

石積み壁ののり面工低減係数に関する実験的検討

鉄道総合技術研究所 正会員 ○高柳 剛
 正会員 太田 直之
 大林組 正会員 山田 祐樹

1. 目的

鉄道沿線の切土斜面に施工された石積み壁の中に背面地山の自立性の低下や地震動などの作用により、変状が生じることがある。このような石積み壁の補強対策として地山補強土工法¹⁾を応用する事が考えられる。同工法の設計にはのり面工の種類に応じた「のり面工低減係数 μ 」を要する。同係数は0から1.0の間で規定され、一般的に剛なのり面工であるほど高い値に設定される。しかし同工法の設計指針では、石積み壁に適用するのり面工低減係数 μ が定められていないという課題があった。そこで本研究では、石積み壁に地山補強土工法が施工された状況を再現した模型実験を実施し、のり面工が石積み壁の場合に設定する妥当なのり面工低減係数 μ を検討した。

2. 事前検討

地山補強土工法に独立受圧板を組み合わせる場合、受圧板の耐力が棒状補強材の最大の引張り力 T_{max} を上回っていることを照査することで同受圧板に高いのり面工低減係数を期待できることを確認することがある²⁾。石積み壁を貫通させるように棒状補強材を配置した場合、補強材の周辺に残存する石積み壁の間知石には受圧板と同様の効果を期待できると考えられる。そこで本研究では棒状補強材の引張り力 T_{max} に対する石積み壁の耐力を照査する模型実験を行った。なお実験に際して、棒状補強材から石積み壁に作用すると想定される最大の引張り力 T_{max} を事前に検証する必要がある。今回は図1に示す石積み壁を補強する条件を想定した斜面安定解析(有効応力法)から棒状補強材の許容引張り力 T_a を試算し、

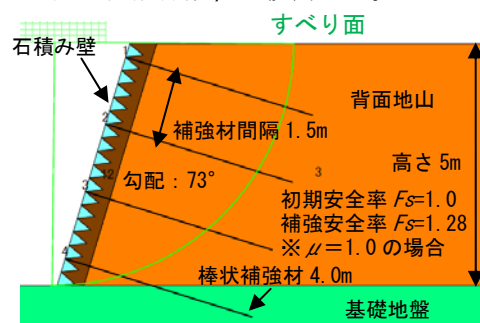


図1 石積み壁の想定補強例

表1 事前検討に用いた地盤定数

地層	湿潤重量 γ_t (kN/m^3)	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	周面摩擦抵抗 τ_p (N/mm^2)
①背面地山	16.0	10.0	15	0.08
②基礎地盤	19.0	10.0	30	0.14

表2 補強材関連の係数

項目	設計値
補強材と注入材の許容付着力 τ_c (N/mm^2)	1.6
鉄筋許容引張応力 σ_s (N/mm^2)	200
鉄筋径 ϕ	D19
鉄筋長 L (m)	4.0
削孔径 D (cm)	10.0

これを棒状補強材に作用する最大の引張り力 T_{max} とした。試算に用いた設計係数を表1、表2に示す。背面地盤には初期安全率 $F_s=1.0$ が得られる地盤定数を設定し、基礎地盤には密実な砂質土を設定した。石積み壁の地盤定数は背面地盤と同じ値に設定した。なお本研究における補強対象の石積み壁は、背面のグリ石層をセメントで固化しない「空積み」の構造とする。空積みの石積み壁の施工実績は高さ5m以下のものが多く³⁾、本検討では規模の大きい空積みの石積み壁を想定して高さ5mに設定した。この設計条件における最大の補強材の許容引張り力 T_a は51.5kNと試算された。

3. 模型実験

模型実験の概要図および計測機器の配置状況を図2に示す。本実験は、地山補強土工が施工された石積み壁の棒状補強材周辺部(縦幅:1132mm, 横幅:1132mm)の模型を構築し、背面地盤側からジャッキにより棒状補強材を通じて石積み壁に引張り力(最大120kN)を加え、引張り力に対する石積み壁の変位量や地盤中の土圧を計測するものである。間知石はコンクリートで作成し(1個あたり0.23kN)、グリ石には砕石2号と砕石5号を1:1で混合させた礫材(乾燥密度 $\rho_d=1.54\text{g/cm}^3$)、背面地盤には足利産山砂にトチクレーを3%混合させた材料を締め固めて構築した($\rho_d=1.84\text{g/cm}^3$, $\phi=36.8^\circ$, $c=18.7\text{kN/m}^2$)。石積み壁の境界条件については、左右及び下面はスタイロフォームの柔な壁面による拘束条件とし、上面は変位を許容する自由端とした。ただし石積み壁は拘束圧に応じて耐力が変化すると想定されたため、空気圧を用いて上載圧を与える構造とした。実験ケースを表3に示す。

キーワード 石積み壁, 地山補強土工法, 切土のり面, のり面工低減係数, 模型実験

連絡先 〒185-0034 東京都国分寺市光町2-8-38 (公財) 鉄道総合技術研究所 地盤防災 TEL 042-573-7263

CASE1 は高さ 5m の石積み壁の中央部付近の拘束圧を想定して上載圧 30kPa とした。CASE2 は拘束圧の低い石積みの上端部を想定して上載圧は作用させていない。またこれまでに石積み壁に対してグラウト注入によりグリ石層を固化させることで耐震性を向上させる工法⁴⁾が提案されており、同様の措置を取ることで石積み壁の耐力が向上すると想定される。そこで CASE3 では同工法のマニュアルに基づき、棒状補強材周辺の4つの間知石の背面のグリ石層をグラウト材により固化させた。

各実験ケースにおける棒状補強材の引張り力 T と石積み壁中央の変位量 (変位計 A) の関係を図3に示す。図3より、引張り力 T の増加に伴い石積み壁の変位量は増加するが、各実験ケースで明瞭な降伏荷重は確認されず、前節で想定した最大の補強材の引張り力 $T_{\max}=51.5\text{kN}$ に対して石積み壁は十分な耐力を有することが確認された。このことから高さ 5m 以下の石積み壁の間知石の交点部に棒状補強材を挿入し、かつ棒状補強材と間知石が確実に固定される条件では、石積み壁には独立受圧板相当ののり面工低減係数 (一般に $\mu=0.7\sim 1.0$) が期待できるものと考えられる。ただし、グラウト注入を実施していない Case1, Case2 では目視でも明瞭に確認できる程度の大きな変位量が生じた点に注意されたい。石積み壁の変形モード (変位計 A に対する相対変位量 d_r として表示) の代表例を図4に示す。不動地山に固定される実際の棒状補強材は固定端に相当するため、石積み壁の相対変位量 d_r は地山から土圧を受けて押し出される石積み壁の変位量として理解される。グラウト材を注入しない場合は、間知石背面の先端で裏グリ石を圧縮する変形が生じるために、過大な相対変位量 d_r が生じたものと考えられる。これらのことから、石積み壁に対して地山補強工法を適用する場合、土圧作用時の壁面の変位の低減、および間知石と棒状補強材を確実に固定させる観点から、棒状補強材周辺のグリ石層にグラウト注入を実施した方が望ましいと考えられる。参考までに、引張り力 T と石積み壁に作用した土圧 p との関係 (Case3) を図5に示す。グリ石層の固化部が独立受圧板の機能を発揮するため、石積み壁に作用する土圧は棒状補強材の周辺に集中する実態を確認する事ができる。

4. まとめ

本研究では間知石からなる石積み壁を地山補強土工法で補強する場合の、石積み壁ののり面工低減係数を実験的手法により検討した。高さ 5m 以下の石積み壁の間知石の交点部に棒状補強材を挿入し、かつ棒状補強材と間知石が確実に固定される条件では、独立受圧板相当ののり面工低減係数 (一般に $\mu=0.7\sim 1.0$) が期待できる。

参考文献

- 1) NEXCO 東日本, NEXCO 中日本, NEXCO 西日本: 切土補強土工法設計・施工要領, (株)高速道路総合研究所 (2007), P. 50
- 2) 鈴木清 他: FRP 製格子状パネルののり面工への適用に関する検討, 土木学会第 57 回年次学術講演会 (2002)
- 3) 太田直之: 間知石を用いた石積み壁の地震時安定性評価と耐震補強工法に関する研究, 国土館大学博士論文 (2008), p. 18
- 4) (財) 鉄道総合技術研究所: 石積み壁の耐震補強工法設計・施工マニュアル, (財) 鉄道総合技術研究所 (2008)

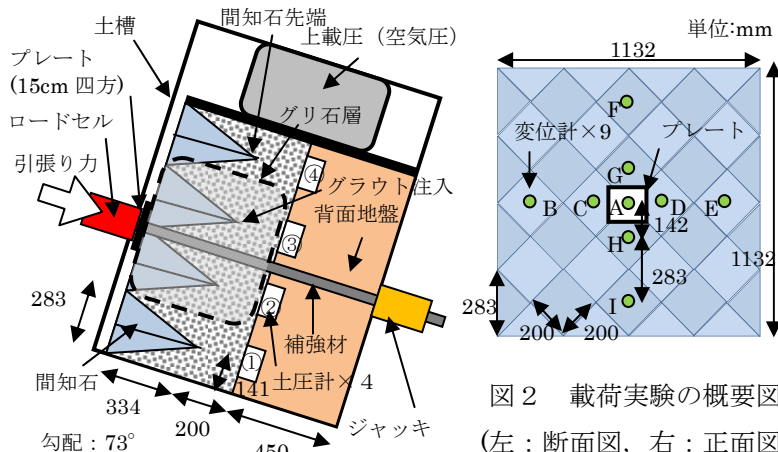


図2 载荷実験の概要図

(左: 断面図, 右: 正面図)

表3 実験ケースまとめ

実験ケース	上載圧	グラウト注入
Case1	30kPa	なし
Case2	0kPa	なし
Case3	30kPa	あり

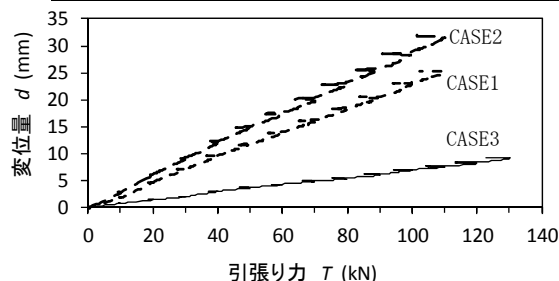


図3 引張り力・変位関係 (中央: 変位計 A)

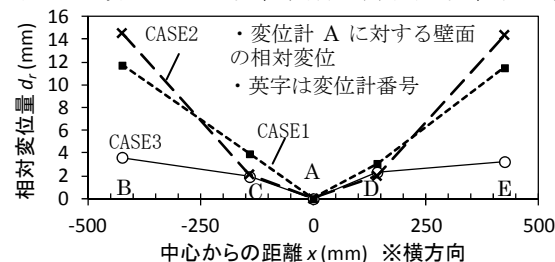


図4 石積み壁の変形モード ($T=50\text{kN}$ 時)

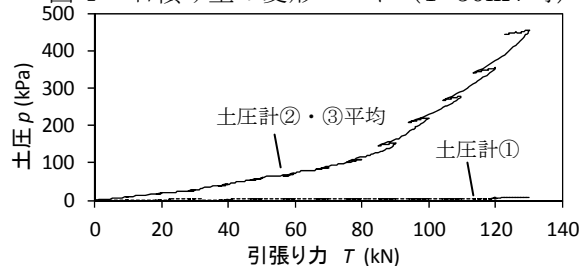


図5 引張り力・土圧関係 (Case3)