

# 分割法による土構造物の地震時簡易残留変位量算定法の開発

環境防災研究室 木村泰之  
指導教員 大塚 悟, 宮木康幸, 磯部公一

## 1. はじめに

盛土の安定性照査は円弧すべり法による極限釣合い法を用いて評価を行っている。しかし、現在では安定照査の対象としてレベルII地震動などの設計地震振幅の増大化が問題とされており、すべての盛土構造物に対して安全率が 1.0 以上に設定することはコスト高になってしまう。このような大規模地震に対しては損傷をある程度許容することが合理的とされ、盛土構造物の耐震評価に変形量照査の導入が必要とされてきている。昨年は残留変位量の簡易算定手法として最も用いられている *Newmark* 法に着目したが、今年度は剛塑性理論に基づき、分割法を用いたプログラムを作成し、地震時の残留変位予測を行う。本研究では *Newmark* 法と変わらないくらい簡易的であり、有限要素法のように精度の高い計算結果を目標とし、本稿では *Newmark* 法、模型実験、実被害例に対して変形計算を行い比較・検証を行う。

## 2. プログラムの作成

プログラムを作成する際に剛塑性の考えを使用した。これは従来の *Newmark* 法が、物体力を変形計算に直接考慮できない為である。

### 2.1. 安定計算

安定計算をする上で安全率の算定をまず行わなければならない。「安全率=抵抗力/滑動力」より求める。

本プログラムでは一般的に広く用いられている *Fellenius* 法を採用し、安全率の計算を行う事にした。

今回は間隙水圧を考慮していないので最終的な式は下記ようになる。

$$Fs = \frac{\sum (cl + W \cos \alpha \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha}$$

一般的に安全率が1.0を下回った場合に変位が発生すると言われている。

### 2.2. 変位計算

変位計算は以下の釣合式を考える。*Newmark*法との違いは剛塑性の考えを用いていることである。*Newmark*法との比較も行い、本プログラムの優位性を述べる。

式をまとめると最終的に下記の式になる。陽解法(線形加速度法)で解くことにより回転角を求め、変位*S*を計算する。

$$\ddot{\theta}_n = \left[ [M]_n + \frac{\Delta t}{2} \frac{1}{|\dot{\omega}_n|} [C]_n \right]^{-1} \left\{ [F]_n - \frac{1}{|\dot{\omega}_n|} \left( \dot{\omega}_{n-1} + \frac{\Delta t}{2} \ddot{\omega}_{n-1} \right) [C]_n \right\}$$
$$S = \omega \cdot R$$

*Newmark*法

$$\ddot{\theta} = \frac{(k_h - k_y) (\sum y_g W + R \sum W \sin \alpha \tan \phi)}{\frac{1}{g} \sum WR_c^2}$$

*Newmark*法の式は( $k_h - k_y$ )が示すよう、安全率が1.0の時の限界水平震度を超えた水平震度が入力されると変位が発生する。これでは自重崩壊を考慮することが出来ない。また、垂直方向の揺れも考慮することが出来ない。本プログラムでは直接、物体力を加速度に影響させることが出来る為、自重崩壊の再現が可能である。

## 2.3. プログラム計算例

本プログラムの妥当性を検討するために、*Newmark*法との比較を行う。

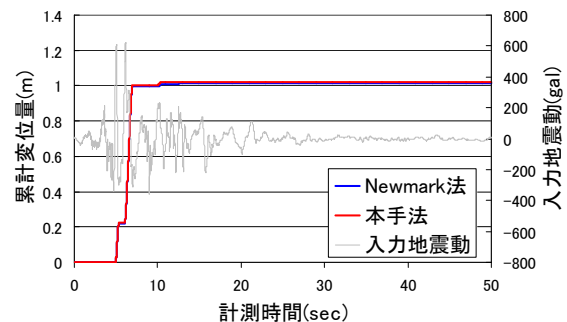


図-1 解析結果

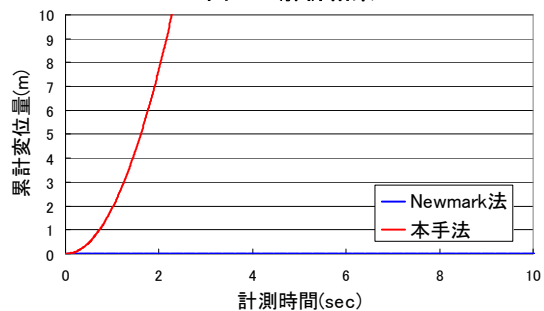


図-2 解析結果 (自重崩壊表現)

図-1より*Newmark*法とほぼ一致という結果となり、本プログラムの妥当性を確認した。また、図-2は安全率が1.0を下回るようにパラメータを設定し、入力加速度がない場合である。*Newmark*法では変位は発生しない。自重崩壊の表現が出来ていることが分かる。

### 3. 小型模型実験

鉄を材料に小型模型を作製し、振動台実験を行った。得られた結果と解析結果を比較する。Caseはすべり面に貼っている紙やすりの粗さの違いで、順に目が粗くなる。表-1に解析パラメータを示す。

表-1 解析パラメータ

		Case1	Case2	Case3
ピーク時	せん断抵抗角[°]	45.1	44.3	42.4
残留時	せん断抵抗角[°]	29.6	26.4	26.5
単位体積重[kN/m <sup>3</sup> ]		76.6		

実験結果と解析結果を比較する際、3つのポイントで比較を行った。①変位発生タイミング、②変位の進行過程、③累計変位量である。また、解析手法として I. ピーク強度で解析を実施した場合、II. 変位発生時に残留強度に低下する方法である。

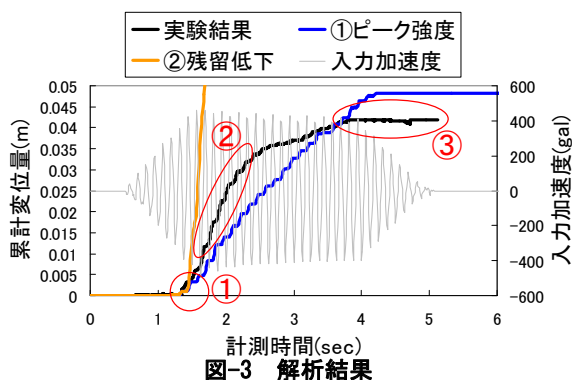


図-3 解析結果

解析の結果、①変位発生タイミングは一致することが分かった。しかし、②変位の進行過程、③累計変位量が一致しない。②に関しては残留時の強度が不明確だからである。③に関しては本手法が微小変形モデルを採用しているからである。そこで一面せん断試験の結果から動摩擦試験での強度を予測した。ピーク強度の10%低下した場合で解析を実施した結果、進行過程も一致した。

### 4. 大型模型実験

提供して頂いた実験結果を元に解析を実施した。残留時の粘着力をゼロにすることにより、実験結果と①変位発生タイミング、②進行過程が一致した。実験結果で変位が途中で止まるような場合、微小変形理論を採用しているため変位の進行過程にずれが生じる。

表-2 解析パラメータ

ピーク時	せん断抵抗角[°]	43.5
	粘着力[kPa]	2.9
残留時	せん断抵抗角[°]	36.3
	粘着力[kPa]	0.0
単位体積重量[kN/m <sup>3</sup> ]		17.3

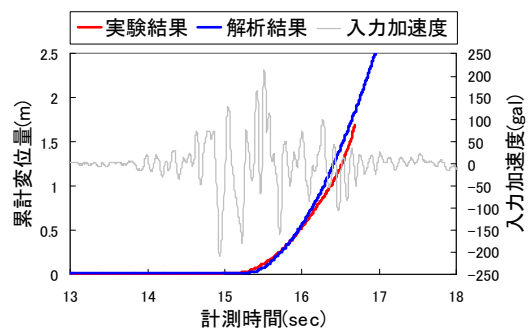


図-4 解析結果

### 5. 実被害事例

2011年太平洋沖地震で被害を受けた、福島県会津若松市一箕中学校の盛土崩壊を対象に現地調査、現地採取試料物性試験、解析を実施した。

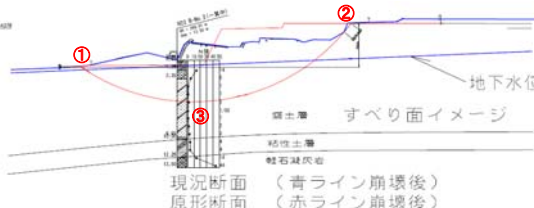


図-5 断面図

表-3 解析パラメータ

ピーク時	せん断抵抗角[°]	44.8
	粘着力[kPa]	0.0
液化化後	せん断抵抗角[°]	21.1
	粘着力[kPa]	0.0
単位体積重量[kN/m <sup>3</sup> ]		24.9

本解析ではSeedらの手法を採用し、不規則波を規則波に換算している。また、繰返し三軸試験より得られた液化化強度を用いて液化化の考慮を行った。結果、液化化時の強度を逆算することで実変位量とのフィッティングを行った。逆算より求めた強度だが、Newmark法で逆算を行った強度、Dunhumの式を用いN時から算出した強度と非常に近くなることから本解析で採用した強度は的外れではないことが分かる。また、本手法は簡便のため実務向きではないと言える。

### 6. 結論

シンプルなモデルの場合、本手法で簡易に変位を予測することが可能である。しかし、実地盤に適用するには改善の余地がある。そこで、物性試験、小型模型実験を行うことで再現性の確認が必要になる。また、有効応力で液化化の考慮が必要である。

### 参考文献

保科隆：剛塑性有限要素変形解析手法の開発と土構造物への適用に関する研究，修士論文，2011。