柱列状改良体の連結による 橋台耐震補強工法に関する実験的検討

池本 宏文¹・高崎 秀明²・藤原 寅士良³・佐名川 太亮⁴・西岡 英俊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 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 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2-479)

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

³正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター (〒151-8578 東京都渋谷区代々木2-2-6)

E-mail: t-fujiwara@jreast.co.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2-8-38)

E-mail: sanagawa.taisuke.39@rtri.or.jp

⁵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2-8-38)

E-mail: nishioka.hidetoshi.58@rtri.or.jp

橋台の耐震補強を目的として、背面盛土内に柱列状に地盤改良体（以下、改良体と称する）を造成し、橋台と改良体を連結して一体化する工法に関して、補強効果、補強メカニズムを検証するため、桁重量が大きい重力式橋台を想定した重力場での振動台実験を実施した。その結果、橋台、改良体、および改良体に挟まれた背面盛土が一体となって挙動するため、橋台背面近傍での盛土の沈下量は小さくなり、改良体に生じる水平方向、鉛直方向の地盤抵抗力が連結材を介して橋台の抵抗力として働くことで、橋台の安定性が向上することを確認した。また、崩壊時は改良体の背面側にすべり面が発生して、その範囲が沈下し、橋台は滑動モードで崩壊に至ることを確認した。

Key Words: *abutment, backfill of abutment, seismic retrofitting, shaking table test, soil-cement column*

1. はじめに

鉄道、および道路の橋台における地震時の被害には、図-1¹⁾に示すような橋台の背面盛土に沈下が生じ、橋台と背面盛土の間に相対変位が生じているものが多数確認されている（例えば鉄道では 1)~4)、道路では 5)~8)。2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震では、鉄道橋台において 104 箇所の被害が発生し、そのうち、橋台背面盛土の沈下の被害が 49 箇所（全被害箇所の 47%）を占めていた。また、鉄道橋台の被害は軟弱な地盤上に位置する箇所ほど発生しやすい傾向にあった⁴⁾。道路においては、東北地方整備局が管理する本線橋、側道橋の 1572 橋に対して緊急点検が実施され、960 橋、2192 箇所において被害が確認された。被害箇所の中でも橋台背面盛土の沈下の被害数量が最も多く、649 箇所（全被害箇所の 30%）で発生⁷⁾しており、それが主たる要因となって橋の機能に支障が

生じた事例が多く見られた⁸⁾。また、液状化の影響により、橋台が橋桁側に移動する被害や、河川堤防に大きな被害が生じた周辺箇所に位置する道路橋において、周辺

図-1 新潟県中越地震における被災事例¹⁾

地盤の沈下による段差が生じた被害も報告されている⁸⁾。以上のように東北地方太平洋沖地震では鉄道、および道路において、橋台の背面盛土の沈下する被害が多数確認されている。

このような橋台背面盛土の沈下の原因は、1)橋台の前方への変位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、および側方流動による沈下、4)液状化地盤の側方流動に伴う橋台変位による沈下などによるもの^{5),6),9),10)}といわれている。

鉄道では橋台と背面盛土の間に発生する相対変位が軌道面に著しい変位を生じさせ、それが列車の走行安全性の低下につながる事となる。鉄道は、盛土、高架橋、トンネル、軌道など様々な構造物が線状に構成されているため、ある箇所で軌道に大変位が発生した場合は、それが原因となり線区全体の機能不全に直結する恐れがある。一方で首都直下地震の近年中の発生が予測されている中、鉄道事業者にとって既存構造物の耐震補強を行うことは喫緊の課題となっている。

筆者らは、相対変位の抑制を目的として、背面盛土内に軌道の脇に沿って柱列状の地盤改良体（以下、改良体と称する）を造成することで、橋台に作用する土圧を低減させ、橋台変形に伴う背面盛土の沈下を抑制する耐震補強工法を考案し、実験的に検討を進めてきた¹¹⁾。既往の研究では、鉄桁のように桁重量が小さい場合は、桁慣

性力に比して土圧が大きいため、土圧の低減に伴う耐震性の向上効果が大きくなることを確認している。しかしながら、コンクリート桁のように桁慣性力の割合が大きい場合は、土圧が低減されたとしても、桁重量の小さいものと比較して、耐震性の向上効果が得られないことが確認されている^{12),13)}。そこで、筆者らは、桁重量が大きい場合における効果的な補強工法の開発を目的として、橋台背面に造成した改良体と橋台を連結して、一体化を図ることで耐震性を向上させる工法を提案し、実験的に水平方向の地震動に対する補強効果、補強メカニズムの検証を行った。本稿では、縮尺 1/15 の重力式橋台の模型を用いて重力場での振動台実験を行った内容について報告する。

2. 橋台の耐震補強工法

(1) 既往の補強工法

鉄道における耐震補強工法には、橋台のフーチング前面にストラット工やシートパイル締切工¹⁴⁾を行い、橋台基部の滑動を抑制する工法が行われている。また、近年、ハイスpekネーリング工法を用いて、補強土構造する工法¹⁵⁾や既設の鉄桁、橋台、背面盛土を一体化（既設盛土一体化橋梁¹⁶⁾）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図る工法が開発され、適用されている。また、橋台の背面盛土側を補強する工

図-2 提案の補強工法

法として、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²⁾も行われている。

道路では、橋台の背面側に踏掛板を設置して、橋台と背面盛土との相対変位を抑制する対策が行われている¹⁷⁾。また、橋台、および橋脚を含めた橋梁の全体構造系における耐震性能の向上を図る工法として、免震工法、慣性力分散工法、変位拘束工法¹⁸⁾が開発され、橋台の耐力が不足する場合にブラケット増設や背面土地盤改良などの対策が提案されている。また、液状化地盤における橋台の耐震補強工法として、斜杭や鋼管矢板壁をフーチング側面において一体化、および鋼管矢板壁をフーチング前面に施工する補強工法の開発が進められている¹⁹⁾。

(2) 柱列状改良体の連結による補強工法

提案工法は、図-2 に示すように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後、橋台と改良体を連結して一体化する工法である。既往の補強工法では、橋台、または背面盛土のいずれかに対して補強を施すものが多いが、提案工法は、背面盛土の一部を改良しつつ、橋台と改良体を一体化することで橋台の耐震性を向上させ、背面盛土の沈下抑制を図るところが特徴である。

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機械攪拌もしくは噴射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、噴射攪拌工法を用いる場合に1m程度確保する必要があるため、それを前提として設定した。また、改良体の強度は、連結材との付着を確保し、橋台と改良体を一体の構造とするため、 5N/mm^2 程度と設定した。

橋台と改良体を連結する方法は、施工環境に応じて、橋台の前面側と背面側から行う2つの方法を想定している。前面側から施工する場合は、小型削孔機械を用いて、橋台と改良体をコア削孔し、PC鋼棒やPC鋼線などを挿入後、孔内にグラウトを充填して連結する。また、橋台の背面側において施工する場合は、改良体を造成直後に改良体内に鉛直方向にH形鋼などの芯材を挿入し、改良体の天端に連結する部材を設置後、橋台の背面側からあと施工アンカーを施工して連結を行う。

3. 振動台実験の概要

(1) 模型および実験ケースの概要

実験は、表-1 に示すような改良体の有無や連結の有無、および改良体の線路方向の長さを変えた4ケースとした。Case1は無補強のケース、Case2、Case3は橋台の

高さと同じ長さの改良体を用いて、橋台と連結しないケースと連結するケース、Case4はCase2の線路方向に半分の長さの改良体を用いて橋台と連結するケースである。橋台模型は首都圏にある高さ8m程度の重力式橋台を想定し、縮尺を1/15となるように寸法を設定した。

表-2は実物と模型(Case2、Case3)の寸法関係を示したものであり、改良体の間隔は4.3m、改良径は $\phi 0.8\text{m}$ 程度とした。相似則は香川により提案されている1G場における相似則²⁰⁾を用いた。図-3に模型概要および計測器配置を示す。また、図-4に橋台・改良体模型の状況を示す。模型地盤は気乾状態の東北硅砂6号を使用し、支持地盤は $D_f=80\%$ 、背面盛土は $D_f=60\%$ となるように50mmの層厚管理により作製した。表-3に模型地盤の物性値を示す。

実験には剛土槽(内幅2000mm×内奥行1000mm×1200mm)を用いて、模型の縮尺、および改良体の間隔の再現性から奥行き方向に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、および標点($\phi 10\text{mm}$)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設置した。

表-1 実験ケース

	断面	平面
Case1		
Case2		
Case3		
Case4		

表-2 実物と模型の寸法関係 単位: m

	実物	模型 (Case2・3)
橋台高さ	8	0.535
フーチング幅	3.6	0.24
フーチング高さ	1	0.067
改良体長さ	8	0.535
改良体径 ϕ	0.8	0.0515
改良体間隔	4.3	0.287

図-3 模型概要・計測器配置図

図-4 模型の状況写真

表-3 模型地盤の物性値

土層	相対密度 $D_r(\%)$	単位体積重量 $\gamma (\text{kN/m}^3)$	内部摩擦角 $\phi_{\text{peak}}(^{\circ})$	粘着力 $c_{\text{peak}} (\text{kN/m}^2)$
支持地盤	80	15.9	43.8	1.4
背面盛土	60	15.3	39.8	1.1

図-5 加速度計・変位計・2方向ロードセルの位置

図-6 各計測項目の正負の符号の定義

橋台模型はアルミニウムを使用して見かけの単位体積重量をコンクリート相当となるよう、橋台模型く体前面を削る加工を施した (図-4(a))。また、桁からの慣性力 (実物: 桁長 20m 程度のコンクリート桁) を模擬するために橋台模型の前面側上端に切欠きを 2 箇所設けて、鉄の重錘 (1 箇所当り 72.5N) を設置し、橋台天端にコンクリートの重錘 (700N) を設けて橋台重量と桁重量の比を 1.4 : 1 程度に設定した。改良体模型は貧配合モルタル模型を用いた振動台実験¹⁾において、剛体挙動を示し、実験後に損傷は見られなかったことから、剛性の高い材料を用いても実際の挙動を再現できると判断し、アルミニウムのプレートを組合せて作製した。改良体の見かけの単位体積重量は 18kN/m^3 と設定した。

橋台と改良体の連結はピン結合を想定し、模型はユニバーサルジョイントを用いて、改良体上端で連結する構造とした。また、連結材に発生する軸力、せん断力を計測するために、連結部の橋台側に角棒 ($5\text{mm} \times 5\text{mm}$) を配置し、2 断面にひずみゲージを貼付した。橋台と改良体の間に生じる作用力はロードセルで計測することで計画していたが、改良体とロードセル受圧板の金属同士による局所的な接触によって異常な数値になることを防止するため、改良体の前面に硬質ゴム 10mm を設置した。また、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 (#80) を貼り付けた。

計測機器は、実物における軌道の位置 (以下、軌道測線とする) と改良体の位置 (以下、改良体測線とする) において加速度計、および変位計を配置した。また、橋台、改良体に作用する土圧を計測するために、2 方向ロードセル、および土圧計を配置した。

なお、本論では図-5 に示す加速度計、変位計、2 方向ロードセルの値を用いる。また、各計測値の正負の符号の定義を図-6 に示す。

(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を用いて重力場により実施した。加振波形は、鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計²⁾に示される L2 地震動 (スペクトル II) の地表面設計地震動波形のピーク周波数が 1Hz 程度であることをもとに相似則を考慮

図-7 入力加振波形の 1 例 (Case1 500gal 加振)

(a) 700gal 加振後

図-8 Case1 加振後の状況写真

(a) 700gal 加振後

(b) 800gal 加振後

図-9 Case2 加振後の状況写真

して時間補正し，正弦波 5Hz, 10 波とした．加振ステップは，振動台への入力加速度 50gal の加振後，100gal からは 1 ステップ 100gal 間隔で段階的に増加させた．図-7 に，土槽底面の加速度計で計測された入力加速度波形の 1 例を示す．加振は，最終的に試験体の崩壊形状が明確になるところまで行い，Case1 では 700gal，Case2 では 800gal，Case3 では 1100gal，Case4 では 900gal まで行った．なお，本論文で「〇gal 加振」と示す加速度は振動台の目標加速度を示しており，実際に入力されている加速度とは若干の増減がある．

4. 実験結果と考察

(1) 橋台・背面盛土の崩壊状況

図-8～11 は Case1～4 の 700gal 加振後，および最終加

(a) 700gal 加振後

(b) 1100gal 加振後

図-10 Case3 加振後の状況写真

(a) 700gal 加振後

(b) 900gal 加振後

図-11 Case4 加振後の状況写真

振後における橋台，背面盛土の状況写真であり，図-12 は最終加振後の崩壊状況のスケッチとアクリル側面に設置した標点の残留変位から求めた変位ベクトルを示している．Case1，Case2 では橋台の背面下端からすべり面が

(a) Case1 (700gal 加振後)

(b) Case2 (800gal 加振後)

(c) Case3 (1100gal 加振後)

(d) Case4 (900gal 加振後)

図-12 最終加振後の崩壊形態

生じて、橋台の傾斜、滑動に伴って橋台近傍の背面盛土が沈下した。なお、Case2 の崩壊後における改良体の変位は極めて小さかった。それに対して、Case3, 4 では、橋台と改良体が一体で挙動して、崩壊形態は滑動モードにより崩壊した。Case3, 4 では橋台近傍において、背面盛土に若干の沈下は生じていたが、改良体で挟まれた範囲の背面盛土の沈下量は小さく、改良体背面側の盛土に

(a) フーチング直下地盤加速度と橋台の残留水平変位の関係

(b) フーチング直下地盤加速度と橋台の残留回転角の関係

図-13 残留変位の比較

すべり面が生じて、その範囲が沈下した。また、Case3 の崩壊後における改良体は、僅かながら背面側が浮き上がる挙動となっていた。

(2) 橋台の残留変位

図-13(a), (b)は、各加振ステップ後における橋台の上・下部における残留水平変位、および残留回転角とフーチング直下地盤における最大加速度（主働方向の慣性力）の関係を示したものである。残留水平変位は Case1, 2では 400gal, Case3では 900gal, Case4では 700gal 程度から増加しはじめる傾向となった。同じ加速度（例えば 600gal）で比較すると、Case3, Case4, Case2, Case1 の順序で変位が大きくなっている。残留回転角も残留水平変位と同様の傾向であるが、Case1, 2 に比べて Case3, 4 の残留回転角は非常に小さい。これは、改良体の連結によって、橋台上部の変位が抑制され、崩壊形態が滑動モードになったためである。

これらの結果から、橋台と改良体の連結により、改良体を連結しないものに比べて、耐震性が向上することを

図-14 背面盛土の残留沈下量分布

確認した。改良体を連結した場合における Case3, 4 を比較すると、改良体の長さの大きいものほど耐震性が高くなっており、これは、補強対象とする既設橋台の耐震性に応じて、必要な改良体の長さを設定可能なことが示唆される。

(3) 背面盛土の沈下量

図-14 は、各ステップにおける軌道測線位置での背面盛土の残留沈下量分布を示したものであり、横軸は橋台

(a) 橋台上部の加速度増幅率

(b) 改良体上部の加速度増幅率

(c) 背面盛土の加速度増幅率

図-15 応答加速度の増幅率

背面位置からの距離で整理している。Case1, 2 では 300gal 加振以降に橋台背面からすべり面の範囲 (図-12) において沈下量に増加が見られる。Case3, 4 では橋台背面近傍において沈下は見られるが、改良体設置範囲では沈下は小さく、改良体背面に発生したすべり面の範囲において、沈下が生じている。

鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計²⁾では、橋台背面盛土の復旧性について、橋台と背面盛土の沈下差を照査することが示されている。橋台の残留水平変位に応じて背面盛土が沈下する場合は、橋台近傍が局所的に

沈下するよりも、沈下量を線路方向に分布させることで、橋台と背面盛土の沈下差を抑制することが可能となる。また、各ケースの残留沈下量を 600gal 加振後で比較すると橋台背面近傍では Case1, Case2, Case4, Case3 の順序で小さくなっており、改良体の設置や改良体を連結することによる背面盛土の沈下抑制効果が確認された。なお、Case2 の 800gal 加振後において、すべり面以遠での残留沈下量は 2mm 程度であり、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) 応答加速度の増幅特性

図-15 はフーチング直下の地盤加速度に対する橋台上部、改良体上部、背面盛土の加速度の増幅率を示したものである。加速度は各加振ステップにおいて慣性力主働方向に最大となる数値を用いた。改良体上部、および背面盛土では、いずれのケースにおいても加速度の増加による加速度増幅率の変動は小さく、概ね同程度の数値となっている。それに対して橋台上部では、残留変位が生じていない 50, 100gal までは、いずれのケースにおいても加速度増幅率は概ね同程度であるが、200gal 以降では Case1, 2 と Case3, 4 の増幅率の傾向は異なっている。Case1, 2 では、加速度の増加に伴い増幅率は低下し、400gal よりも大きい加速度では、増幅率は 1.0 よりも小さくなっている。これは、Case1, 2 と Case3, 4 の崩壊モ

ードの違いによる影響であると推測される。Case3, 4 では加速度の増加による増幅率の変動は小さく、改良体や背面盛土と同様の傾向を示した。これは、橋台と改良体を連結することにより、橋台、改良体、背面盛土が一体で挙動するためであると考えられる。また、Case1, 2 の橋台の増幅率は概ね一致していることから、改良体を連結しない場合は、無対策のものと応答特性は変わらないことが分かる。

(5) 慣性力と土圧の比較

橋台に作用する慣性力、および土圧を比較するため、慣性力、土圧の算出方法について、文献 22)を参考に整理した。慣性力は図-16(a)に示すように橋台模型を桁部、上部、下部に 3 分して、各箇所を設置した加速度計の数値に、各々対応する質量を乗じて求めた。土圧は、水平方向に作用する土圧合力（以下、土圧合力と称する）を

(a) 慣性力・土圧の算定

(b) 連結材有無による土圧合力の算定

図-16 橋台に作用する慣性力・土圧の算定方法

(a) Case1

(b) Case2

(c) Case3

(d) Case4

図-17 水平力の時刻歴波形 (500gal 加振)

算出することとし、図-16 (b)に示すように Case1, 2は橋台背面全体に作用する土圧合力、Case3, 4は橋台と改良体が一体で挙動するため、改良体間の背面盛土から作用する土圧と改良体背面に作用する土圧の合力で評価した。土圧合力の算出は、橋台模型の背面に設置した2方向ロードセルの水平土圧成分、および改良体背面に設置した土圧計の数値から図-16 (a)に示す各計器の負担面積を乗じて求めた。なお、土圧合力は模型構築時の初期土圧分を加えている。また、慣性力と土圧合力の和を橋台に作用する全水平力として評価した。

図-17は Case1~4の500gal加振時における慣性力、土圧合力、全水平力、およびフーチング直下加速度の時刻歴波形を示したものである。Case1では慣性力と土圧合力の位相は180度異なっており、既往の実験¹⁰⁾における桁重量が大きい場合の実験結果と同様の傾向となっている。この挙動は、慣性力が受働方向(負側)に最大となるときに橋台が背面盛土側に衝突するようにして大きな土圧を発揮し、逆に慣性力が主働方向(正側)に最大となるときには橋台が背面盛土から離れるために土圧が加振前よりも小さくなると考えられている。

Case2では、慣性力の主働方向最大時に土圧合力は最小値を示し、土圧合力はCase1のものに比べて小さくなっている。また、慣性力の受働方向最大時には土圧合力が最大値を示している。詳細は後述するが、これは慣性力の主働方向最大時には、改良体によって土圧を低減させる効果が働き、慣性力の受働方向最大時には、橋台が背面盛土側に応答する際に改良体と衝突することで大きくなるものと考えられる。

これらの挙動に対して、Case3, 4は異なり、慣性力主働方向最大時に土圧合力が最大値を示し、慣性力と土圧合力は同位相で作用している。また、慣性力受働方向最大時においても土圧合力は増加する挙動となっている。

次に各ケースにおいて、入力加速度波形となるフーチング直下地盤加速度と慣性力、土圧合力、および全水平力の波形を慣性力主働方向で比較する。慣性力と全水平力は、Case1, 2, 4ではフーチング直下地盤加速度と若干の位相差が生じ、Case3では位相が一致している。これは、図-13に示すように500gal程度では、Case1, 2, 4は残留変位が生じていることから、残留変位に伴い位相差が生じたものと考えられる。また、土圧合力とフーチング直下地盤加速度の波形を比較するとCase1, 2では逆位相となっており、これは先述した慣性力と土圧の位相関係と同様の理由であると考えられる。Case4では慣性力主働方向における土圧合力とフーチング直下地盤加速度のピークに時間のずれが生じている。これは、フーチング直下地盤の入力加速度に対して、橋台と背面盛土が一体となって挙動せず、両者の応答変位に差が生じるためであると考えられる。それに対して、橋台と背面盛

土が一体で挙動しているCase3では、入力加速度に対して橋台と背面盛土の応答変位に差が生じないため、土圧合力とフーチング直下地盤加速度の位相は一致したと考えられる。

図-18は、各加振ステップにおける慣性力、土圧合力、全水平力の時刻歴波形から、慣性力の主働方向作用時に全水平力が最大となる時刻の慣性力と土圧合力を示したものである。土圧合力は、修正物部岡部式により、背面盛土の物性値(表-1の数値を $c=0$ 法により設定)を用いて、水平成分の土圧を算出した値も示している。なお、Case3, 4に関しては、全水平力の最大時における改良体の慣性力(改良体上部、下部に設置した加速度計の平均値に質量を乗じて算定)を同図に示した。

図-18(a)から、慣性力はフーチング直下地盤加速度が100~200gal程度までは、各ケースともに同程度の数値であるが、それ以降は、Case1, 2とCase3, 4は異なる傾向となっている。これは、4.(4)で述べた崩壊モードの違いによるものと考えられる。また、橋台に対して改良体の慣性力を比較するとCase3では1/4程度、

図-18 橋台に作用する水平力の比較

図-19 時刻歴波形 (Case2・700gal)

図-20 時刻歴波形 (Case3・700gal)

図-21 改良体に働く作用力と抵抗力 (700gal加振)

Case4 では 1/8 程度の大きさで改良体に作用することが分かる。

土圧合力に関しては、図-18(b)から、Case1, 3 は修正物部岡部式と同程度の大きさを示し、Case2, 4 は修正物部岡部式よりも小さな土圧となった。Case3 に関しては図-17 のように慣性力と土圧合力が同位相で作用するため、土圧が大きくなるものと考えられる。Case2 は修正物部岡部式よりも小さな値となっており、既往の研究³⁾のように土圧低減効果が働いたためであると考えられる。

(6) 連結の有無による時刻歴波形の比較

図-19, 20 は、改良体の連結の有無による作用力と抵抗力を比較するため、Case2, 3 の 700gal 加振時における各計測値の時刻歴波形を示したものである。

図-19(b), 20(b)は、橋台、改良体、背面盛土、およびフーチング直下地盤の加速度時刻歴波形を示したものである。Case2 では改良体と背面盛土の応答加速度は同位相であるが、橋台は、位相差が生じている。それに対して、Case3 では、橋台、改良体、および背面盛土は同位相となり、一体で挙動していることが分かる。また、フーチング直下地盤に対する橋台上部、改良体、および背面盛土の加速度波形を比較すると、Case2 では橋台上部とフーチング直下地盤は位相差が生じ、橋台上部の応答が小さくなっている。また、改良体、および背面盛土においても若干の位相差が生じている。これは、図-13 から 700gal 程度では、Case2 では残留変位が大きいことが

原因であると考えられる。Case3 も同様に 700gal 程度では残留変位が生じており、フーチング直下地盤と橋台上部、改良体、および背面盛土の波形には、若干の位相差が生じている。

図-19(a), 20(a)は、土圧合力、慣性力、および全水平力の時刻歴波形、図-19(c), 20(c)は、各測線の土圧、および改良体背面に作用する土圧の時刻歴波形を示したものである。図-19(a)から、Case2 では、図-17(b)と同様に慣性力の受働方向最大時に土圧合力が最大値となっている。これは、図-19(c)から、同時刻において改良体測線、および改良体背面の土圧が最大値となっていることから、橋台が背面盛土側に応答する際に改良体と衝突して改良体測線の土圧が大きくなり、改良体が背面側に押されることで改良体背面の土圧も大きくなったものと考えられる。Case3 では慣性力の主働方向最大時に軌道測線、改良体側面測線の土圧が最大値を示しており、Case2 よりも大きな値となっている。また、慣性力の受働方向最大時には改良体が背面側に押されることで改良体背面の土圧が大きくなっている。

図-19(d)~(e), 20(d)~(e)は、改良体底面に生じる地盤反力度、せん断抵抗力度、および改良体側面に生じるせん断力度の時刻歴波形である。また、図-21 は慣性力の主働方向最大時、受働方向最大時における改良体の各計測位置でのベクトル図を示す。

図-19(d), (e), 20(d), (e), および図-21 から、改良体底面の地盤反力度は、慣性力の主働、受働方向に応じて、回転変形に対する抵抗力が生じている。また、改良体底面のせん断抵抗力度は、慣性力の主働・受働方向に応じて、滑動の抵抗となる方向に生じている。以上のことから、改良体は回転、および滑動に対して、底面の鉛直地盤反力、およびせん断抵抗力で抵抗していることが分かる。また、その数値は Case2 よりも Case3 のほうが大きくなっていることから、連結することにより、改良体の底面の抵抗力が、大きく発揮されるものと考えられる。

図-19(f), (g), 20(f), (g), および図-21 から、改良体の連結の有無によって、改良体側面のせん断力の挙動が異なっている。改良体側面のせん断力は、改良体に挟まれた背面盛土のせん断変形やすべり、すり抜け挙動によって、改良体に作用力や抵抗力として複雑に生じているものと考えられる。図-21(a)から、Case2 の慣性力主働方向最大時では、すべり面内の範囲に作用、すべり面外に抵抗となるせん断力が働いているものと推定される。また、慣性力受働方向最大時には、慣性力の最大時とは逆方向のせん断力が生じている。次に図-21(b)から、Case3 の慣性力主働方向最大時では、上部 2/3 の範囲に前面方向のせん断力、下部 1/3 の範囲には、背面側に抵抗となるせん断力が生じている。前面方向に生じるせん断力の大きさは、図-20 (g)から橋台に近づく位置ほど、小さくなる

(a) 橋台・改良体の水平方向の抵抗力

(b) 連結材に発生する断面力

図-22 橋台・改良体底面のせん断抵抗力・連結材に発生する断面力 (Case3)

傾向にある。これは、背面盛土のせん断変形、もしくはすり抜けしようとする挙動に対して、連結された橋台により、その挙動が抑制されるためであると考えられる。

(7) 橋台・改良体底面の抵抗力と連結材の発生断面力

Case3, 4 は崩壊形態が滑動モードであるため、滑動に対して水平方向の抵抗力となるフーチング底面、改良体底面のせん断抵抗力、およびフーチング前面の水平地盤反力と連結材の発生断面力を整理した。図-22, 23 は、Case3, 4 における上述の抵抗力、および連結材の断面力と橋台上部の水平変位の関係を示したものであり、最大値（最終加振時を除く）を矢印で示している。フーチング底面、改良体底面のせん断抵抗力、およびフーチング前面の水平地盤反力は、2 方向ロードセルの計測値に負担長さに乗じ、合力値を示している。また、連結材の発生断面力は、3 箇所の合力値で示している。

図-22 から、Case3 では橋台上部の水平変位が 3mm 程度において、改良体底面のせん断抵抗力が最大値に達した後に、フーチング前面の水平地盤反力、フーチング底面のせん断抵抗力の順序で最大値となり、その後、変位が増大している。改良体底面のせん断抵抗力は、最大値

(a) 橋台・改良体の水平方向の抵抗力

(b) 連結材に発生する断面力

図-23 橋台・改良体底面のせん断抵抗力・連結材に発生する断面力 (Case4)

を示した後も大きな低下はなく、一定の抵抗力として働いている。連結材の軸力は、改良体底面のせん断抵抗力の最大値の後に最大値となり、その後も大きな低下はなく抵抗力として働いている。連結材の軸力は、改良体底面のせん断抵抗力よりも大きな値となっていることから、改良体の抵抗力としては、底面のせん断抵抗力のほかに側面のせん断抵抗力も働いているものと考えられる。これらの傾向は Case4 も同様である。

Case3 と Case4 を比較すると改良体底面のせん断抵抗力、および連結材に生じる軸力は、改良体の長さに依存して Case3 よりも Case4 は小さくなっている。また、連結材のせん断力は、Case3, 4 とともに橋台上部の変位に応じて増加する傾向となっており、その数値は Case3, 4 で同程度である。連結材のせん断力は、橋台の回転変形に伴い、改良体が引き上げられようとする挙動に対して、改良体の重量および改良体の側面、背面に働く鉛直方向のせん断抵抗力により抵抗することで発生しているものと考えられる。Case1, 2 では、橋台の回転変形が大きく、崩壊時に傾斜が生じていたが、Case3, 4 のように改良体が連結することにより、橋台上部で橋台の水平方向の挙動を引き留め、更に、改良体が引き上げられようとする

図-24 補強メカニズムの模式図

挙動に対して抵抗することにより、橋台の回転変形が抑制されるものと推定される。

5. 補強メカニズムの考察

橋台と改良体を連結することによる補強メカニズムは改良体の挙動に着目して、図-24のように推定される。改良体には抵抗力として、水平方向に底面のせん断抵抗力、すべり面外に生じる側面の水平せん断抵抗力が働き、鉛直方向には側面、背面に鉛直方向のせん断抵抗力、底面の鉛直地盤反力が生じる。作用としては、改良体の慣性力、背面土圧が働く。また、改良体側面に背面盛土による水平方向のせん断力が働く。橋台と改良体を連結することにより、両者が一体で挙動することで、上述した改良体の地盤抵抗力が連結材を介して橋台の抵抗力として働き、橋台の安定性が向上するものと考えられる。

6. まとめ

本研究では、桁重量が大きい橋台における効果的な補強工法の開発を目的として、橋台背面に造成した改良体と橋台を連結して、一体化することで耐震性を向上させる工法を提案した。提案工法の補強効果、補強メカニズムを検討するため、縮尺 1/15 の模型を用いて重力場での振動台実験を行い、その結果、今回の実験条件では、以下の知見が得られた。

- (1)橋台と改良体を連結することにより、改良体を連結しないものに比べて耐震性が向上し、改良体の長さの大きいものほど耐震性が高くなることを確認した。
- (2)無対策、および改良体を設置した場合の崩壊形態は、橋台の傾斜、滑動に伴って橋台背面にすべり面が生じて橋台背面近傍が沈下する挙動となった。それに対して、橋台と改良体を連結することにより、改良体の背面側にすべり面が発生して、その範囲が沈下し、橋台

は滑動モードにより崩壊に至ることを確認した。

- (3)改良体を連結した場合は、橋台、改良体、および改良体に挟まれた背面盛土が一体となって挙動するため、橋台背面近傍における盛土の沈下は小さくなり、背面盛土の沈下抑制効果がある点を確認した。
- (4)改良体を連結した場合は、橋台、改良体、および背面盛土が一体となって挙動するため、橋台の加速度増幅は、改良体、盛土のそれと同様の傾向となる。
- (5)桁慣性力が大きい場合は、橋台に作用する土圧と慣性力の位相差が 180 度異なることがあるが、改良体の連結により、橋台、改良体、および背面盛土の位相が一致し、土圧、慣性力は同位相で作用する。
- (6)改良体を連結しない場合は、改良体による土圧の低減効果が働くが、改良体を連結することで、土圧と慣性力が同位相で作用することに伴い、理論式である修正物部岡部式と同程度の大きさとなる。
- (7)改良体には抵抗力として、水平方向に底面のせん断抵抗力、すべり面外に生じる側面の水平せん断抵抗力が働き、鉛直方向には側面、背面に鉛直方向のせん断抵抗力、底面の鉛直地盤反力が生じる。作用としては、改良体の慣性力、背面土圧が働く。また、改良体側面に背面盛土による水平方向のせん断力が働く。
- (8)橋台と改良体を連結することにより、橋台、改良体が一体で挙動することで、改良体の地盤抵抗力が連結材を介して橋台の抵抗力として働き、橋台の安定性が向上する。

なお、首都直下地震では、大きな上下方向地震動も作用する可能性があり、上下、水平方向地震動が同時に作用する場合の提案工法の構造全体系に与える影響について、検討を深化する必要がある。

謝辞：本研究の模型実験においては、水野弘二氏（東日本旅客鉄道株式会社）、三上和久氏、山口淳氏、大久保知憲氏（株式会社エムテック）、山下修史氏（ジェイアール東日本コンサルタンツ株式会社）に多大なご協力を頂いた。末筆ながら記して謝意を表する。

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.
- 2) 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.A-85-33，1985.
- 3) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 地盤工学会・土木学会：阪神淡路大震災調査報告土木構造物の被害 トンネル・地下構造物・土構造物・基礎構造物，pp.136-137，1998.
- 4) 高橋範明，高崎秀明：東北地方太平洋沖地震におけ

- る橋台背面の被害分析, *Structural Engineering Data (SED)*, No.40, pp.68-73, 2012.
- 5) 福井次郎, 宮本宏一, 染谷克典, 佐伯光昭, 白戸真大: 道路橋橋台およびその基礎の地震被災事例分析, 第4回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, pp.247-252, 2003.
 - 6) 福田誠, 木村智博, 鄭光司, 稲場友也, 坂上敏彦, 吉泉直樹: 中越・中越沖地震後の橋台等付近で見られた段差被害, *地盤工学会誌 土と基礎*, Vol.56, No.7, pp.36-39, 2008.
 - 7) 佐々木一夫: 東北地方太平洋沖地震による直轄道路橋の被災状況, *土木技術資料*, Vol.54, No.8, pp.30-33, 2012.
 - 8) 国土技術政策総合研究所, 独立行政法人土木研究所: 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告, 国総研資料, 第814号・土研資料, 第4295号, 2014.
 - 9) 岡田勝也, 福島弘文: 地震時における橋台裏盛土の沈下量評価手法の提案, *土木学会論文集*, 第418号/III-13, pp.249-255, 1990.
 - 10) 石田修一, 谷本俊輔, 星隈順一: 液状化地盤における橋台の地震時挙動メカニズム, *土木技術資料*, Vol.58, No.9, 2016.
 - 11) 池本宏文, 鬼頭和也, 高崎秀明, 藤原寅士良, 橋内真太郎: 橋台背面盛土の沈下抑制工法における実験的検証, *地盤工学特別シンポジウム—東日本大震災を乗り越えて発表論文集—*, pp.431-437, 2014.
 - 12) 池本宏文, 高崎秀明: 桁質量の異なる橋台における耐震補強効果の実験的検討, *土木学会第70回年次学術講演会*, pp.623-624, 2015.
 - 13) 猿渡隆史, 西岡英俊, 山田孝弘: 土圧および桁慣性力の低減による橋台の耐震補強工法に関する振動実験, 第49回地盤工学研究発表会, pp.1435-1436, 2014.
 - 14) 日本国有鉄道 構造物設計事務所: 橋台裏耐震補強工設計の手引き(案), 日本国有鉄道, 1981.
 - 15) 光森章, 対馬俊治, 西平宣嗣, 清水竜也, 今村年成: 京王電鉄多摩川橋梁の耐震補強, 基礎工, Vol.44, No.5, pp.38-41, 2016.
 - 16) 神田政幸, 須賀基晃, 横山知昭, 舘山勝, 杉本一郎: 橋桁・橋台・盛土一体化による旧式橋りょうの耐震補強, *鉄道総研報告*, Vol.26, No.4, pp.29-34, 2012.
 - 17) 公益社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 公益社団法人日本道路協会, 2012.
 - 18) 財団法人海洋架橋・橋梁調査会: 既設橋梁の耐震補強工法事例集, 財団法人海洋架橋・橋梁調査会, 2005.
 - 19) 運上茂樹, 星隈順一, 七澤利明, 河野哲也, 谷本俊輔: 既設橋の液状化被害を防ぐための耐震技術の開発, *土木技術資料*, Vol.58, No.1, 2016.
 - 20) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, *土木学会論文集*, 第275号, pp.69-77, 1978.
 - 21) 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 耐震設計, 丸善, 2013.
 - 22) 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.

(2016.11.5 受付, 2017.3.7 修正, 2017.3.9 受理)

EXPERIMENTAL STUDY OF ASEISMIC RETROFITTING METHOD FOR ABUTMENTS BY LINKING ABUTMENTS TO SOIL-MIXED COLUMN-WALLS

Hirofumi IKEMOTO, Hideaki TAKASAKI, Torajiro FUJIWARA,
Taisuke SANAGAWA and Hidetoshi NISHIOKA

In this study, methods of aseismic retrofitting were developed for abutments in which soil-mixed column walls are linked to abutments along the sides of tracks, utilizing ground improvement techniques. A shaking table test in gravity field was conducted on a model scale of 1/15 to verify the effect of the proposed method. As a result of the shaking table test, the backfill, which was located between the abutment and the soil-mixed column walls, behaved together with the abutment and the soil-mixed column walls. The abutment collapsed in sliding mode and a failure plane was formation that on the backside of the soil-mixed column walls. Thus, it was confirmed by experiment the proposed method improves earthquake resistance since the soil-mixed column walls resisted external force by the subgrade reaction and shear resistance at the bottom and the sides of the soil-mixed column walls during shaking.