

掘削時における地盤改良土留めの変形メカニズムの検討

上田祥央^{*1}・足立有史^{*1}・西尾竜文^{*1}・市坪天士^{*2}・小林 司^{*3}

地盤改良土留めを適用した工事において、地盤改良土留めの現地計測を実施することで掘削時における土留め壁の挙動を観測した。また、再現解析を実施することで掘削時における地盤改良土留めの変形挙動について考察した。現地計測の結果、土留め壁の変位と土圧分布により地盤改良土留めの安定性を確認できた。加えて、土留め壁は掘削に伴い、背面側に傾斜するとともに全体的に掘削側に変位することを確認した。再現解析を実施することで、現地計測により観測した挙動を再現した。再現解析の結果、掘削に伴う地盤のリバウンドの影響により、土留め壁は現地計測で観測された変形挙動を示すことがわかった。

キーワード：地盤改良土留め、中層混合処理工法、変位計測、土圧計測、有限要素法、再現解析

1. はじめに

土留め工法は建設工事において、これまで多くの経験が蓄積され、設計法においても一般化されている。土留め工法は形式により分類すると、自立式、切梁式、グラウンドアンカー式に分けられ、掘削深さが大きい場合には切梁式の土留め工法を用いることが多い。一方で、施工性や安全性向上、工期短縮の観点から切梁支保工ができるだけ少ない土留め形式が望まれている。近年では、地盤改良体を利用した自立式土留めを適用することで切梁支保工を用いない土留め形式が実用化されている^{1)~3)}。しかしながら、地盤改良土留めの設計法の確立はいまだ十分とは言えない状況にあり⁴⁾、掘削に伴う挙動のメカニズムや地盤改良土留めの周囲の応力状態を詳細に把握することが課題である。

そこで、地盤改良土留めの安全性・施工性・経済性の向上等の合理的な設計をするために、地盤改良土留めを適用した工事において、計測機器を設置し、掘削時における地盤改良土留めの挙動および周囲の応力状態を観測した。また、掘削時の地盤改良土留めの挙動について有限要素法を用いた再現解析を実施することで、現地計測で得られた変形メカニズムについて考察した。

2. 地盤改良土留めの適用工事の概要

2.1 工事概要

印旛沼周辺の水田に農業用水を送るポンプ機場や用水路は昭和21年から昭和43年にかけて、国営印旛沼干拓事業等によって整備された。昭和の干拓事業から50年近くが経過し、現状のポンプ機場や用水路では老朽化が進んでいることから、現在改修事業が進められている。

表-1 工事概要

工事名	印旛沼二期農業水利工事 埜原機場建設工事
発注者	関東農政局
工期	平成30年8月2日～ 令和5年3月15日
工事場所	千葉県印西市安食

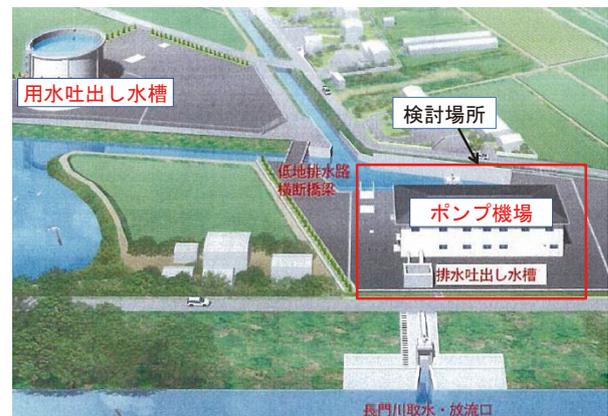


図-1 現場位置図

本工事の概要を表-1に示す。具体的には、老朽化したポンプ機場に代わり、図-1に示す新たなポンプ機場と用水吐き出し水槽を建設する工事である。このうちポンプ機場の下部工構築時の土留め工として、地盤改良土留めを用いている。

2.2 地盤改良土留めの概要

地盤改良土留めの施工箇所の地盤状況は図-2に示すように軟弱な沖積層がGL-35m以深まで分布しており、改良範囲の一部でN値が20を超えるような砂層(As1層)が存在している。また、地盤改良土留めは杭基礎頭部を

*1 土木研究部 *2 新日本グラウト工業株式会社 *3 青山機工株式会社

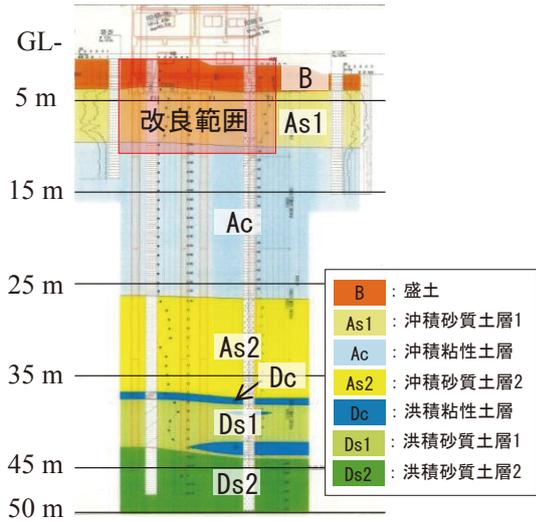


図-2 地質断面図 (①-①)

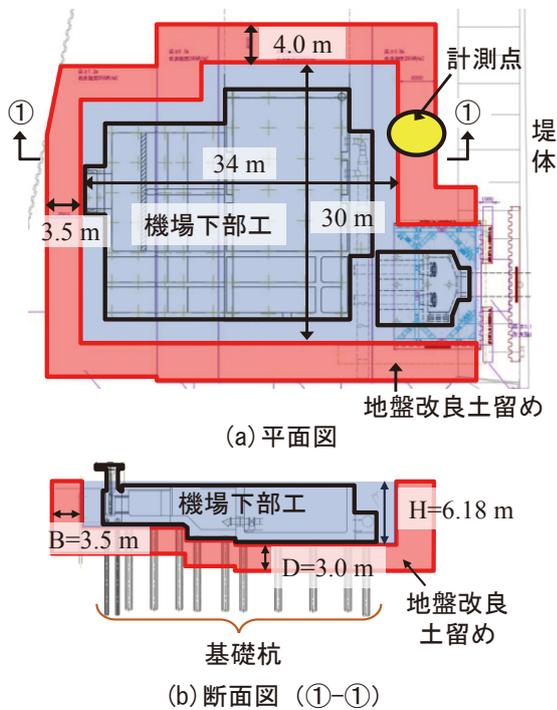


図-3 地盤改良土留め概要図

連結し、基礎を支持する効果を見込んだ設計としている。設計においては滑動、転倒、地盤支持力について検討し、改良厚さと強度を決定した。施工にあたっては前述のAs1層が存在すること、側壁と底盤を高強度に改良し、内部はトラフィカビリティ確保のために低強度に改良するといった条件を満たすことができる WILL-m 工法を採用した。

地盤改良土留めの概要は図-3に示すように、内空寸法が34m×30m×高さ6.18mであり、土留め壁および底盤部を厚さ3.0～4.0mの地盤改良体で構築した。総改良土量は約18,000m³であり、目標強度は、土留め壁部と底盤部が0.28MPa、掘削部が0.15MPaであり、セメン



図-4 掘削完了後の地盤改良土留め

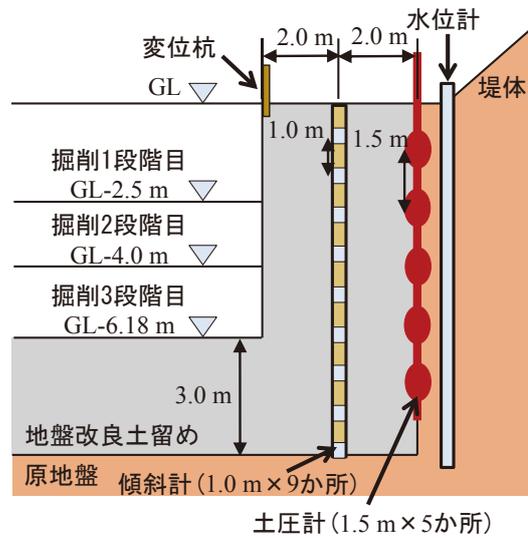


図-5 計測機器の配置図

ト添加量をそれぞれ85kg/m³と70kg/m³として施工を実施した。また、土留め内部の掘削はGL-2.5m、GL-4.0m、GL-6.18mの3段階に分けて実施している。地盤改良土留めの掘削後の現場状況を図-4に示す。

3. 現地計測

3.1 計測概要

現地計測は図-3の概要図に示す堤体の法尻付近において、土圧、傾斜、地表面変位、地下水位について実施した。計測機器の配置図を図-5に示す。土圧は鋼矢板に設置した土圧計により地表面から1.5m間隔で5か所において計測した。改良体に作用する土圧を正確に計測するために、図-6に示すように土圧計を鋼矢板に埋め込み、改良体に接するように配置した。傾斜は土留め壁の中央部に配置した多段式傾斜計(一軸)により地表面から1.0m間隔で9か所において計測し、地表面変位は土留め壁天端に設置した変位杭の動態観測により計測した。地下水位は土留め壁の背面に設置した水位計により計測した。なお、土圧、傾斜、地下水位に関しては



図-6 土圧計の設置状況

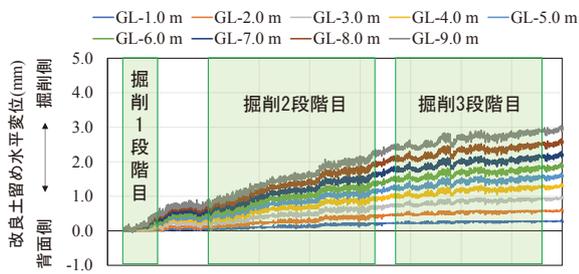


図-7 地盤改良土留め水平変位の計測データ

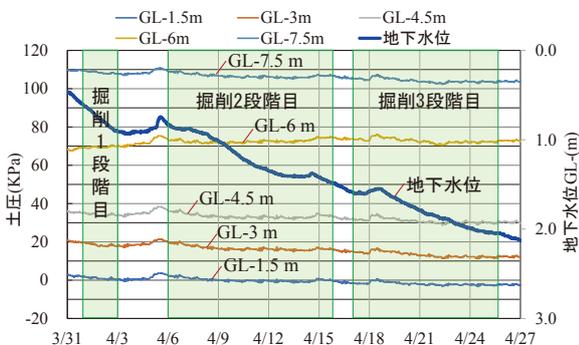


図-8 地盤改良土留め背面の土圧と水位の計測データ

1回/15分の頻度、地表面変位は1回/1～3日の頻度で計測を実施した。

3.2 計測結果

掘削開始から掘削終了までの傾斜計の計測結果を図-7に示す。傾斜計の計測では測量を行う地表面を基準とし、深度ごとに計測した傾斜と区間長より換算した変位量を加えることで、土留め壁の水平変位量を求めた。図-7より掘削段階が進むにつれて、土留め壁の水平変位は大きくなっており、深度が深い計測点ほど大きい変位となっている。水平変位量は掘削3段階目終了時には深度が最も深い計測点で3.0mm変位している。土圧計と水位計の計測結果を図-8に示すが、水位は掘削が進む

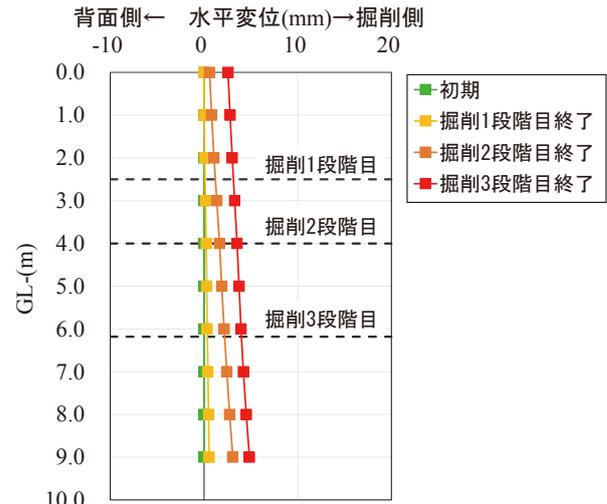


図-9 土留め壁の水平変位 (現地計測)

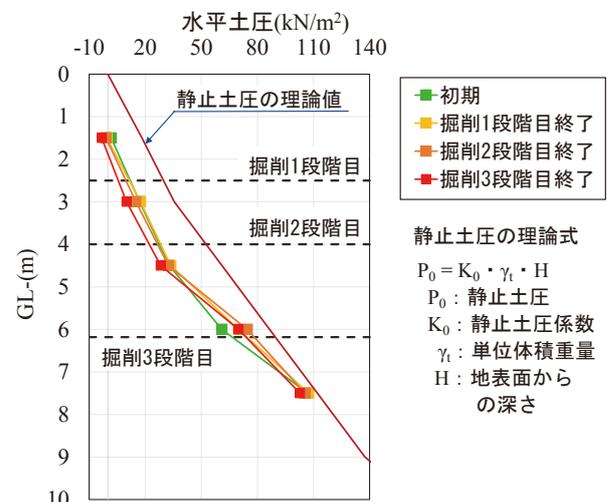


図-10 土留め壁の背面に作用する土圧分布 (現地計測)

につれて低下している。これは掘削面で釜場排水をしており、掘削面での地下水位は掘削前よりも低下している状況にあり、その影響を受けて土留め壁の背後の地下水位も低下したと考えられる。また、土圧は地下水の影響を受けているものの、掘削による影響は小さいことがわかった。

これまでの結果をもとに、各掘削段階の終了時における土留め壁の水平変位と土圧分布をそれぞれ図-9と図-10に示した。ここで、土留め壁の水平変位は動態観測による水平変位と傾斜計により計測した各深度の変位量から算出した。土留め壁は掘削に伴い、背面側に傾斜するとともに全体的に掘削側に変位する挙動を示した。土留め壁の水平変位の最大値は最深部の4.8mmであり、2段階目掘削までは下方が大きく変位し、3段階目掘削時は水平方向に変位する挙動を示した。掘削に伴う土圧分布の変化は小さく安定した状態であると判断した。これは土留め壁の変位が小さく、静止土圧の状態を

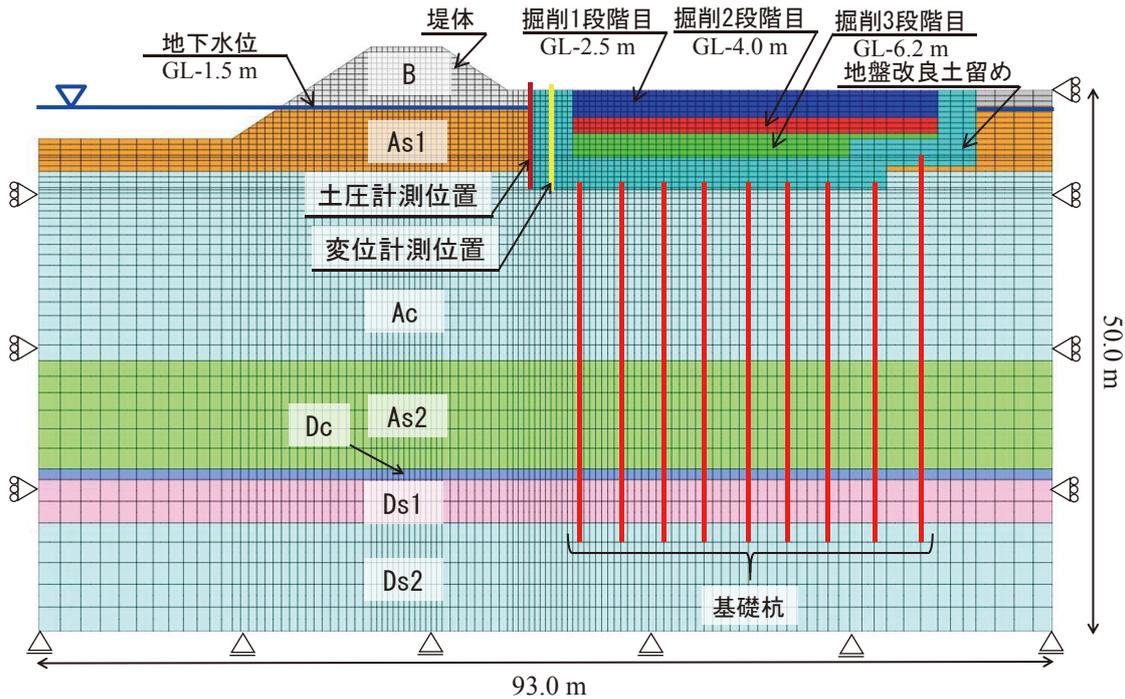


図-11 解析モデル

表-2 解析パラメータ

地層名	B	As1	Ac	As2	Dc	Ds1	Ds2	地盤改良
構成モデル	弾性	弾性	関口太田 ⁵⁾	弾性	関口太田 ⁵⁾	弾性	弾性	弾性
単位体積重量 γ (kN/m ³)	17.4	18.7	15	18.7	18	18.8	19	18.7
変形係数 E (kN/m ²)	1300	8300	2800	7700	7700	16000	35000	100000
粘着力 c (kN/m ²)	22	5	40	11	50	13	30	250
内部摩擦角 ϕ (度)	15	38	3	36	25	39	40	0
初期間隙比 e	0.7	0.7	2.0	0.7	2.0	0.7	0.7	0.7
圧縮指数 λ	-	-	0.596	-	0.596	-	-	-
膨張指数 κ	-	-	0.0596	-	0.0596	-	-	-
ダイレイタンス係数 D	-	-	0.019	-	0.019	-	-	-

保っているためであると考えられる。また、理論の静止土圧と比較すると、現地計測での土圧は小さい値を示している一方で、土圧分布の傾向は再現できていると考えられる。

3. 再現解析

3.1 解析モデルと解析条件

掘削に伴う土留め壁の変位について検討するために有限要素法による再現解析を実施した。再現解析には国内で多く使われている弾塑性解析プログラムである Soil Plus2017 (CTC 社製) を用いた。解析では粘性土によるリバウンドの影響を考慮するため、2次元有効応力解析を実施した。解析モデルは図-2 で示した地質断面図をもとに図-11 に示される解析モデルを作成した。地盤

表-3 基礎杭の解析パラメータ

変形係数 E (kN/m ²)	断面積 A (m ²)	断面2次モーメント I (m ⁴)
10520000	0.5026	0.0148

のパラメータは基本的には現地ボーリングの調査結果をもとに設定し、地盤の構成モデルに砂質土では弾性モデル、粘性土については関口・太田モデル⁵⁾を採用した。関口・太田モデルに用いるパラメータである圧縮指数 λ 、膨張指数 κ 、ダイレイタンス係数 D は過去の文献⁶⁾から採用した。地盤改良の変形係数は一軸圧縮強度と変形係数の関係⁴⁾から現地で得られた一軸圧縮強度 q_u の値である 1000kN/m^2 を100倍した値を地盤改良の変形係数として採用した。また、基礎杭の断面積 A と断面2次モーメント I はPHC杭A種の設定基準値⁷⁾から設定した。変

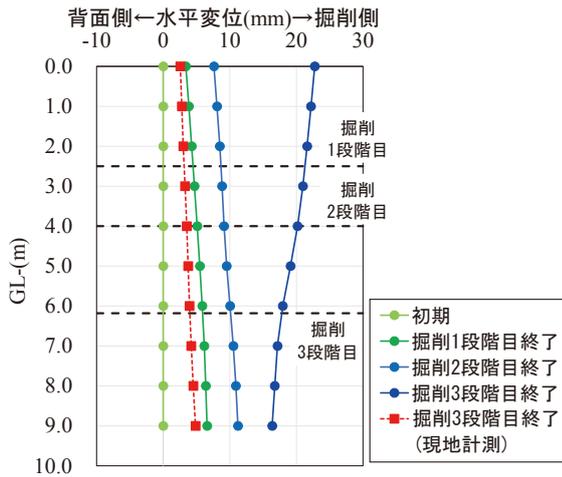


図-12 土留め壁の水平変位 (解析結果)
(地盤改良：1倍，基礎杭1倍)

形係数は奥行方向の杭間隔が3.8mであることから、設計基準値の変形係数を3.8で割ることにより、単位奥行当たりの変形係数として設定した。設定した地盤と基礎杭の解析パラメータを表-2、表-3に示す。

また、境界条件は、地盤側方を水平固定・鉛直自由境界とし、地盤底面を全方向固定境界とした。初期の地下水位は現地計測による水位計の値から平均的な値となるようGL-1.5mに設定した。掘削は、現地施工と同様にGL-2.5m、GL-4.0m、GL-6.2mの3段階とし、土留め壁内部の地盤要素を削除することで再現し、地下水位も常に掘削面となるように各掘削段階で変化させた。

3.2 地盤改良と基礎杭の変形係数の最適化

再現解析によって得られた水平変位の計測結果を図-12に示す。水平変位は掘削1段階目と2段階目では背面側に傾斜し、地表面変位は掘削側に変位しており、現地計測の結果を再現できているものの、掘削3段階目では掘削側に傾斜しており、現地計測の結果を再現できていない。これは、本解析では2次元モデルを用いて解析を実施しており、3次元の影響を考慮できていないためと考えられる。そこで、土留めの水平変位について、地盤改良と基礎杭の変形係数の値を変化させることによって、現地計測での傾向に最も近くなる変形係数を検討した。すなわち、地盤改良は10,000kN/m²、基礎杭を1,052,000kN/m²の値をともに倍率1倍として、その周囲の変形係数の値を地盤改良では0.1、0.5、1、10倍した値について、基礎杭では0.001、0.01、0.05、0.1倍した値について、それぞれを組み合わせた値を用いて解析を実施した。検討する項目は土留め壁が背面側に傾斜する変形形状であること、地表面変位が掘削側であること、GL-1.0mとGL-9.0mが下部の方が大きい相対変位であることの3項目について検討した。

表-4 各解析ケースの水平変位の比較

		地盤改良の変形係数(倍率)				
		0.1	0.5	1	5	
杭の変形係数(倍率)	0.001	変形形状	○	○	○	○
		地表面変位(mm)	47.1	-17.7	-40.7	-63.1
		相対変位(mm)	68.8	81.8	85.8	85.0
	0.01	変形形状	○	○	○	○
		地表面変位(mm)	59	8.1	-9.2	-29.4
		相対変位(mm)	32.5	40.4	42.5	14.2
	0.05	変形形状	×	○	○	○
		地表面変位(mm)	70.9	28.1	14.5	-4.9
		相対変位(mm)	5.0	6.5	7.6	11.6
	0.1	変形形状	×	×	×	×
		地表面変位(mm)	73.7	32.7	19.8	0.8
		相対変位(mm)	-1.2	-1.4	-0.6	4.5
現地計測	地表面変位(mm)	2.6				
	相対変位(mm)	2.3				

※変形形状が背面側に傾斜しているときは○，異なるときは×で示す。

表-5 各解析ケースの地盤改良の変形係数の比較

		地盤改良の変形係数(倍率)				
		1	2	3	5	
杭の変形係数	0.05	変形形状	○	○	○	○
		地表面変位(mm)	14.5	4.1	-0.3	-4.9
		相対変位(mm)	7.6	9.5	10.6	11.6
現地計測	地表面変位(mm)	2.6				
	相対変位(mm)	2.3				

※変形形状が背面側に傾斜しているときは○，異なるときは×で示す。

解析結果の一覧を表-4に示す。土留めの変形形状、地表面変位、相対変位が実挙動と一致している項目を青、一致していない項目を赤で示している。3項目で総合的に最も実挙動を再現できたケースを選定した。実際の計測値に最も近いケースは地盤改良の変形係数が1倍、基礎杭の変形係数が0.05倍のケースであった。ここで、基礎杭は変形係数を1倍とした値よりも小さい値で現地計測と同様の変形形状を示したが、これは本解析では変位量が小さいことから、基礎杭と土との摩擦を考慮していないためと考えられる。これらの結果をもとにより現地計測の結果に近い変形挙動となる変形係数の組み合わせを求めするために地盤改良の変形係数をさらに変化させ、その値を2倍、3倍、5倍したケースについて解析を実施し、現地計測の水平変位と比較した。解析結果を表-5に示す。地盤改良の変形係数を大きくすると、地盤改良は変形が小さくなるために掘削段階ごとの水平変位量は小さくなる。一方で、地盤改良の変形係数が3倍以上となると、掘削3段階目の地表面変位が背面側に変位しており、変形形状が現地計測と異なったものとなる。こうしたことから、解析結果は地盤改良の変形係数が2倍である20,000kN/m²、基礎杭の変形係数は0.05倍の526,000kN/m²のときに現地計測の結果と最も近い変形挙動となった。

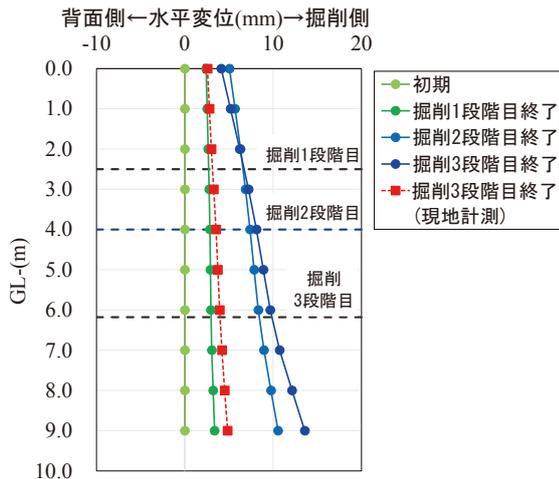


図-13 土留め壁の水平変位 (解析結果)
(地盤改良: 2 倍, 基礎杭 0.05 倍)

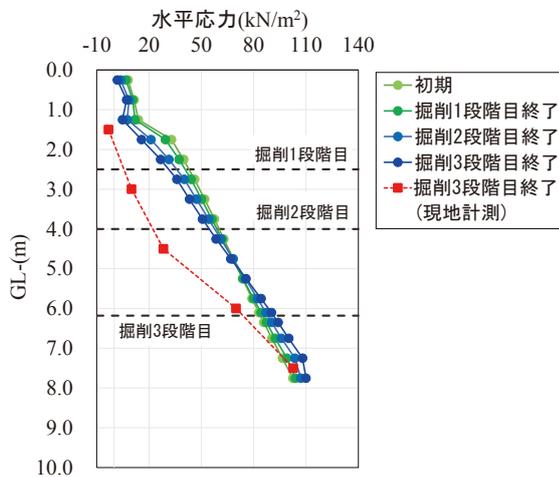


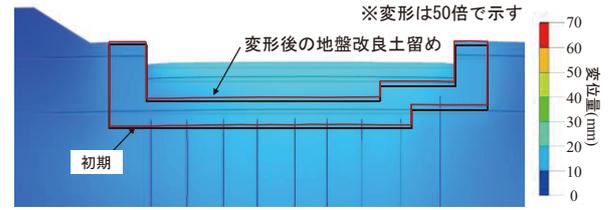
図-14 土留め壁の土圧分布 (解析結果)
(地盤改良: 2 倍, 基礎杭 0.05 倍)

3.3 変形形状の考察

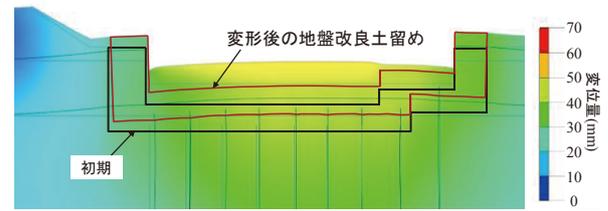
再現解析で最も現地計測に近い変形挙動となった変形係数の組み合わせ条件における、土留め壁の水平変位と土圧分布の解析結果をそれぞれ図-13と図-14に示す。図中には、現地計測における掘削3段階目終了時の土圧分布も合わせて示している。図-14に示したように解析結果の土圧分布は現地計測と比較してGL-1.5~6.0mにおいて大きな値を示した。一方で、掘削の進捗に伴う変化は小さく、掘削に伴う変化については、現地計測の傾向を再現することができている。

解析に伴う地盤改良土留め付近の地盤の変形挙動を詳しく検討するために、掘削3段階目での地盤改良土留め周辺部の変形図を図-15に示す。地盤改良土留めの底盤部は掘削に伴い、凸型の形状に変形する挙動を示した。これは地盤改良土留め内部の掘削によるリバウンドによって上向きの変位が発生したと推定される。

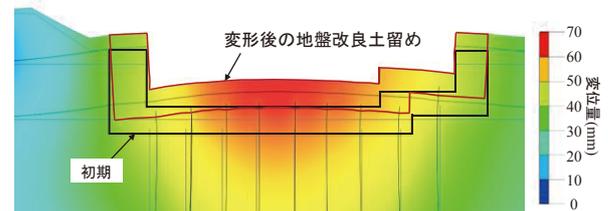
以上の検討から掘削に伴う地盤改良土留めの変形模式



掘削1段階目終了



掘削2段階目終了



掘削3段階目終了

図-15 地盤改良土留め周辺部の変形図

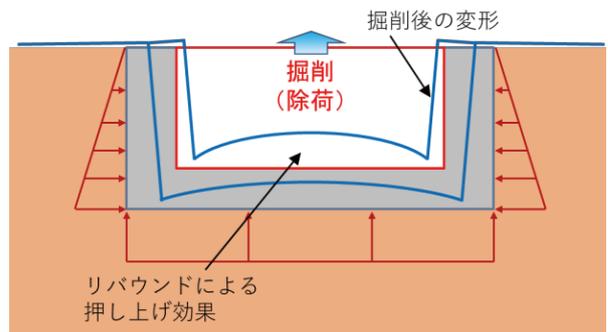


図-16 掘削に伴う土留めの変形模式図

図は図-16のように推定される。すなわち、掘削に伴う地盤改良土留めの変形メカニズムは地盤改良土留め内部の掘削に伴う除荷により、底盤直下の地盤がリバウンドし、底盤部に上向きの変位が発生する。一方で、地盤改良土留めは剛性が大きく、底盤部と土留め壁は一体的に変位するため、土留め壁は底盤部の上向きの変位に合わせて土留め壁の背面側に傾斜する挙動となると考えられる。

4. まとめ

本論文では実工事における地盤改良土留めを対象とした現地計測および有限要素法による再現解析により、地盤改良土留めの掘削に伴う変形挙動について考察した。現地計測の結果、土留め壁の変位は背面側に傾斜し、全

体的に掘削側に変位しており、土圧は掘削に伴う変化は小さいことがわかった。以上の結果から土圧変化は小さく、変形挙動も安定側の変位であるため、地盤改良土留めは安定的であると判断した。

また、再現解析により、地盤改良と基礎杭の変形係数を変化させることによって、現地計測において観測した挙動を再現することができた。再現解析の結果、土留め壁は掘削に伴う地盤のリバウンドの影響を大きく受け、底盤に上向きの変位が生じると同時に、土留め壁の下方が掘削側に変位し、これに従って背面側に傾斜することがわかった。今後は模型実験により改良厚さや形状を変えたいくつかのパターンで変形メカニズムの検証し、それに基づいて合理的な土留め形式の検討する予定である。

参 考 文 献

- 1) 中村光男, 勝見武: 浅い根切りを想定した改良地盤による自立式山留め壁の挙動と設計手法の考察, 地盤工学ジャーナル, Vol. 10, No. 3, pp. 329-342, 2015
- 2) 大久保洋子, 大塚紀之, 神田基, 平野純也: 深層混合処理杭 (CDM) の自立山留め壁体への利用, 土木学会第 70 回年次学術講演会, VI-795, 2015
- 3) 中出剛, 濱慶子, 町田徳泰, 工藤守: 工事深部における自立式土留め壁の適用事例, 土木学会第 70 回年次学術講演会, VI-796, 2015
- 4) 土木研究センター: 陸上工事における深層混合工法 設計・施工マニュアル, pp. 40-101, 2004
- 5) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induce anisotropy and time dependency of clay, Proc. Specialty Session 9th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 229-239, 1977
- 6) 地盤工学会: 地盤技術者のための FEM シリーズ②弾塑性有限要素法がわかる, pp. 189-216, 2003
- 7) 日本高圧コンクリート工業: NK-PILE 総合カタログ, 57p., 2017

Study of deformation mechanism of earth retaining with soil improvement due to excavation

Akihiro UEDA, Yuji ADACHI, Tatsufumi NISHIO, Takashi ICHITSUBO and Tsukasa KOBAYASHI

The behavior of a retaining wall due to excavation was observed by conducting on-site measurement of the earth retaining of soil improvement. The deformation behavior was examined by carrying out a numerical analysis. As a result of in-situ measurement, the stability of the earth retaining soil was ensured by the displacement of the retaining wall and the soil pressure distribution. In addition, it was confirmed that the retaining wall was tilted toward the rear side and that the overall wall was displaced toward the excavation side as it was excavated. We numerically reproduced the behavior observed by the in-situ measurement. As a result of the analysis, it was revealed that the retaining wall behavior is caused by the rebound effect due to excavation.
