

規模の異なる振動台実験による 自然斜面の地震時安定性評価

中島 進* 篠田 昌弘* 渡辺 健治*
阿部 慶太* 佐名川 太亮*

**Evaluation of Seismic Slope Stability
Based on Model Tests Using Different Scale Shaking Tables**

Susumu NAKAJIMA Masahiro SHINODA Kenji WATANABE
Keita ABE Taisuke SANAGAWA

A series of shaking table model tests using two different size shaking tables belonging to the Railway Technical Research Institute and the National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention (E-Defense) respectively were conducted to develop a procedure to evaluate seismic slope stability. It was found out from the model tests that the types of slope failure could be categorized into two groups. One is the sliding failure, which could trigger the catastrophic failure of the slope and the other is the progressive deformation mode in which the displacement of the sliding mass of the slope would increase gradually. In this paper, the outline of the model tests and the proposed method to evaluate seismic slope stability are introduced.

キーワード：自然斜面，地震時安定性，振動台実験，すべり安定解析，応答特性

1. はじめに

構造物周辺の自然斜面の地震時安定性は，事業主体や構造物の特性により細かな差異はあるものの，基本的には力の釣合いに基づくすべり安全率によって評価される。この手法では，設計用の入力地震動に対して，所要のすべり安全率が求められ，これを満足しない場合には，必要に応じて対策工が検討される。しかし，地震時にすべり安全率が許容値を瞬間的に下回ったとしても，地震による斜面崩壊の程度は，斜面の物理・力学・幾何学的特性の他，地震動特性によって大きく異なると考えられる。

以上の背景のもとで，鉄道総研では（独）原子力安全基盤機構を中心とする研究グループの一機関として，斜面の地震時安定性評価法の高度化に向けた研究に取り組んできたので，以下ではその内容を報告する。

2. 研究の概要

2006年に改訂された原子力施設の耐震設計審査指針¹⁾では，地震随伴事象として原子炉建屋周辺斜面の崩壊による原子力施設の安全性能への影響について，十分に考慮すべきことが示された。しかし，その評価手法は等価線形解析による応答の評価と，円弧すべり法を用いた許

* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

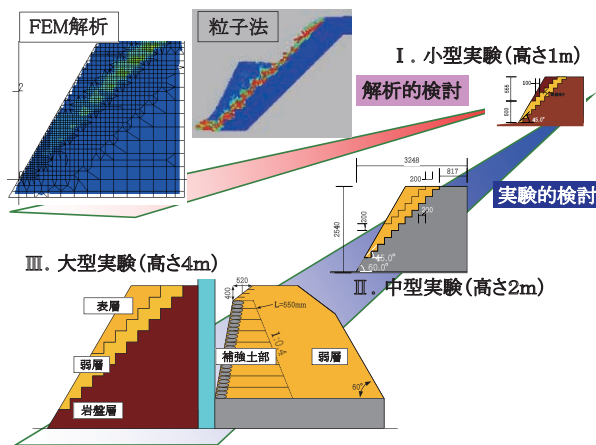


図1 本研究の実施フロー

容安全率によるものであり，斜面崩壊の程度を定量的に示すものではなかった。

これに対して，斜面の地震時安定性評価手法の高度化に関する本研究の実施フローを図1に示す。本研究は，実験による斜面の地震時崩壊挙動の解明と，解析的検討による実験結果の定量評価を両軸として，実験に用いる斜面モデルの規模を段階的に変化させることで推進してきた。現在は，提案評価手法に基づく解析ツールの開発，実規模斜面を用いた検証を行っている段階である。

本研究の実験的検討では，小規模モデルから大規模モデルまで段階的にモデル規模を拡大し，それと並行して，各段

特集：構造物技術

階で数値解析による検証^{2) 3)}を行うことで、解析ツールも段階的に高度化を図った。

本報告では、これらの研究の一環として、異なる規模の斜面模型で実施した振動台実験とその結果について、その概要を報告する。さらに、実験の結果得られた知見をもとに構築した斜面の地震時安定性評価法の素案について論ずる。

3. 本研究に使用した振動台

本研究では、規模の異なる三種類の振動台を使用して実験的な検討を行った。表1に使用した振動台の諸元と仕様をまとめる。小型・中型振動台は鉄道総研所有の振動台であり、大型振動台は(独)防災科学研究所所有の世界最大級の振動台である。

小型振動台を用いた実験では、幅1.5m×奥行き0.6m×高さ1.1mの小型土槽内に高さ1m程度の斜面模型を構築し、振動台実験を実施した。主として、研究初期に実験方法を確立するための予備試験や、斜面の形状・材料強度などが斜面の地震時挙動に及ぼす影響について、パラメータスタディを実施する際に使用した。加振方向は水平1方向である。

中型振動台を用いた実験では、幅4m×奥行き2m×高さ3mの中型土槽内部に高さ2m程度の斜面模型を構築し、模型規模の違いが地震時挙動に及ぼす影響を中心とし、地震動の応答の影響などについて検討するための試験を行なった。また、後述する大型振動台を用いた実験のパイロット試験として、模型の構築法や地盤材料の養生方法を確立する用途でも活用された。振動台としては水平二方向加振が可能であるものの、本研究では小型振動台と同じく水平1方向加振を行った。

大型振動台を用いた実験では、図2に示すように、幅5m×奥行き2.5m×高さ4mの土槽を二基連結して、加振実験を実施した。小型・中型振動台では載荷を行うことが不可能な水平動・鉛直動の単独加振または両者の位相を変化させた同時加振を実施することが可能である。本報告では、特に小型振動台と大型振動台を用いた加振実験の結果について述べる。

4. 規模の異なる振動台実験

4.1 小型斜面模型を用いた振動台実験

4.1.1 小型振動台実験の条件

本報告で対象とする小型振動台実験⁴⁾における斜面模型の概要を図3に示す。斜面模型は、変形強度特性の異なる基盤層、弱層、表層から構成され、層構成より三層斜面模型(Case5, 6, 7, 8)と一層斜面模型(Case16)に大別できる。

表1 使用した振動台の諸元

	小型振動台	中型振動台	大型振動台
所有	鉄道総合技術研究所		防災科学研究所
振動台寸法	幅2.1m×奥行き1.1m	幅7m×奥行き5m	幅20m×奥行き15m
使用した土槽の内寸	幅: 2.1m 奥行き: 0.6m 高さ: 1.4m	幅: 4m 奥行き: 2m 高さ: 3m	幅: 5.0m 奥行き: 2.5m 高さ: 4.2m
負荷重量	5 トン	50 トン	1200 トン
加振方向	水平1方向	水平2方向	水平2方向, 鉛直方向
最大加速度	1.0G	X軸(長軸): 1.0G Y軸(短軸): 2.0G	水平2軸: 900gal 鉛直1軸: 1500gal
最大速度	70cm/s	X軸(長軸): 150cm/s Y軸(短軸): 75cm/s	水平2軸: 200cm/s 鉛直1軸: 70cm/s
最大振幅	±20cm	X軸(長軸): ±100cm Y軸(短軸): ±25cm	水平2軸: ±100cm 鉛直1軸: ±50cm
加振周波数	1Hz~25Hz	0.01Hz~20Hz	0.1~15Hz (1200トン積載時)

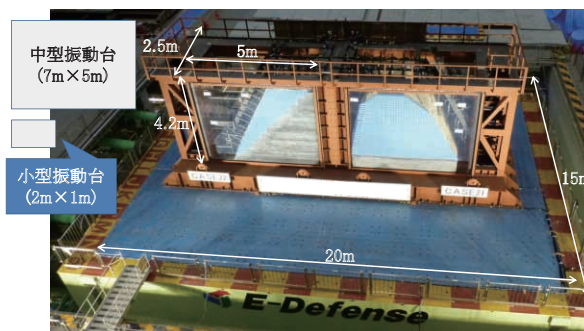


図2 大型振動台の実施状況と振動台規模の比較

三層斜面模型では、岩盤斜面中に局所的に低強度の弱層が存在する斜面を想定した。これに対して、一層斜面模型では、風化が進展した岩盤が地表面付近に存在する場合を想定した。表2に使用した地盤試料の配合、強度定数などを示す。基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。弱層は、岩盤層内に局所的に存在する低強度のシーム層を模擬したもので、実験上は東北硅砂にベントナイトを混入して微少な粘着力を持たせることで、これを再現した。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、表層内部に鉛直方向配置間隔約10cmでジオグリッド(ポリエチレン製で破断強度16.8kN/m)を敷設した。

Case5, 6, 7, 8は弱層の勾配が斜面の地震時挙動に及ぼす影響について検討することを目的として実施した。一方で、Case16は表面付近で風化が進んだ斜面を想定しており、斜面内での地震動の応答特性について検討することを目的として実施した。斜面模型端部(図3中、右側斜面)はジオグリッド補強土形式で構築した。これは、土槽の側壁が斜面の応答を阻害し、地震時挙動に影響を及ぼすのを避けるためである。

加振は5Hz10波の正弦波で実施し、斜面が崩壊に至るまで最大加速度を約50~100galの増分で漸増させる形式で実施した。

4.1.2 実験結果

以下では、斜面模型の弱層勾配、厚さおよび斜面の応答特性の三点が斜面の地震時安定性および崩壊挙動に

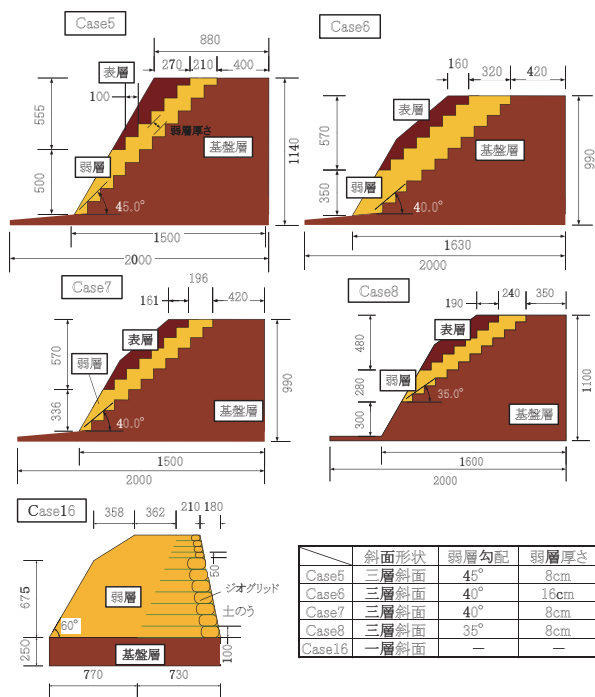


図3 小型斜面模型の概要 (単位: mm)

表2 小型斜面模型における各土層の配合と物性値

	弱層	表層	基盤層
配合 (質量比)	珪砂 6号 : 100 水 : 10 ベントナイト : 1	磁砂鉄 : 100 ベントナイト : 10 水 : 15	礫 : 100 セメント : 4 水 : 7
単位体積重量 γ (kN/m ³)	17	30	18
内部摩擦角 ϕ (度)	39.5	0	57.4
粘着力 c (kPa)	2.9	107.4	280.5

ばず影響に着目し、実験結果について分析する。

(1) 小型斜面模型の崩壊形態

本研究で実施した振動実験における斜面模型の崩壊形態の例として、Case5とCase16の最終加振終了後の状況を図4に示す。なお、Case16では模型地盤と土槽ガラス面との間の摩擦を除去することを目的として、摩擦除去シートが二重に張り付けられている。同図には、円弧すべり安定解析によるすべり面の位置と計算上の崩壊加速度も併せて示した。三層斜面模型のCase5では弱層内に崩壊面が発生するとともに、天端付近に引張亀裂が確認できる。加振中の観察によると、引張亀裂が発生した直後に斜面模型が崩壊に至ったことが確認されており、岩盤の引張強度特性の評価が重要であることが示唆される。

なお、図4に示したすべり安定解析では、引張亀裂の影響として、亀裂が浅の強度を無視している。Case5において崩壊加速度が実験結果と比較的良好に整合したのは、これが理由だと考えられる。なお、Case6, 7, 8についても、円弧すべり安定解析の結果と実験結果は良好に整合していた。

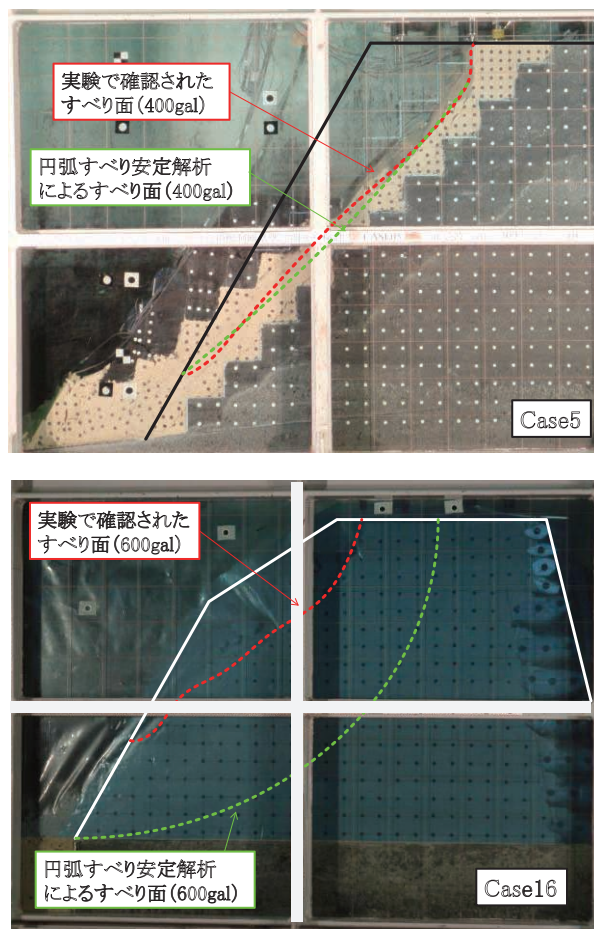


図4 小型斜面模型の崩壊形態

一方で、一層斜面模型のCase16では、崩壊加速度は整合しているものの、実験では解析よりも浅い位置にすべり面が発生した。なお、実験で確認されたすべり面に対して安定解析を行った結果、崩壊加速度は900galと評価された。Case16において、実験結果と円弧すべり安定解析ですべり面位置、崩壊加速度に差異が生じた理由については、後で詳しく分析する。

(2) 不安定化したすべり土塊の挙動

地震時に不安定化した斜面の影響を評価する観点として、不安定化したすべり土塊の挙動 (すべり土塊の移動距離、すべり土塊の構造物への衝突力など) も重要である。このため、本研究では不安定化したすべり土塊の挙動にも着目し、高速度カメラにて150Hz程度のサンプリング周波数で斜面模型を側面から撮影した。これにより、模型地盤中の任意の点の移動距離を変位計の計測レンジを超えた範囲においても追跡することが可能である。

Case5から8において、表層が大変位に至った加振段階 (Case5 : 400gal, Case6 : 500gal, Case7 : 500gal, Case8 : 600gal) でのすべり土塊の移動距離と振動台加速度の時刻歴を図5に示す。崩壊時の挙動は弱層の勾配、厚さにより大きく異なっている。

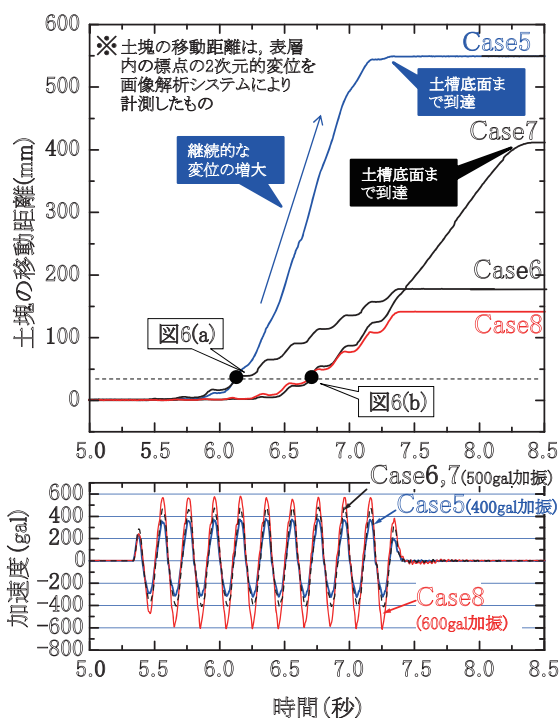


図5 すべり土塊の移動距離と台加速度の時刻歴

例えば、Case5では加振の2～3波目で変位が発生した後、変位が急増した。この段階では、振動台加速度が反転し斜面崩壊方向への慣性力（加速度が負）が作用しなくなった段階においても、変位の増加がとどまらない傾向にある。これは、慣性力の向きに関係なく自重のみの作用で滑落的にすべり土塊が崩壊したことを示している（以下、滑落的崩壊と称する）。なお、すべり土塊は加振中に土槽底面に到達し停止した。

一方で、Case8では4波目～5波目で変位が増加し始めたが、その後は斜面崩壊方向への慣性力が作用した時に、変位が進行的に累積する傾向が確認され、すべり土塊は加振が終了すると静止した。このことから、Case8の斜面は自重のみでは不安定化に至らないものの、慣性力の作用によって不安定化し、進行的にすべり土塊が滑動した事が分かる（以下、進行的崩壊と称する）。

弱層の勾配は同一で厚さが異なるCase6（弱層厚さ16cm）と、Case7（弱層厚さ8cm）を比較すると、変位が増加し始めるタイミングはCase6の方が早い。しかし、Case6では加振終了時まで、慣性力作用時に変位が増大する進行的崩壊を示したのに対して、Case7では途中から慣性力の向きに関係なく変位が増加する滑落的崩壊に遷移する結果となった。

このような崩壊挙動の違いが生じた理由は、図6に示すCase6、Case7の最大せん断ひずみ γ_{max} の分布図で説明ができる。これらの最大せん断ひずみ分布図は、図5に示したすべり土塊の移動距離が約40mmとなった時点のものである。Case6ではせん断ひずみが広く弱層内に

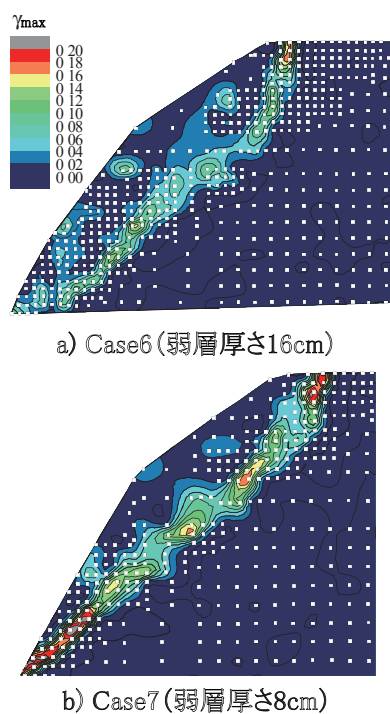


図6 最大せん断ひずみの分布図

分布しているほか、天端付近に前述した引張亀裂に伴うひずみの集中が確認できる。Case7でも概ね同様の傾向であるが、特にのり尻部でのせん断ひずみの集中がCase6と比較して顕著である。Case7では、この直後にのり尻部の局所的な破壊が弱層上部に向けて伝播して全体的な崩壊が発生した。Case6と比較してCase7では、弱層が薄いためせん断される領域が狭く、局所的な破壊が生じやすかったために、このような違いが生じたと考えられる。

このように、不安定化したすべり土塊の挙動は、弱層の勾配や厚さに強い影響を受けるため、斜面の地震時安定性評価にあたっては、不安定化したすべり土塊の挙動を考慮することの重要性が示唆される。

(3) 斜面の応答特性について

斜面の応答特性の比較として、Case5とCase16における振動台と斜面天端付近の応答加速度の時刻歴を図7に示す。時刻歴は、斜面模型が崩壊に至った加振レベル(Case5: 400gal, Case16: 600gal)の一段階前のものを示した。

Case5では振動台と斜面天端部の応答に殆ど差異が見られないが、Case16では斜面天端の応答が振動台の入力に対して、振幅で約1.5倍程度に増幅するとともに、強い位相ずれも見られる。同図にはCase16における応答加速度の分布図も併せて示した(図中、●の時点)。斜面内部で応答が均一でないことに加えて、すべりが発生した比較的浅い領域において、特に斜面崩壊方向への応答(加速度が負)が増幅している傾向が確認できる。

前述の通り、三層斜面模型(Case5からCase8)では

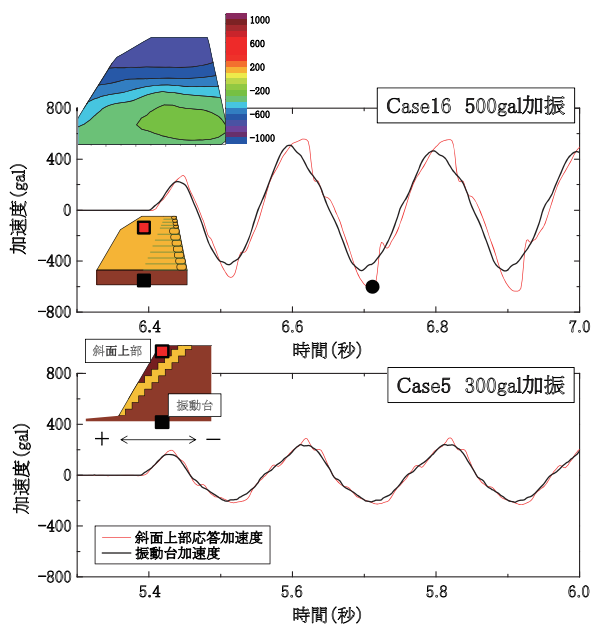


図7 応答加速度の時刻歴（振動台，斜面上部）

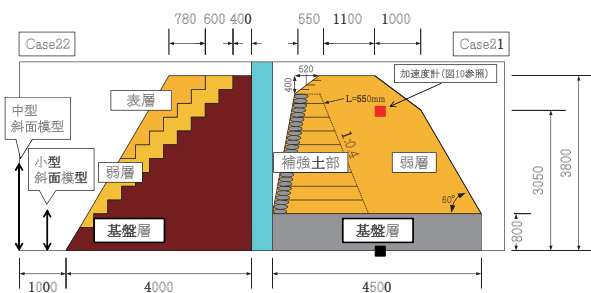


図8 大型斜面模型の概要（単位：mm）

すべり安定解析で評価した斜面の崩壊加速度とすべり面の位置が実験結果と良好に整合した。これは増幅や位相ずれなど斜面内部での応答の影響が顕著でなかったことによって、斜面全層にわたり慣性力を均一に作用させた円弧すべり安定解析の想定が、実験での斜面模型の挙動に概ね対応していたためだと考えられる。

これに対して、Case16ですべり面位置、崩壊加速度を円弧すべり安定解析で評価できなかったのは、図7に示した様な地震動の応答特性が、震度法による円弧すべり安定解析では評価できなかったためと推測される。

以下では、小型振動台実験で得られた知見を踏まえて実施した大型振動台実験の概要と応答特性に関する試験結果について報告する。

4.2 大型斜面模型を用いた振動台実験

4.2.1 大型振動台実験の条件

大型振動台実験では、図2に示したように振動台上で二基の土槽を連結し、加振実験を実施した^{5) 6) 7)}。斜面模型の概要を図8に示す。斜面模型は一層斜面模型 (Case21)、三層斜面模型 (Case22) とともに高さ約4mで

表3 大型斜面模型における各土層の配合と物性値

	弱層・表層	補強土部	基盤層
配合（質量比）	珪砂6号：100 水：10 ベントナイト：7	珪砂6号：100 水：10 ベントナイト：10	礫：100 セメント：4 水：7
単位体積重量 γ (kN/m ³)	16.2	16.2	18
内部摩擦角 ϕ (度)	31.4	29.3	57.4
粘着力 c (kPa)	11.1	13.4	280.5

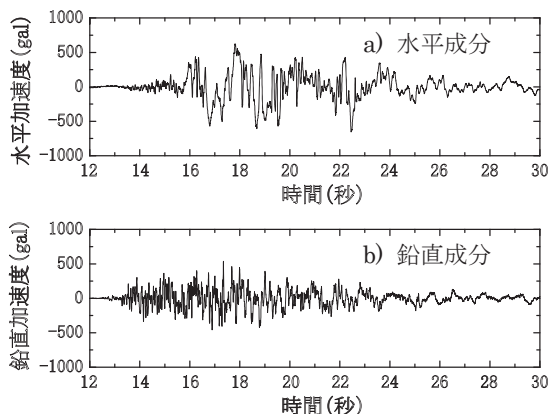


図9 入力地震動波形の例（試番20，水平700gal，鉛直470gal）

表4 本報告で対象とする加振ステップの一覧

試番	水平	鉛直	位相角
6	正 200gal	—	—
7	—	正 200gal	—
8	正 200gal	正 200gal	0度
9	正 200gal	正 200gal	90度
10	正 200gal	正 200gal	180度
20	観 700gal	観 470gal	—
21	観 800gal	—	—
22	正 800gal	—	—

正：正弦波，観：観測波の振幅調整波

構築に約2カ月を要した。いずれの模型も基本的な模型の構築方法は小型模型と同様である。

大型模型による振動台実験では、斜面の応答特性を評価することを目的として、200galの加振レベルで水平動と鉛直動の位相を変化させて多数回の加振を行った。このため、200gal程度の加振レベルで斜面模型が崩壊に至らず、かつ大型振動台の加振容量内で模型を崩壊させる必要があった。このため、80本超の配合試験、強度確認試験を実施して表3に示す材料の配合を決定した。また、表3に示した弱層材料は乾燥による含水比の低下とともに強度低下することが確認されていた。このため、模型構築にあたっては、含水比管理を徹底するとともに、弱層材料から水分が蒸発しないように厳重に養生を行いながら模型を構築した。その結果、30cmおきに採取して計測した含水比の誤差を0.1%程度に、模型構築の長期化

特集：構造物技術

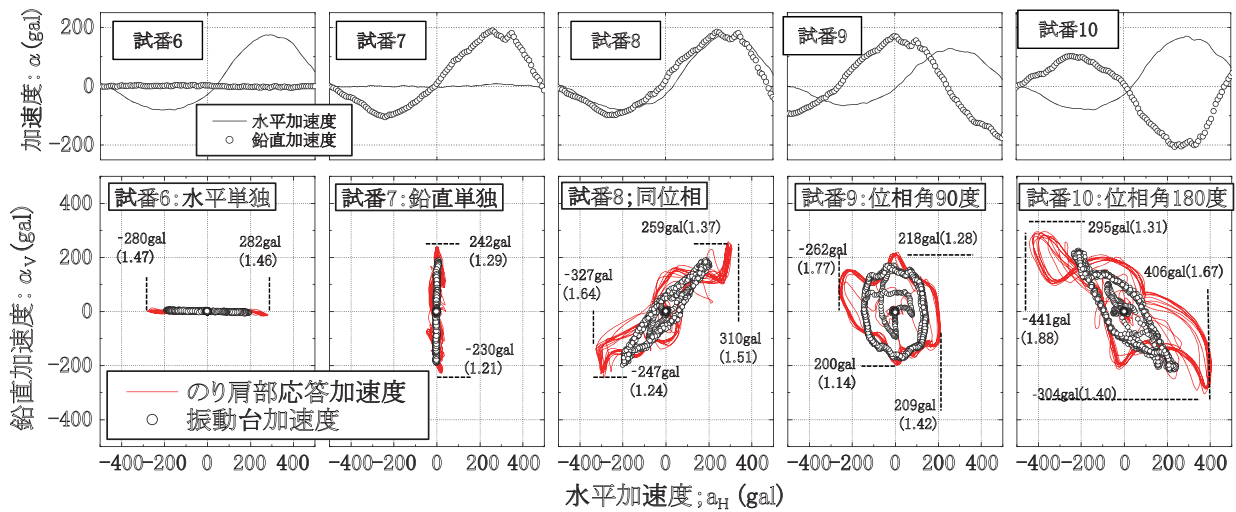


図 10 水平動と鉛直動の軌跡図

に伴う含水比の減少を0.5%程度にとどめる事が出来た。

加振は図9に示す地震波と正弦波の二通りの波形を用いて行った。表4に本報告で対象とする加振ステップをまとめる。地震波を用いた加振では、2007年の新潟県中越沖地震における観測波の振幅を調整した地震動を用いた。正弦波加振では、5Hz10波の正弦波を使用し、鉛直動と水平動の位相を変化させて加振を実施した。以下では、水平動と鉛直動との組み合わせによる斜面の応答特性の変化と、斜面の崩壊形態について述べる。

4.2.2 大型振動台実験の結果

(1) 大型斜面模型の応答特性

斜面の応答特性に及ぼす水平動・鉛直動の位相特性の影響を、水平動と鉛直動の軌跡図としてまとめたものが図10である。同図には試番6～10の結果を示しており、振動台加速度とのり肩の応答加速度について、Case21（一層斜面模型）に関する試験結果を示している。なお、同図には入力加速度の時刻歴の抜粋も併せて示している。また、同図中には応答加速度の最大・最小値とともに、振動台加速度に対する倍率（図中、()内の数字）も示している。

同図から読み取れる知見は以下の3点である。1点目は、水平単独の場合（試番6:1.46～1.47倍）と比較して、鉛直動も作用した場合（試番8:1.51～1.64倍、試番9:1.42～1.77倍、試番10:1.67～1.88倍）の方が、応答加速度が増幅される傾向にあることである。

2点目は、水平加速度について加速度の応答倍率を比較すると、正方向の応答倍率が1.42～1.67倍であるのに対して、負方向は1.47～1.88倍であり、負方向（慣性力が斜面崩壊方向）に作用する場合の方が、応答加速度が増幅される傾向にあることである。

3点目は、水平動と鉛直動の位相の影響に着目すると、試番10（位相角180°）の応答倍率が高いことである。

本試験では、土槽に小型起振器を設置した上でスイー

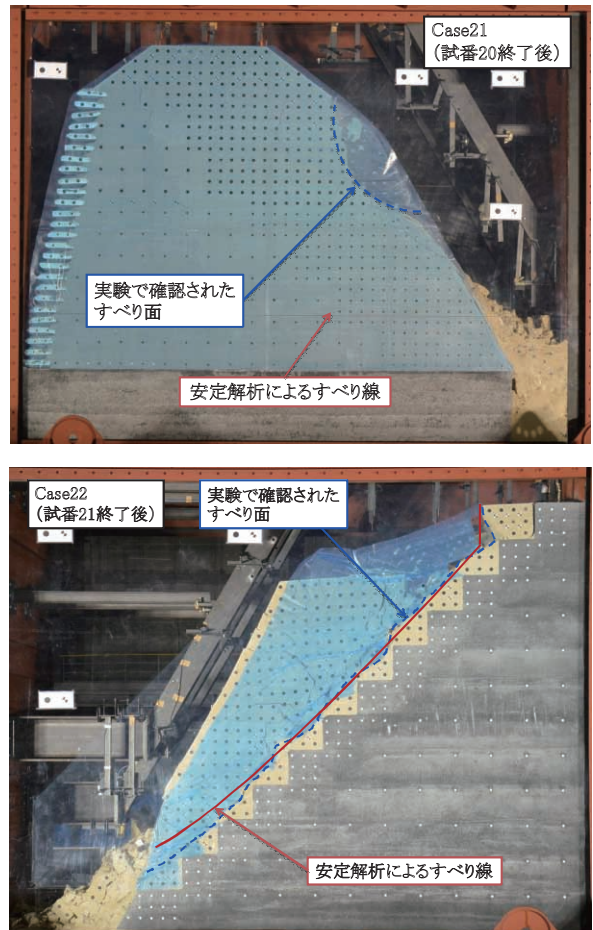


図 11 大型斜面模型の崩壊形態

プ加振を行い、圧電型加速度計にて初期状態における斜面の固有振動数を計測した。加振前に計測した斜面模型の共振振動数は13.8Hzであり、加振に用いた正弦波の5Hzよりも大きい。

このことを考慮すると、上記三点の現象はいずれも斜面の崩壊方向に大きな慣性力が作用し、模型地盤のひず

みレベル増大・剛性の低下に伴って斜面モデルの共振振動数も低下し、入力動の振動数に近づいた結果と解釈することで説明ができる。

(2) 斜面モデルの崩壊形態

Case21, Case22 の崩壊形態を図 11 に示す。同図には、円弧すべり安定解析にて評価したすべり面の位置を併せて示した。Case21 では、試番 20 (観測波水平 700gal, 鉛直 470gal) において、小型モデルの Case16 と同様に斜面上部の比較的浅い位置にすべり面が生じた。これに対して、Case22 では試番 21 (観測波水平 800gal) の段階で、弱層の下部から上部にかけて断続的にクラックが発生し事前の安定解析と整合する位置にすべり面が発生した。この段階では、斜面は崩壊に至らなかったものの、次の試番 22 (正弦波 800gal) では、斜面が崩壊に至った。

Case21 において、計算上のすべり面位置が実際の位置と異なった理由は、Case16 と同様に斜面内での地震動の増幅・位相ずれの影響が、円弧すべり安定解析で評価できなかった事が原因と考えられる。

5. 斜面の安定性評価

5.1 振動台実験より得られた知見のまとめ

一連の振動台実験より、斜面の地震時崩壊形態に関して本検討で得られた主な知見は以下の 4 点である。

- ① 滑落的崩壊形態 (例: Case5) は、比較的大きな質量を有するすべり土塊全体が瞬時にのり先まで滑落する崩壊形態である。このため、斜面近傍の構造物に及ぼす影響は甚大な崩壊形態となる。
- ② 進行的崩壊形態 (例: Case6) では、地震時に斜面崩壊方向に慣性力が作用する際に、徐々にすべり土塊が滑動し、滑動量がさほど大きくない場合には、地震がおさまるとすべり土塊は制止しうる。このため、安全側に基準値を設定することで、斜面の安全性評価をより合理的に行うことが可能となる。
- ③ 進行的崩壊形態は、のり先崩壊や表層の破壊を誘引する場合もある (例: Case7)。振動台実験によると、こうした破壊形態が進行的崩壊形態とともに発生する場合は、斜面の崩壊は脆性的になる傾向もあるため、破壊形態の見極めが重要である。
- ④ 斜面の応答による地震動の増幅・位相ずれは、適切に考慮する必要がある (例: Case16, Case21)。これらの現象は、特に風化が進行した岩盤層が比較的厚く堆積している場合などに顕著となる。

5.2 斜面の安定性評価法

振動台実験で得られた知見を踏まえて、斜面の安定性評価法の素案を提案した⁸⁾。その概要は図 12 に示すとおりで、以下の手順で安定性の評価を行う。

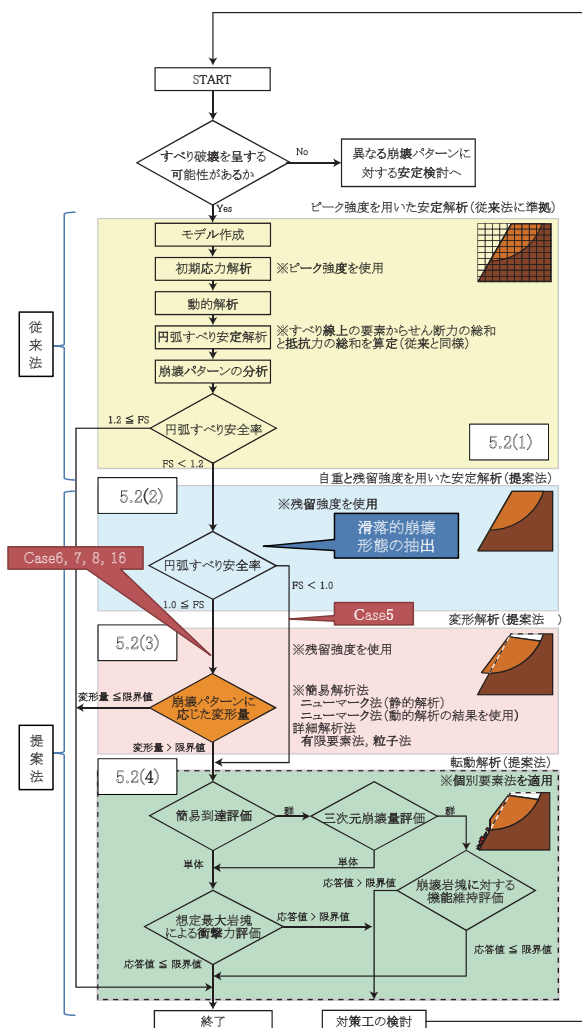


図 12 提案する斜面の安全性評価法の素案

(1) ピーク強度を用いた地震時円弧すべり解析 (従来の評価手法)

ピーク強度を用いた地震時の円弧すべり解析を行う。ここで、安全率が所定の値以上となる斜面については、地震による崩壊の危険性は小さい斜面と判定する。ここで所定の安全率を確保できない斜面については、以降の詳細検討を行う。

(2) 残留強度を用いた自重安定解析

滑落的崩壊形態の抽出を目的として、残留強度を用いた自重安定解析を行う。ここで、安全率が所定の値を満足できない斜面については、滑落的な崩壊形態の危険性があると判断し、岩塊・土塊の転動解析により、すべり土塊が周辺施設に及ぼす影響を定量的に評価する。なお、図 12 には小型斜面モデルが崩壊形態に応じて、どのように分類されるかも併せて示した。

(3) 崩壊形態に応じた変形量照査

自重安定解析で所定の安全率を満足できる斜面については、滑落的崩壊形態を呈する可能性は小さいと考えられるため、変形量照査を行う。ただし、進行的な崩壊か

特集：構造物技術

らのり先の崩壊や表層の破壊へと遷移する場合には、単純な進行的崩壊形態を示す場合と比較して、斜面がより脆性的な崩壊形態を示す傾向にあるため、崩壊形態を再現できる評価手法を用いて変形量照査を行う。いずれの場合についても、変形量の照査値を適切に設定することにより、斜面の安全性評価を従来手法と比べて、より合理的に行うことが可能になると考えられる。

(4) 転動解析による周辺施設への影響評価

斜面のすべり破壊に伴い生じるすべり土塊が周辺施設に及ぼす影響を評価する。崩壊土塊が施設に到達するかを評価し、到達すると判定された場合には、衝撃力を評価し適宜対策工などを設置する。転動解析の手法としては、個別要素法の適用などが考えられる。

6. 結論

本報告では、斜面の安全性評価法の高度化を目的として実施した規模の異なる振動台実験の概要とその結果について述べた上で、実験から得られた知見を活用して提案した斜面の安定性評価法の概要を紹介した。以下にその要旨をまとめる。

- ① 斜面の崩壊形態はその形状に応じて多様であり、一旦変形が生じた後は自重による安定を満足できない滑落型崩壊形態と、地震時に慣性力の作用で徐々に変形する進行的崩壊形態に大別できる。
- ② 風化が進んだ岩盤斜面のように、表層に低強度の土層が厚く堆積している場合、斜面の地震時安定性の評価にあたっては、応答・位相ずれを適切に考慮する必要がある。
- ③ 地震動の増幅は、斜面崩壊方向に慣性力が作用する場合に最も顕著となりうる。これは、水平動・鉛直動ともに同様である。
- ④ 一連の振動台実験より得られた知見をもとにして、斜面の安定性評価手法の素案を提案した。崩壊形態の分類や、変形量を指標とした評価が提案手法の特徴である。

7. 今後の方向性

振動台実験で得られた知見に基づき、斜面の地震時安定性評価法の素案(5.2節)を提案した。今後は同手法の適用性を検証する必要がある。なお、本手法は原子力発電所周辺斜面への適用を念頭に提案したものである。これに対して、鉄道施設は線状構造物であり、全延長にわたり本手法(1)から(4)を実施することは非現実的であるが、(1)の前で広域的に斜面の安全性を評価する

手法と組合せ、危険個所の抽出を先行して行うことで、適用は十分に可能であると考えられる。各種解析ツールの開発とともに、鉄道周辺斜面への適用を念頭とした検討も今後進めていきたい。

謝辞

本研究は、(独)原子力安全基盤機構からの受託業務として実施した。また、中村晋教授(日本大学)、河井正准教授(東北大学)、石丸正氏(電力中央研究所)より貴重な助言を頂いた。記して謝意を表する。

文献

- 1) JEAG4601-2007 原子力発電所耐震設計技術指針, 日本電気協会, 2007
- 2) K. Abe, M. Shinoda, K. Watanabe, T. Sanagawa, S. Nakajima, S. Nakamura, T. Kawai, M. Murata and H. Nakamura : Numerical simulation of landslides after failure using MPM with SYS Cam-clay model in shaking table tests, *15th World Conference on Earth quake Engineering*, No.1999, 2012.
- 3) 阿部慶太, 篠田昌弘, 村田雅明, 中村英孝, 中村晋 : 岩盤斜面の地震時安定性評価手法の構築に向けた試みー(4)粒子法とニューマーク法を用いた実験による斜面の崩壊挙動のシミュレーション, 土木学会第65回年次学術講演会講演概要集, pp.7-8, 2010
- 4) 篠田昌弘, 渡辺健治, 村田雅明, 中村英孝, 中村晋 : 岩盤斜面の地震時安定性評価手法の構築に向けた試みー(2)小型模型振動実験による斜面の崩壊機構の検証ー, 土木学会第66回年次学術講演会講演概要集, pp.3-4, 2011
- 5) 中村英孝, 村田雅明, 篠田昌弘, 渡辺健治, 河井正, 中村晋 : Eディフェンスで実施した大型斜面模型の振動台実験の概要, 土木学会第66回年次学術講演会講演概要集, pp.625-626, 2012
- 6) 篠田昌弘, 中島進, 渡辺健治, 佐名川太亮, 中村英孝, 村田雅明, 河井正, 中村晋 : Eディフェンスを用いた岩盤斜面の地震時安定性に関する振動台実験, 土木学会第66回年次学術講演会講演概要集, pp.627-628, 2012
- 7) 中島進, 篠田昌弘, 渡辺健治, 佐名川太亮, 中村英孝, 村田雅明, 河井正, 中村晋 : Eディフェンスを用いた斜面の地震時安定性に関する振動台実験, 第47回地盤工学研究発表会, pp.1630-1631, 2012
- 8) 村田雅明, 中村英孝, 篠田昌弘, 中島進, 中村晋, 河井正 : 原子炉建屋周辺斜面の安定性評価に関する考え方, 第47回地盤工学研究発表会, pp.1633-1634, 2012