

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

(公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 渡辺健治、坂本寛章、栗山亮介
 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 正会員 米澤豊司、森野達也
 (株) 複合技術研究所 正会員 飯島正敏、三平伸吾

1.はじめに 一般に、安定勾配よりも急勾配で切土を施工する場合には地山補強土工法が適用され、地山補強材と壁体(壁面工)を一体化させた切土補強土擁壁が構築されることが多い。鉄道においては1:0.3勾配の切土補強土擁壁が標準的に用いられる。一方、1:0.5～1:0.7程度の中間的な勾配で切土を行うと急勾配の場合と比較して掘削土量が増加するものの、地山補強材や壁体の仕様を簡素化でき、工費・工期で有利になる場合がある。しかしながら、中間勾配での切土補強土擁壁の設計方法は確立していない。

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に、これまでに地山補強材の極限周面摩擦力度や、地山補強土の安定性に及ぼす壁体の効果等の評価を行ってきた¹⁾が、これらの検討に加えてL2地震動等の大地震における切土補強土擁壁の耐震性能を評価する必要があると考えられる。そこで本研究では切土勾配の異なる切土補強土擁壁に対する模型振動実験を行ったので報告する。

2.切土補強土擁壁の設計法について 現行の鉄道標準²⁾における切土補強土擁壁の設計では、安全性の照査として常時、施工時、地震時(L1地震動)における補強土体および地山全体の安定の照査を行い、復旧性の照査として地震時(L2地震動)における補強土体の残留変形量、壁体・地山補強材の損傷の照査を行う。整備新幹線等の重要構造物ではL2地震動に対する照査(復旧性の照査)を実施することが多いが、それ以外の鉄道構造物の場合、地震時の照査としてはL1地震動に対する照査(安全性の照査)のみを実施する場合が多い。この場合、地山補強材の仕様(長さ、打設間隔、径)や壁体の仕様は施工時あるいはL1地震動に対する照査で決定される場合が多い。

3.実験の概要 表1に実験条件(3ケース)を示す。実験では、深部に安定地山、表層に不安定地山を有する地山を1:0.3(3分)、1:0.5(5分)、1:0.7(7分)の勾配で切土施工することを模擬し、10分の1スケールの模型を作製した(図1)。安定地山模型はよく締固めた稲城砂(D値90%、含水比14.8%)、不安定地山は緩い豊浦砂(D_r=30%、含水比1.0%)によって作製した。また、補強材の諸元(長さ、本数、径)については、それぞれの模型の降伏震度が同一($k_h=0.6$)となるように設定した。当然ながら切土勾配が急である場合には多くの補強材が必要となるが、補強材模型の諸元は実施工される地山補強材の径、長さを想定して決定した(表1)。例えば、3分勾配である場合の補強材径は5分勾配の2倍であり、補強材総数(総延長)も2倍以上となった。また、壁体についても実施工を考慮し、3分勾配ではRC壁体、5分および7分勾配ではフリーフレームを模擬した模型を用いた。また、加振は正弦波(5Hz、10波)を用い、100galずつ増加させた。

4.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示す。いずれのケースも安定解析による降伏震度(表1)付近において有意な変位(2～5mm程度)が生じ始めているが、

表1 実験条件および安定解析結果

ケース	切土勾配	壁体	地山補強材			安定解析結果	
			径	段数	列数	降伏震度	破壊モード
Case4	1:0.5	フリー	10mm	5段	3列	0.6	転倒
Case5	1:0.7	フレーム	10mm	5段	3列		円弧すべり
Case6	1:0.3	RC	20mm	6段	5列		転倒

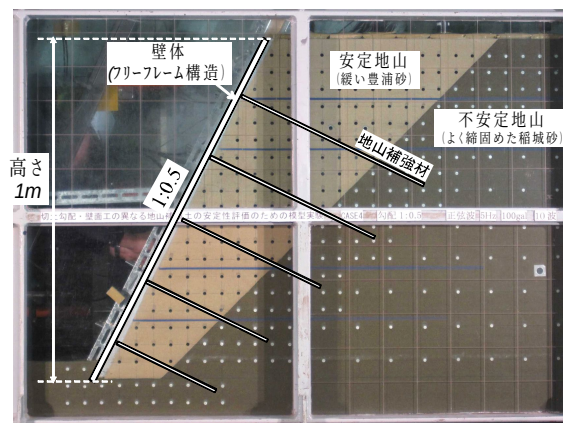


図1 地山補強土模型の概要 (Case4、5分勾配)

キーワード：切土、地山補強土、中間勾配、振動実験、靱性能

連絡先：東京都国分寺市光町 2-8-38 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 Fax.042-573-7248

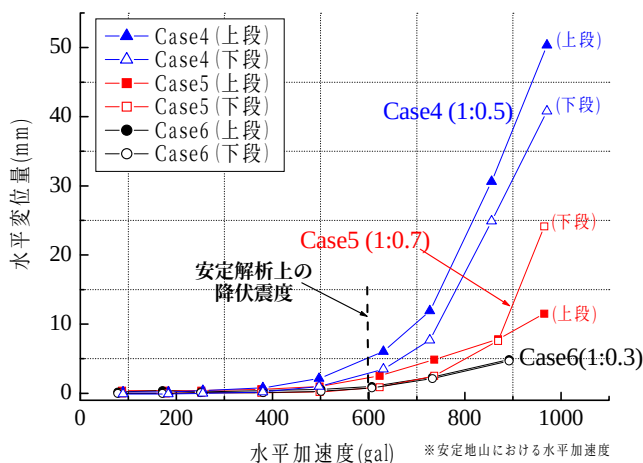


図2 壁体の水平変位量と加速度の関係

それ以上の加速度が作用した場合でも変位は急増せず、粘り強い挙動を示したことが分かる。また、すべり面は安定地山と不安定地山の境界部において発生しているが、どのケースでも補強領域を貫くすべり面は観察されなかった(図3)。各ケースで比較すると、急勾配であるCase6が最も高い変形性能を示したが、これは他ケースと比較して、特に上層において長尺な太径補強材を多く打設し、すべり面の発生を抑制したためであると考えられる。それと比較してCase4、5では地山補強材が短く、壁体としてフリーフレームを用いたため、降伏震度以上の加速度においてCase6よりも大きな変位が見られた。フリーフレームには加振途中からクラックが生じ(図3)、その後の加振においてはクラック発生位置に変形が集中した。

図4に土圧および補強材張力の鉛直方向分布(加振前からの増分値)を、図5には壁体の前面受働抵抗力と加速度の関係を示す。これらの図より以下が考察できる。

- ・Case6は急勾配であるため、特に中層付近の補強材張力が大きい、土圧は他ケースと同レベルである。これは補強材量が最も多く、補強領域が一体となって応答しているためであると考えられる。一方、前面受働抵抗力は小さい。

- ・Case5は緩勾配であり、軽量のフリーフレーム構造であるため、土圧・慣性力が小さく、それにより補強材張力も小さい。一方、支持地盤を含めた全体的なすべりが卓越したため(図2)、大きな前面受働抵抗力が発揮された。

- ・Case4は中間勾配であり、Case5とCase6の中間的な挙動を示している。土圧分布は特に下層部で大きい、上層の補強材および前面受働抵抗により抵抗している。

5.まとめ 切土勾配の異なる地山補強土模型を用いた振動実験を行った結果、大地震時においても変形に対して粘り強い挙動を示すこと、切土勾配・補強材配置・壁体の種類により異なる変形モードが確認された。上層において長尺な地山補強材を打設すると、浅いすべり面の発生を抑制することにより、高い耐震性能を示すことが分かった。今後、地山特性や切土勾配に応じた合理的な設計手法を提示していきたい。

参考文献：1)渡辺健治，館山勝，米澤豊司，三平信吾：引抜試験データに基づく地山補強材の極限周面摩擦抵抗力の評価，土木学会 第65回年次学術講演会講演概要集，2010.9、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）

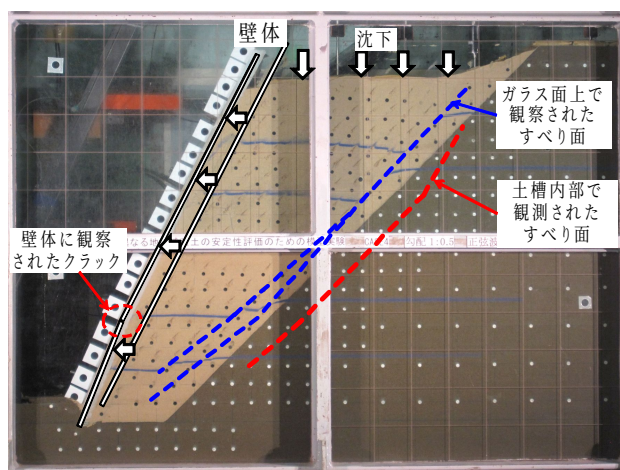


図3 模型の変形状況 (Case4、900gal 加振後)

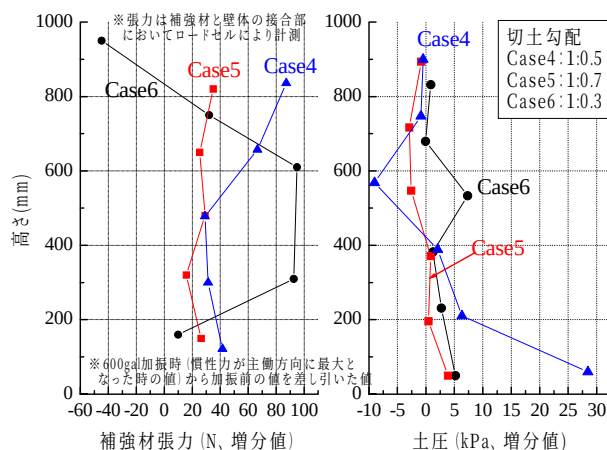


図4 補強材張力および土圧の鉛直分布

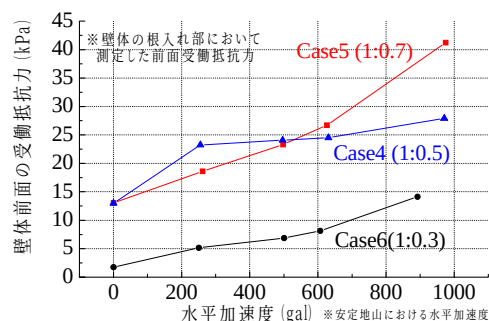


図5 前面受働抵抗力と水平加速度の関係