

鉄道総研報告  
RTRI REPORT

## 大型土のうの本設利用による被災盛土の早期復旧法

佐藤 武斗\* 松丸 貴樹\* 伊藤 壱記\*\*

## Rapid Restoration Method Using Permanent Large Sandbag for Rainfall Induced Embankment Failures

Taketo SATO Takaki MATSUMARU Kazuki ITO

Conventional restoration method for rainfall-induced railway embankments failures using large sandbags involves considerable construction costs and prolonged construction duration. This study proposes a permanent structure employing large sandbags and evaluates its seismic performance and cumulative settlement behavior under train loads. Based on these evaluations, an optimized restoration method is proposed. The proposed method was found to reduce construction costs and duration by approximately 80% and 60%, respectively, compared with the conventional approach.

キーワード：災害復旧，盛土，大型土のう，振動台実験，繰返し載荷試験

## 1. はじめに

鉄道盛土が降雨により被災した際には、図 1 に示す早期の列車運行の再開を目的とした大型土のうを用いた応急復旧が行われる場合がある。これまで大型土のうを残置した盛土構造の性能は十分に検証されておらず、慣例的に本設構造に利用されていない。そのため、本復旧時には列車運行を継続した状態で、大型土のうの撤去、盛土の構築が必要となり、列車防護のために施工する仮土留めが工期の長期化や工事費の増大の要因となる課題があった。

このような課題に対して、坂本ら<sup>1)</sup>は前面から大型土のうを貫通して地山補強材を打設することで、耐震性の向上や土のうの長期的な沈下の抑制を図る構造を提案した。森ら<sup>2)</sup>は大型土のうの積上げ時に面状補強材を敷設し、前面に腹付け盛土を構築する復旧法を提案した。これらの復旧法は地山補強材や面状補強材の施工に伴い復旧盛土の性能向上を見込んだ強化復旧とみなすことができる。その一方で、原状復旧を目的とした場合には施工コストを要することが懸念される。

そこで、本研究では本復旧も含めて早期に復旧可能な原状復旧に活用することを目的とした、大型土のうを本設利用する復旧法を提案した。本報告では、提案復旧法を概説するとともに、提案復旧法の動的特性の評価のために実施した振動台実験および繰返し載荷試験、従来復旧法と提案復旧法の工事費と工期の比較について報告する。

## 2. 提案復旧法の概要

提案復旧法の概要を図 2 に示す。新設盛土の設計では要求性能に応じて一定の耐震性を考慮しており、被災盛土の復旧においてもこれに準じる必要がある。提案復旧法では、原状復旧相当の性能を見込んでおり、L2 地震動（構造物の建設地点で考えられる最大級の地震動）を対象とする場合には別途耐震補強を検討する必要がある。従来復旧法と同様に、提案復旧法は大型土のうにより被災箇所を修復した後に、暫定

\* 構造物技術研究部 土構造研究室

\*\* 軌道技術研究部 軌道・路盤研究室

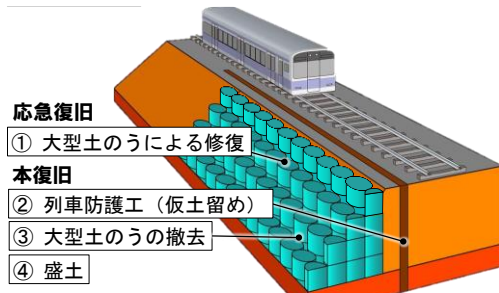


図1 従来復旧法の概要

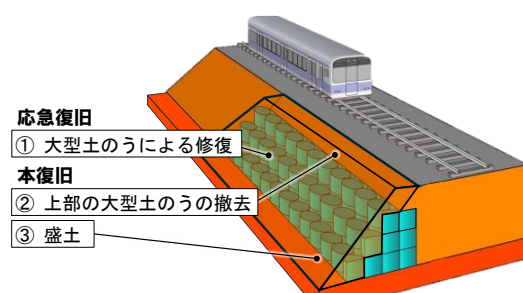


図2 提案復旧法の概要

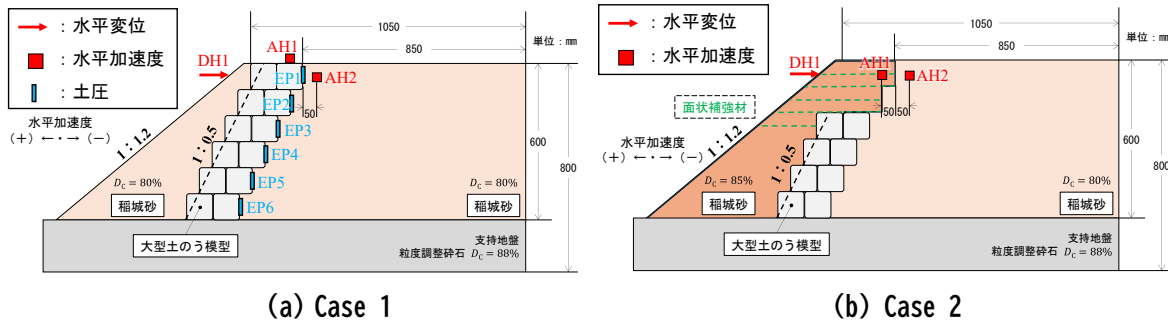


図3 実験模型の概要

的な列車の運行再開が可能となる。その後、必要に応じて上部の大型土のうを撤去し、前面に腹付け盛土を構築する復旧法である。上部の大型土のうの撤去は、後述する振動台実験結果を踏まえて、耐震性の向上を図るために設定した仕様であり、前面に構築する腹付け盛土は提案構造の安定性や大型土のうの耐候性の向上を意図している。なお、低盛土の場合には、必ずしも大型土のうの撤去が必要とならない場合も考えられる。以降では、提案復旧法を対象に性能確認試験として実施した(1) 振動台実験による耐震性、(2) 繰返し載荷試験による列車荷重に対する累積沈下特性について概説する。

### 3. 提案復旧法の耐震性の評価

#### 3.1 振動台実験による耐震性の評価

##### 3.1.1 振動台実験の概要

提案復旧法の耐震性を評価するために、1/10 スケールの盛土模型を用いて鉄道総研所有の中型振動台試験装置を用いて振動台実験<sup>3)4)</sup>を実施した。

実験模型の概要を図3に示す。一定の高さを有する盛土に対して大型土のうを本設利用する構造として、Case 1 では提案復旧法の比較対象として土のう模型の前面に腹付け盛土を構築する構造を、Case 2 では上部の土のう模型を撤去して腹付け盛土を構築する提案復旧法を想定した2ケースについて振動台実験を実施した。なお、本実験では高加速度の振動台実験の実施により提案復旧法の崩壊形態を評価したが、提案復旧法では原状復旧相当の性能を見込んでいる点に留意されたい。そのため、Case 2 では高加速度の加振条件により確認された腹付け盛土の表層すべりの発生防止を目的に、腹付け盛土の上半分に面状補強材模型を敷設した。これは、後述するCase 1の振動台実験結果より腹付け盛土に表層すべりが見られたことを踏まえて、高加速度の加振に伴う表層すべりの発生を抑制するが、土のう模型の揺動に伴うのり肩の崩壊の発生を阻害しない実験上の措置として実施した。

各ケースに共通して、現行の設計標準<sup>5)</sup>で粒度配合の悪い土質3に分類される稻城砂を締固め度 $D_c=80\%$

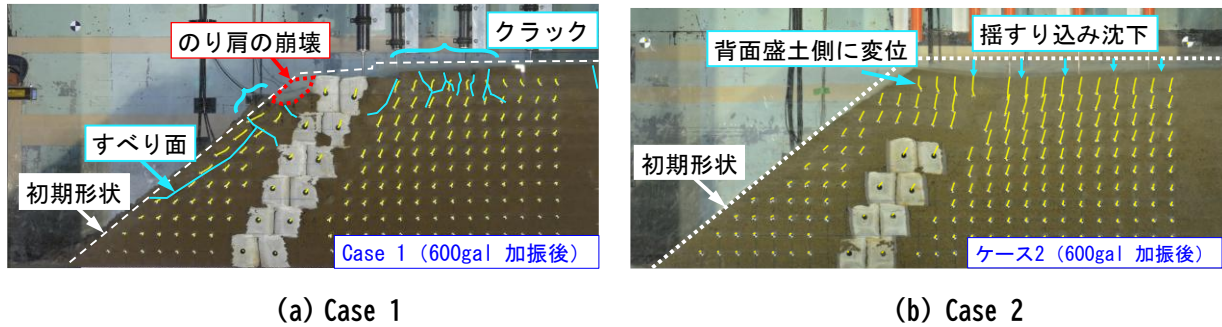


図4 600 gal 加振後の実験模型の外観

である乾燥密度  $1.393 \text{ g/cm}^3$  を目標に締固めて構築した。稻城砂の詳細は、既報<sup>3)4)</sup>を参照されたい。土のう模型は、実物と同じポリエステル製の土木シートを用いて縫製し、中詰め材には盛土材料と同じ稻城砂を締固め度  $D_c=75\%$  を目標に緩い密度で充填することで構築した。Case 1 の腹付け盛土は既設盛土と同様の密度であるが、Case 2 では現行の施工管理基準<sup>5)</sup>が適用されて構築された状況を想定して、Case 1 よりも密である締固め度  $D_c=85\%$  で構築した。Case 2 に用いた面状補強材模型は、香川<sup>6)</sup>の相似則を勘案して実物の面状補強材の気中引張剛性と整合するポリエチレン製のネットを高さ 50mm 間隔で敷設した。振動台実験は、水平方向に 5 Hz の正弦波を用いて、最大加速度を約 100 gal ずつ増大させる段階加振を実施した。

### 3.1.2 振動台実験結果

各ケースの 600 gal 加振後の実験模型の外観を図 4 に示す。(a) Case 1 は 400 gal 加振よりのり肩に変位が生じ、600gal 加振では損傷が見られた。また、背面盛土の天端には深さ 50～100 mm 程度のクラックが発生した。(b) Case 2 はのり肩や盛土天端に崩壊は見られず、背面盛土の揺すり込み沈下に伴い、腹付け盛土が背面盛土側に変位する挙動が見られた。この際に、視認できるクラック等の変状は見られなかった。

各ケースののり肩 (DH1) における水平変位振幅－加振加速度関係を図 5 に示す。各ケースの耐震性を比較するにあたり、Case 1 では計測点に変位が生じ、Case 2 では背面盛土の揺すり込み沈下に追従した変位が生じ、残留変位での比較が困難であった。そこで、既往の研究<sup>7)</sup>を参考に加振時ののり肩の水平変位振幅に着目した。400 gal 加振までの Case 1 の水平変位振幅は Case 2 よりもわずかに大きい傾向が見られたが、400gal 以降の加振では計測点の変位が大きく計測不能となった。一方、Case 2 では 700gal 加振に対しても大規模な崩壊が生じず、上部土のうの撤去による耐震性の向上が確認された。

各ケースの盛土上部における応答加速度の時刻歴を図 6 に示す。Case 1 ではのり肩に変位が生じ始めた 400gal 加振時に、Case 2 では前述した 600 gal 加振時に着目した。(a) Case 1・400gal 加振時では土のう模型の応答加速度 AH1 に顕著な応答増幅が見られ、前面に慣性力が作用する負の最大応答加速度の絶対値は 1592 gal であった。このような挙動は、腹付け盛土の上部では腹付け盛土幅が小さく、受働土圧に期待できないことから、加振時に上部の土のうの水平方向の拘束圧力が小さいことに起因する。(b) Case 2・600 gal 加振時では、盛土上部の AH1 と AH2 の応答加速度に大きな相違は見られず、一体となって応答していることが確認された。また、AH1 における負の最大応答加速度の絶対値は 1040 gal であり、Case 1 よりも応答増幅が小さいことが確認された。以上より、水平方向の拘束圧が小さい盛土上部に大型土のうを配置しない構造とすることで、耐震性の向上が見られた。

## 3.2 振動台実験の再現解析

### 3.2.1 再現解析の概要

Case 1 における振動台実験結果では最上段の土のう模型前面の腹付け盛土が崩壊に至ったことから、土

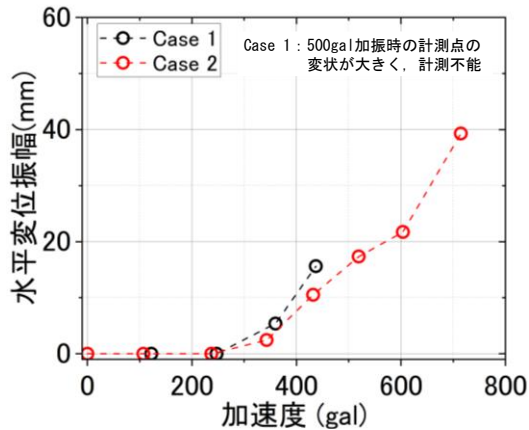
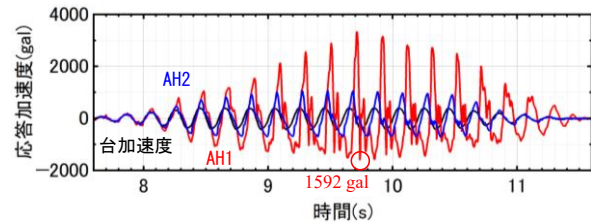
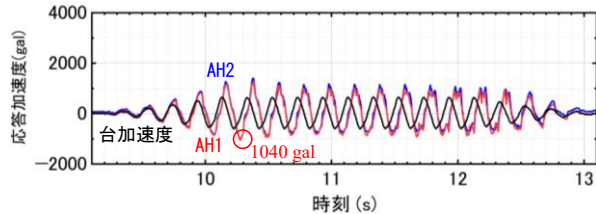


図5 各ケースののり肩 (DH1) における  
水平変位振幅－振動台加速度関係



(a) Case 1・400 gal 加振時



(b) Case 2・600 gal 加振時

図6 各ケースの盛土上部 (AH1・AH2) における  
応答加速度の時刻歴

のう模型や腹付け盛土が一体となって挙動するのではなく、土のう模型の各段で挙動することが示唆された。その一方で、Case 2 では上部の土のうを撤去することで、腹付け盛土および背面盛土が概ね一体となって挙動したことから、土のうの覆土厚や土のう高さに応じてこれらの挙動が変化すると考えられる。

上記を踏まえて、検討した提案復旧法の安定解析の概要を図 7 に示す。安定解析では土のうの各段における滑動破壊に関する照査を実施することとした。本図は、振動台実験における Case 2 提案復旧法の上から 3 段目の土のう模型および腹付け盛土を対象とした力の釣合いの模式図であるが、本検討では安定解析手法の妥当性を検証するために、このような崩壊が見られなかった Case 2 も同様の手法により検討した。各段の安定に対して、作用力として腹付け盛土および土のうに作用する慣性力や、盛土からの地震時主働土圧を、抵抗力として腹付け盛土および土のうの摩擦力を考慮した。地震時土圧は土圧算定用の仮想背面に対して、土留め標準<sup>8)</sup>に準拠して修正物部・岡部式により算定した。過去に実施した使用材料の摩擦試験結果を踏まえて、大型土のうの摩擦係数は土のう模型同士を  $\mu=0.3$ 、土のう模型と盛土間を  $\mu=0.5$ 、土のう模型と支持地盤間を  $\mu=0.7$  と設定した。安定解析に使用した盛土材料の強度定数は、内部摩擦角  $\phi=32.7^\circ$  とし、粘着力  $c=0.0$  kPa とした。安定照査式を式(1)に示す。

$$I = \frac{F_1 + F_2 + F_3}{F_4 + F_5 + F_6} \quad (1)$$

ここに、 $I$ ：照査値、 $F_1$ ：腹付け盛土に作用する慣性力、 $F_2$ ：土のうに作用する慣性力、 $F_3$ ：土のうに作用する地震時土圧、 $F_4$ ：腹付け盛土のせん断抵抗力、 $F_5$ ：腹付け盛土と土のう間の摩擦抵抗力、 $F_6$ ：土のう間の摩擦抵抗力である。

### 3.2.2 再現解析結果

安定解析による照査値－水平震度関係を図 8 に示す。安定解析は各段に対して実施したが、Case 1 では最上段が、Case 2 では上から 3 段目の土のう模型および腹付け盛土の照査値が最も大きい結果であったため、図中にはこれらの結果を示した。このように上段の土のう模型ほど照査値が大きい原因は、上段の土のう模型ほど、前面に構築された腹付け盛土の幅に起因した滑動抵抗力が小さくなるためである。図 5 に示す振動台実験結果を参照すると、Case 1 は 400 gal 加振時にのり肩に変状が生じ、Case 2 は 700 gal 加振時

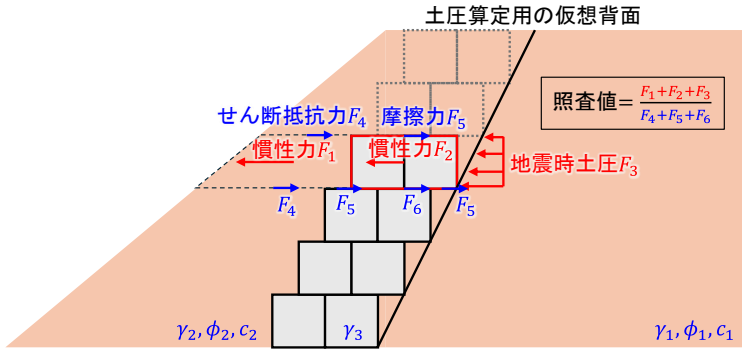


図7 提案復旧法の安定解析の概要

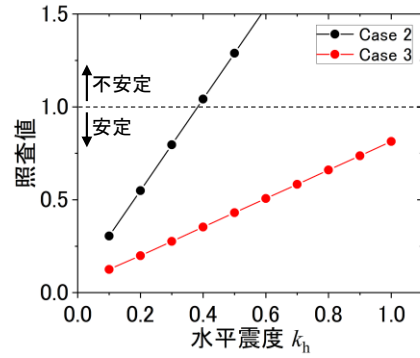


図8 照査値－水平震度関係

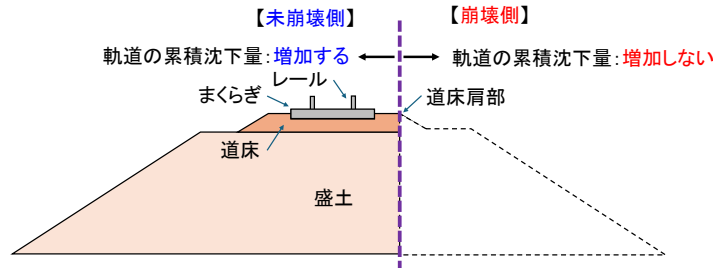


図9 軌道の累積沈下量が増大する盛土の崩壊範囲

においても腹付け盛土や土のう模型は崩壊に至らなかった。安定解析結果において、Case 1 では水平震度  $k_h=0.4$  時に概ね照査値 1.0 を超過し、Case 2 では水平震度  $k_h=0.7$  であっても照査値は 1.0 未満で安定を満足する結果が得られた。よって、安定解析結果は振動台実験結果と概ね整合することが確認された。

#### 4. 提案復旧法の累積沈下特性の評価

被災した盛土における列車の繰返し通過で生じる軌道の累積沈下については、これまでに 1/5 スケールの盛土模型上に設置した 1/5 スケールのバラスト軌道模型に対する繰返し载荷試験が行われてきた<sup>9)</sup>。試験の結果より、盛土の崩壊範囲が道床肩部よりも軌道中心側（列車荷重の影響範囲）に至らなければ軌道の累積沈下の増加は生じないこと、まくらぎ端部まで盛土が崩壊した場合であっても大型土のうによる応急復旧により盛土の崩壊領域が道床肩部まで達しない場合と同程度まで軌道の累積沈下量を抑制できることがわかっている（図9）。

そこで、本章では、提案復旧法における列車荷重によるバラスト軌道の累積沈下特性を評価するため、大型土のうの撤去を行わない低盛土を対象とした実物大模型を用いた繰返し载荷試験<sup>10)</sup>を実施した。3章で示した提案復旧法（図7）では大型土のうを2列、かつ盛土天端に近い大型土のうを2段撤去した後に盛土材料で大型土のうを覆土している。文献9)の知見を踏まえて、本検討では軌道の累積沈下量が増加するまくらぎ端部まで崩壊した条件を想定し、安全側に評価するため大型土のうの設置を1列とした。また、覆土した大型土のうの設置位置が列車荷重の影響範囲内にある場合の軌道の累積沈下量の影響を評価するために、提案復旧法における盛土天端に近い大型土のうを撤去せずに盛土材料で大型土のうを覆土した。

さらに、繰返し载荷試験で評価した大型土のうによる変形抑制効果を踏まえて、累積損傷度理論を用いた沈下解析<sup>11)</sup>（以下、沈下解析）により、提案復旧法を適用した盛土において、列車の繰返し通過によって生じる盛土の累積沈下量を推定した。

## 4.1 繰返し载荷試験による累積沈下特性の評価

### 4.1.1 実物大模型の検討

1978年の「建造物設計標準（土構造物編）」の発行以前に建設された路盤・路床では、設計標準<sup>5)</sup>に示されるような力学的な検討および実績に基づいた設計・施工が行われていない場合が多く、路盤を設けずに原地盤や盛土上に直接バラスト軌道が敷設されている事例が多い。そこで、本検討では、1978年以前の建設であることを想定して、路盤を設けずに盛土上に直接バラスト軌道を敷設した条件の模型（以下、実物大模型）を構築した。

実物大模型は試験土槽（幅3.5m、長さ7.0m、高さ2.5m）内に構築する制約があり、かつ試験土槽の深さにも制約があったため、盛土高さを大型土のう1つ分の高さに合わせた1.0mとすることとした。実物大模型では盛土崩壊に伴う軌道沈下特性の変化を評価することを目的としており、盛土の剛性に起因する軌道沈下を生じさせないように配慮した。具体的には、設計標準に示されているバラスト軌道を新設する際の路床に必要な地盤反力係数  $K_{30}$  値 = 70 MN/m<sup>3</sup> 以上を参考に、実物大模型の盛土の  $K_{30}$  値を 70 MN/m<sup>3</sup> に設定した。また、列車通過時の動的な路盤変位が 1 mm 程度以上となると、バラスト軌道の変形による軌道変位進みが増加する傾向<sup>12)</sup>を示すことが知られている。本検討では、盛土材料よりも剛性が低く、かつ塑性変形が生じにくい EPS（単位体積重量 0.2 kN/m<sup>3</sup>）を支持地盤上に設置することで、载荷時の盛土天端における鉛直変位が 1 mm となるように FEM 解析に基づいて EPS の層厚を選定した。

実物大模型の解析モデルおよび物性値を図 10 に示す。EPS の弾性係数は、文献 13 を参考に設定した。また、実物大模型に対する繰返し载荷試験では、まくらぎ 3 本に対して、軸重 160 kN の 1 軸分の荷重を与える条件としたことから、解析モデルでは模型中央のレール上に各 80 kN（計 160 kN）を载荷した。FEM 解析の結果、EPS の層厚を 150 mm とすることで、盛土天端の鉛直変位が概ね 1 mm となることを確認した（図 11）。

### 4.1.2 応急復旧および提案復旧法に対する繰返し载荷試験の概要

実物大模型の盛土材料には稲城砂を用い、締固め度 90%（乾燥密度 1.572 g/cm<sup>3</sup>）を目標として、盛土天端の地盤反力係数  $K_{30}$  値が 70 MN/m<sup>3</sup> 程度となるように盛土を構築した。この  $K_{30}$  値 = 70 MN/m<sup>3</sup> は、バラスト軌道を新設する際、路床に求められる剛性である<sup>5)</sup>。

繰返し载荷試験のケースを表 1 に示す。各ケースについては、case 1 で未被災、case 2 で大型土のうを用いた応急復旧、case 3 で大型土のうを盛土材料で覆土した提案復旧法、case 4 でまくらぎ端部までの崩壊（復旧工を全て取除いた条件）

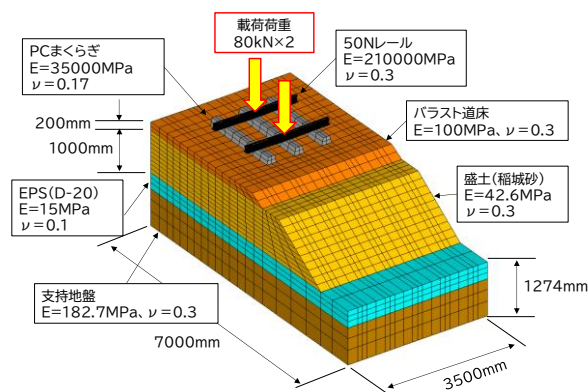


図 10 実物大模型の解析モデル

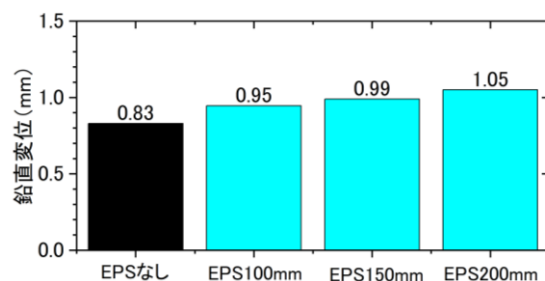


図 11 EPS の層厚と鉛直変位の関係

表 1 繰返し载荷試験に用いた実物大模型の条件

| 試験ケース | 盛土の崩壊および復旧工の条件                  |
|-------|---------------------------------|
| case1 | 未被災                             |
| case2 | まくらぎ端部まで崩壊した盛土に対する大型土のうを用いた応急復旧 |
| case3 | case2で設置した大型土のうを盛土材料で覆土した提案復旧法  |
| case4 | まくらぎ端部まで崩壊（復旧工を全て取除いた条件）        |

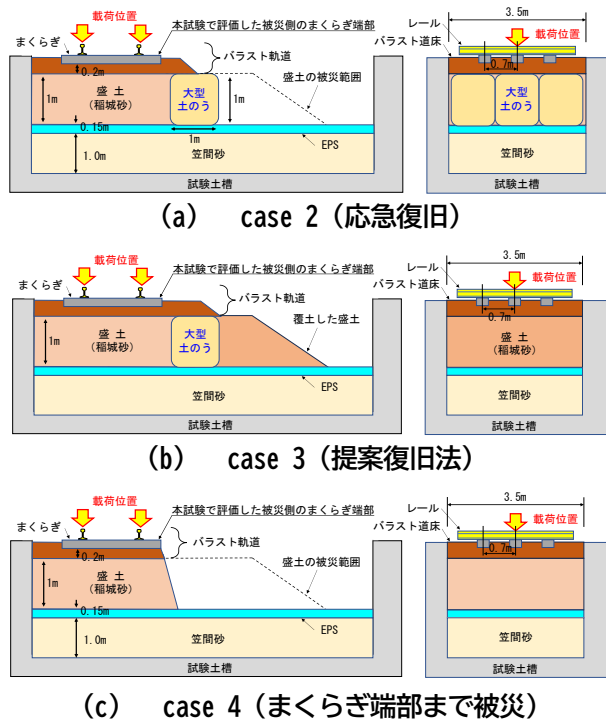


図12 実物大模型の概要 (case 2, case 3, case 4)

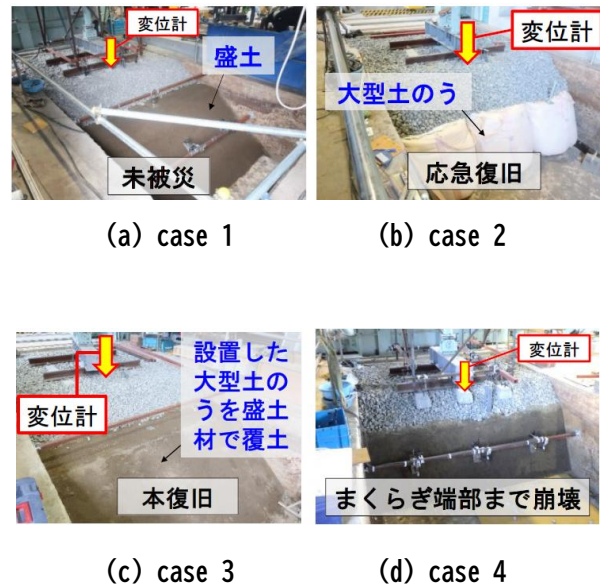


図13 各試験ケースにおける実物大模型

想定した。本試験では、case 1 の試験後に、case 2, case 3, case 4 の順序で同じ実物大模型を用いて載荷を行っており、前の試験ケースの載荷履歴を引き継いだ形で検討を行った。case 1 の載荷試験の結果を基準として、case 2 および case 3 の結果を比較することで、応急復旧および提案復旧法による軌道沈下の抑制効果を評価した。なお、予備載荷として case 1 の試験前に 50 万回の載荷を行った。試験に用いた実物大模型の概要を図 12 に示す。実物大模型の路床上に敷設する EPS の層厚は、前項を基に 150 mm とした。

case 2 ではまくらぎ端部まで盛土を掘削し、大型土のうを軌道長手方向に 3 体並べて設置した。大型土のうは、ポリプロピレン製の大型土のう袋を用いており、その中詰め材に稲城砂を用いて盛土と同じ締固め度 90% (乾燥密度  $1.572 \text{ g/cm}^3$ ) となるように締固めて作製した。なお、3 章の 1/10 スケールの振動台実験に用いた土のう模型では締固め度 75% で作製したが、繰返し載荷試験に用いた大型土のう模型は実スケールであり、大型土のう袋内で稲城砂を比較的容易に締固めることが可能なため、実現場を想定して盛土と同じ締固め度 90% で作製した。case 3 では case 2 の試験後に設置した大型土のうを撤去せずに、未被災時の盛土形状となるように腹付け盛土した。case 4 では case 2 および case 3 で施工した土のうや腹付け盛土を全て取り除いた。載荷位置は中央のまくらぎのレール上とし、繰返し荷重は最小 5 kN, 最大 165 kN (荷重振幅 160 kN) とした。載荷周波数は 5 Hz とし、各試験ケースの載荷回数は 50 万回とした。

図 13 に各試験ケースにおける実物大模型を示す。計測はまくらぎ両端部、盛土天端および盛土のり面部に変位計を設置したが、試験結果は崩壊側における中央のまくらぎ端部のみを示す。

#### 4.1.3 繰返し載荷試験結果

崩壊側におけるまくらぎ変位 (載荷時) およびまくらぎ変位振幅を図 14 に示す。ここで、各ケースのまくらぎ変位は各載荷前を 0 mm とした。崩壊側の載荷 50 万回時のまくらぎ変位は、case 4 (まくらぎ端部まで崩壊)、case 1 (未被災)、case 2 (応急復旧)、case 3 (提案復旧法) の順で小さくなった。前の試験ケースの載荷履歴の影響を受けたことでバラスト道床が締め固まったため、試験ケースの順で case 1 ~ case 3 まで、まくらぎ変位は小さくなったが、case 4 の条件でまくらぎ沈下が case 1 よりも大きく生じたことから、応急復旧・提案復旧法が軌道沈下を抑制する効果を有していると考えられる。

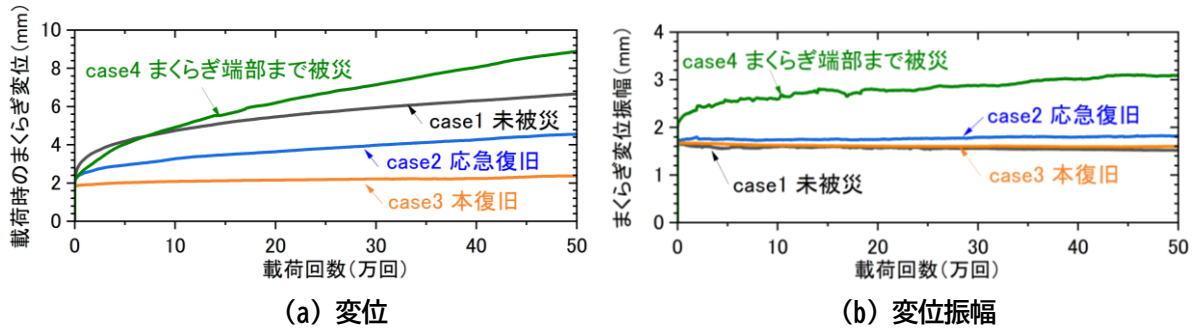


図 14 まくらぎ変位の結果（崩壊側）

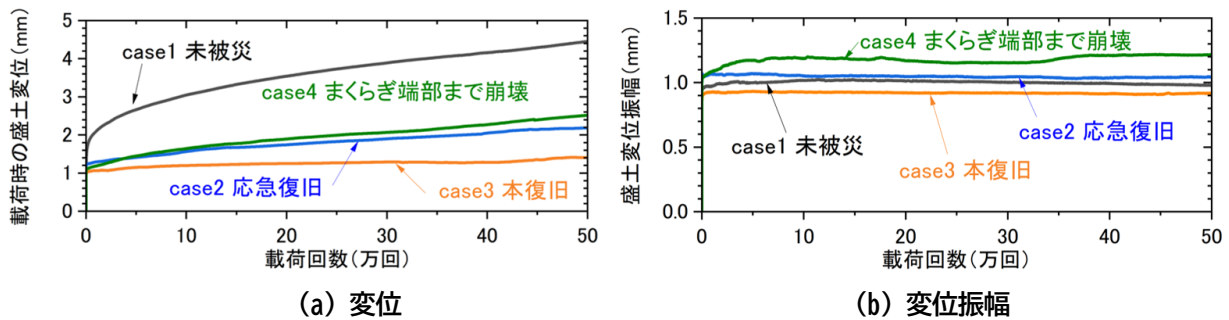


図 15 盛土天端の変位の結果（被災側）

崩壊側の載荷 50 万回時のまくらぎ変位振幅は、case 4 が最も大きくなり、case 1, case 2, case 3 がほぼ等しくなった。これは、大型土のうの設置 (case 2) や腹付け盛土 (case 3) によって、列車荷重に対する崩壊側の盛土の変形を case 1 と同程度に抑制できたためと考えられる。case 4 では、被災により列車荷重を支持する盛土天端の面積が減少することで、崩壊側のまくらぎ下のバラストが徐々に流出したため、まくらぎ変位振幅が徐々に増加する傾向を示したと考えられる。

軌道中央における載荷時の盛土変位および盛土変位振幅を図 15 に示す。ここで、各ケースの盛土天端の変位は各載荷前を 0 mm とした。載荷 50 万回時の盛土変位は、case 1 (未被災)、case 4 (まくらぎ端部まで崩壊)、case 2 (応急復旧)、case 3 (提案復旧法) の順で小さくなった。これは、試験ケースが進むにつれて盛土が安定したため case 1 が最も盛土変位が大きくなったものの、case 4 の盛土変位よりも case 3 の方が小さくなったことから、応急復旧および提案復旧法は盛土沈下を抑制する効果も有していることが確認された。盛土変位振幅は、被災後の応急復旧・提案復旧法を想定した case 2 および case 3 が case 1 と同程度の概ね 1 mm であった。これは、まくらぎ変位と同様に、大型土のうの設置や腹付け盛土による沈下抑制の効果であると考えられる。case 4 では、被災により盛土天端における盛土変位振幅がやや増大した。

以上の試験結果より、被災した盛土に対する応急復旧および提案復旧法によって、まくらぎおよび盛土の変位が被災前と同等に抑制できるため、列車を安全に通過させることが可能であると考えられる。なお、本試験では定性的な評価のため、定量的な評価として次節では沈下解析を実施する。

## 4.2 累積損傷度理論を用いた提案復旧法の沈下量評価

提案復旧法を適用した盛土の累積沈下特性を評価するため、沈下解析を実施した。図 16 に沈下解析のフローを示す。提案復旧法で用いる大型土のうの中詰め材を盛土材料で、かつ盛土と同じ乾燥密度で作製した場合には、前項の繰返し載荷試験と同様に、提案復旧法を適用することで軌道沈下は未被災時と概ね同程度となることが予想される。そのため、本検討では、稲城砂で構築された高さ 5 m の盛土が被災した状

況を想定し、盛土材料よりも剛性の高いクラッシュランを大型土のうの中詰め材とし、さらに設置した大型土のうを盛土材料で覆土することとした。なお、3章の振動台実験および繰返し載荷試験では盛土材料を大型土のうの中詰め材としたが、本検討では被災により盛土材料が広域に流出し、大型土のうの中詰め材に盛土材料が使用できない状況を想定して、比較的入手しやすいクラッシュランを中詰め材として用いることとした。

沈下解析に用いた二次元有限要素解析モデルを図17に示す。また、沈下解析に用いた稲城砂およびクラッシュランの累積沈下パラメータは、既往の文献<sup>14)</sup>を参考に設定した(表2)。列車条件は、輪重80kNの列車が2両編成で1日100本通過するものとし、年間通過軸数は29.2万軸/年である。

提案復旧法(上段大型土のう有)、提案復旧法(上段大型土のう無)および盛土再構築における盛土天端の累積沈下量を図18に示す。供用100年の盛土天端の累積沈下量は、上段大型土のう有で11.90mm、提案復旧法(上段土のう有)で11.90mm、提案復旧法(上段土のう無)で11.93mm、盛土再構築で12.30mmであった。列車荷重の影響範囲内<sup>5)</sup>に盛土材料よりも剛性の高い材料で作製した大型土のうを設置したため、提案復旧法(上段大型土のう有)および提案復旧法(上段大型土のう無)ともに盛土再構築よりも沈下量はやや小さい。また、盛土上段部における大型土のうの設置の有無による累積沈下量の差は、僅かであった。

以上より、提案復旧法における盛土上部における大型土のうの有無に関して、列車荷重によるバラスト軌道の累積沈下特性の違いは些少であり、盛土の再構築と同等に列車を安全に通過させることが可能であると考えられる。

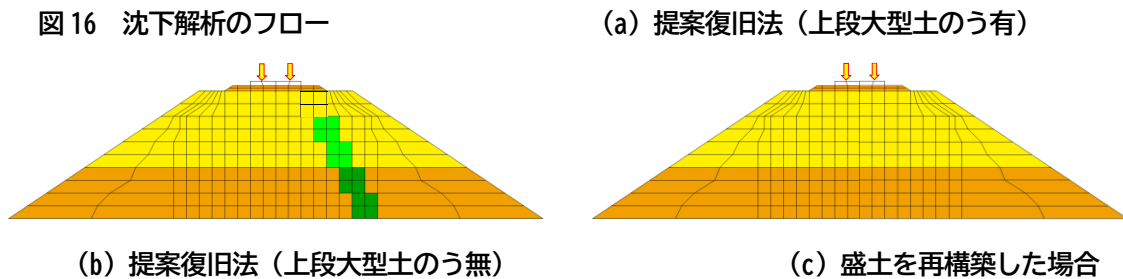
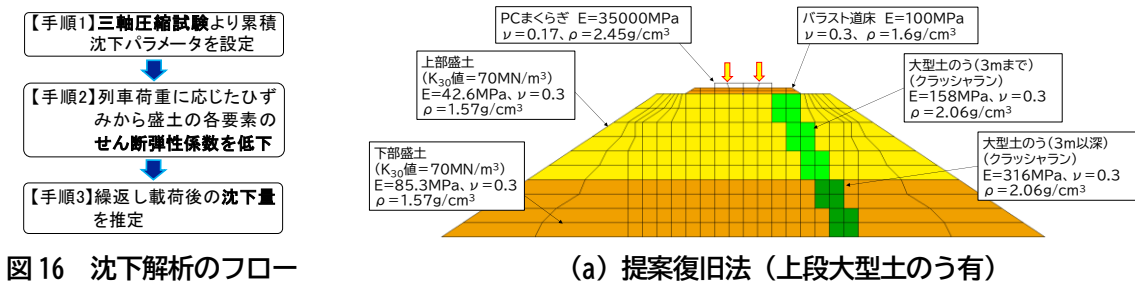


図17 沈下解析に用いた解析モデル

表2 累積沈下パラメータ

|         | 初期有効拘束圧<br>$\sigma_v(\text{kN/m}^2)$ | 粘着力<br>$c(\text{kN/m}^2)$ | 内部摩擦角<br>$\phi(^{\circ})$ | 初期せん断応力<br>$\tau_v(\text{kN/m}^2)$ | 繰返しせん断応力<br>$\tau_d(\text{kN/m}^2)$ |
|---------|--------------------------------------|---------------------------|---------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| 稲城砂     | 20                                   | 5.2                       | 28                        | 13.75                              | 13.75                               |
| クラッシュラン | 20                                   | 11.3                      | 43                        | 6.25                               | 6.25                                |

|         | 初期せん断応力比<br>$SR_v(\text{kN/m}^2)$ | 繰返しせん断応力比<br>$SR_d(\text{kN/m}^2)$ | $a_1$ | $a_2$ | $m$   |
|---------|-----------------------------------|------------------------------------|-------|-------|-------|
| 稲城砂     | 0.407                             | 0.407                              | 0.41  | 0.50  | 0.053 |
| クラッシュラン | 0.238                             | 0.238                              | 15.71 | 0.93  | 0.124 |

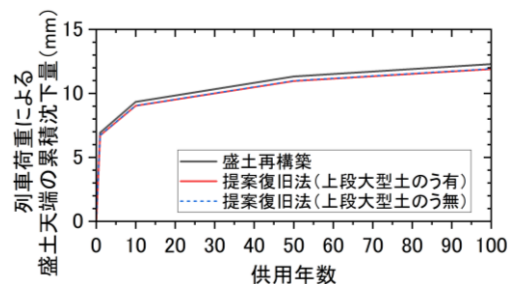


図18 盛土天端の累積沈下量の比較

## 5. 従来復旧法と提案復旧法の工事費と工期の比較

高さ 5.0 m の盛土が延長 10.0 m にわたって崩壊した際の復旧を対象に，従来復旧法および提案復旧法により復旧した際の工事費・工期の比較を行った．提案復旧法の仕様は，3.2 節に示した安定解析を用いて L1 地震動を対象に検討し，安定を満足する仕様のうち，最も経済的である最上段の大型土のうのみを撤去する構造を対象とした．

検討断面の概要を図 19 に示す．大型土のうを各段 2 列に，1 : 0.5 勾配で設置して応急復旧した後に本復旧する場合を想定した．従来復旧法を適用する場合には，(1)鋼矢板の打設，(2)土のう撤去，(3)盛土を施工する必要があり，応急復旧時に実施する土のう製作・設置と併せて，積算工種とした．提案復旧法では，従来の復旧で用いられる大型土のうを残置することを想定しており，土のう撤去の数量を低減できるほか，列車防護工として施工する鋼矢板打設を不要としている．

従来復旧法と提案復旧法の工事費と工期の比較を図 20 に示す．なお，本検討で積算した工事費は，直接工事費のみを対象とし，従来復旧法の工事費を 1.0 とした場合の比率で整理した．工期については応急復旧が完了する土のう製作・設置までの施工手順は同様であるため，両者の列車の運行再開までの期間に相違は見られない．本復旧工事完了までの工期に着目すると，従来復旧法は設定した規模の本復旧工事の完了までに 8.4 日を要し，特に鋼矢板の打設に要する期間が大きいことが確認された．提案復旧法により鋼矢板の打設を不要とすることで，本復旧工事完了までの工期を約 60%低減することが可能であることが確認された．従来復旧法において鋼矢板の打設に要する工事費が全体の約 80%を占めており，提案復旧法によって鋼矢板の打設を不要としたことで工事費を約 80%低減することができることがわかる．

なお，本検討による工事費や工期の試算結果は，特定条件下の検討結果であることに留意されたい．

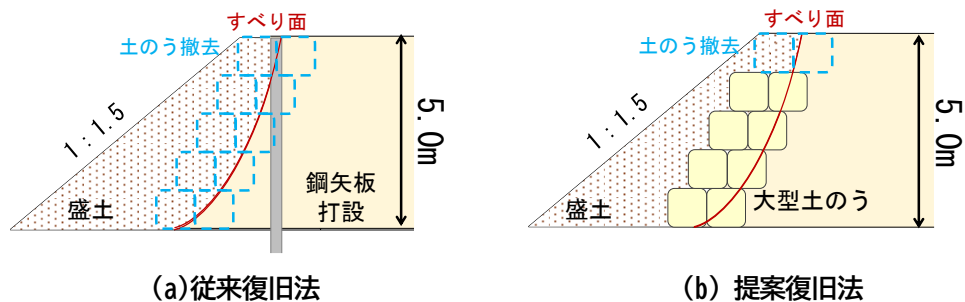


図 19 従来復旧法と提案復旧法の検討断面

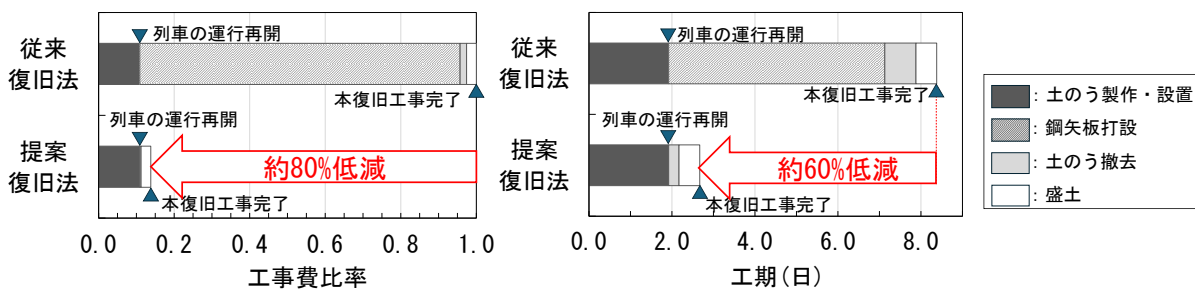


図 20 従来復旧法と提案復旧法の工事費と工期の比較

## 6. まとめ

近年の気候変動の影響によって生じる極端な気象現象に対して、鉄道システムのレジリエンス向上に向けた鉄道盛土の早期復旧法を提案した。本報告では、耐震性および列車荷重に対する累積沈下特性について報告したが、耐降雨性については既報<sup>9)15)</sup>を参照されたい。

列車荷重に対する累積沈下特性は、上部の大型土のうの有無に関わらず、盛土の再構築と同等であったが、耐震性は上部に大型土のうを有する場合に不安定となる傾向が見られた。そのため、提案復旧法では、安定解析に基づき上部の大型土のうの撤去や、腹付け盛土の形状を決定することを想定しているが、ここに示す以外にも所要の性能を満足する方法が考えられる。例えば、軌道に近接して大型土のうが配置されている場合には大型土のうの撤去が困難であるため、地山補強材により上部の土のうを部分補強することで耐震性の向上を図ることが可能である。このように状況に応じて、仕様を決定することが肝要である。

## 文 献

- 1) 坂本寛章, 小島謙一, 後藤幸司: 棒状補強材により串刺補強した仮復旧盛土の耐震性評価法, 鉄道総研報告, Vol.25, No.2, pp.41-46, 2011
- 2) 森芳徳, 宮武裕昭, 久保哲也, 井上玄己: 大規模土砂災害に対応した新しい災害復旧技術に関する研究, 土木学会論文集 F4 (建設マネジメント), Vol.72, No.4, pp.1\_77-1\_87, 2016
- 3) 竹川遊大, 佐藤武斗, 松丸貴樹: 大型土のうの前面に覆土を構築する盛土復旧構造の地震時挙動把握のための振動台実験, 土木学会論文集, Vol.81, No.13, 24-13487, 2025
- 4) 佐藤武斗, 松丸貴樹, 森裕昭, 横山大智, 小黒雄介: 大型土のうを本設利用した鉄道盛土復旧構造の変形抑制効果と耐震性評価, ジオシンセティックス論文集, Vol.40, pp.129-140, 2025
- 5) 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 土構造物, 平成 25 年改編, 丸善出版, 2013.
- 6) 香川崇章: 土構造物の模型振動台実験における相似則, 土木学会論文報告集, No.275, pp.69-77, 1978
- 7) 篠田昌弘, 石村隆俊, 半井健一郎, 山本俊太, 夏樹敏宏, 加藤鉄弘, 北野靖行, 加藤範久, 内村太郎, 龍岡文夫: プレローディッド・プレストレスト補強土構造物のレベル II 地震動に対する動的応答特性, ジオシンセティックス論文集, Vol.15, pp.274-283, 2000
- 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 土留め構造物, 丸善出版, 2012
- 9) 松丸貴樹, 佐藤武斗, 伊藤孝記, 阿部慶太: 土のうで応急復旧を行った盛土の列車荷重載荷に対する安定及び沈下検討, ジオシンセティックス論文集, Vol.38, pp.114-121, 2023
- 10) 伊藤孝記, 佐藤武斗, 松丸貴樹: 実物大載荷試験による鉄道盛土復旧工の軌道沈下抑制効果の検証, 第 60 回地盤工学研究発表会, Vol.60, 24-5-2-02, 2025
- 11) 伊藤孝記, 桃谷尚嗣, 景山隆弘, 中村貴久, 川中島寛幸: 累積損傷度理論による列車速度を考慮した新幹線盛土の塑性沈下量の評価, 土木学会論文集, Vol.79, No.7, 22-00265, 2023
- 12) 関根悦夫, 村本勝己: 営業線路盤の支持力特性に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.9, No.7, pp.19-24, 1995
- 13) 伊藤孝記, 桃谷尚嗣, 中村貴久, 村本勝己: 発生バラストを再利用した鉄道路盤の改良工法に関する研究, 土木学会論文集 E (舗装工学), Vol.68, No.3 (舗装工学論文集第 17 巻), 1\_79-1\_87, 2012
- 14) 景山隆弘, 伊藤孝記, 田島史花, 川中島寛幸, 石川太郎, 阪田暁: トンネル発生土を用いた鉄道盛土における列車走行時の盛土沈下量の推定, 第 58 回地盤工学研究発表会発表講演集, Vol.58, 11-2-2-08, 2023
- 15) 天野友貴, 佐藤武斗, 松丸貴樹: 覆土を有する大型土のう復旧盛土の散水・載荷模型実験および再現解析, ジオシンセティックス論文集, Vol.39, pp.59-66, 2024