

報告

軟弱粘性土地盤における開削工事に伴う近接鉄道営業線への影響予測解析

Predictive analysis of nearby railway line due to braced excavation in soft clay

稲垣 祐輔 (いながき ゆうすけ)

(株)地域 地盤 環境 研究所 係長

e-mail: inagaki@geor.co.jp

吉田 晋 (よしだ すずむ)

西日本旅客鉄道(株)

丸山 達彦 (まるやま たつひこ)

(株)銭高組 東海道線支線北2地区T新設他工事 作業所長

譽田 孝宏 (こんだ たかひろ)

(株)地域 地盤 環境 研究所 部長

キーワード：軟弱粘性土，開削工事，近接施工，弾塑性解析，現場計測

1. はじめに

JR 東海道線支線地下化・新駅設置事業は、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、地下化する工事である¹⁾。

本工事は、鉄道営業線に対して最小離隔が3.4m（土留め壁から営業線中央までの距離）であり、主として軟弱粘性土地盤（Ac）を掘削することから、土留め掘削による鉄道営業線への影響が懸念された。ここでは、隣接する先行掘削領域において土留め計測と有限要素解析（以下、FEM 解析）を実施し、開削工事に伴う土留め背面の地盤挙動を事前に把握することにより、鉄道営業線への影響を検証した事例を示す。

2. 検討断面概要

検討断面位置とその付近の概略土質縦断面図を図-1に、計測機器設置位置図（検討断面）を図-2に示す。なお、図-2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-1より詳細に土層区分している。

土留め掘削対象区域の地盤高はOP±0m前後であり、上部から盛土（B）、沖積砂質土層（As1）、沖積粘性土層（Ac2）、沖積砂質土層（As2）と沖積粘性土層（Ac3）の互層がGL-20m程度まで堆積している。主たる掘削対象土層であるAc2は、N値0~3程度、粘着力39~107kN/m²の軟弱な地盤であり、10m以上分厚く堆積していることが特徴的である。

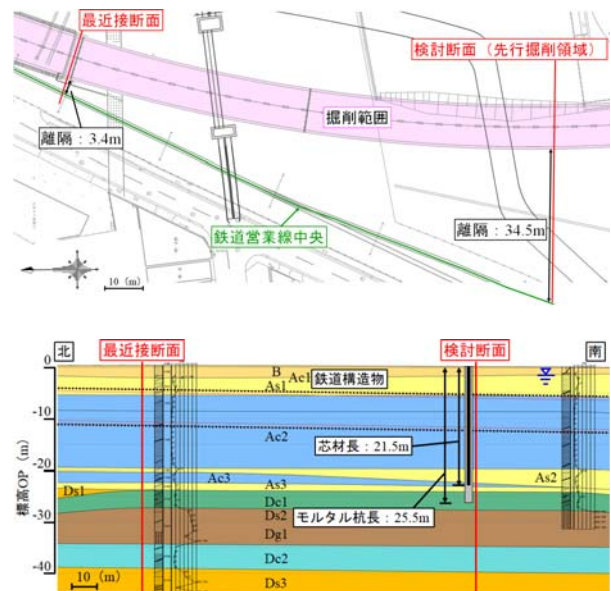


図-1 検討断面付近の平面図および土質縦断面図

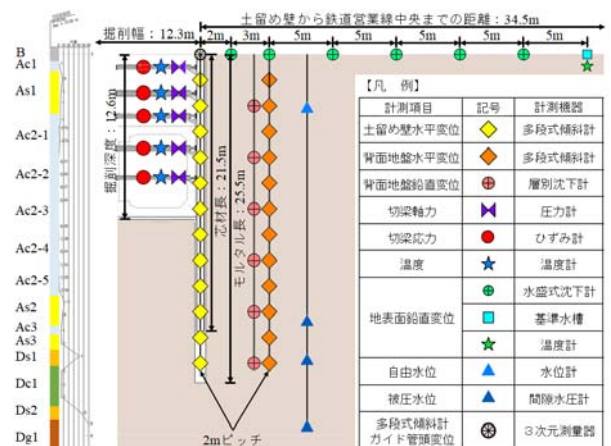


図-2 計測機器設置位置図（検討断面）

3. 解析条件

(1) 解析モデル

有限要素メッシュ図を図-3に示す。地盤は平面ひずみ要素、土留め壁は梁要素によりモデル化した土～水連成解析を実施した。境界条件および水理境界は、図-3に示す通りである。なお、土留め背面の地下水位は、BとAc1の層境に設定し、掘削中も維持させる。一方、掘削側の地下水位は、各掘削段階の掘削底面を仮定した。土留め壁と地盤の間には、双方の相互作用を考慮した弾塑性ジョイント要素（壁面摩擦角 $\delta = 15^\circ$ ）で摩擦特性²⁾をモデル化した。

(2) 地盤構成モデル

地盤の構成モデルは、弾塑性モデル（Subloading t_{ij} model）³⁾を採用した。本モデルの特徴は、中間主応力が変形・強度特性に及ぼす影響や、粘土も砂も統一された少ない土質パラメータで表現できることにある。なお、FEM解析は解析コード：FEMtij-2Dを用いた。

(3) 土質パラメータ

FEM解析に用いた土質パラメータを表-1に示す。

本現場における特徴的な分厚い軟弱粘性土層の土質パラメータは、現場付近から採取した乱れの少ない試料による定ひずみ速度圧密試験および三軸圧縮試験（CU条件）の結果に基づいて設定した。土質試験に関する要素シミュレーション例（Ac2-3）を図-4および図-5に示す。三軸圧縮試験では、拘束圧を100kPaと200kPaの正規状態と一度400kPaまで圧密した後、100kPaまで除荷した過圧密状態の3通り設定したが、対象地盤の土被り圧が最も近い $\sigma_r = 100\text{kPa}$ の試験結果に極力合致するようにパラメータを調整した。砂層は、土質試験を実施することができなかったため、豊浦砂のパラメータ³⁾を仮定した。透水係数は、砂層は現場付近で実施した現場透水試験結果を、粘性土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、砂層と砂礫層は N 値から、粘土層は土粒子密度と乾燥密度から推定し、地盤内の拘束応力の変化に着目して再現した。

ここでは、弾塑性FEM解析結果と比較するために弾性FEM解析も実施したが、変形係数は図-5より E_{50} を仮定した。

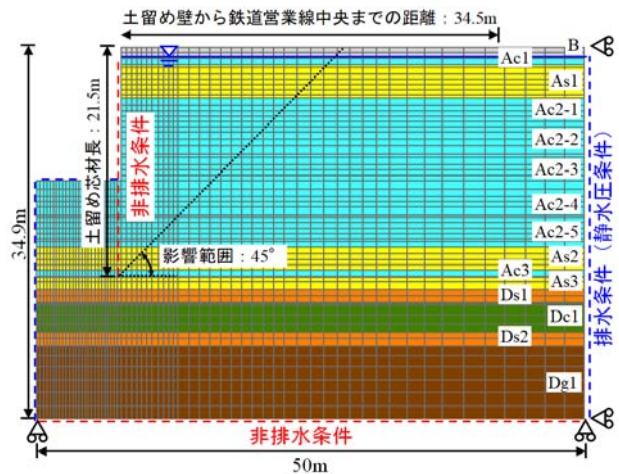


図-3 有限要素メッシュ図

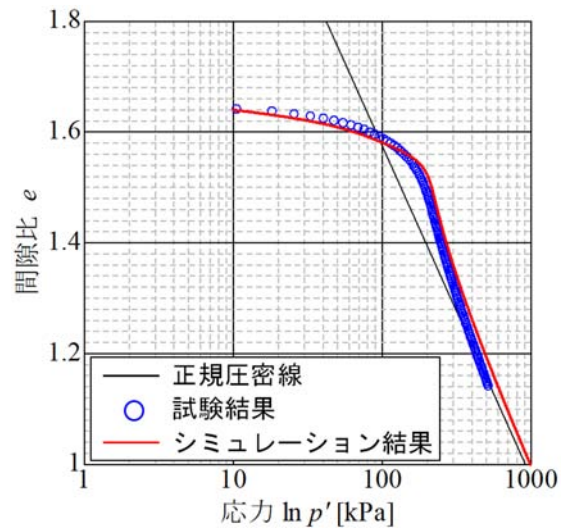


図-4 要素シミュレーション例 (Ac2-3, 圧密特性)

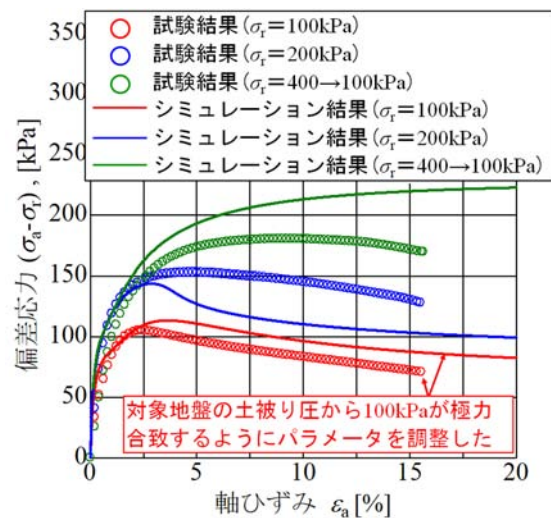


図-5 要素シミュレーション例 (Ac2-3, せん断特性)

表ー1 FEM 解析に用いた土質パラメータ

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]	平均 N値	変形係数 E [kN/m ²]	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 α	ボンディング効果を 表すパラメータ b		$\omega 0$
B	1.10	18.0	15	1140	3.7×10^{-3}	0.0700	0.0045	1.10	3.2	2.0	17	0.0	0.0	0.691
Ac1	0.60	15.0	1	7710	4.5×10^{-7}	0.2600	0.0100	1.58	3.2	2.0	200	10.0	0.8	1.035
As1	3.10	17.0	6	4010	6.2×10^{-3}	0.0700	0.0045	1.10	3.2	2.0	17	0.0	0.0	0.691
Ac2-1	3.20	17.8	3	10675	4.5×10^{-7}	0.2600	0.0100	1.58	3.2	2.0	200	10.0	0.8	1.035
Ac2-2	3.00	16.5	0	6120	3.7×10^{-8}									1.408
Ac2-3	4.00	15.7	0	4240	3.7×10^{-8}									1.400
Ac2-4	2.00	16.1	1	5110	3.7×10^{-8}									1.377
Ac2-5	1.80	16.7	1	11580	4.5×10^{-7}									1.353
As2	2.10	18.0	10	18900	3.7×10^{-3}	0.0700	0.0045	1.10	3.2	2.0	17	0.0	0.0	0.470
Ac3	0.70	18.1	5	17500	3.7×10^{-8}	0.2600	0.0100	1.58	3.2	2.0	200	10.0	0.8	0.976
As3	1.20	17.0	6	18600	2.3×10^{-6}	0.0700	0.0045	1.10	3.2	2.0	17	0.0	0.0	0.800
Ds1	1.10	19.0	41	27600	3.1×10^{-3}	0.0700	0.0045	1.10	3.2	2.0	17	0.0	0.0	0.355
Dc1	2.90	15.0	6	18700	6.9×10^{-7}	0.2600	0.0100	1.58	3.2	2.0	200	10.0	0.8	0.973
Ds2	1.20	19.0	45	31680	7.4×10^{-4}	0.0700	0.0045	1.10	3.2	2.0	17	0.0	0.0	0.481
Dg1	6.90	20.0	100	42240	4.5×10^{-1}	0.0700	0.0045	1.10	3.2	2.0	17	0.0	0.0	0.302

4. 検討結果

最終掘削時における土留め壁背面地盤の変形挙動について、計測値と FEM 解析値の比較を図-6 に示す。本検討では、土留め壁背面地盤の挙動を検討することを目的に、各 FEM 解析では土留め壁水平変位の計測値を強制変位として土留め壁に作用させた。

図-6 に示す土留め壁背面地盤の変形挙動のうち、地表面鉛直変位量については、最大鉛直変位量で除することによって無次元化して (1.0 の位置で最大変位を示す)、図-7 に鉛直変位分布として示した。その結果、地表面鉛直変位における計測値は、土留め壁から 5m 離れた位置で最大変位を示し、土留め壁から 25m 離れた位置でほぼ収束しており、沈下挙動は土留め壁の局所的な範囲で発生した。

弾塑性 FEM 解析は、地表面鉛直変位量が計測値と比べて過大となったが、土留め壁から 5m 離れた位置で最大沈下を示し、局所的な沈下分布は計測値を精度よく表現できた。一方、弾性 FEM 解析は、壁付近で隆起し、壁から離れるにつれて沈下傾向を示すなど、計測値や弾塑性 FEM 解析結果とは定性的に異なる傾向となった。土留め壁の水平変位の挙動に関わらず、計測値のような局所的な沈下分布については、弾塑性 FEM 解析の方がより適切に表現できることが判る。

例えば、土留め背面の地表面相対変位に着目すると、土留め壁から 15~20m の 5m 間において、弾塑性 FEM 解析では相対変位量が 4.7mm であるのに対して、弾性

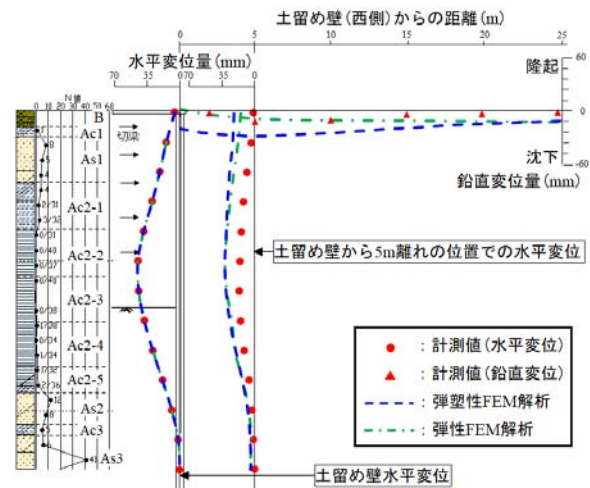


図-6 土留め壁背面地盤の変形挙動に関する計測値と FEM 解析値の比較図

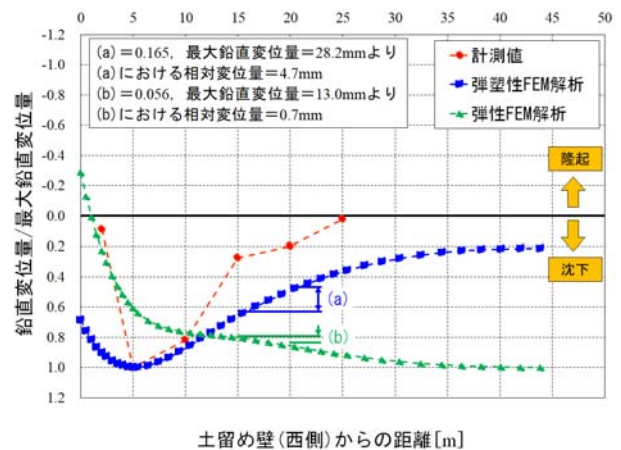


図-7 無次元化した地表面鉛直変位分布図

FEM 解析の相対変位量は 0.7mm と弾性 FEM 解析の方が相対変位量は小さい。このように、弾性 FEM 解析からは、なだらかな沈下分布形状しか得られないため、不等沈下量を過小評価してしまう可能性が考えられる。このような挙動は、背面側に構造物荷重が載荷された杭基礎がある場合、弾塑性 FEM 解析では杭下端に向かってひずみが進展する事例としても報告されている⁵⁾。

本傾向は、図-8 に示す偏差主ひずみ ($\epsilon_1 - \epsilon_3$) の分布図からも同様のことが言える。つまり、弾塑性 FEM 解析では、土留め掘削に伴うひずみは、土留め壁下端よりも浅部から斜め上方向に向かって局所的に発達しているのに対して、弾性解析では掘削底面を中心に背面地盤全体や土留め壁下端よりも深部にひずみが発達していることが確認できる。これらせん断ひずみの進展状況の違いが、地表面鉛直変位挙動の差異に表れていると考えられる。

今回のようにある範囲内の地表面沈下量だけを見ると、弾性 FEM 解析でも十分なように思えるが、地盤内の変形モードや地表面沈下曲線のプロファイル等を見ると実際とは異なることに留意する必要がある。一方、ここでの弾塑性 FEM 解析は、沈下量の絶対値をやや過大評価しているものの、変形形状を含め地盤の変形挙動を再現しているといえる。特に、不等沈下が問題になるような時は、構造物荷重等の影響を考慮しきれない弾性解析では信頼性のある結果は得られない。

5. おわりに

軟弱粘土が分厚く堆積した開削現場において、土留め背面地盤の変形挙動を弾塑性 FEM 解析により検討した。その結果、弾塑性 FEM 解析は、弾性 FEM 解析では表現することが困難な背面地盤の挙動（例えば地表面沈下分布）を適切に表現できた。一方、よく実務で使われる弾性 FEM 解析では、特に近接構造物の不等沈下が問題となる場合には、地盤の変形パターンを十分再現しきれないので、たとえある地点の沈下量（あるいは側方変位量）が実測値に近いとしても、地盤の変形挙動を再現できていないとは言い切れないので注意が必要である。

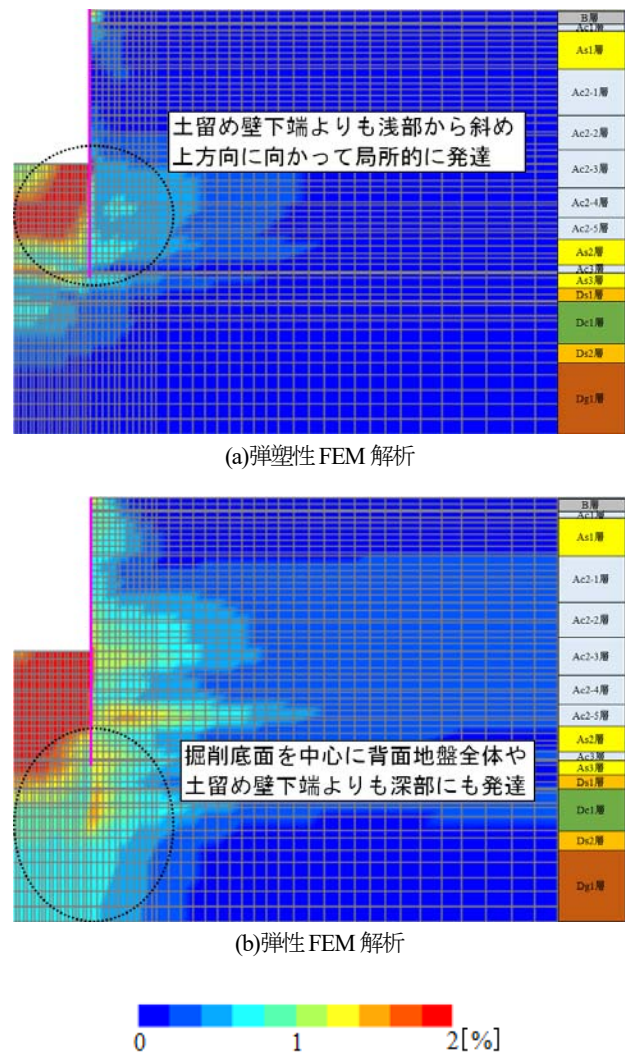


図-8 偏差主ひずみ ($\epsilon_1 - \epsilon_3$) コンター図

参考文献

- 1) 稲垣祐輔他：軟弱粘性土地盤の開削工事に伴う地盤挙動の弾塑性 FEM 解析，トンネル工学報告集 Vol.28, III-1, 2018.
- 2) Nakai, T. : Finite element computations for active and passive earth pressure problems of retaining wall, Soils and Foundations, pp.98-112, 1985.
- 3) Nakai, T. : Constitutive Modeling of Geomaterials: Principles and Applications, CRC Press, Boca Raton / London / New York, 2012.
- 4) Nakai, T., H. M. Shahin, Kikumoto, M., Kyokawa, H., F. Zhang, and M. M. Farias : A simple and unified three-dimensional model to describe various characteristics of soils, Soils and Foundations, pp.1149-1168, 2011.
- 5) 上谷 泰高他：山留掘削時の近接杭基礎構造物への影響，第 44 回地盤工学研究発表会，pp.1057~1058, 2009.

(原稿受理 2020.12.1)