

軟弱粘土地盤開削工事の弾塑性有限要素解析

山留め, 軟弱地盤, 数値解析

地域 地盤 環境 研究所 国際会員 ○譽田 孝宏
 名古屋工業大学 国際会員 Shahin Hossain
 名古屋工業大学 国際会員 中井 照夫
 名古屋工業大学 学生会員 京川 裕之

1. はじめに 山留め設計は, 壁を梁に, 周辺地盤をばねに仮定したフレーム解析(山留め弾塑性解析)によって設計されることが多いが, 軟弱粘土が分厚く堆積した開削現場において, 実測値が設計値を上回るケースが報告されており, 設計上の留意点が指摘されている¹⁾. ここでは, 軟弱粘土が卓越している開削現場において, 地盤の特性を適切に表現でき, 構造物と周辺地盤の相互作用や施工過程を考慮できる有限要素解析(以下, FEM 解析)を実施し, 山留め壁の変形を中心に実測値との比較および検討をおこなった.

2. 検討断面の地盤特性および FEM 解析条件 今回の検討対象となる A 現場に関する FEM 解析モデルを図 1 に示す. 地盤は, 上部より沖積層~上部洪積層~大阪層群から構成されており, そのうち沖積層には, 均等係数の小さい細砂を含む砂層(Aus 層)と軟弱粘土層(Auc 層と Amc 層~Alc 層, $q_u = 40 \sim 100 \text{ kN/m}^2$)が存在している. 上部洪積層は, 高透水性の天満礫層(Tsg 層)がほぼ一様な厚さで連続的に堆積しており, 大阪層群は, 硬質な粘土層(Oc3 層)と良く締まった砂層(Os3 層)から構成されている.

開削部は縦断方向に同一形状で延長の長い構造であることから, 2次元の半断面について検討をおこなった. 周辺地盤環境に与える影響を極力抑える(たとえば, 地表面沈下を抑制する)ことを目的に, 本現場では, 遮水層である Oc3 層まで根入れする遮水工法を採用した. よって, FEM 解析時の山留め背面地下水位については, 計測値を参考にして図 1 の状態に設定した.

FEM 解析(FEM t_{ij} -2D)には, 地盤内の密度や拘束応力の変化が地盤強度特性に与える影響を考慮できる弾塑性モデル(subloading t_{ij} model)²⁾を使用した. 解析に用いた土質パラメータを表 1 に示すが, Amc1 層と 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)を実施してパラメータを決定した. 室内試験から得られた応力~ひずみ関係と設定パラメータによるシミュレーション結果例を図 2 に, 施工条件を表 2 に示す.

3. 実測値と FEM 解析結果の比較および検討 A 現場の各掘削段階における山留め壁水平変位量について, 実測値³⁾と FEM 解析値の比較を図 3 に示す. 実測値(図 3 (a))について, 3 次掘削までは, 掘削進行に伴って掘削底面以深の Amc1 層上部付近に最大値が発生する掘削側変形が発生していたが, 4 次掘削以降に変形量が急激に大きくなり, Amc1 層~Amc2 層付近に最大値が発生する変形モードに変化した. 6 次掘削以降については, 当初予測(設計値)以上の山留め壁変形量が発生したため, 変形量を抑制することを目的に, 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 段目切梁にプレロード荷重 490kN/本を導入した. その結果, 7~8 次掘削時の変形増加量は微小であった.

実工事の施工条件を忠実に再現した FEM 解析結果を図 3 (b)に示す. 山留め壁変形量と最大変形発生深度が実測値と少し異なるものの, 山留め壁変形モードは類似しており, 6 次掘削以降の変形量抑制効果は, 適切に表現できている.

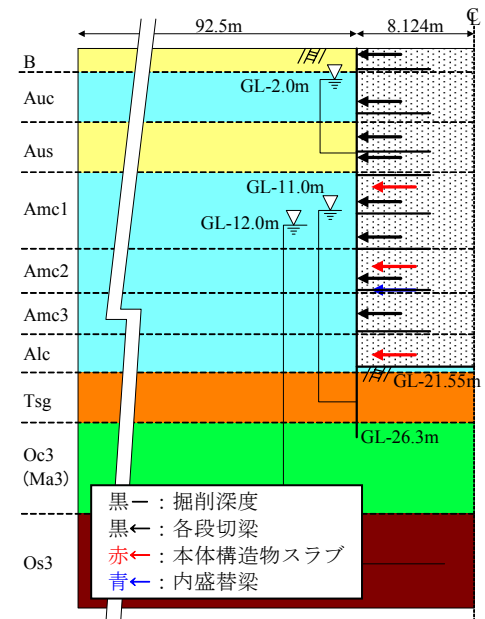


図 1 FEM 解析モデル図

表 1 FEM 解析用の土質パラメーター一覧表

土層名	下端深度 (GL-m)	平均N値	単位体積重量 γ_s (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	FEM解析用パラメータ							
						λ	κ	N	R_{cs}	β	a_{Af}	a_{iC}	
沖積層	B	1.84	2	16.66	0	19.3	0.070	0.0045	1.10	3.20	2.00	30	500
	Auc	4.94	4	16.66	42	0	0.16	0.01	1.23	3.55	1.40	500	500
	Aus	8.34	2	16.66	0	19.3	0.07	0.01	0.67	3.50	1.40	200	100000
	Amc1	13.63	0	15.68	29	0	0.16	0.01	1.23	3.55	1.40	500	500
	Amc2	16.84	1	15.68	60	0	0.29	0.04	1.55	3.55	1.40	500	500
	Amc3	19.44	4	16.66	91	0	0.18	0.04	1.39	3.55	1.40	800	500
洪積層	Alc	21.84	6	17.15	108	0	0.14	0.02	1.05	3.55	1.40	500	500
	Tsg	25.39	26	17.64	0	32.7	0.070	0.0045	1.10	3.20	2.00	30	500
	Oc3	31.64	14	17.64	360	0	0.42	0.03	2.45	3.55	1.40	500	500
	Os3	45.00	84	19.60	0	45	0.070	0.0045	1.10	3.20	2.00	30	500

Finite Element Analysis with Elasto-plastic model for the Soft Clayey Ground in Cut and Cover Construction Site
 Takahiro Konda (Geo-Research Institute)
 Shahin Hossain, Teruo Nakai and Hiroyuki Kyokawa (Nagoya Institute of Technology)

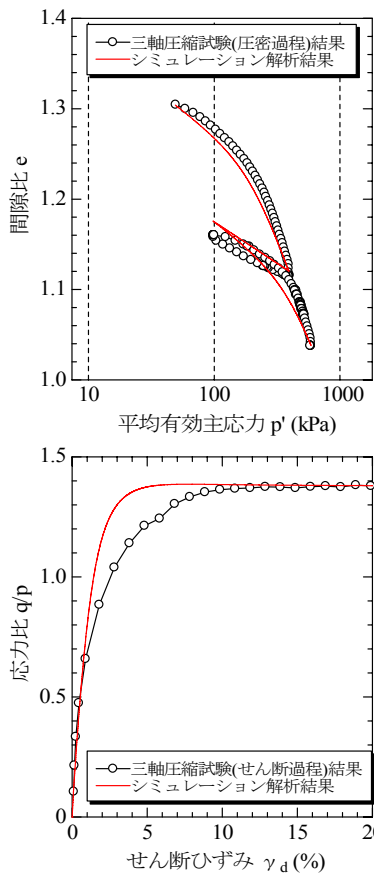


図2 シミュレーション結果(Amc3層)

表2 施工条件一覧表

SMW (Soil Mixing Wall) 緒元						掘削幅 (m)	E = 2.10E+05 (N/mm ²)	
規格 (mm)	長さ L (m)	ピッチ S (m)	面積 A (m ²)	EI (MN·m ² /m)				
H-588×300×12×20	27.45	0.6	1.87E-02	399	16.25			
掘削緒元			切梁緒元					
ステップ	掘削深度 (GL-m)	ステップ	切梁深度 (GL-m)	規格 (mm)	長さ L (m)	ピッチ S (m)	面積 A (m ²)	EA (MN/m)
0th	1.51	覆工桁	0.51	H-588×300×12×20	16.25	2.0	1.87E-02	197
1st	4.50	1st	3.50	H-300×300×10×15	14.76	2.5	1.18E-02	99
2nd	7.00	2nd	6.00	H-300×300×10×15	14.86	2.5	1.18E-02	99
3rd	8.70	3rd	7.70	H-300×300×10×15	14.66	2.5	1.18E-02	99
4th	11.20	4th	10.20	H-300×300×10×15	14.76	2.5	1.18E-02	99
5th	13.84	5th	12.84	H-350×350×12×19	14.46	2.5	1.72E-02	144
6th	15.95	6th	15.45	H-350×350×12×19	14.46	2.5	1.72E-02	144
7th	18.55	7th	18.05	H-350×350×12×19	14.46	2.5	1.72E-02	144
8th	21.55	—	—	—	—	—	—	—

図3(c)は、当初の計画通りに掘削した場合のFEM解析結果を示しているが、山留め壁下端部の変形量について、抑制効果ありの場合は約1.2cmであったが、当初計画通りの場合には約2.6cmに進行しているのが確認できた(※)部。つまり、今回の施工上の工夫により、山留め壁下端部の変形量を約半分に抑制する効果が得られたことがFEM解析によって判明した。図3(d)は、掘削側の山留め壁～掘削側地盤にジョイント要素(壁面摩擦角=20°)を導入した場合のFEM解析結果である。図3(a)に比べて、山留め壁変形量が大きくなっており、実測値により近い状態を再現できていることがわかった。掘削側地盤については、除荷荷重や山留め壁変形に伴う影響などから、応力状態が不安定であり、山留め壁と掘削側地盤が常時剛結状態にはないことを考えると、より忠実に実挙動を表現するためには、山留め壁～周辺地盤の相互作用を考慮する手法は有効であることがわかった。山留め壁変形抑制効果を考慮したFEM解析による全体変形図(6次掘削終了時)を図4に示す。

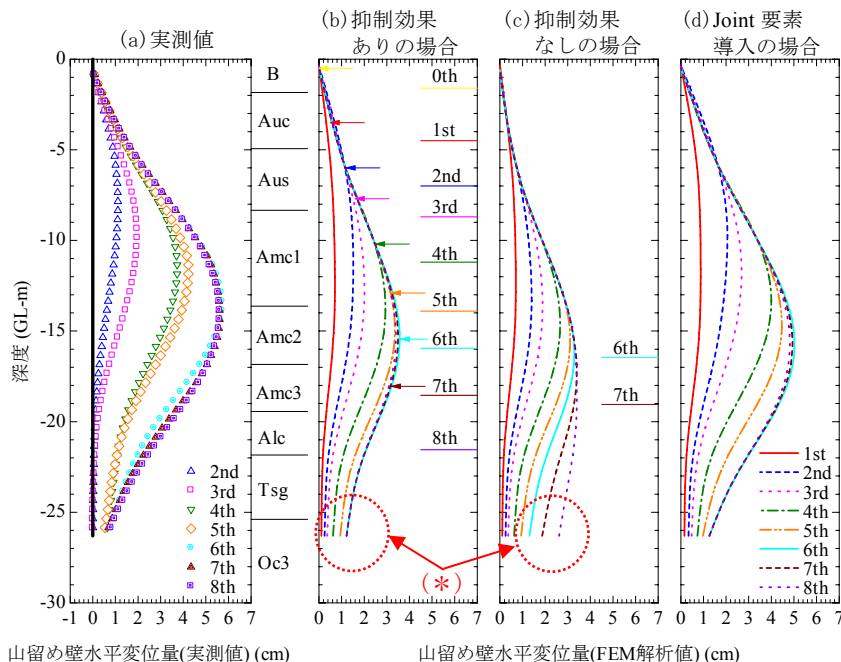


図3 山留め壁水平変位量に関する実測値と解析値の比較

山留め壁の変形に伴い、背面地盤にもその影響が、土留め壁下端部付近から約45°方向背面地盤上方に発達しているのが確認できた。

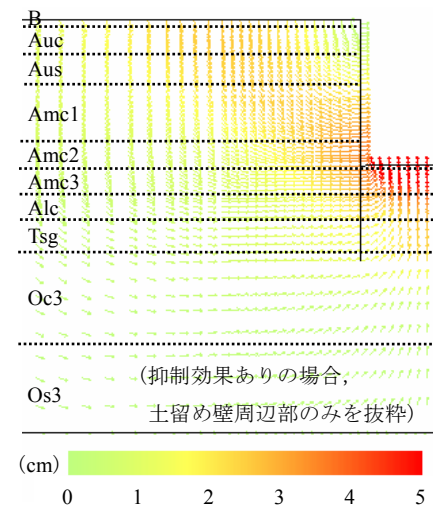


図4 全体変形ベクトル図(FEM解析値)

5. おわりに 得られた知見を以下に示す。①FEM解析結果は、山留め壁水平変位量の実測値と類似モードを示した。②FEM解析は、山留め壁変形抑制効果を適切に表現でき、リスク回避用に計画された工法の効果確認方法として有効であった。③実挙動を表現するためには、山留め壁～周辺地盤の相互作用を考慮する手法は有効であった。

参考文献 1) 太田 拓, 伊藤 博幸, 柳川 知道, 譽田 孝宏, 橋本 正: 現場計測結果に基づいた山留め設計法に関する一考察, 第42回地盤工学研究発表会, 726, pp.1451-1452, 2007. 2) Nakai, T., and M. Hinokio: A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, Soils and Foundation, 44(2), pp.53-70, 2004. 3) 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.