MPMによる経済的なもたれ壁の耐震補強方法 の有効性に関する解析的検討

阿部 慶太¹·中島 進²

¹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

²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

本研究は、旧式土留め構造物である、もたれ壁の経済的かつ効率的に復旧性、安全性を高めるための耐 震補強方法の構築を目的とし、棒状補強材を用いた耐震補強方法の有効性に関する数値解析的研究を行っ たものである.はじめに、棒状補強材による補強前後のもたれ壁を模擬した小型模型振動台実験の再現解 析を実施した.解析手法としては、もたれ壁の大きな転倒変形を取扱い可能なMaterial Point Methodを用い た.その後、鉄道設計標準で想定されているL2地震動を用いた動的解析を実施し、もたれ壁の耐震補強方 法としての有効性について経済性、安全性および復旧性の観点から考察した.そして、例えば周面摩擦が 大きな棒状補強材を用いることで、少ない本数で安全性を確保できる可能性があることを示した.

Key Words : leaning type retaining wall, seismic reinforcement method, material point method

1. はじめに

鉄道構造物は、盛土や切土等の土構造物、土留め構造 物、トンネル、橋りょうおよび高架橋等の多種の構造物 からなる.鉄道構造物が有するべき性能として、地震時 や豪雨時の被災後のダウンタイムを最小化するため、早 期に復旧できることが重要である.このことを踏まえ、 我が国の鉄道の設計標準類では,安全性,使用性に加え, 復旧性が構造物に要求される性能として明示されている. 一方、我が国の鉄道の現状としては多くの路線が経年化 し、設計体系が十分に確立されていない時代に建設され た旧式構造物が多く存在する. したがって、これらの旧 式構造物の災害時での復旧性、安全性を高めることが急 務になっている.本研究は、旧式土留め構造物のもたれ 壁の復旧性、安全性を高めるための経済的かつ効率的な 耐震補強方法の構築を目的とし、棒状補強材を通常より 疎な状態で打設した補強方法の有効性について,数値解 析的に研究を行ったものである.はじめに、比較的疎に 棒状補強材を打設し補強したもたれ壁を模擬した小型模 型振動台実験¹⁾の再現解析を実施した.解析手法として は、既往の大地震時に見られている、図-1に示すような もたれ壁の大きな転倒崩壊を取扱い可能なMaterial Point



図-1 兵庫県内部地震でのもたれ壁の転倒状況1)

Method⁹(以後, MPM)を用いた.その後,鉄道設計標 準³⁾で想定されている大地震動(以後,L2地震動)を用 いた動的解析を実施し,大地震時のもたれ壁の耐震補強 方法としての有効性について,復旧性および安全性の観 点から考察した.

本論文では、はじめに補強前後のもたれ壁を模擬した 小型模型振動台実験¹⁰の概要について説明する.その後、 MPMによる小型模型振動台実験の再現解析について、 解析条件、解析モデル、および解析結果を示す.次に、



図-2 小型振動台に用いたもたれ壁模型)

表-1 地盤試料の物理・強度特性					
	単位体積重量 kN/m ³		内部摩擦角	粘着力	
_			φ(°)	$c(kN/m^2)$	
其礎抽般	16.2		(ピーク強度)45.5°	2.3	
圣诞地曲			(残留強度)37.5°	0	
悲而抽般	15.8		(ピーク強度)44.1°	2.7	
月田地田	15.0	(残留強度)37.3°	0		
西丁园	15.7	(ピーク強度)36.9°	0		
不口眉	15.7		(残留強度)34.5°	0	



(a) 400gal 加振後の無補強の変形状況



(b) 700gal 加振後の補強後の変形状況

図-3 小型振動台の加振後の変形状況¹⁾

小型模型振動台実験の再現解析で有効性を検証した MPMによる実物大の解析モデルを用いた動的解析を実



図-4 無補強もたれ壁の変形メカニズム1)



図-5 Material Point Method の解析フロー模式図

施した.入力波にはL2地震動を用い,加振後の解析結果 から,棒状補強材を疎に打設して補強した場合の有効性 および課題について考察した.また,棒状補強材の打設 パターンを変えた複数の解析モデルを用いた動的解析を 実施し,これらの棒状補強材による補強法の有効性につ いて,安全性と復旧性および経済性の観点から考察した. 最後に,これらの結果と考察についてまとめるとともに, 今後の課題について示した.

2. もたれ壁を模擬した小型振動台実験¹⁾

(1) 模型実験概要¹⁾

図-2に補強前後のもたれ壁模型を示す.無補強のもの は、昭和 53 年に制定された「建造物設計標準解説(土 構造物)」 -に基づき設計されたもたれ壁の小型模型で ある.設計水平震度 0.25 程度の中規模の地震動を考慮し て設定された標準断面に準拠した,擁壁高さ 5.0m,幅 6.0m,重量 0.664kN/m のもたれ壁の 1/10 模型である.も たれ壁模型はアルミニウム製であり,壁面(背面および 前面)および基礎底面に二方向のロードセルが内蔵され ている.補強後のケースは、上部一段×奥行方向二列の 計二本、棒状補強材模型を設置したものである.奥行間 隔は 200mm とし、 $\phi=10$ mm、長さ 350mm(地中部: 300mm)の全ねじボルトを用いて棒状補強材を模擬した. 実物では、φ=100mm程度の小径~中径かつ 3.5m長の棒 状補強材を奥行方向 2.0m 間隔で施工された条件に概ね 相当し、切土での施工実績に基づき経験的に設定された 最大打設間隔 1.0m程度⁹より幅広になっている.基礎地 盤、背面土・前面地盤は、空気乾燥状態の東北珪砂 6 号

(均等係数:1.633,土粒子比重:2.645,平均粒形: 0.245mm)をホッパーによる空中落下法で相対密度をそれぞれ90%,80%に調整し作製した.また,もたれ壁背面の栗石層を粒子径8.0~12mmの豆砂利を用いて模擬した.表-1にこれらの地盤試料の物理・強度特性をまとめる.強度特性は拘束圧を20kPa,40kPa,60kPaに設定した排水・排気条件の三軸圧縮試験(CD試験)により評価した.また,背面地盤天端に袋詰めした鉛玉を設置し,1.0kN/m²の軌道荷重を模擬した.

加振は5.0Hz10波の正弦波の最大加速度を50~100gal増 分で漸増させ、もたれ壁が大きく変位するまで加振を継 続した.なお、加振周波数はL2地震動の卓越振動数 1.0Hz程度に対し、香川[®]の相似則を考慮し設定したもの である.本試験の計測項目は、もたれ壁背面および基礎 の壁面土圧、基礎底面の地盤反力、根入れ部の前面土圧、 もたれ壁および地盤の応答加速度、応答変位である.

(2) 模型実験結果¹⁾

図-3に加振後の実験模型の状況を示す.無補強のケースでは、400gal加振時にもたれ壁が大きく転倒変形した. 補強後では、進行的に転倒傾斜する挙動が見られ、 700gal加振時でも無補強で見られたような転倒変形には 至らなった.

文献1)によれば、無補強のケースについては、200~ 250gal加振時付近で基礎かかと部の浮き上がりが生じた 後、変位量の増大傾向が急となる傾向を確認している. また、画像解析の結果から、もたれ壁と背面土一体で変 形していることを確認している.このことは、もたれ壁 が地震時の慣性力により変位し、その後、背面土が追随 して変形するのではなく、背面からの地震時土圧と慣性 力の作用により壁面が前に押し出されることによって変 位したことを示している.背面の栗石の鉛直変位につい ては、壁面の水平変位が増大するとともに増加した.沈 下した栗石は背面地盤方向の慣性力が壁面に作用するよ うになった際にも、元の位置に戻ることはないため、壁 面の水平変位が回復するのを阻害し、壁面の水平変位が 不可逆的に進行ものと考えられる.以上から、もたれ壁 の転倒破壊メカニズムは図-4の通りにまとめられる.

1) 地震時土圧と慣性力により壁面, 栗石層が前面に変位

- 2) 傾斜した壁面と背面土との間に栗石が落ち込み,壁面の傾斜が進行
- 3) 傾斜の進行により、基礎の有効面積が減少し、最終的

に基礎かかと部で浮き上がりが発生し,重心位置が前 面側に移動

4)基礎の有効面積減少と重心位置の前面への移動により、 地震時土圧と慣性力に対する抵抗力がさらに低下

このように、一旦変位が増加すると他の要因との相互 作用で抵抗力が減少することが、もたれ壁が脆性的に転 倒破壊を示す理由であることを把握している.

補強後のケースでは、水平変位、傾斜角ともに無補強 と比較して減少しており、図-3から明らかのように補強 効果が確認できる. 文献1)によれば、無補強では転倒モ ードが卓越しているのに対して、補強後では滑動モード と転倒モードが混在する破壊形態となっており, 脆性的 な転倒崩壊を回避するために特に壁体上部に打設する棒 状補強材が有効な手段であることを示している.また, 補強後のケースでは、擁壁前面の受働土圧の増加傾向が 顕著であることを確認している. これは、上段補強によ り滑動モードへと遷移した結果、相対的に変位しやすい 擁壁下部の水平変位の抑制に、基礎根入れ部の受働土圧 が比較的大きな効果を発揮したものと考えられる. この ことから、実務的には上部補強により転倒モードの抑制 し、滑動モードへの転換を図る場合には、全面受働抵抗 が期待できる条件であるかを確認することが重要である ことを示している.

3. 小型振動台実験の再現解析

(1) 解析モデルおよび解析条件

前章で示したように、もたれ壁の耐震性を評価する上 では、背面土の大変形を伴う無補強時での脆性的な転倒 崩壊と、補強時での転倒モードから滑動モードへの変形 形態の変化を扱う必要がある.これらを加味し、本研究 では解析手法として MPM を用いた.これは、以下の MPM を用いることによる利点を踏まえたものである.

- もたれ壁がほとんど変位しない状態から、無補強時に 見られたような、もたれ壁が大きく転倒変形する状態 まで、連続的に現象を取り扱うことが可能である。
- 2) 文献 7)で確認されているように、棒状補強材による 変形抑止効果をモデル化可能である.

図-5 に MPM の解析フローを示す.本手法は解析対象 を,質量を有した仮想の粒子群でモデル化し,粒子背面 に設定した格子(以後,背面格子)で計算したひずみ増 分の値を用いて各粒子で応力を計算する.この応力やひ ずみ,質量等の物理量を,内挿関数を通じて背面格子の 格子点に集約し,内力および外力ベクトルを計算する. これらのベクトルと格子点に集約した質量から加速度ベ クトルを計算し速度ベクトルを更新する.更新した速度



(a) 無補強実験模型



(b) 補強実験模型

図-6 解析モデル(単位:mm, ーメッシュサイズ: 12.5mm×12.5mm, 図中の青点は出力点)

ベクトルを用いて粒子の位置を更新するとともに、格子 内のひずみを計算し次計算ステップの粒子の応力を求め る.その後格子は元の位置に戻る.なお、粒子自体は個 別に挙動するため、上記のプロセスで粒子が有する物性 (剛性、強度等)が混合することはない.

図-6 に解析モデルを示す.解析モデルは、実験模型の スケールを 10 倍拡張した実構造物スケールで構築した 三次元モデルである.格子長 0.125m の背面格子(図中 の縦横線)に対し、無補強ケースでは、もたれ壁、擁壁 と地盤境界の箇所に一格子あたり4個、それ以外の箇所 に一格子あたり1個粒子を配置した.さらに補強ケース では、補強材とその周面地盤に一格子あたり4個粒子を 配置した.なお、境界とそれ以外で粒子数を変えた理由 は、粒子数を増やすことで境界でのひずみの解像度を向 上させるためである.また、擁壁と補強材の粒子密度を 大きく設定した理由は、高剛性の弾性体でモデル化する



図-7 三軸圧縮試験結果(背面土)

		背面土・ 前面地盤	支持地盤	栗石層
変形係数	(kPa)	2.0×10^{4}	2.0×10^{4}	5.0×10^{3}
ポアソン	比	0.30	0.30	0.30
粘着力(k	粘着力(kPa)		0.0	0.0
内部摩擦角 $\phi(^\circ)$		39.6	44.4	36.9
単位体積重量(kN/m³)		15.6	16.2	16.0
ダイレ イタン シー角 (°)	累積塑性せ ん断ひずみ γ < 0.15	15.0	15.0	10.0
	$\gamma \ge 0.15$	0.0	0.0	0.0

表-2	解析ハ	゚ヺ	メータ	(背面土・	前面地盤,	支持地盤)
-----	-----	----	-----	-------	-------	-------

	背面土	支持地盤	前面地盤	補強材周面
変形係数 (kPa)	5.0×10^{3}	5.0×10^{3}	5.0×10^{3}	5.0×10^{3}
ポアソン比	0.30	0.30	0.30	0.30
粘着力(kPa)	0.0	8.90	0.0	0.0
内部摩擦角 φ (°)	22.6 (29.4)	3.46 (5.21)	33.5 (43.7)	75.0
単位体積重量	15.6	16.0	15.6	15.6

0.0

0.0

 (kN/m^3)

ダイレイタン

シー角(°

0.0

0.0

表-3 解析パラメータ(境界部,括弧内は補強時の値)

上で、粒子群間での応力を効率良く伝達させるためであ る.一格子あたりの粒子数を1または4個に設定した理 由は、粒子に対応する積分点が、FEM 解析では一般に 一要素あたり1または4点設定されることを踏まえたも のである.

境界条件は、支持地盤下部と背面土右端に位置する背 面格子の格子点で,水平,鉛直方向の速度ベクトル成分 をゼロにして面内, 面外方向固定とし, 前面土被り左端 に位置する背面格子の格子点で、左向きの水平方向の速 度ベクトル成分をゼロにすることで、面外左方向のみ拘 束するように境界条件を設定した. このようにすること で、面内水平方向と鉛直方向には変位することができる.

数値計算については、自重解析で初期応力を求めた後 に、振動台で計測した 300gal 加振時の加速度を入力する 陽解法による時刻歴応答解析(時間間隔は 5.0×10⁵秒) を実施した. なお、既往の研究 %に基づき剛性依存の減 衰(レーリー減衰の定数β=0.0002)を設定した.

背面土のパラメータについては、三軸圧縮試験の再現 解析を行うことで決定した. 図-7 に再現解析結果,表-2 に解析パラメータを示す.背面土,前面・支持地盤の構 成則については、降伏曲面には Drucker-Prager の降伏関 数 %に非関連流れ則を適用したものを用い、ひずみ軟化 を等方硬化則で表現した弾塑性体モデル1%を用いた.

もたれ壁と地盤の境界に位置する粒子群の構成則につ いても、背面土および前面・支持地盤に用いたものと同 じ構成則を適用した. もたれ壁背面, 前面, および底面 の境界に設定した摩擦角を表-3 に示す. 摩擦角の大き さについては、図-8 に示す各土圧計での実測値(=tan-1 (σ_t /σ_v), σ_t:接線方向土圧, σ_v:法線方向土圧)の平均値 を用いた. なお、ダイレイタンシー角は 0.0° に設定し た.

また、棒状補強材と背面土間の周面摩擦抵抗について は、地山補強材模型の引き抜き試験結果(図-9)を踏ま え,内部摩擦角 75.0° (表-3)を補強材周面の粒子に設 定した. なお, 地山補強材は 125mm×125mm×3500mm の直方体としてモデル化している.

もたれ壁、棒状補強材については弾性体でモデル化し た. それぞれの変形係数は、 2.5×10° kPa, 2.5×107 kPa とした. もたれ壁の変形係数の値は、コンクリートの変 形係数に比べ1オーダー小さい. これは、今回用いた解 析手法が陽解法であるため、クーラン条件による制約が 生じたためである.一方,解析結果として変形が小さく 概ね剛体に近い挙動を得られれば、変形係数が小さい設 定でも目的とする現象の検証を行う上では支障がないも のと考えられる. 今回の解析では、後述するように上記 の変形係数を用いた場合でも、もたれ壁の変形は小さく ほぼ剛体に近い挙動であった. 以上を踏まえ,本研究で はこの値を用いることとした. 棒状補強材の変形係数 は、D26 異形筋を芯材に用いた棒状補強材を想定したも のである. 模型実験では棒状補強材としてアルミニウム 製の全ねじボルトを用いたため、実験での剛性の 1/3 程 度の大きさであるが、後述するように補強材のひずみは 小さく、ほぼ剛体に近い挙動であったため、この違いの 影響は些細なものと考えられる、以後示す解析結果およ









図-9 棒状補強材の引き抜き試験の概要及び結果



図-10 実験・解析結果の正負方向

(2) 解析結果

a) もたれ壁上部の応答変位

図-11 に入力加速度,補強前後でのもたれ壁の上部応 答変位,傾斜角の時刻歴を示す.実験で見られた無補強 時での大きな転倒変位,補強後の進行的な転倒滑動挙動 を概ね再現できた.特に無補強時については,概ね一致 した結果である.一方,補強後の解析結果については変 位を過小評価する傾向があるが,時々刻々進行的に変位 および傾斜する様子は概ね再現できた.このように変位 に差が生じた原因としては,後述する棒状補強材抵抗の 差が影響した可能性が考えられる.

b) 慣性力, 背面土圧合力

図-12 に慣性力,背面土圧合力の時刻歴を示す.背面 土圧合力については、もたれ壁に設置した土圧計位置 (図-6中の出力点参照) での粒子の応力値に受圧面の面 積を乗じた値を足し合わせたものである.背面土圧の法 線方向成分については応力の直応力成分、接線方向成分 についてはせん断応力成分を用いた. 法線方向成分につ いては実験結果を過小評価, 接線方向成分については, 正方向を過大評価, 負方向を過小評価する傾向があるが, それらの変動傾向は概ね再現できている.特に慣性力が 主働方向に作用する時間帯での十圧合力は、実験結果と 解析結果で概ね一致していることから、特にもたれ壁の 主働方向の変位を計算する上では有効な方法であると考 えられる. 土圧合力を過小または過大評価した原因とし ては、自重解析の時点で主働方向にもたれ壁が変位し、 背面土の加振前の背面土圧が実験結果に比べ低下したこ とが考えられる.

c) 前面土圧合力, 基礎底面地盤反力

図-13 に前面土圧合力,基礎底面地盤反力の時刻歴を 示す.前面土圧合力は全体的に解析結果の方が実験結果 より大きい傾向である.これは,前述したように自重解 析時にもたれ壁が主働方向に変位し,前面地盤での受働



図-11 入力加速度、もたれ壁の上部応答変位および傾斜角の実験・解析結果

土圧がより発現したことが考えられる.特に補強時では、 棒状補強材を打設していないもたれ壁下部が前面に変位 したため、実験結果と解析結果の相違が大きくなったと 考えられる.また、模型実験において、前面地盤の厚さ が薄いことから、締固め不足等で前面地盤の強度が想定 より低かった可能性も考えられる.

基礎底面地盤反力については、無補強と補強時で分け て分析する.無補強では、加振初期は解析結果は実験結 果に比べ大きいが、その後、実験結果と同等の値となっ た.これは、自重解析時に主働方向に変位したことによ り、加振初期では底面反力が発現する解析結果になった が、その後の加振においては、実験と解析での変位挙動 の差異が小さくなったためと考えられる.

補強時では、法線方向成分においては値の大きさは同 等であるが位相が異なる結果になった.また、接線方向 成分においては、実験結果を過小評価する傾向になった. これは、実験結果と解析結果の間で、棒状補強材の抵抗 力の発現傾向に違いが生じたためと考えられる. 棒状 補強材の抵抗力の結果については次項で示す.なお、実 験、解析結果いずれでも、前面土圧合力と基礎底面地盤 反力は相殺している傾向が確認できる.

d) 棒状補強材張力, ひずみ

図-14 に棒状補強材の張力と軸ひずみ(引張:正)の 時刻歴を示す.棒状補強材の張力は、棒状補強材の設定 した出力点(壁接合部付近,補強材中間,下端,図-3参 照)での応力について補強材軸方向の値を求め,その平 均値に断面積を乗じて求めた.軸ひずみについては、応 力の出力点と同じ位置での軸方向ひずみの平均値を求め た.さらに,打設した二本の棒状補強材の張力,軸ひず みは、ともに同様な値であったことから、これらの平均 値を図-14 に示した.

棒状補強材の張力については、実験結果の平均値相当 になった.加振時の変動分に差があり、この点が前述の 前面土圧合力、底面反力の実験と解析の差に影響した可 能性がある.また、このように差が生じた原因としては、 棒状補強材周面の摩擦角の発現特性に差異があったため と考えられる.一方、軸ひずみは非常に小さい値であり、 ほぼ剛体に近い挙動であったと考えられる.

e) 背面土の最大せん断ひずみ分布

図-15 に背面土の最大せん断ひずみ分布(解析結果) を示す. 図中には,無補強については 400gal 加振時のす



図-12 慣性力および背面土圧合力(法線・接線方向成分)の実験・解析結果

べり面(実験結果),補強時については 500gal 加振時の すべり面(実験結果)も併せて示す.図に示すように, 背面土のすべり土塊形状は,実験結果と解析結果で概ね 一致していることが分かる.

以上の結果から,抵抗力等の一部差異はあるものの, それらの傾向は概ね再現できていると考えられることか ら,もたれ壁の耐震性を評価する上で,今回用いた解析 手法は有効であると考えられる.

4. 補強方法の有効性検証

前章では、小型模型実験の再現解析により、もたれ壁 の耐震性を検討する上での解析手法の適用性について確 認した.本章では、この解析手法を用いた動的解析によ り、棒状補強材を用いた複数の耐震補強方法の有効性に ついて検証した.はじめに解析モデルおよび解析条件に ついて説明した後、解析結果について示し、各補強方法 の大地震時における有効性について安全性と復旧性およ び経済性の観点から考察する.

(1) 解析モデルおよび解析条件

できるか検討したものである.

表-4に検討したケース,図-16に解析モデル(ケース2 ~5)を示す.補強方法として,棒状補強材の打設位置, 本数、長さを変えた8ケース(無補強時を含む)につい て検討した.以下,それぞれのケースについて説明する. ケース1は無補強のケース(以後,無補強ケース)で あり,図-6(a)に示した小型模型実験での無補強のケー スと同じ条件のものである.図-1に兵庫県南部地震の際 にもたれ壁が転倒崩壊した事例を示したが,今回想定し た大地震動作用時でも,同様に転倒崩壊する様子を再現

ケース2は上部一段×奥行方向二列の計二本で補強し たケース(以後,上部補強ケース)である.小型模型実 験での補強後のケースと同じ条件のものである.前述し たように切土での施工実績に基づき経験的に設定された 最大打設間隔1.0m程度⁹より幅広になっていることから, 従来行われている補強方法より経済的と考えられる補強 方法である.

ケース3は下部一段×奥行方向二列の計二本で補強し たケース(以後,下部補強ケース)である.鉄道では, 切土部で棒状補強材を打設する際,もたれ壁上部では架



図-13 前面土圧合力,基礎底面地盤反力の実験・解析結果

線が干渉する場合があり、き電停止可能な時間帯のみの 施工に限られる等、工期に影響がでる場合がある.この 補強方法の場合、電車が通過しない時間帯の施工になる 等の制約はあるが、施工機械が設置しやすい箇所で、き 電停止せずに施工できることから、トータルの工期、施 工コストを低減できると考えられる補強方法である.

ケース4はもたれ壁上部と下部一段に奥行方向二列の 計四本で補強したケース(以後,上下部補強ケース)で ある.前述したようにもたれ壁上部のみを補強したケー スでは、もたれ壁下部の滑動変位が大きくなる懸念があ る.上部に加え下部も棒状補強材を打設することで、も たれ壁下部の変位も抑えられ補強効果が向上するものと 考えられる.また、切土での施工実績に基づき経験的に 設定された最大打設間隔1.0m程度⁹より幅広になってい ることから、従来行われている上部、下部ともに補強す る方法よりは経済的な仕様になっている.

ケース5は、ケース4(上下部補強ケース)に対して補 強材長さを半分にしたケース(以後、上下部補強半長ケ ース)である.棒状補強材の長さを短くするほど施工・ 材料コストを低減することができる.本ケースはこの利 点を踏まえた補強方法である.

ケース6は、ケース2(上部補強ケース)に対して棒状 補強材周面の摩擦抵抗を高めたケース(以後、上部補強 摩擦強化ケース)である.現在、図-17に示すような繰 り返し注入を行うことにより、棒状補強材の周面摩擦抵 抗を向上させる工法^{例えば、11,12}が開発されている.周面摩 擦抵抗を増加させることにより地震動に対する抵抗力を 向上させることができると考えらえることから、本ケー



図-14 棒状補強材張力,ひずみの実験・解析結果



(a) 無補強



(b) 補強時

図-15 背面土の最大せん断ひずみ分布 (解析結果)

スについても検討した.

ケース7はケース3(下部補強ケース)に対して棒状補 強材周面の摩擦抵抗を高めたケース(以後,下部補強摩 擦強化ケース),ケース8はケース5(上下部補強半長ケ ース)に対して棒状補強材周面の摩擦抵抗を高めたケー

表-4 検討ケース					
ケース	補強方法				
No.					
1	無補強				
2	上部一段×奥行方向二列に補強材打設				
3	下部一段×奥行方向二列に補強材打設				
4	上部及び下部一段×奥行方向二列に補強材打設				
5	ケース4での補強材長を半分				
6	ケース2での補強材周面摩擦抵抗を二倍				
7	ケース3での補強材周面摩擦抵抗を二倍				
8	ケース5での補強材周面摩擦抵抗を二倍				

表-5 解析パラメータ(境界部、括弧内は周面摩擦二倍ケース)

	背面土	支持地盤	前面地盤	補強材周面
変形係数 (kPa)	5.0×10^{3}	5.0×10^{3}	5.0×10^{3}	5.0×10^{3}
ポアソン比	0.30	0.30	0.30	0.30
粘着力(kPa)	0.0	0.0	0.0	0.0
内部摩擦角 φ (゜)	18.5	18.5	18.5	39.8 (79.6)
単位体積重量 (kN/m³)	15.6	15.6	15.6	15.6
ダイレイタン シー角(゜)	0.0	0.0	0.0	0.0

ス(以後,上下部補強半長摩擦強化ケース)である.

解析パラメータについては、前面・背面土、支持地盤、 上載圧、もたれ壁の物性は各ケース共通であり、表-2に 示した小型模型実験の再現解析に用いた値と同じである. 棒状補強材については、補強材本体のパラメータはケー ス共通であるが、棒状補強材の周面摩擦角について、ケ ース2~5では背面土の内部摩擦角と同じ39.8°、ケース6 ~8ではこの摩擦角の二倍の値である79.6°を用いた.こ れは、既往の研究で開発されている棒状補強材の周面摩 擦抵抗を向上させる工法^{11,12}によれば、周面摩擦抵抗が 二倍程度になることが示されていることを踏まえたもの である.また、周辺地盤(背面土、前面地盤、支持地盤) ともたれ壁の境界部には、栗石層の内部摩擦角の1/2の 値を用いた.これは、鉄道設計標準¹³に倣ったものであ る.以上の境界部のパラメータについて表-5に示す.

時刻歴計算(時間間隔,陽解法),境界条件,粒子配 置,減衰の設定については,3章に示した小型模型実験 の再現解析と同じ設定とした.加振波形については鉄道 設計標準³⁾で想定されている大地震動(L2地震動)であ る,G2地盤でのL2スペクトルII地震動(以後,L2SPII 地震動)を用いた.G2地盤とは「洪積地盤など」に種 別される地盤であり,国内の都市部に多く存在する地盤 である.この地震動の最大加速度は1028.6galである.解 析では,主働方向の慣性力が最大になるように地震動を 入力した.



図-16 補強方法の有効性検証に用いた解析モデル(ケース 2~5)



図-17 繰返し注入工法の例(ロータスアンカー工法)11)

(2) 加振後の形状,もたれ壁の応答変位・傾斜角

a) 加振後の形状

図-18に各ケースの加振後の形状を示す.ケース1(無補強ケース),ケース2(上部補強ケース),ケース5(上下部補強半長ケース),ケース8(上下部補強半長摩擦強化ケース)では、いずれの場合でも転倒崩壊に至った.なお、最終的にもたれ壁が、左側の固定境界に接触したため図のようなもたれかかった結果になっている. 図-18中の棒状補強材の変形状況を確認すると、ケース2では、もたれ壁との接合部から下に押し込まれた状態で曲げ変形をしている.また、ケース5、ケース8では完全に壁との接合部から折れ曲がっている.実際の棒状補強材は鉄筋コンクリート製のため、この程度変形が生じた際には、より剛性が低下している可能がある.この点も



図-18 加振後の形状(左図:斜め横からの形状,右図:棒状補強材の変形状況)

踏まえると、これらの補強ケースは、転倒崩壊を回避し L2地震動(大地震動)作用時での安全性を向上させると いう点では、性能が不足しているものと考えられる.

一方,ケース3(下部補強ケース),ケース4(上下部 補強ケース),ケース6(上部補強摩擦強化ケース), ケース7(下部補強摩擦強化ケース)では,壁の傾斜が 直立以上になるものの転倒崩壊に至らなかった.棒状補 強材の変形状況を確認すると,変形モードは転倒崩壊し た他ケースと同様に押し込まれたような下に凸の曲げ変 形をしているが,転倒崩壊しているケースに比べると変 形量は小さい.これらの変形に伴う棒状補強材の張力と 軸ひずみについては後述する.

b) もたれ壁の上部応答変位, 傾斜角

図-19に入力加速度,各ケースのもたれ壁の上部水平 変位および傾斜角の時刻歴を示す.ケース1,2,5,8で は水平変位が5,000mmで頭打ちになっているが,これは 転倒崩壊し,左側の固定境界に倒れ掛かった状態を意味 している.転倒崩壊したこれらのケースの時刻歴より, ケース2(上部補強),ケース8(上下部補強半長摩擦強 化),ケース5(上下部壁補強半長),ケース1(無補強) の順に転倒に至るまでの時間が長い.このことから,短 い棒状補強材を多く打設するよりも、長い棒状補強材を 打設する方が、地震時の靱性能を高める上で有利である と考えられる.

転倒崩壊を回避することができた,ケース3,4,6,7 については,ケース4(上下部補強),ケース7(下部補 強摩擦強化),ケース3(下部補強),ケース7(下部補 強摩擦強化)の順に残留変位が小さい.このことから, 上部および下部を比較的長い棒状補強材で補強する場合 が最も有効であり,続いて,下部に摩擦強化した棒状補 強材を打設する方法が有効であると考えられる.また, 下部だけを補強する方法,上部を摩擦強化した補強材で 補強する方法についても,変位はこれらの中で大きいが, 転倒崩壊を防ぐ点では有効な方法であると考えられる.

(3) 慣性力,背面・前面土圧合力,底面反力,棒状補 強材張力・ひずみ

a) ケース1

図-20にケース1(無補強)での慣性力,背面・前面土 圧合力,底面反力の時刻歴を示す.時刻歴は,転倒崩壊 した6.0sまでの結果を示している.慣性力,背面・前面 土圧合力,底面反力については,小型振動台実験の再現



図-19 水平変位(上部),傾斜角の時刻歴

解析における計算方法と同様に求めた.この点は、以後 の他ケースでも同様である.

底面反力の時刻歴から,加振開始直後の3.0s付近で急激に反力がゼロ近くになり転倒に伴う基礎の浮き上がりが発生している.また,転倒が進むにつれて,背面土圧の接線方向成分と前面土圧成分が増加している.背面土 圧の法線方向成分も増加しているが,これは入力加速度の増加によるものと考えられる.以上の結果は,無補強の場合では大地震時(L2地震時)に転倒モードの脆性的な崩壊が生じる可能性があることを示している.

b) ケース 2

図-21にケース2(上部補強)での慣性力,背面・前面 土圧合力,底面反力,棒状補強材張力,軸ひずみの時刻 歴を示す.時刻歴は,転倒崩壊した13.0sまでの結果を示 している.棒状補強材張力および軸ひずみについては, 小型振動台実験の再現解析における計算方法と同様に求 め,各棒状補強材の時刻歴傾向は同様であったため,二 本の棒状補強材の張力,軸ひずみの平均値を図中に示し た.この計算方法は,以後示す,他のケースでも同様で ある.

本ケースでもケース1同様,加振開始直後の3.0s付近で 底面反力がゼロ近くになり転倒に伴う基礎の浮き上がり



図-20 ケース1 (無補強) の解析結果

が発生していると考えられる.また,背面土圧合力の接 線方向成分が負の値になる傾向,前面土圧合力と背面土 圧合力の法線方向成分が増加する傾向にあることもケー ス1と同様な挙動を示している.一方,棒状補強材張力 と軸ひずみが加振に伴い正の方向に発現している.この ことから,転倒変位が進むものの,もたれ壁上部の補強 材に引張力が発現し、ケース1より変形速度が小さくな ったと考えられる.なお,軸ひずみについては,図-6に 示す補強材上の三出力点(接合部付近,中間,先端)の 値を示しているが,特に補強材が曲がった部分ではより 大きなひずみが発生していたものと考えられる.

c) ケース 3

図-22にケース3(下部補強)での慣性力,背面・前面 土圧合力,底面反力,棒状補強材張力,軸ひずみの時刻 歴を示す.背面・前面土圧合力,底面反力については,



図-21 ケース2(上部補強)の解析結果













図-22 ケース3(下部補強)の解析結果



図-23 ケース4(上下部補強)の解析結果

ケース2(上部補強)と同様な発現傾向である.背面土 圧合力の法線成分については、50.0kN/m程度小さい傾向 がある.これは、棒状補強材がもたれ壁下部にあるため、 もたれ壁上部から中部にかけて壁の固定度がケース2の ような上部補強の場合より低下し、背面土圧も低減した ことが一因と考えられる.

一方,棒状補強材の張力と軸ひずみについては,ケース2と異なり,全体的に,張力,軸ひずみともに大きい傾向がある.この原因として以下のことが考えられる.

ケース2のような上部補強の場合に比べ,下部補強の 場合の方が棒状補強材周辺に作用する拘束圧が大きくな るため,周辺摩擦抵抗が大きくなる.そのため棒状補強 材の引張力に対する抵抗として,周面摩擦抵抗より棒状 補強材本体の引張による抵抗がより支配的になる.この ことにより,軸ひずみは大きくなり,張力も大きくなっ たことが考えられる.また,ケース2と異なり,張力, 軸ひずみともに大きさを持続する傾向がある.これは, 背面土下部にあるため,周辺からの拘束圧が持続し,周 面摩擦抵抗も持続しやすかったことが考えられる.

d) ケース 4

図-23にケース4(上下部補強)での慣性力,背面・前 面土圧合力,底面反力,棒状補強材張力,軸ひずみの時 刻歴を示す.背面・前面土圧合力,底面反力については, ケース2,3と同様な発現傾向である.背面土圧合力の法 線成分について,ケース3に比べると値が大きい傾向が ある.これは,もたれ壁の固定度が高まったことが一因 と考えられる.棒状補強材張力および軸ひずみについて は,4本の補強材の平均値を示したものである.加振開 始直後は引張方向に張力が発現し,その後,圧縮,引張 と変動する傾向である.これは,慣性力の履歴に応じた 主働及び受働側の作用力の変動によるものと考えられる. また,全体的にケース2,3に比べ張力が小さく,特に加 振後半では0.5kN/m程度に収束している.これは,補強 材本数が多い分,荷重負担割合が分散した影響によるも のと考えらえる.

e) ケース5

図-24にケース5(上下部補強半長)での慣性力,背面・前面土圧合力,底面反力,棒状補強材張力,軸ひずみの時刻歴を示す.時刻歴には,転倒崩壊に至った11.0sまでの結果を示す.背面・前面土圧合力,底面反力については,他ケースと同様である.棒状補強材の張力は圧縮が卓越している傾向がある.これは,図-18中の棒状補強材の変形状況に示したように、棒状補強材が全体的に下方に曲がる変形をしていることが影響したためと考えられる.すなわち,棒状補強材は引張部材として有効に機能せず,このことが転倒崩壊につながったと考えられる.



図-24 ケース5(上下部補強半長)の解析結果













図-25 ケース6(上部補強摩擦強化)の解析結果



図-26 ケース7(下部補強摩擦強化)の解析結果

f) ケース6

図-25にケース6(上部補強摩擦強化)での慣性力,背 面・前面土圧合力,底面反力,棒状補強材張力,軸ひず みの時刻歴を示す.背面・前面土圧合力,底面反力につ いては,他ケースと同様である.特に,ケース2(上部 補強)と類似している.一方,棒状補強材の張力は,初 めには引張,その後圧縮,引張を変動している.初めの 引張時はケース2と同様に主働側への変位に抵抗する形 で引張力が生じたものと考えられる.その後,転倒が進 むにつれて棒状補強材は下に凸に変形するようになり, 圧縮と引張が混在する形になったものと考えられる.ケ ース2ではこの過程で,周面摩擦抵抗が小さいため転倒 崩壊に至ったが,本ケースでは周面摩擦抵抗が大きく発 現し,転倒崩壊を避けることができたと考えられる.

g) ケース7

図-26にケース7(下部補強摩擦強化)での慣性力,背面・前面土圧合力,底面反力,棒状補強材張力,軸ひずみの時刻歴を示す.本ケースも背面・前面土圧合力,底面反力については,他ケースと同様である.また,ケース3(下部補強)と類似している.棒状補強材の張力および軸ひずみは,ケース3と同様に引張が卓越しており,棒状補強材の変形は同様であったと考えられる.ケース3でも言えることだが,ケース6に比べると圧縮側の張力,ひずみが卓越していない.これは,ケース6等で見られた,棒状補強材が下に凸に曲がる変形がさほど生じなかったことが理由の一つと考えられる.よって,棒状補強材を下部に設置することで,棒状補強材の引張による抵抗を有効に得ることができると考えられ,特に摩擦強化型の棒状補強材の場合は有利であると考えられる.

h) ケース 8

図-27にケース8(上下部補強半長摩擦強化ケース)で の慣性力,背面・前面土圧合力,底面反力,棒状補強材 張力,軸ひずみの時刻歴を示す.時刻歴には,転倒に至った120sまでの結果を示している.背面・前面土圧合力, 底面反力については,他ケースと同様である.棒状補強 材の張力は圧縮が卓越している傾向がある.これは,ケ ース5(上下部補強半長)と同様に,棒状補強材が全体 的に下方に曲がる変形をしていることが影響したためと 考えられる.周面摩擦強化を行ったが,棒状補強材の長 さが十分でなく,転倒崩壊を防ぐには至らなかったと考 えられる.摩擦強化型の棒状補強材を用いる場合でも, 抵抗力を確保する上では,ある程度の長さが必要で あることを示す結果であると考えられる.

(3) 安全性と復旧性の観点から見た補強方法の有効性

前節の結果より、以下の点が言えると考えられる. 1)ケース1(無補強ケース)、ケース2(上部補強ケー



図-27 ケース8(上下部補強半長摩擦強化)の解析結果

- ス),ケース5(上下部補強半長ケース),ケース8 (上下部補強半長摩擦強化ケース)では、いずれの場 合でも転倒崩壊に至った.よって、これらの補強方法 は大地震に対する安全性の観点からは性能が不足して いると考えられる.
- 2) ケース4(上下部補強),ケース7(下部補強摩擦強化),ケース3(下部補強),ケース6(上部補強摩擦強化)については転倒崩壊に致らず,この順に残留変位が小さい結果になった.よって,これらの方法は大地震に対する安全性の観点において性能を満足した方法であると考えられる.さらに,上部および下部を比較的長い棒状補強材で補強する場合が最も有効であり,続いて下部に摩擦強化した棒状補強材を打設する方法が有効であると考えられる.特に,摩擦強化した棒状補強材を打設する場合は,下部に設置する方が有利であると考えられる.また,下部だけを補強する方法でも,転倒崩壊を防ぐ点では有効な方法である可能性があると考えられる.
- 3)背面土圧合力,前面土圧合力および底面反力については、どのケースでも同様な挙動であった.具体的には、加振初期において基礎が浮き上がり、底面反力がほぼゼロ(正確にはフーチング先端に支持力が集中)になるとともに、背面および前面土圧合力が増加する傾向が見られた.また、下部補強のケースでは、もたれ壁の上部~中部の固定度の低下が原因と考えれる背面土圧合力の低下が見られた.よって、補強効果は主に棒状補強材による抵抗によるものが大きいと考えられる.
- 4)棒状補強材の変形形態は、どのケースでも上から押され下方に凸に曲がった状態であった.また、もたれ壁の変形が大きく特に曲がった補強材では、圧縮力が支配的になる傾向があった.このことから、補強材が大きく曲がった場合、引張抵抗が有効に働かなくなり、補強効果も低下するものと考えられる.
- 5) 復旧性の観点からは、地震後のもたれ壁の残留変位、 傾斜が小さいほど優れたものであると考えられる.こ の観点からは、ケース4、7、3、6の順に復旧性に対す る性能が高いと考えられる.実際には棒状補強材は RC製であり、剛性、強度が大変形時に低下する可能 性があること、もたれ壁が直立位置以上傾斜した場合、 安全性の観点から復旧工事に支障がでる可能性がある ことを踏まえると、特にケース4、7が復旧性の観点か らも有効である考えられる.

以上の考察を踏まえ,各補強ケースの性能について, 安全性,復旧性および経済性の観点からまとめたものを 表-6に示す.安全性の観点からはケース4,7,3,6が有 効であると考えられる.ただし,この評価は1,000gal程 度の加速度を有した地震動が作用した場合のものであり,

ケース No.	補強方法	安全性	復旧性	経済性
2	上部一段×奥行方向二列に補強材打設	×		\bigtriangleup
3	下部一段×奥行方向二列に補強材打設	0	\bigtriangleup	0
4	上部及び下部一段×奥行方向二列に補強材打設	0	0	\bigtriangleup
5	ケース4での補強材長を半分	×	_	0
6	ケース2での補強材周面摩擦抵抗を二倍	0	\bigtriangleup	\bigtriangleup
7	ケース3での補強材周面摩擦抵抗を二倍	0	0	0
8	ケース5での補強材周面摩擦抵抗を二倍	×	_	0

表-6 安全性,復旧性および経済性からの比較

※考えられる判定案 ◎:優, ○:良, △:可, ×:不可

入力地震動の加速度がより小さい場合はこの限りでなく, 他ケースの補強方法も有効である場合があると考えられ る.

復旧性の観点からは、特にケース4、7が有効であると 考えられる.また、ケース7については、架線がある上 部で工事する必要がないためき電停止する必要がない、 工事足場を上部に構築する必要がない、という点で工期 を短くすることが期待でき、経済性、施工性の面からも 特に有効であると考えられる.

一方,この程度もたれ壁の変形が進んだ場合,壁体自体の耐力が不足する可能性も考えられる.例えば,中島ら^Dは,ケース2のような上部補強の際には,増し打ちコンクリート補強が必要であることを示している.このような結果になる原因として,もたれ壁が無筋コンクリートであることも一因と考えられる.対策としては,増し打ちコンクリートの他にも,高靭性のポリウレア樹脂による吹付け¹⁴⁹等も有効である可能性が考えられるが,具体的に有効で経済的な壁体の補強方法の開発は今後の課題である.

また、今回の解析では、棒状補強材を弾性体として扱っている.実際には棒状補強材はRC製であり、大変形時では、補強材躯体自体の剛性、耐力低下、特にもたれ壁との接合部での損傷による剛性、耐力低下が懸念される.これらの性能を部材実験等で適切に評価し、本解析手法等に取り入れることができれば、より適切に補強方法の耐震性を評価できるものと考えられる.今回の解析結果は、この点の評価については不足しているが、補強方法の全体的な性能を概的に評価する上では参考になるものと考えられる.実際の補強の場面では、これらの点を踏まえ、補強材長を長くする、補強材径を大きくする、背面土(特に栗石層)の地盤改良を検討する、等の配慮が必要であると考えられる.

5. まとめ

もたれ壁の特に経済的と考えられる補強方法ついて、

MPM を用いた解析を実施し,安全性,復旧性および経済性の観点から各補強方法の有効性について考察した. その結果,以下の知見が得られた.

- 無補強,補強時のもたれ壁小型模型を用いた振動台 実験の再現解析を実施した.その結果,MPMを用 いた解析モデルにより実験で観察された変位量,作 用力,抵抗力を概ね再現できることを確認した.
- 2) 無補強,補強時の実構造物(高さ 5.0m のもたれ壁) を模擬した解析モデルを用いて,大地震動(L2SPII 地震動)作用時のもたれ壁の挙動を解析した.その 結果,無補強時では過去の被害事例で見られた転倒 崩壊となり,補強時では,一部の補強方法により転 倒崩壊を回避できる可能性がある結果が得られた.
- 3) 実もたれ壁を模擬した解析モデルによる解析結果から、3.0m長の棒状補強材を上部、下部に打設する補強方法、この補強材の周面摩擦抵抗を高めたものを下部に打設する方法が、安全性および復旧性の観点から有効であることと考えられる。特に後者は経済性と施工性の面からも有効であると考えられる。
- 4) 今回の解析では、もたれ壁自体の耐力、RC 製としての棒状補強材の剛性、耐力については検討をしていない.これらの耐力、剛性を適切に評価し解析モデルに組み込むことで、より最適な補強方法の評価を行うことができるものと考えられる.この点は今後の課題である.

参考文献

- 中島進,工藤敦弘,成田浩明,渡邉健治:既設もた れ壁の耐震補強効果および設計手法に関する実験的 研究,土木学会論文集C(地圏工学), Vol. 75, No. 3, pp.316-335, 2019.
- Sulsky, D., Zhou, S. J. and Schreyer, H. L.: A particle method for history-dependent materials, Comput. Methods Appl. Mech. Eng., Vol. 118, pp. 176-196, 1994.
- 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, pp. 35-49, 2012.
- 日本国有鉄道:建造物設計標準解説(土構造物), 1978.

- 5) 公益社団法人地盤工学会:地山補強土工法設計・施 エマニュアル, 丸善出版, pp. 73-102, 2011.
- 香川崇章:土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, No. 275, pp. 69-77, 1978.
- 7) 中村晋,中島進,阿部慶太,渡邉健治,篠田昌弘: アンカーエにより補強された斜面模型の振動実験に よる補強効果の検証, Vol. 73, No. 1, pp. 76-92, 2017.
- Abe, K., Nakamura, S., Nakamura, H. and Shiomi, K.: Numerical study on dynamic behavior of slope models including weak layers from deformation to failure using material point method, *Soils and Foundations*, Vol. 57, pp. 155-175, 2017.
- Drucker, D. C. and Prager, W.: Soil mechanics and plastic analysis for limit design, *Quarterly of Applied Mathematics*, Vol. 10, No. 2, pp. 157-165, 1952.
- Chen, W. F. and Mizuno, E.: Nonlinear Analysis in Soil Mechanics, Elsevier Science, pp. 123-260, 1990.

- 11) 別府正顕,中島進,田村幸彦,高橋徳:繰返し注入 による地山補強土工法「ロータスアンカー工法」の 鉄道盛土への適用性にについて,土木学会第 69 回年 次学術講演会,2014,9.
- 和田弘,落合英俊,前田良刀,安福規之:繰り返し 注入型アンカーの引抜きおよび注入特性と実務への 応用,土木学会論文集,No. 694/III-57, pp. 51-66, 2001.
- 13) 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 土留め構造物,丸善, pp. 59-78, 2012.
- 14) 嶋本敬介,野城一栄,川上義輝,興石正己,井出一 直:トンネル覆工の剥落対策としてのポリウレア樹 脂吹付けの模型実験と試験施工,土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol. 73, No. 3 (特集号), I_21-I_31, 2017.

NUMERICAL STUDY ON EFFECTIVENESS OF LOW-COST SEISMIC REINFORCEMENT METHOD FOR LEANING WALL BY MPM

Keita ABE and Susumu NAKAJIMA

The numerical study was conducted to develop a seismic reinforcement method for economically and efficiently improving the resilience and safety of a leaning wall, which is an old earth retaining structure. First, a reproduction analysis of a small model shaking table experiment simulating a leaning wall before and after reinforcement with a rod-shaped reinforcement was performed. As the analysis method, the Material Point Method, which can handle large overturning deformation of the leaning wall, was used. After that, a dynamic analysis using large seismic wave (L2 SPII sismic wave shown in the railway design standard in Japan) was conducted. Based on the analytical results, the effectiveness as a seismic reinforcement method for leaning walls was considered from the viewpoint of economical efficiency, safety and restoration. It was also shown that the safety could be secured with a small number of rods by using, for example, a rod-shaped reinforcing material with large circumferential frictional resistance.