

ジオテキスタイル補強土壁における補強材の最適配置に関する実験的研究

熊本大学 学生会員 ○ 新谷 将矢
熊本大学大学院 正会員 大谷 順
三井化学産資(株) 正会員 弘中 淳市
熊本大学 非会員 佐藤 宇紘

1. はじめに

道路擁壁としてジオテキスタイル補強土壁¹⁾が高速道路から工所用仮設道路まで幅広く用いられている。近年では、初期建設費、維持管理費、および復旧費までを考慮したライフサイクルコストの観点にて、初期建設費を抑えた経済的な構造形式の補強土壁の選定も選択肢のひとつである。経済的な補強土壁の設計概念のひとつとしては、高さに制限を設けたうえで、補強材を敷設した領域を仮想擁壁とみなし、試行くさび法による背面土圧に対して滑動、転倒、支持力の検討を行うことで補強土壁の仕様を決定する考え方もある。

本研究は、上記のような独自の設計概念について、設計法の妥当性を確認するためにアルミ棒を用いた模型実験を行い、2次元条件下における補強土壁の挙動の確認を行う。また最終的には、得られた崩壊時の荷重や画像解析データを用いて、補強材の最適配置について検討を行う。

2. 実験概要

2.1 実験モデル

本研究では、長さ50mm、直径1.6mmと3.0mmの2種類のアルミ棒を重量比3:2で混合したアルミ棒積層体を模型地盤として使用した。なお以上の条件は豊浦標準砂と平行な粒径加積曲線を描ける配合比率であり、アルミ棒積層体の内部摩擦角は 21.9° 、単位体積重量は21.6 kN/mである。

図1は模型地盤の概略図である。模型地盤の縮尺は1/15とし、地山勾配は1:0.6、補強土壁の法面勾配は1:0.2、壁高は320mmとした。図2に本研究で使用した補強材とその断面図を示す。曲げ剛性がなく、引張抵抗力のあるポリエステルシート(OHPシート)を使用した²⁾。ここでは、補強材の引抜き抵抗力を考慮するため、直径3.0mmのアルミ棒を貼付している。また、壁面材は、写真1のようにフレキシブルに連結させることで、補強土壁の各層が独立して挙動しないものとした。

2.2 実験方法

補強材の敷設長と敷設間隔の変化にともなう挙動について確認することを目的とする。模型地盤上にアルミ棒を積み上げることによって载荷を行い、まず崩壊荷重の検討を行う。その後、新たに模型地盤を作製し、法面をストッパーで抑え、模型地盤の挙動を抑制した状態で検討した崩壊荷重を载荷し、ストッパーを外し、模型地盤の側面を定点カメラにより撮影した。なお、ここでのいう崩壊とは、補強土壁の出来形管理基準の許容値3%から、法面が水平方向に16mm変形した時点とし、その時点における荷重を崩壊荷重とした。

3. 実験結果および考察

まず、実験結果を比較するために表1に設計荷重を示す。設計荷重は自動車荷重を想定した 9 kN/m^2 とし、実地盤の

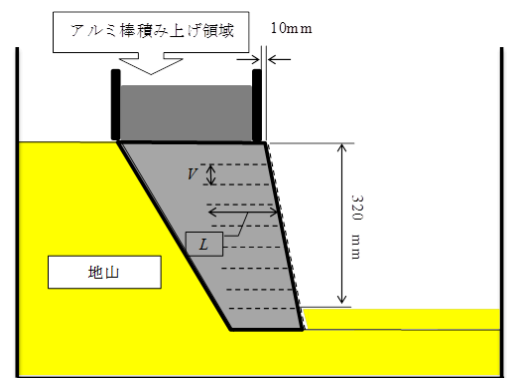


図1 模型地盤概略図

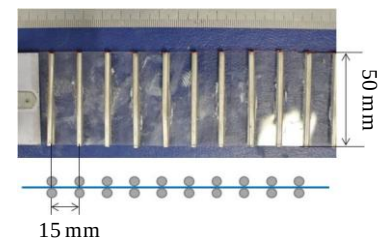


図2 使用した補強材写真および概略図

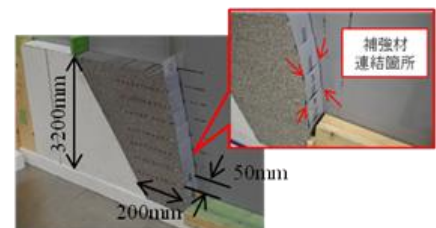


写真1 補強材連結箇所

表1 設計荷重

敷設長 L (m)	設計荷重 (N)
2.00	8.9
2.25	9.5
2.50	10.1
3.00	11.2

重量と設計荷重を重量比で比較し、アルミ棒積層体と重量比に換算した荷重を本実験における設計荷重とした。実験ケースと実験結果を表 2 および図 3 に示す。各実験ケースの崩壊荷重を比較すると、補強材の敷設長が長くなり、敷設間隔が狭くなるほど崩壊時の荷重が大きくなっている。

図 3 において、崩壊荷重と設計荷重を比較すると、補強材敷設長 2.25m 以上のケースで設計荷重より大きい強度を持っている。以上より、1)敷設間隔 0.6m の場合、敷設長 2～2.25m、また 2)敷設間隔 1.2m の場合、敷設長 2.25～2.5m 間に、設計荷重と同等の強度を持つ補強材の敷設条件が存在しているものと考えられる。

図 4 および図 5 はそれぞれ補強材による補強をしていないケースと case1-2 における崩壊時の挙動についての画像解析結果を示している。ここで、画像解析の手法としてデジタル画像相関法 (DIC) を用いており、初期状態と模型地盤の上面が 2 mm 沈下した時点の 2 種類の画像データに対して相関係数をとることで、崩壊時の挙動について確認を行った。図 4 および図 5 の(a)は初期状態、(b)、(c)はそれぞれ水平方向と鉛直方向の変位分布、(d)はせん断ひずみ分布を示している。

図 4 より無補強時における崩壊モードは円弧すべりであることが確認できる。一方、図 5 の case1-2 の崩壊モードは、補強材を敷設していない無補強領域の地盤がくさび型に沈下することによって補強領域が水平方向に押し出され、模型地盤壁面のはらみ出しが生じていることが確認できる。また、せん断ひずみ分布図から、無補強のケースにおいては円弧すべりのすべり面上にせん断ひずみ分布が確認できる。一方、case1-2 の場合に関しては、補強領域が一体となって挙動したため、模型地盤内にせん断ひずみは確認できず、地山との境界部においてわずかにせん断ひずみ領域が確認できる。

4. おわりに

本研究では補強材の敷設条件の変化にともなう挙動について確認するためにアルミ棒を用いた模型実験を行い、2次元条件下における補強土壁の挙動の確認を行った。これまでに実施した実験ケースにより、1)敷設間隔 0.6m の場合、敷設長 2～2.25m、また 2)敷設間隔 1.2m の場合、敷設長 2.25～2.5m 間におおまかな設計荷重と同等の強度を持つ補強材の敷設条件があることが確認できた。今後は、既存の補強土壁設計法に基づく、円弧すべりや滑動などに対する安全率と比較することで本研究の妥当性を証明するとともに、より詳細な実験ケースを実施することで、補強材の最適配置について検討していく予定である。

5. 参考文献

- 1) 財団法人 土木技術センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル改訂版，133-225,2000-2
- 2) 石井 健嗣ら：鉛直荷重を受ける補強土擁壁の変形・破壊機構，ジオシンセティックス論文集 24(0)，243-250，2009

表 2 実験ケース

実験ケース	敷設長 L (m)	敷設間隔 V (m)	崩壊荷重 (N)
case1-1	2.00	0.60	0
case1-2	2.25		63.70
case1-3	2.50		93.10
case1-4	3.00		104.86
case2-1	2.50	1.20	22.54
case2-2	3.00		76.44

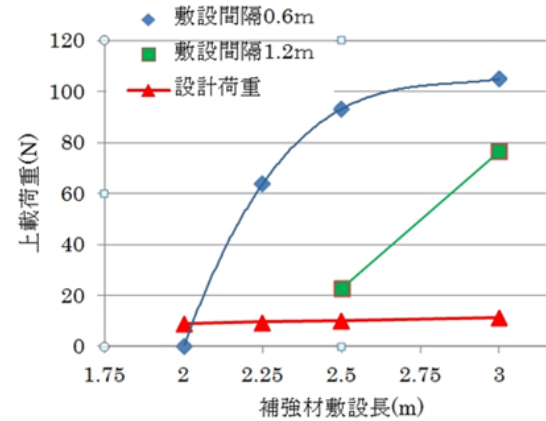
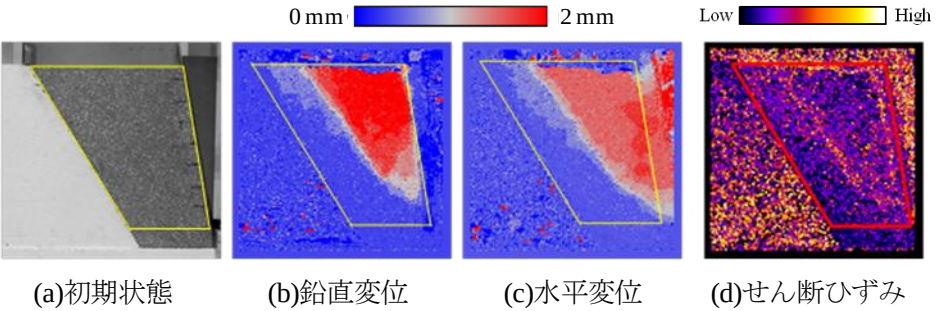
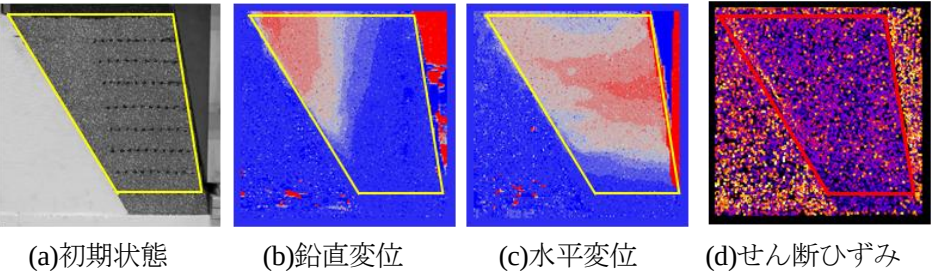


図 3 敷設長の違いによる強度変化



(a)初期状態 (b)鉛直変位 (c)水平変位 (d)せん断ひずみ

図 4 無補強時の崩壊画像解析結果



(a)初期状態 (b)鉛直変位 (c)水平変位 (d)せん断ひずみ

図 5 case1-2 の崩壊画像解析結果