

軟弱粘性土地盤での大規模開削工事における計測管理

西日本旅客鉄道 正会員 益井大樹
大鉄工業 平岡幹上
地域地盤環境研究所 正会員 ○山内雅基, 宮本康隆, 譽田孝宏

1. はじめに 本工事は、JR 東海道線支線地下化・新駅設置事業の一環で、JR 大阪駅北側のうめきた地区に開削工法により新駅を設置するものである。現場計測工法を用いた情報化施工を実施しているが、掘削の進捗に伴い土留め壁の変形量が増大し、切梁撤去時に管理値程度の土留め壁変形量が発生した。ここでは、各種計測結果を分析し、計測結果に基づいた逆解析により土留め壁芯材発生応力を照査することによって、土留め支保工の安全性を確認しながら工事を継続した事例について報告する。

2. 工事概要と計測管理 当該現場の平面図と計測断面3における横断面図を図-1に示す。開削工事の寸法は、短辺側約31~40m、長辺側約240m、掘削深さ約14~18mである。土留め壁はTRD工法を用いて構築し、7段の切梁を順次上部から架設しながら土留め掘削し、順巻き工法で本体構造物を構築している。周辺地盤は、GL-6m~-22m程度まで軟弱な沖積粘性土(Ac, N値:0~3, 粘着力c:40~80kN/m²)が厚く堆積していることが特徴的である。掘削底面以深の沖積粘性土層(Ac2)における盤ぶくれ対策として、土留め壁下端部を洪積粘性土層(Dc2)まで根入れし、掘削側の各被圧帯水層(As2, Ds1, Dg1)から揚水して減圧対応を行った¹⁾。当該工事における計測項目と管理値を表-1に示す。

3. 計測結果 計測断面3における土留め壁変位量を図-2に示す。Ac1を掘削し始めた3次掘削時から土留め壁が大きく変形し始め、DS7側よりもDS9側で変形量大きい非対称形の土留め壁水平変位分布形状を示した。これは、DS9側の土留め背面地上部に掘削土を仮置きしたことにより、上載荷重が増加し、設計以上の背面側圧が作用したことによる影響と考えられる。図-2には最終掘削時における設計値(最大63.2mm)も示しているが、DS7側は設計値内に収束しているのに対して、DS9側の土留め壁水平変位量(最大値73.7mm)は設計値を上回る結果になった。ただし、本挙動は三次管理値(79.1mm)以内に収束し、土留め壁芯材発生応力(DS7側)および切梁軸力は初期管理値以内であり、土留め壁に漏水等の異常はなかった。これ以降、切梁撤去に伴う土留め

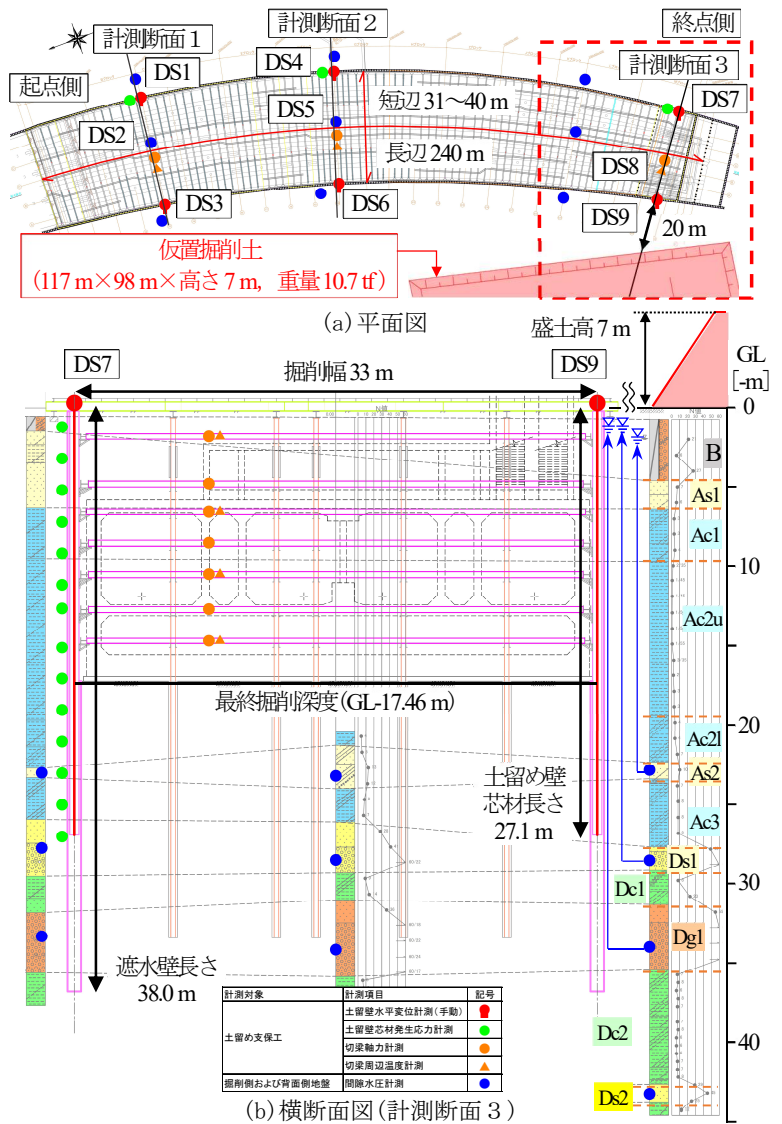


図-1 計器設置図

表-1 計測項目と管理値^{*1)}

計測項目	初期管理値	一次管理値	二次管理値	三次管理値
土留め壁水平変位量	設計計算値 ^{*2)}	設計計算値	設計計算値×120%	許容変位量 ^{*3)}
土留め壁芯材発生応力	×80%	設計計算値	または (設計計算値+許容値)/2	許容応力
切梁軸力			の小さい方の値	許容軸力

*1) 各施工段階で管理値を設定した。

*2) 設計計算値: 弾塑性法による土留め解析値

*3) 許容変位量: 掘削途中段階における次段階施工時の最大変位量(予測値)

連絡先 〒540-008 大阪府大阪市中央区大手前 2-1-2 国民会館・住友生命ビル 4F TEL: 06-6943-9706

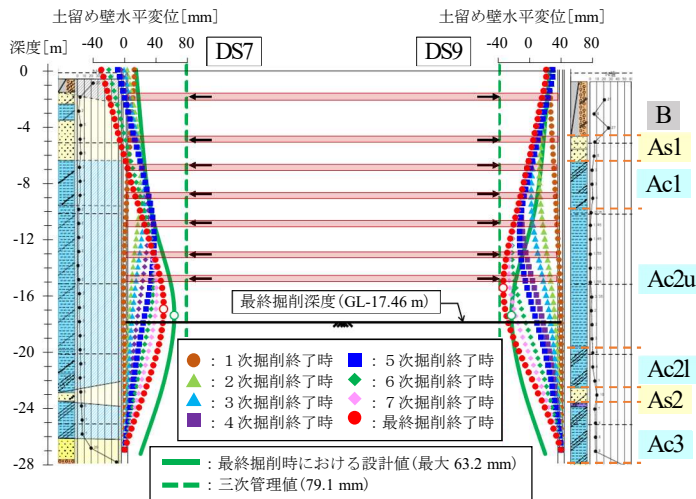


図-2 各掘削段階における土留め壁水平変位分布

め壁変位量の増加が予想されたことから、計測結果に基づいた逆解析を実施して、本体構造物構築時(切梁撤去時)における土留め支保工の健全性評価を実施した。

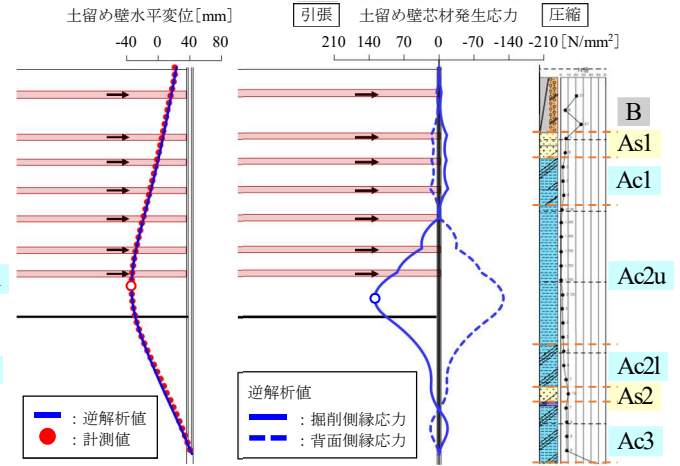
4. 土留め支保工の健全性評価 本検討で用いた逆解析手法は、弾塑性法による土留め解析において水平地盤反力係数を試行錯誤的に入力し、出力した土留め壁変位量を計測値にフィッティングさせる手法である。ここで、土留め壁作用側圧については設計値を仮定し、ファジー理論²⁾によるフィッティング判定を用いた。

最終掘削時における DS9 側の土留め壁水平変位量(計測値)に対する逆解析時の土質パラメータを表-2 に、逆解析結果を図-3 に示す。隣接工区において、土留め壁水平変位量が多い Ac2 で水平地盤反力係数が小さくなる傾向にあったが³⁾、当該現場においても掘削側地盤の水平地盤反力係数を設計時よりも小さく設定することによって、土留め壁水平変位量(計測値)にフィッティングさせることができた。逆解析の結果、土留め壁芯材発生応力は長期許容応力度内に収束することを確認した。

最終掘削時の逆解析結果を踏まえて切梁撤去時の挙動を次段階予測した結果、土留め壁水平変位量(最大値)は三次管理値程度まで達することを想定したが、土留め壁芯材発生応力は長期許容応力度内に収束すると推定できたので、厳重な計測管理の下、工事を続行した(表-3 CASE-1 参照)。その結果、予想通りに5段目切梁撤去時以降に三次管理値程度の土留め壁水平変位量(最大値)が発生したが、逆解析の結果、土留め壁芯材発生応力は長期許容値内に収束する結果となり(表-3 CASE-2 参照)、安全に施工を進めることができた。

5. おわりに 軟弱な粘性土地盤が卓越した地盤での大規模開削工事現場において、土留め壁水平変位量が管理値近くまで達した。これは、土留め背面地上部の仮置掘削土の影響であると根拠付けられたことから、軟弱地盤の掘削においては埋戻土の仮置場について考慮する必要がある。また、現場計測工法を用いた計測管理および計測結果に基づいた逆解析による土留め支保工の健全性評価は、工事を安全に進める上で有益であった。

参考文献 1) 西原太一, 和田直樹: 大阪特有の地盤条件下での大規模掘削について, 土木学会全国大会第74回年次学術講演会, VI-409, 2019. 2) 杉山俊幸, 水谷淳, 熊谷紳一郎: ファジー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. 3) 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, 0779, pp.1555-1556, 2018.



	計測値	逆解析値	逆解析値	長期許容応力度
土留め壁最大水平変位量[mm]	73.7		129.1	< 210 → OK
土留め壁芯材発生応力[N/mm ²]				

図-3 最終掘削時における逆解析結果(DS9側)

表-2 弾塑性法による土留め逆解析時の土質パラメータ(最終掘削時)

土層	層厚 [m]	平均 N 値	単位体積重量 γ [kN/m ³]	粘着力 c [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ [°]	掘削側地盤の水平地盤反力係数 k_b [kN/m ³]	
						設計時	逆解析時
B	1.62	5	17	0	30	1,680	1,680
As1	4.80	5	17	0	30	3,840	2,400
Ac1	4.20	4	17.9	50	0	3,840	2,400
Ac2u	7.15	1	16.5	57	0	3,288	1,300
Ac2l	4.65	3	17.2	103	0	3,432	4,800
As2	2.00	5	17	0	28	5,592	23,000
Ac3	3.65	8	18.2	120	0	5,928	30,000

表-3 5段目切梁撤去時の土留め壁芯材発生応力の推定結果

	土留め壁				長期許容応力度
	最大水平変位量[mm]		芯材発生応力[N/mm ²]		
CASE-1	76.6	(次段階予測値)	113.2	(次段階予測値)	< 210 → OK
CASE-2	81.6	(計測値)	111.0	(逆解析値)	