

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

JR 東日本 正会員 ○池本 宏文・高崎 秀明

1. はじめに

過去の地震によ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。その原因の一つとして、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であるといわれている。筆者らは、橋台と背面盛土の相対変位の抑制を目的として、背面盛土内に軌道脇に沿って柱列状の改良体を造成することで、橋台に作用する土圧を低減させ、橋台の耐震性向上を図る工法を考案し、振動台実験により効果を確認してきた。本稿では桁質量の異なる橋台に対して、本工法を模擬した振動台実験を行ったことから、その内容について報告する。

2. 振動台実験の概要

実験は、表-1に示す桁質量、および改良体の有無を変えた4ケースを実施した。図-1にCase4の模型概要および計測機器配置を示す。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 $Dr=80\%$ 、背面盛土は $Dr=60\%$ となるように50mmの層厚管理により作製した。橋台模型は高さ535mm(実物8m程度)の重力式橋台として、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に加工した。桁からの慣性力は鉄、コンクリートの重錘を用いて模擬した。改良体模型は、ロードセルの設置が可能なようにアルミニウムのプレートを組合せて作製し、見かけの単位体積重量を 18kN/m^3 とした。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を貼り付けた。

加振条件は、正弦波5Hz、10波とし、50gal、100galそれ以降は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(Case1:700gal, Case2:1000gal, Case3:700gal, Case4:800gal)になるところまで加振を行った。なお、本論文で記載している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。

3. 実験結果

3.1 崩壊形態 図-2, 3はCase2の1000gal, Case4の800galにおける加振後のスケッチとアクリル側面に設置した標点の変位量から求めた変位ベクトルを示している。両ケースともに橋台の傾斜、滑動に伴い橋台近傍の背面盛土が沈下したが、改良体にはほとんど変位は生じていなかった。Case2は、改良体の背面側で15mm程度の沈下が生じ、改良体の間および改良体よりも背面側の盛土は、数ミリではあるが改良体の間をすり抜けるように前方へ移動していた。Case4では、Case2のような改良体の背面側での沈下や改良体の間

表-1 実験ケース及び模型諸元

	桁種別	桁質量	改良体の有無	橋台質量	重心高さ (盛土高さの比)	く体・桁質量比 (橋台/桁)
Case1	軽量桁	32kg	有	150kg	0.49	4.6
Case2	軽量桁	32kg	無		0.49	4.6
Case3	重量桁	104kg	有	150kg	0.66	1.4
Case4	重量桁	104kg	無		0.66	1.4

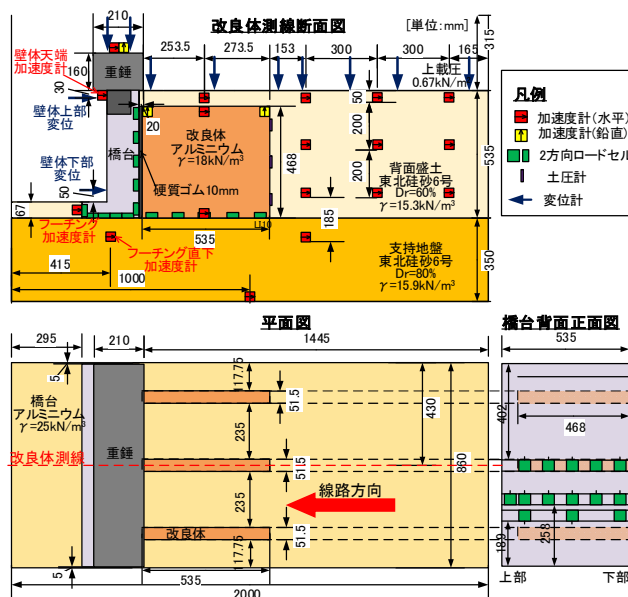


図-1 模型概要図 (Case4)

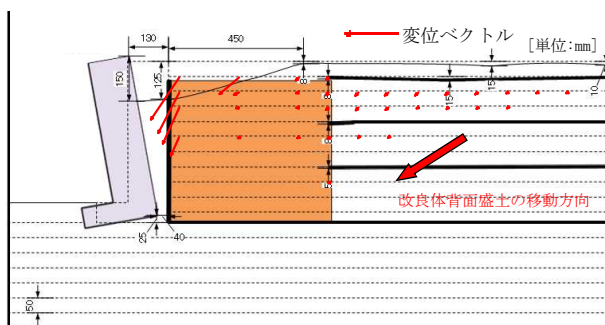


図-2 Case2 1000gal 加振後の崩壊形状

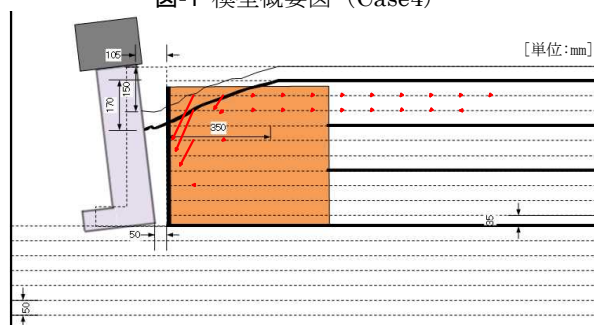


図-3 Case3 800gal 加振後の崩壊形状

キーワード 橋台 耐震補強 振動台実験 改良体

連絡先 〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町 2-479 東日本旅客鉄道(株) JR 東日本研究開発センター TEL048-651-2552

にすり抜けは見られなかった。また、Case4の橋台背面近傍の変位ベクトルは、Case2よりも下方を向いており、これは桁慣性力の影響によって橋台が変位し、背面盛土が落ち込むような崩壊形態になったものと考えられる。なお、Case1, 3では橋台の背面下端からすべり面が生じて、橋台の傾斜、滑動に伴い背面盛土が沈下した。

3.2 橋台の荷重変位関係 図-4は各加振ステップ後の壁体上部、下部における残留水平変位量とフーチング直下地盤の最大加速度(慣性力主働方向)の関係を示したものである。Case1, 3, 4では400gal, Case2では700gal程度から変位が増加する傾向となった。同じ変位量で比較すると軽量桁では改良体を設置することにより、耐震性が飛躍的に向上している。重量桁では改良体の設置により耐震性の向上は認められるが、軽量桁ほどの効果は見られない。

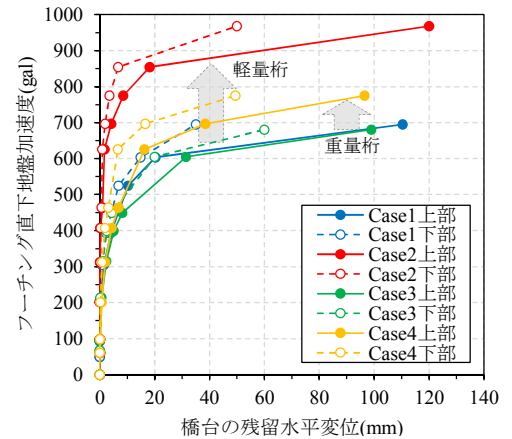


図-4 橋台の残留水平変位とフーチング直下地盤加速度の関係

3.3 慣性力と土圧の比較 図-5は、橋台に作用する慣性力、土圧合力、およびその両者を足し合わせた全水平力の400gal加振時の時刻歴波形を示したものである。慣性力は橋台模型を上部(桁・壁体上部)と下部(壁体下部・フーチング)で高さ方向に2分して、壁体天端、およびフーチングに設置した加速度計の計測値に各々の質量を乗じて求めた。また、土圧合力は、2方向ロードセルの計測値(模型構築時の初期値を加算)から、各計器の負担高さ、幅を考慮して算定した。

慣性力は桁質量ごとに概ね一致しており、改良体の有無によって橋台の応答特性は変わらないことが分かる。土圧合力に関しては、改良体無しのCase1とCase3を比較するとCase1では慣性力と土圧合力は同位相であるが、Case3では慣性力と土圧合力は逆位相となっている。これは、重量桁では、橋台と背面盛土の応答に位相差が生じるためであると考えられ、慣性力の受働側作用時に橋台が背面盛土に衝突するようにして大きな土圧が発生しているものと推定される。改良体有りのCase3, Case4では慣性力の受働側作用時において、土圧合力が大きくなっており、これは橋台が背面側に挙動するときに改良体に衝突しているためであると考えられる。

慣性力の主働方向作用時における土圧合力を加振中の5波目で比較すると、軽量桁、重量桁ともに土圧の低減が認められる。軽量桁の土圧低減効果は文献1)により確認しているが、慣性力と土圧が逆位相になる場合でも土圧低減効果があることが分かった。土圧の低減量は、軽量桁のほうが重量桁よりもより大きくなる傾向にあり、これは土圧合力と慣性力の位相による影響であると考えられる。また、重量桁では全水平力に占める慣性力の割合が大きいため、土圧が低減されたとしても全水平力の低減量は小さく、図-4のように軽量桁ほどの耐震性の向上効果は得られないこととなる。

4. まとめ

本実験により、慣性力と土圧が逆位相になる場合においても、改良体の設置によって土圧低減効果あることが分かった。また、重量桁のように全水平力に占める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、軽量桁ほどの耐震性の向上効果は得られないことが分かった。

参考文献 1)池本, 鬼頭, 高崎, 藤原, 橋内: 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発表論文集-東日本大震災を乗り越えて-, pp.431-437, 2014.5

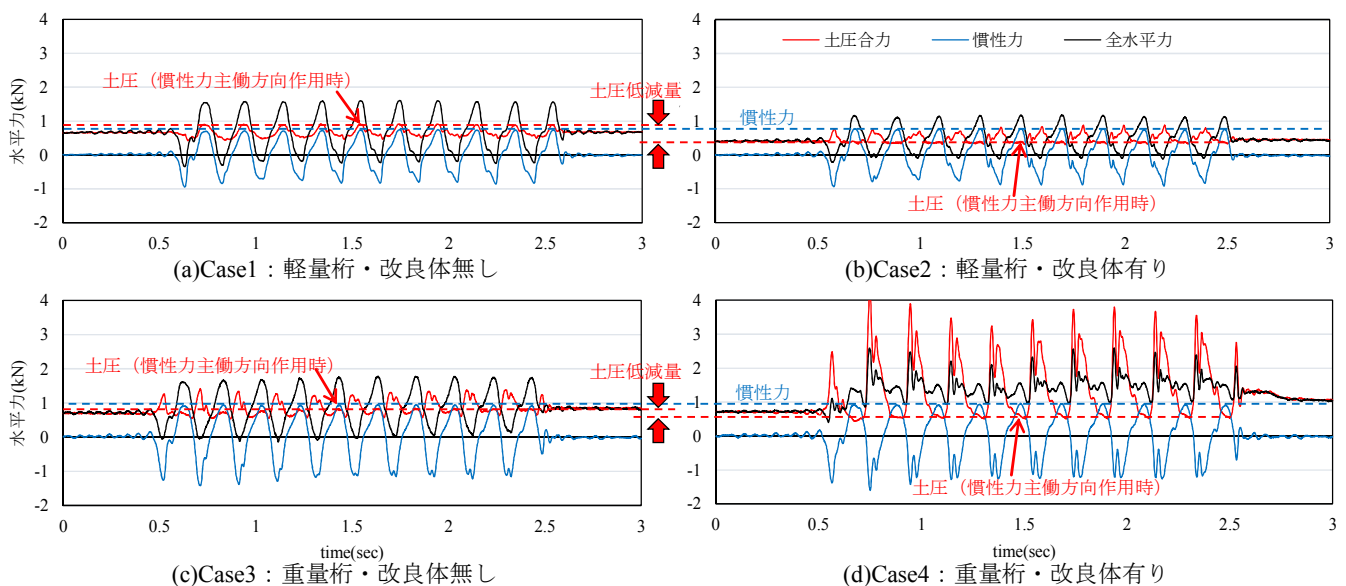


図-5 橋台に作用する水平力の時刻歴(400gal加振時)