

平成 30 年度原子力規制庁委託成果報告書

防潮堤等の基礎地盤の液状化の影響評価
に関する実験的検討及び解析的検討

東北大学大学院工学研究科

平成 31 年 3 月

本報告書は、原子力規制委員会原子力規制庁からの委託により実施した業務の成果をとりまとめたものです。

本報告書に関する問い合わせは、原子力規制庁までお願いします。

目次

1. はじめに
2. 妥当性検証における着目点の整理
3. 遠心模型実験による対象地盤の挙動の把握
4. 数値解析による模型実験の再現性の確認
5. 有効応力解析の妥当性検証への中空ねじり試験の活用の方向性
6. まとめ

参考文献

付録 A 遠心模型実験における地盤作製方法

付録 B ソイルモルタルテストピース試験結果

付録 C 礫質土の繰返し三軸試験結果

付録 D 礫質土の構成式シミュレーション結果

1. はじめに

原子力発電所敷地前面の防潮堤周辺地盤は密な礫質の埋戻土で造成されている場合がある¹⁾。一般に、密な礫質土は液状化の可能性は低いと考えられているが、既往研究²⁾によれば、室内試験においては密な礫質土であっても過剰間隙水圧が蓄積することが報告されており、また近年では、東北地方太平洋沖地震を例とする巨大地震の発生を背景として、原子力関連施設としての性能評価の際、加速度振幅が大きく、継続時間の長い地震波形が基準地震動として用いられている³⁾ことから、そういった地震動が入力された場合、原子力発電所敷地前面防潮堤周辺でみられる密な礫質の埋戻土においても過剰間隙水圧が蓄積する可能性があり、それを考慮した性能評価が求められる。性能評価の際には、前面側と背面側の地盤の高低差に起因する初期せん断応力の作用や、地震入力時の護岸構造物(ケーソン)との相互作用などによって生じる、複雑な応力状態・変形状態を示す地盤挙動を予測する必要があることから、FEM地震応答解析の実施が不可欠であり、原子力規制委員会によって制定された「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド⁴⁾」においても、動的解析の実施による安全性評価が求められている。

上述のような護岸部地盤に限らず、地盤は不均質な材料であり、境界条件も複雑であることから、重要な構造物において地震時の地盤の挙動を詳細に予測するためには数値解析の実施が不可欠であり、その結果を設計や性能評価に用いる場合にはそこで得られた結果が信頼できるものであることが必要とされる。解析コードが開発された段階では、様々な応力状態に対して土の特徴的な挙動を再現できることが確認されている^(例えば5)6)が、その一方で、種々の要因(適用対象の限定、利用可能な実験装置の制約など)により、原位置の複雑な応力状態に対して比較的単純化した応力場での挙動のみを元に構成則を構築している場合も想定される。そのため、実務において解析を実施する際には、まずその構成式の表現能力が求める性能を満たしているか、確認する必要がある。さらに、種々の土の挙動を再現できる構成式を使用する場合も含めて、実際の原位置の土は様々であり、強度特性や変形特性もそれぞれ異なるため、本来は構成式の開発段階で確認した各種応力状態に対するそれぞれの応答を、設計対象ごとに確認すべきである。しかし、実際には、予算や時間の制約を受けて、等方応力状態からのせん断試験など非常に限定された室内物性試験の結果からパラメータを設定することがほとんどであり、実地盤の複雑な挙動に対して、どの程度の再現精度を期待できるのか、定量的に(場合によっては定性的にすら)妥当性が検証できているとは言い難いのが現状であり、例えば、図 1-1 に示すような手順で、適切に解析とその結果の妥当性検証を行うことが必要であると考えられる。

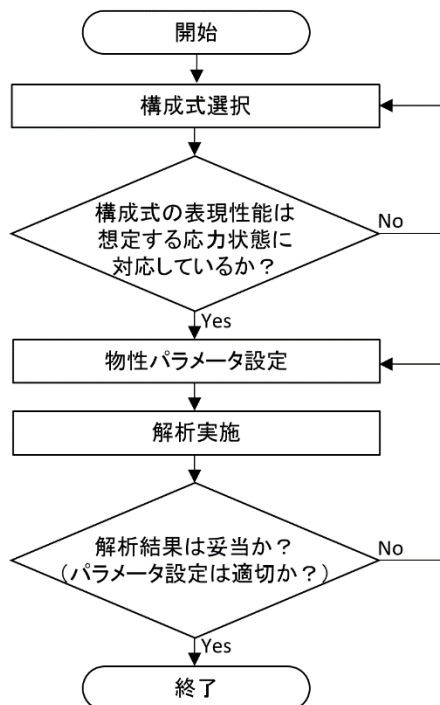


図 1-1 数値解析とその結果の妥当性検証の実施フロー

数値解析結果の妥当性検証の例としては、Karamitros ら⁷⁾による検討が挙げられる。著者らは、飽和地盤を対象として、水平成層地盤と構造物直下にある地盤の地震時の挙動の違いについて検討するため数値解析を実施し、その結果を既往の実験結果と比較することで、数値解析結果の妥当性について考察している。具体的には、水平成層地盤では地震中に過剰間隙水圧比がほぼ 1.0 に達し液状化している一方で、構造物直下の地盤では過剰間隙水圧は蓄積するものの完全な液状化状態には至らないといった解析結果について、常に一方向のせん断応力が作用した状態の地盤要素では完全に有効応力がゼロにならないといった既往の実験結果と整合することを確認し、これにより数値解析結果の妥当性が示されたと考察している。このように応力状態の異なる要素ごとに実験結果から得られた傾向と定性的に適合しているかを確認し、数値解析結果が正しく物理現象を表現できているかを検証することは、解析結果の妥当性検証における必要事項ではあるが、ここで挙げた検討例は、妥当性検証方法の一般化や枠組みの構築を念頭に置いたものではなく、妥当性検証の一事例を示したのみである。

土木分野において、数値解析手法の妥当性確認・検証 (Verification & Validation) は、2014 年に土木学会で立ち上げられた「土木分野の数値解析における V&V に関する小委員会」によって取り組まれ始めたが、特に、地盤工学分野では、地盤を構成する材料の不均質性⁸⁾といった要因もあり、妥当性検証の方法は確立されていない。

一般化された数値解析結果の妥当性評価の方法が存在しない中、実務においてその方法は設計者の判断に委ねられている部分が多く、例えば、盛土防潮堤の地震応答解析結果を設計に用いる際、堤体天端高さの変化量といった、設計において必要とされる量にのみ着目し、解析結果の妥当性を判断してしまう場合がある。堤体天端に沈下が生じる原因としては、液状化とその後の圧密による体積圧縮のほか、盛土下部地盤の流動、盛土自体の水平方向への伸長などが挙げられるが、解析結果においてそれぞれの現象の発生程度や形態に誤差が生じていたとしても(あるいは、このうち全く再現できていない挙動があったとしても)、誤差の累積によって堤体天端の沈下量は妥当な値となってしまう可能性が考えられ、この場合、地盤内部の挙動が再現できていないにも関わらず解析結果が妥当であると誤認し、この結果を設計に反映してしまう可能性がある。このように、地盤の地震時応答のような複雑な問題では、解析要素ごとの挙動を正しく表現できていない場合でも、その誤差の累積結果として、たまたま沈下量や液状化発生の有無といった最終的な結果が正しく見えてしまう可能性があるが、その場合は地震動波形の振幅や周期特性の違いや設計変更に伴う断面条件の違いによって結果の精度が大きく異なる可能性が高い。もちろん定量的に整合することは重要であるが、土木における設計という観点からは、誤差を生む要因を考察し、その影響について解析的または実験的にパラメトリックな検討を実施し、誤差程度を把握した上で安全側の判断が出来ることは、見た目の定量的な整合性よりも重要である。そのような状況も踏まえ、妥当性検証の際には、設計や性能評価で必要とされる定量的な着目点のみならず、変形や破壊の要因となるメカニズムにも着目した、以下に示すような大きく 2 つの段階を踏まえた検証が必要であると考えられる (図 1-2)。

- 1) 解析結果が、着目する変形・破壊の要因となる主要なメカニズムを捉え、全体の定性的な傾向を再現できているか、原位置での観測結果や模型実験の結果などと比較して確認する。
- 2) 上記 1) で解析結果が定性的な傾向を捉えていると確認されたことを前提として、定量的な評価に関わる要素の特性が精度よく再現されているか、材料に与えられる応力状態やそれに対する変形などの応答を、対応する室内試験データなどを用いて検証する。

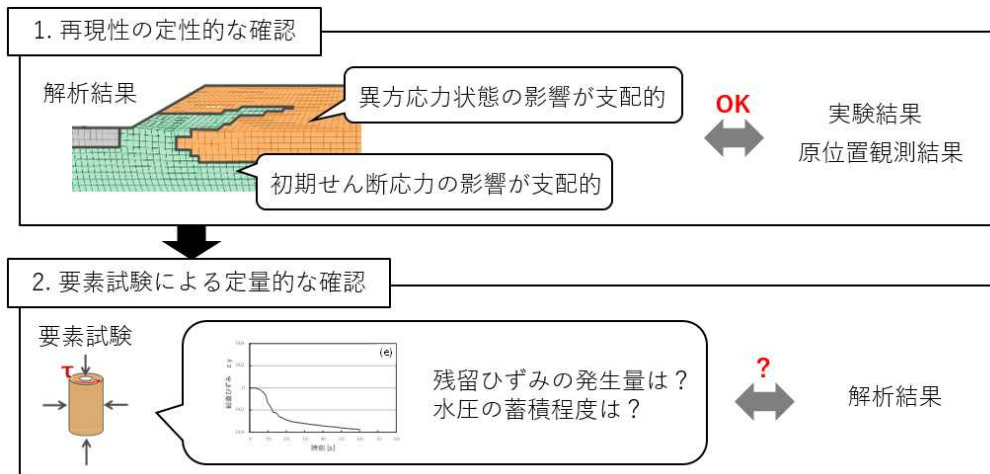


図 1-2 解析結果の妥当性検証方法

原子力発電所敷地前面の防潮堤については、近年、加速度振幅が大きく、継続時間が長い入力加速度に対する性能評価が求められており、その際には、地盤の高低差に起因した初期せん断応力の作用下での地震時挙動など、複雑な地盤応答の評価が必要とされることから、FEM 地震応答解析の実施が不可欠である。その際、解析結果が実現象と比較して妥当なものであるか確認する必要があるが、複雑な地盤挙動の数値解析結果の妥当性を検証する一般化した共通する方法は存在しないため、それを確立することは重要なことと考える。そこで、本報告では、飽和地盤の地震時挙動解析の妥当性検証方法の確立に向けた基礎的検討として、護岸部地盤を有する地盤を対象に、遠心模型実験とそれを再現する数値解析を実施し、地盤や護岸の変位といった性能評価における着目点に限らず、発生する変形や破壊を支配する要因となる、地盤要素の応力状態などにも着目した比較・検討を行った。なお、これらの検討に先立って、対象地盤について、性能評価の際に変形量や破壊程度の定量的な把握が必要とされる点と、その発生メカニズムの確認を目的として、試解析を実施した。

また、要素試験を活用した数値解析結果の妥当性検証方法の確立に向けて、一般に平面ひずみ状態で実施される 2 次元断面解析における解析要素の応力状態を中空ねじり試験で再現するため、平面ひずみ状態を維持し载荷を行う制御方法の検討を行った。

2. 妥当性検証における着目点の整理

2.1 はじめに

遠心模型実験と数値解析結果の比較検討を実施するにあたり、対象地盤について、実務において定量的な評価が必要とされる点と、それに関わる変形・破壊の主要なメカニズムを確認し、妥当性検証における着目点を整理することを目的として、模型実験で作製予定の地盤を想定した解析モデルでの試解析を実施した。

2.2 解析コード

本検討で実施する解析は、二次元 FEM 地震応答解析（有効応力解析，有限変形解析）とし、解析コードには、名古屋大学地盤工学研究室において開発された、土骨格～水連成有限変形有効応力解析コード（コード名：GEOASIA⁹⁾¹⁰⁾を用いた。GEOASIAは、土の骨格構造（構造・過圧密・異方性）の変化を記述可能な上下負荷面修正 Cam-clay model (SYS Cam-clay model)を搭載しているが、本検討ではSYS Cam-clay modelに加えて Drucker-Prager model を組み合わせた複合負荷弾塑性構成式¹¹⁾を用いた解析コードによる解析を行った。

2.3 解析条件

本項における試解析は、図 2-1 に示す遠心模型実験を想定し、相似則適用後の実物換算モデルで行った。本解析における境界条件は、遠心模型実験では剛な土槽を使用することから、図 2-1 に示すように、加速度を地盤側面の土槽に接する部分の水平方向と地盤底面の水平方向に入力し、地盤底面の鉛直方向を固定、地盤側面の鉛直方向を自由とした。後背地盤部の水面は海水面と同じ高さに設定し、海水面以下は飽和地盤、海水面以上の盛土部分是不飽和地盤とした。その際、間隙水の体積弾性係数と密度を計算可能な範囲で小さく設定することで、土骨格の間隙が体積弾性係数と密度が小さな空気で満たされている場合と、少なくとも過剰間隙水圧の蓄積という観点では同等とみなすことができる状態とし、不飽和地盤を模擬した。入力加速度には、2016 年熊本地震（K-net：熊本県菊池の観測データ，図 2-2 参照）を採用した。地盤の物性パラメータについては、礫質土部分については、1 本の非排水繰返し三軸せん断試験結果の過剰間隙水圧の蓄積傾向を図 2-3 に示すようにモデル化し、基盤層（ソイルモルタルを想定）はほとんど変形が生じず剛体とみなせる程度の大きな剛性になるように仮定の物性を設定した。

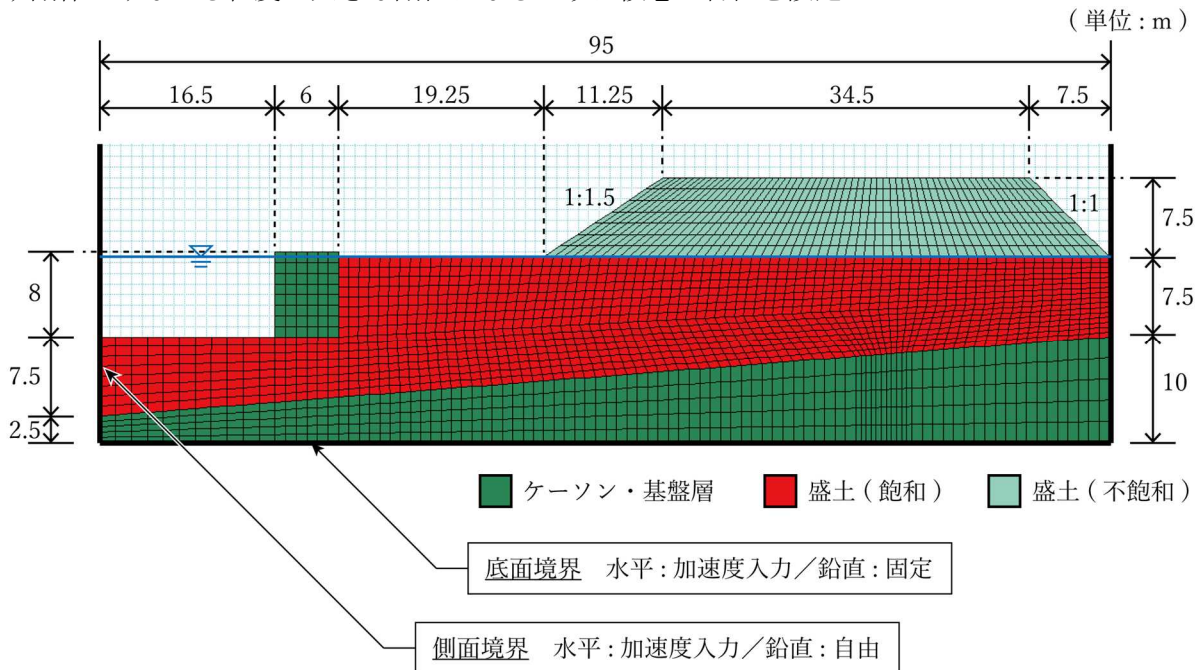


図 2-1 解析条件の概要

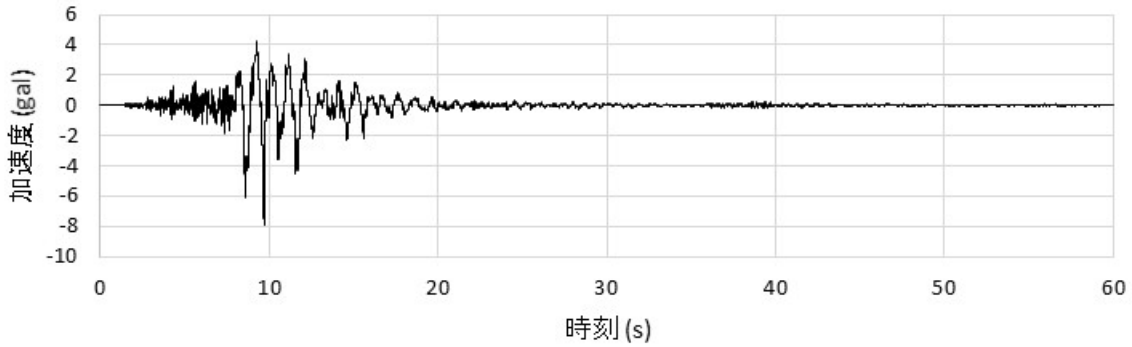


図2-2 入力波形 (2016年4月16日 1:25:10 熊本地震, 観測点名: 菊池)

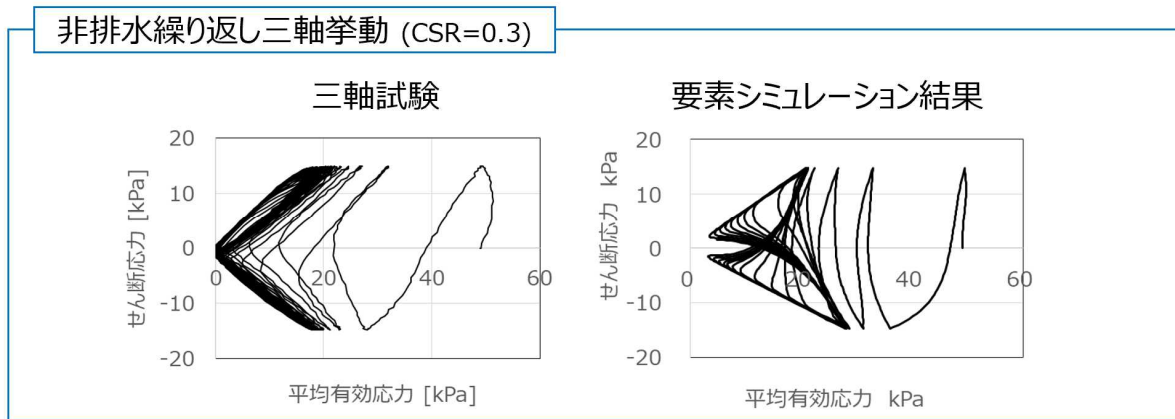


図2-3 礫質土の挙動のモデル化 (CSR: Cyclic Stress Ratio)

2.4 解析結果とそれに基づく着目点の整理

本検討の対象地盤(護岸部を有する地盤)には、図2-4に示すように、津波の越流による敷地の浸水を防ぐ防潮機能や、波浪による盛土の浸食を防ぐ防波機能、資機材の荷役のための埠頭機能が求められ、性能評価の際には、図2-5に示すように、護岸や後背地盤の変形量、盛土の沈下量が、これらの性能に関する定量的な地震時挙動の評価対象となる。これらの評価対象について、変位・変形の形態や大きさに影響を与えると考えられる因子は図2-6に示すように盛土の滑りや地盤の液状化など様々であり、どの因子がどれほどの割合で影響するかは明らかでない。

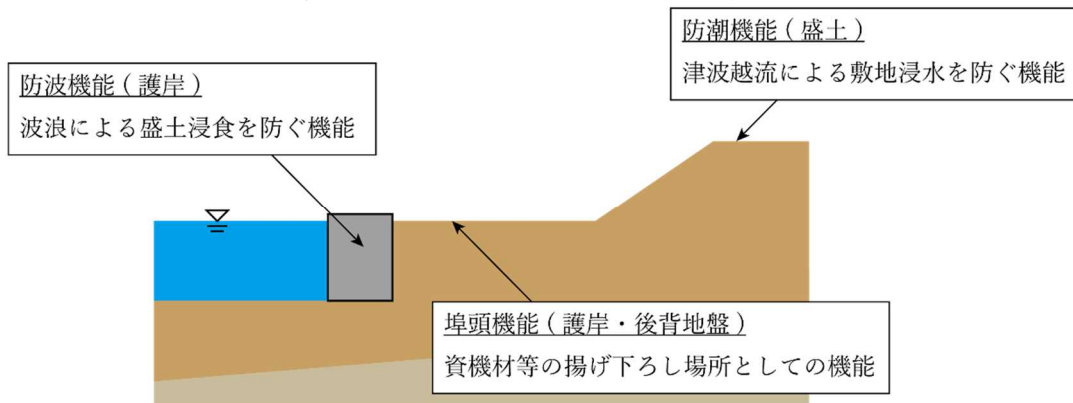


図2-4 本検討における護岸部地盤の機能

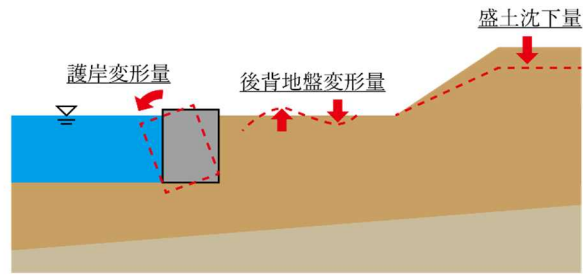


図 2-5 地震発生時挙動の定量的な評価対象

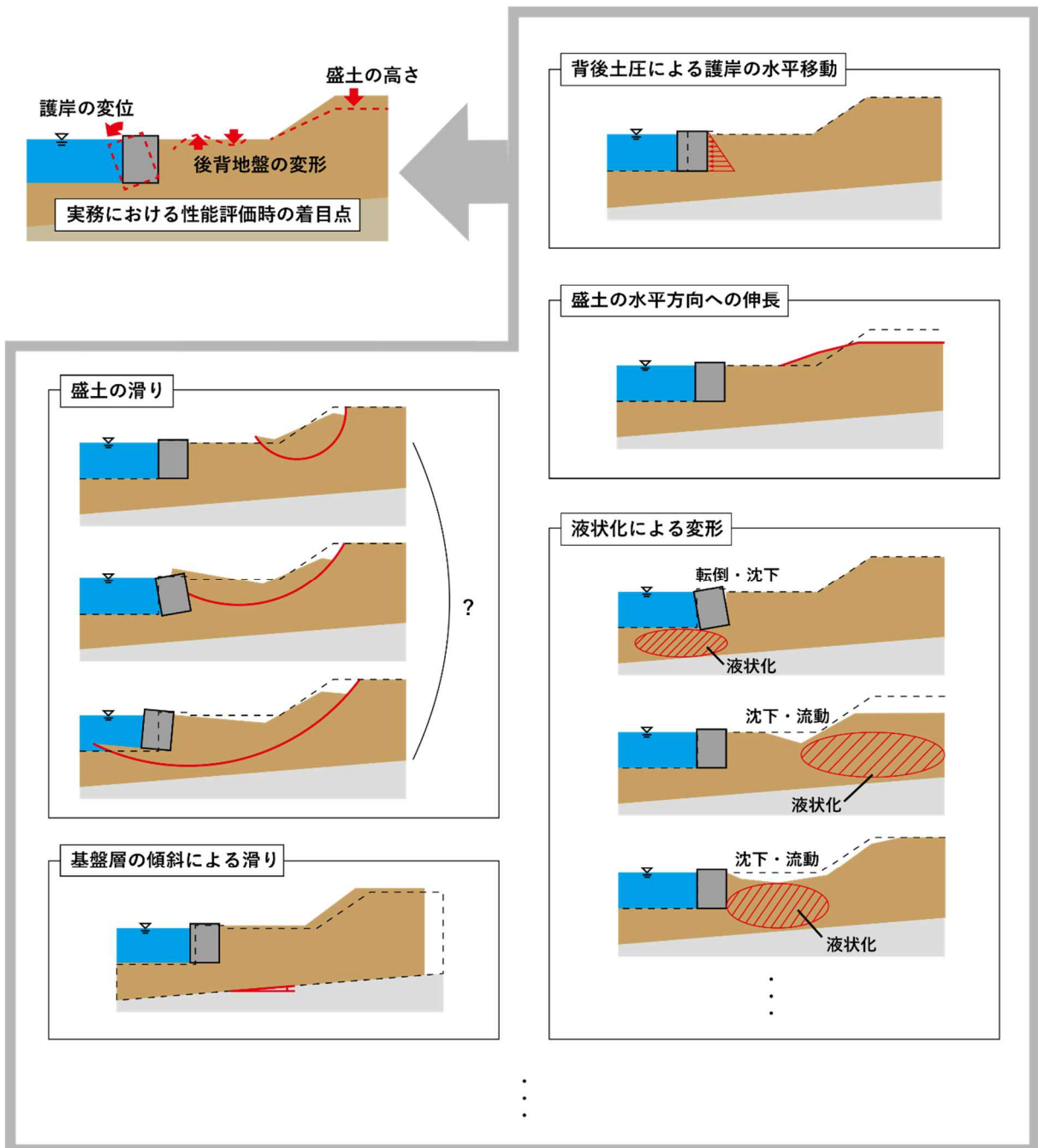


図 2-6 定量的な評価対象に対する影響因子

(これらの変形形態それぞれについて、各部の土のせん断変形／体積圧縮／移動が、水理境界や透水係数に依存した過剰間隙水圧の蓄積と、それによる拘束圧依存性の影響を受ける)

以下では、試解析の結果から、対象地盤の地震時における変形・破壊において、上述のような様々な影響因子のうち、どの因子が支配的となるか考察する。なお、図 2-7 は盛土部分の加振後における変形状態を示したものである。図によれば、盛土は全体的に沈下し、斜面法先に近い部分では水平方向に伸長したことが分かる。また、天端部分をみると、沈下に加えて海側へ水平に変位したことがわかる。ケーソンについては図 2-8 に示すように海側へ前傾するように変位した。

図 2-9 は加振終了時の過剰間隙水圧比を示したコンター図であるが、地盤形状に起因して初期せん断が作用し続ける盛土斜面下部を除いて、過剰間隙水圧比が 1.0 に至り、液状化したことが確認できた。

図 2-10 と図 2-11、図 2-12 はそれぞれ、加振後(時刻:60s)における、鉛直ひずみ、水平ひずみ、せん断ひずみのコンター図である。まず盛土部分についてみると、盛土下部分で鉛直方向に負のひずみが、水平方向に正のひずみが生じており、過剰間隙水圧の蓄積による剛性低下によって、盛土下部の地盤が法面に向かってはらみだすように変形したと考えられる。また初期土圧係数の分布(図 2-13)についてみると、盛土部分では水平応力に対して鉛直応力が大きくなっており、この応力状態が地盤の剛性が低下した際の水平方向への流動の生じやすさに影響を与えたと考えられる。

盛土左法肩下からケーソン下にかけて広い範囲では負のせん断ひずみが生じているが、これは液状化によって地盤の剛性が低下し、盛土荷重に起因する断面左方向への水平力の作用により傾斜した基盤層に沿って地盤が変形するため、その結果としてケーソンに海側方向への水平変位が生じていたと考えられる。

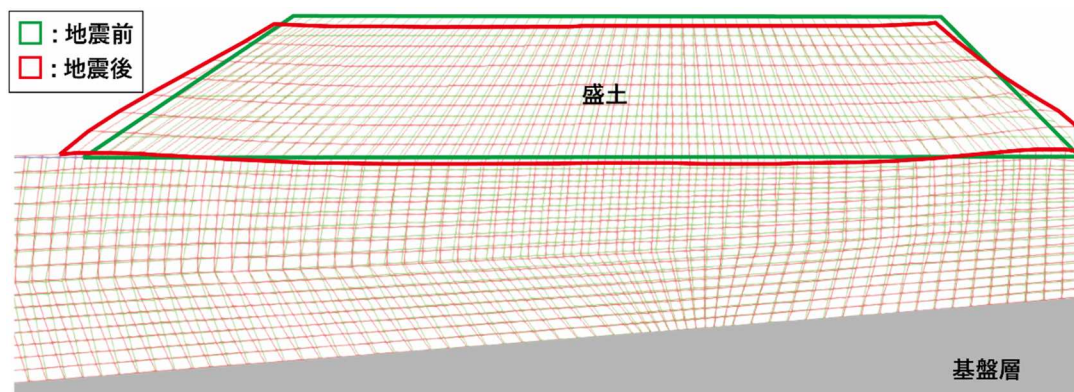


図 2-7 盛土部分の変形状態

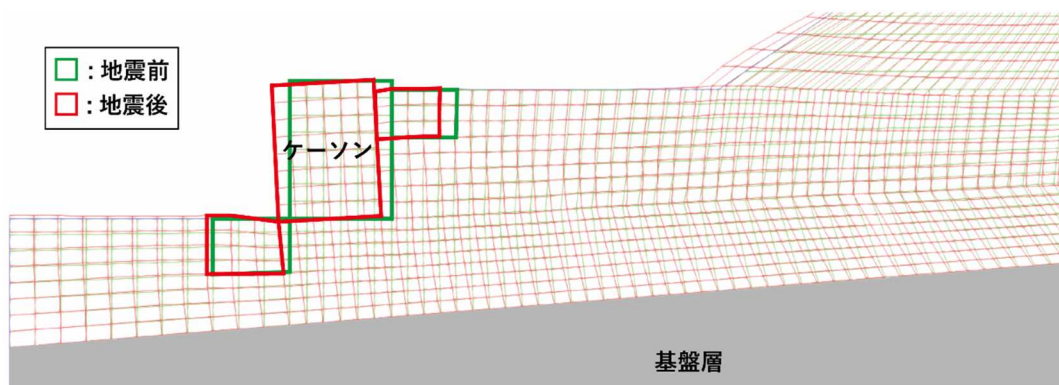


図 2-8 護岸部の変形状態

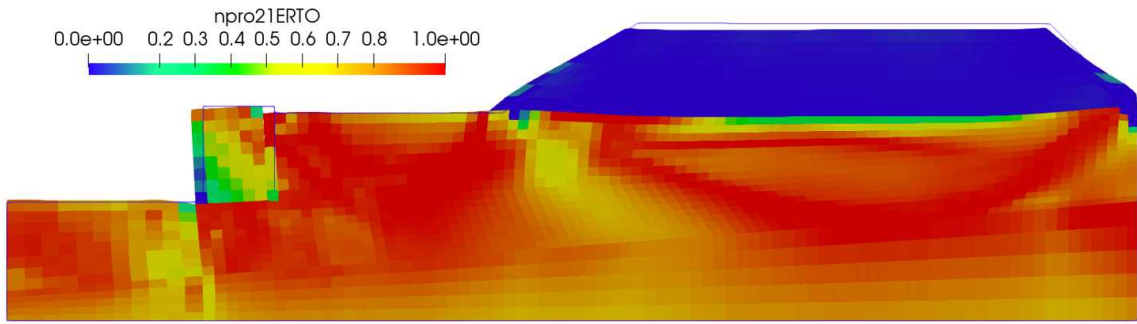


図 2-9 加振終了時の過剰間隙水圧比

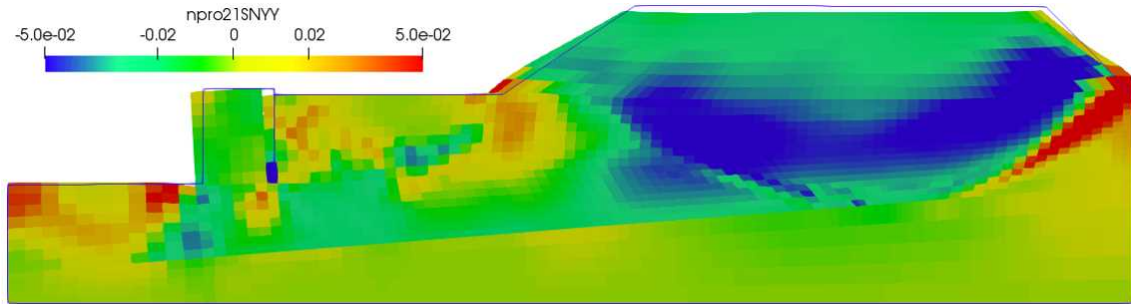


図 2-10 鉛直ひずみ

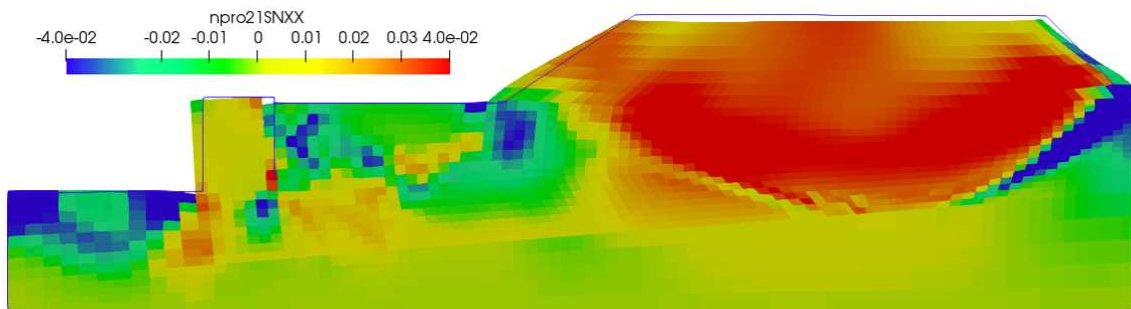


図 2-11 水平ひずみ

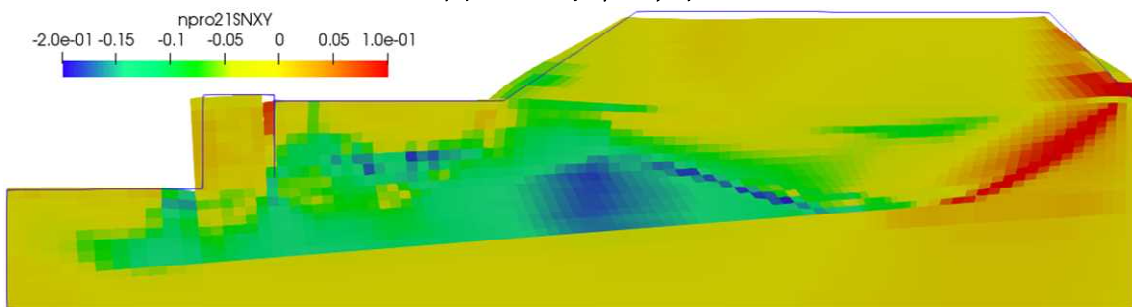


図 2-12 せん断ひずみ

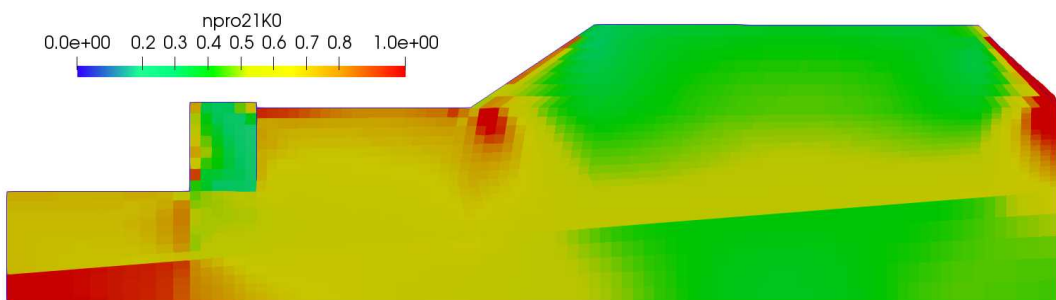


図 2-13 初期土圧係数

図 2-14 は、盛土斜面下および、盛土中央下部における要素の応力成分の時刻歴である。これによれば、過剰間隙水圧の蓄積とともに、まずは鉛直有効応力が大きく低下し、異方応力状態から概ね等方応力状態へ変化した後で、液状化に至っていることがわかる。

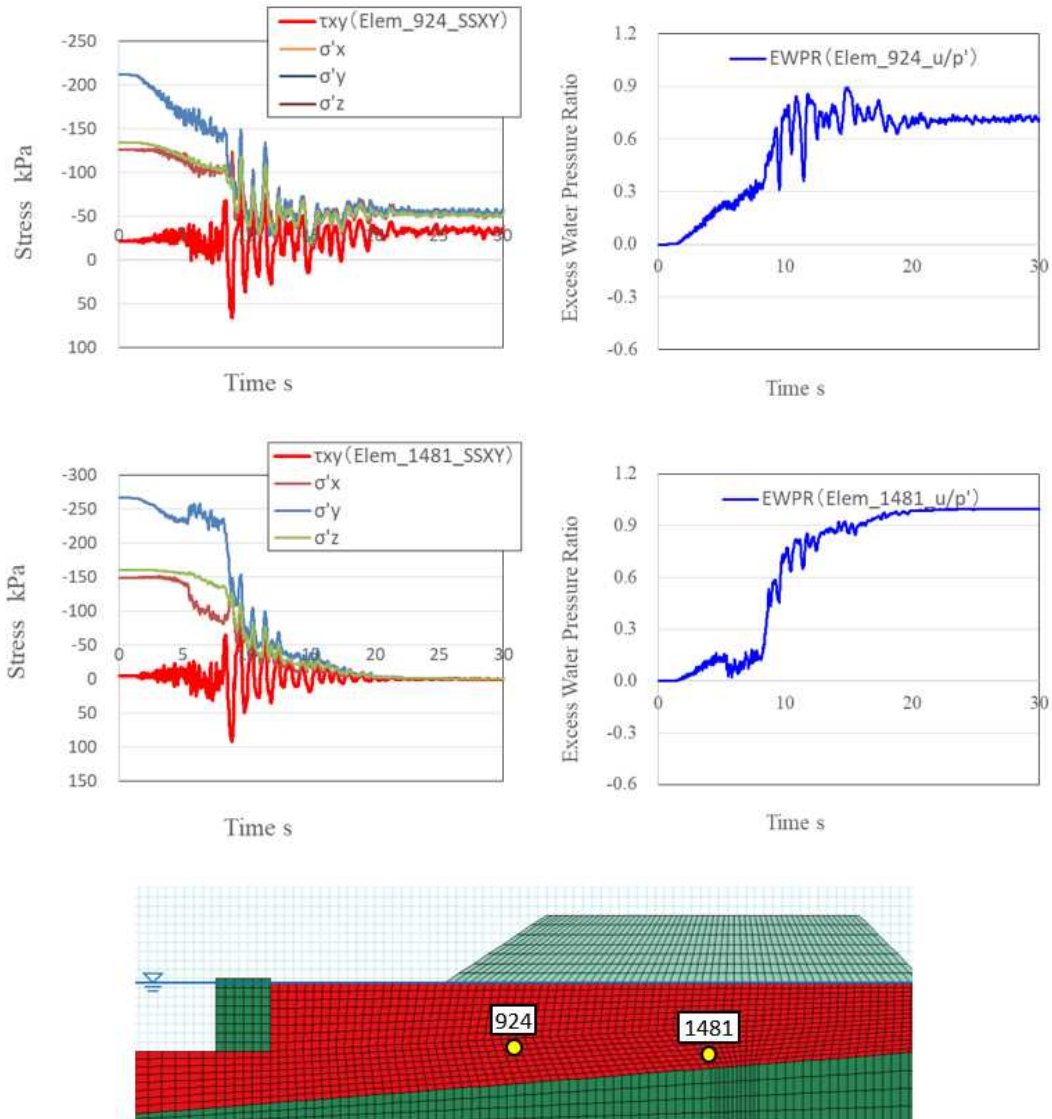


図 2-14 要素応答時刻歴

以上のように、本検討の対象地盤においては、初期土圧係数や過剰間隙水圧の蓄積が、着目すべき地盤の変形・破壊に影響を与える主な要因になると考えられる。したがって、以降の模型実験と数値解析の比較・検討では、護岸や盛土の変位に限らず、こういった要素の応答についても着目して結果を整理する。

3. 遠心模型実験による対象地盤の挙動の把握

3.1 はじめに

地盤材料の強度や変形特性は拘束圧に依存することから、実物の規模に応じた拘束圧下での土の挙動を再現するためには、遠心模型実験の実施が有効な手段となる。以下では、対象地盤について遠心模型実験を実施し、その挙動を確認した結果をまとめる。

3.2 実験方法・条件

3.2.1 遠心模型実験装置

本検討では、図 3-1 に示す、(株)大林組 技術研究所所有の動的遠心載荷模型実験装置を使用した。遠心模型実験では、加速度 50G の遠心場に模型を置いた場合、表 3-1 のような相似則が成立する。時間の相似率は対象とする現象によって異なり、50G 場において圧密・浸透現象は Darcy 則により 50^2 倍、動的な現象は運動方程式により 50 倍の速さで進行するが、ここでは水の 50 倍の粘性を持つ流体を使用することで、圧密・浸透現象に関わる相似率を 50 倍とし、動的現象の相似率と整合させる。遠心模型実験で使用する地盤材料については、相似則の適用によって見かけの粒径が大きくなるため、破壊や変形といった現象の局所化が懸念され、様々な検討がなされているが、例えば Goodings ら¹²⁾によれば、斜面の安定性についての検討する際には平均粒径と斜面高さの比を 250 以上に保つことで粒径の影響を回避できると報告されているなど、着目する部分の代表的な長さに対して粒径の比が適切な範囲内であれば、遠心模型地盤の作製に実地盤と同じ材料を使用することが示されている。

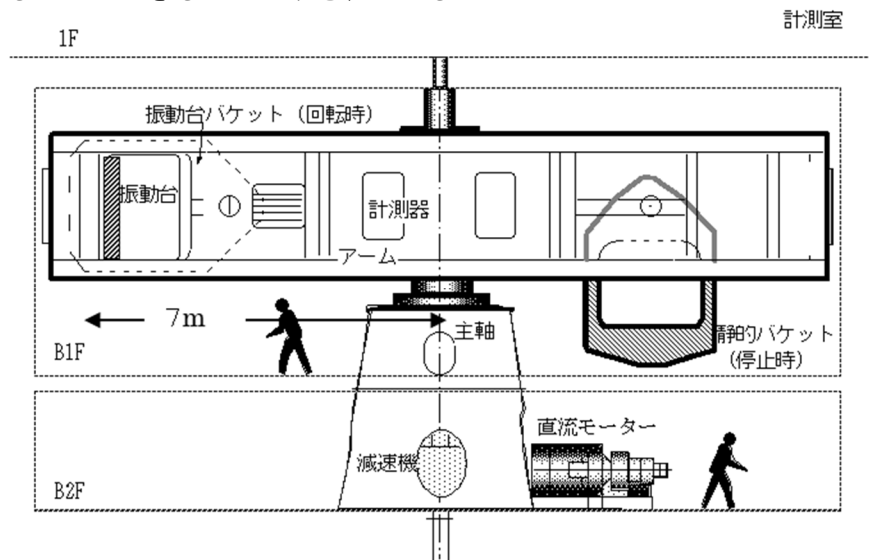


図 3-1 遠心模型実験装置の構成

表 3-1 遠心模型実験(50G 場)における相似率
(本表の値を模型の値に乗じたものが想定実物となる)

物理量	相似率
加速度	1/50
速度	1
変位	50
応力	1
ひずみ	1
透水係数	1 (但し粘性が 50 倍の流体を使用)

3.2.2 模型地盤

模型地盤の断面図および平面図を図 3-2 に示す。模型地盤は、傾斜した基盤層(ソイルモルタル層)と、ケーソンおよびその後背部を埋め立てる礫質土で構成されている。また、後背地盤上には、埋め立て土と同様の礫質土材料による盛土が配置されている。模型には、図 3-3 に示すように、

変位計や土圧計，水圧計，加速度計を設置し，ケーソンや盛土天端の沈下量といった基本的な応答のほか，地盤中の要素応答の把握を可能とした。

ソイルモルタル層は，7号珪砂とセメント，水を攪拌機によって所定の割合(7号珪砂:セメント:水=20:2:6(質量比))で混ぜ合わせたフレッシュモルタルを，傾斜を持たせ設置した剛土槽に打設し，作製した．礫質土層は，自然含水比の状態では，バイブレータによる振動および突き固めによって所定の層厚ごとに締め固め，作製した．その際，土槽壁・礫質土層間の摩擦を低減するため，剛土槽内側の長手方向壁面にテフロンシートを張り付けた．ソイルモルタル層の打設と礫質土層の締め固め，ケーソンの設置の後，加振を実施する50G場での相似則に従って，水の50倍の粘性を持つメトロゾ溶液を地盤下方より注入した．地盤作製方法の詳細を付録Aに示す。

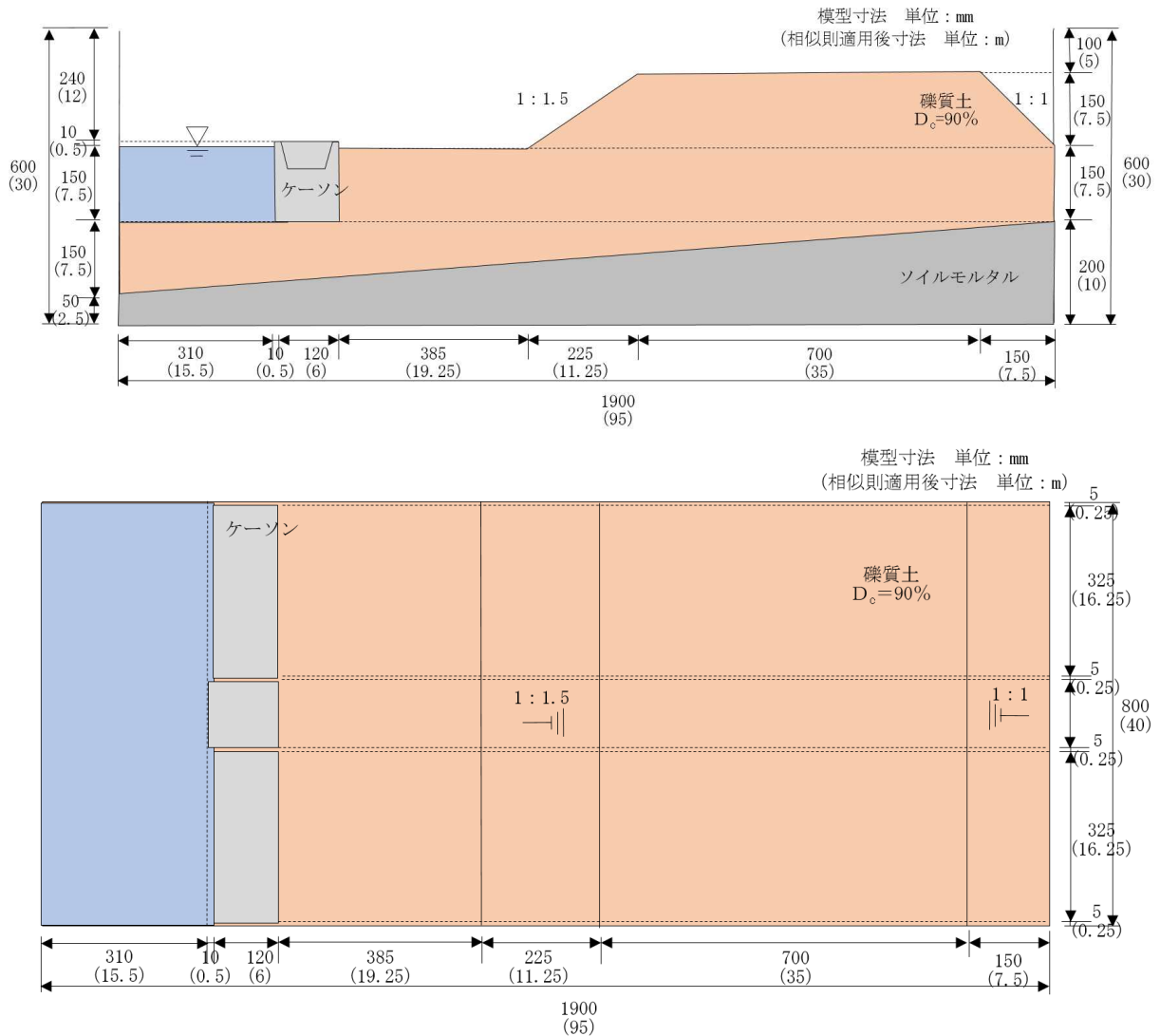


図 3-2 模型地盤(上:断面図, 下:平面図)

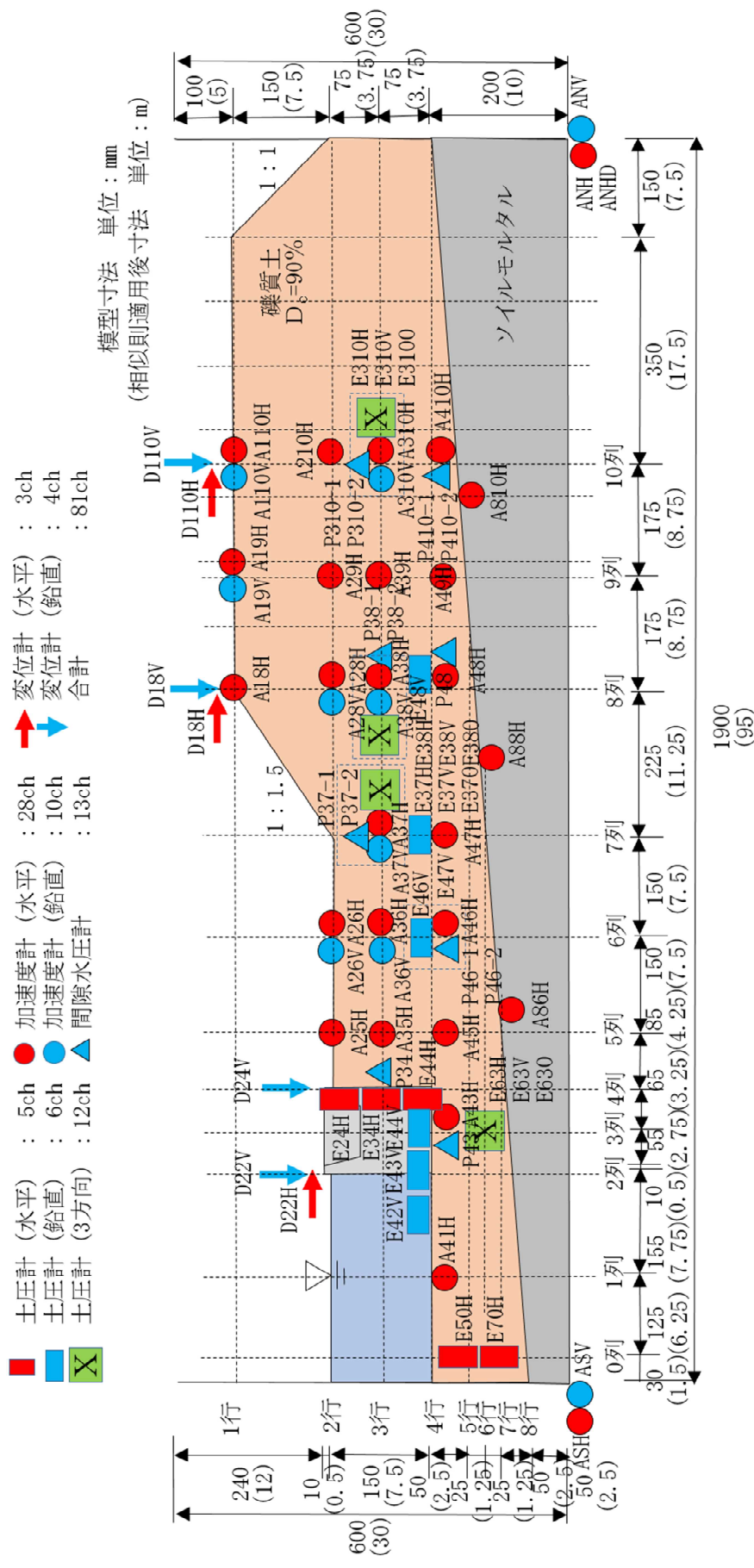


図 3-3 計測機器配置図

3.2.3 使用材料

使用した礫質土は、模型地盤の飽和が困難とならない程度の細粒分含有率であることや、礫質土の特性を把握するという目的に沿うために礫分の含有率がある程度以上であることなどを条件として選定を行った。その物性値を表 3-2 に、粒径加積曲線を図 3-4 に示す。

ソイルモルタルは、前述の通り、7号珪砂とセメント、水を質量比 20:2:6 で混合し作製した。また、模型地盤への打設時にテストピースを作製し、模型実験の再現解析時の物性パラメータ設定の対象とするため、一軸圧縮試験と引っ張り強さ試験、超音波速度測定試験を、材令による強度変化を考慮して遠心模型実験の加振と同日(ソイルモルタル打設から 29 日後)に実施した。各試験結果は付録 B に記す。また、変水位透水試験も実施し、3 回の平均値として、 $8.82 \times 10^{-6} \text{m/s}$ を得た。

表 3-2 礫質土物性値

土粒子密度 (g/cm^3)	最大乾燥密度 (g/cm^3)	最適含水比 (%)
2.676	2.084	10.1

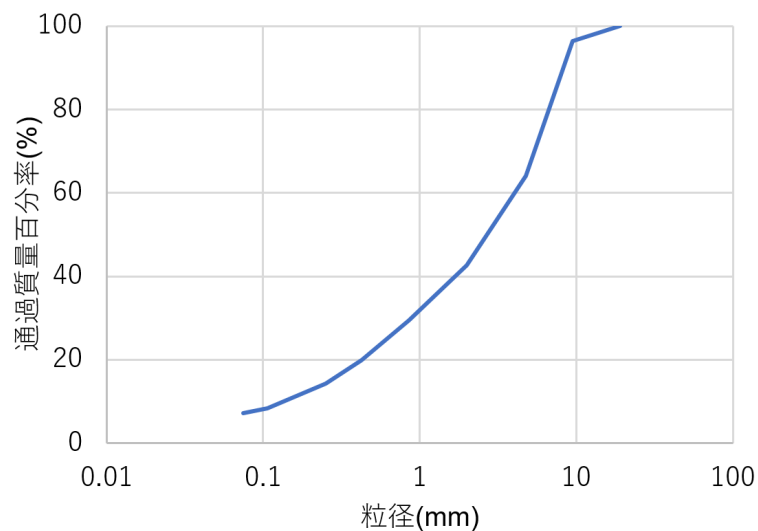


図 3-4 礫質土粒径加積曲線

3.2.4 加振条件

遠心加速度は50Gとし、入力加速度波形には2016年4月16日熊本地震および、2011年3月11日東北地方太平洋沖地震をそれぞれ想定した2つの波形と、地盤の固有振動数に合わせた1.6Hzの正弦波を用いた。加振ケースの一覧を表3-3に、各ケースの入力加速度時刻歴を図3-5に示す。加振は同一の模型地盤に対して続けて実施し、加振ケースd04、d06の実施後には、一度遠心装置を停止させ、地表ターゲット位置の計測を行い、その後再度遠心装置を起動した上で加振実験を行っている。最終的に、加振ケースd08実施後、1G場に戻した後も同様の計測を実施した。

表3-3 加振ケースの一覧

加振ケース	波形	最大振幅 (実測/目標)	内容
d01	ホワイトノイズ	-	微小振動時の固有周期の把握を目的とした加振
d02	熊本地震 (小振幅)	51/100 Gal	加振ケースd03の試加振
d03	熊本地震 (小振幅)	101/100 Gal	小地震時の応答把握を目的とした加振
d04	熊本地震 (原波形)	791/827 Gal	振幅が大きく継続時間が短い加振
d05	東北地方太平洋沖地震 (原波形)	474/292 Gal	継続時間が長い地震波による加振
d06	東北地方太平洋沖地震 (原波形比振幅2倍)	786/750 Gal	振幅が大きく継続時間が長い地震波による加振
d07	正弦波 1.6Hz (小振幅)	27/100 Gal	加振ケースd08の試加振
d08	正弦波 1.6Hz (大振幅)	799/600 Gal	地盤の固有周期に合わせた加振波による大加振

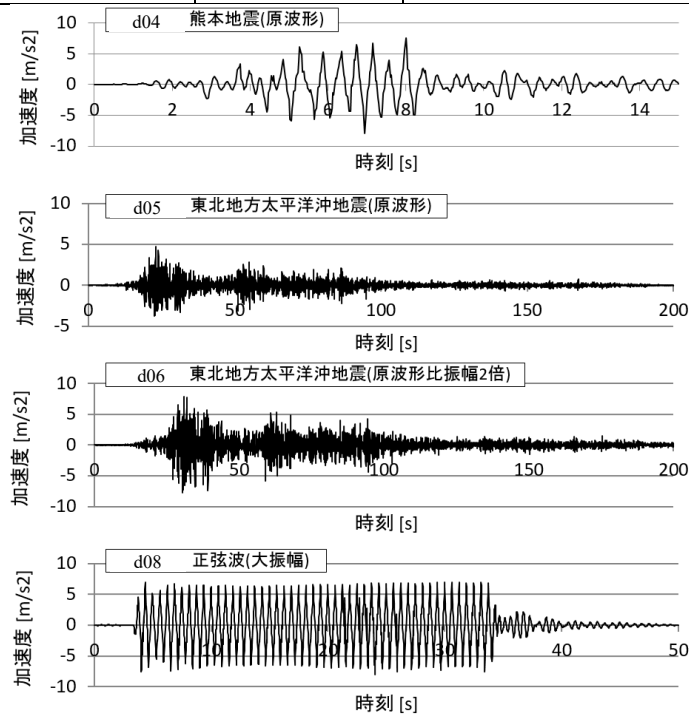


図3-5 入力加速度時刻歴

3.3 実験結果

3.3.1 初期応力状態

実地盤において初期応力を計測することは困難であるが、遠心模型実験では地盤中に計測機器を設置した後に遠心加速度を増加させることから、ある程度、地盤の初期応力状態を計測することが可能であり、数値解析結果の妥当性検証用のデータ取得という観点では利点となる。図 3-6 は鉛直・水平・奥行 3 方向の土圧計を設置した 4 地点における、遠心加速度载荷(1G→50G)時の有効応力成分の時刻歴である。また、図中には計測値から求めた土圧係数の値を示した。なお、法先下鉛直方向に設置した土圧計の計測値については、図 3-7 に示すように遠心加速度が 50G に達したのち、徐々に応力が減少し有効応力が負になったことから、これを異常値とみなし、図 3-6 ではこれより 3.75 m 下方に設置した土圧計の計測値を土被り圧分(礫質土の飽和単位体積重量から求めた)減じて、法先下の鉛直応力として代替している。なお、この 3.75m 下方に設置した土圧計の計測結果は、異常値とみなした計測記録と大きく異なり、この種の断面の静的な土圧および地震応答で一般的に予想される妥当な変化傾向となっており、設置位置の近接度からメカニズム的に両者が大きく異なることを説明するだけの理由もないことから、前述の土圧計の記録を異常値と判断した。図 3-6 によれば、盛土下部の計測地点では、水平応力と比較して鉛直応力が大きく、小さい土圧係数となっている。その一方で、ケーソン下部の計測地点では、比較的等方に近い応力状態となっていることがわかる。

図 3-8 は各地点における鉛直全応力の計測値を、盛土やケーソンによる地盤の高低差といった幾何学的形状を考慮せず、鉛直方向のみの盛土やケーソンからの圧力および土被り圧から簡易的に求めた計算値と比較したものである。これによれば、盛土中央下と法肩下では、計測値と簡易計算値はおおむね一致したが、法先下およびケーソン下では、計測値は計算値と比較して大きくなった。したがって、少なくとも盛土下部分では信頼性の高い計測ができていることが確認された。それ以外の 2 か所の複雑な形状の地盤部分では、いずれも一次的な簡易計算による鉛直応力より、実際の計測値(または補正した代替値)は大きくなっており、二次元的な応力場の影響を受けていることが示唆される。

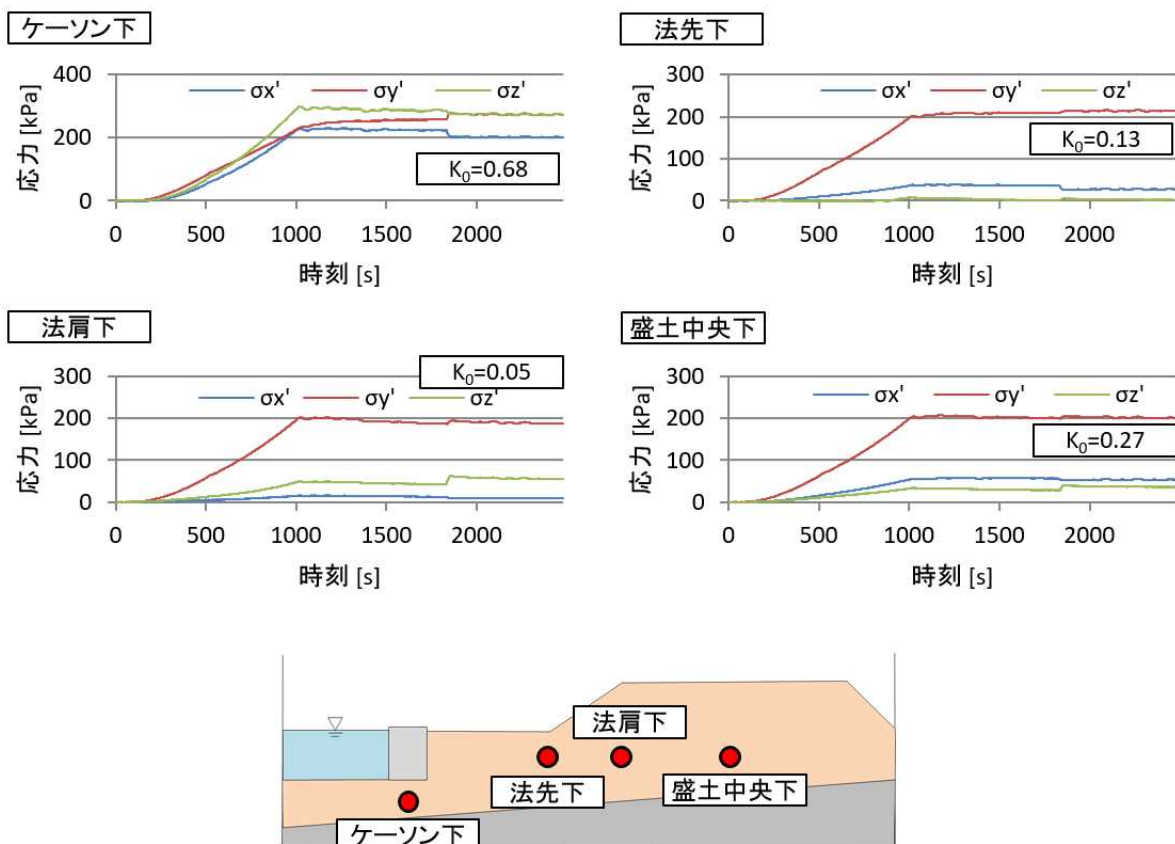


図 3-6 初期応力状態

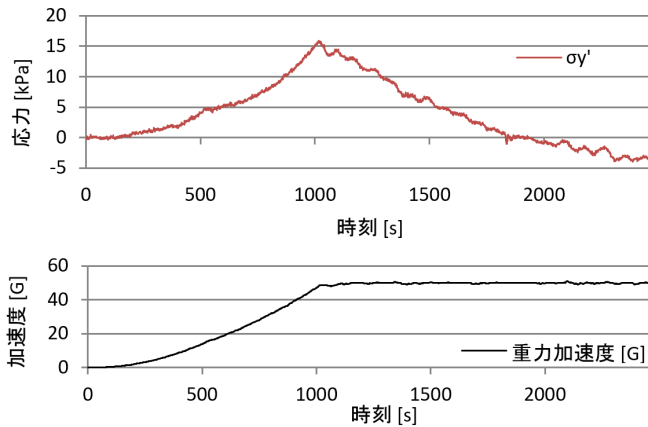


図 3-7 法先下鉛直方向に設置した土圧計から求めた鉛直有効応力

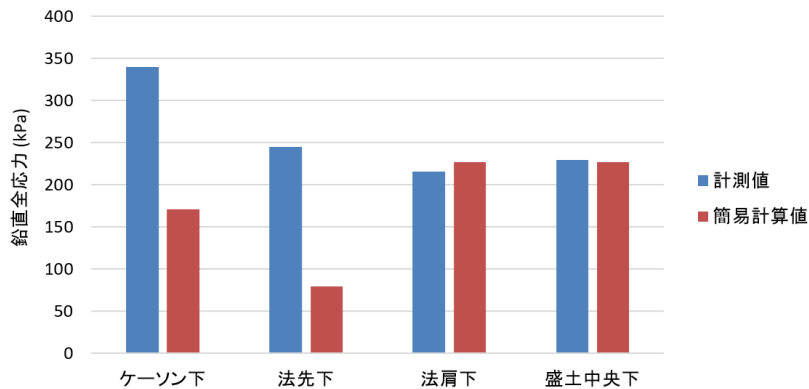


図 3-8 鉛直全応力計測値と簡易計算値の比較

3.3.2 加速度

図 3-9 は、各加振段階での主要部分の加速度時刻歴をフーリエ変換し、そのフーリエ変換と模型各部の間の伝達関数を計算した結果である。これによると、加振履歴や大きさによって、模型の卓越振動数がやや変化していることが分かる。

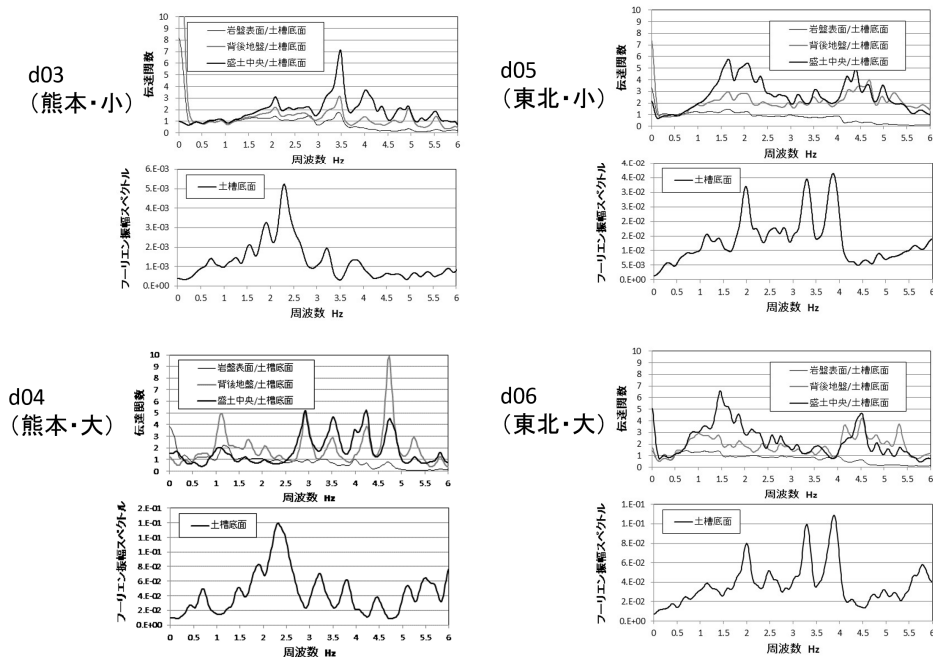


図 3-9 各加振段階における模型各部の伝達関数

図 3-10 は加振ケース d04 における，ケーソン背後平坦部および盛土中央部の加速度振幅の最大値を示している．これによれば，基盤層から地盤表面方向に加速度が増幅し，特に地表面においてその増幅が顕著になっていることが分かる．また，土槽加速度と基盤層表面加速度の間では，加速度増幅はみられなかった．

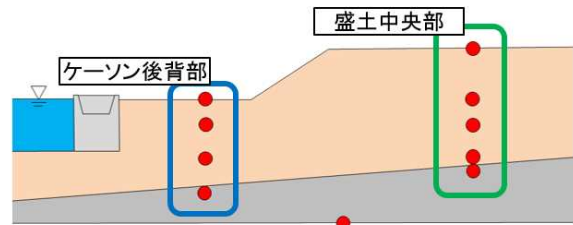
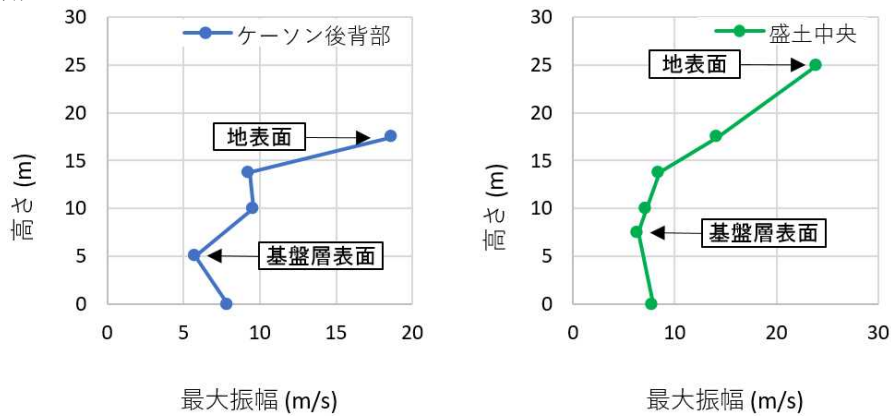


図 3-10 加速度増幅

3.3.3 変位

図 3-11, 図 3-12 は，ケーソンおよび盛土天端で計測した，加振中の最大変位と加振終了後の残留変位量を示したものである．図より，各加振ケースについて，基盤層からの高さ 15 m の盛土中央部で最大鉛直変位がおよそ 7 cm から 30 cm，高さ 8 m のケーソンに対して最大水平変位がおよそ 55 cm と，それほど大きな変位が生じていないことが分かる．残留変位については，図 3-13, 図 3-14 にレーザー変位計で計測した各加振後の残留変位量を累積し，ケーソンおよび盛土の変位の発生形態を示した．これによれば，ケーソンは海側へ前傾しつつ沈下する変形状態を示し，盛土天端は沈下すると同時に海側へ水平変位が発生していることが分かる．

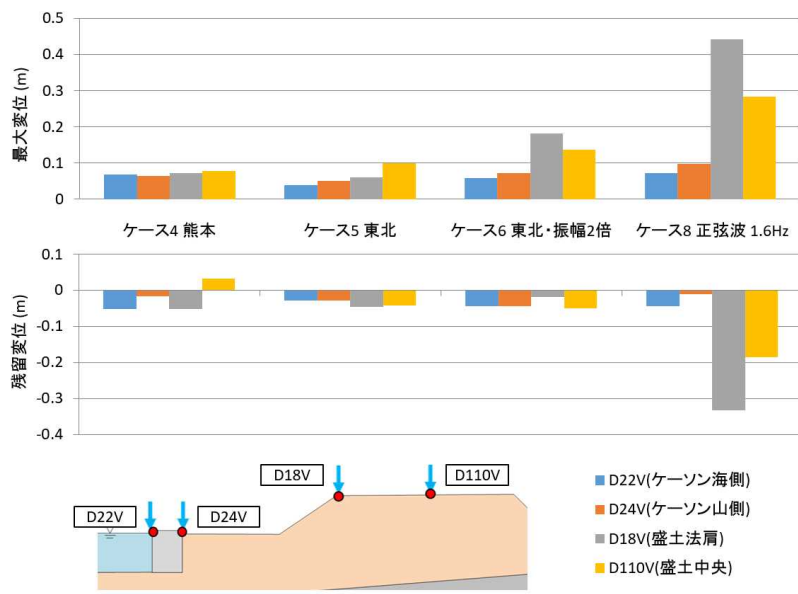


図 3-11 最大変位・残留変位(鉛直)

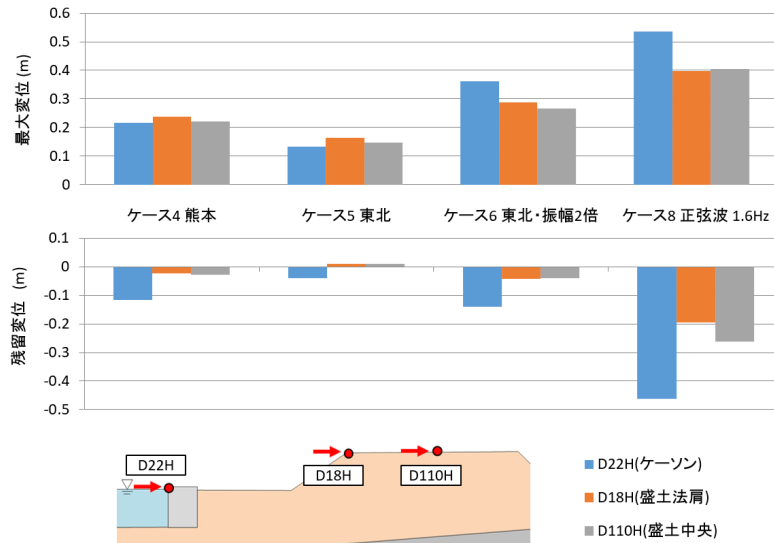


図 3-12 最大変位・残留変位(水平)

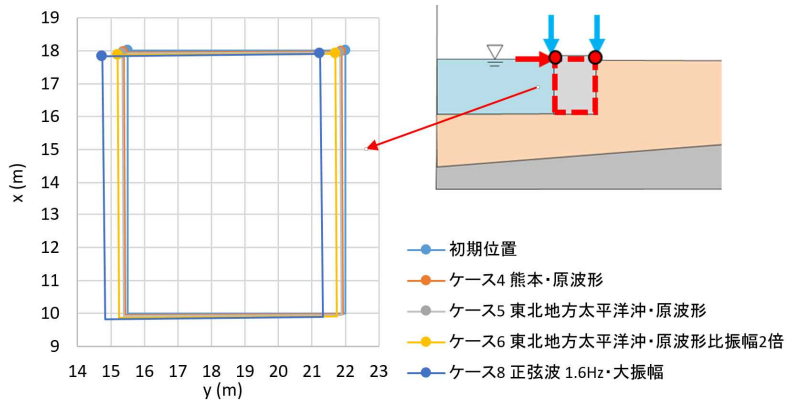


図 3-13 変位状況(ケーソン)

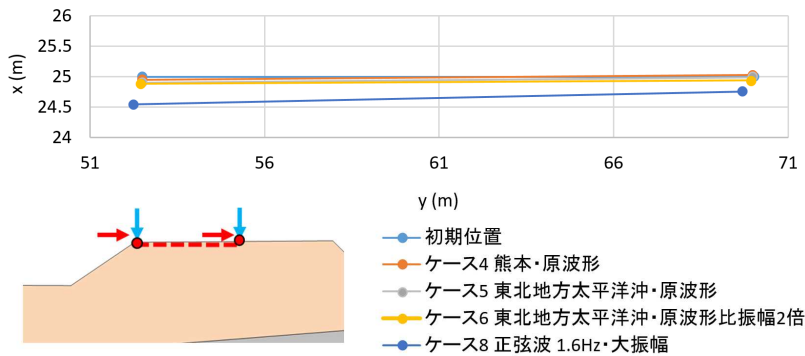
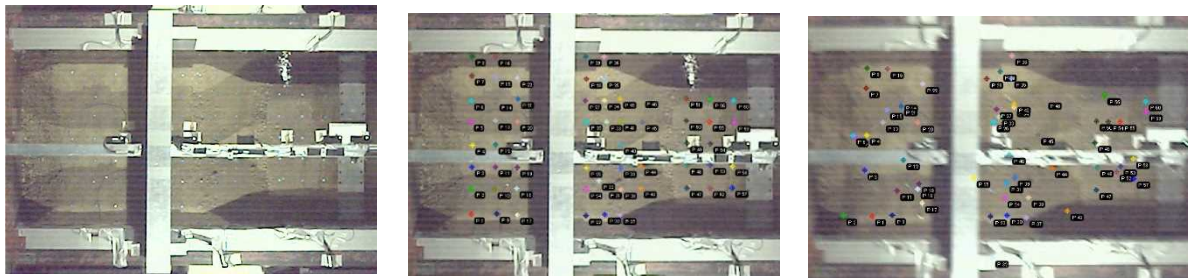


図 3-14 変位状況(盛土天端)

変位については、さらに、高速度カメラ画像を用い、ターゲットの移動を追尾できるソフトウェアで処理し (Dipp-Motion:DITECT 社製), 地表面 (背後地盤, 盛土部) の変位分布時刻歴をえることを試みたが、遠心場での加振実験では、画像全体のぶれが大きく、図 3-15 のようにマーカーの自動追尾がうまく行かなかった。今後、変位分布時刻歴の取得が必要になる場合は、画像のぶれにも耐えうる視認し易いマーカーを用い、より高度な処理を行う必要がある。



(a) マーカー初期位置 (b) 画像処理ターゲットセット (c) ターゲットをロストした状況 (不鮮明画像によるロスト)

図 3-15 画像処理ソフトウェア Dipp-Motion によるマーカーの自動追尾処理例

3.3.4 過剰間隙水圧

図 3-16 は、大加振を行った 4 ケースにおける、法肩下部および盛土中央下部での過剰間隙水圧の時刻歴である。これらを見ると、加振ケース d04, d05, d06 では過剰間隙水圧の蓄積がほとんど見られない一方、加振ケース d08 においては、法肩下部で過剰間隙水圧比 0.2、盛土中央下で 0.5 程度の過剰間隙水圧の蓄積がみられることがわかる。

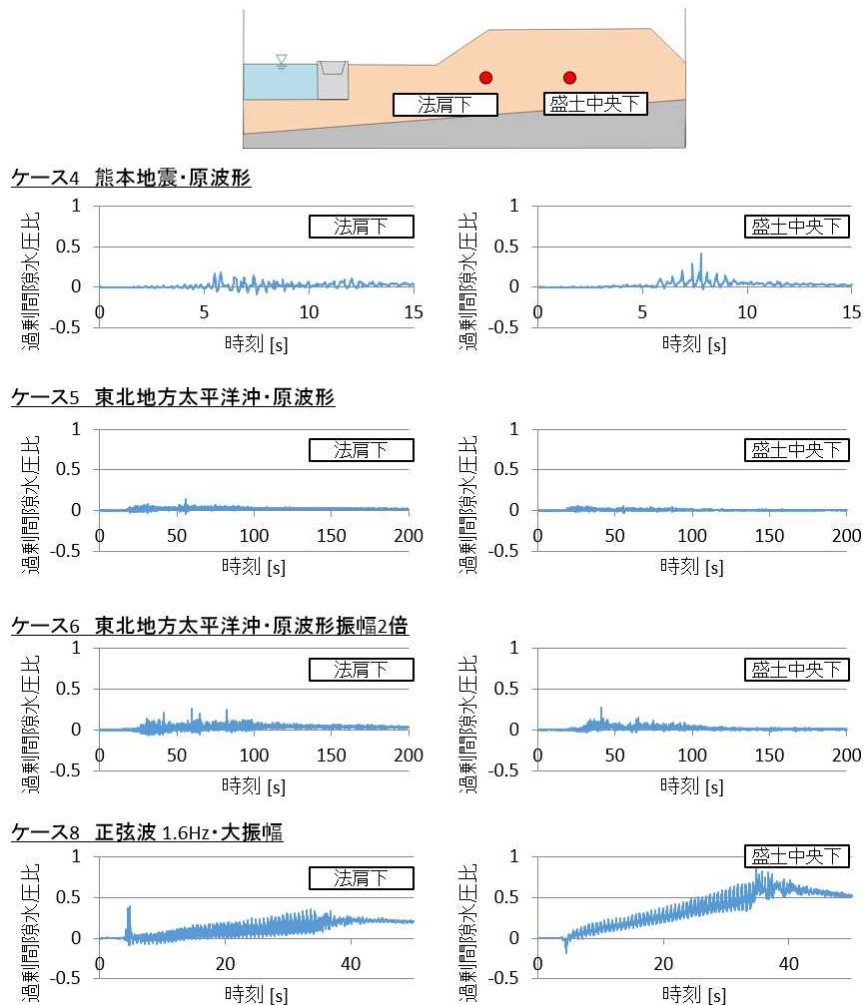


図 3-16 過剰間隙水圧比

図 3-17 は、過剰間隙水圧の蓄積がみられなかった加振ケース d04 と、ある程度の過剰間隙水圧蓄積がみられた加振ケース d08 における、鉛直・水平・奥行 3 方向の有効応力成分を示している。これをみると、過剰間隙水圧の蓄積がみられなかった d04 においては、加振前後でそれぞれの応力状態に変化がみられない一方、ある程度過剰間隙水圧の蓄積がみられた d08 で加振中の応力成分の変化をみると、鉛直有効応力が水平および奥行方向有効応力に漸近するように減少していることがわかる。これについて、鉛直動を考慮しなければ、鉛直全応力は(土被り厚さが変化しない限り)一定であることから過剰間隙水圧の蓄積によって有効応力が減少し、水平二成分では等方圧である水圧の蓄積に伴って全応力(有効応力+間隙水圧)が鉛直全応力に近づくように増加し、結果として、水平成分の有効応力にはあまり変化が見られなかったと考えられる。すなわち、この過剰間隙水圧の蓄積初期にまずは鉛直有効応力が水平有効応力に近づく挙動は、事前解析結果で確認された傾向と実験結果も同様であった。

なおケーソン直下と盛土中央下の部分を成層地盤とみなして関係する部分の加速度記録と材料密度を用いて簡易にせん断応力を計算した結果を図 3-18 に示す。この図を見ると、1 波だけかなり大きなせん断応力が発生しているものの、水平動の入力で励起された(鉛直動は入力していない[装置の構造上不可能])鉛直加速度との関係によっては、応力比の値が単純に加振前の土被り圧で正規化した値と大きく異なる可能性がある。鉛直加速度時刻歴については、図 3-19、図 3-20 に示すが、土槽底部の図 3-19 については綺麗なロッキング振動で揺れていることがわかるが、図 3-20 のように礫質土地盤中まで伝達されてくると、水平動を入力したことにより、模型の幾何学的形状により分波した鉛直動の影響もあり、時刻歴を比べただけではロッキング振動の影響が判別しがたい。そのため、応力比を算定する際は、鉛直動の影響を考慮しなかった。

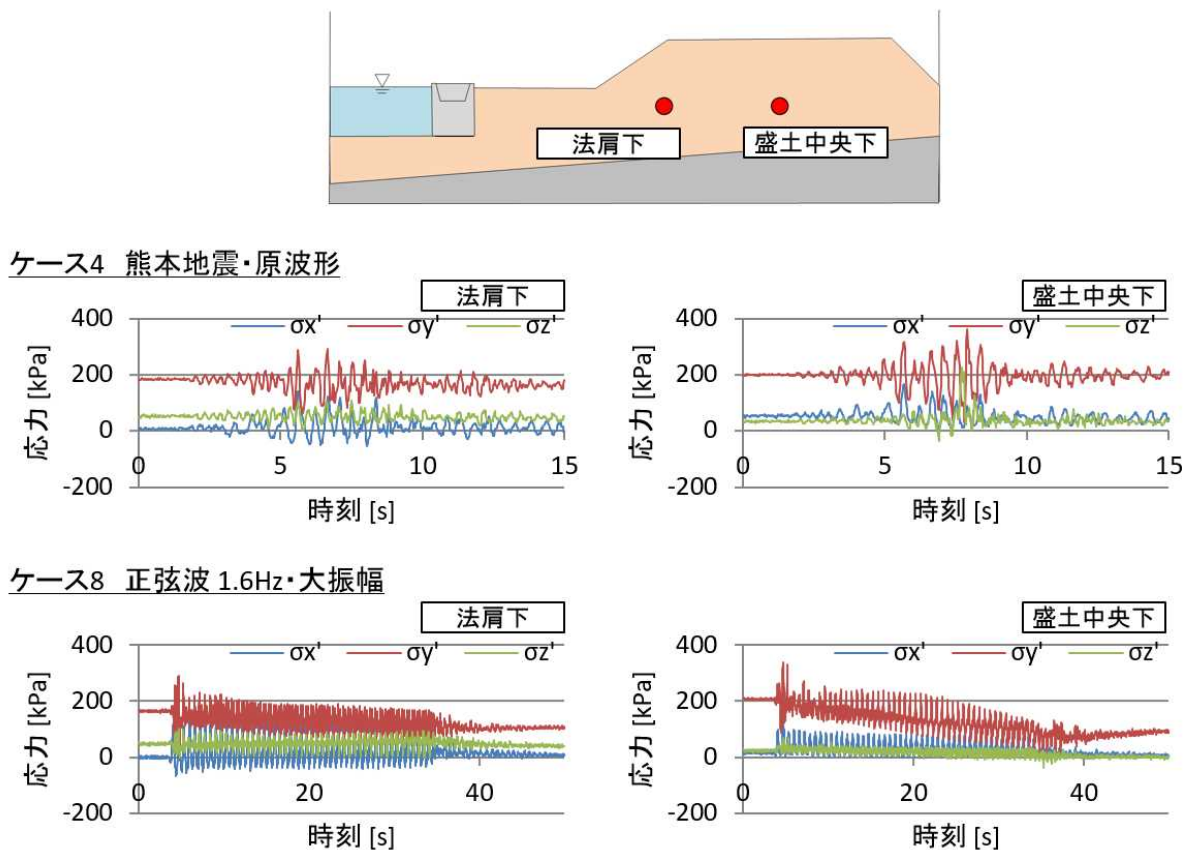


図 3-17 応力成分時刻歴

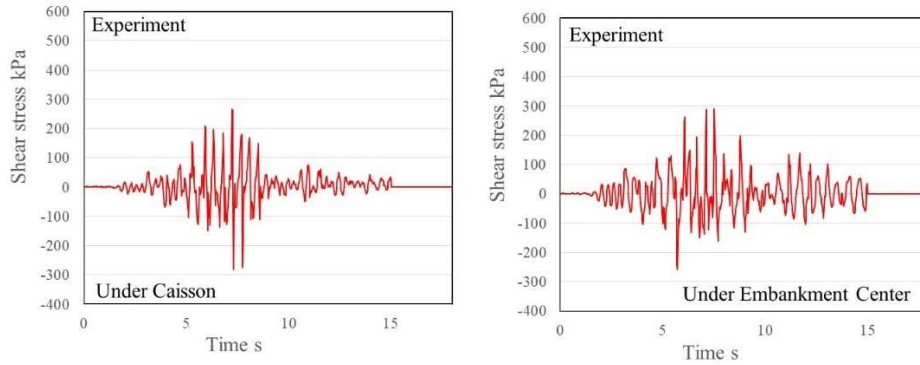


図 3-18 せん断応力時刻歴

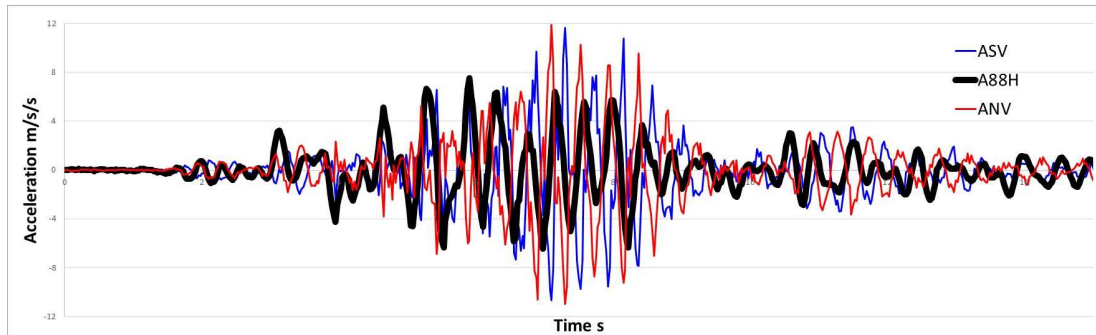


図 3-19 水平加振により励起された土槽の鉛直加速度

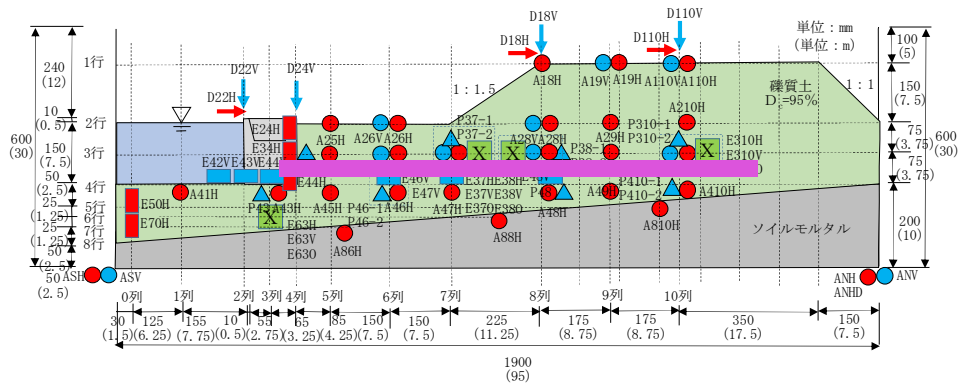
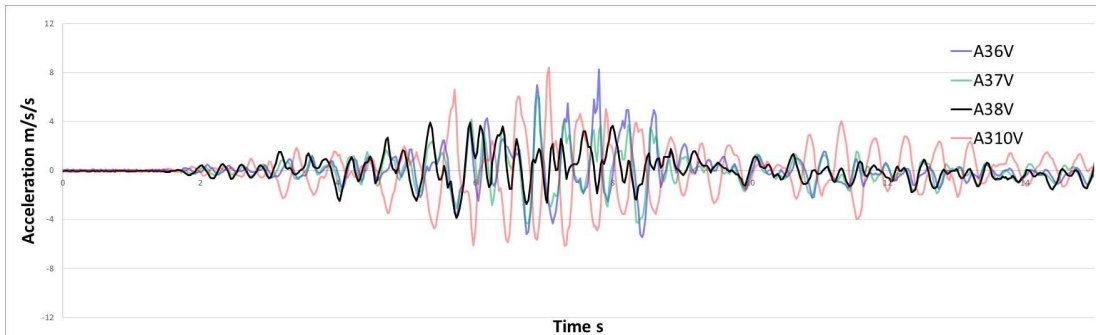


図 3-20 礫質土中の同一高さの鉛直加速度

3.3.5 密な砂のサイクリックモビリティの影響について

サイクリックモビリティとは、地盤工学用語辞典によれば、「砂などの繰返し载荷において、有効拘束圧がゼロに近づいてから、载荷時にせん断剛性の回復、除荷時に有効応力の減少を繰り返していくが、ひずみは有限の大きさとどまる現象をサイクリックモビリティ」といい、液状化とは区別して用いられることがある」と説明されている。ここで、「有限の大きさとどまる」は、逆の場合が現実的に無限のひずみを発生するわけではないため、「(a)設計用の地震動で想定される繰返し回数程度以内の繰返し回数に対して（もしくは無限の繰返し回数に対して）、(b)徐々に拡大または縮小するひずみ振幅が、(c)設計で許容される大きさ以内に留まる」と読み替えておく方が具体的に理解し易い。ここで、(b)のみが土の特性に関する部分であり、密な砂の場合は、非常に密であり、ある程度大きなせん断ひずみ振幅に至った後は、ひずみ振幅が徐々に縮小することもあり得る。しかし、そのような場合を除けば、すなわち、密な砂である程度の大きなせん断ひずみ振幅に到達するまで、または一般的な緩い砂の挙動がこれに該当するが、通常は繰返し载荷に伴いひずみ振幅は徐々に増大する。この時、その増大程度の印象において、イメージ的に”急激な”場合を”液状化”、”ゆっくり”な場合を”サイクリックモビリティ”と称するのが通例である。密な砂のいわゆる”ねばり”に相当する挙動を設計で考慮するためには、この部分を定量化する必要がある。

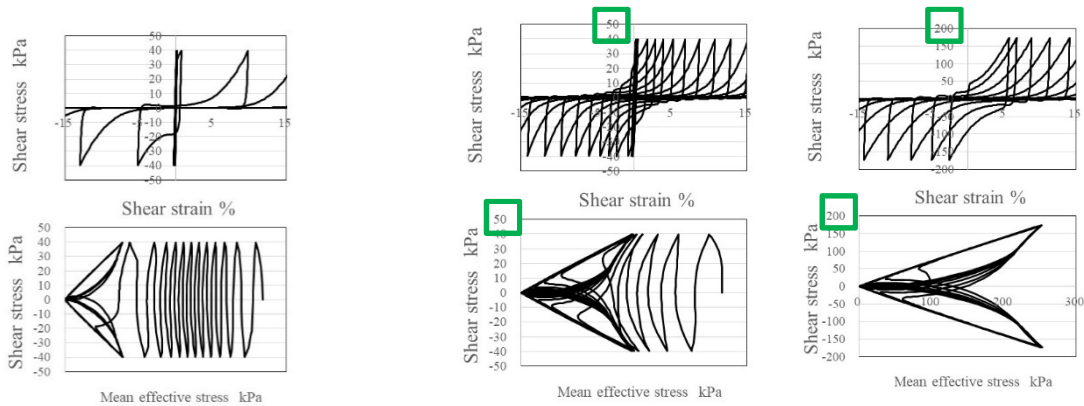
本検討における遠心模型実験では、過剰間隙水圧の蓄積はある程度確認されたものの、過剰間隙水圧比は最も過剰間隙が蓄積した正弦波の大加振でも1.0には達していなかった

(0.6~0.7程度、図3-16参照)。そのため、いわゆる”液状化”とはその時点で挙動が異なることは当然であるが、サイクリックモビリティの本質は、変相線との関係において図3-21に示す通りであり、上述の「～、有効応力がゼロに近づいてから」を過剰間隙水圧が蓄積するという方向性と捉えれば、その点において遠心実験の結果は整合しており、遠心模型実験の結果がサイクリックモビリティ状態であったか否かの判断は、変相線（圧縮と膨張の境界）を超えるような状態に至っていたかという点にある。すなわち、図3-21の右端の土の挙動のように、非常に大きな変相線を超えるようなせん断応力レベルで、（ごく初期から）せん断された場合、過剰間隙水圧が急激に蓄積するケースは多いが、その程度は図3-22に示すように砂の種類や与えられたせん断応力のレベルに依存して異なるため¹³⁾、いわゆる”液状化”に対してねばりがあることを表現するために”サイクリックモビリティ”を区別しているという観点からは、過剰間隙水圧がなかなか蓄積しないことも”ねばり”の一種であり、過剰間隙水圧比の値によらず、サイクリックモビリティと称することは妥当である。

なお、変相線を超える応力レベルでのせん断を行うと、負の過剰間隙水圧の発生（土骨格が膨張側）により、拘束圧の値によらず”载荷時にせん断剛性の回復”という状態がせん断1サイクル中に認められるようになるので、地盤工学用語辞典におけるサイクリックモビリティの定義を満たすためには、変相線を超えるレベルの繰返しせん断であることが重要である。

図3-23は、遠心模型実験の加振ケースd04とd08の、盛土部分の過剰間隙水圧と水平変位の時刻歴を時間軸を拡大して示したものである。変相線を超える繰返しせん断を行う場合、せん断1サイクル中に、圧縮と膨張を2回繰り返すため、変位（せん断ひずみやせん断応力の目安）波形の周波数に対して、間隙水圧波形の周波数が2倍になっていることでそれが確認できる。図3-23を見ると、加振ケースd04では2倍の周波数は認められないが、加振ケースd08では明瞭に2倍の周波数成分が生じており、明らかに変相応力を超えるレベルに達していることがわかる。なお、加振ケースd04に関しては、図3-24にせん断応力比の時刻歴を示したが、応力比レベル的には変相応力比を超えている（付録Cの三軸試験結果では変相応力比は0.45程度）ため、不規則波入力により確認が困難なだけで、ある程度膨張域に達するせん断となっている可能性は否定できない。いずれにせよ、（サイクリックモビ

リティ) ≡ (地震時の土のねばり) ということについては、正弦波加振ケース d08 の変位が限定的な値に留まっていたことが、これを証明していると判断できる。



【典型的な液状化】

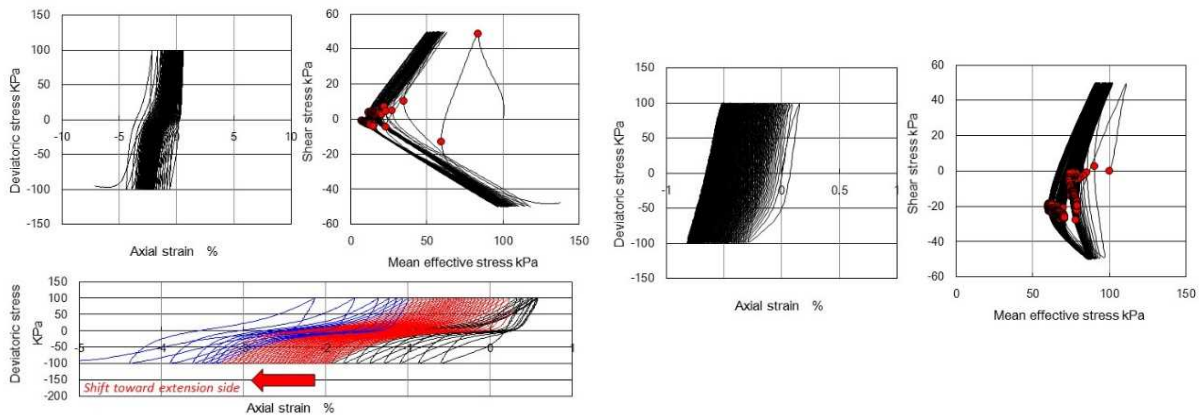
- ① 繰返しせん断応力振幅は比較的小さく、
 载荷初期は変相線（圧縮・膨張の境界）に
 達しない
- ② 過剰間隙水圧が蓄積していくと、同じせん断応力振幅のままでも、平均有効応力が小さくなるため応力比は大きくなり、やがて変相線を超える応力比振幅となる
- ③ 変相線を超える応力比に達すると、除荷時に急激に過剰間隙水圧が蓄積するようになり、それに合わせてひずみ振幅も急拡大する。

【典型的なサイクリックモビリティ】

- ① 繰返しせん断応力振幅は比較的小さく、
 载荷初期は変相線（圧縮・膨張の境界）に達しない
- ② 過剰間隙水圧が蓄積していくと、同じせん断応力振幅のままでも、平均有効応力が小さくなるため応力比は大きくなり、やがて変相線を超える応力比振幅となる
- ③ 変相線を超える応力比に達しても、除荷時に急激に過剰間隙水圧は蓄積するものの、ひずみ振幅が急激に拡大することはない。

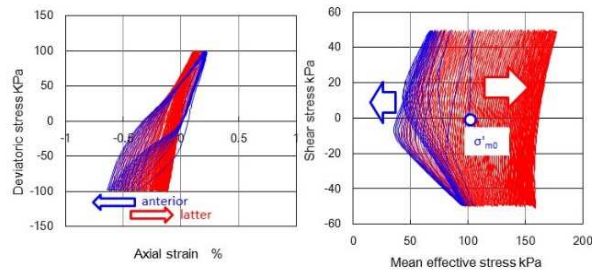
***非常に密な砂質土の場合、最初からせん断応力振幅を大きくして、変相線を超える（場合によっては排水強度を超える）レベルのせん断を与えても同様。（右図）**

図 3-21 ”液状化” と ”サイクリックモビリティ”



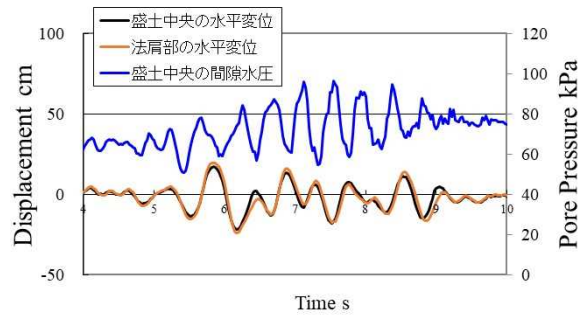
(a) 砂質土 (I+A) の場合

(b) 砂質土 (I) の場合

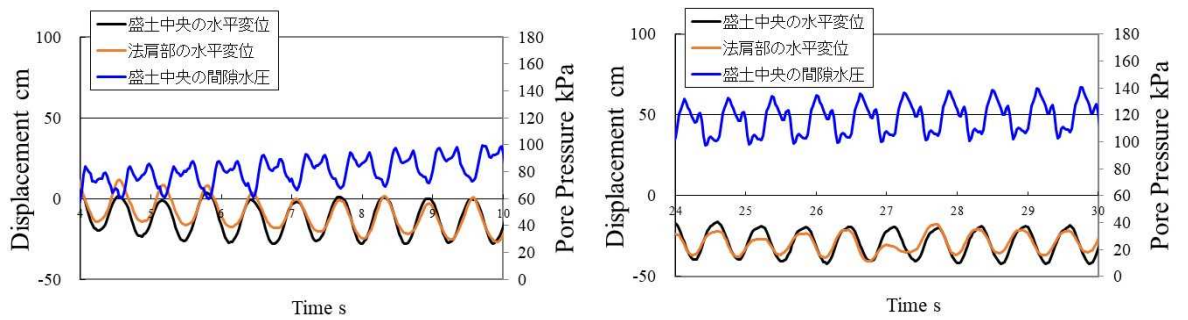


(c) 砂質土 (T) の場合

図 3-22 変相線到達後の各種砂質土の挙動¹³⁾



(a) 加振ケース d04



(b) 加振ケース d08

図 3-23 遠心模型実験におけるサイクリックモビリティ状態の確認

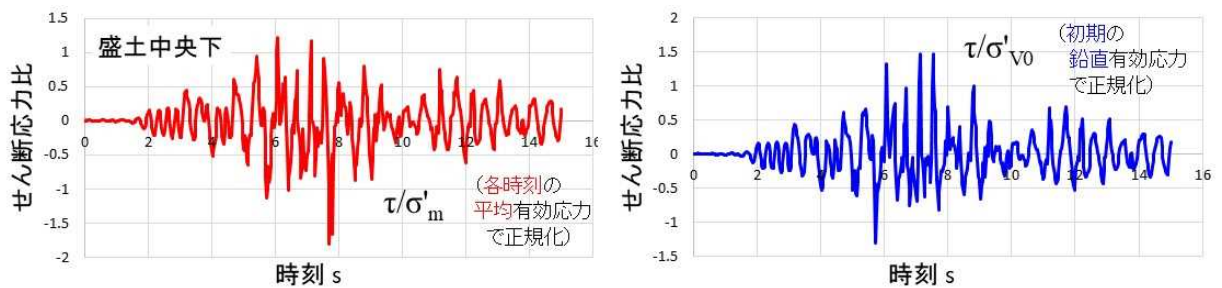


図 3-24 加振ケース d04 のせん断応力比時刻歴 (盛土中央下)

(正規化する方法を変えた場合でも、いずれもせん断応力比は 1.0 を超えている)

4. 数値解析による模型実験の再現性の確認

4.1 はじめに

第3章では遠心模型実験によって対象地盤の地震時挙動を把握した。ここでは、遠心模型実験を再現する数値解析を行い、数値解析による模型実験の再現性を確認する。なお、再現性確認にあたっては、加振履歴が模型地盤の初期条件に与える影響を避けるため、最初の大きな塑性変形を伴う加振である加振ケース d04 熊本地震（原波形）を対象として検討を行った。

4.2 解析条件

解析コードには前述の試解析と同様に GEOASIA を用いた。図 4-1 に解析条件の概要を示す。解析メッシュは、遠心実験模型の相似則適用後スケール(実大地盤スケール)の断面寸法とした。加速度入力位置については、当初、土槽底面および側面に接する節点に、模型実験において土槽に設置した加速度計で計測した波形を入力した解析を実施したが、繰返し変形試験を実施せず一軸圧縮試験の結果から設定したソイルモルタルの物性では、土槽底面～ソイルモルタル層表面の間で実験とは異なる大きな加速度の増幅が確認されたため、本検討の目的が礫質土の挙動に関する再現性を確認することであることを鑑み、直接ソイルモルタル層にそこで得られた加速度波形を入力することにした。実験では、土槽底面～ソイルモルタル層表面間で顕著な増幅や位相差は認められず、さらにソイルモルタル表面に設置した3個の加速度計（高さは異なる）の記録がほぼ同じであったことから、礫質土層の応答の再現性を確認することが目的であれば、妥当な方法であると判断できる。入力した加速度時刻歴(加振ケース d04 熊本・原波形、ソイルモルタル層表面 [A88H]での計測値)を図 4-2 に示す。

礫質土の物性パラメータ設定は、模型実験で使用した礫質土で実施した非排水繰返し三軸試験の結果を対象とした構成式シミュレーションによって行った。図 4-3 に構成式シミュレーションおよび要素試験によってえられた液状化強度曲線を、付録 C, D に非排水繰返し三軸試験および構成式シミュレーションの詳細な結果を示す。また、ソイルモルタル層については、前述の通り遠心模型地盤作製と同時に作製したテストピースで実施した一軸圧縮試験の結果を用いて、物性パラメータを調整した。

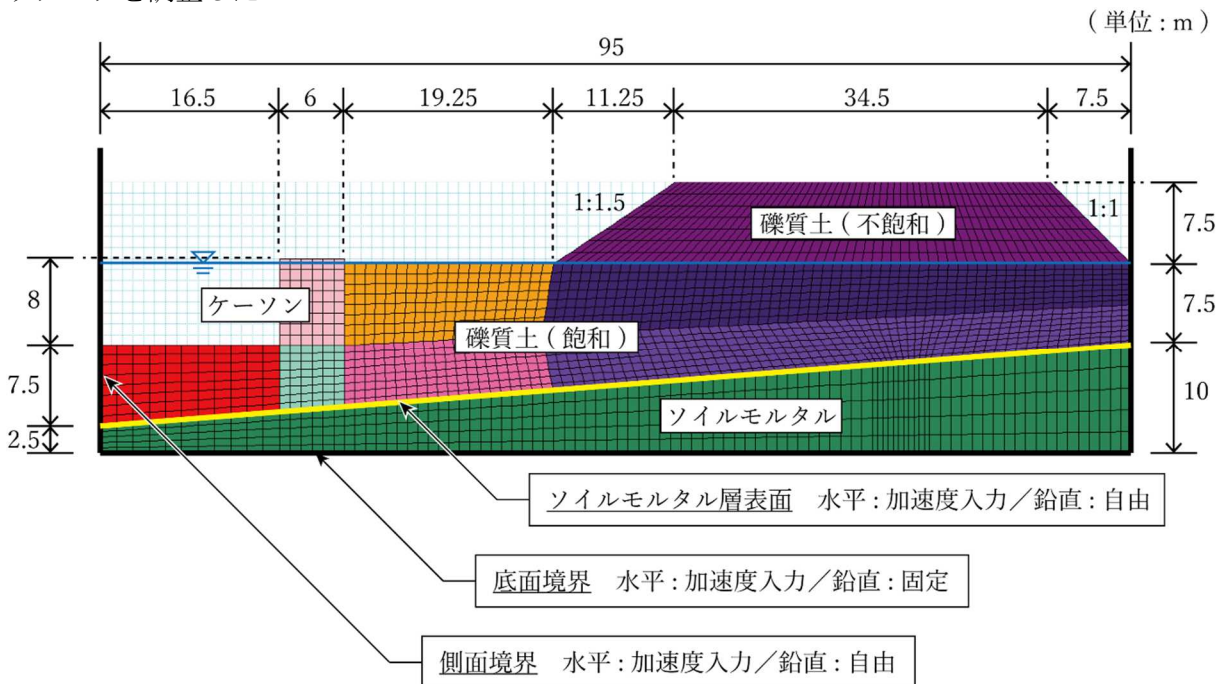


図 4-1 解析条件の概要

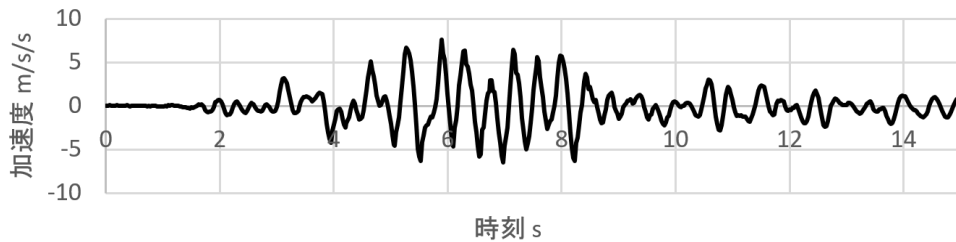


図 4-2 入力加速度（実験ケース 4 熊本・原波形，ソイルモルタル層表面[A88H]での計測値）

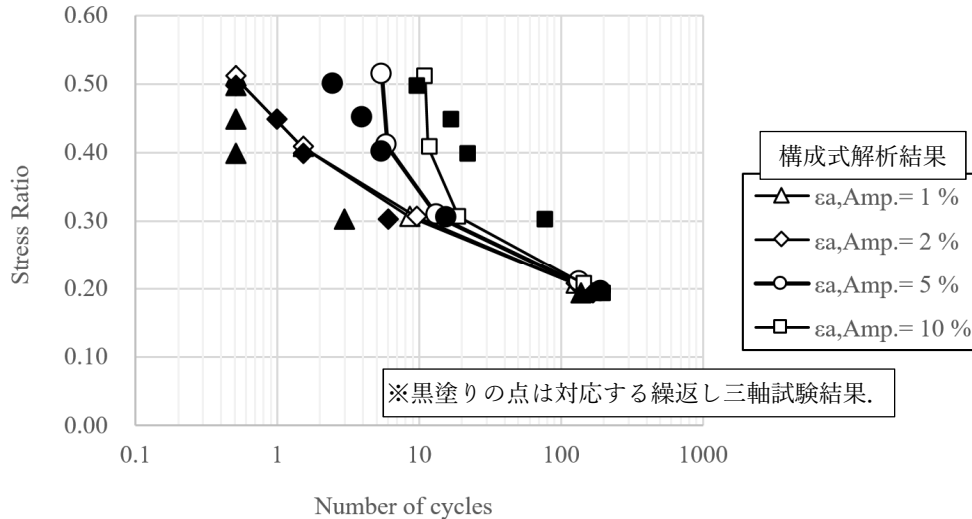


図 4-3 礫質土液状化強度曲線

4.3 解析ケース

本検討では，表 4-1 に示す解析を実施した．まず始めに，非線形性がそれほど生じない加振ケース d02, d03 の主に加速度応答で，中～小ひずみ時の物性の妥当性を検証し，その後，加振ケース d04 の熊本地震原波形を入力したケースで，模型の弾塑性応答の再現性を確認した．

さらに，地盤の材料物性だけをモデル化した基本ケースの応答は，過剰間隙水圧の蓄積傾向が実際の実験結果と整合しなかったため，地盤の初期状態等に関する各種検討も実施した．具体的には，初期応力状態の影響，地盤の飽和度（解析上は間隙流体の体積弾性係数で表現）の影響などについて考察した．また，過剰間隙水圧の蓄積傾向は液状化強度と密接に関係しているため，仮想のケースとして，液状化強度が三軸試験で得られた結果よりも小さい場合ならびに大きい場合の応答についても参考のため確認した．

表 4-1 解析ケース一覧

#	初期応力状態	間隙流体の体積弾性係数	礫質土の物性	備考
1	パターン A	水	三軸試験	本ケースを基本ケースとし，本ケースのみ d02/d03/d04 加振を対象に解析を実施した．
2	パターン B	水	三軸試験	
3	パターン C	水	三軸試験	
4	パターン A	水×0.01	三軸試験	
5	パターン A	水×0.001	三軸試験	
6	パターン A	水	仮想 1：小	
7	パターン A	水	仮想 2：大	

*初期応力パターンについては，パターン A は 4.5 において，その他のパターンは 4.6 で後述

*礫質土の物性を変えたケースでは，同じパターンでも物性に応じて異なる初期応力状態が計算される．

4.4 解析手順

図 4-4 に解析手順の概要を示す。GEOASIA を用いた解析では、水平成層地盤のモデルを作製した後に、盛土または掘削により水平成層以外の形状を形成して行き、施工過程等を通常は考慮するが、本検討で使用した最新バージョンの解析コードでは、圧密・掘削過程に対応していなかったため、図中に示す通り、初期いきなり最終断面形状の解析モデルを作製し、その後幾何学的形状に応じた地盤応力状態に近づくように、等価節点力を操作した。そのイメージは、一番最初の状態では、盛土法先直下の地盤に剛な壁を挿入して、盛土基礎地盤が側方にはらみ出さないように盛土を作製した後、その仮想の壁を取り除き、それが支えていた水平荷重を盛土周辺地盤に伝達していることになる。これは、通常他の解析手法において、弾塑性物性で自重解析を実施していることと同等である。そのような操作を行わない場合、断面の幾何学的形状に応じた初期せん断応力が発生せず、残留変形の評価に大きな影響を与える。

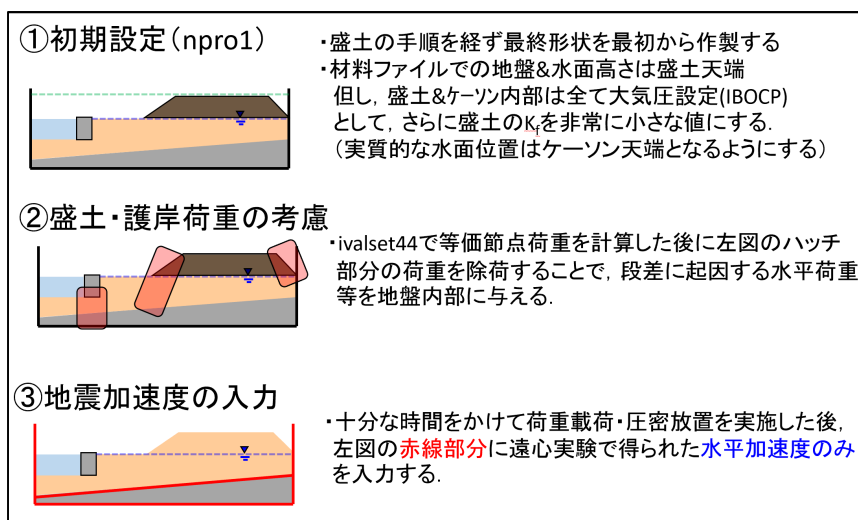


図 4-4 解析手順の概要

4.5 基本ケースの解析結果

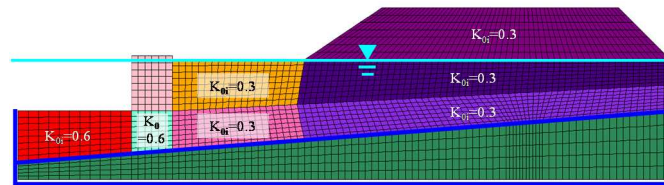
4.5.1 初期応力

基本ケースとなる#1 のケースでは、初期応力状態は図 4-5 のように計算されている。最初の状態では、各要素の被り厚さ（その要素が存在する位置とその X 座標での地表面との Y 座標の差）と密度から計算される鉛直応力に対して、入力ファイルで指定した K_0 の値により水平応力が計算される。その状態から、前述の操作を行い、最終的に加振波形入力前の応力状態が作製される。

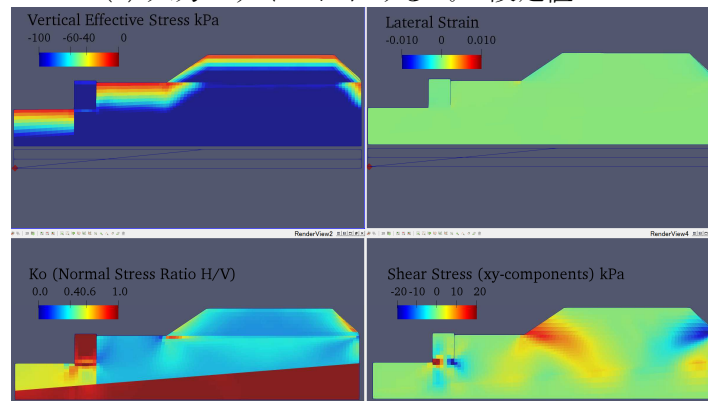
この時、初期に指定する K_0 の値は、遠心模型実験における遠心加速度載荷直後の値を参考にしたが、背後地盤や盛土部分では、前掲の図 3-6 に示される通り、法面部分で $K_0=0.05$, 0.13 と非常に小さな値となっており、この軸差応力の存在だけで内部摩擦角に換算するとそれぞれ 65 度 ($K_0=0.05$), 50 度 ($K_0=0.13$) に相当するため、材料特性から考えて現実的ではない。また、この初期の設定は、斜面に応じた応力状態を等価節点力の除去により作製する前の段階であり、法面部の特殊な応力状態は、その幾何学的形状により生じたものであるため、最初の状態において K_0 を実験と合わせることが必ずしも適当ではないこと、さらには、土圧計の特性上、周囲の地盤との剛性の相違から、特に水平応力は土圧計周辺だけの局所的な応力が生じてしまう可能性があることなどを考慮し、図 4-5(a) に示すように入力ファイルを設定し、これを初期応力パターン A とした。

ここでは、まずケーソン下を含むそれより左側の礫質土部分は初期値を $K_0=0.60$ とし、それ以外の背後地盤や盛土およびその基礎地盤は全て $K_0=0.30$ とした。これは、ケーソン下の地盤は初期せん断応力の計算過程において地盤が右から左に変形することで水平応力が増大する可能性を

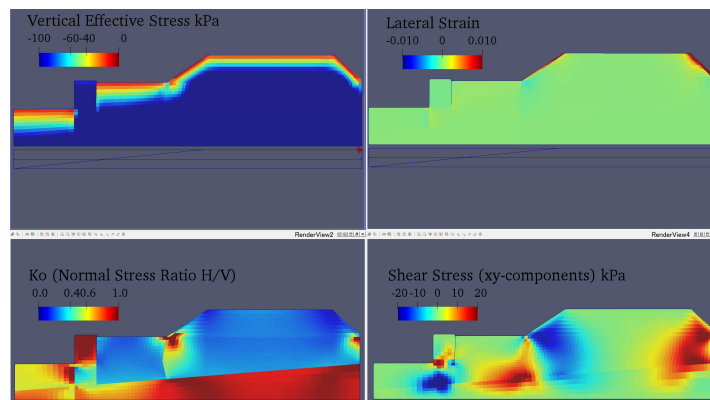
考慮して実験値よりもやや小さな値とし、それよりも右側の部分は、盛土中央下の計測結果である $K_0=0.27$ を有効数字 1 桁に丸めた値を適用した。但し、このように可能な限り合理的に設定したものの、実際の加振前の状況に対する計算された初期応力の妥当性の検証は困難であり（実験結果についても土圧計の存在自体に影響を受けた局所的な水平土圧を計測している可能性があり、実験結果と整合させること≠解析の初期条件の妥当性検証である可能性が否定できない）、後述の 4.6 において初期応力に関するパラメトリックスタディを行うことで、その影響の把握に努めた。



(a) 入力ファイルにおける K_0 の設定値



(b) 護岸および盛土の幾何形状を考慮する前の応力状態



(c) 幾何形状に起因する等価節点力を除去した地震波形入力前の初期応力状態

図 4-5 初期応力状態 (パターン A)

4.5.2 加速度応答

図 4-6～図 4-8 はそれぞれ、d02～d04 加振中の模型各部の加速度時刻歴を、実験と解析(#1: 基本ケース)について重ね描きしたものである。数値解析結果の加速度波形は、GEOASIA には物理的な根拠の無いレイリー減衰が導入されていないため、高周波数のノイズ的な加速度が除去されず、特に反射波の影響が入っているであろう加振開始から 6～7 秒以降については、実験と解析とで乖離が著しい。但し、それまでの部分では、地表面の水平加速度 ([1]～[4]) の整合性はそれほど良くないが、地盤高さが低い海底面 [5] や地盤内部 ([6], [7]) は、位相・振幅ともかなり整合している。d04 加振に関しては、入力レベルの増大に伴い、ノイズ的な加速度が加振のごく初期から顕著になっているため、図 4-9 に示すように 10Hz のハイカットフィルターで補正した波形も示した。この結果を見ると、地盤内部の初期の応答が実験と解析で整合していることは d02, d03 加振と同様であった。なお、後述の通り、数値解析では、過剰間隙水圧が (実験とは異なり) 蓄積し

てしまったため、加振後半はその影響が出て、剛性が低下する解析結果の方が振動が長周期化し、振幅だけでなく位相特性まで実験結果と合わなくなっている。逆に言えば、加振初期の整合性を考えると、過剰間隙水圧蓄積の影響を除けば、実験模型と数値解析モデルの振動特性は整合していると判断できる。

4.5.3 要素応答

図 4-10 では、実験で成層地盤を仮定し地中せん断応力を計算するとともに、3 方向の直応力を土圧計で計測した盛土中央下部の応力成分の時刻歴について実験と解析で比較した。

実験と解析で過剰間隙水圧について比較すると、実験では d02～d04 のいずれにおいても顕著な過剰間隙水圧の蓄積は認められないが、解析については、d02 加振で既に過剰間隙水圧比 0.5 程度に達し ($t=0s$ と $15s$ の間隙水圧の差約 100kPa を $t=0s$ での $\sigma'_y \cong 200kPa$ で正規化)、d03 では完全に液状化、d04 では再び過剰間隙水圧比 0.75 程度まで低下と、実験結果と対応しない結果であった。そのため、有効応力の各成分の時刻歴についても、過剰間隙水圧の蓄積による影響を受けて実験結果と解析結果で大きく乖離している。特に、初期値の大きな鉛直成分でその乖離が顕著である。一方、せん断応力については、位相特性は解析における液状化の影響を受けて実験と解析とで異なっているが、振幅を比較すると、

d02：過剰間隙水圧が蓄積するまでは概ね一致、過剰間隙水圧の影響を受ける後半は解析結果の方がやや大きい

d03：振幅だけで見ると実験と解析は概ね一致

d04：液状化しない実験結果の方が著しく大きな振幅となる

のようになっている。実験結果におけるせん断応力は、せん断応力を計算する深度よりも上部の土の加速度とその部分の密度を乗じて簡易に計算しているため、その精度についてはやや難があるものの、①比較的平成層とみなせる部分での計算値であり左右の土圧差があまり生じないと期待されること、②前述の通り解析結果と実験結果とでそれなりに整合することなどから、ある程度は信頼できる値であると判断できる。

そこで、この発生せん断応力の大きさからせん断応力比 (τ_{xy}/σ'_{y0}) を計算すると、d02 で約 0.1 ($N \cong 2$ 回)、d03 で約 0.2 ($N \cong 5$ 回) であり、さらに d04 では少なくとも応力比 0.3 以上となる繰り返し回数が 10 回以上確認できる。これに対して、三軸試験の結果を見ると、繰り返しせん断応力比 0.3 の場合、1 回の入力で過剰間隙水圧比が 0.6 程度に達し (付録 C 図 C-5 参照)、10 回では概ね初期液状化に達している。すなわち、三軸試験の物性が遠心模型地盤の実際の物性と概ね同等であったとしたら、少なくとも d04 加振において、遠心模型実験における過剰間隙水圧の蓄積がほとんど認められないことは、物性的に説明がつかない。そのため、4.6 以降では、この要因について分析するための追加解析を実施した。

なお、この数値解析における過剰間隙水圧の蓄積は、図 4-11 のコンター図に示す通り、地下水水面以深の全域で発生しており、盛土中央下部だけの局所的なものではない。

4.5.4 変位

図 4-12 は、加振中の盛土部分の変位時刻歴を示したものである。解析ケースにおける (実験結果とは異なる) 過剰間隙水圧蓄積の影響を受けて、盛土部分の沈下量 (D18V & Elem. 763, D110V & Elem. 1633) は実験と解析とで大きく異なっているものの、盛土部分の水平変位の振幅やケーソンの変位については両者がある程度整合していることが確認できる。

前者 (盛土部分の沈下量) については、例えば、0.4m の水平変位をその部分の礫質土厚さ 17.5m で除した疑似せん断ひずみは 0.023 であるが、今回のように密な土では、その程度のせん断ひずみレベルにおいても、緩い砂とは異なり、繰り返し 1 回あたりのひずみ振幅増分は小さく、そのひずみ振幅増分はせん断応力比の大きさでそれほど変化しないため、例え液状化を発生したとしても、数値解析で得られるせん断ひずみがある程度小さな値に留まるためであると考えられる。

後者 (盛土部分の水平変位およびケーソンの水平・鉛直変位) については、上記の密な砂の特性に加えて、特にケーソン下の部分では、図 4-11 で確認できるように、数値解析においてもケーソン下の地盤は液状化していないため、両者の整合性が良かったものと考えられる。

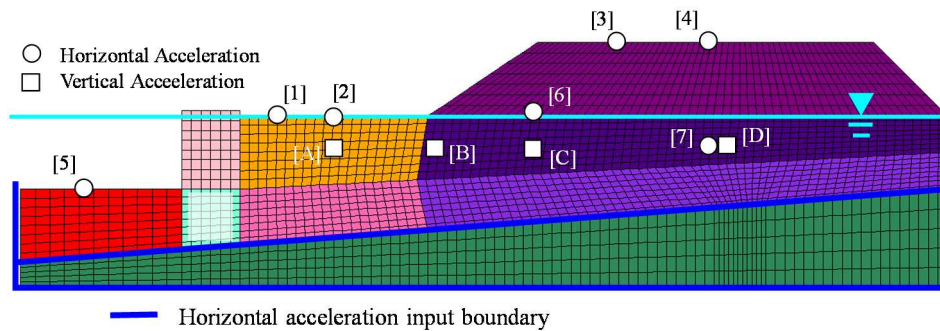
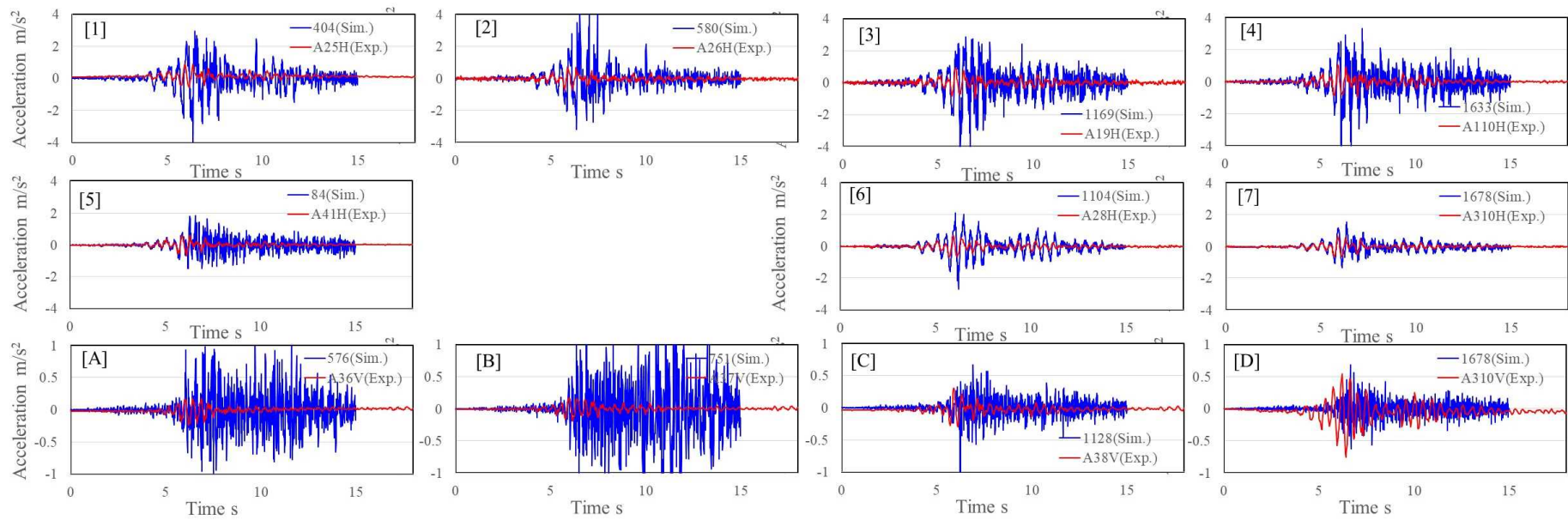


図 4-6 d02 加振の応答結果 (赤：実験，青：解析ケース#1)

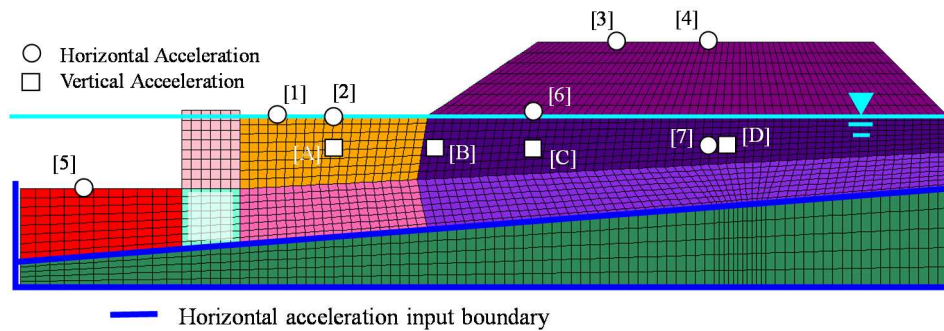
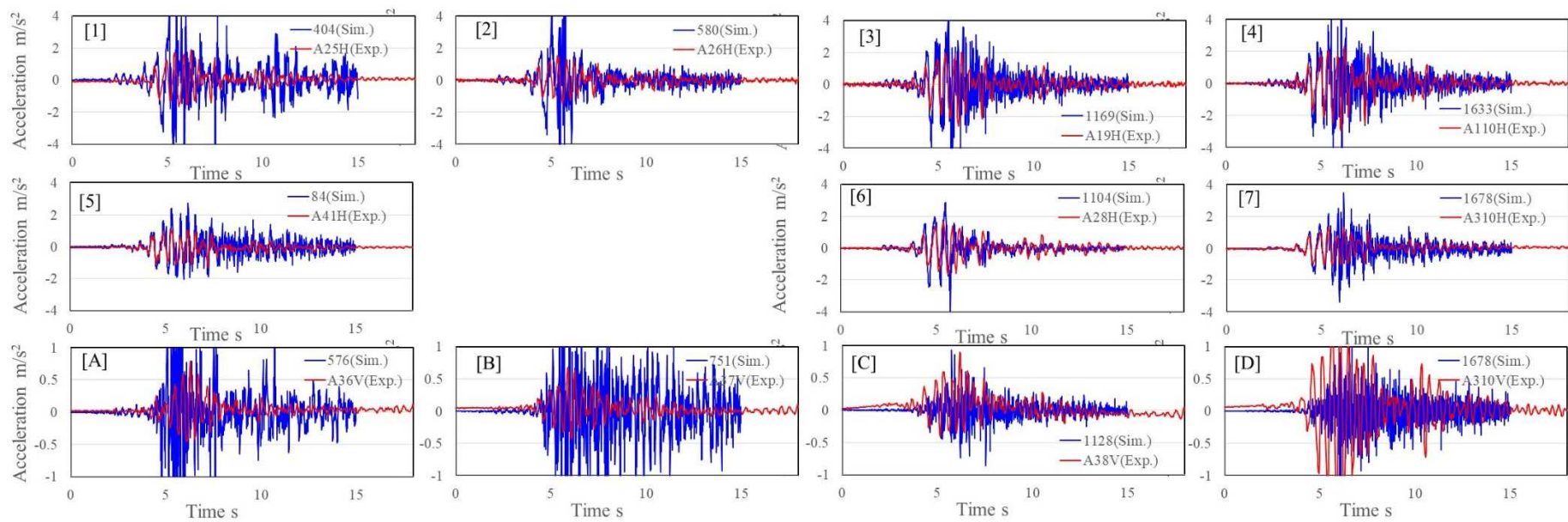


図 4-7 d03 加振の応答結果 (赤：実験，青：解析ケース#1)

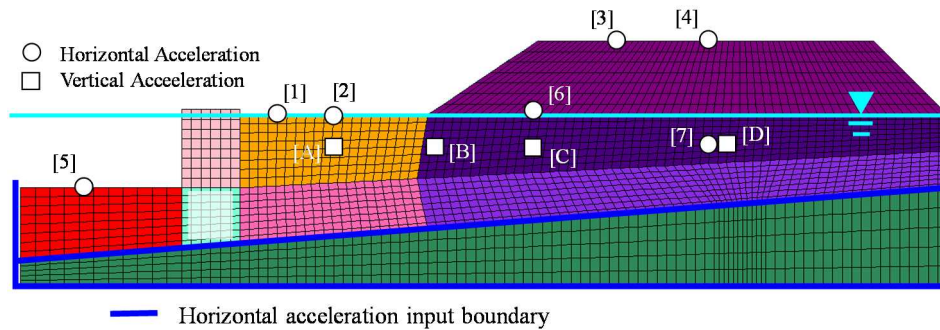
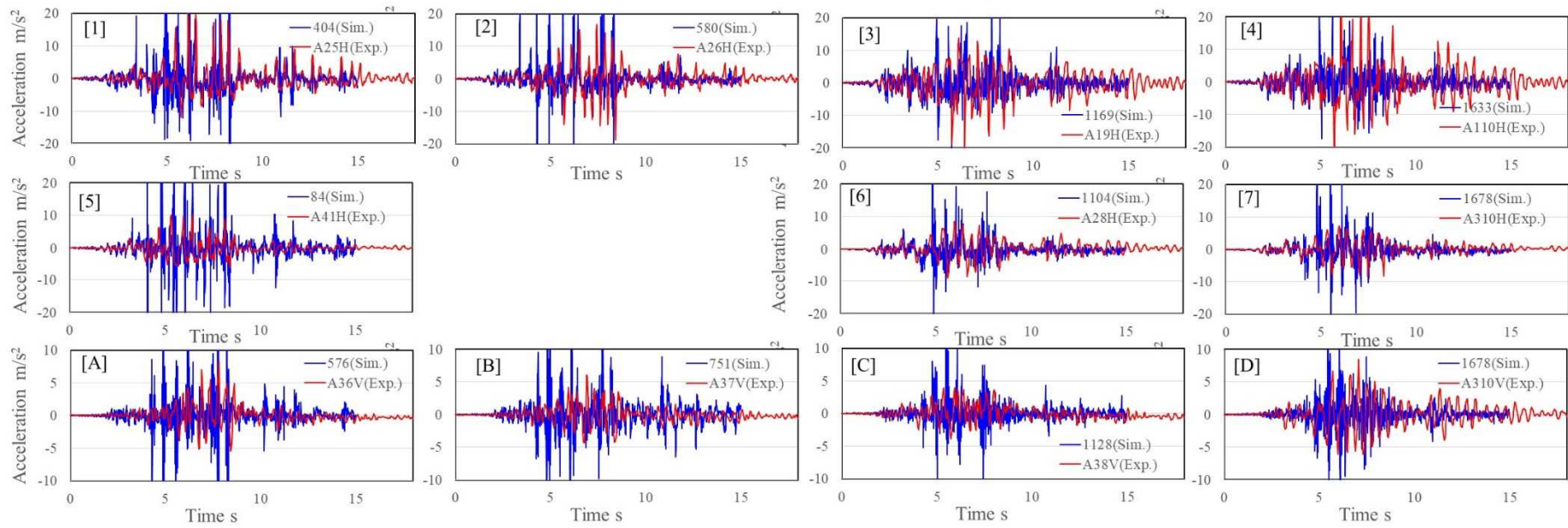


図 4-8 d04 加振の応答結果 (赤：実験，青：解析ケース#1)

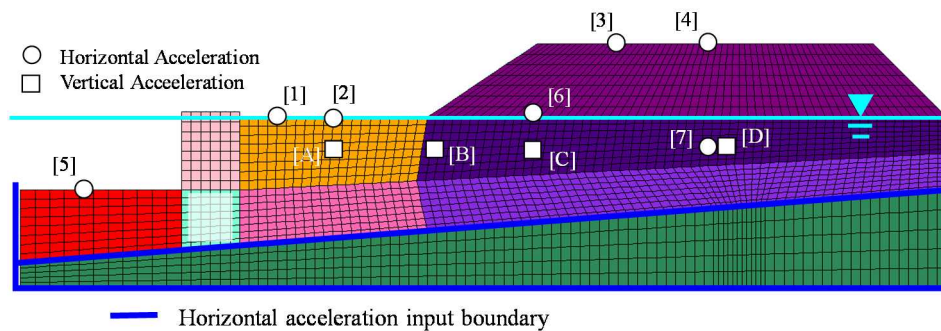
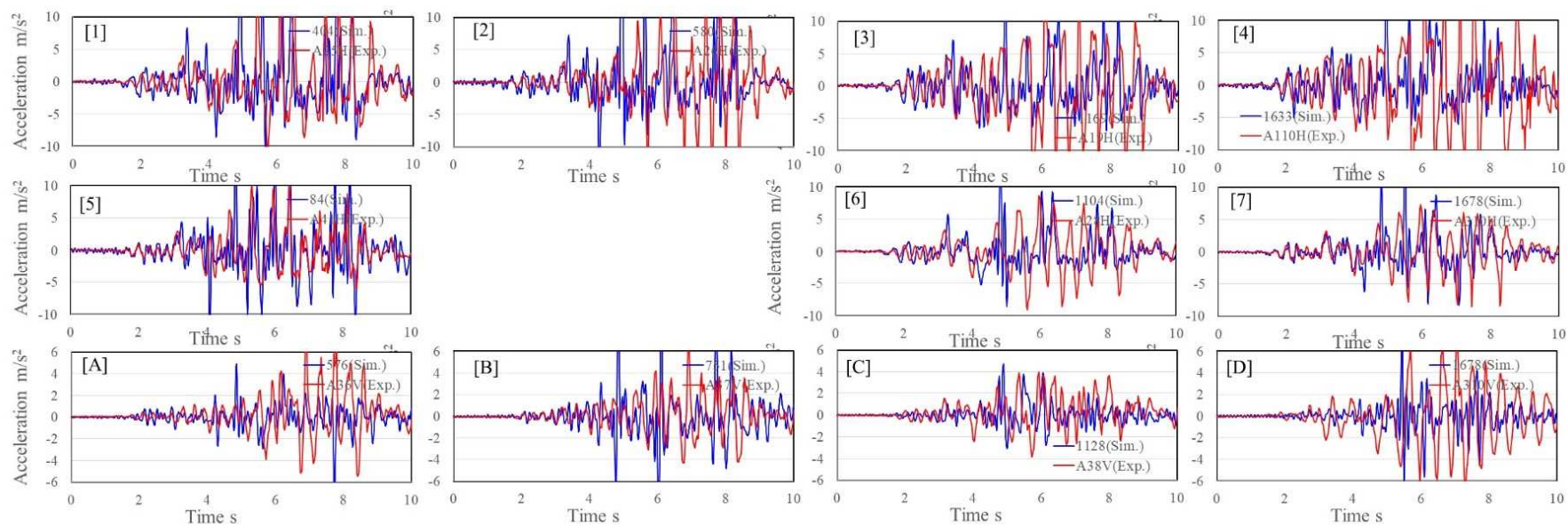
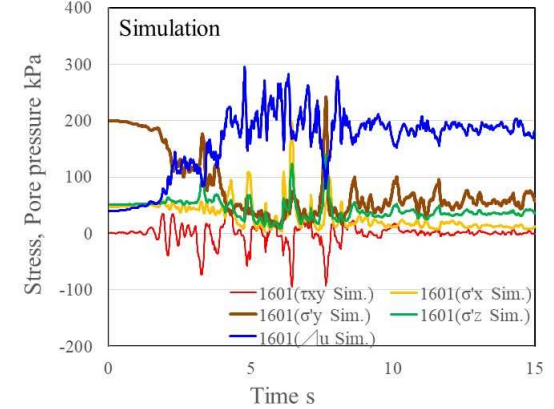
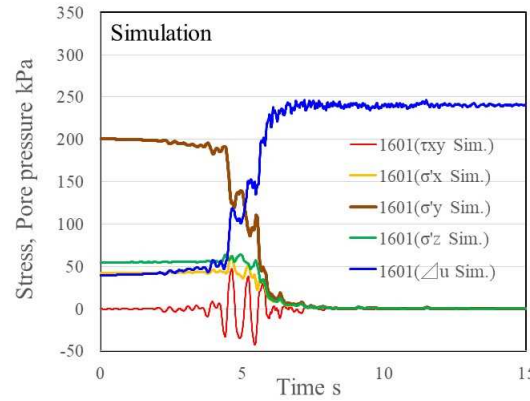
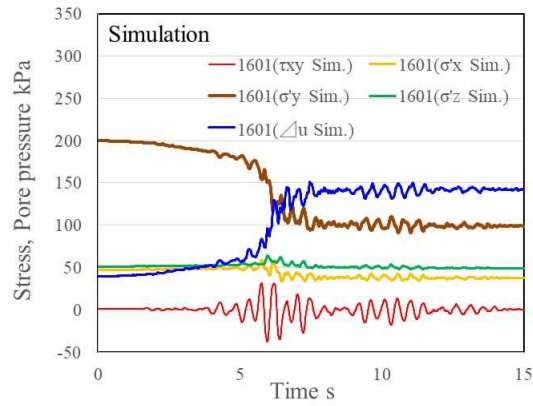
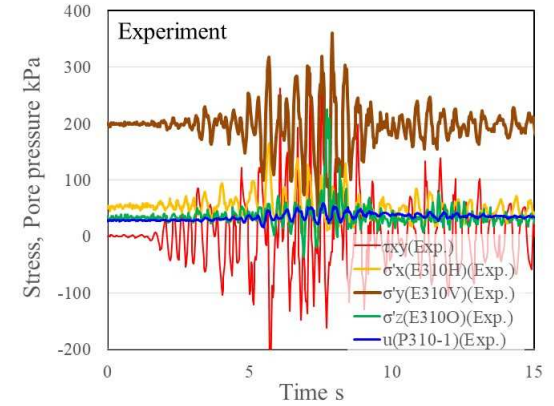
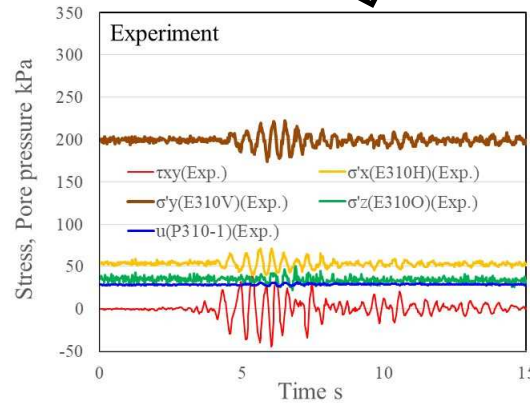
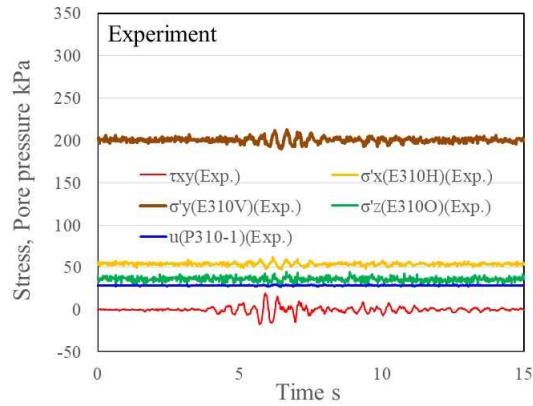
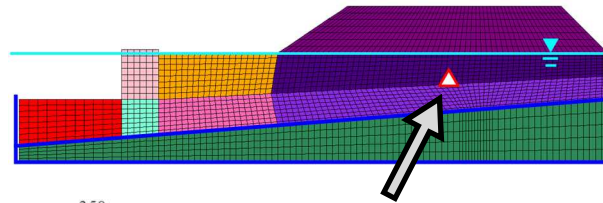


図 4-9 10Hz 以上のハイカットフィルター 補正を行った d04 加振の応答結果



(a) d02 加振

(b) d03 加振

(c) d04 加振

図 4-10 地中応力状態の比較 (上段：実験，下段：解析ケース#1)

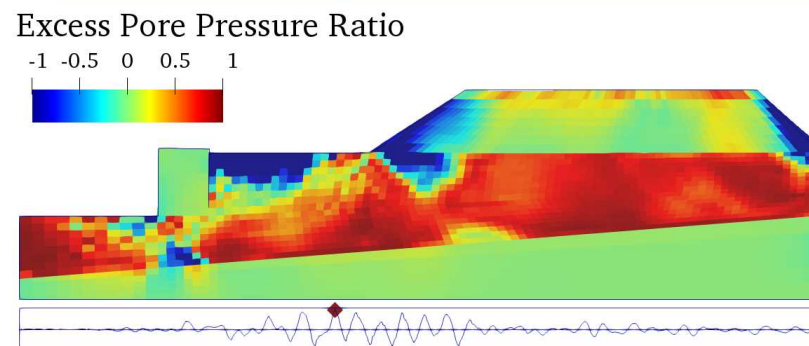
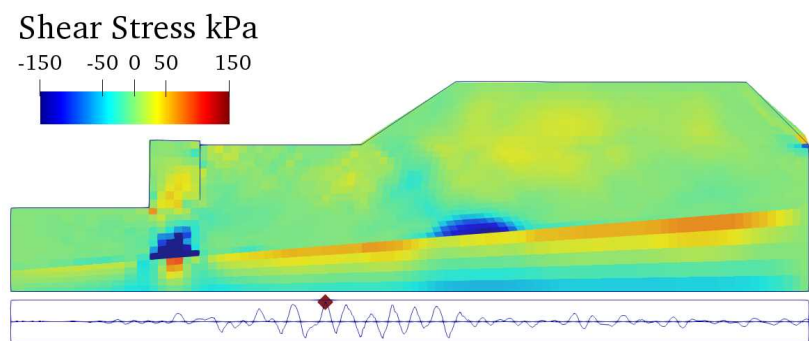
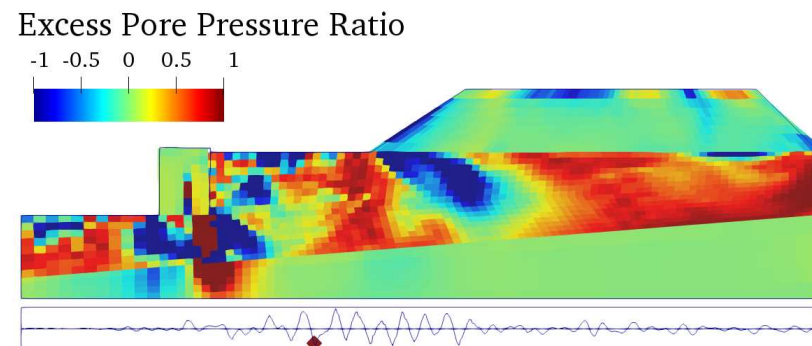
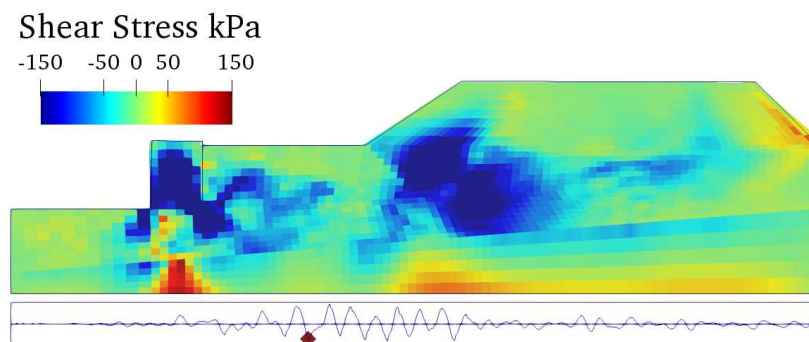
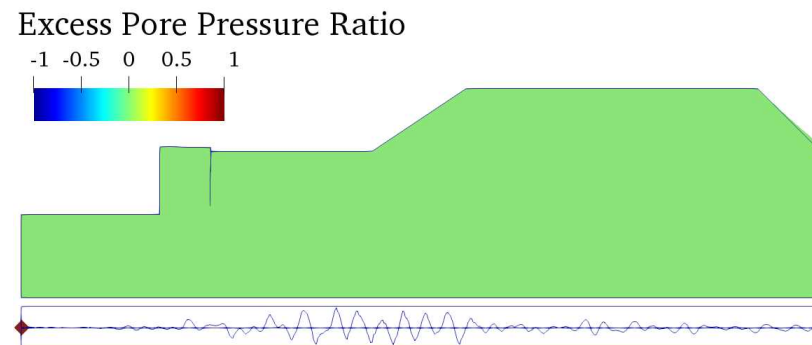
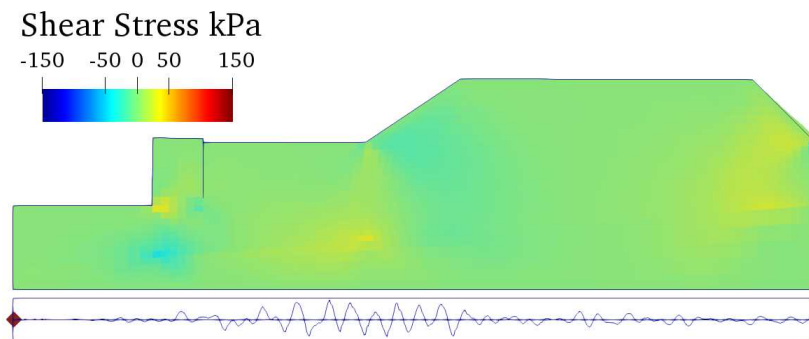


図 4-11 解析ケース#1 d04 加振における過剰間隙水圧とせん断応力の分布
 (左列：せん断応力 τ_{xy} , 右列：過剰間隙水圧比, 各図の下にある時刻歴はコンター図を作成した入力時刻を示す)

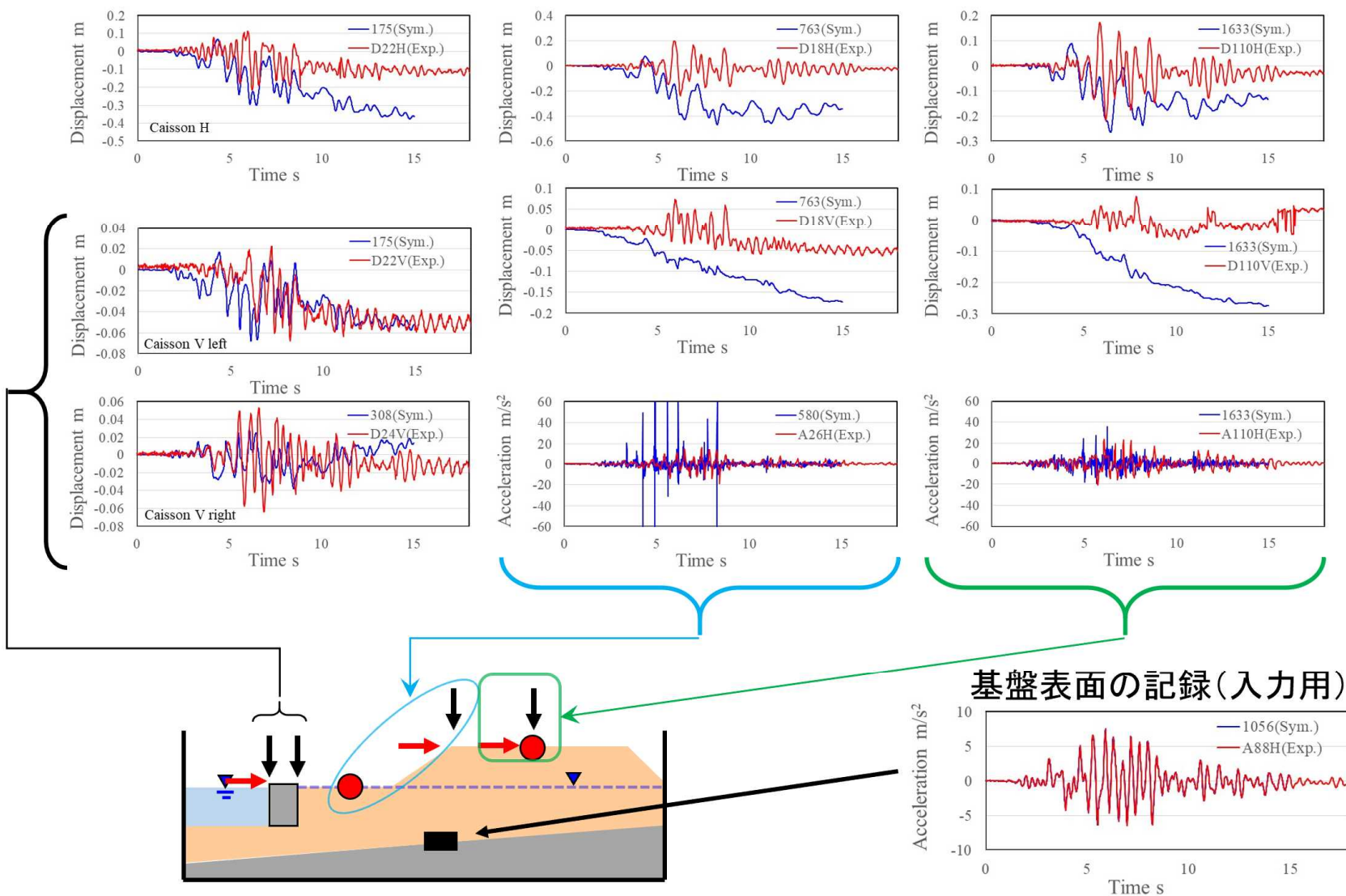


図 4-12 実験結果 (d04) と解析結果 (#1 : d04) の主な変位時刻歴の比較 (一部地表面加速度)

4.6 初期応力状態の影響

前節では、通常実務で行われるように、等方状態からの繰返し非排水せん断試験で得られた結果を対象に設定した地盤物性パラメータを用いて数値シミュレーションを行った結果、遠心模型実験と数値解析の過剰間隙水圧の蓄積傾向が異なることを確認した。また、それは一概に解析に用いた物性パラメータの調整不足であったと結論づけられるものではなく、特に大きな入力の場合の解析結果では、模型実験で得られた地中せん断応力の大きさと三軸試験の結果を比較すると、模型実験においても液状化が発生すべきせん断応力であったことが確認されている。以下では、遠心模型実験で液状化が発生しなかった原因について検討することを目的として、数値解析によるパラメトリックスタディを実施した。

本節では、まず始めに、初期応力の影響について検討した。4.5の数値シミュレーションにおいては、遠心模型で得られた水平土圧は、材料の破壊強度や計測上の誤差要因（図4-13参照）から、やや信頼性に問題があるものとし、実際に得られた計測値よりも大きな水平土圧になるように設定し計算を実行している。模型実験において精度の良い信頼性の高い水平土圧を計測することには非常に困難が伴うため、実験的に初期土圧分布の影響を検討することは不可能であるが、数値解析において初期土圧を変えて加振波を入力することは容易であるため、ここでは異なる初期土圧状態からd04の加振を行った場合に、初期土圧がどのように解析結果に影響するかについて分析するものとした。具体的には、図4-14にコンターで示す初期応力状態それぞれに対して加振解析を実施した。

図4-15には、それぞれの解析で得られた盛土中央下の要素応力の時刻歴を示しているが、初期の水平応力を小さく ($K_0 \rightarrow$ 小) した場合でも、大きく ($K_0 \rightarrow$ 大) した場合でも、いずれの結果も過剰間隙水圧が大きく蓄積し、図4-16、図4-17に示す通り、変位の大きさも基本ケースと概ね同等であった。したがって、今回の検討断面では、初期応力の影響はそれほど大きくなく、実験での過剰間隙水圧蓄積傾向（蓄積しなかったこと）を説明する理由にはならない。

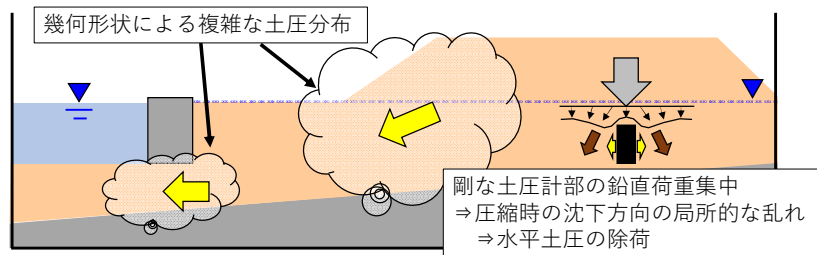


図4-13 水平土圧計測で想定される誤差要因

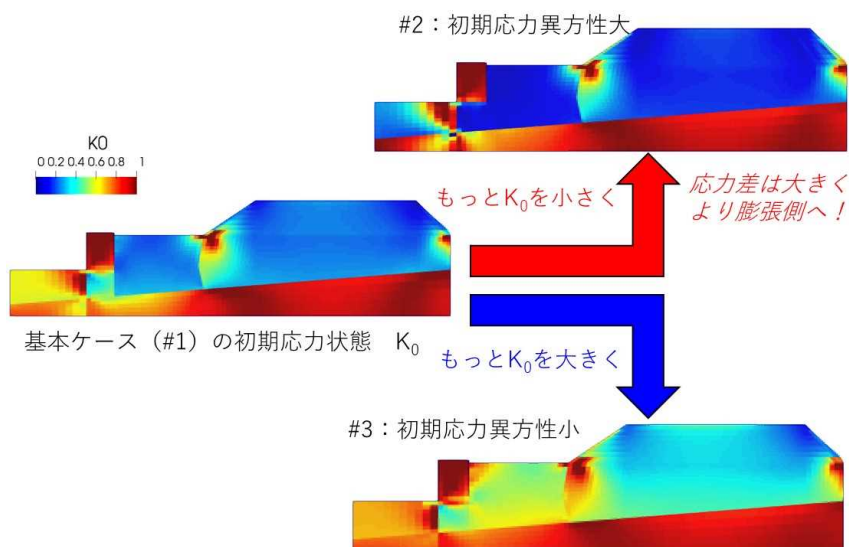


図4-14 各ケースの初期応力状態

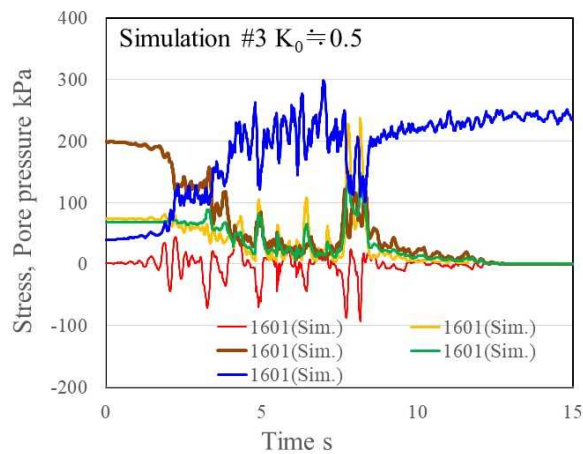
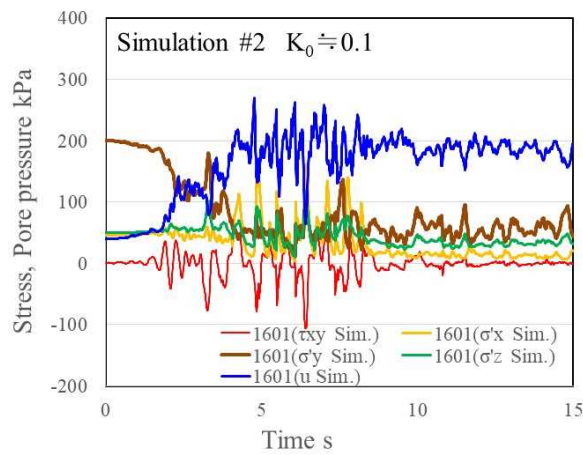
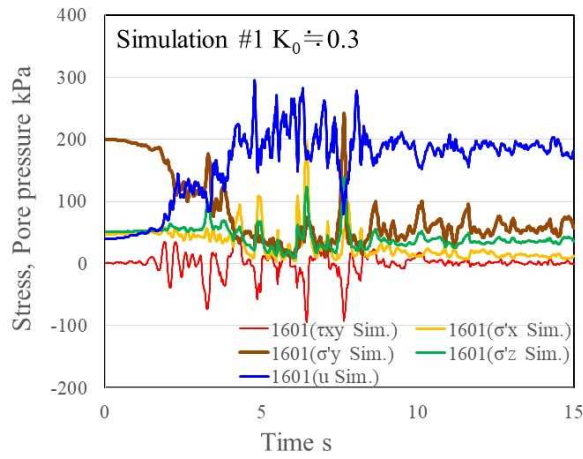
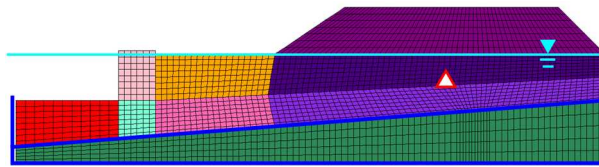


図 4-15 各ケースの要素応力等時刻歴

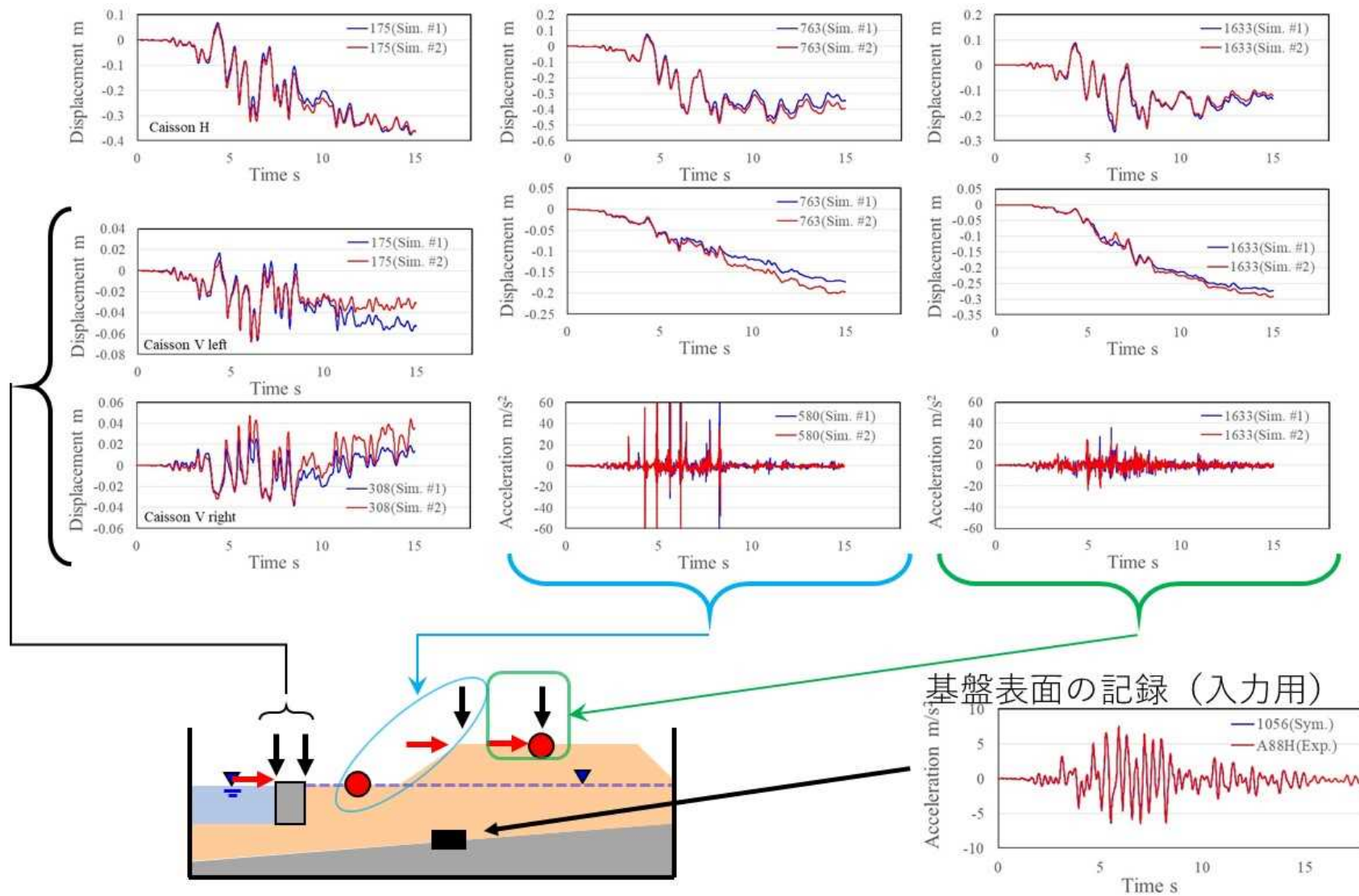


図 4-16 解析ケース#1 ($K_0=0.3$) と#2 ($K_0=0.1$) の主な変位・加速度時刻歴の比較

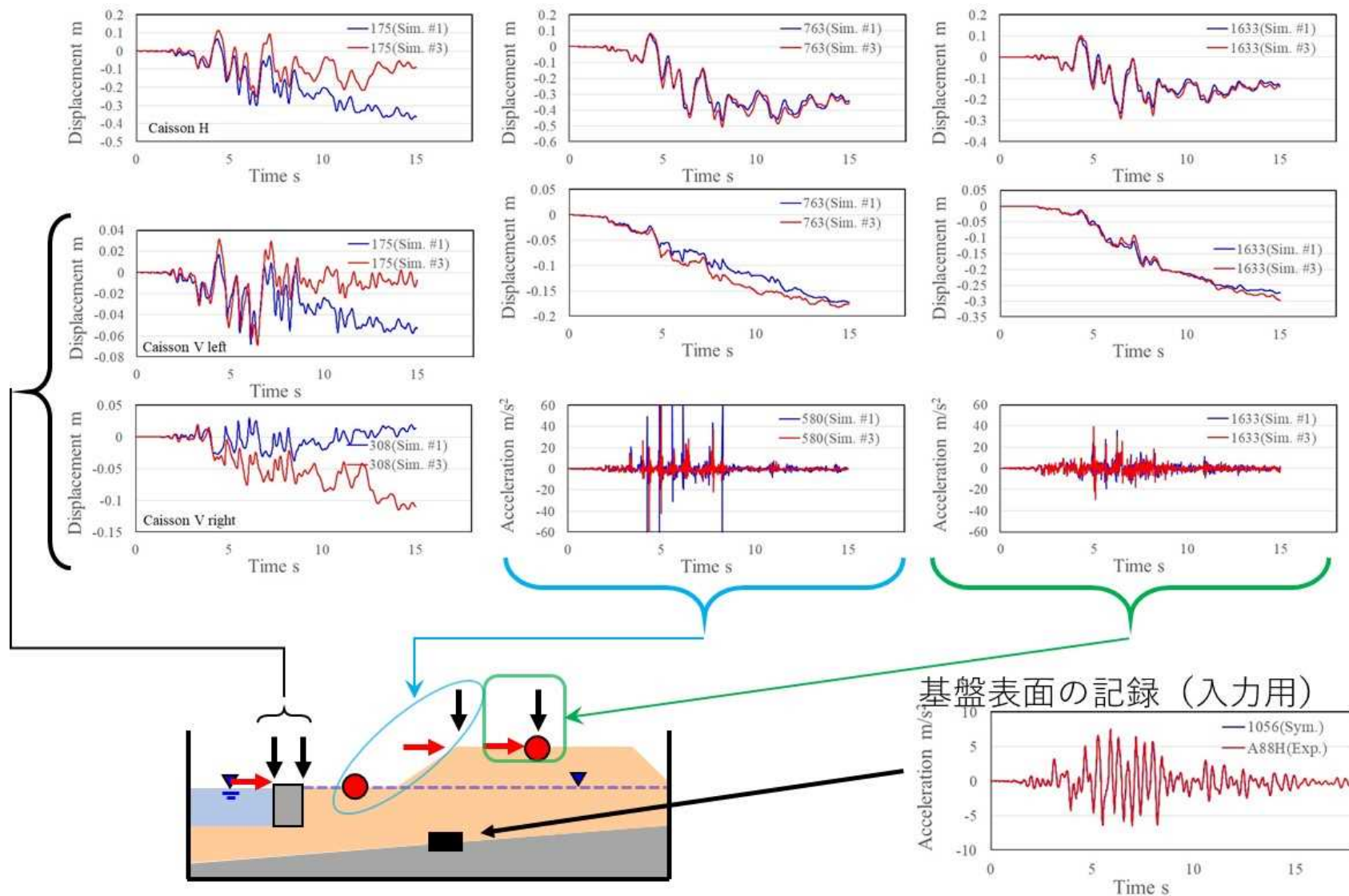


図 4-17 解析ケース#1 ($K_0 = 0.3$) と#3 ($K_0 = 0.5$) の主な変位・加速度時刻歴の比較

4.7 地盤飽和度の影響

模型実験においては、間隙中に空気を残さずに完全飽和の状態を達成することは非常に難しい。また、三軸試験のように、その達成飽和度をB値で確認することもできない。本実験では、模型土槽ごと脱気槽（-60kPa）の中に設置して間隙流体を流入したため、かなり飽和に近い状態で作製されていることが期待され、実際に過剰間隙水圧の時刻歴を見ると、入力波形の振動数に対して、ダイレイタンスーに起因する高周波数の成分まで計測出来ており、明らかな飽和不足や間隙水圧計内に空気を取り残されている可能性は低い。しかし、完全飽和（B値≒1.0）であるとも言い難いため、ここでは間隙中に空気が残存している場合に過剰間隙水圧が蓄積しにくくなる効果を、二相系の解析における間隙流体の体積弾性係数を小さくすることで表現し、パラメトリックスタディを実施した。具体的には、基本ケースの水の体積弾性係数 $K_{f,water}$ (=2.2GPa) に対して、 $K_f=0.01 \times K_{f,water}$ （解析ケース#4）または $K_f=0.001 \times K_{f,water}$ （解析ケース#5）として d04 波形による地震応答解析を実施した。

図4-18は、それぞれの解析で得られた盛土中央下の要素応力の時刻歴を示しているが、1/100にしたケース#4では、 $t=3s$ 程度までの蓄積が抑制され、その後の高周波成分が多少無くなっていること、1/1000にしたケース#5では、初期の過剰間隙水圧の蓄積がかなり抑制されるものの、最終的にはある程度大きな過剰間隙水圧が蓄積してしまい、加振中の過剰間隙水圧の振動成分はほぼ認められなくなってしまうことが確認できる。赤色で示したせん断応力波形に関しては、過剰間隙水圧の蓄積が抑制されると振幅が大きくなる傾向が認められた。この過剰間隙水圧とせん断応力時刻歴の特徴は、間隙水圧の蓄積が小さくなると、剛性の低下が抑制され、せん断波自体は大きくなる（剛性に応じてやや周波数も大きくなる）が、間隙流体が軟らかくなることにより、おそらく局所的な体積変化やP波の反射等に起因すると思われる、せん断波のそれよりも高周波数の成分が消失する傾向にあると考えれば理解できる。

これらの結果を踏まえると、実験において不飽和の影響が無いとは完全に否定はできないものの、実験の過剰間隙水圧蓄積傾向を説明する主要因ではないことは明らかである。

なお、図4-19は、この時の変位等の時刻歴の比較であるが、変位にはそれほど大きな K_f の影響は認められなかった。

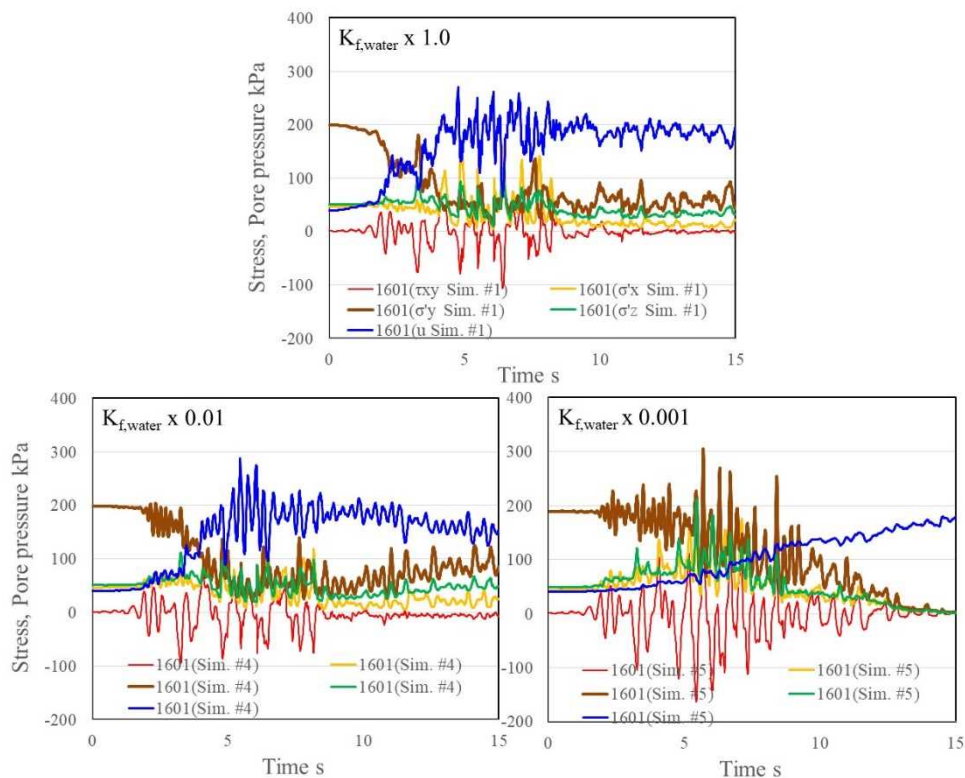


図4-18 各ケースの要素応力等時刻歴

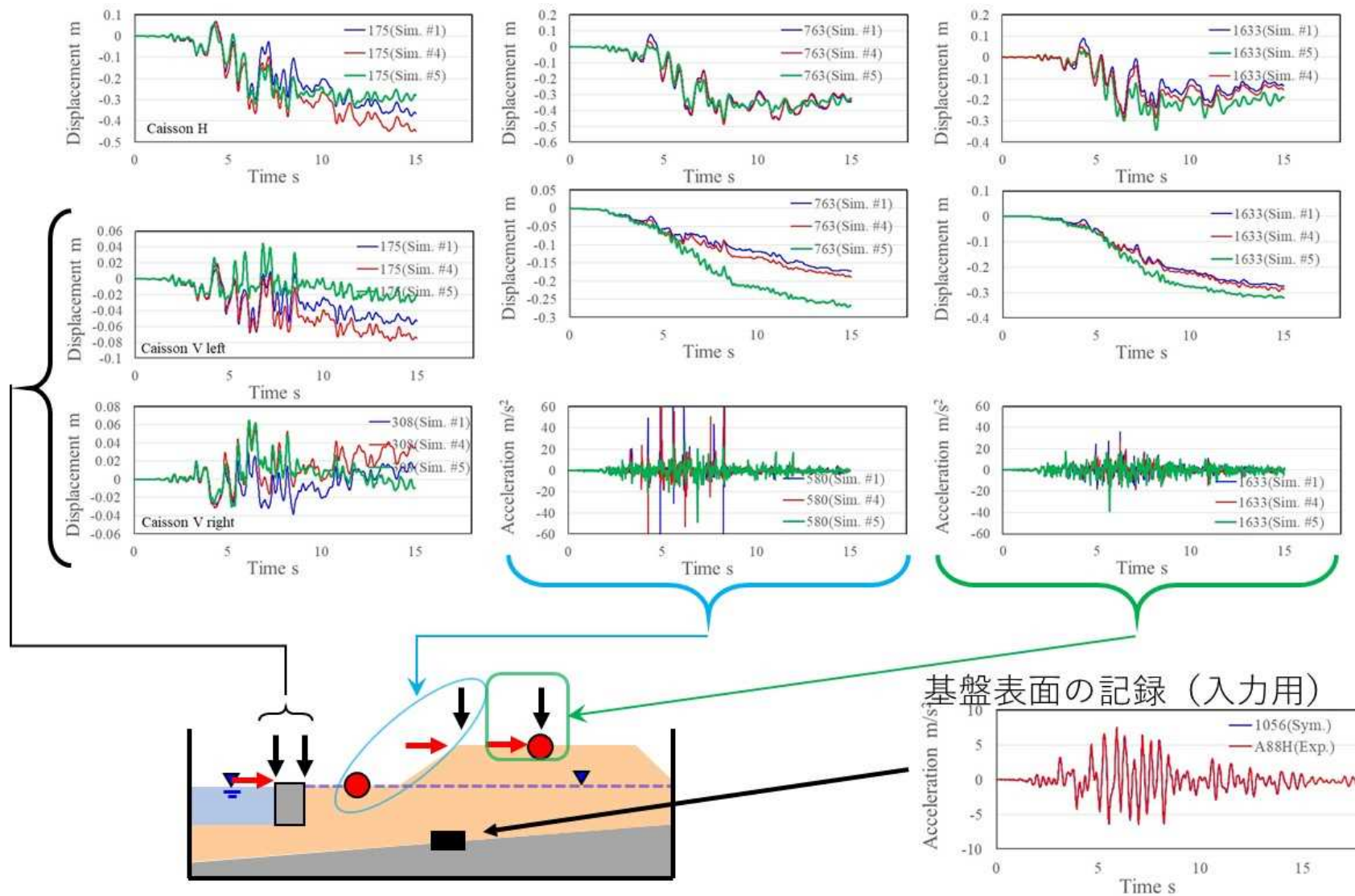


図 4-19 解析ケース#1 ($K_f=K_{f,water}$) と#4 ($K_f=0.01 \times K_{f,water}$), #5 ($K_f=0.001 \times K_{f,water}$) の主な変位・加速度時刻歴の比較

4.8 液状化強度が異なる場合の応答

遠心模型地盤作製時の密度の計算結果は、概ね三軸試験結果と同等の締固め度 90%であった。そのため、計測結果に基づけば、遠心模型と三軸供試体の密度は同じであり、密度の観点からは、液状化強度特性は同等であることが期待される。その一方で、見かけの重力加速度（遠心加速度）を 1G から 50G へと上げる過程において、遠心模型は地表面からの深さ 17.5m の位置において約 200kPa の鉛直有効応力の増加に対して 0.015~0.020m の圧縮沈下が生じ（地表面～17.5m の区間中央で 100kPa に対して約 0.1%の鉛直ひずみ）、三軸供試体では、20kPa→49kPa と圧密する過程で 0.1%の軸ひずみが生じていた。同じ軸ひずみを生じる際に与えられた鉛直応力を比べると、遠心模型の方が大きな値となるため、遠心模型の地盤が三軸供試体よりも密であった可能性がある。さらに、豊浦砂の知見としては、相対密度 70%を超えると急激に液状化強度が増大することが広く知られており、今回の礫質土地盤も非常に密な状態で作製されているため、僅かな密度差で、大きく液状化抵抗が異なる可能性がある。

そこで、仮想的に液状化強度が異なる場合の応答を比較するため、図 4-20 に示す液状化強度を有する地盤物性を設定し、それぞれに対して d04 波形入力による地震応答解析を実施した。

図 4-21 は、それぞれの解析で得られた盛土中央下の要素応力の時刻歴を示しているが、それぞれ基本ケース#1 の結果と比べると、液状化強度が小さい場合は、過剰間隙水圧の蓄積程度は同じで加振 1 サイクル中のダイレイタンスーに起因する過渡的な振動成分が小さくなっており、逆に液状化強度が大きい場合は、主要動付近での過剰間隙水圧の振動成分が著しく大きくなっており、その一方で蓄積程度が小さくなっている。但し、液状化強度が大きな場合でも、加振終了後はおそらく間隙水の移動により、過剰間隙水圧比が他のケースと同程度にまで上昇している。

図 4-10 (C) に示した基本ケースと実験結果の要素応力時刻歴の比較では、実験に対して、解析ケース#1 のせん断応力がかかなり小さくなっていったが、図 4-21 の結果を見ると、液状化強度を大きくしたケース#7 では、せん断応力の振幅が他よりもかなり大きくなっている。これは、負のダイレイタンスーによる有効応力の回復が急激なせん断剛性の増大につながり、その結果変形に急ブレーキがかかる形で大きなせん断応力が発生したと考えられる。実際に、図 4-22 を見ると、液状化強度が大きな場合は、非常に小さな変位の発生に留まっている。また、同図によれば、繰り返しせん断応力比が小さなおおろそかの (SR=0.2) 液状化強度の大小関係と変位の大きさの順が対応している。

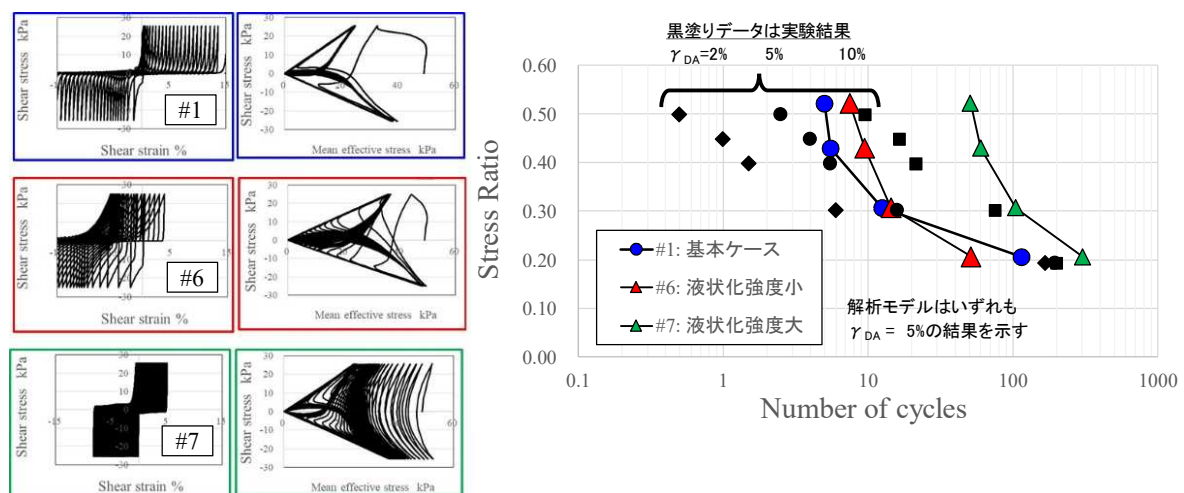


図 4-20 比較のため実施した解析ケースで設定した液状化強度と構成式シミュレーションの結果

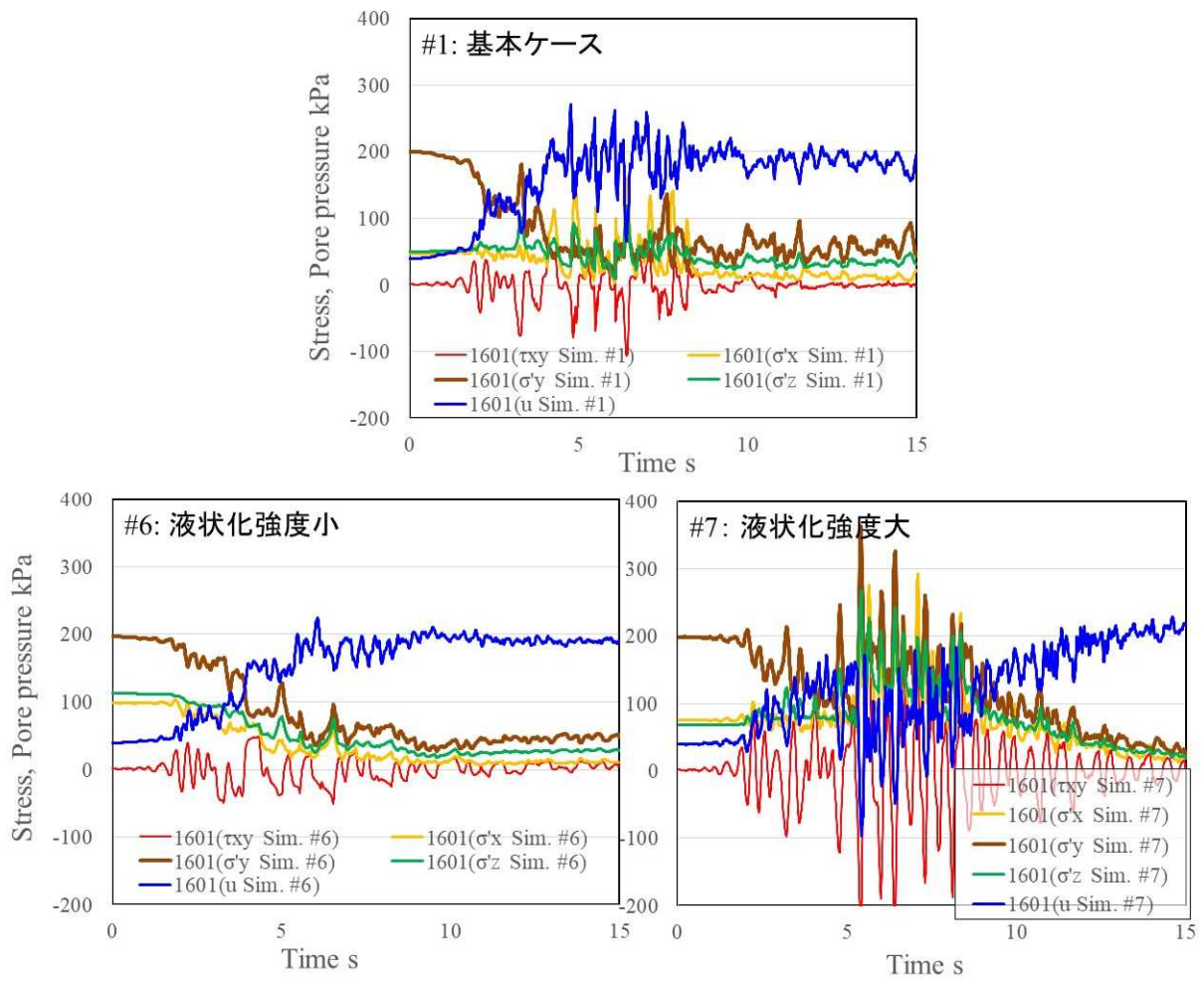


図 4-21 各ケースの要素応力等時刻歴

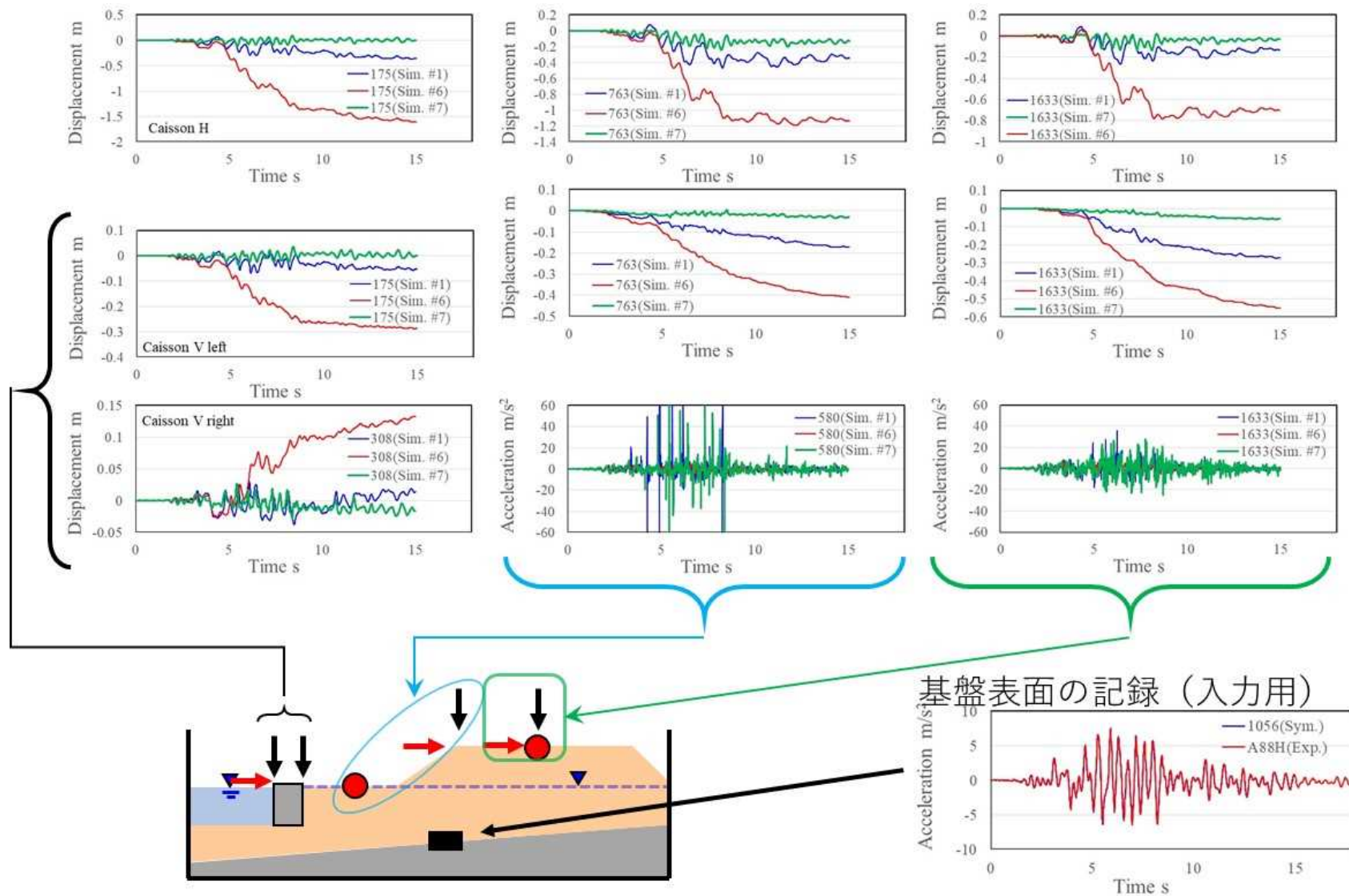


図 4-22 液状化強度の異なる解析ケース#1 (基本) と#6 (小), #7 (大) の主な変位・加速度時刻歴の比較

4.9 数値解析による模型実験の再現性

本検討では、三軸試験による液状化強度試験を実施し、その結果を対象にフィッティングした物性パラメータで遠心模型の数値シミュレーションを実行した。その結果、数値解析結果(#1)では、実験とは異なり、大きな過剰間隙水圧の蓄積が認められた。その原因について検討するため、初期応力状態、飽和程度、液状化強度を変えた数値解析によるパラメトリックスタディを実施した。その結果、まずは初期応力状態の影響が非常に小さいことを確認した。その他の影響については、まず不飽和の程度を疑似的に再現するために間隙流体の体積弾性係数を小さくすると、せん断振動時の過剰間隙水圧の振動が非常に小さくなるものの、徐々に蓄積する傾向は認められ、その結果せん断応力振幅はそれほど大きくなるということがわかった。また、液状化強度を三軸供試体で得られたものよりも大きくすると、せん断応力振幅が実験のように大きくなるとともに負の過剰間隙水圧が蓄積しにくくなるが、負のダイレイタンスによる過剰間隙水圧の振動成分が非常に大きくなることがわかった。これらの結果を踏まえると、現時点では、液状化強度を大きくし、過剰間隙水圧の振動成分を抑制するために間隙流体の体積弾性係数を小さくすることで、遠心模型実験をより再現できる可能性が考えられる。但し、遠心模型実験では意図しない鉛直加速度が入力されていたこと、三軸試験の供試体と遠心模型の地盤とでは、同じ密度であって、いずれも締固めで作製してはいるものの、モールドや土槽側壁の影響、締固めによる履歴の影響まで再現出来ていないことなども影響する可能性があり、これらの影響についても今後検討していく必要がある。

本章の最後に、基本ケース#1 による遠心模型実験結果の再現性について、表 4-2 に示す。

表 4-2 解析ケース#1 による遠心模型実験結果の再現性

内容	再現性	備考
材料の液状化強度	(○)	フィッティング対象.
初期応力状態	△	水平成層地盤に近い盛土中央下では比較的よく一致.
盛土・変位方向	○	低い方に向かって残留変位が生じる
盛土・変位量	△	初期は整合するが、液状化の影響で周波数・位相特性は異なる
ケーソン・変位方向	○	初期の変位と残留傾向が一致.
ケーソン・変位量	○	振幅は同程度. 但し、周波数・位相特性は異なる.
過剰間隙水圧の蓄積 応力成分の変化	×	解析では過剰間隙水圧が蓄積.

5. 有効応力解析の妥当性検証への中空ねじり試験の活用の方向性

5.1 はじめに

1章で述べたように、数値解析結果の妥当性検証の際には、その結果が地盤応答の定性的な傾向（メカニズム）を捉えていることを前提として、定量的な評価に関わる要素の特性が精度よく再現されているか、具体的には材料に与えられる応力状態やそれに対する変形などの応答を、対応する室内試験データなどを用いて検証する必要がある。また、その際には、異方応力状態下での水平方向せん断応力の作用といった複雑な応力状態を再現する必要があることから、三軸試験などの単純化された応力状態下での要素試験ではなく、中空ねじり試験を例とする複雑な応力状態を再現できる要素試験を用いることが必要と考えられる。

ところで、地盤の挙動を定性的・定量的に検証することを考えた場合、中空ねじり試験の目的は、以下の2点に大別されるであろう。

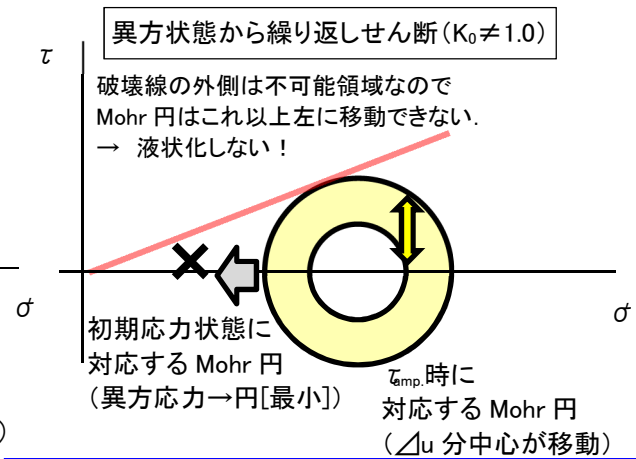
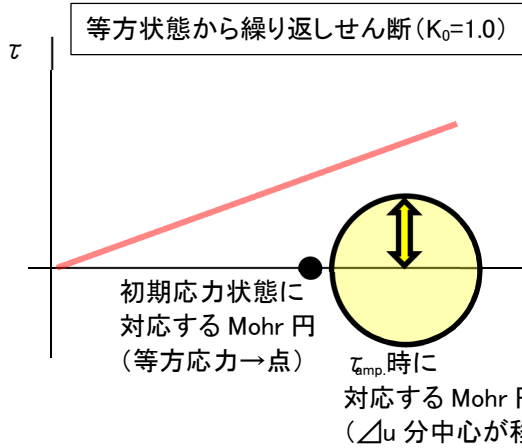
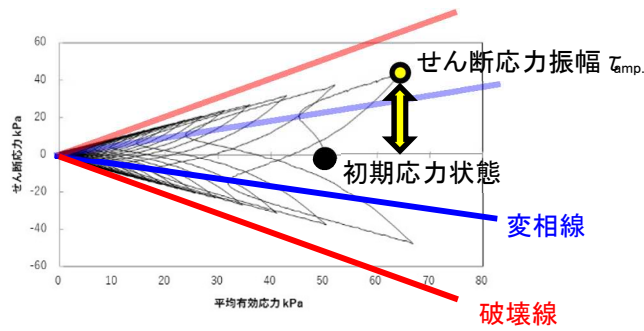
目的1：系統的な試験データを蓄積し解析結果を解釈する上での相場観を得る。

目的2：数値解析結果等で見られた特定応力条件下での土の挙動を確認する。

一般に、実務においては等方状態からの繰返しせん断試験以外の条件で物性試験が実施されることは非常に稀である。また構成式の開発者が、その開発段階で行う実験は、複雑な応力状態までを対象とはするものの、異方状態（ $\sigma'_v \neq \sigma'_H$ ）を固定して水平せん断応力（ τ_{vH} ）のみを変動させた場合やMohr円半径を固定したまま主応力軸を回転させた場合にどのような変形を生じるかなど、先に想定した仮想の複雑な応力状態に関して検討したものが多く、すなわち、あくまでも構成式にどのような表現性能を持たせるかを検討するための実験であり、定量的にどこまで再現できるか、するべきかという観点から、現実の土が平面ひずみ状態でどのような応力成分の変化を生じるか、またそれは砂の種類や相対密度によってどのように変わるかなどについて系統的に調べたデータに基づく知見が整理されているわけではない。そこで、本検討では、目的1について、初期の直応力比（水平／鉛直）と初期せん断応力比（ τ_{vH}/σ'_{m0} ）に着目し、解析結果を解釈する上で、相場観としてどのような視点が必要かの一例を示した。

本検討の遠心模型実験の数値シミュレーションにおいて、4.6で初期応力状態の影響について検討したが、それはあくまでも数値解析コードに含まれる構成則の挙動が正しいことを前提にした影響評価であって、実物において実際に初期応力がどのように影響するかは、別途なんらかの検証が必要と思われる。そこで目的2に関しては、その初期応力の影響に関する考察を補足するために、土の要素としての挙動がどのようになるべきか、構成式はそれを表現可能であるのかを検証した。すなわち、遠心模型実験では非常に小さい K_0 （ $=\sigma'_{H0}/\sigma'_{V0}$ ）の下で繰返しせん断されているが、それは図5-1のようにMohr円と変相線で考えた場合、常に膨張域での繰返しせん断になるため、一般に土は圧縮するべきか（液状化する方向）それとも膨張するべきか（非液状化）について、解析結果の妥当性を解釈する前に、実際の土の挙動を把握しておく必要がある。そのため、主に膨張域での繰返しせん断時の土の挙動を観察することを主眼に、圧縮・膨張域をカバーする繰返しせん断挙動と膨張域のみでの繰返しせん断挙動を比較した。

本検討で実施した中空ねじり試験ケースの一覧を表5-1に示す。なお、目的2については、定量的な観点から、遠心模型実験で使用した材料で試験を実施することが望ましいが、中空ねじり供試体の寸法（供試体厚さ20mm）と材料の粒径（最大粒径20mm）の関係から、事実上実験が不可能であり、一般的な傾向を把握するため、表5-1の実験は、全て豊浦砂を用いて一連の試験を行った。

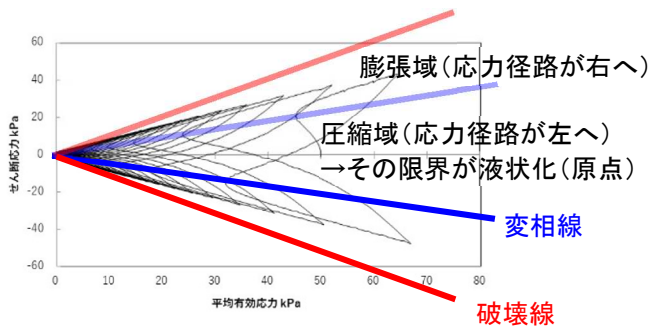


液状化するためには σ_h と σ_v が近づかなければならない。
(σ_{v0} = 密度 × 鉛直加速度 × 被り厚さ - 間隙水圧で決まる)

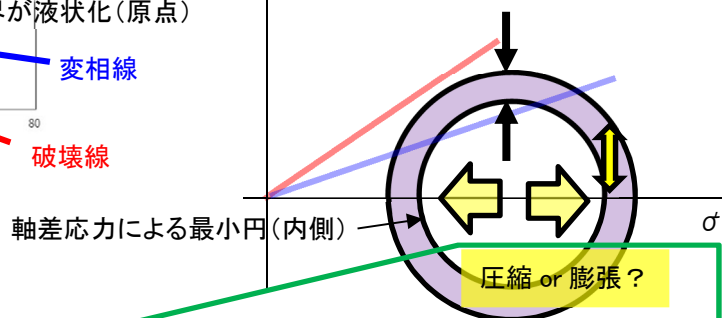
【目的1】

“平面ひずみ”の拘束条件では、試料○○は、密度= $\Delta\Delta$ でせん断条件◇◇(拘束条件、繰り返しせん断振幅、回数、etc.)であれば、□□程度液状化に近づく。

というような知見が集積されていない!



繰り返しせん断による Mohr 円の移動範囲 (半径の取り得る範囲)は常に変相線より外側(膨張域)



【目的2】

定量的にいずれの影響が大きくなるのか?

圧縮するとしても、し易い or し難い?
破壊状態に近く変形し易いから
常に膨張域に存在するから

図 5-1 変相線と異方応力状態 ($\sigma'_h \neq \sigma'_v$) 下での繰り返しせん断の関係

表 5-1 中空ねじり試験実施ケース一覧

Case	K_0	$(\tau / \sigma'_m)_{ini.}$	載荷	側方制御	備考
1	1.0	0	規則波	応力一定	目的 1
2	0.5	0			
3	0.3	0			
4	0.5	0.2			
5	0.5	0.3			
6	0.5	0.4			
7	0.6	0	一定振幅ひずみ	平面ひずみ	既往結果と比較
8	1.0	0.1	不規則波		目的 2 : K_0 を変えて、同じ入力に対する挙動を確認。10, 11 は模型地盤の状況を参考にした
9	0.8	0.1			
10	0.3	0.1			
11	0.22	0.1			

5.2 中空ねじり試験の概要

土木構造物の場合、奥行き方向にある程度以上の長さをもつ構造物が多く、またさらに実用上の計算時間等の都合から、2次元断面でモデル化することが一般的である。2次元断面解析では、一般に、解析断面の奥行き方向のひずみの発生を許さない平面ひずみ条件による解析となるが、既往研究における室内試験では、平面ひずみ状態での中空ねじり試験実施例は少なく、例としては、高橋ら¹⁴⁾による検討、富田¹⁵⁾による検討があげられる。これらの検討では、体積一定条件のもと鉛直変位を発生させないことで半径方向ひずみをゼロとし平面ひずみ状態を再現している。しかし、鉛直変位を発生させないという条件は水平2方向のひずみの和がゼロという状態を与えるのみであり、半径方向のひずみ成分がゼロであるという平面ひずみ状態は厳密には再現されていない。また、鉛直方向の変位をゼロとしていることから、異方応力状態下での水平方向への繰返しせん断による鉛直変位の発生など、再現することのできない挙動が存在する。

そこで、本章では、平面ひずみ状態を維持しながらより多様な応力状態を中空ねじり試験で再現することを目的として、新たに開発した平面ひずみ状態を維持する制御プログラムを用いた試験実験を行った。

5.2.1 実験装置

実験には中空ねじり試験機を用いた。その概略図を図 5-2 に示す。本検討で用いた中空ねじり試験機は、平面ひずみ状態の再現のため、外セル室と内セル室の圧力を独立に制御できるよう構成されている。

5.2.2 実験手順

炉乾燥させた豊浦砂を用いて、高さ 100 mm、外径 70 mm、内径 30 mm の中空供試体を作製した。その際には、供試体を 5 層に分け、1 層ごとに試料をモールド内にゆるく堆積させた後、側方からモールドを打撃することで供試体が所定の密度になるよう締め固めた。その後、作製した供試体の間隙を炭酸ガス、脱気水の順で満たし、供試体を飽和させた。この際、B 値が 0.95 以上であることを確認した。続いて所定の有効拘束圧となるよう、供試体を圧密し、繰返し載荷を行った。その際、供試体の半径方向のひずみを発生させない、平面ひずみ状態を維持する制御を行った。

5.2.3 平面ひずみ制御

平面ひずみ状態を維持するにあたり、より原位置の状態に近づけることを考えると、鉛直動の影響を考慮しないとすれば、鉛直全応力は、上部地盤がなくなる限り、一定値となるべきである。また、斜面や盛土といった地盤の幾何学的形状によって、初期に軸差せん断や水平せん断

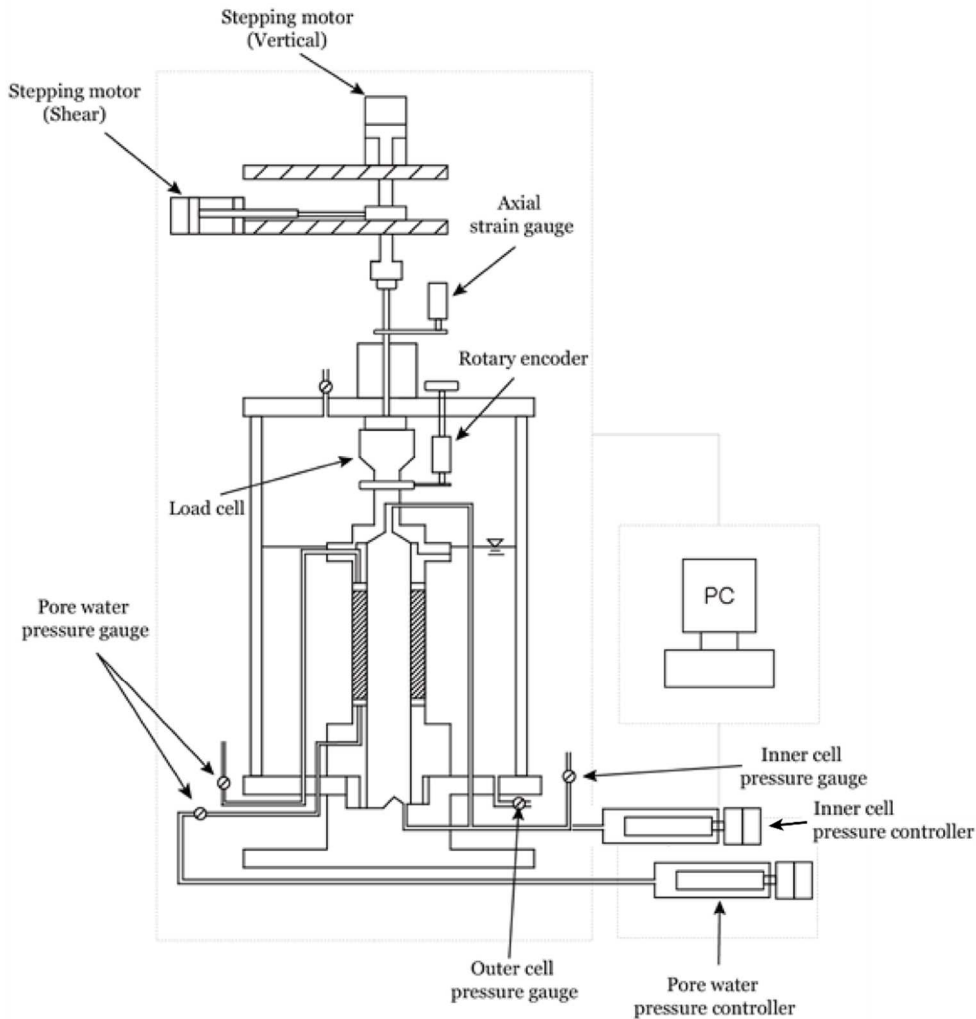


図 5-2 中空ねじり試験機 概略図

が生じている場合、それが繰返しせん断中にどのように変化していくかは、鉛直ひずみと水平ひずみ（せん断方向のみ）がどの程度発生するかに依存して結果として得られるものであり、初期値のまま固定するべきではない。これらを実現するため、使用した試験装置では、中空供試体の水平2方向のひずみのうち、半径方向ひずみは平面ひずみ条件を満たすためゼロとなるようにコントロールしつつ、せん断方向と平行な円周方向ひずみと鉛直ひずみは許容するように、内セル圧力と外セル圧力を独立に制御した。具体的な制御の概要を以下に示す。

- ・ 鉛直全応力の制御目標値を設定する。
- ・ 供試体にせん断ひずみを与える。
- ・ 鉛直全応力が制御目標値から 0.5 kPa 以上乖離した場合、制御ルーチン X を実行する。そうでない場合、再び供試体にせん断ひずみを与える。

[制御ルーチン X]

- ・ 鉛直全応力が制御目標値より大きい場合、鉛直全応力が制御目標値内になるまで、伸長方向に軸変位を与える。逆に、鉛直全応力が制御目標値より小さい場合、鉛直全応力が制御目標値内になるまで、圧縮方向に軸変位を与える。
- ・ 与えた軸変位量から半径方向ひずみがゼロとなるように内セル体積を変化させる。
- ・ 内セル体積制御後、鉛直全応力が制御目標値から 0.5 kPa 以上乖離した場合、制御ルーチン Y を実行する。そうでない場合、はじめに戻り再び供試体にせん断ひずみを与える。

[制御ルーチン Y]

- ・鉛直全応力が制御目標値より大きい場合、鉛直全応力を減少させるため外セル圧を減少させる。そうでない場合、鉛直全応力を増加させるため外セル圧を増加させる。
- ・外セル圧制御前後で、外セル圧を増加させたにも関わらず鉛直全応力が減少した場合、または、外セル圧を減少させたにも関わらず鉛直全応力が増加した場合、次回の外セル圧制御において外セル圧増減方向を逆転させる。(つまり、鉛直全応力を減少させるためには外セル圧を増加させ、鉛直全応力を増加させるためには外セル圧を減少させる。)
- ・外セル圧制御後、鉛直全応力が制御目標値から 0.5 kPa 以上乖離している場合、制御ルーチン Y のはじめに戻り再び外セル圧制御を実行する。そうでない場合、はじめに戻り供試体にせん断ひずみを与える。

5.2.4 平面ひずみ制御ルーチンの確認実験

表 5-1 における#7 の実験は、鉛直ひずみを発生させないことで平面ひずみ状態を再現した既往研究¹⁵⁾との比較を目的として実施した。具体的な条件を表 5-2 に、繰返し载荷中の累加せん断ひずみに対するせん断ひずみ履歴を図 5-3 に示す。ここで累加せん断ひずみとは、各制御ステップのひずみ増分の絶対値を試験開始から加算した累積値のことであり、ひずみ速度を一定とした場合は、図 5-3 は時刻歴と同等である。

表 5-2 実験条件 (材料, 目標相対密度, 初期平均有効応力は全ケース共通)

材料	目標相対密度	初期平均有効応力	初期土圧係数	せん断ひずみ片振幅
豊浦砂	80%	50 kPa	0.6	0.8%

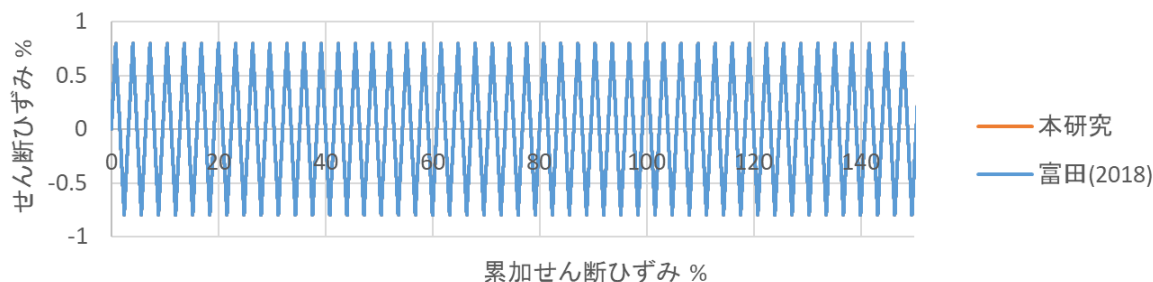


図 5-3 せん断ひずみ

図 5-4 と図 5-5 はそれぞれ、繰返し载荷中の累加せん断ひずみに対する過剰間隙水圧比と直応力成分の履歴を示したものである。図によれば、過剰間隙水圧の蓄積に伴って、各有効応力成分が減少し、異方応力状態から等方応力状態へ変化していることがわかる。また、過剰間隙水圧の蓄積過程は富田¹⁵⁾による既往研究とほぼ同様であった。図 5-6 は繰返しせん断中の軸ひずみの変化を示したものである。これによれば、軸変位を発生させないことで平面ひずみ状態を維持した富田の結果と異なり、水平応力に対して鉛直応力が卓越した初期状態から過剰間隙水圧が蓄積し等方応力状態に至るまでの間、軸圧縮方向にひずみが生じており、平面ひずみ状態を維持した中空ねじり試験で異方応力状態下での繰返しせん断による圧縮沈下を再現できることが確認された。また、それにも拘わらず、本実験の条件 (豊浦砂, 相対密度 80%) では、両制御方法で、過剰間隙水圧の蓄積傾向にはほとんど差が認められないことが確認された。

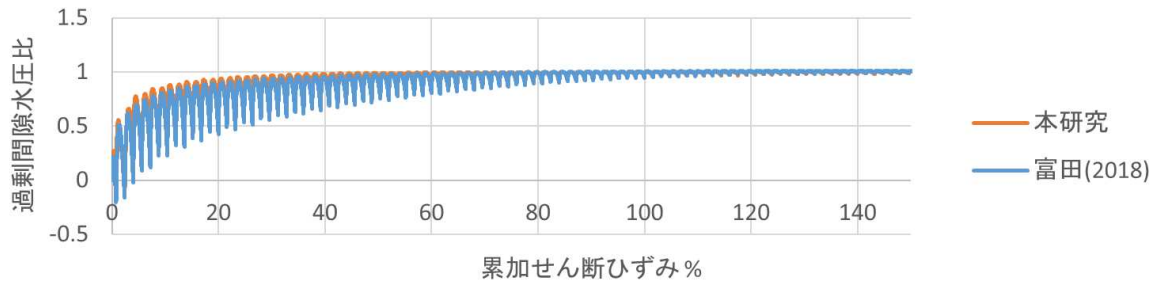


図 5-4 過剰間隙水圧比



図 5-5 応力成分

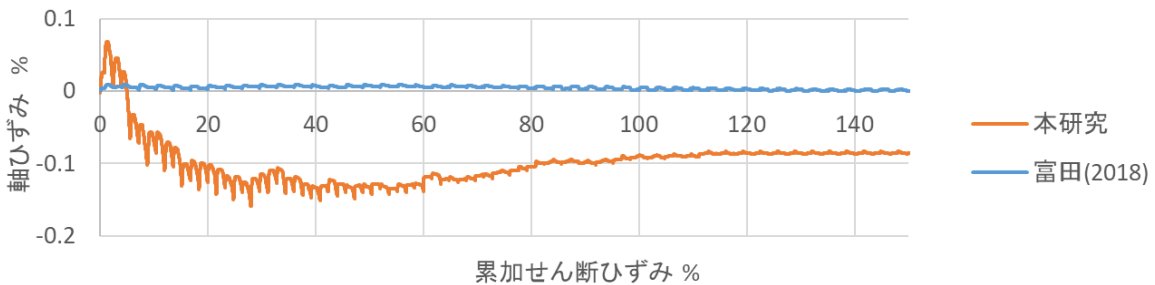


図 5-6 軸ひずみ

5.3 目的 1 に対応した実験結果の整理

図 5-7 に、試験ケース Case1～Case6 のせん断応力～せん断ひずみ関係、応力径路の一覧を示す。Case1～Case3 の結果を比較すると、Case1 のように等方状態で応力比 0.3 の繰返しせん断を行うと液状化するような試料であっても、異方応力状態を固定して繰返しせん断した場合は、過剰間隙水圧がほとんど蓄積しないことがわかる。また、Case2, Case4, Case5 の結果を比較すると、同じ K_0 および繰返しせん断応力振幅 ($\tau_d=30\text{kPa}$) であれば、初期せん断応力が大きくなるほど、残留せん断ひずみは大きくなるが、繰返し回数が増大すると、いずれのケースも有限の値に収束することがわかる。また、Case5 と Case6 との比較では、図 5-8 のように鉛直ひずみを整理すると、 K_0 が小さくなるほど鉛直ひずみが大きくなり、同じ K_0 であれば初期せん断応力が大きくなるほど大きいこと、繰返しせん断応力振幅はそれほど影響しないことなどがわかる。[目的 1] としてこれらの実験結果を利用する場合は、例えば、盛土断面に関する有効応力解析結果の検証の必要に迫られた時、FEM メッシュの個々の要素の応答を抽出し、それらの結果がこのような知見と整合する結果になっているか確認することとなる。すなわち、法面近傍で鉛直と水平の直応力比が小さい（両者の差が大きい）場合は沈下が卓越し、法先付近で水平せん断応力が大きい場合は、振動時の変位よりも残留変位が大きくなるかを要素応答ひずみの積分で確認するとともに、それらに関する要素の応答ひずみの大小関係が、 K_0 が小さくなるほど鉛直ひずみが大きく、初期せん断応力が大きくなるほど残留せん断ひずみが大きくなるという知見に反していないか、または整合しない場合にはそれが合理的な理由による説明が可能かなどを検討することになる。

但し、定量的な比較については注意が必要である。何故なら、上記の知見はあくまでも水平と鉛直の直応力比が固定された場合であり、拘束条件を平面ひずみおよび鉛直全応力一定とし、水平応力は自由に変化し得る状況でせん断した場合には、水平応力の値が変動して初期の直応力比

から大きく変化した場合、変形形態が大きく異なるためである。そのような場合は評価対象に想定される拘束条件の下で実験を行い、上記と同様な観点で知見を整理しておく必要がある。

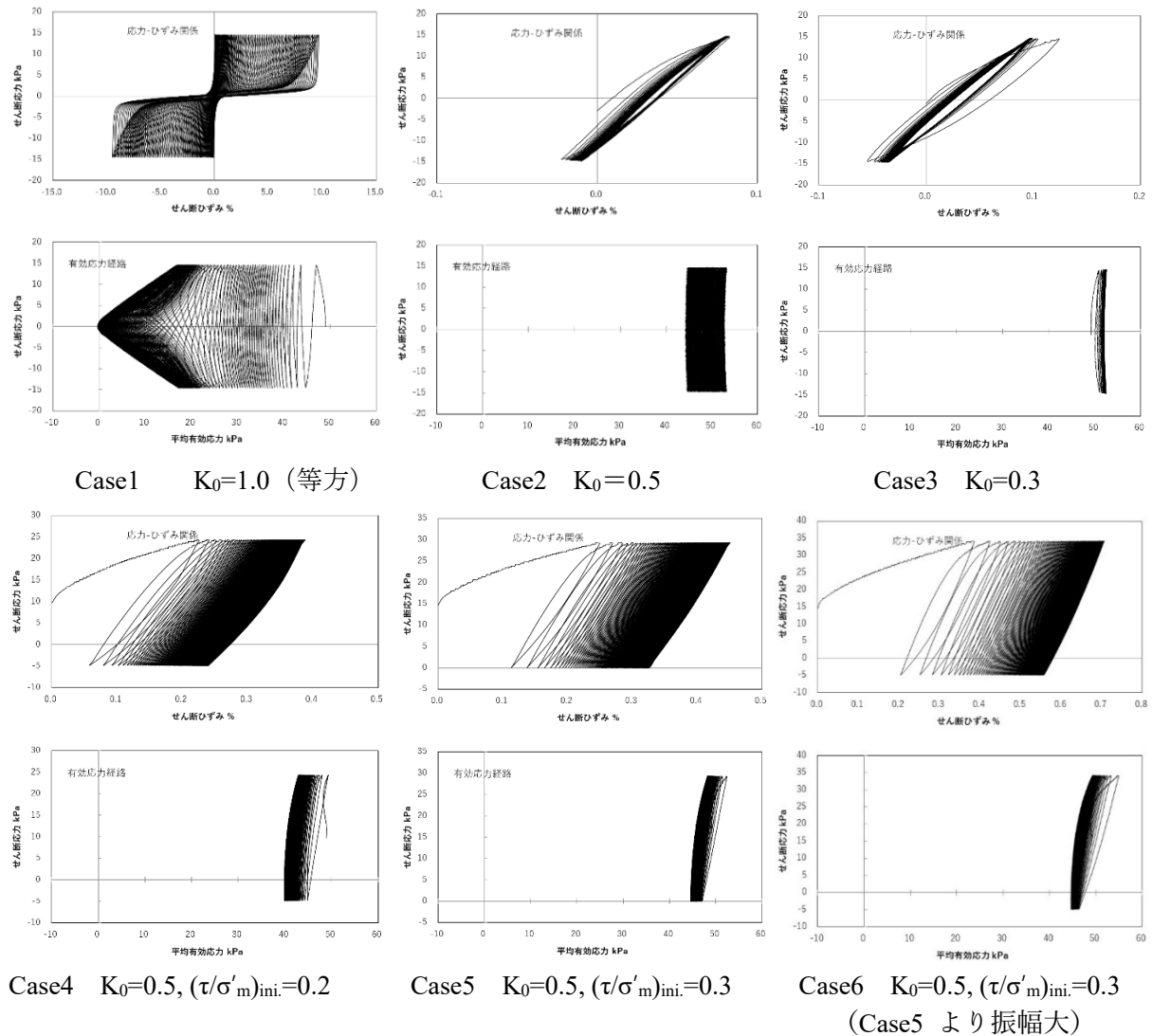


図 5-7 全応力一定条件下での繰返しせん断試験結果の一覧

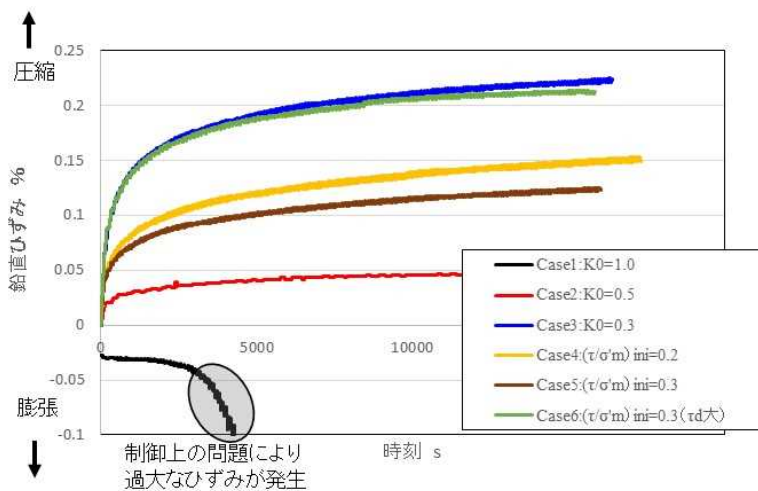


図 5-8 鉛直ひずみの大きさに及ぼす K_0 および初期せん断応力比の影響

5.4 目的2に対応した実験結果の整理

本検討の遠心模型実験の数値シミュレーションにおいて、4.6で初期応力状態の影響について検討したが、その考察を補足するために、初期軸差応力をパラメータとし、平面ひずみの拘束条件下で、不規則波により非排水繰返しせん断を行い、過剰間隙水圧の蓄積傾向を観察した。図5-9には、Case8~Case11の実験結果一覧を示す。平面ひずみの拘束条件が満たされていることは、同図の半径方向ひずみが概ねゼロとなっていることで確認できる。また、原位置の状況を想定し、鉛直全応力一定の条件も課しており、これも概ね満たされていることが鉛直全応力時刻歴によって確認できる。この時、いずれのケースについても、 K_0 の値によらず過剰間隙水圧は蓄積傾向にあり、鉛直有効応力がその他の2方向の有効応力に漸近し、等方状態に近づいていることがわかる。逆に、鉛直全応力一定の条件を課しているため、水平全応力が過剰間隙水圧の分増大し、鉛直全応力に近づいているとみることもできる。図5-10には各ケースのせん断応力~せん断ひずみ関係および有効応力径路を示す。

なお、4.6の解析結果に関する目的2の結論としては、特にCase10, Case11の結果を見ると、 K_0 が非常に小さく膨張領域のみでせん断する場合でも、比較的大きな過剰間隙水圧の蓄積が確認され、要素の挙動としては遠心模型実験の傾向よりも、過剰間隙水圧の顕著な蓄積が認められたGEOASIAによる数値解析の結果を支持する傾向がえられた。

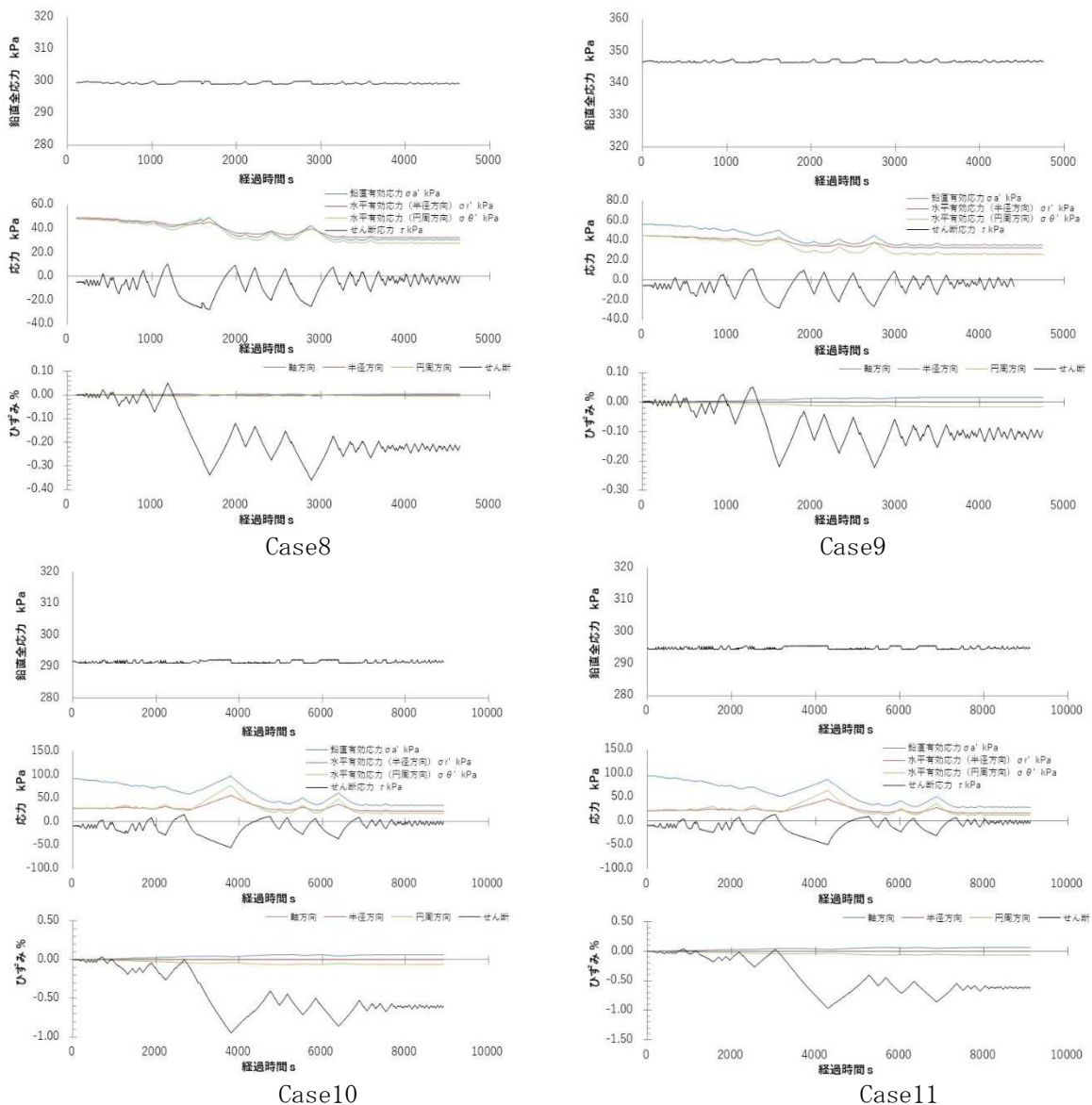


図5-9 平面ひずみ拘束、鉛直全応力一定、不規則波せん断の実験結果一覧

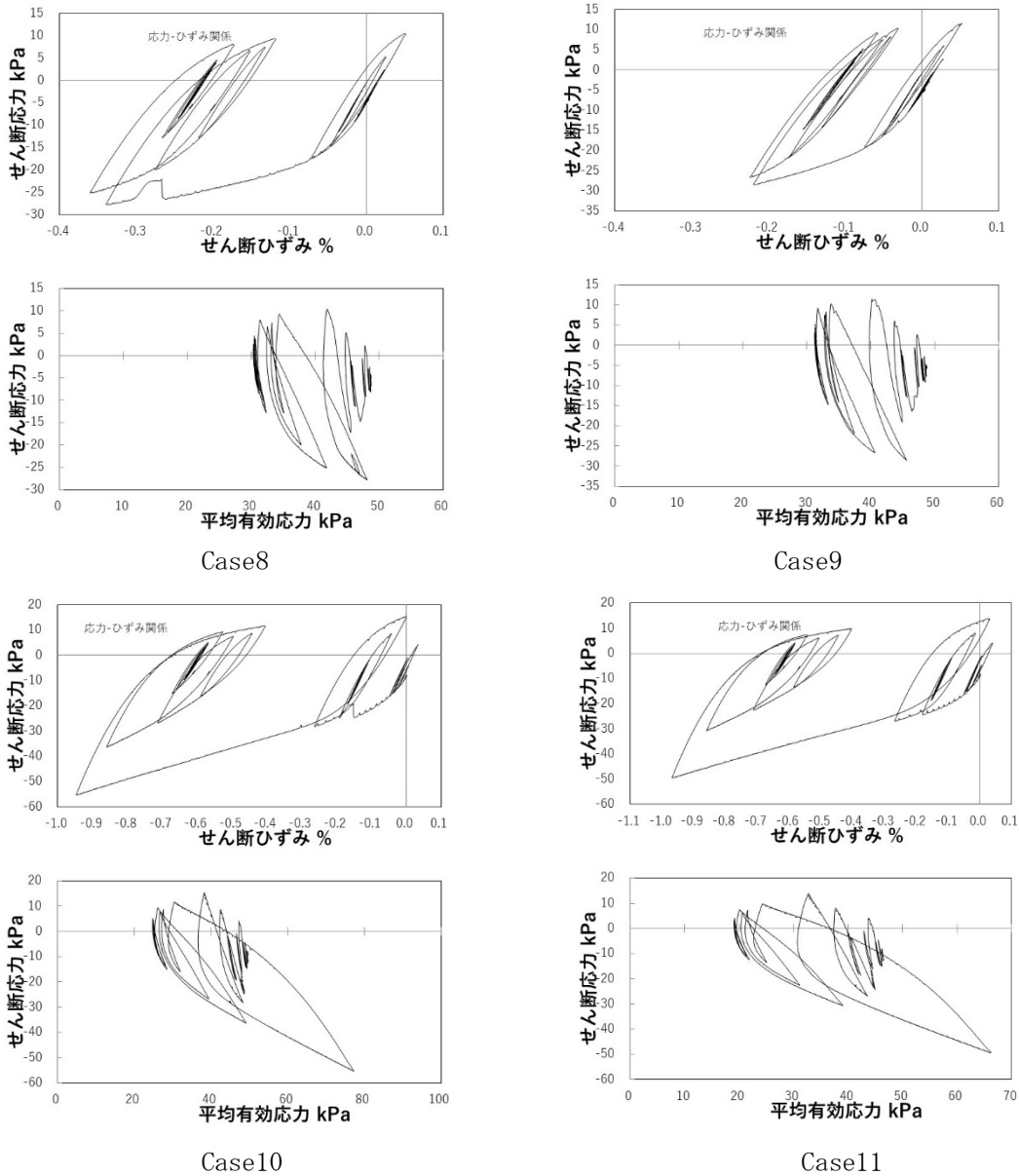


図 5-10 平面ひずみ拘束，鉛直全応力一定，不規則波せん断の要素挙動一覧

5.5 構成式によるシミュレーション結果

有効応力解析結果の妥当性検証においては，そもそもの構成式の表現性能と，その構成式に対する適切な物性パラメータの設定のそれぞれを確認する必要がある．今回の検討で使用した GEOASIA に搭載された構成式（複合負荷弾塑性構成式¹¹⁾は，未だ開発段階であるが，その表現性能を把握するため，開発者の提供する表 5-3 に示す豊浦砂の標準的なパラメータを用い，Case1 の等方状態での繰返しせん断試験のシミュレーションを通じて過剰間隙水圧の蓄積傾向が概ね同等となるように調整し，他のケースの数値シミュレーションを実施した．

図 5-11 は，まず等方応力状態での計算結果を実験結果と比較した．液化化後のひずみの増大傾向は数値シミュレーション結果の方がやや大きくなっているが，過剰間隙水圧の蓄積傾向は概ね同等であることが確認できる．

図 5-12 は，上記のように地盤物性パラメータを設定した後，各実験条件に合わせて構成式シミュレーションした結果を，表 5-1 の中空ねじり試験結果との比較で示したものである．図 5-1 の概念図では，応力状態が膨張域に存在することを示すために Mohr 円を用いたが，時刻歴のように変化を示す際は，全ての時刻の Mohr 円を描くと図が煩雑になってしまう．そこで図 5-12 で

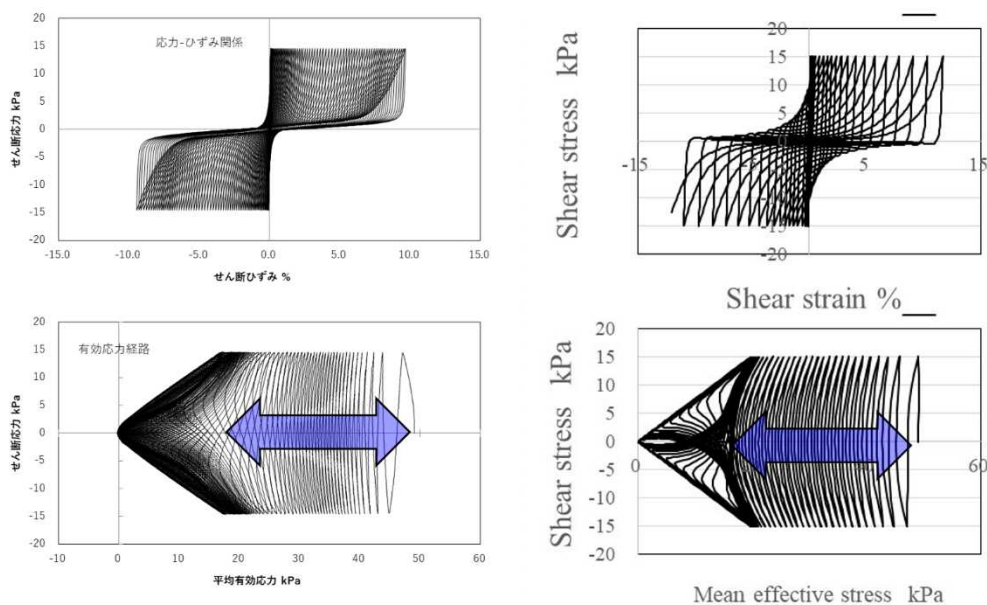
は、Mohr 円の半径と同等で、しかも三次元的な応力状態について対応可能な下式で求めたせん断応力 q と平均有効応力 σ'_m との関係で示した。

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} \cdot s_{ij}} \quad s_{ij} = \sigma'_{ij} - \sigma'_m \quad (\text{但し, } s_{ij} \cdot s_{ij} \text{ には総和規約を適用する})$$

この時、圧縮側・膨張側の境界となる応力比は、図中の赤線で示す通り $q / \sigma'_m = 0.8$ となる。図より、拘束圧一定下で繰返しせん断を実施した場合（図 5-12 上段）、実験と解析の結果は、過剰間隙水圧の発生方向（圧縮・膨張）自体は整合していることがわかる。その一方で、平面ひずみの拘束条件を与えた場合、膨張域のみでせん断したケースについては、実験結果で大きく過剰間隙水圧の蓄積が認められるのに対して、解析結果は膨張側に負の過剰間隙水圧が発生しており、その傾向は異なるようである。但し、構成式のシミュレーションを実施するためのプログラムのメニューに、平面ひずみ拘束下で鉛直全応力一定で制御する選択肢が無く、やむなく水平応力一定条件で繰返しせん断を行ったため、その違いが影響している可能性が高い。今後構成式の応答を計算するプログラムを改良し、実験と同一の条件でシミュレーションを行い、両者を比較する必要がある。

表 5-3 構成式開発者による豊浦砂の標準的な設定 (N のみ調整)

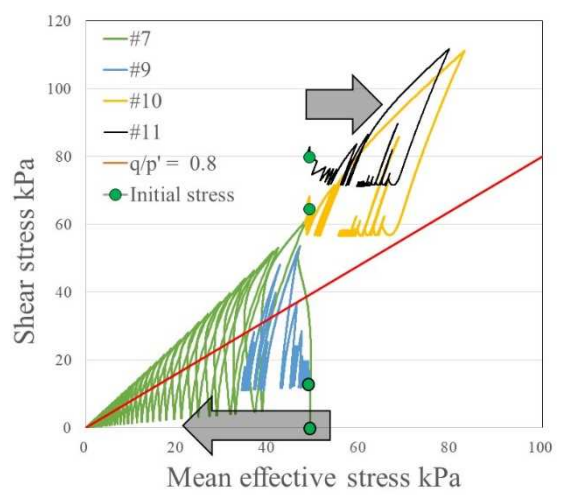
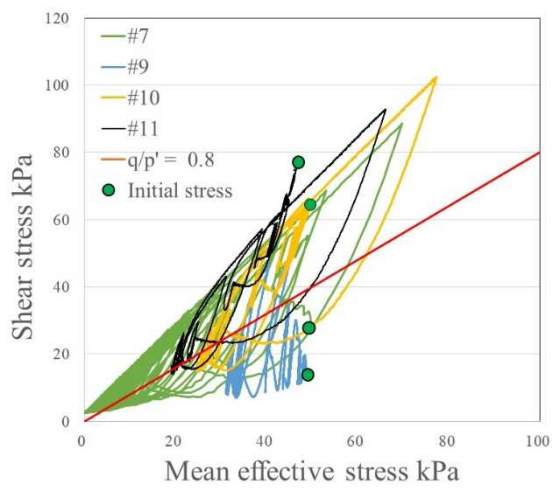
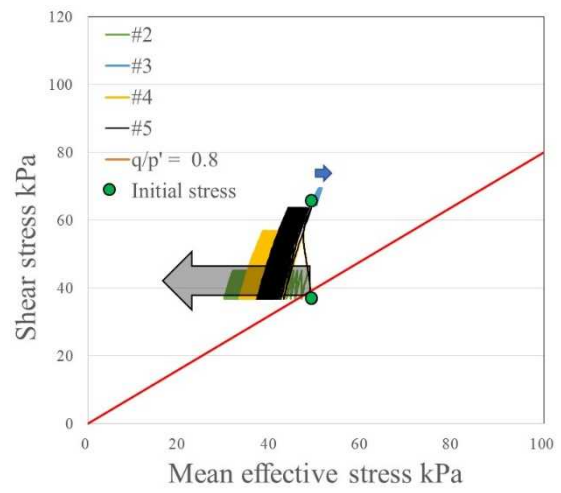
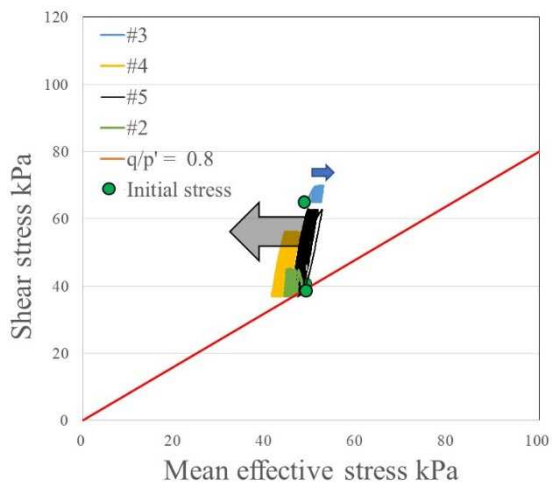
変数名	設定値	変数名	設定値	変数名	設定値
CNYU	2.08	CE	2.3	CMYUA	0.5
CMYU	1.3	CORU	40	AR	60
CPROH	0.04	CORE	100	CMYUB	1.2
CPGAM	0.004	CORF	20000	XR	50
SN	2	COR1	0.7	SL	1.1
SG	1.1	CODG	1	CGAF	0
POI	0.01	CODH	3	CGRF	0
SM	3	COD1	1	CGAH	10
		COD2	15000	CGRH	15
		COD3	100	CGAX	10
		COPS	10	CGRX	100



(a) 実験結果 Case1

(b) 二重硬化弾塑性モデルによる計算結果

図 5-11 等方応力状態からの過剰間隙水圧蓄積傾向の確認



(a) 中空ねじり試験結果

(b) 構成式シミュレーション結果

図 5-12 中空ねじり試験結果と構成式シミュレーション結果の比較

6. まとめ

飽和地盤の地震時挙動解析の妥当性検証方法の確立に向けた基礎的検討として、護岸部を有する地盤を対象に遠心模型実験およびそれを再現する数値シミュレーションを実施した。さらに、将来的な中空ねじり試験の知見を踏まえた有効応力解析結果の妥当性検証方法の確立に向けて、パラメトリックな中空ねじり試験を行った。以下におもな結論を示す。

護岸部と盛土を有する地盤を対象に遠心模型実験の事前解析を兼ねた数値解析を行い下記の知見を得た。

- ・盛土は全体的に沈下し、斜面法先に近い部分では水平方向に伸長し、天端部分では、沈下に加えて海側へ水平変位を生じた。さらに、ケーソンについては図 2-8 に示すように海側へ前傾するように変位した。

礫質土を用いて護岸部と盛土を有する模型を作製し、遠心力模型実験を行った。得られた知見は以下である。

- ・礫質土（最大粒径 20 mm）を用いた遠心模型実験では、熊本地震および東北地方太平洋沖地震を想定した地震動と東北地方太平洋沖地震の振幅を 2 倍とした地震動、地盤の固有振動数にあわせた正弦波地震動(50 波, 最大振幅 799Gal)を入力した結果、基盤層からの厚さ 15 m の盛土中央部で最大鉛直変位がおよそ 7~30 cm, 高さ 8 m のケーソンに対して最大水平変位がおよそ 55 cm となった。但し、過剰間隙水圧の蓄積は、最終の正弦波加振以外ではほとんど認められなかった。
- ・実験装置の特性上、水平のみの入力であっても、鉛直加速度が励起されることを把握した。
- ・加振周波数と過剰間隙水圧時刻歴に含まれる周波数成分の分析より、少なくとも加振ケース d08（正弦波大加振）では、礫質土部分にサイクリックモビリティが生じていることを確認した。

遠心力模型実験結果を対象に数値シミュレーションを行い、以下の知見を得た。

- ・非排水繰返し三軸試験を対象に地盤物性を設定し、遠心模型実験で得られた加振波形を用いて、地震応答解析を実施した結果、遠心模型実験ではほとんど過剰間隙水圧の蓄積が認められなかったのに対して、数値解析結果では顕著な過剰間隙水圧の蓄積が認められた。
- ・遠心模型実験で生じていたせん断応力の大きさや三軸試験による遠心模型と同じ礫質土の挙動を踏まえると、加振実験による過剰間隙水圧が蓄積する方が妥当な結果であると推測されたため、遠心模型実験で過剰間隙水圧が蓄積しなかった理由について考察するため、初期応力条件、地盤飽和度、礫質土の液状化強度についてパラメトリックスタディを行った。
- ・パラメトリックスタディの結果、数値解析では、初期応力状態によらず過剰間隙水圧が蓄積すること、不飽和や液状化強度の両方の影響を考慮すると実験結果と数値解析結果を整合させることが出来る可能性があることを確認した。

さらに、土の応答の基本的な特性を把握するため、豊浦砂を用いて中空ねじり試験を行い、その結果を対象に構成式シミュレーション（FEM に含まれる構成式を用いた一様応力・変形場の土の挙動を再現する解析）を行った。得られた知見は以下である。

- ・遠心力模型実験とその数値シミュレーションでは、液状化傾向に差が生じており、初期応力状態とその後の変動において、応力比的に膨張域のみで繰返しせん断を実施した場合の土の挙動の確認が必要であったが、豊浦砂を用いた全応力一定の中空ねじり試験により、膨張域のみで繰返しせん断を実施した場合でも、繰返しせん断に伴い過剰間隙水圧が蓄積する傾向にあることを把握した。

- さらに、大きな軸差応力下で全応力一定条件ではなく平面ひずみ条件下で非排水水平せん断を行った場合、軸差応力が保持されて、応力比的には概ね膨張域のみでのせん断となったが、圧縮による正の過剰間隙水圧が蓄積した。
- 構成式シミュレーションでは、これらの挙動を概ね再現できることを確認した。

今後は、三軸供試体と遠心模型の初期条件の相違について考察し、両者の地震応答を整合させるための方法について検討すること、構成式の挙動をより詳細に分析すること、有効応力解析結果の妥当性を検証するためのデータ（より単純化した遠心模型実験、相対密度や材料を変えた遠心模型実験、中空ねじり試験、etc.）を蓄積すること、などが課題である。

参考文献

- 1) 北海道電力株式会社 (2017) : 泊発電所 3 号炉設置許可基準規則等への適合状況について (設計基準対象施設等), 泊発電所 3 号炉審査資料.
- 2) 田中幸久 (1990) : 礫の工学的特性と液状化対策への適用に関する研究, 東京工業大学博士論文.
- 3) 東北電力株式会社 (2011) : 東通原子力発電所 平成 23 年東北地方太平洋沖地震の知見等を踏まえた原子力施設への地震動及び津波の影響に関する安全性評価実施計画書について.
- 4) 原子力規制委員会 (2013) : 基礎地盤および周辺斜面の安定性評価に係わる審査ガイド.
- 5) 浅岡顕, 中野正樹, 野田利弘, 山田英司, 金田一広, 中井健太郎 (2002) : ゆるい砂の排水・非排水繰返し三軸試験の水～土連成解析, 第 37 回地盤工学研究発表会概要集.
- 6) 井合進, 松永康男, 亀岡知弘 (1990) : Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, 港湾技術研究所 報告 第 29 巻 第 4 号, pp. 27～56.
- 7) Dimitrios K. Karamitros, George D. Bouckovalas and Yannis K. Chaloulos (2013) : Insight into the Seismic Liquefaction Performance of Shallow Foundations, J. Geotech. and Geoenv. Eng. (ASCE), Vol. 139, No. 4, pp. 599-607, April 1.
- 8) 若井明彦, 佐竹亮一郎 (2017) : 地盤工学分野での数値解析, 土木学会平成 29 年度全国大会研究討論会 研-18 資料.
- 9) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002) : An elastoplastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol. 42, No. 5, pp. 47-57.
- 10) Noda, T., Asaoka, A. & Nakano, M. (2008) : Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Soils and Foundations, 48(6) , pp. 771-790.
- 11) 山田正太郎, 野田利弘, 中野正樹, 中井健太郎, 浅岡顕 (2014) : 複合負荷状態を有する二重硬化弾塑性構成式の提案, 第 49 回地盤工学研究発表会概要集.
- 12) Goodings, D. J., Gillette, D. R. (1991) : Grain and model size effects in centrifuge models of granular slope instability, Centrifuge 91:583-590.
- 13) Kawai, T., Kim, J., and Kazama, M. (2017) : Performance of various granular soils in most dense state, 3rd Int. Sym. of Performance Based Design, Vancouver.
- 14) 高橋啓久, 吉田純也, 仙頭紀明, 森友宏, 渦岡良介, 風間基樹 (2012) : K0 制御オンライン地震応答実験による地震後の残留変形評価, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol. 68, No. 2, 274-285.
- 15) 富田真之 (2018) : 平面ひずみ制御中空ねじり液状化解析の妥当性検証を目的とした中空ねじり試験データ活用方法の提案, 東北大学修士論文.

付録 A 遠心模型実験における地盤作製方法

遠心模型実験における、模型地盤の作製方法と作成過程の写真を以下に示す。

1. ソイルモルタル層を表面が傾斜した状態で打設するため、土槽を傾斜させた状態で設置した。



写真 A-1 ソイルモルタル打設時の土槽の設置状態

2. 7号珪砂とセメント、水を所定の割合(7号珪砂:セメント:水=20:2:6(質量比))で攪拌機を用いて混ぜ合わせ、フレッシュモルタルを作製した。
3. フレッシュモルタルを土槽へ打設しバイブレータで締固めた。同時に、物性試験用のテストピースを作製した。



写真 A-2 ソイルモルタルの打設



写真 A-3 ソイルモルタルテストピース作製状況

4. 3. で打設したソイルモルタルを5日間気中養生した後、土槽を水平に戻した。
5. ソイルモルタル層表面の加速度計設置個所を削り、加速度計を設置した後、フレッシュモルタルで埋め戻した。



写真 A-4 ソイルモルタル層加速度計設置状況

6. 土槽壁・礫質土層間の摩擦を低減するため、剛土槽内側の長手方向壁面にテフロンシートを張り付けた。
7. 礫質土を自然含水比の状態、バイブレータによる振動および突き固めによって所定の層厚ごとに締め固め、所定の高さにセンサー類およびケーソンを設置した。地盤密度は締め固め度 90%とした。盛土部分の形状は木材による支保を設けることで作製した。



写真 A-5 礫質土層のバイブレータによる締め固め



写真 A-6 礫質土層の突き固め棒による締め固め



写真 A-7 センサー類設置状況

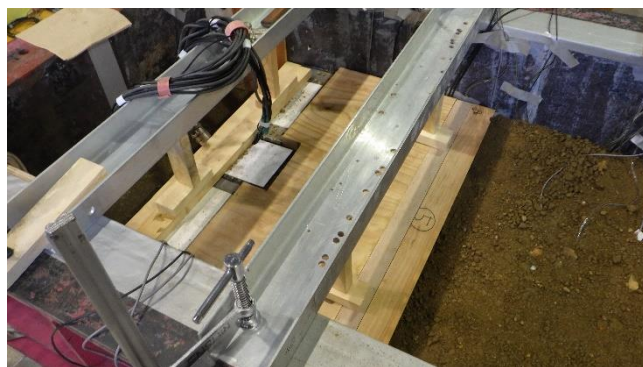


写真 A-8 盛土支保設置状況

8. 礫質土層作製後、盛土形状を作製するための支保を取り外し、地表面にターゲットを設置した。

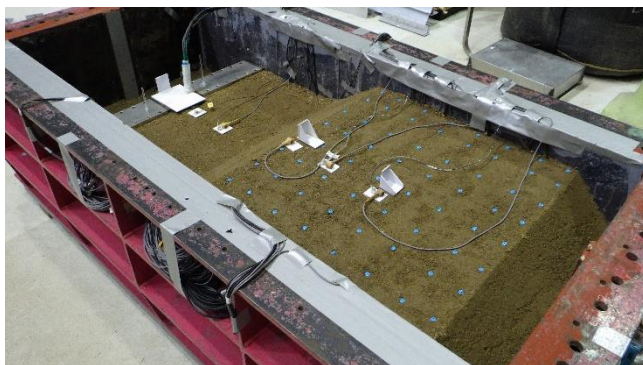


写真 A-9 地表面ターゲット設置状況

9. 加振を実施する 50g 場での相似則に従って、水の 50 倍の粘性を持つメトローズ溶液を地盤下方より注入した。

付録B ソイルモルタルテストピース試験結果

		岩石試験結果一覧表					
調査件名		ソイルモルタル室内試験		整理年月日	2018年12月17日		
				整理担当者	野島 邦夫		
試料番号 (深さ)							
供試体 No.		1	2	3			
密度	湿潤密度 ρ_t g/cm ³						
	乾燥密度 ρ_d g/cm ³						
	含水比 w %						
	間隙比 e						
	飽和度 S_r %						
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³							
含水比 w %							
密度・吸水率	湿潤密度 ρ_t g/cm ³						
	乾燥密度 ρ_d g/cm ³						
	飽和密度 ρ_{sat} g/cm ³						
	吸水率 Q %						
	有効間隙率 n_e %						
超音波	試料の状態	湿潤	湿潤	湿潤			
	速度	P波 V_p km/s	1.52	1.56	1.45		
		S波 V_s km/s	0.973	0.974	0.902		
	動ポアソン比 ν_d	0.153	0.181	0.184			
	動せん断弾性係数 G_d MN/m ²	1508	1460	1260			
	動弾性係数 E_d MN/m ²	3477	3449	2984			
吸水膨張率 L_s %							
吸水膨張応力 σ_s kN/m ²							
スレーキング	初期の含水比 w_1 %						
	水浸前の含水比 w_2 %						
	24h後の含水比 w_3 %						
	スレーキング指数						
圧縮強さ σ_c MN/m ²							
一軸圧縮	一軸圧縮強さ q_u MN/m ²	1.24	1.24	1.14			
	変形係数 $E_{s,50}$ MN/m ²	182	282	238			
	静ポアソン比 ν						
三軸圧縮	試験条件						
	全応力	c MN/m ²					
		ϕ °					
	有効応力	c' MN/m ²					
ϕ' °							
引張り強さ σ_t MN/m ²	0.21	0.20	0.17				
X線回折							
陽イオン交換容量 cmol(+)/kg							
特記事項							

JGS 2110	パルス透過法による岩石の超音波速度測定	
----------	---------------------	--

調査件名 ソイルモルタル室内試験 試験年月日 2018年12月11日

試験者 小暮 学

試料番号						
深 さ m						
供試体 No.		1	2	3		
岩石の種類						
供試体の形状		円柱体	円柱体	円柱体		
試料の状態		湿潤	湿潤	湿潤		
長さ l cm		10.020	10.008	10.008		
直径 d cm		4.938	5.028	5.044		
体積 V cm^3		191.9	198.7	200.0		
湿潤質量 m g		305.65	305.82	309.71		
乾燥質量 m_s g		291.10	292.09	296.66		
湿潤密度 ρ_t g/cm^3		1.593	1.539	1.549		
乾燥密度 ρ_d g/cm^3		1.517	1.470	1.484		
含水比 w %		5.0	4.7	4.4		
試験条件	密着方法	P波	接着剤, 加圧	接着剤, 加圧	接着剤, 加圧	
		S波	加圧	加圧	加圧	
	密着の圧力	P波 kN/m^2	50	50	50	
		S波 kN/m^2	50	50	50	
	振動子	振動モード 固有振動数	S波	ねじり振動	ねじり振動	ねじり振動
			P波 kHz	200	200	200
S波 kHz			100	100	100	
縦波 (P波)	透過時間 T_p μs		66.0	64.0	69.2	
			66.0	64.0	69.0	
	速度 V_p km/s		1.52	1.56	1.45	
			1.52	1.56	1.45	
平均値 V_p km/s		1.52	1.56	1.45		
横波 (S波)	透過時間 T_s μs		103.5	102.0	111.5	
			102.5	103.5	110.5	
	速度 V_s km/s		0.968	0.981	0.898	
			0.978	0.967	0.906	
平均値 V_s km/s		0.973	0.974	0.902		
動ポアソン比 ν_d			0.153	0.181	0.184	
動せん断弾性係数 G_d MN/m^2			1508	1460	1260	
動弾性係数 E_d MN/m^2			3477	3449	2984	

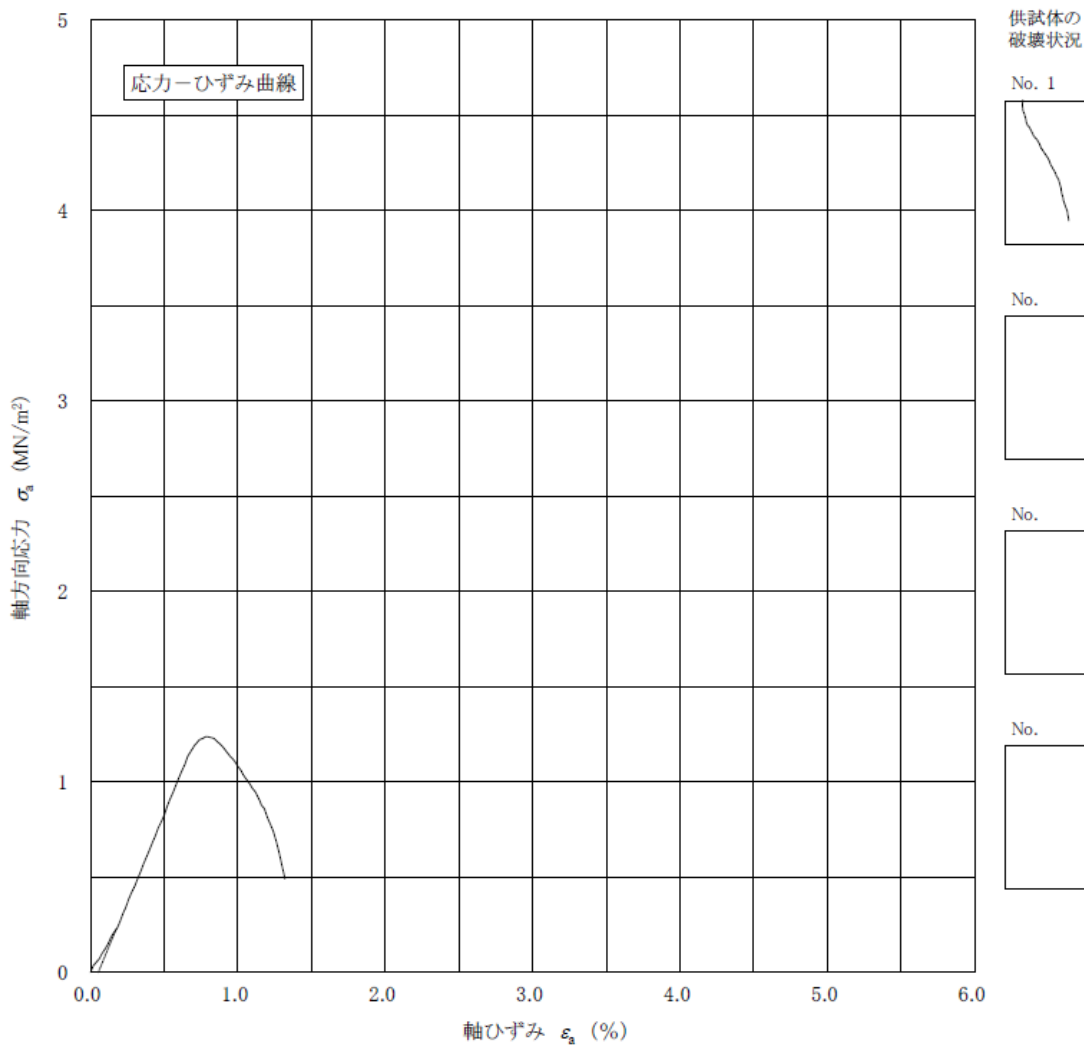
特記事項

JGS 2521	岩石の一軸圧縮試験
----------	-----------

調査件名 ソイルモルタル室内試験 試験年月日 2018年12月11日

試料番号 _____ 試験者 小暮 学

試料の種類		供試体 No.	1		
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤		
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	10.020		
荷重計容量 kN	10	直径 D_0 cm	4.938		
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	305.65		
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm ³	1.593		
		含水比 w %	5.0		
		一軸圧縮強さ q_u MN/m ²	1.24		
		破壊ひずみ ϵ_f %	0.73		
		変形係数 $E_{s,50}$ MN/m ²	182		

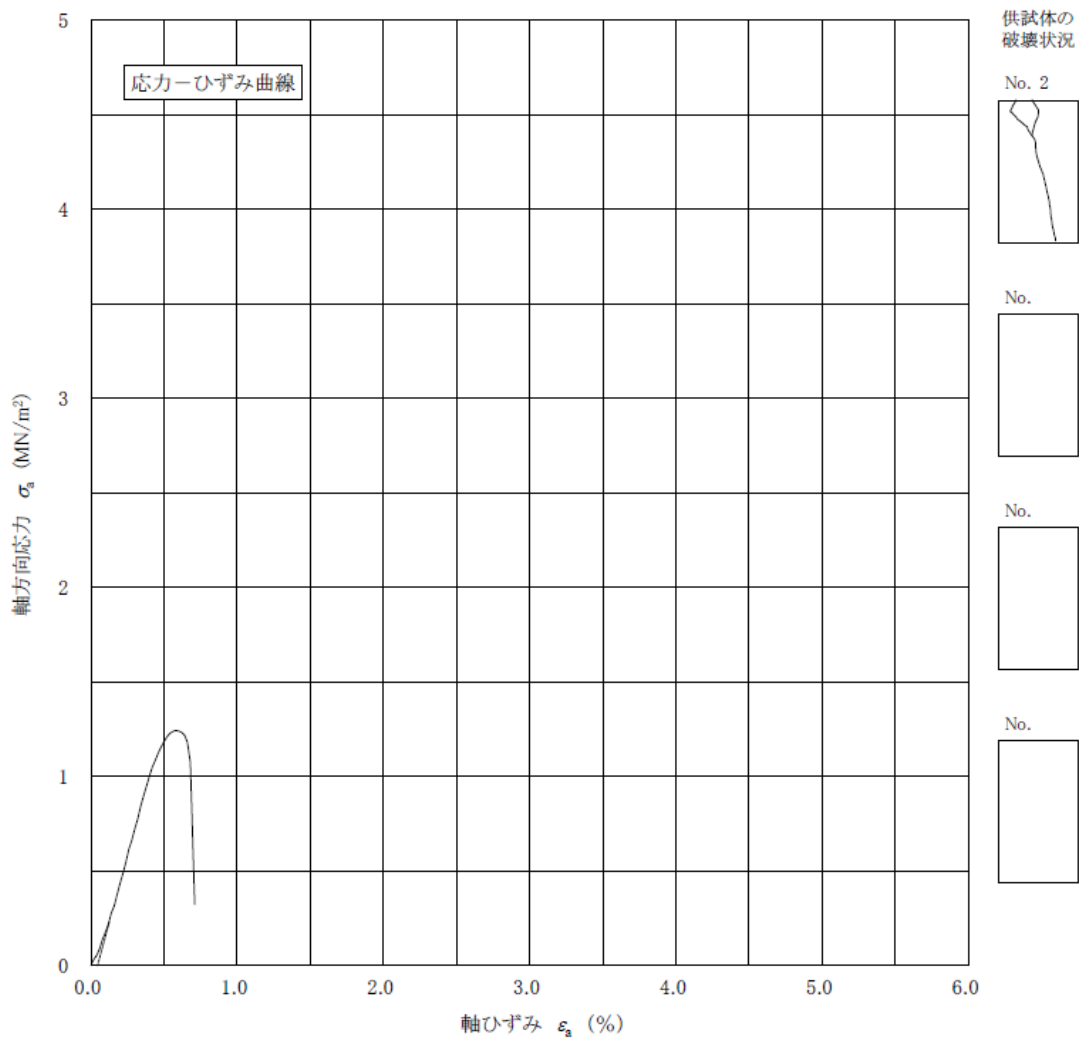


JGS 2521	岩石の一軸圧縮試験
----------	-----------

調査件名 ソイルモルタル室内試験 試験年月日 2018年12月11日

試料番号 _____ 試験者 小暮 学

試料の種類		供試体 No.	2		
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤		
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	10.008		
荷重計容量 kN	10	直径 D_0 cm	5.028		
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	305.82		
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm ³	1.539		
		含水比 w %	4.7		
		一軸圧縮強さ q_u MN/m ²	1.24		
		破壊ひずみ ε_f %	0.53		
		変形係数 E_{s50} MN/m ²	282		

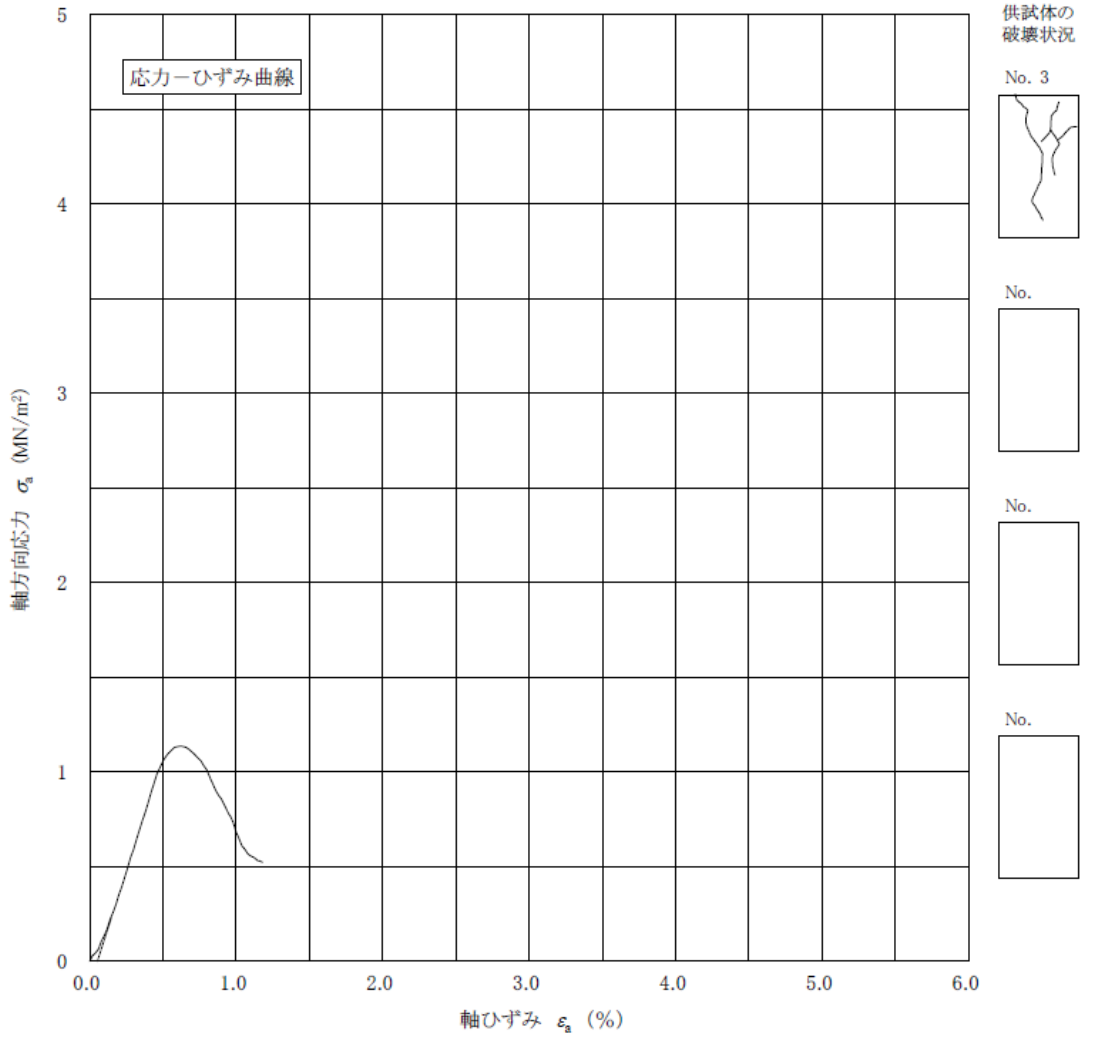


JGS 2521	岩石の一軸圧縮試験
----------	-----------

調査件名 ソイルモルタル室内試験 試験年月日 2018年12月11日

試料番号 _____ 試験者 小暮 学

試料の種類		供試体 No.	3		
採取方法	ボーリング	試料の状態	湿潤		
供試体作製方法	端面整形	高さ H_0 cm	10.008		
荷重計容量 kN	10	直径 D_0 cm	5.044		
ひずみ速度 %/min	0.1	質量 m g	309.71		
特記事項		湿潤密度 ρ_t g/cm ³	1.549		
		含水比 w %	4.4		
		一軸圧縮強さ q_u MN/m ²	1.14		
		破壊ひずみ ϵ_f %	0.57		
		変形係数 E_{s50} MN/m ²	238		



JGS 2551	圧裂による岩石の引張り強さ試験	
----------	-----------------	--

調査件名 ソイルモルタル室内試験 試験年月日 2018年12月11日

試験者 小暮 学

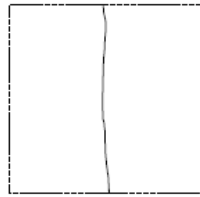
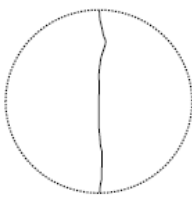
試料番号				
深 さ	m			
供試体 No.		1	2	3
試料の種類				
採取方法				
供試体作製方法		端面整形	端面整形	端面整形
試料の状態		湿潤	湿潤	湿潤
長 さ	L_0 cm	4.950	5.010	5.005
直 径	D_0 cm	5.036	5.015	5.000
体 積	V cm ³	98.60	98.96	98.27
湿潤質量	m g	157.28	160.00	153.92
乾燥質量	m_s g	149.22	150.94	146.73
湿潤密度	ρ_t g/cm ³	1.595	1.617	1.566
乾燥密度	ρ_d g/cm ³	1.513	1.525	1.493
初期含水比	w %	5.4	6.0	4.9
破壊荷重	P kN	0.824	0.792	0.680
引張り強さ	σ_t MN/m ²	0.21	0.20	0.17
L/D		1.0	1.0	1.0

特記事項

試料番号:

深 さ :

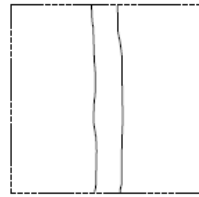
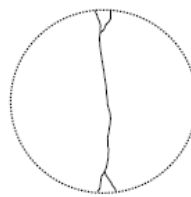
供試体No. 1



試料番号:

深 さ :

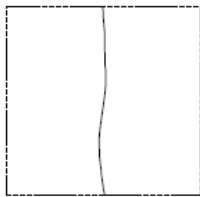
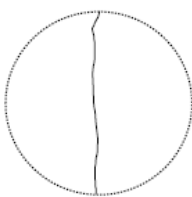
供試体No. 2



試料番号:

深 さ :

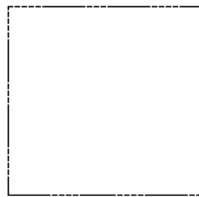
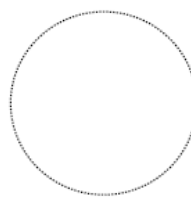
供試体No. 3



試料番号:

深 さ :

供試体No.



付録C 礫質土の繰返し三軸試験結果

繰返し三軸試験は、表 C-1 表 C-1 に示す 5 ケースを実施した。その結果得られた、応力ひずみ関係および有効応力経路を図 C-1～図 C-5 に示す。

表 C-1 繰返し三軸試験 試験条件

	初期有効拘束圧 (kPa)	せん断応力比	締固め度 (%)
ケース 1	49	0.5	91.3
ケース 2	49	0.45	89.9
ケース 3	49	0.4	91.2
ケース 4	49	0.3	89.9
ケース 5	49	0.2	92.3

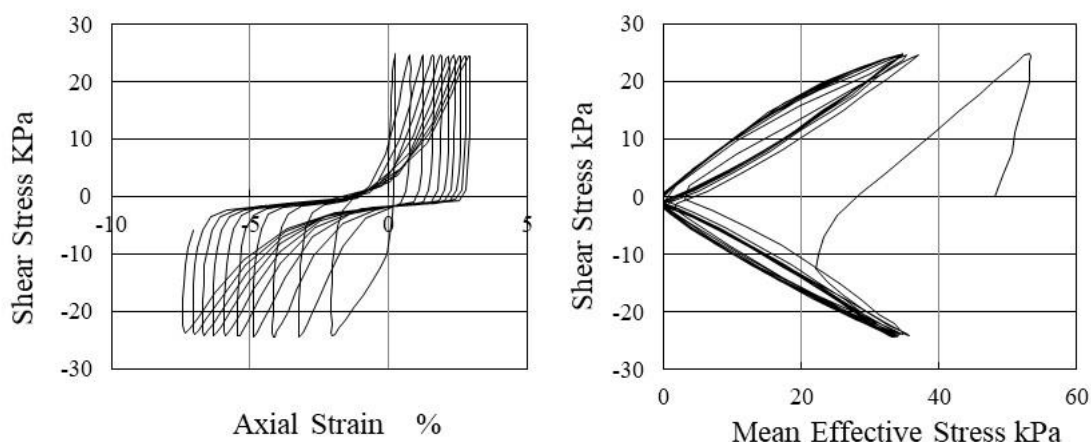


図 C-1 ケース 1 (繰返しせん断応力比 0.5, 締固め度 91.3%)

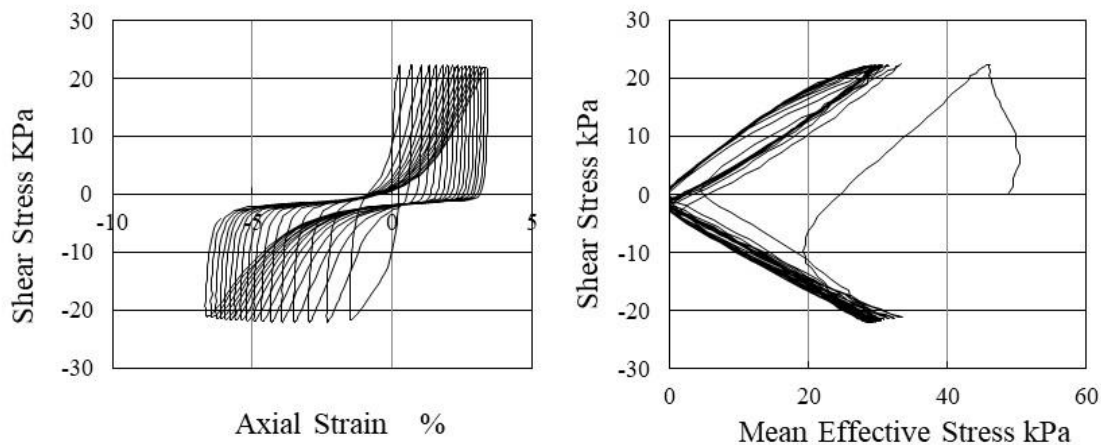


図 C-2 ケース 2 (繰返しせん断応力比 0.45, 締固め度 89.9%)

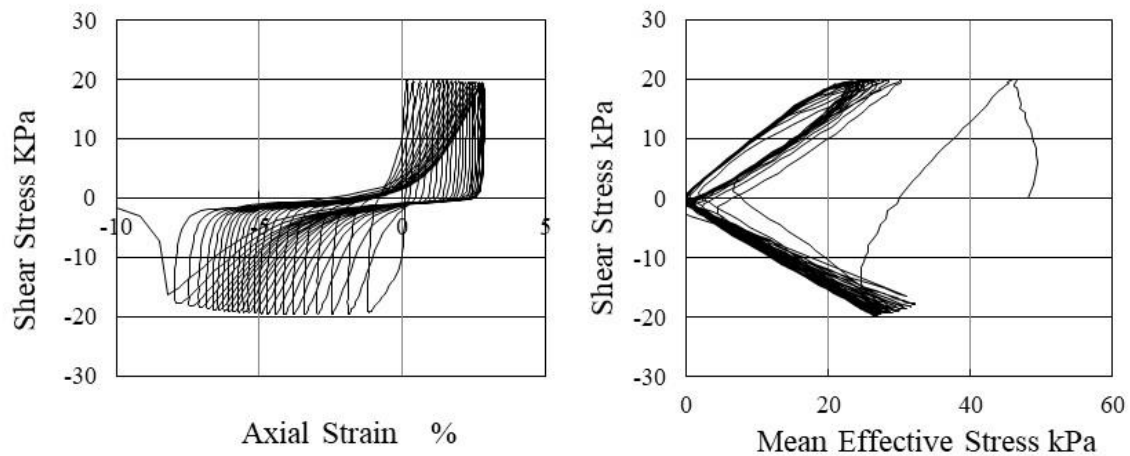


図 C-3 ケース 3 (繰返しせん断応力比 0.4, 締固め度 91.2%)

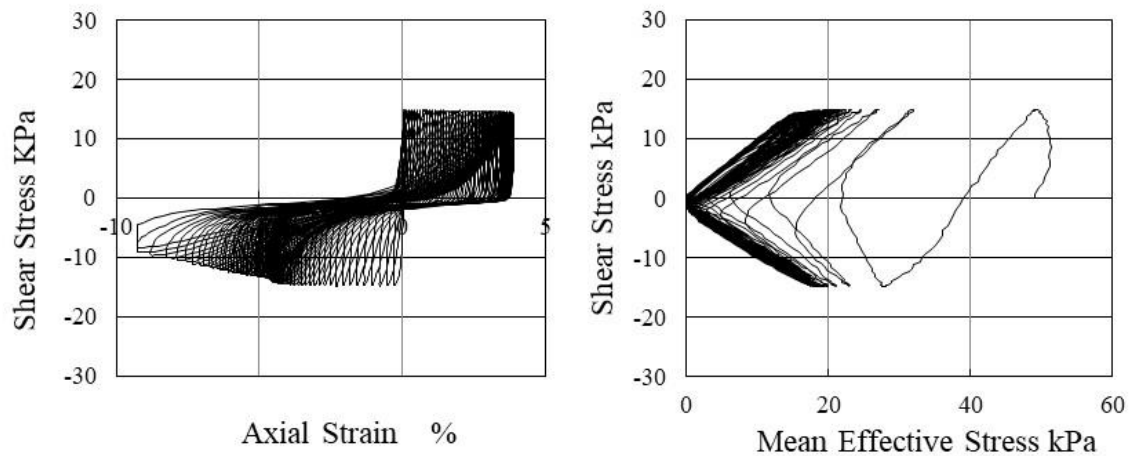


図 C-4 ケース 4 (繰返しせん断応力比 0.3, 締固め度 89.9%)

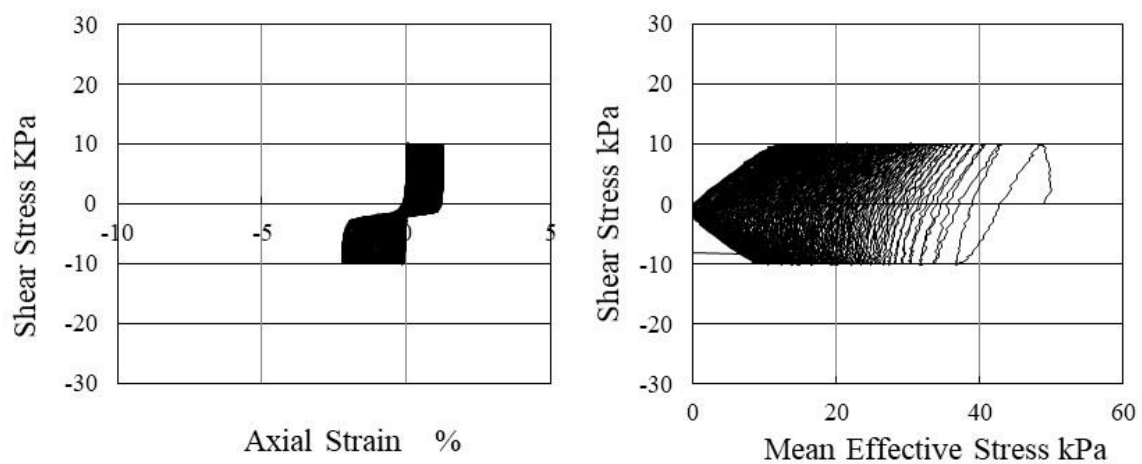


図 C-5 ケース 5 (繰返しせん断応力比 0.2, 締固め度 92.3%)

付録D 礫質土の構成式シミュレーション結果

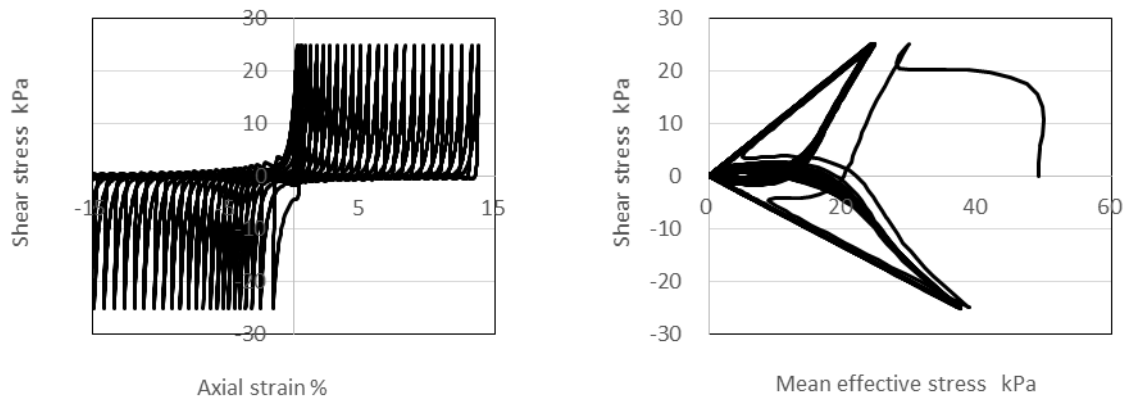


図 D-1 繰返しせん断応力比 0. 5

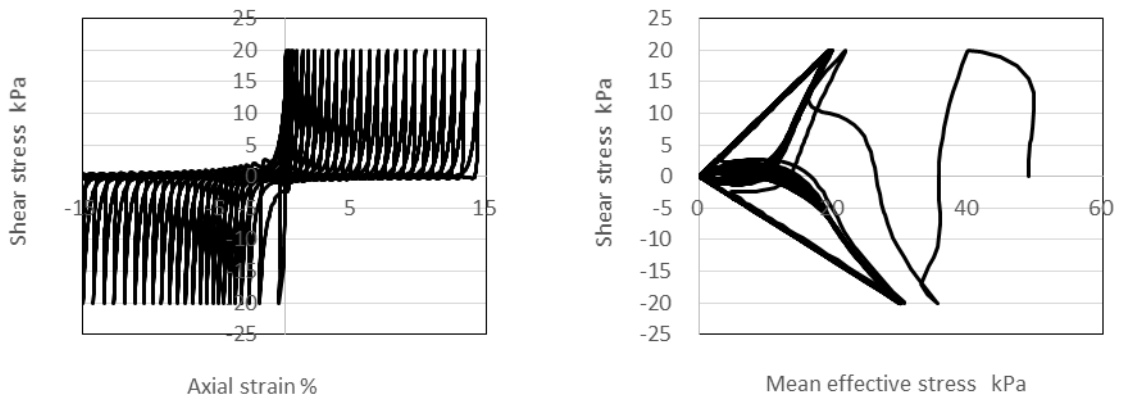


図 D-2 繰返しせん断応力比 0. 4

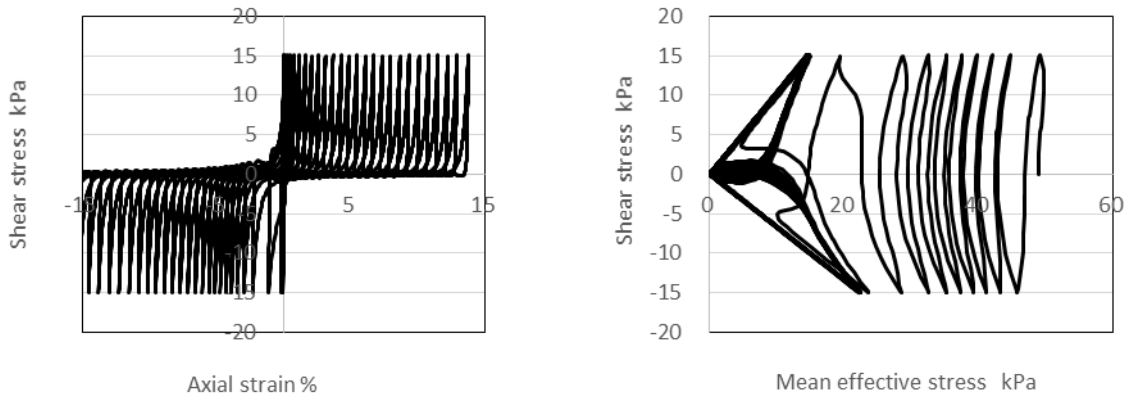


図 D-3 繰返しせん断応力比 0. 3

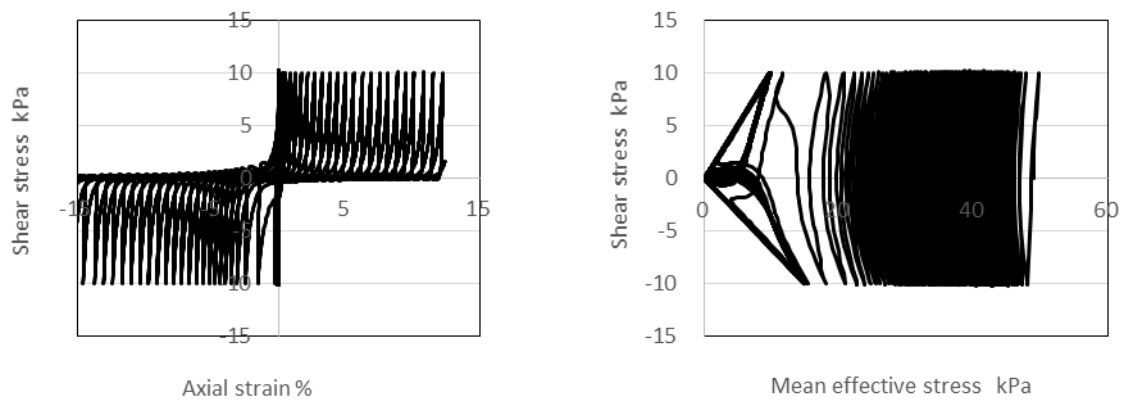


図 D-4 繰返しせん断応力比 0. 2