

桁伸縮作用を受ける一体橋梁背面部の地震時挙動に関する研究

A study on the seismic behavior of the backfill of integral bridges subjected to girder expansion and contraction

22N3100056C 牧野 聖 (基礎・地下構造研究室)
Satoshi MAKINO / Foundation and Underground Structure Lab.

Key Words : integral bridge, seismic earth pressure, Distinct Element Method

1. はじめに

従来の橋梁では橋桁の温度伸縮に対処するために支承部があるが、地震時に支承部が可動域を超えることにより落橋する問題が生じている。さらに、支承部が狭隘な位置に存在しており、伸縮装置からの漏水による腐食化や砂の堆積による機能劣化に対する維持管理が必要であるため、構造的な弱点部である他、建設費・維持管理費が高く経済的な弱点部となっている。

一方、一体橋梁はRCの橋台と橋桁が一体化しているため、支承部がない橋梁であり、欧米を中心に普及している橋梁形式である¹⁾。しかし、大気温の変動により橋桁が熱伸縮し壁面工の繰返し水平変位が起こり、それに伴う土圧増加により壁面工損傷が生じる恐れがあるため、日本での新設橋梁の施工事例は少ないのが現状となっている。また、地震時においては橋台と橋桁の一体化により、左右橋台独立な動きが解消され、耐震性が向上する²⁾といわれているが、上述した橋台背面の土圧増加後に地震を受けた場合にどのような影響があるかについての知見は少ないのが現状である。

そこで、本研究では橋桁の温度伸縮挙動を考慮した地震時挙動に関する研究の基礎的な実験として、二次元的な地盤の変形挙動を直接確認できるアルミ棒積層体地盤を用いた模型実験を実施した。また、作成地盤の誤差を無視した比較を行うために、初期パッキングを均一にすることができる個別要素法を用いた再現解析を行った。これらにより、一体橋梁に温度伸縮変位を与えた状態での背面部の地震時挙動について検討した。

2. 実験概要

(1) 実験装置、模型地盤について

傾斜擁壁土槽実験装置の概要を図-1に示す。剛な模型擁壁下端をピン固定し、その上部に模型擁壁傾斜装置を取り付けた土槽を土槽傾斜装置で傾斜させることで地震時慣性力を模擬する構造である。

模型地盤材料には、アルミ棒積層体を採用した。アルミ棒は、長さ150 mmで、直径1.5 mmと2.0 mmと3.0 mmを重量比1:1:1で混合したものを用いた。模型地盤は先行研究³⁾と同様の方法で横幅739 mm、地盤高さ220 mmで

作成した。土槽底面には傾斜によってアルミ棒が滑ることを防ぐために50 mm間隔でねじを12個設置した。また、模型擁壁の回転中心を土槽底面から20 mm離すことで底面の影響を受けにくい設計とした。

(2) 実験方法

実験ケースと装置の操作方法を表-1、図-2に示す。図-2③の土槽傾斜のみを行う4ケース (K0, A10, P10, A10R) は地震時慣性力によって橋梁が損傷を受けない場合を想定した地震時静止土圧を、図-2④の擁壁の主働側変位を行う2ケース (K0_EQ0.2A, A10R_EQ0.2A) は損傷を受けた場合を想定した地震時主働土圧を評価するケースとした。

土槽の傾斜は模型地盤作成後および繰返し載荷終

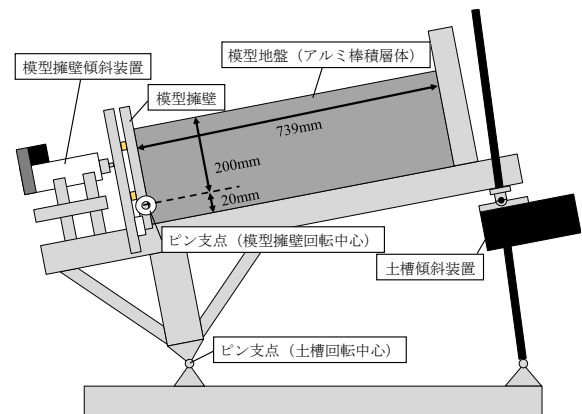


図-1 傾斜擁壁土槽実験装置

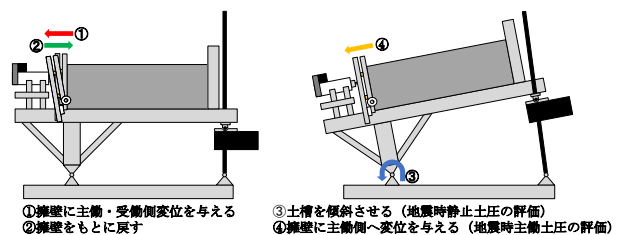


図-2 傾斜擁壁土槽実験操作説明

表-1 実験ケース

ケース名	操作手順	単位体積重量 (kN/m ³)
K0	③	21.01
A10	①(主働方向に10mm)→③	20.95
P10	①(受働方向に10mm)→③	20.93
A10R	[①(主働方向に10mm)→②]×100→③	20.83
K0_EQ0.2A	③→水平震度 $k_h=0.2$ で④	20.91
A10R_EQ0.2A	[①(主働方向に10mm)→②]×100→③ →水平震度 $k_h=0.2$ で④	20.79

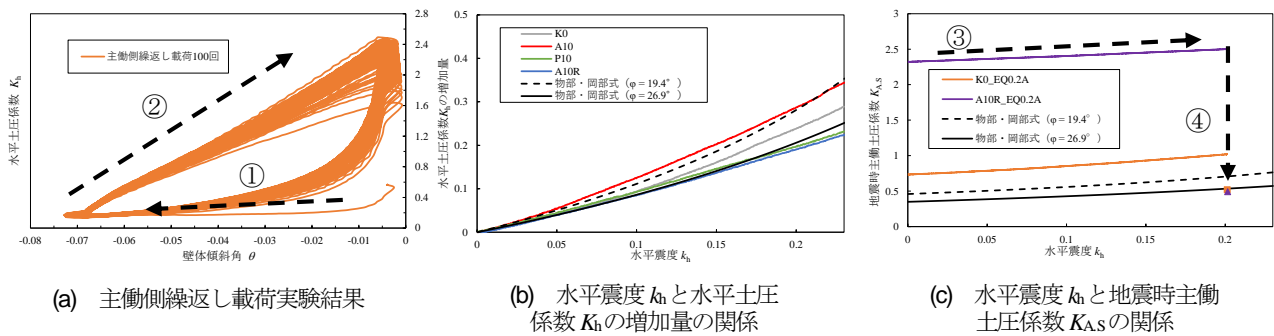


図-3 アルミ棒積層体実験結果

了後、傾斜装置（電動アクチュエータ）で約30秒で1°傾斜させ、 $\psi = 11.5^\circ$ （水平震度 $k_h = \tan \psi = 0.2$ 相当）まで土槽を傾斜させた。本実験において、インテグラル橋梁としての設計が基準化されている鉄道構造物用のGRS一体橋梁の設計基準⁹⁾においてL1地震動の水平震度として規定されている水平震度 $k_h = 0.2$ を採用した。その後、土槽傾斜終了時点から単調主働载荷を行った。

3. 実験結果

(1) 常時の主働側繰返し载荷の結果

図-3(a)に常時の桁温度伸縮を模擬した主働側繰返し载荷実験（100回）の結果を示す。繰返しによる土圧増加は1回時で急激に大きくなり、その後は累積的に増加することが確認できる。

(2) 地震時静止土圧実験の結果

図-3(b)に水平震度 k_h と水平土圧係数 K_h の増加量の関係を示す。図には、地震時主働土圧の理論式である物部・岡部式⁹⁾も示した。先行研究⁹⁾より、同算定式に用いる内部摩擦角 ϕ はケースK0で得られた限界安息角（ 26.9° ）、停止安息角（ 19.4° ）の2つを用いることとし、壁面摩擦角 δ は水平土圧合力と鉛直土圧合力の比の最大値（ 11.1° ）とした。図-3(b)より、K0を境にして、土槽傾斜のスタートが静止土圧よりも低いケース（A10）とスタートが高いケース（P10, A10R）の土圧増加量に違いが見られた。

(3) 地震時主働土圧実験の結果

図-3(c)に水平震度 k_h と地震時主働土圧係数 K_{As} の関係を示す。図-3(b)と同様に地震時主働土圧の理論式である物部・岡部式⁹⁾を示した。図-3(c)より、繰返し载荷を伴わないケースK0_EQ0.2Aと繰返し载荷によって土圧が上昇するケースA10R_EQ0.2Aにおいて、水平震度 $k_h = 0.2$ において模型擁壁に単調主働载荷を与えると、土圧が低下し、その土圧係数が物部・岡部式上にフィットする結果となった。

4. 個別要素法による再現解析概要

実験結果をさらに詳しく解明するために、Itasca社製PFC2Dを用いた2次元個別要素法による再現解析を行っ

表-2 解析パラメータ

パラメータ	記号 (単位)	値	
		粒子間	粒子 - 装置間
粒子の密度	ρ (kg/m ³)	2650	
法線方向ばね定数	k_n (N/m)	1000000	
接線方向ばね定数	k_s (N/m)	250000	
摩擦係数	μ (-)	0.36	0.25
転がり摩擦係数	μ_r (-)	50	0.2
粘性減衰定数	h (-)	1	

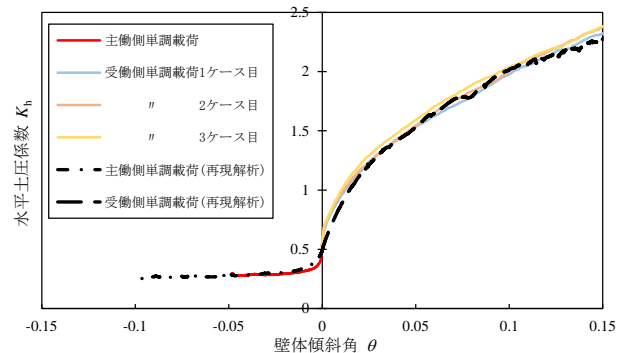


図-4 再現解析による単調载荷実験の結果

た。解析で用いる粒子は実験に合わせて、直径1.5 mm、2.0 mm、3.0 mmのものを1:1:1の割合で用いた。

再現解析に用いたパラメータを表-2に示す。使用モデルは、要素の回転運動に対する抵抗力が考慮可能なRolling Resistance Linear Modelを用いた。粒子の密度 ρ は実験に用いたアルミ棒と同様の密度 $\rho = 2650$ kg/m³、粘性減衰定数 h は臨界減衰となる $h = 1.0$ を用いた。この他、法線方向ばね定数 k_n 、接線方向ばね定数 k_s 、摩擦係数 μ 、転がり摩擦係数 μ_r を設定するために主働側単調载荷実験、受働側単調载荷実験の再現解析を行った。なお、 k_n 、 k_s の比率は $k_n/k_s = 3.0$ 程度では粒子の挙動が収束しないため、 $k_n/k_s = 4.0$ としてパラメータの調整を実施した。主働側単調载荷実験、受働側単調载荷実験の再現解析は実験と同様に擁壁を下端を中心として傾斜した。各種パラメータは载荷前の初期の静止土圧係数と主働側単調载荷実験、受働側単調载荷実験の両方の $K_h - \theta$ 関係に最も近くなる k_n 、 k_s 、 μ 、 μ_r の値に設定した。両実験と再現解析の $K_h - \theta$ 関係を図-4に示す。図-4より、本論文では $K_h - \theta$

関係の非線形性が概ね再現できる表-2に示したパラメータを用いることとした。

本解析では、実験のように土槽全体を傾斜させるのではなく、水平加速度と鉛直加速度を土槽傾斜角 $\psi = 0.57^\circ$ ずつ段階的に変化させ、最終的に $\psi = 17.2^\circ$ (水平震度 $k_h = \tan\psi = 0.3$ 相当)まで土槽を傾斜したのと同程度の加速度を与えて解析を行った。なお、各ケースで比較するために粒子の初期配置を同様にし、パッキングの差異による初期土圧や挙動の違いを無視できる状態にした。また、本解析において繰返し载荷は、模型擁壁に主働側へ10 mmの変位を繰返し4回与えるものとした(ケースA10R4とする)。実験では100回繰返し载荷を実施したのに対して、繰返し载荷回数を4回としたのは解析にかかる時間の都合によるものだが、図-5に示すように繰返し载荷開始後数回で土圧は急上昇するため、十分に繰返し载荷の影響を受けていると考えられる。

5. 再現解析の結果と考察

(1) 常時の主働側繰返し载荷時の地盤変形挙動

図-6(a), (b)にそれぞれ主働側繰返し载荷終了時点の背面地盤の鉛直変位量、水平変位量を示す。なお、(a), (b)中においてカラーバーの負の値はそれぞれ図左方向、下方向へ変位したことを示している。図-6より、模型擁壁近傍で鉛直下方向の変位が発生し((a))、その背面では粒子が受働方向に変位が発生している((b))。擁

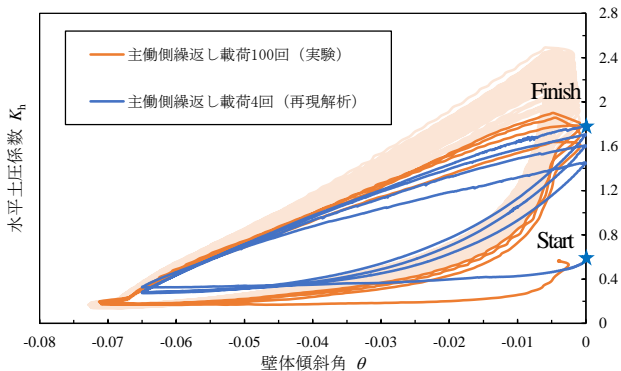


図-5 再現解析による主働側繰返し载荷実験の結果

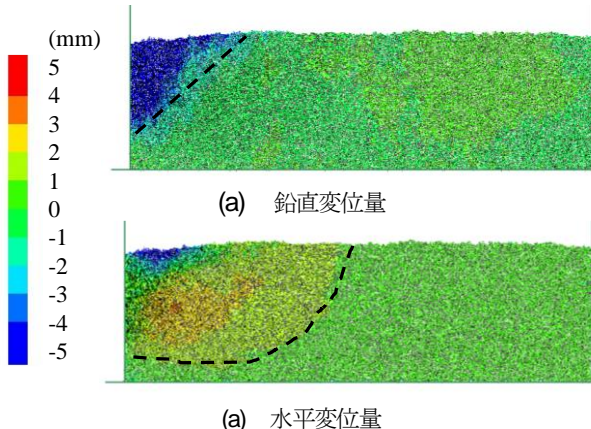


図-6 主働側繰返し载荷4回終了時点の背面地盤変位量

壁の主働変位時には擁壁近傍で粒子が沈下する一方で、擁壁下端付近に変位した粒子によって擁壁の受働変位時には受働変形に伴い粒子が密実に押し込まれていることが確認できた。また、繰返し载荷による主働変位によって生じる主働くさび(図-6(a)点線)と受働変位によって生じる受働くさび(図-6(b)点線)がそれぞれ累積する、土圧増加のメカニズムである、Dual ratchet メカニズム⁹を確認することができた。

(2) 地震時静止土圧実験の再現解析結果

水平震度 k_h と水平土圧係数 K_h の増加量の関係を図-7に示す。図-7より、ケースA10R4に関しては実験と繰返し载荷回数が異なり、100回程度の土圧まで上がりきっていないため二極化する傾向は弱いが、その他のケースでは実験結果と同様な違いがみられた。

このような二極化傾向の解明のために、各ケースの地盤高さ(模型擁壁から100 mm地点、土槽中心(模型擁壁から370 mm地点))での土槽傾斜による粒子の水平変位量の関係を図-8(a), (b)に示す。図-8より、K0を境にして、土槽傾斜のスタートが静止土圧よりも低いケース(A10)とスタートが高いケース(P10, A10R4)を比較すると水平変位量に顕著な差がみられることが分かった。このことから土圧増加量に差が出たのは、初期の土圧が大きいケースでは背面地盤が受働側への壁体

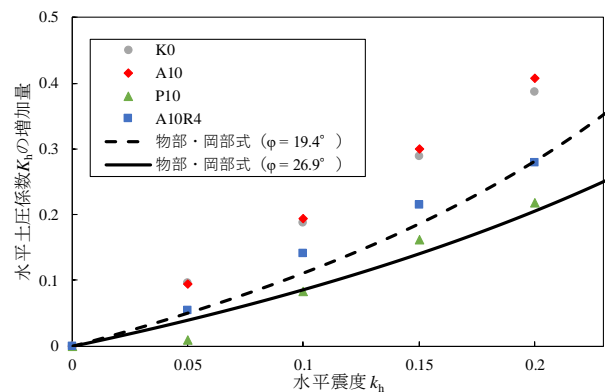


図-7 水平震度 k_h と水平土圧係数 K_h の増加量の関係

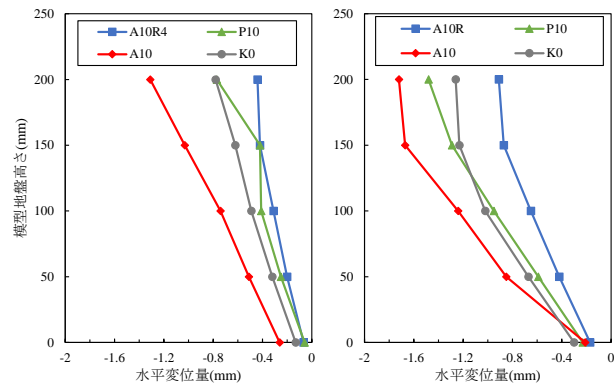


図-8 土槽傾斜による粒子の水平変位量 (a) 擁壁から100 mm地点 (b) 土槽中心位置

傾斜の影響で密になることで傾斜によって動く粒子の変位量が抑えられるからであると考えられる。

(4) 地震時主働土圧実験の再現解析結果

水平震度 k_h と地震時主働土圧係数 K_{As} の関係を図-9に示す。実験では水平震度 $k_h=0.2$ での結果のみだったが、解析では水平震度 $k_h=0, 0.05, 0.1, 0.15, 0.2$ での地震時主働土圧を求めた(ケースK0_EQA, A10R4_EQA)。図-9より、繰返し载荷の有無にかかわらず、どの水平震度 k_h においても地震時主働土圧係数 K_{As} は物部・岡部式で計算される値にフィットする結果となった。

このような繰返しの有無が地震時主働土圧に関係しなかった結果を説明するため、水平震度 $k_h=0, 0.1, 0.2$ での単調主働载荷終了時の水平変位量を図-10に示す。なお、図中のカラーバーにおいて負の値は主働側へ変位したことを示している。図-10より、繰返し载荷の有無にかかわらず水平変位量は概ね同じであった。このことから地震時主働土圧に差がなかったのは発生する主働くさび領域にほとんど差がないからだと考えられる。

6. おわりに

今回、一体橋梁橋台の繰返し载荷による土圧増加現象が発生した背面盛土における地震時挙動を検討するために模型実験を行った。さらに個別要素法による再現解析を実施した結果、I. 地震時静止土圧は初期の

土圧の大きさによって土圧増加に差が出ること、II. 地震時静止土圧は桁の繰返しによる土圧増加分を加算して増加すること、III. 繰返し载荷の有無にかかわらず地震時主働土圧は物部・岡部式で計算される値となることが分かった。この結果より、構造の破壊を伴わない場合は繰返しの土圧増加に地震による土圧増加を加算した評価を行う必要があると考えられる。一方、構造の破壊を伴う場合は土圧の累積分を無視して評価を行うことができると考えられる。

今回、土槽傾斜の実験結果と解析結果が一部乖離する部分があったため、今後はさらなる最適なパラメータを模索するとともに、実際の土粒子のような形状が複雑な解析などを行う必要があると考えている。

参考文献

- 1) England, George L., Tsang, Neil C.M., and Bush, David I.: Integral bridges: a fundamental approach to the time temperature loading problem, London, 2000.
- 2) 平川大貴, 龍岡文夫, 野尻峰広, 相澤宏幸, 錦織大樹: 一体 GRS 橋梁の構造的利点と諸課題, ジオシンセティクス技術情報, Vol.23, 1号, pp.52-60, 2007.
- 3) 瀬賀達夫, 牧野聖, 久保田祐紀, 西岡英俊, 平川大貴: 繰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, ジオシンセティクス論文集, Vol.37, pp.47-54, 2022.
- 4) (公財) 鉄道総合技術研究所, (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構: 補強盛土一体橋梁 (GRS 一体橋梁) の設計・施工指針, p.61, 2017.
- 5) 高橋広大, 西岡英俊, 牧野聖: 一体橋梁における橋桁の繰返し温度伸縮挙動を考慮した地震時土圧に関する実験的研究, 第 51 回土木学会関東支部技術研究発表会 (投稿中)
- 6) 龍岡文夫, 平川大貴, 相澤宏幸, 錦織大樹, 相馬亮一, 園田陽介: 繰返し水平载荷による盛土の沈下・土圧増加とジオテキスタイル補強による解決, ジオシンセティクス論文集, Vol.22, pp.69-76, 2007.

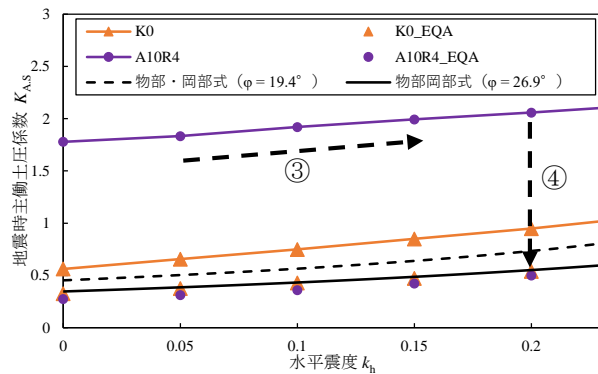
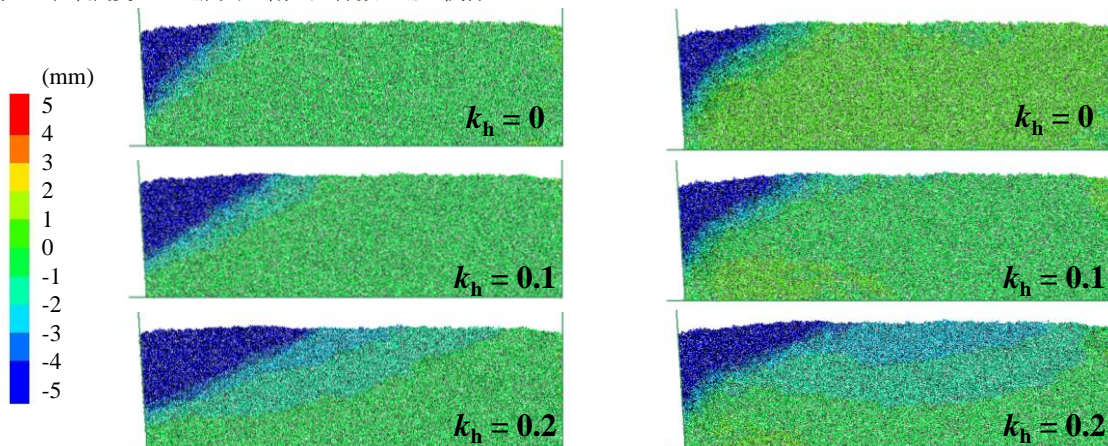


図-9 水平震度 k_h と地震時主働土圧係数 K_{As} の関係



(a) 繰返し载荷なし (b) 繰返し载荷あり

図-10 単調主働载荷終了時の水平変位量