アンカー工により補強された斜面模型の 振動実験による補強効果の検証

中村 晋¹・中島 進²・阿部 慶太³・渡邊 健治⁴・篠田 昌弘⁵

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: nakajima.susumu.99@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.keitai.06@rtri.or.jp

⁴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: watanabe.kenji.71@rtri.or.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

本論は、アンカー工により補強した斜面の補強効果および崩壊機構を明らかにするため、崩壊に至った斜面模型を含む振動実験の結果を基に、斜面や補強工の応答性状の分析を行った。さらに、大変形から崩壊に至る挙動が解析可能な解析手法(MPM)を用い、補強効果の検証を実施した。対象とした振動実験は、大きさの異なる斜面模型を対象とした1G場での振動実験である。その結果、補強斜面の崩壊は、弱層上部の非線形化により地盤が緩み、静的アンカー張力が減少したことにより弱層と表層部の振動の増大とアンカーの破断強度に達する引張り応答の増大により生じたことが明らかとなった。また、MPMにより、アンカー工の補強効果として、締付け効果の影響が大きいこと、さらにMPMは補強した斜面の挙動を再現可能であることが明らかとなった。

Key Words: slope model, anchor work, shaking table test, strengthening effect, verification, MPM

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震以降、多発している陸域におけるプレート内地震、またプレート境界地震である2011年東北地方太平洋沖地震により、自然斜面や造成地盤の崩壊による道路の寸断や破壊などの社会基盤施設への影響のみならず、人命の喪失を伴う甚大な被害が多数生じている。このことから、斜面周辺の構造物、また斜面を含む構造物自体の重要度などに応じ、斜面の耐震対策を実施することが必要となっている。斜面の耐震対策技術として、防食などの維持管理技術の進歩や、敷地の制約などにも対応が可能なアンカー工を用いる事例¹⁾が増加している。

一方、アンカー工による斜面の補強設計には、道路土工指針²⁾のうちのり面工・斜面安定工指針³⁾などが用いられている。その考え方は、円弧すべり面法などの力の釣り合いによる斜面の安定性評価法を用い、安定性に必要

な安全率を確保するための補強材の配置に応じた必要分担力を求めるという方法である。しかし、それら指針類には地震時におけるアンカー工の設計法が明確に示されていないため、アンカー工による補強設計では地盤工学会⁴⁾で示しているグラウンドアンカー設計・施工基準⁵⁾による考え方、例えば地震時における補強材の極限引張り力の低減率などを援用している。これまで、グラウンドアンカーの地震時挙動は、地震観測⁶⁾や遠心振動実験⁷⁾などにより斜面上部の加速度応答の大ききところでアンカー張力などの応答も大きくなることが明らかにされているが、アンカーの破断を含む限界状態に至る挙動は明らかとなっていない。2009年岩手・宮城内陸地震や2011年東北地方太平洋沖地震では、ダムサイトや高速道路に設けたアンカー工の破断事例⁸⁾が報告されている。これらのことから、アンカー工により補強された斜面の地震時安定性の評価手法を確立するためには、実験などにより補強斜面の崩壊機構を明らかにし、補強効果を検証することが

a) 小型斜面模型形状

b) 中型斜面模型形状

図-1 補強した小型、中型斜面模型の形状 (寸法単位: mm)

a) 斜面におけるアンカー支圧版配置 b) アンカー定着部

図-2 中型斜面模型におけるアンカー工の設置状況

急務と考えられる。

あわせて、対策工による補強効果を評価するための手法として、応答性状の評価手法と崩壊という限界状態に至る挙動を評価できる手法の構築も急務と考えられる。前者については、有限要素法を用いた手法の適用性が検討されている⁸⁾。後者の手法として、最近、弾塑性応答から破壊後の大変形挙動をシームレスに評価できる粒子法と呼ばれる手法が提案されている。その粒子法のうち Material Point Method (MPM) は、Sulskyら⁹⁾により提案され、Lagrange粒子とバックグラウンド格子からなる Particles in cell法の一つであり、Fast Lagrangian Analysis Code (FLAC)¹⁰⁾と同じUpdate-Lagrangian法と陽解法を組み合わせているが、粒子を用いて離散化しているためFLAC以上に大変形後の挙動を解析できる手法である。Vermeerら¹¹⁾や、Andersen and Anderson¹²⁾により斜面崩壊などの地盤工学問題への適用が行われてきた手法である。阿部ら^{13,14)}は浅岡ら¹⁵⁾の構成モデルをMPMに導入し、1G場での斜面模型の振動実験との比較により、その適用性を示している。

本論では、アンカー工により補強され、崩壊に至った斜面模型を含む振動実験の結果^{16,17)}を基に、斜面や補強工の応答性状を分析し、補強効果を検証するために必要な崩壊機構を明らかにする。さらに、補強効果を検証す

るための手法として、大変形から崩壊に至る挙動の評価が可能なMPMの適用性を示す。さらに、それを用いて補強効果に関する検討を行った。対象とした振動実験は、小型、中型斜面模型を用いた1G場での振動実験である。

2. 補強効果の検証に用いる既往の斜面模型の振動台実験の概要

(1) 斜面模型の形状、材料性状

まず、アンカー工で補強した小型および中型の斜面模型形状を図-1に示す。また、同一の形状および地盤構成を有する無補強の小型および中型の斜面模型の振動実験も実施している。

小型斜面模型は、高さ1.15m、幅1.5mおよび奥行き0.6mの形状を有し、基盤層と一般部および右側の土のう(図中白抜き部)と低強度のジオグリッド(頂部から20cmは5cm間隔、以下は10cm間隔で敷設)で構成される補強斜面部で構成されている。基盤層はアンカーの定着部であり、セメント改良礫層とした。その構成材料は、加振中に崩壊に至らないように礫100に対してセメント4、水7の重量比で配合した。一般部と補強斜面部は珪砂6号100に対してベントナイト3、水10の重量比となるように作成した。アンカー材には1.5mmワイヤー(破断強度1.6kN/本)を用い、高さ方向に3段、奥行き方向に30cm間隔で2列配置、表面の10cm角の支圧版、基盤層に張力計を介して定着している。ワイヤーは周辺地盤との摩擦が生じないようにシンプレックスチューブで被覆した。

中型斜面模型は高さ2.6m、幅3.23mおよび奥行き2mの形状を有し、表層、45度の傾斜を有する弱層および基盤層の3層構造である。弱層は珪砂6号100に対してベントナイト1、水10の重量比となるように作成した。表層には無補強時に崩壊が生じるように密度の高い磁砂鉄を主材料として用い、磁砂鉄100、ベントナイト10、水15の重量比となるように作成した。基盤層は小型斜面模型と

表-1 小型斜面模型の強度特性

構成材料	地盤定数		
	単位体積重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力(kPa)
一般部	16.2	39.5	2.9
補強土部	16.6	39.5	4.9
基盤部	18.9	57.3	280.9

表-2 中型斜面模型の強度特性

構成材料	地盤定数		
	単位体積重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力(kPa)
表層	30.0	0.0	107.4
弱層	18.0	39.5	2.9
基盤層	20.0	57.4	280.0

a) 小型斜面模型

b) 中型斜面模型

図-3 小型・中型斜面模型における計測状況(図中の赤丸は増幅特性の評価に用いた計測器位置, 矢印は変位計位置, 四角は加速度計位置で記号の数字の後の英字は計測成分を表し, Hが水平成分, Vが鉛直成分である)

a) 正弦波

b) 不規則波

図-4 入力波(600Gal)

同じ材料である。中型模型のアンカー工は図-2に示す様に高さ方向に7段、奥行き方向に40cm間隔で5列配置し、表面は10cm角の支圧版、基盤層内に張力計を介して定着し、アンカー材には1mm針金を用いた。針金は周辺地盤との摩擦が生じないように小型斜面模型と同様にシンフレックスチューブで被覆した。

小型、中型斜面模型の単位体積重量および三軸圧縮試験(CD条件)で得られたピーク強度の特性値を表-1, 2に示す。表に示すように、小型斜面模型の一般部と中型斜面模型の弱層部は強度特性が同一となるように配合を調整した材料を用いている。

各斜面模型のアンカー工の耐力については、まず小型斜面模型のアンカー工の耐力はその破壊モードとしてワイヤー1本の破断強度1.6kN/本と1つの支圧版位置における地盤のせん断強度450N/本とを比較し、小さな値である支圧部における地盤のせん断強度450N/本とした。ここで、支圧部のせん断強度は支圧版の断面積0.01m²と周

辺地盤の一軸圧縮強度45kPaの積として評価した。また、アンカーには1本当たり平均して98Nの初期緊張力を導入した。6本のアンカーに導入した初期緊張力のばらつきは変動係数が0.02程度と極めて小さく、位置によらずほぼ均一な導入を行った。次に、中型斜面模型のアンカー工の耐力はその破壊モードとして針金定着部の引抜け強度600N/本とした。ここで、針金定着部の引抜け強度はワイヤーロックによる針金1本の固定度を引抜試験により確認しながら調整した。また、支圧版位置における地盤のせん断強度は表層、弱層とも耐力を超えている。また、アンカーには全7段のうち表層部5段で343N/本、弱層部2段で245N/本を目標として初期緊張力を導入した結果、最上段の平均値が345N/本と最大、6段位置での平均値が280N/本と最小となり、下段になるにつれ各段の平均値は低下する傾向がみられるものの、1本当たり平均して315Nの初期緊張力を導入した。アンカーに導入した初期緊張力全体のばらつきは、変動係数が0.13程度

a) 無補強の小型斜面模型の崩壊状況(600Gal)

b) 補強の小型斜面模型の900Gal加振後の状況

c) 無補強の中型斜面模型の崩壊状況(200Gal2回目)

d) 中型斜面模型の最終加振(正弦波 700Gal)による崩壊状況

写真-1 無補強および補強した小型・中型斜面模型の最終状況

と小さい。両斜面模型に対するアンカー工の耐力はアンカー工による補強として引止め効果と締付け効果を考慮した安定解析¹⁸⁾に水平震度を考慮した震度法による解析を行い、すべり安全率が1.0となる降伏震度が振動台の許容加振加速度(900Gal程度)の範囲となるように設定した。その際、小型斜面模型については無補強斜面における法肩応答の増幅率1.2~1.5倍を考慮した。安定解析には修正フェレニウス法を用いた。ここで、引止め効果とは定着部に斜面の滑動力を伝達させ移動土塊に引止める力を作用させること、締付け効果とはすべり面周辺地盤に対する垂直応力を増大させてせん断抵抗力を増大させることである。また、初期緊張力は一般に耐力の40から80%が導入されており、中型斜面模型については耐力の53%程度と一般的な初期緊張力を導入した。小型斜面模型については、支圧版周辺地盤のせん断強度に基づいてアンカー工の耐力を設定したため、耐力比で40から80%の初期緊張力を導入すると支圧版周辺地盤に非線形化を伴う大きなせん断ひずみが生じる可能性もあることから、中型斜面模型より小さな20%程度の初期緊張力を導入した。

(2) 斜面模型の計測および加振状況

斜面の応答性状を把握するため、図-3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、地盤内に生じるひずみや変位は、篠田ら¹⁹⁾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。

加振条件として、小型斜面模型は図-4 a) に示すように周波数5Hzの正弦波を10波、100Galから100Gal毎に振幅を増大して加振した。補強した斜面模型では900Galまで加振した。中型斜面模型では、図-4 b) に示すように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100Galから100Gal毎に振幅を増大して加振した。補強した斜面模型では900Galまで加振した後、加振限界の950Galまで加振したが、完全崩壊には至らなかったため、小型斜面模型と同じ周波数5Hzの正弦波を10波で600Galから700Galまで加振した。

(3) 斜面模型の崩壊性状

小型斜面模型は写真-1 a), b) に示す様に無補強斜面が600Galにて崩壊、補強斜面は900Galに対して崩壊に至らなかった。ここで、両写真には加振前の状態との差異が分かるように頂部、法面位置を破線で示した。補強斜面は崩壊に至らないものの、天端には引っ張り亀裂が発生し、法肩から斜面上部にかけて大きく変形している。

図-5 加速度の増幅率と加振加速度の関係

図-6 補強した中型斜面模型の増幅率の評価に用いた各位置の加速度波形の比較

中型斜面模型は写真-1 c), d)に示す様に無補強斜面が200Galの2回目加振にて崩壊した。補強斜面では950Galの加振に対して、弱層下部の表層に一部崩壊が生じたものの、全体的な崩壊に至らず、正弦波加振の700Galにて崩壊した。

3. 実験結果に基づく補強効果の分析

(1) 斜面の応答性状

まず、小型斜面模型および中型斜面模型の振動台から法肩にかけて設置された加速計を対象とし、加振加速度に応じて得られた最大加速度のうち水平成分の増幅率と加速計の設置位置の関係を図-5に示す。増幅率の算出には図-3中の赤丸位置の加速計で得られた最大加速度を用い、増幅率は最下部の最大加速度に対する比率として算定した。無補強の斜面模型のうち、小型斜面模型では崩壊した600Gal加振時に法肩周辺で大きな増幅を示している。中型斜面模型では、1回目の200Gal加振時に弱層内の加速計位置(1500mm)にて大きな加速度が発生している。これは、離散的なすべり線の発生により、弱層内の地盤がわずかではあるが急激に変形したためと考えられる。崩壊した200Gal加振時には、弱層の非線形

化の影響で弱層上部の増幅率は1.0以下に低下した。補強斜面では、小型、中型の斜面模型とも800Gal加振時に、法肩を含む斜面上部の増幅率が顕著に増大している。

次に、補強した斜面模型に崩壊が生じた中型斜面模型を対象とし、その応答性状を検討する。まず、図-5に示した増幅率の評価に用いた位置における加速度波形のうち、斜面上部の増幅率が增大する前の600Gal加振時、顕著な増幅が認められる900Gal加振時における加速度波形の主要部分、2.8秒から3.8秒の区間について比較を図-6に示す。図-6にて各位置の波形は、その位置に応じた変化が分かるように、少しずつ示している。600Gal加振時の波形における3.05秒、3.25秒付近に、わずかであるが波形の変化や振幅の増大が認められる。900Gal加振時の波形においては、前述の600Gal加振時と同じ時刻にて著しい波形の変化や振幅の増大、特に3.25秒付近では弱層の非線形の影響によると考えられる最大値の出現時刻の遅れも認められる。さらに、周波数応答性状の変化として、600Galおよび900Gal加振時の振動台位置と法肩位置で計測された加速度の水平成分に関するフーリエスペクトル比を図-7に示す。600Gal加振では、低周波数側の増幅が21.0Hz近傍に認められる。900Gal加振に対しては、600Gal加振より低周波数側の6から10Hzに若干の振幅増大、17から20Hz周辺にて主要な増幅が認められ、弱

図-7 法肩と振動台位置との周波数応答関数
(中型斜面模型)

a) 法面の水平方向の残留変位

b) 天端鉛直方向の残留変位

図-8 補強された中型斜面模型の加振レベルに応じた残留変位の変化

a) 加振前の静的アンカー張力(小型)

b) 加振前の静的アンカー張力(中型)

c) 加振時の最大アンカー張力(小型)

d) 加振時の最大アンカー張力(中型)

図-9 加振レベルに応じたアンカー設置位置と1本あたりの平均アンカー張力

層の非線形化による影響が顕著に現れている。最後に、加振加速度に応じた法面位置の残留水平変位の変化、天端位置の残留鉛直変位の変化を図-8に示す。ここで、残留変位とは加振前後の変位差として算出し、法面の残留変位位置は図-3 b)に示すよう基盤層下端を基準に、弱層、表層の法尻から法肩の5点、天端の残留変位位置は図-3 b)に示すよう表層の法肩を基準に、表層および基盤層に

近い2つの弱層位置の3点ある。これより、天端の鉛直方向残留変位は、700Galの加振より表層部分の残留鉛直変位が0.1mmを超え、弱層の非線形化により表層部分の沈下が大きくなっている。法面においても、天端と同様に700Galの加振において700mmの弱層より上の表層にて残留水平変位が0.1mmを超えている。また、不規則波950Gal加振後の正弦波600Gal加振における残留変位は、

図-10 アンカー張力および入力波の時刻歴, フーリエスペクトルの比較

法面, 天端とも不規則波900Gal加振時と同程度である。

(2) アンカー工の応答性状

まず, アンカー一本当たりの張力について, 加振加速度に応じた加振前の静的張力と加振時の最大張力とアンカー位置の関係を図-9に示す。ここで, アンカー位置は最上段を1段目とし, 最下段までのアンカー張力に関する各値を加振加速度に応じて示している。静的なアンカー張力は, 小型斜面模型では最上段で800Gal加振, 中型斜面模型では最上段から3番目までが700Gal加振から低下し始めている。加振時の最大アンカー張力は, 小型斜面模型では最上段で700Gal加振時, 最下段で600Gal加振, 中型斜面模型では700Gal加振から全体として, 増大している。概ね, 静的なアンカー張力の低下とともに, 斜面内の加速度増幅に認められる法肩周辺の振動振幅が増大し, 動的な最大アンカー張力も増大している。後述する中型斜面模型の側面に設けた5cm間隔の標点の動きより求めたせん断ひずみの分布より, 弱層の上部にて大きな値(図-14より, 700Galで最大1.5%, 800Galで最大3.0%, 900Galで最大5%以上)となっている。このことから, この静的なアンカー張力の低下はその周辺地盤の変形によるアンカーの緩みにより生じ, その結果, 地盤応答の増大によりアンカー張力が増大し, 引抜けが生じて崩壊したものと考えられる。

次に, 崩壊に至った中型斜面模型に着目し, 最上段のアンカー位置に近い加速度計(A01)で得られた水平加速度と最上段中央部のアンカー張力の時刻歴(主要な2から6秒の区間)およびフーリエスペクトルの比較を600Galおよび900Gal加振について図-10に示す。図-10の

時刻歴の比較には振動台位置の加振加速度の時刻歴も合わせて示す。また, アンカー張力は静的張力を除いた動的変動成分のみを示している。アンカー近傍の加速度波形, 特に4秒前後から4.5秒の波形はアンカー張力と逆位相になっている。地盤の加速度と変位は逆位相の関係となることから, アンカー張力の応答は表層の動きによるアンカーの伸縮と対応していると考えられる。また, この時間帯でアンカー張力の応答は卓越し, その波形性状は周期0.2から0.3秒で大きく変化している。その波形性状の変化は900Gal加振で大きく変化し, フーリエスペクトルの4Hz近傍に見られる卓越振幅が600Gal加振に比べ, 900Gal加振で大きくなっていることと対応している。一方, 図-7に示した900Gal加振時における斜面の周波数応答関数には, アンカー張力のフーリエスペクトルにも振幅の増大が認められる周波数6から10Hz, および17から20Hzにおいて増幅が見られるが, 4Hz近傍の卓越が認められない。つまり, 主要なアンカー張力の応答は地盤内の地震動増幅により生じていないと考えられる。すると, 4Hz近傍のアンカー張力の応答は, 表層が弱層の非線形化により4Hz近傍にも卓越成分を有する加振波とともに動いている影響と考えられる。その影響を検討するため, 600Galおよび900Gal加振に対する法肩部の動きの方向を表す加速度オービットを図-11に示す。図には図-10 a), b)中のアンカー張力に周期0.2から0.3秒(5.0Hzから3.3Hz)の変化が顕著に認められる3.5秒から4.5秒区間のオービットを青色で示している。600Gal加振に対してはほぼ水平方向の振動が卓越している。900Gal加振に対してはアンカー張力の応答が卓越している時間帯で表層の動きは斜め左下方向, つまり弱層の傾斜方向への動きが卓越し,

図-11 法肩部における加速オービットの比較(図中、赤色は全時刻、青色は3.5～4.5秒のオービット)

図-12 無補強・補強の小型斜面模型の最大せん断ひずみ分布

前述の4Hz近傍のアンカー張力の応答は弱層の傾斜方向への動きと対応していることが分かる。

(3) 補強斜面の崩壊挙動に関する考察

まず、小型斜面模型において、無補強の斜面模型が崩壊した600Gal加振の崩壊直前、補強斜面の崩壊前である800Gal加振の最終振幅時に対する側面の最大せん断ひずみ空間分布を図-12に示す。図-12 a)には、崩壊すべり面の形状を赤の破線、後述する震度法による安定解析で得られたすべり面の形状を水色の破線で示す。次に、中型斜面模型において無補強の斜面模型が崩壊した200Gal加振の2回目崩壊直前、およびその前の1回目加振時に最大せん断ひずみの発生した時刻における側面の最大せん断ひずみ空間分布を図-13に示す。崩壊すべり面は弱層内に生じ、その形状は後述する震度法による安定解析と同様なので図-12 a)と同様に水色の破線で図-13b)に示す。また、図-10に示した補強斜面のアンカー張力が大きな値を示している加振時刻近傍での最大せん断ひずみ空間分布を700Galから900Gal加振について、図-14に示す。ここで、せん断ひずみは斜面側面に設置した縦横5cmの正方形の4角にある標点の動きを画像解析より求め、その変位から形状関数によりせん断ひずみを算出する方法より算出した。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、その精度は0.2mmから0.5mmの範囲にあり約0.3mmである²⁰⁾²¹⁾。得ら

れるせん断ひずみの最大値の精度は標点間隔より0.006程度と推定され、図-14の最大せん断ひずみの大きさに関する縮尺は0.005間隔とした。また、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。

小型斜面模型についてみると、無補強の斜面模型では崩壊時にすべりが生じたせん断ひずみの大きな領域(30%以上、図中赤破線)は、安定解析より得られたすべり面位置(図中水色破線)と大きく異なり、より浅い位置に現れている。この傾向は、均質な地盤材料で構成される斜面模型を用いた他の1G場での振動実験においても認められ、安定解析における斜面の地震応答への配慮などの課題が指摘されている²²⁾。補強斜面では、補強盛土で構築した右側斜面の崩壊に関わるすべり面が700Gal加振時に形成され、800Gal加振時に図-12 b)に示すように、アンカー最上段位置(562mm)位置の下部にせん断ひずみの大きな領域(30%以上、図中橙色破線)が形成されている。その領域における地盤の緩みにより、アンカー最上段の静的なアンカー張力は大きく減少した。最終の900Gal加振時には、アンカー位置下のせん断ひずみ領域では、無補強斜面の崩壊が生じる前と同程度以上の大きなせん断ひずみが生じていたと推測される。アンカーの補強効果との関連で考察すると、締付け効果の影響は初期緊張力の大きな減少と大きなせん断ひずみを伴う地盤の緩みが生じていることから小さいと考えられる。

図-13 無補強の中型斜面模型の最大せん断ひずみ分布

図-14 補強した中型斜面模型の最大せん断ひずみ分布

しかし、大きな変形が生じているにもかかわらず崩壊に至っていないのは、他の補強効果である引止め効果の影響であると考えられる。

中型斜面模型についてみると、無補強の斜面模型では、図-13 a)に示すように弱層中部でせん断ひずみの大きな領域（図中赤い領域）が離散的に発生し、その領域が図-13 b)に示すように法肩までつながり（図中白破線）、崩壊に至った。補強斜面においても、不規則波700Gal加振では、弱層内にせん断ひずみの比較的大きな領域（2%程度）が離散的に生じ、800Gal加振時には弱層中部から天端までせん断ひずみの比較的大きな領域（3%程度）が連続的に形成されている。せん断ひずみの発達過程は無補強と同様であるが、発生しているせん断ひずみの大きさはまだ無補強時の崩壊に至る大きさより小さな値となっている。このせん断ひずみの増大による非線形化により弱層上部が緩み、静的アンカー張力が減少したと考えられる。900Gal加振時には、弱層下部にもせん断ひずみの大きな領域が形成され、950Gal加振には弱層下部の表層一部に剥離が生じた。中型斜面模型も小型斜面模型と同様に、加振レベルの増大による弱層の緩みにより静的アンカー張力が減少している。しかし、崩壊時における静的なアンカー張力に対する初期緊張力の比として表される初期緊張力の減少率は約60%と小型斜面模型の最終加振時の減少率である約30%より小さい。950Gal加振においてもせん断ひずみの大きな領域は限定されているのはアンカーの緊張力による効果と推測され、中型斜

面模型では、2つの補強効果である締付け効果と引止め効果が一定以上機能していたと考えられる。

これらのことから、小型斜面模型のような均質な地盤で構成された斜面、中型斜面模型のような地盤の非線形化領域が限られた斜面のアンカーによる補強効果の検証や設計を行う上で、アンカー工周辺地盤の非線形化の影響を考慮することが極めて重要であると考えられる。さらに、地盤の非線形化が引止め効果や初期緊張力を含む締付け効果に及ぼす影響は地盤モデルに応じて異なると考えられ、それら効果の影響を適切に評価することも補強効果を評価する上で重要と考えられる。また、小型斜面模型はすべり面の形成位置が限定されている中型斜面模型と異なり、既往の安定解析によるすべり面の評価位置が実崩壊が生じたすべり面と異なっていることも重要な課題であるといえる。

次に、補強効果を検証する手法として、既往の安定解析法の適用性について検討を行う。表-1, 2に示した斜面模型の強度特性を用い、斜面模型内での震度を一定とした震度法に基づく安定解析により得られた降伏震度と比較する。補強斜面の降伏震度は、前述のアンカー力による引止め効果と締付け効果を考慮した安定解析¹⁸⁾に水平震度を考慮した震度法による解析により算出した。そこで考慮しているアンカー力は、アンカー1本当たりの耐力より算出した単位幅当たりの力とした。

小型斜面模型のうち、無補強斜面の降伏震度は0.6と実験と同定度であった。小型斜面模型の加振は正弦波で

図-15 MPMの計算の流れ

あるため、降伏震度と崩壊時の最大加速度の対応は比較的良いと考えられる。しかし、図-12に示したように安定解析により推定されるすべり面位置は実験によるすべり面より深い位置となっている。降伏震度のみならずすべり面位置を含む安定性評価という観点では、適切に評価できていないといえる。また、補強斜面の降伏震度は1.2であった。実験では最終の900Gal加振でも崩壊に至らないものの、アンカー工最上段位置を含む斜面の上部の変形が大きく、アンカー位置下に無補強斜面で崩壊が生じる前と同程度の大きさのせん断ひずみ領域が形成されている。補強斜面の安定性評価という観点では、すべり面位置が適切に評価できていない。さらに、前述のように2つの補強効果が発揮される程度の差異に配慮できていないため、補強斜面の安定性を適切に評価できていないと考えられる。

中型斜面模型のうち、無補強斜面の降伏震度は0.15と実験より小さい。中型斜面模型の加振波は不規則波であるため、その最大振幅を静的な地震作用を表す震度に換算すると過大評価となることは重力式岸壁の地震被害を踏まえた野田・上部らにより示された推定地動加速度と設計震度の関係²³⁾などからよく知られており、崩壊時の不規則波の最大加速度より、降伏震度は小さな値になると考えられる。補強斜面の降伏震度は0.7と崩壊時における正弦波加振の振幅と同じであった。図-8に示した加振振幅に応じた天端の残留変位についてみると不規則波950Gal以後の正弦波600Galの残留変位は不規則波900Galと同程度であり、不規則波の振幅に対して正弦波の振幅は約67%程度である。無補強斜面について、これを適用すると降伏震度は0.134となり実験と同程度とみることができる。しかし、前述のように既往の安定解析法では地盤材料の非線形化が補強効果に及ぼす影響を適切に考慮しているとはいえない。さらに、不規則波に対する安定性評価という観点からも、力の釣り合いに基づく静的な安定解析法の適用性には限界があり、非線形動的解析の適用などの検討を行う時期に来ていると考えられる。

4. MPMシミュレーションによる中型斜面模型の補強効果の分析

(1) MPMによるシミュレーションの概要

ここでは、まず、無補強の中型斜面模型を対象とし、その崩壊挙動を非線形挙動から崩壊に至る挙動をシームレスに評価可能なMPMを用いたシミュレーションを実施し、崩壊挙動の再現性について検討を行う。次に、補強した斜面模型が崩壊に至った中型斜面模型を対象に、地盤材料の非線形化と補強効果の関係についてMPMを用いたシミュレーションにより検討を行うとともに、MPMの適用性について検討する。以下に、ここで用いるMPMの概要を示す。

MPMはLagrange粒子とバックグラウンド格子からなり、Update-Lagrangian法と陽解法の組み合わせによるアルゴリズムを用いており、粒子を用いるために大変形後の挙動を解析できる。図-15にMPMの計算の流れを示す。土を粒子の集合で表し粒子で輸送した応力等の物理量を一定時間刻み Δt 毎にバックグラウンド格子の格子点に内挿関数で集約し、運動方程式を解く。格子点速度からひずみ増分 $\Delta \epsilon$ を求め粒子の位置、物理量を更新し格子は粒子を残し元に戻り、既存の弾塑性構成則を用いてひずみ増分 $\Delta \epsilon$ から応力増分 $\Delta \sigma$ を計算する。この粒子の動きにより不連続な挙動も解析することができる。

また、MPMでは、幾つかのアルゴリズムが提案されているが、解析上の安定性やエネルギー保存を向上できるNaim²⁴⁾によるUSAVG (Update Stress Averaged) アルゴリズムを用いた阿部²⁵⁾による提案手法を用いた。さらに、MPMは、陽解法であることから時間刻みには注意が必要で安定性が確保できる時間刻み($\Delta t=10^{-5}$)を用いた。合わせて、MPMはLagrange粒子がバックグラウンド格子を通過する際に生じるノイズについても留意する必要があるが、阿部らは前述のアルゴリズムによるMPMを本研究と同じように斜面模型が崩壊に至る1G場での振動実験に適用^{13),14)}しており、そのアルゴリズムを用いたMPM

図-16 無補強・補強斜面の解析モデル

表-3 表層、基盤層に用いた解析パラメータ

	表層	基盤層
ヤング係数 (kPa)	8.2×10^4	1.0×10^4
ポアソン比	0.214	0.333
内部摩擦角 (deg)	0	-
粘着力 (kPa)	107	-
ダイレイタンス角 (deg)	0	-
引張強度 (kPa)	10.7	-

表-4 弱層材料の強度特性

層名	密度 (kN/m^3)	ピーク強度		残留強度	
		粘着力 c (kPa)	内部摩擦角 ϕ (deg.)	粘着力 c (kPa)	内部摩擦角 ϕ (deg.)
弱層	18	2.9	39.5	1.7	36.3

は補強効果の検証にも適用できると考えられる。

(2) 解析モデルおよび入力

無補強および補強した中型斜面モデルの解析モデルを図-16に示す。無補強斜面の解析モデルのうち基盤層は図-16 a)に示すように下部を省略した。これは、地震動の増幅が図-5から分かるように小さいことから、解析時間を低減するためである。背面格子は水平、鉛直方向とも0.05m間隔にモデル化し、奥行き方向はそれらと同様に0.05mとし、平面ひずみ状態を考慮した。粒子は水平、鉛直および奥行き方向とも2個ずつ配置した。

補強斜面の解析モデルは、アンカーが配置されているため、その影響を平面ひずみ状態で間接的に評価するのではなく、アンカーと周辺地盤との相互作用の影響を直接考慮できるよう図-16 b), c)に示す3次元モデルを用いた。ここで、奥行き幅は、アンカーを奥行き方向の中心に配置し、中心から前面、背面に0.25mと合わせて奥行き方向のアンカー配置間隔0.4mに前面、背面とも0.05mの遷移領域を加味した長さとした。背面格子は解析に3次元モデルを用いることからアンカーを含まない3次元

解析モデルにて図-16a)の斜面モデルと同じ入力波に対して崩壊が生じることを確認した上で、水平、鉛直および奥行き方向とも0.1m間隔にモデル化した。粒子は水平、鉛直および奥行き方向とも2個ずつ配置した。地盤構造は表層、弱層および基盤層の3層で構成し、各層の構成モデルとして、表層はドラグープラガー型の弾完全塑性モデル、弱層は浅岡モデル、基盤層は弾性体モデルを用いた。低ひずみレベルの減衰特性はRayleigh減衰によりモデルし、 α は0、 β は0.002と小さな値に設定した。次に、アンカーは弾性体でモデル化した。アンカーの断面積はその定着に用いたM10ボルトと同程度(0.0079 m^2)となるように、アンカーとその周辺の粒子密度を他の部分の16倍として、できるだけ細くモデル化した。さらに、実験のように初期緊張力(315N)を導入し締付け効果を低加振レベルより期待したケースと、比較のために初期緊張力を導入せず変形の増大に応じて引止め効果と締付け効果が生じるケースの2ケースについてモデル化を実施した。初期緊張力は、その力に見合う加速度をアンカーに常時作用させることにより考慮した。この作用は、阿部により定式化²⁹⁾されており、自重解析と同様にアンカー一部の粒子に加速度を作用し、粒子の質量との積により得られる力を格子内の形状関数により格子点の体積力として求め、接触力と合わせて外力の格子点力として求めるものである。また、アンカー定着部における引き抜け挙動についてはモデル化が困難であるため、実施していない。

各層の構成モデルに用いたモデルパラメータのうち、表層および基盤層については表-3に示す値を用いた。弱層の構成モデルのパラメータは、表-4に示すCD条件下で得られた強度特性を踏まえ、図-17に示す三軸圧縮試験により得られた軸差応力と軸ひずみの関係にフィットするパラメータの設定を行った。弱層の動的変形特性は、動的変形特性試験と設定されたパラメータより得られた

図-17 弱層の三軸圧縮試験による軸差応力と軸ひずみの実験とシミュレーションの比較

a) 無補強斜面モデルへの入力波

b) 補強斜面モデルへの入力波

図-18 解析に用いる入力波

図-19 すべり面上の土塊のすべり面方向の変位時刻歴に関する実験および解析シミュレーションの比較

a) 図-13b)と同一時刻におけるせん断ひずみの分布

b) 最終加振後の崩壊状況

図-20 MPM シミュレーションより得られた無補強の中型斜面模型モデルの最大せん断ひずみ分布

動的変形特性とを比較し、その妥当性を確認した。

解析に用いる入力波として、無補強の斜面模型の解析には図-18 a) に示すように200Galの1回目と崩壊に至った2回目の加振波を合わせた波、補強斜面模型の解析には図-18 b) に示すように加振により残留変位が生じ、弱層法尻の表層崩壊が生じた700Gal、800Gal、900Galおよび950Galの振幅の加振波を用いた。ここで、加振波とは振動台上で計測された加速度波形である。

(3) 無補強斜面模型に関する実験のシミュレーション

無補強の中型斜面模型について、すべり面が形成された弱層上の表層のすべり面に沿った方向の変位時刻歴に

ついて、斜面模型の側面に設置した標点の図-16 a)中に示した位置にて実験より得られた変位と解析より得られた変位との比較を図-19に示す。さらに、図-13 b)に示した崩壊が開始する最大せん断ひずみ空間分布との比較として、同図に対応する時刻(7.0秒)について解析より得られた最大せん断ひずみ空間分布、さらに最終崩壊状態とその時の最大せん断ひずみ空間分布を図-20に示す。図中の最大せん断ひずみは粒子位置における最大せん断ひずみの大きさの範囲を凡例に示す色で示している。

図-19より表層の崩壊が開始する時刻(7.0秒)、つまりすべり面が形成されて表層の変位が生じ始める時刻は解析と実験とが概ね対応し、図-20 a)に示す最大せん断

図-21 初期緊張力の有無に応じた最大せん断ひずみの分布の比較

ひずみも弱層の中央部から上部にかけて、最大15%から20%程度と大きな最大せん断ひずみが発生している状態における実験による最大せん断ひずみ空間分布との対応も合わせて解析は実験を適切に再現している。しかし、その後の挙動は図-19からも分かるように、実験ではすべり面の形成直後に滑落し、解析ではすべり面の形成後に土塊の移動が徐々に生じ、加振終了後、滑り落ちるような崩壊に至っている。図-20 b)の崩壊状態は写真-1 d)に

示した実験と対応し、解析による崩壊挙動とすべり面の形成過程のシミュレーションは一定の再現性を有しているといえる。しかし、すべり面の形成から崩壊に至る過程の再現は十分といえず、今後の課題といえる。

(4) 補強の斜面模型に関する実験のシミュレーション

無補強の中型斜面模型の崩壊形態を概ね再現していることを踏まえ、補強した中型斜面模型の解析を実施した。

図-22 法肩変位に及ぼす初期緊張力の影響の比較

解析結果のうち、まず、各加振レベルで加振振幅の大きな時刻における最大せん断ひずみの空間分布について、初期緊張力を導入していないケースと、導入したケースの比較を図-21に示す。図中の最大せん断ひずみは粒子位置における最大せん断ひずみの大きさの範囲を凡例に示す色で示している。これより、導入していないケースでは、加振振幅の増大に伴いアンカー部を含む弱層全体のせん断ひずみが増大による非線形化が進行している。しかし、せん断ひずみの大きさは700Gal加振に対して弱層上部で10%を超え、実験より大きな値となっている。さらに、700Gal加振より弱層下部の表面から土砂崩壊が生じ、加振レベルの増大に伴い弱層下部の土砂が多く流出している。しかし、アンカーの耐力である引っ張り抵抗力により弱層上の表層は崩壊せずに保持されている。一方、初期緊張力を考慮し、締付け効果を低加速度レベルより導入したケースでは、アンカー工が設置されている弱層の領域でせん断ひずみの増加が実験と同様に抑えられ、950Gal加振においても4%程度以下と実験より若干小さな値となっている。また、加振レベルの増大により弱層上部におけるせん断ひずみが8%程度を越え、実験より若干大きな値となっている。また、実験では950Gal加振時に弱層下部の表面に剥落が生じていたが、解析では800Gal加振時より生じているものの表面近傍土砂の流出のみに抑えられている。初期緊張力が持続するとして解析を実施したため、地盤の緩みによる初期緊張力の低下を考慮していないことから、950Gal加振時にもアンカー周辺のせん断ひずみ発生は抑えられている。

次に、初期緊張力の有無に関する2つのケースより得られた法肩位置における水平及び鉛直変位の比較を図-22に示す。図中の水平変位はプラスが法面方向(解析モデル右から左)、鉛直変位はプラスが下方方向を表す。図より、初期緊張力を導入していないケースの水平変位、鉛直変位は、両方ともそれを導入しているケースより、加振による変位の増加が大きい。また、初期緊張力を導入していないケースは加振とともに表層部が沈下し、法面方向に変位しているが、導入しているケースでは緊張力の影響により弱層が圧縮され、法面逆方向に変位して

いる。図-8より、実験による残留変位は水平変位が法面方向、鉛直変位は表層が沈下していることを示しており、表層の変形としては初期緊張力を導入していないケースと実験が対応している。しかし、その値についてみると、例えば、800Gal加振時の初期緊張力を導入していないケースの残留水平変位は1cm程度であるが、実験では0.2mm(図-8参照)程度と50倍程度の差異が認められる。一方、初期緊張力を導入しているケースの残留水平変位は数mm程度と導入しているケースよりかなり小さい。変位の方向は異なるが、実験条件を考慮した初期緊張力を導入したケースについて、解析と実験との残留水平変位の比較を図-23に示す。図には、図-8に示した実験より得られた加振レベルに応じた法面の水平方向残留変位と高さの関係のうち、大きな残留変位の生じた900Galおよび950Gal加振に対する値の比較を示す。また、比較に用いた解析ケースは初期緊張力を考慮したケースとし、加振前後の変位の差に関する絶対値について実験と比較を行った。解析では弱層法尻部に土砂流出などが生じる変位が生じており、弱層部(700mm位置)残留水平変位は実験より大きな値となっている。しかし、表層部の残留水平変位の大きさは同程度となっていることが分かる。

最後に、図-24に弱層内の最上段から2段目のアンカー周辺地盤における応力不変量である等価せん断応力($\sqrt{J_2}$)と平均拘束圧($I/3$)の関係を示す。図より、初期緊張力を導入したケースでは、700Gal加振後に解析上、緊張力の影響が安定し、それ以降の加振レベルに対して平均拘束圧や等価せん断応力が概ね200から250kPaの間で変化している。一方、初期緊張力を導入していないケースでは、700Gal加振時には平均拘束圧が初期緊張力を導入したケースより10~20%程度小さいものの、平均拘束圧や等価せん断応力が概ね170から240kPaの間で変化している。800Gal加振以降、急激に平均拘束圧や等価せん断応力が低下している。このことから、初期緊張力の導入により、弱層内の拘束圧を保つことにより剛性や強度低下などの非線形化を抑えていると考えられる。また、初期緊張力を導入していないケースでは、崩壊に近い950Gal加振時に、平均せん断応力が著しく低下しており、

図-23 実験と解析による法面の水平方向残留変位の比較

崩壊時には締付け効果、つまりアンカー張力の増加による拘束圧の増加が期待できないことを示していると考えられる。

以上より、MPM解析について、無補強の斜面模型に対するすべり面の形成過程と崩壊挙動、補強斜面における弱層法尻における土砂流出挙動や表層法面の残留水平変位が方向は異なるものの同程度の値となっていることから、再現性とアンカー工の補強効果の検証へ概ね適用性を有していると考えられる。また、アンカー工の補強効果の検証という観点でも、弱層の非線形性と引止め効果と締付け効果の2つの補強効果との関係について、有用な知見が得られた。

5. あとがき

アンカー工による補強および無補強の小型、中型斜面模型に対する1G場での振動実験に基づいて、アンカー工による補強斜面の崩壊機構および補強効果を明らかにした。ここで、小型斜面模型はすべり面の発生位置を制限しない均質な斜面モデル、中型斜面模型はすべり面の発達領域を弱層に制限した斜面モデルである。さらに、補強効果の評価へ、大変形から崩壊に至る挙動の評価が可能な粒子法(MPM)の適用性と効果の検討を実施した。これらより以下のことが明らかとなった。

1) 崩壊機構

補強した小型斜面模型、中型斜面模型とも、初期に導入したアンカー張力が地盤の非線形化とともに低下し、表層の変形をもたらした。その結果、加振により生じる動的なアンカー張力が増大し、中型斜面模型は動的なアンカー張力が耐力を越え、崩壊に至った。

図-24 弱層内の応力不変量の関係の比較

小型斜面模型では、無補強斜面が崩壊した際のすべり面と既往の力の釣り合いによる静的な安定解析より得られるすべり面位置は大きく異なっていたが、降伏震度と崩壊に至った正弦波の最大加速度振幅は対応している。また、補強した小型斜面模型は崩壊に至らないものの、最上段のアンカー下に無補強斜面に崩壊が生じた際のせん断ひずみの大きさを上回るせん断ひずみ領域が形成されており、その領域の位置は無補強の斜面模型に生じたすべり面位置、さらに静的な安定解析より得られるすべり面位置と異なっている。

中型斜面模型では、無補強および補強斜面とも、すべり面の形成を想定した弱層にてすべり面が形成された後に崩壊が生じた。

2) アンカー工の補強効果

補強斜面内のすべり面の形成過程における地盤の非線形化はアンカー工の補強効果を構成する引止め効果と締付け効果に影響を及ぼしている。

小型斜面模型では、初期に導入したアンカー張力が加振レベルの増大にともなう地盤の非線形による地盤の緩みにより著しく低下し、変形の制限や強度低下を抑える締付け効果が機能せず、引止め効果により、崩壊がまぬがれていたと考えられる。

中型斜面模型では、初期に導入したアンカー張力が締付け効果として変形の制限や強度低下を抑える効果を発揮していること、その張力を導入しない場合には締付け効果は発揮されないことがMPMシミュレーションより得られた。

また、MPMは、無補強の中型斜面模型の崩壊挙動、補強した中型斜面模型の挙動のシミュレーションに概ね適用性を有していることが明らかとなった。しかし、すべり面の形成から崩壊に至る過程の再現は十分といえず、

その改善については今後の課題といえる。合わせて、アンカー定着部のモデルを行い、補強した中型斜面モデルのシミュレーションによる斜面モデルの崩壊挙動、さらにアンカー工の応答挙動の再現性を確認することも今後の課題としたい。

最後に、1995年兵庫県南部地震以降、直下地震などの強震動が生じる地震が多く発生している。ここでは、アンカー工による補強斜面の安定性評価を行う際、地盤材料の非線形化が補強効果に及ぼす影響を適切に評価することが重要であること示した。このことから、アンカー工により補強された斜面の地震時における安全性を確保する上で、本研究で用いたMPMや非線形地震応答解析法など、崩壊挙動また崩壊に至る過程を直接に考慮できる手法をその評価に活用することが急務であり、それを促進することが今後の課題と言える。

謝辞：本研究は平成22、24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「原子炉建屋周辺斜面の安定性評価における振動台試験」、「斜面の安定性評価における損傷判断基準に関する検討(試験)」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) 鈴木延彰：JR 東日本における土構造物の耐震補強について、基礎工、Vol.41, No.11, pp.67-69, 2013.
- 2) 日本道路協会編、道路土工-のり面・斜面安定工指針、2009.
- 3) (公社)地盤工学会、グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 JGS4101-2012, 2012.
- 4) 門間敬一、千田容嗣、小島伸一：アンカー工を施工した急傾斜地における地震時挙動の計測結果、土木技術資料、Vol.42, No.1, pp.58-61, 2000.
- 5) 太田敬一、伊藤桂一、倉岡千郎、竹家宏治：動的遠心載荷模型実験による地震時のアンカーの振動特性の検討、土木学会 63 回年次学術講演会、pp.101-102, 2008.
- 6) 伊藤武志、横山真至、太田親、山本彰、藤原宗一：岩手・宮城内陸地震によるグラウンドアンカーの被害について、土木学会第 64 回年次学術講演会、III-64, pp.127-128, 2009.
- 7) 関茂和：東北地方太平洋沖地震で被災したグラウンドアンカー法面の復旧事例、基礎工、Vol.41, No.11, pp.56-58, 2013.
- 8) 山本彰、鳥居原誠：グラウンドアンカーの耐震対策に関する研究、土木学会論文集、No.736/II-63, pp.153-166, 1993.
- 9) Sulsky, D., Zhou, S. J. and Schreyer, H. L.: Application of a particle-in-cell method to solid mechanics, *Computer Physics Communications*, Vol.87, pp.236-252, 1995.
- 10) Cundall, P. and Board, M. : A microcomputer program for modeling large-strain plasticity problems, *Proc. of*

- Numerical Methods in Geomechanics* (Innsbruck 1988), pp.2101-2108, 1988.
- 11) Vermmer, P. A., Beuth, L. and Benz, T. : A quasi-static method for Large deformation problems in geomechanics, *Proc. of 12th International Conference of Computer Method and Advanced in Geomechanics*, I-6 October, Goa India, pp.53-63, 2008.
- 12) Anderson, S. and Anderson, L.: Modelling of landslides with material-point method, *Computer Geoscience*, Vol.14, No.1, pp.137-147, 2009.
- 13) Abe, K., Izawa, J., Nakamura, H., Kawai, T. and Nakamura, S. : Analytical study of seismic slope behavior in a large-scale shaking table model test using FEM and MPM, *Proc. of 18th international Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, pp. 1407-1410, 2013.
- 14) Abe, K., Shinoda, M., Watanabe, K., Sanagawa, T., Nakajima, S., Nakamura, S., Kawai, T., Murata, M. and Nakamura, H. : Numerical simulation of landslides after slope failure using MPM with SYS Cam-clay model in shaking table tests, *Proc. of 12th World Conference of Earthquake Engineering*, 2012.
- 15) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. : Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.2, pp.99-110, 2000.
- 16) 篠田昌弘、中島進、中村英孝、村田雅明、河井正、中村晋：アンカーと抑止杭で補強した斜面の振動台実験、第 47 回地盤工学研究発表会、2012.
- 17) 中島進、阿部慶太、渡邊健治、篠田昌弘、中村英孝、村田雅明、中村晋、河井正：アンカー対策された大型斜面モデルの振動台実験、第 48 回地盤工学研究発表会、2013.
- 18) (社)地盤工学会：入門シリーズ 32 斜面の安定・変形解析入門-基礎から実例まで-, pp.139-147, 2006.
- 19) 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.
- 20) 渡邊健治：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.
- 21) 村田雅明、中村英孝、渡邊健治、篠田昌弘、佐名川太亮、河井正、中村晋：岩盤斜面モデル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、2011.
- 22) 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モデルの崩壊挙動の分析、土木学会論文集 A1(構造・地震工学)、Vol.72, No.4, pp.I_378-I_392, 2016.
- 23) 野田節男、上部達生、千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度、港湾技術研究所報告、Vol.14, No.4, pp.67-112, 1975.
- 24) Nairn, J. A. : Material point method calculations with explicit cracks, *Computer Modeling in Engineering & Science*, Vol.4, No.6, pp.649-664, 2003.
- 25) 阿部慶太：MPM を用いた地盤の大変形・流動解析手法の開発に関する研究、東京大学博士論文、2013.

(2016. 8. 31 受付)

VERIFICATION OF STRENGTHENING EFFECT OF SLOPE MODELS REINFORCED WITH ANCHOR WORKS BY SHAKING TABLE TESTS

Susumu NAKAMURA, Susumu NAKAJIMA, Keita ABE, Kenji WATANABE
and Masahiro SHINODA

The objective of the paper is to make the strengthening effect and the collapse mechanism in the slope reinforced with anchor works clear. Response characteristics of the slope model were analyzed based on the results obtained by the shaking table tests under 1G field for the slope models reinforced by anchor works. Furthermore, the effect was verified by using MPM which is possible to evaluate the behavior from large deformation to collapse. Among the slope models which carried out the shaking table tests, the slope models for not only small scale but also medium scale were used. It is found that the collapse of the reinforced slope model is caused by the following process. First of all, the static tensile force of anchor decreased after the weak layer became soft by the nonlinear behavior of the soil. Then the dynamic response of tensile force became larger due to the rise of vibration in the ground over the weak layer. Finally the tensile force of the anchor reached to the failure strength. Based on MPM analysis, it is found that the tightening effect is larger as the strengthening effect of anchor work, and that the collapse behavior is possible to reappear.