

論文内容の要旨

生物・環境工学 専攻

平成 15 年度博士課程入学（進学）

氏 名 岡島 賢治

指導教官 田中 忠次

論文題目 抗土圧構造物の掘削による転倒破壊有限要素解析と模型実験

抗土圧構造物の掘削に伴う転倒破壊問題では、主働土圧、受働土圧が混在した複雑な土圧が作用するため、現実即した理論的な解析は容易でない。さらに、抗土圧構造物問題は剛性の高い構造物と地盤との相互作用が問題となり、構造物と地盤の同時解析が必要となる。地盤 - 構造物系の相互作用を取り入れた変形に関する研究は膨大だが、微小変形から崩壊までを連続的に解析により扱う研究は少ない。地盤を弾完全塑性体とみなして、有限要素解析により検討した Potts らの研究が特筆すべきものであろう (Potts,2003)。しかし、Potts らの研究も限界荷重まで安定的に解析することまでは到達しておらず、微小変形から崩壊までを連続的に解析できる解析手法は現在ではまだ開発されていない。

本研究では、地盤 - 構造物系の典型的な例として、剛性の高いスレンダーな抗土圧構造物の片側地盤掘削による転倒破壊問題を取り上げ、弾塑性有限要素解析を適用する。解析モデルは砂地盤と壁体から構成されているものとし、地盤には、土の特性を考慮した構成式を用いる。この有限要素解析において、最初に砂地盤、壁体ともに Explicit の動的緩和法を適用した解析を実行したが適切な限界荷重が得られなかった。このため、砂地盤に Explicit 型、壁体に Implicit 型の動的緩和法を適用した非線形計算法を開発し、この抗土圧構造物の転倒破壊解析を実行する。Implicit-Explicit 型の動的緩和法を適用することによって、剛性の全く異なる構造物の同時解析においても解が安定的に得られることを示す。

その後、模型実験を行い解析手法の検証を行う。硬く締まった土質材料のような、ひずみ軟化を示す材料は比較する理論的な厳密解がないため、解析手法の有効性の検証は模型実験と比較することで行う必要がある。ここで注意しなければならないことは、このとき、実験にもさまざまな誤差要因が含まれるため、解析手法の検討だけでなく、実験の信頼性も評価しなけれ

ばならないことである．そのため，ひずみ軟化を示す材料に関わる問題は，実験と解析との相互のやりとりによって現象の解明を行う必要がある．

本解法では剛性の低い地盤部分には剛性マトリックスを用いない Explicit 型の動的緩和法を適用し，剛性の高い壁体部分には剛性マトリックスを用いる Implicit 型の動的緩和法を適用する．これは，解が発散する原因と考えられる剛性の高い壁体要素に時間増分に対して無条件に安定する Implicit 型の利点を適用することと，計算効率を考えた上で，要素数の多い地盤材料に計算効率の良い Explicit 型の動的緩和法を適用し，要素数の少ない壁体要素に Implicit 型の動的緩和法を適用するとの理由による．また，このときのマトリックス計算はスカイライン法により Implicit 領域も効率的に計算される．Implicit-Explicit 型の時間積分の計算には Newmark 法を適用する．

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + [(1-\xi)\ddot{U}_t + \xi\ddot{U}_{t+\Delta t}]\Delta t \quad (1)$$

$$U_{t+\Delta t} = U_t + \dot{U}_t\Delta t + [(1/2-\beta)\ddot{U}_t + \beta\ddot{U}_{t+\Delta t}]\Delta t^2 \quad (2)$$

ここに， R_n は外力ベクトル， M は，対角行列の質量マトリックス， C は減衰マトリックス， U は変位ベクトル， \ddot{U}_n は加速度ベクトル， \dot{U}_n は速度ベクトルを表す． Δt は時間増分， ξ, β は定数である．また，有効剛性マトリックス K^* は次式で求める．

$$K^* = M/(\Delta t^2\beta) + \gamma C_T/(\Delta t\beta) + K_T(U_{n+1}) \text{ (Implicit)} \quad (3)$$

$$K^* = M/(\Delta t^2\beta) + \gamma C_T/(\Delta t\beta) \text{ (Explicit)} \quad (4)$$

ここに， K_T は接線剛性マトリックス， C_T は減衰マトリックスである．このときの残差力 Ψ の評価は次式で行う．

$$K^* \Delta U = \Psi \quad (5)$$

$$\Psi = R_{n+1} - M\ddot{U}_{n+1} - P(U_{n+1}, \dot{U}_{n+1}) \quad (6)$$

ここに， P は内力ベクトルを表す．

以上より，次ステップの変位ベクトル，速度ベクトル，加速度ベクトルを次式で表す．

$$U_{n+1} = \tilde{U}_{n+1} + \Delta U \quad (7)$$

$$\ddot{U}_{n+1} = (U_{n+1} - \tilde{U}_{n+1})/(\Delta t^2\beta) \quad (8)$$

$$\dot{U}_{n+1} = \tilde{U}_{n+1} + \Delta t\xi\ddot{U}_{n+1} \quad (9)$$

本研究で用いた有限要素解析コードはフーチングの支持力問題に対して Explicit 型の動的緩和法の適用により安定的に解が得られるコードをもとに開発した(田中,1991)．この非線形有限要素解析では，まず，有限要素に 4 節点アイソパラメトリック要素を用い，1 点積分を適用する．この要素は，動的緩和法と組み合わせた解法では，要素分割と境界条件によらず臨界減衰比が hour-glass モードの発生を押さえ，良い効率で解を与える(田中・川本,1987)．構成式については，平面ひずみ条件で MC-DP 混合型のモデルを用いる．MC-DP 型モデルは，降伏関数には Mohr-Coulomb 型モデルを適用し，塑性ポテンシャルには Drucker-Prager 型モデルを適用

した構成式である。土質力学での多くの問題は Mohr-Coulomb 基準を基礎に解かれてきた経緯があり、また、実験結果を比較的良好に表現できていることから降伏関数 f を Mohr-Coulomb 型モデルとする。さらに、Mohr-Coulomb 型モデルでは平面上に特異点を有し、そのまま関連流動則を適用すると解が不安定となるため、塑性ポテンシャル Φ には Drucker-Prager 型モデル ($g(\theta) = 1$) を適用する。本解析における豊浦標準砂の材料の力学特性値は、龍岡ら(1985)が行った広範な実験より得られた砂質材料の特性値から決めている。したがって、本解析で適用した材料パラメータは、これらの実験によってキャリブレーションされた値と言える。

本研究では、**図 1 (a)**に示すような掘削に伴う壁体の転倒破壊問題を対象とした。有限要素解析を行う領域のサイズは、平面ひずみ条件で、地盤領域が 500mm × 1500mm の水平地盤とし、その幅方向中央部に壁体で仕切りをした状態を初期状態とした。このとき、壁体の深さは 400mm で、地盤の底面から 100mm のところまで根入れしていることとし、初期壁体突出部は高さ 250mm となる。また、壁体の幅は 5mm とした。**図 1 (b)**にそれに対応した有限要素メッシュを示す。この有限要素メッシュの要素数は 3,175、節点数は 3,314 である。このとき、剪断帯の発達する壁体背面部を 1cm × 1cm の正方形メッシュとなるように作成した。

図 2 に Explicit 型と Implicit-Explicit 混合型の比較を示す。Explicit 型の計算結果は、掘削深度が深くなっても壁体頂端部はほとんど変位せず、根入れ深さである 40cm まで掘削しても自立しているという計算結果が得られた。これは、解が収束せず計算が進んでいることをしめしている。よって、Explicit 型の解析結果は、抗土圧構造物の掘削に伴う転倒破壊を対象とする場合、有効な解析手法とは言えないことが分かる。これに対し、Implicit-Explicit 型の解析結果は、掘削に伴い壁体頂端部の水平変位は掘削に伴い変位量を増し、掘削深度 25cm 付近から水平変位の変位量が大きくなり壁体が転倒することを示している。これは、掘削に伴い壁体が転倒破壊する実際の現象を表している可能性があり、Implicit-Explicit 型の解析結果は、抗土圧構造物の掘削に伴う転倒破壊を対象とする場合、有効な解析手法となり得る。

次に、実験と解析結果の比較を**図 3**に示す。同図より、解析結果は掘削深度 20cm 付近までの微小変形実験結果をよく表現している。また、解析では掘削深度 24cm 以降で破壊が進行し変位量が増大していくことを安定的に計算しており、実験においても掘削深度 24 ~ 25cm 付近で破壊の進行が大きくなっている。**図 4**は、解析によって得られた 30cm 掘削時の壁体付近の最大剪断ひずみコンターラインである。解析結果より、掘削面側に主に受働状態の剪断ひずみ、及び背面地盤側に主に主働状態の剪断ひずみが確認でき、壁体下端部では複雑な剪断ひずみを示している。解析では、構成式においてひずみ硬化式とひずみ軟化式の閾値として塑性ひずみ 0.1 を適用している。よって、最大剪断ひずみがおよそ 0.1 の箇所付近に剪断帯が発達するとみなすことができる。この最大剪断ひずみ 0.1 付近のグレーの線は、実験で得られたせん断帯であり、解析結果はせん断帯の発生位置と角度を非常によく表現できている。よって本解析は抗土圧構造物の掘削による転倒破壊問題について有効な解析手法であるといえる。

図 5は解析により得られた 24cm 掘削時の土圧分布を示す。図中のグレーの直線は現在設計計算等でも使われている Coulomb 土圧式により得られる土圧分布である。**図 5**より、Coulomb 土圧は現象を受働土圧で過度に単純化していることが確認できる。また、この結果、抗土圧構造物の転倒破壊時には、主働土圧と受働土圧が混在した複雑な土圧分布を示すことが確認できた。また、掘削深度以下では、回転モードによる受働土圧 (James and Bransby, 1970) に近い土圧分布を示していることも確認できた。これは、背面地盤側の掘削深度以下では、上端固定下端回転モードの受働土圧分布に近い下膨れ型の土圧分布を示し、掘削面側では下端固定上端回転モ

ードの受働土圧分布に近い樽型の土圧分布を示していること確認できる。

以上より、本研究で開発した Implicit-Explicit 混合型動的緩和法を適用した弾塑性有限要素法により、抗土圧構造物の掘削による転倒破壊問題について微小変形から破壊まで安定的に解析できる有効な解析が可能となった。また、現在設計計算に用いられている Coulomb 土圧式は現象を過度に単純化していることを指摘し、土圧分布は James and Bransby の示した回転モードによる受働土圧分布を含む複雑な土圧分布をしていることが解明された。

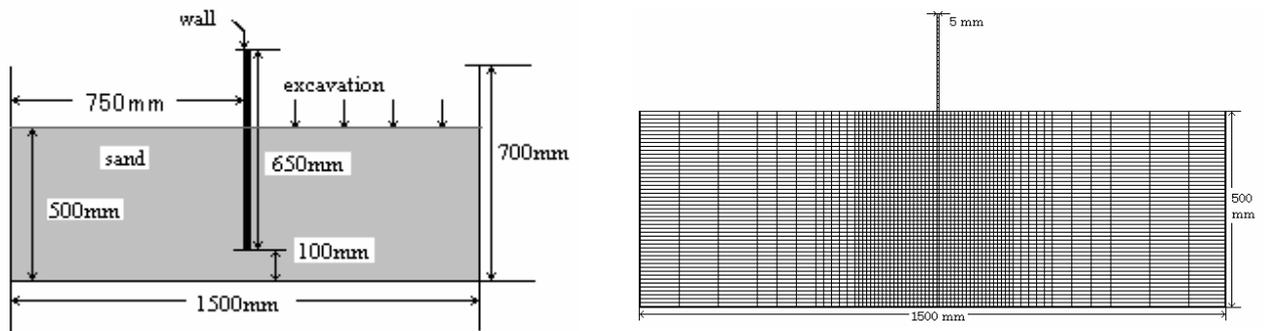


図1 模型実験概念図(a) と 有限要素メッシュ(b) (要素数 3,175, 節点数 3,374)

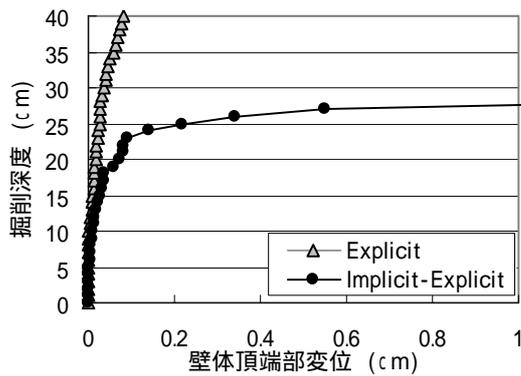


図2 Explicit 型と Implicit-Explicit 型の比較

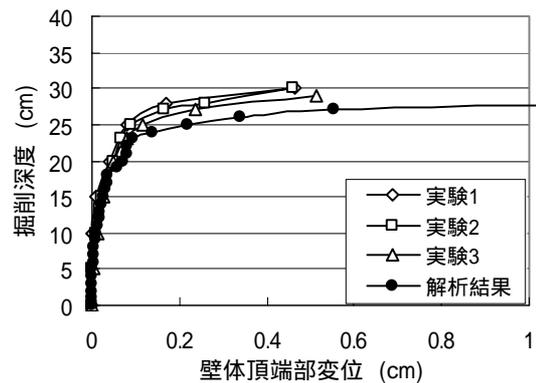


図3 解析結果と実験結果との比較

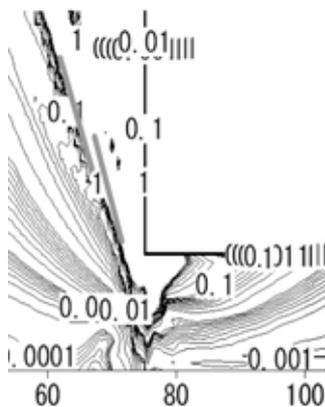


図4 最大せん断ひずみ分布とせん断帯

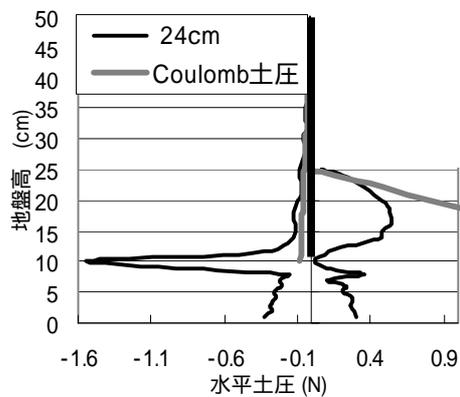


図5 24cm 掘削時の土圧分布