

補強土擁壁の変形挙動に関する一考察

武蔵工業大学

学生会員 ○重田 尚貴

同上

正会員 末政 直晃

強化土エンジニアリング(株)

フェロー会員 島田 俊介

同上

正会員 市川 智史

1. はじめに

補強土擁壁は、地中に敷設している補強材の抵抗力で安定性を保持している土留め構造物である。補強材が引抜き抵抗を発揮するにはある程度の引抜き変位を必要とするため、極限引抜き抵抗力に対して、補強材の変位を抑える目的で安全率を導入し、許容引抜き抵抗力として検討している¹⁾。従って、補強材の極限引抜き抵抗力に到達する前に補強土擁壁が変形することが考えられる。本研究では補強材抵抗力を極限引抜き抵抗力より小さくして変形解析を行い、極限引抜き抵抗力に到達しない場合における補強土擁壁の変形に関して考察した。

2. 解析概要

解析モデルを図-1に示す。すべり角度 β を用いて補強領域を滑動させ、背面(非補強領域)から土圧 P_s を載荷することとした。補強領域には、すべり土塊の自重 W 、地震時慣性力 $k_h W$ 及び補強材抵抗 Q をすべり面に対する滑動成分 T_D と摩擦成分 T_R に分けた。下式の T_R/T_D が1より小さくなると地盤が滑動することを示している。

$$\frac{T_R}{T_D} = \frac{\{W \cos \beta - k_h W \sin \beta - P_s \sin(\beta - \phi) + Q \sin \beta\} \tan \phi}{W \sin \beta + k_h W \cos \beta + P_s \cos(\beta - \phi) - Q \sin \beta}$$

解析に用いた諸条件を表-1に示す。筆者らが行った既往の遠心実験²⁾に合わせた。また補強材抵抗力 Q を、文献1)に示されている極限引抜き抵抗力 Q_t に抵抗係数 α ($0 \leq \alpha \leq 1$)を用い $Q = \alpha Q_t$ として算出した。図-2に概念図を示す。いずれのケースも極限引抜き抵抗力($\alpha=1$)に到達しているが、変位量 $\delta 0$ で変形したとすると、 α が0.3~0.7の段階で変形することとなる。

本研究で対象としているブロック式の補強土擁壁は、壁面土圧に応じて補強材の敷設間隔を変化させている。そこで補強材の敷設間隔を図-1に示すブロックの長さ h に対して、3種類(2h、3h、4h)に分けて行った。

3. 解析結果及び考察

図-3に抵抗係数 α ~地盤が滑動するときの水平震度 k_h の関係を示す。抵抗係数 α が大きいほど地盤が滑動する際の水平震度が大きくなった。また、抵抗係数 α を同じとすると、補強材の敷設間隔を小さくする程、地盤が滑動するときの水平震度が大きくなることを示した。

図-4に抵抗係数 α ~すべり角度 β の関係を示す。抵抗係数 α を大きくするにつれ、すべり角度 β が小さくなることを示した。また抵抗係数 α が小さいときにはすべり角度 β が滑らかに減少したのに

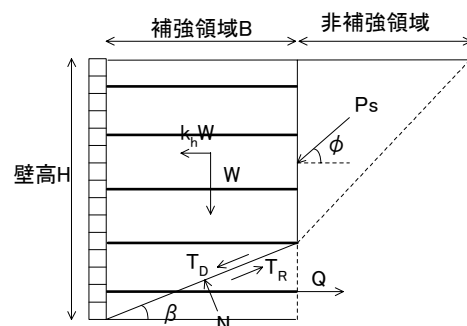


図-1 解析モデル

表-1 諸数値

単位体積重量 γ	16	kN/m ³
土の内部摩擦角 ϕ	35°	
壁高H	4.5	m
補強材長B	3	m

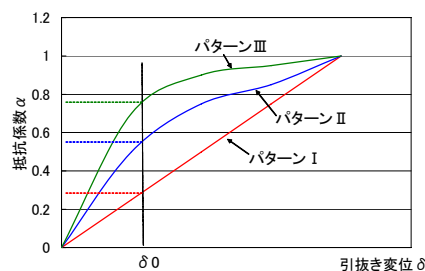


図-2 補強材抵抗の概念図

キーワード：補強土壁、2wedge、遠心模型実験

連絡先：〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1 武蔵工業大学 TEL03-5707-2202 E-mail nsuemasa@sc.musashi-tech.ac.jp

対して抵抗係数 α を大きくするとすべり角度 β が階段状を示した。このときの角度 β は補強材位置に関連し、補強材を巻き込むすべり形状を示した。角度 11° とは最下段の補強材を巻き込むすべり形状であり、補強領域を通過しない外的安定の概念になる。抵抗係数 α が大きくなるに従い、補強領域が剛体となって挙動することが考えられる。

図-5に地盤が滑動するときの水平震度 kh ～すべり角度 β の関係を示す。水平震度が大きくなるにつれすべり角度 β が小さくなっているが、図-3、図-4と比較して補強材間隔の違いは見られなかった。すべり角度 β と地盤が滑動するときの水平震度 kh には一定の関係があり、それは補強材の敷設間隔によらないことが分かった。

4. 傾斜実験との比較

本解析結果を既往の遠心傾斜実験（補強材間隔 3h）²⁾と比較検討する。壁面上段の変位分布を図-6に示す。本実験では設計震度 0.2 相当の模型であり、設計震度を超えた段階で変位が急増した。実験後の写真を写真-1に示す。2本のすべり線が確認され、図-1の β に相当するすべり角度はそれぞれ 45° と 53° であった。

すべり角度と水平震度の関係を図-5から検討すると、すべり角度 β が 45° 及び 53° では水平震度は $0.05 \sim 0.25$ となるが、図-6では水平震度 0.28 より小さい値になっている。これは、水平震度 0.28 の段階ではじめて地盤が変形したのではなく、水平震度の小さい段階で微小変形しているものが、水平震度が大きくなるにつれ明瞭に示されたためと考えられる。

すべり角度と補強材の抵抗係数との関係を図-4から検討すると、抵抗係数は $0.3 \sim 0.4$ であり、補強材の引抜き抵抗の極限值まで到達しない段階で変形していることが示された。また、水平震度 0.45 までは変位はしているものの崩壊に至っていないので、変形が生じてからも補強材が抵抗を発揮し大きな変形を抑制していることを示した。

5. まとめ

本解析及び傾斜実験結果との比較により、以下の知見が得られた。

- ・ 抵抗係数 α を大きくすると、地盤が滑動するまでに必要となる水平震度が大きくなり、また補強領域が剛体となって挙動することを示した。
- ・ 地盤が滑動する際の水平震度とすべり角度には一定の関係があり、補強材間隔によらないことを示した。
- ・ 地盤が滑動する際の水平震度とすべり角度の関係は、傾斜実験と変形解析で異なった。水平震度の小さい段階で生じている想定すべり線が、水平震度が大きくなるにつれ明瞭に示されたためと考えられる。

参考文献

- 1) 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル第3版、2003.6
- 2) 渡辺・末政ら：補強土擁壁の遠心傾斜実験，第40回地盤工学研究発表会発表講演集、pp1983-1984、2005.7.

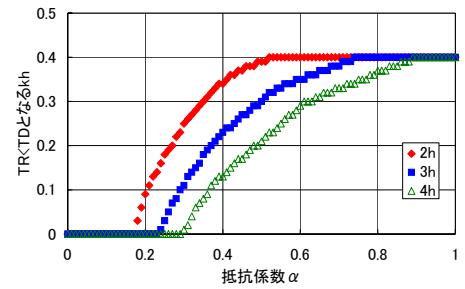


図-3 抵抗係数と滑動条件の関係

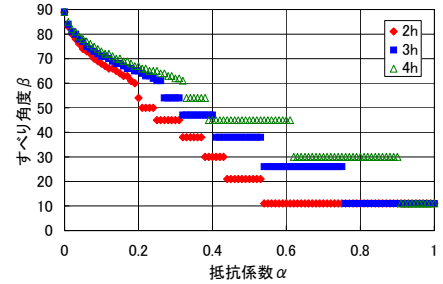


図-4 抵抗係数とすべり角度の関係

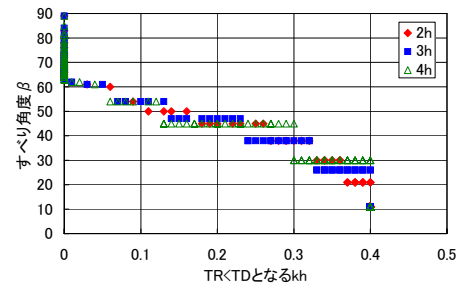


図-5 すべり角度と滑動条件の関係

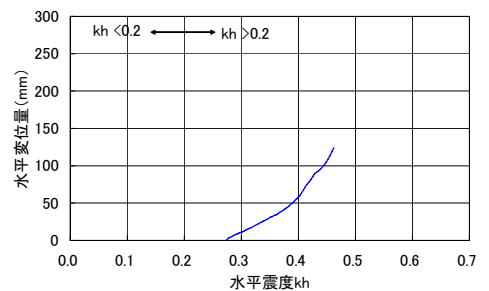


図-6 傾斜実験結果²⁾

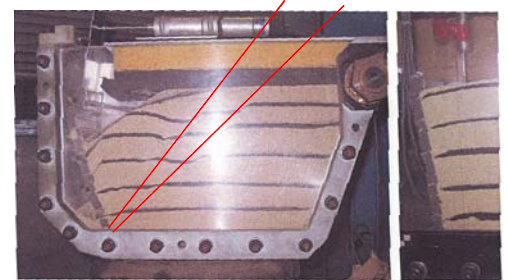


写真-1 傾斜実験後の写真²⁾