

補強材連結部破断を検知する手法の確立に向けた実大補強土壁の振動計測

(独) 土木研究所 正会員 ○藤田 智弘 志村 直紀
久保 哲也 宮武 裕昭
防衛大学校 正会員 宮田 喜壽

本論では、補強土壁の維持管理手法開発に関する共同研究の一環で実施した実大模型実験について報告する。

1. はじめに

一般的に、土工構造物は、支障時の影響や復旧のしやすさ等の特性を踏まえ、点検、モニタリング、通行規制等を活用して当面の安全を確保すべきとされる。ただし、土工構造物の中でも補強土壁は、壁高の高いものや他の構造物と隣接する箇所での実績が増えており、平成 23 年の東北地方太平洋沖地震では、橋台背面アプローチ部に補強土壁を適用した箇所において、一部に段差が生じ、通行が困難となった事例が見られたことなどから、他の土工構造物に比べて早期に予防保全へと移行する必要がある構造物と考えている。

補強土壁の維持管理を予防保全が基本となるよう移行するには、土中などの不可視箇所で発生または進行する変状を検知する手法の確立が不可欠である。具体的には、盛土の空洞化や補強材連結部の破断（以下、破断）などが対象となると考えられる。本論では、腐食や凍上などによる破断を検知する手法の確立を目的に、実大補強土壁を用いて人為的に破断させ振動を計測するという実験（以下、本実験）を実施した。

2. 実大模型実験

本実験では、図-1 に示す壁高 6 m の帯鋼補強土壁（以下、補強土壁）を用いた。人為的に補強材連結部を破断させるため、コンクリートスキンに穴を開けストリップを壁面前面まで付き出し、壁面前面で受圧板とピンによりコンクリートスキンとストリップを連結させた。本実験の条件は、腐食や凍上により段階的に破断が進行することを模擬し、表-1 に示す 3 step で破断させた。破断は、連結部の受圧板とピンを外す方法で実施した。振動の計測は、図-1 に示す位置に起振器と 1 成分の速度計を設置し、step 毎に補強土壁壁面を強制的に振動（起振器は 1→40Hz にスイープ加振）させて壁面直角方向の速度を計測した。速度計による計測は、タイムステップ $\Delta t=0.005(s)$ で実施した。

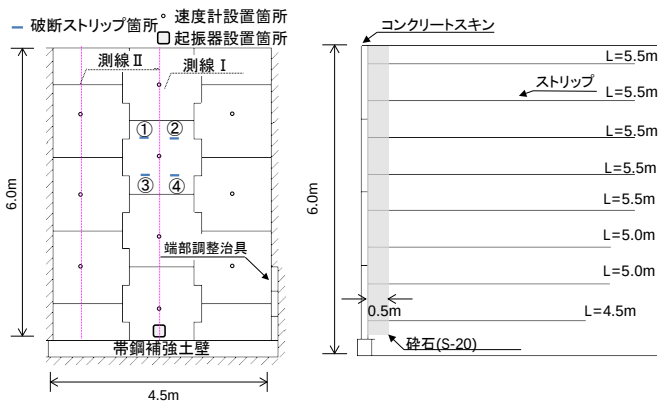


図-1 実大模型の正面図および断面図

表-1 破断の条件

	破断箇所数	破断箇所
step1	1	①
step2	1	②
step3	2	③・④

3. 解析方法

本研究では、式 (1) に示す通り、計測した補強土壁の速度応答のスペクトル密度関数マトリックスを特異値分解する方法で、補強土壁のモード特性の同定¹⁾を行った。

$$\hat{G}_{yy}(j\omega)=USU^H \quad \cdots \cdots (1)$$

ここに、 $\hat{G}_{yy}(j\omega)$: パワースペクトル密度行列、 $U=[u_1, u_2, \cdots, u_m]$: 特異ベクトル u からなるユニタリ行列、 S : 対角行列、 H : 共役転置行列、 m : 計測点数とする。また、 U は複素数のベクトルであり、1 次の特異ベクトル u_1 はモード形状の近似解（以下、モード形状）を示す。

キーワード 補強土, 維持管理, 実大模型実験

連絡先 〒305-8516 茨城県つくば市南原 1 番地 6 (独) 土木研究所 地質・地盤研究グループ TEL 029-879-6759

4. 解析結果の概要

3 step で実施した破断の前後で、前述の方法によりモード形状を抽出した。図-2 はパワースペクトル密度行列の特異値の分布を示す。破断させたスキンを含む測線 I は、図に示す i ~ iii の 3 箇所で見られる顕著なピークが確認できる。i および iii は step による有意な差は見られないが、ii は step3 のみでピークが立つことを確認した。一方、破断させたスキンを含まない測線 II では、i ~ iii で step による有意な差は確認できない。

図-3~5 に、それぞれのピークのモード形状を示す。図-3 より、i のモード形状およびモード振幅に有意な差は確認できない。これは、補強土壁背面の盛土自体が約 10Hz に大きなピーク強度を有するため（図-6）、約 10Hz 程度の振動は盛土の挙動が支配的となっていることが考えられる。一方、図-4 より iii のモード振幅には若干の差異が確認できる。これらの特徴は、著者らの既往の報告²⁾と整合する。また、図-5 より、測線 I の step3 のみで顕著なピークを示した ii のモード形状は、破断を実施したスキンのみが局所的に折れ曲がるような振動モードとなることを確認した。測線 II の step3 の ii のモードには局所的な折れは見られない。

ただし、図-2 より測線 II は I と比べて ii および iii のピークは明瞭でない。これは、起振器設置位置の関係上測線 II では高い周波数の振動を励起できていない等の理由が考えられる。測線間の振動比較を実施するために、更なる検討が必要である。

5. まとめ

本研究では、破断を検知する試みとして壁面の振動特性の同定を行った。主な結果は、以下のとおりである。

- ・補強土壁壁面の振動計測は補強材連結部の破断を検知する有力な技術になりうる。
- ・補強材連結部の破断は、高次のモードに着目する必要があることを示唆する結果が得られた。

今後は、さらに初期段階の破断を検知する方法、簡易な検知方法の検討を進めるとともに、検知する対象の絞り込みなどを含め現場における維持管理スキームに落とし込む必要がある。

参考文献 1) Brinker et.al: Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition, Smart Mat Struct 10:441-445, 2001. 2) 藤田ら: 補強土壁の維持管理手法構築に向けた実大模型実験 (その2), 第50回地盤工学研究発表会 (投稿中)

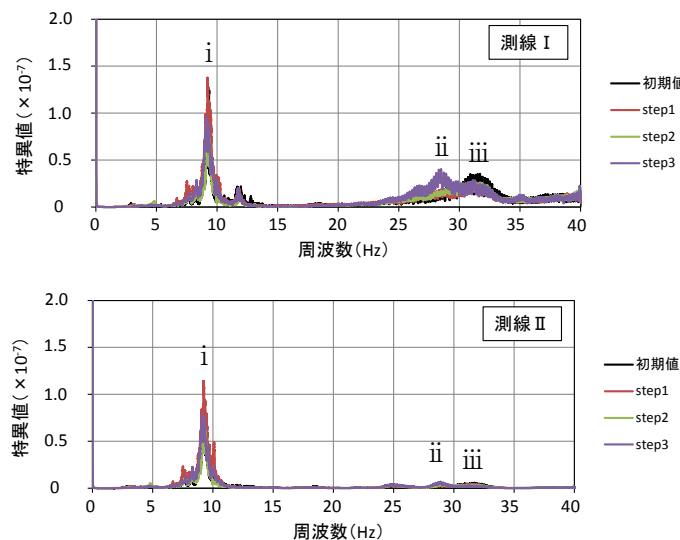


図-2 パワースペクトル密度行列の特異値

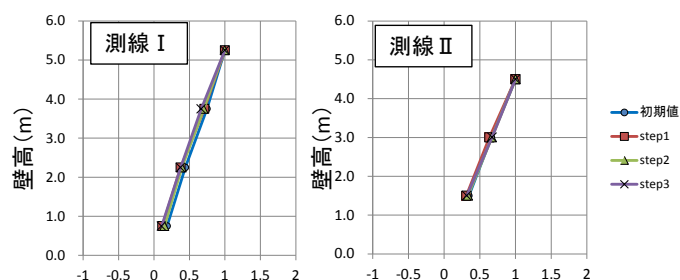


図-3 ピーク (i) のモード形状

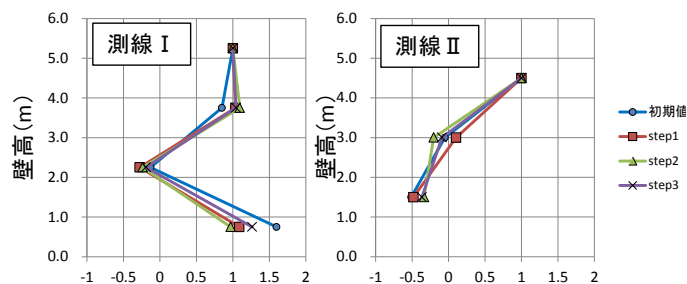


図-4 ピーク (iii) のモード形状

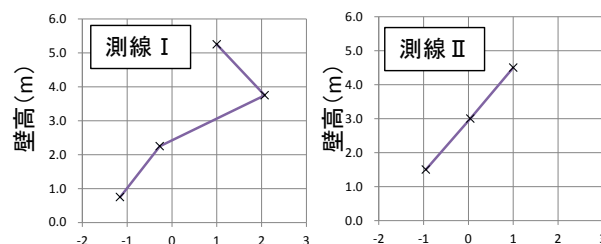


図-5 step3 のピーク (ii) のモード形状

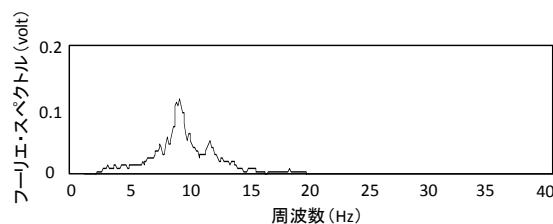


図-6 盛土天端の加速度のフーリエ・スペクトル分布 (常時微動)