

一体橋梁桁部の軸剛性が繰返し載荷時の橋台背面土圧増加現象に及ぼす影響について

中央大学大学院 学生会員 ○牧野 聖 学生会員 瀬賀 達夫
 中央大学 学生会員 久保田 祐紀 正会員 西岡 英俊

1. はじめに

一体橋梁は橋台と橋桁を一体化させて、経済的および構造的な弱点となる支承部を省略した橋梁形式である。しかし、大気温の変化による橋桁の温度伸縮によって橋台の繰返し水平変位が生じ、それに伴う背面盛土の土圧増加現象により橋台が損傷する恐れがある。そのため、日本国内における新設橋梁の施工事例は少ないのが現状となっている。先行研究¹⁾では土圧増加の影響を定量的に評価することを目的に模型実験を行った。温度変化による橋台の繰返し変位を変位制御で与えていた。本実験では、桁部の軸剛性を考慮した実験を行い、桁部の弾性圧縮分が繰返し載荷による背面盛土の土圧増加挙動に及ぼす影響について検討した。

2. 実験概要

実験に用いた擁壁土槽実験装置を図-1に示す。実験装置は、模型擁壁上部に水平変位を与える載荷装置（電動アクチュエータ）を取り付け、擁壁の剛な受圧板に取り付けた2つの2方向ロードセルで水平土圧合力等を計測できる構造となっている。擁壁の下端をピン固定した状態で擁壁上部に水平変位を繰返し与えることで、温度変化による一体橋梁桁部の熱伸縮挙動を模擬している。本実験では、擁壁と載荷装置の間にばね定数の異なる4種類のばねを設置し、一体橋梁桁部の軸剛性をばね定数で模擬して実験を行った。

模型地盤材料にアルミ棒積層体を採用し、先行研究¹⁾と同様の方法で、単位体積重量 $\gamma_t = 21.3 \text{ kN/m}^3$ 程度で高さ $H_g = 200 \text{ mm}$ 、奥行き $B = 150 \text{ mm}$ （=アルミ棒長さ）の模型地盤を作成した。土圧計測、載荷方法については、先行研究¹⁾を参照されたい。ただし、本実験では、主働側に変位振幅を与える条件のみを対象とした。

本実験では、表-1に示すばね定数5種類と載荷装置側で与える変位振幅3種類を掛け合わせた全15ケースで実験を行った。ケース名は、整数に四捨五入したばね定数の値と主働側を表す記号A、変位振幅を組み合わせて「k5A08」と表記している。なお、本実験では、桁部弾性圧縮の影響に関する基礎的な検討として、これらのばね定数の値は、実験精度が確保できる範囲で広範に設定した。そのため、これらのばね定数を実物換算した場合の桁剛性は一般的な一体橋梁の1/180~1/2600程度の小さい値となっている。また、 $k\infty$ の実験ケースは、ばねの無い完全な変位制御（すなわち先行研究と同一）のケースとなっている。

3. 実験結果

図-2および図-3に各ケースの水平土圧係数 K_h と壁体傾斜角 θ の履歴曲線を示す。水平土圧係数 K_h は、2方向ロードセルで計測された水平土圧合力を土被り圧相当の荷重 $(\gamma_t H_g B / 2)$ で除して求めた。壁体傾斜角 θ は模型擁壁に取り付けた加速度計によって計測した（本実験では主働側への傾斜を負とした）。

図-2には、変位振幅8mmでの全5ケースを示している。ばねの無い完全な変位制御のケース（ $k\infty A08$ ）では、主働側への変位で土圧が低下した後、元の変位に戻る際に土圧増加が生じ、その繰返しによって土圧が累積的に生じる。これに対して、ばねにより桁の軸圧縮変形を模擬した場合には、繰返し載荷回数が増

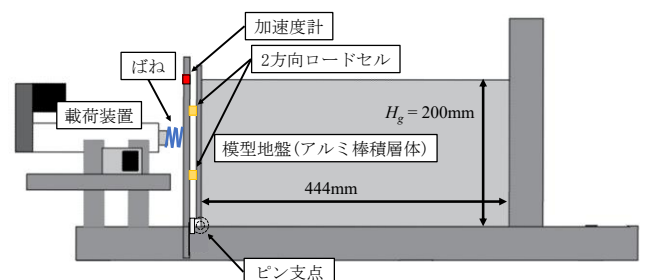


図-1 擁壁土槽実験装置

表-1 実験ケース

項目	パラメータ
ばね定数 k (N/mm)	2.26, 5.58, 12.53, 32.7, ∞
変位方向	主働側 (Active)
変位振幅 (mm)	1, 3, 8

キーワード 一体橋梁, 土圧, 軸剛性

連絡先 〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27 中央大学理工学部都市環境学科 基礎・地下構造研究室 TEL : 03-3817-1804

加するに伴って土圧が累積的に増加し、それに応じて残留変位も累積していくことがわかる。ばね定数の値（すなわち桁剛性）が小さいほど、残留変位は大きくなるが、結果的に作用する最大の土圧は小さくなる。

図-3は、ばね定数 32.7 N/mm での変位振幅の差異の比較である。履歴曲線は相似形となっており、特に模型擁壁を初期位置に押し返した時の壁体傾斜角 θ と水平土圧係数 K_h の関係が変位振幅に寄らず直線状に並んでいることがわかる。この直線の勾配は、壁体単独での剛性（土圧作用高さで壁体を主働側に押したときの剛性）と概ね一致することが確認できた。

図-4に、振幅 8 mm ケースでの繰り返し载荷 10 回終了時点までの画像解析により得られた背面地盤の水平方向の変位のコンター図を示す。主働側の変位が負（青）で、受働側の変位が正（赤）である。本実験ケースの中でばね定数が最も小さい 2.26 N/mm のケース（k2A08, 図-4 a）では、载荷装置の変位は初期に戻していてもばねが弾性圧縮変形して模型擁壁が主働側に残留変位を生じている。この時の水平土圧係数は $K_h = 0.75$ 程度と静止土圧よりは大きくなっているが、背面地盤の変形は主働くさびに相当する変位のみとなっている。一方、ばね定数が大きい 32.7 N/mm のケース（k33A08, 図-4 b）では、壁体自体は主働側に残留変位を生じている（ただしその値は k2A08 より小さい）が、背面地盤の大部分は受働側の変位を生じ、主働側の変位が生じるのは主働くさびの表層部付近のみとなっている。この時の水平土圧係数は $K_h = 1.50$ 程度となっており、ばね剛性が高い場合には主働側のみでの繰り返し载荷によっても地盤を累積的に受働側に押し返すことで、水平土圧係数が増加したことがわかる。

4. おわりに

今回、一体橋梁桁部の軸剛性を考慮した繰り返し载荷実験を行った結果、繰り返し载荷回数が増加するに伴って残留変位が大きくなることが分かった。また、ばね定数の値が大きくなるほど繰り返し载荷終了後の水平土圧係数 K_h が大きくなることが分かった。

今後は、個別要素法によって、実現象に近いモデルで解析を進めていく予定である。

参考文献 1) 瀬賀達夫, 牧野聖, 久保田祐紀, 西岡英俊, 平川大貴: 繰り返し水平载荷を受ける一体橋梁および GRS 一体橋梁のアルミ棒積層体を用いた模型実験, ジオシンセティックス論文集, Vol. 37, pp.47-54, 2022.

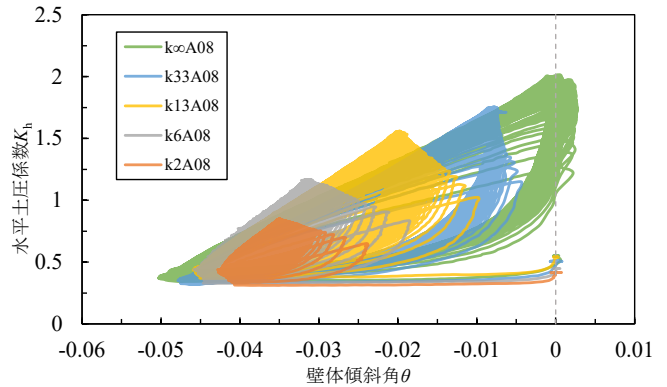


図-2 振幅 8 mm 実験結果

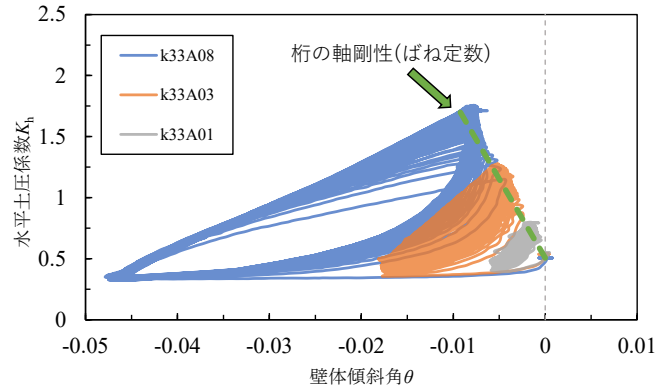
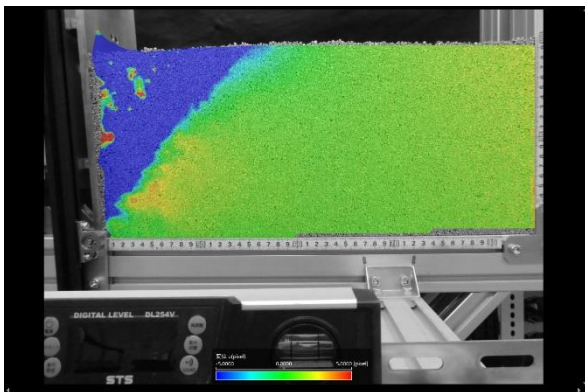
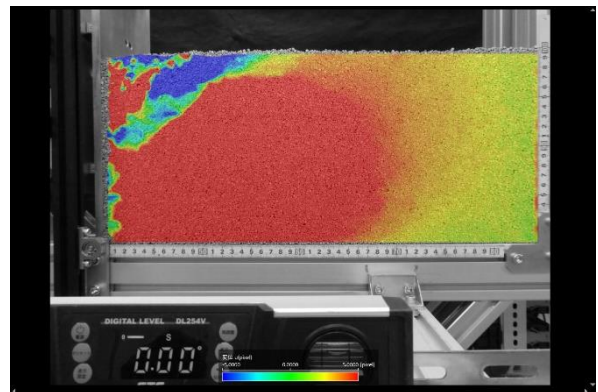


図-3 ばね定数 32.7 N/mm 実験結果



a) ばね定数 2.26 N/mm (k2A08)



b) ばね定数 32.7 N/mm (k33A08)

図-4 繰り返し载荷 10 回終了時点までの地盤の水平変位コンター図（青：主働側，赤：受働側）