

大規模テールアルメ補強土壁盛土の造成に用いた 泥岩材のスレーキング対策

小林春男¹・中野浩之²・福島伸二³・北島 明⁴

¹ (株) フジタ 首都圏土木支店 土木部 (〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷 4-6-15)

² 正会員 工修 (株) フジタ 首都圏土木支店 技術部 (〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷 4-6-15)

³ フェローメンバー 工博 (株) フジタ 技術研究所 土木研究部 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

⁴ 正会員 工修 (株) フジタ 技術研究所 土木研究部 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

テールアルメ工法における盛土材は原則として良質な摩擦性材料の使用が前提である。特に盛土材が泥岩のようなスレーキング性材料の場合には、降雨や地下水位変動による乾・湿繰返しに起因した土砂化による圧縮沈下や、盛土材とストリップ材間の摩擦抵抗の低下による壁面の変形や局部的な破壊の発生などが懸念される。ここではある用地開発工事で切土発生の泥岩材により造成した大規模なテールアルメ補強土壁盛土において、泥岩材のスレーキング対策として採用したセメント系固化材による土質改良の事例を報告する。この事例では、土質改良によるスレーキング性沈下の抑制効果の確認、改良目標や施工管理基準を設定するための室内配合試験・試験施工を実施した。また泥岩盛土内でのストリップ材の引抜き抵抗の確認のためのストリップ材の室内及び現場引抜き試験を実施した。

Key Words : reinforced embankment, terre-armee method, slaking, compacted mudstone material, settlement, cement stabilization, strip plate, pull-out test, pull-out resistance

1. まえがき

テールアルメ工法は、盛土中に敷設した金属製帯状・補強材(ストリップ材)と土との間の相対変位により発揮される摩擦力により土の伸び変形を拘束することで鉛直壁面(スキン材)をもつ補強盛土を造成するものである。このテールアルメ工法における盛土材は、この工法がストリップ材と土との摩擦を基本原理としているため、砂質土あるいは礫質土のような圧縮性の小さい摩擦性材料の使用が前提である^{1), 2)}。特に盛土材が泥岩等のようなスレーキング性材料の場合には、盛立て当初には安定性や沈下に問題がなくとも盛土後の降雨や周辺地山からの地下水の浸入による地下水位の変動に起因したスレーキング性の土砂化による大きな圧縮沈下や、盛土材とストリップ材間に発揮される摩擦抵抗の低下等の発生が懸念される。そして規模の大きいテールアルメ補強土壁盛土ではコンクリート製壁面が変形の追従性に限界があるためスレーキング性圧縮沈下や変形の累積により壁面のせり出しや、ストリップの摩擦抵抗の低下による盛土内の局部的な破壊の発生が考えられ、これを防止するためには何らかのスレーキング対策が必要である。ここではある用地開発工事において泥岩材により造成した大規模なテールア

ルメ補強土壁盛土で、盛土材のスレーキングによる圧縮沈下や摩擦抵抗の低下の防止対策として採用したセメント系固化材による土質改良の事例を報告する。この事例では、土質改良による泥岩材のスレーキング性圧縮沈下の抑制効果の確認、改良目標や実施工における施工管理基準値を設定するための室内配合試験・現場試験施工を実施した。また泥岩盛土内でのストリップ材の引抜き抵抗特性を調べるための室内引抜き試験と、実際に近い条件下でのストリップ材引抜き抵抗を確認するためにスレーキング履歴を加えた状態での現場引抜き試験も実施した。

2. テールアルメ補強土壁盛土の概要

工事計画地は房総半島南端の鴨川市南西部に位置し、狭隘な谷部を含む丘陵山地にコンベンションセンター等を建設するための多目的公益用地を造成するものである。この地区の地山は第3紀中新世の、所々に砂岩、凝灰岩を挟んだ海成の泥岩から構成されている。この泥岩は、新鮮部から採取したコア試料の一軸圧縮強さは $q_u=20\sim110$ (平均 40) kgf/cm^2 ($\times 0.098\text{MPa}$)と、クラックや風化程度により硬いものから軟らかいものまで幅広くあり、硬いものは一部発破により掘削を行っ

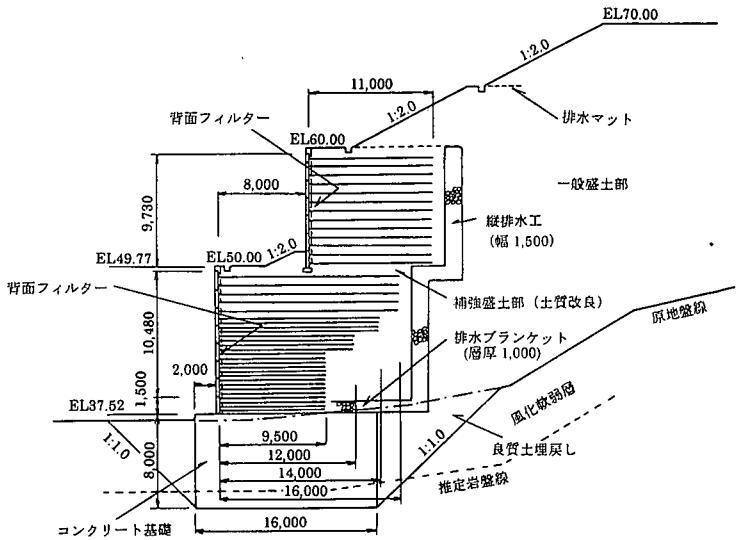


図-1 1号補強盛土 (2段 H=12+10=22m, 背面盛土直高 H=10m)

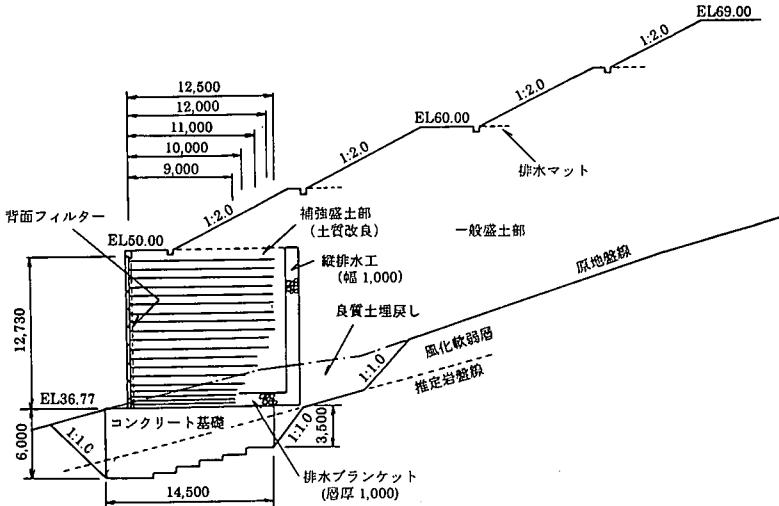


図-2 2号補強盛土 (1段 H=13m, 背面盛土直高 H=20m)

たほどであった。しかし、この泥岩は後述するように乾・湿繰返しにより劣化しやすい高いスレーキング性を有している。このため、これを補強盛土の造成に使用した場合には盛立て後にスレーキング性の圧縮沈下やストリップ材の盛土中での摩擦抵抗の低下などによる問題の発生が懸念された。

ここで対象としたテールアルメ補強土壁盛土は、図-1～2にそれぞれ示すように、1号補強盛土である直高約10mの背面盛土を背負う壁面直高22m(1段目12m+2段目10m)の2段補強土壁(壁面積約980m²)と、2号補強盛土である直高約20mの背面盛土をもつ壁面直高約13mの1段補強土壁(壁面積約480m²)の二つである。これらの補強盛土は狭隘な谷部を急勾

配で盛土して平坦な用地を確保するためのもので、どちらも国内では規模の大きい方に属し、かつ背面に高盛土をかかえている。写真-1～2にそれぞれ1号補強盛土、2号補強盛土の壁面側から見た完成後の状況を示す。これらの補強土壁盛土の基礎部は深い谷筋にあたり、崖錐堆積物や河床堆積物である腐植土、土砂、砂礫等の一部粘土化した風化軟弱層(厚層 5～10m, N値=3程度)から構成されている。したがって、規模の大きい補強土壁盛土の基礎地盤としては支持力が不足しすべり破壊や局部的な沈下の発生が予想されたので、補強土部直下の風化軟弱層は岩盤まで掘削除去して置換えコンクリートの基礎とし、それ以外の一般盛土部下部のコンクリート基礎に近い部分の風化軟弱層は

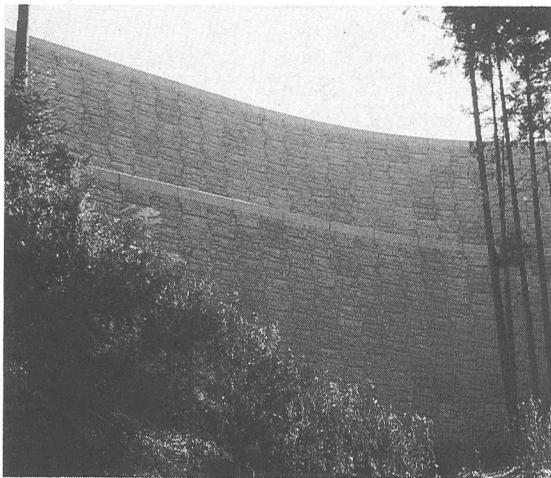


写真-1 1号補強盛土 (2段 H=12+10=22m)

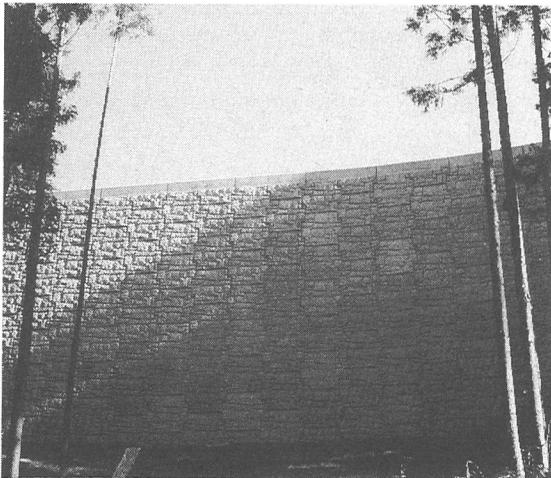


写真-2 2号補強盛土 (1段 H=13m)

良質盛土材で置き換えた。

また、ここでは特に規模が大きいテールアルメ補強土壁盛土の造成であること、計画地が比較的降雨量の多い地区に位置していることを考慮して以下のような排水対策工を設けた。補強盛土部と一般盛土部間には補強盛土への地下水を遮断して排水するための粒度調整碎石による幅広(1.0~1.5m)の壁状縦排水工を設けた。さらにこれは補強盛土内で地下水位が上昇しないように設けた補強盛土底部の層厚(1.0m)の大きい排水ブランケットと一体化させた。コンクリートスキン壁面の背面部には背面盛土の法面を流れてくる地表水を補強盛土内に浸透させ、速やかに排水するために粒度調整碎石による背面フィルター層を設けた。また周辺地山から盛土部への地下水の浸透を防止するために一

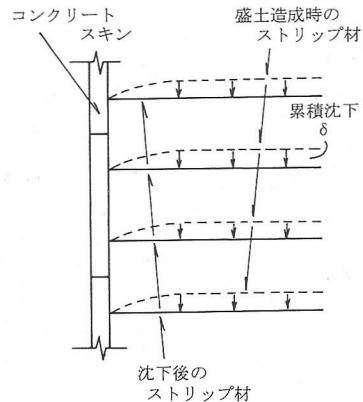
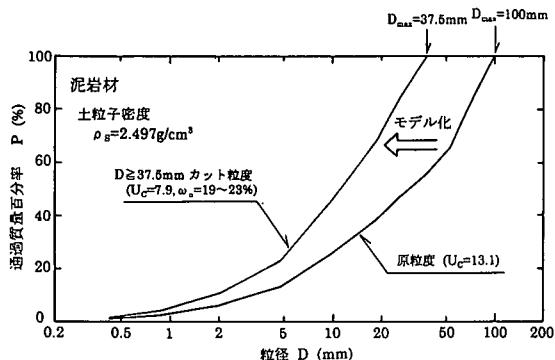


図-3 土被りの深い位置のストリップ材の沈下対策

般盛土部基礎面には盲排水を設置し、また背面に背負う盛土内に降雨が浸透しても滞留しないように法面の各小段毎に排水マットを敷設した。

盛土材である泥岩は後述するようにスレーキングにより変質劣化しやすいので、盛土に過大な圧縮沈下の発生やストリップ材の摩擦抵抗の低下が予想される。このためここでは補強盛土部を造成する盛土材にはスレーキング対策としてセメント系固化材を用いた土質改良を施した。また土質改良を施しても、盛土高が大きいので、土被りの深い位置では盛土自重による圧縮沈下がコンクリートスキン間のコルクプレート(水平圧縮材)の圧縮性だけでは吸収しきれないほど大きくなるので、この沈下により盛土内のストリップ材が引っ張られ壁面との接続部に過大な荷重が作用する可能性がある。そのためここではこの防止対策として、深い位置のストリップ材は図-3に示すように沈下を見込んで沈下後に水平になるようにやや盛り上がった状態で敷設することにした(盛上げ量 δ は壁面高の1/2位置以下を一律10cm程度とした)。

なお、ここで対象としたテールアルメ補強土壁の設計では、盛土材である泥岩材のスレーキング性の細粒化や強度低下の可能性を考慮して、この泥岩材は盛土材の適用範囲で定められたうち適用上対応策を要する[B]材料($D_{max} \leq 75mm$, 細粒分含有率が25~30%)²⁾として扱い、設計摩擦係数を土被り深さに対しても $f=1.0 \sim \tan 25^\circ$ に設定した。またテールアルメ補強土壁における盛土材の標準的な強度パラメータは、土性の最も悪い場合で $\phi=30^\circ$ (粘着力Cは考慮しない)とされているが^{1), 2)}、ここでは上述したようにスレーキングによる強度低下の可能性や規模の大きい盛土で、かつ背面に高盛土が造成されることを考慮して、補強盛土部の盛土材の強度パラメータはさらに低めの $\phi=25^\circ$ とした。また一般盛土部での強度パラメータは $C=0.40kgf/cm^2$ (0.04MPa), $\phi=25^\circ$ とした。一般盛土部で粘着力を比較的大きめの値としたのは、補強盛土

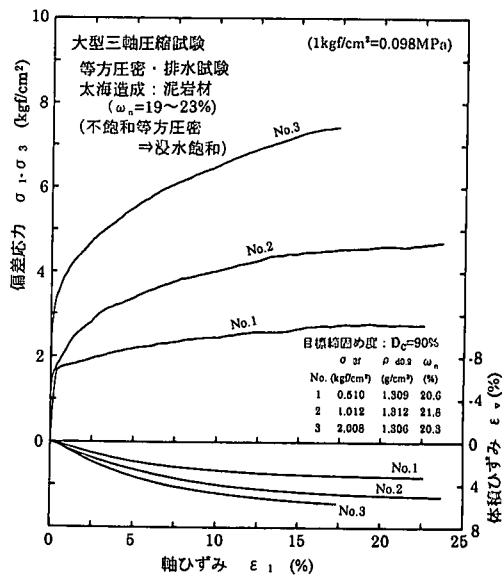
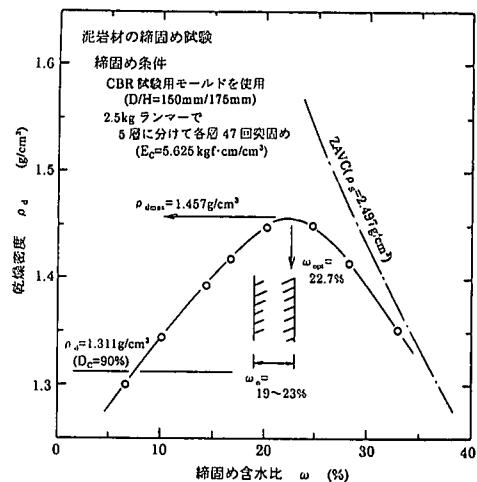


部と一般盛土部を含めた全体的な安定性を考えた時のすべり面は一般盛土内の深い位置を通るので、そのような拘束圧の高い領域における泥岩材の見掛けの粘着力を期待したことである。

3. 泥岩盛土材の締固め・強度特性

補強盛土は計画地内で切土により発生した主に泥岩（一部砂岩）を使用した。この泥岩材の粒度は切土の掘削方法や母岩の風化程度等により変化するので確定しにくいが、室内試験用に持ち込んだ試料の粒度曲線を図-4に示す。この試料は最大粒径 $D_{\max} = 100 \text{ mm}$ 、均等係数 $U_c = 13$ と、粒径の大きい粒子を含むものの比較的粒度分布の良い礫質土材料である。泥岩材のスレーキング性圧縮沈下を小さく抑えるためにも、またストリップ材と盛土材との摩擦抵抗は大粒径粒子だけでは十分発揮されないので、可能な限り小割りにして盛土することを基本とした。しかし理想的な状態まで岩塊を小割りにすることは経済的に無理があるため、ここでは補強盛土部で使用する盛土材には、最大粒径は $D_{\max} = 100 \text{ mm}$ 程度まで、とした粒径規定を設け（一般盛土部は人頭大 $D_{\max} = 300 \text{ mm}$ 程度までとした）、壁面付近やストリップ材周辺にはストリップ材との接触面積が不足しないように大粒径の泥岩粒子を盛土しないようにした。

以下、盛土材の締固め特性・強度特性を調べるために室内試験で使用した泥岩材は、原粒度のままで最大粒径が大きすぎて試験ができないので、粒径が 37.5 mm を越える粒子を取り除いたカット粒度によるモデル化試料とした ($U_c = 8$)。締固め試験における供試体は、試料が粒径の大きい粗粒土であることからCBR試験に使用する $D/H = 150 \text{ mm}/175 \text{ mm}$ モールドを用いて、JIS A1210「土の突固めによる締固め試験法」のB法に準じて、突固め層数を5層とし、締固めエネルギーが $E_c = 5.625 \text{ kgf}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$ になるように突固め回数を変えて作製した。図-5に締固め試験の



結果を示すが、これより最大乾燥密度は $\rho_{dmax} = 1.457 \text{ g/cm}^3$ 、最適含水比は $\omega_{opt} = 22.7\%$ である。盛土の締固め基準は最大粒径 $D_{\max} \leq 100 \text{ mm}$ 、締固め度 $D_c \geq 90\%$ を目標とした。現場での締固めは補強盛土部、一般盛土部とともに 22tf 振動ローラーにより仕上がり肩厚 25cm になるように行うこととし、各層の転圧回数は無改良の泥岩材を用いた試験盛土の結果から締固め度 $D_c \geq 90\%$ を達成できる N=7 回以上とした。尚、補強盛土部の壁面付近は 1tf 振動ローラーで転圧した。

現場での目標締固め度 $D_c = 90\%$ における盛土材の強

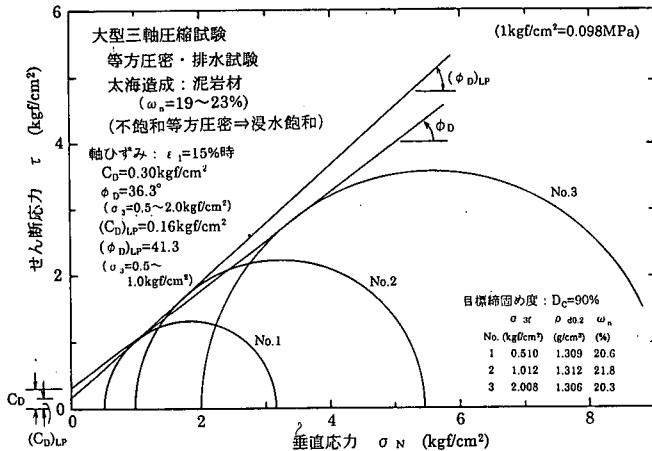


図-7 泥岩材の大型三軸圧縮試験による強度パラメータ (C_D , ϕ_D)

度特性を調べるために、粗粒土の試験が可能な供試体寸法をもつ D/H (直径/高さ)=300mm/600mm の大型三軸圧縮試験を実施した(一般に試験可能な粒子の最大粒径 D_{max} は供試体直径 D に対して $D_{max} \leq D/5$ を程度とされている³⁾)。供試体は自然含水比状態にある試料(37.5mm 以上をカットしてモデル化)を目標締固め度 $D_c=90\%$ になるように 6 層に分けて加振機で締め固めて作製した。試験は供試体を圧力レベル $\sigma_3=0.5$, 1.0, 2.0 kgf/cm^2 ($\times 0.098 \text{ MPa}$)まで等方圧密後、浸水・飽和させてから排水状態でせん断した。ここで供試体を不飽和状態で作製し、圧密後に浸水・飽和させたのは、補強盛土完成後に降雨の浸透や周辺地山からの地下水浸透により飽和する場合のような最も危険側の環境下で発揮される強度を求めるためである。

この試験から得られた応力～ひずみ関係を図-6に示すが、偏差応力はピーク値を示すことなく漸増している。そこで軸ひずみ $\epsilon_1=15\%$ を破壊状態として、この時の偏差応力による Mohr の応力円を描くと図-7になり、これらの応力円の包絡線はやや上に凸の曲線になり、粗粒土特有の強い強度の拘束圧依存性があることがわかる。この強度の拘束圧依存性はせん断中の粒子破碎に起因していると考えられているが、この曲線状の破壊包絡線を直線近似して求めた強度パラメータは $C_D=0.30 \text{ kgf/cm}^2$ (0.03MPa), $\phi_D=36.3^\circ$ である。ここで粘着力が比較的大きめの値になっているのは、粗粒土の粗粒から細粒までの各種粒径の粒子相互間のかみ合せの効果による強度成分と、前述の強度の拘束圧依存性による曲線状の破壊包絡線を直線で近似したために現れる見掛けの値も含まれているためである。これは対象とする盛土内の土要素が受ける拘束圧領域を考慮して強度パラメータを求める必要があることを

示している。例えば、ここで対象とする補強土壁盛土は壁高が大きくとも、安定性は鉛直壁面付近の土の要素の拘束圧レベルで決まるが、この拘束圧レベルはそれほど高くない。そこでこの試験の低拘束圧領域である $\sigma_3=0.5 \sim 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ ($\times 0.098 \text{ MPa}$)における Mohr の応力円の包絡線を直線近似すると強度パラメータ $(C_D)_{LP}=0.16 \text{ kgf/cm}^2$ (0.016MPa), $(\phi_D)_{LP}=41.3^\circ$ が得られる。いぜにせよ、この泥岩材は設計で使用した強度パラメータを十分満足しており、スレーキングによる強度低下がなければテールアルメ補強土壁における盛土材の土性標準値²⁾からすると一般的の砂・砂礫($\phi=35^\circ$), あるいは粒度のよい砂・砂礫・ズリ($\phi=40^\circ$)に相当する良質な盛土材であることがわかる。

4. 泥岩材のスレーキング対策とその施工管理

(1) 泥岩材の土質改良によるスレーキング対策

補強盛土部の周辺には、地下水や降雨の浸透防止のために排水設備を設けてあるが、泥岩盛土部にはどうしても避けられない降雨や周辺地山からの地下水の浸入やその停止の繰返しにより岩塊粒子を土砂(細粒)化させるスレーキングの発生が予想される。このため盛土部にはスレーキング性の圧縮沈下や、また泥岩材とストリップ材間に発揮される摩擦抵抗力の低下が懸念される。そこで泥岩材のスレーキング性を判定するために、道路公団試験方法に規定された岩の破碎率試験方法(JHS 109)による破碎率⁴⁾と岩のスレーキング試験方法(JHS 110)によるスレーキング率⁵⁾を求め、これらを図-8に示す圧縮分類図⁶⁾にプロットした。図から、この泥岩材は、破碎率 40%程度、スレーキング率 70~85%程度なので、施工中に破碎されない

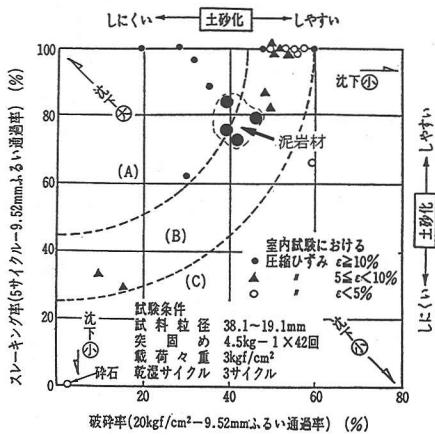


図-8 泥岩材の圧縮分類図（スレーキング率～破碎率）

ものが施工後のスレーキングにより土砂化し大きな圧縮沈下量が生じる可能性が高い材料と判断される。写真-3にはスレーキング試験での泥岩試料が乾・湿繰返しにより土砂化した状況を示す。一般にテールアルメ補強土壁盛土の造成に粒径の大きい岩石質盛土材を用いる場合にはスレーキング率 30%以下であることが要求されているが²⁾、これからするとこの泥岩材を補強盛土に使用するには何らかのスレーキング対策が必要なことがわかる。

ここでは泥岩材のスレーキング対策として一般軟弱土用セメント系固化材による土質改良工を採用した。固化材による土質改良は一般に対象土の粘着力を増加させるものの内部摩擦角をさほど増加させないので⁷⁾、摩擦性材料の使用を基本とするテールアルメ工法にそぐわない面もある。しかし、ここでは泥岩材のスレーキングを防止することを第一義として、この泥岩材は、スレーキングにより土砂化や浸水脆弱化しなければ、もともと内部摩擦角が大きい良質な盛土材なので圧縮沈下やストリップ材の摩擦抵抗の低下を防止するという改良目的を達成できるものとした。そこでこの土質改良の効果確認と、実施工における改良目標の設定のために室内配合試験を実施した。まず、泥岩材の土質改良によるスレーキング性圧縮沈下の抑制効果を調べるために乾・湿繰返し履歴を加えた試料の圧縮沈下試験を実施した。なおここで使用した泥岩材は原位置の風化状態を揃えるために、同じ場所から切土掘削して盛土する前の状態にある泥岩材から、試験に必要な分量だけをまとめて採取した。供試体は泥岩材単体の試料と、これと同じ状態にある泥岩材に、 $\Delta W_c = 25, 50, 75, 100, 150 \text{ kgf/m}^3$ 相当の固化材を添加・混合した試料を、CBR 試験用モールド内で 2.5kgf ランマーにより 5 層に分けて突き固めて作製し（泥岩材単体で締固め



写真-3 (a) 泥岩材のスレーキング試験

(自然状態：乾・湿繰返しを加える前)



写真-3 (b) 泥岩材のスレーキング試験

(乾・湿繰返し 5 回により土砂化した状態)

度 $D_c = 90\%$ になるような突固め回数とした）、3日目から半日毎に炉乾燥(110°C)と浸水の繰返しを 7 日目まで 5 回繰り返して乾・湿繰返し履歴を加えて準備した。圧縮沈下試験は泥岩材単体の供試体と固化材を添加・混合した供試体のそれぞれに乾・湿繰返し履歴を加えて、JIS A1217「土の圧密試験法」に準じて、垂直応力レベルを $\sigma_v = 0.1 \rightarrow 0.2 \rightarrow 0.4 \rightarrow \dots$ のように荷重増分比 $\Delta \sigma_v / \sigma_v = 1.0$ で 12.8 kgf/cm^2 (1.25 MPa) まで 8 段階、24 時間毎に段階的に載荷して行った。なお、ここで実施したこれらの圧縮沈下試験は乾・湿繰返し履歴を加えた後に載荷して沈下を生じさせたものである。この試験条件は盛土後（つまり載荷後）に生じる

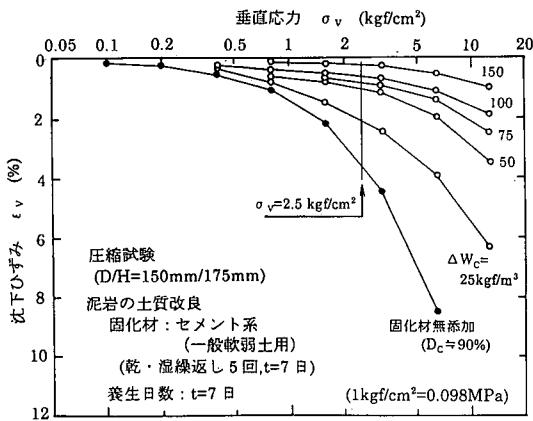


図-9 土質改良をした泥岩材の圧縮沈下試験
(乾・湿繰返し5回)

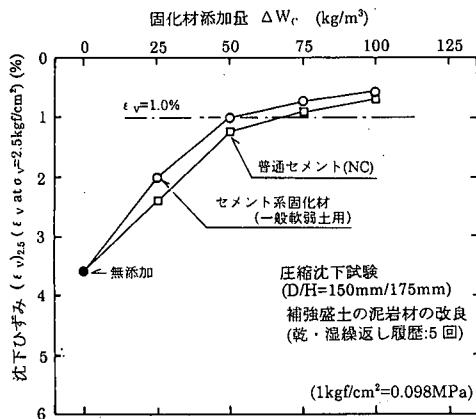


図-10 圧縮沈下試験による(ϵ_v)₂₅～ ΔW_c 関係

スレーキングによる沈下が想定される原位置条件と異なるが、これは載荷状態で乾・湿繰返し履歴を加えられる試験機がないために、固化材による土質改良によるスレーキング沈下の基準値を設定することを目的として採用した方法である。これらの試験から得られた各固化材添加量毎の垂直応力 σ_v ～沈下ひずみ ϵ_v の関係を図-9に示す。また、この図から規模の大きい1号補強盛土の平均的な土被り圧に近い $\sigma_v=2.5\text{kgf/cm}^2$ (0.25MPa)における沈下ひずみ(ϵ_v)₂₅を読み取って、固化材添加量 ΔW_c に対してプロットした結果を図-10に示すが、これより土質改良により乾・湿繰返し履歴による沈下が抑制できること、固化材添加量が同じであればセメント系固化材の方が普通セメントよりも効果が大きいことがわかる。そして固化材添加により効果的に抑制できる沈下ひずみは $\epsilon_v=1\%$ 程度（このひずみレベルまで固化材添加量の増加とともに急減

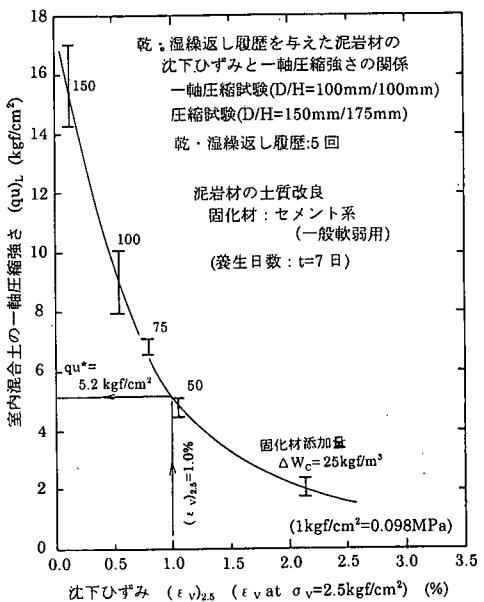


図-11 室内で土質改良した泥岩材の(q_u)_L～(ϵ_v)₂₅関係

するため）であることがわかる。このように土質改良すると乾・湿繰返し履歴下での圧縮沈下を抑制できるが、これは固化材により泥岩粒子間を接着・固結することで土砂化を抑制でき、かつ水の浸入を防止できるためと考えられる。

次に泥岩材の改良目標を一軸圧縮強さ q_u で設定するため、上述の圧縮沈下試験と同様な方法で、D/H=100mm/200mm モールド内で泥岩材単体の供試体と、固化材を添加・混合した泥岩材を6層に分けて突固めて作製した供試体の一軸圧縮試験(t=7日)を実施した。そしてスレーキング性圧縮沈下がある程度以下に抑えるための改良目標を設定するために、この室内混合土の一軸圧縮強さ(q_u)_Lと図-9の圧縮試験による沈下ひずみ(ϵ_v)₂₅の関係を固化材添加量を対応させてプロットしたのが図-11である。この図から、改良目標強度として沈下ひずみ(ϵ_v)₂₅を1%以下に抑えるために必要な一軸圧縮強さを設定すると $q_u^*=5.2\text{kgf/cm}^2(0.51\text{MPa})$ が得られる。この目標強度が比較的大きい値なのは、改良目標を強度ではなく変形、つまり圧縮沈下に対して設定しているためである。またここで選択した沈下ひずみ(ϵ_v)₂₅=1%は、比較的短時間に段階的に加えた載荷された圧縮試験によるもので、漸増のかつ室内試験よりも時間をかけて載荷される実地盤での沈下より大きいと思われるが、前述したようにスレーキングによる沈下を効果的に抑制できる室内試験でのひずみレベルとして使用した。

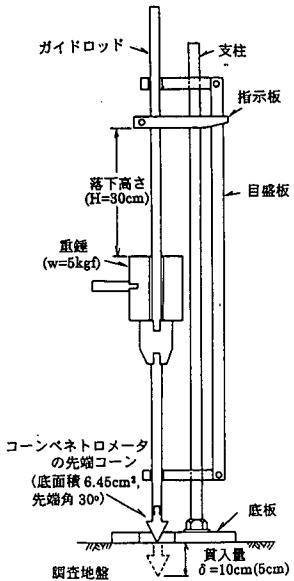


図-12 打撃型コーン貫入試験

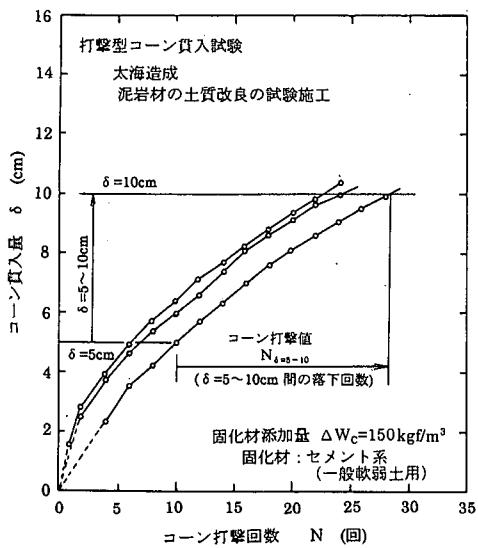


図-13 コーン貫入量 δ ~ 打撃回数 N の関係

(2) 現場での固化材添加量と施工管理基準の設定
実施工での補強盛土部への土質改良した泥岩材の盛立ては、混合ヤードで固化材を添加してバックホウにより事前攪拌・混合した泥岩材を層厚 30cm 程度に撒き出してから、22tf 振動ローラーにより一般盛土部と同仕様で転圧して 25cm 程度に仕上げた。そこで実施工に先立ち、実施工と室内配合試験間の固化材混合条件等の相違を補正するためと打撃コーン貫入試験による施工管理基準を設定するために以下に示すような試

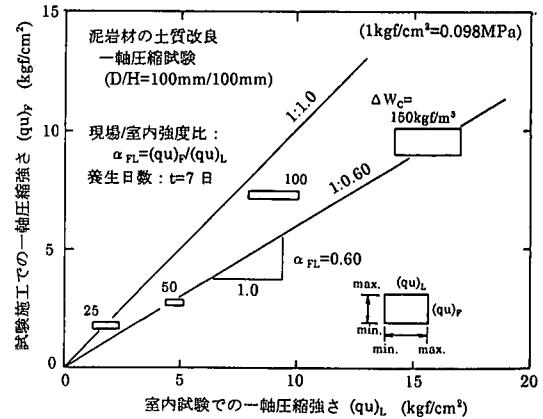


図-14 土質改良した泥岩材の現場/室内強度比 α_{FL}

験施工を実施した。この試験施工は、先ず約 6 m³ の泥岩材を 4 個口分準備し、各個の泥岩材にそれぞれ固化材を $\Delta W_c=25, 50, 100, 150 \text{ kgf/m}^3$ (泥岩材の $D_c=90\%$ 時の湿潤密度を $\rho_i=0.90 \cdot \rho_{dmax} \cdot (1 + \omega_s/100) = 1.60 \text{ t/m}^3$ として計算) の配合で添加し、実施工と同様にバックホウにより事前攪拌・混合する。次に各固化材配合 ΔW_c で現場混合した改良泥岩材を 3m × 3m の各区画に層厚 30cm 程度に撒き出して実施工と同じ振動ローラーと締固め仕様で転圧する。この作業を 2 層分繰り返して現場混合による改良泥岩材の試験用改良地盤を造成する。その翌日各配合の改良地盤表面で、図-12 に示すような、打撃型コーン貫入試験⁷⁾を実施し、コーン打撃値 $N_{\delta=5-10}$ を求める。この打撃型コーン貫入試験は、ポータブルコーン貫入試験(JGS 1431)⁸⁾では先端コーンを貫入できないような地盤強度の大きい改良地盤でも（一般に先端コーンは $q_u=2.0 \text{ kgf/cm}^2 (0.20 \text{ MPa})$ 程度の地盤まで貫入可能）、先端コーンを重さ 5kgf の錘を高さ 30cm から自由落下させた打撃により貫入させることができるように改良した装置である。このコーン打撃値 $N_{\delta=5-10}$ は図-13 に示すようなコーン貫入量 δ と打撃回数 N の関係図から貫入量 $\delta=5 \sim 10 \text{ cm}$ に相当する打撃回数である。尚、ここでコーン打撃値を打撃初期部分を除いた貫入量 $\delta=5 \sim 10 \text{ cm}$ で決めたのは地盤表面部の乾燥や先端コーン初期貫入時の乱れの影響を除くためである。また改良地盤造成の翌日に打撃型コーン貫入試験を実施するのは、その翌日から次の段階の盛土造成を行えるようにするためである。

一方、試験施工時にバックホウで固化材を攪拌・混合したばかりの改良泥岩材を D/H=100mm/200mm モールド内で室内試験と同様な方法・締固めエネルギーで 6 層に分けて突き固めた供試体（現場混合土）を作製する。そして、一週間後にこれら現場で混合した供試体の一軸圧縮試験を実施し一軸圧縮強さ $(q_u)_F$ を

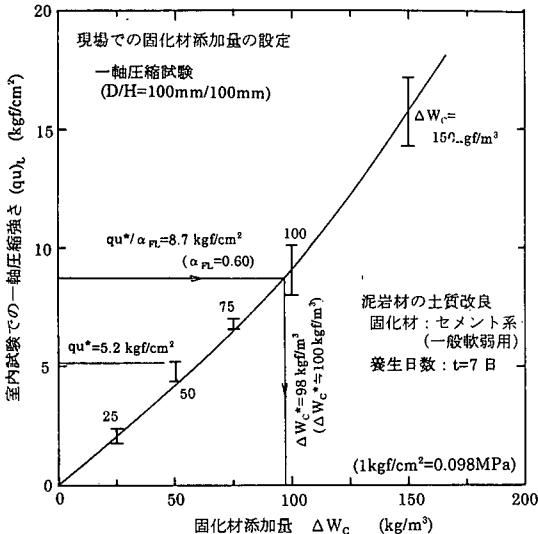


図-15 現場での固化材添加量 ΔW_c^* の決定

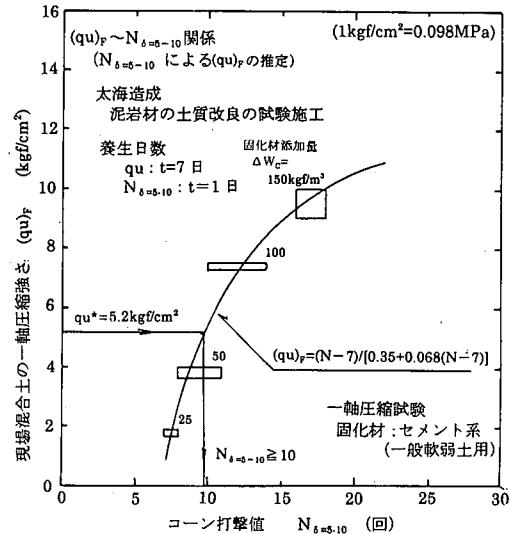


図-16 施工管理のための現場での一軸圧縮強さ $(q_u)_F$
～コーン打撃値 $N_{δ=5-10}$ の関係

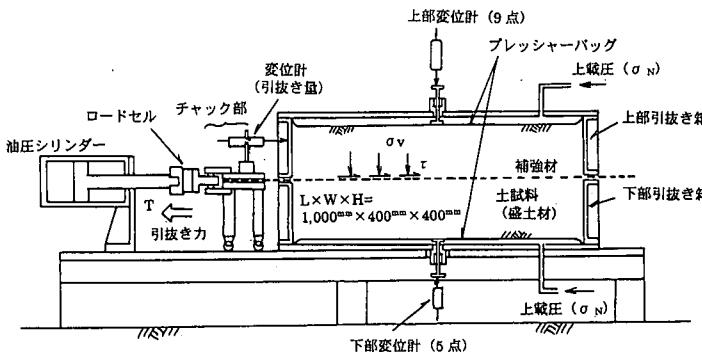


図-17 室内引抜き試験装置 (引抜き箱: L×W×H=1,000mm×400mm×400mm)

求めた。そして同一固化材量毎にこの現場混合土の一軸圧縮強さ $(q_u)_F$ と図-11に示した室内混合土の一軸圧縮強さ $(q_u)_L$ の関係をプロットした図-14から、現場/室内強度比 $\alpha_{FL} [= (q_u)_F / (q_u)_L]$ を求めた(ここでは実施工がバックホウ混合であることを考慮して安全側の値として $\alpha_{FL}=0.60$ を採用した)。改良目標強度 q_u^* を現場で達成するために必要な強度 q_u^*/α_{FL} に相当する現場での固化材添加量は、室内試験による $(q_u)_L$ ～固化材添加量 ΔW_c 関係を示す図-15から、 $\Delta W_c^* \approx 100 \text{ kgf/m}^3$ となるので、これを現場での基本固化材添加量とした。

そして打撃型コーン貫入試験による改良効果確認のための施工管理は、混合土の盛立て造成後の翌日コーン打撃値 $N_{δ=5-10}$ を調べ、改良地盤の1週間後の一軸

圧縮強さを推定することで行った。つまり現場で実施した試験施工結果から現場混合土の一軸圧縮強さ $(q_u)_F$ ～コーン打撃値 $N_{δ=5-10}$ 関係を求めるところが得られるが、両者の関係はほぼ双曲線関数

$$(q_u)_F = (N - 7) / [0.35 + 0.068(N - 7)]$$

で近似できる。この図から現場における改良目標強度 $q_u^* = 5.2 \text{ kgf/cm}^2 (0.51 \text{ MPa})$ に相当するコーン打撃値が $N_{δ=5-10} \geq 10$ となる。したがって施工管理はこの値を施工管理基準値として、改良地盤造成の翌日打撃型コーン貫入試験によりこの値が得られること(1週間後の改良泥岩材により造成した地盤の一軸圧縮強さが $q_u^* \geq 5.2 \text{ kgf/cm}^2 (0.51 \text{ MPa})$ であること)を確認することを行った。

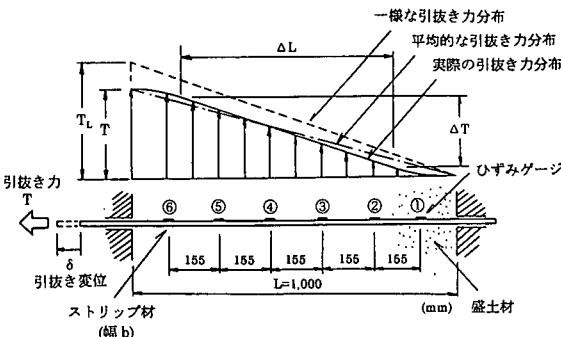


図-18 ストリップ材の引抜き力分布の測定

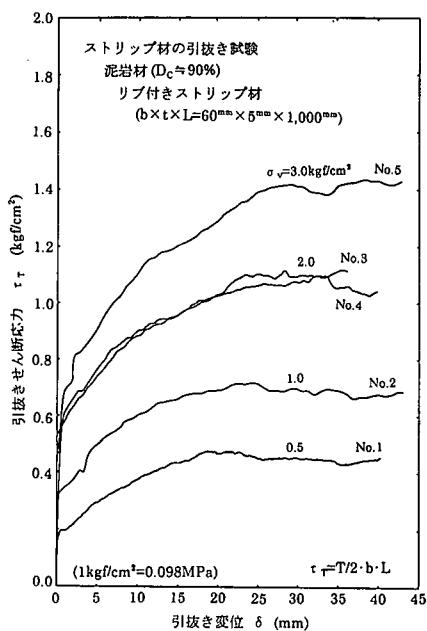


図-19 泥岩中からのストリップ材の τ_T ～ δ 関係

5. 泥岩盛土中のストリップ材の引抜き抵抗の確認

(1) 室内引抜き試験

a) 引抜き試験装置と試験方法

一般に土とストリップ材間の摩擦特性は土中(上載圧 σ_v)からストリップ材(幅 b , 抵抗長 L)を引き抜いた時の引抜き力 T による抜きせん断応力 $\tau (=T/2 \cdot b \cdot L)$ から求まる摩擦係数 $f (= \tau / \sigma_v)$ で評価される。ここではこのストリップ材の引抜き抵抗をテールアルメ補強土壁盛土におけるストリップ材の定着部分を再現した、図-17に示す、長さ×幅×高さ=1,000mm×400mm×上・下2×200mmの引抜き箱を持つ引抜き試験装置により調べた。試験は、引抜き箱内にその中

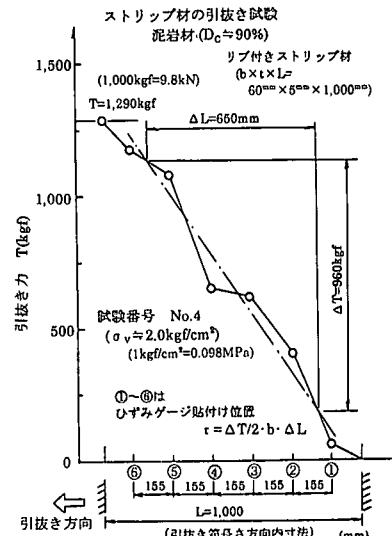


図-20 ストリップ材の最大引抜き力時の引抜き力分布

央部にストリップ材を敷設して、泥岩材を目標締め度 $D_c=90\%$ になるように大型三軸圧縮試験で使用した加振機により締め固めて詰め、上・下からゴム膜を介在して空圧精密レギュレータで所定の上載圧 σ_v をえた状態でストリップ材を一定変位で引抜くものである。引抜き試験中には、ストリップ材の引抜き力 T と引抜き変位 δ は引抜き箱の外部で測定した。しかしストリップ材のせん断応力は引抜き箱の両端部では上載圧が一様に分布しないので、図-18に示すように、実際に使用するストリップ材(リブ付き)に155mm間隔でひずみゲージを貼付けて引抜き力の分布を測定し、せん断応力が一様分布している部分(有効引抜き長 ΔL)の引抜き力 $\Delta T (=2 \cdot b \cdot \tau \cdot \Delta L)$ より次式

$$\tau = \Delta T / 2 \cdot b \cdot \Delta L \quad (f = \tau / \sigma_v) \quad (1)$$

で求めた。またせん断応力の一様分布を仮定した最大引抜き荷重 T_{max} と試験箱内ストリップ全長 L から算定されるせん断応力は

$$\tau_T = T_{max} / 2 \cdot b \cdot L \quad (2)$$

として、上式による τ と区別して表示した。

b) 室内引抜き試験の結果

図-19は上載圧 $\sigma_v = 0.5, 1.0, 2.0, 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ ($0.098, 0.98, 1.96, 2.94 \text{ MPa}$)における泥岩材からのストリップ材の引抜きせん断応力 τ ～引抜き変位 δ 関係を示す。この図から、最大引抜きせん断応力 τ_{max} が発揮される変位量 δ_f は約15～25mmで、上載圧が高いほど大変位で発揮されていることがわかる。また図-20には上載圧 $\sigma_v = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ (0.098MPa)における泥岩材の最大引抜き力 T_{max} 時のひずみゲージにより測定したストリップの引抜き力分布を示す。この図から、引抜き力は引抜き方向に直線分布せずに引抜き箱の両端部は十分な

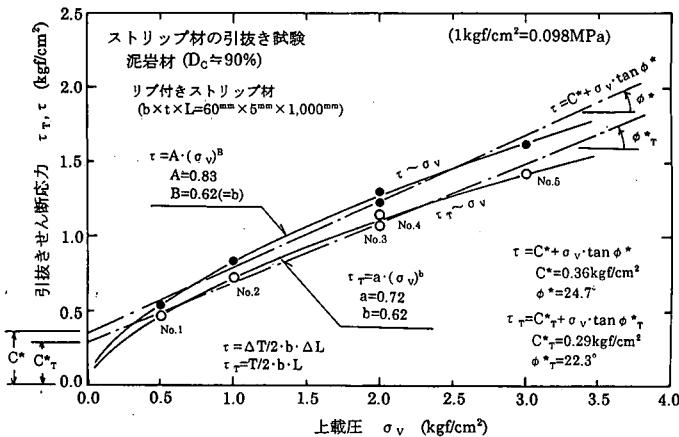


図-21 泥岩材中からのストリップ材の引抜きせん断応力 τ (τ_T)～上載圧 σ_v の関係

摩擦応力が発揮されていないこと、十分に発揮されている有効引抜き長 ΔL は全長 1m のうちの約 7 割程度であることがわかる。そこで、最大引抜き力 T_{max} 時において、十分摩擦力が発揮されている区間 ΔL との区間における引抜き力 ΔT から式(1)から求めたせん断応力 τ と上載圧 σ_v の関係を図-21 に●印で示した。図中には最大引抜き力 T_{max} より式(2)から求まるせん断応力 τ_T と上載圧 σ_v の関係も○印で示してある。この図からわかるようにせん断応力非一様分布の影響を考慮した $\tau \sim \sigma_v$ 関係の方が、一様せん断応力分布を仮定した $\tau_T \sim \sigma_v$ 関係に比較して、15%程度大きいことがわかる。

次にここで示したストリップ材の τ (あるいは τ_T)～ σ_v 関係の表示法について考えてみる。小川(1997)⁹⁾はこの関係を Mohr-Coulomb の破壊規準と同形の

$$\tau = C^* + \sigma_v \cdot \tan \phi^* \quad (3)$$

により直線近似している。この近似法では粘着力的な強度成分 C^* を想定しており $\sigma_v=0$ でもせん断応力が発揮されることになり、上載圧が低い領域ではせん断応力あるいは摩擦係数を過大評価してしまう可能性がある。そこで、ここでは粘着力的な強度成分を無視すべき関数

$$\tau = A \cdot (\sigma_v)^B \text{ あるいは } \tau_T = a \cdot (\sigma_v)^b \quad (4)$$

による近似法を検討してみる。係数 A , B (あるいは a , b)は両対数グラフ上に $\tau \sim \sigma_v$ をプロットして決める。尚、図中には比較のために小川の直線近似式も示してある。この図から、このべき関数表示法は、 σ_v に比例して τ (τ_T) が増加しないことや(上に凸な曲線形状)、 $\sigma_v=0$ 時に $\tau=0$ になることをうまく表現できることがわかる。また一般にここで使用した泥岩材のような粗粒土の強度は砂質土や粘性土に比較して上載圧への依存性が強く、摩擦係数 f が後述の図-25 に示すように低拘束圧領域でも急激に増大するところがないので

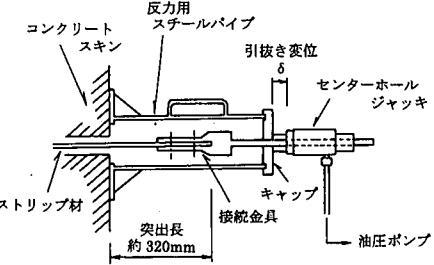


図-22 ストリップ材の現場引抜き試験用具

べき関数表示の方が合理的と思われる。

(2) ストリップ材現場引抜き試験

a) 現場引抜き試験の方法

現場引抜き試験は、ある土被り深さの盛土内に敷設した試験用ストリップ材に図-22 に示す引抜きに必要な用具を取り付けて一定速度で引抜き、その時の引抜き荷重～引抜き変位量関係、最大引抜き荷重を求めるものである。試験個所は土被り深さ z を 1 号補強盛土では② $z=2.00\text{m}$ (1-1) と ③ $z=7.00\text{m}$ (1-2), 2 号補強盛土では① $z=3.75\text{m}$ (2-1) と ④ $z=9.86\text{m}$ (2-2) になるような 4 個所とし、所定の試験場所の本設ストリップ材間に図-23 に示すように試験用ストリップ材(長さ 5.0m, 厚さ $t=5\text{mm}$, 幅 $b=60\text{mm}$)を敷設した。以下にその試験手順を述べる。(イ) 試験位置まで盛立てが達したら、試験用ストリップ材を本設ストリップ材間に敷設する。この時、コンクリートスキン壁面付近では上載圧が一様に作用しないことの影響を避けるためにこの付近約 1m 部分のストリップ材は塩ビパイプを通して壁面外に突出させる。この時壁面からの

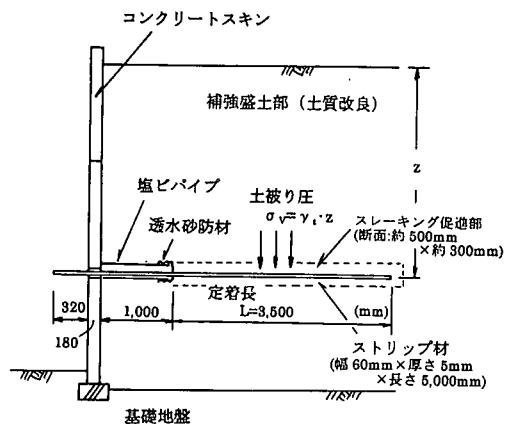


図-23 現場引抜き試験用ストリップ材の敷設

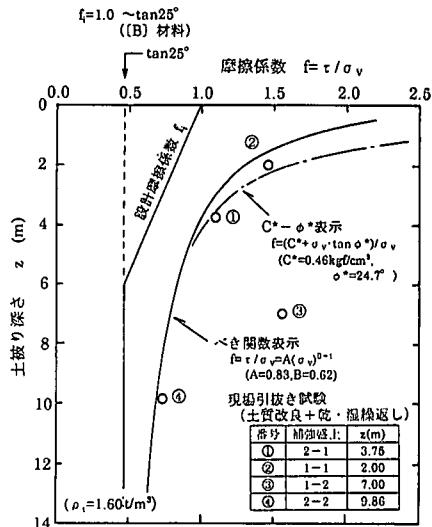


図-25 ストリップ材の摩擦係数 f ～土被り深さ関係

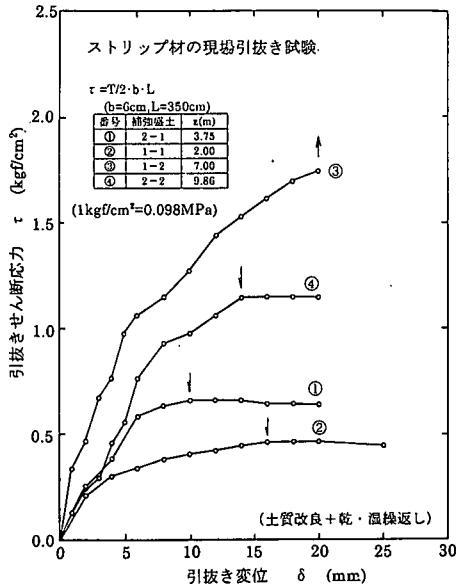


図-24 ストリップ材の現場引抜き試験による τ ～ δ 関係

試験用ストリップの突出量は 32cm を標準とする（このため試験用ストリップ材の全長は 5m であるから、試験部分の引抜き抵抗長は $L=3.5\text{m}$ となる）。(ロ) ストリップ材周辺の盛土材に予想される最悪の条件であるスレーベン状態を再現するために、ストリップ周辺のみを乾・湿繰返し履歴を加えるために他の盛土部と縁切りをするためのビニールシートを敷設してスレーベン促進部を設ける（ビニールシート内の盛土材の排水が確実にできるように釜場を設ける）。このビニールシート内の盛土への乾・湿繰返し履歴は、昼間に天日乾燥⇒夕方に浸水⇒翌朝釜場から排水、という作業を 3 日間繰り返すことにより加える。(ハ) その

後盛立てを再開し、試験用ストリップ材の敷設位置が所定の土被り深さまで盛立てが達した時点で、この試験用ストリップ材に試験用具を取り付け、手動ポンプにより試験用ストリップ材を $\delta=\text{約 } 1\text{ mm}/\text{分}$ の速度で引抜く。引抜き荷重 $T=(2 \cdot b \cdot L \cdot \tau)$ を読み取る時の引抜き量 δ は 20mm までは 1mm 間隔で、20~40mm までは 5mm 間隔を標準とする。

b) 現場引抜き試験の結果

図-24 に現場引抜き試験から得られたせん断応力 τ ～引抜き変位量 δ 関係を示す（図中表の丸内の番号は試験実施順序を示す）。この図から、最大引抜きせん断応力 τ_{\max} が発揮される変位量は $\delta_f=10\sim15\text{mm}$ であること、1号補強盛土③ $z=7.00\text{m}$ (1-2) における τ_{\max} だけが外れているが、引抜き荷重は土被りが深いほど大きいことがわかる。しかしながら図-19 に示した室内引抜き試験における τ_{\max} 時の変位 δ_f より大きいが、この原因としては室内試験では盛土材の層厚が限定されかつ上載圧を空気圧でゴム膜により加えているので試験中のストリップ材周辺の土の変形や上載圧が一様に近い状態にあるが、現場試験では土被りが一定であってもストリップ引抜きによりストリップ周辺の土の変形（ダイラタンシーなど）や上載圧がストリップから離れるに従い複雑に変化しているためと考えられる。この各土被り深さで実施した現場引抜き試験による最大せん断応力 τ_{\max} と土被り圧 $\sigma_v(\rho_v \cdot g \cdot z)$ から求めた実測摩擦係数 $f(\tau_{\max} / \sigma_v)$ と土被り深さ z の関係を図-25 に示す。なお、ここでは盛土材の湿潤密度を $\rho_v=1.6\text{t/m}^3$ ($D_c=90\%$ 密度) としたが、この値は室内試験により設定した実施工での締固め度の管理目標値であること、実際に現場で達成された密度の平

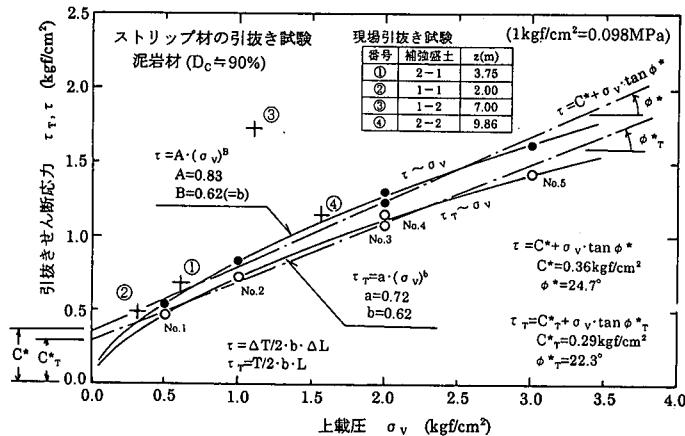


図-26 ストリップ材の現場および室内引抜き試験による $\tau \sim \sigma_v$ の関係

ストリップ材
引張力計測位置

(NO.3～NO.8断面)

1号補強盛土

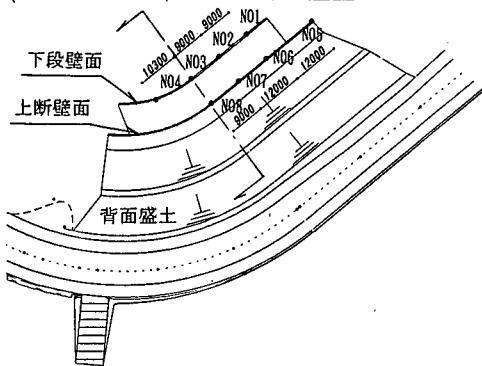


図-27 1号補強盛土における壁面の水平・鉛直変位と
ストリップ材引張力の測定位置

均値相当であることから採用したものである。この実測摩擦係数 f はすべての土被り深さで設計摩擦係数 f_i より大きく、 $f \geq f_i$ を満足していることがわかる。またこの実測摩擦係数 f はほぼ室内引抜き試験結果をべき関数で近似した $f=A(\sigma_v)^{B-1}$ に沿って変化しており、べき関数式が実際の挙動をうまく表現できることがみてとれる。

(3) 現場引抜き試験と室内引抜き試験との比較

図-26には、室内試験から求めた τ (τ_τ) $\sim \sigma_v$ 関係図上に、現場試験から求めた $\tau \sim \sigma_v$ 関係を十印でプロットしてある。この図と図-25からわかるように、現場引抜き試験から得られた $\tau \sim \sigma_v$ 関係は③を除くと室内引抜き試験から得られたものと近い関係を与えている。しかし、1号補強盛土③z=7.00m (1-2)のデータを除くと、 T_{max} が発揮される引抜き変位 δ_T が異なっていることから明らかかなように、応力・

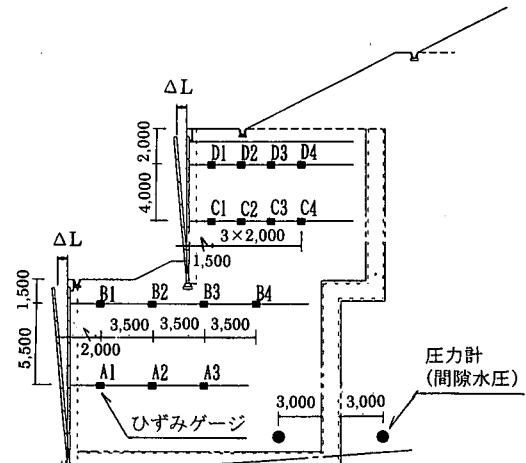


図-28 1号補強盛土におけるストリップ材の引張力分布の測定位置 (NO.3～NO.8断面)

変形条件にかなりの相違があるにもかかわらず、現場試験結果は室内試験結果（特に $\tau \sim \sigma_v$ 関係）にかなり近い関係にあることがわかる。このことから、泥岩材からなる盛土材にスレーキング防止のために施した土質改良の効果が現れたものと推定でき、そして土質改良をした盛土内で、もし将来にスレーキングによる影響があったとしてもストリップ材の引抜き抵抗は設計値を満足できるものと考えられる。

6. 補強土壁盛土の挙動計測

テールアルメ補強土壁盛土の造成時における施工精度や安定性の確認のために、1号～2号の両補強盛土のストリップ材の引張力分布やコンクリートスキン壁面の変位性状などについて動態観測を行った。ここでは紙面の関係から規模の大きい1号補強盛土における

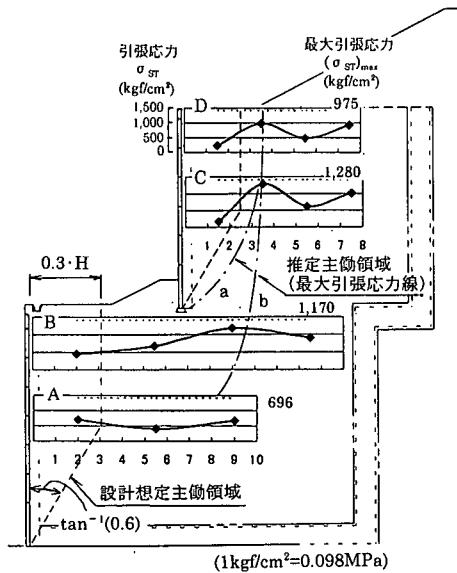


図-29 1号補強盛土におけるストリップ材の引張力分布と推定主働領域線

る計測結果のみを示す。計測項目はそれぞれ図-27と図-28に示すような以下のものである。①下段盛土内のA段(3点)とB段(4点)の2箇所と、上段盛土内のC段(4点)とD段(4点)の2箇所の、合計4個所のストリップ材にひずみゲージを貼付けて引張力分布を検出した。②壁面の天端部の水平変位 ΔL (壁面前倒れ量)と鉛直変位 ΔS (沈下量)を下段部壁面4箇所(NO.1~4)と上段部壁面4箇所(NO.5~8)で計測した。③補強盛土部背面に設けた壁状縦排水工の排水効果確認のために、排水壁からそれぞれ壁面側と山側に3m離れた盛土底面部の各位置に間隙水圧測定のための圧力計を埋設した。この圧力計は以下のように地下水位の管理を行うためのものである。つまり、通常盛土内は不飽和状態にあるが、排水工の排水能力が大雨等により異常出水や目詰まり等により不足して、地下水位が異常に上昇して飽和状態になることは、排水工が本来の機能をしていないことであり、盛土の安定上にも好ましくないからである。

図-29に1号補強盛土内のA~Dの各ストリップ材で検出された施工完了後の引張応力 σ_{st} の分布をそれぞれ示す。図中には上・下段の各補強盛土で設計で想定した主働領域線を点線で、また測定したストリップの最大引張応力を示す位置から想定した主働領域線を一点鎖線でそれぞれ示す。この図から以下のことがわかる。各ストリップ材における最大引張応力はいずれも許容値： $(\sigma_{st})_a=1,400 \text{ kgf/cm}^2 (137.2 \text{ MPa})$ 以下にある。また上段盛土内のストリップ材の最大引張応力

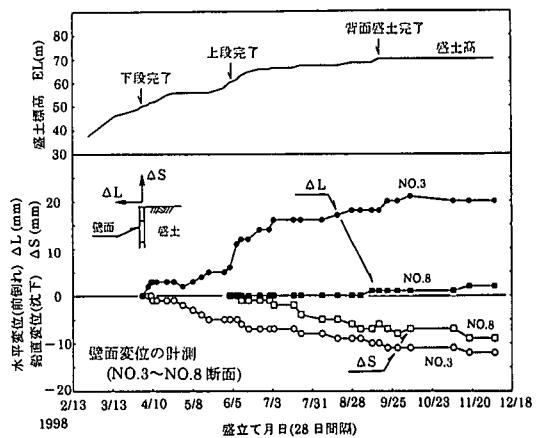


図-30 1号補強盛土の盛立て伴う壁面変位
(NO.3~NO.8断面)

を連ねた曲線は設計で想定している主働領域線よりも山側にあるもののかなり近い形状となっている。しかし下段盛土部内のB段のストリップ材では最大引張応力位置は設計において想定した主働領域線よりも山側の位置に生じており、またA段のストリップ材では主働領域線と判断できるような明確な最大値を示さず壁面に近い部分と山側に大きな引張応力が作用している。このような下段盛土内のストリップ材の最大引張応力位置が設計で想定したよりも山側に現れるのは、上段盛土とその背面にのった盛土重量によるものと思われる。そして上・下段を各単独ではなく、両者を含めた補強盛土全体の主働領域として上段盛土の仮想主働域線aを下段のB段ストリップ材の最大引張応力位置までb線のように延長したような形状も考えられる。しかしいずれにせよ、下段盛土内より深い位置にあるA段のストリップ材に生じている引張応力は、b線の延長部にあたる主働領域線と判断できるような明確な最大値を示さないので、この部分の応力状態は主働領域よりも弾性領域側に近い状態にあるものと思われる。

次に図-30には1号補強盛土のNO.3~NO.8断面における下段盛土完了後からの壁面の絶対変位(ΔL , ΔS)の経時変化を、また図-31には壁面の延長方向各点の最終的な変位量を示す。これらの図から壁面は盛土高の増加に対して前倒れするように変位し、その変位量は下段盛土部ほど大きいことがわかる。特に下段盛土の壁面は後続の上段盛土の盛立てにより大きな前倒れ量が生じることがわかる。一方沈下変位も下段盛土ほど大きいが、これは盛土自重による圧縮沈下によるものであろう。いずれにせよこれらの施工中に生じた壁面変位量は、前倒れ量で下段で最大20mm程

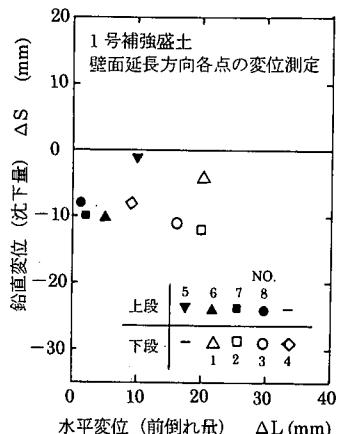


図-3-1 1号補強盛土の壁面延長方向各点の変位測定

度（壁面勾配で約0.16%）、沈下量で10～12mm程度（沈下ひずみで約0.1%）と壁面高さから考えると小さく、今後の長期的に生じるクリープ的な変形や沈下の余地が大きく十分な安定性が確保できているものと思われる。このような小さい変位に抑えられたのはスレーキング防止対策として泥岩材に施したセメント系固化材による土質改良が大きく寄与しているものと思われる。尚、盛土底部の排水壁付近に埋設した圧力計による間隙水圧はほとんど発生しておらず、補強盛土背面に設けた壁状縦排水工はその機能を十分果たしていることが確認できた。

7. あとがき

本報告では、ある用地開発工事で施工したスレーキング性の泥岩材で造成した大規模なテールアルメ補強土壁盛土工事において、泥岩材による盛土のスレーキング性の圧縮沈下やストリップ材の摩擦抵抗の低下の防止対策として採用したセメント系固化材による土質改良工の事例を紹介した。

一般にセメント系固化材による土質改良は対象土の粘着力を増加させるが内部摩擦角を少ししか増加させないので、摩擦性材料の使用を基本とするテールアルメ工法にそぐわない面もある。しかしここでは泥岩材のスレーキングを防止することを第一義として、この泥岩材が、スレーキングにより土砂化や浸水脆弱化し

なければ、もともと内部摩擦角も大きく良質な盛土材料であるので、スレーキング性の圧縮沈下や盛土中でのストリップ材の摩擦抵抗の低下を防止するための改良目的を達成できるものとした。固化材による泥岩材の改良目標は、圧縮沈下量をある程度以下に抑えるのに必要な一軸圧縮強さ q_u^* で設定した。そして実施工での土質改良の施工管理は改良土盛立て日の翌日その改良地盤面で打撃型コーン貫入試験によりコーン打撃値を求め、これが改良目標強度 q_u^* に相当する値を満足していることを確認することで行った。

また本事例ではスレーキング性泥岩材で造成した大規模なテールアルメ補強土壁盛土であるので、ストリップ材の永久的な引抜き抵抗の確保が重要である。そこでこのストリップ材の引抜き抵抗を実際に近い条件で確認するために、盛立て後の地盤中にストリップ材を敷設し、かつ最悪の条件であるスレーキング履歴を加えてからストリップ材を引抜く現場引抜き試験を実施し、盛土中におけるストリップ材の実測摩擦係数 f はすべて設計摩擦係数 μ より大きいことを確認した。

参考文献

- 1)財团法人土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル(改訂版),1990.
- 2)テールアルメ工法研究会：実務者のためのテールアルメ工法の設計と施工,理工図書,pp.27～32,1991.
- 3)粗粒土の変形と強度編集委員会：ロックフィル材料の試験と設計強度, 地盤工学会, 1986.
- 4)日本道路公団：日本道路公団試験方法,JHS 109,pp.1-235～1-237,1992.
- 5)日本道路公団：日本道路公団試験方法,JHS 110,pp.1-238～1-240, 1992.
- 6)島 博保,今川史郎：スレーキング材料（ぜい弱岩）の圧縮沈下と対応策, 土と基礎, Vol.28, No.7, pp.45～52,1980.
- 7)福島伸二,北島 明,富岡 進,道前京太郎：セメント系固化材で改良した関東ロームによる地盤造成とその強度・沈下特性,土木学会論文集,No.610/III-45,pp.135～144,1998.
- 8)地盤工学会：地盤調査法,第6編サウンディング,第5章 ポータブルコーン貫入試験,pp.221～226,1995.
- 9)小川 憲保：現場引抜き試験による帶鋼補強材と盛土材との摩擦特性,土木学会論文集,No.568/III-39,pp.221～226, 1997.

(1999.4.5.受付)

SOIL STABILIZATION TO PREVENT SLAKING
OF MUD-STONE GRAVELY SOIL IN TERRE-ARMEE EMBANKMENT

Haruo KOBAYASHI, Hiroyuki NAKANO, Shinji FUKUSHIMA

and Akira KITAJIMA

This paper presents a example of the soil stabilization to prevent the slaking of gravelly mud-stone soil as embankment material on-site fill in construction of Terre-Armee reinforced earth wall embankment. A series of compressibility tests and unconfined compressive tests were carried out to investigate the effect of cement stabilization to prevent the slaking of gravelly mud-stone soil.

The results shows that the settlement due to the slaking of mud-rock soil is controlled by the addition of cement stabilizer. A series of pull-out shear tests in laboratory and field also were carried out to investigate the pull-out frictional characteristics of strip plate of Terre-armee method in compacted mud-stone soils.