

3.2 山岳道路盛土の耐震補強技術に関する試験調査

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：土質・振動チーム

研究担当者：佐々木哲也、榎本忠夫、加藤俊二

【要旨】

2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震では山岳道路盛土に多大な被害が生じ、長期間にわたり道路交通機能が失われた。このため、山岳道路盛土についても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必要があり、道路の機能および道路盛土の修復性を考慮した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。本研究は、山岳道路盛土の合理的かつ経済的な耐震診断法・耐震補強法を提案することを目的に実施してきた。具体には、過去の山岳盛土の崩壊事例分析や遠心模型実験により、盛土高さ、地形条件、締固め、盛土水位等の耐震性に影響する条件を明確にするとともに、排水ボーリングによる盛土内水位の低下やふとんかご等によるのり尻強化工法など補強方法の効果について検証してきた。またこれらの成果をとりまとめ、耐震診断法として現地踏査（机上調査を含む）およびサウンディングによる簡易調査法を提案し、耐震補強法については排水工およびのり尻補強工を併用した簡易な耐震対策、地下水位による重点監視、追加対策による耐震補強の考え方を提案した。

キーワード：道路盛土、地震、耐震診断、耐震補強

1. はじめに

2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震、2009年の駿河湾を震源とする地震等では、山岳道路盛土に多大な被害が生じ、長期間にわたり道路交通機能が失われた。このため、山岳道路盛土についても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必要があり、道路の機能および道路盛土の修復性を考慮した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。また、道路盛土は「道路土工のり面工・斜面安定工指針」¹⁾によれば、当該盛土の重要性と復旧の難易度に応じて耐震性能を確保することとされているが、レベル2地震動に対しても土構造物である盛土に変形を一切許容しないことは合理的でないことから、新設の盛土において残留変形量により耐震性能を評価することも求められてきており、既設盛土の耐震性評価においても同様の考え方が必要である。

このため、本研究は、山岳道路盛土の合理的かつ経済的な耐震診断法・耐震補強法の提案を目的に平成18年度～22年度の5カ年にわたり、現地調査や模型実験等を通じて検討を行ってきた。

2. 山岳道路盛土の耐震診断法の検討および提案

膨大な数の道路盛土について、合理的かつ経済的な耐震診断を行うためには、段階的に絞り込むような効率的

なスクリーニングを行う必要がある。ここでは、過去の地震による被害事例を分析し、効率的なスクリーニング方法および簡易な耐震診断手法の検討を行った。

2. 1 山岳道路盛土の大規模崩壊要因分析

2. 1. 1 中越地震、釧路沖地震の事例分析

2004年新潟県中越地震等において被災した道路盛土の被害事例を収集・整理し、道路盛土の大規模な崩壊に与える盛土条件、地形条件を検討した。ここでは、2004年新潟県中越地震および1993年釧路沖地震で被災した道路盛土の被害箇所断面図、平面図、被害状況写真等から、盛土の被災程度と盛土形式、盛土高さ、盛土のり面勾配、地山勾配等との関係を整理した。

表2.1に2004年新潟県中越地震および1993年釧路沖地震で大規模な崩壊をした盛土の形式、盛土高さ、のり面勾配、地山勾配と被害状況を整理した結果を示す。

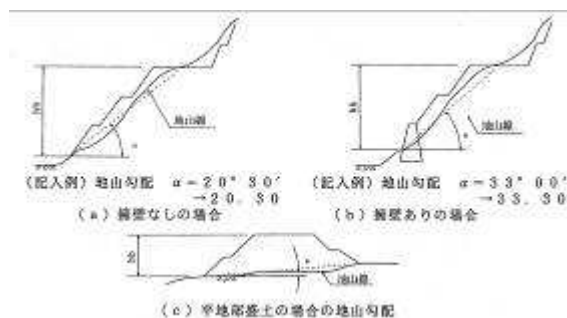


図 2.1 盛土高さ、地山勾配の定義

表 2.1 主な被災山岳道路盛土の形状

地震	被害路線・区間	盛土条件			地山条件	被災状況	
		盛土形状	盛土高 (m)	のり面勾配(deg)	地山勾配 (deg)	崩壊延長 (m)	のり肩沈下量(m)
新潟県中越地震 (2004)	国道290号 栃尾市栗山沢A	片盛土	20.0	29.1	17.9	18.2	5.4
	国道290号 栃尾市栗山沢B	片盛土	29.1	29.1	22.8	15.5	5.6
	一般県道大沢小国小千谷線小国法末	片盛土	15.5	33.7	23.2	5.6	6.2
	関越道215kp	片盛土	9.0	29.4	15.0	23.4	5.8
	関越道216kp	両盛土	12.8	29.4	12.2	19.8	11.3
	一般国道17号 川口町天納	片盛土	45.0	25.0	25.5	56.0	3.5
	主要地方道小千谷川口大和線 2工区	片盛土	15.0	26.4	32.5	40.0	5.0
	国道351号 長岡市宮地町 5工区	両盛土	15.0	26.6	17.1	55.0	6.0
	国道351号 長岡市宮地町 7工区	片盛土	7.5	26.6	14.7	18.0	3.7
	小千谷大和線 小千谷市大字川井地内	片盛土	24.0	31.0	25.7	40.0	7.0
	国道117号 小千谷市細島	片盛土	15.0	45.0	24.3	60.0	5.5
	主要地方道柏崎越路線 高鳥地区	両盛土	10	21.8	8.5	35	2.8
釧路沖地震 (1993)	国道391号 鳥通	片盛土	9.1	30.5	14.0	5.6	5.4
	国道272号 東阿歴内	片盛土	8.0	33.6	14.4	12.5	3.1
	国道44号 糸魚沢	片盛土	8.7	28.7	12.4	11.9	4.4

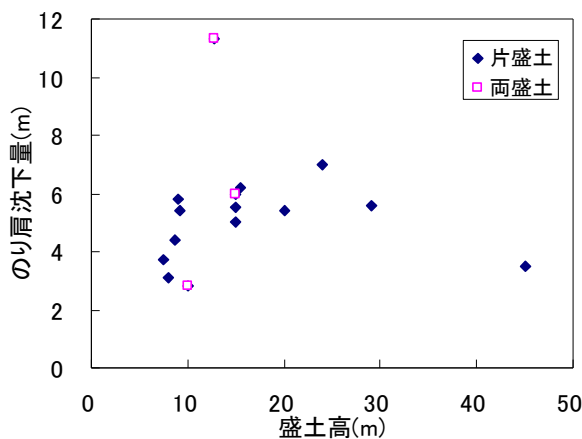


図 2.2 盛土高さとのり肩沈下量の関係

なお、各諸元の定義は図 2.1 に示すとおりで、各寸法は既往の図面から読み取った値である。これより盛土高、地山勾配と盛土のり肩沈下量の関係を見ると、大規模な崩壊を示した盛土では、概ね盛土高さ 10m 程度以上、かつ地山勾配は 10° 以上であった。(図 2.2、図 2.3)

2.1.2 能登半島地震の事例分析

2007 年能登半島地震で被災した道路盛土について地盤踏査および事例分析を行い、道路盛土の大規模な崩壊に与える盛土条件、地形条件を検討した。

現地調査は、被害箇所および無被害箇所について、以下の項目を把握することを目的に地震発生後に実施した。

- ① 盛土背後地の水の供給・湿潤状況 (沢、池、湿地等の有無)
- ② 盛土のり面、のり先の湿潤状況・湧水の有無、排

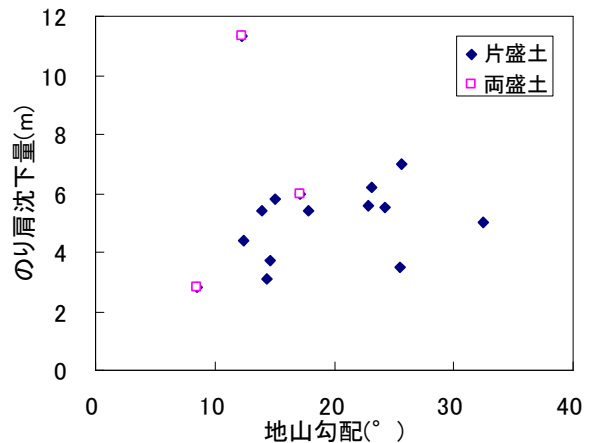


図 2.3 地山勾配とのり肩沈下量の関係

水施設の健全性

- ③ 路面の沈下、亀裂、段差、のり面の亀裂・はらみだし等の変状、補修履歴、既往災害の有無

ここでは、能登有料道の徳田大津IC～穴水IC間の盛土を対象に実施した現地踏査の結果を示す。徳田大津IC～穴水IC間の盛土は103箇所あり、このうちの盛土高15m超の盛土51箇所を対象に詳細な現地踏査を実施している。

図 2.4、図 2.5 に盛土構造や地形条件と被害程度の内訳を示す。これらから、盛土被害の傾向を整理すると以下のとおりである。

- ① 盛土高15m超の盛土で被害の割合が高い傾向が見られた。盛土高が高いほど被害を受けやすい傾向があるといえる。

- ② 片盛土において大規模崩落の割合が高い傾向が見られた。このことから、切盛り境や地山傾斜地において被害が大きくなった可能性が考えられる。
- ③ 盛土背面の沢筋の有無やのり面からの湧水状況では被害程度に明確な傾向が見られなかった。このことから、盛土内の地下水の浸透状況は沢筋や湧水の状況のみでは判断が困難である可能性が考えられる。
- ④ 地山勾配について、のり尻勾配と盛土背面部勾配との比Zが小さい、すなわち盛土背面の勾配よりのり尻の勾配が緩い傾向が高いほど、被害の割合が高い傾向が見られた。
- ⑤ のり先構造が無い場合において被害の割合が高い傾向が見られた。このことから、のり先構造物は盛土のり尻の変形を抑制する効果が高い可能性が考えられる。

また、能登有料道路では、2007年能登半島地震により比較的大きな盛土崩壊が11箇所で見られ、これらの盛土はいずれも沢部を埋めた盛土である。盛土の被害程度と盛土材料、盛土の締固めの程度、盛土内の水位等の地盤や盛土の条件が被害の程度に与える影響を明らかにすることを目的に、大規模崩落箇所および類似の盛土形状、地形条件の未崩落箇所の合計7箇所での地盤調査を実施した。

調査では、標準貫入試験あるいはラムサンディングを行うとともに、調査孔を利用して地下水位の測定を行った。標準貫入試験は、被害程度が「崩落予想」、「無被害」、「大規模崩落(写真2.1参照)」と分類される代表箇所3箇所で行われ、これらの箇所では併せてシンウォールサンプリングによる盛土材料の不攪乱試料を採取した。なお、被害程度は文献②に従い、「大規模崩落」は盛土がすべり崩壊したもの、「崩落予想」は概ねのり面の変状や路面のクラック等が路床まで達しているもの、「路面変状」は路床までは達していない路面クラック等の被害である。表2.3に調査箇所及び調査内容を示す。

図2.6に盛土材料の粒径加積曲線を示す。これらはシンウォールサンプリングにより得られた試料に基づくものである。盛土材料は全体的に細粒分を多く含み、高液性限界のシルトや粘性土に分類される材料が多くみられた。大規模崩落箇所では礫の混入率が高い傾向にあるものの、崩壊規模による材料の大きな差異はみられなかった。

図2.7にボーリング柱状図を、図2.8にボーリング箇所の断面図を示す。これらのボーリングはいずれも盛土のり尻付近で実施したものである。なお、大規模崩落(縦38)のボーリングは、同一盛土内の未崩落箇所で行ったものである。これらより、被害程度によらず、盛土内

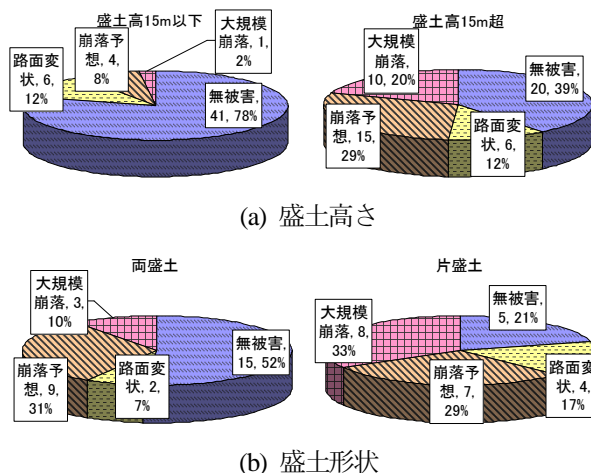


図2.4 盛土構造と被害の関係

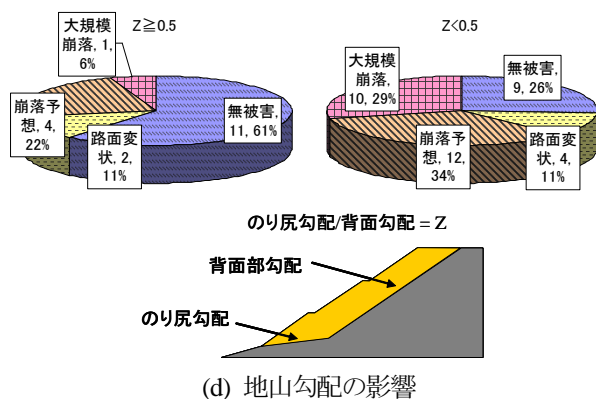
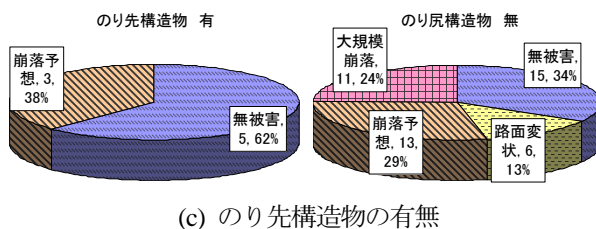
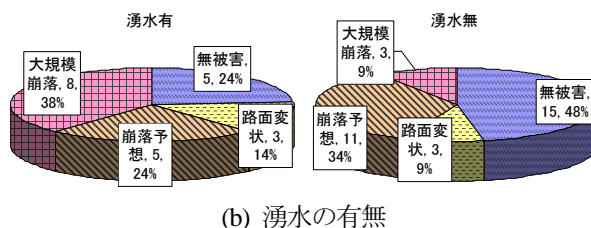
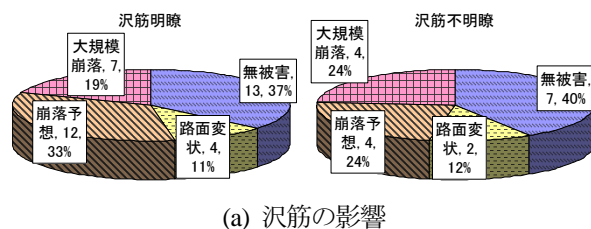


図2.5 地形条件と被害の関係

表2.2 能登有料道路の地盤調査調査箇所及び調査内容

項目		調査箇所									
		縦5+1 無被害	縦6 大規模 崩落	縦9 大規模 崩落	縦21 大規模 崩落	縦22 崩落予 想	縦26(1) 無被害	縦26(2) 大規模 崩落	縦28+1 無被害	縦38 大規模 崩落	
原位置 調査	機械ボーリング (孔径86mm)	—	—	—	—	○	○	—	—	○	
	標準貫入試験	—	—	—	—	○	○	—	—	○	
	密度検層	—	—	—	—	○	○	—	—	○	
	現場透水試験	—	—	—	—	○	○	—	—	○	
	シンウォールサンプリング	—	—	—	—	○	○	—	—	○	
	ラムサンディング	○	○	○	○	—	○	—	○	○	
	簡易水位測定	○	○	○	○	—	○	—	○	○	
盛土材 料採取	RI計器による現場密度試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	攪乱試料採取 ブロックサンプリング	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
室内土 質試験	シンウォールサンプリングで 得られた試料による 室内土質試験	土粒子の密度試験	—	—	—	—	○	○	—	—	○
		土の含水比試験	—	—	—	—	○	○	—	—	○
		土の粒度試験	—	—	—	—	○	○	—	—	○
		土の液性限界・塑性限界試験	—	—	—	—	○	○	—	—	○
		湿潤密度試験	—	—	—	—	○	○	—	—	○
		圧密非排水(CU)三軸圧縮試験	—	—	—	—	○	○	—	—	○
	土の繰返し非排水三軸試験 (液状化)	—	—	—	—	○	○	—	—	○	
	攪乱試料を用いた 室内土質試験 (盛土材)	土粒子の密度試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		土の含水比試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		土の粒度試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		土の液性限界・塑性限界試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	不攪乱資料を用いた 室内土質試験	突固めによる土の締固め試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		土の含水比試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		湿潤密度試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		○	○	○	○	○	○	○	○	○	



写真 2.1 能登有料道路の崩壊状況²⁾

のN値はいずれも5以下と低いが、盛土内の水位については、無被害及び崩落予想箇所では低く、大規模崩落箇所では高いことがわかる。

図2.9に被害程度と盛土の締固め度、盛土のり尻付近の地下水位、N値の関係をそれぞれ示す。図(a)の盛土の締固め度は、サンプリング試料及び盛土表面付近での現場密度試験から得られたものである。また、図(b)の地下水位は、地下水位を計測したボーリングあるいはサンディング地点の盛土厚さに対する比で表している。さらに、図(c)のN値は、ボーリング及びラムサンディングの結果より得られた盛土部分の平均N値である。締固め度については、大規模崩落箇所において、締固め度が高い箇所がいくつかみられたが、全体的に80~90%の範囲でばらつき、崩壊規模と締固め度との間には明瞭な相関がみられなかった。盛土内の地下水位については、大規模崩落が生じた箇所においては、盛土のり尻付近の地下水位が盛土の表面近傍まで達している箇所が多く、盛土内への水の浸透が大規模崩落の一因となった可能性がある。ただし、水位は調査時点の孔内水位であり、また、大規模崩落箇所の水位の測定は縦38のボーリング箇所を

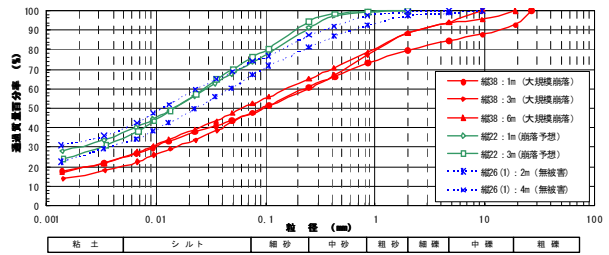


図 2.6 盛土材料の粒度分布図

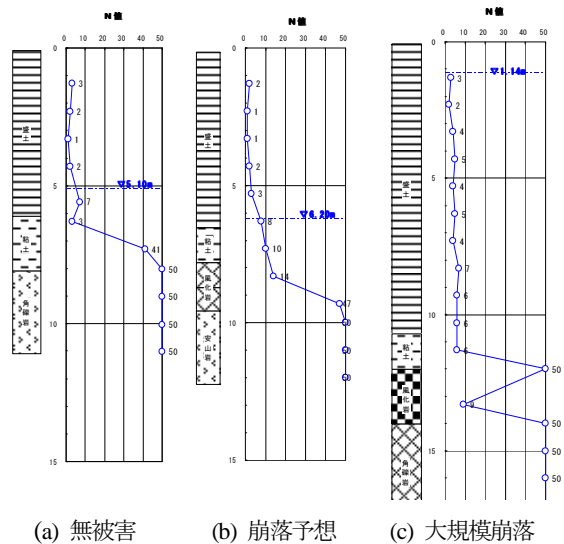


図 2.7 盛土のり尻付近の地盤柱状図

除き崩土内で行っている点に注意が必要である。N値に関しては、大規模崩落盛土の方が高いN値となる傾向がみられたが、全体的としてどの盛土においてもN値が低いため、両者の差は有意なものとは考えにくい。

結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 能登有料道路を中心として、強い地震動により、盛土構造物に多くの被害が生じた。路面からみた被災パターンは、路面崩壊、路面陥没、路面段差や亀裂である。盛土の被害形態としては、沢や谷等の集水地形に築造された高盛土の流動性崩壊、カルバートや橋梁など異種構造物との取り付け部の段差、切土部から片切片盛などに構造が変化する部分の切盛境での崩壊等である。
- ② 能登有料道路では比較的大きな路面崩壊が11箇所が生じたが、いずれの箇所においても、沢や湿地等の水の存在が確認された。これらの箇所では、発災時には盛土内の浸透水の存在がすべり破壊に影響を及ぼした可能性が考えられる。
- ③ 盛土の陥没・崩壊、変状が生じた箇所は、亀裂の補修痕、路面の打ち換え痕など補修履歴の見られる箇所に多いように思われた。
- ④ 能登有料道路を対象として被害の要因分析を行った結果、大規模崩壊した盛土の特徴として、盛土高が15m以上、沢部を埋めた盛土であることが挙げられる。
- ⑤ 能登有料道路の大規模崩落箇所及び未崩落箇所を対象に地盤調査を行った。その結果、被災程度と盛土材料との相関はみられなかった。また、盛土の締固め度については、80~90%の間で大きくばらつき、大規模崩落箇所と未崩落箇所では有意な差は見られなかった。一方、大規模崩壊が生じた箇所においては、盛土のり尻付近において地下水位が高い傾向があり、盛土内水位の有無が盛土の被災規模に影響を与えた可能性が考えられる。

2.2 数量化理論による分析

能登有料道路の被害・無被害盛土を対象として数量化理論第Ⅱ類を用いて、大規模崩壊に及ぼす要因を分析するとともに、耐震診断手法の検討を行った。

数量化分析の対象は、地震動の大きさの影響を除く

ため、能登有料道路における大規模崩壊が生じた盛土の内、以下の条件すべてに該当する盛土とした。

- ① 集水地形上の盛土
- ② 盛土高10m以上の盛土
- ③ のり先に構造物が無い盛土

なお、盛土延長の長い箇所、1箇所の盛土で被害・無被害に分かれる箇所については、2~3の盛土として分割

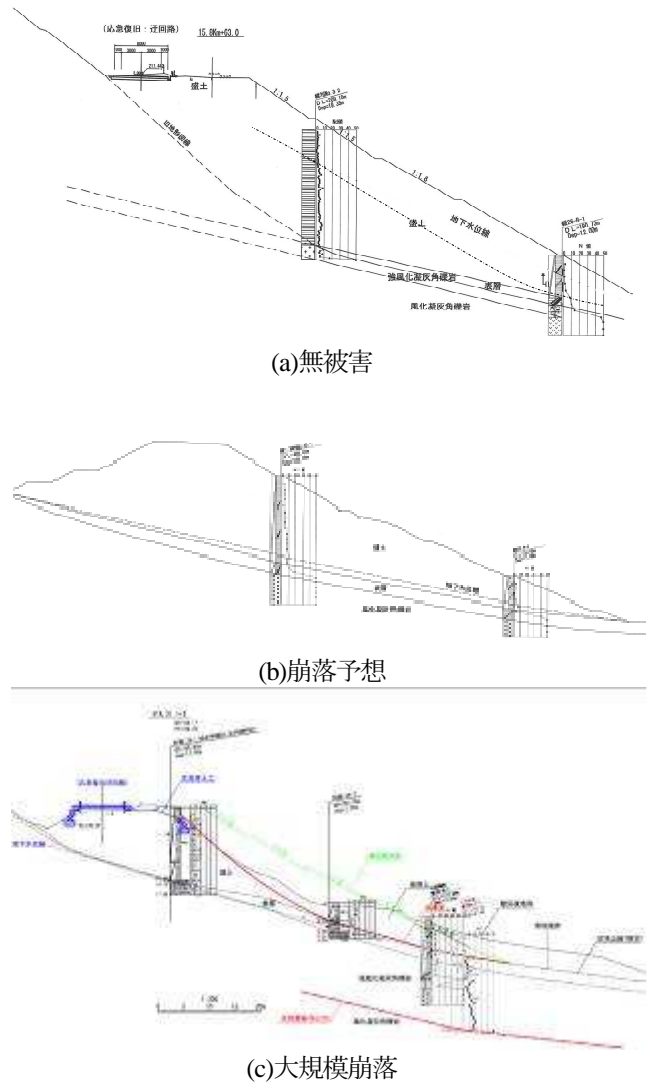


図2.8 調査箇所の断面図 (文献1)に加筆

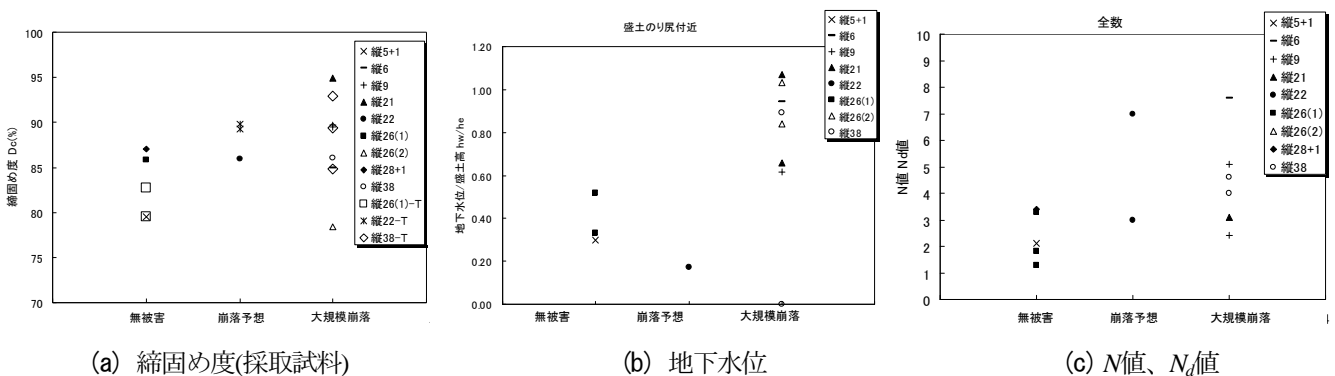


図2.9 被害程度と地盤調査結果との関係

した。よって、対象盛土は、大規模崩落 12 箇所、未崩落 36 箇所（変状 19 箇所、無被害 17 箇所）の計 48 箇所である。

数量化分析を行うにあたり、アイテムとして既存資料からデータを得やすいと考えられる盛土高、盛土区分、盛土形状、のり先勾配、地山勾配、変状履歴を用いることにした。

ここで、盛土区分については、「平成 8 年度道路防災総点検要領（豪雨・豪雪等）」3) に準じて、「片切・片盛部」、「両盛土（溪流横過部）」、「両盛土（傾斜地部）」の 3 つのカテゴリーに分類した。盛土形状については、盛土のり面長 l 、道路延長 L 、盛土のり面の鉛直投影面積 S の関係を **図 2.10** に示すフローで判断し、4 つのカテゴリーに分類することとした。ここで、 l 、 L 、 S は **図 2.11** に示すように定義した。 l/L は、盛土形状が細長いほうが盛土側面の摩擦抵抗により壊れにくいことを表すパラメータで、この値が大きいほど安全となる。 $S/(l \cdot L)$ は、盛土のり先形状が閉じていると盛土側面の拘束により崩壊しにくいことを表すパラメータで、この値が小さいほど安全となる。また、地山勾配は、**図 2.12** に示すように、盛土両のり尻を結んだ線の勾配で定義した。

表 2.3 に、数量化解析の結果得られた、各カテゴリーのスコア、各アイテムのレンジを示す。カテゴリースコアが大きいほど崩壊に影響を与える要因であり、レンジは各アイテムに属するカテゴリースコアの最大値と最小値の差であり、値が大きいほどそのアイテムの崩壊に与える影響度が高いことを示している。これより、のり先勾配、盛土形状の危険度、変状履歴、盛土区分、盛土高、地山勾配の順で崩壊に与える影響が大きいことが分かる。

図 2.13 に崩落、未崩落のサンプルスコアの頻度分布を示す。また **図 2.14** は、崩落・未崩落を判別する区切

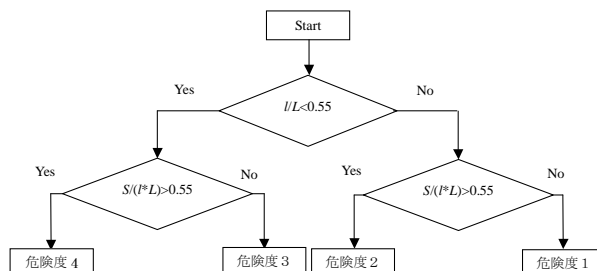


図 2.10 盛土形状の判定フロー

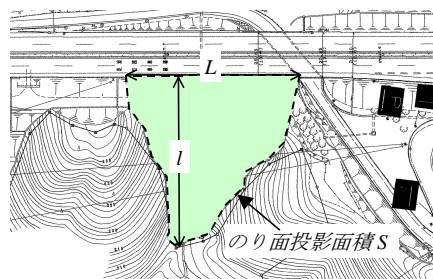


図 2.11 パラメータの定義

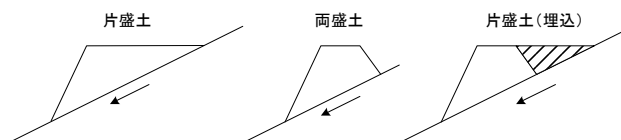


図 2.12 地山勾配の定義

表 2.3 被害の有無に関する分析結果

アイテム	カテゴリー	スコア											レンジ			
		影響小	-3.0	-4.0	-3.0	-2.0	-1.0	0.0	1.0	2.0	3.0	4.0		5.0	影響大	
盛土高	H ≥ 20m															0.561
	20m > H ≥ 10m															
盛土区分	片切・片盛部															0.922
	両盛土(溪流横過部)															
	両盛土(傾斜地部)															
盛土形状の危険度 (パターンD)	危険度 4															1.856
	危険度 3															
	危険度 2															
	危険度 1															
地山勾配(沢筋)	φ > 20°															0.353
	20° ≥ φ > 10°															
	10° ≥ φ															
のり先勾配	5° > φ															3.087
	10° > φ ≥ 5°															
	φ ≥ 10°															
変状履歴	変状															1.120
	浸食															
	湧水															
相関比ガ ²		0.341														

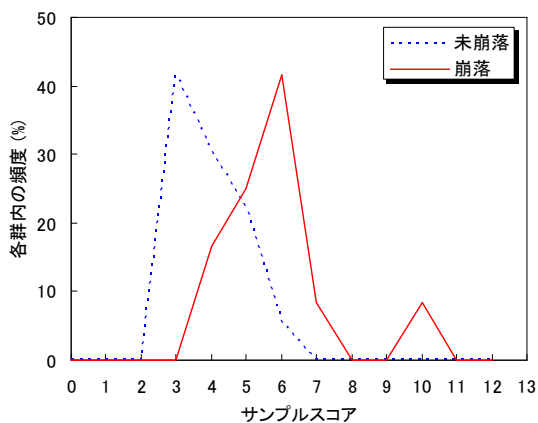


図 2.13 各群の頻度分布

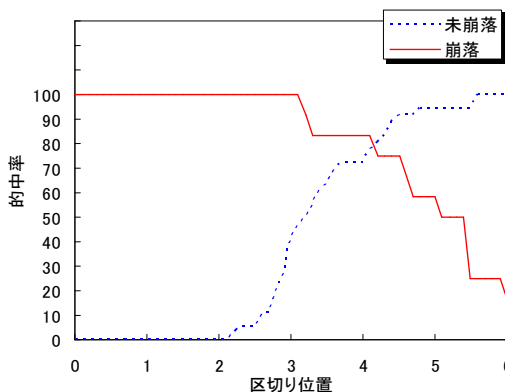


図 2.14 各群の的中確率

り位置とその時の各群的中確率を示したものである。すなわち、あるサンプルスコアに対して、崩落についてはサンプルスコア以上の累積頻度を、未崩落についてはサンプルスコア以下の累積頻度を示している。

これより、崩落・未崩落の閾値として4程度を用いると、崩落と未崩落的中率は80%程度となる。ただし、今回の事例は能登有料道路に限定した結果であり、そのため、地震動の影響や盛土材料等はほぼ類似の事例を元に分析を行った結果である。このため、異なる地震による被災事例への適用性については未検討であるため、他の被災事例を加え、特に盛土材料の影響等について検討し、精度の向上を図っていく必要がある。

2.3 既設山岳盛土の耐震診断法の提案

2009年8月に発生した駿河湾地震による東名高速道の沢埋め部の盛土崩壊を踏まえ、国土交通省では直轄国道において2009年11月より盛土の緊急点検を行っている。この緊急点検にあたり、上記の成果を踏まえて耐震診断方法を整理した点検要領を提案している。

点検は、膨大な数にのぼる山岳盛土について、効率的かつ経済的に実施する必要があるため、適切な条件を設定し段階的なスクリーニングによる絞り込みが重要な作業となる。したがって、提案した診断方法では図2.15に示すように①現地調査箇所の抽出(机上調査)、②現地踏査、③簡易現地調査および判定の3段階で実施することとした。以下に概要を述べる。

2.3.1 現地踏査箇所の抽出(机上調査)

机上調査では、以下の3項目すべてに該当する盛土を抽出条件として現地調査を実施する箇所の絞り込みを行う。

- ① スレーキングしやすい岩質材料が用いられている可能性のある盛土
- ② 沢埋め部等の水の集まりやすい地形条件に造成された盛土(図2.16)
- ③ 盛土のり尻から測った盛土高が10mを上回る

盛土

これらの3条件は、前記の分析結果で得られた山岳盛土の大規模崩壊の要因、「地形、水、盛土高」と道路土工指針における「盛土材料および盛土高に対する標準のり面勾配」を考慮して設定したものである。

盛土の標準のり面勾配で10m以上の高盛土を施工できる材料は、「粒度のよい砂」、「礫および細粒分混じり礫」、「岩塊(ずり)を含む」の3つである。これらは礫や岩塊が含まれているため、盛土材としては良質な場合が多い。しかしながら、泥岩、頁岩、凝灰岩等の中には、乾燥、吸水を繰り返すことにより、スレーキング(細かくばらばらに細粒化する現象)が生じ、含水することで泥滓化するものがあるため、施工当初は健全であっても経年劣化が生じている可能性があり、材料面からの配慮をしている。

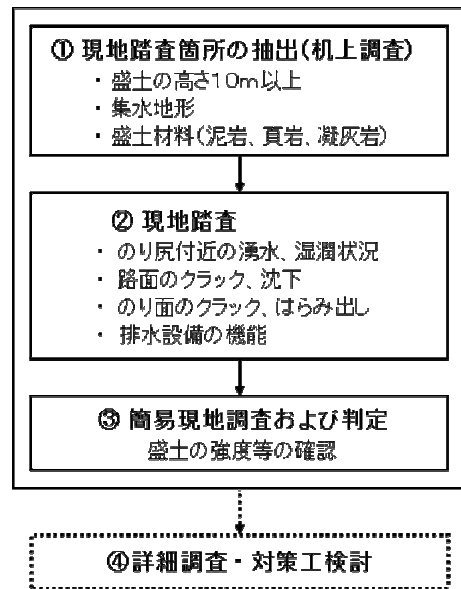


図2.15 盛土の緊急点検の流れ

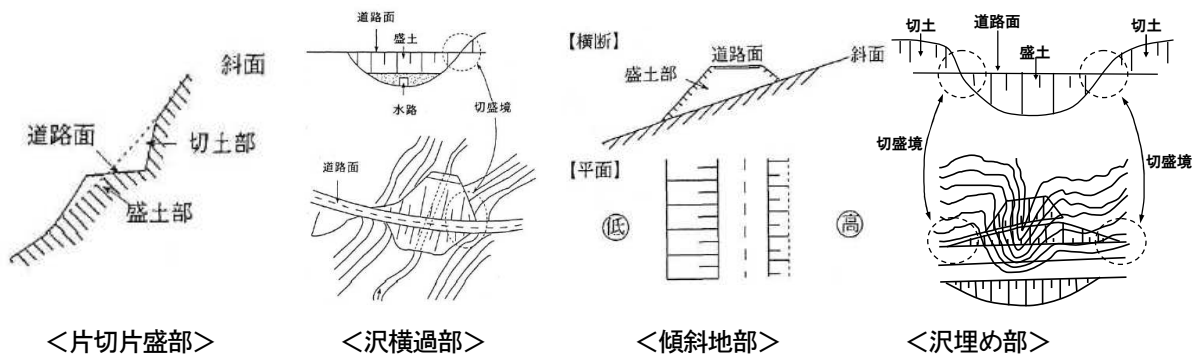


図2.16 水の集まりやすい地形のイメージ図

2.3.2 現地踏査

現地踏査では、机上調査により抽出された箇所について、周辺から盛土内に水が供給されている可能性を推定する外観調査を行う。踏査は、平常時および降雨後（連続雨量あるいは24時間累積雨量が30mm程度以上）1～2日以内に実施し、降雨等に伴う変化状況等を観察する。雨量データは、調査箇所の近傍で観測しているものを使用する。（例えば、直轄やアメダスの雨量計など）

降雨後の観察における雨量及び踏査時期は、過去の地震による崩壊箇所において実施していた盛土の水位観測結果を分析したところ、いずれの箇所においても、連続雨量30mm程度以上で盛土内水位の変化が確認されたことから、上記のように設定した。

なお、H18 防災点検等の最新の点検にて「要対策」又は「カルテ対応」となっており、現時点で未対策の箇所で、防災カルテにおいて「のり尻部の湿潤」又は「のり面に湧水」が確認されている場合には、現地踏査は実施せずに、簡易現地調査を行うこととし効率化を図った。

盛土内に供給される水は、過剰な場合には最終的には湧水としてのり面内やのり尻に発生するが、湧水としては現れないが高含水となっている場合もある。したがって、現地踏査にあたっては湧水の有無のほか、竹等の親水性植物が盛土のり面に繁茂していないかを確認するとともに、盛土のり面の上部、下部近傍に河川や池、民地等からの排水施設などの水の供給源の存在も確認することとした。現地踏査により、以下の3つに分類し、①、②に該当する箇所について、次の段階の簡易現地調査を行うこととした。

① 湧水あり

盛土のり面の1箇所以上で湧水が認められる場合。ここでの湧水とは、流れとして確認できる程度の湧水量、あるいは土質が濃んでいる程度の湧水量とする。評価が難しい場合は「②しみ出し程度」に含める。

② しみ出し程度

盛土のり面、盛土が設置されている地盤が濡れているが、①に満たない少ない湧水。親水性植物が繁茂している。

③ 湧水又はしみ出しがない

2.3.3 簡易現地調査および判定

図2.17に簡易現地調査による判定の流れを示す。上記現地踏査の結果、湧水または湧水のおそれを確認した（3段階の評価で①あるいは②と判定された場合）盛土箇所において、簡易動的コーン貫入試験等を実施して盛土材料の強度について調査するとともに、簡易動的コーン貫入試験の結果をふまえて、サウンディング孔を利用した電極等による簡易な水位観測を行い、盛土内の地下水位を確認する。水位の確認は、現地踏査と同様に調査直後及び降雨後（連続雨量あるいは24時間累積雨量30mm程度以上）1～2日以内に行うものとした。

簡易動的コーン貫入試験による強度の評価は、盛土内の平均Nd値で行う。盛土内の平均Nd値が10より大きい場合には、使用材料が良質な岩塊等であると判断する。盛土材料の性状確認における判断の目安は以下のとおりである。

① 軟弱な粘土質である場合：（盛土内の平均Nd値 \leq 4）

・1～4回の打撃で10cm以上貫入する層が多く存在。

② 砂質土等である場合：（盛土内の平均Nd値 \leq 10）

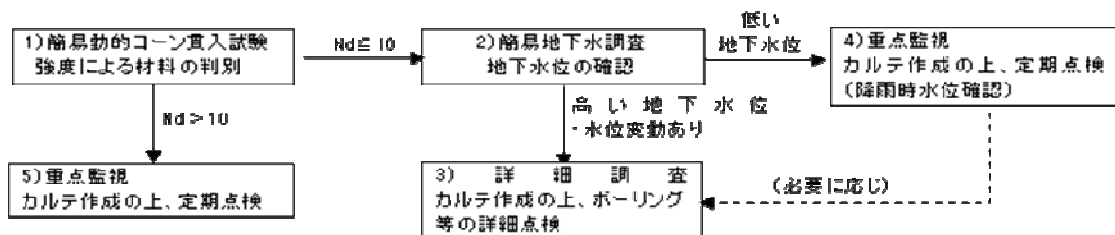
・一般に4～10回程度で10cm以上貫入する層が多く存在。

③ 礫質土・岩塊等である場合：（盛土内の平均Nd値 $>$ 10）

①、②の場合は、平常時及び降雨後のサウンディング孔を利用した簡易な水位観測により盛土内の地下水位を確認し、以下のとおり対応を判断する。

・要詳細調査：

地下水位が高い場合（Nd値 \leq 10の層で水位を確認できる場合）は、盛土材料の強度が低下している



※定期点検は、梅雨時期、秋雨時期等を考慮し、年1～2回の頻度で降雨後に実施する。

図2.17 簡易現地調査による判定の流れ

可能性があることから、対策工の必要性等について検討するため詳細調査を実施する。

- 重点監視（降雨時要水位観測）：
地下水位が低い場合（Nd 値 ≤ 10 の層で水位を確認できない場合）は、盛土材料の強度が低下している可能性は低いが、水の影響を受けやすい盛土であることから、防災カルテを作成し、定期点検により状況を確認する。
- 重点監視（定期観察）：
③の場合は、盛土材料の強度が低下している可能性は低いが、水の影響を受けやすい盛土であることから防災カルテを作成し、定期点検により状況を確認することとした。

3. 山岳道路盛土の耐震補強法の検討および提案

3.1 崩壊への影響検討（締固め、水位）

3.1.1 模型実験による検討

盛土の締固め度、浸透水位、対策工をパラメータとして、遠心模型実験を行い、それぞれの影響を確認した。

表 3.1 に実験条件を、図 3.1 に模型断面を示す。なお、表 3.1 中の「のり尻水位」は盛土高 1/3 でのり面からの水位とし、また図表中の数値は全て模型スケールで示している。対策工は、盛土底面に 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、盛土背面地山の上部から水の 50 倍の粘性をもつメトロゾ水溶液を浸透させた。加振波形は、道路橋示方書⁴⁾の I 種

表 3.1 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
2	85%	GL-21mm	底面排水層(珪砂3号) L=90mm	35.6G
3	82%	GL-28mm	底面排水層(珪砂4号) L=50mm	47.4G
4	82%	GL-32mm	底面排水層(珪砂4号) L=180mm	43.8G
5	82%	GL-60mm	底面排水層(珪砂4号) L=290mm	47.8G
6	82%	GL-74mm	底面排水層(珪砂3号) L=290mm	45.3G
7	82%	GL-18mm	のり尻ふとんかご	44.7G

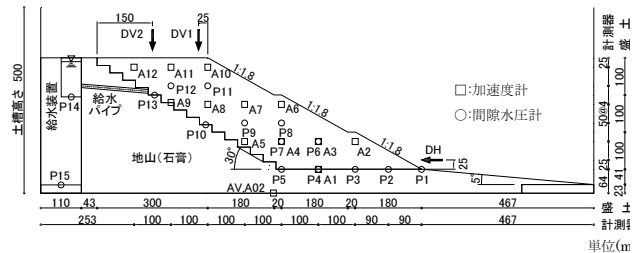


図 3.1 模型断面(Case1)

地盤におけるレベル 2 タイプ 2 地震動を用いた。

図 3.2 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。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、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 3.3 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 3.3 a) はのり尻付近の浸

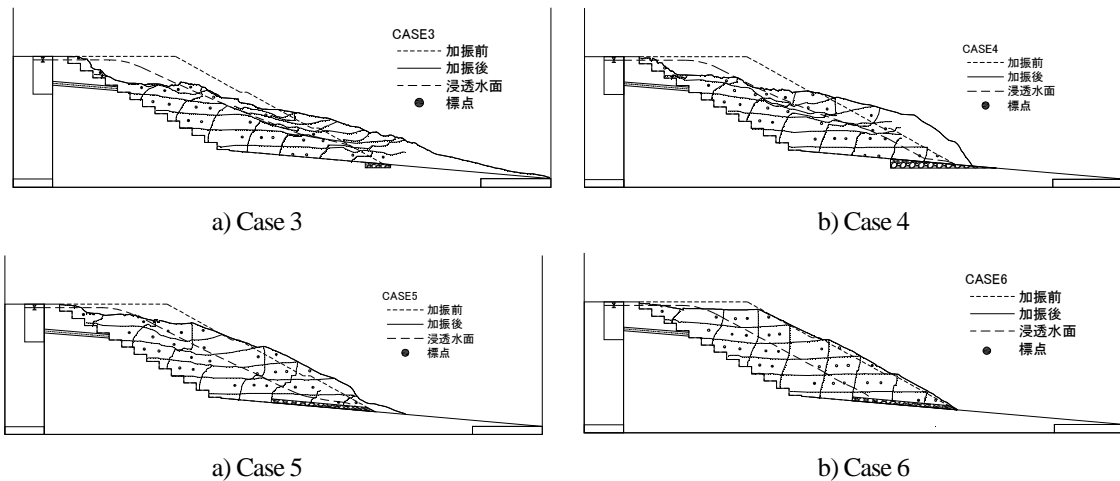


図 3.2 盛土の変形状況

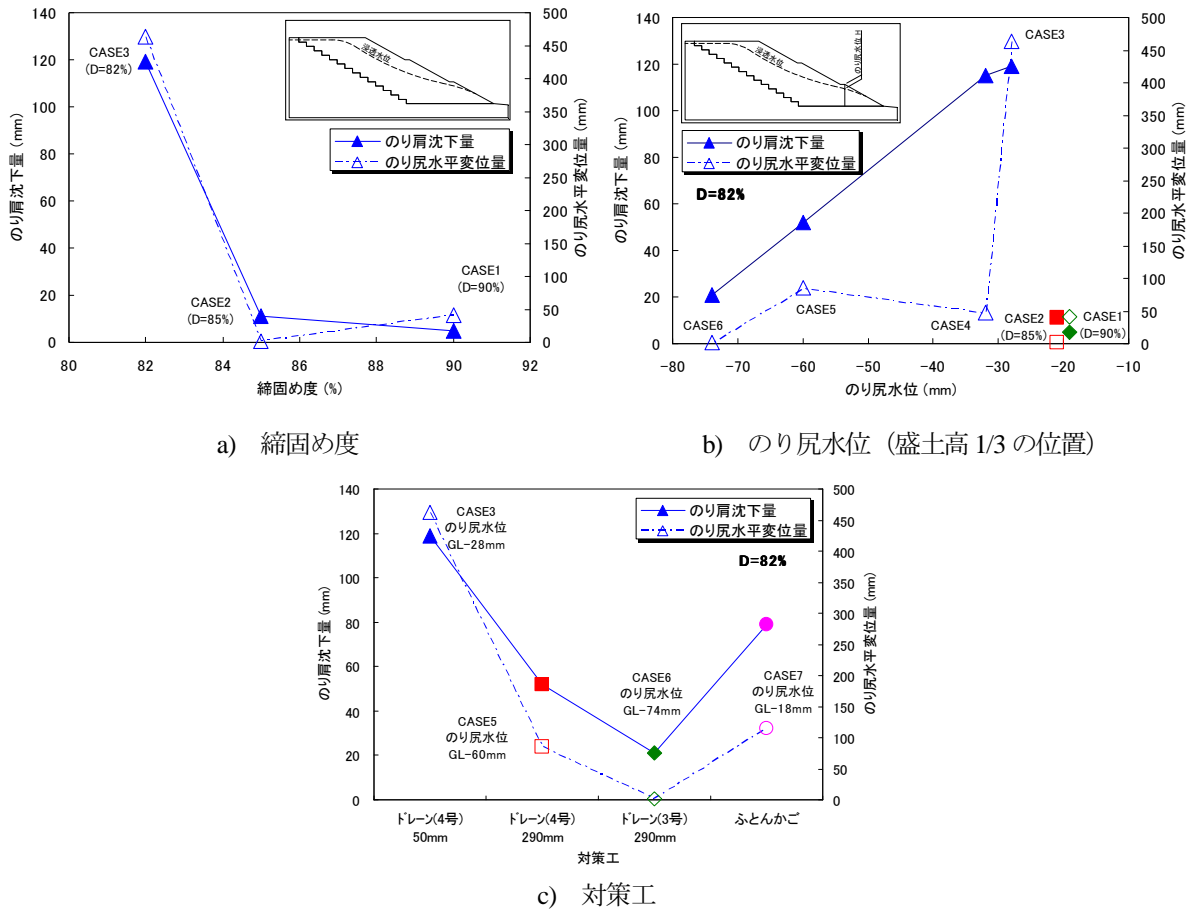


図 3.3 盛土の変形量と各パラメータの関係

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 3.3 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 3.3 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。

3.1.2 解析による検討

上記遠心模型実験を対象に、円弧すべり法による安定計算、ニューマーク法による残留変形解析を実施した。解析は模型実験に合わせて、盛土の締固め度、浸透水位

をパラメータとして 6 ケース実施した。各ケースの解析モデルを図 3.4 に示す。なお、ここでは、寸法は全て重力場換算した値を用いている。解析で用いた盛土材 (江戸崎砂) の強度定数を表 3.2 に示す。盛土材の c 、 ϕ は CD 試験の結果を用いた。今回用いた盛土材のせん断挙動には明瞭なピークが見られなかったため、残留強度時の c 、 ϕ は考慮していない。また、加振直前の浸透水位に対応する間隙水圧を考慮した。さらに本解析では、表層すべりを考慮せず、盛土天端を通る円弧すべり線を想定した。

円弧すべり法およびニューマーク法による解析結果を表 3.3、図 3.5、図 3.6 に示す。

図 3.5 は常時の円弧すべり法の安定計算による最小安

表 3.2 解析に用いた地盤定数

締固め度 D (%)	内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 C (kN/m ²)
90	35.7	2.5
85	33.9	1.1
82	32.8	0.26

※CD試験結果

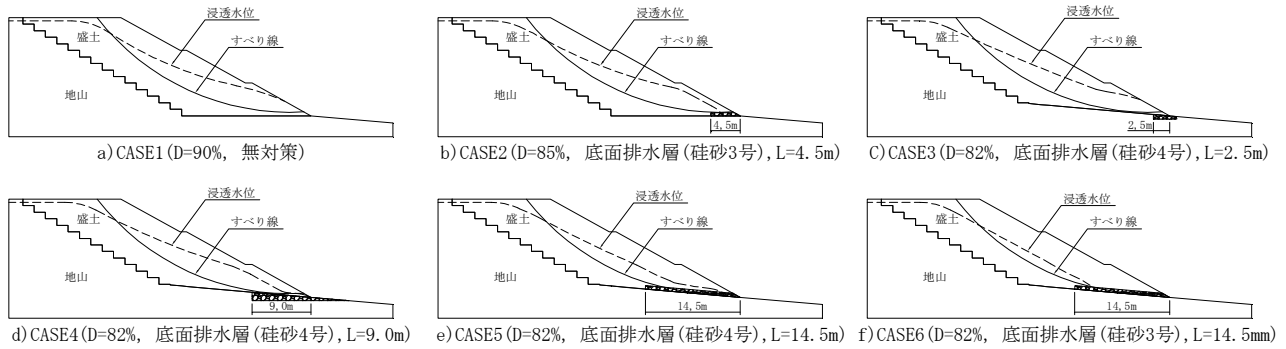


図3.4 解析モデル

全率と模型実験ののり肩沈下量との関係を示している。 $D=82\%$ のケースを比較すると、浸透水位が高く、安全率が小さくなるにつれ、のり肩沈下量が大きくなる傾向が見られる。 $D=90\%$ 、 85% では、同程度の安全率の $D=82\%$ (CASE5)と比べると、のり肩沈下量は小さくなっている。

図3.6はニューマーク法による滑動変位量と模型実験ののり肩沈下量との関係を示している。 $D=82\%$ で浸透水位が低いCASE5、CASE6では実験値と解析値で近い値となった。しかし、浸透水位が高いCASE3、CASE4では解析値が大きく発散する結果となった。また、 $D=90\%$ 、 85% では、実験値よりも解析値のほうが大きな値となった。

各手法による解析の結果、安全率、滑動変位量とも解析値は浸透水位の影響はある程度考慮されているが、締固め度の影響はあまり考慮できないことが分かった。この原因として、盛土材のパラメータとして今回の解析ではCD試験による c 、 ϕ 、および加振前の間隙水圧を用いているが、CD試験による c 、 ϕ は締固め度の変化にさほど敏感ではないこと、実際の盛土の挙動は、地震動の作用に伴う繰り返し荷重による過剰間隙水圧の発生およびそれに伴う盛土材の強度低下の程度に依存するためであると考えられる。

3.2 崩壊への影響検討 (締固め、水位、盛土高)

3.1を踏まえ、盛土高、基礎地盤の条件、浸透水位、底面排水層の敷設長をパラメータとして、50Gあるいは75Gの遠心場で実験を実施した。表3.4に実験条件を、図3.7に模型断面を示す。なお、表3.4中ののり尻水位は盛土高1/3でのり面からの水位である。また図表中の数値は全て模型スケールで示している。対策工は、盛土底面に厚さ約10mmの排水層を敷き、敷設長・ドレン材(珪砂3号、4号)・給水パイプの位置を変えることで、盛土内の浸透水位を調節した。盛土作製後、所定の遠心加速度まで到達させ、盛土背面地山の任意箇所から

表3.3 解析結果一覧

CASE	締固め度D (%)	実験結果		解析結果	
		のり尻水位 (GL- m)	のり肩沈下量 (m)	最小安全率	滑動変位量 (m)
1	90	0.97	0.24	1.22	1.80
2	85	1.06	0.55	1.13	2.92
3	82	1.39	5.93	1.01	6.00
4	82	1.60	5.74	1.04	6.00
5	82	3.01	2.60	1.18	2.06
6	82	3.71	1.04	1.31	1.04

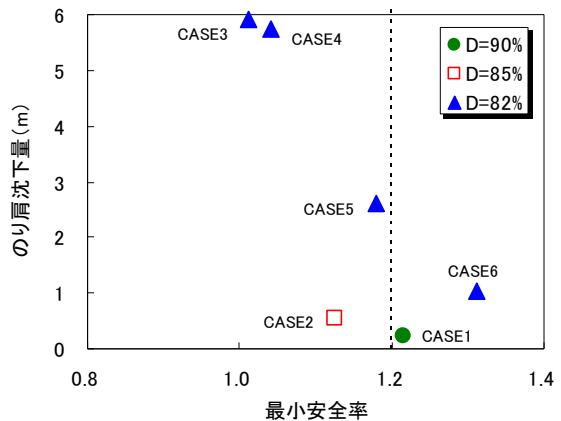


図3.5 円弧すべり安全率と実験による沈下量の関係

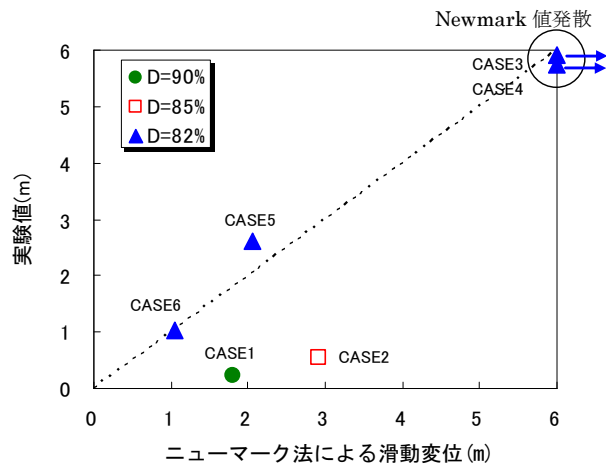


図3.6 ニューマーク法による滑動変位量と実験による沈下量の関係

水の50倍あるいは75倍の粘性をもつメトロゾ水溶液を浸透させた。

加振波形は、道路橋示方書³⁾に示されている、I種地盤におけるレベル2タイプ2地震動をCASE07_1-4,5,6に、レベル2タイプ1地震動をcase07_2,3にそれぞれ用いた。

図3.8、図3.9に盛土のり尻沈下量と浸透水位、対策工との関係をそれぞれ示す。なお、図中の凡例は、浸透水位(◆、■)、高盛土(●)、基礎地盤(△)の検討条件毎で分類して示しており、数値は重力場換算した値である。

図3.8は盛土のり尻沈下量とのり尻水位との関係を示しており、ここでは盛土高1/3での盛土厚に対する浸透水位の比でのり尻水位を表した。各検討条件とも、のり尻水位の低下に従ってのり尻沈下量も小さくなっていることがわかる。また盛土背後の浸透水位を下げたCASE07_1-4は、のり尻水位を下げたケースと同程度ののり尻沈下量となった。高盛土のケースでも、のり尻水位を下げることで盛土の変形が大幅に低減していることがわかる。基礎地盤が液状化地盤のケースでは、のり尻水位の低下による盛土の変形抑制効果は小さい結果となった。

図3.9は盛土のり尻沈下量と底面排水層敷設長との関係を示しており、底面排水層長とのり面長との比を横軸とした。図からのり面長の1/2程度まで底面排水層を敷設し、のり尻付近の浸透水位を低下させることで盛土の変形が抑制されていることがわかる。基礎地盤が液状化地盤のCASE07_6では、のり面長の1/2程度まで敷設しても盛土の変形は大きくなった。

図3.10に盛土の変形状況を示す。のり尻付近の浸透水位を低下させたCASE06_6は盛土全体でその変形は小さいが、盛土背後の浸透水位を低下させた07_1-4ではのり尻付近の変形が顕著である。高盛土のケースでは、やや高めの水圧で大規模な流動崩壊となっているが、のり尻水位を低下させることで大幅に変形を抑制していることがわかる。また基礎地盤が液状化地盤のCASE07_5,6では、盛土内の浸透水位が高いと盛土に流動的な崩壊が生じている。のり尻付近の浸透水位を下げた場合でも、盛土自体の変形は小さくなっているものの、基礎地盤の変形に伴って盛土も沈下する結果となった。

以上の結果から、盛土のり尻付近の浸透水位を下げることで、より効果的に盛土の残留変位を小さくできる可能性がある。ただし、基礎地盤の液状化が生じる場合には、盛土内の浸透水位を低下させるとともに、基礎地盤の対策も必要であると考えられる。

表3.4 実験条件

CASE	遠心加速度	盛土高	締固め度	基礎地盤	浸透水位		対策工	最大加振加速度
					盛土内	のり尻		
06.3	50G	300mm (15m)	82%	石膏	高	GL-28mm (1.4m)	底面排水層【珪砂4号】 L=50mm (2.5m)	47.4G
06.5					高	GL-60mm (3.0m)	底面排水層【珪砂4号】 L=290mm (14.5m)	47.8G
06.6					高	GL-74mm (3.7m)	底面排水層【珪砂3号】 L=290mm (14.5m)	45.3G
07_1-4	低	GL-0mm (0.0m)	底面排水層【珪砂4号】 L=50mm (2.5m)		41.5G			
07.2	75G	400mm (30m)	82%		高	GL-110mm (8.3m)	底面排水層【珪砂3号】 L=290mm (21.8m)	21.5G
07.3					高	GL-79mm (5.9m)	底面排水層【珪砂3号】 L=150mm (11.3m)	21.5G
07.5	50G	300mm (15m)	82%	江戸崎砂 D _c =82%	高	GL-34mm (1.7m)	底面排水層【珪砂3号】 L=90mm (4.5m)	42.7G
07.6					高	GL-89mm (4.5m)	底面排水層【珪砂3号】 L=290mm (14.5m)	43.2G

※ () 内は重力場換算値

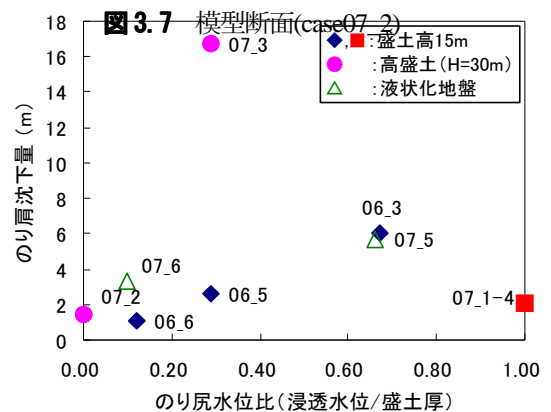
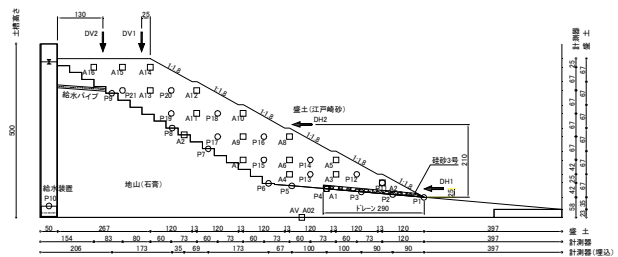


図3.8 盛土変形量～のり尻水位関係

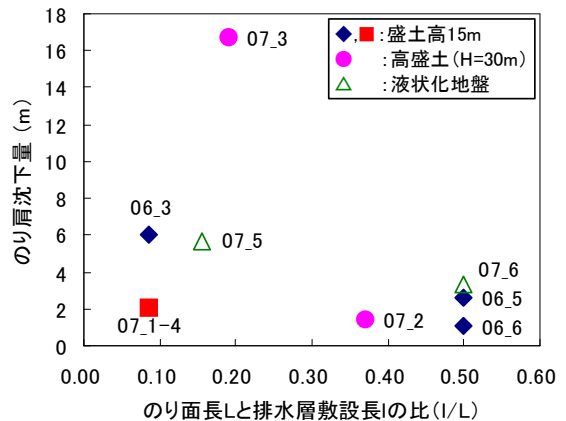


図3.9 盛土変形量～底面排水層敷設長関係

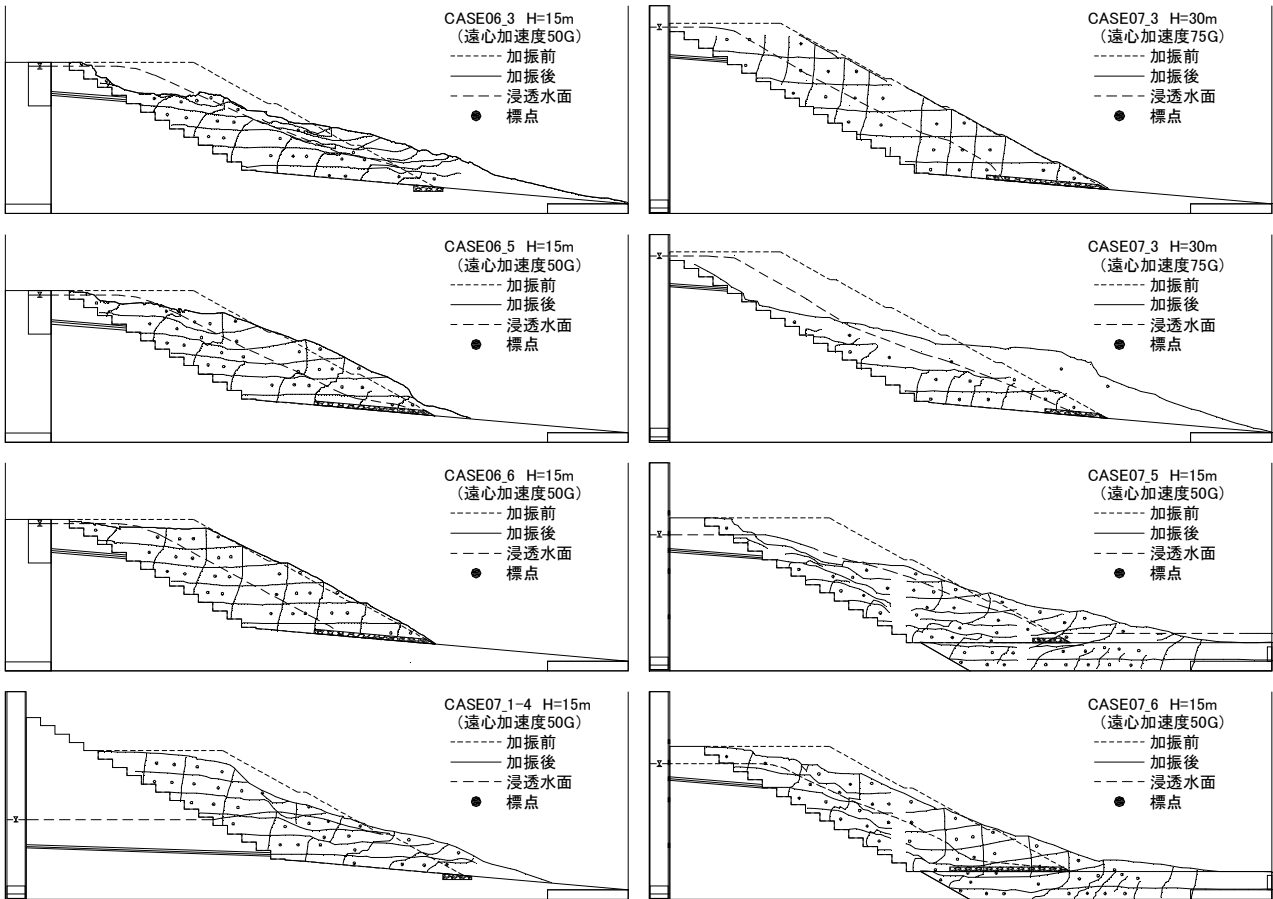


図 3.10 盛土の変形状況

3.3 耐震補強法の検討

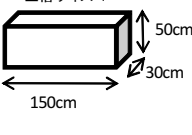
3.3.1 模型実験による検討

遠心模型実験により耐震補強工の効果の検討を行った。**表 3.5**に実験条件を、**図 3.11**に模型の概要を示す。加振波形は、道路橋示方書⁴⁾に示されている I 種地盤におけるレベル 2 タイプ 2 地震動を用いた。**写真 3.1**に加振終了後の状況を示す。

図 3.12にのり肩沈下量の経時変化を、**図 3.13**にのり尻水平変位量の経時変化を、**図 3.14**にのり肩沈下量の残留値を示す。

Case1 と 2 では、のり尻付近の水位はほとんど同じであるが、横ボーリングによる排水を行った場合は盛土内の浸透水位が抑えられ、のり尻の流動や天端沈下量は小さくなっている。1 と 3 では、のり肩沈下量の経時変化はほとんど同じであるが、ふとんかごによる押え効果により盛土のり尻の水平変位が減少し、崩壊には至っていない。ただし実験では、ふとんかご同士を連結していないためふとんかご間での滑動が生じたが、連結すればより高い押え効果が発揮できるものと考えられる。また、実験でのふとんかごの設置位置では、浸透水位を下げるにはあまり効果がなく、可能であればのり尻部を掘削してよ

表 3.5 実験条件

CASE	盛土形状	地山形状			耐震補強工
		材料	盛土背面	盛土底面	
1	・形状：片盛土 ・材料：江戸崎砂 ・のり面勾配：1:1.8(29°) ・盛土高さ：30cm ・締固め度：82% ・土槽サイズ： 	石膏	30°	5°	無対策
2					横ボーリング(傾斜角 5°、60mm間隔で4本×2層)
3					ふとんかご(3段、高さ 20mm×幅60mm×奥行き100mm)
4					押え補強盛土(補強材は20mm間隔で4層)
5					押え補強盛土(同上)及び横ボーリング
6					トレンチ(珪砂3号)

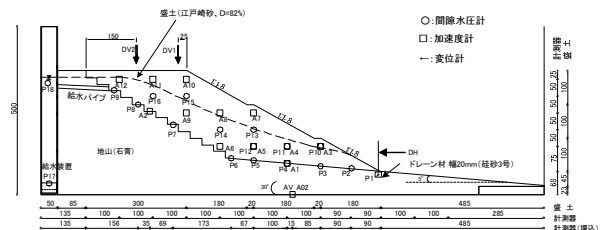


図 3.11 模型の概要 (Case1)

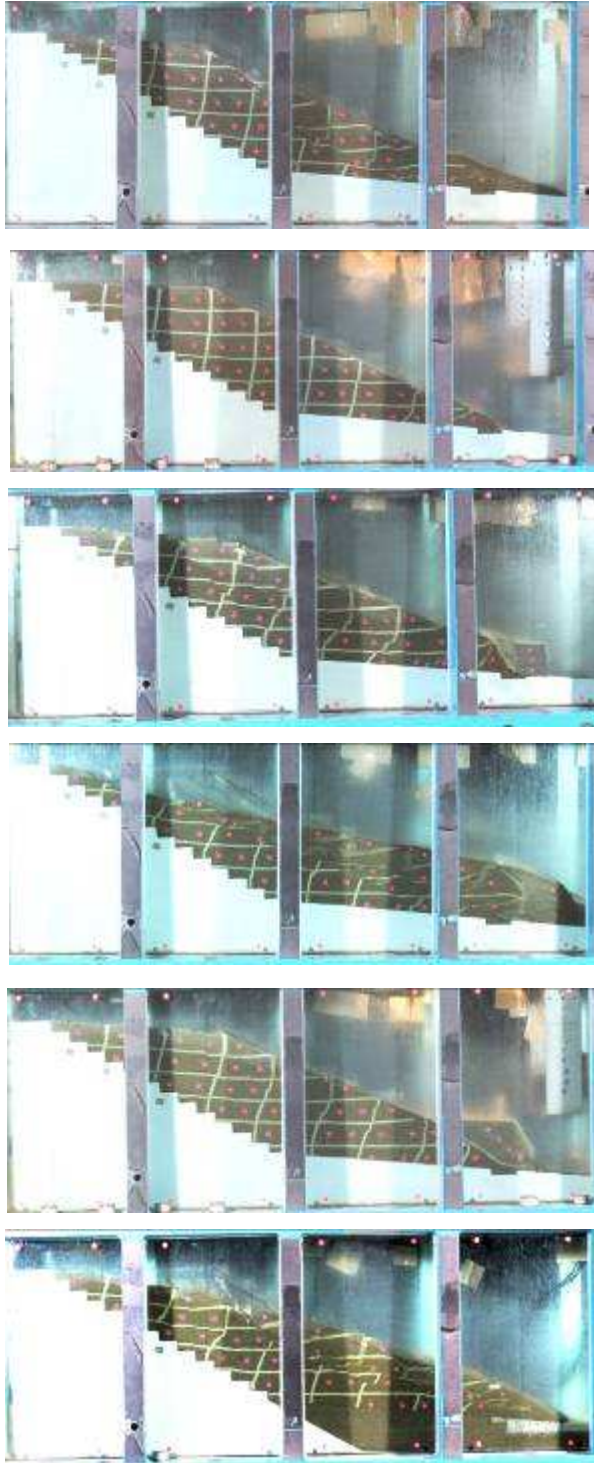


写真 3.1 加振終了後（上から Case 1, 2, 3, 4, 5, 6）

り盛土内部に設置する、あるいは排水ボーリングを併用することがより効果的である。押え補強盛土単独では盛土内水位が高くなりやすいため抑止効果は小さいが、上記同様排水ボーリングを併用することで改善が図られ変形量を抑えられることが分かる。なお、実験では、押え補強盛土の締固め度を既設盛土に合わせて 82% に設定したが、十分な締固めを行うことでさらに対策効果が高

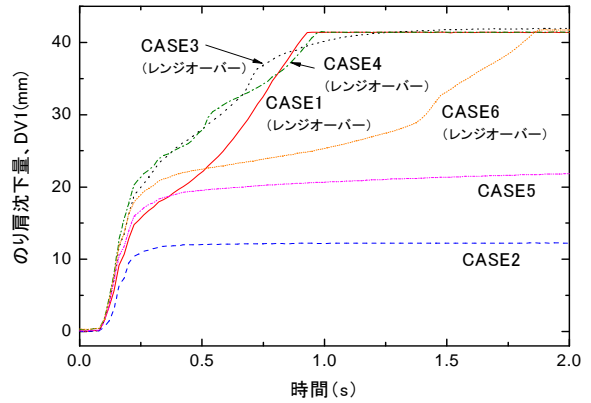


図 3.12 のり肩沈下量の経時変化

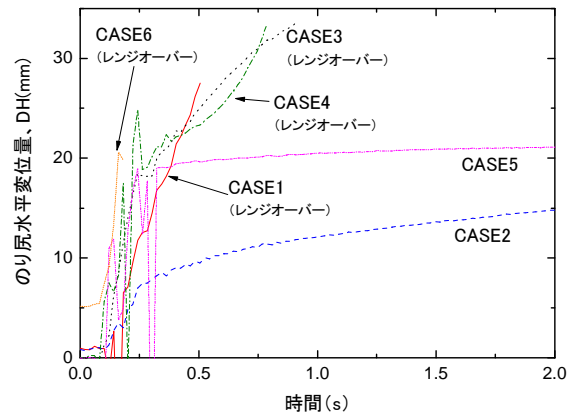


図 3.13 のり尻部の水平変位の経時変化

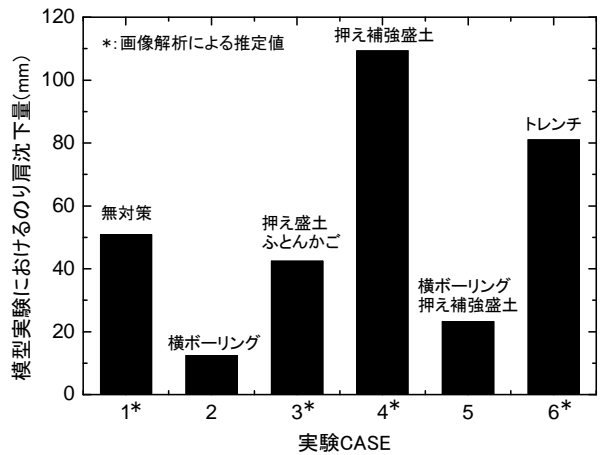


図 3.14 のり肩沈下量の残留値

まる可能性がある。Case 6 のトレンチは、のり尻部を掘削すると崩壊するおそれがある場合を想定したものであるが、盛土外部に設置しているため今回の実験条件では効果は見られなかった。

3.3.2 解析による検討

上記の動的遠心模型実験結果を対象に、円弧すべり法により常時の安全率を算出するとともに、山岳道路盛土

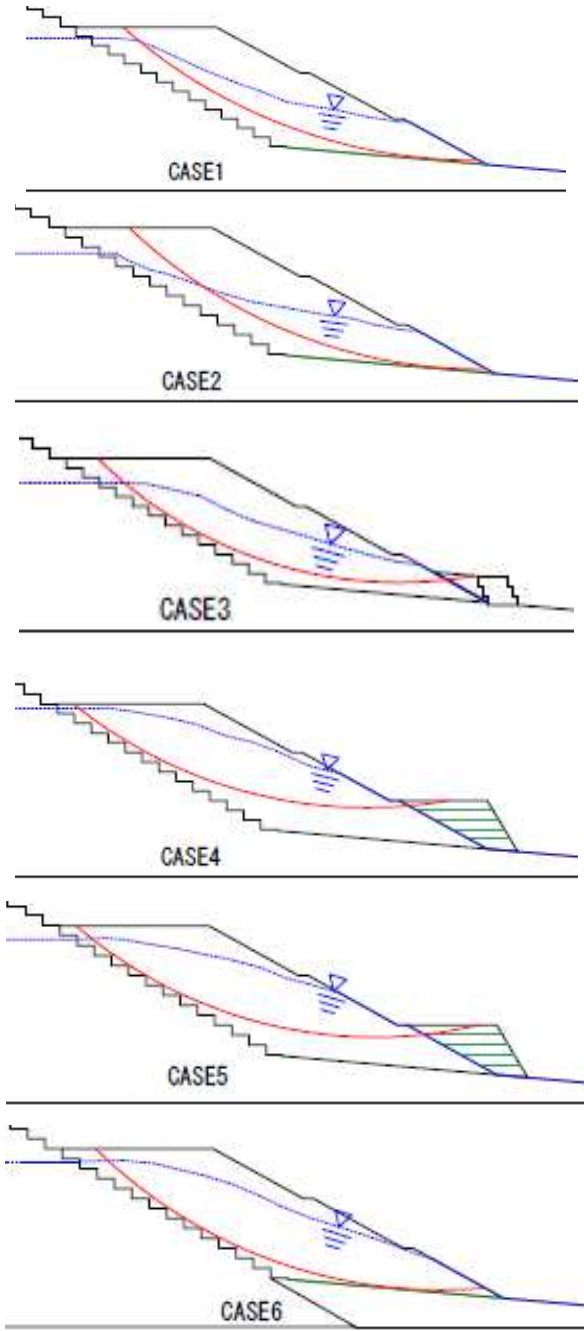


図 3.15 解析モデル及びすべり面

の耐震性能評価手法としてのニューマーク法の適用性を検討した。

表 3.6 に解析で用いたパラメータを示す。ニューマーク法による残留変形解析で用いた入力地震動は、上記の動的遠心模型実験と同じ波形を用いた。また、盛土天端におけるすべり面の位置は、写真 3.1 に示した盛土の変形状況に合わせて設定した。図 3.15 に解析モデル及びすべり面を示す。

表 3.7 に円弧すべり法による安全率、ニューマーク法によるのり肩沈下量、実験におけるのり肩沈下量(実

表 3.6 解析で用いたパラメータ

種類	Dc (%)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_t (kN/m ³)	c_d (kN/m ²)	ϕ_d (°)
江戸崎砂	82	18.0	15.3	0.3	32.5
地山 (石膏)	-	19.0	19.0	0	90
地山 (江戸崎砂)	100	18.0	15.3	0.3	40
ふとんかご	-	19.0	19.0	0	35

表 3.7 解析結果一覧

CASE	実験結果	解析結果	
	のり肩沈下量(m)	のり肩沈下量(m)	安全率
1	2.55*	2.86	1.185
2	0.62	2.43	1.220
3	2.12*	1.93	1.306
4	5.47*	3.40	1.165
5	1.16	2.64	1.241
6	4.05*	9.97	1.025

*: 画像解析による推定値

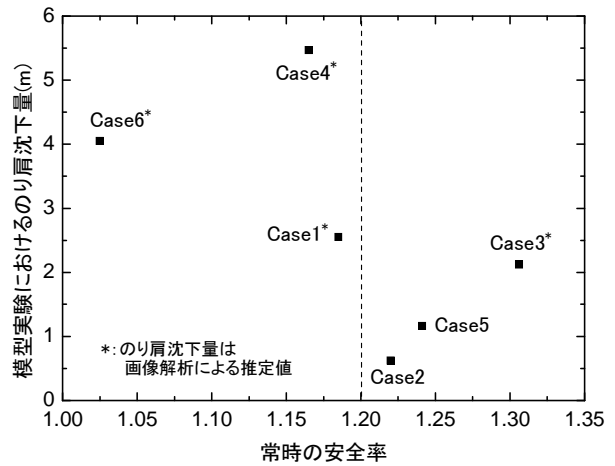


図 3.16 円弧すべり法による常時の安全率と実験におけるのり肩沈下量の関係

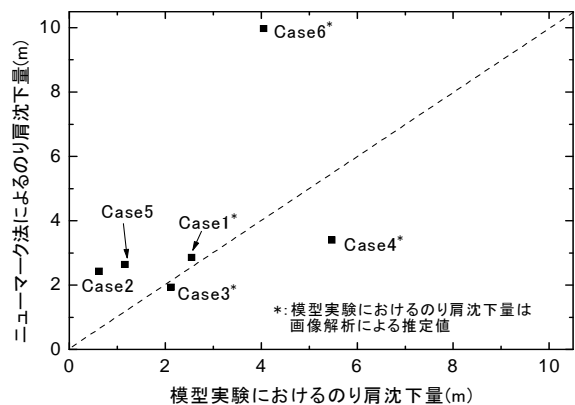


図 3.17 ニューマーク法によるのり肩沈下量と実験におけるのり肩沈下量の関係

物換算)を示す。Case1、3、4、6における模型実験ののり肩沈下量は、画像解析による推定値である。

図 3.16 は、円弧すべり法によって算出された常時の安全率と実験におけるのり肩沈下量の関係である。全体的に、常時の安全率が高いほど地震時ののり肩沈下量は小さくなる傾向にあることが分かる。また、同図より、常時の安全率が 1.2 程度確保されている盛土では、レベル 2 地震動に対して 1~2 m 程度ののり肩沈下量が生じることが分かる。特に、Case1、4、6においては、浸透水位の影響で常時の安全率が 1.2 を下回っており、それに伴いより大きなのり肩沈下量が生じている。また、Case3 においては、ふとんかご間の滑動が生じており、これは円弧すべり法では評価することができないため、常時の安全率を過大に評価している可能性がある。

図 3.17 は、ニューマーク法による地震時の滑動変位量から求まるのり肩部の沈下量と実験におけるのり肩沈下量の関係を示している。全体的には、ニューマーク法によるのり肩沈下量の方が実験におけるのり肩沈下量よりも大きい傾向にあることが分かる。実際の盛土は、繰返し応力による変形の累積性、軟化性などの非線形性を示すため、剛・完全塑性体を仮定するニューマーク法は厳密な方法ではない。今回の解析では、CD 試験による強度定数及び加振直前の静水圧状態の間隙水圧を解析パラメータとして用いているが、対象とした盛土の挙動は、地震動の作用に伴う繰返し荷重による過剰間隙水圧の発生及びそれに伴う盛土材料の強度低下にも依存しており、ニューマーク法ではこれらを考慮することができない。また、今回の解析では、すべりブロックに作用する慣性力を入力地震動とすべりブロックの自重から算出しており、盛土の応答特性は考慮していない。しかしながら、実験における浸透水位の違い及び耐震補強工の効果による地震時残留変位の違いをニューマーク法により定性的には表現できているといえる。

3.4 既設山岳盛土の耐震補強法の提案

2.3 で述べたように、盛土の緊急点検にあたり耐震診断方法を整理した点検要領を提案している。この点検において、「要詳細調査」と判断されるものについては、耐震補強についての検討を行い、必要な補強を実施する必要がある。このため、上記検討結果を踏まえ、「詳細調査及び耐震対策の考え方」を提案した。図 3.18 に詳細調査・対策検討の流れを示す。「盛土の緊急点検」は、平成 22 年度以降に適宜詳細調査の段階に移行しており、これに基づいて対応が進められているところで、以下に「詳細調査・対策検討の考え方」の概要を述べる。

3.4.1 事前精査

詳細調査に先立ち、簡易現地調査における判定結果の精査を行い、①要詳細調査、②重点監視（降雨時要水位観測）、③重点監視（定期観察）の分類を確定し、カルテを作成する。詳細調査が必要と判断された箇所については、対策の必要性の検討や対策工の選定を行うために、想定される被災規模と被災による影響の観点から優先度を考慮して、順次詳細調査を実施する。詳細調査までの間はカルテに基づき、「重点監視箇所（降雨時要水位観測）」と同様に定期点検及び水位観測を行うものとしている。

なお、対策実施の必要性が明らかであり、盛土のり尻近傍に民家や避難施設等が存在しない箇所では盛土高が 15m 程度以下の場合には、崩壊規模等の観点から、詳細調査を行わずにのり尻補強工による対策を行ってもよいこととした。想定される被災規模と被災による影響は、以下の観点から考慮することとした。

① 想定される被災規模

- ・湧水量の多い箇所（常時湧水が見られ簡易現地調査により盛土内に水位が観測された箇所、簡易現地調査による盛土のり尻部の水位が特に高い箇所（GL-1.0m 程度以上）等）
- ・盛土高が高い箇所（15m 以上を目安）
- ・のり面のはらみだしや路面損傷等の変状が進行している箇所

② 被災による影響

- ・盛土のり尻近傍に民家や避難施設等が存在する箇所等（隣接する施設に及ぼす影響が大きい）
- ・万一損傷した場合に路面への影響が大きい箇所、応急復旧による迂回路の設置が困難な箇所（盛土が損傷した場合の道路の交通機能への影響が大きい）

3.4.2 詳細調査

盛土内の水位の把握、盛土材料の把握を目的に詳細調査を実施する。

主な調査項目は以下のとおりであるが、具体的な調査内容、調査箇所については現地状況に合わせて設定する必要がある。

- ①ボーリング、サウンディング調査等（標準貫入試験、サンプリング、サウンディング、盛土材料の土質分類（粒度試験、土粒子の密度試験、含水比試験、液性限界・塑性限界試験）等）

- ②ボーリング孔あるいはサウンディング孔を利用した水位観測調査（盛土崩壊の恐れのある箇所に測線を設定し、盛土高さに応じて 1~2 箇所程度。平常時および降雨後（連続雨量あるいは 24 時間累積雨量 30mm 程度以上）1~2 日以内に盛土内水位を観測）

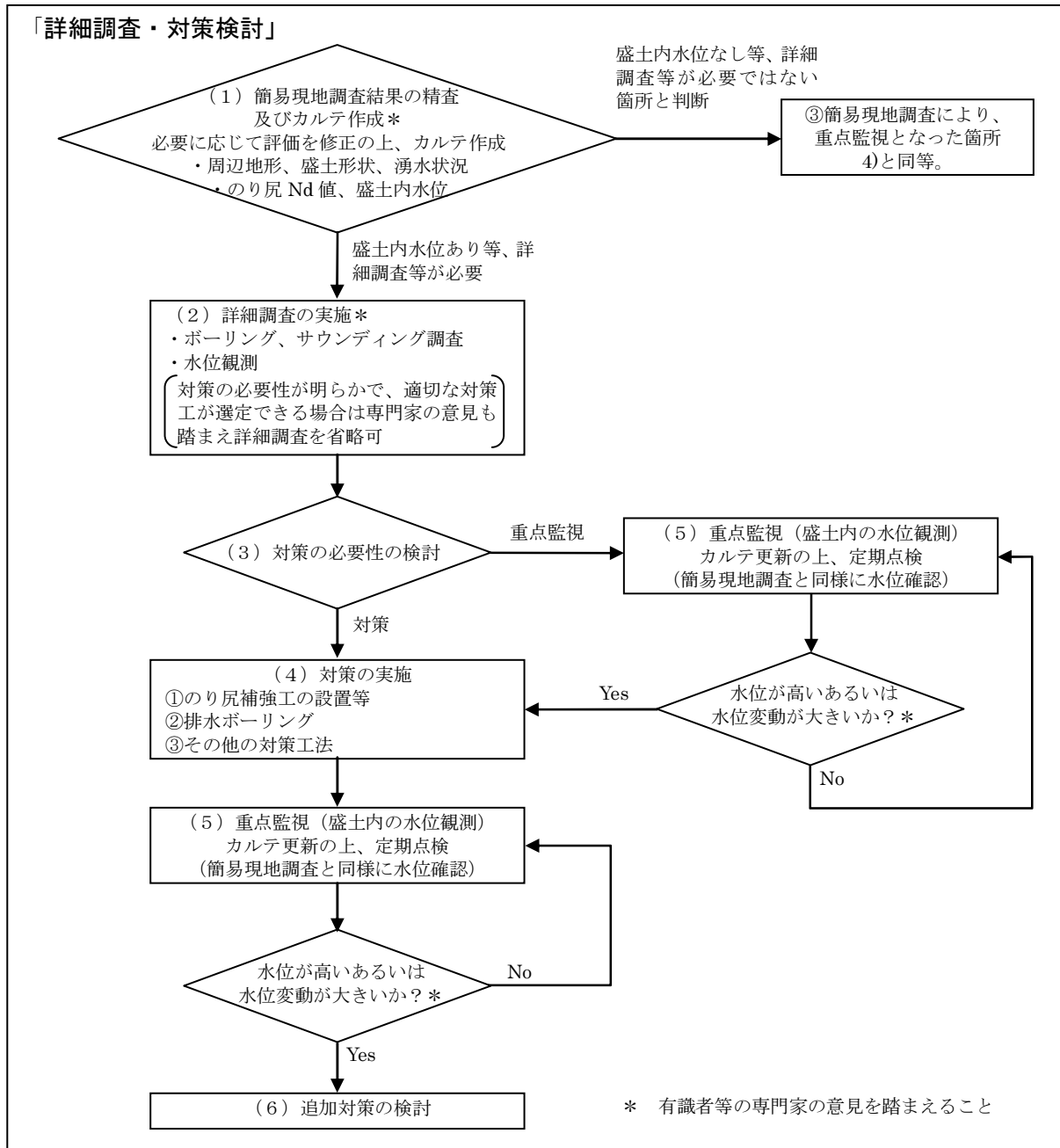


図 3.18 詳細調査・対策検討の流れ

3.4.3 対策の必要性の検討および実施

簡易現地調査および詳細調査の結果、盛土内水位が観測位置ののり尻からの高さの 1/3 程度を目安とし、水位が高い場合には対策を実施し、低い場合には「重点監視（盛土内の水位観測）」とした。ただし、盛土内水位が低い場合でも、地山の位置や盛土材料の状態等により、必要に応じて対策を行うこととしている。

対策工法としては、大規模な崩壊による甚大な被害を防止する観点から、「排水ボーリング」や排水性の高いふとんかご等の「のり尻補強工」といった排水対策を優先的に検討し、対策実施後は効果を継続的に確認する必

要があるため後述する「重点監視（盛土内の水位観測）」とし、盛土内の水位低下や降雨後（連続雨量あるいは 24 時間累積雨量 30mm 程度以上）の盛土内の水位変動を確認することとした。

排水による目標水位は、地盤位置を考慮して以下 a) および b) のように設定した。なお、ボーリングやサウンディング調査等の結果、地山位置が不明確な場合は、a) を参考に現場条件を踏まえて設定することとした。また、排水ボーリング施工後、下記 a)、b) の目標水位を達成できない場合は、追加対策を実施するものとした。

a) 地山位置が低い場合の対策における目標水位

のり尻補強工を設置する場合：

盛土高の $1/2 \sim 1/3$ 以下の範囲で、のり尻からの高さの $1/2$ 程度以下を目安としてよい。

のり尻補強工を設置しない場合：

盛土高の $1/2 \sim 1/3$ 以下の範囲で、のり尻からの高さの $1/3$ 程度以下を目安としてよい。なお、のり尻部の水位は地山位置以下まで低下させることが望ましい。

b) 地山位置が高い場合の目標水位

盛土高の $1/2 \sim 1/3$ 以下の範囲で、地山位置以下を目安としてよい。

3. 4. 4 対策後等の重点監視（盛土内の水位観測）

盛土内の水位は降雨により変動するものであるが、降雨量には変動があるため、それを踏まえたうえで長期的に盛土内水位の確認が必要である。このため、対策実施箇所および重点監視箇所と判定された箇所については、定期点検及びボーリング孔等を利用した水位観測を行うものとした。定期点検及びボーリング孔等を利用した水位観測は、梅雨・秋雨時期等を考慮し年1～2回の頻度で実施する。

なお、降雨量と盛土内の水位の関係を連続的に把握することは、盛土の安全性や対策効果の確認を行う上で有効である。そのため、被害規模が大きくなると想定される盛土高が高い箇所、盛土内水位が高いあるいは水位変動が大きい箇所については、定期点検時の水位観測だけでなく、計測機器等により連続的に水位観測を行うことが望ましい。

4. まとめ

過去の被災事例や模型実験を通じて、山岳盛土の大規模崩壊の要因分析を行った結果、盛土高、締固め、盛土

内水位が大きく影響することを確認した。この結果は、本研究の期間中に発生した、2009年の駿河湾地震での東名高速道路盛土の崩壊を受けた盛土の緊急点検における点検要領として、地形条件等によるスクリーニング手法、サウンディングおよび簡易水位観測による耐震診断法として提案し、実務で活用されている。

また、模型実験を通じ、排水ボーリングによる水位対策やふとんかご等によるのり尻補強工の効果を確認し、上記緊急点検を踏まえた大規模崩壊を防止する観点での耐震補強法の考え方を提案し、上記緊急点検以降の対応の考え方として国土交通省において活用されている。

一方、2011年3月に東北地方太平洋沖地震が発生しており、本地震における被災地域内にも上記緊急点検の対象となっている盛土が存在している。このため、本地震を踏まえたフォローアップを行っていく必要がある。また、本研究における検討は、地下水位をベースとした検討であり、今後はさらに降雨による表面浸透の影響を踏まえた降雨・地震の複合作用を考慮した検討を進めていくことも必要である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会(1999):道路土工のり面・斜面安定工指針.
- 2) 能登有料道路復旧工法検討委員会：平成19年3月25日能登半島地震「能登有料道路復旧工法検討委員会—土工部会—報告書」、平成20年4月
- 3) 道路保全センター：「平成8・9年度道路防災総点検要領（豪雨・豪雪等）」、1996.
- 4) (社)日本道路協会：「道路橋示方書V耐震設計編」、2002.

SEISMIC RETROFITS FOR ROAD EMBANKMENTS ON MOUNTAIN SIDE

Abstract : This study was carried out for the purpose of suggesting the rational and economical seismic diagnostic method and seismic reinforcement method to road embankments on mountain side. By collapse example analysis and dynamic centrifugal model tests, it was inspected the requisite conditions and the reinforcement methods against earthquake to road embankments on mountain side. As the result, it was suggested the simple seismic diagnostic method by using the sounding test and the monitoring of groundwater level. And also, it was suggested the seismic reinforcement methods to existing road embankments on mountain side.

Key words : road embankments, earthquake, seismic diagnosis , seismic reinforcement