

橋台背面盛土の沈下抑制工法の開発

Experimental study on method for controlling settlement of backfill of abutment



池本 宏文*



高崎 秀明*

This study develops a method of controlling backfill settlement of abutment by using a ground improvement technique employing a successive rows of soil-cement columns along the track. In order to confirm the effect of the proposed method, a shaking table test in the gravity field using a model of 1/15 scale was conducted. As a result of the shaking table test, the backfill, which was located between the abutment and the soil-cement columns, behaved together with the abutment. It was confirmed by the experiment that seismic earth pressure to the abutment was reduced by the proposed method since the soil-cement columns resisted the earth pressure from the backside by the subgrade reaction at the bottom of soil-cement columns during shaking. Thus, it was concluded that the proposed method showed a beneficial effect in preventing the settlement of the backfill as it reduced seismic earth pressure to the abutment and kept the abutment backfill system safe.

●キーワード：橋台、盛土、改良体、地震時土圧、振動台実験

1. はじめに

過去に発生した地震における鉄道橋台の被害には、橋台と背面盛土との間に相対変位が生じているものが多い(図1)。この相対変位の原因は、①橋台の前方への変形に伴う背面盛土の落込みによるもの、②背面盛土自体の揺すり込み沈下、③軟弱地盤における地盤と盛土の振動による土の強度低下などによるものといわれている。橋台と背面盛土との間の相対変位は、軌道面に著しい変位が発生することになり、列車の走行安全性の低下につながることとなる。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の構造物であるため、1箇所において軌道の変位が大きい場合には線区全体の機能不全に直結することとなる。また、首都直下地震の近年中の発生が予測されており、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である。

本研究では、地震時の橋台と背面盛土の相対変位を抑制することを目的として、背面盛土内に軌道の脇に沿って柱



図1 橋台背面盛土の被災事例(新潟県中越地震)¹⁾

列状の改良体を造成することで、背面盛土の沈下抑制を図る工法を考案した。本稿では考案した補強工法について、橋台および背面盛土の模型を用いた振動台実験を行い、補強効果、補強メカニズムを実験的に確認したことから、その内容について報告する。

2. 橋台背面盛土の沈下抑制工法

2.1 既往の補強工法

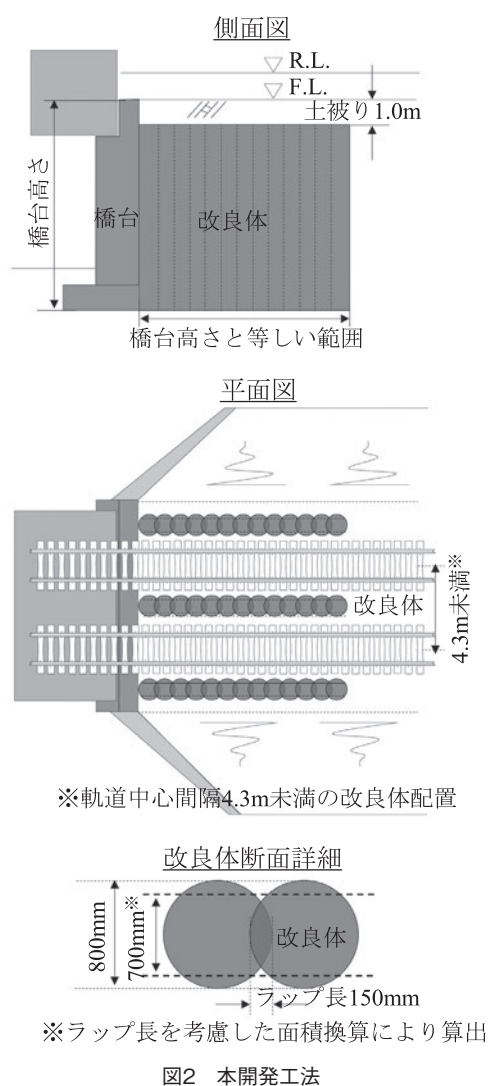
既往の橋台背面盛土の沈下抑制工法としては、国鉄において、フーチング前面にストラット工やシートパイル締切工²⁾を行い、橋台の基部の滑動を抑制する工法が行われてきた。また、近年では既設の橋梁・橋台・背面盛土を一体化(既設盛土一体化橋梁³⁾)し、橋台・背面盛土における耐震性の向上、および橋梁自体の延命化を行う工法が行われている。しかしながら、このような工法は、橋台の前面側に補強を行うための施工用地や占有用地を確保することが前提となっており、都市部における鉄道と道路の交差部においては、用地や施工環境等の制約により、適用が困難な場合がある。

また、橋台の背面盛土側で行う補強工法には、背面盛土に薬液注入を行い、沈下抑制および盛土自体の強度向上による変形抑制を図る工法⁴⁾もあるが、工事費が高くなるため、経済性の面で課題があった。

2.2 柱列状改良体により補強する工法

本開発工法は、図2に示すように橋台の前面側からの補強ができない場合において、橋台の背面側から盛土内にセメント系の材料を用いて、柱列状の改良体を造成することに

より、背面盛土の沈下抑制を図る工法である。改良体の造成は、架線に支障しない高さの低空頭型機械を用いて噴射攪拌もしくは機械攪拌により施工する。改良体は軌道の両端付近に直径 $\phi 800\text{mm}$ 程度のものを150mm程度以上ラップさせながら連続的に施工する。改良体の土被りは1m程度を想定しており、改良体の線路方向の延長は、橋台高さと等しい範囲としている。改良体の強度は土質に応じて $1\sim 5\text{N}/\text{mm}^2$ 程度を想定している。



3. 振動台実験の概要

3.1 模型および実験ケースの概要

改良体による補強効果を確認するために、振動台実験を実施した。実験は表1に示す改良体の有無、背面盛土の条件を変えた3ケースとし、模型の縮尺は実物に対して1/15とした。図3に模型概要図を図4に橋台模型および改良体設置状況写真を示す。

Case1は改良体なしの無補強のもので、背面盛土には湿潤

表1 実験ケース

	改良体	背面盛土	支持地盤
Case1	なし	湿潤砂 東北硅砂6号 Dr=60%, w=2%	東北硅砂6号 Dr=80% W=0%
Case2	あり		
Case3	あり	乾燥砂 東北硅砂6号 Dr=60%, w=0%	

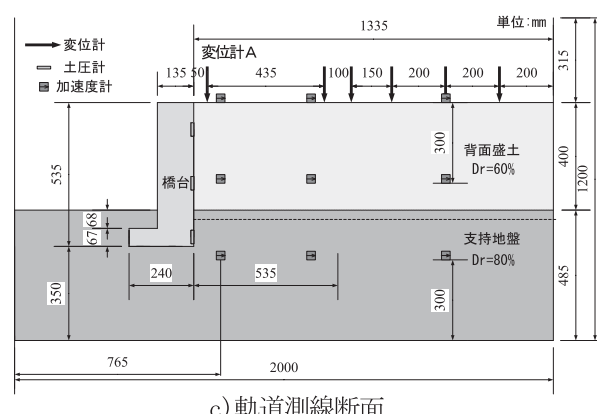
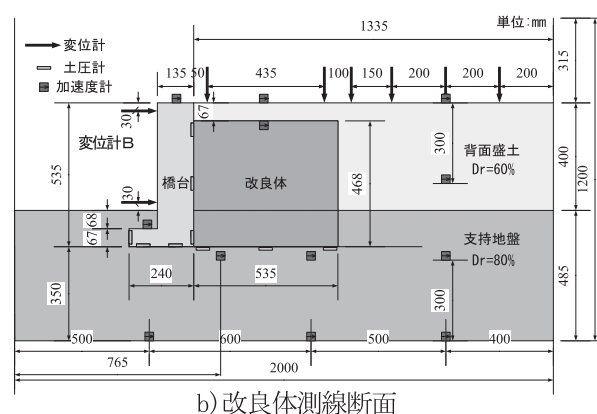
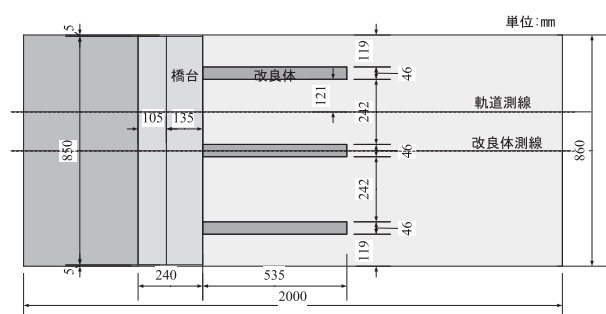


図3 模型概要図 (Case3)

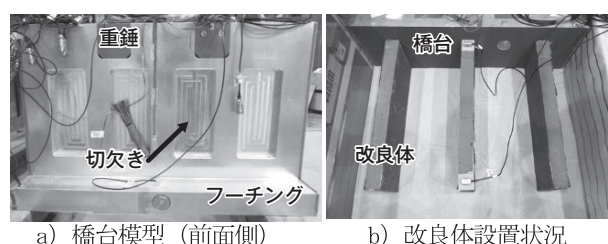


図4 橋台・改良体模型の状況写真

砂を用いた。Case2、Case3は改良体を設置し、背面盛土には湿潤砂、および乾燥砂を用いた。湿潤砂は実物の盛土を模擬して、含水比 $w=2\%$ と設定した。地盤材料は、東北珪砂6号を使用し、支持地盤は $D_r=80\%$ ($\gamma=15.9\text{kN/m}^3$)、背面盛土は $D_r=60\%$ (湿潤状態: $\gamma=15.6\text{kN/m}^3$ 、乾燥状態: $\gamma=15.3\text{kN/m}^3$) となるように50mmの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、内高さ1200mm) を用いて、模型縮尺および改良体間隔の再現性から、奥行方向に140mmの間隔材を設置して860mmにして使用した。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を設置した。また、背面盛土の表面には上載荷重 0.67kN/m^2 (実物 10kN/m^2) を袋詰めした鉛玉を用いて載荷した。

橋台模型は首都圏にある高さ8m程度の重力式橋台を縮尺1/15にモデル化して高さ535mmとし、フーチングは幅240mm、高さ67mm、奥行850mmの形状とした。橋台模型はアルミニウムで作製し、壁面の一部を切欠いて、見かけの単位体積重量をコンクリート相当 (23.7kN/m^3) にした。また、桁からの慣性力を模擬するために橋台模型の前面側上端に100mm×100mm×100mmの切欠きを2箇所設けて、1箇所あたり重錘72.5Nを設置した。桁は25m程度の開床式下路プレートガーダー桁を想定した。

改良体模型には、圧縮強度 1N/mm^2 程度の貧配合のモルタルを使用した。改良体模型の幅は円形の面積換算により46mm (実物: 改良径 $\phi 800\text{mm}$ 、面積換算による幅680mm程度)、に設定し、線路方向の長さは、橋台高さにあわせて535mm、深さ方向は橋台の支持地盤まで根入れさせ、土被り67mm (実物1m程度) を確保した。なお、橋台模型および改良体模型が地盤材料と接する面には、コンクリートや改良体の地盤との摩擦を模擬して紙やすりを貼り付けた。

計測機器は、変位計、土圧計、加速度計を図3に示す位置に配置した。改良体測線では、改良体からの圧力を計測するために土圧計の受圧板と改良体側面が接するように配置した。また、Case3では改良体底面の地盤反力を計測するために、改良体底面から5mm下のところに土圧計を設置した (図12)。

3.2 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 $3\text{m}\times 3\text{m}$) 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、100~1000gal程度まで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を行った。

4. 実験結果

4.1 背面盛土の崩壊形状および橋台の応答

図5はCase1~3の加振終了後における崩壊形状を土槽側面からスケッチしたものであり、図6はCase2の加振終了時の状況写真を示したものである。Case1は橋台背面の下端から約 37° のすべり面が生じ、橋台の傾斜、滑動に伴い背面盛土が大きく沈下した。橋台背面近傍での沈下量は95mm程度と大きかったが、すべり面よりも以遠では大きな沈下が生じ

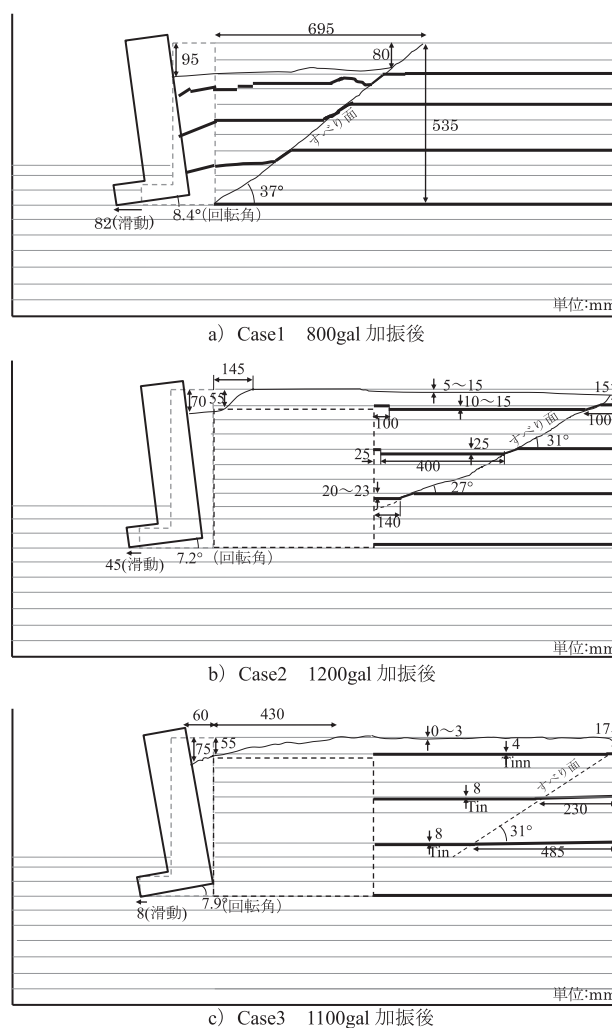


図5 加振終了後の崩壊形状 (スケッチ)

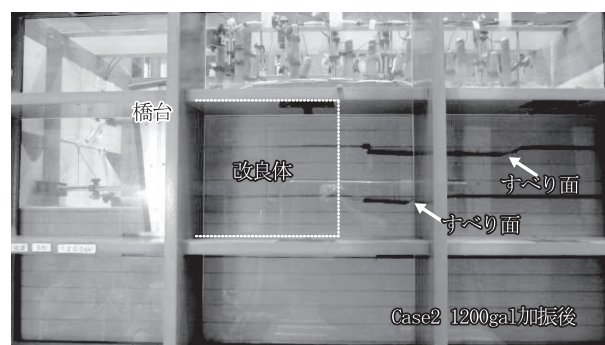


図6 Case2の加振終了時の崩壊形状写真

なかった。それに対して、Case2、3は橋台背面の近傍にすべり面は生じず、改良体の背面側にすべり面が発生していた。背面盛土の沈下については、橋台背面の近傍および改良体の背面側のすべり面が生じた範囲では沈下が確認された。すべり面の角度は、Case2で約 27° ~ 31° 、Case3では約 31° であった。なお、各ケースともに前面側フーチング端部を回転中心として、フーチングの背面側が浮き上がる基礎の転倒モードが先行し、Case1では600galから、Case2では1200galから基礎の滑動モードが連成して崩壊に至った。Case3の崩壊時の滑動変位量は他の2ケースに比べて小さかった。

図7は各加振ステップにおける振動台最大加速度（慣性力主働方向）と各加振ステップ終了時における橋台の残留回転角の関係を示したものである。Case1では500gal程度、Case2、Case3では700gal程度から回転角が増加する傾向となった。背面盛土が湿潤砂であるCase1とCase2を比較すると同じ加速度においてCase2のほうが橋台の残留回転角が小さく、耐震性が向上していること分かる。また、Case2とCase3を比較すると振動台加速度が700galを超えるとCase2のほうが残留回転角は小さくなる傾向にある。これは、Case2では背面盛土に湿潤砂を用いており、不飽和土における見かけの粘着力の効果が起因しているものと考えられる。各ケースともに支持地盤の条件は同じであり、橋台の地盤抵抗は等しいことから、改良体の設置により橋台への作用が低減されたものと理解できる。

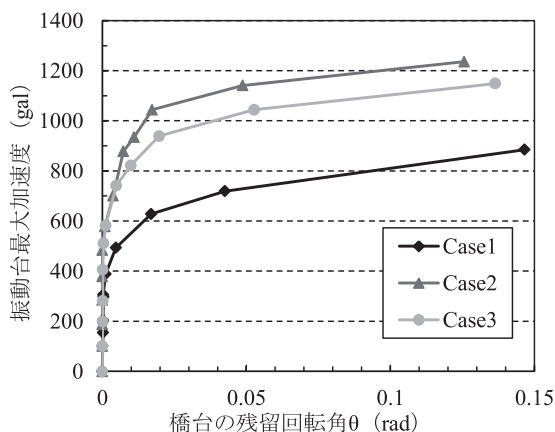


図7 振動台加速度と橋台の残留回転角の関係

4.2 背面盛土の沈下量

図8は各加振ステップ終了時における軌道測線（図3）での背面盛土の残留沈下量分布を示したものである。Case1では500gal加振以降に橋台背面からすべり面の範囲（図5）において沈下量が増大している。Case2およびCase3では700gal加振以降に沈下量が増加し、Case2は橋台背面近傍および改良体背面のすべり面の範囲において沈下が見ら

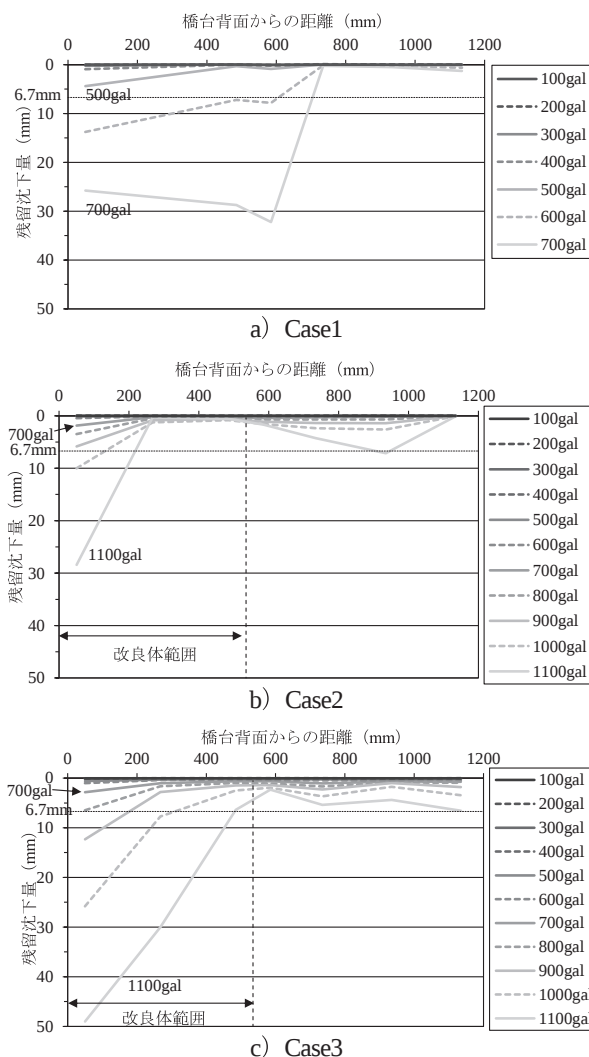


図8 背面盛土の残留沈下量分布（軌道測線）

れる。それに対して、Case3では橋台背面近傍だけではなく、改良体範囲全体において沈下が見られ、改良体背面のすべり面の範囲においても沈下している。700gal加振後の分布で比較するとCase1に比べてCase2、3の沈下量は小さくなっており、改良体による背面盛土の沈下抑制効果が確認された。また、全体的にCase3よりもCase2は沈下量が小さくなる傾向にあり、これは湿潤砂の見かけの粘着力の効果によるものであると考えられる。

鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計⁵⁾では復旧性における背面盛土の沈下量の目安が示されており、変形レベル2（軽微な被害）では100mm未満となっている。この沈下量に対して、模型縮尺を考慮すると変形レベル2の沈下量は $100\text{mm} \times 1/15 = 6.7\text{mm}$ となる。実際の盛土材料を想定したCase1では、変形レベル2の範囲は500galであるのに対して、Case2では900galであり、改良体を設置することにより、耐震性の向上につながることが分かる。

図9は各加振ステップにおける背面盛土の残留沈下量と橋

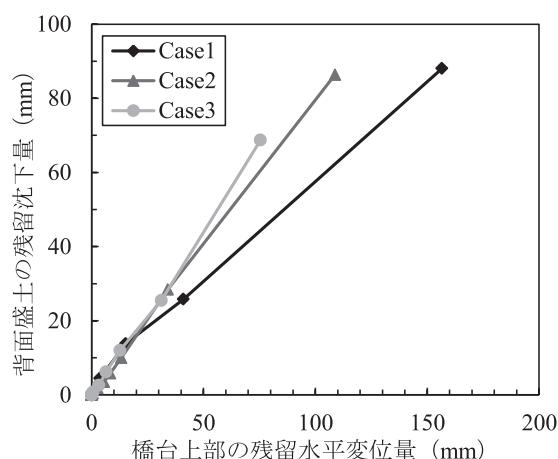


図9 背面盛土の残留沈下量と橋台上部の水平変位量

台上部の残留水平変位量の関係を示したものである。背面盛土の残留沈下量および橋台上部の残留水平変位量は、図3の変位計A、Bでの各加振後の計測値を示している。橋台上部の変位量は、基礎の滑動および転倒の両方の影響が含まれたものである。各ケースにおいて両者には線形関係が認められことから、本実験において背面盛土の沈下要因は橋台の変形によるものであることが分かる。なお、Case1において、すべり面以遠での残留沈下量の平均値は1.5mm程度(図8a))であり、盛土自体の揺すり込み沈下量は橋台の変形に伴う沈下量に比べて僅かであった。

4.3 慣性力と土圧の比較

橋台に作用する慣性力および土圧について、文献⁶⁾を参考に整理を行った。慣性力は橋台模型を上部(桁・壁体)と下部(フーチング)に2分して、壁体天端、およびフーチング天端に設置した加速度計の数値に各々の質量を乗じて求めた。土圧は橋台模型の背面に設置した土圧計の数値から、各計器の負担高さ(上段:200mm、中段:200mm、下段:135mm)、負担幅(Case1:850mm、Case3改良体測線:改良体幅46mm×3=138mm、軌道測線:背面盛土幅712mm)を考慮して算定した。土圧には模型構築時の初期土圧分を加算している。また、慣性力と土圧の合力を橋台に作用する全水平力として評価した。

図10は、各加振における全水平力が慣性力主働方向に最大となる時刻の慣性力と土圧を抽出したもので、横軸は振動台最大加速度(慣性力主働方向)で整理している。なお、Case2は改良体測線の土圧が欠測していたため、この整理の中では除外している。

慣性力に関しては、Case1、3とも概ね一致する結果となっており、加速度の増加に伴い橋台の応答特性は変わらないことが分かる。土圧に関しては、背面盛土の条件が異なるも

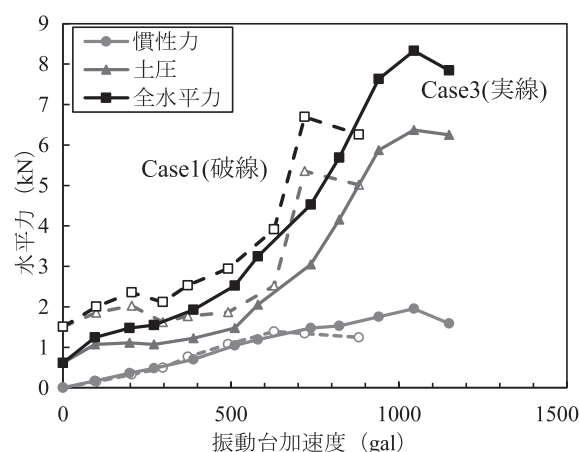


図10 慣性力・土圧の比較 (Case1・Case3)

の、Case1よりもCase3のほうが、小さく、改良体を設置することにより土圧が低減する結果となった。一般に土圧は湿潤砂のほうが見かけの粘着力の影響のため、乾燥砂よりも小さくなるが、今回の実験では、その影響以上に改良体の設置による土圧低減が大きくなっている。したがって、背面盛土が乾燥砂で改良体のないものとCase3を比較した場合は、土圧の低減量は更に大きくなるものと考えられる。なお、Case1では加振前(振動台加速度0gal)の土圧がCase3よりも高くなっているが、これは模型作製時に静止土圧相当が作用した状態であると考えられ、200、300gal加振中に土圧の減少が認められたことから、その時点で主働土圧に移行したものと考えられる。

4.4 時刻歴応答比較

図11はCase3の400gal加振における時刻歴波形を示したものであり、図12には対応する加速度計、土圧計の位置を示す。図11 b)、c)の加速度波形は概ね一致しており、橋台、背面盛土、改良体が同位相で挙動していることがわかる。

図11 a)、d)は慣性力、土圧、全水平力および各測線での土圧の時刻歴を示したものである。軌道測線の土圧は加振に伴う増減は小さい。それに対して、改良体測線の土圧は、慣性力が主働方向では非常に小さく、慣性力の受働方向では大きな土圧が作用している。これは、慣性力が受働方向では改良体背面の受働抵抗が改良体を通じて橋台に伝播されているものと考えられる。

図11 e)、f)は橋台底面、改良体底面に発生する地盤反力の時刻歴波形を示したものであり、図12には慣性力主働方向(6.605s)、受働方向(6.710s)における地盤反力分布を示している。橋台、改良体ともに同位相で挙動しながら慣性力の主働・受働方向に応じて、回転モードとなる地盤反力分布が生じている。これは、改良体が各方向の作用に対

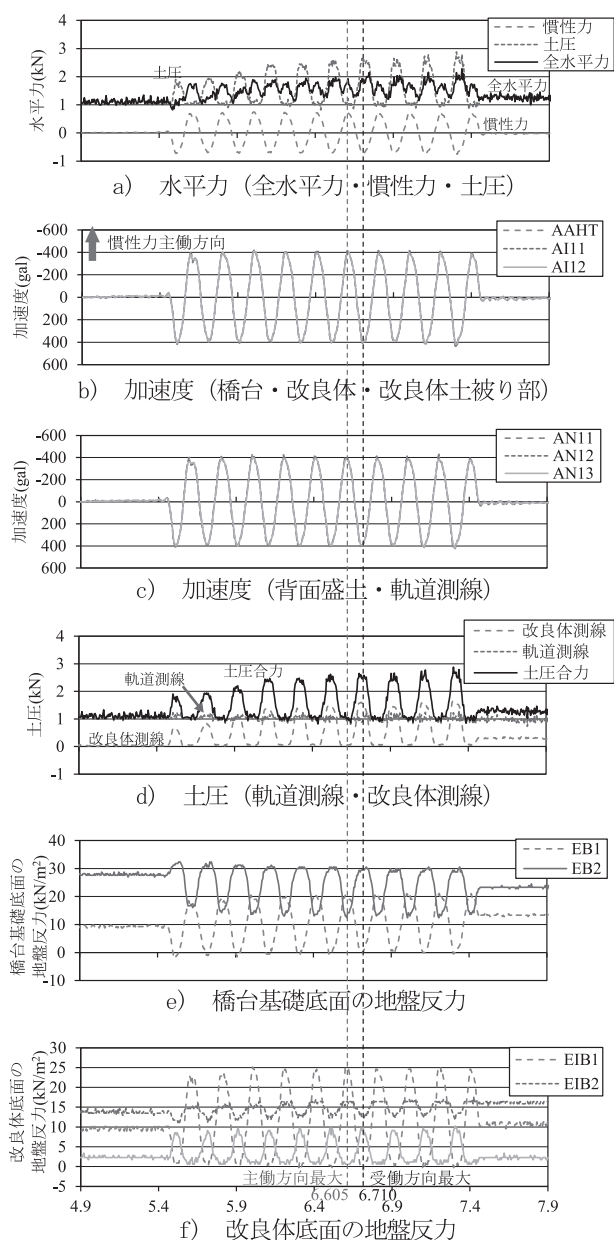


図11 時刻歴波形 (Case3・400gal加振)

して底面の地盤反力によって抵抗していることを意味しており、4.3で述べた改良体による土圧低減の要因であると考えられる。橋台、改良体、および背面盛土の加速度応答が同位相であることから、改良体で挟まれた範囲が一体で挙動することにより、作用を改良体底面の地盤抵抗に負担しているものと考えられる。その結果、橋台に作用する土圧を低減する効果が働くものと考えられる。

5. まとめ

橋台背面盛土の沈下抑制工法として、背面盛土内に軌道の脇に沿って柱列状の改良体を造成する工法を考案し、その効果を振動台実験により確認した。本実験により、得ら

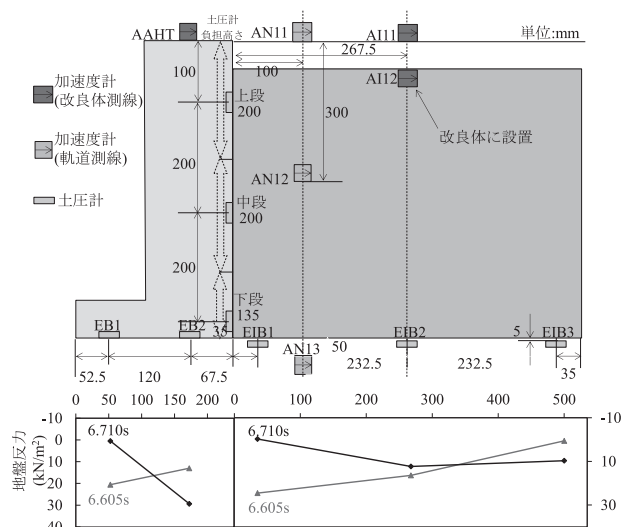


図12 橋台基礎底面・改良体底面の地盤反力分布

れた知見を以下に記す。

- ・改良体の線路方向の延長を橋台高さと同じ範囲にすることで、背面盛土の沈下量を変形レベル2（軽微な被害）の100mm未満に抑制される。
- ・改良体の設置により、改良体と改良体で挟まれた背面盛土の範囲が一体で挙動する。その結果、背面から作用を改良体底面の地盤抵抗に負担することにより、橋台に作用する主働土圧を低減させる効果がある。
- ・橋台に作用する土圧低減により橋台の安定性が向上するため、橋台の変形が小さくなり、背面盛土の沈下が抑制される。
- ・改良体で挟まれた範囲が一体で挙動することにより、改良体の範囲にはすべり面は生じず、改良体背面にすべり面が生じる崩壊形状となる。

参考文献

- 1) 東日本旅客鉄道株式会社 設備部：新潟県中越地震 鉄道土木構造物災害復旧記録誌，東日本旅客鉄道2006.3
- 2) 日本国有鉄道：橋台裏耐震補強工設計の手引き（案），1981
- 3) 神田政幸，須賀基晃，横山知昭，館山勝，杉本一郎：橋桁・橋台・盛土一体化による旧式橋梁の耐震補強，鉄道総研報告，Vol.26，No.4，2012.4
- 4) 垂水尚志，匹本慶一，岡田勝也，福島弘文，大植英亮，川名英二：地震時の橋台裏盛土の変状機構と変状防止対策に関する研究，鉄道技術研究所速報，No.A85-33，1985.3
- 5) 国土交通省監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説，丸善，2013
- 6) 西岡英俊，渡辺健治，篠田昌弘，澤田亮，神田政幸：橋台の地震時応答特性に関する実験的検討，第13回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.1330-1337，2010