

11. 切土応力開放に伴う風化残積土の斜面崩壊事例

A case study of slope failure on the residual soil resulting from stress relief

(株)エイトコンサルタント ○橋尾 宣弘 磯野 陽子
石田 泰則 木村 隆行

1. はじめに

島根半島東部には、新第三系堆積岩を貫く貫入岩(塩基性火山岩)が点在する。これらの一部は、自身の貫入活動に関わる熱水変質で著しく脆弱化・強風化した風化残積土となって分布しており、しばしば斜面崩壊などの土木地質的問題を生じる。

本稿では、施工中の国道バイパス切土のり面に発生した風化残積土の斜面変形・崩壊について、応力開放による残積土の強度低下に着目して調査解析を実施した事例を紹介する。

2. 地形・地質の概要

検討対象の国道切土のり面は、島根県松江市北東部の小丘陵地帯に位置する。周辺丘陵は一般的な山体形状を呈すが、風化残積土の分布域は斜面傾斜が緩く、周辺と相対的に異質なコンターを示している。

当地の風化残積土は、新第三紀中新世の泥質岩-酸性凝灰岩互層の牛切(うしぎり)層を貫く粗粒玄武岩であり、既刊地質図¹⁾で確認されている岩体範囲の縁辺部にあたる。自身の貫入活動に伴う熱水変質で全体に著しく変質している上に、強風化が進行しており、切土のり面では原岩組織の判定が難しいほどである。

3. 切土のり面崩壊状況

切土のり面変状のこれまでの経緯を以下にまとめる。

- ①当初設計勾配は、地山の風化状態や周辺施工事例などを参考にして1:1.2であった。
- ②現在の切土面は暫定2車線用仮設切土として施工されたもので、土砂の標準勾配1:1.0でH13/7~8月頃に切土したところ、小段内での小崩壊が頻発した(写真-1)。
- ③非常に軟質な風化残積土と介在する針鉄鉱シームが崩壊の原因との現地判断により、1:1.5勾配で切り直しを行った。
- ④この結果、施工直後は安定していたものの、時間の経過と共に再び崩壊が発生したため、更に切土勾配を緩くして1:1.8で再切り直しを実施し、H15/6月に一応の暫定切土が竣工していた。
- ⑤しかしながら、1:1.8でも竣工直後からのり面全体で小段や法尻の張コンにクラックが発生し、変状はほだいに拡大していることが観測された(写真-2)。
- ⑥続いてH15/7/21のまとまった降雨後に、のり面中段部にまとまった規模のすべり崩壊が生じ、更にその後のH15/8/31頃の降雨で、崩壊部が後退して新たな段差亀裂も発生している。

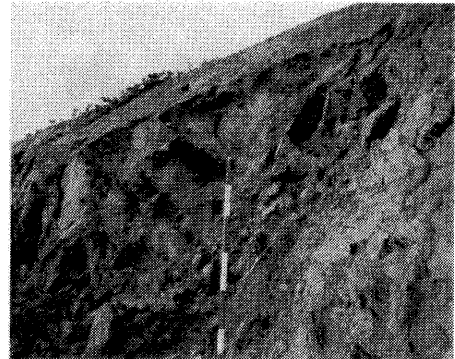


写真-1 1:1.0切土時の崩壊状況

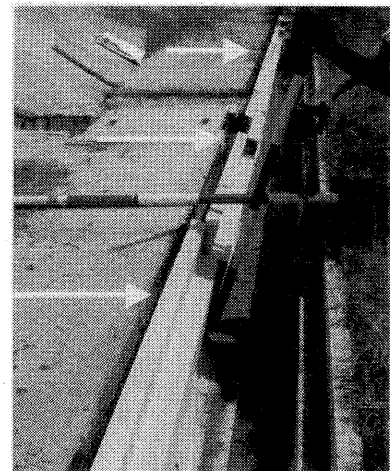


写真-2 施工後ののり尻水路の変形

1/2m/A

4. 風化残積土の調査結果

4-1. 風化残積土の厚い分布構造と緩み範囲

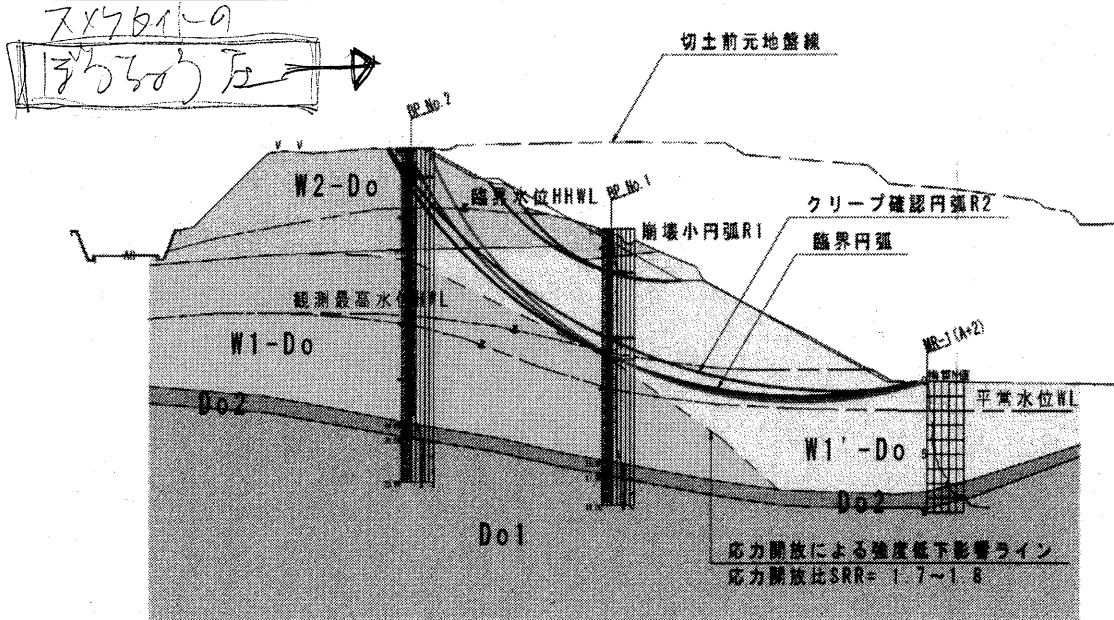


図-1 A 測線地質断面図 (S=1:500)

W2-Do : 強風化土(強度低下部)、W1'-Do : 風化土(強度低下部)、W1-Do : 風化土
Do2 : 粗粒玄武岩強風化岩(D_M級)、Do1 : 粗粒玄武岩風化岩(D_H級)

風化残積土の分布構造や緩み深さを推定するため、弾性波探査高密度解析・調査ボーリング・ミニラムなどを実施した。

この結果、図-1 に示すように風化土(Wx-Do)は切土前の層厚で19~23mと厚く分布し、基盤となる粗粒玄武岩(Do1)は褐色風化したD_H級軟岩状を呈することが判明した。また、のり面中間部のBPN0.1はGL-9m付近まで孔壁の押し出しが認められ、特にGL-8.5~9.5m間は顕著な孔壁押し出しが確認された。この深度は応力開放比SRR=1.7~1.8に相当する。

弾性波探査の結果、図-2 に示すようにA 測線では切土による応力開放によって、のり面に沿った弾性波速度の低下が認められた。V_p=1.0~1.2km/secラインの落込みがのり面中央部で最も大きく、これはBPN0.1で孔壁の押し出し現象を生じた深さと一致している。

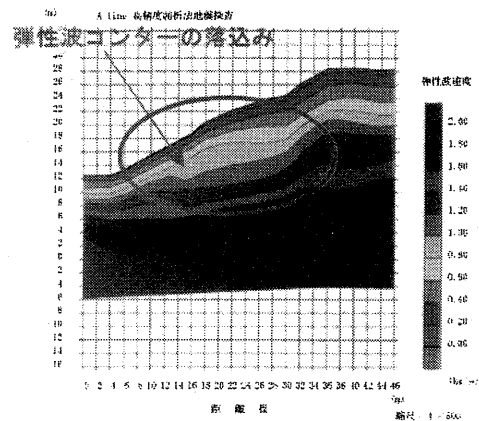


図-2 弾性波高密度解析結果

4-2. 特徴的粘土鉱物と酸化還元電位ギャップの存在

ボーリングコア X 線分析の結果、最上部の強風化帯を除いて、膨潤性粘土鉱物の代表例である”スメクタイト”や”パーミキュライト”のピークが明瞭に認められ、鉱物学的に応力開放に伴う強度低下が著しい基盤岩であることが判明した。

特にBPN0.1では、図-3 上段に示すように風化+変質帯(=風化土:W1-Do)内にpHや酸化還元電位の不連続面が認められた。この深度は、ボーリング中の孔壁押し出し深度や弾性波速度低下部と同一深度である。酸化還元電位が相対的に高い(=好氣的)ということは、応力開放の影響

で緩み攪乱酸化が生じたことを表している可能性が考えられる。

また変質帯(=風化岩:DoI)では、風化作用によるスメクタイトや斜長石の消失が顕著でなく、熱水変質の影響がはっきりと残っている。岩片状の試料からもスメクタイトのピークが明瞭に確認できることから、基盤岩はそれ自身の貫入に関わりのある熱水に侵されて強く変質しており、ほぼ普遍的にスメクタイトを含んでいると推測できる。そのため風化作用への耐性も弱く、深部まで比較的短時間で粘土化・脆弱化しやすかったものと推測できる。

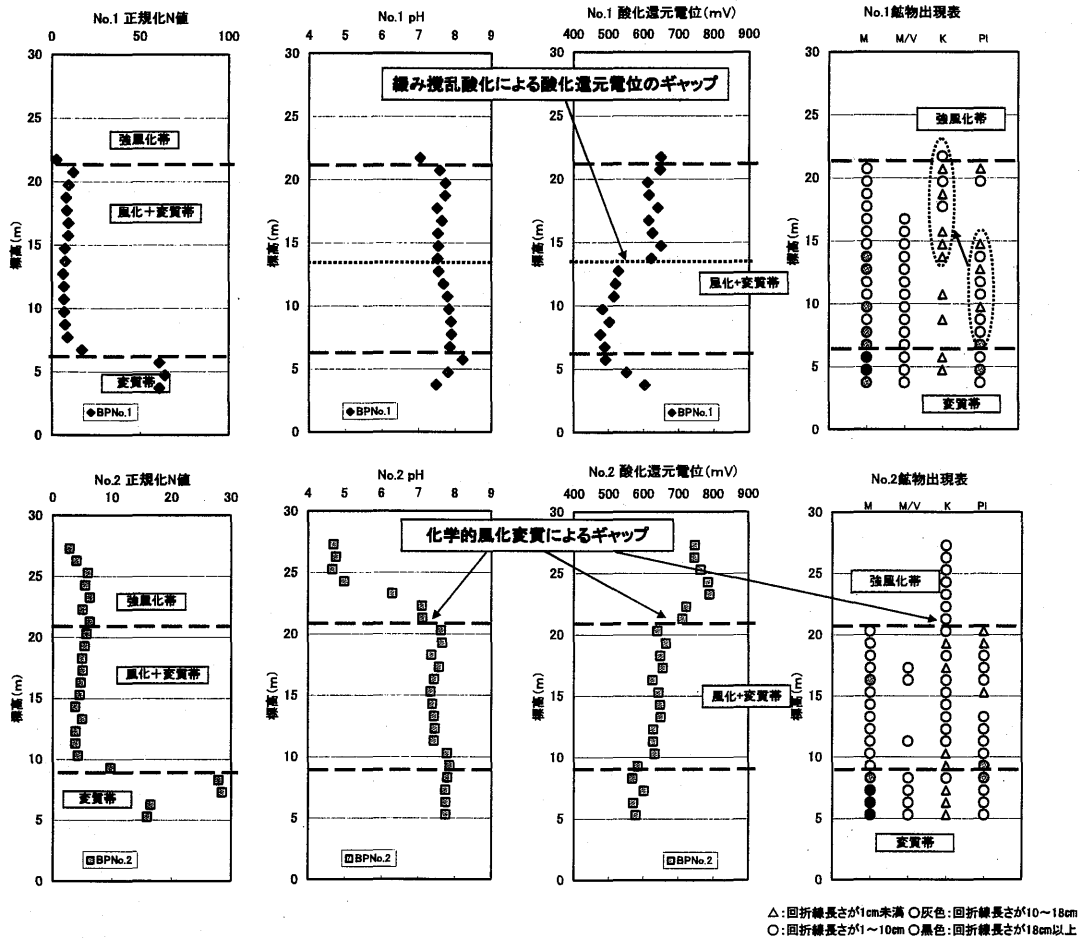


図-3 風化残積土の X 線分析結果

4-3. 風化残積土の強度低下特性

風化残積土の物理試験の結果、強風化土～風化土は均質なシルト状にまで強く風化しており、ほぼ土質材料と同程度の物理定数を示している。

力学試験は、不飽和三軸 CD・三軸 CUbar・スラリー一定体積一面せん断・プレカット定体積一面せん断試験を実施した。この結果、表-1 に示すように応力解放前の過圧密ピーク強度・応力解放後の正規圧密軟化強度・攪乱後の残留強度を把握できた。

表-1 風化残積土の力学試験結果

	ピーク強度 (過圧密領域)	→	完全軟化強度 (正規圧密=吸水膨脹領域)	→	残留強度
全応力強度 (短期強度)	$C_p=38.4$ (kN/m ²) $\phi_p=12.96$ (°)	→	$C_s=16.5$ (kN/m ²) $\phi_s=17.75$ (°)	→	$C_r=16.5$ (kN/m ²) $\phi_r=11.00$ (°)
有効応力強度 (長期強度)	$C'_p=27.9$ (kN/m ²) $\phi'_p=25.85$ (°)	→	$C'_s=0.0$ (kN/m ²) $\phi'_s=31.55$ (°)	→	$C'_r=0.0$ (kN/m ²) $\phi'_r=27.56$ (°)

特に、不飽和三軸 CD・三軸 CUbar から得られた正規圧密強度は、加水して軟化させてから圧密させたスラリー一定体積一面せん断試験からの完全軟化強度とほぼ同じ値を示した。このことから、残積土のボンド効果は消失していると判断できる。

4-4. 斜面の緩慢なクリープ変位

図-4 の孔内傾斜計変動図に示すように、短い観測期間ながら降雨後に弱い累積変位が観測された。いずれも変位速度は 1~2mm/月と低調であり、変動種別では変動 C (潜在変動：初期安全率 PFs=0.98~1.00) に相当する。

なお、BPN0.1 にて自記水位計観測を実施した結果、図-4 に併記しているように、5 月末のまとまった降雨時に明瞭な水位上昇が観測された。

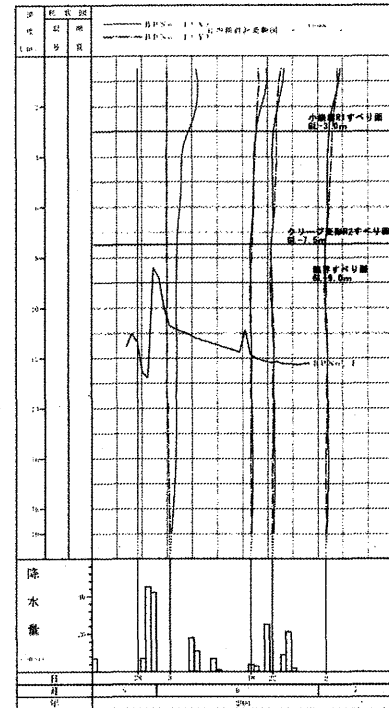


図-4 No. 1 孔内傾斜計変動図

5. 応力開放による地山強度低下に関する考察

5-1. 弾性波速度低下率による緩み攪乱状態の把握

切土による応力開放で風化残積土が緩み攪乱を生じている現象を考察するため、弾性波速度の低下の度合いを「弾性波速度 V_p 低下率(弾性波速度低下差分 ΔV_p / 低下前の弾性波速度 V_{p0})」と定義してこれを緩み攪乱状態とみなし、その断面分布状態を V_p 低下率コンター図で表示し、これを図-5、図-6 に示す。

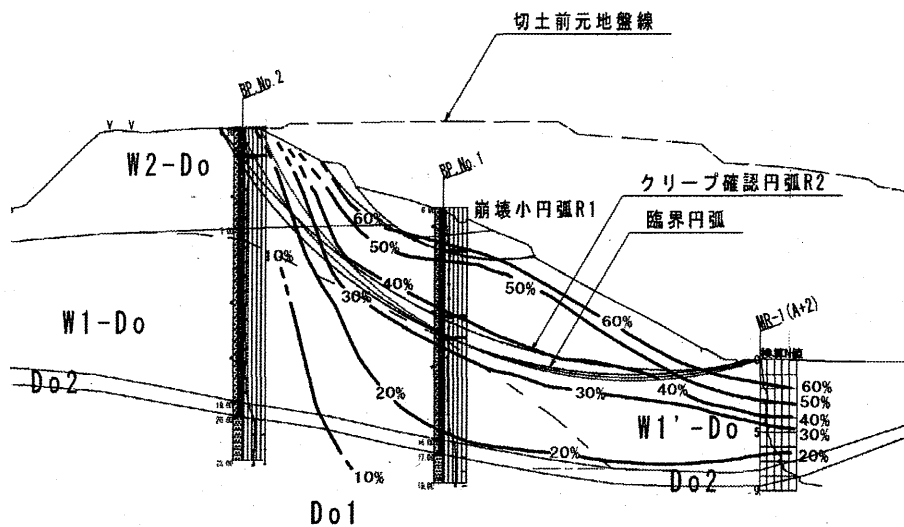


図-5 切土前地形の V_{p0} に対する V_p 低下率

図-5 は、切土前地形の推定 V_p を V_{p0} と仮定した場合の V_p 低下率である。

この仮定条件では、必然的に切土高の大きいり尻部の V_p 低下率をもっとも大きくなるが、のり面中央付近の V_p 低下率もやや大きくなっており、現状のクリープ変位を示している円弧と V_p 低下率 $\geq 30\%$ を示している部分が概ね一致していることがわかる。

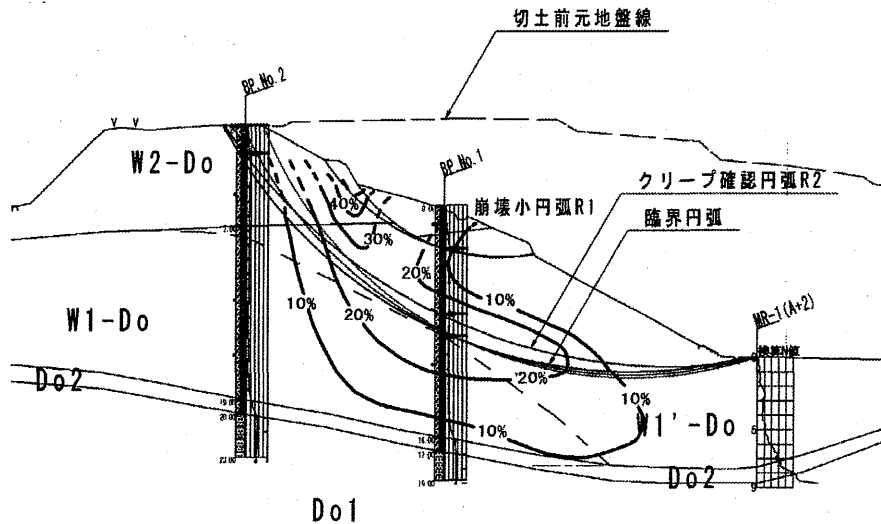


図-6 切土斜面に沿ったVp0に対するVp低下率

一方、切土によって切土斜面なりに均質にゆるみが発生したと仮定して、このときの推定VpをVp0に設定したVp低下率が図-6である。

図-6では現状斜面の変形の最も顕著なテンションクラックゾーン(崩壊小円弧R1の頭部)のVp低下率がもっとも大きい。また、Vp低下率20%コンターからは、強度低下がクリープ円弧R2に沿って斜面末端部に進行している途中過程を示しているようにも読み取れる。

同時に、BPNo.1のすべり変位深度位置や孔壁押し出し部、また既往事例の応力開放比SRR=1.8²⁾とも非常に調和的な結果となっている。

このようなVp低下率コンター分布は、クリープ変位自体の原因とともに、応力開放に伴うゆるみ攪乱の進行=強度低下を反映しているものと考えられる。

5-2. 応力開放に伴う強度低下と斜面安定度の変化

現状の応力開放強度は、のり面変状範囲や変位速度等の現場条件を満足するよう繰返し計算を行い、臨界円弧のC-tanφ直線群と有効応力強度低下経路との交点とした。これを図-7のC-tanφ図に示す。

これは、地山の不攪乱ピーク強度と完全軟化強度との中間的な値であり、切土後に発生した変位量の小さなせん断面の強度としては妥当な強度と判断できる。

一方、図-6のVp低下率に示されるように、今後更に強度低下が進行すると、テンションクラックが顕著な崩壊小円弧付近の低下強度まで低下することが考えられる。この

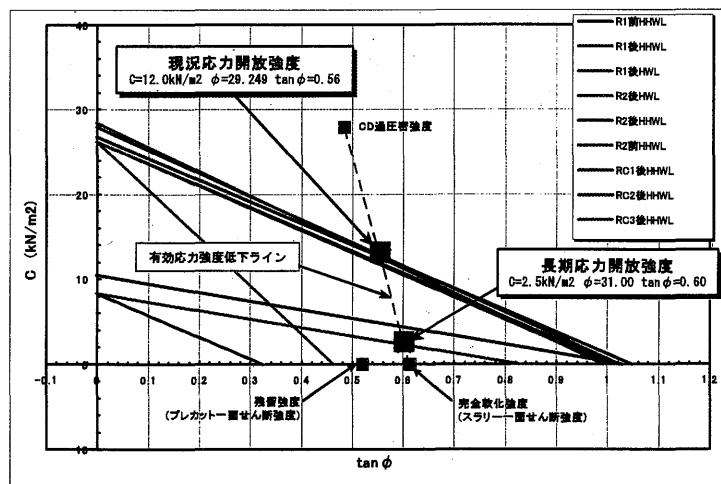


図-7 強度低下を考慮した安定解析C-tanφ図

ことから、4車線完成断面の解析・検討に用いる「長期応力開放強度」は、のり面小崩壊円弧(R1)のC-tanφ直線と低下経路の交点とした。

このように斜面内の強度低下が進行していく状態を、斜面の安全率 F_s と切土後の経過時間 t で概念的に示したのが図-8 である。

変状斜面の強度範囲から推定される局所安全率は、箇所によって $F_s=0.676\sim 1.263$ を示しているが、全体を平均すれば $F_s=0.976$ であり、これが図-7 で設定した現状(切土後 12 ヶ月経過)の応力開放強度となる。一方、今後強度低下が進行すれば安全率範囲は全体に右下に移り、最終的には軟化強度付近まで低下していくものと考えられる。長期応力開放強度の粘着力 C' は、残留係数 $R=0.9$ にほぼ対応し、切土斜面の長期安定を評価する上で妥当な強度と判断した。

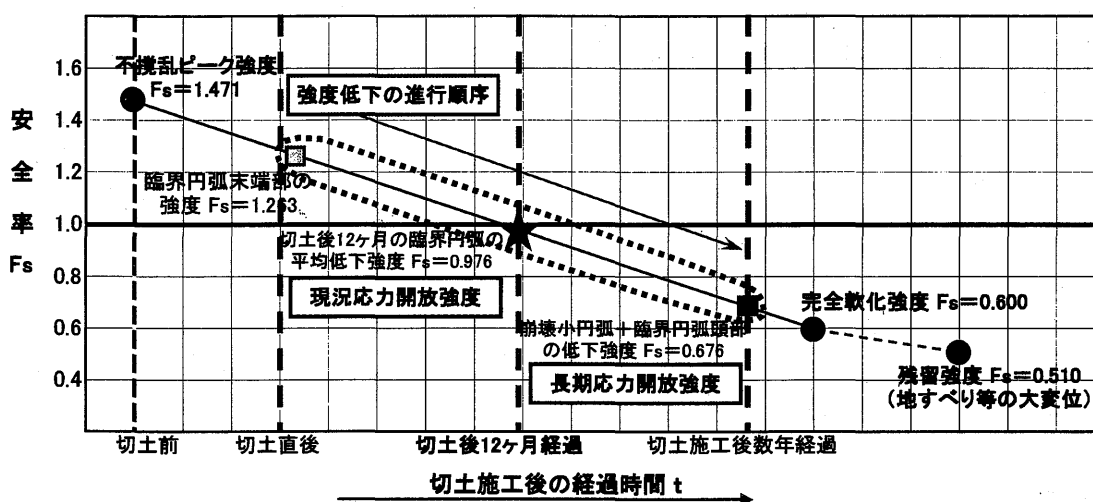


図-8 斜面内の強度低下進行の概念図

6. おわりに

1:1.8 という緩勾配でクリープ変状が累積している状況から、検討のり面は特殊な地山で通常解析が困難と判断し、応力開放による進行性破壊の観点から解析を行った。

しかし、斜面変状と調和的な緩み攪乱帯を V_p 低下率から把握できたものの、その理論的な検証には至らず、今後の類似現場の確認や数値解析による検証が課題となる。

また、安全率の経時変化の概念図は、時間要素が現時点では曖昧であり、便宜的に直線的に推移すると仮定しているに過ぎない。強度低下は時間の経過で発生するものであるため、斜面安定度を時間軸でモデル化する必要があると考える。

なお、4車線完成断面で採用した対策工法は、切土勾配を 1:1.5 として、抑制工=頭部排土+横ボーリング工、抑止工=アンカー工としている。

1) 鹿野和彦・吉田史郎：境港地域の地質、通産省工業技術院地質調査所、1985

2) 木村隆行・高田正治：拘束圧の影響を考慮した残積土の N 値の評価、日本応用地質学会平成 14 年度研究発表会講演論文集、P.275-278、2002