狭隘箇所における既設石積み壁の耐震補強に関する模型振動台実験

(公財)鉄道総合技術研究所　（正）中島進、島田貴文、谷賢俊
東日本旅客鉄道株式会社　（正）藤原寅士良、高崎秀明、池本宏文

１．はじめに　石積み壁には、過去の大地震で大きな被害が生じており、大規模地震に対する耐震補強が必要である。筆者らは地山補強材で背面地盤の安定性を向上させ、積み石の抜け出しを防止するネットを石積み壁面に設置することで、石積み壁の脆性的な破壊を防止しながら、要求性能に応じた補強が可能な耐震補強法を提案した[1)]。しかし、特に都市部では背面地盤が狭隘で地山補強材の打設長を確保できない場合も多い。そこで、狭隘な条件でも適用可能な既設石積み壁の耐震補強法を提案する事を目的として、模型振動台実験を実施したので、その結果を報告する。

２．実験概要　石積み壁は壁体の一体性が低いために、耐震補強では第一に壁体の破壊を防止した上で、石積み壁の安定性を向上させる事が重要である。そこで、本研究では地山補強材と背面地盤に打設したH鋼杭で安定性を向上させ、ネットにより積み石の抜け出しに伴う壁体の破壊を防止する構造を提案した。

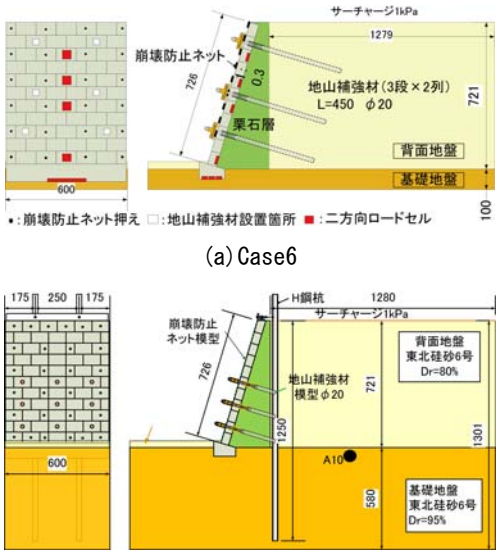


図-1　実験模型の概要（単位：mm）

本研究で議論の対象とする振動台実験（通番 Case9）の概要を図-1 に示す。なお、補強効果の比較対象として、図-1 には地山補強材の打設長に制約が無い条件を想定した模型実験[1)]（通番 Case6）の断面も併せて示した。実験模型の縮尺は 1/10 相当を想定している。背面地盤、基礎地盤ともに気乾状態の東北硅砂 6 号で製作し、相対密度はそれぞれ Dr=80%、95%である。地山補強材、H 鋼杭模型は縮尺に応じて、模型地盤と対策工との剛性比が実物と概ね同等になるように断面、材料を調整した。実物大に換算した場合、H 鋼杭は長さ 12.5m の H 鋼杭（300 mm×300 mm）が打設間隔 1.5m の配置間隔で打設された条件に、地山補強材については φ200 mm程度の中径棒状補強材が打設された条件に相当する。

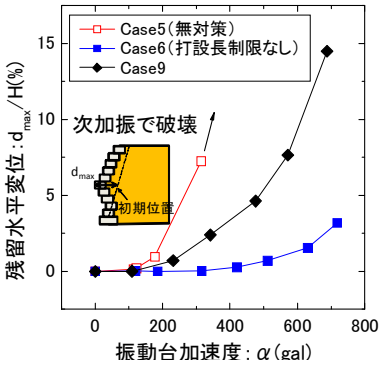


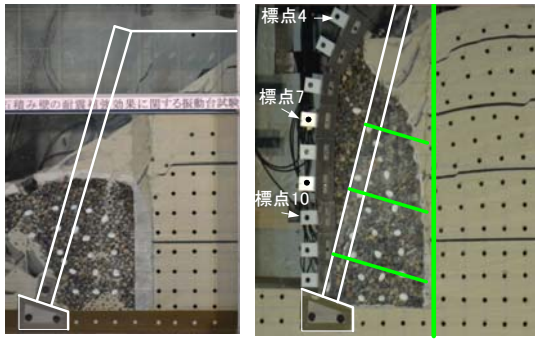
図-2　残留変位の比較

本研究の耐震補強構造は、最低打設長（模型寸法 150 mm）が確保できる範囲で地山補強材を最大限打設した上で、不足する抵抗力を背面に打設した H 鋼杭で補い、壁体の破壊は壁体前面に敷設したネットで防止する構造である。ここで、不足する抵抗力を H 鋼杭前面地盤の反力で補うためには、H 鋼杭と石積み壁天端とを接続する必要がある。実施工では鉄筋コンクリートなどによる一体化を想定しているが、H 鋼杭への作用を計測するために、本研究では石積み壁天端と H 鋼杭を φ3 mmのステンレスワイヤーで接続し、接続部にロードセルを設置した。加振は 5Hz10 波の正弦波を使用し、約 100gal の増分で最大加速度を漸増させた。

３．実験結果　**（1）残留変位と加振後の模型地盤**　図-2 に残留変位 d_{max}/H と最大加速度 α_{max} の関係を示す。同図には、過去に実施した無対策の振動台実験（通番 Case5）の結果[1)]も示している。残留変位は、図-2 に模式的に示すように、高さ方向の変位分布から最大値を抽出し、石積み壁の高さで正規化した値として示している。また、比較対象の最大加速度については、Case5、Case6 では振動台加速度を、支持層が厚い Case9 では、応答の増幅の影響を考慮して図-1 に示す A-10 の位置における加速度の最大値を抽出した。 無対策の Case5 においては、200gal 加振から変位が増大し始め，図-3 に示すように 400gal 加振時に壁体が破壊に至った。 これに対して，地山補強材の

キーワード：石積み壁、耐震補強、狭隘箇所　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　FAX 042-573-7248

打設長に制限が無い Case6 については、700gal 加振終了時でも壁体が破壊に至らない上に、変位は壁高に対して 2.5%程度にとどまっており、高い対策効果が得られた。これに対して、Case9 では 600gal 加振終了時において壁高の 15%程度の変位が生じたものの、最も危険な破壊形態である壁体の破壊は回避できた。しかし、Case7 と比較すると変形性能の向上は限定的であり、この点については今後の課題である。以下では、補強メカニズムを把握するために、図-3 に示した Case9 の積み石の標点と H 鋼杭天端の水平変位の時刻歴を分析する。



(a) Case6(400gal)　　(b)Case9（600gal）

図-3　加振終了後の実験模型

（2）変位の位相特性と抵抗メカニズム　石積み壁と H 鋼杭天端の水平変位および支持層上部の応答加速度（図-1 中、A-10 の位置）の時刻歴を図-4 に示す。加速度および変位の符号は図-1 に示す通りである。なお、変位量は 600gal 加振中の増分値として示している。石積み壁および H 鋼杭の変位は、慣性力が石積み壁前面方向に作用する間（加速度が負の間）に増大している（例：図-4 中 A の範囲）。また、H 鋼杭と石積み壁の標点 4、標点 7 の変位の時刻歴をみると、ほぼ同位相であるものの、H 鋼杭に若干の位相遅れが見られる。これは、上部石積み壁の変位により H 鋼杭に引張力が伝達された結果として H 鋼杭に変位が生じた事を示唆している。一方で、地山補強材を配置した積み石の標点 10 の変位の増加傾向は、無対策の積み石の標点 4、標点 7 と比べて明らかに緩やかであり、下部の補強された石積み壁と、上部の無対策部分および H 鋼杭の挙動が異なることが確認された。下部石積み壁については、地山補強材の抵抗力を考慮した安定計算または変形計算によってその挙動を評価できる。これに対して、上部の無対策部分の評価にあたっては、H 鋼杭に石積み壁から伝達される荷重を作用させた上で、H 鋼杭の変形量及び部材として評価を行う事[2)]が重要となる。

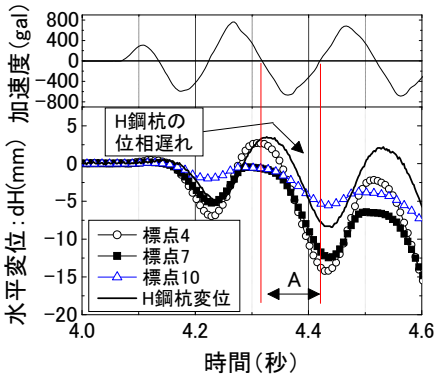


図-4　水平変位の時刻歴(600gal)

（3）H 鋼杭による抵抗力　H 鋼杭に作用した水平力と水平震度の関係を図-5 に示す。同図の実測値は石積み壁と H 鋼杭の接続部に設置したロードセルで計測した荷重を単位奥行き当たりに換算した値である。計算値としては、地山補強材を打設していない範囲の地震時土圧と壁体の慣性力の合力、壁体の慣性力のみ、地震時土圧のみの三通りの値を示している。ここで、地震時土圧については、図-5 に示した条件で物部岡部法によって算定した。水平震度は、加速度計 A10 の負側の最大加速度を重力加速度で除して求めた。k_h=0.6 程度までは壁体の慣性力と実測値との整合性が高いものの、k_h=0.7 の時点では実測値は慣性力を大きく上回っている。これは、背面地盤の変形が顕著になったことにより土圧の作用も増加したためと推測される。しかし、土圧と慣性力の合力よりも計測値は大幅に小さいことが明らかであった。

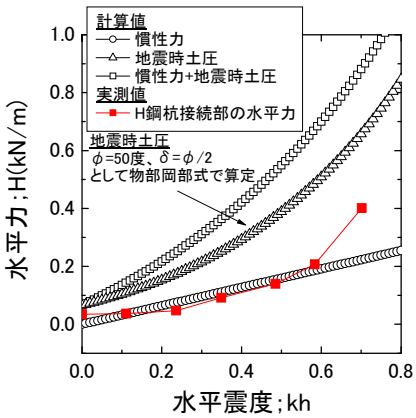


図-5　H 鋼杭への作用力の比較

4．まとめ　背面地盤が狭隘な場合を想定して、地山補強材と H 鋼杭を併用した石積み壁の耐震補強工に関する模型振動台実験を実施した。その結果、変形量の低減については効果が限定的であったものの、壁体の破壊は防止する効果が確認された。また、地山補強材が打設されていない上部の積み石の変位により、H 鋼杭に水平力が作用して抵抗力が発揮される機構であることを確認した。さらに、H 鋼杭に作用する荷重については、上部積み石に作用する慣性力と土圧を考慮する事で概ね安全側の評価となることも確認できた。

参考文献　1) 中島ら：崩壊防止ネットと地山補強材による石積み壁の耐震補強工法に関する実験的検討、鉄道工学シンポジウム論文集、No.18、pp.125-132、2014　2）島田ら：狭隘箇所における石積み壁の耐震補強に関する検証解析、第 70 回土木学会年次学術講演会（投稿中）、2015