

機械攪拌工法地盤改良による近接土留めへの影響検討および考察 Impact Assessment on Adjacent Temporary Retaining Wall against Ground Improvement Works by Deep Soil Mixing Method

吉田 吉孝* 高橋 寛行**
Yoshitaka Yoshida Tomoyuki Takahashi
村川 徳尚* 草野 孝三***
Norihisa Murakawa Kozo Kusano

要 約

本工事は、シンガポールの Marina South と呼ばれる、1980 年代に埋め立てられた海岸線に近接するエリアにおける地下鉄新線工事である。土質概要は、10-15 m 厚の埋立土直下に 20-45 m 厚の沖積粘土層が堆積しており、非常に軟弱な Marine Clay 層（海成粘土層）には依然、過剰間隙水圧が残留している（圧密度 50% 程度）。そのため、土留め掘削時の先行地中梁および底盤改良、シールドトンネルの将来沈下防止目的で広範囲かつ大深度の地盤改良が必要となった。

本論文では、地盤改良工法として採用した機械攪拌工法が掘削中の土留めへ与える影響について述べる。影響低減工法として採用した排土土工法および緩衝孔の効果を確認するために計測された地中変位量を地中内側圧として評価し、掘削中の土留めへ与える影響を事前に評価した。この事前解析結果を基に計測施工を行い、土留め壁へ作用した実側圧を推定し、解析の妥当性検証を行う。

目 次

- § 1. 地盤改良工概要
- § 2. 周辺地盤への影響
- § 3. 掘削中土留めへの影響検討
- § 4. 計測施工
- § 5. 考察
- § 6. おわりに

§ 1. 地盤改良工概要

本現場における地盤改良の目的は以下の二つである。

- ①土留め開削時の先行地中梁および底盤改良
- ②シールドトンネルの長期沈下対策

①の地盤改良範囲は、開削延長 370 m、開削幅 10 m ~ 35 m、改良厚 8 m ~ 17 m となる。②の地盤改良範囲は、シールド総掘進延長 1.36 km の内、ほぼ半分となる 0.66 km、改良幅約 25 m、改良厚 10 m ~ 30 m である。改良対象体積は合計で約 290,000 m³ となる。

図-1 にこれら地盤改良の区分および範囲を示す。また、改良体の品質に関する企業先の要求事項を表-1 に示す。

* シンガポール営業所地下鉄マリナベイ(出)

** 土木設計部設計一課

*** 国際事業本部技術部

なお、改良工法は、土留壁脇および河川両岸斜め改良部は三重管による高圧噴射工法、これら以外は、本論文のテーマとなる機械攪拌工法による深層混合処理工である。表-2 に固化材の配合を示す。

表-1 改良体に関する品質要求事項

改良目的	粘着力 (kPa)		変形係数 (MPa)	
	最小値	平均値	最小値	平均値
土留め	450	—	225	—
沈下対策	450	1,000	190	300

表-2 固化材配合表 (改良対象土量 1 m³ あたり)

改良目的	水 ℓ	セメント kg	セメント 種類	注入率 %
土留め	200	200	高炉	26.8
沈下対策	200/240	200/240	高炉	26.8/32.1

トンネル沈下対策用配合の内、セメント量について、試験施工にて 200 kg/m³ で上記要求事項を満足する結果は得られていたが、品質のばらつき等のリスクを考慮し、一部を除き 240 kg/m³ とした。

本プロジェクトにおける平均改良厚は約 15 m、セメントスラリー注入率が約 30% であり、この注入量が地表面の隆起に 100% 寄与した場合、隆起量は計算上 2.6 m となる。本工区の近接エリアにて同工法を適用した実績によれば、排土量が注入量の約 70% であったことから、本プロジェクトにおける地表面隆起量は約 1.8 m

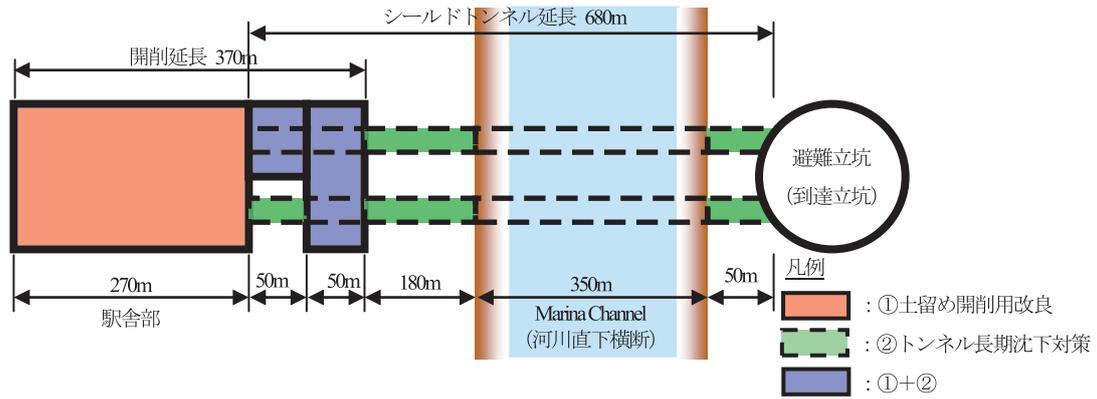


図-1 地盤改良の区分および範囲

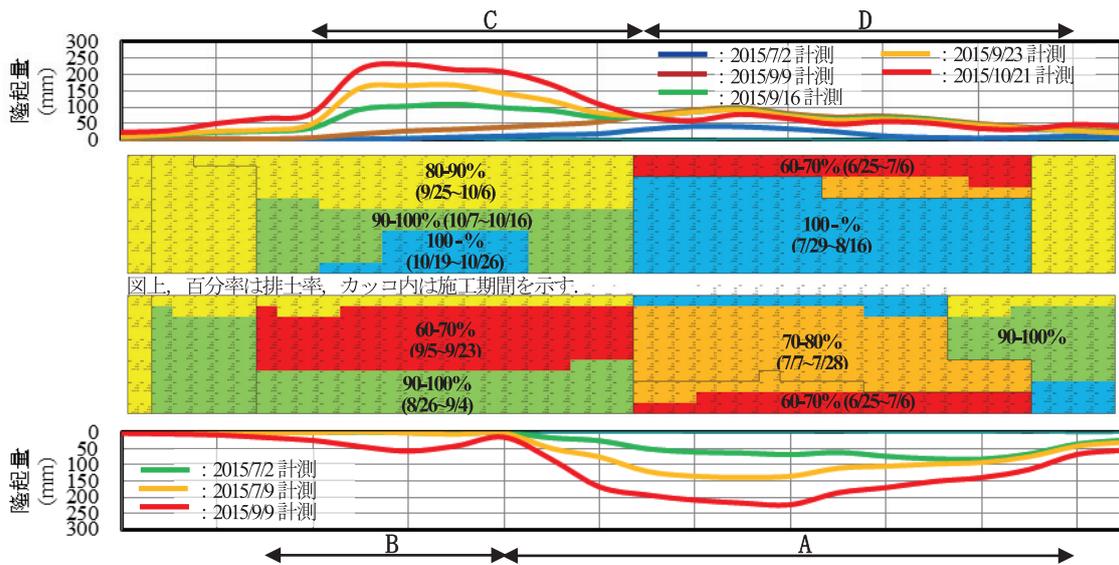


図-2 地表面隆起量と排土率の関係

と想定された。近接する土留壁，地下埋設物および既設構造物への悪影響が懸念されることから，排土式工法(写真-1参照)を採用し，セメントスラリー吐出前に原地盤を予め排土することにより，周辺への影響度合いを低減¹⁾させることとした。

§2. 周辺地盤への影響

発進立坑から Marina Channel と呼ばれる河川までの区間における施工状況を写真-2に示す。写真中に示す丸内の数字は，当範囲における施工手順と各エリアでの評価項目に該当する。施工の流れに対応する形で①において地表面隆起量と排土率の相関関係を把握，②において土留壁孔内傾斜計の計測による緩衝孔設置方法の確立，③では地中傾斜計の計測を行い，④における施工パラメータの最終確認を行った。

2-1 地表面隆起量と排土率の関係 (エリア①)

排土式工法は，改良時に注入するセメントスラリー量分を注入前に事前に排土し，注入により生じる地



写真-1 排土式工法



写真-2 施工範囲空撮

盤への押し出し圧をスムーズに消散させることである。
写真-2中のエリア①において、地表面隆起量の計測と排土率の測定を行い、両者の相関関係について調べた。

図-2に地表面隆起量と排土率の関係を表す。なお、排土率とは、排土量をセメント吐出量で除した値を百分率で表しており、排土率が高いほど原地盤を多く排土していることを示す。排土量は、10 ton ダンプトラック1台による積み込み量 7 m^3 (ほぐし率 1.35) に搬出台数を掛けた値とした。隆起量は、最大で約 250 mm、最小で 50 mm であった。排土率の大小が隆起量に与える影響を評価するにあたり、A～D の4つのエリアに分類する。

エリア A：沈下計脇における排土率が 70% 以下と低く、その背後においても 80% 以下の排土率であったため、隆起量が大きい。

エリア B：沈下計脇における排土率が 90% 以上の改良杭を 4 列施工していたため、後に施工した中央部付近の排土率が 70% 以下と低かったが、隆起量が小さい。

エリア C：沈下計脇における排土率が 80% 以上であったが、排土率の低いエリア B の改良を先行したため、エリア B の影響を受けた。最大隆起量は 250 mm であるが、エリア B の影響を除外した隆起量は 50 mm 程度である。

エリア D：沈下計脇における排土率が 70% 以下と低いが、その背後における排土率が 100% 以上であったため、隆起量は 50 mm 程度であった。

以上の結果を踏まえ、以降の施工においては、排土率の施工管理目標を 80% 以上とした。

2-2 緩衝孔設置方法の確立 (エリア②)

次に、土留壁 (RC 連壁) に囲われた Entrance-C と呼ばれる範囲 (**写真-2**中のエリア②) において、排土式工法併用にて地盤改良を行った。排土率は 80 - 100% であったが、土留壁が背面へ押し出される傾向が顕著になったため、追加の対策を検討し、セメントスラリーを注入している杭の脇に緩衝孔を設ける方法を採用した。**図-3**に施工手順を示す。改良に使用する同じ重機を使って、土留壁側へ先行削孔により緩衝孔を設置した後、隣接する杭の改良を行う方法である。セメントスラリー吐出により発生する側圧を土留壁と反対側の緩衝孔 (下端深度 15 m) へ逃がすことを目的にしている。緩衝孔による影響低減効果は大きく、土留壁変形量の増加は収束した。

2-3 近接施工手順の確立 (エリア③)

掘削中である発進立坑背面 (**写真-2**中のエリア④) において改良をするにあたり、改良杭の向き、改良体養生期間等の施工パラメータを決定しておく必要があった。**写真-2**中のエリア③の範囲において、改良杭の向きに関する影響度合いを確認する必要があった。**図-4**に

当該範囲の改良杭配置および計測器配置図を示す。地表面沈下計は改良範囲延長に沿って 5 m 間隔、改良範囲外縁から 3 m 離れた位置に設置した。地中傾斜計は改良範囲外縁から 3 m 離れた位置に設置した。

図-5に上部および下部海成粘土層内における最大変位量の経時変化を示す。土留壁から 3 列目施工による水平変位量はほぼ無視し得るが、4 列目施工による影響が見られた。これは、改良体若齢時における養生期間の差であると考えられ、養生期間が短い場合、先行施工杭体内に残留するセメントスラリーの液圧が消散されていないことを意味している。なお、3 列目施工時は、2 列目改良体の養生期間が 4 日以上であったのに対し、4 列目施工時は、3 列目改良体の養生期間が 2 日であった。

以上の結果より、次列の施工を行う際、前列改良体の養生期間を最低 4 日とした。なお、地表面隆起量は 20 ~ 30 mm 程度であり、緩衝孔を設けない場合と比較して半分程度であった。



図-3 緩衝孔を伴う改良の施工手順

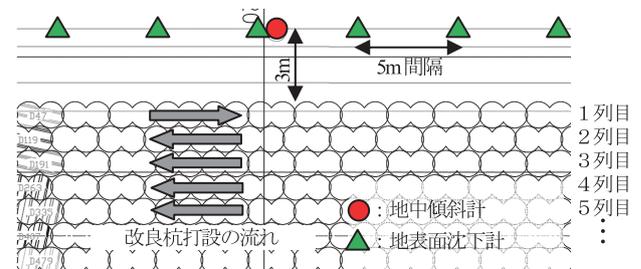


図-4 改良杭と計測配置図

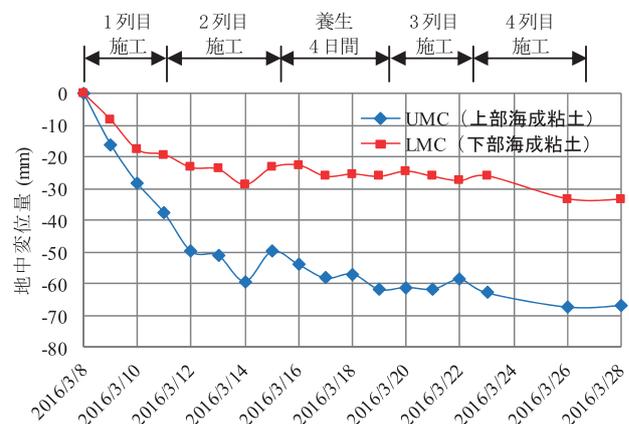


図-5 地中変位量の経時変化

§ 3. 掘削中土留めへの影響検討

発進立坑の平面形状を図-6、縦断面図を図-7に示す。最終掘削深度は約24m、先行地中梁を含めた地盤改良厚は18m、切梁支保工段数は4段である。当初計画では、最終掘削開始前に発進立坑背面の地盤改良を完了させる予定であったが、最終掘削中に地盤改良を施工する必要が生じた。このため、地盤改良が土留めに与える影響について、事前に検討する必要があった。

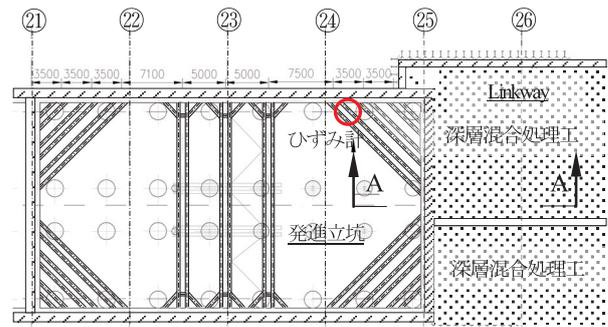


図-6 発進立坑平面形状

3-1 地盤改良により発生する側圧

施工パラメータを決定するにあたり計測した地中傾斜計の変形量(エリア③)に対し逆解析を行うことで、地盤改良による付加側圧を評価する方法を提案した。

逆解析の手法は、弾塑性解析とし、解析ソフトは日本国内で汎用性の高い仮設5xとした。地盤改良による付加側圧の形状について、様々な形状が提案されている²⁾が、今回は実測値に最も近かった図-8に示す形状とし、付加側圧の最大値は改良体天端に設定した。

逆解析の結果(図-9参照)より、図-3に示す施工手順で地盤改良を行った場合、付加側圧は170kPa程度発生するものと考えられた。この付加側圧による偏土圧を考慮するため、左右非対称モデルにて影響予測解析を行うこととした。

発進立坑掘削の進捗は、4段梁設置まで完了しており、地盤改良による影響評価にあたっては、掘削深度と地盤改良開始時期について総合的な判断が求められた。

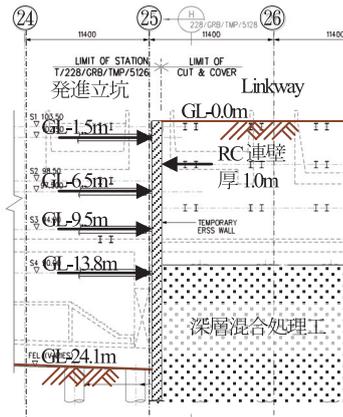


図-7 発進立坑 A-A 断面図

3-2 地盤改良による土留めへの影響

地盤改良開始時期は、立坑掘削工程への影響を最小限とする最終床付から3m上まで掘削後に開始するケースにて検討を行った。土留壁変形に関する解析結果を図-10に、切梁軸力に関する解析結果を表-3に示す。なお、地盤改良については $C_u = 1,000 \text{ kPa}$ 、 $E = 300 \text{ MPa}$ とし、4次掘削完了時において、実測の土留壁変形量に近い結果であることを事前に確認している。

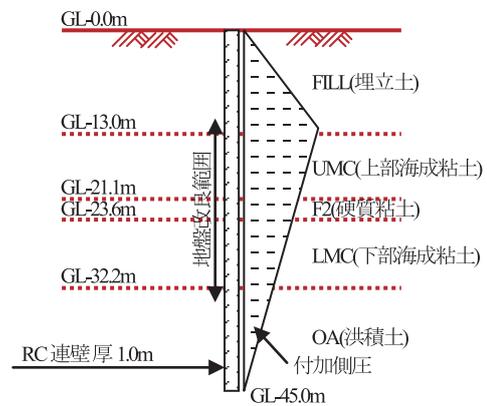


図-8 逆解析モデル

3-3 最終掘削による土留めへの影響

地盤改良による付加側圧および土留壁に作用する主動土圧は、土留壁背面における地盤改良の硬化により減少すると考えられるが、地盤改良時において発進立坑壁側に残置した先行地中梁内には圧縮応力が蓄積しているため、最終掘削時においても相応の配慮が必要とされた。最終掘削時の付加側圧の低減を考慮しない場合について、土留壁変形に関する解析結果を図-10に、切梁軸力に関する解析結果を表-3に示す。

図-11に地盤改良開始時の発進立坑における掘削断面形状を示す。残置する先行地中梁の形状について、受働抵抗が効果的に期待できるよう残置土の法天端における残置幅を6mに設定した。

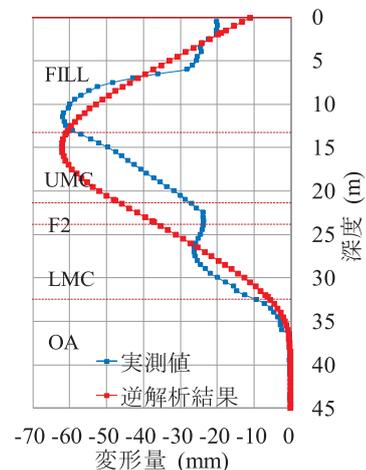


図-9 逆解析結果

3-4 施工管理基準値

図-11に示す掘削形状で土留壁側から5列目まで地盤改良を行う際は表-4, 最終掘削時は, 表-5(地盤改良開始からの累計)に示す施工管理基準値に基づくこととした。また, 各杭列において管理基準値の設定を行い, 配分については, 図-5にを基に決定した。

1次管理値を超えた場合, 計測頻度の増加で対応することとし, 2次管理値を超えた場合の対応について, 地盤改良中は, 1日あたり打設本数の制限と前列改良養生期間の延長で対応する。最終掘削時には, 掘削を小分割するとともに, 局所的にスラブの先行打設を行う対応を計画した。

切梁軸力の計測は, ひずみ計による自動計測であり(図-6参照), 土留壁変位量の計測は, 当該位置に孔内傾斜計を設置していなかったため, プリズム測量により確認することとした(図-12参照)。

計測頻度について, ひずみ計は自動計測(15分間隔), プリズム測量は1日2回(施工前後)とした。なお, 土留壁変位計測の即時性を高めるため, 別途, 下げ振りによりその場で傾向を確認できる計画とした。

§4. 計測施工

発進立坑複壁背面側の地盤改良を開始するにあたり, 地盤改良による土留壁の変位抑制を主眼に置き, 実施工では残置土の高さを5.5mに設定した。また, 土留壁の当初設計時において地盤改良による影響は考慮していないため, 工事停止値を当初通り60mmとして管理する必要があった。前章に既述の結果によれば, 改良後の最終掘削時に土留壁の最大変形量が68mmであるため, 地盤改良により発生する側圧をさらに低減させる必要があった。

写真-3に地上部における施工状況を, 写真-4に発進立坑内部の状況をそれぞれ示す。

4-1 追加の対策

機械攪拌式深層混合処理工による周囲への影響低減を図るためには, ①セメントスラリー添加に伴う地中内体積膨張による地中変位の低減, ②セメントスラリー液圧の減少, および③地中残留圧の蓄積防止が必要となる。これらに対し, 本工事では以下の追加対策を講じることとした。

- ①地中変位の低減: 緩衝孔の更なる深度化(下端深度は発進立坑最終床付面付近であるGL-25m)
- ②液圧の減少: 改良体若齢時における養生期間の設定(養生期間は4日以上)
- ③残留圧の蓄積防止: 改良杭打設手順(立坑側杭列から開始, 複壁中央から外側へ片押し施工。)

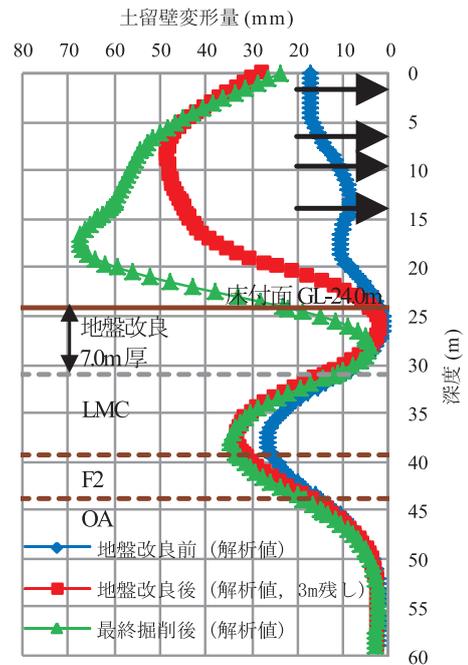


図-10 土留め壁への影響検討結果

表-3 切梁軸力への影響検討結果

	最大変位量	切梁反力 kN
	mm	4段目
地盤改良前	26	5,642
地盤改良後	48	9,478
最終掘削	68	12,968

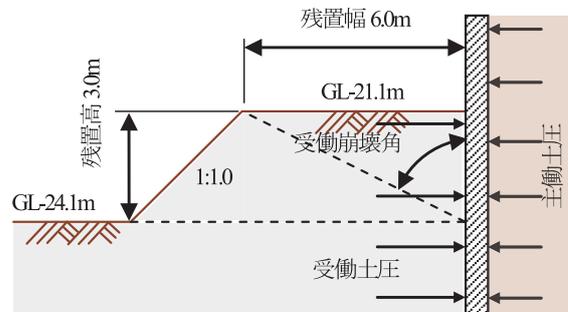


図-11 最終掘削断面形状(地盤改良時)

表-4 地盤改良時における管理基準値

	変位増分(mm)			軸力増分(kN)		
	1列目	2列目	3列目	1列目	2列目	3列目
1次	7	11	15	1,350	2,250	2,700
2次	10	16	20	1,900	3,200	3,800

表-5 最終掘削時における管理基準値

	変位増分(mm)	軸力増分(kN)
1次管理値	30	5,200
2次管理値	40	7,300

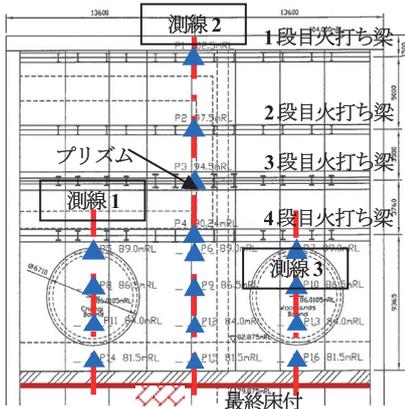


図-12 プリズム計測位置



写真-3 地上部施工状況

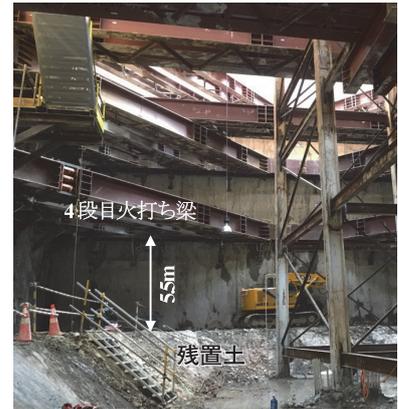


写真-4 立坑内施工状況

4-2 計測結果

計測結果について、GL-17.5 mにおける土留壁変位量の経時変化を図-13に、火打ち梁軸力の経時変化を図-14に示す。

地盤改良時、両者共、1次管理値内に収まっており、かつ、改良杭4列目以降（2016年4月26日以降）において増加傾向が収まっている。以上の計測結果より、当初計画通り、改良杭5列目施工完了後から最終掘削を開始することとした。

図-15に各深度における土留壁の変位量の経時変化を示す。掘削の進行に伴いプリズム計を設置するため、プリズム設置前における土留壁の変位量は未知であるが、設置直前の段階で一つ上のプリズムと同程度の変位量であると仮定した場合、土留壁の最大変位量はGL-20.0 m位置において35 mmとなる。

なお、最終掘削時において当初想定していた改良体硬化に伴う付加側圧の低減は明瞭には確認できなかった。

§5. 考察

事前解析結果と実測値の乖離の原因として、(1) 残土高さ、(2) 付加側圧の影響、(3) 解析モデルの三点が考えられた。

(1) 残土高さの影響について

最終掘削時において、実測値が解析結果よりも大きくなった理由として、残置土の高さが2.5 m高かった点が挙げられる。この影響を把握するため、施工管理基準値の設定時に用いた残置土高さ3.0 mと実際の残置土高さ5.5 mの比較解析を行った。解析結果の比較を表-6および図-16に示す。この結果は最終掘削後の値で、地盤改良開始以降の増分量を示す。

残置土高さ3.0 mと5.5 mで土留壁変形量に与える影響は最大で10 mm程度の増分、4段目火打ち梁軸力増分に与える影響は約2,000 kN程度の増分であった。

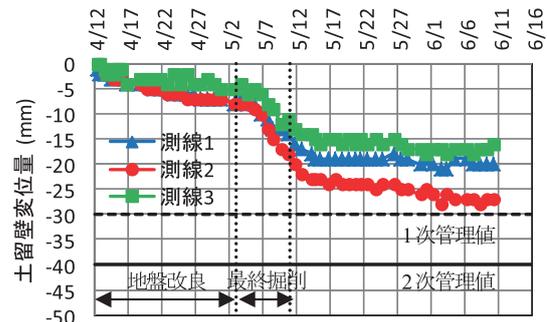


図-13 土留め壁変位量経時変化

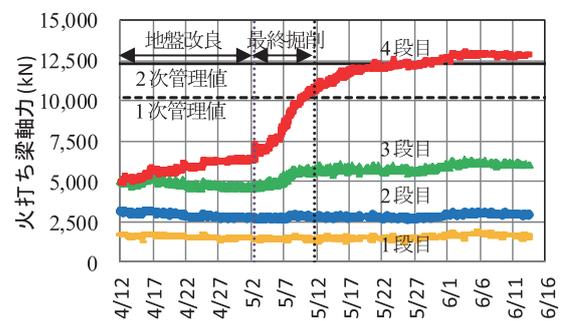


図-14 火打ち梁軸力経時変化

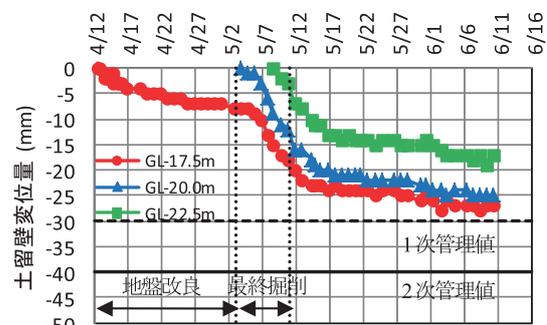


図-15 深度別土留め壁変位量経時変化

表-6 軸力実測値と解析値(残土高さ)

着目点	実測値 (kN)	解析値(kN)	
		3.0m残し	5.5m残し
4段目	7,013.7	7,325.8	8,970.9

(2) 付加側圧の影響について

表-6 および図-16 に示す解析結果は、地盤改良による付加側圧を170 kPaと仮定したケースであり、実測値は解析結果の5~7割程度となっている。これは、実際に土留壁へ作用した付加側圧が小さかったためと考えられる。参考までに、付加側圧を半分の85 kPaとした場合(残置土高さ5.5 m)の比較解析結果を表-7および図-17に示す。なお、これら結果は、地盤改良開始以降の増分を示す。実測値と解析値が近い値を示しており、この結果より、4-1節にて記述した追加対策工により4~5割影響を低減できたと考える。

(3) 解析モデルの影響について

次に、解析モデルについて、地盤改良による付加側圧が偏土圧として作用するため、事前解析は左右非対称モデルで解いており、4段目火打ち梁以浅においても土留壁が押される結果となっていた。しかしながら、図-17に示す通り、1~4段目腹起しに設置したプリズム計測結果からは土留壁が大きく押されていないことが分かる。これは、地盤改良により発生した偏土圧により反対側の土留めが押されようとするが、土留壁背面側に周面摩擦力が働き、4段目火打ち梁以浅において立坑土留め全体で抵抗したためと考えられる。より合理的に評価を行う場合、3次元FEM解析の実施が望ましい。また、今回の実績が3次元FEM解析結果検証時の一助になると考える。

3次元の挙動をする断面において2次元解析を基に影響評価を行ったが、地盤改良による影響を付加側圧として解析に考慮する手法は、精度の高い評価手法であったと考える。今回のように検討期間の制約等で2次元解析を行う場合、切梁軸力は左右対称モデル、土留壁変形量は左右非対称モデルの解析結果から施工管理基準値を設定すれば、より安全側の管理が行える。

§6. おわりに

今回採用した排土式工法および緩衝孔設置による効果を表-8にまとめる。無対策による施工は実施していないが、無対策時の水平変位量は、セメントスラリー吐出量以外に液圧や軟弱粘土の圧密状態によるため、参考までに、セメントスラリー吐出量の30%分(吐出量から隆起量に寄与する70%分を差し引いた)が水平変位量に寄与すると仮定し算定した。なお、本施工後に実施した改良体強度確認試験結果から、緩衝孔設置箇所においても所定の品質が確保されている。

発進立坑壁背面側において、深層混合処理工完了後、高圧噴射工法(三重管)による改良を施工し、土留めへの影響が生じなかったことを追記しておく。

最後に、本施工を進めるにあたり、土木設計部を始め技術研究所、国際事業本部から貴重なご助言を頂戴した。ここに改めて謝意を表します。

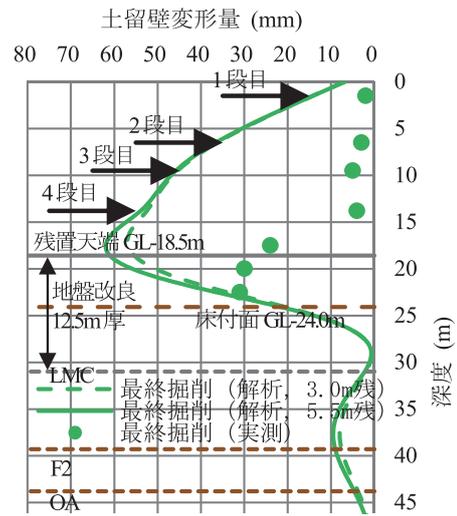


図-16 変形量実測値と解析値(残土高さ)

表-7 軸力実測値と解析値(付加側圧85 kPa)

着目点	地盤改良後(kN)		最終掘削後(kN)	
	実測値	解析値	実測値	解析値
4段目	1377.4	1405.8	7013.7	6278.1

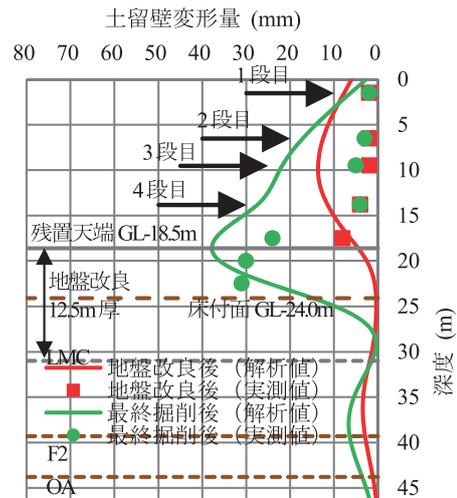


図-17 変形量実測値と解析値(付加側圧85k Pa)

表-8 対策工による影響低減効果

ケースNo.	1	2	3	
対策工	排土式	×	○	○
	緩衝孔	×	×	○
隆起量(mm)	1,800	60	30	
水平変位(mm)	1,400	140	60	

参考文献

- 財団法人土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版，2004.
- 平出，柿原：深層混合処理の施工に伴う周辺地盤変位のメカニズムと変位予測についての考察，応用地質年報 No.18, 1997.