

ジオテキスタイル補強土を用いた盛土の地震応答解析

Seismic response analysis of embankment using geotextile reinforcement soil

酒井崇之¹⁾, 中野正樹²⁾, 野田利弘³⁾, 辻慎一郎⁴⁾

Takayuki Sakai, Masaki Nakano and Toshihiro Noda

1) 名古屋大学 減災連携研究センター 研究員

(〒464-8603 愛知県名古屋市千種区不老町, E-mail: t-sakai@civil.nagoya-u.ac.jp)

2) 博(工) 名古屋大学大学院 工学研究科 社会基盤工学専攻 教授

(〒464-8603 愛知県名古屋市千種区不老町, E-mail: nakano@civil.nagoya-u.ac.jp)

3) 博(工) 名古屋大学 減災連携研究センター 教授

(〒464-8603 愛知県名古屋市千種区不老町, E-mail: noda@civil.nagoya-u.ac.jp)

4) 博(工) 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, E-mail: s_tsuji@mdk.co.jp)

In Noto Satoyama Kaido, landslide of embankments occurred by the Noto Hanto Earthquake. The embankments are restored by geotextile reinforcement soil. The objective of this study is to grasp seismic response of the embankment using geotextile reinforcement soil by using the soil-water coupled finite deformation analysis code GEOASIA. The conclusions are shown as follows. 1) The geotextile reinforcement soil exhibits high performance against earthquake. 2) Maximum geotextile's tension exhibits just after maximum acceleration. 3) The reinforcement soil shows clearer unloading behavior during the earthquake than non-reinforcement soil. 4) When the reinforcement soil shows clear unloading behavior, geotextile exhibits large tension.

Key Words : Geotextile, embankment, seismic response analysis

1. はじめに

2007年に発生した能登半島地震において、のと里山海道(旧能登有料道路)の道路盛土が崩壊し、ジオテキスタイル補強盛土工法により復旧された。ジオテキスタイルを用いた補強土は、兵庫県南部地震時においてほとんど被害が無かった^[1]。また、模型実験でも耐震性は確認されている^[2]。そこで、本研究では、復旧したのと里山海道の盛土を詳細なデータを用いてモデル化し、地震応答解析を実施し、地震時のジオテキスタイル補強土の挙動を調べた。また、ジオテキスタイルが無い場合についても計算を行い、両者の比較をして、ジオテキスタイル補強土の耐震メカニズムについても調べた。解析には土骨格の構成式に骨格構造(構造・過圧密・異方性)とその働きを記述するSYS Cam-clay model^[3]を搭載した水～土連成有限変形解析コード(GEOASIA)^[4]を用いている。

2. 解析条件について

(1) 解析断面について

解析断面を図-1に示す。解析は盛土や地盤が進行方向に等断面で構成されているものとして、平面ひずみ条件で全断面を用いて計算を行った。計算で用いた地盤は、幅1700mであり、側面の影響が無いように十分に広く解析

領域を設定した。水理境界条件は、盛土法面・天端・地表面を大気圧(水圧ゼロ)とし、側面、底面をともに非排水とした。なお、盛土と地盤は水が供給されており、常に飽和状態であることを仮定している。地震時には、側方要素の反射を考慮し、側方要素単純せん断境界^[5]を地盤の両端に設定した。また、地震波の全反射を防ぐために、地盤の下端の水平方向に粘性境界^[6](Vs=300m/s)を設けている。

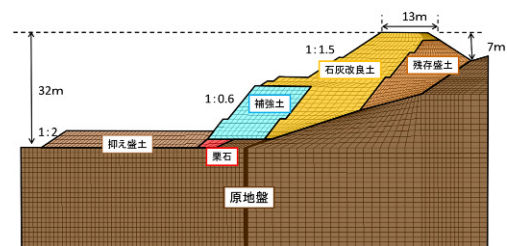


図-2 解析断面(盛土のみ拡大)

図-2に図-1の解析断面の盛土部のみ拡大した図を示す。なお、材料の違いが分かりやすいように色分けをした。盛土高さ32m、天端幅13mの盛土である。また、補強土部分は勾配が1:0.6であり非常に急勾配である。盛土の大部分は崩壊した土砂を石灰改良した土で作製されている。高さ32mの盛土の施工過程は、水～土二相系弾塑性体とし



図-1 解析断面図

て高さ約1mの有限要素を順次追加することにより表現する。この時の盛土施工速度は、能登有料道路復旧工事記録誌^[7]を参考に決定した。

ジオテキスタイルのモデル化については、図-3の赤線が示す部分について、節点間の距離が変わらない条件を入力することで、ジオテキスタイルを表現した。なお、計算手順は盛土構築～地震波入力～圧密放置までの一連の流れを計算した。

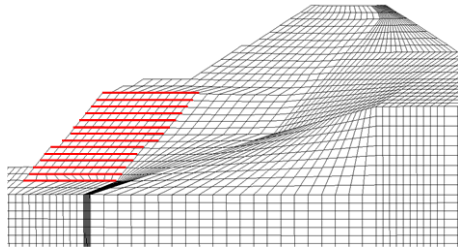


図-3 ジオテキスタイルを入れた箇所

(2) 材料定数と初期値について

材料定数および初期値については、各材料に対して行われた力学試験を弾塑性構成式SYS Cam-clay modelで再現を行い、決定した。崩壊盛土および原地盤については、文献[8]を参照されたい。抑え盛土および石灰改良土については、崩壊盛土と同じ材料定数を用い、初期値のみ変化させることで、力学試験を再現した。栗石については、人工的に作製した礫に対して行った排水三軸試験を再現した。補強土については、現場で用いた土に対して行った排水三軸試験を再現した。図-4～7に再現結果を示す。また、表-1、2に用いた材料定数および初期値を示す。

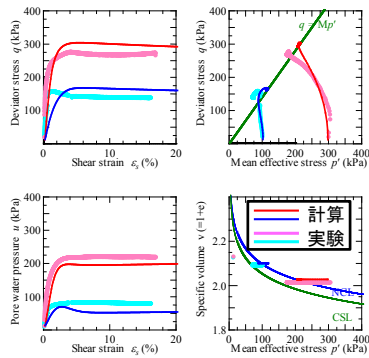


図-4 抑え盛土の力学挙動の再現(非排水三軸試験)

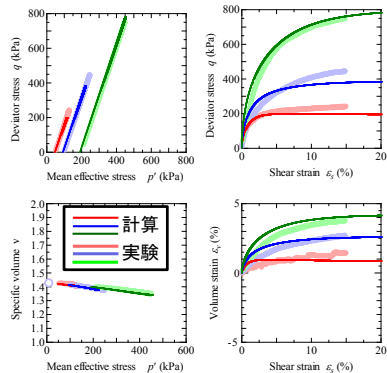


図-5 補強土の力学挙動の再現(排水三軸試験)

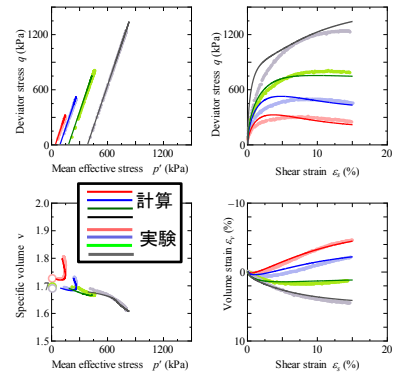


図-6 栗石の力学挙動の再現(排水三軸試験)

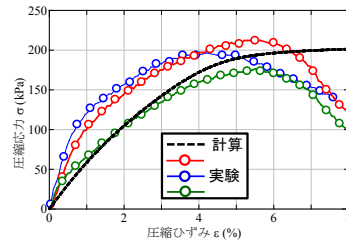


図-7 石灰改良土の力学挙動の再現(一軸圧縮試験)

表-1 材料定数

材料名				
	抑え盛土	補強土	栗石	
	石灰改良			
	原地盤			
	残存盛土			
弾塑性パラメータ				
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.098	0.040	0.105
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.030	0.002	0.005
限界状態定数	M	1.400	1.750	1.700
NCLの切片	N	2.090	1.440	1.895
ポアソン比	ν	0.300	0.200	0.300
発展則パラメータ				
正規圧密土化指数	m	1.700	5.000	1.200
構造劣化指数	a	0.300	10.00	2.000
	b	1.000	1.000	1.000
	c	1.000	1.000	1.000
塑性指数	c_s	0.100	1.000	1.000
回転硬化指数	b_t	0.300	0.001	1.000
回転硬化限界定数	m_b	0.500	0.500	0.001

表-1初期値

材料名	構造の程度 $1/R^*_0$	比体積 v_0	応力比 η_0	異方性 ζ_0
抑え盛土	4.00	2.250	0.00	0.00
石灰改良土	145	2.367	0.00	0.00
原地盤	1.20	1.600	0.54	0.54
残存盛土	7.50	2.140	0.54	0.54
補強土	1.10	1.428	0.00	0.00
栗石	1.00	1.593	0.00	0.00

(3) 入力地震動について

入力地震動は文献[8]と同じ、能登半島地震においてk-net穴水観測点^[9]で観測された地震動を用いた。能登半島

地震において穴水観測点にて観測された加速度履歴(EW成分)を図-8に示す。道路がほぼ南北方向に道路が走っている箇所なので、EW成分を使用した。なお、観測点が地表面であるため、文献 [8]と同様に振幅を半分にして入力地震動にした。

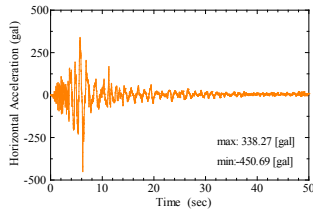


図-8 入力地震動

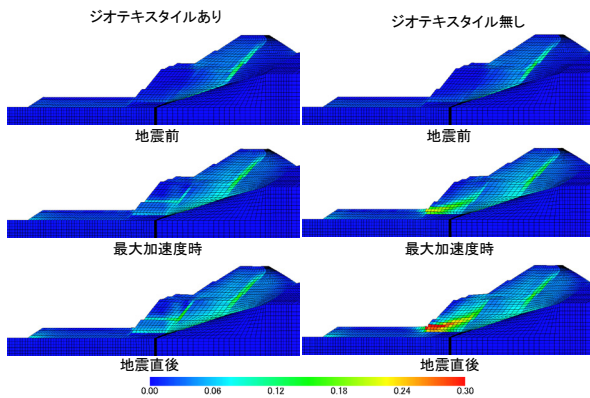


図-9 せん断ひずみ分布

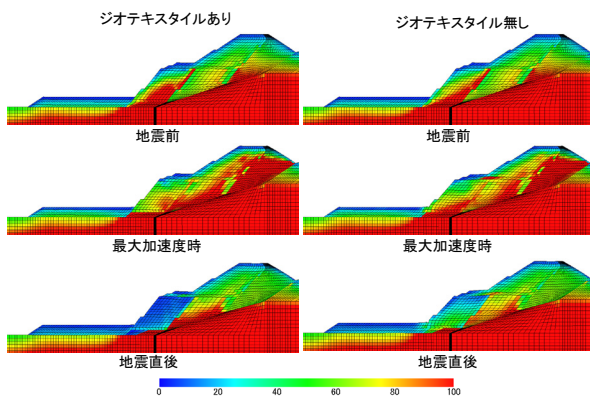


図-10 平均有効応力分布

3. 解析結果

図-9に地震動を入力した時のせん断ひずみの経時変化を示す。また、図-10には平均有効応力の経時変化を示す。ジオテキスタイルありの場合、地震によって盛土に大きいひずみが入らず、安定した挙動を示した。一方、ジオテキスタイル無しの場合、地震により盛土が崩壊することは無いが、補強土部分に円弧状にせん断ひずみが大きく発生した。ジオテキスタイルを設置することにより、補強土の耐震性が向上することが示された。平均有効応力分布を見ると、ジオテキスタイルありの場合、補強土部分の平均有効応力が著しく低下している。ジオテキスタイル無しの場合は、ありの場合と比較して低下する程度は小さい。

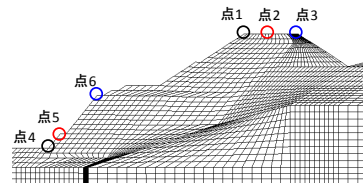


図-11 変位を確認した点

図-12に図-11に示す点1~3の沈下量および水平変位を示す。図-13には図-11に示す点4~6の沈下量および水平変位を示す。天端も補強土も地震開始直後~10秒後において変位が増大していくことがわかる。天端の変位量はジオテキスタイルありと無しで、ほとんど違いが見られなかった。水平変位および沈下量は地震終了時において30cm程度であり変形量は小さい。本解析では、盛土の多くの部分を占めるのが石灰改良土であるのと、ジオテキスタイルが無い場合の地震時に発生するせん断ひずみが補強土内のみに発生するため、ジオテキスタイルの有無で違いが現れなかった。一方、補強土部分の沈下量および水平変位は、ジオテキスタイルの有無により違いが現れ、ジオテキスタイルありの方が、変位がかなり軽減されている。

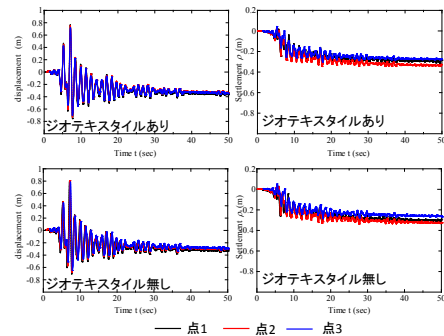


図-12 点1~3の水平変位量 (左) 沈下量 (右)

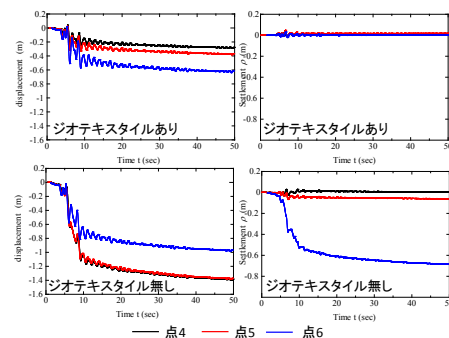


図-13 点4~6の水平変位量 (左) 沈下量 (右)

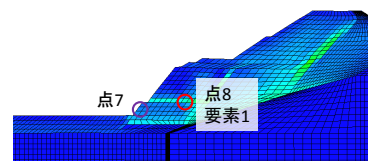


図-14 ジオテキスタイルと土の挙動を確認した箇所

図-15に図-14に示す点7, 点8において発生するジオテキスタイルに発生する張力を示す。どちらの点において

も、地震開始から張力は増していき、点7は地震開始10秒程度、点8は地震開始直後7秒程度においてピークを示す。補強土部分において水平変位および沈下量が大きくなっていく地震開始10秒前後においてジオテキスタイルに大きい張力が発生することがわかる。なお、実際的设计において、地震時のジオテキスタイルの設計引張強度は130.5kN/mであり、地震時の設計引張強度を超えるような張力は発生せず、補強領域の安定性は保たれる。

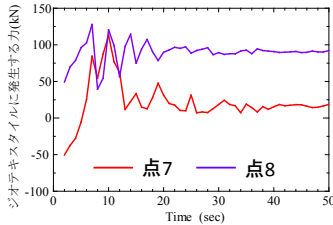


図-15 ジオテキスタイルに発生した張力

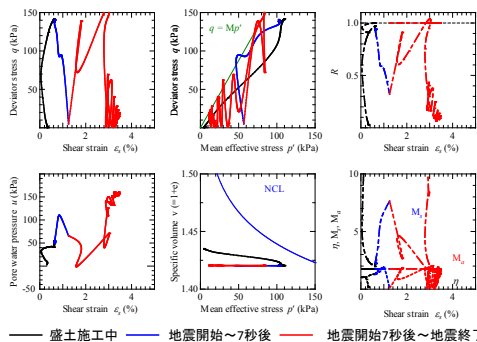


図-16 要素1の力学挙動(ジオテキスタイルあり)

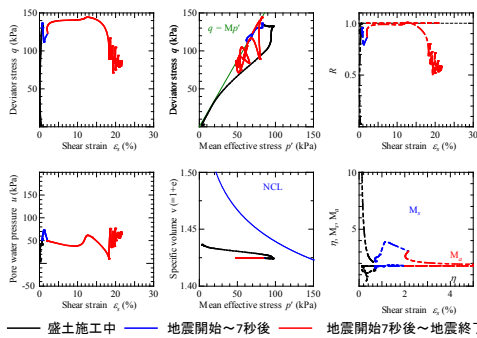


図-17 要素1の力学挙動(ジオテキスタイル無し)

図-16, 17に図-14に示す要素1の力学挙動を示す。図の黒線は施工中、青線は地震後7秒まで(最大加速度発生直後)、赤線は地震後7～50秒後の力学挙動をそれぞれ示している。応力ひずみ関係に着目すると、ジオテキスタイルありの場合、地震開始直後～7秒までに間に軸差応力が大きく低下している。またこの時に過圧密が蓄積しているために、除荷されていることがわかる。この除荷挙動は、ジオテキスタイル無しの場合には見られないため、ジオテキスタイル無しの方が最終的に発生するひずみが大きくなった。その後、両者ともに繰返し載荷をさらに受けることによって、平均有効応力や軸差応力が低下していき、正の過剰間隙水圧が発生している。したがって、地震後水圧の消散とともに圧縮することが予想される。

4. 結論

本研究では、ジオテキスタイル補強土を用いた盛土に対して地震応答解析を実施し、地震時における盛土の挙動を調べた。以下に結論を述べる。

- 1) ジオテキスタイル補強土を用いた盛土は、地震によって大きいひずみが発生することが無く、高い耐震性を有している。
- 2) 補強土部分では、ジオテキスタイルの有無で変位量について明確な違いが見られたが、天端部分では違いは見られなかった。これは、ジオテキスタイル無しの場合、変形している箇所が補強土のみになっているためである。
- 3) ジオテキスタイルに発生する張力は盛土の変形が大きくなっていく地震開始10秒程度において最も大きくなっている。
- 4) ジオテキスタイル補強土は、最大加速度発生直後に除荷されている。一方、ジオテキスタイルが無い場合は除荷が見られない。この違いによって、補強土の変形量が大きく異なる。

参考文献

- [1] 館山勝, 堀井克己, 古閑潤一, 龍岡文夫: ジオテキスタイル補強土擁壁の耐震性, ジオシンセティクス論文集, 第14巻, pp.1-18,1999
- [2] 竜田直希, 板垣聡, 間沼徳, 佐々木哲也, 杉田秀樹, 中根淳: ジオテキスタイル補強土壁の地震挙動—急勾配補強土壁の遠心振動載荷試験—, ジオシンセティクス論文集, 第21巻, pp.183-186,2006
- [3] Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.
- [4] Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the sys cam-clay model, Soils and Foundations, Vol.48, No.6, pp.771-790, 2008.
- [5] 吉見吉昭, 福武毅芳: 地盤液状化の物理と評価・対策技術, 技報堂出版, 2005.
- [6] William, B., Joyner and Albert T. and F. CHEN.: Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, Bulletin of the Seismological Society of America. Vol.65, No.5, pp. 1315-1336, 1975.
- [7] 石川県土木部, 石川県道路公社: 平成19年度3月25日能登半島地震 能登有料道路復旧工事記録誌, 2008
- [8] 酒井崇之, 中野正樹: 地震後に発生した傾斜地盤上盛土の大崩壊に関する水～土連成有限変形解析による再現, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.2, pp.421-433,2012
- [9] 防災科学技術研究所強震ネットワーク K-net, <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>