

有限要素解析による限界水平震度 Critical Horizontal Seismic Coefficient by Finite Element Method

森 洋 ○高田 侑二郎
MORI Hiroshi TAKADA Yujiro

1. はじめに

土構造物における耐震設計手法は、従来から用いられている震度法による円弧すべり計算の他に、大規模地震に対しては盛土堤体のすべり変位量を評価できる Newmark 法や動的有限要素解析などの数値解析手法の導入が検討されている¹⁾。実務設計レベルにおいては、地震時により構造物が受ける不規則な繰り返し挙動を表現できない円弧すべり計算が用いられているが、静的な評価手法で検討することの妥当性についての研究はあまり行われていない²⁾。

本論文では、静的問題における円弧すべり計算の妥当性を当ゼミで実施している小型振動台模型実験 (Fig.1)³⁾と準静的弾塑性有限要素解析を用いて検証する。

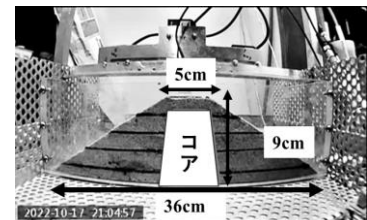


Fig.1 小型振動台模型実験 (コアあり)

2. 土の構成モデル⁴⁾

今回採用した土の構成モデルは、物性パラメータが少なく、かつ簡易にひずみ軟化挙動を表現できる弾塑性モデルを採用した。また、ニュートン・ラソン法などの従来型解析に比べて安定的に解が得られ、計算効率も向上する動的緩和法及びリターンマッピング法を適用している。降伏関数 (f) には Mohr-Coulomb 型モデルを、塑性ポテンシャルには Drucker-Prager 型モデル $g(\theta) = 1.0$ を採用し、次式に簡便なひずみ軟化構成モデルを示す。

$$f = \frac{\bar{\sigma}}{g(\theta)} + \alpha(k) \cdot I_1 - \gamma(k) = 0 \quad \dots (1) \quad \alpha(k) = \alpha_p - (\alpha_p - \alpha_r) \left(\frac{k}{B+k} \right) \quad \dots (2) \quad \gamma(k) = \gamma_p - (\gamma_p - \gamma_r) \left(\frac{k}{D+k} \right) \quad \dots (3)$$

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}, \quad \gamma = \frac{6c \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad \dots (4) \quad g(\theta) = \frac{3 \sin \phi}{2\sqrt{3} \cos \phi - 2 \sin \theta \sin \phi} \quad \dots (5)$$

ここに I_1 は一次応力不変量、 $\bar{\sigma}$ は偏差応力の二次不変量の平方根、 θ は Lode のパラメータ、 κ は単一の軟化パラメータである。 α と γ は、それぞれ式 (4) においてモーライズされた ϕ と c 成分に関係づけられ、 α はピーク強度の α_p から残留強度の α_r まで低下し、 γ も同様に γ_p から γ_r まで減少する。 B と D は、 ϕ と c 成分のそれぞれのひずみ軟化を表現する定数であり、実験から決定されるが、今回は軟化しないとして、それぞれ 9999.9 と仮定した。

3. 準静的弾塑性有限要素解析結果

Fig.2 は、解析で用いる有限要素メッシュ (節点数 361、節点数 342) を示す。解析手順としては、鉛直方向に 1g 場条件まで自重を与えた後、水平震度 (kh) を作用させ、節点番号 341 の Y 方向の変位挙動が kh の増加に従って徐々に大きくなると共に、ある kh を境に変位が大きくなる点 (斜面が崩壊する点) を限界水平震度 khc とする。

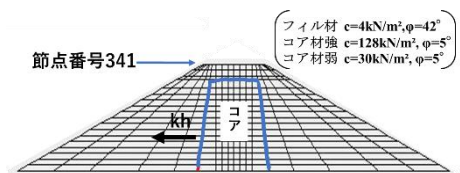


Fig.2 有限要素メッシュ

Fig.3 は、Fig.1 の模型実験(コアなし、H[堤高]=0.09m)を想定して、ダイレイタンシー角 Ψ を変化させた場合の有限要素解析による水平震度に伴う節点番号 341 の変位 (Y 方向) 挙動を示す。 Ψ が 0° 、 20° 、 ϕ と大きくなるに従って khc が大きくなるに伴い、同条件での円弧すべり計算による安全率 F_s が 1.0 となる khc も 6.0 となることから、以降の解析条件は $\Psi = \phi$ とした関連流れ則に従って行う。

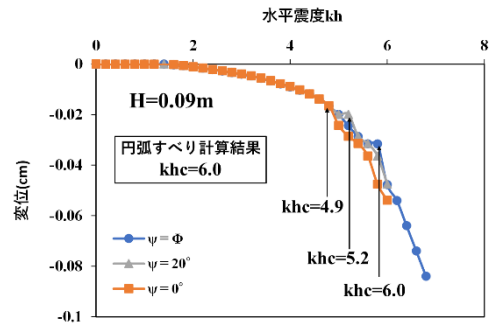


Fig.3 Ψ を変化させた場合の節点番号 341 における Y 方向の変位と水平震度

Fig.4 は、2 種類のコア材 (コア強・弱) を想定した場合 (H=0.09m) の有限要素解析と円弧すべり計算による khc を示す。円弧すべり計算より有限要素解析の方が、コアの有無による khc の差は小さいが、コア材による変位量の抑制効果は示されている。また、Fig.1 に示した小型振動台模型実験によるフィルダム天端の最大応答加速度を重力加速度で乗じた場合、「コア強」と「コア弱」での khc の差異は小さいが、「コア弱・強」の方が「コアなし」と比較して khc は大きく、一定程度の耐震性効果は見受けられる。しかし、有限要素解析から得られた khc は、実験値の 3 倍程度となり、円弧すべり計算と近似する傾向にある。

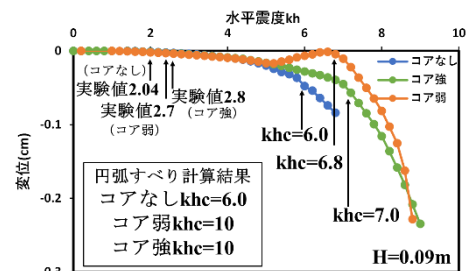


Fig.4 節点番号 341 における Y 方向の変位と水平震度

Fig.5 は、H を変化させた場合の円弧すべり計算と有限要素解析による khc の比較を示す。多少のバラツキはあるものの、ほぼ 1:1 の関係性にあることから、有限要素解析による khc の整合性は高いと考える。

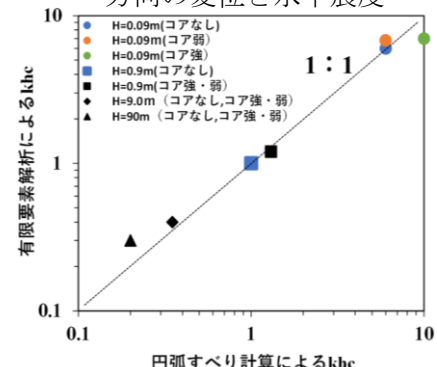


Fig.5 円弧すべり計算と有限要素解析による khc

Fig.6 は、「コアなし」と「コア強」で H を変化させた場合の khc での円弧すべり面と最大せん断ひずみ分布を示す。H が大きくなるに従って斜面の下腹部領域から表層部領域へとひずみの集中が見られ、円弧すべり面と一致する傾向にある。H が 9.0m 以上の場合での khc は円弧すべり計算と比較して有限要素解析の方が若干大きくなる傾向にあるが、表層すべりを呈することから、コアの有無による khc の差は小さい。

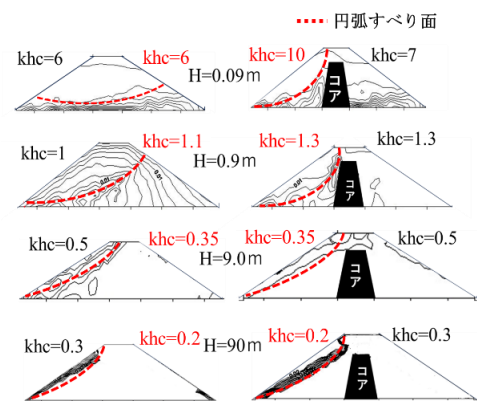


Fig.6 円弧すべり面と最大せん断ひずみ分布(コアなし・コア強)

4. まとめ

堤高 H の大きさやコアの有無によらず、水平震度を伴う円弧すべり計算結果を、準静的弾塑性有限要素解析で再現できる可能性を示した。

(参考文献) 1) 森洋・田中忠次(2002): 地震時の安定斜面問題を対象とした準静的弾塑性有限要素解析と円弧すべり計算、農業土木学会論文集 No.222, pp.713-720. 2) 森洋・草野郁(2002): 遠心場準静的傾斜実験と動的振動実験による盛土斜面の耐震性評価、平 14.都土木技研年報. 3) 高部侑太: 耐震性対策を想定したフィルダムの小型振動台模型実験、令和 4 年度弘前大学卒業論文, 2023. 4) 森洋・田中忠次(2008): ひずみ軟化弾塑性モデルによる時の FEM 斜面安定解析、農業農村工学会論文集 No254, pp.121-125.