

# 傾斜地盤上の既設高盛土の表層置換・押え盛土工の耐震性に関する数値解析的検討

## Numerical study on seismic resistance of surface replacement/counterweight fill for existing high embankment on inclined ground

酒井崇之<sup>1</sup>，中野正樹<sup>2</sup>，稲垣太浩<sup>3</sup>

- 1 名古屋大学・大学院工学研究科・t-sakai@civil.nagoya-u.ac.jp
- 2 名古屋大学・大学院工学研究科
- 3 中日本高速道路株式会社

### 概 要

日本の高速道路に多く造成された傾斜地盤上の高盛土は、盛土材料によっては脆弱化が進行し、地震時の安定性の低下が懸念されている。本稿は、そのような高盛土の地震時安定性向上のため、盛土表層を掘削し、良質の材料で押える「置換・押え盛土工」を提案し、その耐震性について数値解析的に検討した。

その結果、置換・押え盛土工を実施すると、性質の異なる2つの盛土いずれも耐震性が向上した。また、押え盛土の高さを大きくするほど、押え盛土による補強効果が広い範囲で得られるため、右のり肩の変位が半分以下まで抑制された。しかし、押え盛土の密度が低いとその効果が低下する。国土交通省は、高速道路の安全安心基本計画を策定し、防災機能を強化した道路空間として計画的な4車線化の推進を目指している。4車線化する際に、拡幅工事の必要がある現場では、本報告で示した置換・押え盛土工法を適用することで、車線増加と耐震補強を同時に実施することができ、別々に施工するよりも時間的・経済的に合理的な施工が可能となる。

キーワード：盛土，地震応答解析，押え盛土，耐震補強

## 1. はじめに

近年、能登半島地震、駿河湾沖を震源とする地震、東北地方太平洋沖地震などで盛土崩壊が起っており、盛土の耐震対策は喫緊の課題となっている。既設盛土の場合、耐震性向上のための手段は限られており、鉄筋を用いた棒状補強が一般に提案されている。しかし、傾斜地盤上の盛土の場合、集水地形となり、盛土内の地下水位が高いことが多い。地下水位の増減などにより盛土材料が脆弱化したり、地震によって水圧が発生したりすると期待通りの補強効果が得られない恐れがある。また、鉄筋の劣化が起きるため、長期耐久性にも問題がある。

そこで、棒状補強に代わる耐震性向上の工法として、「置換・押え盛土工」を提案する。本工法は、脆弱となった既設盛土の一部をのり面表層から取り除き、良質な土で置換、そしてその土に押え盛土の機能も持たせるのである。良質土を用いることで棒状補強と比べてメンテナンスフリーな補強工法になると考えられる。

本研究では、置換・押え盛土工が、傾斜地盤上の既設高盛土の耐震性を高めるか否かについて、特に、押え盛土の密度・形状に注目して、数値解析により評価する。なお、解析には、土骨格の構成式としてSYS Cam-clay model<sup>1)</sup>を

搭載した水～土連成動的／静的有限変形解析プログラムGEOASIA<sup>2)</sup>を用いた。

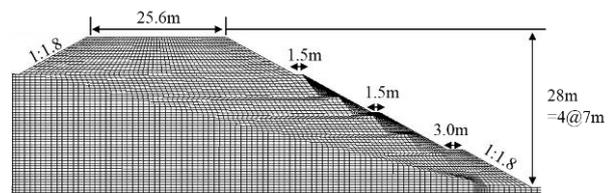


図1 解析対象盛土

## 2. 解析条件

図1は本解析で解析対象とした盛土を示す。天端幅25m、高さ28m、のり面勾配1:1.8の盛土であり、片側1車線の道路盛土を想定した。傾斜地盤は、1:4の勾配で、段切処理が行われており、段切の高さは1m、幅は4mである。

表1は本研究で用いる盛土と傾斜地盤の材料定数を示す。盛土材として2種類を選定している。盛土材Aは著者らが能登半島地震で崩壊した盛土から採取した火山灰質粘性土である。盛土材Bは、砂質土似た特性を持つ材料であり、堤防盛土で使用されている。

盛土材Aは各種室内力学試験と構成式応答による力学

試験結果の再現から、これらの材料定数と初期値を得ている。この材料定数を用いて、能登半島地震における地震後に遅れて崩壊する現象やその崩壊形状を再現している<sup>3)</sup>。盛土材 B に対しても力学試験を実施し、構成式応答による力学試験結果の再現より材料定数を得ている<sup>4)</sup>。また、押え盛土材は、締めめやすい良質な盛土材とした<sup>5)</sup>。押え盛土材の密度は、2種類とし、それぞれ、締めめ試験(B-c法)で得られた最大乾燥密度の90.95%の密度である。傾斜地盤については、密で透水性の低い地盤と仮定した。

表1 材料定数と初期値

材料名		盛土 A	盛土 B	押え盛土 90%	押え盛土 95%
		弾塑性パラメータ			
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.098	0.110	0.040	0.040
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.030	0.020	0.002	0.002
限界状態定数	M	1.400	1.35	1.75	1.75
NCLの切片	N	2.090	1.765	1.440	1.440
ポアソン比	$\nu$	0.300	0.300	0.200	0.200
発展則パラメータ					
正規圧密土化指数	$m$	1.700	0.500	5.000	5.000
構造劣化指数 (b=c=1)	$a$	0.300	1.700	10.00	10.00
塑性指数	$c_s$	0.100	1.000	1.000	1.000
回転硬化指数	$b_r$	0.300	0.100	0.001	0.001
回転硬化限界定数	$m_b$	0.500	0.400	0.500	0.500
物性					
透水係数(cm/sec)	$k$	$1.0 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-4}$
土粒子密度(g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_s$	2.727	2.650	2.697	2.697
初期値					
比体積	$v_0$	2.300	1.700	1.428	1.350
構造の程度	$1/R^*_0$	7.50	1.30	1.100	1.100
異方性	$\zeta_0$	0.000	0.000	0.000	0.000
応力比	$\eta_0$	0.000	0.000	0.000	0.000

図-2 は解析全断面を示す。平面ひずみ条件を仮定し、幅 3000m の地盤で側方の影響が無いように十分広く解析領域を設定した。水理境界は両端と下端を非排水条件とし、地表面を排水条件とし、地表面と水位が常に一定であると仮定した。すなわち、盛土、地盤はともに常に飽和状態である。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<sup>6)</sup>を地盤の両端に設定し、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( $V_s=700\text{m/s}$ )を設けた<sup>7)</sup>。

まず傾斜地盤の作製を行い、次に盛土を築造した。盛土築造は、図3に示すように水～土二相系弾塑性体として高さ約0.5mの有限要素を追加することによって表現された<sup>8)</sup>。この際、施工速度は0.5m/dayと仮定した。盛土築造により発生した水圧が十分消散するまで、圧密を行った後、図4に示す地震動を工学的基盤面にあたる地盤底面全節

点の水平方向に加速度を等しく入力した。なお、入力地震動は兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された地震動のEW成分である<sup>9)</sup>。また、地震後の挙動も検討するため、地震入力後に水圧が消散し、定常状態になるまで(今回は20年経過まで)、計算を実施した。

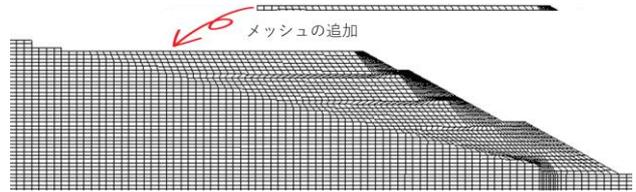


図3 有限要素メッシュの追加

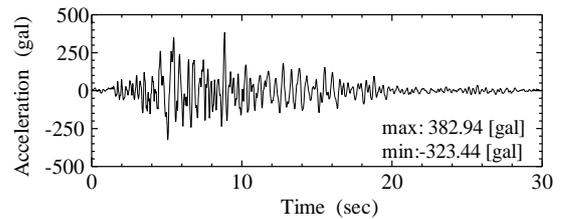


図4 入力地震動

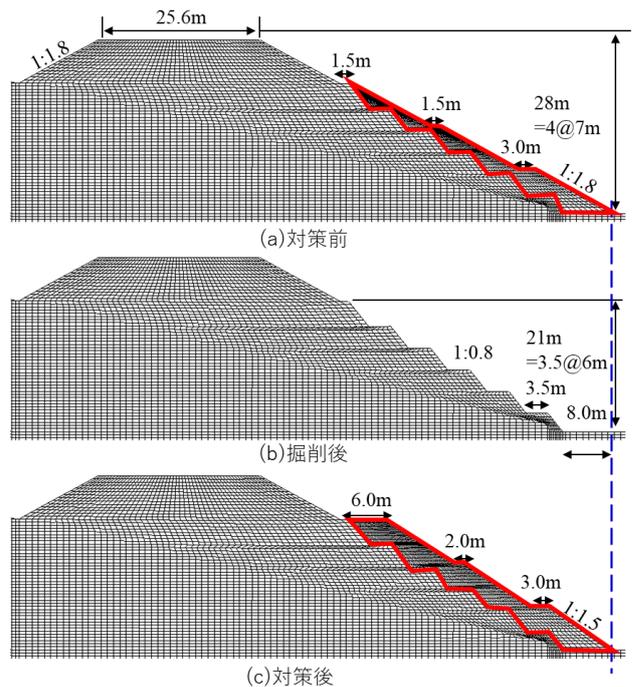


図5 置換工・押え盛土工の手順

置換・押え盛土工の施工手順を、図5に示す。図5(a)に示す対策前の盛土の風化の進みやすいのり面表面を掘削する(b)。その後、押え盛土を築造していく(c)。(b)につ

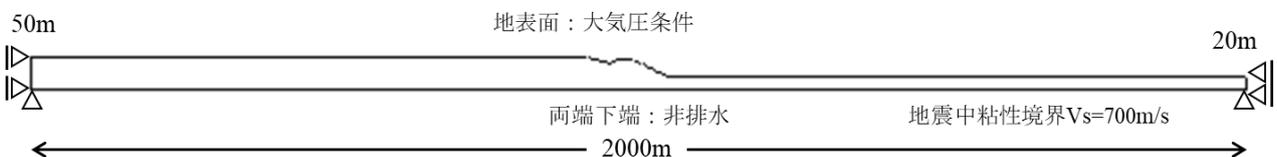


図-2 解析全断面

いては、図6に示すように有限要素メッシュを取り除くことで再現した。この際、図5(a)の赤線で囲った部分を3.5mごとに取り除いた。(c)については、先に示した盛土築造と同じで、水～土二相系弾塑性体として高さ約0.5mの有限要素を追加することによって表現した。押え盛土は図5(c)の赤線で囲った部分である。図5で示した対策を本稿では押え盛土高21mと呼ぶ。なお、実際に施工する際に用地買収の必要がないように、押え盛土ののり尻の位置は、元の盛土ののり尻の位置と同じにした。

図7に置換・押え盛土工で検討したケースを示す。基本ケースに加えて、盛土高さが7m高いケース(押え盛土高28m)、7m低いケース(押え盛土高14m)について検討を行い、押え盛土の大きさによって、耐震性がどの程度変化するのか確認する。

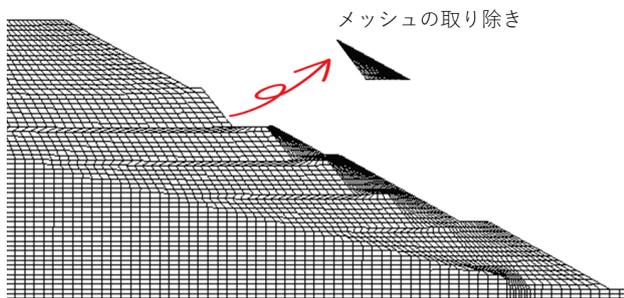


図6 掘削の計算について

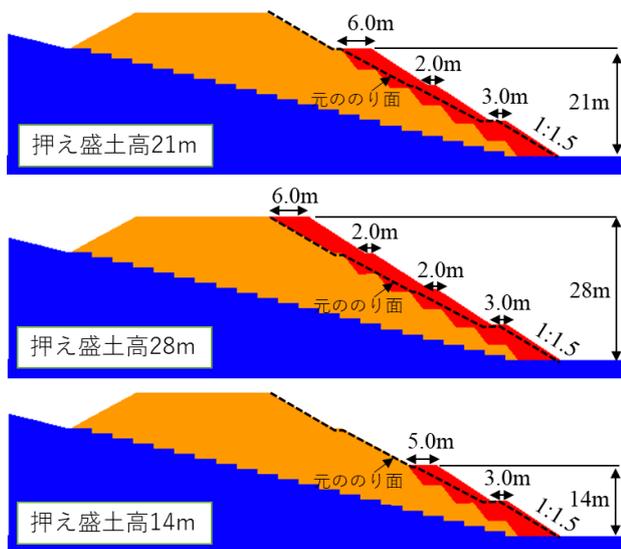


図7 検討した置換・押え盛土工のケース

### 3. 置換・押え盛土工の効果の検討

図8,9に盛土A, Bの地震発生20年後(地震後に十分時間が経過し、定常状態になった時)におけるせん断ひずみを示す。また、表2,3に盛土A, Bの盛土の右のり肩の沈下量・水平変位を示す。ここでは、3.1で無補強のケースと、基本ケースの比較を行い、3.2で、押え盛土の形状について着目し、3.3で押え盛土の密度に着目し、考察を行う。

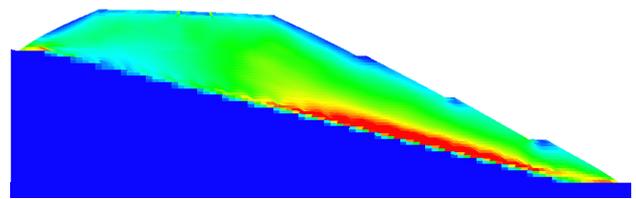


図8(a) 無補強

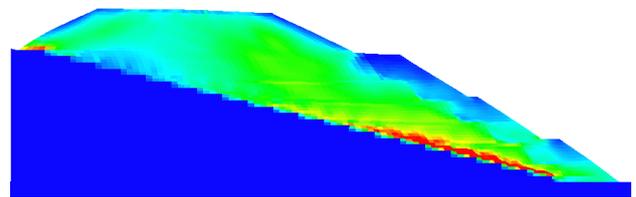


図8(b) 押え盛土高21m 押え盛土90%

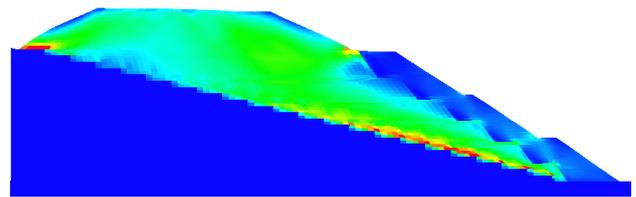


図8(c) 押え盛土高21m 押え盛土95%

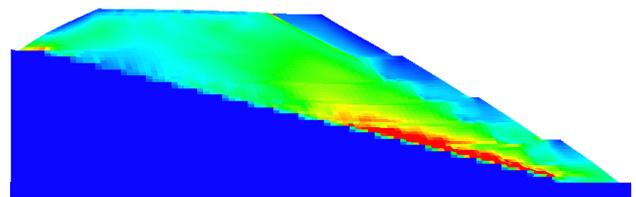


図8(d) 押え盛土高28m 押え盛土90%

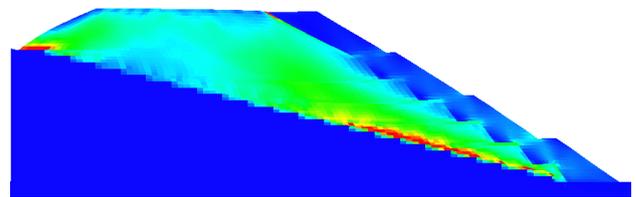


図8(e) 押え盛土高28m 押え盛土95%

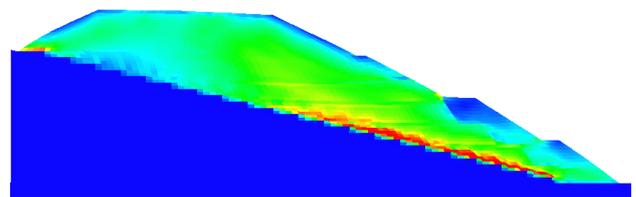


図8(f) 押え盛土高14m 押え盛土90%

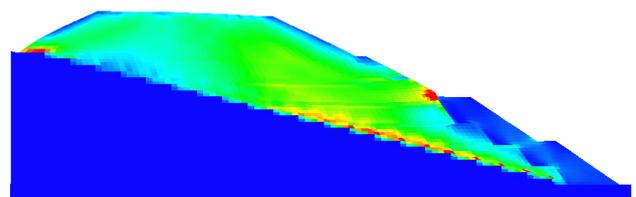


図8(g) 押え盛土高14m 押え盛土95%



図8 地震発生20年後におけるせん断ひずみ分布(盛土A)

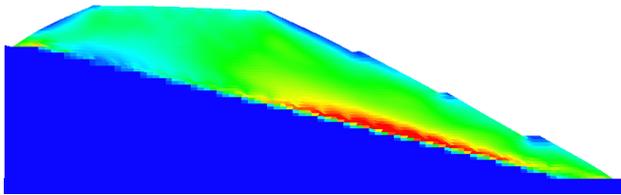


図 9 (a) 無補強

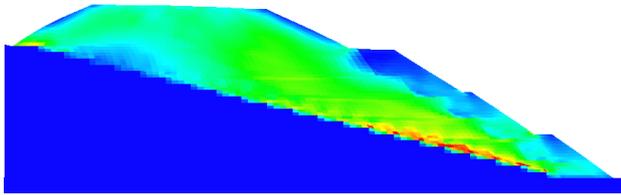


図 9 (b) 押え盛土高 21m 押え盛土 90%

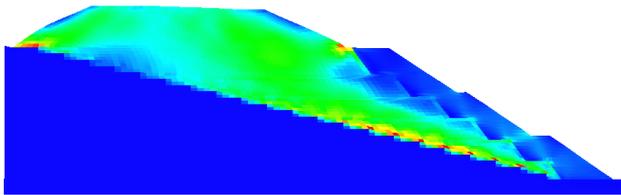


図 9 (c) 押え盛土高 21m 押え盛土 95%

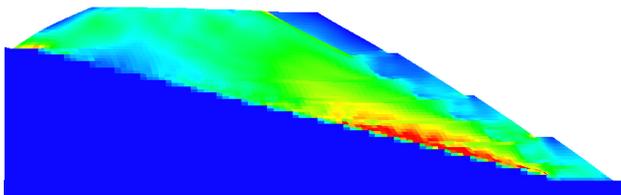


図 9 (d) 押え盛土高 28m 押え盛土 90%

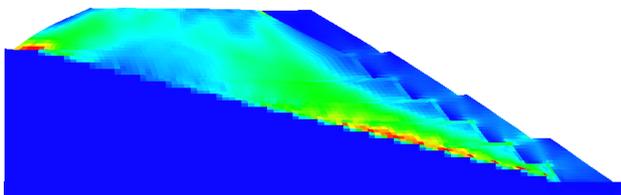


図 9 (e) 押え盛土高 28m 押え盛土 95%

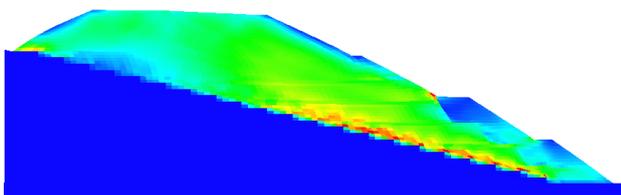


図 9 (f) 押え盛土高 14m 押え盛土 90%

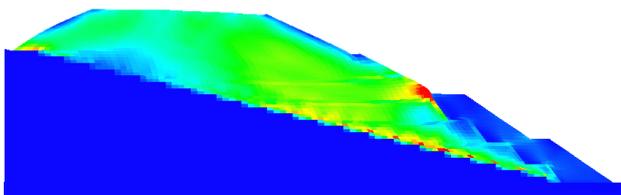


図 9 (g) 押え盛土高 14m 押え盛土 95%



図 9 地震発生 20 年後におけるせん断ひずみ分布 (盛土 B)

表 2 盛土 A の右のり肩の沈下量

	盛土 A	押え盛土の密度	沈下量		側方変位	
			地震直後	20 年後	地震直後	20 年後
(a)	無補強	—	0.9	1.3	1.3	1.8
(b)	押え盛土	90%	0.7	1.1	1.0	1.5
(c)	高さ 21m	95%	0.6	1.0	0.9	1.4
(d)	押え盛土	90%	0.7	1.0	1.1	1.5
(e)	高さ 28m	95%	0.5	0.9	0.7	0.8
(f)	押え盛土	90%	0.8	1.2	1.1	1.6
(g)	高さ 14m	95%	0.8	1.2	1.1	1.6

表 3 盛土 B の右のり肩の沈下量

	盛土 B	押え盛土の密度	沈下量		側方変位	
			地震直後	20 年後	地震直後	20 年後
(a)	無補強	—	1.3	1.7	1.9	2.5
(b)	押え盛土	90%	1.1	1.5	1.6	2.1
(c)	高さ 21m	95%	1.0	1.5	1.5	2.0
(d)	押え盛土	90%	1.1	1.5	1.7	2.2
(e)	高さ 28m	95%	0.8	1.3	0.9	1.1
(f)	押え盛土	90%	1.3	1.7	1.8	2.4
(g)	高さ 14m	95%	1.3	1.7	1.8	2.4

### 3.1 置換・押え盛土工の盛土変形抑制の効果

図 8, 9 (a)を見ると、補強の場合、盛土と地盤の境目に 30%以上(赤い部分)のせん断ひずみが発生している。押え盛土工・置換工では、盛土と地盤の境目のひずみが、発生しているものの、多くのケースで、せん断ひずみが 30%以上発生している部分(赤い部分)が狭くなっており、盛土全体の変形も小さくなった。また、右のり肩の変位や沈下量については、10~40%程度軽減されている。なお、地震直後から 20 年後にかけて、補強の有無に依らず同程度沈下と側方変位が発生した。これは、地震中に発生した水圧が消散したため発生しており、地震後 10 日ほどで収束した。また、盛土材料に依らず、地震時の変形が小さくなった。

### 3.2 押え盛土の形状が盛土耐震性に及ぼす影響

本節では、ケース(c), (e), (g)について比較を行う。押え盛土高 28m(ケース(e))については、右のり肩の変位・沈下量がおおよそ 40%程度軽減されており、非常に効果が高かった。一方、押え盛土高さ 14m(ケース(g))については、1 割程度しか軽減できていない。押え盛土高さ 21m(ケース(c))では、30%程度軽減された。以上のことから、押え盛土の高さが高いほど、ひずみが軽減され、右のり肩の沈下量・変位についても軽減された。ただし、押え盛土の高さと変位の低減量は比例するわけではない。

### 3.3 押え盛土の密度が盛土耐震性に及ぼす影響

押え盛土の密度が小さいケース(ケース(b), (d), (f))については、盛土と地盤の境目のひずみが軽減されておらず、右のり肩の変位量と沈下量は 1 割程度しか軽減されていない。また、押え盛土の高さによらず、右のり肩の変位量と沈下量がほとんど同じになった。押え盛土の密度が大きい場合は、3.2 節で示した通り、押え盛土の高さを大きく

することで、盛土の変形量は小さくなったが、押え盛土の密度が小さいと、その効果が得られない。

### 3.4 耐震性向上のメカニズム

本節では、無補強、押え盛土高さ 21m、押え盛土高さ 28m の押え盛土の密度が最大乾燥密度の 95% のケースについて比較を行う。まず、盛土全体の分布を比較して、その後、代表要素をピックアップして比較を行う。なお、盛土材に依らず同様の効果が得られているため、盛土材 B のみ結果を示す。

図 10 に地震直前における応力比( $=q/p'$ )分布を示す。押え盛土を実施することで、青い部分が広がっていることから、応力比が低下していることがわかる。著者ら<sup>3)</sup>は、水平地盤上に建造された盛土が地震により崩壊せず、傾斜地盤上に建造された盛土が崩壊した理由として、地震直前における応力比の高さに着目している。押え盛土を実施することで、応力比が低下することが、安定性の向上につながった。なお、押え盛土高 28m が青い部分が最も広がっているため、押え盛土高 28m が最も耐震性が高くな

たと考えられる。

図 11 に地震直前・地震直後における平均有効応力分布を示す。地震直前に着目すると、押え盛土を施すことで図 9 の黒○で囲った部分の平均有効応力が上昇している。後ほど示すが、平均有効応力が上昇することで、比体積が減少した。つまり、密度が大きくなった。地震後の分布に着目すると、盛土全体の平均有効応力が減少している。特に地盤と盛土の境目や盛土の右側については、顕著である。また、押え盛土を施した方が、大きく減少していることがわかる。これは、押え盛土を施した方が、より塑性圧縮挙動を示していることになる。SYS Cam-clay model においては、異方性を考慮しなければ、 $q=Mp'$  よりも上側で塑性膨張（正のダイレイタンス）、下側で塑性圧縮挙動（負のダイレイタンス）を示す。つまり、押え盛土により応力比が低下することで、地震中にも限界状態の下側に応力状態を取ることが多くなり、より塑性圧縮挙動が顕著になったと考えられる。

ただし、地震中に平均有効応力が降下する方が、地盤自体の剛性が低下するために、地震により変形が大きくなる

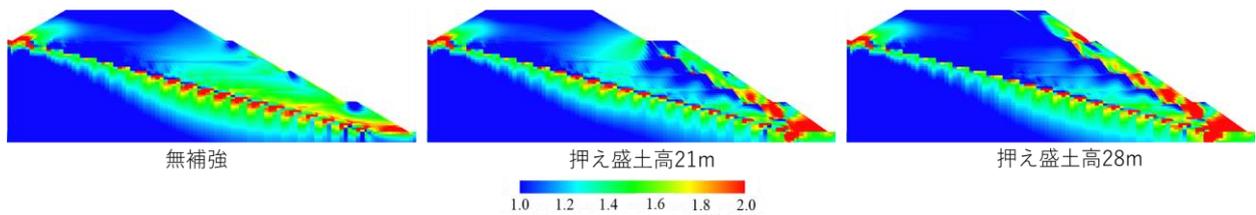


図 10 地震直前における応力比分布

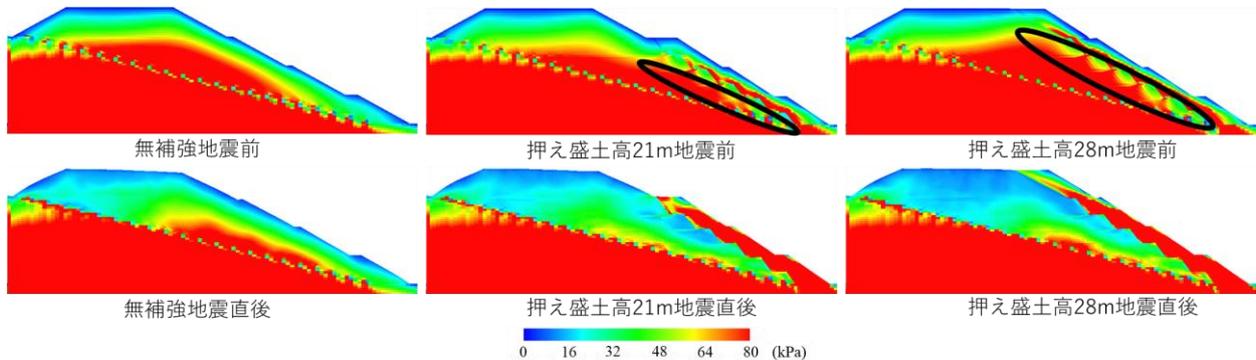


図 11 地震直前・地震直後における平均有効応力分布

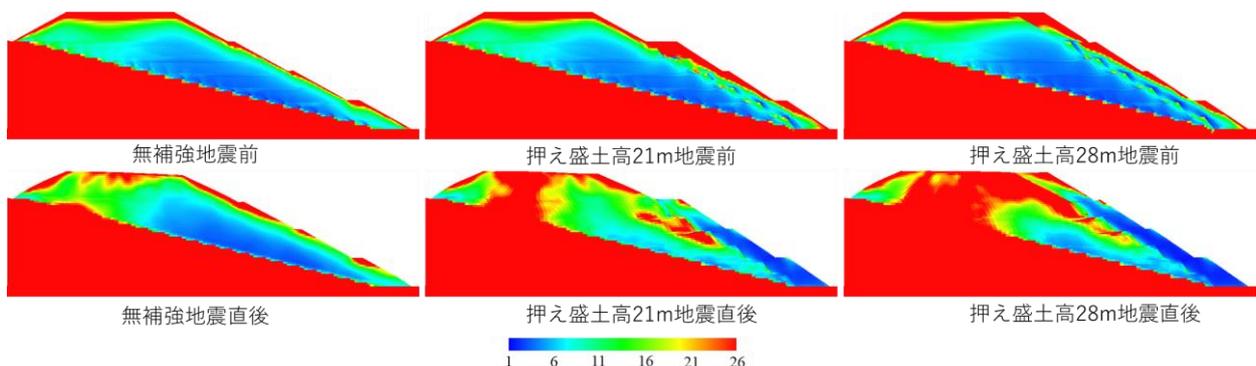


図 12 地震直前・地震直後における過圧密比分布

が、本研究では平均有効応力がより低下している押え盛土高 21, 28m の方が、変形が小さい。この理由について説明する。図 12 の過圧密比の分布に着目すると、押え盛土高 21, 28m の方が、地震直後における過圧密比が大きい。過圧密比が大きくなっている要素については、除荷が顕著になっている。また、過圧密比が大きいほど弾性的な挙動が顕著になるため、変形しづらくなる。以上のことから、置換・押え盛土工の方が、地震による変形が小さくなったと考えられる。

次に代表要素を取り上げ、より詳細に挙動を確認する。図 13 に着目する要素を示す。要素 1 は地盤と盛土の境目であり、無補強では、ひずみが大きく、対策することで、ひずみが軽減された要素である。要素 2 は、無補強や押え盛土高 21m においてひずみが出ており、押え盛土高さ 28m のケースでは、ひずみが抑制されている要素である。

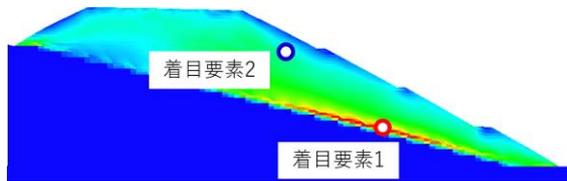


図13 着目要素

図 14~16 に要素 1 の力学挙動を示す。(a)は応力-ひずみ関係、(b)は軸差応力と平均有効応力の関係(有効応力パス)、(c)は間隙水圧とひずみの関係、(d)は比体積と平均有効応力の関係、(e)は構造  $R^*$  とひずみの関係、(f)は過圧密  $R$  とひずみの関係を示す。構造  $R^*$  は構造の程度の逆数、過圧密  $R$  は過圧密比の逆数であり、0 に近いほど構造が高位であり、過圧密比が大きい。まず、(b)や(d)を見ると、地震直前の状態において、図 14 の無補強よりも、図 15, 16 の押え盛土を行った方が、平均有効応力が 10kPa 程度大きくなった。また、平均有効応力の増加により、土の密度が増大した。

地震直前について、無補強では、限界状態線よりも上側に状態を取っているが、押え盛土を行うことで、限界状態線の下側に応力状態を取るようになる(図中 (b))。つまり、押え盛土を行うことで、盛土が受けるせん断力が小さくなる。

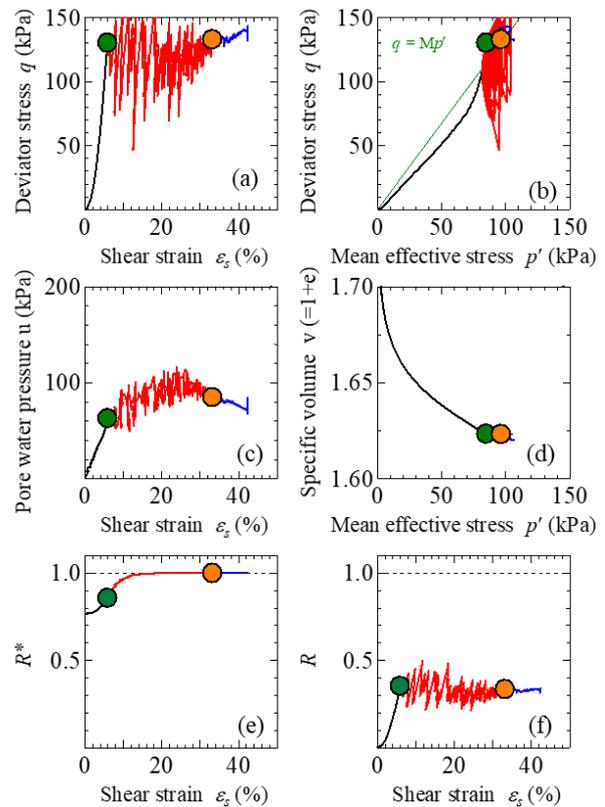
地震中では、無補強の場合、応力比( $=q/p'$ )が高いために塑性膨張挙動が塑性圧縮よりも顕著であり、地震直前よりも地震直後の方が、平均有効応力がわずかに大きくなる(図中 (b))。間隙水圧についても、わずかに大きくなった(図中 (c))。過圧密  $R$  は増減しており、地震終了時には、地震開始時とほぼ同じ値である(図中 (f))。一方、置換・押え盛土工を施した方は、応力比( $=q/p'$ )が低いために塑性膨張挙動よりも塑性圧縮挙動が顕著であり、地震直前よりも地震直後の方が、軸差応力、平均有効応力が小さくなる(図中 (b))。過圧密  $R$  が減少した(図中 (f))。つまり、地震開始時より過圧密比が大きくなった。このことから、押え盛土を実施することで、地震中の除荷が顕著になった。また、過圧密比が増大するにつれて、弾性的な挙

動が顕著になるので、より変形しづらくなる。

地震後において、無補強では、平均有効応力は微増しているが、比体積がほとんど変化していない。一方、押え盛土を行うと、地震後に正の過剰間隙水圧の消散に伴い、平均有効応力が回復し、それに伴い比体積が減少した。つまり地震後により密になり安定化した。

押え盛土により盛土内の平均有効応力が上昇し、密度が増大したことで、地震中に発生する軸差応力が低下することが、地震中にせん断ひずみが進展しない理由である。

図 17~19 に要素 2 の力学挙動を示す。(a)~(f)は図 17~19 と同じである。押え盛土高 28m に着目すると、補強メカニズムは要素 1 と同じである。ただし、押え盛土高 21m については、押え盛土による地震直前における平均有効応力の増加や軸差応力の減少や地震中の過圧密比の増加(除荷挙動)といった補強の効果が押え盛土高 28m の時よりも得られていない。これは、着目要素 2 の位置が、押え盛土よりも上にあるためである。このため、押え盛土の高さが高ければ高いほど、補強の効果が得られる範囲が広がるために、押え盛土が高い方が、耐震性が向上する。



— 盛土施工中 ● 地震直前  
— 地震中 ● 地震直後 — 地震後

図 14 着目要素 1 の力学挙動(無補強)

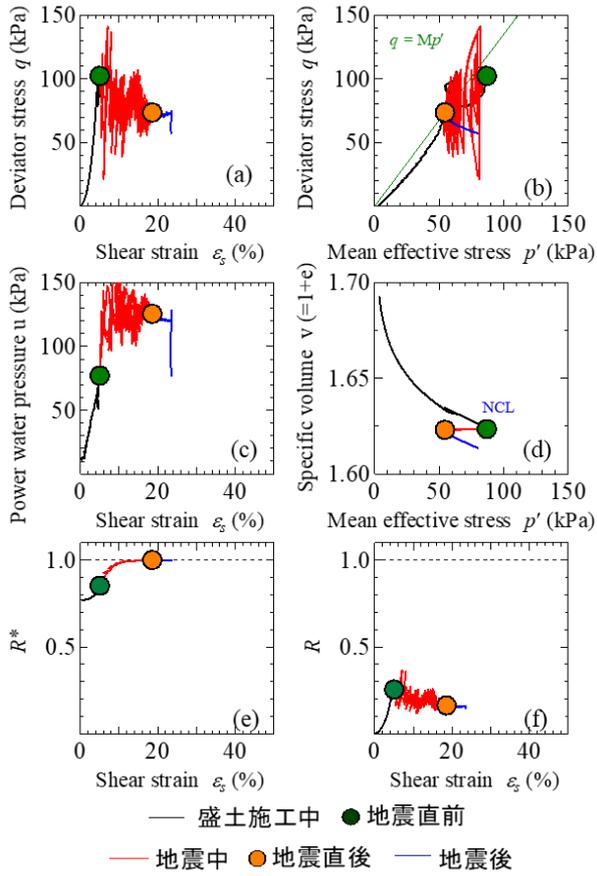


図 15 着目要素 1 の力学挙動(押え盛土高さ 21m)

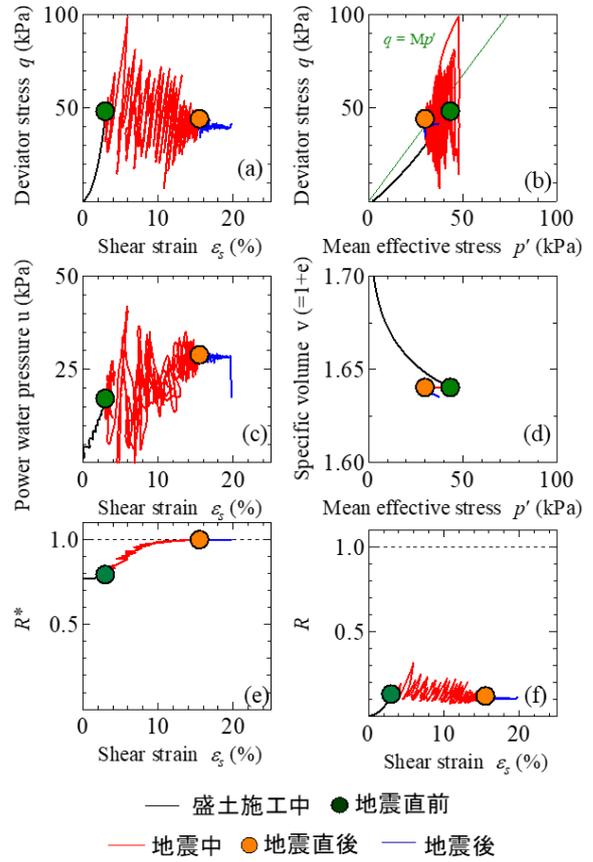


図 17 着目要素 2 の力学挙動(無補強)

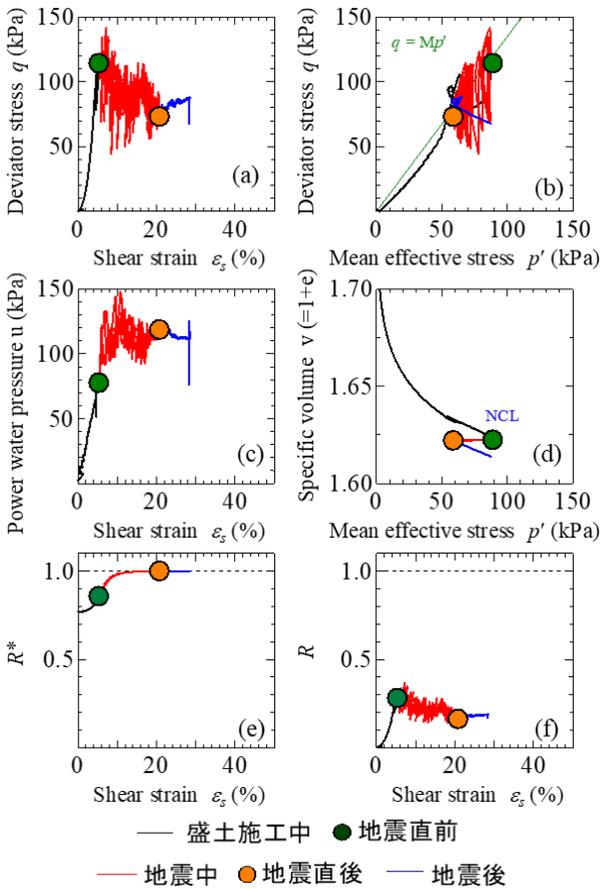


図 16 着目要素 1 の力学挙動(押え盛土高さ 28m)

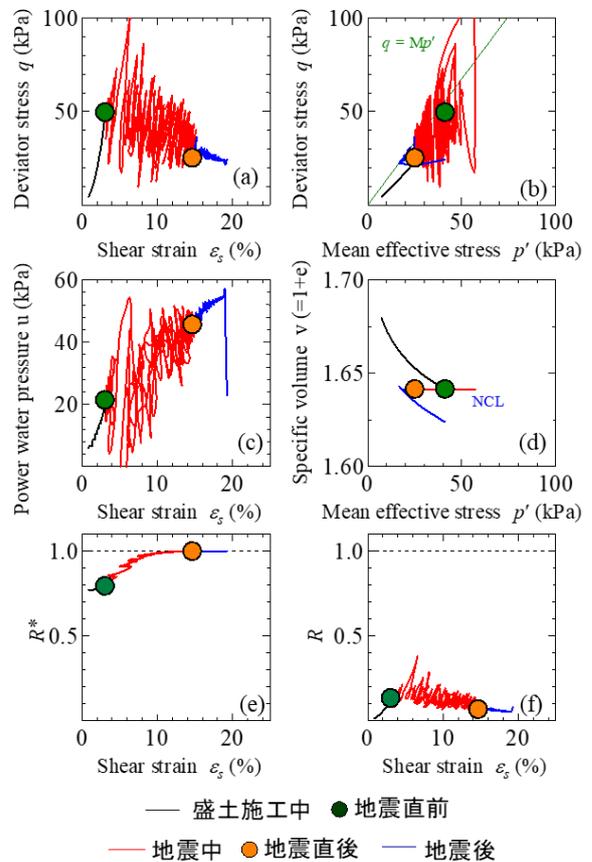


図 18 着目要素 2 の力学挙動(押え盛土高さ 21m)

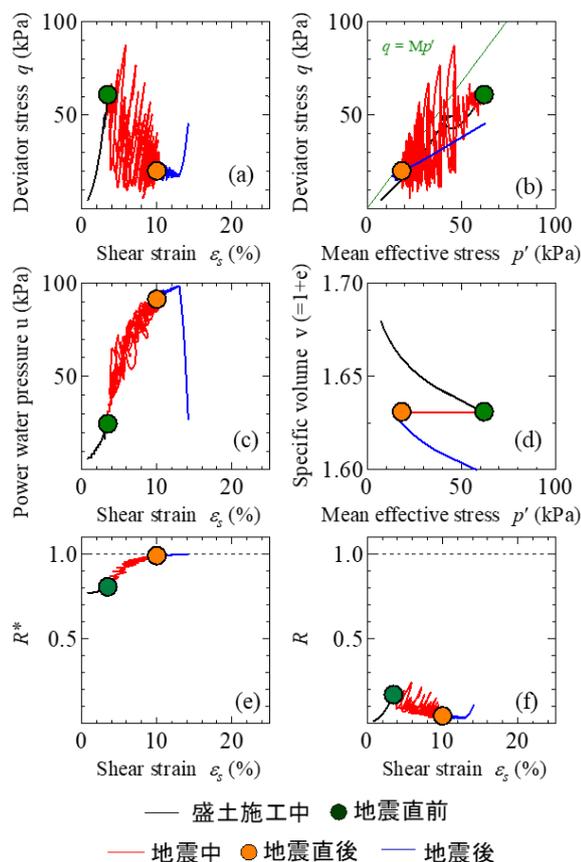


図 19 着目要素 2 の力学挙動(押え盛土高さ 28m)

#### 4. まとめ

本研究では、既設高盛土の耐震対策工として、置換・押え盛土工を提案し、地震応答解析を実施した。また、置換・押え盛土工の耐震性向上のメカニズムを、解析結果を詳細に調べることで明らかにした。以下に得られた結論を示す。

- 1) 無補強と比較して、置換・押え盛土工では、せん断ひずみが軽減された。また、法肩の変位も軽減された。また、砂質土、粘性土のどちらの盛土材に対しても効果が見られた。
- 2) 押え盛土の施工範囲が大きい方が、耐震性が向上しており、押え盛土高 28m の場合、法肩の変位が 50%程度まで軽減した。
- 3) 押え盛土の密度が低いと、押え盛土を高くしても変位が軽減できないため、押え盛土の密度を向上させることは重要である。
- 4) 地震直前までについては、押え盛土を施工することにより、盛土内の平均有効応力が上昇し、密度が上昇した。また、応力比が低下したことから盛土内に作用するせん断力が低下した。
- 5) 地震中には、押え盛土を施工したケースについては、塑性圧縮挙動を示し、正の過剰間隙水圧が発生する。しかし、地震中に過圧密比が蓄積し、除荷が見られた。また、過圧密比が大きくなることで、弾性的な挙動が顕著になることや、発生する軸差応力が低下することが、押え盛土により地震中にせん断ひずみが進展しな

い理由である。

- 6) 地震後については、押え盛土を施した場合、地震中に減少した平均有効応力が回復するに伴い、圧密することで、安定化した。

国土交通省(2020)は、高速道路の安全安心基本計画を策定<sup>10)</sup>し、防災機能を強化した道路空間として計画的な4車線化の推進を目指している。防災機能を強化するには、現在、一般的に補強工法と用いられるものの、劣化が懸念され、更新の恐れがある鉄筋挿入工より、本報で示した強靱な押え盛土工のような維持管理や更新をあまり必要としない工法の方が適していると考えている。また、車線を増やす(4車線化や6車線化)際に、盛土の拡幅工事の必要がある現場では、本報告で示した置換・押え盛土工法を適用することで、車線増加と耐震補強を同時に実施することができ、別々に施工するよりも時間的・経済的に合理的な施工が可能となる。

#### 謝辞

本研究は、NEXC O関係会社高速道路防災対策等に関する支援基金の助成を受けた。ここに示して謝意を表す。

#### 参考文献

- 1) Asaoka et al. (2000): Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, No.40, Vol.2, pp.99-110.
- 2) Noda et al. (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-slay model, *Soils and Foundations*, Vol.48, No. 6, pp. 771-790.
- 3) 酒井崇之, 中野正樹(2012): 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.
- 4) Sakai, T. and Nakano, M.: Interpretation of the mechanical behavior of embankments having various compaction properties based on the soil skeleton structure, *Soils and Foundations*, Vol.55, No.2, pp.1069-1085, 2015.
- 5) 酒井崇之他(2014): ジオテキスタイル補強土を用いた盛土の耐震メカニズムの数値解析による把握, *地盤工学会特別シンポジウム—東日本大震災を乗り越えて—*一論文集, pp189-197.
- 6) 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.
- 7) William, B., Joyner and Albert T. and F. CHEN. (1975): Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol.65, No.5, pp. 1315-1336.
- 8) 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, pp.739-756.
- 9) 日本道路協会: <https://www.road.or.jp/dl/tech.html>.
- 10) 国土交通省: 高速道路における安全安心基本計画の公表について <https://www.mlit.go.jp/report/press/content/001307543.pdf>