

既設鉄道擁壁の耐震補強技術の開発に関する取り組み

Attempts for Development of Aseismic Countermeasures
of Existing Railway Retaining Structure

中 島 進 (なかじま すすむ)
(公財)鉄道総合技術研究所 副主任研究員

渡 辺 健 治 (わたなべ けんじ)
(公財)鉄道総合技術研究所 主任研究員

阿 部 慶 太 (あべ けいた)
(公財)鉄道総合技術研究所 副主任研究員

篠 田 昌 弘 (しのだ まさひろ)
(公財)鉄道総合技術研究所 主任研究員

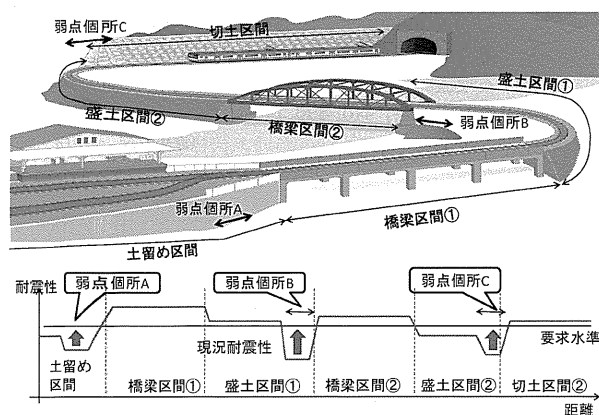
1. はじめに

鉄道施設は、盛土や高架橋、トンネル、電化線柱、軌道など多様な構造物によって構成される線状構造物である。このことは、一箇所の破壊が線区全体の機能不全に直結しうることを意味する。このため、耐震対策にあたっては、まずは弱点箇所の耐震性を底上げすることが重要である。

例えば、図—1に示したモデル線区の中で、優先的に耐震対策を行い、耐震性の底上げを図るべきは他の区間と比較して耐震性が劣るA、B、Cの区間となる。このように、鉄道施設の耐震対策には、弱点箇所の抽出と、当該区間の効率的な補強が必要である。

弱点箇所の例としては、異種構造物との境界部（例えば土留め区間や橋梁取り付け部、旧盛土に新設盛土の腹付けを行った区間など）のほか、旧河道部や切盛境界部などが挙げられる。一方で、弱点箇所の耐震性を底上げするという観点に立つと、第一に脆性的な破壊モード（例：RC橋脚におけるせん断破壊に相当）に至るのを避けることが重要である。

他の社会基盤施設と同様に、鉄道施設も過去の大地震で受けた被害を教訓として、技術基準を整備してきた。こうした経緯と盛土の耐震診断・対策については文献1)に詳しくまとめられている。一方で、土構造物に連続して構築される土留め構造物も、過去の大地震において甚大な被害を受けてきた（例えば2）。



図—1 鉄道施設の耐震対策のイメージ

そこで、本稿では、土留め構造物の中で、土構造物の付帯構造物として構築される擁壁の耐震補強に関する取り組みとして、対象とすべき構造形式と破壊モードを抽出するために実施した実態調査の結果と、効率的な耐震補強工法の開発を目的とした振動台実験の結果について、その概要を述べる。

なお、土留め構造物のうち、橋梁の端部に構築される橋台についても、本特集内にて報告³⁾しているので、興味のある方は参照されたい。

2. 鉄道擁壁の実態

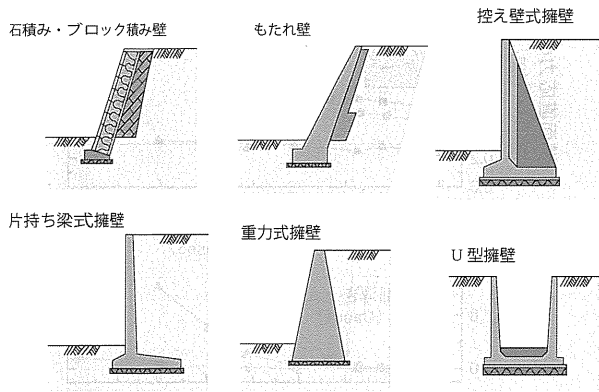
2.1 実態調査

「鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物」⁴⁾においては、土留め構造物を壁体の自重、曲げ剛性により土圧に抵抗する抗土圧構造物と、背面地盤に挿入した引張り補強材により自立性を高めた補強土構造物とに区分している。本稿では抗土圧構造物の中で、特に土構造物の付帯構造物として構築される抗土圧擁壁（以下、単に擁壁と称する）について取り扱うこととしたのは前述のとおりであるが、図—2に示すように、擁壁にも多様な構造形式があり、各々特性が異なる。そこで、実態に即した耐震補強法の開発を行うために、鉄道擁壁の実態調査を実施した⁵⁾。

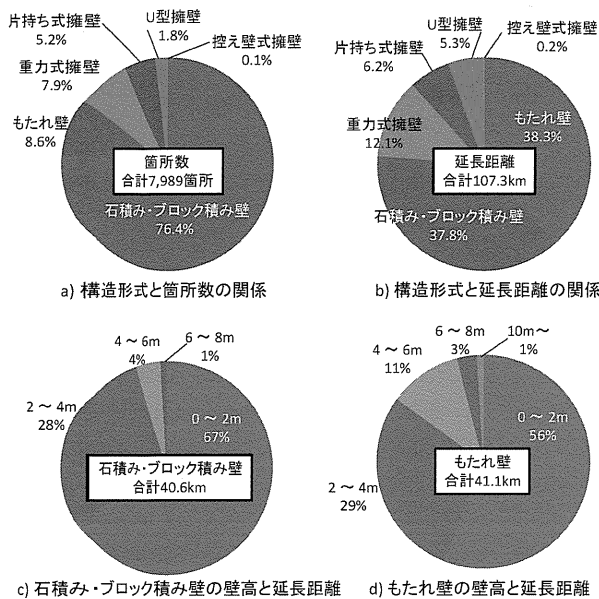
なお、もたれ壁や石積み・ブロック積壁については、背面にもたれかかりながら安定を確保する機構であるため、自重や壁体の曲げ剛性で土圧に抵抗するという本来の抗土圧擁壁の定義に必ずしも一致しないが、同様の用途で構築された構造物として、本稿では、他の抗土圧擁壁と特に区別せずに取り扱うこととした。

実態調査に当たっては、17社の鉄道事業者より全12 642箇所の擁壁のデータを提供いただいた。このうち、構造形式が不明なもの等を除いた全7 989箇所について、構造形式と箇所数の関係、そこから延長距離が分かっているもののみを抽出して、構造形式と延長距離の関係、さらに壁高と延長距離の関係として、整理した結果を図—3に示す。

箇所数、延長距離ともにもたれ壁、石積み・ブロック積壁が全体に占める割合は高く、両者を合計すると全体の75%超であった。また、壁高に着目すると、もた



図—2 抗土圧擁壁の構造形式



図—3 実態調査結果のまとめ

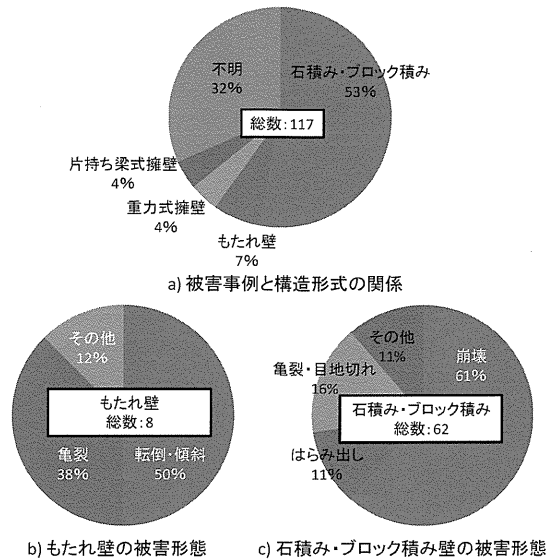
れ壁・石積み壁ともに6m未満が95%超を占めていた。

もたれ壁や石積み・ブロック積み壁は、標準図例(例えば6)に従って構築されてきた古い構造形式の擁壁であり、耐震設計も行われていない。また、施工延長・箇所数の両面からもたれ壁や石積み・ブロック積み壁のストックが膨大なことは明らかとなり、これらに対する耐震補強が重要なことが示唆された。

2.2 地震被害事例の分析

弱点箇所の耐震性の底上げという観点では、最も脆性的な破壊モードを回避しうる補強法が望まれることは既に述べた。そこで、鉄道擁壁について1923年の関東大震災以降の地震被害事例を対象として文献調査(例えば7,8)を行い、擁壁の破壊形態を分析した。調査結果を図—4にまとめる。同図には、擁壁の構造形式と被害事例数の関係に加えて、もたれ壁及び石積み・ブロック積み壁の被害形態と事例数の関係を示した。構造形式が不明なものほとんどは「土留め壁」のみ記載であり、これらは、もたれ壁または石積み・ブロック積み壁と類推される。

被害事例と構造形式の関係については、石積み・ブロック積み壁の事例が最も多く、全体の半分以上を占めていた。コンクリート擁壁については、全体の15%であ



図—4 地震被害事例分析のまとめ

ったが、その中ではもたれ壁の事例が半分を占めていた。

被害形態については、もたれ壁については転倒・傾斜あるいは壁体の亀裂が全体の8割強を占めており、石積み・ブロック積み壁では崩壊が全体の半分以上を超えていた。また、もたれ壁において転倒あるいは壁体の破壊が、石積み・ブロック積み壁において崩壊が生じた場合には、第三者災害が生じる恐れもある上に、再構築が必要となるため、長期にわたり線区の機能不全を誘発しうる。これらのことから、もたれ壁においては少なくとも壁体の転倒を防止しつつ、壁体が破壊に至らないように対策を講じることが、石積み・ブロック積み壁については第一に崩壊を防止することが重要であることが示唆される。

なお、調査対象とした地震は限定的であったものの、道路擁壁⁹⁾(2004年新潟県中越地震)、宅地擁壁¹⁰⁾(1995年兵庫県南部地震ほか)でも、図—4とおおむね同様の傾向が得られたことを付記しておく。

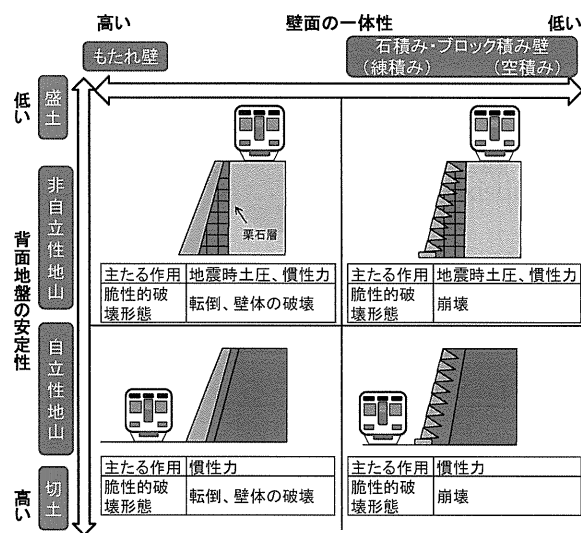
3. 振動台実験

3.1 課題の整理

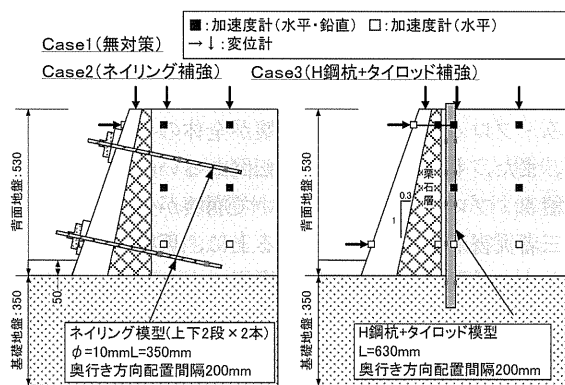
構造形式を着目点として実態調査、地震被害事例の分析をする事で、もたれ壁と石積み壁・ブロック積み壁の補強が重要なことが示唆された。一方で、擁壁背面地盤の安定性にも着目した場合、地震時における主たる作用と破壊形態及び擁壁の構造形式と背面地盤の安定性の関係は図—5のとおりである。背面地盤の安定性が高く、自立性の高い切土の付帯構造物として擁壁が構築される場合、地震時における主たる作用は壁体の慣性力である。一方で、背面地盤の安定性が低くなると、地震時土圧と慣性力の双方を考慮する必要が生じる。また、切土と盛土では一般に軌道の位置も異なる。本稿では、図—5のうち、慣性力と地震時土圧の双方を考慮する必要があり、脆性的破壊として壁体の転倒と破壊が考えうる盛土形式のもたれ壁に関する実験的検討について述べる。

ブロック積み・石積み壁は、壁面にコンクリートを増設し、本検討で対策効果が確認できた補強工を施工する

報告



図—5 もたれ壁、石積み・ブロック積み壁に関する問題点の整理



図—6 実験模型の概要 (単位: mm)

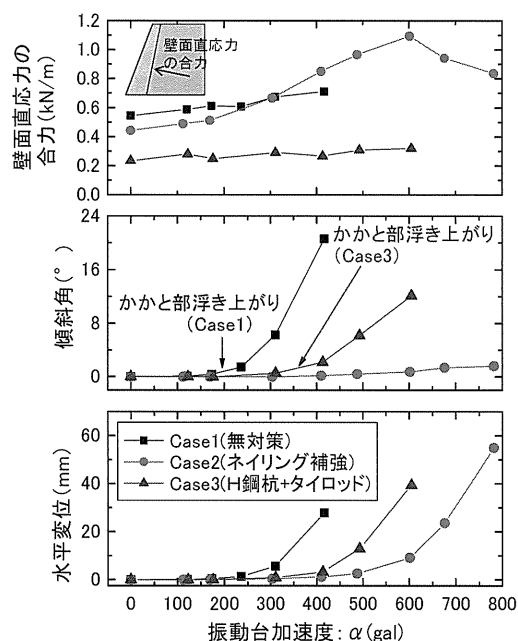
ことで、一定の対策効果は得られると考えられる。一方で、崩壊を防止するという観点に立つと、対策工法を合理化することも可能である。本稿では誌面の都合上紹介できないが、石積み・ブロック積み壁の崩壊防止を目的とした検討は、文献11)にまとめている。

3.2 実験概要

実態調査の結果及び地震被害事例の分析を踏まえ、鉄道総研ではもたれ壁・石積み壁の耐震補強法の開発・補強マニュアルの作成を目的とした振動台実験を実施している。以下では、既設もたれ壁を対象として実施した振動台実験の結果を報告する。

振動台実験の概要を図—6に示す。もたれ壁模型の高さは約500 mmで、相似率は1/10としたため、高さ5 m程度のもたれ壁に関する振動台実験に相当する。模型の諸元は文献5)に示された盛土もたれ壁の標準図と1/10の相似率から設定した。

基礎地盤・背面地盤ともに気乾状態の東北珪砂6号でそれぞれ相対密度 $D_r=90\%$ 、 80% となるように、空中落下法により作製した。また、過去に実施した切土もたれ壁に関する振動台実験では、背面地盤からの排水を促進する意図で設けられる栗石層の存在がもたれ壁の耐震性に悪影響を及ぼすことが指摘されていた¹¹⁾ため、



図—7 最大加速度と残留変位・壁面直応力の関係

今回の振動台実験でも栗石層（鹿島珪砂8-12号、乾燥密度 1.6 g/cm^3 に調整）を設けた。

試験は全部で3ケース実施し、Case 1（無対策）、Case 2（ネイリング補強2段×2列）、Case 3（H鋼杭＋タイロッド補強）である。Case 2、Case 3では、実態調査の結果を踏まえて、もたれ壁の傾斜・転倒を防止しようとする対策工に関する実験を実施した。また、Case 2のネイリング補強については、もたれ壁前面からの施工、Case 3のH鋼杭＋タイロッド補強については、背面地盤上からの施工が想定されるため、前面の施工用地の有無も着目点の一つとしたケース設定である。

ネイリング模型については $\phi=10 \text{ mm}$ の全ネジボルトの表面に珪砂6号を接着することで模擬し、H鋼杭についてはアルミニウムを加工して製作した。相似率を考慮した際に、概ね $200 \times 200 \text{ mm}$ のH鋼と βL が同等となるように断面を設定した。ここに、 βL は水平荷重に対する矢板と地盤の抵抗に関する特性値である。加振は、5 Hz 10波の正弦波を用いて、50～100 galの増分で最大加速度を増大させる形式で実施し、もたれ壁が大変位に至るまで加振を継続した。

3.3 実験結果

口絵写真—6に最終加振終了後のもたれ壁模型及び背面地盤の状況を、図—7に残留変位と振動台の最大加速度との関係及び壁面直応力の合力の関係を示す。ここで、残留変位は基礎底面中央部における傾斜角と水平変位を示した。また、壁面直応力の合力とは壁面直交方向の応力の合力であり、壁面に設置した2方向ロードセルの計測値を合計して求めた。図中に示した壁面直応力の合力は、もたれ壁の主働方向の慣性力が最大となった時点の値である。

無対策のCase 1においては、200～250 gal加振において基礎底面のかかと部に浮き上がりが生じ、その後壁面が大きく傾斜した。すべり面については、背面地盤の

比較的浅い位置に生じた。

これに対して、ネイリング補強を行った Case 2 では、新設の補強土擁壁を構築する場合と比較すると、補強材の配置密度が疎であるものの、壁面の傾斜を効果的に抑制できた。口絵写真—6 から分かるように、最終の 800 gal 加振後でも壁体には水平変位が生じているものの、ほとんど傾斜しておらず、最も危険な転倒破壊モードを回避できた。また、すべり面はネイリングの打設範囲内に生じたものの、Case 1 より深い位置に生じた。

H 鋼杭とタイロッドで補強した Case 3 についても、無対策の Case 1 と 300～400 gal で比較すると、傾斜角度は $1/3 \sim 1/5$ 程度に低減された。破壊モードを変えるには至らず、400 gal にてかかと部の浮き上がりが生じた後は、傾斜角の増加傾向はやや急となった。しかし、Case 1 と比較するとその増加傾向は緩やかであり、タイロッドと H 鋼杭により一定の粘り強さが付与できたと評価できる。すべり面位置については、Case 1 と比較して顕著な差異はなかった。

図—7 最上段に示した加速度と壁面直応力の合力の関係に着目すると、Case 1 については、加振開始からはほとんど増減していない。これに対して、ネイリング補強で擁壁の安定性が高まった Case 2 の合力は Case 1 と比較して大きかった。Case 1 と比較して Case 2 の合力が大きい理由は、より大きな加速度レベルで加振していることに加えて、擁壁の安定度が向上した結果として解釈できる¹³⁾。Case 3 については、初期値が他のケースと比較して小さいものの、加振に伴う合力の増減はほとんどなかった。

3.4 考察及び今後の検討課題

振動台実験の結果から、ネイリング補強によりもたれ壁の脆性的な転倒破壊モードを回避しうることが確認できた。また、H 鋼杭とタイロッド補強についても、一定の耐震補強効果は確認できた。しかしながら、もたれ壁の脆性的な破壊モードとしては、壁体の転倒（あるいは過大な傾斜）に加えて、壁体の破壊も考えられる。図—7 に示した通り、擁壁の安定度を向上させた場合には、壁体への土圧の作用が大きくなるため、対策後の壁体に作用する土圧を適切に評価することが重要である。

補強土擁壁については、背面補強領域の一体性が確保できる程度に補強材が密に配置されていることを前提として、2 ウェッジ法で土圧を算定している。既設擁壁の耐震補強を考えた場合、補強材の打設量に応じて無対策の擁壁から補強土構造体へと、すべり面の位置や土圧の発現特性などが変化すると考えられる。最悪の崩壊モードを回避するという観点に立つと、必ずしも補強土構造

体を構築するほどに補強材を打設する必要はないはずであり、補強後の擁壁の応答値算定モデルを構築することに加えて、両者の境界にて考慮すべき作用の定量化が今後の課題である。

4. おわりに

本稿では、鉄道施設の耐震対策の考え方について概説した後に、既設鉄道擁壁の耐震補強技術の開発に関する取り組みを述べた。今後は、補強後の擁壁にて考慮すべき作用の定量化を行い、補強後の擁壁の応答値算定モデルの構築を進めていきたい。

謝辞

本稿に記載した実態調査に当たっては、構造物管理支援システムを運用している鉄道事業者にご協力をいただき、データをご提供いただいた。ここに深謝致します。

参 考 文 献

- 1) 館山 勝：講座「土構造物の耐震性診断と対策」、地盤工学会誌，Vol. 59, No. 7, pp. 82～89, 2011.
- 2) 鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書，鉄道総研報告，特別第 4 号，1996.
- 3) 神田政幸・横山知昭・野中隆博・佐名川太亮・館山 勝：鉄道の既設盛土・橋梁境界部の一体的な補強技術，地盤工学会誌，Vol. 61, No. 1, pp. 22～25, 2013.
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説土留め構造物，丸善，2012.
- 5) 江原季映，阿部慶太，真井哲生，中島 進，篠田昌弘：既設土留め壁の実態把握と振動特性に関する検討，第55回地盤工学シンポジウム論文集，pp. 87～94, 2011.
- 6) 日本国有鉄道：土構造物の設計施工指針（案），1968.
- 7) 土木学会：昭和39年新潟地震震害調査報告，1966.
- 8) 土木学会：1978年宮城県沖地震調査報告書，1980.
- 9) 舩土木研究所：平成16年（2004年）新潟県中越地震土木施設災害調査報告，土木研究所報告，第203号，2006.
- 10) 橋本隆雄・人見 孝：1995年兵庫県南部地震以降の主な地震による宅地擁壁の被害分析とその教訓，宅地地盤の安全性と性能評価に関するシンポジウム発表論文集，pp. 3～10, 2005.
- 11) 中島 進・阿部慶太・江原季映・篠田昌弘：既設石積み・ブロック積み壁の耐震診断・補強技術に関する検討，擁壁の耐震診断および補強法に関するシンポジウム講演論文集，pp. 81～88, 2012.
- 12) 米澤豊司・北川修三・青木一二三・館山 勝・小島謙一・堀井克己：非自立性地山における土留め壁の模型振動実験—破壊挙動と累積変位—，第33回地盤工学研究発表会，pp. 2435～2436, 1998.
- 13) 渡辺健治・館山 勝・古閑潤一：大地震作用下における地震時土圧と擁壁の耐震設計に関する考察，第44回地盤工学研究発表会，pp. 1373～1374, 2009.

（原稿受理 2012.10.2）