不均質な強度を有する斜面の崩壊確率に関する確率数値極限解析

九州大学大学院　正会員○笠間清伸　　フェロー　善　功企　　正会員　陳　光斉

1. はじめに

地盤材料を対象とした信頼性設計では，これまでに盛土，擁壁および斜面安定などに適用した研究が進められている．著者らは，新たな地盤構造物の信頼性解析手法として，地盤諸係数の不均質性を表現するランダム場理論と地盤の安定性を簡便に計算できる数値極限解析を連結した確率数値極限解析の構築を試みている [1]．本文では，確率数値極限解析を斜面の安定性評価に適用し，地盤強度の空間的不均質性が斜面の安全性および崩壊確率に与える影響を，従来の 1 次近似 2 次モーメント法(FOSM)による結果と比較し，その有効性について検討した．

2. 確率数値極限解析

数値極限解析は，地盤を剛塑性体と仮定し，有限要素法と同様に各メッシュの節点で変数を離散化した後，上界定理(下界定理)を利用し，変形を受けたさいの地盤の内部消散仕事が最小(最大)となるときの変数を線形計画法によって求める解析手法である．数値極限解析は，1)斜面の安定係数を，上界・下界数値極限解析から得られる上限値と下限値で挟まれた区間の形で得られる，2)線形計画法により，自動的に最適な破壊モードを計算できる，3)粘土地盤の支持力を±5% の精度で計算できる，4)解析に必要な定数が，せん断強度のみであるなどの特徴がある．

図-1 に，二次元平面ひずみ条件を想定したメッシュ図を示す．対象とした斜面の勾配は 45 °であり，平均非排水せん断強度μ_c を 100kPa とした．強度の変動係数 COV_c は，0.2 から 1.0 とし，正規化自己相関距離Θ(=θ/H, θ:自己相関距離, H:斜面高さ)を，0.25 から 4.0 まで変化させた．さらに，要素ごとにランダムに強度を決定した斜面(以下，ランダム強度斜面）も解析した．図-1 中の各要素の色の濃淡は，Θ=1.0 と COV_c=0.4 に設定した時の強度分布の一例である．今回の解析では，地盤の単位体積重量を一定とし，単位体積重量の不均質性による斜面の安定係数の変化は考慮していない．

本文では，斜面の安定性を評価するための指標として，次式で示す安定係数 N_s を用いた．

$$N_s = \frac{G \cdot \gamma \cdot H}{\mu_c} \tag{1}$$

ここで，G とγは，それぞれ斜面の平均安全率と単位体積重量である．斜面全体を均一強度と仮定したとき，解析から得られる安定係数N_{suni}は5.57であり，Toylor による 5.52 および Terzaghi and Peck による 5.59 にほぼ等しい結果が得られた．

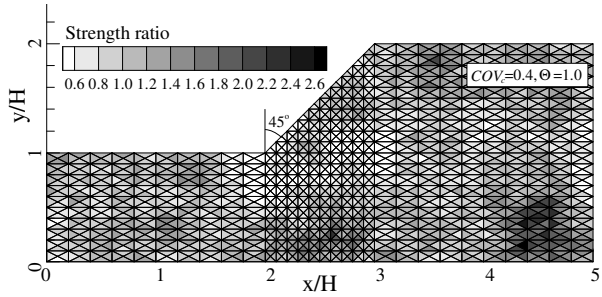
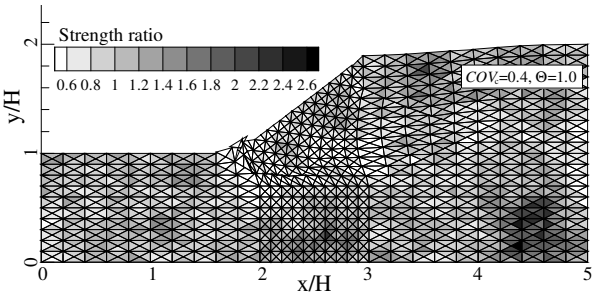
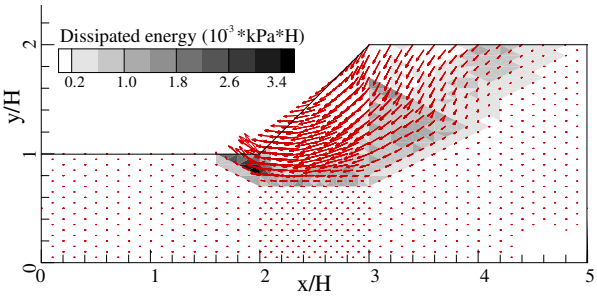


図-1　解析メッシュ(濃淡が強度分布を表す)



a) 変形図



b) 変位ベクトルと消散エネルギー

図-2　変形、変位ベクトルおよび消散エネルギー

3. 斜面の崩壊形状および崩壊確率

強度に空間的不均質性を有する斜面の崩壊形状を考察するために，図-2 に，図-1 で示した初期メッシ

ュ図における斜面の変形図，変位ベクトル図および消散エネルギー図を示す．広範囲な地盤の変形ではなく，斜面先付近を通るすべり面を有する破壊モードを示した．これは，斜面先周辺に存在する地盤強度の弱部が影響していると考えられる．また，図-2b)のように斜面先において局所的に大きな消散エネルギーを示し，斜面全体において空間的に不均質な消散エネルギーを有する結果となった．このときに得られた安定係数 N_s は 4.26 であり，均一強度を仮定した安定係数 N_{suni}(=5.57)に比べて小さくなった．

強度の空間的不均質性を考慮した斜面の崩壊形状を統計的に考察するために，図-3 に崩壊斜面の平均幅と平均深度の関係を示す．変動係数が増加するほど，崩壊斜面の幅と深度は減少し，その傾向は，正規化自己相関係数が大きくなるほど顕著であった．

強度の空間的不均質性に起因した斜面の安定係数の低減割合を評価するために，図-4 に解析回数 100 回における累積平均安定係数μ_{Ns}を，均一強度として計算した斜面の安定係数 N_{suni} で正規化(以下，安定係数低減率とよぶ)した値と，変動係数の関係を示す．変動係数の増加とともに安定係数低減率は，ほぼ直線的に減少した．ただし，その減少傾向は，正規化自己相関距離が小さくなるほど顕著であり，ランダム強度斜面が最も大きい結果となった．図-4 より，変動係数 0.2～0.4 程度の自然堆積地盤では，平均安定係数は 80～90%減少すると推定される．

斜面の安全性について，従来の FOSM による手法と比較しながら，確率統計的な観点から検討を試みる．ここでは簡便のために，斜面崩壊の誘因となる斜面に作用するせん断応力は一定とし，斜面のせん断強度の不均質性のみを考慮して，斜面の平均安全率および崩壊確率を評価した．

図-5 には，COV_c = 0.4 における，斜面の平均安全率 G と崩壊確率 p_f を示す．斜面の安定係数が均一強度を仮定した安定係数 N_{suni} よりも小さくなるため，平均強度で計算した中央安全率 G が 1.0 としても，斜面の崩壊確率が 0.5 以上となるのが特徴である．得られた崩壊確率は，中央安全率 G が 1.0 から 1.2 の範囲において変化が激しく，FOSM で計算した崩壊確率よりも減少の程度が顕著であった．しかしながら，変動係数 0.2～0.4 程度の自然堆積地盤では，中央安全率 G が 1.2～1.3 において十分小さな崩壊確率 p_f が満足されており，従来の許容応力度設計法で斜面安定に必要とされる安全率 1.2～1.3 に整合する形となった．

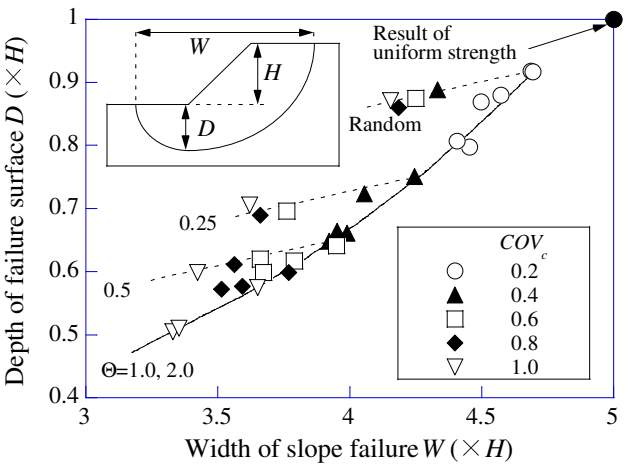


図-3　崩壊斜面の平均幅と平均深度の関係

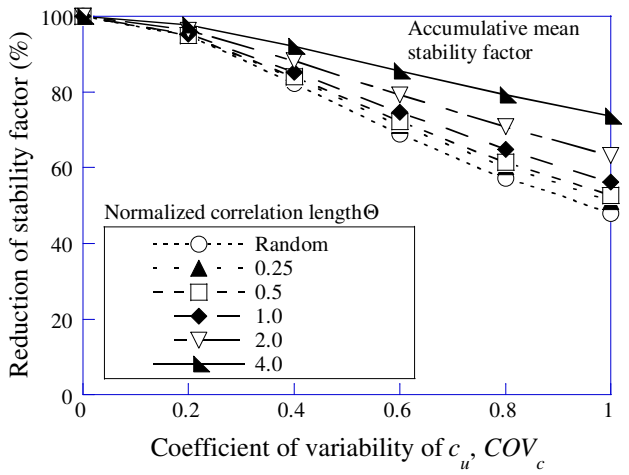


図-4　安定係数低減率と変動係数の関係

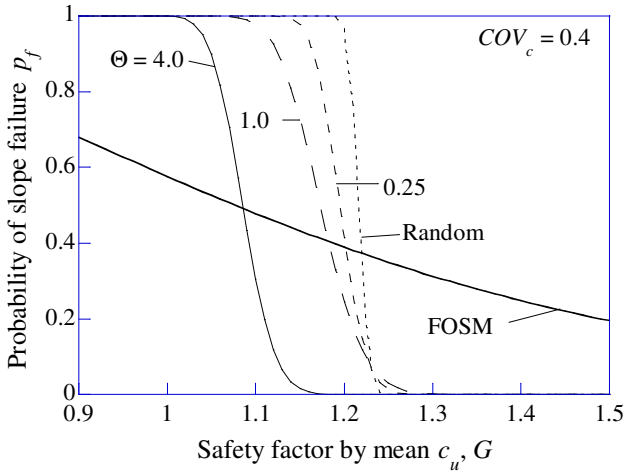


図-5　中央安全率と崩壊確率の関係

【参考文献】1) 笠間清伸，善功企: “斜面の崩壊確率に関する確率数値極限解析”, 第 23 回信頼性シンポジウム講演論文集, pp.61-66, 2008.