

(社)日本地すべり学会関西支部シンポジウム**「実測値のみを用いた斜面安定解析の可能性」**

日 時：平成18年6月2日(金) 10:00～17:00

場 所：大阪科学技術センター中ホール(大阪市西区靱本町)

TEL: 06-6443-5324 <http://www.ostec.or.jp/>

----- プログラム -----

10:05～11:00 特別講演 「斜面安定解析の現状～研究室と現場のギャップ」

岐阜大学工学部 八嶋 厚

11:00～11:40 話題提供

(1) 有限要素法・個別要素法による斜面安定解析の現場への適用

群馬大学工学部 若井 明彦

11:40～12:10 (社)日本地すべり学会関西支部総会

12:10～13:30 意見交換会

13:30～16:00 話題提供(質疑応答含む)

(2) 逆解析と順解析の適用限界

(株)阪神コンサルタント 植田 康宏

(3) 土質試験結果の安定解析への適用

(有)太田ジオリサーチ 太田 英将

(4) 神戸層群の三次元斜面安定解析

応用地質株式会社 中川 渉

(5) 安定解析における土質試験結果の適用性

国土防災技術株式会社 真弓 孝之

(6) 不連続面を有する斜面における数値解析の事例

日本工営株式会社 倉岡 千郎

16:00～17:00 パネルディスカッション

司 会 末峯 章(京都大学防災研究所)

パネラー 特別講演と話題提供者

主 催 (社)日本地すべり学会関西支部

後 援 (社)砂 防 学 会

(社)地盤工学会関西支部

《特別講演》

斜面安定解析の現状～研究室と現場のギャップ

岐阜大学工学部 八嶋 厚

1．はじめに

事務局から講演題目をいただいて、何も考えないままでした。この原稿を書く段階になって、いまさらながら題目の大きさに悩んでいる。ゼロメートル地帯から 3,000m 級の山々を有する岐阜県に住む者にとって、種々の地盤災害軽減を目標とした研究を実施することは責任重大であるとともに、数多くの貴重なフィールドに恵まれているといった側面もある。そのような環境下において、ここ数年、斜面災害軽減に関する種々（バラバラといった方が正解かもしれない）の研究を実施してきた。本報では、それらの研究の一端を紹介することによって、そのアプローチ方法、成果が、実務からどれだけかけ離れているのかをご判断いただき、かつご批判をいただきたい。ご批判をいただくことによって、研究室と現場のギャップを皆様方と共通認識し、将来それを縮める努力をしていきたいと考えている。

図—1 を見ていただきたい。これは平成 11 年 9 月に岐阜県内の高速道路斜面で発生した豪雨による大規模斜面崩壊である。この斜面崩壊について、地下水の流れと岩の複雑な力学挙動を同時に解いた FEM 解析結果が図—2 に示されている。研究室における数値解析は、素因を丁寧に調べれば、斜面崩壊といった複雑な現象の誘因をある程度説明することができる。本報では、このような解析例が実務の中でどのような位置にあるのかを考えながら、斜面安定解析の現状を概観してみたい。

斜面防災の観点から、斜面安定に関する解析を次に示すような 3 段階に分けて紹介し、それぞれの段階における解析手法の適用性と問題点についてコメントしてみたい。それぞれの解析手法は、それぞれ、1) 数多くの斜面の中からより危険な斜面をスクリーニングするための簡易的な斜面安定解析法、2) スクリーニングされた危険斜面の防災対策もしくは崩壊した斜面の復旧対策に必要な詳細設計を補助する高度な安定解析法、3) 崩壊した土砂が到達する領域（ハザードマップの作成のための情報）や崩壊土砂が構造物に及ぼす外力を求めるための解析法、である。

2．斜面安定解析に関する研究への取り組み（岐阜大学の例）

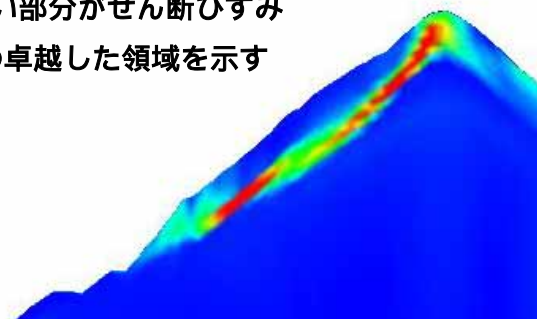
2.1 岐阜県における斜面災害ポテンシャル（特に道路斜面を対象として）

昭和 43 年に発生した飛騨川バス転落事故以降（図—3 参照）様々な道路防災施策が



図—1 岐阜県内の斜面崩壊例

赤い部分がせん断ひずみの
卓越した領域を示す



図—2 FEM 解析例（せん断ひずみの発達）
(Ye et al., 2005)

実施され、道路周辺斜面の災害ポテンシャルは順調に低下している。しかしながら、道路防災は完全ではなく、岐阜県内においても、直轄国道および県管理道路において、いまだ 110 箇所を超える異常気象時通行規制箇所が存在する。これは、防災事業のようなハード的な対策が順調に推移せず、ソフト的な対応で通行者の人命と財産を守ろうとするものである。



搜索の様子



飛騨川に転落したバス

図—3 昭和 43 年飛騨川バス転落事故（岐阜新聞社出版局，1998）

昭和 43 年に発生した飛騨川バス転落事故を契機として、
テレメータの設置

道路情報板設置及び道路情報モニターの委嘱

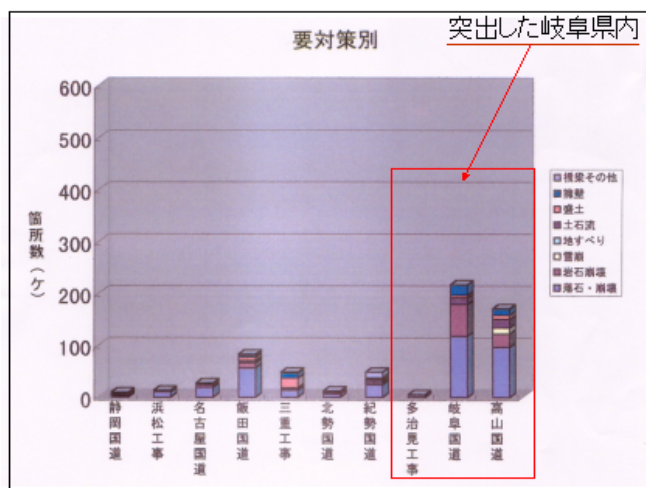
防災点検に基づく対策の実施

異常気象時の通行規制

道路防災点検（約 5 年間隔）

などの対策がとられてきた。岐阜県内における道路の災害ポテンシャルは徐々にではあるが低下傾向にあるといっている。

平成 8 年の北海道豊浜トンネル岩盤崩落事故および同年 JR 高山線・特急ひだ号落石事故を受け、直轄国道および県管理道路の一斉道路防災総点検が実施された。中部地方整備局管内で直轄国道を管理する 10 事務所における、対策が早急に必要とされる管理箇所（要対策箇所と呼ぶ）を図— 4 に示す。平成 8 年度における要対策箇所の総数は 638 箇所



図— 4 中部地方整備局管内要対策箇所（平成 8 年度）

所を数える。この中で、岐阜県内に位置する岐阜国道、高山国道、多治見砂防国道の 3 事務所における要対策箇所が、中部地方整備局管内全体数の半数以上を占めていることがわかる。要対策箇所のほとんどが、落石や岩盤崩落の危険性による要対策箇所であることもわかる。平成 8 年の道路防災総点検から 9 年以上が経過しているが、危険と判断された箇所の防災対策はかならずしも順調に進んでいるとはいえず、約半数程度の箇所の対策が完了しているに過ぎない。

一方、県管理道路に目を転じると、やはり平成 8 年度に実施された道路防災総点検において、

道路防災総点検箇所 8,066 箇所

防災カルテ点検箇所 5,000 箇所

要対策箇所 1,882 箇所

となっている。要対策箇所の中で、恒久的対策がなされた箇所は半分以下であり、平成 17 年度末の時点においても、数多くの危険な道路斜面が存在している。公共投資が減少

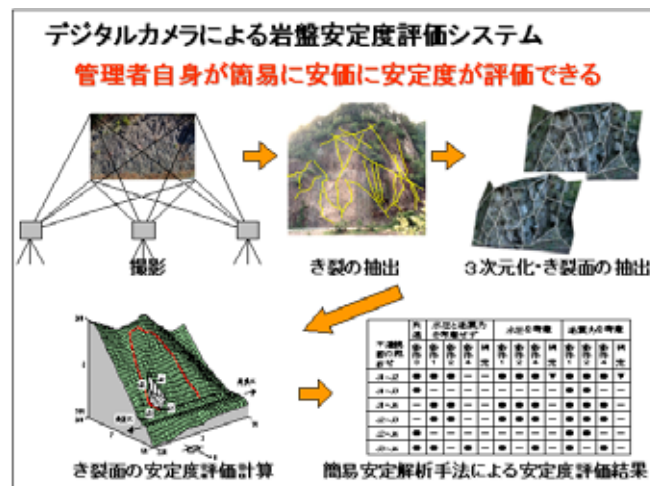
していく中、道路防災に投じられる資金も年々減少している。防災工事というハード対策が進まない状況下で、異常気象時の通行規制は頻繁に行われている。岐阜県内における異常気象時通行規制箇所（直轄国道と県管理道路の総計）は約 110 箇所であるが、平成 11 年度に異常気象により通行止めとなったのべ回数は、なんと約 500 回を数えている。この数は全国第 1 位であり、第 2 位の他都道府県が、約 200 回程度であることから、岐阜県における道路斜面災害ポテンシャルが、依然として高止まりしていることが容易にわかる。ちなみに、異常気象時通行規制箇所の規制解除または区間短縮は、直轄国道において数年に 1 箇所程度、県管理道路において年 1、2 箇所程度である。このような状況下において、限られた予算内で道路斜面防災事業を展開するためには、道路斜面の被災確率を求めるだけでなく、被災した場合の災害規模をも考慮した、リスク管理の概念に基づいた、発注者の客観的意思決定システムの構築が急務である。

2.2 斜面防災意思決定のための簡易斜面安定評価

前節でも紹介した道路防災カルテの多くは、分厚い紙情報として収集され、発注者もしくは調査業者が保管している。従来の紙地図の上に記入されたカルテ位置情報と、膨大な写真、スケッチ、文字情報が蓄積され続けている。岐阜大学と岐阜県道路維持課は、GIS を利用した電子カルテシステムの構築を急いでいる。平成 17 年度末の時点で、岐阜県内一土木事務所管内についてプロトタイプを作成済みであり、平成 18 年度より本格運用が開始された「県域統合型 GIS」のもとで、全県下 11 土木事務所の道路防災 GIS 構築が進められている。

GIS による斜面情報管理システムは、既存の情報を一元的に管理することが可能であるが、個々の斜面の危険性を評価する機能は持ち合わせていない。しかし、前述したように、対策工事がいまだ未着手である危険斜面が数多く存在しており、効率的にこれらの斜面に対して対策を進めるためには、各斜面の対策優先度の評価を安価かつ迅速に行う必要がある。そこで、岐阜大学、岐阜県建設研究センター、岐阜県内航空機メーカーおよび建設コンサルタントが中心となり、特に危険岩盤斜面を対象として、簡易に斜面の測量・安定性解析を行えるシステム（簡易斜面安定性評価システム）を考案した（図—5 参照）。構築した簡易斜面安定性評価システムは、『膨大な数の危険斜面に対して、詳細な調査・解析が必要であるか否かを判断するための前段階的な評価を行う』ことを目的とする。また、斜面の管理者自身が、専門的な知識を用いることなく調査を行える環境の整備を目的とする。

斜面の危険度を評価するためには、斜面の 3 次元形状を把握することが重要となる。対象となる危険斜面の数が膨大であるため、安価に、迅速に 3 次元形状を取得できる手法が必要となる。また、対象が危険斜面であるために、出来るだけ斜面より離れた場所からの計測が有効である。対象から離れた場所からの測量方法の代表的なものとしては、



図—5 デジタルカメラによる岩盤安定度評価

レーザー計測と写真測量がある。レーザー計測は、計測精度が天候に左右されにくいことや、高精度の計測が可能などの利点があるが、計測機器が高価という問題がある。それに対して、写真測量は、写真の解像度や撮影条件が計測精度に影響するという問題があるが、写真の撮影には現在広く普及しているデジタルカメラを用いればよく、また、現地での作業は写真を撮影するのみであるために、レーザー測量と比較して、経費・作業時間等の面で有利である。精度に関しても、近年のデジタルカメラ性能の向上により、写真測量でも十分な精度で計測することができることが確認されている(中原ら, 2001)。ただし、研究室では移動型高精度レーザープロファイラー技術を用いたDEM取得も実施している。

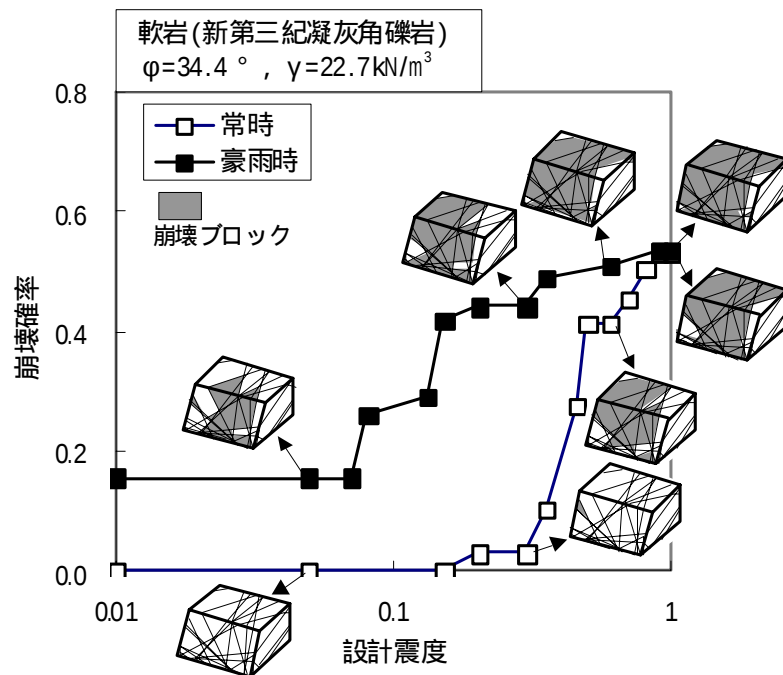
写真測量技術を用いるためには、対象物の写真が必要となる。しかし、対象としている危険岩盤斜面は、写真を撮影するのに様々な制約を受けることが多い。岩盤斜面が道沿いや川沿いに切り立って位置する場合は斜面全体を撮影することが困難であり、また、常に落石の危険性があるような斜面では近づくことさえできないため、遠方からの撮影となってしまう。これらの問題点を解消するためには、遠隔操作による空中からの撮影が有効である。ところが、空中からの撮影に対して、有人の航空機を使用すると、多大な費用が必要となり、数多くの斜面に適用することが経済的に困難となる。そのため、斜面の撮影に制約を受ける場合には、デジタルカメラを搭載したリモコン飛行機を用いることも考えられる。(図—6 参照)

斜面の安定性評価手法には、鷲見・八嶋の手法(2000, 2001, 2003)を用いた。鷲見・八嶋の手法は、多数の不連続面の中から、不安定な岩盤ブロックを検出する手法であり、予備的・概略的な評価手法である。入力データに不連続面の3次元位置が必要になるが、写真測量から得られた斜面の3次元形状と、斜面表面の亀裂の位置から、斜面内部の不連続面を想定することができる。また、崩壊する可能性のある岩盤くさびを抽出してそ

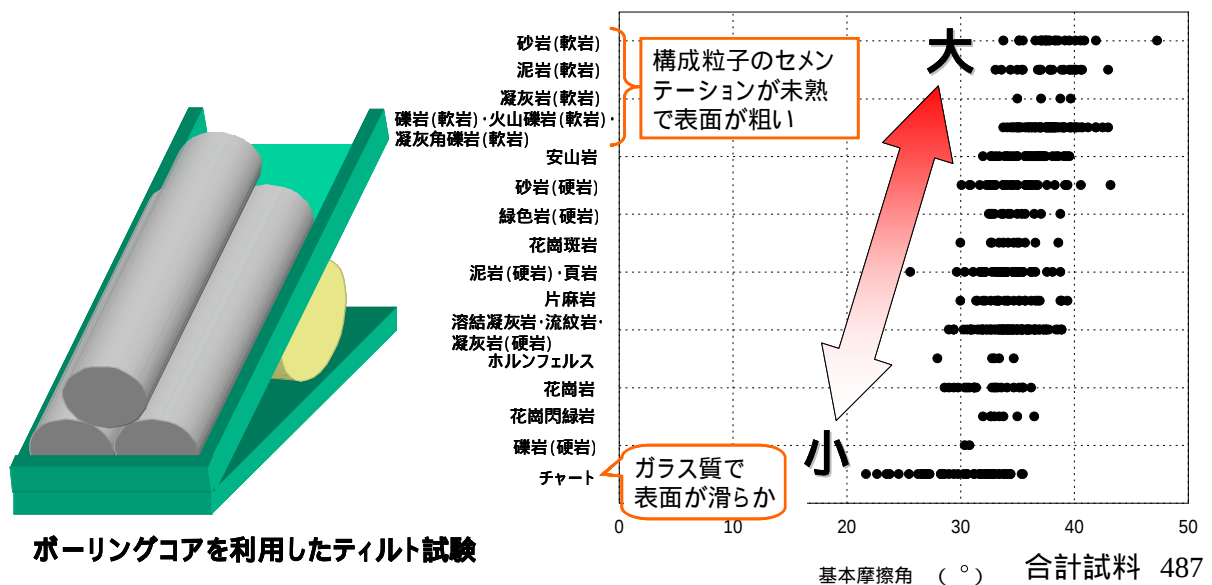


図—6 リモコン飛行機による画像の取得

のボリュームを計算することができるので、例えば設計震度ごとに、どのような崩壊確率でどのブロックが崩壊するのかを图示することができる。崩壊確率と崩壊ボリュームが把握できれば、工学的には斜面リスクが計算できる（崩壊ボリュームが対策費用と比例関係にあるとの仮定に基づいている）。図—7 に仮想軟岩斜面を対象に実施した設計震度ごとの崩壊確率と崩壊ブロックの出力例を示す。この図より、斜面管理者は、斜面のリスクを定量的に把握することができる。なお、岩盤の摩擦角の計測を省略するために、図—8 のような岩種ごとの基本摩擦角が用意されている。



図—7 仮想軟岩斜面の簡易安定評価の出力例



図—8 ティルト試験から求めた岐阜県内の種々の岩種の基本摩擦角（山口，2005）

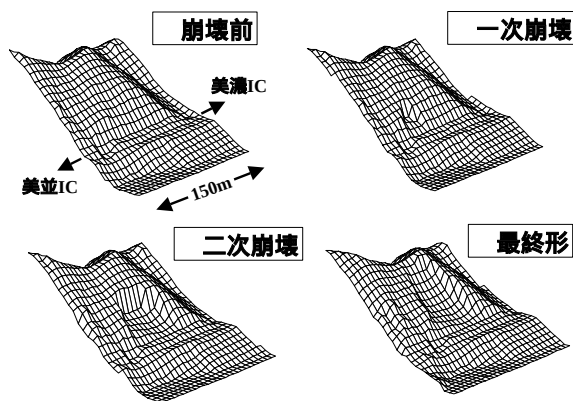
2.3 FEM 解析による斜面の崩壊予測

前節で説明した簡易斜面安定解析手法によって選ばれた危険斜面の防災対策、もしくは崩壊した斜面の復旧のために高度な詳細解析手法が用いられる。したがって、詳細予測・設計においては、詳細な地形・地質調査および力学試験等に基づいて解析が実施されるべきである。本節では、本報の最初に紹介した実際の崩壊例の再現解析などを紹介しながら、詳細解析法の現状と問題点を概説する。

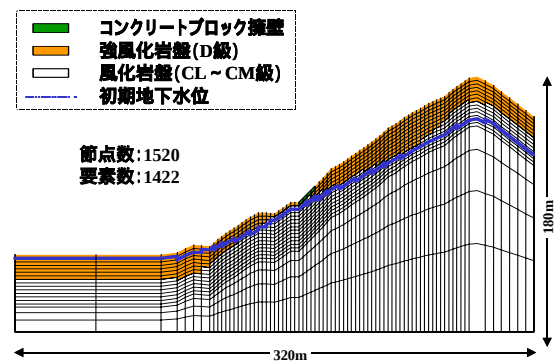
2.3.1 豪雨による斜面崩壊事例の解析

図—1で既を示した斜面崩壊は、図—9のように3回の段階的な破壊形態を示している。ここで紹介する通常のFEM解析手法では、図に示すような段階的な崩壊を再現することは困難である。もちろん、崩壊した地盤部分を解析対象から段階的に削除していくような工夫をすれば、定性的な現象の再現は不可能ではない。ここでは、段階的な崩壊は考えず、豪雨による地下水位の上昇によって風化岩盤中にひずみがどのように発達していくのかを検討する。FEM解析のために、図—10のメッシュを用意した。このメッシュは、崩壊後の地形測量、ボーリング調査、地下水位調査および孔内載荷試験結果等に基づいて決定した。

斜面崩壊の2日前に豪雨を記録していることから、解析での外力は斜面内に蓄積された間隙水圧とした。また、材料の特性としてひずみ軟化挙動を表現できる弾塑性構成モデル（足立・岡，1992）を用いた。外力としての間隙水圧、つまり斜面内水位が高い状態にあるとした場合、斜面内のせん断ひずみが、徐々に斜面全体に広がっていく進行性

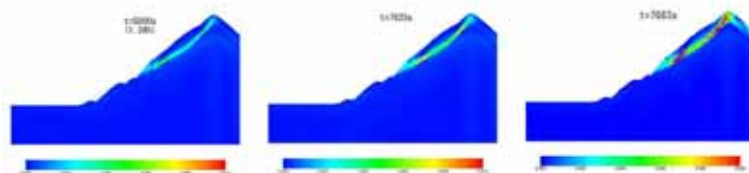


図— 9 斜面崩壊の進行形態

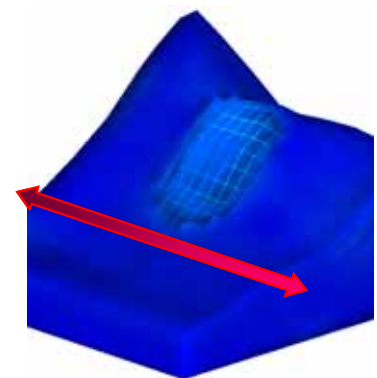


図— 1 0 F E Mメッシュ、地下水位、岩質

破壊が再現できた。図— 1 1 のせん断ひずみの分布図から、時間とともにせん断ひずみが斜面上方に発展していくことがわかる。また、図— 1 2 には、別途実施した 3 次元解析から得られたひずみの卓越領域を示す。図— 1 との比較からもわかるように、3 次元解析においては、崩壊領域の最終形状が適切に再現されていることがわかる。しかしながら、図— 1 に見られたような大規模な崩壊そのものは再現できない。FEM 解析では、斜面崩壊のトリガーのみが再現されている。



図— 1 1 2次元解析によるせん断ひずみの時間的发展



図— 1 2 3次元解析結果

2 . 3 . 2 掘削による斜面崩壊事例の解析

岐阜県内において、トンネル抗口掘削に伴う斜面崩壊が発生した。図— 1 3 にトンネル抗口付近の斜面崩壊の空中写真を示す。また、図— 1 4 には、崩壊土砂を除去した後に観察した抗口付近の支保工の変状を示す。

斜面崩壊原因の究明と復旧計画のために数値解析を実施した。まず、周辺地盤の詳細な地質調査が実施され、崩壊の主要部分である強風化層について各種室内実験が実施された。本トンネルの当初設計断面は、図— 1 6 に示すように、貫通箇所外部に抱き擁壁

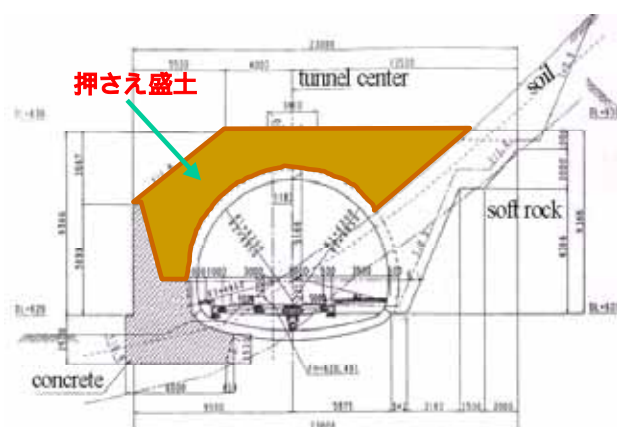


図— 1 4 坑口の崩壊の様子

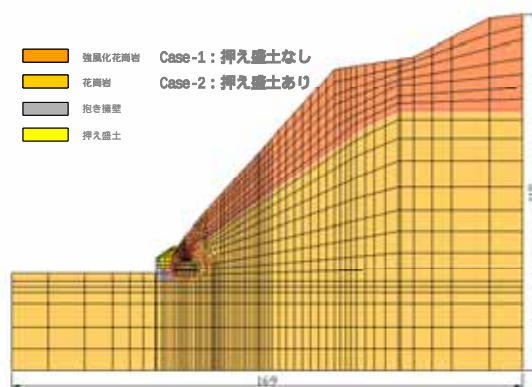


図— 1 5 斜面崩壊による支保工の変状

を設置し、その後セメント混合した改良土で覆土した後、トンネル構造のままで掘削するといったものであった。しかしながら、実際の施工は、抱き擁壁は施工されたものの、改良土による覆土がなされないまま貫通を迎えてしまった。もともと不安定な斜面の足許を掘削により応力解放し、さらに強風化層を発破振動によってさらに緩ませるといっ



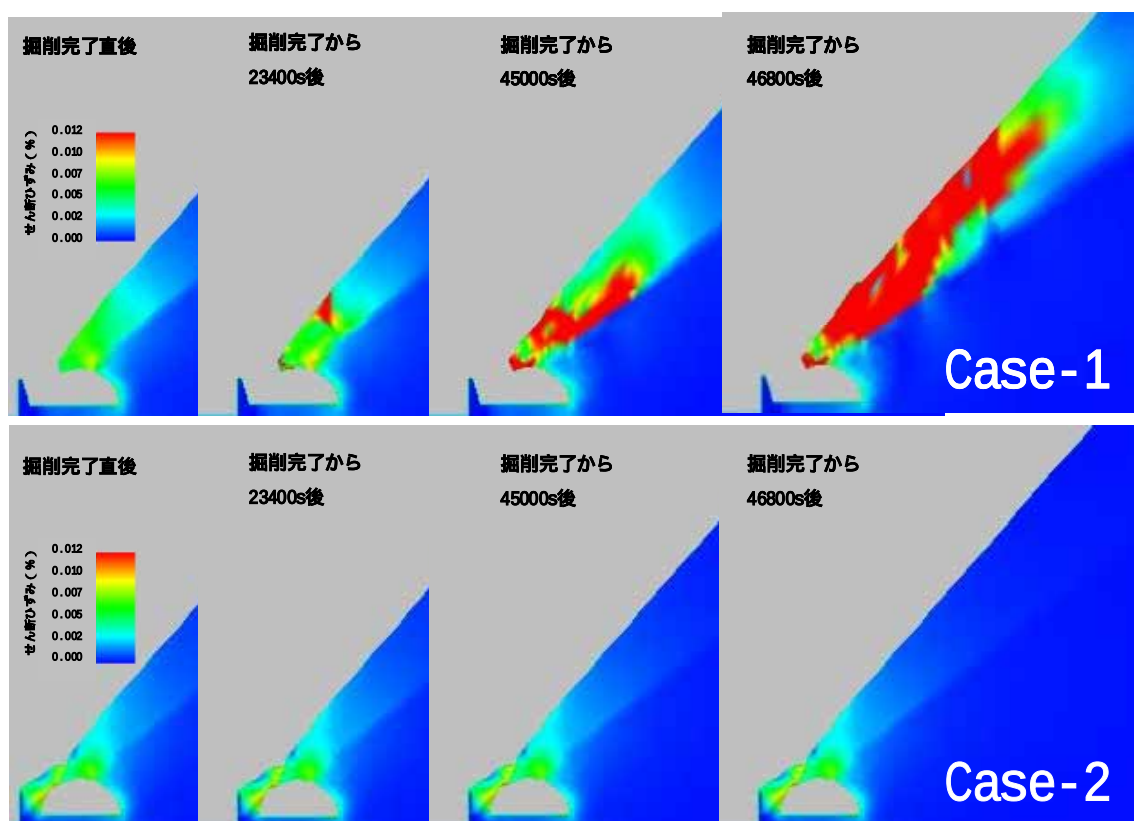
図— 1 6 当初設計断面



図— 1 7 有限要素メッシュ

た影響が重なり、大崩壊に至ったものと考えられる。2次元 FEM 解析では、実際の施工過程の通り、覆土によるおさえ盛土がない場合 (CASE1) と当初設計通り覆土によるおさえ盛土がある場合 (CASE2) の2ケースについて解析を行った。

解析結果を図— 1 8 に示す。おさえ盛土がない場合 (CASE1) には、坑口掘削後、時間の経過とともに、斜面表層部分にせん断ひずみの急激な発達がみられ、崩壊発生につながる事がわかる。一方、おさえ盛土が存在する場合 (CASE2) においては、抱き擁壁近傍に応力集中に伴うひずみの蓄積がみられるものの、斜面部分のひずみの発達は収束し



図— 1 8 せん断ひずみ卓越領域の拡大の様子

ており安定を保ったままである。本解析例でも、崩壊後の詳細調査・試験等により、FEM 数値解析は崩壊のトリガーをもの見事に再現している。しかしながら、FEM 解析の限界で、崩壊後の支保工の大変形などの最終状態までは再現できない。

2 . 3 . 3 液状化による斜面崩壊事例の解析

緩勾配の斜面が地震時の液状化が原因で崩壊し、長距離にわたって流動する被害がしばしば見られる。図— 1 9 には、2003 年に発生した三陸南地震と宮城県北部地震の際に観察された斜面崩壊の空中写真を示す。どちらも斜面角度は緩いが、地震前の降雨によって地下水位が高い状態のもとで、地震により液状化が生じ、高速地すべりが発生したものと考えられている。

このような緩斜面の安定性は、土—水連成の動的有効応力解析により解くことができる。地震による繰り返し外力のもとで塑性ひずみが蓄積していく力学モデルを用いた解析が用いられる。図— 2 0 に液状化解析プログラム LIQCA (2004) を用いて解かれた結果を示す。これは、2003 年宮城県北部地震 (図— 1 9 右図) を対象に解析されたものである。地震の影響により、地盤内部で間隙水圧が上昇し液状化が発生 (図中の赤い領域) していることがわかる。このように、液状化解析を実施すれば、地震時の液状化に起因

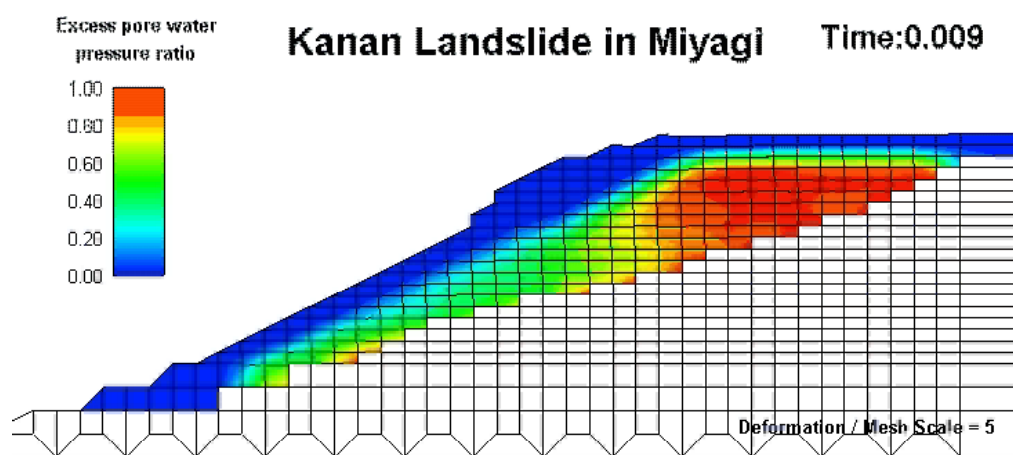


2003 年三陸南地震



2003 年宮城県北部地震

図— 1 9 液状化による緩勾配斜面の崩壊・流動



図— 2 0 2003 年宮城県北部地震における斜面の液状化解析結果

する斜面安定性は評価できるが、先の 2 つの解析事例と同様に、図— 1 9 に示した長距離にわたる流動過程を再現することはできない。

以上、3 つの斜面崩壊例について FEM 解析を見てきたが、崩壊現場の地形・地質調査、解析で用いる力学モデルのための室内試験を丁寧に実施すれば、実際の斜面の安定性を評価することは可能であると考ええる。数値解析精度は、用いるソフトウェアが同じである限り、調査や室内試験の精度に比例すると考えてよからう。

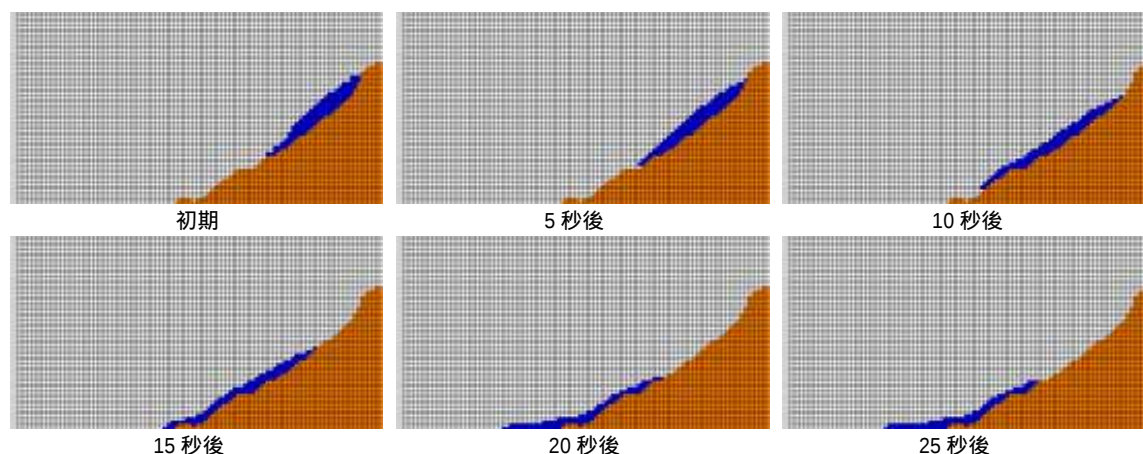
しかしながら、通常の FEM 解析では、崩壊した後の流動過程は追跡できないことがわかった。土砂災害防止法が 2001 年に施行され、斜面崩壊（急傾斜地崩壊、地すべり、土石流）の影響域の評価、崩壊土砂が既設構造物に与える外力の評価などが重要となっている。次節では、斜面崩壊後に発生する土砂流動を対象とした解析の可能性について概観する。

2.4 土砂流動を対象とした数値解析

本節で紹介する数値解析手法は、流体力学を基礎とする解析手法である。従来、地盤を対象とした変形解析は、前節でみたように固体力学を基礎とした解析が行われることが多い。しかしながら、それらの手法（FEM 解析に代表される）は斜面崩壊後の土砂流動のような大変形問題を解くことが困難である。そのため、ここでは流体力学を基礎とする解析手法を地盤の変形解析に応用した例を示す。解析手法のベースとして、流体力学の分野で高度に発達した CIP（Constrained Interpolation Profile）法を用いている（Moriguchi, 2005, Moriguchi et al., 2005）。ここでは、CIP 法の中に地盤材料の変形特性を表現する式を導入することにより、土砂流動を対象とした数値解析手法を確立した。具体的には、解析パラメータとして、地盤材料の内部摩擦角および粘着力のみを用いている。内部摩擦角と粘着力は、実務レベルで設計の中に広く用いられている材料定数である。そのため、解析パラメータの決定にあたり、数値解析の専門的な知識を必要としない。また、解析の中で、地盤材料、剛体、空気の 3 種類の材料を取り扱うことができ、各材料の初期形状は自由に設定することができる。斜面の崩壊部分（流動する部分）については地盤材料とし、非崩壊部分（流動しない部分）は剛体として取り扱うことができるため、斜面の勾配および表面形状を正確に表現することが可能である。

2.4.1 豪雨による斜面崩壊事例の解析

図—1 で示し、2.3.1 で崩壊の発生までを解析した岐阜県内の斜面崩壊事例について流動解析を行った。実際の斜面崩壊は、前述したように 3 段階で発生したが、本解析では、図—9 に示す最終すべり面で斜面が一度に崩壊したものと仮定して解析を行った。解析結果から得られた土砂の到達距離および残留表面形状は概ね観察の結果と一致していたことが確認されている。図—2 1 に崩壊前、崩壊後 5, 10, 15, 20, 25 秒後の流動土砂の表面形状を示す。時間の経過とともに、土砂が斜面下部へ流動し、崩壊後 20 秒程度で流動が収束し、斜面下部に土砂が堆積している様子が視覚的に理解できる。

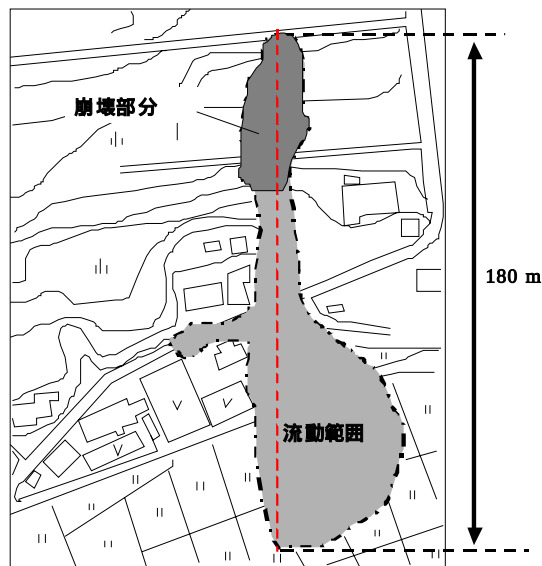


図—2 1 崩壊土砂の流動の時間的变化

このように、流動中の土砂の粘着力と摩擦角（本解析の場合は、 $c = 0 \text{ kPa}$ 、 $\varphi = 45$ 度）がある程度正確に設定できれば、土砂崩壊後の流動過程が精度良く再現もしくは予測することができる。しかしながら、流動中の土砂の粘着力や摩擦角をどのように設定するかの問題については、いまだ解決されていない。

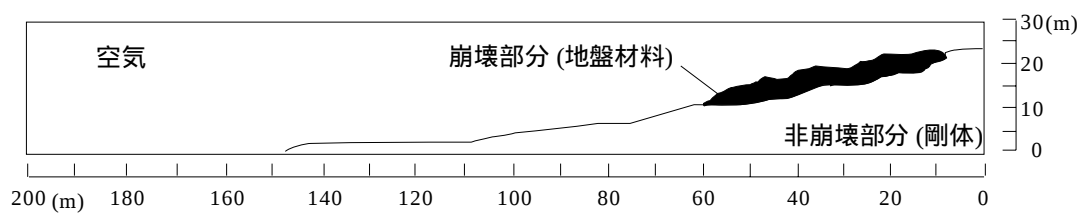
2.4.2 液状化による斜面崩壊事例の解析

2 つ目の事例は、図—19 左図で紹介した 2003 年三陸南地震において、宮城県築館町館下で発生した土砂流動である。このあたりは、火山性屑砕物が堆積した丘陵地であり、この丘陵の南向き緩斜面で比高約 27m 程度の崩壊が発生した。図—22 に土砂の流動した範囲の概略図を示す。図—22 内点線で囲まれた領域が土砂の流動した範囲である。崩壊部分の規模は幅約 40m、長さ約 60m であり、土砂が流動した距離は約 180m と報告されている。また、住民の証言をもとに推測された土砂の流動時間は約 100 秒であった。また、小長井（2004）は、斜面中央部にあった竹林の一部の移動量から変位ベクトルを推定し、速度を推定した結果、中央部では $6 \sim 7 \text{ m/s}$ 程度の流動速度が発生していた可能性があるとの報告を残している。崩壊土砂の物理特性に関しても調査結果が残されており、土砂の粒度構成は、礫 20%、砂 50%、シルト 20%、粘土 10%、含水比は 26～56% と砂質土としては非常に高い値であったと報告されている。



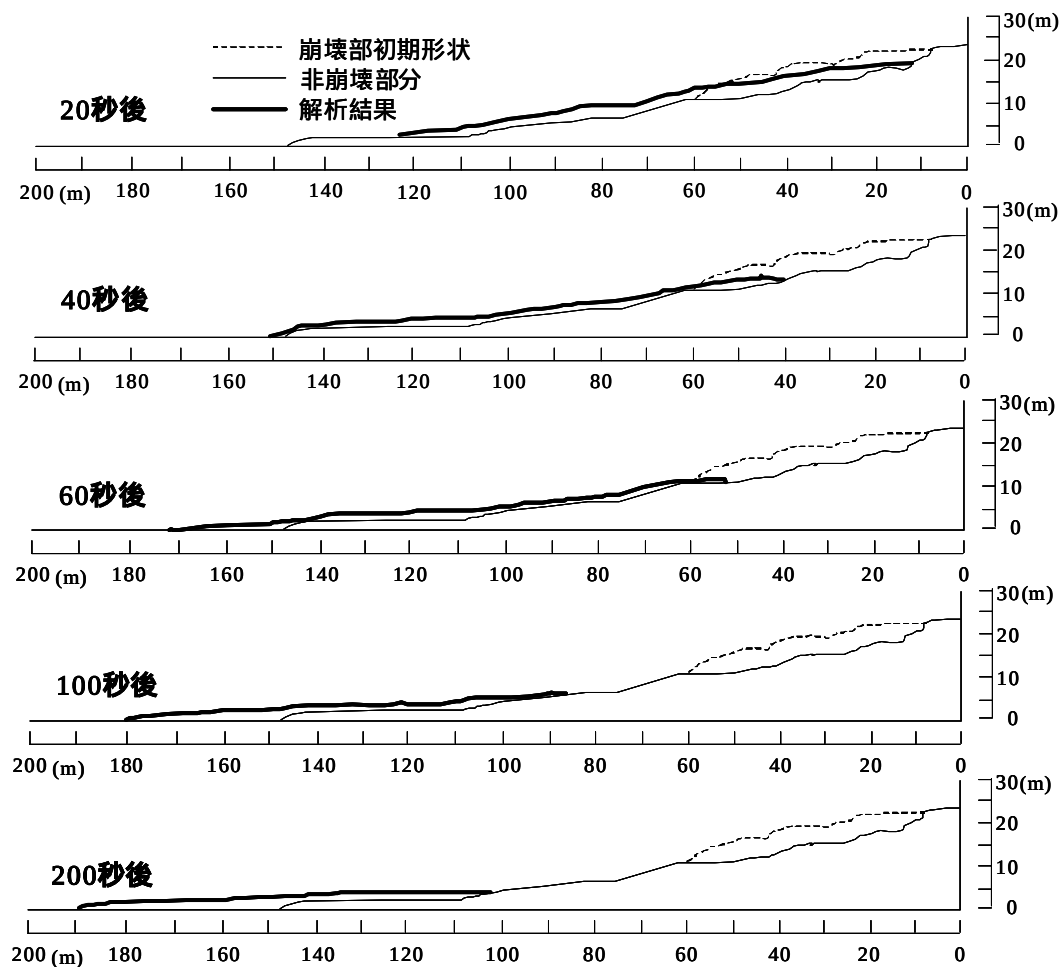
図—22 土砂流動範囲の概略図

図—23 に解析に用いたモデルを示す。崩壊部分は地盤材料とし、それ以外の部分は剛体とした。解析に用いたパラメータは、現地で採取した試料を含水比を一定のままスランプ試験を実施し、その試験を 3 次元解析することによって粘着力と摩擦角を逆算した。その結果、粘着力 $c = 1.0 \text{ kPa}$ 、 $\varphi = 5.7$ 度が求まった。

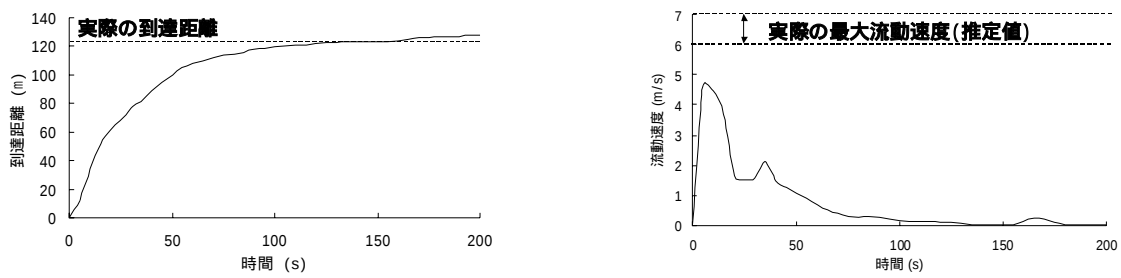


図— 2 3 土砂流動の解析モデル

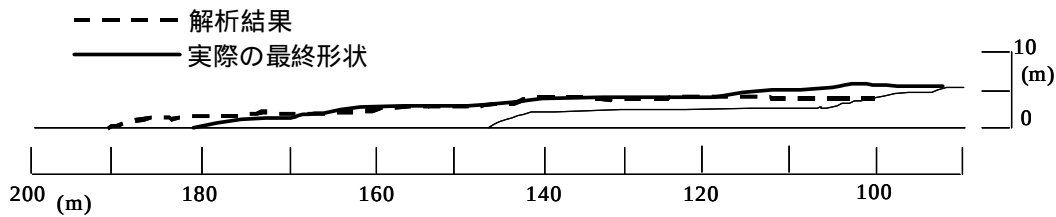
図— 2 4 に解析結果から得られた流動土砂の表面形状の変化を示す。図— 2 5 は解析から得られた土砂の到達距離の時間変化および各時間における最大流動速度の変化を示したものである。また、図— 2 6 は解析から得られた土砂の最終形状を示したものである。図— 2 5、2 6 には、比較のために、現地で計測されたもの（最大流動速度については推定値）を図中に示している。これらの結果より、解析結果は適切に実現象を再現していることが確認できる。特に到達距離は、実際の値とほぼ一致しており、解析手法の有効性が確認された。



図— 2 4 解析から得られた流動土砂の表面形状変化



図— 2 5 到達距離の時間変化と各時間における最大流動速度の変化



図— 2 6 流動土砂の最終形状

2 . 4 . 3 土砂流動に関する模型実験の解析

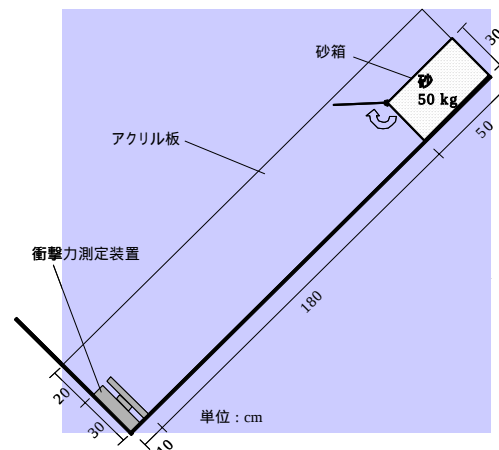
土砂流動運動を追跡するだけではなく、流動する土砂が既存構造物へ与える衝撃力を計測するために、図— 2 7 に示すような模型斜面を作成し、室内で模型実験を行った。図— 2 8 は模型斜面の概略図を示したものである。2 次元状態を再現するために、模型斜面には側壁を設置した。流動運動を観察するために、一方の側壁にはアクリル板を用いた。もう一方の側面は木製の側壁を設置した。斜面の底面は鋼材で作成し、その上に表面に流動する砂と同じ材料を付着させたトタンを設置した。模型斜面の上部には、砂箱を設置した。砂箱には開閉可能な扉がついている。実験では、扉を閉じた状態で、砂箱に乾燥した豊浦砂を入れ、扉を開くことにより流動を発生させた。砂箱いっぱいに入れた場合、砂の重量は 50kg であった。砂箱中身の単位体積重量は $1,380\text{kg/m}^3$ であった。豊浦砂の単位体積重量としては小さい値であり、緩詰め状態であると考えられる。

斜面下部には、流動する砂の衝撃力を計測するために、木製の衝撃力測定装置を設置した。衝撃力測定装置内部にはロードセルを設置しており、上部で受けた衝撃力をロードセルに伝達することにより計測する仕組みになっている。また、上部で受けた衝撃力を正確にロードセルに伝えるために、装置内部の側面には計 12 個のローラーを設置した。実験では、斜面角度を変化させて衝撃力の計測を行った（斜面角度は 45、50、55、60、65 度の 5 種類）。

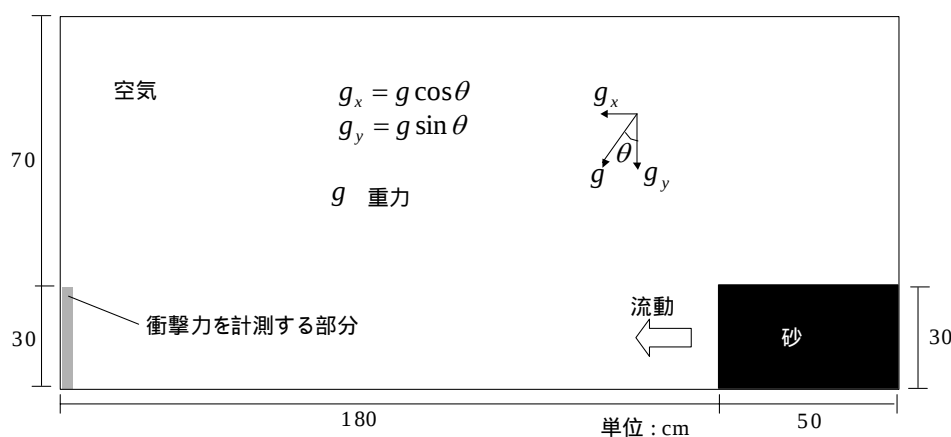
模型実験を前述した手法を用いて解析し、流動する砂の衝撃力および形状について実験結果と比較した。粘着力に関しては、用いた砂が乾燥砂であったことから、完全な粒状材料と仮定し、0 とした。摩擦角については、用いた砂の一面せん断試験の結果から



図— 2 7 模型斜面の写真



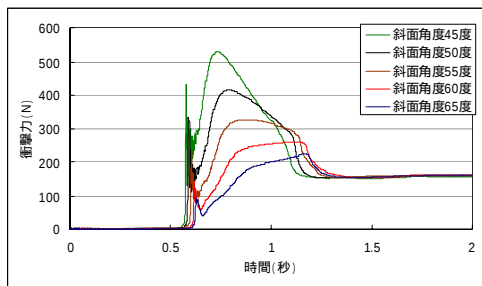
図— 2 8 模型斜面の概略図



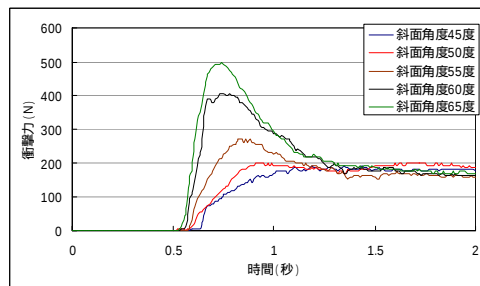
図— 2 9 2次元解析モデル

求まる 41 度より小さい、流動中の摩擦角として 30 度を用いた。解析は 2 次元で行った。図— 2 9 に解析モデルを示す。実験と同様に、初期状態の砂の長さを 50cm、高さを 30cm とし、流下斜面の長さを 180cm とした。衝撃力は、左側の壁に作用する力の合力とした。実験では 30cm の高さの衝撃力測定装置を用いて計測を行っているため、解析でも、左の壁の高さ 30cm に作用する力を衝撃力として計算した。斜面角度は実験と同様に 45、50、55、60、65 度の 5 種類について行い、それぞれ衝撃力を計算した。ただし、解析では、図— 2 9 に示すように重力を鉛直成分と水平成分に分解して斜面角度の影響を表現している。図— 3 0 に解析結果から得られた衝撃波形を示す。また、比較のために、実験から得られた衝撃波形を図 3 1 に示す。実験では各斜面角度に対して、5 回ずつ衝撃力を測定しているが、図— 3 1 示した衝撃波形は、5 回のうち最も平均的な衝撃波形を選んで示している。

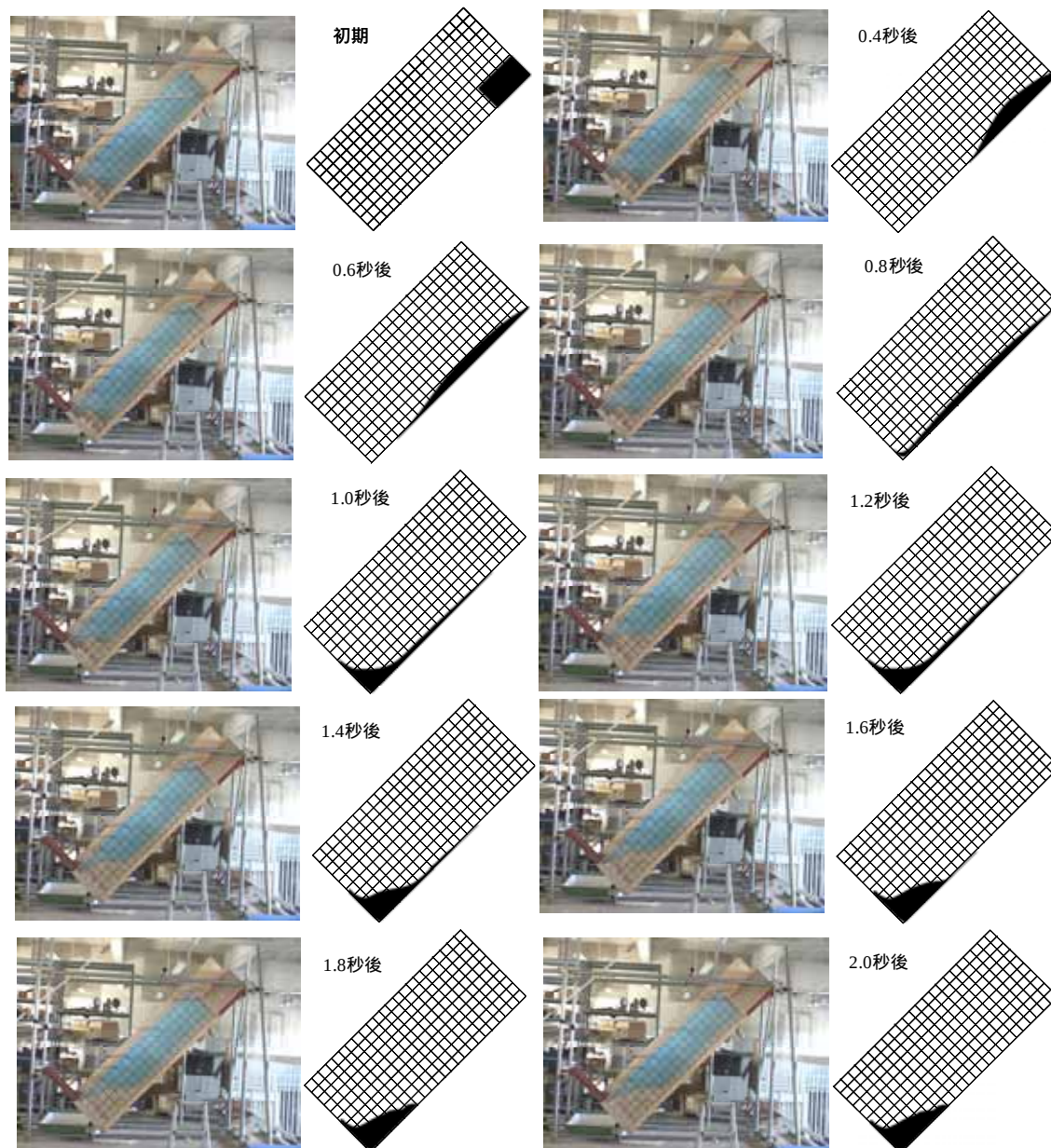
解析結果から得られた衝撃波形は、一部不安定性が見られるが、その部分を除けば、実験結果とほぼ一致する。検証の結果、解析結果の中に見られる不安定性の理由は、砂



図—3 0 解析結果から得られた衝撃力



図—3 1 実験結果から得られた衝撃力



図—3 2 流動中の表面形状の比較

が壁面に衝突した際に、壁面と砂の間に空気が残り、その影響で計算の中で数値不安定性が発生していることが確認された。解析に用いた解析手法では、空気が地盤材料を通り抜けるような効果を考慮していないため、このような結果になったと考えられる。この数値不安定性に関しては今後の課題として残ったが、解析手法が流動土砂の衝撃力を適切に再現できることが確認された。

実験ではビデオカメラを用いて、流動中の砂の形状を観測している。解析でも流動中の形状が計算できるため、両者の比較を行った。図—3 2 は流動中の砂の形状について実験結果と解析結果を示したものである。それぞれの時間で、左がビデオカメラで撮影された砂の流動中の形状であり、右が解析結果である。実験では、形状を把握しやすくするために、アクリル板表面に 10cm 角の格子を書いているため、解析結果にも同様の大きさの格子を表現した。図—3 2 より、解析結果から得られた形状は、各時間で実験結果とよく一致していることが分かる。

3．おわりに

斜面安定解析に関する研究室と現場とのギャップという題目をいただいたにもかかわらず、研究室で実施してきた解析例のみを紹介させていただいた。本文文中でもコメントさせていただいたように、スクリーニングにより防災対策を実施すると決定した現場、もしくは災害復旧する現場については、解析者が要求する地形・地質条件、力学モデル定数を丁寧に調査・決定していただければ、斜面が安定か否かについては、かなり精度良く判断できるようになっていると思われる。

しかしながら、斜面の初期応力条件、地下水位分布、地質の局所性バラツキなど、いくら専門家が丁寧に調査しても真実から遠く離れている場合も多くあると思われる。また、現場から乱さない試料を採取し、再現性のある室内試験を実施するのは極めて難しい。どんなに精緻な力学モデルを提案したところで、室内実験から得られた力学定数が現場の地盤材料の真の力学特性を再現していなければ意味はない。そのような場合には、解析結果の精度は実現象に比べて著しく乖離することになる。解析技術は日々進歩しているが、地盤のモニタージュ（現場調査、室内実験の結果、用意される解析の入力パラメータの総称と理解していただきたい）は、その描き手も含めて、あまり進歩していない、技術が伝承されていない、もしくは上手になるのが難しい分野なのかもしれない。

研究室にばかり長く居ると、現場とのギャップすら認識できなくなる恐れがある。現場実務者の方々の多方面からのご批判とご指導をお願いしたい。

参考文献

- 1) 足立紀尚・岡二三生. 1992. 軟岩のひずみ軟化弾塑性構成式, **土木学会論文報告集**, No.445, pp.9-16.
- 2) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ. 2004. LIQCA2D (2004 年度公開版) 資料.
- 3) 岐阜新聞出版局. 1998. 岐阜県災害史.
- 4) 小長井一男. 2004. 地盤地震災害のデータ・アーカイブス構築のために - 地震災害調査における試み -, **土と基礎**, 地盤工学会, Vol.52, No.1, pp.16-18.
- 5) Moriguchi,S. 2005. CIP-base numerical analysis for large deformation of geomaterials, **Doctorial Thesis, Gifu University**.
- 6) Moriguchi,S., Yashima,A., Sawada,K., Uzuoka,R. and Ito,M. 2005. Numerical simulation of flow failure of geomaterials based on fluid dynamics, **Soils and Foundations**, Vol. 45, No.2, pp.155-165.
- 7) 鷲見武富. 2003. 岩盤斜面におけるくさび型不連続面の安定性評価に関する研究, **岐阜大学学位論文**.
- 8) 鷲見武富・八嶋 厚. 2000. 不連続面位置とくさび効果を考慮した岩盤斜面の安定性評価手法, **土木学会論文集**, №659/ -52, pp.265-276.
- 9) 鷲見武富・八嶋 厚. 2001. 岩盤斜面における水圧と地震力を考慮した不安定なくさび型不連面の検索手法, **土木学会論文集**, №687/ -56, pp.125-138.
- 10) 山口 誠. 2005. ボーリングコアを用いた岩盤不連続面のすべり摩擦角の計測とその応用, **岐阜大学修士論文**.
- 11) Ye,G.L., Zhang,F., Yashima,A., Sumi,T. and Ikemura,T. 2005. Numerical analyses on progressive failure of slope due to heavy rain with 2D and 3D FEM, **Soils and Foundations**, Vol. 45, No.2, pp.1-15.

有限要素法・個別要素法による斜面安定解析の現場への適用

群馬大学工学部 若井明彦

1 はじめに

地すべりの分野に限らず，防災技術における数値解析の役割は近年ますます重要なものとなっている。これは災害多様化への対応や安全性・経済性の追求といった設計本来の目的の充足のほかに，防災対策の将来計画や効果判定に関する行政の説明責任が一層増したことに伴い，より定量的な（一般者に説明しやすい）評価・予測手法が必要となったことが関係している。

一口に数値解析といっても多種多様なものがあるが，解析技術の発展と工学的要求とを鑑みた場合，今日の（あるいは近い将来の）地すべり解析に最も適した数値解析手法のうちの一つは，有限要素法（Finite Element Method，以降 FEM と略）であろう。本稿では FEM に基づく斜面安定解析の考え方を紹介するとともに，これを現場に適用する際の課題について列挙する。FEM に基づく地すべり解析について包括的に解説した成書としては文献 1)，また土の構成モデルを含む弾塑性 FEM の理論と実践については文献 2) が参考となる。最後に，斜面を不連続体としてモデル化した数値解析の一例として個別要素法（Distinct Element Method，以降 DEM と略）の例を紹介する。

2. FEM による斜面安定解析 ～主に地震時安定問題を題材に～

2.1 LEM と FEM（変形の取扱い）

地盤内のある薄い層ないし地質構造的な不連続面で塑性化が生じ，その塑性領域が空間的に連続して面を形成した時，その面で囲まれた上部土塊が重力等の影響で運動・崩壊することがある。この運動の不連続面をすべり面という。斜面の安定性評価の計算法として従来から用いられている極限平衡法（Limit Equilibrium Method，以降 LEM と略）は，仮定した上部土塊の滑動力とすべり面上に発揮されうるせん断抵抗力—手法によっては，すべり土塊の内力を加味して—の大小関係から安全率を評価するものである。FEM に比べて LEM は計算が格段に簡単であるが，適切なすべり機構と内力分布を仮定しない限り，厳密解が得られる保証はない。ただ安全率に関して言えば，既往の研究成果から LEM でも工学的にほぼ十分な精度を有する解を得ることが可能である。しかし，これ以外に，そもそも FEM には考慮できて LEM では考慮でき

ない重要な物理量が一つあることを忘れてはならない。それは「変形」である。

変形を扱えないということは、変形の具体値が重視される現象の予測が困難だということである。例えば、すべり土塊の移動に伴う地すべり抑止杭のたわみ変形がすべり面位置でのせん断抑止力を生むことから分かるように、地盤と構造物との相互作用を適切に評価するためには、変形を考慮した FEM などの解析手法の採用が望まれる。LEM ではすべり面での不連続的な運動を仮定するだけで、そこから現実的な変位量を算出することができない。また地震時の過大な残留変形のように、必ずしもすべり面を伴わない変形・破壊現象は LEM ではまったく手に負えないことになる。

FEM ではすべり面を単なる不連続面として扱うのではない。不連続面となるに至った過程を変形問題として再現する。初生すべりなどの場合、すべり面の形成過程の多くは進行性破壊であるため、FEM でもそのような過程が再現される。図-1(a)は崩壊した斜面、図-1(b)は斜面が崩壊する寸前の状態を示した模式図である。これらをもとに、すべり面近傍の土の応力状態を検討してみよう。

土の応力ひずみ関係が、後述の弾完全塑性モデルという単純なモデルで表されると仮定すると、図-1(b)の A 点と B 点における応力状態はそれぞれ図-1(c)と(d)のように模式的に表される。B 点における応力はせん断強度に達していないが、降雨や地震などにより条件が変化することで、将来せん断強度に至る可能性がある。B 点の土が塑性化することとは、すべり面が B 点まで達することである。

このように全体系の崩壊と各点における土のせん断破壊とが関連付けられる。なお、再滑動型の地すべりなど、過去にすべり面が形成されている場合、すべり面を構成する土のせん断強度には残留強度を採用すべきであろう。各点の土がせん断破壊を生ずるか否かを判定するには、土に作用する応力（力）とひずみ（変形）をそれぞれ知る必要がある。そのためには地すべり斜面の安定解析を、固体の変形問題として力学的に定式化すべきである。

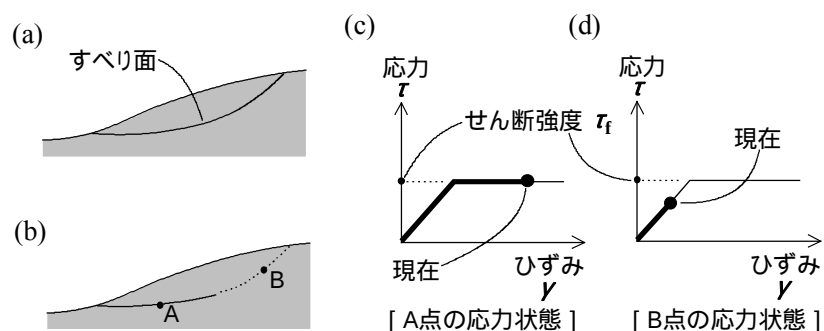


図-1 すべり面の応力状態の模式図．

2.2 LEM + 震度法の安全率 F_s と動的弾塑性 FEM の残留変位量の関係（地震時）

前節では LEM の問題点を指摘したが、LEM+震度法で安定計算をすることが現実の地震時残留変形とまったく無関係な方法であるかという点、そういう訳ではない。地震時の斜面の残留変位予測を例に、このあたりを確認してみよう。もちろん、定量的な許容変位量に基づいた耐震設計法、あるいは対策工の効果などを適切に評価する場合は FEM が便利であるが、より簡便に地震時危険箇所把握のスクリーニングなどを行う場合には、震度法を踏まえた LEM で対処する方法が便利かも知れない。

動的弾塑性 FEM の解析対象として図-2 のような単純な盛土斜面を想定しよう。1:1.8 勾配の均一な盛土の下端に強制的に水平地震力を入力して、地震後の法肩の残留変位量を求める。入力地震波形を図-3 に示す。土の構成モデルには鵜飼・若井による簡易繰返し載荷モデル³⁾（以降、UW モデルと略）を採用した。パラメトリック・スタディに用いる材料定数は表-1 のような値を基本値とした。同表では省略したが、動的変形特性に関連するパラメータには、一般的な砂の h - γ 関係を再現する値を設定した。

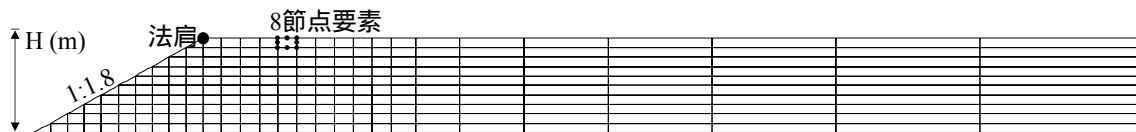


図-2 高さ $H(m)$ 、勾配 1:1.8 の斜面の有限要素メッシュ（下端に水平地震動入力）。

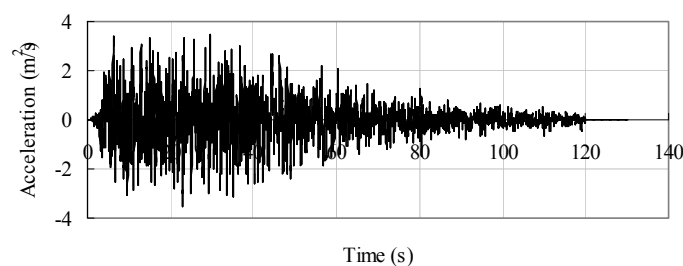


図-3 日本建築センター波（レベル 2 相当）。

表-1 動的弾塑性 FEM 解析（UW モデル）に用いた定数。

$E(kN/m^2)$	ν	$c(kN/m^2)$	$\phi(deg)$	$\psi(deg)$	$\gamma(kN/m^3)$
仮定 V_s に基づく(操作変数)	0.3	(操作変数)	(操作変数)	0	19.

図-2 の H をここでは 5, 10, 15m にそれぞれ変えた場合について, 何通りかの V_s , c , ϕ をそれぞれ仮定した動的弾塑性 FEM の結果を図-4, 5, 6 に示す。各図の縦軸は法肩の残留変位量 δ (水平, 鉛直の合成絶対値) を斜面高さ H で除した値を, 横軸は FEM で仮定した強度定数 c , ϕ の値に基づいて全体安全率 F_s を計算した場合の値を, それぞれプロットしたものである。なお F_s 算定の斜面安定計算の際には, 水平震度 $kh=0.25$ を与え, FEM によるせん断強度低減計算アルゴリズムを適用している。これらは LEM とほぼ等しい安全率の値が得られていると考えて良い。斜面の高さ H が高くなるほど, δ/H はやや大きめになるが, 安全率の変化とともに残留変位量が変化する関係が分かりやすく示されている。許容変位量に基づいて耐震性評価を行う場合などにこれらの図が参考となるかも知れない。

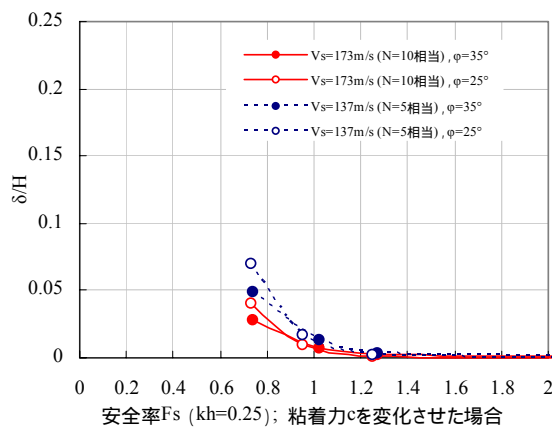


図-4 $\delta/H \sim F_s$ 関係($H = 5m$ の場合)。

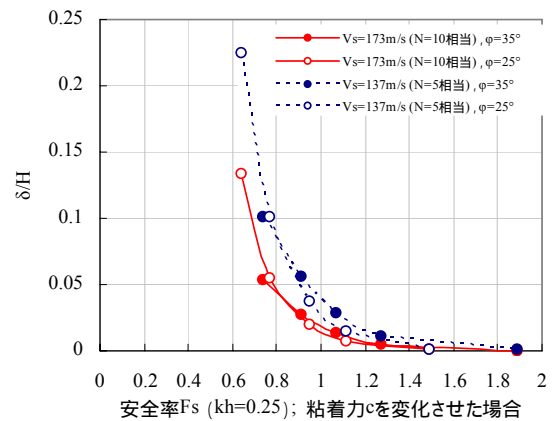


図-5 $\delta/H \sim F_s$ 関係($H = 10m$ の場合)。

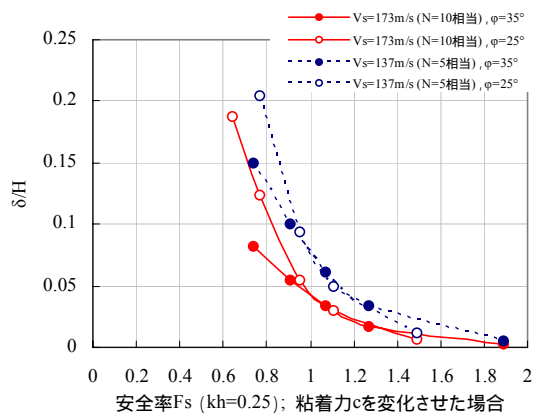


図-6 $\delta/H \sim F_s$ 関係 ($H = 5m$ の場合)。

なお、LEM で残留変位予測を行うための便法として、LEM で得られた限界震度をもとにすべり面に沿った相対変位を剛塑性的に積分計算するいわゆる Newmark 法などがある。Newmark 法に基づき図-4、5、6 と同様の傾向を導くこともできる。すべり線に沿った変位が卓越する場合など、仮定した力学機構が現実の被害状況をよく表現しているときには、ある程度合理的な予測値を与えることが想像される。

2.3 FEM による斜面の地震被害シミュレーションの例

動的弾塑性 FEM により斜面の地震被害シミュレーションを行う際のポイントを整理しながら、各ポイントに密接に関わる解析事例をそれぞれ紹介しよう。

(a) 解析ポイント：残留変位置

FEM による地震被害シミュレーションとして最もポピュラーな解析は、地震後にどの程度の残留変形が生ずるのかを予測することである。

このような解析事例として、兵庫県南部地震で被災したある鉄道盛土の FEM 解析例（図-7）を紹介しよう。UW モデルに基づく全応力解析がなされている。盛土部については揺すり込み沈下を表現するためのダイレイタンシー特性が考慮されている。地震後の残留変形状の予測結果を図-8(a)に示す。実測との一致度が良好なことが既往の研究³⁾で確認されている。このような解析により、許容変位置に基づく土構造物の耐震性評価を行うことが可能となる。また最大せん断ひずみの分布（図-8(b)）により、どの部分が地震中に大きな塑性変形を生ずるのかを視覚的に把握することができ、斜面の地震時崩壊機構を検討することが容易となる。斜面に擁壁が隣接する場合、補強材などを使用している場合など、それらの構造物に作用する各種内力や相互作用力（土圧等）についても照査できる。

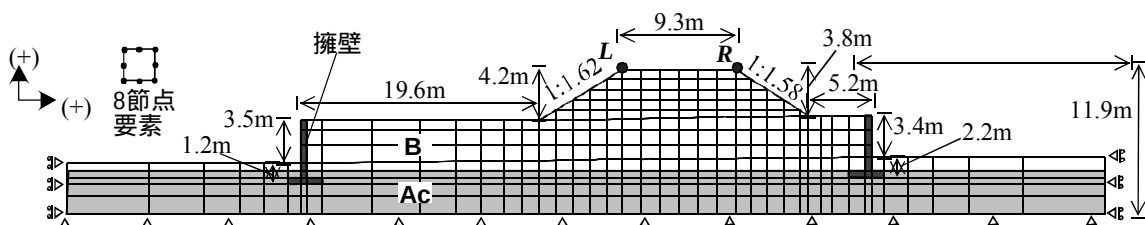
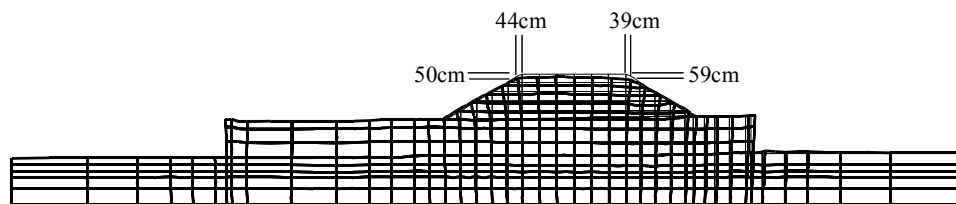
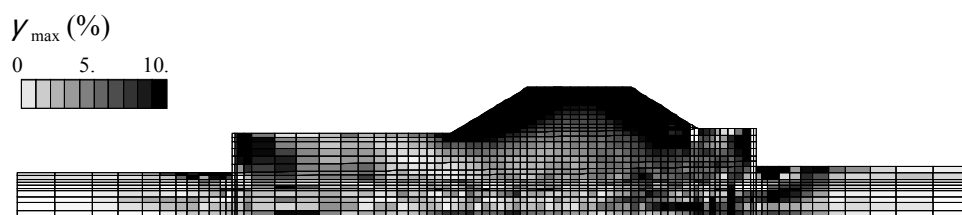


図-7 動的弾塑性 FEM による鉄道盛土の残留変位予測。



(a) 残留変形性状



(b) 最大せん断ひずみの分布

図-8 地震後の盛土の被害状況 (FEM による予測結果)。

(b) 解析ポイント : 斜面崩壊の再現

地震後に斜面が大規模に崩壊する事例では，残留変位量を定義することが難しい。これを表現するには土のひずみ軟化特性を考慮した構成モデルを採用する必要がある。図-9 は新潟県中越地震（2004）で発生した造成宅地の谷埋め盛土部分の崩壊事例の FEM シミュレーションの結果⁴⁾である。

FEM に用いた地盤定数は現場の表面波探査の結果に基づいた。斜面が地震中に強度低下し，自重を支えきれずに崩壊する現象を直接表現することを試みた。これは前項のような通常の動的弾塑性 FEM ではこれまで対象としてこなかった種類の被害形態である。従来，FEM は不連続的かつ壊滅的な崩壊現象の再現は不得手であることが指摘されてきたが，少なくとも崩壊現象そのものに関しては，土の構成モデルにひずみ軟化特性を考慮することで，ある程度再現が可能であることが示された。これは液状化がより明確な崩壊要因となっている場合にも当てはまる。全応力解析の場合，構成モデルの構築段階で液状化強度曲線などを考慮する⁵⁾ことで，液状化の顕著な斜面崩壊事例もある程度再現することが可能であるが，より厳密な予測を試みるのであれば，さらに精緻な液状化構成モデルを用いた有効応力解析が望まれる。ただし，いずれの場合も，地盤が流動を開始した後の大きな変状については，やはり固体力学を前提とした FEM では適用限界がありそうである。

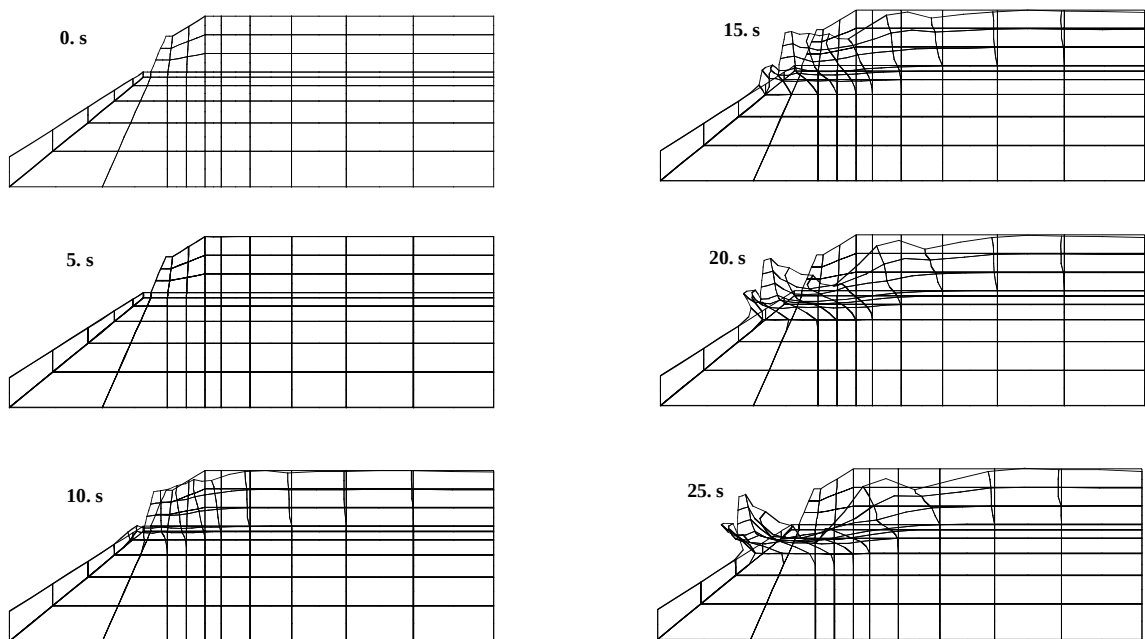


図-9 谷埋め盛土の地震崩壊シミュレーション（盛土左端はコンクリート擁壁）.

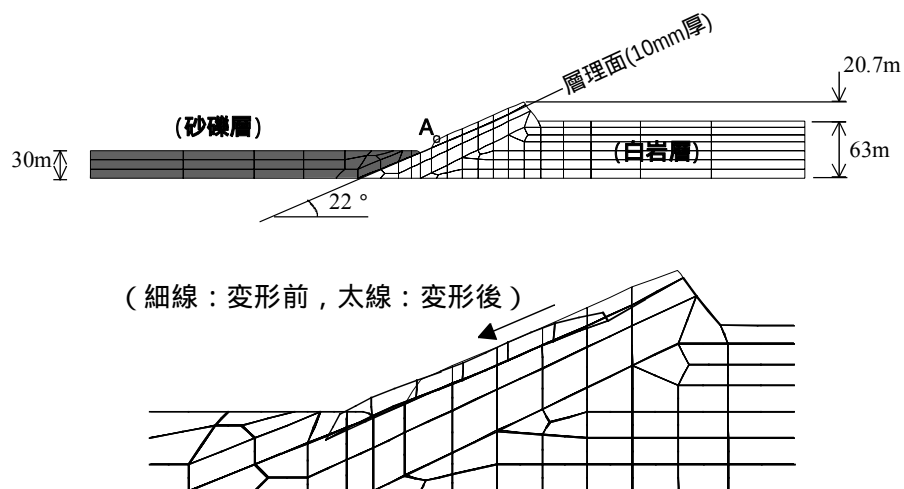


図-10 流れ盤斜面の地震崩壊シミュレーション .

(c) 解析ポイント ：地質構造上の弱面

地すべり斜面など山間地の地震時斜面崩壊を FEM により再現する場合の一つの重要なポイントは不連続面の考慮である。FEM では再滑動型地すべりの既存すべり面や岩盤内の層理面などを薄層の有限要素等でモデル化する場合がある。

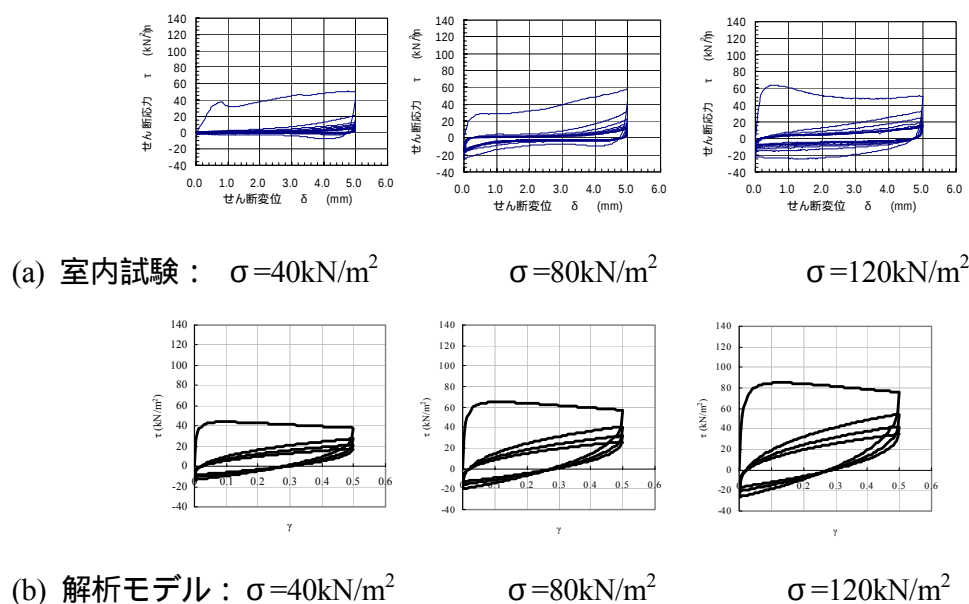
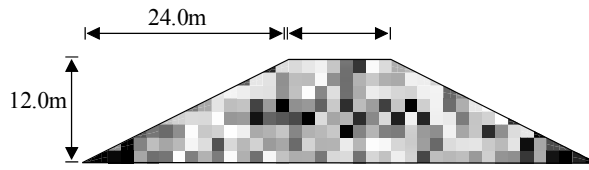


図-11 層理面の室内繰返し載荷試験を図-10 に用いた解析モデルで再現した結果。

図-10 は層理の走向傾斜と斜面勾配とが近い斜面，いわゆる流れ盤斜面の地震時崩壊シミュレーション⁶⁾（新潟県中越地震時）の例である。地震により層理面を境に上部岩塊が崩落している。図-11 はこの斜面で採取した層理面要素の室内繰返しせん断試験結果および今回の構成モデルによる再現である。本モデルにより層理面の力学特性が適切に表現されている。

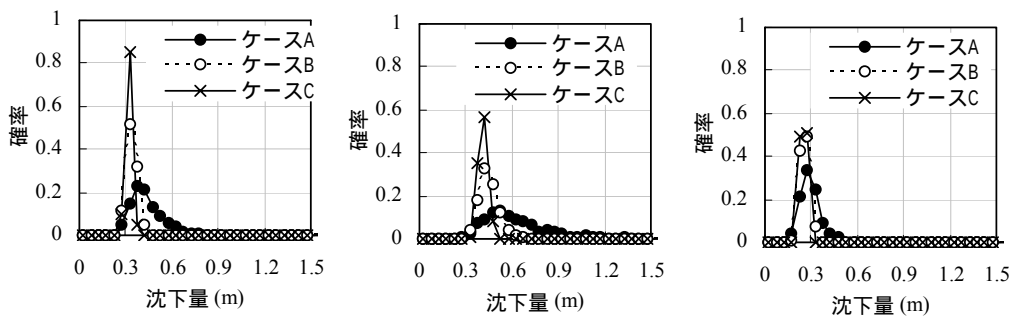
2.4 不均質な物性値，物性値の不確実性 ～最近の取組み

性能照査を基本とする耐震設計の枠組みが整備される中，さらにリスク管理の観点から予測結果の信頼度を確率的に意識した設計を行う（いわゆる信頼性設計）ための試みが最近行われている。若井ら⁷⁾は不均質な地盤材料からなる土構造物（図-12）のモンテカルロ・シミュレーションを実施し，地震時残留変形量に着目した種々の解析的検討を行っている。材料の品質としての不確実性は地盤パラメータ（ヤング率と内部摩擦角）をガウス確率分布として与えた。一方，空間における不確実性すなわち不均質性については，同一パラメータを与える要素群の広さを変化させた場合と，指数関数モデルを仮定した自己相関係数に基づく場合の双方について検討した。兵庫県南部地震時の神戸海洋気象台 NS 波を入力した際の土構造物の天端の残留沈下量について，モンテカルロ・シミュレーションの結果を整理した一例が図-13 である。



(ヤング率と内部摩擦角の自己相関距離 $L = 3.0\text{m}$)

図-12 解析対象とする土構造物の形状と物性値の不均質性 .



(a) 天端全域の平均値

(b) 左右法肩の平均値

(c) 天端中央

図-13 1000 回試行後の盛土天端の沈下量の確率分布 (例) .

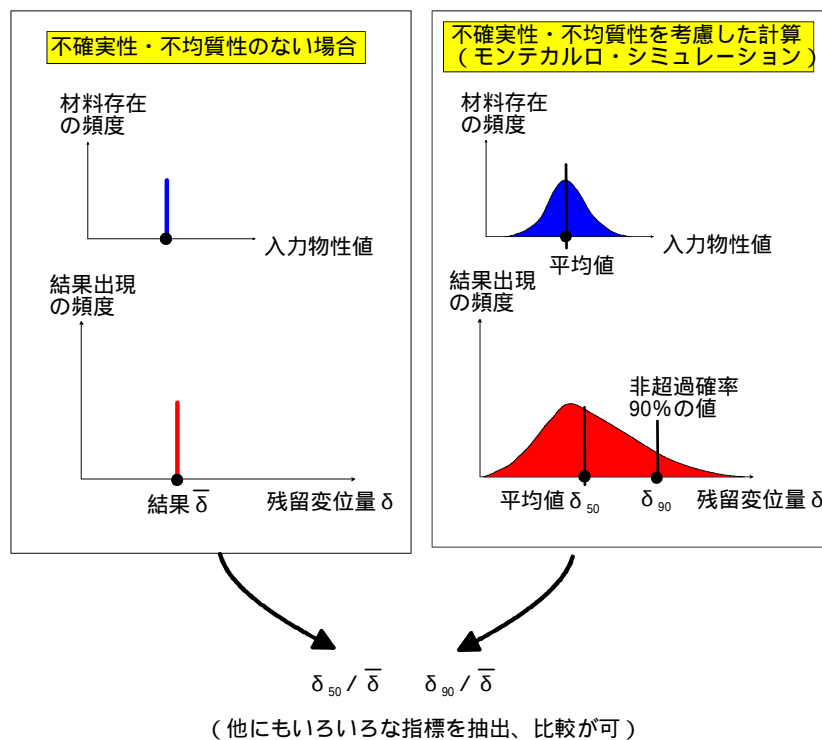


図-14 土構造物の耐震性能に関する品質保証的視点からの考察のイメージ .

この研究ではいくつかの重要な知見が指摘されている。対象とする土構造物の物性値の平均的な値を用いた均質モデルの解析結果（残留変形量）と比べて、モンテカルロ・シミュレーションにより得られた残留変形量の確率分布の平均値は“常に大きい”ということである。仮定した不確実さの度合いによりこの傾向の強弱は変わると思われるが、土構造物の耐震性能に関する品質保証（信頼性設計）的視点からの考察を行う場合、図-14のようなアプローチ⁸⁾がありうることを示唆している。

また、不均質性ということではないが、上記の事実は別の問題も提起している。地盤調査ならびに沈下予測の方法により信頼度、精度が大きく異なることを適切に評価すべきである点である。例えば既往の文献に基づく物性の推定値や簡易な調査結果しかない場合と、現場採取試料の室内試験結果が数多くある場合とでは、明らかに地盤情報に関する不確実性が異なる。それぞれを基にして予測された結果の重みも大きく異なると思われる。同様の議論は、前節で示したような LEM などによる簡易な予測結果と厳密な FEM 解析の結果とを比較する場合にも当てはまる。このような視点は、斜面の性能設計あるいは信頼設計において今後重要になる可能性がある。個々の斜面周囲の保全対象の重要度、用途、費用対効果などを踏まえて、どの程度の調査密度、調査レベルが望ましいか、またどのように簡易予測と厳密解析とを使い分けるか、設計者の手腕が問われよう。

3. DEM による崩壊土砂到達範囲の検討例

FEM といった固体力学に基づく解法では、地震後の残留変位量や崩壊位置、崩壊土量を推定することはできても、崩壊した後の土砂の到達距離に関する予測は不可能である。しかし、新潟県中越地震のように山間地地震を考える場合、急傾斜地近傍の家屋等がどの程度危険なのかを判断する上で、このような検討は欠かせない。図-15 はこのような地震時がけ崩れ被害予測への応用を念頭に、個別要素法（DEM）により崩壊土砂の到達距離の数値シミュレーションを試みた例⁹⁾である。

DEM など多くの不連続体解法に共通して言える課題としては、要素間の力学特性を操作する各種パラメータの適切かつ簡易な設定方法の確立であろう。しかし、このような不連続体解法は変形が小さいうちは FEM のように連続体としてふるまい、大きく変形、崩壊、流動化する場合など、FEM で表現しきれない現象を視覚的に再現することが容易である。FEM などを補完する意味で将来的に有望な数値解析手法の一つではないかと考えられる。

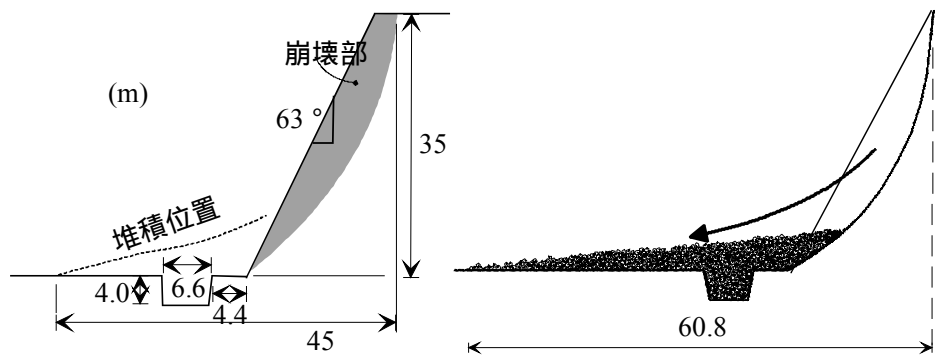


図-15 DEM による崩壊土砂の移動・堆積過程の予測。

参考文献

- 1) 日本地すべり学会編 (2006): 有限要素法による地すべり解析, 山海堂 (2006.8 発刊).
- 2) 地盤工学会編 (2003): 地盤技術者のための FEM シリーズ / 第 1 巻 はじめて学ぶ有限要素法, 第 2 巻 弾塑性有限要素法がわかる, 第 3 巻 弾塑性有限要素法をつかう, 地盤工学会.
- 3) Wakai, A. and Ugai, K. (2004): A simple constitutive model for the seismic analysis of slopes and its applications, Soils and Foundations, Vol.44, No.4, pp.83-97.
- 4) 若井明彦・釜井俊孝・鵜飼恵三 (2005): 高町団地における盛土崩壊事例の有限要素シミュレーション, 宅地地盤の安全性と性能評価に関するシンポジウム論文集, 地盤工学会, pp.25-30.
- 5) 若井明彦・鈴木智貴・田村昌仁・林 宏一 (2006): 表面波探査結果に基づく緩傾斜斜面の地震崩壊シミュレーション, 第 41 回地盤工学研究発表会 (印刷中).
- 6) 若井明彦・鵜飼恵三・尾上篤生・樋口邦弘・黒田清一郎 (2006): 層理面に沿った地震時斜面崩壊に関する有限要素シミュレーション, 第 41 回地盤工学研究発表会 (印刷中).
- 7) 若井明彦・鵜飼恵三・谷茂 (2005): 不均質な土構造物の地震時残留沈下量に関する信頼性設計のための基礎的研究, 応用力学論文集, Vol.8, pp.663-672.
- 8) 土構造物の地震時における許容変形と性能設計に関する研究委員会 (2006): 土構造物の地震時における性能設計法の現状と今後の展望, 第 41 回地盤工学研究発表会ディスカッションセッション資料 (印刷中).
- 9) 若井明彦・鵜飼恵三・清水義彦・長田健吾 (2004): がけ崩れによる土砂到達範囲の DEM シミュレーションと簡易予測法の提案, 日本地すべり学会誌, Vol.40, No.5, pp.6-16.

逆解析と順解析の適用限界

(株) 阪神コンサルタンツ 植田康宏

1. はじめに

筆者は、昨年 5 月に南九州支店（宮崎市）に転勤した。転勤した直後の平成 17 年 9 月 5、6 日と、宮崎県民でもめったに経験したことのないような大型の台風 14 号に遭遇した。詳細は他の報告¹⁾²⁾に譲るが、宮崎県内ではその被害数、被害規模いずれをとっても未曾有の土砂災害が発生した。宮崎市内（総雨量 607mm）でも、時間雨量 10mm（最大時間雨量 34.5mm）を超える雨と風速 10m/s（最大風速 21.1m/s）を超える風が丸 2 日間続き、四国、関西で育った筆者としては今までにない恐怖の体験であった。

台風一過の 9 月 8 日に、当社で平成 16 年度に担当した地すべり対策事業が当時工事中（応急対策工は完了）であったことから、状況を確認するために県土木事務所の職員に同行して現地に入った。場所は、宮崎県東臼杵郡椎葉村尾崎である。この現場に最も近い「神門」のアメダスデータでは総雨量 1,321mm（9 月 4 日～6 日）を記録している。途中、目的とする現場の手前約 30km のところで土砂崩れが発生しており、そこで車を降り徒歩で土砂崩れの現場を越えた。あとは、徒歩で現場までと覚悟したが、途中の村落では地元の人々の協力で、車で移動することができた。しかし、残り 10km というところで再度土砂崩れにより、それ以上車で行くことはできなかった。結局その後は、現場まで徒歩で行った。その間、目にしたのは大小様々な路肩決壊や土砂崩れである。途中、平成 16 年災による災害復旧の工事現場もあったが、そこも仮設足場等が新たな土砂崩れによって崩落していた。そのような状況のなか、目的地に到着したが、当社の担当した現場は外見上健全であり、ほっと胸をなで下ろした。

当社では、今回の台風 14 号による土砂災害に対する災害復旧業務を何件か担当した。本文では、今回およびこれまでの実務経験を踏まえて、本文のテーマである、逆解析と順解析の適用限界についての話題提供を行いたい。

2. 逆解析と順解析の目的

本文では、シンポジウムのテーマにそって地すべり解析で一般的に用いられる極限平衡法を対象とする。

まず、順解析・逆解析の定義をしておこう。順解析が、室内土質試験や比較的小規模な原位置試験等から土質定数（強度定数：粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ ）を決定し、ある安全率算定式を用いて安全率を決定することに対し、逆解析は、順解析では出力結

果であった安全率を入力データとして、逆に強度定数を決定するものである。これは、地すべり解析に限らず、応力 - 変形解析や浸透解析等でも、一般的に使われている用語である。

しかし、ここで注意しなければならないのは、逆解析の目的は単に土質定数を求めることではない。主目的は地すべり対策工の設計に供することであり、求まった土質定数に基づいて、例えば逆解析を行ったケースと異なった条件下（地下水位が低下した、対策工を施工する等々）での安全率を評価することである。すなわち、順解析では計算結果が安全率であるのに対し、逆解析では安全率が入力データとなることから「順解析」「逆解析」と区別されているが、大局的に見れば、順解析も逆解析も現状の安全率を評価し、さらにその後の対策工の検討のために安全率を評価するという点では、目的は同じである。単に、順解析が室内試験等の要素試験に基づいて土質定数を評価しているのに対し、逆解析では実際に起こった地すべり現象（いわば実物大の実験）に基づいて土質定数を評価しているという違いだけで、どちらも土質定数を評価して安全率を求めるという点では同じである。

3．逆解析と順解析の適用限界

3．1 順解析の適用限界

地すべり解析で要求されることは、まず順解析にしる逆解析にしる現状の安全率を正しく評価しているか否かである。現状の安全率とは、例えば何の変状もきたしていない健全な自然地山に対しては安全率 1.0 以上であるとは言えても、数値を特定することはほとんど不可能である。しかし、地すべりが発生したあるいは運動中である等の破壊斜面の安全率を推定することは可能である。これは実務でよく用いられているように、活動状況に応じて $F_s=1.0 \sim 0.95$ の範囲で設定される³⁾。すなわち、まずは目下の対象とする地すべり現象に対して、順解析、逆解析いずれの手法で解析を行うかによらず、現状の安全率が、活動したもしくは活動中であるということから、上記の安全率を満足していなければならないのである。

この視点に立てば、逆解析は、目下の地すべり現象に対して、安全率をあらかじめ決めて入力データとするわけであるから、活動状況に応じて適切な安全率を決めてやれば、求まった強度定数は現状の安全率を満足していることに異論はない。

一方、順解析では、土質試験等で評価した強度定数を用いて安全率を評価してやるわけであるから、結果的に上記の安全率となる場合もあるかもしれないが、必ずしも現状の安全率を正しく評価できる保証はない。さらに、土質試験（力学試験）で評価するということは、少なくともすべり面位置での不攪乱試料のサンプリングが必要となる。地すべりが発生するような自然地山は、大小様々な粒径の材料で構成される不

均質な状態が一般的である。このような状況では、まず不攪乱試料のサンプリングが困難である。たとえサンプリングが可能となったとしても、地すべりは一般に規模が大きいため、すべり面全域に渡って一様な土質・岩質材料で構成されていることはまずなく、数少ない土質試験ですべり面全域に渡る強度定数、もしくは代表値を特定することは大変困難である。これが、土質試験結果に基づく順解析では、現状の安全率を評価できない、と指摘される所以である。

また、災害復旧業務のように緊急を要する場合には、実験的手段を講じる十分な時間的余裕がないケースが多いことも、順解析の適用限界として指摘されよう。

3.2 逆解析の適用限界

一方、逆解析で評価される強度定数は、どのような位置付けになるのであろうか？上記のように自然地山は不均質であることから、逆解析で求めた強度定数が地山の真の強度定数でないことは明らかである。逆解析の主目的は、2章で述べたように地すべり対策工の設計であることから、求めた強度定数はあくまで設計定数（デザインパラメーター）と考えるべきである。すなわち、求めた強度定数が、真の値か否かにかかわらず地すべりを生じた地山の現状の安全率を評価できる値である、ということである。

ところで、実務で一般的に用いられている逆解析法は、与えられた現状安全率のもとに、経験的に c 、 ϕ の一方を定め、他方を次式で示される簡便分割法を用いて計算で求める方法である。

$$F_s = \frac{cL + \tan \phi \sum (N - u\ell)}{\sum T} \quad (3.1)$$

（用いた記号は常識的なものであり、その説明は割愛する）

そして、この方法として多用されているのは、いわゆる $c = D$ (kN/m^2) 法⁴⁾、(c ：粘着力、 D ：すべり面鉛直最大層厚(m))である。しかし、上式の c は一軸圧縮試験の q_u から算定された経験上の値⁵⁾であることに注意されたい。よってこれは、非排水強度 c_u を意味するもので、全応力解析の立場で用いられるべき定数となる。したがって、有効応力の立場で書き表された式(3.1)の c 、 ϕ とは当然区別されるべきであるが、多くの地すべり関係の文献や実務において、この曖昧さにはあまり関心が払われていないようである。

4．合理的な地すべり地強度定数の逆解析法

前章で述べたように，順解析で地すべり対策工の設計を行おうとした場合，自然地山に対してはその適用限界はほとんど解決不可能な問題点であることが分かる。これに対し，逆解析では，実務で多用される慣用法の適用限界は，より合理的な逆解析法を採用することで解決可能な問題であると考ええる。そこで，本章では，地すべり地強度定数の合理的な逆解析法として提案されている山上・植田法⁶⁾を紹介する。

4．1 逆解析法の満たすべき条件

ここで対象とする地山は強度定数に関して均質・等方性であると仮定する。いうまでもなく自然地山は極めて複雑な様相を呈しており，決して一様な強度定数を有している訳ではない。しかし，そのような非均質な分布を示している強度定数をただ一組の c ， φ で表現する（代表させる）とするならば，それはいかなる値であろうか，といった発想がそもそもの逆解析法の根幹に流れているはずである。したがって，この仮定は首肯されねばならない。もっともこの仮定はあくまですべり面に沿っての話であって，地すべり土塊といえどもすべり面以外の部分が非均質であることはいっこうに差し支えない。

さて，円形・非円形すべり面場，また2次元・3次元場にかかわらず，実務面で多用されている安全率算定式は次の形に要約することができる：

$$F = f(c, \varphi, M, F) \quad (4.1)$$

ここに， F はあるすべり面に沿う安全率の値， M はすべり土塊の自重や表面に作用する外力を意味する。また関数 f は安全率算定式であって，上式はこれが粘着力，内部摩擦角，自重を含む外力および安全率そのもので構成されていることを表現している。

いま，図-4.1 において曲線 $A0B$ が与えられた当該すべり面であるとする。すなわち，この面に沿って地すべりが発生直前，もしくは活動中にあるものと仮定する。そしてここではこのすべり面を現状すべり面と呼ぶことにする。現状すべり面はこの斜面において最も安全率の小さいすべり面である事実には注意されたい。このとき，強度定数



図-4.1 現状すべり面

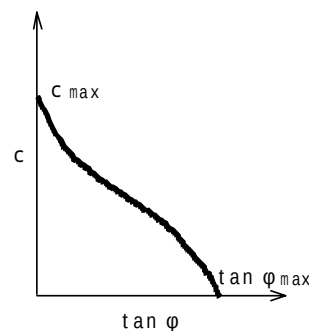


図-4.2 $c - \tan \varphi$ 関係

を逆算するためには、まず現状安全率 F_0 の値を推定しなければならない。通常、 F_0 は地すべり運動が停止しているか発生直前であれば 1.0 に、また活動中であれば 1.0 ~ 0.95 程度にとられている。いずれにせよ一般に次式を書き下すことができる：

$$F_0 = f(c, \varphi, M, F_0) \quad (4.2)$$

与えられた現状すべり面に上式を適用したとき、未知量は c, φ だけであるから、これより図-4.2 の模式図に示すいわゆる $c - \tan \varphi$ 関係を定めることができる。すなわち逆算によって求めるべき c, φ はこの曲線の上のどこかの点でなければならない。ここで、のちの便宜のため式(4.2)の現状安全率 F_0 を満たす c, φ のうち、おのそのそれらの最大値を図-4.2 に示したように $c_{\max}$ と $\varphi_{\max}$ で表しておく。

以上の議論を要約すれば、逆算によって求めるべき c, φ は次の 2 つの条件を満たしていなければならないということになる：

- 求めるべき強度定数は、

- a) 採用された安全率算定式に応じて定まる $c - \tan \varphi$ 関係を満足し、かつ
- b) 現状安全率 F_0 がその近辺の試行すべり面群の中で最小の安全率となるものでなければならない。

4.2 逆解析法の原理

図-4.3 は縦軸に一般的な安全率 F をとった、強度定数と安全率の 3 次元空間である。図で曲線 PQ は現状安全率 F_0 のもとでの c と $\tan \varphi$ の存在しうる範囲を示している。はじめに、先述の条件 b) すなわち現状安全率を考えるすべり面が、少なくともその近辺の試行すべり面群の中で最小の安全率を与えるものでなければならないという要請を満たす方策を考える。このためには、まず現状すべり面以外の任意の仮定すべり面について、図-4.3 の曲線 PQ に沿って安全率がどのように変化しているかを調べる必

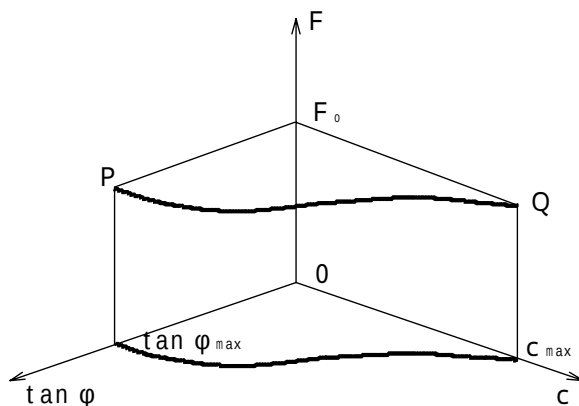


図-4.3 ($F_s, c, \tan \varphi$) 空間

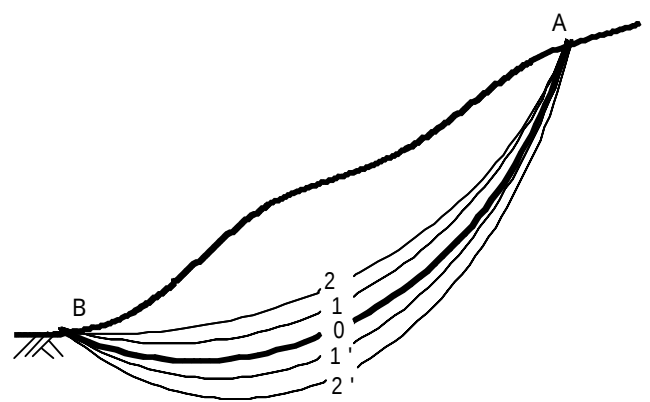


図-4.4 現状すべり面と試行すべり面群

要がある。ただしここで、現状すべり面以外の任意のすべり面の選び方に1つの制約を課せると都合である。すなわち、図-4.4において曲線 A0B を現状すべり面とするとき、他の任意の仮定すべり面は、曲線 A0B の近傍にそれとよく似た形状となるように生成する。

さて、図-4.4 で現状すべり面 A0B 以外の任意のあるすべり面に関して、式(4.1)の安全率 F が次のように表されたものとしよう：

$$F = f(c, \varphi, \underline{M}, F) \tag{4.3}$$

ここに、下付きバ - の付された記号は、現状すべり面以外の試行（仮定）すべり面で評価された値であることを意味する。この式で $c, \tan \varphi$ を図-4.3 の曲線 PQ に沿って変化させたとき、つまり条件 a) を満たすように変化させたとき、 F の分布はたとえば図-4.5 に示す線分 RIS のような定性的傾向を持つと予想される。これをわかりやすく $F - c$ および $F - \tan \varphi$ 座標系で2次的に図解したものが図-4.6 である。ところが、条件 b) の要請より、常に次式を満たさなければならない：

$$F \geq F_0 \tag{4.4}$$

式(4.4)の意味するところは、要するに求めるべき c, φ が図-4.6(a), (b) を参照して、それぞれ

$$\left. \begin{array}{ccc} c_I & c & c_{\max} \\ 0 & \tan \varphi & \tan \varphi_I \end{array} \right\} \tag{4.5}$$

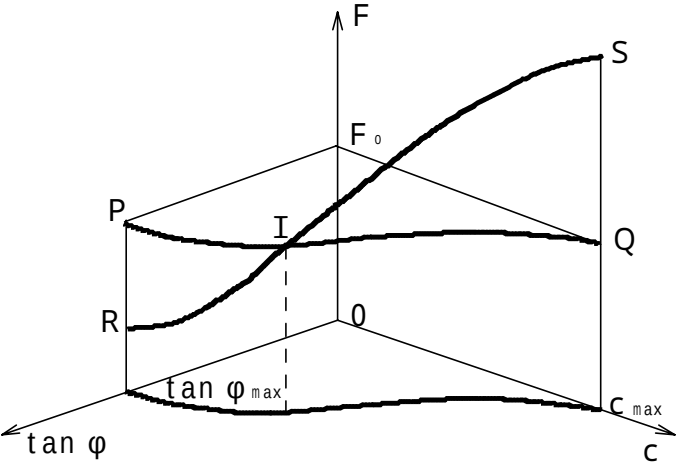


図-4.5 $c - \tan \varphi$ 関係に伴う試行すべり面の F の変化

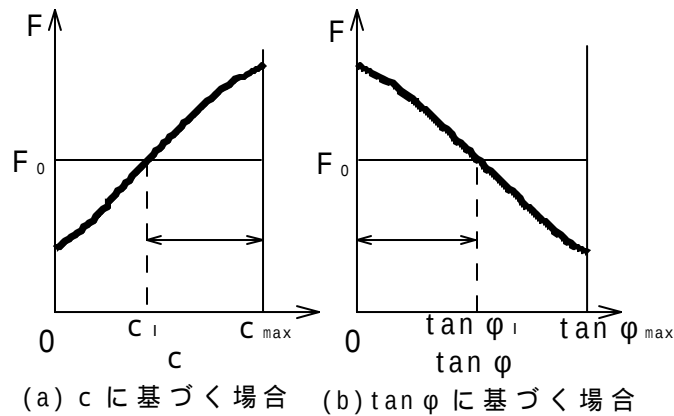


図-4.6 強度定数の存在範囲の制限

の範囲に存在しなければならないということである。もし F の分布を表す曲線の勾配が図-4.6 とは逆の関係になれば、 c 、 φ の存在範囲は上式とは逆に

$$\left. \begin{array}{ccc} 0 & c & c_I \\ \tan \varphi_I & \tan \varphi & \tan \varphi_{\max} \end{array} \right\} \quad (4.6)$$

となろう。いずれにせよ一本の試行すべり面から、式(4.4)により、求めるべき強度定数の存在範囲は大幅に制限されると思われる。そこで図-4.4 に示したように、現状すべり面の近傍でそれより上方と下方にそれぞれ適当な数の試行すべり面を仮定し、それらのおののについて式(4.5)もしくは式(4.6)を定めてやれば、正しい c ないし $\tan \varphi$ の存在範囲が極端にせばめられ、精度上ほとんど問題のない値の強度定数を逆解析することが可能となる。

以上が山上・植田法による逆解析法の骨子である。式(4.1)の安全率算定式にいずれを採用するかによって、細部においてかなり異なった対応が必要ではあるが、いずれも上述した基本概念で逆解析可能である。そして筆者らは、安全率算定式として、円弧すべりを対象とした簡便分割法⁷⁾と Bishop 法⁸⁾、また非円形すべりを対象とした複合すべり面法⁹⁾、Janbu 法¹⁰⁾、Morgenstern-Price 法¹¹⁾及び Spencer 法¹²⁾、さらには山上・植田法を 3 次元場に拡張すべく 3 次元簡易 Janbu 法¹³⁾をそれぞれ採用した逆解析法を展開してきた。

このように、各種安全率算定式を対象に、山上・植田法を展開したのは以下の理由によるものである。すなわち、逆解析法を採用して地すべり対策工の設計を行う際に最も注意すべきことは、逆解析に採用する安全率算定式と対策工を検討する安全率算定式とは同じものでなければならない、という点である。逆解析の目的は、地すべり対策工の設計にあるわけであるが、どのような対策工を講じる場合でも、いずれかの

安全率算定式が採用されることになる。そこで、その式を用いて強度定数を逆解析することによって、逆解析の過程で取り込まれるであろう安全率算定式の不正確さに起因する誤差が、順解析（つまり対策工の設計）の際に生じる同じ理由による誤差と互いに打ち消し合うことが期待できる。このためにも、実務で使う可能性のあるすべての安全率算定式に対する逆解析法を用意したわけである。

なお、各手法の適用例およびその合理性については、参考文献^{14)~17)}を参照されたい。

5．実務での適用限界

災害復旧業務に関連した地すべり対策工の設計を行う際、一般的には災害手帳¹⁸⁾に準拠する。ここには、地すべり防止施設の設計に関連して、地すべり発生直後の調査から対策工の設計までの設計上注意すべき事項が記載されている。技術者は、特に補助事業の場合にはこれに従って地すべり対策工を検討するわけである。本文に関わる項目を見てみると、

- ・採用する安全率算定式は、一般にはスウェーデン分割法（簡便分割法）
- ・強度定数は、原則として c を土質試験または $c = D$ （ kN/m^2 ）法で定め、 ϕ を逆算法で求める

と記載されている。すなわち、災害手帳に従うかぎりは、すべり面が非円形であっても円弧すべりを対象として誘導された安全率算定式を用い、地山の土質が何であれ理論的根拠のない逆解析法で検討していることとなる。筆者も、多聞に漏れず昨年度の災害復旧業務では災害手帳に従って地すべり対策工の検討を行った（心中はこれでもいいのかなという疑問を持ちつつではあるが）、他の多くの技術者もおそらく同様の疑問を抱いているものとする。なお、他の基準書類^{4) 19)}でも、逆解析法についてはこれと同様な扱いがなされている。

過去、手計算で安全率を計算していた時代、もしくはコンピュータの使用が高価であった時代ならば、多くの基準書で採用されている手法で仕方がなかったのかもしれない。しかし、今やパーソナルコンピュータが文字通り一人一台使用できる時代となり、それを使って、繰り返し計算が必要な安全率算定式や3次元問題を扱った安全率算定式でもプログラミングさえすれば、もしくは市販のプログラムを入手さえすれば、短時間で解ける時代となっている。このような時代に、いまだに理論的根拠のない手法や実現象とはかけ離れた手法を採用する理由はどこにもない。強いて言うなれば、それらを使う技術者の技量がまだ追いついていないと言ふべきかもしれない。

技術者は、安全かつ経済的な地すべり対策工の設計を目的に、より合理的な検討手法を採用すべきと考える。技術は日々進歩しており、技術者はこれらの技術を柔軟に

取り入れる頭を持つべきであろう。より合理的な手法を採用すれば安全に対する信頼性は高まり、経費削減にもつながると考える。

6．まとめ

本文では、地すべり問題を対象に順解析と逆解析の適用限界について述べた。地すべり解析の実務における主目的は、対策工の設計に供することである。その際、地すべり・斜面崩壊等の災害復旧業務に当たっては、自然地山を対象として、多くの場合その安定性の評価および対策工の設計に極めて短時間で結果が要求される。

順解析（土質試験等で強度定数を決定する方法）の適用限界は、自然斜面のように不均質な地山を対象とする場合、数少ない土質試験結果からすべり面全域に渡っての強度の代表値を特定することが困難であること、不攪乱試料の採取が難しいこと、緊急を要する災害復旧のような場合には十分な時間的余裕がないこと、等であることを指摘した。

これに対し逆解析は、用いる手法によっては適用限界が指摘されるが、合理的な手法を用いることを前提として、現地の地山形状、すべり面形状、地下水面等が把握できれば、直ちに目下の地すべり現象を的確に評価できる強度定数の決定、およびその後の対策工の検討が可能となる。したがって緊急性を要する現場であればあるほど、その威力を発揮するものである。

今回、筆者のこれまでの経験に基づいて日常の業務で感じるところを中心に話題提供を行った。本文が、斜面安定解析問題に携わる技術者にとって現状を見直す一つの契機となれば幸いである。

参考文献

- 1) 杉尾哲 .2005 .記録的な豪雨による九州の被害(速報).土木学会誌 ,Vol.90 ,No.11 , pp.44 ~ 47 .
- 2) 谷口義信 . 2005 . 2005 年 9 月台風 14 号による宮崎県の土砂災害 . 地すべり学会誌 , Vol.42 , No.4 , pp.74 ~ 77 .
- 3) 社団法人日本河川協会 .1999 .改訂新版建設省河川砂防基準(案)同解説・計画編 , 山海堂 , p.85 .
- 4) 社団法人日本河川協会 .1999 .改訂新版建設省河川砂防基準(案)同解説・計画編 , 山海堂 , p.199 .
- 5) 山田剛二 , 渡正亮 , 小橋澄治 . 地すべり・斜面崩壊の実態と対策 . 山海堂 . p.29
- 6) 山上拓男 , 植田康宏 . 1984 . 地すべり地強度定数の新しい逆算法 () - 基本概念 - . 地すべり , Vol.21 , No.2, pp.16-21.

- 7) 山上拓男, 植田康宏. 1984. 地すべり地強度定数 c , ϕ の新しい逆算法 () - 簡便 (分割) 法に基づく逆算法 - . 地すべり, Vol.21, No.3, pp.24 ~ 31.
- 8) 山上拓男, 植田康宏. 1985. 地すべり地強度定数 c , ϕ の新しい逆算法 () - Bishop 法に基づく逆算法 - . 地すべり, Vol.21, No.4, pp.10 ~ 17.
- 9) 山上拓男, 植田康宏. 1988. 複合すべり面法に基づく破壊斜面の強度定数逆解析. 土と基礎, Vol.36, No.12, pp.37 ~ 42.
- 10) 山上拓男, 植田康宏. 1984. Janbu 法に基づく地すべり地強度定数 c , ϕ の逆算法. 第 6 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.299 ~ 304.
- 11) 植田康宏, 山上拓男. 1994. Morgenstern-Price 法に基づく地すべり地強度定数 c , ϕ の逆算法. 土木学会論文集, No.487 / -26, pp.149 ~ 156.
- 12) 山上拓男, 植田康宏. 1994. Spencer 法に基づく地すべり地強度定数 c , ϕ の逆算法. 土と基礎, Vol.42, No.3, pp.45 ~ 50.
- 13) Yamagami, T. and Ueta, Y. 1992. Back analysis of strength parameters for landslide control works. Proc. of the 6th International Symposium on Landslides, pp.619-624.
- 14) 山上拓男, 中世古幸次郎, 橋本 正, 植田康宏. 1988. 地すべり地強度定数逆解析法に基づく事例解析について. 斜面崩壊および地すべりの予知と対策に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会四国支部・地すべり学会関西支部, pp.153 ~ 160.
- 15) 堀籠浩史, 橋本 正, 植田康宏, 山上拓男. 1990. 和泉層群頁岩層における切り土斜面崩壊の逆解析例. 地質と斜面崩壊に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会四国支部, pp.115 ~ 118.
- 16) 植田康宏, 山上拓男, 山川 治, 安富英樹. 1992. 崩壊斜面の c , ϕ 逆解析事例とそれらの考察. 破碎帯の工学的性質に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.119 ~ 126.
- 17) 山上拓男, 植田康宏, 河野政治, 市橋義治. 1993. 三次元破壊試験に基づく原位置せん断強度の逆解析. 地すべりの機構と対策に関するシンポジウム論文集, 土質工学会四国支部, pp.163 ~ 170.
- 18) 社団法人全日本建設技術協会. 2005. 災害手帳 平成 17 年度版. 582p.
- 19) 例えば, 社団法人日本道路協会. 1999. 道路土工 - のり面工・斜面安定工指針. 470p.

《話題提供》

土質試験結果の安定解析への適用

(有)太田ジオリサーチ 太田英将

1.はじめに

「最近土質に関する多くの学者がさまざまな意見を述べているので斜面の安定、防護については大変難しい問題であるかのように思われてきているが、それはきわめて平易な問題であるとは言えないであろうが、土木関係者の手に負えないような難しい問題であるとは思われない。この問題を難しくしているのは、安定に関わる資料を整えずにこれと取り組もうとしているからであって、境界面の摩擦係数、粘着力が分かり、すべり面、基岩面の形状がはっきりとし、移動層の目方や、安定に関与している地下水の状態が明らかにされれば、誰でも計算によって安全率が分かり、どのような対策を講ずるべきかを明らかにすることができるはずである。」

上記は、高野秀夫氏の著書『斜面と防災』(1983, 築地書館)¹⁾のあとがき(p.174-175)に記されている文章である。

現在行われている地すべり地の地質調査は、地表地質踏査を行い、主断面を設定し、ボーリング調査を行いすべり面形状を推定し、地下水位を観測しすべり面変動を計測し、そして地すべりモデルを構築して安定計算を行うのが普通である。その中で土質試験が行われることは時折あるが、その試験結果をそのまま安定計算に適用すると現状の安定度が説明できないとして、結局は逆算法による安定計算が実施されているのが大半である。

高野氏が書かれているように、「難しい問題であるとは思われない」のにも関わらず、地すべりの安定度をいまだに逆算法に頼らざるを得ない状態にしている原因について考察し、実際に「安定に関わる資料を整えて」計算した事例を紹介する。また最後に、最近話題となっている地震時の谷埋め盛土の滑動も、地すべりの安定問題とまったく同じ原理の現象であることを紹介する。

2.これまでのアプローチ

地すべりの安定計算を順算で解こうとするこれまでのアプローチとしては、大別して(1)境界面の摩擦強度を明らかにする土質試験手法の発展、(2)安定計算手法の厳密化、の2系統があった。

土質試験については、再活動型すべり面は大変位しているため残留強度まで強度低下していると考えられ、リング剪断試験等により詳細な強度データが得られるようになっている。

また、極限平衡法の安定計算手法としては、スライス間力を考慮し厳密な力学的

バランスで計算を行う手法や確率論的手法，有限要素法ではせん断強度低減法による滑り解析なども安価なソフトウェアで実現できるようになってきている（図-1）。また，解析手法は2次元法から3次元法へ発展しつつある。

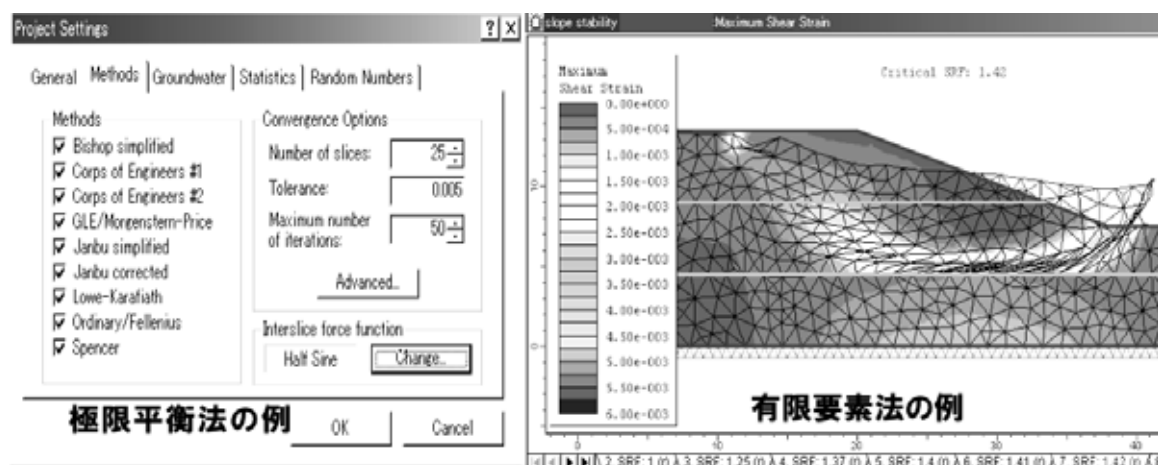


図-1 市販の安定解析ソフトウェアの例²⁾

極限平衡法では，様々な計算手法，確率的計算手法が利用できる．有限要素法ではせん断強度低減法を用いて，斜面の安全率を評価する手法も利用されるようになってきている．このような解析用ツールはソフトウェアベンダーから逐次発売されているので，解析ツールの取得に関しては現時点でほとんど障害はない．

土質試験により境界面（すべり面）の強度が把握され，計算手法も簡便なものから詳細かつ高度なものまで利用可能な環境があるにもかかわらず，いまだに実務では逆算法で地すべりの安定度が評価されているのはなぜか？その答えは，(1)根本的に地すべりの安定に関するアプローチが間違っている，(2)安定に関わる「資料」がまだ整っていない，のいずれかである．

筆者は，後者，すなわち道具（解析ツール）は揃っているが，安定に関わる情報量の不足，あるいは斜面安定に関わる情報が何であるかを技術者が十分理解していない，と考えている．

3. 斜面安定に関わる資料

高野(1983)は，境界面の $c \cdot \phi$ ，すべり面の形状，移動層重量 γ ，安定に関与している地下水の状態（間隙水圧 U ）が把握されたら，誰でも安定計算によって斜面の安定度が評価できると指摘しているが，これに加えて地表面の形状も必要な資料であろう．

境界面の $c \cdot \phi$ は，地質によって異なるし，応力状態（圧縮・引張）によっても異なると考えられる．それらの把握し得る情報を整えたとき，地すべりの安全率が納得のいく値になるかどうかということが「実測値のみを用いた斜面安定解析の可能性」の有無を評価する鍵である．

3.1 地質による土質定数の違い

地下水位

すべり面 (dt内)

dt

すべり面 (Tf上面)

直線部

円弧部

Tf

Ss

全体として安全率 $F_s=1$ (滑動力=抵抗力)

矛盾

圧縮部 (滑動力<抵抗力) 抵抗力	引張部 滑動力	2次元断面法 (逆算法) によるバランス
引張部 (滑動力>抵抗力) 滑動力	(圧縮部?) 抵抗力	地質的素因から推定されるバランス

dt: 崩積土・風化岩など地すべり移動土塊になる地層

Tf: 凝灰岩など、配向性粘土鉱物含有量が多く、土質強度が小さく、主たるすべり面を形成する地層

Ss: 砂岩など配向性粘土鉱物が少なく、すべり面をつくりにくい地層

非常に当たり前の話ではあるが、地層（材料）が異なれば、強度もそれに対応したものを設定しなければ、地すべりのバランスを順算法で計算することは不可能である。この場合、土質試験は凝灰岩によるものと、崖錐層(dt)によるものの最低2箇所で行わなければならない。

3.2 応力状態や破壊形態による土質定数の違い

道路建設に伴う切土工の際に発生する地滑りを踏査すると、すべり面が切土法面に現れる前に変動が始まっている場合がしばしばある。頭部は開口亀裂が発生し、末端部は圧縮により破壊され地表に抜け上がっているような状況となる場合が多い。その一例を図-3に示す。切土の進行に伴ってD級岩盤沿いにすべり面が発達したが、変動が始まったのは切土最下端部とすべり面との距離が2 m程度となったときに、CL級岩盤を破壊して法尻に抜け上がった。CL級岩盤の破壊(図中の)は、法尻の圧縮応力場において、初めて破壊面が形成されたのであるから、三軸圧縮試験でのピーク強度相当の強い強度があったと考えるのが妥当である。D級岩盤内に形成された滑り面(図中の)強度は、おそらく に比べて著しく小さいので、 と の区別をつけずに逆算法による安定解析を行えば、 の強度は過大に評価され、逆に の強度は過小に評価され则认为られる。仮に、 のサンプリングを行い土質試験を行ったとすると(当該現場では行っていない)、 の土質試験結果は逆算法で得られる値よりも小さな値となり、安定計算を行うと $F_s \ll 1.0$ の結果となったと推定される。

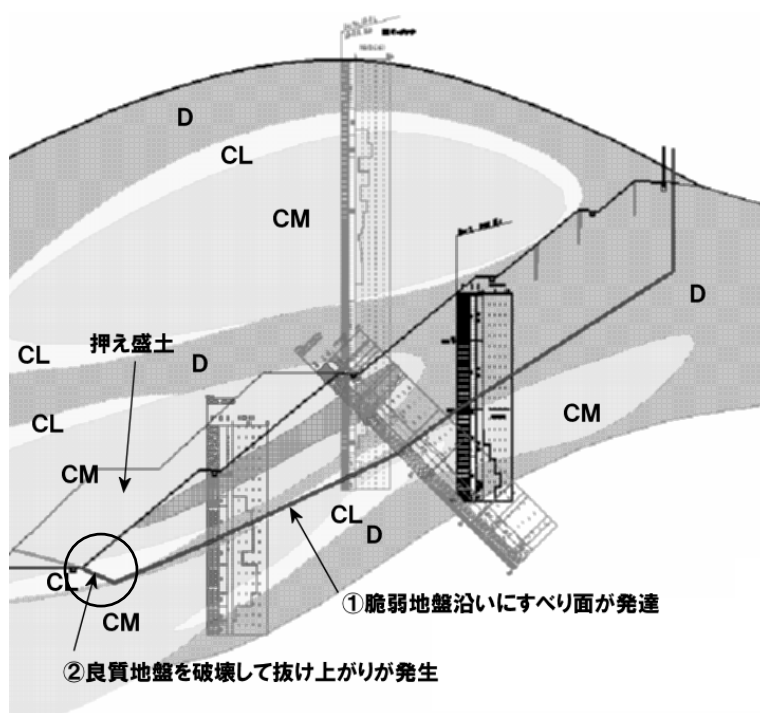


図-3 道路建設に伴う切土工で発生した地滑りの事例(地質:丹波帯)

のすべり面はD級岩盤に形成されているが、末端部の2 m程度はCL級岩盤を破壊して法尻に抜け上がっている(のすべり面)。このため実際には、大きな抵抗力は末端部の のすべり面に存在している。 と の区別をつけずに単一すべり面強度で逆解析すると、 のすべり面強度は過大評価されることになる。対策をしてさらに切り下がると、すべり面がのり面に出てくることになり、そのときには のすべり面強度は存在しなくなるため、過大評価された のすべり面強度で安定度を評価することになり、計画安全率が小さい場合(仮設時など)には事故が発生する恐れがある。

前述のことを，平面的に考えると，図-4 になる．その際の土質強度は，各地層毎・破壊形態毎に図-5 に示すようなピーク強度-完全軟化強度-残留強度のいずれか，あるいはその中間的な値になっているものと想定される．強度の選択については，個々の地すべりにおける地すべり地史を考察し，適切な値を選択する必要があるが，現場踏査経験を積んだ技術者であればその判定は十分可能であろう．

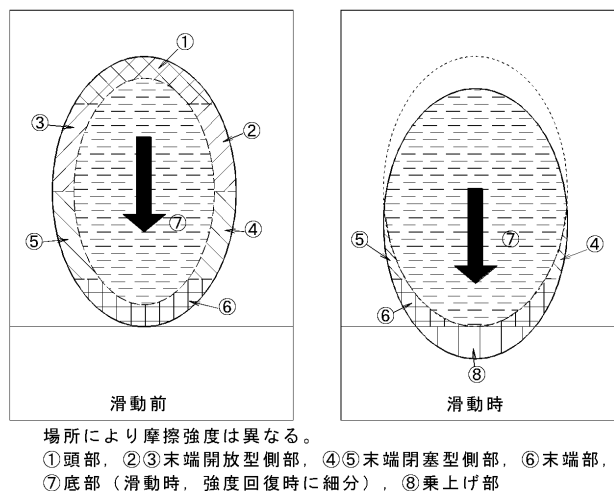


図-4 地すべり・崩壊におけるすべり面強度の区分³⁾

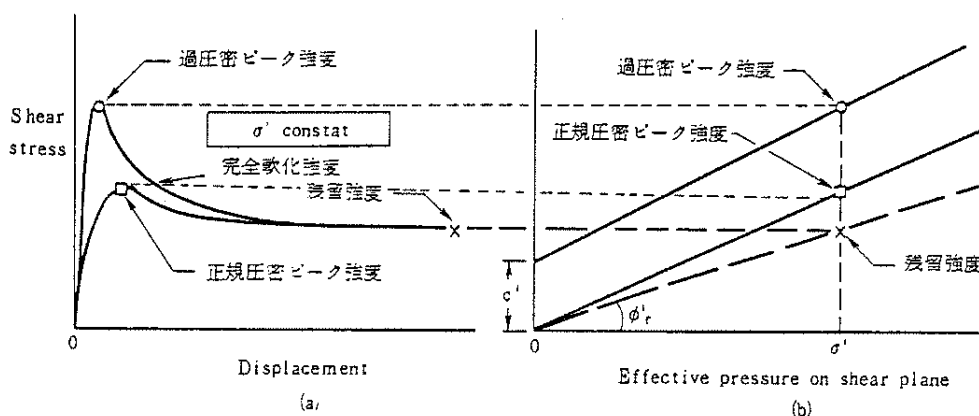


図-5 正規圧密粘土及び過圧密粘土のせん断特性（Skempton 原図）⁴⁾

この図は粘土の強度特性を示したものであるが，地すべり地でせん断破壊を起こす岩盤にも同じ考え方が適用できるものと考えられる．

以上のことから言えることは，次の通りである

- (1)すべり面は単一の材料ではなく，特に周縁部には異なる地層が存在し，異なる破壊形態を示し，安定解析上は異なる強度を持つ
- (2)従来用いられている単一平均すべり面強度による安定解析では，強度の異なるすべり面強度を平均化しているため，土質試験結果をそのまま利用することは一般に不可能である．
- (3)切土工などで地形の改変を伴う場合，あるいは人工的な湛水等により強度変化が起きる場合には，強いすべり面強度を持っていた場所が失われるという事態が発生するため，平均すべり面強度で予想されるより大きな安全率低下が起こる可能性があり，それは事故に直結する．

4.実測値のみで計算可能な極限平衡法による安定計算手法

地すべりの安定計算に用いられる極限平衡法で，計算手法とその手法で計算に反映されている要素をとりまとめると，表-1 のようになる．前述したように，すべり面には異なる複数の強度が存在していると考えと，土質試験結果のみで斜面の安全率を算出しようと思えば，複数のすべり面強度を用いる 3 次元解析が唯一その可能性をもつものと考えられる．

表-1 極限平衡法の種類毎の計算に反映されている要素

解析の次元			3 次元解析		2 次元解析	
形状要素	地表面形状		○	○	1	1
	すべり面形状		○	○	1	1
	すべり面に作用する 地下水面形状		○	○	1	1
土質要素	すべり面強度の種類 2		単一	複数	単一	複数
	重量 γ 3	平均	○	○	○	
		地層別				○
	すべり面 強度 4	平均	○		○	
地層別・ 破壊形態別			○		○	
現 行 法			5	今回の事例 6	基準手法 ○ 7	○ 8
備 考						
1	2 次元情報のみを反映					
2	(単一) 平均的なすべり面強度を唯一与える，(複数) 地層毎・応力状態毎に異なるすべり面強度を与える					
3	(平均) 平均重量を与える，(地層別) 地層毎の重量を与える，○：通常この方法を用いる，○：場合によっては用いる，アプリケーションプログラムの発達により，地層毎に設定する傾向になってきている．					
4	(平均) 平均的なすべり面強度を唯一与える，(複数) 地層毎・応力状態毎に異なるすべり面強度を与える．たとえば，圧縮部：ピーク強度，引張部：完全軟化強度，主たる滑動部：残留強度，など応力状態・破壊形態に応じて土質試験結果を適用する．					
5	現在，地すべりの 3 次元安定解析として発表されたり，実務で利用されたりしている最も多い手法．ただし，規模の大きな地すべりや，非対称形状の地すべりなどで限定的に用いられている．					
6	今回紹介する手法．把握し得る情報をすべて計算に載せる手法．					
7	実務における地すべり解析で最も普通に使われている手法．いわゆる「基準」で定められた標準的手法．					
8	すべり面形状が不確定で，円弧滑り形状などでトライアル的に計算し，最小安全率のすべり面形状を探索する場合に用いる手法．コンピュータが発達する前には強度や重量などの土質要素は平均的な値を用いて行われていた．					

5. 計算事例

紹介する計算事例は、道路建設に伴う切土工の工事中に、火山岩の地すべり土塊が再滑動したものである。主断面上で、すべり面は法尻よりも数m深部にあり、末端部は主たるすべり面を構成する地層とは異なる地層を破壊して法尻に抜け上がっている。切土に伴って発生する地滑りとしては、一般的なものである。この切土法面は、完成形状ではさらに切り込んでいく必要があるため、今後の工事の影響を的確に把握し、対策工を設計する必要がある。

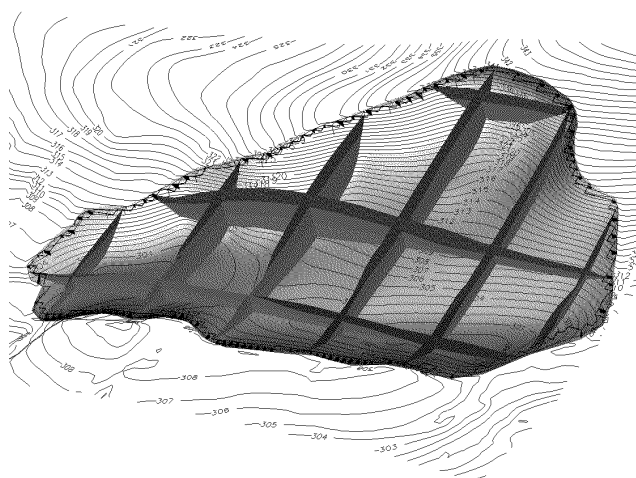


図-6 事例の地すべり形状

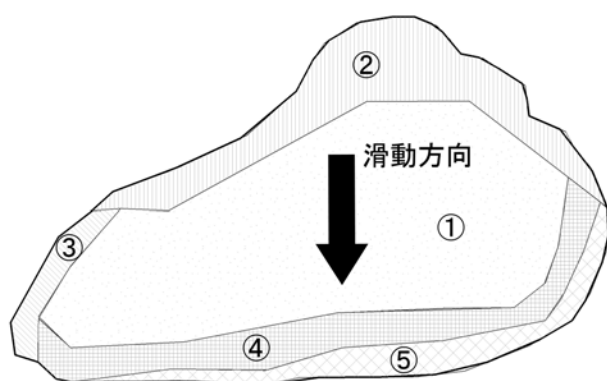


図-7 すべり面の強度区分

主たる再滑動すべり面：残留強度 ($c'=0\text{kN/m}^2, \phi'=11^\circ$) ,
頭部引張域：完全軟化強度 ($c'=15\text{kN/m}^2, \phi'=25^\circ$) , ~
土工によって新たにできたすべり面：ピーク強度 ($c'=97\text{kN/m}^2, \phi'=18^\circ$) ($c'=23\text{kN/m}^2, \phi'=34^\circ$) ($c'=15\text{kN/m}^2, \phi'=32^\circ$) , 単位体積重量は共通で $\gamma=19\text{kN/m}^3$ と強度設定した。

図-6 に地すべり形状を示す。当該地すべりは、もともと古い大きな地すべりの一部を切土工により除去したために滑動を始めたものであり、底面の主たるすべり面は再滑動のすべり面であるが、側部・末端部および頭部の一部は今回の滑動で初めてすべり面となったものである。

地層の種類、応力状態を考慮して、土質定数の設定は図-7のように区分した。①は主たる滑動面であり過去にも大変位を発生させていると考えられるため、強度は残留強度まで低下していると考え、②は引張場にあるため土塊がほぐされており、完全軟化強度相当とした。③～⑤は、人工的な切土工により新たにできたすべり面であるため、試料のピーク強度を用いた。末端部の④と⑤を区別しているのは、岩種が異なるためである。

③～⑤の強度は一面せん断試験、④～⑤の強度は三軸試験 (CU-bar) で実施した。

滑動した時の地下水面条件・3次元地形条件と、前述の土質強度条件にて3次元安定解析⁵⁾を

実施した。これは、現実の現場調査で得られる斜面安定に関するすべての資料を整えた、という状態である。この状態で、安全率 $F_s = 1.0$ となれば、順解析で地すべりの安定問題が解ける可能性があるということである。

表-2 に計算結果を示す。従来の単一強度設定手法では、残留強度を用いた場合安全率が小さすぎ、ピーク強度および完全軟化強度を用いた場合には安全率が大きすぎて、現状の滑動力・抵抗力拮抗状態を再現できない。

一方、地層毎・破壊形態毎に丁寧に強度設定を行うと、 $F_s = 1.0$ (Hovland 法) となり、実測値のみを用いた 3 次元安定解析で現状の滑動力・抵抗力拮抗状態を再現することができることが判明した。

なお、同様の条件で Janbu 法を用いると $F_s=1.10$ となる。これまで安定計算手法に関する議論は、実測値を用いた安定計算が現状を説明できない状況において行われていたため、実務上利用価値のない議論になっていた。今回、実測値のみを用いた安定解析手法が得られたことにより、今後強度設定誤差の議論（確率論的安定解析手法の可能性）と併せて、ようやく計算手法の議論ができるスタート台に立ったといえる。

参考までに、2 次元解析の結果を表-3 に示す。表-2 および表-3 より、解析次元に関わらず単一すべり面強度法を用いる限り、逆算法によらなければ現状説明は困難であることがわかる。

表-2 3 次元極限平衡法による安定解析結果

強度設定手法		解析手法	安全率 F_s	$\varphi'(^{\circ})$	$c' \text{ (kN/m}^2\text{)}$
単一すべり面強度	(a)残留強度のみ	Hovland 法	0.60	11.0	0
	(b)ピーク強度のみ	Hovland 法	3.53	18.4	96.8
	(c)完全軟化強度のみ	Hovland 法	1.81	24.8	14.7
(d)複数すべり面強度設定		Hovland 法	1.01	地層毎・破壊形態毎に設定	
		(Janbu 法)	(1.10)		

表-3 単一すべり面強度法による 2 次元極限平衡法による安定計算結果（参考）

強度決定手法	解析手法	安全率 F_s	$\varphi'(^{\circ})$	$c' \text{ (kN/m}^2\text{)}$
逆算法	簡便法	1.00	9.2	20
順算法・残留強度のみ	簡便法	0.65	11.0	0

6. 周縁部摩擦抵抗力の大きさ

前章で、地層毎・破壊形態毎に実測値の強度定数を設定して3次元安定解析することにより、順算による斜面の安定度評価＝安全率の計算が可能となることを示した。図-8に各部のすべり面の面積と抵抗力が、全体に占める割合を示す。この図から、すべり面の周縁部は、面積は小さくても抵抗力が大きいことがわかる。

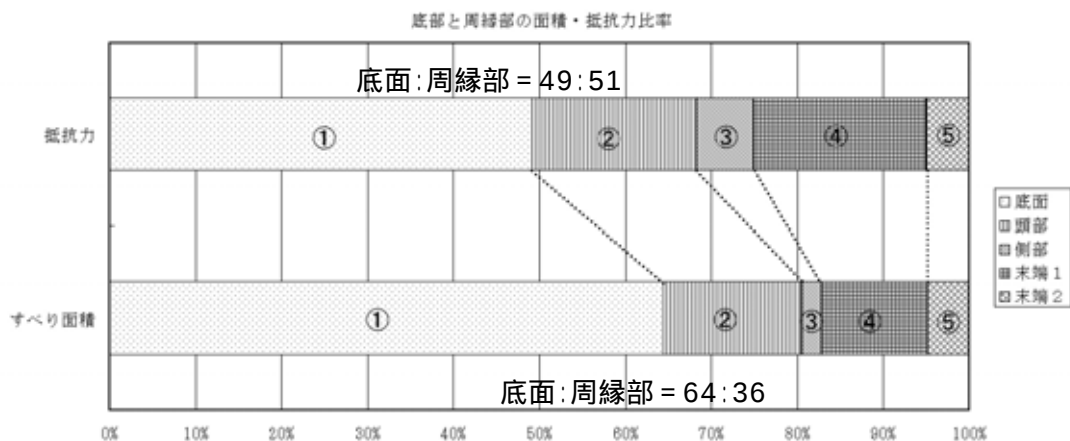


図-8 各部の抵抗力と面積が全体に占める割合

番号は図-7の各部位に対応する。強度の弱い箇所は面積ほどに抵抗力をもたず、強度の強い箇所は、面積が小さくても抵抗力は大きいことを示している

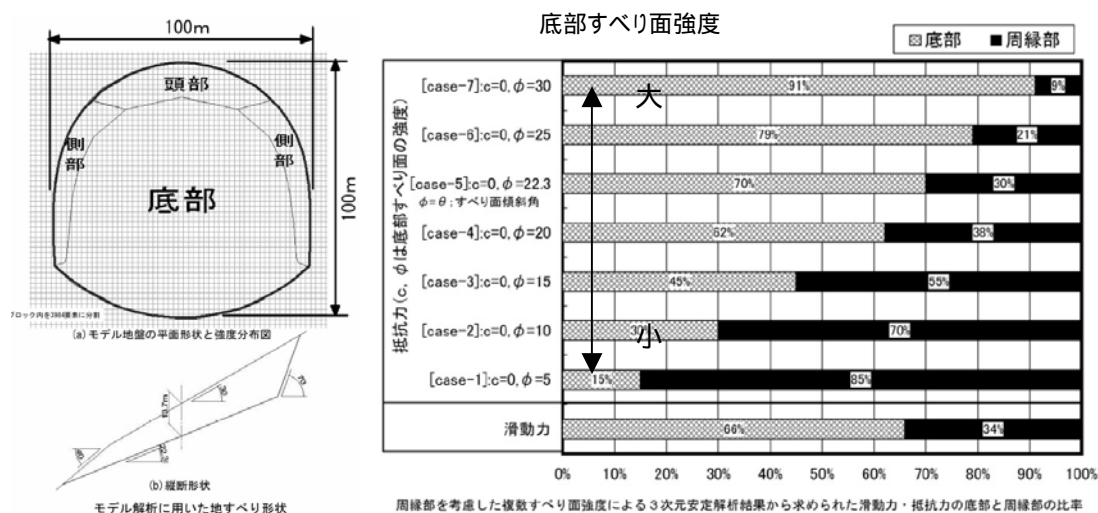


図-9 モデル計算による底部摩擦抵抗力和周縁部摩擦抵抗力の全抵抗力にしめる割合

中川ほか(2005)⁶⁾から引用し加筆。現状安全率を $F_s=1.0$ と仮定し、底部せん断強度を変化させた場合の底部摩擦抵抗力和周縁部摩擦抵抗力の全抵抗力にしめる割合を示す。底部せん断強度が小さくなるに従って、周縁部摩擦抵抗力が占める割合が顕著に大きくなる。

中川ほか(2005)⁶⁾では、図-9に示すモデルで安全率を $F_s=1.0$ とした場合の底部摩擦抵抗力と周縁部摩擦抵抗力の比率を試算している。その結果、底部せん断強度が小さくなるに従って周縁部摩擦抵抗力が全抵抗力に占める割合が顕著に大きくなることを示した。このことは、特別な弱面が地盤内にあってすべり面を形成している地すべり(大半の地すべりがそうである)において、周縁部摩擦抵抗力は安定計算上無視し得ないことを示している。

7.地震時の谷埋め盛土の滑動解析への応用

1995年兵庫県南部地震では、阪神間の丘陵地の宅地造成地(大阪層群分布地域が主体)において、谷埋め盛土が数多く変動した。しかし、同じ地域にある谷埋め盛土でも非変動のものも多々あり、変動・非変動がまだら模様となっていた⁷⁾。釜井ほか(2000)⁸⁾において、変動・非変動を分ける主たる要因が谷埋め盛土の幅/深さ比であることが明らかとなった(図-10)。

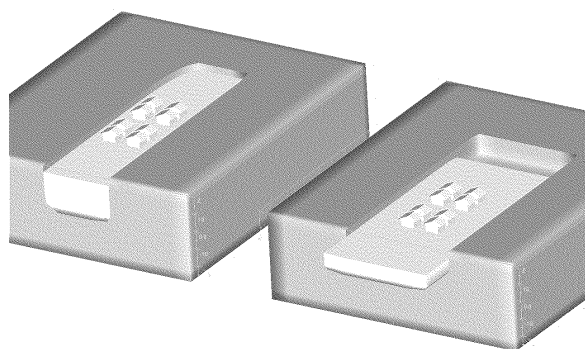


図-10 地震時には幅/深さ比が大きい盛土(右側)、すなわち周縁部摩擦抵抗力の小さな盛土が滑動しやすい

谷埋め盛土は、現地で簡易貫入試験によるサウンディングを行うと、大半の箇所で地山直上に地盤強度が急激に著しく低下する構造を有しており、そこには飽和地下水が存在する。著しい強度低下は地下水流による盛土細粒分の洗掘が原因として考えられる。地震時には、その飽和地下水により過剰間隙水圧が発生し、底部すべり面抵抗力は極端に低下することが予測される。その際には、図-9の底部せん断強度が小

さい状態と同様に、総抵抗力に占める周縁部抵抗力の割合は著しく大きい状態となると想定される。幅/深さ比が大きくなるということは、周縁部抵抗力が全体に占める割合が小さくなるということと同義であり、より滑動しやすい状態となるわけである。

すなわち、地震時の谷埋め盛土の滑動解析は、地すべりの安定解析における特殊な条件、すなわち底部摩擦力が極端に低下するという状態としてとらえることができる。ここでも、高野(1983)の指摘通り「境界面の摩擦係数、粘着力が分かり、すべり面、基岩面の形状がはっきりとし、移動層の目方や、安定に関与している地下水の状態が明らかにされれば、誰でも計算によって安全率が分かり、どのような対策を講ずるべきかを明らかにすることができるはずである。」は実現されるはずである。

しかし、谷埋め盛土の解析においては、個人資産の保全という性質上、地すべりと異なり調査に十分な費用と時間がかけられないという実務上の大きな障害が存在する。このため、費用を投じて細かな地質調査・土質試験ができない場合には(おそらく大半がそういう条件下にあるものと推定される)、現地踏査と地形図等から判明する盛土形状(幅・深さ・長さ・基盤傾斜角)から安定度を推定する簡易手法が必要となる。その一例として、側部摩擦抵抗力を便宜的に深度が増すにつれてせん断抵抗力が増加する「土圧的」なモデルに置き換えて計算する手法が考案されている(図-11)⁹⁾。

この手法を用いると、1995年兵庫県南部地震時や、他の主に直下型地震において盛土底面のせん断抵抗力が著しく低下するタイプの地震における、変動・非変動の区分を行うことがある程度可能となる(図-12)⁹⁾。

なお、費用をかけて細かな調査が可能な場合には、「斜面安定に関する資料」を可能な限り取得し、本稿で述べた手法で解析を行えば安定度を評価することは十分可能と考えられる。

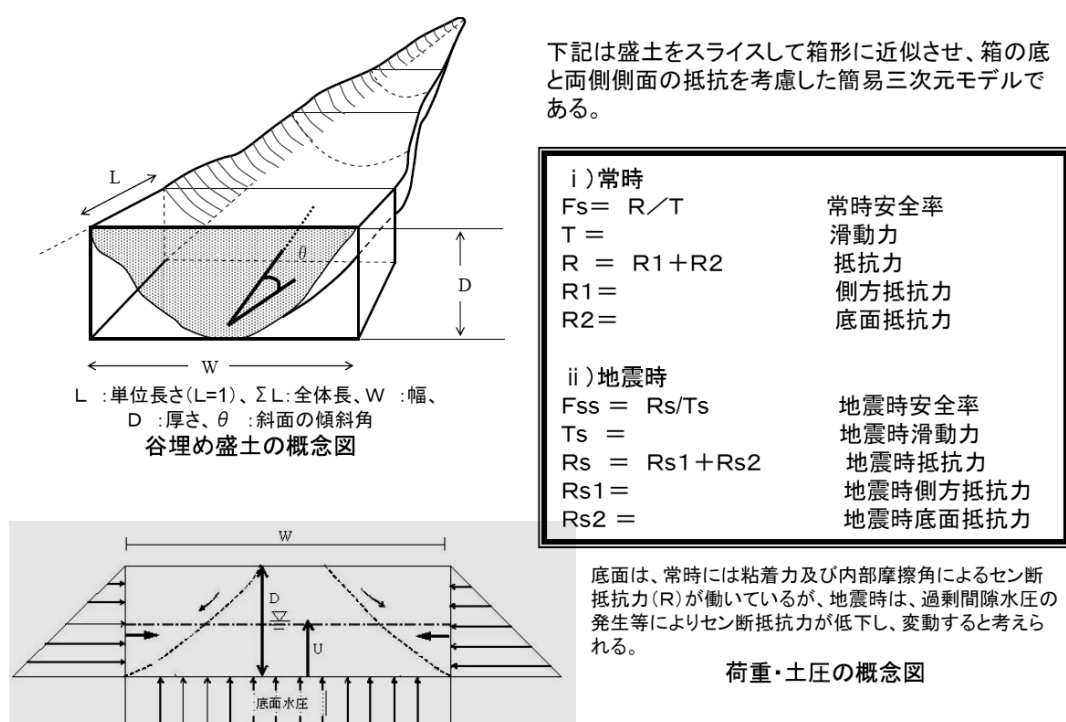


図-11 簡易的な地震時の谷埋め盛土安定計算手法の一例⁹⁾

周縁部の形状が把握しきれない場合、周縁部(側部)に深度に比例して増加する抵抗力を作用させる簡易的な周縁部抵抗力を考慮した3次元安定解析手法である。地震時には過剰間隙水圧の影響で、底部摩擦力が極端に低下すると考えられており、周縁部(側部)摩擦力を考慮しすることが「斜面安定に関する資料を整える」ことになる。

安全率 F_s

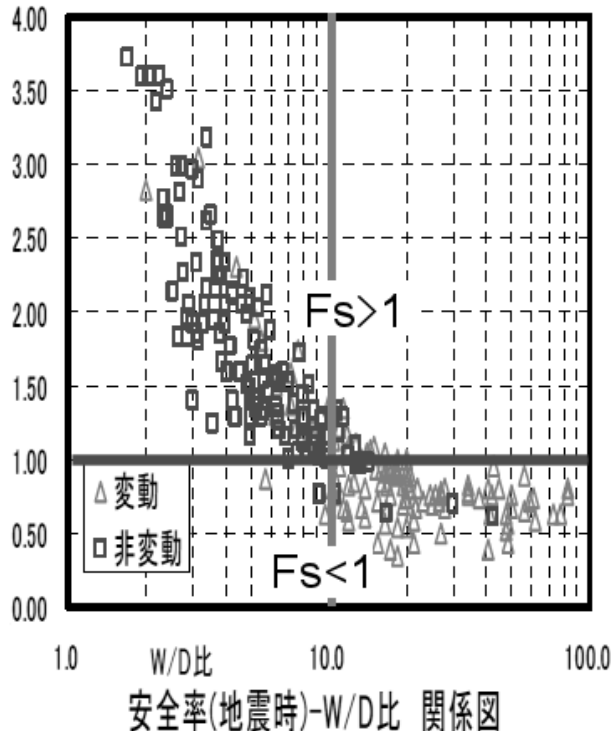


図-12 側部抵抗力を考慮した安定計算手法を用いると，1995年兵庫県南部地震で起きた谷埋め盛土の変動・非変動の「現象」を説明することが可能となる⁹⁾ 側部抵抗力を考慮しない場合には安全率は主に基盤傾斜角に依存するが、むしろ基盤傾斜角が緩い方に変動が多かった阪神の事例は説明できない。

地質構造・地すべり地史など定性的な条件を的確に把握しない限り，定量的な計算は単なる数字遊びに陥ってしまう危険性を常にはらんでいる．今回難しい理論を用いなくても，的確な現場の定性的な把握と実測値のみを用いて、順算による安定解析により斜面の安全率を計算することが可能であることを示した，この手法には特別新しい斜面安定理論も，複雑な数値計算理論も入っていない．しかし，計算は簡単ではあるが，現地の地質踏査による地すべりの定性的把握や，土質試験箇所の選定，破壊条件に応じた強度の種類の選択などが極めて重要であり，そのためには十分な地質学的・土木学的な知識と現場経験が必要となる．

地すべりには，通常非常に強度の弱い特別な面が存在する．地すべり地史の視点で考えると，残留強度まで低下している境界面を底面に持ち，同時に間隙水圧も作用してせん断抵抗力が著しく小さい状態の地すべり土塊が，なぜ現在でも斜面上に残存しているかを定性的に考える必要がある．「強度が著しく弱い面がある」というだけであれば，現在その土塊がその斜面上に存在すること自体，奇跡的な瞬間と

8.おわりに

斜面安定に関わる資料を愚直に集め，地すべり地史を考慮して適宜強度設定を行うと，実測値のみを用いた斜面安定解析によって，ほぼ適切な斜面の安全率を算出することができることが判明した．

ようやく地質・地すべり地史，地形発達史などの時間軸（すなわち定性的情報）を考慮した現場サイドの定性的情報と，土質試験の定量的情報，及び安定計算手法が有益な結びつきをできるようになったと考える．

近年パソコン性能の飛躍的向上に伴って，地すべりの安定解析においては理論的・定量的な議論が先行し，現場の現象を検証するという定性的で地道な作業が相対的に軽視される傾向があった．しかし，地すべりには

ということになる。しかし、そのような奇跡は通常は起こらず、その理由は滑動にストップをかける「抵抗力の大きい何か」であろう。その何かは、今回の安定計算で示したような相対的に強度の強い周縁部抵抗力の場合や、ボトルネック地形など個々の現場毎に様々である。すべり面粘土の強度に関する研究は非常に進んでいるが、不安定土塊が斜面に残存している理由としては、むしろ滑りにくいもの（たとえばすべり面周縁部）の強度の方が影響力が大きい。今後は、地すべりに調査において、すべり面粘土だけでなく他の破壊面の強度を測定することによって、より真実に近い安全率計算が可能となるだろう。

しかし、すべての破壊面の強度を把握したら常に正しい確定論的安全率が導けるかということになると、それは難しいと言わざるを得ない。自然の中にはどうしても不確定なばらつきが存在するからである。これを解決するためには確率論的な安全率という次のステップが必要になるだろう。

今後安定解析手法がどのように進化していくかはわからないが、技術者は、自然の定性的な現象を的確に把握し評価した後に、定量的議論が可能になるということとを常に意識する必要がある。安定解析に関して細かな定量的議論ができるかどうかは、現場からどのような情報を取得し、モデル化するかにかかっており、現実的に取得できないデータによる理論先行の議論は実務上無意味である。

なお、逆算法の安定計算手法は、地形形状や地下水条件を大きく変更しない場合には、経験的かつ簡便な手法として十分役立つものであり、本論は逆算法を否定するものではない。

実測値のみを用いた順算法、あるいは一部が未知数であっても周縁部抵抗力を考慮した安定計算手法が特に役に立つのは主として次のようなケースである。

- (1) **人工的な地形改変がなされる場合**：すべり面周縁部（側部・末端部など）の切土工は、それによる安定度の低下をより正確に予測することが事故の防止にとって重要である。
- (2) **人工的な湛水等により、水没した箇所のせん断強度が急激に変化する場合**：地下水の影響で物性が変化し、著しい強度低下をする地層が側部にある場合には、水没によって経時的に安定度が低下する可能性がある。
- (3) **地震時の人工的な谷埋め盛土のように、すべり面の中で部分的に著しい強度低下部が存在する場合**：地震時には底面すべり面抵抗力が過剰間隙水圧の影響で著しく低下すると考えられるため、側部の抵抗力が土塊を斜面上で支える抵抗力となる。

などである。業務目的に応じて、従来の逆算法による簡便な手法と、現場実測値を取り込んだ順算法的手法を、その意味を十分理解した上で使い分けることが技術者にとって今後の重要な課題である。

最後に、高野(1980)¹⁰⁾が、日本地すべり学会誌に寄稿された「銀座地すべり」が

ら引用する．この中で銀座地すべりは「泥臭さを忘れて，ただ格好だけ良い地すべりの研究や、対策のこと」と定義されている．そして、その最後に次のように提言されている．
「この辺で軌道修正して銀座から山へ，山から土の中へ復歸させなければ，地すべりはどこへ行く，になりかねないように思われる」．

参考文献

- 1)高野秀夫(1983)：『斜面と防災』，築地書館
- 2)この例は， Rocscience 社の"Slide5.0(極限平衡法)"，"Phase2_6.0(有限要素法)"，
<http://www.rocscience.com/>
- 3)太田英将・林義隆(2001)：周縁部摩擦効果を考慮した地すべりの 3 次元安定解析，
地すべり， Vol.38,No.3,pp.95-100．
- 4)Skempton,A.W(1970).:First-time Slide in Overconsolidated Clays,Technical
Notes,Geotechnique,Vol.20,No.3,pp.320-324
- 5)林義隆・太田英将・飯室明夫・宜保清一(2002)：CAD を用いた地すべり 3 次元安
定解析プログラム，第 37 回地盤工学研究発表講演集,pp.2201-2202.
- 6)中川渉・守随治雄・古木宏和・太田英将・林義隆(2005)：周縁部強度を未知数と
した 3 次元安定解析手法の研究，日本地すべり学会誌， Vol.41,No.6,pp.56-65．
- 7)釜井俊孝・守随治雄(2002)：『斜面防災都市 - 都市における斜面災害の予測と対策』，
理工図書
- 8)釜井俊孝・守随治雄・太田英将・原口強(2000)：都市域における地震時斜面災害
のハザードマップ - 宅地盛土斜面の変動予測 - ，日本応用地質学会平成 12 年度シ
ンポジウム予稿集， pp.25-37．
- 9)国土交通省(2005)：総合的な宅地防災対策に関する検討会報告(案)参考資料 1，
<http://www.mlit.go.jp/pubcom/05/pubcom80/02.pdf>
- 10)高野秀夫 (1980)：銀座地すべり，地すべり， Vol.17,No.1,pp.15-16

神戸層群の三次元斜面安定解析

応用地質株式会社 中川 渉

1. はじめに

神戸層群は、神戸市ならびに三田市周辺に分布する新生代第三紀の堆積岩類である。昭和 40 年以降の急速な市街化地域の開発により神戸層群分布地域は、多くの切土のり面が形成されてきている。これらののり面の一部は、切土施工後ある程度の時間を経て変状が認められ、場合によっては崩壊に至るケースが認められる。この現象を中川(2004)は、のり面の遅れ破壊による変状と呼んでいる。神戸層群による切土のり面の遅れ破壊変状は、尾根状地形を開削した場合等ののり面で発生することが多く初性的なものが主体である(中川・遠藤、2005)。また地すべりの形状は、並進型の地すべりが主体であり、すべり面は、軟質凝灰岩薄層や層状破碎帯などの構造的要因となるもので構成され、これらが含水、時間の経過、歪み軟化等とともに強度低下し、弱面へと発達していると考えられる。

一方のり面の変形において地すべり面強度が非常に小さいケースは、崩壊まで至らず、側部の抵抗のみで支えられている場合もある。すなわちのり面が地すべりに発展するまでには、側部に作用する周縁抵抗は、比較的大きいものであることを示している。しかしながら、側部の抵抗が全体の抵抗に対して、どの程度の割合で、どの程度の強度を有しているかを検証した事例は少ない。

本報告では、神戸層群に関して複数の事例を示し、すべり面の一面せん断試験を実施し地すべり面のせん断強度を求め、三次元安定解析を行って周縁摩擦抵抗の割合を求めた。また側部において三軸圧縮試験を行い全体の安全率を評価した事例を紹介する。

2. 神戸層群における切土のり面の変形様式

中川等(2005)は、神戸層群において遅れ破壊を発生した過去 10 年間の切土地すべり 30 事例について整理した。そしてこれらのり面の崩壊・地すべりは、形状を規制される面からいくつかのパターンに分けることが可能であるとしている。図 2-1 には過去 10 年に発生した神戸層群ののり面の遅れ破壊において面に規制された崩壊タイプを示した。

神戸層群の崩壊タイプは、概ね図に示した 3 つのパターンに区別される。この内タイプ A とタイプ B は、すべり面のせん断強度が極めて小さい場合、側部に大きな抵抗が作用し、変形をとどめている状況が考えられる。一方タイプ C の場合は、側部に相当する両翼が開放されており、抵抗が作用せず、すべり面のせん断強度のみで地りが

発生していることを示している。

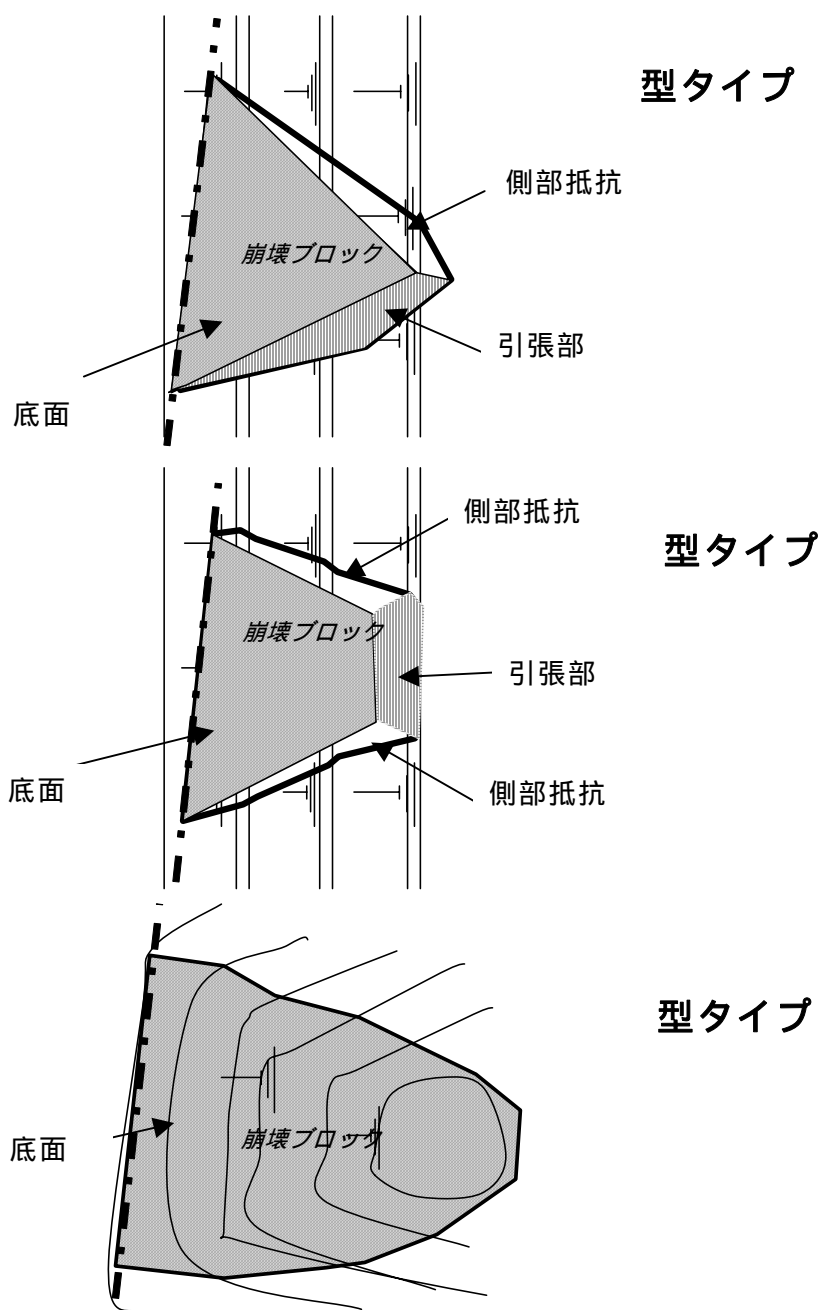


図 2 - 1 面で規制された切土地すべりのタイプ

3．神戸層群の3次元安定解析事例

極限平衡法における3次元安定解析について、室内土質試験による一面せん断試験を利用した解析事例は少ない。その理由としては地すべりブロックの移動量がすべり面全域で一様ではなく、移動量の大きい領域と小さい領域では、すべり面の形成、発達状況が異なっていると判断されているからである（Skempton,1964;宜保ほか、1981,1996）。また、残留強度の適用のみでは安全率が過小に評価されることによる。

そこで中村ほか（2004）は地すべり底面と末端部の地質の違いに注目して、残留係数を導入した3次元安定解析を提案している。

神戸層群に代表される風化岩地すべりや岩盤地すべりに多い平板型地すべりの場合、地すべりに作用する抵抗力は、底部だけではなく側部ならびに頭部の2面ならびに3面以上に作用することが考えられる。並進型地すべりについて、頭部滑落崖は引張部に相当し、せん断抵抗力が作用するケースは少なく、側部に作用する抵抗力の割合が大きいことが予想される。そしてすべり面粘土とされる試料で一面せん断試験が実施され、せん断強度定数が求められる箇所は多くの場合底面のみに限られる。

これまでこの側部の抵抗力は地すべり・崩壊では小さいものとして取り扱われ、断面2次元安定解析でも安全率の設定と組み合わせで、利用されてきているが、実際に求められたケースはほとんどない。ここでは、詳細な地すべり調査によりすべり面が設定され、すべり面のせん断強度が明らかになったものに対して、側部の抵抗力の割合を求めた神戸層群の切土のり面の事例について紹介する。

なお三次元の安定計算は修正 Hovlland 法により、使用したソフトは3D-Slide を利用した。

3．1 事例1

3.1.1 地質構造と崩壊の形態

発生した崩壊は、造成中の現場で切土終了後3ヶ月を経て崩壊したものである。対象とする地層は神戸層群の凝灰岩、砂岩、泥岩の互層であり、すべり面は20°程度に傾斜した軟質の凝灰岩薄層に発達している。

崩壊の規模は幅130m、長さ50m、最大層厚18mであり、崩壊形態は横断方向には船底型、縦断方向には椅子型を示す4つの面（両側部、底面、頭部）に規制されている（図3-1）。しかしながら両側部のせん断面は明瞭ではなく複数の亀裂群の発達で礫状化し不明瞭となっている（図3-2参照）。

当崩壊地において地下水は、軟質凝灰岩の下面から局部的に少量湧出している状況である。

3.1.2 すべり面付近の軟質凝灰岩のせん断強度

地すべり面粘土（軟質凝灰岩薄層）の不攪乱試料の一面せん断試験結果を図3-2に示した。試料は、すべり面から直接3箇所でサンプリングしたものを利用した。不攪乱試料の完全軟化強度および残留強度は、それぞれ $c=2\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=14.02^\circ$ および

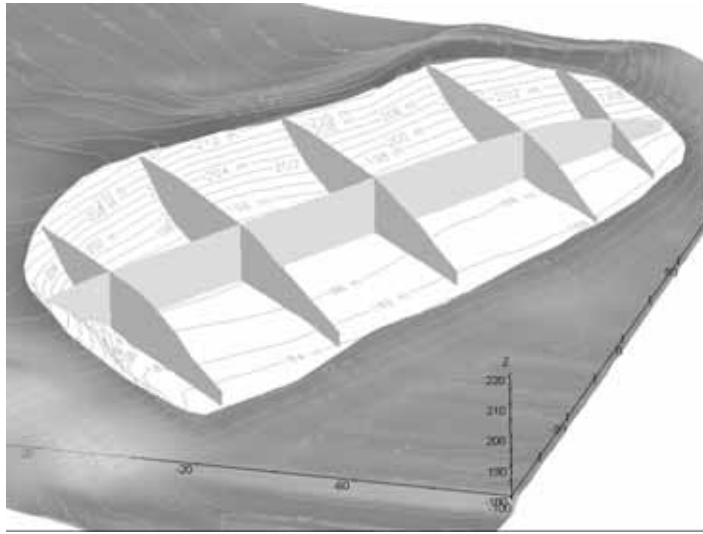


図 3 - 1 木津地域の切土崩壊地すべり（すべり面地形の概要）



図 3 - 2 切土のり面の崩壊（左部の崩壊が著しい。）

$c=0\text{kN/m}^2$ 、 $\varphi=10.94^\circ$ を示す（図 3 - 3）。

またスラリー試料による完全軟化強度、残留強度はそれぞれ $c=0\text{kN/m}^2$ 、 $\varphi=13^\circ$ 、 $c=0\text{kN/m}^2$ 、 $\varphi=10.2^\circ$ を示す。

3.1.3 側部抵抗力の割合

側部境界は一般的に不明瞭であり、その形態とモデル化は今後平板型地すべりについての 3 次元安定解析の重要な課題となるが、その抵抗力は確定しなくとも側部が占める全体の抵抗力の割合を求めることは可能である。

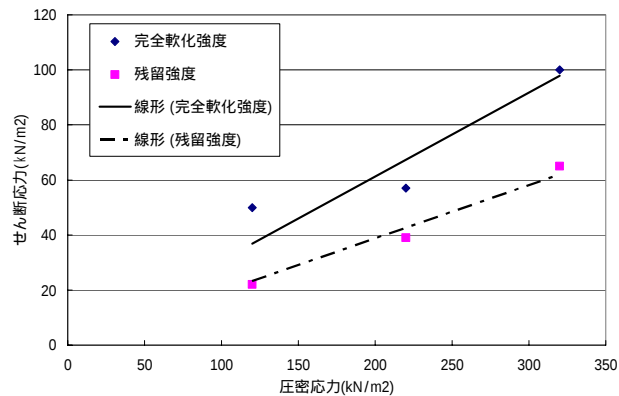


図 3 - 3 神戸層群地すべり粘土（不攪乱試料）の一面せん断試験結果

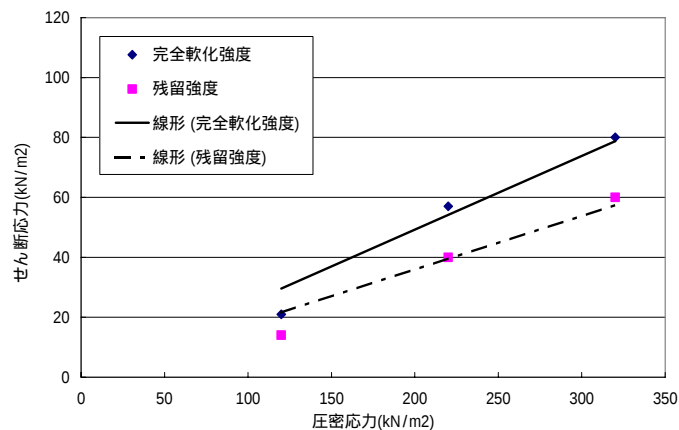


図 3 - 4 神戸層群地すべり粘土（スラリー試料）の一面せん断試験結果

そこで当崩壊が発生した段階の形状を $F_s=1.0$ として 3 次元安定解析を用いた逆算法と底部の完全軟化強度（ $c=2\text{ kN/m}^2$ 、 $\phi=14.02^\circ$ ）を利用して未知の側部摩擦力を逆解析で求めた。なお頭部は引張力が作用しているとして $c=0\text{ kN/m}^2$ 、 $\phi=0^\circ$ とした。

その結果側部の抵抗力が占める安全率の担当分は、 $F_{(\text{side})}=0.139$ となり、全体の抵抗力の 13.9%が側部抵抗力と考えられる（図 3 - 5）。

3.1.4 側部のせん断強度

側部のせん断強度を求めることを目的に 3 軸圧縮試験を実施した。三軸圧縮試験の条件は非圧密非排水条件で実施した。試料は地すべり側部の砂岩、凝灰岩の塊状岩塊を 3 試料採取し実施した。試験の結果を図 3 - 6 に示した。供試体によりややバラツキが認められるが概ね $C=0\text{ kN/m}^2$ 、 $\phi=48^\circ$ である。

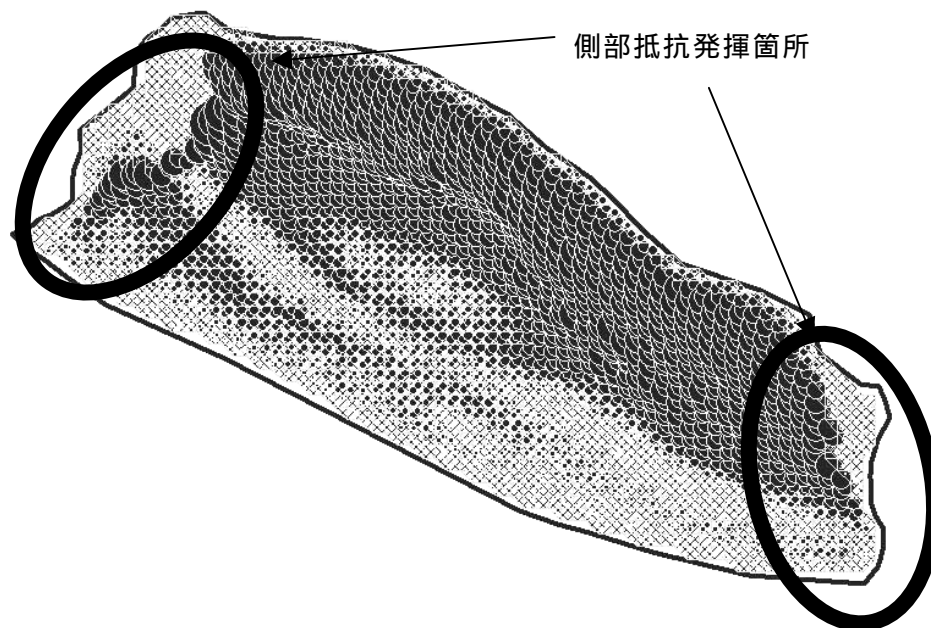


図 3 - 5 すべり面の抑止バランス図。側部抵抗力の割合。

3.1.5 側部のせん断強度を考慮した全体の安定性

側部のせん断強度を加味したのり面の全体の安全率は、3次元安定解析により $F_s=1.003$ を示す。

すなわち側部における周縁摩擦抵抗は、全体の 14%程度を示していることが検証される。

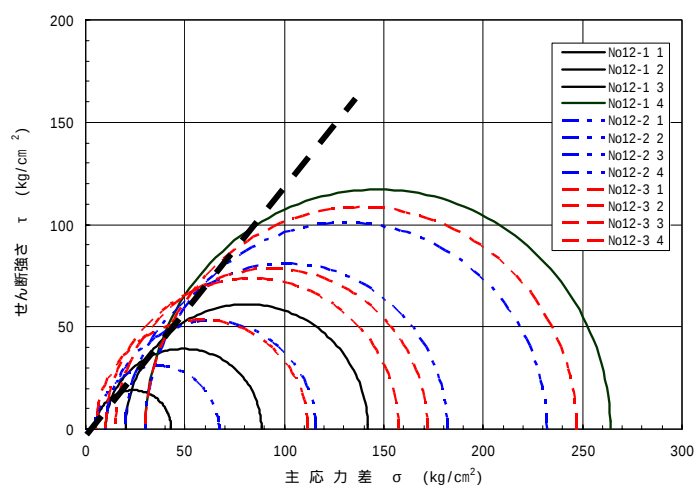


図 3 - 6 神戸層群の三軸圧縮試験結果

3.2 事例2（神戸西ジャンクション地すべり）

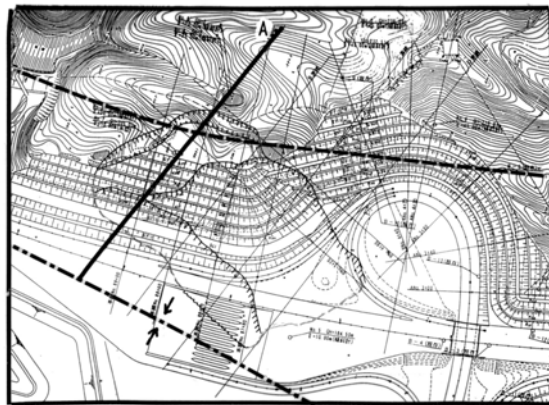
3.1.1 地質構造と崩壊の形態

この地すべりは、高速道路のインターチェンジを建設している際に発生したものである。幅 300m、長さは 150m を示し深度は 20m 程度を示している（図 3 - 7）。

滑落崖部が断層で規制され、地すべりの両翼部は沢地形となっている。地すべり面は向斜軸へ向かって、約 8° の緩やか傾斜を示していた。地質は、礫岩、砂岩、泥岩、亜炭で構成され、亜炭がすべり面となって活動し始めたものである（図 3 - 8）。

地すべりは、平面型の地すべりであり、地すべりの上部に陥没地形が形成された。当初 1 つのブロックであったが、時間とともに 3 つのブロックに分割された。

当崩壊地において地下水は、軟質凝灰岩の下面から局部的に少量湧出している状況である。



凡 例

地質時代	地 層 名	記号	層 相
第四紀	最新世	Dt	砂・礫・粘土
	鮮新世	Og	砂・礫・粘土
第三紀	中新世 神戸層群 (藍那系層)	Kcg	礫 岩
		Kss	砂 岩
		Kmd	泥 岩
		Ktf	凝灰岩
		Kpt	亜炭層

図 3 - 7 切土のり面の崩壊（事例 2）と地層の層所表

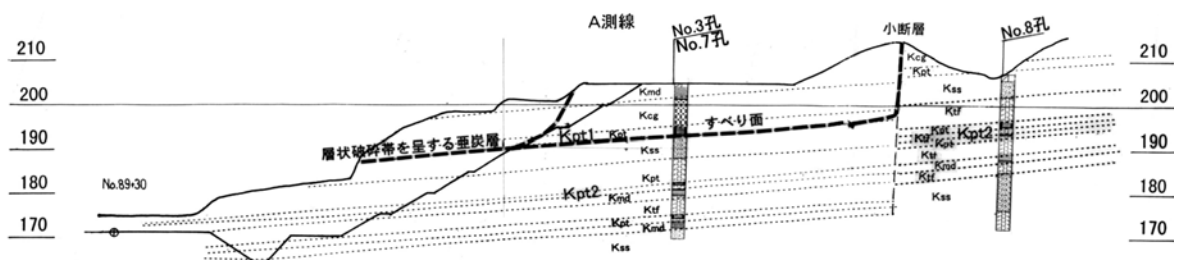


図 3 - 8 崩壊箇所の地質断面図

3.1.2 すべり面付近の亜炭のせん断強度

地すべり面粘土（亜炭、軟質凝灰岩薄層）の不攪乱試料の一面せん断試験結果を図 3 - 9 に示した。試料は、すべり面から直接 1 箇所でサンプリングしたものを利用した。不攪乱試料の完全軟化強度は、それぞれ $c=2\text{kN/m}^2$ 、 $\varphi=5.08^\circ$ を示す。

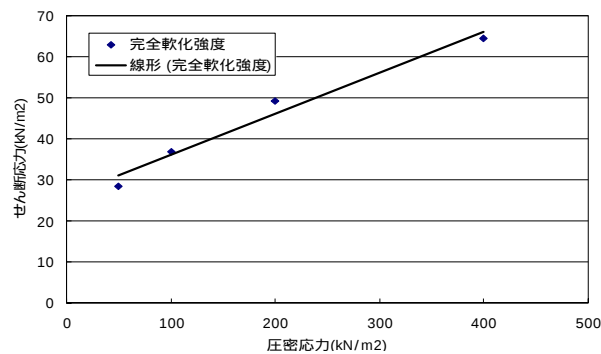


図 3 - 9 事例 2 の一面せん断試験結果

3.2.3 側部抵抗力の割合

事例 1 同様に側部抵抗力を求めると、土質試験による完全軟化強度を用いると $F_s=0.969$ となり側部抵抗力は 3.1%の抵抗力を有していたと考えられる。また残留強度を用いると $F_s=0.482$ となり、側部の抵抗力は全体の 51%にも及んでいたことになる。(図 3 - 10)

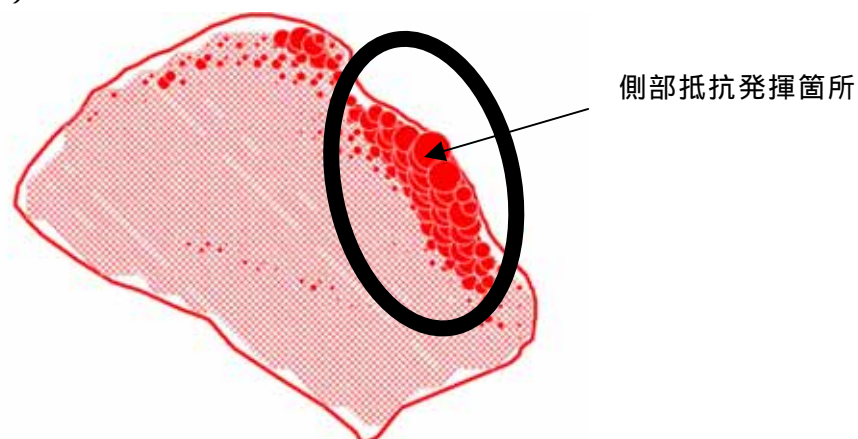


図 3 - 10 事例 2 の三次元安定解析による抑止バランス図

3.2.4 側部のせん断強度を考慮した地すべりの安定性

側部に相当する箇所からのサンプリングを実施し、室内三軸圧縮試験を実施した。試験は非圧密非排水試験とし、 $c=0\text{ kN/m}^2$ 、 $\phi=45.3^\circ$ を得た。これらの強度を側部に入力すると地すべりの安定性は $F_s=1.002$ となる。

事例 3 (木津地すべり事例)

3.1.1 地質構造と崩壊の形態

この地すべりは、供用中の高速道路で発生した変状で幅 180m、長さは 100m を示し深度は 40m 程度を示している(図 3 - 11)。

明瞭な滑落崖は形成されていないが、開口亀裂が頭部に認められる。これらの亀裂は断層で規制され、地すべりの右翼部は沢地形となっている。地すべり面は、約 5° の緩やか傾斜を示している。地質は、礫岩を基盤とし泥岩、凝灰岩、泥質砂岩、亜炭

等で構成され、凝灰岩（軟質凝灰岩）がすべり面となって活動し始めたものである。
 地すべりは、1つのブロックである。
 当崩壊地において地下水は、被圧状態にある。

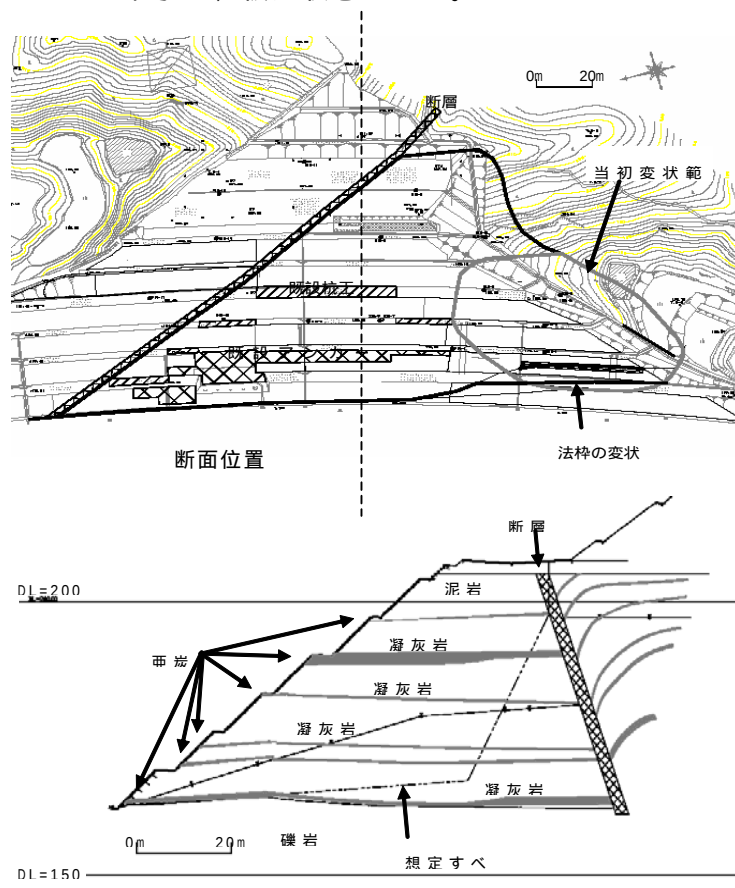


図 3 - 1 1 事例 3 の変状平面図と地質断面図

3.1.2 すべり面付近の垂炭のせん断強度

地すべり面粘土（垂炭、軟質凝灰岩薄層）の不攪乱試料の一面せん断試験結果を図 3 - 1 2 に示した。試料は、すべり面から直接 4 箇所でサンプリングしたものを利用した。不攪乱試料の完全軟化強度および残留強度は、それぞれ $c=3.9\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=10.5^\circ$ および $c=3.4\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=9.0^\circ$ を示す。

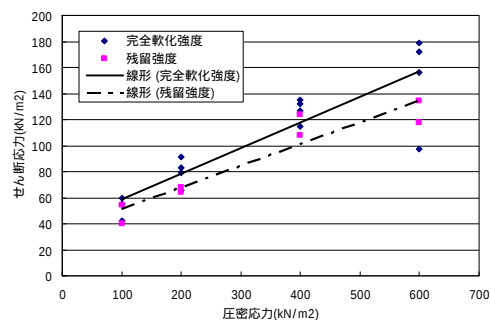


図 3 - 1 2 一面せん断試験結果

3.2.3 側部抵抗力の割合

事例 1 同様に側部抵抗力を求めると、土質試験による完全軟化強度を用いると $F_s=0.969$ となり側部抵抗力は 3.1%の抵抗力を有していたと考えられる。また残留強度を用いると $F_s=0.482$ となり、側部の抵抗力は全体の 51%にも及んでいたことになる。

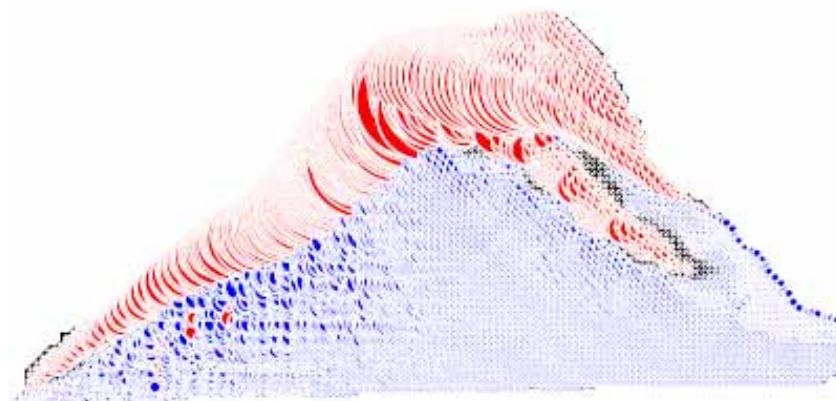


図 3 - 1 3 事例 3 の抑止バランス図

3.2.4 側部のせん断強度を考慮した地すべりの安定性

側部に相当する箇所からのサンプリングを実施し、室内三軸圧縮試験を実施した。試験は非圧密非排水試験とし、 $c=0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=45.3^\circ$ を得た。これらの強度を側部に入力すると地すべりの安定性は $F_s=1.003$ となる。

4 . 周縁摩擦抵抗について

神戸層群の切土のり面地すべりは、並進型地すべりが特徴的であり、その安定性には周縁摩擦抵抗、特に側部による抵抗の影響を大きく受けていることが明らかである。神戸層群における十数事例の地すべりについて三次元斜面安定解析を整理すると、周縁摩擦抵抗による影響は事例の如く概ね全体抑止力の数%～15%程度の影響を受けていることが明らかである。

これらは、平面型地すべりの場合断面二次元の斜面安定解析では、検討断面の設定、初期安全率の考え方、計画安全率の設定の判断を間違えると、検討のみならず対策工法への考え方に大きな影響を与えることを示している。つまり断面二次元の安定解析では、現状設計の多くは、計画安全率を $F_s=1.15 \sim 1.20$ に設定することが多く、当初安全率も $F_s=0.9 \sim 1.0$ に設定することが多いからである。すなわち、計画安全率における安全率上の 0.15～0.20 の抑止力向上は、断面二次元と三次元安定解析上の差異として生じる周縁摩擦抵抗（サイドフリクション）の影響を示していると考えられる。

これら周縁摩擦の影響は、ケースによってはその割合が 50%近くにまで及ぶことが報告されている（中川ほか、2005）。このような場合には、断面二次元解析を実施することよりも、むしろ三次元解析を実施することが好ましいと考えられる。

5 . まとめ

神戸層群ののり面について極限平衡法による並進型の地すべりの三次元安定解析の事例について示してきた。これらの結果によると、並進型の地すべりによる周縁摩擦抵抗が抑止力の数%～15%に及ぶものがあることが明らかとなってきた。これは主断面の取り方により、断面二次元による安定解析に限界があることを示している。一般にスプーン状の地すべりの場合、その周縁摩擦による影響は少ないが、並進型では、側部のせん断強度が極めて重要になることを示している。

また、側部に相当する地層の三軸試験によるせん断強度定数を三次元安定解析の側部に用いることにより、崩壊以前の安定性について再現できたと考えられ、これらの手法を用いることにより三次元的な のり面の安定性を評価できる可能性ができてきた。

今後は地質ならびに他条件を変えることにより実際の崩壊事例を増やすことにより、安定性の評価手法の精度を高めていくことが重要である。

参考文献

中川 渉、遠藤 司．2004．神戸層群凝灰岩の切土掘削に伴う地盤変形と遅れ破壊．地すべり学会誌．Vol41．No.4．pp1～11．

中川 渉．2003．神戸層群の遅れ破壊と変形メカニズムについて．神戸大学大学院自然科学研究科紀要 21-B．pp9～20．

中川 渉、守随治雄、古木 宏和、太田 英将、林 義隆．2005．周縁部強度を未知数とした 3 次元安定解析手法の研究．地すべり学会誌 Vol．No.6．pp56～65．

安定解析における土質試験結果の適用性

国土防災技術株式会社 眞弓孝之

1. はじめに

近年の調査技術の進歩，解析手法の向上が，地すべり現象の解釈と対策に新たな視点を与えている。すべり面の土質特性を反映した安定解析の取り組みも，地すべり研究の分野に新たに生まれた趨勢の一つと言える。本稿では土質試験結果に依拠した解析の必要性が近年再び見直されることとなった経緯を，最新のすべり面に関する解釈から，実務を意識した解析手法確立へ向けた実現の可能性までを整理し，今後こうした取り組みが進むべき方向性や，課題を浮き彫りにすることを試みる。

1.1 すべり面産状

本資料の内容は，全国の地すべり現場における集水井施工時，または切取法面にすべり面が露出した際に，観察・試料採取して得られた成果であり，以下に代表的な地質におけるすべり面産状を紹介する。以降に示すスケッチは，採取した不攪乱すべり面の円筒状ブロック外周の展開図である。

1.1.1 新第三系堆積岩(凝灰岩)地帯地すべり

図-2 に示すスケッチは，陥没帯内に施工された集水井内で観察された（GL-11.0m）すべり面産状である。当地区は，新第三系の凝灰岩，砂岩互層を基岩とし，茶褐色の崩積土底面に，白色の強風化凝灰岩起源の粘性土層が層厚 1～5cm 程度形成され，すべり面を挟んで下部に緑灰色の粘性土層が 2～3cm 程度認められた。この緑灰色粘性土の下部には，乳灰色の強風化～風化凝灰岩がある。鏡肌状すべり面に見られる擦痕方向は，すべり面の最大傾斜方向に対して約 45° 斜交する。

すべり面を挟んで上部・下部層には，擦痕の発達が乏しい従属せん断面が，主変位せん断面に対して色々な方向に傾斜し，かつ曲面を成して発達していた。すべり面の自然含水比は，上盤の鏡肌面を形成する白色粘土が 35.17%，下盤の鏡肌面を形成する緑色粘土が 47.25% である。すべり面周辺に顕著な湧水箇所は確認されず，浅層 GL-3～5m からの落水，回り水が顕著であった。



図-1 新第三系(凝灰岩)堆積岩地すべりのすべり面状況

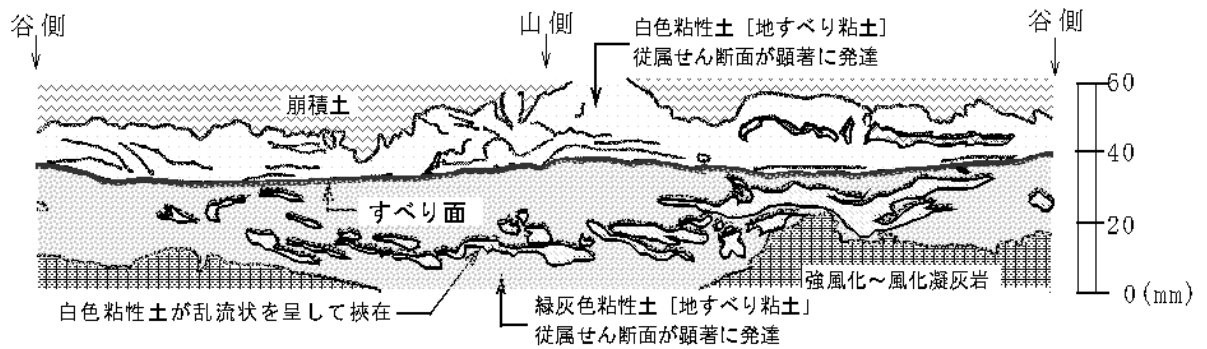


図-2 新第三系(凝灰岩)地すべり粘土円筒状試料の全周断面スケッチ(水平処理スミ)

1. 1. 2 変成岩(三波川泥質片岩)地帯地すべり

集水井内 (GL-19m 付近) に観察された地すべり粘土は、黄灰色・茶褐色状を呈する強風化泥質片岩と、黒色の風化～弱風化泥質片岩との層界に、3～6cm の層厚で形成するものであった。この粘土層内には、礫径 5～50mm 程度の泥質片岩角礫、亜角礫が多量に混入していた。

地すべり粘土の走向、および傾斜は、基岩の泥質片岩片理面の走向、および傾斜にほぼ等しい。また、地すべり粘土の底面と接する泥質片岩基岩上面には、地すべり活動によってできた擦痕が明瞭に確認された。擦痕の方向は、流れ盤状を呈する基岩片理面の最大傾斜方向にほぼ一致する。

基岩面を成す風化泥質片岩は部分的に強く破碎され、亀裂面には褐鉄鉱付着も見られる。また、地すべり粘土には、重層構造を成して破断面が形成され、この破断面を境に薄紙を剥す様に粘土薄層を剥離させることができる。この剥離面には、直径 2～5mm 程度の円礫(～亜角礫)が多数観察される。また、含有礫の中には、表面に著しい褐鉄鉱付着が認められるものもある。

湧水は、地すべり粘土上面より滲み出る程度に観察された。この地すべり粘土の自然含水比は、基岩との接触面において 18.95%、地すべり粘土 [下部・中部層 (黒色片岩起源の粘性土)] において 19.75%、地すべり粘土 [上部層] で 19.42% となり、塑性限界 (リングせん断用試料 16.38%) に近い含水状態である。

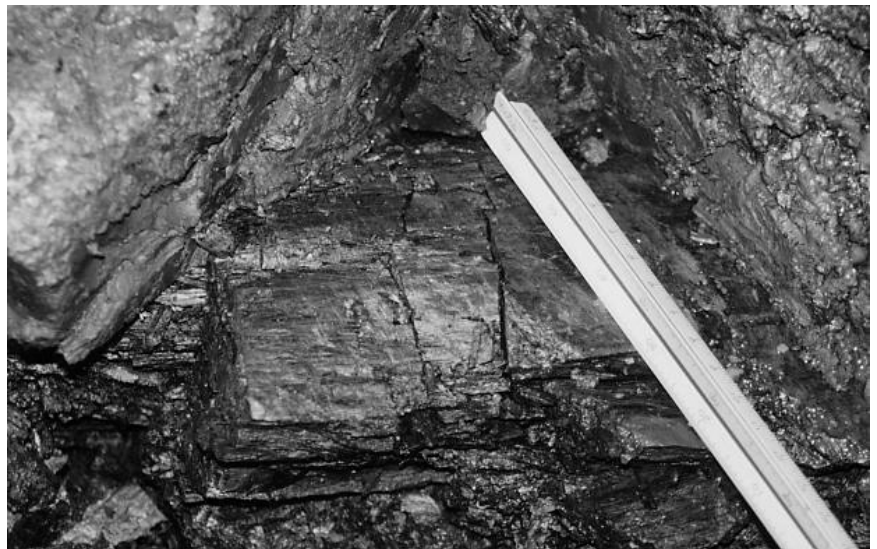


図-3 三波川泥質片岩地すべりのすべり面状況

1. 1. 3 変成岩(御荷鉾緑色岩類)地帯地すべり

図-4 のすべり面は、地すべりブロック右側壁部に設置された集水井でのすべり面産状である。井内 GL-10.7m ~ 12.7m に確認したすべり面は、層厚 20cm 程度の御荷鉾緑色岩起源の青灰色地すべり粘土底面にあり、明瞭な擦痕を伴う鏡肌様の光沢を生じている。この地すべり粘土内には、φ 2mm 強の細礫を主体とし、大きなものでは φ 20cm 程度の風化緑色岩が、円礫 ~ 亜角礫形状で多量に混入している。しかしながら、こうした混入礫がすべり面を貫通することは希で、すべり面に露出するものでも平滑面を露出して、すべり面と一体化する産状となる。また、こうした細礫群が擦痕方向に列状に並ぶ様子も観察されている。

地すべり粘土上位層からは絶えず少量ながら地下水流入を認め、流入した地下水を吸水し、地すべり粘土は部分的にやや高めの含水状況となる。尚、露出面を避けて採取したすべり面試料の自然含水比は 18.99% となり、塑性限界付近の含水状況を示す。

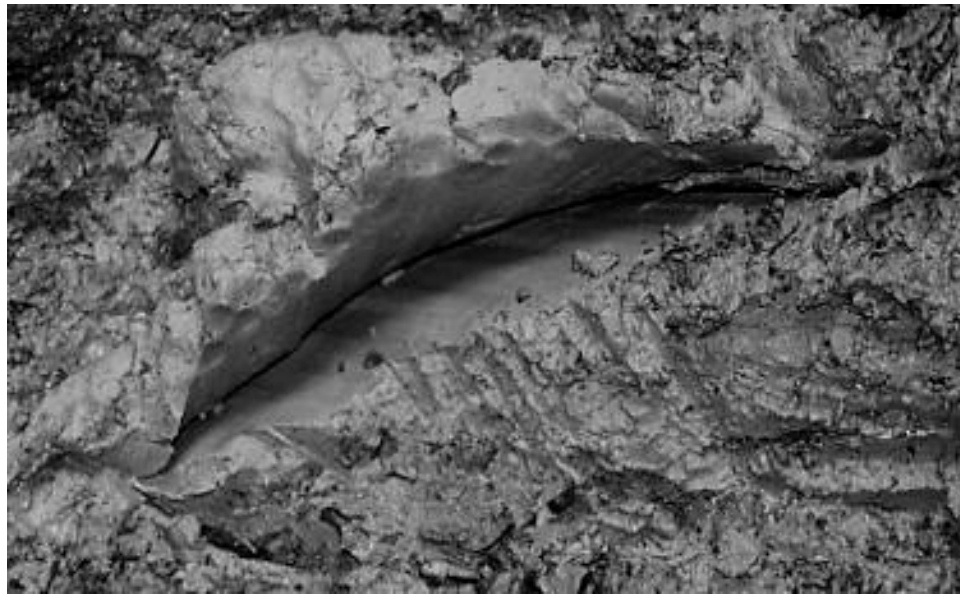


図-4 御荷鉾緑色岩類地すべりのすべり面状況

1. 2 すべり面の微視的構造

次に、すべり面を走査型電子顕微鏡を用いて観察した事例を紹介する。現場は前節で紹介した新第三系堆積岩(凝灰岩)地すべり、三波川泥質片岩地帯地すべり、御荷鉾緑色岩類地すべりの事例である。新第三系堆積岩(凝灰岩)地すべりについては、すべり面に膨潤性粘土鉱物であるスメクタイトを検出し、すべり面を被覆するスメクタイトの構造が、新第三系堆積岩地すべりの典型的なすべり面産状を呈する。また泥質片岩地帯地すべりや、御荷鉾緑色岩類地すべりについては、細砂以上粒径を顕著に含む地すべり粘土として、新第三系堆積岩地すべりとは明らかに異なる形態が観察される。

1. 2. 1 新第三系堆積岩(凝灰岩)地帯地すべり

まず、図-5、図-6 にすべり面状況の観察写真を示す。低倍率の写真には、粗粒径が配列し、起伏がほとんどない平滑な面上に、白く波が立ったかのごとき状況が観察される。さらに拡大すると、波立ったように見えていた構造は、すべり面を全面的に被覆する不定

形の粘土鉱物が、すべり面上盤と下盤を引き剥がす際に摘み上げられたことで生じた微起伏と推察された。

また、図-7、図-8にモンモリロナイト純粋鉱物のリングせん断試験後せん断面状況を示す。残留強度を実現して後のせん断面は、平滑なプレートが層構造を成して配列し、各々のプレート面は、先の新第三系堆積岩地すべりのすべり面構造に酷似した平滑な面産状を呈する。また、高倍率写真を見ると、所々に不定形の粘土鉱物が摘み上げられ、また皺よったりしている構造も見える。

さらに、図-9、図-10には、モンモリロナイトのリングせん断試験後試料を、せん断面を挟んで断面観察したものを示している。写真には、先述の不定形粘土鉱物が薄く重層構造を成し、あたかも切り紙細工を広げたような多くの間隙を形成している様子が示される。すべり面粘土が“蜂の巣状の構造”を有すると表現されることがあるが、こうした構造を観察してのイメージと推察される。

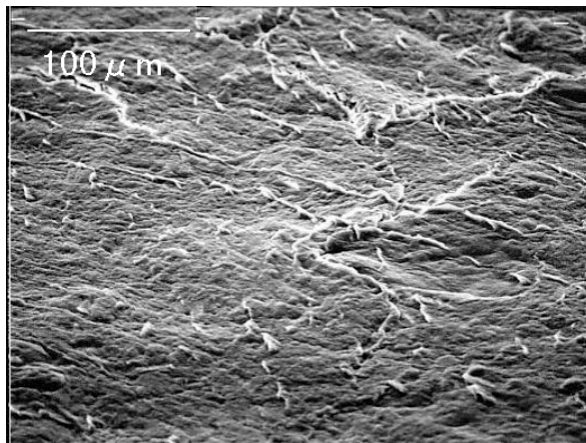


図-5 新第三系堆積岩(凝灰岩)すべり面

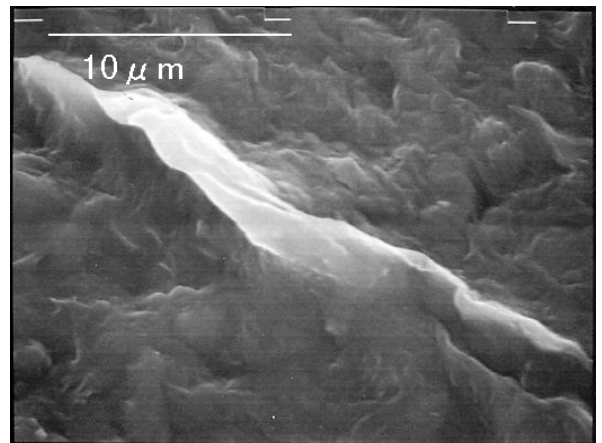


図-6 同左 拡大

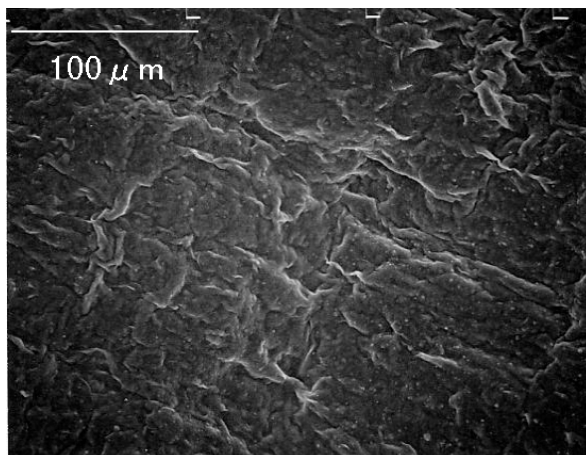


図-7 モンモリロナイト純粋鉱物の
リングせん断試験後せん断面状況

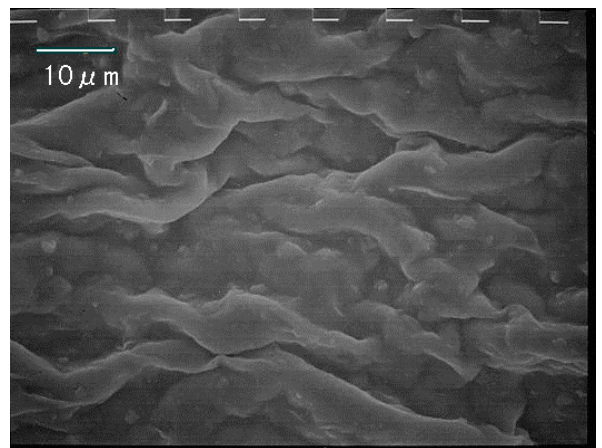


図-8 同左 拡大

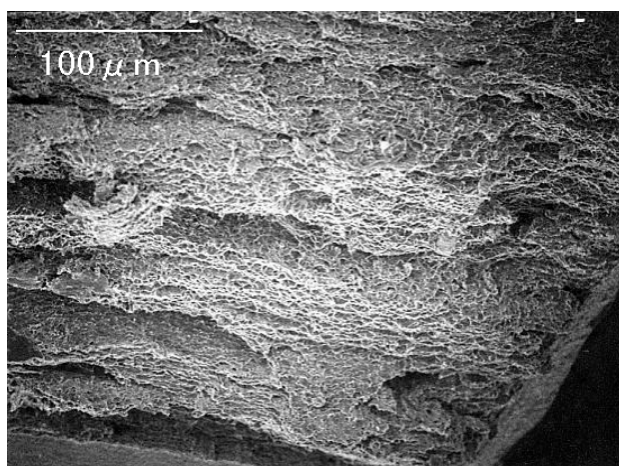


図-9 モンモリロナイト純粹鉱物のリング
せん断試験後せん断面付近の断面状況

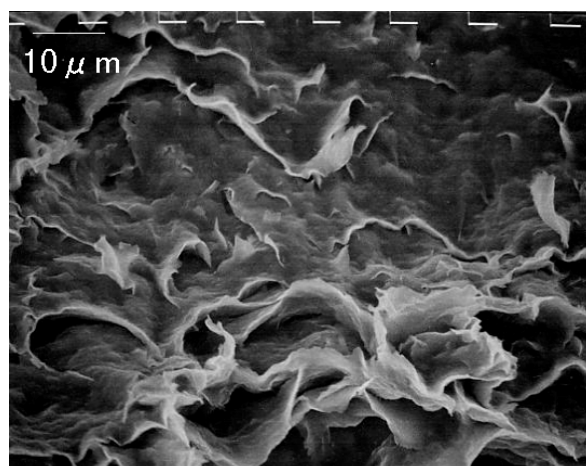


図-10 同左 拡大

1. 2. 2 変成岩(三波川泥質片岩)地帯地すべり

変成岩地帯地すべりの中で，三波川泥質片岩地帯地すべりでのすべり面は，せん断帯の層厚が数mに及ぶものもあり，主変位すべり面を決定することが困難な場合が多い。以下に示す事例は，比較的明瞭な主変位すべり面の形成を確認したものであり，風化泥質片岩が構成する堅固な基岩面直上に，粘土鉱物による明瞭な定向配列構造が観察された。すべり面には，未風化の泥質片岩亜角礫，円礫が多量に介在し，中には礫表面に擦痕があるものも含まれる。こうした顕著な混入礫の影響を受けて，すべり面には比較的長周期で起伏顕著な擦痕構造が観察された。

電子顕微鏡観察からも，図-11に示す通り扁平な細粒成分（シルト粒径が卓越）が明瞭な定向配列構造を成し，面全体がウネリを生じる様子が観察される。X線粉末回折分析の結果，主たる含有鉱物はイライト，石英，カオリン鉱物，（緑泥石）となり，図-12に観察される定向配列面を生じた扁平な鉱物は，イライト（セリサイト）であると推察される。観察視野に見る限り，定向配列面を生じるイライト（セリサイト）の粒径は，5～20 μmのものが卓越している。粗粒径成分の介在が顕著な地すべり粘土全体の粒度構成の中で，すべり面に特異な細粒分の卓越する薄層を生じていることが解る。

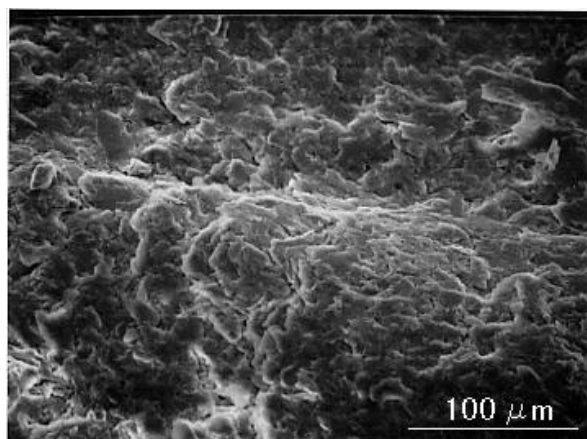


図-11 三波川泥質片岩すべり面状況
[下盤, ×約 350 倍]

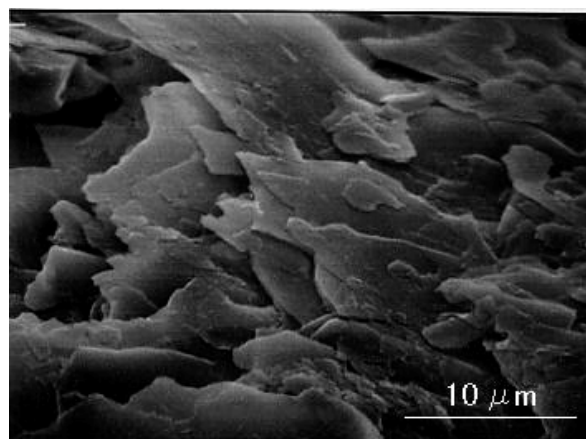


図-12 左に同じ[下盤, ×約 3,500 倍]

1. 2. 3 変成岩(御荷鉾緑色岩類)地帯地すべり

図-1 3 , 図-1 4 は , 御荷鉾緑色岩地帯地すべりのすべり面を走査型電子顕微鏡で観察した状況である。図-1 3 には低倍率 (50 倍) 観察写真を示すが , すべり面は極めて平滑であって , 面の直上・直下に介在する粗粒径成分が露出して生じる凹凸等の微起伏構造はほとんど観察されない。図-1 4 に示す観察倍率 3,500 倍の写真でも , 面の平滑さは同様であるが , さらに粒径 $10\mu\text{m}$ 程度の扁平な緑泥石の周囲に , これを取り巻くようにして輪郭が不明瞭な不定形鉱物が観察される。X線粉末回折分析から , 当地区地すべり粘土は膨潤性緑泥石 , 及び微量のス멕タイトを含有すると判定されており , 高倍率観察において見える不定形鉱物はこれらの膨潤特性に富む鉱物が観察されていると推察される。

図-1 5 に , 現場は異なるが同じく御荷鉾緑色岩地すべり粘土試料をリングせん断試験にかけ , 残留強度の定常状態を生じて後の試験後せん断面状況を示す。写真には , 雲母鉱物を主体とする種々の粒径成分が整然と配列し , 平滑な面を形成する状況が示される。せん断面を含む断面状況を観察した図-1 6 には , せん断面の上下層内は扁平な雲母鉱物が錯綜して無秩序な層構造を成すのに対し , せん断面は雲母鉱物等が配列して良好な平滑面を構成する様子が観察される。また , この配列構造に動員されている雲母鉱物は極表層のもののみであり , ここにせん断面の薄さが理解される。

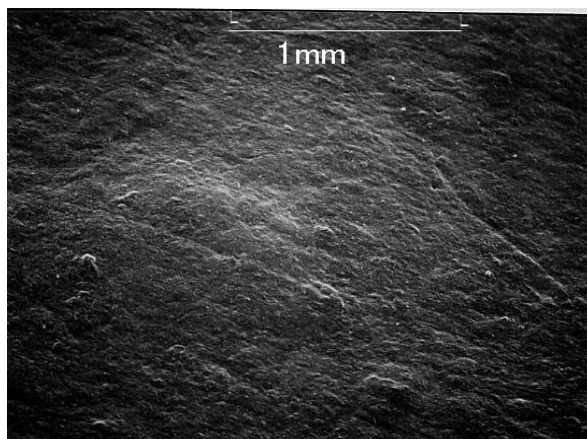


図-1 3 御荷鉾緑色岩すべり面の観察状況
[下盤 , 観察倍率 $\times 50$ 倍]

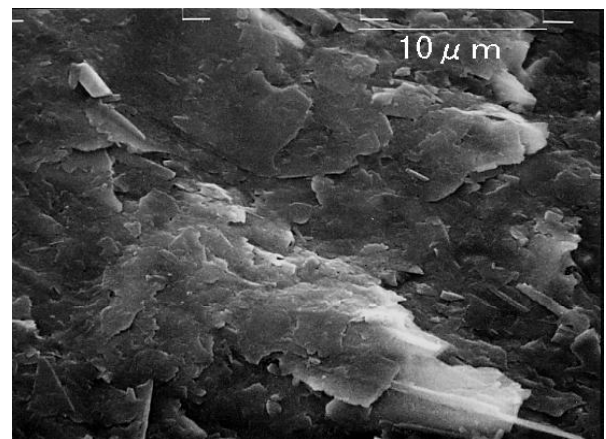


図-1 4 左に同じ[観察倍率 $\times 1,500$ 倍]

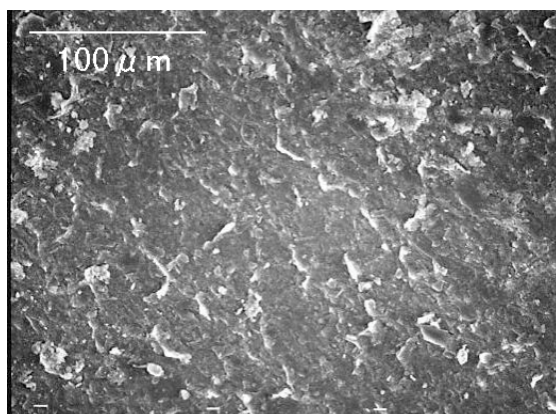


図-1 5 御荷鉾緑色岩地すべり粘土試料の
リングせん断試験後せん断面状況



図-1 6 同左試料のリングせん断試験後
せん断面を断面方向から観察した状況

2. すべり面のせん断強度特性

残留せん断強度を計測することを目的とした試験種で、今日最も一般的な試験方法がリングせん断試験である。しかしながら本稿では、地すべりの安定解析に算入される設計せん断強度パラメータ c' 、 ϕ' を、より精度高く推定する可能性を模索すべく、原位置すべり面のせん断強度を直接計測するために開発されたすべり面せん断試験結果を用いて以下に考察を行う。

2.1 すべり面せん断試験

すべり面せん断試験機は、すべり面に発揮されるせん断強度を直接的に計測することを目的とし、不攪乱含すべり面試料中のすべり面を、試験時せん断面に一致させられる構造を持つ一面せん断試験装置として開発された[宇津木他(1994)¹⁾、Mayumi et.al(2002)²⁾、眞弓(2003)³⁾参照]。

載荷機構は、垂直・せん断応力ともに脈動の少ないスクリージャッキが用いられ、垂直応力は手動載荷方式、せん断応力は反転可能な電動モータによる載荷方式である。許容最大荷重は、垂直応力が 1MPa、せん断応力が 500kPa である。また、試料室底板にもスクリージャッキが取り付けられ、底板を任意の高さに設定することが可能となっている。荷重はロードセルを介してデジタル荷重表示器によって表示され、計測者がこれを読みとる。供試体寸法は、すべり面周囲のれきを含んだまま採取できるように直径 100mm、最大有効高さ 80mm と大きく、せん断面を挟む上下 10mm 幅区間にアクリル材を用いることで、試料のせん断状況等を外部から観察できる。

以下に示すデータは、48 現場 124 試料のすべり面試料から計測されたものである。地すべり現場数、及び試料数を地質毎に数えると、古第三紀以前の地質（ジュラ系頁岩、

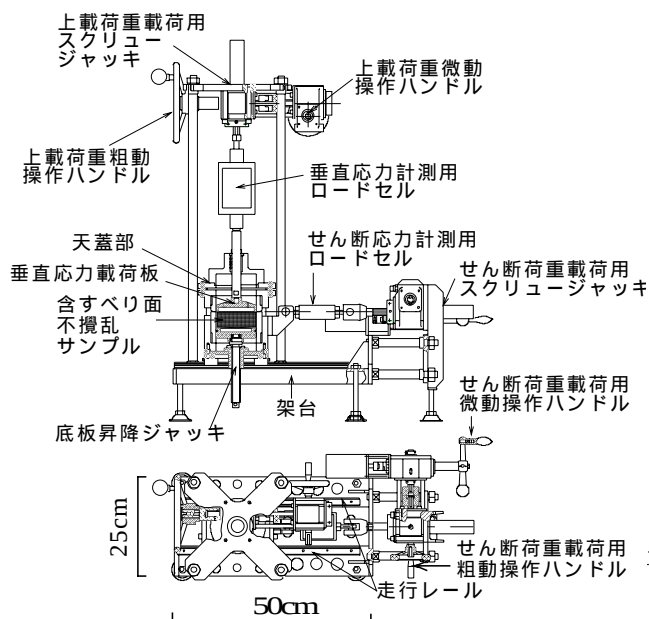


図-17 すべり面せん断試験機の構造

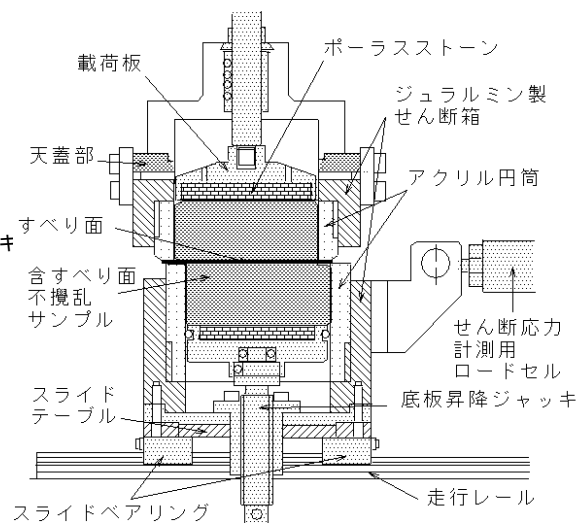


図-18 せん断部の構造

白亜系頁岩，古第三系泥岩等）が 4 現場 4 試料，新第三系凝灰岩 8 現場 30 試料，新第三系凝灰角礫岩 8 現場 20 試料，新第三系凝灰質泥岩 2 現場 10 試料，新第三系泥岩 9 現場 12 試料，熱水変質安山岩 1 現場 10 試料，三波川泥質片岩 7 現場 15 試料，三波川塩基性片岩 1 現場 2 試料（同一地内に泥質片岩も分布するが，すべり面部は塩基性片岩であり，泥質片岩の数には含めない），長崎変成岩 2 現場 2 試料，御荷鉾緑色岩類 6 現場 19 試料となる。

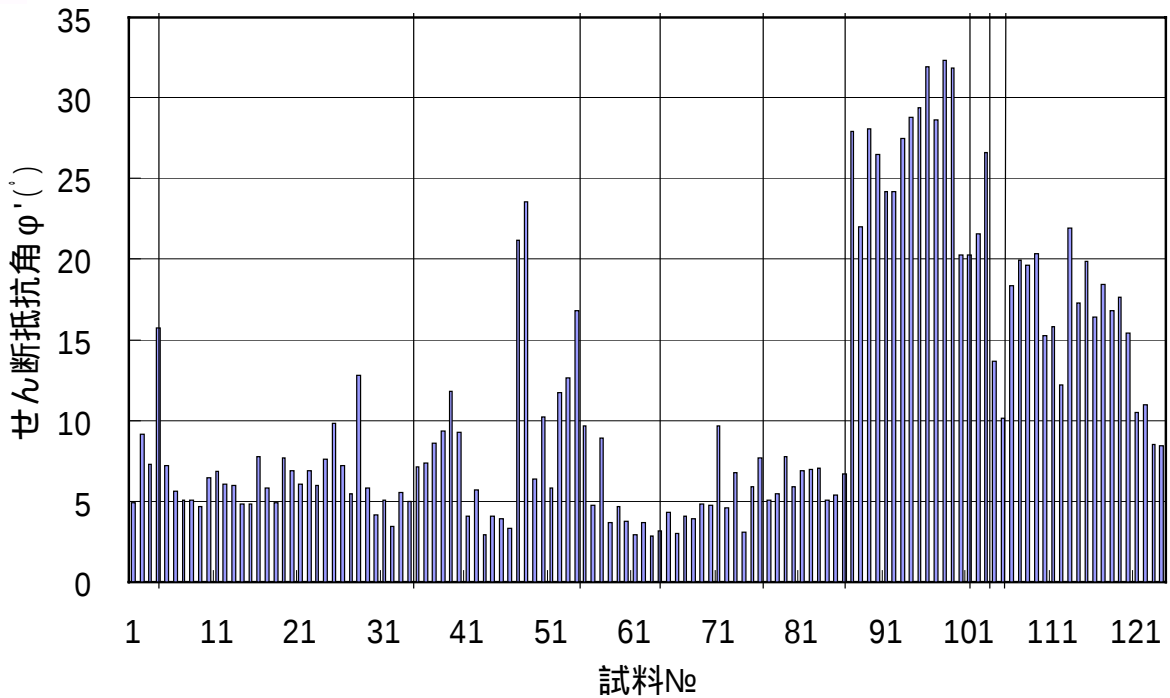
図-19 は，すべり面せん断試験で得たせん断抵抗角 ϕ' を，試料番号順に並べたものである。なお，以後の本文中に用いる各地質名称，および図-19 以降の地質区分毎に表記する凡例は表-1 の通りとする。

表-1 すべり面せん断抵抗角と地質

地質区分名	文中	図中	$\phi'_{\min}$	$\phi'_{\max}$	ϕ'_{AVG}	n
古第三紀以前の地質での地すべり	地質	□	4.94	15.76	9.27	4
新第三紀堆積岩地すべり(凝灰岩)	地質	●	3.46	12.83	6.22	30
" (凝灰角礫岩)	地質	○	2.93	23.54	9.29	20
" (凝灰質泥岩)	地質	●	2.84	9.67	4.81	10
" (泥岩)	地質	●	3	9.66	5.21	12
熱水変質安山岩地帯での地すべり	地質		5.06	7.75	6.22	10
三波川泥質片岩地すべり	地質		20.25	32.35	26.93	15
三波川塩基性片岩地すべり	地質		21.54	26.61	24.08	2
長崎変成岩類地すべり	地質	■	10.1	13.67	11.89	2
御荷鉾緑色岩類地すべり	地質	▲	8.42	21.97	15.99	19

地質 ， ， の群と，地質 ， の群は，それぞれ土質特性に差が無く，同一記号で表記する。

$\phi'_{\min}$ ：最小値， $\phi'_{\max}$ ：最大値， ϕ'_{AVG} ：平均値，n：試料数

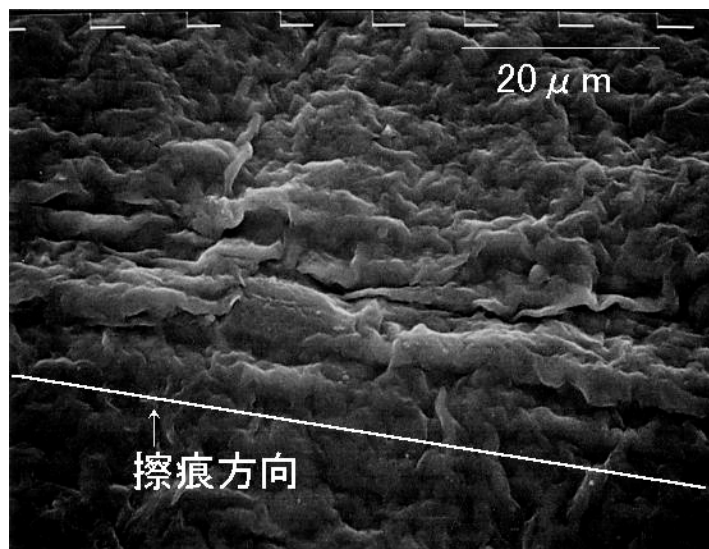


図中 ～ の番号は表2.1に示す文中表記の地質番号に共通

図-19 日本各地の地すべり地で実施したすべり面せん断試験結果

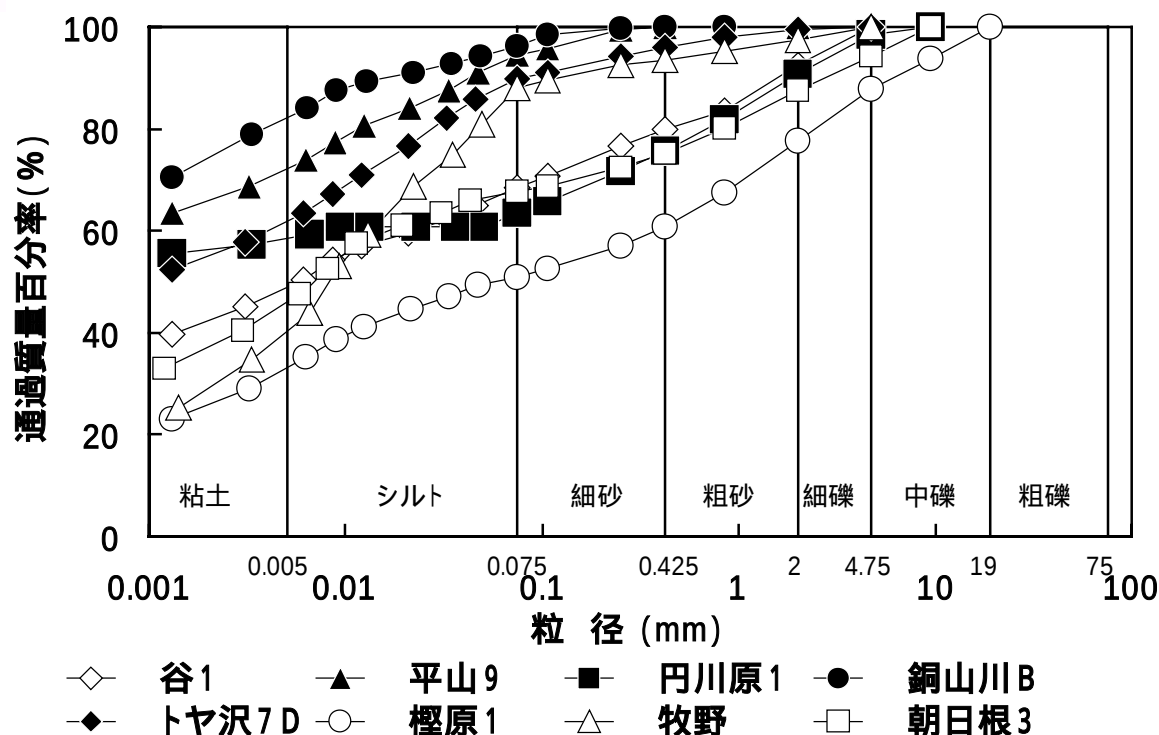
表-1には、地質毎のせん断抵抗角の最小値、最大値、平均値、試験対象とした試料数を併記している。表より、地質 ～ の ϕ 最小値が、 $3^{\circ} \sim 5^{\circ}$ と小さな値を示すことが解る。図-20は、地質 に区分されるすべり面を走査型電子顕微鏡により観察したものである。

図には平滑なすべり面上に、擦痕が列状の起伏を生じる様子が示される。また、不定形の粘土鉱物が襞状の構造を伴い、糊の表面を見る様な印象ですべり面全面を被覆する状況が観察される。この不定形の粘土鉱物はX線粉末回折からスメクタイトと同定され、同様の構造が地質 ～ の全てのすべり面に確認された。山崎他(2000)⁴⁾は、純粋鉱物モンモリロナイトの残留強度が 4° 前後の強度レベルとなることをリ



ングせん断試験結果から報告しており、図-20 新第三系すべり面のスメクタイト被覆 $3^{\circ} \sim 5^{\circ}$ の強度特性はスメクタイトの残留強度発現によると考えられる。

また、地質 ～ に属する試料群の最大値は、各地質で傾向にバラツキがある。しかしながら平均値は、地質 ， が 9° とやや高めであるが、地質 ， ， は $4^{\circ} \sim 6^{\circ}$ となり、スメクタイトの強度特性に影響を受けたものとなる。



凡例試料名の前に付した 等の番号は表-1中表記の地質番号

図-21 各地質を代表するすべり面粘土の粒度分布

地質 ～ は、地質 ～ に比べ明らかに強度レベルが高く、強度の幅も広い。地質 ～ の多くは、新第三系堆積岩地すべりに見られる鏡肌のすべり面ではなく、せん断帯として認識されることが多い。せん断帯を成す一部の分離面を剥離すると、砂・れき等の粗粒径成分が分離面に露出し、露出した砂・れきが起点となって起伏顕著な擦痕の凸型構造を形成する状況が観察される。

また、地質 ～ のすべり面は、やはり粗粒径成分をすべり面粘土中に取り込むものの、粘土含有率が 50%程度と高く、多くのすべり面で鏡肌を呈し、定向配列構造を形成する。さらに、地質 ～ は、粘土含有率が低めながら、粗砂以上の粒径成分の混入も顕著ではなく、すべり面部には雲母が定向配列して平滑面を形成する。

図-2 1 に各地質を代表するすべり面粘土の粒径加積曲線を示す。新第三系堆積岩地すべり（地質 ～ ， ～ ， ～ ），および地質 ～ は粘土含有率が 50%を越えるものとして特徴付けられ、50%を下回ることを特徴とする変成岩地すべり（地質 ～ ， ～ ， ～ ）とは明らかに形状が異なる。地質 ～ のすべり面粘土は、粒度組成が変成岩地すべりに近く、また地質 ～ は高い粘土含有率とともに、粗砂以上の粒径成分を 20%以上含むことを特徴とする。

以上を総括すると、すべり面せん断試験結果に認められたせん断抵抗角 ϕ' の大小は、粒度組成に見られた地質毎の特徴と以下のように関連づけることが出来る。

- ・粘土:多,粗粒径:少 → ϕ' =小 ...地質 ～ ， ～ ， ～
- ・粘土:多,粗粒径:多 → ϕ' =中 ...地質 ～ ， ～ ， ～
- ・粘土:少,粗粒径:少 → ϕ' =中 ...地質 ～
- ・粘土:少,粗粒径:多 → ϕ' =大 ...地質 ～ ， ～

2.2 現場単位に見るせん断抵抗角の均質性

以下に、同一現場で複数の試験を実施した事例について、三次元的に広がるすべり面上での採取場所の違いが、すべり面せん断試験結果、およびリングせん断試験結果にどのように影響しているかを検討する。

本地すべりは、斜面長 900m、幅 550m、すべり面最大深度約 50m の大規模岩盤地すべりである。特に、融雪期や初冬に移動速度が増大する傾向を示しながら、年間 20～30cm の移動が確認されている。基岩を成す地質は、新第三系中新統小沢層の硬質泥岩・凝灰質シルト岩であり、鏡肌を成すすべり面は、焦茶色、黄灰色、青灰色と種々の色調を呈する擦痕起伏顕著なものである。

本地区でのすべり面せん断試験結果は、滑落崖近傍の E2，MS 地点試料，ブロック中腹部の №6，7，8，9，10 集水井内すべり面試料で $\phi'=4.65^{\circ}$ ～ 7.25° となり、 2.5° の幅に全ての試験値がプロットされた（図-2 2，図-2 3 参照）。

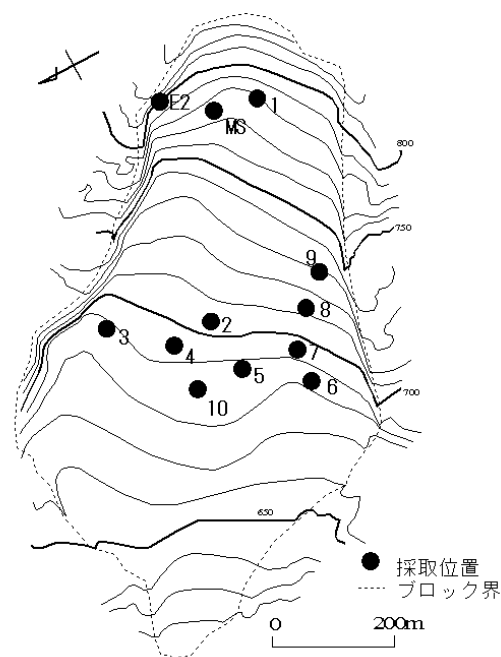


図-2 2 すべり面等高線図上の試料採取位置

これに対してリングせん断試験結果は、最小値（ $\phi_r' = 5.95^\circ$ ）がすべり面せん断試験結果とほぼ一致するものの、最大値は $\phi_r' = 19.31^\circ$ と大きなバラツキを生じた。この原因を考察すべく、図-24にリングせん断試験に供した攪乱採取すべり面粘土試料の粒度特性を示した。図に認められる特徴を以下に整理する。

すべり面せん断試験と同一レベルの強度評価を得た№3, 7試料の粒度組成は、粘土含有率で60%を上回り、細砂以上の粒径成分をほとんど含まない。

リングせん断の強度レベルが突出して高い評価を得た№5, 6, 10試料の粒度組成は、地質に属するすべり面粘土でありながら粘土含有率が50%を下回るものを含み、かつ細砂以上の粒径成分が20%前後と多めである。

図に示される各試料の粒径加積曲線は、シルト以下の粒径範囲でほぼ平行関係を満足する線形となり、各試料の粒度組成の差異が細砂以上の粒径成分の混入多寡によるものであることが解る。

本地区すべり面、および ϕ_r' が 6° 前後にまで低下したリングせん断試験後せん断面には、スメクタイトが面を完全に被覆する状況が電子顕微鏡観察によって確認され、細砂以上の粒径成分がすべり面に露出する状況はほとんど見あたらない。つまり、リングせん断試験用採取試料に検出された粗粒径成分の多寡は、すべり面粘土の採取状況に強く影響を受けると理解される。

スメクタイト100%の試料採取は不可能であっても、地質の粒度組成の特徴である粘土含有率が50%を上回り、粗粒径成分を含まない試料では、リングせん断試験の結果は、スメクタイトの残留強度に一致すると考えられる。

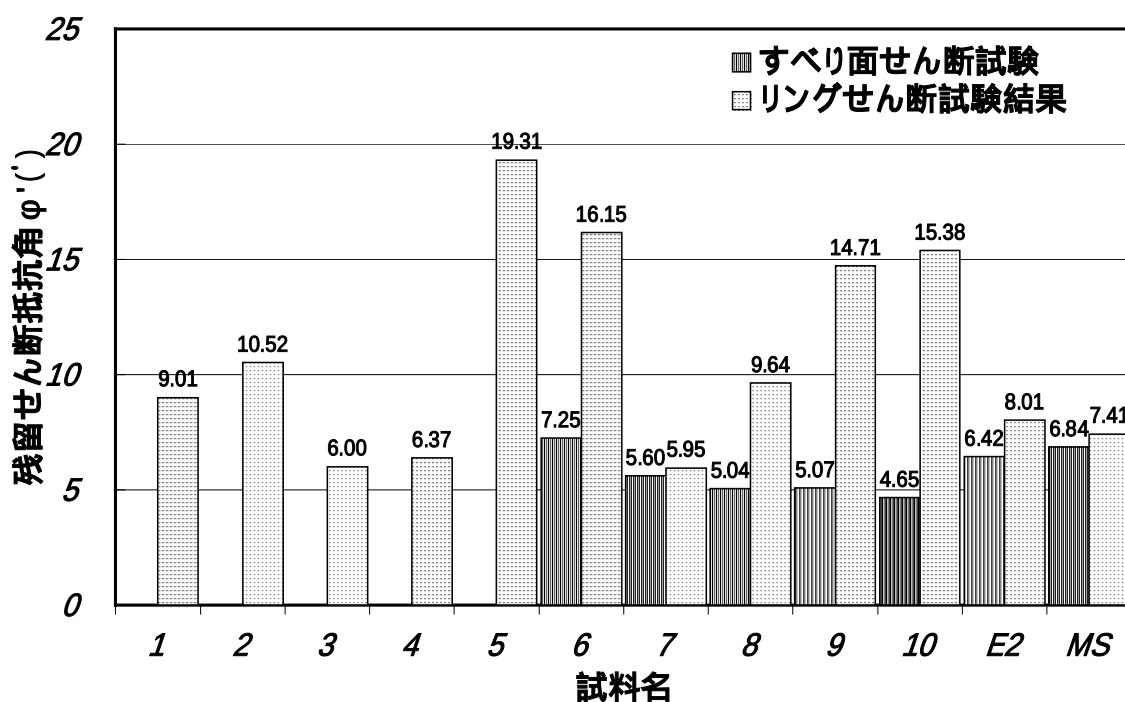


図-23 すべり面せん断試験とリングせん断試験の結果

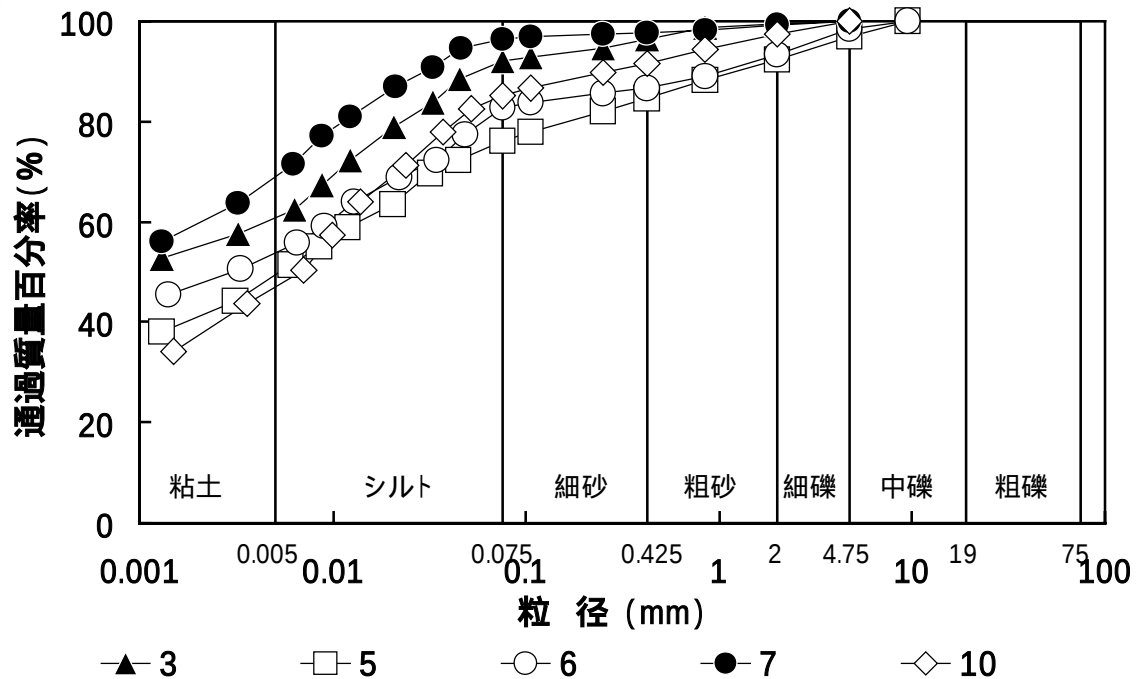


図-24 対象地区内すべり面粘土の粒度分布

3. 土質試験結果を利用した地すべり安定解析

残留強度せん断面を形成する過程では、ダイナミックな構造変化が生じると考えられる。地すべりのすべり面においても、地すべり滑動に伴う同様の構造変化が生じることは容易に想像されるが、地すべり移動土塊の底面を構成するすべり面は、すべり面深度、すべり面傾斜、地質学的条件等、すべり面の部位によって、すべり面形成環境が大きく異なっている。具体的には、すべり面粘土に含まれる細砂以上粒径含有率の多寡、さらには新第三系堆積岩地すべり等におけるスメクタイト含有状況は、地表に近い（地質学的規制条件から離れた位置となる）すべり面縁端部（滑落部、末端部や側壁部）において、舟底型底面部（縦・横断上ですべり面が直線的に表現できる区間であり、地質学的規制条件を伴うすべり面部位）の状況とは、明らかに異質なものとなる可能性がある。

移動土塊縁端部のすべり面部位におけるせん断強度パラメータが、地質学的規制条件上に位置する板状すべり面部位と異なる可能性を孕む地すべり安定解析において、設計せん断強度パラメータとして土質試験結果を利用する際には、多くの制約や適用条件が付記されなければならない。本章では、試験結果を設計に適用した場合の問題点を示し、期待される将来の安定解析手法に向けた展望を述べる。

3.1 逆算解析の方法

現行の地すべり安定解析において採用されている土質強度パラメータ、特にせん断強度パラメータ c' 、 ϕ' の決定法には、次のような方法がある。

(1) $c' = 1/10 \cdot h$ 法

建設省河川砂防技術基準（案）同解説（計画編）⁵⁾に採用され、最も一般的に利用されてきた土質強度の決定手法である。式中の h はすべり面深度（m）によって与えられ、ま

た c' は従来単位法に準拠した tf/m^2 によるものである。この式は、渡らが収集した土質試験値（一軸圧縮試験結果）によって導かれた経験則であり [山田他（1971）⁶⁾]、単に平均的なすべり面深度を与えることで、個人差無く粘着力が決まるという決定手法である。極めて簡便な手法であり、実務においてしばしば利用されているが、決定された c' 、及びこれから逆算される φ' に科学的な根拠を与えられない。

（２）交点法

地すべりの活動時および停止時の安全率を与えて $c' - \tan \varphi'$ 図を描き、その交点をすべり面の土質強度パラメータ $c' \cdot \varphi'$ とする方法である。この方法も、過去には利用された事例を見るが、これの問題点は、

- ・活動時安全率および停止時安全率をどのように与えるかで個人差を生じる。正しくその状態を規定し得るのは臨界状態のみであり、活動中および停止中の斜面安全率は本来決定できるものではない。

- ・二つの $c' - \tan \varphi'$ 図の交点座標が、すべり面のどのような状態を反映したものか説明できない。すなわち、すべり面を残留状態と捉えるならば $c' = 0$ となり、この状態が同一すべり面において二種類存在することを説明できない。

（３） $c' = 0$ 、 $\varphi' =$ 逆算（逆算値は土質試験値により検証）とする手法 [申（1995）⁷⁾]

中・古生層～結晶片岩地帯での地すべりや、第三紀層地帯地すべりであっても冠頭部亀裂が観察され、かつ末端部押出し現象が見られる段階では、すべり面せん断強度は残留強度に低下しているとしてよいとの解釈から、上述のような地すべりのすべり面せん断強度を $c' = 0$ として φ' を逆算する手法である。但し、逆算的に求められた φ' を、並行して行うすべり面粘土の土質試験結果と比較し、両者に差異を生じた場合は安定解析条件を検討し直すことが要求される。

（４）残留係数法 [(Skempton (1964)⁸⁾、宜保他 (1984)⁹⁾、佐野他 (1996)¹⁰⁾]

すべり面に期待される実際の平均せん断強度を、ピークせん断強度値および残留せん断強度値と比較することで、問題としている粘土の強度がピーク値対応なのか、残留値対応なのか、あるいはその中間領域の値なのかを、0～1の間に値をとる残留係数 R をもって定義し、すべり面の平均強度として $c' - \tan \varphi'$ 図と、ピーク強度-残留強度線分との交点を提案する方法である。

すべり面の強度劣化の問題を考慮した論理的、かつ現実的な手法であるが、

- ・ピーク強度の計測方法（採取試料と試験条件）

- ・粘着力およびせん断抵抗角が、ピーク強度から残留強度へ直線的に（一定の割合で）強度低下すると仮定しているが、土質力学的に意味のある仮定といえるか定かではない。

- ・すべり面の平均的な強度が設計せん断強度と決定されるものであり、決定された強度パラメータは、 $R = 1$ の設計条件を除いて、常にすべり面で計測された残留強度よりも高めの強度設定がなされる。地すべり安定解析は、地すべり対策工事の設計に利用されるものであり、地下水排除工の設計等において危険側の強度パラメータを決定することとなる。

3.2 逆算解析結果と土質試験結果の関係

ここに対象とした 50 現場の逆算解析結果は、全ての事例において試験値が考慮される以前の試算結果である。また、 c' 、 ϕ' の強度決定には、50 現場中 19 現場の解析事例で粘着力が考慮され、他事例は残留強度ということで $c'=0$ として ϕ' が逆算されている。安定解析の条件についても現場ごとに種々異なっており、以下に、逆算解析の信憑性に影響を及ぼすと予想される解析条件に関して現場情報を列記する。

安定解析式：一搬 Janbu 式(43 例)、Shin-Janbu[一体スリ]式(4 例)、不明 3 例

断面数：1 断面解析(19 例)、Lambe-Whitman 法の近似三次元解析(26 例)、不明 5 例

水位観測：自動観測(35 例)、手計り観測(9 例)、不明 6 事例

水位観測精度：水位観測専用孔(27 例)、非専用孔(17 例)、不明 6 例

すべり面形信憑性：確定すべり面(34 例)、推定すべり面(12 例)、不明 4 例

図 3.1 は、すべり面せん断試験の結果得られたせん断抵抗角 ϕ' と、当該現場において試験値を考慮することなく実施した逆算解析から得られたせん断抵抗角 ϕ' の関係を示した図である。図に示されたプロット全般の傾向としては、両せん断抵抗角はほぼ一致するか、逆算解析結果が当該現場のすべり面が有するせん断抵抗角よりも大きめに評価される事例が多い。この関係は、逆算時に c' 成分を何らかの方法により有効とした逆算結果（図中、赤、黄で色づけしたプロット群）においても、同様に指摘される傾向である。

すべり面せん断試験から得られるせん断抵抗角が 10° 以下の新第三系堆積岩地すべりでは、すべり面が示すせん断抵抗角よりも逆算解析から推定されるせん断抵抗角が 15° 近

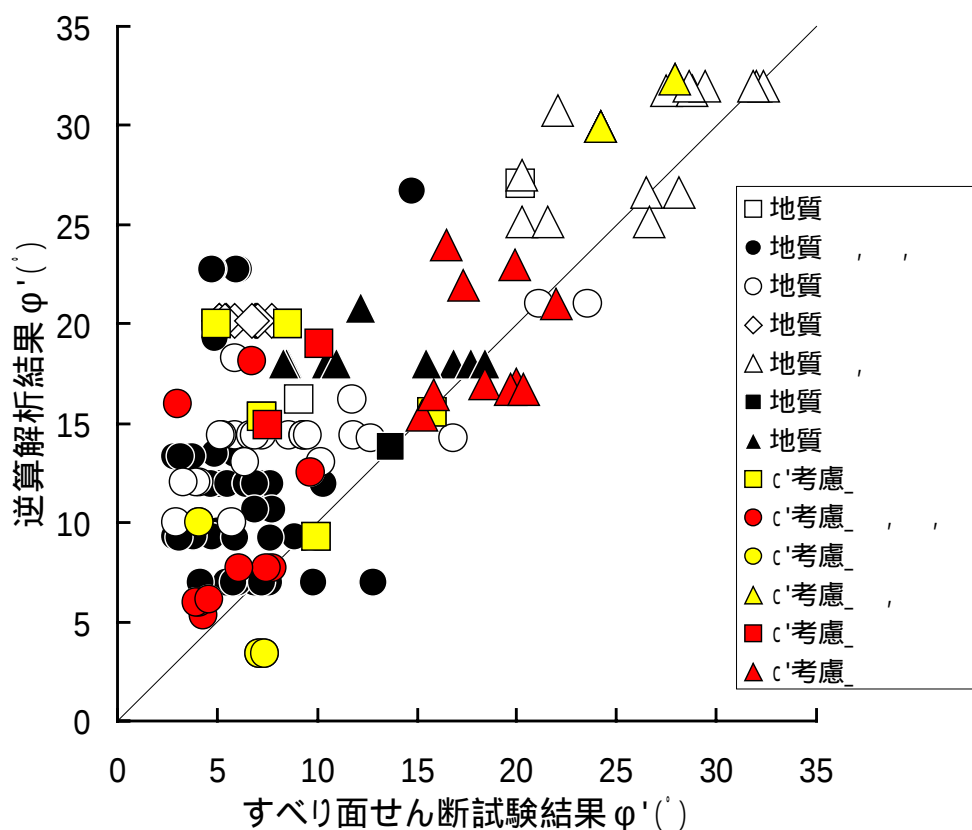


図-25 すべり面強度と逆算解析結果

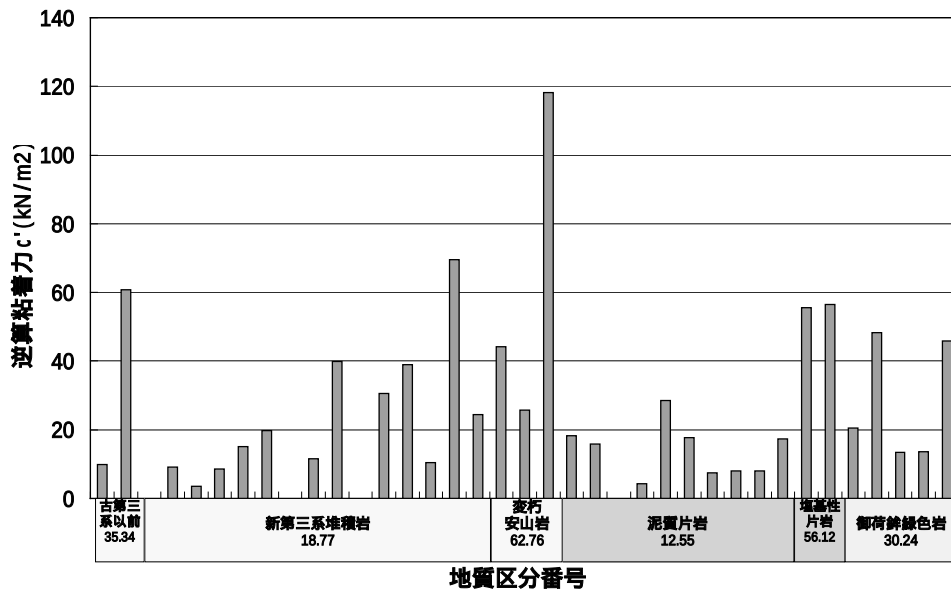


図-26 土質試験結果 (ϕ') を算入して逆算された c' の地質別特徴

く高い事例も希ではなく、変成岩地帯地すべりににおける差異が 10° 程度であるのに比べ、分布に差異を生じている。

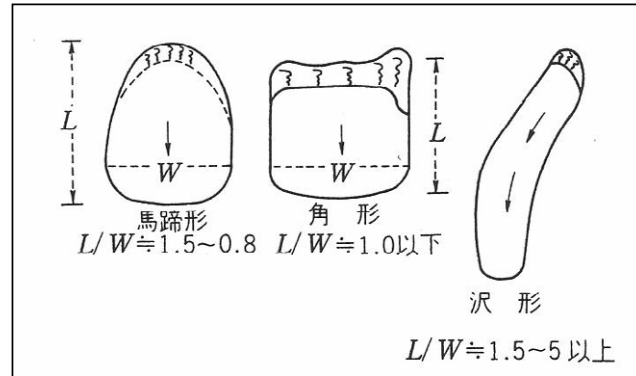
また土質試験によって得たせん断抵抗角 ϕ' を二次元安定解析式に算入し求めた粘着力 c' と地質との関係を図-26に示す。検討事例が未だ十分でないため、現場毎のバラツキが顕著であるが、泥質片岩地帯での検討結果において逆算 c' が相対的に小さ目であり、前述の試験値 ϕ' と逆算値 ϕ' の関係に指摘された地質毎の特徴と同じ傾向を示した。

さらに、解析対象とした地すべりブロックの位置（地形要素）条件、ブロック形状、横断方向の左右対称性に着目し、ブロック構造と土質試験結果 (ϕ') 算入による逆算 c' の関係について検討を行った。検討に考慮したブロック構造の分類は以下の凡例に示す通りである。

A：ブロック周囲の斜面状況

平面図	横断面図	説明	
		横断方向の地形は「平滑」であり、地すべりの幅を制限するような地形条件ではない。	1：一様な斜面
		横断方向の地形は、地すべり地内で凸状を呈し、両側では「凹」状になるため、地すべり幅が制限される。	2：尾根地形
		横断方向の地形は、地すべり地内で凹状を呈し、両側では「凸」状になるため、地すべり幅がある程度制限される。	3：谷地形
		横断方向の地形は、側方の浸食が進んで「谷」が入り込むことにより、地すべり幅がある程度制限される。	4：両側に谷地形

B：ブロック形状



C：横断方向左右の対称性

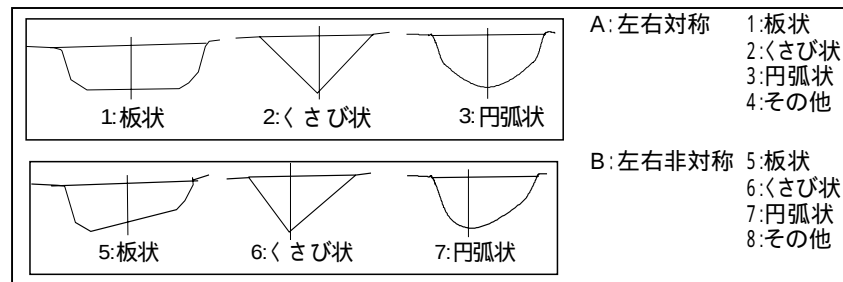


図-27は、地すべりブロック周囲の地形状況・ブロック形状と逆算粘着力 c' の関係について整理したものである。図には周囲の地形分類番号2（尾根地形）に該当する現場の逆算 c' が、谷地形や一様な斜面における場合より顕著に小さいことが示された。つまり、土質試験結果の ϕ' に起因して発揮される抵抗力以外の抵抗力成分が、尾根地形においては他の斜面要素のものに比べて少ない可能性が示された。

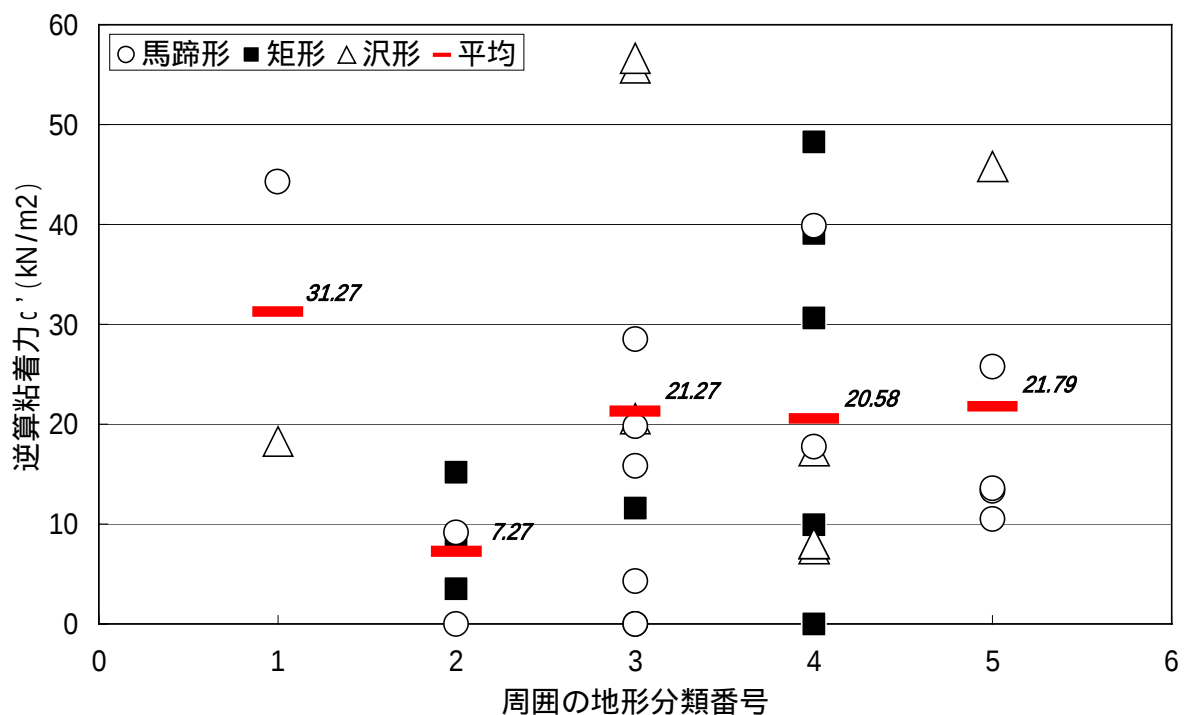


図-27 地すべりブロック周囲の地形状況・ブロック形状と逆算粘着力 c' の関係

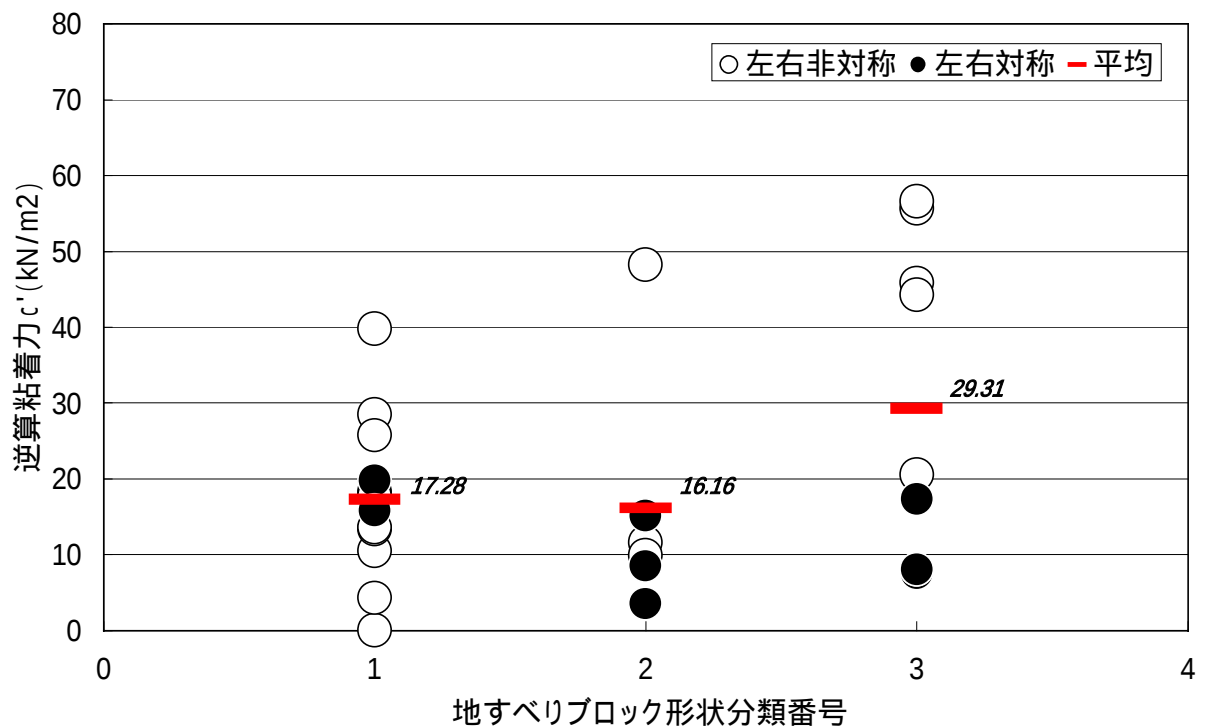


図-28 地すべりブロック形状・左右対称性と逆算粘着力 c' の関係

また、地すべりブロック形状と逆算粘着力 c' の関係では、ブロック形状が沢型（分類番号3）のものが馬蹄形（分類番号1）や角形（分類番号2）に比べ c' が大きめに評価される傾向にあることが解る。さらに角形、および沢型のブロック形状を有するものについて、左右非対称の事例で c' が大きめに評価されることが示された。

谷地形部に生じた地すべりブロックや、沢型や左右非対称形状の地すべりブロックでは、側壁部のすべり面占有率が比較的大きくなることが予想され、こうした事例において逆算粘着力 c' が大きめに評価されている事実は、側壁等の地すべり縁端部において、すべり面のせん断抵抗角では表現されていない地すべり抵抗力が存在することを示唆する。

結論として、計測された実際のすべり面のせん断抵抗角よりも、逆算によって推定されるせん断抵抗角が著しく大きくなる可能性としては、

逆算解析条件に含まれる事実と異なる計算条件の影響

- ・ 想定されているすべり面形が、実際のすべり面形よりも危険側に過ぎる形状の場合。
- ・ 算入されている間隙水圧データ（水位データ）が実際よりも高い水頭として算入されている場合。
- ・ 安定解析式を Janbu 式ではなく、Fellenius 式を用いた場合。
- ・ 逆算時安全率が実際よりも高めの安全率評価となっている場合。

縁端部すべり面部のせん断抵抗角が、板状すべり面区間のせん断抵抗角よりも著しく大きい場合。

すべり面のせん断抵抗以外にも二次元安定解析に反映されていない強度成分が存在する。が考えられる。尚、逆算解析結果の ϕ' が、計測されたすべり面のせん断強度よりも小さく評価される事例は少ない。

前節では二次元安定解析で表現できない縁端部等の抵抗力の存在が、逆算粘着力 c' に表現されている可能性を示した。そこで本節では、すべり面の各部位の形状を種々の探査を行って推定し、かつすべり面各部位から収集した土質試験結果（せん断抵抗角 φ' ）を用いた三次元安定解析を行い、土質試験結果算入による三次元安定解析の適用可能性について考察を行う。

三次元安定解析を行うためにはすべり面の三次元形状の把握が必要である。

周辺地質から推定される見掛け傾斜
平面図からの亀裂位置判読
現地地形に残された規制構造（特に左側壁）
トレンチ掘削による確認
地下レーダー探査による画像変化
FDEM探査
ボーリングコアサンプリング

すべり面等高線図を図-30に、水位等高線図を図-31に示す。



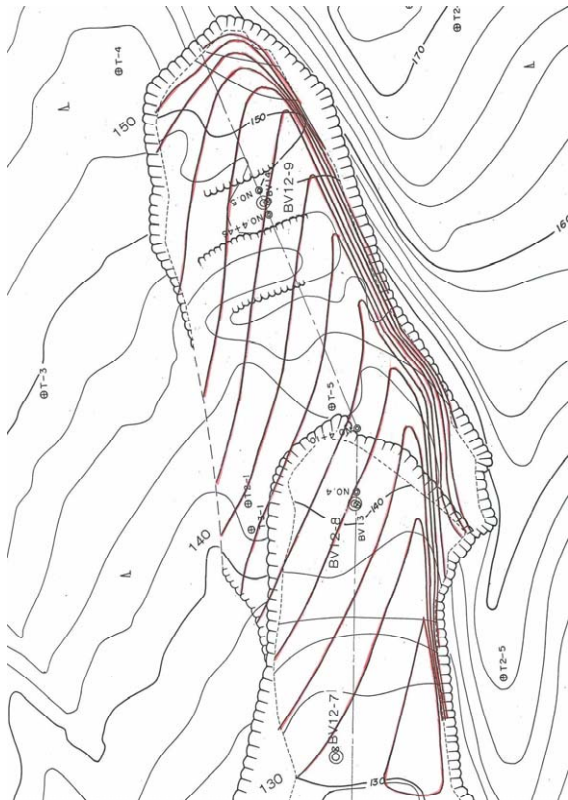


図-30 すべり面等高線図

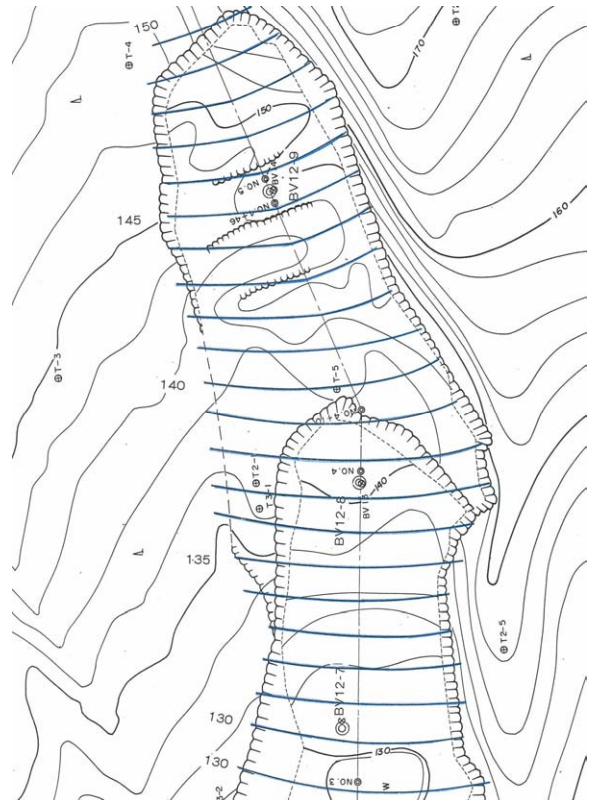


図-31 水位等高線図

3.3.2 鵜飼による三次元解析

鵜飼は、簡便法 (*Fellenius*) , *Bishop* , *Janbu* , *Spencer*法それぞれに拡張式を提示している (鵜飼・細堀, 1988) ¹¹⁾。

(1) 想定すべり面形状

図 2.2 , 図 2.3 に三次元簡易 *Bishop* 法によるすべり面形状の模式図を示す。すべり方向はx軸マイナス方向としている。すべり面は中心部が直線, 両端に楕円弧の 1/4 を付した曲線を回転軸まわりに回転させたときにできる面とする。したがって, 中心部は回転円筒 (*cylinder*) となり, 両端に楕円体 (*ellipsoid*) が付した形状となる。なお, コラムは, 二次元のスライスに相当するものである。

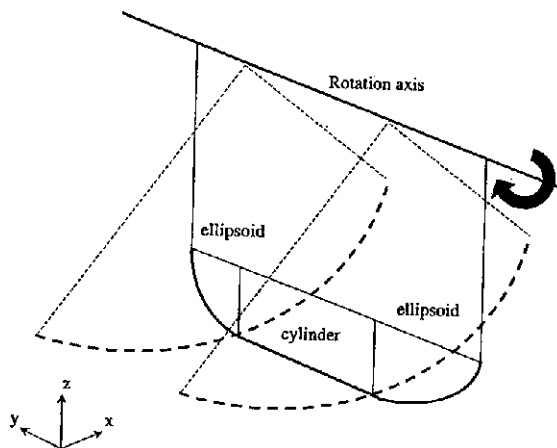


図-32 三次元想定すべり面

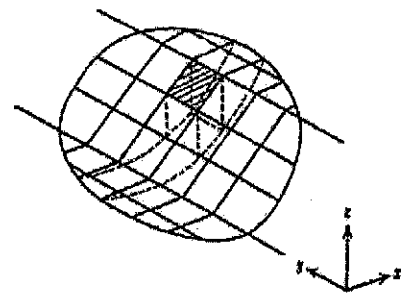


図-33 すべり土塊とコラム分割例 (鵜飼, 1987)

(2) 三次元簡易 *Janbu*法

簡易 *Bishop*法の , コラム全体のモーメントの釣り合い式のかわりに水平力の釣り合い式 (式1) を導き , 鉛直力の釣り合い式 (式2) と連立して *Janbu*式となる。

(水平力の釣り合い式)

$$F_h = \frac{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{1}{m_{\alpha} \cos \alpha_{xz}} \left[\Delta x \Delta y (1 + \eta \cos^2 \alpha_{xz} \tan^2 \alpha_{yz}) (c_{ij} - u_{ij} \tan \varphi_{ij}) + \Delta W_{ij} \left(\frac{\eta F_h \sin \alpha_{xz} \tan^2 \alpha_{yz}}{J} + \tan \varphi_{ij} \right) \right]}{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \Delta W_{ij} \tan \alpha_{xz}} \quad \dots \dots \dots (\text{式 1})$$

(鉛直力の釣り合い式)

$$F_v = \frac{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{1}{m_{\alpha}} \left[\eta \Delta x \Delta y \sin \alpha_{xz} \tan^2 \alpha_{yz} (c_{ij} - u_{ij} \tan \varphi_{ij}) + \Delta W_{ij} \left(\frac{F_v}{J} + \sin \alpha_{xz} \tan \varphi_{ij} \right) \right]}{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \Delta W_{ij}} \quad \dots \dots \dots (\text{式 2})$$

なお ,

$$m_{\alpha} = (1 + \eta \tan^2 \alpha_{yz}) / (j + \sin \alpha_{xz} \tan \varphi / F) \quad \dots \dots \dots (\text{式 3})$$

$$J = \sqrt{1 + \tan^2 \alpha_{xz} + \tan^2 \alpha_{yz}} \quad \dots \dots \dots (\text{式 4})$$

F_h : 水平力の釣り合い式による安全率 F

F_v : 鉛直力の釣り合い式による安全率 F

W_{ij} : コラム (i, j) における自重

α_{xz} : xz 面におけるすべり面勾配

α_{yz} : yz 面におけるすべり面勾配

c_{ij}, φ_{ij} : 土質パラメータ

u_{ij} : すべり面上の間隙水圧

西岡他 (2001) ¹²⁾は , モデル斜面を想定し , *Hovland*法と三次元簡易 *Janbu*法の比較を行っている。そこでは , 土質パラメータと斜面勾配によっては逆転もあるものの , おおむね三次元簡易ヤンプ法の方が *Hovland*法に比較して , 安全率は大きくなることが示されている。

榎田 (2002) ¹³⁾は , 三次元安定解析による地すべり移動方向の検証を *Hovland*法と三次元簡易 *Janbu*法で比較して行い , 最小安全率の方向が *Hovland*法と三次元簡易 *Janbu*法で異なり , 簡易 *Janbu*法の最小安全率方向がより移動方向に調和的であるとした。

3. 3. 3 山形県藤沼地区の安定解析結果

藤沼地区において実施した三次元安定解析結果を以下に示す。

なお，解析条件は以下に示すとおりである。

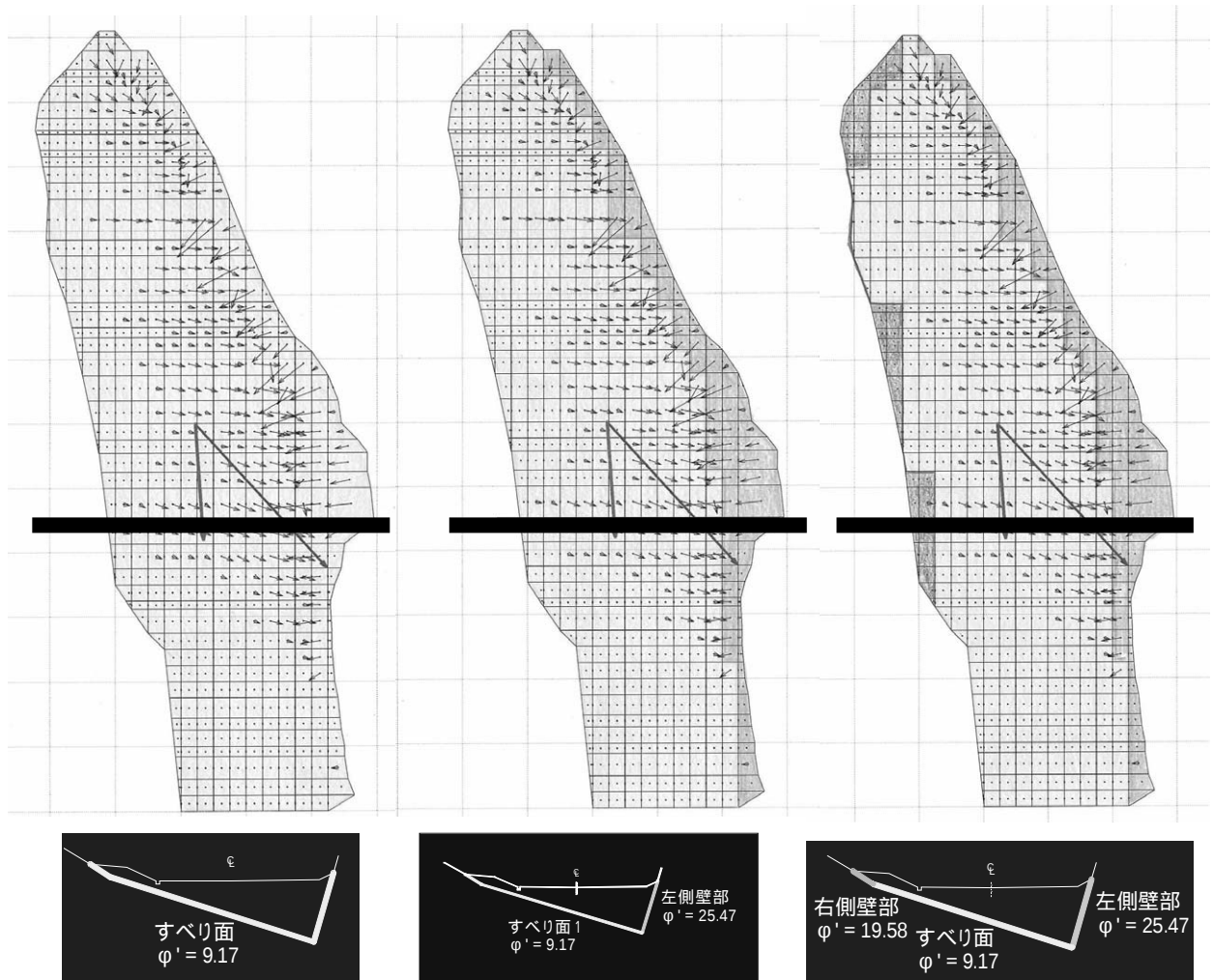
解析コラムメッシュ：縦断方向地形変化点×横断方向2.5m

安定解析式：二次元簡易 *Janbu* 法，三次元簡易 *Janbu* 法，*Hovland* 法

設計せん断強度：右側壁部 $\phi' = 19.58^\circ$ ， $c' = 0.0 \text{ kPa}$

左側壁部 $\phi' = 25.47^\circ$ ， $c' = 0.0 \text{ kPa}$

主すべり面 $\phi' = 9.17^\circ$ ， $c' = 0.0 \text{ kPa}$



< 解析結果 >

二次元簡易 *Janbu* 法：

$F=0.615$

三次元簡易 *Janbu* 法：

$F=0.655$

$F=0.998$

$F=1.020$

Hovland 法：

$F=0.485$

$F=0.579$

$F=0.594$

(1) 主すべり面のせん断強度パラメータを全面に与えた場合

(2) 左側壁部 + 主すべり面のせん断強度パラメータを与えた場合

(3) 左右側壁部 + 主すべり面のせん断強度パラメータを与えた場合

図-34 藤沼地区の三次元安定解析結果

(1) 主すべり面のせん断強度パラメータを全面に与えた場合

側壁部も含めすべてのコラムに主すべり面のせん断強度値 $\phi' = 9.17^\circ$, $c' = 0$ とを与えて安全率を試算した。結果は二次元簡易 Janbu 法では $F = 0.615$, 三次元簡易 Janbu 法でも $F = 0.655$ となり , 三次元ホフランド法では $F = 0.485$ を得た。二次元簡易 Janbu 法と三次元簡易 Janbu 法を比較した場合 , この計算条件では若干 , 二次元解析の方が低い安全率を示すが , 双方ともに非現実的な結果である点では差異は無い。

(2) 主すべり面と左側壁部のせん断強度パラメータを与えた場合

主すべり面の $\phi' = 9.17^\circ$ に左側壁のせん断強度 $\phi' = 25.47^\circ$ を与え試算した結果 , 三次元簡易 Janbu 法では $F = 0.998$ とほぼ臨界状態になり , 現実的な安全率が試算された。また Hovland 法では $F = 0.579$ となり , 依然として極端に低い値のままである。

(3) 主すべり面と左右側壁部のせん断強度パラメータを与えた場合

(2) の条件に右側壁のせん断強度 $\phi' = 19.58^\circ$ を与えて試算した結果 , 三次元簡易 Janbu 法では $F = 1.020$ と安全率は僅かに 1 を上回る結果となった。Hovland 法では $F = 0.594$ であり , 現実的な安全率評価への向上はほとんど確認されなかった。

4. まとめ

今回 , すべり面の実態について整理を行うとともに , すべり面のせん断強度特性を安定解析に反映する試みを行った。以下に本稿で述べた取り組みの成果をまとめる。

- (1) 鏡肌状のすべり面を形成する位置は , 一般に地質学的規制条件を伴い , 同様の規制条件下にあるすべり面部位のせん断抵抗角は等質化し , 構成粘土鉱物の残留強度特性に支配されていることが解った。
- (2) 土質試験結果 (せん断抵抗角) を算入して得た逆算粘着力 c' は , 尾根部に発生した地すべりにおいて小さく , 沢型のブロック形状や横断方向に左右非対称形状を有する場合に大きくなる傾向が指摘された。言い換えれば , 二次元安定解析では表現することが不可能な縁端部における強度強化を受け易いブロック形状のもので逆算粘着力 c' が大きくなる傾向が指摘された。
- (3) 土質試験結果を反映する安定解析を行うためには解析手法の三次元化は不可避であり , 安定解析式についてもコラム間の力の受け渡しを適正に評価した三次元 Bishop や三次元 Janbu 式の適用度が高いことが解った。また , 三次元的なすべり面形状を把握する際に , 地中レーダーや表面波探査等の簡易物理探査手法が浅層部すべり面傾斜を推定する場合に極めて有効な手法であることが判明した。

土質試験結果を三次元安定解析に算入する試みは依然として課題は山積みであるが , すべり面の強度特性については近年の成果が極めて重要な 1 歩を踏み出したと評価される。しかしながら , 同様に安定解析の算入条件である間隙水圧項については , 孔内水位変動を間隙水圧変動と読み替えていることの弊害や , 負の間隙水圧発生の可能性検証といった基本的な考え方が未だ不十分であり , 今後の技術向上が強く求められる部分である。

引用文献

- 1)宇津木愛正・加藤邦雄・眞弓孝之・昆 幸弘：くり返し一面せん断試験機の開発と適用，第三十四回治山研究発表会論文集，pp.144～151，1994
- 2)Mayumi,T.,Yamasaki,T.,Abeyasinghe, A.M.K.B. and Kato,K.:Measurement of the strength parameter on undisturbed slip surface by new Slip Surface Direct Shear box apparatus, Proc. 1st European conference on Landslides. IAEG, pp.641-647，2002
- 3)眞弓孝之・柴崎達也・山崎孝成：すべり面せん断試験によるすべり面のせん断強度評価，地すべり，Vol.40，No.4，pp.15～24，2003
- 4)山崎孝成・眞弓孝之・由田恵美：高純度粘土鉱物のリングせん断特性～すべり面粘土との対比～，地すべり，Vol.37，No.2，pp.30-39，2000
- 5)建設省河川局監修：『改訂新版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説・計画編』，山海堂，1997
- 6)山田剛二・渡 正亮・小橋澄治：『地すべり・斜面崩壊の実態と対策』，山海堂，1971
- 7)申 潤植：『地すべり工学-最新のトピックス-』，山海堂，1995
- 8)Skempton,A.W.：Long-Term Stability of Clay Slopes, Geotechnique, Vol.14, No.2, pp.77～101, 1964
- 9)宜保清一・武居有恒・小波蔵政良：平均すべり面強度定数の算定方法について，地すべり，Vol.20，No.4，pp.1～6，1984
- 10)佐野 彰・三田地利之・大河原正文：地すべり安定解析用強度パラメータの決定法，地すべり，Vol.33，No.3，pp.1～7，1996
- 11)鵜飼恵三，細堀建司：簡易 Bishop 法，簡易 Janbu 法及び Spencer 法の三次元への拡張，土木学会論文集，第 394 号 / - 9，pp.21-25，1988
- 12)西岡靖浩・綱木亮介，杉本宏之：モデル斜面を用いた Hovland 法と三次元簡易 Janbu 法の比較，第 40 回地すべり学会研究発表講演集，pp.215～218，2001
- 13)榎田充哉：三次元安定解析による地すべり移動方向の検証，第四十二回治山研究発表会論文集，pp.285-290，2002

参考文献

- 2)宜保清一：残留強度測定のためのリングせん断試験装置とその測定精度，地すべり，Vol.31，No.3，pp.24～30，1994
- 3)眞弓孝之・川崎幸一郎・柴崎達也・山崎孝成・岩尾雄四郎：含スメクタイトすべり面粘土の残留せん断強度特性，GET 九州，日本応用地質学会九州支部会報，No.25，2004
- 4)眞弓孝之・熊井直也：土質試験結果を利用した地すべり安定解析（事例 1），第 38 回地すべり学会研究発表講演集，pp.291～294，1999
- 5)申 潤植：『地すべり工学-理論と実践-』，山海堂，1989

不連続面を有する斜面における数値解析の事例

日本工営株式会社 倉岡千郎

1. はじめに

1.1 本稿の概要

ソフトおよびハードの向上によって、数値解析は高速になるとともにプリポストが容易になり、2次元に制約されていた解析が3次元でも実用的な段階になってきた。しかし、依然として自然斜面の挙動を予測することが往々にして難しいのは、その複雑な地質構造や物性値が調査からは十分把握できないことに原因があると考えられる。本稿では、物性値の不確実性の高い自然斜面において数値解析を有効に利用する試みについて事例を掲載した。特に着目したのは、斜面の安定性に大きな影響を与える節理、層理、地すべりのすべり面などの不連続面のモデル化方法である。なお、本稿では地すべりだけでなく、岩盤斜面についてもすべり崩壊を規制する不連続面は「すべり面」と呼ぶものとした。

不連続面のモデル化方法は、岩盤の風化度や亀裂の頻度などによって、以下のように大きく二通りに分けられる。

- 1) 卓越した亀裂やすべり面(不連続面)によって比較的大きい岩塊や土塊が形成されている場合は、不連続面を直接モデル化する
- 2) 亀裂が無数にある場合は亀裂によって破壊・変形しやすい機構を反映した等価連続体としてモデル化する。

これらの方法のうち、本稿で対象とするのは前者のモデルであり、不連続面によって安定性が支配される斜面の解析手法である。このような不連続性岩盤の解析手法としては多くのモデルが提案されているが、それらの数値解析手法の詳細は関連する専門書(土木学会, 2005; 土木学会, 1994)に譲るものとし、本稿では、主な数値解析手法の特徴を簡単に整理した上で、以下の三つの事例を紹介する。

(1) 岩盤斜面の物性値の整理と安定性を支配する要因の感度分析

不確定要素の多い岩盤斜面において効率的な感度解析を実施して、数値解析の活用方法を検討した。

(2) 岩盤斜面の不安定化実験の計測と解析結果

岩盤崩壊を人為的に発生させ、計測機器の感度や数値解析の予測性の評価を行った

(3) すべり面を有する切土法面の抑止工の評価

地すべりにおけるすべり面のモデル化方法と対策工の評価を行った。

1.2 主な不連続体解析手法の概要

本節では不連続面を直接モデル化する方法として4つの手法(JFEM, RBSM, DEM, DDA)について概要を述べる。

ジョイント要素を用いた有限要素法（JFEM）は、従来の連続体力学に基づく応力解析を基本としており、応力と変位の精度に優れている。

剛体バネモデル（RBSM）は解析対象を剛体要素で離散化し、要素の境界面を不連続面として取り扱う。RBSM は収束性がよく、複雑な岩盤不連続面の交錯する場合に使いやすい。しかしながら、落石やトップリングのような大変形挙動の解析には適さない。

一方、個別要素法（DEM）及び不連続変形法（DDA）では、各要素が分離して剛体運動することが可能である。連続体解析を行う場合は、応力と変位精度の点で JFEM がより優れていると考えられるが、DEM 及び DDA はトップリングや落石のように岩塊が分離するような大変形の挙動を取り扱うことができる。

DEM では構造物を剛体または変形可能な要素によって離散化し、要素間の接触を線形あるいは非線形構成則に基づくバネと粘性ダンパーでモデル化する。要素の運動を解析するには、まず要素の接触関係を要素間の距離に従って判定し、次に接触している要素群の変位を運動方程式に基づいて陽解法により解く。

DDA は、有限要素法とよく似ており、要素のひずみ、剛体変位、剛体回転について汎関数を設定し、変分原理に基づいて変位とひずみを求める連立方程式を誘導して、陰解法を用いて解く。DEM と異なり、要素の相互貫入を無視できるほど小さくするため要素間で接触が発生した場合は、剛性の高いバネを接触部分に設定して、いわば進入してきた要素の角を押し戻す働きをもたせている。

以上をまとめると、表-1 に示すとおりである。ただし、解析手法は年々研究開発が進み、その汎用性が高くなる傾向にあるので、今後は研究開発が進むことによって、各手法とも同じような性能をもつようになることもあり得る。

表-1 主な不連続性岩盤の解析手法(直接不連続面を設定する方法)

	変形挙動のモデリング		要素の特性	応力、ひずみ 局所安全率など
	せん断変形	回転・分離		
FEM ジョイント 要素法：JFEM	基本的に小変形	要素は分離せず、小変形に限られる。	弾性体、弾塑性、弾粘塑性など	求められる
剛体ばねモデル： RBSM	基本的に小変形	要素は分離せず、小変形に限られる。	剛体	要素内部の応力は、求められない。
個別要素法：DEM	大変形を追跡できる	要素が分離し、大変形を追跡できる。	剛体、弾性体、弾塑性	変形する要素を用いれば求められる。
不連続変形法： DDA	大変形を追跡できる	要素が分離し、大変形を追跡できる。	弾性体、弾塑性	FEM 要素を併せて用いれば可能

2. 岩盤斜面の物性値の整理と安定性を支配する要因の感度分析

岩盤斜面の解析では岩盤内部の不連続面の物性値や分布を把握することが極めて難しく、不確実性の高い点が大きな問題であり、数値解析により安定性を定量的に評価することが難しい。また、実際の斜面の不連続面は3次元的な分布を呈しているのに対して、2次元の解析を行った。このような制約下における数値解析の一つの役割は、岩盤斜面の安定性

に対して影響があると考えられる要因のなかから相対的に重要な要因を抽出し、モニタリング、地質調査、原位置試験、室内試験、の計画に反映させることに考えられる。本節では以上の観点に基づき、安定性を左右する重要な要因の抽出を目的とした実斜面の解析事例について述べる。

本解析事例では連続体としてのモデル化も可能な DEM の解析コード UDEC を用いた。その理由として、岩塊が分離して剛体運動する可能性と、応力集中により岩盤自体が破壊する可能性があることが挙げられる。

2.1 岩盤斜面の概要

対象岩盤斜面（能登半島逢坂地区）は、海岸浸食によって形成された急崖斜面であり、粗粒凝灰岩、軽石凝灰岩を主体とした地層である。図-1 に示すように地層は大きく三つの層より成り、上位より、（１）火山礫凝灰岩、（２）砂質・軽石凝灰岩層、（３）凝灰角礫岩層に別けられる。

深度 20 m までの水平ボーリング二本によれば、全体的に RQD が高く 80～100% の部分が多い。しかしながら、表層より約 10～12 m 内部で不連続面の数が増し、一軸圧縮強度からもその部分が弱層と推定される。それから奥では岩質が再び良好となる傾向が見られる。弱層部分の不連続面がどの程度の連続性をもっているかは不明であるが、褐色化しており地表面から水が浸透している可能性がある。これらの観察結果より、岩盤等級を図-1 のように設定した。

ボアホールテレビにより観察された不連続面の間隔は上部孔で平均 0.9 m、上限及び下限は 4.0～0.2 m である。下部孔の平均亀裂間隔は 0.62 m で、上限及び下限は 4.0～0.2 m である。

地表踏査、コア観察、ボアホールテレビ調査より不連続面の方向及び開口幅の一致具合を分析して、崩壊を規制すると考えられる想定すべり面及び崩壊岩盤ブロックを抽出した。想定された崩壊岩盤ブロックのすべり面は、図-1 に示すように上部は高角度であり底部は低角度を呈している。

本論文では岩盤が割れており、基本的に粘着力のほとんど無い節理、亀裂、ヘアクラック等については連続性や開口幅に関わらず不連続面として定義する。一方、「すべり面」とは、想定する崩壊域の境界であり、想定したすべり面上で亀裂のない岩盤域もすべり面の一部とする。

2.2 解析手順および物性値の基本的な設定

解析は、まず不連続面のないモデルで実施し、現状で斜面が大きく崩壊していないことと矛盾のないように岩盤の強度物性値を修正した。次に、不連続面をモデルに設定し、主要な要因（岩盤強度や不連続面長さ等）をパラメータとした感度解析を行って、これらの要因の影響度を比較し、重要な要因の判定を試みた。

DEM の解析に必要な物性値は（１）岩盤の物性値と（２）不連続面の物性値に分けられる。

岩盤部分は弾塑性構成則でモデル化され，主な物性値としては強度定数（粘着力，内部摩擦角）と変形係数，ポアソン比を設定する。不連続面の強度は Barton のモデル(Barton et al, 1985)を用いたので，後述するように粗さ係数，不連続面近傍の圧縮強度等が必要であり，変形特性については，せん断剛性係数，垂直剛性係数等を設定する。以下にその基本的な設定手順について説明する。

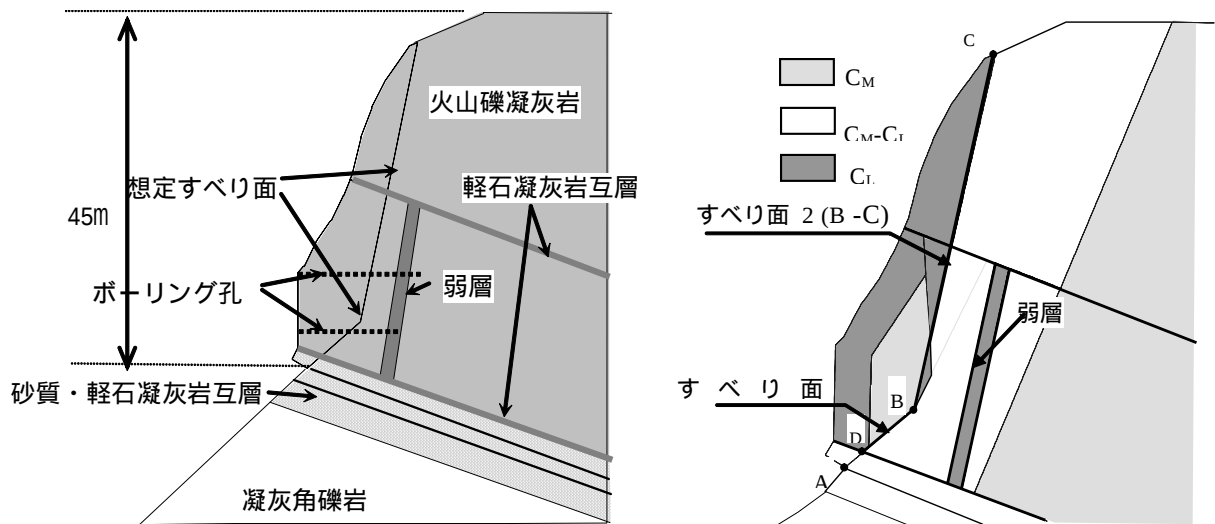


図-1 対象岩盤斜面の主な地質構造と岩盤等級の設定

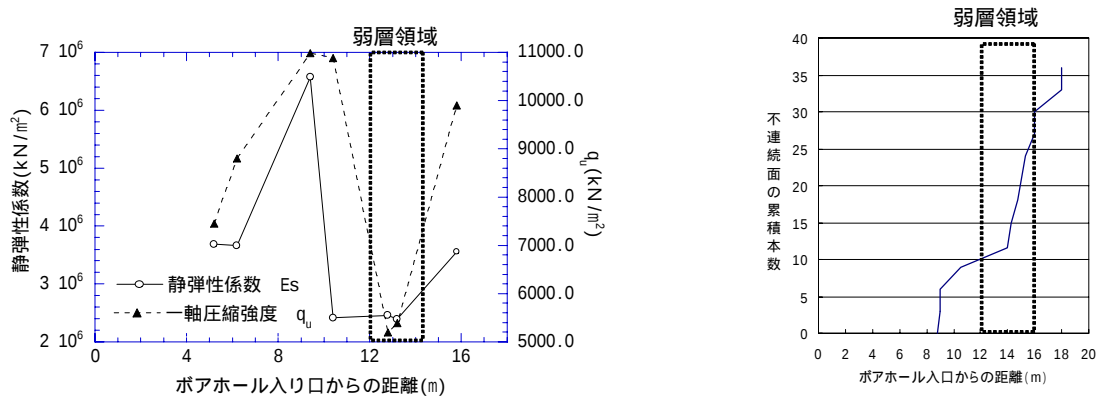


図-2 上部ボアホールから求められた一軸圧縮試験結果及び不連続面の累

(1) 岩盤強度定数

火山礫凝灰岩の一軸圧縮強度（自然含水状態）は CM 級で約 10MPa，CL 級で 8MPa，CL-D 級は 6MPa 程度であり，岩盤は軟質岩と言える。

大きな岩盤の強度は寸法効果により供試体サイズの岩石より低い，そこで Protodyaknov (Jaeger et al, 1979) の式(1) を用いて強度推定の参考とした。

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_1} = \frac{\alpha + 1}{\alpha + C_r} \quad (1)$$

ここで、 $\alpha = b/d$ 、 b は亀裂の間隔、 d は試料直径、 σ_m は岩盤強度、 σ_1 は岩石強度、 C_r は岩盤によって決まる定数で2から10の範囲である。この式より、強度比(σ_m/σ_1)と寸法比(α)の関係は図-3のようになり、強度の低減は寸法比が5程度まで大きく、それ以上ではあまり変化がない。

本斜面ではボアホールテレビ観察より平均亀裂間隔は76 cmであり、供試体の直径が5 cmなので寸法比は約15である。ここで、式(1)において $\alpha = 15$ とし、 C_r を2～10とすれば強度比は1/10～1/2の範囲となる。この強度比に対応する一軸圧縮強度の範囲は800～6000 kPaとなる。しかしながら、RQDが100%に近い値を示していることから、強度が大きく低下するとは考えられない(そこで文献5)よりCM級の凝灰岩の典型的な粘着力(1000～2500 kPa)と内部摩擦角(35°～50°)より一軸圧縮強度を計算すると、3800～13700 kPaの範囲となる。CL級の場合も同様にして算定すると、300～4900 kPaの範囲となる。よって、試験結果と比較して強度比は $C_r = 2$ 相当と推定され、岩盤圧縮強度は岩石圧縮強度に対して、2倍低下するものとした

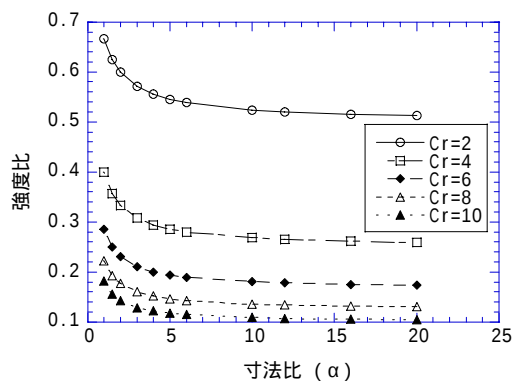


図-3 圧縮強度の寸法効果

表-2 火山礫凝灰岩盤の強度定数

等級	岩石		岩盤		引張強度 kPa
	C kPa	ϕ (度)	C kPa	ϕ (度)	
C_M	1800	37	1200	37	98
C_M-C_L	2200	21	1400	21	59
C_L	1100	21	1000	21	39

引張強度については圧裂引張試験より推定する。しかし、圧裂引張試験より得られる引張強度は一般に一軸試験より得られる引張強度より高く圧裂引張強度は一軸引張強度に対して最大で10倍高いことが過去の試験により示されている(Goodman、1980)。岩盤の場合は外見では見えなくとも、微少なクラックが存在するため、かなりの強度低下があり得る。ここでは、強度低下の裏付けとなるデータがないので、引張強度は低く設定し、(圧裂引張強度の10分の1)解析結果が現状で斜面が崩壊していないことに矛盾しないように、解析を行う過程で修正した。

次に岩盤の粘着力 C 、と内部摩擦角 ϕ を推定した。前述のように岩盤の圧縮強度は岩石の1/2としたが、岩盤の内部摩擦角が岩石の1/2になることは考えられない。そこで岩盤の内部摩擦角は岩石の三軸圧縮試験より得られた内部摩擦角と同じとし、粘着力は岩盤の一軸圧縮強度が岩石の1/2になるように設定した。以上より、火山礫凝灰岩盤の強度定数

は表-3 のようになる。次に、下部の砂質・軽石凝灰互層と凝灰角礫岩については、試験結果がないので、火山礫凝灰岩盤の CM, CM - CL, CL 級の値を用いて 3 ケース解析を行った。

表-3 火山礫凝灰岩変形係数及びポアソン比

等級	静弾性係数 MPa	変形係数 MPa	ポアソン比
C _M	6,400	2,000	0.26
C _{M-CL}	4,400	980	0.26
C _L	2,900	490	0.26

(2) 岩盤変形係数

対象斜面では原位置試験が行われていないので、岩盤の変形係数は、岩石試験の静弾性係数より推定した。CM 級凝灰岩の典型的な変形係数、300 ~ 2,000MPa に対して、一軸圧縮試験より得られた静弾性係数は 2,900 ~ 6,400 MPa と若干、大きい。この違いは寸法効果による可能性がある。過去の計測例(鈴木光, 1982)によれば、岩石の弾性係数は岩盤の変形係数より数倍から 30 倍まで大きくなることが示されており、岩石の弾性係数から変形係数を推定するのは難しい。本解析では、RQD が 100% 近いことから変形係数に与える不連続面の影響も低いと推定され、吉中龍之進ら(1995)に基づく上限値、2,000 MPa を CM 級凝灰岩の変形係数とした。同様に CL 級岩盤にも文献の上限値を設定し、CM - CL 部分には中間的な値を表 - 4 のように設定した。一方、同文献による凝灰岩類のポアソン比は 0.24 ~ 0.28 なので、ポアソン比は一様に 0.26 とした。なお、砂質・軽石凝灰互層と凝灰角礫岩については、試験結果がないので後述するように、火山礫凝灰岩盤の CM, CM - CL, CL 級の値を用いて 3 ケース解析を行った。

(3) 不連続面の強度モデル

不連続面のピークせん断強度モデルとして Barton, Ladani and Archambault, Saeb, Amadei 他(1997)の式がある。これらのモデルを試験結果と比較してモデルの適用性を調べた報告(Amadei et al, 1997)があり、いずれのモデルも比較的良く実験結果と合うことが示されている。しかしながら、Barton 以外のモデルの実用例は少なくモデルパラメーターは、せん断試験を行う以外に求める方法がない。一方、Barton のモデルは実用例が多く、せん断試験結果が無い場合でも、およそその強度を推定することが可能である。本解析対象とする不連続面のせん断試験は現時点では行われていないので、下記の Barton のモデルを用いた。

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \quad (2)$$

ここで JCS は不連続面近傍の岩盤圧縮強度、 σ_n は不連続面に働く垂直応力、JRC は粗さ係数 (5 ~ 20)、 ϕ_r は残留摩擦角である。また、 $JRC \log (JCS / \sigma_n)$ をダイレーション角度、 dn と定義する。なお、この式が適用できるのは $JCS > \sigma_n$ の場合に限られ、 $\sigma_n > JCS$ の場合は、 $dn = 0$ である。

JRC を求める方法は、不連続面の観察、せん断試験、簡易なすべり試験等があるが、その方法によって JRC 値はばらつくので注意を要する。一面せん断試験を行うことが最も望

ましいが、本解析では、ボアホールカメラの写真より JRC を推定し、後述するように別途算定された不連続面の剛性より、 JRC を逆算し、その妥当性を調べた。

まず、ボアホール壁面図より JRC は 10～15 の範囲と見られるので、 JRC は 12 とした。 JCS は Schmidt Hammer テストにより求めるのが良いが、今回は風化により CL 級岩盤の一軸圧縮強度の 1/4 に落ちるものとした 9)。新鮮な不連続面の場合、残留摩擦角は岩盤の種類によらず、およそ 30° だが、不連続面が風化し、粘土・砂礫が狭在している場合は低下し、狭在物の種類と厚みによっては 20° 以下になることもある (Hoek et al, 1977)。今回対象とする不連続面は砂礫及び粘土質の充填物が認められ厚さも数ミリから数 10 ミリの範囲でばらつく。これらのバラツキを考慮して不連続面を一つ一つモデル化することは困難であり、今回は一律 20° とした。

次に JRC 及び JCS を寸法効果に対して Barton et al. (1985) の提案する式を用いて修正する。

$$JRC_n = JRC \left[\frac{L_n}{L_o} \right]^{-0.02 JRC} \quad (3)$$

$$JCS_n = JCS \left[\frac{L_n}{L_o} \right]^{-0.02 JRC} \quad (4)$$

ここで L_o は試験サンプル長、 L_n は不連続面の間隔である。ここでは、ボアホールの直径を L_o とおいた。修正した JRC_n 及び JCS_n は各々 7.4 及び 730 kPa である。

寸法効果について修正された定数を、式 (2) の定数と置き換えて強度を決定するが、式 (2) は不連続面に対する垂直応力の関数なので、非線形モデルである。しかしながら今回使用したプログラム (UDEEC) ではこのモデルによる非線形計算ができない。そこで、弾性解析を行い不連続面上の垂直応力に基づいてダイレーション角度、 dn を計算して、内部摩擦角 ($dn + \varphi_r$) を定数として各不連続面に設定した。

(4) 不連続面の剛性

不連続面の構成則としては、非線形弾性モデル、弾塑性モデルなど様々なモデルが開発されているが、今回は Barton et al. (1997) 及び Goodman (1980) の式を検討した。まず、Barton 他垂直方向の応力—変位関係式 ($\sigma_n - v_n$) は次のように表わされる。

$$\sigma_n = \frac{v_n}{a - bv_n} \quad (5)$$

ここで $a = 1/K_{ini}$ 、 $b = 1/K_{ini} \cdot V_{max}$ 、 K_{ini} は初期垂直剛性、 V_{max} は最大垂直変位である。また、 K_{ini} と V_{max} は次の式より算定される

$$K_{ini} = -7.15 + 1.75 JRC_n + 0.02 (JRC_n / a_j) \quad (6)$$

$$V_{max} = 8.57 (JCS_n / a_j)^{-0.68} \quad (7)$$

ここで a_j は $0.2 JRC_n$ ($0.2 \sigma_c / JCS_n - 0.1$) により算定されるであり、 σ_c は岩石の圧縮強度である。

次に水平方向の剛性は式（８）で表わされる。

$$K_s = \frac{100}{L} \sigma_n \tan \left[JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \quad (8)$$

前述の JRC_n 及び JCS_n を用いると式（５）より，垂直応力と垂直変位の関係が図-4 のように得られ，同図より，垂直剛性は約 6000MPa/m となる。しかしながら，式（６）及び（７）の誘導の基となる種々の不連続面の試験では狭小物が入っていない。また，これらの供試体の一軸圧縮強度は 20～77 MPa と，本解析の対象とする岩石強度より高い。よって，Barton 他 の式を用いて得られる不連続面の垂直剛性は，実際よりも高く見積られると考えられる。

一方，Goodman(1980)は岩石の静弾性係数と岩盤の変形係数の違いを不連続面の变形によるものとして，垂直剛性， K_n ，せん断剛性， K_s を算定する式を次のように提案している。

$$K_n = \frac{E_m E_r}{s(E_r - E_m)} \quad (9)$$

$$K_s = \frac{G_m G_r}{s(G_r - G_m)} \quad (10)$$

ここで， E_r 及び G_r はそれぞれインタクトな岩石の静弾性係数とせん断弾性係数， E_m 及び G_m は亀裂を含む岩盤の変形係数とせん断変形係数， s は亀裂の間隔である。式（９）及び（１０）より求めた， K_n および K_s を表-5 に示す。

ここで Goodman の式から求めた K_n ， K_s の妥当性を調べる。そこで，Goodman の K_n ， K_s と Barton の式から求めた K_n ， K_s が一致するように Barton の式の JRC_n を逆算すると 5～6 の範囲となり，ポアホール壁面図より推定した値 7.4 と比較的良く一致している。よって Goodman 式より求めた K_n ， K_s を妥当な値と考え表-4 の値を不連続面の剛性として用いた。

2.4 感度解析

(1) 不連続面無しの弾塑性解析

解析の結果，引張破壊がオーバーハング上部に大きく生じ，この部分の岩塊が崩落するものと考えられる。この結果は現状に反するので表 - 3 に示す引張強度は低すぎる事がわかる。そこで，オーバーハングの下部にある砂質・軽石凝灰岩（CL 級）の引張強度を 40 kPa から 100kPa に上げた。

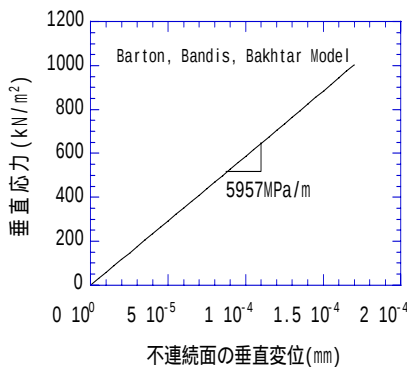


表-4 不連続面の剛性(式 9 及び 10)

	岩盤	岩石	不連続面		
	弾性係数 (MPa)	弾性係数 (MPa)	亀裂間隔 m	K_n (MPa/m)	K_s (MPa/m)
C_M	2,000	6,400	0.76	3,780	3,920
$C_M - C_L$	980	4,400	0.76	1,680	1,490
C_L	490	2,900	0.76	785	637

図-4 Barton モデルによる垂直応力と変位

1) 感度解析における要因と不連続面の設定

ここで、すべり面-1は前述のように不連続面とは意味が異なり、その面の一部は、不連続面ではなく亀裂のない岩盤を含みうる。本解析では、図-3に示すすべり面1のA点からD点の間は不連続面ではなく亀裂のない岩盤とした（砂質・軽石凝灰岩）。その理由は、すべり面-1が完全に連続していると、すべり面-1に添ってすべり破壊することになり、現状と矛盾するからである。

感度解析で取り扱った要因を表-2.4 に示す。同表に示す設定条件を基本として解析ケース毎に一つの要因について設定条件を変えた。ケース 1 の内部の弱層とは図-5 に示す劣化して強度の低い領域であり、強度を周辺と同じ CM 級相当とした場合と CL 相当に設定した場合の二通りを計算した。ケース 2 では、すべり面 1 の粘着力のない不連続面の長さを変え、ケース 3 ではすべり面-1 の不連続面以外の岩盤部分の強度を変えた。ケース 4 では、すべり面 2 (図-5 の B 点から C 点まで) の連続性を 3 通り変えた。最後のケース 5 では砂質・軽石凝灰岩互層、凝灰角礫岩層の強度を 3 通り変えた。

表-5 要因の基本設定

ケース	要因	条件
1	内部の弱層及び不連続面	有り
2	すべり面-1：B点からA点に向かう不連続面の長さ	6 m (B-D)
3	すべり面-1：不連続面を除く部分の岩盤強度	C_L
4	すべり面-2：B点から上方への不連続面の長さ	16 m
5	下部岩盤（砂質・軽石凝灰岩互層、凝灰角礫岩）の物性	C_M-C_L

2) 斜面内部の不連続面の影響（解析ケース1）

すべり面 - 1 の安全率に着目して，内部の弱層の影響を評価した。その結果、表-6 に示すように安全率は弱層のあるケースの方が若干低いので，このような内部の弱層を一概に無視することはできない。しかしながら，安全性に与える影響度は低いと言える。

表-6 内部の弱層の影響(すべり面1の安全率)

	抵抗力 kN/m	すべり力 kN/m	安全率
弱層あり	9,180	8,000	1.25
弱層無し	9,140	7,440	1.30

その他の要因のすべり面-1の安全率に与える影響を図-5に示す。当然ではあるが、すべり面-1の連続性と先端の岩盤部分の強度が安定性に与える影響は、他の要因の影響に比べて大きい。逆に考えれば、その他の要因の影響は相対的に弱く、物性値や不連続面の連続性が厳密に把握できなくても安定性評価の上で問題の程度が低い。

以上の解析結果から言えることは次の通りである。岩盤斜面の解析は不連続面の把握が難しいので予測精度には限界がある。しかし、数値解析を行うことで、安定性に影響の大きい領域及び要因が推定でき、さらに崩壊形態を推定できれば、重要な要因と崩壊形態に焦点をあてた調査と安全管理が可能となる。

2.6 実験計画法による安定性を左右する支配的要因の検証

以上の解析により，図-5に示す低角度のすべり面 - 1 が安定性を左右する支配的な要因と考えられた。しかし，その他の不連続面については，その影響度が不明である。そこで，実験計画法を用いて，その他の不連続面の影響についても分析を試みた。

実験計画法は，品質管理などにおいて，品質に影響を及ぼす要因が多い場合，効率的な実験ケースを設定して，要因の影響度を回帰分析により分析する手法である (Box, 1978; 土木学会, 2005)。

選定する要因は，不確実性が高く且つ安定性に影響が大きいと考えられる要因を考え，また，解析ケースを制限するために要因の総数を8つとした。その結果，ヘアークラックなどは対象外とし，7つの不連続面の長さ及びボーリングの行われなかった下層部分（砂質軽石凝灰岩互層）の岩盤強度を解析する要因として選定した。

不連続面の長さは，図-7に示すようにボーリング孔を境に最長と最短の場合を想定して

2水準設定する。また、同図におけるJ4はすべり面-1を指す。不連続面及び岩盤の物性値は前述の解析と同様に設定した。ただし、砂質軽石凝灰岩互層の岩盤強度については、表-2に示すCM及びCL級の値を最大及び最小値とした。要因の影響は、すべり面-1の安全率に対して分析した。

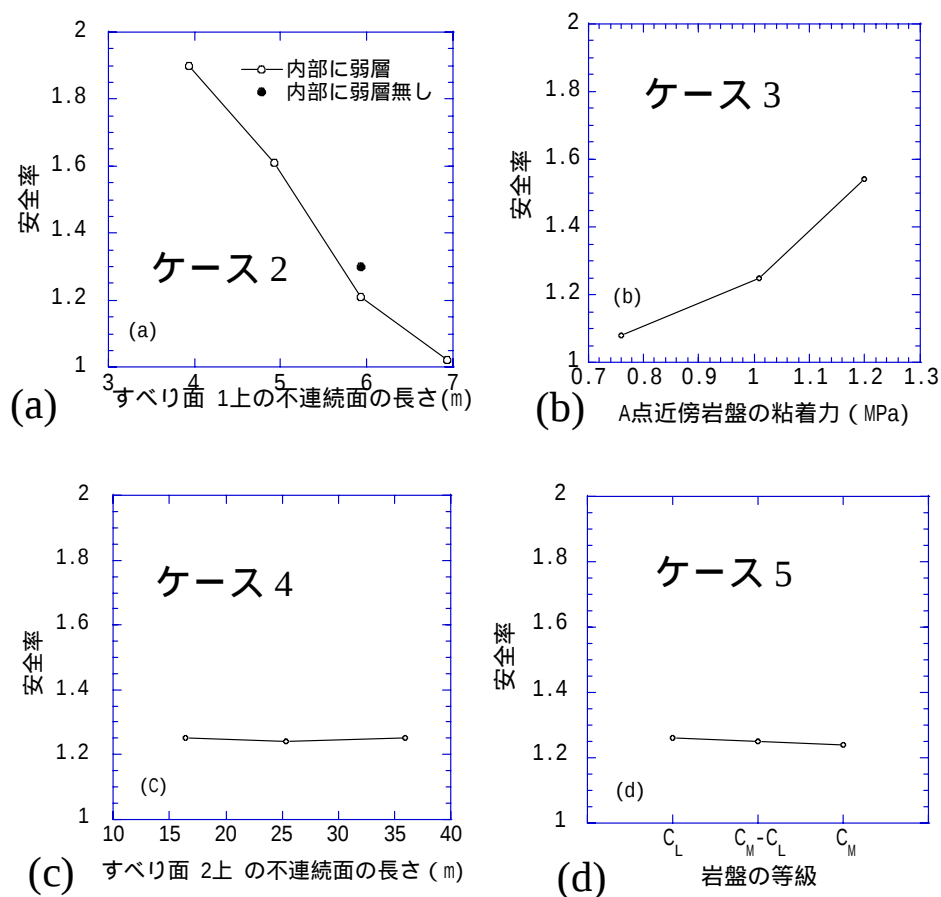


図-6 感度解析結果

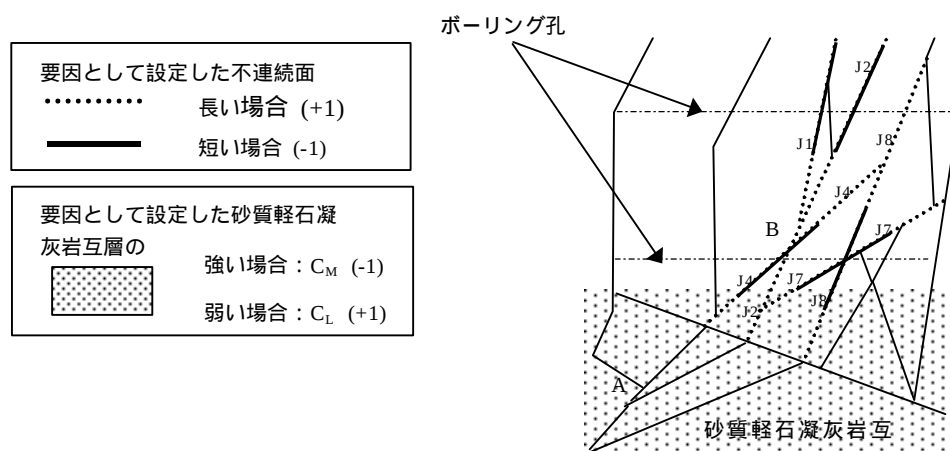


図-7 実験計画法に用いる要因の設定

要因は全部で8つあるので、主効果と交互作用を全て分析するためには256 (2^8) ケースの解析が必要となる。そこで、解析ケースを減らすために、一部実施法を用いて比較的に影響が低いと考えられる2つの不連続面を4次の交互作用で表わし、解析ケースを64 (2^{8-2}) に減らした。

主効果と交互作用効果を安全率と要因の回帰分析より求め、図-8のように大きい順に整理して、要因の相対的な重要度を調べた。ここで、縦軸は要因の設定が安定側から危険側に变化した時の安全率の変化を示している。図-8によれば、不連続面J4と岩盤強度の影響が大きい、もっともJ4と当該岩盤はすべり面-1上にあるので、その効果が大きいことは当然と言える。しかし、この分析における一つの目的は、他の要因の効果がJ4の効果に比べて大きいかわるいは無視できるかを調べることにある。すなわち、ある不連続面の主効果がJ4に比べて十分小さいことは、その不連続面のデータが得られなくても、あまり問題にならないことを示唆しており、問題を簡略化できる可能性を示している。例えば、J7やJ8については、その連続性がわからなくてもほとんど問題がないことが示されている。また、不連続面の相対的な重要度がわかれば、再調査、計測、対策工を計画する上で重要度の高い不連続面を中心に検討することができると考えられる。

しかしながら、要因の重要度は想定したすべり面によって異なることに注意しなければならない。すなわち、要因の重要度は、絶対的な重要度ではないため、想定すべり面が複数ある場合は、各すべり面について回帰分析する必要がある。

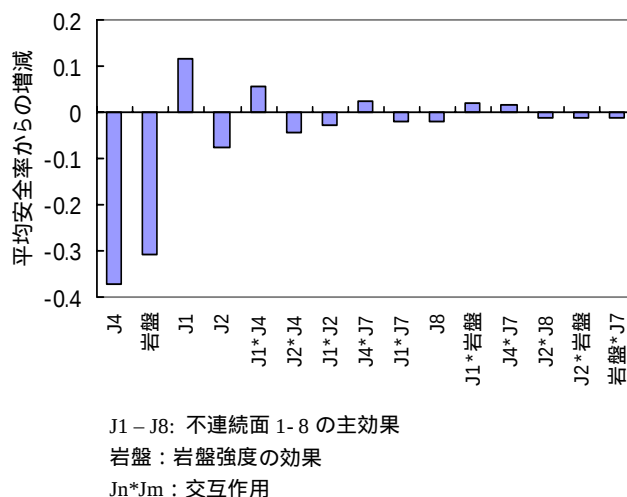


図-8 安定率に対する要因の効果

2.7 まとめ

本事例では、確定的に安定性を評価することが難しいような岩盤斜面において、数値解析をどのように役立てうるのかという点について検討した。このような場合の数値解析のアプローチとしては、不連続面の長さや岩盤強度を確率論に基づいてモデル化し解の信頼性を分析する方法、あるいは安定性に影響の大きい要因の抽出する方法等が考えられる。本解析の狙いは後者にあり、ある要因（不連続面の連続性等）が他の要因に比べてどれほ

ど重要なのかを調べることに重きをおいた。すなわち、数値解析の一つの活用方法は、岩盤斜面の安定性を左右する重要な箇所、物性を特定し対策工、モニタリング、調査試験等の計画に反映させることにあったと考えた。そこで本解析では、実験計画法を用いて効率的な感度解析を実施して、安定性に対して影響の大きい要因の抽出を行った。その結果、影響の小さい不連続面が判定され、その情報はたとえ不明確であっても差し支えないことが示された。一方、影響の大きい不連続面や岩盤部分については、重点的に追加調査や計測を行うことにより、解析の信頼性を向上させることができると考えられる。

3. 雄冬地区岩盤斜面不安定化実験の計測と解析結果

3.1 はじめに

本事例は、北海道における大規模岩盤崩落に関する調査技術の研究および開発を目的とし、雄冬地区で昨年実施された岩盤不安定化実験の挙動と解析結果についてまとめたものである。

3.2 実験概要

対象斜面は北西向きの海岸に面した比高 100m 以上、傾斜約 70 度の急崖斜面に位置する。岩盤斜面は新第三紀のスコリア層からなり亀裂が少なく多孔質でありハンマーにより容易に割れる脆弱な軟岩である。対象とする不安定岩塊は、写真-1 および図-9 に示す亀裂 Cr1 および Cr2 がクサビ状に側部を形成し、岩体脚部には空洞が形成されている。さらに Cr1 および Cr2 を横断するようにして、受け盤方向に傾斜した Cr3 が頭部を規制している。

いずれの亀裂も奥深くまで連続していると推定されるが、対象岩塊の側面の全てが粘着力のないような亀裂になっているのではなく、対象岩塊の側面の一部は岩盤であり亀裂面ではないと考えられる。それは、対象岩塊の側面を全て粘着力のない亀裂としてモデル化すると崩落することになり、実験前に対象岩塊が安定していることと矛盾するからである。

また、岩体に向かって左側の Cr2 と Cr4 に囲まれた範囲は、対象岩体の支えとなっていると考えられる為、ここをキーブロックと呼ぶものとする。

実験は第一段階として図-9 中の水平断面図に示す油圧ジャッキにより写真-1 の Cr2 に向かって空洞内から左側のキーブロックに載荷し、亀裂を押し広げ、亀裂面に作用する摩擦力を減じさせることで岩体を変位させた（50t ジャッキ×2 基、最大ストローク 10cm）。この載荷では対象とする岩塊は崩落しなかったため、第二段階として Cr2 に向かって左側のキーブロックを静破砕剤により徐々に破砕する事で、岩体を不安定化させた。

静破砕剤による実験では、対象岩塊下部約 1/2 (H5.0m×W4.0m×D2.5m、約 29m³) が崩落し実験を終了した。また、数値解析により実験の事前予測解析を行い、段階的に実施した実験中の岩体挙動計測結果との相違点に分析しモデルを修正する事で、最終的に実験と同様の崩壊現象をシミュレートすることが出来た。

本節では、今回の解析から得られた不安定岩盤の安定性を評価する上で有益と思われる知見を報告する。

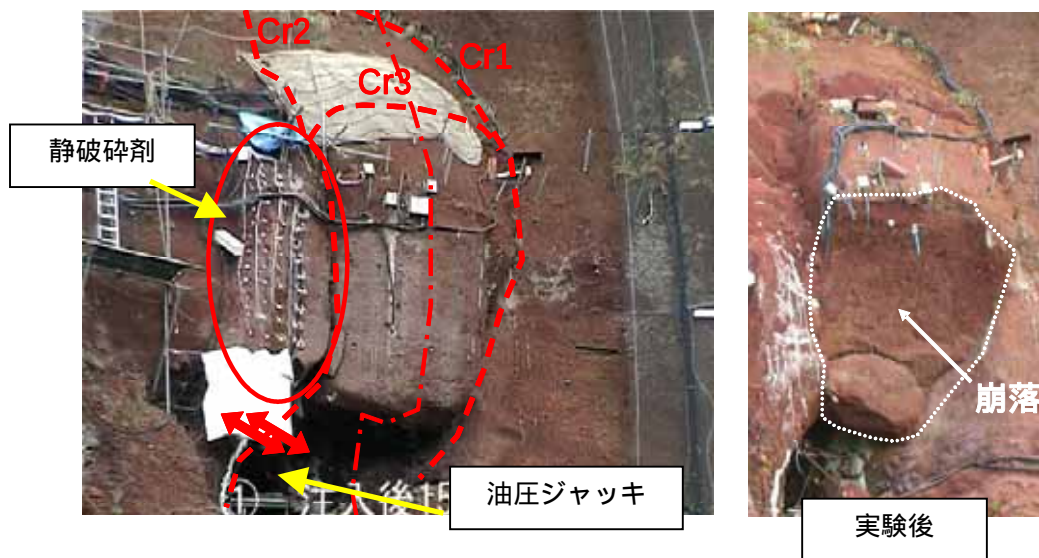


写真-1 対象岩体と静破碎実験後（部分崩落）

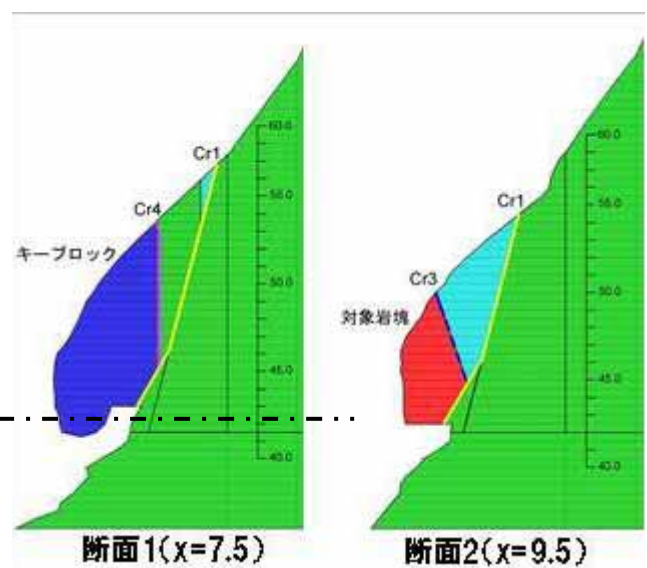
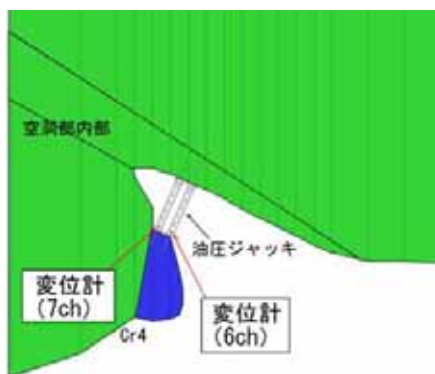
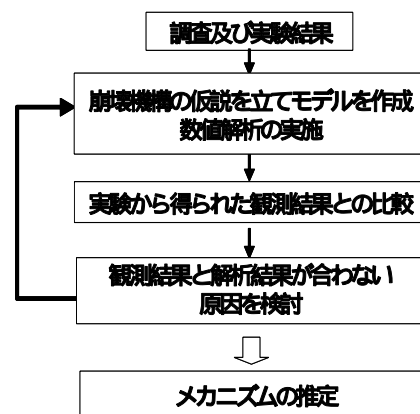
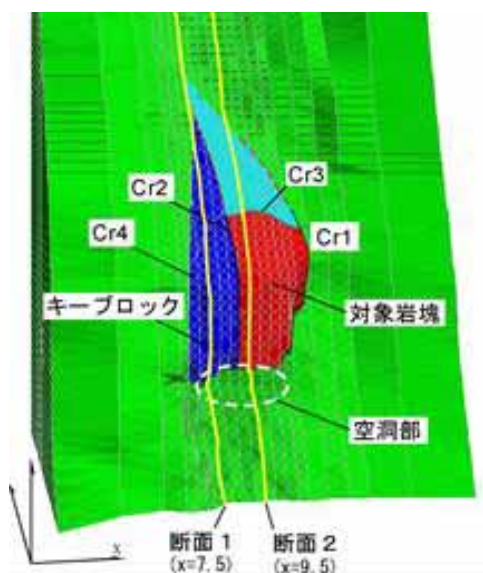


図-9 亀裂構成および解析フロー

3.3 実験結果による解析モデルの修正

(1) 事前の予測と実験結果によるモデルの修正

数値解析はDEM（個別要素法）に基づく解析コード3DECを用いた。本解析では、亀裂で仕切られたブロック要素の内部を差分法によって離散化し、応力に基づく弾塑性モデルを適用した。なお、降伏はモールクーロン則に従い引張り破壊が生じるとその部分の応力は0になり応力再配分される。

1) 油圧ジャッキ載荷実験(予備試験)

ジャッキ試験および計測機器の動作を確認するために予備載荷試験を行った。予備載荷実験の計測変位量の再現を行い、モデルの変形係数を逆算したところ、一軸試験結果の平均値（333,290kN/m²）の70%（233,392kN/m²）に設定すれば計測された変位が再現できた（図-10）。一軸圧縮試験が限られた数の小さい供試体による試験であること考慮すると、良好な予測結果と考えることができ、本試験の予測解析ではこの変形係数を用いた。

2) 油圧ジャッキ載荷実験(本試験)とモデルの修整

予測解析では載荷とともにジャッキの先端の岩盤変位が増大し、図-11に示すように250kNに達した時点でキーブロックが破壊し対象岩体が崩落する結果となった。しかしながら、実験では各センサーに変位の増大は見られたものの、250kNを過ぎてもキーブロックは破壊にいたらなかった。予測解析結果と実験結果が異なる原因は、Cr2の亀裂開口の範囲が当初の想定より狭いためであると推定し、ボーリング、ボアホールカメラの結果を再検討し、図-12の左図(当初のモデル)から右図の様に亀裂開口範囲を修正した。その結果、対象岩体は崩落しない結果となり実験結果と矛盾のない解析結果を得た。

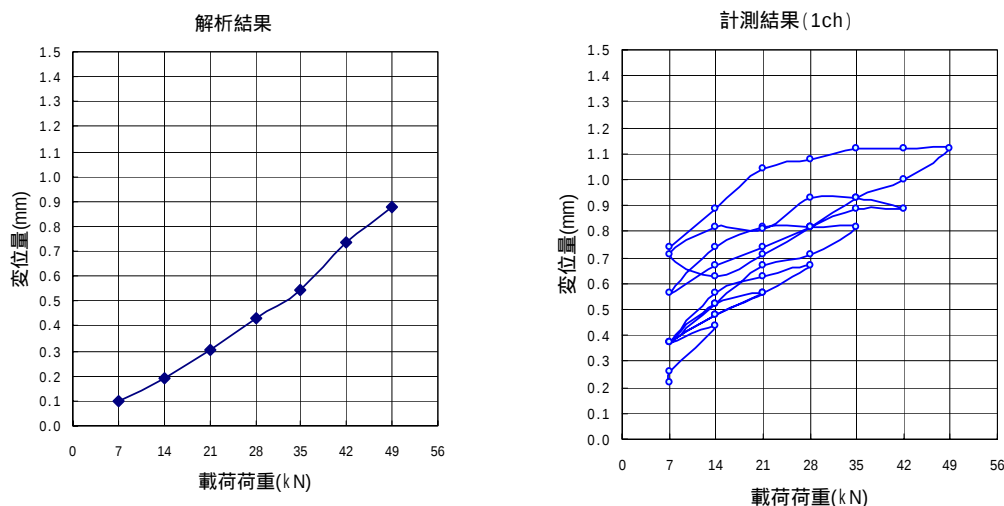


図-10 載荷実験(予備試験)の荷重-変位グラフ（左：解析結果、右：計測結果）

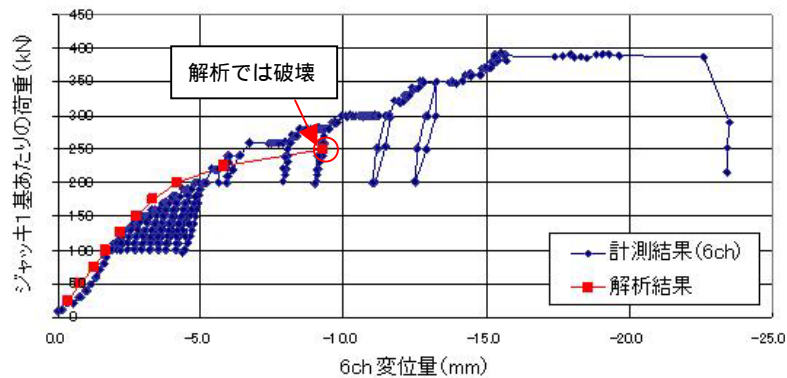


図-11 事前解析と载荷実験(本試験)の比較

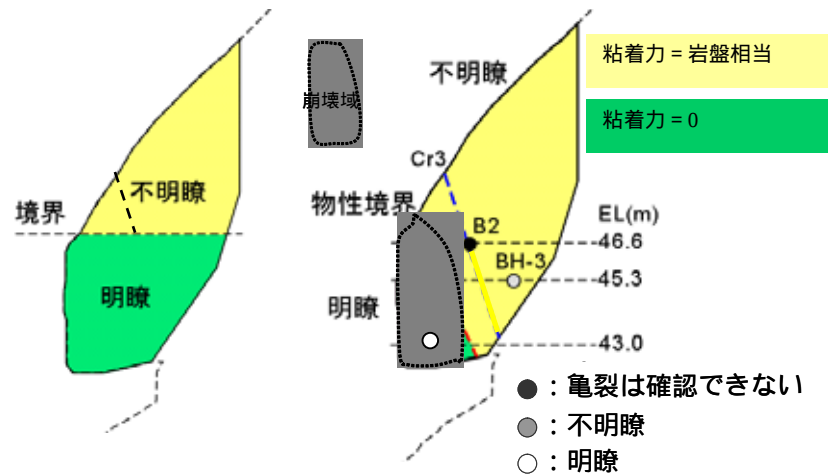


図-12 Cr2 の強度設定 (左: 予測解析、右: 修正モデル)

2) キーブロック破碎実験とモデルの修正

静破碎剤(反応時間 10 分、削孔 $L=1 \sim 2\text{m} \times 48$ 孔 0.3m 間隔)により、段階的にキーブロックを破壊させた。その過程でキーブロックのはく離が発生し変位が累積して最終的に Cr3 より下部の岩塊が割れて崩落した。事前の数値解析では、Cr3 亀裂より下部で崩壊すると予想されていたのに対し、実際には崩落部分が岩体の 1/2 にとどまった。これは、岩盤強度が領域によって異なることに原因があると考え図-13 に示す箇所から得られた供試体を用いて一軸圧縮試験を行った。その結果、予測解析に使用した強度に比べてキーブロックの強度は大きく、逆に対象岩塊の強度は小さい事が判明した(表-7)。そこで、モデルの強度を修正して再度解析を実施した結果、図-14 に示すように対象岩塊は実験と同様に下部で引張り破壊を起こした。

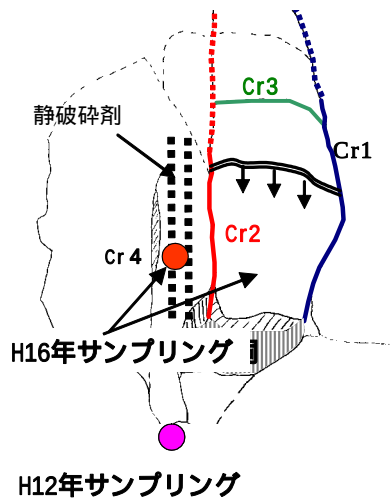


表-7 岩石試験結果

試験日	試料名	一軸圧縮 強度	圧列引張 強度	弾性係数	ポアソン比	密度
		[kN/m ²]	[kN/m ²]	[MPa]		g/cm ³
H12	キーブロック下部	1481	130	233	0.30	1.80
H16	キーブロック	1320	195	333	0.30	1.80
H16	対象岩塊	711		333	0.30	1.80

図-13 岩石試験採取位置

3.4 修正モデル解析結果と実験結果との比較

修正モデルにより、崩壊挙動をほぼ再現できたことから、破壊の進行、変位量、歪とその方向について計測と解析結果の比較を行なった。その結果、破壊の進行は計測では下方から変位が現れ、解析でも亀裂がオーバーハング基部より上方へ向かって進行し、崩落断面形状は実験結果に近い形状になった（図-14）。また、最大変位量はLL2-1（ワイヤー式変位計）による値が崩落直前で約2mmの伸びが認められているのに対し、解析の結果、約1～2mmの押し出し変位が認められた（図-15）。さらに歪についても崩落直前に計測された歪が縦断方向へ引張り（11～203 μ ）、斜面に平行な方向に圧縮（-91 μ ）であるのに対し、解析でも縦断方向で100 μ オーダーの引張り、斜面平行方向で数10 μ オーダーの圧縮となり整合した（図-16）。

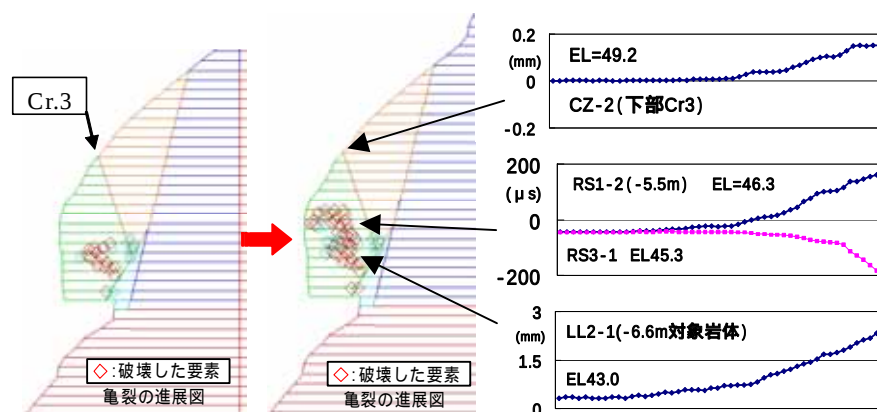


図-14 破壊域の進行（解析と計測結果）

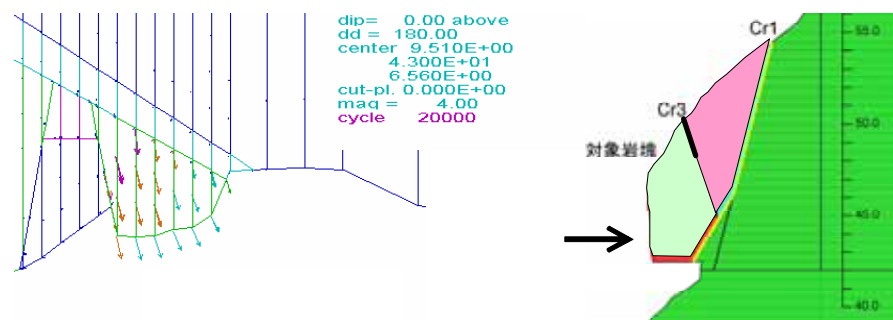


図-15 変位量 (EL=43m)

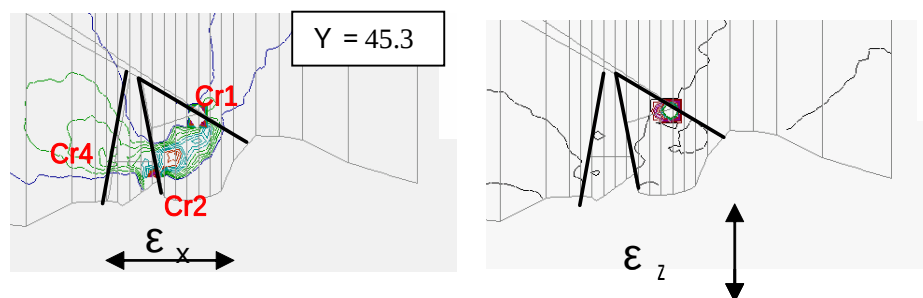


図-16 歪 (μS)

3.5 まとめと今後の課題

一軸圧縮試験から求められた静弾性係数の平均値を用いてジャッキによる予備載荷試験の変位を予測したところ、一軸圧縮試験に限られた数の小さい供試体による試験であるにもかかわらず、実験結果と大きな相違はなく室内試験より岩盤の挙動を予測できる可能性が示唆された。しかしながら、本試験の予測解析では崩壊の発生と形態を十分予測しえなかった。予測解析と実験結果が合わない理由は、解析における岩盤の強度だけでなく、亀裂の連続性の設定に原因があった。

今回の解析の反省点は、崩壊を確定的に予測できなかったことよりも崩壊形態として岩盤の引張破壊を想定しなかったことにあると考えられる。ジャッキ試験後に解析を実施する時間が制約されていたとはいえ、本稿における一つの例のように岩盤強度と亀裂の連続性をパラメータとした感度解析を行ってれば、数通りの崩壊形態が予想され、そのうちの一つは実験結果と整合するケースが得られていた可能性がある。今後、岩盤崩壊を予測し対策を検討する場合は、岩盤強度と亀裂の連続性をパラメータとした感度解析を行い、その結果を参考にして安全性に配慮した対策を検討することが考えられる。

4. すべり面を有する切土法面の抑止工の評価

4.1. はじめに

対象とした斜面では切土とともにアンカー(既存アンカーと呼ぶ)が施工されたが、さらに安定性を確保するためにアンカー付き杭が計画された。この対策工の効果を評価するために、施工後の地下水位上昇を想定し、その時の斜面の変形を FEM により推定した。対策工の施工順序は、図-17 に示すようにアンカー付き杭を施工し、既存アンカーを除荷して

さらに新たなアンカーを最下段に打設するものである。

本稿で着目する点は、設定する物性値の設定方法とその妥当性の検討である。実現現場では、往々にして工程上の制約がある他、自然斜面によっては物性値のばらつきが大きく FEM の入力物性値を調査・試験から推定することが難しい場合も多い。ここでは、そのような状況にあって入手できる試験値と観測データを元に物性値を検討した例を述べる。

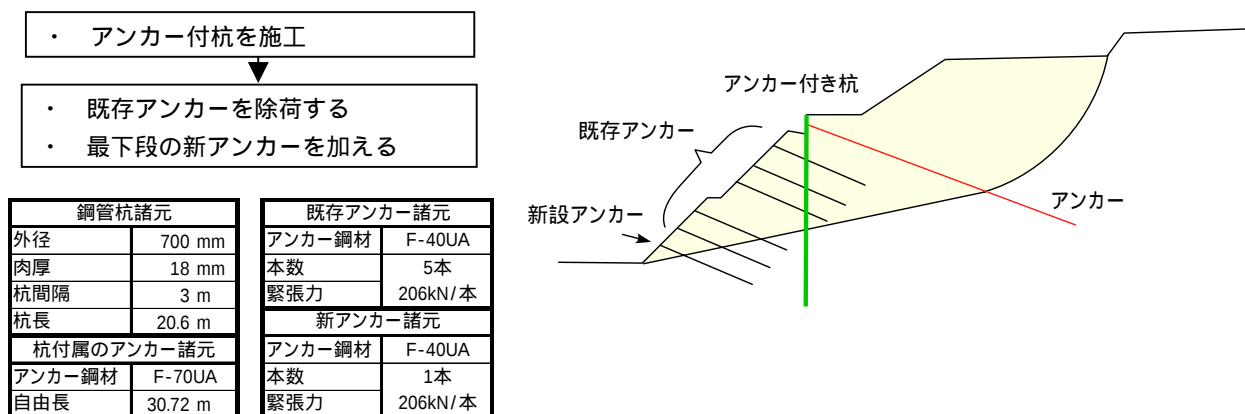


図-17 対策工と施工手順

4.2 変形機構とモデル化

FEM 解析モデルの作成にあたっては、観測された斜面の変形機構を想定し、その変形機構をモデル化する必要がある。対象斜面では、すべり面が形成されており、すべり面に作用する地下水位が上昇(図-18)してすべり面が不安定化することで移動層が全体に変位したものと考えられる。そこで、FEM モデルは、すべり面を弱い面としてモデル化し、そのすべり面に作用する水圧が上昇してすべり面のせん断破壊を発生させ、移動層がすべり面に沿ってマスとして変位するようにモデルを設定した(図-18)。

すべり面は薄い面を表すことのできるジョイント要素を用いた粘弾塑性モデルとし地盤は弾性体とした。このジョイント要素で表される変形モードは面に垂直方向の変形とせん断方向(すべり)の変形である。また、すべり破壊を表す構成則はモールクーロン則に基づくものとした。

解析に用いたすべり面を表す弾粘塑性モデルは、Owen et al.(1980)による超過応力モデル及び非関連流動則に基づくモデルとした。弾粘塑性モデルとは、せん断破壊あるは引張破壊しない場合には弾性挙動を示し、塑性化した場合にクリープ運動が発生するモデルである。ここで弾粘塑性モデルを用いた理由は、安全率が 1.00 未満となった場合に地すべりがクリープ運動する状態を解析する必要性が予想されたからである。

地下水位の上昇が地すべりに及ぼす影響は、ジョイント要素に作用する垂直応力から水圧分を減じて塑性化の判定を行っている。このように、モデル斜面内の地下水位を上昇させることによりすべり面を塑性化させ、地すべり土塊をすべり面に沿って滑動する機構を表現した。

杭 ($\phi=700$ $t=18$) 及びアンカーは梁要素で表し、アンカーに用いた梁要素の曲げ剛性は無視できる程度に小さい値を設定した。

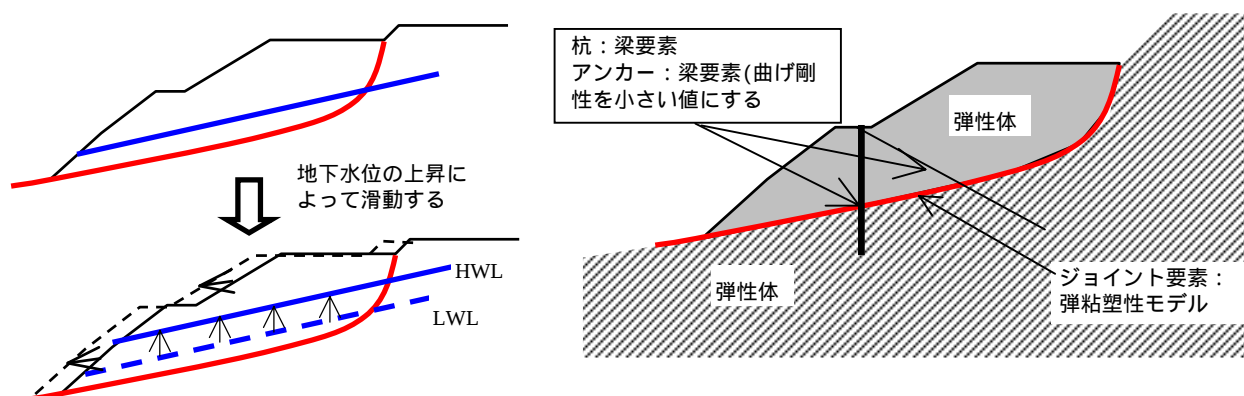


図-18 FEM モデルの模式図

モデルは対策工と地盤の3次元的な相互作用がモデル化できるように3次元とした。ただし、モデルの幅は対称性を考慮して図-19に示すように杭1スパン分(3m)の半分の1.5mとした。

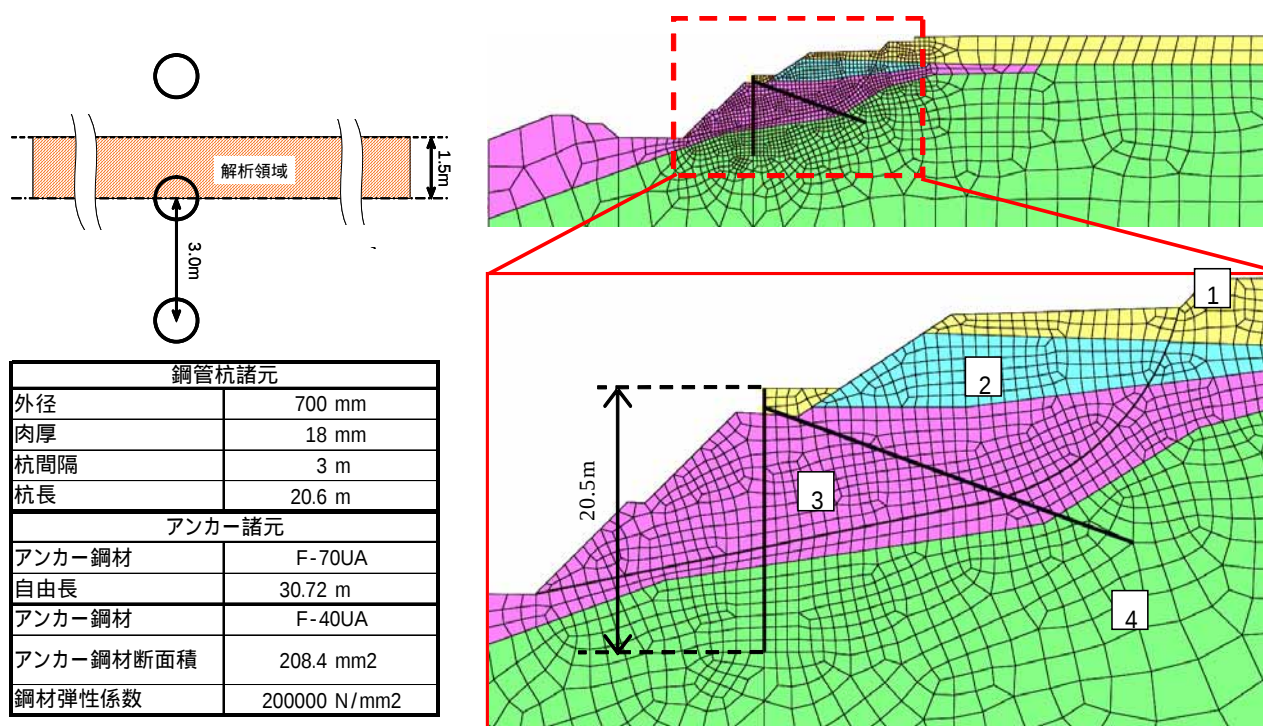


図-19 FEM メッシュおよび対策工の諸元

4.3 地盤の物性値の検討

前節で述べたように斜面の変形はすべり面の破壊に支配されるものとして、地盤は弾性体とし、すべり面はジョイント要素を用いた粘弾塑性モデルとした。以上のモデル化において必要になる物性値は以下の通りである。

- ・地盤(移動層及び基盤)：変形係数、ポアソン比、単位体積重量

・すべり面：粘着力、摩擦係数、せん断及び鉛直方向ばね係数

対象斜面では標準貫入試験が実施され深度約 20m までで 30 以下である。しかし、変形係数は試験されていないので、地盤の変形係数はN値から式(1)を用いて換算した値を設定するものとした(道路公団, 2000)。この式を用いて換算した値の妥当性は、対象断面からやや離れた位置のボーリングコアの一軸圧縮試験から得られた変形係数と比較して検証した。その結果、図-20 に示すように、式(1)から得られた変形係数が試験値と良好な相関を示す。

$$\text{変形係数: } E = 27.1N^{0.69} \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \quad \text{-----(1)}$$

道路公団設計要領第二集 橋梁カルバート編 (p.4-12)

すべり面の強度は、設計に基づいて $\phi=26.2$, $C=10\text{kN/m}^2$ とし、後述する再現解析によりその妥当性を確認した。ジョイント要素のばね剛性は、せん断方向及び鉛直方向とも $5,000\text{kN/m}^3$ とした。

表-8 FEM の設定値

物性値 番号	記号	地層名	単位体積重量 (kN/m^3)	変形係数(kN/m^2) $27.1 \cdot N^{0.69} \cdot 98.1$ [道路公団設計要領第二集]	ポアソン比
1	ts・w	表土及び風化土層	14.83	6919	0.35
2	Ds	段丘堆積物層	14.83	10921	0.35
3	Wm3	W互層下部(泥岩)強 風化部	16.31	17511	0.35
4	Wm1	W互層下部(泥岩)弱 風化部	17.27	23133	0.35

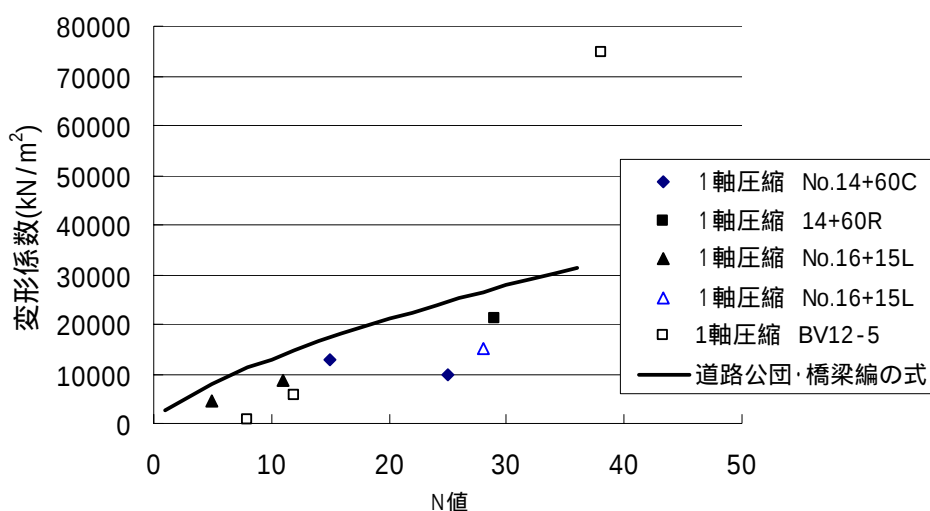


図-20 N値と変形係数の関係

4.4 荷重設定方法

前述の通り、本解析では、地下水位の上昇(図-18)に伴いすべり面の抵抗力が減少しせん断破壊を生じることによって滑動をモデル化している。

一方、地下水位の上昇により対策工に作用する荷重は、所定の安全率相当になるとは限らない。そこで安全率相当の荷重が発生するケースをせん断強度低減法により検討した。せん断強度低減法は、下式に示すように、すべり面の強度定数を安全率で除し、低減させ

ること地すべりを誘発する方法である。

$$c' = \frac{c}{FS} \quad \tan \phi' = \frac{\tan \phi}{FS}$$

ここで c : 低減させた粘着力、 c : 粘着力、 ϕ : 低減させた内部摩擦角、 ϕ : 内部摩擦角、 FS : 安全率

対策工および荷重は基本的に図-21 に示す手順で設定した。せん断強度低減法を用いる場合は、地下水位を上昇させる代わりに強度を低減させた。また、杭付属のアンカーを緊張させる場合は、アンカー付き杭をモデルに設定する段階で緊張力(設計値の 30%)を加えた。

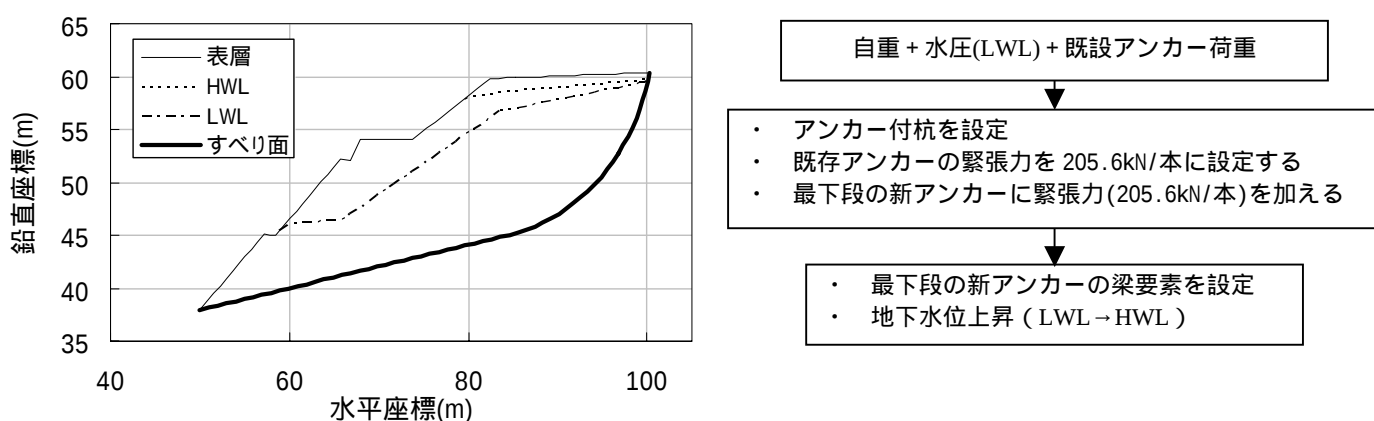


図-21 解析手順 (地下水位を上昇させるケース)

4.5 再現解析によるすべり面強度の評価

すべり面強度は既往の設定値($\phi=26.2$, $c=10\text{kN/m}^2$)を基本とし、2005 年 9 月 13 日から 30 日の間に発生した変位量(図-23)を地下水位上昇(図-22)により再現することで、すべり面強度の妥当性を確認した。この設計値は安全率を仮定して逆算した値である。その結果、内部摩擦角が 26.2° で粘着力が 10kN/m^2 の場合は、変位が 10mm 程度であり観測結果に比べて小さいものの調和的である。

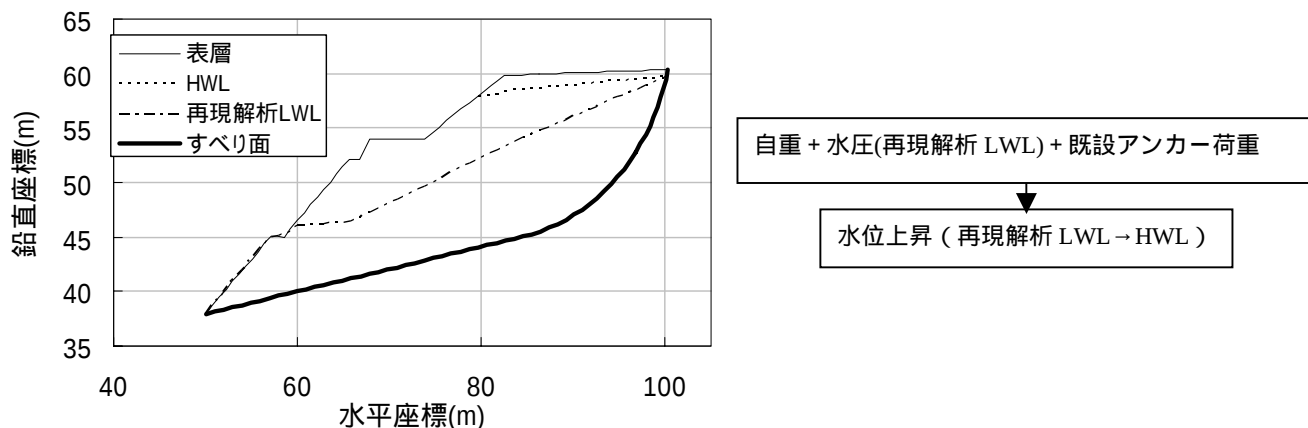


図-22 再現計算のフローおよび対象とした地下水位

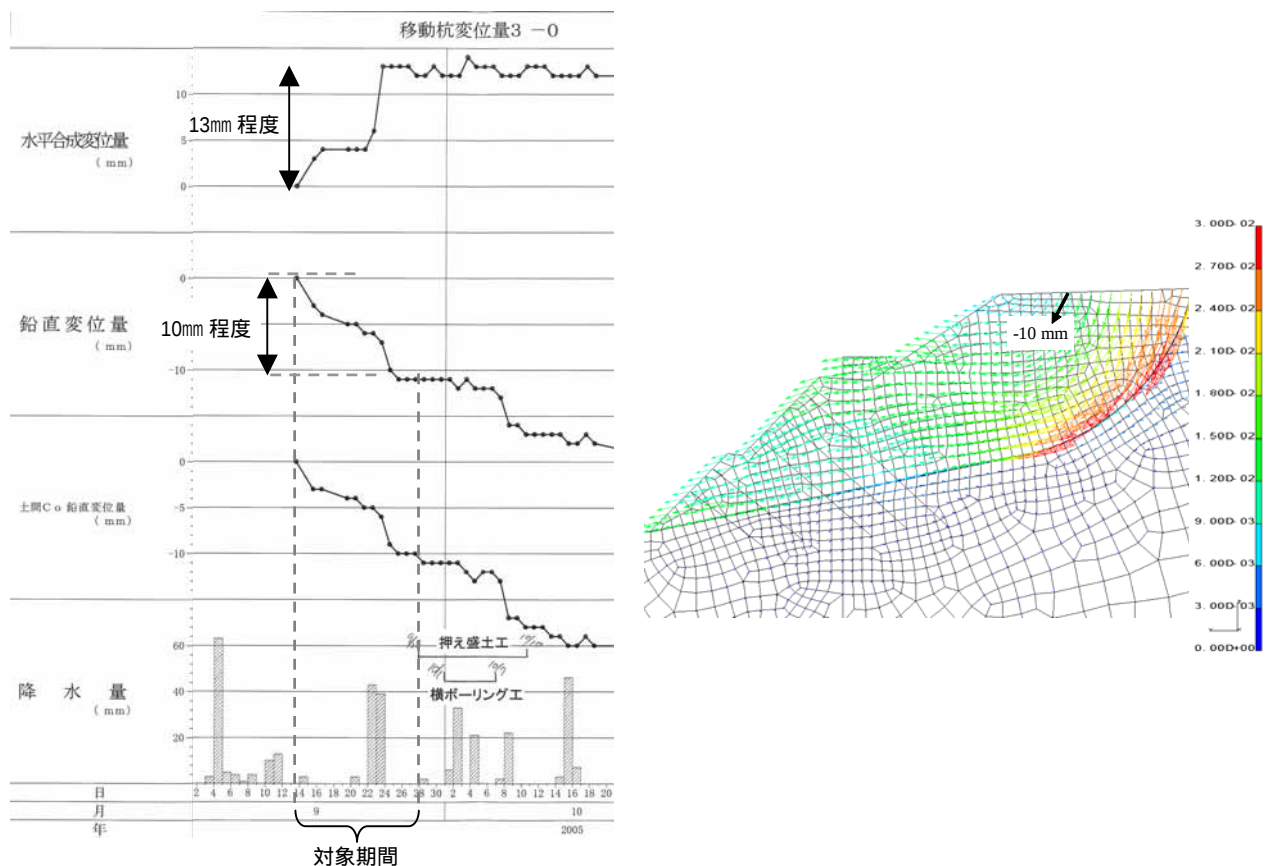


図-23 再現解析で参考とした観測データおよび解析結果

4.6 対策工評価の解析ケースと結果

表-9 に解析ケースと解析結果を示す。まず、ケース 1 は、地下水位を上昇させて変位を発生させたが、ケース 2 ではせん断強度低減法により変形を発生させた。ケース 1 および 2 では杭付属のアンカーに緊張力は加えていないが、ケース 3 は、杭に接合するアンカーに初期緊張を加えたケースであり、初期緊張による変位の低減効果を調べた。ケース 1 およびケース 3 から得られた変位ベクトルは、それぞれ図-24 および図-25 に示す。

ケース 1 の結果を見ると移動層は、山側のすべり面に沿って回転成分を含む変形形態を示し、そのため谷側の鉛直変位(V)は、約 7mm であるが山側は 20 mm のオーダーである。一方、水平変位は谷側と山側で大きな差はなく 5 mm から 10 mm の範囲である。

ケース 1 に対してせん断強度低減法を適用したケース 2 の変位は、ケース 1 の半分程度となった。したがって、ケース 1 の地下水位上昇は安全率 1.1 よりも厳しい条件である。

ケース 10 では杭を介して設計アンカー力の 30%を初期緊張力として加えた。その結果、初期緊張による変位の低減効果が明瞭であり、初期緊張がないケースと比較すると、50%程度低減している。

表-9 結果の整理

ケース名	杭のアンカーの緊張の設定	荷重条件	地下水位条件	谷側 U (mm)	山側 U (mm)	谷側 V (mm)	山側 V (mm)
ケース 1	なし	地下水位上昇	LWL → HWL	-9	-7	-7	-26
ケース 2	なし	せん断強度低減法(Fs1.1)	LWL 一定	-5	-4	-3	-13
ケース 3	設計値の 30%	地下水位上昇	LWL → HWL	-3	-3	-4	-15

4.7 結論

対策工の立案にあっては、その工程上の制約から変形係数や強度を試験から求めて解析を行うことが難しい場合がある。このような場合でも標準貫入試験が実施されていれば、N 値から変形係数を換算する方法が考えられる。しかしながら、換算する式によって値は異なるので、N 値の大きさやコアの連続性の点から可能であれば一軸圧縮強度試験等を行って検証することが望ましい。

逆算法で決めたすべり面強度は、観測された変位の再現性に照らして評価した。その結果、試験で求めた物性値でないにも関わらず概ね変位が再現できている。この理由は、斜面が急激に加速して崩壊したわけではなく、変形が収束する傾向を示しており、仮定した安全率が概ね実際のすべり力と抵抗力の比を表しているためと考えられる。しかしながら、今回は地下水位のデータやすべり面の性状も十分把握できていないので、逆算強度の精度については、これらのデータも踏まえて評価することが望ましい。

物性値の評価において、不確定性はあるものの対策工を計画する上で簡易な FEM を活用することができた。例えば、本事例では杭付属のアンカーの緊張力の効果を推定することができ、施工計画の立案の上で参考とすることができる。

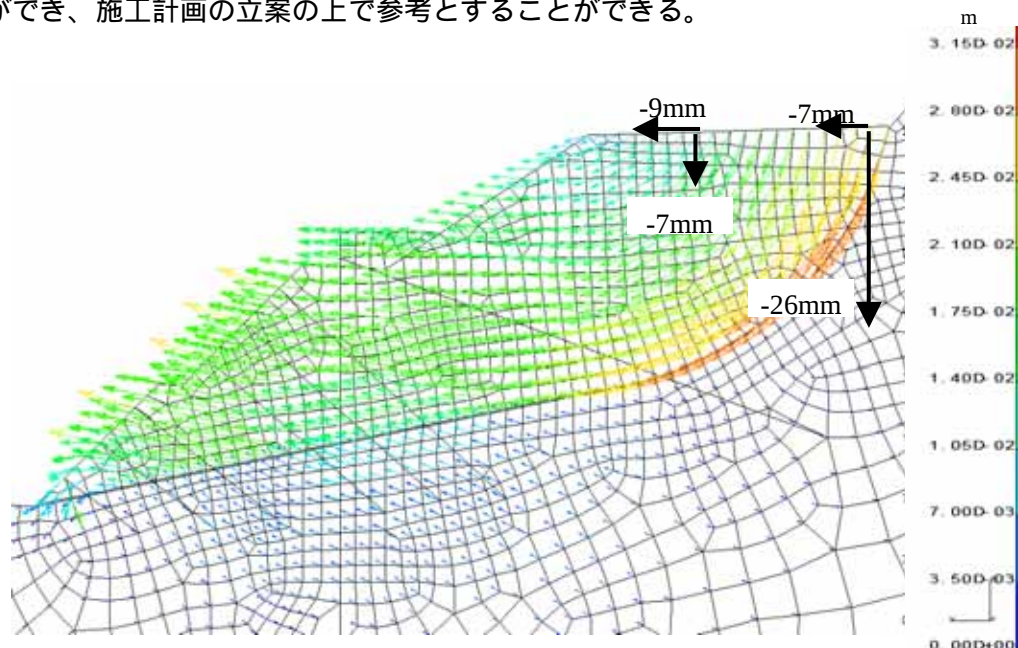


図-24 ケース 1 変位ベクトル

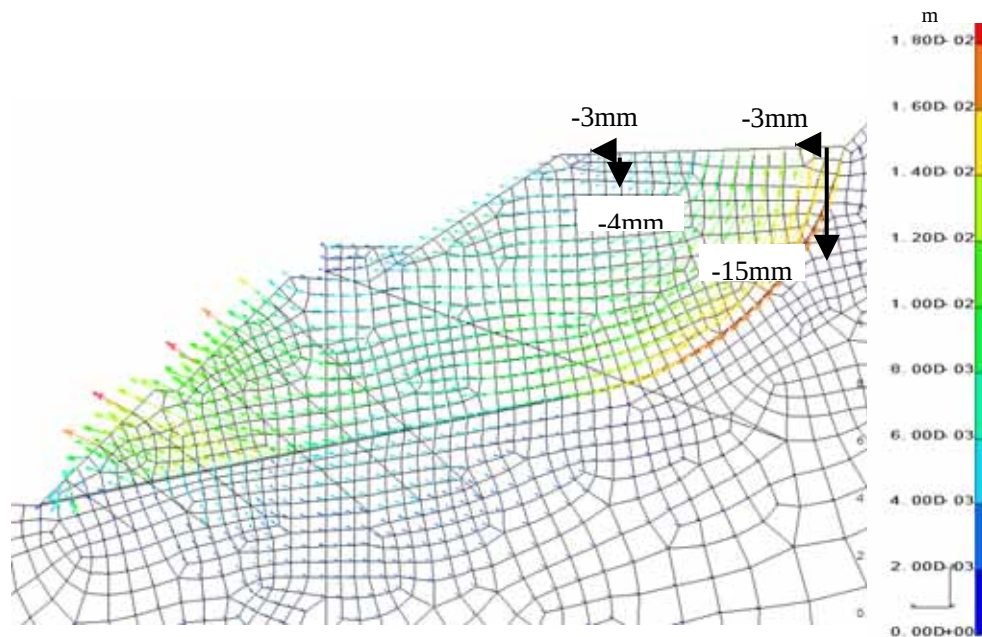


図-25 ケース3 変位ベクトル

5. まとめ

自然斜面は地質構造が往々にして複雑で物性値の不確実性が高いため、斜面の挙動を数値解析で予測することは容易でない。本稿では、そのような状況にあっても数値解析を有効に利用する試みについて事例を掲載した。特に着目したのは、斜面の安定性に大きな影響を与える節理、層理、地すべりのすべり面などの不連続面のモデル化方法である。

一つ目の事例では、岩盤強度と不連続面の長さをパラメータとした感度解析により、安定性に影響の大きい不連続面や領域を推定することができれば、ソフトおよびハード対策の立案に役立てうることを示した。

二つ目の事例では、岩盤斜面の不安定化実験の予測解析を行い、数値解析による予測の可能性について検討した。その結果、連続性の不明瞭な不連続面に支配された斜面の崩壊を確定的に予測することは難しいと考えられた。しかし、斜面の変状が観測されれば、その変化を再現することでモデルを修正して予測精度を向上させることができる。

三つ目の事例では、すべり面のある斜面の安定化工法の効果を評価した。その結果、すべり面の強度が試験などから求められない場合でも、観測された変位と解析結果を比較検討することで逆算強度を評価し、対策工の効果を評価する方法としての有効性が示された。

三つの事例に共通する点は、不連続面の連続性や強度が詳細に把握することができなくても感度解析を行えば、いずれかの結果が実現象を表していると考えられるので、安全側の挙動を想定して対策工の検討に役立てうるということであり、斜面の変状が観測されれば、その変化を再現することでモデルを修正して、さらに外因が作用した時の挙動を予測できる可能性があることである。

参 考 文 献

- 鈴木光．1982．岩盤の計測と解析，土木工学社，38p．
- 田坂誠男．1980．品質管理の基礎，基礎数学シリーズ 30，朝倉書店．
- 道路公団．2000．道路公団設計要領第二集 橋梁カルバート編，4-12p．
- 道路示方書 同解説編 共通・下部構造編，255p．
- 土木学会．1994．岩盤斜面の安定解析と計測，丸善．
- 土木学会．2005．岩盤崩壊の考え方-現状と将来展望-，丸善．
- 土木学会．2005．岩盤斜面の不安定化挙動の数値解析、土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要，pp.3-180
- 土木学会．2005．雄冬地区岩盤モニタリング - 不安定化実験の実施と結果 -、第 60 回年次学術講演会講演概要，pp.3-474
- 土木学会．2006．岩盤斜面不安定化実験の計測と解析結果、北海道支部第 62 号論文報告集 -2
- 吉中龍之進・桜井春輔・菊池宏吉．1995．岩盤分類とその適用，土木工学社，50-51p．
- Amadei, B. and Wibowo, J. .1997．Applicability of existing models to predict the behavior of rock joints under different boundary conditions, Proc. Second Intl. Conf. on Analysis of Discontinuous Deformation, pp. 36-106.
- Barton, N., Bandis, S., and Bakhtar, K. .1985．Strength deformation and conductivity coupling of rock joints, Intl. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr. Vol. 22, pp. 121-140 .
- Barton, N. and Choubey, V. .1997．The shear strength of rock joints in theory and practice, Rock Mechanics, Vol. 10, pp. 1-54 .
- Box, G. E. P., Hunter, and W. G. Hunter, J. S. .1978．Statistics for experimenters, John Wiley & Sons.
- Goodman, R. E. .1980．Introduction to rock mechanics, John Wiley & Sons, .
- Hoek, E. and Bray, J. W. .1977．Rock slope engineering, The Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Jaeger, J. C. and Cook, N. C. .1979．Fundamentals of rock mechanics, Chapman and Hall.
- Owen. J & Hinton. E. .1980．Finite Elements Plasticity; Theory & Practice, Pineridge Press, pp.272-318.

謝辞

本稿の事例のうち雄冬地区の岩盤斜面不安定化実験および解析については、土木研究所 寒地土木研究所 寒地構造チームの石川上席研究員および岡田研究員より御指導を賜り試験および解析内容の掲載させていただいたものです。関係各位に深く御礼申し上げます。

(社)日本地すべり学会関西支部長

末峯 章（京都大学防災研究所）

シンポジウム実行委員

委員長 福岡 浩（京都大学防災研究所）

委 員 佐々 恭二（京都大学防災研究所）

八嶋 厚（岐阜大学工学部）

若井 明彦（群馬大学工学部）

植田 康宏（（株）阪神コンサルタント）

太田 英将（（有）太田ジオリサーチ）

中川 渉（応用地質株式会社）

真弓 孝之（国土防災技術株式会社）

倉岡 千郎（日本工営株式会社）