

のり面工と地山補強材の定着効果に着目した模型振動台実験

(公財) 鉄道総合技術研究所 正) 〇中島 卓哉 正) 藤本 達貴 正) 倉上 由貴
正) 杉山 健太 正) 松丸 貴樹 正) 中島 進

1. はじめに 近年、鉄道分野では既設盛土の耐震補強が積極的に進められている。盛土堤体自体の補強を行う際には、地山補強材による対策工が多く用いられる。一方、新幹線盛土や輸送密度の高い在来線盛土には、降雨に対する盛土への浸透や侵食防止のために、各種のり面工が施工されることが多い。このうち、盛土に打設した地山補強材がのり面工と定着される場合には、地山補強材が単独で打設される場合と比較して、地震時により大きな抵抗力を発揮することが考えられる。この効果を耐震補強設計に考慮することができれば、耐震補強仕様の低廉化が期待できるが、地山補強材とのり面工を定着することによる耐震性向上効果については十分には解明されていない¹⁾。本研究では、上述の効果を把握するため、地山補強材により耐震補強された盛土を対象とし、のり面工の有無を変化させた3ケースの盛土模型を構築して模型振動台実験を実施した。

2. 模型実験の概要 図1に本実験で使用した盛土模型の概要を示す。各ケースの盛土模型および計測器配置は、図1に示す仕様を共通条件とし、のり面工の仕様を図2のとおり変化させた。盛土模型は実物の盛土を約1/10縮尺で再現した。盛土高さは600mm、のり面勾配1:1.2とし、稲城砂(細粒分含有率 $F_c=9.7\%$ 、含水比 $w=13\%$)を用いて締固め密度比80%($\rho_d=1.335\text{g/cm}^3$)で作成した。また、背面地盤天端には、実際の上載圧を想定し1kPaの上載圧を加えた。支持地盤は粒度調整された碎石を十分に締め固めて構築した。CASE1は、のり面工がなく地山補強材を打設した盛土を模擬しており、地山補強材の頭部には50mm×50mmの独立支圧版を設置した。CASE2は、地山補強材と剛なりのり面工が接合定着された盛土を想定し、地山補強材とフリーフレームを剛結した。フリーフレームの断面はF300を想定し²⁾³⁾、無

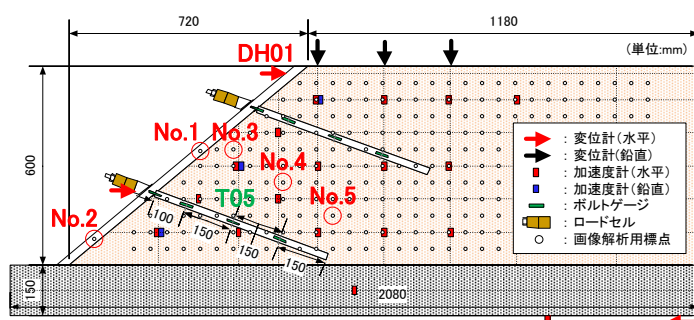


図1 盛土模型概要図(側面)

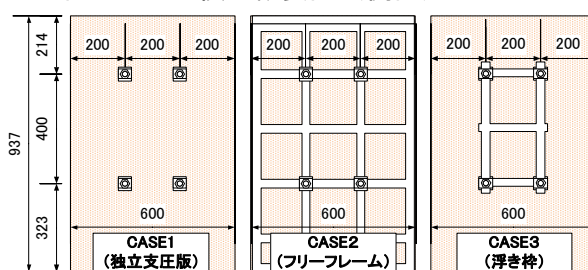


図2 のり面工概要図(正面)

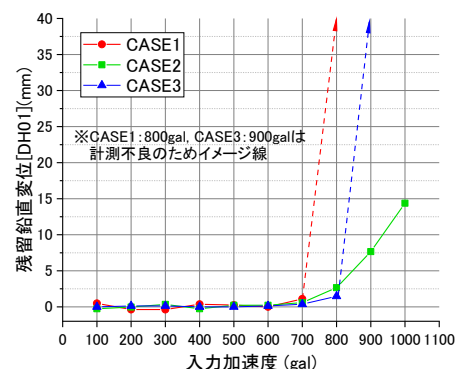


図3 残留水平変位の推移

3. 盛土の残留水平変位と崩壊形状 図3に入力加速度と盛土のり肩の残留水平変位(DH01)の関係を示す。CASE1およびCASE3については、それぞれ700galおよび800galの加振ステップまでは大きな変位が発生しないものの、それぞれ800galおよび900galにおいて、のり面表層を中心に脆性的な崩壊が発生していること

キーワード 耐震、盛土、地山補強材、のり面工

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38

(公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 基礎・土構造 TEL 042-573-7261

がわかる。一方、CASE2 についても 700gal から変状が微増するものの、1000gal まで加振しても脆性的な崩壊には至らなかった。

CASE1 および CASE2 おける 900gal 加振後の崩壊形状を図 4 に示す。CASE1 については、のり面表層を中心に脆性的な崩壊が発生している一方で、CASE2 では、盛土形状が維持されていることがわかる。また、土槽正面の標点の画像解析結果から、すべり面が深い位置に発生したことを確認しており、より大きな移動土塊の崩壊を抑制したことが考えられる。なお、CASE3 についても、CASE1 と同様の崩壊形状となった。以上のことから、地山補強材の頭部を拘束するだけでは盛土の耐震性の明確な向上効果は得られず、地山補強材の頭部拘束とのり面工によるのり面表層土の変位抑止の両条件が揃うことで、盛土の脆性的な破壊を防止できることが確認された。

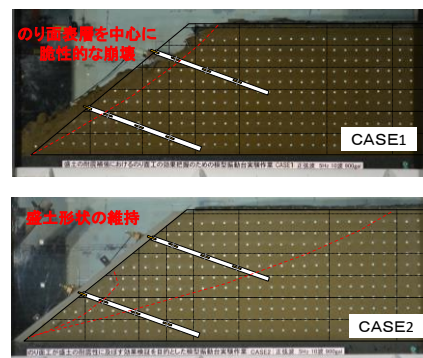


図 4 900gal 加振後の崩壊形状

4. のり面工と地山補強材の定着効果 図 5 に CASE2 の 900gal 加振時 10 波目におけるのり面工と盛土内部の標点の変位、および地山補強材張力 (T05) の時刻歴を示す。のり面工の変位は図 1 に示す No.1 と No.2 の標点、盛土内部の変位は No.3, No.4, No.5 の標点を用いて画像解析により算出した。標点の変位についてはプラス方向が盛土開放面側、補強材の張力についてはプラス方向が引張り側を示している。

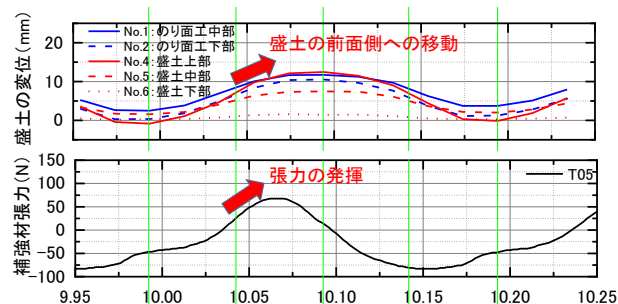


図 5 10 波目の盛土変位と補強材張力

図 5 より、盛土が開放面側に移動する際にのり面に近い標点ほど開放面側に大きく動こうとしていることがわかる。また、のり面工が移動しようとする土塊を抑えることにより変位が抑制され、これに伴って盛土内において地山補強材の張力が増加する傾向が確認された。CASE1 や CASE3 についても、盛土の崩壊が進行するそれぞれ 800gal および 900gal 以降の加振ステップでは、地山補強材張力の増加が見られたが、CASE2 と比較するといずれの加振ステップにおいても低い値で留まっていた。以上のことから、CASE1 や CASE3 のようにすべり土塊の前面側への移動に対して支圧力が小さい盛土は、盛土が前面側に慣性力を受ける際に、すべり面に盛土材料のせん断強度以上の力が発生すると、すべり土塊が脆性的に破壊する。一方、CASE2 のように地山補強材と剛なのり面工が定着されたものは、より広い範囲のすべり土塊の崩壊を地山補強材とのり面工が一体となって抑えることにより、CASE1 や CASE3 と比較して補強材深部の張力が大きく発揮されたものと考えられる。

なお、CASE2 において盛土の脆性的な崩壊が防止された一要因として、のり面工と地山補強材を定着させた場合には、すべり土塊の抜け出しが抑制されるとともに、地山補強材頭部の回転が抑制され、地山補強材が曲げ変形モードとることが考えられる。特にのり面工と地山補強材とが定着され、不動土塊から地山補強材が引き抜かれるモードで崩壊する盛土については、図 6 に示すように地山補強材の曲げ変形に伴う地盤抵抗を考慮することで合理的な設計に繋がることを考えられる。

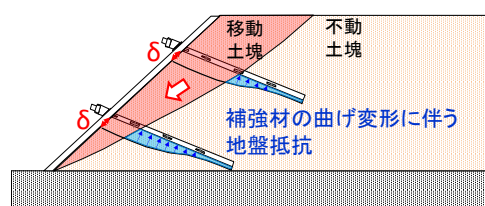


図 6 曲げ変形に伴う地盤抵抗

5. まとめ 本研究の結果、のり面工と地山補強材を定着し、かつ剛なのり面工でのり面を被覆することで、①地震時における盛土の脆性的な崩壊が防止され盛土の耐震性が向上する、②より広い範囲のすべり土塊の崩壊を地山補強材とのり面工が一体となって抑えることにより盛土内部の補強材張力が大きく発揮されることを確認した。また、のり面工と地山補強材とが定着され、不動土塊から地山補強材が引き抜かれるモードで崩壊する盛土については、曲げによる抵抗力を考慮することで合理的な設計に繋がることを示唆された。

参考文献 1) 稲川雄宜,山本彰: 地山補強土工法における法面工の耐震性について,大林組技術研究所報, No.76, pp.1-7, 2012. 2) フリーフレーム協会編: フリーフレーム工法 設計・施工の手引き, 1993. 3) フリーフレーム協会編: 新版フリーフレーム工法 性能照査型による限界状態設計例, 2008.