

◆ 特集：最近の地震対策技術 ◆

沢埋め盛土の耐震対策

佐々木哲也* 杉田秀樹** 大川 寛*** 水橋正典****

1. はじめに

2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震では特に沢部を横断する山岳道路盛土で大規模な崩壊が生じ、長期間にわたり道路交通機能が失われた^{1),2)}。これらの地震における道路の被害の特徴としては、橋梁等の構造物と比較して土工区間の被害が多く、土工区間の被害が道路交通機能の喪失につながったことである。このため、道路交通機能の低下を最小限に抑制するとともに、被災後の機能回復を迅速に行うため、山岳道路盛土についての耐震診断技術および耐震対策技術の開発が求められている。

土木研究所では、山岳道路盛土の合理的で経済的な耐震診断法・耐震対策工の設計法を提案することを目的に、新潟県中越地震等の山岳道路盛土の被害事例を分析するとともに、動的遠心模型実験により山岳道路盛土の耐震性に及ぼす諸条件及び耐震対策工法の効果について検討している。本報告では、これらの研究内容を紹介するとともに、沢埋め盛土の耐震対策の考え方と今後の課題について紹介する。

2. 既往地震による沢埋め盛土の被害の特徴

まず、2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震等の既往の地震による沢部を埋めた盛土の崩壊事例とその原因について紹介する。

(1) 2004年新潟県中越地震¹⁾

2004年新潟県中越地震において、傾斜地盤上の高盛土、沢部を埋めた盛土に多数の被害が生じている。写真-1、2に新潟県中越地震における盛土の崩壊事例を示す。写真-1は、沢地形に沿って作られた旧道は無被害であったのに対して、線形改良のために沢部を埋めた盛土が断続的に崩壊した事例である。旧道と新道に挟まれた部分は、以前から水田などとして利用されており、常時より地下水が盛土内に供給されていた可能性が高く、このことが盛土の被害を拡大させた原因と考えられる。写真-2は、国道117号小千谷市細島の谷部



写真-1 一般県道大沢小国小千谷線の盛土崩壊
(新潟県提供)

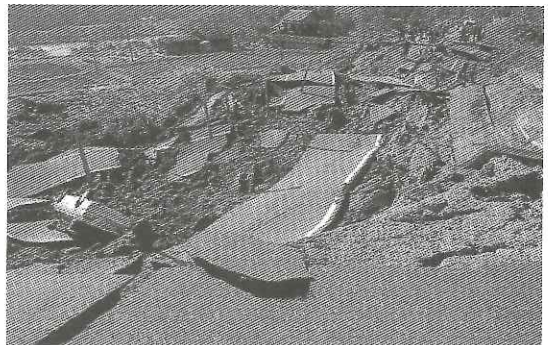


写真-2 国道117号の盛土崩壊

を横断する高さ約15mの片切片盛土が大きく崩壊した事例である。片盛部が延長約60mにわたり車線全部を含む形ですべり崩壊し、崩壊土は隣接する水田を数十m遠方まで覆った。崩壊土は盛土のり先の数十m遠方まで達しており、また、のり先に隣接する水田には明確な液状化の痕跡が見られていないことから、盛土内の含水比が高かったことが被害の原因と考えられている。斜面から流水が確認されており、山側から地下水が盛土内へ供給されていた可能性が考えられている。

(2) 2007年能登半島地震²⁾

2007年能登半島地震では、能登有料道路で多くの盛土被害が生じた。大規模な崩壊は11箇所が生じた。写真-3に能登有料道路の別所岳SA近傍

Seismic Countermeasures for Road Embankments Constructed by Filling Valleys



(a) 崩壊状況


(b) 上空からの斜め写真
写真-3 能登有料道路の盛土崩壊

17.7kpの盛土崩壊の様子を示す。能登半島地震による盛土被害の典型的な事例であり、谷地形を埋めた盛土高約35mの高盛土が崩壊した。崩壊した土は、盛土下方の沢筋に沿って200m程度も流下した。現地踏査の結果、11箇所の大規模崩壊箇所のいずれの箇所においても、沢や湿地、湧水等の水の存在が確認されており、盛土内の水が大規模な崩壊の要因となった可能性が考えられる。

2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震による沢部を埋めた盛土の崩壊事例では、大規模な崩壊を示した盛土は、沢部や谷部を埋めた盛土であり、盛土高さに比べて崩土の移動距離が大きいことが特徴であった。いずれの事例も崩壊後の状況等から地山からの浸透水等により盛土内の含水比が高かったことが被害を拡大させた要因の一つであることが考えられる。

表-1 実験条件

CASE	締固め度	のり尻水位	対策工	最大加振加速度
1	90%	GL-19mm	無対策	44.3G (869gal)
2	85%	GL-21mm	底面排水層(珪砂3号) L = 90mm	35.6G (698gal)
3	82%	GL-28mm	底面排水層(珪砂4号) L = 50mm	47.4G (930gal)
4	82%	GL-32mm	底面排水層(珪砂4号) L = 180mm	43.8G (859gal)
5	82%	GL-60mm	底面排水層(珪砂4号) L = 290mm	47.8G (938gal)
6	82%	GL-74mm	底面排水層(珪砂3号) L = 290mm	45.3G (889gal)
7	82%	GL-18mm	のり尻ふとんかご	44.7G (877gal)

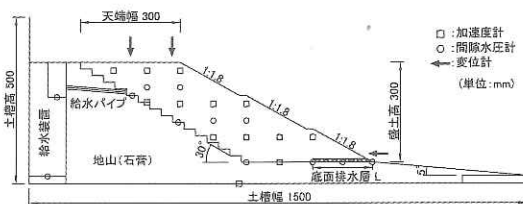


図-1 模型断面および計測器の配置 (Case1)

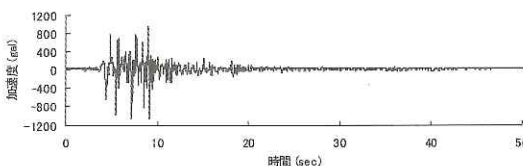


図-3 入力地震動

3. 山岳部盛土の耐震性に関する動的遠心模型実験

既往の地震における山岳部盛土の被害の特徴を整理すると、崩壊後の状況等から地山からの浸透水により盛土内の含水比が高かったことが被害を拡大させた要因の一つであることが考えられる。ここでは、山岳部盛土の大規模崩壊に及ぼす盛土の締固め度、盛土内の水の影響及び耐震対策工法の効果を把握するために、動的遠心模型実験を行った結果を紹介する。

3.1 実験概要

実験は、傾斜地盤上の盛土を対象として、大型動的遠心力載荷試験装置を用いて50Gの遠心場で実施した。実験は、盛土の締固め度、浸透水位、対策工をパラメータとして合計7ケース行っている。実験条件を表-1に、模型断面および計測器の配置を図-1に、各ケースの概要を図-2にそれぞれ示す。なお、表-1中の「のり尻水位」は盛土高1/3でのり面からの盛土内の浸透水の水位

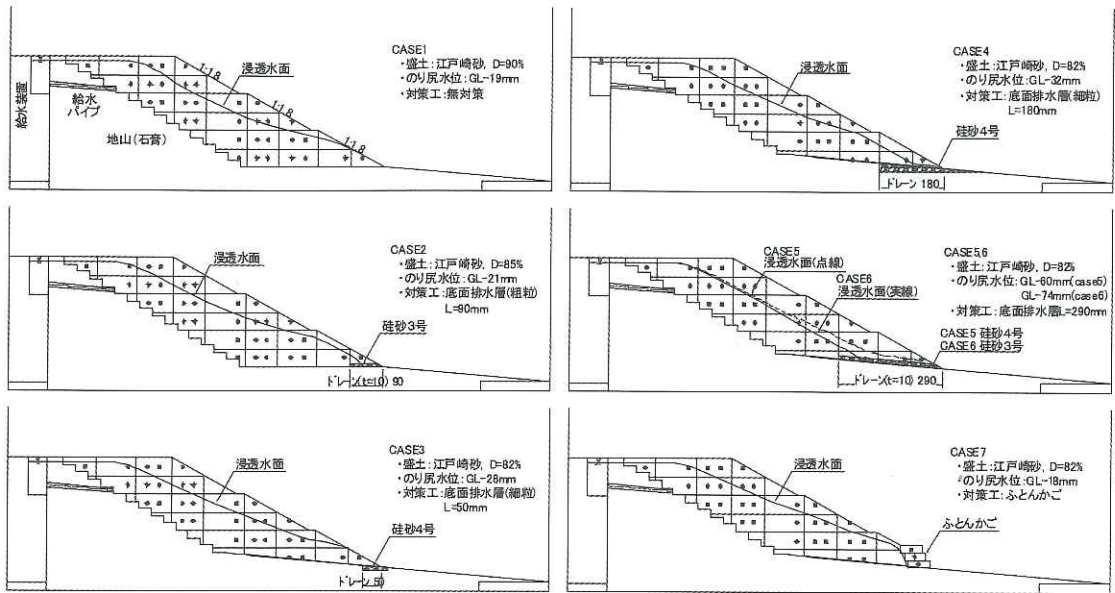


図-2 実験ケースの概要

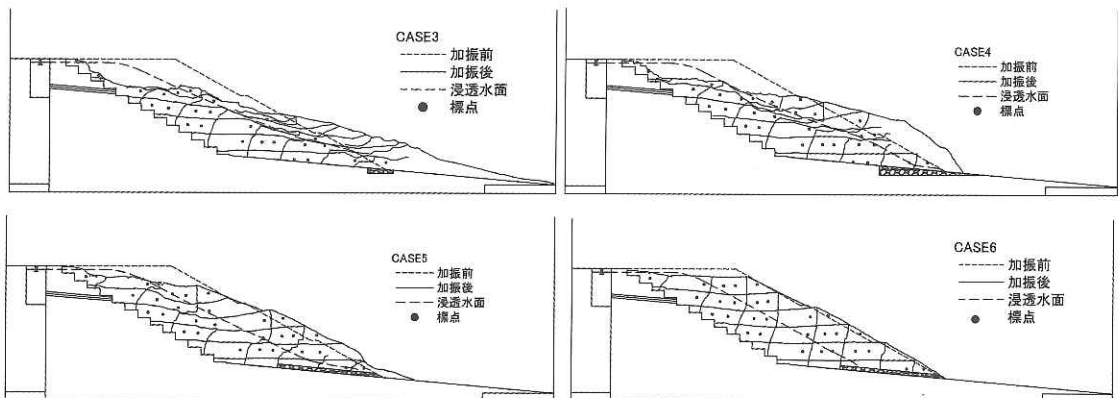


図-4 盛土の変形状況

を示している。また図表中の数値は全て模型スケールで示している。地山は石膏で作製し、のり先の地山勾配は 5° とし、盛土背後の地山勾配は 30° であり、段切りを施した。盛土は最適含水比($w = 16.7\%$)に調整した山砂(江戸崎砂: $D_{50} = 0.228\text{mm}$ 、 $\rho_s = 2.657\text{g/cm}^3$ 、締固め試験による $\rho_{dmax} = 1.604\text{g/cm}^3$ 、 $F_c = 6.9\%$)を突き固めて、高さ300mm(重力場換算15m)、のり面勾配1:1.8で作製し、高さ100mm(重力場換算5m)毎に小段を設けた。対策工は、盛土底面に厚さ10mmの排水層を敷いたケース、のり尻にふとんかごを設置したケースである。ふとんかごは7号碎石を金網で包んだもので、幅60mm×高さ20mm×奥行

き100mmのブロックを3段設置した。また底面排水層の敷設長・ドレーン材(珪砂3号、4号)を変えることで、盛土内の浸透水位を調節した。

模型作製後、遠心加速度を50Gまで到達させ、盛土背後地山の上部から間隙流体を浸透させた。浸透に関する相似則を満足させるため、間隙流体として水の50倍の粘性をもつメトロズ水溶液を用いている。各ケースの加振前の浸透水面は図-2に示した。浸透水面が目標水位で概ね定常状態に達した後に加振を行った。加振波形としては、図-3に示す、道路橋示方書³⁾のI種地盤におけるレベル2タイプ2地震動を用いた。

3.2 実験結果

図-4にCASE3～CASE6の盛土の変形状況を示す。これらは締固め度82%で、のり尻付近の浸透水位を変えたケースである。のり尻水位の高いCASE3ではのり尻の水平変位量が卓越しており、大規模な流動崩壊となっていることがわかる。またのり尻付近の浸透水位を低下させていくにつれ、盛土の変形が抑制されていることがわかる。特にのり尻付近の浸透水位をほぼ低下させたCASE6では、盛土の変形が大幅に低減されている。

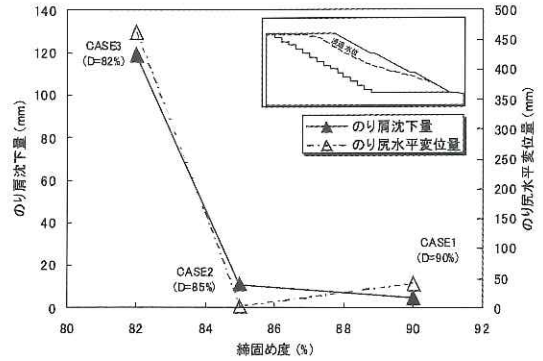
図-5に盛土の変形量と締固め度、のり尻水位、対策工との関係をそれぞれ示す。図-5 (a) はのり尻付近の浸透水位が高いケースにおける盛土の変形量と締固め度との関係を表している。締固め度85%、90%では天端沈下量、水平変位量ともに小さくなっているが、締固め度82%では盛土の変形が大きくなっている。図-5 (b) は締固め度82%におけるのり尻水位との関係を表している。図より浸透水位の低下に従って盛土の変形も小さくなっていることがわかる。特にCASE6では締固め度85%、90%と同程度まで盛土の変形が抑制されている。またCASE4で水平変位量が小さくなっているのは、のり先の地山まで排水層を設置していたためである。図-5 (c) は締固め度82%における対策工との関係を表している。ふとんかごをのり尻に設置したCASE7は、同程度ののり尻水位であるCASE3と比べて水平変位量が1/4程度となっている。これは、のり尻にふとんかごを設置することで、ふとんかごの重量により盛土の変形を抑えているためであると考えられる。

以上より、今回の実験では、盛土の締固め度が高ければ盛土内の浸透水位が高くても大規模な崩壊は生じないこと、締固め度が低くても盛土のり尻付近の浸透水位を下げることで、のり先にふとん籠を設置し、のり先の安定性を向上させることで大規模な崩壊を防ぎ盛土の残留変位を小さくすることができる可能性があることを確認した。

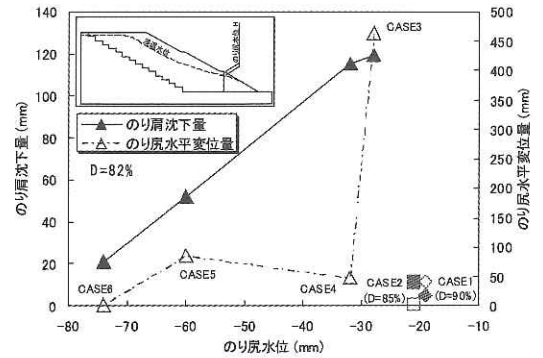
4. 山岳部盛土の耐震対策

3. の動的遠心模型実験の結果、盛土の耐震性に及ぼす盛土内水位や締固め程度の影響が非常に大きく、盛土を十分に締め固め、盛土内に水を浸入させないことで、大規模な崩壊を防ぐことができることを示した。

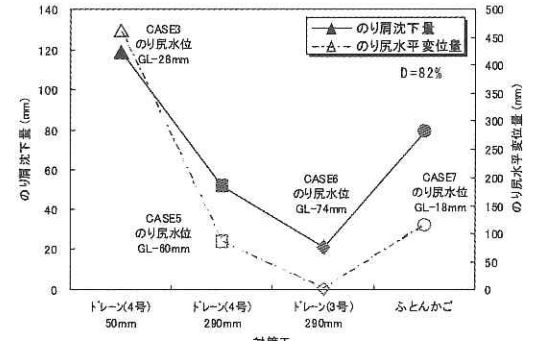
ここでは、盛土を新たに構築する場合の耐震性向上策と既設の盛土の耐震診断および耐震対策に分けて、その考え方を紹介する。



(a) 締固め度



(b) のり尻水位 (盛土高1/3の位置)



(c) 対策工

図-5 盛土の変形量と各パラメータの関係

4.1 盛土新設時の耐震対策の考え方

盛土の設計は「道路土工のり面・斜面安定工指針」⁴⁾により行われている。道路盛土では、標準のり面勾配が適用できない場合で、①万一崩壊すると隣接物に重大な損害を与える場合、あるいは、②万一崩壊すると復旧に長期間を要し、道路機能を著しく阻害する場合について、地震時の安定を検討することが規定されている。地震時の安定計算法としては円弧すべり面を仮定した震度法が参考として示されている。沢部を横断する盛土

の大規模な崩壊には盛土内の水の存在が大きく影響しているが、地震時の安定検討を行うにあたっては適切な排水処理、施工管理等が行われていることが前提となっている。

そこで、これまでの知見を踏まえて沢部を埋めた山岳部盛土の大規模崩壊を防止するために留意すべき事項をまとめると以下のとおりである。

- ①盛土の締固めを十分に行う。
- ②雨水や地山からの湧水が盛土内へ浸透しないように表面排水工、地下排水溝を配置する。盛土内の水压を減少させるために盛土に排水層を設ける。これらと併用して、のり先の排水性を高めるためにのり先にふとんかごを設置する。
- ③岩塊等の透水性のよい現地発生材が活用できる場合には、これらの材料を盛土下部に用いる。
- ④地山表層の崩積土をできるだけ取り除いた上で段切りを施し、地山とのなじみをよくする。
- ⑤補強盛土、補強土壁等の適用も検討する。

安定した盛土を構築するためには、締固めと水の処理が重要である。十分な締固めを行うことで、密実で安定した盛土を構築することができる。地山からの湧水については調査時点で十分な調査を行うことが重要ではあるが、地山からの湧水は降雨による影響を強く受け、また季節変動もあるため、事前の調査のみで地山からの湧水の有無、位置、量を特定することは困難である。このため、施工段階の地山掘削時において地山からの湧水について十分に調査を行うとともに、実務的には沢部の盛土については図-6に示すような水平排水層や地下排水溝を十分に設置しておく必要がある。また、岩塊等の透水性のよい現地発生材が活用できる場合には、これらの材料を盛土下部に用いて、盛土のり尻の排水性を高めることも有効である。

また、安定した盛土を構築するためには基礎地盤の処理が必要である。盛土基礎地盤部にルーズな表土や崩積土が堆積している場合にはこれらを掘削除去する、厚い場合には基礎地盤の改良を行うこともある。また、地山はできるだけ深く掘削し、また盛土とのなじみをよくするために段切りを施す必要がある。現場条件によっては、補強土盛土、補強土壁を利用することにより盛土全体として耐震性を確保することができる。

4.2 既設沢埋め盛土の耐震診断・耐震対策の考え方

既設道路盛土の耐震診断・耐震対策を行う必要がある場合には、沢部を埋めた盛土は要注意となる。多数の既設盛土の中から弱点箇所を抽出する必要があるが、その際には、以下の項目に留意す

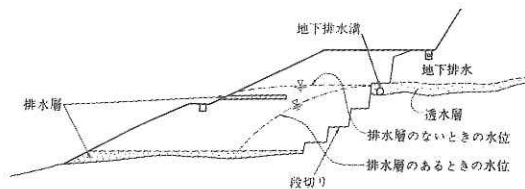


図-6 盛土の排水処理の例⁴⁾



写真-4 のり先に大型ふとかごを設置してのり先の排水性を高めた事例

るのがよいと考えられる。

- ①常時の変状の有無、あるいは補修履歴・既往災害の有無（路面の沈下、亀裂、段差、のり面の亀裂・はらみだし等）
- ②盛土のり面、のり先からの湧水の有無、盛土背後地の湿潤状況（池や湿地等の有無）。
- ③地下排水施設、表面排水施設が健全に機能しているか否か（排水溝の目詰り、亀裂等がないか）

降雨時、地震時に拘らず過去に変状が発生した箇所では、抜本的な対策が行われていないと再度被災する可能性が高い。常時において路面の沈下・亀裂、のり面のはらみだし、のり面からの湧水など何らかの変状が発生している盛土は、一般に地震で被災する可能性が相対的に高いと考えられる。このため、日常点検においてこれらの箇所を把握するとともに、必要に応じて維持補修しておくことが重要である。特に、地山からの湧水等があると、地震時のみならず降雨時においても大規模な崩壊につながることもあるため、日常の点検においてのり面からの湧水の有無を確認しておくとともに、排水工の維持管理を適切に行っていくことが重要である。なお、既設盛土について地震時に被害を受けやすい弱点箇所を抽出する手法として「平成8年度道路防災総点検（地震）要領」⁵⁾があるが、その診断精度を向上すべく

2007年能登半島地震、2004年新潟県中越地震などの事例をもとに現在検討を行っているところである。

山岳部盛土の対策としては、一般に各種の土留め対策が有効であると考えられるが、既設盛土への適用性や費用を考慮すると、現実的にとりうる対策としては以下の工法が有力であると考えられる。

①ふとんかご等の設置による盛土のり先の安定性確保

②水平排水孔の設置・横ボーリング工等による盛土内水位の低下

写真-4は、平成16年の新潟県中越地震で崩壊した盛土の復旧として、のり先に大型ふとんかごを設置してのり先の排水性を高め、盛土が再構築された事例である。

3. で盛土内の盛土底面に排水層を設け地下水位を低下させること、のり先にふとん籠を設置して盛土のり先の安定性を高めることにより、山岳盛土の大規模な崩壊を防ぐことができることを示したが、今後は既設山岳部盛土に適用可能な排水パイプの設置やのり先ドレーン等の有効性について定量的に検討を行う予定である。

5. まとめ

- (1) 2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震等の既往の地震による沢部を埋めた盛土の崩壊事例では、大規模な崩壊を示した盛土は、沢部や谷部を埋めた盛土であり、盛土高さに比べて崩土の移動距離が大きいことが特徴であった。いずれの事例も地山からの浸透水等により盛土内の含水比が高かったことが被害を拡大させた要因のひとつであると見られる。
- (2) 動的遠心模型実験により、盛土の締固め度が低く、盛土のり先の浸透水位が高いほど、大

規模な流動性崩壊が生じやすいこと、盛土の締固め度が高ければ盛土内の浸透水位が高くても大規模な崩壊は生じないこと、締固め度が低くても盛土のり先の浸透水位を下げる、あるいはのり先にふとん籠を設置して盛土のり先の安定性を高めることにより、大規模な崩壊を防ぎ盛土の残留変位を小さくすることができる可能性があることを確認した。

- (3) 遠心模型実験等の結果を踏まえ、盛土を新たに構築する場合の耐震性向上策と既設の盛土の耐震診断および耐震対策の考え方を示した。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所・(独)土木研究所：平成16年(2004年)新潟県中越地震土木施設災害調査報告、国総研研究報告第27号、土木研究所報告第203号、2006。
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所・(独)土木研究所・(独)建築研究所・(独)港湾空港技術研究所緊急調査団：平成19年能登半島地震の緊急調査速報、土木技術資料、Vol.49, No.6, pp.6-11, 2007。
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編、2002。
- 4) (社)日本道路協会(1999)：道路土工のり面・斜面安定工指針。
- 5) (財)道路保全技術センター：平成8年度道路防災総点検(地震)要領、1996。

佐々木哲也*



独立行政法人土木研究所つくば中央研究所耐震研究グループ振動チーム主任研究員、工修
Tetsuya SASAKI

杉田秀樹**



独立行政法人土木研究所つくば中央研究所耐震研究グループ振動チーム上席研究員、工博
Dr. Hideki SUGITA

大川 寛***



独立行政法人土木研究所つくば中央研究所耐震研究グループ振動チーム交流研究員
Hiroshi OKAWA

水橋正典****



独立行政法人土木研究所つくば中央研究所耐震研究グループ振動チーム研究員
Masanori MIZUHASHI