

第 部門

増幅を考慮した Newark 法を用いた能登有料道路の実被災盛土のすべり破壊シミュレーション

大阪大学工学部	学生員	西山 大策
大阪大学大学院工学研究科	正会員	常田 賢一
大阪大学大学院工学研究科	正会員	小田 和広
大阪大学大学院工学研究科	正会員	都間 英俊

1. 概要

近年，新潟県中越地震や能登半島地震に代表される大規模地震において，山間部を中心に道路盛土の被害が多数発生し，道路機能の低下や道路ネットワーク機能の著しい低下が引き起こされ，経済的・社会的に大きな影響が及ぼされた．そのため，道路盛土に対する耐震対策が急務とされており，常田らはすべり破壊制御概念に基づく耐震対策が有効であることを述べているとともに，経済的かつ効果的な耐震対策工法の開発と道路盛土のすべり発生に対する変形特性を適切に評価する解析手法の提案を行っている．本論文では江川らによって提案されている盛土内の加速度増幅を考慮したNewmark法をもちいて，2007年の能登半島地震における能登有料道路の実被災盛土¹⁾を対象にすべり破壊シミュレーション解析を行い，解析手法の適用性について検討を行っている．

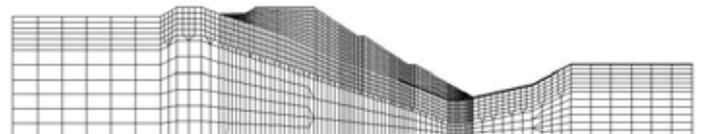
2. 解析概要

(1) 解析手法

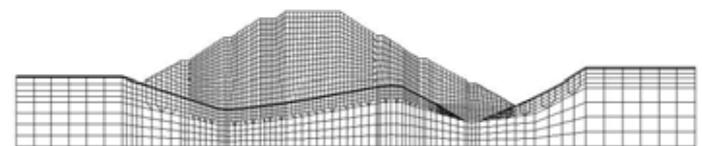
本研究においては盛土内の加速度増幅を考慮したNewmark法を用いる．解析手法の詳細については関連論文を参照されたい²⁾．

(2) 解析モデル

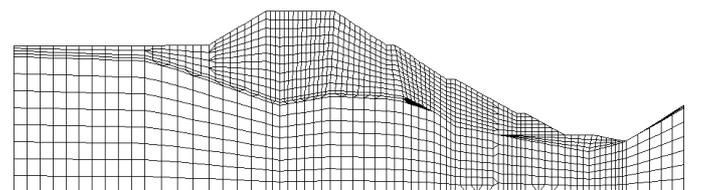
能登有料道路において三ヶ所の大規模な盛土被害のあった箇所番号縦 39 の 3 断面を解析対象とする．図 1 に動的解析に用いた各断面の解析メッシュ図を示す．これらの 3 断面は比較的短い区間にありながら，それぞれ盛土形状，地形条件および崩壊規模・形態が異なっていた．表 1 に動的 FEM 解析および円弧すべり計算に用いた解析パラメータを示す．盛土層の単位体積重量および強度定数は非崩壊盛土部で採取された不攪乱資料の室内試験結果（強度定数は UU 試験）に基づき決定されている．盛土層の初期剛性は非崩壊部において実施されたボーリング調査における N 値を基に大崎の式を適用し算出した．入力波形は，能登半島地震において気象庁・富来観測所で計測された加速度波形の EW 成分を用いることとする．なお，富来の計測波形は地表面で観測されたものであるため，非線形時刻歴応答解析により基盤相当に引き戻した波形を作成し入力波形とした．入力波形を図 2 に示す．最大振幅は約 500Gal である．



(a) 縦 39-1



(b) 縦 39-2



(c) 縦 39-3

図 1 解析メッシュ図

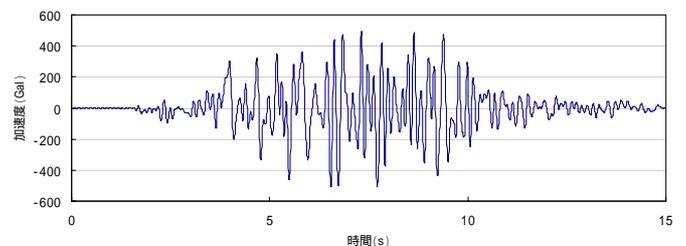


図 2 入力波形

表1 解析パラメータ

		γ^{sat} (kN/m ³)	γ^t (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (deg)	G_0 (kN/m ²)	E (kN/m ²)	m' (kN/m ²)	h_{max}	構成則
盛土部	39-1	16.0	15.0	42.0	5.0	31838.0	/	32.2	0.33	0.20
	39-2					58742.2		96.1		0.19
	39-3					57440.0		74.7		0.20
表層		17.0	16.0	30.0	0.0	66671.0	/	67.6	0.33	0.20
谷底堆積物		16.0	15.0	30.0	0.0	66671.0	/	67.6	0.33	0.20
強風化岩		18.0	17.0	61.0	20.0	/	2.0×10^6	/	0.49	/
風化岩		18.0	17.0	150.0	20.0	/	2.0×10^7	/	0.49	/

3. 解析結果

各断面における実際の推定崩壊面と解析による臨界すべり面の位置を図3に示す。すべり面の位置に関して、縦39-1および縦39-3において天端でのすべり面の位置が深くなる傾向があるものの概ね適切にすべり面を評価できているといえる。次にすべり破壊による鉛直沈下量を表2に示す。縦39-2においては実被害における変形量の半分程度の解析結果が得られた。一方、縦39-1では実被害において約10m程度の変形量があるのに対し、解析結果では過少に評価している。ここで、残存盛土部のボーリング調査結果によると、縦39断面では盛土部のN値が断面ごとに顕著に異なっていた。そこで、N値をもとに3断面で異なるせん断強度を設定した場合の検討を行う。検討に用いた強度定数を表3に示す。これは縦39-1断面において、実被害の鉛直沈下量と一致する粘着力 c をパラメトリックに検討した結果、 $c=29(kN/m^2)$ が得られた。粘着力 c と平均N値との関係は $c=9.7N$ であったため、この関係を縦39-2および縦39-3に準用した。また、縦39-2および縦39-3の残存盛土部の平均N値は比較的大きく、被災前において、縦39-2, 3の盛土は縦39-1の盛土に比べて十分に締め固められている状態であったと推察されることから縦39-2および縦39-3において沈下量が実被害と概ね一致するようパラメトリックに検討した結果、それぞれ、表3の()内の値となった。この結果によると、残留強度はピーク強度のおよそ6割程度である。実際の現象においてもせん断強度が6割程度まで低下し、比較的大きなすべり発生要因となった可能性が考えられる。

4. 結論

盛土の地山形状を適切に再現することで実被害におけるすべり特性を適切に再現できることが分かった。また本復旧の設計に準拠した定数を用いた場合、縦39-1において変形量を過小評価する結果が得られた。一方、それぞれのN値の違いを考慮した解析を実施することで、実被害の傾向に近づく結果が得られた。各断面の盛土の締め固め度やせん断強度の差異が、被害レベルの差異に繋がったと考えられる。強度定数の設定により、大きく異なる解析結果が得られたことから、変形量を算出するような性能設計では、土質調査における適切なサンプリング実施と室内試験の適切な実施が重要である。

参考文献 1) 石川県道路公社 提供資料。2) 江川祐輔, 常田賢一, 小田和広, 都間英俊, 中平明憲: 道路盛土に対する法尻補強および遮断構造の耐震効果に関する解析的検討, 第42回地盤工学研究発表会, 2007.7

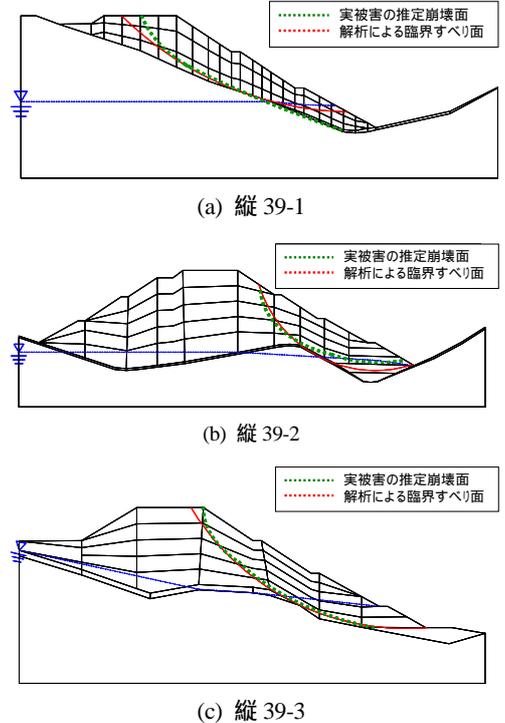


図3 すべり面位置の比較

表2 各断面の鉛直沈下量と降伏震度

	実被害における鉛直沈下量	解析による鉛直沈下量	降伏震度
縦39-1	9.67m	0.17m	0.367
縦39-2	0.98m	0.55m	0.177
縦39-3	3.97m	0.16m	0.342

表3 各断面のN値をもとに設定した強度定数

	平均N値	C(kN/m ²)		備考
縦39-1	3.0	29.0	0.0	C=9.7Nより決定
縦39-2	7.5	72.8(41.0)	0.0	
縦39-3	8.0	77.6(38.0)	0.0	