

既設盛土の形状に応じた地震時に有効な対策工の数値解析的検討

Assessment of Effective Seismic Countermeasures for established Embankments through Numerical Analysis

酒井崇之¹, 中野正樹¹, 野田利弘², 稲垣太浩³, 北村佳則³, 福田雄斗¹, 工藤佳祐¹

- 1 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・t-sakai@civil.nagoya-u.ac.jp
- 2 名古屋大学・減災連携研究センター
- 3 中日本高速道路株式会社

概要

近年地震時に盛土が崩壊しており、来る南海トラフ地震に対して、既設盛土の耐震性向上は重要な課題となっている。また、盛土の地震時の応答は盛土の形状ごとに異なり、盛土形状に応じた対策工をしていく必要がある。そこで、本研究の目的は、水平地盤および傾斜地盤上に築造された既設の盛土を対象に、GEOASIAを用いて3種類の対策工をモデル化し、地震応答解析を実施することにより、盛土形状に応じた地震時に有効な対策工を数値解析に検討することである。以下に結論を示す。1)形状に応じて盛土の変形が異なるため、有効な対策工が変わる。通常の盛土には鉄筋挿入工やのり面保護工が効果的である。傾斜地盤上の高盛土はのり面保護工が最も有効であった。2)のり面保護工により、地震中に土が除荷挙動を示しているため、のり面保護工が地震中に荷重を受け持っており、盛土が変形しづらくなる。また、のり面に生じる加速度も小さくなった。

キーワード：盛土，地震応答解析，耐震

1. はじめに

2004年に発生した中越地震、2007年に発生した能登半島地震、2009年に発生した駿河湾沖地震において、道路盛土が崩壊しており、来る南海トラフ地震に対して、既設盛土の耐震性向上は重要な課題となっている。道路盛土の耐震性に関する研究は幾つかあり、大木らは、盛土の崩壊形態に応じた耐震性向上の方法を、遠心模型実験を用いて提案している¹⁾。また、常田らは、性能を考慮した耐震設計・補強をより具体化する取組の方向性を明確化しており、性能規定型の設計のためには、被害形態や規模の定量的評価が必要と述べている²⁾。また、ジオテキスタイル補強土の耐震性の評価に関する研究は良く行われているが^{3),4),5)}、これらの補強土は新設盛土を対象としていることが多く、既設盛土の有効な対策工については、力学的にどの対策工が有効であるのかについての検討は、不十分である。

2007年の能登半島地震においては、傾斜地盤上の盛土のみ崩壊しており、水平地盤上の盛土は崩壊していないことから⁶⁾、盛土の地震時の変状は、造成した地盤の形状に依存することが考えられる。また、盛土の大きさによっても崩壊形状が異なると考えられ、本研究では、水平地盤上・傾斜地盤上に建設した盛土・高盛土を対象に地震応答解析を実施した。この際、無対策の盛土に対しても解析を

行い、対策前後の変形量を比較することにより、どの対策工が有効であるか数値解析を通して調べた。なお、本研究で用いた解析コードは、弾塑性構成式(SYS Cam-clay model⁷⁾)を搭載した水～土骨格連成有限変形解析コードGEOASIA⁸⁾である。

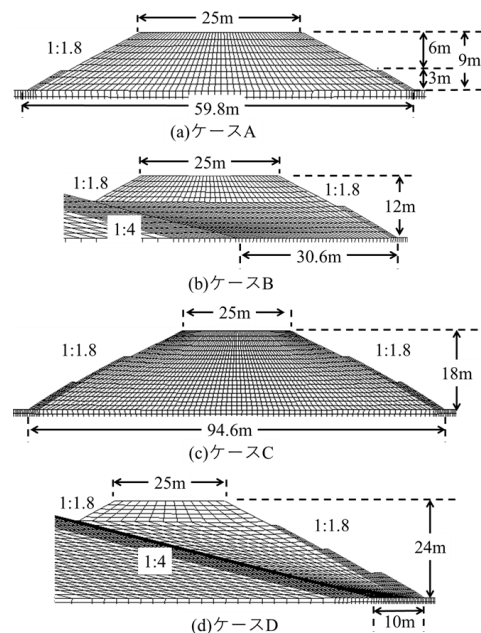


図1 解析ケース

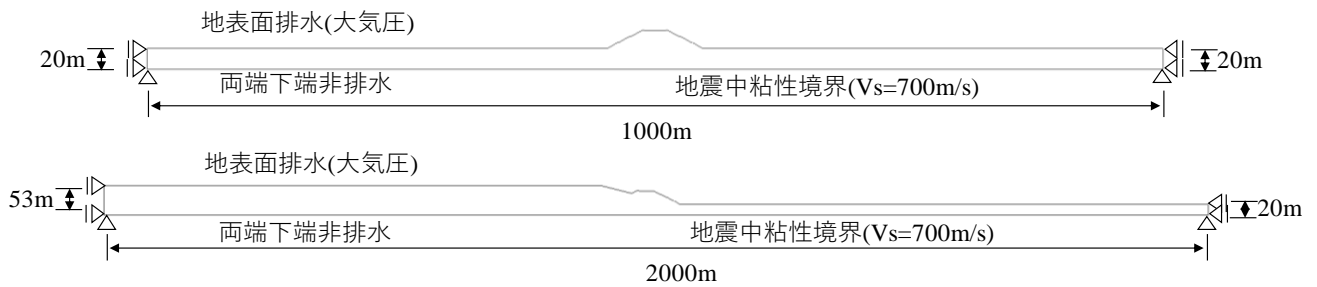


図-2 解析全断面

2. 解析条件

本解析で対象としているのは、傾斜地盤上および水平地盤上に造成された盛土である。盛土については、高盛土と高盛土ではない通常の盛土の2つを対象としている。つまり、水平地盤上の盛土（ケース A）、傾斜地盤上の盛土（ケース B）、水平地盤上の高盛土（ケース C）、傾斜地盤上の高盛土（ケース D）の4ケースである。図1にケース A～Dの盛土部を拡大した有限要素メッシュ図を示す。いずれのケースも天端幅 25m、のり面勾配 1:1.8 の高速道路盛土を対象としている。それぞれの盛土の盛土高さは、ケース A が 9m、ケース B が 12m、ケース C が 18m、ケース D が 24m である。なお、ケース B とケース D の地山勾配は 1:4 である。図2にケース A とケース B の解析全断面を示す。ケース C と D については、ケース A、B と類似しているため、割愛する。どちらのケースも側面の影響がないように、十分に広い解析領域を設けた。水理境界はいずれのケースも同じで、両端、下端は非排水境界で、地表面のみ排水境界である。この時、常に地表面に水位が来るようにしているため、盛土も地盤も常に飽和した状態を想定している。また、地震中は、下端に粘性境界($V_s=700\text{m/s}$)を設定し⁹⁾、ケース A、C については、両端に周期境界、ケース B、D については、側方要素単純せん断境界¹⁰⁾を設けた。

表1に本解析で用いた盛土および地盤の材料定数と初期値を示す。盛土のパラメータは、高速道路盛土現場で採取した泥岩を締固めて作製した供試体に対して行った非排水三軸圧縮試験を再現することにより得られた¹¹⁾。採取した泥岩は、スレーキングしやすく、作製した供試体は締固め度 95% である。地盤については、本解析の目的は、盛土の地震時の変形に着目することなので、地盤が地震でほとんど変形することがない非常に密な土の材料定数を設定した。また基盤面の V_s が概ね 700m/s になるように地盤の材料定数を設定した。比体積と構造は一樣均質として過圧密比は土被り圧に応じて分布させた¹²⁾。

盛土の施工過程は、水～土二相系弾塑性体として高さ約 1m の有限要素を追加することにより表現する¹³⁾。この時、通常行われている盛土施工速度、約 0.5m/day となるように設定した。また、盛土築造後、圧密による沈下が終了した段階で、所定の盛土高さになるように要素の追加を行った。泥岩は施工中スレーキングしていないため、盛土は乾

湿 0 回の状態で盛土を造成し、圧密した後にスレーキングした状態を想定したパラメータを入力した。

表1 解析に用いたパラメータ

材料名				
		盛土	地盤	押え盛土
弾塑性パラメータ				
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.120	0.085	0.105
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.010	0.0003	0.0005
限界状態定数	M	1.600	1.430	1.700
NCL の切片	N	1.750	2.100	1.895
ポアソン比	ν	0.300	0.300	0.300
発展則パラメータ				
正規圧密土化指数	m	4.000	3.000	1.200
構造劣化指数	a	0.200	0.300	2.000
	b	1.000	1.000	1.000
	c	1.000	1.000	1.000
塑性指数	cs	0.100	0.150	1.000
回転硬化指数	b_r	0.100	1.000	1.000
回転硬化限界定数	m_b	1.000	0.200	0.001
その他のパラメータ				
土粒子密度	ρ_s	2.620	2.650	2.593
透水係数(m/s)	k	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-3}
初期値				
		スレーキング前	スレーキング後	
比体積	v_0	1.868	1.868	1.400
構造の程度	$1/R^*_0$	3.800	2.200	1.400
過圧密比	$1/R_0$	土被り圧に応じて分布		
応力比	η_0	0.000	0.000	0.000
異方性	ζ_0	0.000	0.000	0.000

図3に本研究で対象としている対策工を示す。図3には代表としてケース D の例を示すが、ケース A～C も同様の対策工を対象とした。対策工は4つであり、①押え盛土、②鉄筋挿入工、③のり面保護工、④のり面保護工+鉄筋挿入工である。鉄筋挿入工については、図-1の橙線、赤線のように長さ 5m の鉄筋を 1m ピッチで挿入したケースを想

定しており、鉄筋の両端にある2節点の変位が変わらない束縛条件を課すことにより鉄筋をモデル化した¹⁴⁾。押え盛土工については、礫を想定した水～土二相系弾塑性体として、高さ1mの有限要素を6回追加することによりモデル化した¹³⁾。のり面保護工については、コンクリートを想定した一相系弾性体として、高さ1mの有限要素を追加していくことによってモデル化した。コンクリートの材料定数については、ヤング率 $2.2 \times 10^4 \text{MPa}$ 、ポアソン比 0.17、単位体積重量 22.6kN/m^3 とした。なお、本解析は二次元平面ひずみ条件で行っており、のり面保護工として、のり枠工(F600)を想定しているため、ヤング率や単位体積重量を曲げ剛性や重量が等価になるよう値を修正した。なお、本解析においては、鉄筋やコンクリートの降伏を考慮していない。つまり、降伏応力を超えても、それを考慮せず解析を行った。

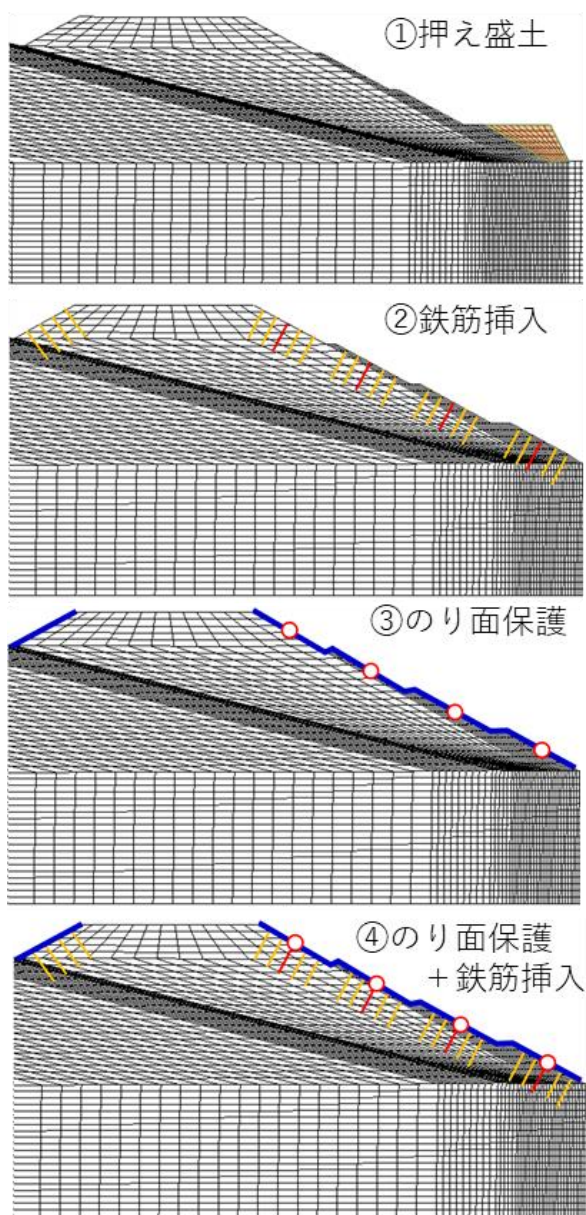


図3 解析で対象とした対策工

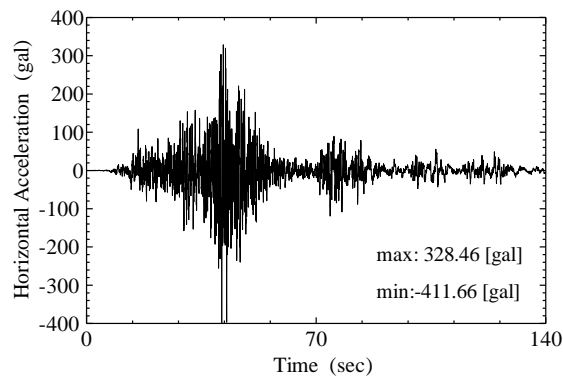


図4 入力地震動

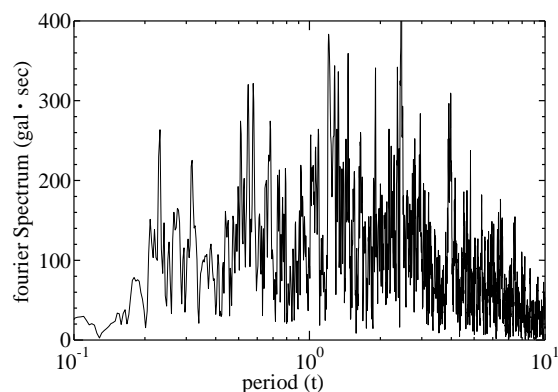


図5 フーリエスペクトル

図4に入力地震動を示す¹⁵⁾。入力地震動は、南海トラフ巨大地震を想定している。本報では基本ケースの地震動を用いた。また、図5にはフーリエスペクトルを示す。卓越周期が2～3秒である。

3. 地震時に有効な対策工の検討

図6～9はケースA～Dの地震後におけるせん断ひずみ分布を示す。表2に各ケースの地震直後における右のり肩の水平変位および最も沈下している箇所の沈下量を示す。無対策では、いずれのケースでものり尻にせん断ひずみが生じており、高盛土の方が、ひずみが大きい。特に傾斜地盤上の高盛土は、地盤と盛土の境目に大きいひずみが発生している。高盛土は水平変位が3～4m、沈下量が2～3m程度である。また、通常の高盛土はいずれのケースも高盛土の半分程度の水平変位・沈下量であった。押え盛土工に着目すると、押え盛土を設置することにより、のり尻部のひずみが軽減されたことがわかる。しかし、高盛土の場合は、のり尻以外の部分、例えば、地盤と盛土の境目のひずみが進展している。また、変位および沈下量を見ると、無対策と比較して0～10cmしか軽減されていない。これは、押え盛土を盛土の第一のり面にのみ設置したため、のり尻は変形しなくなったが、盛土全体の変形を抑えることができないことが原因として考えられる。次に鉄筋挿入工に着目する。鉄筋を挿入することにより、のり面付近のひずみが

軽減された。また、のり面のはらみ出しも軽減されている。しかし、高盛土の場合、せん断ひずみが進展している部分に鉄筋が達していない箇所については、ひずみが抑制されていない。特に傾斜地盤上の場合には顕著であり、水平変位、沈下量は30~40%程度しか抑制されていない。一方、通常の盛土は水平、傾斜地盤ともに水平変位および沈下量が約80%軽減されており、鉄筋挿入工は、高盛土でなければ有効であることが示せた。のり面保護工とのり面保護+鉄筋挿入工に着目すると、いずれのケースについても無対策と比較してせん断ひずみが抑制されていることがわかる。しかし、水平地盤の高盛土については、沈下量が30%程度しか減少しておらず、盛土のゆすり込み沈下には効果的ではない。一方、傾斜地盤の高盛土については、地盤と盛土の境目のひずみやのり尻でのひずみが抑制され、水平変位や沈下量も60~70%軽減されており、さらに鉄筋を挿入することで、変位量が抑えられていることがわかる。また、盛土については、水平地盤、傾斜地盤ともに、沈下量や水平変位が減少しており、のり面保護+鉄筋挿入工については、水平変位、沈下量ともに約10cmである。

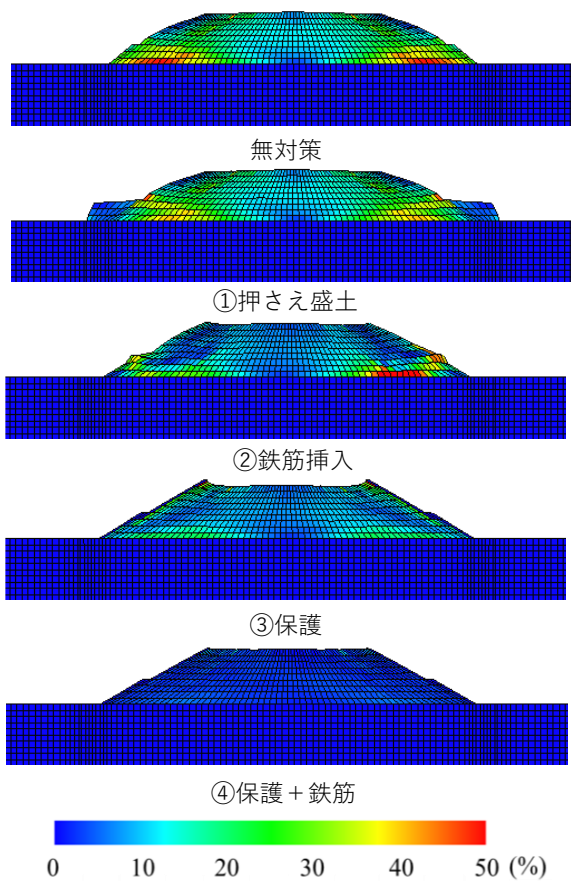


図6 せん断ひずみ分布 (ケースA)

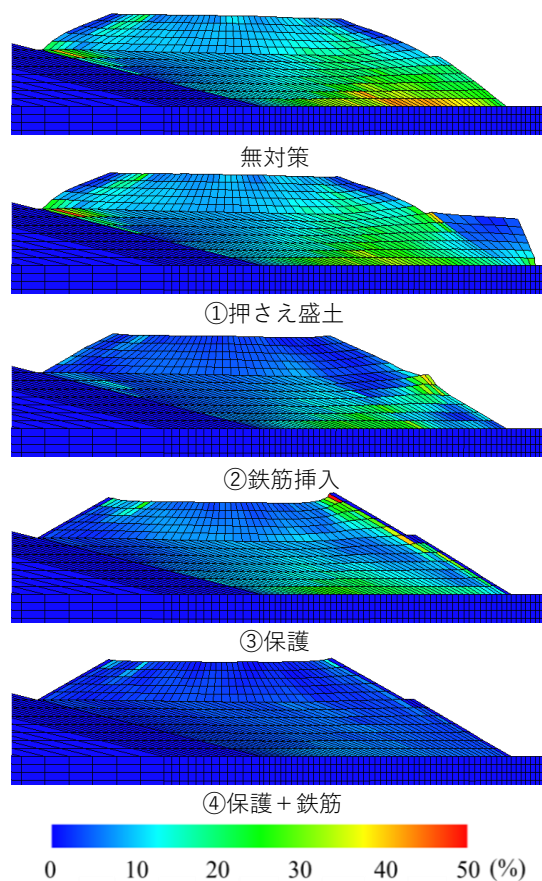


図7 せん断ひずみ分布 (ケースB)

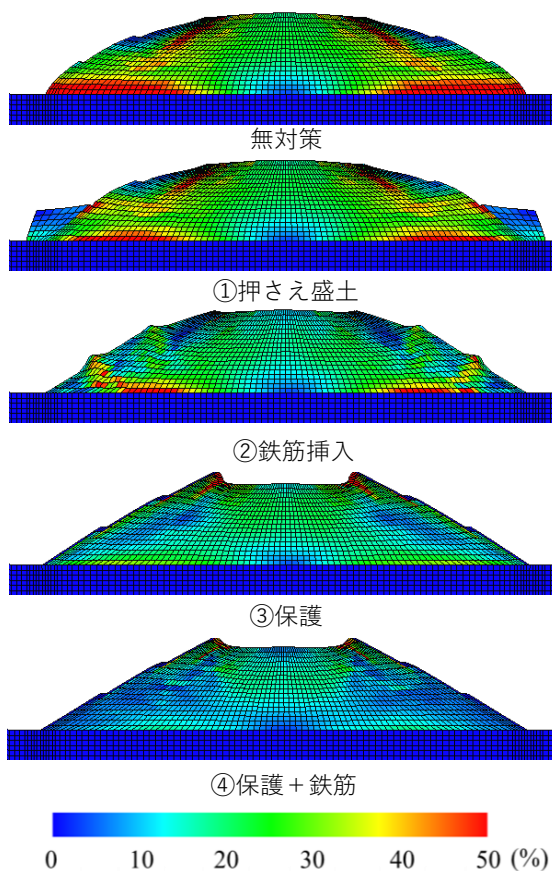


図8 せん断ひずみ分布 (ケースC)

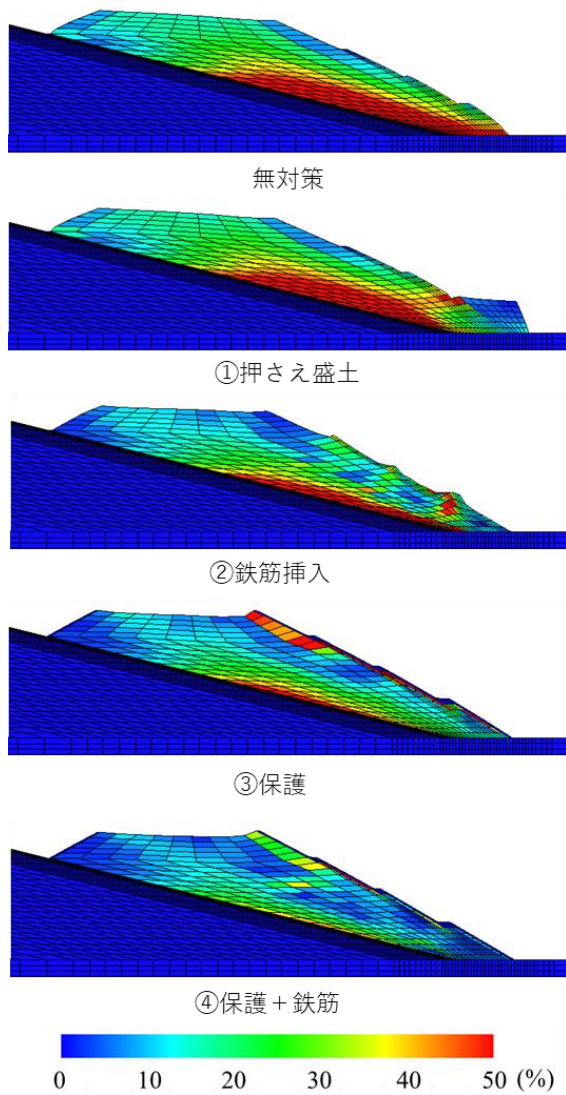


図9 せん断ひずみ分布 (ケースD)

表2 天端沈下量とのり肩水平変位

	ケースA		ケースB		ケースC		ケースD	
	水平変位	沈下量	水平変位	沈下量	水平変位	沈下量	水平変位	沈下量
無補強	1.5m	0.9m	1.8m	0.9m	3.1m	2.8m	4.0m	2.2m
押さえ盛土	1.5m	0.9m	1.6m	0.8m	2.9m	2.6m	4.0m	2.2m
鉄筋のみ	0.3m	0.3m	0.5m	0.2m	1.6m	1.6m	2.9m	1.5m
のり面保護	0.2m	0.5m	0.6m	0.7m	2.0m	0.8m	1.5m	1.0m
のり面保護+鉄筋	0.1m	0.0m	0.1m	0.1m	1.5m	0.8m	1.2m	0.5m

4. 補強工法の耐震メカニズムについて

地震中の要素の力学挙動や、節点の加速度に着目し、耐震補強のメカニズムについて、考察する。紙面の都合上、ケースDのみを示す。図10に着目した要素および節点を示す。

す。要素1は右のり戻の要素、要素2は地盤と盛土の境目の要素である。要素1については、押え盛土の有無の違いを比較し、要素2については、のり面保護の有無の違いを比較する。また、節点1は、第2のり面付近の節点である。節点については、のり面保護の有無の違いを比較した。

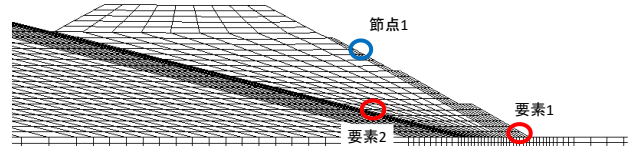


図10 着目した要素、節点

図11, 12に要素1の地震中の挙動を示す。図11は補強無しの場合、図12は、押え盛土工の場合である。地震直前の応力比に着目すると、押え盛土をしたケースの方が小さくなっていることがわかる。どちらのケースも地震中に繰返し载荷により、ひずみが進展しているが、押え盛土をしたケースの方が地震中における軸差応力の増減が小さい。つまり、地震中の繰返しせん断の振幅が小さくなっている。また、無補強に比べて、地震中の応力比が大きくなっていないため、押え盛土をした場合の方が、ひずみが進展しにくくなっている。

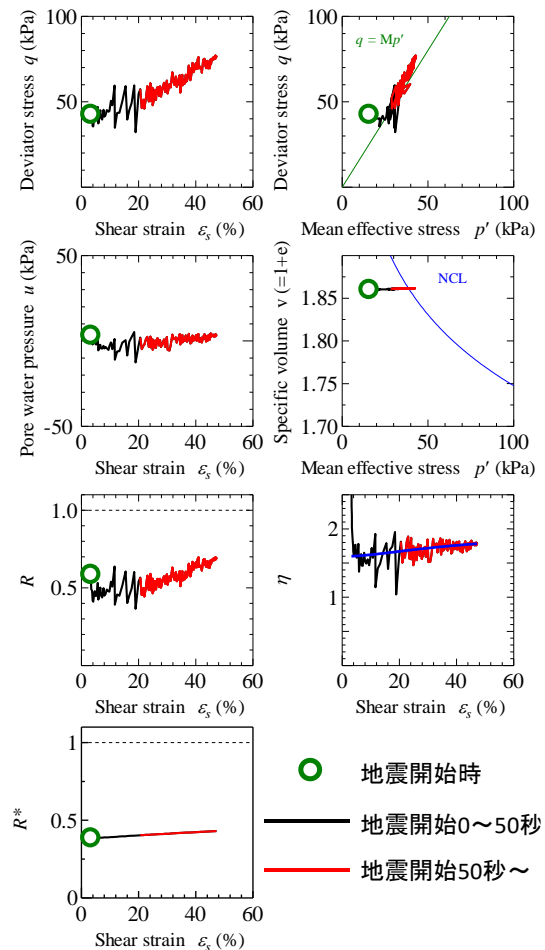


図11 要素1の地震時の挙動(補強無し)

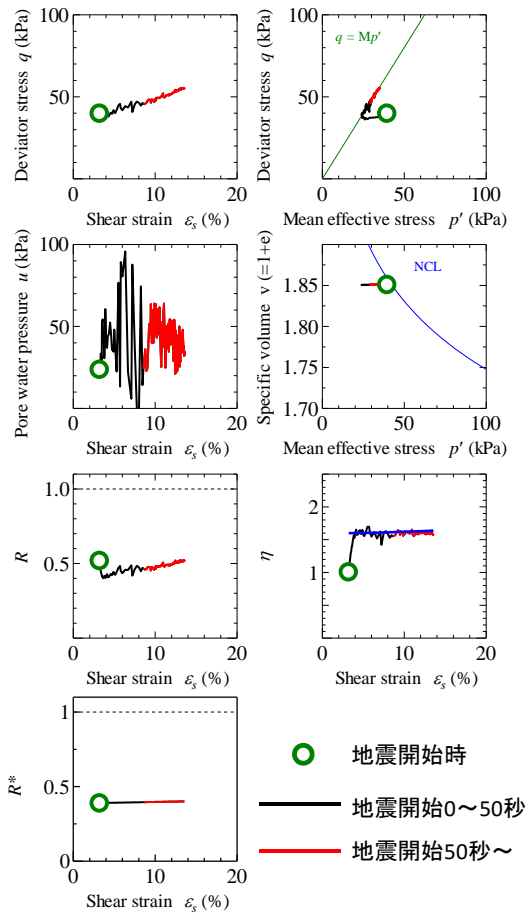


図12 要素1の地震時の挙動(押え盛土)

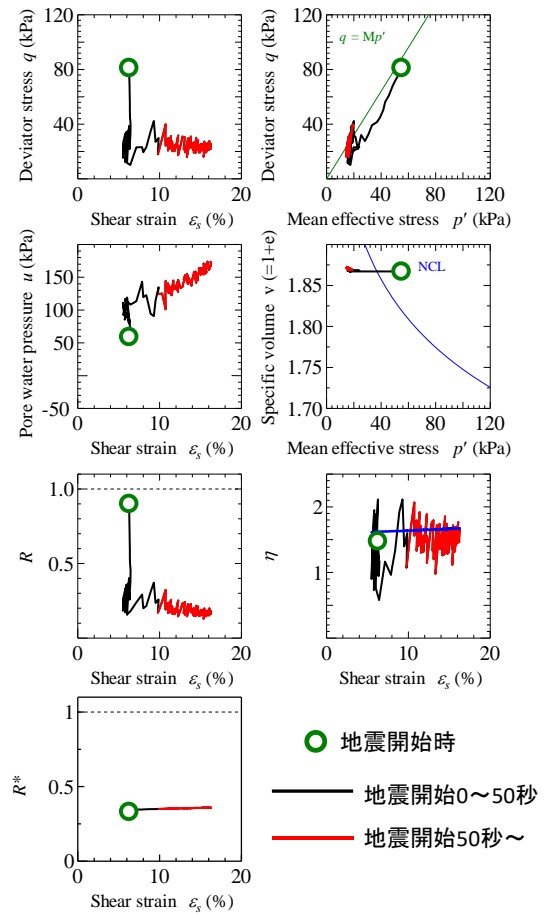


図14 要素2の地震時の挙動(のり面保護)

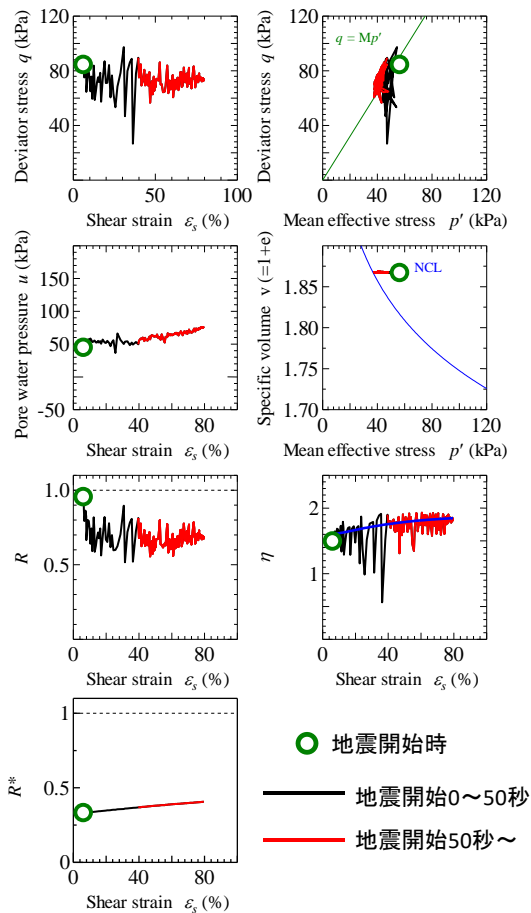


図13 要素2の地震時の挙動(補強無し)

図13, 14に要素2の地震中の挙動を示す. 図13は補強無し, 図14は, のり面保護をしたケースである. のり面保護をしたケースについては, 地震初期に過圧密比が増大していることから, 除荷挙動を示すことがわかる. その後, 最大加速度が発生するまでは, ほぼ弾性的な挙動を示し, 最大加速度発生直後に大きくひずみが進展していく. 最大加速度発生後は, 繰返し载荷によりひずみが徐々に進展した. 土が除荷挙動を示しているのは, のり面保護工が, 地震による荷重を受け持っているために起きている. このため, 土が地震により大きく変形することがなくなる. ただし, コンクリートに大きい力が作用している可能性があることから, コンクリートが圧壊するか否かについて, 照査することをこの解析結果は示唆している. 一方, 補強無しの場合は, 最大加速度発生前から繰返し载荷によりひずみが進展する. 最大加速度発生直後に大きくひずみが進展するのは同じであるが, のり面保護をしたケースでは, 約7%進展したのに対し, 補強無しでは, 20%程度親展する.

図15, 16に節点1における, 補強無しのケースとのり面保護をしたケースの加速度を示す. のり面保護をしたケースの方が, 発生している加速度が小さくなっていることがわかる. のり面保護をすることにより, 盛土内に発生する加速度が小さくなるため, 盛土内の要素の繰返し振幅が小さくなり, ひずみが進展しにくくなるため, 盛土全体の変形量も小さくなる.

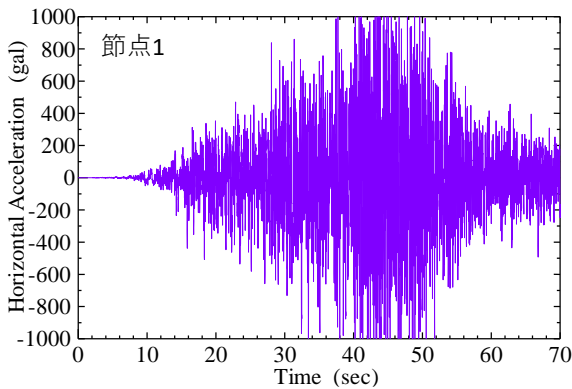


図 20 応答加速度(無補強)

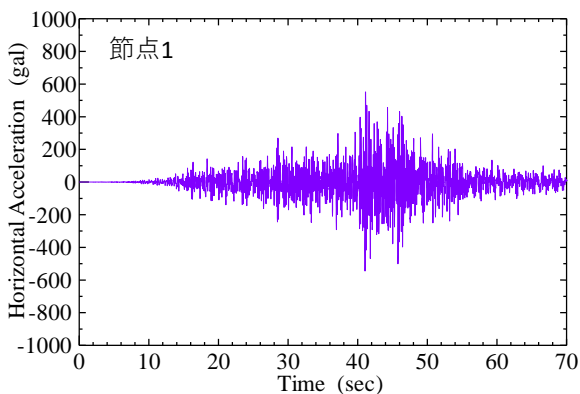


図 21 応答加速度(のり面保護)

5. 結論

本研究では、水平地盤上・傾斜地盤上に建設した盛土・高盛土を対象に地震応答解析を実施した。この際、無対策の盛土に対しても解析を行い、対策前後の変形量を比較することにより、どの対策工が有効であるか数値解析を通して調べた。得られた結論を以下に示す。

- 1) 押え盛土工は、のり尻のひずみ抑制には効果的であるが、盛土全体のひずみを抑制することができないため、天端の沈下量や変位量は無補強の場合とほとんど変わらない。
- 2) 鉄筋挿入工は、のり面付近のひずみを抑制するのに効果的である。しかし、高盛土の場合、ひずみが進展している箇所まで鉄筋が届いていないために、変形が抑制できておらず、沈下量や変位量は30%程度しか減少してない。一方、通常の盛土の場合、90%程度沈下量が減少しており、通常の盛土には鉄筋挿入工は効果的である。
- 3) のり面保護工は、水平地盤上の高盛土の場合、沈下量が軽減できていないが、傾斜地盤上の高盛土の場合、70%程度沈下量が減少している。また、通常の盛土については、水平地盤、傾斜地盤上の盛土ともに、変形が抑制できている。
- 4) 押え盛土工により、のり尻の要素の応力比が小さくなる

とともに、地震時の軸差応力の増減の幅、つまり振幅が小さくなる。そのため、地震時に発生するせん断ひずみが無補強時に比べて小さくなる。

- 5) のり面保護を実施することで、地震時に盛土内に発生する加速度が軽減され、地震時に発生する軸差応力や、軸差応力の増減量が小さくなる。また、のり面保護を行うことにより、盛土内の土要素が地震中に除荷挙動を示す。つまり、のり面を保護しているコンクリートが、地震中に土に作用する荷重を受け持っており、そのため、のり面保護により盛土が変形しづらくなる。

今後は、この結果を参考に、効果的な工法の組み合わせを検討し、違う形状や、違う材料、異なる破壊形態を示す盛土に対し、同様の解析を実施することで、様々な形状の盛土に対してどのような対策工を実施するのが効果的なのか提案していきたい。また、本解析では、コンクリートや鉄筋の降伏を考慮していないので、補強部材の降伏も考慮した上で、更に盛土の耐震性について照査していく。

参考文献

- 1) 大木基裕, 関雅樹, 永尾拓洋, 中野正樹(2013): 鉄道盛土における5つの地震時破壊形態の実験検証と合理的な耐震補強の提案, 土木学会論文集C, Vol.69, No.2, pp.174-185.
- 2) 常田賢一, 小田和広(2009): 道路盛土の耐震性能評価の方向性に関する考察, 土木学会論文集C, Vol.65, No.4, pp.857-873.
- 3) 竜田直希, 板垣聡, 間沼徳, 佐々木哲也, 杉田秀樹, 中根淳(2006): 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—, ジオシンセティックス論文集, 第21巻, pp.183-186.
- 4) 蔡飛, 竜田尚希, 王宗建, 辻慎一郎, 蘇志満, 鶴飼恵三(2006): 二重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, ジオシンセティックス論文集, 第21巻, pp.183-186.
- 5) Koseki, J. (2012): Use of geosynthetics to improve seismic performance of earth structures, Geotextiles and Geomembranes, Vol.34, pp.51-68.
- 6) 地盤工学会北陸支部ら(2007): 能登半島地震災害技術報告書, pp.91-93.
- 7) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol.42, No.5, pp.47-57.
- 8) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. (2008): 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.
- 9) Joyner, W. B. and Chen, A. T. F. (1975): Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.65, No.5, pp. 1315-1336.
- 10) 吉見吉昭, 福武毅芳(2005): 地盤液状化の物理と評価・対策技術, 技報堂出版.
- 11) 酒井崇之他(2016): スレーキングの進行程度と締固め度の上昇が泥岩盛土の耐震性に及ぼす影響, 第51回地盤工学研究発表会, 投稿中
- 12) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M.(2005): Progressive consolidation settlement of naturally

deposited clayey soil under embankment loading, *Soils and Foundations*, Vol.45, No.5, pp.39-51.

- 13) Noda, T., Takeuchi, H., Nakai, K. and Asaoka, A. (2009): Co-seismic and post seismic behavior of an alternately layered sand-clay ground and embankment system accompanied by soil disturbance, *Soils and Foundations*, Vol.49, No.5, p.739-756.
- 14) Asaoka, A., Noda, T. and Kaneda, K. (1998): Displacement/traction boundary conditions represented by constraint conditions on velocity field of soil, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.4, pp.173-181.
- 15) 内閣府 南海トラフの巨大地震モデル検討会.