

ゆるみ岩盤の安定性評価法の開発

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 22～平 27

担当チーム：地質・地盤研究グループ（地質）

研究担当者：佐々木靖人、浅井健一、日外勝仁、
江口貴弘

【要旨】

ゆるみ岩盤は亀裂に支配された複雑・多様な不安定化の形態を示すため、特にダム建設においてはゆるみ岩盤の分布と性状の把握は重大な課題の一つとされている。ゆるみ岩盤の不安定な範囲や安定性を地質工学的かつ定量的に評価する手法の開発を目的に、本報告では、亀裂の開口や強度低下として表れる岩盤のゆるみ進行現象を連続体解析（有限要素法）で表現するために、次の二つの課題について検討を行った。

ひずみ集中箇所の差別的な劣化促進がゆるみによる強度物性値低下の一因であるとの考えの下、まず、一つ目の課題は、応力劣化型の岩盤のゆるみ進行過程を再現する「FEM ステップ解析法」、すなわち、塑性ひずみの量に応じた強度低減をモデルに繰り返し反映させることで恣意的要素をできるだけ排除した機械的な物性低減を設定する方法についてである。閾値となる塑性ひずみ量とそれに対応する岩盤強度物性値の関係に基づいて、解析パラメータの設定基準を検討した結果、ゆるみ領域の拡大が収束する状況が数値解析により再現された。また、表層部だけではなく斜面内部にまで影響を及ぼす要因として地震に注目し、前記の静的なゆるみ進展が収束した解析モデルに地震動を付加した場合のひずみ分布領域の拡大状況を確認した。

二つ目の課題は、地形地質の影響及び複雑な施工の影響評価手法の開発であり、三次元地形モデルを用いた「FEM ステップ解析法」により施工段階ごとの変化状況の数値解析的再現を行った。実際の施工斜面の地形・地質を三次元地形モデルで再現し、施工過程に沿って解析手順を設定することで、複雑なひずみ分布や三次元変位の解析結果から、施工段階ごとの斜面安定状況の変遷の把握が可能となった。

キーワード：ゆるみ岩盤、ゆるみ性状、数値解析、斜面安定性評価、有限要素法（FEM）、三次元地形モデル

1. はじめに

岩盤の中には、応力解放などによって開口亀裂が発達して岩盤が変形しやすくなり、もともとの岩盤の諸性質が大きく損なわれた領域がしばしば存在する。このような岩盤は「ゆるみ岩盤」として取り扱われ、「応力解放・重力作用・風化作用等に起因した変形・体積増加・密度減少などにより、亀裂の発生・開口・ずれなどを生じ、岩盤の状態を保ちつつも全体として変形しやすかつ非弾性的性質が大きくなった状態」と定義されている¹⁾。

このため、ゆるみ岩盤は力学的に不安定な状態にあり、掘削や湛水に敏感である。現在実施中の多くのダムでも、ダム敷や法面等の基礎掘削量の増大、長大斜面の発生による自然景観の問題等が危惧されている。また、道路の自然斜面や法面でも同様の問題が懸念されている。開口亀裂を伴うゆるみ岩盤は、低い力学強度と高い透水性を有し、ダム基礎や貯水池の器に好ましくないため、これまでダム位置としてゆるみ岩盤の分布箇所を避けたりダム基礎からゆるみ部分を掘削除去したりすることで対処

してきた。しかし近年、諸般の事情から地質的に不良なサイトが増加するのに伴い、ダム基礎周辺にゆるみ岩盤の分布する事例が多くなってきた。しかも、コスト縮減や環境保全等の観点から、ゆるみが軽微で基礎等として問題のない場合には掘削量を抑制したいという要請が急増している。またその一方で、貯水池の斜面変動など、ゆるみ岩盤に起因する問題も発生しており、慎重な対応が必要で、調査・設計・施工の各段階でゆるみ岩盤を地質工学的に的確に不安定な範囲や安定性を適切に評価することが必要である。

そこで本研究では、健岩部に比べ局所的に性状が低くなっているゆるみ岩盤の挙動を定量的に評価できる手法の開発を目標とし、平成 22 年度には、各種数値解析手法により表現可能なゆるみ岩盤の力学的性状や解析パラメータの整理を行った。その結果を踏まえ、平成 23 年度は、最初の段階として、事例に基づくゆるみ岩盤のパターン分類²⁾を行うとともに、ゆるみ岩盤を連続体として捉え、通常に得られる地質調査情報量から解析モデルの構築が

可能と考えられる有限要素法によるゆるみ岩盤の定量的評価法について検討³⁾を行った。平成 24 年度は、図-1 に示すような「風化・劣化ゆるみ」や「応力場ゆるみ」といったゆるみの発達原因ごとに数値解析による表現方法を検討^{4), 5)}した。

本年度は、ひずみ集中箇所の差別的な劣化促進がゆるみによる強度物性値低下の一因であるという考えに基づいて現在考案中である「FEM ステップ解析法」(図-2 参照)、すなわち、塑性ひずみの量に応じた強度低減をモデルに繰り返し反映させることで恣意的要素をできるだけ

排除した機械的な物性低減を設定することで表現する手法、について以下の検討を行った。

応力劣化型の岩盤斜面ゆるみ進行過程において、ゆるみによる岩盤強度の低下程度とひずみ量との関係から、ゆるみの進展・収束の状況について検討を行った。その上で、ゆるみの進展が収束したモデルにおいて、さらに地震動を付加した場合のひずみ領域の拡大状況から、地震の影響が斜面内部のゆるみ域周辺の健岩部にまで広範囲に及ぶことを確認した。また、掘削や盛土といった地形改変の影響やアンカーなどの対策工の効果について、前述の「FEM ステップ解析法」によって施工手順ごとにどのような把握・評価が可能なのか検討を行った。

2. 応力劣化サイクルによるゆるみ評価手法の検討

2. 1 応力劣化サイクル収束条件検討

本稿で検討を行う「FEMステップ解析法」とは、自重解析によって算出された相当塑性ひずみの量を基準に岩盤の性状を考慮し、蓄積した塑性ひずみ量に応じてメッシュ単位で物性値を低減設定した後、次のステップとして再度解析を行うというサイクルを解析的に収束するまで繰り返すものである。

昨年度の予備検討において、図-2に示す応力ゆるみサイクルが収束に至らないうちに解析プログラムのメモリエラーで中止となったため、本章ではトライアルアンドエラーによる解析を繰り返すことで、収束に至る解析条件を検討しようとするものである。

2. 1. 1 閾値

一般的なひずみの範囲は、以下の様に考えられている。

ひずみ範囲	0.001%~0.01%	: 弾性
	0.01%~1.0%	: 弾塑性
	1.0%以上	: 破壊

上記を踏まえて、応力劣化サイクルにおいて、物性値の低減を行う劣化区分を以下の様な相当塑性ひずみの閾値から設定することとした。強度物性は低減させのみで、ひずみ量に関わらず増加させることはないものとする。

相当塑性ひずみ量	
0.01未満	: 物性変更なし
0.01%以上、0.1%未満	: CM級~強度低減
0.1%以上	: CL級~強度低減

ここに示した相当塑性ひずみ量の閾値と、次節で述べる岩盤等級別の解析物性値の対応は、数多くの解析結果を比較検討しながら絞り込んだ結果である。本節では、比較検討事例の中で現時点に導き出された最適と思われる解析条件を前出しして示し、以降の記述を進める。

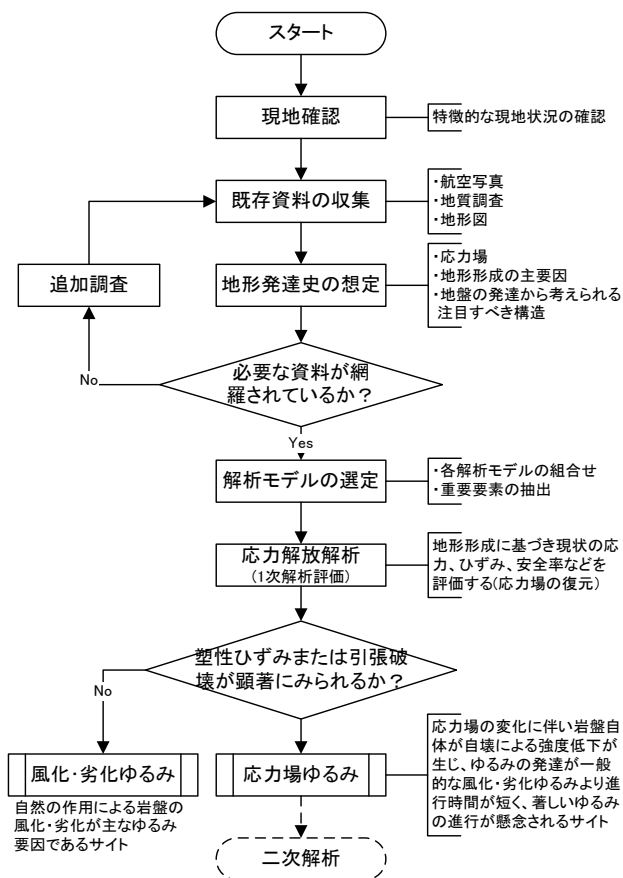


図-1 ゆるみ影響解析フロー (過年度成果)

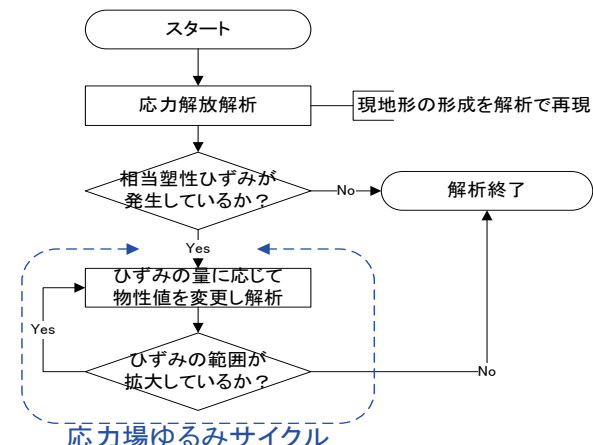


図-2 応力場ひずみ解析フロー (過年度成果)

2. 1. 2 岩種別標準物性値の検討

開発検討中の「FEMステップ解析法」の中で検討に用いる岩盤強度について、現地での調査分類との整合性をできるだけ確保するために既存の分類方法を活用することとした。それぞれの考え方に合わせた分類手法はあるものの、整理・統一された明確な基準になっていないのが現状である。平成16年3月社団法人地盤工学会より「新規制定地盤工学会基準・同解説 岩盤の工学的分類法 (JGS3811-2004)」が出版され学会としての岩盤分類法を規定したが使用状況は思わしくない。さらに、これらの岩盤分類から直接的に岩盤強度の定数を導き出す資料も存在するが、制定機関ごとに微妙に異なった数値となっている。その理由として岩盤は、単一物質の結晶体でないため岩種が同様でも生成過程やその後の風化・劣化によって異なった強度特性を示すこととなり、標準値を規定することが難しいことが考えられる。そのため、現地試験により得られた強度定数を用いることが一般的であり、標準値を規定する必要が無かったことが最も大きな理由と思われる。

そこで、本研究では、検討中の「FEMステップ解析法」で用いる標準的な岩盤物性値として、既往文献等で用いられている解析物性値について解析適性を考慮した上で、表-1、2、3に示すような岩盤等級別岩盤物性値を設定した。ただし、等級区分の全体の強度分布を3種類の岩種強度に分けて整理した。

- 大強度：硬度の高い火成岩に適用可能な強度分布
- 中強度：第三紀以前の堆積岩や亀裂の多い火成岩に適用可能な強度分布
- 小強度：第四紀以後の堆積岩や変成岩に適用可能な強度分布

これらの値では、明らかに表現が難しい岩盤特性がある場合には、物性値の低減や特性値を考慮する必要がある。また、岩盤を弾塑性体として検討しているが、非線形要素として取り扱うべき岩盤もあり、岩盤の性状を十分に理解した上で物性値の決定を行う必要がある。

特に水の影響を受けやすい岩盤では、化学的な反応である膨潤やスレーキングが発生することもあり、本研究においてはこれらの現象に対応した標準物性値の設定方法までは検討していない。そのため、解析モデル作成において、対象地山の変状において力学的要素以外の要因が明確である場合は、初期応力の設定や作用外力のあり方について別途留意する必要がある。

また、物性値の低減状況を現地調査結果から定める方法についても今後の大きな課題である。現地で得られる

情報には、以下のものがあげられる。

- ①物理的な強度（試験が出来る程度の健岩部）
- ②亀裂の本数や開き（ボアホールや横坑壁面）
- ③岩盤の性状（年代や組成）

また、計測を行っていれば、

- ④地表面の変位量
- ⑤軸力、応力など

上記のようなデータが入手可能であるが、強度算定方法としては、現地で得られる情報との関連性の定量化を図ることで、現況を反映した定量的でより詳細な強度設定を行うことで手法確立への発展が期待できる。

CH級岩盤を中硬岩上限程度と設定し、以下1ランクずつ低下させることで強度区分を行った。また、基本物性を弾塑性とし、Mohr Coulombの降伏条件で解析を行った。

応力劣化サイクルの検討は、表-1、2、3の物性値を基本として収束検討を行った。

2. 1. 3 収束条件

応力劣化サイクルの収束条件を整理する。実際に相当塑性ひずみの増加がストップするまでサイクルを繰り返すことができれば、最も正確な解析評価となると思われるが、評価に用いている相当塑性ひずみは、非常に小さなスケールであるため物性値変更箇所があれば発生範囲が拡大し易い傾向にある。そのためなかなか収束に至らない状況が発生する。

解析精度の確保と繰り返し回数の軽減とのバランスを図るため相当塑性ひずみの増加量から増加機構の優位性

表-1 岩盤等級別岩盤物性値（大強度）

名称	静的変形特性						
	物性値						
	ポアソン比 ν_s	ヤング率 $E(\text{kN/m}^2)$	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	粘着力 $C(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	引張強度 $\sigma_t(\text{kN/m}^2)$	静止土圧係数 K_0
CH級岩盤	0.30	2,000,000	20	2,000	50.0	400	0.5
CM級岩盤	0.30	750,000	20	750	42.5	150	0.5
CL級岩盤	0.30	200,000	20	300	35.0	60	0.5
D級岩盤	0.30	100,000	20	150	30.0	30	0.5

表-2 岩盤等級別岩盤物性値（中強度）

名称	静的変形特性						
	物性値						
	ポアソン比 ν_s	ヤング率 $E(\text{kN/m}^2)$	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	粘着力 $C(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	引張強度 $\sigma_t(\text{kN/m}^2)$	静止土圧係数 K_0
CH級岩盤	0.30	1,000,000	20	1,000	45.0	200	0.5
CM級岩盤	0.30	500,000	20	500	40.0	100	0.5
CL級岩盤	0.30	200,000	20	300	35.0	60	0.5
D級岩盤	0.30	100,000	20	150	30.0	30	0.5

表-3 岩盤等級別岩盤物性値（小強度）

名称	静的変形特性						
	物性値						
	ポアソン比 ν_s	ヤング率 $E(\text{kN/m}^2)$	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	粘着力 $C(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	引張強度 $\sigma_t(\text{kN/m}^2)$	静止土圧係数 K_0
CH級岩盤	0.30	500,000	20	500	40.0	100	0.5
CM級岩盤	0.30	200,000	20	300	35.0	60	0.5
CL級岩盤	0.30	100,000	20	150	30.0	30	0.5
D級岩盤	0.30	50,000	20	70	25.0	14	0.5

を評価し収束判定に取り入れる検討を行った。

応力劣化サイクル解析において相当塑性ひずみ範囲は、初期解析よりステップが進行するに伴い徐々に増加量が拡大するが、ピークを境に増加量が徐々に減少してゆく傾向にある。これは作用荷重と強度物性の関係から相当塑性ひずみが生じない部位まで劣化範囲が広がったことを示している。

しかし、前述したように物性値の低下を行った部位があればその周辺では、微量でも相当塑性ひずみの増加が見られるため、なかなか完全な収束に至らない。この状況は、作用荷重と強度物性の関係から必然的に相当塑性ひずみが生じる範囲ではなく、計算手法の誤差として考えることができると判断した。

この誤差に対して範囲条件を設定することで応力劣化サイクルが収束に至っているか判定することとした。増加量に対して優位性を見出す方法として「統計」による標準偏差を用いた。

統計上の信頼区間に以下の考え方がある。

- ・分布が正規分布に従う場合、
95%信頼区間は約平均 $\pm 2 \times$ 標準誤差
- ・分布が正規分布に従う場合、
99%信頼区間は約平均 $\pm 3 \times$ 標準誤差

解析モデル中のひずみ量の分布が必ずしも正規分布を呈しているわけではないが、標準誤差の2倍以上の範囲である5%値はイレギュラーの可能性が高いと見なし、「5%以下の増加率になった段階で増加優位性がなくなったと判断し、応力劣化サイクルが収束している」と判定することとした。

2. 2 応力劣化サイクルにおける FEM ステップ解析

2. 2. 1 解析モデルと解析物性値

当該モデルは、実際のゆるみ岩盤斜面を基に概略化して作成したものであり、比高は200m、斜面勾配は70度としたほか、トップリングが生じていたことから図-3(c)の検討ブロック内のメッシュの配列勾配などを再現した解析モデルとなっている。

また、昨年度の報告のモデルでは、検討ブロック内にジョイント要素を組み込んだものとなっているが、本年度の検討では、最初の段階として、ジョイントを含まない岩盤のみの強度を対象として、応力劣化サイクルが収束するための閾値としてのひずみ量と岩盤物性値との関係を明らかにすることとした。なお、参考としたサイトの地質は、中・古生代の細粒砂岩であったため、解析物性値は表-2に示す中強度の岩盤物性値を採用した。

2. 2. 2 解析結果 (中強度岩盤)

解析結果の内、相当塑性ひずみ分布の拡大図を図-4に、応力劣化サイクルにおけるひずみ領域の増加率を表-4に示す。本解析ケースではStep16で相当塑性ひずみの増加量が5%を下回ったことから、応力劣化サイクルとしては、この段階で収束に至ったと判定した。

掘削初期段階では、相当塑性ひずみの発生要素は3要素であったが、サイクルの進行に伴い徐々に増加数も多くなり、最高で1サイクルで10要素の増加をピークに徐々に減少し、サイクル16では、5要素まで減少した。

この応力劣化サイクルでのゆるみ範囲は、斜面下部から円弧状を呈しながら徐々に上方に拡大していく形態を示している。本解析結果より、等価連続体モデルでは、ゆるみは応力作用により斜面下部から進展すると考えられる。

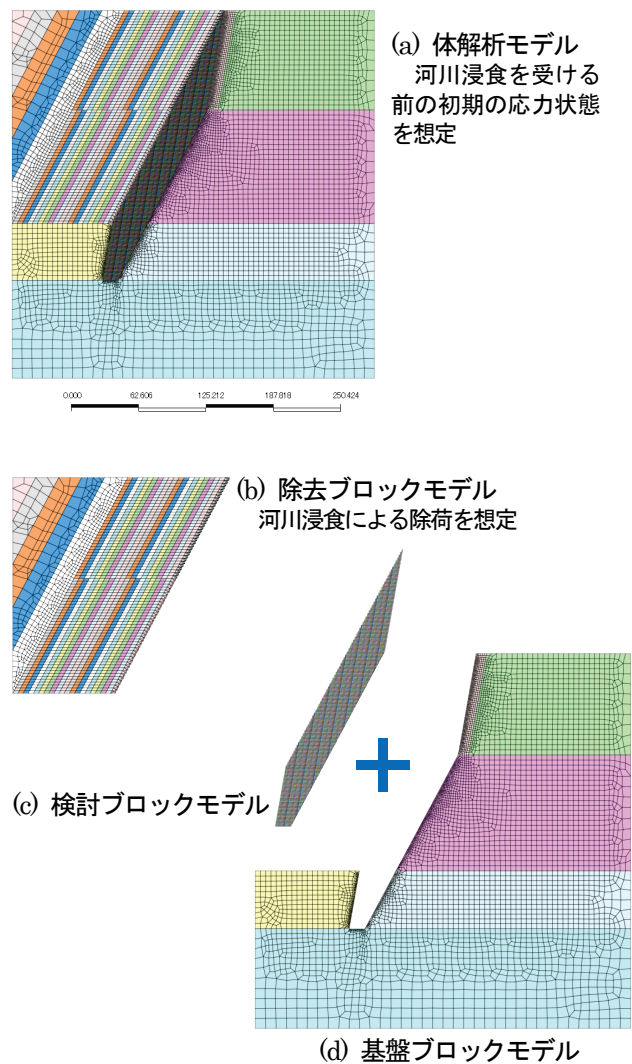


図-3 解析モデルメッシュ図

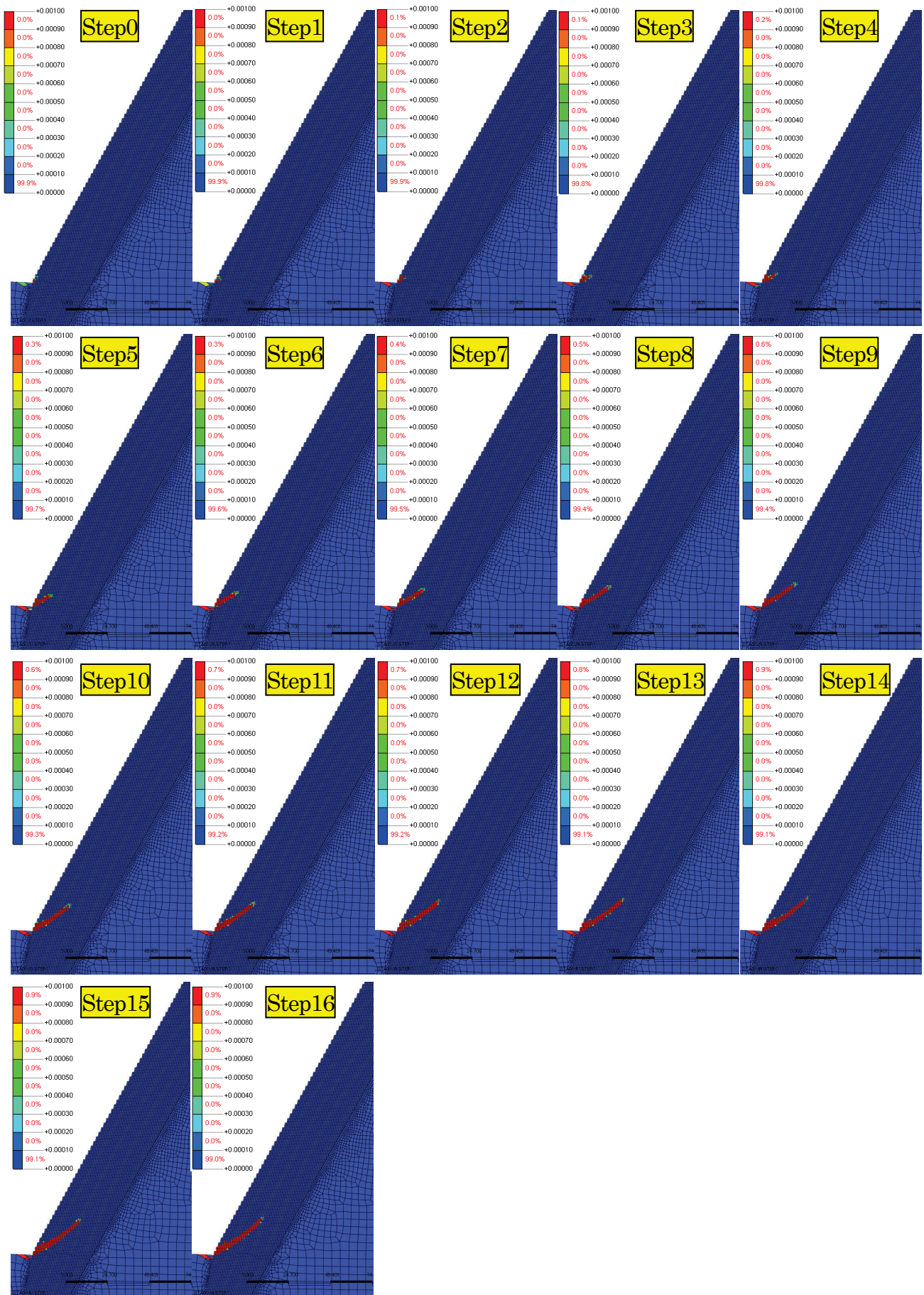


図-4 相当塑性ひずみ進展図（中強度岩盤）

2. 3 応力劣化サイクルにおける岩盤強度による影響

岩盤強度の設定範囲の変化による応力劣化サイクルの違いについて検証を行った。当初設定した範囲を基準値として、強度範囲を大きくした場合と小さくした場合において応力劣化サイクルの状況について検証を行った。解析モデルは、同一モデルを使用して物性値の違いが応力劣化サイクルに与える影響を確認した。

2. 3. 1 解析結果 (大強度岩盤)

解析物性値は表-1に示す大強度の岩盤物性値を採用した場合の解析結果について、応力解放直後の相当塑性ひずみ分布の拡大図を図-5に示す。掘削規模200m程度において強度大区分の岩盤では、応力劣化サイクルが作用するような相当塑性ひずみの発生は確認されなかった。非常に硬い新鮮な岩盤では、掘削(河川浸食)規模200mの地形改変も力学的作用からは大きな問題にならない結果が確認された。

表-4 応力劣化サイクルにおける増加率 (中強度岩盤)

サイクル	増加メッシュ数	累積増加メッシュ数	増加率 (増加数/前サイクルまでの累積増加数)
応力解放直後	3	3	
1	2	5	66.7%
2	5	10	100.0%
3	6	16	60.0%
4	7	23	43.8%
5	8	31	34.8%
6	9	40	29.0%
7	10	50	25.0%
8	10	60	20.0%
9	10	70	16.7%
10	8	78	11.4%
11	7	85	9.0%
12	8	93	9.4%
13	8	101	8.6%
14	6	107	5.9%
15	6	113	5.6%
16	5		4.4%

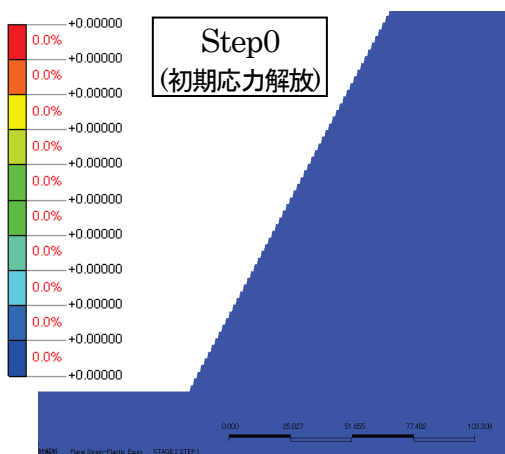


図-5 相当塑性ひずみ進展図 (小強度岩盤)

2. 3. 2 解析結果 (小強度岩盤)

解析物性値は表-3に示す小強度の岩盤物性値を採用した場合の解析結果について、応力解放直後の相当塑性ひずみ分布の拡大図を図-6に、応力劣化サイクルにおけるひずみ領域の増加率を表-5に示す。本ケースでは、5ステップで相当塑性ひずみの増加量が5%を下回ったことから、応力劣化サイクルは収束に至ったと判定した。相当塑性ひずみ値が閾値を超え物性値の低減を行う増加メッシュ数は、他ケースに比べ格段に多い値となっている。

2. 2. 2項に示した実際の斜面現況を模したケースから

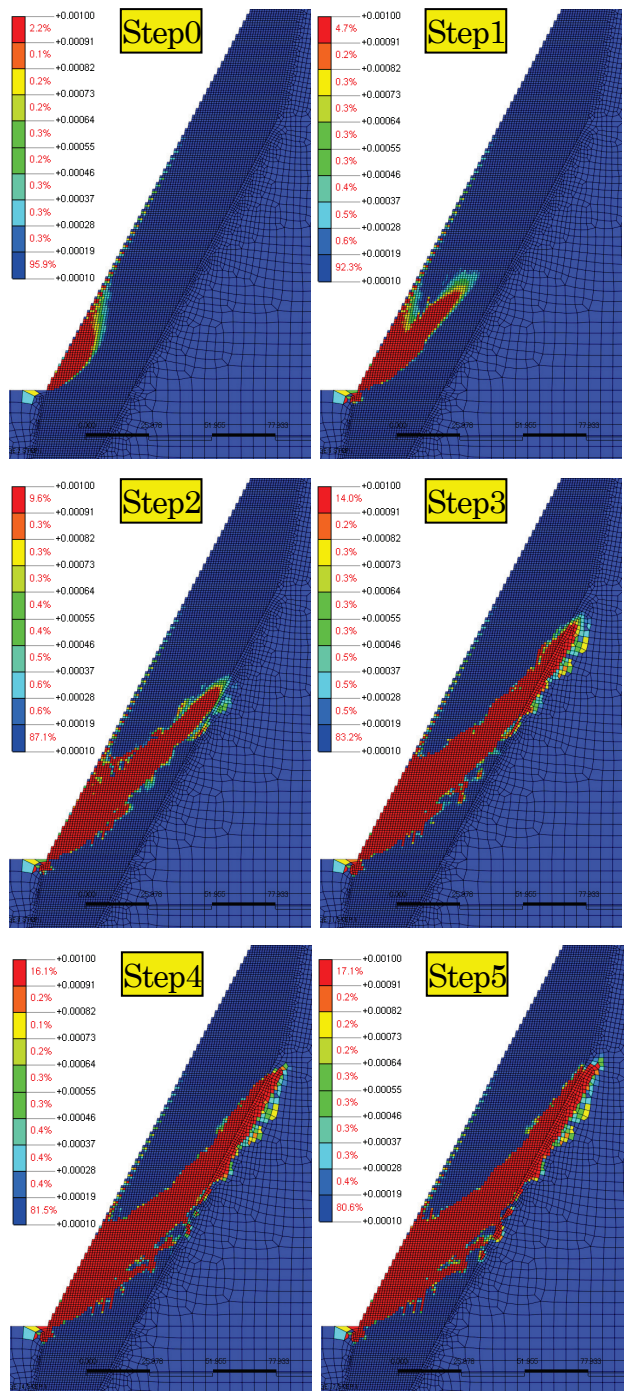


図-6 相当塑性ひずみ進展図 (小強度岩盤)

岩盤強度を1ランク下げた本ケースでは、非常に広範囲に渡り相当塑性ひずみが発生する結果となり、物性値の低下範囲が大きく拡大する結果となった。

この検討で用いた物性値の範囲にある斜面では、掘削規模200m切土は広範囲なゆるみを生じさせる可能性があり、200m規模の河川浸食をこの急勾配で受ける以前の段階で、実際には斜面崩壊が発生し、解析モデルよりもより緩傾斜で低比高の斜面が形成されることが想定される。

2. 4 地震によるゆるみ拡大機構の検討

2. 4. 1 検討目的

現実のサイトでは、応力劣化サイクルや初生構造だけでは説明のつかない位置に「ゆるみ」が発生している事象が見られる。これらのゆるみが発生する原因として、常時作用している劣化要素とは別の要因の作用を考慮する必要がある。不定期に発生する外的作用として最も大きな影響が考えられる要因として地震があげられる。地震に伴う斜面崩壊や岩盤崩落など近年多くの災害事例もあり、社会資本整備検討では、耐震性能に対する検討の重要性が増しているところであるが、地震が、斜面や岩盤、また、構造物を破壊することは一般的に理解されているが、「ゆるみ機構」の発生トリガーとして評価されることは非常に少ない。

本検討では、ゆるみ発生機構の検証に数値解析を用いることで客観性の確保を行ってきた。地震によるゆるみ拡大機構の検討では、応力解放での応力劣化サイクルが収束した解析モデルに地震荷重を載荷することで、地震を受けた岩盤斜面が、即座に崩壊に至らないまでも不安定化していないか検証を行うものである。

2. 4. 2 解析条件 (地震動と載荷条件)

本解析では2. 2. 2項での静的解析の検討と同じく、表-2に示す中強度の標準物性値を採用した。応力劣化サイクル収束時の相当塑性ひずみの分布は、2. 2. 2項の図-4 (Step16) に示すとおりであり、図中の赤い部分は相当塑性ひずみが1%以上になっている箇所である。そのため動的解析では、応力劣化サイクル検討時に閾値を超えた

表-5 応力劣化サイクルにおける増加率 (小強度岩盤)

サイクル	増加メッシュ数	累積増加メッシュ数	増加率 (増加数/前サイクルまでの累積増加数)
応力解放直後	257	257	
1	311	568	121.0%
2	612	1180	107.7%
3	440	1620	37.3%
4	159	1779	9.8%
5	46		2.6%

相当塑性ひずみ量の箇所の岩盤強度を低減変更したモデルを初期モデルとして動的解析を行った。

また、地震の加速度波形は、図-7に示すレベル2地震動 (タイプ I) I種地盤 平成15年十勝沖地震 T I-I-1を水平方向 (X軸) に載荷した。

2. 4. 3 動的解析結果

動的解析では、静的解析の評価に用いていた相当塑性ひずみを用いることができないため、振動時に生じるひずみ最大値を評価に使用することにした。動的解析結果のひずみ分布の全体図を図-8に、静的解析結果 (再掲) と今回の動的結果の比較拡大図を図-9に示す。動的解析の結果としては、モデル全体でひずみは、0.0007%~0.91%を示しているが、モデル全体でみられる水色部分のひずみ値は、0.2%程度となり岩盤ひずみとして一般的に弾塑性域に評価される値である。

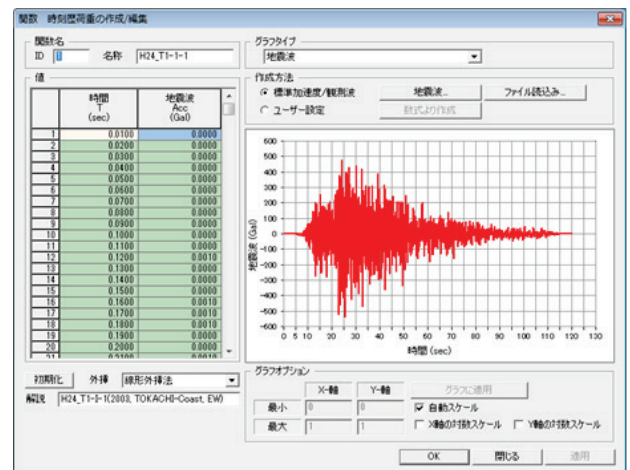


図-7 解析に用いた地震動 (平成 15 年十勝沖地震 T I-I-1)

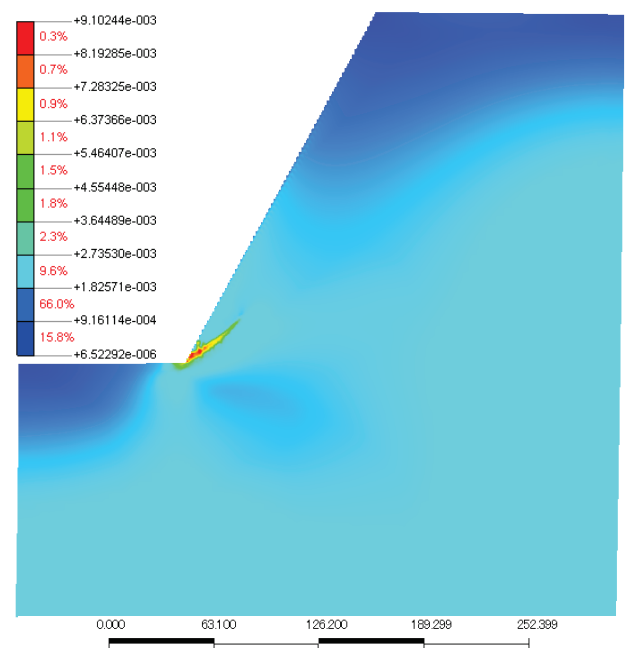


図-8 地震時ひずみ分布図 (全体図)

ただし、動的ひずみの評価範囲に対する明確な基準が少ないため一概にゆるみが発生しているとは言い難い。しかし、注目すべきは岩盤強度を低下させた部分に大きなひずみが生じており、そのためその周辺要素にも大きなひずみが見られることであり、ゆるみ部分の拡大に繋

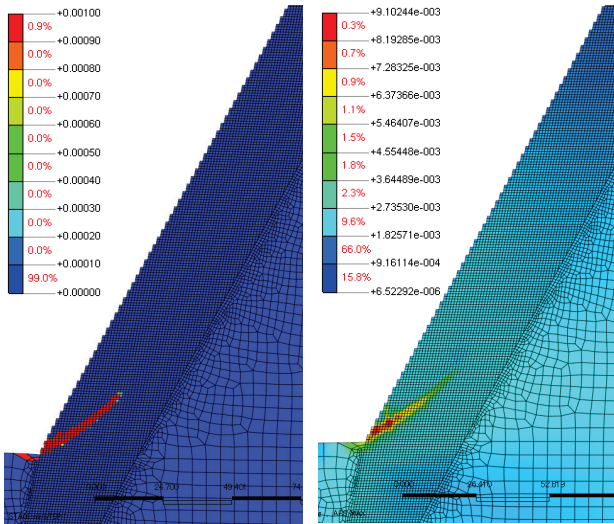


図-9 ひずみ分布拡大図((左)静的ゆるみ進展収束時、(右)地震時)

がる可能性を示していると考えられる。

また、0.2%程度のひずみ範囲はモデル全体に見られ地表部や物性低下部に限った現象では無いことであり、地震の影響は健岩部に対しても作用しており、影響が広範囲に及ぶことを示していると思われる。

2.4.4 地山内部における地震影響

本検討により地震の影響が、解析モデル全体、特に地中深部に及んでいることが確認された。地震の影響は、地盤強度や深度によって影響形態が異なるが特に岩盤強度の異なる部分には、特に大きな影響があるとも考えられるが、これまでの応力解放による応力劣化サイクルによるゆるみ検討においては、説明の付かない地山内部のゆるみの進展であったが、地震動による微小ひずみが応力劣化サイクルのトリガーとなる可能性が考えられる。

「地震動による微小ひずみが応力劣化サイクルのトリガーとなる」という考えは、地震発生後時間において発生する斜面崩壊や岩盤崩落の発生機構を示していると思われる。すなわち、地震発生と同時に破壊現象が起らなかったサイトでも、地震によって蓄積したひずみや微小破壊を起点としてゆるみが顕在化し進展していくことで、結果として時間遅れの崩壊現象が発生する可能性を示唆している。

実際の応力劣化サイクルの進展には、岩種や作用荷重の違いにより必要な時間も異なると考えられる。我が国で地震の発生を考えなくて良い地域は存在しない。言い換えれば地震の影響を踏まえた対応が重要であるため、地震動による微小ひずみが応力劣化サイクルのトリガーとなる」という考え方に基づいた地震によるゆるみ拡大機構の評価概念図を図-10に示し、本節のまとめとしたい。

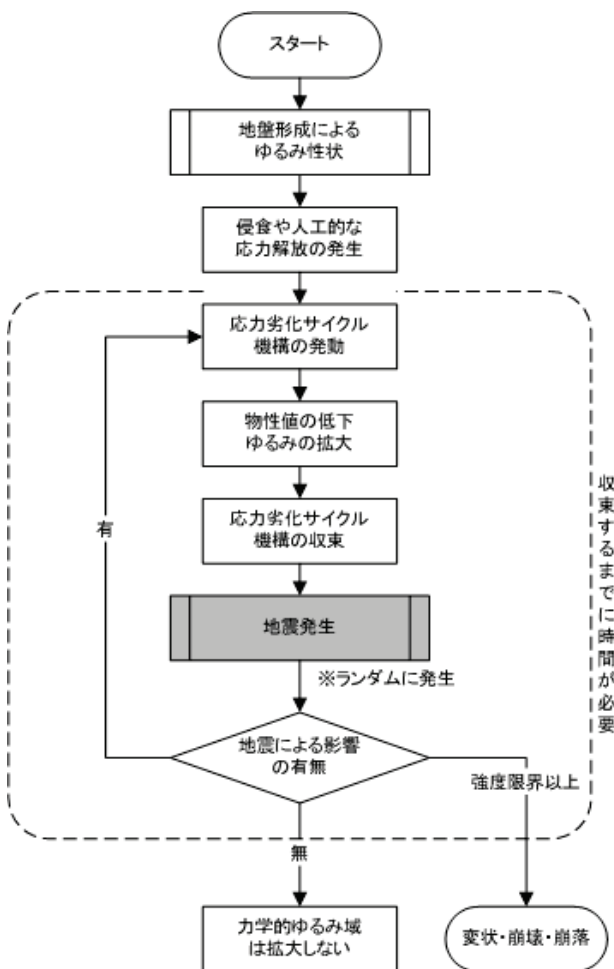


図-10 地震によるゆるみ拡大機構概念図

3. 三次元地形解析モデル作成と掘削・対策事例の解析方法検討

2. では、手法検討に主眼を置き、単純な地質構造のモデルを用いて代表的な物性値の設定とひずみの増加による物性値の低下、地震によるゆるみへの影響について検討を行った。

本研究ではゆるみ岩盤斜面における地形地質の影響及び複雑な施工の影響を評価するための評価手法を開発することを目的としている。そのためには、実在のゆるみ岩盤斜面をモデルとし、ゆるみの進行を解析で再現することで、手法の適用性を確認する必要がある。

そのため、3. では、施工段階ごとの斜面安定状況を確認するため、施工段階を再現することにより、施工の影響評価を主眼に置いた検討を行った。

3. 1 三次元地形モデルによる解析の目的

本解析では、実在斜面をモデルとした三次元地形解析モデルを作成し、掘削・対策工の施工状況を再現したうえで、2. で述べた「FEM ステップ解析法」を適用し、斜面のゆるみの進展および掘削や対策工の影響を再現した解析を実施した。以下に、その検討内容および解析結果を述べる。

3. 1. 1 対象法面

本解析の解析対象は、高さ 400m にも及ぶ材料採取跡法面である（以降、対象法面と称する）。対象法面は、掘削時に変状が発生したためアンカー工や押え盛土工を実施している。現在変状は概ね収まっているが、荷重が経年的に増加しているアンカー荷重計が見られたり、光波測量で年間 10 数 mm 程度川側への変位が確認されている箇所もある。

対象法面の平面図を図-11 に、代表断面図を図-12 に示す。対象法面はもともと高角度受け盤の地質構造であるが、トッピングの影響を受けて表層部の傾斜がゆるくなっている。そして、掘削による応力解放の影響で、ゆるみがさらに進行したと考えられる。このような斜面に

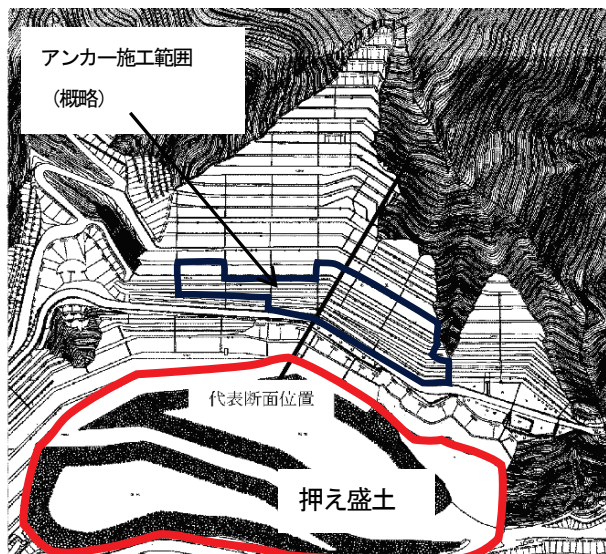


図-11 対象法面平面図

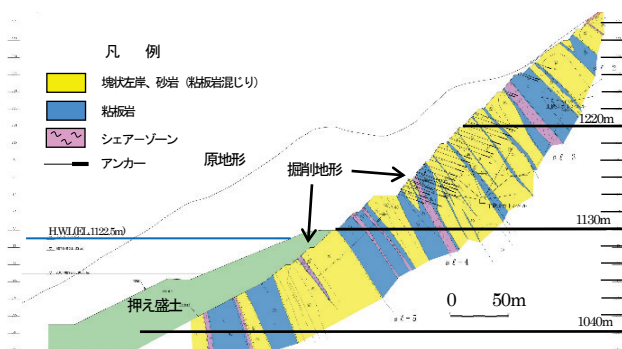


図-12 対象法面代表断面図

おいて安定性の評価、特にゆるみの進行に対するアンカー工の効果を評価するためには、「FEM ステップ解析法」によるゆるみの進展を考慮した解析法が不可欠であると考えられる。

3. 1. 2 三次元地形モデルの採用

これまで対象法面では、二次元断面を用いた解析が行われていた。これらの解析は、主に掘削による変状範囲を確認することが目的であった。

今回、対象法面において地形改変の影響と対策工の効果を評価するにあたっては以下の点に留意が必要であると考えられた。

- ①対象法面を含む斜面は複雑な尾根谷地形を含む複雑な形状をしており、応力解放の影響が三次元的に発生することが考えられる。
- ②対象法面は砂岩と泥岩の互層構造であるが、これらの走向は法面に対して地層面が水平ではなく傾斜して出現する。そのため、地質構造が斜面変動の方向に与える影響が複雑に現れる可能性が高い。
- ③対象法面は、折れまがりのある複雑な形状であり、掘削による応力解放の方向が場所によって異なる状況である。
- ④また、アンカー工、押え盛土工を複数回実施しており、対策工の効果も複雑である。

以上のように、今回の検討では、元々の地質構造の影響によるゆるみの進行が、対象法面に対して三次元的な挙動を示していること、さらに掘削と対策工も三次元的な施工を行っていることから、地形改変の影響と対策工の効果を評価するためには三次元地形モデルを用いた解析が必要であると考えた。

3. 1. 3 施工過程再現の必要性

対象法面では、掘削、対策工の施工が段階的に行われている。これは、掘削による変状の発生に対し対策工を実施し、その効果を確認しながら掘削を進めていった過程を示している。

このような複雑な施工過程を経た斜面において地形改変の影響と対策工の効果を評価するためには、一律に掘削してその後一律にアンカーを施工し、その段階で効果を評価する従来の方法ではなく、掘削前の斜面の状態から、掘削やアンカー工の施工手順を再現してそれぞれの施工段階毎に地形改変の影響と対策工の効果を評価する必要があると考えられる。そのため、本解析では、対象法面での施工過程を再現した解析を行うことで、施工による影響を評価することとした。

今回解析で実施した施工手順を図-13 に示し、その概

要を模式図で図-14に示す。

3.2 三次元地形モデルの作成

3.2.1 解析手法

本解析は、崩落ではない岩盤斜面の変状を扱うため、FEM 連続体解析で行うこととした。使用したソフトは以下の通りである。

地形モデル作成：CIVIL3D 2013 及びGEORAMA 2013

解析：Soil Plus 2013

3.2.2 三次元地形データの作成

本解析では、元地形を掘削し、現地形に至る過程を再現するため、掘削前の地形と掘削後の地形両方が必要である。そのため、掘削前及び掘削後の地形データを収集し、それらを解析用に合成した。

地形データとして用いたデータは以下の通りである。

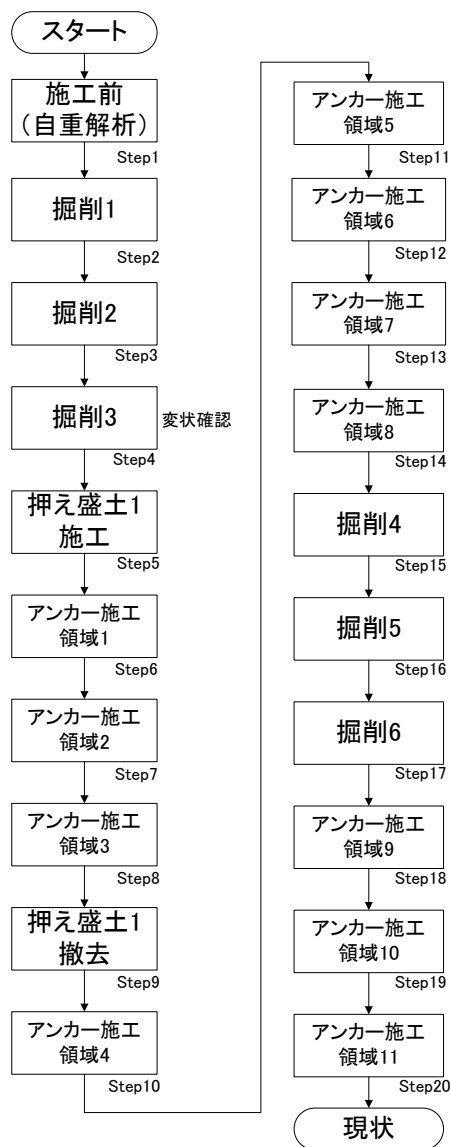


図-13 対象法面解析施工手順フロー図

掘削前：①紙ベースのコンター図（ダム管理所提供の対象法面に関する報告書に添付された地形図）

掘削後：②国土地理院 10m メッシュ標高から構築した平面コンター図、③ダム管理所提供の貯水池周辺地形図（紙ベース）

①、③の紙ベースの地形図をデジタルデータ化して、

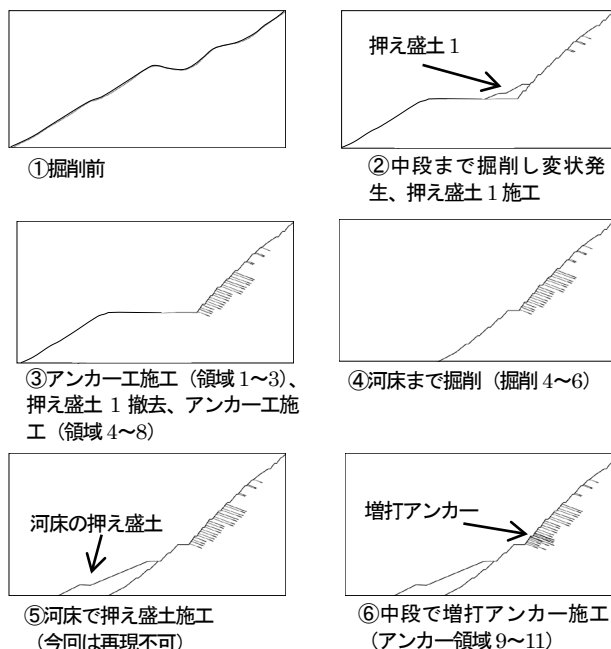


図-14 対象法面施工手順概要図

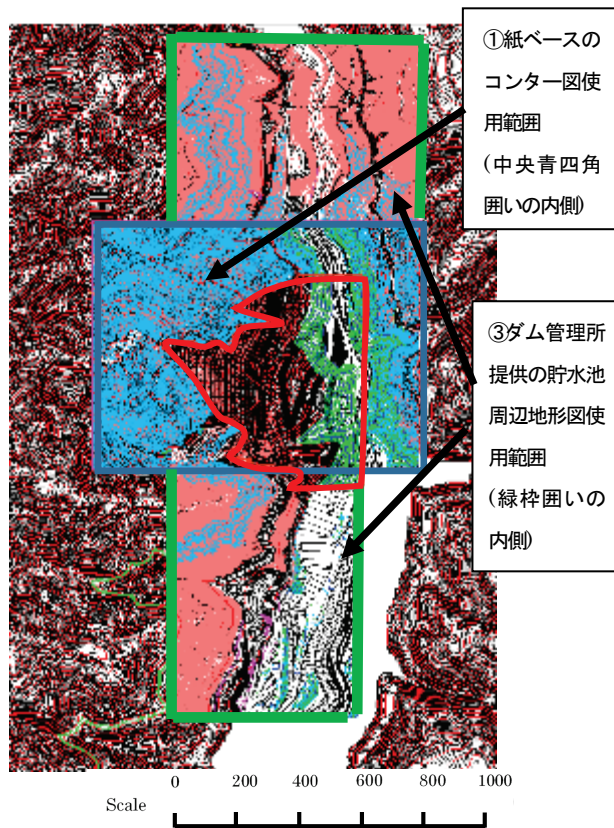


図-15 地形データ合成概要図

②のデータに合成した。なお、①、③とも統一された座標は記載されておらず、座標を用いた重ね合わせはできなかったため、特徴的な地形部分を合わせる方法で位置合成を行った。合成の概要を図-15 に示す。

3. 2. 3 三次元地層分布の作成

現在対象法面周辺の地層分布に関するデータは、対象法面内で実施した地質調査結果を反映したものしか残っていない。そのため、対象法面内の地質調査結果に基づいて作成された掘削面地質分布図、主要断面図（合計 7 断面）を元に地質構造モデルを作成し、その構造を地形全体に拡張させた。

しかし、解析を行うにあたっては、地質断面に記載された地質情報全てを反映した地質モデルでは計算が収束しないことが考えられたため、主要な地質部分を抽出しモデルを作成した。

- 対象法面の地質構造としては、①塊状砂岩、②砂岩（粘板岩混じり）、③粘板岩、④破碎帯の 4 つに区分される。
- ①塊状砂岩は、断面によっては粘板岩を挟在しているものもあるが、概ね塊状砂岩のみで構成された地質である。
 - ②砂岩（粘板岩混じり）は、主に対象法面の下部に分布し、砂岩と粘板岩の細互層あるいは細かい粘板岩ブロックを挟在した砂岩である。
 - ③粘板岩は数 m 以上の厚さを持ち、どの断面でも概ね連続性が確認されるものを抽出した。
 - ④破碎帯は、粘板岩内あるいは粘板岩や塊状砂岩との境界部に分布した、細片化が進んだ層である。地質断面図毎に複数層存在しているが、これらの断面間で共通に分布しているものを抽出した。

地質構造の模式断面を図-16 に、地層モデル全体の構成を図-17 に示す。

3. 2. 4 施工段階のモデル化

施工過程をモデル化するには以下の方法で実施した。

掘削: 原地形のモデルから掘削後地形を基面としてモデルを分割する方法で行った。概念を図-18 で示す。今回の解析では、現場の詳細な掘削工程は確認できなかったため、大きく 6 ステップのベンチカットによる掘削とした。

押え盛土: 掘削後の地形から、押え盛土形状の地形を復元する方法で行った。

なお、河床部押え盛土部分を復元する際に、掘削後の地形の変状が大きくて、復元した河床部押え盛土内の応力計算が収束せず、結果解析が止まってしまう事態が発生した。そのため、本解析では河床部押え盛土復元を断

念し、斜面の安定性評価については河床部押え盛土より上部の斜面を対象とした。

アンカー工: 対象法面では、1000 本を超えるアンカーを実施しているが、それらは施工場所、深度、施工時期によって 11 の領域に区分される。本解析で

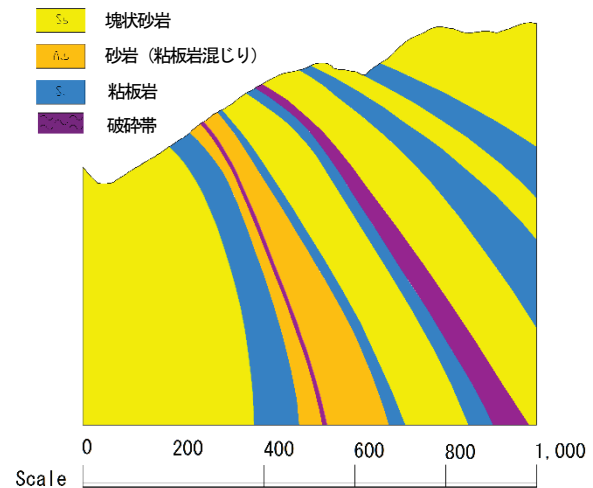


図-16 解析モデル地質構造模式断面図

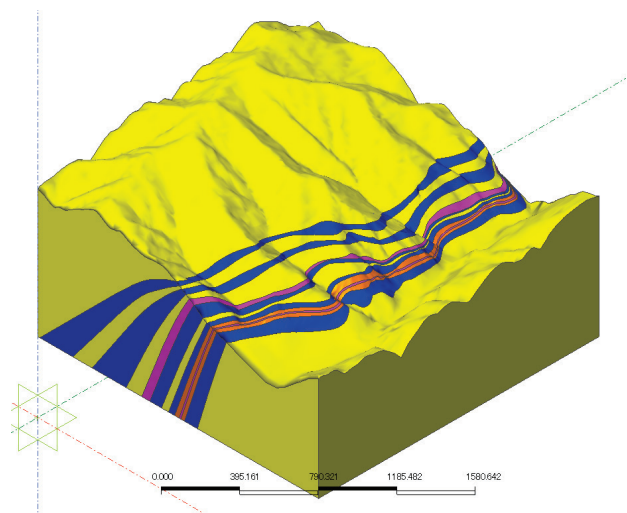


図-17 地層モデル全体図

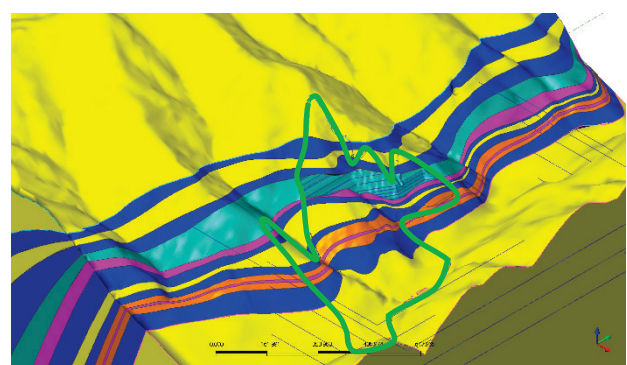


図-18 掘削面モデル概念図

緑色の線で示した掘削部を原地形から切り離して掘削を再現した。

はそれらのアンカー1本1本を再現することは、計算数の増大から不可能であることが想定されたため、各領域に面荷重をかける方法を実施した。

具体的には、各領域において、アンカー本数×1本当たり初期荷重/領域面積の荷重を、領域範囲内に均等に作用させた。なお、モデルにおけるアンカー作用の考え方については3.4で詳述する。

このようにして、掘削、押え盛土工、アンカー施工を解析ステップとし、実際の施工手順に従った順番で解析を行った。

3.3 物性値の検討

対象法面では、過去に二次元断面で解析が実施されており、そこで使用された物性値による解析で実際の変位との整合が図られている。そのため、本解析でも過去の解析で実施した物性値の適用について検討を行った。

過去の解析で用いられた物性値のうち、今回の地質4区分に相当する物性値を抜粋したものが表-6である。

この物性値を用いて三次元モデルで自重解析を実施した。しかし、掘削等を行っていない段階で既に破碎帯部に大きな塑性ひずみが発生しており、この部分で大きな

表-6 既往解析採用物性値

本解析での地質区分	塊状砂岩	砂岩(粘板岩混じり)	粘板岩	破碎帯
既往解析での地質区分	砂岩CM級	砂岩・粘板岩CL級	粘板岩CL級	シェアーゾーン
変形係数(kgf/cm ²)	20,000	2,000	1,500	300
ポアソン比	0.25	0.3	0.3	0.4
単位体積重量(tf/m ³)	2.45	2.42	2.35	2.35
粘着力(kgf/cm ²)	10	3	3	0.3
内部摩擦角(°)	45	35	35	28
節理間隔(m)	1	1	1	1
節理幅(mm)	1	1	1	1
法線方向剛性(kgf/cm ³)	2 × 10 ⁶	2 × 10 ⁵	1.5 × 10 ⁵	3 × 10 ⁵
接線方向剛性(kgf/cm ³)	8 × 10 ²	0.77 × 10 ²	0.57 × 10 ²	1 × 10 ¹
節理の粘着力(kgf/cm ²)	2	0.5	0.5	0
節理の内部摩擦角(°)	35	20	20	10

表-7 本解析採用物性値

地質区分	塊状砂岩	砂岩(粘板岩混じり)	粘板岩	破碎帯	地山
ポアソン比	0.30	0.35	0.35	0.35	0.35
ヤング率(kN/m ²)	2,000,000	1,500,000	500,000	50,000	500,000
単位体積重量(tf/m ³)	24.5	24.9	23.5	23.5	23.5
粘着力(kgf/cm ²)	1000	500	500	100	500
内部摩擦角(°)	45	40	35	30	30
引張強度(kN/m ²)	200	100	100	20	100
静止土圧係数	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

変位が発生する状況となることから実態と乖離した結果となった。そのため、本解析では二次元解析モデルで使用した物性値の適用は断念し、既往の解析で用いられている物性値を参照することとした。本解析で採用した物性値を表-7に示す。

また、本解析では、対象斜面では破碎帯に塑性ひずみが集中するが、それ以外の地質には塑性ひずみがあまり発生しない現象が想定される。つまり本解析では、破碎帯以外の岩盤ではひずみによる物性値の低下を評価する意義が小さいと考えられる。そのため、本解析では施工による影響の評価に主眼を置いていることを考慮し、物性値の変更は行わずに解析を実施した。

3.4 解析におけるアンカーモデルの検討

アンカー荷重の作用について解析で表現する方法については、1) 頭部テンションの導入、2) 定着部荷重導入の2つの方法が考えられる。このうち1) 頭部テンションの導入は、アンカー頭部に引張力を発生させるもので、表面に引張力が作用し、その影響が岩盤内部に徐々に広がっていくものである。2) 定着部荷重導入は、アンカーの定着部に反力荷重を設定させるもので、表面に引張力が作用し、その影響が定着を中心に徐々に広がっていくものである。

ここで、対象法面では、アンカーの深度が一定でないため、2)を採用した場合、定着部の深度をそれぞれメッシュ作成する必要があるが生じる。対象法面では施工されたアンカーが1000本にもおよぶため、モデル作成及びその後の解析が困難になる可能性が考えられる。また、解析範囲に対してアンカーの深度が非常に浅いため、1)による表面からの引張力の影響でも全体の解析に与える影響は大きくないと判断し、1)の方法で荷重をかけることとした。

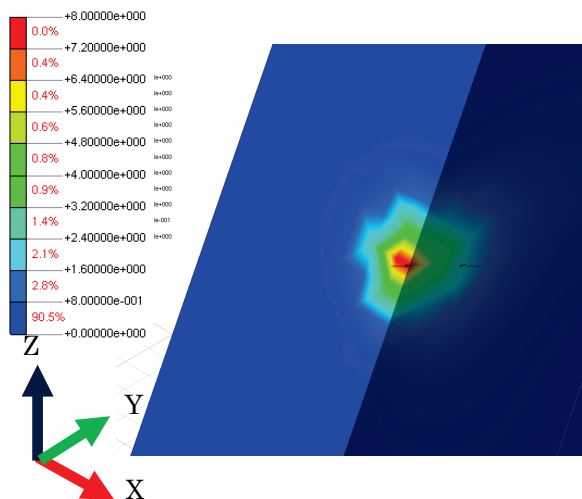


図-19 頭部テンション導入概念図

頭部テンション導入の概念を図-19 に示す。

3. 5 解析結果とその考察

本解析では、地形改変と対策工の効果を評価することを目的としている。そのため、この観点から解析結果を考察するために、塑性ひずみの分布と、施工段階間の相対変位量に着目した。塑性ひずみの分布は、施工の影響によるひずみの発生・増加状況を確認することで、アンカー工の効果を推察した。また、施工段階間の相対変位量は、変位量の差分を出すことで、施工の影響を推察した。

3. 5. 1 塑性ひずみの分布

相当塑性ひずみの分布状況と、そこから考察される斜面の安定性やアンカー工の評価について、代表的なステップで検討した。ステップはまず比較として、

- 1) Step1 施工前 (自重解析)
- 2) Step4 EL. 1160m まで掘削 (アンカー施工直前の最大変状発生時期) における塑性ひずみの分布を確認し、それらから斜面の安定性を推察した。そしてアンカーを施工した、
- 3) Step8 アンカー領域3 実施後
- 4) Step14 アンカー領域8 実施後における塑性ひずみの分布を確認し、それらからアンカー工の効果を推察した。

1) Step1 施工前 (自重解析)

- ・相当塑性ひずみの分布状況

破砕帯1層、破砕帯2層では、この段階で既に相当塑性ひずみが発生している。そのほかの地層では、塊状砂岩や粘板岩の一部に塑性ひずみがわずかに見られる程度である(図-20)。

- ・斜面の安定性

掘削前から破砕帯への応力集中が発生しており、河谷による応力解放の影響で、破砕帯1、2層でゆるみが進行していると推察される。

2) Step4 EL. 1160m まで掘削 (アンカー施工直前の最大変状発生時期)

- ・相当塑性ひずみの分布状況

破砕帯1層、破砕帯2層での相当塑性ひずみが増大している。そのほかの地層では、塊状砂岩と粘板岩の一部においてわずかに増加している程度である(図-21)。

- ・斜面の安定性

主に破砕帯1層、破砕帯2層で掘削に伴う応力が集中し、ゆるみが進行していることが想定される。

3) Step8 アンカー領域3 実施後

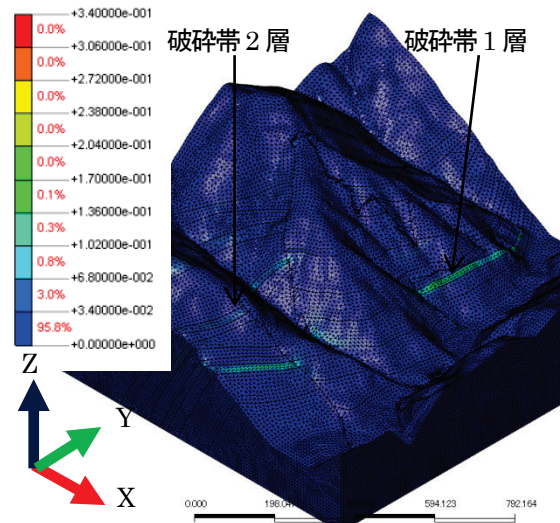


図-20 Step1 相当塑性ひずみ図

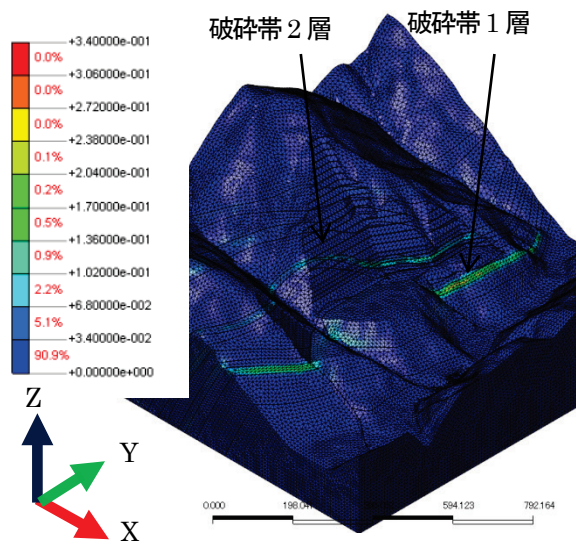


図-21 Step4 相当塑性ひずみ図

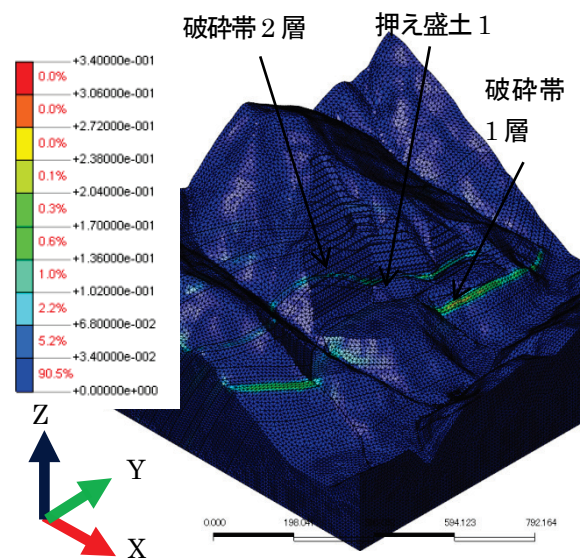


図-22 Step8 相当塑性ひずみ図

・相当塑性ひずみの分布状況

破砕帯1層、破砕帯2層の塑性ひずみ量はStep4時点とさほど変わらない(図-22)。

・アンカー工の評価

掘削の中断とアンカー施工によって、塑性ひずみの増加が抑制されたと考えられる。ただし塑性化しているので、変形そのものは若干進行していたと考えられる。

4) Step14 アンカー領域8実施後

・相当塑性ひずみの分布状況

破砕帯1層では塑性ひずみにほとんど変化はないが、破砕帯2層では、押え盛土1撤去箇所では塑性ひずみにわずかな増加傾向が見られる、その周辺は塑性ひずみにほとんど変化はない(図-23)。

・アンカー工の評価

法面中央部では、まず押え盛土1の撤去を行った(Step9)あと、アンカー領域4~8の施工を行っている(Step10~14)。このことから、押え盛土1撤去箇所の破砕帯2層では、押え盛土1の撤去による塑性ひずみの増加が起こったものと推察される。その後の、アンカー施工の効果については、押え盛土1撤去箇所では不明であるが、押え盛土1撤去箇所周辺の破砕帯2層では相当塑性ひずみに影響がなかったと考えられる。

1)~4)の施工手順ごとの塑性ひずみ分布図から以下のことが推察される。

- ・破砕帯1層と破砕帯2層では掘削前から相当塑性ひずみが発生しているのに対し、それ以外の地質ではそれほど発生していない。
- ・掘削による応力解放で、破砕帯1層と破砕帯2層では塑性ひずみが増加するのに対し、それ以外の地質ではほとんど増加しない。
- ・アンカー工は主に破砕帯2層で実施されているが、掘削直後の施工(Step5~8)は塑性ひずみの増加を抑える効果があった可能性があるが、Step(10~14)では塑性ひずみに対する影響はなく効果は少なかったと考えられる。

3. 5. 2 相対変位量

Step間の変位量の差分を示し、そこから考察される地形改変の影響と対策工の効果の評価について、代表的なステップで検討した。ステップは、まず比較として、

- 1) Step4-Step1(対策工前の掘削による変位)における変位量とその方向を確認し、それらから地形改変の影響を推察した。次にアンカーを施工した、
- 2) Step8-Step4(対策工実施期間中)

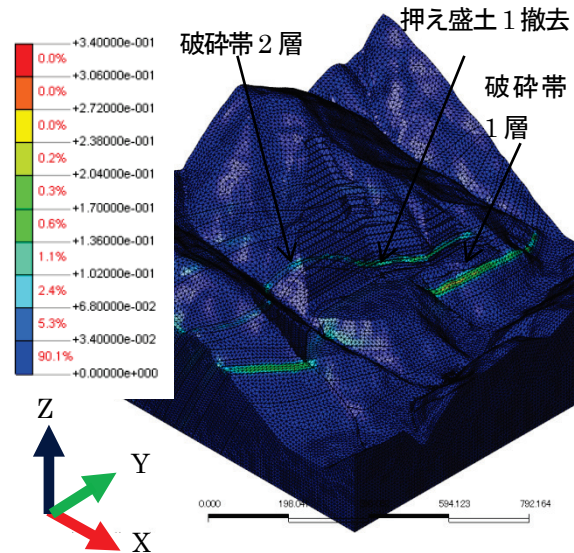


図-23 Step14 相当塑性ひずみ図

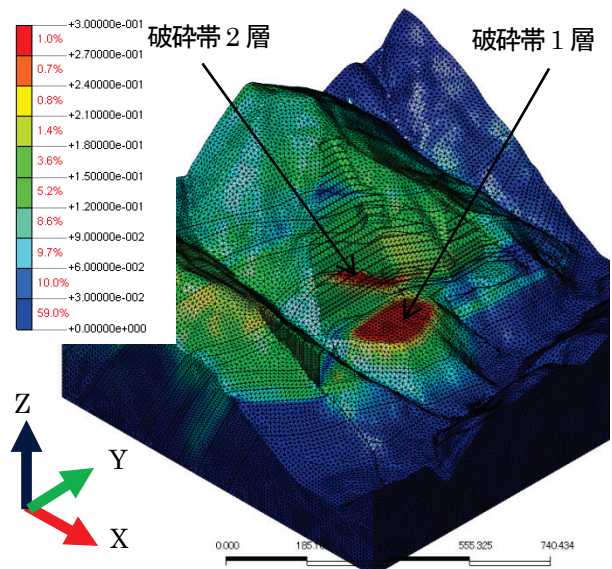


図-24 全体変位量図 Step4-Step1

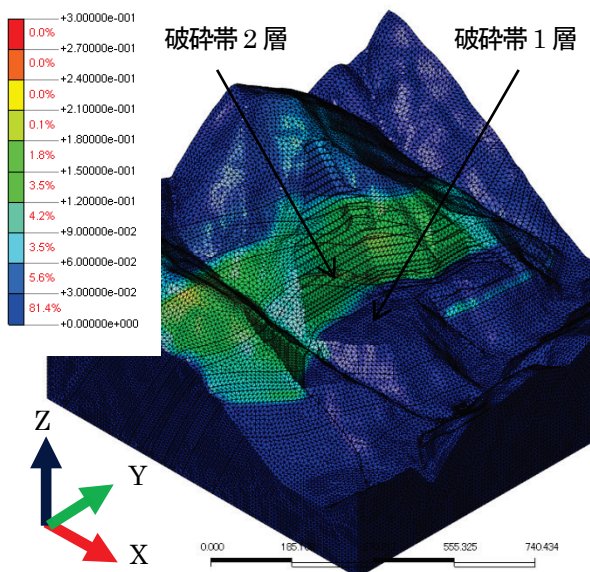


図-25 X軸変位量図 Step4-Step1

3) Step14—Step8 (アンカー領域8実施後) における変位量とその方向を確認し、それらから対策工の効果を推察した。

なお、本解析で示している変位量は、解析により発生した変位の値であり、実無法面で観測された変位量ではないことに留意が必要である。

1) Step4—Step1 (対策工前の掘削による変位)

・変位量の分布状況

全体変位量……法面全体に10～25cm程度の変位が出ており、背後の斜面にも変位が及んでいる。破砕帯1層、破砕帯2層の法面出現部では、30cm以上の変位が確認される。(図-24)

X軸変位量……破砕帯2層の法面出現部や、法面中央部折れ線付近で20cm以上の川側の変位が確認される。(図-25)

Y軸変位量……破砕帯2層の法面中央部において下流側へ8cmの変位増加が確認される。法面中央部は斜面に対し下流側向きに面を形成しているため、法面中央部で下流側の変位が顕著に出現している。(図-26)

Z軸変位量……破砕帯1層と破砕帯2層の法面出現部で、20～30cmの変位増加を表している。破砕帯1層と破砕帯2層に挟まれた砂岩や粘板岩でもわずかに浮き上がりが確認される。(図-27)

・地形変化の影響

破砕帯1層は上方方向の浮き上がりが顕著に発生し、それ以外の方向には変位はほとんど出ていない。このことから、掘削による除荷の影響のみが現れているものと考えられる。

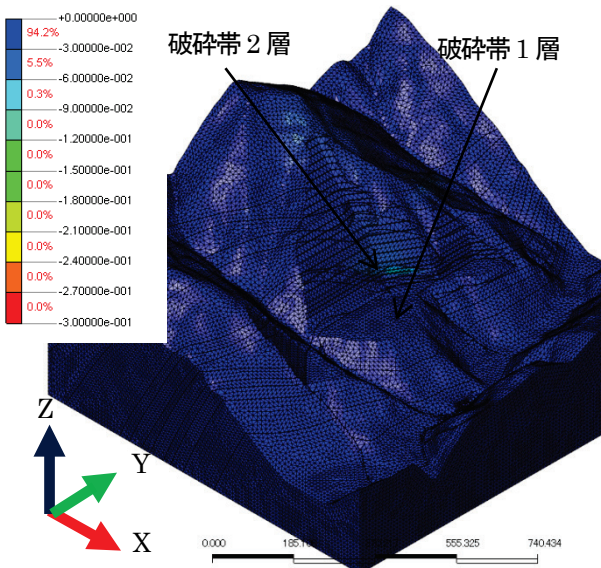


図-26 Y軸変位量図 Step4—Step1

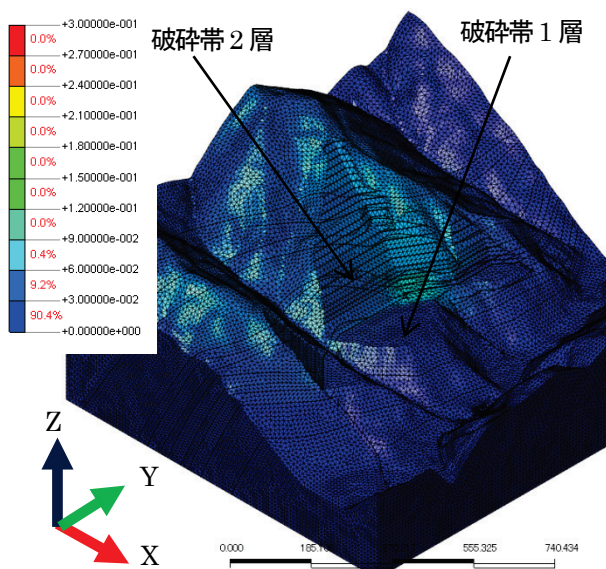


図-28 全体変位量図 Step8—Step4

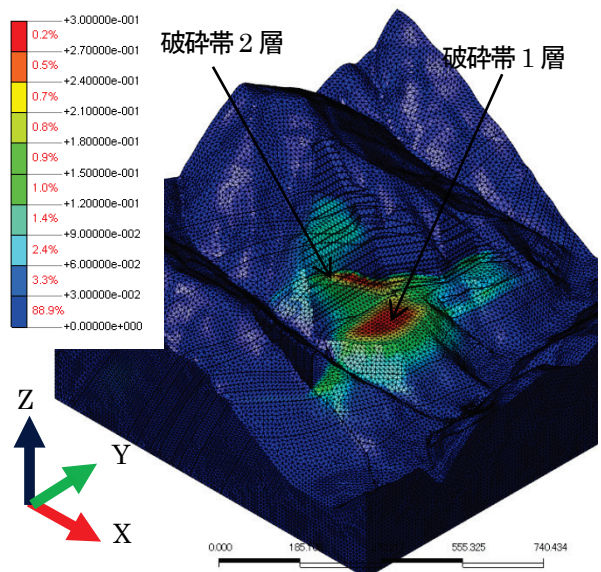


図-27 Z軸変位量図 Step4—Step1

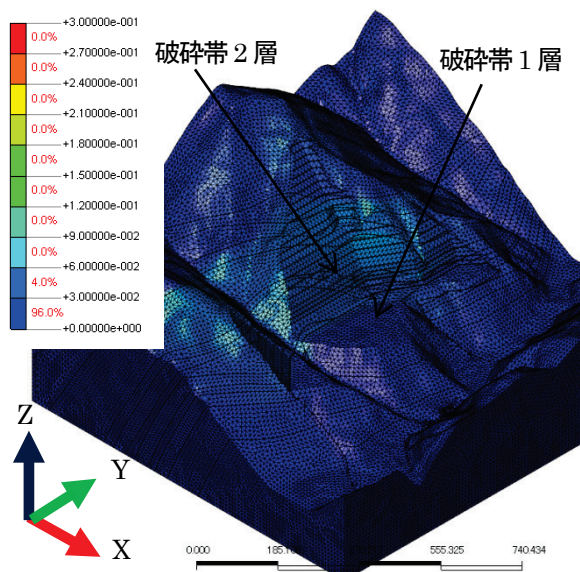


図-29 X軸変位量図 Step8—Step4

破碎帯2層は、上方向浮き上がり変位が最も大きいものの、川側方向及び下流側方向にも変位が発生しており、破碎帯の層理面方向が法面と斜行していることの影響が出ていると推察される。

2) Step8—Step4 (対策工実施期間中)

・変位量の分布状況

全体変位量……法面中央部の破碎帯2分布域周辺(押え盛土1周辺)で最大変位量は7cm程度と、掘削直後の状況よりも変位量が小さくなっている。法面中央部では、頂部まで5~6cmの変位で、法面の他の部分や法面外の斜面では2~4cmの変位である。(図-28)

X軸変位量……法面中央部の中段(塊状砂岩と粘板岩の境界付近、でアンカー領域の下部)で川側

方向に5cm程度の変位増加が現れている。法面下流部は、破碎帯2層の上部では3~4cmの変位が現れているが、破碎帯2層では2~3cm程度である。

(図-29)

Y軸変位量……上下流方向への変位増加は見られない。(図-30)

Z軸変位量……鉛直方向への変位増加は見られない。(図-31)

・対策工の効果

掘削直後に比べて法面全体の変位増加は減少傾向にある。特に下流側法面の破碎帯2層については、アンカー施工の影響で、下流側方向への変位はほぼ収まった傾向にあると考えられる。

3) Step14—Step8 (アンカー領域8実施後)

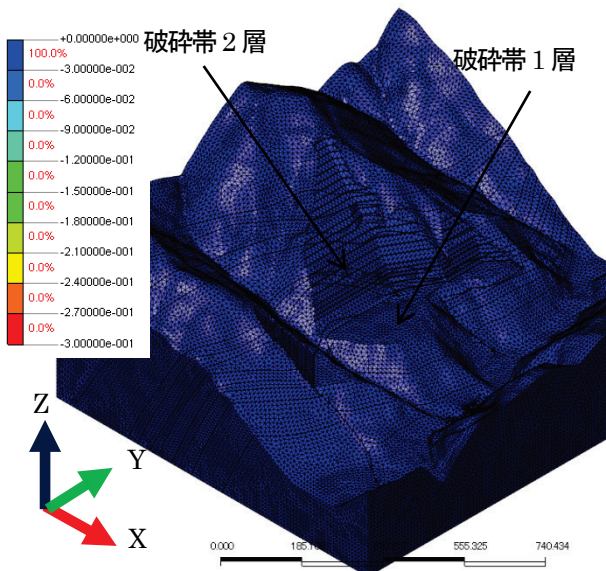


図-30 Y軸変位量図 Step8—Step4

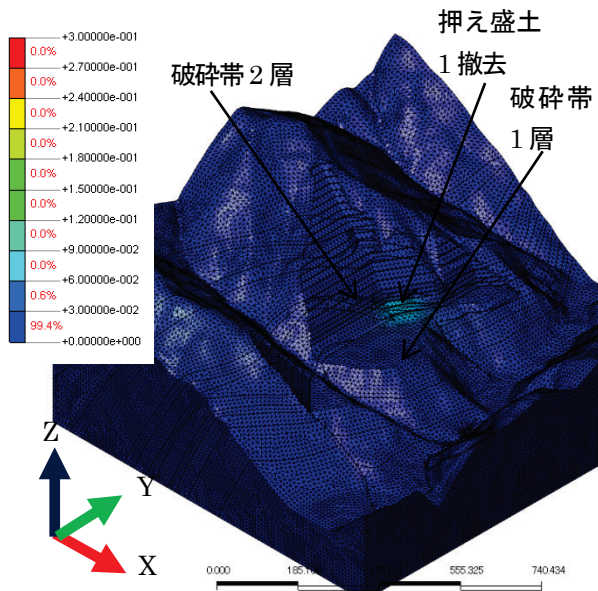


図-32 全体変位量図 Step14—Step8

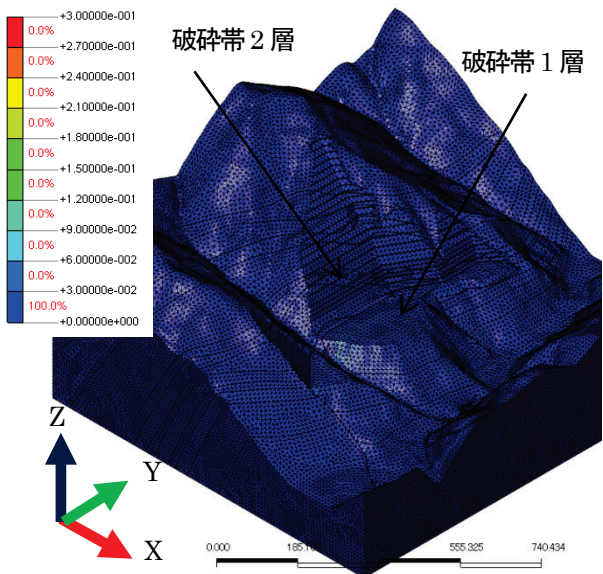


図-31 Z軸変位量図 Step8—Step4

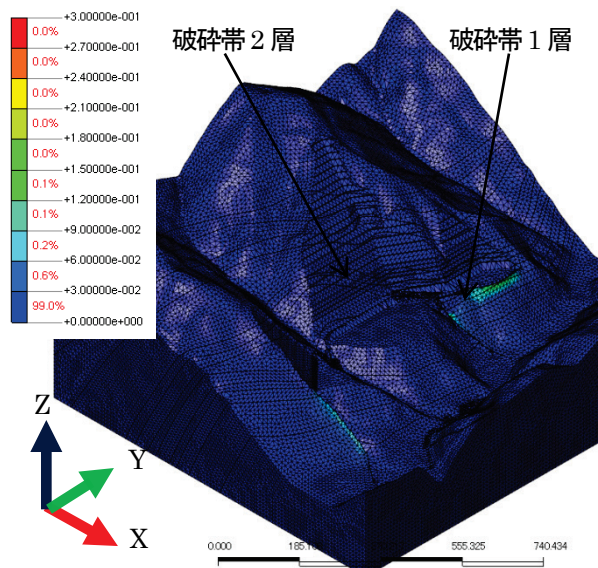


図-33 X軸変位量図 Step14—Step8

・変位量の分布状況

全体変位量……最大変位図では、法面中央部の破砕帯2層分布域周辺（押え盛土1周辺）で7cm程度の変位増加が出ている。それ以外の箇所ではほとんど変位が増加していない。（図-32）

X軸変位量……法面中央部の破砕帯2層分布域周辺（押え盛土1周辺）でわずかに変位増加が見られるが、法面内の他の箇所では川側への変位はほとんど現れていない。（図-33）

Y軸変位量……上下流方向の変位の増加はほとんど見られない。（図-34）

Z軸変位量……法面中央部の破砕帯2層分布域周

辺（押え盛土1周辺）で5cm程度上向きの変位の増加が見られる。（図-35）

・対策工の効果

押え盛土1を撤去した影響で、法面中央部の破砕帯2層分布域周辺では上向きを最大方向とした変位の増加が発生したと考えられる。また、法面のそれ以外の箇所ではほとんど変位の増加が現れていない。このことは、押え盛土撤去直後は法面中央部の破砕帯2層分布域周辺に変位を与えたが、押え盛土撤去周辺でアンカー工を実施したことで、法面全体への変位を抑制したことが考えられる。

3.6 解析結果のまとめ

実在の長大法面をモデルに、三次元地形解析モデルを用いて、実際の施工手順を再現した解析を行い、地形改変の影響と対策工の効果の評価を試みた。解析及び評価結果は以下の通りである。

- ・三次元地形モデルを用い、解析手順を施工過程に沿って設定することで、複雑なひずみ分布及び変位の三次元方向の把握ができるようになった。特に、変位の三次元方向については、掘削や押え盛土の影響が変位方向に与える影響を確認することができた。
- ・今回の解析では、斜面の変状原因が破砕帯1層2層のひずみによることが明確になった。実際の斜面では、更に小さな破砕帯の分布も見られるため、この解析結果よりさらに複雑な変位が生じていると思われる。
- ・解析では自重解析時や掘削時に破砕帯1層2層の塑性ひずみの増加がみられ、地形改変による破砕帯への影響が大きいことが確認された。また、アンカーを施工することで、破砕帯1層2層の塑性ひずみの増加が抑えられており、アンカー工の効果も確認できた。
- ・変位量解析でもその差分と三方向成分の増加量を確認することで、地形改変、対策工施工の影響を確認することができた。

4. 全体のまとめ及び今後の課題

塑性ひずみ量に応じて岩盤の強度物性値の逐次低減変更を繰り返していく、本研究で開発中である「FEMステップ解析法」において、閾値とする塑性ひずみ量やそれに対応する岩盤強度物性値の設定基準について検討を行い、ゆるみ領域の拡大が収束する状況を再現した。その他の補足検討として、地山の内部にまで及ぶゆるみ進行要因として地震に注目し、前記の静的なゆるみ収束解析モデルに地震動を付加した場合の、振動時に生じるひずみ最大値の分布拡大状況を確認することができた。

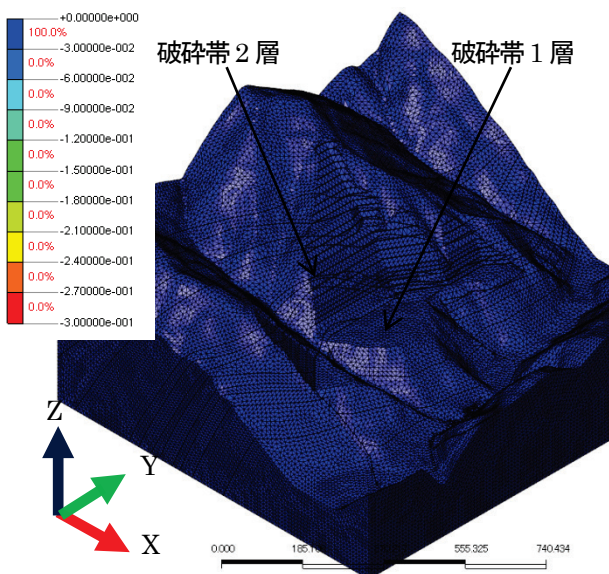


図-34 Y軸変位量図 Step14—Step8

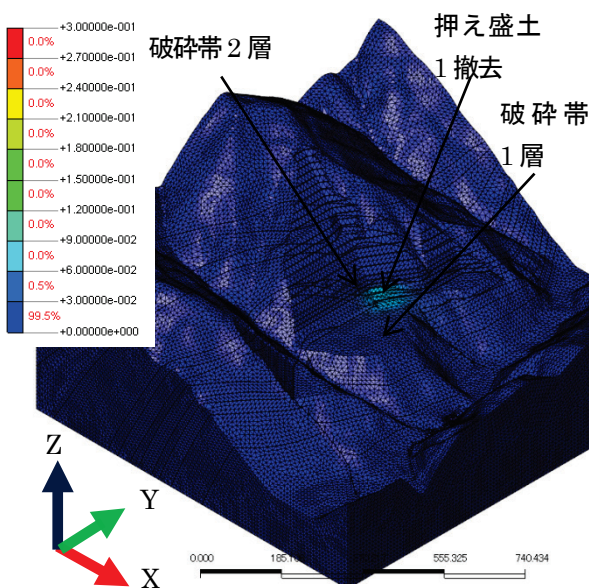


図-35 Z軸変位量図 Step14—Step8

また、ゆるみ岩盤斜面における地形改変及び対策工の評価については、実在の長大法面を対象とし、三次元地形解析モデルを用いて、実際の施工手順を再現した解析を行った。特に施工の影響評価を行うため、施工手順のステップに着目し解析を実施した。解析結果より、地形改変の影響が破碎帯層に集中し、ゆるみが進行する過程が読み取れた。また、アンカー工施工後において塑性ひずみや変位量の増加が抑えられたことが確認され、アンカー工の効果が確認されたと考えられる。

今後の課題として、応力劣化、風化劣化、地震、応力場(側圧)に関する個別の評価技術について、引き続き精度向上に向けた解析モデルの改良を行うとともに、これら技術を含めた数値解析によるゆるみ岩盤評価の全体フローとして体系的に整理を行い、本評価手法の適用場面と有効性についてとりまとめる予定である。

また、ゆるみ岩盤斜面における地形改変及び対策工の評価について、今後は、アンカーの再現方法について定着部荷重の導入について検討の余地があると考えられる。また、今回実施した解析手法を一般化し、広く普及していくためには、様々な適用条件の整理を行うことが必要であると考えている。

参考文献

- 1) 佐々木靖人・片山弘憲・倉橋稔幸：ダムにおけるゆるみ岩盤の実態と分類試案，ダム技術，No. 228，pp. 9-21，ダム技術センター，2005.
- 2) 江口貴弘・日外勝仁・佐々木靖人：ダム建設事例におけるゆるみ岩盤のパターン分類，平成24年度日本応用地質学会研究発表会論文集，pp. 85-86，2012.
- 3) 日外勝仁・江口貴弘・佐々木靖人：FEM解析によるゆるみ岩盤モデル化方法の検討，日本応用地質学会平成24年度研究発表会講演論文集，pp. 87-88，2012.
- 4) 日外勝仁・江口貴弘・佐々木靖人：FEM解析によるゆるみ岩盤モデル化方法の検討(その2)，日本応用地質学会平成25年度研究発表会講演論文集，pp. 31-32，2013.
- 5) 日外勝仁・江口貴弘・佐々木靖人：岩盤斜面におけるゆるみ進行過程の数値解析モデル化に関する基礎検討，土木学会第42回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，pp. 74-79，2014.

A STUDY ON LOOSEN ROCK MASS SLOPE STABILITY ASSESSMENT BY NUMERICAL ANALYSIS

Budget : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2010-2015

Research Team : Geology and Geotechnical

Engineering Research Group

(Geology)

Author : SASAKI Yasuhito

ASAI Kenichi

AGUI Katsuhito

EGUCHI Takahiro

Abstract : Because the loosen rock mass including a lot of cracks shows complex, various, unstable forms, the grasp of the distribution and properties of the loosen rock mass is assumed to be one of the important problems in the dam construction especially. In this paper, in order to develop the technique for quantitatively evaluating the loosen rock mass slope stability, roughly separately two subjects to express the progress phenomenon of loosening of the rock mass that appears as open cracks and strength degradation by the stability analysis of continuum (finite element method; FEM), are examined.

The first is a subject concerning a Step finite element method of reproducing the loosening process of the rock mass of the creep type by repeating the Step analysis, that is, technique of one by one changing strength parameter of rock mass and joint according to loosen situation arbitrarily. On the basis of the relation between the threshold of the amount of the plastic strain and rock mass strength corresponding to it, the loosening process of the rock mass was traced by examining a set standard of the numerical analysis parameter. Moreover, the earthquake is a noteworthy progress factor of loosening for not only the surface part but even also the inside of the slope to influence. In the case to add the earthquake ground motion to an above-mentioned static analytical modeling, the expansion situation of the strain distribution region was confirmed compared with the static analysis result.

The second is a subject concerning a development of evaluation methods for effects of complicated terrain and geology and excavation and countermeasure. Using three-dimensional terrain model by the "step FEM analysis", change of strain and displacement in each construction stage has been reproduced in numerical analysis.

By the setting of three-dimensional terrain model and analysis steps to reproduce the construction stage, it has become possible to grasp the transition of the three-dimensional displacement and complicated strain distribution. Moreover, based on the three-dimensional displacement and complicated strain distribution, it has become possible to grasp the slope stability situation of each construction stage.

Key words : loosen rock mass, properties of loosening, numerical method, slope stability assessment, Finite Element Method (FEM), three-dimensional terrain model