

壁面の分割構造を模擬した帯鋼補強土壁に関する動的遠心模型実験

Dynamic Centrifuge Tests on Reinforced Earth Wall with Segmental Wall Panels

宮崎祐輔・伊東丈太郎・澤村康生・木村亮

Yusuke MIYAZAKI, Jotaro ITOU, Yasuo SAWAMURA and Makoto KIMURA

京都大学大学院工学研究科

Graduate School of Engineering and Faculty of Engineering, Kyoto University, Japan

Synopsis

In the current design method of reinforced earth wall, the mechanical role of the wall structure is considered as a simple rigid structure although the wall structure is constructed by plenty of segmental precast concrete panels. This is mainly because the flexible deformation of the reinforced earth wall due to earthquake has not been clearly explained. This consideration, in reality, is likely to spoil the safety of the external stability which inspects sliding and overturning of the reinforced earth wall. Therefore, this study conducted the dynamic centrifuge tests on the reinforced earth wall with modeling segmental wall structure. This model wall has no shear resistance and bending resistance although each wall panel itself is enough rigid to suffer no deformation due to the earth pressure. As results, even if there is no shear resistance and bending resistance in the wall structure, the wall and the backfill behave integrally except for the wall panel located at the top of the wall, which induced the sufficient stability of the reinforced earth wall.

キーワード: 動的遠心模型実験, 帯鋼補強土壁, 分割型壁面構造

Keywords: dynamic centrifuge test, reinforced earth wall, segmental wall structure

1. はじめに

現行の補強土壁を含む擁壁における設計の基本的な考え方は、想定する作用に対して満足できる要求性能を照査することである（公益社団法人 日本道路協会道路土工，2012）。補強土壁に対しては、帯鋼補強土壁工法，多数アンカー式工法，ジオテキスタイル工法など代表的な3つの工法（土木研究センター，2013，2014a，2014b）に対して，不適切な設計・施工がなされた事例を除けば，これまでの多くの施工実績より供用中の健全性が経験的に確認されている（地盤工学会，1999）。そのため，これらの経験や実績により，従前からの慣用的な設計法が基本とさ

れてきた。検討項目に関しては，内的安定・外的安定・全体安定を考慮する。

上記の検討項目においては，いずれも補強土壁における壁面全体を剛体と仮定しており，その力学的役割は設計上で単純化されている。これは，補強土壁が，壁面変位・土圧・補強材の引抜き抵抗力の相互作用によって安定化する構造物である（Fig. 1）ため，壁面構造を厳密に考慮した場合，工法によっては壁面剛性の解釈が複雑化することが背景にある。

Tatsuoka（1992）は，壁面の剛性による力学的効果をFig. 2のように分類している。この分類によると，本研究対象とする帯鋼補強土壁では多分割型の壁面材同士が鋼棒を介して結合されている（Fig. 3参照）

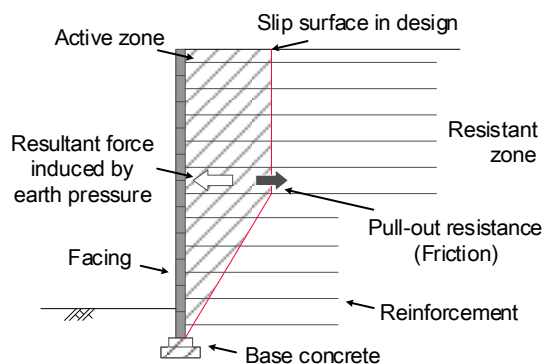
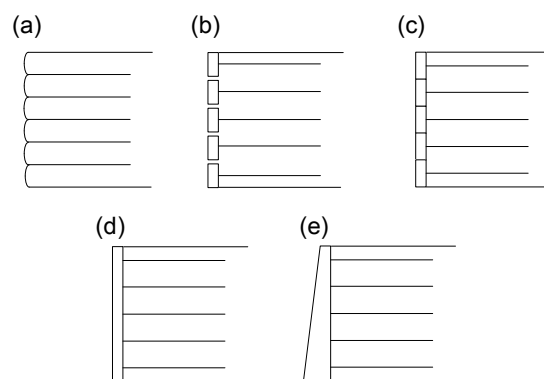


Fig. 1 Schematic drawing of design concept in reinforced earth wall (Public Works Research Center, 2014a).



Type of wall	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
Local stiffness	×	○	○	○	○
Whole shear stiffness	×	×	○	○	○
Whole bending stiffness	×	×	×	○	○
Shear resistance due to self-weight	×	×	×	×	○

Fig. 2 Mechanical effects due to wall structure (Tatsuoka, 2005).

ため、タイプCとタイプDの中間に該当すると考えられる。一方で、外的安定 (Fig. 4) では、補強土壁の滑動・転倒・支持を照査するが、壁面と補強領域からなる補強土壁を1つの土工構造物とみなす。そのため、設計上で想定される壁面の滑動や転倒と、実構造物の分割型壁面に起こりうる柔軟な変形モードが乖離しており、危険側の設計である可能性が高い。

佐藤ら (2018) は、遠心模型実験により、上載荷重を載荷した際に壁面材形状の違いが補強土壁盛土の安定性に及ぼす影響を調べている。実験の結果、分割型壁面模型を用いると、個々の壁面ブロックにおいて変位が発生し、壁面の変位モードの不連続性が確認されている。また、市川ら (2008) は、アンカー式補強土壁について壁面工の違いに着目した動的遠心模型実験を実施し、その変形モードを Newmark のすべりブロック法による変形解析を用い

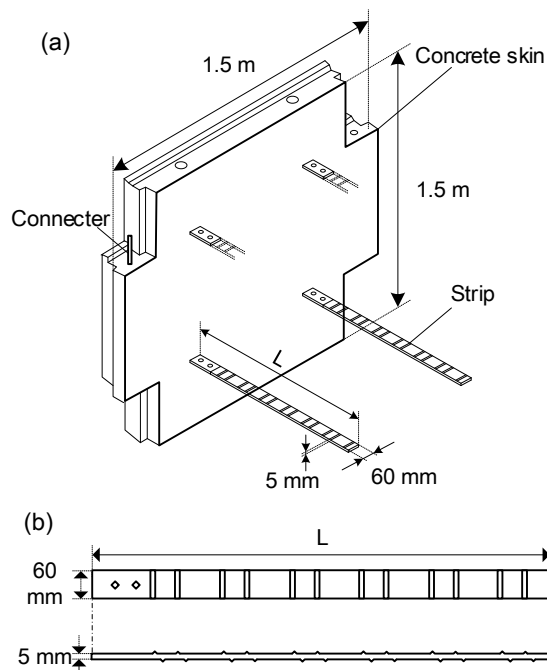


Fig. 3 Schematic drawing of facing and strip in reinforced earth wall (Public Works Research Center, 2014a).

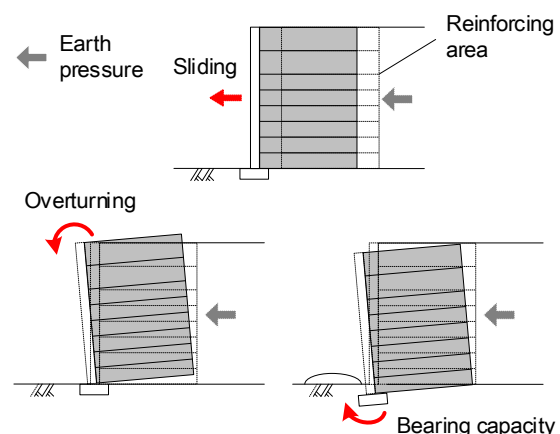


Fig. 4 External stability in reinforced earth wall (Public Works Research Center, 2014a).

て考察している。その結果、壁面構造の違いは壁面の変位モードに現れ、相対的に一体式の壁面構造は滑動モードを示し、分割式の壁面構造は転倒モードを示すことが確認されている。

すなわち、壁面構造に応じて地震時における補強土壁の変位モードが変化するため、壁面の力学効果と地震時挙動の関係を明確にしておく必要がある。これに先立ち、本研究では、帯鋼補強土壁の壁面構造に着目して、壁面構造の力学効果を明確化した動的遠心模型実験を実施することで、地震時における壁面の力学的役割を検証する。実験においては、全体せん断剛性および全体曲げ剛性を有さないタイプ

Cの（Fig. 2参照）壁面構造を模擬した帯鋼補強土壁模型を用いた。さらに、主働領域の安定性に着目したSawamura et al. (2019) の検討を参考に、壁高を含む設計条件を一致させた検討を行うことで、この分割壁面条件において、主働領域における補強材の敷設の有無の影響についても確認した。本稿では、分割型補強土壁模型における地震時の壁面変位モードと壁面変位－補強材張力－壁面土圧の相互作用の関係について考察する。

2. 遠心模型実験

本研究では、壁面構造と補強材敷設領域が帯鋼補強土壁の地震時挙動に与える影響を解明することを目的に動的遠心模型実験を実施した。本実験においては、京都大学防災研究所所有の遠心力载荷装置を用いた。以下に、遠心模型実験の実験条件を述べる。

2.1 実験対象

実験対象は、十分な強度をもつ地盤上に建設された全体せん断剛性および全体曲げ剛性を有さない壁高8.25 mの帯鋼補強土壁である（Sawamura et al., 2019）。Fig. 5に、実験模型の概略図を示す。また、Photo 1に、本実験で用いた剛性土槽（長さ630 mm × 高さ500 mm × 奥行150 mm）を示す。後述するように、本実験においては、補強材の敷設高さごとに壁面を分割した多分割型の壁面模型を用いている。分割された壁面ブロックの上下面には、境界条件を明確にするためテフロンシートを貼付し、それぞれの壁面ブロックの間に摩擦がほとんど働かない条件としている。

本実験は、壁面の力学効果を明確化した分割型壁面模型と、実構造物と曲げ剛性を一致させた一枚の柔な壁面模型を用いたSawamura et al. (2019) の検討を比較することに主眼を置いている。しかし、Sawamura et al. (2019) の検討条件をそのまま参照すると、上載盛土がないため、壁面全体としてのせん断剛性が小さく、特に拘束圧の小さな最上段に位置する壁面ブロックにおいては加振中の引き抜けが危惧された。そこで、設計上の補強材長が変化しない範囲で上載盛土を設置することで、最上段の壁面ブロックの引き抜けを防ぐこととした。上載盛土の寸法は、実物換算で壁面から1.0 m離れた位置から傾斜30°、高さ0.5 mとした。傾斜は豊浦砂の内部摩擦角を考慮して、安定な角度を決めた。この盛土による上載圧はプロトタイプ換算で7.8 kPaである。

2.2 模型地盤と土槽境界

補強土（テールアルメ）壁の設計・施工マニユア

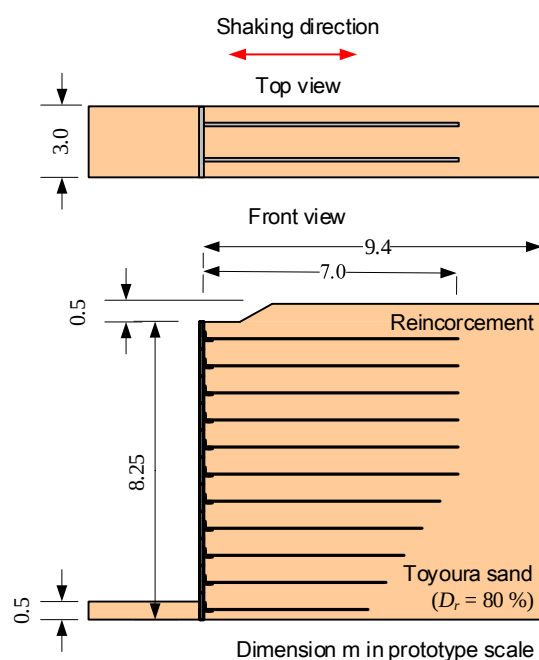


Fig. 5 Schematic drawing of experimental model.

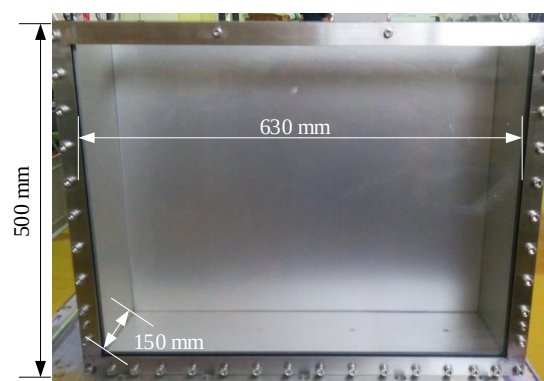


Photo 1 Rigid soil chamber.

ル (2014) によると、盛土材料は、ストリップ（帯状の鋼製補強材）との摩擦特性に優れ、圧縮変形量が小さく、かつ良好な締固め効果が得られることを必要としている。一方で、模型地盤を締固め管理する場合、遠心力の载荷に伴い地盤中の含水比分布が変化する恐れがあるため、均一な地盤条件を維持することが難しい。そこで、本実験では乾燥豊浦砂を用いて、相対密度80 %の均一な乾燥地盤となるよう気中落下法で作製した。基礎地盤は十分な強度を持つ地盤とするため、土槽底面を基礎地盤として扱うこととした。

本実験においては、剛土槽を用いて振動実験を行っているため、加振方向に対して垂直な土槽境界部から発生する反射波が問題となる（坂本ら, 2010）。そこで、既往の研究を参考に（Sawamura et al., 2015），加振方向に垂直な土槽壁面に緩衝材として厚さ2.0 mm, 10 %圧縮時の圧縮強度が0.07 N/mm²のゲルシー

トを貼付し、土槽境界の影響を緩和した。

加振方向に対して平行な土槽壁面と壁面模型との間には、摩擦を低減するために、テフロンシートを貼付したスポンジを壁面の両端に挟んでいる。スポンジの厚さは、テフロンシートと土槽壁面の間に隙間が出来ないように、剛土槽の亚克力面側を5 mm、反対側を10 mmとした。亚克力面側のスポンジでは、壁面模型の自重により重力加速度方向に圧縮する。この圧縮量を考慮し、亚克力面と反対側のスポンジは厚みを増している。

2.3 壁面のモデル化

本実験の壁面材は、単純化のため実構造物の複雑な十字型を模擬せず、幅の広い長方形型のアルミ製壁面材 ($H = 36.5 \text{ mm}$, $W = 140 \text{ mm}$, $t = 5.0 \text{ mm}$) とした。壁面材の厚みは、壁面材自体が土圧による変形を生じない剛性となるよう決めた。高さは、壁面ブロックごとの補強材密度が実構造物と同じになることを基準とした。壁面材の上下面には、壁面材間の摩擦を低減することを目的に、厚さ0.5 mmのテフロンシートを貼付している。

この壁面材を11段積み上げることで、Fig. 6, Photo 2に示すような、多分割化された壁面模型を構築した ($H = 412.5 \text{ mm}$, $W = 140 \text{ mm}$, $t = 5.0 \text{ mm}$)。これにより、全体のせん断抵抗・曲げ抵抗を考慮しないタイプC (Fig. 2参照) に該当する壁面剛性を再現した。壁面材と盛土とのなじみをよくするために、壁面の背面には両面テープを貼付し豊浦砂を付着させている。また、Table 1に、実構造物と模型の剛性関係を参考に示す。

2.4 補強材のモデル化

補強土 (テールアルメ) 壁工法設計・施工マニュアル (2014) によると、締固めのしやすい盛土材を用いた場合の標準的な盛土と補強材の摩擦角は 36° 以上とされている。そこで、まず本実験の補強材を選定するにあたり、豊浦砂を用いた一面せん断試験を実施した。この一面せん断試験では、補強材の代わりに、表面に両面テープで乾燥豊浦砂を付着させたステンレス製台座を用い、この疑似補強材と乾燥豊浦砂に対して実施した。

一面せん断試験結果をFig. 7に示す。図より、粘着力 $c = 5.0 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 37.3^\circ$ となったことから、疑似補強材と豊浦砂の間には、補強原理どおりに粘着力が発揮されており、また、設計上の摩擦角を満足することがわかった。そこで、補強材の材質にはステンレスを用い、またその表面には乾燥豊浦砂を、両面テープを介して付着させることで、本研究の補強材としてモデル化することとした。

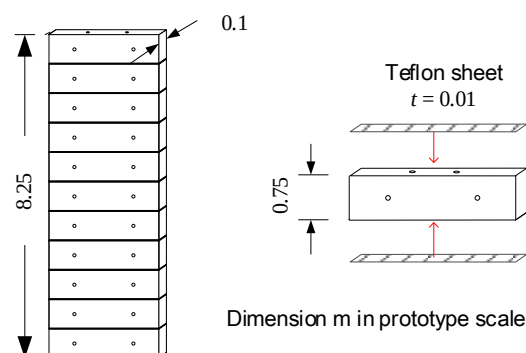


Fig. 6 Schematic drawing of wall model.

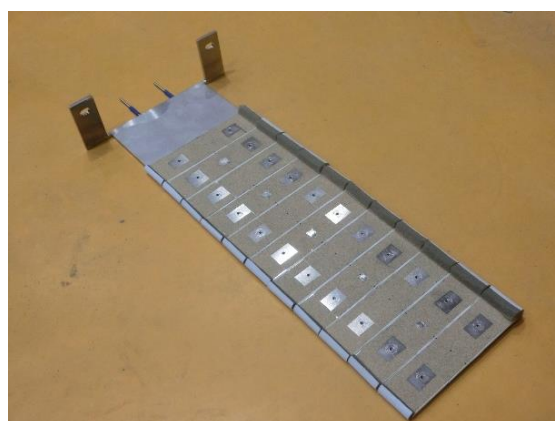


Photo 2 A wall model has dry Toyoura sand coating on its backside.

Table 1 Comparison of properties of wall structure between real structure and model

	Object	model
Young's modulus: E [kN/m^2]	2.40×10^7	7.03×10^7
Height: H [m]	1.50	8.25
Width: b [m]	1.50	2.80
Thickness: d [m]	0.18	0.06
Cross-sectional area: A [m^2]	2.25	23.1
Moment of area: I [m^4]	7.29×10^{-4}	5.04×10^{-5}
Axial stiffness: EA [kN]	5.40×10^7	1.62×10^9
Bending stiffness: EI [$\text{kN} \cdot \text{m}^2$]	1.75×10^4	3.54×10^3

一方で、帯鋼補強土壁の設計は、構造物の重要度や地盤種別に応じて、想定する地震動のレベルおよび設計水平震度は変化する。本実験においては、土槽寸法の制約を考慮して、土木構造物としての重要度1、想定する地震動の作用をレベル1地震動とし、設定する設計水平震度は0.12とした。

また、遠心加速度20 Gの実験において、幾何的かつ力学的な相似則を満足させるためには、模型寸法は実物の1/20サイズ、模型の剛性は実物と等しくす

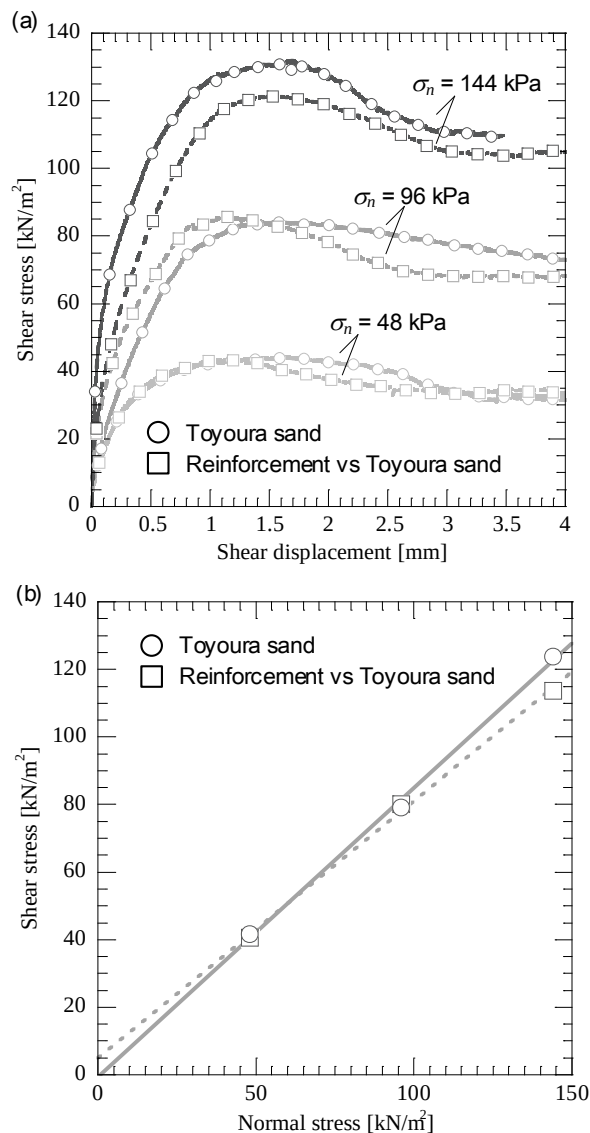


Fig. 7 Results of direct shear test: (a) load-displacement curve and (b) relation between maximum shear stress and normal stress.

る必要がある。実構造における標準的な補強材は幅 60 mm、厚さ 4.0 mm であり、これをそのまま模型サイズに縮小すると、補強材は幅 3.0 mm、厚さ 0.2 mm となる。しかし、プロトタイプと等価な剛性を満足しながら、この縮小寸法を満たす補強材をモデル化することは極めて困難である。そこで、壁面の単位面積当たりのストリップ幅を補強材密度と定義し、本実験では補強材密度を実構造物に一致させることに主眼を置いた。その結果、Table 2 に示すとおり、実構造物の補強材より補強材模型は、高い曲げ剛性を有することとなった。

実験模型の補強材敷設間隔は、プロトタイプで、各壁面ブロックの鉛直高さ中央、水平間隔 1.5 m とした。上述したステンレス製の補強材模型は、11 段の壁面ブロックにそれぞれ 2 本ずつ接続され、計 22 本設

Table 2 Comparison of properties of reinforcement between real structure and model

	Object	model
Young's modulus: E [kN/m ²]	4.00×10^5	2.05×10^8
Width: b [m]	0.060	0.12
Thickness: d [m]	4.00×10^{-3}	1.00×10^{-2}
Moment of area: I [m ⁴]	3.20×10^{-10}	1.00×10^{-8}
Bending stiffness: EI [kN·m ²]	6.40×10^{-2}	2.0
Reinforcement density [mm/m ²]	1.07×10^2	1.07×10^2

置される。また、壁面下段から 2 段目、4 段目、6 段目、8 段目、10 段目の補強材にひずみゲージを貼付している。補強材模型の固定には L 字のアンクルを用い、ボルトナットで取り付けた。

本実験においては、主働領域内の補強材の力学的役割を解明するために、主働領域より外にのみ、引抜き抵抗力を発現する補強材を敷設する必要がある。そこで、Sawamura et al. (2019) の検討と同様に、主働領域内はステンレスワイヤー ($\phi = 0.45$ mm) とし、抵抗領域内はステンレス製補強材となるモデル化を行った。ステンレスワイヤーを用いることで、摩擦抵抗を低減させることを期待し、また抵抗領域に張力を伝達する構造としている。

2.5 実験ケースおよび計測項目

Fig. 8 に、実験ケース (Case-1, Case-2) の概略図を示す。図中には配置した計測器を併記している。

Case-1 は一体型壁面での基本ケースである。これは、補強土 (テールアルメ) 壁工法の設計・施工マニュアル (2014a) における要求性能に則して、地震時のストリップ引抜き安全率 $F_{SE} = 1.2$ を用いて設計したケースである。

Case-2 は、設計上は抵抗力を持たないとされている主働領域内の補強材の影響を把握することを目的としたケースである。設計上の抵抗領域には補強材を敷設する一方で、設計上の主働領域内には張力のみを伝達し、摩擦抵抗が発揮しないようにステンレスワイヤー ($\phi = 0.45$ mm) を用いて、壁面と補強材を結び付けたケースである。抵抗領域には設計通りに補強材が敷設されているため、Case-1 と同様に、設計上の地震時のストリップ引抜き安全率 $F_{SE} = 1.2$ を確保した条件となる。

両ケースにおける、計測項目は以下の通りである。

1. 壁面および地盤の応答加速度
2. 壁面の水平変位
3. 壁面に作用する水平土圧
4. 補強材に発生するひずみ

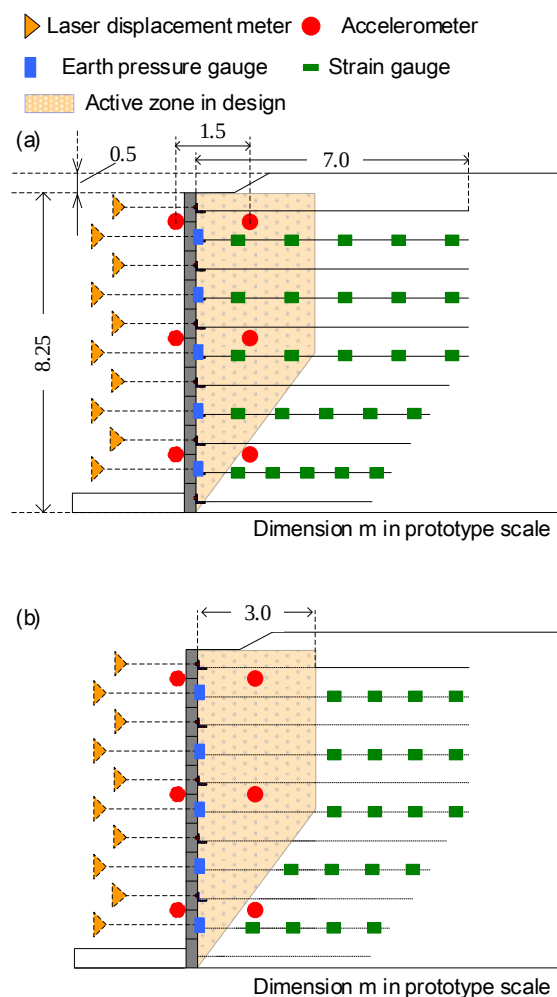


Fig. 8 Measurement instrumentation: (a) Case-1 and (b) Case-2.

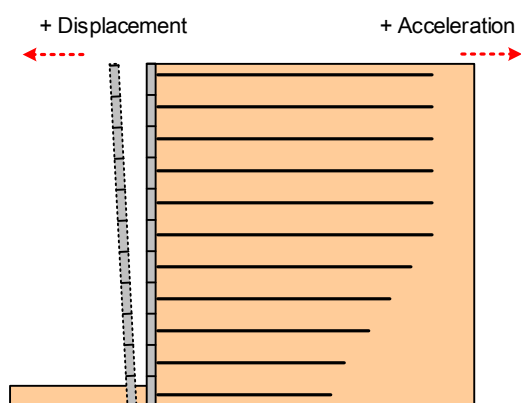


Fig. 9 Definition of positive direction of wall displacement and acceleration.

Fig. 9に、応答加速度および壁面変位の正負の向きを示す。加速度については図中の右向きを正、壁面変位については左向きを正と定義している。また、遠心模型実験の寸法効果に伴う影響を最小限にするために、東京測器研究所のひずみゲージ、型式

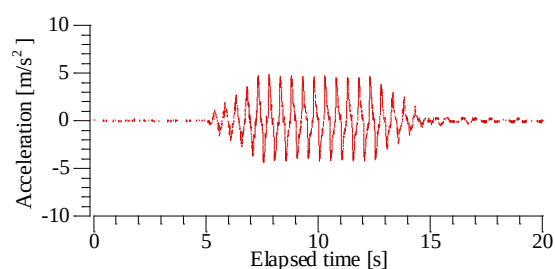


Fig. 10 Input wave: sin wave with 2 Hz, twenty cycles, and magnitude of 5.0 m/s² input in Step 5.

FLA-03-23-1LE-2LHT（ゲージ計測範囲 1.4 mm × 0.3 mm）を用いた。特徴は、リード線部分の被覆保護がなく、径の細い銅線部分が1.0 mという仕様になっている。これを用いることで、地盤内におけるリード線の影響を可能な限り小さくした。

2.6 入力波形

本実験では、繰り返しの地震動による帯鋼補強土壁の挙動を把握するため、振動台の最大加速度を1.0 m/s²の増分で漸増させるステップ加振とした。実験では、中島ら（2010）の実施したジオテキスタイル補強土壁の動的遠心模型実験を参考に、遠心加速度20 Gに達した常時の状態をStep 0として、20波のテーパ付き正弦波（周波数2.0 Hz）を振動台の最大加速度が1.0 m/s²～8.0 m/s²となるよう与え、合計8ステップの加振を行った。Fig. 10に振動台で計測された入力加速度の一例を示す。

3. 実験結果

以下では、全加振域における壁面変位の推移と加振中の結果を整理することで、分割型壁面の影響を議論する。実験結果においては、特に記述が無い限りプロトタイプ換算した値を用いる。

3.1 壁面変位の評価

(1) 壁面の最大水平変位量

Fig. 11に、Case-1, Case-2において、各加振ステップにおける壁面の最大水平変位量の推移を示す。最大水平変位量は、各加振後において、壁面全体で評価した際に求まる残留水平変位の最大値とする。Case-1, Case-2を比較すると、通常的设计通り主働領域内に補強材を敷設したCase-1で変位が小さくなり、Step 8終了時にはCase-2に比べて38.4 %抑制される結果となった。

(2) 壁面の变形モード

つぎに、各加振ステップにおける壁面の水平変位量から、壁面の転倒率 R [%]および滑動量 S [mm]を算

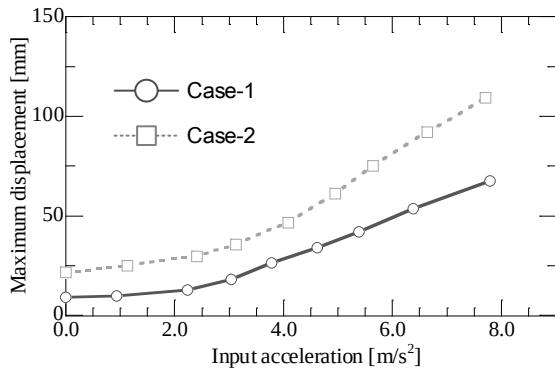


Fig. 11 Transition of maximum, horizontal wall displacement.

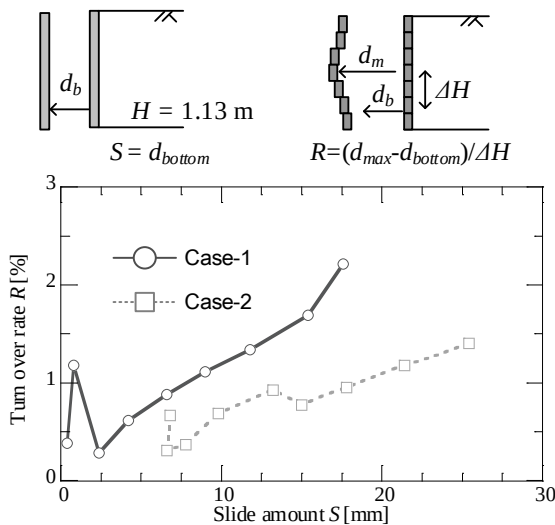


Fig. 12 Relation between turnover rate and transition of each excitation step.

出し、壁面の変形モードについて考察する。分割壁面は柔な変形モードを示す。そのため、転倒率の定義は、各加振ステップでの最大残留変位量 d_{max} と壁面下部（高さ1.13 m）の変位量 d_b の差 Δd を計測高の差 ΔH で割った値とする。滑動量 S は d_b と定義する。

Fig. 12に転倒率と滑動量の関係を整理する。Case-1, Case-2を比較すると、主働領域に補強材を敷設しないCase-2は滑動量が大きく、転倒率が小さいことがわかる。

(3) 壁面変形量の評価

これまでの壁面の最大水平変位量や変形モードによる考察に加えて、地震動による壁面全体の変形を定量的に評価するため、壁面の移動面積 T [m^2]を算出する。ここで、壁面の移動面積の定義は、加振に伴う個々の壁面材の回転が無視可能なほど微小であると仮定し、加振前後の各水平変位の計測点における変位量の差と水平変位計測間隔から求まる面積である。

Fig. 13に、加振ステップと壁面通過領域の関係を

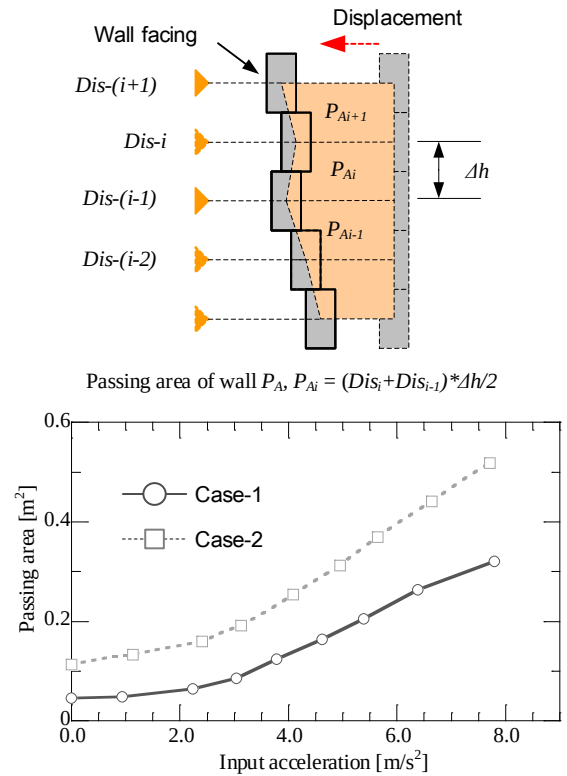


Fig. 13 Transition of passing area of wall.

を示す。主働領域内の補強材の有無に注目して比較すると、主働領域内に補強材を敷設しないケースの方が、全加振域を通じて壁面通過領域が大きくなることがわかる。

すなわち、上記三つの評価指標から、壁面変位量という観点では、全体せん断剛性および全体曲げ剛性を有さない分割壁面においても、帯鋼補強土壁は高い耐震性を示すことがわかる。また、この壁面構造条件においても、主働領域における補強材は水平方向の地震動に対して壁面の変形量を抑制するといえる。これは、実構造物の曲げ剛性と一致させた一枚の柔な壁面モデルを用いたSawamura et al. (2019) の検討と併せると、壁面の全体せん断剛性や曲げ剛性の有無によらず、主働領域内の補強材は補強土壁の安定性を高めるといえる。

3.2 壁面変位、補強材張力、地盤の挙動

(1) 壁面変位-補強材張力-土圧関係

Fig. 14に、Case-1のStep 0, 3, 5, 8における加振終了時の壁面の水平変位量-補強材張力分布-土圧分布の関係を示す。

まず、壁面の水平変位を整理する。Case-1では、最大変位がStep 0 ~ Step 8加振終了まで下から5段目（高さ3.38 m）で発生し、それによって壁高中央より下に位置する壁面材グループは転倒モードが顕著になった。また、下から4, 6, 11段目の壁面材は他に

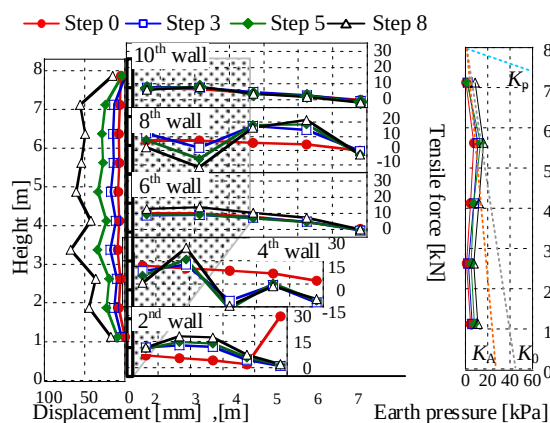


Fig. 14 Wall displacement, axial force of reinforcement and earth pressure acting on wall in Case-1 at Step 5.

比べて変位の増分が少なくなっている。11段目の変位が他より小さいのは、最上段の補強材に働く拘束圧が比較的小さく、他のブロックより高い自由度を持つことが影響していると考えられる。

つぎに、補強材張力分布を整理する。Step 0においては、どの高さにおいても設計で想定される弓なりの補強材張力分布を示した。しかし加振ステップが進むにつれて4段目と8段目に補強材の圧縮が見られた。このことから、加振に伴う壁面ブロックの振動により、盛土側に補強材を押し込む力が作用していた可能性が考えられる。

最後に、土圧分布を整理する。壁面上部ではStep 0, Step 8加振後の分布がそれぞれ設計上の主動土圧、静止土圧に近い分布になった。しかし、壁面下部においては全加振終了後も主動土圧より小さい値となった。これは、分割型壁面は全体せん断剛性や全体曲げ剛性がほとんどないため、盛土の変形に対する抵抗が補強材張力のみとなり、十分な反力が得られる前に変位してしまうからだと考えられる。

Fig. 15に、同じくCase-2のStep 0, 3, 5, 8における加振終了時の壁面の変位量－補強材張力分布－土圧分布の関係を示す。

まず、壁面の水平変位の整理をする。Case-2は、Case-1と同様に、最上段の変位は一つ下の段に比べて小さくなっている。Case-1の壁面全体の水平変位分布を比較すると、主動領域の安定性の影響は、壁面の転倒モードに大きな影響を与えるといえる。

つぎに、補強材張力分布の整理をする。4段目以外はすべての加振ステップにおいて、弓なりの補強材張力分布を示した。このことから、Case-2においても、ステンレスワイヤーが補強材への軸力伝達機能を適切に果たしていたといえる。一方で、各高さにおける全加振終了後の最大張力は、高さが低くなる

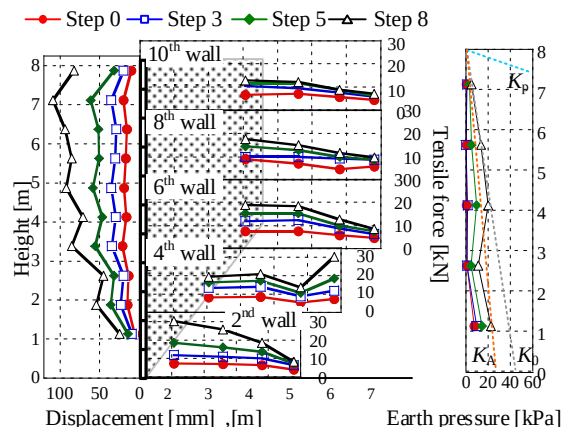


Fig. 15 Wall displacement, axial force of reinforcement and earth pressure acting on wall in Case-2 at Step 5.

ほど大きくなっている。

最後に、土圧分布の整理をする。Step 0～Step 5加振終了後までは主動土圧より小さい分布となり、Step 8加振終了後は壁面上部から中央に掛けて静止土圧と同じ分布を示した。Case-1に比べて土圧分布が大きくなった理由は、主動領域内に補強材を敷設しないため、主動領域内の補強材が負担するはずの土圧が壁面に作用していると考えられる。

(2) 壁面と地盤の一体性

Fig. 16に、Case-1, Case-2について、Step 5における盛土の応答加速度に対する壁面の応答加速度の履歴を、加振時刻全体で示す。Fig. 16(b)は、Case-2の壁面中段における地盤内の加速度が計測不良であったため、表示していない。両ケースに共通して、壁高 $H = 1.5 \text{ m}$, $H = 4.5 \text{ m}$ において履歴線は45°線上でループを描いた。すなわち帯鋼補強土壁の中央以下では、壁面と壁面付近の盛土は一体となって挙動しているといえる。しかし、 $H = 7.5 \text{ m}$ ではループに乖離が見られ、その乖離はCase-2で大きくなった。これより、壁面に全体せん断剛性、全体曲げ剛性が期待できない場合においても、壁面上部を除いて、壁面と壁面付近の盛土の一体性は保持されているといえる。また、主動領域内の補強材は、その一体性を増大させる役割を果たしていることがわかる。

4. おわりに

本研究では、地震時における壁面の力学的役割を解明することを目的に、帯鋼補強土壁の壁面構造に着目して、壁面構造の力学効果を明確化した動的遠心模型実験を実施した。本実験では、全体せん断剛性および全体曲げ剛性を有さない壁面構造を模擬し

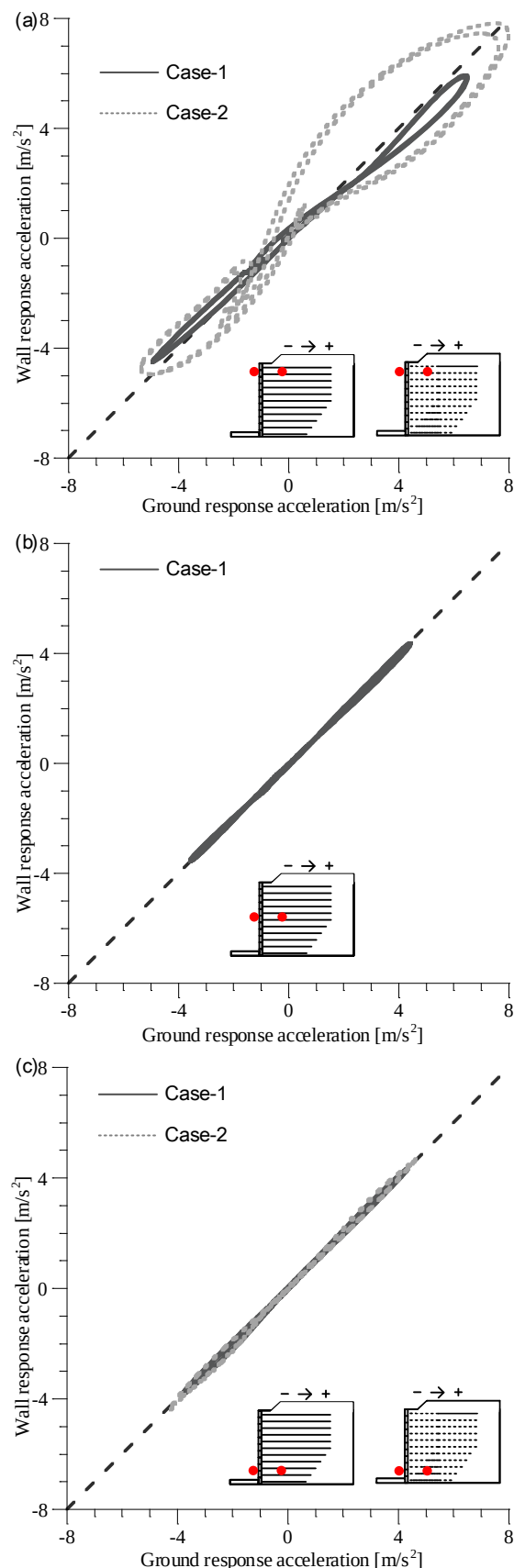


Fig. 16 Acceleration histories of ground and wall at Step5: (a) top ($H=7.5$ m), (b) middle ($H=4.5$ m), and (c) bottom of wall ($H=1.5$ m).

た帯鋼補強土壁を用いた。実験の結果、全体せん断剛性、全体曲げ剛性が期待できない分割壁面においても、壁面上部を除いて、地震時における壁面と壁面付近の盛土の一体性は保持されていることを確認した。また、主働領域内の補強材は、その一体性を増大させる役割を果たしていることがわかる。今後、加振中の壁面変位－補強材張力－壁面土圧の関係を分析することで、分割型壁面における柔な変形モードの原因について、詳細に検討する予定である。

参考文献

- 市川智史・末政直晃・片田敏行・豊澤康男・島田俊介 (2006) : 壁面剛性の異なるアンカー式補強土壁の遠心場振動台実験, 土木学会論文集C, Vol.62, No.4, pp.767-779.
- 一般財団法人 土木研究センター (2013) : ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版.
- 一般財団法人 土木研究センター (2014a) : 補強土 (テールアルメ) 壁工法設計・施工マニュアル 第4回改訂版.
- 一般財団法人 土木研究センター (2014b) : 多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル 第4回改訂版.
- 公益社団法人 日本道路協会道路土工 (2012) : 道路土工 ― 擁壁工指針.
- 佐藤寛樹・佐藤史啓・廣岡明彦・永瀬英生 (2018) : 壁面材形状が上載荷重を受ける補強土壁の静的安定性に及ぼす影響について, 第53回地盤工学研究発表会, pp.1681-1692.
- 坂本寛章・小島謙一・米澤豊司・森野達也・丸山 修・鈴木喜弥 (2010) : パイルスラブ式盛土の模型振動台実験 ― 緩衝材の選定 ―, 土木学会第 65 回年次学術講演会, pp.727-728.
- 社団法人 地盤工学会 (1999) : 補強土入門, 丸善出版.
- 中島 進・榎本忠夫・佐々木哲也 (2010) : 分割型壁面のジオテキスタイル補強土壁に関する動的遠心模型実験 (その2 実験条件および遠心力載荷時の安定性), ジオシンセティックス論文集, Vol.25, pp.161-168.
- 西本俊晴・辻 慎一郎・吉田浩一・太田秀樹 (2008) : ジオテキスタイルを用いた盛土補強工法の災害時における安全評価手法の提案と適用, 地盤工学会誌, Vol.56, No.11, pp.28-31.
- Sawamura, Y., Kishida, K. and Kimura, M. (2015): Centrifuge Model Test and FEM Analysis of Dynamic Interactive Behavior between

Embankments and Installed Culverts in Multiarch Culvert Embankments, International Journal of Geomechanics, ASCE, Vol.15, Issue 3, 2015. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000361](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000361)

Sawamura, Y., Shibata, T. and Kimura, M. (2019): Mechanical role of reinforcement in seismic behavior of steel-strip reinforced earth wall, Soils and Foundations.

<https://doi.org/10.1016/j.sandf.2019.02.010>

Tatsuoka, F., 1992. Roles of facing rigidity in soil reinforcing. Keynote Lecture, In; Ochiai, Y., Hayashi, J. Otani, J. (Eds) Proc. Earth Reinforcement Practice, IS-Kyushu '92, Vol. 2, pp.831–870.

(論文受理日 : 2019年6月17日)