

平成26年度原子力施設等防災対策等委託費  
(斜面の安定性に係る設計・リスク評価手法の整備)  
事業  
報告書

平成27年3月

日本大学工学部工学研究所

本報告書は、日本大学工学部工学研究所が原子力規制庁からの委託により実施した平成26年度原子力施設等防災対策等委託費（斜面の安定性に係る設計・リスク評価手法の整備）事業の成果をとりまとめたものです。

本報告書の複製、転載、引用等には、原子力規制庁の承認が必要です。

## 目次

	頁
1 はじめに	1-1
2 地震応答解析による斜面の安定性評価の考え方の検討	2-1
2.1 斜面安定性の設計評価手法における考え方の整理	2-2
2.2 斜面安定性の設計評価手法の適用性検討	2-35
2.3 斜面安定性の設計評価におけるニューマーク法の適用性の検討	2-61
3 斜面安定性の設計評価における評価基準値の検討	3-1
3.1 模型試験データによる斜面崩壊メカニズムの分析	3-1
3.2 模型試験データによる評価基準値の検証解析	3-11
4 地震PRA手法に用いる斜面崩壊後のリスク評価手法の検討	4-1
4.1 斜面崩壊後のリスク評価における考え方の整理	4-1
4.2 解析モデルの作成と斜面崩壊後のリスク評価手法の適用性検討	4-63
5 斜面の安定性に係わる設計・リスク評価手法のまとめ	5-1
5.1 斜面が及ぼす影響に対する設計の手順に関する基本的考え方と事例	5-1
5.2 地震応答解析による斜面の安定性の設計照査について	5-4
5.3 斜面の変状評価手法とハザード評価の考え方とのその事例	5-6
5.4 斜面の変状評価手法とフラジリティー評価の考え方	5-14
6. あとがき	6-1
付録A 崩壊土塊の影響評価の手順（案）	付 A-1
付録B EMアルゴリズムを用いたGMM(Gaussian Mixture Model)の推定方法	付 B-1

## 1. はじめに

平成 18 年 9 月に原子力発電所の耐震設計審査指針が改訂され、地震随件事象として津波と斜面安定性に対する安全性評価が要求事項として規定された。その後、平成 23 年 3 月に発生した東北地方太平洋沖地震により、福島第一原子力発電所が造成地盤の崩壊による送電鉄塔の倒壊による外部電源の喪失、非常用電源が津波により被災し、重大な事故が発生するという事態に至った。これを契機として、重大事故への配慮やバックフィット制度の導入など取り入れた「実用発電用原子炉及び核燃料施設等に係る新規制基準」が平成 25 年 7 月に施工された。さらに、原子力施設内における斜面や基礎地盤の安定性評価に関する審査ガイドが平成 25 年 6 月に制定された。

一方、これまで、原子力発電所の安全審査に係わる地盤安定性評価では、平成 3 年に発行された JEAG4601-1991「原子力発電所耐震設計技術指針（追補版）」に基づく検討が実施されてきた。同指針では、地盤安定性検討について、すべり面法等の慣用法による検討、静的解析による検討、動的解析による検討の 3 段階の検討を、原則として全て実施する手順を示している。また、土木学会原子力土木委員会では、平成 21 年 2 月に前述の指針に示された地盤安定性検討の手順における 3 段階の検討のうち、最も信頼性が高く、また動的上下動を直接取り扱うことのできる「動的解析による検討」を主体とした、新しい地盤安定性検討の手順を「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術」として提案した。前述の審査ガイドでは、それらを踏まえた安定性評価の考え方が示されている。しかし、平成 25 年 11 月に制定された「実用発電用原子炉の安全性向上評価に関する運用ガイド」では設計を上まわる事象に対する安全性の評価も行うことが示されている。

原子力発電所の安全性に発電所敷地内における斜面の崩壊及ぼす影響を評価するためには、斜面崩壊後の影響に関するシナリオを適切に評価することが必要となる。例えば、図 1-1 に示す様に、原子炉建屋周辺斜面が地震に伴い不安定化し、斜面崩壊により岩塊が滑落し、に衝突し、建屋・機器に損傷を与えるというものである。原子力発電所の安全性を確保するためには、斜面の崩壊によって施設の安全機能に重大な影響を及ぼさないことを確認する必要がある。そのためには、斜面崩壊の発生可能性と崩壊領域を合理的に評価することが重要となる。(独)原子力安全基盤機構(JNES)が平成 26 年 2 月に発行した RE レポート「JNES-RE-2013-2037:基礎地盤及び斜面の安定性に係る設計・リスク評価の手引き」は、地盤の安定から崩壊後の施設や構造物への影響をシームレスに評価するため、安定に関わる限界状態、崩壊に関わる限界状態を設定し、安定とリスクの評価体系を示した。ここで、安定に関わる限界状態として、(独)原子力安全基盤機構(JNES)が実施してきた 1G 場での小型、中型および E-Difence を用いた大型の斜面モデルの振動実験の結果を踏まえ、すべり土



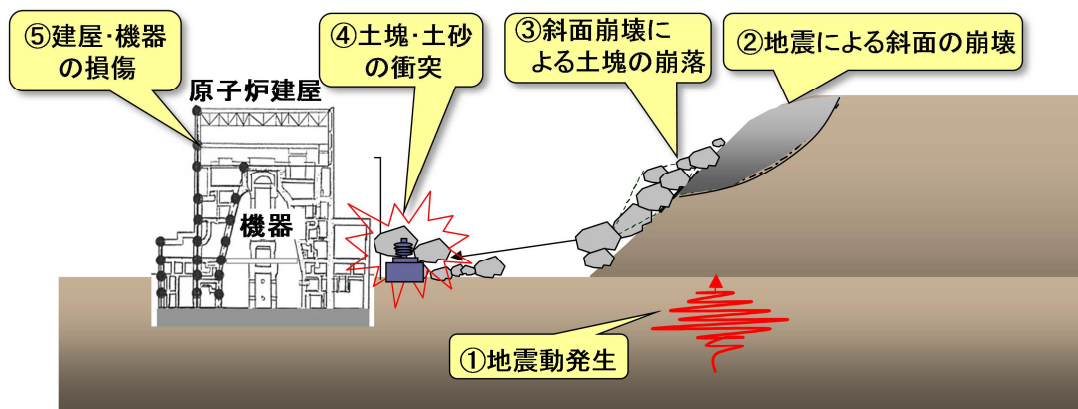


図 1.1 原子炉建屋周辺斜面の想定シナリオ

塊の変位を考慮した考え方を示している。その限界値の設定について、実験モデルのスケールの影響、さらに具体的な評価方法が課題として示されている。また、応答値の評価手法としてニューマーク法の適用性、さらに、その限界状態を有限要素法により直接評価する手法の構築なども課題として示されている。また、リスク評価として、体系は示したものの、斜面崩壊が施設へ及ぼす影響を評価するために必要なハザードや斜面の崩壊に起因した施設のフラジリティを評価する手法の構築が課題として示されている。

ここでは、前述の原子力発電施設の総合的な安全性向上評価の確認に資するための必要な斜面の安定性に係る設計・リスク評価手法の整備することを目的とし、その課題のうち以下の3つについて検討を行うものである。

- ・地震応答解析による斜面安定性の設計評価手法
- ・斜面安定性の設計評価における評価基準値
- ・地震PRA手法に用いる斜面崩壊後のリスク評価手法

最後に、それらの検討結果を分析及び考察し、斜面の安定性に係る設計・リスク評価手法のまとめを行う。

## 2. 地震応答解析による斜面の安定性評価の考え方の検討

従来、斜面の安定性の評価は、地震応答解析を実施したとしても、力の釣り合いを基本としたすべり面の設定と安全率、さらにすべり面上の変位評価などにより実施されている。すべり面上のすべり土塊の変位はニューマーク法などにより間接的に評価する手法も用いられているが、ニューマーク法の適用限界もふまえ、非線形動的解析手法を、より活用した斜面安定性評価手法について検討する。以下では、まず既存指針等における変形照査の位置づけを整理し、非線形動的解析手法を有効に活用する照査フローの案について検討する。次に非線形地震応答解析を活用するにあたっての課題を抽出する。さらに、現状で可能な非線形地震応答解析を試行して、照査フローとの関係を確認する。

### 2.1 斜面安定性の設計評価手法における考え方の整理

原子力周辺斜面の耐震性照査に関連した評価フローには、JEAG4601-2008 で定められている図 1-1 のフローならびに JNES-RE-2013-2037 で提案されている図 1-2 に示す先進的なフローがある。

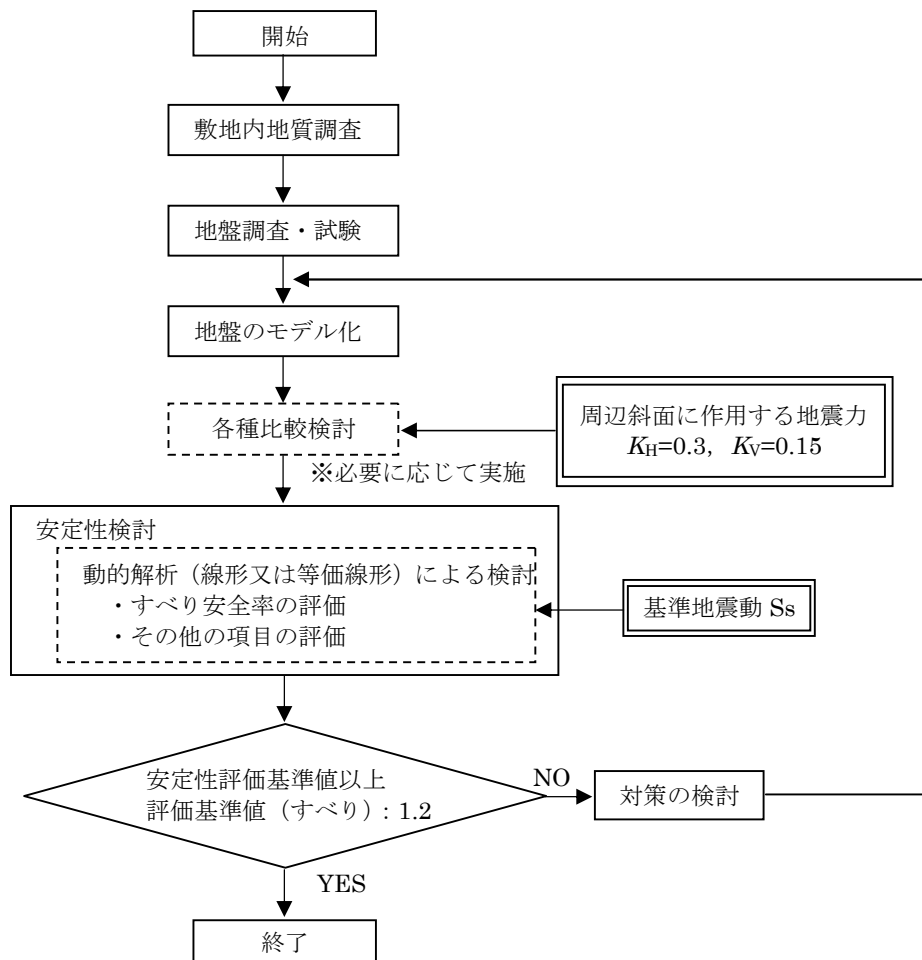


図 1-1 JEAG4601-2008 における原子力周辺斜面の耐震性検討フロー

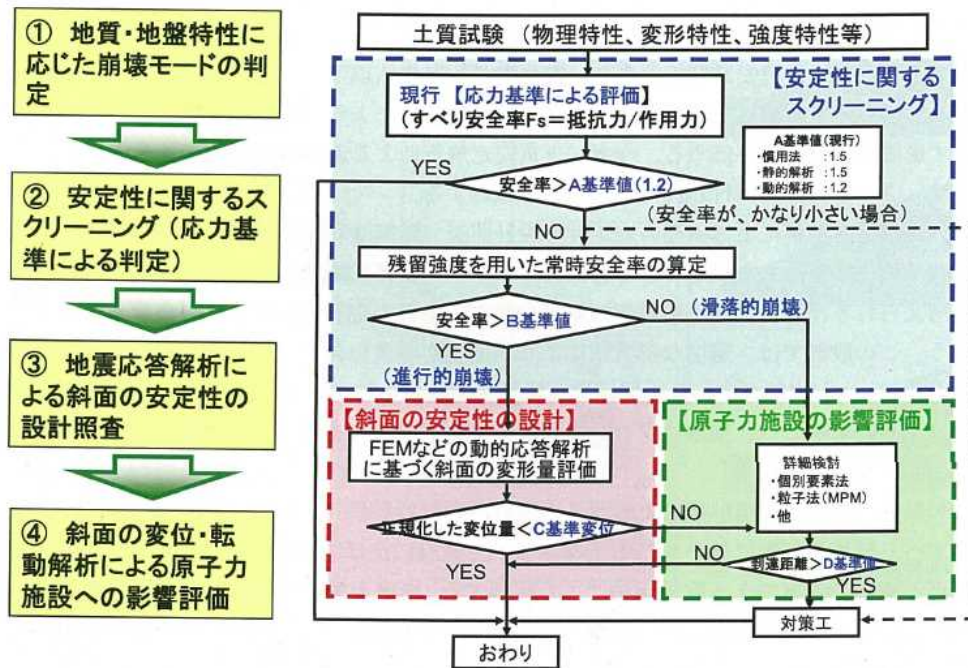


図 1-2 JNES-RE-2013-2037 で提案されている原子力周辺斜面の耐震性検討フロー

大規模地震に対するダム耐震性能照査指針 (案)・同解説 (平成 17 年 3 月国土交通省河川局) では、砂防ダムならびにダム高 15m 未満のダムを除くすべてのダムに対する耐震性能照査指針の方法を解説している。その中で、レベル 2 地震動に対するダムの耐震性能は、地震時に損傷が生じたとしても、ダムの貯水機能が維持されるとともに、生じた損傷が修復可能な範囲にとどまることとされている。さらに、ダム本体の耐震性能の照査方針として、「ダム本体の耐震性能の照査は、ダム本体に損傷が生じたとしても、その貯水機能が維持されることをダムの構造特性に応じた適切な地震応答解析により確認するとともに、生じた損傷が修復可能な範囲にとどまることを確認することにより行う」こととしている。なかでも、フィルダム本体の耐震性能の照査については、図 1-3 のように定められており、第 1 段階で等価線形化法等による動的解析を用いたすべり破壊の判定を行い、すべり破壊が生じると判定された場合には、第 2 段階において、第 1 段階で得られた動的解析の結果を用いて塑性変形解析を行うこととしている。すなわち、すべり安全率等の応力判定によりすべると判定された場合でも、第 2 段階の評価において、そのすべり量が小さく、変形に伴う沈下が貯水の越流を生じるおそれがないほどに小さければ、耐震性能は確保されると判断するフローになっている (図 1-4)。

### 3.3 フィルダム本体の耐震性能の照査

フィルダム本体の耐震性能の照査は、以下の手順により行うことを基本とする。

なお、地震動によりその強度低下を生じる可能性のある堤体材料または基礎地盤を有するフィルダムについては、地震時における堤体材料または基礎地盤の強度低下について考慮する。

1. 等価線形化法等による動的解析を行い、その結果、地震時にすべり破壊が生じないと判断される場合は、ダム本体の損傷が生じるおそれはないため、所要の耐震性能は確保されるとしてよい。
2. 上記1.における等価線形化法等による動的解析の結果、ダム本体の損傷が生じるおそれがある場合には、さらに1.による解析結果を用いた塑性変形解析により、地震によるすべり等の変形を推定する。その結果、変形に伴う沈下が貯水の越流を生じるおそれがないほどに小さく、かつ地震後において浸透破壊を生じるおそれがない場合には、ダムの貯水機能は維持されるとしてよく、かつ修復可能な範囲にとどまる場合には、所要の耐震性能は確保されるとしてよい。

図 1-3 大規模地震に対するダム耐震性能<sup>1)</sup>

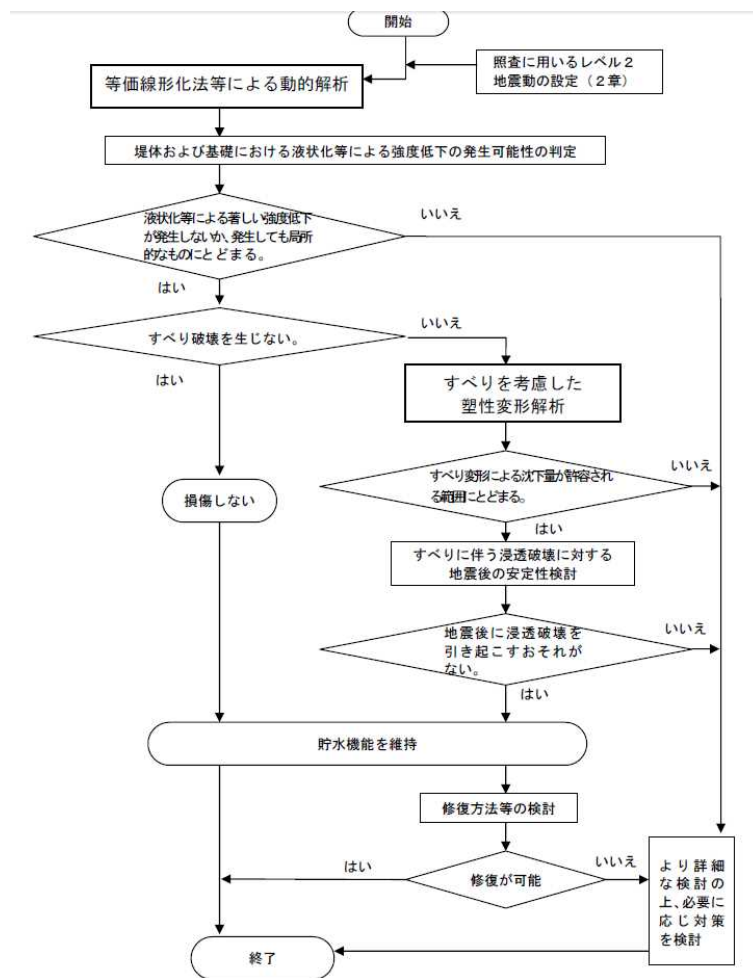


図 1-4 大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説(平成17年3月国土交通省河川局)における耐震性評価フロー

塑性変形解析については、越流に対する安全性の照査において、下記の記述がある。

「フィルダムのすべりによる残留変形量は、等価線形化法等による動的解析結果をもとに、想定する土塊に作用する慣性力とすべり面沿いの抵抗力を踏まえて、塑性変形解析により算定することができる。

なお、レベル 2 地震動に対する塑性変形解析では、堤体材料の強度特性を適切に評価して考慮する必要がある。塑性変形解析により、ある程度大きな変形量が算定される場合には、ピーク強度以降のひずみ領域におけるひずみ軟化に伴う強度低下を考慮する必要があるが、算定されるすべり変形量が比較的小さい範囲では、通常の三軸圧縮試験によって得られたピーク強度を用いて評価してもよい。

以上のような塑性変形解析の結果、すべり形状による沈下が堤体からの越流に対して十分安全な程度に小さいものとして許容される範囲にとどまる場合には、堤体からの越流が生じるおそれはないものと考えてよい。

ここでは、許容される範囲としては、設計上見込まれている付加高さ以内とすることが基本となる。(以下略)

すなわち、大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)では、具体的な方法についてまで言及してはいないものの、ピーク強度以降のひずみ領域におけるひずみ軟化に伴う強度低下を考慮した解析を容認しており、照査基準値はフィルダムの斜面としての安定性に係る限界ではなく、越流という機能による限界によって設定されている。

鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編では、図 1-5 のように盛土の耐震設計について定めている。すなわち、レベル 1 地震動に対しては、安定に関する検討としてすべり安全率を計算し、レベル 2 地震動に対しては、変形に対する検討として、盛土の変形量が許容値以内であることを要請している。さらに、その変形量を評価する方法としてニューマーク法を推奨している。但し、ニューマーク法については、すべり安全率計算と同様に、「これらの方法は破壊の有無や変形量を必ずしも正確に予測できる方法ではないが、相対的な比較によって弱点箇所を抽出したり補強効果を算出することができる。」と解説している。言い換えると、変形に対する検討においては、一応の目安として構造物の機能維持より定められる許容値と、ニューマーク法によって得られた変形量を比較して設計の可否を判断するが、安全マージンの取り方によっては、許容値を超えるリスクを許容していることとなる。なお、鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計編においても、レベル 2 地震動に限定して言えば、評価の概要は、大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説と同様に、円弧すべり安全率が所定の安全率を下回ることを許容し、その場合は変形量を推定し、構造物の機能維持から定まる照査基準値とその変形量を比較することで設計の可否を判断している。

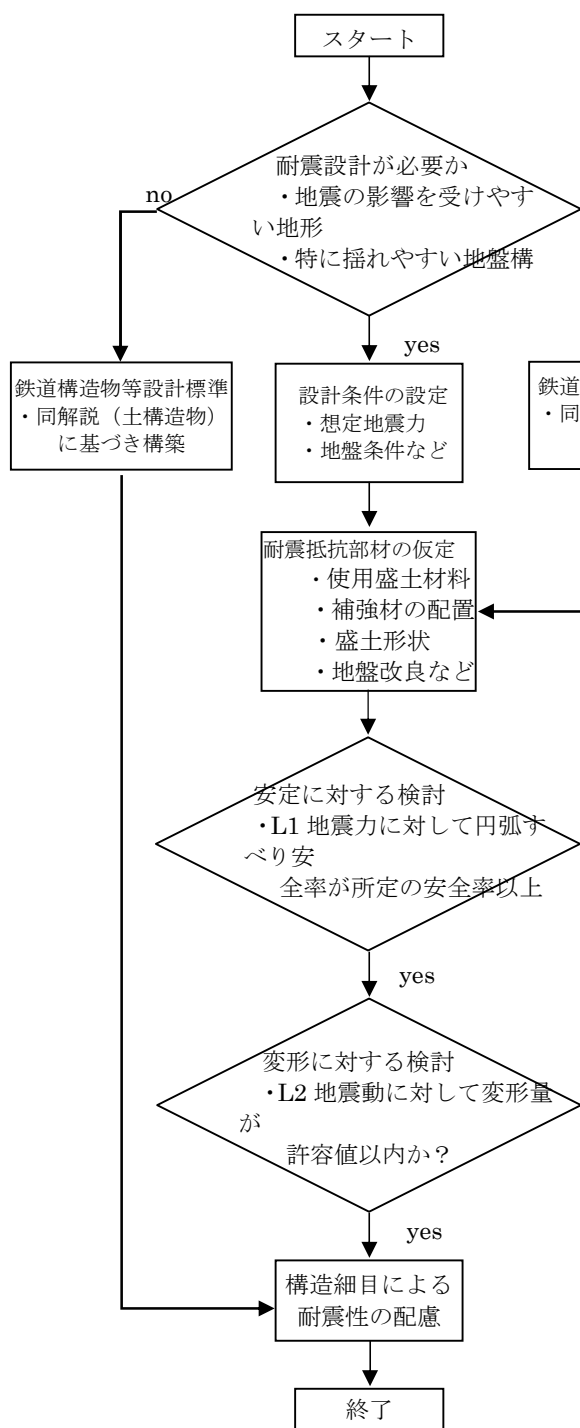


図 1-5 鉄道構造物等設計標準・同解説  
耐震設計編における評価フロー

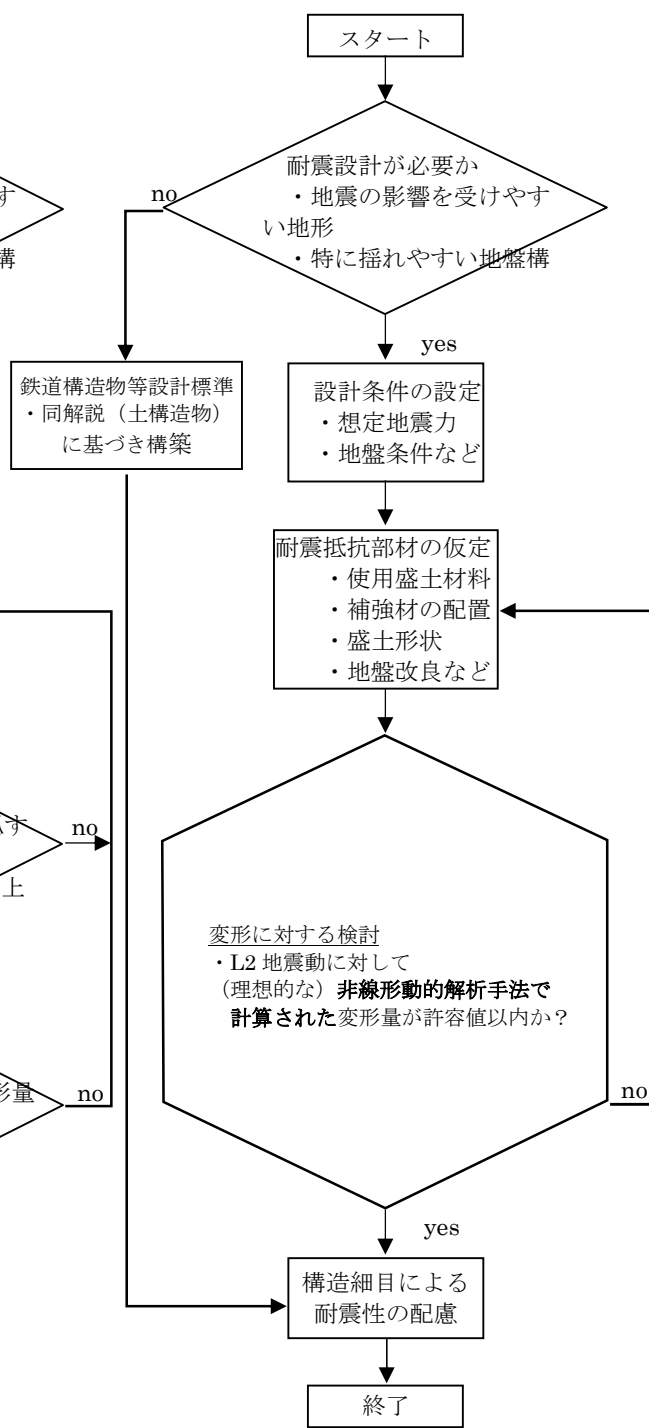


図 1-6 鉄道構造物等設計標準・同解説  
耐震設計編における評価フロー  
を元にした、非線形動的解析  
手法により全て評価するフロー



ここで、両指針の評価フローでは、すべり安全率による評価段階で NG となった場合に、JNES-RE-2013-2037 で提案されている評価フローのように、変形に対する次の検討の段階に進むことが可能か判断する必要が無く、自動的に変形に対する検討を行うこととなっている。鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計編に至っては、すべり安全率による安定性照査と変形量の評価で想定する地震動が異なるため、レベル 2 地震動に対しては、実質的に変形に対する検討しか実施しないことになる。そこで、FEM 等の非線形解析が現在よりもっと高度化されたとし、入力パラメータならびにその元となる地質・地盤調査に関する信頼性（ばらつき・不確実性など）の制約をひとまず無視すれば、非線形動的解析手法によって全てを判定するフローは、鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計編のフローの一部を置き換えた図 1-6 が出発点となろう。また、同様に JNES-RE-2013-2037 の一部を置き換えると、図 1-7 になる。以下では、これらのフローを元に、注意すべき点等を挙げて、最終的にはそれらを踏まえて修正したフローを提示する。

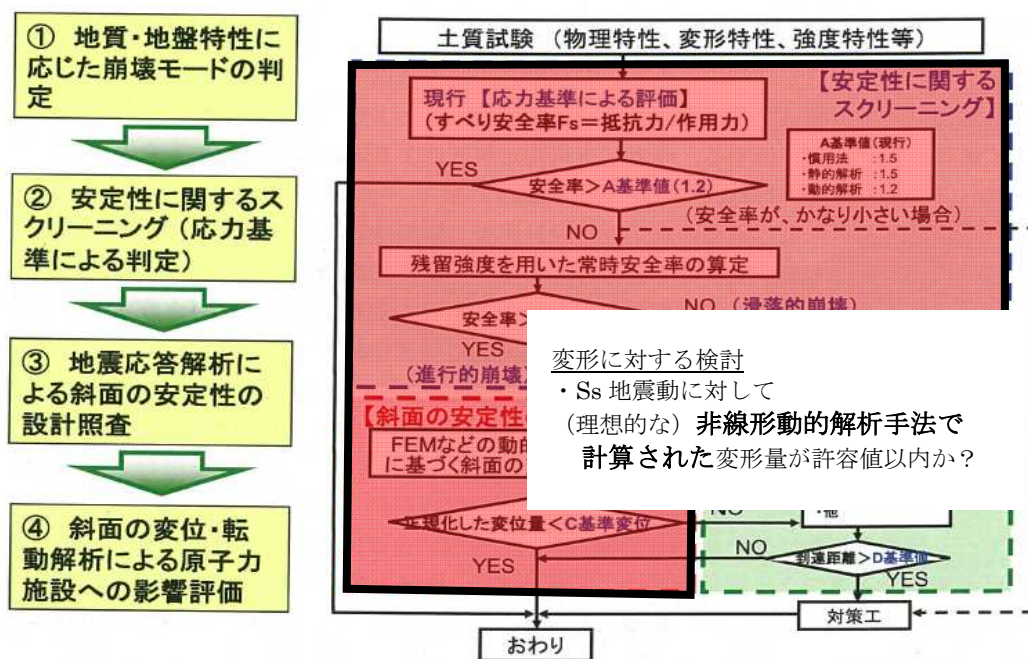


図 1-7 JNES-RE-2013-2037 における評価フローを元にした非線形動的解析手法により全て評価するフローのイメージ

### 2.1.1 非線形動的解析手法により原子力周辺斜面の耐震性を直接評価する場合に想定される課題

原子力においても、評価の対象を AM において拡大した場合、液状化を発生するような支持地盤上に存在する盛土や自然斜面も想定しなければならないが、本報告書では、そのような対象に対して用いるべき有効応力解析手法については検討の対象としない。

## 1) 解析手法の選択と液状化

先に述べたように、例え原子力サイトであっても、評価の対象を AM において拡大した場合、様々な斜面条件が対象となり得る。従来の評価では、例えば図 1-1 の JEAG の評価フローにおいては、前提条件として、その崩壊が確定論的な設計において原子力重要施設に危機的な影響を与えるかという観点で、対象となる斜面はすべりを発生する可能性のある岩盤斜面にある程度限定されていた。

大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説では、すべり安全率を評価する段階に至る以前に、液状化の可能性は別途検討することとなっている。原子力サイトでの評価においても、岩盤斜面の安定性検討のみならず、盛土斜面等の評価も統一したフローで行う場合、液状化の検討は避けて通ることは出来ない。液状化を評価する方法は、簡易な FL 法から高度な有効応力解析まで存在するが、簡易な方法では、液状化可能性の判定は可能であっても、（液状化までは至らないが）強度低下につながるような過剰間隙水圧の発生を予測することは難しい（ここでの対象は斜面であり、水平成層地盤ではないため、非常に緩い砂質地盤を除き初期せん断の作用する盛土部付近は完全な液状化に至るケースは稀である）。したがって、液状化または過剰間隙水圧の蓄積による強度低下が予想される斜面・基礎地盤を対象とする場合には、有効応力解析は必須となる。

しかし、岩盤斜面のように液状化検討が必要ないものまで有効応力解析を実施するのは、下記の点において著しく不合理である。

- ・ 不要なパラメータを得るための地質・地盤調査が必要となる
- ・ 解析に必要な設定パラメータが増える分だけ、物性調査の信頼性が評価結果に与える影響が増大する
- ・ 設定パラメータと解析結果との関係が直接見えにくくなるため、物性を設定する段階での安全側・危険側の判断が非常に困難になる（パラスタで対処した場合は著しい計算コスト増）
- ・ パラメータの設定から解析実行までの細部を規定することが不可能であり、解析者の技能により解析結果が大きくばらつく。

すなわち、手法としてオールマイティな非線形動的解析手法が存在したとしても、それによって対象を適切に評価するためには、当然質の高いパラメータ設定が必要となり、そのためにオーバースペックな地盤調査を実施することになると、評価フロー自体は決して適切とは言えないであろう。

したがって、液状化（乃至は過剰間隙水圧の蓄積）評価を簡易・詳細の 2 段階で実施するか、評価に用いる非線形動的解析手法の種類を選択がフローの初期段階で必要である。なお、地下水が関係しない場合でも、土に特有の圧縮沈下が関係する場合は、津波防波堤を兼ねた盛土の地震後高さ評価など、機能維持の観点から高さの変化を検討する際は、数値解析手法としては有効応力解析以外の選択肢はない（全応力解析と経験式の組み合わせによる簡易評価は別）。液状化など土のダイレイタンス特性を考慮するための数値解析手



法は、ある種特殊な手法になり、今回の範囲から逸脱するので、以下では、液状化解析の詳細とその課題についての説明は割愛する。

## 2) 岩盤材料・地盤材料のような非線形タイプの本質的な問題とパラメータ設定

### (1) 破壊前非線形～局所（要素）破壊判定

岩盤材料・地盤材料の非線形性は、過剰間隙水圧が影響する非排水せん断の特殊な場合を除けば、基本的には図 1-8 に示すような、変形が大きくなるほど応力が頭打ちになるタイプの非線形性である。このような非線形性では、変形が小さい時には応力の誤差が、変形が大きくなると変形量の誤差が大きくなることは明らかである。したがって、変形が大きな領域で変形量の評価を行うことは、本質的に誤差が大きくなることを避け得ない。これはコンクリートのような人工材料の場合も同様で、梁の試験などにおいて、高精度で整合しているように見えるのは、所定の変形量までの载荷試験を実験と数値解析で比較しているからであって、所定の応力までの結果を整理すると図 1-8 に示すような大きな予測誤差が生じているはずである。ここで、地震応答を解く場合は、運動方程式により力の釣合を解いているため、異なる剛性をもつ 2 種類の材料の応答を同じ地震動に対して解いた場合、釣合点は同じ変形量になるように落ち着くのではなく、同じ応力（力）になるように落ち着くため、どちらかと言えば、後者の所定の応力まで至った時の比較に近い。また、地震応答を考える場合には、単調载荷カーブのフィッティング誤差による応答の差だけでなく、実際には繰返し载荷時の反転位置のずれが蓄積していくことも考慮に入れなければならない。これは、斜面のような初期せん断が作用している場合に、初期せん断が作用する方向への残留値が蓄積していくことに対して非常に大きな誤差要因となり得る。

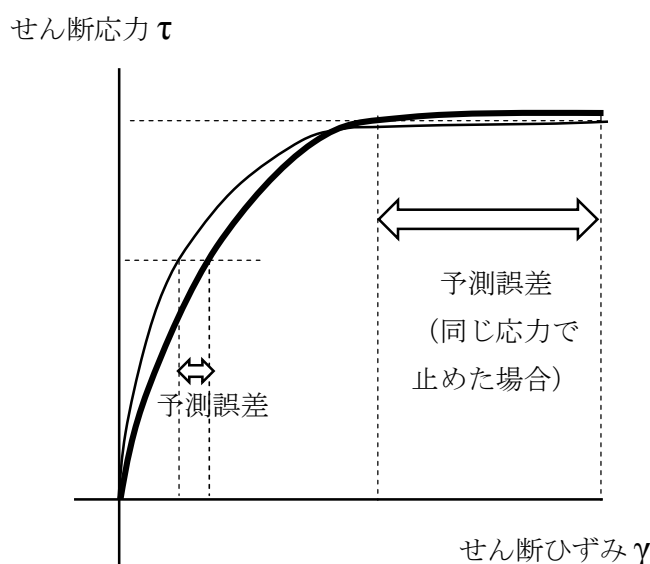


図 1-8 土の非線形性のモデル化と” ひずみレベルごとの” 予測誤差

\*上図の全体の” 雰囲気” は同じ変形で止めた場合の整合度に支配される！

岩盤材料・地盤材料の非線形性は、拘束圧に依存することにも注意が必要である。図 1-9 に模式的に示したが、有効応力解析のように、時々刻々変化する全ての要因を現象に忠実に再現しようとする構成式と支配方程式を用いない場合で、変形の非線形性と強度の非線形性（本質的には不可分）を別々に設定すると、図中に説明するような問題が生じる。具体的には、破壊前後で処理方法が異なるような構成式、すなわち破壊判定を必要とする構成式では、変形特性と破壊強度のミスマッチにより、極端な場合は、どれだけ変形しても破壊応力に達しない特性を設定してしまう可能性がある。従って、これを解析メッシュごとに調整する必要がある。

さらに、図 1-9 のフィッティング誤差による応答の差だけでなく、実際には繰返し载荷時の反転位置のずれが蓄積していくことも考慮に入れなければならない(図 1-10)。これは、先に述べた同じ拘束圧下での繰返し非線形カーブのずれの蓄積とは別に、岩盤材料・地盤材料の拘束圧依存性に関わるものであり、その挙動をより複雑にし、精緻な解析結果を得ることを絶対的困難に直面させる要因ともいえる。

なお、硬い材料では、連続体と見なせる限界が存在することは言及するまでもないが、連続体と見なせる場合でも、異方性は顕著であり、真値を追い求めるのであれば、引張りとせん断は連続的に評価すべきであり、それを踏まえた 3 次元解析を実施すべきである。

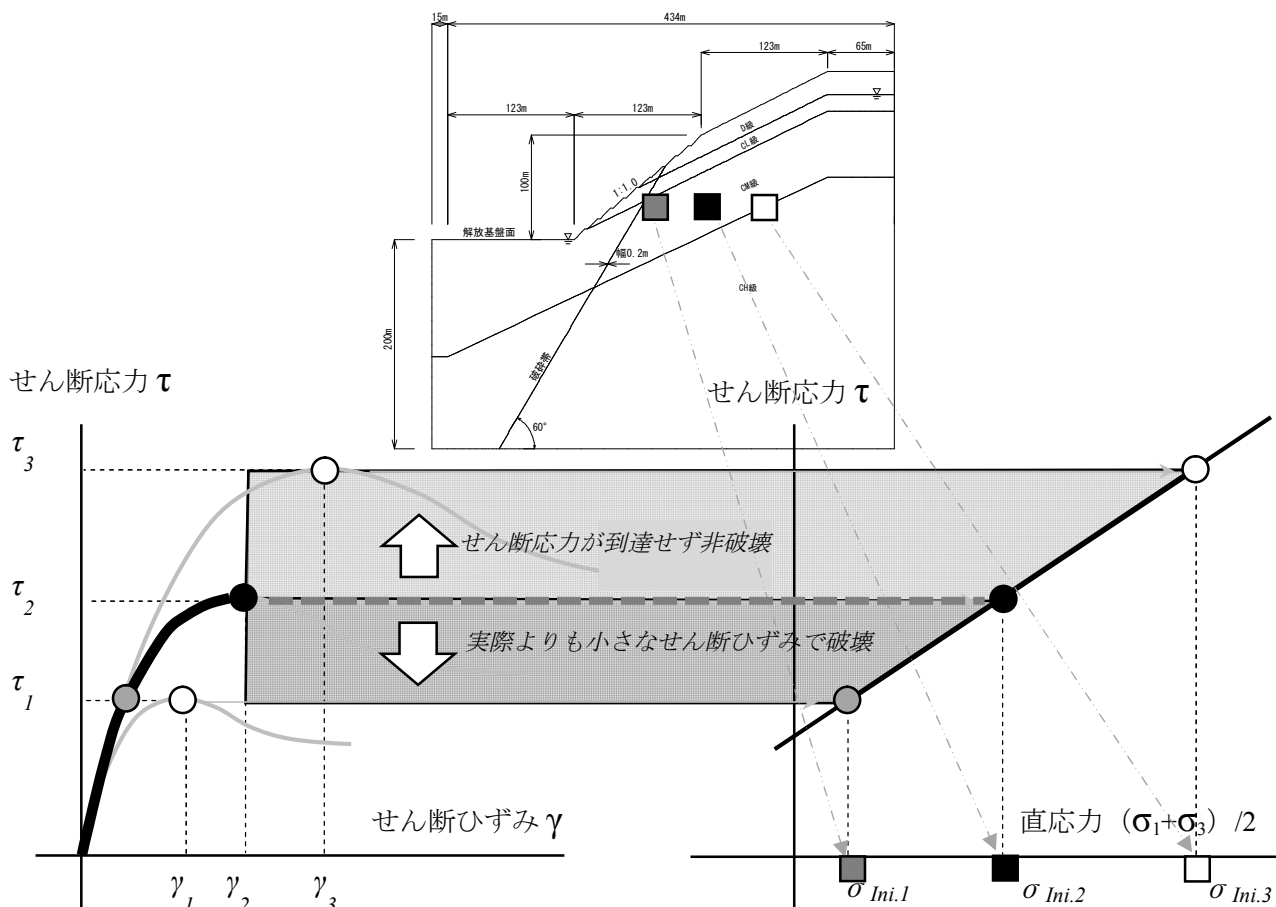


図 1-9 変形特性と強度特性を別々に設定した場合の解析メッシュ要素ごとの誤差要因

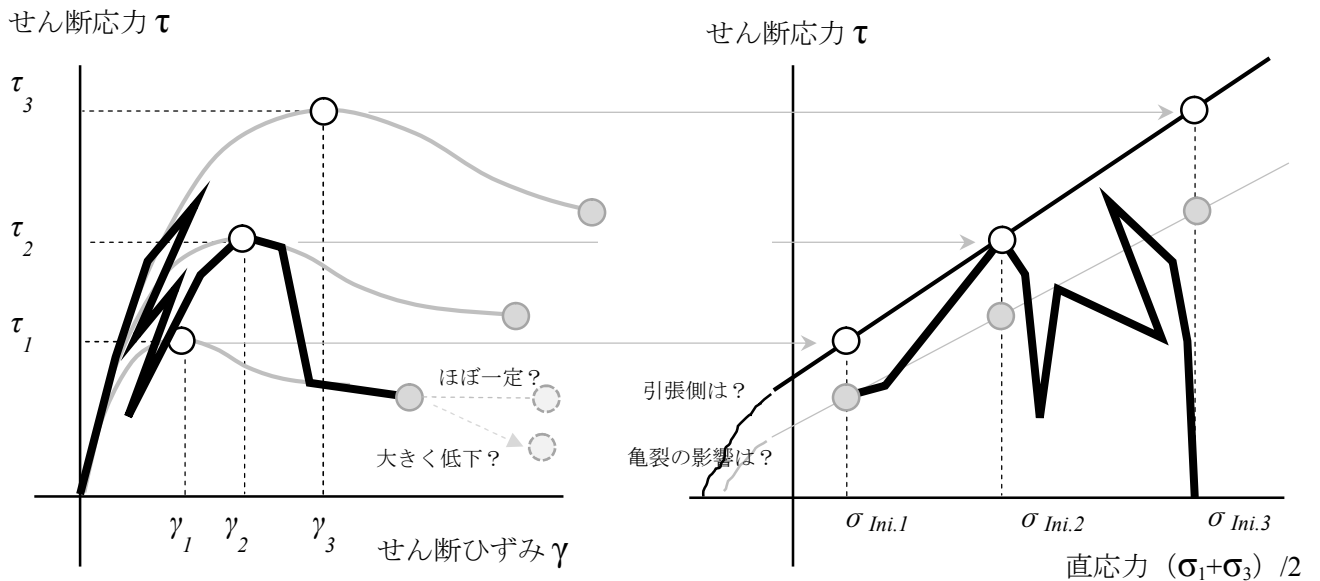


図 1-10 ”単純な応力場（例えば三軸試験\*）”で予想される土・岩石の拘束圧依存挙動

\*载荷-除荷，平均有効応力を変動させるが， $\sigma_2' = \sigma_3'$ ， $\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$ は保たれている

\*実際の土・岩石は異方性が有って载荷方向により特性が変わる。

\*岩石のように亀裂が生じる材料は亀裂により急激に状態が変わり異方性が卓越する（亀裂発生は初期欠陥にも依存）

## (2) 局所（要素）破壊後

上記は，要素が破壊する前の解析技術についてであったが，破壊後の要素挙動にも，同様の課題はより複雑になって存在する。したがって，理論的に厳密に破壊評価を可能とする解析コードが存在したとしても，想定する斜面の条件によって，破壊現象は初期条件（亀裂配置，異方性，etc.）に大きく依存する場合があります。そのような斜面では，主に地質・地盤調査のコスト面から，信頼出来る解析結果を得ることは事実上不可能である。一方，盛土のような比較的均質な物性を有する斜面，連続した弱層が存在してそれ以外のすべり面は想定できない斜面，幾何学的形状や大まかな物性区分から大局的な応力場と材料特性によって破壊領域が限定出来る斜面などは，高度な非線形動的解析手法によって，ある程度までの予測は可能である。しかし，実務的観点からは，そのように限定された条件では，煩雑な非線形動的解析手法を用いるまでもなく，簡易な方法でそこそこの精度で評価可能と思われるため，敢えて変形量を直接的に評価する目的で非線形解析を実施する必要はない。さらに，現状の解析技術と今後の進展を考えた場合，2次元的な検討を3次元的な検討に発展させることの方が，地震時の斜面の実際の応答を評価するという観点において，はるかに有意義であると思われる。また，単なる数値解析技術の目指すべき方向の議論にとどまらなければ，評価技術全体で考えた場合，物性評価に確率論的評価を取り入れ，実現

象の上限・下限を、精度よく、かつ現実的な試行回数で客観的に把握することも非常に重要である。

### 2.1.2 安定性照査基準値または数値解析結果から安定と判断する基準に関する課題

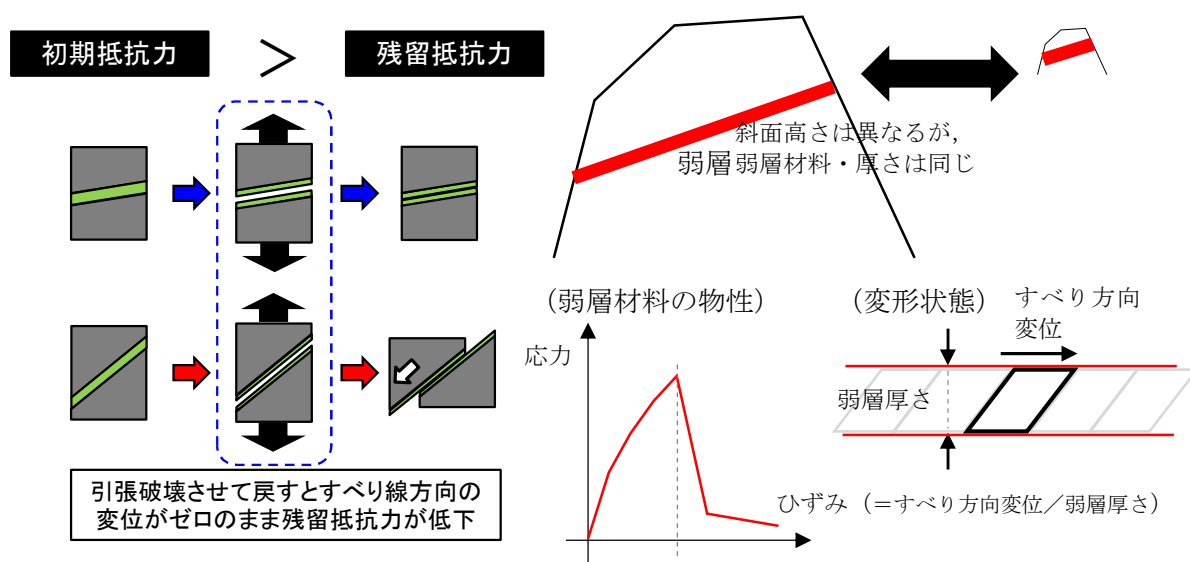
非線形動的解析手法を用いて、“変形”により直接的に原子力斜面の安定性を評価することを想定した場合、その限界の状態を規定することは容易ではない。フィルダムや、鉄道盛土に関する指針では、使用目的が明確化されているため、いずれも機能面からの変位の制限値の定義が可能であった。原子炉建屋基礎地盤の評価や対策工等を有する斜面の場合には、同様に機能維持の観点から照査基準値を定義することは可能である。但し、岩石の様にピーク強度と残留強度との差が著しい場合位は、機能維持による照査基準値に達する以前に斜面自体が崩落しないように、(機能維持の限界値) < (崩落の限界値)を確認することも重要である。その際、亀裂の発生などが材料の強度に大きく影響するため、変形量、変形速度、変形履歴、異方性などを考慮して適切に残留強度を設定する方法を確立すること自体も大きな課題である。

一方で、そのような外的な制約条件によらず、斜面自体の安定性を評価する場合の“変形”に関する限界値の設定には、未だ未解明な部分が多い。そもそも、限界値は設定可能であるのか、限界状態の定性的な確認に留めるしかないのか、それすら明瞭ではない。しかも、その判断をどの部分に着目して実施したら良いのか、斜面条件ごとに慎重に検討する必要がある(表層の剥落、深層のすべり、潜在亀裂の進展、健全部の破壊による弱層の連続化、etc.)。したがって、一般的な斜面を対象と考えた場合には、ひずみおよび変形などの応答結果に基づき、直接的に原子力斜面の安定性を評価する以前に、変形状態を反映した破壊領域進展の再現などが非常に重要である。

既往の研究において検討対象とした模型条件のように、仮に照査基準値が設定出来そうに思える斜面であっても、その設定は困難な可能性がある。照査基準値となり得そうな崩落直前の変位の限界値は、材料の性質のみならず、地震波形に依存する可能性がある。そのイメージ図を図1-11に示す。議論を簡単にするための簡単な例が図中に示されているが、ピーク強度と残留強度の差が大きい材料が連続している場合には、変形方向と限界状態は無関係であり、引張り破壊後に元に戻った状態では、すべり方向の変位ゼロのまま滑落の限界に至る可能性がある(a図)。また、大規模な斜面に非常に薄い弱層が挟まれている場合には、材料強度は“ひずみ”で決まるため、すべり方向の変位の限界値は弱層の厚さのみに依存し、斜面の規模とは無関係になり、非常に小さい許容変位になる可能性がある(b図)。ここでの例は、いずれも極端な例ではあるが、それは程度の問題であり、例えばa図のような状況は、水平動と鉛直動の合成波が斜面と直交する方向に卓越すれば発生し得るし、b図のような状況は岩盤部と弱層の変形・強度特性が著しく異なり、弱層に対して岩盤が剛体的に振る舞う場合でかつ厚さがある程度あって変形が進展しても弱層を挟んだ上下の岩盤が互いに直接接触しない条件で発生し得る。また、いずれのケースも調査結果に

より弱層の連続性を否定できなければ、(実際には有り得なくとも)論理的に排除できない。このような状況を踏まえると、例え応力照査の範疇の評価フローであっても、破壊に近い状態までを考慮しなければならない場合、そもそも非線形動的解析手法は必須とも考えられる。

一方、崩落までの変形量に余裕があるような斜面条件においても、局所的な破壊を考慮した地震時応答の変化を再現することは必要であり、その検証は今後の課題である。例えば、既往の研究で言及されているように、地震入力が大きくなると深い位置に完全にすべり面が形成されるものの、その上方にある土塊は滑落しない(自重<残留強度による抵抗力)場合などである。その場合は、先に深い位置に形成されたすべり面をまたいだ荷重の伝達が適切になされ、浅部の応答が適切に安全側に再現されている必要がある。また、斜面法肩部分に引張り亀裂が発生した場合も同様で、引張り亀裂をまたいだ荷重の伝達が適切に考慮される必要がある。



(a) すべり方向変位の限界値がゼロとなる状況 (b) 変位の限界値が斜面規模に依存しない状況 (弱層の厚さのみに依存する)

図 1-11 変形量照査基準値の設定を困難にする状況の例

以上を踏まえると、実務に使用するという観点からは、パラメータの多い複雑な数値化精機手法より、マクロな現象把握とパラメータ～解析結果の関係が容易に確認できる、さらにその検証が容易に可能で、その結果、安全側であることの確認も容易であることが非常に重要である。数値解析手法による変形の評価は、機能維持などに関わる明示的な変形量の制限値を超えないこと(安全側であること)を確認する場合は勿論のこと、それ以上に、変形を考慮した上で、応力の再配分を正しく評価することが重要である。

### 2.1.3 非線形動的解析手法の例と想定される課題の抽出

ここでは、まず使用した解析コードの特徴を示し、その後、非線形動的応答解析を実施する。動的応答解析においては、まず模型実験の数値シミュレーションを実施し、解析コードの特徴を示し、その後スケールを変えたパラスタを行った。ここでの計算はあくまでも例示であり、精度の検証ではないため、模型実験の数値シミュレーションにおいても、計算結果を実験結果に合わせるような調整は実施しておらず、その代わりにパラスタの結果を示し、解析で設定したような地盤材料であればこの程度のこと再現できるという形で示した。すなわち、数値シミュレーションの結果を定量的に実験結果と整合させるためには、数値解析手法側だけの問題ではなく、材料物性試験の精度、模型の施工過程に依存した初期状態の把握、応答の計測精度など種々の要因が関係するが、本報告ではそれらの検討は実施しなかった。

#### 1) 解析コードの特徴

非線形動的解析では、汎用 FEM 解析コード ABAQUS にユーザーサブルーチンを組み込み使用した。ABAQUS は、有限変形に基づき Updated-Lagrangean 法で非線形挙動を評価することが可能であり、幾何学的配置が変化した際の自重を正しくできる。斜面の挙動には、自重が大きく影響するため、この種の解析を実施するためには必須の要件である。また、Newton 法による収束計算を行うため、岩盤要素がピーク強度発現後に残留強度に至る際に、残余力の評価によって正剛性を用いて比較的安定的に見かけの負剛性を解くことが可能である。

構成関係は、再現性と簡易さを考慮して、破壊前については、岩盤のひずみに依存した剛性の非線形性が考慮できる下式に示す指数部付きの双曲線モデルを用いた。

$$\tau = \tau_{\infty} \left( \frac{B\gamma^A}{1 + B\gamma^A} \right)$$

$$A = \frac{\log X_1 - \log X_2}{\log \gamma_1 - \log \gamma_2}$$

$$B = \frac{X_1}{\gamma_1^A}$$

$$X_i = \frac{1}{1 - \tau_i/\tau_f} - 1$$

$\tau$  : せん断応力

$\gamma$  : せん断ひずみ

$\tau_{\infty}$  : 最大せん断応力

$\gamma_i, \tau_i$  : 実験結果の任意のフィッティングしたい  $\gamma, \tau$

この破壊前のモデルでは、履歴則は **Masing** 則に準じてはいるが、せん断剛性—せん断ひずみ関係の再現精度を向上するために、骨格曲線と履歴曲線の間係を 2 倍に固定せず、履歴曲線の除荷直後の剛性も微小ひずみ時の骨格曲線の剛性に固定していない。そのような履歴則の構築を容易にするため、ここではせん断応力、せん断ひずみは単純に  $\tau_{xy}$ 、 $\gamma_{xy}$  を用い、 $\tau_{\infty}$  は初期応力に対して設定し、解析中の拘束圧の変動は考慮していない。

破壊後の構成関係は、図 1-12(a)に示す区分線形でモデル化した。すなわち、破壊後の要素応答を、強度低下を示す負剛性部、強度低下後の残留剛性部、荷重反転による除荷部に分けて、それぞれを直線でモデル化し、その勾配は初期剛性に対する比率で設定するものとした。但し、破壊前の非線形性は  $\gamma_{xy} \sim \tau_{xy}$  関係に対して設定したが、破壊後の構成関係は図中に示す  $\gamma_{max} \sim \tau_{max}$  関係として定義した。また破壊判定は、図 1-12(b)に示すように、**Mohr** 円の半径である  $\tau_{max}$  の大きさで評価し、解析中の応力変動を考慮するものとした。さらに、このように定義した場合は、破壊前の構成関係の  $\tau_{\infty}$  との大小関係によって、応力判定では破壊に至らない可能性があるため、物性試験の結果を参考に  $\gamma_{max,f}$  を定義し、ひずみによる判定も併用するものとした。

ABAQUS では、図 1-12(a)に示す負剛性の領域は、負剛性をそのまま用いても解くことは可能である。但し、開発段階の試算では、陰解法を用いた場合は収束計算中に荷重・除荷を繰り返して発散し易く、陽解法を用いた場合は十分に細かくした時間刻みの範囲 (1/1000 ~ 1/10000s) であっても、時間刻みやその他の計算条件等によって結果が大きく異なり、いずれにせよ安定した結果が得られなかった。そのため、図 1-13 のように小さな正剛性と残差の処理によって、要素特性としての負剛性を再現した。

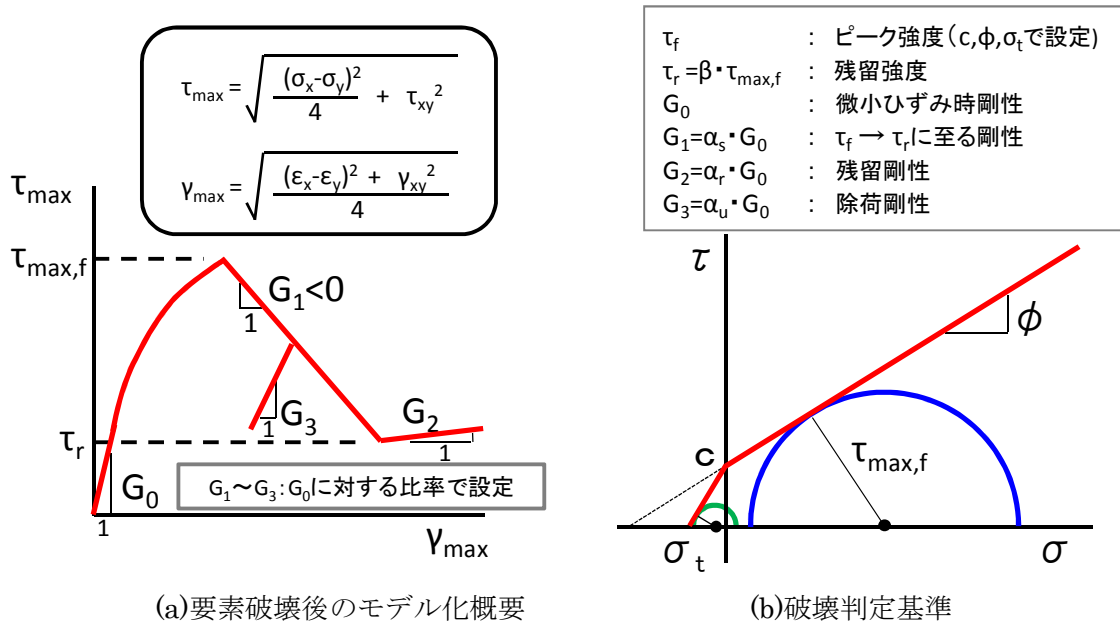


図 1-12 ユーザーサブルーチンの概要

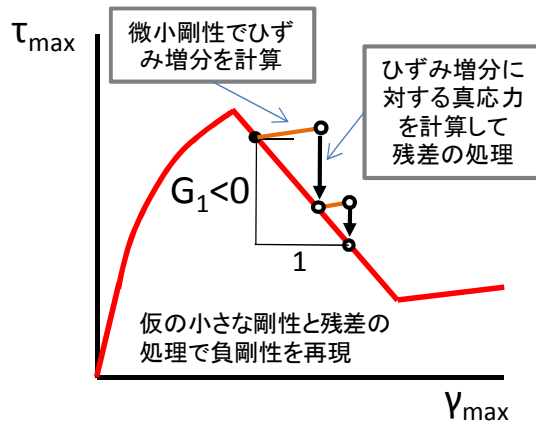


図 1-13 負剛性部分の処理 (収束計算)

#### 2.1.4 模型実験の数値シミュレーション

模型振動台実験の数値シミュレーションの対象は、平成 21 年度に実施された Case10 (表層あり)、Case11 (表層なし) とした (いずれも中型振動台：斜面高さ約 2m)。実験の模型断面図と解析メッシュを図 1-14 に示す。また加振に用いた入力波形を図 1-15 に示す。いずれも弱層にすべり線が発生した際の加振の波形である。本来であれば、その加振段階での模型斜面の応答は、それまでの段階加振の影響を受けているため、それまでの全加振を入力した上で図 1-15 の波形を入力すべきではあるが、ここでの目的が解析手法の特徴を示すだけであり、模型応答の完全な再現を目指すものではないため、図 1-15 の波形を単独で入力した。

解析に用いた地盤物性は、基本的に表 1-1 を目標に設定したが、破壊を考慮した非線形動的応答解析を実施する場合には前述の通りメッシュごとに不都合が生じないための配慮が必要であり、適宜図 1-16～図 1-18 に示す既往の物性試験の結果も参照してパラメータを設定した。その際の主な注意点は図 1-19 に示すとおりである。

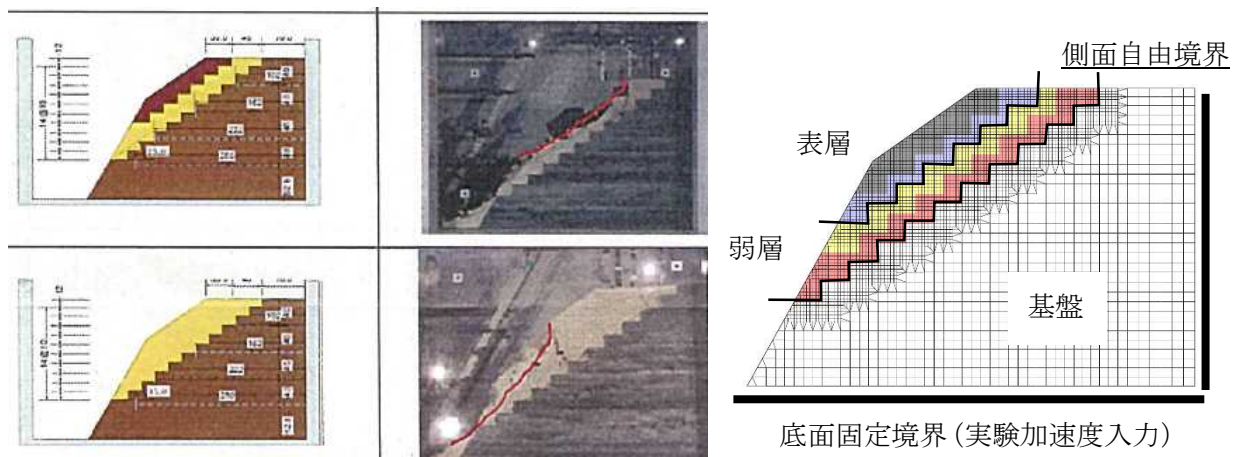
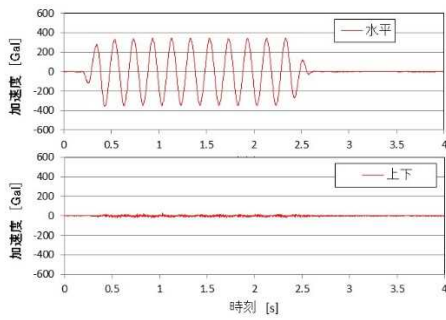
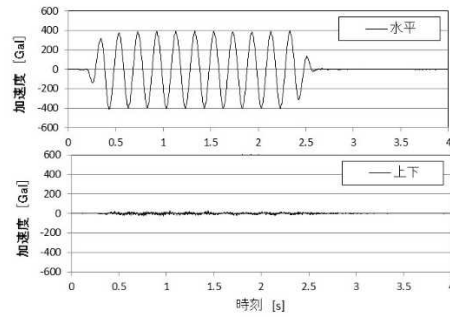


図 1-14 解析対象とした模型実験と解析メッシュ





(a) Case10: 試番 06 正弦波 5Hz350Gal



(b) Case11: 試番 10 正弦波 5Hz400Gal

図 1-15 加振入力に用いた実験波形

表 1-1 材料物性値

		弱層	表層	岩盤層 (※)
密度 (kg/m <sup>3</sup> )		1767	3000	1890
ポアソン比		0.213	0.305	0.255
ピーク時	内部摩擦角 (°)	39.5	0.0	57.3
	粘着力 (kPa)	2.9	107.4	280.5
残留時	内部摩擦角 (°)	36.3	28.4	53.4
	粘着力 (kPa)	1.7	34.4	5.4
初期せん断剛性 (MPa)		61.0	31.3	3174.2
ヤング率 (MPa)		147.9	81.6	7967.1
Vp (m/s)		186	102	1296
Vs (m/s)		112	54	743

※) 岩盤層は図 4.1.3 の LDT s のものを使用

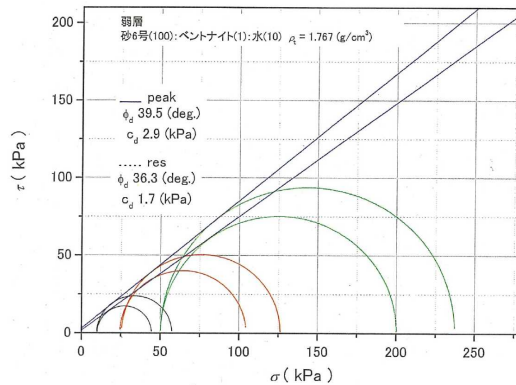
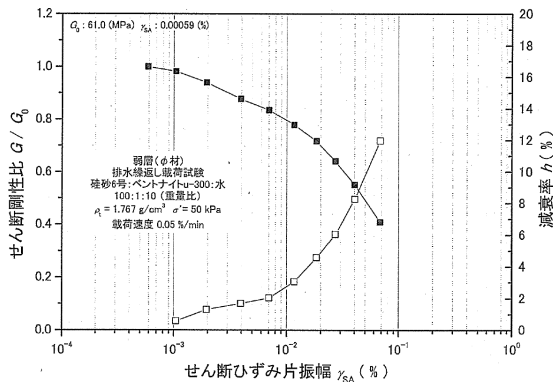
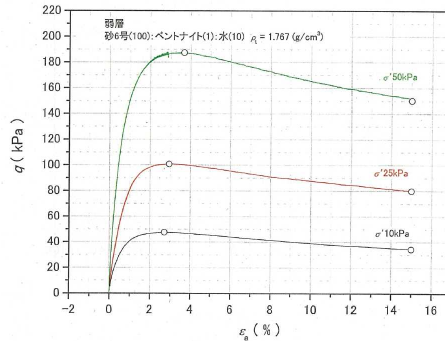


図 1-16 弱層の物性試験結果

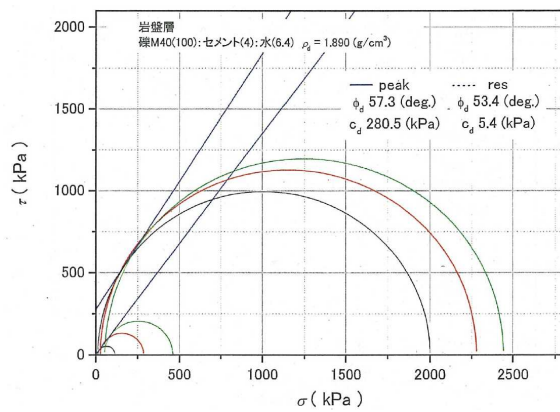
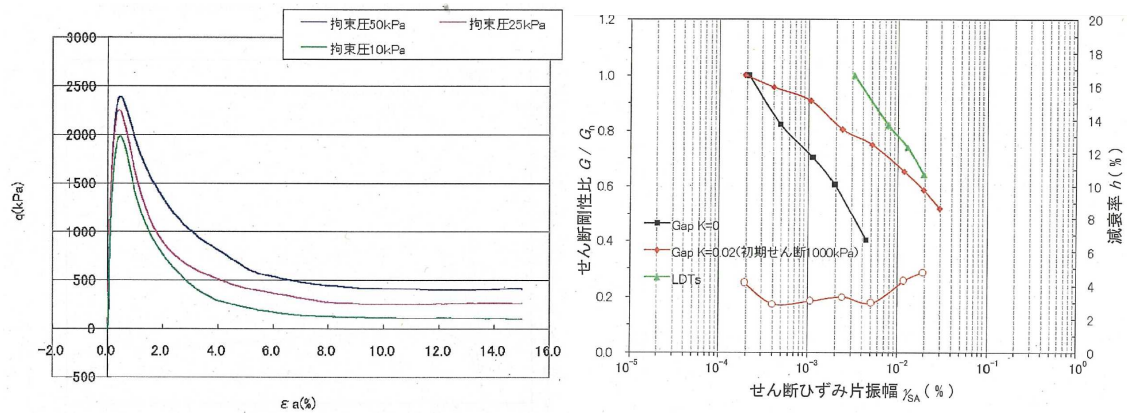


図 1-17 基盤（岩盤）層の物性試験結果

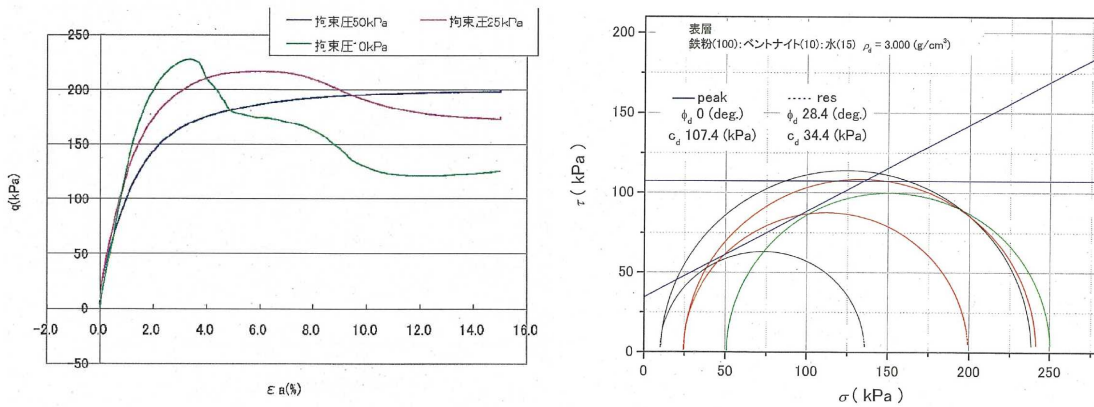
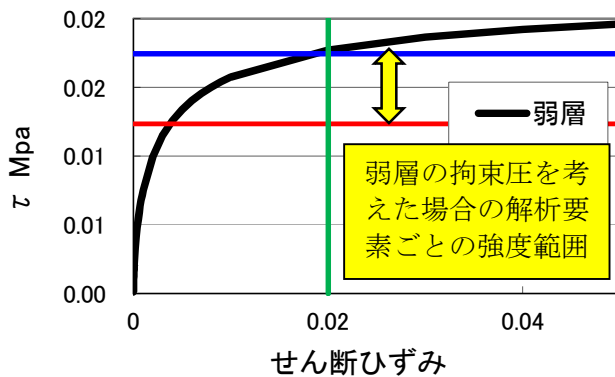


図 1-18 表層の物性試験結果

ひずみで破壊を定義することも必要



適切なひずみ範囲で破壊に達しないことを避けるために、

①材料区分ごとの応力～ひずみ関係の設定範囲と解析要素ごとの拘束圧を考慮した強度範囲を調整する。

②せん断ひずみでも破壊を定義する。

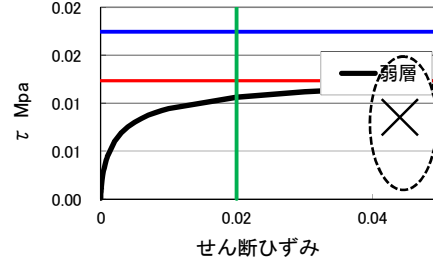


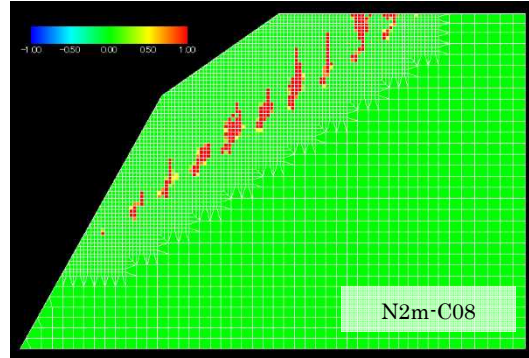
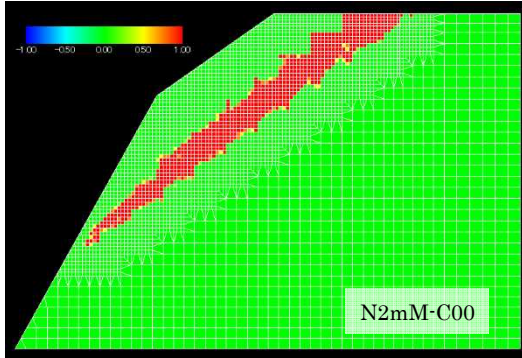
図 1-19 物性設定における破壊判定における拘束圧依存性と非線形変形特性の関係

拘束圧に依存する土の強度特性を考慮した非線形動的解析を実施する場合には、初期応力の解析も必要となる。初期応力は変形特性ならびに応力の動的成分が加算されて破壊判定にも大きく影響するため、自重の評価は慎重に行わなければならない。実際の斜面の評価においては、その評価は非常に困難であり、解析に用いるモデルをいくら精緻にしても、与える初期条件の不確かさの影響は避け得ない。

模型実験の数値シミュレーションにおいても、その重要性は勿論同様である。しかし、今回実施した解析では、表 1-1 に基づく材料物性を用いた場合、図 1-20 に示すように、Case10 については、初期応力状態でかなりの要素が破壊状態となっていた（図中赤色の要素が破壊した要素）。今回の解析に置いては、モデル形状を先に作製した後で表 1-1 の材料物性を設定し、そこに重力加速度を与えていくことで自重を求めているが、施工過程を考えると明らかに模型実験とは条件が異なる。しかし、ABAQUS ではジョイント要素を使用できない（正確にはジョイント要素ツールとしては使用可能であるが、剥離一接合時に過大な衝撃が発生して、破壊の進展がそれに影響されてしまう）ため、やむを得ず破壊強度の方を変えたパラスタを行うことで、Case10（表層あり）と Case11（表層なし）の相対的な関係や加振中の破壊の進展の様子を確認するものとした。

なお、ここでの解析は破壊後に要素を軟化させるため、破壊してしまった要素は、それに隣接する要素に応力を伝達しにくくなる（強度以上の力は伝えない）ことを踏まえると、動的応答解析時には基盤小段に接する破壊した要素は、ジョイント要素のように振る舞い、全体の挙動に悪影響を与えないと予想される。念のため図 1-21 に示すように、弱層区分の要素の内、基盤小段と接している鉛直一列分の要素の剛性を初期から 1/10 に低下させて一連の解析を実行し、そのような処理を行わなかった場合の破壊の進展と大きく違わないか確認した。その結果、そのような処理を行った場合には、弱層部分の初期応力状態は変化するものの、要素破壊を解消するほどの変化はないこと、その後の動的応答解析による破壊の進展については、若干破壊要素数は変わるものの、破壊領域が大きく変わるなど

の影響はないことを確認した (図 1-22, 図 1-23).



(a) Case10 の初期応力状態

(b) Case11 の初期応力状態

図 1-20 初期応力状態での破壊要素 (赤色部分が破壊している要素)

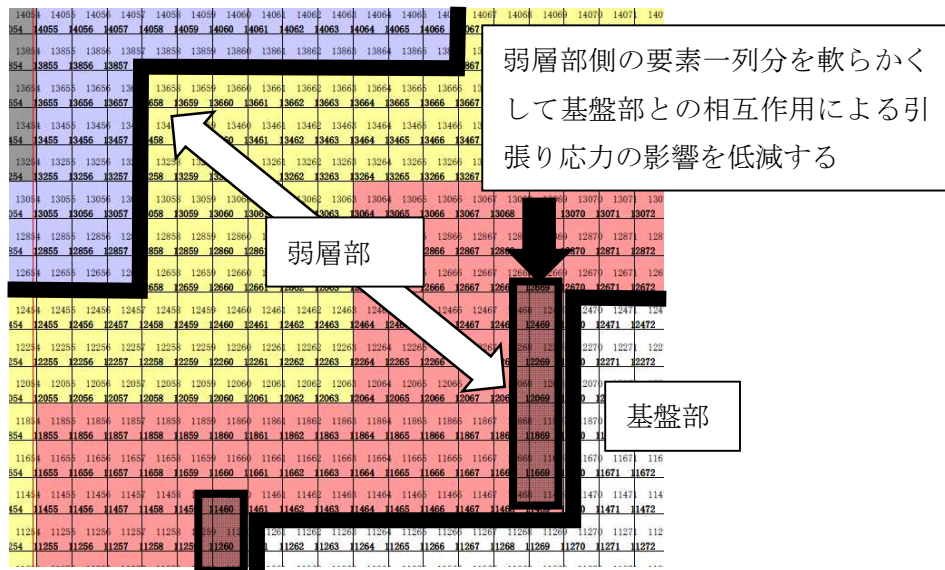


図 1-21 基盤～弱層間の引張影響の軽減処理



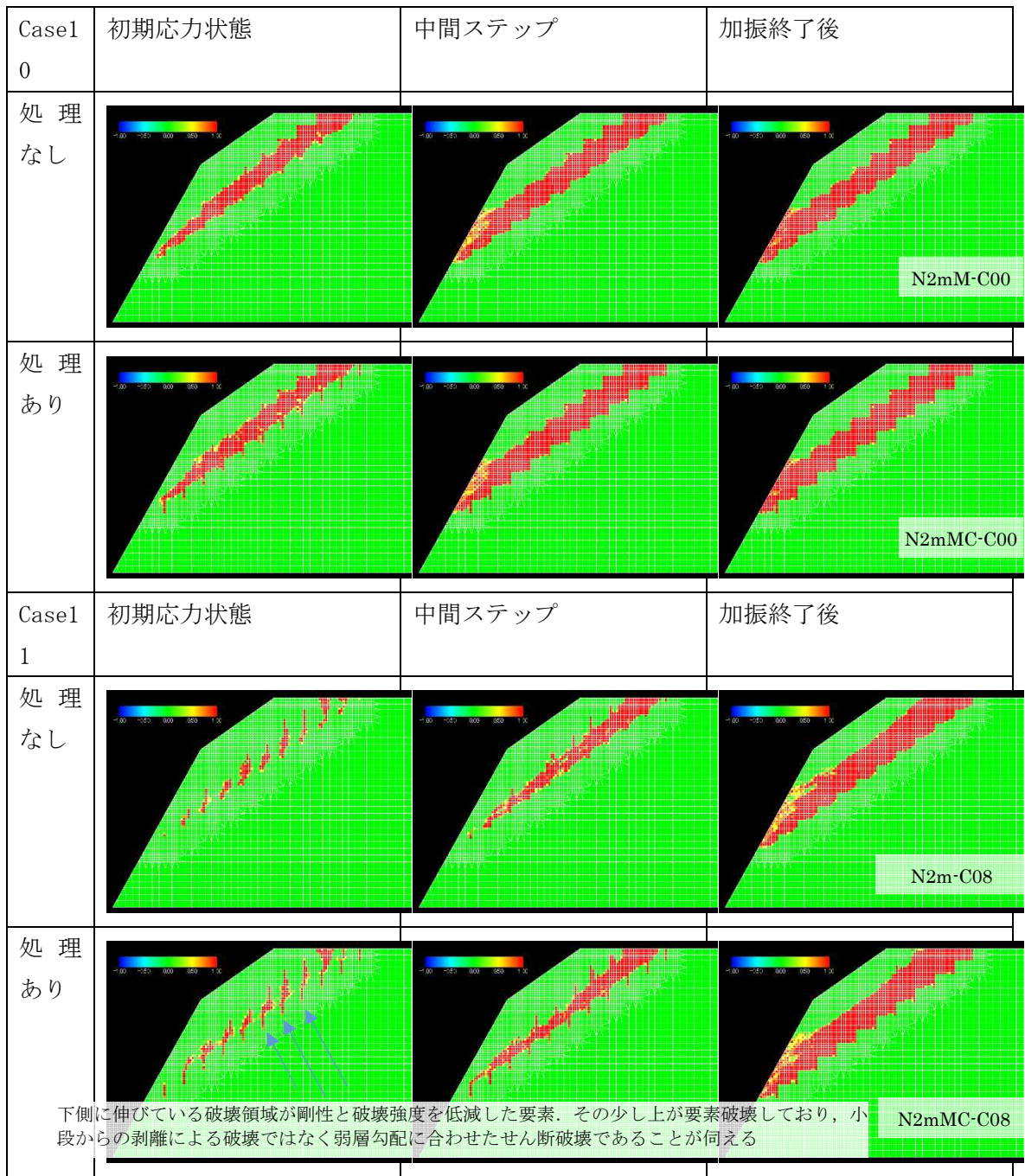


図 1-22 基盤～弱層間の引張影響の軽減処理の有無が破壊進展に与える影響の確認

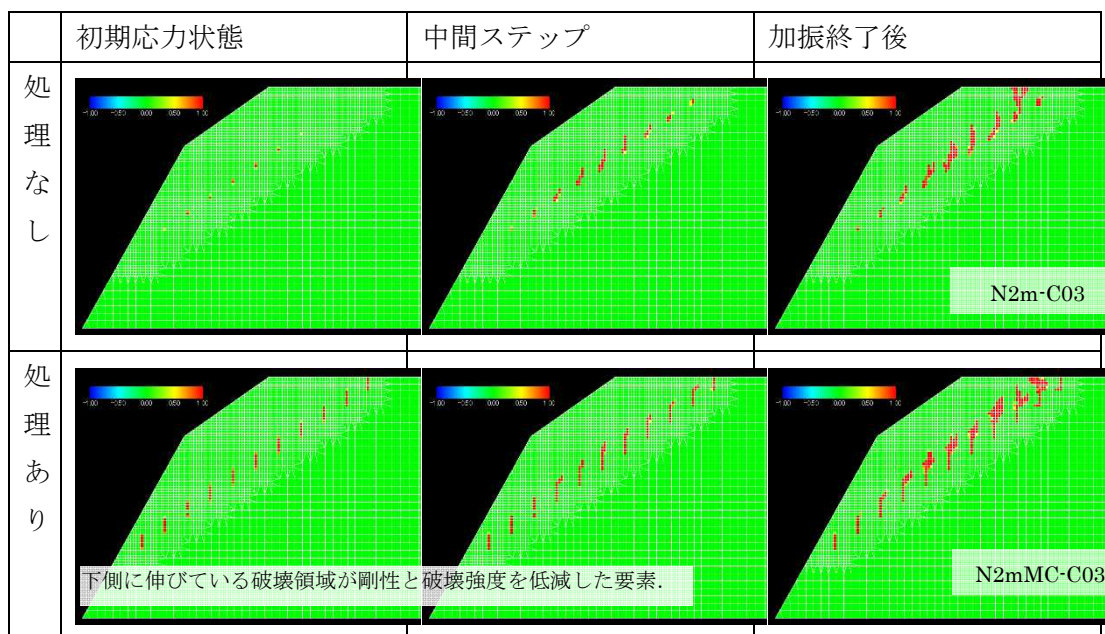


図 1-23 弱層強度を大きくした場合の軽減処理の有無が破壊進展に与える影響の確認  
(Case10 :  $c \times 3.0$ )

初期状態で要素がこのように破壊している理由は、数値解析において施工過程を再現しなかったことが勿論影響している。しかし、図 1-16 の物性試験結果を見ると、実験模型の弱層における拘束圧レベル（鉛直土被りで 10kPa 程度）の強度はより大きな拘束圧下で実施された三軸試験結果からの外挿である。せん断方向も三軸条件であるかは不明であり、それらの要因によって強度評価が誤っている可能性も考えられる。そこで、粘着力  $c$  をパラメータとして一連の解析を実施し、初期応力状態での要素破壊と加振終了後の破壊を比較したものが図 1-24、図 1-25 である。

これらの図を見ると、粘着力を実験値の 2 倍にすれば、初期応力による要素破壊はほとんど無くなるのがわかる。但し、粘着力を 2.5 倍まで大きくしても、図 1-24 の Case10 の結果では加振後に弱層内に大きく破壊領域が広がっており、しかも併せて示した破壊前段階の加振（この場合は試番 5 : 5Hz300Gal）においてもほとんど同程度の破壊領域となっているため、粘着力を 2 倍にしても挙動を再現出来ているとは言い難い。一方、図 1-25 の Case11 の結果を確認すると、粘着力を 2 倍にすると破壊時の加振（試番 10 : 5Hz400Gal）と破壊前段階の加振（試番 9 : 5Hz300Gal）で顕著な差が認められ、試番 9 の加振で破壊を生じなかった模型が、試番 10 の加振で破壊を生じるという相違は再現できている。また、Case10（試番 5 : 5Hz300Gal）と Case11（試番 9 : 5Hz300Gal）は同じレベルの加振であるが、粘着力 2 倍の結果を比較すると、Case10 では大きな破壊領域が認められるのに対して、Case11 ではあまり要素破壊は生じておらず、同じ物性を用いているので、Case11 は Case10 よりも破壊しにくいという実験結果を再現出来ている。

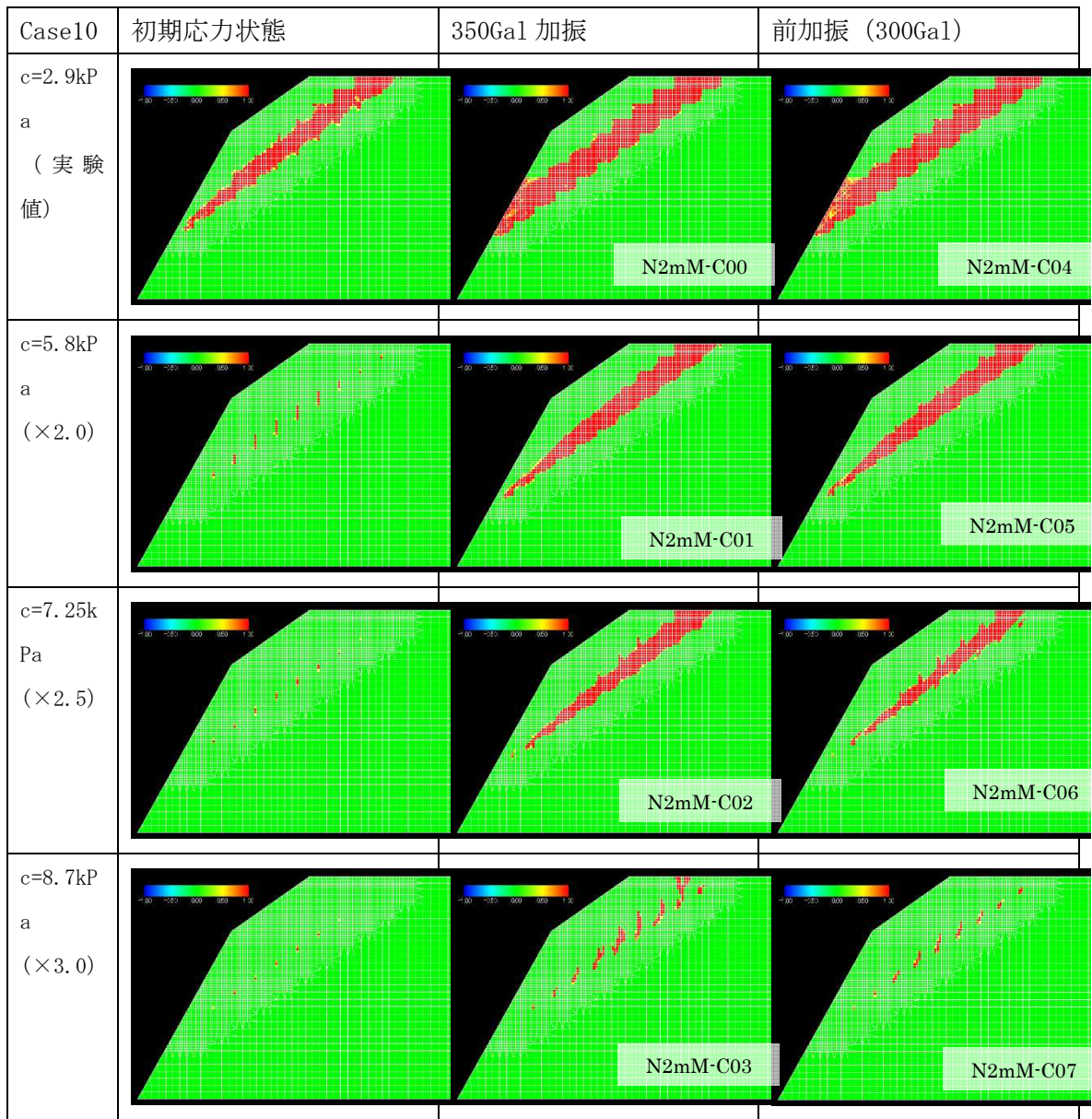


図 1-24 Case10 に関する c のパラスタ結果



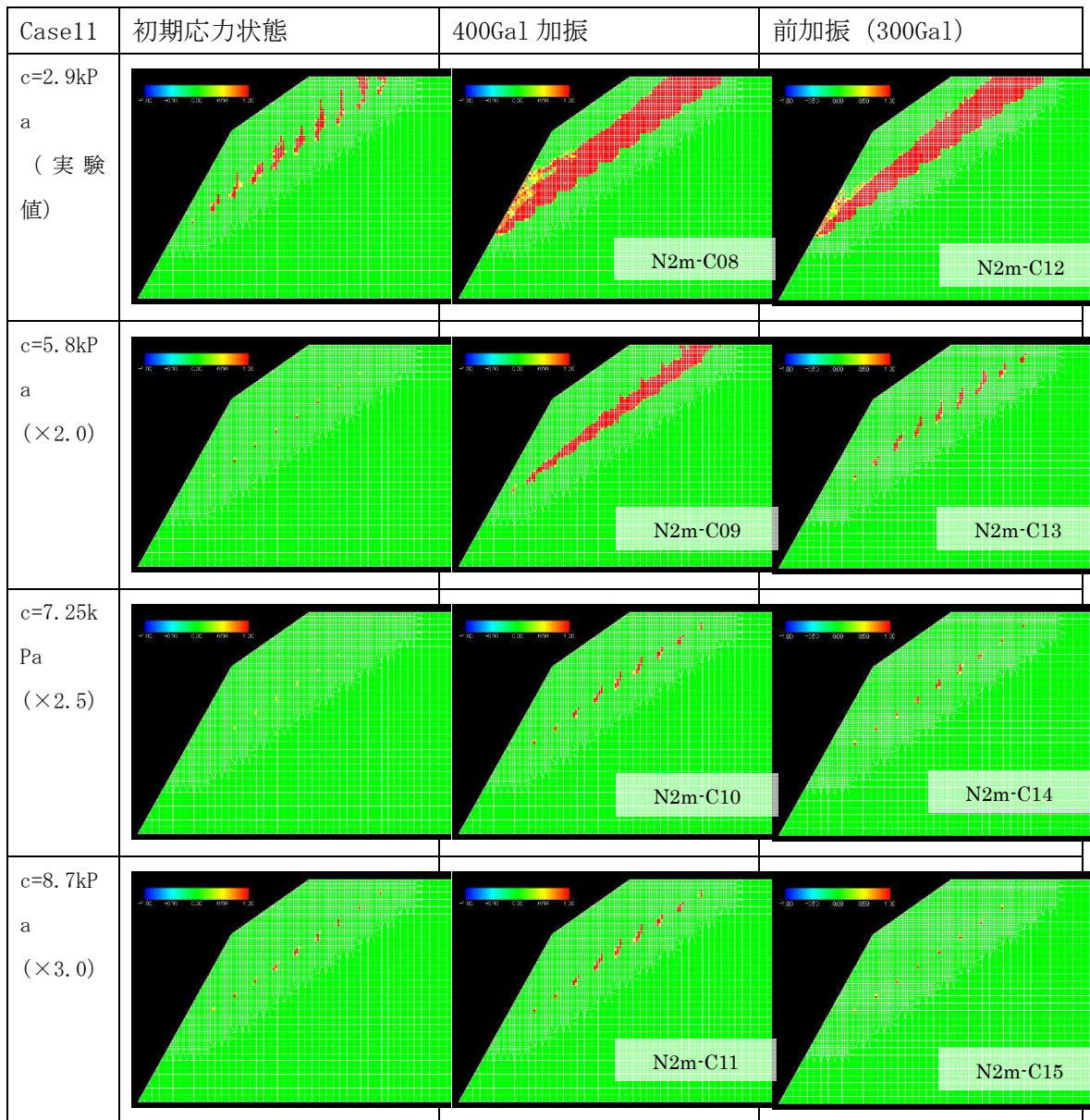


図 1-25 Case11 に関する c のパラスタ結果

このように、初期応力の再現性の問題もあり、実験結果と強度の絶対値は整合しないものの、小さな拘束圧下での模型の強度の曖昧さを考慮すると、ここで実施した非線形動的応答解析は、ある程度は斜面のすべり破壊現象に関わる破壊の進展を再現可能であることが期待される。

ところで、これまでに示した要素破壊図では、破壊した要素を赤色にするだけでなく、 $\gamma_{max}$  が 5%を超えるものについて青色にする処理が施されていた。しかし、これまで示した図では青色に着色された要素は存在していない。模型実験結果を画像解析したコンターでは、加振段階は異なるものの、すべり線に沿って滑落が生じる直前は、図 1-26 に示すように、概ね 5%程度のひずみが発生していた。従って、図 1-24 や図 1-25 に示された結果に

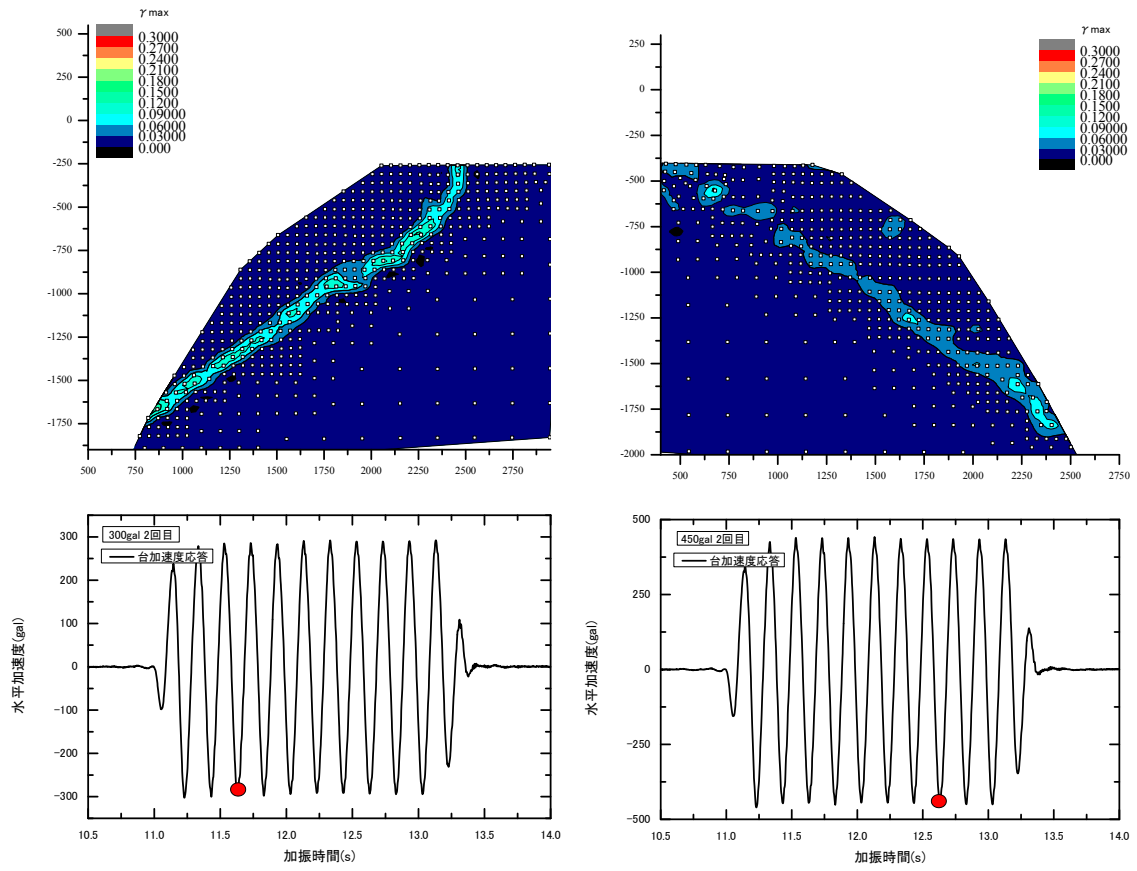


において、赤色の部分が連続した結果、滑落が生じるべきであれば、実験結果と整合しないことになる（あくまでも”滑落が生じるべきであれば”という場合であり、後述のように数値解析において、ピーク強度に達する段階と変形が集中する段階はタイムラグがあり、必ずしも数値解析結果が不適切ということ意味するわけではない）。

ここで、ピーク強度と残留強度の比率を表すパラメータ  $\beta$ （＝残留強度／ピーク強度）は、図 1-16 の  $\sigma' 10\text{kPa}$  の実験結果より、図 1-24、図 1-25 の結果では、 $\beta=0.8$  と設定していた。しかし、図 1-16 において残留強度は一定値ではなく減少し続けており、三軸せん断と単純せん断（または一面せん断）等の変形状態の相違を考えると、この  $\beta=0.8$  が妥当であるかは不明である。またこの  $\beta$  の値は、変形の集中ならびに変形量の増大に大きな影響を与えることは想像に難くない。そこで、 $\beta$  についてもパラスタを行い、加振後の破壊状態を比較した図が図 1-27、図 1-28 である。

これらの図を見ると、 $\beta=0.45$  や  $\beta=0.1$  とした場合、すなわち残留強度をピーク強度に対して大きく低下させた場合は、青色に着色された要素の範囲がすべり面状に形成されていることが確認できる。また  $c=7.25\text{kPa}$  のケースを比べると、 $\beta=0.8$  では破壊要素（赤色）が連続していないのに対して、 $\beta=0.45$  や  $\beta=0.1$  では明らかにすべり面状に破壊要素が連続していること、 $\beta=0.45$  と  $\beta=0.1$  の間にも相違があり、変形の集中程度が異なることが分かる。これらの解析結果についても、どれが実験結果に対して正解であるか判断することは出来ないが、少なくとも、本解析手法を用いた場合、パラメータの設定により破壊の進展の様子を、材料物性的に妥当な傾向に表現することが可能であると分かる。

ところで、これまでは加振後の破壊状態に関する結果のみを示してきたが、図 1-29、図 1-30 には、Case11（表層なし）の 400Gal 加振の時刻歴と破壊進展の様子を示す。また併せて、加振レベルは異なるが、模型実験において滑落を生じたケースの時刻歴応答も示す。まず解析結果同士で比較すると、残留強度が大きい場合（ $\beta=0.8$ ）は加振終了とともに変形が停止するのに対し、残留強度が小さい場合（ $\beta=0.1$ ）は加振終了後も変形が継続していることが分かる。実験結果と解析結果を比較すると、滑落開始前の振動変位の大きさは、実験結果の方が解析結果よりもかなり大きく、破壊前の剛性が両者であまり整合していなかったことが伺われる。その一方で、すべりが生じる  $\beta=0.1$  のケースでは、実験結果と同様に、基盤と表層の加速度の位相がずれて、表層の方が遅れて応答していることが確認できる。定量的な振幅はともかくとして、残留変位が生じる際の応答の特性を再現出来ていると言える。



(a) Case10 のすべり面形成時のひずみ分布 (b) Case11 のすべり面形成時のひずみ分布

図 1-26 模型実験における滑落直前のひずみ分布

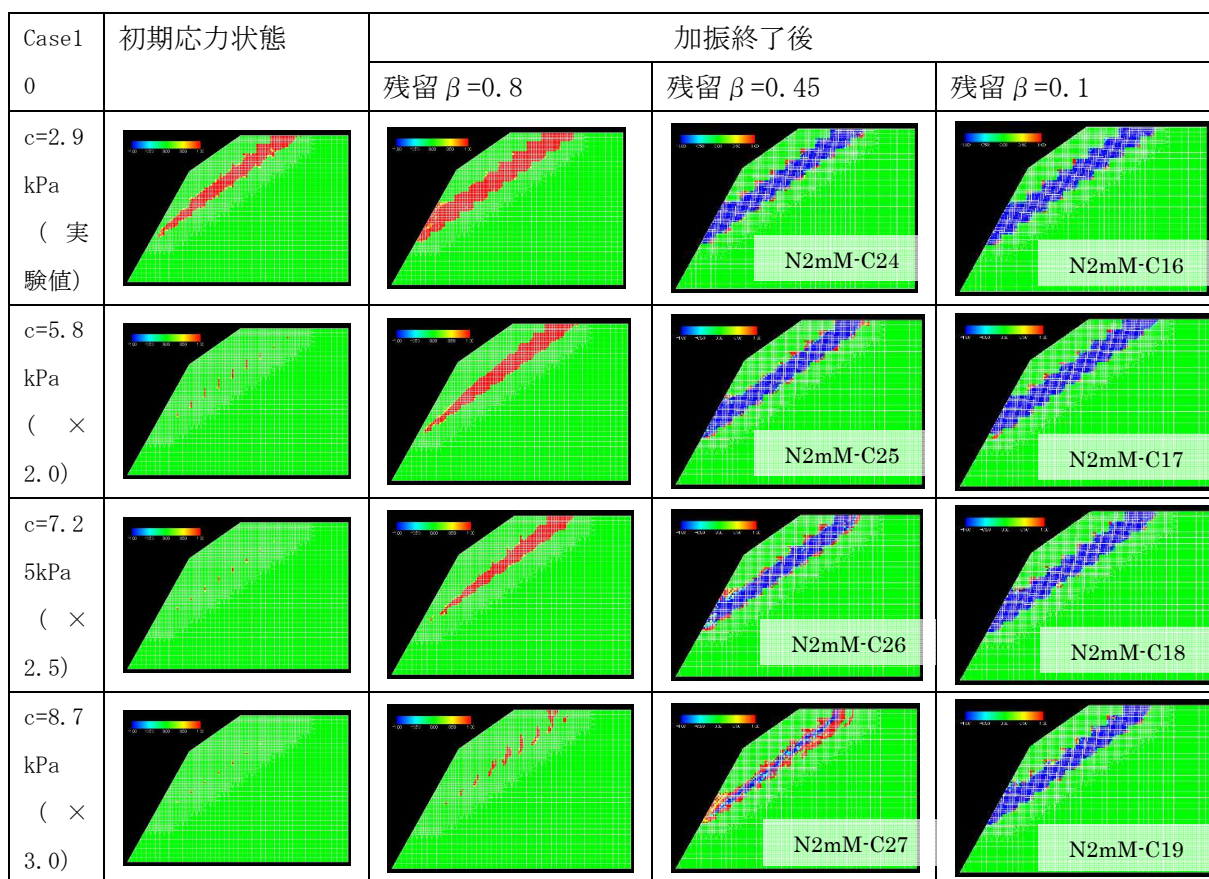


図 1-27 Case10 に関する残留強度比  $\beta$  (=残留強度/ピーク強度) のパラスタ

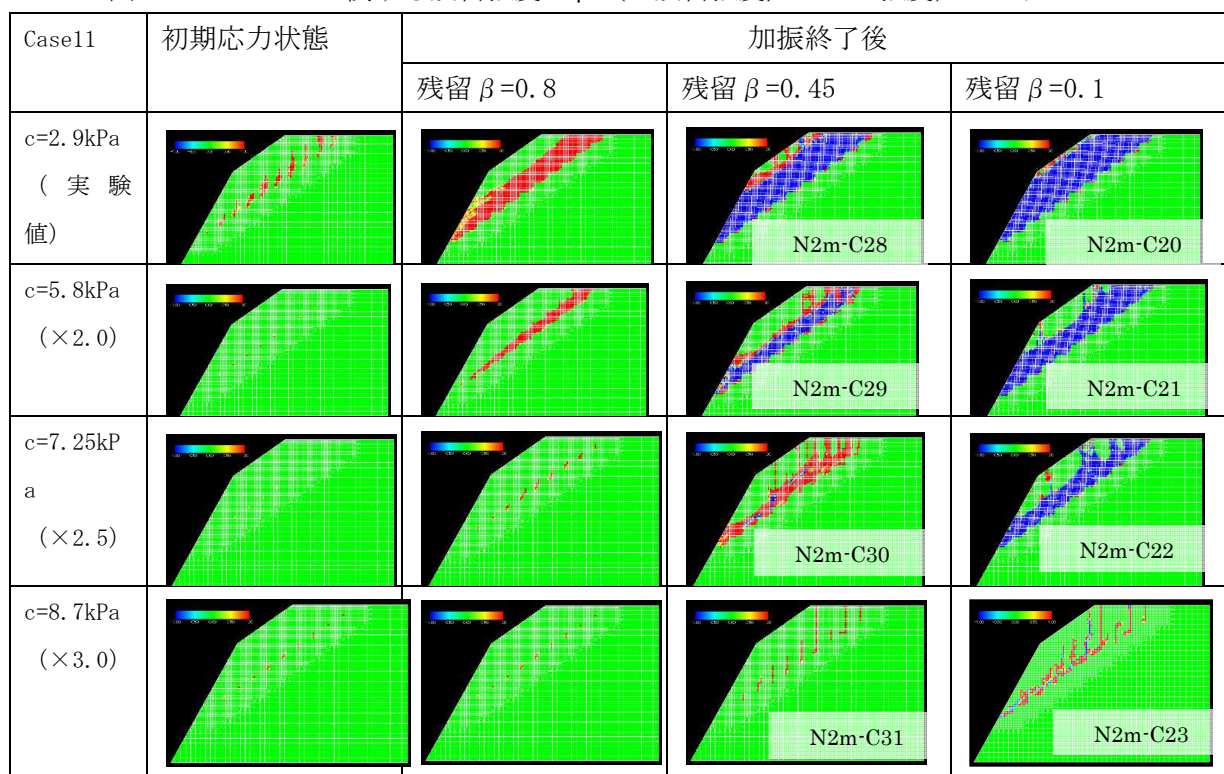
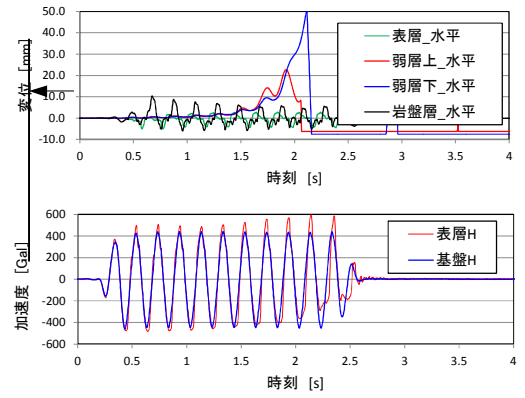
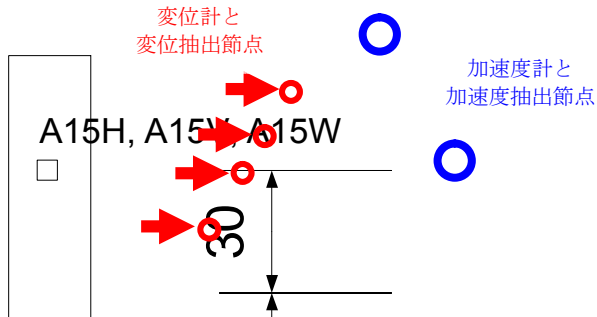
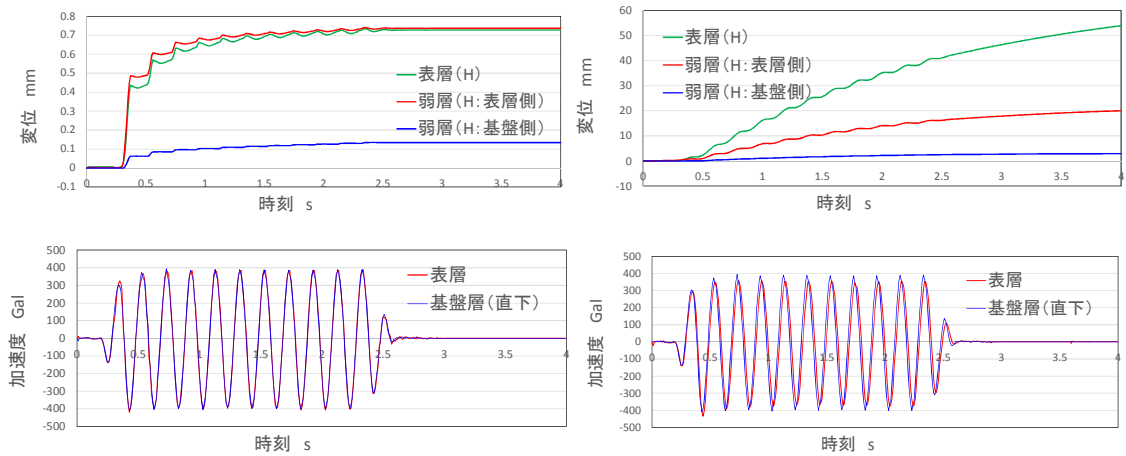


図 1-28 Case11 に関する残留強度比  $\beta$  (=残留強度/ピーク強度) のパラスタ



(a) 模型実験結果



(b) 解析結果 ( $\beta=0.8$  残留強度大)

(c) 解析結果 ( $\beta=0.1$  残留強度大)

図 1-29 Case11 の時刻歴応答の例



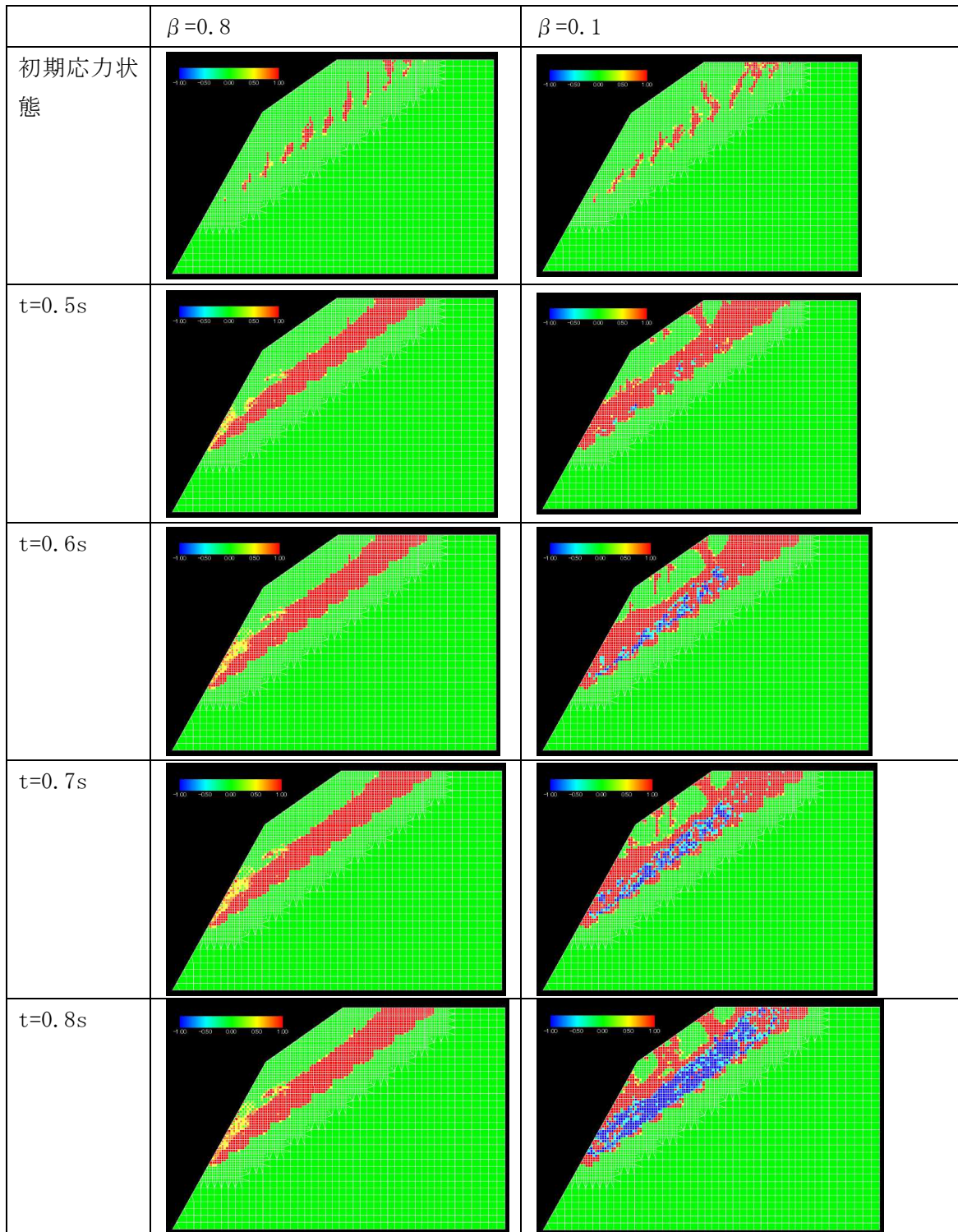


図 1-30 数値シミュレ N2m-C08 における破壊進展の様子 N2m-C20

### 2.1.5 実斜面スケールでの試計算

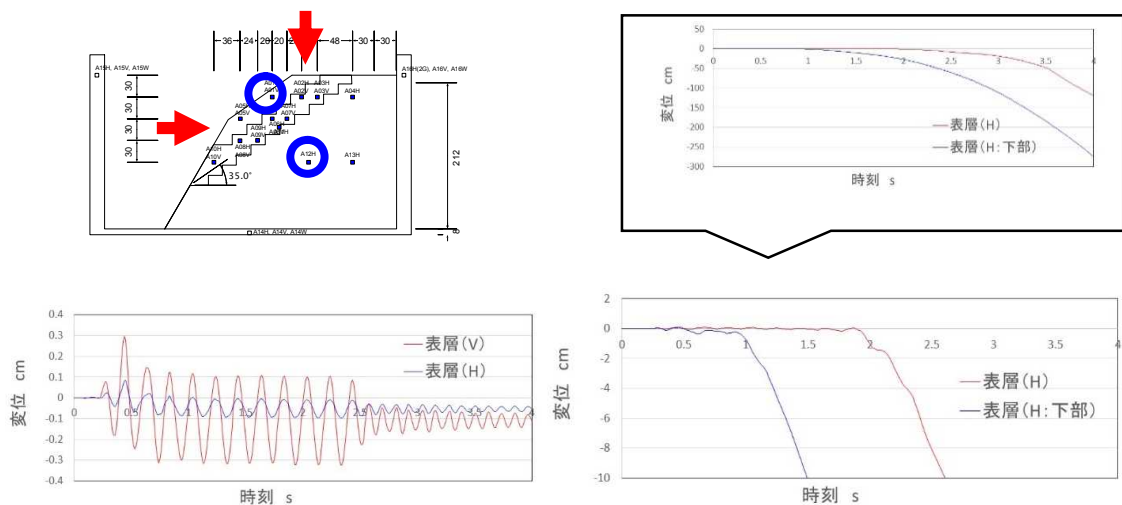
## 1) 概要

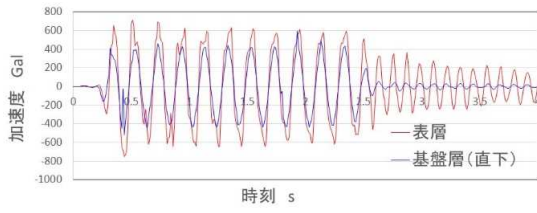
前項の模型振動台実験の数値シミュレーションにおいて、物性試験→パラメータ設定→模型応答の再現という全過程を通じた再現性という点では、数値シミュレーション結果と実験結果は定量的に必ずしも整合しなかった。その原因は、初期応力の評価、低拘束圧下の物性評価、加振履歴の影響評価など、数値解析手法そのものの問題以外の要因も考えられる。一方、粘着力や残留強度に着目したパラスタでは、本手法によりある程度破壊進展を表現することは可能であることを把握した。すなわち、本解析手法を用いて現実の応答が再現可能であるかという観点からの検証は不十分であるが、設定した材料で構成された斜面が存在するという仮定の下で思考実験を行う程度には使用可能であると考えられる。そこで、本節では、実物スケールのモデルを用いて本解析手法により数値実験を行う。

解析メッシュは、前項の検討で用いた Case10 のメッシュを水平・鉛直ともに 10 倍したもの（弱層勾配 35 度）を用いた。地盤物性は、表層・基盤層は Case10 と同じ値を用い、弱層については、初期応力状態で要素破壊があまり生じないように粘着力  $c$  を大きくするとともに、Case10 と同じ  $G/G_0 \sim \gamma$  関係を用いて、図 1-19 に示す方針で  $\tau \sim \gamma$  関係を調整した。加振波形は、実物を想定した解析では、本来は不規則な地震波形を用いる方が実物に即しているが、ここでは結果の解釈を容易にするために正弦波を用いて検討を行った。

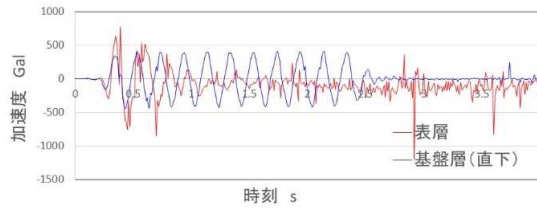
## 2) 実物スケールでの試算

ここでは、残留強度が破壊の進展に与える影響を確認する。図 1-31、図 1-32 は残留強度比  $\beta$ （＝残留強度／ピーク強度）が 0.8 の場合と 0.1 の場合について、加速度、変位の時刻歴と両ケースの同じ解析ステップでの破壊の進展状況を示している。ここに示したコンターについても、赤色は応力的に破壊しているが  $\gamma_{\max} < 5\%$  である要素、青色は破壊後に変形が進み  $5\% \leq \gamma_{\max}$  となった要素を示している。



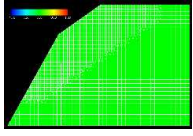
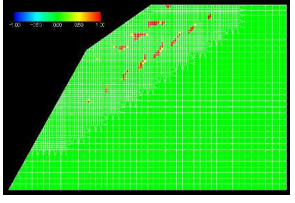
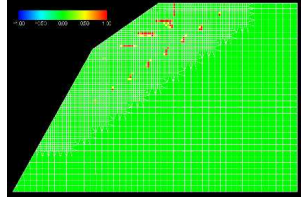
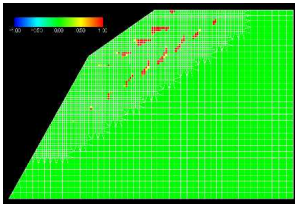
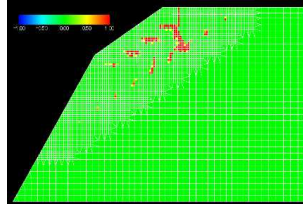
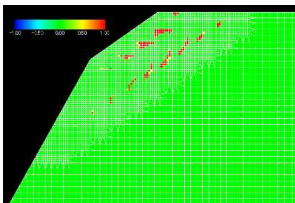
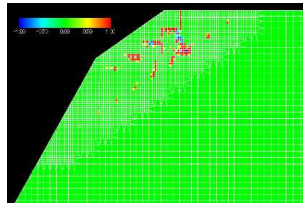
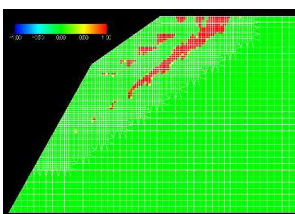
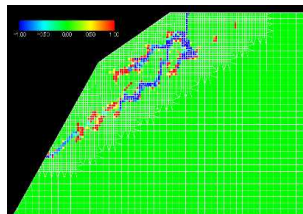


(a)  $\beta=0.8$  [残留強度大]



(b)  $\beta=0.1$  [残留強度小]

図 1-31 残留強度が異なる場合の応答時刻歴の比較

表層有モデル	$\beta=0.8$ (=残留強度/ピーク強度)	$\beta=0.1$
t=0s	 <p>初期応力に対しては両ケースとも要素破壊なし</p>	
t=0.35s		
t=0.40s		
t=0.50s		
t=1.0s		



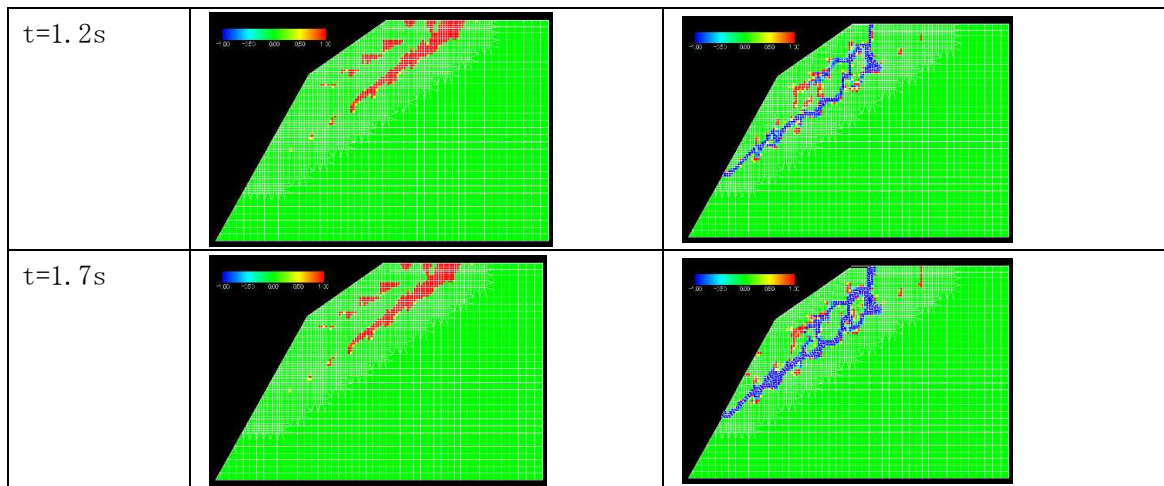


図 1-32 残留強度が異なる場合の破壊進展性状の比較

図 1-31 の時刻歴を見ると、残留強度が大きい場合は、斜面上部の加速度は増幅するものの、ただ振動するだけで残留変位は振動変位よりも小さい。それに対して、残留強度が小さい場合には、表層の加速度は大きく乱れ、変位は加振と無関係に増大し続けていることが分かる。

図 1-32 の要素破壊状況を見ると、両者ともに初期応力状態では破壊要素は存在せず、基盤加速度の最初の正側(断面図右方向)ピーク付近 ( $t=0.35s$ ) までは、表層と弱層の境界、弱層と基盤の境界付近に剛性のギャップによる要素破壊が両ケース同程度生じている。その後  $\beta=0.1$  のケースでは、上下の破壊領域を繋ぐように破壊が生じ、その部分から変形が進展しており、 $t=1.2s$  付近で変形が集中する青色の要素がすべり面を形成していることが分かる。一方、 $\beta=0.8$  のケースでは、要素破壊後もある程度大きな応力を負担できるため、上下方向の周囲の要素にも破壊が進展し、赤色で着色された応力的に破壊する領域は拡大するものの、 $t=1.7s$  でもすべり面は形成されない。また、ここには示していないが、加振終了後も概ね  $t=1.7s$  の要素破壊状況と同様であった。

ここで、図 1-2 の JNES-RE-2013-2037 に示された評価フローと主として非線形動的解析手法で評価するようにそれを変更した図 1-7 の評価フローに照らしてこれらの結果について考える。

残留強度が小さい  $\beta=0.1$  の結果は、図 1-2 においては自重と残留強度によるすべり安全率で NG になるケースに相当し、残留強度が大きい  $\beta=0.8$  の結果は、図 1-2 において変形照査を適用することが可能な斜面(すべり面)となる。一方、図 1-7 に結果を照らすと、 $\beta=0.1$  の結果は滑落するほどの大きな変形量ということで、照査基準値を設定するまでもなく NG となる。これは図 1-2 の自重と残留強度によるすべり安全率の照査を FEM 解析内で自動的に判断しているに過ぎず、変形照査と称するかはともかくとして、少なくとも安定性の照査は可能であり、危険と判断されたことになる。図 1-2 のフローと大きく異なる点は、初期条件、境界条件、地震入力条件を踏まえて要素ごとに残留強度を用いるか否かが考慮



される点である。

$\beta=0.8$ の結果については、見かけ上、斜面自体は安定しており、この後、

①斜面上に構造物等があれば、該当箇所の地盤変位はその許容変位内であるか。

②アンカー、抑止杭などの対策工が存在する場合には、その周囲の要素が広範囲で破壊に至っていないか。

などの照査を行えば良いように思える。しかし、既に 1.2 で述べたように、破壊現象に関する数値解析は、狭義の数値解析技術だけでは絶対に克服できない誤差要因が存在するため、結果を慎重に吟味する必要がある。例えば、以下の項目などはチェックポイントとして考慮に入れるべきであろう。

- ・破壊状況を変形特性に反映させると著しく応答が変化しないか（例えば、引張り応力 [モデル化が可能なら引張り亀裂] が発生し、その存在が評価対象領域の応力状態に大きく影響していないか）？
- ・破壊領域は限定された範囲に留まるか、それとも広範囲に渡るか？
- ・その破壊領域は境界条件（既知の亀裂の存在も含む）や大局的な応力場に支配されているか、それとも動的応答時に新たに発生した破壊領域などの局所的な現象に依存しているか？
- ・解析時に設定した残留強度は応答結果を考慮に入れても安全側か（変形レベル、応力異方性、etc.）？
- ・要素応答は、構成式ならびに設定したパラメータ通りになっているか（複雑な非線形性によりバグが発生していないか、積分の際に収束条件が甘く想定外の挙動になっていないかなどの確認）？
- ・地震波形や破壊強度の僅かな違いに対して安定性評価結果が過度に影響されないか？

これらを具体的に検討する方法としては、

- ①同じ非線形動的解析手法を用いたパラスタを行う
- ②異なる非線形動的解析手法を用いたパラスタを行う（例えば、亀裂考慮のためにジョイント要素を導入することなどの変更も含む）
- ③原理が明解な簡易な方法を用いて、ばらつきの範囲を踏まえた安全側評価を行う（例えば、図 1-2 にある自重と残留強度によるすべり安全率の計算において、残留強度の設定に破壊領域の範囲、破壊部分の変形量、安全側に考慮したばらつきを反映させる、など）

ことなどが考えられる。③の方法では、原理ならびに手法が明解であり、初期条件・境界条件・材料物性と安全側・危険側の判断との関係が見えやすいことが肝要である。そのよ

うな方法と比較して高度な数値シミュレーションで得られた結果の信頼性をクロスチェックすることは非常に重要である。但し、剛性や初期応力のばらつき（もしくは想定条件の相違による大幅な変化）などは地震時の応答にも大きな影響を与えるので、動的な応答を求める方法と簡易な方法は常に両者を併用することが必要であるかもしれない。

## 2.2.2 まとめ

地震波形を積分して得られる変位量は、すべり土塊が滑落し実際に構造物へ影響するような変位の大きさと比較した場合、一般に非常に小さな値である。そのため、対象斜面の限界が、例えば斜面を安定化させるために設置されているグラウンドアンカーなどの構造物の機能維持から決まるものでなければ、実は地震による直接的な変位量は斜面の破壊とほとんど関係はない。それはすべり安全率の式で考えると分かり易い。

作用力に加算される地震の影響はごく短時間の現象であり、力としては大きかったとしても、変位量に換算する場合には、 $\text{加速度} = \text{力} / \text{質量}$ の継続時間が短ければ、その影響が小さいのは自明である。それに対して、抵抗力側への影響は、地震時の過渡的な応力によって破壊が生じて要素の強度が低下した場合、通常それが回復するとは考え難く、破壊が生じた時刻以降永久に影響するため、変位量に換算する場合はその影響は絶大である。さらに、抵抗力が自重を下回るようになれば、境界条件さえ許せば、それはすなわち永久に加速し続けること意味する。地震中の斜面自体の安定性を考える場合、それが本質であり、照査項目を変位または変形量にしたとしても、それはあくまでも対象領域の破壊の進展による強度低下と関係づけて考えるべきであろう。

最後に、ここでの検討結果を踏まえて図 1-7 のフローを書き換えるならば、例えば、図 1-33 のようなフローとなる。

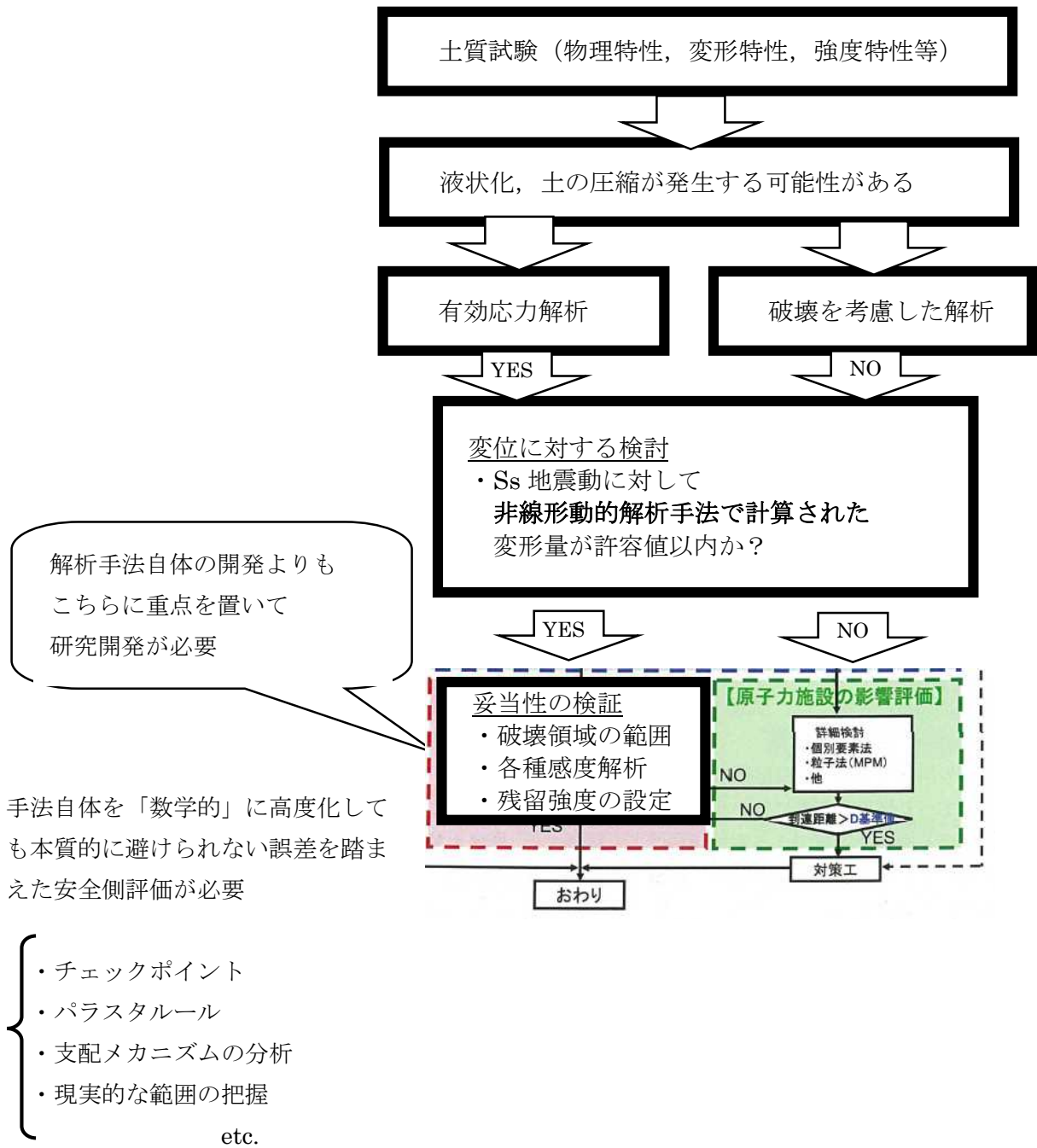


図 1-33 非線形動的解析手法を最大限活用することを想定した新たな評価フロー

## 2.2 斜面安定性の設計評価手法の適用性検討

前節で検討した変形照査フローも含め、変形照査による斜面安定性の設計評価手法を構築するためには、その限界を定める、安定性を照査する基準値の検討が必要不可欠である。以下では、前節で用いた数値解析手法と同じ手法により、実物大斜面の数値解析的検討により、斜面安定性の設計評価手法の適用性検討を行う。次に、解析で得られた知見を踏まえ、模型実験データによる斜面崩壊メカニズムの分析を行う。

### 2.2.1 実物大斜面の数値解析的検討

ここでは、図 2-1 に示す断面を対象に、斜面安定性の設計評価手法の適用性検討の一環として、数値解析による安定性照査基準値に関する検討を行う。

解析に用いた地盤物性は、図 2-2 の応力～ひずみ関係となる、表 2-1 に示す値を用いた。模型実験で用いた値と比べると、斜面高さを大きくしたため、自重により破壊しないよう、弱層の粘着力を大きくしている。なお、ここでは弱層と表層が存在する場合と表層も弱層の物性にした場合の2種類の断面を用いて検討した。

使用した数値解析手法の特徴等は前節と同じである。

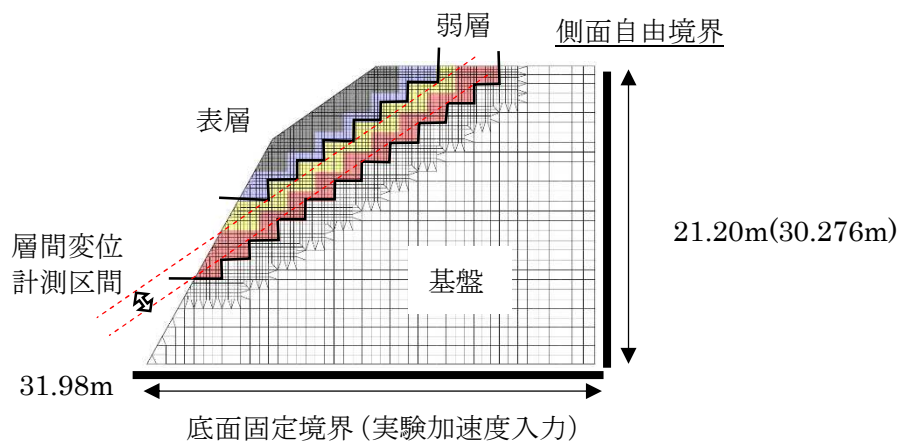


図 2-1 解析メッシュ (模型実験のスケールアップ)

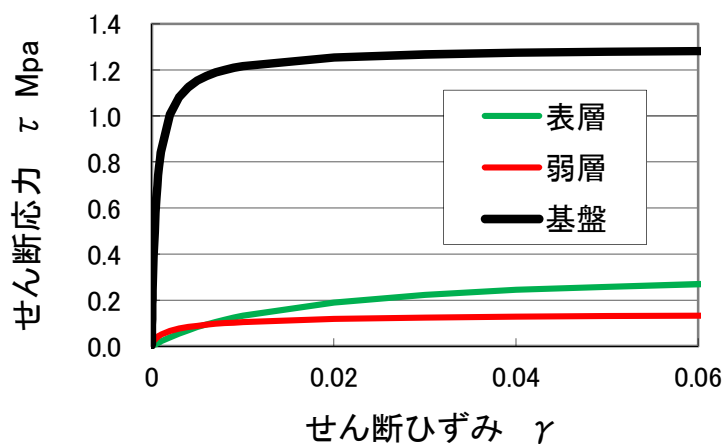


図 2-2 地盤材料の  $\tau - \gamma$  関係

表 2-1 材料物性値

		基盤	弱層	表層
初期せん断弾性係数	MPa	7967.1	61.0	31.3
ポアソン比		0.255	0.213	0.305
応力ひずみ	A	0.905	0.667	0.997
	B	954	50	63
	$\tau_{max}$ MPa	1.30	0.15	0.34
履歴減衰	A'	0.548	0.980	0.980
	B'	83.2	976.0	976.0
	$h_{max}$	0.10	0.28	0.28
単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>	18.9	17.67	30.00
粘着力	kPa	280.5	<b>100</b>	107.4
内部摩擦角	°	57.3	39.5	0.0
残留強度比	$\beta$	0.125	0.1	0.8
残留剛性率	$\alpha_r$	0.01	0.0001	0.01
体積弾性係数低下率	$\alpha_K$	1	0.0001	1

### 1) 粘着力を変えた自重解析

モデルの特性を把握するために、粘着力を変えて自重解析を実行し、ピーク強度後に残留強度がどの程度まで低下すれば、ここで対象とした斜面が自重により崩落するのか確認する (図 2-3)。

その結果、粘着力を 100MPa から 40MPa 程度まで低下すると、すべり面状の要素破壊領域が形成されることを確認した (図 2-4)。



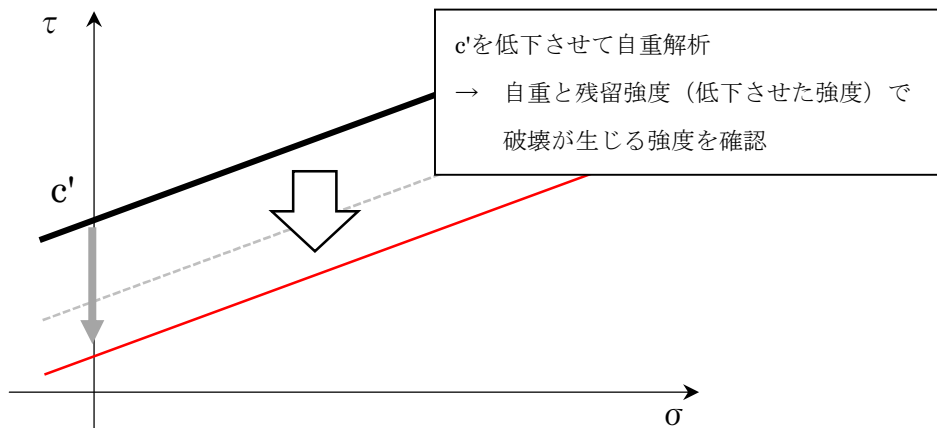


図 2-3 自重と残留強度が釣合う点の探索イメージ

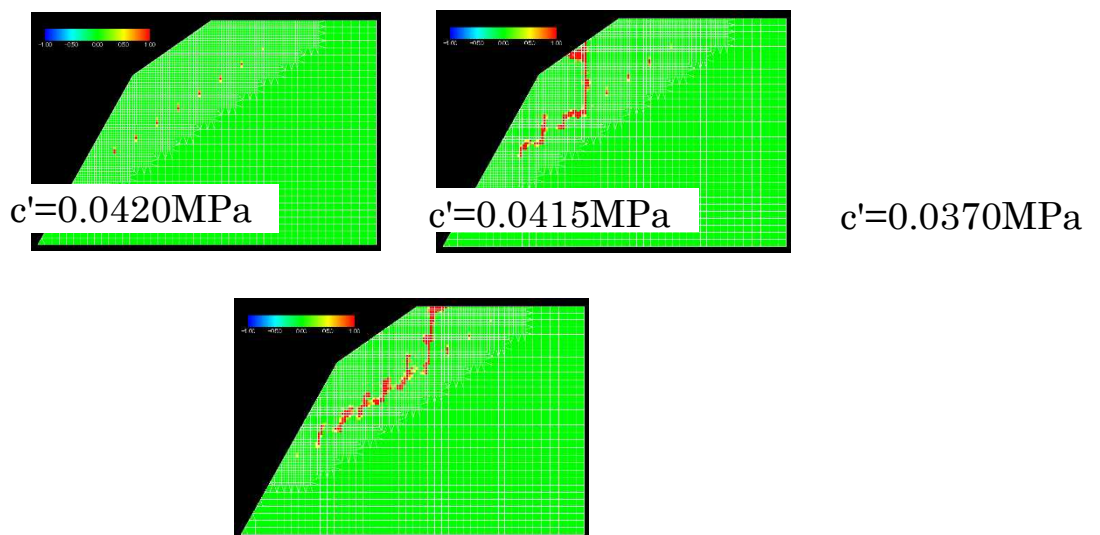


図 2-4 粘着力  $c'$  を低下させて自重計算した場合の要素破壊状況

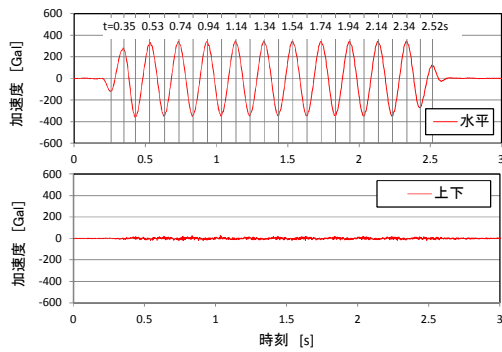
## 2) 地震応答解析

本来であれば、実物を想定した応答解析では、不規則な地震波を入力することが自然であるが、ここでは、基礎的な検討を行うため、模型実験の数値シミュレーションで用いた図 2-5 に示す正弦波を用いた。

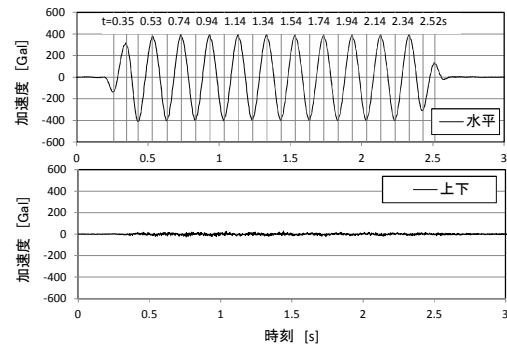
まず、表 2-1 の物性のまま、図 2-5(a) の波形を入力して表層の無い断面を用いて応答解析を実施した結果を図 2-6～図 2-8 に示す。図 2-6 によると、斜面高さが 20m あるため、基盤物性でも斜面上方である程度応答が増幅していること、斜面の破壊により表層の応答が著しく乱れて低減していることが確認できる。その際の斜面の変位を整理したものが、図 2-7 である。図 2-7 では、地表面の節点変位を比べた場合、どの点を代表点とするかによって、局所的な変形の影響を受けることが想像に難くないため、斜面内部の平均的な変形で

比較できるように，斜面内部のいくつかの節点間の相対変位を平均した値を整理している．具体的には，後述の表層が存在するケースでの共通の整理となるように，表層～弱層，弱層～基盤の境界節点を代表点とした．さらに，その相対変位（ある種の層間変位）をすべり線の長さで除して，ここでは以下，正規化層間変位と称する．

図 2-8 に示す要素破壊の進展図は，赤色に着色した部分が要素内の全ガウス点が破壊している要素，さらに青色に着色した部分は，要素破壊発生後に最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$  ( $=\sqrt{\{\epsilon_x - \epsilon_y\}^2 + \gamma_{xy}^2}$ ) が便宜的に 5%を超えた要素を示している．図より，要素破壊の進展によりすべり面が形成されていく様子，すべり面形成後，土塊の移動時に，おそらく場所ごとの移動速度の差に起因する土塊のブロック化が発生する様子などが確認できる．



(a) Case10: 試番 06 正弦波 5Hz350Gal



(b) Case11: 試番 10 正弦波 5Hz400Gal

図 2-5 入力波形

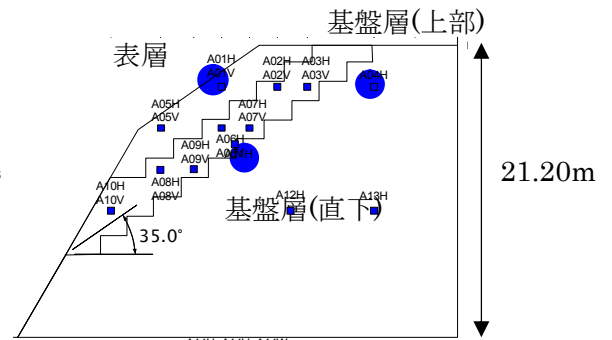
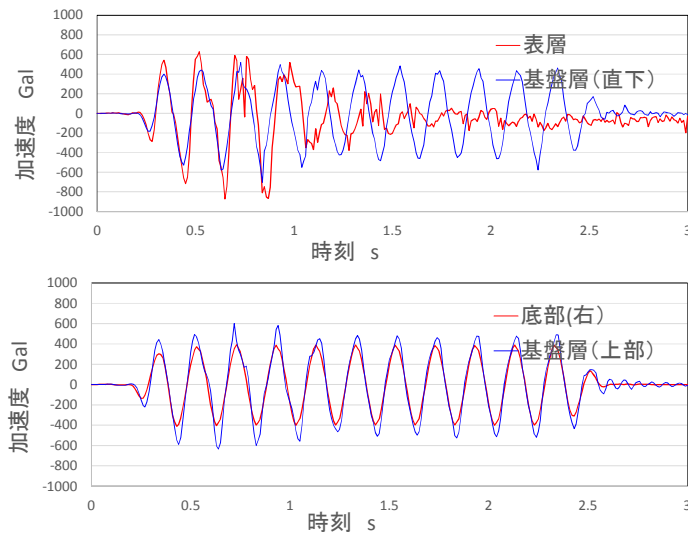


図 2-6 加速度時刻歴の例

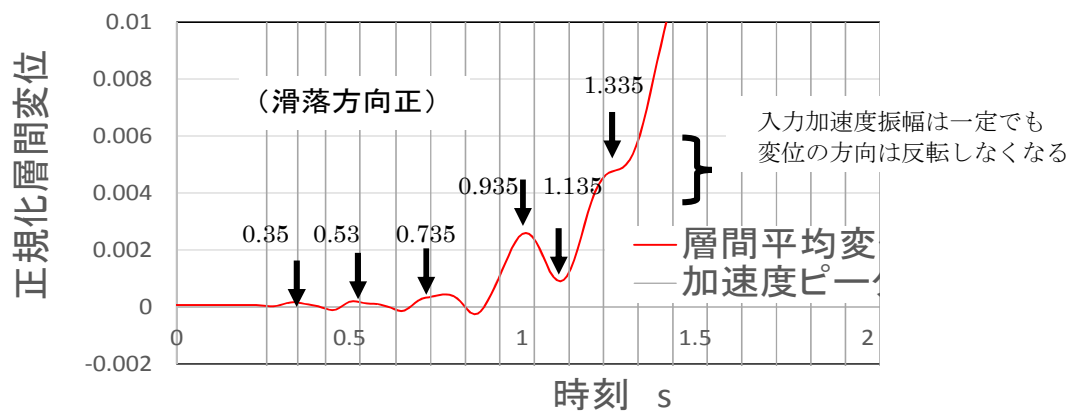
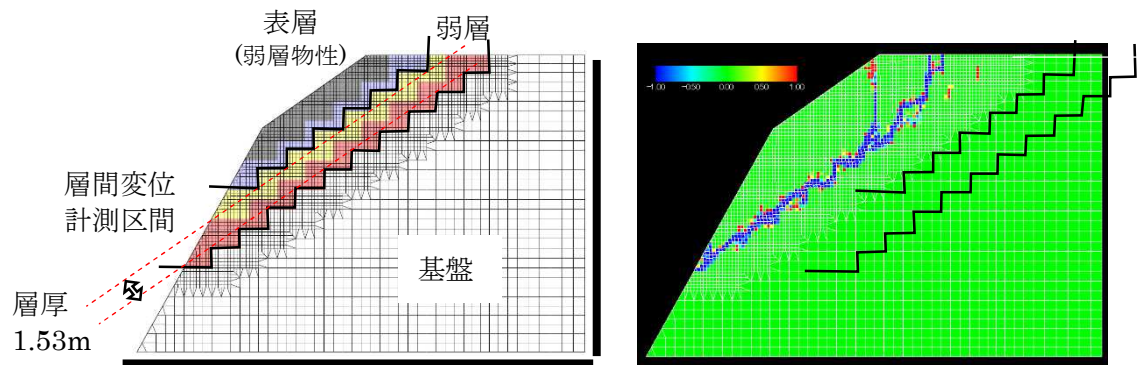
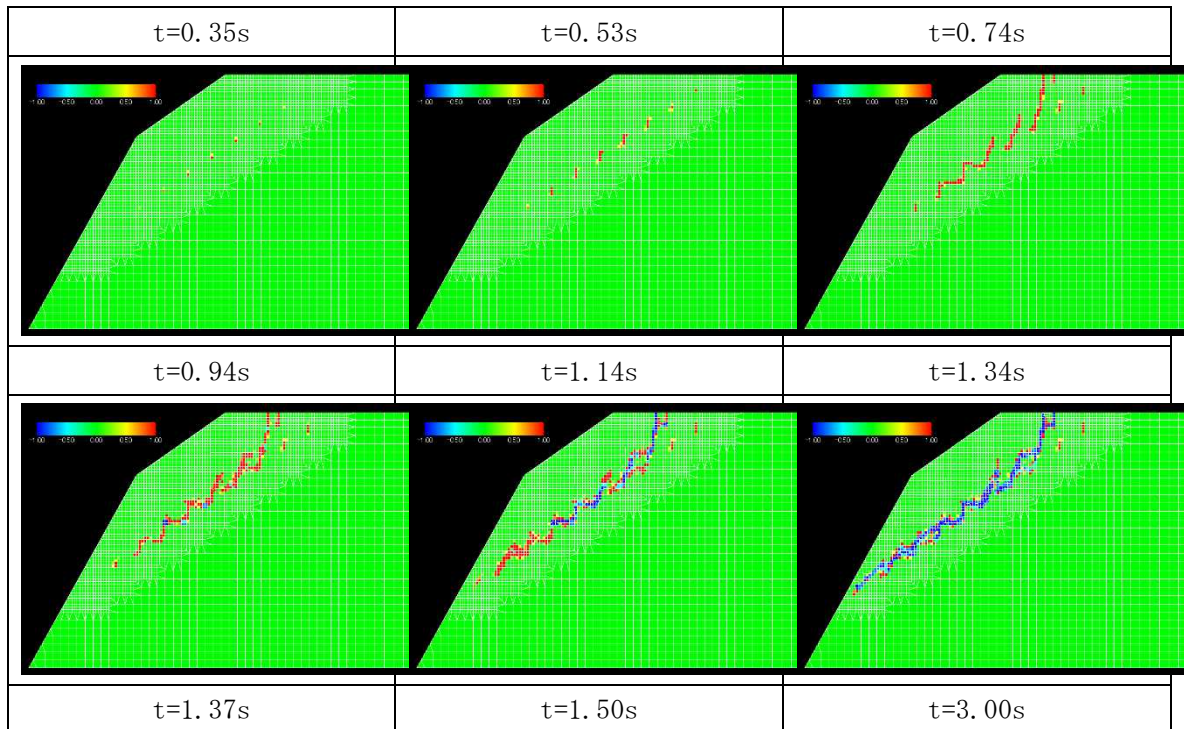


図 2-7 正規化層間変位の整理例 (基本ケース)



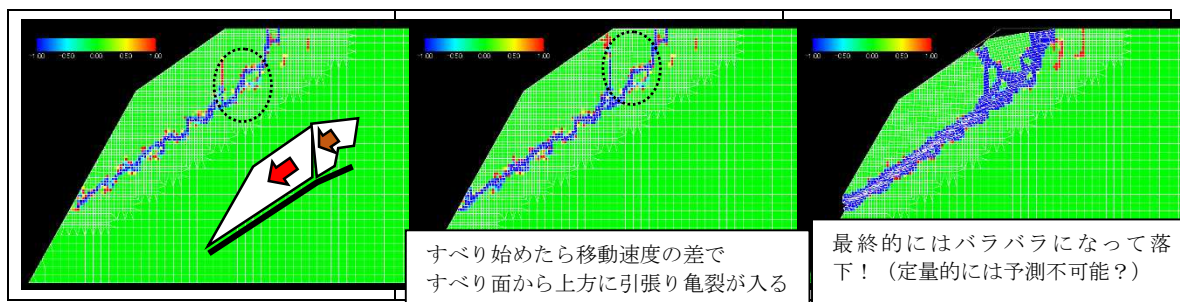


図 2-8 基本ケースの要素破壊の進展パターン

### 3) 破壊判定基準について

本検討では、破壊の判定を、地震応答中の時々刻々の応力変化に対して拘束圧依存性を考慮して行っているが、簡単のため、初期拘束圧の依存性は考慮するものの、地震応答解析中はc材のように一定と考えるケースも想定される。そこで比較のため、そのように地震応答解析中の破壊応力を初期応力から算定される一定値としたケースを実施した。初期応力で求めた強度に固定した場合に変更した場合、図 2-9、図 2-10 に示されているとおり、図 2-7、図 2-8 とは破壊の様相が異なる。すなわち、破壊応力を地震応答解析中に固定値として扱ったケースでは、破壊する要素が狭い範囲に限定され、一度すべり面が形成されるとその部分だけに変形が集中し、すべり土塊がブロック化するような結果は得られなかった。これは、すべり土塊の場所ごとの移動速度の差によって過渡的に拘束圧が低下した場合でも、強度自体は一定に保たれるため、そのような応力低下に起因した破壊が発生しないためであると考えられる。したがって、模型実験等の結果を踏まえると、破壊応力は地震中の拘束圧の変動を考慮した方が望ましい。

なお、破壊強度に対して拘束圧依存性を随時考慮する場合でも、変形特性は初期に設定した特性のまま変動させていない。

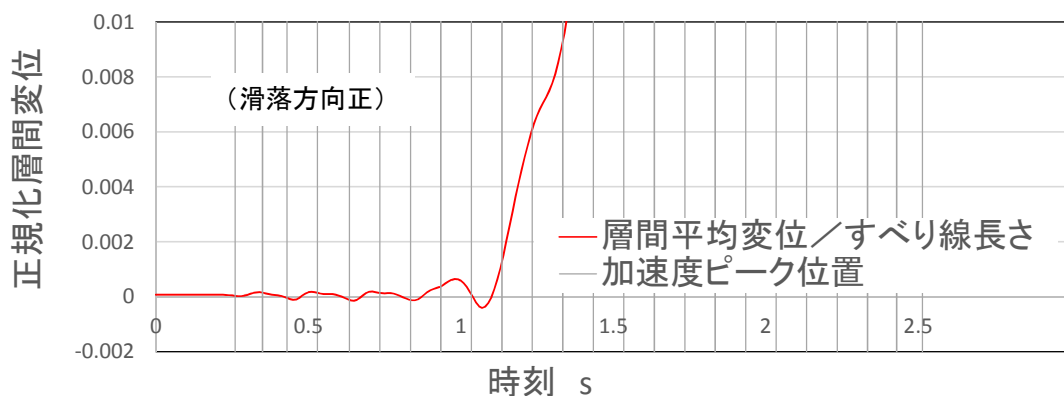


図 2-9 破壊応力を初期応力状態で設定し地震中は固定値とした場合の正規化層間変位



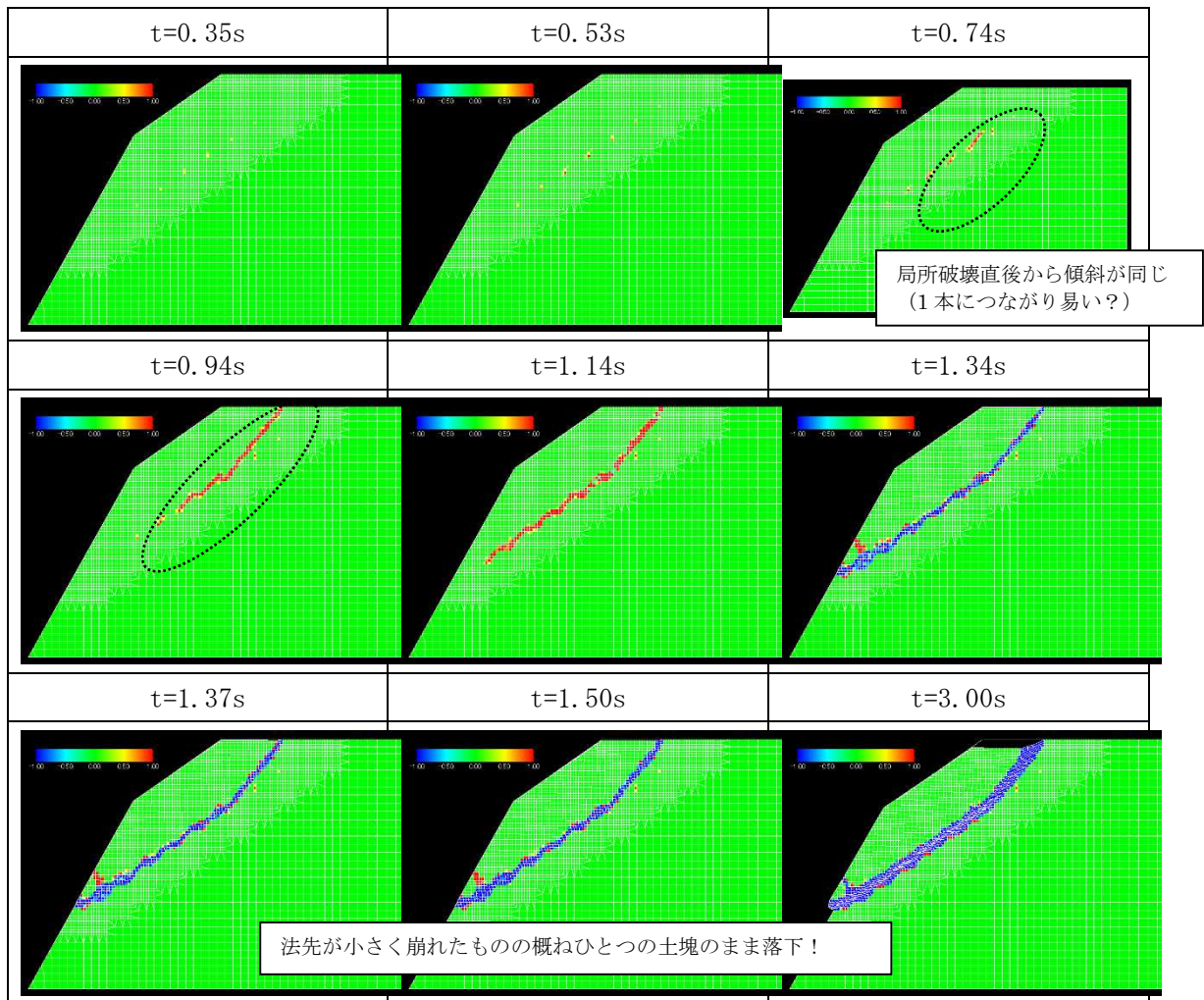


図 2-10 破壊応力を初期応力状態で設定し地震中は固定値とした場合の要素破壊の進展パターン

4) 破壊後の残留強度特性が破壊の進展に及ぼす影響について

残留強度を  $\beta=0.2, 0.3, 0.4, 0.5$  としたケースを実施した. それぞれのケースの正規化層間変位と要素破壊の進展パターンを図 2-11 ならびに図 2-12~図 2-15 に示す.

ここで, 前述の検討では,  $c=0.04$  程度にして自重解析を実施すると, すべり線状に破壊要素が発生していたため, 初期設定  $c=0.1\text{MPa}$  に対して, 残留強度比  $\beta$  を  $0.4$  程度にすると, 要素破壊が進展した場合, すべり安全率が  $1.0$  を下回る可能性がある. 但し, 今回使用した構成則では, 時々刻々変化する応力状態に対して, それを反映した破壊判定を行っており, その際の  $\tau_{\max}$  に対する比率  $\beta$  で残留強度を設定すると, それ以降は残留強度を一定値として扱うことにしている (計算上の簡単さのためだけなので, 適切なモデルにするためには今後検討を要する課題). すなわち, 初期応力よりも大きな拘束圧下で破壊に至ると, 上記の様に初期応力状態に対して検討した残留強度/ピーク強度比の滑落する限界値と, 地震応答解析中の限界値は必ずしも一致しない. 結果から先に述べると, 今回の解析条件

では、 $\beta \leq 0.3$  とした場合は加振により滑落したが、 $0.4 \leq \beta$  では滑落には至らなかった。

図 2-12～図 2-15 の要素破壊進展図を見ると、概ねすべり線が形成された時点（青色がつなげた時点）で大きな変位が発生し始めることがわかる。

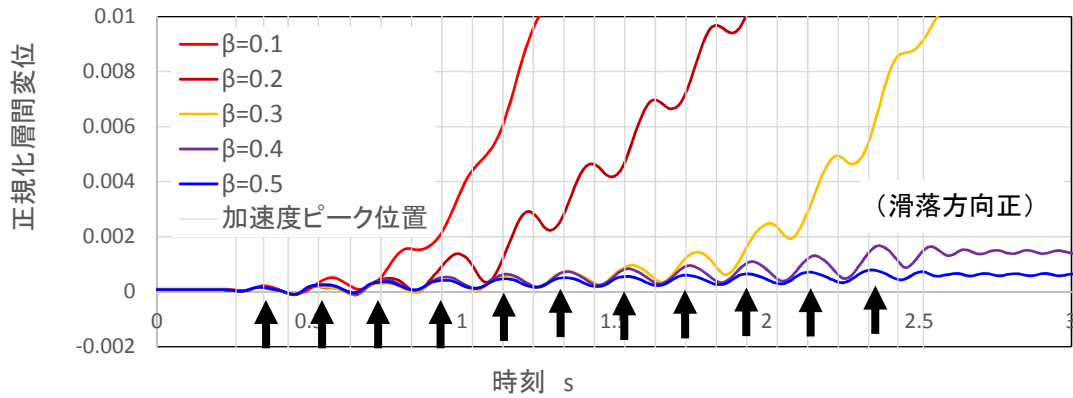


図 2-11 残留強度比  $\beta$  をパラメータとした正規化層間変位の整理

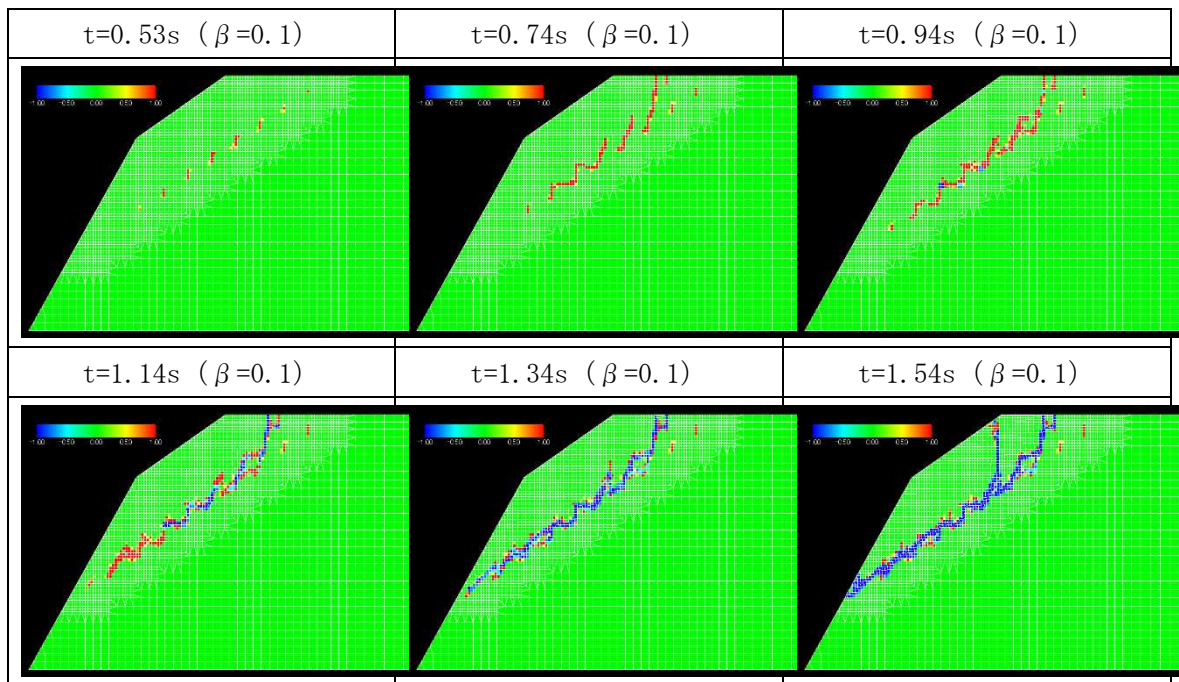


図 2-12  $\beta=0.1$  の場合の破壊進展の様子



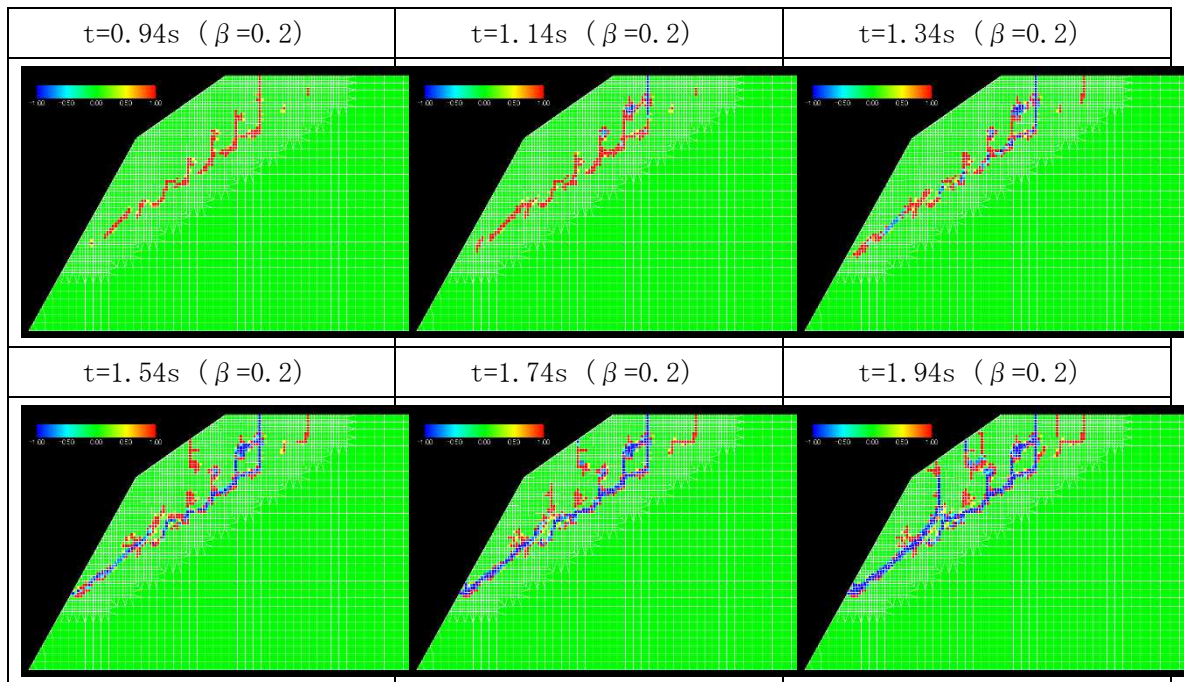


図 2-13  $\beta=0.2$  の場合の破壊進展の様子

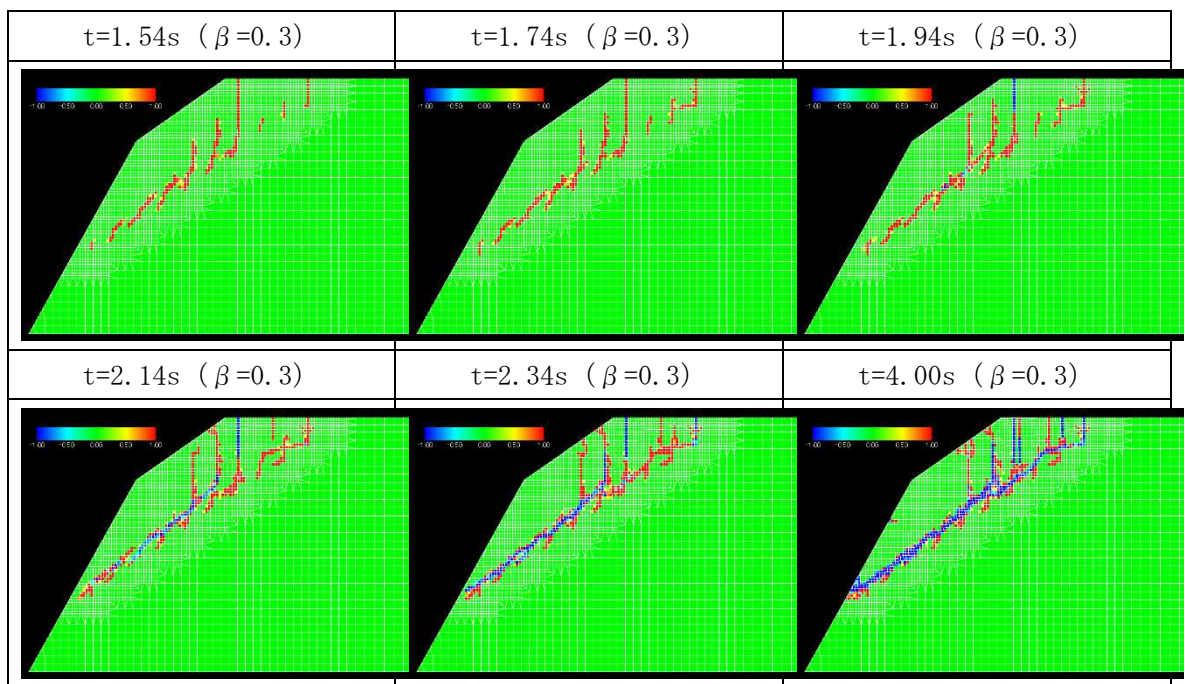


図 2-14  $\beta=0.3$  の場合の破壊進展の様子

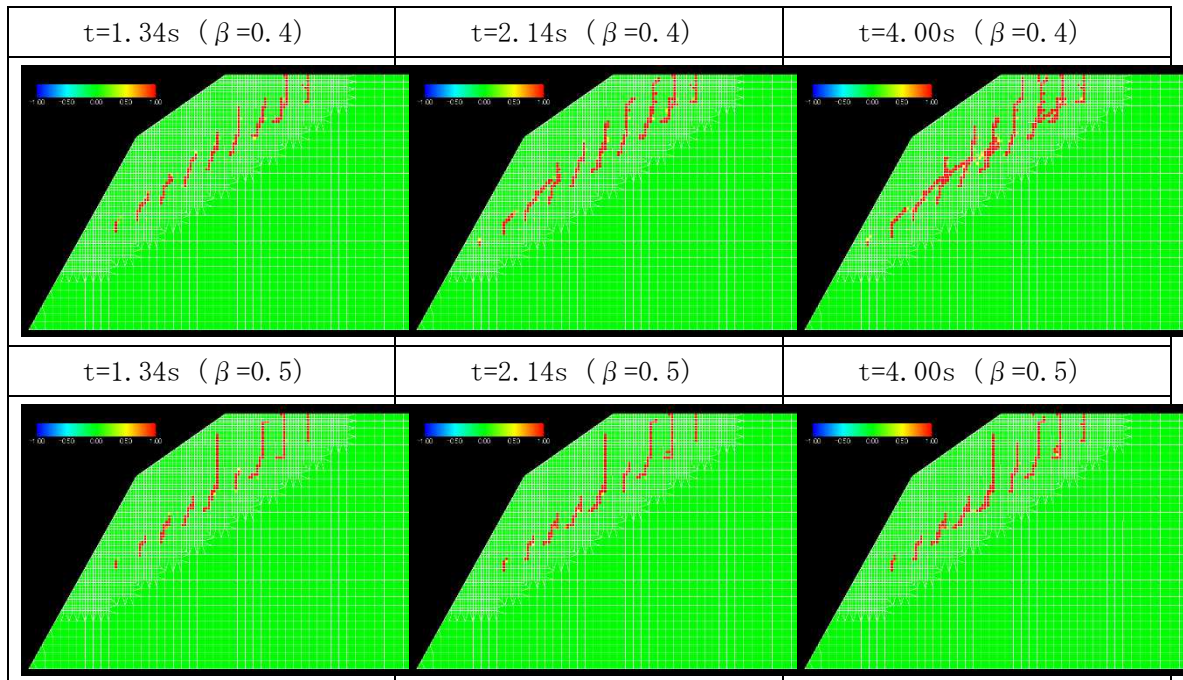


図 2-15  $\beta=0.4$  (上),  $0.5$  (下) の場合の破壊進展の様子

なお、 $\beta=0.4$ ,  $0.5$  とした場合はほとんど破壊が進展しなかったため、 $\beta=0.5$  の場合について、入力波形を  $1.5$  倍、 $2.0$  倍としたケースも計算した。その結果を図 2-16～図 2-18 に示す。図 2-6 の要素破壊進展図を見ると、すべり線状に破壊要素が連続しているものの、図 2-17, 図 2-18 に示される通り、加振終了とほぼ同時に土塊の移動も停止し、 $\beta$  が小さい時の様に、すべり土塊は滑落しないことが分かる。これは継続時間を長くするために、図 2-19 に示す入力加速度  $1.5$  倍で、入力波数を倍にした場合にも同様であった (図 2-20, 図 2-21)。

すなわち、残留強度が大きく、自重と残留強度の関係で崩落しない程度の残留強度を地震後も有すれば、大きく長い入力に対しても、加振により移動するだけで、加振終了と同時にすべり土塊の移動は停止するため、ニューマーク法で想定する状態に近い現象であると言える。

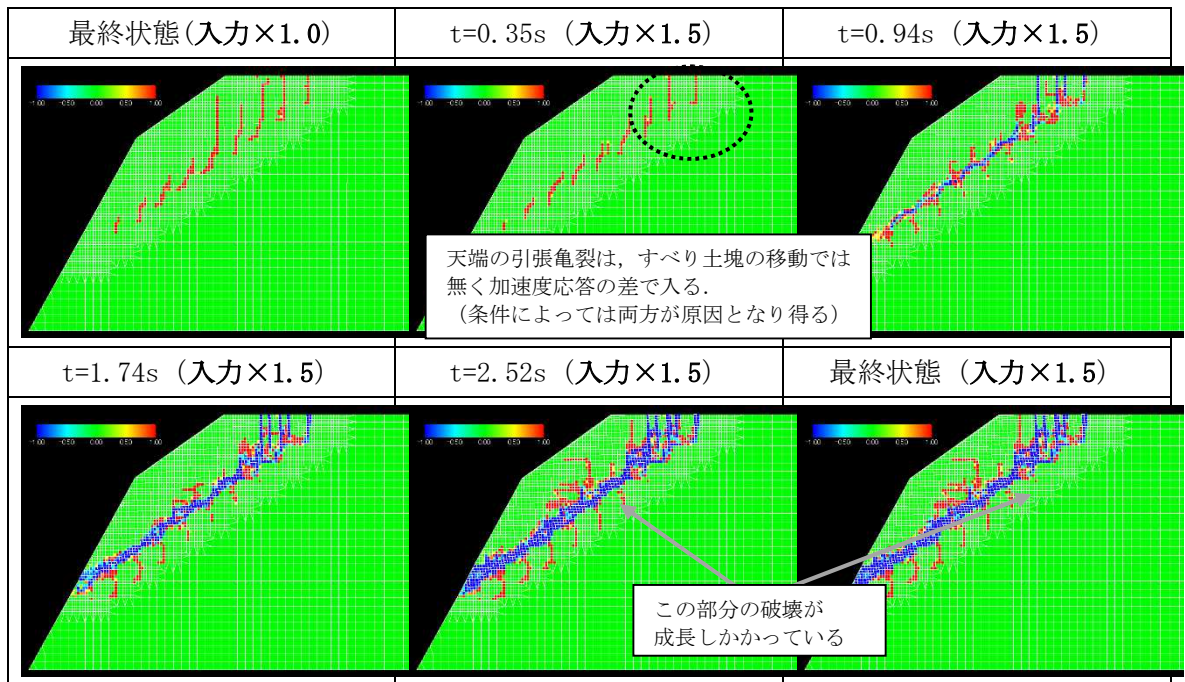


図 2-16 残留強度を大きくした場合 ( $\beta=0.1 \rightarrow 0.5$ , 自重と釣合う  $\beta \doteq 0.4$ )

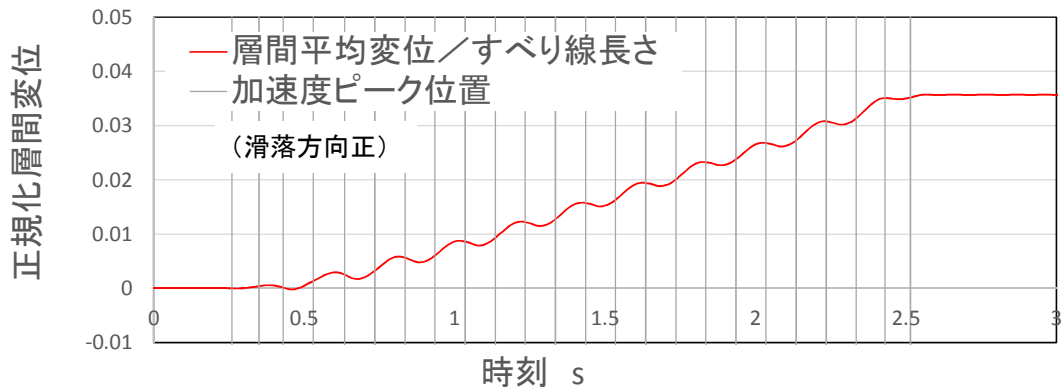


図 2-17 正規化層間変位の整理例 (基本ケース)

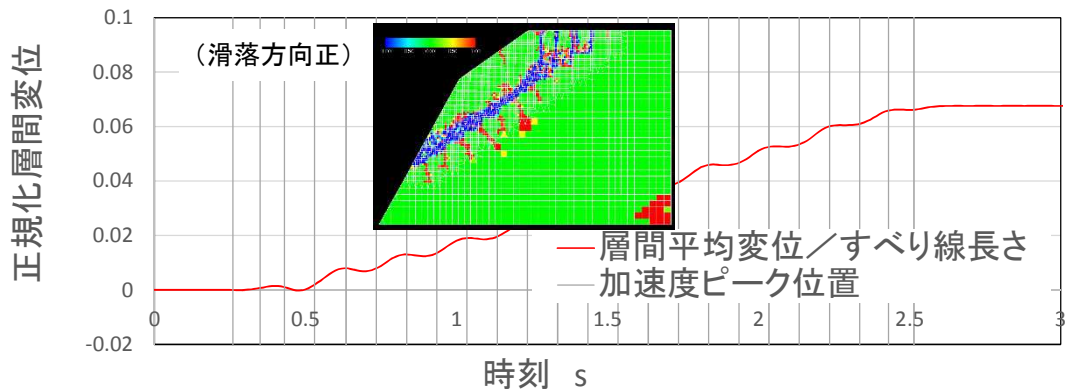


図 2-18 残留強度を  $\beta=0.5$  とし、入力振幅を 2 倍した場合の正規化層間変位

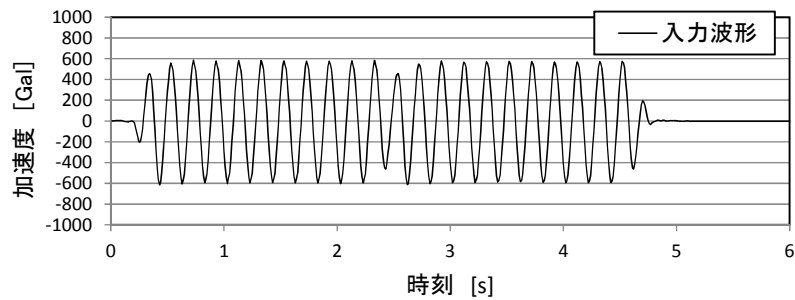


図 2-19 波数を増大した入力波形

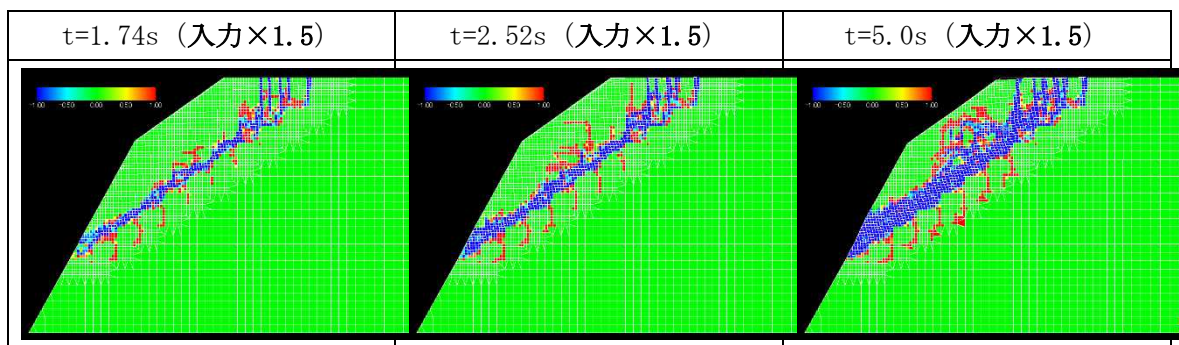


図 2-20 残留強度を  $\beta=0.5$  とし，入力波数を増大した場合  
( $t=1.74$  より以前は図 2-16 と同じ)

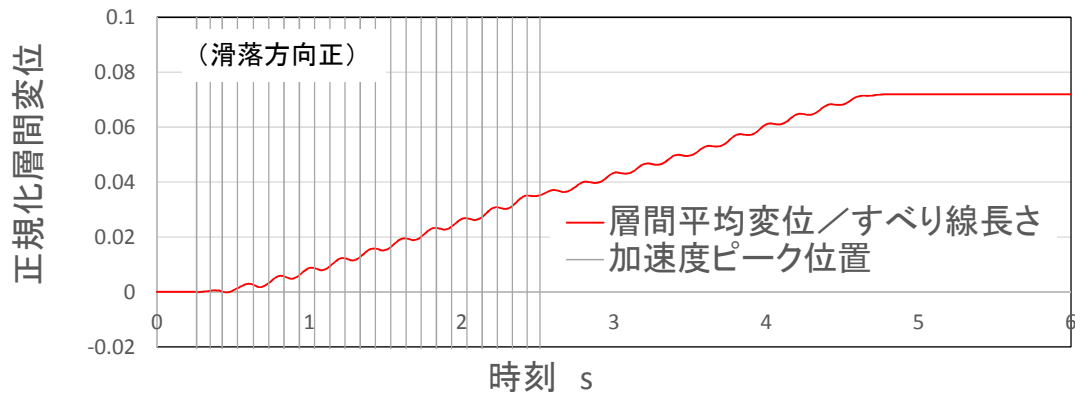


図 2-21 残留強度を  $\beta=0.5$  とし，入力波数を増大した場合の正規化層間変位

5) 破壊前の変形特性が破壊に及ぼす影響について

破壊強度ならびに破壊後の残留強度は図 2-7, 図 2-8 に示す結果を得た条件と同じとし，弱層部分（表層も弱層物性）の破壊前の変形特性だけを図 2-22 のように変えた場合の解析結果を図 2-23～図 2-24 に示す．破壊前の剛性を大きくしたことにより，図 2-7 と比較して

小さな正規化層間変位で限界に達し、滑落が生じていることが分かる。また、剛性が大きくなると、法肩部分のようなわずかな幾何学的条件の差で、加速度応答の位相差による応力低下が生じるようになるためか、すべり土塊の大きさもやや異なって来て、すべり線の上側部分が、法肩部分で天端に達するようになる。

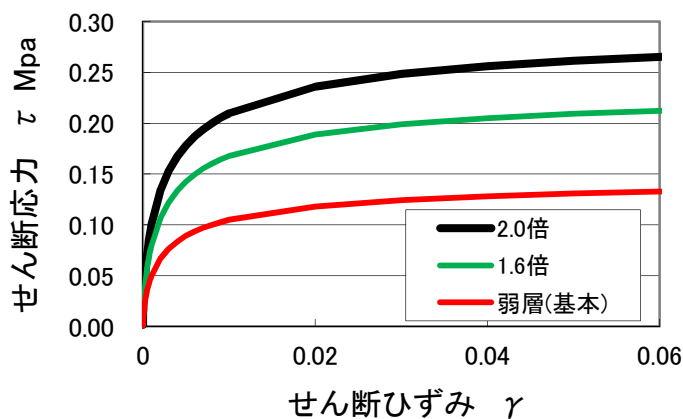


図 2-22 パラスタに用いた弱層の物性

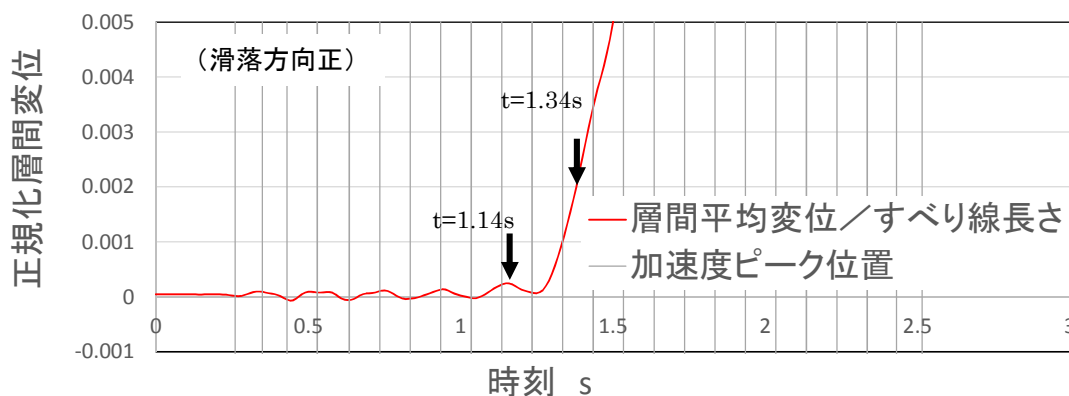


図 2-23 破壊前の剛性を 1.6 倍にした場合の正規化層間変位

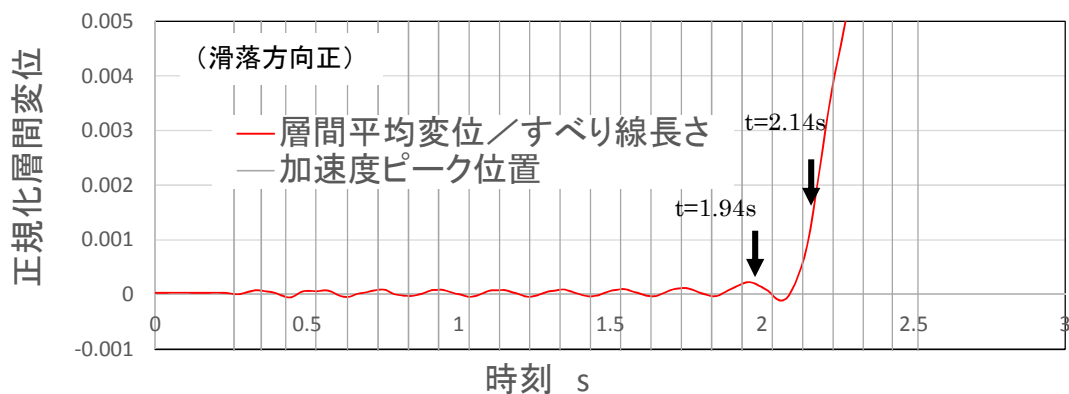
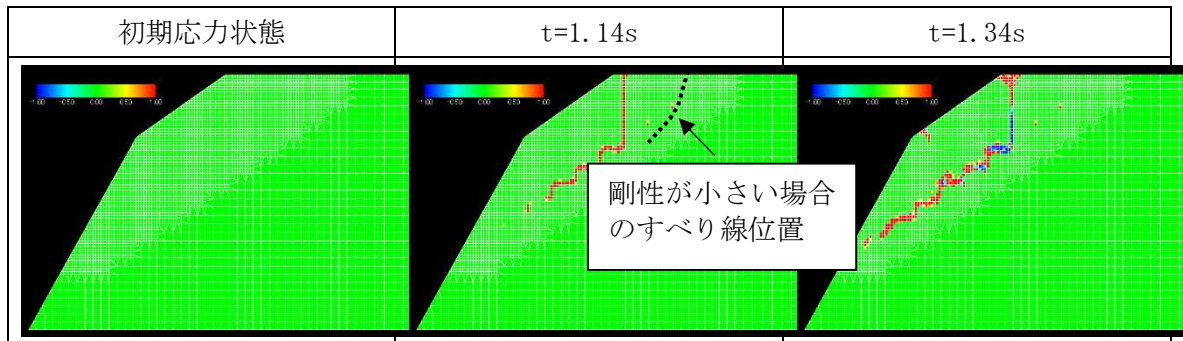


図 2-24 破壊前の剛性を 2.0 倍にした場合の正規化層間変位





剛性が小さい場合のすべり線位置

図 2-25 破壊前の剛性を 1.6 倍にした場合の要素破壊の進展パターン

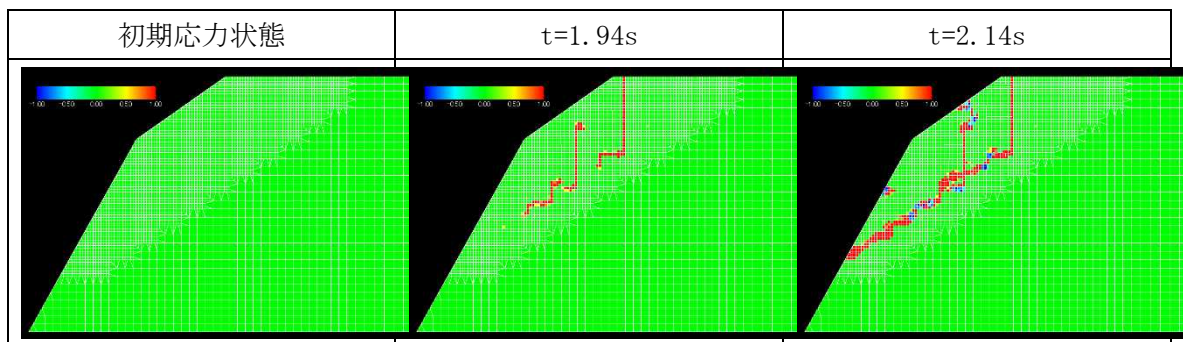


図 2-25 破壊前の剛性を 2.0 倍にした場合の要素破壊の進展パターン

### 2.1.6 入力方向が破壊に及ぼす影響について

入力波形（方向）の影響を確認するために、その極端な例として、これまでの検討の水平動と鉛直動を入れ替えて入力したケース、水平動波形を水平と鉛直の両方に一定の比率（勾配 35 度の場合、水平方向：水平波形 $\times\sin 15^\circ$ ，鉛直方向：水平波形 $\times-\cos 15^\circ$ ）で入力し、合成波形が斜面と直交する方向に斜め加振したケースを実施した（図 2-26）。

水平方向のみ入力した場合（鉛直方向も入力しているが無視できるほど小さい）の結果は、既に図 2-7，図 2-8 に示してあり、ここでは、まず鉛直方向または斜め方向に入力した場合の正規化層間変位の時刻歴と要素破壊進展図を図 2-27～図 2-30 に示す。これらの図を見ると、鉛直方向、斜め方向に入力した場合は、すべり土塊内にも変形が集中する線が多数存在するものの、正規化層間変位の限界（ここでは変形方向が加振によっても逆転しなくなる値）はそれほど変わっていないように見える。



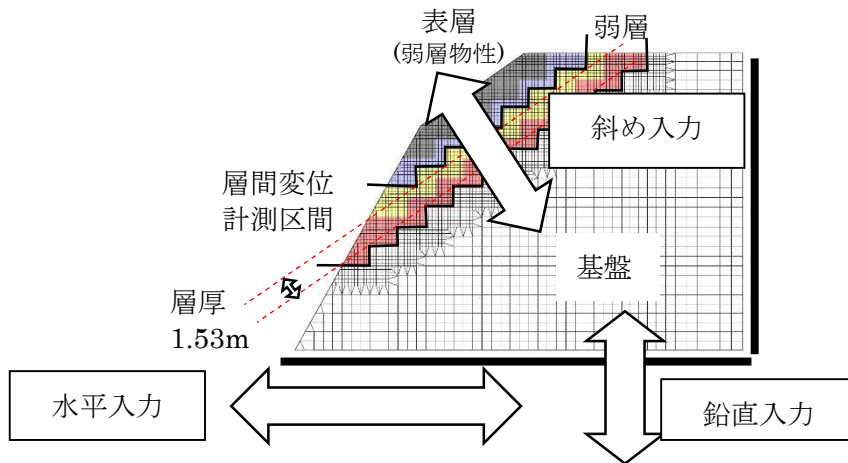


図 2-26 本節の検討における入力 3 パターン

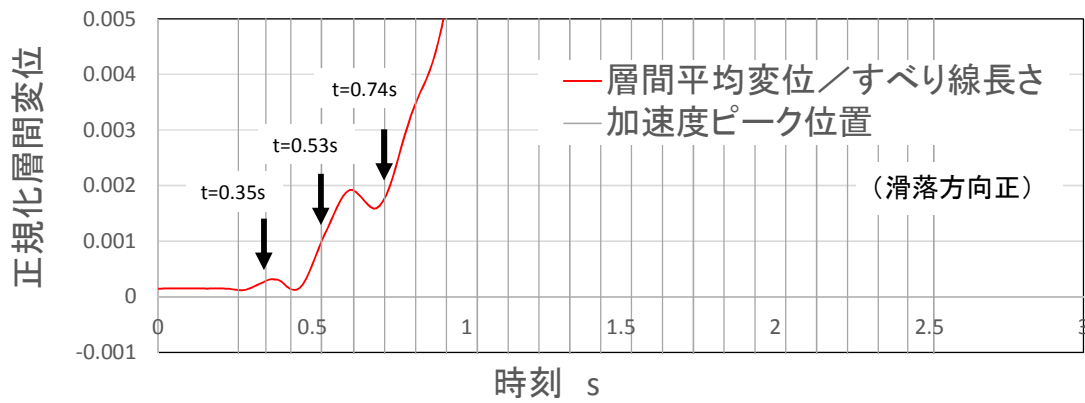


図 2-27 鉛直方向のみ入力した場合の正規化層間変位

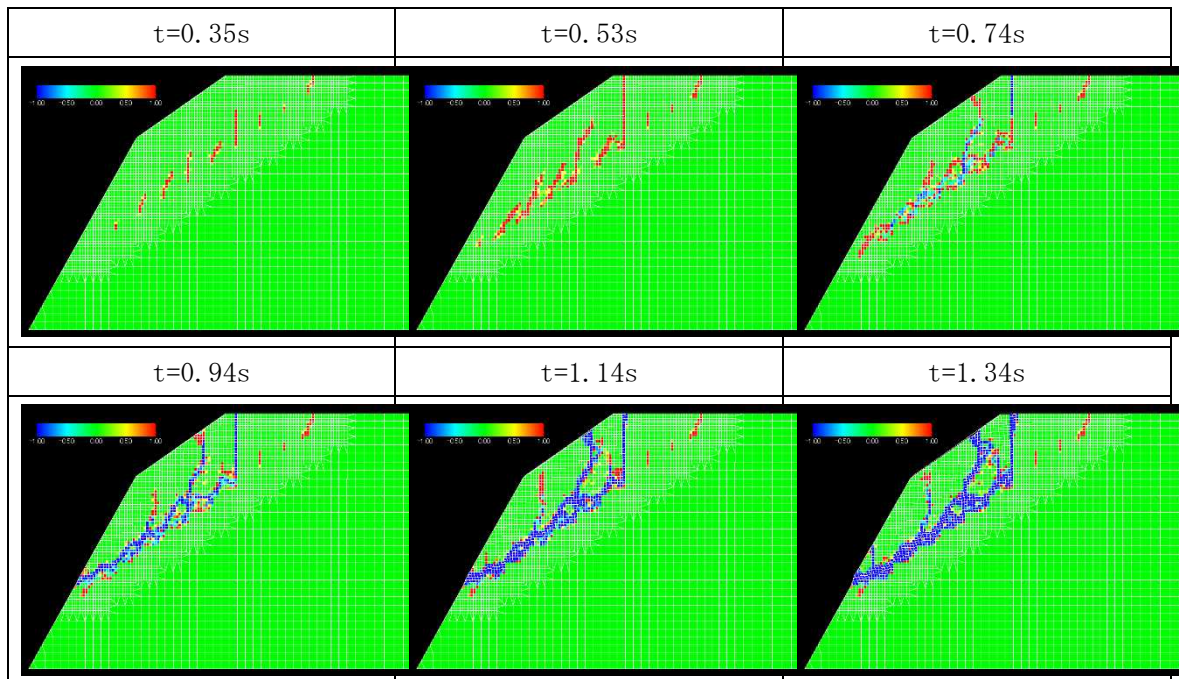


図 2-28 鉛直方向のみ入力した場合の要素破壊の進展パターン

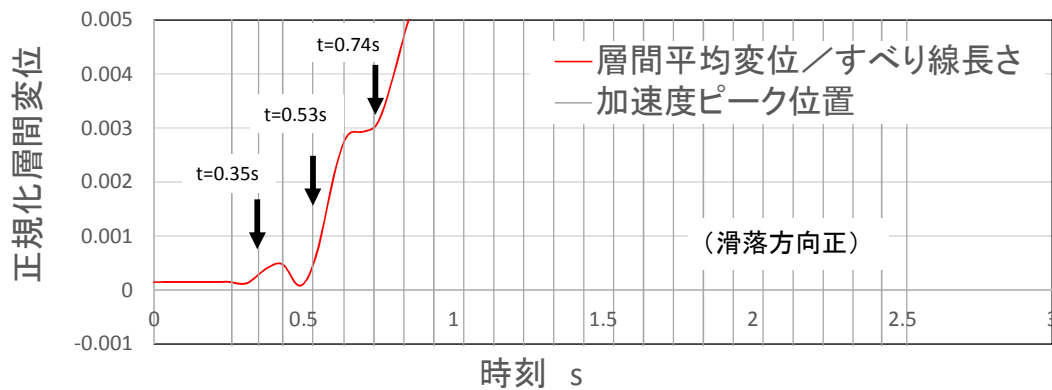


図 2-29 斜め方向（斜面直交）に入力した場合の正規化層間変位

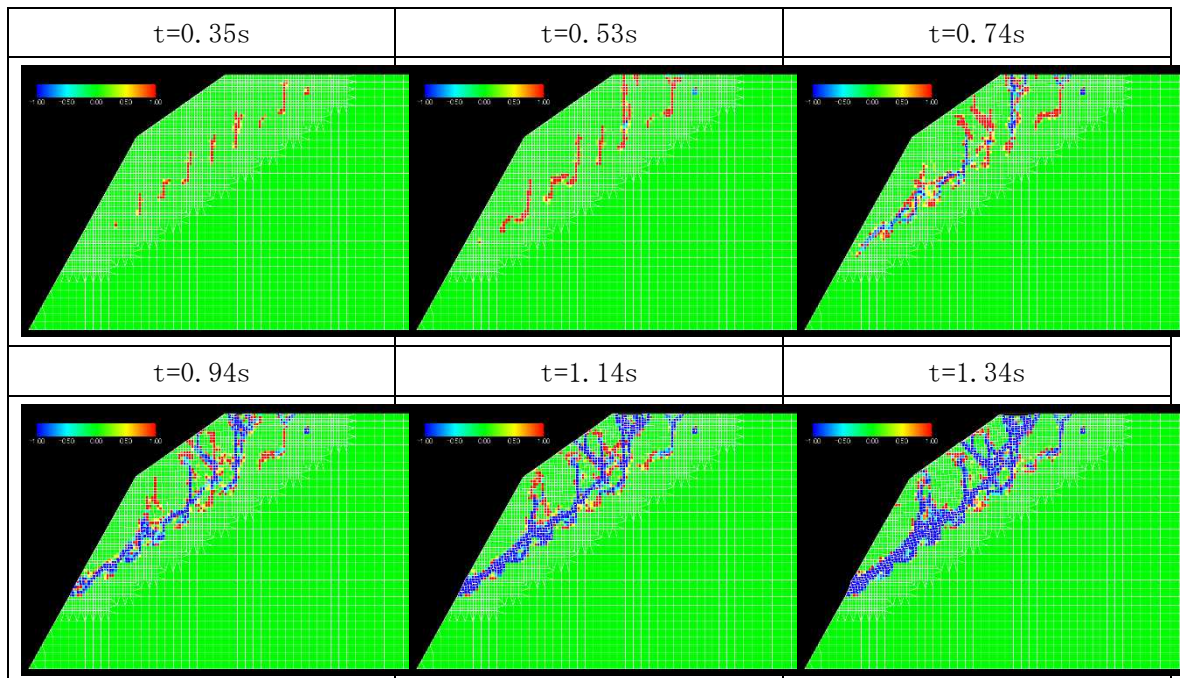


図 2-30 斜め方向（斜面直交）に入力した場合の要素破壊の進展パターン

ここで、この踊り場状の変位と限界変位の関係を調べるために、図 2-29 の解析に用いた波形の内、最初の 1 波だけを入力したケース、最初の 1.5 波だけを入力したケースを実施した。その結果が、図 2-31～図 2-33 である。単純に入力加速度波形を所定の時刻でゼロとしたために、基盤より上部で揺れが残ってしまったものの、1.5 波を入力した場合はすべり面が形成されて滑落が生じ、1 波入力しただけでは、破壊要素はすべり線状につながらずに、滑落を生じなかった。なお、波を完全に入力した図 2-30 と比べた場合、鉛直方向の破壊要素の列は同様に形成されているが、そのどれが接続しすべり土塊になるかという段階で多少ことなり、少ない波数では小さなすべり土塊が形成されていた。波数の大小とすべり土塊の形状を論じるつもりはないが、少なくとも入力波形に依存して、形成されるすべり土

塊は変化するようである。

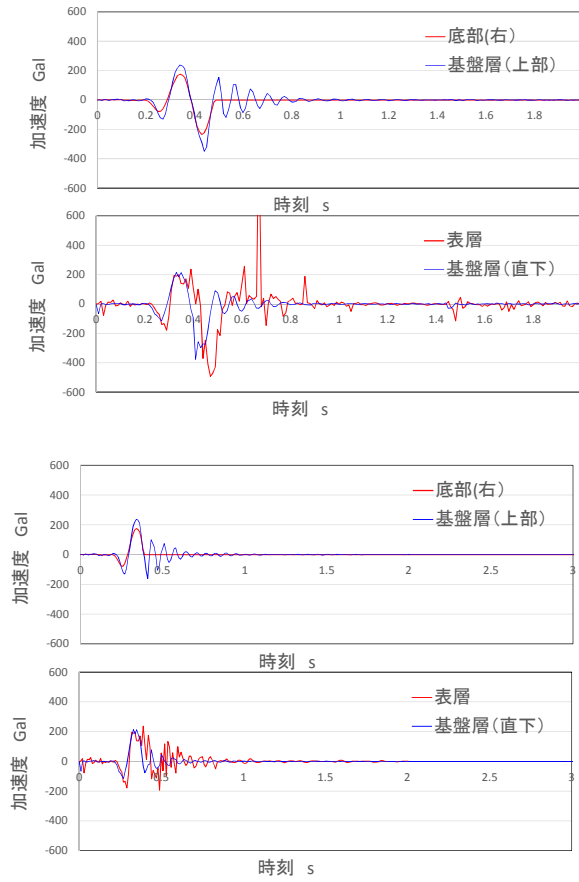


図 2-31 入力波数と滑落の限界の関係を把握するためのパラスタにおける時刻歴

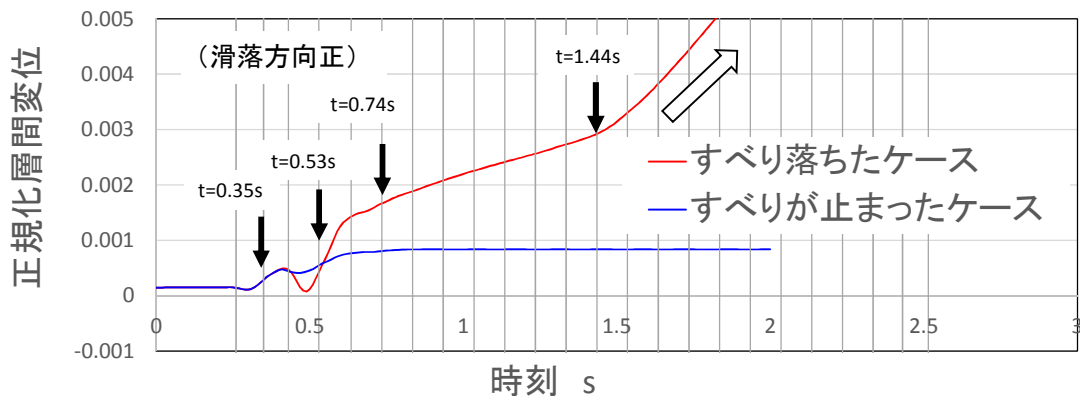


図 2-32 入力波数と滑落の限界の関係を把握するためのパラスタにおける正規化層間変位

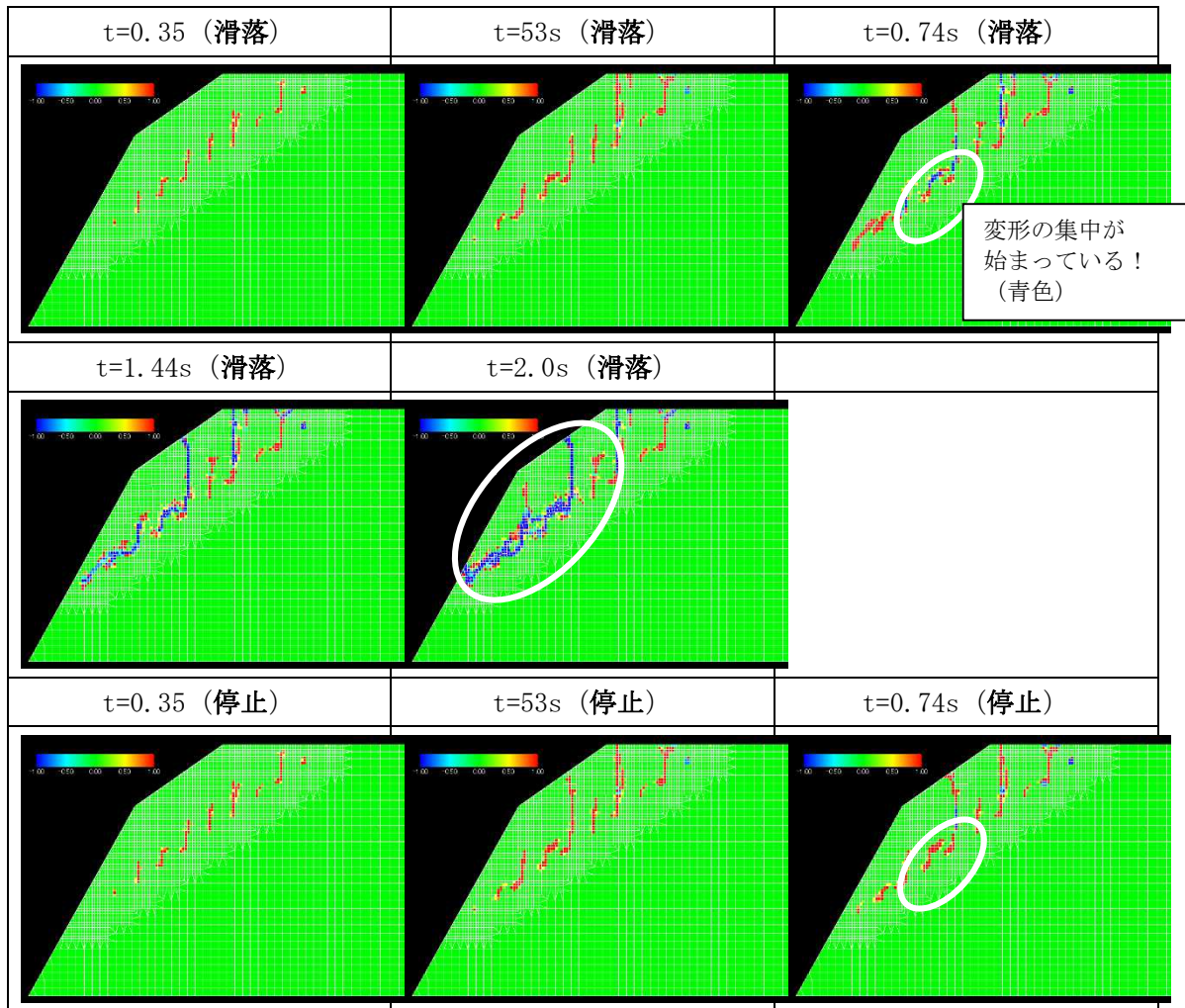


図 2-33 入力波数と滑落の限界の関係を把握するためのパラスタにおける要素破壊の進展パターン

#### 7) 斜面の幾何学的条件の影響について

実際の斜面においても、実験条件の様に、表面に硬い層が存在し、内部に弱層がある場合も存在する。そこで、図 2-34 のように、表面部分に表 2-1 の表層物性を適用したモデルについて応答解析を実施した。ここでは、図 2-31～図 2-33 のように限界変位について検討するものとし、前節にならい 3 パターンの入力波形（方向）に対して検討した。

まずは、それぞれの方向に図 2-5 の正弦波形を入力した解析結果の基本的な性状を、水平方向入力については図 2-35～図 2-37、鉛直方向については図 2-38、図 2-39、斜め方向については図 2-40、図 2-41 に示す。

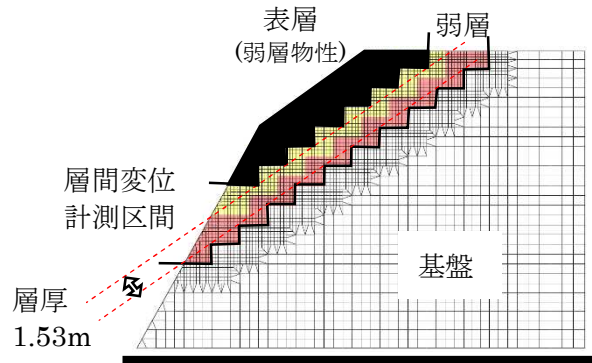


図 2-34 表層のあるケース

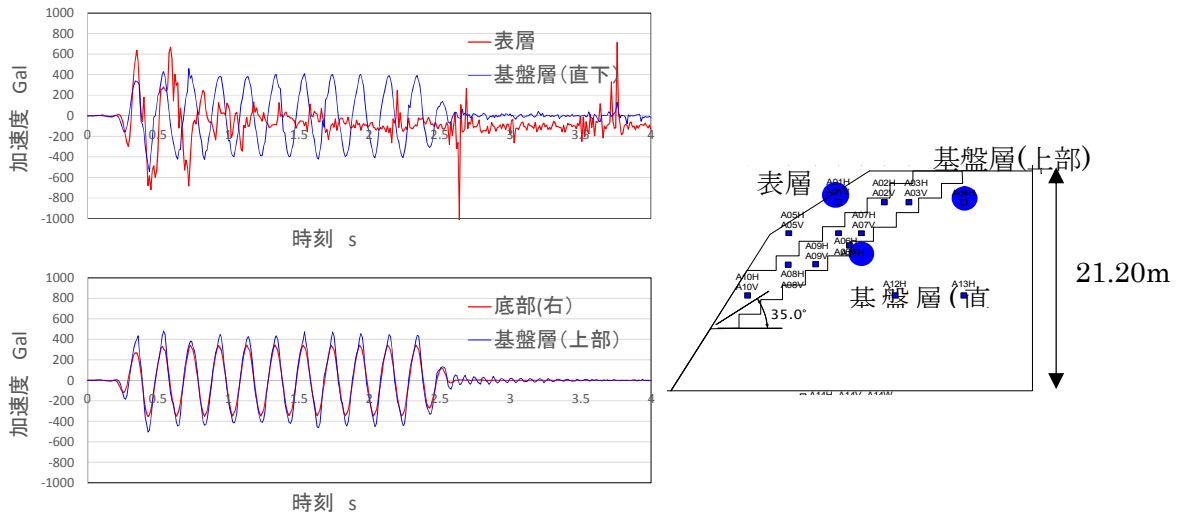


図 2-35 加速度時刻歴の例

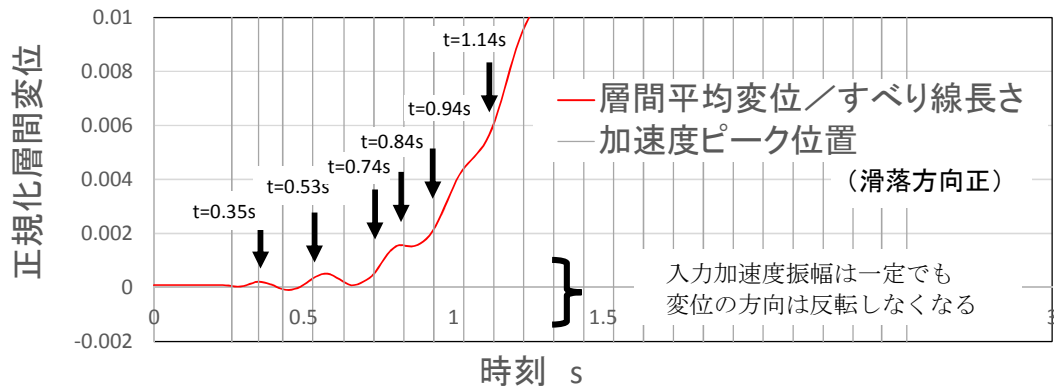


図 2-36 正規化層間変位の整理例 (水平入力)

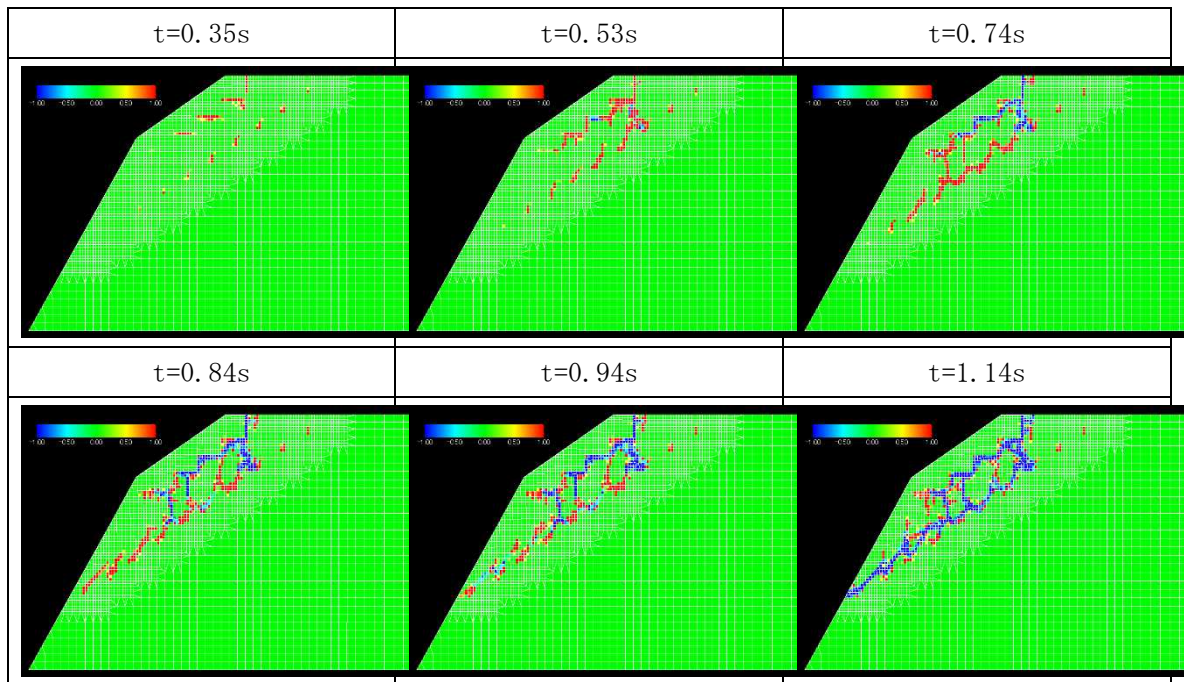


図 2-37 水平入力ケースの要素破壊の進展パターン

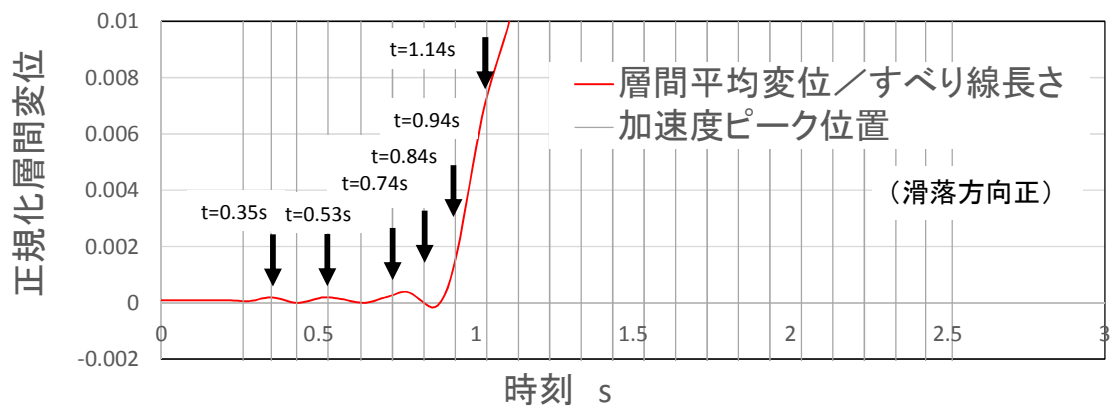


図 2-38 正規化層間変位 (鉛直入力)



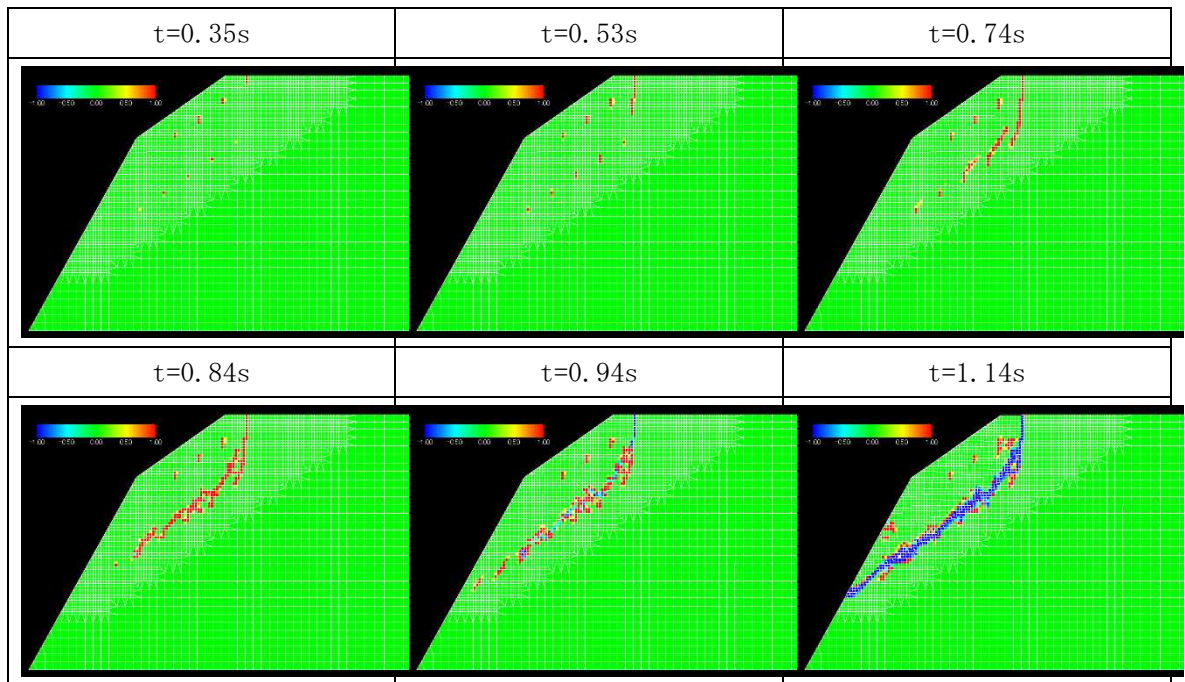


図 2-39 鉛直入力ケースの要素破壊の進展パターン

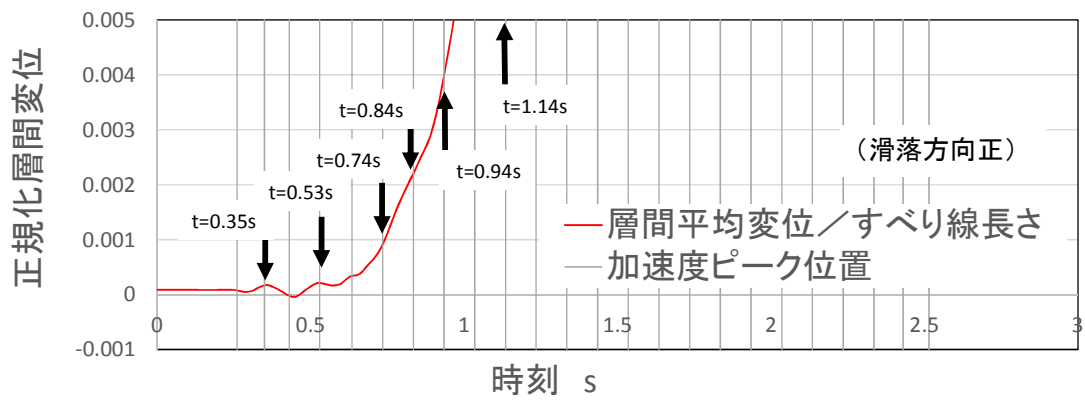


図 2-40 正規化層間変位 (斜め入力)

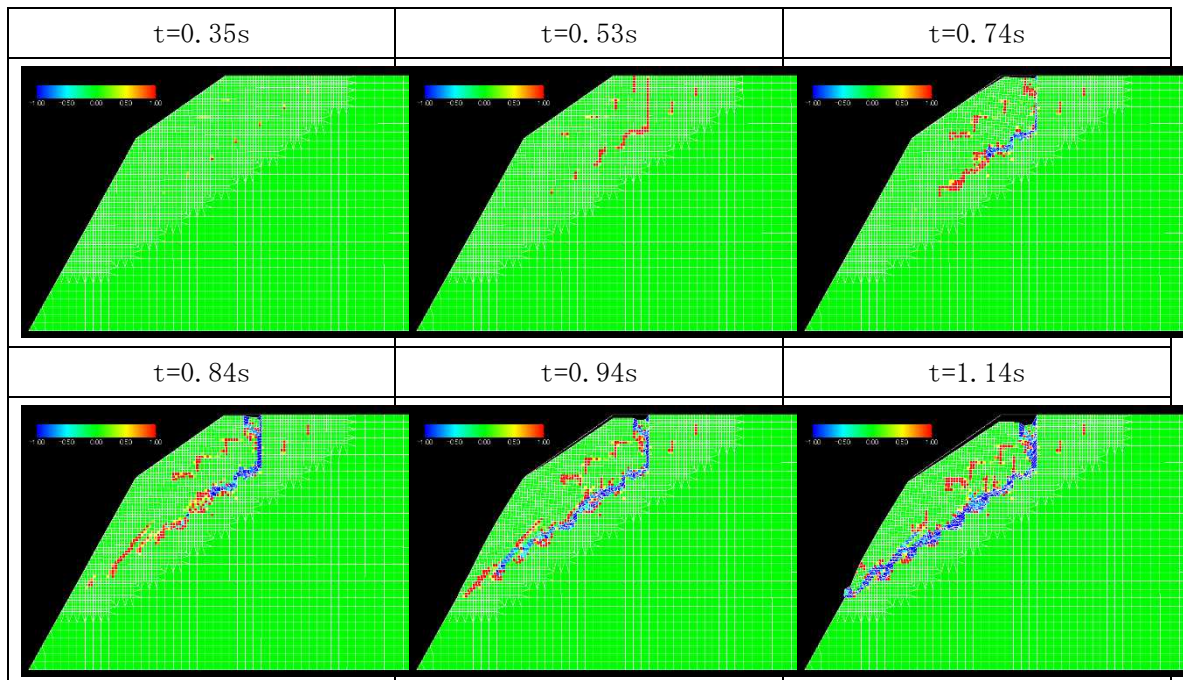


図 2-41 斜め入力ケースの要素破壊の進展パターン

これらについて、前節同様に限界変位を求めるため、滑落前の波数だけを入力した結果を図 2-42～図 2-47 に示す。それぞれの入力パターンについて、滑落した場合と滑落しなかった場合の両方について、差が生じ始める付近の要素破壊図を示しているが、僅かな差ではあるものの、滑落する場合はより破壊要素が連続しているようである。限界変位の大きさについては、図 2-43、図 2-45、図 2-47 を比べると、水平方向と斜め方向の結果が同程度の値であり、鉛直方向の場合だけそれらの値よりも小さくなっている。また図 2-42、図 2-44、図 2-46 を比べると、鉛直入力の場合は破壊要素はすべり線付近にのみ生じており、変形が狭い範囲に集中しているようである。また、変位の大きさについては、例えば図 2-48 に示したように、鉛直方向入力を極端に大きくした場合の変位振幅は、それらの限界変位を上回ることが可能であった。

### 2.1.2 まとめ

以上、自重による作用力が残留強度による抵抗力を下回るすべり面に対しては、ニューマーク的な考えが適用可能であり、構造物の機能維持等も踏まえた何らかの照査基準値を設定できる可能性が高い。その一方で、自重による作用力が残留強度による抵抗力を上回る可能性がある斜面では（残留強度は一定値とは限らない）、限界状態は概ねすべり線が連続し、すべり土塊が形成されるか否かに依存しているように見える。あくまでも変形で判定しようとした場合、今回の解析条件に限定して言えば、すべり線の長さが約 50m で、図 2-48 より限界正規化変位が 0.0005～0.001 程度とすれば、限界変位の大きさは 0.025m～0.05m となり、これを弱層の厚さ 15m の 1/5（目測でのすべり線厚さ）で除すと約 1%のひず

みとなる。これは、弱層の物性に設定した破壊ひずみ 1~2%と概ね対応する。また、破壊前剛性を大きくすると、図 2-23、図 2-24 のように、より小さな限界変位となっていたが、これは剛性が大きいと所定の応力に達するひずみが小さくなることと対応している。したがって、ここで検討したように、ある程度変形する範囲が限定される条件では、材料の応力～ひずみ関係によって限界変位を設定できる可能性がある。また、数値解析を援用して、変形がどの部分にどの程度集中するか精度良く予測できるような条件であれば、より自由度の高い限界変位の設定が行える可能性がある。

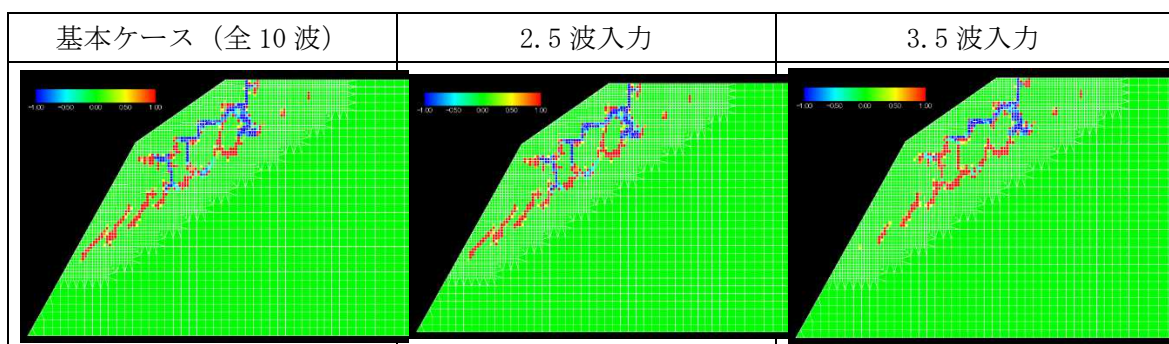


図 4-42  $t=0.90s$  の時の破壊要素 (水平入力)

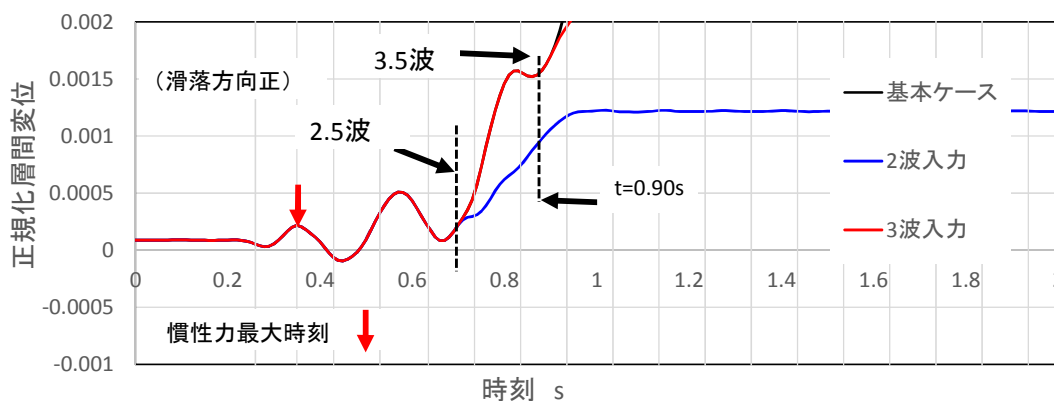


図 4-43 正規化層間変位の比較 (水平入力)

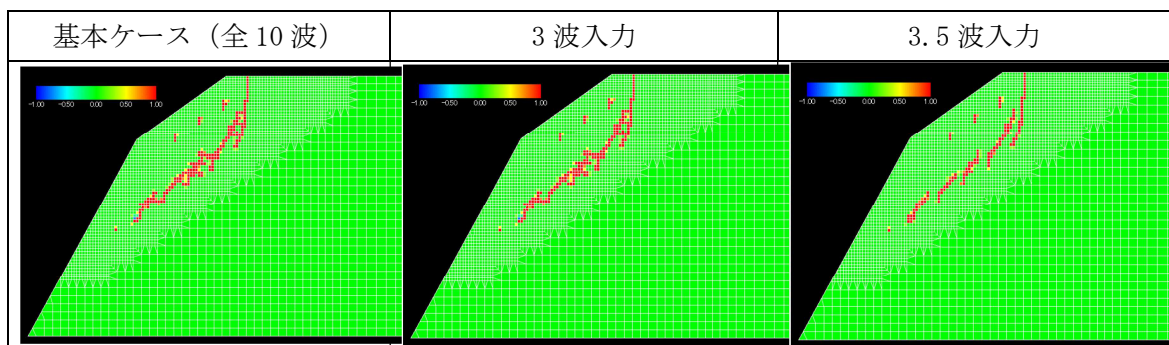


図 4-44  $t=0.87s$  の時の破壊要素 (鉛直入力)

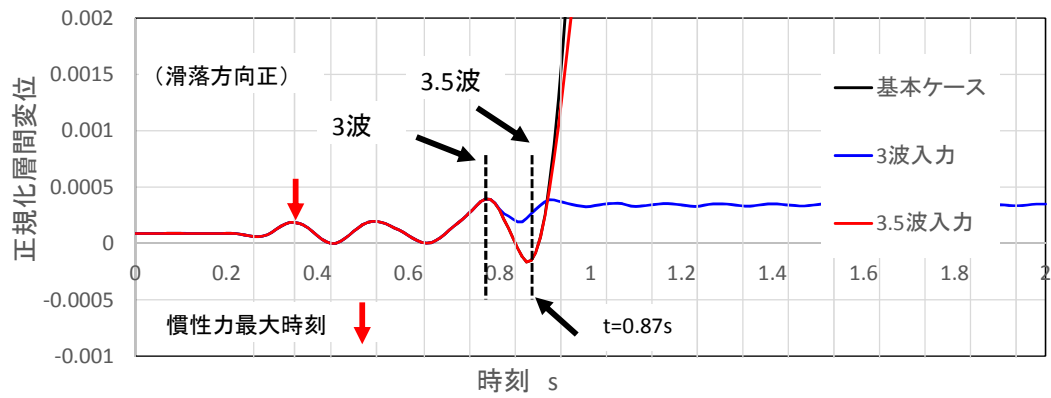


図 4-45 正規化層間変位の比較 (鉛直入力)

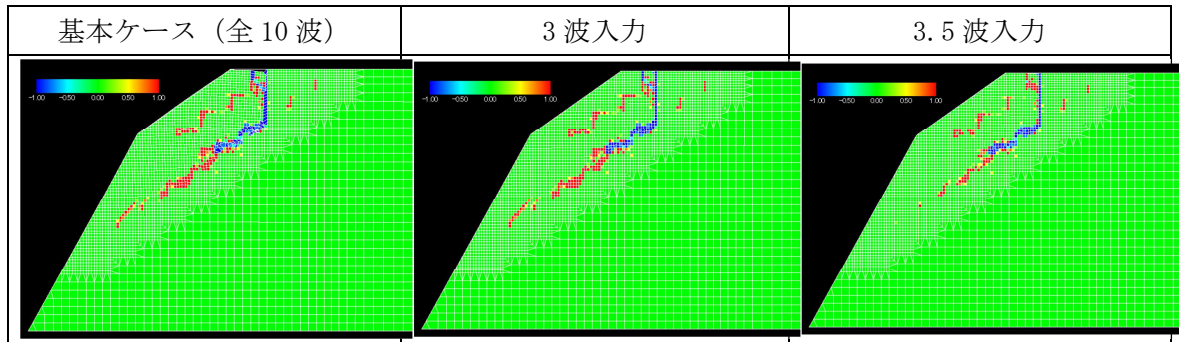


図 4-46  $t=0.87s$  の時の破壊要素 (斜め入力)

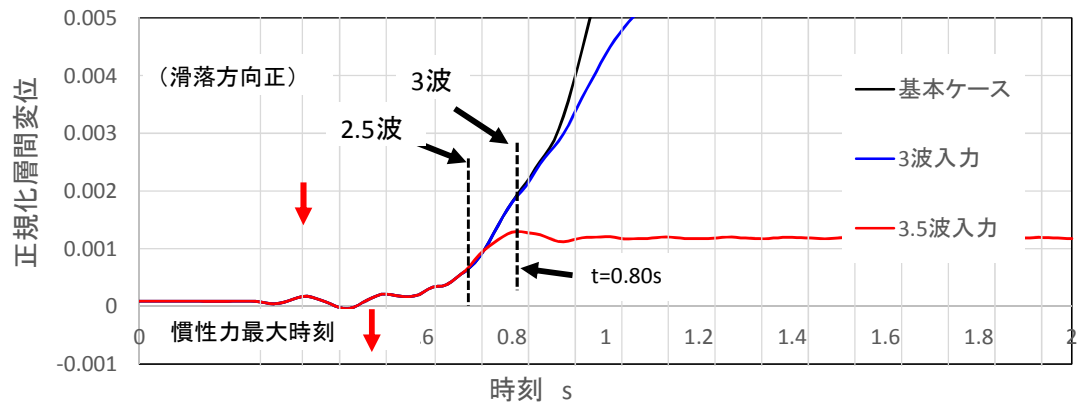


図 4-47 正規化層間変位の比較 (斜め入力)

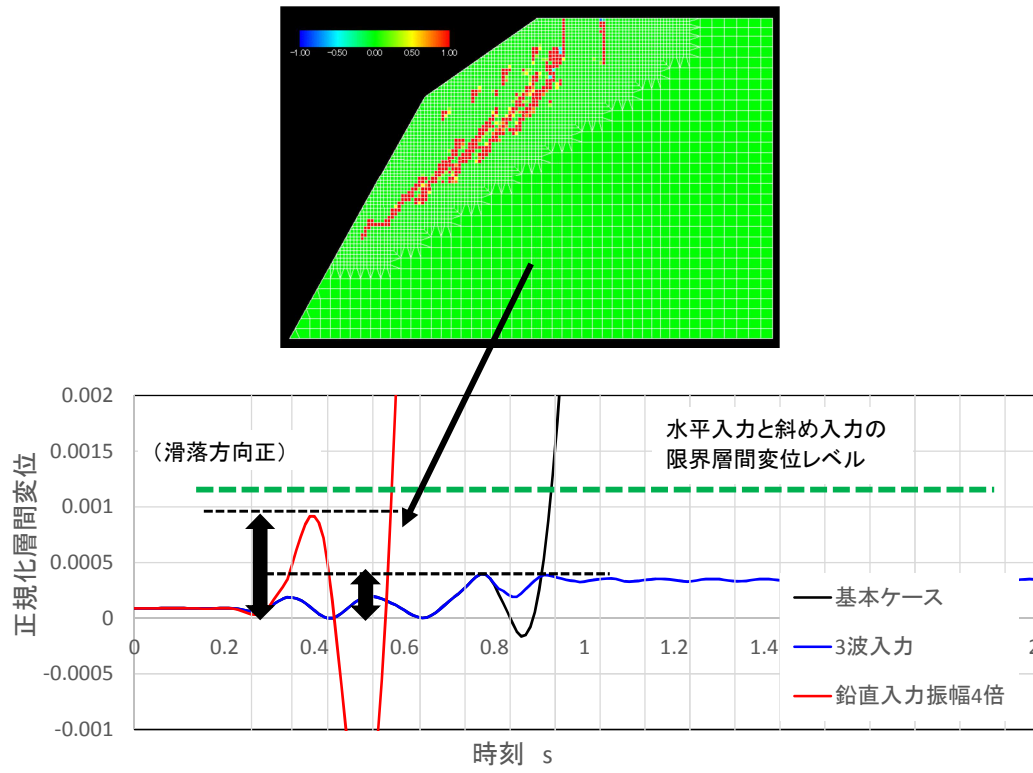


図 2-48 限界正規化層間変位の比較





## 2.3 斜面安定性の設計評価におけるニューマーク法の適用性の検討

### 2.3.1 既存ニューマーク法の現状の整理と課題

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震により、白河市の葉の木地区で生じた自然斜面の崩壊、須賀川市のため池における藤沼ダムの崩壊により多くの人命が失われた。また、東京電力第一原子力発電所の敷地内にて生じた造成斜面の崩壊により送電鉄塔が倒壊し、外部電源が喪失し、津波による原子力発電所の事故の引き金となった。1995年以降、直下地震のような強い地震に対する土構造物の耐震設計にて、変形を許容する設計体系の導入が行われた。その手法の一つとして、ニューマーク法が鉄道構造物 1)2)、道路構造物 3)およびフィルダム 4)などの規準類に用いられている。原子力発電所の地震時の安全性、さらに仮に設計を上回る地震に対して事故が発生した後の事故対策に対する安全性を評価するため、自然斜面、また造成斜面の安定性を評価することが必要となる。ニューマーク法は土構造物のすべり破壊時のすべり変位量を求める簡易手法として Newmark<sup>5)</sup>により提案されて以来、様々な修正が加えられている。より高い安全性が要求される原子力発電所への適用性を明らかにするためには、その現状を把握することが必要となる。

ここでは、これまで社会基盤施設の耐震設計規準またその安定性評価に用いられているニューマーク法の現状について調査・分析するとともに、その背景としている実験への適用性に関する分析結果もふまえ、課題を明らかにする。そのため、耐震設計規準への適用事例、次いで電力施設のフィルダム、ため池などの地震安全性評価への適用性、最後に実験によるニューマーク法の適用性に関する分析結果について報告する。

#### 1) 既往の基準類で用いられているニューマーク法の比較

耐震設計基準として、以下に示す鉄道や道路の盛土およびフィルダムを対象として、それらで用いられてニューマーク法について比較する。

- ・ 鉄道構造物等設計標準・同解説：土構造物編，耐震設計編，2007
- ・ 道路土工・盛土工指針,2010
- ・ 大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案），2005

わが国は、過去幾度となく大規模地震により多大な被害を被り、1995年1月の兵庫県南部地震を契機として大規模地震時における土木構造物の安全性の確保に対する社会的要請は従来にも増して高まっていた。さらに、兵庫県南部地震の甚大な被害をふまえ、土木学会からは土木構造物の耐震基準に関する3次にわたる提言（1995年、1996年、2000年）が示された。その中で、構造物の安全性に関わる耐震性能は、現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動として定義されたレベル2地震動を設定して

照査することを提案している。また、構造物全般を対象として、構造設計に係わる技術標準の策定・改訂の基本的方向を示した国土交通省の『土木・建築にかかる設計の基本』(2002年)では、構造物の目的に応じた耐震性能およびそれに対する地震動レベルを設定することとしている。このような背景の元で、前述の基準類が規定された。

ここでは、それら3つの基準類について、変形評価を行うための基本である①安全性評価の考え方、②地震作用の考え方、③変形評価の考え方に関わる部分を抽出し、ニューマーク法に関わる部分について比較を行う。

#### a) 盛土の安全性評価に関する基本的な考え方の比較

##### i. 鉄道構造物・耐震設計編（性能照査 12.3.1 一般）

重要度の高い盛土や地震の影響を受けやすい条件下にある盛土の性能照査は、本標準および「鉄道構造物等設計標準（土構造物）」により、安全性および復旧性に対して適切な照査指標およびその設計限界値を設定して行うものとする。

盛土等の土構造物の現状を勘案すると、本標準の考え方を全ての盛土に対して適用することは適切ではない場合があると考えられる。そのため、本標準では重要度の高い盛土（一般に、性能ランクⅠ～Ⅱ）、地震の影響を受けやすい地形である等の事情により特に耐震設計を行う必要のある盛土に対して適用するものとする。なお、解説表 12.3.1 は「鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物）」に示されている適用のイメージであり、性能ランクは軌道構造や重要度等の総合判断に基づき選定されるべきものである。

解説表 12.3.1 性能ランクと要求性能水準、適用のイメージ

	性能ランク Ⅰ	性能ランク Ⅱ	性能ランク Ⅲ
要求性能の水準	常時においては極めて小さな変形であり、L2地震動や極めて稀な豪雨に対しても過大な変形が生じない性能を有する土構造物。	常時においては通常の保守で対応出来る程度の変形は生じるが、L2地震動や極めて稀な豪雨に対しても壊滅的な破壊には至らない性能を有する土構造物。	常時においての変形は許容するが、L1地震動や年に数度程度の降雨に対して破壊しない程度の性能を有する土構造物。
適用の例	例えば、省力化軌道を支持する土構造物	例えば、重要度の高い線区の有道床軌道を支持する土構造物	例えば、一般的な線区の有道床軌道を支持する土構造物

##### 耐震設計編（性能照査 12.3.2 安全性）

(1) 盛土の安全性は、一般に安定および地震時の走行安全性に係る変位について照査を行うものとする。

(2) 安定の照査は、「12.2 応答値の算定」に従い設計応答値を算定するとともに、盛土体や支持地盤に対して設計限界値を設定して、式(3.4.1)により行うものとする。設計限界値の設定については、「9.5 限界値の設定」によるものとする。盛土体および支持地盤の安定の照査は、「鉄道構造物等設計標準(土構造物)」によるものとする。

(3) 地震時の走行安全性に係る変位の照査は、「鉄道構造物等設計標準(変位制限)」によるものとする。

## ii. 道路盛土(地震動の作用に対する盛土の安定性の照査)

(1) 重要度1の盛土のうち、盛土の特性や周辺地盤の特性から大きな被害が想定される盛土については、地震動の作用に対する盛土の安定性の照査を行うことを原則とする。地震動の作用に対する盛土の安定性の照査に当たっては、十分な排水処理と入念な締固めを前提に、レベル1地震動に対する照査を行えば、レベル2地震動に対する照査を省略してよい。ただし、極めて重大な二次的被害のおそれのある盛土についてはレベル2地震動に対する照査を行うことが望ましい。

(2) 地震動の作用に対する盛土の安定性の照査においては、地震動レベルに応じて盛土及び基礎地盤がすべりに対して安定であること、ないしは、変位が許容変位以下であることを照査するものとする。このとき、許容変位は、上部道路への影響、損傷した場合の修復性及び隣接する施設への影響を考慮して定めるものとする。

(3) レベル1地震動の作用に対する性能1の照査及びレベル2地震動の作用に対する性能2の照査は、地震の影響を考慮した円弧すべり法によって盛土及び基礎地盤のすべりに対する安定を照査することにより行ってよい。

## iii. フィルダム(地震動の作用に対する盛土の安定性の照査)

レベル2地震動に対するダムの耐震性能は、地震時に損傷が生じたとしても、ダムの貯水機能が維持されるとともに、生じた損傷が修復可能な範囲にとどまることとする。なお、貯水機能が維持されることとは、制御できない貯水の流出が生じないことをいう。また、修復可能な範囲にとどまることとは、適用可能な技術でかつ妥当な経費および期間の範囲でダムの継続使用を可能とする範囲にとどまることをいう。

## b) 地震作用に考え方の比較

### i. 鉄道盛土・耐震標準 12.2.2 動的解析の解説

盛土が地震動を受けると鉛直方向に加速度の増幅が生じるが、一般的な盛土高さの場合には加速度増幅の影響がさほど顕著ではなく、さらには盛土内には高さ方向に応答加速度の位相差が生じることなどを考慮し、一般に応答加速度の増幅の影響を考慮しないものとする。このため、ニューマーク法では地表面設計地震動の時刻歴波動をもとに、盛土の動力学特性や変位の累積性を考慮して補正を行った土構造物照査波を用いるもの

とする。その詳細は、「付属資料 12-2 土構造物の応答値算定用の地震動について」を参照されたい。なお、高盛土の場合や支持地盤の不整形性が顕著である場合，盛土内の加速度増幅が顕著であることが予想される場合には，盛土内の加速度増幅を考慮して破壊モードを規定し，ニューマーク法により変形量を求めるものとする（動的応答を考慮したニューマーク法），ニューマーク法の詳細については、「鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物）」によるものとする。

## ii. 道路盛土（地震動の作用）

地震動の作用としては、レベル1地震動及びレベル2地震動の2種類の地震動を想定する。ここに、レベル1地震動とは供用期間中に発生する確率が高い地震動、また、レベル2地震動とは供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動をいう。さらに、レベル2地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプⅠの地震動、及び、内陸直下型地震を想定したタイプⅡの地震動の2種類を考慮することとする。

レベル1地震動及びレベル2地震動としては「道路橋示方書Ⅴ 耐震設計編（平成14年3月）」に規定される地震動を考慮するものとし、その詳細は「道路土木要綱・巻末資料」を参照するのがよい。ただし、想定する地震動の設定に際して、対象地点周辺における過去の地震情報、活断層情報、プレート境界で発生する地震の情報、地下構造に関する情報、表層の地盤条件に関する情報、既往の強震観測記録等を考慮して対象地点における地震動を適切に推定できる場合には、これらの情報に基づいて地震動を設定してもよい。

## iii. フィルダム

### 1.4 耐震性能の基本・解説

ダムの耐震性能の照査は、ダム地点ごとに個別にレベル2地震動を設定した上で、そのレベル2地震動に対し、ダム本体および関連構造物等において1.5に示す所要の耐震性能が確保されていることを確認することを目的として行う。

#### 2.1 想定地震の選定

照査に用いるレベル2地震動の設定にあたっては、あらかじめダム地点周辺において過去に発生した地震に関する情報や周辺に分布する活断層やプレート境界等の情報について文献資料等により十分な調査を行い、その結果に基づき、当該ダムに最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震（以下「想定地震」という。）を選定する。

#### 2.2 耐震性能の照査に用いるレベル2地震動の設定

ダムの耐震性能の照査には、想定地震によってダム地点において発生するものと推定される地震動の加速度時刻歴波形（加速度応答スペクトルを推定した場合は、それに適合するもの）を用いることを基本とする。



ただし、想定地震によってダム地点において発生するものと推定される地震動よりも、以下に示す地震動による影響の方が大きいと予想される場合には、その影響についても考慮した上で、当該ダムに最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震動を照査に用いる地震動として設定する。

- (1) ダム地点またはその近傍で過去に実際に観測された最大の地震動
- (2) 表—1に掲げる照査用下限加速度応答スペクトルを有する地震動

### c) 変形照査の方法

#### i. 鉄道構造物・土構造物編（盛土の応答値の算定と性能照査 1）一般）

(1) 設計地震動に対する盛土の設計応答値の算定は、盛土材料の非線形性の影響を考慮して盛土をモデル化し、盛土の動力学特性や変位の累積性を適切に表現できる手法によるものとする。

(2) 「7.2 耐震設計上注意を要する地盤」に示された地盤上の盛土においては、その影響を考慮して、設計応答値を算定するものとする。

#### 鉄道構造物・耐震設計編

##### 耐震設計編 12.2.2 動的解析法

動的解析法により盛土の設計応答値を算定する場合は、盛土材料の非線形性の影響、および盛土の動力学特性を適切に考慮して時刻歴動的解析法によるのがよい。

##### 同・解説

盛土の地震時挙動は高架橋等の他の構造物と異なり、一方的に変位が累積しやすく、一般的に加速度応答の増幅の影響が少ない等の特徴を有する。そのため、盛土の地震時残留変位量は地震動の大きさだけでなく、降伏震度を超える地震動の作用回数および継続時間の影響を大きく受ける。実務設計においては、盛土の残留変位量を算定する手法としてニューマーク法が普及している。ニューマーク法は、すべり土塊が剛体であり、すべり面における応力-ひずみ関係が剛塑性であると仮定して、すべり土塊の滑動変位量を計算する方法であるため厳密な方法とは言えないが、前述した盛土の特性を直接的に考慮できる。また、入力パラメータの設定が円弧すべり法と同等であること、理論の簡明さに比して妥当な結果を与えること等の利便性がある。そのため、本標準では、一般的な設計条件において、ニューマーク法によって盛土の設計応答値を求めてよいものとした。

#### ii. 道路盛土

(3) 地震動の作用に対する盛土の安定性の照査の方法

##### 2) 照査の考え方

地震動の作用に対する盛土の安定性の照査手法については、従来より種々の動的照査法や静的照査法が提案されている。しかしながら、盛土の地震時挙動を精緻に推定することは未だ

困難であり、被災パターンや被災程度を精度よく推定する手法に関する研究開発が進められている途上であるが、ここでは、実務への適用性を考慮して比較的好く用いられる解析手法を示す。

① レベル1地震動に対する性能1の照査:解表 4-3-3 に示したレベル1地震動に対する設計水平震度に対して、円弧すべり面を仮定した安定解析法によって算定した地震時安全率の値が 1.0 以上であれば、盛土の変形量は十分に小さいと考えられるため、レベル1地震動に対して性能1を満足するとみなしてよい。

また、上記以外の手法として、残留変形解析法によって算定した盛土の変形量が、性能1の限界状態に対応した変形量の許容値を下回れば、性能1を満足するとみなしてよい。

② レベル2地震動に対する性能2の照査:

残留変形解析によって算定した盛土の変形量が、要求性能に応じた限界状態に対応した変形量の許容値を下回れば、要求性能を満足するとみなしてよい。なお、変形量を直接求めるものではないが、レベル2地震動に対する設計水平震度に対して、円弧すべり面を仮定した安定解析法によって算定した地震時安全率の値が 1.0 以上であれば、盛土の変形量は限定的なものにとどまると考えられるため、レベル2地震動の作用に対して性能2を満足するとみなしてよい。

### 3) 照査方法

震動の作用に対する盛土の安全性の照査方法は、構造物の変形を直接的に求めることができる残留変形解析手法と構造物の地震時安定性を安全率等により照査する震度法による安定解析手法に大別される。\*\*\*\*\*。

残留変形解析手法には、構造物の地震時挙動を動力的に解析する動的照査法と、地震の影響を静力的に解析する静的照査方法に大別される。動的照査法には、後述するニューマークのすべりブロック法(以下、ニューマーク法)や、動的弾塑性有限要素解析等がある。\*\*\*\*\*。

#### 地震時残留変形解析手法

地震時残留変形解析手法には、簡便なものから複雑なものまで様々な手法が提案されている。ここでは、代表的な方法としてニューマークのすべりブロック法(以下、ニューマーク法)を紹介する。

ニューマーク法は、すべり土塊が剛体であり、すべり面における応力ひずみ関係が剛完全塑性であると仮定して地震時のすべり土塊の滑動変位量を計算する方法である。実際の盛土は、繰り返し応力による変形の累積性、軟化性等が強い非線形成を示すため、ニューマーク法は厳密な方法ではない。しかしながら、この方法は入力パラメータの設定が円弧すべり法と同等であること、理論の簡明さに比べて比較的妥当な結果を与えることから、この方法により得られる滑動変位量は、盛土の耐震性を評価する指標として有効であると考えられている。ただし、ニューマーク法は、液状化が生じる可能性のある地盤上の盛土等、地震動の作用による土の強度低下が著しい場合には適用できない。なお、レベル2地震動に対する照査に適用する場合には、

解図 4-3-10 のように、すべり円弧の設定に際してのり面表層付近のすべりは無視して車道を横切る円弧を用いるのがよい。

### iii. フィルダム (3.3 フィルダム本体の耐震性能の照査)

フィルダム本体の耐震性能の照査は、以下の手順により行うことを基本とする。なお、地震動によりその強度低下を生じる可能性のある堤体材料または基礎地盤を有するフィルダムについては、地震時における堤体材料または基礎地盤の強度低下について考慮する。

1. 等価線形化法等による動的解析を行い、その結果、地震時にすべり破壊が生じないと判断される場合は、ダム本体の損傷が生じるおそれはないため、所要の耐震性能は確保されるとしてよい。
2. 上記1. における等価線形化法等による動的解析の結果、ダム本体の損傷が生じるおそれがある場合には、さらに1. による解析結果を用いた塑性変形解析により、地震によるすべり等の変形を推定する。その結果、変形に伴う沈下が貯水の越流を生じるおそれがないほどに小さく、かつ地震後において浸透破壊を生じるおそれがない場合には、ダムの貯水機能は維持されるとしてよく、かつ修復可能な範囲にとどまる場合には、所要の耐震性能は確保されるとしてよい。

### d) 各手法の比較

3 つの基準類の安全性に関する考え方として、鉄道では盛土の安全性の照査として変位の照査が位置づけられ、安定であることと地震時における走行安全性に関わる変位の照査が要求されている。道路では、安定であること、または変位が許容値以下という、いずれかが要求されている。フィルダムでは、地震時のダム変状などの損傷が、貯水機能の維持と修復可能な程度であることが要求されている。ここで、各基準とも照査の対象としている変位の定義が明確となっていない。しかし、道路の基準では安全率が 1.0 以上であれば変位が小さいとの記述もあり、盛土のせん断破壊などに関わる段差のようなすべり変位や引っ張り亀裂などの不連続な変位のみならず、盛土の塑性的な変形に起因する変位も含まれていると推定される。

**鉄道**：盛土の安全性は、一般に安定および地震時の走行安全性に係る変位について照査

**道路**：すべりに対して安定であること、ないしは、変位が許容変位以下であることを照査

**フィルダム**：地震時に損傷が生じたとしても、ダムの貯水機能が維持されるとともに、生じた損傷が修復可能な範囲にとどまること

次に、その変位を評価するための地震作用の考え方として、鉄道では、その変位の評価法としてニューマーク法を対象とした変位評価用の地震動を作成している。その盛土への作用方法として、盛土の地震動増幅を考慮しない場合と増幅を考慮する場合があることが示されている。一方、フィルダムは、動的解析が基本となっており、まず入力地震動とし

て、サイト固有の地震動を推定し、また観測波や与えられたスペクトルに基づく模擬地震動の方がそれより大きい場合には、その地震動を用いることが示されている。それに対する応答を等価線形法による地震応答解析を実施し、その結果を踏まえたダムの変形解析を行うことが示されている。

最後に、変位の評価法として、ニューマーク法は鉄道盛土では基本的な手法、道路盛土では静的解析法などの手法の一つではあるものの、高速道路の設計要領にて用いられている手法を引用しながら解説している。高速道路の設計要領の考え方は鉄道盛土の考え方とほぼ同様であるため、鉄道盛土、道路盛土で用いられるニューマーク法は基本的には同じものを用いている。フィルダムでは、塑性変形解析と記述されているものの、ニューマーク法はその主要な評価法として位置づけられる。

基準で示されているニューマーク法は、鉄道の基準を例とすれば、地震時に盛土内に発生する加速度やせん断応力などの応答量を適切に評価し、すべり破壊に起因して盛土内に形成されるすべり線の同定、形成されたすべり線上の土塊のすべり変位量の推定の2つのステップで構成される。ニューマークの提案では、すべり線の形状によらず、すべり線を平面とみなし、その平面上のブロックのすべりの発生する震度  $k_y$  (降伏震度) 以上の震度  $k_h$  の作用の積分により変位量を求めるという手法である。一般にすべり線は円弧として求めることが多く、すべり線に沿って作用するすべり線上の土塊への慣性力による滑動モーメント  $M_{DK}$  とすべり線上の土の抵抗力による抵抗モーメント  $M_{RK}$  の差分に降伏震度を上回る震度を乗じ、円弧すべりに沿った回転加速度の積分により回転角が求められる。

$$J \cdot \ddot{\theta} = (k_h - k_y) \cdot (M_{DK} - M_{RK})$$

最初のステップのすべり線の同定については、フィルダムでは常時の発生応力に地震応答解析を加えた地震動の応答を踏まえ、力の釣り合いによるすべり安全率の時間変化を踏まえてすべり線の評価する方法が示されている。一方、鉄道盛土や道路盛土では、地震動の増幅を考慮しない場合と考慮する場合とも、盛土の地震応答に応じた発生応力の時間変化を直性考慮していないため、震度法と同様な静的な作用の元で発生応力を評価し、すべり線の評価する方法が示されている。両者ともすべり線の評価には力の釣り合いを基本としているが、応力が盛土内の地盤を一体として直接評価する場合と、すべり土塊と盛土を分離し、すべり土塊の応力を間接評価する場合で異なっている。

次のステップでは、鉄道や道路(高速道路の設計要領の場合)では、すべり線に沿った土塊の滑動力と地盤の抵抗力の差分を求めることになるが、後者の地盤の抵抗力の評価にて、地盤材料の特性に応じたピーク強度を用いる場合、ピーク強度とそれを越えたひずみ領域における強度低下を考慮する方法が示されている。

いずれの基準も全ての盛土を対象としているのではなく、適用範囲が示されている。道

路盛土については、液状化が生じる地盤上の盛土や強度低下の著しい盛土は適用外としている。ダムについては、その高さが15m未満のダムが耐震性能評価の適用外としている。また、ニューマーク法による評価基準値は、鉄道盛土で30cm、フィルダムで1m以内と比較的小さな値となっている。ニューマーク法は方法そのものは簡便であるものの、その評価にかんする適用限界状態が明確に示されていないため、推定結果が安全側の評価となる保証がないことから、比較的小さな値である許容値に対する確認となっていると考えられる。

## 2) 基準以外で土構造物の安定性評価へ用いられるニューマーク法の比較

前章で示したダムの耐震基準は国土交通省管轄のダムを対象としているが、ダムには電力施設、農業施設としてのため池のダムがある。

前者については、前項で示したダムの耐震基準の考え方が適用されている。地震作用については、対象ダム近傍での震源を同定し、断層の破壊過程を考慮した設計地震動の評価が実施されている。また、ため池については従来レベル2地震動に対する耐震性能の照査が実施されていなかったが、東北地方太平洋沖地震による藤沼ダムの被災により人命が損なわれたことを踏まえ、人的被害を伴う可能性がある堤体の耐震性能の評価を行うことが検討されている。その手法として、前述のダムの耐震基準の考え方に基づくニューマーク法、堤体材料の強度低下を考慮した詳細ニューマーク法、さらに堤体の強度低下を考慮するも地震作用を堤体内で一様とする簡易ニューマーク法などが検討されている。

## 3) 既往の実験におけるニューマーク法の適用事例

ニューマーク法は「理論は簡明さに比べ、比較的妥当な結果を与える」との認識がある。ここでは、ニューマーク法の検証に用いられている実験として、急勾配泥岩や砂質地盤で構成される斜面模型を対象に実施した遠心振動実験<sup>6,7,8)</sup>、ロックフィルダムの遠心振動実験<sup>9)</sup>を対象として、ニューマーク法のうち動的解析に基づいてすべり線の同定やすべり変位量の評価を行った事例に基づいて、ニューマーク法の適用性をまとめる。いずれの実験も、実験によるすべり線上の土塊の変位は、土塊自体の変位であり、すべり線の形成前の変位も含まれている変位として求められている。

急勾配泥岩や砂質地盤で構成される斜面模型を対象に実施した遠心振動実験により得られた実験によるすべり線上の土塊の変位とニューマーク法による推定変位の比較を図2.3.1-1,2に示す。図2.3.1-1より急勾配の泥岩の破壊挙動について、実験による変位の急増をニューマーク法で適切に評価できず小さな評価となり、砂質斜面についてはニューマーク法による変位が実験値を課題に評価していることが示されている。ニューマーク法の適用に際してすべり線の同定は従来の力の釣り合いのみならず、せん断強度低減有限要素法を適用している。また、すべり線上の強度特性として要素の破壊状態に応じてピーク強度と残留強度の使い分けを実施している。



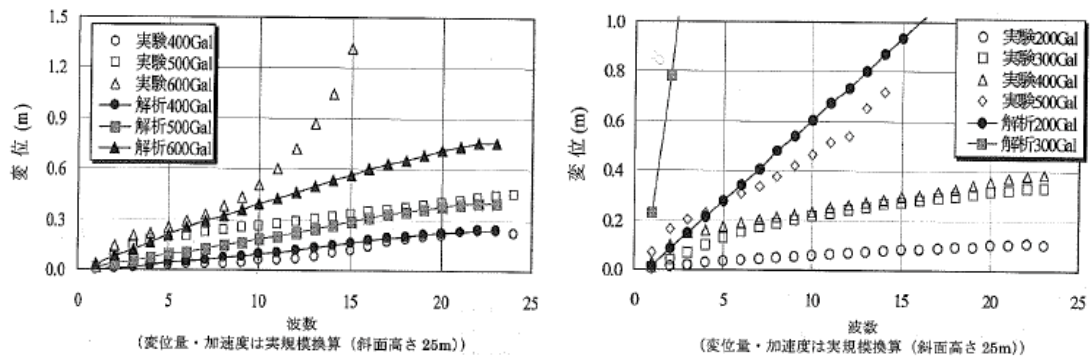


図 2.3.1-1 文献 6 による実験とニューマーク法の比較

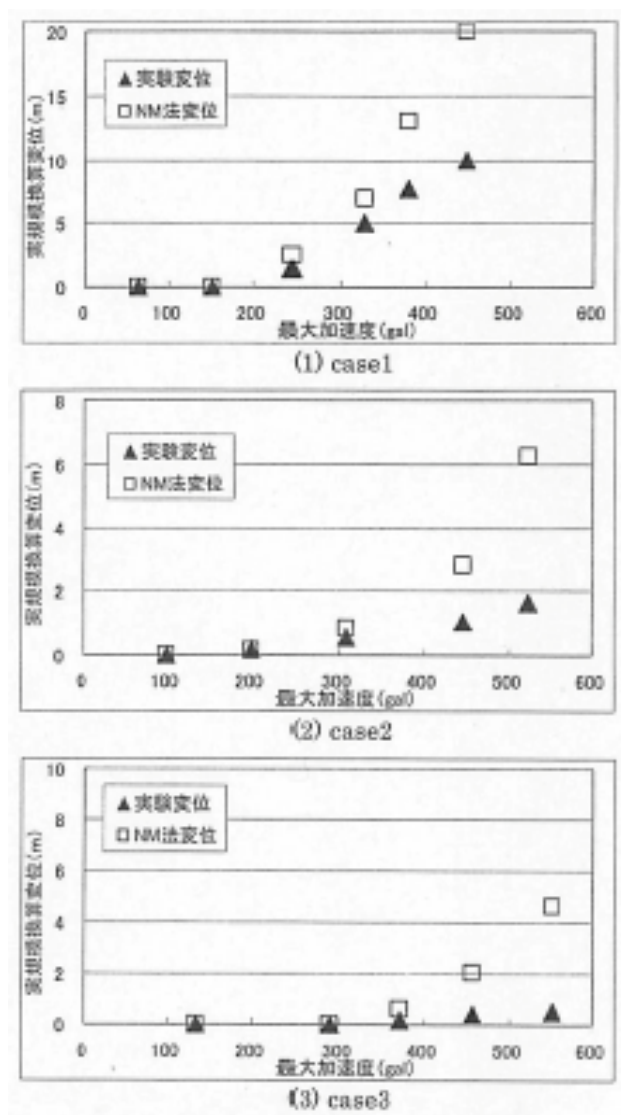
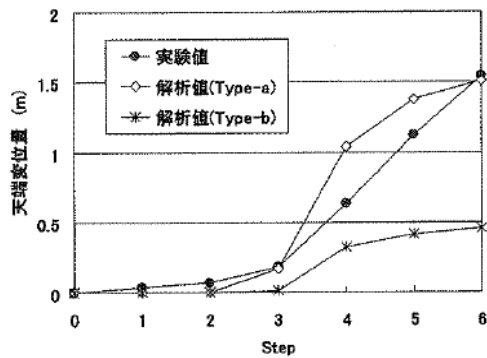
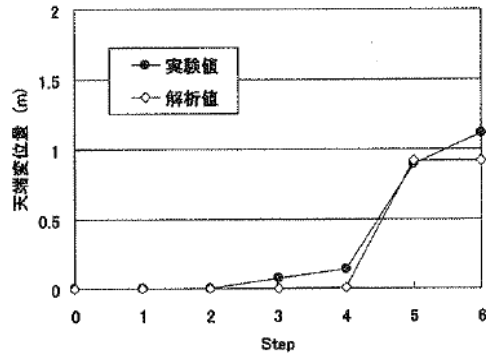


図 2.3.1-2 文献 8 による実験とニューマーク法の比較



(a) 中央コア型模型



(b) 傾斜コア型模型

図 2.3.1-3 文献 9 による実験とニューマーク法の比較

次に、図 2.3.1-2 は低角のすべり面を設定した実験(ケース 1)、急勾配のすべり線の発生位置を限定した実験(ケース 2)およびすべり線位置を限定しない軟岩斜面を想定した実験(ケース 3)の 3 ケースの実験に関する比較である。いずれもニューマーク法による推定変位は実験による変位を大きく上まわっており、ニューマーク法は保守的の評価が可能としている。しかし、ケース 1 のようにすべり線の形成過程の無い、すべり面が設定されたケースにおいてニューマーク法による変位の増加速度と実験の増加速度が異なり、保守的な評価というより、適切に再現されていないといった方がよいと考えられる。また、ケース 2 においてもすべり土塊の変位には背面地盤の変位も含まれ、ニューマーク法による変位はケース 1 同様にかかなり大きな変位の評価となっている。

最後に、図 2.3.1-3 は 2 種類のロックフィルダムを対象としている。ここで、実験による変位は、ニューマーク法との比較に用いる変位が地表面の変位であり、地表から地中の想定すべり線に向かって地盤の変位は小さくなっている。このような条件下での比較である。また、ニューマーク法による変位の増加過程と実験による変位の増加過程の比較はないものの、地表における最終変位量は実験とニューマーク法による推定変位は同程度の値となっている。すべり破壊領域の変形に伴う変位とその後に形成されるすべり線上の土塊の変位のうち、加振ステップの小さい段階では後者が卓越し、前者の影響は加振ステップが進むとともに現れると考えられる。この結果はこの実験の場合におけるニューマーク法の結果としての適用性であり、かならずしも一般的に適用できるとはいえないと考えられる。

#### 4) ニューマーク法の現状と課題

1) 現状：ニューマーク法は、すべり土塊が剛体かつすべり面における応力ひずみ関係が剛塑性と仮定して、地震時のすべり土塊のすべり変位量を計算する方法である。実際の土の挙動を考えるとニューマーク法は厳密な方法ではない。しかし、入力パラメータの設定が円

弧すべり解析と同等であること、理論の簡明さに対して比較的妥当な結果を与えること、結果の解釈が容易であること等の特徴から設計に用いられる。

2) 課題：ニューマーク法は、本来、すべり土塊が剛体であり、すべり面における応力一ひずみ関係を剛塑性と仮定して地震時におけるすべり土塊の滑動変位量を計算する方法である。しかし、ひずみ軟化などの地盤内の挙動を反映した手法など、Newmark により示された方法を越えた評価法の提案、さらにニューマーク法により推定される変位と異なる変位成分を含む実験との比較により、その適用性が検討されている。このことから、その評価法を含めた適用性の検証と適用範囲を明確にすることが必要である。

### 参考文献

- 1) 国土交通省鉄道局監修、鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物編，丸善株式会社，2007
- 2) 国土交通省鉄道局監修、鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編，丸善株式会社，2007
- 3) 社団法人日本道路協会，道路土工-盛土工指針 2010
- 4) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案） 2005
- 5) Newmark N.M. :Effects of earthquakes on dams and embankment, Geotechnique, Vol,15,No,2,pp.139-160,1965
- 6) 末広紀夫，金子岳夫，北爪貴史，模型振動実験による斜面の地震時安定性評価に関する研究，電力土木，No.353,pp.9-15,2011
- 7) 鳥端嗣浩，信岡卓，石丸真，原口靖樹，斜面の遠心場振動実験と Newmark 法の適用性について（その1），第 52 回日本地すべり学会研究発表会講演集，pp.102-103,2013
- 8) 信岡卓，鳥端嗣浩，石丸真，原口靖樹，斜面の遠心場振動実験と Newmark 法の適用性について（その2），第 52 回日本地すべり学会研究発表会講演集，pp.106-107,2013
- 9) 山口嘉一，佐々木隆，金子裕司，ロックフィルダムの耐震設計法の合理化に関する調査，土木研究所成果報告書【平成 14 年度】，pp.299-310,2003

### 2.3.2 既往の実験データへのニューマーク法の適用性の検証

ここでは、平成 20 年度から平成 25 年度までの間に(独)原子力安全基盤機構が実施した 31 ケースの実験のうち、平成 22 年度に実施した小型、中型の斜面モデルを対象とした 1G 場での振動実験を対象とし、斜面の進行的変形が生じる破壊過程を対象としてニューマーク法を適用した事例について分析を行い、ニューマーク法の適用性について検討を行う。

#### 1) 既往の実験データと破壊過程

原子力安全基盤機構が実施した実験の斜面モデルは図 2.3.2-1 に示すように、弱層を設けてすべり線の形成位置を特定したモデルを基本とし、表層を弱層と同一材料としたモデルを含めて表 2.3.2-1 に示す 10 ケースの実験を実施している。

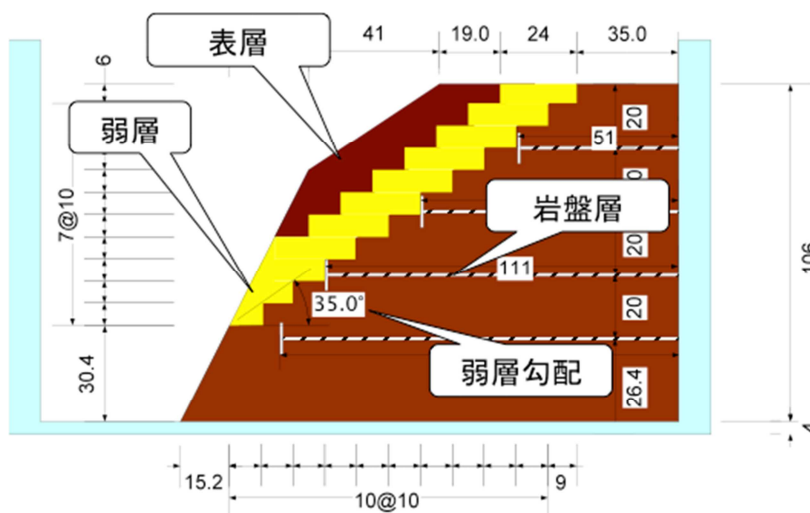


図-2.3.2-1 1G 場の振動実験に用いた斜面モデルの基本モデル

表 2.3.2-1 平成 22 年度に実施した実験ケース

	弱層勾配	モデルサイズ	入力波	表層	弱層厚さ	弱層材料
Case5	45	小型	正弦波	あり	薄い	材料A
Case6	40				厚い	
Case7						
Case8						
Case9	35	不規則波	なし	薄い		
Case10		正弦波				
Case11		正弦波				
Case12	45	中型	不規則波	あり	薄い	
Case13						
Case14	40	小型	正弦波	あり	薄い	

これら実験ケースの破壊モードは表 2.3.1-2 に示すとおりである。ここで、進形的変形とはすべり線の形成後のすべり線上の土塊が加振とともに変位する破壊モード、滑落とはすべり線の形成直後にそのすべり線にそってすべり線上の土塊が滑り落ちる破壊モードである。これら全ケースについて、弱層に破壊が生じ、すべり面上の土塊移動、また滑落が生じた際の加振加速度と、試験後に採取した試料に基づく弱層の三軸圧縮試験(CD)に基づくピーク強度、残留強度を用いすべり安全率が 1.0 となる際の土塊への作用加速度(以後、降伏加速度と呼ぶ)との関係を図 2.3.2-2 に示す。ここで、すべり安全率は修正フェレニウス法を用いた。解析で得られたすべり線位置は、ほぼ実際に生じたすべり線位置に対応している。ケース 9, 12 の不規則波を入力したケースと、材料特性としてピーク強度と残留強度の比が大きい材料を利用したケース 13 では、降伏加速度と

表 2.3.2-2 実験ケースと崩壊モード

実験ケース	崩壊形態
5	滑落
6	進形的変形
7	進形的変形 + 滑落
8	進形的変形
9	滑落
10	進形的変形 + 滑落(表層破壊)
11	進形的変形 + のり尻部崩壊
12	滑落
13	滑落
14	進形的変形 + 滑落

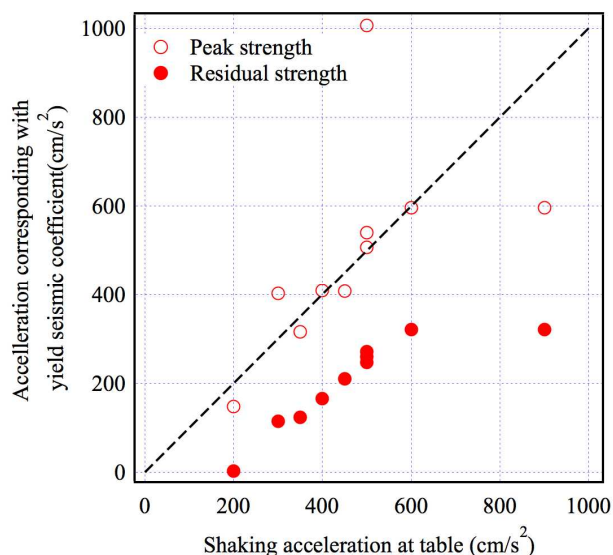


図 2.3.2-2 斜面の崩壊が生じた加振加速度と弱層の強度特性(ピーク強度、残留強度)より求めた降伏加速度の比較



崩壊時に加速とが大きく乖離しているものの、他のケースについては概ね崩壊時の加振加速度は弱層の材料特性に基づいて得られる降伏加速度と対応していると考えられる。

次に、崩壊モードと降伏加速度の関係でみると、滑落したケースは残留強度時においても、ケース 12 を除き一定の降伏加速度を有している。滑落したケース 5, 12, 13 は弱層の角度が 45 度とすべり線の勾配が急となっている。またケース 9 は弱層の勾配は 35 度であるが、不規則波加振となっている。すべり面の勾配が急なケースについては、降伏加速度を超えた地震作用に対する崩壊モードが滑落となることから、ニューマーク法による変位評価を適用できないと考えられる。ケース 9 も含めて降伏加速度を超えた地震作用に対する滑落のメカニズムについては、今後の検討が必要である。以上より、ニューマーク法によるすべり面上の土塊の変位評価の対象は、進行的変形が生じているケース 6, 7, 8, 10, 11 および 14 の 6 ケースとする。

対象としたケースのうち、ケース 10, 11 は表-2.3.2-2 に示したように斜面高さが約 2.0m の中型の斜面模型、他はいずれも高さ約 1.0m の小型の斜面模型より得られた結果である。さらに、いずれも正弦波加振によるものである。ケース 11 を除きいずれも図 2.3.2-1 に示した表層を有する三層地盤モデルあり、弱層にせん断領域が形成され、局所せん断域の連続したすべり線の形成に至るまで、表層の変形は生じるものの、その変形はせん断領域の形成過程で生じた変形であり、その弾性また塑性的な変形ではない。よって、表層地盤の変位は、弱層内にすべり線が形成される過程で生じた変位といえる。

進行的変形が生じた加振加速度に対する振動台と土塊の加速度、および土塊の鉛直変位の時刻歴の比較を図 2.3.2-3 に示す。いずれも、加速度時刻歴のうち赤線で示した表層地盤中の加速度は、斜面法尻方向へ慣性力が作用しているマイナス側で、加振サイクルの途中から、弱層内また、表層地盤中の地盤の抵抗力が減少することにより加速度の低下がみられる。このように加振加速度が降伏加速度に達してもすぐに崩壊が生じるのではなく、弱層内のせん断破壊領域が繋がり、一つのすべり線が形成されたことにより、地盤の抵抗力が減少し、その線上の土塊の移

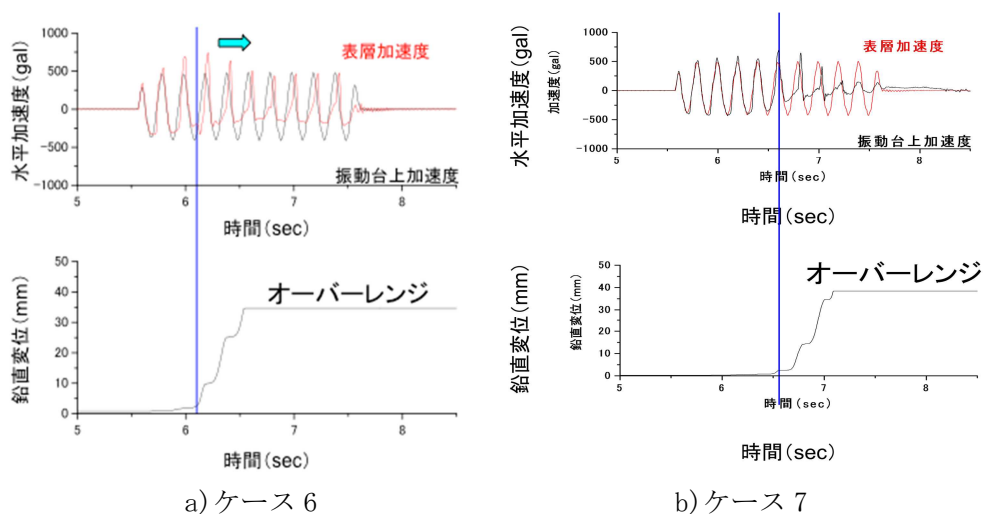


図 2.3.2-3(1) 進形的変形が生じた加振における加速度、頂部変位時刻歴

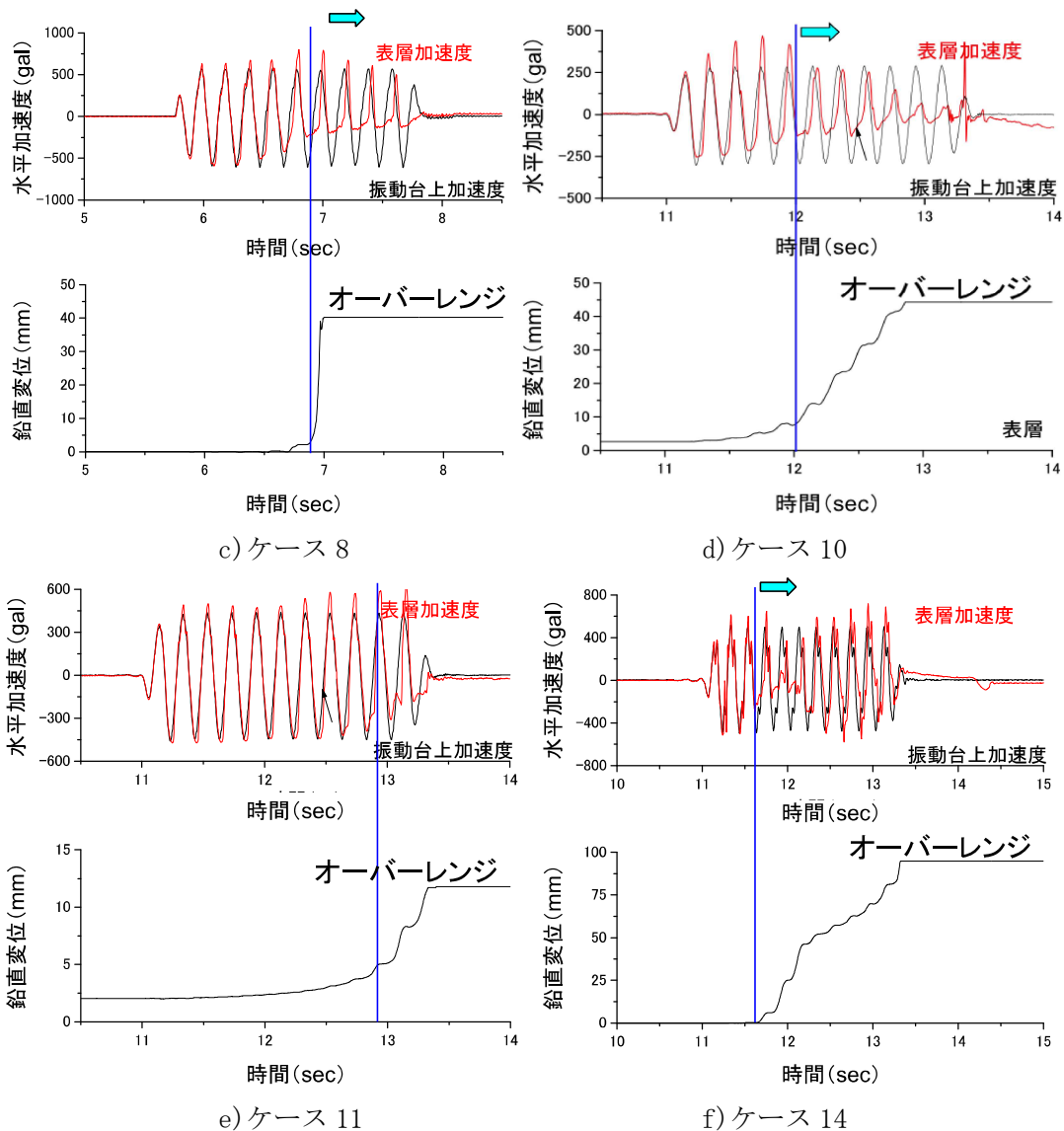
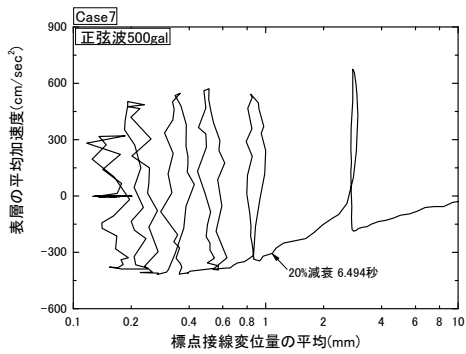


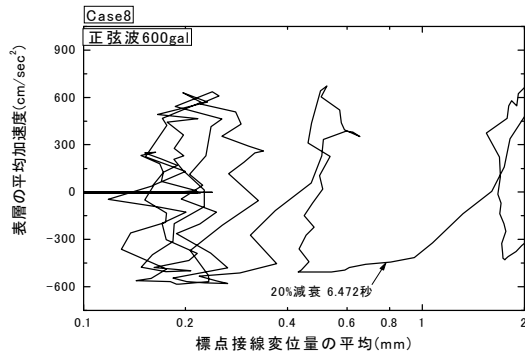
図 2.3.2-3(2) 進行的変形の生じた加振における加速度，頂部変位時刻歴

動が生じている。すべり線が形成され、地盤の抵抗力が低下した結果として応答加速度が低下している。応答加速度の低下前後の頂部の鉛直変位に着目すると、加速度の低下が若干の鉛直変位の発生の後に生じていることが分かる。

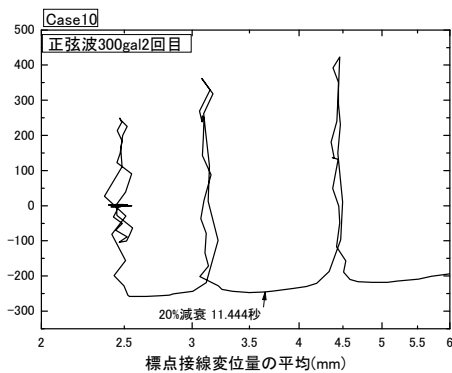
次に、図 2.3.2-3 に示した 6 ケースのうち、弱層の評点位置における画像解析よりすべり線の形成過程にともなうすべり線方向のすべり線より上の評点と下の評点間の相対変位を弱層の上、中、下部で求め、その平均によるすべり変位量と土塊への作用加速度との関係を図 2.3.3-4 に示す。ここでは、すべり線が形成され、すべり線上の土塊に動きが生じたときの相対変位と土塊への作用加速度の関係を示している。これより、すべり線が形成され、その上の土塊に変位が生じるまでに、1mm 弱の相対変位が生じていることが分かる。



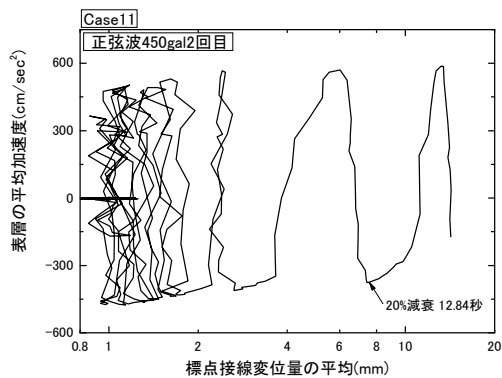
a) ケース 7



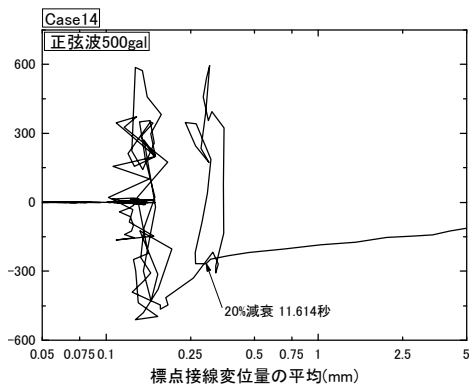
b) ケース 8



c) ケース 10



d) ケース 11



e) ケース 14

図 2.3.2-4 すべり変位発生時の表層への作用加速度とすべり線に沿った相対変位の関係

## 2) ニューマーク法によるすべり変位の評価

ここでは作用加速度を実験結果に基づいてすべり変位を算出する簡易ニューマーク法と、等価線形化法による地震応答解析による結果を用いてすべり変位を算出する詳細ニューマーク法の2つを用いてすべり変位を推定し実験結果と比較する。

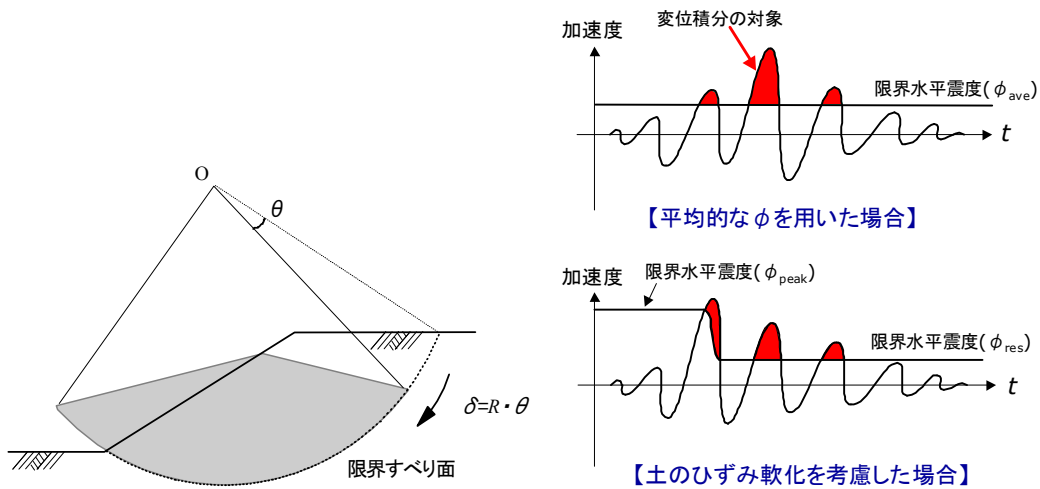


図 2.3.2-5 ニューマーク法の概要

(1) 簡易ニューマーク法

図 2.3.2-2 に示したピーク強度および残留強度に対する降伏加速度に対して、ニューマーク法により表層のすべり変位を算出する。

ここで用いたニューマーク法は図 2.3.2-5 に示す鉄道盛土や高速道路盛土に関する基準で用いられている手法を用いた。ここで用いるニューマーク法は、円弧すべり法により求められた円弧すべりの安全率が 1 に等しくなった時点で、すべり面が形成され（限界すべり面）、その時点以降の地震慣性力により滑動変位が発生するという考え方による解析手法であり、斜面崩壊後の残留変位をこの時点以降の加速度波形を積分することで算定する。なお、安全率が 1 以上の場合は、ピーク時の粘着力と内部摩擦角を用いて計算し、安全率が 1 以下になった段階で残留時の粘着力と内部摩擦角で計算することで、現実に即した変形解析結果が得られる。ここでは、粘着力と内部摩擦角を、ピーク強度時のものまたは残留強度時のもので数種の組み合わせを考え、それら組み合わせ毎に変形量を求めた。

以下にニューマーク法による計算での基本となる運動方程式と計算手順の概略を示す。

a) 運動方程式

円弧状すべり土塊の運動方程式を式 (2.3.2.1)、式 (2.3.2.2) に示す。

$$-J\ddot{\theta} + M_{DW} + M_{DKh} - M_{RW} - M_{RKh} - M_{RC} - M_{RT} = 0 \dots \dots \dots (2.3.2.1)$$

$$\ddot{\theta} = (k_h - k_y)(M_{DK} + M_{RK}) / J \dots \dots \dots (2.3.2.2)$$

ここに、 $\theta$  : 回転角,  $J$  : 慣性モーメント

$K_h$  : 水平震度  $K_y$  : 降伏震度

$M_{DW}$  : 自重による滑動モーメント

$M_{RW}$  : 自重による抵抗モーメント

- $M_{RC}$  : 粘着力による抵抗モーメント
- $M_{DK}$  : 地震慣性力の基準滑動モーメント
- $M_{RK}$  : 地震抵抗力の基準抵抗モーメント
- $M_{DKh}$  : 地震慣性力による滑動モーメント ( $=K_h \cdot M_{DK}$ )
- $M_{RKh}$  : 地震慣性力による抵抗モーメント ( $=-K_h \cdot M_{RK}$ )

ここで、降伏震度  $k_y$  は、安全率が 1 のときの  $k_h$  であり、式 (2.3.2.3) によって得られる。

$$k_y = \frac{M_{RW} + M_{RC} - M_{DW}}{M_{DK} + M_{RK}} \dots \dots \dots (2.3.3.3)$$

b) 計算手順

上式を用いたニューマーク法によるすべり土塊の滑動変形計算手順を以下に示す。

- ① 式 (2.3.2.1) を基本とし、設計震度  $k_h$  を変化させた準静的安定計算を行い、安全率がちょうど 1 となる降伏震度  $k_y$  と、この時の円弧(臨界)すべり面を求める。
- ② 計算に用いる入力加速度波形を設定する。
- ③ 臨界すべり面の回転変位量は、入力加速度に対して線形加速度法により逐次計算して求める。

具体的には、式 (2.3.2.2) を用いて角加速度を、以降、逐次的に式 (2.3.2.4) で角速度を、式 (2.3.2.5) で角度  $\theta$  を計算し、臨界すべり面に対する円弧半径  $r$  からすべり土塊の滑動変位量  $\delta (= r \cdot \theta)$  を算出する。

$$\dot{\theta}_{t+\Delta t} = \dot{\theta}_t + \frac{1}{2}(\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t})\Delta t \dots \dots \dots (5.2.1.4)$$

$$\ddot{\theta} = (k_h - k_y)(M_{DK} + M_{RK})/J \dots \dots \dots (5.2.1.5)$$

c) 解析結果

三軸圧縮試験から得られた残留強度を用いてニューマーク法により算出した表層地盤の移動変位波形と加振加速度波形とを図 2.3.2-6 に示す。いずれも最初の加振サイクル以降も継続的に増加している。

次に、実験により得られたすべり線方向の表層地盤の変位とニューマーク法により推定された変位の比較を図 2.3.2-7 に示す。ここで、ニューマーク法により推定変位は、三軸



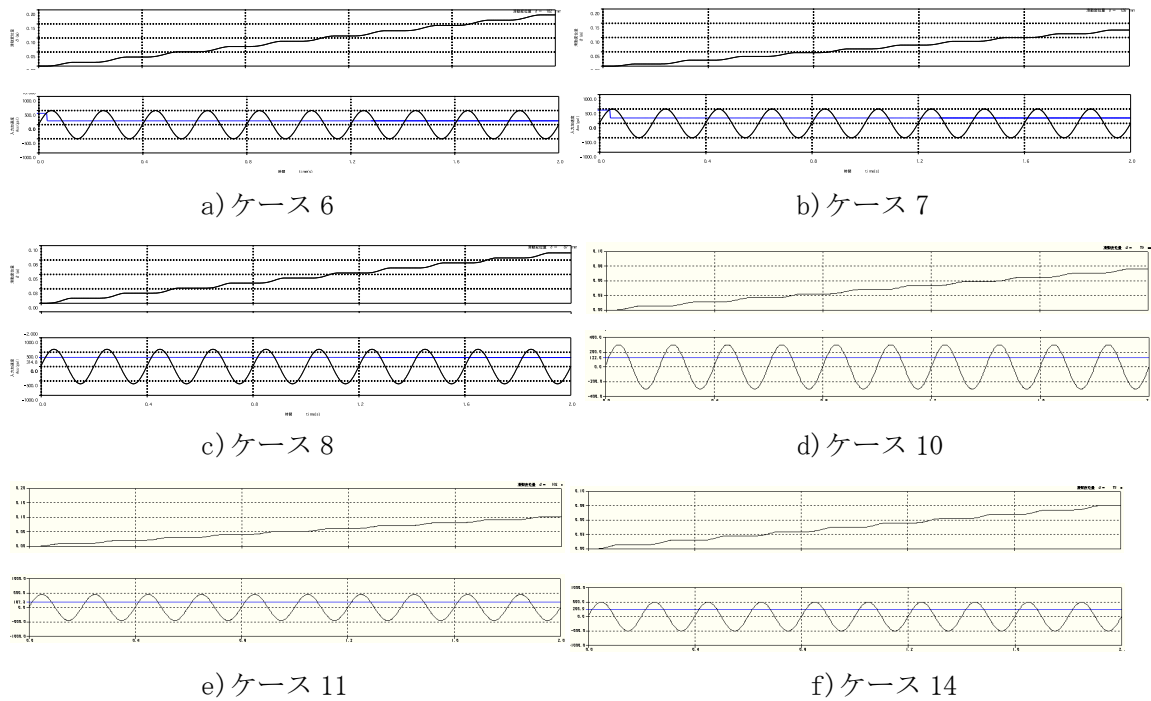


図 2.3.2-6 ニューマーク法による表層地盤の変位と加振加速度の時刻歴

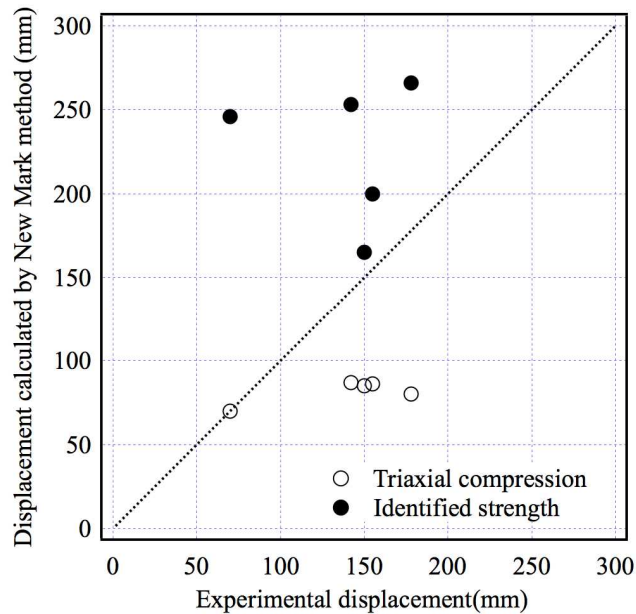


図 2.3.2-7 簡易ニューマーク法による推定変位と実験により得られた変位の比較

圧縮試験から得られた残留強度(図中白丸)に加え、滑落したケース 5 の実験より滑落時のすべり安全率を 1.0 として算出した地盤の強度を残留強度(図中●)として推定した結果である。これより、三軸圧縮試験による残留強度を用いて推定した変位は、ケース 7 を除き実験による変位よりかなり小さな値、つまり危険側の評価となっている。また、ケース 5 の実験結果に基づく残留強度を用いて推定した変位はケース 14 を除き、大きな推定値とな

っている。このように、ニューマーク法の適用に必要な要素のうち、すべり線の位置、作用加速度の2つが明確な実験においても、土の強度特性である残留強度により、推定値が実験値と大きく異なっている。

(2) 詳細ニューマーク法

ここでは、すべり安全率を式(2.3.2.6)に示す抵抗力の総和と活動力の総和の比によって定義する。ここで、 $L$ はすべり線が要素を通過する長さ、 $R$ は $L$ にかかるせん断強度、 $\tau_s$ ： $L$ にかかるすべり線に対する水平応力を表す。

$$\text{すべり安全率 } F_s = \frac{\sum R \cdot L}{\sum \tau_s \cdot L} \quad (2.3.2.6)$$

また、すべり安全率の算定は要素破壊を考慮し、局所安全係数が1.0を下回った要素の強度は、それ以降残留強度が発揮されると考えて安全率時刻歴の算定を行った。抵抗力算定の際の要素破壊は図2.3.2-8に示すように引張破壊とせん断破壊の2つを設定した。(参 3.2.1)その定義を以下に示す。

要素破壊 引張破壊：最小主応力が引張強度を超えた場合

せん断破壊：応力円が破壊基準線を越えた場合

破壊後の抵抗力（残留強度）

- ・ 引張破壊：すべり面に直交する応力  $\sigma_n$  が引張の場合は抵抗力を0、 $\sigma_n$  が圧縮の場合は残留強度を適用
- ・ せん断破壊： 残留強度を適用

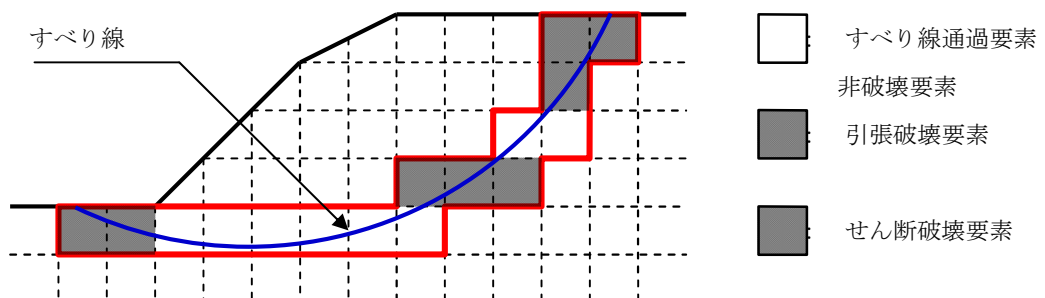
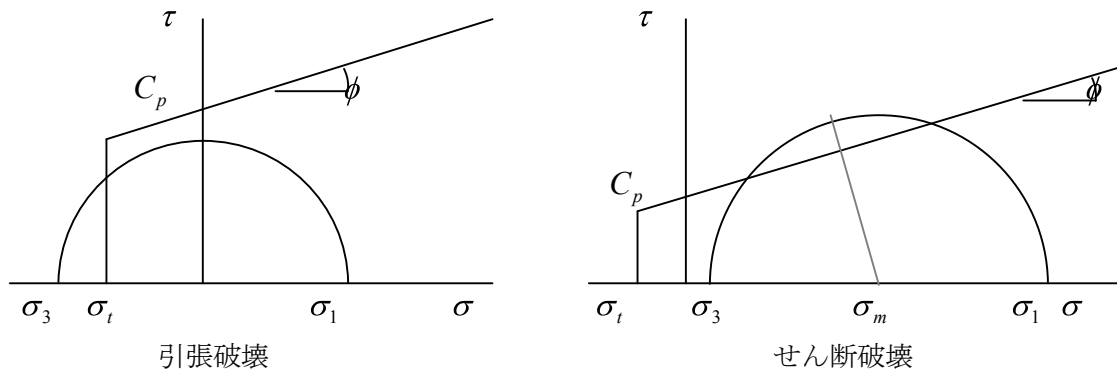


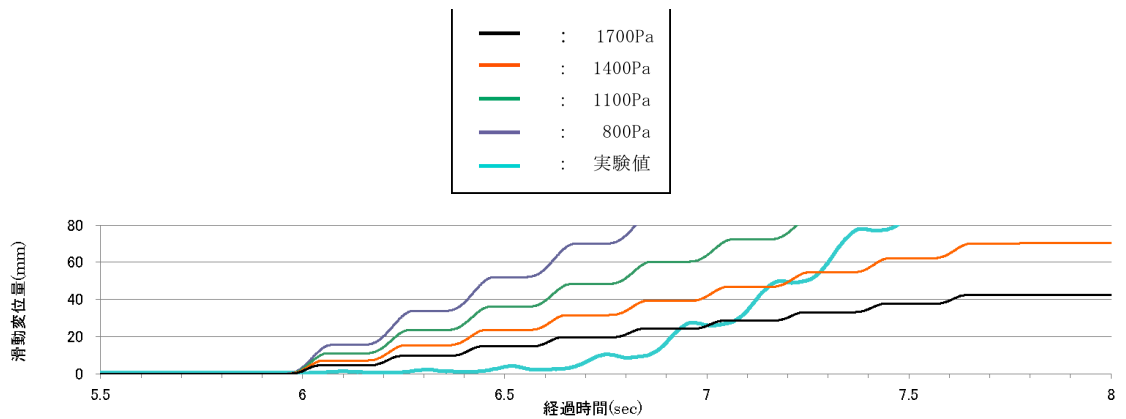
図 2.3.2-8 すべり線通過要素の破壊・非破壊

すべり量は以下の運動方程式を解くことで算定した。(参 3.2.2) 尚, すべり安全率が 1 を切った場合はその後のステップでの抵抗力の算定はすべて残留強度を用いて行った。

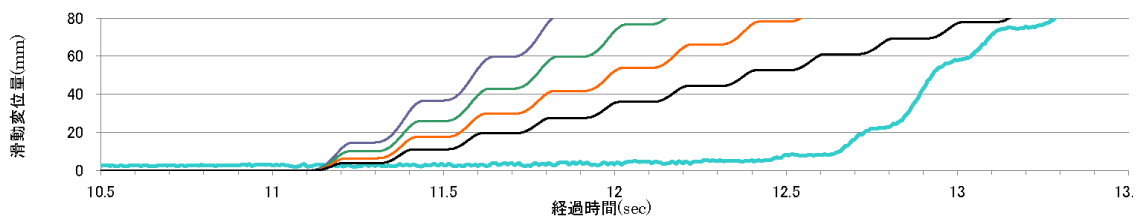
$$M\ddot{d} = S_s + S_d(t) - R_s - R_d(t) \quad (2.3.3.7)$$

~~この手法により得られたすべり線上の表層地盤の変位時刻歴と実験によるすべり線方向の変位時刻歴の比較をケース 8, 11 の 2 ケースについて図 2.3.2-9 に示す。ここでは、残留強度を三軸圧縮試験により得られた結果のみならず、それを 3 段階に低下したケースについても試算した。ケース 8 では、簡易ニューマーク法と同様に実験値より小さな値、ケース 11 では同程度の値となっている。しかし、変位の増加傾向は、簡易ニューマーク法と同様に大きく異なっていることが分かる。~~

この手法により得られたすべり線上の表層地盤の変位時刻歴と実験によるすべり線方向の変位時刻歴の比較をケース 8, 11 の 2 ケースについて図 2.3.2-9 に示す。ここでは、残留強度を三軸圧縮試験により得られた結果のみならず、それを 3 段階に低下したケースについても試算した。ケース 8 では、簡易ニューマーク法と同様に実験値より小さな値、ケース 11 では同程度の値となっている。しかし、変位の増加傾向は、簡易ニューマーク法と同様に大きく異なっていることが分かる。



a) ケース 8,



b) ケース 11

図 2.3.2-9 詳細ニューマーク法による推定変位と実験により得られた変位の比較

### 3) 適用性

ここでは、平成 22 年度に(独)原子力安全基盤機構が実施した小型、中型の斜面模型の振動実験の結果のうち、ニューマーク法が適用可能な 6 ケースについて、加振後のすべり線上の土塊の移動変位の推定への簡易ニューマーク法と詳細ニューマーク法の適用性という観点で、(独)原子力安全基盤機構による報告書のとりまとめを行った。

実験はすべり線の発生位置を制約したモデルを用い、作用加速度の大きさも計測等により分かっているという条件下で実施されているにもかかわらず、強度特性の評価として一般に用いられてきた三軸圧縮試験による強度特性を用いた場合には、実験により得られた加振後の最終移動変位を過小に評価するという結果が得られた。残留強度を低下させれば、実験値より大きな変位を算出することはできるものの、その値の物理的な設定は極めて困難である。また、ニューマーク法により推定される変位の増加過程が、実験と大きく乖離し、ニューマーク法ではすべり安全率が 1.0 を下回った状態から、すべり変位が発生するのに対して、実験ではすべり安全率が 1.0 を下回った状態にてすべり線の形成が行われるため、すぐに大きな変位は発生していない。

これらのことは、対象とした実験における土塊の最終移動変位は斜面高さの1割程度であるにも係わらず、ニューマーク法の適用性は小さいということが明らかとなった。

ニューマーク法の適用性という観点で見た場合、言い換えればどのような変位まで安全側の評価を行うことが可能かという観点で見た場合、少なくともすべり線の形成までは、図 2.3.2-9 などを見ても、ニューマーク法による変位は実験による変位より大きく、安全側の値を与えていると考えられる。



### 2.3.3 ニューマーク法の適用性のまとめ

#### 1) ニューマーク法の現状と課題

現状：ニューマーク法は、すべり土塊が剛体かつすべり面における応力ひずみ関係が剛塑性と仮定して、地震時のすべり土塊のすべり変位量を計算する方法であり、実際の土の挙動を考えるとニューマーク法は厳密な方法ではないことは認識されている。しかし、入力パラメータの設定が円弧すべり解析と同等であること、理論の簡明さに対して比較的妥当な結果を与えること、結果の解釈が容易であること等の特徴から設計に用いられている。

課題：ニューマーク法は、本来、すべり土塊が剛体であり、すべり面における応力-ひずみ関係を剛塑性と仮定して地震時におけるすべり土塊の滑動変位量を計算する方法である。

しかし、ひずみ軟化などの地盤内の挙動を反映した手法など、Newmark により示された方法を越えた評価法の提案、さらにニューマーク法により推定される変位と異なる変位成分を含む実験との比較により、その適用性が検討されている。このことから、その評価法を含めた適用性の検証と適用範囲を明確にすることが必要である。

#### 2) 損傷モードとニューマーク法

2.3.2 にて示した崩壊モードと降伏加速度の関係より、すべり破壊領域の地盤が残留強度に対しても一定の降伏加速度を有するにもかかわらず、すべり破壊領域の地盤のピーク強度に対する降伏加速度を超える加速度に対して、滑落したケースが存在している。そのケースの多くはすべり破壊領域の勾配が 45 度の急な場合である。他、すべり破壊領域の勾配が 35 度で不規則波に

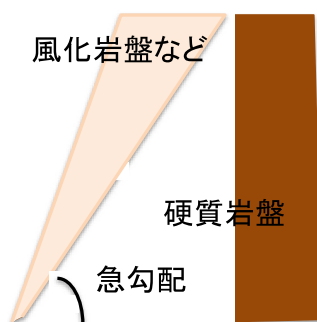


図 2.3.3-1 急勾配な硬質岩盤上の表層地盤

対するケースである。

いずれにしても、図 2.3.3-1 に示すような急勾配の硬質岩盤上に風化部や盛土などが行われている場合に対しては地盤の安定状態の照査やすべり線上の土塊の変位評価に対してニューマーク法は適用できないと考えられる。さらに、破壊モードの生じる物理的な機構の解明がその一般化には必要不可欠と考えられる。

本検討では、平成 22 年度までに実施された斜面模型の振動実験に着目した分析を行ったが、それらについてより詳細な分析を行うことのみならず、それ以降の実験結果も踏まえた総合的な検討が必要である。



### 3) ニューマーク法の適用範囲

2.3.2 に示した簡易ニューマーク法と詳細ニューマーク法の加振後のすべり線上の土塊の移動変位の推定への適用性に関する既往のデータの分析より、以下のことが分かった。

#### ① 斜面高さの 1 割程度の最終移動変位の推定への適用性は極めて小さい。

理由：強度特性の評価として一般に用いられてきた三軸圧縮試験による強度特性を用いた場合には、実験により得られた加振後の最終移動変位を過小に評価するという結果が得られた。残留強度を低下させれば、実験値より大きな変位を算出することはできるものの、その値の物理的な設定は極めて困難である。

② 基準変位相当のせん断破壊領域内ですべり線が形成される時点での仮想すべり線上の相対変位の評価は安全側に行うことができる。ただし、いちじるしく安全側の評価となることありえるので、他の手法とも合わせて検討が必要である。

理由：ニューマーク法ではすべり安全率が 1.0 を下回った状態から、すべり変位が発生するのに対して、実験ではすべり安全率が 1.0 を下回った状態にてすべり線の形成が行われる。つまり、ニューマーク法ではすべり線上の土塊の変位が生じるのに対して、せん断破壊領域ではその領域内でのせん断変形に起因した変位が生じ、前者の増加速度(すべり線の勾配に応じた移動速度)に比べ、後者の増加速度(せん断変形の発達速度)は小さく、さらにすべり線の形成時の変位は土塊のすべり変位に比べて小さい。

### 3. 斜面安定性の設計評価における評価基準値の検討

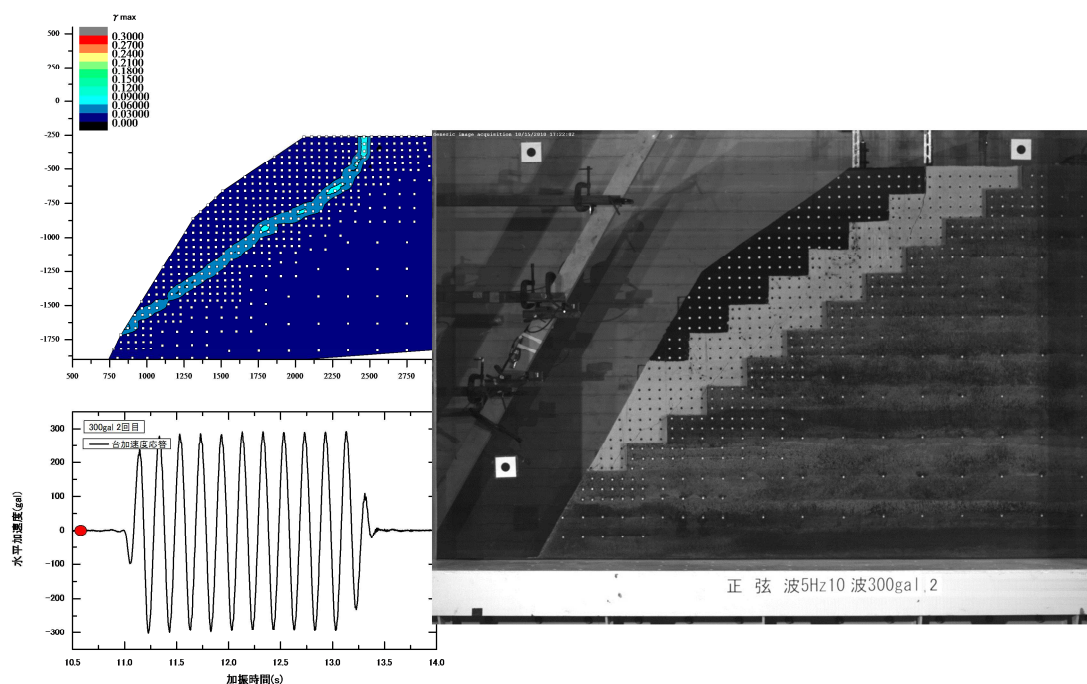
#### 3.1 模型実験データによる斜面崩壊メカニズムの分析

変形照査に基づく評価フローを構築するためには、前述の通り、照査基準値を設定することが必要不可欠となる。そのためには、崩壊メカニズムを把握して、種々の斜面に対して限界値を設定できるような普遍的な知見を得る必要がある。前節の数値解析的検討もその一助となり、さらには、材料特性と境界条件の組み合わせごとに照査基準値を設定するためには、数値解析が必ず必要となろう。その際、数値解析手法自体が事前に検証されている必要があり、そのためにも模型実験における斜面崩壊メカニズムを分析し、数値解析手法の検証に資する（チェックポイントとする）データの抽出が必要となる。

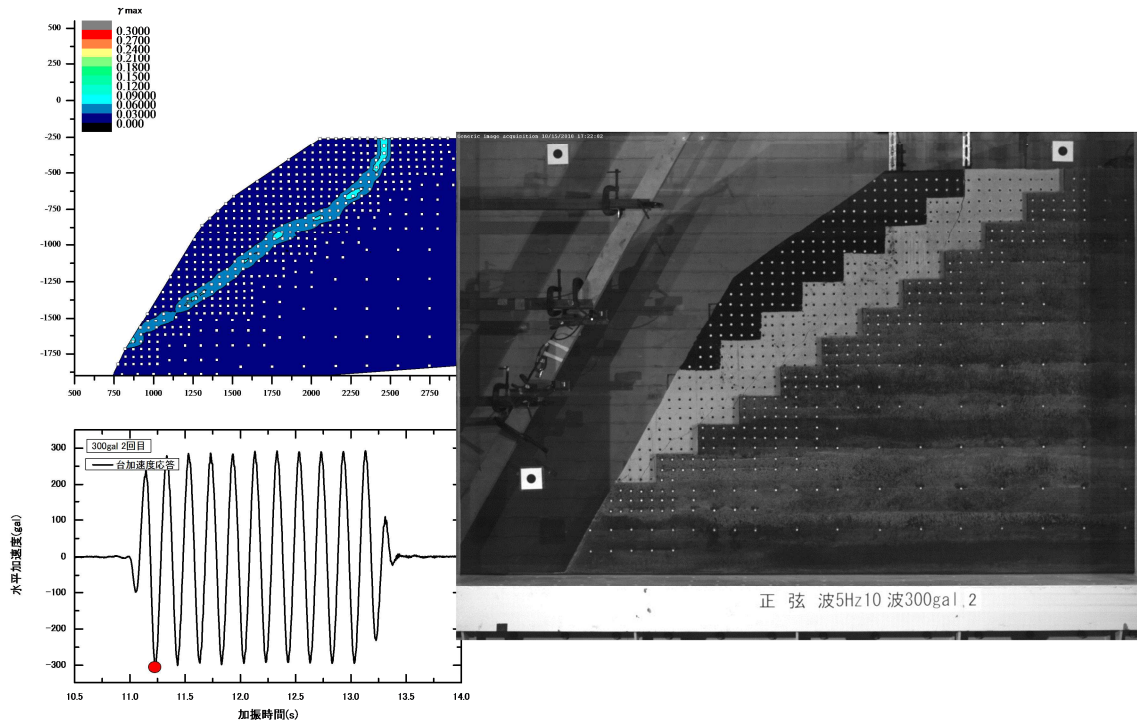
ここでは、時間的制約から、本件等で対象とした模型事件ケースについて、入力加速度のピーク時刻に対応する模型画像とひずみ分布を整理して、その目的に資する。

##### 3.1.1 Case10 の崩落時加振における現象の把握

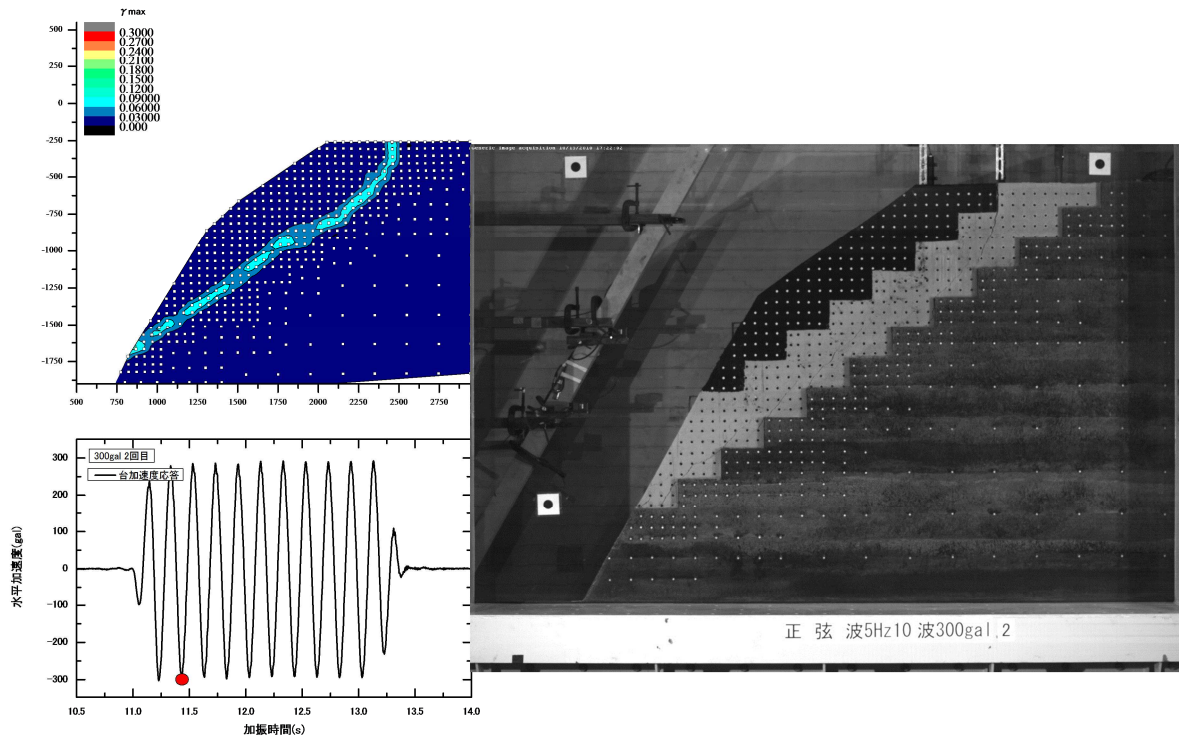
図 3-1 には、入力加速度のピーク時刻における高速度カメラ画像と計測ひずみ分布を示す。この図より Case10 では、滑落を生じる以前に、約 10%程度のひずみが発生していたことがわかる。



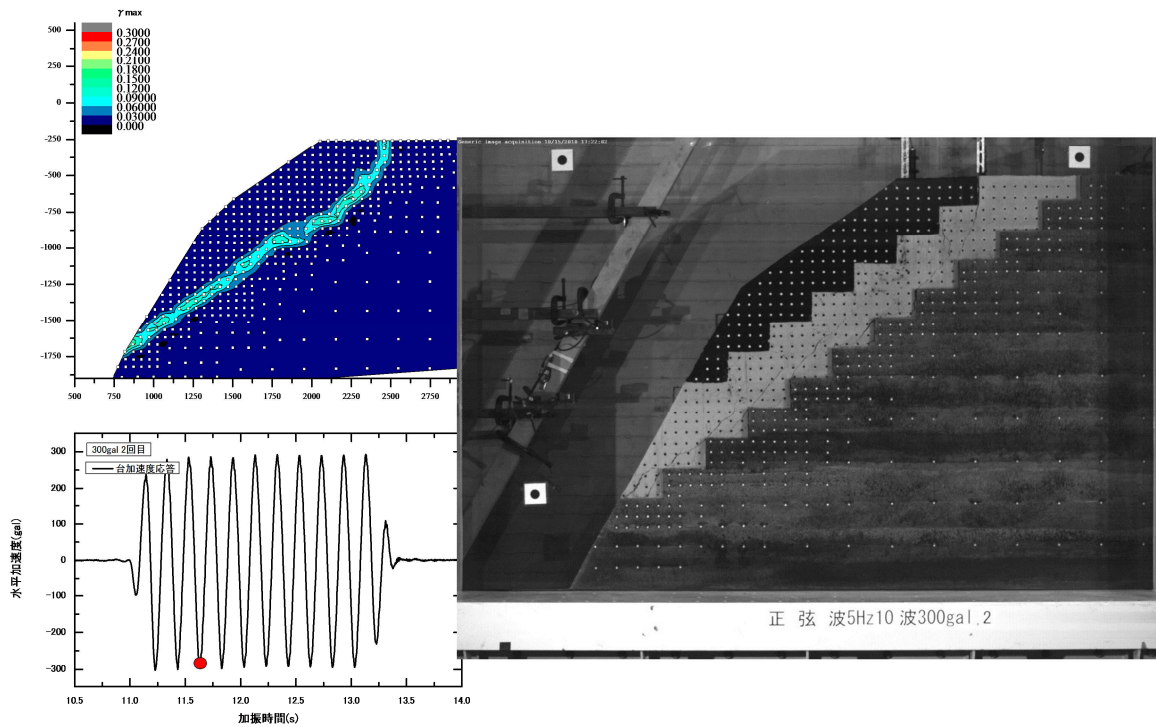
(a) 加振前



(b) 2 波目



(c) 3 波目

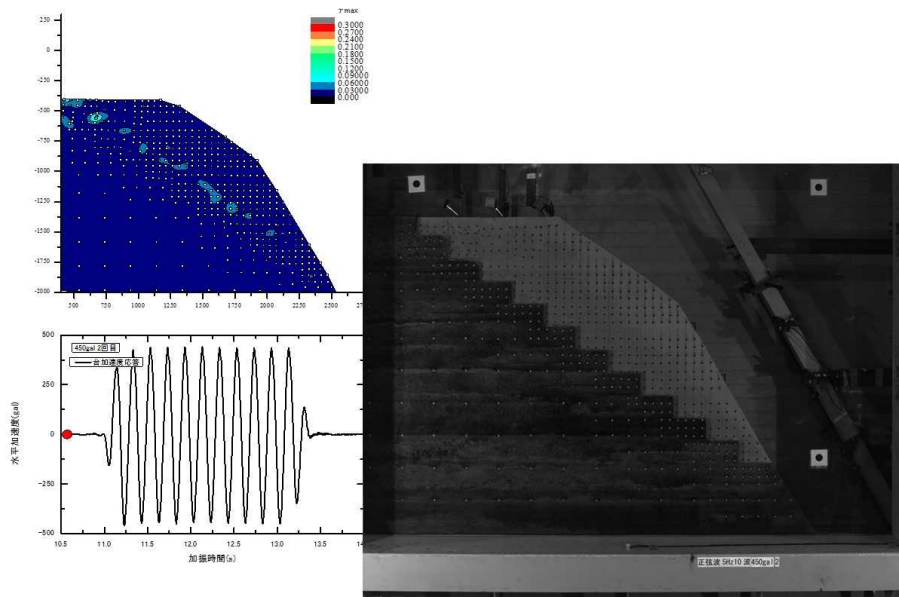


(d) 4 波目

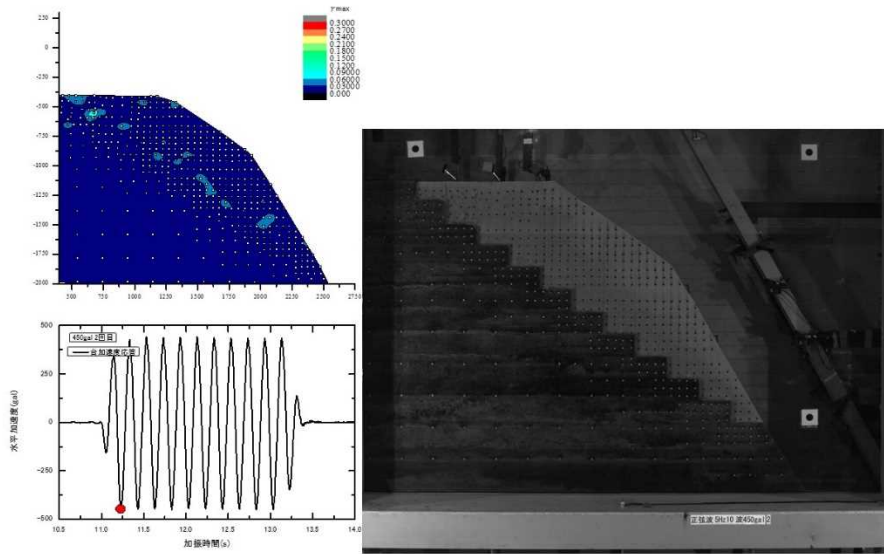
図 3-1 Case10 の崩壊パターン

### 3.1.2 Case11 の崩落時加振における現象の把握

図 3-2 には、入力加速度のピーク時刻における高速度カメラ画像と計測ひずみ分布を示す。この図より Case11 でも、滑落を生じる以前に、約 10%程度のひずみが発生していたことがわかる。また、最終的な崩壊は、すべり面が形成された後の乗り先部分のブロック崩壊が引き金となって、大規模な崩落が生じており、数値解析的検討において、すべり面形成後に、すべり面上の土塊の移動速度の差がきっかけとなり、すべり土塊内がブロック化することが示唆されたことと整合している。

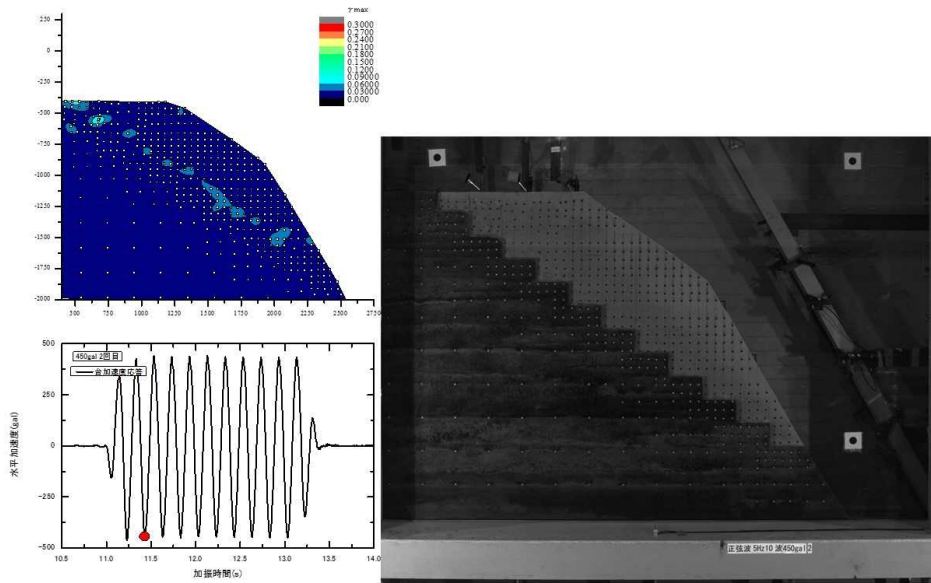


a) 振動前

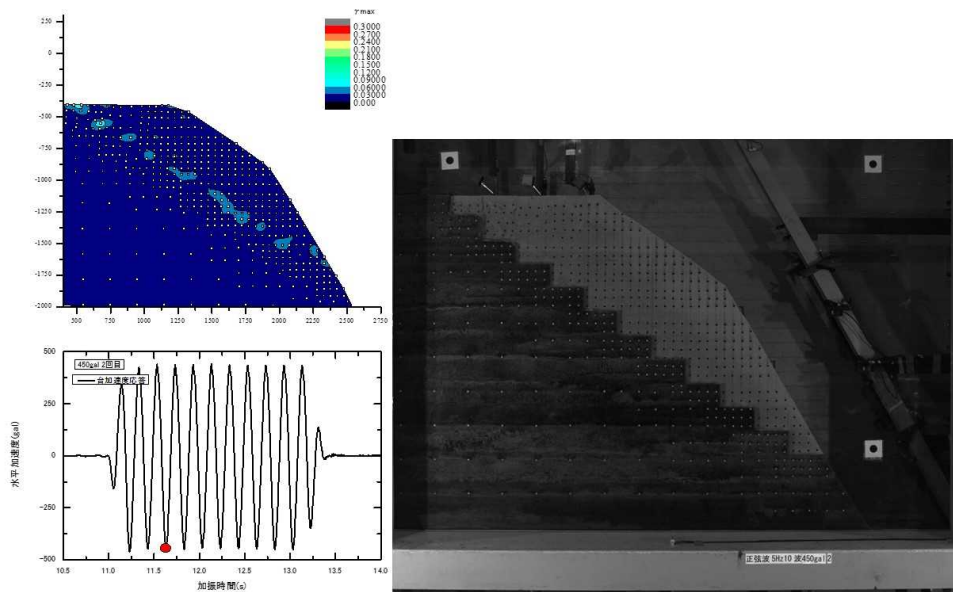


b) 1波目



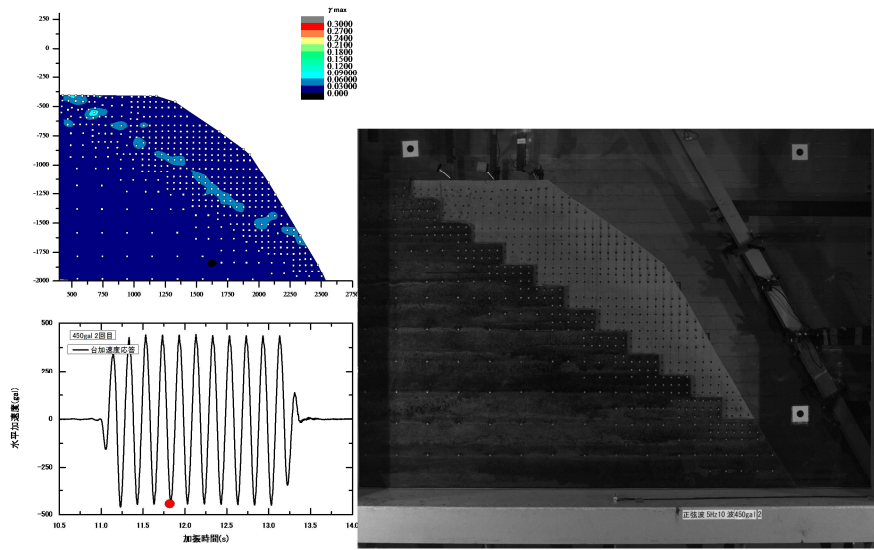


c) 2 波目

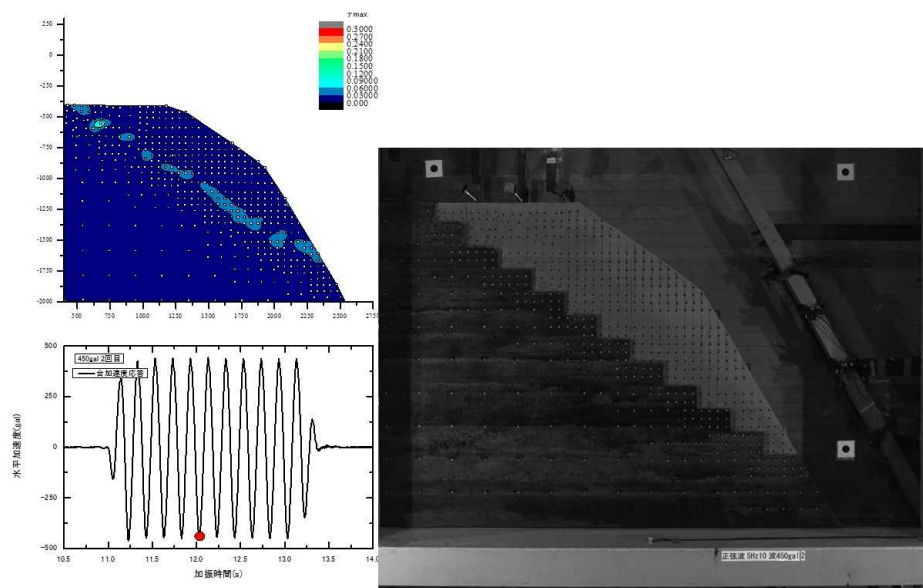


d) 3 波目

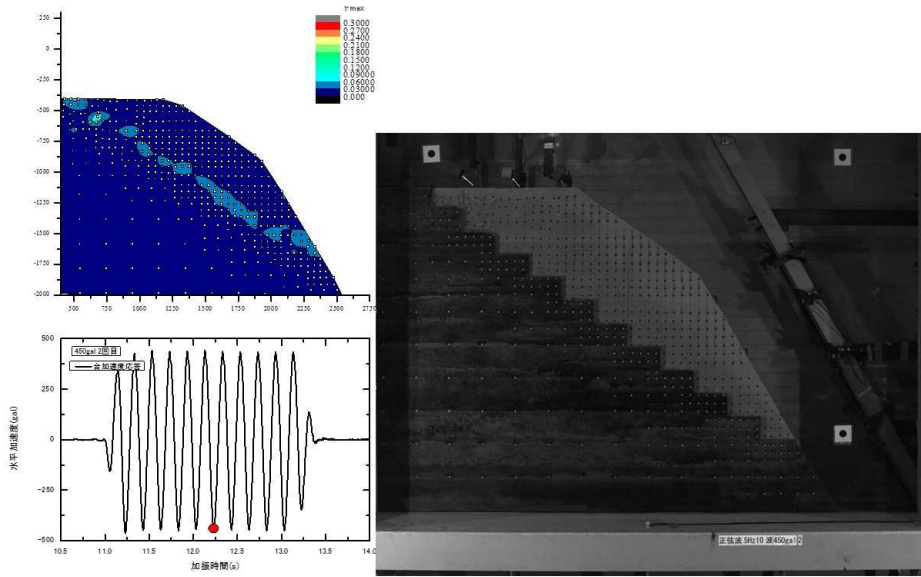




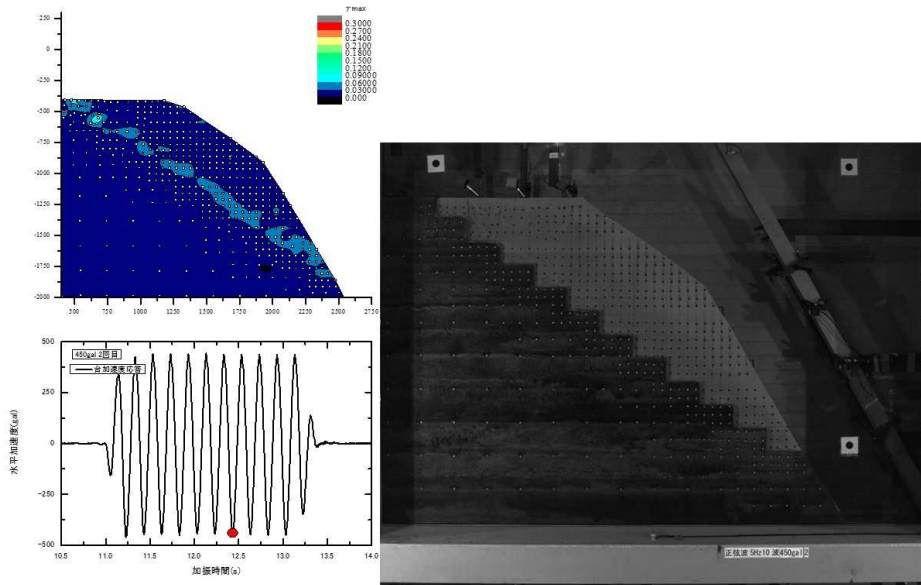
e) 4 波目



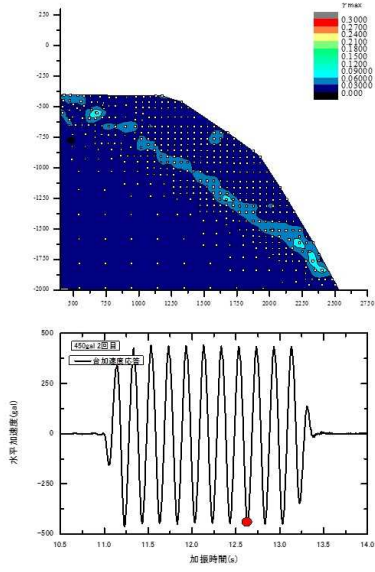
f) 5 波目



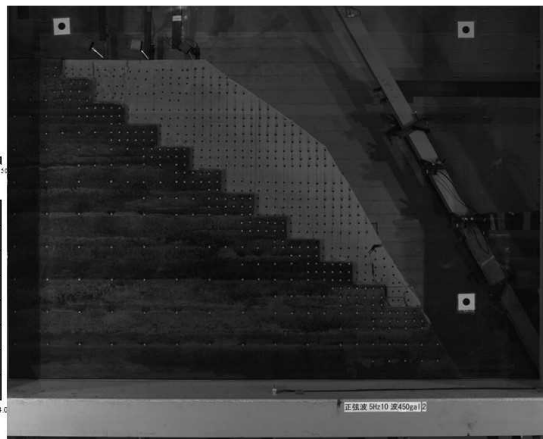
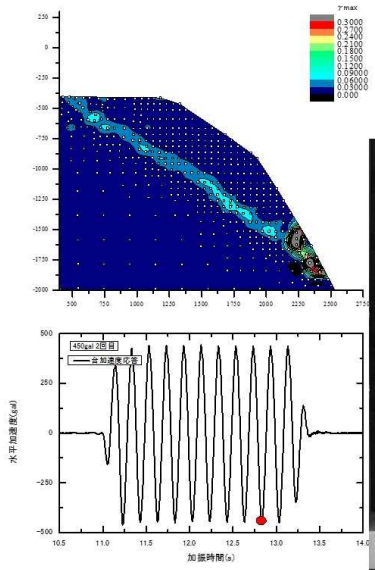
g) 6 波目



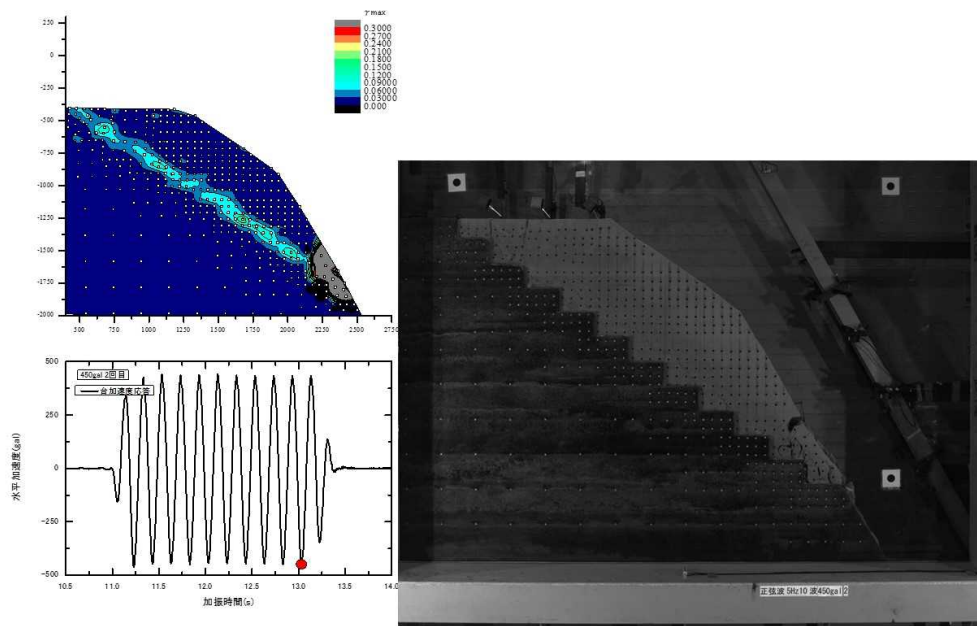
h) 7 波目



i) 8 波目



j) 9 波目



k) 10 波目

図 3-2 Case11 の崩壊パターン

### 3.1.3 まとめ

今後は、他のケースについても同様に整理し、数値解析によるシミュレーションも実施し、その内部の状態を評価することで、変形照査による評価フローの構築に資する。



## 3.2 模型試験データによる評価基準値の検証解析

### 3.2.1 地盤スケールがせん断領域の形成に及ぼす影響に関する検討

(独)原子力安全基盤機構が実施した小型、中型振動台実験およびE-Defenseによる振動台実験では、地盤の破壊が生じる弱層の厚さが異なっており、弱層の厚さの差異が地盤のせん断破壊挙動に及ぼす影響を、解析的に評価し、斜面の安定性評価に用いる基準変位評価の基礎資料とする。

#### 1) 検討手法

地盤のせん断破壊によって生じるすべり線の形成過程とそれに及ぼす地盤領域の影響を把握するため、土のせん断強度を求める試験を地盤の弾性変形から非線形挙動、さらに崩壊に至る過程をシームレスに評価できる粒子法 (Material Point Method、MPM) を用いたシミュレーションを実施する。

土のせん断強度を求める室内試験には、(公社)地盤工学会の土質試験法に示されている圧密定圧一面せん断試験(JGS 0561)、圧密定体積一面せん断試験(JGS 0560)や、静的直接型せん断試験、単純せん断試験、リングせん断試験などがある。ここでは、(公社)地盤工学会の土質試験法に示されている手法のうち、解析手法の制約を踏まえ圧密定圧一面せん断試験(以後、一面せん断試験と呼ぶ)のシミュレーションを行う。

#### 2) 検討に用いる解析手法

崩壊前後における岩盤斜面の変形挙動の把握と大変形解析法の確立を目的に、要素試験結果から得られた地盤物性を用いてMPMによる解析を行った。具体的な解析手法としては動的解析対応の3次元Material Point Method(MPM)を用いた。この手法は図1に示すように空間に固定された格子(背面格子)上を自由に移動できる粒子により解析する手法であり、要素試験より得られる地盤の諸数値と従来の有限要素法と同様な手法および地盤材料の構成則を用いて、地盤の大変形挙動を解析可能な手法である。MPMが有する利点としては以下の点が挙げられる。

- ① 有限要素法で用いられている内挿関数、構成則を大きな困難なく適用できる。
  - ② ディリクレ型の境界条件の処理が背面格子の格子点で容易に設定できる。
  - ③ Tensile instabilityに関する課題がないため人工粘性のような解析固有のパラメータがない。
  - ④ 粒子同士の接触・反発が表現できるため、不連続体的挙動も再現可能である。
- 一方、欠点としては以下のようなものである。
- ① 粒子が背面格子間を通過する際にノイズが発生するため、当該ノイズの影響を小さくする配慮が必要である。
  - ② 粒子に加えて背面格子も用いるため解析コストが大きい。



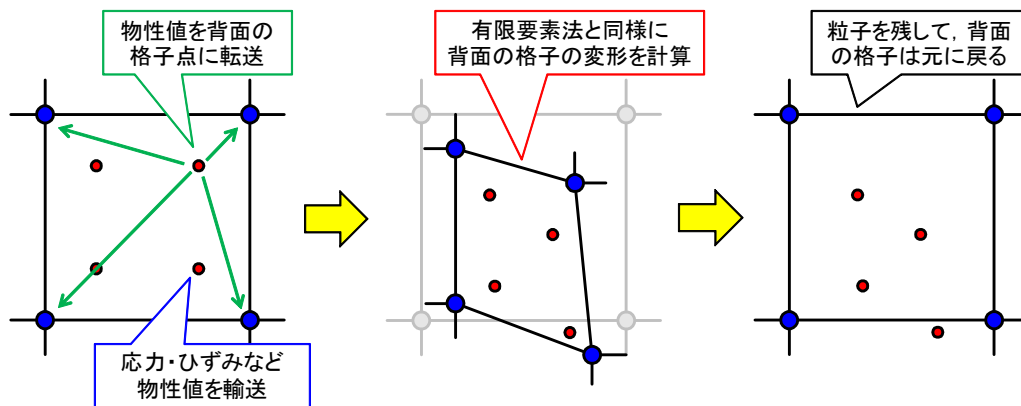


図 2. 2. 2-1 本検討で用いる解析手法 MPM の計算の流れ

Sulsky(1995)らに提案された MPM (Material Point Method) は、解析対象となる物体を、空間に固定されたオイラー格子 (バックグラウンドメッシュ) 上を自由に移動できる多数の粒子 (Lagrangian Point) で表現し (図 2. 2. 1-2 参照)、粒子が運ぶ物体の情報を時々刻々格子上にマッピングして格子の格子点で運動方程式を解いて、その情報を再び粒子により運ぶことで大きく変形する物体を解析する手法である。以下に、物体の支配方程式の弱形式化、離散化およびアルゴリズムの概要について示す。

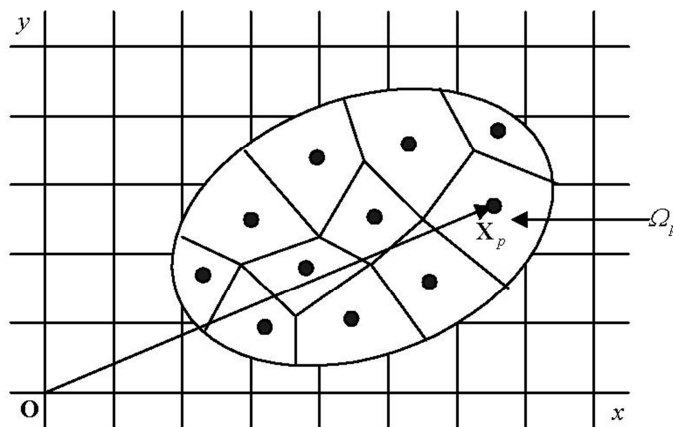


図2. 2. 1-2 粒子により離散化された連続体

a) 支配方程式

以下に Sulsky らにより表された MPM の導出について示す。連続体(continuum)の力学から連続体の支配方程式は次式により表される。

$$\frac{d\rho}{dt} + \rho v_{i,i} = 0 \tag{2. 2. 1-1}$$

$$\rho a_i = \sigma_{ij,j} + \rho b_i \tag{2. 2. 1-2}$$

$$\sigma_{ij} = T_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (2.2.1-3)$$

$$\frac{d\varepsilon_{ij}}{dt} = \frac{1}{2}(v_{i,j} + v_{j,i}) \quad (2.2.1-4)$$

ここで、 $\rho(\mathbf{x}, t)$  は質量の密度、 $\mathbf{a}(\mathbf{x}, t) = a_i(\mathbf{x}, t)$  は加速度ベクトル、 $\mathbf{v} = v_i(\mathbf{x}, t)$  は速度ベクトル、 $\boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}, t) = \sigma_{ij}(\mathbf{x}, t)$  は応力テンソル、 $\mathbf{b}(\mathbf{x}, t) = b_{ij}(\mathbf{x}, t)$  は単位体積力ベクトル、 $\mathbf{T} = T_{ijkl}$  は剛性係数テンソル、 $\boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}, t) = \varepsilon_{ij}(\mathbf{x}, t)$  はひずみテンソルである。ただし、 $\mathbf{x} = x_i$  は時刻  $t$  での位置を表し  $t=0$  での位置  $\mathbf{X} = X_i$  を用いて  $x_i = x_i(\mathbf{X}, t)$  と表せる。すなわち、 $x_i(\mathbf{X}, 0) = X_i$  である。式(2.2.1-1)は質量の保存則を表し、式(2.2.1-2)は運動量の保存則を表している。エネルギーの保存則も考慮する必要があるが、ここでは熱量の影響を考慮しないため省略する。また、角運動量の保存則から応力テンソルが対称であることすなわち  $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$  が与えられる。

ここで、次式で示す実質微分

$$\frac{d}{dt} = \frac{\partial}{\partial t} + v_i \frac{\partial}{\partial x_i} \quad (2.2.1-5)$$

を用いて、加速度ベクトル  $a_i$  は

$$a_i = \frac{\partial v_i}{\partial t} + v_j v_{j,i} \quad (2.2.1-6)$$

変位ベクトルを  $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = u_i(\mathbf{x}, t)$  と定義すると、速度ベクトル  $v_i$  は

$$v_i = \frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j u_{j,i} \quad (2.2.1-7)$$

ただし、変位ベクトルは  $u_i(\mathbf{x}, t) = x_i - X_i(\mathbf{x}, t)$  と表せる。

次に、初期条件および境界  $\partial\Omega$  での境界条件が与えられた次元空間  $\Omega \subseteq \mathbf{R}^2$  を考える。このとき、境界条件は次式で表されるとする。

$$u_i(\mathbf{x}, t) = g(t) \quad \text{on} \quad \partial\Omega_u \quad (2.2.1-8)$$

$$\sigma_{ij}(\mathbf{x}, t) = \tau(t) \quad \text{on} \quad \partial\Omega_\tau \quad (2.2.1-9)$$

ここで、 $\partial\Omega = \partial\Omega_u \cup \partial\Omega_\tau$  であり  $g(t)$  および  $\tau(t)$  は境界上で与えられた変位および応力である。

また、離散化を考える際に導出を簡易化するため以下の量を定義する。

$$\rho\sigma_{ij}^s = \sigma_{ij} \quad (2.2.1-10)$$

$$\rho T_{ijkl}^s = T_{ijkl} \quad (2.2.1-11)$$

ここで  $\sigma_{ij}^s$ 、 $T_{ijkl}^s$  は単位体積あたりの応力および剛性係数テンソルである。

## b) 支配方程式の弱形式化

次に支配方程式の弱形式化を考える。はじめに式(2.2.1-2)について考える。任意のベク

トル関数  $\mathbf{w}(\mathbf{x}, t) = w_i(\mathbf{x}, t)$  を両辺にかけて連続体の形状  $\Omega$  上で積分すると

$$\int_{\Omega} \rho a_i w_i d\Omega = \int_{\Omega} \rho \sigma_{ij,j}^s w_i d\Omega + \int_{\Omega} \rho b_i w_i d\Omega \quad (2.2.1-12)$$

ここで、部分積分より

$$\int_{\Omega} \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho \sigma_{ij}^s w_j) d\Omega = \int_{\Omega} \rho \sigma_{ij}^s w_{j,i} d\Omega + \int_{\Omega} \rho \sigma_{ij,i}^s w_j d\Omega \quad (2.2.1-13)$$

$\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$  なので

$$\int_{\Omega} \rho \sigma_{ij,j}^s w_i d\Omega = \int_{\Omega} \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho \sigma_{ij}^s w_j) d\Omega - \int_{\Omega} \rho \sigma_{ij,i}^s w_j d\Omega \quad (2.2.1-14)$$

ガウスの発散定理より

$$\int_{\Omega} \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho \sigma_{ij}^s w_j) d\Omega = \int_{\partial\Omega_{\tau}} \rho \sigma_{ij}^s w_j n_i dS + \int_{\partial\Omega_u} \rho \sigma_{ij}^s w_j n_i dS \quad (2.2.1-15)$$

ここで  $w_i = 0$  on  $\partial\Omega_u$  とする。また、 $\rho \sigma_{ij}^s n_i = \sigma_{ij} n_i = \sigma_{ij} n_j = \tau(t)$  ( $\because \sigma_{ij} = \sigma_{ji}$ ) を考慮する

と、

$$\int_{\Omega} \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho \sigma_{ij}^s w_j) d\Omega = \int_{\partial\Omega_{\tau}} w_i \tau(t) dS \quad (2.2.1-16)$$

と表せる。それゆえ、式(12)は次式で表せる。

$$\int_{\Omega} \rho a_i w_i d\Omega = \int_{\partial\Omega_{\tau}} w_i \tau(t) dS - \int_{\Omega} \rho \sigma_{ij}^s w_{i,j} d\Omega + \int_{\Omega} \rho b_i w_i d\Omega \quad (2.2.1-17)$$

次に式(2.2.1-3)について考える。任意のテンソル関数  $\rho \mathbf{W}(\mathbf{x}, t) = \rho W_{ij}(\mathbf{x}, t)$  を両辺にかけて連続体の形状  $\Omega$  上で積分すると

$$\int_{\Omega} \rho W_{ij} \left( \frac{d\sigma_{ij}^s}{dt} - T_{ijkl}^s \frac{d\varepsilon_{kl}}{dt} \right) d\Omega = 0 \quad (2.2.1-18)$$

同様に式(2.2.1-4)に対して任意のテンソル関数  $\rho \mathbf{W}^*(\mathbf{x}, t) = \rho W_{ij}^*(\mathbf{x}, t)$  を両辺にかけて連続体の形状  $\Omega$  上で積分すると

$$\int_{\Omega} \rho W_{ij}^* \left\{ \frac{d\varepsilon_{ij}}{dt} - \frac{1}{2} (v_{i,j} + v_{j,i}) \right\} d\Omega = 0 \quad (2.2.1-19)$$

式(2.2.1-17)は格子上で解かれ、式(2.2.1-18)、(2.2.1-19)はラグランジュ粒子で表現される。

### c) 離散化

ここでは問題の離散化を行う。MPMでは、物体はラグランジュ的に質量をもった微小な

要素に分けられる。これらの要素は質量  $M_p (p=1, \dots, N_p)$  をもった  $N_p$  個の粒子の集合により表される。

はじめに物体を微小な要素すなわち単位要素に分ける。ここで、粒子が時刻  $t$  で  $\mathbf{X}_p(t) = X_{ip}(t)$  に位置しているとして粒子  $p$  がもつ体積を  $V_p$  とする。ここで、物体の密度  $\rho(\mathbf{x}, t)$  を考えると  $M_p$ 、 $V_p$  を用いて

$$\rho(\mathbf{X}_p(t), t) = M_p / V_p \quad (2.2.1-20)$$

両辺に  $V_p$  をかけると

$$\rho(\mathbf{X}_p(t), t) V_p = M_p \quad (2.2.1-21)$$

と表せる。ここで両辺に  $\delta(\mathbf{x} - \mathbf{X}_p(t))$  をかけると

$$\rho(\mathbf{X}_p(t), t) \delta(\mathbf{x} - \mathbf{X}_p(t)) V_p = M_p \delta(\mathbf{x} - \mathbf{X}_p(t)) \quad (2.2.1-22)$$

両辺を  $p$  に関して和をとると

$$\sum_{p=1}^{N_p} \rho(\mathbf{X}_p(t), t) \delta(\mathbf{x} - \mathbf{X}_p(t)) V_p = \sum_{p=1}^{N_p} M_p \delta(\mathbf{x} - \mathbf{X}_p(t)) \quad (2.2.1-23)$$

ここで、任意の  $\mathbf{x}$  を考えると

$$\rho(\mathbf{x}, t) = \frac{1}{V_p} \sum_{p=1}^{N_p} M_p \delta(\mathbf{x} - \mathbf{X}_p(t)) \quad (2.2.1-24)$$

連続体の形状領域が時刻  $t$  において  $\Omega'_p (p=1, \dots, N_p)$  の副領域で構成されていると考える。各副領域は質量  $M_p$  と位置  $\mathbf{X}_p(t)$  が定義されたラグランジュ粒子により表現され、時間とともに副領域毎に変形を生じ位置  $\mathbf{X}_p(t)$  が変化する。

ここで、副領域  $\Omega'_p$  上で定数の内挿関数  $U_p$  を定義する。すなわち、 $U_p$  上では  $U_p = 1$  としその他の副領域では  $U_p = 0$  となるように定義する。これは  $U_i(\mathbf{X}_j) = \delta_{ij}$  と表すことがでこの内挿関数を用いて任意のテンソル関数  $W_{ij}(\mathbf{x}, t)$ 、 $U_p = 1$  および単位体積あたりの応力テンソル、ひずみテンソル  $W_{ij}(\mathbf{x}, t)$ 、 $W_{ij}^*(\mathbf{x}, t)$  を表すと

$$W_{ij}(\mathbf{x}, t) = \sum_{p=1}^{N_p} W_{ijp}(t) U_p(\mathbf{x}) \quad (2.2.1-25)$$

$$W_{ij}^*(\mathbf{x}, t) = \sum_{p=1}^{N_p} W_{ijp}^*(t) U_p(\mathbf{x}) \quad (2.2.1-26)$$

$$\sigma_{ij}^s(\mathbf{x}, t) = \sum_{p=1}^{N_p} \sigma_{ijp}^s(t) U_p(\mathbf{x}) \quad (2.2.1-27)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}(\mathbf{x}, t) = \sum_{p=1}^{N_p} \boldsymbol{\varepsilon}_{ijp}(t) U_p(\mathbf{x}) \quad (2.2.1-28)$$

ここで、 $\boldsymbol{\sigma}_p^s = \boldsymbol{\sigma}_{ijp}^s$ 、 $\boldsymbol{\varepsilon}_p = \boldsymbol{\varepsilon}_{ijp}$ 、 $\mathbf{W}_p = W_{ijp}$  および  $\boldsymbol{\varepsilon}_p = \boldsymbol{\varepsilon}_{ijp}$  はそれぞれ時間に依存した単位体積あたりの応力テンソル、ひずみテンソルおよび任意のテンソル関数であり、 $\Omega'_p$  上では定数となる。ここで、式(2.2.1-24)を式(2.2.1-18)に代入して  $V_p$  を消去すると

$$\sum_{p=1}^{N_p} M_p W_{ij}(\mathbf{X}_p, t) \left\{ \frac{d}{dt} \boldsymbol{\sigma}_{ij}^s(\mathbf{X}_p, t) - T_{ijkl}^s(\mathbf{X}_p, t) \frac{d}{dt} \boldsymbol{\varepsilon}_{kl}(\mathbf{X}_p, t) \right\} = 0 \quad (2.2.1-29)$$

と表せる。ここで、式(2.2.1-26)、(2.2.1-27)、(2.2.1-28)を考慮すると

$$W_{ij}^*(\mathbf{X}_p, t) = \sum_{p=1}^{N_p} W_{ijp}^* U_p(\mathbf{X}_p) = W_{ijp}^* \quad (2.2.1-30)$$

$$\boldsymbol{\sigma}_{ij}^s(\mathbf{X}_p, t) = \sum_{p=1}^{N_p} \boldsymbol{\sigma}_{ijp}^s U_p(\mathbf{X}_p) = \boldsymbol{\sigma}_{ijp}^s \quad (2.2.1-31)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}(\mathbf{X}_p, t) = \sum_{p=1}^{N_p} \boldsymbol{\varepsilon}_{ijp} U_p(\mathbf{X}_p) = \boldsymbol{\varepsilon}_{ijp} \quad (2.2.1-32)$$

したがって、式(2.2.1-29)は

$$\sum_{p=1}^{N_p} M_p W_{ijp} \left\{ \frac{d \boldsymbol{\sigma}_{ijp}^s}{dt} - T_{ijkl}^s(\mathbf{X}_p, t) \frac{d \boldsymbol{\varepsilon}_{klp}}{dt} \right\} = 0 \quad (2.2.1-33)$$

同様に、式(19)について

$$\sum_{p=1}^{N_p} M_p W_{ij}(\mathbf{X}_p, t) \left\{ \frac{d}{dt} \boldsymbol{\sigma}_{ij}^s(\mathbf{X}_p, t) - T_{ijkl}^s(\mathbf{X}_p, t) \frac{d}{dt} \boldsymbol{\varepsilon}_{kl}(\mathbf{X}_p, t) \right\} = 0 \quad (2.2.1-34)$$

$W_{ijp}$ 、 $W_{ijp}$  が任意の関数であることを考慮すると

$$\frac{d \boldsymbol{\sigma}_{ijp}^s}{dt} = T_{ijkl}^s(\mathbf{X}_p, t) \frac{d \boldsymbol{\varepsilon}_{klp}}{dt} \quad (2.2.1-35)$$

$$\frac{d \boldsymbol{\varepsilon}_{ijp}}{dt} = \frac{1}{2} (v_{i,j} + v_{j,i})_{\mathbf{x}_p} \quad (2.2.1-36)$$

次に、要素に対して内挿関数を考える。 $N_n$  個の交点からなる Eulerian 格子が格子点の位置  $\mathbf{x}_i(t)$  ( $i=1, \dots, N_n$ ) と座標上での任意の位置  $\mathbf{x}$  の関数である内挿関数  $N_i(\mathbf{x})$  をもった格子で表されると考える。このときに任意の位置  $\mathbf{x}$  は次式により表せる。

$$\mathbf{x} = \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{x}_i(t) N_i(\mathbf{x}) \quad (2.2.1-37)$$

同様にして変位ベクトル  $N_n$  は

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{u}_i(t) N_i(\mathbf{x}) \quad (2.2.1-38)$$

と表せる。同じ内挿関数が位置および変位に適用されているので、内挿関数の実質微分は打ち消される。したがって、速度ベクトル  $\mathbf{v}(\mathbf{x}, t)$  は

$$\mathbf{v}(\mathbf{x}, t) = \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{v}_i(t) N_i(\mathbf{x}) \quad (2.2.1-39)$$

同様に考えて、加速度ベクトル  $\mathbf{a}(\mathbf{x}, t)$  および任意のベクトル関数  $\mathbf{w}(\mathbf{x}, t)$  は

$$\mathbf{a}(\mathbf{x}, t) = \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{a}_i(t) N_i(\mathbf{x}) \quad (2.2.1-40)$$

$$\mathbf{w}(\mathbf{x}, t) = \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{w}_i(t) N_i(\mathbf{x}) \quad (2.2.1-41)$$

ここで  $\mathbf{v}_i(t)$ 、 $\mathbf{a}_i(t)$  および  $\mathbf{w}_i(t)$  はそれぞれ格子点  $i$  におけるベクトルである。

次に、式(2.2.1-24)を式(2.2.1-17)に代入する。このとき、

$$\begin{aligned} \frac{1}{V_p} \sum_{p=1}^{N_p} M_p w_i(\mathbf{X}_p, t) a_i(\mathbf{X}_p, t) &= \int_{\partial\Omega} w_i(\mathbf{x}, t) \tau(t) dS - \frac{1}{V_p} \sum_{p=1}^{N_p} M_p \sigma_{ij}^s(\mathbf{X}_p, t) w_{i,j}(\mathbf{X}_p, t) \\ &+ \frac{1}{V_p} \sum_{p=1}^{N_p} M_p b_i(\mathbf{X}_p, t) w_i(\mathbf{X}_p, t) \end{aligned} \quad (2.2.1-42)$$

式(27)を考慮しながら、式(2.2.1-39)、(2.2.1-40)および(2.2.1-41)を式(2.2.1-42)に代入すると

$$\begin{aligned} \sum_{p=1}^{N_p} M_p \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{w}_i(t) N_i(\mathbf{X}_p) \cdot \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{a}_i(t) N_i(\mathbf{X}_p) &= V_p \int_{\partial\Omega} \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{w}_i(t) N_i(\mathbf{x}) \cdot \tau(t) dS - \sum_{p=1}^{N_p} M_p \sigma_{ij}^s \cdot \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{w}_i(t) N_{i,j}(\mathbf{X}_p) \\ &+ \sum_{p=1}^{N_p} M_p b_{ip} \cdot \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{w}_i(t) N_i(\mathbf{X}_p) \end{aligned} \quad (2.2.1-43)$$

ここで、 $\mathbf{b}_p = b_{ip}$  は  $\Omega_p^t$  上では定数となる時間に依存した単位体積力ベクトルであり

$$b_i(\mathbf{x}, t) = \sum_{p=1}^{N_p} b_{ip}(t) U_p(\mathbf{x}) \quad (2.2.21-44)$$

により定義される。したがって、

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{w}_i(t) \cdot \sum_{j=1}^{N_n} \sum_{p=1}^{N_p} M_p N_i(\mathbf{X}_p) N_j(\mathbf{X}_p) \mathbf{a}_j(t) &= - \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{w}_i(t) \cdot \sum_{p=1}^{N_p} M_p \sigma_{ij}^s N_{i,j}(\mathbf{X}_p) + V_p \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{w}_i(t) \cdot \int_{\partial\Omega} N_i(\mathbf{x}) \tau(t) dS \\ &+ \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{w}_i(t) \cdot \sum_{p=1}^{N_p} M_p b_{ip} N_i(\mathbf{X}_p) \end{aligned} \quad (2.2.1-45)$$



と表せる。ここで、離散化した時間帯  $t^k (k=1, \dots, K)$  で考えると、時間  $t^k$  での式(45)は

$$\sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{w}_i^k \cdot \sum_{j=1}^{N_n} m_{ij}^k \mathbf{a}_j^k = - \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{w}_i^k \cdot \sum_{p=1}^{N_p} M_p \sigma_p^{s,k} \nabla N_i(\mathbf{x}) \Big|_{\mathbf{x}=\mathbf{X}_p^k} + \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{w}_i^k \cdot \hat{\boldsymbol{\tau}}_i^k dS \sum_{i=1}^{N_i} \mathbf{w}_i^k \cdot \mathbf{b}_i^k \quad (2.2.1-46)$$

ただし、

$$\mathbf{w}_i^k = \mathbf{w}_i(t^k), \quad \mathbf{a}_i^k = \mathbf{a}_i(t^k), \quad \mathbf{a}_i^k = \mathbf{a}_i(t^k), \quad \mathbf{a}_i^k = \mathbf{a}_i(t^k) \quad (2.2.1-47)$$

$$m_{ij}^k = \sum_{p=1}^{N_p} M_p N_i(\mathbf{X}_p^k) N_j(\mathbf{X}_p^k)$$

(2.2.1-48)

$$\hat{\boldsymbol{\tau}}_i^k = V_p \int_{\partial\Omega} N_i(\mathbf{x}) \boldsymbol{\tau}(t^k) dS \quad (2.2.1-49)$$

$$\mathbf{b}_i^k = \sum_{p=1}^{N_p} M_p \mathbf{b}_p(t^k) N_i(\mathbf{X}_p^k) \quad (2.2.1-50)$$

$\mathbf{w}_i^k$  は任意のベクトル関数なので

$$\sum_{j=1}^{N_n} m_{ij}^k \mathbf{a}_j^k(t) = \mathbf{f}_i^{\text{int},k} + \mathbf{f}_i^{\text{ext},k} \quad (2.2.1-51)$$

ここで、

$$\mathbf{f}_i^{\text{int},k} = - \sum_{p=1}^{N_p} M_p \mathbf{G}_{ip}^k \cdot \sigma_p^{s,k} \quad (2.2.1-52)$$

$$\mathbf{f}_i^{\text{ext},k} = \mathbf{b}_i^k + \hat{\boldsymbol{\tau}}_i^k \quad (2.2.1-53)$$

ただし、

$$\mathbf{G}_{ip}^k = \nabla N_i(\mathbf{x}) \Big|_{\mathbf{x}=\mathbf{X}_p^k} \quad (2.2.1-54)$$

同様にして、式(2.2.1-35)、(2.2.1-36)も離散化して時間  $t^k$  で考えると

$$\Delta \sigma_p^{s,k} = \mathbf{T}_p^{s,k} : \Delta \sigma_p^k \quad (2.2.1-55)$$

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_p^k = \frac{\Delta t}{2} \sum_{i=1}^{N_n} \left\{ \mathbf{G}_{ip}^k \mathbf{v}_i^k + (\mathbf{G}_{ip}^k \mathbf{v}_i^k)^T \right\} \quad (2.2.1-56)$$

ここで、

$$\boldsymbol{\varepsilon}_p^k = \boldsymbol{\varepsilon}_p(t^k), \quad \mathbf{T}_p^{s,k} = \mathbf{T}^s(\mathbf{X}_p, t^k) \quad (2.2.1-57)$$

であり、 $\Delta t$  は時間間隔で  $\Delta t = t^k - t^{k-1}$  である。

また、最後に密度  $\rho(\mathbf{x}, t)$  を  $\Omega'_p$  上では定数となる時間に依存した値  $\rho_p(t)$  を用いて

$$\rho(\mathbf{x}, t) = \sum_{p=1}^{N_p} \rho_p(t) U_p(\mathbf{x}) \quad (2.2.1-58)$$

で表すことで質量保存則の式(2.2.1-1)より

$$\rho_p^{k+1} = \frac{\rho_p^k}{1 + \text{tr}(\Delta \sigma_p^{k+1})} \quad (2.2.1-59)$$

が導ける。ただし、 $\rho_p^k = \rho_p(t^k)$  である。

#### d) アルゴリズムの概要

変数の更新の準備として内挿関数  $N_i(\mathbf{x}_p^k)$  ( $=N_{ip}^k$ ) とその勾配関数  $\mathbf{G}_{ip}^k$  を計算し、粒子の質量  $M_p$  を用いて格子点の質量  $m_i^k$  を次式で求める。なお、 $N_n$  は一格子がもつ格子点の個数である。

$$m_i^k = \sum_{p=1}^{N_p} M_p N_{ip}^k \quad (2.2.1-60)$$

粒子の応力  $\sigma_p^k$  を用いて式(61a)、(61b)から格子点の内力  $\mathbf{f}_i^{\text{int},k}$  と外力  $\mathbf{f}_i^{\text{ext},k}$  を求め、格子点の加速度  $\mathbf{a}_i^k$  を求める。なお、 $\mathbf{b}_p^k$  は粒子の単位体積力である。

$$\mathbf{f}_i^{\text{int},k} = - \sum_{p=1}^{N_p} M_p \mathbf{G}_{ip}^k \cdot \sigma_p^{s,k} \quad (2.2.1-61a)$$

$$\mathbf{f}_i^{\text{ext},k} = \sum_{p=1}^{N_p} M_p \mathbf{b}_p^k N_i(\mathbf{x}_p^k) \quad (2.2.1-61b)$$

ここで、

$$\mathbf{a}_i^k = (\mathbf{f}_i^{\text{int},k} + \mathbf{f}_i^{\text{ext},k}) / m_i^k \quad (2.2.1-62)$$

$\mathbf{a}_i^k$  を用いて格子点の速度  $\mathbf{v}_i^k$  を次式で更新する。

$$\mathbf{v}_i^L = \mathbf{v}_i^k + \mathbf{a}_i^k \Delta t \quad (2.2.1-63)$$

$\mathbf{v}_i^L$  を用いて粒子の座標  $\mathbf{x}_p^k$  と速度  $\mathbf{v}_p^k$  を次式で更新する。

$$\mathbf{x}_p^{k+1} = \mathbf{x}_p^k + \Delta t \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{v}_i^L N_{ip}^k \quad (2.2.1-64)$$

$$\mathbf{v}_p^{k+1} = \mathbf{v}_p^k + \Delta t \sum_{i=1}^{N_n} \mathbf{a}_i^k N_{ip}^k \quad (2.2.1-65)$$

$\mathbf{v}_p^{k+1}$  を用いて次ステップでの格子点の速度  $\mathbf{v}_i^{k+1}$  を求める。

$$\mathbf{v}_i^{k+1} = \sum_{p=1}^{N_p} m_p \mathbf{v}_p^{k+1} N_{ip}^k / m_i^k \quad (2.2.1-66)$$

$\mathbf{v}_i^{k+1}$ を用いて次ステップでのひずみ増分 $\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_p^{k+1}$ を求める。

$$\Delta\boldsymbol{\sigma}_p^{k+1} = \frac{\Delta t}{2} \sum_{i=1}^{N_n} \left\{ \mathbf{G}_{ip}^k \mathbf{v}_i^{k+1} + (\mathbf{G}_{ip}^k \mathbf{v}_i^{k+1})^T \right\} \quad (2.2.1-67)$$

応力増分 $\Delta\boldsymbol{\sigma}_p^{k+1}$ を計算し $\boldsymbol{\sigma}_p^{k+1}$ に更新する。

$$\Delta\boldsymbol{\sigma}_p^{k+1} = \mathbf{T} : \Delta\boldsymbol{\sigma}_p^{k+1} \quad (2.2.1-68) \quad \boldsymbol{\sigma}_p^{k+1} = \boldsymbol{\sigma}_p^k + \Delta\boldsymbol{\sigma}_p^{k+1} \quad (2.2.1-69)$$

また、粒子の密度 $\rho_p^k$ を式(59)で更新する。

$$\rho_p^{k+1} = \rho_p^k / \{1 + tr(\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_p^{k+1})\} \quad (2.2.1-70)$$

### 3) 検討モデル

一面せん断試験は、直径 6cm、高さ 2cm の土の供試体を用いて、上部約 1cm のリング部分を水平方向に移動させることにより実施される。ここでは、その幅(直径)と高さの比率を用いて、土の試験体モデルとして図 2.2.1-3 に示す横 30cm、高さ 10cm の 2 次元モデルを基本モデルとした。さらに、せん断破壊の進展とすべり線の形成過程に及ぼす地盤領域つまりサイズ効果を把握するため、幅を 30cm とし、高さを 20cm としたモデル(Model 30×20)、高さを 30cm としたモデル(Model 30×30; 図 2.2.1-4)、さらに幅を 60cm とし、基本モデルと同様の比率を用い、高さを 20cm としたモデル(Model 60×20)、さらに高さを 60cm としたモデル(Model 60×60)を用いた。また、幅を 90cm とし基本モデルと同様の比率を用い高さを 30cm としたモデル(Model 90×30)、さらに高さを 90cm としたモデル(Model 90×90)を用いた。

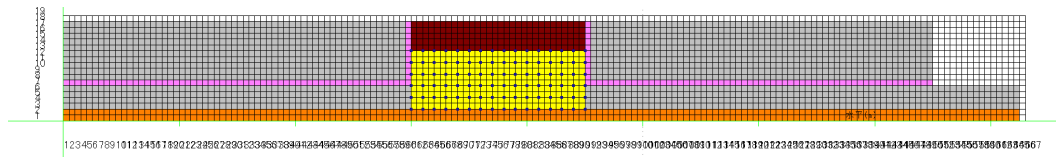


図 2.2.1-3 一面せん断シミュレーションの基本モデル

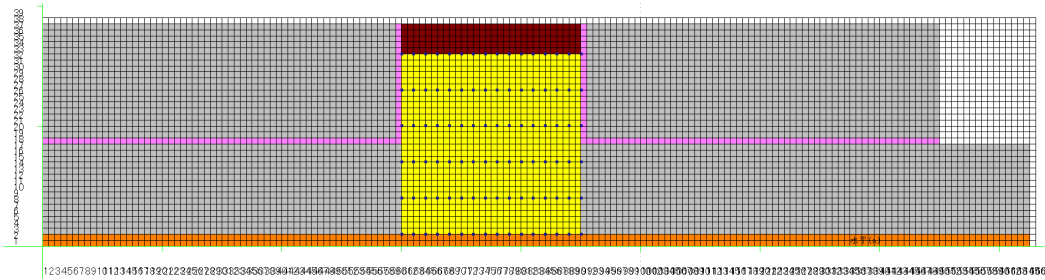


図 2.2.1-4 一面せん断シミュレーションの Model(30×30)

一面せん断試験機に相当する土モデルの周辺の構造は、下の固定リングに相当する領域、上の移動リングに相当する領域、上載荷重を載荷する土モデルの上部の領域を設けた、その領域は土モデルより硬質な弾性材料とした。また、リングの上部と下部に相当する領域の間には、上部の水平移動をスムーズに行うため、強度を著しく小さく設定した Druker-Praker モデルを構成則とする領域を 0.02m と薄く設定した。土モデルとその外側の領域には縦、横 0.02m の格子を設置し、格子内には縦、横方向とも 2 個の粒子を設定した。

上載荷重は土モデルの上に設置した領域(幅 30cm のモデルでは高さ 5cm)における重力の作用を 20 倍とし、約 1.0m の土が上方にあることを想定した。また、上部領域の水平移動は、解析コードの制約から、土モデルの幅が 30cm のモデルに対して速度 0.2m/s を強制作用し、60cm のモデルに対してひずみ速度が幅 30cm のモデルと同じとなるように速度 0.4m/s を強制作用し、90cm のモデルに対してひずみ速度が幅 30cm のモデルと同じとなるように速度 0.6m/s を強制作用することにより、定速での移動を行った。図 2.2.1-5 に土モデルの高さに応じた速度作用時間と移動変位の関係、図 2.2.1-6 に最終時刻における土モデル内の高さ方向の変位分布を示す。図に示すように上部リングに相当する領域はほぼ一様に定速で移動し、土モデルの中央部では上から下に向かってせん断変形が生じていることが分かる。

次に、土要素のモデルには、浅岡モデルを用いてモデル化した。設定した構成パラメータを用いて 3 軸圧縮試験のシミュレーションにより得られた軸差応力と軸ひずみの関係を図 2.2.1-7、平均拘束圧と偏差応力との関係を図 2.2.1-8 に示す。図に示すようにピーク強度は軸ひずみ 20% に対して生じ、内部摩擦角 53 度の高強度な砂質材料となっている。

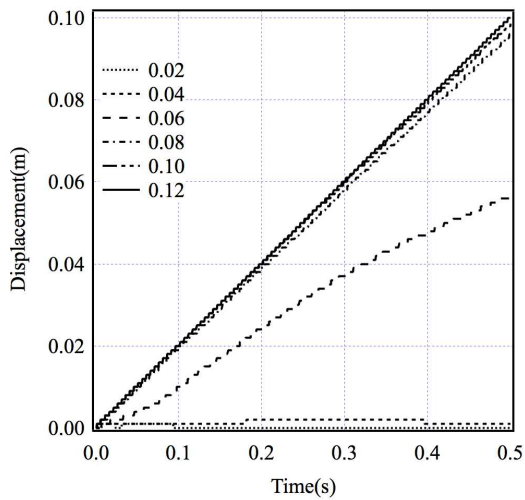


図 2.2.1-5 基本モデルのリング速度作用時間と移動変位

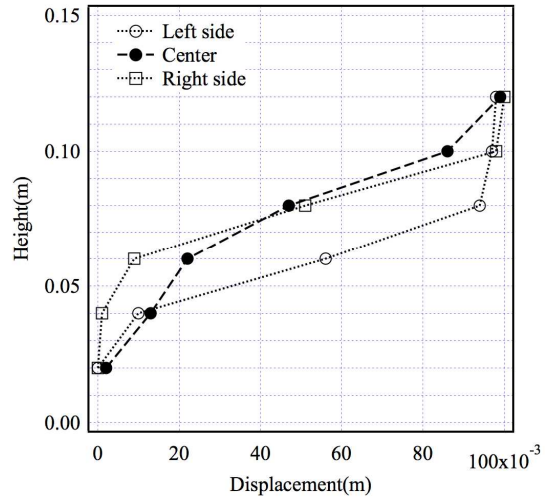


図 2.2.1-6 基本モデルにおける最終時刻における土モデル内の位置における高さ方向の変位分布

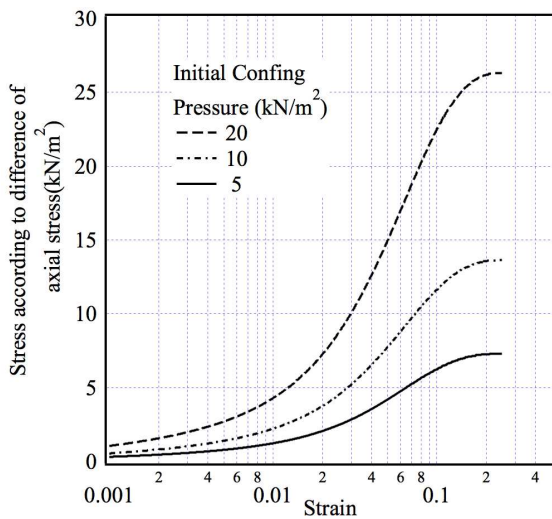


図 2.2.1-7 三軸圧縮試験のシミュレーションにより得られた軸差応力と軸ひずみの関係

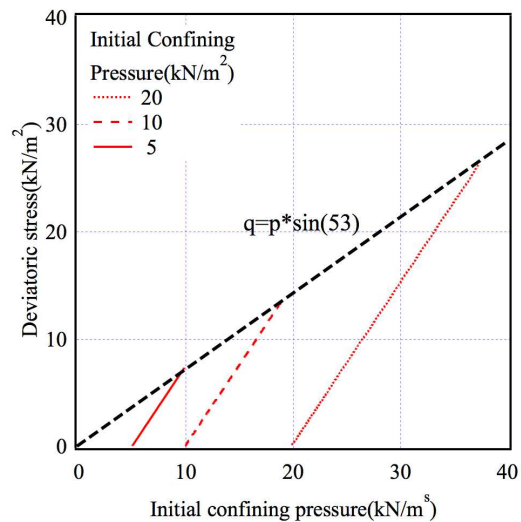


図 2.2.1-8 平均拘束圧と偏差応力の関係

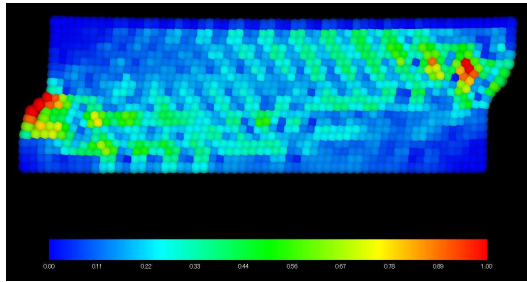
#### 4) 検討により得られたせん断破壊過程

まず、幅30cmのモデルについて、解析により得られた基本モデルと高さ20cmのModel 30×20のせん断ひずみの発達過程の比較を図2.2.1-9に示す。次に、高さ20cmのModel 30×20と高さ30cmのModel 30×30のせん断ひずみの発達過程を図2.2.1-10に示す。基本モデルでは上部の移動に伴い上面、下面より斜め方向(概ね60~70度程度； $45+53/2=71$ 度)にせん断ひずみの比較的大きな領域が離散的に発生し、変位の増大とともに上部は左上部端から上面に、

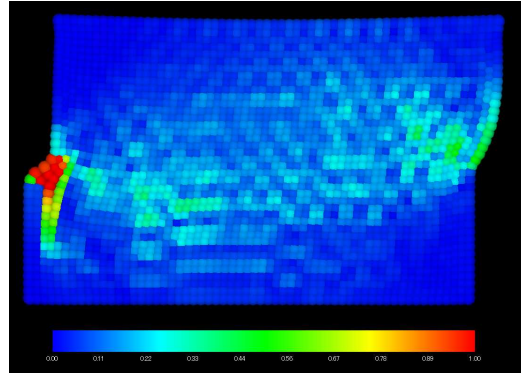
下部は右上端より下面に向かってせん断ひずみの大きな領域が形成し、後に上部と下部の境界に大きなせん断ひずみ領域が形成されるという過程が認められる。高さ20cmのケースでは、若干、上、下面の影響はあるものの、上部と下部の境界面に対して斜めの方向（概ね60～70度程度）にせん断ひずみの比較的大きな領域が離散的に発生し、上部に変位増大に伴い、上部と下部の境界面に沿ってせん断ひずみの大きな領域が連なるという過程が認められる。高さ30cmのModel 30×30では、上、下面がせん断ひずみの形成、発達過程に20cmのModelほど影響を及ぼさず、20cmぐらいの高さで斜めのせん断ひずみの大きな領域が形成され、上部に変位増大に伴い、上部と下部の境界面に沿ってせん断ひずみの大きな領域が連なるという過程が認められる。

次に、幅30cmの基本モデルと幅60cmのModel 60×20との比較を図2.2.1-11、幅30cmのModel 30×30と幅60cmのModel 60×60との比較を図2.2.1-12、さらにModel 60×60と幅90cmのModel 90×90との比較を図2.2.1-13に示す。図2.2.1-11より、幅60cmのModelは上、下面に平行に、上部は左上部端から上面に、下部は右上端より下面に向かってせん断ひずみの大きな領域が形成されている。せん断ひずみの大きな領域全体の傾向は幅30cmと同様であるが、せん断ひずみの発達方向が異なっている。上部の変位増大に伴い、上部と下部の境界に沿った方向のせん断ひずみが連なる過程が認められる。図2.2.1-12より、幅60cmのModel 60×60では、傾向はModel 30×30と似ているものの、斜めのせん断ひずみの発達領域の高さが30～40cmとModel 30×30における20cmの倍程度の値となっており、Modelサイズの影響が現れていると考えられる。しかし、図2.2.1-13より、幅90cmのModel 90×90では、傾向はModel 60×60と似ているものの、斜めのせん断ひずみの発達領域の高さが1/3程度、つまり30～40cmとModel 60×60におけるせん断ひずみの発達領域の高さと同程度の値となっている。このことは、せん断ひずみ発達領域は材料に応じて一定の幅を有し、Modelサイズの影響はそのサイズより小さい場合に現れると考えられる。



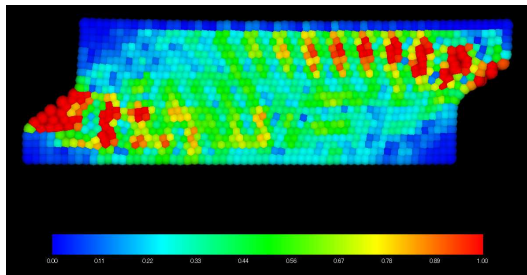


30×10

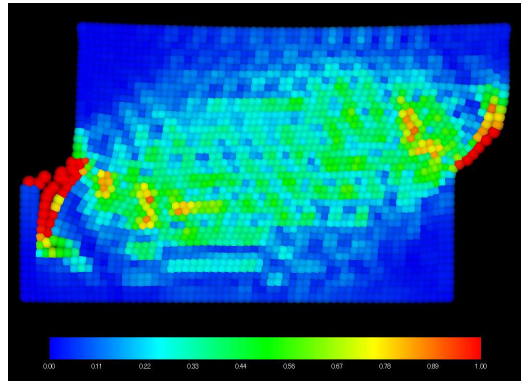


30×20

a)0.1 秒

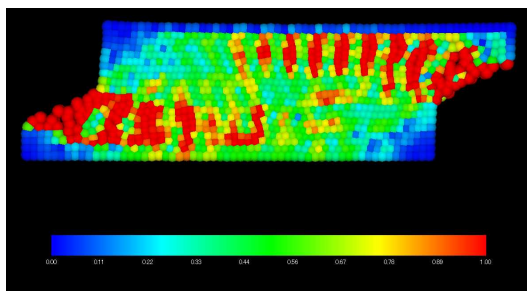


30×10

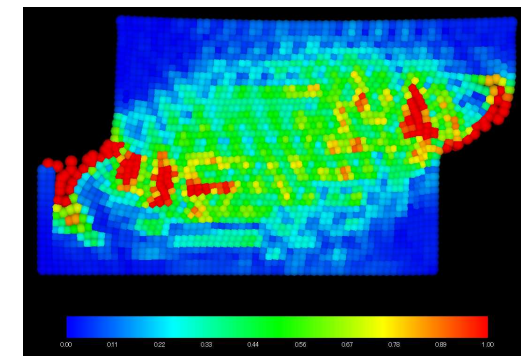


30×20

b)0.2 秒



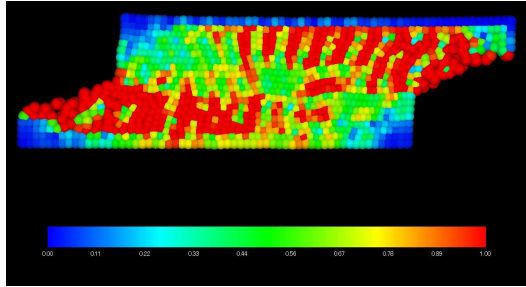
30×10



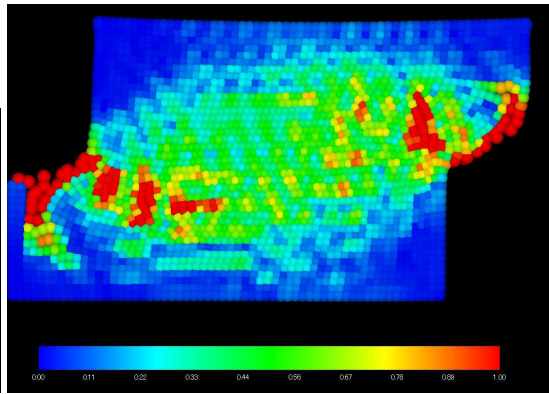
30×20

c)0.3 秒

図 2.2.1-9(1) 基本モデルと Model 30×20 のせん断ひずみ分布の比較

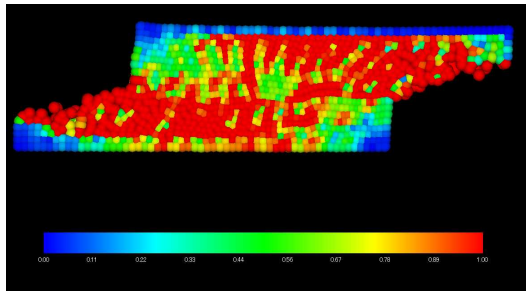


30×10

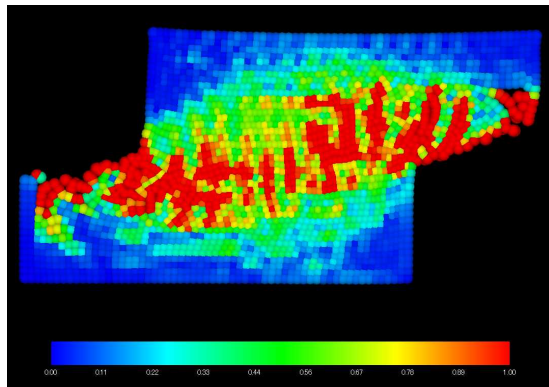


30×20

c)0.4 秒



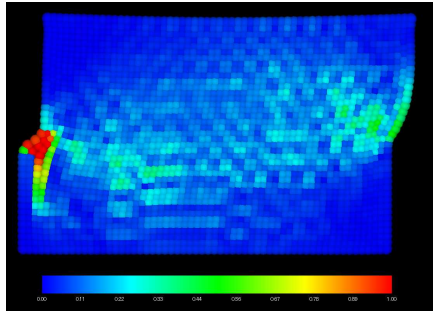
30×10



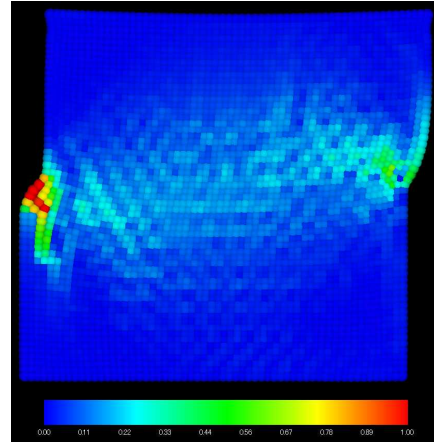
30×20

c)0.5 秒

図 2.2.1-9(2) 基本モデルと Model 30×20 のせん断ひずみ分布の比較

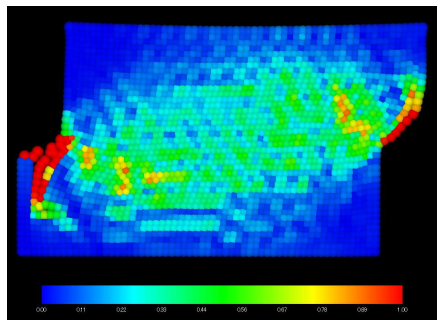


30×20

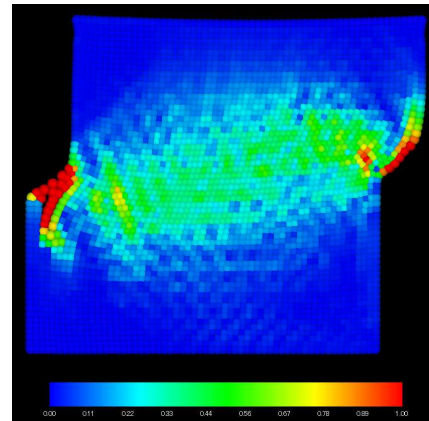


30×30

a)0.1 秒

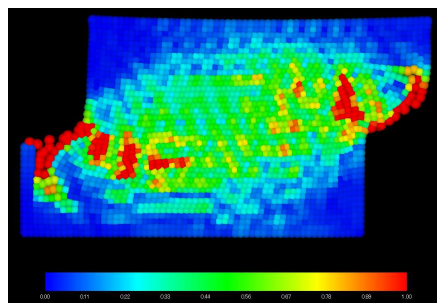


30×20

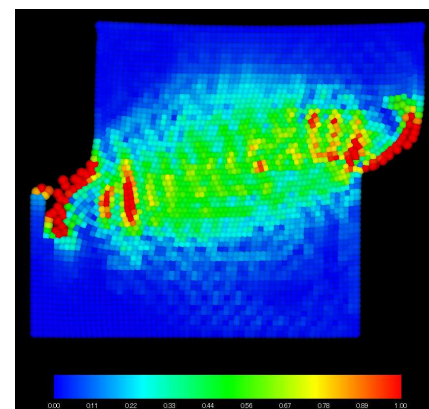


30×30

b)0.2 秒



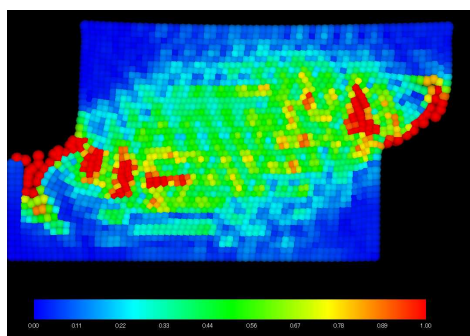
30×20



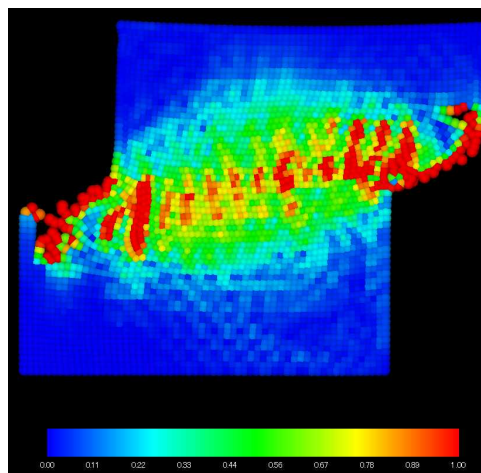
30×30

c)0.3 秒

図 2.2.1-10(1) 基本モデルと Model 30×30 のせん断ひずみ分布の比較

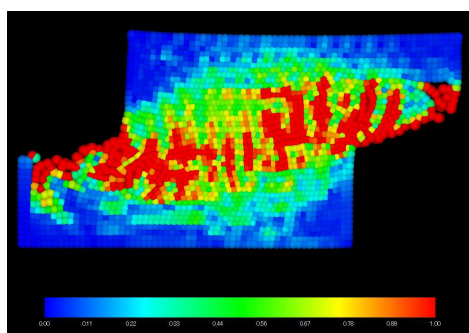


30×20

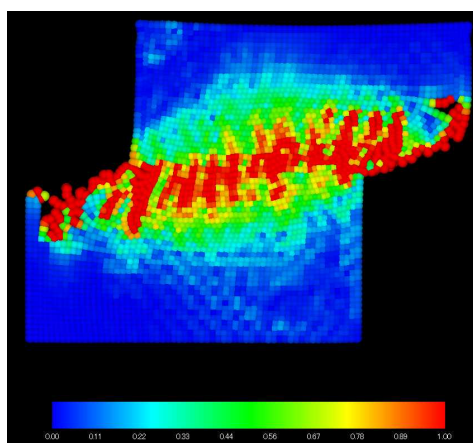


30×30

c)0.4 秒



30×20

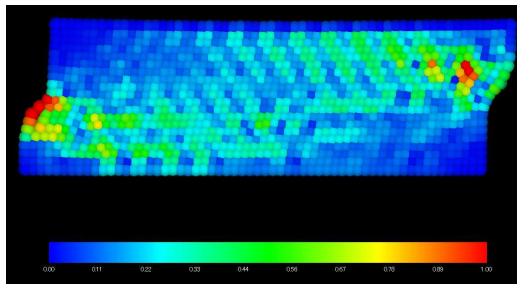


30×30

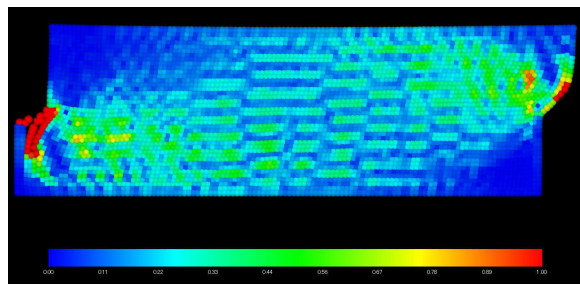
c)0.5 秒

図 2.2.1-10(2) 基本モデルと Model 30×30 のせん断ひずみ分布の比較

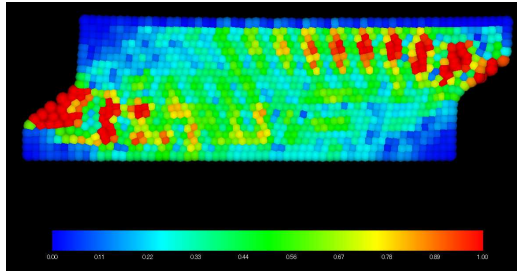




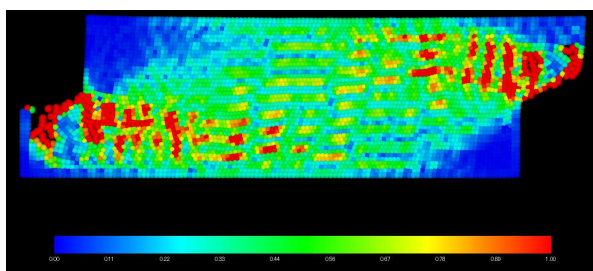
a)0.1 秒(30×10)



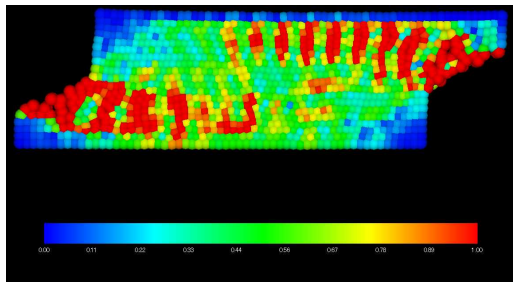
b)0.2 秒(60×20)



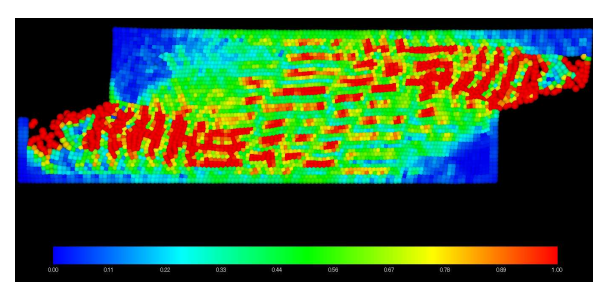
c)0.2 秒(30×10)



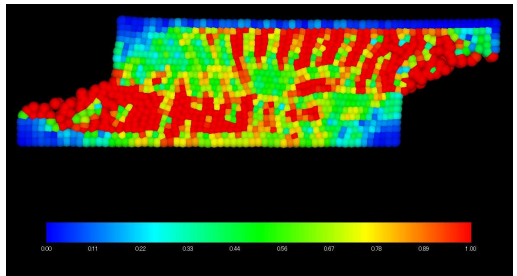
d)0.4 秒(60×20)



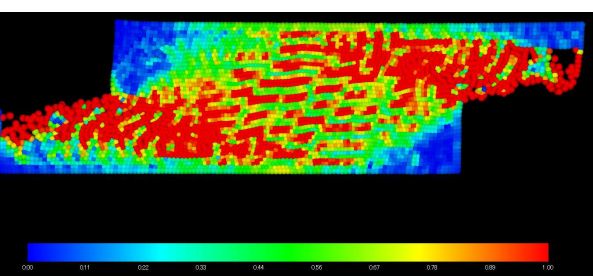
e)0.3 秒(30×10)



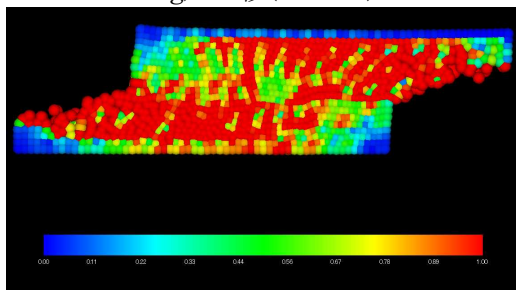
f)0.6 秒(60×20)



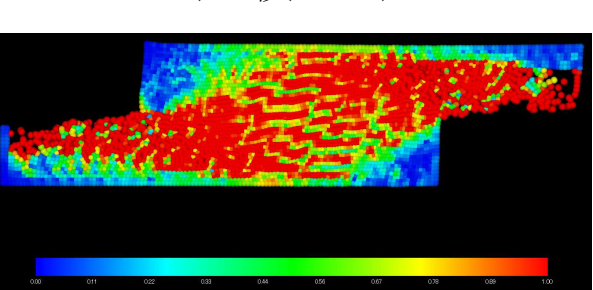
g)0.4 秒(30×10)



h)0.8 秒(60×20)

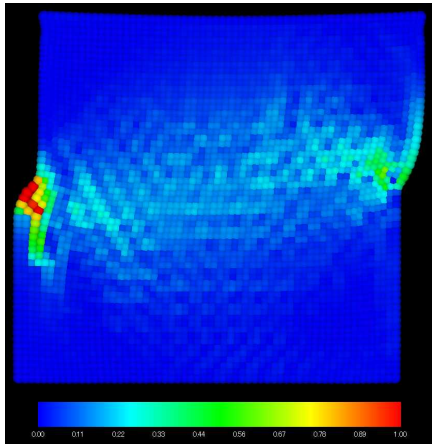


i)0.5 秒(30×10)

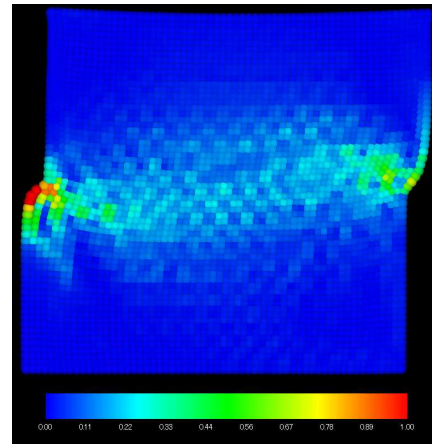


j)1.0 秒(60×20)

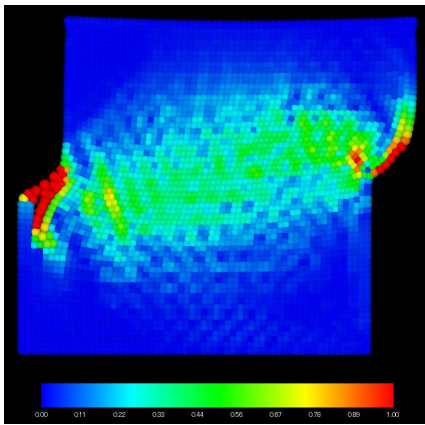
図 2.2.1-11 基本モデルと Model 60×20 のせん断ひずみ分布の比較



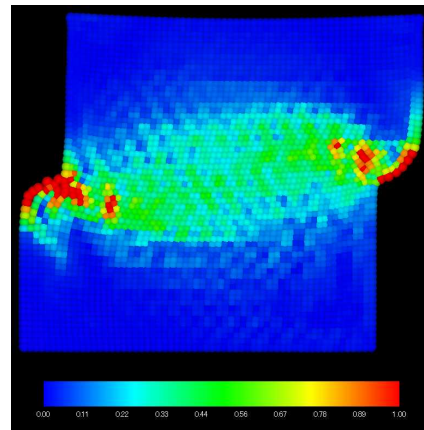
a)0.1 秒(30×30)



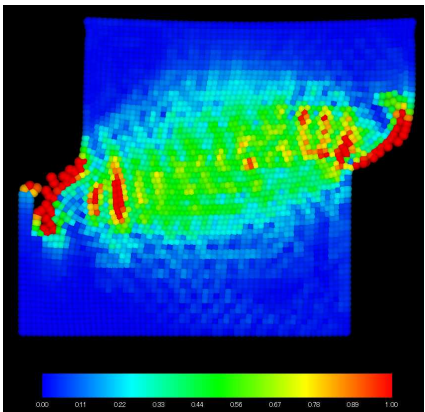
b)0.2 秒(60×60)



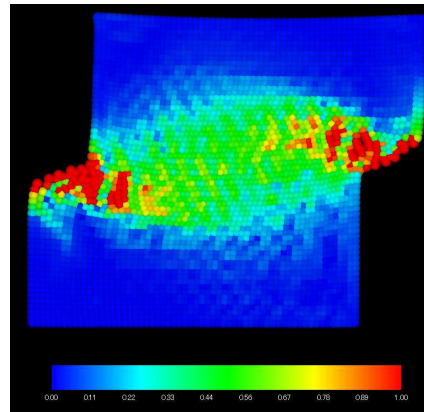
c)0.2 秒(30×30)



d)0.4 秒(60×60)

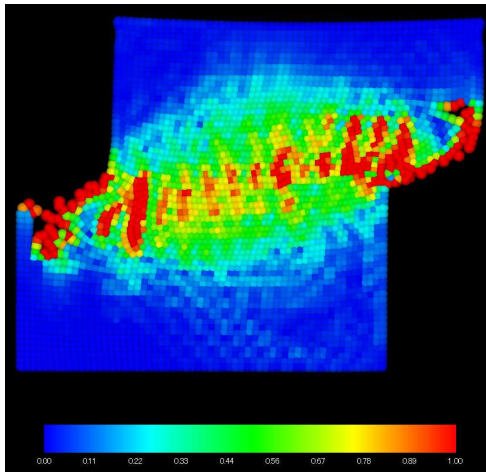


e)0.3 秒 30×30

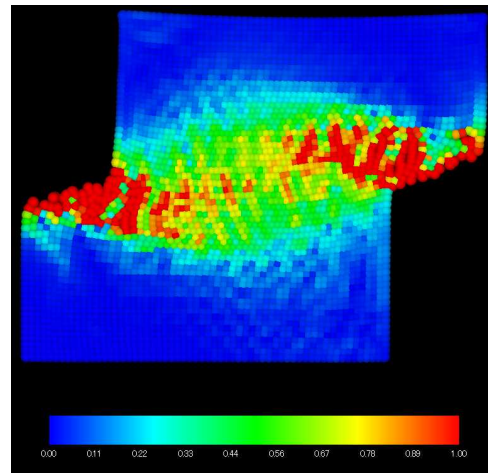


f)0.6 秒(60×60)

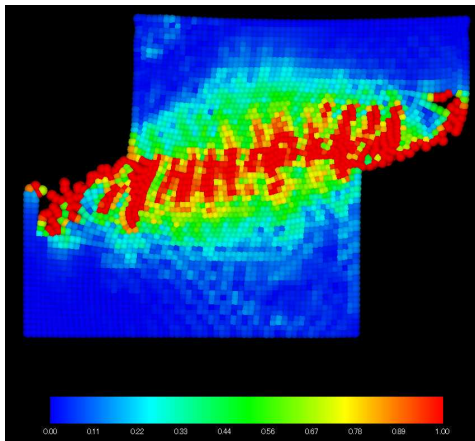
図 2.2.1-12(1) Model 30×30 と Model 60×60 のせん断ひずみ分布の比較



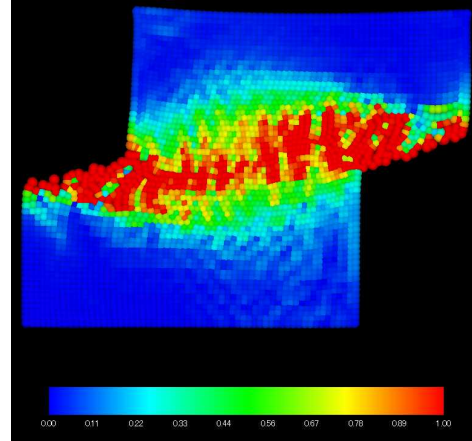
g) 0.4 秒(30×30)



h) 0.8 秒(60×60)



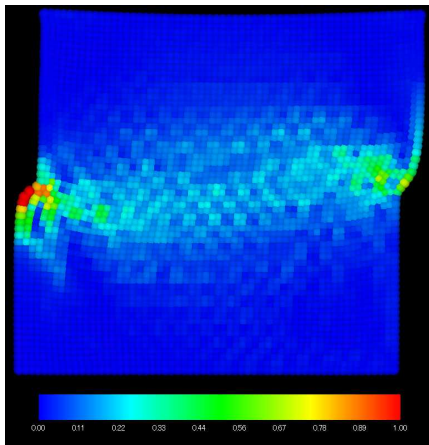
i) 0.5 秒(30×30)



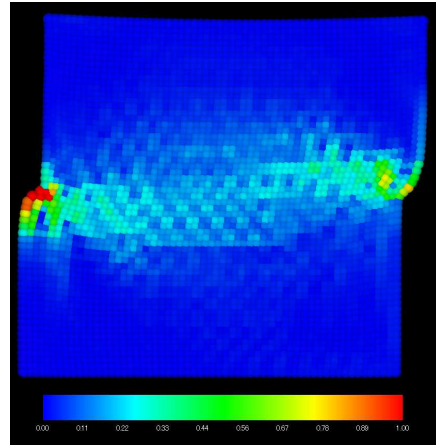
j) 1.0 秒(60×60)

図 2.2.1-12(2) Model 30×30 と Model 60×60 のせん断ひずみ分布の比較

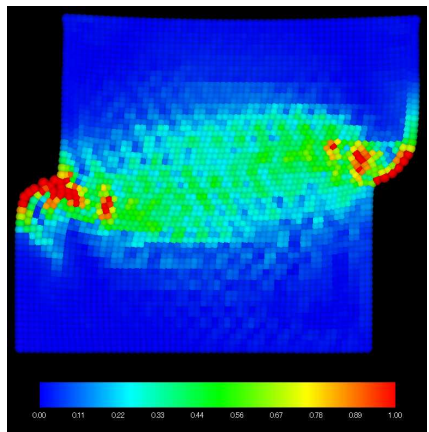




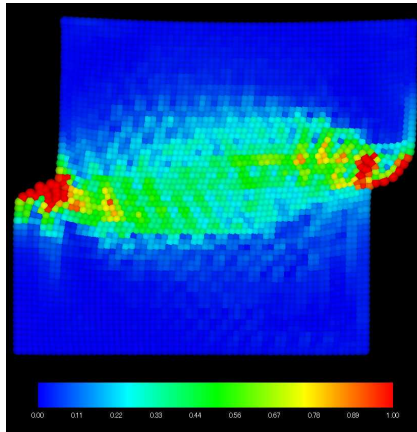
a)0.2 秒(60×60)



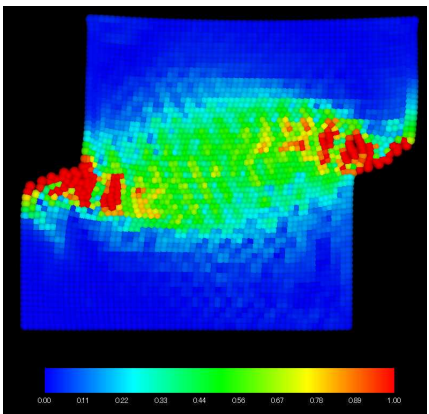
b)0.3 秒(90×90)



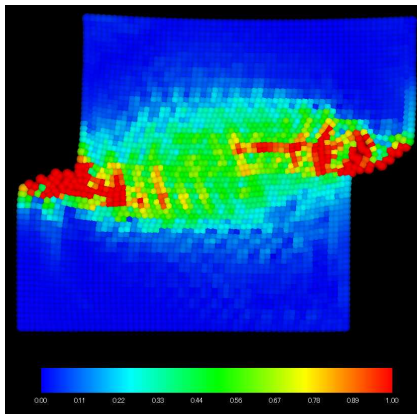
c)0.4 秒(60×60)



d)0.6 秒(90×90)

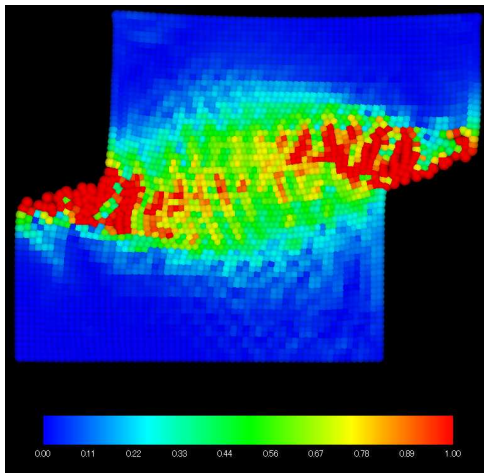


e)0.6 秒(60×60)

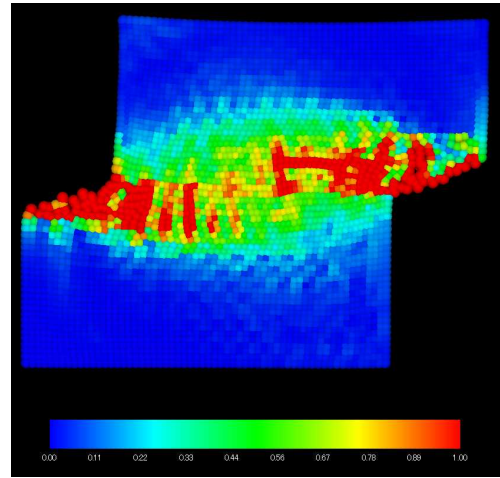


f)0.9 秒(90×90)

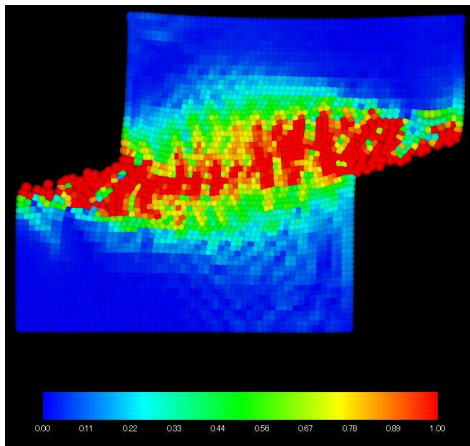
図 2.2.1-13(1) Model 60×60 と Model 90×90 のせん断ひずみ分布の比較



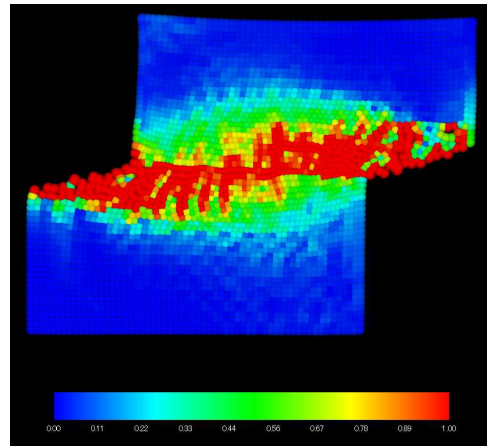
g) 0.8 秒(60×60)



h) 1.2 秒(90×90)



i) 1.0 秒(60×60)



j) 1.5 秒(90×90)

図 2.2.1-13(2) Model 60×60 と Model 90×90 のせん断ひずみ分布の比較



### 3.2.2 模型実験データによる評価基準値の粒子法による評価

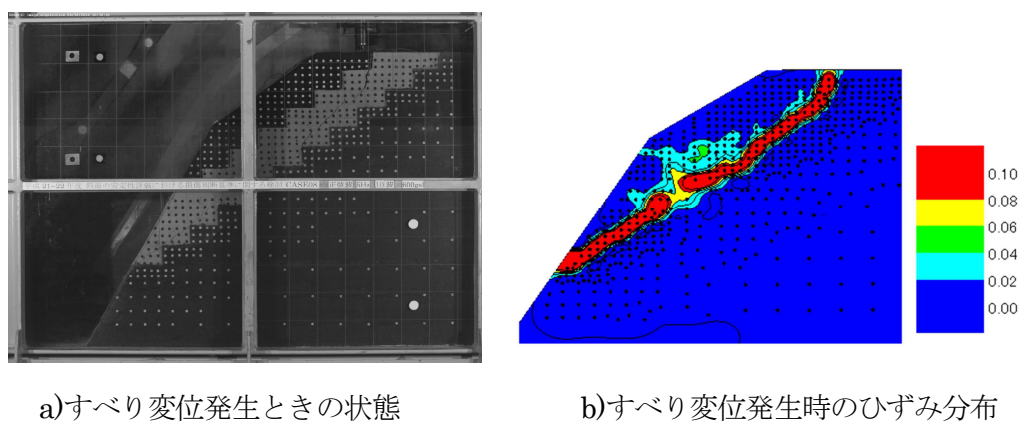
#### 1) 評価の考え方

ここでは、(独)原子力安全基盤機構(JNES)のREレポート「JNES-RE-2013-2037:基礎地盤及び斜面の安定性に係る設計・リスク評価の手引き」で示された地震時における斜面の安定性を評価するための指標として、斜面内にせん断破壊領域が形成され、それが連なりすべり線を形成した直後まで生じるすべり線上の土塊の変位の基準値の解析による評価の考え方を示す。

前述のREレポートでは、(独)原子力安全基盤機構では、平成20年度より実施してきた小型、中型および大型の斜面模型を踏まえ、斜面の安定性に関する評価基準値として基準変位の考え方を以下のように示している。

#### RE レポートによる基準変位量の設定事例と考え方

まず、図 3.2.2-1 にすべり変位が発生した状態の斜面模型内のすべり線の発達状態と地盤内のせん断ひずみ分布の状態との関係の一例を示す。ここで、地盤内のひずみは模型に設置したマーカーの移動に基づいて算出したひずみである。すべり変位発生時には3から5%程度のせん断ひずみが発生し、図 3.2.2-2 に示す地盤材料の三軸圧縮試験より得られるピーク強度を超える状態に対応するひずみとなっている。この傾向は他の実験ケースについても同様であった。



a)すべり変位発生時の状態

b)すべり変位発生時のひずみ分布

図 3.2.2-1 すべり発生時におけるせん断ひずみ分布の一例

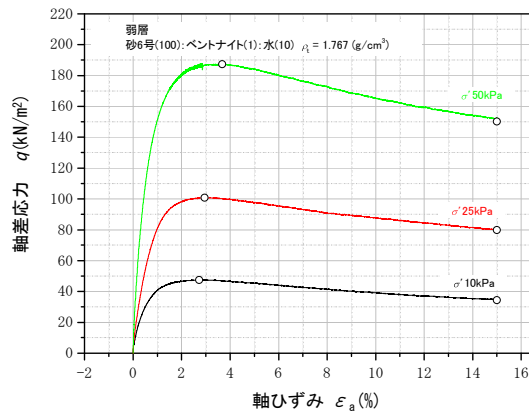
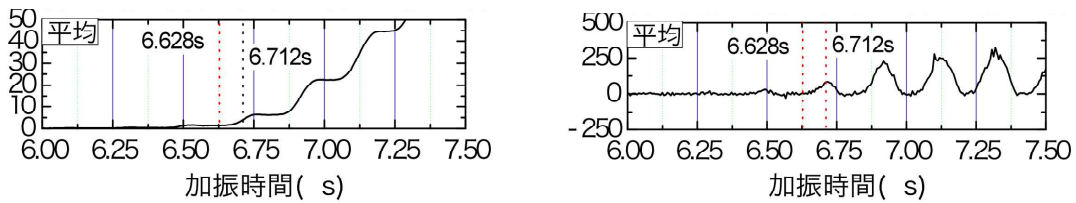


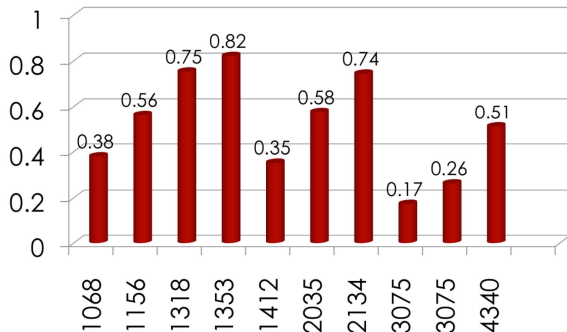
図 3.2.2-2 斜面模型材料の三軸圧縮試験による応力-ひずみ関係



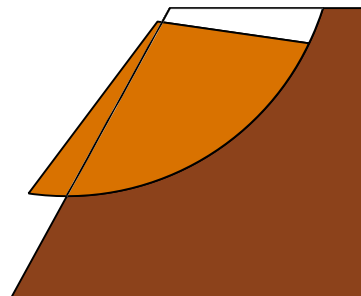
a) すべり土塊の平均相対変位

b) すべり土塊の平均相対速度

図 3.2.2-3 すべり土塊の移動状態の一例



a) 基準変位とすべり長さの関係



b) 基準変位のイメージ

図 3.2.2-4 基準変位とすべり長さの関係

次に、図 3.2.2-3 に示した実験事例について、すべり土塊の土層内の基準点に対する相対変位、相対速度の時刻歴を示す。図中のすべり土塊の相対変位、相対速度時刻歴は土塊内の平均であり、全体が一方向に移動することにより、一方向へ相対速度の山が生じている。相対変位では明瞭な移動を確認することは困難であるが、相対速度では土塊の移動開始を明瞭に判断することができる。このことから、すべり土塊全体の相対移動による顕著な相対速度が発生する状態をすべりが発生する状態として、幾つかの斜面模型の加振実験結果についてすべり発生時の変位を求めた。実験では、種々の高さの模型を用い、スケールの影響を確認するため、すべり線の長さで基準化した値(基準変位量)とすべり線長さの関係を図 3.2.2-4 に示す。この実験の

規模や、地盤材料に対する基準変位量は0.2から0.3程度の値が適当と考えられる。

対象サイトに応じた「基準変位量」の設定にあたっては、まずは対象地盤材料の強度変形特性に関する試験を実施するとともに、地質・地盤構造の強度・変形特性の空間分布に関する調査も合わせて実施することが必要である。その実験結果に基づき、地盤の地震応答を考慮した静的非線形解析により、発生ひずみなどと地盤材料の強度特性を考慮して設定する必要がある。斜面崩壊に至るメカニズムを適切に考慮し、必要な地盤の非線形性を考慮した数値解析手法によって具体的な「基準変位量」を設定する。ここで「必要な地盤の非線形性を考慮した」とは、「基準変位量」となるまでの地盤の応答を勘案し、その発生ひずみレベルに応じた非線形な剛性や期待される残留強度、変形の局所化の程度など、その斜面の状態を再現する上で考慮すべき事項を反映することを意味する。したがって、「基準変位量」をあまり非線形性が卓越しない状態に留める場合には、考慮すべき非線形性の程度もそれに合わせて破壊を考慮できない手法などを用いることも可能である。また、その際に用いる解析手法は、斜面崩壊に至るメカニズムを安全側に適切に考慮可能な場合については、動的・静的を問わないが、各解析パラメータが解析結果に与える影響の感度分析を実施するなど、安全側の結果を得るための十分な配慮が必要である。なお、斜面崩壊に至る想定メカニズムならびに上記で採用する解析手法の妥当性を検証するために、代表的なケースについて地盤の破壊を考慮した解析法による検証を行うことが望ましい。

ここでは、前項で一面せん断試験の再現解析に用いた地盤の弾性から破壊に至る挙動の評価が可能な粒子法(MPM)を用いて、前述のREレポートで示した基準変位の評価根拠とした実験結果の再現解析に基づき、基準変位の評価を行う。

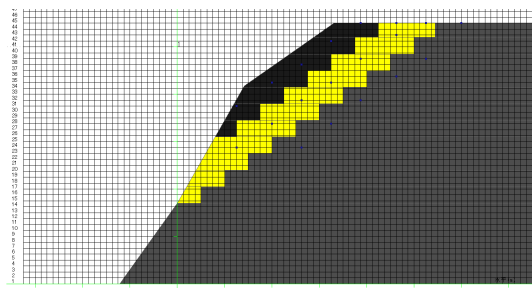
## 2)評価に用いた解析モデルと解析条件

本項で対象とする実験ケースを表3.2.2-1に示す。

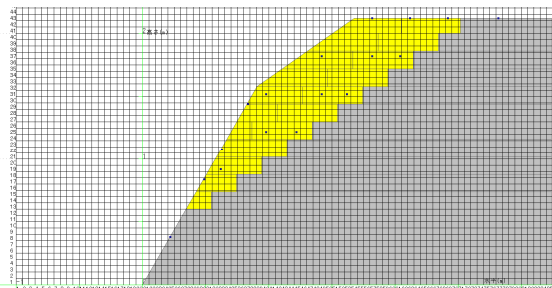
表3.2.2-1 検討の対象とする実験ケース

実験ケース	弱層勾配(度)	模型サイズ	入力波	表層の有無	弱層材料	モデル名
8	35	小型	正弦波	あり	材料A	弱層モデル
11		中型		なし		
12	45		不規則波	あり		





a) ケース 8



b) ケース 11



c) ケース 12

図 3.2.2-5 各ケースの解析モデル

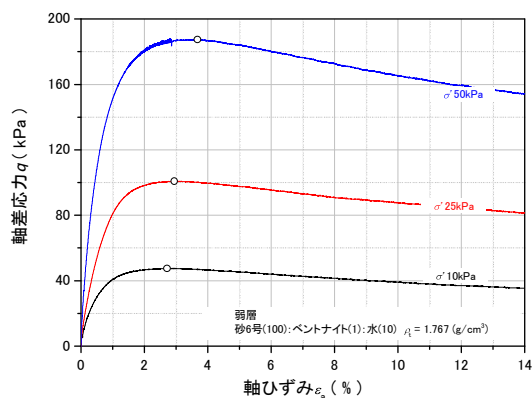


図 3.2.2-6 弱層材料の三軸圧縮試験による軸ひずみと軸差応力の関係

それ3つのケースに対するMPMによる解析モデルを図3.2.2-5に示す。表層、弱層、基盤層ともに粒子の集合によりモデル化を行う。モデル底面、背面ともに固定境界とし、減衰定数には剛性比例減衰 ( $\beta=0.002$ ) を用いた。

解析に用いた材料の物性値のうち弱層については、実験に用いた弱層材料の三軸圧縮試験による応力-ひずみ関係を図3.2.2-6に示す。表層は、表3.2.2-2に示す物性値を用い弾完全塑性体、基盤層は変形が小さいこと踏まえ、弾性体でモデルした。

表 3.2.2-2 MPMによる大変形解析用いた表層と基盤層の物性値 (ピーク時)

層名	密度(kN/m <sup>3</sup> )	粘着力(kPa)	内部摩擦角(度)
表層	30.0	107.0	0.0
基盤層	18.9	280.5	57.3

表層には、ドラグープラガー型の降伏関数を有した弾完全塑性モデルを用いた。必要となる基本的なパラメータは、ヤング率、ポアソン比、密度、内部摩擦角、粘着力、ダイレイタンシー角である。解析パラメータの設定にあたっては、三軸圧縮試験結果を同定して決定した。基盤層の基本的なパラメータは、ヤング率、ポアソン比、密度であり、材料試験を基にこれらの値を設定した。表3.2.2-3に表層と基盤層の解析パラメータを示す。

表 3.2.2-3 表層と基盤層に用いた解析パラメータ

	表層	基盤層
モデル名	ドラガープラガーモデル	弾性体モデル
密度	3000 (kg/m <sup>3</sup> )	1890 (kg/m <sup>3</sup> )
ヤング係数	8.16×10 <sup>4</sup> (kPa)	1.0×10 <sup>4</sup> (kPa)
ポアソン比	0.214	0.267
内部摩擦角	0.0(deg)	-
粘着力	107.0(kPa)	-
ダイレイタンシー角	0.0(deg)	-
塑性ポテンシャル角	0.0(deg)	-
引張強度	10.7(kPa)	-

弱層には、阿部らがもちいている上・下負荷面を有した弾塑性モデル<sup>(参 3.5.3)</sup>を用いた。物性値の設定にあたっては三軸圧縮試験結果を同定して決定した。図 3.2.2-7 に同定したパラメータを用いて算出した前述の三軸圧縮試験による応力-ひずみ関係との比較、表 3.2.2-4 に同定で得られた解析パラメータを示す。

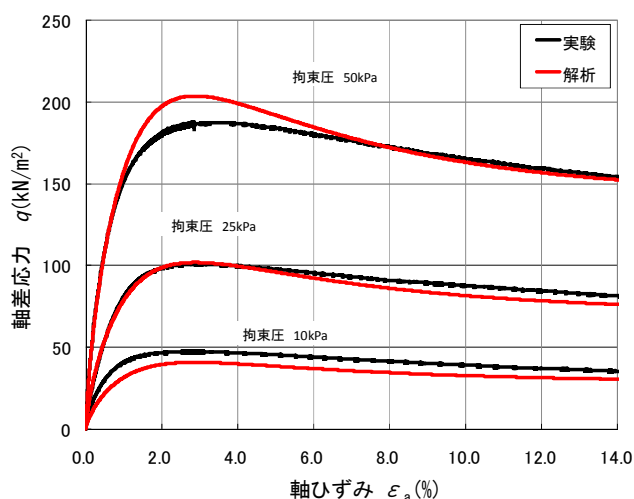


図 3.2.2-7 弱層材料の構成モデルおよび三軸試験による応力-ひずみ関係の比較

表 3.2.2-4 弱層に用いた解析パラメータ  
(a) 弾塑性パラメータ

圧縮指数 $\lambda$	0.05~0.10	三軸圧縮試験より同定
膨張指数 $\kappa$	0.0011~0.051	三軸圧縮試験より同定
限界状態定数 M	1.45	内部摩擦角 : 35.7deg
正規圧密線(NCL)の切片 N	2.085	・ $N=1+e_0+\ln p_0'$ より算定 ・ $q=0, p_0'=98.1\text{kPa}$ の値
ポアソン比 $\nu$	0.214	繰返し三軸試験より決定
EC モデルパラメータ $n_e$	1.001	1.0 に近い値を用いる.
破壊線の粘着力 (kPa)		0.0

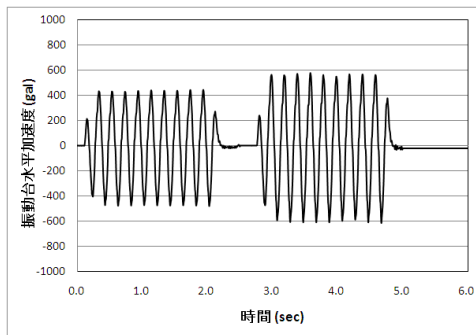
(b) 発展則パラメータ

構造低位化指数 $a$	0.01	<ul style="list-style-type: none"> <li>・典型的な粘土</li> <li>・構造の劣化速度が小さい</li> </ul>
正規圧密指数 $m$	3.0~0.01	<ul style="list-style-type: none"> <li>・典型的な粘土~砂</li> <li>・過圧密の解消が速い~遅い</li> </ul>
回転硬化指数 $b_r$	5.0	<ul style="list-style-type: none"> <li>・異方性の発達が速い</li> </ul>
回転硬化限界定数 $m_b$	1.18	<ul style="list-style-type: none"> <li>・限界状態定数 <math>M</math> に漸近する</li> </ul>

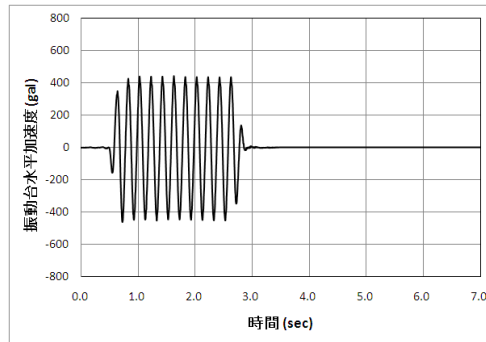
(c) 初期値

構造の程度 $1/R_0^*$	1.05	構造を若干有している状態
過圧密比 $1/R_0$	5.26	過圧密状態
側圧係数	0.5	$K_0 = 1 - \sin 30^\circ$
異方性の程度 $\zeta_0$	0.75	初期応力解析による上載圧より $K_0$ から算定

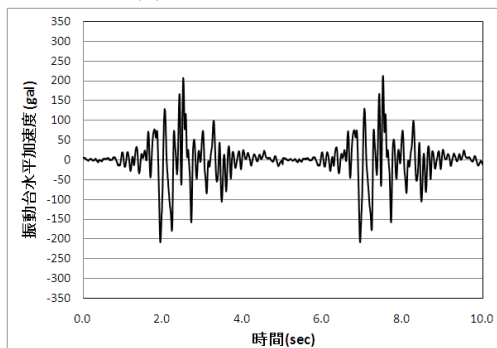
入力波を示す。これらは振動台実験に用いた入力波である。崩壊直前でテンションクラックが生じた影響を考慮するため、崩壊時と崩壊時直前のステップでの入力波形を合わせたものを用いた。ただし、ケース 11 は、他のケースと異なり非段階加振であり、テンションクラックの発生が明確でないため、崩壊時の波形のみ用いた。



(a) ケース 8



(b) ケース 11



(d) ケース 12

図 3.2.2-8 MPM による解析に用いた入力波

各解析ケースの粒子数と格子長を表 3. 2. 2-5 に示す。また、解析終了まで要した時間も同様に示す。粒子数は全体的に 4, 000~10, 000 程度、格子長は 0. 025m~0. 10m である。ケース 12 では、不規則波を用いた解析を行っているため、解析時間が長くなっている。総じて 1 ステップあたり 0. 08 秒程度の時間を要している。

なお、粒子数と格子長の影響については、粒子数を 1000~2000 程度、格子長を表中の 2 倍にしても、崩壊モードの再現の精度に大きな影響を与えないことを確認している。ただし、変位量、変形速度については精度が悪くなる傾向がある。

表 3. 2. 2-5 各解析ケースの粒子数、格子長および解析時間

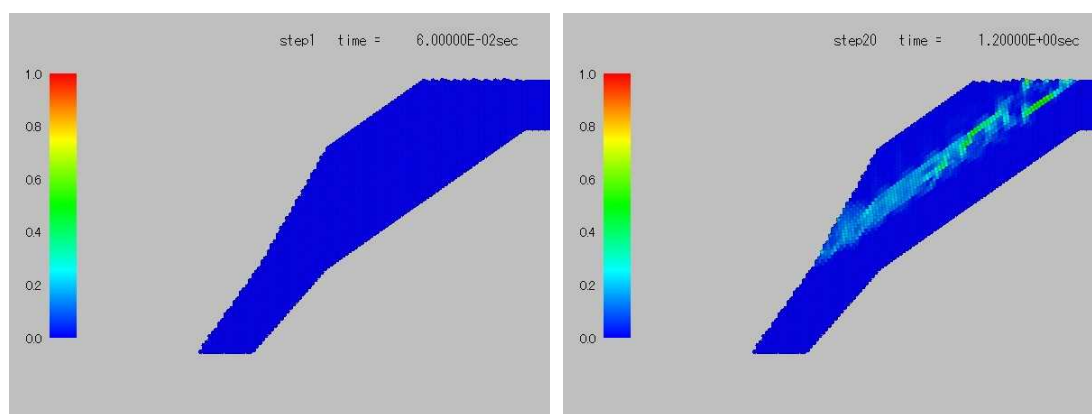
実験ケース	粒子数	格子長(m)	解析時間
8	7246	0. 025	16 時間 (静的 : 3 時間, 動的 : 13 時間)
11	7049	0. 050	20 時間 (静的 : 3 時間, 動的 : 17 時間)
12	7259	0. 050	58 時間 (静的 : 10 時間, 動的 : 48 時間)

### 3) 実験の再現解析と実験結果の比較

ケース毎の現象の考察と実験結果の比較を示す。なお、下線部は特に重要な点である。

#### ① ケース 8

図 3. 2. 2-9 に時間に応じた全体の挙動を示す。カラーバーは最大せん断ひずみの大きさを表す。実験で見られた、のり肩のテンションクラック付近のひずみの集中とのり先付近の崩壊、表層の進行的変形と加振後の斜面上での静止を表現できている。ただし、最終形状は実験結果に比べ、若干変形量が大きく、テンションクラックに伴うのり肩の自立が表現できていない。



(a) 0. 06 秒後

(b) 1. 20 秒後

図 3. 2. 2-9(1) 全体の挙動の様子 (カラーバー : 最大せん断ひずみ)

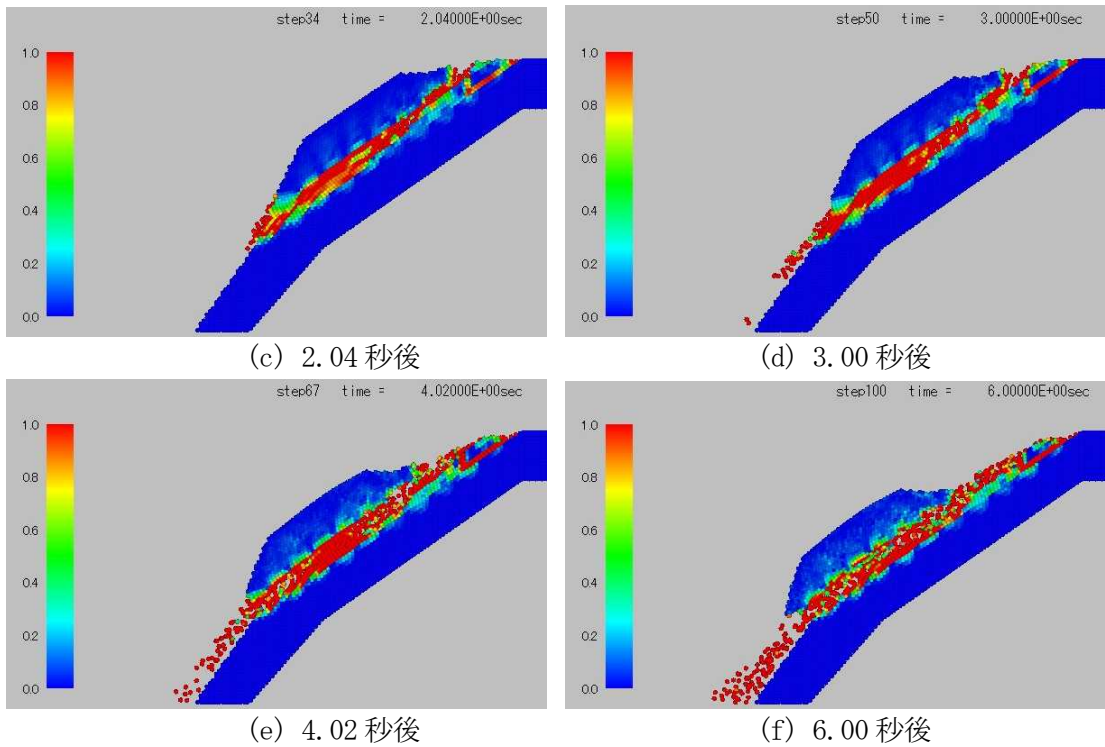


図 3. 2-9(2) 全体の挙動の様子 (カラーバー：最大せん断ひずみ)

図 3. 2-2-10 に表層の変位履歴に関する実験と解析の比較の結果を示す。図 3. 2-2-10 (a) 中の赤丸で示した位置における移動距離，水平変位，鉛直変位について画像解析結果との比較を行った。解析結果は実験結果に比べ加振開始後早い段階で変位し始めていることが分かる。ただし，実験結果で見られた段階的な変位の増加が見られる。よって，本ケースにおいては，今後，変位の開始時点について解析精度の向上を要すると考えられる。

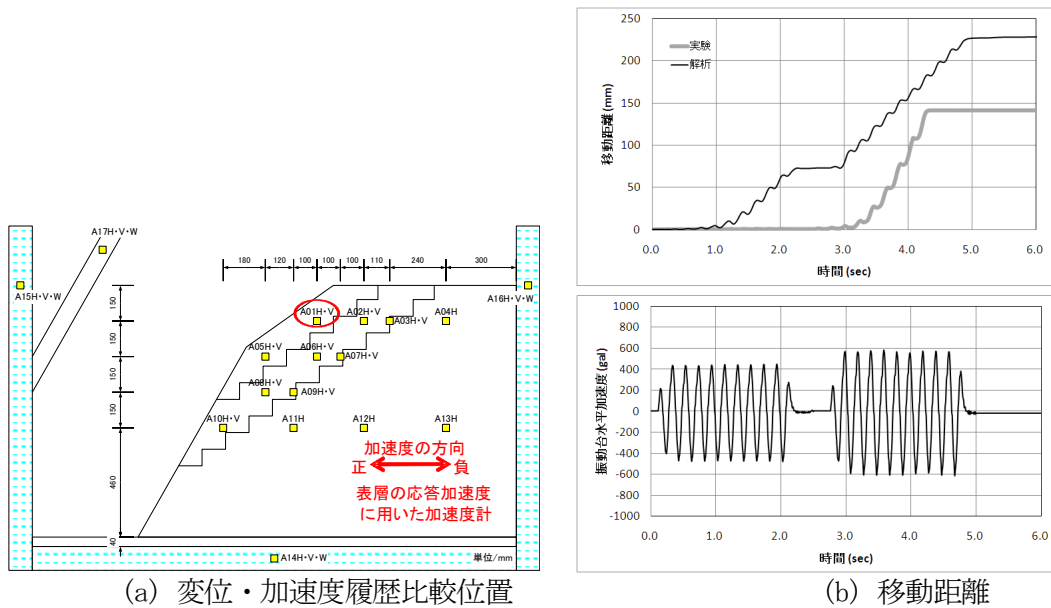
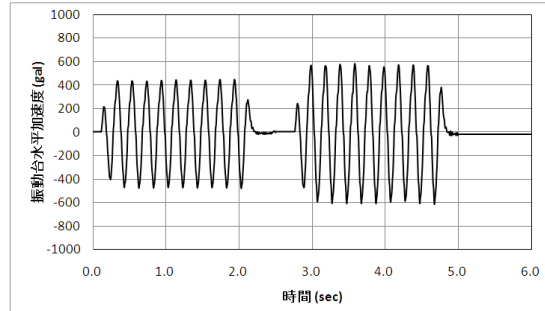
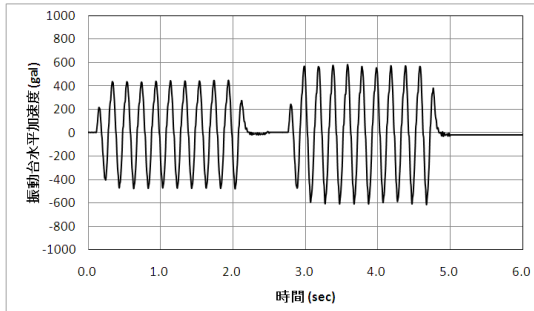
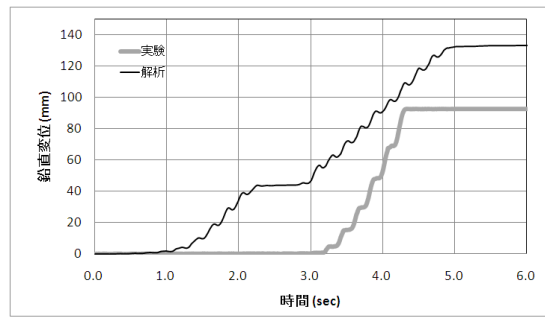
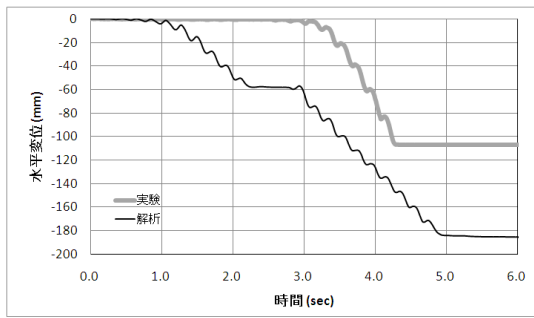


図 3. 2-2-10(1) 表層の変位履歴に関する実験と解析の比較

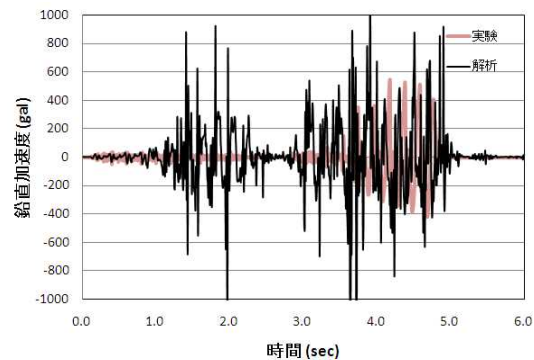
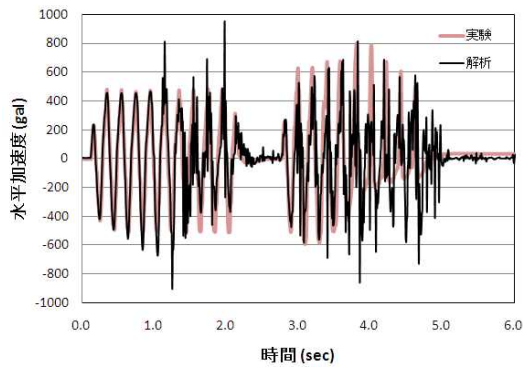


(c) 水平変位

(d) 鉛直変位

図 3. 2. 2-10(2) 表層の変位履歴に関する実験と解析の比較

図 3. 2. 2-11 に表層の応答加速度履歴に関する実験と解析の比較の結果を示す．図 3. 2. 2-10(a) 中の赤丸で示した位置における水平、鉛直加速度について実験値との比較を行った．実験で見られた、負方向の水平加速度の低下の傾向を表現できていることが分かる．ただし、その後の履歴には振動があり、これは、MPM 特有の数値的誤差によるものと考えられる．

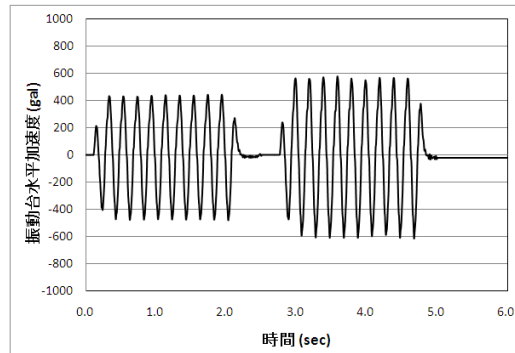


(a) 水平加速度

b) 鉛直加速度

図 3. 2. 2-11(1) 表層の応答加速度履歴に関する実験と解析の比較





c) 振動台上の水平加速度

図 3. 2. 2-11 (2) 表層の応答加速度履歴に関する実験と解析の比較

② ケース 11

図 3. 2. 2-12 に全体の挙動の様子を示す. カラーバーは最大せん断ひずみの大きさを表す. 実験で見られた, 加振に伴うのり先付近のひずみの集中と, のり先から崩壊する様子を表現できている.

ただし, 斜面上部の未崩壊部分の再現については, 崩壊度合いが過大である.

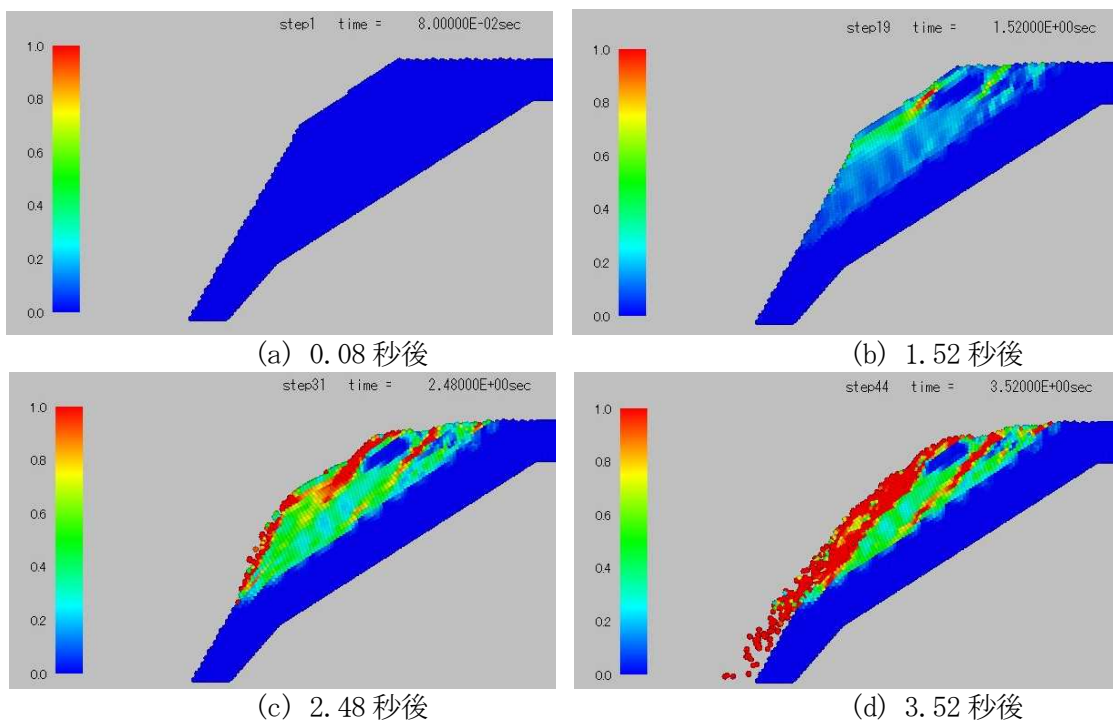
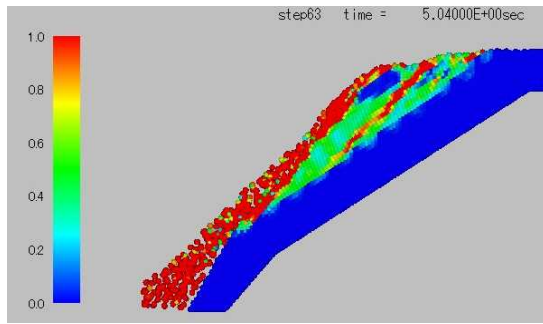
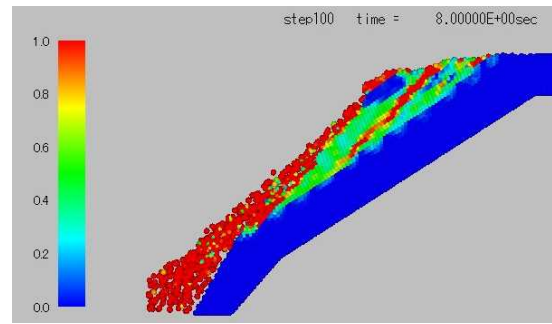


図 3. 2. 2-12 (1) 全体の挙動の様子 (カラーバー: 最大せん断ひずみ)



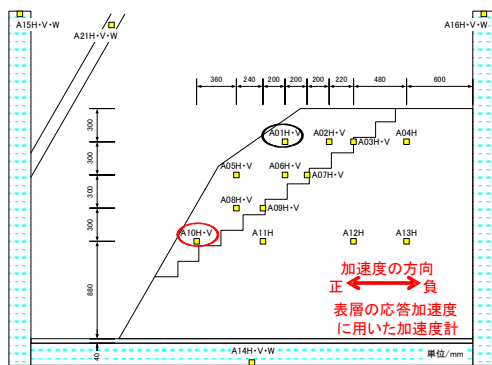
(e) 5.04 秒後



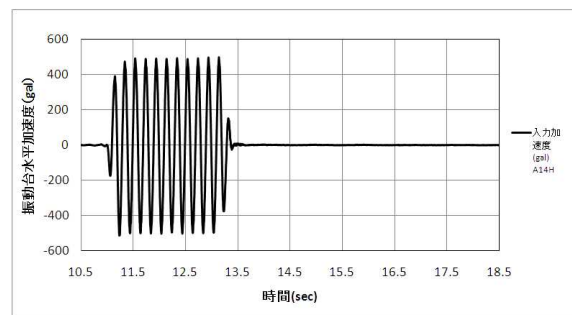
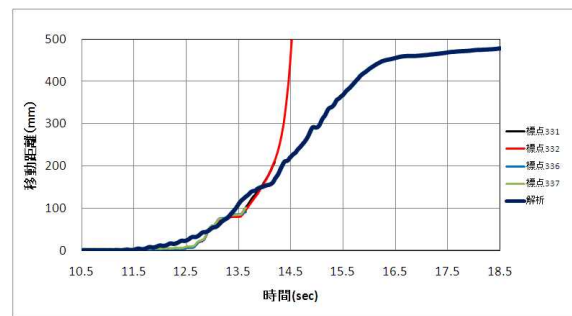
(f) 8.00 秒後

図 3.2.2-12(2) 全体の挙動の様子 (カラーバー：最大せん断ひずみ)

図 3.2.2-13 にのり先の変位履歴に関する実験と解析の比較の結果を示す. 図 3.2.2-13 (a) 中の赤丸で示した位置における移動距離, 水平変位, 鉛直変位について画像解析結果との比較を行った. 解析結果は実験結果に比べ同時に変位し始めていることが分かる. また, その後の履歴は実験結果と同様な傾向である.

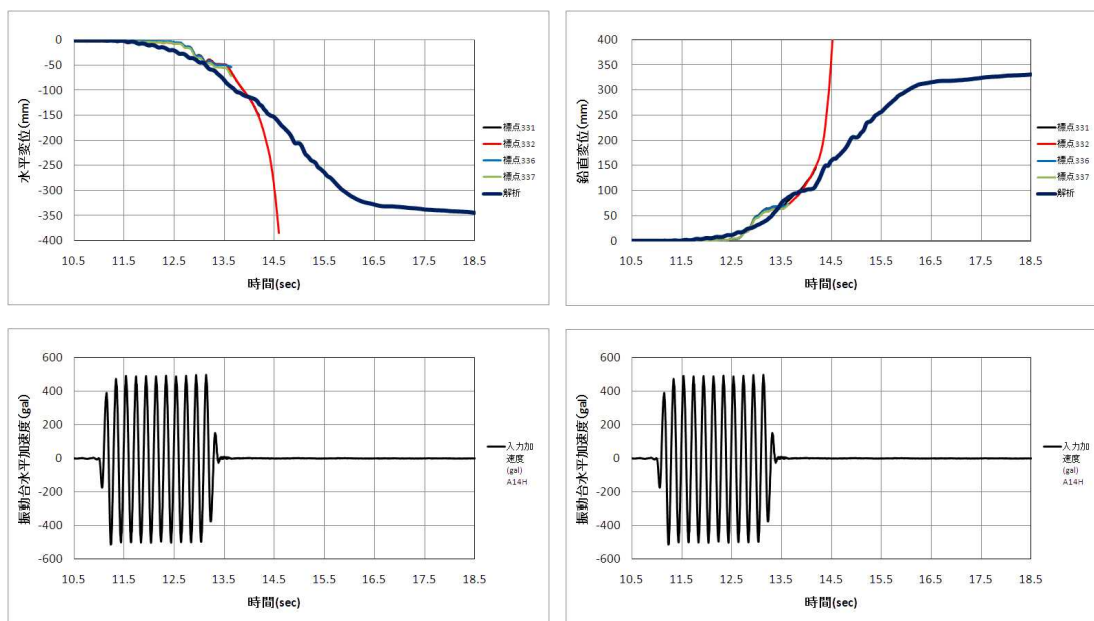


(a) 変位履歴比較位置



(b) 移動距離

図 3.2.2-13(1) のり先の変位履歴に関する実験と解析の比較

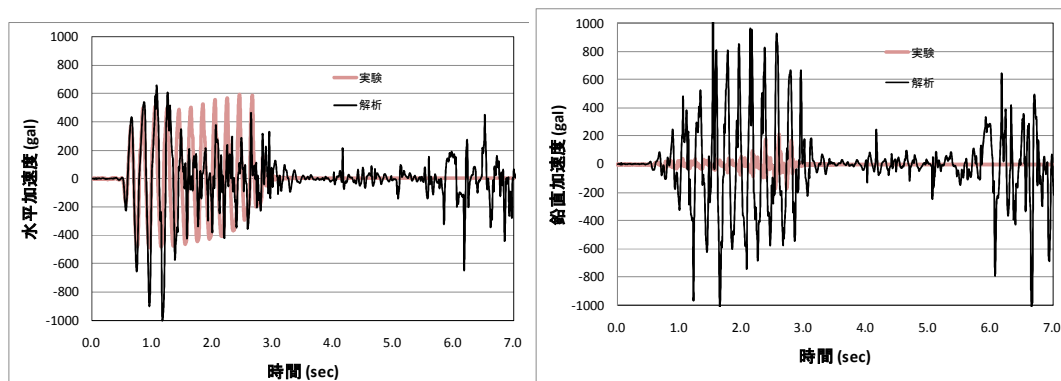


(c) 水平変位

(d) 鉛直変位

図 3.2.2-13(2) のり先の変位履歴に関する実験と解析の比較

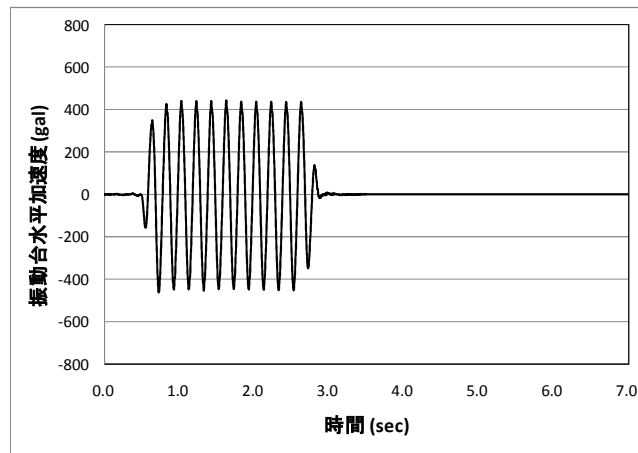
図 3.2.2-14 にのり肩付近の応答加速度履歴に関する実験と解析の比較の結果を示す。図 3.2.2-14 (a) 中の黒丸で示した位置における水平、鉛直加速度について実験値との比較を行った。実験で見られた、負方向の水平加速度の低下を表現できていることが分かる。ただし、その後の履歴には振動があり、これは、MPM 特有の数値的誤差によるものと考えられる。



a) 水平加速度

b) 鉛直加速度

図 3.2.2-14(2) のり肩付近の応答加速度履歴に関する実験と解析の比較



c) 振動台上の加速度

図 3. 2. 2-14(2) のり肩付近の応答加速度履歴に関する実験と解析の比較

③ ケース 12

図 3. 2. 2-15 に全体の挙動の様子を示す。カラーバーは最大せん断ひずみの大きさを表す。実験で見られた、のり肩のテンションクラック付近のひずみの集中と、のり先の崩壊に伴う表層の滑落を表現できている。よって、本ケースの全体挙動について、MPM によりおおよその傾向を再現できると考えられる。ただし、テンションクラックに伴うのり肩の自立は表現できていない。

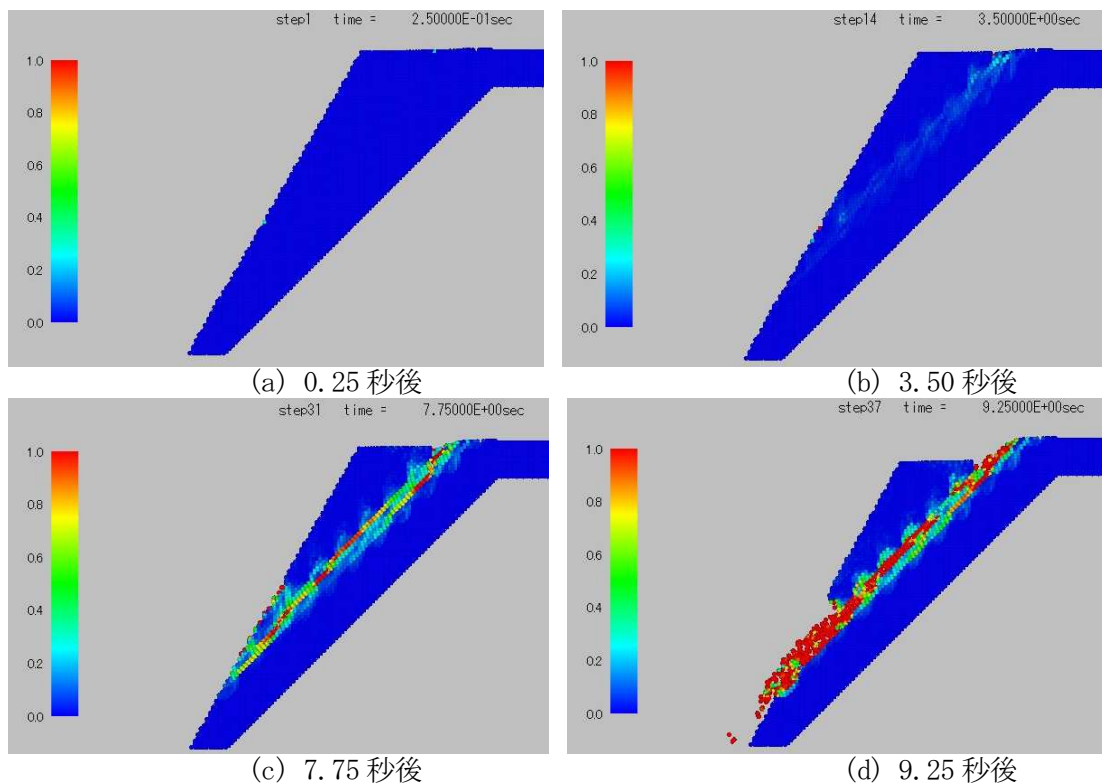
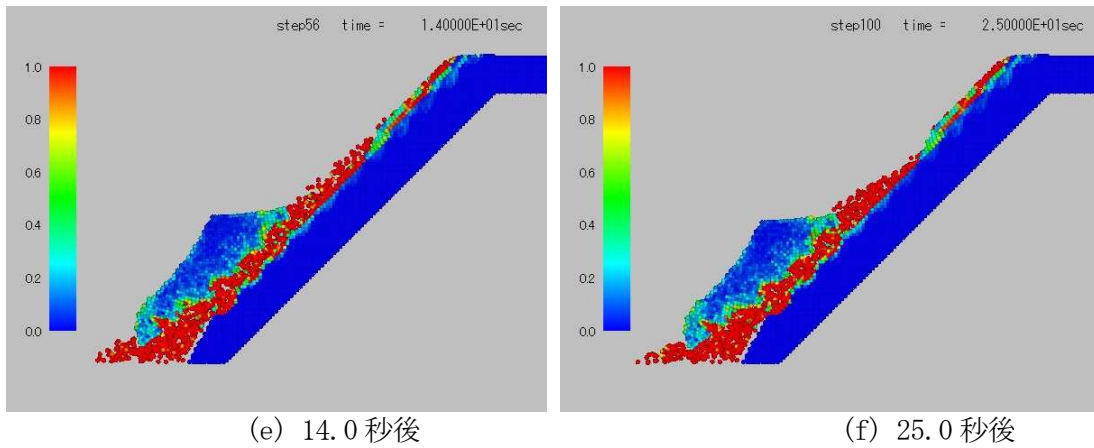
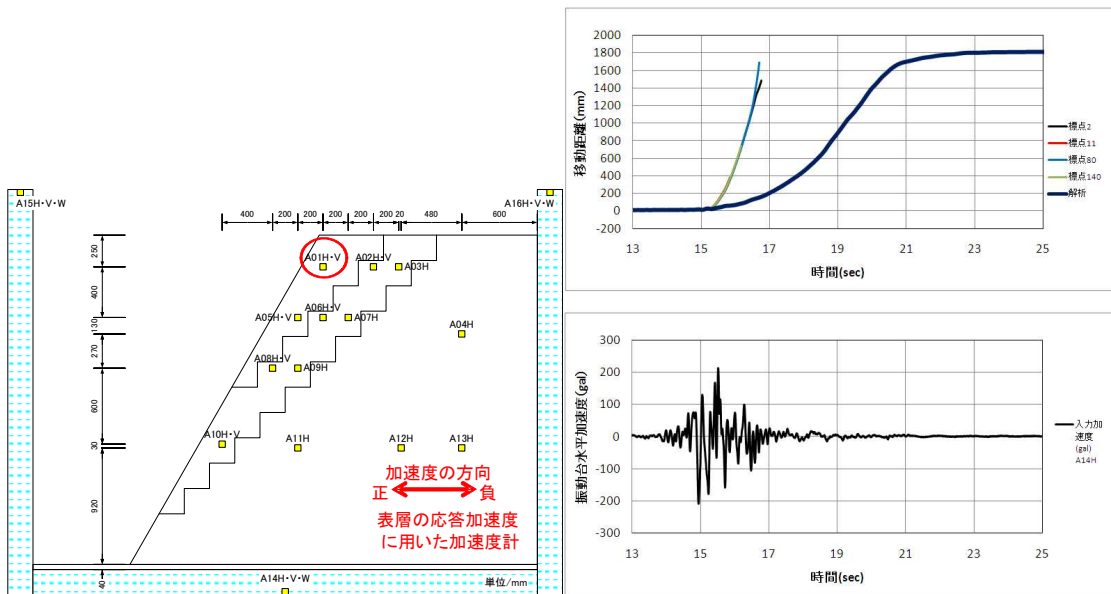


図 3. 2. 2-15(1) 全体の挙動の様子 (カラーバー：最大せん断ひずみ)



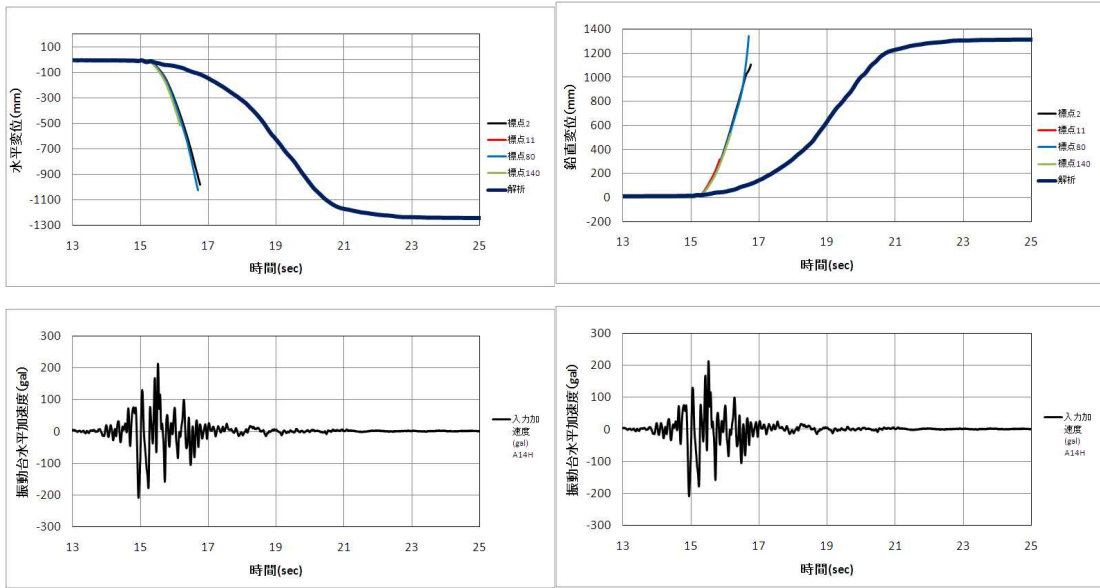
(e) 14.0 秒後 (f) 25.0 秒後  
 図 3. 2. 2-15(2) 全体の挙動の様子 (カラーバー：最大せん断ひずみ)

図 3. 2. 2-16 に表層の変位履歴に関する実験と解析の比較の結果を示す. 図 3. 2. 2-16 (a) 中の赤丸で示した位置における移動距離, 水平変位, 鉛直変位について画像解析結果との比較を行った. 解析結果は実験結果に比べ速度が小さいことが分かる. ただし, 変位が急増する時間帯は同等である. よって, 本ケースにおいては, 今後, 大変形後の変形速度について解析精度の向上を要すると考えられる.



(a) 変位履歴比較位置 (b) 移動距離

図 3. 2. 2-16(1) 表層の変位履歴に関する実験と解析の比較

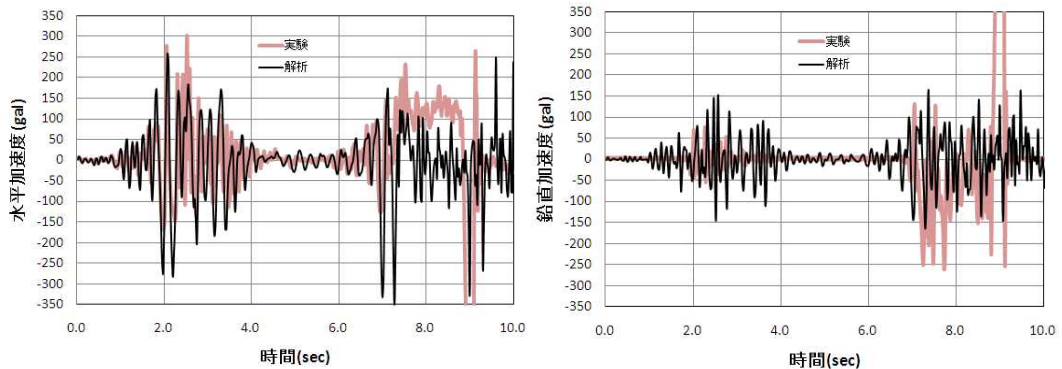


(c) 水平変位

(d) 鉛直変位

図 3. 2. 2-16(2) 表層の変位履歴に関する実験と解析の比較

図 3. 2. 2-17 に表層の応答加速度履歴に関する実験と解析の比較の結果を示す．図 3. 2. 2-17 (a) 中の赤丸で示した位置における水平，鉛直加速度について実験値との比較を行った．実験で見られた，水平加速度がゼロへ収束する傾向が見られることが分かる．なお，実験ではゼロ値に収束する前に正方向に大きく値を有するが，これは加速度計が回転した影響と考えられる．

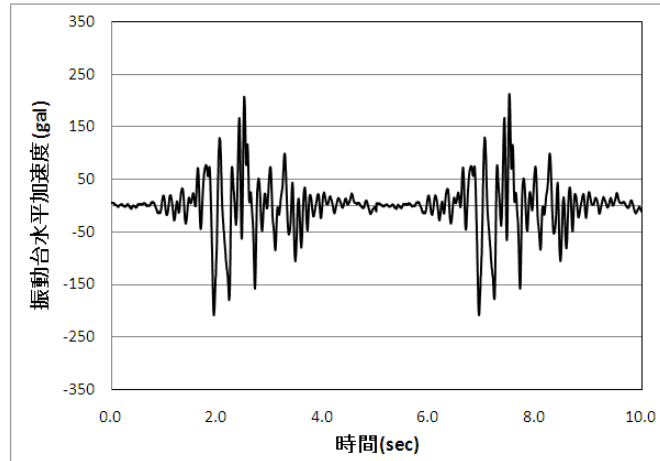


a) 水平加速度

b) 鉛直加速度

図 3. 2. 2-17(1) 表層の応答加速度履歴に関する実験と解析の比較



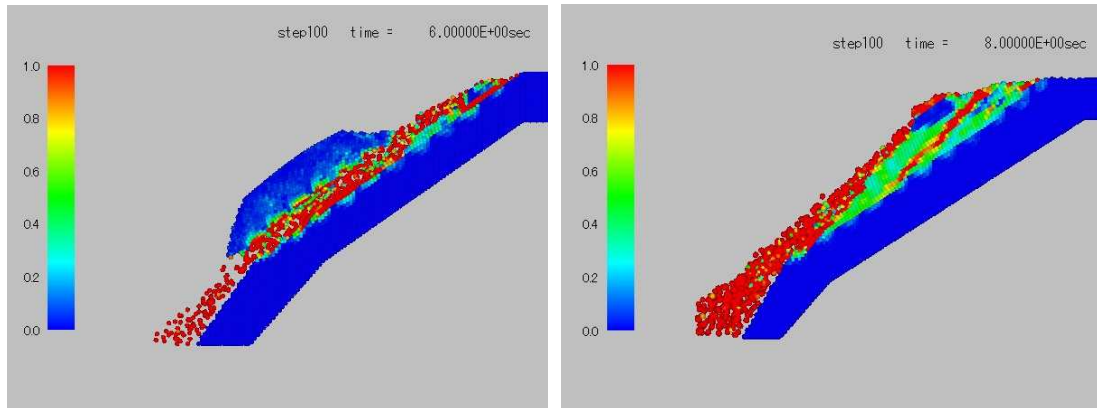


c) 振動台上の加速度

図 3. 2. 2-17(2) 表層の応答加速度履歴に関する実験と解析の比較

④ ケース 8 とケース 11 の比較 (表層の有無の影響)

図 3. 2. 2-18 にケース 8 とケース 11 における崩壊後の最終形状を示す。ケース 8 では実験で見られた進行的変形と、加振終了とともに変位が停止する挙動を表現できた。一方、ケース 11 においても、実験で見られたのり先の崩壊について、その傾向を表現することができた。このことは、表層の有無の違いによる崩壊モードの違いについて、MPM により表現できうることを示していると考えられる。



(a) ケース 8

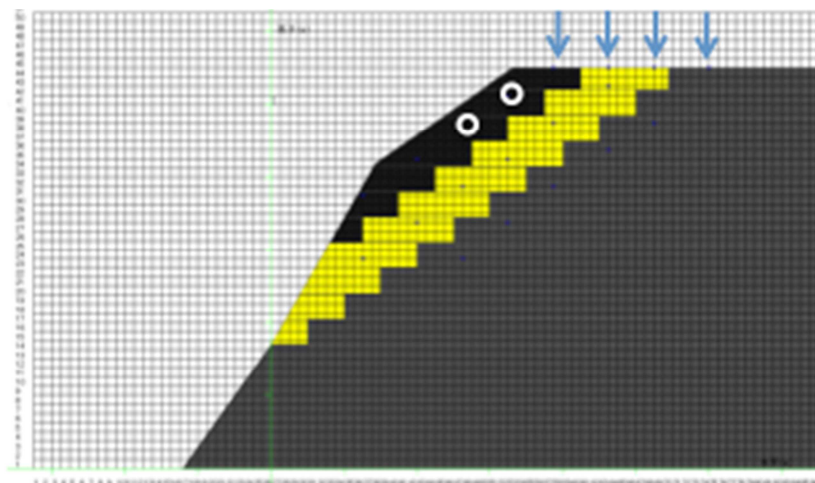
(b) ケース 11

図 3. 2. 2-18 ケース 8 とケース 11 における崩壊後形状

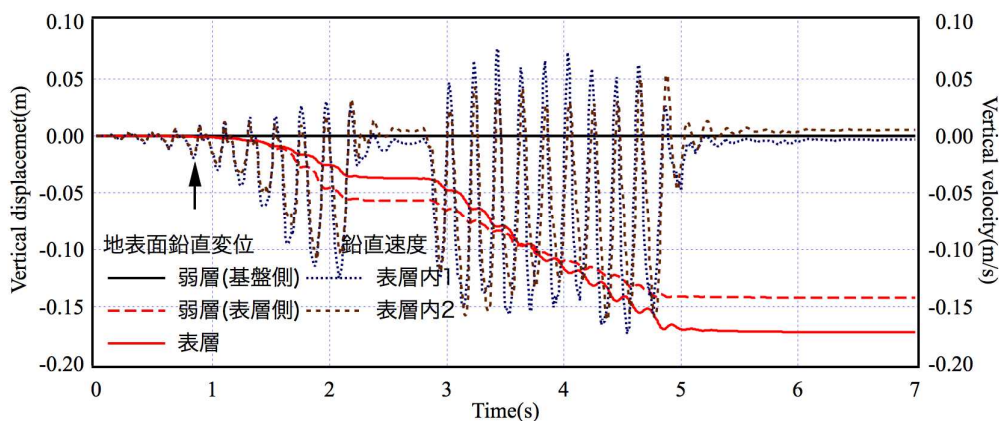
4) 解析結果に基づく基準変位の評価

まず、ケース 8 について、弱層にせん断破壊領域の形成後にすべり線が生じる過程とその後の弱層の変位として斜面頂部の鉛直変位に着目し、基盤、弱層および表層位置の変位時刻歴を図 3. 2. 2-19(b) に示す。図 3. 2. 2-19(a) には、抽出した変位位置 (図中の矢印位置) を示している。

これより、すべり線の形成領域の上の表層内とその下の領域における変位増加過程が大きく異なり、弱層の表層側、表層の変位がすべり線の形成からすべりの進行に伴い増加していることが分かる。また、表層にすべりの生じたことの評価は表層内の速度により行うため図 3.2.2-19(a)に丸で示した位置における鉛直方向の速度時刻歴を図. 2. 2-19(b)に合わせて示し



a)着目点位置



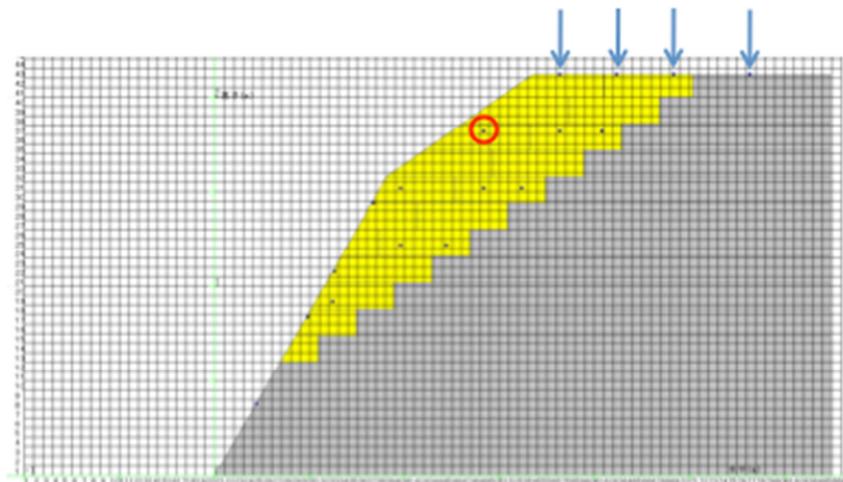
b)着目点における鉛直変位、鉛直速度の時刻歴

図 3.2.2-19 ケース 8 における基準変位の算出に用いた変位・速度時刻歴

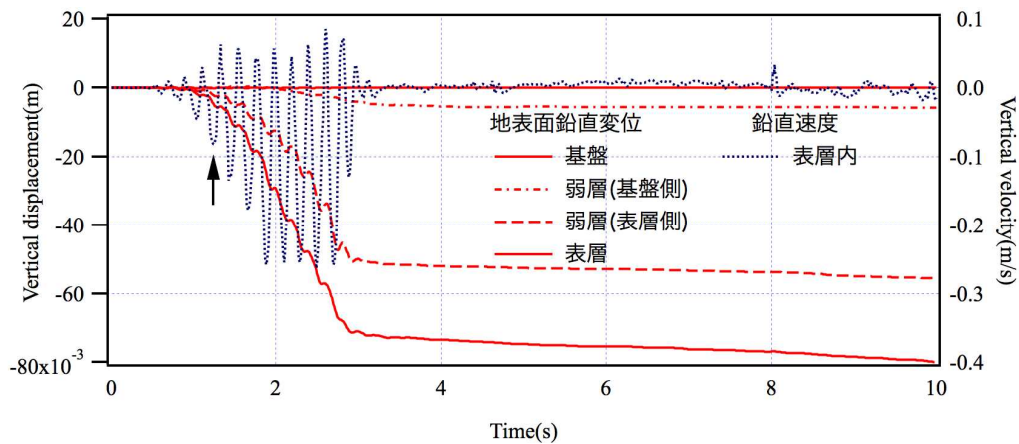
た。これより、速度は法面方向に偏って生じ、その速度が大きく増加し始める点(図中の矢印)で示した時刻(その加振過程におけるピーク速度の時刻)を、すべり線が形成された時刻(0.833秒)とする。その時刻は図 3.2.2-9(b)の少し前であり、10%以上のせん断ひずみが弱層全体に生じた時刻と考えられる。その時刻における表層の鉛直変位は0.7mmであり、実験による基準変位0.8mmとほぼ同程度の値となっている。

次に、ケース 10 について、ケース 8 と同様に弱層にせん断破壊領域の形成後にすべり線が生じる過程とその後の弱層の変位として斜面頂部の鉛直変位に着目し、基盤、弱層および表層位置の変位時刻歴を図 3.2.2-20(b)に示す。図 3.2.2-20(a)には、抽出した変位位置(図中の矢印

位置)を示している。これより、すべり線の形成領域の上の表層内とその下の領域における変位増加過程が大きく異なり、弱層の表層側、表層の変位がすべり線の形成からすべりの進行に伴い増加していることが分かる。また、表層にすべりの生じたことの評価は表層内の速度により行うため図 3.2.2-20(a)に丸で示した位置における鉛直方向の速度時刻歴を図.2.2-20(b)に合わせて示した。これより、速度は法面方向に偏って生じ、その速度が大きく増加し始める点(図



a)着目点位置



b)着目点における鉛直変位，鉛直速度の時刻歴

図 3.2.2-19 ケース 11 における基準変位の算出に用いた変位・速度時刻歴

中の矢印)で示した時刻(その加振過程におけるピーク速度の時刻)を、すべり線が形成された時刻 (1.25 秒) とする。その時刻は図 3.2.2-12(b) とほぼおなじであり、10%以上のせん断ひずみが表層の上部から下部における基盤層との境界全体にわたって生じた時刻と考えられる。その時刻における表層の鉛直変位は 3.6mm(表層の平均値)であり、実験による基準変位 3.65mm とほぼ同程度の値となっている。

最後に、ケース 12 について、ケース 8 と同様に弱層にせん断破壊領域の形成後にすべり線が生じる過程とその後の弱層の変位として斜面頂部の鉛直変位に着目し、基盤、弱層および表層

位置の変位時刻歴を図 3.2.2-21(b)に示す. 図 3.2.2-21(a)には, 抽出した変位位置(図中の矢印位置)を示している. これより, すべり線の形成領域の上の表層内とその下の領域における変位増加過程が大きく異なり, 弱層の表層側, 表層の変位がすべり線の形成からすべりの進行に伴い増加していることが分かる. また, 表層にすべりの生じたことの評価は表層内の速度により行うため図 3.2.2-21(a)に丸で示した位置における鉛直方向の速度時刻歴を図. 2.2-20(b)に

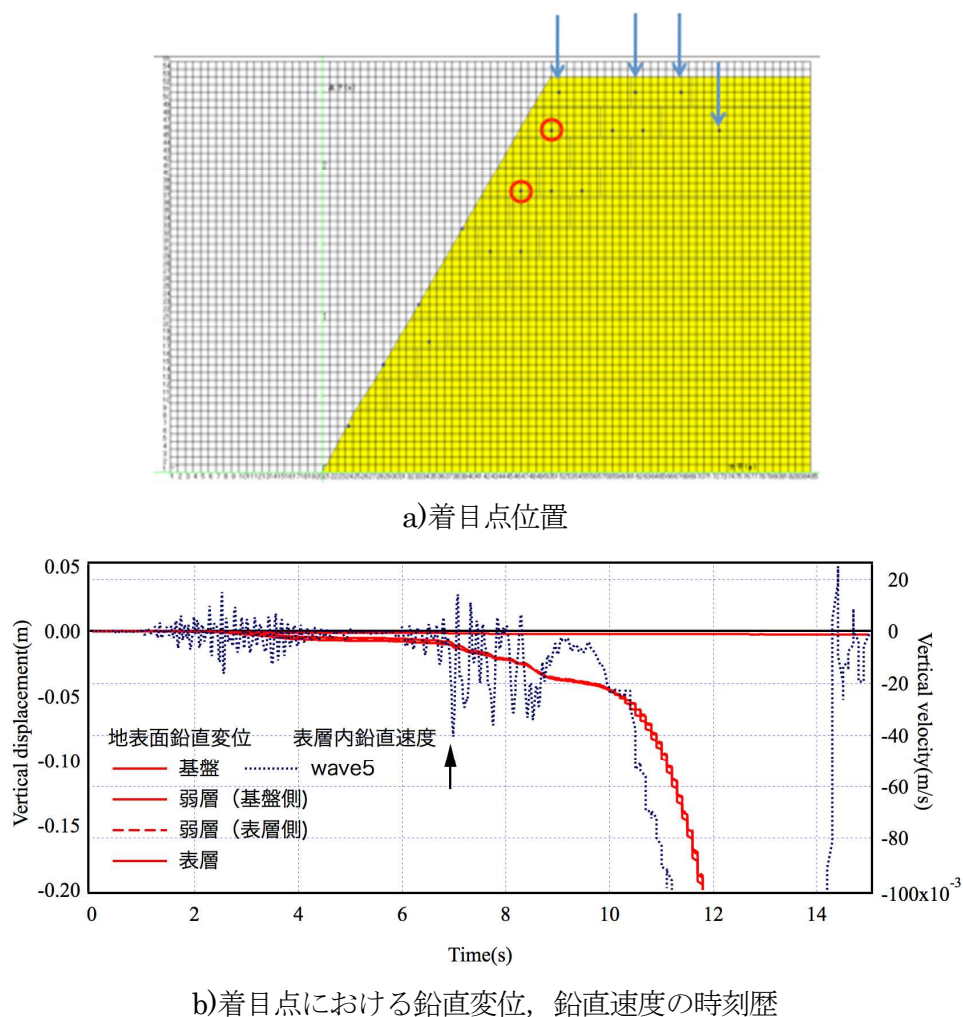


図 3.2.2-19 ケース 12 における基準変位の算出に用いた変位・速度時刻歴

合わせて示した. これより, 速度は法面方向に偏って生じ, その速度が大きく増加し始める点(図中の矢印)で示した時刻(その加振過程におけるピーク速度の時刻)を, すべり線が形成された時刻(6.96 秒)とする. その時刻は図 3.2.2-12(c)より少し前の大きな加速度が作用した時刻に対応し, 10%以上のせん断ひずみが表層の上部から下部における基盤層との境界全体にわたって生じた時刻と考えられる. その時刻における表層の鉛直変位は9.8mm(表層の平均値)であり, 実験による基準変位 5.0mm の倍程度の値となっている. このケースは, 先の 2 ケースと異なり不規則波による加振を行っているため, すべり線の形成直後の変位というより, すべり線形成

後のすべり変位も含む結果として得られたためと考えられる。

## 5) まとめ

MPM を用いた解析によりすべり線の形成直後の表層地盤のすべり変位を算出し、実験により得られた基準変位と比較を行った。解析による基準値の評価は、頂部における鉛直変位とすべり土塊内の鉛直速度との関係に基づき、速度急増点をすべり線の生成時点として検討を行った。

表 3.2.2-6 に両者の比較をまとめ示す。これより、正弦波加振に対しては概ね、基準変位の評価が可能であることが分かった。また、基準変位を算出するための条件として、正弦波加振が望ましいこともあきらかとなった。

表 3.2.2-6 実験および解析により求めた基準変位の比較

実験ケース	実験値(mm)	解析値(mm)	備考
8	0.7	0.8	正弦波
11	3.65	3.6	正弦波
12	5	9.8	不規則波

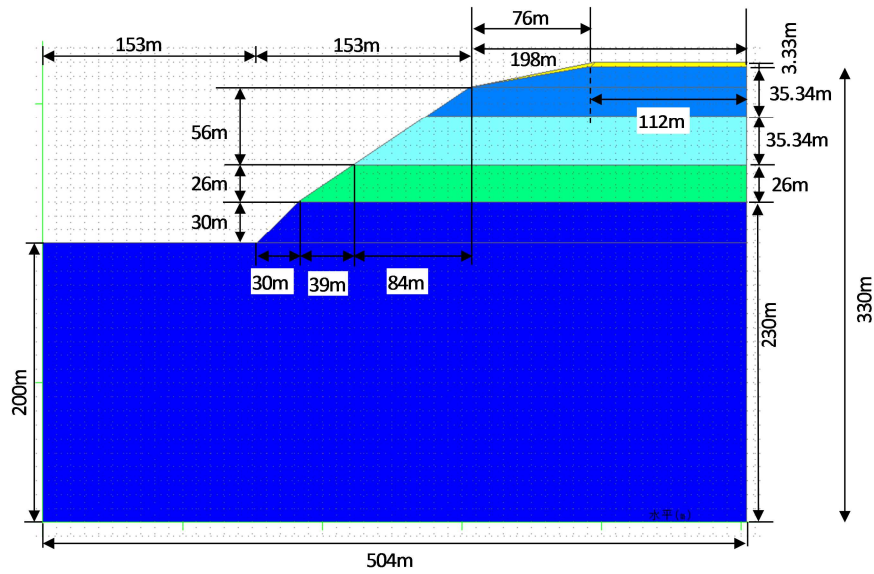


### 3.2.3 粒子法による仮想実斜面モデルに対する基準値および安定性の評価事例の作成

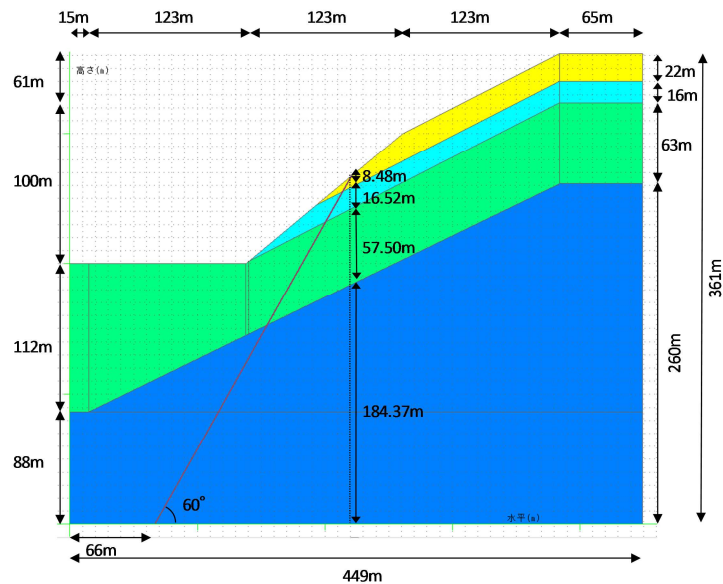
#### 1) 仮想実斜面モデル

ここでは、土木学会原子力土木委員会より発行された「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料> (以後、技術資料)」に示された軟岩斜面、硬岩斜面を対象として、MPM による安定性評価のための基準変位の評価を試みる。

軟岩および硬岩斜面は図 3.2.3-1 に示す形状である。



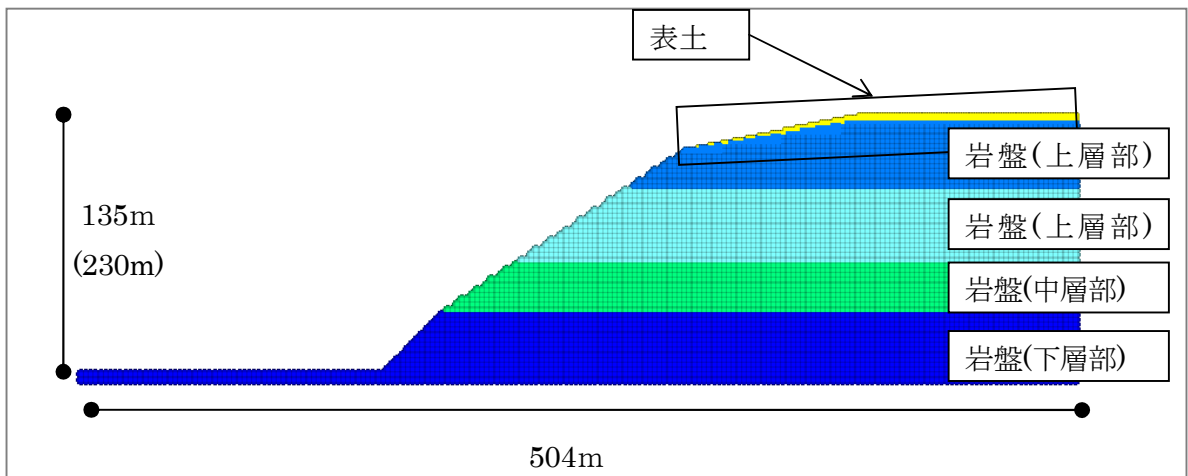
a) 軟岩斜面



b) 硬岩斜面

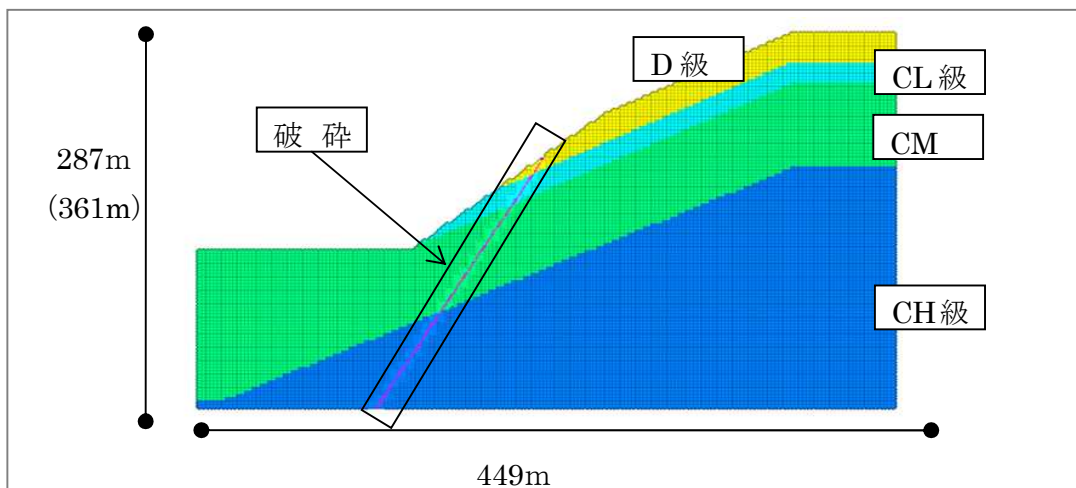
図 3.2.3-1 技術資料に示された軟岩・硬岩斜面の全体モデル





a) MPM による軟岩斜面

b)



c) MPM による硬岩斜面

図 3.2.3-2 MPM による解析モデル

MPM による軟岩斜面，硬岩斜面の解析モデルを図 3.2.3-2 に示す．軟岩斜面モデルの背面格子条件は，格子幅  $5\text{m} \times 5\text{m} \times 5\text{m}$ ，粒子数  $2 \times 2 \times 2$ ，表土のみ粒子数を  $4 \times 4 \times 4$  とした．岩盤(下層部)の表層から  $5\text{m}$  の位置を境界とし，上の形状をモデル化した。

硬岩斜面モデルの背面格子条件は，格子幅  $5\text{m} \times 5\text{m} \times 5\text{m}$ ，粒子数  $2 \times 2 \times 2$ ，破碎体位置のみ粒子数を  $4 \times 4 \times 4$  とした．モデルの基盤から  $74\text{m}$  の位置を境界とし，上の形状をモデル化した。

これら MPM の解析モデルが有する粒子数、解析ステップ数、時間間隔を表 3.2.3-1 に示す。初期応力解析では 10 秒間、動的解析では軟岩斜面が斜面崩壊の進行が収まる 30 秒まで、硬岩斜面が斜面崩壊の進行が収まる 80 秒までを解析範囲とした。

表 3.2.3-1 粒子数、解析ステップ数、ステップ間隔

対象	粒子数	初期応力解析		動的解析	
		解析 ステッ プ数	ステップ 間隔 (sec)	解析 ステップ数	ステップ 間隔 (sec)
実規模斜面(軟岩)	13,764	50,000	$2.0 \times 10^{-4}$	300,000	$1.0 \times 10^{-4}$
実規模斜面(硬岩)	22,190	50,000	100,000	$1.0 \times 10^{-4}$	800,000

## 2) 入力地震動

図 3.2.3-1 に示した軟岩および硬岩斜面のうち、軟岩斜面への入力地震動を算定するため図 3.2.3-1a)の右端 330m の地層に 1m の解放基盤を設けた 1次元モデルによる地震応答解析を行った。MPM の解析は、軟岩斜面の左側の地表面から 5m より上をモデル化するので、1次元モデルの対応する深度 135m での地震動が MPM の解析に用いる入力加速度となる。

硬岩への入力地震動を算定するため、図 3.2.3-1b)の右端 361m と最下層に 1m の解放基盤を設けた 1次元モデルによる地震応答解析を行った。MPM の解析は、左側の地表面から 117m より上をモデル化するので、1次元モデルの対応する深度 278m での地震動が MPM の入力加速度となる。

1次元解析に使用する物性は、「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価基準 2009年2月」P.130 表 4.2.3 に示されている単位体積重量、G/Go- $\gamma$  曲線、h- $\gamma$  曲線と Vs からモデル右端を 1次元でモデル化し、等価線形化法により地震応答解析を行った。軟岩斜面への入力加速度 (2E)と最大応答値の深度分布を図 3.2.3-3,4 に示す。

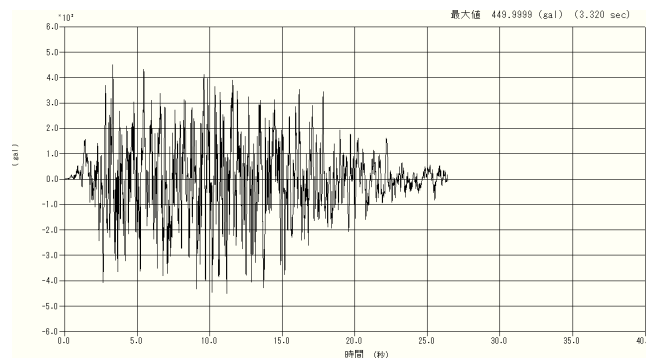


図 3.2.3-3 入力加速度波形(軟岩斜面)

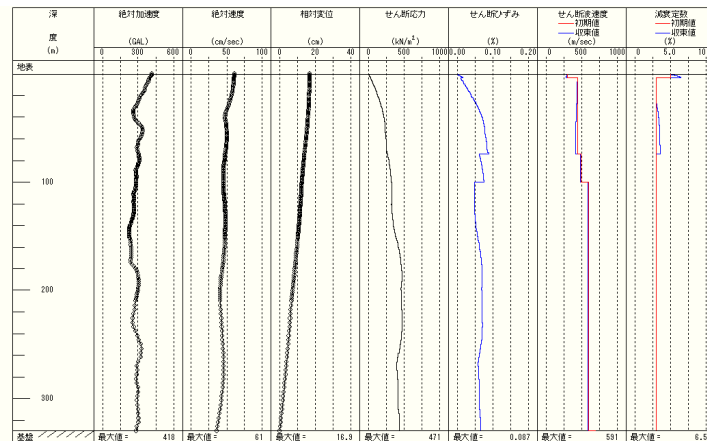


図 3.2.3-4 最大応答震度分布

$V_s=700\text{m/s}$  の解放基盤を設定しており、最下層は  $V_s=600\text{m/s}$  程度あり、入力加速度  $2E=450\text{gal}$  と比較して、基盤付近の E+F の地震動は小さい。

1次元解析の結果を踏まえ、軟岩斜面への水平加速度の入力加速度の最大値は  $450\text{gal}$  (2E)で、195m 位置 (深度 135m)の最大加速度は  $249.01\text{gal}$  であった。入力地震動と 195m 位置の最大加速度から応答倍率= $249/450 = 0.553$  となり、鉛直加速度は  $300\text{gal} \times 0.553 = 166.0\text{gal}$  とした。しかし、等価線形化法による加速度分布をみると、深度 135m 位置までの加速度の減衰過大と思われる。そこで、解析の基本ケースは以下のように決定し、その水平成分及鉛直成分の加速度波形を図 3.2.3-5 に示す。

水平加速度  $450\text{gal}$  (深度 135m 加速度の最大値を変更)

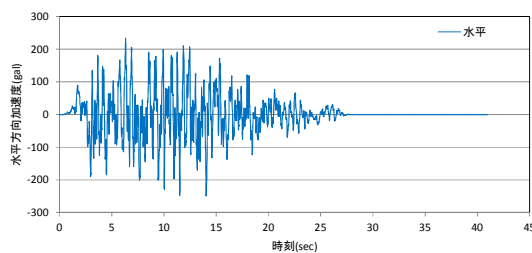
鉛直加速度  $300\text{gal}$

この最大加速度ですべり破壊が発生しない場合、さらに加速度を増幅(基本ケースの 1.5 倍)させて、すべり破壊が発生する加速度を最終的な検討ケースとして計算を実施した。

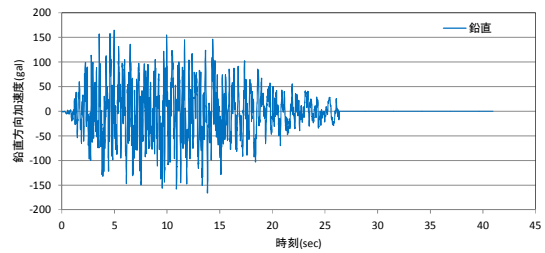
硬岩斜面への入力位置における加速度水平成分の最大値は  $450\text{gal}$  (2E)で 83m 位置 (深度 278m)の最大加速度は  $317.6\text{gal}$  であった。よって、解析の基本ケースは軟岩モデルと同様に以下に示すように決定した。

水平加速度  $450\text{gal}$  (深度 278m 加速度の最大値を変更)

鉛直加速度  $300\text{gal}$



a)水平成分



b)鉛直成分

図 3.2.3-5 軟岩・硬岩斜面への入力加速度時刻歴

### 3) 解析に用いる岩盤材料の物性値

#### a) 軟岩斜面の物性値

1次元解析では基盤を解放基盤としてモデル化したが、MPMによる解析では1次元モデルの深度135mより上をモデル化した。岩盤上層部は、図3.2.3-3の最大値応答震度分布において、深度方向の速度分布に違いが確認できるため上と下の2層に分けた。

「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価基準 2009年2月 P.32 初期応力解析時の入力物性値」には、均一の弾性係数でポアソン比0.45の記述があるので、初期応力解析時に0.45相当である動的ポアソン比を使用した。弾性定数などの物性値は拘束圧依存性を有しているためにそれらの決定に必要な有効上載圧は以下のとおりとした。

表 3.2.3-2 地層の有効上載圧

No.	地層名	地層厚 (m)	上面 深度 (m)	下面 深度 (m)	単位体積 重量 (kN/m <sup>3</sup> )	上載圧 (上) (kN/m <sup>3</sup> )	上載圧 (下) (kN/m <sup>2</sup> )	上載圧 (中央) (kN/m <sup>2</sup> )
1	盛土	3.33	0.0	3.33	18.0	0.0	59.94	29.97
2	岩盤 (上層部)	70.67	3.33	74	17.0	59.94	1261.33	660.64
3	岩盤 (中層部)	26	74	100	8.0	1261.33	1469.33	1365.33
4	岩盤 (下層部)	230	100	330	9.0	1469.33	3539.33	2504.33
5	基盤	1	330	331	9.0	3539.33	3548.33	3543.83

弾性係数Eは等価線形化法で求めたせん断剛性を各地層で平均した値を用いて求めた。表層はモール・クーロンの破壊条件で粘着力の残留時の値Cminを0.1(kN/m<sup>2</sup>)とした。岩盤上層部(上)、岩盤上層部(下)、岩盤中層部は、放物線型の破壊条件を折れ線で近似するモデルとし(参考資料2)、Cuの下限は硬岩モデルの破砕帯の値を参考に $\tau f \times 0.1$ (kN/m<sup>2</sup>)とし、軟化係数を-0.1とした。岩盤下層部は、軟化係数を0としており、軟化させない。(軟化係数-0.1は、弾性の剛性の-0.1の勾配でせん断強度が低下する設定である。)

表 3.2.3-3 軟岩斜面の物性値(1)

	地層名	せん断剛性の 平均値 G0 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比ν (動的/ 静的)	応力依存の 弾性係数 E <sub>0</sub> (動的/静的) (kN/m <sup>2</sup> )	上載圧 (中 央) σ <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	K <sub>0</sub>	E <sub>0</sub> となる値の 平均主応力 σ' <sub>m0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	応力依 存の弾 性係数 の式 の n
1	表層	153818	0.45	446072.7	29.97	0.5	19.98	0.5
2	岩盤 上層部(上)	323370	0.43	924836.9			1.0	0
3	岩盤 上層部(下)	306382	0.43	876252.3			1.0	0
4	岩盤 中層部	594939	0.43	1701525.0			1.0	0
5	岩盤 下層部	670759	0.42	1904954.9			1.0	0

表 3.2.3-4 軟岩斜面の物性値(2)

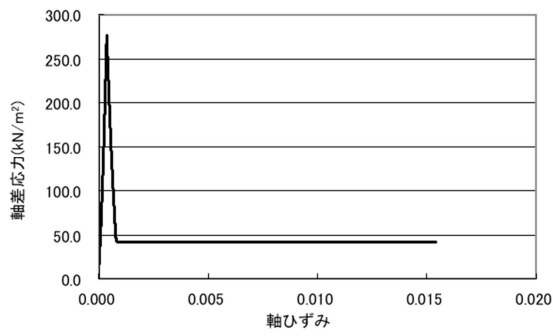
	σ' <sub>m</sub> の下 限值 σ' <sub>m(min)</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	単位質量 ρ (t/m <sup>3</sup> )	せん断摩 擦角 φ (°)	粘着力 CC (kN/m <sup>2</sup> )	せん断 強度 τ f (kN/m <sup>2</sup> )	引張強 度 σ' <sub>t</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	ハード ニング 係数 h	レイリ ー減衰 係数 β
1	1.0	1.837	35.45(※)	60.15(※)			-0.1	0.002
2	1.0	1.735	37.3	1200.0	510	200	-0.1	0.002
3	1.0	1.735	37.3	1200.0	510	200	-0.1	0.002
4	1.0	1.837	40.3	1400.0	580	200	-0.1	0.002
5	1.0	1.939	38.3	1600.0	730	290	0.0	0.002

※ τ f=49+0.58σ<sub>m</sub>をモール・クーロン破壊と想定してC、φを換算した。

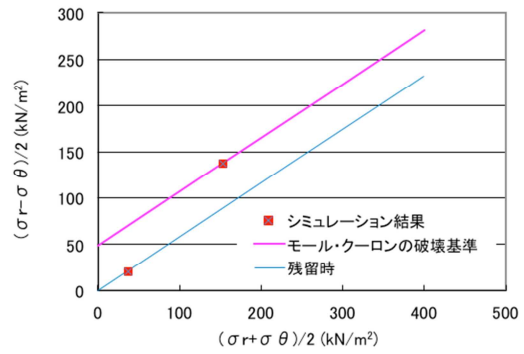
表 3.2.3-2,3 より、σ<sub>v</sub>=29.97 (kN/m<sup>2</sup>)、σ<sub>m</sub>=19.98 (kN/m<sup>2</sup>)

よって、C=60.15(kN/m<sup>2</sup>)、φ=0.58(rad) = 35.45(度)

ここで、MPM 解析は全応力による解析であるが、各地層のおおよその物理的な性質を把握するために、各地層の有効上載に対応する拘束圧で、三軸の排水試験のシミュレーションを行った。その結果を図 3.2.3-6 から 9 に示す。なお、初期状態の側圧係数 K<sub>0</sub> = 0.5 としている。岩盤(下層部)は、K<sub>0</sub> = 0.5 では、弾性の応力ひずみ関係の状態はわずかで、塑性状態に非常に近い。

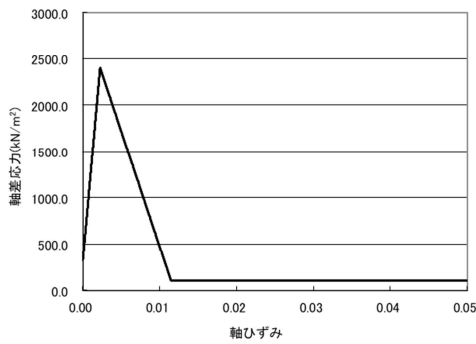


a) 応力-ひずみ関係

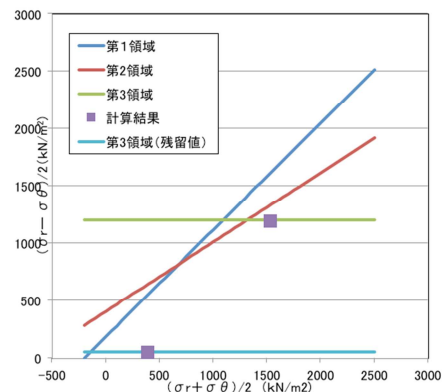


b) 破壊時応力と破壊線

図 3.2.3-6 盛土（表層）の応力ひずみ関係と破壊時応力と破壊線

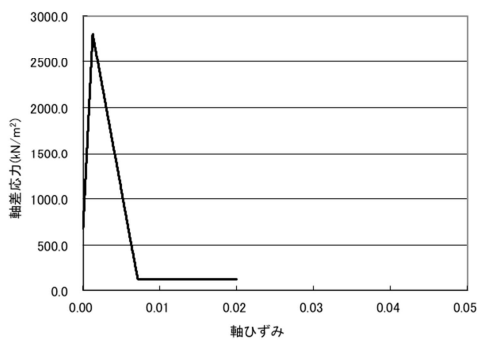


a) 応力-ひずみ関係

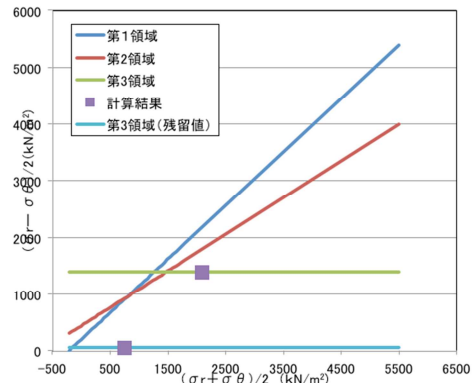


b) 破壊時応力と破壊線

図 3.2.3-7 岩盤（上層部）の応力ひずみ関係図と破壊時応力と破壊線



a) 応力-ひずみ関係



b) 破壊時応力と破壊線

図 3.2.3-8 岩盤（中層部）の応力ひずみ関係図と破壊時応力と破壊線



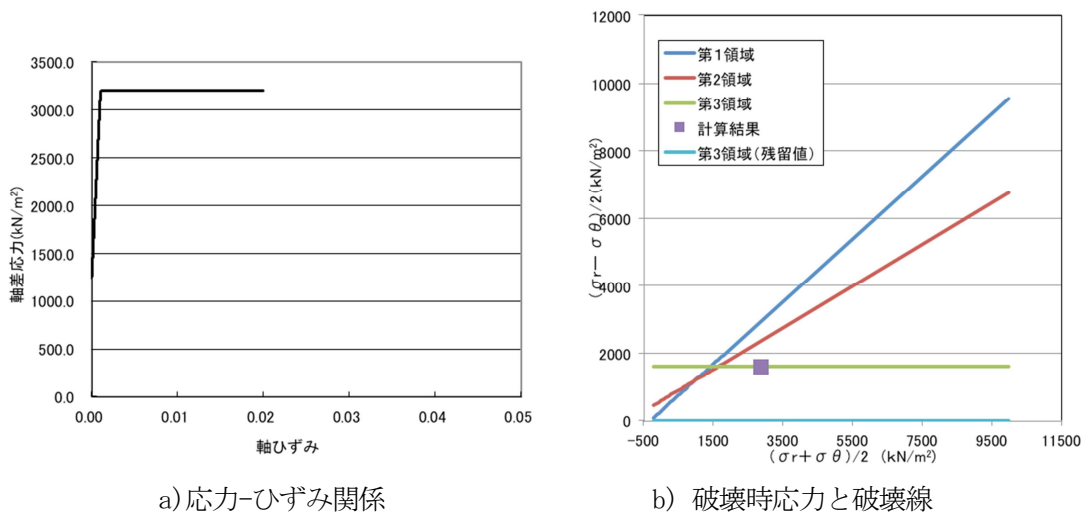


図 3.2.3-9 岩盤（下層部）の応力ひずみ関係と破壊時応力と破壊線

b) 硬岩斜面の物性値

1次元解析では基盤を解放基盤としてモデル化したが、MPMによる解析では1次元モデルの深度74mより上をモデル化した。また、初期応力解析時には軟岩斜面と同様に動的ポアソン比0.45を使用した弾性定数などの物性値は拘束圧依存性を有しているためにそれらの決定に必要な有効上載圧は以下のとおりとした。

表 3.2.3-5 地層の有効上載圧

	地層名	地層厚 (m)	上面 深度 (m)	下面 深度 (m)	単位体 積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	上載圧 (上) (kN/m <sup>3</sup> )	上載圧 (下) (kN/m <sup>2</sup> )	上載圧 (中央) (kN/m <sup>2</sup> )
1	破碎帯(D)	8.5	0.0	8.5	18.0	0.00	152.64	76.32
2	破碎帯(CL)	16.5	8.5	25.0	8.0	152.64	284.80	218.72
3	破碎帯(CM)	57.5	25.0	82.5	8.0	284.80	744.80	514.80
4	破碎帯(CH)	184.4	82.5	266.9	8.0	744.80	2219.76	1482.28
5	D級	8.5	0.0	8.5	20.0	0.00	169.60	84.80
6	CL級	16.5	8.5	25.0	10.0	169.60	334.80	252.20
7	CM級	57.5	25.0	82.5	15.0	334.80	1197.30	766.05
8	CH級	184.4	82.5	266.9	16.0	1197.30	4147.22	2672.26

弾性係数Eは等価線形化法で求めたせん断剛性を各地層で平均した値を用いて求めた。

各層はモール・クーロンの破壊条件で粘着力の残留時の値  $C_{min}$  を破砕帯の粘着力  $50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$  としたところ破壊は見られなかったため、 $0.01 \text{ (kN/m}^2\text{)}$  として計算を行った。

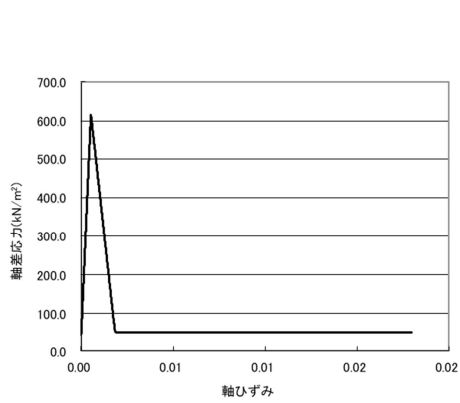
表 3.2.3-6 硬岩斜面の物性値(1)

		せん断剛性の 平均値 $G_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	ポアソン 比 $\nu$ (動的/静的)	応力依存 の弾性係 数 $E_0$ (動的/静 的) ( $\text{kN/m}^2$ )	上載圧 (中央) $\sigma$ $\nu$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$K_0$	$E_0$ となる値 の平均主 応力 $\sigma'_{m0}$ ( $\text{kN/m}^2$ )
1	破砕帯(D)	22008	0.450	63822	76.32	0.5	50.9
2	破砕帯(CL)	49327	0.450	173366	218.72	0.5	200.9
3	破砕帯(CM)	85934	0.450	331155	514.80	0.5	551.2
4	破砕帯(CH)	162085	0.450	443288	1482.28	0.5	896.2
5	D級	379596	0.430	1085644	84.80	0.5	56.5
6	CL級	720000	0.400	2016000	252.20	0.5	223.2
7	CM級	4200000	0.370	11508000	766.05	0.5	682.3
8	CH級	11000000	0.350	29700000	2672.26	0.5	2170.8

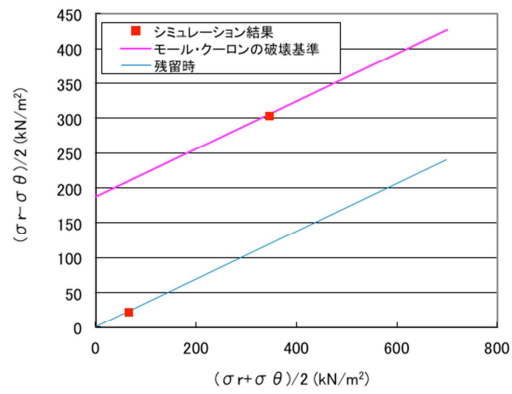
表 3.2.3-7 硬岩斜面の物性値(2)

	応力依 存の弾 性係数 の式の $n$	$\sigma'_{m}$ の 下限値 $\sigma'_{m(\min)}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	単位質量 $\rho$ ( $\text{t/m}^3$ )	せん断摩 擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )	粘着力 CC ( $\text{kN/m}^2$ )	ハードニ ング係数 $h$	粒子の剛 性に対す るレイリ ー減衰係 数 $\beta$	粘着力の 下限値 $C_{min}$ ( $\text{kN/m}^2$ )
1	0.6	1	1.837	20.0	50.0	-0.100	0.002	0.01
2	0.6	1	1.837	20.0	50.0	-0.100	0.002	0.01
3	0.6	1	1.837	20.0	50.0	-0.100	0.002	0.01
4	0.6	1	1.837	20.0	50.0	-0.100	0.002	0.01
5	0	1	2.041	20.0	200.0	-0.100	0.002	0.01
6	0	1	2.041	33.0	300.0	-0.100	0.002	0.01
7	0	1	2.551	45.0	1000.0	-0.100	0.002	0.01
8	0	1	2.653	50.0	1500.0	-0.100	0.002	0.01

ここで、MPM 解析は全応力による解析であるが、各地層のおおよその物理的な性質を把握するために、各地層の有効上載に対応する拘束圧で、三軸の排水試験のシミュレーションを行った。その結果を図 3.2.3-10 から 13 に示す。なお、初期状態の側圧係数  $K_0 = 0.5$  としている。岩盤(下層部)は、 $K_0 = 0.5$  では、弾性の応力ひずみ関係の状態はわずかで、塑性状態に非常に近い。

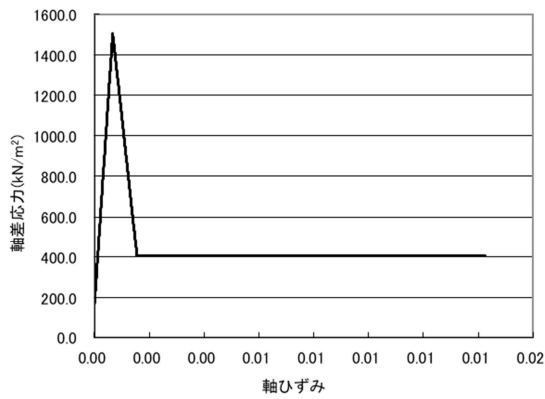


a) 応力-ひずみ関係

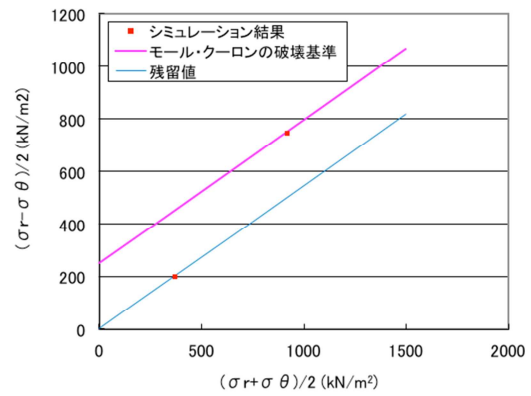


b) 破壊時応力と破壊線

図 3.2.3-10 D 級の応力ひずみ関係と破壊時応力と破壊線

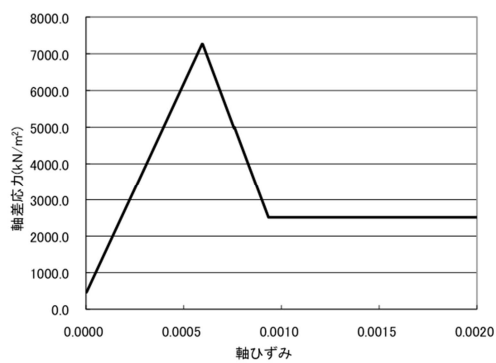


a) 応力-ひずみ関係

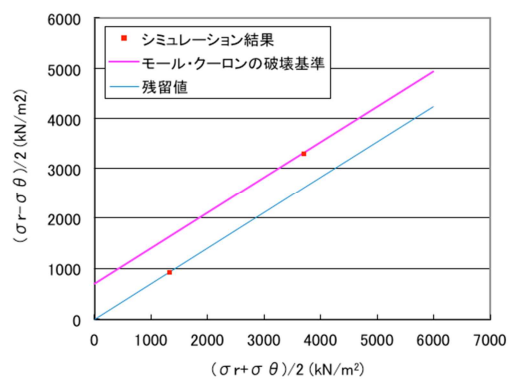


b) 破壊時応力と破壊線

図 3.2.3-11 CL 級の応力ひずみ関係図と破壊時応力と破壊線



a) 応力-ひずみ関係



b) 破壊時応力と破壊線

図 3.2.3-12 CM の応力ひずみ関係と破壊時応力と破壊線

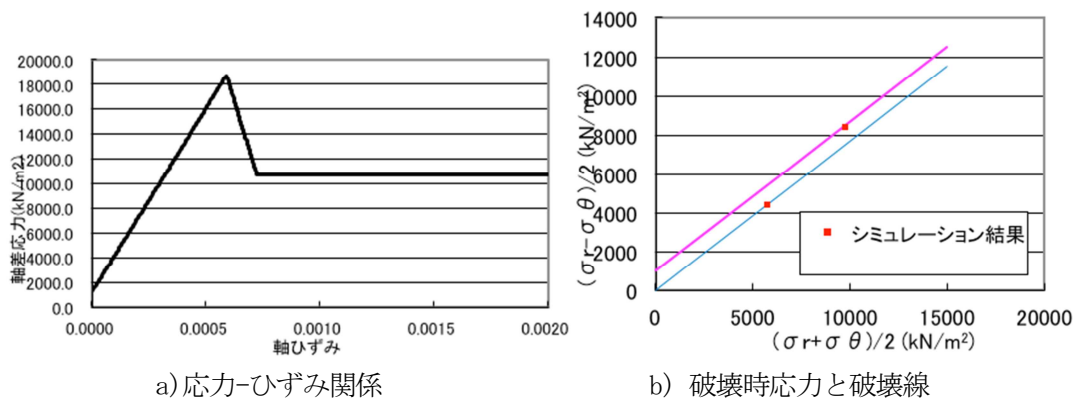


図 3.2.3-13CH の応力ひずみ関係図と破壊時応力と破壊線

#### 4) 解析結果

##### a) 軟岩斜面の解析結果

軟岩斜面の解析により得られる応答値のうち、変位、速度、加速度、応力-ひずみ関係出力用のデータを出力する位置を示す。出力位置は斜面表層の各層上下端とその中間の全 13 点とした。

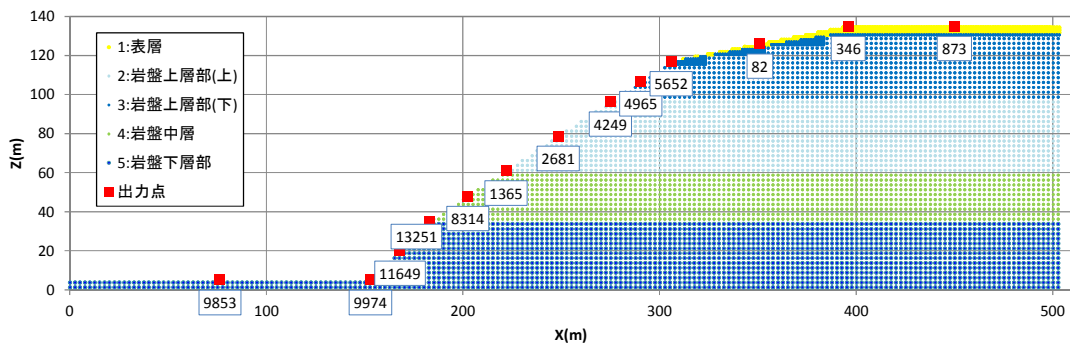


図 3.2.3-14 軟岩モデル出力位置

##### 基本ケースでの結果について (加速度の最大値の変更)

水平加速度 450gal (深度 135m 加速度の最大値を変更) 鉛直加速度 300gal とした計算を行った。「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価基準 2009 年 2 月」の図 4.2.25 に示されているすべり安全率がほぼ 1 となっており、MPM による解析においても、すべり破壊は発生しなかった。そこで、基本ケースの加速度を 1.5 倍した水平加速度 675gal (深度 135m 加速度の最大値を変更) 鉛直加速度 450gal とした計算を行った。

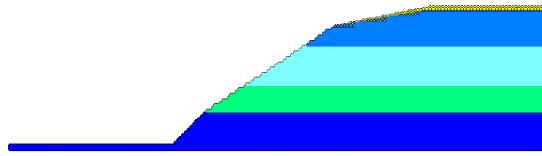


図 3.2.3-15 基本ケース(水平加速度 450gal、鉛直加速度 300gal)の最終状態

変位図

変形の様子を 10 秒間隔でのスナップショットで以下に示す.

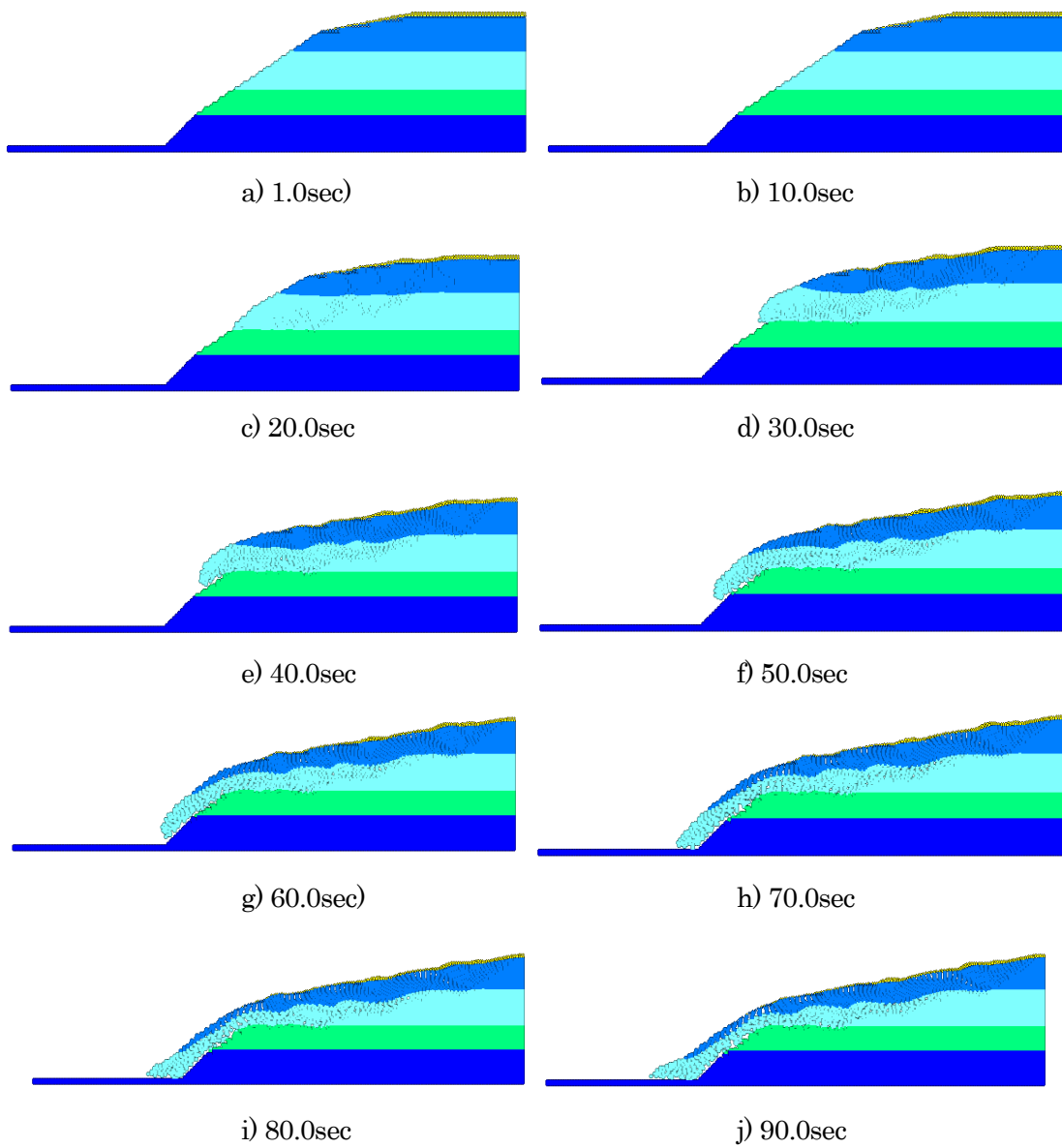
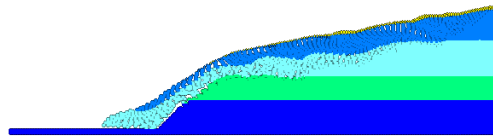


図 3.2.3-16(1) 軟岩斜面の変位スナップショット



k) 100.0sec

図 3.2.3-16(2) 軟岩斜面の変位スナップショット

### ひずみの空間分布

基本ケースの加速度を 1.5 倍した水平加速度 675gal (深度 135m 加速度の最大値を変更) 鉛直加速度 450gal とした計算を行った。ひずみの様子を加振中は 5 秒間隔、残留時は 10 秒間隔でのスナップショットを以下に示す。

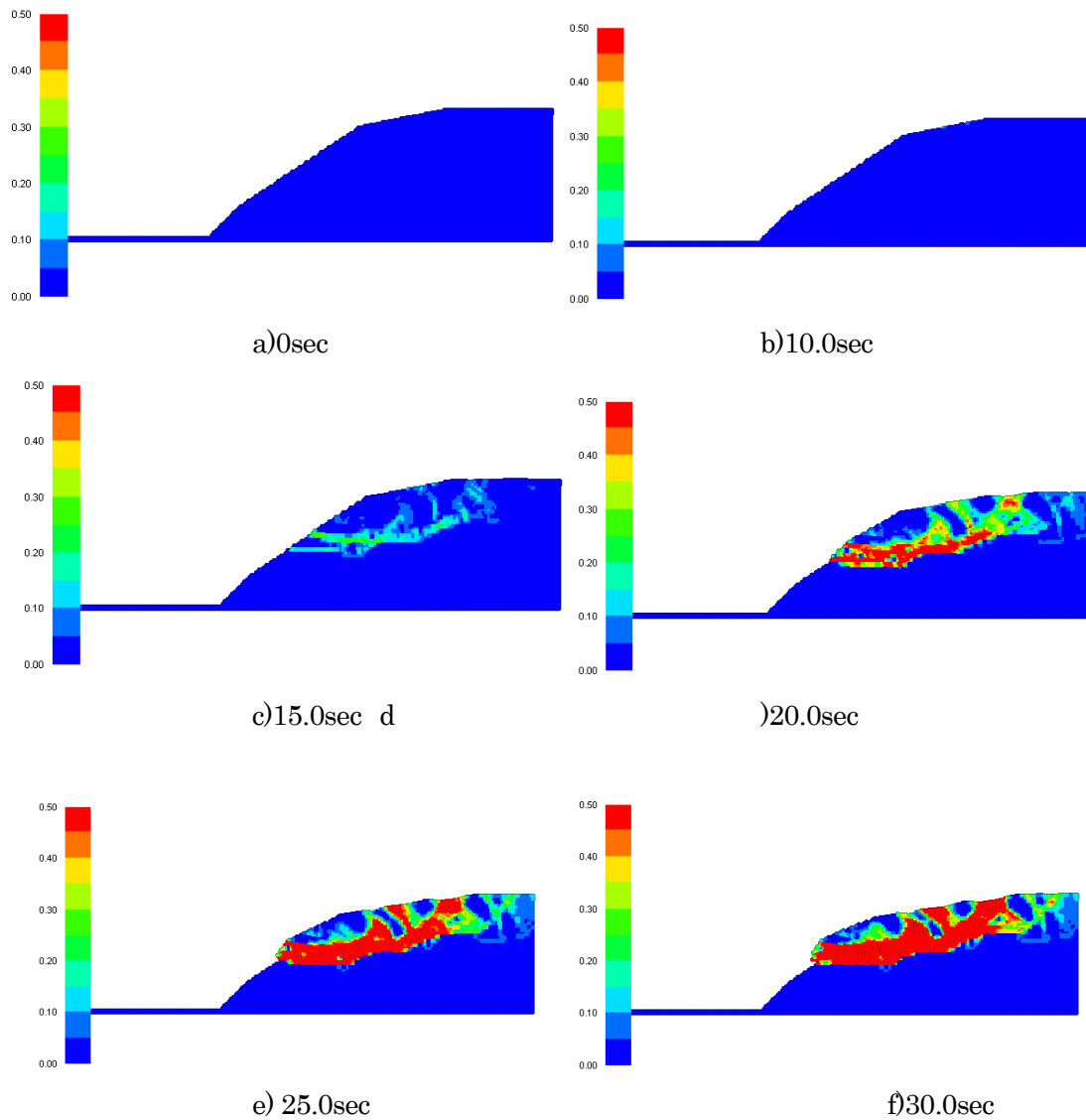


図 3.2.3-17(1) 軟岩斜面のせん断ひずみ空間分布のスナップショット



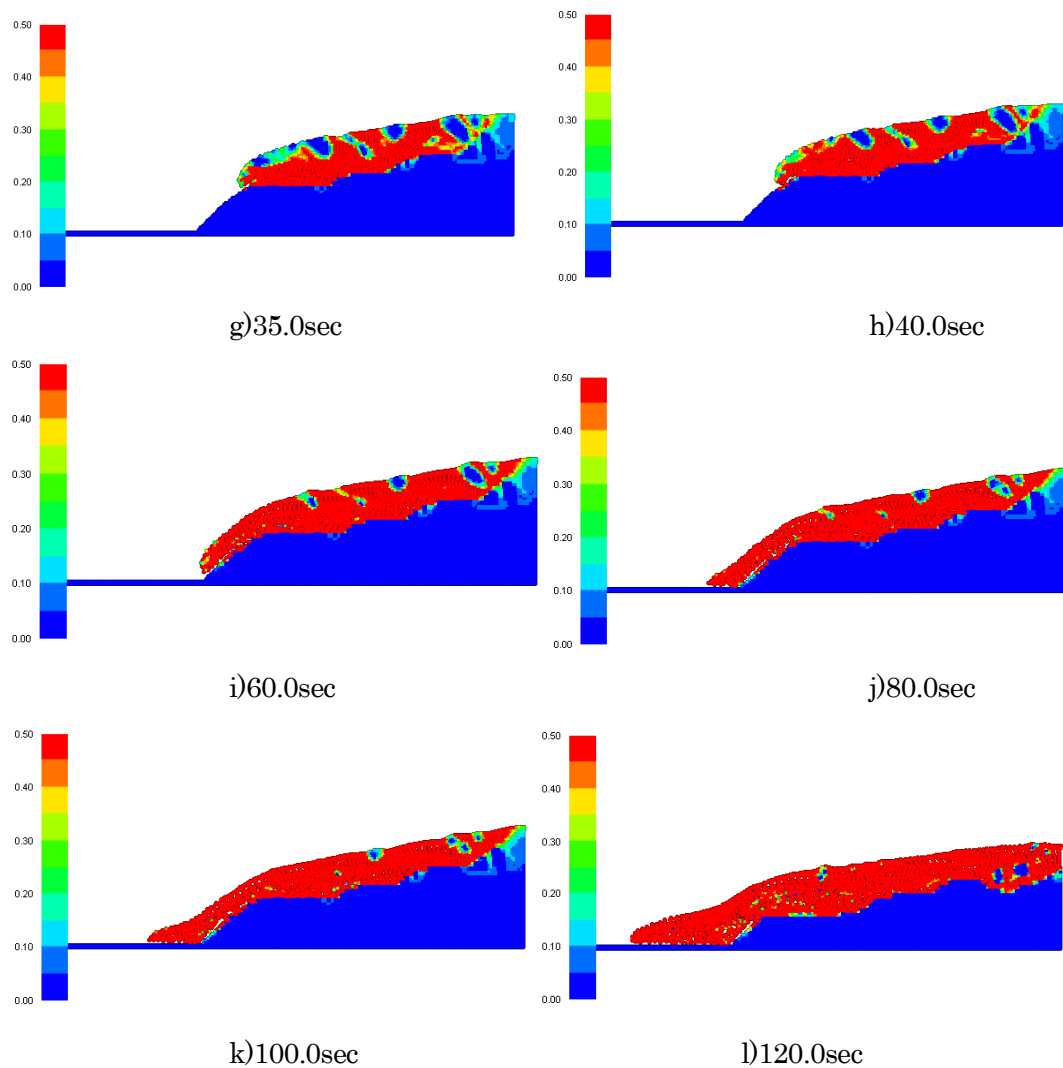
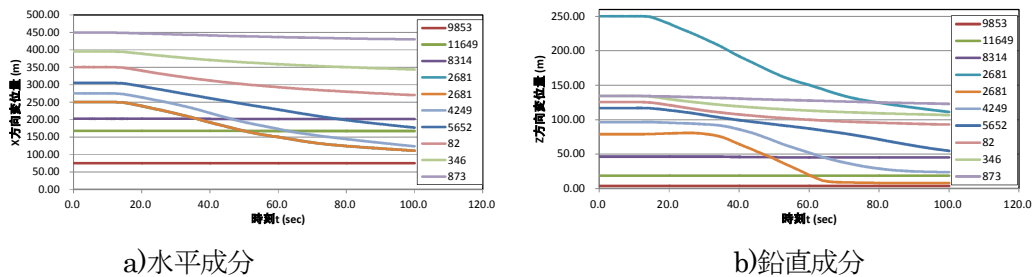


図 3.2.3-17(1) 軟岩斜面のせん断ひずみ空間分布のスナップショット

### 粒子時刻歴結果

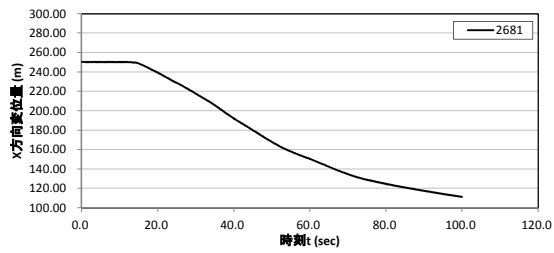
図 3.2.3-14 に示した 13 点について、まず、全点における水平、鉛直変位時刻歴を図 3.2.3-18 に示し、そのうち上部の 4 地点(2681,4249,5652,82)のみの変位を図 3.2.3-示す。加速度は最下部の 1 点と上部 4 点の時刻歴を示す。



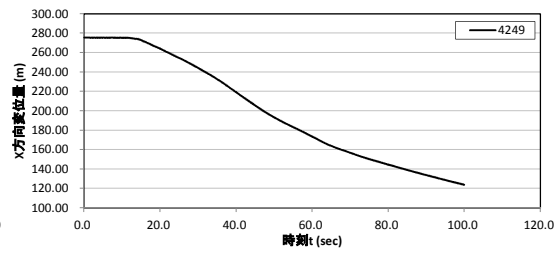
a)水平成分

b)鉛直成分

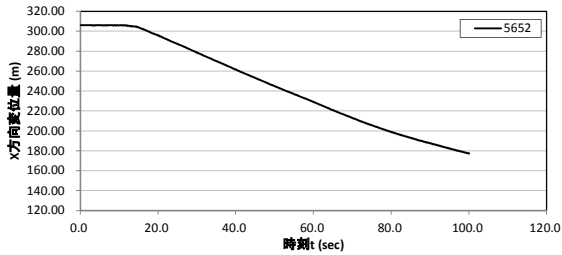
図 3.2.3-18 全出力点における変位時刻歴の比較



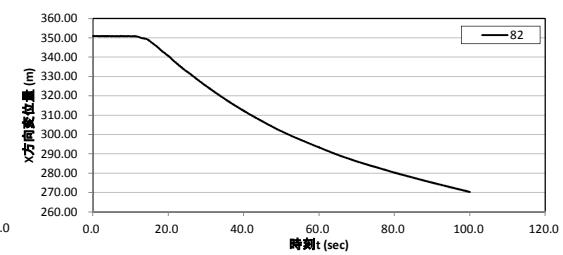
a)粒子番号 2681



b)粒子番号 4249

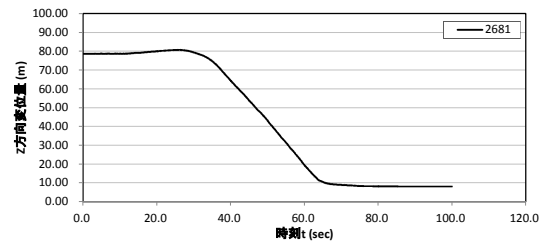


c)粒子番号 5652)

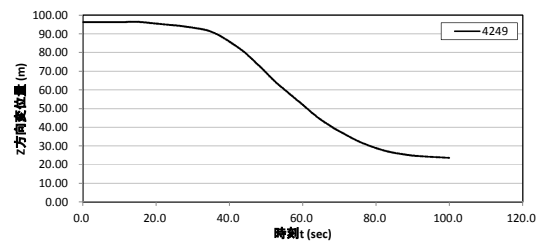


d)粒子番号 82

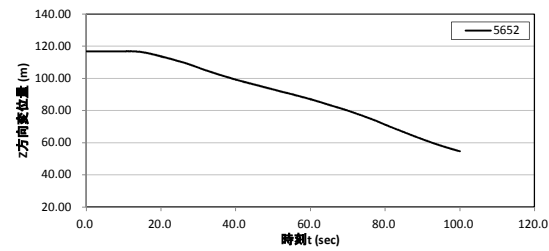
図 3.2.3-19 4 出力点における水平変位時刻歴の比較



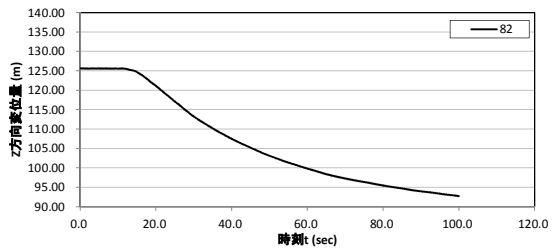
a)粒子番号 2681



b)粒子番号 4249

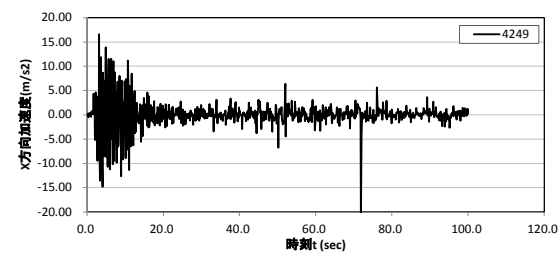


c)粒子番号 5652

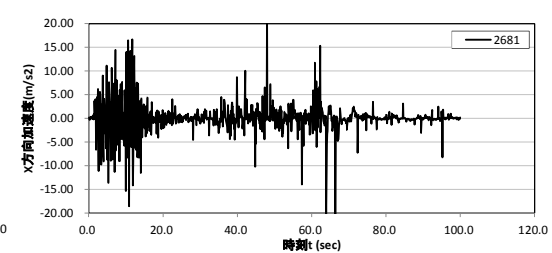


d)粒子番号 82

図 3.2.3-20 4 出力点における鉛直変位時刻歴の比較

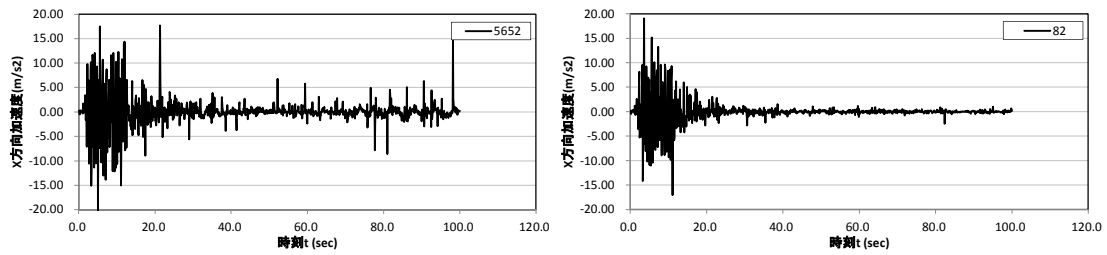


a)粒子番号 2681



b)粒子番号 4249

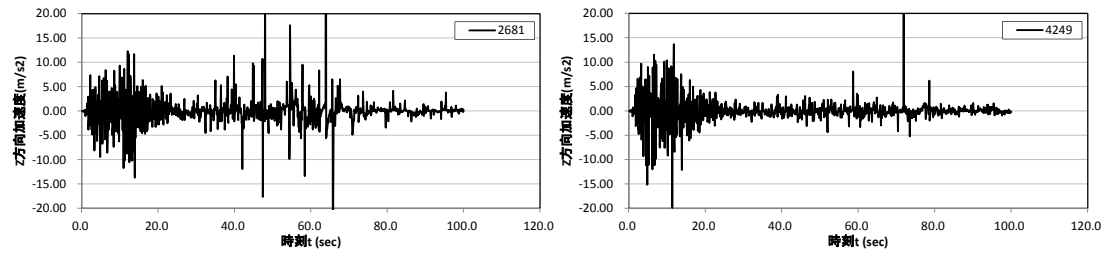
図 3.2.3-21(1) 4 出力点における水平加速度時刻歴の比較



c) 粒子番号 5652

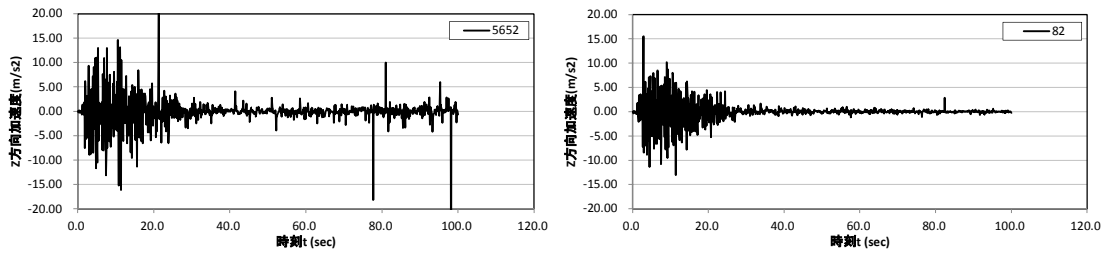
d) 粒子番号 82

図 3.2.3-21(2) 4 出力点における水平加速度時刻歴の比較



a) 粒子番号 2681

b) 粒子番号 4249



c) 粒子番号 5652)

d) 粒子番号 82

図 3.2.3-22 4 出力点における鉛直加速度時刻歴の比較

b) 硬岩斜面の解析結果

軟岩斜面の解析により得られる応答値のうち、変位、加速度のデータを出力する位置を示す。出力位置は斜面表層の各層上下端とその中間の全 13 点とした。

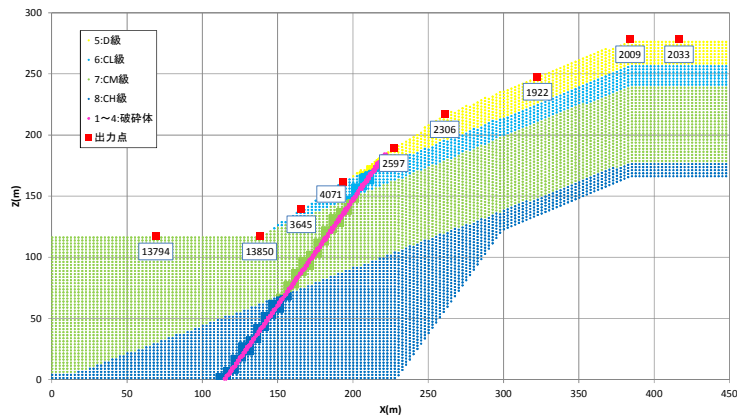


図 3.2.3-23 硬岩モデル出力位置

はじめに、各層の粘着力の下限值(Cmin)を破碎帯の粘着力C=50.0kN/m<sup>2</sup>とした計算を行った。結果として下図のようにひずみが発生せず、顕著な崩壊がみられなかった。そこで、Cmin=0.01kN/m<sup>2</sup>として再計算を行った。

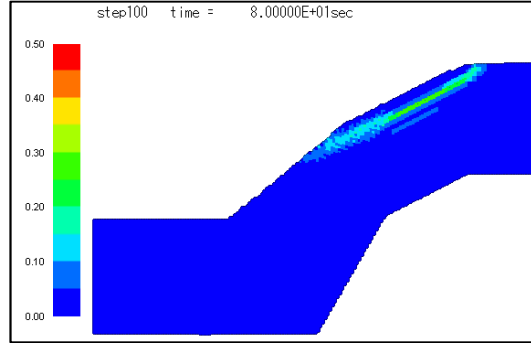
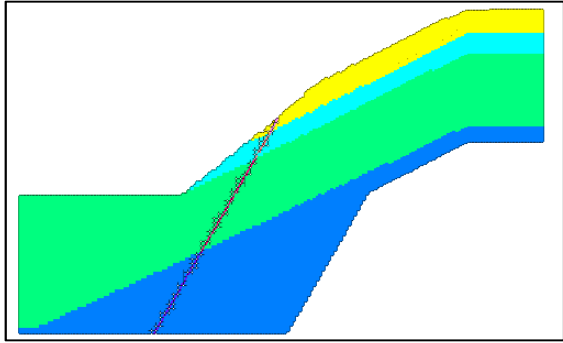


図 3.2.3-24 粘着力の下限值Cmin=50(kN/m<sup>2</sup>)  
とした場合の変形  
基本ケース(水平加速度 450gal)

図 3.2.3-25 粘着力の下限值Cmin=50(kN/m<sup>2</sup>)  
とした場合のせん断ひずみ分布  
基本ケース(水平加速度 450gal)

軟岩斜面と同様、基本ケース(水平加速度 450gal (深度 135m 加速度の最大値を変更) 鉛直加速度 300gal)と、基本ケースの加速度を 1.5 倍した水平加速度 675gal (深度 135m 加速度の最大値を変更)鉛直加速度 450gal として計算を行った。最終状態の変形図を下に示す。結果として、加速度を 1.5 倍とした場合でも崩壊の度合いに変化は見られないため、以降は基本ケースの計算結果をまとめることとする。

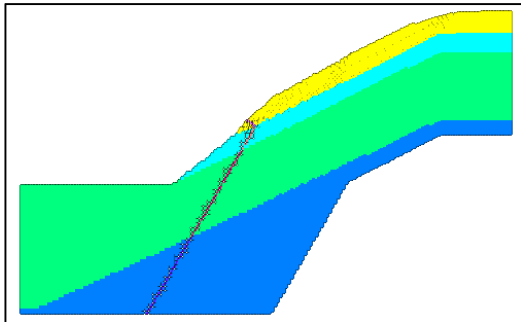


図 3.2.3-26 基本ケース(水平加速度 450gal)の  
最終状態

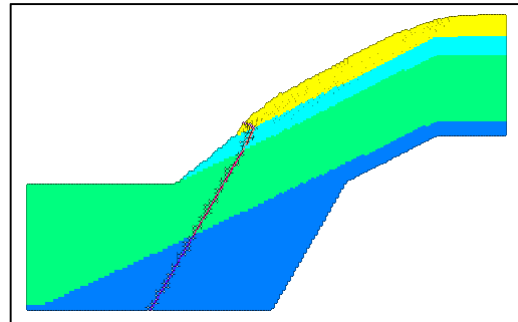


図 3.2.3-27 基本ケースの加速度を 1.5 倍  
(水平加速度 675gal)としたケースの最終状態

### 変位図

変形の様子を約8秒間隔でのスナップショットで以下に示す。

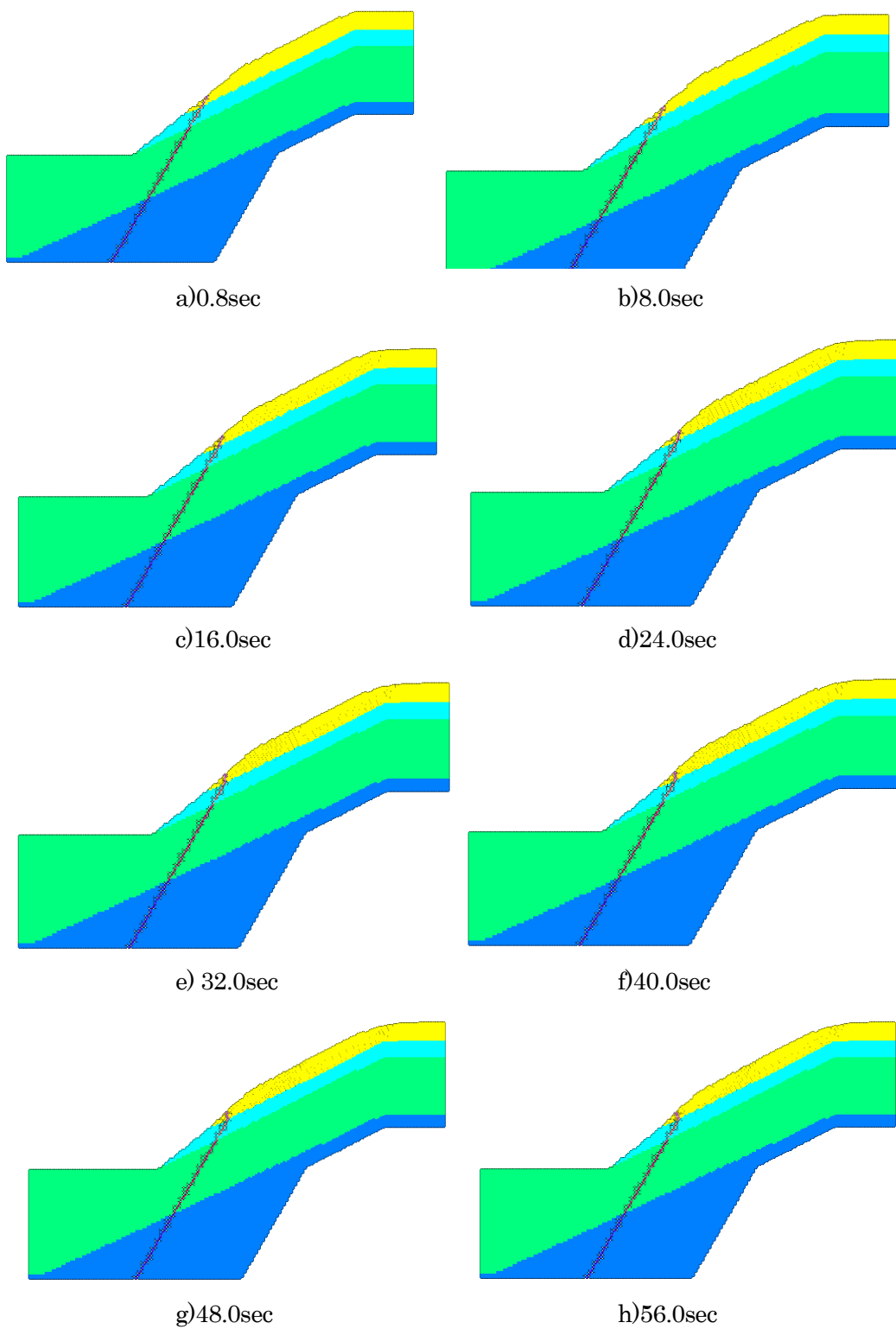


図 3.2.3-28(1) 硬岩斜面の変位スナップショット

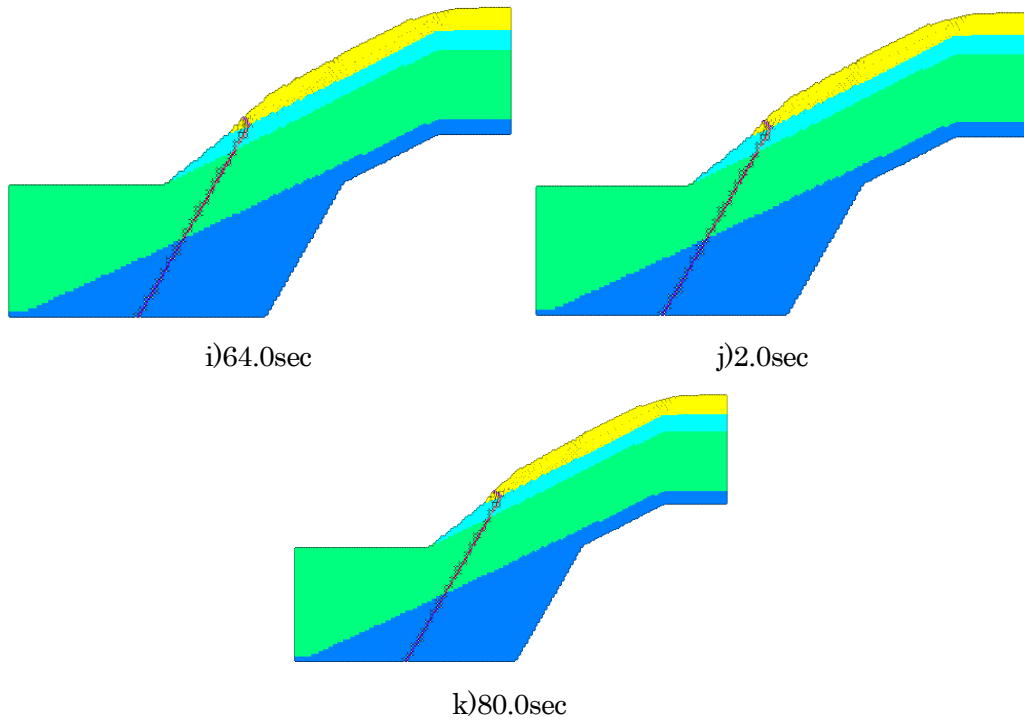


図 3.2.3-28(2) 硬岩斜面の変位スナップショット

ひずみ

ひずみの様子を加振中は4秒間隔、残留時は12秒間隔でのスナップショットを以下に示す。

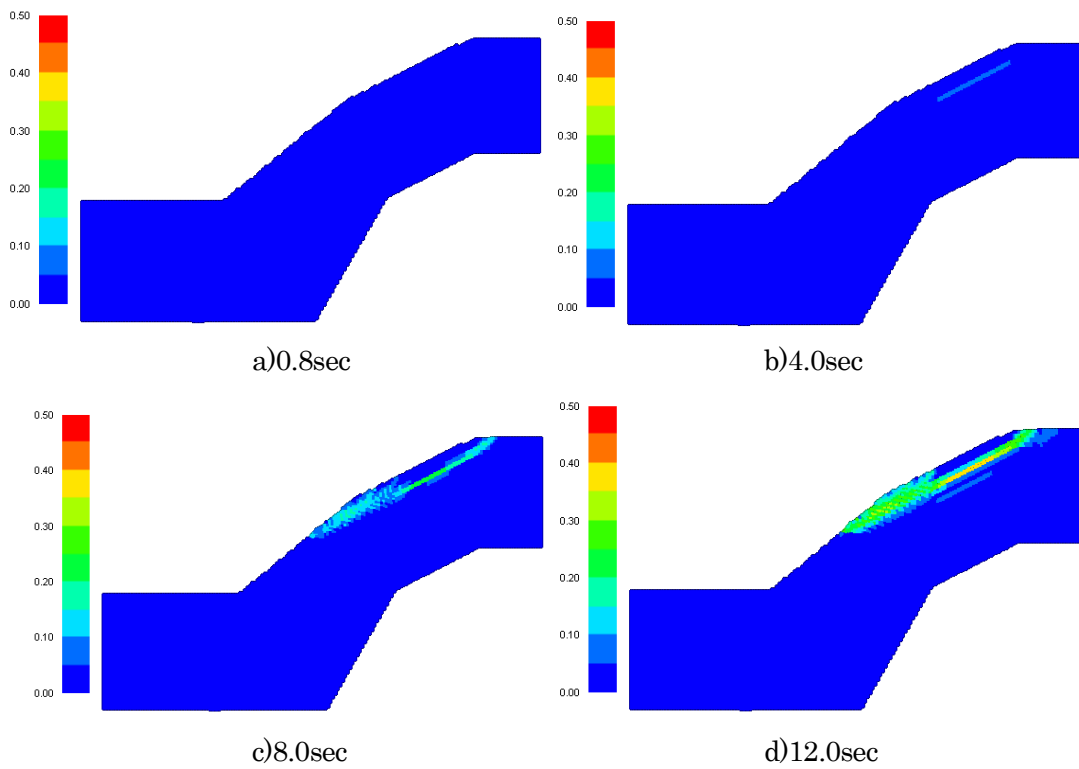


図 3.2.3-29(1) 硬岩斜面のせん断ひずみスナップショット



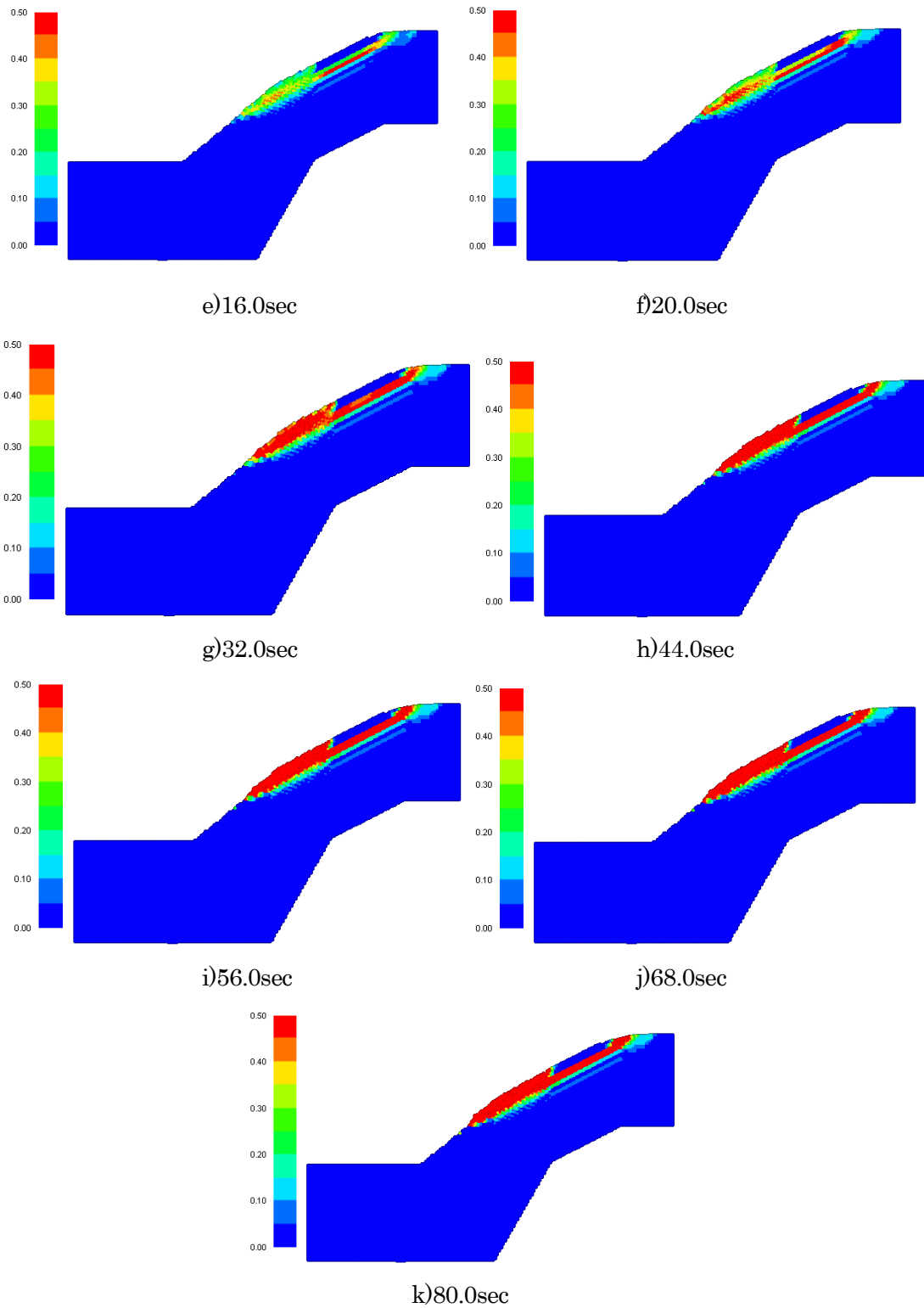


図 3.2.3-29(2) 硬岩斜面のせん断ひずみスナップショット

### 粒子時刻歴結果

まず、全点における水平、鉛直変位時刻歴を図 3.2.3-30 に示し、そのうち上部の 4 地点のみの変位を示す。加速度は最下部の 1 点と上部 4 点の時刻歴を示す。

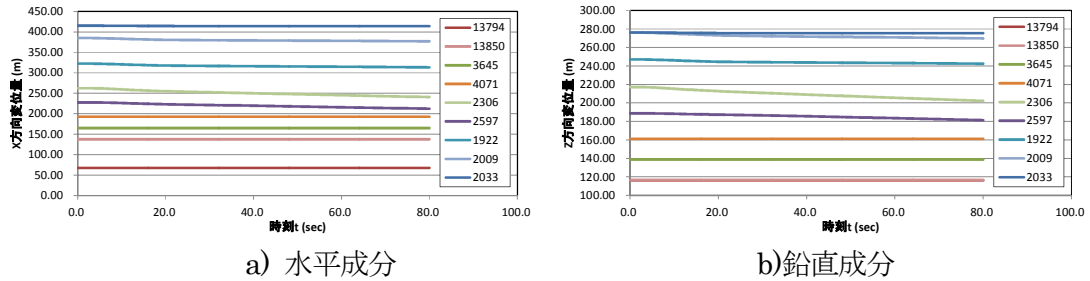


図 3.2.3-30 全出力点における水平・鉛直変位時刻歴の比較

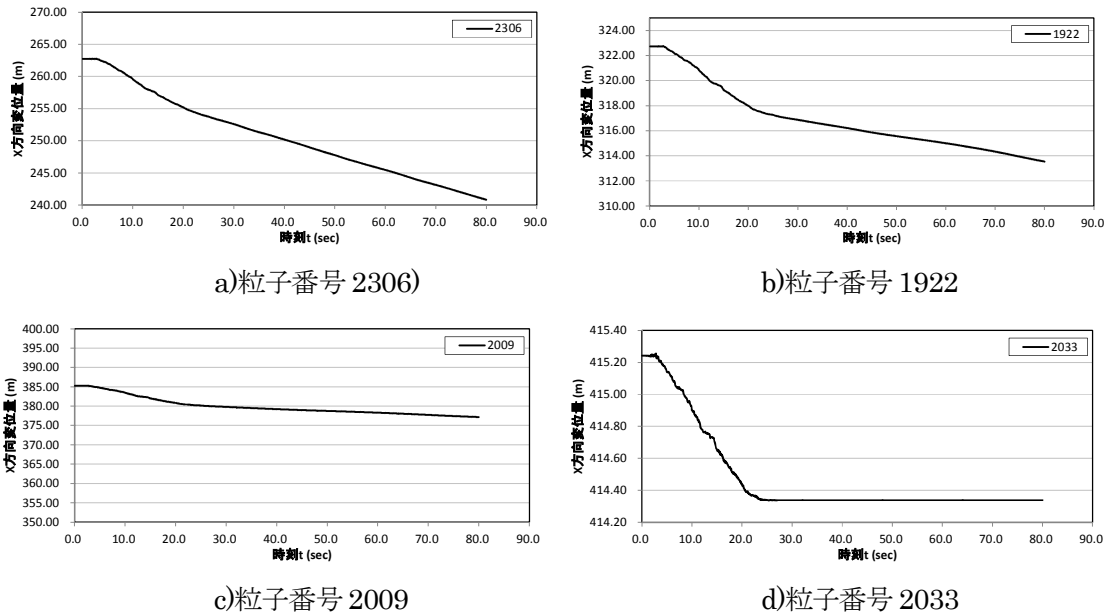


図 3.2.3-31 4 出力点における水平変位時刻歴の比較

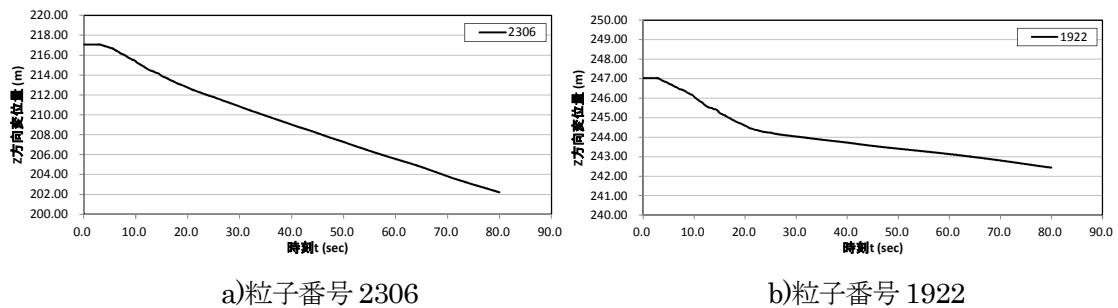
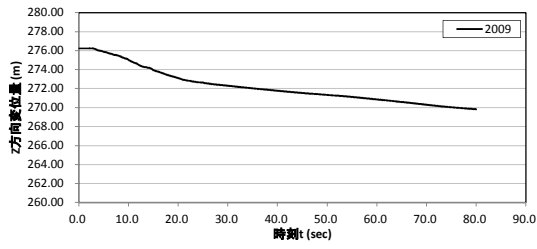
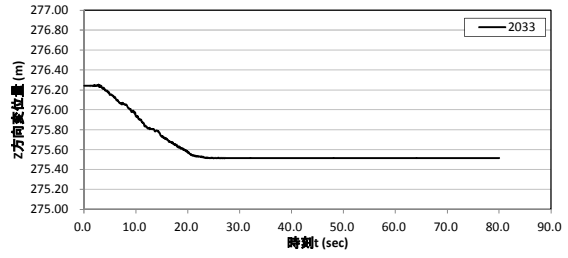


図 3.2.3-32(1) 4 出力点における鉛直変位時刻歴の比較

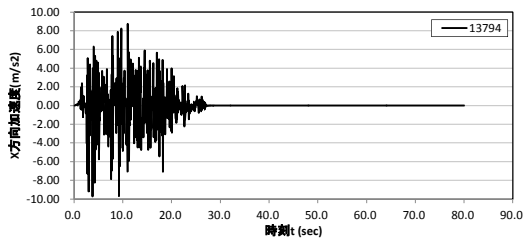


c)粒子番号 2009)

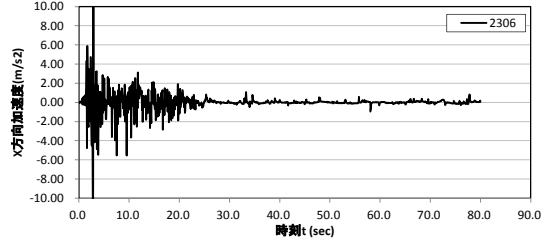


d)粒子番号 2033

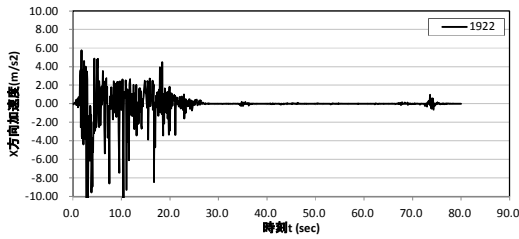
図 3.2.3-32(2) 4 出力点における鉛直変位時刻歴の比較



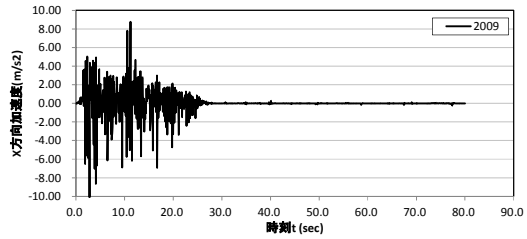
a)粒子番号 13794



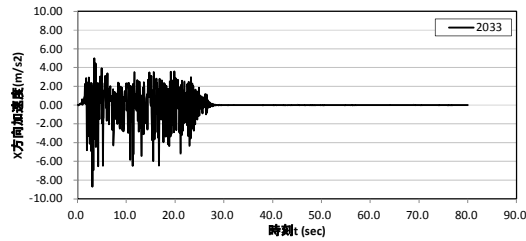
b)粒子番号 2306)



c)粒子番号 1922

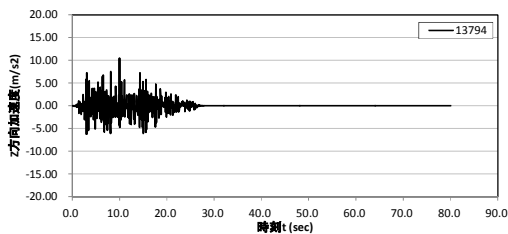


d)粒子番号 2009

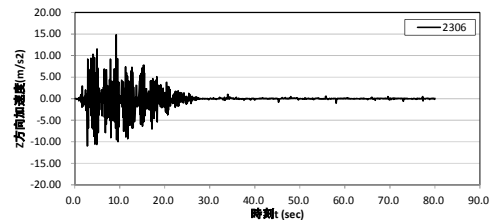


e)粒子番号 2033

図 3.2.3-33 5 出力点における水平加速度時刻歴の比較



a)粒子番号 13794



b)粒子番号 2306

図 3.2.3-34(1) 5 出力点における鉛直加速度時刻歴の比較

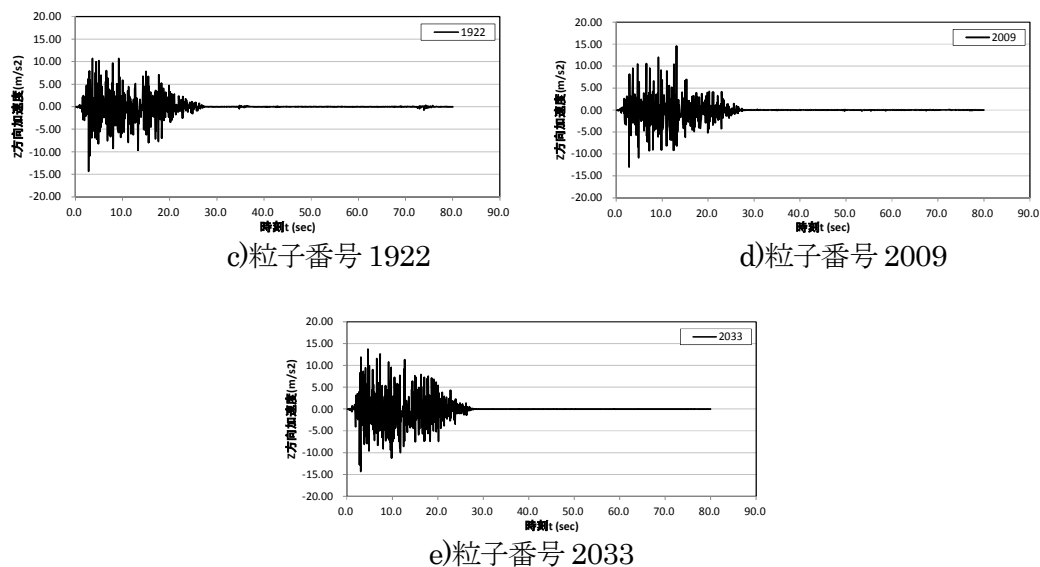


図 3.2.3-34(2) 5 出力点における鉛直加速度時刻歴の比較

### 5) 粒子法の仮想実大斜面への適用と基準変位の評価について

#### a) 実物大斜面への適用について

- 1) 軟岩斜面モデルについては、原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>（以後、技術資料）に示された入力波の最大加速度を 1.5 倍した場合において崩壊する挙動に至った。元の入力波を用いた場合では、技術資料において安全率が約 1.0 であり、安定性を失っているものの、大幅に安定性が低下しているわけではない。
- 2) 硬岩斜面モデルにおいては、入力波を 1.5 倍し、粘着力をほぼゼロにしたにも拘わらず崩壊には至らなかった。ただし、すべり線は弱層で発達していたので、安定性は消失していたものと言える。崩壊に至らなかった原因としては、弾塑性構成則の違いが影響を与えたと考えられる。技術資料によれば、軟岩に対しては、放物線モデルを用い、硬岩に対しては、通常モール・クーロン（またはドラガー・プラガー）モデルを用いる。放物線モデルにおいては、主応力が大きくなると、内部摩擦角をゼロ近傍まで小さくする。一方、通常モール・クーロンモデルではそのような操作は行わない。よって、放物線モデルを用いる軟岩斜面モデルでは、粘着力の影響が大きい、硬岩斜面モデルでは粘着力の影響は小さい。したがって、残留後の粘着力の低下の影響が軟岩斜面モデルに大きく表現されたものと考えられる。
- 3) 実物大斜面の大変形解析より、斜面安定性の低下に伴うすべり線の発生については、従前のすべり線解析と同等の安定性評価となることが分かった。しかし、崩壊挙動については、残留後の粘着力の大きさの他に、構成則に放物線モデルを用いるか否かが大きな影響を与える可能性がある。

## b) 基準変位の評価について

斜面の安定性を評価するために必要な基準変位の評価を行うためには、想定されるすべり線近傍の地表位置、さらにすべり線上の土塊の移動の評価に必要な土塊内数点での変位と速度の出力が必要となる。

事前にその様な地点を評価するためには有限要素法を用いた動的解析によりすべり線の探査を実施することが必要であるが、かならずしもそのすべり線位置周辺にてすべり線の形成が行われるとは限らない。さらに、粒子法は、すべり線の形成から崩壊に至る挙動の評価が可能であるため、事前の解析ではあるものの直接評価を行うことができる。

対象とした軟岩、硬岩斜面では事前に有限要素法による想定すべり線の評価が実施され、概ねその周辺にすべり破壊領域が形成されている。しかし、今回設定した出力点からの情報では、十分な精度を有する基準変位の評価を行うことができなかった。精度向上のための格子間隔の見直しや、より多くの出力点を設定することで、基準変位の評価ができるかもしれないが、試行錯誤となる。また、事前に有限要素解析を実施し、MPMにより基準変位を求めるための出力点位置を設定すること自体、過重の解析を強いることになる。

以上から、前項で示したような規模の斜面についてMPMにより基準変位を評価することは可能であるが、ここで対象とした実大斜面の照査を行うために、基準変位の評価をMPMで行うことは現実的といえない。