



補強土壁を併用した高盛土の施工時に発生した変形 の原因解明と対策工に関する事例研究

許, 晋碩 ; 澁谷, 啓 ; 野並, 賢 ; 白, 濟民 ; 丁, 經凡 ; 黄, 雲植

(Citation)

ジオシンセティックス論文集, 32:45-52

(Issue Date)

2017-12

(Resource Type)

journal article

(Version)

Version of Record

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/90005944>



補強土壁を併用した高盛土の施工時に発生した 変形の原因解明と対策工に関する事例研究

許晋碩¹・澁谷啓²・野並賢³・白濟民⁴・丁經凡⁴・黄雲植⁵

本論文は、兵庫県内の県道の線形改良事業で建設された約 20m のジオテキスタイル補強土壁を含む高さ約 45m の高盛土に発生した工事中的変形原因とその対策について述べている。当該補強土壁は施工中に壁面のはらみ出し量が 15cm を超える大変形が発生した。変状の原因解明のため実施した表面波探査およびボーリング調査と、盛土材を用いた室内試験により、補強土壁および背面盛土の現況を詳細に調査した。次に施工履歴および調査結果を反映した変形解析を実施し、原位置挙動を再現し得る数値モデルを作成し、高盛土の変形量を予測したところ、嵩上げ盛土工事によりジオテキスタイルの破断が予測された。そこで、安全に高盛土を築造するため対策工の検討を行い、工事再開のための施工管理基準を提示した。

キーワード：ジオテキスタイル、補強土壁、地盤調査、室内試験、数値解析

1. はじめに

集水地形である山間部の沢部に高盛土を築造する場合、盛土背後からの沢水と盛土内部からの排水が決定的に重要である¹⁾²⁾。一方、高さ 20m を超える高盛土は施工時の不確定要素が多く見込まれるため、動態観測を行いながら施工を進めることが求められている。

本論文で対象とする盛土は、道路改良工事のため図-1に示すように山間部に土捨て場を兼ねた高盛土（高さ約 20m のジオテキスタイル補強土壁の上部に約 25m の嵩上げ盛土）である。設計マニュアル³⁾に従い、内的安定（ジオテキスタイルの破断、引き抜け）、外的安定（補強土を仮想擁壁とした滑動、転倒、支持力の検討）、全体安定（盛土全体のすべり破壊）の検討を行い、補強土壁の仕様を設定している。設計段階で基盤排水工や沢水を安全に流下させるための暗渠など、様々な排水設備が計画されている。動態観測としては、壁面変位測量、層別沈下計、孔内傾斜計、ジオテキスタイルひずみ計測計の計測、地下水観測孔を用いた水位観測などを行った。しかしながら、補強土壁の施工終了間際に、ジオテキスタイル壁面の一部に最大はらみ出し量約 16cm の変形が確認された。

本論文はこのような状況を踏まえ、補強土壁を含む高盛土を安全に築造するために変状原因解明のた

めの地盤調査結果と、これに基づいた変状原因の推定結果および対策工の検討結果の事例を示すものである。補強土工法を併用した高盛土の変状原因および対策工の検討を行った事例は大変少なく、これを

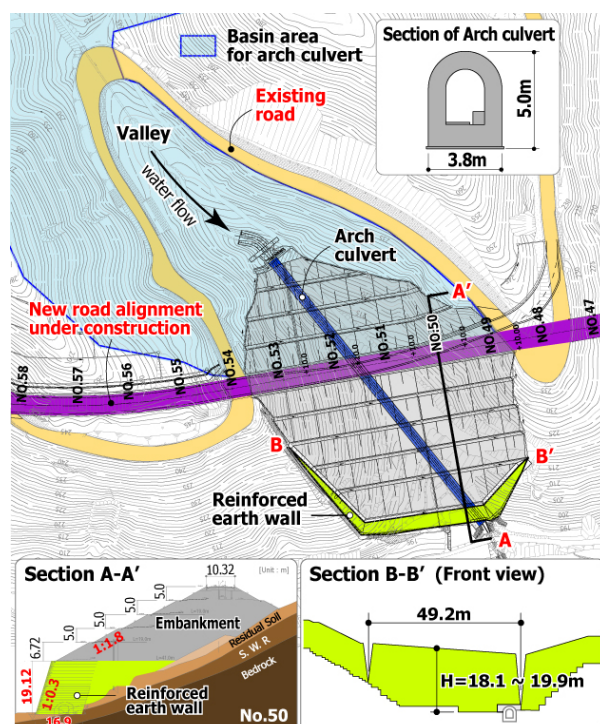


図-1 補強土壁を含む高盛土の平面図

¹正会員，協和設計株式会社，本社設計部 課長（大阪府茨木市丑寅2-1-34）

²国際会員，神戸大学大学院工学研究科 市民工学専攻 教授（兵庫県神戸市灘区六甲台町1-1）

³正会員，神戸市立工業高等専門学校 都市工学科 准教授（神戸市西区学園東町8-3）

⁴正会員，神戸大学大学院工学研究科 市民工学専攻 学術研究員（兵庫県神戸市灘区六甲台町1-1）

⁵非会員，悠久E&C株式会社 代表取締役社長（京畿道河南市漕艇大路150河南ITEC0950号）



写真-1 現場全景

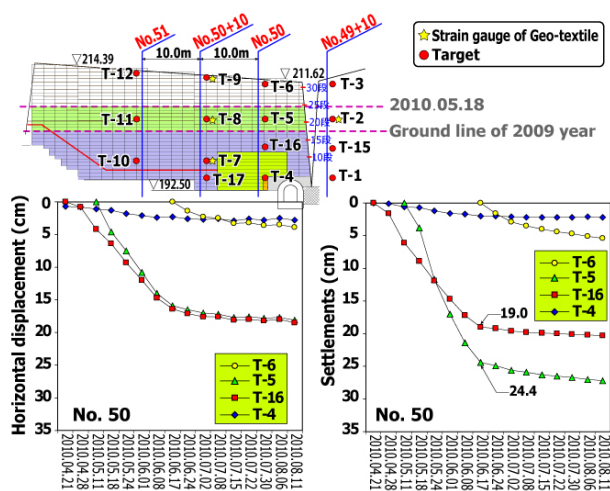


図-2 補強土壁のはらみ出しと沈下観測結果

提示することは同様の補強土壁を含む高盛土を築造するに際して有用であると考えられる。

2. 補強土壁の変状状況と変状原因の推定

(1) 変状状況

変形が生じたジオテキスタイル補強土壁は壁面最大高さ約 20m, 前面部の延長約 50m である。施工途中で写真-1 のように前面部の下部にメタル枠工の破断、盛土層の剛性差による不等沈下などが確認された。このため、補強土壁の完成段階(H≒19m, 嵩上げ盛土施工前)で施工の一時休止が行われた。

図-2 は補強土壁の壁面のはらみ出し量および沈下量の観測結果を示した。沢部の中心の側線 No.50 の位置で壁面のはらみ出しの最大変位が観測されたため、この側線の結果を抜粋している。No.50 の壁面の中間部 T-5 と T-16 に 16cm 以上の大きい変位が

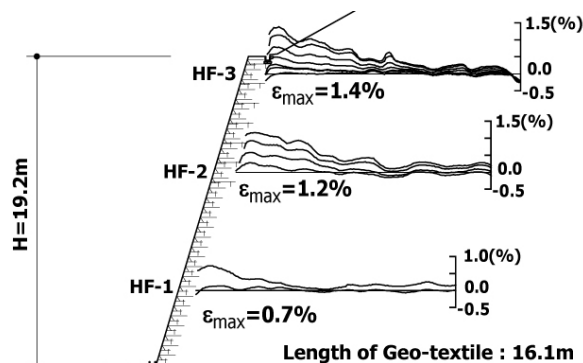
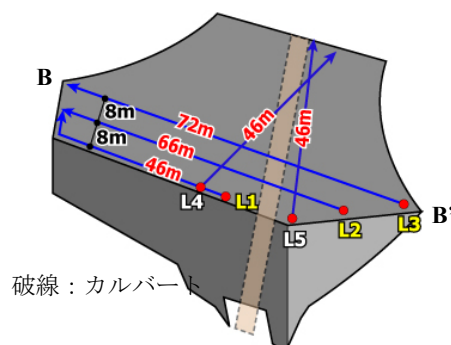


図-3 ジオテキスタイルの伸びひずみ(観測結果)



破線：カルバート

図-4 表面波探査の側線(図-1の断面B-B' の立体図)

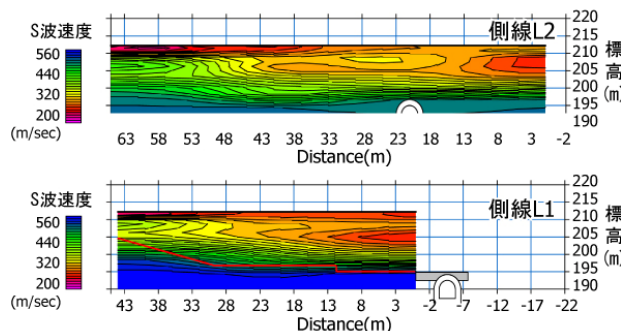


図-5 S波速度分布図

生じ、最大沈下量は 24.4cm である。図-3 はジオテキスタイルの伸びひずみを計測した 3 箇所「HF-1(T-7), HF-2(T-8), HF-3(T-9)」の測定結果である。観測された最大ひずみは設置位置毎に 0.7~1.4%で、最大値を記録した HF-3 地点はジオテキスタイルが破断する限界のひずみに安全率を考慮した危険領域上限値ひずみ(1.987%)の約 70%に達している。また、壁面付近でひずみが最も大きな値を示しているが、この傾向は壁面の変位による引張り力による影響と内的安定で検討するような補強土壁内部のせん断ひずみ発生の影響が複合した結果と考えられる。

(2) 地盤調査による変状原因の推定

補強土壁を含む盛土層の地盤状況を綿密に把握するため、種々の原位置調査ならびに現場で採取した盛土材の室内試験を実施した。まず、図-4 のよう

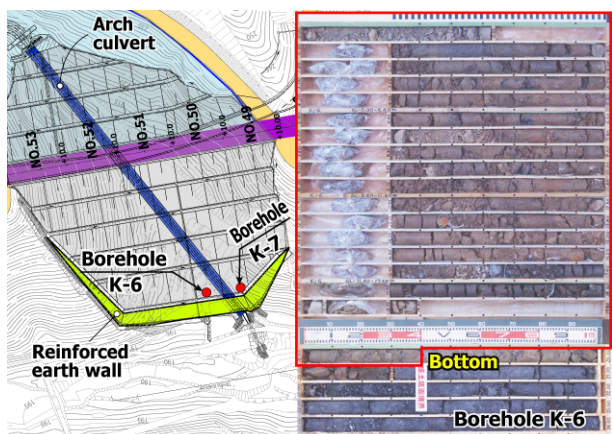


図-6 ボーリング調査位置とコア状況写真

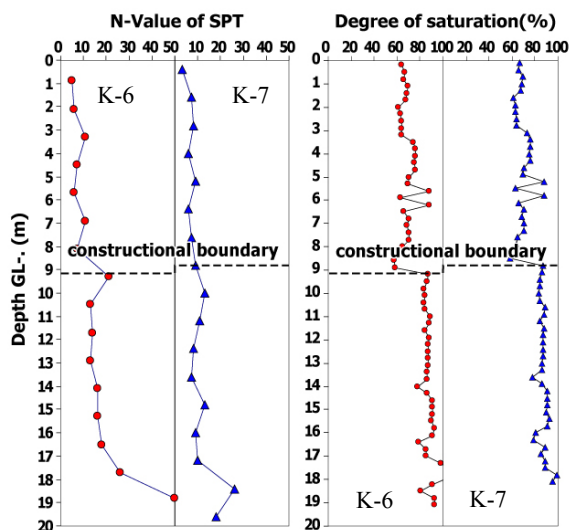


図-7 N値と飽和度の深度方向分布図

に5側線の高精度表面波探査を行い、補強土壁全体の地盤状況を調べた。図-5は表面波探査より得られたS波速度分布図である。壁面に平行なL1側線とL2側線の標高205m付近で、S波速度が200m/s程度の低速度層の存在が明らかになった。

さらに、盛土層の状況を把握するために2箇所ではボーリング調査を実施した。図-6にボーリング調査位置とコア写真を示した。写真観察より、盛土層の一部(GL-8～-11m)にゆるい地層が確認できた。

図-7はN値と密度検層結果に基づく飽和度の深度方向分布図を示した。補強土盛土層のN値は上部から9m(標高205m付近)までは3～11程度でやや低く、その以下のN値は7～21程度で、上部よりは相対的に高い値を表しているが、深度方向のN値の増加傾向は認められない。ボーリング試料より推定した盛土層の飽和度は補強土壁の上部から9mまでは57.8～76.3%、その下部層は77.4%以上を示す。

このように上部から9m地点を境界にして盛土の飽和度が顕著な差が見られる。標高205m付近であるこの地点は、施工放置期間が発生した境界であり、施工業者の異なる施工境界でもある。

図-8は補強土壁部の盛土材料を壁面方向に投影

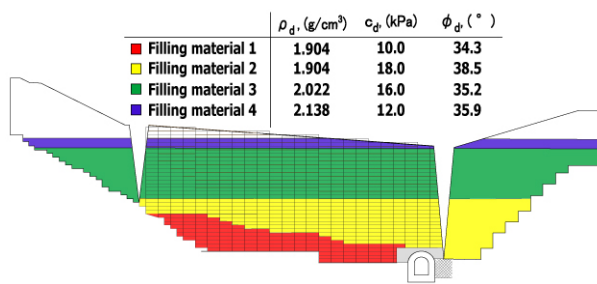


図-8 補強土壁の盛土材料分布図

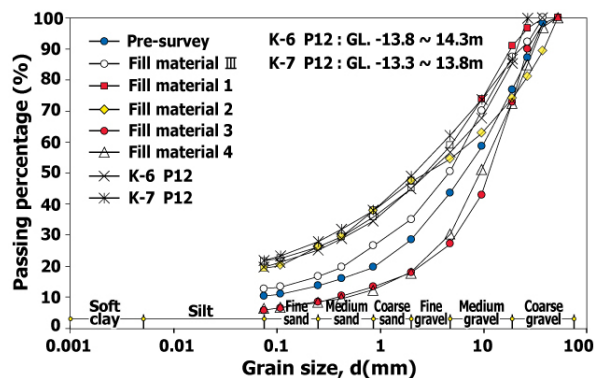


図-9 盛土材の粒径加積曲線

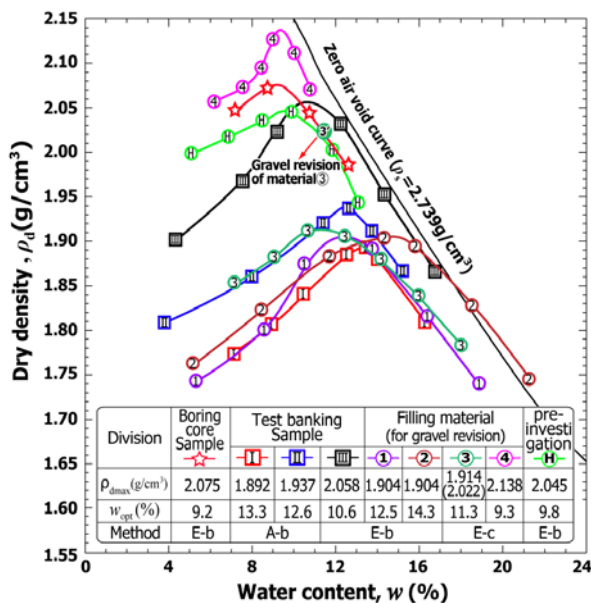


図-10 盛土材の締固め試験結果

した分布図である。盛土材料は搬出元ごとに大まかに4種の現地発生土を用いて築造されている。現場の締固め管理基準は材料ごとの最大乾燥密度の90%以上(締固め度Dc=90%)に規定している。

図-9と図-10は試験盛土時の盛土材料、現地で採取した盛土材料(深度考慮)、事前調査時の代表試料に対し、複数の試験者によって行なわれた粒度試験と締固め試験の結果の集積図である。図-9の粒径加積曲線より、盛土材料①と盛土材料②、ボーリングコア試料(K-6、K-7)には細粒分が相対的に多く含まれていることが分かる。一方、図-10の締固め曲線の比較では、盛土材料①と盛土材料②の最

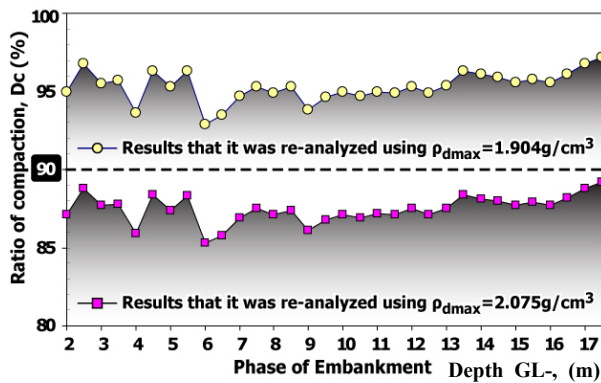


図-11 地盤材料②の締固め分布(K-7地点)

大乾燥密度が 1.904g/cm^3 であるが、盛土材料③(礫補正分)と盛土材料④の場合は $2.02\sim 2.14\text{g/cm}^3$ と相対的に高い値を示している。これより、盛土材料①と盛土材料②は盛土材料③(礫補正分)と盛土材料④に比べ、最大乾燥密度は小さく最適含水比は大きいことが分かる。ただし、盛土材料②の締固め曲線(施工業者提供資料)が湿潤側でゼロ空気曲線を超えていて、理論上あり得ない結果であるため、試験結果の整理時に何らかの不具合があった可能性がある。図-11はボーリング時に実施した密度検層結果と、採取試料(K-6, K-7)を用いた締固め試験結果と、盛土材料②の締固め試験結果(盛土施工時の管理値)を用いて締固め度 D_c を求めた結果である。ボーリング採取試料の最大乾燥密度 2.075g/cm^3 による現場の締固め度は施工の締固め度基準の 90%を下回る 87%となった。締固め度が変形・沈下特性に与える影響を評価するため、図-12にボーリング採取試料を用い、締固め度を 90%と 87%として実施した水浸沈下試験(直径 6cm、高さ 4cm)の結果を示した。試験は標高 205m 付近の有効土被り圧相当の鉛直応力($\sigma_v=320\text{kPa}$)まで段階的に载荷して、目標応力に到達後圧縮量が十分に落ち着いたことを確認して水浸させ、水浸後の沈下量を測定した。その結果、締固め度 $D_c=87\%$ では、水浸後 125 分経過時点で急激な沈下が生じ、最終的には 2.3%程度の水浸による圧縮ひずみが生じた。一方、締固め度 $D_c=90\%$ では、水浸による即時圧縮ひずみはほとんど生じなかった。これは締固め度の違いによる剛性の差に加えて、 $D_c=87\%$ は $D_c=90\%$ に比べて飽和度が低いため、水浸によってサクションが消失したことによる内部応力の減少が大きかったことも考えられる。これらの観点から、盛土材料①と②の締固め管理値を求めた材料が、元々盛土全体を代表する材料ではなく、むしろ特別な土質であった可能性がある。したがって、現場の締固め度が不十分であった盛土材料②は施工引継ぎ時の放置期間に雨水が侵入し、サクション低下を引き起こして体積圧縮(沈下)した可能性があり、これが壁面に変形せしめた一因と推定される。なお、ボーリング時には盛土内に基礎地盤より連続した地

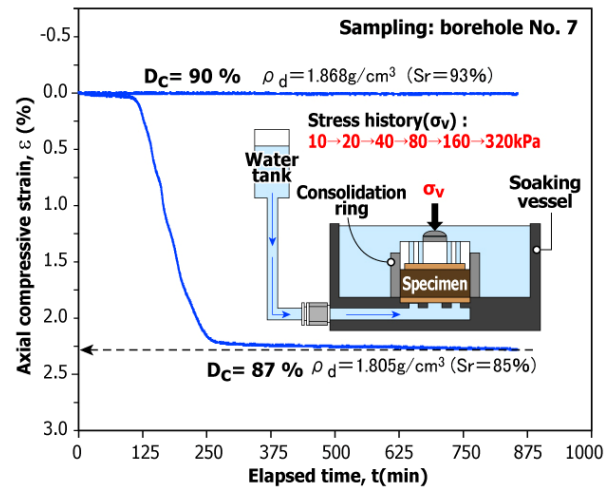


図-12 水浸沈下試験結果

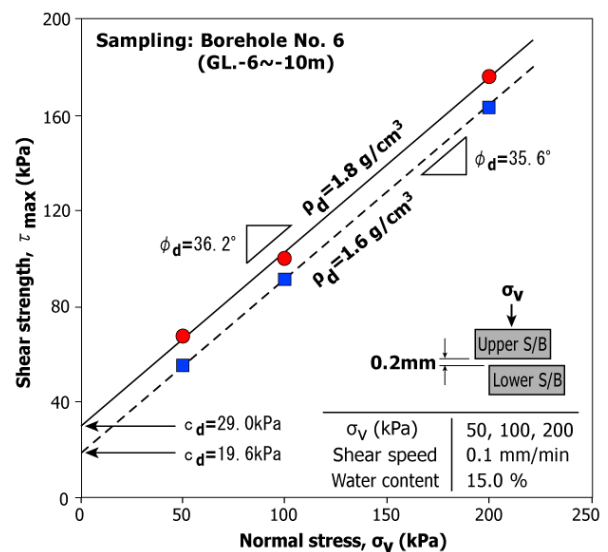


図-13 一面せん断試験結果

下水位は存在せず、盛土への沢水の浸入は確認されなかった。次に、図-13にボーリング採取試料(K-6)を用いた一面せん断試験の結果を示した。内部摩擦角 ϕ は密度の違いによる大きな差は見られず、 36° 前後の値となっている。一方、粘着力 c に密度の影響が表れており、乾燥密度が 1.8g/cm^3 の方がサクションの影響により大きくなった。これらの結果は、図-8に示す当初の盛土材料試験結果と同程度の値であった。なお、補強土壁の設計時に設定した強度定数は $\phi=34^\circ$, $c=0$ であり、いずれの試料もこれを確保していることから、補強土壁の安定性に問題はないと考えられる。

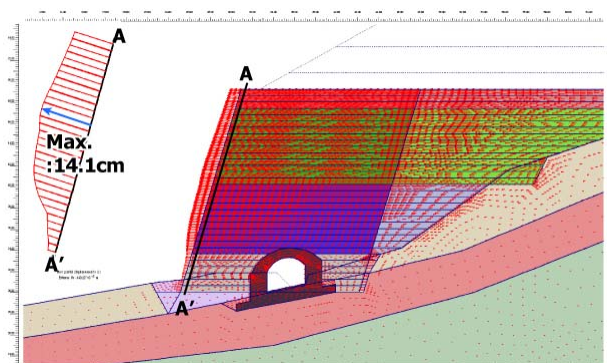
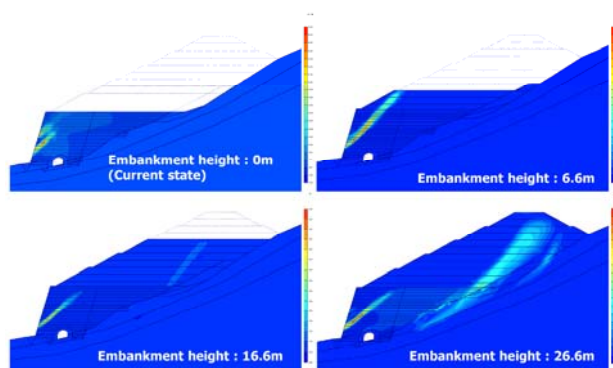
3. 対策工および施工管理基準の検討

(1) 無対策時の変形量予測

施工休止から残りの補強土壁と嵩上げ盛土の工事再開の可否と対策工の適用性の是非を判断するため、

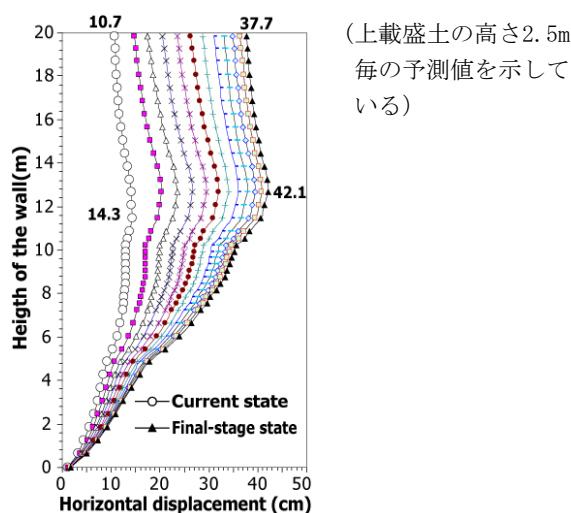
表-1 同定解析により得られた物性値

Division		Unit weight γ_t (kN/m ³)	Cohesion c (kPa)	Friction angle ϕ (deg.)	Elastic modulus E (MPa)	Poisson's ratio ν
Filling material	1	20.4	20	36.0	10	0.33
	2	19.2	16	35.0	10	0.33
	3	18.1	22	39.0	10	0.33
	4	18.1	25	34.0	10	0.33
Embankment material		19.3	0	32.0	35	0.33

図-14 無対策での壁面のはらみ出し量(変形図)
(側線No.50, 2次元FEM解析結果)図-15 無対策でのせん断ひずみ増分図
(側線No.50, 2次元FEM解析結果)

現状の変形を再現する数値モデルを作成し、工事再開時の変形量を予測した。まず、現状の計測結果に合うように施工実績と地盤調査に基づく逆解析を実施した。詳しくは、観測変位との整合性を合わせるために変形特性(弾性係数、ポアソン比)を変化させる逆解析を行い、パラメータを同定した。用いた解析コードは地盤変形問題に実績のある2次元変形解析プログラム(PLAXIS)であり、構成式は粗粒土への適用性の高いモール・クーロン式を用いた。図-14に解析の結果を示したが、現状の計測結果をうまく表現できていることが分かる。表-1は同定解析により求めた数値モデルの物性値であり、盛土層の弾性係数が10MPa程度と、N値から推定される値より低い値となった。

同定解析により得た物性値を用いて、2次元ならびに3次元での予測解析を実施した。図-15は嵩上げ盛土の高さごとのせん断変形増分図である。嵩



(上載盛土の高さ2.5m
毎の予測値を示して
いる)

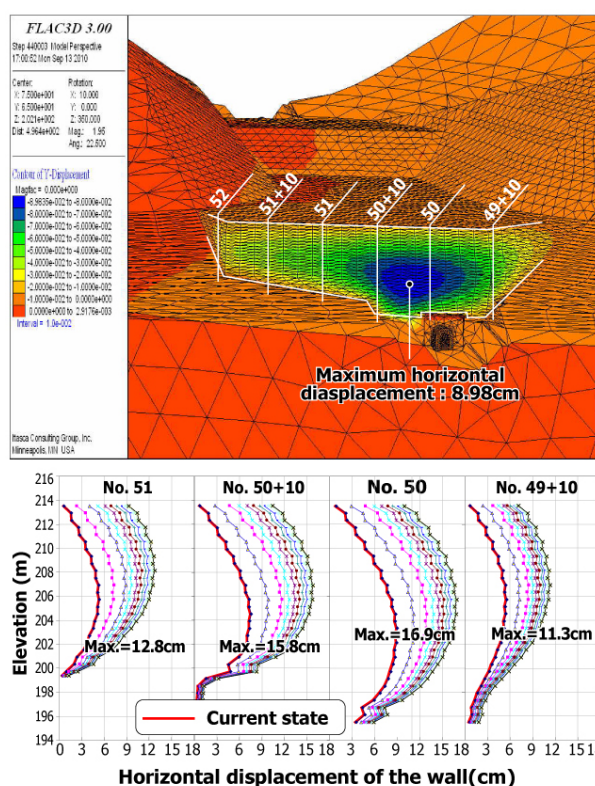
図-16 無対策での施工段階ごとの壁面のはらみ出し量の
予測値 (側線No.50, 2次元FEM解析結果)

図-17 3次元FEM解析の結果(壁面のはらみだし量)

上げ盛土の施工初期には補強土壁の前面部にせん断ひずみが集中し、完成段階に近くなるにつれ盛土層の内部までせん断ひずみが拡がっていることがわかる。図-16に2次元解析における嵩上げ盛土を行った時の無対策時の壁面変位を示した。壁面の中間部に最大変位が見られ、その最大値は42.1cmとなった。なお、図-17に示したFLACを用いた3次元解析(2次元解析と同様な構成式採用)では、基礎地盤との境界拘束効果などにより2次元解析の結果より小さく予測されたが、いずれも壁面の累積変位量は図-18に示したように現状より2倍～3倍程度になることが示された。

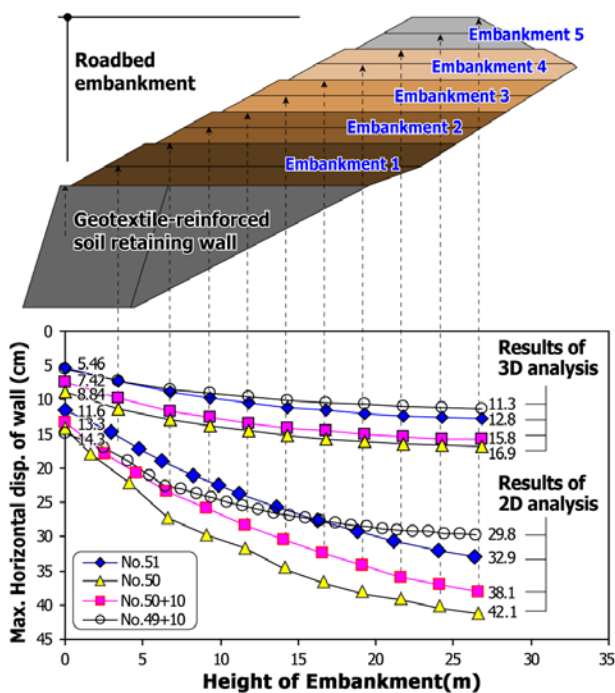


図-18 嵩上げ盛土により予測される壁面の変位量の2次元解析と3次元解析の比較

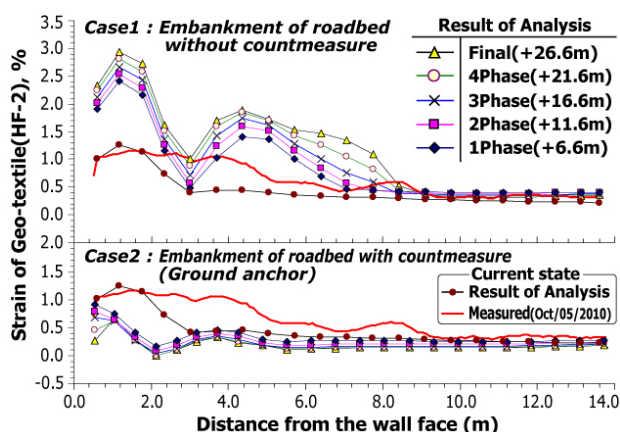


図-19 HF-2地点のジオテキスタイルの伸びひずみ分布

次に、図-19に HF-2 地点に設置したジオテキスタイルのひずみ分布の実測値と解析値の比較結果を示した。ジオテキスタイルのひずみ測定はジオテキスタイルと密着させた光ファイバーに光パルスを入射し、ブリルアン散乱光の周波数の変化により行った。なお、同図には(3)で述べる対策工施工時の予測結果も示している。これより、補強土壁築造終了時の最大伸びひずみは両者 1.2～1.3%とほぼ同等であり、解析の妥当性が確認できた。嵩上げ盛土を施工すると、無対策での予測値は破断の可能性が高まる限界のひずみである 2.0%を越え、ジオテキスタイルが破断して補強土壁が崩壊する可能性が示された。この結果は、対策工の必要性を定量的に示すものと考えられる。

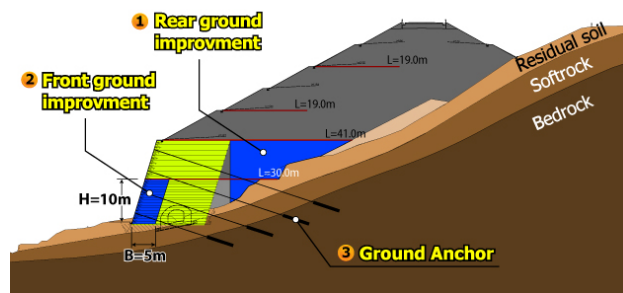


図-20 比較した対策工の概念図

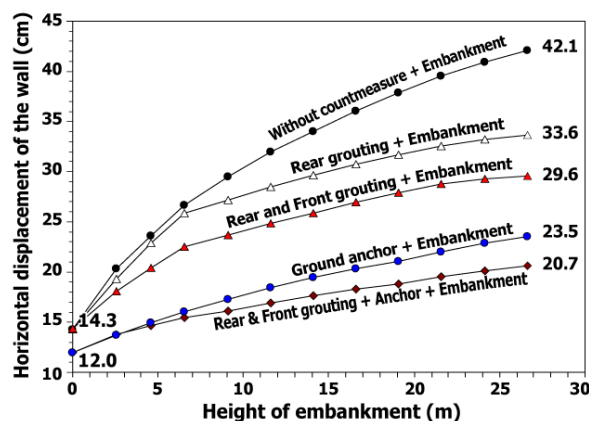


図-21 側線No.50における対策工別の補強効果(壁面のはらみ出し量の比較)

(2) 最適な対策工の選定

前述したように、無対策での嵩上げ盛土の工事再開は補強土壁の崩壊を招く恐れが高いため、対策委員会を中心として対策工の検討を行うこととした。対策原理としては、締固めが不十分な盛土地盤の剛性を高めるためのグラウト、もしくは壁面の追加変形の抑制・ジオテキスタイルの破断を防ぐためのグラウンドアンカー工などが考えられる。図-20は検討対象になる対策工の概要を示した。

図-21はそれぞれの対策工を採用した場合の嵩上げ盛土による壁面の追加変形を予測した結果である。いずれの後方も無対策時と比べ変位量が抑えられているが、グラウトよりもグラウンドアンカー工の方が効果的であること、両者を組み合わせても大きな変位量の改善は見られないことがわかった。これより、効果が高く施工性・経済性に優れているグラウンドアンカー工を採用することとした。なお、グラウンドアンカー工の設計条件は次節で述べることにする。

(3) 対策工の補強効果検証

対策工の詳細設計は補強土壁の前面部破壊かつ、構造物の底面部の破壊にも対応できるようにした。図-22は最終的に採用された補強対策である。設計方法としては、現況の構造物の外的安定率を $Fs=1.0$ に仮定し、完成盛土形状において常時

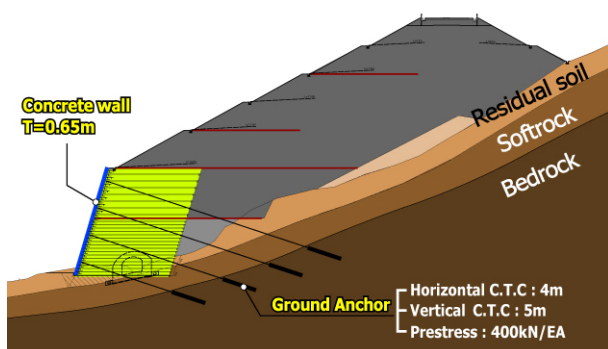


図-22 採用された対策工

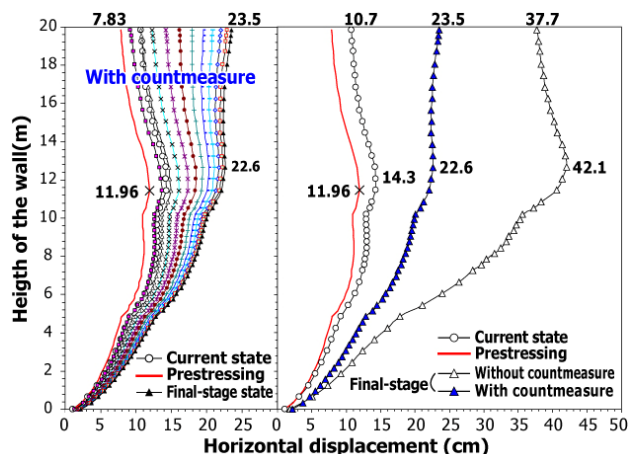
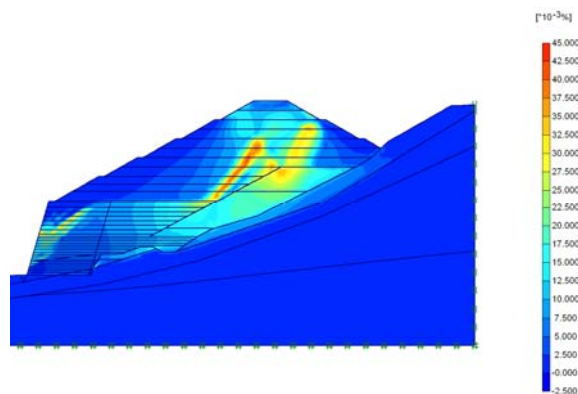


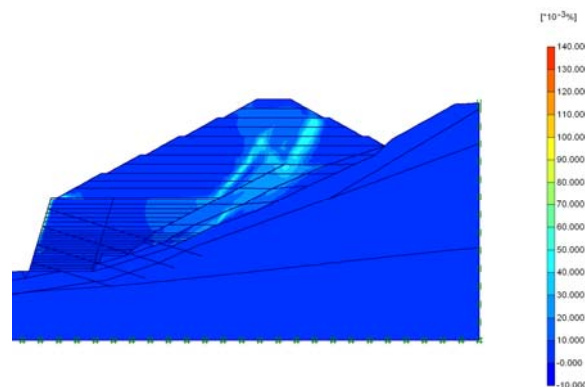
図-23 対策工有無による壁面のはらみだし量の比較
(側線No.50, 2次元FEM解析結果)

($F_s=1.2$)および地震時($k_h=0.18$, $F_s=1.0$)を満足するようにグラウンドアンカーの配置と初期緊張力、補強土壁の前面部の剛性壁体の規模を決定した。図-23にグラウンドアンカー施工時の嵩上げ盛土の施工再開による壁面の変形を予測した結果である。(1)で述べたように盛土材は弾塑性体(モール・クーロンモデル)と仮定したが、ジオテキスタイル・アンカー体・剛な壁体(コンクリート壁)は弾性体と仮定したため、アンカーに緊張力を加えたときに、圧縮変形(最大変位 14.3cm が 11.96cm に戻る)が生じている。また、盛土の最終の4段階以前は、高さ 12m ~ 13m 付近にはらみ出しの最大値が予測されるが、最終段階では壁面の天端が最大値となる。最終的には、最大はらみ出し量は天端で 23.5cm、このとき 12m ~ 13m 付近のはらみ出し量は、若干小さい 22.6cm と予測された。なお、無対策のケースと比較して、はらみ出し量の最大値は、無体策時 42.1cm(高さ 12m ~ 13m 付近)が対策後 23.5cm(天端)と予測され、おおよそ半減する結果となった。

図-19には対策工を適用した際のジオテキスタイルの伸びひずみ分布を示しているが、無対策の場合と比べグラウンドアンカーと剛な壁の設置後の追加変形はほとんどなく、アンカー工の拘束効果が顕著に表れることがわかった。



(a) 対策工未適用の場合



(b) 対策工を適用した場合

図-24 施工再開からのせん断ひずみ増分図の比較
(側線No.50+10, 2次元解析)

図-24はグラウンドアンカー施工の有無に着目した盛土のせん断ひずみ増分発生傾向を示した。これより、対策工の採用により、補強土壁内部のせん断ひずみの増分は小さくなることが示された。

(4) 対策工の概要と施工管理基準の検討

アンカー工の施工は現場打ちの RC 構造の受圧板設置後に実施し、まず全てのアンカーを打設してから一斉に設計強度の 80% を目標に緊張を行った。一部のアンカー工には頭部に荷重計を設置し、盛土安定性の定量的評価項目としてアンカー荷重計の変化にも着目することとした。上部盛土施工時には現行の動態観測頻度を増加するとともに、アンカー緊張力にも着目してその結果を施工に反映することにより、盛土安定性に十分配慮することとした。図-25に上部盛土施工時の管理フロー案を示した。定量化の過程が明快なアンカー増加荷重について、計測値が設計緊張力の 100% に達した時点で観測頻度を増加させ(注意領域)、120% に達した時点で施工を一旦休止し(警戒領域)、追加対策工の検討を行うこととした。同様に、ジオテキスタイルの伸びひずみは、破断の可能性が高まる限界のひずみである 2.0% に達した時点で追加対策工の検討を行うこと

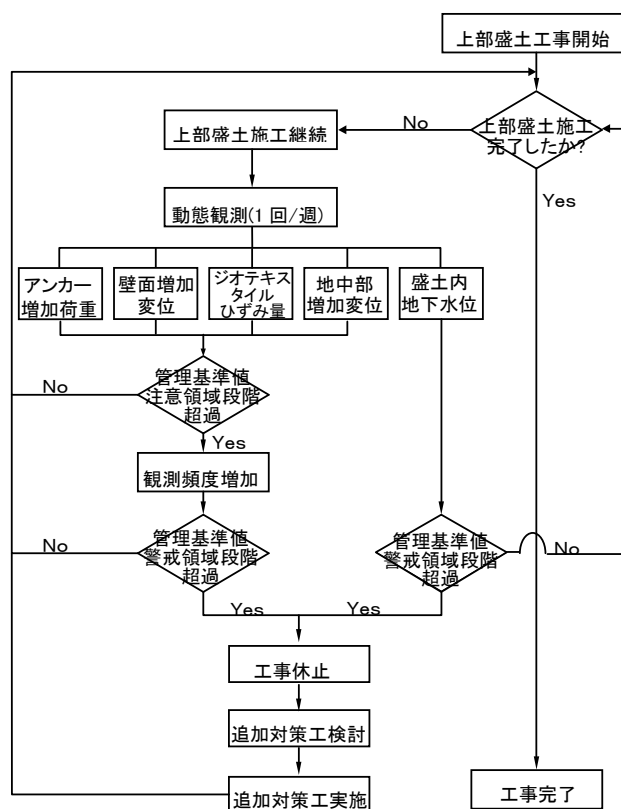


図-25 嵩上げ盛土の施工に伴う管理フロー

とした。壁面変位および地中内変位についてはひずみ増分に着目することとし、盛土施工に伴ってひずみ増分が大きくなると観測頻度を増加させ、盛土にすべり面が生じていないかなどの、総合的な安定性評価に反映させた。具体的な計測結果は別の機会にてとりまとめる予定であるが、アンカー増加荷重およびジオテキスタイルの伸びひずみともに、管理基準値内で上部盛土の施工を終えることができた。

4. おわりに

本論文は補強土壁を含む高盛土を安全に築造するための事例研究として、補強土壁築造途中で生じた変状原因解明のための地盤調査結果および変状原因の指摘と、これに基づいた対策工の検討結果の事例を示すものである。結論は以下のとおりである。

- (1) 補強土壁の変状原因は、自重による補強土壁の変形に加え、補強土盛土の一部に締固めが不十分な盛土層が存在し、雨水浸透による圧縮沈下を生じた可能性があることを述べた。
- (2) 補強土壁の変状を再現した数値地盤モデルを作成し、嵩上げ盛土の施工による変形量を予測したところ、補強土壁の崩壊が予測された。そこで最適工法として補強土壁前面にグラウンドアンカー工を提案し、効果の検証を行った。
- (3) 検討結果を踏まえ、動態観測結果に基づく嵩上げ盛土施工時の管理フロー案を示した。

なお、今回の事例のように大規模な補強土壁を築造する場合は、安定性に問題がなくても変状を招く恐れが高い。設計マニュアルには変形に関する照査の必要性は明示されていないものの、同様の事例においては積極的な検討が望まれるといえる。

謝辞： 検討サイトおよび計測データのご提供をいただいた兵庫県丹波土木事務所に感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 日本道路協会編：道路土工 盛土工指針，2010.
- 2) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社編：設計要領 第一集 土工編，2010.
- 3) (財) 土木研究センター編：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，2000.

A CASE STUDY ON CAUSES AND COUNTERMEASURES OF A LARGELY DEFORMED GEOTEXTILE-REINFORCED SOIL RETAINING WALL WITH HIGH EMBANKMENT UNDER CONSTRUCTION

Jinsuk HUR, Satoru SHIBUYA, Satoshi NONAMI, Jemin BAEK,
Kyungbeom JEONG and Woonsik HWANG

The horizontal displacement more than 15cm occurred on the facing of a 20m high reinforced soil retaining wall that was under construction for the purpose of the alignment improvement of the existing national highway located in Hyogo, Japan. In this paper, the causes of the excessive deformation, together with the numerical examination into countermeasures are in detail described. First, various site investigations and laboratory tests were carried out to manifest the current state of the reinforced soil retaining wall. Second, the deformation behavior of the wall was simulated by performing numerical analysis. Finally, an appropriate countermeasure to prevent further development of the wall deformation was proposed by predicting the stress-strain behavior of the reinforced soil retaining wall with the remedial work.

KEYWORDS: geotextile, reinforced soil retaining wall, investigation, laboratory test, numerical analysis