

地山補強材を用いた橋台の耐震補強に関する解析的検討

鉄道総合技術研究所 正 ○上野 慎也 正 佐名川 太亮
 正 西岡 英俊 正 小林 克哉
 西日本旅客鉄道株式会社 正 山田 孝弘 正 藤原 雅仁

1. はじめに

筆者らは、L2 地震動に対応した設計手法を有する既設橋台の耐震補強工法の開発を目的として、地山補強材を用いた工法(図1)(以下、「本工法」という)を提案し、これまでに模型実験を通じて補強効果の確認および破壊メカニズムの検証を行ってきた^{1) 2)}。また、模型実験から得られた知見に基づき、構造解析手法ならびに設計手法を提案してきた^{3) 4)}。本報では、提案した構造解析手法ならびに設計手法を基に、実構造物を想定した場合の補強効果を確認するために、試計算を行った。

2. 提案する既設橋台の耐震補強工法の概要

本工法は、棒状のセメント改良土中に鋼棒等の芯材を挿入した地山補強材と橋台を一体化することで、橋台の変形を地山補強材の水平抵抗で抑止する工法である。求められる補強効果の程度は対象構造物によって異なるため、様々な補強に対応できるよう、2種類の構造を提案した。図1(a)の3段補強では、地山補強材と剛壁面を用いて斜面急勾配化する地山補強土擁壁工法(RRR-C工法⁵⁾)を応用し、橋台・側壁・地山補強材を一体化することにより、地震時慣性力や地震時土圧によって橋台が前傾しようとする力に対して地山補強材の水平抵抗力で抵抗することを期待している。また、ウイングの補強も兼ねており、地震時における橋台と側壁の目開きによる背面盛土の落ち込みを防止できる構造となっている。一方、(b)の1段補強は、橋台本体の補強を主眼に置いており、全体としての補強効果は(a)よりは低いことが想定されるものの、元々のウイングや盛土の耐震性能が高ければ経済性にも優れた耐震補強工法になりうる。

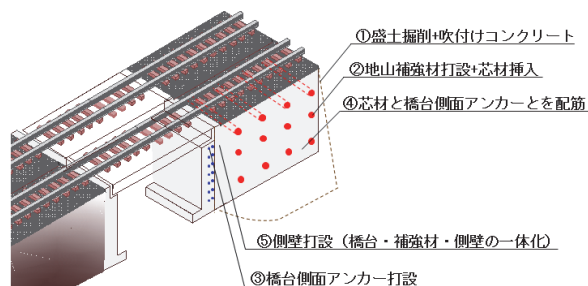
3. 構造解析モデル

図2に本工法の構造解析モデルを、表1に構造物諸元を示す。一般的な設計で用いられる2次元梁ばねモデルを基本とし、地山補強材による水平抵抗を地盤ばねとしてモデル化した^{3) 4)}。なお、地盤ばねは、最も簡便なChangの式より算定した。

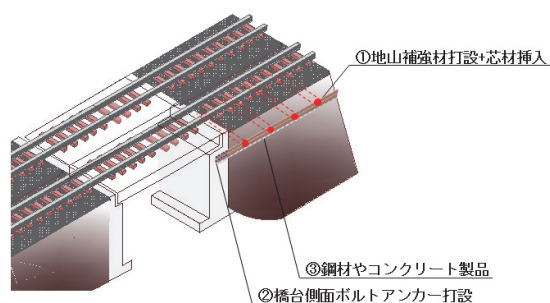
$$H=4EI\beta^3\delta \quad \text{式1}$$

ここで、 H : 水平力、 EI : 杭の曲げ剛性、 β : 杭の特性値、 δ : 変位量であり、杭の特性値 β は次式より求められる。

$$\beta = (k_h B / 4EI)^{1/4} \quad \text{式2}$$

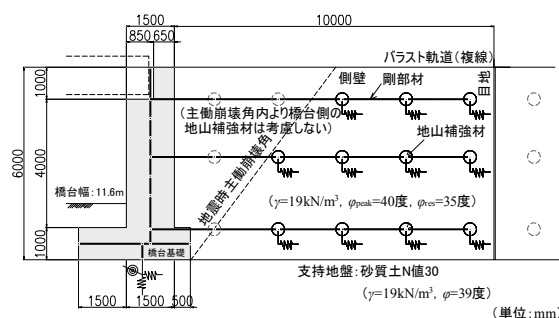


(a) 3段補強

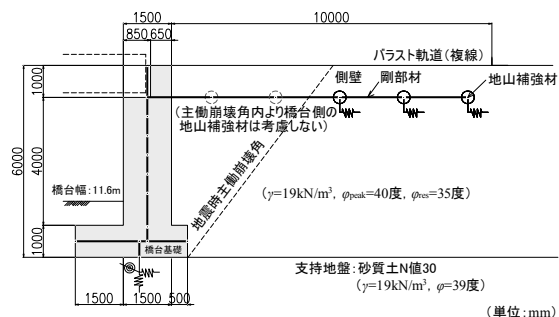


(b) 1段補強

図1 提案する既設橋台の耐震補強工法



(a) 3段補強



(b) 1段補強

図2 構造解析モデル

キーワード 橋台, 耐震補強, 地山補強材

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 鉄道総合技術研究所 TEL 042-573-7261

k_h : 地山補強材の地盤反力係数, B : 地山補強材の直径である.
地山補強材の水平抵抗の非線形特性については不明であるため, 安全側の配慮として, 曲げ剛性 EI は地山補強材の芯材のみを考慮し, 地山補強材の水平抵抗は, 地山補強材の頭部の変位量が改良径の2%を超過した時点で頭打ちになると仮定した. また, すべり土塊内に配置された地山補強材は, 地盤の影響により十分に抵抗が発揮されない可能性があるという模型実験から得られた知見¹⁾に基づき, 崩壊角内より橋台側の地山補強材は考慮しない. 橋台と側壁の連結をモデル化した梁要素については, 剛域として設定した.

解析モデルで考慮する材料及び地盤の諸数値については, 鉄道構造物設計標準⁶⁾に従って設定した. 地山補強材の諸元については, 改良径 400mm, 芯材 D32, 長さ 5.5m, 打設間隔 2.0m の3段および1段配置とし, 橋台と結合する側壁延長 10m 区間の地山補強材を橋台耐震補強部材として考慮した.

4. 実構造物を想定した試算

試算のケースは3ケース(Case1_無補強, Case2_3段補強, Case3_1段補強)とし, 通常の抗土圧橋台の設計と同様に⁷⁾, 慣性力および地震時土圧を漸増载荷させる静的非線形解析(プッシュ・オーバー解析)により構造物全体の荷重-変位関係を求め, 非線形応答スペクトル法⁸⁾により L2 地震動に対する応答値を算定した.

図3にプッシュ・オーバー解析の結果(荷重-変位関係)を示す. Case1(無補強)は, 初期降伏震度が 0.2 程度であるのに対し, Case2(地山補強材 3 段)では, 初期降伏震度が 0.6 程度となり, 補強による降伏震度の上昇を確認できる. また, Case3(地山補強材 1 段)の場合は, 初期降伏震度が 0.3 程度となり, Case2(地山補強材 3 段)と比較すれば低いものの, Case1(無補強)の約 1.5 倍となることわかる.

以上より, 実構造物を想定した場合においても, 耐震補強効果が期待できることを確認した.

5. おわりに

本報では, 提案した既設橋台の耐震補強工法に関して, 実構造物を想定した場合の補強効果を確認するために, 試算を行った. その結果, 地山補強材の挿入および橋台, 擁壁との一体化により耐震性能が大幅に改善されることを確認した. 今後は, 地山補強材損傷時の地盤抵抗特性の評価を実施する予定である.

参考文献

- 1) 土井達也ら: 地山補強材による橋台耐震補強工法の提案と実験的検討, 土木学会第 70 回年次学術講演会, pp.815-816, 2015.
- 2) 上野慎也ら: 地山補強材を用いた橋台耐震補強工法の開発に関する大型振動台実験, 第 13 回地盤工学会関東支部発表会, 2016.
- 3) 佐名川太亮ら: 地山補強材による橋台耐震補強工法の提案と実験的検討(その2), 土木学会第 70 回年次学術講演会, pp.817-818, 2015.
- 4) 小林克哉ら: 地山補強材による橋台耐震補強工法に関する設計法の提案と試算結果, 第51回地盤工学研究発表会, 2016.
- 5) RRR-C 工法協会: RRR-C 工法, <<http://www.rrr-sys.gr.jp>>
- 6) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物, 2012.
- 7) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物, 2012.
- 8) 国土交通省鉄道局監修 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, 2012.

表 1 構造物諸元

構造寸法	橋台高さ	6 m
	橋台幅	11.6 m
	く体厚	1.5 m
	フーチング幅	3.5 m
基礎形式	直接基礎	
軌道構造	バラスト軌道(複線)	
上部構造	PC桁	
	支間	19 m
	桁および軌道重量	1600 kN
	支承条件	固定
支持地盤	砂質土	
	N値	30
	単位体積重量(γ)	19 kN/m ³
	内部摩擦角(ϕ)	39 度
背面盛土	単位体積重量(γ)	19 kN/m ³
	内部摩擦角(ϕ_{peak})	40 度
	内部摩擦角(ϕ_{res})	35 度

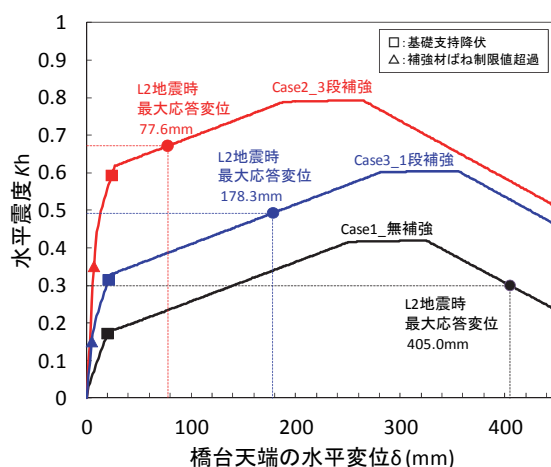


図3 プッシュ・オーバー解析結果
(荷重-変位関係)