

改良杭によるもたれ壁の 耐震補強工法に関する検討

池本 宏文¹・谷口 善則²・高山 真揮³・高崎 秀明⁴・藤原 寅士良⁵

¹正会員 東日本旅客鉄道株式会社 JR東日本研究開発センター
(〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町2-479)

E-mail:ikemoto@jreast.co.jp

²正会員 東日本旅客鉄道株式会社 JR東日本研究開発センター
(〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町2-479)

E-mail:yoshi-taniguchi@jreast.co.jp

³正会員 東日本旅客鉄道株式会社 JR東日本研究開発センター
(〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町2-479)

E-mail:masaki-takayama@jreast.co.jp

⁴正会員 東日本旅客鉄道株式会社 JR東日本研究開発センター
(〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町2-479)

E-mail:h-takasaki@jreast.co.jp

⁵正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター
(〒151-8512 東京都渋谷区代々木2-2-6 JR新宿ビル)

E-mail:t-fujiwara@jreast.co.jp

改良杭を用いたもたれ壁の耐震補強工法に関して、補強効果および補強メカニズムの検討のため、重力場での振動台実験を実施した。その結果、改良杭単独の補強では、もたれ壁の転倒・滑動による崩壊に対しての補強効果は低いものの、改良杭よりも背面側の盛土の崩壊に対して、変形を抑制する効果があることが分かった。また、もたれ壁と改良杭の天端を連結材で繋ぐことにより、壁体、改良杭、および背面盛土が一体で挙動することでもたれ壁の転倒・滑動を抑制し、もたれ壁、および背面盛土の耐震性が向上することを確認した。この補強メカニズムは、もたれ壁に作用する地震時の慣性力や主働土圧に対して、改良杭の前面、底面における地盤反力により抵抗するものであることが分かった。

Key Words : *leaning-type retaining wall, improvement pile, seismic retrofitting, shaking table test, leaning-type retaining wall, embankment*

1. はじめに

鉄道構造物は盛土や高架橋、トンネルなど様々な構造物により構成される線状構造物であるため、ある1箇所において軌道の変位が大きくなる場合には、線区全体の機能不全に直結することとなる。首都圏直下型地震の近年中の発生が予測されている中で、鉄道事業者にとって既存構造物の耐震補強を行っていくことは喫緊の課題となっている。

鉄道の沿線には数多くの土留め構造物が存在するが、その中で、もたれ壁の延長距離が最も長く、全ての土留め構造物のうち約40%を占めている¹⁾。また、兵庫県南部地震や東北地方太平洋沖地震など、過去に発生した地震の被災事例では、もたれ壁に転倒や傾斜が多く発生し、

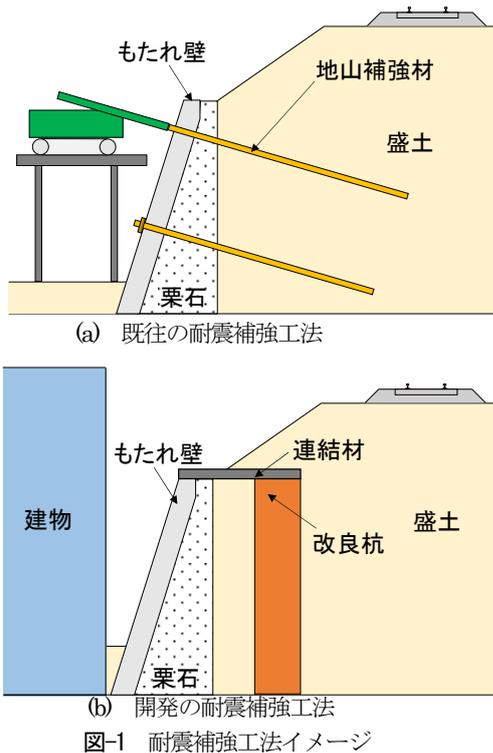
それに伴い背面盛土も含めた全体が崩壊に至るものも発生しており、もたれ壁、および背面の盛土に対して耐震補強を行っていくことは重要な課題である。

本研究では、もたれ壁の耐震補強に関して、背面盛土に改良杭を施工して耐震性を向上させる工法について、補強効果、および補強メカニズムを検討するために、重力場での振動台実験を実施したことから、その内容について報告する。

2. もたれ壁の耐震補強工法

(1) 既往の耐震補強工法

もたれ壁の既往の耐震補強工法としては、壁体の前面



側から地山補強材を施工し、地山補強材の引抜き抵抗力により耐震性を向上させる工法があり、当社の首都圏における耐震補強においても実施されている。しかしながら、この工法は、もたれ壁前面に補強を行うための十分な施工用地や占有用地を確保することが前提となっており、都市部においては、もたれ壁前面側に建物等がある場合などは、用地や施工環境等の制約により、適用が困難となる。

(2) 改良杭により補強する工法

本開発工法は、もたれ壁の前面側から補強できない場合において、図-1に示すような、もたれ壁背面の盛土内に噴射攪拌もしくは機械攪拌により改良杭を施工し、壁体と改良杭を連結材により繋ぐ工法である。本工法では、連結することにより、壁体、改良杭、および背面盛土が一体で挙動することで、もたれ壁の転倒・滑動を抑制し、もたれ壁、および背面盛土の耐震性の向上を期待している。

3. 振動台実験の概要

(1) 模型および実験ケースの概要

改良杭による補強効果を確認するために、縮尺模型を用いた振動台実験を実施した。実験は表-1に示す4ケースとして、改良杭や連結材の効果および改良杭の杭径による影響を確認した。模型の縮尺は、実物に対して1/10

とした。図-2に模型概要図を図-3にもたれ壁模型および改良杭、連結部材の設置状況写真を示す。

表-1 実験ケース

	改良杭	連結部材
Case1	なし	なし
Case2	φ100mm×2本 杭中心間隔600mm	なし
Case3	φ100mm×2本 杭中心間隔600mm	あり
Case4	φ50mm×2本 杭中心間隔600mm	あり

改良杭は、Case2, Case3ではφ100mm（実物φ1000mm）2本を杭中心間隔600mm（杭径の6倍）の位置に設置し、Case4ではφ50mm（実物φ500mm）2本を杭中心間隔600mm（杭径の12倍）の位置に設置した。改良杭は基礎地盤に200mm根入した。Case3, 4では、壁体の天端と改良杭の天端を連結材により繋いだ。

もたれ壁の背面は上載盛土を有する盛土を模擬し、実物の盛土高さ6mを想定して600mm、法勾配は1:1.5とした。また、建造物設計標準解説 基礎構造物・抗土圧構造物²⁾を参考に、壁体の背面には栗石層を設けた。もたれ壁は、実物で高さ5mを想定して模型高さを500mmとし、壁面勾配は1:0.35とした。今回の実験では実物の壁体と基礎との打継目に相当する面で分割し、この面での結合は行わないこととした。もたれ壁の壁体、および基礎の模型はアルミニウムにより作製し、コンクリート相当の単位体積重量（ $\gamma=23.3\text{kN/m}^3$ ）になるようにスリットを設けて重量調整を行った。改良体は、一軸圧縮強度が10N/mm²程度の貧配合モルタルにより作製した。改良杭の単位体積重量は19.5kN/m³であり、一軸圧縮試験から求まる変形係数 E_{50} の平均値は2600N/mm²であった。なお、もたれ壁、および改良体が地盤と接するところには、実物の地盤と構造物との間の摩擦を想定して紙やすりを貼り付けた。連結材は鋼材を用いて長さ220mm、幅32mm、厚さ9mmに加工して用いた。壁体および改良杭の天端と連結材の間にワッシャーを設置して、ボルトで締結した。なお、改良杭には、製作時に長さ100mmのインサートをあらかじめ設置してモルタルを打設した。

表-2に地盤材料の物性値を示す。背面盛土は、東北硅砂6号を用いて、実物の盛土が有する粘着力を不飽和土のみかけの粘着力で模擬することとし、含水比 $w=2\%$ 、 $D_r=60\%$ にて構築した。また、基礎地盤は、気乾状態の東北硅砂6号を用いて $D_r=80\%$ とした。栗石層には粒径8~12mmの鹿島砂を使用した。模型地盤は設定の密度になるように50mm層厚管理を行い作製した。

実験には剛土槽（内幅2000mm、内奥行1000mm、内

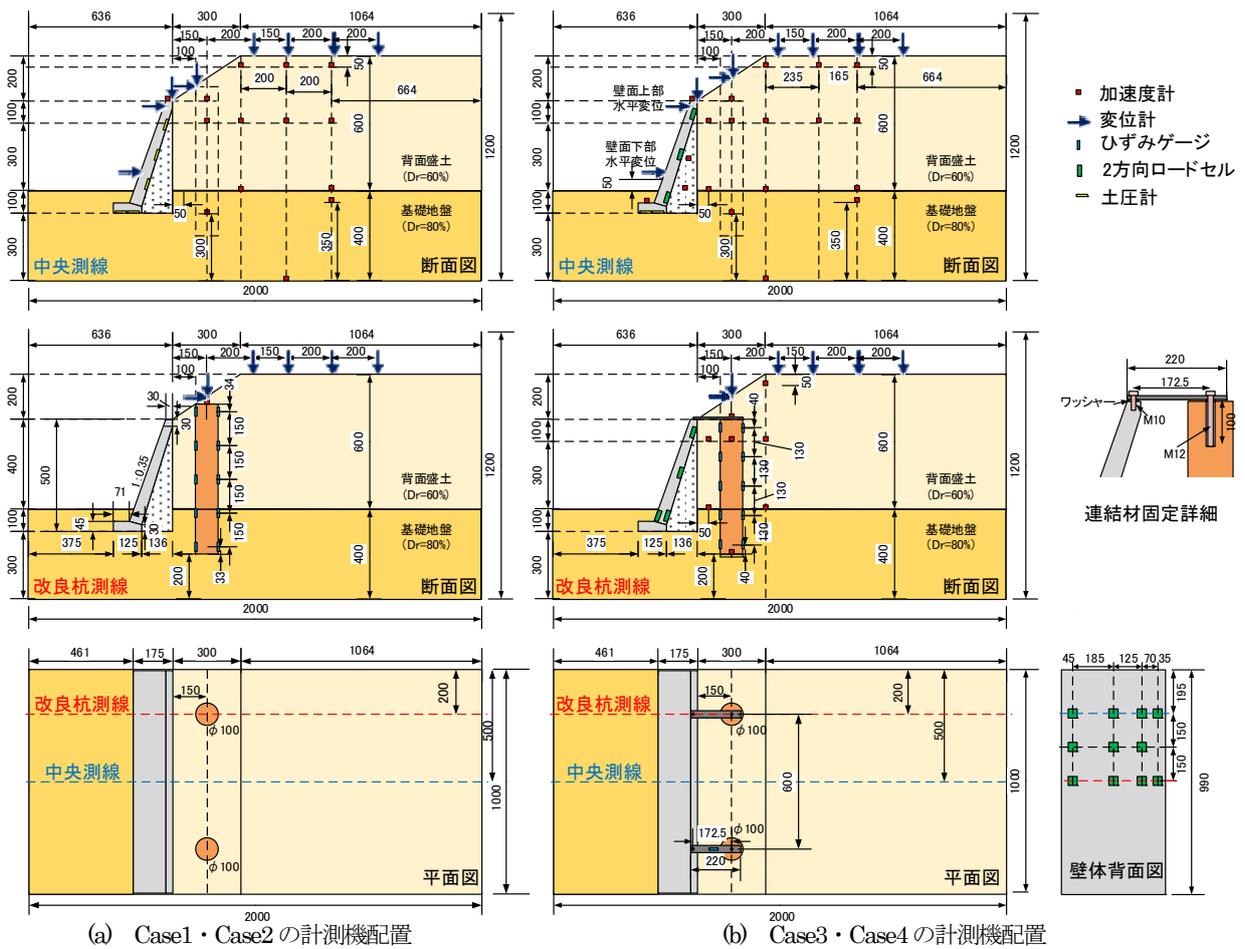
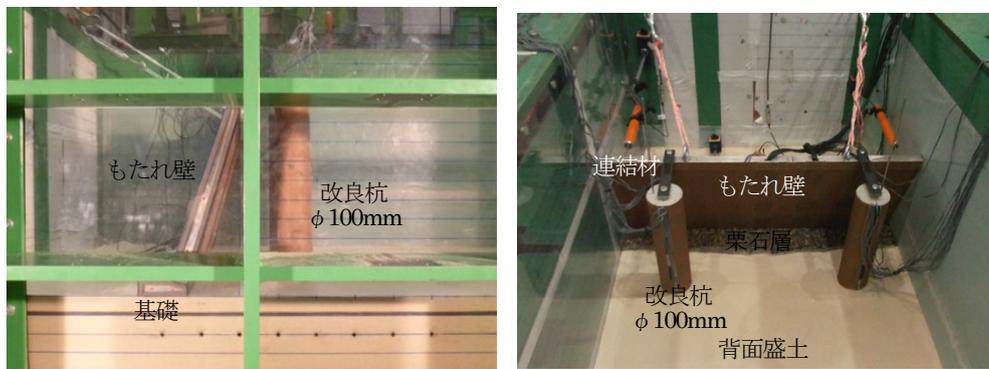


図-2 模型概要図



(a) もたれ壁側面からの状況 (b) もたれ壁背面からの状況
図-3 もたれ壁模型・改良杭・連結材設置状況 (Case3)

高さ1200mm)を用いた。土槽の1側面はアクリル構造としており、背面盛土の崩壊形状を観察するため、アクリル面に沿って色砂および標点を設置した。また、背面盛土の表面には上載荷重と 1kN/m^2 (実物 10kN/m^2)を袋詰めした鉛玉を用いて载荷した。

計測機器は、変位計、土圧計、加速度計、ひずみゲージを図-2に示す位置に配置した。Case3, Case4では背面盛土からの土圧を計測するために壁体に2方向ロードセルを設置して計測した。また、改良杭底面に生じる地盤反力度を計測するために、土圧計を改良杭底面から5mm下のところに設置した。

表-2 地盤材料の物性値

	材料	単位体積重量 γ (kN/m^3)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	粘着力 c (kN/m^2)
背面盛土	東北硅砂 6号	15.6	36.8	1.7
支持地盤	東北硅砂 6号	15.9	39.0	4.6
栗石層	鹿島砂 8~12mm	15.7	36.9	0

(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、振動台への入力加速度50galの加振後、100～1000galまで1ステップ100gal間隔で段階的に増加させた。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しており、Case1は500gal、Case2は700gal、Case3、およびCase4は1000galまで加振した。

4. 実験結果

(1) もたれ壁および背面盛土の崩壊形状

図-4～6はCase1～3における加振ステップ後の正面・



(a) 400gal 加振後



(b) 500gal 加振後

図-4 Case 1 加振後の状況写真



(a) 400gal 加振後



(b) 500gal 加振後

図-5 Case2 加振後の状況写真

側面から撮影した状況写真であり、Case1は400、500gal、Case2は400、500gal、Case3は500gal、800gal、1000galのものを示している。

Case1は400gal加振において、もたれ壁上部に31mm程度の水平変位が生じ、背面盛土にすべり線（51°）が発生した。最終的には500gal加振で壁体が前方に転倒して崩壊した。それに対して、Case2は400gal加振において、もたれ壁上部に40mm程度の水平変位が生じ、もたれ壁と改良杭の間の盛土に沈下が発生した。500gal加振においては、改良杭よりも背面側にすべり線（41°）が発生し、壁体が前方に転倒して崩壊した。

図-5の500gal正面写真より改良杭の背面に位置する盛土はくさび状に残っており、改良杭は改良杭よりも背面の盛土のすべりを抑制している。その後の加振では改良杭の間に位置する盛土は崩壊するものの改良杭の背面に位置する盛土は崩壊することなく、改良杭により抑制されていた。

Case3は、800gal加振において背面盛土にすべり線（44°）が生じて、壁面上部で11mm程度の水平変位が発生し、1000gal加振において、先に生じたすべり線の背面側に新たなすべり線（30°）が生じて壁体が大きく傾斜した。なお、Case3では900gal加振以降に上載盛土の法面表層部に薄層のすべりが生じたが、上載盛土内での大きなすべりは発生しなかった。

(2) もたれ壁の水平変位の比較



(a) 500gal 加振後



(b) 800gal 加振後



図-6 Case3 加振後の状況写真

図-7はCase1～4の各加振ステップにおける土槽底部の最大加速度と壁体上部、下部の残留水平変位の関係を示したものである。土槽底部最大加速度は慣性力が壁体前面側に最大となる方向で整理した。

Case1, 2においては300gal加振から水平変位が発生しはじめ、400galにおいて残留変位が増大しており、この2ケースの水平変位の発生傾向は大きな差が見られなかった。Case2は改良杭を配置することにより、Case1に比べて、もたれ壁の安定性が向上され、変位を抑制できるものと想定していたが、壁体の変位抑制効果は低かった。それに対して、Case3, Case4では400galから水平変位が発生しはじめるが、Case3では700gal, Case4では600galまでは変位の増加傾向は緩やかであり、それ以降の加振において変位が増大する傾向であった。同じ加速度で比較するとCase3よりもCase4のほうが変位が大きくなっており、改良杭の杭径が大きいCase3のほうが耐震性が高くなる結果となった。

図-8はCase1～4の各加振ステップにおける上部残留水平変位と下部残留水平変位の関係をまとめたものである。Case1, 2は上部水平変位の約1/4が下部で生じてお

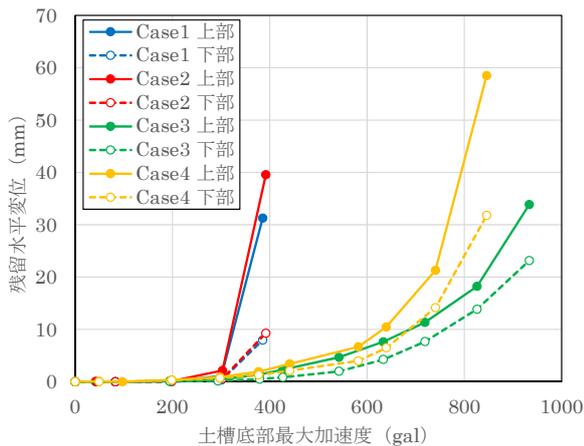


図-7 土槽底部最大加速度と残留水平変位量の関係

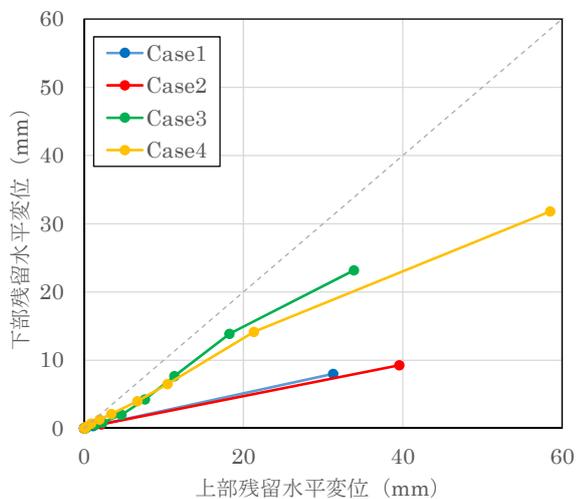


図-8 壁体上部・下部の残留水平変位量の関係

り、回転変形の影響が大きいことが分かる。Case3, 4では上部水平変位の約2/3が下部で生じており、基礎の滑動の影響が比較大きくなっている。これは、改良杭の頭部ともたれ壁の頭部を連結材で結合した結果、回転変形が抑制されたためであると考えられる。

(3) 背面盛土の沈下量

鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計⁹⁾では、地震時の復旧性の観点から、盛土の被害程度と沈下量の目安が示されており、設計時には盛土の沈下量の照査を行うこととなっている。図-9～11はCase1～3の各加振ステップ後における上載盛土の表面位置での残留鉛直変位分布を中央測線においてまとめたものである。横軸は原点を上載盛土の法肩の位置として示している。Case1では500gal加振において法肩近傍で60mm程度の沈下が発生したのに対して、Case2では最大10mm程度の沈下となっている。これは、改良杭が背面盛土の崩壊を抑制したことにより、沈下量が小さくなったためであると考えられる。また、法肩から200mmの位置においては500gal加振後の残留鉛直変位量は、Case1ではほとんど変位が生じていないが、Case2では8mm程度の変位が生じている。これは、Case2の500gal加振において改良杭の背面側にすべりが生じたためである。

Case3では、500gal加振まではほとんど沈下は生じず、それ以降、900gal加振後までは変位が微増し、1000gal加振において増大し、法肩付近で60mm程度となった。



図-9 上載盛土表面の沈下量 (Case1)



図-10 上載盛土表面の沈下量 (Case2)

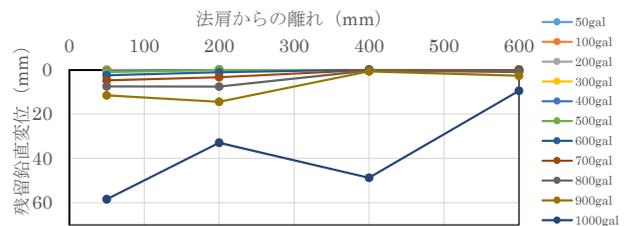


図-11 上載盛土表面の沈下量 (Case3)

なお、鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計では、沈下量の目安値を200mm（一般部盛土，軽微な被害）と設定されており，これを模型の目安値に換算すると20mm（実物200mm×縮尺1/10）となる．Case1では400gal，Case2では，500gal，Case3では900galまで設計上の照査指標である沈下量に関して所要の性能を満足していたことが分かる．

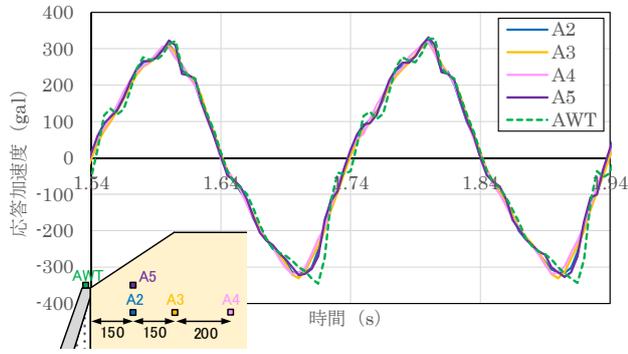


図-12 応答加速度 (Case1 : 300gal 加振)

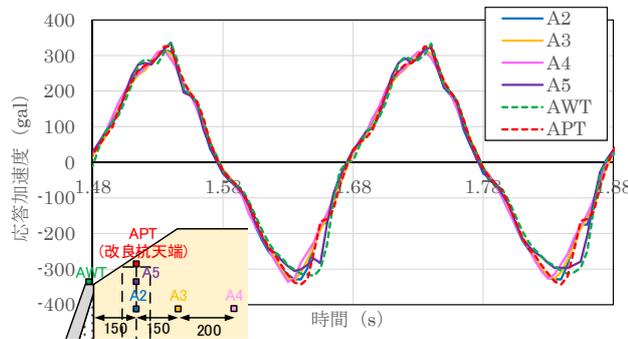


図-13 応答加速度 (Case2 : 300gal 加振)

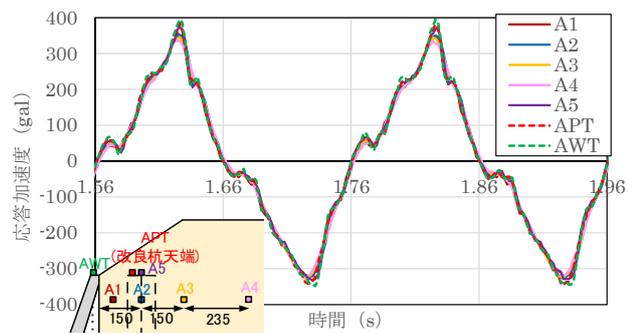


図-14 応答加速度 (Case3 : 300gal 加振)

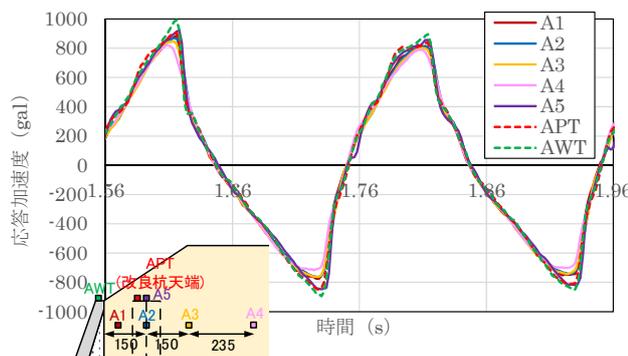


図-15 応答加速度 (Case3 : 800gal 加振)

(4) 応答加速度

図-12～14は，Case1～3の300gal加振時における5波，6波目の壁体天端，改良杭天端，栗石層（Case3のみ），背面盛土の応答加速度の時刻歴を示したものである．応答加速度は壁面前面方向をプラス（+）で示しており，慣性力が前面方向に作用する場合は，応答加速度がマイナス（-）の場合となる．Case1，Case2ともに壁体，改良杭，背面盛土の波形に位相ずれが見られる．Case1では，すべり線が生じた位置を境界にA2，A5が同様の位相を示し，A3，A4が同様の位相となっている．Case2ではA2，A3，A4が改良杭に設置したAPTと同様の位相を示しており，改良杭により改良杭背面の盛土の崩壊を抑制しているものと理解できる．

これに対して，Case3では各加速度計での位相は概ね一致しており，改良杭により壁体と背面盛土を一体化させる効果が働いているものと考えられる．図-15はCase3の800gal加振における応答加速度の時刻歴をであり，変形が生じている800gal加振においても各加速度計の位相は概ね一致している．図-16は，800gal加振時において加速度計A2がマイナス側の最大値を示したときの中央測線，および改良杭測線の応答加速度コンター図を示したものであり，応答加速度は入力加速度に対する増幅値で示している．改良杭測線の法肩から背面側は，加速度計を配置していないため，コンター図を作成していない．コンター図は，両測線において同様の分布であり，鉛直方向，水平方向に応答の変化が緩やかになっている．以上から，改良杭を設置することにより，中央測線，改良体測線においても壁体と背面盛土を一体化させる効果が働くことが分かる．

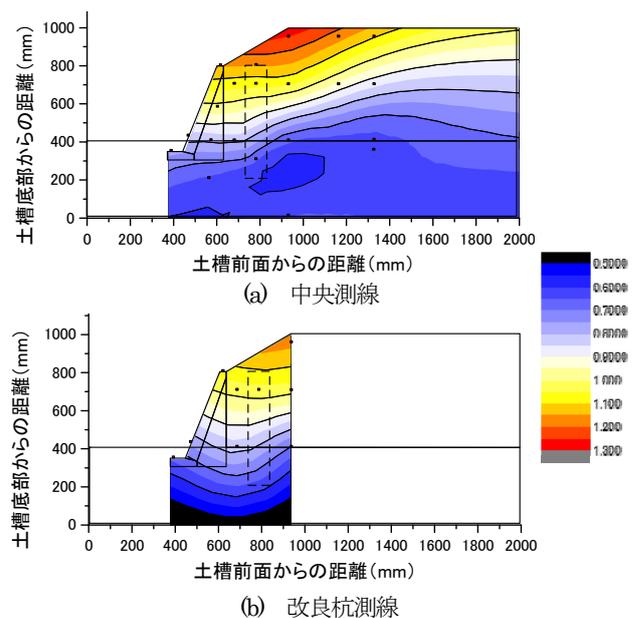


図-16 応答加速度の増幅分布 (Case3 : 800gal 加振・A2 マイナス側最大)

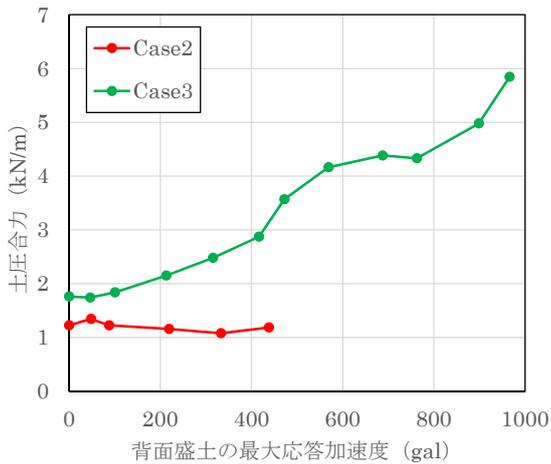


図-17 背面盛土の最大応答加速度と土圧合力の関係

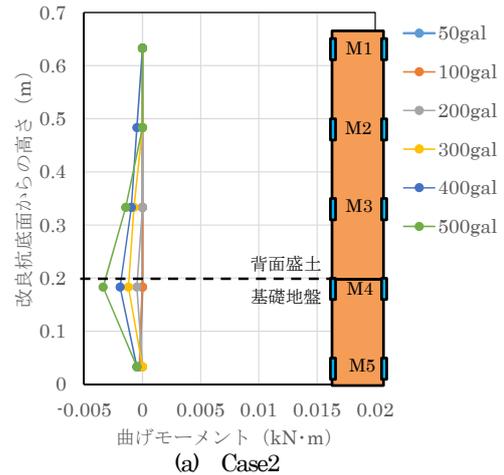
(5) 壁体に作用する地震時主働土圧

図-17は、Case2, 3における背面盛土の前面方向への慣性力最大時（加速度計A2のマイナス側最大時）における土圧合力との関係を示したものである。また、土圧合力は、Case2では土圧計の計測値（直応力のみ）を、Case3では2方向ロードセルの計測値（直応力・せん断応力成分）を水平力に換算して、負担面積を乗じて単位奥行きあたりの値として示した。なお、土圧合力には模型構築時に発生する土圧を加算している。

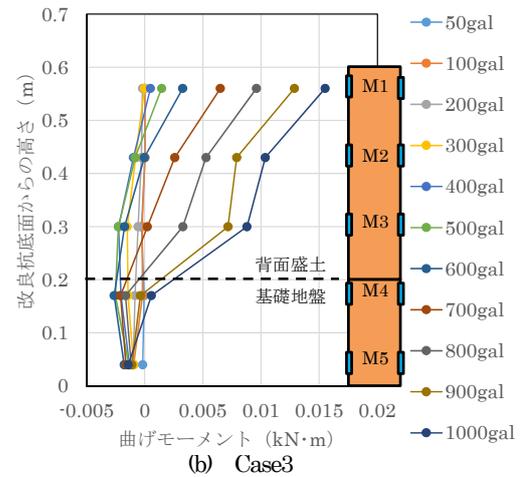
Case2では、300gal加振以降は土圧合力は増加せず、一定、もしくは減少する傾向にある。これは、300gal加振以降は変位が増大し、もたれ壁が土圧に抵抗できなくなるためであると考えられる。それに対して、Case3では応答加速度の増加とともに土圧合力が増加しており、壁体と改良杭、および背面盛土が一体で挙動することで、背面盛土の応答加速度の増加に伴い、土圧が上昇したものと考えられる。

(6) 改良杭に発生する断面力

図-18は、Case2, 3における各加振中の曲げモーメント分布を示したものであり、背面盛土の前面方向への慣性力最大時（加速度計A2のマイナス側最大時）において整理している。曲げモーメントは改良杭の加振方向両面に設置したひずみゲージの計測値から曲げ剛性（全断面有効）を考慮して算定し、右回りを正として表示した。Case2では、改良杭の上端、下端の曲げモーメントが概ねゼロであり、背面盛土と基礎地盤の境界付近において、曲げモーメントが最大を示す分布となった。これは、背面盛土内において、改良体背面から作用を受けて基礎地盤で抵抗しているものと推測される。



(a) Case2



(b) Case3

図-18 改良杭の曲げモーメント分布

また、背面盛土と基礎地盤の境界部における曲げモーメントの値は200gal加振までは小さいが、300gal加振以降に増大する傾向にある。この傾向は、壁面の水平変位が増加し始める傾向と概ね一致している。

Case3では、500gal加振までの曲げモーメント分布はCase2と同様に背面盛土と基礎地盤の境界付近が最大となっている。また、500gal加振までは改良杭上端の曲げモーメントがゼロであるが、下端に抵抗曲げモーメントが生じているものと考えられる。また、500gal加振を過ぎると改良杭上部の曲げモーメントがプラス側に増大している。これは、改良杭と連結材が剛結合に近い形で結合されたためであると考えられる。

(6) 改良杭の前背面・底面の地盤抵抗

図-19はCase2における500gal加振時の背面盛土（加速度計A3）・壁体天端（AWAT）の応答加速度、改良体前背面の地盤反力度、および壁体上部の水平変位の時刻歴波形を示したものである。改良杭前背面の地盤反力度は、得られた曲げモー

ント分布を式(1)のように差分法を用いて、深度方向に2階微分することにより求めたものである。地盤反力度は、改良杭の前面側から背面側に作用するものをプラスとして表示している。

$$p_i = \frac{M_{i+1} - M_i - M_i + M_{i-1}}{\frac{z_{i+1} - z_i}{2} + \frac{z_i - z_{i-1}}{2}} \cdot \frac{1}{D} \quad (1)$$

ここに、 p_i は地盤反力度 (kN/m²)、 M は曲げモーメント (kN・m)、 z は深度 (m)、 D は杭径 (m)、 i は計測位置で($i+1$)、($i-1$)はその前後の計測位置である。

壁体に作用する慣性力が前面方向に最大(加速度計AWTのマイナス側最大時)となる16.525秒(破線:紫色)に着目すると同時刻で壁体上部の水平変位が加振1波の中で変位が最大となっており、壁体に作用する慣性力の影響を主として変位が生じていることが分かる。

次に背面盛土の慣性力が前面方向に最大となる16.465秒(破線:桃色)に着目すると同時刻で、改良杭前背面の地盤反力度のピークと一致している。地盤反力度の計

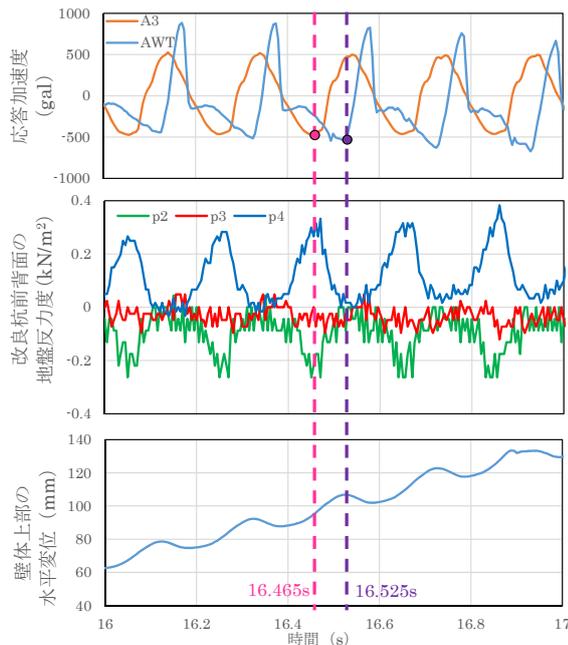


図-19 時刻歴応答の比較 (Case2 : 500gal)

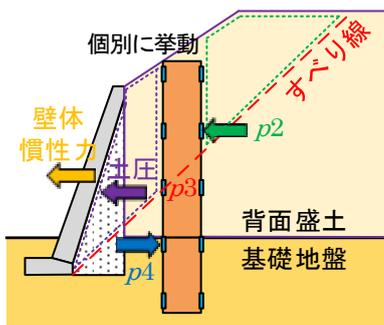


図-20 Case2の壁体・改良杭への作用力イメージ

測位置およびその方向は図-20のイメージのようになっており、背面盛土からの作用に対して、改良杭の基礎地盤の範囲における杭前面の地盤反力で抵抗しているものと考えられる。地盤反力度の作用方向から、背面盛土に生じたすべり線を境界にすべり線以浅では、すべり線以浅の改良体背面の土塊が背面側からの作用として働き、すべり線以深では抵抗力として働いているものと考えられる。

また、壁体の変位最大の時刻(16.525秒)と改良杭に作用がかかっている時刻(16.465秒)にずれが生じており、各々、別の挙動を示していることが分かる。改良杭では、改良杭の前面側の土塊を支持することができないため、その範囲の土塊は壁体に土圧として作用しているものと考えられる。以上から、改良杭を単独で用いた場合においては、壁体の転倒・滑動による崩壊に対する補強効果は低いものと考えられる。

図-21, 22は、Case3の500gal, 800gal加振における背面盛土(加速度計A3)・壁体天端(加速度計AWT)の応答加速度、改良体前面の地盤反力度、土圧合力、および壁体上部の水平変位の時刻歴波形を示したものである。改良杭底面の地盤反力度は、改良杭直下に設置した土圧計の値である。

改良杭底面の地盤反力度は、500gal加振では時刻歴波形が前面側と背面側で逆位相となっている。前面方向への慣性力最大時(破線:桃色)においては、前面側はプラス側に最大、背面側はマイナス側に最大となっており、加速度応答に対応して、回転モードで抵抗していることが分かる。800gal加振においては、加振に伴い前面側の地盤反力度は減少しており、背面側の地盤反力度は概ねゼロになっている。壁体上部の水平変位は800gal加振時に増加していることから、基礎の底面の地盤反力の減少に伴い変位が増加してものと考えられる。また、応答加速度と地盤反力度の位相は異なっており、前面方向への慣性力最大時には前面側、背面側の地盤反力度が概ねゼロとなり、浮き上がりが生じている。

改良杭前背面の地盤反力に関しては、500gal, 800gal加振において応答加速度の波形と位相が一致しており、前面方向への慣性力最大時に抵抗側の最大値を示している。また、500galよりも800gal加振のほうが地盤反力度は大きくなっており、作用の増加に伴い改良杭前面で抵抗力が働いていることが分かる。なお、前面の地盤反力度には底面の地盤反力度のような減少は生じていない。土圧合力に関しては、500gal, 800galにおいて前面方向への慣性力最大時に壁面への作用側にピークを示している。

以上から図-23に示すように、壁体、改良杭、背面盛土が一体で挙動することにより、慣性力と土圧合力の作用に対して、改良杭前面および底面の地盤反力が同時に

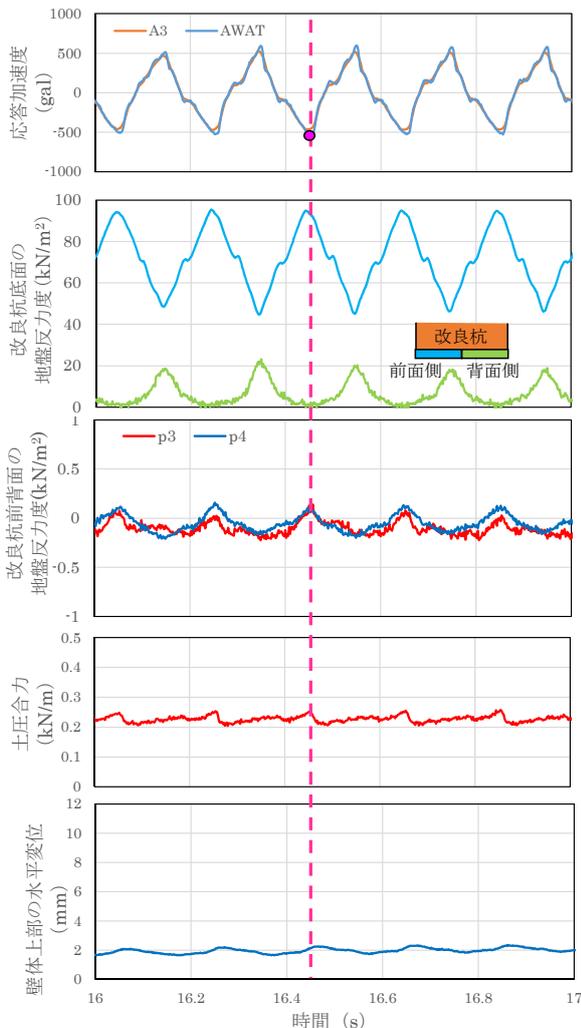


図-21 時刻歴応答の比較 (Case3: 500gal)

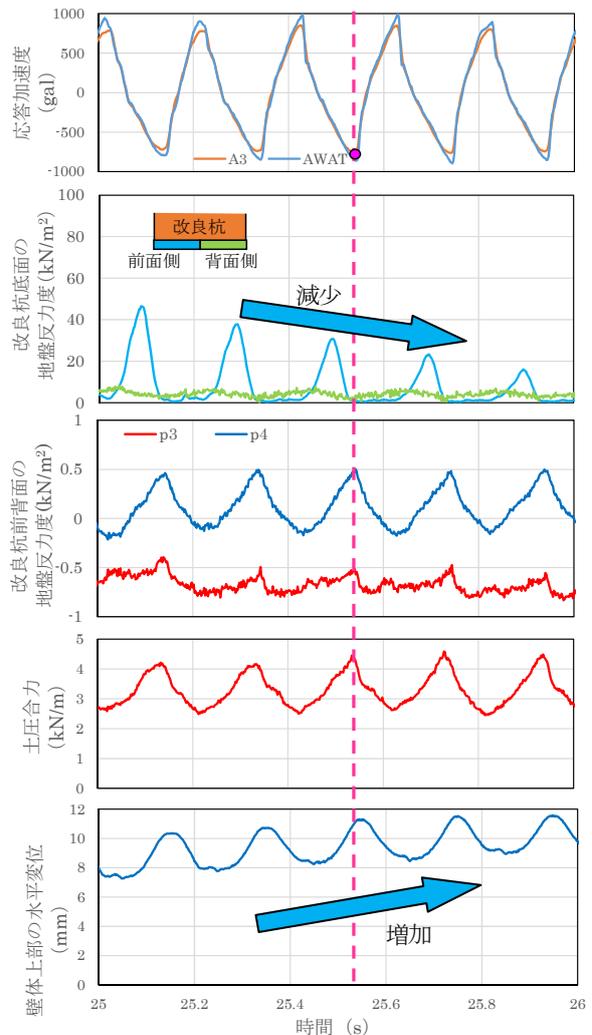


図-22 時刻歴応答の比較 (Case3: 800gal)

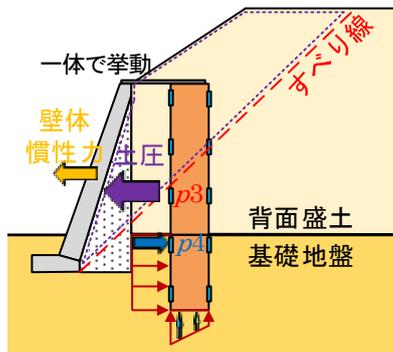


図-23 Case3の作用と抵抗のイメージ

発揮されることで耐震性が向上することが分かる。なお、Case4では、残留水平変位 (図-7) がCase3よりも大きくなっていたが、これは杭径に応じて、改良杭前面、底面の地盤反力が小さくなったためである。

6. まとめ

本研究では、もたれ壁の耐震補強に関して、背面盛土に改良杭を施工して安定性を向上させる工法について、

補強効果、および補強メカニズムを検討するために、重力場での振動台実験を実施した。本実験により得られた知見を以下に記す。

- ・改良杭単独の補強では、もたれ壁の転倒・滑動による崩壊に対する補強効果は低いものの、改良杭よりも背面側の盛土の崩壊に対して、変形抑止の効果がある。
- ・もたれ壁と改良杭の天端を連結材で繋ぐことにより、壁体、改良杭、および背面盛土が一体で挙動することで、もたれ壁の転倒・滑動を抑止し、もたれ壁、および背面盛土の耐震性が向上する。
- ・本補強メカニズムは、もたれ壁に作用する地震時の慣性力や主働土圧に対して、改良杭の前面、底面における地盤反力により抵抗するものである。

参考文献

- 1) 篠田昌弘, 中島進, 阿部慶太: 鉄道もたれ壁の安定性に係る健全度診断法の開発, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.68, No.2, pp.433-450, 2012
- 2) 日本国有鉄道: 建造物設計標準解説 基礎構造物・抗土圧構造物, 1986.
- 3) 国土交通省監修, 鉄道創造技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 2012

ATTEMPTS ON SEISMIC RETROFITTING METHOD OF LEANING TYPE RETAINING WALL USING IMPROVEMENT PILE

Hirofumi IKEMOTO, Yoshinori TANIGUCHI, Masaki TAKAYAMA,
Hideaki TAKASAKI and Torajiro FUJIWARA

The shaking table test was carried out about the retrofitting method of the leaning type of retaining wall using an improvement pile to confirm the reinforcement effect and a reinforcement mechanism.

As a result, it was confirmed that although the reinforcement effect over collapse by a fall and slide of leaning type retaining wall was low in an independent improvement pile, there is an effect which restrains the collapse of embankment on the back side of improvement pile. By connecting a coupling material top of improvement pile and leaning type of retaining wall, it was confirmed that it suppresses the fall and slide of wall against that whole, including the embankment behaves together, earthquake resistance is improved.