

二重壁構造を有するジオテキスタイル補強土壁 の耐震性能：動的遠心模型実験

辻慎一郎¹・竜田尚希¹・王宗建¹・久保哲也²・荒井克彦³

本論文では、壁面材とジオテキスタイルによる補強盛土体の間に空間を設けて、施工時の盛土の変形に伴う土圧を壁面材に作用させずに、壁面近傍まで盛土材料を十分に締固めることができる構造とした二重壁構造を有する補強土壁について、地震時の安定性を確認するために行った動的遠心模型実験の結果を報告する。実験では、遠心加速度50G場で高さ20mに相当する補強土壁を構築し、壁面材の有無やジオテキスタイルの敷設配置を変化させて地震動を与えた。その結果、1) 壁面材と補強盛土体は一体的に挙動し、十分な耐震性を持つこと、2) ジオテキスタイルを、引抜けが生じない必要敷設長を確保した上で不等長配置としても、等長配置とした場合と同等の耐震性能を持つことなどを確認した。

キーワード：補強土壁，二重壁構造，耐震性能，動的遠心模型実験

1. はじめに

著者らは、コンクリートパネルによる壁面材と、ジオテキスタイルによる補強盛土体の間に空間を設けて、施工時の盛土の変形に伴う土圧を壁面材に作用させずに、壁面近傍まで盛土材料を十分に締固めることができる構造とした二重壁構造を有する補強土壁（以下、二重補強土壁）を開発し、多くの盛土工事に適用してきた^{1,2,3}。壁面材と補強盛土体はベルト状の補強材で連結され、その間の空間には、補強盛土体の構築後に砕石が投入されて排水層としての役割を持つ。近年は、大規模地震が多数発生しているが、2007年能登半島地震の発生後に、二重補強土壁を対象として行われた調査では、その変状はなかったことが報告されている⁴。2008年宮城・内陸地震では、同地震の断層上に位置する補強土壁において、橋台のすり付け部に隙間ができ、排水層に充填されていた砕石が流出する変状が生じたが、二重壁構造を活かした補修工事が行われた⁵。この補強土壁に対して、2011年東北地方太平洋沖地震後に、著者らが独自に行った調査では、補強土壁の壁面、路面などに異常はないことを確認している。このように、補強土壁の耐震性は実証されているが、その地震時の挙動は明確ではない。そこで、本論文では、二重壁構造を有する補強土壁の地震時の安定性を確認するための動的遠心模型実験を行った。実験では、遠心加速度50G場で高さ20mに相当する補強土壁を構築し、壁面材の有無やジオテキスタイルの敷設配置を変化させて地震動を与えた。この実験の結果、壁面材と補強盛土体は一体的に挙動し、補強土壁は十分な耐

震性能を持つことを確認した。本論文では、動的遠心模型実験の概要と二重補強土壁の耐震性能を報告する。

2. 動的遠心模型実験

(1) 補強土壁の試験体

動的遠心模型実験は、内寸で幅1500mm×高さ500mm×奥行き300mmの鋼製土槽内に、遠心加速度50G場で壁高20.6mとなるように補強土壁の試験体を構築した。試験体を構築するための基礎地盤と盛土材料には7号砕砂、壁面材と補強盛土体の間の空間に投入する砕石には3号砕砂を用いた。両地盤材料は空気乾燥状態で使用し、その物理特性を表-1に、実験に用いたジオテキスタイル、壁面材、壁面材と補強盛土体を連結するベルト状補強材の物性を表-2に示す。補強盛土体に敷設されるジオテキスタイルの模型は、実際のジオテキスタイルの引張剛性の相似則に合うようなポリエチレン製の材料を用いた。壁面材の模型は、実際の壁面材の重量（奥行き1mあたり）の相似則に合うようなアルミニウム製の板を用いた。ベルト状補強材の模型は、実際の壁面材1枚あたりの敷設面積と引張剛性が遠心力载荷試験の相似則に合うようなポリエチレンテレフタレート（PET）製のフィルムを用いた。このベルト状補強材は、写真-1に示すように、接着剤を用いて壁面材と連結される。なお、ベルト状補強材の表面には、盛土材料との摩擦を再現するため、接着剤で砂を付着させた。また、補強盛土体の前面には、盛土材料を十分に締固め、その後の盛土材料の流出を防

¹正会員，前田工織株式会社 開発技術部（〒919-0422 福井県坂井市春江町沖布目38-3）

²正会員，前田工織株式会社 地盤防災推進部（〒919-0422 福井県坂井市春江町沖布目38-3）

³正会員，福井大学工学部 建築建設工学科（〒910-8507 福井市文京3-9-1）

表-1 地盤材料の物理特性 (空気乾燥状態)

項目		7号硅砂	3号硅砂
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.637	2.655
粒度分布	礫分 (%)	0.0	0.0
	砂分 (%)	93.9	99.8
	シルト分 (%)	6.1	0.2
	粘土分 (%)		
均等係数 U_c		1.69	2.72
平均粒径 D_{50} (mm)		0.145	1.090
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)		1.591	1.538
最小乾燥密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)		1.217	1.225
粘着力 c (kN/m ²)		19.7	9.2
内部摩擦角 ϕ (度)		40.6	36.5

表-2 使用材料の物性

材料		物性	
		模型	実物
ジオテキスタイル (引張剛性)	A	88.0 kN/m (4400)*	4400 kN/m
	B	64.0 kN/m (3200)*	3200 kN/m
	C	36.0 kN/m (1800)*	1800 kN/m
壁面材 (重量)		1.15 kN/m (57.5)*	62.0 kN/m
ベルト状補強材	敷設面積	4.9×10 ⁴ m ² (1.23)*	1.0 m ²
	引張剛性	0.37 kN/m ² (925)*	880 kN/m ²

*括弧内の値は実際のスケールにした値を表す

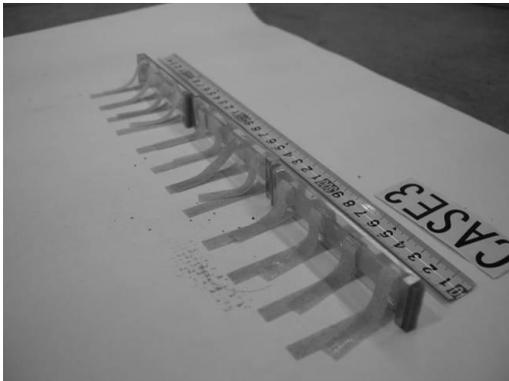


写真-1 壁面材とベルト状補強材

止るための補助材料として、実際の補強土壁に使用されている不織布付きの鋼製枠 (溶接金網) の模型を設置した。

動的遠心模型実験の試験体は、実際の補強土壁と同様な構築手順で作成した。試験体の構築手順を以下に示す。
 1) 基礎地盤の作成：1層あたりの仕上がり層厚が20 mmとなるように硅砂をまき出した後に、相対密度が $D_r=100\%$ となるように突き固め、層厚40 mmとなるように作成する。
 2) 補強土壁の構築：実際の施工と同様な手順 (壁面材の設置→盛土材料のまき出し・締固め→ジオテキスタイルの敷設→壁面材と補強盛土体間の空間への碎石の投入) で試験体を構築する (写真2~4)。なお、盛土材料は、1層あたりの仕上がり層厚が12 mmと

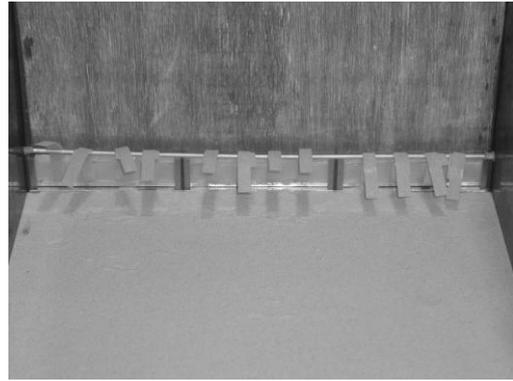


写真-2 壁面材の設置

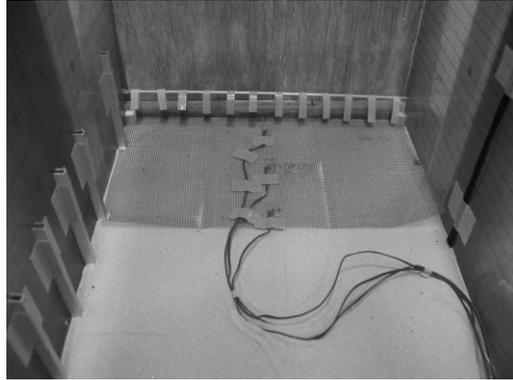


写真-3 ジオテキスタイルの敷設

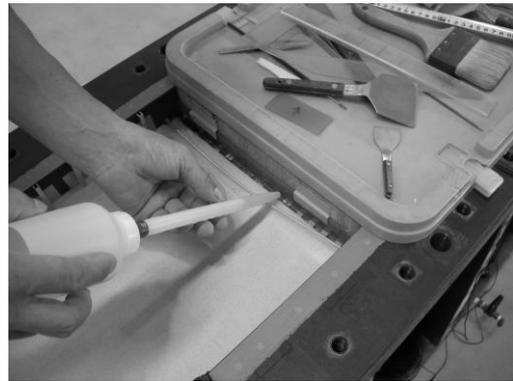


写真-4 碎石の投入

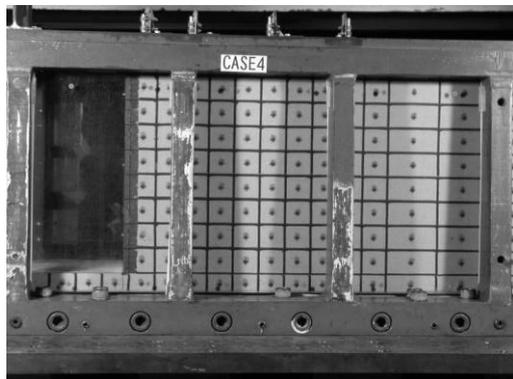


写真-5 試験体の完成状況

なるように硅砂をまき出した後に、相対密度が $D_r=80\%$ となるように突き固めた。また、壁面材と補強盛土体間の空間の幅は8 mm (実換算寸法40 cm) であり、硅砂3号を相対密度が $D_r=30\%$ となるように投入した。なお、

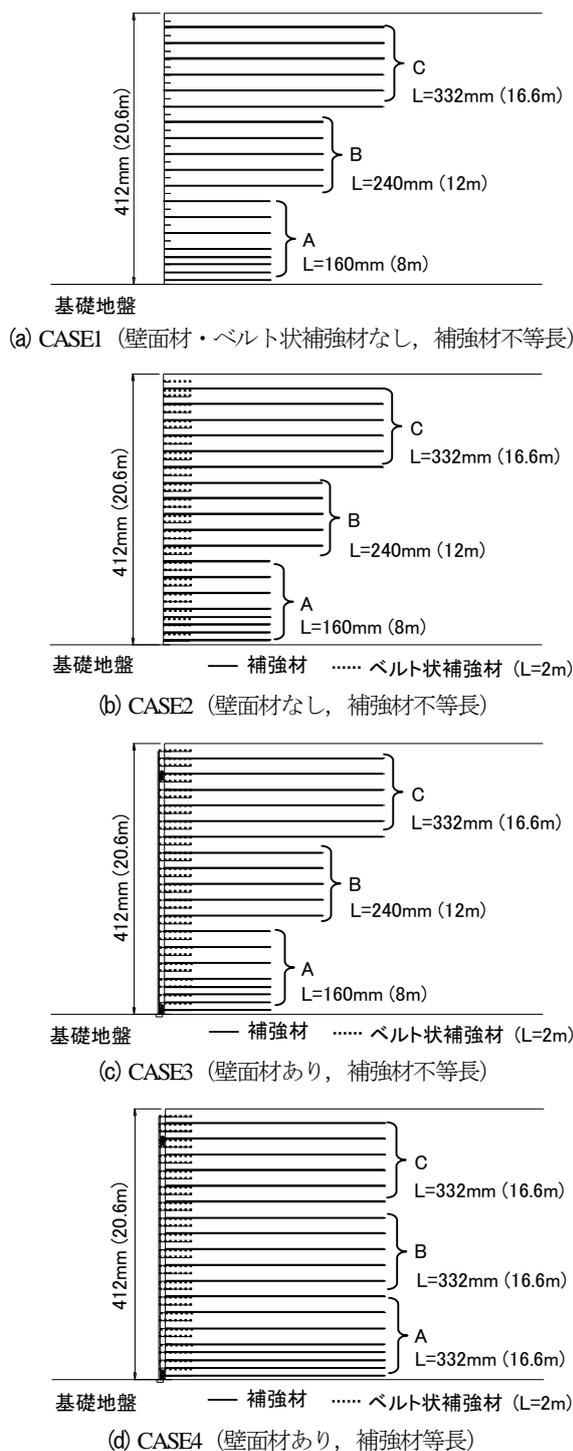


図-1 実験ケース

二重補強土壁の実際の施工では、補強盛土体の圧縮沈下起因する土圧が壁面材に作用しないように、補強盛土体が5 m程度構築されるごとに、壁高の半分程度まで碎石を投入することとしている。上記の手順で作成した補強土壁の試験体を写真-5に示す。

(2) 実験条件

動的遠心模型実験では、二重補強土壁を構成する壁面材とベルト状補強材の効果と、ジオテキスタイルの敷設長の影響を確認するため、図-1に示す4ケースの実験を

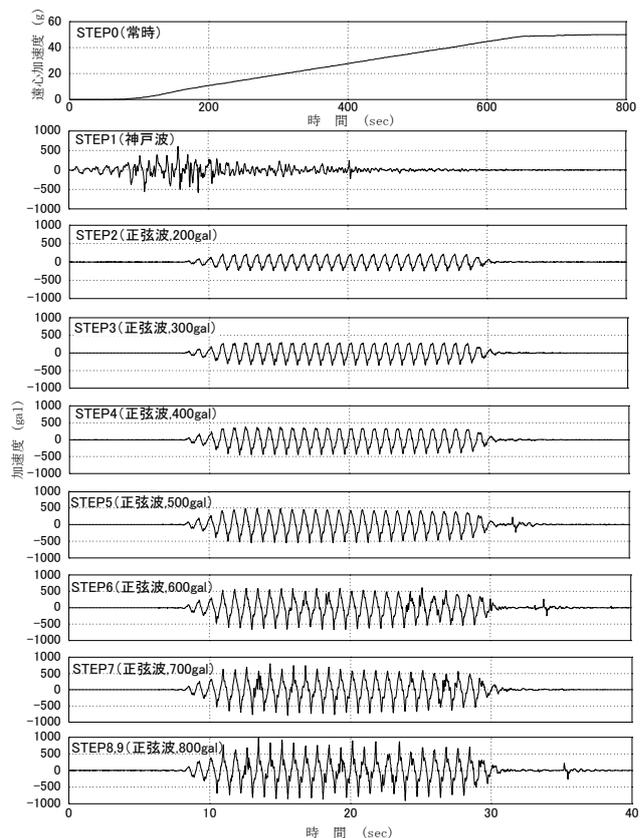


図-2 入力加速度

行うこととした。ここで、CASE1：壁面材とベルト状補強材を設置せず、ジオテキスタイルによる補強領域のみのケース、CASE2：壁面材は設置せず、補強盛土体にベルト状補強材を配置したケース、CASE3：壁面材、ベルト状補強材を設置し、ジオテキスタイルの引抜けが生じない必要敷設長を確保した上で敷設長を変化させたケース、CASE4：壁面材、ベルト状補強材を設置し、ジオテキスタイルの敷設長をすべて同一長さとしたケース、である。試験体CASE3は、現行の二重補強土壁の標準タイプである⁹⁾。

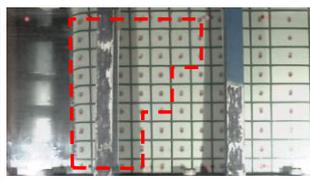
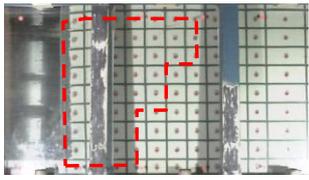
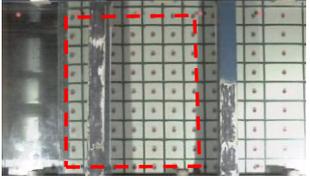
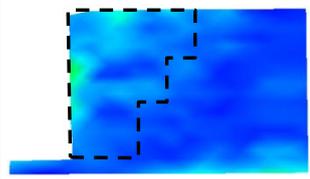
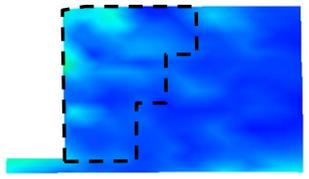
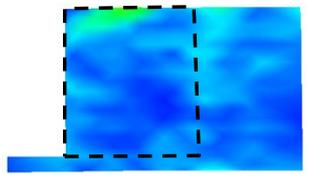
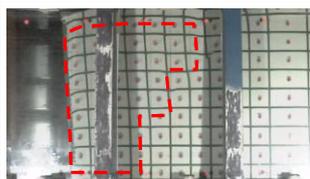
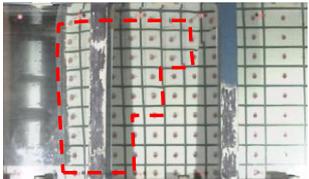
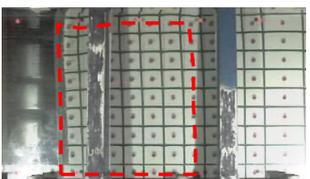
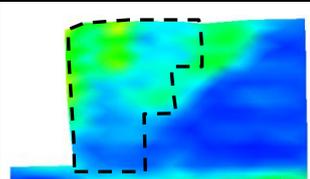
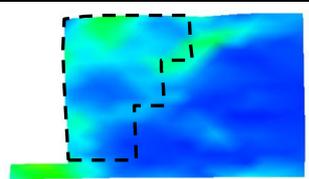
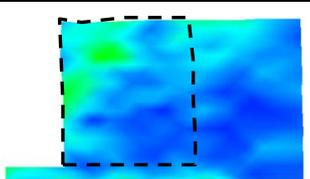
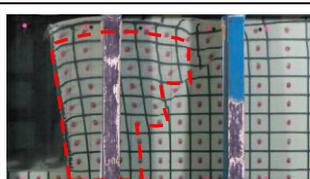
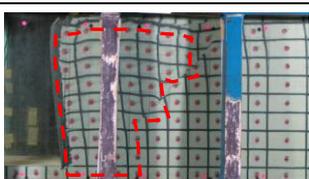
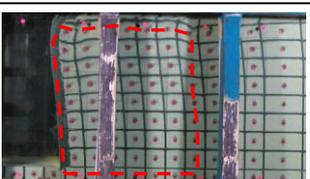
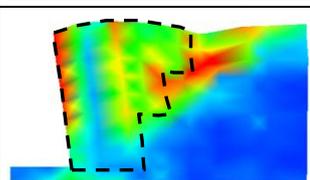
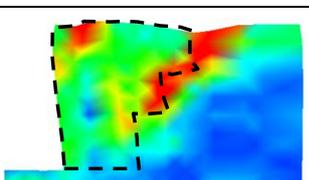
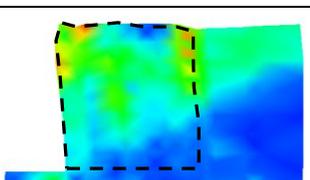
動的遠心模型実験で、試験体に与えた入力加速度を図-2に示す。実験では、50Gの遠心加速度に達した常時の状態をSTEP0として、最大加速度を600 galに調整した神戸海洋気象台N-S成分(神戸波)で加振後、最大加速度200 gal~800 galの正弦波(周波数1.2Hz)を30波ずつ与えた。正弦波800galの加振は2回行い、合計9ステップ(STEP1~STEP9)の加振を行った。また、実験では、試験体の変形状況、壁面材の水平変位、ジオテキスタイルとベルト状補強材のひずみ、壁面材に作用する土圧、試験体底面に作用する鉛直土圧(地盤反力)、盛土内の加速度を計測した。

3. 補強土壁の地震時の挙動

(1) 加振後の変形

動的遠心模型実験における各実験ケースの補強土壁の

表-3 加振後の補強土壁の変形状況とせん断ひずみ分布

加振 STEP		CASE2	CASE3	CASE4
STEP1 (神戸波)	変形状況			
	せん断ひずみ分布			
STEP4 (正弦波 400gal)	変形状況			
	せん断ひずみ分布			
STEP8 (正弦波 800gal)	変形状況			
	せん断ひずみ分布			

最終形状とせん断ひずみ分布を表-3 に示す。各ケースにおける補強土壁の変形の特徴を以下に示す。

CASE1：壁面材とベルト状補強材がない場合、壁面付近の拘束圧が小さいため、遠心加速度 50G 場の常時の状態で鉛直な壁面を維持することができず、試験体の上部が崩壊した。

CASE2：ベルト状補強材を設置した場合、壁面付近の拘束圧が向上し、CASE1 に比べて壁面部の安定が大きく向上した。図-2 の加振 STEP8 で、壁面が前方へ倒れる変形が生じ、補強領域の後方に大きなせん断ひずみが発生して明瞭なすべり線が生じたが、崩壊には至らなかった。

CASE3：壁面材を設置することにより、壁面付近の拘束圧がさらに向上するため、CASE2 に比べて壁面の変位量は小さくなり、耐震性能が大きく向上した。図-2 の加振 STEP5 で補強領域の後方で大きなせん断ひずみが発生し、明瞭なすべり線が発生したものの、加振 STEP9

まで崩壊には至らずに、壁面が前方へはらみ出す程度の変形であった。

CASE4：補強材を等長とした場合は、補強盛土体の背面に生じるせん断ひずみは、CASE3 に比べて小さくなるが、壁面の変位量は、補強材を不等長とした CASE3 と同程度であった。

以上の結果、壁面材とベルト状補強材により、地震時の壁面部の安定性が大きく向上すること、試験体 CASE2 と CASE3 で発生したすべり線は、補強領域には達していないことを確認した。

(2) 壁面材と補強盛土体の一体性

試験体 CASE3 の加振中における入力加速度と壁面材、補強盛土体および補強領域外の加速度の関係を図-3 に示す。補強土壁の上部では、加速度が増幅されるため、入力加速度に比べて大きな加速度が得られている。しかし、壁面材と補強盛土体の加速度は同様な傾向を示し、

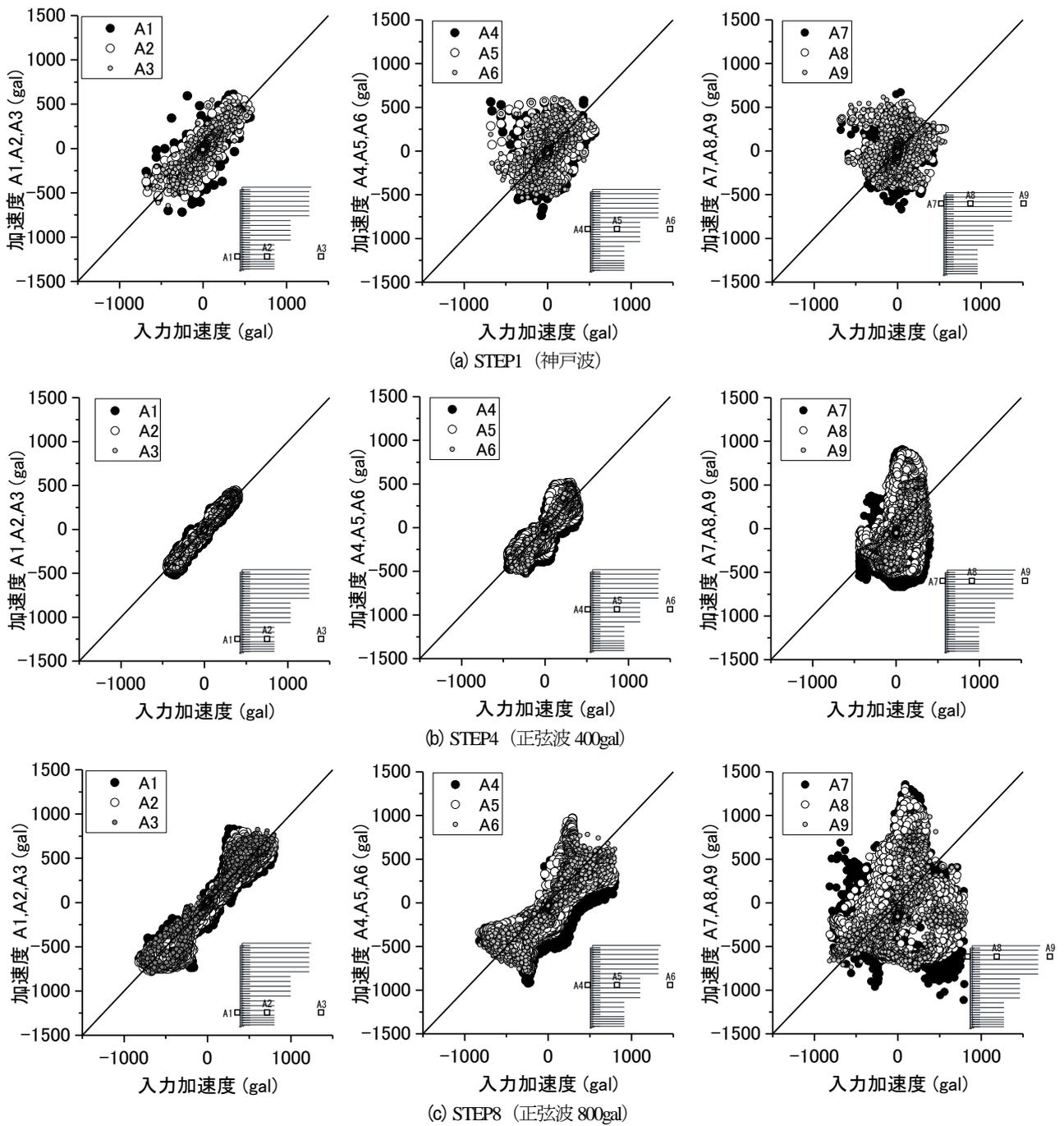


図-3 入力加速度と壁面材、補強盛土体、補強領域外の加速度の関係

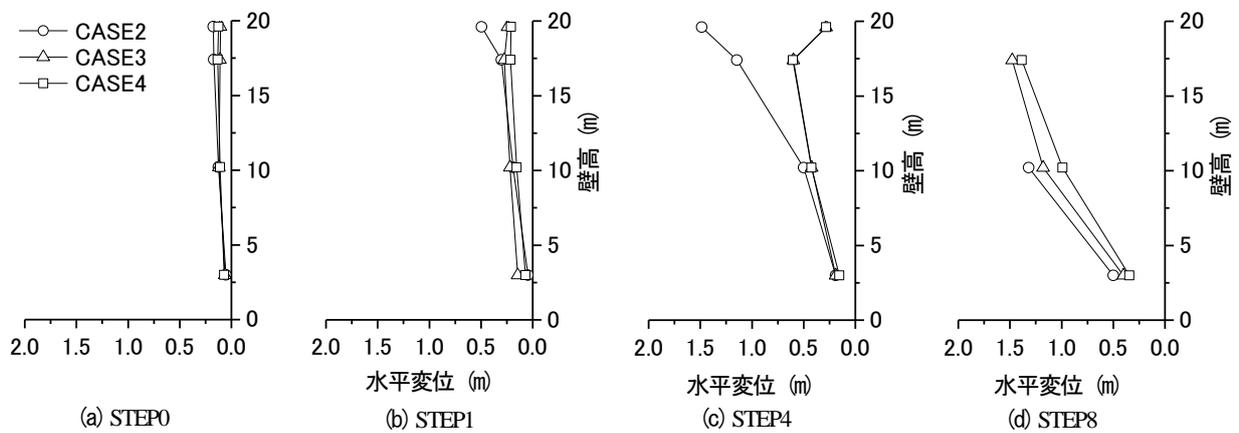


図-4 壁面の残留水平変位

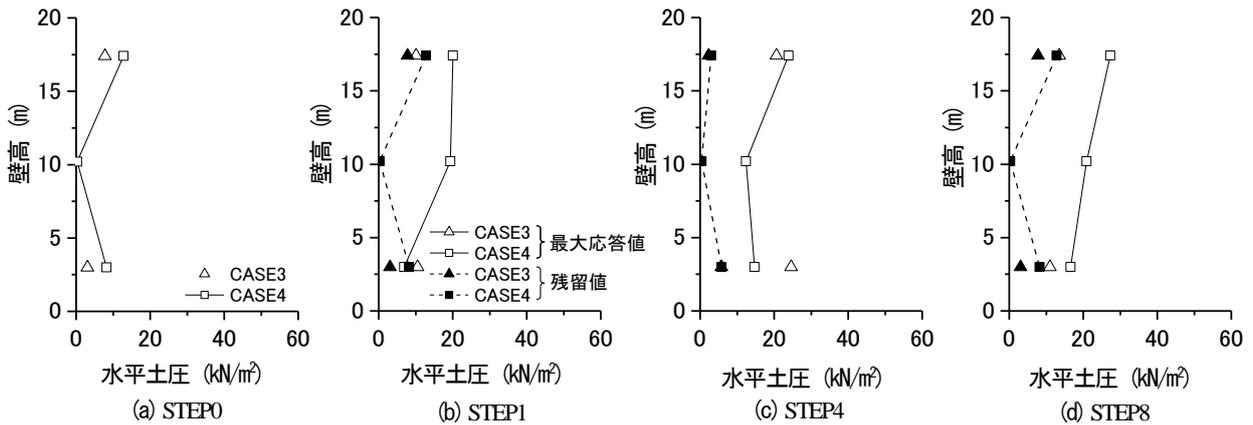


図-5 壁面材に作用する水平土圧

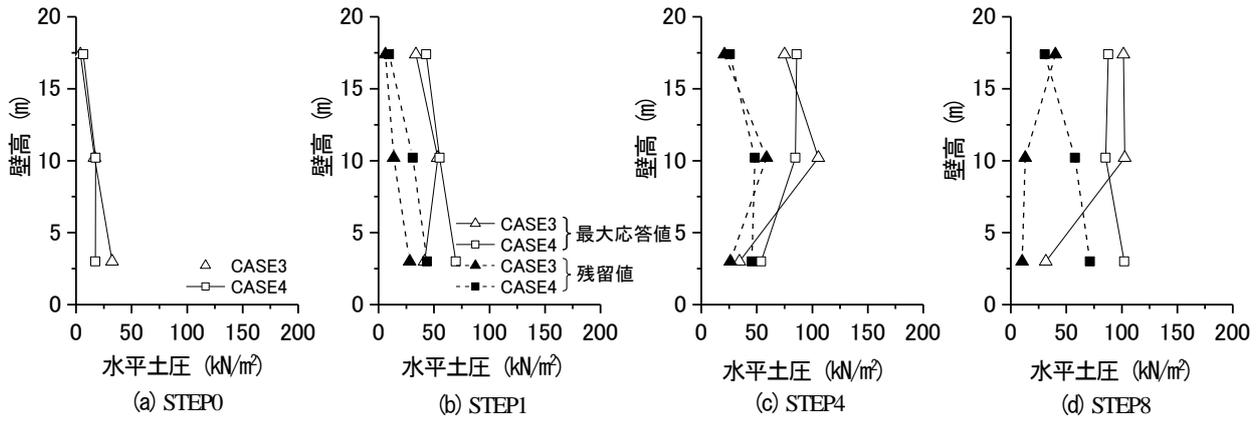


図-6 仮想背面に作用する水平土圧

壁面材と補強盛土体が一体的に挙動していることを確認した。

(3) 壁面変位

STEP0 (50G の遠心加速度載荷時), 図-2 の STEP1 (神戸波), STEP4 (正弦波 400gal), STEP8 (正弦波 800gal) 加振後における試験体 CASE2, 3, 4 の壁面の残留水平変位を図-4 に示す。壁面材のない CASE2 は, 壁面材のある CASE3, 4 に比べて, 壁面の変位量が大きく, 前方へ前倒れする傾向である。一方, CASE3, 4 の壁面変位は, 正弦波 800 gal 加振後までほぼ同程度であることを確認した。

(4) 壁面材に作用する水平土圧

試験体 CASE3, 4 の壁面材と補強盛土体の空間に投入された碎石により, 壁面材に作用する水平土圧分布の加振中における最大応答値と残留値を図-5 に示す。CASE3 の高さ 10m の位置では, 土圧計の不良のため, 土圧が計測されていない。加振中は, 補強土壁の上部の加速度が増幅されるため, 上部の壁面材ほど大きな土圧が作用する傾向にあることを確認した。

(5) 仮想背面に作用する土圧

試験体 CASE3, 4 の補強盛土体の背面で計測した水平土圧分布の加振中における最大応答値と残留値を図-6 に示す。加振中は, 補強土壁の上部の振幅が増幅される

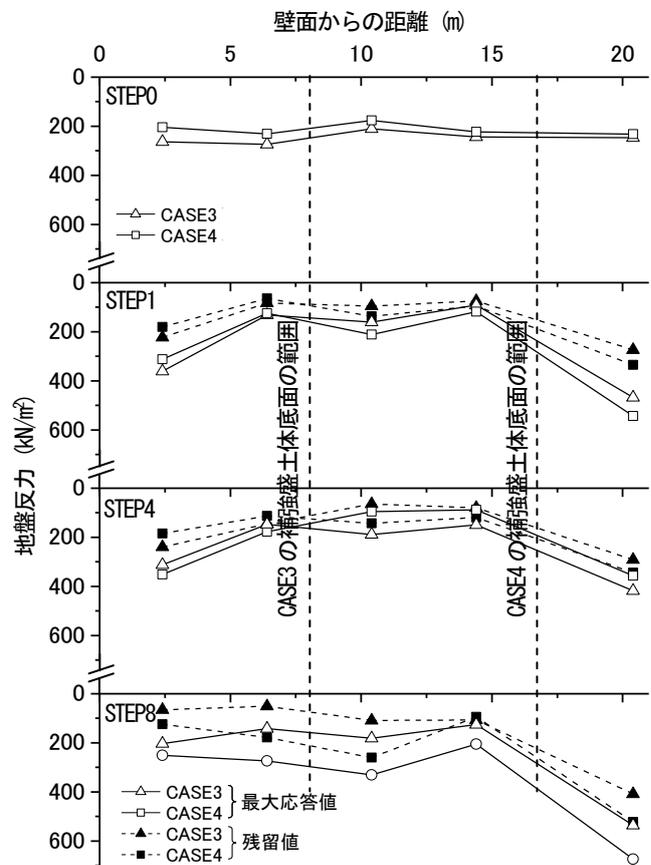


図-7 補強盛土体底面の地盤反力

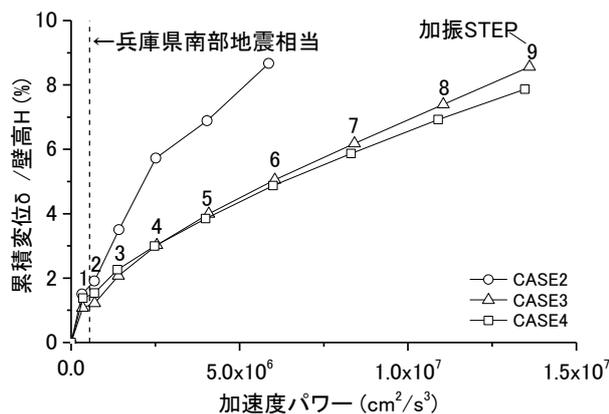


図-8 加速度パワーと壁面変位の関係

ため、上部に大きな水平土圧が作用する傾向にある。また、CASE3の800 gal加振後の水平土圧は、補強盛土体の背面にすべり線が生じたことによって補強盛土体が前方へ移動したため、CASE4に比べて小さい土圧が計測されたと考えられる。

(6) 補強盛土体底面の地盤反力

試験体CASE3、4の底面に作用する鉛直応力分布の加振中における最大応答値と残留値を図-7に示す。補強盛土体の底面では、等分布形状に近い鉛直応力が作用していること、地盤反力の最大応答値と残留値にはあまり差がないことを確認した。しかし、最大応答時、残留時ともに、補強盛土体底面で計測される鉛直応力は、補強盛土体底面での計算上の土被り圧 ($\gamma \cdot H = 15.0 \times 20.6 = 309 \text{ kN/m}^2$) に比べて小さい。これは、盛土材料と土槽との間の摩擦の影響のためと考えられる。

(7) 実験結果のまとめ

動的遠心模型実験で確認された二重補強土壁の耐震性能を以下に示す。1) ベルト状補強材を設置することにより、壁面部の安定性が向上し、補強盛土体を自立安定させる効果がある。2) 壁面材と補強盛土体はベルト状補強材によって連結されており、両者は一体的に挙動する。3) ジオテキスタイルの配置を不等長配置としても、等長配置と同等の耐震性能を持つ。以上の結果、二重補強土壁は十分な耐震性能を持つことを確認した。

4. 補強土壁の耐震性能

(1) 加速度パワーと壁面変位の関係

動的遠心模型実験における入力加速度を、地震動の加速度と継続時間を考慮する加速度パワーで評価する。加速度パワーは次式のように定義される⁹⁾。

$$I = \int_0^T a^2(t) dt \quad (1)$$

ここで、 $a(t)$: 時間 t における加速度、 T : 継続時間である。動的遠心模型実験における加速度パワーと、壁面の残留累積変位(加振による累積水平変位 δ を壁高 H で除

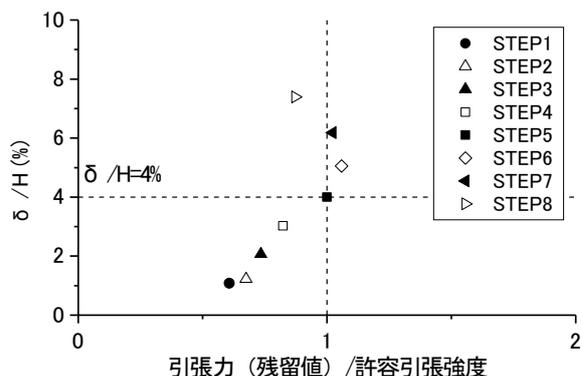


図-9 壁面変位とジオテキスタイルの引張力の関係

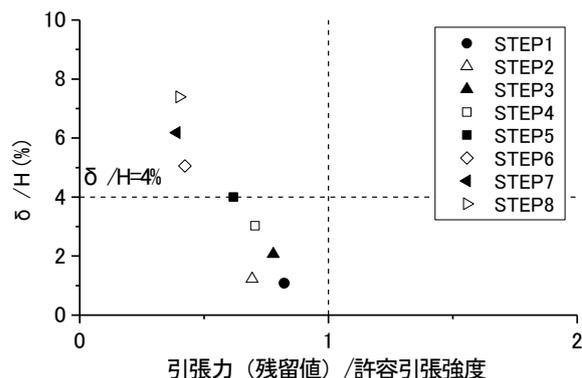


図-10 壁面変位とベルト状補強材の引張力の関係

した δ/H で表す)の関係を図-8に示す。壁面材のないCASE2は、壁面材のあるCASE3、4に比べて、壁面変位の累積量が多い。また、ジオテキスタイルを等長としたCASE3と不等長としたCASE4では、壁面変位の累積量は同程度であり、ジオテキスタイルを不等長としてもCASE3と同様な耐震性能を持つことを確認した。同図には、過去のレベルII地震動として、兵庫県南部地震(神戸海洋気象台記録)相当の加速度パワーのレベルも示しており、同地震と同程度の地震では、壁面の水平変位は壁高の1.5%程度に抑えられることを確認した。

(2) 壁面の許容変形量

二重補強土壁の標準タイプである試験体CASE3の各加振STEPにおける壁面の残留累積変位 δH (δ : 累積水平変位、 H : 壁高)と、加振後のジオテキスタイルに作用する引張力の残留値、および、壁面材とベルト状補強材の連結部に作用する引張力(残留値)関係を図-9、10に示す。ジオテキスタイルの引張力は、壁面変位の増加に伴って増大する傾向にあり、 δH が4%を超えると、ジオテキスタイルに許容引張強度を超える引張力が作用する傾向にある。また、壁面材とベルト状補強材の連結部に作用する引張力は、壁面変位の増加に伴って減少する傾向にあり、連結部にベルト状補強材の許容引張強度を超える引張力は作用しない。井澤らは、補強土壁の壁面の傾きが3%程度になると、補強材の特性に関わらず、補強領域内にすべり線が生じることを示している⁷⁾。以上のことから、二重壁構造を有する補強土壁においては、

地震時の壁面の水平変位に対する許容変位量の目安を壁高の3~4%とすることができると考えられる。また、地震後の補強土壁の壁面変位が壁高の3~4%以内であれば、補強土壁を構成しているジオテキスタイルとベルト状補強材に作用する引張力は許容引張強度以下であることから、補強土壁の安定性は保たれていると判断でき、壁面材の再設置などの軽微な補修で復旧できると考えられる。

5. おわりに

本論文では、二重壁構造を有する補強土壁の地震時の挙動と耐震性能を確認するための動的遠心模型実験を行った。本論文で得られた結論を以下に示す。1) 壁面材と補強盛土体は一体的に挙動し、十分な耐震性を持つ。2) ジオテキスタイルの配置を、引抜けが生じない必要敷設長を確保した上で不等長配置としても、等長配置とした場合と同等の耐震性を持つ。3) 兵庫県南部地震相当の地震動に対して、補強土壁の壁面の水平変位量は、壁高の1.5%程度に抑えられる。4) 地震時における壁面の水平変位に対する許容変位の目安を、壁高の3~4%とすることができると考えられる。

今後、動的遠心模型実験で得られた補強土壁の挙動をもとに、二重壁構造を有する補強土壁の耐震設計法を検討する予定である。

参考文献

- 1) 吉田浩一, 久保田勝彦, 横田善弘, 竜田尚希, 荒井克彦: 二重壁構造を有する補強土擁壁工法の現場計測, ジオシンセティックス論文集, 第18巻, pp.125-130, 2003.
- 2) 吉田浩一, 荒井克彦, 辻慎一朗, 横田善弘, 竜田尚希: 二重壁構造をもつ垂直補強土擁壁の現場実験と数値解析, ジオシンセティックス論文集, 第22巻, pp.213-218, 2007.
- 3) 吉田浩一, 田澤浩二, 伊藤修二: 二重壁構造を有する補強土壁の両面盛土への適用, ジオシンセティックス論文集, 第23巻, pp.183-186, 2008.
- 4) 久保哲也, 横田善弘, 辻慎一朗: 能登半島地震による道路盛土の被災状況調査と復旧, ジオシンセティックス論文集, 第22巻, pp.199-206, 2007.
- 5) 王宗建, 竜田尚希, 服部浩崇, 辻慎一朗, 太田秀樹: 二重壁構造を有する補強土壁の地震後の状況と補修, ジオシンセティックス論文集, 第24巻, pp.125-130, 2009.
- 6) アダムウォール協会: アダムウォール(補強土壁)工法設計・施工マニュアル改訂版, 2009.
- 7) 井澤淳, 桑野二郎: 壁面変位を用いた補強土擁壁の地震時損傷度評価, ジオシンセティックス論文集, 第22巻, pp.207-212, 2007.

SEISMIC PERFORMANCE OF GEOTEXTILE-REINFORCED SOIL WALL WITH DOUBLE FACING SYSTEM : DYNAMIC CENTRIFUGE MODEL TEST

Shinichiro TSUJI, Naoki TATTA, Zongjian WANG,
Tetsuya KUBO and Katsuhiko ARAI

This paper shows the results of the dynamic centrifuge model test that is carried out to confirm seismic stability of the geotextile-reinforced soil wall which has a double facing system with a vertical layer to absorb the deformation between the facing concrete panels and reinforced backfill. In the test, authors make the 20-meters-high model of the wall under the 50G centrifugal field and investigate the influences of presence of the facing concrete panels and length of geotextile on the seismic stability of the wall. The structural characteristics of the wall obtained from this test are as follows; 1) the facing concrete panels and reinforced backfill behave integrally and are sufficiently stable, and 2) the wall has high seismic performance even if the length of geotextile is designed as unisometric arrangement.

KEYWORDS: Reinforced soil wall, Double facing system, Seismic performance, Dynamic centrifuge model test