

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：数値解析

蔡飛¹・竜田尚希²・王宗建²・辻慎一朗²・蘇志満³・鵜飼恵三¹

二重壁構造を有するジオテキスタイル補強土壁は、これまで幾度かの地震を経てきたが、土構造物としての機能は維持しており、高い耐震性能を有することが明らかとなってきている。しかし、その挙動については未解明な部分があり、設計法について合理化が求められている。そこで、二重壁構造を有する補強土壁の常時・地震時の補強土壁の挙動およびその崩壊メカニズムを解明することを目的として、補強材配置と壁面材の有無を変化させて遠心加速度50 G場で動的遠心載荷実験を実施した。本報では、二重壁構造を有するジオテキスタイル補強土壁の動的遠心載荷実験について数値解析を実施し、実験結果との比較を行った。

キーワード：補強土壁，耐震性能，二重壁構造，数値解析

1. はじめに

二重壁構造を有する補強土壁は、これまで東日本大震災を含む幾度かの地震を経てきたが、補強土壁としての機能は維持しており、高い耐震性能を有することが明らかとなってきている^{1,2)}。しかし、地震時二重壁構造を有する補強土壁の挙動については未解明な部分があり、設計法について合理化が求められている。そこで、二重壁構造を有する補強土壁の常時・地震時の挙動およびその崩壊メカニズムを解明することを目的として、補強材配置と壁面材の有無を変化させて遠心加速度50 G場で動的遠心載荷実験を実施した。本報では、二重壁構造を有する補強土壁の動的遠心載荷実験について数値解析を実施し、実験結果との比較を行った。

2. 動的遠心載荷実験の概要と解析検討ケース

二重壁構造を有する補強土壁の動的遠心載荷実験の詳細は参考文献^{2,3)}を参照されたい。ここに、その概要を簡述する。実験に幅150 cm×高さ50 cm×奥行き30 cmの鋼製土槽を用いた。まず、珪砂7号を相対密度 $D_r=100\%$ となるように突き固め、層厚4 cmの基礎地盤を作成した。次に、実際の施工と同様な手順で補強土壁を構築した。裏込め土は、1層あたりの仕上がり層厚が12 mmとなるように珪砂7号をまき出した後に、相対密度が $D_r=80\%$ となるように突き固めた。外壁と補強土の間に相対密度 $D_r=30\%$ の珪砂3号を投入し、変形吸収と排水機能を有する層を作成した。

実験では、遠心加速度を50 Gまで上昇させ、補強土壁の状態が安定した後、まず、最大加速度を600 galに調整した神戸海洋気象台NS成分の地震波を入力波として加振した。次に、周波数が1.2 Hzで、主要動20波の正弦波を入力波として最大加速度を200 galから100 galずつ上げて補強土壁が破壊するまで加振した。

数値解析は模型を原型に換算してから行った。以降、補強土壁のサイズや解析結果は原型サイズで表す。検討したCASE 2, CASE 3, およびCASE 4のモデルおよびメッシュ分割を図-1に示す。CASE 2は、外壁なしで、上部に6層の長さ16.6 mの補強材C, 中部に5層の長さ12 mの補強材B, 下部に8層の長さ8 mの補強材Aを敷いた。CASE 3は、外壁ありで、敷いた補強材はCASE 2と同じである。CASE 4は、外壁ありで、すべての補強材の長さは16.6 mで、上部に6層の補強材C, 中部に5層の補強材B, 下部に8層の補強材Aを敷いた。また、すべてのケースに高さ方向に30 cm間隔で長さ2.5 mのベルトを敷いた。補強材およびベルトの引張剛性 $E t$ (E : 弾性係数, t : 厚さ)は表-1に示す。また、外壁の効果や補強材の長さの影響を検討するために、図-1に示す3つのケースにおける神戸波を入力波とした動的遠心載荷実験の数値解析を行った。

表-1 補強材及びベルトの材料定数

材料	$E_p t_p$ (原型)	$E_m t_m$ (模型)
補強材 A	4400 kN/m	88.0 kN/m
補強材 B	3300 kN/m	64.0 kN/m
補強材 C	1800 kN/m	36.0 kN/m
ベルト	-	0.34 kN/本

¹正会員，群馬大学大学院工学研究科 社会環境デザイン工学専攻（〒376-8515群馬県桐生市天神町1-5-1）

²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）

³非会員，中国科学院水利部成都山地災害と環境研究所（〒610041四川省成都市人民南路四段九号）

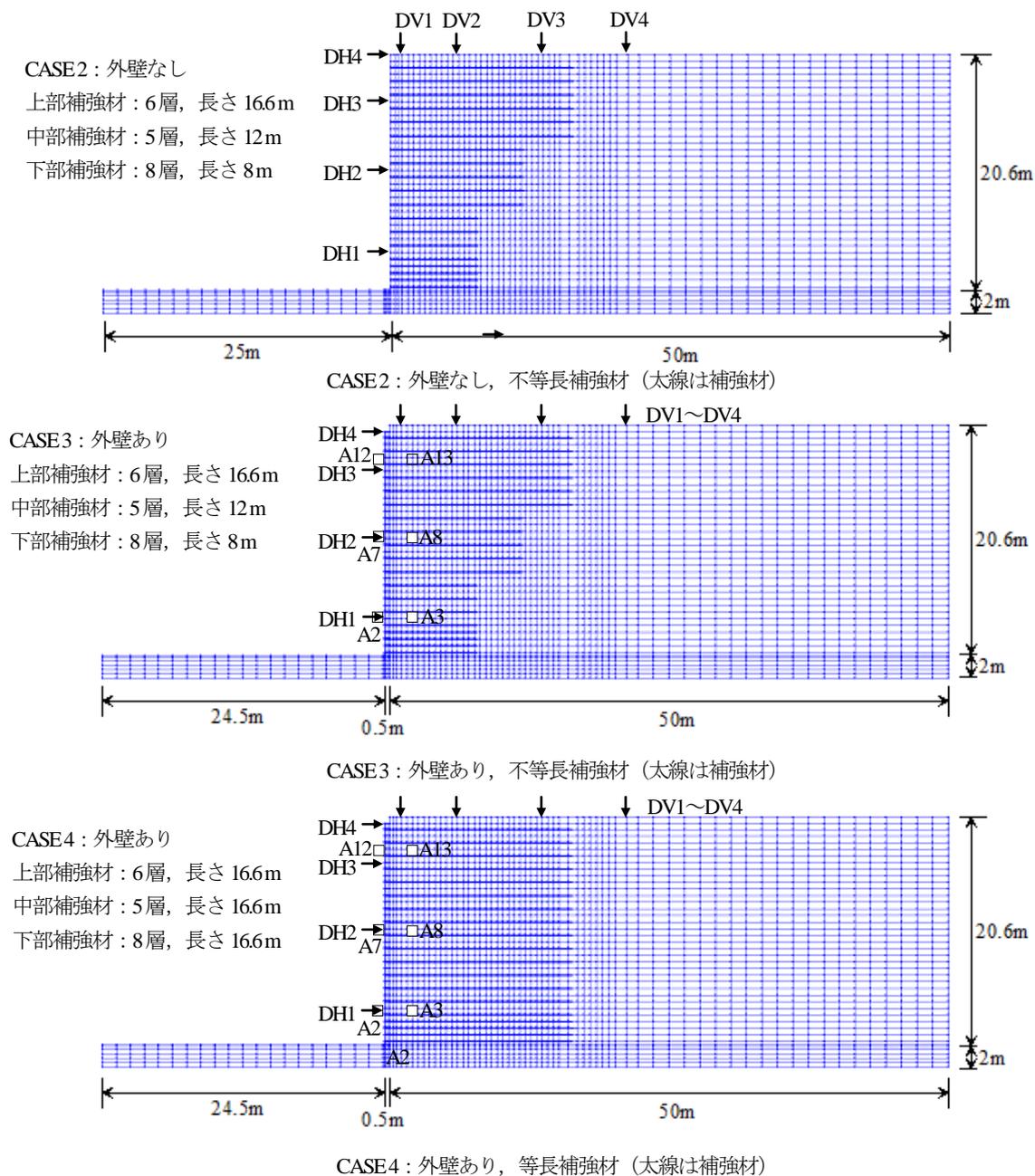


図-1 解析ケースとメッシュ分割

3. 数値解析手法および検討条件

数値解析は動的地盤解析プログラムUWLC⁴⁾を用いた。検討条件は表-2に示す。予備解析により、図-2に示すような補強材は、上載圧の変形係数に与える影響を考慮する必要があり、解析による残留変形が実験結果と概ね一致させるには、表-1に示されている補強材の引張剛性原型 $E_p \cdot t_p$ を1.5倍にしてから解析に用いる必要があることが分かった。補強材の引張剛性の上載圧の依存性は、Lingらの実験でも確認された^{5,6)}。また、表-1に示されているベルトの値は1本のベルトの引張剛性であり、解析には奥行き方向単位幅の平均値を用いた。

表-2 検討条件

項目	内容
ひずみ依存性	双曲線
ヒステリシス	UWモデル
背面土	硅砂7号 ($D_r=80\%$)
変形吸収層	硅砂3号 ($D_r=30\%$)
基礎地盤	硅砂7号 ($D_r=100\%$)
補強材長さ	不等長, 等長の2種類
壁面	なし, ありの2種類
入力地震動	神戸波

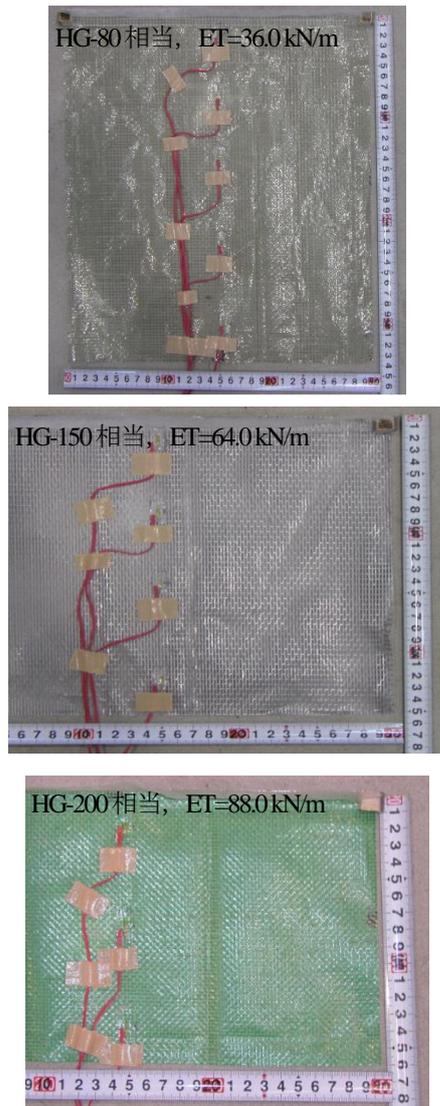


図-2 (上) 上部補強材, (中) 中部補強材, (下) 下部補強材

基礎地盤 (相対密度 $D_r=100\%$ の硅砂7号), 裏込め砂 ($D_r=80\%$ の硅砂7号), および二重壁の間に充填した碎石 ($D_r=30\%$ の硅砂3号) は, UWモデル⁷⁾を用いて砂のせん断剛性と減衰定数のせん断ひずみの依存性を考慮した. 硅砂7号 ($D_r=80\%$) と硅砂3号 ($D_r=30\%$) におけるUWモデルのパラメータは, それぞれの砂におけるせん断剛性および減衰定数~せん断ひずみ関係の実験結果に基づいて, 最適化手法により同定した. 同定したUWモデルのパラメータを表-3に示す. 表-3に示されているパラメータで算出された硅砂7号 ($D_r=80\%$) と硅砂3号

表-3 砂材料におけるUWモデルのパラメータ

砂	γ (kN/m^3)	G_0 (kN/m^2)	ν -	c (kN/m^2)	ϕ ($^\circ$)	R_f -	n -	b -
硅砂7号($D_r=80\%$)	14.8	87000	0.3	19.7	40.6	2.064	1.128	533.1
硅砂7号($D_r=100\%$)	15.6	99700	0.3	19.7	44.6	2.064	1.128	533.1
硅砂3号($D_r=30\%$)	13.0	58000	0.3	9.2	36.5	1.870	1.802	1007.0

($D_r=30\%$) のせん断剛性および減衰定数と実験結果との比較を図-3に示す. 図-3により両者よく一致していることがわかる. 表-3に, 硅砂7号 ($D_r=80\%$) の初期せん断剛性 G_0 は, 平均主応力 $\sigma'_m=100\text{ kN/m}^2$ の時の代表値であり, 測定した補強土壁のS波速度より算出した. 相対密度 $D_r=100\%$ の硅砂7号の G_0 は, 間隙率 e と G_0 との関係に基づき $D_r=80\%$ の硅砂7号の G_0 から算出した. また, UWモデルにはせん断応力~せん断ひずみ関係を表す双曲線のパラメータ R_f はせん断強度の調整係数であり, 次のように定義されている.

$$\tau_{\max} = \{c \cos \phi + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi\} / R_f$$

また, UWモデル⁷⁾でヒステリシスは

$$\tilde{\tau} = (a\tilde{\gamma}^n + G_0\tilde{\gamma}) / (1 + b\tilde{\gamma})$$

で定義される. ここに a はひずみ, せん断応力, および材料パラメータにより求められるものである⁷⁾.

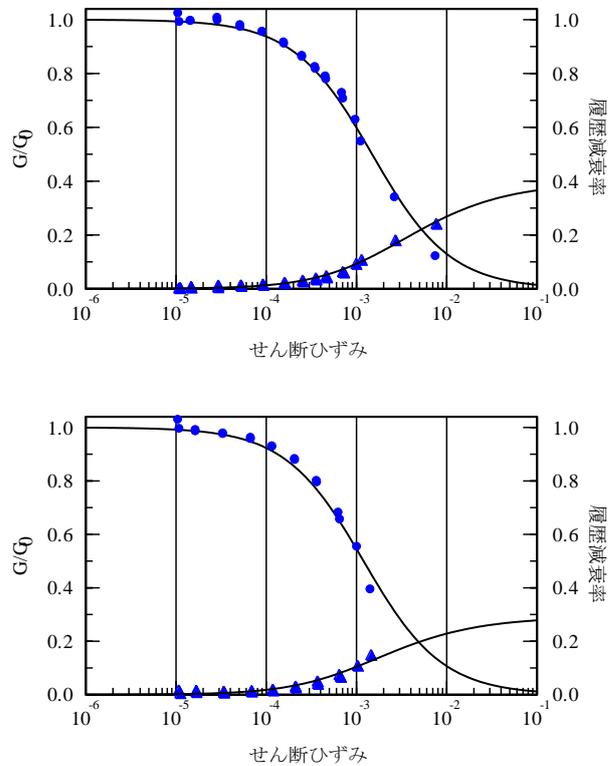


図-3 砂のせん断剛性と減衰定数のせん断ひずみ依存性, (上) 硅砂7号 ($D_r=80\%$), (下) 硅砂3号 ($D_r=30\%$)

4. 解析結果

神戸波を入力波として動的遠心載荷実験で得られた地震時における壁面最大水平変位の高さ方向の分布、および地震後における壁面残留水平変位の高さ方向の分布を図-4に示す。CASE2, CASE3, およびCASE4における地震時の壁面最大水平変位は、それぞれ37.4 cm, 33.0 cm, 32.5 cmであり、地震後の壁面最大残留水平変位は、それぞれ33.3 cm, 30.4 cm, 29.3 cmである。また、壁面残留水平変位の動的遠心載荷実験結果と解析結果との比較を表-4に示す。図-4および表-4より、解析結果は動的遠心載荷試験結果と概ね一致することがわかった。また、後述の図-5および図-9に示されているように壁面水平変位時刻歴の実測値に不自然な変動が生じたため、図-4に壁面最大水平変位の実測値をプロットしなかった。

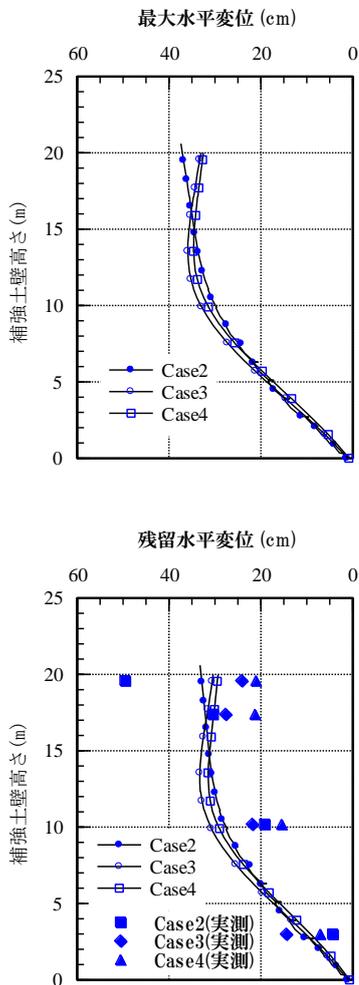


図-4 壁面最大水平変位（上）および壁面残留水平変位（下）の高さ方向の分布

CASE 2の補強土壁天端付近の残留水平変位が急増したことについては、動的遠心載荷実験のビデオ確認により、局所的に砂が内壁シートから流失したのが原因であるとわかった。

表-4 壁面残留水平変位（単位：cm）における動的遠心載荷実験結果と解析結果との比較

H* (m)	CASE2		CASE3		CASE4	
	実験値	解析値	実験値	解析値	実験値	解析値
19.6	49.6	32.9	21.1	30.6	24.2	29.5
17.4	30.5	32.1	21.3	31.7	27.7	30.2
10.2	19.2	27.9	15.5	31.2	21.9	29.5
3	4.4	11.5	7.1	10.4	14.5	9.2

注：ここにHは基礎地盤表面からの高さである。

図-4より、不等長補強材のCASE3と等長補強材のCASE4の間に、実験結果と解析結果ともに差が小さいことがわかった。したがって、不等長補強材を用いても十分な耐震性能があると考えられる。また、L2のType2（神戸波）地震動における補強土壁の変位規定を最大変位50 cm以下とすると、二重壁構造を有する補強土壁の高さが20 mに達しても、十分な耐震性能を有することが解析結果より確認された。

CASE3における壁面水平変位時刻歴の動的遠心載荷実験結果と解析結果との比較を図-5に、地表面鉛直変位時刻歴の動的遠心載荷試験結果と解析結果との比較を図-6に示す。壁面水平変位計DH1~DH4および地表面鉛直変位計DV1~DV4の位置は図-1に示されている。これらの図よりCASE3においても壁面水平変位および地表面鉛直変位の解析結果は時刻歴で見ても動的遠心載荷実験結果と概ね一致していることがわかる。

CASE3における壁面水平加速度変位時刻歴の動的遠心載荷実験結果と解析結果との比較を図-7に、ベルト末端の水平加速度時刻歴の動的遠心載荷試験結果と解析結果との比較を図-8に示す。水平加速度計の位置は図-1に示されている。これらの図より壁面およびベルト末端の水平加速度の解析結果は時刻歴で見ても動的遠心載荷実験結果と概ね一致していることがわかる。また、CASE3においても、解析結果と動的遠心載荷実験結果との比較より、ほかの位置での加速度時刻歴も解析結果と実験結果はよく一致していることがわかった。

CASE4における壁面水平変位時刻歴の動的遠心載荷実験結果と解析結果との比較を図-9に、地表面鉛直変位時刻歴の動的遠心載荷試験結果と解析結果との比較を図-10に示す。壁面水平変位計DH1~DH4および地表面鉛直変位計DV1~DV4の位置は図-1に示されている。これらの図より壁面水平変位および地表面鉛直変位の解析結果は時刻歴で見ても動的遠心載荷実験結果と概ね一致していることがわかる。

CASE4における壁面水平加速度変位時刻歴の動的遠心載荷実験結果と解析結果との比較を図-11に、ベルト末端の水平加速度時刻歴の動的遠心載荷試験結果と解析結果との比較を図-12に示す。水平加速度計の位置は図-1に示されている。これらの図より壁面およびベルト末端の水平加速度の解析結果は時刻歴で見ても動的遠心載荷実験結果と概ね一致していることがわかる。また、

ここで図示は省略するが、解析結果と動的遠心载荷実験結果との比較より、ほかの位置での加速度時刻歴も解析

結果と実験結果はよく一致していることがわかった。

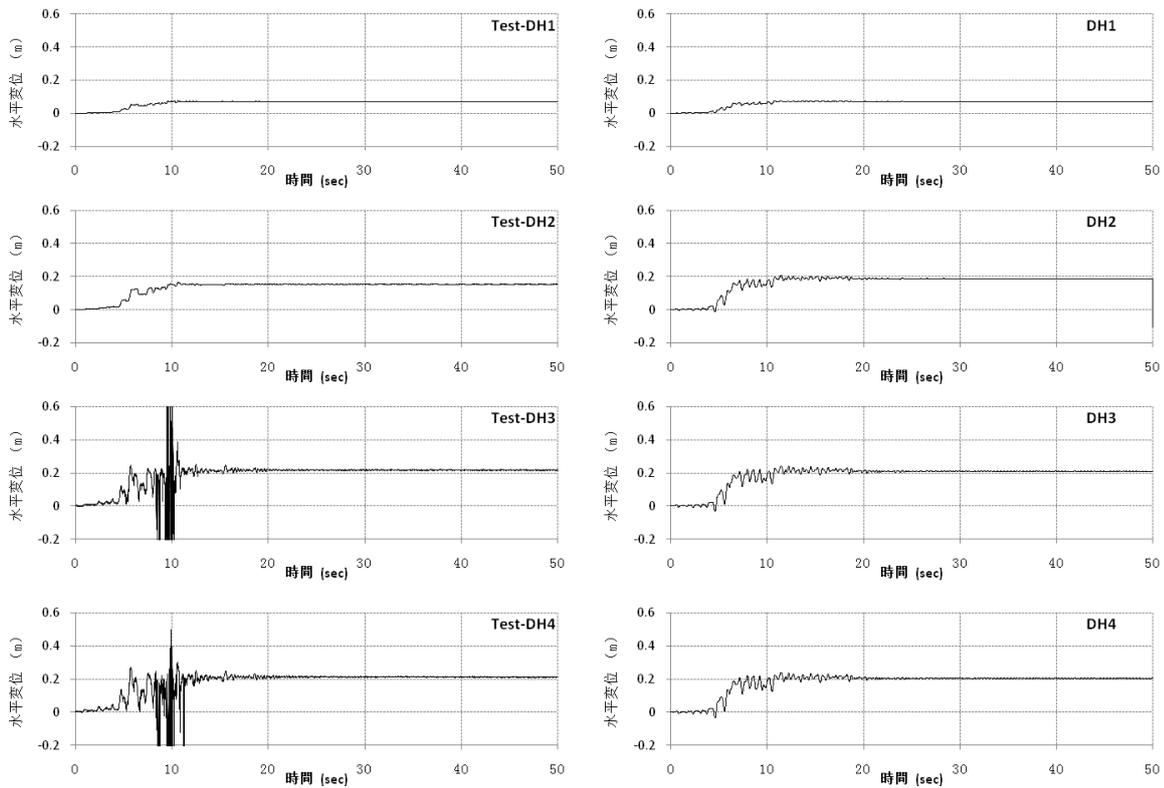


図-5 CASE3における壁面水平変位の動的遠心载荷実験結果（左側）と数値解析結果（右側）との比較

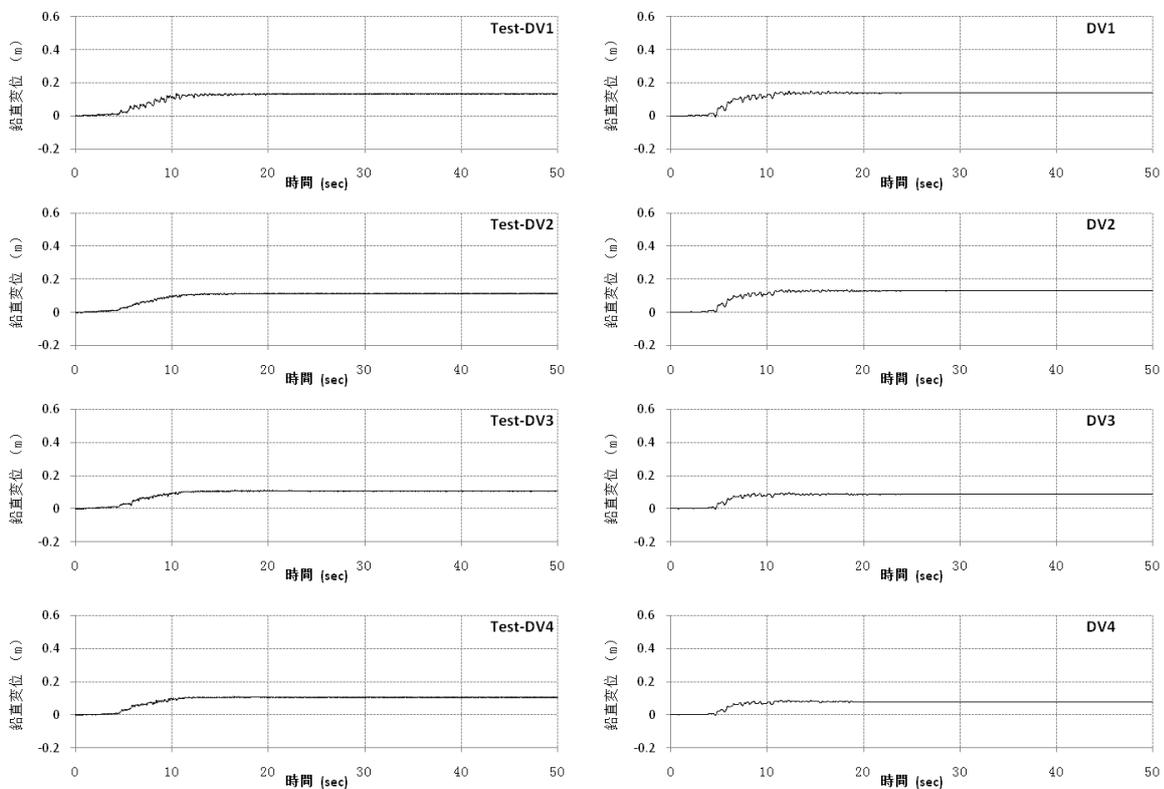


図-6 CASE3における地表面鉛直変位の動的遠心载荷実験結果（左側）と数値解析結果（右側）との比較

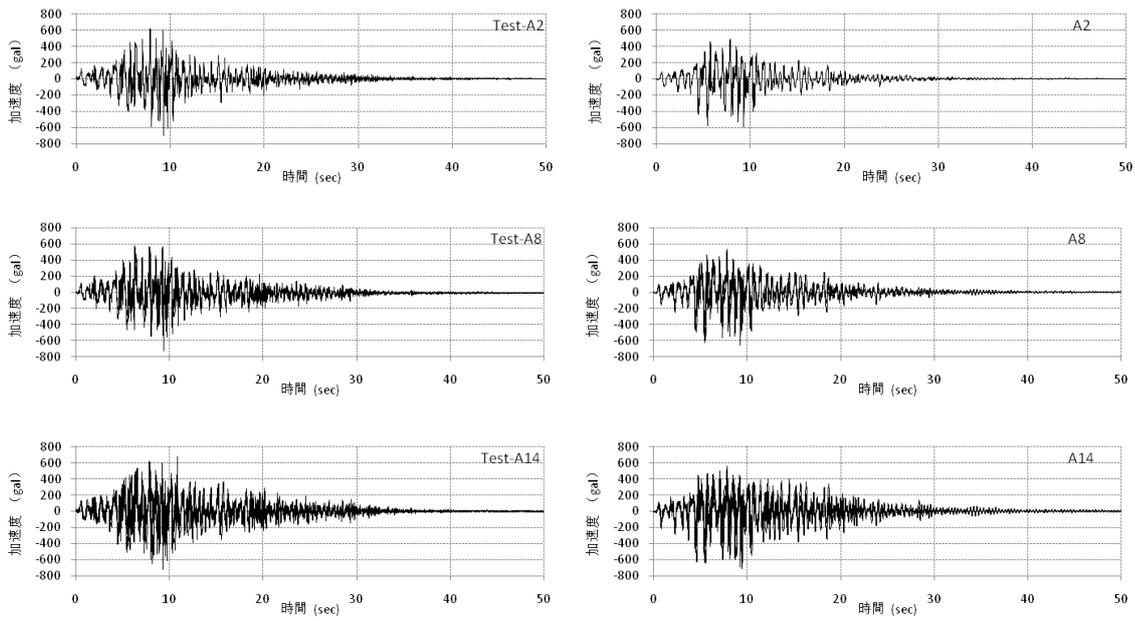


図-7 CASE3における壁面加速度時刻歴の動的遠心载荷実験結果（左側）と数値解析結果（右側）との比較

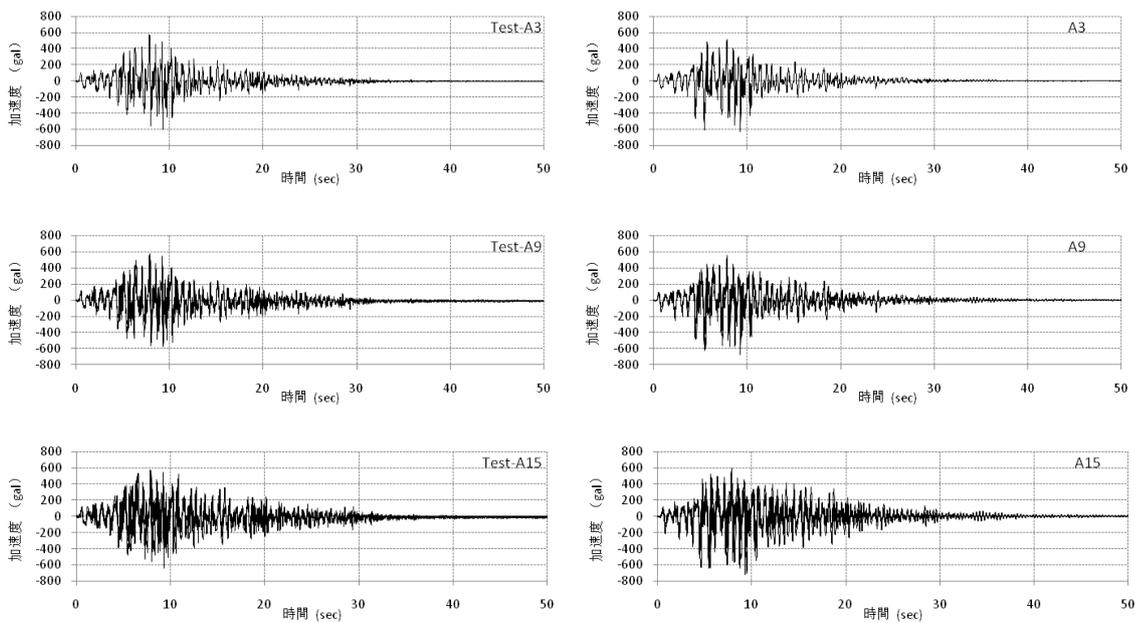


図-8 CASE3におけるベルト末端の加速度時刻歴の動的遠心载荷実験結果（左側）と数値解析結果（右側）との比較

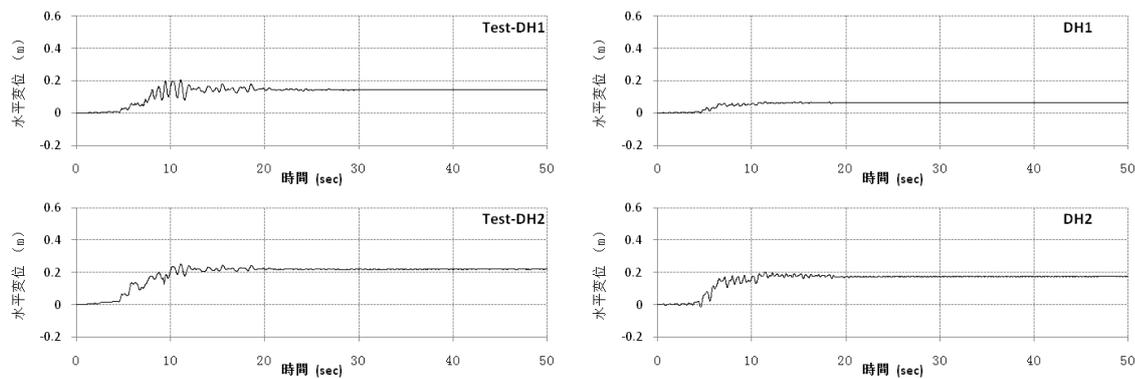


図-9 CASE4における壁面水平変位の動的遠心载荷実験結果（左側）と数値解析結果（右側）との比較（次頁に続く）

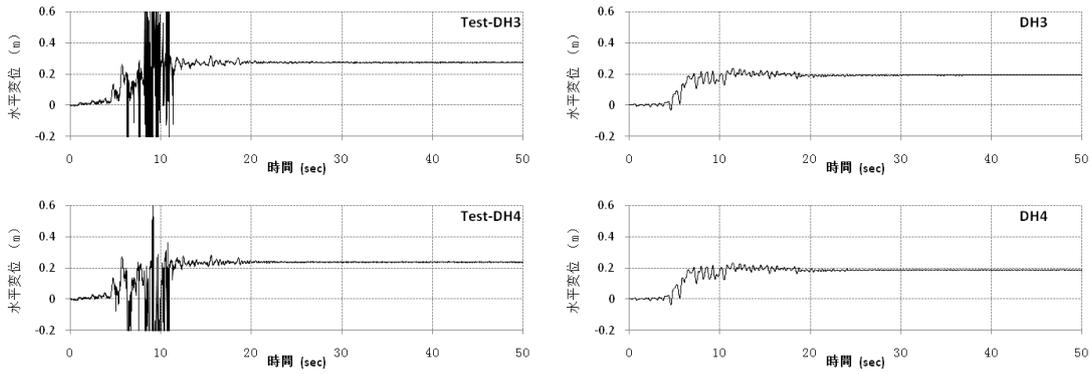


図-9 CASE4における壁面水平変位の動的遠心载荷実験結果（左側）と数値解析結果（右側）との比較（前頁から続く）

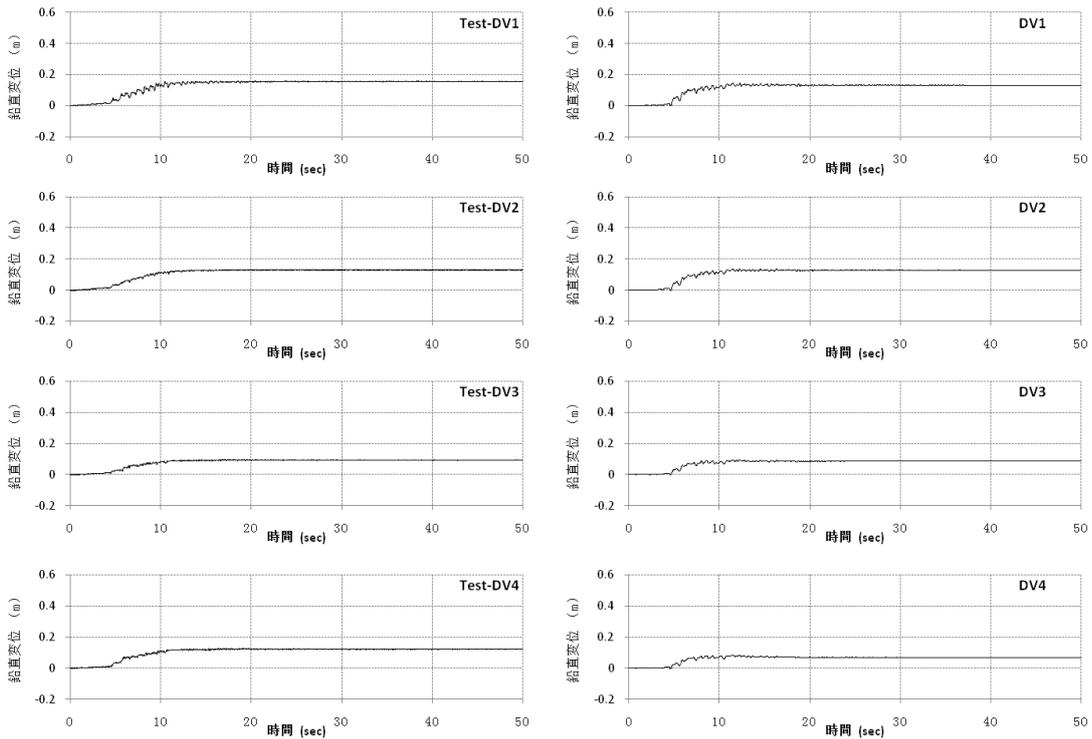


図-10 CASE4における地表面鉛直変位の動的遠心载荷実験結果（左側）と数値解析結果（右側）との比較

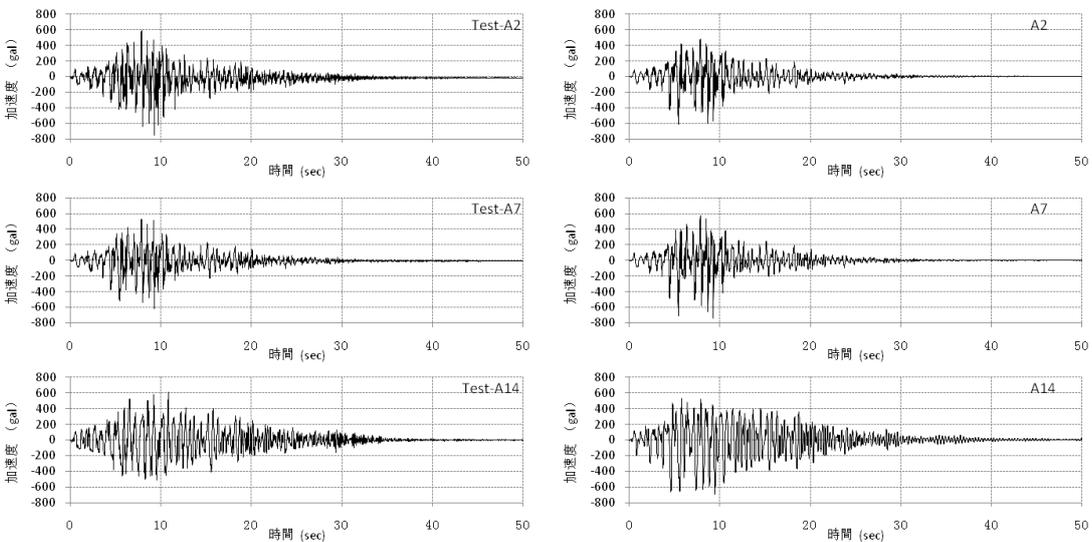


図-11 CASE4における壁面水平加速度時刻歴の動的遠心载荷実験結果（左側）と数値解析結果（右側）との比較

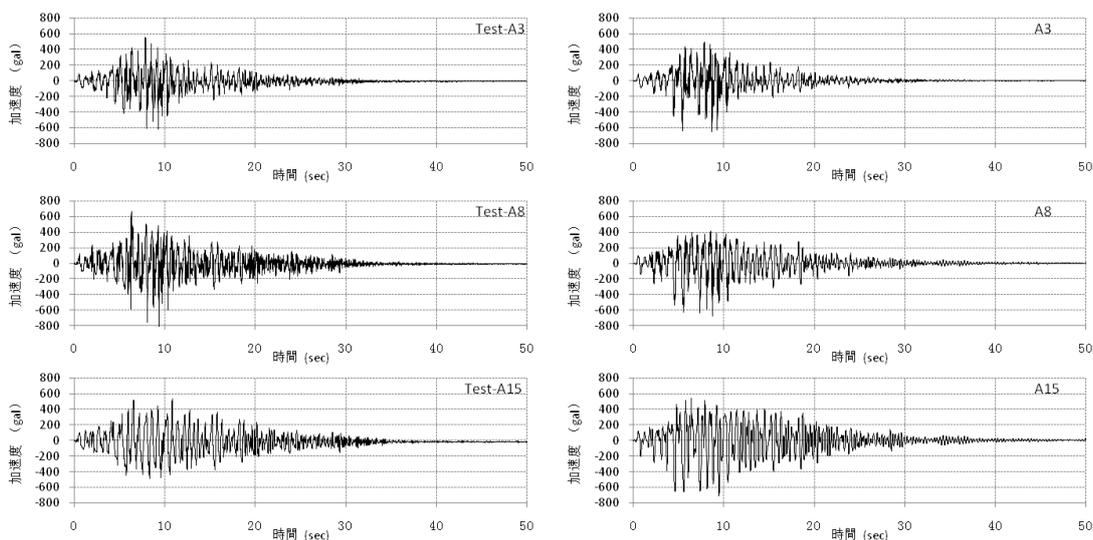


図-12 CASE4におけるベルト末端部の水平加速度時刻歴の動的遠心载荷実験結果（左側）と数値解析結果（右側）との比較

5. おわりに

本研究では、二重壁構造を有する補強土壁の動的遠心载荷振動実験について数値解析を実施し、実験結果との比較を行った。壁面水平変位などの解析結果は概ね動的遠心载荷実験結果と一致したことが分かった。二重壁構造を有する補強土壁の高さが 20 m に達しても、神戸波のような L2 の Type 2 地震時も、十分な耐震性能を有することが確認された。今後は、ほかの波形に対する耐震性能を数値解析により確認していく必要があると考えている。

参考文献

- 1) 久保哲也, 横田善弘, 辻慎一郎: 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.
- 2) 辻慎一郎, 竜田尚希, 王宗建, 久保哲也, 荒井克彦: 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, 第26回ジオシンセティックスシンポジウム論文集, 2011.

- 3) 王宗建, 竜田尚希, 西本俊晴, 太田秀樹: 二重壁構造を有する補強土壁の遠心载荷実験その1: 実験条件および実験結果, 第46回地盤工学研究発表会, pp.1593-1594, 2011.
- 4) 株式会社フォーラムエイト: 地盤の動的有効応力解析 (UWLC) 電子マニュアル, <http://www.forum8.co.jp>.
- 5) Ling, H.I., Wu, J.T.H. and Tatsuoka, F.: Short-term strength and deformation characteristics of geotextiles under typical operational conditions, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 11, pp. 185-219, 1992.
- 6) Ling, H.I., Leshchinsky, D. and Tatsuoka, F.: Stress-confinement effect of nonwoven geotextile on design of reinforced soil retaining wall, *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 4, pp. 121-126, 1997.
- 7) Wakai, A. and Ugai, K.: A simple constitutive model for the seismic analysis of slopes and its applications, *Soils and Foundations*, Vol. 44, No. 4, pp. 83-97, 2004.

SEISMIC PERFORMANCE OF GEOTEXTILE-REINFORCED SOIL WALL WITH A DOUBLE FACING SYSTEM: NUMERICAL ANALYSIS

Fei CAI, Naoki TATTA, Zongjian WANG, Shinichiro TSUJI,
Zhi-man SU and Keizo UGAI

This paper shows the results of numerical analyses of dynamic centrifuge model tests to investigate the seismic performance of the geotextile-reinforced soil wall with a double facing system. Such reinforced soil wall has a thin vertical gravel layer between the wraparound face and facing concrete panels to reduce the earth pressure acting on the facing concrete panels from reinforced backfill. To investigate the influences of presence of the facing concrete panels and lengths of geotextile on its seismic performance, a related paper has reported the dynamic centrifugal results of a geotextile-reinforced soil wall 20 m high under a 50 G centrifugal field; this paper reports the results of dynamic finite element analyses of the centrifugal tests, and compares the numerical and centrifugal results to clarify the seismic performance of the geotextile-reinforced soil wall with a double facing system.

KEYWORDS: Reinforced Soil Wall, Seismic Performance, Double Facing System, Numerical Analysis