

背面地山の用地境界を考慮した切土補強土擁壁の地震時挙動に関する研究

(独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 正会員 ○陶山雄介, 森野達也, 植木茂夫, 青木一二三
 (公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 渡辺健治, 栗山亮介, 野中隆博

1. はじめに

著者らは、地山の特性や切土勾配に応じた切土補強土擁壁の合理的な設計方法を提示するため、これまでに切土勾配の異なる切土補強土擁壁の地震時挙動に関する実験を行ってきた¹⁾。従来の実験では、背面地山の用地境界を考慮せず、標準的な仕様で等長の地山補強材を等間隔で打設できることを前提としていた。しかし、実設計・施工においては背面地山に用地境界が存在する 경우가多く、標準的な仕様で地山補強材を打設できない場合が多い。そこで本研究では、従来の実験と同様に補強材を等長としたケースと、現場での用地境界を想定して補強材を不等長としたケースの振動実験を行ったので報告する。

2. 実験の概要

図-1 に示すように、2 ケースとも切土補強土擁壁の切土勾配は3分勾配とし、10分の1スケールの模型を作製した。また、上載地山が存在する場合、計算上土留め構造物の地震時挙動に大きな影響を及ぼすことから、本実験では上載地山を設けることとした。支持層は自然含水比状態の稲城砂を用いて締固め度 D 値=90%で転圧することにより作製し、背面地山・上載地山は含水比=1.0%、相対密度 $D_r=30\%$ の豊浦標準砂を用いて作製した。地山補強材についてはロックボルト(直径90mm)を想定し、模型のスケール比を考慮して直径10mmの全ねじを用いた。各ケースの諸元は表-1 に示すように、事前に降伏震度が0.3程度となるように安定計算を行い決定した。加振は正弦波(5Hz, 10波)を用い、100gal ずつ増加させた。

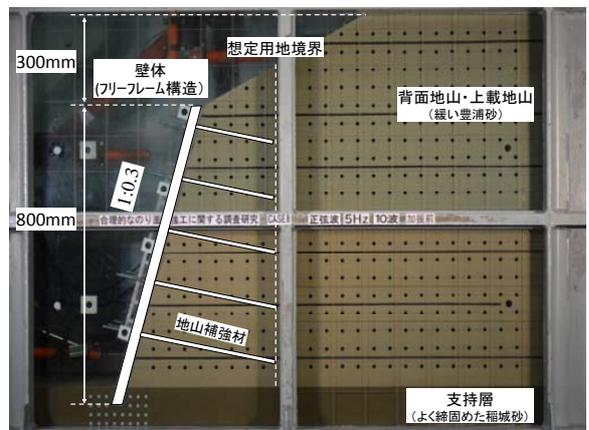


図-1 地山補強土模型の概要(不等長配置)

表-1 実験条件および安定解析結果

ケース	地山補強材		安定解析結果	
	列数	段数	破壊モード	降伏震度
等長	3列	5段	滑動	0.253
			転倒	0.978
不等長	5列	5段	滑動	0.257
			転倒	0.712

3. 実験結果および考察

図-2 に壁体の水平変位量と加速度の関係を、図-3 に各ケース実験後の変形状況を示す。等長配置の場合、補強領域ではせん断変形モードが確認され、背面地山内ではすべり面の発生が確認された。一方、不等長配置の場合、補強領域は剛体的に挙動し、2 ウェッジ法で想定している補強土体の変位および背面地山内のすべり面の発生が観測された。このケースでは転倒モードが滑動モードより卓越した挙動を示し、表-1 で示した安定計算結果とは異なる結果となった。なお、実験後(模型撤去時)の観察では2 ケースとも、補強領域内を貫くすべり面は発生していなかった。また、不等長配置の靱性は等長配置の場合に比べて大きく低い結果となった。

図-4 に壁体に作用する地震時土圧の鉛直方向分布を示す。いずれの場合も加速度の増加に伴い地震時土圧は増加しており、同一加速度で比較すると等長配置の方が不等長配置より

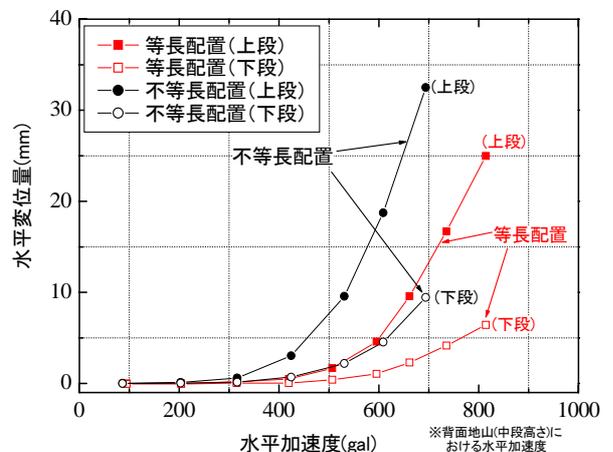


図-2 壁体の水平変位量と加速度の関係

キーワード：切土, 地山補強土, 用地境界, 上載地山, 振動実験

連絡先：〒231-8315 横浜市中区本町 6-50-1 鉄道・運輸機構 設計技術部 TEL:045-222-9082 FAX:045-222-9102

も大きい。等長配置の場合は補強材を長く配置しているため地震時土圧が大きくなり、不等長配置の場合は補強材を短く配置しているため小さくなったと考えられる。また、等長配置の場合では中層および下層の地震時土圧が大きい、不等長配置の場合では中層の地震時土圧が大きい。

4. 実験結果の逆解析

設計による実験の再現性を確認するため、切土補強土擁壁の実務設計において一般に使用されている解析ソフト (Design-RRR : 富士通エフ・アイ・ピー) を用いて逆解析を行った。2 ウェッジ法で想定されているすべり面発生性状に近い結果が得られた不等長のパターンを逆解析すると、 $\phi=30^\circ$, $C=0.5\text{kPa}$ で実験に近い降伏震度、変位モードが得られたが、粘着力については事前に行った三軸試験結果 ($C=2.5\text{kPa}$) より低い結果となった。本実験に用いた盛土材料には見かけの粘着力を持たせるために含水比 1% の砂を用いているが、模型作成時に含水比が変化し、粘着力が低減したと考えられる。

一方、逆解析によって得られた土質諸数値を用いて等長配置のケースの逆解析を行ったが、実験結果を逆解析することができなかった。これは補強材が長く配置されていたため、補強領域を剛体と見なすことができないためと考えられる。

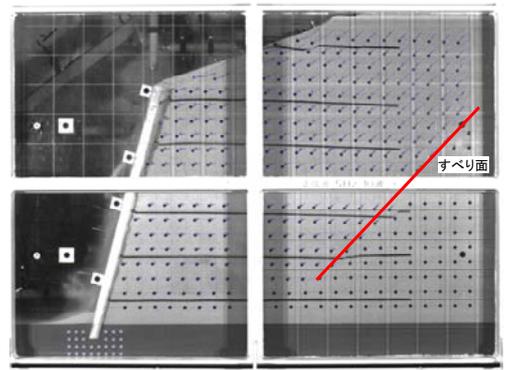
5. まとめ

背面地山の用地境界を考慮した切土補強土擁壁模型を用いた振動実験を行った結果、補強領域は剛体的に挙動し、2 ウェッジ法で想定している補強土体の変位および背面地山内のすべり面の発生が観測された。また、振動実験結果を逆解析した結果、短尺な地山補強材を配置した不等長パターンでは逆解析によって算定した土質諸数値を用いることにより、実験と同様な変形モードおよびすべり面の発生性状を再現することができた。

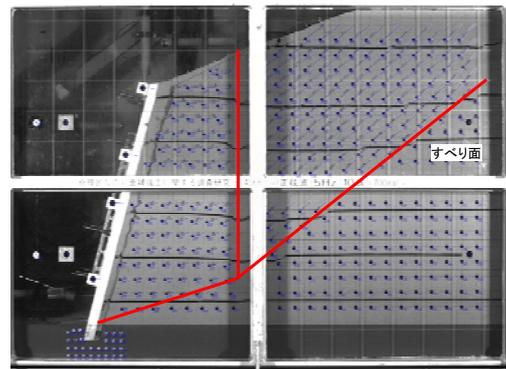
一方、用地境界を考慮せずに長尺な地山補強材を配置した等長配置の場合、現行設計で用いられている 2 ウェッジ法では実験と同様なせん断変形モードやすべり面の発生形状を再現することができなかった。

今後は補強材の密度や長さに応じた安定性照査の方法を検討するとともに、不等長の場合に等長の場合と同様な耐震性能を得ることが可能となるような安定計算方法を検討する予定である。

参考文献 : 1) 渡辺健治, 坂本寛章, 栗山亮介, 米澤豊司, 森野達也, 飯島正敏, 三平伸吾: 切土勾配の異なる切土補強土擁壁の地震時挙動に関する研究, 土木学会第66回年次学術講演会講演概要集, 2011.9, 2) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (土構造物)

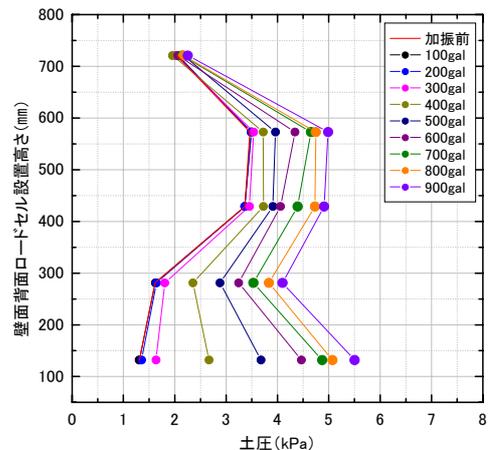


等長配置 (3列×5段, 900gal 加振後)

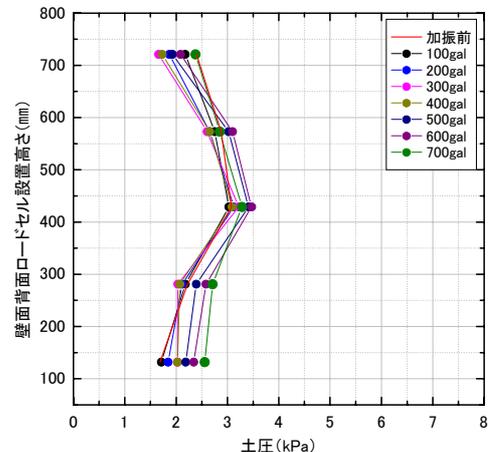


不等長配置 (5列×5段, 700gal 加振後)

図-3 模型の変形状況



等長配置 (3列×5段)



不等長配置 (5列×5段)

図-4 壁体土圧の深度分布