

武蔵工業大学

三信建設工業

強化土エンジニアリング

学○武川 和浩 正 末政 直見

正 山崎 淳一

正 島田 俊介

1. はじめに

補強土擁壁工法は一般的に基礎構造物を省略できるため工期も短く、経済的である。そのため、今後ますます適用されると考えられる。しかしながら、比較的新しい工法であるため、合理的設計基準が解明されていないのが現状である。そこで、本研究では両面補強土について地盤の変形にフックの法則を用いた载荷応力～水平変位関係の定式化を行い、実験結果と比較し、その妥当性を検討した。

2. 実験概要

試料には関東ロームと山砂を乾燥重量比で1:1の割合で混ぜ合わせた土(以下、混合土)を最適含水比45%に調節して用いた。この混合土を鉛直応力200kPaで6層に分けて締固め、高さ15cm×幅16.8cm×奥行き8cmの模型地盤を作製した(図-1)。実験に用いた補強材はいずれも真鍮製で、①長さ8cmの縦鉄筋に長さ6cmの横鉄筋を2cm間隔で3本配置したグリッド式補強材、②タイバー先端部にアンカープレートを取り付けた支圧アンカー式補強材の2種類である(図-2)。実験では、地盤上部に取り付けられたアルミ板に集中载荷応力を段階的に増加させる载荷実験を行った。また、その際の载荷応力を荷重計で、水平変位を変位計で測定した。表-1に実験条件を示す。実験は補強方式を変えた計3ケースである。

3. 解析方法

補強土擁壁を図-3に示すようなモデルとして考えた。このモデルでは側面にプレート(壁面パネル)が取り付けられており、そのプレートにはバネ(補強材)がそれぞれ取り付けられている。このモデルの過程として、①地盤上面を鉛直応力 σ_z で载荷する。②鉛直ひずみ ε_z が生じ、それと同時に側方ひずみ ε_h も生じる。③ひずみ量 ε_h に応じてバネ(補強材)が作用し、水平応力を増加させる。但し、この地盤は2次元平面ひずみ状態であるとする。また、このような地盤の挙動を(1)载荷初期時における過程、(2)補強材降伏時における過程に分け、擁壁に作用する载荷応力～側方ひずみ関係を定式化した。

(1) 载荷初期における载荷応力～側方ひずみ関係

土がフック則に従う等方弾性体であるとき、一般化フックの法則と補強材効果を用いたフックの法則によって以下のような式で表せる。

$$\frac{\sigma_z}{\varepsilon_h} = \frac{-B(1-\nu)}{\nu H} k - \frac{E}{\nu(1+\nu)}$$

k: バネ定数 B: 载荷幅の長さ ν : ポアソン比 E: 地盤剛性
H: 側方面積

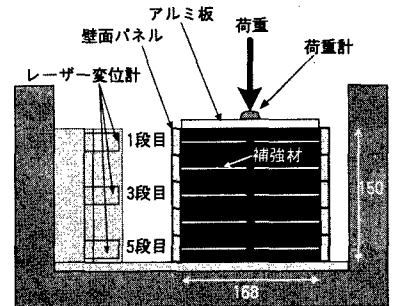
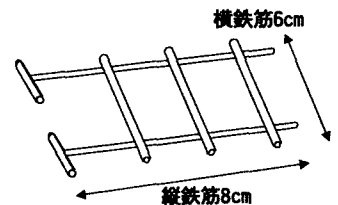
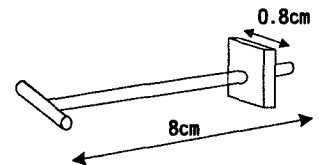


図-1 模型地盤概要図



① グリッド式補強材



② 支圧アンカー式補強材

図-2 補強材図

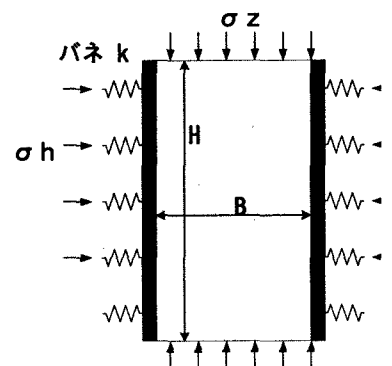


図-3 補強土擁壁のモデル化

キーワード: 補強土擁壁 両面補強盛土 支圧アンカー グリッド

連絡先: 武蔵工業大学 地盤工学研究室 〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1 TEL&FAX 03-5707-2202

(2)降伏時における荷重応力～側方ひずみ関係

土はモールクーロン則に従う材料であり、補強材があるひずみ量で降伏し一定の抵抗力しか働かなくなったとすると、地盤破壊時の荷重応力は以下のように求められる。

$$\sigma_z = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} + \frac{(1 + \sin \phi)k B \varepsilon_{hy}}{H(1 - \sin \phi)}$$

c : 粘着力 ϕ : 内部摩擦角 k : バネ定数 B : 荷重幅の長さ
 ε_{hy} : バネが降伏したときのひずみ量 H : 側方面積

解析条件を表-2に示す。バネ定数kは別途実施した引き抜き抵抗試験の初期剛性を用いた。ここで、初期剛性とは引き抜き抵抗力を基準引き抜き抵抗力で除したものである。また、粘着力c、内部摩擦角 ϕ は一面せん断試験結果から、地盤剛性Eは一軸圧縮試験から求めた。

4. 実験結果および解析結果の考察

両面補強土の荷重実験(Case1～3)より得られた荷重応力水平変位関係を補強方式ごとに図-4～6に示す。これらの結果から、壁面パネル3段目の実験結果が1、5段目に比べ、同一荷重応力に対する水平変位が大きくなっていることがわかる。これは、荷重応力の増加に伴い水平変位が増加したが、地盤上面(1段目)においてはアルミ板と、地盤下部(5段目)においては土台との間に摩擦抵抗が働き、地盤の上端と下端が拘束されたため、3段目がはらみだすような挙動を示したと考えられる。このことから、地盤上部及び地盤下部においては摩擦抵抗による影響があるので、壁面パネル3段目の実験結果と、フック則により定式化された式を用いて算出された解析結果を荷重応力～水平変位関係として比較する。いずれのケースにおいても実験結果のほうが同一荷重応力に対する水平変位が小さい。この理由として、実験は地盤上部から拘束圧を段階的に増加させたため、地盤が徐々に締め固められ地盤剛性Eが解析条件よりも大きくなったためであると考えられる。また、実験は荷重荷重の増加に伴い補強材の引き抜き抵抗力が徐々に増加するのに対して、解析に用いた引き抜き抵抗力(バネ定数)は拘束圧を一定とした引き抜き抵抗力を用いることが考えられる。

5. まとめ

フック則を用いた補強土擁壁の鉛直応力～水平変位関係と実験結果を比較することにより、以下の知見が得られた。

- ・ フック則により定式化した荷重応力～水平変位関係は荷重に伴うバネ定数kの増加を考慮していないため、実験結果より補強土擁壁を過小評価する。

<参考文献>

財団法人鉄道総合研究所編集：補強土設計・施工の手引き

表-1 実験条件

	補強方式	基準引き抜き抵抗力	基準引き抜き量
Case1	無補強	-	-
Case2	グリッド	0.117kN	1.11mm
Case3	支圧アンカー	0.114kN	1.11mm

表-2 解析条件

荷重幅の長さB (m)	0.168
ポアソン比	0.3
ヤング率E (kPa)	3560
側方面積H (m ²)	0.012
粘着力c (kPa)	18.62
内部摩擦角 ϕ (°)	19
バネ定数K(グリッド)(kN/m)	103
バネ定数K(支圧アンカー)(kN/m)	101

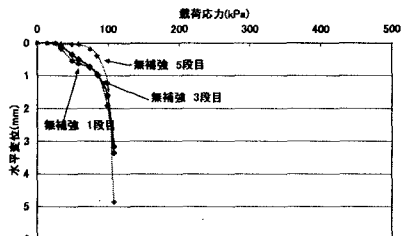


図-4 荷重応力～水平変位関係(無補強)

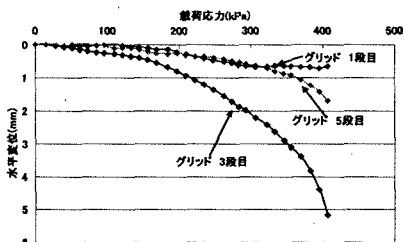


図-5 荷重応力～水平変位関係(グリッド)

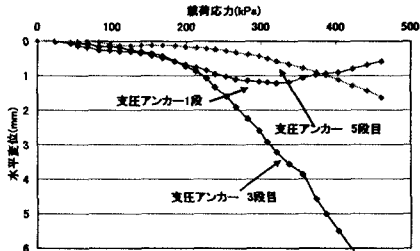


図-6 荷重応力～水平変位関係(支圧アンカー)

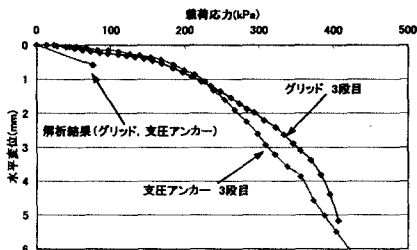


図-7 荷重応力～水平変位関係
(解析結果との比較)