

# 地震時の道路盛土のすべり破壊および天端補強のメカニズムに関する実験的考察

上野 宇顕<sup>1</sup>・常田 賢一<sup>2</sup>・小田 和広<sup>3</sup>

<sup>1</sup>大阪大学大学院工学研究科  
(〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

E-mail:t-ueno@civil.eng.osaka-u.ac.jp

<sup>2</sup>大阪大学大学院工学研究科教授 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

E-mail:tokida@civil.eng.osaka-u.ac.jp

<sup>3</sup>大阪大学大学院工学研究科准教授 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

E-mail:oda@civil.eng.osaka-u.ac.jp

地震時の道路盛土の被害が顕在化しているが、道路ネットワークの耐震性向上のためには、道路盛土の効果的かつ経済的な耐震対策工法の開発が急務である。新たな耐震対策工法を考える場合、道路盛土のすべり破壊の発生特性を把握することにより、効果的な対策工法を見出せる可能性がある。本論文は、無補強盛土および補強盛土の遠心模型実験における模型盛土のすべり破壊特性を詳細に分析することにより、無補強盛土のすべり破壊特性およびジオテキスタイルを用いて天端補強した盛土の補強特性を検討している。その結果、盛土のすべり破壊メカニズムおよび補強メカニズムに関する有益な知見が得られている。

*Key Words : Road Embankment, Centrifuge Model Test, Sliding Failure Mechanism Reinforcement*

## 1. はじめに

2004年新潟県中越地震および2007年能登半島地震では多数の道路盛土に被害が発生した<sup>1),2)</sup>。耐震対策が遅れている道路盛土において、効果的かつ経済的な新たな耐震補強工法の開発が急務である。

道路盛土の経時的な崩壊メカニズムは、実地震時に把握することが困難なこともあり、詳細に検討されていないのが実情である。しかし、新たな耐震対策工法を検討する場合、無対策盛土のすべり破壊の発生メカニズムを解明できれば、効果的な耐震対策の方向性を見出せる可能性がある。さらに、補強された盛土の補強メカニズムが解明できれば、個別の耐震補強工法についてより有効な設計法を見出せる可能性も出てくる。

本研究は、無対策盛土および補強盛土の遠心模型実験<sup>3)</sup>に基づいて、盛土のすべり破壊特性を詳細に分析することにより、無対策盛土のすべり破壊メカニズムおよびジオテキスタイルを用いて天端補強した盛土の補強メカニズムの解明を目的とする。ここで、補強盛土の補強工法は、既往の研究<sup>3)-5)</sup>において効果の検証をしているジオテキスタイルを用いた天端補強工法を対象としている。

ここで、すべり破壊メカニズムの検討経緯については、まず、無対策盛土に発生するすべり面につい

て、盛土の高さ方向の発生位置や発生時刻に着目<sup>3)</sup>し、次に、のり面からの深さ方向の発生位置や時刻に着目<sup>6),7)</sup>することにより、すべり破壊メカニズムの解明を試みている。

これらに対して、本研究では無対策盛土のすべりの発生時刻を詳細に分析するとともに、Mohr-Colombの破壊基準に着目した解析的検討も行い、既往検討も考慮して無補強盛土のすべり破壊メカニズムを総括している。さらに、新たに補強盛土に関する遠心載実験を対象として、ジオテキスタイルに発生するひずみおよび補強領域の変形などに基づいて、補強メカニズムを検討している。

## 2. 遠心模型実験による無対策盛土のすべり破壊メカニズム

### (1) 無対策実験の概要

無対策盛土の実験模型を図-1に示す。土槽は剛であり、長さ900mm、高さ300mm、奥行き280mmである。盛土模型は片盛土構造、法面勾配は1:1.2とし、模型材料はDLクレーを用いた。実験は30gの遠心場で実施したが、入力波形は加速度振幅が約500galの正弦波であり、25秒間加振している。



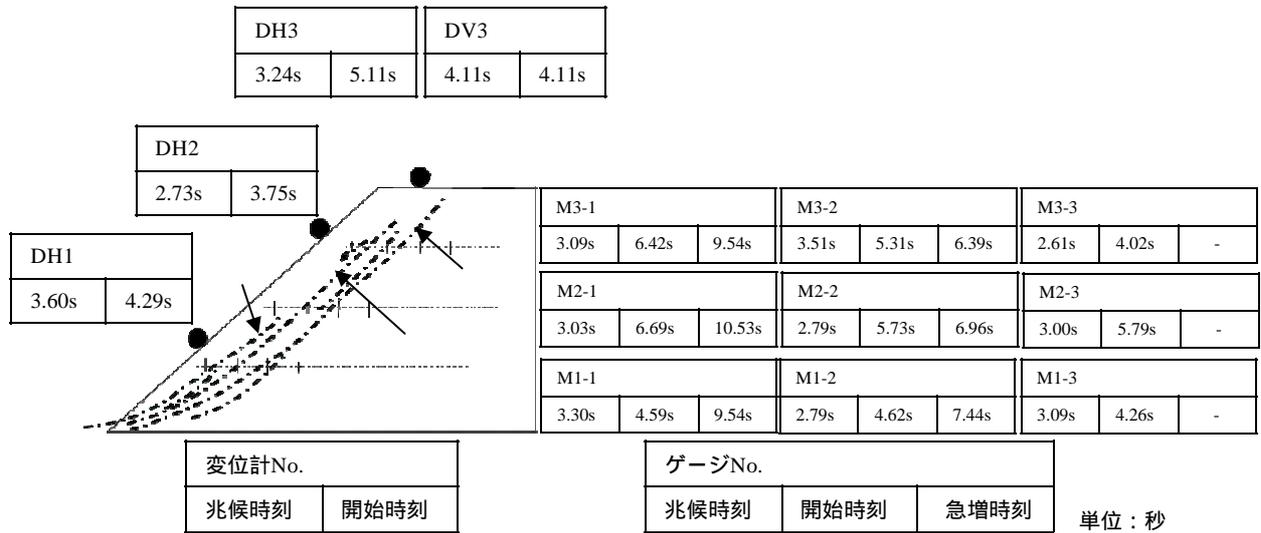


図-3 曲げひずみ，変位の変動開始時刻

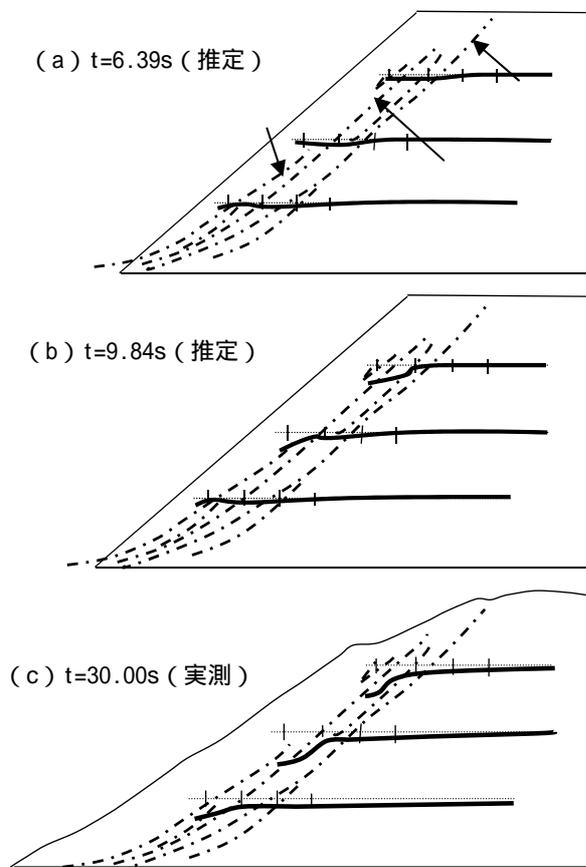


図-4 変位の急増後の鉄板形状の推移

関係する M3-2 の急増時刻であるが，同時刻以降の鉄板の形状変化の推移からも，すべり崩壊は上部から中央部，中央部から下部に進行することが分かる．次に，盛土の表面から深度方向に見た変動の差異を見る．すべり線毎に最も早い兆候時刻は，すべり線で M3-3 (2.61秒)，すべり線で M2-2 と M1-2 (2.79秒)，すべり線で M2-1 (3.03秒) である．また，開始時刻はすべり線で M3-3 (4.02秒)，すべり線で M1-2 (4.62秒)，すべり線で M1-1 (4.59秒) である．以上から，すべりの兆候と開始のいずれでも深いすべり線の方が早い傾向がある．

### 3. Mohr-Coulombの破壊基準によるすべり破壊メカニズム

#### (1) 解析概要

構成モデルに弾完全塑性モデルを採用した二次元動的FEM解析手法（降伏基準：Mohr-Coulomb，塑性ポテンシャル：Drucker-Prager式）により再現計算を行う．これにより得られる要素内の水平，鉛直方向の応力を時刻ごとにMohr-Coulombの破壊基準に適用する．そして，破壊基準に最初に達した時刻をすべりの開始時刻とみなす．

解析対象は図-1と同様のモデルとし，図-5に解析モデルと境界条件を示す．また，盛土材およびEPS材の主要パラメータを表-1に示す．強度定数は遠心模型実験で用いたDLクレイの三軸試験結果を基に，非線形破壊基準<sup>8)</sup>の接線を用いて，すべり線の位置が実験とほぼ一致するようにパラメトリックに検討し，決定した．また，EPS材はEPS工法設計・施工基準書（案）<sup>9)</sup>を参考に決定した．EPSの構成モデルは弾性モデルとしている．入力波形は無対策の遠心模型実験の土槽に設置した加速度計の計測波形とし，解析時間を25秒としている．

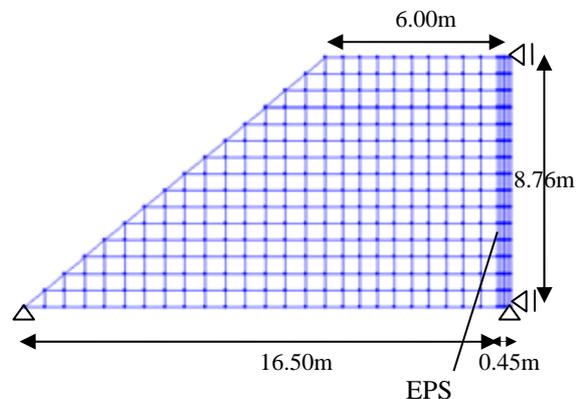


図-5 解析モデル

表-1 盛土材およびEPS材の主要パラメータ

	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$c(\text{kN/m}^2)$	( $^\circ$ )	$E(\text{kN/m}^2)$	$N$
盛土材	15.01	8.7	37.6	$7.15 \times 10^4$	0.33
EPS材	0.12	-	-	2500	0.33

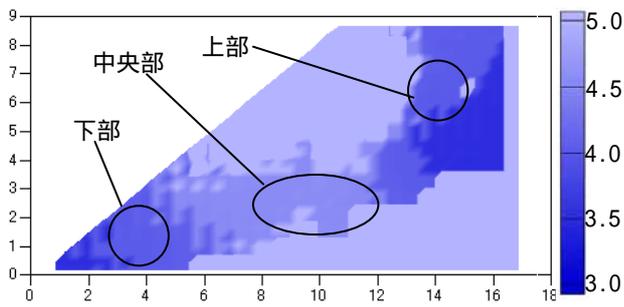


図-6 FEMによるモール・クーロンの破壊基準に達する時刻分布

(2) 解析結果と考察

図-6に動的FEM解析から得たMohr-Coulombの破壊基準に達する時刻分布を示す．最初にすべりの開始時刻に達した位置は盛土上部の壁面およびのり尻付近である．しかし，盛土上部では壁面付近がこの関係を早く満たしていることから，壁面の影響を受けたと考えられる．また，のり尻でも底面の端部固定による境界条件の影響が推察される．

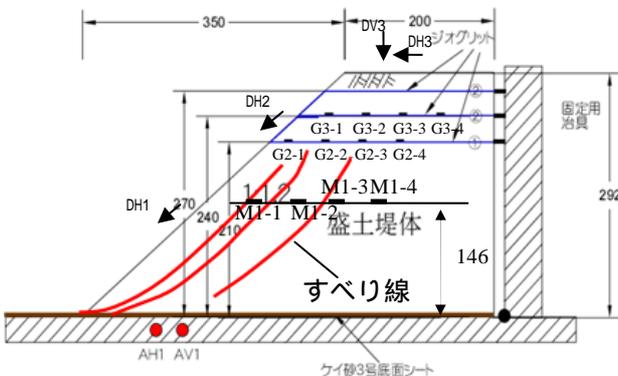


図-7 補強盛土模型：Case1

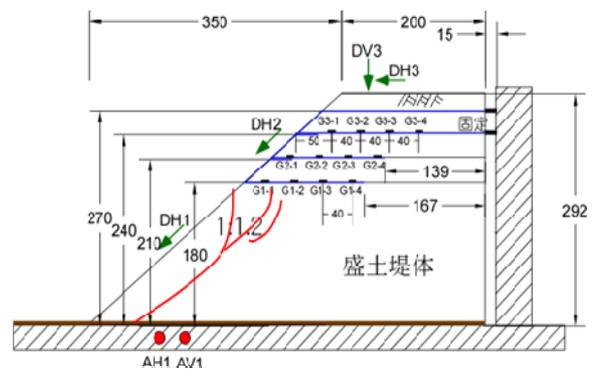


図-8 補強盛土模型：Case2

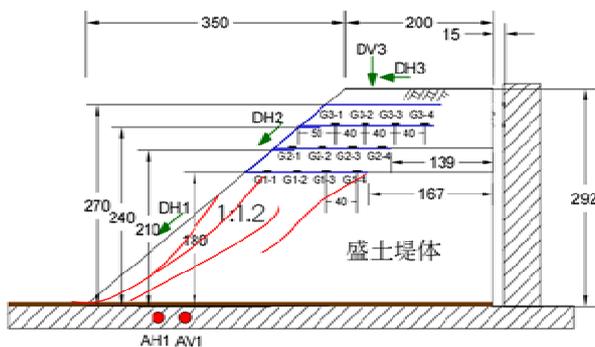


図-9 補強盛土模型：Case3

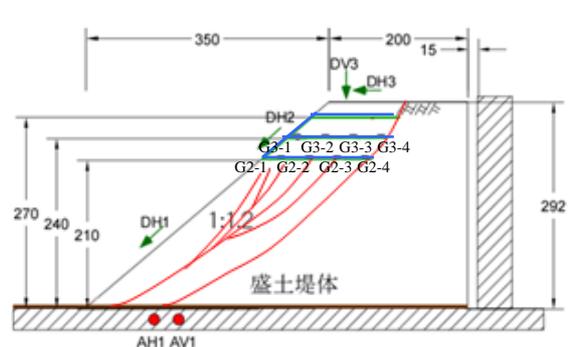


図-10 補強盛土模型：Case4

続いてすべりの開始時刻に達するのは，盛土上部および下部である．その時刻は4.02～4.08秒であり，ほぼ同一の時刻にすべりの開始時刻に達している．また，盛土中央部では4.53～5.07秒ですべりの開始時刻に達する．よって，全体的に上部および下部が早く，中央部へと推移することが分かる．ここで，FEM解析のすべり開始時刻が実験よりやや早い傾向があるが，すべりの開始時刻の推移は実験結果と類似の傾向が再現されている．

4．遠心载荷実験によるジオテキスタイルによる天端補強メカニズム

(1) 天端補強実験の概要

図-1 と同一の大きさである盛土模型の天端付近にジオテキスタイルを敷設し，天端補強を施した実験模型 Case1～4 が図-7～10 である．図-7 の Case1 ではジオテキスタイル 3 枚で 2 層敷設し，その端部を剛土槽に固定用治具で固定している．図-8 の Case2 ではジオテキスタイル 4 枚で 3 層敷設し，下の 2 層は盛土中央付近までの敷設長さとして端部は固定していない．図-9 の Case3 ではジオテキスタイル 4 枚で 3 層敷設し，すべてのジオテキスタイルは盛土中央付近までの敷設長さとし端部は固定していない．図-10 の Case4 では Case3 と同様な敷設条

件であるが、ジオテキスタイルは3枚で2層の敷設としている。ここで、図中の赤線は500galの加振により発生したすべり線のトレースである。

ジオテキスタイルによる対策効果を正しく評価するためには、実物補強材との相似則を十分検討する必要がある。模型と実物の相似率は式(1)によるが、模型の厚さの調節が難しいため、材料の剛性を小さくすることにより相似則を満足させている。

$$E_m t_m n = E_p t_p \quad (1)$$

ここで、 $E$ ：材料の剛性、 $t$ ：材料の厚さ、 $n$ ：相似率、添字  $m$ ：模型、添字  $p$ ：実物

また、ジオテキスタイルに作用する張力分布を把握するために、ジオテキスタイル1枚毎に4箇所、各個所1枚ずつのひずみゲージをジオテキスタイルの上面側に貼り付けた。ゲージ位置は最下位のジオテキスタイルから順に上方へ  $G1-*$ 、 $G2-*$ 、 $G3-*$  とするとともに、のり面側から順に  $G*-1$ 、 $G*-2$ 、 $G*-3$ 、 $G*-4$  と付号した。

無対策実験と同様に、無補強の盛土部分にひずみゲージを貼り付けた鉄板 (M1-1 ~ M1-4) を、天端 (DH3, DV3)、法面 (DH1, DH2) に変位計を設置しているが、各ケースともに同一の位置である。

なお、入力正弦波 (2Hz) で加速度振幅を300galおよび500galとした2段階のステップ加振である。実験の詳細は文献3)~5)を参照されたい。

## (2) すべり破壊の形態の差異

実験結果によると、天端補強盛土の場合、盛土の変状あるいは補強効果は3つの角度からの評価が必要である。それらは、盛土天端、ジオテキスタイルで補強された領域 (以下、補強領域) および補強領域下方の盛土部の各変状である。性能設計の視点で重要なのは天端の変形が防止、抑制、次いで補強領域の変形が限定的であることであり、補強領域下方の盛土部の安定性に対する重要性は低い。

### a) 300gal入力におけるすべり破壊形態

いずれの補強盛土も顕著な変形は発生していないが、補強方法により若干の差異が見られた。まず、天端の変形は、Case4だけがジオテキスタイルと盛土の境界部に僅かなずれが目視で確認されたものの、他のケースでは発生していない。

また、ジオテキスタイルの変形は、ジオテキスタイルのひずみの時刻歴によると、Case4では鉄板の曲げひずみによる盛土の変形の急増時刻とひずみの変化点が一致し、地盤の変形の影響を受けているが、盛土部の変形の急増時刻が見られたCase1、見られなかったCase2およびCase3では明確な影響は見られていない。

さらに、補強領域下方の盛土部は、のり面下部のDH1の残留変位がCase1で約400mm (実物換算、以下同様)、Case4が約200mmでやや大きい、Case2では25mm、Case3では70mmと小さい。

以上から、300gal入力では、特にCase1~Case3はジオテキスタイルの補強領域により天端に至るすべ

り変形は抑制されていると考えられる。

### b) 500gal入力におけるすべり破壊形態

図-7~10にすべり線のトレース結果を示すが、その基になった変形図を図-11~14に示す<sup>5)</sup>。これらの結果から、Case1~Case3では補強領域下方の無補強領域ですべり線の発生が、Case4では無補強領域のみならず、補強領域の境界に沿って天端まで至るすべり線が発生している。

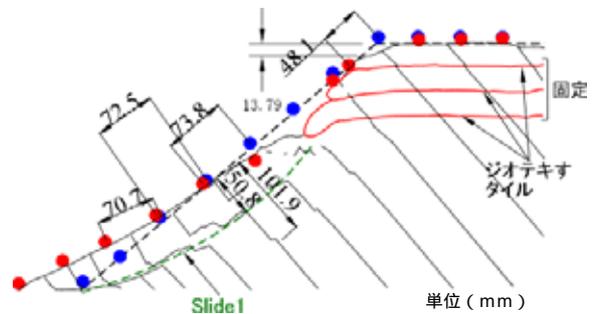


図-11 補強盛土の変形 (Case1, 500gal)

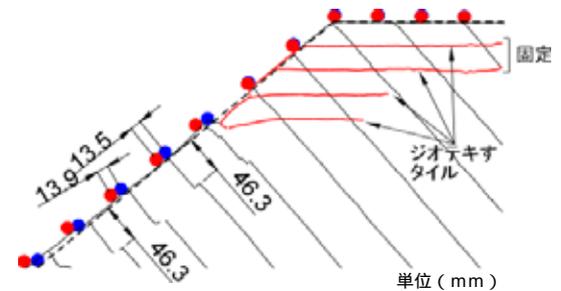


図-12 補強盛土の変形 (Case2, 500gal)

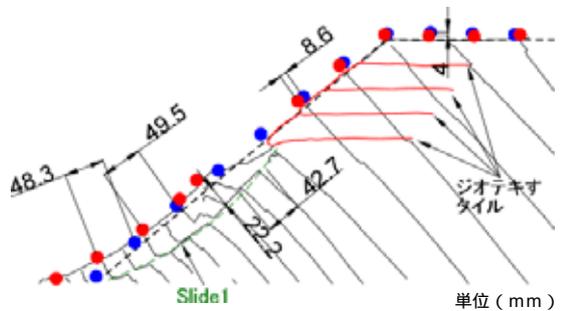


図-13 補強盛土の変形 (Case3, 500gal)

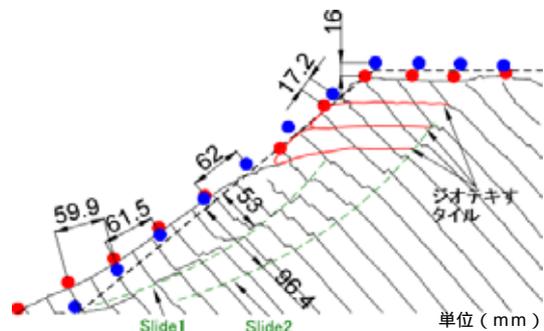


図-14 補強盛土の変形 (Case4, 500gal)

盛土部の変形に関する鉄板の曲げひずみについて、500gal入力ではCase2およびCase3でも急増時刻が計測されている。ここで、図-15はCase2のジオテキスタイルのひずみの時刻歴例であるが、ジオテキスタイルのひずみの変化点（15秒付近）は、地盤の変形の急増時刻とほぼ一致しており、ジオテキスタイルの挙動が地盤の変形と対応していることが分かる。

また、補強領域の変形について、写真-2にCase2を例示するが、補強領域の最下層の左端部で垂れ下がる形状を呈しており、補強領域下方の盛土部のすべりに追従して変形している。このようなジオテキスタイルの変形に対応して、ジオテキスタイルにひずみが発生している。

### (3) ジオテキスタイルに発生するひずみと補強メカニズム

#### a) 300gal入力における変形挙動

図-16(a)～(d)に300gal入力の場合において、ジオテキスタイルに発生したひずみ分布に、無対策盛土で発生したすべり線位置を対比して示す。ジオテキスタイルのひずみ量は加振中の最大ひずみおよび加振後の残留ひずみであり、正值が引張である。なお、同図はひずみゲージの設置範囲近傍を描画してあるが、ジオテキスタイルの表示で敷設長が長いものは右端が固定、短いものは非固定である。

最大ひずみと残留ひずみの関係は、残留ひずみが最大ひずみより小さいが、分布形状はほぼ類似である。また、各ジオテキスタイルでひずみが発生しており、大なり小なり各ジオテキスタイルが引張抵抗に関わっている。これらの挙動は500gal入力でも同様であるが、以下では最大ひずみに着目する。

図-16によれば、いずれの補強盛土も下位にあるジオテキスタイルのG\*-2位置のひずみが相対的に大きい。無対策盛土で発生したすべり線（図-3参照）付近に位置する。従って、無対策盛土のすべり線近傍で発生しようとするすべりに対して、ジオテキスタイルが引張で抵抗していると推察される。

また、上位のジオテキスタイルについて、特に、Case1、Case2およびCase4では上から2枚目のジオテキスタイルで概ね一様なひずみ量となっている。これは、補強領域の下層の方が下方の盛土部のすべり等の変形の影響を受けやすいが、上層ほど土塊の動きが発生しにくくなるためと思われる。

さらに、ひずみ量の全体的な分布傾向では、のり面あるいはすべり面から離れたG\*-4位置のひずみ量が相対的に小さい。これは、ひずみ量の分布は一様ではなく、最大値から離れるに従って減少、つまり補強に対する貢献が小さくなると推察される。

さらに、補強盛土間のひずみ分布を比較すると、Case1およびCase4、Case2およびCase3の2つにグループ化できる。つまり、前項で地盤の変形の急増時刻が見られたCase1およびCase4では最下位のジオテキスタイルのひずみの最大値が、それぞれ700 $\mu$ 程度および1,300 $\mu$ 程度であり、Case2および

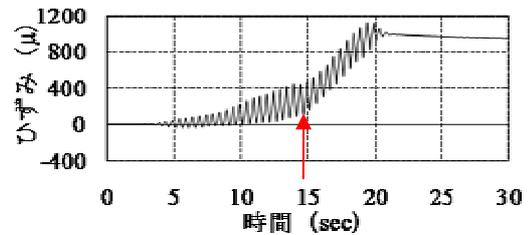


図-15 ジオテキスタイルのひずみの時刻歴例 (Case2, G2-2, 500gal)

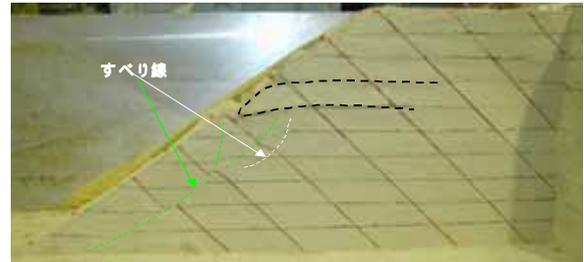


写真-2 補強領域の変形例 (Case2, 500gal)

Case3の200 $\mu$ 程度より大きい。また、Case1およびCase4は、最下位のジオテキスタイルが特に最大ひずみ大きい。Case2およびCase3では3枚ともに類似の最大ひずみ量であり、均等に発生している。これは、地盤の変形が小さい場合は、均等に張力が発生するが、局所的な変形が発生する場合は、局所的に大きな張力が発揮されることを示唆している。

#### b) 500gal入力における変形挙動

図-17(a)～(d)に500gal入力の場合において、ジオテキスタイルに発生したひずみ分布に、盛土内に発生したすべり線位置を対比して示すが、ひずみ量は全体的に300gal入力の場合よりも大きい。いずれのケースも補強領域の左端下部でジオテキスタイルが垂れ下がる形状を呈しているが、Case1およびCase4の変形が特に大きい。そのため、最大ひずみ量はCase1で5,000 $\mu$ 相当、Case4で2,000 $\mu$ 相当と大きく、その位置も下位の左端の近傍にある。

一方、Case2の最大ひずみ量は1,000 $\mu$ 相当、Case3のそれは600 $\mu$ 相当であるが、その発生位置は300galとは異なり、G\*-2位置あるいはG\*-3位置の範囲に広がっている傾向がある。これは、これらのひずみゲージの近傍には明確なすべり線が発生していないことから、ひずみの発生が分散していると推察される。

なお、各ケースに共通であるが、のり面から離れたG\*-4位置のひずみ量が相当小さく、Case2およびCase3の下位では負(-)になるが、Case3では上位のジオテキスタイルでも負になっている。これは、無補強盛土部の変形が大きいと、補強領域と地盤との一体性が減して、ジオテキスタイルに撓み変形が発生するためと思われる。必然的に撓んだジオテキスタイルには張力、つまり抵抗は期待できない。

さらに、補強効果に関して、Case4では天端まですべり線が形成され、ジオテキスタイルを敷設した領域を含んですべり崩壊が生じている。一方、

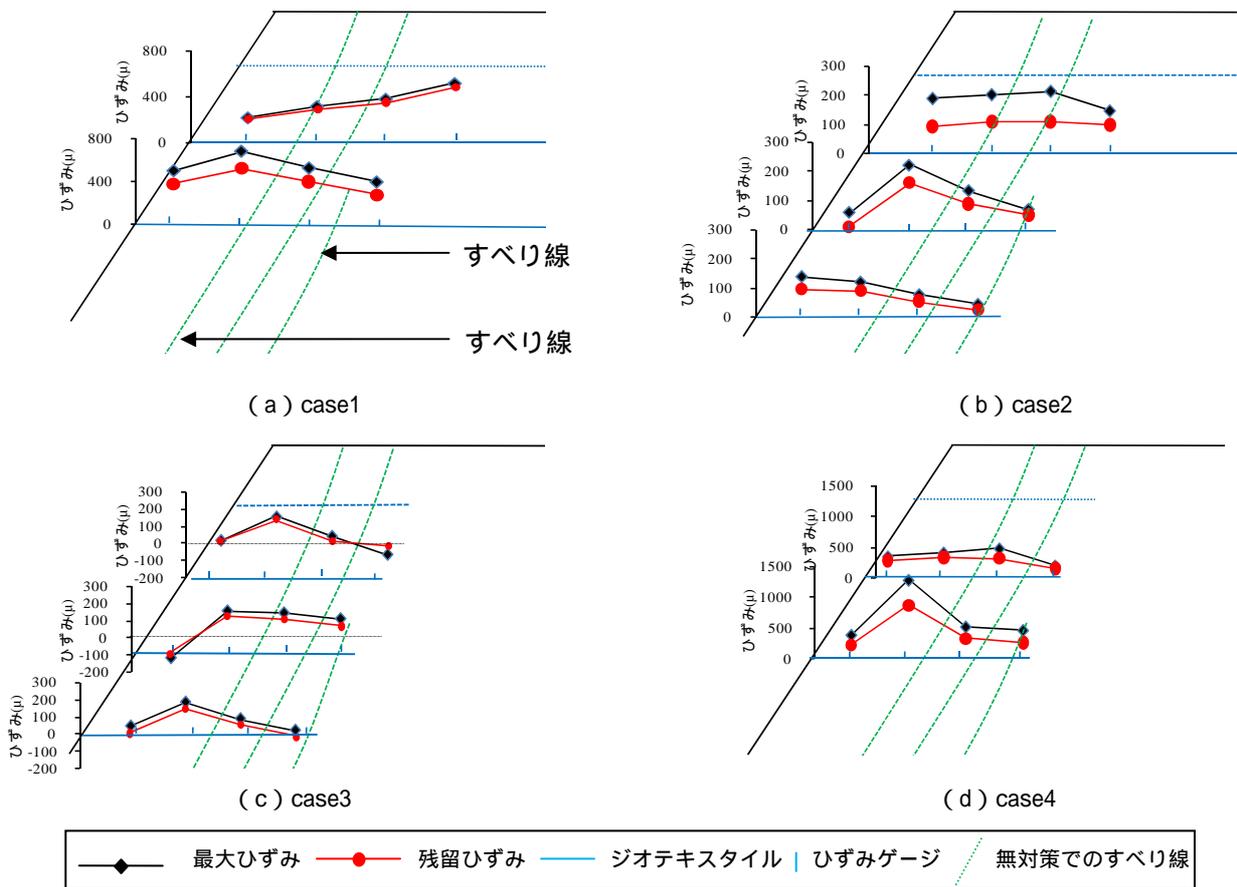


図-16 300galにおけるジオテキスタイルのひずみと無対策におけるすべり線位置の関係

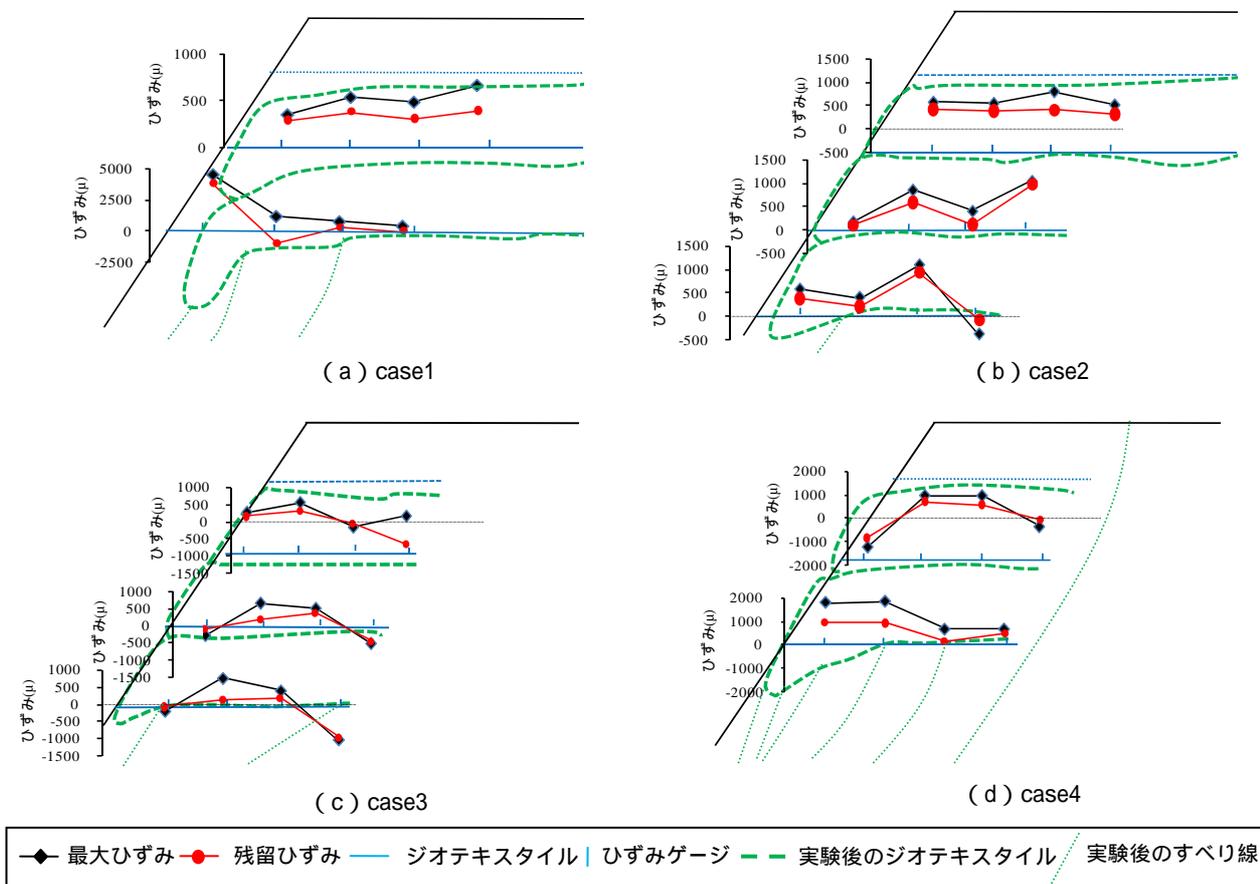


図-17 500galにおけるジオテキスタイルのひずみと実験終了後のジオテキスタイルの形状

Case4と同位置にジオテキスタイルを設置したCase1では天端に至るすべり破壊は発生していない。このことから、無対策盛土の状態で形成されるすべり線より深い位置までジオテキスタイルを設置すれば、ジオテキスタイルの機能を発揮することができる。

## 5. まとめ

遠心模型実験を主とし、加えて動的FEM解析により、無対策およびジオテキスタイルによる天端補強盛土のすべり破壊メカニズムを検討した。実験例が少なく一義的な傾向を断定することは難しいが、以下の知見が得られた。

- 1) すべり線は単一ではなく、複数のすべり線が雁行状に発生し、盛土のすべり量は複数のすべり線のすべり量の累積である。
- 2) 複数のすべり線のうち、最終的に卓越するすべり線がどれかは不確定である。
- 3) すべりの兆候と開始は上部から下部、中央部へ、すべりの急増は盛土の上部から中央部、下部へと推移する。
- 4) すべりの兆候と開始は盛土の深部から浅部へと推移する。
- 5) ジオテキスタイルによる天端補強盛土では、盛土天端、ジオテキスタイルの補強領域および補強領域下方の盛土部に分けた評価が必要であり、重要なのは天端の変形の防止、抑制、次いで補強領域の変形が限定的であることである。
- 6) ジオテキスタイルの補強効果は、各ジオテキスタイルに発生する張力（引張ひずみ）で発揮される。従って、敷設枚数の多い方が補強効果が高い。
- 7) 張力の分布は一様でなく、最大値は盛土の変形の規模に対応し、その発生位置は無補強盛土のすべり線近傍あるいは無補強盛土部のすべりの影響を受ける補強領域に相当している。
- 8) 張力の分布は、最大値の発生位置から離れるに従って減少する。なお、無補強盛土部の変形が大きいと、補強領域と地盤との一体性が減して、ジオテキスタイルに撓み変形が発生し、張力が負になり、抵抗が発揮されない場合がある。

- 9) 無対策盛土の状態で形成されるすべり線より深い位置までジオテキスタイルを設置すれば、ジオテキスタイルの補強機能を発揮することができる。

謝辞：本研究の検討対象とした遠心載荷実験について、無対策盛土および補強盛土のCase1およびCase2は国土交通省の「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」の研究委託（平成17～19年度）により実施され、補強盛土のCase3およびCase4は清水建設（株）技術研究所との共同研究で実施されている。記して感謝の意を表する。

## 参考文献

- 1) 常田賢一，小田和広，鍋島康之，江川祐輔：新潟県中越地震における道路施設の被害水準と道路機能の特性，土木学会地震工学論文集，Vol.28，No.009，pp.1-9，2005。
- 2) 地盤工学会：2007年能登半島地震道路災害データ集，2007。
- 3) 常田賢一，張至鎬，小田和広，中平明憲，大槻明：地震時のすべり破壊に対する道路盛土の耐震性向上に関する遠心載荷実験，第29回地震工学研究発表会，No.11-0015，2007。
- 4) 竜田尚希，張至鎬，常田賢一，小田和広，中平明憲：ジオテキスタイルによる道路盛土の天端補強構造に関する実験的研究，ジオシンセティック論文集，第23巻，2008。
- 5) N. Tatta, J. Jang, K. Tokida, K. Oda and A. Nakahira：Experimental Study on Seismic Reinforcement Method at Crest of Road, International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering—from case history to practice, Is-Tokyo2009, Tsukuba, 2009 (under contribution)。
- 6) 上野宇顕，常田賢一，小田和広，中平明憲：道路盛土のすべり破壊メカニズムに関する遠心模型実験，第43回地盤工学研究発表会，No.570，2008。
- 7) 上野宇顕，常田賢一，小田和広，中平明憲：地震時における道路盛土のすべり面の形成メカニズムに関する遠心模型実験，第63回土木学会年次学術講演会，-004，2008。
- 8) Perry.J：Quarterly Journal of Engineering Geology，Vol.27，No.2，1994。
- 9) 発砲スチロール土工法開発機構：EPS工法設計・施工基準書(案)，2002。

## Experimental Study on Mechanism of Seismic Sliding Failure of Un-retrofitted and Crest-retrofitted Embankment with Geotextile

Takaaki Ueno, Ken-ichi Tokida and Kazuhiro Oda

Road embankments were damaged remarkably during the recent earthquakes in Japan. Economical and performance-based seismic countermeasures are necessary to be developed in the future. For this purpose, fundamental study on the mechanism of sliding failure of embankments induced by seismic motion is effective to establish future countermeasures.

In this study, the mechanism of seismic sliding failure on both un-retrofitted embankment and retrofitted ones with geotextile is analyzed in detail based on the centrifuge tests. As a result, several effective lessons can be obtained.