

振動試験による石積壁の地震時弱点箇所抽出法の提案

鉄道総合技術研究所 正会員○江原季映、窪田勇輝、獅子目修一、雪岡剛哲、中島進、篠田昌弘、阿部慶太
小田急電鉄 非会員 宮川武広
大和小田急建設 非会員 大村寛和

1. はじめに 筆者らは、既設土留め擁壁の維持管理において、耐震対策などの予防保全を効率的に推進するため、検査技術や健全度診断手法の検討を行っている。本報は、既設石積壁に対して実施した現地試験および耐震性評価結果を分析し、地震時における弱点箇所抽出法について検討した結果を報告するものである。その結果、衝撃振動試験結果から得られる既設石積壁の振動特性と、その石積壁の高さと勾配から算定される変形量を指標とする耐震性とを総合的に評価することで、常時の健全度¹⁾と耐震性を指標とした地震時の弱点箇所抽出法を提案した。

2. 現地試験概要 既設土留め擁壁は鉄道沿線だけでも全国に20万個所以上存在しており、そのすべてに対して現地試験を実施することは現実的に困難であるため、まず一次スクリーニング法（机上検討による絞り込み）を検討した。その結果、災害事例や文献などから弱点となりやすい条件（図1）を設定し、台帳や維持管理記録などの情報と照らすことで、現地試験など詳細調査の対象とすべき現場を選別する手法を提案した。

本報で対象とする現地試験は、構造物の振動特性を把握する非破壊試験で、既に鉄道橋梁下部構造物の維持管理において標準的な検査手法である衝撃振動試験²⁾である（図2）。既設の石積壁・ブロック積壁を対象に実施した58の衝撃振動試験結果について、①変状なし、②変状あり（壁体の劣化：目地切れ、軽微なひび割れ、石・ブロックの浮き等）および、③変状あり（安定性の低下：はらみ出し、沈下、傾斜等）に分類した。

3. 常時の健全度判定手法と模型実験結果との検証 図3は、衝撃振動試験結果から得た代表的なフーリエ振幅スペクトルの例である。このように、変状なしの場合と比較して、安定性の低下に起因すると推定される変状が生じているものは壁体の応答が卓越し、低振動数域の振幅値が大きくなることが分かっている。橋梁下部構造物ではその多くが振動モードの特定が容易なため、一次モードの固有振動数を用いて評価が可能であった。しかし、土留め壁は背面土による拘束の影響を大きく受けるため、振動モードが複雑でモードの特定が困難である。このことから、衝撃振動試験結果の評価は、特定の周波数帯における振幅スペクトルの大きさおよび波形形状を数値化した指標を用いて行う。スペクトル面積SAは、標準的な土留め壁く体の卓越振動数が存在する40Hz以下の低振動数領域の振幅の大きさを数値化した指標で、振幅スペクトルの縦軸（振幅）と横軸（振動数）に挟まれる面積（図3中の網かけ部）である。一方、スペクトルスコアSSは、同じく低振動数領域における振幅の卓越程度を数値化した指標で、図3中の式により算出する。

図4は、全58の衝撃振動試験結果から算出したSAを縦軸に、SSを横軸にとった散布図である。振幅の絶対値の大きさを縦軸SAが、振幅の卓越の程度を横軸SSが表している。盛土については、「①変状なし」は全数がSA=0.15以下に集中しており、SSは最大で0.6程度であった。「②変状あり（壁体の劣化）」は、①と

図4は、全58の衝撃振動試験結果から算出したSAを縦軸に、SSを横軸にとった散布図である。振幅の絶対値の大きさを縦軸SAが、振幅の卓越の程度を横軸SSが表している。盛土については、「①変状なし」は全数がSA=0.15以下に集中しており、SSは最大で0.6程度であった。「②変状あり（壁体の劣化）」は、①と

キーワード 石積壁、衝撃振動試験、健全度診断、耐震性

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 鉄道総合技術研究所（基礎・土構造） TEL042-573-7261

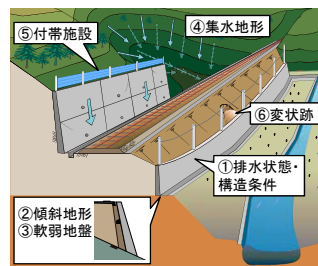


図1 一次スクリーニングの概要図



図2 衝撃振動試験の状況

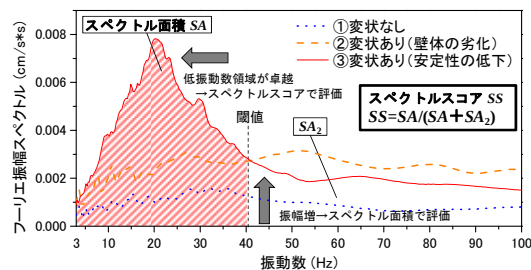


図3 衝撃振動試験結果の代表的な例

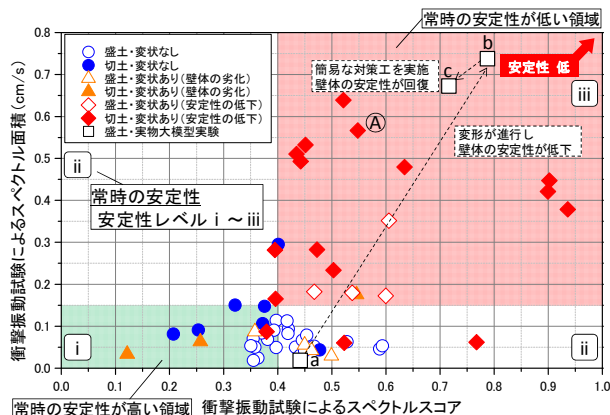


図4 衝撃振動試験による常時の健全度判定

ほぼ同様の範囲に分布していた。「③変状あり（安定性の低下）」については、SA、SS 共に相対的に大きい値を示しており、安定性の低下に起因すると推定される変状の有無と SA、SS 値に一定の相関があることが確認された。以上より、図 4 中の網掛け部 i ～ iii の領域を、常時の安定性レベルの判定基準として設定した。なお、切土は盛土と比較するとばらつきがあるため、さらにデータを蓄積しながら、変状のある切土の土留め壁について変状原因と壁体の振動特性の関係について検討を深めると共に、随時この判定基準を見直すことが重要である。

過去に阿部ら³⁾が実施した実物大ブロック積壁模型の荷重実験(図 5)において、変状を段階的に進展させたときの壁体の振動特性の変化を検証した。図 4 中には、この模型実験における「a.初期」、「b.最大水平変位 (50mm) 後」、「c. b の後、壁面に L 型鋼を設置して壁体の一体性を高める簡易な対策工の実施後」の各振動特性をプロットした。初期値と比較すると、安定性が低下すると領域 ii から領域 iii に移動し、対策の実施後には若干回復していることが分かる。このことから、SA と SS を指標として石積壁の常時の健全度を評価する提案手法の妥当性を確認した。

4. 耐震性評価と弱点箇所抽出法 石積壁の耐震性を評価する手段として、「石積壁の耐震補強工設計・施工マニュアルーピンナップ工法®施工マニュアルー」⁴⁾による安定度評価を行うこととした。標準的な構造の石積壁については、非線形はりばね解析結果をもとに作成したノモグラム(図 6)を用いて、石積壁の高さと勾配から裏栗石の沈下量を求め、簡易に安定度を評価することができる。耐震性の判定基準は、ここで求めた沈下量を、「耐震標準」⁵⁾に記載のある盛土の被害程度と沈下量の目安から、設計沈下量に応じた変形レベルとして設定した。

以上より、表 1 に常時の健全度と地震時の危険度のマトリックスである、地震時における弱点箇所抽出法を提案する。縦軸は常時の健全度で、現地試験結果から判定した安定性レベルである。一方横軸は地震時の安定性で、設計沈下量に応じた変形レベルである。このマトリックスは、日々の維持管理方針と耐震補強等の対策優先度①～④を決定するツールとしての活用を想定している。例えば、図 4 中の④は、壁高 H=1.82m、壁面勾配 1:0.3 の標準的な石積壁で、壁面には安定性の低下に起因すると推定される変状が生じている。常時の健全度は、衝撃振動試験結果による SA・SS 関係の分布領域(図 4)から、安定性レベル iii となる。次に、

前述した諸元から図6を用いて算定した沈下量はS=0mmであり、地震時の安定性である変形レベルは2となる。よって、表1より石積壁④の対策優先度は②となる。これにより、現在の目視検査だけでは判断が難しい常時の安定性を非破壊試験結果から把握し、地震時のリスクとあわせて、維持管理および対策の優先度を総合的に評価することが可能で、耐震補強等の予防保全を効率的に計画・実施することが可能になるものと考えている。

5. まとめ 石積壁を対象に、現地試験による常時の健全度と耐震性を指標とした、地震時の弱点箇所抽出法を提案した。今後は、変状のある切土の土留め壁について変状原因と壁体の振動特性の関係について検討を深めると共に、引き続きデータの蓄積を進め、判定基準の精度向上を図りたい。

参考文献 1) 江原ら：振動試験による石積壁の健全度診断法の提案，第 49 回地盤工学研究発表会，2014。 2) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）基礎構造物・抗土圧構造物，丸善，2007。 3) 阿部ら：既設ブロック積壁の補強方法に関する荷重試験，平成 24 年度土木学会全国大会，2012。 4) 鉄道総合技術研究所編：石積壁の耐震補強工設計・施工マニュアルーピンナップ工法®施工マニュアルー，鉄道総合技術研究所，2008。 5) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計，丸善，2012。

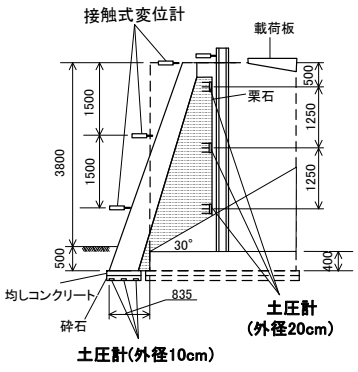


図 5 実物大ブロック積壁模型の断面図

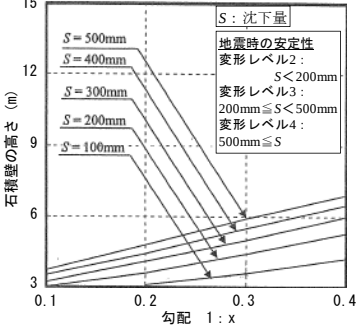


図 6 標準的な石積壁の沈下量算定ノモグラム⁴⁾

表 1 衝撃振動試験による弱点箇所抽出法

		高 ← 地震時の安定性 → 低	
		変形レベル	
		2	3 4
高 ↑ 常時の安定性 ↓ 低	安定性レベル i	地震時の対策優先度 ① 【維持管理上の措置】 通常の定期点検。	地震時の対策優先度 ③ 【維持管理上の措置】 通常の定期点検。 ただし、補強対策は優先的に検討し実施する。
	安定性レベル ii	地震時の対策優先度 ② 【維持管理上の措置】 監視を強化し、地震や豪雨など異常時には必ず点検する。 補強対策は、順次検討し実施する。	地震時の対策優先度 ④ 【維持管理上の措置】 補強対策を最優先に検討し実施する。 それまでの期間、監視を強化し、地震や豪雨など異常時には必ず点検する。
	安定性レベル iii		