

1G 場での振動実験に基づく斜面模型の崩壊挙動の分析と Newmark 法の適用性

中村 晋¹・佐名川太亮²・阿部慶太³・渡辺健治⁴・篠田昌弘⁵・河井 正⁶

¹正会員 日本大学教授 工学部土木工学科 (〒963-8642 福島県郡山市田村町徳定字中河原1)

E-mail:s-nak@civil.ce.nihon-u.ac.jp

²正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: sanagawa.taisuke.39@rtri.or.jp

³正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail:abe.keita.06@rtri.or.jp

⁴正会員 東京大学大学院准教授 社会基盤学科 (〒113-0033 東京都文京区本郷7-3-1)

E-mail: watanabe@civil.t.u-tokyo.ac.jp

⁵正会員 防衛大学校准教授 システム工学群 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

E-mail: shinoda@nda.ac.jp

⁶正会員 東北大学大学院准教授 土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)

E-mail:t-kawai@civil.tohoku.ac.jp

本論では、1G 場での斜面模型の振動実験結果を基に、斜面の安定から不安定に至る挙動の分析、安定限界を超えた後の斜面の挙動として Newmark 法の適用性について検討を実施した。対象とした既往の振動実験では、すべり面の発生位置となる弱層、表層、基盤層の3層構造を有する、高さ1mおよび2m程度の小型、中型斜面模型を用いた。その結果、すべり面は、頂部に引張り亀裂が生じた後、離散的に生じたせん断亀裂が加振とともに進展し、連なることにより形成されることや、正弦波加振に対して、すべり安全率が1.0となる時の降伏加速度と崩壊時の作用加速度が同程度となることが分かった。さらに、Newmark法の適用に必要な条件のうちすべり面形成時の加速度等の3つが明確な実験について、その推定値が実験値と同程度以下となる傾向は既往の研究と調和し、設計上の留意点であることが分かった。

Key Words : slope model, shaking table test, 1G field, stability, collapse, Newmark method

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震や2011年東北地方太平洋沖地震などの大規模地震が起きるたびに生じる自然斜面や造成地盤の崩壊により、人命を損なう被害、また道路などインフラの一時的な機能停止による社会活動に影響を及ぼす被害が生じている。1995年兵庫県南部地震以降、強い地震動に対する土構造物の耐震設計として、その安定性のみならず、変位や変形を許容する設計体系の導入¹⁾が行われた。強震動に対する斜面や土構造物の限界状態として、安定限界、つまり対象の間接的な機能限界に加え、災害後の緊急対応、復旧性などの観点から所定の段差などの変位や変形といった直接的な機能限界が設定された。このことは、斜面や土構造物に対して、他の社会基盤施設と同様に複数の限界状態に対する設計体系を導入するという意味で画期的といえる。

ここで、変位また変形に関する限界状態を設定するために

は、斜面や土構造物が安定限界を超えた不安定状態での変位や変形に関する応答の評価が必要となる。その方法として、鉄道構造物(盛土・擁壁)¹⁾²⁾、道路構造物³⁾およびフィルダム⁴⁾などに対する規準類では、力の釣り合いに基づく安定解析より推定されたすべり面を用い、すべり面上の土塊の剛塑性挙動として簡便に斜面や盛土の変位を評価する方法である Newmark 法が、理論が簡明であることと比較的妥当な結果が得られるとの認識の下で用いられている。Newmark 法は Newmark⁵⁾が提案して以来、多くの研究者により地盤の材料特性や応答性状を考慮した修正が加えられ、実験などにより検証が行われている。その一例として、急勾配泥岩や砂質地盤で構成される斜面模型を対象に実施した遠心振動実験⁶⁾⁷⁾、ロックフィルダムの遠心振動実験⁸⁾などが実施されている。前者の遠心振動実験では Newmark 法による変位の推定に先立ち、すべり面位置の評価が困難であり、推定変位は実験による変位を大きく上まわっていた。すべり面位置の評

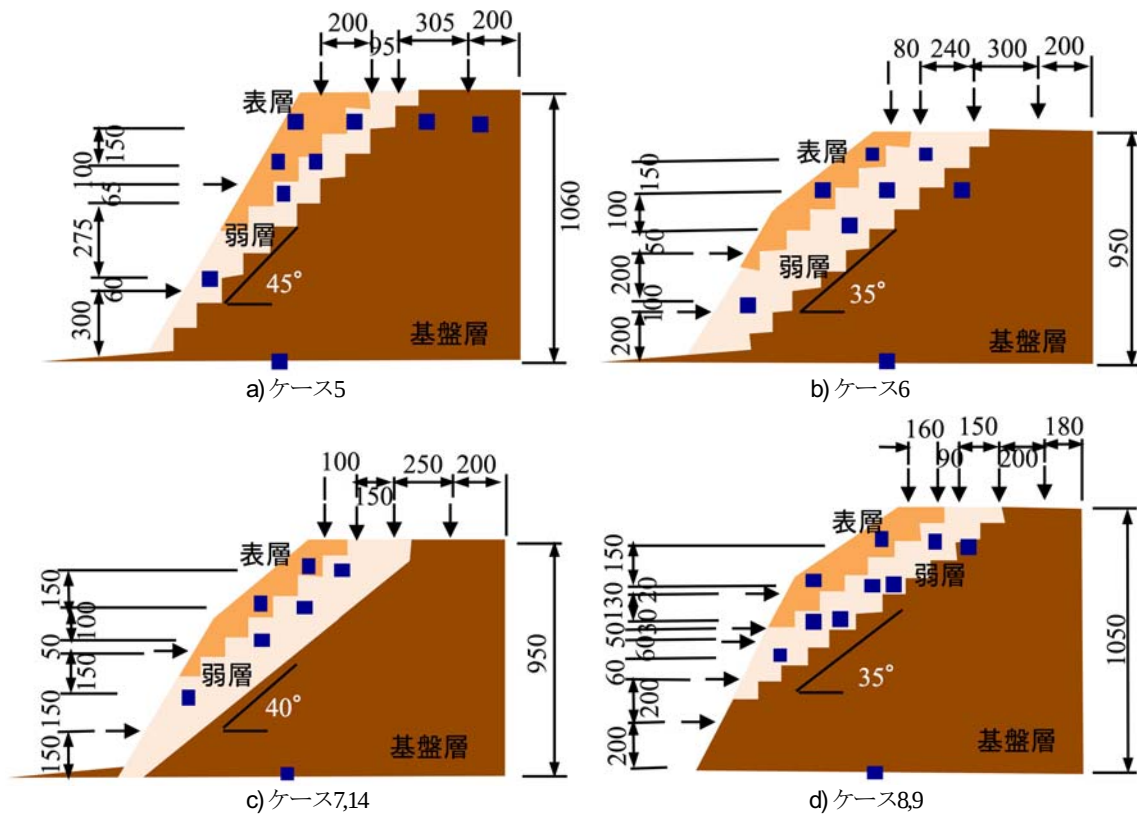


図-1(1) 対象とした斜面模型の形状および計測装置の配置 (青■は水平・鉛直成分の加速度計, 矢印は変位計)

価として、一様な地盤材料を用いた斜面模型の振動実験より、斜面内に発生する応力の評価に応じて、同定されたすべり面の評価位置が異なることが報告¹⁰⁾されている。後者の実験において、のり肩位置の変位は実験値と推定値が同程度である。しかし、実験におけるのり肩変位には、すべり面上の土塊の剛体変位より、すべり周辺や土塊の塑性変形による寄与が多く含まれている。これらの一様な地盤材料を用いた斜面模型の振動実験では、すべり面位置同定の困難もあり、Newmark法により推定した変位の精度や適用性の検証が行われてきたとは言えない。

一方、篠田ら¹¹⁾はすべり面の発生位置が明確な表層、弱層および基盤層の3層で構成され、弱層勾配の異なる3つの斜面模型の振動実験で得られた結果をふまえ、弱層の勾配に応じてすべり面が形成された後、すぐに滑落するQuick sliding (以後、滑落型崩壊とよぶ)、加振とともに変形が進行し、加振後に再安定するslow sliding (以後、滑動型破壊とよぶ)、進行型変形の途中から滑落するQuick sliding after slow sliding (以後、複合型崩壊とよぶ)の3つの形態に分けられることを示した。さらに、それら3つの形態のうち、滑動型破壊と複合型崩壊が生じた2つの実験に着目し、Newmark法により推定した表層部の変位量と実験値とを比較し、その有用性を示した。その結果をふまえ、その変位量が限界値より小さい場合には斜面が安定状態であるとする、変位を考慮した安定限界の考え方を提案した。ここで、Newmark法による変位推定の検証は2つの斜面模型の実験結果を対象としているが、すべり

面形成過程での応答や変位との関係に関する考察が行われていないため、精度や適用性の検証という意味で十分とは言えない。また、3つの実験において、崩壊が始まる状態の評価は法肩部に引っ張り亀裂が形成された後の表層部の沈下に着目して実施されている。それについても、すべり面の形成過程、地震作用との関係などの従来の安定限界やそれと係わる基本的で重要な事項の検討が必要といえる。

本論では、篠田らが示した実験とそれより大きな斜面模型を含む既往の実験¹¹⁾¹²⁾¹³⁾に基づき、まず、斜面のすべり形態に応じたすべり面の形成からすべり面上の土塊が不安定に至る過程の分析を実施し、すべり面形成過程におけるすべり面上の土塊の応答と地震作用、さらに安定解析における降伏震度との関係を把握する。次に、すべり面上の土塊の移動変位を評価する手法として、Newmark法の適用性について検討を行う。検討対象とした既往の振動実験は、主にすべり面の発生位置を弱層に限定し、その上下に位置する表層と基盤層の3層で構成される斜面模型を用いた1G場での振動実験である。斜面模型の高さは1m程度の小型斜面模型、2m程度の中型斜面模型の2種類である。

2. 既往実験の概要

(1) 斜面模型

対象とした斜面模型は、6つの小型斜面模型と4つの中

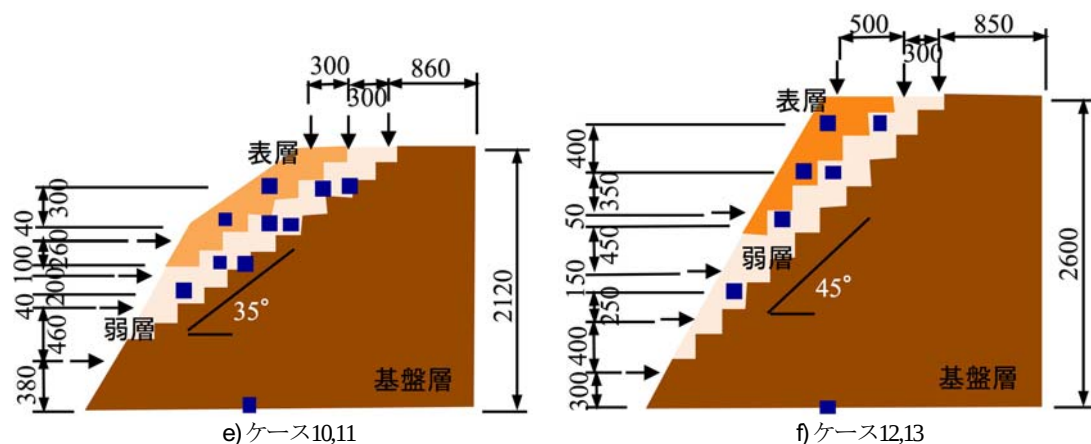


図-1(2) 対象とした斜面模型の形状および計測装置の配置 (青■は水平・鉛直成分の加速度計、矢印は変位計)

表-1 各実験ケースの実験条件

ケース 番号	弱層の特性			表層 の有 無	模型 サイズ	加振波
	弱層勾 配(度)	弱層 厚さ	強度 特性			
5	45	標準	材料A	有	小型	正弦波
6	40	厚い				
7		標準				
8						
9						
10	35					
11		表層も弱 層と同じ	無し	中型	正弦波	
12	45	標準				有
13						
14	40		材料B			

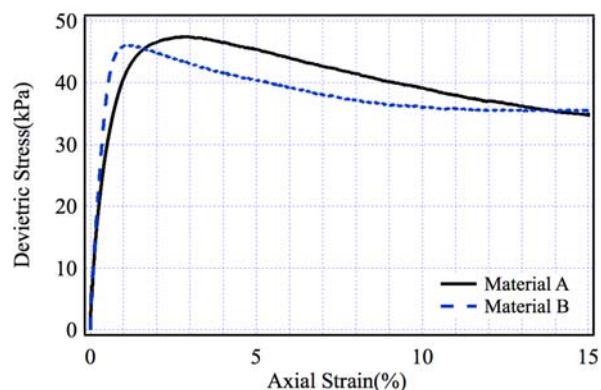
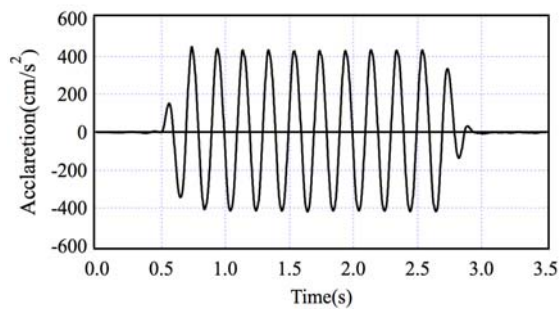


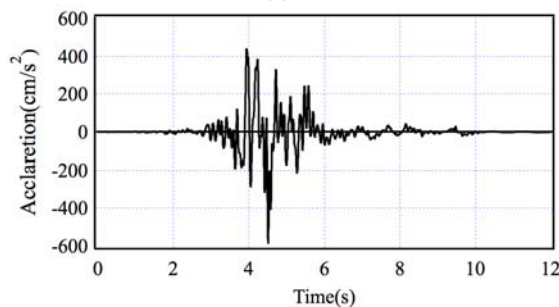
図-2 三軸圧縮試験より得られた材料A, Bの応力-ひずみ関係 ($\sigma_c=10\text{kPa}$)

型斜面模型, 合わせて10ケースである. 図-1にそれらの斜面形状を示す. 小型斜面模型の高さは0.95から1.1m, 幅は1.5mおよび奥行きは0.6mであり, 中型斜面模型の高さは2.12mおよび2.6m, 幅は3.0mおよび奥行きは1mである. 斜面模型の構造は, 図-1に示すようにすべり面の形成位置を特定した弱層とすべり面上の土塊に相当する表層および基盤層で構成されている. また, ケース11の斜面模型は表層を弱層と同材料とした2層構造の斜面模型としている. 弱層と表層また基盤層との間には層境界ですべりが発生しないように平面ではなく階段状の境界を設けた. また, 小型斜面模型における弱層の厚さ (表層, また基盤層における階段の突起を連ねた直線間の距離) は80mmを標準とし, ケース6が160mmと標準の2倍の厚さとした. 中型斜面模型の弱層厚さは160mmが標準である. ここで, 斜面模型の実験ケース番号については参照した既往実験^{12,13)}の番号を用いている. すべり面の形成位置を特定することによりすべり面が形成される過程およびその後の変形挙動の評価を目的としていることから, 10ケースの斜面模型はそれらに影響を及ぼす弱層の特性として角度, 強度特性, さらにその厚さ, 弱層上の表層

の有無をパラメータとした. 合わせて, 模型サイズおよび加振波もパラメータとした. 各実験ケースにおけるそれらパラメータを表-1に示す. 弱層の角度は35度, 40度, 45度の3ケース, 材料特性は基本として用いる材料Aとピーク強度の発現ひずみとポストピークの強度低下挙動の異なる材料Bの2種類を材料差異が崩壊挙動に及ぼす影響を把握するために用いた. 材料A, Bの三軸圧縮試験より得られた拘束圧10kPaに対する軸差応力と軸ひずみの関係を比較の一例として, 図-2に示す. 材料Aは, 硅砂6号100に対してベントナイト1, 水10の重量比, 材料Bは硅砂8号30に対してスチールグリッド70, 消石灰1, 水2の重量比となるように作成した. 表層は地震時における斜面の駆動力を確保するために, 単位体積重量の大きな磁砂鉄を用いて作製した. なお, 表層が先行的に崩壊するのを防止するために, 表層内部にジオグリッド (ポリエチレン製で破断強度16.8kN/m²) を敷設 (鉛直方向の配置間隔約10cm) した. 岩盤層は粒度調整碎石にセメントを添加して突き固めることによって作製した. 表層, 弱層および基盤層の三軸圧縮試験により得られた強度特性を表-2に示す. ここで弱層についてはピーク強度のみならず表中括弧内に残留強度の特性も示す.



(a) 正弦波



(b) 不規則波

図-3 加振波

(2) 加振波および計測項目

加振波は正弦波、不規則波の2種類を用いた。正弦波には、周波数 5Hz の波が 10 波、その前後に振幅が急増しないように振幅を余弦テーパで調整した 0.5 波を加えた波を用いた。不規則波には、2004 年新潟県中越地震の際に東京電力柏崎刈羽原子力発電所内で観測された地震観測記録を用いた。図-3 には振動台上の加振波の一例を示す。加振は、基本的に、最小の振幅 100Gal から、段階的に 100Gal ずつ振幅を増大して実施し、弱層内にすべり面が形成後、その面上の土塊が崩壊または破壊による移動を確認出来る振幅を最終とした。各ケースの加振ステップとして、最終加振までの加振振幅を表-3 に示す。ケース 12、13 は 50Gal を最小振幅とし、ケース 10、11 は加振振幅の増加を 50Gal とし、弱層内に明瞭な亀裂が現れた後、加振振幅を減少して変位の増大また崩壊に至るまで加振を行った。

斜面の応答性状を把握するための計測として、図-1 に示すように小型および中型の斜面模型内に加速度計、のり面および頂部に水平、鉛直変位計を設置した。さらに、地盤内に生じる変位やせん断ひずみは、渡辺¹⁴⁾による類似の実験で用いられた画像解析法を用いて推定を行う。その方法は、土層ガラス面側の模型側面に標点を縦横 5cm 間隔で設置し、高速度カメラにより撮影し、標点の移動量を画像解析により推定する手法である。標点変位から得られる最大せん断ひずみ ($\sqrt{J_2}$) は斜面側面に設置した縦横 5cm の正方形の4角にある標点の変位から形状関数よりせん断ひずみを算出した。標点の動きの測定に用いた高解像度カメラの解像度は 406 万画素 (2352×1728) であり、対象

表-2 斜面模型を構成する材料の強度特性
(括弧内に残留強度特性を示す)

	単位体積重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)
基盤層	18.9	57.3	280.5
弱層	材料A	16.6	39.5(36.3)
	材料B	21.8	40.3(34.0)
表層	30.0	0.0	107.4

表-3 各実験ケースの加振波と加振ステップ

実験ケース	加振波	最終加振までの加振振幅 (Gal)
5	正弦波	100→200→300→400
6		100→200→300→400→500
7		100→200→300→400→500
8		100→200→300→400→500→600
9	不規則波	100→200→300→400→500→600→700→800→900→900
10	正弦波	100→150→200→250→300→350→100→200→300
11		100→150→200→250→300→350→100→200→300→400→450→500→200→300→450
12	不規則波	50→100→200→200
13		50→100→200→200→300
14	正弦波	100→200→300→400→500

とした実験の撮影条件下での精度は 0.2mm から 0.5mm の範囲にあり約 0.3mm である¹⁴⁾。得られるせん断ひずみの最大値の精度は標点間隔より 0.6% 程度と推定される。得られた最大せん断ひずみは 4 つの標点で構成される正方形の中心点の値とし、標点内の最大せん断ひずみの空間分布を求めた。この最大せん断ひずみは縦横 5cm の正方形内の局所的な値ではなく、平均的な値を示している。

(3) すべり形態

検討に用いた実験は篠田らが示した実験も含むことから、篠田らが示した弱層内にすべり面が形成された後のすべり挙動に応じた形態を用いて整理する。その形態は、前述の滑動型破壊と滑落型崩壊、およびそれらを合わせた複合型崩壊の 3 つである。ここで、それら 3 つの形態の基本となる滑動型破壊と滑落型崩壊は、図-4 に示したように弱層内にすべり面を形成した直後のすべり面上の表層と弱層を含む土塊 (以後、すべり土塊と呼ぶ) の挙動が異なっている。滑動型破壊は、加振により、すべり土塊の変位が徐々に増加し、加振終了後に土塊が再安定状態となる形態であり、滑落型崩壊は、加振により、すべり土塊が一気に滑落する形態である。また、複合型崩壊は、弱層内にすべり面を形成した直後に滑動型破壊が生じ、途中から土塊の変位が急増する滑落型崩壊に至る形態である。それら形態は、いずれもすべり土塊のすべり挙動が異なることから、それら形態を総称してすべり形態と呼ぶことにする。全 10 ケースについてすべり形態を、弱層勾配との関係として整理し、表-4 に示す。ここで、2 層斜面模型のケース 11 については基盤層勾配との関係として整理した。

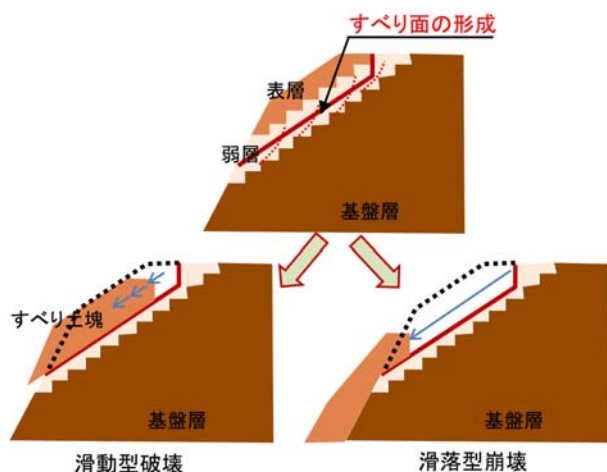


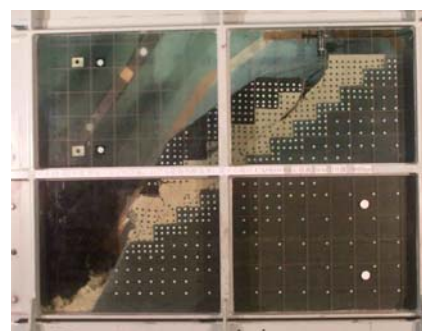
図4 すべり形態のうち滑動型破壊と滑落型崩壊のイメージ

表4 実験ケース毎のすべり形態と弱層角度の関係

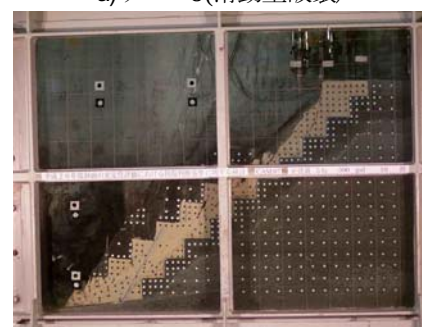
滑り形態 弱層勾配	滑動型破壊	複合型崩壊	滑落型崩壊
35	8,9,(11)	10	-
40	6	7	14
45	-	-	5,12,13

表中の、太字の数字は中型斜面模型、青字は不規則波加振、下線は弱層に材料Bを用いた実験であることを示している。また、ケース11は、基盤層との境界付近にすべり面が形成される滑動型破壊が生じた後、法尻部分のみがわずかに崩壊したため、括弧付き分類している。また、各すべり形態の一例として、滑動型破壊についてケース8、複合型崩壊についてケース7および滑落型崩壊についてケース5の最終加振終了後の状況を写真-1に示す。写真-1に示すよう滑動型破壊では、すべり面上の土塊が加振終了後に停止し再安定化しているが、滑落型崩壊、複合型崩壊ではすべり面上の土塊が滑落し、法尻に到達している。

表4に整理した10ケースのすべり形態と弱層勾配の関係より、すべり形態を支配する因子などの特徴を以下にまとめて示す。すべり形態毎のすべり面の形成過程とその後の挙動の詳細は次章に示す。まず、弱層勾配が35度の場合には、複合型崩壊が1ケースみられるもののすべり形態として滑動型破壊が3ケースと卓越している。滑動型破壊のうち不規則波加振のケース9は最終加振加速度900Galの最初の加振時にすべり面が形成され、すべり土塊にわずかな移動変位が生じたので滑動型破壊としている。このケースでは、900Galの2回目加振時に滑落が生じた。さらに、複合型崩壊としたケース10は、ケース9と加振条件のみ異なる同一の斜面模型を用いているが、最初の350Gal加振で法肩部に引張り亀裂が生じ、弱層内でせん断亀裂の形成が離散的に生じている。しかし、その加振ではすべり面の形成に至らず、その後の加振ですべり面が形成された後、土塊の移動から崩壊に至る。ケース9、10より、加振波の継続時間はすべり形態に及ぼす



a) ケース 8(滑動型破壊)



b) ケース 5(滑落型崩壊)



c) ケース 7(複合型崩壊)

写真-1 すべり形態の異なる3ケースの崩壊状況の一例

重要な因子であることが分かる。弱層勾配が40度の場合、すべり形態は滑動型破壊から滑落型崩壊といずれの形態も現れている。特に、弱層材料がB材料のケース14が滑落型崩壊であり、斜面勾配のみならず材料特性も重要な因子であることが分かる。弱層勾配が45度と大きい場合のすべり形態は弱層材料によらず滑落型崩壊となっている。さらに、弱層材料がB材料のケースは弱層勾配によらず、滑落型崩壊となっている。

このようにすべり形態を支配する因子として、弱層勾配、弱層材料および継続時間はいずれも重要であり、弱層勾配、弱層材料は斜面に固有な条件、継続時間は外的な作用の条件である。ここで、弱層勾配が大きくなるほど、表層の自重に起因して弱層内に働く滑動力が大きくなるため、弱層勾配が大きくなるほど斜面が不安定状態に至るまでの裕度が小さいことを意味する。弱層材料の特性、特にピーク強度後の強度低下傾向の差異は、すべり面形成後の残留抵抗力に応じた滑動または滑落という崩壊挙動の違いとして影響が現れる大きな要因であると考えられる。また、継続時間は、複合型崩

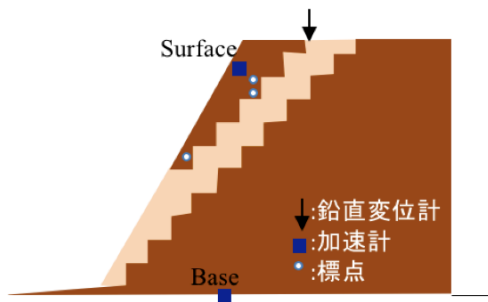


図-5 分析に用いた各計測点の位置

壊において、すべり面形成後の滑動挙動とその後の滑落挙動を分ける要素であり、すべり形態に及ぼす重要な外的因子である。

3. すべり面の形成過程における土塊の応答性状

(1) すべり土塊の応答加速度とその移動変位の関係

すべり形態に応じたすべり面形成過程におけるすべり土塊の応答加速度とすべり土塊の移動変位の関係について分析を行う。これに基づき、すべり面形成前後のすべり面上の抵抗力の変化について考察を行う。まず、加振による表層の応答加速度、つまりすべり土塊に作用する滑動力のうち慣性力の変化と表層の移動変位の関係に着目する。その観点から、一定の振幅で加振する正弦波を入力波とした実験ケースは、すべり面形成前後の表層の応答加速度の変化を把握できる。このことから、正弦波加振に対するケースについて、図-6に表層の水平加速度と移動変位の関係を示す。ここで、水平加速度は、慣性力の法肩から法尻方向への作用に対応する負の加速度(図-1に示した各ケースの斜面模型に対して左方向)を鉛直軸の上方向に示している。また、図-6には、引張り亀裂およびせん断亀裂の形成過程と対応する時刻も合わせて示している。

まず、図-6に示した各ケースについて、すべり面形成過程における弱層の非線形化の程度を把握するため、すべり面形成前後の移動変位に着目する。負の加速度振幅が大きな値となる1から2波目、つまりすべり面形成前に生じた表層の移動変位はケース5, 7および8で1から2mm、ケース6で6mm程度である。また、図中の各ケースについて、すべり面の形成過程と対応する時刻を示している負の加速度半波に着目すると、表層の移動変位はケース5, 7および8が10mm、ケース6が17mm程度である。弱層の幅内(ケース5, 7, 8: 80mm, ケース6: 160mm)で弱層が一様にせん断変形が生じたとしせん断ひずみを推定すると、すべり面形成前のせん断ひずみはケース5, 7および8が1.25から2.5%, ケース6が3.75%となる。図-2に示した弱層材料の三軸圧縮試験によるA材料の応力-ひず

み関係におけるピーク強度が発現する軸ひずみ約3%から推定されるせん断ひずみ3.3%に比較的近い値となっている。ここで、三軸圧縮試験の軸ひずみ ϵ からせん断ひずみ γ の推定は、ポアソン比 ν を介した両者の関係式 $\gamma = \epsilon(1 + \nu)$ を用いて行った。ここで、ポアソン比 ν は、A材料の三軸圧縮試験より、各拘束圧に対して得られる対象ひずみレベルまでの体積ひずみと軸ひずみとの関係より求め、その平均値である0.11を用いた。また、すべり面が形成される負の半波加振時のせん断ひずみは、ケース5, 7および8が12.5%, ケース6が10.6%といずれも10%を超え、弱層材料の三軸圧縮試験による残留強度が発現するひずみレベルに到達していると考えられる。さらに、弱層内での離散的なせん断亀裂の進展の状況も含めてせん断ひずみの変化として把握するため、標点の移動変位より求めたケース8の最大せん断ひずみの空間分布を事例として図-7に示す。図-7には図-6に示したすべり面の形成過程における3つの時刻に対する最大せん断ひずみの空間分布を示している。表層の移動変位が2.4mm程度の時刻6.63秒では弱層の上部や下部が6% (図中の黄色から赤色) を超える最大せん断ひずみが離散的に発生している。また、表層の移動変位が6.5mm程度の時刻6.71秒では弱層のほぼ全層で10% (図中の赤色) を超える最大せん断ひずみが発生し、前述の表層の移動変位に基づき弱層内に一様なせん断変形が生じたと仮定して得られるせん断ひずみと同程度の値となっている。このことから、弱層にはすべり面の形成前にピーク強度に到達するようなせん断ひずみが発生した後、すべり面の形成過程でせん断ひずみが増大し、残留強度が発現するに至る大きなせん断ひずみが発生するような非線形挙動が生じていたことが分かる。

次に、すべり面形成前後の加速度振幅の変化に着目する。すべり形態によらずすべり面形成時には負の加速度振幅がすべり面形成前の加速度振幅より低下していることが図-6より分かる。さらに、その負の加速度振幅の低下傾向はすべり形態により異なっている。すべり面形成後の負の加速度振幅は、滑動型破壊の2つのケースではすべり面形成前の振幅に対して30%から60%程度、複合型崩壊のケースでは30%以下に低下している。また、滑落型崩壊のケースでは、すべり面形成後の負の加速度振幅が0程度と大きく低下している。

このすべり面形成前後におけるすべり形態に応じた負の加速度振幅の低下傾向の差異について、前述の表層の移動変位に基づく弱層の非線形挙動とあわせて考察する。まず、すべり面の形成には、すべり土塊に作用する慣性力と自重とを合わせた滑動力により、弱層内に発生するせん断ひずみが増大する非線形化が必要となる。図-6に

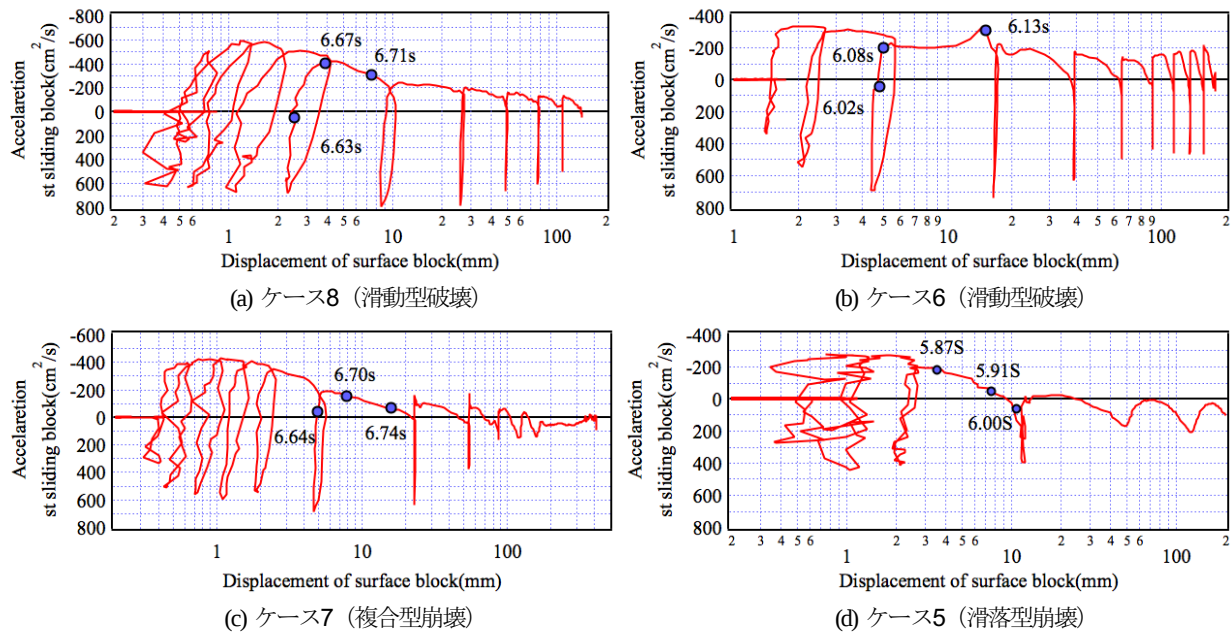


図-6 すべり形態に応じたすべり土塊の抵抗力和移動変位の関係

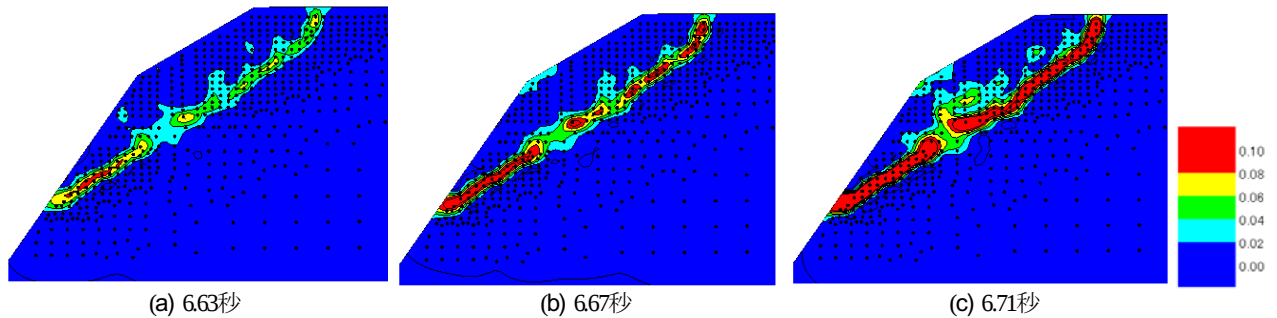
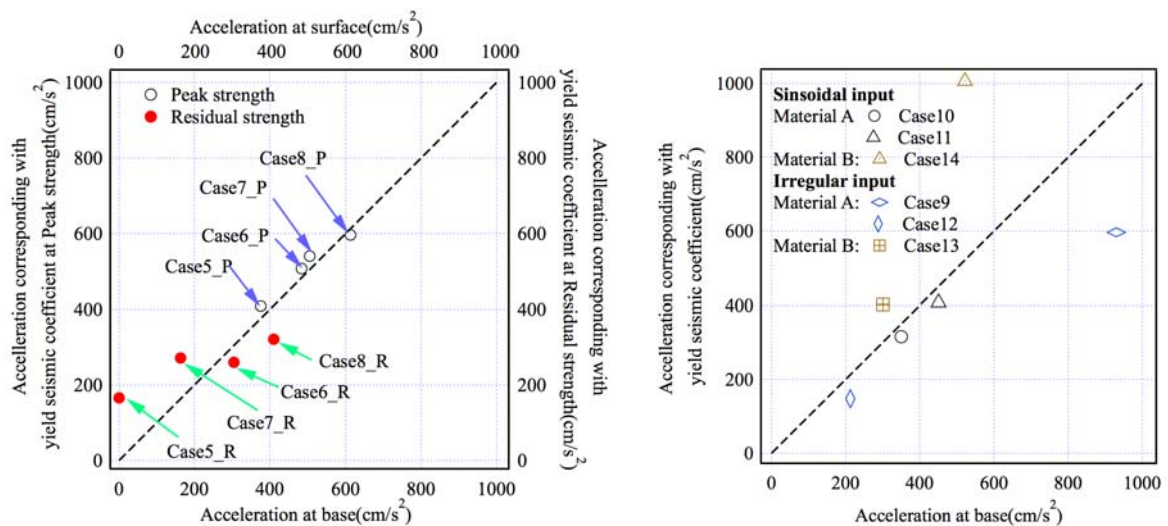


図-7 最大せん断ひずみの空間分布の例 (ケース8)

示したいいずれのケースとも、すべり面形成前に表層の移動により弱層内に生じたせん断ひずみは、前述のように弱層材料の三軸圧縮試験によるピーク強度が発現のひずみレベルに到達していた。

一般に、成層地盤中を上方に地震波が伝播する際、ある層の地盤材料内でピーク強度が発現のひずみレベルに到達するとそれ以上のせん断力を上方に伝えられないため、その時点での応答加速度が上限値となることはよく知られている¹⁹⁾。このことから、斜面模型の加振に対して、弱層は、すべり面形成前にピーク強度、すべり面形成後に残留強度より得られるせん断抵抗力以上の力を表層やすべり土塊に伝えられない状態となっていたと考えられる。すると、負の方向の加振に対しては、弱層のせん断抵抗力がすべり土塊に働く滑動力と同程度になることに対応することになる。このことから、慣性力の大きさに係わる表層の応答加速度の大きさは、慣性力と自重の影響とを合わせた滑動力が弱層のせん断抵抗力と同程度の大きさになるように低下すると考えられる。ここで、すべり土塊の滑動力に及ぼす自重の影響は弱層勾配が大き

いほど大きくなる。前述のすべり面形成前後に見られるすべり形態に応じた負の加速度振幅低下率は、図-6に示した4つのケースのうち、弱層勾配が大きくなる滑動型破壊のケース8 (弱層勾配35度)、複合型崩壊のケース7 (弱層勾配40度)、滑落型破壊のケース5 (弱層勾配45度) の順に大きくなっており、弱層勾配に応じた自重の影響に強く依存していることが分かる。さらに、正の方向の加振、つまりすべり土塊に法肩方向への慣性力が作用する場合については、弱層のせん断抵抗力がすべり土塊に作用する慣性力から自重による影響を引いた滑動力と同程度となる。すると、すべり土塊の応答加速度の大きさは、それによる慣性力が自重の影響による滑動力と弱層のせん断抵抗力を合わせた力とが同程度の大きさになるように大きくなると考えられる。このことから、すべり面形成後の正の加速度振幅は、図-6(a), (b), (c)に見られるように、すべり面形成前の加速度振幅より小さくなっていることが分かる。このように、正の加振に対しても、弱層勾配に応じた自重の影響が顕著に表れている。



(a) 図-6 に示した 4 ケース

(b) 図-8(a)以外の 6 ケース

図-8 すべり面形成前後に斜面模型へ作用する加速度と地震時安定解析により得られる降伏加速度の関係 (降伏加速度=降伏震度×重力加速度)

(2) すべり面の形成過程において作用する加速度と降伏震度の関係

ここでは、すべり面形成過程において斜面模型へ作用する加速度と、地震時の斜面安定解析によりすべり安全率が1.0の時の作用震度（以後、降伏震度と呼ぶ）との関係を把握し、地震時の斜面安定解析の安定性評価への適用性について考察する。ここで、すべり安全率1.0は地震時における斜面安定の限界値として用いられている。前項で示したように、半波の加振により急激にすべり面形成に至ると同時に、すべり土塊の移動変位が生じるため、斜面安定の限界とする状態は、弱層にすべり面が形成される直前の状態とする。よって、斜面模型へ作用する加速度をすべり面が形成される前の入力加速度振幅とし、それと斜面安定解析により得られた降伏震度に重力加速度を乗じた降伏加速度とを比較する。ここで、すべり形態によらず、すべり面形成前の加振ステップまで、表層の頂部と底面位置の加速度振幅がほぼ同程度であったこと、さらに正負加振とも弱層の非線形化に影響を及ぼすと考えられることから、底面位置の入力加速度の最大振幅を斜面模型へ作用する加速度として用いた。地震時の斜面安定解析には設計基準類で用いられている修正フェレニウス法を用い、すべり面は弱層内に形成されるとした。弱層のせん断強度特性には、表-2に示した各弱層材料の三軸圧縮試験（CD）に基づくピーク強度を用いた。

3つのすべり形態に対する正弦波加振による4つの降伏加速度と、すべり面形成前の底面位置における入力加速度振幅との関係を図-8(a)に白丸で示す。ここで、入力加速度は図下側の横軸、降伏加速度は図中の左側の縦軸で示した。図-8(a)より、弱層材料のピーク強度を用いた

地震時の斜面安定解析より求めた降伏加速度は、すべり形態によらず底面位置の入力加速度振幅と同程度となっていることが分かる。これら4ケースのすべり面形成前の入力加速度、言い換えればすべり土塊に作用している加速度は、地震時の斜面安定解析による斜面安定の限界時における地震作用である降伏加速度と同程度の値に達していたと考えられる。

さらに、弱層にすべり面が形成される時点で、斜面模型へ作用する加速度と降伏加速度との関係について把握する。降伏加速度との比較には、すべり土塊が法尻方向へ移動するための慣性力に寄与する表層位置（図-5参照）における負の加速度を用いる。すべり面形成される時点で、負の加速度振幅は前節で示したようにすべり面形成前より低下していることから、すべり面形成時の半波の最大振幅に着目する。また、降伏加速度の算出に際して、すべり面が形成される時点では弱層内に生じるせん断ひずみレベルが前節で示したように弱層材料の残留強度の発現レベルに到達していると推測できることから、弱層の強度特性として表-2に示した残留強度を用いた。ここで、降伏加速度は、すべり面が形成される時点でもすべり安全率が1.0状態にあると仮定し、得られる降伏震度に重力加速度を乗じて求めた。得られた降伏加速度と表層の負の加速度振幅との関係を赤丸で図-8(a)に示す。ここで、表層の負の加速度振幅は図上側の横軸、降伏加速度は図中の右側の縦軸で示した。降伏加速度は滑動型破壊のケース8と6が表層の加速度より少し大きな値、複合型崩壊のケース7と滑落型崩壊のケース5については表層の加速度よりかなり小さな値となっている。斜面安定解析では、弱層の強度特性に応じたせん断抵抗力がすべり土塊に作用する慣性力と自重の影響を合わせた滑動力が

等しい状態をすべり安全率1.0の状態としている。すべり面が形成される状態ではすべり土塊が動いていることから、すべり土塊にはすべり安全率1.0の状態における慣性力が発現する加速度である降伏加速度より少し大きな加速度が作用していることになる。滑動型破壊のケース8と6では表層の加速度が降伏加速度より少し大きいことから、弱層の強度特性を残留強度状態として得られる表層の加速度と降伏加速度との関係と整合している。しかし、複合型崩壊のケース7と滑落型崩壊のケース5では、滑動型破壊のケースと逆に表層の加速度が降伏加速度よりかなり小さな値となっている。滑落型崩壊のケースでは、すべり面が形成される過程ですべり土塊が滑落に至っており、すべり面上の滑動力とせん断抵抗力とが釣り合い状態にない。複合型崩壊のケースでは、すべり面が形成された直後のすべり形態は滑動型破壊であり、正の加振時にすべり土塊が静止しているので、すべり面におけるすべり土塊の滑動力とせん断抵抗力とが釣り合い状態にあると言える。すると、前節で示したようにすべり面上のせん断抵抗力以上の滑動力がすべり土塊に伝達されないことから、表層の加速度が降伏加速度より小さいということは、前述の滑動型破壊のケースと異なり、弱層のせん断抵抗力が弱層材料の残留強度に基づく力より小さいと推定される。この一つの要因として、すべり面形成過程ですべり面周辺の地盤に生じる大きなせん断変形挙動から、すべり面形成後にすべり土塊がすべり面上を滑動する挙動への移行したこと、言い換えればすべり土塊とすべり面との間の抵抗機構が例えば、動摩擦などに変化したことが推測される。その分析は今後の課題としたい。

次に、図-8(a)に示した4ケースを除いた6ケースについて、図-8(a)と同様に入力加速度と、弱層材料のピーク強度を用いた地震時の斜面安定解析より求めた降伏加速度との関係を図-8(b)に示す。正弦波加振のケース10、11に対する降伏加速度は、図-8(a)と同様に作用加速度と同程度となっている。一方、不規則波に対する弱層の材料Aのうち、滑動型破壊のケース9は、入力加速度が降伏加速度よりかなり大きい、滑落型崩壊のケース12は入力加速度が降伏加速度より少し大きい程度である。ケース9のすべり土塊の移動変位は、負の加速度振幅が最大時23.51秒の前に0.5mm未満の振幅で振動している。その振幅に対して弱層に生じたせん断ひずみは前節と同様の考え方で推定すると0.4%となり、弱層材料の三軸圧縮試験における軸ひずみに換算 ($\varepsilon = \gamma / (1 + \nu)$) すると0.36%となる。その値は弱層材料の三軸圧縮試験弱層によるピーク強度が発現するひずみレベルより小さく、破壊直前の900Gal加振に対する応答として弱層の非線形化がすべり面の形成に至るまで進んでいないと考えられる。しかし、ケー

ス12は弱層勾配が45度であり、前節で示したように自重による滑動力の影響が弱層勾配35度のケース9に比べて大きいことから、入力加速度が降伏加速度より大きいものの、ケース9ほどの差異には至らなかったと考えられる。また、弱層として材料Bを用いた正弦波加振のケース14、不規則波加振のケース13とも、入力加速度は降伏加速度より小さい。特に、正弦波加振のケース14の入力加速度は降伏加速度よりかなり小さい。

このように、斜面模型の崩壊挙動は、入力波や地盤材料の特性に応じ、弱層の応答にすべり面が形成されるような非線形化が生じる状態を適切に評価することが重要となることをあらためて確認できた。地震時における斜面安定の評価を行う上で非線形応答評価の重要性を、すべり面形成過程と合わせて確認したという意味では初めてといえる。さらに、震度法に基づく地震時の斜面安定解析法の予測精度についてもあらためて明らかとなった。

5. すべり土塊の挙動へのNewmark法の適用性

ここでは、すべり面形成後、つまり地震時に斜面が不安定化した状態におけるすべり土塊の移動挙動を評価する手法として、設計規準類で用いられているNewmark法の適用性について検討する。Newmark法は、すべり土塊が剛体であること、およびすべり面における応力ひずみ関係が剛塑性であることの2つの仮定に基づき、地震時のすべり土塊の移動変位を計算する方法である。ここで用いるNewmark法は鉄道構造物（盛土・擁壁）の設計で用いられている方法¹²⁾¹⁰⁾である。その方法では、修正フェレニウス法を安定解析法として用い、まず、すべり安全率が1.0となるすべり面を求める。すべり土塊の移動変位は、すべり土塊に作用する慣性力に対し、すべり安全率が1.0になった時点の慣性力が生じる加速度を超過する加速度増分により求める手法である。なお、解析に用いる弱層の強度特性には三軸圧縮試験から得られた値を用い、すべり安全率が初めて1.0となる以前はピーク強度、それ以降は残留強度を用いる。ここで、対象とする実験ケースは、Newmark法の適用対象となる滑動型破壊、また滑動型破壊を含む複合型崩壊のケースのうち、正弦波加振に対する滑動型破壊のケース6、8、複合型崩壊のケース7、不規則波加振に対する滑動型破壊のケース9の4ケースとする。正弦波加振によるケースは、前章で示したように、弱層材料のピーク強度を用いた地震時の斜面安定解析より求めた降伏加速度は底面位置の加速度振幅と同程度となっており、Newmark法が適用が可能となる。不規則波加振のケース9は前述と同様に求めた降伏加速度は底面位置の加速度振幅よりかなり小さいものの、適用して差異を明らかにする。

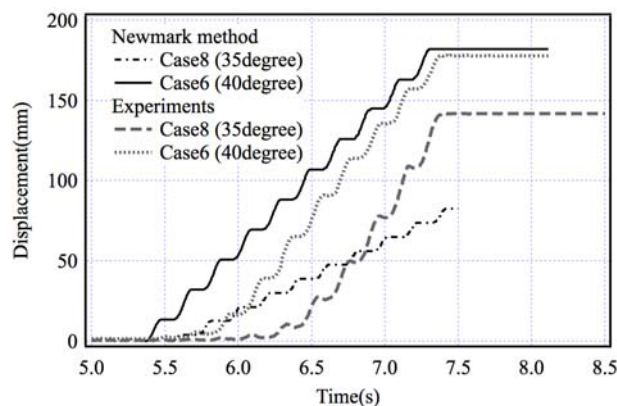


図-9 実験と Newmark 法によるすべり土塊の移動変位時刻歴の比較

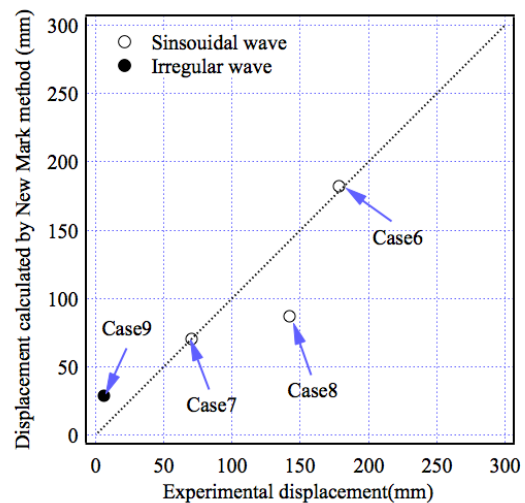


図-10 実験と Newmark 法によるすべり土塊の最終移動変位量の比較

まず、滑動型破壊のケース6と8について、崩壊が生じた加振加速度に対して実験とNewmark法より得られたすべり土塊の移動変位時刻歴の比較を図-9に示す。実験による両ケースのすべり土塊の移動変位は表層の標点変位であり、すべり面形成前の弱層の変形が含まれているものの、数mm程度と移動変位に比べて小さい。実験による移動変位は、Newmark法による移動変位が生じた時刻よりだいぶ遅れて生じている。Newmark法ではすべり安全率が1.0未満となった時点ですべり土塊の移動変位が生じると仮定している。しかし、実験では前述の降伏加速度に相当する加速度の作用、つまりすべり安全率が1.0の状態のみならず、その作用に対する弱層の応答として、3、4章で示したように弱層内に発生するせん断ひずみが増大した後、すべり面が形成される過程で移動変位が生じている。このことから、実験とNewmark法によるすべり土塊の移動変位には、発生時刻の差異が生じている。また、すべり土塊の移動変位の時間変化、つまり移動速度に着目すると、弱層勾配が40度のケース6は実験とNewmark法による移動速度は同程度となっている。また、弱層勾配が35度のNewmark法によるケース8はNewmark法によるケース6より移動速度が小さく、弱層勾配の違いが明確に現れている。しかし、実験によるケース8はNewmark法によるケース8と大きく異なり、実験による移動速度は実験のケース6と同程度であり、Newmark法による値に比べ大きい。このように、Newmark法の原理に近い挙動を示している滑動型破壊の実験ケースについても、実験によるすべり土塊の移動変位は弱層勾配の影響が現れず、Newmark法による結果と異なっている。

次に、土塊のすべり方向の最終移動変位量について、実験値とNewmark法による推定値の比較を図-10に示す。ここで、ケース7については滑落が生じる直前の表層標点変位を実験値とした。これより、正弦波加振に対する最終移動変位は、弱層勾配が40度のケース6、7が実験値

と同程度、弱層勾配が35度のケース8が実験値の0.55倍と小さな値、つまり危険側の評価となっている。不規則波加振に対する最終移動変位は、弱層勾配が35度のケース9が実験値の4.83倍と大きな値となっている。ここで用いたNewmark法はすべり安全率が1.0に到達直後、残留強度を強度特性として用いているため、他のNewmark法と比べ、強度特性以外の条件が同じであれば移動変位を大きく評価する手法である。ケース6、8は4章2節で示したようにすべり面形成前および、すべり面が形成された時点ですべり土塊に作用する加速度振幅が、ともに斜面安定解析より得られた降伏加速度と整合している。しかし、Newmark法による最終移動変位量はケース6のみ実験値と整合し、ケース8は実験値を0.55倍小さく評価するという結果であった。ケース7については、4章2節で示したようすべり面形成前にすべり土塊に作用する加速度振幅は斜面安定解析より得られた降伏加速度と整合している。しかし、すべり面が形成された時点ですべり土塊に作用する加速度振幅は斜面安定解析より得られた降伏加速度より小さく、せん断抵抗力が三軸圧縮試験により得られた残留強度に基づく値より小さいと考えられる。すると、Newmark法による移動変位の推定に際して、実験時より大きなせん断抵抗力を用いて推定した値は実験値より小さな値になると考えられるが、推定値は実験値と同程度となっている。不規則波加振のケース9は、4章2節で示したように降伏加速度600Galがすべり面形成時の入力加速度900Galより小さいことから、推定値が実験値より、かなり大きな値となっている。

このように、Newmark法は簡易な仮定に基づく手法であり、すべり面形成過程とすべり面形成後の滑動挙動を適切に表現できていないことを再認識することができた。また、その適用に必要な条件のうち、すべり面形成時の加速度やすべり土塊に作用する加速度、すべり面の位置

の3つが明確な実験に対する推定値は実験値と同程度またそれ以下、すべり面形成時の加速度が異なる実験の推定値は実験値と大きく異なる手法であることが分かる。ここで、ChristopherとFarshidは、既往のNewmark法を用いたすべり土塊の移動変位に関する23の推定式を、122のフィルダムや盛土の斜面崩壊事例による崩壊土塊の移動変位の推定に適用し、各式による推定値が移動変位の大きさによらず実移動変位を小さく推定する傾向にあることを示している¹⁷⁾。この指摘は先に示したNewmark法による推定値が実験値と同程度またそれ以下となるということとも調和し、Newmark法を設計に適用する上で重要な留意点であると考えられる。

5. あとがき

本論では、既往の1G場での斜面模型の振動実験¹²⁾に類似の実験を加えた10ケースの斜面模型の振動実験の結果に基づき、斜面の安定から不安定に至る挙動、安定限界を超えた挙動としてNewmark法の適用性について検討を実施した。斜面の安定から不安定に至る挙動として、対象とした振動実験結果をShinodaらの定義した斜面の崩壊挙動に対する形態¹²⁾に基づき整理し、すべり形態に応じたすべり面の形成過程とすべり土塊の応答性状との関係、すべり土塊の応答性状として作用加速度と移動変位、また地震時の斜面安定解析における降伏加速度(=重力加速度*降伏震度)との関係について検討を実施した。Newmark法の適用性に関する既往の研究事例は幾つかある(例えば、参考文献7, 8, 9, 17)ものの、すべり面の形成からすべり土塊の移動に至る過程を通じて検証した事例はこれまで見られず、有用な知見と言える。以下に得られた知見を示す。

(1) 斜面の安定から不安定に至る挙動

- ・弱層材料Aのピーク強度を用いた斜面安定解析より求めた降伏加速度(=降伏震度×重力加速度)は、すべり面形成前の底面位置の加速度振幅と比べ、正弦波加振に対して同程度、不規則波に対してかなり小さい。地震作用に対する斜面の安定性評価にはすべり面の形成に至る地盤の非線形化が生じる応答の大きさが重要であると考えられる。
- ・弱層勾配が40度、45度と急なケース7, 5についてみると、すべり面形成前後の弱層材料の強度低下により推定される降伏加速度の低下率は応答加速度の低下率より小さく、自重の影響の増大による滑動時の慣性力の低下以上に、せん断抵抗力が低下していることが分かる。この一つの要因として、すべり面形成前後のすべり土塊の挙動がすべり面周辺地盤のせん

断変形から、すべり面上のすべり挙動への移行によると推測されるが、その分析は今後の課題としたい。

(2) Newmark法の適用性

- ・実験によるすべり土塊の移動速度にはNewmark法に認められる弱層勾配の影響が顕著に現れず、実験による移動変位の発生時刻はNewmark法よりだいぶ遅れている。Newmark法の原理に近い挙動を示している滑動型破壊の実験ケースについても、実験によるすべり土塊の移動変位はNewmark法による結果と異なり、すべり面形成過程から滑動に至る挙動を適切に表現できていないことをあらためて確認できた。
- ・Newmark法は、その適用に必要な条件のうち、すべり面形成時の加速度やすべり土塊に作用する加速度、すべり面の位置の3つが明確な実験に対する推定値は実験値と同程度またそれ以下、すべり面形成時の加速度が異なる実験の推定値は実験値と大きく異なる手法である。前者のNewmark法による推定値が実験値と同程度またそれ以下となるという傾向は既往の研究で得られたNewmark法による移動変位推定式の精度に関する傾向とも調和し、Newmark法を設計に適用する上で重要な留意点であると考えられる。

最後に、斜面模型のすべり形態は、弱層勾配や材料特性などの斜面模型に固有な条件と地震作用などの外的条件に依存し、滑動型崩壊と滑落型崩壊の2つに大別される。地震時における斜面の安定性評価、またNewmark法によるすべり土塊の移動変位評価に際して、不安定となる2つのすべり形態、特に斜面下に影響を及ぼす形態である滑落型崩壊の判別が重要となる。その際、斜面構造に応じたすべり面の形成過程やすべり面形成後の抵抗挙動の評価が重要な鍵となる。ここで、すべり面の形成過程については、斜面の非線形地震応答解析を実施し、せん断ひずみ分布のような応答性状に基づき、すべり面の形成位置と合わせて分析することが望ましいと考える。

謝辞：本研究は平成20、22年度に旧(独)原子力安全基盤機構より(公財)鉄道総合技術研究所が受託した「斜面の安定性評価における損傷判断基準に関する検討(両年度とも同じ課題)」の成果をとりまとめたものである。旧(独)原子力安全基盤機構および(公財)鉄道総合技術研究所の関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 国土交通省鉄道局監修、鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物編，丸善株式会社，2007。
- 2) 国土交通省鉄道局監修、鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編，丸善株

- 式会社, 2012.
- 3) 社団法人日本道路協会：道路土工-盛土工指針, 2010.
 - 4) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）, 2005.
 - 5) Newmark N.M. : Effects of earthquakes on dams and embankment, *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp.139-160, 1965.
 - 6) 末広紀夫, 金子岳夫, 北爪貴史：模型振動実験による斜面の地震時安定性評価に関する研究：電力土木, No.353, pp.9-15, 2011.
 - 7) 鳥端嗣浩, 信岡卓, 石丸真, 原口靖樹：斜面の遠心場振動実験とNewmark法の適用性について（その1）, 第52回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.102-103, 2013.
 - 8) 信岡卓, 鳥端嗣浩, 石丸真, 原口靖樹：斜面の遠心場振動実験とNewmark法の適用性について（その2）, 第52回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.106-107, 2013.
 - 9) 山口嘉一, 佐々木隆, 金子裕司：ロックフィルダムの耐震設計法の合理化に関する調査, 土木研究所成果報告書【平成14年度】, pp.299-310, 2003.
 - 10) 中村晋, 五月女敦, 中村智, 伴一彦：1G 場での振動実験による斜面模型の崩壊挙動の分析, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp.1378-1392, 2016.
 - 11) Shinoda, M., Watanabe, K., Sanagawa, T., Abe, K., Nakamura, H., Kawai, T. and Nakamura, S. : Dynamic behavior of slope models with various slope inclinations, *Soils and Foundations*, Vol.55, No.1, pp. 127-142, 2015.
 - 12) 村田雅明, 中村英孝, 篠田昌弘, 渡辺健治, 佐名川太亮, 河井正, 中村晋, 岩盤斜面模型の地震時におけるひずみの発達過程に関する検討, 第46回地盤工学研究発表会（神戸）, pp.1607-1608, 2011.
 - 13) 中村英孝, 村田雅明, 篠田昌弘, 渡辺健治, 佐名川太亮, 河井正, 中村晋：すべり発生層の特性に応じた岩盤斜面模型の地震時変形性状に関する検討, 土木学会年次学術講演会（平成23年度）, III-287, pp.573-574, 2011.
 - 14) 渡辺健治：動的な変形・破壊挙動を捉える模型実験技術, 地盤工学会誌, Vol.62, No.9, pp.20-23, 2014.
 - 15) 末富岩雄, 澤田純男, 吉田望, 土岐憲三：地震動の上限値と地盤のせん断強度の関係, 土木学会論文集, No. 6541-52, pp. 195-206, 2000.
 - 16) 館山勝, 龍岡文夫, 古関潤一, 堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.12, No.4, pp.7-12, 1998.
 - 17) Christopher L. M., Farshid V. : Evaluation of simplified methods for predicting earthquake-induced slope displacements in earth dams and embankments, *Engineering Geology*, Vol.152, pp.180-193, 2013.

(2018.6.*受付)

ANALYSIS OF COLLAPSE BEHAVIOR OF SLOPE MODEL BY SHAKING TABLE TEST UNDER 1G FIELD AND APPLICABILITY OF NEWMARK METHOD

Susumu NAKAMURA, Taisuke SANAGAWA, Keita ABE, Kenji WATANABE,
Masahiro SHINODA and Tadashi KAWAI

The two major subjects were considered based on a result of the shaking experiment of a slope model under 1G field in this paper. One is the behavior to being unstable from stability of a slope. Second is applicability of Newmark method for the behavior beyond the stable limit behavior. The existing experimental data obtained by shaking table tests of slope models under 1G were used. The slope models consisted of 3 layers such as surface layer, weak layer and base layer. Among the models, the heights were 1.0m for small size model, 2.0m for medium size model. The occurrence location of slip surface is restricted in the weak layer. It is found that slip surface is formed by connecting shear cracks which have formed discretely after generating a tensile crack in the top, and that the yield acceleration is the same with the acceleration which acts on a slope when collapsing against a sinusoidal input wave. Furthermore, for the experiment that three conditions including the acceleration at the time of the slip surface formation are clear in the conditions that are necessary for the application for Newmark method, it is found that the results that the estimated value is less than the experimental value have the same tendency with the existing studies and that it was the point to take into account when designing.