

# グラウンドアンカーの抵抗・破壊メカニズムを反映した地震時変位量評価法

中島 進\* 浅野 翔也\*\* 成田 浩明\*\*\*

A Method to Evaluate Earthquake Induced Residual Displacement of Slope with Reflecting Resistance and Failure Mechanism of Ground Anchor

Susumu NAKAJIMA Shoya ASANO Hiroaki NARITA

On the basis of the results of a centrifugal model test on a slope reinforced with ground anchors, the authors proposed a method for evaluating the residual displacement of the anchor-reinforced slope during an earthquake. In the proposed method, we evaluate the effects of the stepwise development and loss of anchor resistance by static nonlinear FEM analysis, which cannot be evaluated with the usual Newmark method. The residual displacement of the anchor reinforced slope can be evaluated with the Newmark sliding block method by changing the anchor resistance with the deformation of the slope. Verification analysis shows that the calculated value using the proposed method agreed well with the measured ones.

キーワード：盛土，かご枠，地山補強，災害復旧

## 1. はじめに

大規模地震時に斜面崩壊が想定され、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や地すべり抑止杭による補強が検討される。グラウンドアンカーの従来設計では、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、仕様・配置を決定する<sup>1)</sup>。

しかし、大地震時に対しても常に許容安全率を確保するように、膨大な量のグラウンドアンカーを打設することは不合理な場合がある。このような場合、斜面の変形やアンカーの損傷などを許容範囲内に抑えることで、効率的な補強が可能となる。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、破壊に至る過程は未解明であった。そこで、グラウンドアンカーで補強された斜面の抵抗・破壊メカニズムの解明と、これを反映した地震時残留変位量評価法を提案した<sup>2)</sup>。

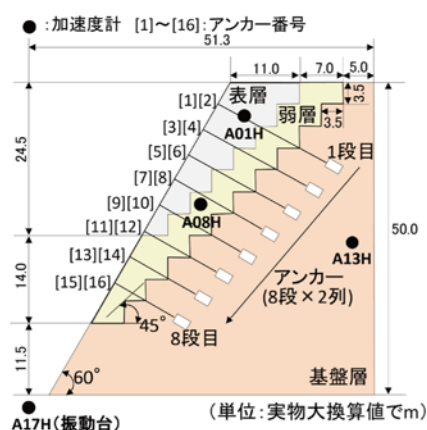


図1 斜面模型の概要

表1 地盤材料の配合と物理・強度特性

	弱層	表層	基盤層
配合(質量比)	珪砂6号:100 ベントナイト:6 消石灰:60 水:20	磁砂鉄:100 ベントナイト:10 水:15	粒調砕石:100 セメント:6 水:7
単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.0	30.0	18.0
内部摩擦角 $\phi$ (deg)	ピーク時:29.8 残留時:34.3	0	57.4
粘着力 $c$ (kPa)	ピーク時:90.2 残留時:14.9	107.4	280.5

## 2. アンカー補強斜面の抵抗・破壊メカニズム

### 2.1 実験概要

グラウンドアンカーの抵抗・破壊メカニズムを評価するため、大型遠心力載荷試験装置を用いて斜面の動的遠

\* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室  
 \*\* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室 (現 東海旅客鉄道株式会社)  
 \*\*\* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室 (現 JR 東日本コンサルタンツ株式会社)



図2 斜面の崩壊過程

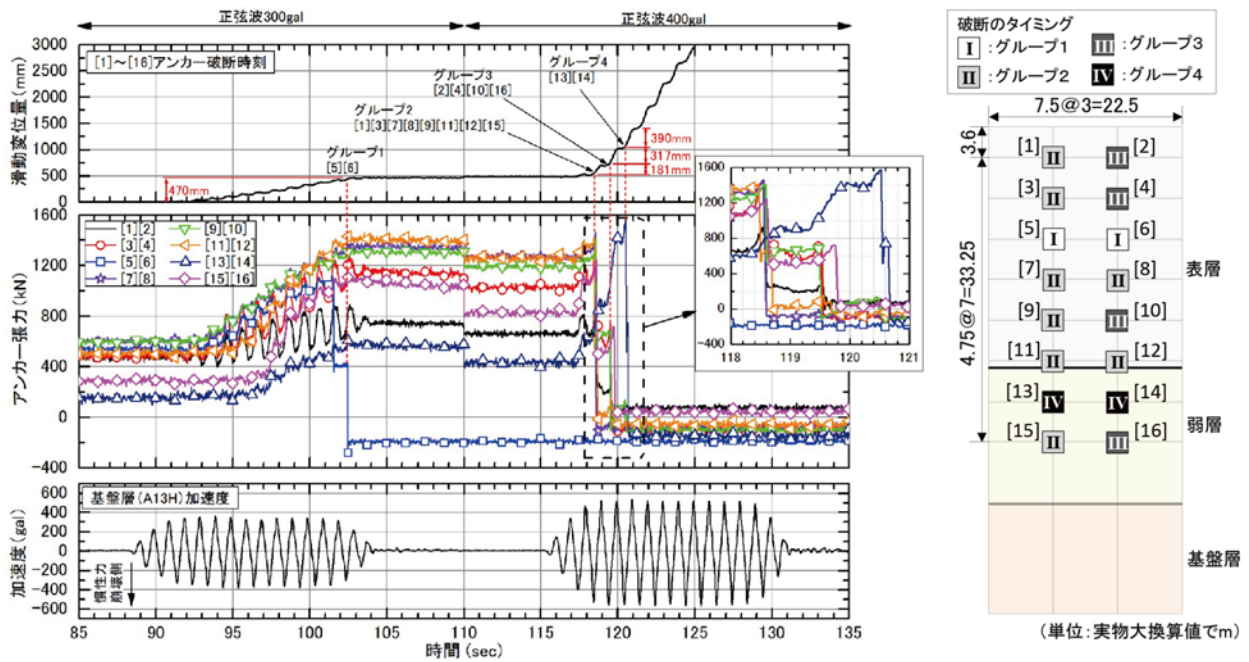


図3 斜面崩壊過程における基盤層の加速度・アンカー張力・すべり土塊の滑動変位の時刻歴とアンカー破断順序

心模型実験を実施した。斜面模型の概要を図1に示す。なお、同図に示す寸法は50G場における実物大換算値である。斜面模型は、模型寸法で高さ1.0m×幅1.0m×奥行き0.45mであり、岩盤斜面の中に局所的な弱層が存在する斜面を想定し、基盤層、弱層、表層の三層で構成した。各層の物理・強度特性を表1にまとめる。

本研究では遠心载荷試験装置により最大で50Gの遠心力のもとで水平加振を実施しており、50G载荷時で高さ50mの斜面の応力状態を模擬した模型となる。

アンカー模型は、鉛直方向8列×水平方向2列の合計16本設置し、全数で張力計測を行った。アンカー模型はワイヤー定着具で固定することで、引張力800N(実物大換算で2000kNに相当)程度で定着具からのワイヤーの引き抜けが生じるように加工するとともに、ワイヤーはシンプレックスチューブで被覆し斜面模型との摩擦を除去した。

加振は1Hz10波の正弦波の最大加速度を100galの増分で漸増させて斜面模型が崩壊に至るまで行った。

## 2.2 アンカー補強斜面の抵抗・破壊メカニズム

300gal, 400gal加振前後の斜面模型の状況を図2に示す。300gal加振時には、表層と弱層の境界付近で変形が生じていることが確認できる。なお、300gal加振後半においては、[13]～[16]のアンカーの支圧板付近において局所的な弱層の剥落が生じていた。その後の400galの加振においては、表層と弱層の境界付近で変形が進行し、加振中に全てのアンカーが破断し表層がすべり落ち、崩壊に至った。

斜面の崩壊過程における表層すべり土塊の滑動変位量とアンカー破断時刻、アンカー張力および加速度の時刻歴を図3に示す。滑動変位量の図中に示す[1]～[16]の番号は各アンカーの破断時刻を示し、アンカー破断のタイミングは4つのグループに分類できる。各アンカーの位置は、図3右に示すアンカー配置正面図と対応しており、同図にはアンカー破断の順序を図3左で示したグループ毎に図示した。また、アンカー張力は、アンカー破断直

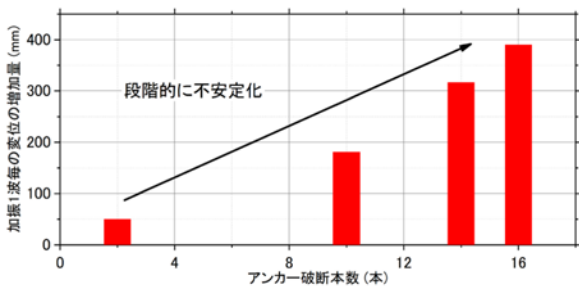


図4 アンカー破断本数と変位増分の関係

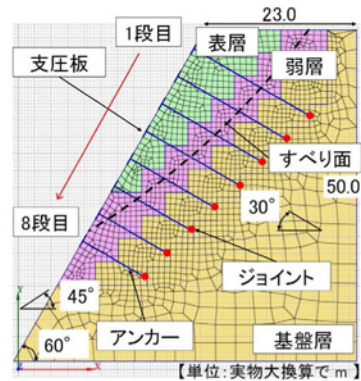


図6 解析モデル

表2 解析に用いた物性値

	表層	弱層	支持層	アンカー	支圧板
	弾性	弾塑性	弾性	弾性	弾性
ポアソン比	0.333	0.333	0.333	0.300	0.340
ヤング率 (kN/m <sup>2</sup> )	150,000	46,300	2,500,000	205,000,000	68,300,000
せん断剛性 (kN/m <sup>2</sup> )	56,391	17,406	1,250,000	79,000,000	25,500,000
単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	30.0	17.0	18.0	77.0	54.0
粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	-	90.2	-	-	-
内部摩擦角 (deg)	-	29.8	-	-	-
ダイレイタンス角 (deg)	-	0	-	-	-

以上から、大規模地震時を対象として、アンカー補強斜面の安定性を評価する際には、アンカー抵抗力の発現が均一でないことと、アンカー抵抗力の喪失を考慮することが重要であると結論付けられる。

### 3. アンカー補強斜面の地震時変位量評価手法

#### 3.1 提案手法の概要

これらを踏まえて、筆者らはグラウンドアンカーの抵抗・破壊メカニズムを考慮し、静的FEMとNewmark法を組み合わせた評価法を提案した（以下、提案手法）。提案手法の概要を、円弧すべり安定解析との比較とともに図5に示す。提案手法は、まず非線形FEMによりプッシュオーバー解析を行い、グラウンドアンカーの抵抗力発現、喪失特性を評価する（図5下段中手順[1]）。FEMを採用することで、斜面の形状や変形強度特性に応じてアンカーの抵抗力発現・喪失特性を考慮することが可能である。

斜面の変形量はNewmark法を用いて評価するが、その際にFEMにより評価したアンカーの抵抗力発現・喪失特性をNewmark法に反映させ、降伏震度を段階的に変化させる（図5下段中手順[2]）。これにより、FEMとNewmark法の長所を重ね合わせ、アンカーの抵抗力発現・喪失特性を考慮することが可能である。

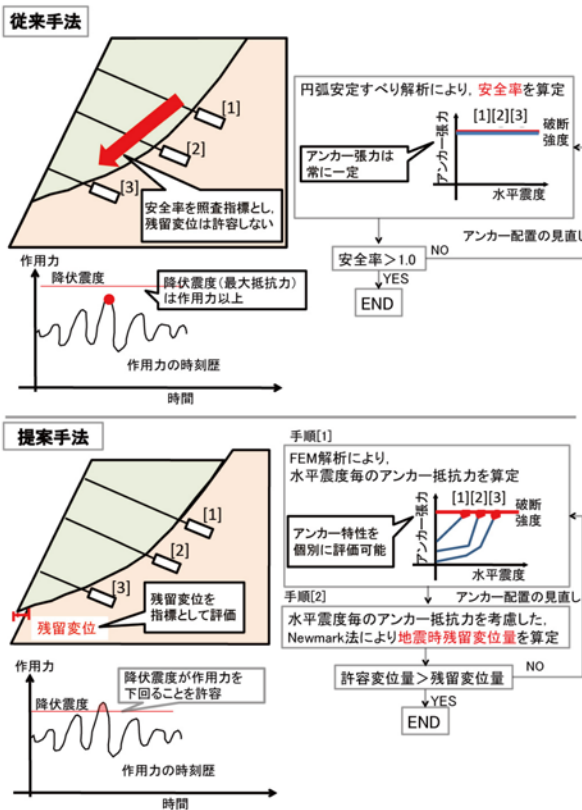


図5 従来法と提案手法の比較

前まで計測したアンカー張力の各段の平均値を表示している。

アンカー張力の増加過程に着目すると、各段のアンカーで張力が増加し始める時刻、張力の増加量が異なり、アンカーの抵抗力は均一に発揮されないことが確認できる。従来の極限釣合いによる評価では、アンカーの極限抵抗力が同時に発揮される状況を想定しているが、これとは異なる挙動である。

アンカーの破断本数と加振1波ごとの変位の増加量を図4に示す。変位の増加量は、アンカー破断直後の正弦波1波におけるすべり土塊の滑動変位量の増分値である。同図より、アンカーが2本破断した後は50mm程度、10本破断した後は180mm程度変位が増加しており、アンカーの破断に伴い斜面の抵抗力が低下し、作用加速度が一定であっても変位の増加量が増す傾向が明らかである。

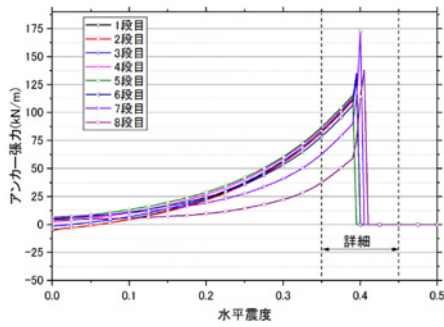


図7 水平震度とアンカー張力の関係

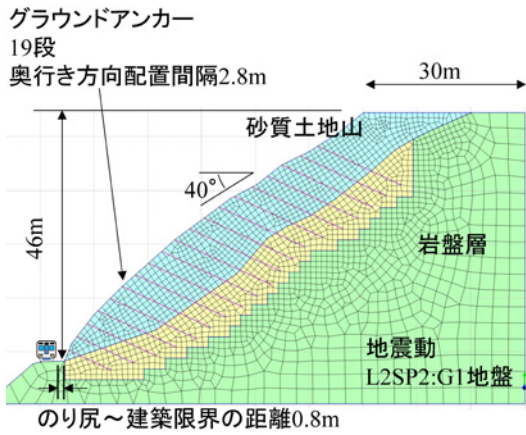


図9 検討斜面の概要

表3 地盤のモデル化概要

	表層	基盤層
モデル化	弾塑性	弾性
ポアソン比	0.4	0.4
ヤング率(kN/m <sup>2</sup> )	37,500	750,000
せん断弾性係数(kN/m <sup>2</sup> )	13,400	268,000
単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )	21.0	21.0
粘着力(kN/m <sup>2</sup> )	14.5	1250
内部摩擦角(deg)	29.8	40

### 3.2 模型実験を用いた検証

動的遠心実験に用いた斜面模型のFEM解析モデルを図6に、地盤およびグラウンドアンカーのテンドン、支圧板部のモデル概要を表2に示す。地盤については、本検討では表層、基盤層は弾性体としてモデル化し、変形が顕著な弱層のみモール・クーロンの破壊基準、ドラッカー・プラッカーの塑性ポテンシャルによる（以下、MCDPモデル）弾塑性体としてモデル化した。また、弱層に引張応力が作用した際は破壊し、周辺要素に応力を再配分する様に設定している。

アンカーのテンドン部は曲げを負担しないロッド要素、支圧板はバー要素を用いて、いずれも弾性体としてモデル化した。アンカーの配置は奥行き方向に不連続であるため、アンカーテンドン部、支圧板の重量が模型実験の条件と等価になる様に、単位奥行き当たり換算した値として設定している。また、アンカーの抵抗力発現・

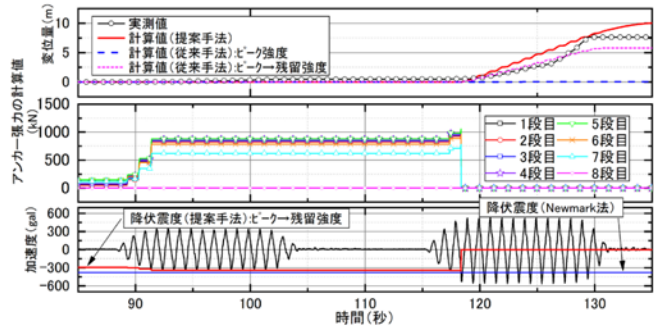


図8 提案手法による残留変位の評価結果

喪失特性は基盤層への定着部分に節点ジョイントを設定することで考慮した。今回の実験条件では、極限值に達すると抵抗力が喪失するようにアンカー模型を製作したため、解析上も極限值に達するとアンカー抵抗力が瞬時に喪失するようなモデルとした。

アンカー抵抗力は、慣性力により主に弱層部に变形が生じ、それを引き留める形で支圧板を介して、テンドン部に軸力が伝わり、基盤層定着部のジョイント要素に張力が発生することで発揮される。

なお、本検討では全層均一に慣性力を作用させたが、応答の増幅が問題となる斜面の場合、例えば等価線形解析を先行して行い、入力に対する応答の増幅を考慮して高さ方向に慣性力を分布させることも可能と考えられる。

### 3.3 アンカー抵抗力の発現・喪失特性

静的FEM解析で評価した水平震度とアンカー張力の関係を図7に示す。アンカー張力が均一に発現しないこと、段階的に喪失していく現象が再現できている。本検討条件では、アンカーの破断は、 $k_h=0.395 \sim 0.410$ の間で生じた。図7より、 $k_h=0.390$ において4,5段目のアンカーが破断すると、それまで相対的に張力を発揮していなかった他のアンカーの負担が増加し、アンカー張力が急激に増加する傾向が確認できる。本解析においてはアンカーの破断は4,5段目 ( $k_h=0.395$ ) → 1,2,3,6段目 ( $k_h=0.400$ ) → 7段目 ( $k_h=0.405$ ) → 8段目 ( $k_h=0.410$ ) の順で生じた。図7に示した通り模型実験におけるグラウンドアンカーの破断も概ね4グループに分類することが可能であり、各段のアンカーが全数破断に至った順序としては3段目 → 4, 6段目 → 1, 2, 5, 8段目 → 7段目であった。模型実験におけるアンカーの破断震度を、基盤層中央部の加速度計の値で評価すると、3段目のアンカー破断時の水平震度は0.383、それ以降のアンカー破断時の水平震度は0.403であり、この点についても実験と解析が概ね整合している。FEM解析の結果は、図6に示した模型実験におけるアンカーの正確な破断順序とは異なるが、最初に破断したエリアが斜面の中腹付近である点は実験

表4 アンカーのモデル化概要

	極限抵抗力	安全率			
		Case1	Case2	Case3	Case4
アンカーの極限引抜き力 $T_{ug}$ (kN/本)	1017.8	1.0	2.0	2.5	
テンドンの極限拘束力 $T_{ub}$ (kN/本)	1451.8	1.0	1.0	1.0	
テンドン極限引張り力 $T_{us}$ (kN/本)*	1092.0	1.0	1.25	1.67	

\* Case3は降伏強度に対して1.25  
Case4は破断強度に対して1.67の安全率を考慮

結果と一致している。破断順序は完全には一致しなかったが、アンカーの破断が連続的に生じる傾向は実験と解析で概ね同様であり、巨視的には円弧すべり安定解析において重要となる抵抗モーメントの値がアンカー抵抗力の喪失を契機として減少する挙動が再現できていると考えられる。

### 3.4 残留変位の評価

提案手法による解析を行った結果を、Newmark 法単独で計算した結果（従来手法）と実測値との比較とともに図8に示す。すべり面は円弧滑り安定解析で求めた降伏震度におけるすべり面である。その位置は図6に示すとおりであり、8段目のアンカーはすべり面が通過しないため、補強として寄与しない。そのため、8段目のアンカー張力は、常に0kNとなっている。また、提案手法におけるNewmark法計算時の弱層の強度については、降伏震度に達すると同時にピーク強度から残留強度へ瞬時に低下する条件としている。入力加速度は基盤層中央高さのA13Hの時刻歴を用いた（図1参照）。

前述の通り、図8には全グラウンドアンカー抵抗力の極限值が加振中を通じて同時に発揮されると仮定したNewmark法の結果も併せて示している。この方法では、降伏震度がアンカーの抵抗特性に依存せず一定であり、実測値に対して変位量を過小に評価する傾向が強い。

提案手法では、FEM解析で評価したアンカーの抵抗・破壊特性を考慮してNewmark法による変位量の算定を行った。具体的には、入力加速度の時刻歴から既往最大加速度を抽出し、その値から、図7に示すFEM解析結果を参照して当該時刻におけるアンカー張力を評価した。

これにより、アンカー抵抗力が加速度の増大に伴い段階的に発現する傾向と、極限に達した後に抵抗力が喪失する挙動が再現されている（図8中段）。変位量については、117秒付近のアンカー破断（抵抗力の喪失）を契機として、変位量が急増する傾向が比較的良好な精度で評価できている（図8上段）。また、実験においてアンカーの破断が生じ始めた時刻である118.5秒程度に着目すると、提案手法では同時刻にアンカーが全段破断することで一波あたり0.43m変位が増加し、以降は一波毎に0.7mずつ変位量が増加する。それに対して実験においては、118.5秒程度にアンカーが8本破断することで

表5 解析条件と結果の概要

	アンカー水平間隔(m)*	地震動	許容安全率・変位	応答変位
Case1	水平間隔2.8m	L2SP2 G0地盤	0.8 m	0.303 m
Case2	水平間隔2.0m	$k_h=0.74$	$F_s=1.0$	—
Case3	水平間隔2.7m	$k_h=0.2$	$F_s=1.1$	—
Case4	水平間隔4.5m	—(常時)	$F_s=1.2$	—

\*段数は19段に固定

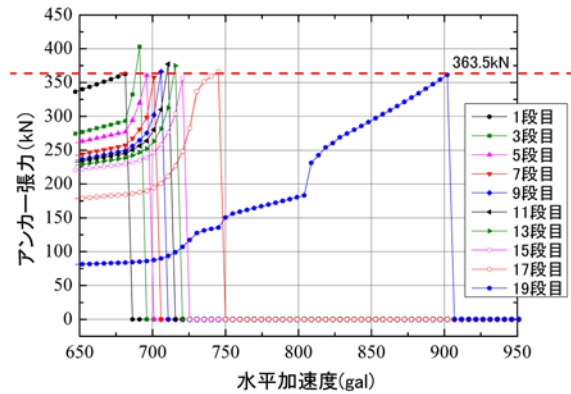


図10 水平加速度とアンカー張力の関係

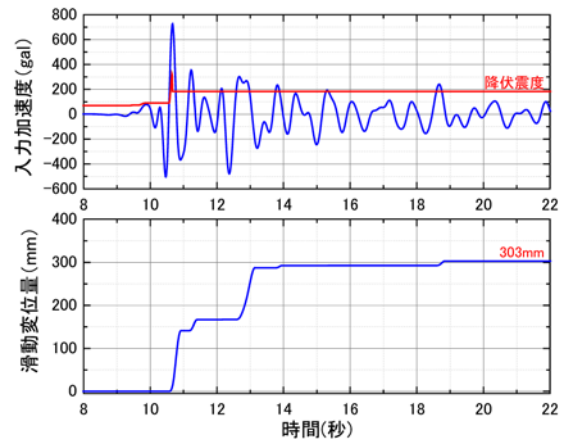


図11 Newmark法による計算結果 (Case1)

0.18m, 以降は4本が破断し0.31m, 全段破断し0.39mと、アンカーの破断本数が増える毎に変位の増加量が増す傾向にあり（図3）、提案手法と実験でアンカーの破断するタイミング、変位の増加量は完全に整合しているわけではない。提案手法では、アンカー全段が同じ極限值と仮定して解析を実施したが、アンカー模型の機構上、実際は図3のように破断時のアンカー張力は各アンカーによって異なる。この実験結果の値を提案手法に取り入れることで、更に精度が向上する可能性がある。

以上の結果から、FEM解析によりアンカー抵抗力の発現・喪失特性を評価し、その特性をNewmark法へ反映させる提案手法により、アンカー補強斜面の変位量を比較的良好に評価可能なことを確認した。なお、本検討では、FEMでアンカーの抵抗特性を評価し、Newmark法に反映する提案手法の妥当性を評価するという観点

と、アンカー模型の機構上抵抗特性に一定のばらつきがあることから、実験結果を反映してジョイントの抵抗特性を設定し、水平震度—アンカー抵抗力関係を把握したが、実務的にはアンカーの引抜き試験や文献<sup>3)</sup>のような簡易推定法を用いて設定することが可能である。

#### 4. 実斜面での試算

模型実験で妥当性を検証した提案手法を実斜面に対して適用し、従来評価手法との比較を行った。実際に変状が生じた鉄道近傍斜面の形状を参考にして作成したモデル斜面の概要を図9に示す。斜面高さは約50mで、斜面表面から深さ15m以上の深度までは風化が進んだ砂質土地山で構成される。

地盤のモデル化の概要を表3に示す。単純化のため、表層と深部の岩盤層の二層系モデルとし、表層部はMCDPモデルを用いた弾塑性体として、深部の岩盤層は弾性体としてモデル化した。各層の物理・強度特性値は地盤調査結果より設定した。表層、基盤層のヤング率は基礎標準<sup>4)</sup>により、標準貫入試験の結果から算定した。

設計上のアンカー抵抗力については、表4に示すように設定した。設計アンカー力 $T_d$ は、レベル2地震動を対象としたCase1, Case2では、アンカーの極限引き抜き力 $T_{ug}$ （アンカー体と岩盤層との付着強度）、テンドンの極限拘束力 $T_{ub}$ （アンカー体とテンドンとの付着強度）、テンドンの極限引張り力 $T_{ts}$ （テンドンの破断強度）の最小値として決定し、本検討では $T_d=T_{ug}=1017.8\text{kN/本}$ とした。

本検討では、以下4ケースに対する検討を行った。検討ケースと結果の概要を表5にまとめる。Case1は提案手法による検討結果で、図9に示すように、レベル2地震動（L2SP2：G1地盤）に対して、当該斜面におけるのり尻と建築限界との距離を指標として、0.8mを許容変位と設定した場合の検討例である。Case2は現行の許容応力度法による検討例として、上記地震動の最大加速度に対して、不足する抵抗モーメントをグラウンドアンカーで補填した結果である。また、参考としてL1地震動（ $k_h=0.2$ ）および常時の作用に対して現行法で検討を行ったケースをそれぞれCase3, 4とした。

Case1（提案手法）の水平加速度とアンカー張力の関係（抜粋）を図10に示す。水平加速度は、0galから1000galまで全200ステップとして1ステップ5galの増分で検討を行った。アンカーの降伏は686galから始まり、925galにおいて全アンカーの抵抗力が喪失する結果となった。なお、入力地震動の最大加速度は725galであるため、加振終了時には8本のアンカーが破断せずに残存する結果となった。得られたアンカーの抵抗力発現・喪失特性に基づいて、Newmark法により残留変位量を評価した結果を図11に示す。残留変位は303mm

であり、設定された許容変位以内に収まっている。

表5に示すように、提案手法によるCase1では抵抗力が喪失するアンカーがあるものの、残留変位は許容値以下に収まっている。これに対して、Case2（従来手法）では設計地震動の最大加速度を静的に作用させるため、アンカーの水平方向配置間隔が2.0mと密になり、同一レベルの作用を考慮した場合でも提案手法の採用により、アンカーの打設本数を30%程度低減可能である。なお、今回の検討条件においては、従来法によりL1地震動を考慮したCase3とCase1はほぼ同等の諸元となった。以上から、レベル2地震動の様な大きな地震力を想定する際には、極限つり合いと許容安全率に基づく従来手法と比較して、提案手法によりアンカーの抵抗力発現・喪失特性を考慮することで合理的にアンカーの仕様を設定可能であることが確認された。

また、提案手法では図10に示すように、FEMによりアンカーの抵抗力が段階的に発現する傾向も評価可能である。これにより、従来はアンカーの諸元と定着する岩盤層の特性により均一に評価されていたアンカーの抵抗力について、斜面の形状や強度・変形強度特性に応じて評価することが可能となり、アンカーの最適配置をより合理的に検討することが可能となる。

#### 5. まとめ

近年の大地震では、斜面が大規模に崩壊する例が多い。こうした斜面崩壊を未然に防ぐためには、斜面の安定化工事が必要であるが、斜面近傍の鉄道線路の延長は長く、合理的に斜面の安定化を行う必要がある。本検討ではグラウンドアンカーの抵抗・破壊メカニズムを解明し、メカニズムを反映したアンカー補強斜面の地震時残留変位量の評価手法を構築した。引き続き、基礎研究による現象解明を通じて、鉄道の安全性向上を低コストで実現するための研究開発を進めていきたい。なお、本研究における模型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。

#### 文献

- 1) 浅野ら：グラウンドアンカーの抵抗・破壊メカニズムを考慮した斜面の地震時残留変位量評価法の提案，土木学会論文集C（地圏工学），第74巻，4号，pp.439-458，2018
- 2) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，2012
- 3) 中野ら：グラウンドアンカー定着地盤の最大周面摩擦抵抗の簡易推定法と連続打撃貫入抵抗との関係，土木学会第72回年次学術講演会，CD-ROM，2017.9
- 4) 丸善：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物，2012