

石積み擁壁の耐震性評価のための FEM のモデル化に関する研究

法政大学大学院 正会員 酒井久和 ○学生会員 堀井衿佳
 環境工学 非会員 佐々木尚
 鉄道総合技術研究所 正会員 中島進
 JR 東日本 正会員 藤原寅士良

1. 研究背景・目的

石積み擁壁は大地震で脆性破壊する危険性を有しているため、その被害を軽減するために地震時挙動の解明が急務であり、耐震補強対策やその耐震性能評価が求められている。本研究では、鉄道総合技術研究所によって実施された傾斜及び振動台実験¹⁾について、石積み擁壁、並びにその耐震補強対策の FEM によるモデル化の検討を目的とし、FEM を用いた数値シミュレーションを行った。本稿では、無対策盛土傾斜実験に対する非線形静解析について記載する。

2. 解析条件

材料パラメータは既往研究²⁾及び一般値をもとに表 1 のように設定した。地盤材料のヤング率は各々模型中央の拘束圧より算出し、また、土の非線形特性を考慮するため Hardin Drnevich モデルを採用した。サーチャージは実験と等価となるよう質量密度を $4.08(t/m^3)$ とし、他のパラメータは背面地盤と同じ値に設定した。

要素は、地盤材料及びサーチャージは平面歪要素とし、要素同士の剥離・滑動を表現するジョイント

要素を適宜設置した。また、2次元解析において、基礎地盤底面は図 1 中 x, y 方向、地盤最前面及び最背面は x 方向の並進自由度を拘束した。解析には非線形時刻歴応答解析プログラムである TDAPIII を使用した。

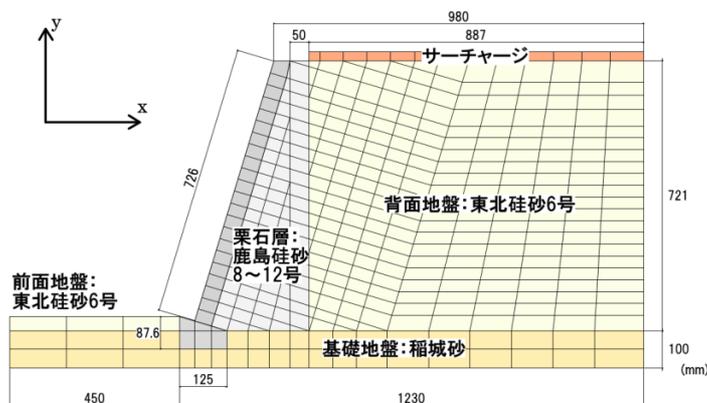


図 1 解析モデル概要図

表 1 材料パラメータ

	材料	質量密度 (t/m^3)	内部摩擦角 ($^{\circ}$)	粘着力 (kN/m^2)	ヤング率 (kN/m^2)	ポアソン比	規準ひずみ (HDモデル)
積み石	無収縮モルタル	2.20	0	1.00×10^{20}	2.50×10^7	0.20	
背面地盤	東北硅砂6号	1.83	44.1	2.70	1.04×10^4	0.33	4.01×10^{-4}
基礎地盤	稲城砂	1.61	33.0	48.9	1.72×10^4	0.33	2.48×10^{-3}
栗石層	鹿島硅砂8~12号	1.60	36.9	0	3.64×10^4	0.28	1.60×10^{-4}

3. 解析結果

傾斜実験に対する非線形静解析では、線形解析による自重解析結果を初期状態とし、実験時の崩壊直前の傾斜角度に相当するよう、重力加速度を鉛直・水平方向に分解してモデルに与え、傾斜状態を再現した。

はじめに、積み石間に要素同士の剥離・滑動を表現するジョイント要素を設置し解析を試みたが、壁体にはほとんど孕み出しは確認できず、実験と整合する結果が得られなかった。この原因は、ジョイント要素のばね剛性が不適であったと考え、パラメータの検討解析(以下、解析 1)を行った。解析ケースを表 2 に示す。いずれのケースも粘着力は $2.00(kN/m^2)$ 、動摩擦係数 0.481 を設定している。Case1-1~3 より、ばね剛性を小さくすることで壁体の中部から下部が孕み出すことを確認した。また、Case1-2 について、せん断ばね剛性を更に小さくして解析を行ったところ、Case1-5(図 3(a)参照)では壁体下部の積み石に滑動が生じた。

キーワード 石積み擁壁, 有限要素法, 非線形解析, ジョイント要素

連絡先 〒162-0843 東京都新宿区市谷田町 2-33 法政大学デザイン工学研究科 TEL 03-5228-1347

さらに、壁体と栗石層の境界、栗石層などにもジョイント要素を追加し、再度解析を実施した。積み石間のジョイント要素には Case1-4,5 のパラメータを設定し、その他のパラメータは解析が安定するように値を調整した(表3参照)。その結果、Case2-2では積み石間のみジョイント要素を設置した Case1-5 よりも壁体前面の変位が増加した(図4(a)参照)。しかし、孕み出し位置は実験(図2参照)と異なり、壁体下部であった。これは地盤中央における拘束圧から剛性を設定したために、地盤下部の強度が過小評価されたことが原因であると考えられる。また、実験では背面地盤前方ですべり面が発生したのに対し、解析では栗石層・背面地盤下部にせん断ひずみが集中した(図3(b),4(b)参照)。

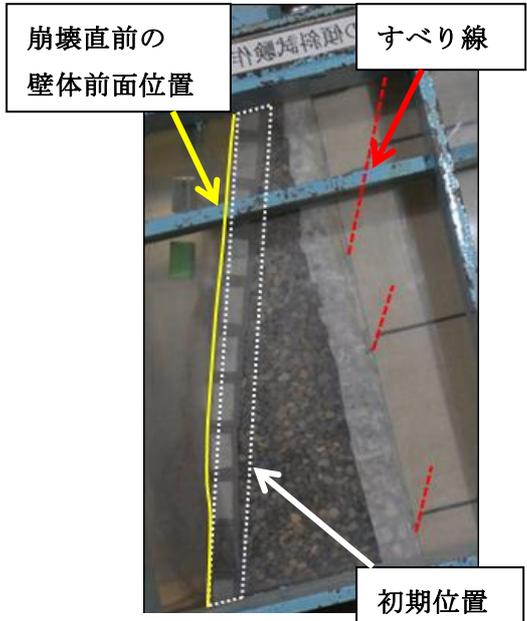


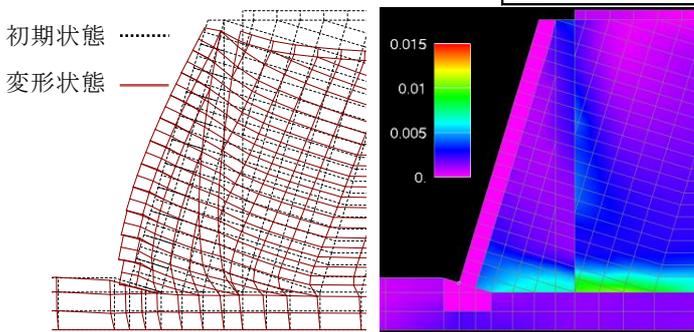
図2 実験結果³⁾

表2 解析1 パラメータ

Case	ばね剛性(kN/m ²)	
	鉛直方向	せん断方向
Case1-1	2.50×10 ⁷	2.50×10 ⁷
Case1-2	2.50×10 ⁶	2.50×10 ⁶
Case1-3	2.50×10 ⁵	2.50×10 ⁵
Case1-4	2.50×10 ⁶	2.50×10 ⁵
Case1-5	2.50×10 ⁶	2.50×10 ⁴

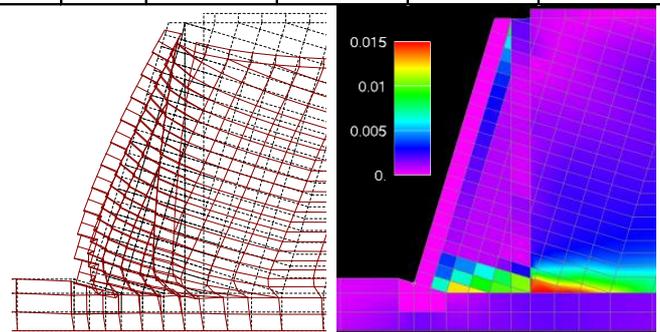
表3 解析2 パラメータ

ジョイント要素の設置箇所	粘着力(kN/m ²)	動摩擦係数	ばね剛性(kN/m ²)			
			Case2-1		Case2-2	
			鉛直方向	せん断方向	鉛直方向	せん断方向
積み石間	2.00	0.481	2.50×10 ⁶	2.50×10 ⁵	2.50×10 ⁶	2.50×10 ⁴
根石-前面地盤間	2.00	0.405	2.50×10 ⁷	2.50×10 ⁷	2.50×10 ⁷	2.50×10 ⁷
根石-基礎地盤間	2.00	0.404	2.50×10 ⁷	2.50×10 ⁷	2.50×10 ⁷	2.50×10 ⁷
積み石-栗石層間	4.00	0.334	2.35×10 ⁴	2.95×10 ⁴	2.20×10 ⁴	2.90×10 ⁴
栗石層間	2.00	0.751	2.30×10 ⁴	4.25×10 ⁵	3.30×10 ⁴	4.30×10 ⁵



(a)変形状態(変位 100 倍) (b)最大せん断ひずみ分布

図3 Case1-5 解析結果



(a)変形状態(変位 100 倍) (b)最大せん断ひずみ分布

図4 Case2-2 解析結果

4 結論

本研究では、石積み擁壁の傾斜実験に対して、FEMを用いた数値シミュレーションを実施した。ジョイント要素の設置箇所・ばね剛性パラメータ等について検討することで、実験と比較するとかなり過小評価であるが壁体の孕み出し・積み石の滑動を表現し得る FEM モデルを構築できた。しかし、壁体の孕み出し位置、すべり面の発生箇所は実験と異なった。今後は、パラメータ等をさらに吟味することで、より定性的な実験の再現を目指す。

5 参考文献

- 1) 中島進他：崩壊防止ネットと地山補強材による既設石積み壁の補強方法の開発，土木学会論文集 C(地圏工学)，Vol.71，No.4，pp.317-334，2015.
- 2) 中島進他：崩壊防止ネットと地山補強材で耐震補強された石積み壁の非線形梁ばね解析，土木学会第69回年次学術講演会講演概要集，pp.681-682，2014.9.
- 3) 窪田勇輝他：崩壊防止ネットと地山補強材による石積み壁の補強方法に関する傾斜実験および振動台実験，ジオシンセティックス論文集題28巻，pp.9-16，2013.12.