## 逆解析による切土補強土擁壁の補強効果に関する検討

(公財)鉄道総合技術研究所	正会員	○長尾洋太, 工藤敦弘,	渡辺健治,	中島	進
鉄道・運輸機構	正会員	高野裕輔, 山崎貴之,	植木茂夫		
レールウェイエンジニアリング	正会員	青木一二三			

1.はじめに 筆者らはこれまで,切土補強土擁壁の設計合理化を目的に多数の模型振動実験を行ってきた<sup>例えば1,2,3</sup>. これらの実験により,地山補強式土留め壁を適用した切土補強土擁壁は,従来の急勾配(3分勾配)だけでなく, 背面地山の条件によっては中間勾配(例えば7分勾配程度)を適用した方がコストメリットがある場合があり,こ の場合でも従来の急勾配の切土補強土擁壁と同等の耐震性能を有していることや,振動実験で得られる切土補強土 擁壁の降伏震度は,現行の設計標準<sup>4)</sup>による安定解析結果と概ね一致するものの,実験後の残留変位量は Newmark 法による解析値を大幅に上回ること等の知見が得られている.後者の残留変位量の乖離については,現行の設計標 準では補強土体が発揮する抵抗力が,降伏震度以降増加しないとしているのに対して,実験では補強土体が降伏震 度以降も変形を伴いながら抵抗力が増加(靱性能を発揮)していたために差が生じたと考えられる<sup>5)</sup>.そこで,本 研究では実験結果の逆解析により補強材配置が補強土構造の靱性能に及ぼす影響について検討した.

2. 逆解析の実施条件 現行の設計標準<sup>4)</sup>では,切土補強土擁壁の設計手法は 2wedge 法による補強土体の安定解析を 行い滑動および転倒モードに対する降伏震度を算定し, Newmark 法にこの降伏震度を適用することで地震時残留変 位量を求めるものとしている.なお,現行の設計法では滑動変位量と転倒変位量を求めるが,実験結果の逆解析お いては実験で卓越していた変形モードを勘案し,滑動モードにのみ着目して逆解析を実施した.

逆解析の対象とした振動実験 2 ケースは、いずれも 3 分勾配の切土補強 土擁壁(地山補強式土留め壁)であり、図-1 にその概要図(Casel1)を 示す.補強材配置の影響を評価するため、Casel0 では長い補強材が疎に 配置(3 列×5 段,奥行き方向の設置間隔:200mm,定着長:740mm)し ており、Casel1 では短い補強材を密に配置(5 列×5 段,奥行き方向の設 置間隔:120mm,定着長:460mm)、としている.なお、実験に関する詳 細は文献 2)および 3)を参照されたい.

3. 逆解析の検討条件 本研究では現行設計法では考慮されていない補強 土体の抵抗力の増加要因として,加振加速度の増加に伴う地震時土圧の増 加による①補強材張力の増加,②壁体底面の摩擦抵抗の増加,の2点に着 目して逆解析を実施した.①については,計測した10本の補強材張力(平 均値)の時刻歴より加振1波目のピーク値を抽出し,これと現行設計で考 慮されている張力との差分を算出した.また,②については,壁体自重と 背面土圧(2方向ロードセルにより計測)の鉛直成分を鉛直力として,摩 擦係数を乗ずることで底面摩擦を算出した.これらを図-2に示すような 安定解析モデルに作用させることで,逆解析を実施した.

また,これらの逆解析とは別に,図-1 中の★の位置に設置した加速度 計で計測された補強領域の加速度応答と変位増分の関係(図-3)から,加 速度応答が頭打ちとなり水平変位が増大する時の加速度を各加振時に補 強土体が有していた降伏震度であると考え,この降伏震度を用いて地震時 残留変位量を算出し実験結果と比較することとした.



キーワード: 切土補強土擁壁, 地震時残留変位量, 靱性能, Newmark 法,

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 TEL:042-573-7261

4. 逆解析の結果および考察 図-4(a),(b)に地震時残留変位量(増分 値)の実測値と解析値の関係を示す.(a)より Case10 においては張 力差分を考慮した逆解析(逆解析①)も底面摩擦を考慮した逆解析 (逆解析②)も実測値と解析値の一致度は高くはないが,現行の設 計体系による残留変位量と比較して,その乖離量は大幅に低減され ている.また,張力差分と底面摩擦を同時に考慮した逆解析(逆解 析③)では,実測値がさらに解析値に一致するようになった.これ により,降伏震度を超過するような地震動に対して補強土体が発揮 する靱性能は,地震時土圧の増加に伴う補強材張力や壁体底面の摩 擦抵抗の増加が複合的に発生することで生じていると考えられる. これに対し, Case11 では(b)に示すように,逆解析②は変位量の実 測値と解析値との一致度は Case10 と同様高くなく,変位量の解析 値が大きくなった.また,逆解析①は一致度が高くなり,逆解析③ では変位量を著しく過小評価する結果になった.

これらの結果から、Case11は Case10に比べて張力差分を見込んだ 場合の影響が非常に大きくなっているのが分かる.これは,壁体近 傍で測定した張力から算出した張力差分を,補強領域の挙動の違い



に関わらず全て抵抗力として考慮していることに起因するものだと考えられる.ここで,壁体近傍で計測された張 力は,「壁体と補強領域の剛塑性的な挙動に対して非補強領域内で発揮される張力(張力A)」と「補強領域内の変 形に抵抗する張力(張力B)」に分類される.Casel1では,2wedge法による明確なすべり面が形成されたものの補 強領域は完全に一体的な挙動を示していたわけではなかったため,計測された張力のうち一定量は上記張力Bであ ったと考えられる(計測された張力=A+B).しかし,解析においては補強領域内の変形は生じないと仮定しており, 補強材張力は全て壁体と補強領域の剛塑性的な挙動に対して非補強領域内で発揮される張力(張力A)であるとし ている(解析上の張力=A).このことから,Casel1において張力差分の全てを抵抗力とした場合の影響が顕著にな ったと考えられる.これに対して,Casel0では2wedge法による明確なすべり面が形成されなかったが,全体が一 体となった破壊形態であったため,計測された張力の大部分が上記張力Aに相当していたと考えられる.そのため, 張力差分を全て抵抗力として考慮し底面摩擦と併せて算出した変位量が,実験結果に近い値になったと考えられる.

また,逆解析④では, Casel1の最終加振時を除いて変位量を過小評価する結果となったが,これは実験において 明確な 2wedge が形成されていない加振加速度の小さい試番の結果についても Newmark 法を適用して比較を行った ためであり,明確な 2wedge が形成された加振加速度の大きい試番においては,実験における水平変位と Newmark 法 で算出した変位がほぼ一致している.このことから,補強領域が明確に形成され, Newmark 法の考え方と同様に剛 塑性的な変形挙動を示す場合は,補強土体の降伏震度を精緻に算定することによって, Newmark 法で適正な地震 時残留変位量が算定できることを示唆している.

5. まとめ 以上より、加振による地震時土圧の増加に伴う補強材張力の増加の影響や壁体底面摩擦の影響を考慮す ることで、Newmark 法による解析(現行の設計体系)からの乖離量を大幅に改善できることが確認された.今後こ れらを設計上考慮することが可能になれば、設計上大きな合理化につながることが期待される.補強材張力の増加 程度は、補強材配置やのり面工の性能によって大きく異なると考えられるため、条件を問わず設計上考慮すること は難しい.一方で、底面摩擦は、壁体底面での支持力破壊が生じないことを前提として、現行設計では降伏震度で 頭打ちとなっている壁体背面でのせん断土圧を見込んだ設計は可能であると考えられる.

<sup>&</sup>lt;参考文献> 1)渡辺ら: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回年次学術講演会概要集,2011.9.2)高野ら:勾配の異なる切土補強土擁壁の地震時安定性に関する振動実験,土木学会第69回年次学術講演会概要集,2014.9. 3)高野ら:切土補強土擁壁の地震時補強効果に関する振動実験,土木学会第70回年次学術講演会概要集,2015.9.(投稿中)4) 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 土留め構造物,2012.1.5)工藤ら:切土補強土 擁壁の地震時残留変位に関するNewmark 法の適用性に関する検討,土木学会第69回年次学術講演会概要集,2014.9.