

剛体ばねモデルを用いた補強材を有する地盤の安定解析

佐賀大学大学院 学生員 ○ 渋谷 朗洋
正会員 荒牧 軍治
正会員 古賀 勝喜

1. はじめに

これまでの研究¹⁾で、剛体ばねモデル(RBSM)は地盤の安定解析において有用であることを確認してきたが、平面ひずみ問題において杭や柱状改良体などの不連続な補強材の表現がうまくできなかった。今回、3次元を2次元的に処理する新しいばねを組み込むことでこの問題に対処し、プログラムの拡張を図った。また、佐賀県内で行われた試験盛土堤体の安定解析をあわせて行った。

2. 補強材のモデル化

RBSMの2次元要素は、平面要素・梁要素といった要素種類によって自由度の変換は全くないので、要素間のばねの定義を設定すれば異なる要素を組み合わせで解析することが可能である。

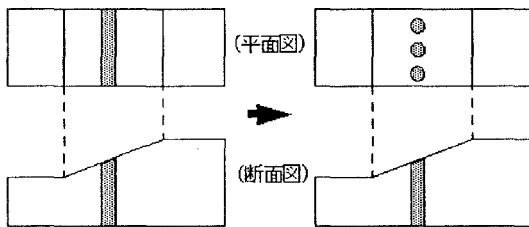


図-1 平面ひずみの考え方

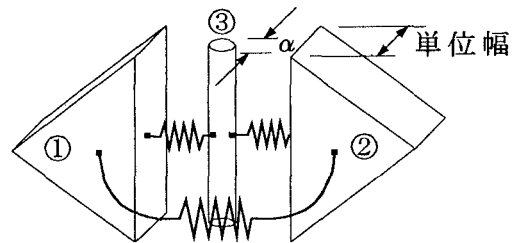


図-2 補強材の表現

今、図-1のように斜面に補強材が入ったモデルを考えたとき、従来のプログラムでは、左のような連続壁が入った斜面を解析していたことになる。そこで、図-2のように離れた要素を結ぶ連結ばね(要素①と②を結ぶばね)を導入することで補強材周辺の地盤のつながりを考え、図-1(右)の表現を試みた。単位幅あたりの補強材の占める割合を α とすると、ばね(①-②)はばね剛性を $(1-\alpha)$ 倍、ばね(①-③)、ばね(②-③)はばね剛性を α 倍する。ばね定数は隣接する2要素の重心からの垂線の長さを重みとして平均化した物性値により求めるが、2要素の物性値が鋼管杭と地盤のようにあまりに異なる時は杭ならば地盤反力、ジオテキスタイルなどの場合は引き抜き抵抗といった実験値、経験値を与えることとする。また、補強材が曲げ剛性を有する梁要素の場合、梁要素と梁要素のばね剛性式は式-(1)のようになる。式中の G はせん断定数、 A は断面積、 I_x は断面2モーメント、 α はせん断修正係数である。このばねの降伏判定はせん断方向相対変位と、式-(2)により求まる降伏モーメントにより行う。

$$\begin{Bmatrix} X_1 \\ Y_1 \\ M_1 \\ X_2 \\ Y_2 \\ M_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_2 & 0 & -k_6 & -k_2 & 0 & k_6 \\ k_1 & \frac{l_1}{2}k_1 & 0 & -k_1 & \frac{l_1}{2}k_1 & 0 \\ & k_{15} + \frac{l_1^2}{4}k_1 & k_6 & -\frac{l_1}{2}k_1 & -k_{15} + \frac{l_1 l_2}{4}k_1 & 0 \\ SYM & & k_2 & 0 & -k_6 & -k_2 \\ & & & k_1 & -\frac{l_2}{2}k_1 & \frac{l_2^2}{4}k_1 \\ & & & & k_{15} + \frac{l_2^2}{4}k_1 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \quad \dots (1)$$

$$k_1 = k_s A, \quad k_2 = k_d A, \quad k_6 = 0, \quad k_{15} = k_d I_{xx}, \quad k_s = \frac{2\alpha G}{l_1 + l_2}, \quad k_d = \frac{2E}{l_1 + l_2}$$

$$M_{yield} = \frac{\sigma_y I}{y_{max}} \quad \dots (2)$$

ここで、 σ_y : 降伏応力 I : 断面2次モーメント

y_{max} : 中立軸から外縁までの距離

3. 解析モデル

佐賀平野の河川堤防において、図-3のような試験盛土施工が行われた。用いた物性値は図中に示すとおりで、上の層から第1層(新盛土)、第2層(旧堤体)、第3～5層(粘土層)とする。解析に用いたメッシュは堤内側にすべりを想定し、要素数：759，節点数：409，境界要素数：54である。

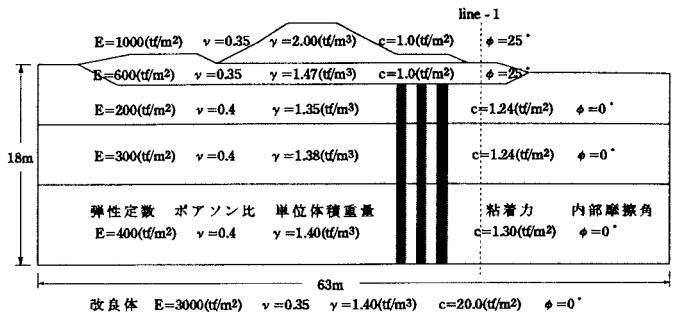


図-3 解析モデルと物性値

4. 解析結果及び考察

解析は、従来の RBSM による解析、よく行われる改良体物性を等価物性値に置き換えての解析、今回提案する連結ばねを取り入れた解析、の3種類行った。ここで、解析結果として述べる安全率は、堤体がすべりを生じたときの単位体積重量(γ)と本来の土の単位体積重量(γ)の比(γ/γ)であり、これを重量安全率とする。解析により得られた重量安全率は表-1に示すとおりで、表中の円弧すべり計算法による最小安全率は、この試験盛土堤体の調査を行った佐賀経済調査協会の報告書²⁾によるものである。これらを比較すると、等価物性を用いた解析の安全率はかなり小さく

表-1 安全率

	未改良地盤	改良地盤
円弧すべり計算法	0.988	1.400
RBSM(重量安全率)	0.880	1.880(連続壁状態)
		0.876(等価物性値)
		1.605(連結ばね)

なっており、この解析方法の信頼性は低いと言える。また、従来の RBSM 解析と今回提案する解析を比較すると、後者の方が円弧すべり計算法に近く、連結ばねを取り入れる有効性を示していると思う。しかし、この試験盛土堤体は実際にすべり破壊したわけではなく、あくまで予測解析の比較であることを付け足しておく。図-4は連結ばねを入れた解析結果の変形図で、破壊形状を知るために倍率を上げてある。改良体より左、堤外側が大きく落ち込み、堤内側を押し上げている。図-5は、改良体から堤内側に6mの地点(図-3中のline-1)の深さ方向の水平変位量で、□が実際の測定値、●がRBSMによる解析結果である。RBSMは崩壊荷重や崩壊パターンを重視するので、多少変位が犠牲になっている。また、改良体を鋼管杭に置き換えて解析を行ったが、こちらは比較データがなにもなく、杭と地盤の間のばね定数も決定できなかった。

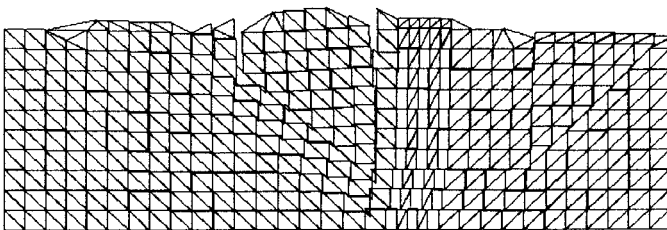


図-4 最終的な変形図

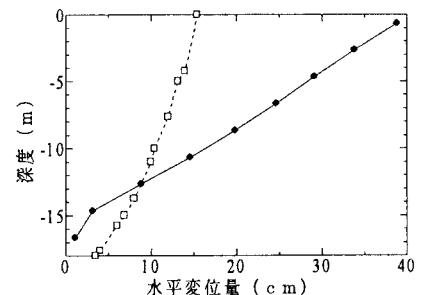


図-5 line-1の水平変位

参考文献

- 1) 古賀勝喜・荒牧軍治・渋谷朗洋：斜面のすべりと堤体の極限解析に関する研究 佐賀大学理工学部集報 第25号 第1号 1996
- 2) 佐賀経済調査協会：六角川軟弱地盤対策工法検討業務 報告書
- 3) 川井忠彦・竹内則雄：コンピュータによる極限解析法シリーズ1,2,4 培風館
- 4) 黒木健実・竹迫一雄・添田朋子・大崎真喜子：cによる有限要素法のパログラミング 森北出版