

III - 6

待ち受け擁壁の変位予測に与えるメッシュサイズの影響

東北学院大学工学部
東北学院大学工学部

学生会員
正会員

○我妻 祐樹
吉田 望

1 はじめに

斜面崩壊に伴う被害を防ぐ技術には、斜面崩壊を起こさないよう斜面に対策工を施す方法、斜面崩壊危険地帯には重要な構造物を作らない方法などが一般的であるが、その中間的なものとして待ち受け擁壁があり、斜面から少し離れた位置で崩壊した土砂のみを受け止める構造物である。

待ち受け擁壁も擁壁であるからその設計は安定問題として捉えるのが自然であるが、擁壁が多少変位しても土砂を受け持つ機能は維持できるので、これを考慮すればより合理的な設計が可能になる。しかし、変形を予測する技術および崩壊までの挙動は十分明らかになっている訳ではない。本論では非線形有限要素法解析により、変形予測上の主要な要因と問題点を検討する。

2 解析モデルと解析結果

解析対象は、実在の図1に示す高さ2mの擁壁で、解析範囲は水平方向には擁壁から10m、鉛直範囲は基盤までの深さ（5m）とする。これを図2に示すメッシュで有限要素法により解析する。メッシュの水平サイズは擁壁底版幅の1/3の50cmを標準とするが、これより荒いケース（メッシュサイズ75cm）とこれより細かいケース（25cm）も行い、メッシュサイズの影響を検討することにした。

地盤の材料特性は、文献¹⁾のシラスの標準的な値を使用する。せん断波速度は 100m/s^2 、強度定数は、粘着力 3.2kN/m^2 、内部摩擦角 36° とする。湿潤単位体積重量は 12.5kN/m^3 とする³⁾。

擁壁の材料特性は、コンクリートの標準的な値として、 23kN/m^3 、ヤング係数 $2.35 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ 、せん断弾性定数 $1.02 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ の弾性体を用いる。

解析には地盤と構造物の動的相互作用を考慮した汎用コード STADAS⁴⁾を用いる。構成モデルには、吉田らの提案する多次元モデル⁵⁾を用いる。このモデルは Duncan-Chang のモデルを多次元に拡張したモデルであり、せん断変形にのみ非線形を考慮しており、任意の相当応力-相当ひずみ関係を用いるこ

とが出来るのが特徴である。本論ではこの関係に双曲線モデルを用い、履歴法則には Masing 則を用いる。また、ダイレイタンシーは考慮しない。

初期応力は自重解析で求める。この際、擁壁側面と地盤は離れているとして応力を求めた。

土砂の崩壊による擁壁への荷重は擁壁背後に作用する当分布荷重として考慮する。また、背後地盤への荷重は本来動的に作用するものであるが、載荷速度が明瞭ではないこと、動的に載荷すると速度比例項が荷重の一部を受け持つことが想定されるが、速度比例減衰の定量的な評価法は未だ十分なデータがあるわけではない。また、速度比例項が荷重を受け持つとすれば同じ変位に対する荷重は大きく評価される。本論では基本的な特性を得ることも目的の一つであるので、不確定さをさけ、また、設計的に安全側の評価をするという二つの目的からここでは、

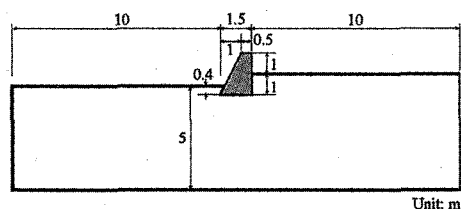


図1 解析領域と構造物モデル

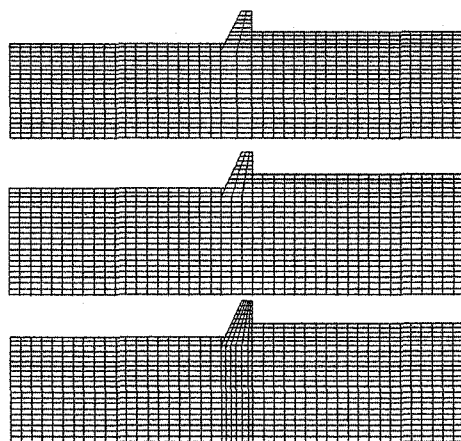


図2 FEM メッシュ幅

荷重を次第に増加していく静的解析を行うこととする。

図3に解析途中の変形の一例を、図4に荷重と擁壁天端の変位の関係を、メッシュサイズ 50cm のケースについて示す。周辺地盤の変形は擁壁近傍でのみ発生し、境界付近では全く変位が発生していないことから、境界の設定が妥当であることがわかる。また、図4では、変位はおおよそ荷重が 20kPa を少し超えるまではほぼ線形であるが、その後非線形性が現れ、さらに、約 32kPa で急激に増加している。最後の状態は安定を保つことが出来なくなった状態といえる。

図5に三つのメッシュに対する擁壁天端の変位－荷重関係を示す。また、図6には荷重軸を拡大して示す。荷重が小さい間ほどのメッシュでもほぼ同じ挙動を示すが、荷重が 25kPa を超える付近からケースごとに差が現れ始め、メッシュサイズが小さいほど抵抗力が小さくなっている。この原因は要素剛性の評価に起因していると考えられる。要素サイズが小さくなるほど要素の剛性を評価する積分点は擁壁近くなり、図3のような回転運動に対して応力は大きくなる。すなわち、要素サイズが小さいほど早く降伏挙動が現れることになる。しかし、安定問題となる荷重の 2/3 までは挙動は変わらないこと、安定限界荷重の 10% 以内であることを考えると、実用的にはメッシュサイズの影響はないと評価してよいと考えられる。

3 結論

待ち受け擁壁の解析においては、地盤のメッシュサイズの影響はほとんどない。また、天端の水平変位が 3cm 程度を越えると急激に不安定化する。擁壁の高さが 2m であることを考えると回転角で 1.5% 程度が安定問題との境であり、変形能は大きいとはいえない。

参考文献

- 1) シラス地帯の斜面崩壊対策に関する調査報告，土木研究所資料第 998 号，建設省土木研究所傾斜地崩壊研究所，1975
- 2) 土質学会編，日本の特殊土，土質基礎工学ライブラリー10，1974
- 3) 応用地質株式会社，待ち受け式擁壁の転倒事例への有限要素法を用いた擁壁変位計算適用業務報告書，2005

- 4) Yoshida, N. (1993): STADAS, A computer program for static and dynamic analysis of ground and soil-structure interaction problems, Report, Soil Dynamics Group, The University of British Columbia, Vancouver, Canada
- 5) 吉田望，辻野修一（1993）：多次元解析に用いる簡易な構成則，第 28 回土質工学研究発表会平成 5 年度発表講演集，pp. 1221-1224

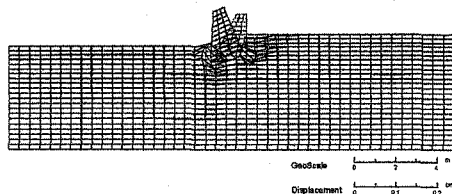


図3 変形図

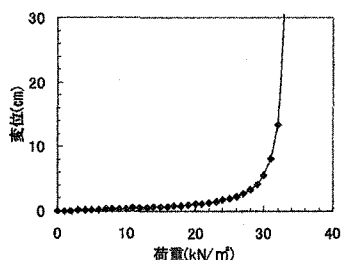


図4 擁壁上流側天端の変位－荷重関係

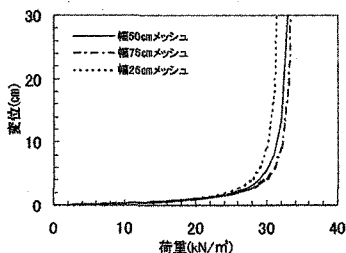


図5 擁壁上流側天端の変位－荷重関係

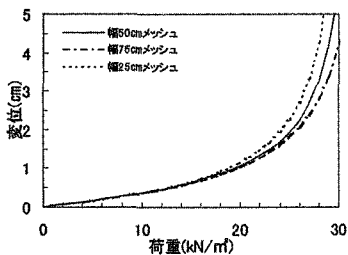


図6 図5の変位の詳細図