グラウンドアンカーの補強効果に着目した急勾配斜面の大型振動台実験と Newmark 法による検証解析

中島 進¹・長尾 洋太²・成田 浩明³・佐名川 太亮⁴・阿部 慶太⁵・渡辺 健治⁶・
篠田 昌弘⁷・中村 晋⁸

¹正会員 公益財団法人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

²正会員 東海旅客鉄道株式会社 建設工事部 (〒450-6101 愛知県名古屋市中村区名駅 1-1-4)
E-mail: yota.nagao@jr-central.co.jp

³正会員 公益財団法人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: narita.hiroaki.69@rtri.or.jp

⁴正会員 公益財団法人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

⁵正会員 公益財団法人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

⁶正会員 公益財団法人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

⁷正会員 防衛大学校准教授 システム工学群建設環境工学科
(〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)
E-mail: shinoda@nda.ac.jp

⁸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

グラウンドアンカーは斜面の安定化に用いられるが、地震時抵抗・破壊メカニズムは解明されておらず、特に破壊過程に関する研究は少ない。そこで、補強・無補強斜面模型の振動台実験結果から、斜面崩壊時のアンカーと斜面模型の応答特性を分析した。その結果、斜面崩壊方向に慣性力が作用する際にアンカー張力が増大し、極限值に達するとアンカーが段階的に破断し、斜面が崩壊に至る傾向が確認された。また、Newmark 法による変形解析の結果、変位量が増大し始めるタイミングは、実験と概ね整合したが、特にアンカー補強した斜面ではアンカー抵抗力の発現・喪失特性が考慮できないため、実験結果と解析結果に大きな差異が確認された。以上を踏まえ、グラウンドアンカー補強斜面の大規模地震時における安定性評価において考慮すべき項目について整理した。

Key Words: ground anchor, seismic slope stability, shaking table model test, Newmark method

1. はじめに

本報では、グラウンドアンカー補強斜面の抵抗・破壊メカニズムについて分析すること目的として実施した大型振動台実験の結果を報告し、Newmark 法による検証解析の結果を踏まえ、グラウンドアンカー補強斜面の地震時安定性評価法の確立に向けた課題について述べる。

鉄道沿線の斜面が地震時や豪雨時に崩壊した場合には、鉄道運行に支障をきたす例^{1),2)}も多く、特に図-1 に例を示す 2016 年熊本地震の南阿蘇地域における斜面崩壊の様に、崩壊規模が大きな場合には復旧までに長期間を要する。

自然斜面の安定性は、円弧すべり安定解析による安全率を指標として評価されることが多い。円弧すべり安定解析では、すべり面に沿った滑動モーメン

図-1 地震時における大規模斜面崩壊の例²⁾

トと抵抗モーメントを比較し、所要の安全率が確保できるかを確認することが一般的であるが、大規模地震時には、円弧すべり安定解析で安全率1を常に上回ることが困難であり、斜面が瞬間的に安全率1を下回った後の挙動を評価することが重要である。

ここで、斜面が安全率1を下回り瞬間的に不安定化した後の挙動は、地震動の継続時間や斜面の形状、地盤の変形強度特性など多くの要因の影響を受け、最終的に不安定化の程度が著しい場合には、図-1に示すような全体的な崩壊が生じる。しかし、円弧すべり安定解析では、上記の要因を十分に考慮することはできず、斜面防災を効率的に行うためにも、大規模地震時における斜面の不安定化後の挙動を評価する手法を構築することが重要な課題である。

一方で、図-1に示すような大規模な斜面災害が想定され、すべり面が比較的深い位置を通る場合、グラウンドアンカー³⁾や地すべり抑止杭⁴⁾による補強が行われる。本報で対象とするグラウンドアンカーも、想定する作用に対して、円弧すべり安定解析により所要の安全率を確保するための不足抵抗力を求め、グラウンドアンカーの仕様・配置を決定する方法が一般的である。しかし、近年の設計において想定するレベル2地震動の様な極めて大きな地震荷重に対して、瞬間的にでも安全率が1を下回らないように斜面を補強することは現実的には困難であり、瞬間的な斜面の不安定化を許容し、その結果生じる斜面の変形やアンカーの損傷などを許容される範囲内に抑える方針へと設計思想を転換することが求められる。しかし、大規模地震時において、グラウンドアンカーで補強された斜面が不安定化から破壊に至る過程は未解明である。

筆者らは特に大規模地震時における斜面の安全性および補強工の評価法に関する実験的・解析的検討

図-2 岩盤斜面の破壊形態

を行っており、本論文では特にグラウンドアンカーの抵抗・破壊メカニズムに着目した実験的な検討内容について報告する。

2. 既往の研究および鉄道土構造物の耐震性照査法

以上を背景とし、以下では斜面の安定性評価法およびグラウンドアンカーの抵抗・破壊メカニズムに関する既往の研究を概観する。また、鉄道盛土・切土などの土構造物は、レベル2地震動に対して一定の残留変形を許容した耐震性評価手法が構築されている^{5),6)}。本報では模型実験結果に対して、鉄道土構造物の地震時残留変位量の評価に用いられるNewmark法の適用性を検証するため、鉄道土構造物の耐震性照査法の概要についても併せて概説する。

(1) 斜面の地震時安定性評価に関する研究

岩盤斜面の代表的な崩壊形態は、図-2に示す風化岩の滑落、水平に近いすべり、弱層に沿った滑落、破碎帯や割れ目による滑落の4形態に分類できる。

石丸・河井⁷⁾は模擬不連続面を有する流れ盤斜面模型を用いた動的遠心模型実験を行い、崩壊挙動を分析するとともに、検討対象とした実験においては、等価線形解析とすべり安全率による斜面の安定性評価が安全側の評価となることを示している。

Shinodaら⁸⁾は、弱層に沿った滑落を対象として弱層勾配を変化させ、1g場で高さ1m程度の斜面模型

を用いた振動台実験を実施し、模型実験の結果から斜面の崩壊形態を脆性的な Quick sliding と、比較的緩やかに変形が進行する Slow sliding に分類し、円弧すべり安定解析により両者を分類する手法を提案している。

風化岩の滑落については、中島ら^{9), 10)}は規模の異なる振動台実験を実施し、地震動の増幅と位相ずれ、水平地震動と鉛直地震動の位相が斜面の地震時安定性に影響を及ぼすことを示している。

盛土などの土構造物や自然斜面の地震後の残留変位量を評価することを目的とした研究は国内外で広く実施されており、Newmark 法^{例えば11)}による比較的簡易な方法のほか、FEM^{例えば12), 13)}、MPM^{例えば14)}やSPH^{例えば15)}など粒子法による方法、DEM による方法^{例えば16)}など幅広いアプローチで研究が精力的に進められている。しかし、グラウンドアンカーの補強効果を考慮し、実験結果との検証を行いつつ進めている解析的な研究は少ない。

(2) グラウンドアンカーの補強メカニズム

斜面の地震時安定性に及ぼすグラウンドアンカーの補強効果に関して、特に破壊過程に着目した実験的な研究例は少ない。アンカーを土槽底面などに固定した実験的な研究例として、例えば太田・竹家¹⁷⁾は地下水の有無が地震時におけるアンカーの補強効果に及ぼす影響について動的遠心模型実験により検討しており、地下水があり斜面が不安定化しやすい条件の方がアンカーの張力が大きく発揮されることを報告している。

一方で、港湾構造物については実験、解析的な検討が実施されており、例えば吉田ら¹⁸⁾はアンカーの補強効果に関して、土槽に定着されたアンカーによる補強ケーソン式岸壁の模型振動台実験を実施し、土圧と慣性力によるケーソンの変位と同位相でアンカー張力が増大する傾向にあることを明らかにしている。

このように、抵抗メカニズムについて、特にアンカー張力と作用の位相特性に着目した研究はあるものの、斜面の安定性に及ぼすグラウンドアンカーの効果について、特に岩盤層からの引き抜けが生じ斜面が破壊に至る過程までも分析対象として実施した研究例は少ない。レベル2地震動の様な大規模地震動を想定した場合、破壊過程に着目した知見も必要である。

筆者らの研究グループでは、アンカー補強した急勾配岩盤斜面模型に対する振動台実験を実施し、アンカー補強斜面の崩壊機構および補強効果に関する分析と MPM の適用性を検証している¹⁹⁾。その分析

では、地盤の非線形化がアンカーの応答に及ぼす影響について着目しつつ、MPM 解析の結果から斜面の変形が進展する過程におけるアンカーの締め付け効果と引き留め効果の関係および初期緊張を考慮することの重要性について論じている。しかし、現行の実務設計で用いられる円弧すべり安定解析や Newmark 法の適用性は十分に議論されていない。そこで、本論文では、斜面崩壊時におけるアンカー張力の喪失過程と斜面不安定化の進展過程に関する詳細な分析結果とともに、後述する現行の鉄道土構造物の耐震性照査法との連続性を考慮し、円弧すべり安定解析や Newmark 法の適用性に関して報告する。

(3) 鉄道土構造物の耐震性照査法

鉄道土構造物の耐震設計は、兵庫県南部地震で多数の土木構造物が被害を受けた²⁰⁾ことなどを契機として、構造物の供用期間中に想定される最大級の地震動としてレベル2地震動を考慮した上で、性能照査型設計法に移行している⁶⁾。

現行の鉄道構造物等設計標準・同解説では、レベル1地震時や降雨時における盛土・切土などの土構造物の安定性を円弧すべり安定解析で照査している。また、レベル2地震時は、Newmark 法¹¹⁾により盛土・切土の残留変形を求め、構造物の要求性能に応じた許容変形量と比較することで、レベル2地震に対して土構造物が所要の性能を保持するかを照査している。これらの照査の結果、想定する作用に対して土構造物が所要の性能を保持できない場合には、必要に応じて補強工が検討される。

これに対して、前述の通り自然斜面については、必ずしも設計体系が整備されておらず、特にレベル2地震動の様な大規模地震を対象とした斜面の耐震性および補強効果の評価法を整備することが重要である。

3. 本研究の目的

以上を背景として、本研究では大規模地震時における斜面の安全性評価およびグラウンドアンカーによる補強効果評価法の提案のための基礎検討として、無補強・アンカー補強斜面の2ケースの大型振動台実験を実施した。本論文では、模型実験で確認された抵抗・破壊メカニズムとともに、地震後の残留変位量評価に対する Newmark 法の適用性を検証したので、その結果を報告する。

無対策実験

アンカー対策実験

■ : 加速度計(水平・鉛直) → : 変位計(接触式)
□ : 加速度計(鉛直) → : 変位計(レーザー)

図-3 斜面模型の概要 (単位: mm)

表-1 地盤材料の物理・強度特性値

	表層	弱層	基盤層
配合(質量比)	磁砂鉄:100 ペントナイト:10 水:15	磁砂:6号 ペントナイト:1 水:10	礫:100 セメント:4 水:7
単位体積重量 γ (kN/m ³)	30	17.7	18
内部摩擦角 ϕ (度)	0	ピーク強度:39.6 残留強度:36.3	57.4
粘着力 c (kN/m ²)	107.4	ピーク強度:3.07 残留強度:1.70	280.5

- [1]: テンドンの破断
- [2]: 定着層の地盤の破壊
- [3]: アンカー体の定着層からの引き抜け
- [4]: テンドンのアンカー体からの引き抜け
- [5]: 支圧部の地盤の破壊

図-5 アンカーの破壊形態

図-4 グラウンドアンカー模型の設置状況

向に5列の配置でアンカー模型を設置した条件での模型実験である。

なお、両実験ともにガラス面と地盤材料の間で生じる摩擦力による変形の拘束を避けるために、地震時に変形が生じる弱層と表層部については、片側40mmの離隔を設けた状態で加振実験を行っている。このため、図-3に示す様に、弱層、表層部の模型幅は1920mmになっている。ここで、この離隔はグリースを塗布した厚さ40mmの亚克力板を両側のガラス面に張り付けた状態で模型を構築し、模型構築完了後に亚克力板を静かに引き抜くことで確保した。なお、ガラス面側に離隔を設けることにより、同側面が解放面となる。このため、側面部では局所的に最小主応力方向が土槽奥行方向となり、実際の斜面の応力状態と異なる状態となるが、ガラス面と模型側面が接触した状態(平面ひずみ状態)で実施した遠心模型実験²³⁾でも、アンカー補強斜面の破壊形態は本研究の報告内容と同様であり、側面側を解放面としたことで摩擦を除去しつつ、全体的な破壊形態は平面ひずみ条件で実施した模型実験と同様となる条件で模型実験を実施できたと考えている。

4. 実験方法

(1) 斜面模型の概要

振動台実験は、鉄道総研所有の大型振動台(振動台寸法7m×5m)を用いて実施し、高さ3m×幅4m×奥行き2mの剛土槽内部に斜面模型を構築した。

図-3に斜面模型の概要を示す。本報では無補強、アンカー補強の2種類の模型実験結果について述べる。斜面模型は、岩盤斜面の中に局所的な弱層が存在する場合(例えば²¹⁾)を想定しており、基盤層、弱層、表層の三層で構成される。各層境界面でのすべり破壊を防止するために、各層境界部は段切り構造としている。斜面高さは2.6mであり、概ね1/20程度の縮尺を想定した模型実験である。1g場の模型実験における相似率については、文献²²⁾を参照した。アンカー補強の場合には、高さ方向に7段、奥行き方

図-6 アンカー補強実験模型構築手順

図-7 加振波形の一例

(2) 地盤材料

表-1に地盤材料の配合及び物理・強度特性値を示す。基盤層はグラウンドアンカーなどが定着される岩盤層を想定し、粒度調整碎石(M-40)にセメント、水を添加し単位体積重量が 18kN/m^3 となるまで締め固めて作製した。三軸圧縮試験(CD試験)から評価した内部摩擦角 ϕ と粘着力 c はそれぞれ 57.4° 、 280.5kN/m^2 である。

弱層については、一定の自立性を確保するために硅砂6号にベントナイト、水を添加し、単位体積重量が 17.7kN/m^3 となるように締め固めて作製した。三軸圧縮試験(CD試験)により求めた弱層のピーク強度と残留強度は、ピーク強度が $\phi_p=39.6^\circ$ 、 $c_p=3.1\text{kN/m}^2$ 、残留強度が $\phi_r=36.3^\circ$ 、 $c_r=1.7\text{kN/m}^2$ であっ

表-2 加振試番のまとめ

	無補強斜面	アンカー補強斜面
試番1	Ir-50Gal	Ir-50Gal
試番2	Ir-100Gal	Ir-200Gal
試番3	Ir-200Gal	Ir-300Gal
試番4	Ir-200Gal	Ir-400Gal
試番5		Ir-500Gal
試番6		Ir-600Gal
試番7		Ir-700Gal
試番8		Ir-800Gal
試番9		Ir-900Gal
試番10		Ir-950Gal
試番11		S-600Gal
試番12		S-700Gal

た。なお、本研究では、軸ひずみ15%時の軸差応力を用いて、残留強度を算定している。

本研究では、弱層内でのすべり破壊が生じやすくなるように、表層には比重の大きな磁砂鉄を配合することで単位体積重量を増大させた。表-1に示した配合で作製した表層の単位体積重量は 30kN/m^3 である。また、表層部が弱層に先行して破壊しないための配慮として、表層内部には鉛直方向20cmの配置間隔でジオグリッド(破断強度 30kN/m)を敷設している。

(3) アンカー模型

本実験で用いたアンカー模型の定着部の概要および斜面模型をのり面側から撮影した状況を図-4に示す。アンカー模型は、のり面側の支圧板とワイヤー部、定着部から構成される。定着部は角型鋼管と定着板および張力計から構成され、約600Nの張力で

図-8 画像解析システムの概要

ワイヤー部が張力計から引き抜けるように加工している。ワイヤーはステンレスワイヤー（直径 $\phi=2.5\text{mm}$ 、破断強度 4800N ）を用い、地盤材料の摩擦の影響を避けるためにシンプレックスチューブで被覆し、弱層、表層表面の支圧板を介して、基盤層からの緊張力を地盤に伝達する機構となっている。支圧板にはアルミ製のプレート（ $100\text{mm} \times 100\text{mm}$ 、 $t=5\text{mm}$ ）を用いた。

実際のグラウンドアンカーは、図-5に示す様に定着部のアンカー体、支圧部、テンドンから構成される。アンカーの破壊形態は、[1]テンドンの破断、[2]定着層の破壊、[3]アンカー体の定着層からの引き抜け、[4]テンドンのアンカー体からの引き抜け、[5]支圧部の破壊の5通りに分類できる。本研究のアンカーモデルでは、 4800N で[1]が生じ、 600N で[3]および[4]が生じる仕様となっている。[5]の発生については評価が困難であるものの、支持力算定式²⁴⁾と支圧板面積から極限支持力を求めると、表層部は粘性土の支持力算定式から 6450N 、弱層部は粘性土の支持力算定式によると 184N 、砂質土の支持力算定式によると 460N である。以上から、本研究の模型実験では表層部に支圧板が敷設されたアンカーにおいて、[3]および[4]に近い破壊過程が、弱層部に支圧板が敷設されたアンカーにおいては[5]に近い破壊形態が想定される。

なお、[3]および[4]に関するアンカーの最大抵抗力 600N/本 は、文献25)におけるグラウンドアンカーの標準的な配置間隔から、模型の縮尺率 $1/20$ 程度よ

図-9 画像解析と接触式変位計で計測した変位の比較

り高さ方向 270mm 、奥行方向 400mm の配置間隔を設定したうえで、振動台の加振性能（最大加速度約 1000Gal ）の6割程度の加速度で安全率 $F_s=1$ を下回るように降伏震度 $k_y=0.6$ に設定し、不足する抵抗力を35本のアンカーで補うこととして、1本あたりの必要抵抗力を求めることで設定している。文献25)の施工事例にある設計アンカー力 255kN から 525kN （斜面高さ約 20m から斜面高さ 40m の事例）に対して、文献22)に示された荷重に対する相似則を適用すると、 600N から 1300N の範囲であり、本研究で設定したアンカーの最大抵抗力はこの範囲に入っている。

(4) 模型構築手順

アンカー補強実験の模型構築手順を図-6に示す。地盤作製は、所定の位置に計測機器、画像解析用の標点を埋設しながら、基盤層、弱層、表層の順に行った。

基盤層は、型枠で固定しながら、セメントを混合した粒度調整碎石を所定の密度になるように突き固めて構築し、その過程において、所定の位置にアンカー定着部を設置した。定着部設置時点でアンカーのワイヤーを変位計の治具により所定の角度で固定し、その状態で弱層、表層を構築した。

土層構築時の締固めにより下部の土層が変形するのを防止するために、弱層、表層構築時にも型枠で固定しながら斜面模型を製作した。斜面模型を天端まで構築完了後、ストッパーを外した上でアンカーに初期緊張を加えた。初期緊張は、表層部に支圧板を設置する最上段から5段目までについては 300N を目標とした。これに対して、弱層部については、摩擦力を無視して安全側に評価した極限支持力は前

図-10 無補強実験の変位・加速度時刻歴 (試番 3)

図-11 無補強実験の変位・加速度時刻歴 (試番 4)

図-12 無補強実験加振前の状況 (試番 1 加振前)

図-13 無補強実験崩壊後の状況 (試番 4 加振終了後)

述のとおり 184N と表層に比べて小さく、支圧板を設ける 6 段目、7 段目は初期緊張力を増加させる過程で、支圧板が弱層内に沈下し始めた。そこで、初期に弱層の変形が過大となることを避けるため、200N を載荷目標とした。初期緊張の導入後、加振を行うまでに若干の張力変動はあるものの、加振直前における緊張力の平均値は表層部で 314N、弱層部で 212N である。

(5) 加振波形

本研究で用いた加振波形の時刻歴の例を図-7 に、加振試番一覧を表-2 に示す。加振は、水平 1 方向加振であり、不規則波を用いて最大加速度を漸増させる形式で斜面が崩壊に至るまで実施した。アンカー補強実験については、不規則波の最大加速度 950Gal 加振においても斜面が全体的な崩壊に至ることがなかったため、5Hz10 波の正弦波 600Gal、700Gal の加振を実施し、正弦波 700Gal 加振で斜面は崩壊に至った。

(6) 計測

斜面模型、土槽、振動台に設置した加速度計、斜面模型の変位を計測する接触式変位計、レーザー式変位計、アンカーの張力を計測する張力計は合計 112ch であり、これらは 500Hz のサンプリング周波数で計測した。

また、本実験では、斜面模型の破壊過程を画像解析システム²⁶⁾を用いて追跡した。画像解析システムの概要を図-8 に示す。画像解析においては、加振中の斜面模型の変形を 150Hz の撮影間隔で撮影し、撮影画像から、Library 社製の変位追跡システムを用いて、模型地盤中に設置した標点の変位量を追跡することで、斜面模型内部の任意の位置におけるひずみや変位を評価した。

表層、弱層および弱層と基盤層の境界部付近には、50mm の間隔で、それ以外の基盤層については弱層からの距離に応じて 100mm または 200mm 間隔で標点を配置した。斜面模型内に設置した標点の総数は無補強、アンカー補強斜面ともに約 750 個である。本実験で使用した画像解析用カメラは、解像度 2353 × 1728、焦点距離 28mm であるが、画像解析の精度

図-14 無補強斜面におけるすべり面の進展過程

確認として無補強実験の変形過程(試番3)における接触式変位計(DH04, DV05)と近傍標点の画像解析による変位量の評価結果の比較を図-9に示す。同図に示す様に、両者は良好に一致している。

5. 実験結果および考察

(1) 斜面の破壊過程

a) 無補強実験

無補強実験の試番3(Ir-200Gal)、試番4(Ir-200Gal)におけるすべり土塊の滑動量 δ_s および基盤層底面の加速度の時刻歴をそれぞれ図-10、図-11に示す。また、図-12、図-13に無補強実験の試番1加振前、崩壊後の試番4加振後の斜面模型の状況を示す。すべり土塊の滑動量は、図-12に示すすべり土塊内の標点の水平・鉛直方向変位を評価し、すべり面を挟んで反対側に位置する安定側の土塊の標点に対する相対変位を求め、その平均値をすべり面接線方向に換算した値として示している。なお、図-10、11の加振時間は、試番3加振開始時をゼロとした継続時間として示している。図-10に示す様に、試番3(Ir-200Gal)では慣性力が斜面前面方向に働く際(加速度マイナスの向き)にすべり土塊の滑動量が増大し始める傾向にあるが、振動方向が逆転し、加速度がプラス側に転じた後に、滑動量の増加は停止する状態にとどまっており、試番3終了時の δ_s の残留値は1.84mm程度であった。これに対して、図-11に示す試番4(Ir-200Gal)では、試番3と同一の入力波

形であるが、二波目の主要動を契機として、慣性力の向きに関わらず δ_s が増加する状態となり、最終的に斜面は図-13に示すような破壊に至った。

図-10、図-11に示した15.00秒、15.50秒、16.00秒、22.07秒、22.27秒、22.50秒における弱層内のすべり面の進展状況と最大せん断ひずみ分布をそれぞれ図-14、図-15に示す。図-15に示した最大せん断ひずみの分布図は、画像解析システムにより評価した標点変位からアイソパラメトリック要素法により各要素の最大せん断ひずみを算定して作製した。

図-10に示した様に、試番3では、14.75秒付近、15.25秒付近、15.75秒付近の主要動において慣性力が斜面前面方向に作用する際に、変位量が増大している。最初の主要動で変位が増大した後の15.00秒の時点では、表層と弱層の境界部に鉛直方向のクラックが生じた。その後、15.25秒から15.50秒の間に、斜面上部から中腹付近にかけて不連続にクラックが進展し、すべり面が形成されつつあることが確認できる。せん断ひずみ分布図によると、このタイミングでは弱層上部ほどひずみが大きく、不連続ではあるものの弱層上部から中腹部にかけて、他領域と比較してひずみが大きな領域が確認できる。2波目の主要動で変位が増大した後の16.00秒でもおおむね同様の傾向であり、クラックとひずみの卓越領域が上部から下部に進展する傾向が確認できる。この時点では最初に鉛直方向のクラックが生じた斜面上部に加えて、斜面中腹付近でひずみが大きい傾向にある。

斜面が崩壊した試番4においては、21.75秒付近

図-15 無補強斜面におけるせん断ひずみ分布の推移

図-16 アンカー補強実験の変位・加速度時刻歴（試番7から試番8）

図-17 アンカー補強実験の変位・加速度時刻歴（試番9から試番10）

の一波目の主要動において変位が増大するが、この時点では慣性力反転時に変位は静止している。変位が静止した後の22.07秒においては、クラックはさらにのり尻に向けて進展するものの、のり尻に到達するには至っていない。これに対して、22.27秒の時点では、それまで斜面上部から下部に進展してきたすべり面に加えて、のり尻部においてその上方に新たなクラックが生じるとともに、斜面上部から下部にかけてひずみが卓越する領域が連続的に形成されるに至った。この後は、図-11に示す様に、慣性力の作用方向が反転しても変位の増加が静止しない状態となり、22.50秒の時点では、すべり土塊がすべり面に沿って斜面下方に滑動することに起因し、形成されたすべり面内部でさらにひずみが増大する傾向

が確認される。

このように、本研究の無補強実験では斜面上部において表層と弱層の境界部にクラックが発生したことを契機として、のり尻部に向けてすべり面が形成され、これがのり尻部に到達すると、すべり土塊が慣性力の向きと無関係にすべり面に沿って滑落する崩壊形態を示した。

b) アンカー補強実験

アンカー補強実験の試番7～8（Ir-700, Ir-800）、試番9～10（Ir-900, Ir-950）、試番11～12（Sin-600, Sin-700）におけるすべり土塊の滑動量および基盤層底面の加速度の時刻歴を図-16から図-18に示す。すべり土塊の滑動量は、図-19に示す各標点を対象

図-18 アンカー補強実験の変位・加速度時刻歴（試番 11 から試番 12）

図-20 アンカー補強実験加振後の状況（試番 12 終了後）

として、無補強実験と同様の方法で評価しており、図-16 から図-18 の加振時間は、試番 7 の開始時をゼロとした継続時間として示している。また、斜面モデルの崩壊後の状況を図-20 に、弱層におけるすべり面の進展状況を図-21 に示す。

図-16 に示す様に、試番 7～8 では、無補強実験と同様に慣性力が斜面前面方向に作用する際に土塊の滑動が生じ、慣性力が反転すると斜面の滑動は静止する傾向を示している。試番 8 終了時における δ_s の残留値は 1.64mm 程度であり、無補強実験における崩壊直前の試番である試番 3 終了時の残留値 1.84mm と概ね同等であった。

図-17 に示した試番 9～10 でも、傾向は概ね同様であるが、試番 9 における増分値は 1mm 程度であるのに対して、試番 10 の増分値は 4.36mm である。試番 9 と試番 10 の最大加速度の差は 50Gal 程度であるにもかかわらず、変位量は 4 倍以上の増分を示している。これは、図-21 中、試番 10 の 30.05 秒から 31.00 秒に生じた弱層のり尻部の局所的な破壊の影響によるものと間がえられる。

図-19 アンカー補強実験加振前の状況（試番 1 加振前）

また、図-18 に示した正弦波加振では、37.60 秒付近で変位の増大傾向が変化し、慣性力の向きと無関係に滑動量が増加する傾向が確認できる。この現象はアンカー定着部での引き抜けによる抵抗力の喪失が原因と考えられるが、これらについては、「5. (2) アンカーの抵抗・破壊特性」で詳しく分析する。最終的には無補強斜面と同様に慣性力反転後も変位が静止することなくすべり土塊が滑動し図-20 に示すような破壊に至った。

図-21 に示した破壊過程では、14.00 秒から 20.30 秒にかけて、斜面天端付近で弱層・表層の境界部と、斜面中腹付近で弱層・基盤層の境界部にクラックが生じ、これが下部に向けて進展する傾向が確認できる。無補強実験ではこのクラックがのり尻まで到達し、すべり面が形成され土塊が滑落した。これに対して、アンカー補強実験ではのり尻部までクラックが即座に貫通することではなく、30.05 秒以降に確認できる様に、のり尻部において多数のクラックが生じた後に、のり尻部が局所的に崩落する傾向を示した。

試番 7～試番 10 における最大せん断ひずみ分布図を図-22 に示す。前述したのり尻部での局所破壊はせん断ひずみ分布でも明らかであり、斜面上部から下部にかけてせん断ひずみが増大した後に、のり尻部においてせん断ひずみが増加する傾向が確認できる。無補強実験と異なり、アンカーの抵抗力によって土塊がすべり落ちないため、土塊の慣性力により、のり尻部に大きなせん断力が作用し、全体的なすべり破壊に先立ちのり尻部の局所的な破壊が生じたものと考えられる。この挙動は、「4. (3) アンカー模型」で述べたように、定着部での引き抜けの設計値が 600N であるのに対して、弱層におけるアンカー支圧板部の地盤のせん断破壊が 184N から 460N 程

図-21 アンカー補強実験におけるすべり面の進展過程

図-22 アンカー補強実験における最大せん断ひずみ分布の推移

度であるため、アンカーの引き抜けに先立ち支圧板部のせん断破壊が弱層部において生じた結果と解釈できる。これらの全体的な破壊過程を踏まえつつ、

以下では、アンカーの抵抗・破壊特性について分析する。

図-23 アンカー補強実験における斜面の応答加速度・アンカー張力分布 (試番 8)

図-24 斜面の応答加速度・アンカー張力分布 (試番 11)

(2) アンカーの抵抗・破壊特性

a) アンカーの抵抗特性

図-17, 図-18 に示した変位量増大過程におけるアンカー張力と斜面モデルの応答加速度の分布図を図-23, 図-24 に示す。図-23 は試番 8 でのり尻部の局所破壊前, 図-24 は試番 11 でのり尻部の局所破壊後の抵抗特性を示している。

図-23 に示したのり尻部の局所破壊前においては, 斜面上部において加速度が小さくなる(斜面前面方向への慣性力が大きくなる)につれて, 斜面上部のアンカー張力が増大傾向を示し, 加速度が極小値を示した後には加速度がゼロに近づく(斜面前面方向への慣性力が小さくなる)とアンカー張力は若干減少

傾向を示した。

図-24 に示したのり尻部の局所破壊後も概ね同様の挙動を示しており, 慣性力が斜面前面方向に作用する際にアンカー張力は増大している。ただし, 加振レベルの増大に伴い図-23 と比較して張力は全体的に大きく, 張力が増大する範囲もより広範である。これに対して, 慣性力が斜面前面方向に作用しても張力が増大しない領域が斜面下部(図-23 中, 右下部)で拡大しているが, これはのり尻部の局所破壊の影響により弱層表面の支柱部で反力が発揮されなくなったためだと推測される。また, 図-23 に比して, 図-24 では, 奥行方向にアンカー張力が大きく異なっている。本研究の模型実験では, 側壁摩擦の除去を

図-25 斜面の応答加速度・アンカー張力・変位の時刻歴 (試番 12)

目的として、模型端部とガラス面の間に各面 40mm の離隔を設けている。このため、支圧板周囲の拘束圧が中央部と比較して小さくなることから、斜面の変位が大きくなる法尻部の局所破壊後においては、中央部と比較して解放面である側面側のアンカーの発生張力が小さくなったと考えられる。

b) アンカーの破壊過程

斜面破壊過程の試番 12 におけるすべり土塊の移動距離、基盤層および表層の応答加速度、アンカー張力の時刻歴を図-25 に示す。図-23、図-24 に示す様にアンカー張力は奥行方向にばらつきがみられるものの、各段のアンカー張力の増減・破壊過程と、斜面模型の崩壊過程の相関について考察することを目的として、以下では各段奥行方向 5 列のアンカー張力を平均化して分析する。また、同図には、各段の全アンカーで抵抗力が喪失するタイミングも併せて示している。図-16 から図-18 に示したすべり土塊の滑動量は大きくなると標点の喪失し追跡が困難であるため、破壊過程を追跡するという観点で、すべり土塊の中から最後まで追跡できた標点 (図-19 参照) を用いて算出した移動距離 (水平変位と鉛直変位の合成成分) を図-25 に示している。

図-26 アンカー張力の最大値・残留値の推移

すべり土塊の移動距離に示した番号は、7 段設置したアンカーの各段で 5 本全てのアンカーが破断した時刻を示しており、最上段を 1 段目と定義した。アンカーの破断は上部から順に生じており、4 段目までの破断により表層土塊の移動距離が急速に進展している。このタイミングは、図-18 に示したすべり土塊の滑動量の増加傾向が変化する 37.60 秒と整合している。また、図-23、図-24 に示した傾向と同様に、振動台加速度は負側のピークにあり、慣性力により表層が前面に変位してアンカー張力が増大し、最終的には限界値を超えた段からアンカーの抵抗力が喪失することが確認できる。

各試番におけるアンカー張力 (各段の平均値) の最大値と残留値の推移を図-26 に示す。最終加振の試番 12 においては、全アンカーの最大張力が破断強度の 600N に到達したことが確認できるが、その後には全アンカーが破断に至ったため、残留値は示していない。

全体的な傾向として、加振レベルの増加とともに最大値が増加するが、アンカー補強斜面の降伏震度である 650Gal (詳細は 6. (1) 参照) を入力加速度が超過した後は、特に上部ほどアンカー張力の最大値の増加が顕著となる。上部のアンカーで最大値が大きい理由としては、表層の単位体積重量が大きいために上部のアンカー 1 本当たりが負担する土塊の慣性力が斜面下部と比較して大きいことに加え、図-23、図-24 に示したように斜面上部の応答が下部と

図-27 円弧すべり安定解析の模式図

比較して大きいことに起因していると考えられる。

不規則波の700Gal（試番7）以降において、アンカー張力の最大値は概ね上部から下部に向けて段階的に増加する傾向にある。ここで、1～2段目のアンカーでは残留値が低下しているが、これは加振中の最大張力発揮時と比較してアンカーによる斜面の拘束に緩みが生じたことを意味し、アンカー張力の残留値の低下は次の加振ステップにおける斜面の抵抗力を減少させる。結果として、以降の加振では変位がより累積しやすくなり、下部のアンカーの負担が増えたため、上部から下部に向けて張力が段階的に増加したものと考えられる。

この考察は、図-25に示した上部のアンカーから順に破断していく現象とも定性的に整合している。また、のり尻部の7段目付近では不規則波の950Galにおいて、アンカー張力残留値の低下が顕著であるが、これはのり尻部の局所的な破壊の影響によるものと推測できる。

c) アンカーの抵抗・破壊メカニズム

本論文で報告した大型振動台実験で把握されたアンカー補強斜面の抵抗・破壊メカニズムを無補強斜面に関する実験結果と併せてまとめると以下の通りである。

- ・無補強斜面においては、慣性力が斜面崩壊方向に作用する際に斜面の変位量が増大する傾向にあり、わずかな変位に伴う引張亀裂の発生を契機として斜面上部から下部にすべり面が形成され、最終的にはすべり面に沿ってすべり土塊が滑落した。
- ・アンカー補強斜面においては、慣性力が斜面崩壊方向に作用する際にアンカーの張力が増大する傾向にあり、最終的に限界抵抗力を超過したアンカーから段階的に抵抗力を喪失する傾向に

あった。

- ・無補強斜面において斜面模型の弱層内で変形が生じ始めた後は、最大加速度が同一の加振を再度受けた場合でも、急激に変形が進行し斜面崩壊に至ったが、アンカー補強斜面では変形が生じ始めた後に、より大きな最大加速度の加振が複数回にわたり作用しても斜面が即座に崩壊に至ることはなく、無補強斜面と比較して変形の進行がより緩やかであった。
- ・初期状態の張力が概ね一定でも、地震時におけるアンカー張力の増大傾向は一樣でなく、今回の実験条件では、斜面上部ほどアンカー張力の増大傾向は顕著であった。この傾向は、下部と比較して斜面上部ほど加速度応答の増幅が顕著な傾向と対応していた。

このように、アンカー補強斜面では、斜面の不安定化に伴い変形が生じ始めた後でもアンカーの抵抗力により、斜面が粘り強い変形特性を示した。以下では、これらの挙動の評価に対して、解析的な検討を行った内容について述べる。

6. 解析的検討

(1) 静的安定解析

本研究では、静的安定解析で得られる降伏震度と模型実験における斜面の崩壊加速度が整合しているかについて検証した。具体的には、図-27に示す修正フェレニウス法による円弧すべり安定解析と震度法を組み合わせた安定解析を行い、式(1)～式(4)より滑動モーメント M_D と抵抗モーメント M_R の比が1.0となる水平震度である降伏震度 k_y を求め、計算上の降伏震度と模型実験における斜面の崩壊加速度を比較した。

$$F_s = \frac{\sum M_R}{M_D} \quad (1)$$

$$M_D = R \cdot \left(W \cdot \sin \alpha - \left(\frac{y}{R} \right) \cdot k_h \cdot W \right) \quad (2)$$

$$M_R = R \cdot (A \cdot \tan \alpha + c \cdot L) \quad (3)$$

$$A = W \cdot \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha \quad (4)$$

ここに、 F_s : 安全率、 M_D : 滑動モーメント (kN・m/m)、 M_R : 抵抗モーメント (kN・m/m)、 M_{Ry} : 限界抵抗モーメント (kN・m/m)、 W : 分割片の全重量 (kN/m)、 k_h : 水平震度、 R : 円弧半径 (m)、 y : スラ

図-28 無補強・アンカー補強斜面の安定解析結果

イス重心と円弧中心間の鉛直距離 (m), c : 粘着力 (kN/m^2), L : 分割片で切り取られた円弧長さ (m), ϕ : 内部摩擦角 (度), b : 分割片の幅 (m), a : 分割片で切り取られた面の中点と円弧中心を結ぶ線と鉛直線のなす角 (度)

本報では, 上記の計算における M_R の算定において, 文献 3) を参考にしてグラウンドアンカーの抵抗力 T_d を考慮し, 式 (5) に示すグラウンドアンカーによる抵抗モーメント増分 $\Delta M_{R(GA)}$ を加算した.

$$\Delta M_{R(GA)} = R \cdot T_d (\sin \theta_A + \cos \theta_A \cdot \tan \phi) \quad (5)$$

ここで, $\Delta M_{R(GA)}$: グラウンドアンカーによる抵抗モーメント増分 ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$), T_d : グラウンドアンカーの抵抗力 (kN/m), θ_A : すべり面直交方向からアンカー配置方向の角度 (度)

文献 3) では, グラウンドアンカーの抵抗力 T_d は, [1] アンカー体と地盤の周面摩擦抵抗から求まる設計アンカー力 T_{d1} , [2] アンカー体とテンドンの付着強度から求まる設計アンカー力 T_{d2} , [3] テンドンの破断に関連する許容アンカー力 T_d のうち最小のものをを用いている. 本検討では, 実験模型の条件を再現できるように $T_{d1} = T_{d2} = 600 \text{N/本}$ をアンカーの奥行方向配置間隔で除して単位奥行あたりに換算した値をアンカー耐力 T_d として解析を行った.

無補強斜面, 補強斜面の安定解析結果として, 安全率 F_s と水平震度 k_h の関係を図-28 に示す. いずれのケースにおいても表-1 に示したピーク強度および残留強度の双方を用いた解析を実施した. 無補強斜面の解析においては, 模型実験で確認された引張り亀裂 (テンションクラック) を考慮し, 斜面天端から 40cm の範囲の弱層のせん断強度をゼロに設定している. 無補強斜面の場合, 水平震度 $k_h = 0$ での安全率 F_s はピーク強度を用いた場合 $F_s = 1.25$ であったが, 残留強度を用いた場合 $F_s = 0.95$ であり自重で崩壊す

ると判定された. また, $F_s = 1$ となる降伏震度 k_y はピーク強度を用いた場合, $k_{y(p)} = 0.156$ であった.

これに対して, 全アンカーが 600N/本の最大抵抗力を発揮したと想定した解析において, ピーク強度, 残留強度のそれぞれを用いた場合のアンカー補強斜面の安全率 F_s はそれぞれ $F_s = 2.05, 1.67$ であり, 降伏震度は, $k_{y(p)} = 0.634, k_{y(r)} = 0.424$ であった. 模型実験では, 試番 6 の入力加速度が $k_{y(r)} = 0.424$ を, 試番 9 の入力加速度が $k_{y(p)} = 0.634$ を超過する. しかし, これらの段階での変位量は微小であり, 極限つり合いのみによる解析法のみで大規模地震動に対するアンカー補強斜面の評価を行うことは, 本論冒頭で述べた様に不合理であり, 変形性能を評価することが重要なことを示唆している. 以下では, これらの安定解析結果を用いた Newmark 法による変形解析結果について述べる.

(2) Newmark 法

Newmark 法は土のせん断強度, 単位体積重量など比較的少ないパラメータで変形量を算定できるため, 実務的な計算手法として, 近年では各種設計基準等で用いられている. しかし, 土構造物の地震時挙動が Newmark 法で想定している剛塑性的な変形挙動のみではないことも明らかであり, 適用に当たっては, 対象とする構造物の特性, 設計において考慮すべき変形の程度などを考慮する必要がある. しかし, Newmark 法で求まる変形量と, 実験結果や実挙動との整合性を比較している例は限定的である^{8), 27), 28), 29)}. 特にグラウンドアンカーで補強された斜面を対象とした事例は少ない. 以上の観点から, 斜面の崩壊挙動とグラウンドアンカー補強斜面の地震時挙動評価法として Newmark 法の適用性検証を目的とした変形解析を行った.

本論文では Newmark 法による変形解析において, 前述した降伏震度における抵抗モーメントを限界抵抗モーメント M_{Ry} として設定する. そして, 残留変位量は式 (6) から式 (9) により, 滑動モーメントと限界抵抗モーメントの差を積分して得られるすべり土塊の相対角速度が正となる範囲を二階積分することで, すべり面に沿った滑動変位量を算定する.

$$\dot{\theta} = \frac{M_D - M_{Ry}}{J} \quad (6)$$

$$\dot{\theta} = \int \frac{M_D - M_{Ry}}{J} dt \quad (7)$$

$$\theta = \iint \frac{M_D - M_{Ry}}{J} dt^2 \quad (8)$$

図-29 Newmark 法による解析結果（無補強斜面）

$$\delta = R \cdot \theta \quad (9)$$

ここで、 θ : 回転変位 (rad), δ : 滑動変位量 (mm), J : 回転中心に対するすべり土塊の慣性モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$)

図-29 に無補強斜面の滑動変位量の計算値と実測値の比較を入力加速度と併せて時刻歴として示す。Newmark 法はすべり面に沿った変位量を算定するため、本研究では実験値として図-10 に示したすべり土塊の滑動量を示し、試番 3 開始時を初期値としてゼロに設定した。入力波については、試番 3, 試番 4 の基盤層中腹高さの加速度を連続して入力した。計算値は、ピーク強度から求まる降伏震度 $k_y(p)$ のみを用いた場合と、ピーク強度から残留強度への強度低下を考慮した場合の二通りの解析結果を示した。なお、本報では強度低下は安全側の設定として、瞬時に生じると想定し入力加速度が $k_y(p)$ を初めて上回った以降は、強度低下により降伏震度が $k_y(r)$ まで低下することとした。ただし、無補強斜面では、残留強度 $c=1.7\text{kN}/\text{m}^2$ を用いた場合に $k_h=0$ でも $F_s=0.95$ であるため、降伏震度を微少な $k_y(r)=0.01$ とした。なお、 $k_y(r)=0.01$ が得られる粘着力は $c=2.1\text{kN}/\text{m}^2$ であった。

図-29 には試番 3 の 14.5 秒から 16.0 秒までを拡大した結果も併せて示しているが、同試番において滑動変位が増大するタイミングは実験と解析とで概ね一致している。変位量は実験 1.7mm に対して、ピーク強度を用いた場合の計算値は 1.2mm であり、両者はおおむね一致している。これに対して、強度低下を考慮した場合には試番 3 終了時の実測値は 124.4mm であり、計算値が実測値を大きく上回る結果となった。

200Gal 加振 2 回目の試番 4 の結果について比較す

図-30 Newmark 法による解析結果（アンカー補強斜面）

ると、実験では慣性力の向きに関わらず、自重で滑落的に崩壊する結果となったが、ピーク強度を用いた場合の計算値は 2.4mm に増加するのみで実際の挙動に対して著しく危険側の評価となっている。これに対して、強度低下を考慮した場合でも試番 4 終了時の計算値は 243.8mm であり、崩壊に至った実際の挙動とは整合しない。

図-30 にアンカー補強斜面に関する計算値と実測値との比較結果を示す。解析対象は試番 10～試番 12 であり、試番 10 開始時の変位量を初期値としてゼロに設定している。アンカー補強斜面でも弱層の強度としてピーク強度を用いた場合、残留強度を用いた場合、強度低下を考慮した場合の三通りの解析結果を示している。

試番 10 における解析結果に着目すると、実測した δ_s の残留値が 4.2mm であるのに対して、残留強度を用いた場合、瞬時の強度低下を考慮した場合の計算値はそれぞれ 25.1mm, 23.5mm であり実測値を大幅に過大評価している。一方で、ピーク強度を用いた場合には計算値が 2.6mm であり、実測値を若干過小評価しているものの、比較的良好に滑動量を評価している。

試番 11 は崩壊直前の試番であり、試番 11 の加振途中から実測した δ_s は大きく増加する傾向を示したが、いずれの設定による解析結果でも、顕著な変位増加は生じなかった。斜面が崩壊に至った試番 12 の解析において、ピーク強度を用いた場合は、試番 11 からの変位量増分は 5.03mm であり、変位量の増加はごく微少であった。残留強度を用いた場合や、強度低下を考慮した場合でも、変位量が増大し始めるタイミングは実験と解析で整合するものの、崩壊に至るような大変位は発生せず、実際の挙動と比較して危険側の評価結果となった。以下では、本解析における実験結果と解析結果の差異について、模型実験で確認されたアンカーの抵抗・破壊メカニズム

図-31 提案手法の概念図

を踏まえて考察する。

(3) 結果のまとめ及び考察

斜面の地震時安定性および動的応答特性は、地盤の変形強度特性や斜面形状に依存する。また、模型実験から明らかになったように、アンカーの抵抗力は初期緊張の状態から、地震時の慣性力により生じる斜面の変位に伴い段階的に増大し、極限值に達する。極限值に達した後の挙動はアンカーの破壊形態により異なるが、アンカー抵抗力は減少・喪失する。

円弧すべり安定解析は極限釣合いによる解析であり、地盤の強度としてピーク、残留強度の使い分けが可能であるが、アンカーの抵抗力は極限值としてのみ評価可能である。地盤の変形特性やアンカー抵抗力の減少・喪失特性の考慮、斜面の動的応答、変形量の評価は不可能である。また、レベル2地震動の様な大規模地震を対象とした場合、極限釣り合いにより許容安全率を満足するように補強仕様を定めるため、過度に安全側の評価となる場合があるのが課題である。

Newmark 法は、円弧すべり安定解析から同定したすべり土塊に対して地震動を作用させて得られる作用モーメントと、極限釣り合いから得られる限界抵抗モーメントを用いて変位量を算定する手法である。地盤の強度特性について、ピーク強度から残留強度への強度低下を考慮可能であり、要素試験により強度低下特性をモデル化し、切土斜面の地震時における大変形を評価している事例もある²⁹⁾。また、斜面の動的応答は、FEM 解析で斜面の動的応答を考

慮した Newmark 法により評価することも可能である。しかし、本研究で実施した模型実験の結果からアンカーで補強された斜面の地震時挙動を評価するためには、アンカー抵抗力が段階的に発揮された後に、抵抗力が減少・喪失する挙動の評価が重要である。

Newmark 法による変形解析において、無補強斜面の変位量が比較的小さな領域(試番3)では、ピーク強度を用いた解析結果と実測値は比較的良好な一致を示した。また、ピーク強度から残留強度への強度低下が瞬時に生じると仮定しているため、強度低下を考慮した場合には安全側の評価結果となった。

これに対して、試番4の崩壊に至る挙動は降伏震度を微少に設定した場合でも評価不能であった。以上から、崩壊に至る挙動は評価が困難であるものの、比較の変形量が小さい領域では、ひずみ軟化特性を適切に設定することで、残留変位量の評価が一定精度で評価可能と考えられる⁸⁾。ただし、本研究の無補強斜面の様に、残留強度で自重安定を満足できないような斜面については、変形が生じ強度低下した後は、すぐに崩壊に至るため Newmark 法の適用には慎重となる必要がある。

アンカー補強斜面については、崩壊時の挙動を評価できないことは無補強斜面と同様であるものの、その前段階においても変位量を過小に評価する傾向が強い。特に、強度低下を考慮した場合でも試番11において変位量が増大する傾向を再現できない。これは、現在の解析では全アンカーで常に最大抵抗力が発現され続けていると仮定して解析しており、模型実験で確認されたアンカー抵抗力の段階的な発現と喪失特性が考慮されていないためと考えられる。

以上の検証解析結果を踏まえ、筆者らは、図-31に示す様に慣性力を静的に作用させる非線形静的 FEM によりアンカー抵抗力の発現・喪失特性を評価し、その結果を用いた Newmark 法によりアンカー補強斜面の変形量を評価する手法を提案しており、その概要については文献 30)、31) にて報告している。

7. まとめ

本研究では、グラウンドアンカーの抵抗・破壊メカニズムについて分析することを目的として実施した無補強・アンカー補強斜面模型を用いた大型振動台実験について、特に斜面の崩壊過程に着目した分析を行うとともに、Newmark 法を用いた検証解析を実施した。得られた知見を以下に示す。

・安定解析の結果、残留強度状態では常時の安全

率が $F_s=1$ を下回る無補強斜面においては、斜面上部にテンションクラックが発生した後は、斜面のり尻部に向けてすべり面が形成され、これがのり尻部に到達すると、すべり土塊が慣性力の向きと無関係にすべり面に沿って滑落して崩壊に至った。

- ・無補強実験、アンカー補強実験ともに局所的な弱層の存在を模擬した本研究の模型実験では、斜面の変形が比較的微小な段階から最終的な崩壊に至る段階まで、変形の生じる領域は限定的であった。
- ・アンカー補強実験では、弱層内でクラックが生じ始めた後にも、のり尻部までクラックが即座に貫通することはなく、のり尻部の局所的な崩落を契機として変位量が増大した。
- ・斜面前面方向に慣性力が作用する際にアンカー張力が増大する傾向にあり、特に斜面上部ほどアンカー張力の増加傾向が顕著であった。最終的に、アンカーは最上段部から下部に向けて段階的に破断し、すべり土塊が全体的な破壊に至る傾向が確認された。
- ・静的安定解析により求めたアンカー補強斜面の降伏震度に相当する加速度レベルでは、模型実験における残留変位量は小さく、瞬間的に安全率 1 を下回り変形が生じる現象を許容することが可能なことが示唆された。
- ・Newmark 法による変形解析の結果、アンカー抵抗力の発現、喪失特性を考慮しない場合には、解析結果が危険側の評価となることが確認された。

謝辞：本実験は旧原子力安全基盤機構（旧 JNES）の委託事業として実施したものである。末筆ながら記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 森島啓行, 猿谷賢三, 相沢文也：在来線鉄道の土構造区間における被害と復旧, 基礎工, Vol. 33, No. 10, pp. 78-83, 2005.
- 2) 国土交通省 九州地方整備局：阿蘇大橋地区復旧技術検討会（第一回）復旧技術検討会資料（概要版）, http://www.qsr.mlit.go.jp/bousai_joho/tecforce/sabo/data/asoohasikentou/01/shiryoku3.pdf, 2016.
- 3) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説, 2012.
- 4) 日本地すべり学会：新版 地すべり鋼管杭設計要領, 2003.
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説

土構造物, 2007.

- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 2012.
- 7) 石丸真, 河井正：遠心力模型実験による岩盤斜面の地震時安定性評価に関する基礎検討, 土木学会論文集 C, Vol. 67, No. 1, pp. 36-49, 2011.
- 8) 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, Issue 1, pp. 127-142, 2015.
- 9) 中島進, 篠田昌弘, 渡辺健治, 阿部慶太, 佐名川太亮：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, 鉄道総研報告, 第 27 巻, 第 6 号, pp. 5-12, 2013.
- 10) 中島進, 篠田昌弘, 渡辺健治, 佐名川太亮, 阿部慶太, 河井正, 中村晋：動的応答特性と崩壊挙動に着目した斜面の大型振動台実験, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 73, No. 1, pp. 45-61, 2017.
- 11) Newmark, N. M. : Effects of earthquake on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol. 15, No. 2, pp. 139-159, 1965.
- 12) 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.
- 13) 蔣景彩, 山上卓男, Bao Viet NGUYEN：地震時盛土斜面の不安定性評価手法による事例検討, 土木学会論文集 A1(地震工学論文集第 30 巻), Vol. 65, No. 1, pp. 149-155, 2009.
- 14) Abe, K. and Konagai, K. : Numerical simulation for runout process of debris flow using depth-averaged material point method, *Special Issue on the International Symposium on Geomechanics from Micro to Macro IS-Cambridge 2014*, *Soils and Foundations*, Vol. 56, No. 5, pp. 869-888, 2016.
- 15) 小野祐輔：SPH 法による斜面の地震応答と崩壊挙動の解析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 69, No. 4, pp. 650-660, 2013.
- 16) 吉田郁政, 内藤直人, 中瀬仁：斜面崩壊による岩塊や落石の衝突ハザードの評価法, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 71, No. 4, pp. 136-144, 2015.
- 17) 太田敬一, 竹家宏治：遠心力模型を用いたアンカー工の地震時の挙動に関する検討, 基礎工, Vol. 38, No. 9, pp. 90-93, 2010.
- 18) 吉田誠, 田代聡一, 合田和哉, 清宮理：グラウンドアンカーの耐震補強効果に関するケーソン式岸壁の模型振動実験, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 66, No. 1, pp. 233-241, 2010.
- 19) 中村晋, 中島進, 阿部慶太, 渡辺健治, 篠田昌弘：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, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol. 73, No. 1, pp. 76-92, 2017.
- 20) 地盤工学会阪神大震災調査委員会：阪神・淡路大震災調査報告書（解説編），Vol. 2, 1996.
- 21) 亀谷裕志, 金井哲夫, Jianliang DENG, 堤千花, 古関潤一：地震時の自然斜面崩壊に関する調査と解析—中越地震の2つの斜面崩壊を例として—, 応用地質, Vol. 51, No. 1, pp. 19-30, 2010.
- 22) 香川崇章：土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, 第275号, pp. 69-77, 1978.
- 23) 成田浩明, 浅野翔也, 中島進, 篠田昌弘, 中村晋：グラウンドアンカーで補強された斜面の遠心模型実験および検証解析, 第60回地盤工学シンポジウム, 2016. 12.
- 24) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説基礎構造物, 2011.
- 25) 地盤工学会：地盤工学実務シリーズ4 グラウンドアンカー工法の調査・設計から施工まで, 1997.
- 26) Watanabe, K., Koseki, J. and Tateyama, M. : Application of high speed digital CCD cameras to observe static and dynamic deformation characteristics of sand, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 28, No. 5, pp. 423-435, 2005.
- 27) 山口嘉一, 佐々木隆, 金子祐司：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.
- 28) 松丸貴樹, 小島謙一, 舘山勝：浸透水の影響を受けた盛土の地震時挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol. 70, No. 1, pp. 135-149, 2014.
- 29) 中村宏, 三平伸吾, 羽矢洋, 山内真也, 古関潤一：粘性土高切土の地震時崩壊事例を対象とした修正 Newmark 法による再現解析, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol. 72, No. 2, pp. 155-163, 2016.
- 30) 浅野翔也, 中島進, 成田浩明：グラウンドアンカー補強斜面の FEM と Newmark 法を組み合わせた新たな評価手法の提案, 土木学会第72回年次学術講演会, CD-ROM, 2017.
- 31) 成田浩明, 中島進, 浅野翔也：グラウンドアンカーの配置および破壊形態に関する解析的検討, 土木学会第72回年次学術講演会, CD-ROM, 2017.

(2017. 4. 3 受付)

LARGE SCALE SHAKING TABLE MODEL TEST ON FAILURE MECHANISM OF GROUND ANCHORS USED FOR REINFORCEMENT OF STEEP SLOPE

Susumu NAKAJIMA, Yota NAGAO, Hiroaki NARITA, Taisuke SANAGAWA, Keita ABE, Kenji WATANABE, Masahiro SHINODA and Susumu NAKAMURA

Based on a series of large scale shaking table model test, dynamic response and failure mechanism of steep slope reinforced with ground anchors are discussed in this paper. Shaking table model test with slope height of 2.6 m revealed that the tensile force of ground anchors increased during the displacement accumulation of the slope. It was also found from the model test that the staged loss of the tensile force of the anchors, which occurred after the tensile force reached to the ultimate value, resulted into the failure of the slope. Relevant deformation analyses using the Newmark method were also carried out so as to examine the applicability of the Newmark method for the displacement evaluation of the slope reinforced with the anchors subjected to large seismic load. Evaluated displacement was much smaller than the model test result possibly because the staged increase and loss of the tensile force of the anchors were not considered in the current simulation.