空石積擁壁の地震時挙動に関する検討-示力線方程式との比較-

東京都市大学大学院 学生会員 〇佐野和弥 東京都市大学 正会員 伊藤和也 正会員 田中剛 正会員 末政直晃 岡三リビック 正会員 小浪岳治 エスティーエンジニアリング 谷山慎吾

1. はじめに

地震により発生する被害の1つとして宅地擁壁の崩壊が挙げられる。平成28年熊本地震では、熊本県内で4043件の宅地擁壁が被災した¹⁾。被災した宅地擁壁について調べると、それらのほとんどが現在の建築基準法を満足していない既存不適格擁壁であった¹⁾。今後はこのような既存不適格擁壁に加えて老朽化した擁壁が増加することが考えられ、効率的な擁壁補強が求められる。現在、既存擁壁の補強対策技術としては公共工事を中心としてアンカー工法などが存在するが、宅地擁壁への適用は施工性、費用の問題から限定的である²⁾。そこで、宅地擁壁にも適用可能な擁壁補強対策を確立するために、遠心場震度法シミュレータ³⁾を用いた遠心場傾斜土槽実験を行い空石積擁壁の地震時安定性を検討している。本報告では、無対策での空石積擁壁地盤の遠心場傾斜模型実験結果と示力線方程式による安定計算結果の比較を行い幾つかの考察を行った。

2. 遠心場傾斜模型実験

ここでは、まず筆者らが実施した遠心場傾斜土槽実験について概略と結果を述べる。なお、詳細については文献⁴⁾を参照されたい。遠心場傾斜模型実験はアルミ製模型土槽(内寸幅 300mm×高さ 200mm×奥行 120mm)内に背面地盤として気乾状態の珪砂7号を用いて高さ110mm、傾斜角度73度の模型石積擁壁を作製した(写真-1)。遠心加速度20G場にて模型土槽全体を傾斜させることで水平震度(kh)を模型全体に与えることで地震力を再現している。計測項目は土槽と一体化させたHDVカメラ(GoPro HERO Session5)から画像解析、法肩から46mmと天端中央にそれぞれ設置した接触型変位計から鉛直変位である。

実験結果として図-1 に示すように法肩から 46mm に設置した変位計から傾斜角度 約 25 度(kh=0.27)時に崩壊に至っており、また、HDV カメラの映像から画像解析 (TN-SKIP⁵))を行うと、図-2 最大せん断ひずみ分布となり直線的なすべり線が確認で きる。

3. 示力線方程式

石積擁壁の安定計算には示力線方程式が用いられることが多い。示力線方程式と

は、石積擁壁は壁体断面幅が薄く、壁体と裏込めが相互にせり持った状態で安定を保っている一枚岩の壁体と考え、壁体の任意区間に作用する土圧と、その区間の壁体重量とによって合成される力の作用点の軌跡(示力線)を求める方程式である。農林水産省では作用断面の1/3線と示力線が交わる高さを設計限界高さとし、示力線が1/3線より後方に存在することを擁壁の安定条件としている。^{6.7)}(図-3)。本報では示力線方程式、土圧係数について高倉らを参考に次式のにて算出した。使用したパラメーターを表-1に示す。これらの諸条件から傾斜角度4度(kh=0.07)、13度(kh=0.23)、18度(kh=0.32)、

キーワード: 空石積擁壁, 示力線方程式, 遠心模型実験, 画像解析

〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1 東京都市大学 TEL:03-5707-0104 E-mail:g2081613@tcu.ac.jp



25度(kh=0.47)の際の安定計算と各々の傾斜角度の画像解析結果を比較した。

$$x = \frac{\gamma \times K_A}{6 \times \gamma_5 \times b \sqrt{1 + \cot^2 a_0}} y^2 + \left(\frac{q K_A}{2 \gamma_5 \times b \sqrt{1 + \cot^2 a_0}} + \frac{\cot a_0}{2} + \frac{1}{2} \times k_h\right) \times y \qquad K_A = \frac{\sin^2(180 - a_0 + \emptyset)}{\sin^2(180 - a_0) \sin(180 - a_0 - \delta)(1 + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset + \delta)\sin(\emptyset - \beta)}{\sin(180 - a_0 - \delta)\sin(180 - a_0 + \beta)})^2}}$$

4. 計算結果と考察

計算結果と画像解析結果を表-2 にそれぞれ示す。画像解析ではせん断ひずみを0から0.05とし,寒色系から暖色系に 変わるにつれて最大せん断ひずみが上昇するように図化した。変位計の時系列変化(図-1)から沈下が始まる傾斜角度 4 度では示力線の限界高さは擁壁高さ 2.1m に達しておらず,また画像解析結果から線形のせん断ひずみの卓越が確認さ れず安定な状態であることが分かる。次に 13 度傾斜時では高さ2.1m 地点における示力線が1/3 線と交わる寸前であり限 界高さが約2.1mであることが確認できた。また画像解析結果から後のすべり線になる箇所が薄く線形にせん断ひずみが発 生していることが確認できた。その後崩壊が発生した傾斜角度 25 度では示力線の限界高さは約 0.9m となり,画像解析か ら線形のせん断ひずみが発生する様子が確認できた。加えて高さ2.1m 地点の1/3 線を安全率1とし、その高さでの各傾 斜角度における示力線と1/3 線の比率を擁壁が持つ安全率(高さ2.1m 地点の1/3 線のx座標/高さ2.1m 地点の示力線方 程式の値)として、各傾斜角度での安全率と沈下量の関係を図-4 に示す。それから今回崩壊が発生した傾斜角度 25 度で は安全率が約 0.8 であることが確認でき、このことから崩壊時を安全率 1 とおくと 1/3 線は安全率 1.25 を見込んでいること が分かった。

5. まとめ

本報では著者らが行った空石積擁壁地盤を用いた遠心場傾斜模型実験 と擁壁の設計で用いられる示力線方程式を用いた安定計算を比較した。そ の結果,実験結果よりも示力線方程式を用いた安定計算は安全側の評価と なることが分かった。



図-4 傾斜角度と沈下量 安全率の関係



6. 参考文献

1)橋本隆雄 2016年熊本地震による被災宅地擁壁の被害分析 Original Paper, 2)熊本県・熊本市:被災宅地復旧の手引き〜熊本地震による被災者の皆さまへ〜
https://www.pref.kumamoto.jp/common/UploadFileOutpu t.ashx?c_id=3 &id=19077&sub_id=4&flid=117613, 3)伊藤ら盛土崩壊を模擬した遠心場傾斜実験,第43回地盤工
学研究発表会発表講演集, pp. 1963~1964, 2008, 4)佐野ら,空石積擁壁の地震時挙動に関する遠心傾斜土層実験大55回地盤工学研究発表会 5)上野ら,サブピクセル精度をもつ相互相関法の2次元模型実験への適用,日本実験力学会講演論文集, No.2, pp.256-261, 2002, 6)高倉正人 分かりやすいもたれ式・ブロック積擁壁の設計と解説,
p70-80 1982年, 7)南和産業株式会社 http://www.nanwa-sangyo.com/06_Use1/06_F_Use_03.html