

動的非線形解析による斜面安定性評価における崩壊判定に関する基礎検討

電力中央研究所 正会員 ○澤田 昌孝, 坂本 奈々美, 正会員 石丸 真
九州電力 徳永 仁志

1. はじめに

近年、原子力発電所の重要構造物基礎岩盤や周辺の岩盤斜面のリスク評価等において、非常に大規模な地震を想定した安定性評価が求められている。非常に大規模な地震に対しては、従来の等価線形解析に基づくすべり安全率評価よりも、動的解析により変形を直接的に評価する方法が有効と考えられる。この観点で岩盤の繰り返し変形特性や破壊履歴を考慮できる動的非線形解析手法の開発が進められている^{1),2)}。しかし、動的非線形解析から得られる変形から斜面の安定性を評価する方法は必ずしも確立していない。本稿では、人工軟岩を用いた斜面の遠心力模型実験¹⁾の動的非線形解析結果を分析し、崩壊判定を行うための指標の有効性について検討した結果を報告する。

2. 人工軟岩を用いた斜面の遠心力模型実験

遠心力模型実験は二次元平面ひずみ条件で実施され、斜面模型に用いられた地盤材料はセメント改良土である。縮小率 1/50 (遠心加速度 50G)、斜面高さは 600mm (実規模換算 30m)、法面勾配は 1:0.5 である。急勾配のすべりを回避し、円弧状に破壊を促進させるため、想定円弧より上部の領域をジオテキスタイルで補強した。

入力加速度波形は 1 加振ステップあたり主要部で波数 20 波の正弦波 (実規模換算の周波数 1.2Hz) とし、主要部前後に 4 波のテーパーを設けた。加振ステップ毎に加速度振幅を大きくして入力した。

3. 動的非線形解析

1) 解析手法

石丸らが提案する破壊進展を考慮した岩盤の構成モデル²⁾を組み込んだ有限要素法解析プログラムにより、遠心力模型実験の時刻歴解析を実施した。地盤の解析用物性値は室内力学試験に基づいて設定した。

2) 解析モデル

解析モデル¹⁾を図 1 に示す。ジオテキスタイルを剛な軸方向ばねとしてモデル化した。境界条件は、底面を固定し、土層との接触条件を考慮してジョイント要素

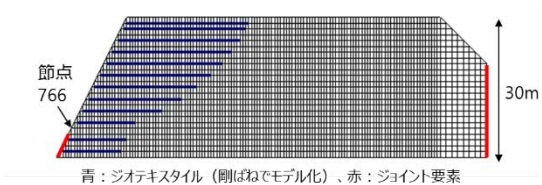


図 1 模型地盤の解析モデル¹⁾

表 1 出力項目

出力項目	内容
コンター図	・最大せん断ひずみ (破壊せん断ひずみ、限界せん断ひずみと比較) ・破壊経験要素 (引張り破壊, せん断破壊, 引張り+せん断破壊)
変形図	-
履歴	・変位 (すべり線端点) ・すべり変位/すべり線長さ ・安定性指標 F_d ・最大せん断ひずみの最大値 ・破壊した要素数 ・最大せん断ひずみが参考値 (破壊せん断ひずみ, 限界せん断ひずみ) を超えている要素数 ・反復計算回数および残差力ノルム

(引張り・せん断に抵抗せず、圧縮に剛となる)を側面に設置した。自重解析の後、4 つの加振ステップ d04 (水平最大加速度振幅: 1.44 m/s²), d05 (3.24 m/s²), d06 (3.82 m/s²), d07 (5.10 m/s²) を対象に振動台上の加速度波形を入力して地震応答解析を行った。

3) 出力項目

解析結果から斜面の崩壊判定を行うことを念頭に表 1 に示した項目を出力した。まず、顕著な変位の発生や地震動が入力されていない時間の変位の継続に着目する。すべり面 (最大せん断ひずみの大きい要素が連続する状態) の形成や、破壊要素の広がりを調べる。表 1 中にある「すべり変位/すべり線の長さ」は基準変位³⁾を算出するために用いる。また、安定性評価指標 F_d は若井ら⁴⁾が提案する指標であり、下式で定義される。

$$F_d = \Sigma R_f / \Sigma T_s \tag{1}$$

ここに、 ΣT_s はすべり土塊の自重に起因するすべり面上の滑動力 (自重に基づいて求められる一定値)、 ΣR_f はす

べり面上で発揮されうる最大のせん断抵抗力である。最大せん断ひずみの最大値、破壊経験要素数、最大せん断ひずみが閾値を超える要素数の履歴は、すべり面の位置を意識せず解析モデルを代表して 1 つの履歴が得られるので、これらで崩壊を判定できれば実用的である⁵⁾。

4) 解析結果

図 2 にすべり面下端直上の相対変位履歴を示す。加振ステップ d05 までは残留変位がわずかであったが、d06 で変位が増大した。これは実験と整合的である。

図 3 に最大せん断ひずみが限界せん断ひずみあるいは破壊せん断ひずみを超える要素を示す。d05 終了時には破壊せん断ひずみを超える要素は連続していないが、d06 の 5 秒経過時には破壊せん断ひずみ以上となる要素が連続し、すべり面となっている。変位速度は 5.975 秒経過時に最大値をとっており、その時の変位をすべり線長さ 48.7m で除して基準変位が 0.33%と求まる。これは既往研究で得られた基準変位³⁾と整合的である。

図 4 に F_d の履歴を示す。 F_d が 1.0 を下回ると不安定と評価する⁴⁾が、d05 の段階で 1.0 を下回っており、変位の増大よりもタイミングが早い。変位が顕著に増加した d06 の 5 秒経過時には F_d はほぼゼロとなっている。これは、すべり面に作用する垂直応力が多くの要素でゼロになったためである。

最大せん断ひずみの最大値、破壊経験要素数、最大せん断ひずみが破壊せん断ひずみを超えた要素数も d06 の 5 秒経過前後から急激に増加する傾向が見られた。

5. おわりに

斜面の地震時応答を動的非線形解析で計算し、斜面の変形から崩壊を判定するための指標について検討した。すべり変位の急増のタイミングは、破壊せん断ひずみを超える要素が連続してすべり面を形成するタイミングと一致し、その他複数の指標でも整合した挙動が得られた。予備的な地震応答解析で指標の選択、閾値の設定を行い、本解析で斜面の安定を評価するという手順が考えられる。他の斜面モデルでも同様の検討を行い、客観的な崩壊判定方法の確立を目指す。

謝辞

本論文は、2022 年度原子力リスク研究センター持ち寄り共通研究（北海道電力、東北電力、東京電力ホールディングス、中部電力、北陸電力、中国電力、四国電力、九州電力、日本原子力発電、電源開発、日本原燃）により得られた成果である。

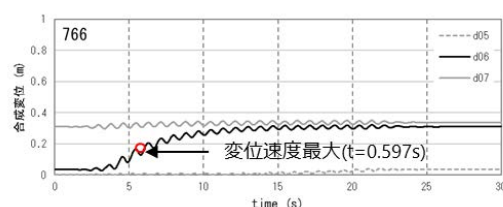


図 2 節点 766（すべり面下端直上）の変位履歴

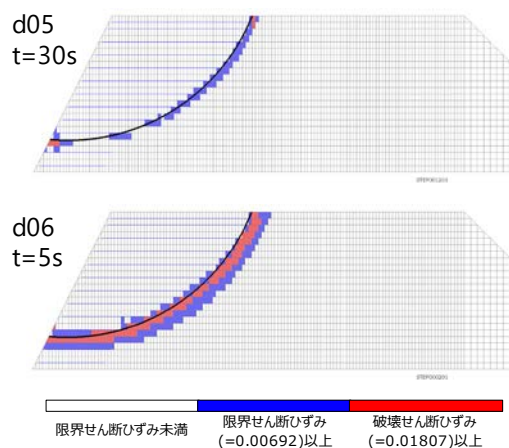


図 3 最大せん断ひずみ分布

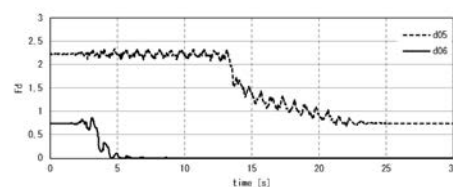


図 4 安定性評価指標 F_d の履歴

参考文献

- 1) 石丸真, 岡田哲実, 中村大史, 河井正, 風間基樹: 軟岩のせん断破壊後の強度変形特性のモデル化と斜面の地震時すべり安定性評価への適用, 土木学会論文集 C, Vol.7, No.1, pp.23-38, 2017.
- 2) 石丸真, 岡田哲実: 動的解析で用いる岩石の非線形モデルの改良, 第 46 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集, pp.123-126, 2019.
- 3) 原子力安全基盤機構: 基礎地盤及び斜面の安定性に係る設計・リスク評価手引き, JNES-RE-2013-2037, 2014.
- 4) 若井明彦, 鶴飼恵三, 尾上篤生, 樋口邦弘, 黒田清一郎: 層理面のひずみ軟化挙動に起因する流れ盤斜面の地震時崩壊の有限要素シミュレーション, Journal of the Japan Landslide Society, Vol.44, No.3, pp.145-155, 2007.
- 5) 李玟選, 田作茹, 董興国, 森田修二: 動的せん断強度低減法による斜面安定解析, 令和 3 年度土木学会全国大会第 76 回年次学術講演会, III-222, 2021.