

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

常田 賢一1・張 至鎬2・小田 和広3・中平 明憲4・大槻 明5

 ¹大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 教授(〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1) E-mail:tokida@civil.eng.osaka-u.ac.jp
 ²清水建設株式会社 技術研究所(〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17) E-mail:jangjiho@ahimz.co.jp
 ³大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 准教授(〒565-0871 吹田市山田丘2-1) E-mail:oda@civil.eng.osaka-u.ac.jp
 ⁴株式会社建設技術研究所大阪本社 技術統括部長(〒540-0008 大阪府大阪市中央区大手前1-2-15) E-mail:nakahira@ctie.co.jp
 ⁵清水建設株式会社 技術研究所(〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17)

E-mail:ohts@shimz.co.jp

本論文は、地震時の道路盛土のすべり破壊に対して、筆者らが提案しているすべり破壊制御工法の設計 概念を実現する具体的な工法検討の一環として、道路盛土の耐震補強あるいは耐震強化のための2工法を 提案し、遠心載荷模型振動実験により両工法の耐震性向上の効果を検証するものである.遠心載荷模型振 動実験は盛土勾配1:1.2の模型を対象とし、すべり破壊を再現する無対策実験、盛土の法尻を補強した実験 および盛土の法肩直下に遮断構造を設けた実験の3ケースを実施した.この結果、すべり破壊制御を目的 とした提案2工法による、すべり面の発生位置の浅層化および盛土天端におけるすべり面の出現位置の移 動の可能性が確認でき、すべり破壊制御工法の設計概念の実現性および具体的工法の提示ができた.

Key Words : Centrifuge test, Road embankment, Sliding failure, Countermeasures, Control method, Toe reinforcement, Cut wall

1. はじめに

2004年10月に発生した新潟県中越地震では,道路盛土の崩壊が数多く発生し,国道17号,同117号,関越自動車道などの主要幹線道路においても交通止めを余儀なくされたが,筆者らは特に地方部の中山間部における道路およびそのネットワークの重要性に着目し,道路盛土における耐震対策の必要性を指摘している¹⁾.

しかし,従来から盛土の耐震性能は明確ではなく,耐 震性能を考えた耐震強化(事前対策)および耐震補強

(事後対策)の取り組みは遅れているのが実情である. そのため,盛土等の耐震性能に視点を置いた経済的かつ 所要の道路機能を満足できる耐震強化および耐震補強の 工法の開発により,道路ネットワークの構成要素として の盛土の耐震対策の推進が急務である.

本論文は、地震時の道路盛土のすべり破壊の発生機構 を明らかにするとともに、筆者らが提案している、性能 規定型の考えに基づくすべり破壊制御工法と名付けた設 計概念²³³を具体化することを目的として,道路盛土の耐 震補強あるいは耐震強化のための2工法を提案し,遠心 載荷模型振動実験(以下,遠心模型実験)により両工法 の耐震性向上の効果を検証する.実験模型は,盛土勾配 1:1.2の片盛土構造とし,すべり破壊の発生特性の把握お よび対策効果の比較のための無対策実験,盛土の法尻補 強工法に関する実験および盛土の法肩直下の遮断構造工 法に関する実験の3ケースを実施した.

2. すべり破壊の発生機構に関する無対策実験

(1) 模型実験の方法

模型実験は、図-1に示す長さ900mm、高さ300mm、奥 行き280mmの剛土槽を用い、30gの遠心載荷場で実施し た.盛土模型は高さ290mm(1g場の実物高さで8.7m)の 片盛土とし、法面勾配は1:1.2の斜面とした.地盤材料は DLクレーを用いているが、シリコンオイルにより含水 比5%に調整した後、十分に練り混ぜて盛土模型を作成 た.剛土槽の盛土天端側境界には土槽から伝達する振動 を吸収するため厚さ1.5cmの硬質EPSを設置し、土槽底盤 には摩擦抵抗を高めるため両面テープにより3号硅砂を 貼り付けた.また、グリースを塗ったメンブレンを土槽 と地盤との間に設置することにより、土槽側面による端 面拘束を緩和させた.

盛土模型の作成方法は、盛土全体の形状からなる密度 が1.45g/cm3となるように、模型寸法で層厚3cm毎に締固 めを行った.実験後の試験体解体時において、ブロック サンプリング(計6箇所)により測定した盛土模型の平 均密度は1.52g/cm3であったが、これは後述する対策実験 の試験体とほぼ同程度の締固め度である.ベンダーエレ メントにより計測された盛土模型のせん断波速度は、1g 場で158m/sec、30g場で185m/secである.

図-1に示すように、土槽底面(AH1, AV1),底面よ り高さ90mmの法先付近の法面下(AH2, AV2)および 底面より高さ230mmの法肩直下(AH3, AV3)の盛土中 の3箇所において、それぞれ水平・上下方向の加速度計 を設置し、入力加速度および盛土模型の応答加速度を計 測した.また、法面の表面における斜面方向(DH1, DH2),法肩付近の天端の鉛直および水平(DH3および DV3)にはレーザー変位計を設置した.さらに、盛土模 型の最終残留変形を把握するために、盛土模型の中央断 面には色砂を60mm間隔で直線状に挿入するとともに、 地表面には50mm間隔で標的を設置した.



ベンダーエレメント — 色砂
 加速度計 → レーザー変位計
 ひずみゲージ

図-1 すべり破壊実験のモデル:無対策

既往の実験結果によれば、すべり破壊を発生した盛土 模型の残留変形状態では、複数のすべり面が発生してい ることが確認されている45. このようなすべり面の発生 位置、深さおよび発生機構を明らかにするために、本実 験では図-1のように両面にひずみゲージを貼り付けた厚 さ0.3mmの鉄板(以下,鉄板ひずみ計)を,土槽底面か らの高さ146mm (鉄板長さ200mm)の盛土中央部および 270mm (同120mm) の盛土上部の2箇所において,発生 するすべり面を横断するように水平に配置した.本実験 における入力加速度は60Hz, 30波のスウィープ正弦波を 用いており、最大加速度振幅は300galおよび500galの2ケ ースとしたが、本文ではすべり破壊機構を把握するため に、盛土内部にひずみ計測鉄板を敷設した500galの場合 について報告する. なお、これ以降に記述する実験結果 は、断らない限り遠心載荷場の計測値を実物に換算した 値である.

(2) 実験結果と考察

a)加速度と変位の応答特性

3箇所の加速度計(AH1・AV1, AH2・AV2, AH3・ AV3) で記録された加速度について、ここでは図-2に水 平加速度(AH1, AH2, AH3)の時刻歴を示す.水平加 速度について、法先付近のAH2および法肩付近のAH3の 最大値は、630galおよび800galであり、入力加速度に対し て、約1.3倍および約1.6倍に増幅されている.図-2に示 したAH2, AH3の水平加速度は、同振幅にはならず片方 向にシフトしているが、これは盛土模型がすべり変形し た際に、加速度計の回転によって生じたものと考えられ る.一方,鉛直加速度については、土槽底面の最大値は 30gal程度と小さいが、法先付近のAV2および法肩付近の AV3の最大値は、500galおよび540galであり、土槽底面の 約14倍および約16倍と非常に大きい加速度を計測してい る.これは、水平加速度のシフト成分と同様に、加速度 計自体に回転が生じたためであり、鉛直加速度の増幅と は言えない.

レーザー変位計による地表面変位の時刻歴を図-3に示 す.これらの時刻歴から,加振中の最大変位及び加振後 の残留変位は表-1として整理できる.なお,法面上部の DH2は加振開始後13秒後に測定不能となった.図-3の DH1の斜面変位の時刻歴によれば,斜面の移動は加振後 4秒付近で入力加速度が350gal程度に達した時点から増加 し始める.加振中の最大変位は法面下部のDH1で2.5mの 移動,法肩付近の天端のDH3で前面側に34cmである.残 留状態でのDH1は2.5m,DH3は約30cmとほぼ最大値と一 致する.また,鉛直変位はDV3で約20cmである.

表1	加振中の地盤変位の最大値と残留値
1	加成10/200000000000000000000000000000000000

測定点	最大変位(mm)	残留変位(mm)
DH1 (斜面)	2476	2476
DH2	(データ欠損)	(データ欠損)
DH3(天端水平)	340	300
DV3(天端鉛直)	-208	-200

*変位は実物に換算した値





図-3 入力加速度と法面および天端変位の時刻歴

b) 盛土内部の残留変形

実験後,地盤模型の中央断面を開削し,色砂の残留形 状を撮影した写真および地表面標点の加振前後の位置を 図-4に示す.図中に示したすべり面は,加振前に直線状 に設置した色砂が,すべりによって断裂した部分をフリ ーハンドで結んだ推定すべり面である.これらの結果か ら,本実験で作成した盛土模型条件および加振条件によ って,実験室内で盛土のすべり破壊が再現できることが 示された.

さらに、同図ではすべり面が複数本確認できるが、実 験値で法面からの深度約4~5cmにある浅いすべり面お よび深度約8cmにあるやや深いすべり面が明確に確認で きる. さらに、深度13cm程度の深い位置にも僅かなが ら潜在的なすべり面が認められる. これらのすべり面の ずれ量を見ると、中間のやや深いすべり面が最も大きく、 次いで浅いすべり面、深いすべり面となっている. これ は、盛土のすべり破壊について、円弧すべり法で便宜的 に想定する一つの臨界円が発生するといった単純なこと ではないことを示唆するとともに、すべり量を求める場 合、複数のすべり面による累積すべり量で評価する必要 があることも示唆している.

図-4のトレース図に示すように、法肩付近のすべり面 に乗るすべり土塊部分は、すべりによって乱されている が、法肩および法面中央部の標点の斜面方向の最大変位 は実験値で89mmであり、法肩の沈下量は57mmとなって いることが分かる.また、法肩付近のすべり面に乗るす べり土塊部分は、すべりによって乱されており、中間の すべり面は盛土天端の中央に出現しているが、その位置 は法肩から約97mm(実験値)である.



図-4 無対策実験の盛土内部の残留変形状況(模型寸法)

(3) すべり破壊のメカニズム

写真-1は実験後にひずみ計測用鉄板の設置位置の盛土 模型を開削して、盛土上部と盛土中央部に設置したひず み計測鉄板の残留変形状況を示す.同写真から明らかな ように、残留変位状態では、鉄板がすべり土塊に引きず られように、あるいはすべり面に沿うように、盛土下部 に向かって上に凸状に大きく変形している.なお、同写 真から分かるように、鉄板は予め想定した通り、すべり 面を横断する位置に設置できたことが分かる.

また,鉄板の表裏一対で貼り付けたひずみゲージのうち,上部鉄板の隣接する2点(EM3およびEM4)および中央部鉄板の隣接する2点(EM1およびEM2)で算出した曲げひずみの時刻歴を図-5に示す.ここで,曲げひずみは表裏のひずみ差の平均であり,鉄板が上に凸の変形の場合に(+)出力,上に凹の変形の場合に(-)出力である.

図-5では曲げひずみの時刻歴応答の形態が同じである cM1およびcM3の2点, cM2およびcM4の2点の結果を併記 したが,前者と後者は明確な差異がある.まず,図-5に よれば,法面に近いcM1およびcM3の曲げひずみは,最 初は鉄板が上に凹となる変形を呈し,盛土上部の c M3 では7.5秒付近,盛土中央部のcM1では9.5秒付近まで凹状 の変形が進行するが,その後は変形が戻り始める.そし て, cM3では8秒付近, cM1では12秒付近からは凸状の変 形に移行を始め,変形の度合いが増加するが, cM3では 12秒付近, cM1では15秒付近で横ばいとなる.このよう に,両者の曲げひずみの発生特性を比較すると,盛土上 部の変形が盛土中央部の変形に先行していることが分か る.これは、すべりの発生が盛土上部から発生し,発達 することを意味している.

一方,より深い位置にあるEM2およびEM4の曲げひず みは,最初から上に凸の変形をしており,8秒付近まで の発生ひずみ量は同じであり,その後は中央部のEM2が 上部のEM4より大きくなる.

以上のことから, eM1およびeM3の2点はすべり土塊中, 他方eM2およびeM4の2点はすべり面より下の土塊中にあ ると推定でき,本実験で試行したひずみ計測鉄板により, すべり面を挟んだ土塊の挙動が明確に捉えられている.

なお、本文では500galの入力について報告したが、 300galの入力の場合もすべり破壊が発生しているが、す べり面の深さ、すべり到達長および天端沈下量は500gal の場合より小規模となる結果となっている.





図-5 鉄板の曲げひずみの時刻歴

3. 盛土構造物の対策効果の検証実験

(1) 対策方法の考え方

盛土のすべり破壊制御とは、盛土の変形(沈下,滑 り)を許容することを前提にしているが、被害形態や被 害規模が被災直後の道路機能に及ぼす影響を防止・軽減 しようとする設計概念である.この設計概念を具体化す る工法として、本実験では2工法を提案する.図-6に提 案する対策工法の構造図と期待する効果のイメージを示 すが、図-6(b)の対策構造を「法尻補強・強化構造対 策」と図-6(c)の対策構造を「遮断構造対策」と呼ぶこ とにする.両対策の効果の評価項目は、盛土に形成され るすべり面の位置あるいはすべり量であるが、期待する 対策効果は以下のように想定している.

①盛土に対策を講じることにより、対策を施さない場合 よりもすべり線を浅くでき、それにより盛土のすべり 破壊は盛土天端中央部まで及ばない、言い換えればす べり面を法肩あるいは法面に移動でき、致命的な破壊 は防止できる. ②盛土に対策を講じることにより、対策を施さない場合 よりもすべりの発生に必要な限界震度を上昇すること ができ、それにより盛土のすべり破壊に対する耐震性 が向上し、すべり量も軽減できることにより、致命的 な破壊は防止できる.

上記の対策効果によって,盛土斜面にはある程度の変 形は許容するものの,盛土構造物に致命的な被害を阻止 することとなり,被災時に緊急的な交通運用ができる水 準の道路機能を確保できることを期待している.

本実験では、両対策工法について、入力加速度、盛土 密度などを同条件にした遠心模型実験を行い、前章の無 対策でのすべり破壊再現実験との比較に基づいて、対策 機構および対策効果を検証する.



図-6 対策方法と効果のイメージ

(2) 法尻対策方法の模型実験

a) 模型実験の方法

図-7に図-6(b)に示した法尻補強・強化構造対策の実 験概要を示す.実験に用いた土槽,地盤材料,法面勾配, 計測方法,盛土内部の残留変形確認方法,および入力加 速度などの基本条件は前述の無対策実験と同様である. 模型地盤の解体時にブロックサンプリングによって測定 した試験体の平均密度は1.51g/cm3,30g場におけるせん 断波速度は175m/sとなっており,前述の無対策実験と概 ね同一地盤条件であると見なせる. 法尻の補強・強化部は、砂とセメントを8:2で混合した三角錐形状の改良体ブロックで置き換えることとしたが、ベンダーエレメントを用いて1g場で計測したせん断 波速度は595m/sである.この改良体ブロックは、土槽端 まで敷設する厚さ10mmの盤と一体化した.従って、法 尻の補強・改良部の拘束条件は固定である.なお、改良 体ブロックの高さは盛土高さの1/4(実物寸法:約 2.2m)とした.



図-7 のり尻対策実験のモデル

b) 盛土内部の残留変形

加振後の盛土中央断面の状況写真と最終変形のトレース図を図-8に示す.同図によれば、法尻先付近における 盛土体は改良体ブロックより上の法面で膨れ上がり、すべり土塊の一部は改良体ブロックを乗り越えて崩落している.一方、法肩部は崩れ落ち、なだらかな勾配となって落ち着いた状態になっている.また、盛土内部のすべりに注目すると、すべり面は改良体の天端を下端として 発生し、その深さは無対策の場合よりも浅い.つまり、 すべり土塊は全体に表層部に押し上げられた格好となっているが、すべり土塊の規模は小さくなっている.

また、図-8の残留変形のトレース図に示すように、法 面標点の最大変位は模型実験スケールで85mm,法肩の 沈下量は33.5mmである.斜面の移動量は、図-4に示し た無対策実験の87mmと比較して明確な差は認められな かったが、天端の鉛直変位や崩れ落ちた法肩の範囲、す べり到達長は小さくなっている.

なお、図-8は500gal入力の結果であるが、本文では報告していない300gal入力では、すべりの発生は皆無であり、このことは法尻補強・強化構造対策によるすべり発生の限界地震動が上昇したことを意味している.

以上のことから,法尻補強・強化構造対策の適用可能 性が検証できたが,これは改良体の高さだけすべり面の 位置が上に移動したためであり,盛土高さが減じた効果 と考えることができる.



図-8 のり尻対策実験の盛土内部の残留変形状況(模型寸法)

(3) 遮断構造対策方法の模型実験

a) 模型実験の方法

実験に用いた盛土模型を図-9に示す.土槽,地盤材料 など基本的な条件は,無対策および法尻補強・強化構造 対策実験と同様である.模型地盤の解体時にブロックサ ンプリングによって測定した試験体の平均密度は 1.48g/cm3,30g場におけるせん断波速度は174m/sであり, 無対策実験と概ね同一地盤条件であると考えられる.

法肩の直下に鋼矢板を模擬したアルミの板を4分割し て設置した.1枚のアルミ板のサイズは幅70mm,高さ 220mm(盛土高さの3/4),厚さ5mmであり,それぞれ の板は連結せず,側面の摩擦抵抗によるアーチアクショ ンの低減を工夫した.アルミ板の下端の拘束条件は,土 槽底盤に板を貼り付けて作成した薄いスリット(幅 5mm)に下端部を3mm差し込むようにして,ヒンジ構造 と見なした.アルミ板の幅は,実物で鋼矢板SPII型を 想定し,30gの遠心載荷場における曲げ剛性の相似性 (n⁴,n:遠心加速度)のみが満足するように設定した. 実験時のアルミ板の応答は、アルミ板のひずみおよびア ルミ板上端の水平方向の変位を測定した.アルミ板のひ ずみは図-9(c)に示すように、4箇所で両面に貼り付けた ひずみゲージで計測し、変位は図-9(b)に示すように、 アルミ板上端から水平に張ったワイヤーよる巻き込み式 ワイヤー変位計で計測した.



(c) アルミ板のひずみゲージ設置位置

図-9 遮断構造対策実験のモデル

b)模型実験の応答特性と盛土内部の残留変形

図-10には、巻き込み式ワイヤー変位計によって測定 したアルミ板の変位と曲げひずみの時刻歴を示す.アル ミ板に設置したひずみゲージは、図-10を見ると、曲げ ひずみの出力はアルミ板中央高さにあるゲージ(1-1s) で最も大きい.各測点ともに曲げひずみの計測は(-) 側が卓越しており、アルミ板の頂部に行くほどひずみレ ベルは小さくなる.このような曲げひずみの(-)側出 力は、アルミ板の中央部に荷重が作用し、中央部分のは らみだしが卓越した場合の変形挙動である.ただし、曲 げひずみの残留値に着目すると、最大でも120µと小さく、 ほぼ剛体変形に近い状態と見なせる. アルミ板上端の水平方向の変位の残留値は実験値で 25mm(実物換算値は75cm)であるが、これは、斜面崩 壊による斜面側の受動土圧低減に伴いアルミ板の変形が 生じたものと考えられる.



図-10 アルミ板の曲げひずみと水平変位の時刻歴

地盤模型の解体後の中央断面の色砂の形状とすべり面 の最終形状のトレース図を図-11に示す.アルミ板は斜 面側に傾いており、すべり面はアルミ板の前面で発生し ていることが分かる.アルミ板前面のすべり面の深さは 最大で60~70mmであり、アルミ板背面側でも土塊のず れが生じている.また、法面の変位量は斜面中央で約 100mmであり、無対策の場合と余り差異は見られず、む しろ無対策実験より大きい変位を示した.

しかし,盛土模型の天端の形状に着目すると,ほぼ一様な沈下をしており,すべり面による段差といった変状が抑制されていることが分かる.

以上のように、遮断構造対策の場合、すべり面が遮断 構造の前面に限定されるとともに、それにより盛土の天 端でのすべり到達長が縮小されたこと、さらに盛土天端 が一様に沈下したことから、致命的な破壊は抑制された と考えることができ、すべり破壊制御の可能性が検証で きた.なお、本実験における遮断構造の条件としては、 すべり面の横断を許容しない構造,下端がヒンジで上端 が自由な構造であるが,今後の課題としては,下端固定 あるいは上端拘束の条件による効果検証が考えられる.



図-11 遮断構造対策実験の盛土内部断面の残留変形写真 (模型寸法)

(4) 対策効果の考察

無対策実験およびすべり破壊制御に関する,のり尻補 強・強化構造対策実験および遮断構造対策実験の結果に 基づいて,加速度,変位,すべり面の発生位置などの比 較を行う.

まず,対策効果を比較するためには,模型地盤が同一 の条件で作成されている必要があるが,前述の平均密度 とせん断波速度の計測結果によれば盛土模型は,ほぼ同 一条件であると見なせる.本実験では,模型地盤の固有 周期をスウィープ加振によって確認している.図-12に は土槽底部(AH1)に対する盛土天端付近(AH3)の伝 達関数を示すが,いずれの実験も1次固有振動数6Hz程 度,2次固有振動数10Hz程度であり,模型地盤がほぼ同 様な条件で作成できていることを示している.



次に、本実験における測定項目、測定方法および応答 値の整理方法を表-2に示す.表-2に基づいて3実験の結 果を比較した結果が図-13であるが、同図からすべり破 壊制御工法としての2工法の効果について、以下が考察 できる.

- ①法面での法面方向の移動残留変位は、法尻補強・強化 構造対策では無対策実験と同等であるが、遮断構造対 策では大きくなる。
- ②天端沈下量について、被害規模の目安となる法肩の鉛 直沈下量(δ2)では、法尻補強・強化構造対策およ び遮断構造対策のいずれでも、無対策実験に比べて小 さく、特に法尻補強・強化構造対策で顕著である。
- ③すべり面の発生位置およびすべり到達長について、法 尻補強・強化構造対策および遮断構造対策のいずれで も、無対策実験に比べて、すべり線は浅くなり、天端 でのすべり面の到達長が短くなる.その効果は遮断構 造対策で顕著である.

表-2 実験結果応答値の整理

測定項目	センサー	実験結果の整理方法
水 平 加 速 度応答	加速度計	土槽底部(AH1),盛土内 (AH3)
法面移動	レーザー 変位計	DH1, DH2 のうち最大の残留 変位
<u> </u> 发世	標点	法面標点の最大残留変位
王忠公古	標点	δ1:法肩標点の鉛直沈下量
入端 町 直 変位	盛土最終形 状	62:法肩の鉛直沈下量
	推定すべり	法肩より推定すべり線までの
すべり始	線	鉛直変位量
9 ~ ~ り 形水	推定すべり	法肩より推定すべり線までの
	線	水平変位量



4. まとめ

遠心載荷模型振動実験により,地震時の道路盛土のす べり破壊を再現する無対策実験およびすべり破壊制御工 法の具体的な提案2工法に関する実験を実施した.その 結果,盛土の地震時すべり破壊の実験的再現性および発 生特性,盛土の性能規定型の設計概念としてのすべり破 壊制御工法の具体化の可能性および提案工法の適用性に ついて,以下の知見が得られた.

1)本実験において採用した盛土模型,計測方法,加振条件によれば,地震時の盛土のすべり破壊を室内実験で

再現することができる.特に,新たに考案したひずみ 計測用鉄板は盛土内のすべり面の発生位置,発生時刻 および進行過程を把握する方法として有効である.

- 2) 盛土のすべり破壊では、すべりは盛土上部から発生し、 下方に進行する. なお、浅いすべりと深いすべりの先 行性の実証は今後の課題である.
- 3) 盛土のすべり破壊では、深度が異なる複数のすべり面 が発生することが多い.これは盛土のすべり破壊を円 弧すべり法で想定する一つの臨界円で考えるのではな く、特にすべり量を求める場合には複数のすべり面を 考慮した評価が必要があることを示唆する.

4) すべり破壊制御工法の設計概念の具体的工法として提案した法尻補強・強化構造対策は、固定構造の条件の下では、盛土高さを減ずる効果が得られ、それによりすべりを発生する限界地震動を上げることができるとともに、すべりの発生についてはすべり面位置を浅くし、天端でのすべり到達長を短縮する効果、特に法肩の鉛直沈下量を低減する効果が期待できる。

5) すべり破壊制御工法の設計概念の具体的工法として提 案した遮断構造対策は、下端ヒンジ、上端自由ですべ り面の通過を許容しない構造の下では、すべり面の発 生を遮断構造の前面に限定できるとともに、すべりの 発生についてはすべり面位置を浅くし、盛土天端を一 様に沈下させる効果、特に天端でのすべり到達長の短 縮効果が期待できる.

今後は,提案工法のすべり破壊制御の効果を高める構造検討および他の工法の適用性の検証を進める予定である.

謝辞:本研究は、国土交通省道路局「道路政策の質の向 上に資する技術研究開発」の研究助成を得て実施された ものである. ここに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,Vol28,No.009,pp.1-9,2005.8
- 常田賢一:中越地震における盛土構造物の被害と特徴,最新の耐震設計技術と課題シンポジウム,講演論文集,pp105-117,(社)全国上下水道コンサルタント協会,2006.6
- 3) 江川祐輔,常田賢一,小田和広,中平明憲:道路盛土の地震時すべり安定性・沈下特性の評価および破壊制御に関する検討,第12回日本地震工学シンポジウム,2006.
- 4)常田賢一,鍋島康之,中平明憲,大槻明,吉野智紀:道路盛 土のすべり破壊の再現および応答特性把握に関する遠心模 型実験,第12回日本地震工学シンポジウム,2006.
- 5) 吉野智紀,常田賢一,鍋島康之,中平明憲,大槻明:道路盛 土のすべり破壊に関する遠心模型実験,第41回地盤工学研 究発表会,2006.

(2007. 4.6 受付)

CENTRIFUGE TEST ON ADVANCED SEISMIC PERFORMANCE OF ROAD EMBANKMENT AGAINST SLIDING FAILURE DURING EARTHQUAKE

Kenichi TOKIDA, Jiho JANG, Kazuhiro ODA, Akinori NAKAHIRA and Akira OHTSUKI

For preventing or reducing the damage of road embankments induced by sliding failure during earthquakes effectively and economically, the reinforcing and/or retrofitting methods based on the performance-based design are very important and effective, and should be developed as soon as possible in the near future. In this study, two types of structures named "Slope Toe Reinforce&Retrofit" and "Slope Failure Barrier" is proposed based on the new design concept proposed by authors, and the effects of these two structures are investigated for road embankment models by the centrifuge tests.

As results, the mechanism of sliding failure of road embankments is clarified, and the effectiveness and applicability of the above new structures are verified.