

(35) 個別要素法による擁壁の地震時土圧解析

㈱フジタ技術研究所 ○小林範之・中野浩之・斉藤悦郎

1. はじめに

剛な擁壁に作用する主動土圧の設計計算には、ランキン・クーロン式または物部・岡部の式が用いられる。しかし、これらの手法では壁の移動による土圧の変化や裏込め材の2次元的不均質性を表現することができない。このような点については剛塑性論あるいは弾塑性論を用いた有限要素法などで説明が試みられているが、土圧のような破壊問題に対しては必ずしも適当な解法とはいえない。

一方、個別要素法 (DEM) は破壊に関する安定問題に対して有用な解析法¹⁾であり、変位と接触力が同時に得られるため、擁壁の土圧解析に適した手法であると思われる。しかし、個別要素法を土質工学上の問題に応用する場合、モデル化の段階で様々な問題点があり、定量的な評価をすることが困難なことが多い。

本研究では個別要素法を用いて定量的に土圧解析を行うことを目的として、土のせん断強度定数と個別要素法のモデル定数との関係を明らかにし、静的に地震力を与えた場合の土圧解析を行った。

2. 土の力学的特性の考え方

土の力学的特性は土の種類 (材質、粒度、粒子形状、表面粗さ、吸着イオン) および土の状態 (密度、含水量、骨組み構造) といったミクロ的な要因に依存する。地盤工学では、土の力学的特性を要素試験などから得られる変形係数や、せん断強度定数などによってマクロな観点から取り扱われる。たとえば、有限要素法ではこの変形係数やせん断強度定数が物性値となる。

一方、DEMはそれぞれが独立した要素による粒状体解析であるため、ミクロ的な観点からのモデル化が必要となる。ここでは土の力学的特性を次の2つの要因にわけてモデル化を行った (図1)。

①構造的要因 粒子形状、粒度分布、配列

②材質的要因 バネ定数 $k_{n,s}$ 、粘性係数 $\eta_{n,s}$ 、要素間摩擦係 μ 、要素間粘着力 c_c 。

2.1 構造的要因

土の力学的特性は土粒子の粒度分布、形状、配列などの構造的な要因で大きく違って来る。たとえば、土粒子1つをDEM要素1つに対応させれば、実際の土の粒度分布、粒子形状、配列などを表現できる。しかし、現実にはこのようなモデル化は不可能であり、土粒子の集合体をDEMの1つの要素として扱うことになる。こういった場合、構造的な土粒子のモデル化の考え方は、実際の土の構造を表現することではなく、それによる解析結果への影響を少なくすることである。したがってここで適用する構造は、最も単純なモデルの「粒子形状を円、配列を最密、粒度分布を均一」とした。

2.2 材質的要因

構造的な要因は解析結果に影響を与えないという仮定に基づくため、材質的要因によって土の強度特性を表現することになる。しかしながら、これらのモデル定数は、土の材料実験から合理的に設定する手法が未だに開発されていないため、一般に試行錯誤により求められる。さらに4つの材料定数のうちバネ定数 $k_{n,s}$ 、粘性係数 $\eta_{n,s}$ と時間間隔 Δt には相互に密

● DEM擁壁土圧解析

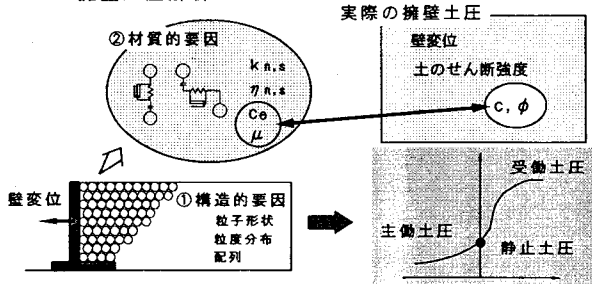


図1 DEM擁壁土圧解析の概念図

接な関係があり、その値を容易に決定できないのが現状である。つまり、バネ定数が小さすぎる場合には要素の重なり合いやすり抜けがおこり、逆に大きすぎると瞬時に大きな力が働いて要素が発散してしまい、時間間隔を小さくしなければならぬ。また粘性係数が大きすぎる場合にも同様に発散し、小さすぎる場合には振動が止まらず安定しない。

このような発散・振動の現象が起きない範囲ならば「要素個々のバネ定数・粘性係数がモデル全体の挙動に与える影響は小さい」ことが木山ら²⁾によって報告されている。そこで、バネ定数、粘性係数および時間間隔は、解析に用いるのと同じ大きさの要素を自由落下させる数値実験を行い、弾まない状態から設定するものとした。

これより材質的要因の未知パラメータは、要素間の粘着力 c_0 および摩擦係数 μ となる。

3. DEMモデル定数と土の力学的強度との関係

土の力学的強度は、せん断強度定数 $c \cdot \phi$ を用いて表現され、豊富なデータが蓄積されている。このせん断強度定数 $c \cdot \phi$ から要素特性としてDEMモデル定数が決定できれば実用的であり、また解析結果と実挙動との対応を検討する際にも有用である。ここでは前章の考え方にに基づき、擁壁の土圧問題をモデル化し、ランキンの土圧式を用いて、DEMモデル定数 c_0 、 μ とせん断強度定数 $c \cdot \phi$ の関係を導いた。

3.1 解析条件および方法

対象としたモデルは模型実験レベルのもので、幅90cm、高さ30cmの領域に粒径1.2cmの円要素を最密に配列し、モデルの左から18cmの位置に擁壁を設置した(図2)。また、ランキンの土圧式が適用できるような理想的な条件を仮定して、擁壁と要素との摩擦係数は0とし、擁壁は平行移動するものとした。なお、境界と要素との摩擦係数は0.6で、粘着力は要素間のみに働くものとした。バネ定数、粘性係数および時間間隔は、2.2節で示したように粒径1.2cmの要素を自由落下させる数値実験により決定した。表1は土圧計算に用いたモデル定数をまとめたものである。

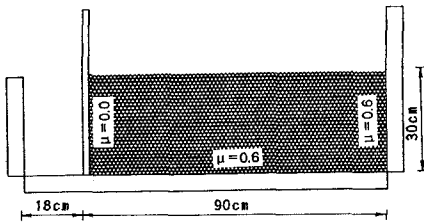


図2 解析モデル

表1 モデル定数

	法線方向	接線方向
バネ定数(kgf/cm ²)	5.4×10^4	1.6×10^2
粘性係数(kgf·sec/cm ²)	1.4×10^4	8.0×10
単位体積重量(gf/cm ³)	1.5	
粒径(cm)	1.2	
時間間隔(sec)	0.0001	

解析方法は以下の手順で行った。

- ①任意の c_0 および μ を与え、擁壁を固定した状態で安定状態を求める。
- ②①の状態から主働側に速度3cm/secで擁壁を移動させ、0.3cmまでの変位を与える。
- ③擁壁に作用する荷重を合計して主働土圧を求める。

3.2 要素間摩擦係数 μ と内部摩擦角 ϕ との関係

μ と ϕ の関係は以下の手順で求めた。

- ① c_0 を0(gf/cm²)とし、 μ を0~1.0まで変えてDEM解析を行う。
- ②擁壁に作用する荷重を合計して主働土圧を求める。
- ③求めた土圧を式(1)に示すランキンの主働土圧式に代入し、 ϕ を逆算する。

図7は解析結果である。 μ と ϕ の関係は式(2)で双曲線近似でき、 ϕ が仮定できれば μ が決定できることがわかる。ただし、 ϕ は40°(deg)以上にならないが、通常の ϕ を十分表現できる。

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma_c H^2 \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \quad (1)$$

$$\phi = \frac{\mu}{0.0035 + 0.023\mu} \quad (2)$$

3.3 要素間粘着力 c_0 と粘着力 c との関係

c_0 と c との関係も μ と ϕ の関係と同様の手順で求めた。 μ を0とし、 c_0 を変えてDEM解析を行い、求めた主働土圧を式

(3)に示すランキンの主働土圧式に代入し、 c を逆算するものである。

図8に示すように c と c_e との関係は $\mu - \phi$ 関係同様、式(4)で双曲線で近似できることがわかる。ただし、 c には上限があり、裏込め土の自立を表現することはできなかった。

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma_c H^2 \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) - 2cH \tan(45 - \frac{\phi}{2}) \quad (3)$$

$$c = \frac{c_e}{0.2 + 0.1176c_e} \quad (4)$$

$\mu - \phi$ および $c_e - c$ 関係において表現できる ϕ 、 c には上限があった。これは μ や c_e を大きくすることにより、要素間のすべりはなくなるが、回転を止めることができず破壊が進行してしまうためであると考えられる。

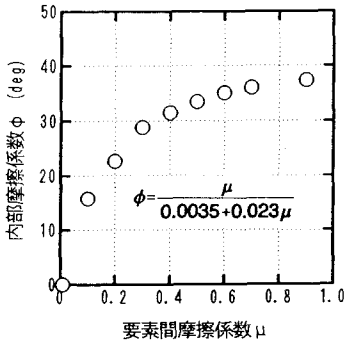


図3 $\mu - \phi$ 関係

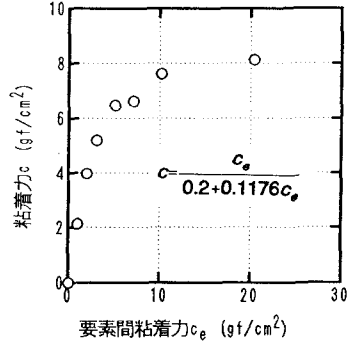


図4 $c_e - c$ 関係

3.4 $\mu - \phi$ および $c_e - c$ 関係の検証

図3、4の関係を用いて、 $c = 0.0(\text{gf}/\text{cm}^2)$ と $c = 0.3(\text{gf}/\text{cm}^2)$ の2ケースの解析を行った。ただし、 $\phi = 30^\circ$ としている。図5に擁壁の移動にもなう土圧の変化を示した。土圧は静止土圧から主働土圧へと連続的に変化し、一定の値に収束するようすが表現できる。収束時の解析値の差は粘着力の影響であり、土圧式の値にほぼ等しくなった。また図6にはすべりが生じる範囲を示したが、これはランキンの土圧理論から得られるすべり面の角とほぼ一致する。以上より内部摩擦角と粘着力を同時に考慮した場合にも従来の知見と一致し、良好な結果が得られた。

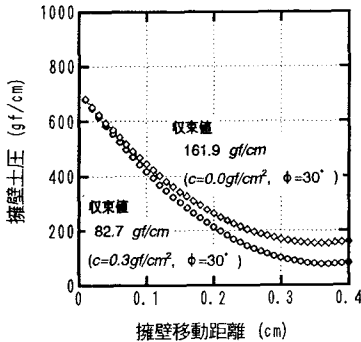


図5 擁壁移動距離と土圧の関係

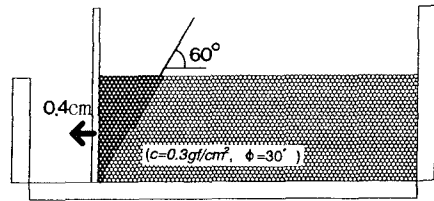


図6 裏込め土のすべり面

4. 地震時土圧問題への適用

地震時の土圧計算には、一般的には震度法に基づく物部・岡部^{3), 4)}の地震時土圧式が用いられる。ここでのDEM解析においても震度法による荷重を採用し、地震時の最大加速度を静的な地震力に置き換えて土圧計算を行った。地震力は、水平方向に所定の加速度 α として各要素の中心に与える。解析モデルは図2に示したもので、前章と同様である。対象は ϕ 材のみで、土の粘着力を $0.0(\text{gf}/\text{cm}^2)$ で固定し、内部摩擦角 ϕ と水平加速度 α をパラメータとして解析を行った。解析手順は以下の通りである。

- ①図3の $\mu - \phi$ 関係から任意の ϕ を与え、擁壁を固定した状態で安定状態を求める。
- ②①の状態から水平加速度 α を与える。
- ③主働側に速度3cm/secで移動させ、最大0.3cmまでの変位を与える。
- ④擁壁に作用する荷重を合計して主働土圧を求める。

図7は、DEM解析により求めた主働土圧から式(5)を介して逆算した主働土圧係数と式(6)に示す物部・岡部による主働土圧係数を比較したものである。横軸には水平加速度と重力加速度との比である水平震度 k_h をとった。水平震度が大きい $k_h=0.2$ の場合には、DEM解析の結果は過大な値になるが、その他はほぼ一致しているといえる。

$$P_{AE} = \frac{YH^2}{2} - K_{AE} \quad (5)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta - \left[1 + \frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos\theta}\right]^2} \quad (6)$$

図8には $\phi=25.0^\circ$ 、水平震度 $k_h=0.0, 0.1, 0.2$ の3ケースにおける裏込め土のすべり面の解析結果を示したものである。このすべり面は地震時の主働土圧に対するすべり面の角度とほぼ一致し、水平震度が大きいほどすべり領域が大きくなる。また、震度が大きくなるとすべり面が直線から曲線になり、直線で近似している土圧式との誤差が大きくなる。このことが $\alpha=0.2$ において土圧を過大に評価する原因と考えられる。

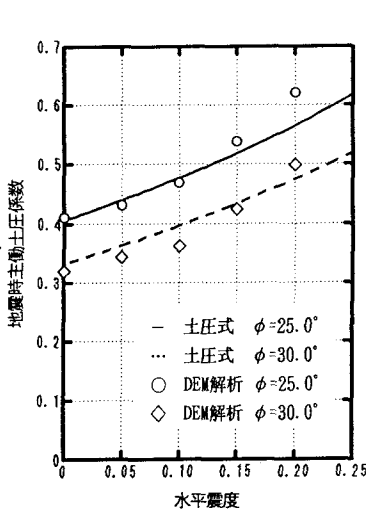


図7 地震時主働土圧係数と震度の関係

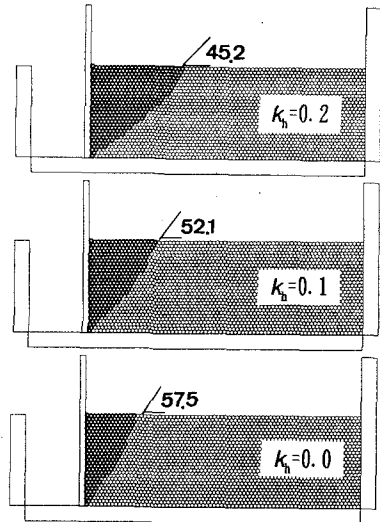


図8 裏込め土のすべり面($\phi=25.0^\circ$)

5. おわりに

本研究は、土圧問題をDEMによって解析するための基礎的研究として、DEMモデル定数である要素間摩擦係数 μ ・要素間粘着力 c_s と土のせん断強度定数 ϕ 、 c の関係を導き、モデル定数の合理的な決定法を示した。これにより決定したモデル定数による解析値は、物部・岡部の地震時土圧とよく一致し、良好な結果が得られた。

今回の解析は、土圧式が適用できるように理想的な条件を仮定して解析を行った。しかし、実際の地震時の土圧は、土の動的特性や擁壁との動的相互作用のために時々刻々と複雑に変化する。今後は、DEMモデルの動的特性を検討し、動的な地震力を作用させて、擁壁の移動と土圧の関係を明らかにしていきたい。

参考文献

- 1) Cundall, P.A. and Strack, O.D.L. : A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies, Geotechnique, Vol. 2, No. 1, pp. 47-65, 1979.
- 2) 木山英郎・藤村尚・西村勉 : せん断モデルを用いた離散剛要素法の材料定数の検討、土木学会論文報告集, Vol. 333, pp. 167-174, 1987.
- 3) 物部長穂 : 地震上下動に関する考察並びに振動雑論、土木学会誌, Vol. 10, pp. 1063-1094, 1924.
- 4) Okabe, S. : General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, 土木学会誌, Vol. 10, pp. 1277-1323, 1924.
- 5) 岩下和義 : 粒状体シミュレーションによる地盤の動的破壊解析-その1-, 地震研究所報, Vol. 63, pp. 201-235, 1988.
- 6) 岩崎好規・澤田純男・香川敬生 : 個別要素法による砂の支持力問題におけるせん断帯発生時の解析、第43回土質工学研究発表会, 1988.