検討をおこない、subloading  $t_g$  modelを用いた弾塑性FEM解析の現場への適用性について検討した。

得られた知見を以下に示す。

- (1) 弾塑性FEM解析を実施した結果、最終掘削時における土留め壁変位挙動については、最大変位量とその発生深度および変位モードについて、解析結果は実測値と良い対応関係にあった。
- (2) 背面地表面の沈下について、弾塑性FEM解析値は実測値と同様にU字型沈下分布を示し、最大沈下量とその発生位置について実測値とよい対応を示した。また、土留め壁変位の影響により、実測値よりも解析値の方で沈下発生領域が遠方まで広がった。
- (3) 土留め背面地盤の変形挙動について、実測値は土留め下端部から背面斜め上方約 $45^\circ \sim 90^\circ$  の範囲に発達しており、弾塑性FEM解析値は実測値よりもやや背面側に傾斜しているものの、類似傾向にあった。
- (4) 弾塑性FEM解析による体積ひずみ分布状況から、土留め壁変位に伴う影響により、土留め背面地盤内で膨張領域と圧縮領域が複雑に共在していることを確認した。
- (5) 土留め壁と周辺地盤間の摩擦の影響について検討した結果、壁面摩擦角の大きさによって、土留め壁の変位挙動や背面地盤の変形挙動が異なる。より適切に実挙動を弾塑性FEM解析で表現するためには、土留め壁と周辺地盤間の摩擦特性を考慮する必要がある。
- (6) プレロード効果に関する検討の結果、今回採用した対策工の効果は劇的に大きくはなかった。土留め壁変位量が大きく発生した沖積粘性土地盤を掘削する段階から積極的にプレロードを導入していれば、効率的に変位量を抑制することが可能であったと思われる。リスク回避用の対策工に関する効果確認方法として、今回の弾塑性FEM解析は有効であると考えられる。
- (7) 切梁軸力については、どの場合も切梁架設後の掘削進行に伴って切梁軸力は増加するが、次段階切梁の導入に伴い、その直上部の切梁の軸力は低下することなど、解析値は応力再配分の傾向を表現できた。

プレロードを導入した切梁については、次段階掘削時において他の切梁に作用している軸力以上の大きな軸力を集中的に負担する状態にあったが、この傾向は実測値よりも解析値や設計値の方で顕著であった。

- (8) 掘削底面の安定性に関する弾塑性FEM解析の結果、壁面摩擦角の違いにより、掘削側地盤におけるせん断ひずみの発生状況が異なった。壁面摩擦角の大きさとせん断ひずみ分布の関係から、実工事における掘削底面の安定性に関する評価も弾塑性FEM解析で同時に実施することが可能である。

今回の弾塑性構成モデルは、粘土も砂も統一された少ない土質パラメータ群で表現することができ、地盤内の密度や拘束応力の影響に依存することなく、唯一的に土質パラメータを設定できるという特徴を有している。本研究により、要素としての力学特性を適切に表現できる弾塑性構成モデルを用い、施工過程を考慮した FEM 解析を実施すれば、土留め壁や背面地盤の変形、切梁軸力の変動など、実際の土留め掘削時の地盤の応力・変形挙動を総合的かつ適切に再現できることがわかった。

これまで、土留め背面地表面の沈下量および沈下形状の予測については、多くの実測値に基づいた経験則による概略的予測が主流であり、土留め壁～周辺地盤の一体解析による予測は、弾性 FEM 解析が実施される程度で、実測値に対して解析値が倍半分違うことも多々見受けられていた。本研究を通じて、今回の弾塑性 FEM 解析を直接設計に用いるためには、まだ検討余地が残されているものの、背面地盤の変形挙動を含め、土留め掘削問題の応力・変形挙動を予測する方法として、今回実施した弾塑性 FEM 解析は、有益な解析手法であると考えている。

**謝辞：**本研究の遂行にあたり、研究を奨励していただいた(財)地域 地盤 環境 研究所の橋本正氏、土質パラメータの決定等に協力をいただいた名古屋工業大学大学院の京川裕之氏、現場データを提供いただいた大阪市交通局の関係者の皆様にお礼を申し上げます。

**付録**

本論文では、弾塑性構成モデルとして subloading  $t_f$  model に基づいた弾塑性 FEM 解析プログラム (FEM  $t_f$ -2D) を用いた。本モデルの詳細は、参考文献 4) にまとめているが、以下にその概要を示す。

このモデルは、構成関係の考え方が簡単明快であり、その土質パラメータも少なく決定しやすい。その結果、軟弱地盤の解析でしばしば用いられる Cam-clay モデル<sup>15)</sup>

の長所を生かしながら、Cam-clay モデルでは説明が難しい以下の地盤材料の力学特性を適切に考慮できる。

- (1) 土の強度・変形特性におよぼす中間主応力の影響
- (2) 塑性ひずみ増分方向の応力経路依存性
- (3) 土の強度・変形特性におよぼす密度・拘束応力の影響

このモデルでは、弾塑性論の基本仮定に基づいて、式(A1)に示すように、全ひずみ増分  $d\epsilon_{ij}$  を弾性的な成分  $d\epsilon_{ij}^e$  と塑性的な成分  $d\epsilon_{ij}^p$  に分離するとともに、さらに、特性(2)の塑性ひずみ増分方向の応力経路依存性を表現するために、塑性ひずみ増分量を二つ ( $d\epsilon_{ij}^{p(AF)}$  と  $d\epsilon_{ij}^{p(IC)}$ ) に分けている<sup>15)</sup>。

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \tag{A1}$$

$$= d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^{p(AF)} + d\epsilon_{ij}^{p(IC)}$$

ここに、 $d\epsilon_{ij}^e$  は弾性ひずみ増分、 $d\epsilon_{ij}^{p(AF)}$  は修正応力  $t_f$  空間で関連流動則を満たす塑性ひずみ増分、 $d\epsilon_{ij}^{p(IC)}$  は平均応力の増加にともなう等方的な塑性ひずみ増分である。

これらの3成分は式(A2)～(A4)で与えられる。

$$d\epsilon_{ij}^e = \frac{1+\nu_e}{E_e} d\sigma_{ij} + \frac{\nu_e}{E_e} d\sigma_{kk} \delta_{ij} \tag{A2}$$

$$d\epsilon_{ij}^{p(AF)} = \Lambda \frac{\partial f}{\partial t_{ij}} \tag{A3}$$

$$d\epsilon_{ij}^{p(IC)} = K \langle dt_N \rangle \frac{\delta_{ij}}{3} \tag{A4}$$

ここに、 $f$  は降伏関数、 $\delta_{ij}$  は Kronecker のデルタを表し、 $\langle \rangle$  は Macauley の括弧であり、式(A5)のようになる。

$$\langle dt_N \rangle = \begin{cases} dt_N & (dt_N > 0) \\ 0 & (dt_N \leq 0) \end{cases} \tag{A5}$$

特性(1)に示す中間主応力の影響については、式(A3)のように修正応力  $t_f$  用いて降伏関数を定義し、この修正応力空間で関連流動則を考えることにより、自動的に考慮可能である<sup>16)</sup>。ここに、修正応力  $t_f$  は、SMP の法線の方向余弦を主値とする対称テンソル  $a_{ij}$  と応力テンソル  $\sigma_{ij}$  を用いて式(A6)で定義される。

$$t_{ij} = a_{ik} \sigma_{kj} \tag{A6}$$

$a_{ij}$  の主値 ( $a_i; i=1, 2, 3$ ) は、応力の2次および3次の不変量 ( $I_2, I_3$ ) と主応力  $\sigma$  を使って式(A7)で与えられる。

$$a_i = \sqrt{\frac{I_3}{I_2 \sigma_i}} \quad (i=1,2,3) \quad (A7)$$

特性(3)の密度や拘束応力の影響は、橋口の下負荷面(subloading surface)の概念<sup>1)</sup>を参考にして考慮する。図-A1は、下負荷面(実線)と正規降伏面(破線)、および同じ応力状態にある過圧密土(A点)と正規圧密土(B点)の間隙比を  $e \sim \ln t_N$  図上に表している。そして、密度や拘束応力の影響をこの間隙比の差  $\rho$  を用いて評価する。 $\rho$  は、両曲面の大きさを表す  $t_{N1}$  と  $t_{N1e}$  を使って式(A8)で関係づけられる。

$$\rho = (\lambda - \kappa) \ln \frac{t_{N1e}}{t_{N1}} \quad (A8)$$

さて、subloading  $t_j$  model では、その降伏関数  $f$  は、修正応力  $t_j$  の平均応力  $t_N$  および応力比  $X \equiv t_s/t_N$  の関数として式(A9)で与えられる。

$$f = \ln t_N + \zeta(X) - \ln t_{N1} = 0 \quad (A9)$$

ここに、 $\zeta(X)$  は、式(A10)に示すように応力比  $X$  の増加関数である。

$$\zeta(X) = \frac{1}{\beta} \left( \frac{X}{M^*} \right)^\beta \quad (A10)$$

また、式(A3)および式(A4)の  $A, K$  は、降伏関数  $f$  および変数  $\rho$  の増加関数である  $G(\rho) = a \cdot \rho^2$  を使って式(A11)~(A12)で与えられる。

$$\Lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} - \frac{1}{t_{N1}} \langle dt_N \rangle}{\frac{1+e_0}{\lambda - \kappa} \left( \frac{\partial f}{\partial t_{kk}} + \frac{G(\rho)}{t_N} \right)} \quad (A11)$$

$$K = \frac{1}{\frac{1+e_0}{\lambda - \kappa} \left( 1 + \frac{G(\rho)}{a_{kk}} \right)} \cdot \frac{1}{t_{N1}} \quad (A12)$$

参考文献

1) たとえば、Peck, R. B.: Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, Proc. 7th ICSMFE, State of the Art Report 1, pp.225-290, 1969.  
 2) 伊藤博幸, 柳川知道, 譽田孝宏, 早川清: 土留め掘削に伴う土留め壁の変形と背面地盤の変形挙動の関係について, 土木学会トンネル工学報告集, 第16巻, pp.439-446, 2006.

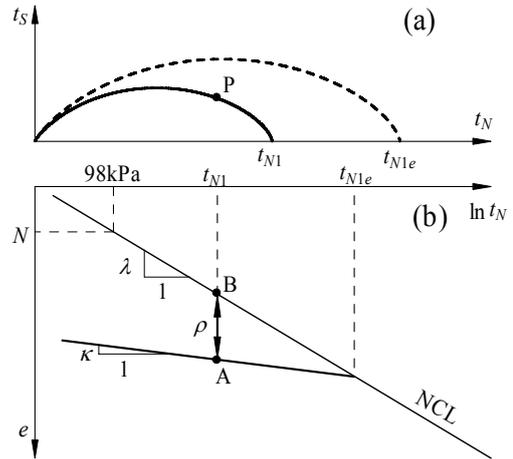


図-A1 下負荷面および正規降伏面の定義と密度を表すパラメータ  $\rho$  の説明

3) Konda, T., Ota, H., Yanagawa, T. and Hashimoto, A.: Measurements of Ground Deformations behind Braced Excavations, The Proc. 6th Int. Symp. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground (IS-Shanghai), pp.295-300, 2008.  
 4) Nakai, T. and Hinokio, M.: A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, Soils and Foundation, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004.  
 5) Nakai, T., Farias, M. M., Bastos, D. and Sato, Y.: Simulation of Conventional and Inverted Braced Excavations Using Subloading  $t_j$  Model, Soils and Foundation, Vol.47, No.3, pp.597-612, 2007.  
 6) Shahin, H. M., Nakai, T., Hinokio, M., Kurimoto, T. and Sada, T.: Influence of surface loads and construction sequence on ground response due to tunneling, Soils and Foundation, Vol.44, No.2, pp.71-84, 2004.  
 7) Dunham, J. W.: Pile Foundation for Buildings, Proc. ASCE, Soil Mechanics and Foundations Division, Vol.80, SM.1, pp.1-21, 1964.  
 8) (社)日本道路協会: 道路土工 擁壁工指針, pp.57-59, 2003.  
 9) 赤井浩一, 田村武: 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文集, No.269, pp.95-104, 1978.1.  
 10) (社)日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.152-154, 1988.  
 11) 大阪市交通局建設技術本部建設部: 仮設構造物設計指針(案), 1993.  
 12) Nakai, T.: Finite element computations for active and passive earth pressure of retaining wall, Soils and Foundations, Vol.25, No.3, pp.98-112, 1985.  
 13) 譽田孝宏, Shahin Hossain, 中井照夫, 京川裕之: 軟弱粘土地盤開削工事の弾塑性有限要素解析, 第43回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1409-1410, 2008.  
 14) Schofield, A. N. and Wroth, C. P.: Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, London, 1968.  
 15) Nakai, T. and Matsuoka, H.: A generalized elastoplastic constitutive model for clay in three-dimensional stresses, Soils and Foundations, Vol.26, No.3, pp.81-98, 1986.

- 16) Nakai, T. and Mihara, Y.: A new mechanical quantity for soils and its application to elastoplastic constitutive models, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.2, pp.82-94, 1984.
- 17) Hashiguchi, K.: Constitutive equation of elastoplastic materials with elasto- plastic transition, *Journal of Applied Mechanics, ASME*, Vol.102, No.2, pp.266-272, 1980.
- (2008. 5. 23 受付)

## ELASTOPLASTIC FINITE ELEMENT ANALYSIS FOR THE DEFORMATION BEHAVIOR OF GROUND DUE TO BRACED EXCAVATION

Takahiro KONDA, Hossain M. Shahin and Teruo NAKAI

In this research 2D finite element analyses have been carried out for simulating the real field data of braced excavation. In the analyses elastoplastic constitutive model, named subloading  $t_{ij}$  model, are employed which can describe typical stress deformation and strength characteristics of soils. The ground mainly consists of soft and sensitive clayey soils together with some sandy soils layers. The numerical analyses have been performed considering all details of the field conditions such as the construction sequences, different soil characteristics, soil-water coupling condition and other important features of the excavation site. It is revealed that the analyses can properly capture wall displacement, surface settlement and deformation mechanism of the ground.