## 組積構造の盛土式乗降場の 耐震補強に関する実験的研究

滝沢 聪<sup>1</sup>・野本 将太<sup>2</sup>・阿部 慶太<sup>3</sup>・中島 進<sup>4</sup>・高崎 秀明<sup>5</sup>・山本 忠<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター (〒163-0231 東京都新宿区西新宿二丁目6番1号新宿住友ビル31階) E-mail: s-takisawa@jreast.co.jp

<sup>2</sup>正会員 東日本旅客鉄道株式会社 研究開発センター フロンティアサービス研究所 (〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町二丁目 479 番地)

E-mail: s-nomoto@jreast.co.jp

<sup>3</sup>正会員公益財団法人鉄道総合技術研究所構造物技術研究部 (〒185-8540東京都国分寺市光町二丁目8番38号) E-mail: abe.keita.06@rtri.or.jp

4 正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目 8 番 38 号) E-mail: nakajima.susumu.99@rtri.or.jp

5フェロー会員 東日本旅客鉄道株式会社 上信越工事事務所 (〒370-8543 群馬県高崎市栄町6番26号) E-mail: h-takasaki@jreast.co.jp

6 正会員 JR 東日本コンサルタンツ株式会社 技術本部 (〒141-0033 東京都品川区西品川一丁目 1番 1 号大崎ガーデンタワー14 階) E-mail: t-yamamoto@jrc.jregroup.ne.jp

東北地方太平洋沖地震などの過去の大地震では、組積構造の盛土式乗降場が崩壊、変位変形する等の被 害が発生している.乗降場には、利用する乗降客がいて、すぐ近くを列車が走行することから、乗降場が 崩壊すると列車の走行安全性に影響を及ぼすほか、人的被害が生じる可能性がある.そこで、組積構造の 盛土式乗降場には耐震補強が必要と考えており、地震時の崩壊メカニズムの把握、および効率的な耐震補 強方法の開発を目的に、1G場における模型モデルを使用した振動台実験を行った.実験の結果、崩壊に 至る挙動を把握して、その挙動から効率的な補強方法を提案し、その効果の確認実験の結果、大きな補強 効果が得られることを確認した.

Key Words: masonry train platform, seismic reinforcement method, shaking table test

## 1. はじめに

東北地方太平洋沖地震などの過去の大地震で,鉄道の 在来線の盛土式乗降場いわゆる盛土式のプラットホーム (または単に「ホーム」と呼ぶことが多い)で岩石やコ ンクリートブロックによる組積構造の擁壁が崩れ,線路 側に崩壊するなどの被害が生じた(図-1).このような 被害が,列車本数が多い駅や,乗降人数が多い駅で発生 すると,崩れたブロックに列車が衝突して脱線の可能性 や,ホーム上にいる乗降客が転落する可能性もあり,人



図-1 盛土式乗降場被害事例

表-1 模型地盤の物性値

	材料	γ (kN/m3)	φ (°)	c (kN/m <sup>2</sup> )
背面地盤	東北珪砂6号(Dr=80%)	15.8	44.1	2.7
基礎地盤	ベンドナイト混合砂※	17.3	38.6	8.9
※ベンドナイト・水・東北荘砂(号な1・10・100の) 時日比で泪合				



図-2 磯原駅の被害

的被害が生じる可能性がある.そのため,盛土式乗降場 に対しても耐震補強が必要と考えており,有効な耐震補 強方法の開発を進めている.

そこで、筆者らは、耐震補強方法の開発を進めるのに あたって、盛土式乗降場の被害のメカニズムの把握や耐 震補強の効率的な方法の検討を進めるため、縮小模型を 用いた1G場における水平振動台実験を実施した。

本稿では、実際に被害があった組積構造の盛土式乗降 場の被災状況の再現試験と補強対象となる首都圏に多い 現存するモデル2種類の無補強での実験をして、地震時 の崩壊、変形形態の把握をした.この結果をもとに、効 率的な補強方法を検討、その補強効果の確認のため、再 度模型実験をした結果を報告する.

## 2. 被害状況再現(無補強)模型振動台実験

#### (1) 実験ケースの概要

無補強タイプの実験ケースは、実際に被害を受けた乗 降場の再現を目的にした1ケースと、今後、首都圏で補 強の対象となる2ケースとした.

模型実験は、剛土槽(内幅 2,500mm×内奥行 1,000mm ×内高1,500mm)を用いて、1/3の縮尺となるように組積 擁壁および模型地盤を作製した.相似則は、香川により 提案されている重力場における相似則<sup>1)</sup>を用いた.

模型地盤は,擁壁前面及び背面地盤に気幹状態の東北 珪砂6号を使用し相対密度 Dr=80%なるように作成した. 支持地盤は,東北珪砂6号にベントナイト混合砂を使用 した. 表-1 に模型地盤の物性を示す.





図-3 Case-1 模型試験体(正面)

#### a) Case-1 (実被災モデル)

Case-1 は、東北地方太平洋沖地震で実際に被害を受け た常磐線の磯原駅をモデルとしている<sup>2</sup>. 磯原駅の被害 は図-2 のような状況であり、乗降場の起点側端部付近 で約24mに渡って、コンクリートブロックが線路側に倒 れて崩壊した. 磯原駅付近では、地表面加速度の観察所 がなかったため、最も近い K-NET の観測地点の観測波 から、1 次元重複反射理論による等価線形化法より引き 戻して基盤波を算出して、磯原駅の地盤情報を用いた 1 次元モデルに基盤波を入力して時刻歴応答解析にて地表 面加速度を算出した. 算出した線路直角方向の地表面最 大加速度は、514gal であった.

磯原駅の特徴としては、高さを上げるため笠石の上に 嵩上げしていることに加え、コンクリートブロックの内 部が空洞となっており、上面から見た形状は「ロの字」 の断面となっている. 模型においても、モルタル製のブ ロック模型(比重:2.30)に対し実物と同じように空洞 断面を再現した. ブロック間の目地は、模型実験では、 付着力の影響が大きく、擁壁の一体性を過大評価する懸 念があるため、目地を設けず空積み構造とした.

模型試験体は、図-3 に示す通り、背面地盤のすべり 崩壊線がお互い干渉しないと判断し、擁壁を左右に設け た形式とした.ただし、右側の擁壁については、観察窓 のガラス面に接していないため、直接観察はできていな い.

## b) Case-2(首都圏(コンクリートブロック)モデル)

Case-2 は、首都圏の駅をモデルとしており、乗降場の 高さ(レールレベルから笠石天端まで)が1,100mmで構 築、管理されており、擁壁の高さとしては概ね1,600mm 程度である. 模型試験体は、図-4 に示す. 擁壁の材質 はコンクリートブロックを模擬して、このケースも空積 みとした. また、Case-1 実験結果から、左右の擁壁を近 づけても背面地盤のすべり面がお互い干渉しないことが 分かったので、右側の擁壁も観察できるように観察窓の ガラス面に接するように配置した.

#### c) Case-3(首都圏(大谷石)モデル)

Case-3 は、同じく首都圏の駅をモデルとしているが、 擁壁の材質は、基礎部と天端の笠石を除いてコンクリー トブロックより軽量な大谷石(比重:1.70)を模擬して いる.模型試験体は、図-5 に示す.このケースも空積 み構造とし、Case-2 と同様に左右の擁壁が観察できるよ うに配置した.

#### (2) 加振条件

加振は JR 東日本研究開発センター所有の水平振動試 験装置(加振テーブル 3m×3m)を用いて重力場により 実施した.加振波形は,正弦波 5Hz,10波とし,100gal ~1,000gal 程度まで1ステップ 50gal 間隔で段階的に増加 させた.正弦波の周波数は,「鉄道構造物等設計標準・ 同解説 耐震設計」<sup>3</sup>のL2 地震動スペクトルIの卓越周 波数1.45Hzを相似則により再現した.最終的には,試験 体の崩壊形状が明確になるところまで加振を行った.

#### (3) 計測種類と位置

計測機材は、加速度計と変位計を各ブロックの中心部 に設置した.線路方向の挙動の違いを計測するために、 中央と端部の2側線で変位計を設置した.また加速度計 は地中部にも設置した.

土圧を計測するために,2方向ロードセルをブロック の背面に設置した.

強化ガラス面から背面盛土の崩壊形状を観察するため に,背面地盤内に色砂で水平線と標点(Φ10mm)を設 置した.標点間隔は,縦横共に標点中心間 50mm 間隔と した.

## (4) 無補強タイプ(Case-1~3)の実験結果

実験結果については、組積擁壁の挙動および崩壊のメ カニズムを把握するため、擁壁前面に取り付けた変位計 と画像よる挙動の分析結果を記載する.

#### a) Case-1 (実被災モデル)

Case-1 は、実際に被害を受けた常磐線の磯原駅をモデ



図-4 Case-2 模型試験体



図-5 Case-3 模型試験体

ルとした模型である.

図-6に加速度-残留変位関係を図-7,8に400gal,450gal の加振後の状況写真(左側断面)を示す.なお,左右断 面ともに同様な挙動を示した.入力加速度が250galまで は、ほとんど残留変位が生じなかったが、300galとなっ て残留変位が生じ始め、450galで組積擁壁が崩壊した. 350gal 以降の加振では、変位が増大して変位計が損傷す る懸念があったため変位計を撤去したため、変位の記録 はない.

中央と端部の2側線を比較すると、残留変位は概ね同じ値を示し、線路方向の挙動に差は見られなかった.

今回の模型実験では、崩壊形態として、笠石と1段目 のコンクリートブロックが一体として傾斜し、ブロック の前面角部を中心に転倒する挙動を示した.2段目、3 段目のブロックは、ほとんど動いておらず、残留変位も 小さい.次のステップの450galの加振では、転倒したブ ロックが軌道側へと落下し、図-2に示した被災事例と 同様の崩壊形態を示した.当該地点の推定地表面最大加 速度514galになる前には崩壊し、現地の被災状況を概ね 再現した.転倒の起点となった1段目のブロックは、他 のブロックと比較して幅が狭く、転倒に対する安定性が 低い.2段目、3段目のブロックは、背面盛土の自重が 抑えとなり転倒に対する安定性が高いことから、転倒に 至らなかったと考えられる.





図-7 Case-1 400gal 加振後写真



図-8 Case-1 450gal 加振後写真

b) Case-2(首都圏(コンクリートブロック)モデル) 図-9 に加速度-残留変位関係を図-10,11 に 450gal, 500gal の加振後の状況写真(左側断面)を示す.なお, 左右断面ともに同様な挙動を示した.Case-2 は,300gal 加振から残留変位が大きくなり,450gal で大きく傾斜し, 500gal で崩壊に至った.崩壊形態として,笠石と1段目 ~4段目(5段目)までのコンクリートブロックが一体 として傾斜し,前面に転倒する挙動を示した.





図-10 Case-2 450gal 加振後写真



図-11 Case-2 500gal 加振後写真

ただし、4段目と5段目のブロックは、2列並列で配置 されており、画像から挙動を分析すると、一体として転 倒する挙動を示したのは、前列のブロックのみであり、 後列のブロックは大きく動いていない.

## c) Case-3(首都圏(大谷石)モデル)

Case-3 は、残留変位量をみると、左右で挙動の多少の 差が出た.図-12 は左側、図-13 は右側の加速度-残留変







図-14 Case-3 500gal 加振後写真



図-15 Case-3 550gal 加振後写真



図-16 無補強の加速度—変位関係図

位関係の結果を,図-14,15 は左側の 500gal,550galの加 振後の状況写真を示す.左右とも 350gal 加振から変位が 出始め,400gal 加振から大きく滑動し始め,その後,変 位計の撤去により数値データはないが,画像の分析より, 450gal 加振から,基礎部を除くブロック全体が前面へ滑 動するように水平に変位し始めた.徐々に上部の水平変 位量が大きくなり前面にせり出すようになり,右側は 650gal 加振で崩壊に至った.左側は,一時 400gal 加振で 笠石が単独して大きく変位する動きであったがその後, 1 段目以下が追随して前面に愛位して,600gal 加振で崩 壊に至った.全体で前面に滑動する崩壊の挙動は左右と もほぼ同様であった.

#### (2) 無補強タイプの実験結果と考察

各ケースの天端の笠石位置での水平変位の結果を図-16に示す. Case-1 と Case-2 では、変位が発生し始める震 度が 0.3 程度であった. Case-3 の大谷石の場合は、コン クリートブロックより軽量なため、変位が発生し始める 震度は、他に比べて少し高くなり、0.35 程度であった.

また,各ケースの崩壊に至る挙動が分かる比較写真を 図-17 に示す.各ケースで崩壊に至る挙動に差がみられ, まとめると以下のとおりである.

Case-1 は、中段のブロックが回転して、450gal で転倒 して崩壊.

Case-2 は、下段のブロックが回転して、500gal で転倒 して崩壊.

Case-3 は、下段よりブロック全体が滑動して、600gal で押し出され崩壊.

いずれも、450gal~600gal 程度で大変形して崩壊して いることから、L2 地震で崩壊する可能性があることが 分かった.



**図-17** 比較写真

## 4. 耐震補強方法の検討

盛土式乗降場の耐震補強を考える際に,乗降場として の特徴を考慮して考える必要がある.乗降場の前面,つ まり擁壁の前面は,列車が通過することから建築限界を 支障してはならないため,前面に大きく張り出す補強方 法は採用できない.また,天端は,乗降客がいるため, っまずくような突起物を作る方法や,乗降場高さも厳密 に管理されているため,高さが変わるような補強方法も 採用できない.擁壁背面は,電気や信号のケーブルが埋 設されている可能性があるため,掘削が必要となる補強 方法も避けたい.また表層には,すべり防止のクリンタ イルや点字誘導ブロックもあることから,それらを移 設・取り壊しが必要な補強方法もなるべく避けたい.

今回の無補強タイプの実験の崩壊形態が、組積の上部 が転倒、または一体として前面に滑動する挙動より、こ れらの挙動に対して耐震補強効果が高いと想定され、乗 降場の補強方法として制約条件をクリアできる方法とし て、図-18 に示すような棒状補強材をホーム前面から笠 石の下の高い位置(例えば1段目のブロック)で貫通さ せて固定する方法を耐震補強の基本スタイルとして検討 した. また, 笠石は, 天端にあり, 比較的大判のブロックで あるため, 地震時には揺すられやすく, 笠石のみがズレ たり落下したりする被害事例も多い. そのため, 最初に 揺すられてズレやすい笠石は棒状補強材で固定されてい る下段のブロックとアングル材で固定することも必須と した. 通常, 笠石は, 列車との隙間を調整する役目もあ るため, 前面に張り出していることが多いため, アング ル材での取り付けは比較的容易なことが多い.

## 5. 補強タイプの模型振動台実験

#### (1) 補強タイプの振動台実験概要

耐震補強をする場合,列車本数や乗降人数が多い首都 圏から順次補強を実施することから,首都圏に多いタイ プである無補強の Case-2の形式を対象に,前述した棒状 補強材による補強効果の確認を行うため,下記の 2 ケー スについて実験をおこなった.

補強 Case-1 (図-19) は、棒状補強材とブロックの崩 壊防止ネットを組み合わせたタイプである、棒状補強材 の補強部材は、実物換算で φ=150 mm, (想定すべり線 φ30度よりも lm定着できるように)長さL=3mとし、 線路方向に2mピッチに設置した、棒状補強材模型の材 料は D26 の異形鉄筋を芯材とした地山補強材 <sup>4</sup>を想定し、 概ね鉄筋コンクリートを比重が近いアルミ製(比重: 2.5)とした、棒状補強材模型の周面には、背面地盤と の摩擦を再現するため、同材料の東北珪砂 6号の乾燥砂 を瞬間接着剤で貼り付けた、また、補強材頭部には受板 (鋼鉄製、寸法:30mm×30mm)を設置した。

崩壊防止ネット(ポリエステル製,網目寸法:8mm メッシュ,破断時割線剛性:50.0 kN/m)は,既設石積み 擁壁の耐震補強方法<sup>5)</sup>で実績があり,補強 Case-1 ではブ ロックの崩壊防止のより一層な効果を得ることを目的で 設置した.なお,崩壊防止ネットは,落石防止等で使用 されている高分子ネットの破断時割線剛性 85.7 kN/m に 相似則を考慮したものである.崩壊防止ネットの設置方



図-19 補強 Case-1 模型図



図-20 補強 Case-2 模型図

法は笠石と1段目のブロックを固定するアングルと下段 部にも設けたアングルで挟むように固定した.アングル 材は、アルミ製とし相似則を考慮して断面(50mm× 50mm, t=5mm)としブロック一つに対して一か所ずつ でボルトで固定した.

補強 Case-2 (図-20) は、補強 Case-1 で設けた崩壊防止 ネットの効果を確認するために、比較のために崩壊防止 ネット、下部のアングル材がないタイプとした.

#### (2) 補強タイプの実験結果

図-21 に補強 Case-1 の加速度-残留変位関係,図-22,23 に 800gal,1,000gal 加振後の状況写真を示す.比較対象で ある無補強の Case-2 では、300gal 加振から残留変位が急 激に大きくなり、450gal で大きく傾斜し、500gal で崩壊 に至っていたが、補強した本ケース(補強 Case-1)では、500gal まではほとんど残留変位がなく、550gal~600gal 加振から残留変位が大きくなりはじめた.1,000gal 加振で も、笠石部で 30mm と残留変位は大きくなったが、崩壊 することはなかった. 擁壁の変形は、笠石から4段目の

ブロックまでほぼ一体の動きをしており,擁壁前面側に 水平に滑動する動きであった.900gal加振からは,徐々 に中段の3段目のブロックが飛び出るような動きとなっ た.これは,慣性力や背面の土圧が大きくなってきたが, 1段目は棒状補強材の効果により前面への動きを制限さ れており,4段目は5段目とアングルで固定され,5段目 は,基部の摩擦と前面の土の抵抗により動きが制限され ているため,相対的に3段目付近を拘束する力が弱く, 前面に飛び出すような動きとなったと推定される.本ケ ースは,前面をネットで覆っており,飛び出そうとする 動きを拘束しているように見えたが,どれほど効果があ ったかは不明確であった.

背面地盤の動きを観察すると,800gal を超えたころか ら,緩い角度(約13.6度)のすべり線が観察された.無 補強のケースと比較すると,かなり緩い角度であった.

次に, 図-24 に補強 Case-2 の加速度-残留変位関係, 図-25, 26 に 800gal, 1,000gal 加振後の状況写真を示す. 崩 壊防止ネットが無い補強 Case-2 は, 550gal~600gal 加振で, 残留変位が大きくなり始めており, ネット補強がある補



図-21 補強 Case-1 加速度-残留変位関係



図-22 補強 Case-1 800gal 加振後状況



図-24 補強 Case-2 加速度-残留変位関係



図-25 補強 Case-2 800gal 加振後状況



図-23 補強 Case-1 1,000gal 加振後状況

強 Case-1 とあまり変わらない. その後の変位計により計 測された変位量は,補強 Case-1 よりは大きな値で推移し たが,ブロック全体の挙動としては大きな違いは見られ なかった.本ケースも 800gal 加振ころから明確なすべり 線が観察され始め,すべり線の角度は補強 Case-1 とほぼ 同じであった.

最後は、変位計を全部取り除いて、崩壊するまで加振 を試みた. 1150gal 加振中に、図-27 のように中央付近の



図-26 補強 Case-2 1,000gal 加振後状況

2 段目のブロックが抜け出して、ここで加振を終了した. 抜け出たブロックは、直前の 1,000gal 加振後の観察で、 かみ合わせが緩く指で押す程度でぐらつくことを確認し ている.

## (3) 補強効果の考察

棒状補強材で補強した両ケース(補強 Case-1,補強 Case-2)は、無補強のケースと比較して、変位抑止、崩



図-27 補強 Case-2 1150gal 加振後状況

壊防止に大きな効果があったことが分かる.補強 Case-1 の崩壊防止ネットの効果は、ネット無しの補強 Case-2 で ブロックの抜け出しがあったことを考えると、ブロック の散乱防止という意味では効果がある.ただし、全体の 変形という観点からは、加速度-残留変位の関係では多 少の差はあったが、ブロック全体の挙動には大きな差は 見られなかった.今回対象とした石積み擁壁は、補強ネ ットを適用した既往の研究 <sup>9</sup>と比較して高さが低く、補 強ネットのみでカバーされる石が少ないこともあり、補 強ネットによる補強効果の差が表れなかったと考えられ る.

両補強ケースでの棒状補強材に取り付けたひずみゲージの計測から、ひずみ量は非常に少なく、大きな曲げや軸力は計測されなかった.一方、背面地盤の挙動が、無補強のケースで明確なすべり線が約57.9度で、補強ケースで約13.6度とかなり緩いすべり線であった.これは、棒状補強材の効果によって、加速度が小さいうちに無補強のケースで見られた角度のすべり線は発生せず、加振加速度大きくなってやっと棒状補強材を避けるようなゆるい角度のすべり線が発生したものと考えられる.

本実験で、棒状補強材による補強が有効であることが 分かったが、実際に存在する盛土式乗降場の組積構造や 背面地盤の地盤特性のばらつきがあり、それらのばらつ きを考慮して、最適な棒状補強材のピッチや長さ等の仕 様を確認する必要があると考える.また、L2 地震動が 実際に作用した際の挙動の評価も必要である.これらの 確認は、解析的検討が必要と考えており、別途解析手法 の検討をしている 9.

## 6. さいごに

本研究では、組積構造の盛土式乗降場の地震による崩 壊に至るメカニズムの解明、および耐震補強の効果の確 認を行うために、1G場の模型モデルを使用した振動台 実験を行った.

実験の結果,盛土式乗降場の崩壊に至る挙動を把握で き,実際に被害を受けた乗降場の崩壊状態を再現するこ とができた.また,崩壊に至る挙動を把握することによ って,効率的な補強方法を検討することができ,その補 強効果も振動台実験で確認することができた.

今回の実験では、棒状補強材を1段目のブロックの前 面から貫通させて固定して、さらに笠石をアングル材で 固定して、崩壊防止ネットを組み合わせることにより、 大きな耐震補強効果が得られることが分かった.

今後は、乗降場のすぐ前面は常に列車が通過すること を考えると、擁壁前面には付属物の設置を極力避けたい ため、棒状補強材の固定方法や、崩壊防止ネットに代わ るブロックの崩壊防止方法を引き続き検討していく.

#### 参考文献

- 香川崇章:土構造物の模型振動台実験における相似 則,土木学会論文報告集,No.275, pp-69-77, 1978.
- 2) 野本将太,阿部慶太,高崎秀明,滝沢聡,石橋誠司, 佐々木愛:地震時における盛土式乗降場の崩壊メカ ニズムに関する実験的研究,第54回地盤工学研究発 表会,2019.7.
- 3) 公益財団法人 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設 計標準・同解説 耐震設計,丸善,2012.
- 4) 公益社団法人 地盤工学会:地山補強土工法設計・ 施工マニュアル,丸善,2011.8.8.
- 中島進,渡辺健治,神田政幸,藤原寅士良,高崎秀 明,池本宏文:崩壊防止ネットと地山補強材による 既設石積み壁の補強方法の開発,土木学会論文集 C, Vol.71, No.4, pp.317-334, 2015.
- 6) 阿部慶太,野本将太,中島進,滝沢聡,高崎秀明, 山本忠:無補強・補強時の組積構造の盛土式乗降場の耐震性能に関する解析的研究,第39回地震工学研 究発表会,2019.9

# EXPERIMENTAL STUDY ON SEISMIC OF REINFORCED MASONRY TRAIN PLATFORM

## Satoshi TAKISAWA, Shota NOMOTO, Keita ABE, Susumu NAKAJIMA, Hideaki TAKASAKI and Tadashi YAMAMOTO

In past major earthquakes such as The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, the masonry train platform collapses and undergoes major deformation. There are passengers to use at the boarding area, and trains run in the immediate vicinity, so if the platform collapses, it will affect the running safety of the train and may cause human damage. Therefore, we think that the masonry structure platform needs to be seismic strengthened, and we conducted a shaking table test of the model in the 1G field for the purpose of grasping the collapse mechanism at the time of earthquake and developing an efficient seismic strengthening method. As a result of the experiment, we grasped the behavior leading to the collapse, proposed an efficient reinforcement method based on the behavior, and confirmed that a large reinforcement effect was obtained as a result of the confirmation experiment of the effect.