

# 地山補強材を施工した盛土式乗降場の 地震時内的安定照査法の提案と 変形開始震度および崩壊形態の分析

杉山 健太<sup>1</sup>・阿部 慶太<sup>2</sup>・滝沢 聡<sup>3</sup>・野本 将太<sup>4</sup>  
石井 秀憲<sup>5</sup>・讃岐 賢太<sup>6</sup>・中島 進<sup>7</sup>・白根 岳<sup>8</sup>

<sup>1</sup>正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究所

(〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8番38号)

E-mail: sugiyama.kenta.20@rtri.or.jp

<sup>2</sup>正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究所

(〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8番38号)

E-mail: abe.keita.06@rtri.or.jp

<sup>3</sup>正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター

(〒163-0231 東京都新宿区西新宿二丁目6番1号新宿住友ビル31階)

E-mail: s-nomoto@jreast.co.jp

<sup>4</sup>正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター

(〒163-0231 東京都新宿区西新宿二丁目6番1号新宿住友ビル31階)

E-mail: s-takisawa@jreast.co.jp

<sup>5</sup>正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究所

(〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8番38号)

E-mail: ishii.hidenori.43@rtri.or.jp

<sup>6</sup>正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究所

(〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8番38号)

E-mail: sanuki.kenta.55@rtri.or.jp

<sup>7</sup>正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究所

(〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8番38号)

E-mail: nakajima.susumu.99@rtri.or.jp

<sup>8</sup>正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究所

(〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8番38号)

E-mail: shirane.gaku.04@rtri.or.jp

東北地方太平洋沖地震では、組積構造の盛土式乗降場に、笠石の滑動、盛土の沈下、石積み擁壁の崩壊等の被害が発生した。石積み擁壁の崩壊については、列車の走行安全性に影響を及ぼす危険性がある。そのため、地震時の列車走行の安全性確保を目的とした、盛土式乗降場の崩壊を検証及び変位抑止可能な工法の開発が求められる。そこで、補強方法の効果に関する内的安定照査法の構築に向け、既往研究で実施された無補強と補強時のモデルを用いて内的安定照査法を構築し、変形開始する水平震度を求め、実験結果と比較を行った。その結果、実験結果と水平震度及び崩壊形態が概ね一致する結果が得られた。また、盛土式乗降場の型式に対して補強時の補強パターンを変えたパラメトリックスタディを行い、変形開始時の水平震度と崩壊形態について分析した。

**Key Words:** 盛土式乗降場, 地震, 水平震度, パラメトリックスタディ

# 1. はじめに

## (1) 研究背景

東北地方太平洋沖地震では、組積構造の盛土式乗降場に、笠石の滑動、背面盛土の沈下、石積み擁壁の崩壊等の被害が発生した。この中で石積み擁壁の崩壊については、擁壁を構成していたブロックが線路上に散乱し、列車の走行安全性や駅のホーム上のお客様の安全性に影響を及ぼす。そのため、地震時の列車走行安全性向上と駅のホーム上のお客様の安全性の確保を目的とした、組積構造の盛土式乗降場の崩壊を及び変位を抑止可能な耐震補強工法の開発が求められる。盛土式乗降場の崩壊の検証については、既往研究<sup>1)2)</sup>で実在する組積構造の盛土式乗降場模型の小型模型実験で崩壊形態を検証した。その結果、変形開始する水平震度が、盛土式乗降場の型式によって異なることが分かった。また、擁壁上部に棒状補強材を打設し、それらをアングルで連結する方法を提案し、模型実験によりその有効性を確認している。補強方法の効果は補強材の打設間隔や、打設長さ等で変化することが考えられるが、その効果を模型実験のみで検証することには限界がある。そこで本研究では、補強方法の効果に関する内的安定照査法の構築に向け、既往研究<sup>1)2)</sup>で実施された無補強の模型実験のモデルを用いて内的安定照査法を構築し、変形開始する水平震度と崩壊形態を求め、実験結果と比較を行った。また、既往研究<sup>1)</sup>では、地山補強材で補強した場合の小型模型実験において、耐震性が向上することを確認している。そこで、この実験に対しても、内的安定照査法において地山補強を施工した状態を表現したモデルで計算を行い、実験結果と比較を行った。最後に、盛土式乗降場の代表的な三つの型式に対し、補強材の配置間隔、長さ、打設角度を変えたパラメトリックスタディを行い、各補強方法における変形開始震度と崩壊形態について分析した。

## (2) 組積構造の盛土式乗降場の振動台実験<sup>1)2)</sup>

実在する組積構造の盛土式乗降場の3つの構造形式に対し、1/3スケールの模型実験を実施した。模型試験体を図-1, 2, 3に示す。笠石と積石の物性値を表-1に、地盤の物性値を表-2に示す。模型断面及び実験結果を図-4に、各Caseの崩壊形態を図-5に示す。Case-1は実際に地震の被害を受けた乗降場を模擬しており、Case-2とCase-3は今後、首都圏で補強の対象となる乗降場を模擬している。地盤の模型実験の結果、Case-1とCase-2については、水平震度が約0.30~0.40で積石が転倒し始める結果となった。転倒する位置はCase-1が1段目でCase-2が4段目であった。Case-3については、水平震度が約0.35で積石の4段目より上が全体的に滑動し始める結果が得られた。図-6に、正弦波による入力加速度と加振後の残留水平変位を示す。入力加速度が300galの際に残留変位が

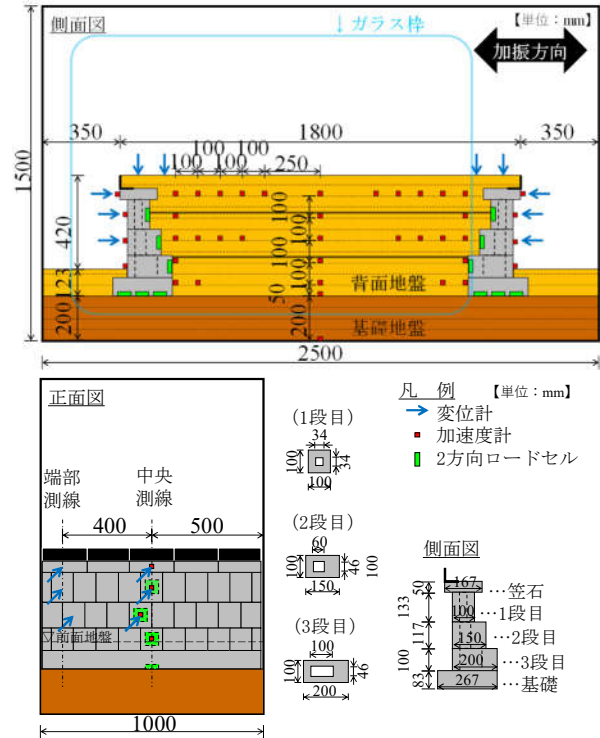


図-1 Case-1の模型試験体

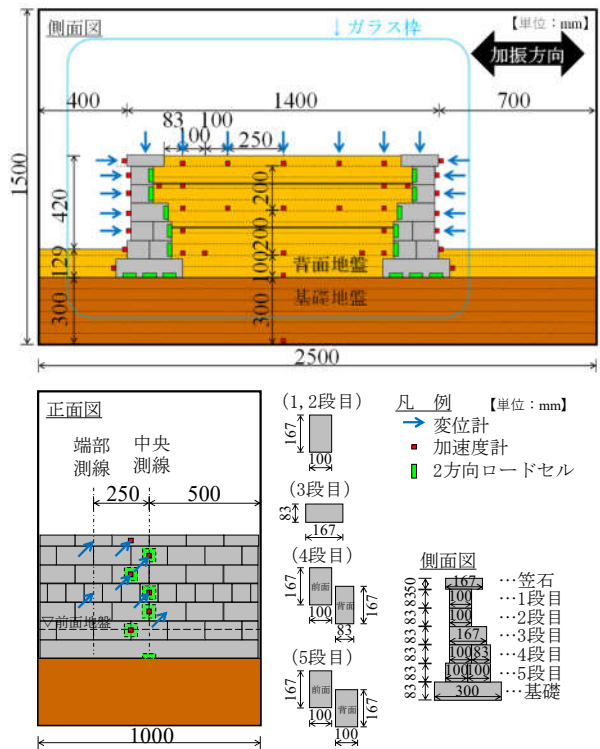


図-2 Case-2の模型試験体

生じ、450galの加振で石積み擁壁が崩壊した。400gal以降の加振では、加振による変位が増大し、変位計が損傷する懸念があったため、変位計を撤去した。

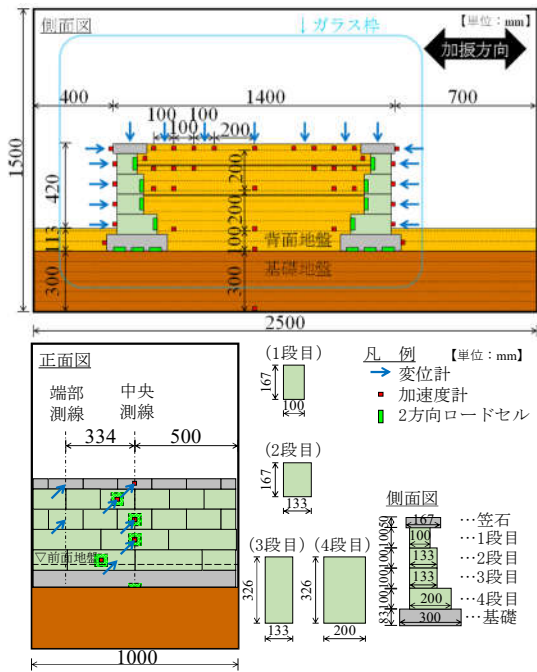


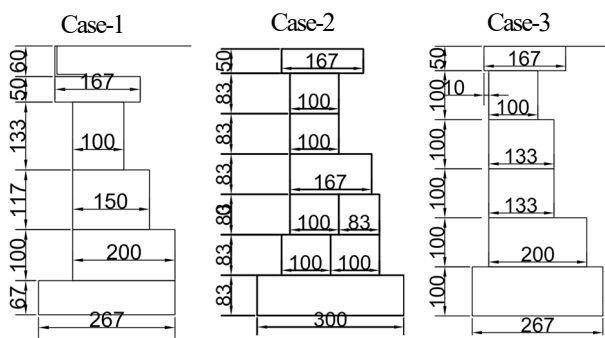
図-3 Case-3の模型試験体

表-1 笠石と積石の物性値

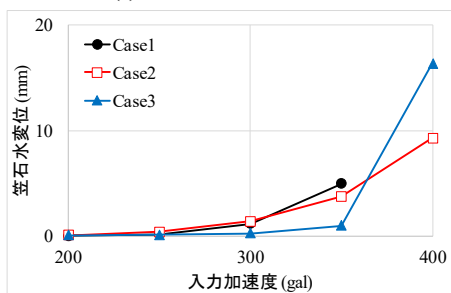
材料	密度(kg/m <sup>3</sup> )
モルタル	2200
大谷石	1700

表-2 地盤の物性値

$\gamma$ t(kN/m <sup>3</sup> )	C(kN/m <sup>2</sup> )	$\phi_{res}$ (度)	$\phi_{peak}$ (度)
16	0	36.8	44.4

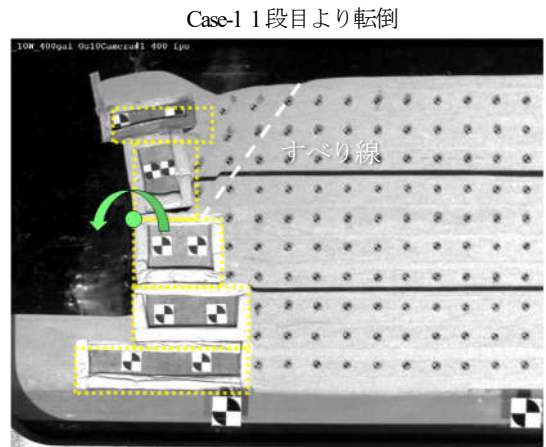


(a) 模型断面 (mm)

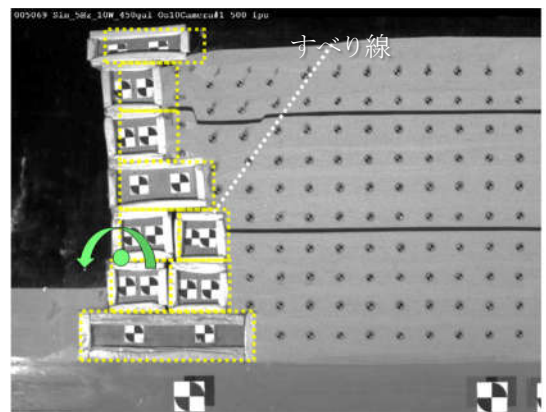


(b) 模型実験で観測された笠石の変位

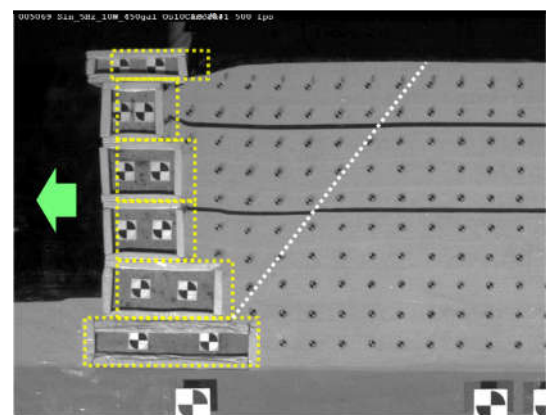
図-4 模型断面及び実験結果



Case-1 1段目より転倒



Case-2 4段目より転倒



Case-3 4段目より滑動

図-5 各 Case の崩壊形態

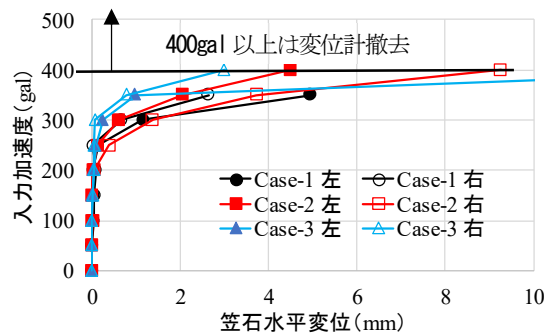


図-6 入力加速度-残留変位関係

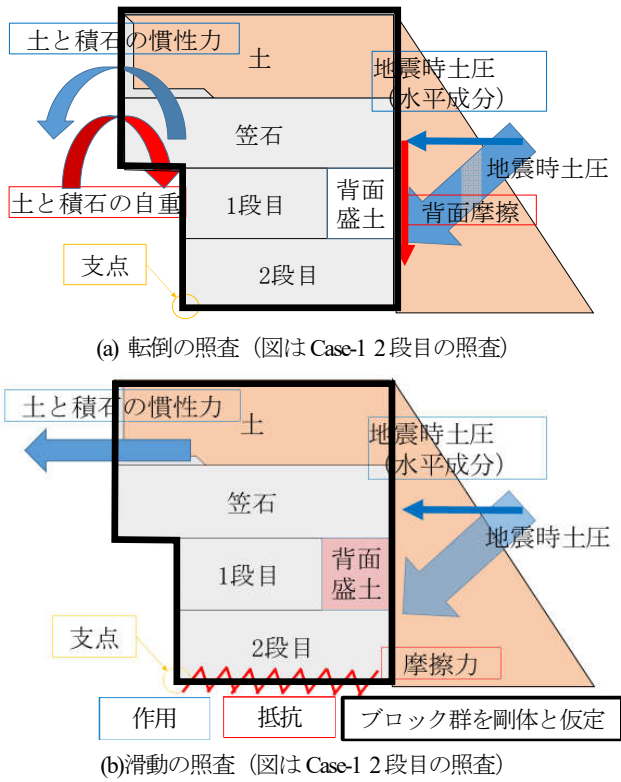


図-7 安定照査のモデル

## 2. 内的安定照査法の提案

小型模型実験より、盛土式乗降場の型式により変形開始時の水平震度と崩壊形態が異なることが分かった。そこで、これらの変形開始時の水平震度（以後、変形開始震度）と崩壊形態を導出することを目的に各積石での力つり合いを考慮した内的安定照査法を提案した。また、この内的安定照査法によって、模型実験で見られた変形開始震度と崩壊形態を再現できるか検証を行った。

解析モデルは実験に用いた、実物の 1/3 スケールとした。これらのモデルを用いて、設計水平震度  $kh=0.05\sim 1.0$  に対して転倒と滑動の照査を行い、何段目が最も厳しくなるか検討を行った。

### (1) 内的安定照査法

内的安定照査法のモデルを図-7 に示す。各段の積石下端の支点からの距離を乗じたモーメントを用いて転倒の計算を行った。滑動も同様に各段の積石下端からの作用と抵抗の計算を行った。転倒の照査の計算式を式 (1) に、滑動の照査の計算式を式 (2) に示す。模型実験結果では加速度に対して、各段で加速度が増幅している事象が確認された。そこで、変形直前の加振ステップにおける最後の水平加速度から、基礎の加速度を 1 とし各段の水平加速度比  $\kappa$  を求め、積石慣性力、地震時土圧の計算時に水平震度を  $\kappa \times k_h$  とした。水平加速度比は、次

節で詳述する。

$$F_{Sr} = \frac{M_L}{M_R} = \frac{F \cdot y_g + P_h \cdot y_p}{W_h \cdot x_g + P_v \cdot x_p} \quad (1)$$

$F_{Sr}$ : 内的安定照査法から求まる安全率（転倒）

$M_L$ : 盛土式乗降場に働く作用モーメント

$M_R$ : 盛土式乗降場に働く抵抗モーメント

$F$ : 照査対象（図7内の太黒棒）に作用する慣性力 (N)

$P_h$ : 地震時土圧合力（水平成分） (N)

$P_v$ : 背面摩擦 (N)

$W_h$ : 照査対象の重量 (N)

$x_g$ : 支点から照査対象の重心までの水平距離 (m)

$y_g$ : 支点から照査対象の重心までの鉛直距離 (m)

$x_p$ : 支点から土圧合力作用点までの水平距離 (m)

$y_p$ : 支点から土圧合力作用点までの鉛直距離 (m)

$$F_{Ss} = \frac{I_L}{I_R} = \frac{F + P_h}{F_f} \quad (2)$$

$F_{Ss}$ : 内的安定照査法から求まる安全率（滑動）

$I_L$ : 盛土式乗降場に働く作用力

$I_R$ : 盛土式乗降場に働く抵抗力

$F_f$ : 摩擦力 (N)

ここで、

$$F = W_h \cdot \kappa \cdot k_h \quad (3)$$

$$F_f = W_h \cdot \mu \quad (4)$$

$k_h$ : 水平震度

$\kappa$ : 応答加速度比

$\mu$ : 摩擦係数

$$P_h = \gamma_s \cdot K_{AE} \cdot h^2 / 2 \cdot \cos \phi \quad (5)$$

$$P_v = \gamma_s \cdot K_{AE} \cdot h^2 / 2 \cdot \sin \phi \quad (6)$$

$\gamma_s$ : 背面土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$K_{AE}$ : 地震時土圧係数

$h$ : 照査断面高さ (m)

$\phi$ : 背面地盤の内部摩擦角 (度)

$$\theta = \tan^{-1}(\kappa \cdot k_h) \quad (7)$$

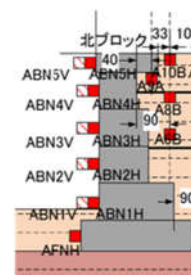


図-8 加速度計の配置

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha + \delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \quad (8)$$

$\alpha$  : 照査対象背面または仮想背面が鉛直面となす角 (度)       $\delta$  : 照査背面と背面土との間の摩擦角 (度)  
 $\beta$  : 背面土と地表面が水平面となす角 (度)                       $\theta$  : 土圧合力の傾斜角 (度) (式(7))

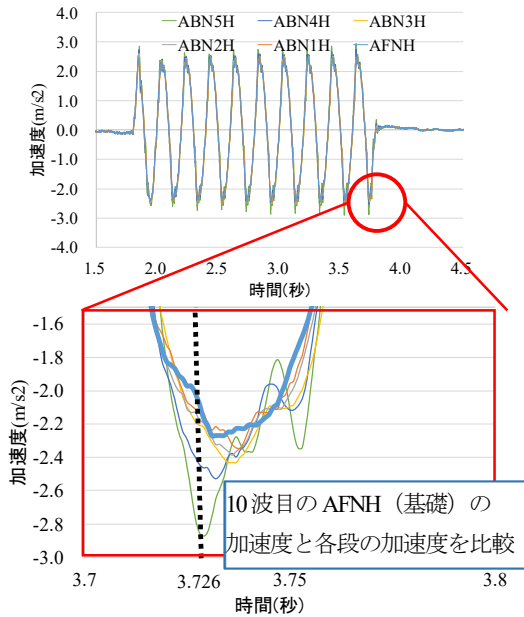


図-9 水平加速度比の算出方法

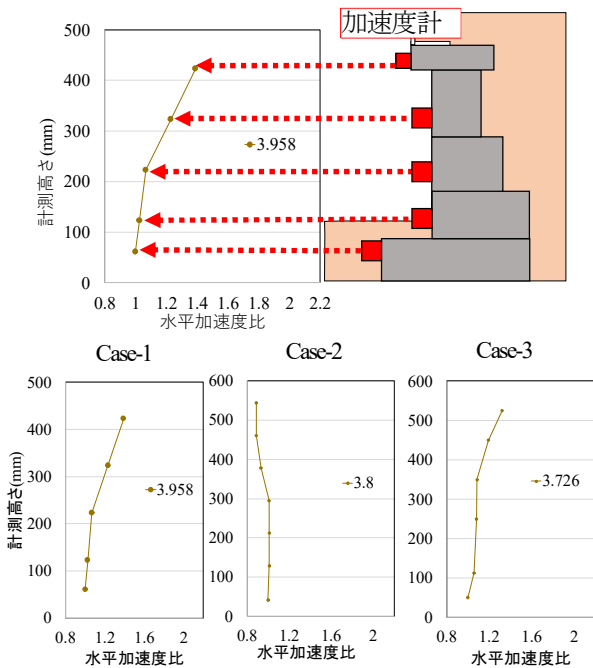


図-10 水平加速度比について

(2) 水平加速度比

図-8に模型に設置した加速度計の位置を示す。図-9に示すように、加振波形で初めて加速度がピークになる時間での各積石の水平加速度を求め、基礎部の加速度を1とした場合の水平加速度比を求めた。加振波形は積石が変形を開始した 250gal (Case-1), 200gal (Case-2), 250gal (Case-3) 加振時のものを用いた。模型実験から得られた水平加速度比を図-10に示す。Case 1と Case 3では上部にいくほど水平加速度比が大きくなり、加速度増幅していることが分かる。特に Case 1では笠石部分が増幅しており、これは笠石天端に嵩上げ用の土による重量が影響したものと考えられる。Case-2では各段の基礎と同様の加速度が示されたが、これは4段目より上の積石がほぼ一体となって転倒していることと整合的である。

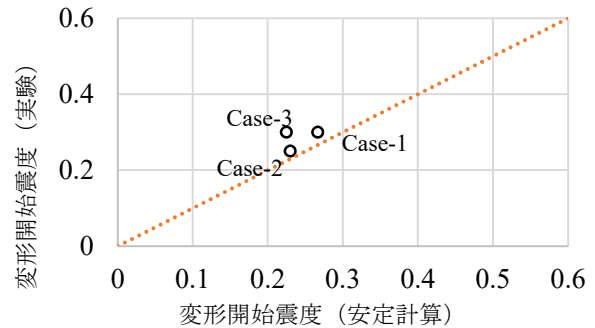


図-11 実験と安定計算の比較

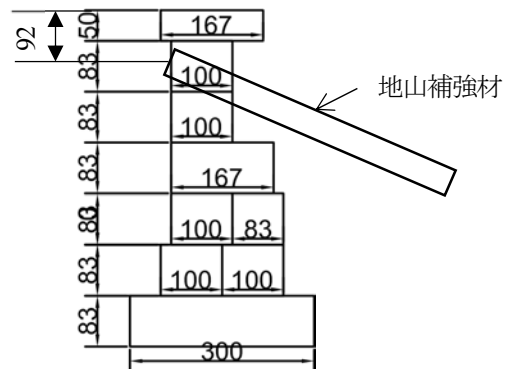


図-12 地山補強材を用いた計算モデル (単位: mm)

表-3 安定照査結果と実験結果

...安定照査結果  
...実験結果

摩擦角25°		Fs=1となるkh					摩擦角35°		Fs=1となるkh				
		1段目	2段目	3段目	4段目	5段目			1段目	2段目	3段目	4段目	5段目
Case-1	転倒	0.267	0.359	0.644			Case-1	転倒	0.267	0.359	0.644		
	滑動	0.160	0.136	0.148				滑動	0.238	0.222	0.242		
Case-2	転倒	0.647	0.661	0.567	0.230	0.424	Case-2	転倒	0.647	0.661	0.567	0.230	0.424
	滑動	0.230	0.221	0.204	0.177	0.206		滑動	0.367	0.349	0.328	0.290	0.312
Case-3	転倒	0.697	0.438	0.316	0.487		Case-3	転倒	0.697	0.438	0.316	0.487	
	滑動	0.211	0.176	0.113	0.101			滑動	0.330	0.278	0.188	0.169	

摩擦角30°		Fs=1となるkh					摩擦角40°		Fs=1となるkh				
		1段目	2段目	3段目	4段目	5段目			1段目	2段目	3段目	4段目	5段目
Case-1	転倒	0.267	0.359	0.644			Case-1	転倒	0.267	0.359	0.644		
	滑動	0.192	0.177	0.192				滑動	0.291	0.274	0.299		
Case-2	転倒	0.647	0.661	0.567	0.230	0.424	Case-2	転倒	0.647	0.661	0.567	0.230	0.424
	滑動	0.289	0.282	0.263	0.230	0.267		滑動	0.430	0.425	0.402	0.367	0.374
Case-3	転倒	0.697	0.438	0.316	0.487		Case-3	転倒	0.697	0.438	0.316	0.487	
	滑動	0.267	0.224	0.148	0.133			滑動	0.401	0.341	0.233	0.210	

(3) 積石間の摩擦角

文献<sup>9)</sup>や筆者らが行った摩擦試験<sup>9)</sup>からモルタルや大谷石の摩擦角は約25°から約45°までばらつきがみられるため、摩擦角を25°から40°まで5°毎に変えて安定照査を行った。摩擦角を変えて行った照査結果と模型実験結果を表-3に示す。表-3中の数値は安全率Fが1となるときの水平震度を示している。Case-1, 2, 3でそれぞれの段、崩壊形態で最小となる水平震度の値を青色で示し、模型実験で確認された崩壊形態と段(図-4(c)参照)を赤色で示している。摩擦角を25°に設定して照査を行った結果では、Case-1とCase-2において滑動が転倒より低い値を示したが、摩擦角を40°に設定した場合、模型実験で確認された崩壊形態と変形開始時の水平震度は概ね一致する照査結果が得られた。図-11には、摩擦角40°の時の、実験と解析から得られた水平開始震度の関係を示す。概ね1:1の関係にあり、盛土式乗降場の型式に拘らず、提案した内的安定照査法により変形開始震度および崩壊形態(転倒また滑動)を導出できることを確認した。

3. 内的安定照査法の地山補強材で補強された盛土式乗降場への適用

(1) 解析モデル

無補強の照査結果を踏まえ、地山補強材で補強を行った場合の模型実験に対する内的安定照査法の適用性を検証した。地山補強材は施工性を考慮して、1段目の積石に施工を行った条件である。解析モデルを図-12に示す。地山補強材は、実物換算でφ=150mm、長さL=3mとし、線路方向に2mピッチに設置した。棒状補強材模型の材料はD26の異形鉄筋を芯材とした地山補強材を想定し、概ね鉄筋コンクリートに比重に近いアルミ製(比重:2.5)のものである。

(2) 地山補強材の抵抗力

地山補強材の抵抗力は式(9~12)に示すように、芯材の設計引張耐力、芯材と定着材との付着力、定着材と地山の引き抜き抵抗力を求め、一番低い値を抵抗力とした。

$$T_i = \min\{T_d, T_c, T_p\} \quad (9)$$

$T_d$ : 芯材の設計引張耐力 (kN/本)

$T_c$ : 芯材と定着材との付着力 (kN/本)

$T_p$ : 定着材と地山の引き抜き抵抗力 (kN/本)

$$T_d = f_y k * A_s / S \quad (10)$$

$f_y k$ : 芯材の設計引張耐力 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_s$ : 芯材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$S$ : 補強材の打設間隔 (m)

$$T_c = \frac{f_{boc}}{\gamma_c} * \pi * d * L_i / S \quad (11)$$

$f_{boc}$ : 定着材の付着強度の特性値 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_c$ : 材料係数=1.3

$d$ : 芯材の直径 (m)

$L_i$ : 定着長の計算 (m)

$S$ : 補強材の打設間隔 (m)

$$T_p = f_{ti} * \gamma_g * \left( \pi * \frac{d}{S} \right) * (c + \sigma_{vi} * \tan \phi) \quad (12)$$

$f_{ti}$ : 総合補正係数

$\gamma_g$ : 補正係数=1.0

$d$ : 芯材の直径 (m)

$L_i$ : 定着長の計算 (m)

$c$ : 背面地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma_{vi}$ : 地山補強材打設位置での鉛直応力 (kN/m<sup>2</sup>)

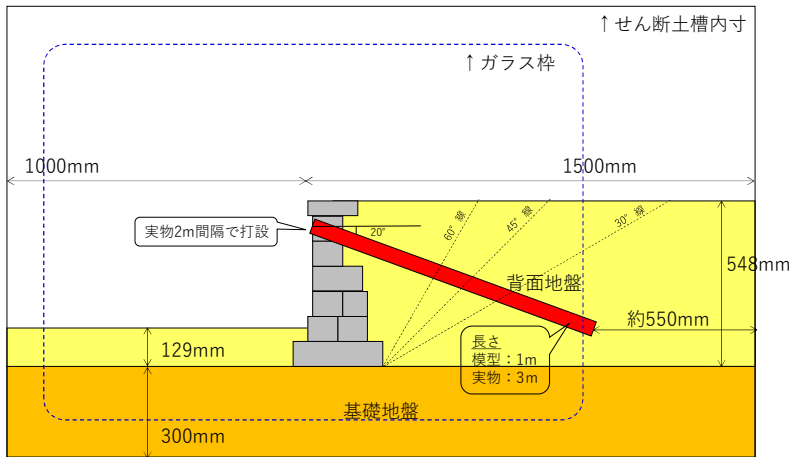


図-14 加振実験の概要

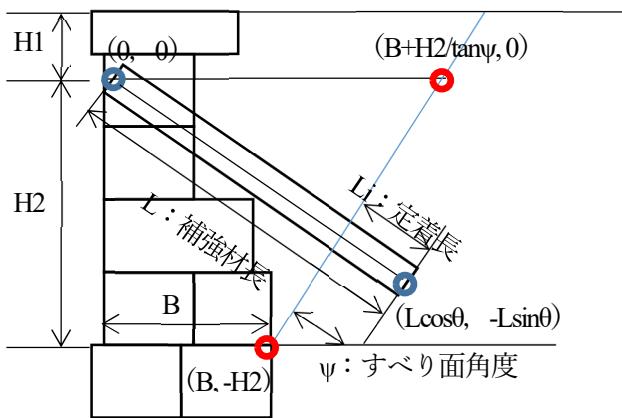


図-13 定着長の計算概要

地山補強材の定着長の求め方を図-13 に示す。図中の青丸と赤丸でそれぞれ直線の式を作成し、定着長を求めた。

### (3) 補強模型実験の再現性検証

#### a) 補強模型実験の概要

図-14 に補強した盛土式乗降場模型の概要と写真を示す。無補強模型に対し、1.0m 長、0.05m 径の地山補強材模型（アルミ製）を笠石より一段下の積石に 2.0m 間隔で打設した模型である。前面には積石の抜け出し防止を目的としてネット（高分子ネットの破断時割線剛性 85.7 kN/m に相似則を考慮したもの）を施工した条件と施工していない条件で加振を行った。加振の結果、ネット有の Case では、500gal までにはほとんど残留変位がなく、550gal~600gal 加振から残留変位が大きくなりはじめた。1,000gal 加振でも、笠石部で 30mm と残留変位は大きくなったが、崩壊することはなかった。ネット無の Case では、最大入力加速度 900gal の際に、一般的な駅ホーム離れの管理値<sup>9)</sup> (=60.0mm) に相当する 20.0mm に達し、その後も最大加速度 1200gal 程度まで加振を実施したが、

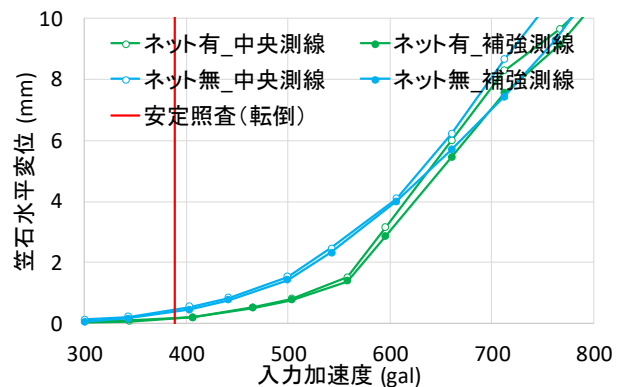
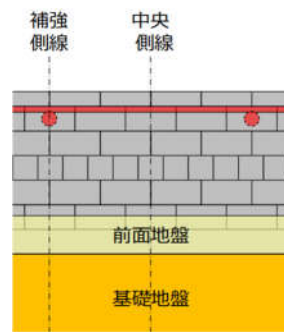


図-15 測線の位置と笠石の水平変位

ブロック 1 個が抜け出す程度の変位が見られたものの、全体が崩壊する挙動には至らなかった。

#### b) 内的安定照査法による結果との比較

模型実験で得られた笠石の水平変位と入力加速度の関係を図-15 に示す。図-15 上側の図は模型の正面図を表しており、中央の測線と地山補強材を設置した測線で変位を計測している。下のグラフでは各測線の笠石の変位を表している。ネットの有無に関わらず、加振実験では 400gal から変位が生じ始めた。図-16, 17 に各段の積石の変位を示す。変形開始時は、4 段目を支点として積石の高さが高くなるにつれて変位が大きくなり、ネットの

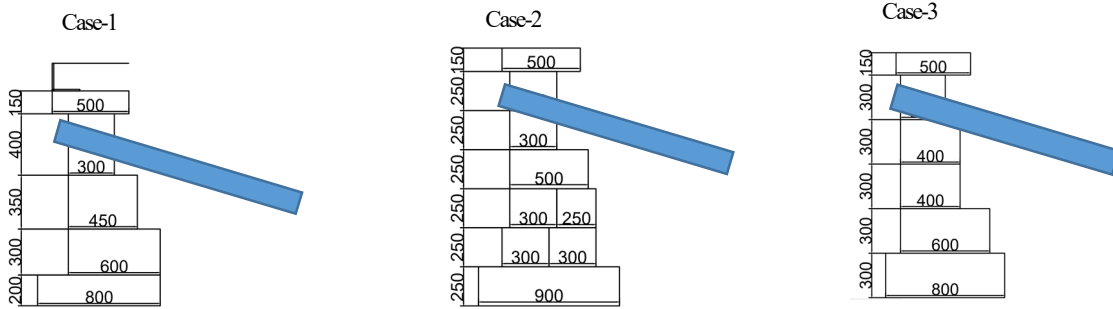


図-18 地山補強材を用いた計算モデル(mm)

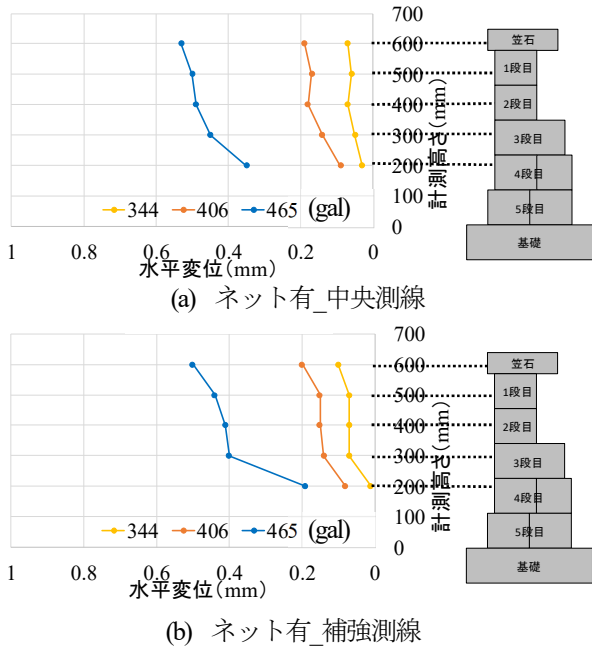


図-16 測線の位置と笠石の水平変位\_ネット有

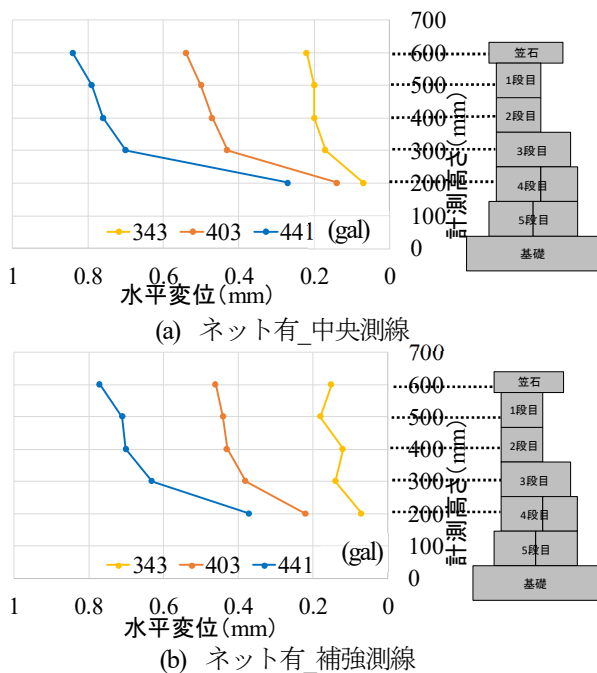


図-17 測線の位置と笠石の水平変位\_ネット無

有無に関わらず、4段目を支点とした転倒の挙動を示している。また、ネットがある場合は、全体的に変位が抑えられていることが分かる。このことから、ネットにより変位の抑制効果は見られるが、変形開始時の水平震度および崩壊形態に対する影響は小さいものと考えられる。一方、内的安定照査法より求めた安全率  $F_s=1$  になる各段での水平震度  $kh$  を表-4 に示す。なお、積石間の摩擦角は、無補強時の再現解析で結果が良好であった  $40^\circ$  を用いた。最も水平震度が小さくなる段は4段目であり、その際、水平震度は転倒に対しては 0.39、滑動に対しては 0.44 であった。この結果は、模型実験見られた、変形開始時の水平震度、崩壊形態（4段目での転倒）と整合的である。このことから、提案した内的安定照査法により、補強後の盛土式乗降場に対しても変形開始震度と崩壊形態を導出できると考えられる。なお、本モデルのスケールを三倍にし実物大で計算した場合でも、安全率が1となる水平震度は転倒 0.39 で滑動 0.44 で、崩壊形態は4段目での転倒となり、同様な結果であった。

表-4 安全率  $F_s=1$  になる各段での水平震度

段	$F_s=1$ となる $kh$	
	転倒	滑動
1	5.854	3.080
2	4.722	3.592
3	3.224	1.699
4	0.391	0.436
5	0.413	0.445

#### (4) 補強パターンに対するパラメトリックスタディ

##### a) 計算モデル

無補強と補強時の模型実験の再現性の検討において実験結果を概ね再現可能であることが分かった。次に、盛土式乗降場の実物大の型式（図-18）に対して地山補強材長、打設角度、間隔を変えた条件で変形開始震度と崩壊形態を求めた。



表5 パラメトリックスタディの結果

内的安定照査に用いたパラメータ				各パラメータの内的安定照査結果					
				Case-1		Case-2		Case-3	
				安定照査(1段目)		安定照査(4段目)		安定照査(4段目)	
補強材長	補強材打設角度	補強材間隔	補強材径	転倒	滑動	転倒	滑動	転倒	滑動
m	° (degree)	m	m	F=1となるkh	F=1となるkh	F=1となるkh	F=1となるkh	F=1となるkh	F=1となるkh
2.0	20	1	0.15	0.548	0.760	0.402	0.436	0.652	0.340
2.0	20	1.5	0.15	0.454	0.611	0.346	0.415	0.609	0.321
2.0	20	2	0.15	0.405	0.534	0.317	0.404	0.582	0.311
2.0	20	2.5	0.15	0.376	0.487	0.298	0.397	0.564	0.305
2.0	20	3	0.15	0.356	0.455	0.286	0.392	0.552	0.301
2.0	20	3.5	0.15	0.342	0.432	0.277	0.389	0.543	0.298
2.0	20	4	0.15	0.331	0.414	0.271	0.386	0.536	0.296
2.0	20	5	0.15	0.308	0.377	0.261	0.383	0.526	0.293
2.0	30	1	0.15	0.528	0.738	0.391	0.436	0.680	0.336
2.0	30	1.5	0.15	0.439	0.592	0.337	0.414	0.622	0.318
2.0	30	2	0.15	0.394	0.517	0.309	0.403	0.590	0.309
2.0	30	2.5	0.15	0.367	0.472	0.292	0.396	0.570	0.303
2.0	30	3	0.15	0.348	0.442	0.281	0.392	0.556	0.299
2.0	30	3.5	0.15	0.335	0.421	0.273	0.388	0.546	0.296
2.0	30	4	0.15	0.325	0.405	0.267	0.386	0.538	0.294
2.0	30	5	0.15	0.304	0.371	0.258	0.382	0.527	0.292
2.5	20	1	0.15	0.626	0.890	0.467	0.471	0.750	0.365
2.5	20	1.5	0.15	0.506	0.699	0.393	0.439	0.683	0.338
2.5	20	2	0.15	0.445	0.599	0.353	0.423	0.641	0.324
2.5	20	2.5	0.15	0.408	0.539	0.328	0.412	0.613	0.316
2.5	20	3	0.15	0.383	0.498	0.311	0.405	0.593	0.310
2.5	20	3.5	0.15	0.365	0.469	0.299	0.400	0.579	0.306
2.5	20	4	0.15	0.351	0.447	0.289	0.396	0.567	0.302
2.5	20	5	0.15	0.324	0.403	0.276	0.391	0.551	0.298
2.5	30	1	0.15	0.602	0.865	0.456	0.469	0.793	0.360
2.5	30	1.5	0.15	0.488	0.674	0.382	0.437	0.702	0.334
2.5	30	2	0.15	0.430	0.579	0.344	0.421	0.650	0.321
2.5	30	2.5	0.15	0.396	0.521	0.320	0.410	0.618	0.313
2.5	30	3	0.15	0.373	0.483	0.304	0.404	0.596	0.307
2.5	30	3.5	0.15	0.356	0.456	0.293	0.399	0.580	0.304
2.5	30	4	0.15	0.344	0.435	0.284	0.395	0.568	0.301
2.5	30	5	0.15	0.319	0.396	0.272	0.390	0.551	0.297
3.0	20	1	0.15	0.705	1.025	0.532	0.505	0.851	0.390
3.0	20	1.5	0.15	0.558	0.788	0.439	0.463	0.762	0.355
3.0	20	2	0.15	0.484	0.666	0.389	0.441	0.703	0.337
3.0	20	2.5	0.15	0.439	0.592	0.357	0.427	0.664	0.326
3.0	20	3	0.15	0.409	0.543	0.336	0.418	0.636	0.319
3.0	20	3.5	0.15	0.387	0.507	0.320	0.411	0.615	0.313
3.0	20	4	0.15	0.371	0.480	0.308	0.406	0.599	0.309
3.0	20	5	0.15	0.340	0.430	0.291	0.398	0.577	0.303
3.0	30	1	0.15	0.362	0.466	0.520	0.502	0.922	0.384
3.0	30	1.5	0.15	0.537	0.759	0.426	0.460	0.790	0.350
3.0	30	2	0.15	0.467	0.642	0.377	0.438	0.715	0.333
3.0	30	2.5	0.15	0.425	0.571	0.347	0.425	0.669	0.323
3.0	30	3	0.15	0.397	0.524	0.327	0.415	0.638	0.316
3.0	30	3.5	0.15	0.377	0.491	0.313	0.409	0.616	0.311
3.0	30	4	0.15	0.362	0.466	0.302	0.404	0.599	0.307
3.0	30	5	0.15	0.334	0.420	0.286	0.397	0.576	0.302
3.5	20	1	0.15	0.786	1.165	0.596	0.539	0.955	0.415
3.5	20	1.5	0.15	0.611	0.879	0.485	0.487	0.845	0.373
3.5	20	2	0.15	0.524	0.734	0.424	0.459	0.770	0.351
3.5	20	2.5	0.15	0.471	0.646	0.386	0.442	0.718	0.337
3.5	20	3	0.15	0.435	0.587	0.360	0.430	0.681	0.328
3.5	20	3.5	0.15	0.410	0.545	0.341	0.422	0.654	0.321
3.5	20	4	0.15	0.391	0.513	0.327	0.415	0.633	0.316
3.5	20	5	0.15	0.356	0.457	0.306	0.406	0.603	0.309
3.5	30	1	0.15	0.753	1.132	0.584	0.535	1.087	0.408
3.5	30	1.5	0.15	0.586	0.846	0.470	0.483	0.895	0.367
3.5	30	2	0.15	0.504	0.705	0.411	0.455	0.788	0.346
3.5	30	2.5	0.15	0.455	0.621	0.375	0.438	0.725	0.333
3.5	30	3	0.15	0.422	0.566	0.350	0.427	0.683	0.324
3.5	30	3.5	0.15	0.398	0.526	0.332	0.419	0.654	0.318
3.5	30	4	0.15	0.381	0.497	0.319	0.413	0.632	0.313
3.5	30	5	0.15	0.349	0.445	0.300	0.409	0.601	0.307

b) 検討結果

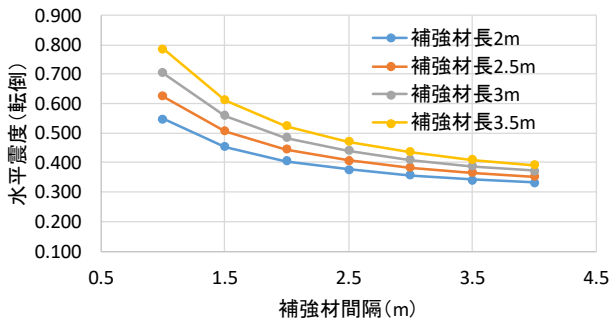
パラメトリックスタディの結果を表-5に示す。安全率Fs=1となる水平震度(変形開始震度)は、補強パターン、崩壊形態(転倒、滑動)に拘らず、Case-1では1段目の水平震度が最小となり、Case-2、Case-3では4段目の水平震度が最小となった。このことを踏まえ、表中には、

Case-1については1段目、Case-2,3については4段目の水平震度を示している。また、転倒と滑動のうち、最も水平震度が小さいものを水色でハッチしている。補強パターンに関わらず崩壊形態は、Case-1とCase-2では転倒、Case-3では滑動となった。

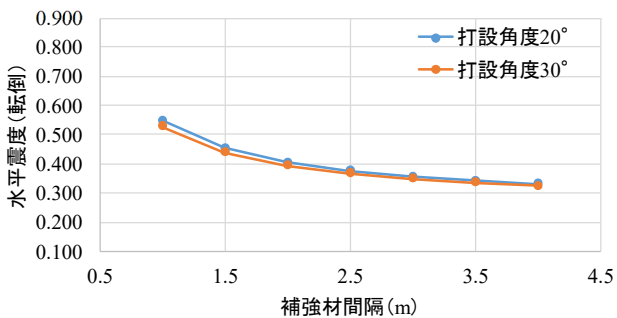
c) 考察

図-19, 20, 21 には、各ケースでの変形開始震度と補強材間隔の関係を、補強材長、打設角度毎に示す。補強材の長さにおいて、2.0m から 3.5m まで 0.5m ずつ長さを変えて照査を行った。補強材間隔 1.0m において補強材の長さを長くした場合、Case1 において  $F_s=1$  となる水平震度が 0.05 (滑動では 0.1) ずつ上昇するが、補強材の間隔を広げると補強材の長さを変えることによる水平震度の上昇はわずかな値になった。

補強材の打設角度については、打設角度を大きくした場合においても水平震度は大きく変わらなかった。その要因として、地山補強材の抵抗力は  $T_p$  (地山の引き抜き抵抗力 (kN/本)) が支配的となることが挙げられる。図-22 に概要を示す。  $T_p$  を求める過程で、地山補強材の定着長を計算する必要がある。打設角度を大きくすることで定着長は長くなり、地山補強材の抵抗力は大きくなるが、安定照査で抵抗力として計算する場合、水平方向に計算しなおすため、打設角度を大きくしても抵抗力は変化が見られず、結果として  $F_s=1$  となる水平震度に大きな変化は見られなかった。例として、Case2 で補強材間隔 2.0m、補強材長さ 3.0m で水平震度 0.50 の場合、打設角度  $30^\circ$  に設定した方が打設角度  $20^\circ$  より約 1.10 倍定着長は大きくなるが、抵抗力を計算する際は打設角度  $30^\circ$  に設定した方が打設角度  $20^\circ$  より約 1.09 倍抵抗力が小さくなる。また、この補強材長、打設角度の関係は Case2, Case3 においても同様の結果を示した。

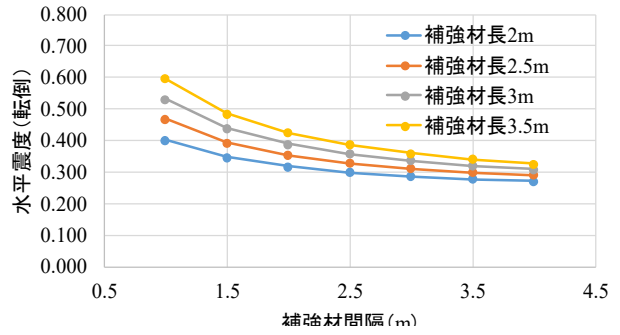


(a) 補強材長による比較 (転倒)

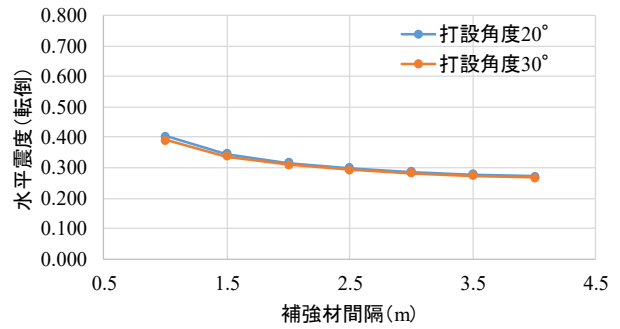


(b) 補強材長打設角度による比較 (転倒)

図-19 補強パターンに対するパラメトリックスタディ (Case-1\_転倒)

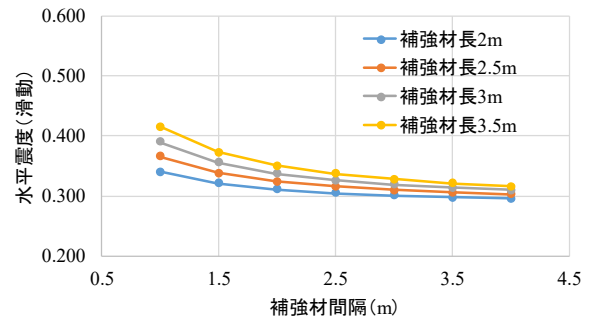


(a) 補強材長による比較 (転倒)

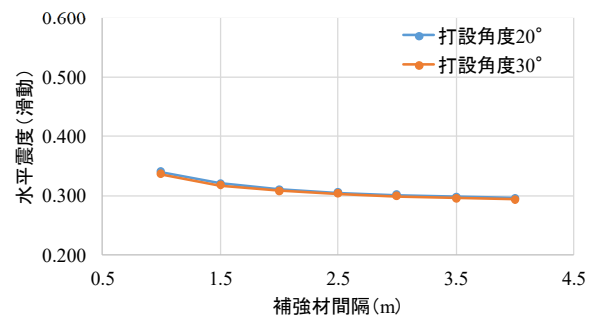


(b) 補強材打設角度による比較 (転倒)

図-20 補強パターンに対するパラメトリックスタディ (Case-2\_転倒)

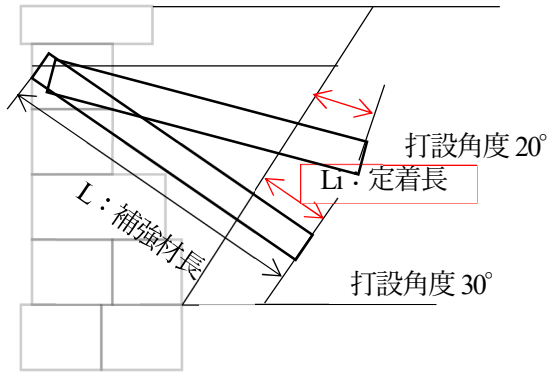


(a) 補強材長による比較 (滑動)

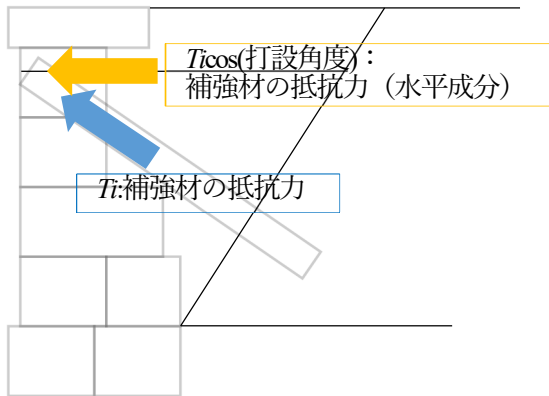


(b) 補強材長打設角度による比較 (滑動)

図-21 補強パターンに対するパラメトリックスタディ (Case-3\_滑動)



例：Case2 補強材間隔2m長さ3mの場合 (kh=0.5)  
 $L_i$ ：定着長 打設角度  $20^\circ < \text{打設角度 } 30^\circ$  (1.10倍)



$$Ticos(20^\circ) = T_i * 0.940 \dots \approx 0.940T_i$$

$$Ticos(30^\circ) = 1.10 * T_i * 0.866 \dots \approx 0.953T_i$$

図-22 地山補強材の打設角度について

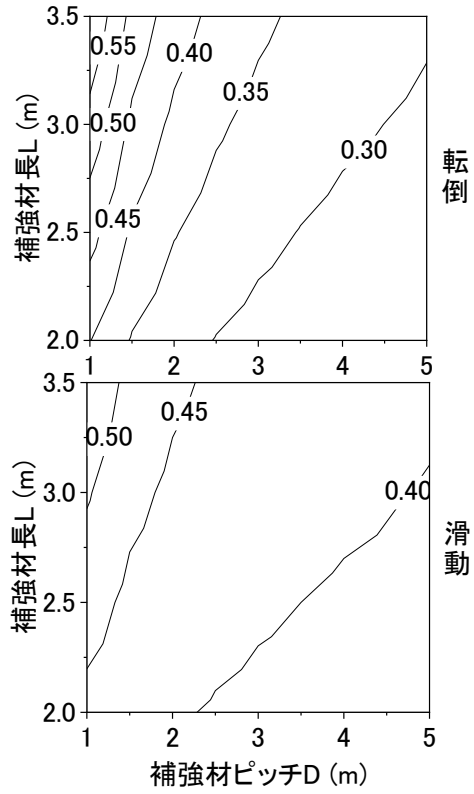


図-24 補強材長と打設間隔の関係 (Case-2)

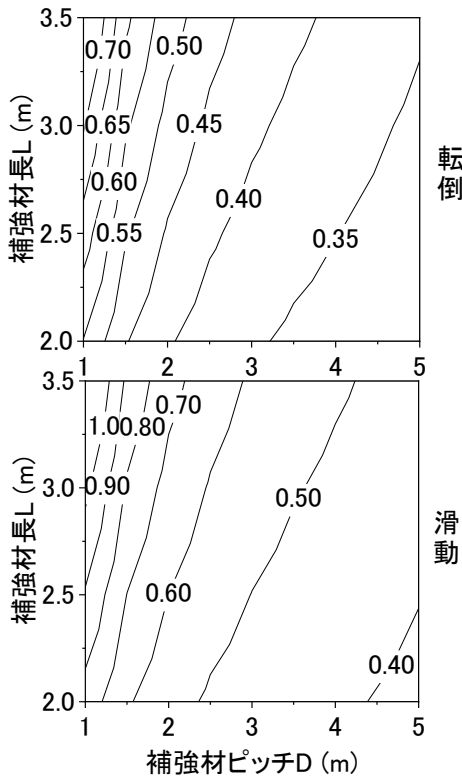


図-23 補強材長と打設間隔の関係 (Case-1)

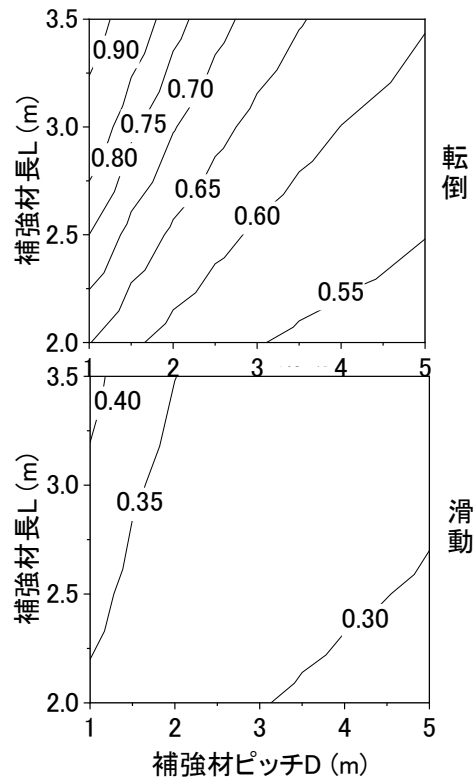


図-25 補強材長と打設間隔の関係 (Case-3)

#### d) 補強材長および打設間隔と変形開始震度の関係

パラメトリックスタディから、補強材長、補強材打設間隔を変えることで、 $F_s=1$ となる水平震度（変形開始震度）は影響を受けるが、打設角度を変えても照査値は大きく変動が見られなかったことが確認された。そこで、補強材長および打設間隔と変形開始震度の関係を整理した。図-23, 24, 25に整理した関係を示す。各Caseのモデルに対して、これらの図から、 $F_s=1$ となる水平震度（変形開始震度）を設定した時の、必要とされる補強材間隔と補強材長が読み取れるようになり、補強方法を決定する際の参考資料として活用できると考えられる。一方、各補強パターンに対する地震時の残留変位については別途検討する必要がある、この残留変位評価法については、文献9)を参照頂きたい。

#### 4. まとめ

本研究では、補強方法の効果に関する内的安定照査法の構築に向け、既往研究で実施された無補強と補強時の模型実験のモデルを用いて内的安定照査法を構築し、変形開始する水平震度を求め、実験結果と比較を行った。その結果、実験と変形を開始する水平震度および崩壊形態が概ね一致する結果が得られた。また、盛土式乗降場の代表的な型式に対して地山補強材による補強パターン変えたパラメトリックスタディを行い、変形開始時の水平震度と崩壊形態について分析した。

- 1) 地震時の組積構造の盛土式乗降場に働く、作用や抵抗を整理することで、内的安定照査法を提案した。
- 2) 組積構造の盛土式乗降場における安定照査を行い、水平加速度と摩擦角を考慮することによって各ケースにおいて模型実験で得られた変形開始時の水平震度と変位の生じた段と崩壊形態が概ね一致する結果を得られた。この結果は実物サイズのモデルでも同様の結果になることを確認した。
- 3) 地山補強材を用いて補強を行った場合においても模型実験で得られた変形開始時の水平震度と変位の生じた段と崩壊形態が概ね一致する結果を得られた。
- 4) パラメトリックスタディから、補強材の打設角度は補強材間隔と補強材長に比べて、 $F_s=1$ となる水平震度に与える影響は少ないことが分かった。各Caseの補強材間隔と補強材長の関係のグラフを作成し、目標とする水平震度に必要な補強材間隔と補強材長を読み取れるよう整理した。
- 5) 補強パターン毎の地震時の残留変位については別途検討する必要がある。

#### 参考文献

- 1) 滝沢聡, 野本将太, 阿部慶太, 中島進, 高崎秀明, 山本忠: 組積構造の盛土式乗降場の耐震補強に関する実験的研究, 第39回土木学会地震工学研究発表会, 2019.
- 2) 野本将太, 阿部慶太, 高崎秀明, 滝沢聡, 石橋誠司, 佐々木愛: 地震時における盛土式乗降場の崩壊メカニズムに関する実験的研究, 第54回地盤工学研究発表会, 2019.
- 3) 公益財団法人鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物, 丸善, pp.72-85, 2012.
- 4) 日本建築学会: プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工, 5章 P23, 丸善株式会社
- 5) 野本将太, 阿部慶太, 滝沢聡, 竹谷勉: 盛土式乗降場の地盤物性及び目地強度物性に関する調査研究, 第75回年次学術講演会, 2020
- 6) RRR-Nailによる地山補強土工法 設計マニュアル(案), pp43-48.
- 7) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, No. 275, pp. 69-77, 1978.
- 8) 芳賀昭弘, 榎本衛, 石塚弘道, 新井泰, 高井秀之: ホーム付近の建築限界と車両限界の変遷, 鉄道総研報告, Vol. 25, No. 1, pp. 49-54, 2011.
- 9) 石井秀憲, 阿部慶太, 滝沢聡, 野本将太, 杉山健太, 讃岐賢太, 中島進, 組積構造の盛土式乗降場の耐震補強方法に関する解析的研究, 第40回地震工学研究発表会, 2020.
- 10) 杉山健太, 白根岳, 石井秀憲, 阿部慶太, 中島進, 野本将太, 滝沢聡: 盛土式乗降場の地震時内的安定照査法による変形開始震度の導出, 第55回地盤工学研究発表会, 2020

# DERIVATION OF HORIZONTAL SEISMIC COEFFICIENT AT THE START OF DEFORMATION OF MASONRY EMBANKMENT TYPE TRAIN PLATFORM BY SEISMIC INTERNAL STABILITY VERIFICATION METHOD

Kenta SUGIYAMA, Keita ABE, Satoshi Takisawa, Shouta NOMOTO  
Hidenori ISHII, Kenta SANUKI, Susumu NAKAJIMA and Gaku SHIRANE

In 2011 earthquake off the Pacific coast of Tohoku, collapse and deformation of the masonry train platforms occurred during earthquake, which can influence train running safety and passengers' safety. Therefore, the reinforcement method of the masonry structure platform has been proposed to improve seismic performance. For the purpose of evaluating the failure and deformation modes and seismic horizontal coefficient when the platform starts to deform, we proposed a seismic resistant internal stability verification method and compared it with the results from the model experiments performed in past study. As a result, it was found that the failure and deformation modes of the platforms could be reproduced by the proposed model. Also, we conducted a parametric study on the embankment type masonry structure platform type by changing the reinforcement pattern, and analyzed the horizontal seismic coefficient and the modes at the beginning of deformation.