

新幹線に用いる補強土一体橋梁の施工時挙動～地盤反力，土圧について～

(株)複合技術研究所 正会員 山田康裕，岡本正広

(公財)鉄道総合技術研究所 正会員 小島謙一，栗山亮介

鉄道建設・運輸施設整備支援機構 正会員 渡辺和之 米澤豊司 佐藤貴史

(株)レールウェイエンジニアリング 正会員 青木一三

1. はじめに

橋桁と橋台を一体化させたインテグラル橋梁の外気温変化による橋桁の膨張・収縮に伴って生じる側壁背面盛土の沈下および側壁に作用する土圧増加の課題を解決する工法として，著者らはインテグラル橋梁と側壁背面の補強盛土構造を一体化させたジオシンセティックス補強土一体橋梁(以下，補強土一体橋梁)の開発を行ってきた^{1), 2)}。今回，北海道新幹線において補強土一体橋梁が施工されており，上記の問題に対して効果を確認するため長期動態計測³⁾を実施している。ここでは，長期挙動の計測実施に先立ち補強土一体橋梁の施工に伴う挙動について述べる。

2. 計測概要

図1に計測設置概要図を示す。各計測器は施工中に設置を行い，データロガーによる自動計測を行った。自動計測は1時間毎にサンプリングを行うよう設定した。表1に計測項目とその内容を示す⁴⁾。各計測器の初期値は設置時とし，施工過程における各部材の挙動について確認した。本報告ではフーチング下面の鉛直土圧，側壁上部の水平土圧，橋梁の上部・下部の変位について報告する。この他の補強材張力，鉄筋応力，傾斜計の結果に対しては，参考文献⁴⁾を参照されたい。

3. 計測結果

図2にフーチング下面の鉛直土圧の経時変化を示す。フーチング部の打設時では，かかと側(背面側)とつま先側(前面側)でほぼ同等な土圧が計測されており，一様な底面反力が生じている。しかし，側壁および上床版のコンクリート打設時においては，つま先側の土圧よりもかかと側の土圧が大きくなっている。これは，側壁からフーチングに伝達される鉛直力がフーチング中心よりもかかと側に偏心していることが影響しているためである。なお，背面の補強盛土を考慮せずにフーチングのみの安定を考えた場合，仮に桁および側壁の荷重が側壁の中心位置で作用すると，偏心量は200mmとなりフーチングのつま先が浮き上がる偏心量 $B/6=1000/6=167\text{mm}$ を超える結果となる。また，橋梁自重から求めた最大鉛直

表1 計測項目と計測内容⁴⁾

計測項目	計測器	計測内容
補強材張力	ひずみゲージ	温度変化による上床版の熱伸縮に対し，補強材を介して橋梁部とセメント改良アプローチブロック部が一体化していることを確認するため，補強材引張力を計測
水平方向の変位	変位計	セメント改良アプローチブロックと橋梁部の相対変位およびフーチング間の水平変位を計測することにより，温度変化による上床版の熱伸縮による変位の変化と上部と下部の変位比較により変形モードを確認する
土圧	土圧計(水平)	温度変化により繰返し行われる上床版の熱伸縮に対し，側壁背面の土圧の変化を確認するため計測
	土圧計(鉛直)	温度変化による上床版の熱伸縮に対し，フーチング底面反力の確認およびその分布を把握するため計測
鉄筋応力	鉄筋計	温度変化による上床版の熱伸縮や外力に伴う橋梁の断面力を把握するため，鉄筋応力を計測
壁体の傾斜角	傾斜計	補強土一体橋梁の絶対変位を確認するため，側壁の傾斜角を計測
アプローチブロックの鉛直変位	層別沈下計	背面盛土およびセメント改良アプローチブロックの沈下および隆起を確認するため，鉛直変位を計測
	温度計	外気温や上床版，側壁の鉄筋温度，セメント改良アプローチブロック内の温度の計測

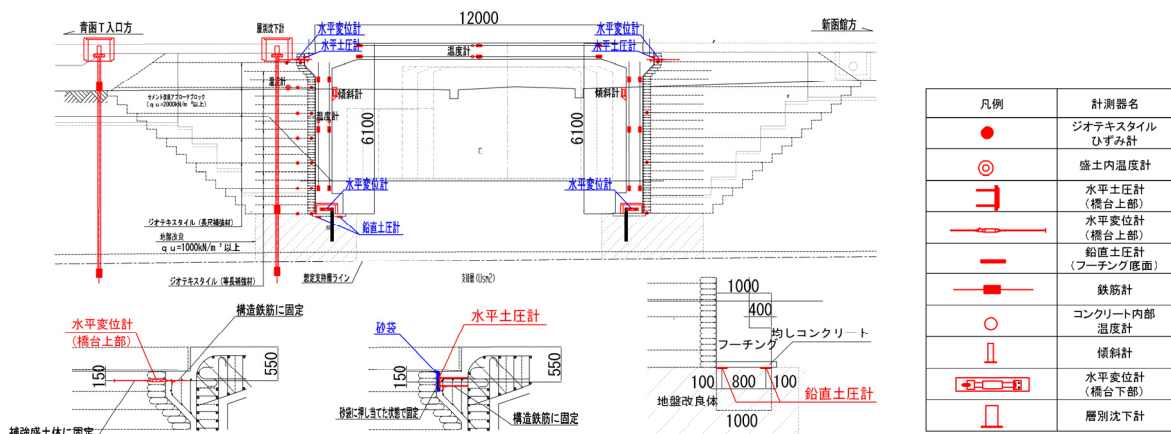


図1 補強土一体橋梁計測設置概要図

Key Words：補強土一体橋梁，施工時計測，土圧

連絡先 〒160-0004 東京都新宿区四谷 1-23-6(協立四谷ビル 5F) (株)複合技術研究所 TEL 03-5368-4101

地盤反力度は約 230kPa と算定できるのに対して、かかと側の計測値は約 50～60kPa と小さい結果となった。これらは、側壁と背面の補強盛土が一体化されていることによる影響であり、偏心については補強盛土と一体化されることによりフーチングの回転が抑えられているためであり、地盤反力度については橋梁の鉛直荷重をフーチング底面だけでなく背面の補強盛土の底面にも分散しているためと考えられる。

図 3 に橋台上部の水平土圧の経時変化を示す。コンクリート打設とともに水平土圧が上昇し、コンクリートの硬化とともに水平土圧が減少している。これは、コンクリートの側圧により一時的に土圧が上昇したものである。なお、フレッシュコンクリートの側圧は、コンクリートの単位体積重量 × 深さ = $23.0\text{kN/m}^3 \times 0.55\text{m} = 12.7\text{kPa}$ となる。これは、青函 T 入口方で確認されている土圧とほぼ同等である。また、コンクリートの側圧による土圧は、青函 T 入口方に比べ新函館の方が一時的に 3～4 倍大きくなる。これは、桁部のコンクリート打設において青函 T 入口方から新函館方に向かってコンクリートを打設したことにより、新函館方に向かって流動圧が発生したことによるものと考えられる。

図 4 に橋台上部の水平変位の経時変化を示す。コンクリート打設時では、新函館方、青函 T 入口方ともに背面側へ変位している。これは、水平土圧と同様にコンクリートの側圧により、背面側に土のう部が変位したものと考えられる。また、コンクリート打設時の変位は新函館の方が、青函 T 入口方より 3～4 倍大きく変位しており、土圧と変位の関係はどちらも同一である。

4. まとめ

補強土一体橋梁の施工時の計測の結果、鉛直荷重は橋梁と背面の補強盛土が一体となり荷重を地盤に伝達していることが確認された。水平土圧および水平変位はコンクリート打設によるコンクリートの側圧により一時的な変化を確認できており、変位と土圧も同一の傾向を確認することができた。また、完成後については変動もほぼない状況となり、施工時およびその後の変動についても想定どおりの計測ができていると考えられる。なお、今後は温度変化による上床版の熱伸縮による影響等に着目し、長期動態計測を継続する予定である。

参考文献

- 1) 永谷達也, 田村幸彦, 飯島正敏, 館山勝, 小島謙一, 渡辺健治: GRS 一体橋梁 (実物大試験) の施工と動態計測, ジオシンセティックス論文集, Vol24, pp219-226, 2009.12
- 2) 相馬亮一, 龍岡文夫, 平川大貴, 野尻峯広, 相澤宏幸, 錦織大樹, 渡辺健治, 清田隆: 盛土をジオグリッド補強したインテグラルブリッジの常時及び耐震性能に及ぼす構造諸条件の影響, ジオシンセティックス論文集, Vol24, pp.211-218, 2009.12
- 3) 渡辺和之, 丸山修, 森野達也, 小島謙一, 栗山亮介, 松井康彦: 新幹線における補強土一体橋梁の適用と長期動態計測, 第 47 回地盤工学会研究発表会, 2012.7
- 4) 栗山亮介, 小島謙一, 渡辺和之, 米澤豊司, 佐藤貴史, 青木一二三: 新幹線に用いる補強土一体橋梁の施工時挙動, 第 47 回地盤工学会研究発表会, 2012.7

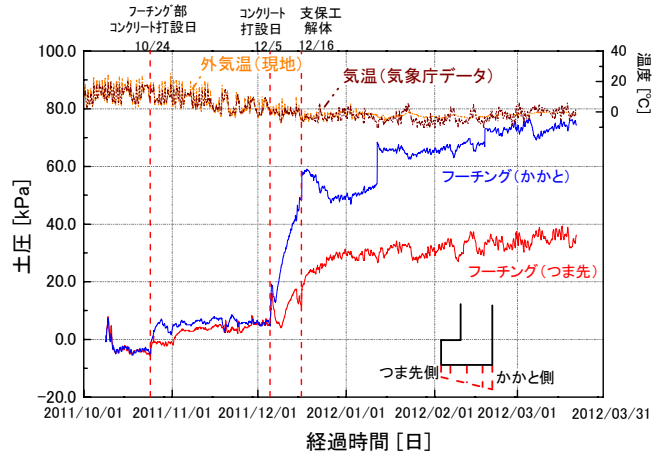


図 2 フーチング下面の鉛直土圧の経時変化

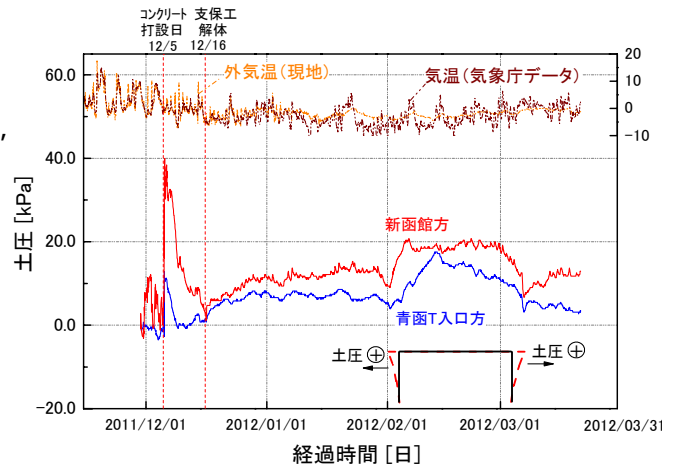


図 3 橋台上部の水平土圧の経時変化

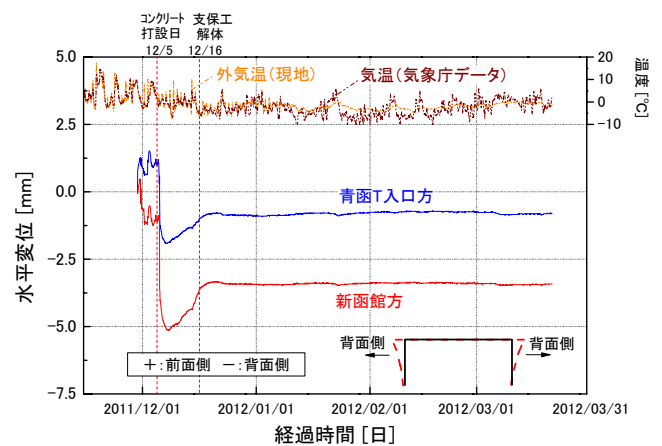


図 4 橋台上部の水平変位の経時変化