

調査研究課題	1. 切土・盛土部における道路保全技術に関する研究		
テーマ名	縦打ち補強土工法の力学挙動の解明に関する実験的研究	研究期間	1 年
研究代表者	加村 晃良 (福島工業高等専門学校)		
共同研究者	河井 正 (東北大学大学院工学研究科)		
	金 鍾官 (東北大学大学院工学研究科)		

最終報告概要

1. テーマの目的

斜面の法肩や小段から縦方向に補強材を打設する補強土工法（以下、縦打ち補強土工法：図 1）は、省スペース施工が可能であるため、既設道路との近接施工や保全工事において活用の機会が見込まれる。しかしながら、本工法は通常の補強土工法とは力学的メカニズムが異なるため、設計法が確立されていない。そこで本研究は、この縦打ち補強土工法の力学挙動を解明するために実大実験を実施し、設計法確立のために補強材の効果的な打設形態や推定される変形モードについて知見を得た。

2. 研究方法

本研究では、実大の試験盛土（図 2）に打設形態や仕様の異なる 4 ケースの縦打ち補強土工法を施工し、その背後に大型土のうによる荷重を載荷して変形モードや盛土内部の状態を計測した。

3. 研究成果

本研究により、主に以下の知見が得られた。

- ・ 斜面の変形は、縦打ち補強材の打設角度やピッチによらず斜面の中段がはらみ出すモードとなり、本試験条件においては頭倒れのモードは現れなかった。
- ・ 補強材の仕様や打設間隔が同じであっても、補強材の打設角度の違いによって、斜面（モルタル吹付面）の変位量および盛土内変位分布に違いが見られた。
- ・ 補強材の打設角度が地盤内の最大主応力方向に近いケースでは、最も変位量が小さくなった。一方、その逆向きで配置されているケースでは、打設間隔によらず変位が大きい結果となった。したがって、本工法の場合、地盤内の最大主応力の向きに補強材の角度を合わせて圧縮抵抗力を受け持たせることが効果的であることが分かった。
- ・ 補強材背面側の水平土圧分布について、初期の段階では鉛直土圧に対して静止土圧係数程度の割合で三角形分布となる。しかし、載荷が進むにつれて鉛直土圧に対する比としては、静止土圧係数よりも小さくなる傾向を示した。

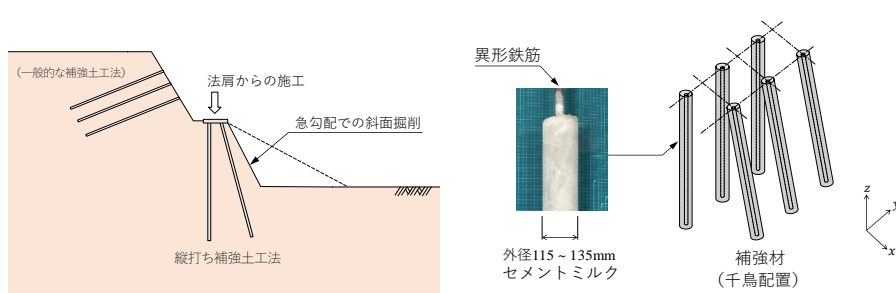


図 1 縦打ち補強土工法の概要



図 2 実大試験盛土全景

縦打ち補強土工法の力学挙動の解明に関する実験的研究

福島工業高等専門学校 正 会 員 ○加村 晃 良 (研究代表者)
東北大学大学院 国際会員 河井 正 金 鍾 官

1. はじめに

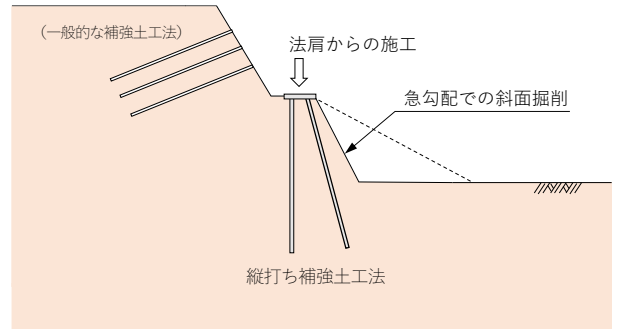
国土の7割を山岳が占める我が国では、道路の建設から維持修繕までの全フェーズにおいて、切土・盛土の斜面安定は重要な課題の一つである。一般に盛土や切土では、用地確保や工事費の観点から可能な限り急勾配で構築される。急勾配での斜面安定を実現させる工法には種々あるが、グラウンドアンカー工法や擁壁工に対して、補強土工法は比較的安価で短工期であることから、道路土工において有用となる場面は多い。

この補強土工法のうち、広く普及している補強形態は、地盤内の最小主応力方向に合わせて補強材を敷設する方法であり、補強材の引張抵抗力で地盤の側方へのゆるみを抑えるものである。しかしながら、この工法は斜面の前面から施工する必要があるため、①斜面の前面エリアを工事で占有してしまうこと、②掘削に合わせて補強材を段階的に施工するため工期を要すること、などの課題が挙げられ、供用している道路近傍での適用に限られる。

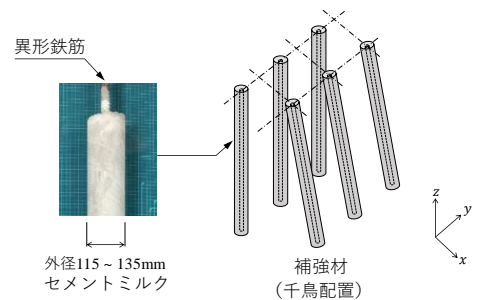
これに対して、斜面の法肩や小段から縦方向に補強材を打設する工法が適用できれば、上記課題を克服することができる。本研究では、この工法を「縦打ち補強土工法」と呼ぶこととし、概要は図-1 に示すとおりである。通常の地山補強土工法で使われている一般的な補強材を縦方向に打設する補強形態をとることで、上記課題克服に加えて、既設構造物背後の補強にも適用可能であるうえ、地中占有面積も最小限に抑えられる。このため、今後の道路保全工事に於いて図-2 に示すような適用が求められる可能性がある。

しかしながら、本工法は図-3 に示すとおり斜面安定に対する補強材の力学的メカニズムが一般的な補強土工法と異なるため、その力学挙動の解明が必要となる。このような使用方法で地山補強土を施工した事例はいくつかあるが、統一的な設計法が確立されていない現状である。例えば、前後の補強材で囲まれた土塊を剛体と見なし、斜面の想定すべり線との関係より、外的安定の照査とそれに応じた補強材の軸応力のみを照査する方法がある¹⁾。ただし、このように補強材を縦方向に打つ工法では、地盤内主応力と補強材のなす角度の関係に加え、補強材の剛性が低く細長比が大きいことから、軸圧縮力に加えて曲げモーメントの影響も無視できないと考えられる。さらに、性能照査型の設計法への発展を見据えると、補強材の力学的特性と斜面の変形モードの関連についても検討していく必要があり、補強材-地盤間のインタラクション評価が重要となる。

そこで本研究では、実大の試験盛土に4ケースの縦打ち補強土工法を施工し、その背後に荷重を載荷して盛土の変形モードや盛土内部の状態を計測した。また、3次元有限要素法による再現解析を実施し、補強材の変形モードを明らかにすることで、各試験ケースの特徴や効率的な補強方法に関して基礎的な知見を得た。



(a) 縦打ち補強土工法の断面図



(b) 補強材の仕様と配置

図-1 縦打ち補強土工法の概要

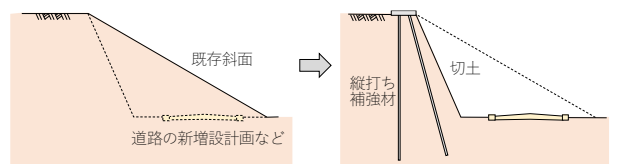
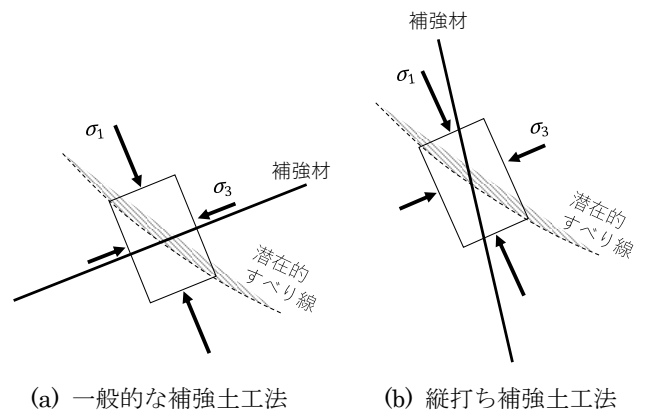


図-2 縦打ち補強土工法の道路保全における適用イメージ (断面図)



(a) 一般的な補強土工法

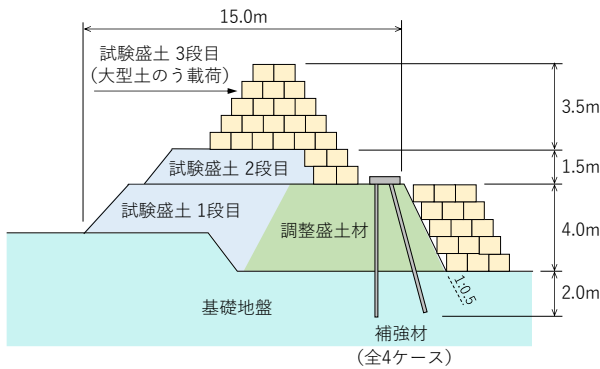
(b) 縦打ち補強土工法

図-3 一般的な補強土工法と縦打ち補強土工法の補強メカニズムの違い

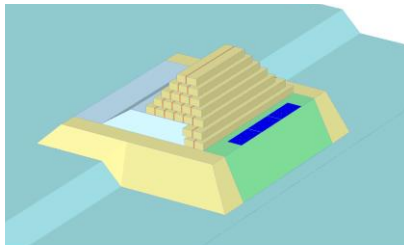
2. 試験盛土の概要

実大の試験盛土は、静岡県富士市の試験場に構築した。試験盛土の概要を図-4に、試験フローを図-5に示す。試験盛土下部の基礎地盤はボーリング調査を実施し、表層の軟弱部を2m除去してN値10以上の層を露出させたうえで盛土を構築した。試験盛土は3段構成とし、1段目に高さ4mの盛土を構築し、その法肩に補強材を打設した。その後、荷重として2段目に高さ1.5mの盛土を構築し、その上部に大型土のうを積み上げて3段構成とした。

盛土材は、現地の土取り場から調達できるものを使用した。補強材周囲の盛土部には、地盤物性が均一となるよう粘性土と山砂を6:4で配合した調整盛土材を使用し、それ以外の盛土の背面側では礫混じり砂質土を使用した。配合した盛土材料の強度特性は図-6に示すとおりであり、室内三軸試験の結果は粘着力 $c=42\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=34^\circ$ であった。



(a) 概要断面図



(b) 3次元イメージ

図-4 試験盛土の概要

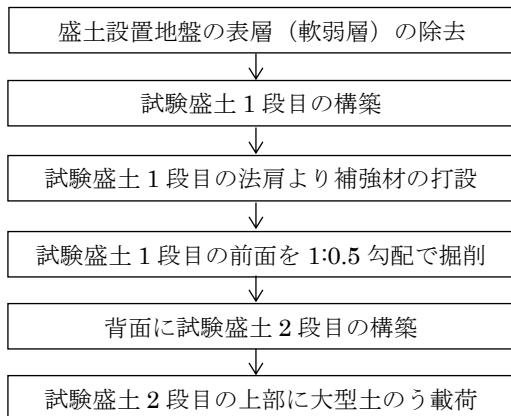
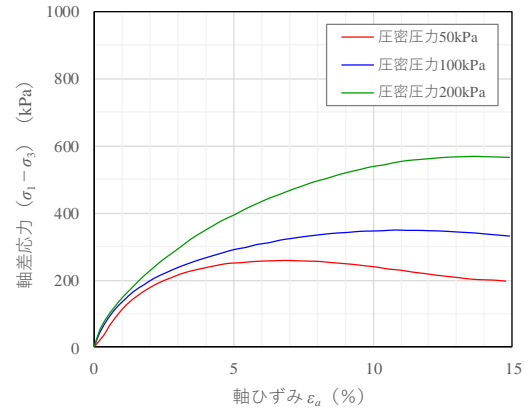
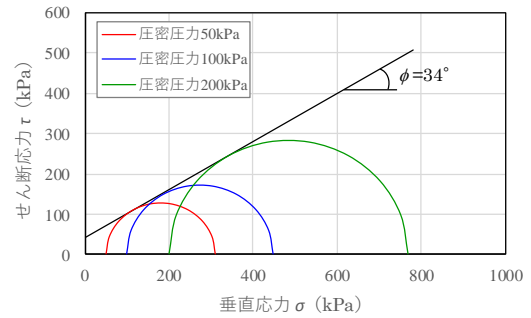


図-5 試験フロー



(a) 応力-ひずみ関係



(b) 破壊時の応力円

図-6 盛土材の強度特性

試験盛土は締固め度90%となるよう、30cm撒き出しで振動ローラによる転圧を行った。盛土の側面は、側方へのはらみ出しを極力少なくするため、大型土のうの俵積みによって囲った。試験盛土の前面は、補強材打設後に大型土のうを撤去するだけで法面ができるよう、合板を1:0.5勾配で設置しながら大型土のうを積み上げた。これにより、前面の大型土のうと合板を撤去するだけで掘削が可能となった。また、試験期間中、作業時以外はブルーシートによる雨養生を実施した。

試験盛土の1段目を構築後は1ヶ月おき、その後、縦打ちの補強材を法肩より施工した。補強材はケーシングマシンで試験盛土を削孔したのち、ケーシングの引き抜きに合わせてセメントミルクを注入し、最後に鋼製芯材を挿入するルートパイル工法とした²⁾。補強材は長さ6m、外径115mmであり、セメントミルクは設計基準強度24N/mm²で膨張性の混和剤を配合し、芯材は異形鉄筋D29-SD345とした。補強材の頭部は、設計基準強度24N/mm²のコンクリート(厚さ30cm)に異形鉄筋D13@500を2段配筋しキャッピングした。補強材の平面レイアウトは千鳥配置を基本とし、補強材の打設角度、打設間隔、芯材仕様を変えた4ケースを選定した(表-1)。これらは試験盛土前面に同一列上に配置し、頭部のキャッピングは各ケース間に目地および緩衝材を設けて構造的に分断した。なお、ケース4は、補強材の曲げ剛性を高めるために、試験的に構成芯材をディンプル鋼管としたものである。

補強材およびキャッピングの打設後は4週養生し、テストピースで設計基準強度が発現していることを確認したのち、前面を掘削（大型土の除去）した。なお、本試験盛土の形状設定にあたっては、先行事例と同様の方法で設計を行い、補強材の仕様や配列を決定している。

斜面の前面の大型土の除去による掘削後に、法面へのモルタル吹付け（厚さ1~2cm）を実施した。法面に測量用のターゲットを設置し、試験盛土の2段目を高さ1.5mで構築した。試験盛土2段目の斜面は、法面安定のため土の積みとした。施工管理は1段目の盛土同様に実施した。試験盛土の3段目以降は大型土の積み上げることによって荷重とした。大型土の中詰めには現地発生土を利用し、クレーンを使用して計5段積み上げた。

土圧の計測については、ケース1およびケース2の周囲に土圧計を設置し、荷重による水平土圧分布および鉛直土圧分布の変化を得た。1ケースあたり、鉛直土圧計は斜面法尻レベル（補強材の頭部より深さ4mの位置）に水平方向約1.5m間隔で4箇所、水平土圧計は補強材の背後に深さ方向1m間隔で4箇所設置した。

補強材の計測については、鋼製芯材にはひずみゲージを貼り付け、モルタル部分にはモルタルゲージを埋め込んだ（図-7）。これらゲージは補強材に発生する曲げモーメントの傾向も得られるよう、芯材の前後に貼り付けた。ゲージのリード線は延長し、現場の計測詰所内に設置したデータロガーでゲージ値の変化を測定した。また、試験盛土内

の鉛直方向の変位分布を把握するため、ケース1~3それぞれのキャッピング部より挿入式傾斜計（深さ8.5m）を設置した。さらに、荷重のステップごとに斜面をトータルステーションで測量し、前面の斜面の変位分布を捉えた。

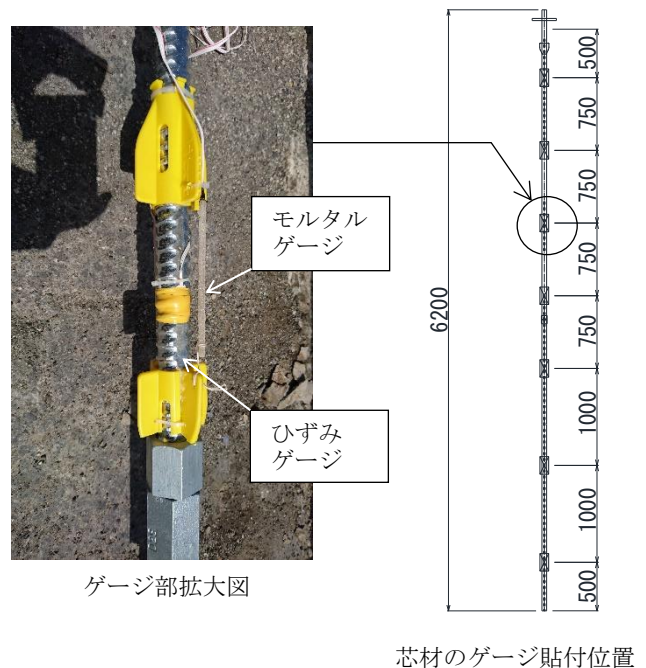


図-7 補強材芯材のゲージ貼付状況

表-1 補強材の試験ケース

		ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4
断面図					
		0° 15°	15° 0°	15° 0°	15° 0°
補強材	打設間隔	0.8m	0.8m	0.4m	0.8m
	鋼製芯材	D29, SD345	D29, SD345	D29, SD345	ディンプル鋼管 φ49mm, t=4.2mm
	外径（直径）	115mm	115mm	115mm	115mm
	長さ	6.0m	6.0m	6.0m	6.0m
	セメントミルク強度	24N/mm ²	24N/mm ²	24N/mm ²	24N/mm ²

3. 予備試験

3.1 補強材の引抜試験

地盤内の主応力角度との関係から補強材に圧縮力が作用する本工法では、地盤と補強材間の周面摩擦が重要となる。そこで、今回縦打ちした補強材が地盤と十分に附着し

ているか確認するため、試験盛土と同エリアかつ同一材料で引抜試験を2本実施した。試験盛土と同様に、表層の軟弱部を2m除去して基礎地盤を露出させ、そこに長さ2mの縦打ち補強材を造成した。試験盛土下部2mの基礎地盤の平均N値は18であり、そこから推定される補強材の最

大周面摩擦力は長さ 2m, 直径 115mm の補強材の場合, 約 100kN と算定される³⁾。

引抜試験は, 補強材頭部を囲むように敷鉄板と反力台座を設置し, 異形鉄筋(芯材)の頭部を油圧ジャッキで引張る方法とした(図-8)。異形鉄筋にはひずみゲージを 0.5m 間隔で貼り付け, 鉄筋の軸ひずみの状態も記録した。最大引張力は油圧ジャッキの容量の制約により, 155kN とした。なお, この異形鉄筋の降伏点荷重は 221kN であるため, 鉄筋降伏は発生せず概ね弾性範囲内の挙動となる。一方, セメントミルクについては, 同一材料の現場養生供試体 6 本の一軸圧縮試験結果より, ピーク強度時の圧縮応力度の平均値は 31.8N/mm², 弾性係数の平均値は 6,150N/mm² と得られた。

これら条件により引抜試験を 2 本実施した結果, 2 本とも引抜力 155kN で地盤から抜くことはできなかった。最大引抜力 155kN 作用時の頭部の変位は約 8mm であったが, 除荷後に有意な残留変位は確認されなかった。したがって, 補強材は最大周面摩擦力に達しておらず, 十分な付着力が確保されていることを確認した。図-9 には異形鉄筋(芯材)のひずみゲージ値から算定した軸力の分布を示す。頭部近くでは引抜力と概ね同じ値が得られ, そこから深くなるにつれて軸力がほぼ線形で減少している。仮にセメントミルク部に施工不良がある場合, そこでひずみの局所化が起こるはずであるが, その傾向は見られないことから, セメントミルク部に断面欠損は無く鉄筋と一体的に挙動していることが分かった。



図-8 補強材の引抜試験状況

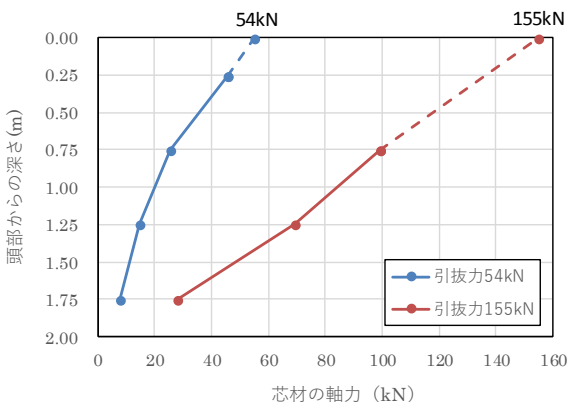


図-9 軸ひずみから推定される芯材の軸力分布

3.2 補強材の構造実験

補強材自体の力学特性を把握するため, 4 点荷重試験を実施した。構造実験用の補強材は, 試験盛土と同じ材料で作成し, 同エリアで現場養生した補強材を 3 本用意した。実験状況は図-10 に示すとおりである。荷重については, ピーク強度から 10%低下した段階で破壊と判定して荷重を止め, 荷重と変位の関係を得た。また, 補強材中央の上下縁および鉄筋にひずみゲージを貼り付け, 破壊時の各応力を推定した。

以上の条件で実施した構造実験について, 曲げモーメント-変位の関係を図-11(a)に示す。破壊時の曲げモーメントは 3 本の試験体で 1.0~1.5kNm となった。破壊モードは, 3 本ともピーク荷重近くで補強材下縁に曲げひび割れが生じたのち, 斜めせん断ひび割れの発生とほぼ同時に破壊判定に至った。このとき, セメントミルク圧縮縁の応力度は最大で 26N/mm², 鉄筋の引張応力度は最大で 335N/mm² となり, セメントミルクは設計基準強度 24N/mm² 以上, 鉄筋は降伏点 345N/mm² に近い値を示した。したがってこの補強材は, セメントミルクの圧縮縁の破壊と鉄筋の降伏がほぼ同時に起こるような構造特性を有していることが分かった。

なお, これらの曲げモーメント-変位の関係は, 図-11(a)に示すように線形の M-φ 関係で整理し, 試験盛土の再現解析における補強材(はり要素でモデル化)の M-φ 関係フィッティングに利用した。

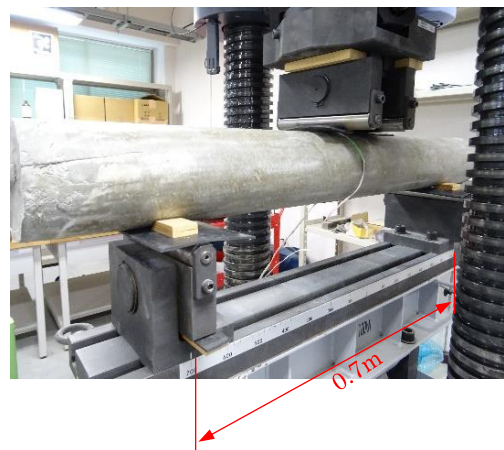
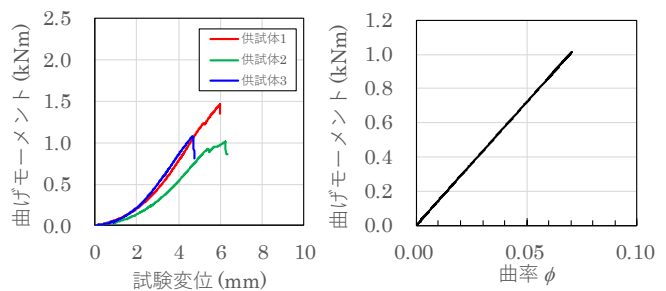


図-10 4点荷重試験状況



(a) 曲げモーメント-変位関係 (b) 線形化した M-φ 関係

図-11 補強材の荷重試験結果

4. 試験盛土の荷重試験結果

4.1 試験盛土の変形

背面荷重の荷重（大型土のう 5 段積み）完了後の試験盛土の状況を図-12 に示す。斜面の変形は進んだが、試験盛土の崩壊には至らなかった。斜面の変形に応じてモルタル吹付け面のクラックも進展したものの、モルタルの剥落には至らなかった。

図-13 に試験盛土の各ステップにおける斜面の水平方向変位分布を示す。荷重が進むにつれて斜面の変位が増加していることが分かる。荷重初期から最も変位が大きいのは向かって右側のケース 4 であり、最大変位は 14mm であった。このケース 4 は鋼製芯材にディンプル鋼管を用いた試験的なもの（先行事例なし）であるため、今後計画している試験盛土の解体時に補強材の状態を確認する予定である。

一方、同一仕様で補強材の角度が異なるケース 1 とケース 2 を比較すると、ケース 2 の前面斜面の方が変位が大きく、その差は 20% 程度であった。最大変位の発生位置については、いずれのケースも荷重が進むにつれて上方にシフトしている。ただし、頭部（キャッピング）の変位は最大になっていないことから、“頭倒れ”の変形モードではなく、斜面“中はらみ”の変形モードになっていると分かる。これは、加村ら⁴⁾による数値解析の結果と同様の分布傾向を示している。

また、同一仕様で補強材の打設間隔が異なるケース 2 とケース 3 を比較すると、打設間隔が狭いケース 3 の方が斜面の変位を抑制できていることがわかる。ただし、ケース 3 の打設間隔は、ケース 2 に対して 1/2 であるにもかかわらず、荷重の各段階において変位の違いは最大で 20% 程度であった。このことから、斜面の変位の抑制という観点では、打設間隔を密にすることは一定の効果があるものの、打設間隔を 1/2 にしたこと、即ち 2 倍の資材を使用したことに見合う効果は得られていないことが分かった。



図-12 荷重（大型土のう 5 段積み）完了後の試験盛土の状況 正面図

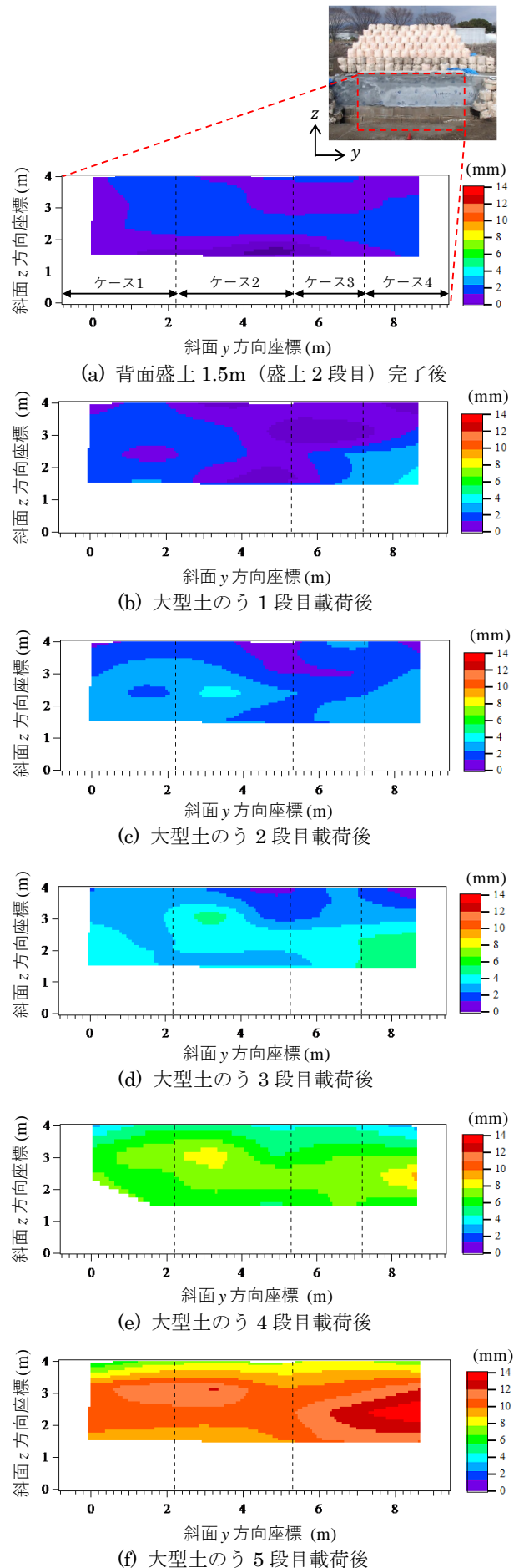


図-13 斜面の水平方向変位分布

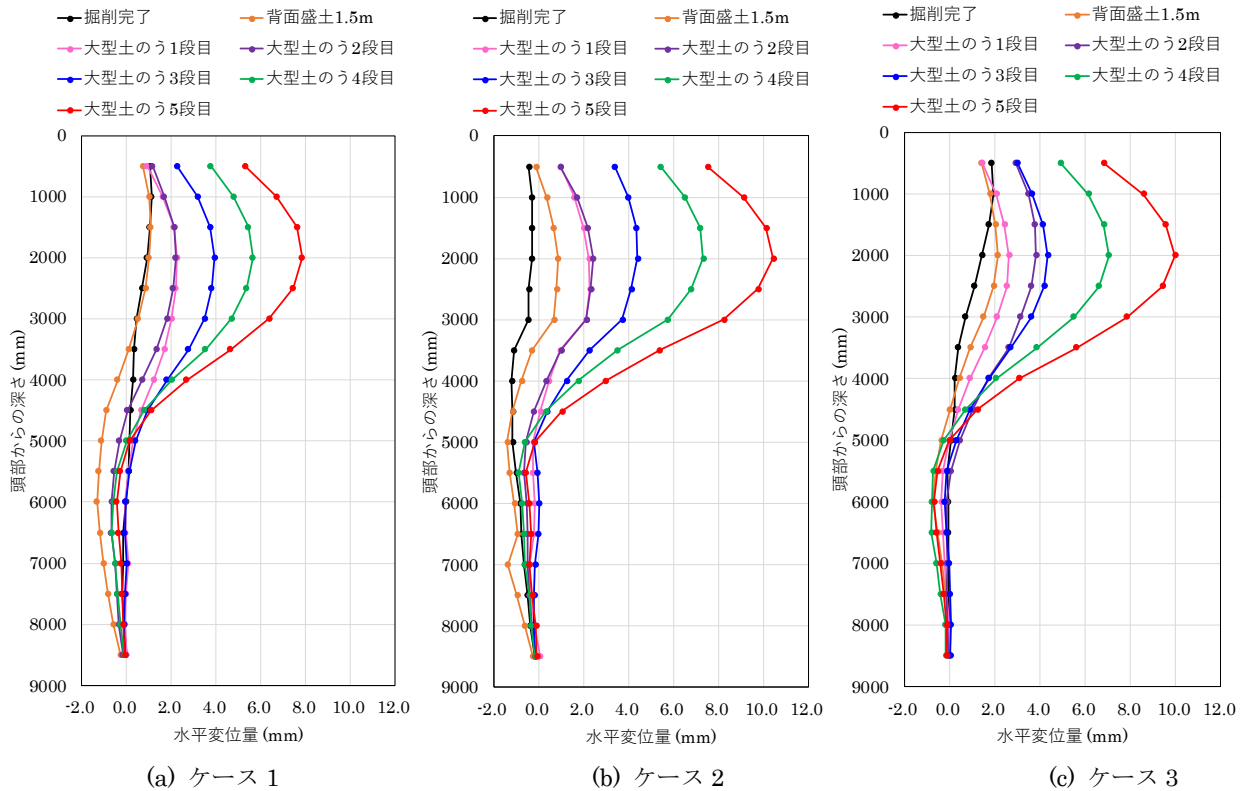


図-14 傾斜計による試験盛土内の変位分布

傾斜計により得られた試験盛土内の変位分布を図-14に示す。傾斜計による変位分布は、計測孔の最深部の変位をゼロとし、そこから傾斜角を外挿する方法で分布形をプロットした。なお、载荷の各ステップにおいて頭部の変位が測量から得られているので、その変位に合うよう全体系の回転補正を行っている。

全体的な傾向として、局所的な折れ点が見られないため、試験盛土内に明確なすべり線は生じていないものと考えられる。傾斜角が小さい载荷初期ではバラツキが見られるものの、いずれのケースも斜面“中はらみ”の変形モードになっていることが分かる。なお、斜面法尻（頭部からの深さ 4500mm）以深では傾斜は殆ど無いことから、基礎地盤を巻き込むような変形モードになっていないことも分かる。

このことから、一般的な補強土工法では補強材の曲げ挙動について実質的に無視できたものの、本工法の場合には無視できず、設計において検討すべき項目になるものと考えられる。これら3つのケースの変形モードから推定すると、補強材が固定されている頭部（キャッピング）、斜面中段のはらみ出し位置の最大部、そして法尻部、いずれかの部位で補強材の曲げモーメントが最大になるものと考えられる。

また、同一仕様で補強材の角度が異なるケース1とケース2を比較すると、ケース2の変位の方が大きくなっており、斜面の測量結果とも整合する傾向が得られた。载荷後半の変位増分が大きいことも分かる。このことから、同一仕様の補強材であっても、補強材の角度の違いによって変形抑制効果が異なることが明らかとなった。この結果は、図-3に示したような地盤内の主応力と補強材がなす角度の関係の重要性を示唆している。ケース1では、斜面側の

補強材が図-3(b)に示すように最大主応力を効率よく受け持つため、補強材の圧縮補強効果が発揮される。一方、ケース2の補強材では、地盤内の主応力と補強材がなす角度が図-3(a)と(b)の間の状態になっていると考えられ、最大主応力、最小主応力いずれに対しても補強効果を発揮し難い状態になっていると推定される。ダウリングとは異なり、断面の曲げ剛性およびせん断剛性が小さいマイクロパイルを使用する本工法では、このような地盤内の主応力との関係が力学挙動に対して与える影響が大きいことによるものと考えられる。

また、同一仕様で補強材の打設間隔が異なるケース2とケース3を比較すると、斜面の測量結果同様、変位量に大きな差は現れず、このような打設形態では打設間隔を密にすることの効果が低いことが明らかとなった。さらに、ケース1とケース3の比較では、ケース3は補強材の打設間隔が1/2であるにも関わらず、ケース1よりも変位が大きく生じており、効率的に補強できていないと解釈できる。

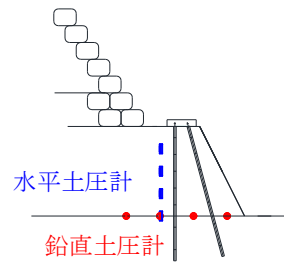
以上のことから、本工法のように剛性が低い補強材を縦打ちして使用する場合、斜面の変形を抑制するという観点においては、補強材の打設間隔を密にするよりも、地盤内の最大主応力の向きに補強材の角度を合わせる効果の方が大きいことが分かった。

ただし、ケース1の打設形態では、法尻小段の幅が狭い場合、斜面側の補強材を打設する際に、背後斜面とケーシングマシンの頭部が干渉するという施工上の制約も存在する。したがって、本工法においては力学的な最適条件と施工上の最適条件が必ずしも合致しないことから、ケース1のみに限定せず、ケース2をはじめとする他の打設形態についても今後詳細に検討を進める必要がある。

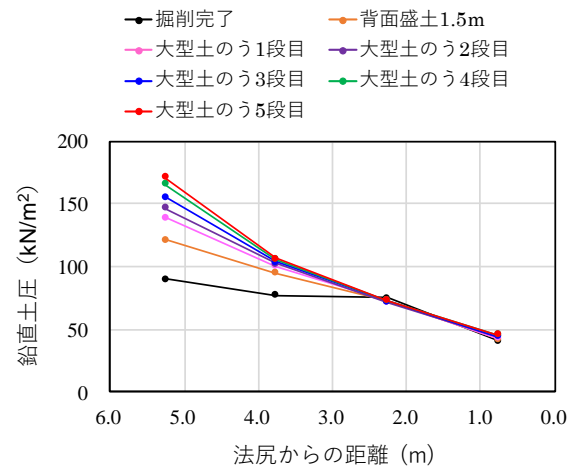
4.2 補強材の状態

補強材に発生している応力については、補強材の芯材に貼り付けたひずみゲージの値より推定する。図-15に斜面側の補強材における深さ方向の芯材の応力分布を示す。この応力の値は、前面掘削後に対する載荷（大型土のう5段積み）完了後の増分値を表している。ひずみゲージは芯材の前後（前：斜面側、後：背面側）に貼り付けてあることから、その値の正負と前後の値の差によって、曲げモーメントの状態が推定できる。ケース1とケース2ともに、背面側の応力は斜面の中段あたりで圧縮の最大値を示している。一方、斜面側の応力はその値よりも引張側にあることから、これら補強材は斜面にはらみ出す向きの曲げモーメントが発生していると考えられる。

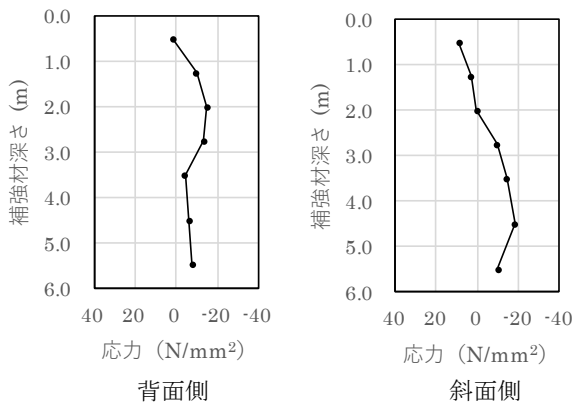
以上の傾向は、これまで述べた試験盛土の変形モードと矛盾はない。ただし、本工法では補強材に軸力も発生しており、曲げモーメントと軸力の組み合わせを考慮する必要がある。補強材の軸力は、補強材の先端付近で応力が極端な圧縮状態にないことから、支持杭ではなく摩擦杭のような挙動になっていると考えられる。このため、軸力が深さ方向に一様に分布しておらず、斜面変位や傾斜計による盛土内変位を合わせた再現解析との組み合わせで今後評価する必要がある。



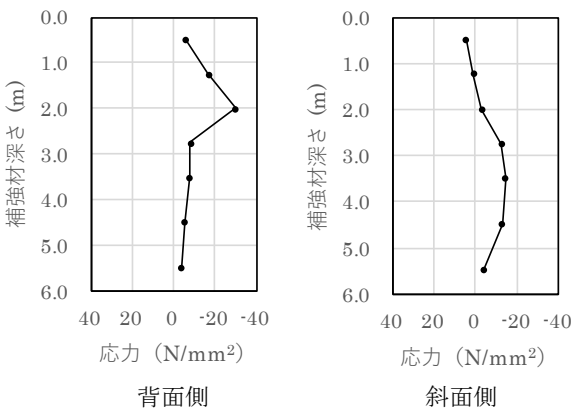
(a) 土圧計の埋設位置断面図



(b) 鉛直土圧分布

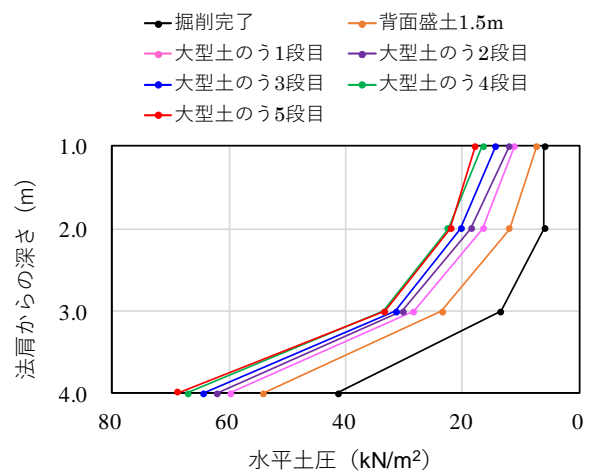


(a) ケース1 ※圧縮はマイナス



(b) ケース2 ※圧縮はマイナス

図-15 斜面側の補強材における芯材の応力分布
(斜面掘削後に対する全載荷終了後の増分値)



(c) 水平土圧分布

図-16 ケース1の土圧分布

4.3 土圧分布

図-16はケース1における載荷のステップごとの土圧分布を示している。鉛直土圧、水平土圧の分布はそれぞれ図-16(a)の向きに合わせてプロットしている。図-16(b)に示す鉛直土圧分布は、試験盛土2段目の土被りおよび大型土のうによる上載荷重に応じた値が得られた。


水平土圧分布については、初期の段階においては、鉛直土圧に対して静止土圧係数0.5程度の割合となり、土圧分布形状は三角形分布であることが分かる。しかし、載荷が進むにつれて水平土圧分布の増加の割合が減少しており、鉛直土圧に対する比としては、静止土圧係数よりも小さく

なる傾向を示した。このことから、載荷重が小さい初期の段階では、補強材に囲まれた土塊が一体的に水平土圧に抵抗して、つり合っている状態になっていると考えられる。その後、載荷重が大きくなるに従い、補強材の変形が進み斜面が変形することで、徐々に主働土圧状態に遷移してきているものと解釈できる。ただし、大型土のう下の試験盛土体が、上載荷重によって締め固められることによる強度増加の影響も考えられることから、土の状態を合わせて整理する必要があり、再現解析を踏まえて今後詳細に検討を進める予定である。現在、上部の大型土のうを除去し、補強材周辺部の試験盛土1段目の現場密度試験を実施し、結果を整理している段階である。

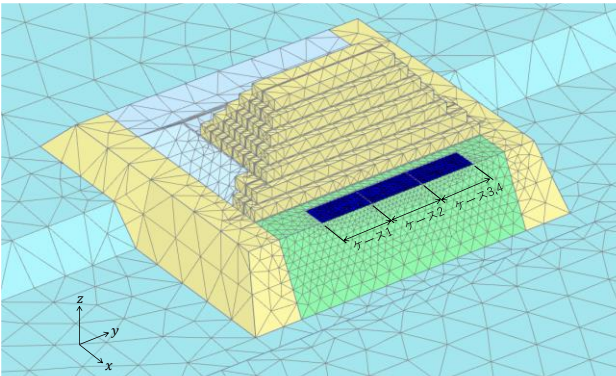


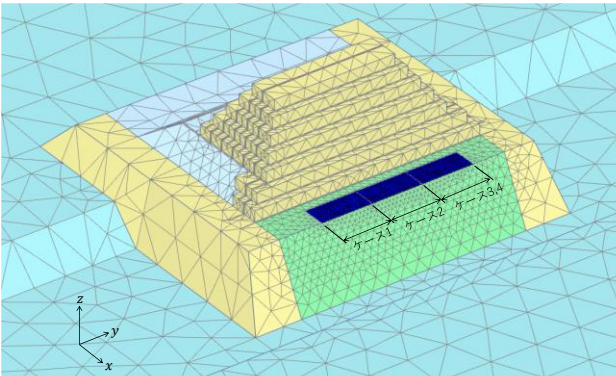
5. 再現解析の概要


5.1 本稿における再現解析の位置づけ


3次元有限要素解析により、試験盛土の形状と試験条件を模擬した再現解析を現在実施中である。試験盛土の変位や土圧などを3次元有限要素解析により再現し、補強材の変形モードや発生断面力の推定を通して、力学的メカニズムを詳細に検討することが再現解析を行う目的である。

今回の再現解析では、傾斜計の計測孔もモデル化し、-14に示す計測変位に対して、解析における載荷完了時の変位分布形が概ね整合することを確認した。このことから、本稿では載荷完了後の変形モードについてのみ言及することとする。なお、載荷の各段階における変位分布の整合性確認は今後の課題であり、土圧分布の載荷に伴う変遷などを手がかりに、詳細な検討を進める予定である。

5.2 モデル条件

-17および表-2に解析モデルの概要を示す。解析コードにはPLAXIS⁵⁾を用いた。解析モデルは-4に示す実際の試験盛土の形状と同じとし、試験手順も実際と同様、-5に示すフローに基づき段階解析を実施した。-17において緑色で示している部分が調整盛土材、黄色で示している部分が大型土のう部、水色で示している部分が一般盛土材である。

基礎地盤はN値から推定される物性とし、調整盛土材は-5に示す強度特性を与えた。土の弾塑性モデルは、拘束圧による土の剛性変化が表現可能なひずみ硬化型の双曲線モデルを用いた⁶⁾。試験盛土の側方拘束および載荷重として使用した大型土のうの物性は線形弾性でモデル化した。なお、載荷重に用いた大型土のうについては、斜面方向(x-z面)の地盤変状に追従できるよう、y軸方向の大型土のう間に低剛性の要素を設定した。

補強材には-11(b)に示す構造特性を線形はり要素として与えた。このはり要素には、周辺地盤との周面摩擦力の表現を組み込み⁷⁾、地山補強土工法 設計・施工マニュアルに基づき、想定する地盤条件に応じた極限付着力を設定した。頭部(キャッピング)は板厚30cmの鉄筋コンクリート床版として線形板要素でモデル化し、補強材の頭部と剛結合した。この頭部は実際の試験盛土同様、構造的に分断した。

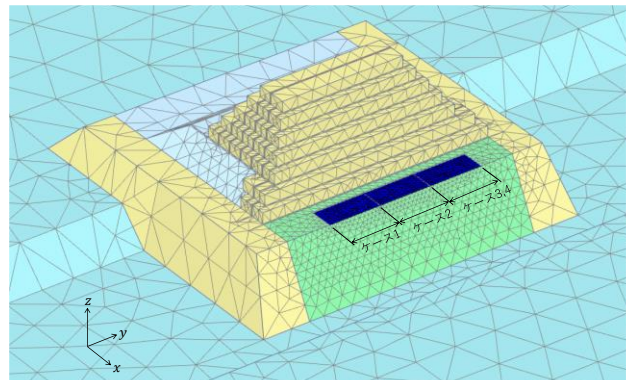
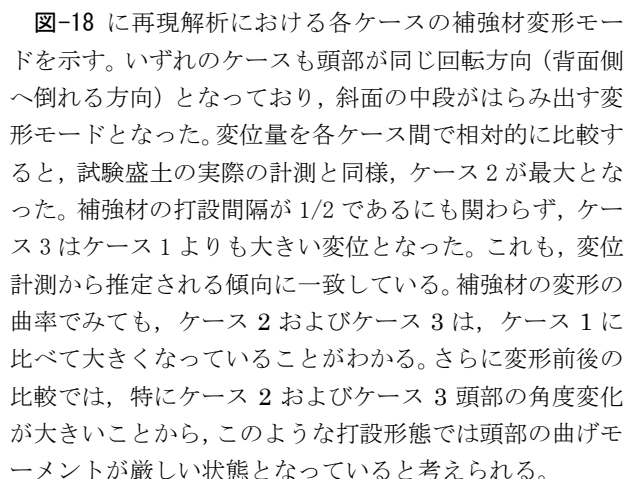


図-17 3次元解析モデルメッシュ図

表-2 3次元解析モデルの主なパラメータ

調整盛土材のパラメータ		値
変形係数	E50 (kN/m ²)	1.1×10 ⁴
参照圧力	p ^{ref} (kN/m ²)	100.0
ポアソン比	ν	(-)
粘着力	c (kN/m ²)	41.8
内部摩擦角	φ (°)	30.8
初期間隙比	e _{mi} (-)	0.51
単位体積重量	γ (kN/m ³)	20.0
指数パラメータ	m (-)	0.7
はり要素のパラメータ		値
弾性係数	E _b (kN/m ²)	6.0×10 ⁶
断面積	A _b (m ²)	2.1×10 ⁻²
断面2次モーメント	I ₂ , I ₃ (m ⁴)	2.6×10 ⁻⁶
極限周面摩擦力度	T _{skin} (kN/m)	36.1
先端支持力	F _{foot} (kN)	15.6
単位体積重量	γ _b (kN/m ³)	21.0
板要素のパラメータ		値
板厚	d (m)	0.3
弾性係数	E _{pl} (kN/m ²)	25.0×10 ⁶
ポアソン比	ν _{pl} (-)	0.2
せん断弾性係数	G _{pl} (kN/m ²)	10.4×10 ⁶
単位体積重量	γ _{pl} (kN/m ³)	24.5

5.3 再現解析における変形モード

-18に再現解析における各ケースの補強材変形モードを示す。いずれのケースも頭部が同じ回転方向(背面側へ倒れる方向)となっており、斜面の中段がはらみ出す変形モードとなった。変位量を各ケース間で相対的に比較すると、試験盛土の実際の計測と同様、ケース2が最大となった。補強材の打設間隔が1/2であるにも関わらず、ケース3はケース1よりも大きい変位となった。これも、変位計測から推定される傾向に一致している。補強材の変形の曲率でも、ケース2およびケース3は、ケース1に比べて大きくなっていることがわかる。さらに変形前後の比較では、特にケース2およびケース3頭部の角度変化が大きいことから、このような打設形態では頭部の曲げモーメントが厳しい状態になっていると考えられる。

したがって、この試験盛土のような斜面条件においては、ケース1の補強形態の方が変位が小さく、かつ、低剛性の補強材で不利となる曲げモーメントの値も小さいことから合理的である可能性を示唆しており、今後、断面力の検証と合わせて評価する計画である。

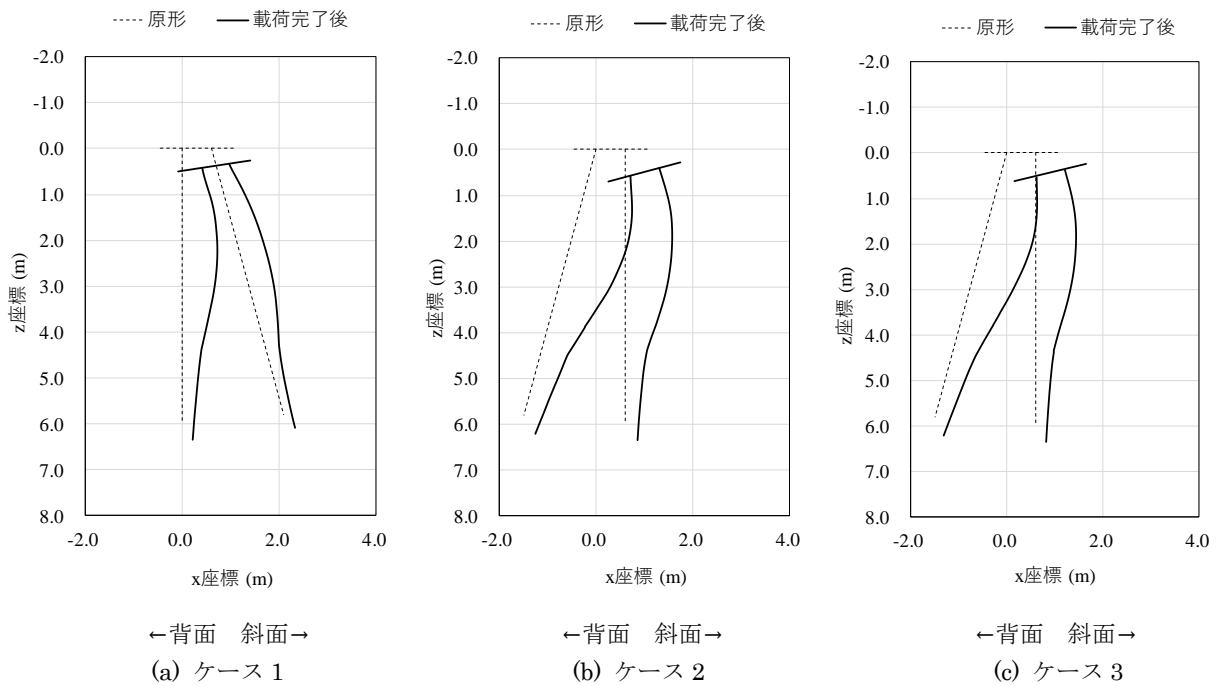


図-18 再現解析における各ケースの補強材変形モード (変形 100 倍表示)

6. 今後の計画

今後は、試験盛土の撤去に合わせて補強材周辺の地盤の密度を計測する予定である。さらに、補強材を掘り出して出来形を確認し、これらを再現解析に反映して詳細に検討する計画である。

7. まとめ

本研究では、実大の試験盛土に 4 ケースの縦打ち補強土工法を施工し、その背後に大型土のうによる荷重を載荷して盛土の変形モードや盛土内部の状態を計測した。その結果、主に以下のことが分かった。

- ・ 斜面の変形は、縦打ち補強材の打設角度やピッチによらず斜面の中段がはらみ出すモードとなり、本試験条件においては頭倒れのモードは現れなかった。
- ・ 傾斜計の計測から得られた盛土内の変位分布形や補強材内部のひずみ値より、補強材には曲率に応じた曲げモーメントが発生しているものと考えられる。
- ・ 補強材の仕様や打設間隔が同じであっても、補強材の打設角度の違いによって、斜面（モルタル吹付面）の変位量および盛土内変位分布に違いが見られた。
- ・ 補強材の打設角度が地盤内の最大主応力方向に近いケース 1 では、最も変位量が小さくなった。一方、その逆向きで配置されているケース 2 では、打設間隔によらず変位が大きい結果となった。したがって、本工法の場合、地盤内の最大主応力の向きに補強材の角度を合わせて圧縮抵抗力を受け持たせることが効率的であることが分かった。
- ・ 補強材背面側の水平土圧分布について、初期の段階では鉛直土圧に対して静止土圧係数程度の割合で三角

形分布となる。しかし、載荷が進むにつれて鉛直土圧に対する比としては、静止土圧係数よりも小さくなる傾向を示した。

謝辞

実大の試験盛土の現場管理にあたっては、ヒロセ株式会社補強土事業本部の多大なる協力を頂戴した。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) (社)地盤工学会:ライブラリー29 補強土工法, pp.402-411, 2001
- 2) 大谷義則, 坂本龍司, 吉岡敦:地山補強土工法による橋台基礎の現場計測, 第 39 回地盤工学研究発表会, pp.1509-1510, 2004
- 3) (社)地盤工学会:地山補強土工法設計・施工マニュアル, pp.92-92, 2013
- 4) 加村晃良, 風間基樹, 河井正, 金鍾官, 疋田信晴, 小西成治;既存盛土の切土抑止壁として用いる圧縮補強土工法の打設ピッチに関する解析的検討, 第 51 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1549-1550, 2016
- 5) Plaxis B.V. : Plaxis 3D manual 2013, Delft, Netherlands, 2013
- 6) Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. : The Hardening Soil Model; Formulation and Verification, Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Balkema, Rotterdam, 281-296, 1999
- 7) Sadek, M., Shahrour, I. : A three dimensional embedded beam element for reinforced geomaterials, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 28, 931-946, 2004