

令和 3 年度原子力規制庁委託成果報告書

礫質土地盤等の液状化による
防潮堤等の施設への影響評価に関する検討

東北大学大学院工学研究科

令和 4 年 2 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

全体の要約	1
1. はじめに	3
2. 文献調査	8
3. 予備的な模型地盤を用いた液状化実験	11
3.1 実験概要	11
3.2 実験材料	11
3.3 実験ケース	13
3.4 実験結果	21
3.4.1 Case1（予備検討 護岸＋水平背後地盤：剛土槽）の結果について	21
3.4.2 Case4（水平成層地盤：せん断土槽）の結果について	26
3.4.3 Case2（護岸＋傾斜背後地盤：剛土槽）の結果について	39
3.4.4 Case2（護岸＋傾斜背後地盤：剛土槽）と Case3（護岸＋水平背後地盤：剛土槽）の結果の比較について	45
3.4.5 1G 場で実施した Case5 及び Case6 の実験結果	69
4. 液状化実験のシミュレーション解析	75
4.1 はじめに	75
4.2 解析ケースおよび解析条件	75
4.3 模型実験シミュレーション結果	81
5. 中空ねじり試験	109
5.1 遠心模型実験結果の妥当性確認	109
5.2 初期せん断，初期応力異方性，排水・非排水を考慮したパラメトリックスタディ	112
6. まとめ	118
参考文献	120

全体の要約

本報告書では、「1. はじめに」において事業の背景として、設計地震動の極大化に伴い密な礫質土地盤においても過剰間隙水圧の蓄積の影響を考慮しなければならないこと、護岸や段差がある場合、各種構造物近傍などの複雑な地盤の挙動を評価するためにはFEM有効応力解析などの数値解析手法が不可欠であるものの、その解析結果の妥当性を検証する方法が確立されていないことを説明し、本事業で実施した概要を説明している。

「2. 文献調査」においては、液状化が施設に及ぼす影響、遠心力載荷試験装置等を用いる液状化実験、液状化の数値解析、中空ねじり試験等の要素試験、礫質土地盤と砂質土地盤の液状化特性の比較という観点から約20件の文献を調査し、概要をとりまとめている。

「3. 備的な模型地盤を用いた液状化実験」では、五洋建設技術研究所の遠心模型実験装置を用いて、水平成層を模擬したせん断土槽の加振実験を対象に土圧計測による地中せん断応力の推定方法の検証を行った後、剛土槽を用いた実験での問題点について分析し、土圧計測による地中せん断応力の推定はそのような状況でも有効な事を確認した。さらに、護岸背後の地盤が水平な場合と傾斜している場合で、加振時の応答にどのような差が生じるか分析した。一方、東北大学の三次元振動台を用いた1G場模型振動台実験では、遠心模型実験と比較して低拘束圧の実験でも水平成層地盤では、土圧計測による地中せん断応力推定方法が有効なことは確認できたものの、土圧の計測値が小さすぎるため、それ以上の有意な検討が難しいことを把握した。

「4. 液状化実験のシミュレーション解析」では、主に遠心模型実験のシミュレーションを行い、実験結果と整合している点と乖離した点を整理した。ここで数値シミュレーション結果のうち加速度応答は比較的合い易く、主にその加速度応答により生じる地中せん断応力の振動が、実験結果の内の土圧計測により推定した地中せん断応力と整合しており、その点においても同計測法の信頼性が確認された。但し、数値解析結果においては、常に過剰間隙水圧の蓄積程度が実際の実験結果よりも大きかったため、数値解析において実験結果と同程度の過剰間隙水圧の蓄積となる可能性として、 K_0 及び模型作製時の履歴の影響についてパラメトリックスタディを行った。その結果、数値解析の過剰間隙水圧の蓄積程度を実験結果に合わせるためには、 K_0 の調整では困難であり、模型作製時の履歴によっては説明可能であることを把握した。但し、履歴の定量化は極めて困難であり、今後の検討課題である。

「5. 中空ねじり試験」は2つの大きな目的のために実施された。一つは、遠心模型実験結果の解釈を補助するものであり、数値解析結果と乖離した過剰間隙水圧の蓄積程度が、材料特性として妥当なものであったか確認した。その結果、模型実験の地盤内で推定されたせん断応力を下に判断すると、剛土槽のケースはせん断応力振幅が小さく遠心模型実験で過剰間隙水圧の蓄積が抑制されていたことは整合するが、せん断土槽による水平成層地盤を模擬した実験では、材料挙動的には本来はより過剰間隙水圧が蓄積することが示唆されており、どちらかと言えば数値解析の傾向に近い結果が得られた。地中せん断応力の推定に関する検討では、同実験は水平成層地盤の理想化した応答

に近い挙動となっており，過剰間隙水圧の蓄積傾向に関しての乖離の原因は，今後検討が必要である．2つ目の目的は，一般に実務で行われている物性試験と解析用パラメータ設定に関するものであり，初期等方状態から繰返しせん断した室内試験結果を用いて解析パラメータを設定した場合，異方性の程度によってはかならずしも安全側の設定とはならないことが示唆された．但し，これは単なる一例であり，今後データの集積が必要であろう．

最後に，これらの知見を「6. まとめ」に整理した．

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、その観点からも、やはり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⁾)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高度な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。例えば、初期異方性ならびに応力誘導異方性を考慮できる構成式であっても、パラメータを設定するための実験から異方性に関する情報が得られていないのであれば、そのパラメータについては設定のしようがない。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。そのため、得られた数値解析結果を実務設計に反映する場合には、少なくとも図 1-1 に示すような観点で、適切に解析手法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。

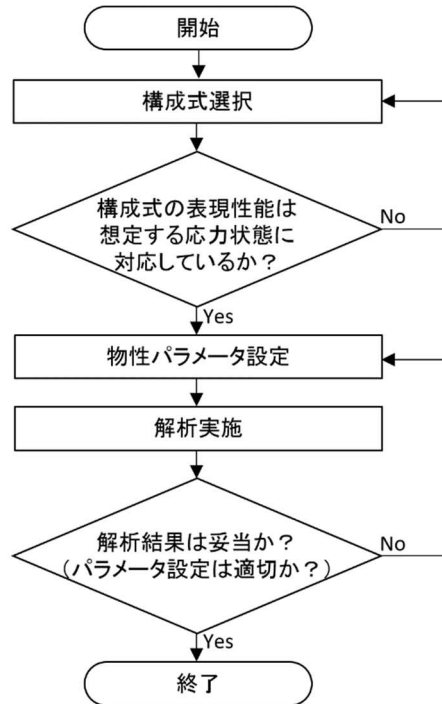


図 1-1 数値解析とその結果の妥当性検証の実施フロー

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。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、それまで妥当性検証の方法は確立されていなかったが、当該小委員会により、2021 年 6 月に「地盤・

構造物の非線形解析法の検証と妥当性確認の方法 ―ガイドラインとその実践事例⁹⁾」がとりまとめられた。ここでは、用語の定義として

妥当性確認：対象とする実現象を数値的に計算するための解析コードへの入力情報である解析モデルを用いたシミュレーション結果が、所期の利用目的に照らして、その再現性と予測性能という観点で満足できる程度の精度を有していることを確認するための実施プロセス。

と定め、「2.2 検証と妥当性確認の基本方針」の【解説】において、「また、妥当性確認は、検証された解析コードを用い、地盤や地盤－構造物系の構造形状や材料特性の不確かさを考慮した解析モデルに対するシミュレーション結果について、再現性による確からしさの程度、予測性能によるばらつきの幅が所期の利用目的に即した判断基準を満足していることの評価により実施される。～（中略）～感度解析に基づく不確かさの評価は、結果自体のばらつきのみならず、実現象の理想化や簡略化に起因した不確かさの影響も考慮して総合的に実施する。（pp.7-8）」と説明されており、それ自体は正しい姿勢であると思われる。しかし、地盤のように、ひずみレベルによる非線形性、拘束圧依存性、ダイレイタンス、圧密、排水境界条件、幾何学的連続性と境界形状などのような現象・条件が複雑かつ相互に作用する場合は、そもそも感度解析を行った場合でも、対象とする問題を支配するメカニズムすら確認できていないと、パラメトリックスタディの結果の範囲内に所期の目的を達成する予測値が含まれているとは限らない。そのため、もう少し踏み込んだ具体的な検討方針まで示されていないと、ほとんどすべてを実務者の判断に委ねていることに等しい。

実際に、数値解析結果の妥当性評価の標準的な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大きく、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、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る。あるいは、使用する解析コードによっては、このうち全く再現できていないメカニズムがあった場合で、その影響が条件によっては顕著になる場合は、いくら感度解析を実施しても、そもそものメカニズムが含まれておらず、たまたま地表面の沈下量が合っているように見えていただけなので、実際に生じるであろう現象が、感度解析の範囲内に収まる保証はない。このように、指針に示された方針のみでは、技術者が力量不足である場合、そもそもの誤りに気付かず、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。

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ると、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）。これらの各段階において、当該設計対象に関する数値シミュレーション結果が、“たまたま”そのメカニズム・その値になっているのか、それとも定量的にある程度の誤差は含まれるものの、多少の条件の変化（ばらつきや不確定性などの避けえない要因による入力パラメータの相違）では結果の大きな変化（メカニズムそのものの変化、到底許容し得ない定量的誤差）は生じないのか、そのいずれであるのかをパラメトリックスタディや現象に対する洞察を通じて確認する必要がある。

- 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。

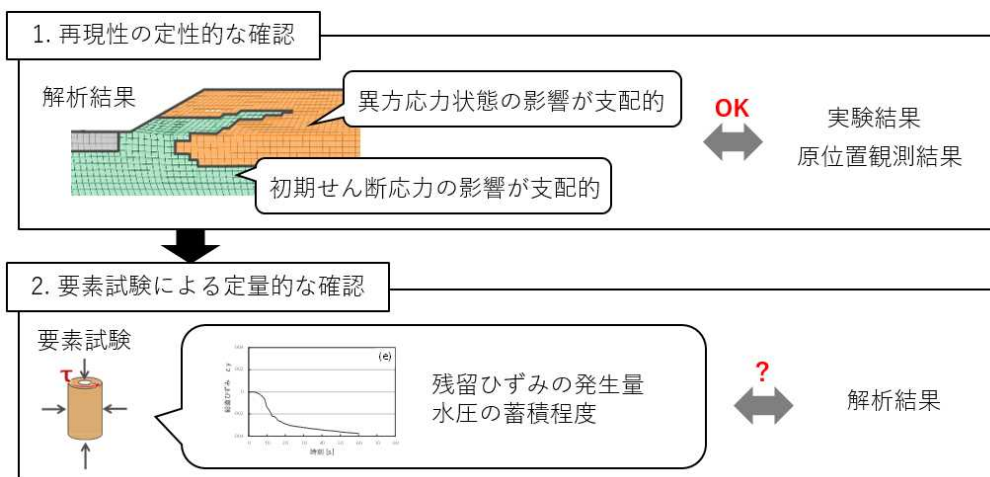


図 1-2 解析結果の妥当性検証方法

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。また、解析結果も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、複雑な地盤挙動に関する数値解析結果の妥当性を検証する標準的な方法などは存在しないため、それを個々の設計者の判断に委ねず、客観的な方法として確立することは重要である。

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、主に礫質土地盤の液状化の影響（または液状化に至らない場合でも過剰間隙水圧蓄積の影響）を考慮した実験ならびに数値解析を行った。特に、本年度の事業は、仕様書によれば「予備的な模型地盤を用いた液状化実験」を実施することとなっており、上記の妥当性検証に資するため、すなわち複雑な模型断面内の変形メカニズム（応力状態とその変化が大きく関係）を把握するために、土圧計測と地盤内部応力状態の推定に着目して、一連の検討を行う。

2. 文献調査

本事業の文献調査は、表 2-1 に一覧を示す論文集等を中心に、平成 29 年度事業において同様な文献調査が行われていることを踏まえ、液状化が施設に及ぼす影響、遠心力载荷装置等を用いる液状化実験、液状化の数値解析、中空ねじり試験等の要素試験、礫質土地盤と砂質土地盤の液状化特性の比較、さらには、地盤中の土圧計測に着目して論文を抽出した。表 2-2 に調査した論文の一覧を示す。また、個々の論文の概要に関する説明は付録 A に示す。

本年度事業の文献調査では、主に次の 5 項目に関して調査することとなっていた。

- ・液状化が施設に及ぼす影響
- ・遠心力载荷試験装置等を用いる液状化実験
- ・液状化の数値解析
- ・中空ねじり試験等の要素試験
- ・礫質土地盤と砂質土地盤の液状化特性の比較

礫質土地盤と砂質土地盤の液状化特性に比較に関しては、令和 3 年度やそれ以前の土木学会全国大会の原子力関連セッションにおいて、実験事実として異なる点を整理したのも見受けられたが、礫質土と砂質土でそれぞれ実験を実施したら時刻歴がどのように異なっていたかを整理しただけであった。すなわち、礫質土と砂質土の材料特性がどのように異なり、それがどのように応答に反映されているのかといった意味のある考察が一切なく、密な砂質土とより密な砂質土の実験、または密度と種類の異なる砂質土の 2 ケースを比較した場合と何が異なってくるのか等の知見が一切得られていなく、今後ジャーナル等に一連の実験に関する論文が投稿されるのを期待し、ここでは対象文献とはしなかった。文献 16 は礫質土を用いた室内試験の結果に関する報告であり、液状化強度やせん断波速度と礫径の関係を整理しており、今後のこのような知見が集積された上で、それらの材料を用いて模型実験が行われれば有意義な知見が得られる可能性がある。

直接礫質土に関する報告ではないが、文献 2 や文献 18 のように、粒々がマクロに見た材料挙動に及ぼす影響を DEM 解析で検討した事例が報告されており、礫質土の挙動について詳細に分析するためには、このような検討も参考になろう。

液状化が施設に及ぼす影響に関しては、文献 10 の様に堤体が圧密沈下し、設計時には液状化検討が不要な地下水面より上にあった材料が、経年の圧密沈下による液状化対象層に変わった場合の遠心模型実験などが挙げられる。模型実験としては、その他にも文献 9 のように加速度記録から地盤内部の応力・ひずみ状態を推定する試みや文献 3 や文献 4 のように遠心模型実験とその数値シミュレーションを行った例などがあった。但し、いずれも地盤内部の複雑な応力状態等に関する考察は無く、加速度や過剰間隙水圧の時刻歴が実験と数値シミュレーションで合った・合わないと議論までであり、数値シミュレーション結果が妥当なのか・たまたまなのか、真の意味での妥当性検証に値するような論文は見受けられなかった。模型実験関係では、実験に使用される土圧計に関

する検討（8）や土槽壁と地盤材料の摩擦に関する検討（6）なども見受けられた。数値解析結果の妥当性検証のためには、模型実験自体の信頼性を確認する必要があり、これらの基礎的な検討結果を踏まえる必要がある。また必要に応じて同様な検討を行っていく必要もある。

数値シミュレーション手法に関する文献は、文献 17 や文献 21 などがあった。文献 17 は海外の動向の一例として、文献 21 に関しては、本事業で用いた有効応力解析コード GEOASIA に組み込まれている液状化現象を精緻に表現するための構成則の開発に関わる説明がなされている。

その他の論文は、全て室内試験に関するものである。但し、種々の応力状態に関して検討されているが、線状構造物の評価に必要な二次元平面ひずみ条件での検討や三次元的な検討はなく、初期せん断や K_0 の影響で液状化し易く・しにくくなるといった方向の検討が主であり、水平成層地盤や僅かな傾斜の地盤でのみ通用する知見が得られている。基本的に、室内試験で検討されているような実験条件は構成式で再現可能であり、構成式の仕組みを理解すれば予測可能な内容しか報告されていないため、構成式の検証とセットで検討されなければ、あまり有意義な知見が得られているとは言い難い。実際に、構成式の開発が華やかであった 1980～1990 年代には同様な室内試験結果も数多く報告されており、それらを元に構成式が開発されて来た経緯があるので、今後は今回調査した文献の報告内容も含めて、実験的知見を整理・体系化した上で、構成式の表現性能やパラメータ設定の良否を確認するための標準的な室内試験結果のデータベース化といった方向での検討が必要であろう。

なお、文献 11 などは、1 本の供試体からより多くの情報を得て、解析パラメータ設定に資するための実験方法が提案されており、原位置の貴重なデータを使用して解析パラメータを設定する際の参考にはなりそうである。

表 2-1 文献抽出の対象とした論文集等

Computers and Geotechnics	International Journal of Geomechanics
Soil Dynamics	Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering
GEOTECHNIQUE	Soils and Foundations
Canadian Geotechnical Journal	地盤工学ジャーナル
土木学会論文集	日本地震工学論文集

表 2-2 調査論文一覧

1	Int. J. Geomech., 2021, 21(8)	On the Dynamic Soil Behavior under Triaxial and Simple Shear Modes	Marwan Khashila, Mahmoud N. Hussien, Mohamed Chekired, and Mourad Karray
2	Int. J. Geomech., 2021, 21(8)	Influence of Particle Size Distribution on the Proportion of Stress-Transmitting Particles and Implications for Measures of Soil State	Deyun Liu Catherine O'Sullivan and J. Antonio H. Carraro
3	J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2021, 147(8)	Seismic Interaction of Adjacent Structures on Liquefiable Soils: Insight from Centrifuge and Numerical Modeling	Yu-Wei Hwang, Jenny Ramirez, Shideh Dashti, Peter Kirkwood, Abbie Liel, Guido Camata and Massimo Petracca
4	J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2021, 147(8)	Centrifuge Shaking Table Tests on Precast Underground Structure-Superstructure System in Liquefiable Ground	Tong Zhu, Jing Hu, Zitao Zhang, Jian-Min Zhang, and Rui Wang
5	J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2021, 147(9)	Liquefaction Susceptibility of Saturated Coral Sand Subjected to Various Patterns of Principal Stress Rotation	Guoxing Chen, Weijia Ma, You Qin, Kai Zhao and Jun Yang
6	Int. J. Geomech., 2021, 21(5)	Experimental Study on the Effectiveness of Lubricants in Reducing Sidewall Friction	Jian Zheng Li Li and Maxime Daviault
7	Soil Dynamics and Earthquake Engineering 149 (2021)	The effects of initial static deviatoric stress on liquefaction and pre-failure deformation characteristics of saturated sand under cyclic loading	Zhiyong Liu, Jianguo Qian, Mohammadjavad Yaghoubi, Jianfeng Xue
8	Soils and Foundations Vol.49, No.5, 675-688, Oct, 2009	THE USE OF MINIATURE SOIL STRESS MEASURING CELLS IN LABORATORY APPLICATIONS INVOLVING STRESS REVERSALS	Bitang Hhu, Richard J. Jardine and Pierre Foray
9	Soils and Foundations Vol.50, No.2, 325-334, Apr. 2010	COUPLED SHEAR STRAIN-PORE PRESSURE RESPONSES OF SOIL IN SHAKING TABLE TESTS	WEN-JONG CHANG, TZOU-SHIN UENG, CHIA-HAN CHEN and CHIH-WEI YANG
10	Soils and Foundations 2013; 53(1): 11-22	Seismic stability of embankments subjected to pre-deformation due to foundation consolidation	Mitsu Okamura, Shuji Tamamura, Rikuto Yamamoto
11	Soils and Foundations 57 (2017) 905-919	Laboratory testing procedure to assess post-liquefaction deformation potential	Jongkwan Kim, Tadashi Kawai, Motoki Kazama
12	Soils and Foundations 61 (2021) 752-764	Soil element assessment of cyclic-load-induced settlement considering combination of vertical, horizontal, and shear stresses in cohesive soil	Hirofumi Toyota, Susumu Takada
13	Soils and Foundations 61 (2021) 752-764	Deformation and cyclic resistance of sand in large-strain undrained torsional shear tests with initial static shear stress	Muhammad Umar, Gabriele Chiaro, Takashi Kiyota, Nazish Ullah
14	Soils and Foundations 61 (2021) 1207-1222	Post-liquefaction deformation and strength characteristics of sand in torsional shear tests	Muhammad Umar, Takashi Kiyota, Gabriele Chiaro, Antoine Duttine
15	Soils and Foundations 61 (2021) 1555-1564	Evaluation of post-liquefaction volumetric strain of reconstituted samples based on soil compressibility	Jongkwan Kim, Motoki Kazama, Tadashi Kawai
16	Can. Geotech. J. 56: 1743-1755 (2019)	Effects of gravel content on liquefaction resistance and its assessment considering deformation characteristics in gravel - mixed sand	Hirofumi Toyota and Susumu Takada
17	Can. Geotech. J. 58: 782-799 (2021)	Use of a bounding surface model in predicting element tests and capacity in boundary value problems	A. Roy, S.H. Chow, C.D. O'Loughlin, M.F. Randolph, and S. Whyte
18	Géotechnique 71, No. 9, 749-764	How particle shape affects the critical state, triggering of instability and dilatancy of granular materials - results from a DEM study	HOANG BAO KHOI NGUYEN, MD. MIZANUR RAHMAN † and ANDY B. FOURIE
19	土木学会論文集C (地圏工学), Vol.69, No.1, 80-90, 2013	初期せん断応力を受ける細粒分含有砂の液化化特性 - 繰返し・単調載荷ねじりせん断試験による検討	日下拓哉, 國生剛治, 新井良太郎
20	土木学会論文集, No.771/III-68, 81-90, 2004.9	K0圧密された細粒分を含む砂質土の液化化特性に関する一考察	沼田佳久, 中根淳, 矢島寿一
21	Computers and Geotechnics 141 (2022) 1-24	Combined-loading elastoplastic constitutive model for a unified description of the mechanical behavior of the soil skeleton	Shotaro Yamada, Toshihiro Noda, Masaki Nakano, Akira Asaoka

3. 予備的な模型地盤を用いた液状化実験

3.1 実験概要

模型実験は、今後の実験に備えた予備的な模型地盤であることを踏まえ、主に地盤内応力の把握方法の確認、加振能力の確認、より実物に即した模型断面条件の設定に資する実験という観点から、表 3.1-1 に示すケースを実施した。Case1～Case4 までは五洋建設技術研究所の遠心模型実験装置を用い、Case5, 6 は東北大学所有の三次元振動台を使用した。

表 3.1-1 実験ケース一覧

番号	実験種別	材料	断面	備考
Case1	遠心	礫質土 A	護岸 + 水平地盤 (剛土槽)	土圧計測精度の確認, ケーソン重量の設定, 加振手順の確認
Case2	遠心	礫質土 A	護岸 + 傾斜地盤 (剛土槽)	背後地盤傾斜の影響確認
Case3	遠心	礫質土 A	護岸 + 水平地盤 (剛土槽)	Case1 の再現性, Case2 との比較
Case4	遠心	礫質土 A	水平成層地盤 (せん断土槽)	地盤の基本応答の確認
Case5	1G 場	岐阜珪砂 8 号	水平成層地盤 (せん断土槽)	地中せん断応力推定方法の確認
Case6	1G 場	岐阜珪砂 8 号	水平成層地盤 (せん断土槽)	地中せん断応力推定方法の確認

3.2 実験材料

表 3.1-1 に示す模型地盤材料の内、礫質土 A は、平成 31 年度および令和元年度事業において使用した礫質土 B と産地が同じであり、本事業で用いる遠心場の土槽が小さいことから、礫質土 B と同じ母材で粒径の細かい礫質土 A をさらに 2 mm アンダーに調整した試料と礫質土 B を 3 : 2 で混合して実験に使用した。礫質土 B では大粒径の粒子が多く土圧計の計測に支障が出そうなこと、2mm アンダーの礫質土 A では礫質土ではなくなることを踏まえ、上記の通り混合試料を使用した。粒径加積曲線を図 3.2-1 に、主な物理特性を表 3.2-1 に示す。なお、表中の最大・最小密度は JIS 法により求めた値であるが、参考のため繰返しせん断によって求めた最小間隙比¹⁰⁾も示した。

遠心場の実験では、表 3.2-2 に示す相似率を適用して各種計測値を評価するが、間隙流体の粘性は、遠心加速度の倍率に合わせて、水の 50 倍の粘性を有するメトロース溶液を使用した。

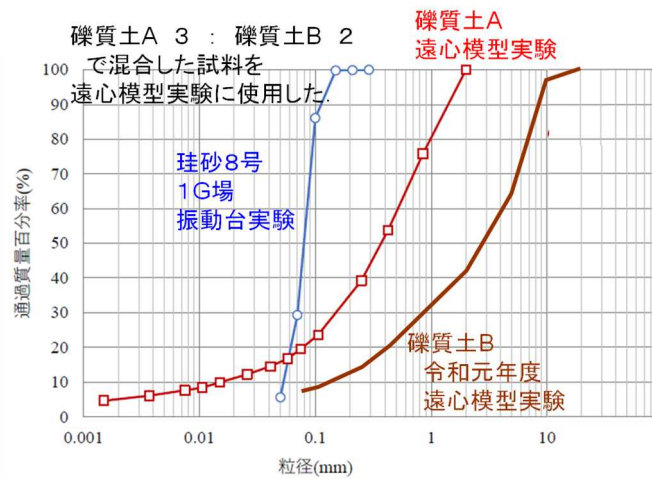


図 3.2-1 模型地盤材料の粒径加積曲線（文献 11 に加筆）

表 3.2-1 模型地盤材料の主な物理特性

	礫質土 A	珪砂 8 号
土粒子密度(g/cm ³)	2.732	2.623
最大粒径 (mm)	2.00	0.25
細粒分含有率 (%)	5.53	40.4
最小乾燥密度 (g/cm ³)	1.136	1.125
最大乾燥密度 (g/cm ³)	1.516	1.564
最大間隙比	1.405	1.332
最小間隙比	0.802	0.677
最小間隙比 (繰返しせん断)	0.498	0.654

表 3.2-2 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)

遠心模型実験では、剛土槽内で傾斜地盤の変形を生じさせるため、土留めとしてケーソンを設置した（図 3.2-2 参照）。これは、原位置を想定したケーソン護岸を意図したものでなく、模型の非対称性から傾斜地盤ではせん断土槽が使用できないため（使用すると重力[遠心力]の作用で斜面が高い側に非現実的な変位を生じるため）剛土槽の使用を余儀なくされるが、その場合は、土槽内を全て土で満たした場合に著しく地盤の変形が抑制されるため、液状化等に関連した大きな地盤変形を想定した実験では、土圧に応じて壁体が移動することで地盤変形を生じさせる必要がある。但し、底面の摩擦係数、ケーソンの重量、加振能力の限界などの関係により、当該実験装置でどの程度の地盤変形（ケーソン変位）を生じさせることが可能か不明であったため、内空を有する比較的軽量のケーソンを最初に設置し、段階加振を行いながら適切なケーソン重量となるように、内部に鉛を投入するものとした。



諸元

サイズ：長さ 245mm

(外寸)：幅 150mm

：深さ 260mm

材質：ステンレス製

重量：14.51kg(初期)

：22.78kg(鉛追加後)

内部鉛高さ：天端から 200 mm 下がり

図 3.2-2 実験に使用したケーソン模型

3.3 実験ケース

各実験とも、最初に乾燥または気乾状態で模型地盤を作製し、その後、出来るだけ空気を模型内部に残さないように緩速で間隙流体を模型地盤に下方から注入した。遠心模型実験については、間隙流体の注入は遠心加速度 50G 場で実施している。

各実験ケースの模型断面ならびに加振ケースを図 3.3-1～6、表 3.3-1～6 に示す。各ケースとも、それぞれの目的に応じて、一つの模型に複数の加振実験を行う段階载荷とした。各ケースの狙いを以下に示す。

Case1 は、剛土槽の中で比較的大きな地盤変形を生じさせるための工夫としてケーソンによる土留めを設置したため、ケーソンの重さや底面の摩擦抵抗によってどの程度のケーソン変位、すなわち背後地盤の変位が生じるか不明であったためそのテストと土圧計自体の計測精度確認のために行った。土圧計の精度確認は、2つの同一製品の土圧計を奥行き方向に並べて設置し、加振中の両者

の計測結果が一致するかという確認と、土圧計の寸法を変えて（ $\phi 25\text{mm}$ を標準、 $\phi 10\text{mm}$ を比較対象とした）同様に加振中の計測結果が一致するか確認している。

Case2 及び Case3 は、本来は Case4（せん断土槽による水平成層地盤の模擬）の後に実施すべき内容であったが、再委託先の装置利用可能期限の関係から、剛土槽で実施する Case2 及び Case3 を先に実施した。これらのケースは、背後地盤の状況が、その地盤内部の応力状態にどのような影響を与えるか把握し、将来的に数値解析結果の妥当性を検証する際の判断基準を把握するために実施している。

Case4 は、せん断土槽を用いた水平成層地盤を模擬した実験であり、土圧計を用いて地中応力状態を推定する際の計測方法の検証を主な目的として実施した。また、Case1～Case3 のケーソン背後地盤と同じ材料を用いて概ね同じ密度に作製しているため、背後地盤の挙動が構造物等の一切ない水平成層地盤の応答とどのように異なるかを把握することも可能になる。但し、後述の通り実験結果を詳細に分析すると、Case2 や Case3 では、側面土槽壁の摩擦の影響が大きく、二次元的な応答になっていないため、線状構造物の設計を念頭においた厳密な比較はできなかった。

Case5 および Case6 は 1G 場で振動台実験を実施している。Case5 は、遠心模型実験で実施した Case4 の計測方法の検証が、より拘束圧レベルの低い 1G 場の模型実験でも可能か、同様な検討を実施した。Case6 は、検証された地盤内応力の推定方法を応用し、地中の応力全成分を把握するため、二次元断面を考える際のいわゆる面外方向のせん断応力の計測に応用できないか検討した。

以下、各ケースの結果とともに、上記の目的に沿った結論を示す。各ケースとも加振実験は段階的に行っており、時刻歴作成等の基本処理は実施したが、全てを付録や本文に掲載すると膨大になるため、特徴的な結果のみをピックアップして示し、それ以外のデータは電子データとして納品する。

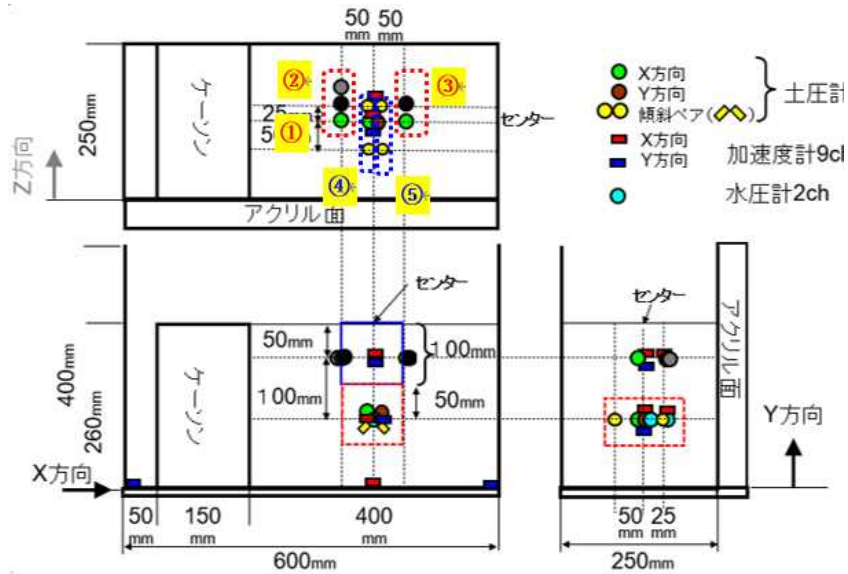


図 3.3-1 Case1 の模型断面と計測器配置図

表 3.3-1 Case1 の加振実験

加振番号	実施内容
	遠心加速度付加時
#1	70Hz - 調整加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波 (NG: LowPass10Hz)
	遠心加速度付加時
#2	70Hz - 調整加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波 (NG: LowPass10Hz)
#3	70Hz - 調整加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#4	70Hz - 調整加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#5	70Hz - 調整加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
	遠心加速度付加時 (追加土圧計未接続により一旦停止)
	遠心加速度付加時
#6	70Hz - 調整加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#7	70Hz - 調整加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#8	70Hz - 最大加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#9	80Hz - 調整加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#10	80Hz - 最大加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#11	80Hz - 最大加振 - 前後テーパ-3波 + 本体50波

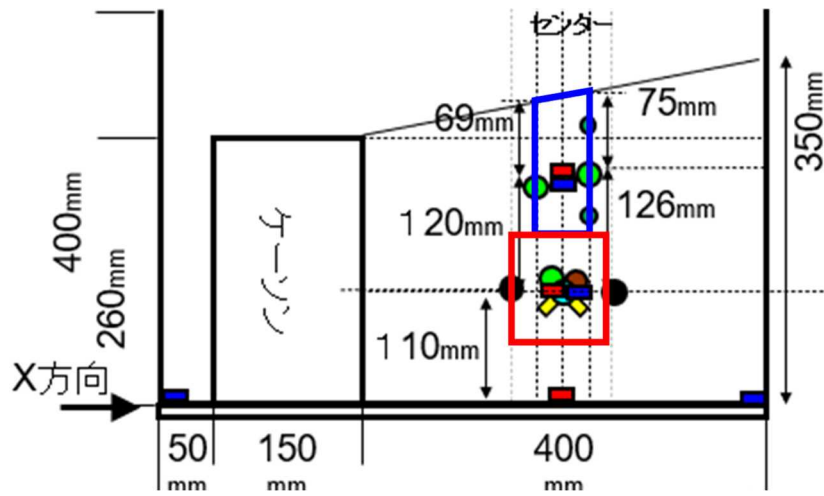


図 3.3-2 Case2 の模型断面と計測器配置図

表 3.3-2 Case2 の加振実験

加振番号	実施内容
	模型地盤浸透時
	遠心加速度付加時
#1	70Hz - 調整加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
	遠心加速度付加時
#2	70Hz - 調整加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#3	70Hz - 最大加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#4	80Hz - 最大加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#5	80Hz - 不規則波風調整加振 - 前テーパ-5波 + 本体1波 + 後テーパ-0波自由振動
#6	80Hz - 最大最長加振 - 前後テーパ-3波 + 本体200波
	最終加振の消散残り部分から遠心加速度downまで

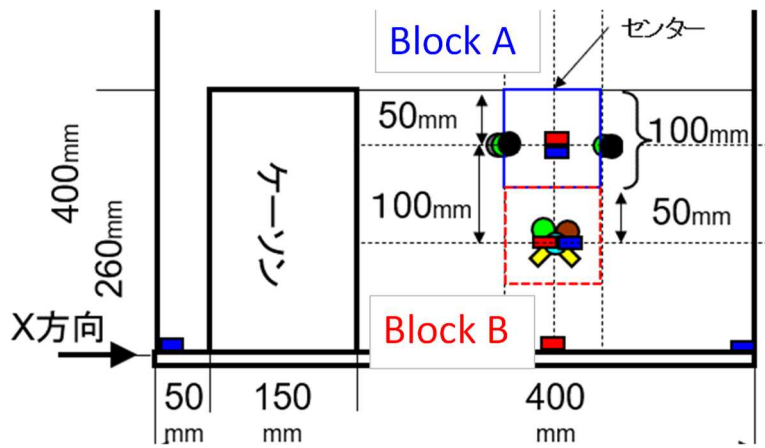


図 3.3-3 Case3 の模型断面と計測器配置図

表 3.3-3 Case3 の加振実験

加振番号	実施内容
	模型地盤浸透時
	模型地盤浸透時
	遠心加速度付加時
#1	70Hz - 調整加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#2	不規則波トライ 1
#3	不規則波トライ 2
	遠心加速度付加時
#4	70Hz - 調整加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#5	不規則波トライ 2 と同じ振幅レベル
#6	70Hz - 最大加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#7	80Hz - 最大加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#8	不規則波最大加振
#9	80Hz - 最大加振 - 前後テーパ-3波 + 本体200波
	最終加振の消散残り部分から遠心加速度downまで

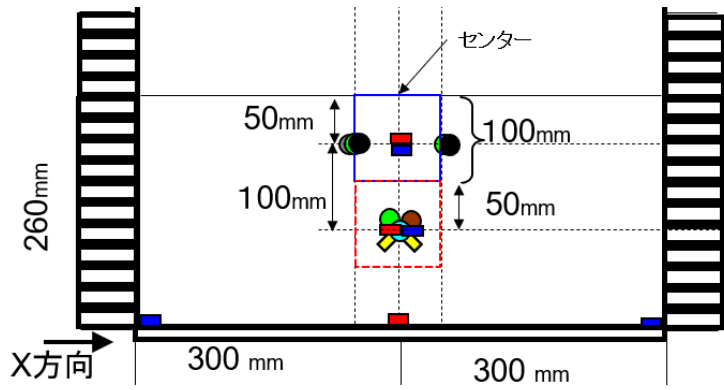


図 3.3-4 Case4 の模型断面と計測器配置図

表 3.3-4 Case4 の加振実験

加振番号	実施内容
	模型地盤浸透時
	遠心加速度付加時
#1	70Hz - 調整加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#2	不規則波トライ 1
#3	不規則波トライ 2
#4	70Hz - 調整加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#5	不規則波トライ 2 と同じ振幅レベル
#6	70Hz - 最大加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#7	80Hz - 最大加振 - 前後テーパ-3波 + 本体10波
#8	不規則波最大加振
#9	80Hz - 最大加振 - 前後テーパ-3波 + 本体200波
	遠心加速度down時
	遠心加速度付加時
	遠心加速度付加時

加振装置の性能確認
のための追加加振



#10	不規則波	Longer0	その 1
#11	不規則波	Longer0	その 2
#12	不規則波	Longer0	その 3
#13	不規則波	Longer0	その 4
#14	不規則波	Shorter0	その 1
#15	不規則波	Shorter0	その 2
#16	不規則波	Shorter0	その 3
#17	不規則波	Shorter1	その 1
#18	不規則波	Shorter1	その 2
#19	不規則波	Shorter1	その 3
#20	不規則波	Longer1	その 1
#21	不規則波	Longer1	その 2
#22	不規則波	Longer1	その 3
	最終加振の消散残り部分から遠心加速度downまで		

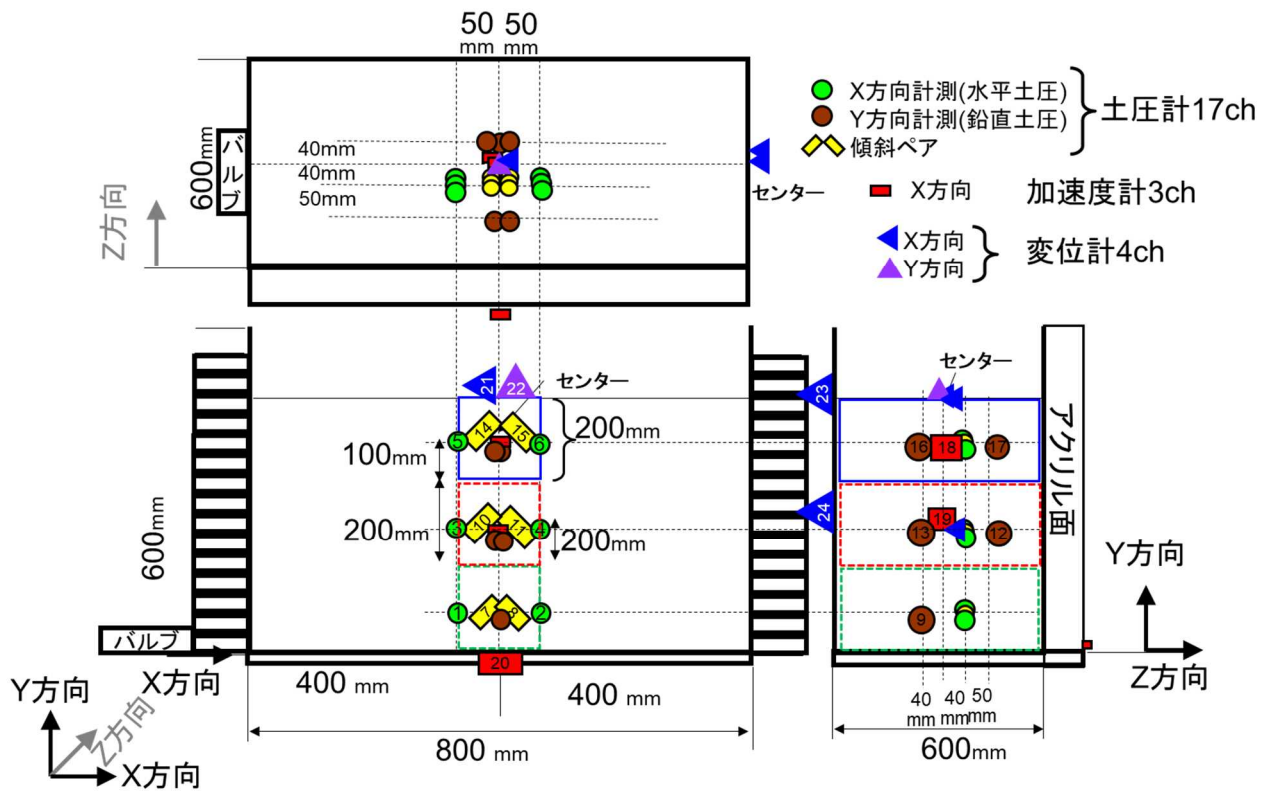


図 3.3-5 Case5 の模型断面と計測器配置図

表 3.3-5 Case5 の加振実験

加振番号	波形種類
1	熊本5
2	東北6
3	今市4
4	熊本7
5	熊本9
6	熊本11
7	東北7
8	東北9
9	東北11
10	今市4
11	正弦波20mm
12	正弦波30mm
13	正弦波40mm
14	正弦波50mm

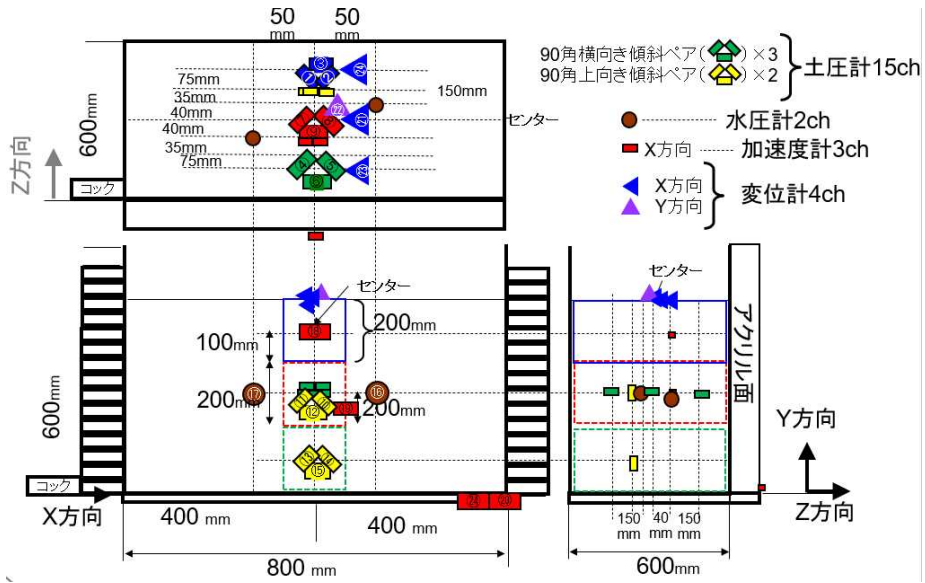


図 3.3-6 Case6 の模型断面と計測器配置図

表 3.3-6 Case6 の加振実験

加振番号	波形	土槽拘束
1	sin_1H_Amp.30	固定
2	sin_1H_Amp.30	フリー
3	熊本11	フリー
4	sin_1H_Amp.30	フリー
5	熊本11	フリー
6	東北11	フリー
7	今市4	フリー
8	sin_1H_Amp.30	フリー
9	sin_1H_Amp.50	フリー
10	sin_0.5Hz_Amp.30	フリー
11	sin_0.5Hz_Amp.50	フリー
12	sin_0.5Hz_Amp.30	固定
13	sin_0.5Hz_Amp.50	固定
14	sin_1.0Hz_Amp.30	固定
15	sin_1.0Hz_Amp.50	固定
16	sin_1.0Hz_Amp.30_Reverse	固定
17	sin_1.0Hz_Amp.50_Reverse	固定
18	sin_1.0Hz_Amp.70_Reverse	固定
19	sin_5.0Hz_Amp.20_Reverse	固定
20	sin_1.0Hz_Amp.50	フリー
21	sin_1.0Hz_Amp.50_Reverse	フリー
22	sin_5.0Hz_Amp.20_Reverse	フリー

3.4 実験結果

3.4.1 Case1 (予備検討 護岸+水平背後地盤：剛土槽) の結果について

前述の通り、Case1 は土圧計の計測精度を確認するために、図 3.4-1 に示すように、奥行き方向に同種の土圧計を並べて計測している。さらに、通常は $\phi 25\text{mm}$ の土圧計を使用したがる、比較のために $\phi 10\text{mm}$ の土圧計も使用した。図 3.4-2 に計測結果の例を示すが、この図を見ると加振 #3 の比較的小さな加振の対称な波形となっている場合、おそらくケーソン変位に起因して加振 #4, #5 のように左右の波形が非対称になった場合、さらに、片側だけ応答が高周波数化した加振 #9 のような場合まで、いずれの結果も並べて設置した土圧計の計測結果はそれぞれ整合していた。ここには特徴的な加振応答の結果のみを示したが、他の加振ケースについてもいずれも同様に整合していた。これらの結果を踏まえると、土圧計は地震時の動土圧を正しく計測できていると判断できる。その一方で、土圧計測の信頼性は一般的に低いとされており、実際に遠心模型実験では、土圧計で計測された水平全土圧から、直近で計測された間隙水圧の値を減じると、しばしば計算結果が負の有効応力になってしまう不合理な結果が得られる。そのため、今回の計測結果を踏まえると、下記のような可能性が考えられる。

- ①土圧計は変形が卓越する方向の土圧は正しく計測されるが、沈下時の水平土圧のように地盤の変形方向と直交する土圧は計測精度が低下する（地震時水平土圧は今回の結果のように計測できているが、遠心加速度付加時の水平土圧は計測できない）。
- ②土圧計は、土圧計周囲の地盤の土圧を正しく計測できているとしても、その土圧計周囲の地盤が土圧計が無い場合の状況と異なっている（従来の信頼性が低いと報告されている例がこのケース。設置時に表面に置くだけで凸の状況になる際や凹に設置した上で上に埋戻し土を被せてその埋戻し土が周囲の地盤より柔らかい場合に土圧が乱れる。動的な場合は、密度の違いにより慣性力に差が出て位相差が出ることも考えられる）。

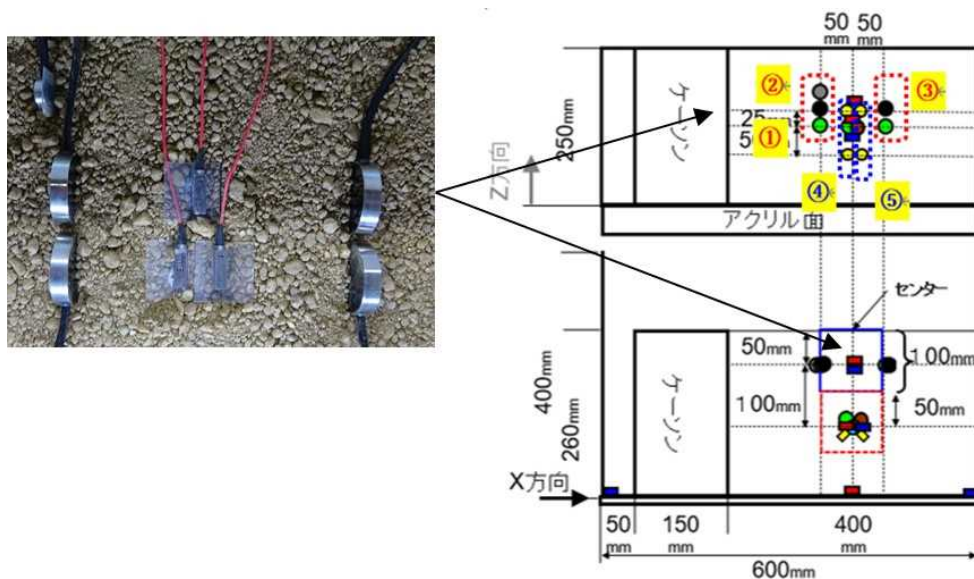
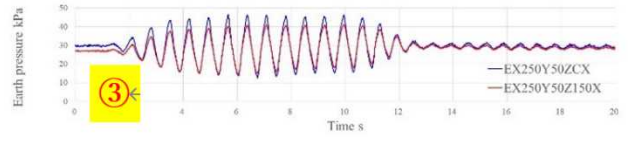
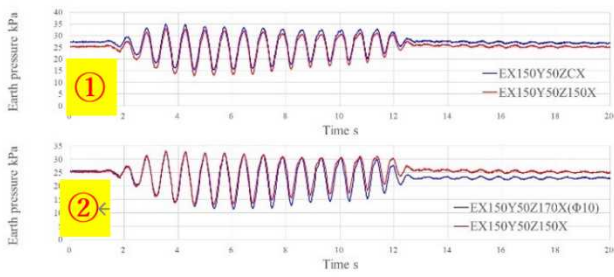
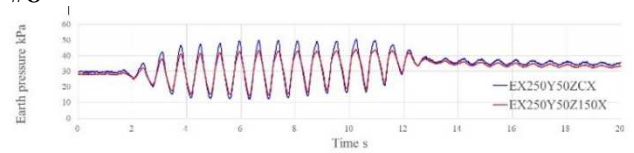
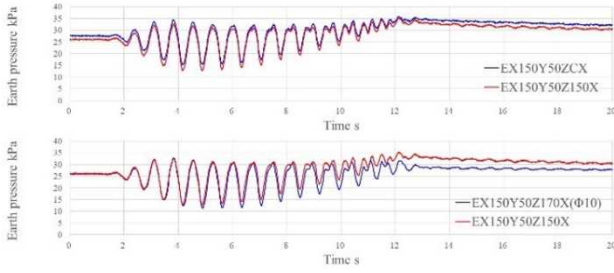


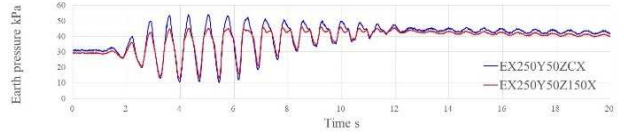
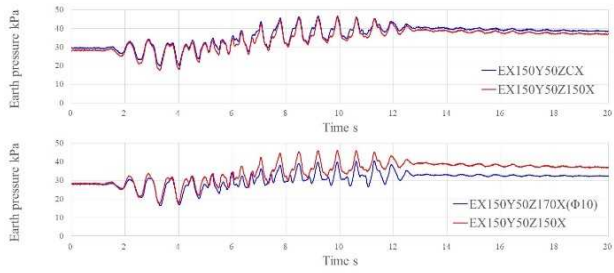
図 3.4-1 Case1 の検証比較用土圧計の設置状況



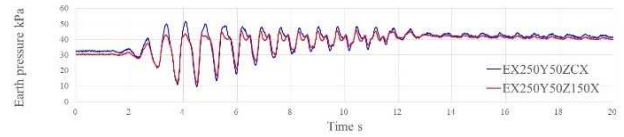
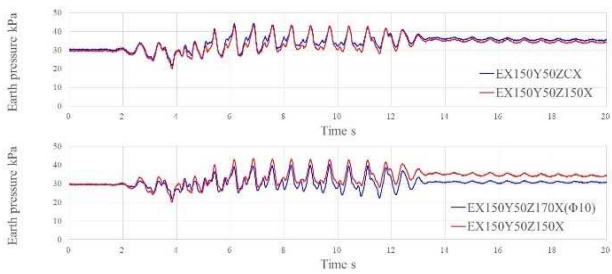
(a)加振 #3



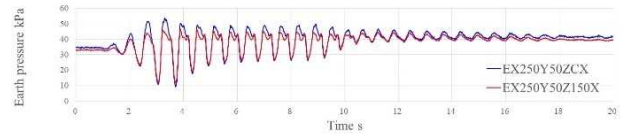
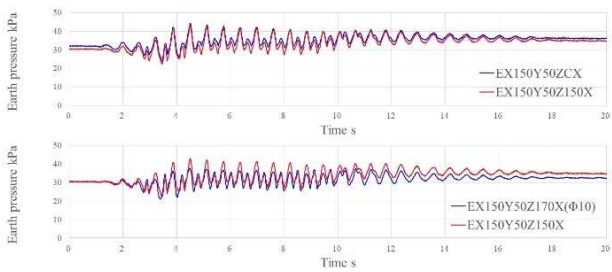
(b)加振 #4



(c)加振 #5



(d)加振 #6



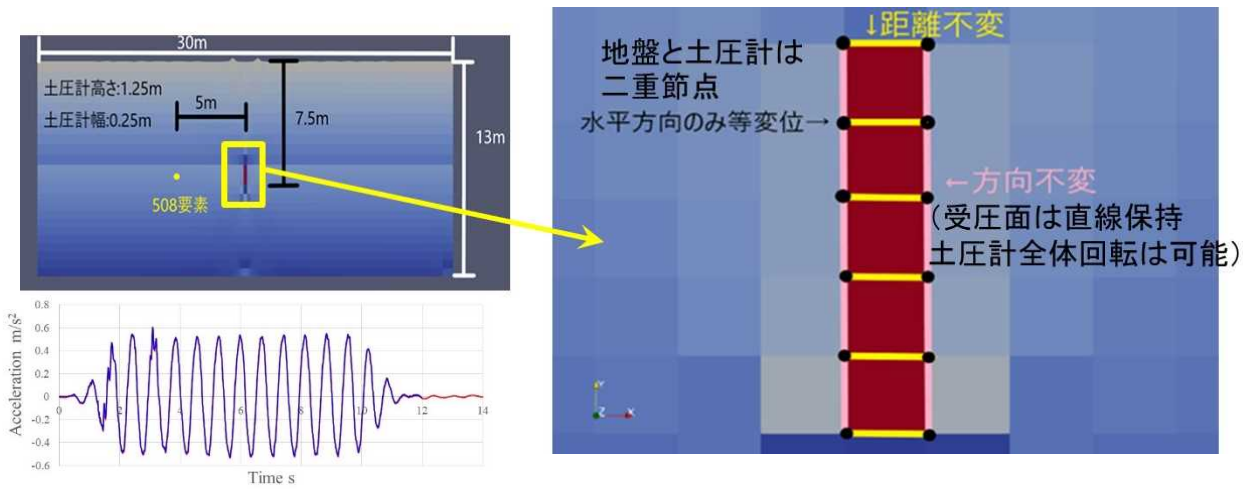
(e)加振 #9

図 3.4-2 各加振における土圧計測結果の比較

(左上：ケーソン側 $\phi 25\text{mm}$ 同士，左下： $\phi 25\text{mm}$ と $\phi 10\text{mm}$ の比較，右上：土槽壁側 $\phi 25\text{mm}$ 同士)

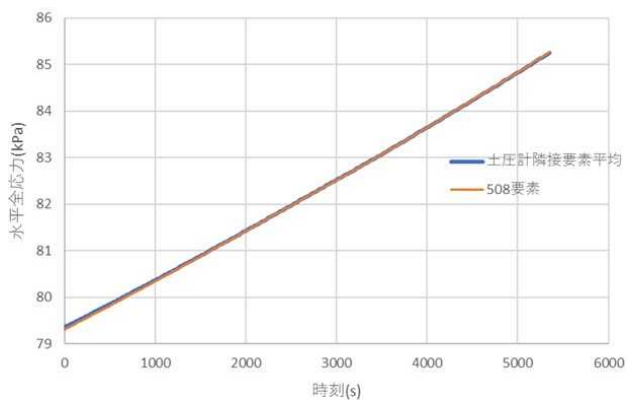
そこで、解析的にこれらの影響を考えるために、後述の GEOASIA による数値シミュレーションを行った模型実験 Case4 のモデルに図 3.4-3 に示す加工を施し、鉛直方向に地盤が変形する場合の水平・鉛直土圧、水平方向に地盤が変形する場合の水平・鉛直土圧について、土圧計から離れた地盤要素と土圧計に隣接した要素の平均値とを比較し、土圧計の存在による乱れの影響を検討した。その結果図 3.4-4 に示す通り、いずれの組み合わせでも土圧計設置による周囲の地盤応答の乱れは小さく、土圧計の計測精度の信頼性を損なうような結果とはならなかった。有効応力が負になることは非現実的なので、少なくとも遠心加速度載荷時（地盤変形は鉛直方向）の水平全土圧の計測には問題が生じる例が確認されており、そのような場合では、土圧計近傍の締固め不足により応力が伝達されない等、他の要因が関係している可能性がある。

上記の FEM 検討においては、図 3.4-3 のモデル化により簡易に土圧計をモデル化したが、その際、土圧計と土の摩擦をモデル化していないため、土圧計と地盤との相対変位が異なり、その結果土圧計周囲の地盤応答の乱れが小さくなった可能性も考えられる。そのため、そのような処理が不要な DEM 解析も実施し、土圧計周囲の粒子接点力の分布についても確認した。図 3.4-5 に解析の概要を、図 3.4-6 に解析結果の粒子接点力分布を示すが、ベクトルの大きさと色の濃淡で示した粒子接点力の大きさは、土圧計直近と離れた位置で分布傾向に相違は認められなかった。この解析についても、初期の地盤作製は均質になるようにしているため、やはり均質な場合では、土圧計設置の影響による地盤応答の乱れという観点では、土圧計の計測精度の信頼性を損なうような要因は特に観察されなかった。但し、計算時間の都合上、解析モデルの土槽の容積がかなり小さくなっているため、土槽全域にわたって土圧計設置による乱れの影響が及んでいる可能性も考えられなくはない。現実に生じている土圧計の不都合の原因究明のためには、今後、局所的な密度の不均質さの影響や解析領域の影響、地盤特性、載荷パターンなど、より詳細な検討が必要であろう。

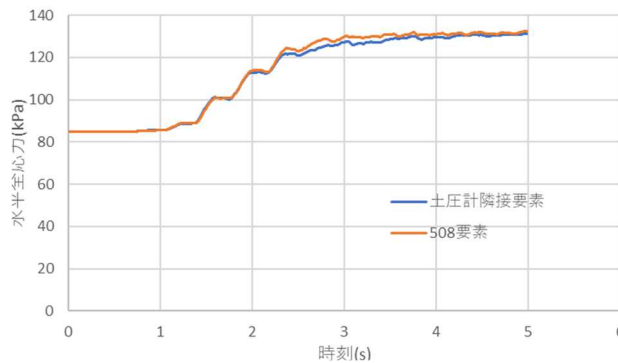


※5秒まで計算

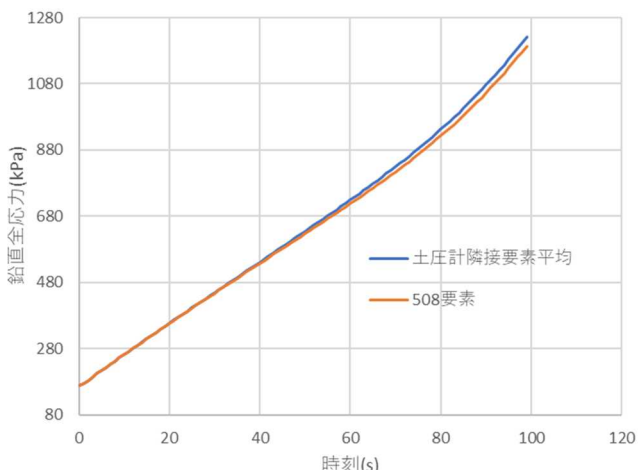
図 3.4-3 土圧検討解析 (FEM) の概要



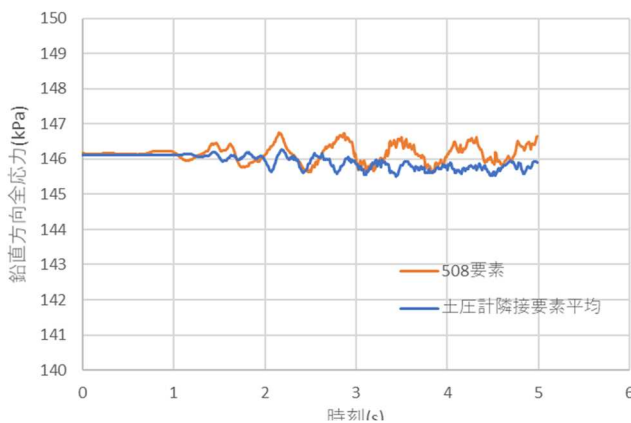
(a)鉛直载荷時の水平全土圧



(b)水平加振時の水平全土圧



(c)鉛直载荷時の鉛直全土圧



(d)水平加振時の鉛直全土圧

図 3.4-4 土圧検討解析 (FEM) の結果

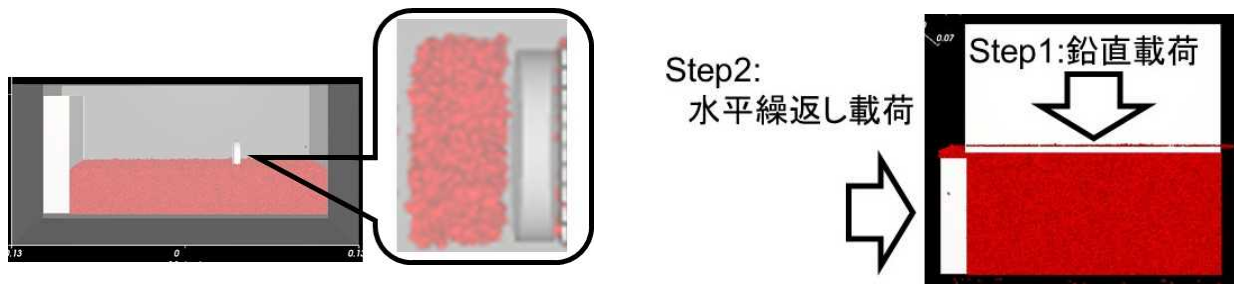


図 3.4-5 土圧検討解析 (DEM) の概要

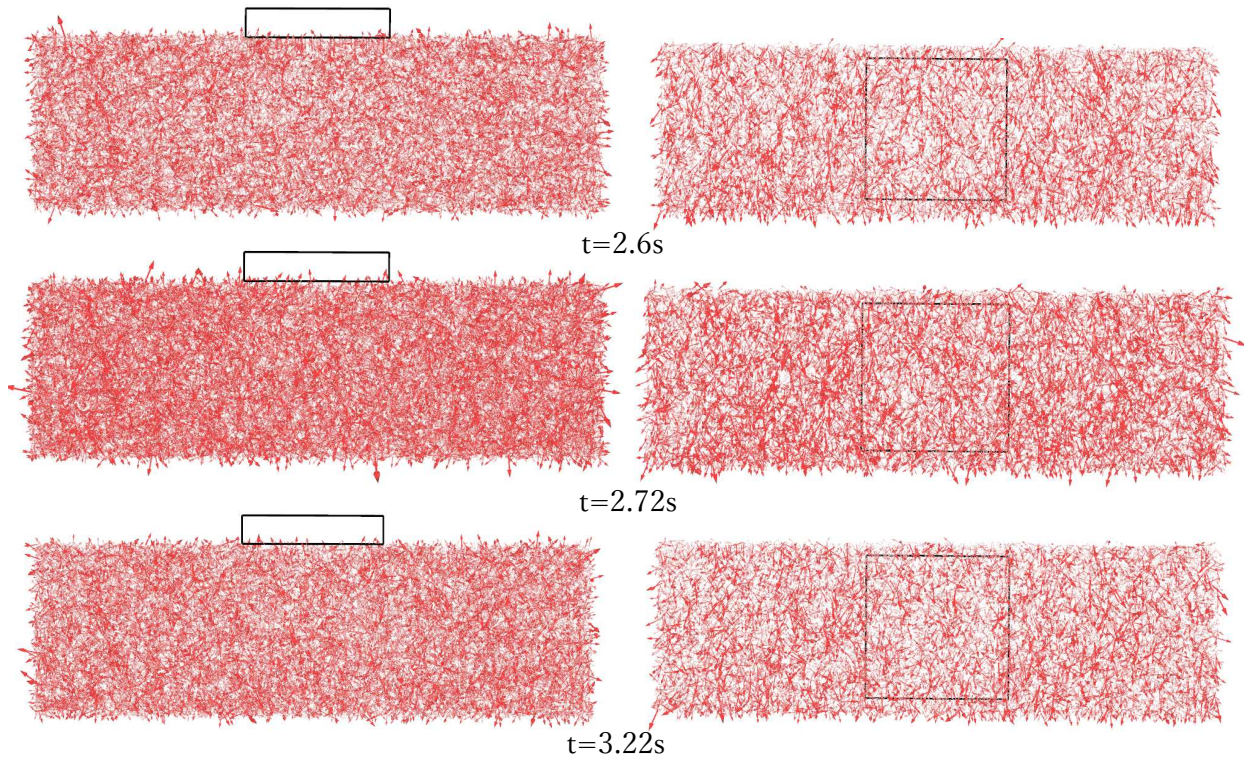
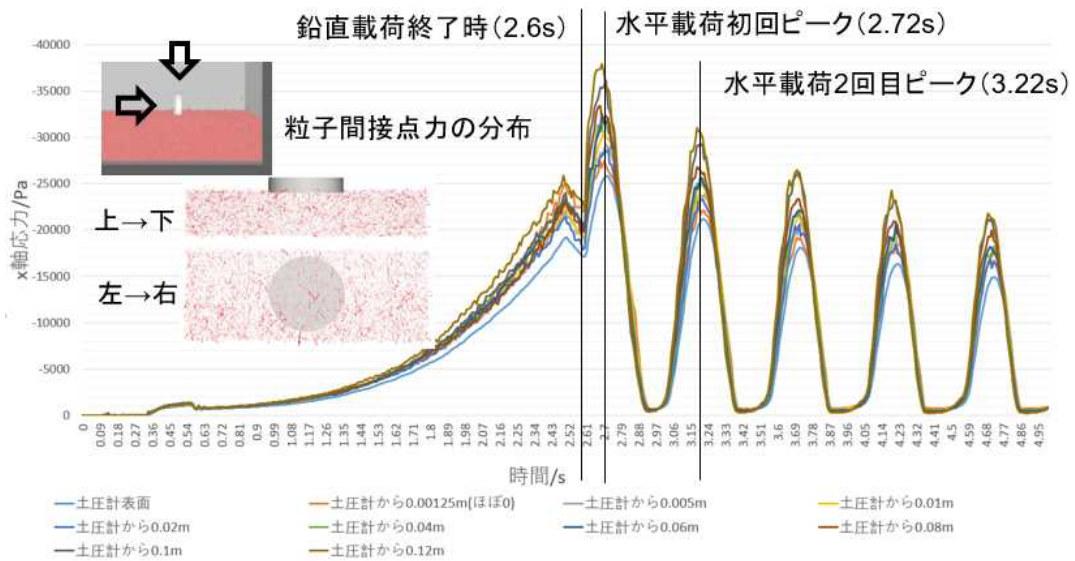


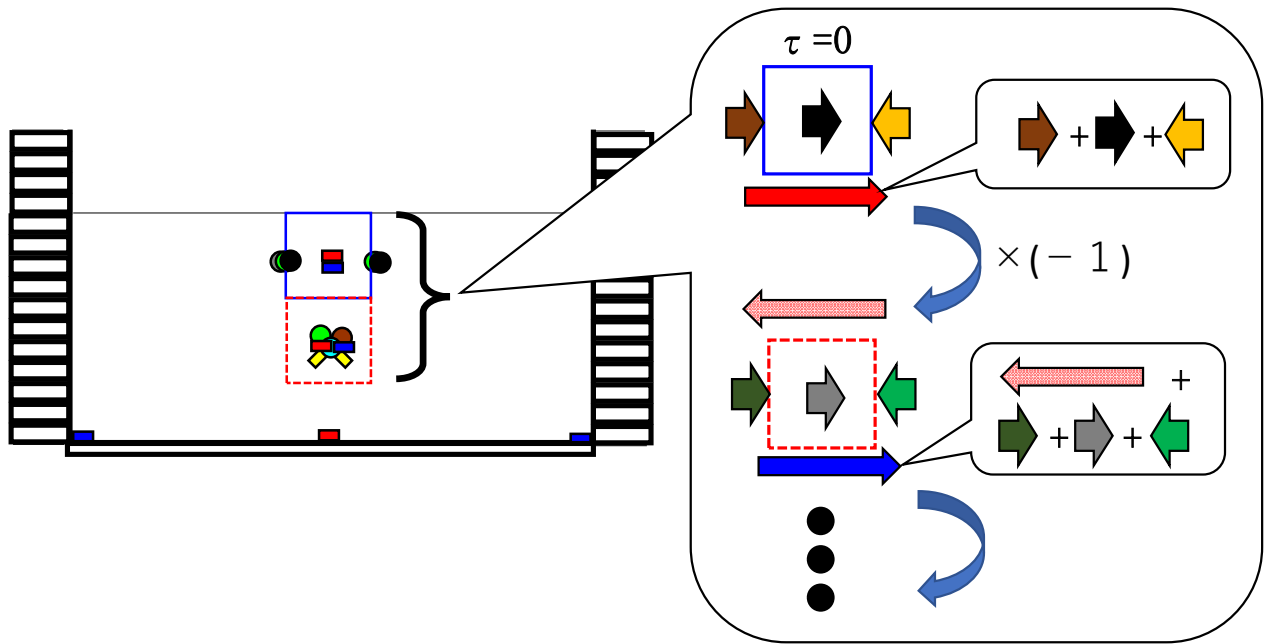
図 3.4-6 土圧検討解析 (DEM) の結果

(土圧計口の周囲に粒子間接点力分布の乱れは観察されない)

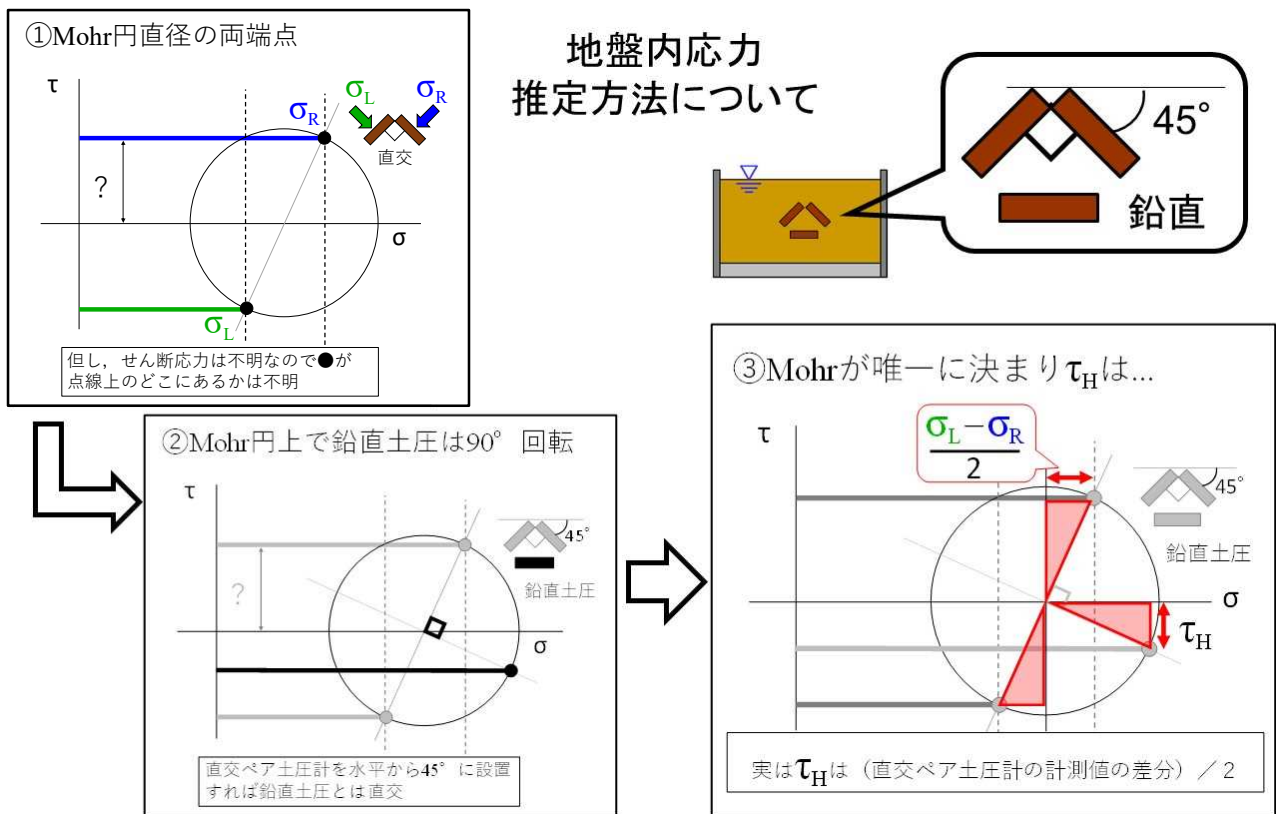
3.4.2 Case4（水平成層地盤：せん断土槽）の結果について

遠心模型実験 Case4 は水平成層地盤を模擬するためにせん断土槽を用い、土槽が地盤に与える影響を軽減し鉛直方向に波動が1次元伝播するように意図した実験である。したがって、今回の実験結果の中で、最もシンプルな実験条件と言える。この実験の目的は、図 3.4-7 に示す地盤内応力を推定する2種類の方法で得られた地中水平せん断応力を比較し、図中のB法による推定精度を確認することである。A法とB法を比較した場合、B法には次のような利点がある。

- ・ A法で想定したブロック（単体）のせん断応力を推定するために必要とするセンサー数よりも、B法で必要なセンサー数が少ない（原理は後述。水平せん断応力だけなら土圧計2個、Mohr円を同定する場合は3個、有効応力を計算するためには間隙水圧計1個）。
- ・ A法では2次元的な応答が保証されている場合と3次元的な応答が懸念される場合とで状況が異なり、後者では奥行き方向の面のせん断応力を必要とするため厳密な計算は出来ず、2次元的な応答に近い部分の確認を行った上でその部分の近似値を推定できるだけである。しかも2次元的な応答となる範囲を同定するためには、必要センサー数が非常に多くなる。それに対して、2次元応答、3次元応答の如何に拘らず当該部分の水平せん断応力を計測できるので、必要センサー数は変化しないし原理も変わらないので3次元的な応答になっても精度はその影響を受けない。さらに、設置方向を変えれば、3次元の3方向のせん断応力をそれぞれ計測できる可能性がある。
- ・ 深い部分の水平せん断応力を推定するためには、A法では地表面からブロックを必要数想定する必要がある（地表面のせん断応力=0を利用するため）ので、必要センサー数がその分増えるのに対して、B法ではそのような計算が必要ではないため、計測対象箇所上記個数のセンサーを設置するだけで良い。
- ・ A法では、深い部分の推定において上部のブロックのいずれかの箇所で計測不良になると当該深度の水平せん断応力が計算不能になるため、センサー故障に備えた多重化が全て必要になり必要計測器数が非常に多くなるのに対して、B法では計測対象箇所の内、特に重要な箇所だけ二重化するという対処が可能である。
- ・ A法では、深い部分の推定において多数のセンサーが計算結果に影響するため、誤差の累積が想定されるのに対して、B法では、計測対象箇所のセンサーの誤差だけを考慮すれば良い。
- ・ A法では、複雑なブロック形状にした場合、ブロックの代表値を得るためにセンサー数を増やすかブロックを増やす必要があり、法面部付近の計測が複雑になり、しかも多数のセンサーの物理的な大きさやセンサーケーブルの影響が懸念される。しかし、B法では、基本的には水平せん断応力の推定は土圧計2個であり、奥行き方向にずらすなどの工夫をすれば、同一斜面内部で多数箇所の計測が可能であり、それらの応答が比較できる。



(a) A法（ブロックつり合い法）の概要



(b) B法（三方向土圧法）の概要

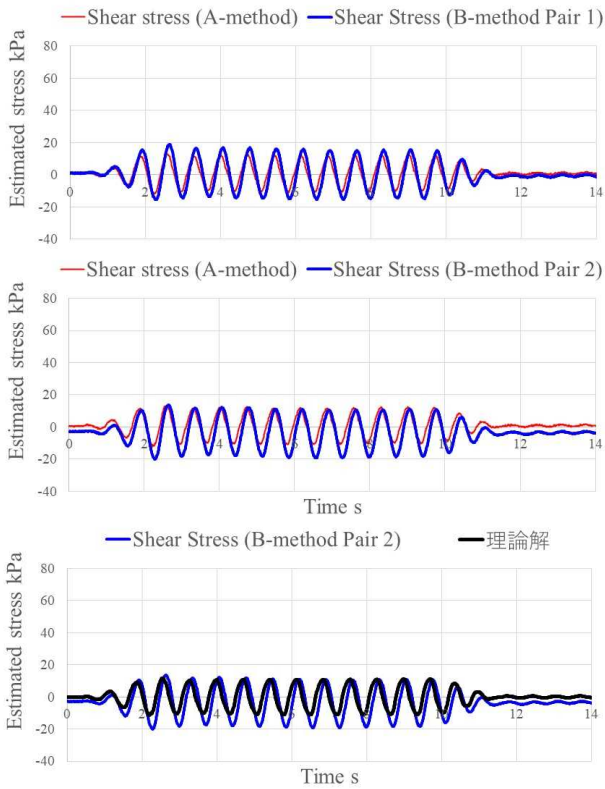
図 3.4-7 地中せん断応力推定方法の概要

そこで、まずは Case4 のようなシンプルな地盤応答で理論解とも比較し易い条件で、A 法、B 法、理論解の地中水平せん断応力の推定結果を比較し、B 法による計測の確からしさを確認することとした。A 法は、地表面のせん断応力がゼロであることから、地表面から順に想定したブロックの左右面の土圧（代表値）とブロック中心の加速度（代表値）を使用し、想定したブロック上下面のせん断応力を計算していく方法であり、概要は図 3.4-7 に示した。ここで理論解とは、ほぼ同じ方法であるが、Case4 の実験が理想的な 1 次元応答となっている、すなわち地盤のせん断応力だけで振動しているものと仮定し、慣性力だけで振動が伝播しているとして左右の土圧の差は無視し、各層の加速度の代表値とニュートンの第二法則 $F=ma$ を使用して当該深度の地中水平せん断応力を計算した結果である。三者を比較した結果を図 3.4-8 に示す。なお、直交に設置したペアの土圧計は奥行き方向に 2 組設置しているので、A 法の結果は共通であるが、比較図が 2 つになっている。また、加振時間が長く波形全体を表示すると比較が困難なものは初期部分のみを表示しているが、加振中盤・後半も同様な結果であることは確認済みである。加振 #9 については、過剰間隙水圧が比較的大きく蓄積したため、後半部分の拡大図も表示している。

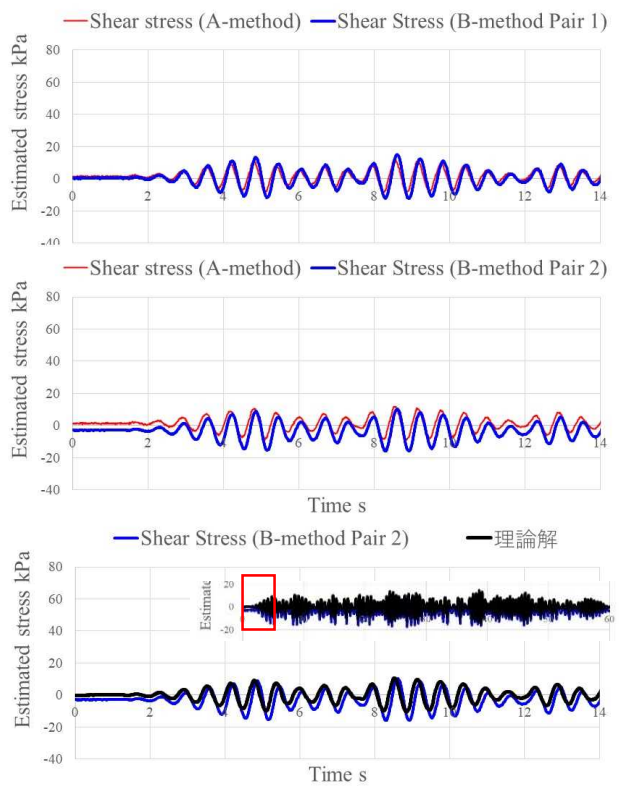
これらの結果をみると、いずれのケースでも三者（ペア土圧計二組を別々とすれば四者）は概ね整合しており、模型実験の条件をシンプルにして深度方向に 1 次元応答に近い結果になるようにしていることを踏まえると、A 法や理論解の値を信頼することは可能であり、その結果に整合する B 法（三方向土圧法）も十分信頼できる方法であると判断される。

図 3.4-9 には Case4 の加速度、間隙水圧、変位などの主な応答の時刻歴を示す。さらに図 3.4-10 には、加振装置の限界を調べるために実施した加振 #10～#22 について、加速度応答の一覧を示す。

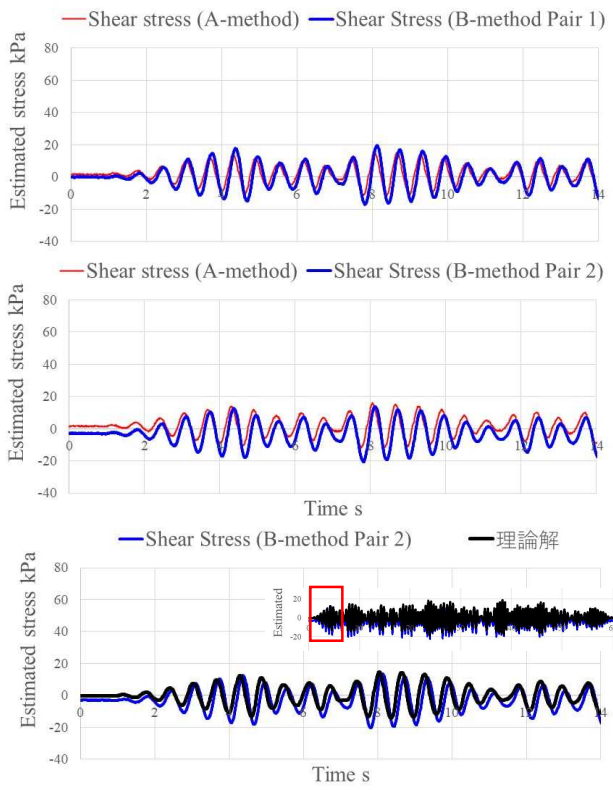
本事業で用いた五洋建設技術研究所の遠心力载荷模型実験装置は、これまでの事業で用いていた大林組技術研究所の遠心力载荷模型実験装置と比べて、模型サイズが小さいため、同じ予算・工期であれば、より多くの実験が可能となるが、加振能力は周波数範囲・パワーともに後者よりも限界が低く、図 3.4-10 のデータはせん断土槽を用いた実際の模型に近い条件での真の加振能力を把握するために取得した。今後、同様な実験を行う場合は、目的、模型サイズ、加振能力を総合的に判断して適切な実験計画を立てる際に参考にすることが出来る。



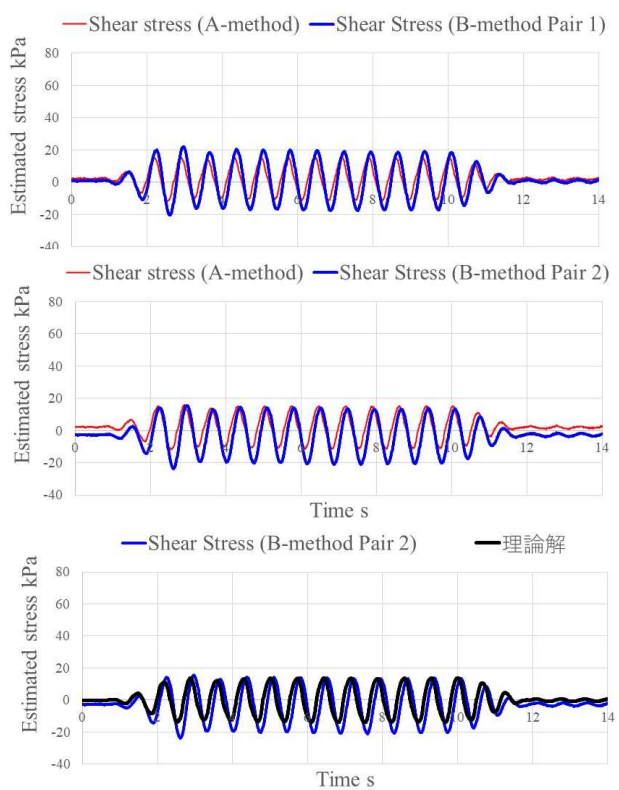
(a)加振 #1 の結果



(b)加振 #2 の結果

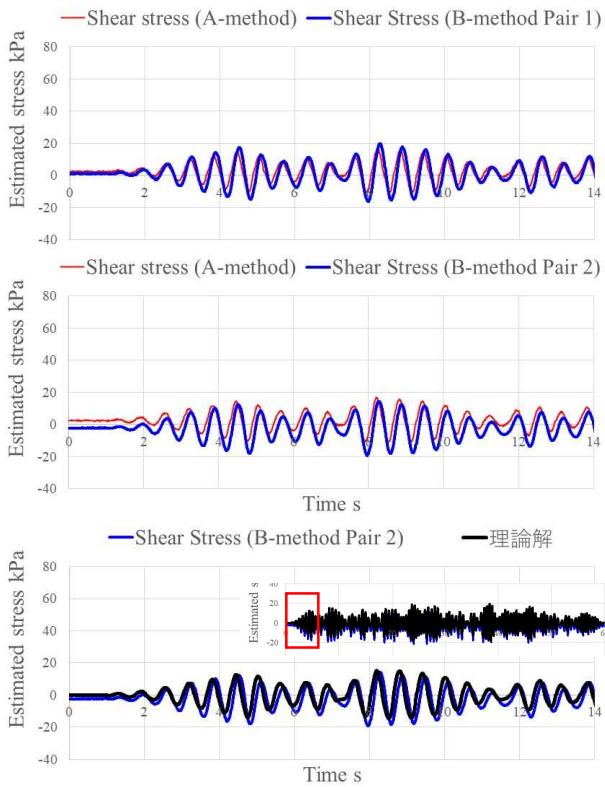


(c)加振 #3 の結果

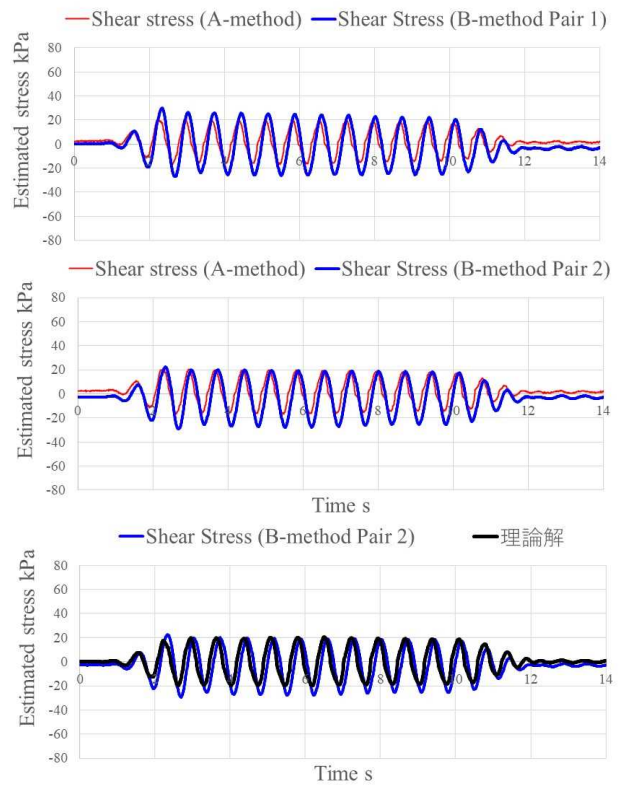


(d)加振 #4 の結果

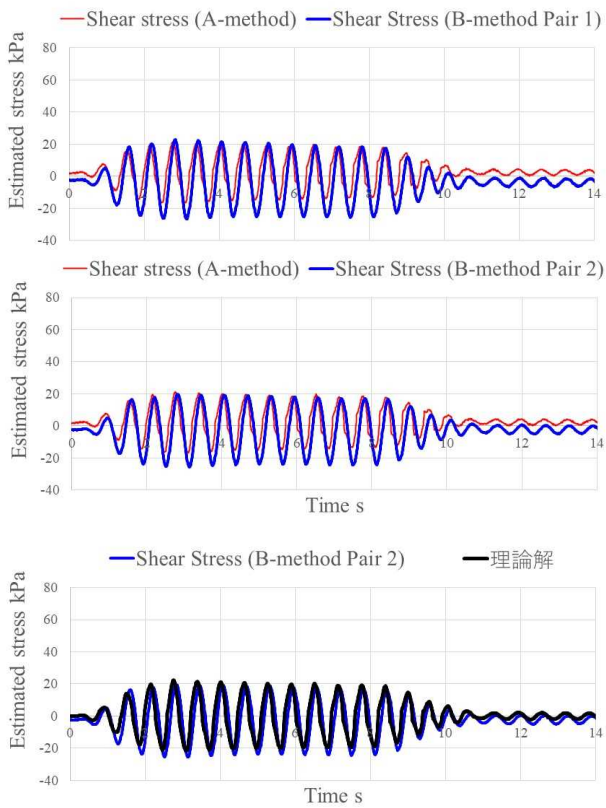
図 3.4-8 地中水平せん断応力推定結果の比較



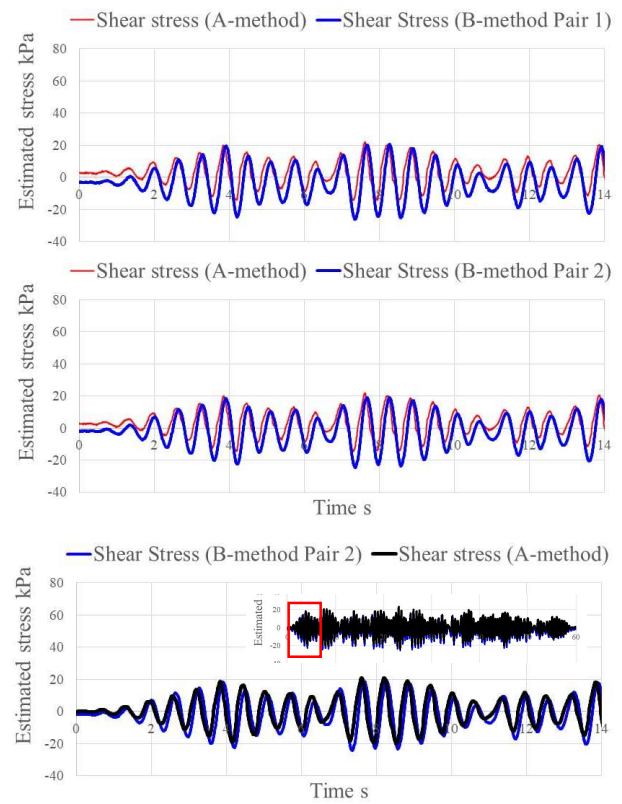
(e)加振 #5 の結果



(f)加振 #6 の結果

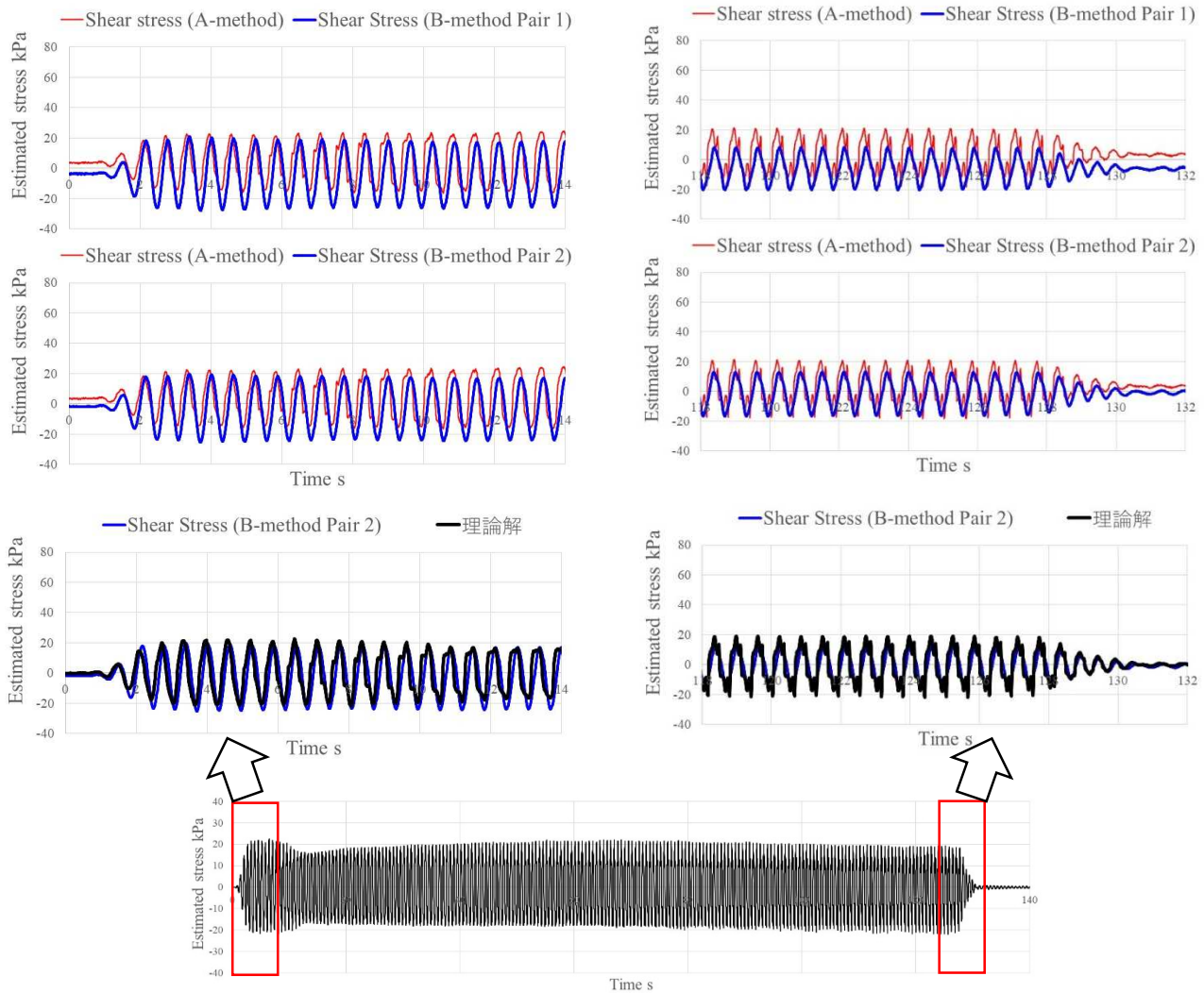


(g)加振 #7 の結果



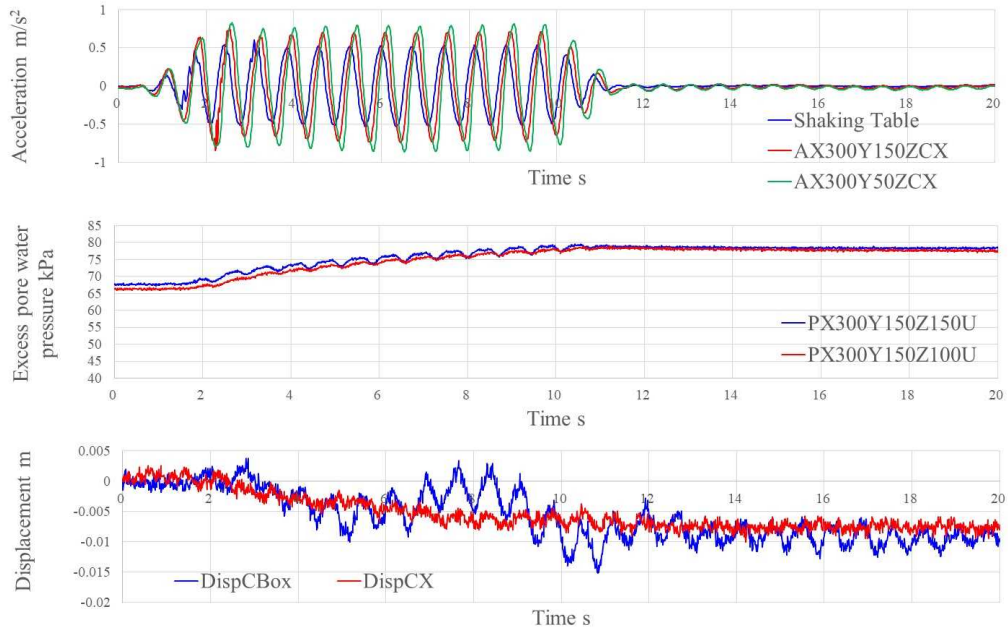
(h)加振 #8 の結果

図 3.4-8 地中水平せん断応力推定結果の比較 (続き)

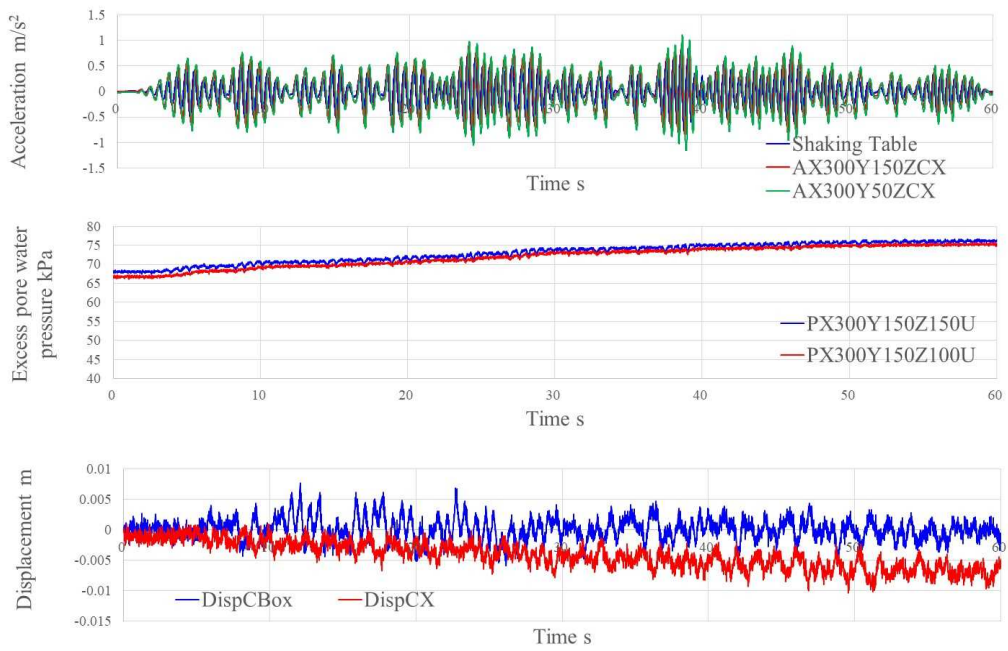


(i)加振 #9 の結果

図 3.4-8 地中水平せん断応力推定結果の比較 (続き)

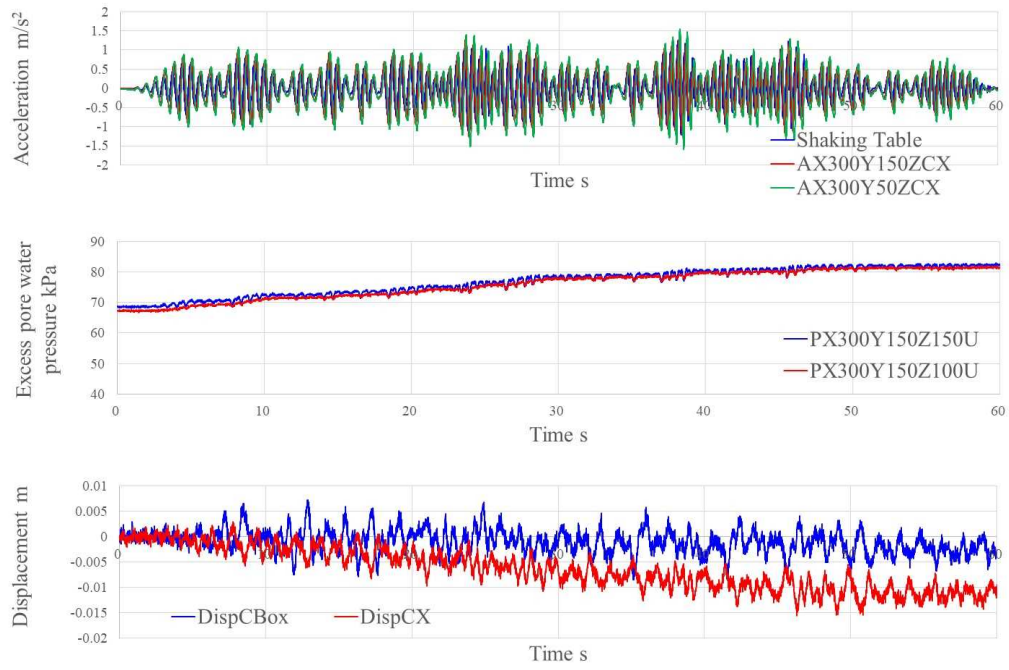


(a)加振 #1 の結果

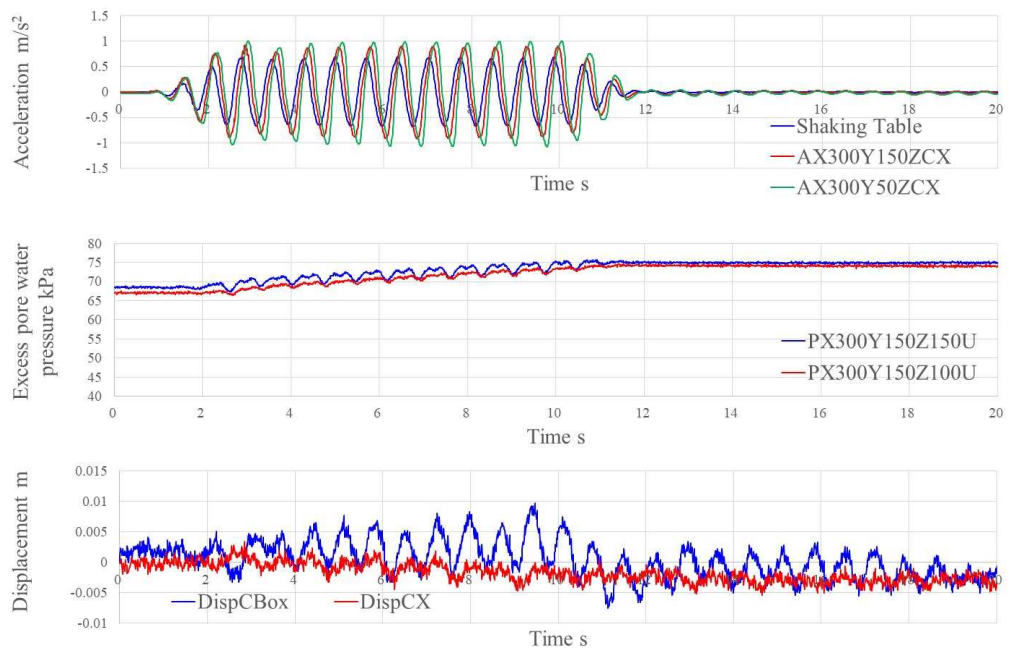


(b)加振 #2 の結果

図 3.4-9 各ケースの加速度，間隙水圧，変位時刻歴

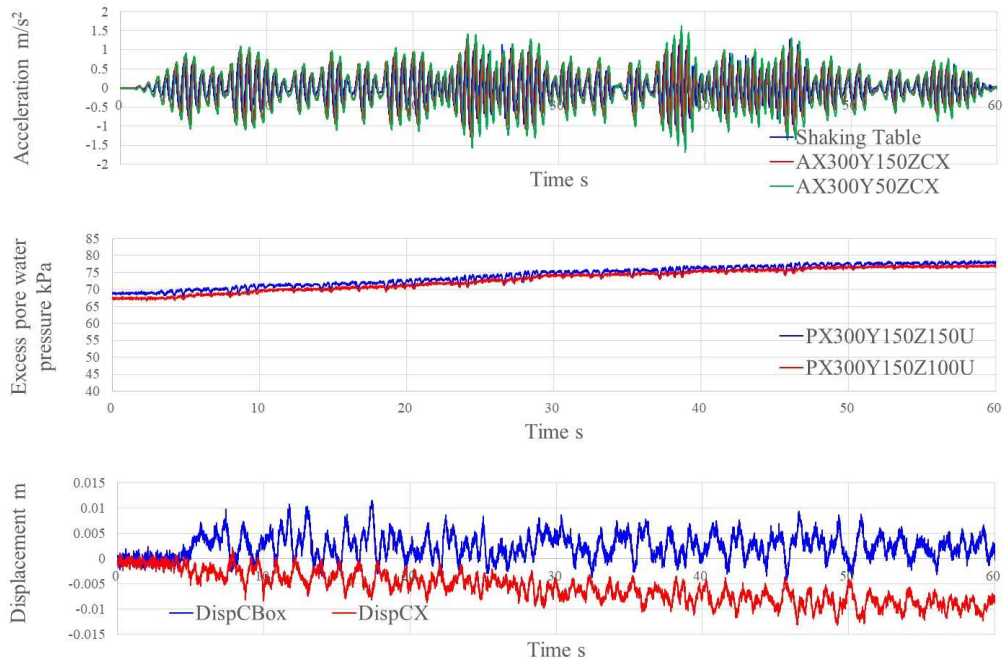


(c)加振 #3 の結果

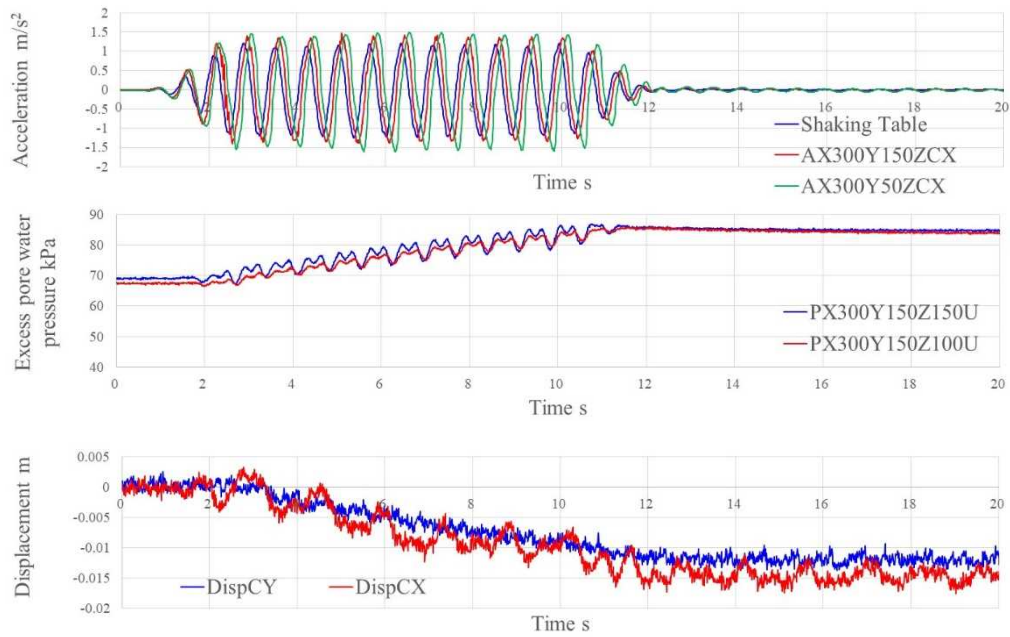


(d)加振 #4 の結果

図 3.4-9 各ケースの加速度，間隙水圧，変位時刻歴（続き）

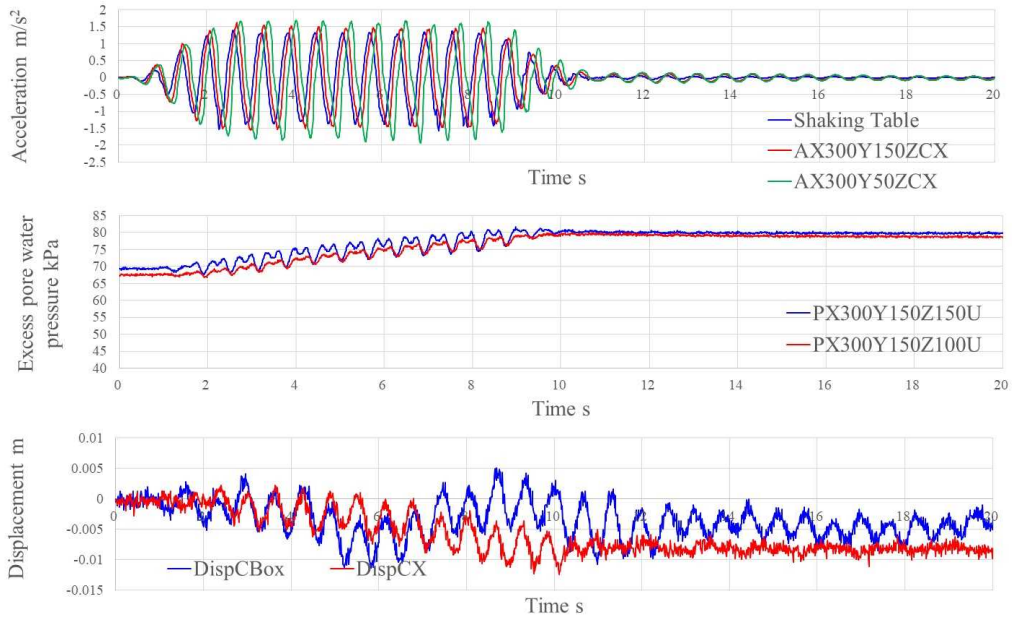


(e)加振 #5 の結果

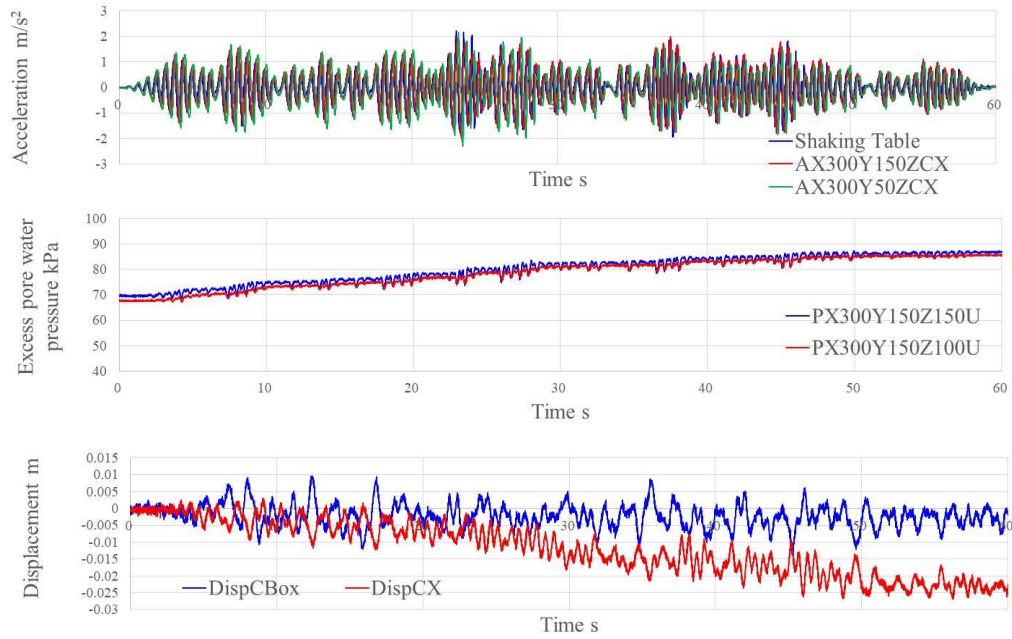


(f)加振 #6 の結果

図 3.4-9 各ケースの加速度，間隙水圧，変位時刻歴（続き）

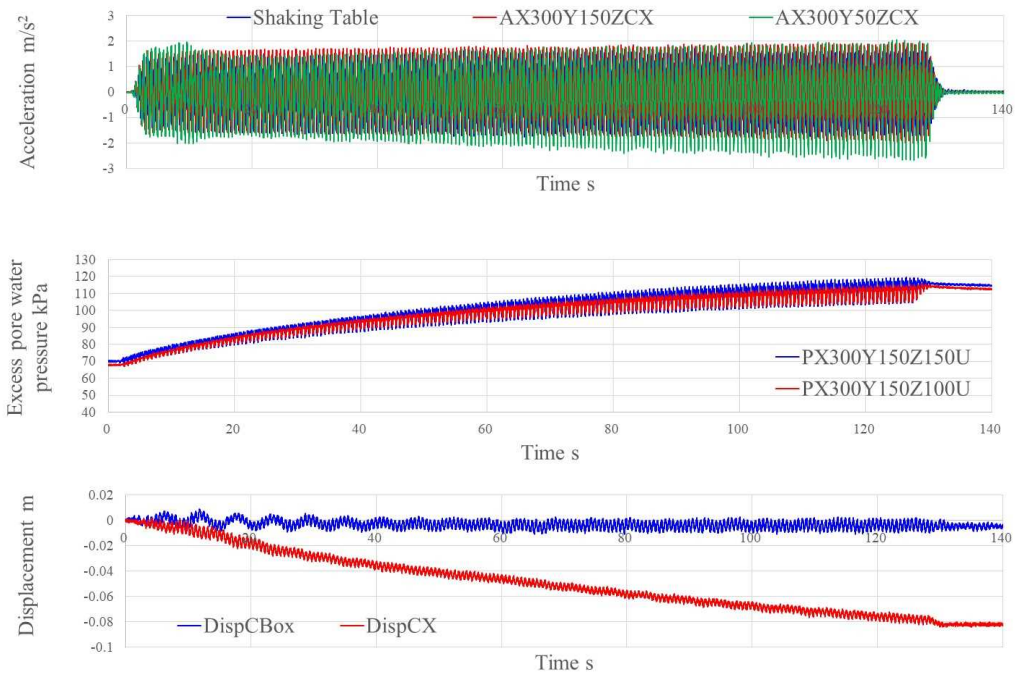


(g)加振 #7 の結果



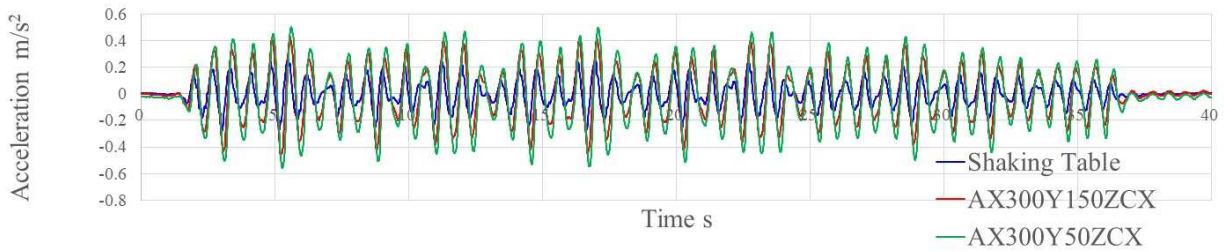
(h)加振 #8 の結果

図 3.4-9 各ケースの加速度，間隙水圧，変位時刻歴（続き）

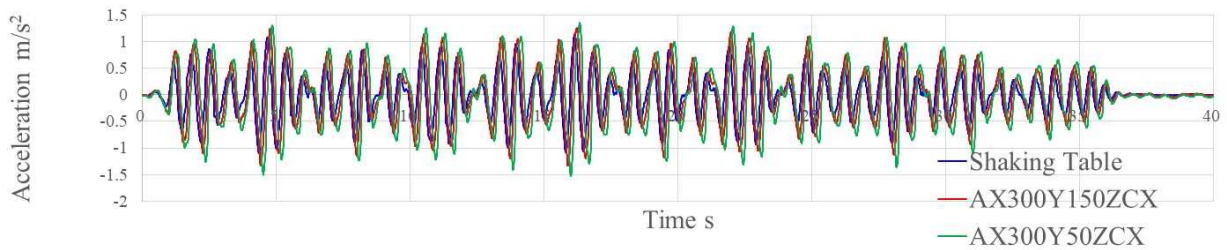


(i)加振 #9 の結果

図 3.4-9 各ケースの加速度，間隙水圧，変位時刻歴（続き）

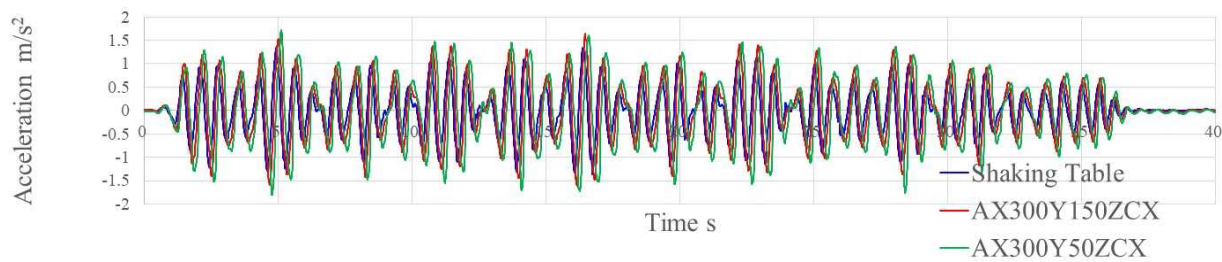


(a)加振 #10 の結果

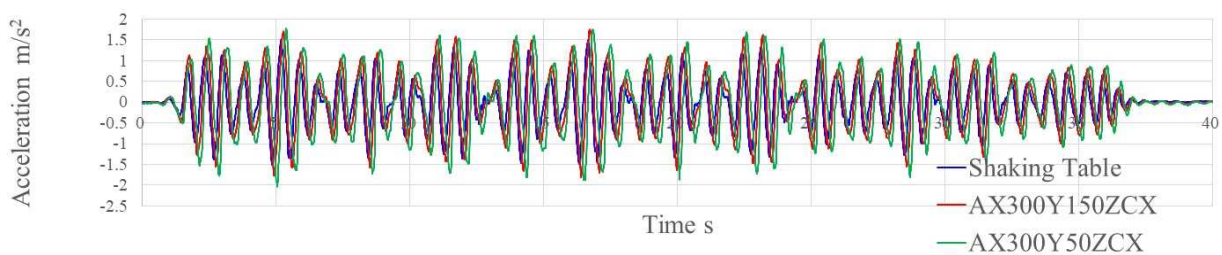


(b)加振 #11 の結果

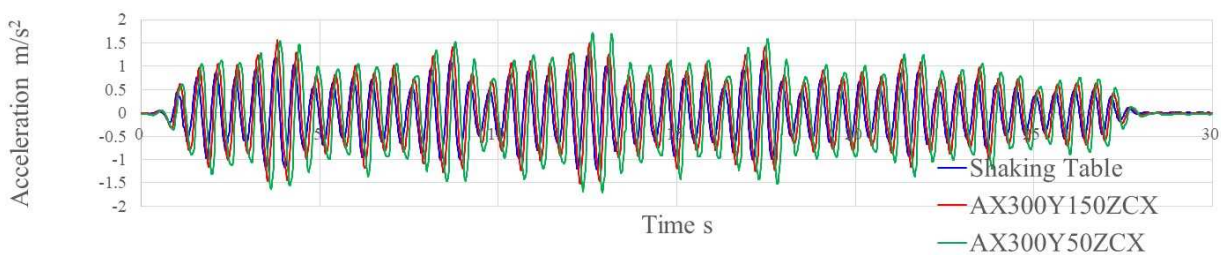
図 3.4-10 加振装置の限界を確認するための加振に関する加速度応答



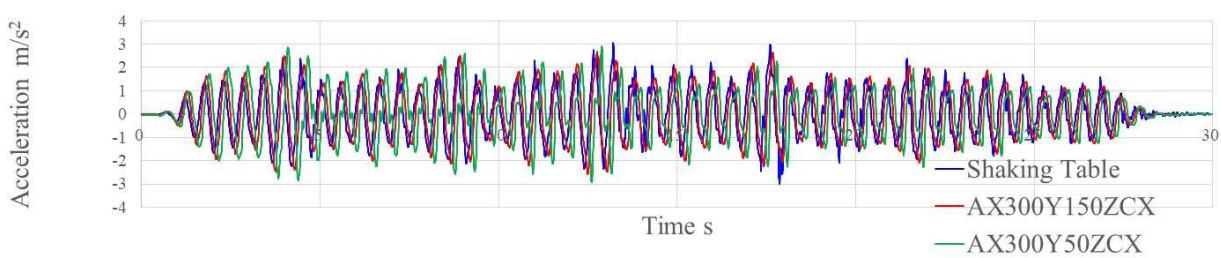
(c)加振 #12 の結果



(d)加振 #13 の結果

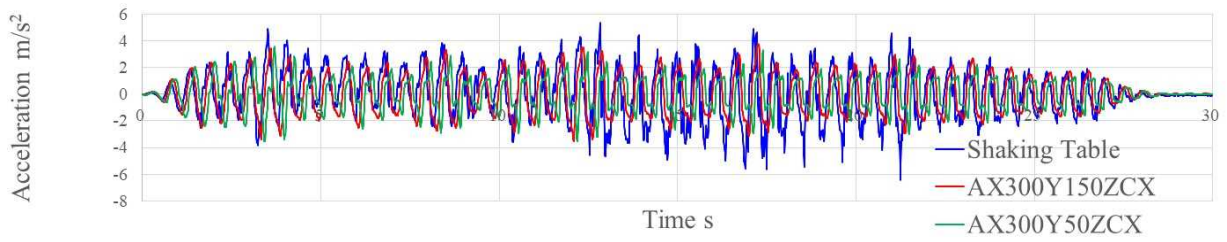


(e)加振 #14 の結果

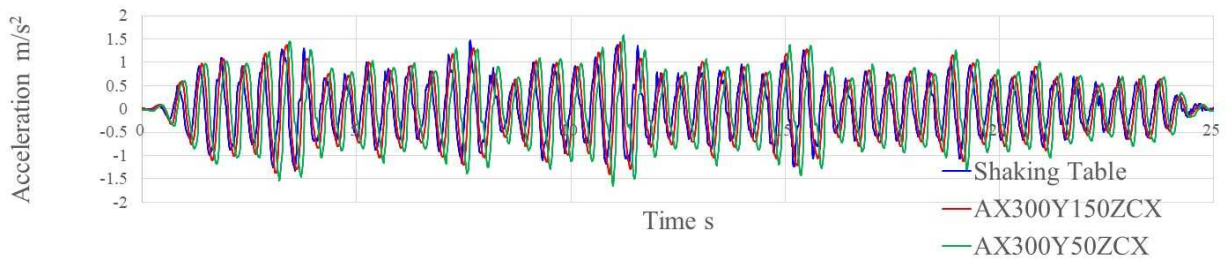


(f)加振 #15 の結果

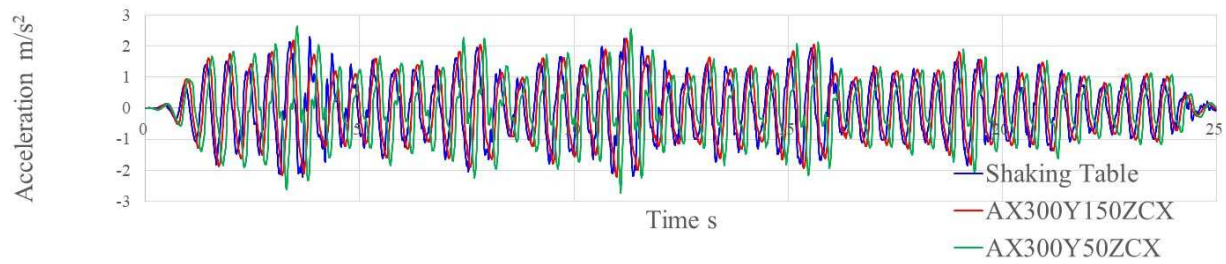
図 3.4-10 加振装置の限界を確認するための加振に関する加速度応答 (続き)



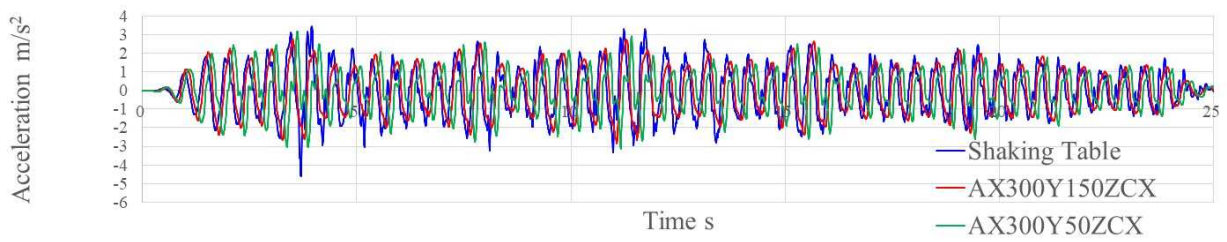
(g)加振 #16 の結果



(h)加振 #17 の結果

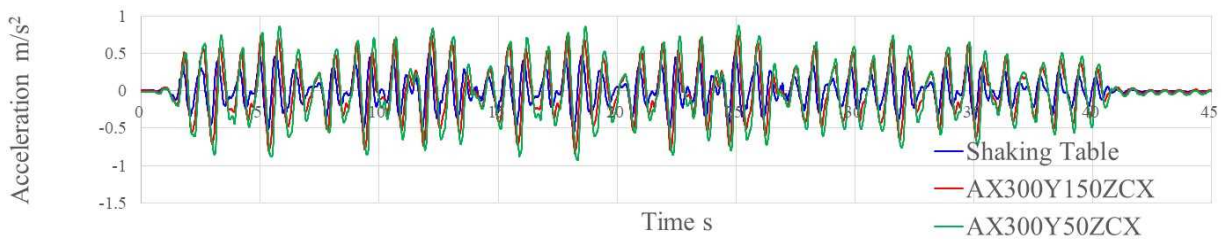


(i)加振 #18 の結果

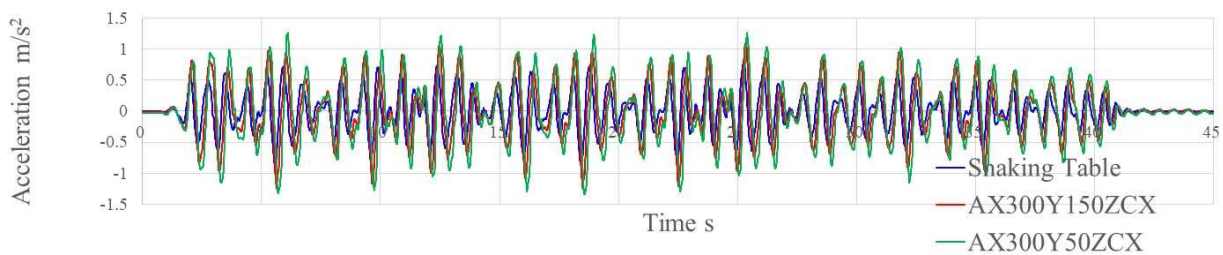


(j)加振 #19 の結果

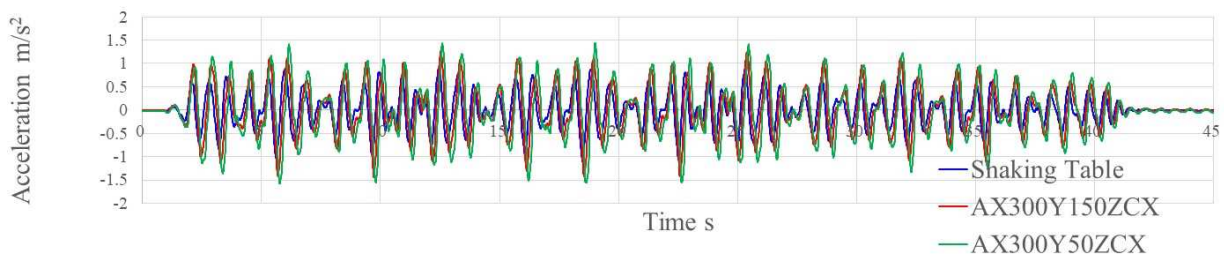
図 3.4-10 加振装置の限界を確認するための加振に関する加速度応答 (続き)



(k)加振 #20 の結果



(l)加振 #21 の結果



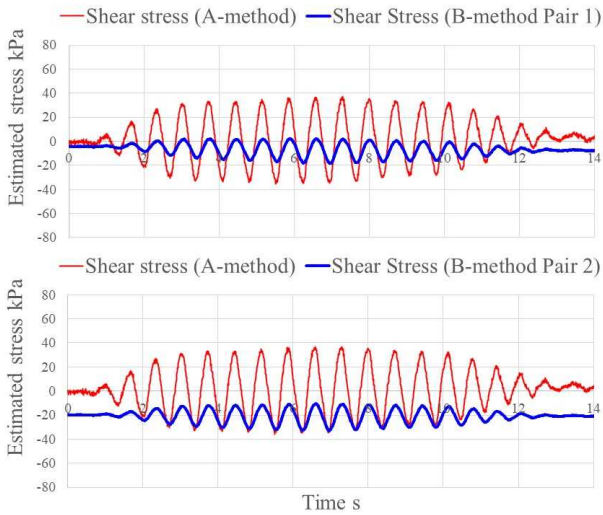
(m)加振 #22 の結果

図 3.4-10 加振装置の限界を確認するための加振に関する加速度応答 (続き)

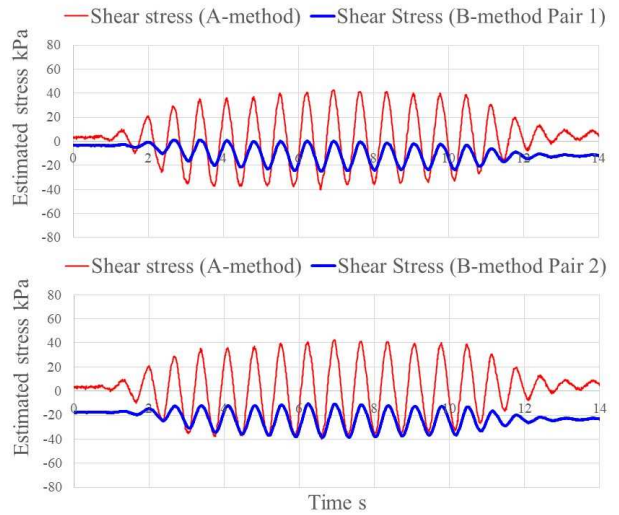
3.4.3 Case2 (護岸+傾斜背後地盤：剛土槽) の結果について

遠心模型実験 Case2 は、Case3 (護岸+水平背後地盤：剛土槽) の結果と比べて、水平地盤と傾斜地盤とで、内部の地震時応力状態がどのように異なるか比べるために実施された。但し、前述の A 法と B 法で推定した地中水平せん断応力が大きく乖離したため、まずは B 法の信頼性に関わる検討を先に実施してから、3.4.4 において Case3 と比較するものとした。

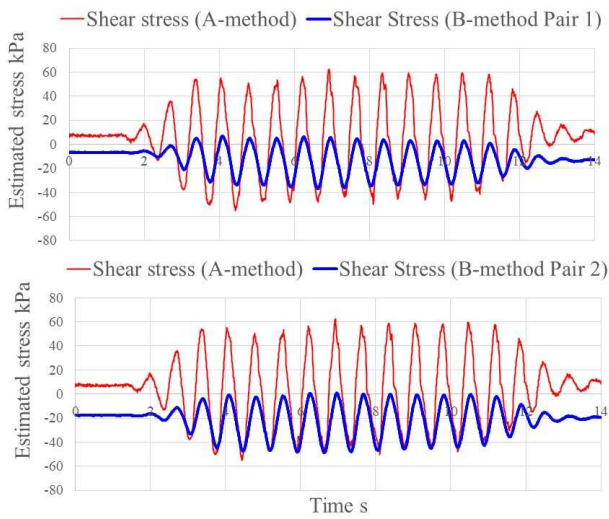
図 3.4-11 は、前述の Case4 と同様に、模型実験が二次元的な応答をしているものと見なし、土圧計や加速度の代表範囲が異なるだけとして A 法により計算した地中水平せん断応力と B 法により推定したそれとを比較したものである。図を見ると明らかなように、A 法の推定結果は、B 法よりも常に大きくなっていた。



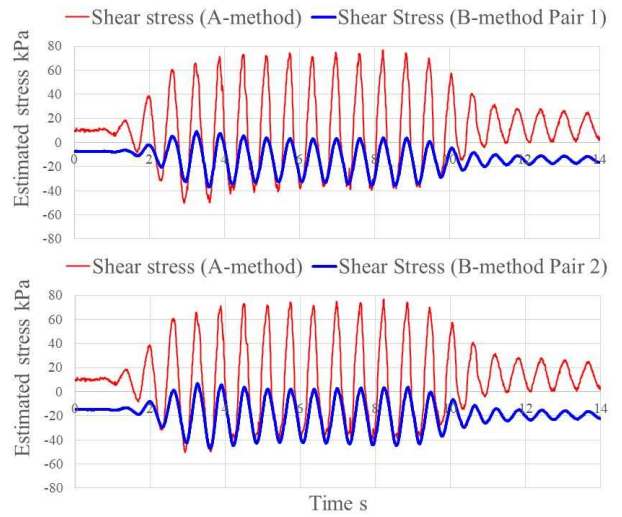
(a)加振 #1 の結果



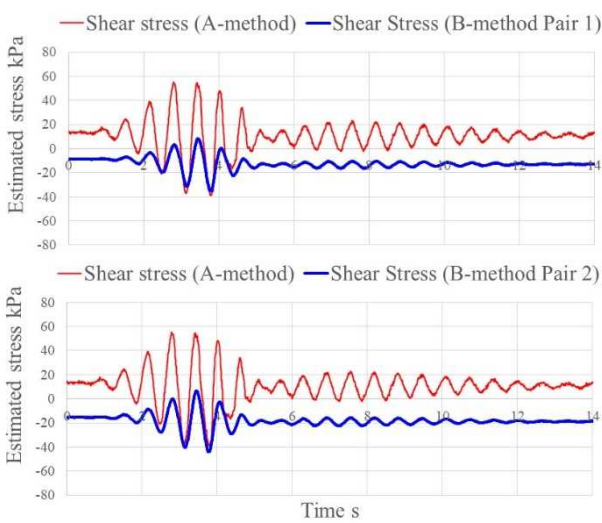
(b)加振 #2 の結果



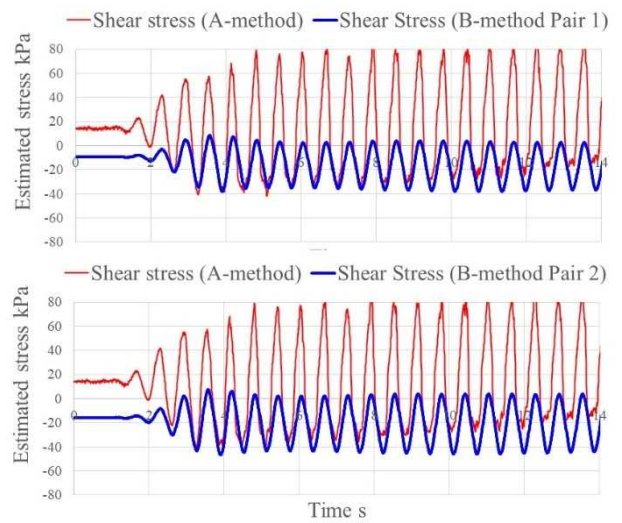
(c)加振 #3 の結果



(d)加振 #4 の結果



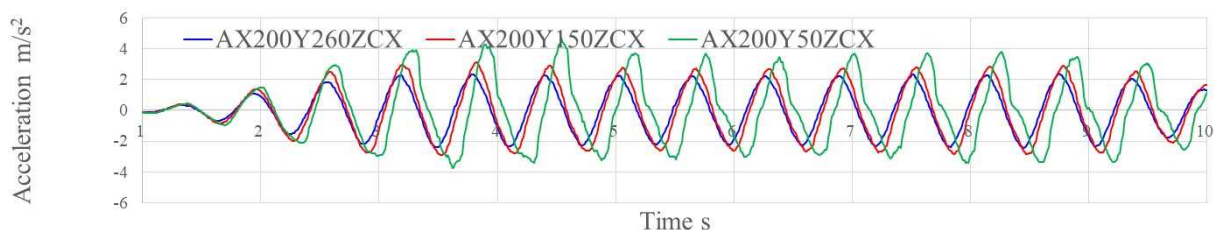
(e)加振 #5 の結果



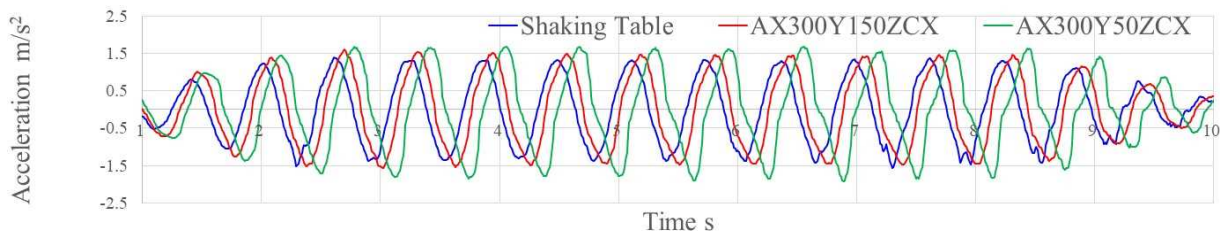
(f)加振 #6 の結果

図 3.4-11 地中水平せん断応力推定結果の比較 (補正なし)

Case4 では両者及び理論解が整合していたため、それぞれの方法で求めた地中水平せん断応力の推定値の信頼性は高いと言えた。しかし、Case2 では応答が複雑になるため理論解は求められず、A法とB法の結果が異なったため、A法の値が正しくB法の値が誤りなのか、逆にA法の値が誤っていてB法の値が正しいのか、それともA法、B法ともに誤っているのか、確認する必要がある。ここでB法は、Case1 で確認したように土圧の値そのものは正しく計測されていれば、計算の根拠となる Mohr 円は水平成層地盤でもその他の複雑な地盤でも、ペアで設置する土圧計の狭い設置範囲で応答が均質なら、特に違いが生じる理由はない。一方で、A法では、図 3.4-7 に示す計算に従うならば、その計算仮定に、応答が二次元である事が要求される。ここで Case2 の実験条件を考えると、使用したのが剛土槽であり、土槽自体が変形せず中の地盤だけが変形するため、相対変位が生じ、土槽側面（加振直交水平方向で奥行き方向の手前・奥）と地盤の摩擦の影響が大きくなる可能性がある。実際に、Case4 と Case2 は同じ地盤作製方法で概ね同じ密度で作製したため、ケーソンから離れた地盤は概ね似たような応答になると思われるが、図 3.4-12 に示すように、加速度の鉛直分布は Case4 では下段→中段の時点で位相ズレが生じているが、Case2 では下段→中段ではほとんど同位相で振動しており、地盤のせん断応力以外の要因で上方の地盤に力が伝達されていることが示唆される（位相遅れ→剛性による地盤の変形→その硬さの土の限界→限界以上の力が伝達されている）。ここで、加振方向前後の土槽壁による直土圧、Case2 の場合は右側の土槽壁からケーソンに向かう方向の土圧、については、A法で計算するブロックの左右側面の土圧計の応答の差で反映されるため、図 3.4-11 に反映されていない結果は、奥行き方向の壁の影響のみになる。



(a)Case2



(b)Case4

図 3.4-12 Case2 と Case4 の深度方向の加速度の位相ズレ

そこで、図 3.4-11 に示した A 法の結果に対して、土槽側面（奥行き方向の前後）の摩擦の影響を考慮して補正する方法として、以下に示す方法を試行した。ここで、結果として発生する慣性力が、土のせん断変形抵抗以外で補われていると考えるため、摩擦力の方向は常に慣性力と逆向きに作用するものとする。また、今回の実験では、奥行き方向の土圧は計測していなかったため、摩擦係数を乗じる壁面に垂直な力は、加振方向の水平土圧を転用した。さらに、過剰間隙水圧の蓄積が小さかったため、摩擦抵抗力を計算する際は、簡単のため全土圧のままで摩擦係数を乗じた。

ところで、摩擦“抵抗”力は、そもそも反力として生じるだけであり、垂直力×摩擦係数は最大で発揮できる摩擦抵抗力を示しているに過ぎず、実際に発揮されている面の接線方向の力を表している訳ではない。上記の仮定（常に慣性力と逆向き、加振方向の土圧を転用）に加えて、そもそもの摩擦力の計算値の性質から、ここでの検討は、A 法の土圧を適切に補正できたとして、それが B 法の値に近づきそうであれば、B 法の計測結果がもっともらしいことを示すという観点での確認であり、A 法を厳密に補正し、真のせん断応力を A 法から求めるという目的ではないことに留意されたい。

[補正方法]

①常時補正

補正力（水平全土圧×摩擦係数）が慣性力と逆向きに常に作用しているものとする

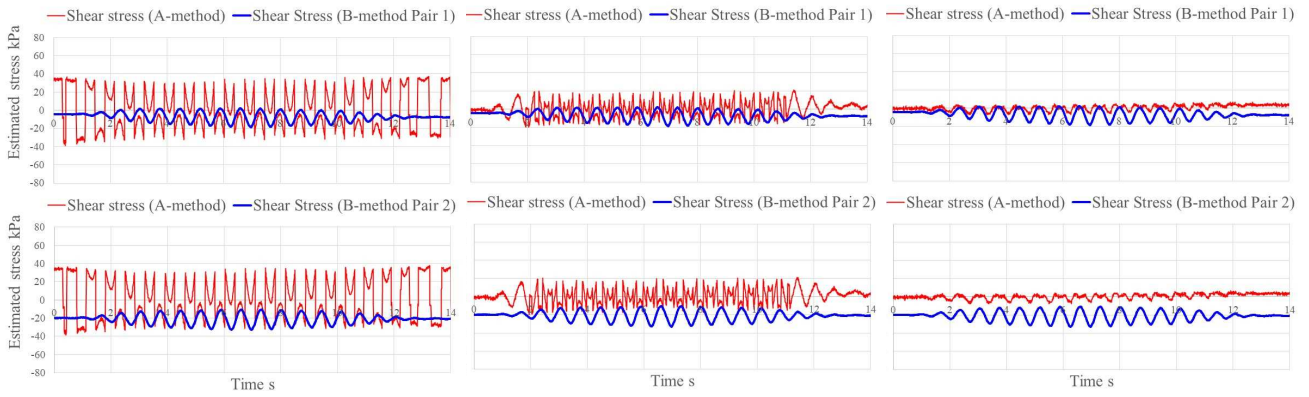
②閾値超過補正

補正力（水平全土圧×摩擦係数）は、慣性力がある値を超えた場合のみ慣性力と逆向きに作用する。

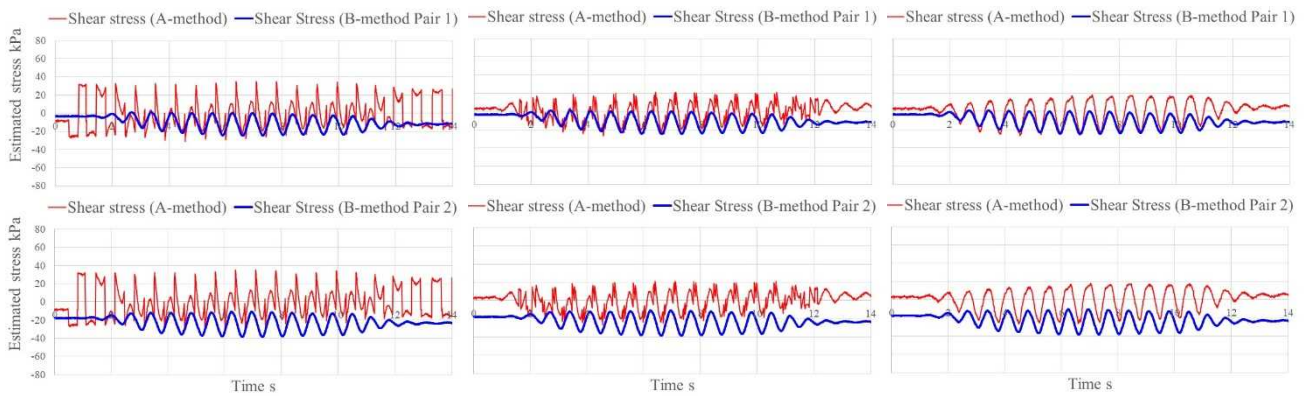
③慣性力比例補正

補正力は、水平全土圧×摩擦係数×慣性力比で計算した結果が常に作用しているものとし、慣性力比 = -（その時刻の慣性力／慣性力の絶対値最大）で計算する。

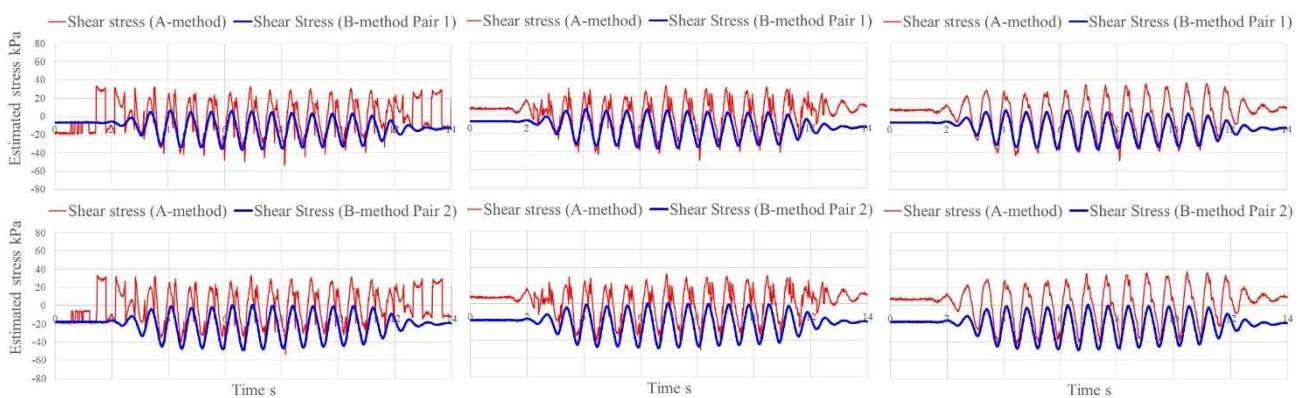
図 3.4-13 は、上記の 3 通りの補正方法で補正した結果を比較したものである。ここで改めて、摩擦抵抗力は最大限を示すものであり実際に発揮されているかは不明であること、取得できた実験データに限界がありデータの転用があること、A 法を現実的な補正の範囲で B 法の値に近づけることが出来れば B 法による計測結果が信頼に足る結果であると確認することが目的であることを踏まえ、結果として、B 法による計測結果が地中の水平せん断応力を計測できていると考えるのは妥当だと判断される。



(a)加振 #1 の補正結果 (左：①常時補正，中：②閾値超過補正，右：③慣性力比例補正)

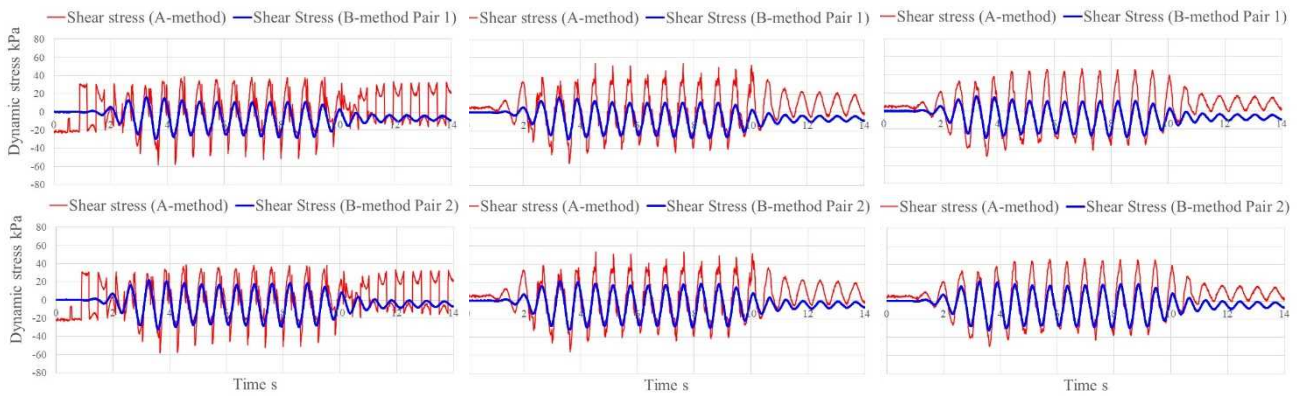


(b)加振 #2 の補正結果 (左：①常時補正，中：②閾値超過補正，右：③慣性力比例補正)

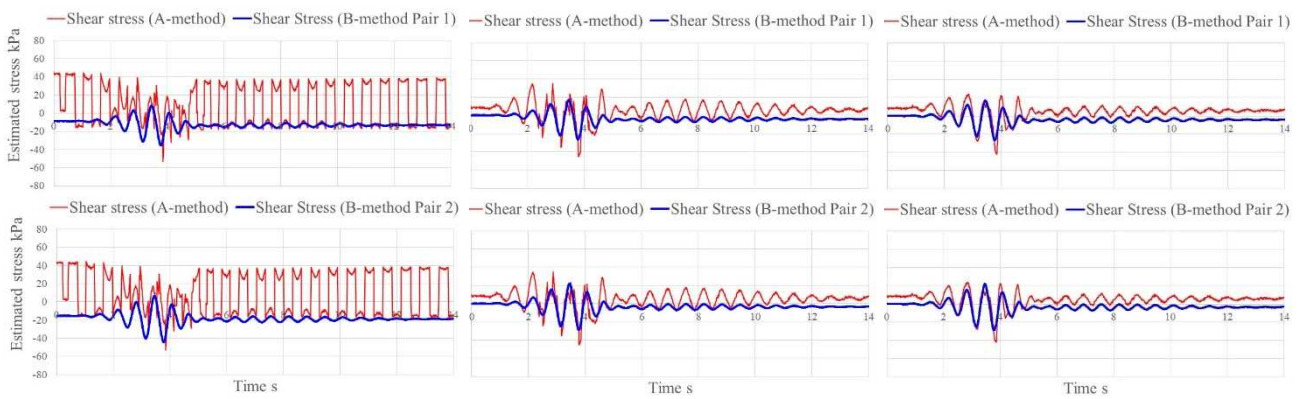


(c)加振 #3 の補正結果 (左：①常時補正，中：②閾値超過補正，右：③慣性力比例補正)

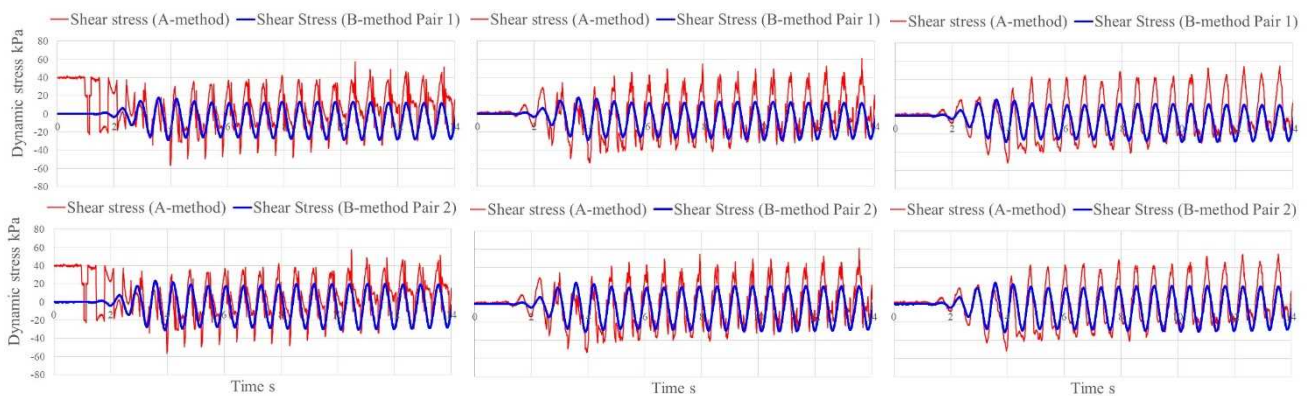
図 3.4-13 地中水平せん断応力推定結果の比較 (補正あり)



(d)加振 #4 の補正結果 (左：①常時補正, 中：②閾値超過補正, 右：③慣性力比例補正)



(e)加振 #5 の補正結果 (左：①常時補正, 中：②閾値超過補正, 右：③慣性力比例補正)



(f)加振 #6 の補正結果 (左：①常時補正, 中：②閾値超過補正, 右：③慣性力比例補正)

図 3.4-13 地中水平せん断応力推定結果の比較 (補正あり) (続き)

3.4.4 Case2（護岸＋傾斜背後地盤：剛土槽）と Case3（護岸＋水平背後地盤：剛土槽）の結果の比較について

Case2 と Case3 の模型断面は、背後地盤が傾斜地盤であるか、水平地盤であるか以外は同一に作製されている。また加振条件も、Case3 の方で不規則波の試加振を行った以外は、概ね同じ手順で加振されている。そこで、両ケースの対応する加振の主な結果を比較して、断面形状の相違がどのような応答の相違になるのか時刻歴で比較する。さらに、それぞれのケースの中では、ケーソン前面を固定した 70Hz 調整加振とケーソン前面をフリーにした 70Hz 調整加振、後者の状態でさらに大きな入力で加振したケース（70Hz 最大加振）や周波数を 70Hz から 80Hz に変えた加振（実物換算では 1.4Hz→1.6Hz）を実施しており、それぞれ①ケーソン変位の影響、②入力加速度振幅増大の影響、③入力波形の周波数の影響などを検討することが可能である。その際、前節での検討結果を踏まえて、比較する地盤内部の応力状態としては B 法で推定した地中せん断応力と水平土圧を採用した。

なお、上記の比較範囲は、使用した遠心装置の性能の上限のため、入力振幅や周波数の狭い範囲での比較となったが、ここでの比較の目的は、主に今後の数値解析結果の妥当性検証方法の枠組み構築に資するため、地盤内部の応力状態を把握することで可能となることを示すことであり、具体的な判断方針の整理には至っていない。特に、前節の検討においては、Case2 では（Case3 も）奥行き方向の側壁摩擦の影響が大きいと推測されるため、如何に述べる応答の特徴自体も、理想的に二次元に近づけた実験が実施されると異なる可能性がある。そのような定量化は、今年度事業の予備的模型実験の成果を踏まえて、今後の実験計画に反映すれば良い。

（1）Case2 と Case3 の応答比較

図 3.4-14～17 に Case2 と Case3 の対応する加振の結果を比較した。図 3.4-14 はケーソンの変位を抑制するために、ケーソンと土槽壁の間にゴム板を挟んだ加振ケース、図 3.4-15 は同じ入力波形でケーソン前面をフリーにしたケース、図 3.4-16 は加振周波数を変えずに振幅を大きくしたケース、図 3.4-17 は加振周波数を 70Hz→80Hz にしたケースで、それぞれの加振結果が断面の形状（背後地盤傾斜=Case2 と背後地盤水平=Case3）でどのように異なるかを確認したものである。

図 3.4-14 を見ると、傾斜<水平となっているのは、地表面水平加速度、中段鉛直加速度、水平全土圧（初期値および変動分）、中段せん断応力の振動成分であり、逆に傾斜>水平となっているのは、ケーソン水平変位、中段せん断応力と鉛直・水平応力差の初期値および鉛直・水平応力差の振動成分である。この時、背後地盤中央での中段水平加速度や地表面沈下量に差は生じていない。地表面水平変位は、途中でレーザー変位計のターゲットが外れたため比較が出来なくなっている。上段の水平土圧計測地点は、Case2 の傾斜地盤の方が地表面からやや深い位置に設置されているにも関わらず、初期値、振動分ともに Case3 より小さな値になっている。但し、Case2 および Case3 で地下水面高さが同じであり、初期値に関しては、Case2 において上載部分の一部が不飽和

であるため、その差が影響している。実験結果に奥行き方向の側壁の摩擦の影響等、理想的な二次元断面の実験から乖離していることの影響があるため定量的に厳密な判断は出来ないが、例えば、せん断応力と鉛直・水平応力差の大小関係が逆転しており不変量で見た応力が同程度になるのであれば地盤の沈下量は同程度になる、水平土圧の大きさはケーソンが移動しない限り沈下量に影響しないなどと推測することが可能である。

次に図 3.4-15 を見ると、ケーソンがフリーになり比較的大きな変位が生じると、この加振では、水平背後地盤を有する Case3 の方がケーソン変位が大きく、その結果背後地盤の沈下量も大きくなるが、背後地盤の水平変位はほぼ同程度であること、水平加速度やせん断応力の後半で、変位の大きな Case3 で位相ズレが生じていること、水平全土圧は背後地盤が低い水平背後地盤の Case3 の方が大きいこと、それにも拘らず鉛直・水平応力差は傾斜背後地盤の Case2 の方が大きくなること、水平せん断応力は初期に Case3 の方が大きく、後半では Case2 の方が大きくなっていることなどが観察された。この比較結果からは、例えば、背後地盤の沈下量はケーソン変位量に感度が高く、背後地盤内部の偏差応力（せん断応力、鉛直・水平応力差）は、この程度であればあまり影響していないため、土の変形によって地表面沈下が生じるというよりも、相対的な大きな水平土圧で土塊が移動（土塊事態の変形は小さいか、両ケースで同程度）することにより生じている可能性があることが示唆される。

さらに、図 3.4-16 を見ると、入力加速度の振幅が大きくなると、Case2 の水平変位、傾斜背後地盤の水平全土圧変動分、水平せん断応力、鉛直・水平応力差が明らかに大きくなる。背後地盤鉛直変位に関しては、地盤全体が大きく水平移動すると Case2 では地盤の高い部分（右側）が計測位置に移動してくるため、通常の意味での沈下量が計測されておらず、時刻歴の傾向自体も Case2 と Case3 とで異なっている。なお、水平加速度振幅については、Case3 の方が僅かながら大きくなっているため、この結果からは、例えば入力振幅のレベルが大きな場合は、幾何学的形状（初期応力）の影響が顕著になる傾向があると判断できる。

最後に、図 3.4-17 であるが、入力加速度振幅のレベルは図 3.4-16 の結果よりもさらに少し大きくなっており、使用した加振装置では、70Hz の加振よりも 80Hz の加振の上限の方がやや大きい。傾向としては、図 3.4-16 と同じであり、やはり入力振幅のレベルが大きな場合は、幾何学的形状（初期応力）の影響が顕著になる傾向があると思われる。なお、背後地盤の鉛直変位を見ると、初期に上方に変位が生じており、勾配により地盤の高い部分の水平移動が最初は顕著で、その後圧縮沈下もしくは非排水せん断による沈下（鉛直方向に圧縮して水平方向には伸長し体積変化はほぼゼロ）の影響が出てきているように見える。但し、相対的に小さな量ではあるが、勾配のない Case3 でもやや初期に上方に変位が生じているため、計測治具の不具合やロッキング振動による意図せぬ鉛直動の影響なども考えられる。

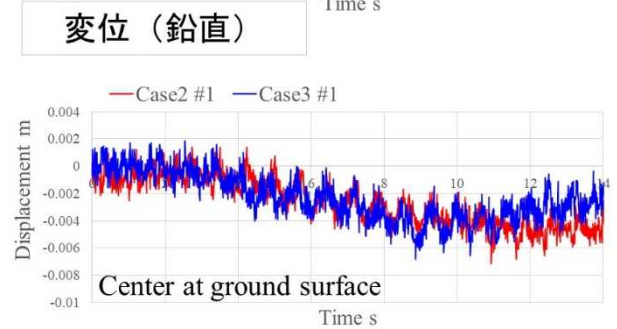
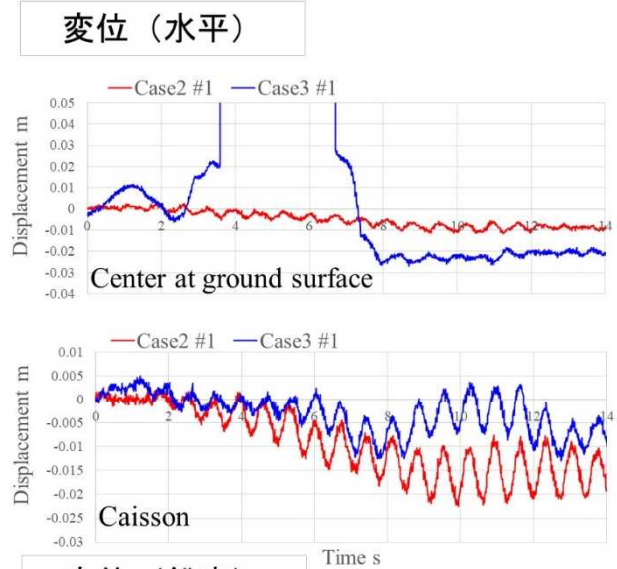
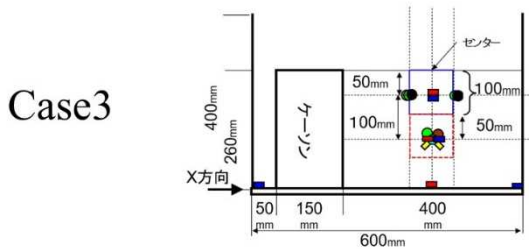
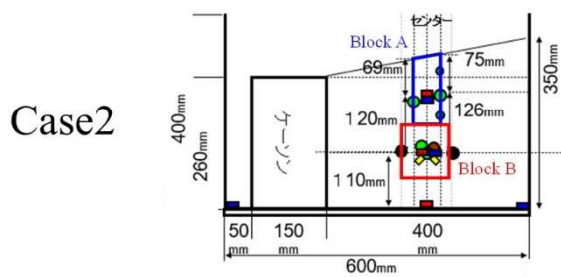
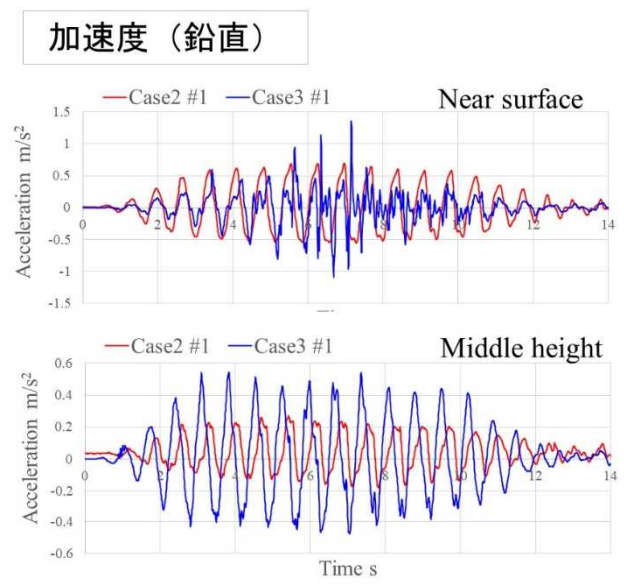
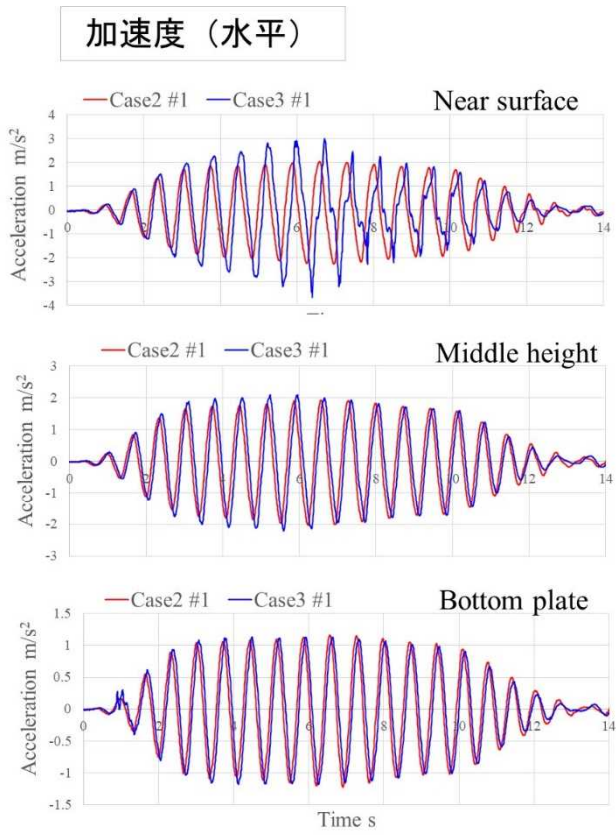
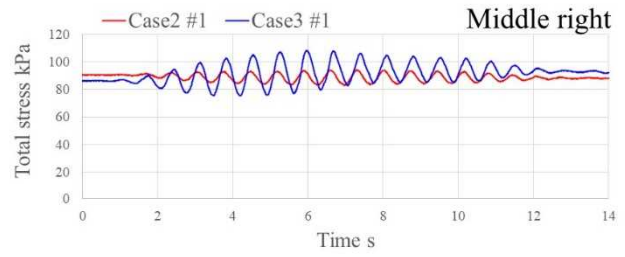
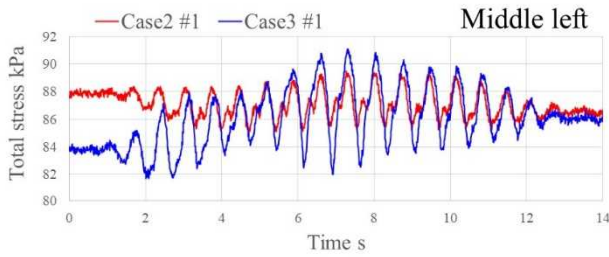
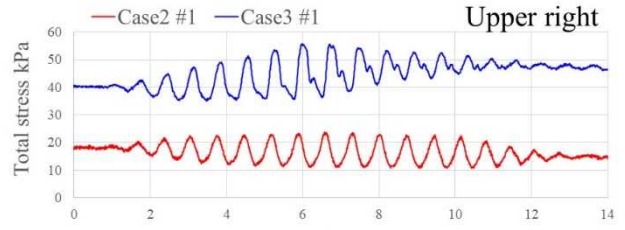
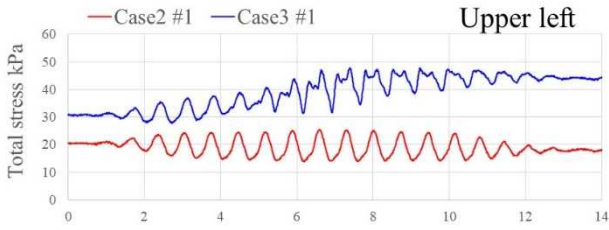
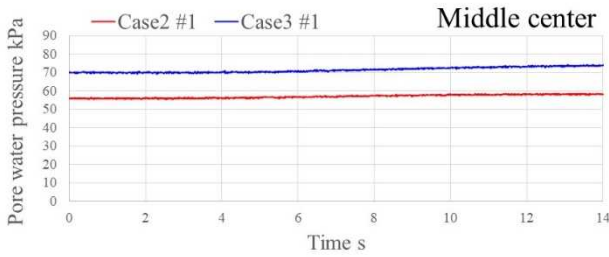


図 3.4-14 Case2 と Case3 の比較 [ケーソン固定, 70Hz 調整加振]

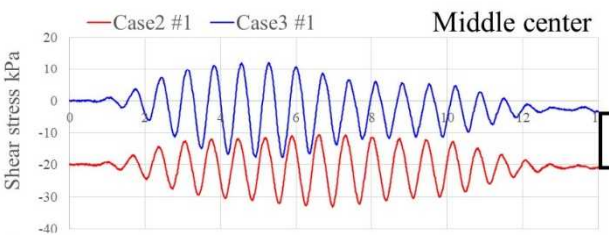
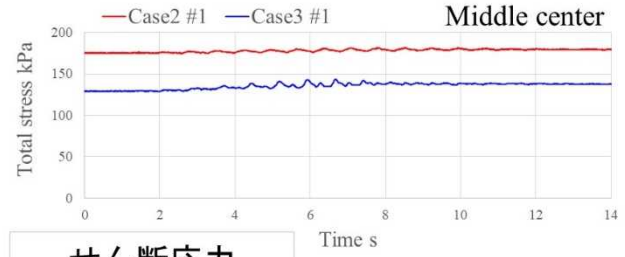
土圧 (水平)



間隙水圧



土圧 (鉛直)



せん断応力

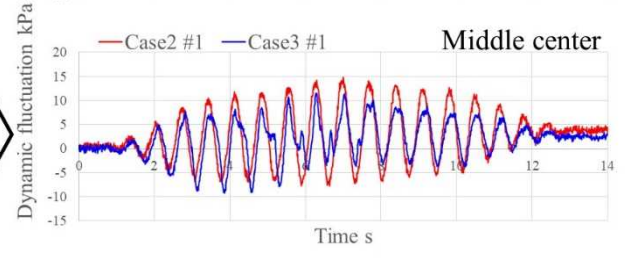
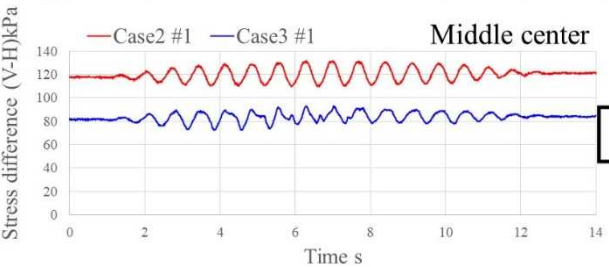
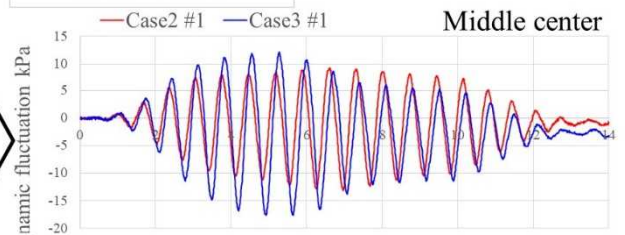
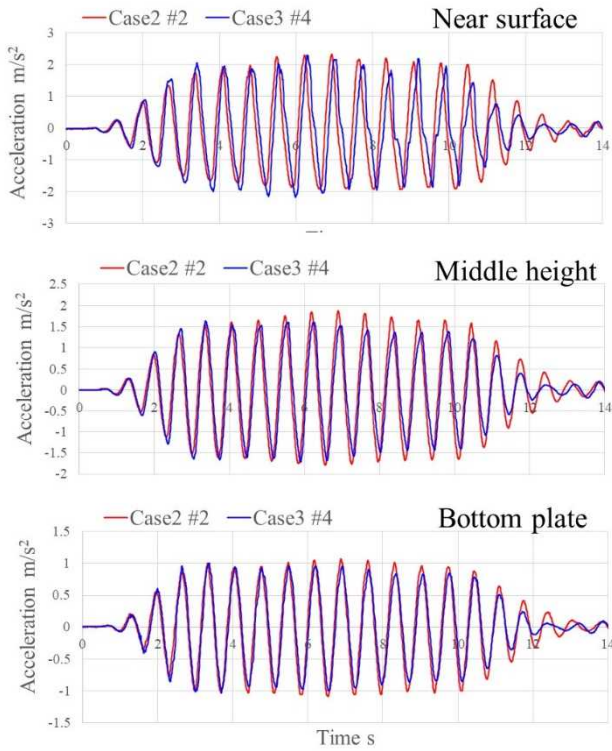
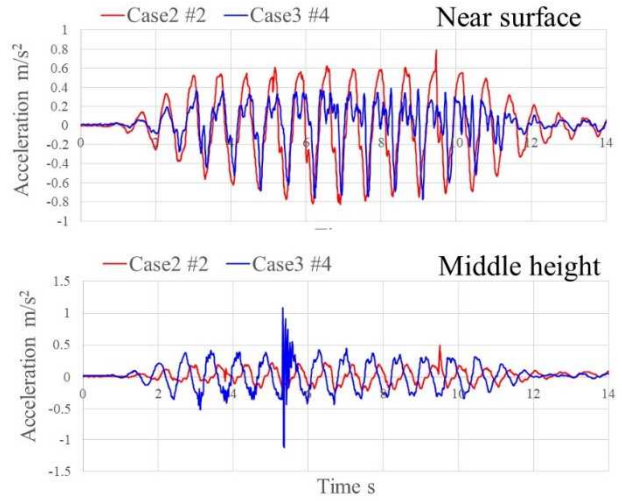


図 3.4-14 Case2 と Case3 の比較 [ケーソン固定, 70Hz 調整加振] (続き)

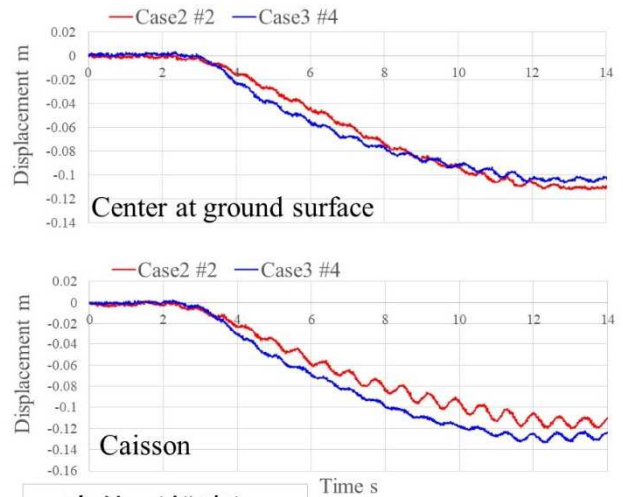
加速度（水平）



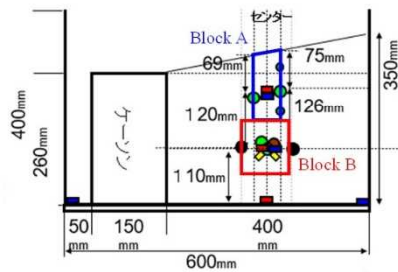
加速度（鉛直）



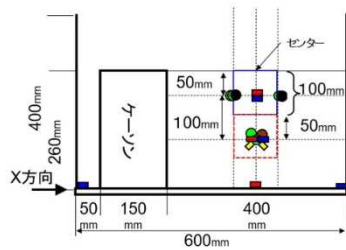
変位（水平）



Case2



Case3



変位（鉛直）

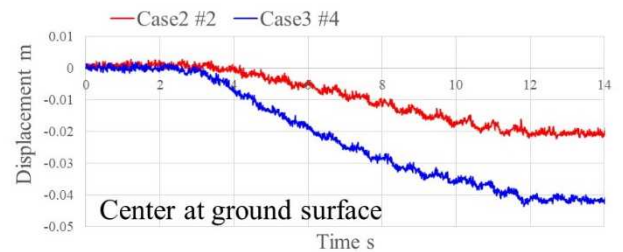
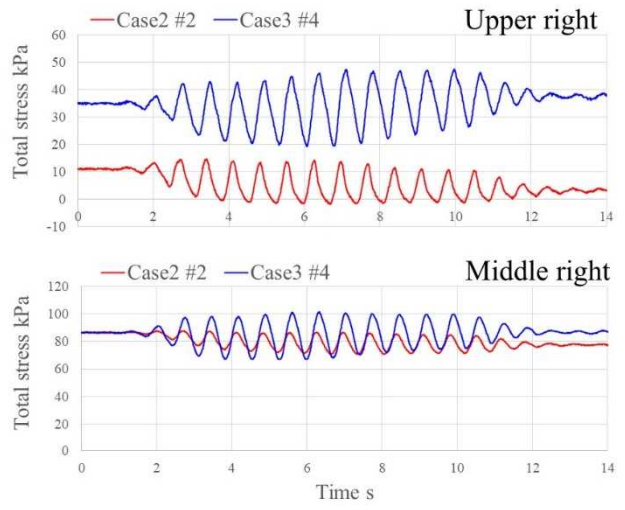
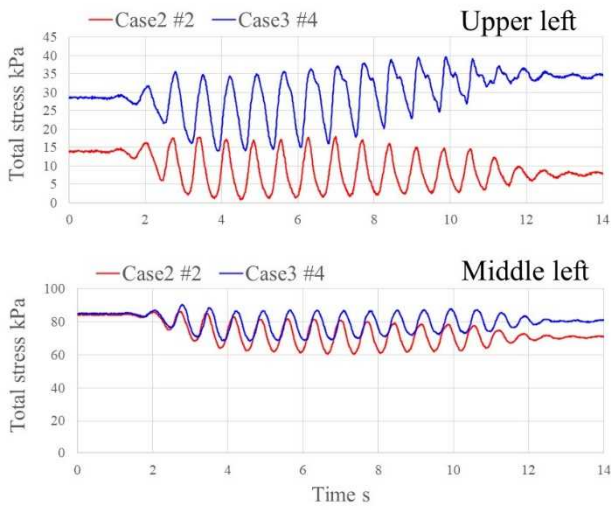
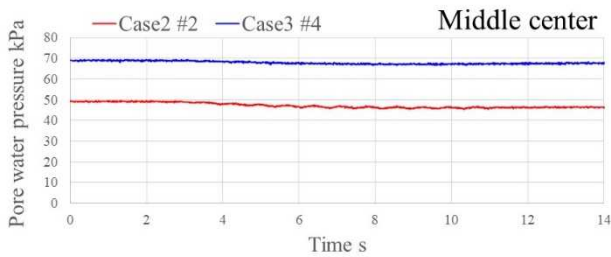


図 3.4-15 Case2 と Case3 の比較 [ケーソンフリー，70Hz 調整加振]

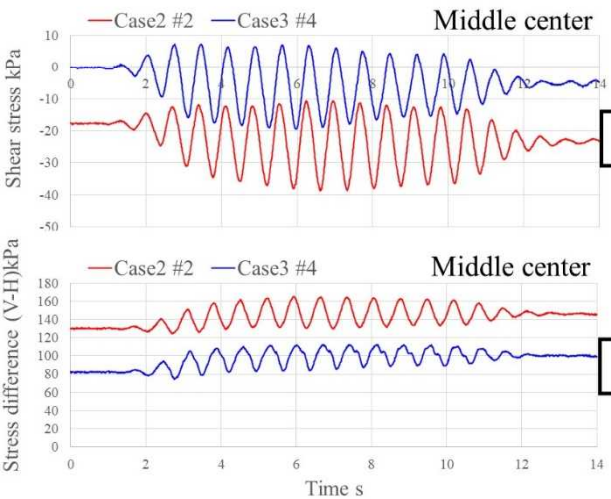
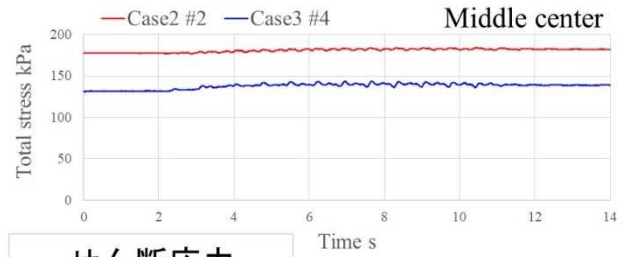
土圧 (水平)



間隙水圧



土圧 (鉛直)



せん断応力

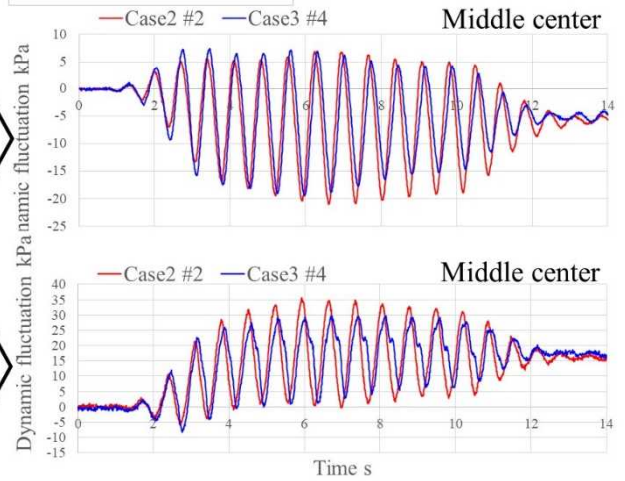


図 3.4-15 Case2 と Case3 の比較 [ケーソンフリー, 70Hz 調整加振] (続き)

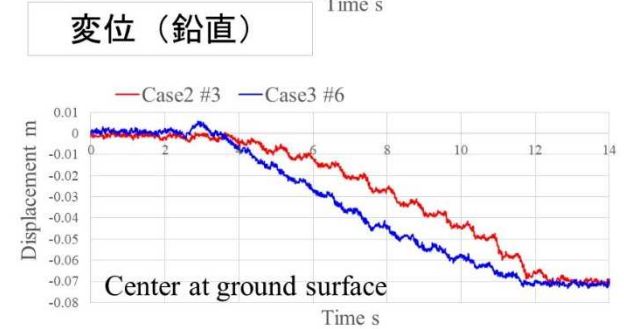
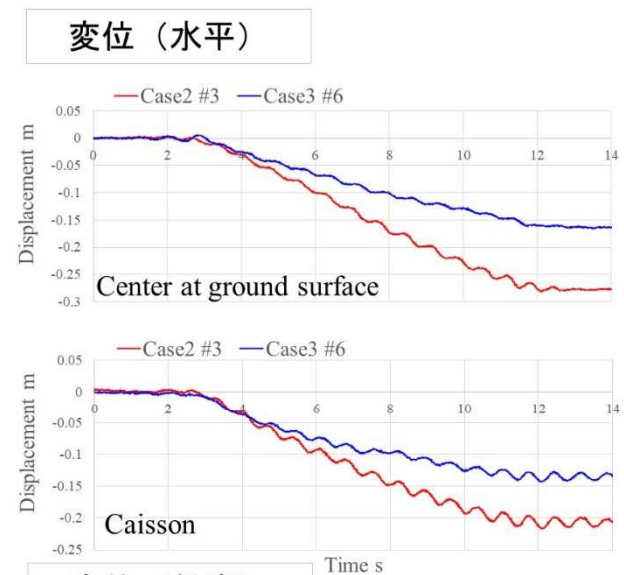
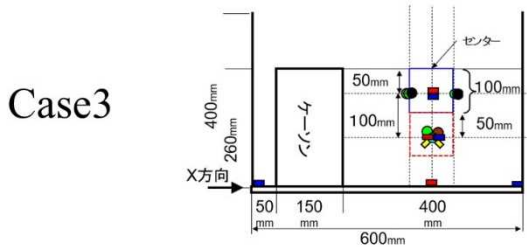
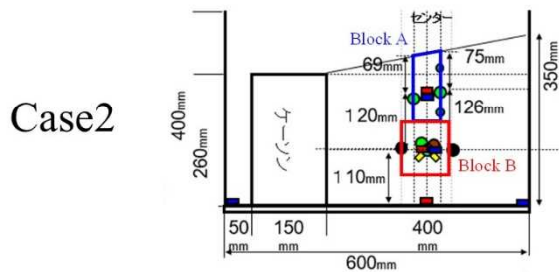
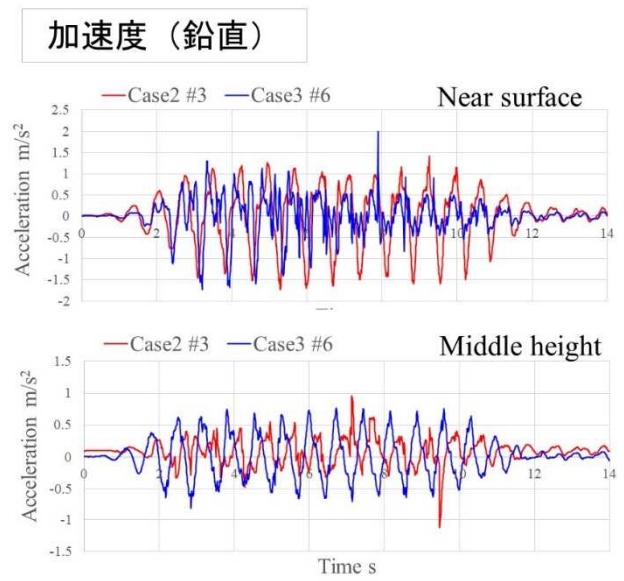
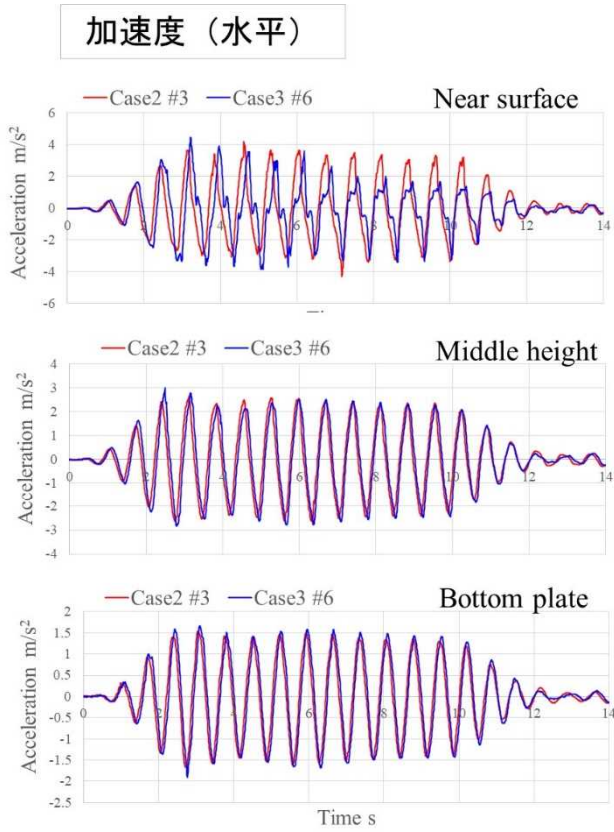
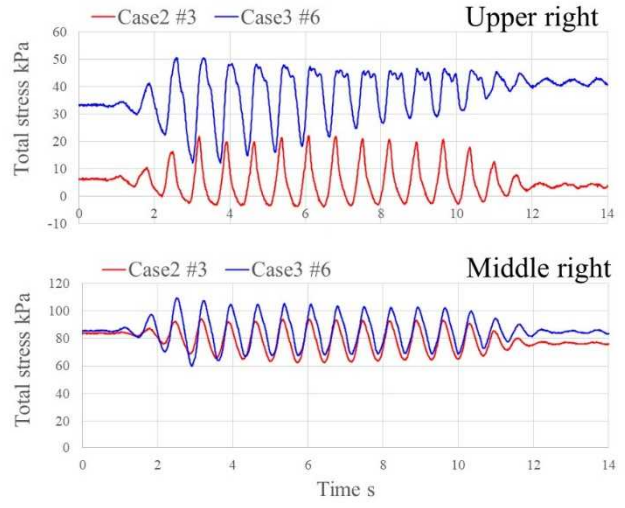
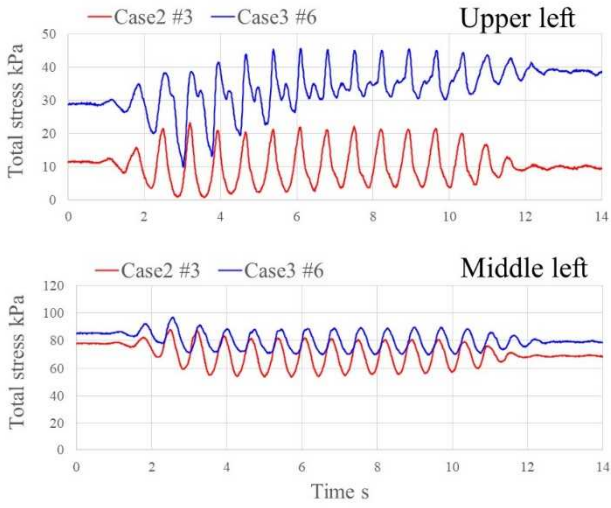
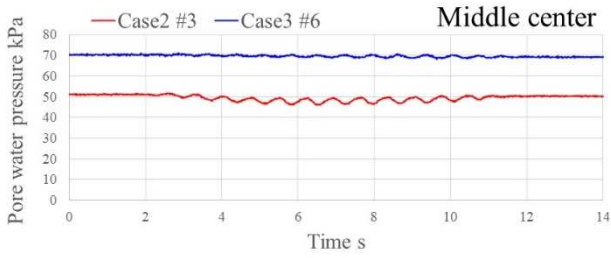


図 3.4-16 Case2 と Case3 の比較 [ケーソンフリー，70Hz 最大加振]

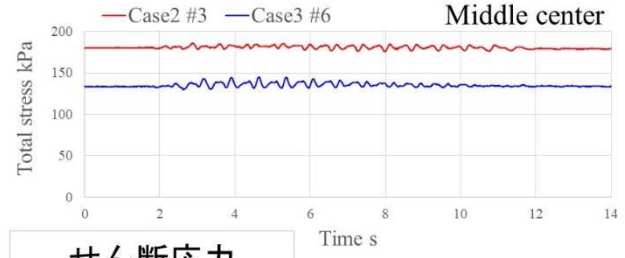
土圧（水平）



間隙水圧



土圧（鉛直）



せん断応力

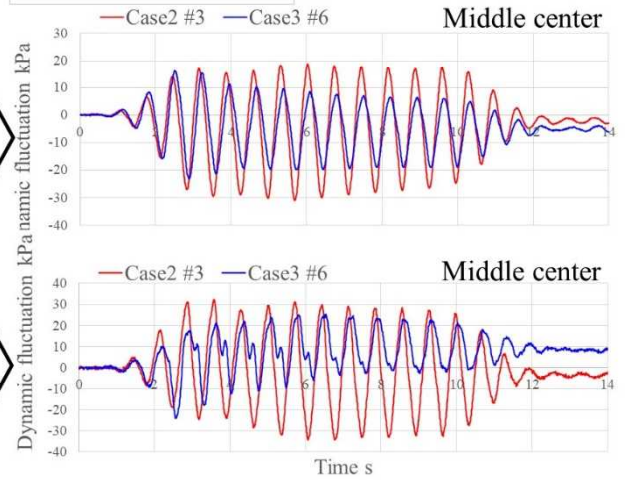
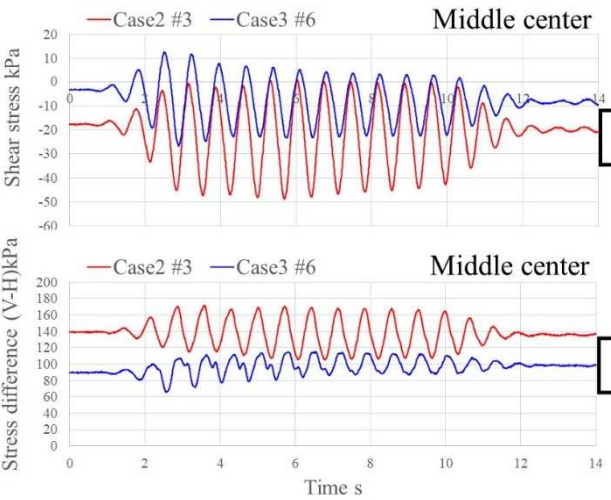


図 3.4-16 Case2 と Case3 の比較 [ケーソンフリー，70Hz 最大加振]（続き）

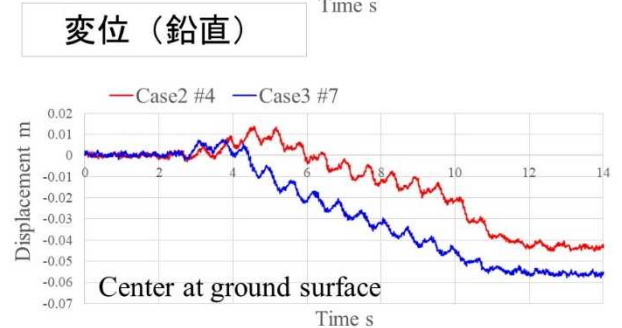
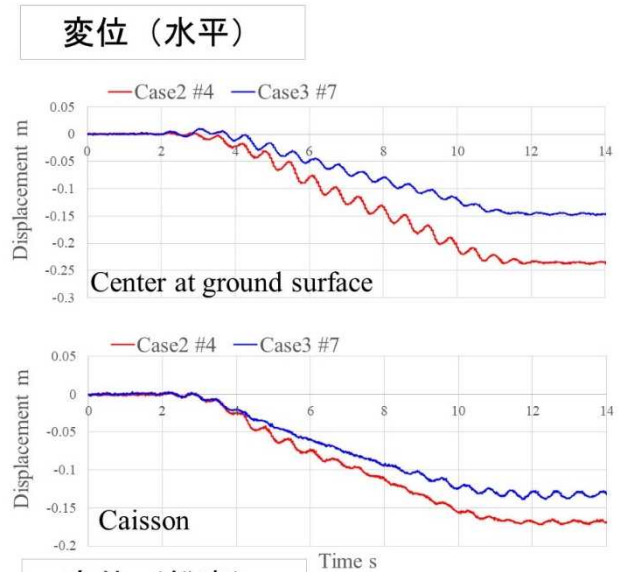
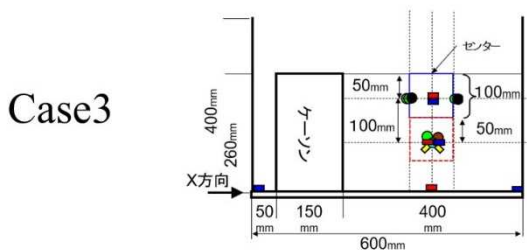
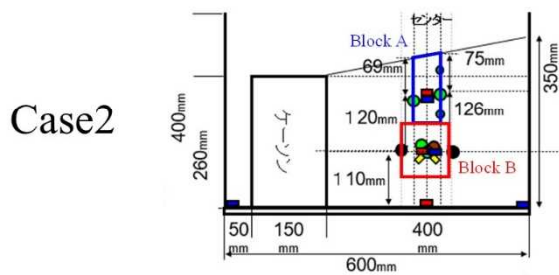
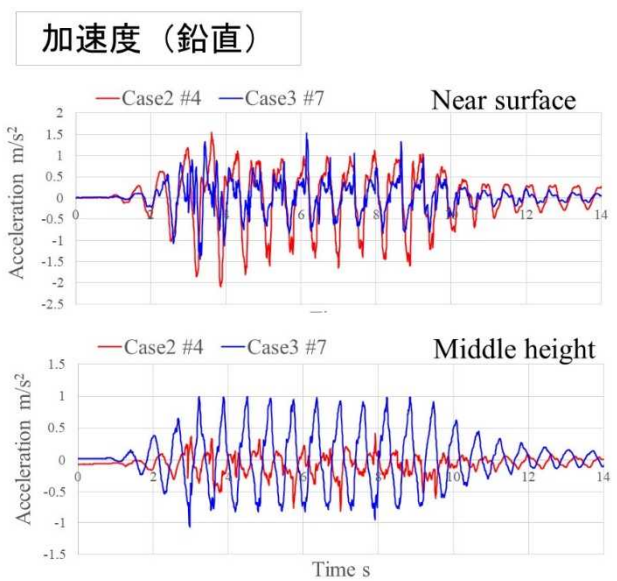
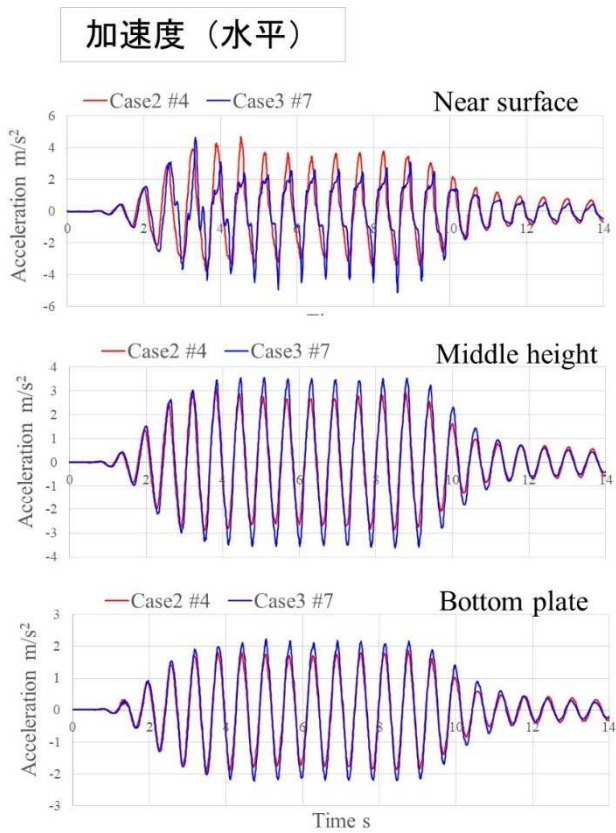
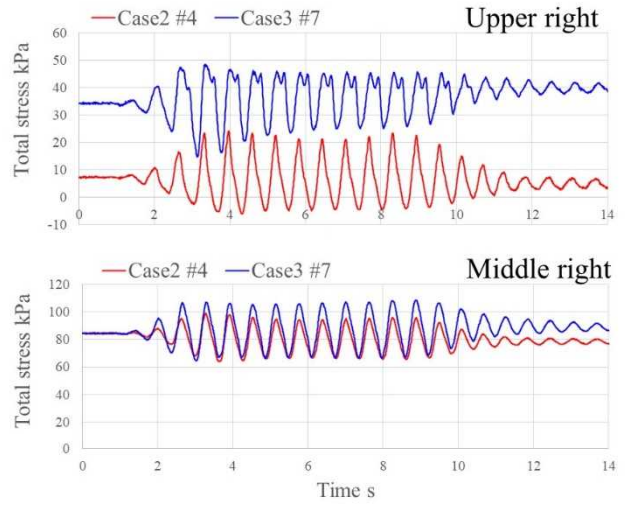
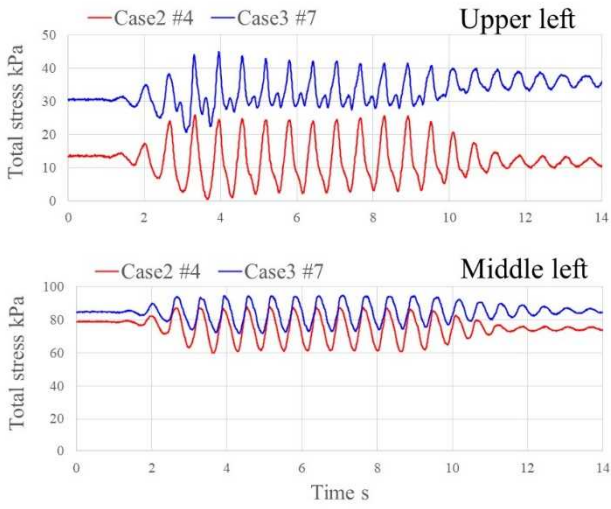
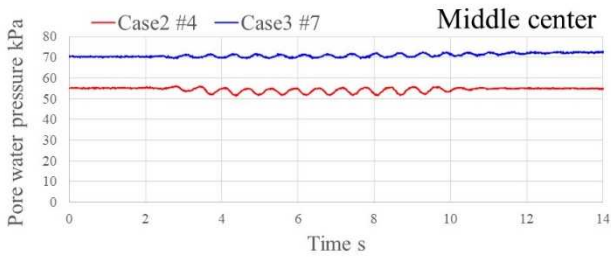


図 3.4-17 Case2 と Case3 の比較 [ケーソンフリー，80Hz 最大加振]

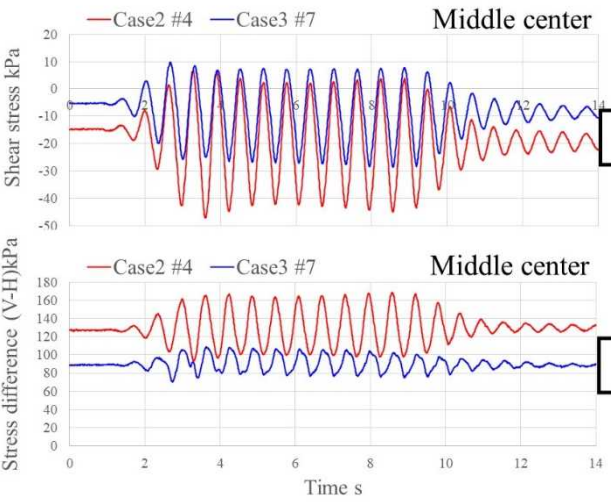
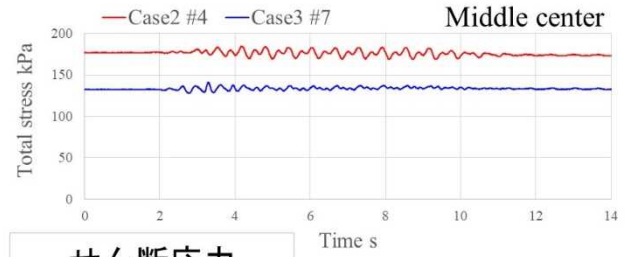
土圧 (水平)



間隙水圧



土圧 (鉛直)



せん断応力

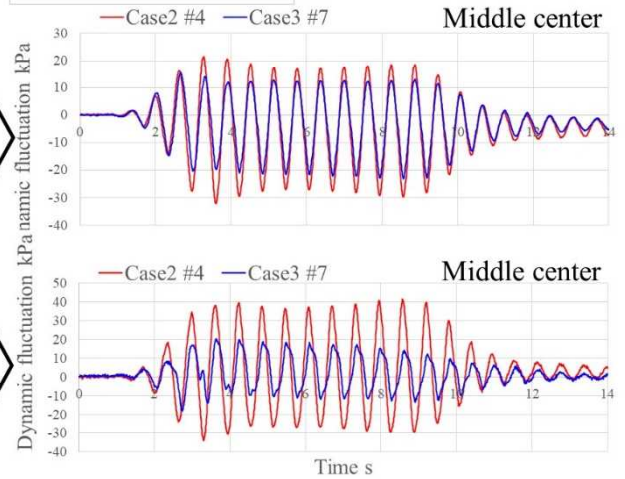


図 3.4-17 Case2 と Case3 の比較 [ケーソン固定, 80Hz 最大加振] (続き)

(2) Case2 の加振波形の影響に関する比較

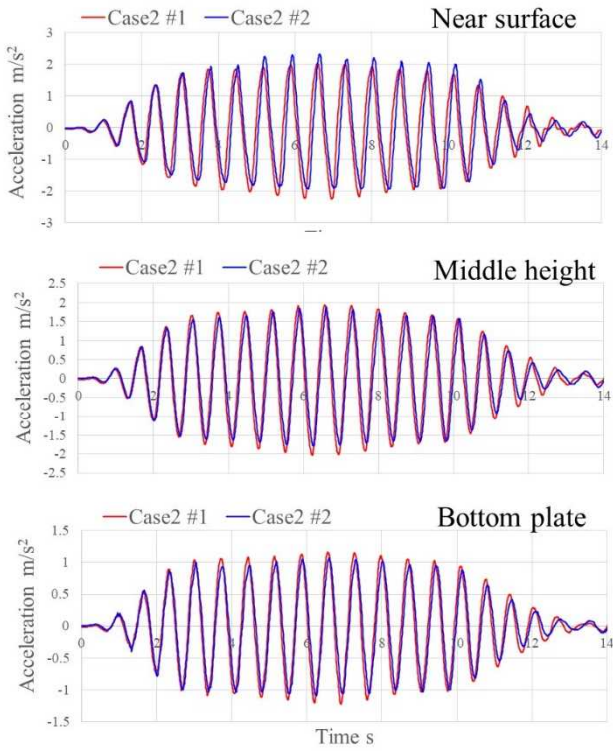
図 3.4-18～20 に Case2 において実施した加振同士の比較を示す。ケーソン固定状況による影響、入力振幅レベルの影響、加振周波数の影響について比較が可能である。

図 3.4-18 を見ると、加速度応答に関しては、ほぼ同等かケーソンを固定した加振 #1 の方がやや大きくなっているものの、加振 #2 ではケーソン前面のゴム板を取り除いて加振しているため、ケーソンが大きく移動し、その結果、地盤変位（水平・鉛直）、水平全土圧、せん断応力、鉛直・水平応力差のいずれも明らかに加振 #2 の方が大きくなっている。この結果から示唆されることは、地盤の変形問題においては、加速度は有効な指標になり得ないということである。すなわち、解析結果の妥当性を吟味する際は、基本的なことであるが、幾何学的形状に起因するものも含めたメカニズムの分析が重要であり、同じメカニズムであることが確認されない限り、入力レベルの指標として加速度を比較することは無意味である。例えば、メカニズムが再現出来ていない数値解析手法を用いている場合は、「入力地震動の設定がかなり大きくなっているので、多少の誤差はあっても安全側の設計が実現されている」などの論理は通用しない。または、メカニズムが変わるほど材料特性を変えて、「材料を弱くしているので安全側の評価になっているはずだ」ということは単純に判断できないとも言える。

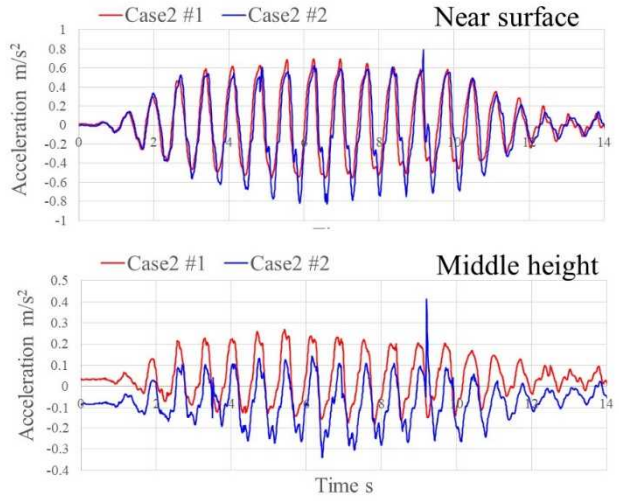
次に図 3.4-19 であるが、ケーソンの固定状況が同じであれば、入力振幅が大きい方が、全ての応答が大きいうという単純な傾向が認められる結果になっている。

加振周波数を変更した図 3.4-20 の結果については、背後地盤中央の鉛直土圧にやや乖離が認められ、その結果鉛直・水平応力差にも 10kPa 程度の差が生じているが、大きくなっている 80Hz の方が水平変位や沈下量は小さくなっているため、鉛直土圧の変動は地盤の変形量に影響を及ぼさない可能性がある。但し、加振装置の能力の制約から、周波数の差は実物換算で高々 0.2Hz であり、より広範な周波数で検討しなければ、加振周波数の影響は分析出来ない。当該装置でも、周波数だけであればもう少し範囲を拡大して検討可能ではあるが、その場合は同一の振幅で加振するためには振幅レベルを下げざるを得ず、有意な比較が出来ないものと思われる。したがって、周波数の影響について検討する場合、五洋建設の遠心力载荷模型実験装置は適当ではない。

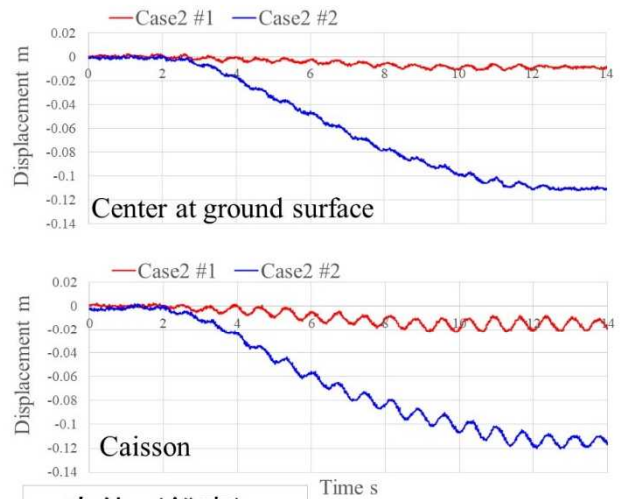
加速度（水平）



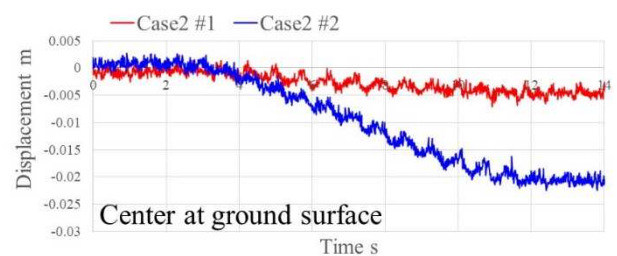
加速度（鉛直）



変位（水平）



変位（鉛直）



Case2

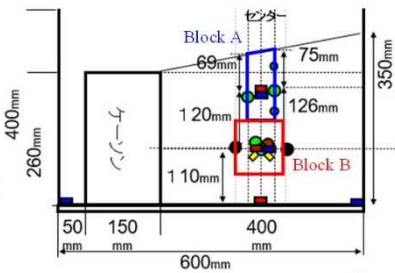
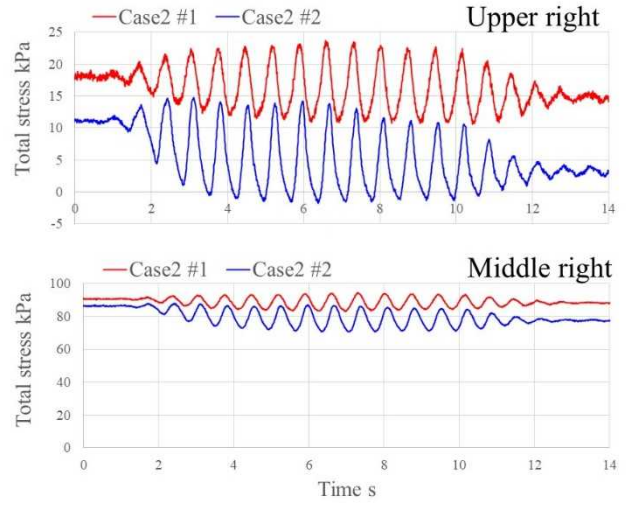
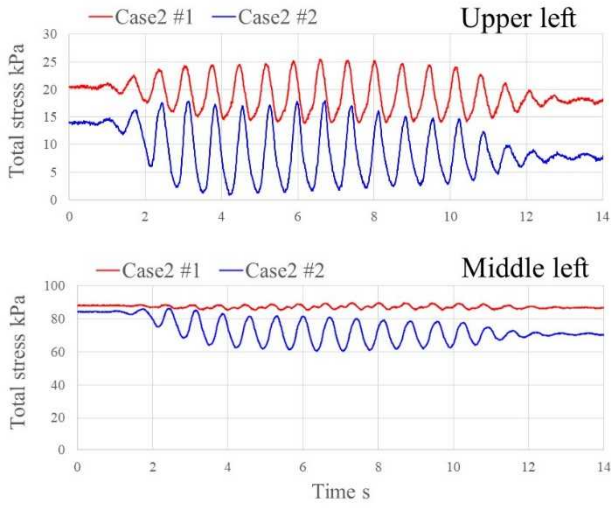
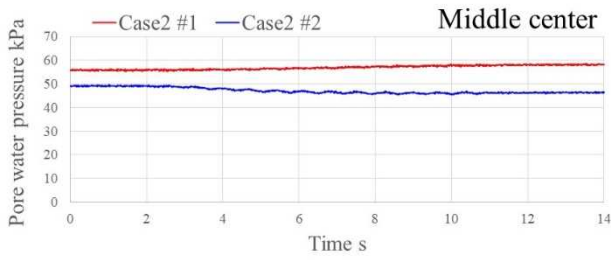


図 3.4-18 Case2 の加振同士の比較 [ケーソン固定-ケーソンフリー]

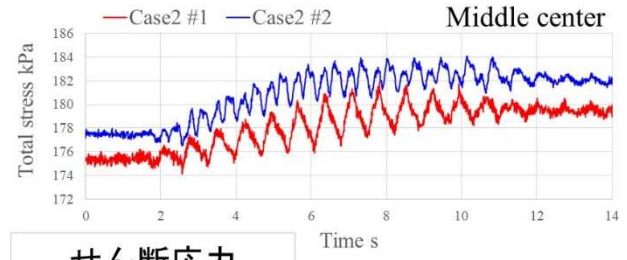
土圧（水平）



間隙水圧



土圧（鉛直）



せん断応力

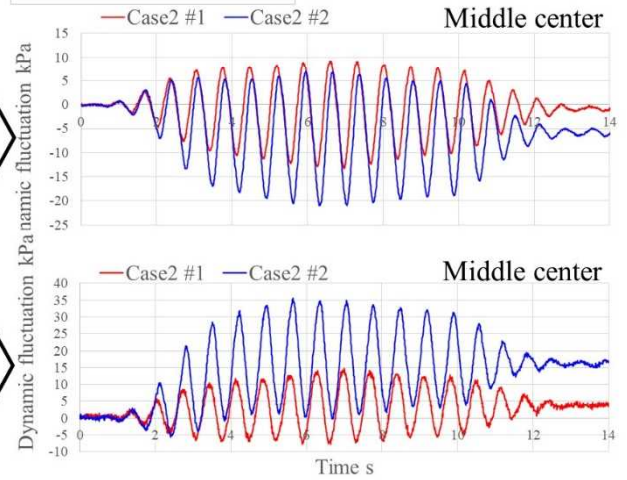
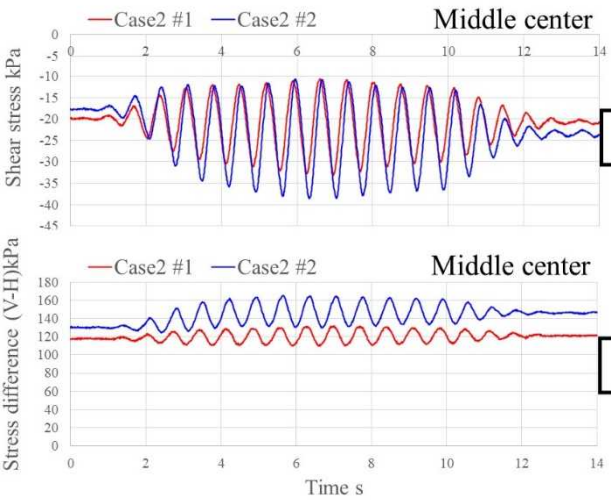


図 3.4-18 Case2 の加振同士の比較 [ケーソン固定-ケーソンフリー] (続き)

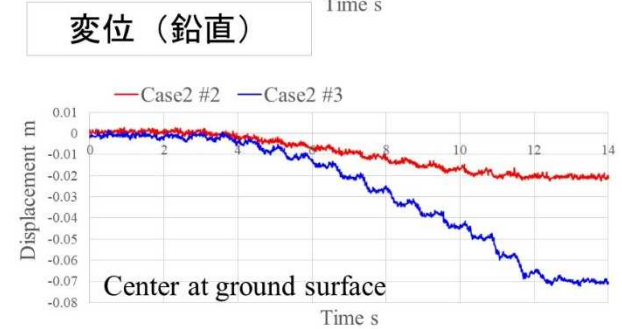
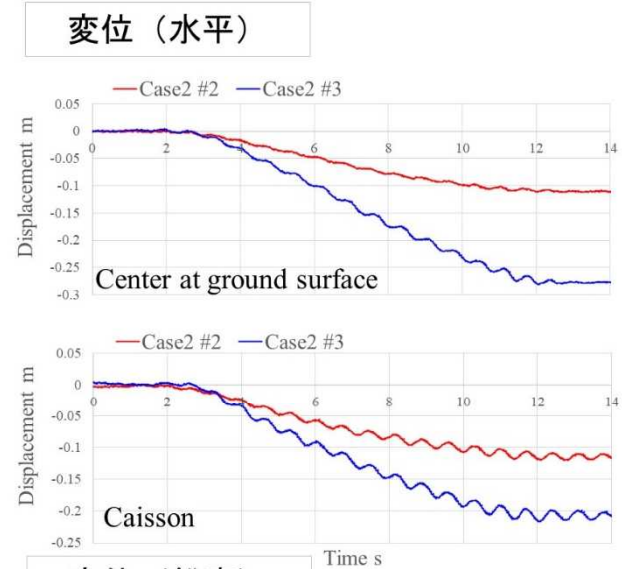
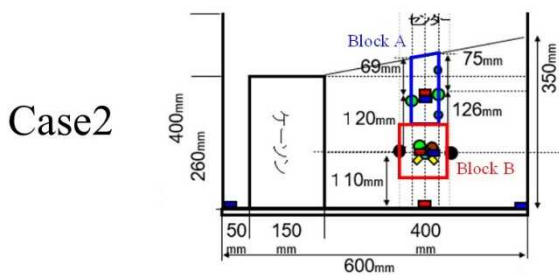
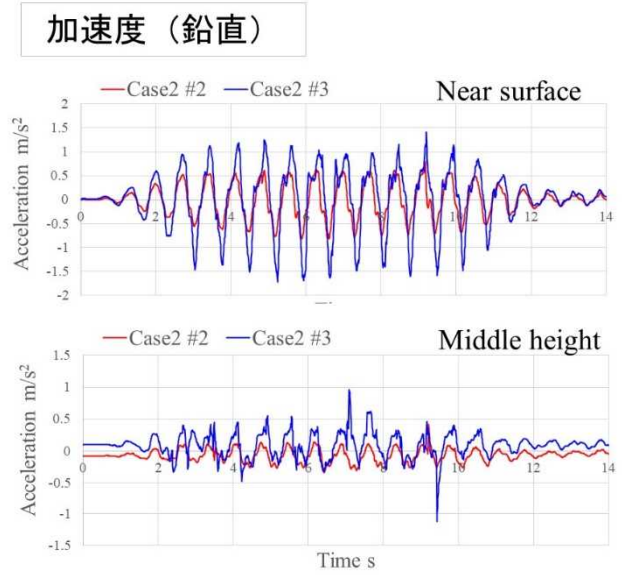
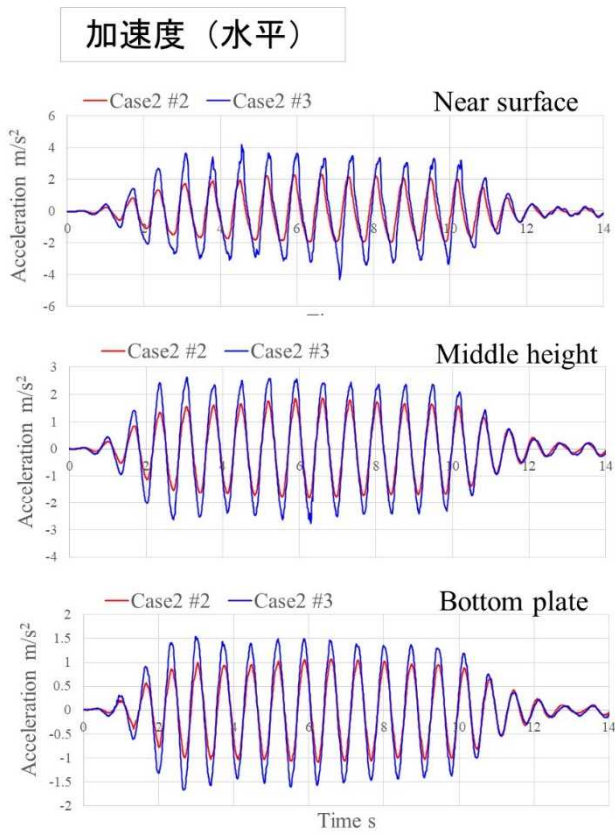
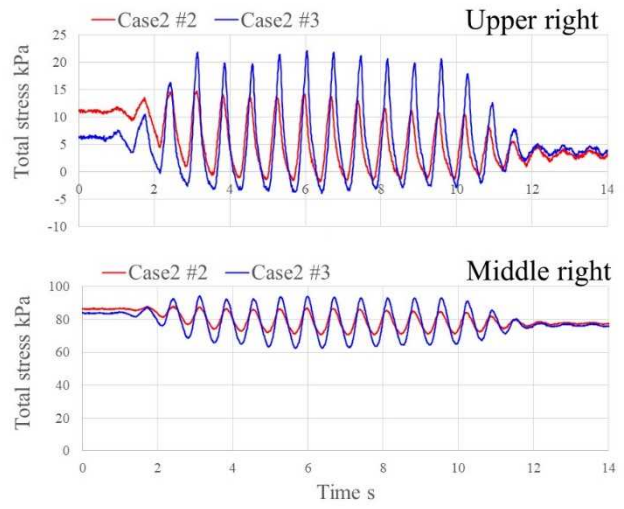
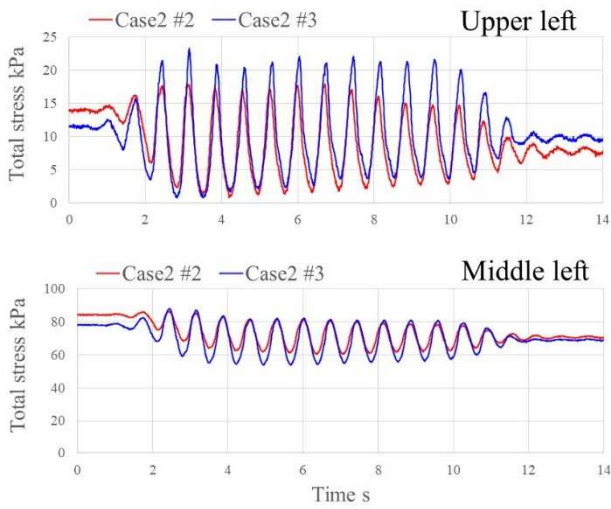
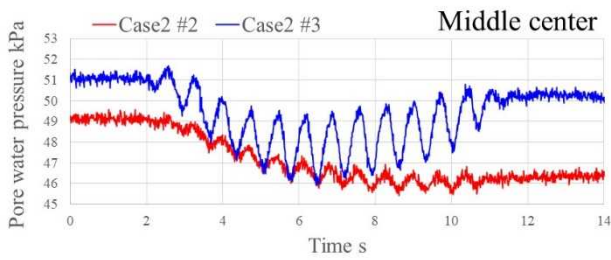


図 3.4-19 Case2 の加振同士の比較 [振幅小－振幅大]

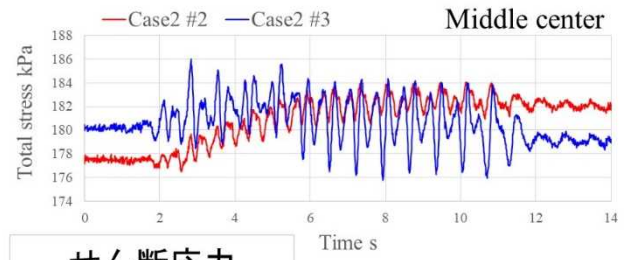
土圧（水平）



間隙水圧



土圧（鉛直）



せん断応力

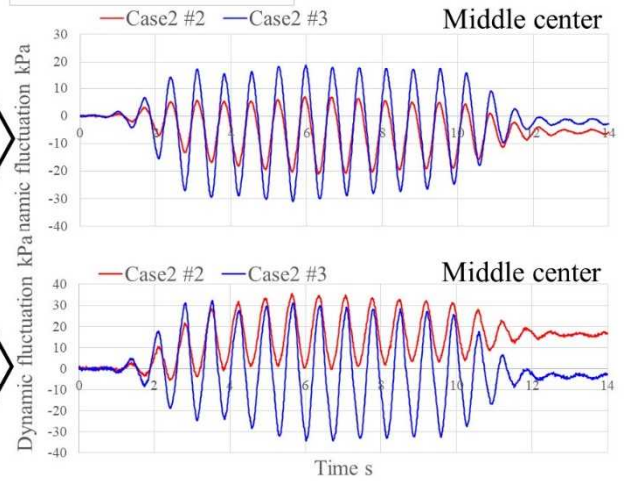
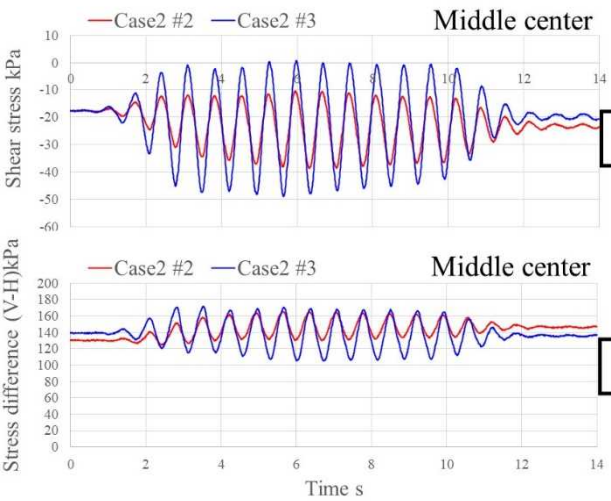
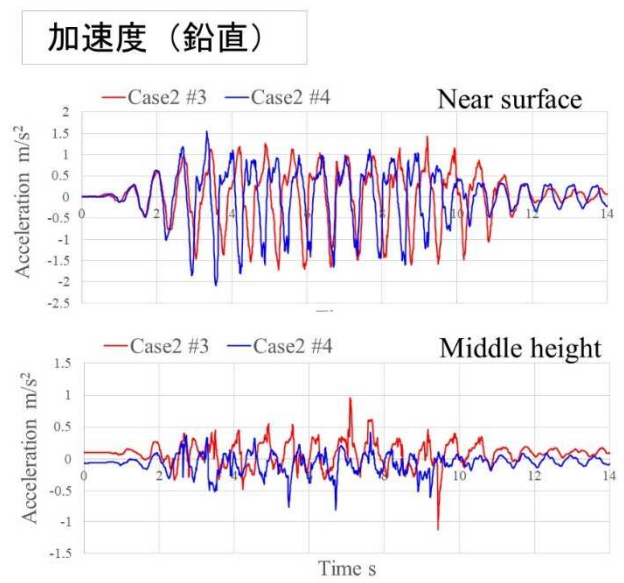
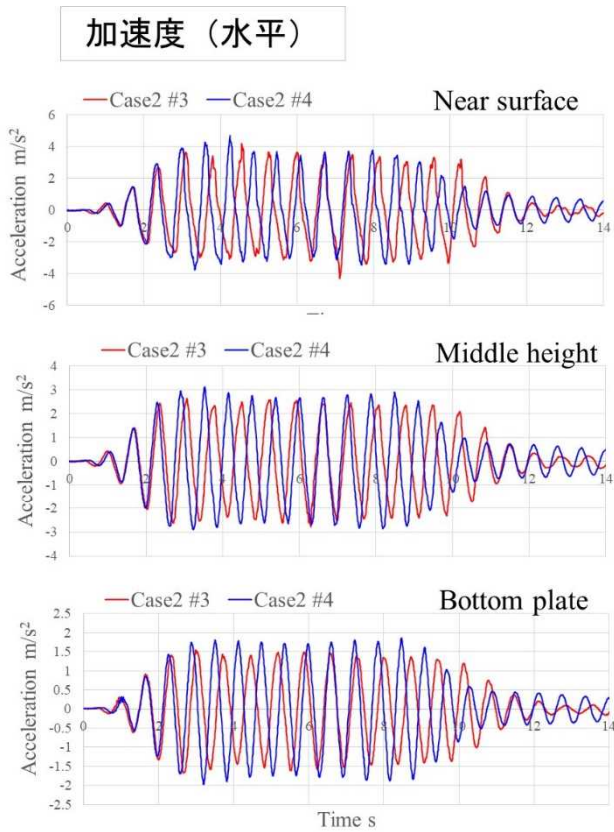


図 3.4-19 Case2 の加振同士の比較 [振幅小-振幅大] (続き)



Case2

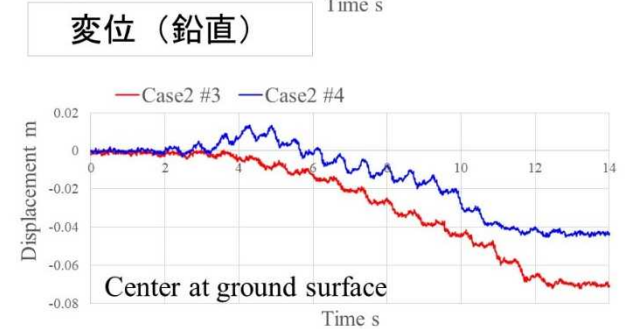
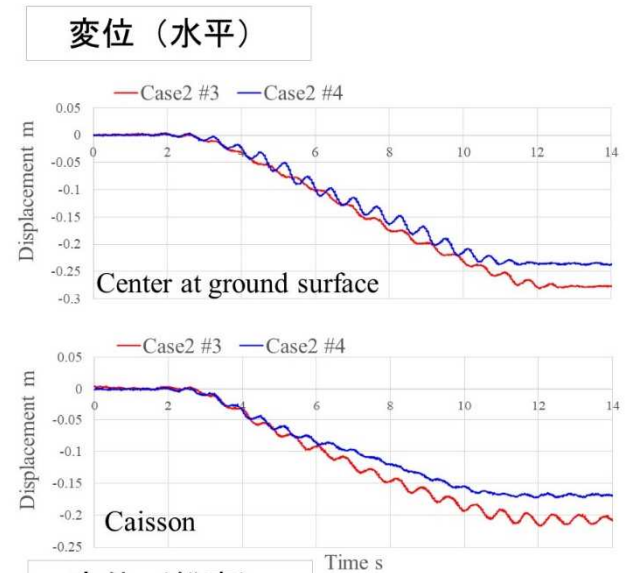
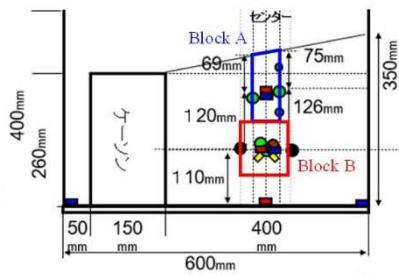
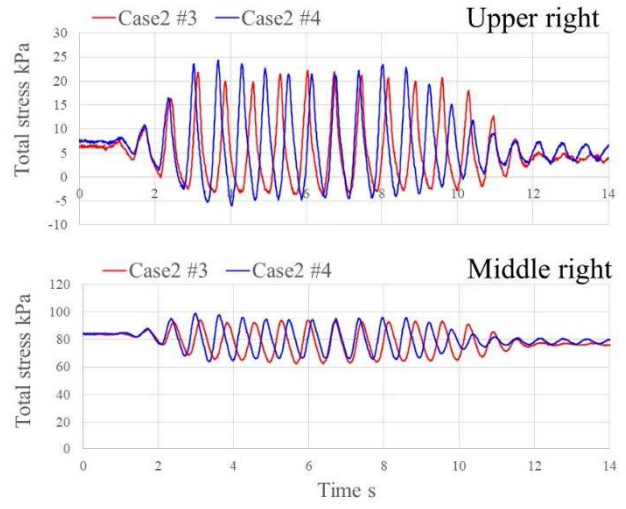
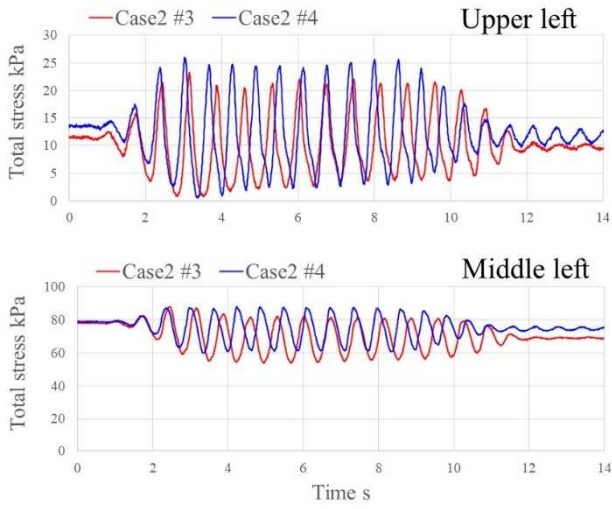
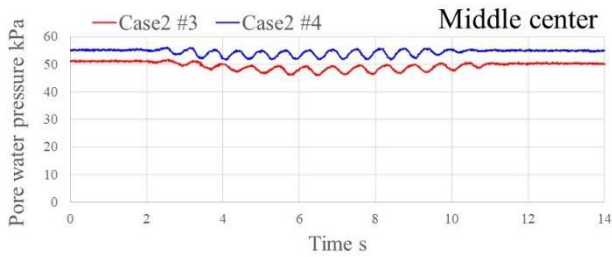


図 3.4-20 Case2 の加振同士の比較 [加振周波数 70Hz-80Hz]

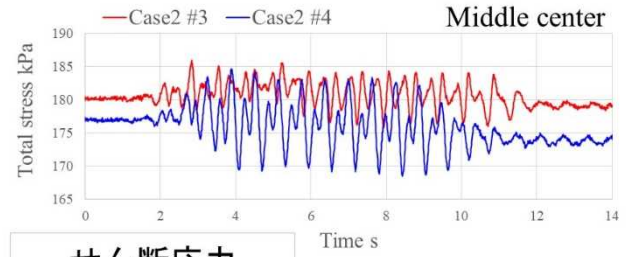
土圧（水平）



間隙水圧



土圧（鉛直）



せん断応力

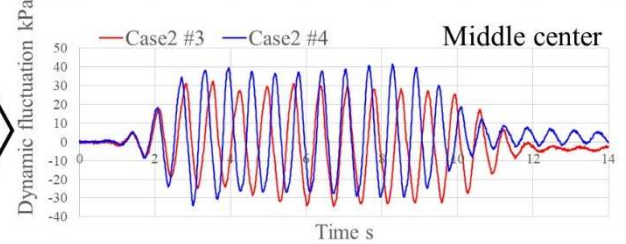
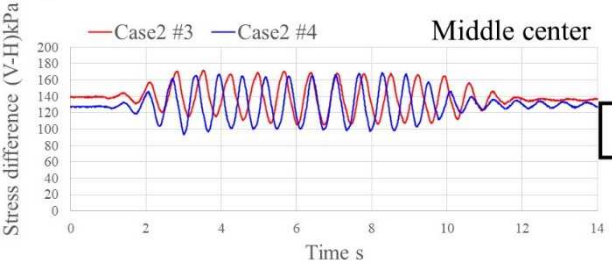
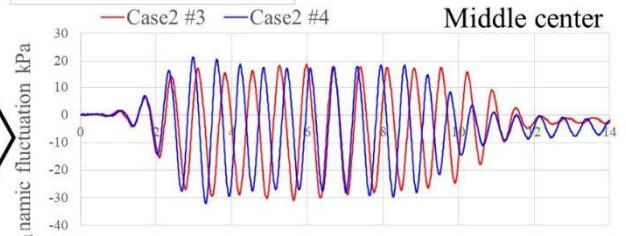
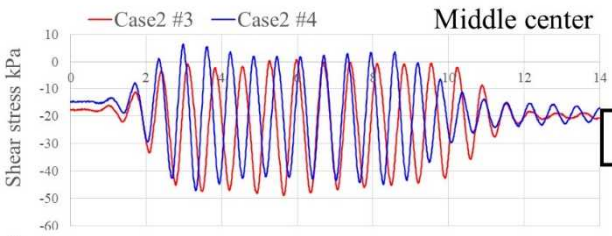


図 3.4-20 Case2 の加振同士の比較 [加振周波数 70Hz-80Hz] (続き)

(3) Case3 の加振波形の影響に関する比較

図 3.4-21～23 に Case3 において実施した加振同士の比較を示す。ケーソン固定状況による影響、入力振幅レベルの影響、加振周波数の影響について比較が可能である。

図 3.4-21 を見ると、基本的には背後地盤が傾斜していた Case2 の傾向と同じで、ケーソンが変位することが地盤変位に大きく影響していたが、せん断応力については、Case2 とは違い、ケーソン固定とフリーでほとんど差が生じていなかった。

図 3.4-22 では、背後地盤が傾斜している場合の Case2 (図 3.4-19) とは傾向が異なっていた。まず、入力振幅が大きい加振 #6 の方が地盤の水平・鉛直変位共に大きかったが、鉛直全応力の変動とそれに伴う鉛直・水平応力差以外は、ケーソン水平変位も含めて両加振でそれほど顕著な差が認められなかった。水平せん断応力に関しては、初期には加振 #6 > 加振 #4 となっているが、その時点で地盤の水平変位は両加振で差は無く、後半で両加振のせん断応力にあまり差が無くなった段階で、水平変位に顕著な差が生じている。この時(後半部分)、過剰間隙水圧はほとんど蓄積しておらず、しかもやや負の過剰間隙水圧側に蓄積しているので、応力比でみてもほとんど生じていない。したがって、この結果だけで傾向を判断するのであれば、水平背後地盤の場合には、鉛直・水平応力差が地盤の変位に影響を与えたと考えられる。

図 3.4-23 の周波数の影響については、ほぼ周波数以外の顕著な差は認められなかった。そのため、例えば、水平背後地盤よりも傾斜背後地盤の方が、周波数変化に対する感度が高い可能性があると言えるが、前述の通り、あまり周波数に差が付けられておらず、明確な結論を得ることは出来ない。

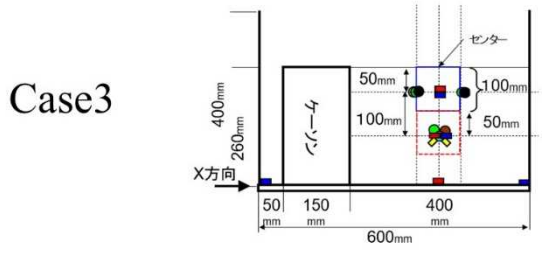
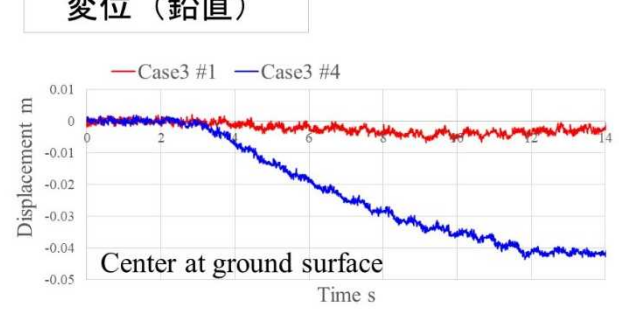
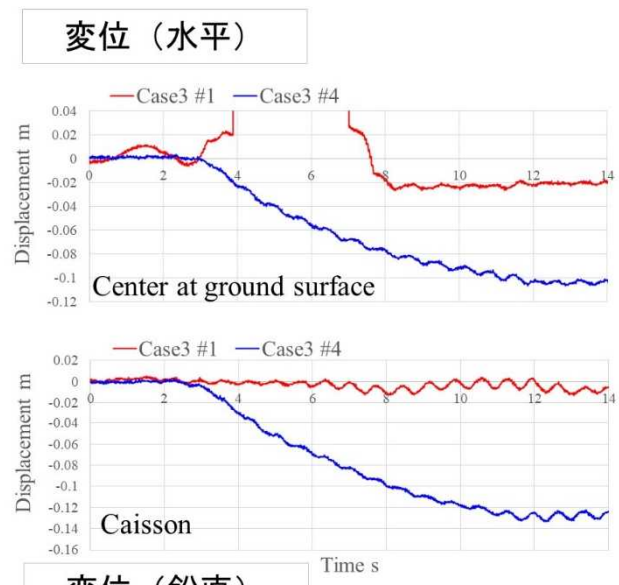
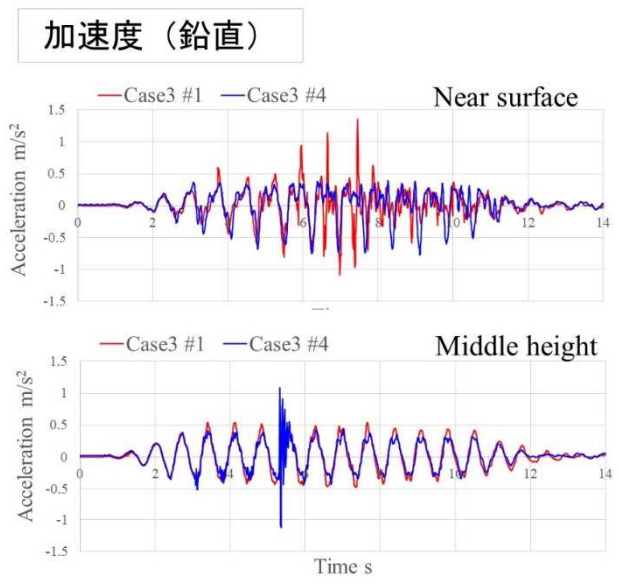
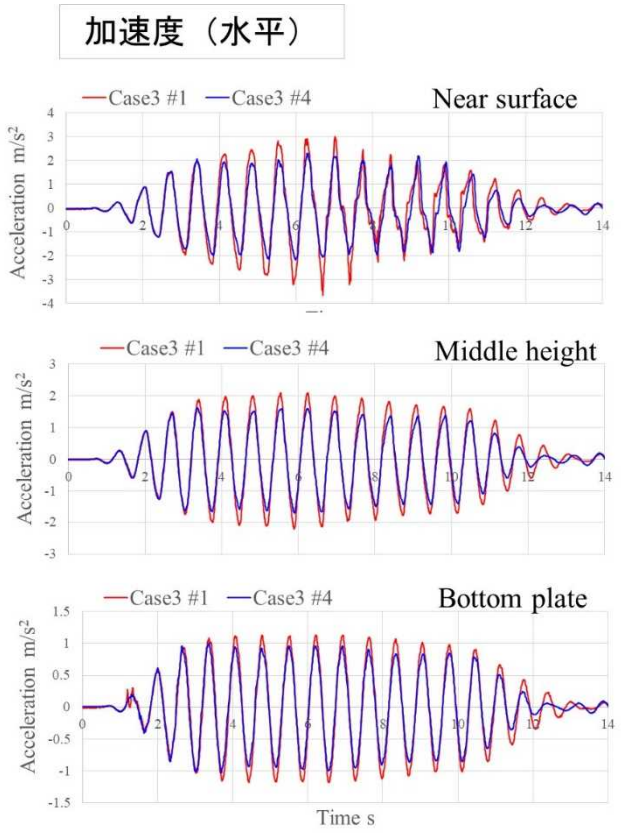
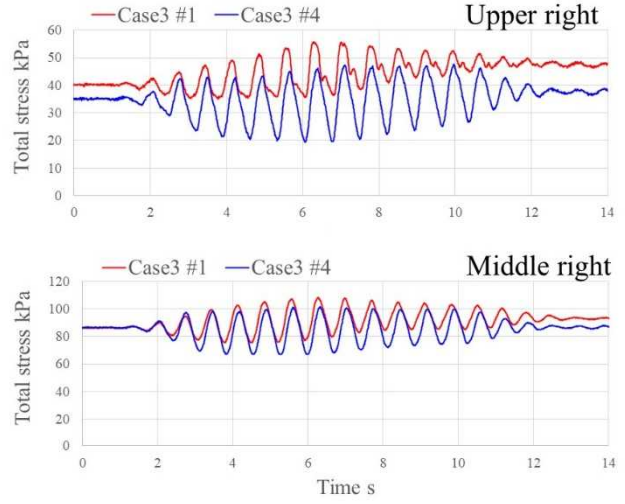
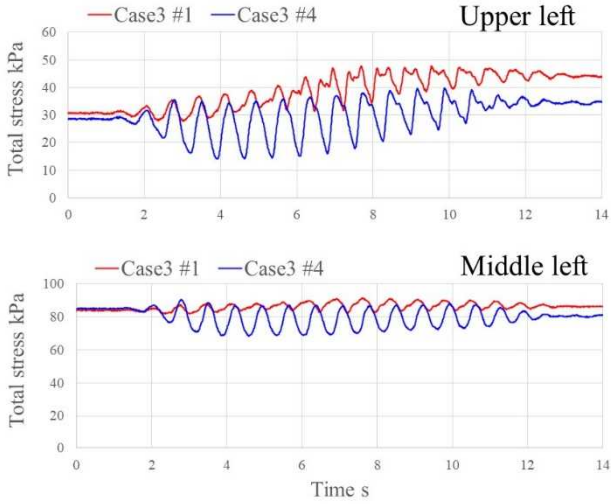
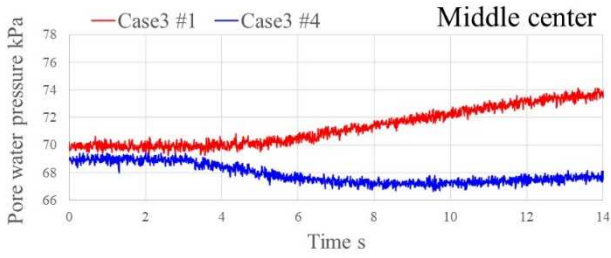


図 3.4-21 Case3 の加振同士の比較 [ケーソン固定-ケーソンフリー]

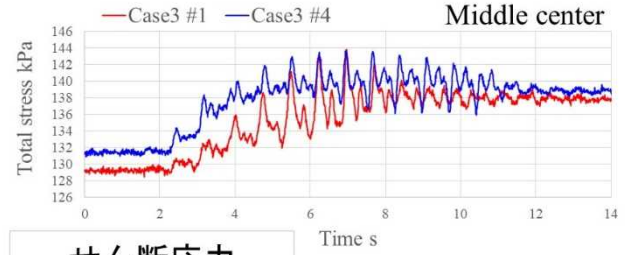
土圧 (水平)



間隙水圧



土圧 (鉛直)



せん断応力

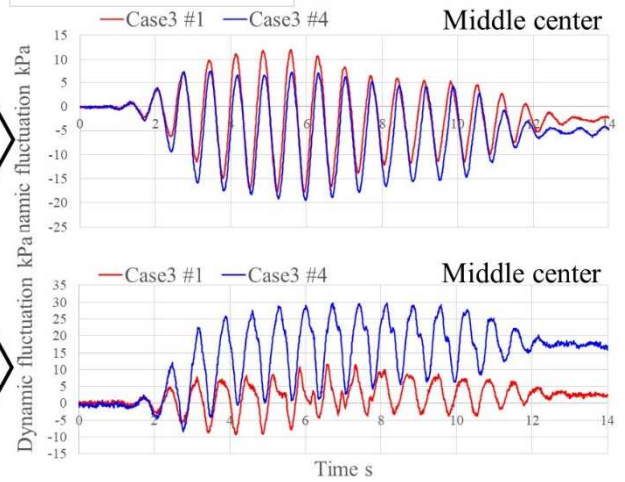
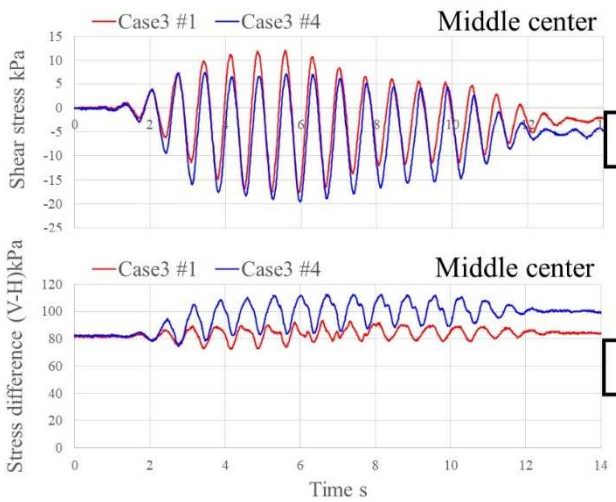
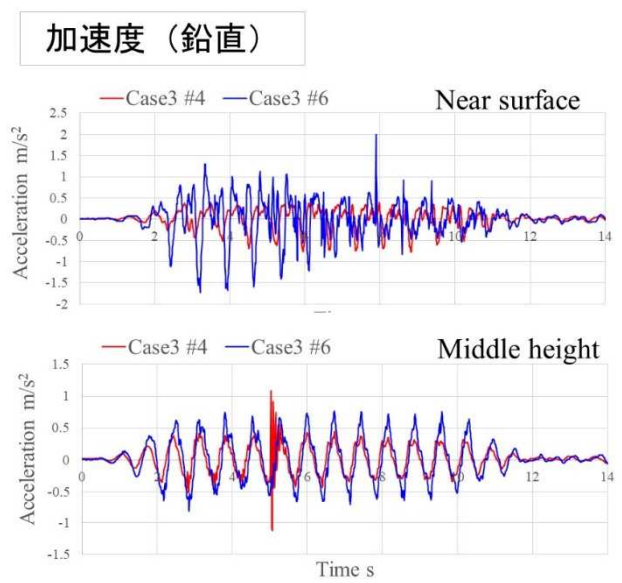
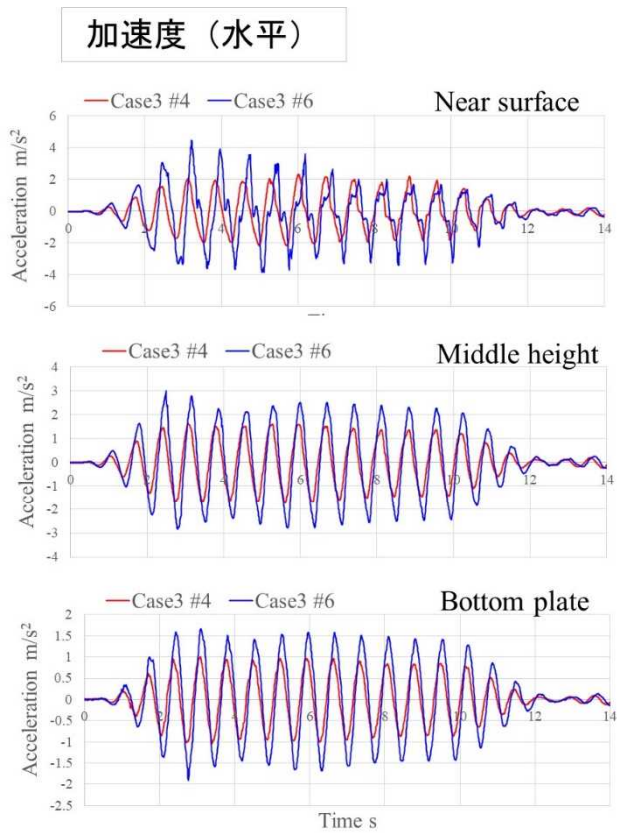


図 3.4-21 Case3 の加振同士の比較 [ケーソン固定-ケーソンフリー] (続き)



Case3

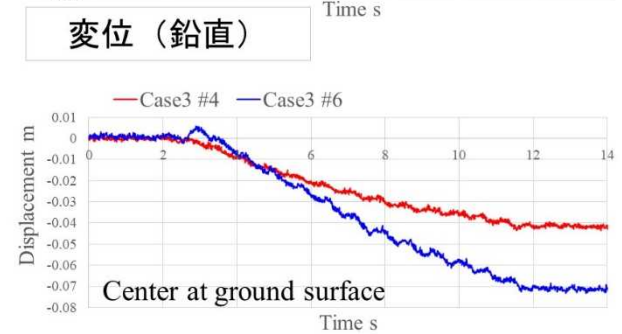
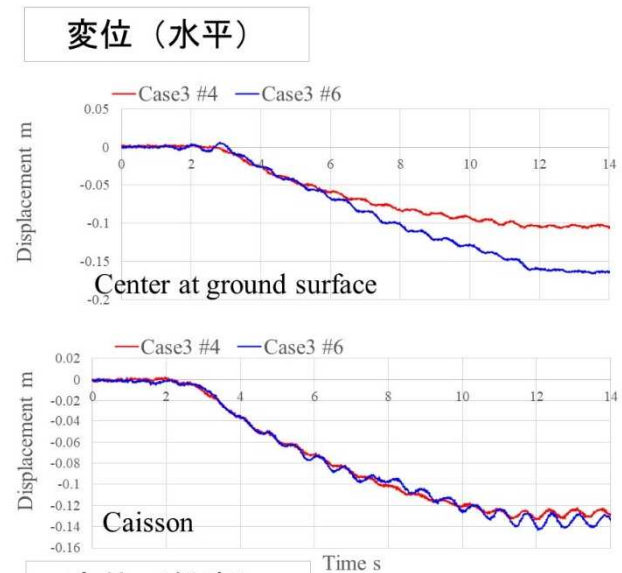
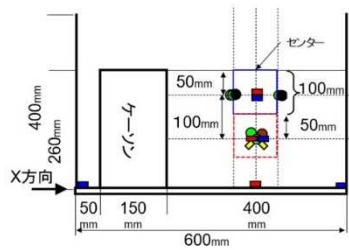
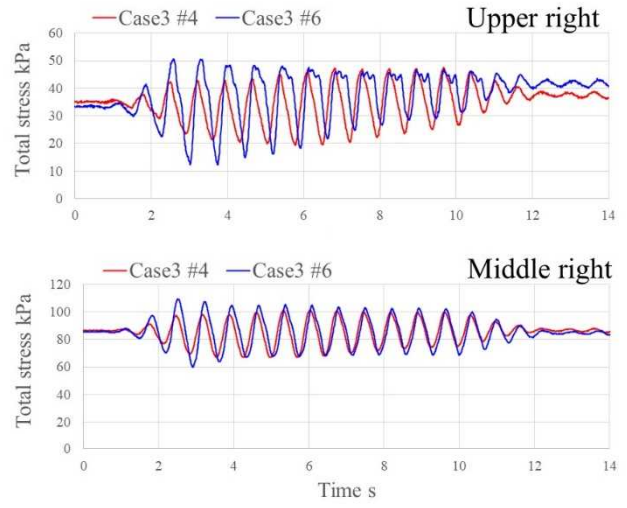
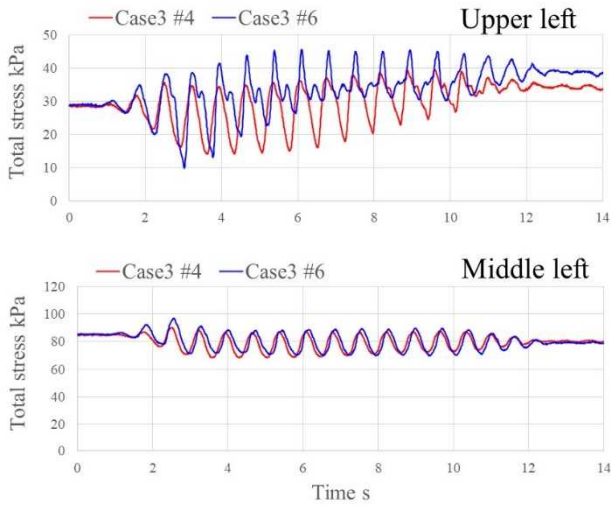
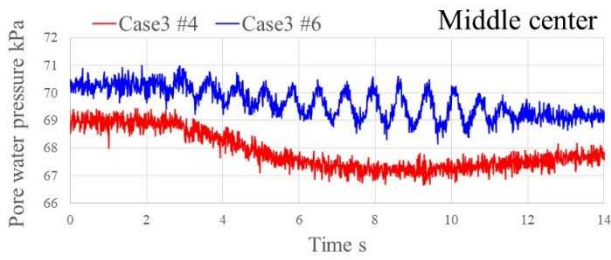


図 3.4-22 Case3 の加振同士の比較 [振幅小－振幅大]

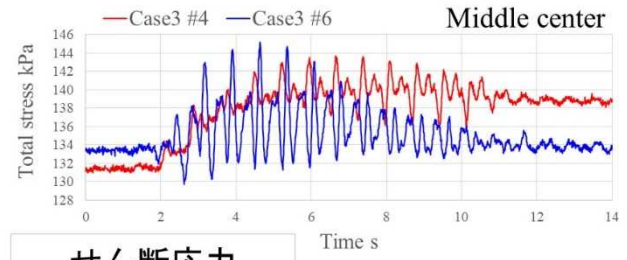
土圧（水平）



間隙水圧



土圧（鉛直）



せん断応力

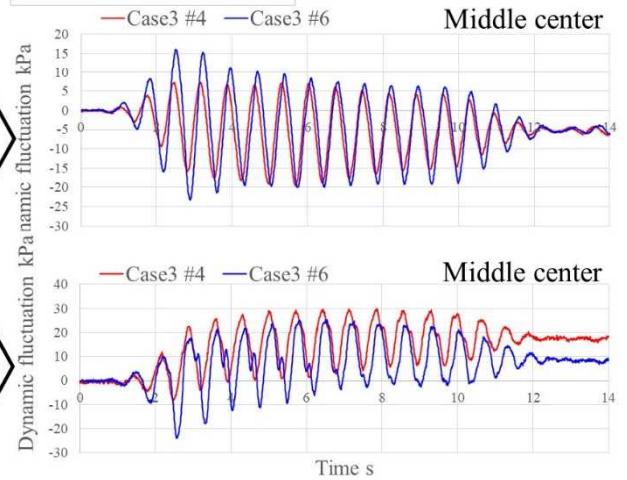
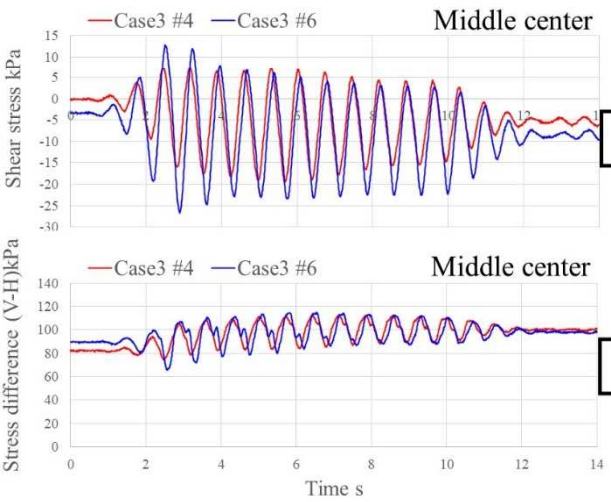
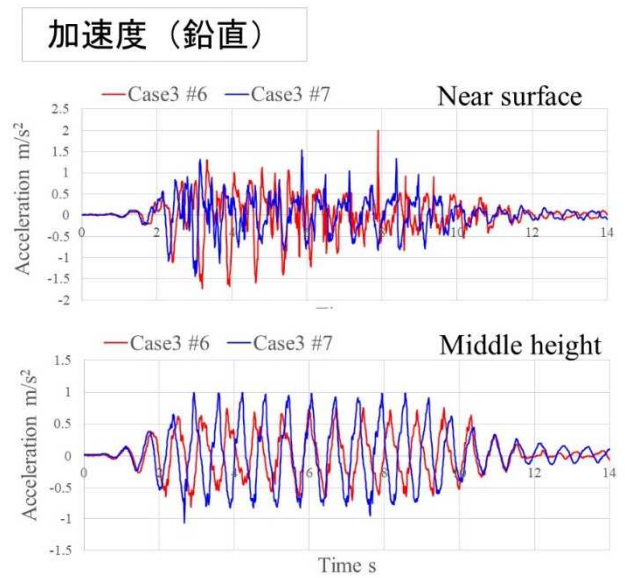
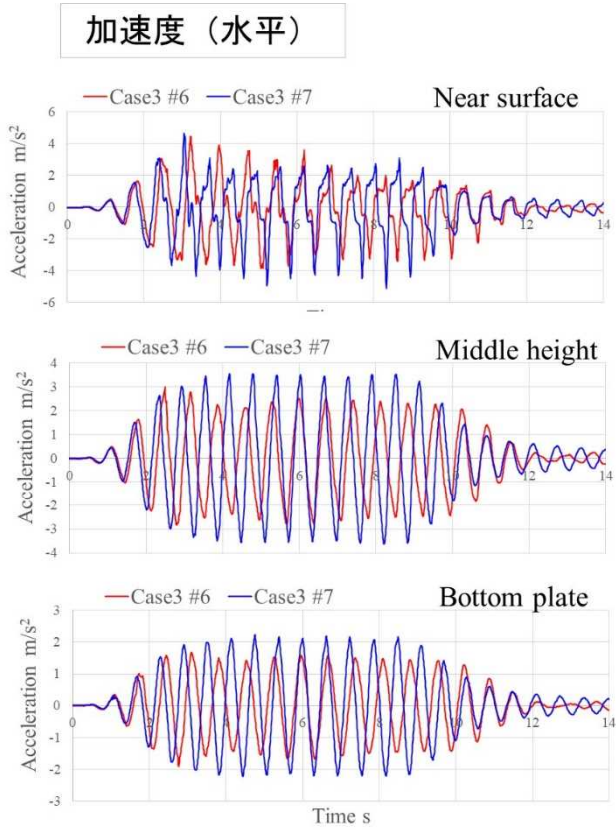


図 3.4-22 Case3 の加振同士の比較 [振幅小-振幅大] (続き)



Case3

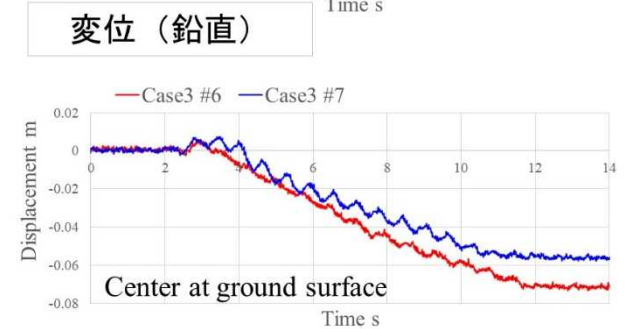
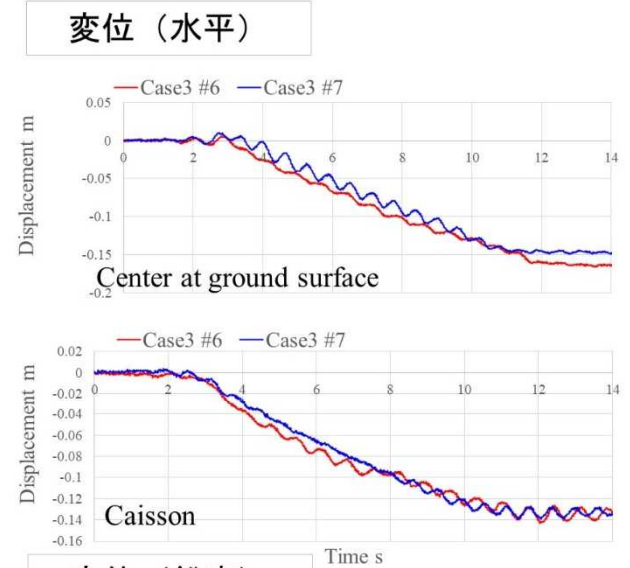
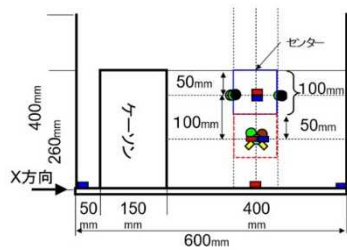
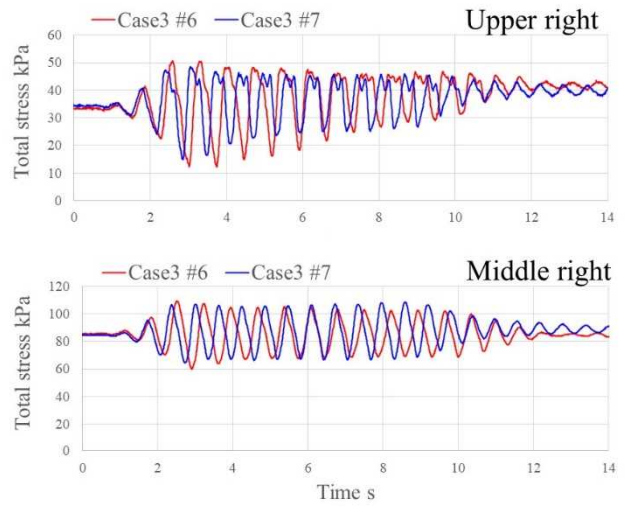
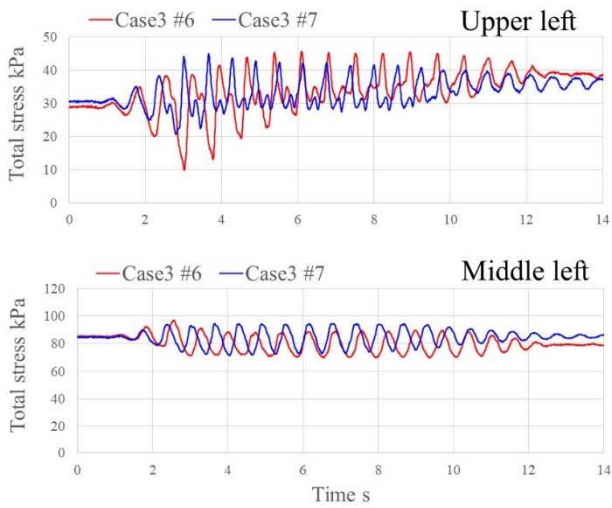
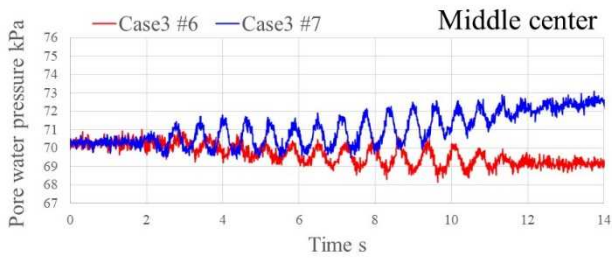


図 3.4-23 Case3 の加振同士の比較 [加振周波数 70Hz-80Hz]

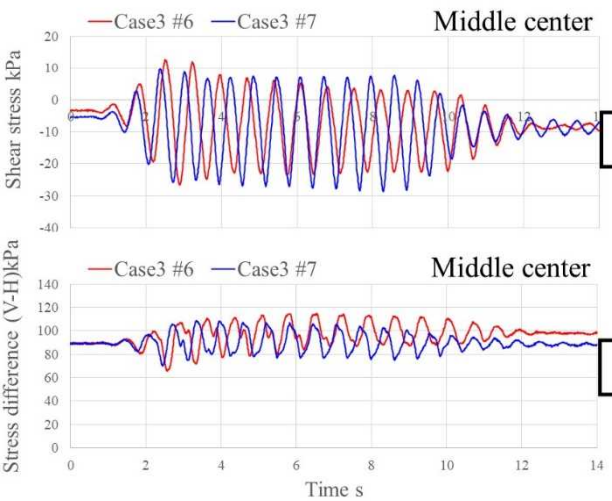
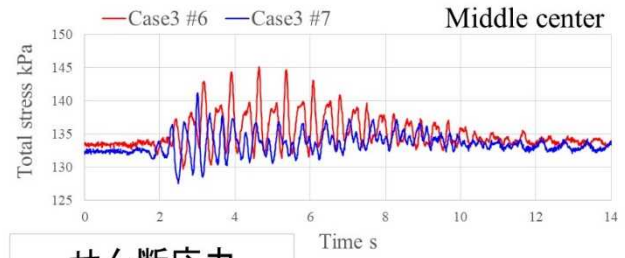
土圧（水平）



間隙水圧



土圧（鉛直）



せん断応力

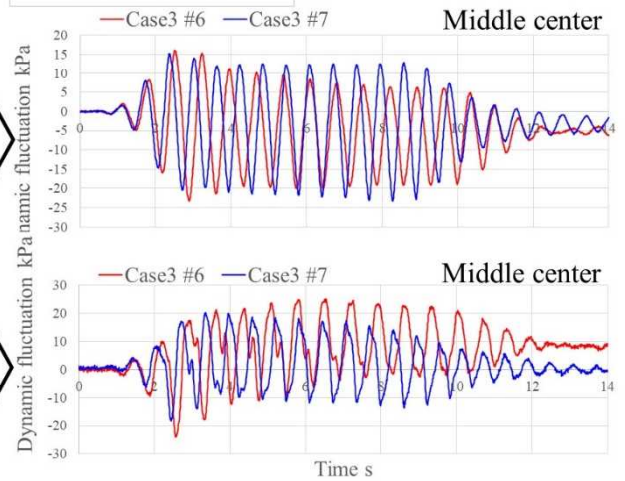


図 3.4-23 Case3 の加振同士の比較 [加振周波数 70Hz-80Hz] (続き)

3.4.5 1G 場で実施した Case5 及び Case6 の実験結果

Case 5 及び Case6 は遠心模型実験ではなく、1G 場の振動台実験を行った。模型断面および加振実験は、図・表 3.3-5, 6 に示す通りに実施した。いずれも水平成層地盤相当の実験であり、せん断土槽を使用している。

Case5 では、遠心模型実験の Case4 と同じように、A 法、B 法ならびに理論解の比較を行い、B 法の信頼性を検証するために実施した。その際、ペア土圧計の直角を保持して設置するための施工を容易にするために、予備検討で影響の無いことを確認し、プラスチック板に土圧計を貼り付けた状態で計測した。

Case6 では、奥行き方向の水平面内のせん断応力の分布を確認するために、水平面から 45 度傾けて設置するペア土圧計の他に、横倒しにして鉛直面（加振方向－鉛直軸で構成される面。この面のせん断応力を以下では“面外せん断応力”と称する）から 45 度の角度で、土槽中心と奥行き方向のそれぞれの土槽壁よりの 3 組のペア土圧計を設置して計測した。Case2 の検討において奥行き方向の土槽壁の摩擦の影響が判明したため、今後の実験においてその摩擦に起因するせん断応力を計測できないか試行した。そのため、加振において、せん断土槽として加振するケースとせん断土槽の各段の変位を固定して剛土槽的にした上で加振するケースを行い、奥行き方向の摩擦の影響が異なるであろう状況で比較検討した。

(1) Case5 の加振結果について

使用した遠心模型実験装置で装置の性能の限界により地震波の加振が行えなかったため、1G 場の実験では、図 3.4-24 に例を示す通り地震波加振での B 法の検証を試みた。しかし、遠心模型実験で用いたセンサーを転用し容量は大きい分解能が低く本来の信号に対してノイズが大きいため、図 3.4-25 に A 法と B 法の不規則波の加振（加振 #6：表 3.3-5 中の地震名の後に付けた数字は入力信号としての倍率であり、数値が大きいほど加振入力レベルが大きい）の比較結果を示すが、最も拘束圧が大きい下段の振幅の大小関係や位相特性はそれなりに整合しているように見えるものの、明確に判断できるほどのデータは取得できなかった。そこで、比較的分かり易い正弦波の最大加振（加振 #14：正弦波 50mm）で A 法、B 法、理論解の比較を行った結果が図 3.4-26 の結果である。この図をみると、応力レベルが小さい 1G 場振動台において、硬質なプラスチックに貼り付けて 90 度を保持したペア土圧計によって、B 法は地中のせん断応力推定に有効な方法であることが伺われる。

(2) Case6 の加振結果について

使用した模型地盤の寸法やセンサーは Case5 と同様であるため、基本的には Case5 と同じ問題が生じている。Case6 では、サンプリングレートを上げて（Case5：100Hz→Case6：1000Hz）時間軸の解像度を上げてノイズと物理的な信号の判別を少しでも可能なように工夫し、加振も 1.0Hz だけでなく 0.5Hz や 5.0Hz の加振を行った。しかし、図 3.4-27～図 3.4-30 に示されているよう

に、面外水平せん断応力が計測できそうなこと、奥行き方向に差が生じていることは確認できたが、分解能と発生応力レベルとの関係で、有意な比較ができるほどのデータが取得できなかった。

(3) まとめ

1G 場振動台実験では、当初期待したデータの取得は出来なかったが、非常に小さな応力でも B 法による計測が有効である事、面外方向のせん断応力も計測できる可能性があることが確認できた。

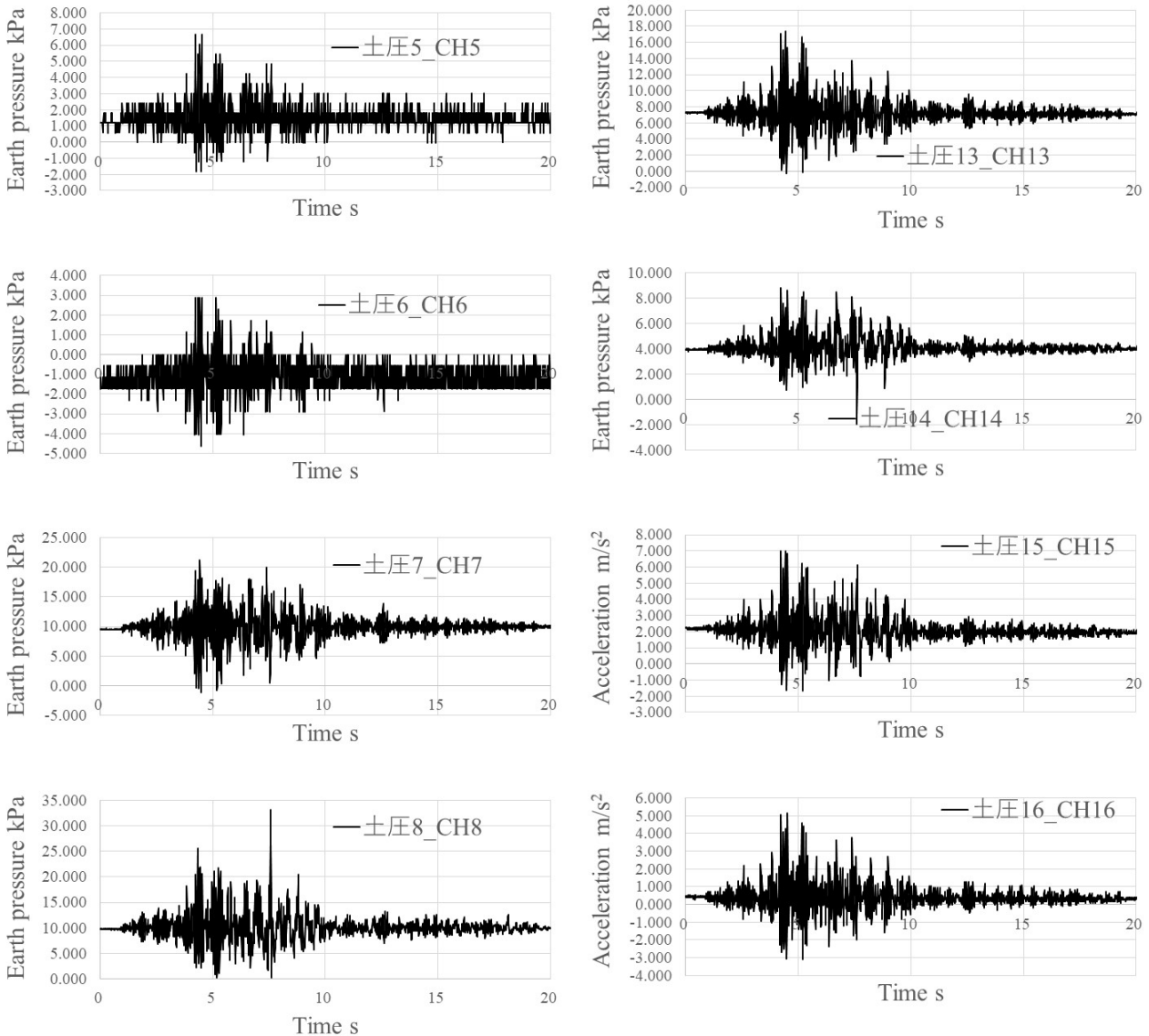


図 3.4-24 Case5 における最大レベルの地震波加振の例 (加振 #6: 熊本 11)

(CH 番号は、図 3.3-5 の図中に示す通り。例えば左上の 2 つの時刻歴において、加振 10 秒以降の土圧の値と計測分解能が同程度であることが伺われる。大きな加振入力自体は可能であるが、発生する土圧のレベルが遠心場に比べて非常に小さい)

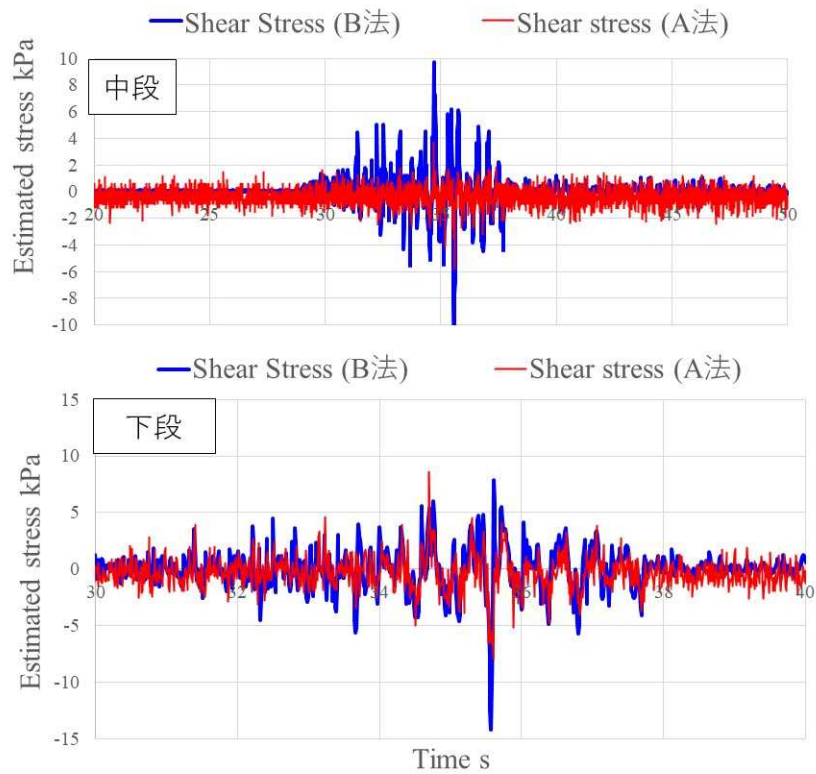


図 3.4-25 Case5 不規則波加振における A 法と B 法の比較 (加振 #6 : 熊本 11)

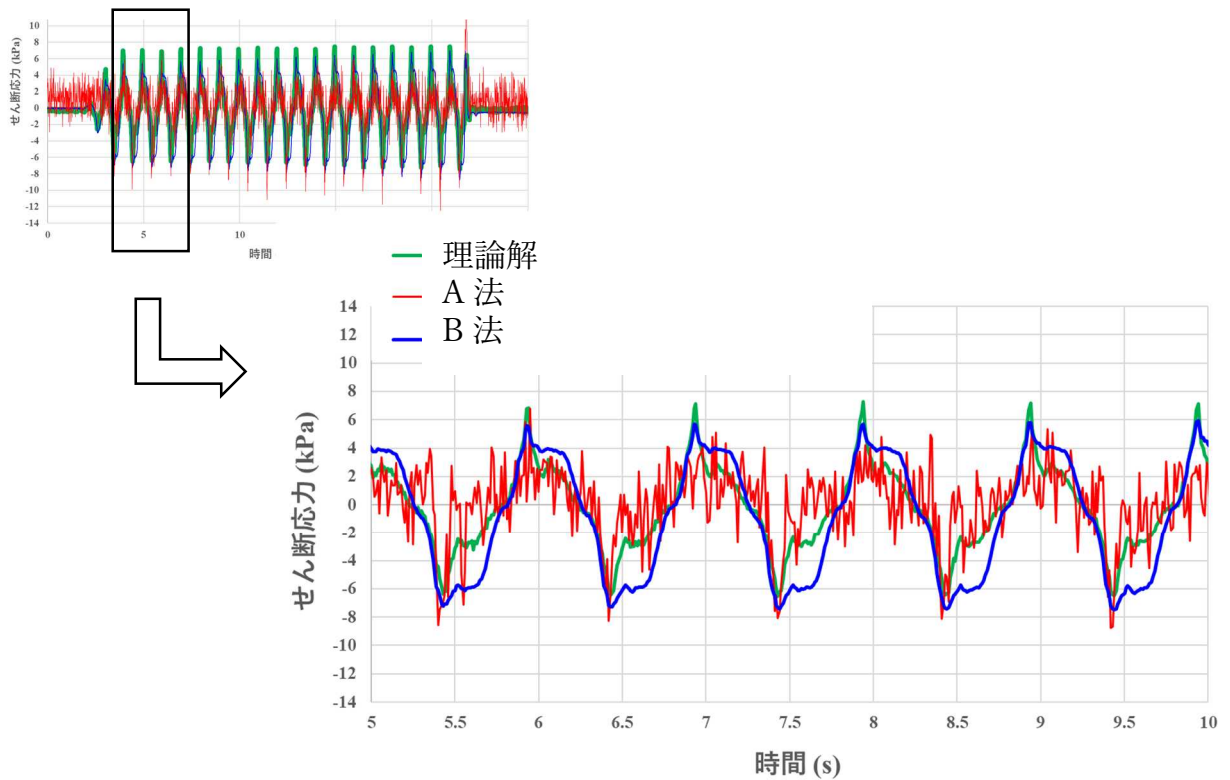


図 3.4-26 Case5 正弦波最大加振における A 法, B 法, 理論解の比較 (加振 #6 : 熊本 11)

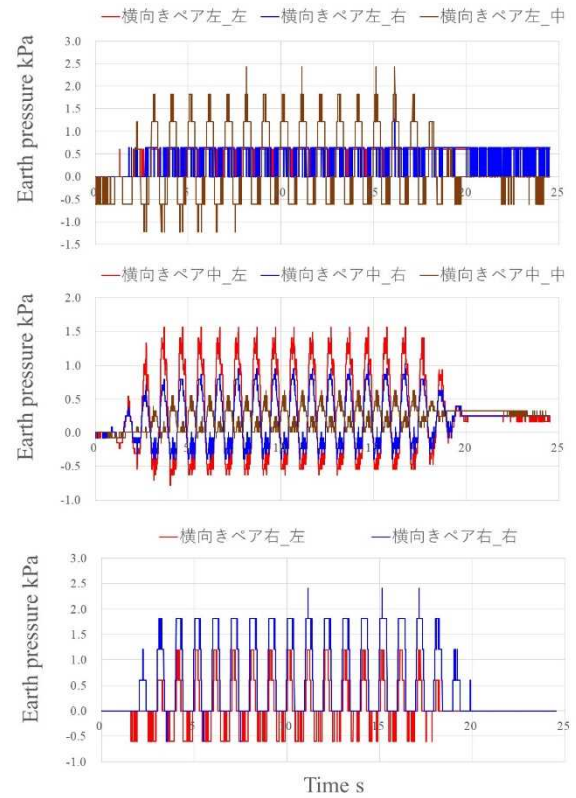
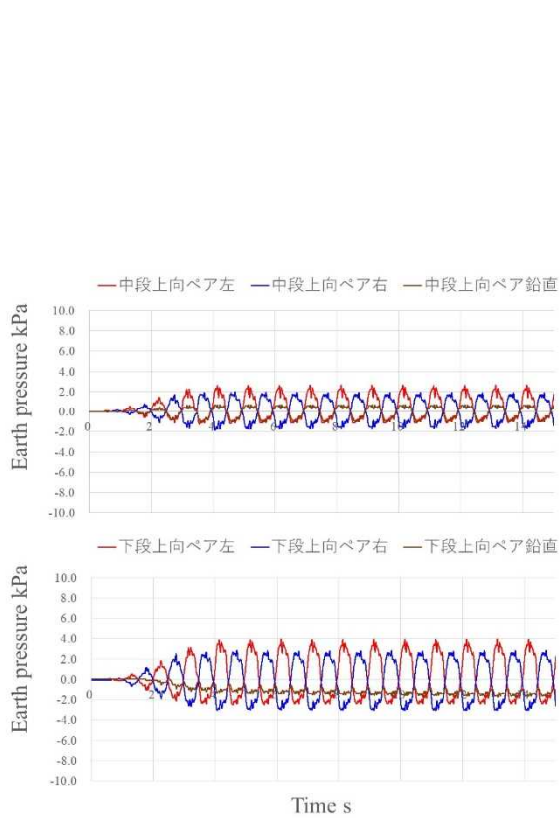


図 3.4-27 Case6 正弦波 1.0Hz の加振結果の例 (加振 #17: 土槽枠固定)

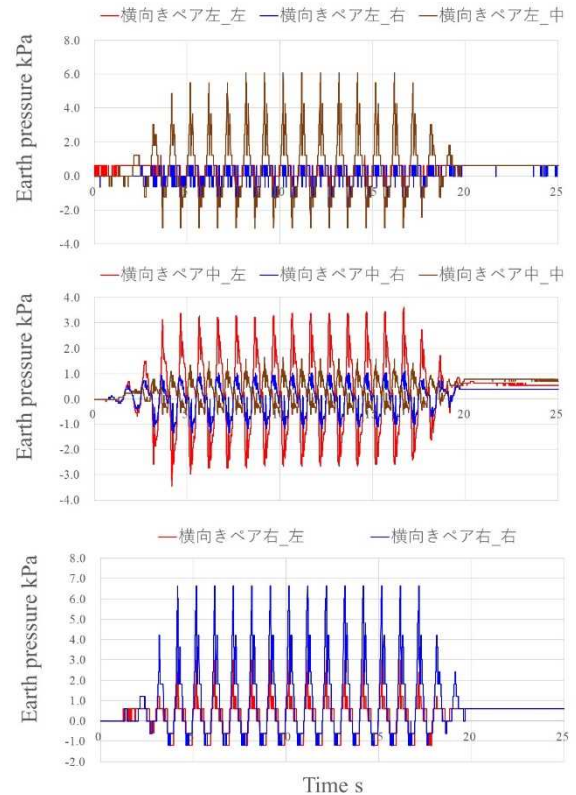
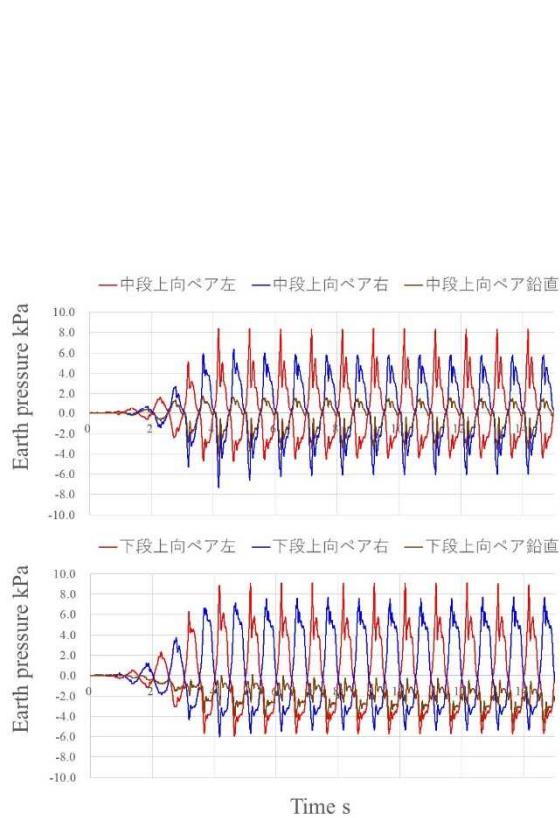


図 3.4-28 Case6 正弦波 1.0Hz の加振結果の例 (加振 #21: せん断土槽)

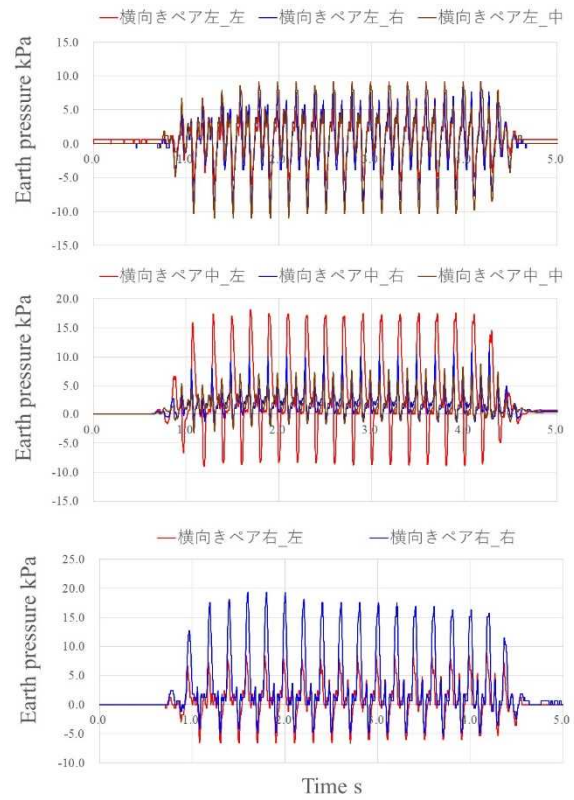
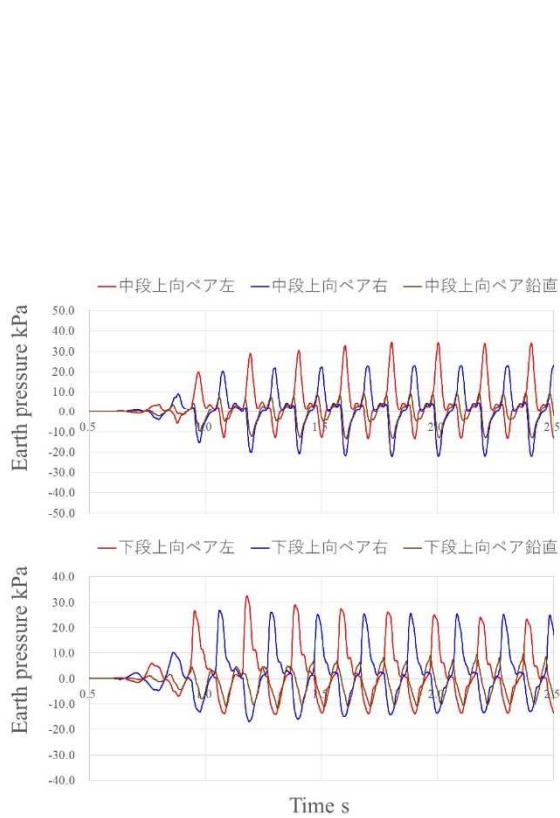


図 3.4-29 Case6 正弦波 5.0Hz の加振結果の例 (加振 #19: 土槽枠固定)

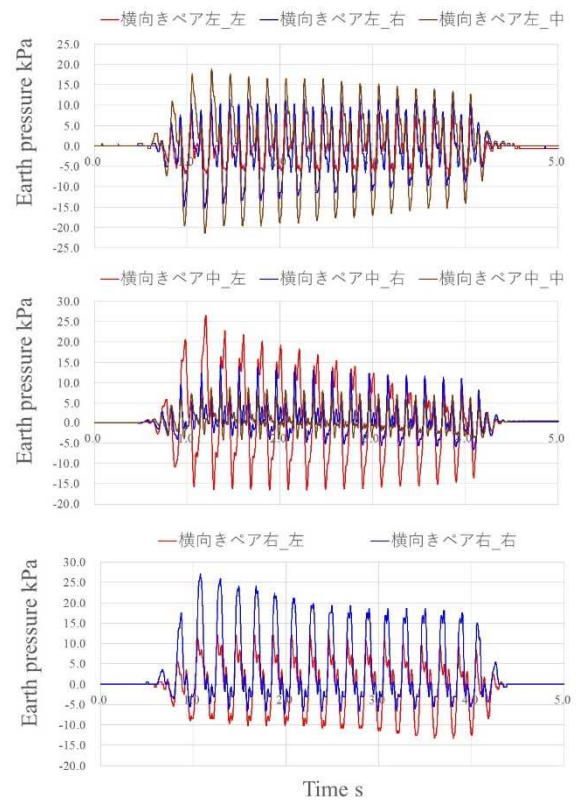
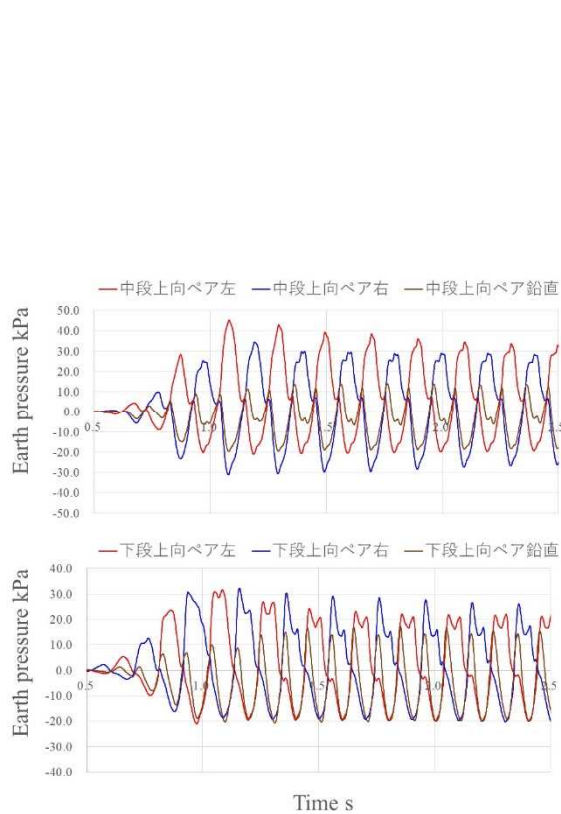
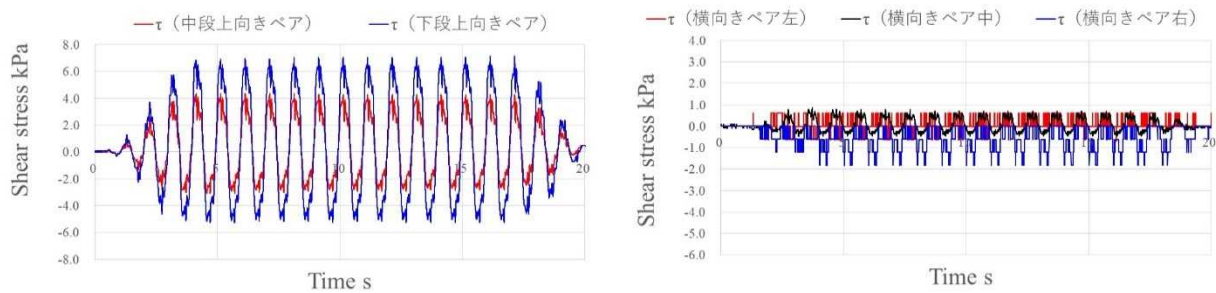
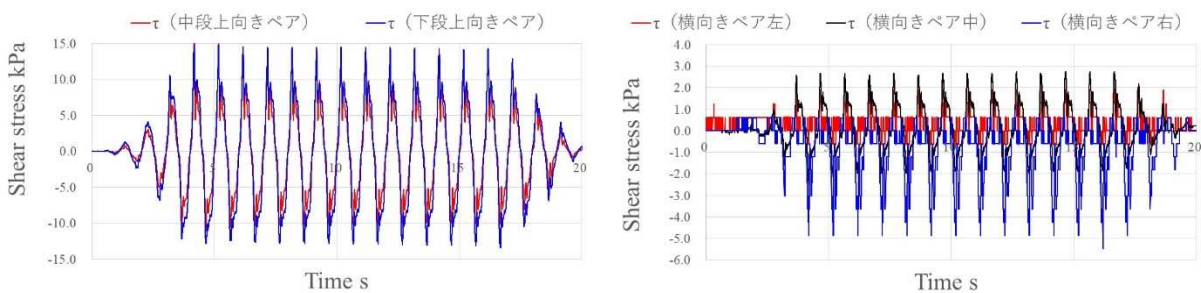


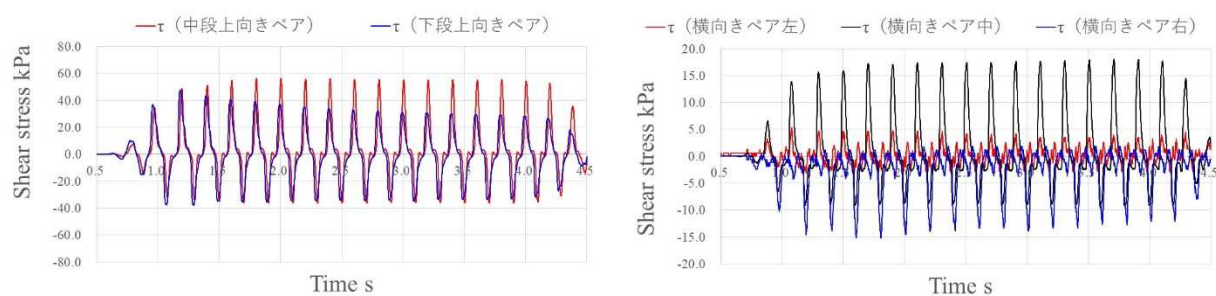
図 3.4-30 Case6 正弦波 5.0Hz の加振結果の例 (加振 #22: せん断土槽)



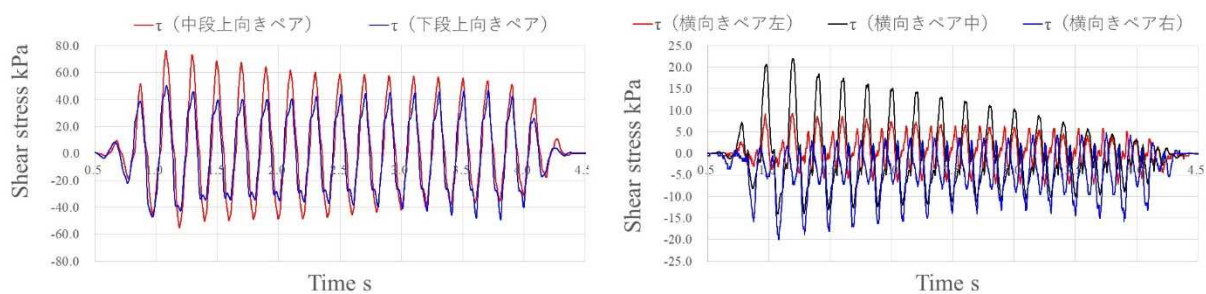
(a) 加振 #17：土槽枠固定, 1.0Hz



(b) 加振 #21：せん断土槽, 1.0Hz



(c) 加振 #19：土槽枠固定, 5.0Hz



(d) 加振 #22：せん断土槽, 5.0Hz

図 3.4-31 Case6 正弦波加振 (1.0Hz, 5.0Hz) のせん断応力 (水平・面外) の比較

4. 液状化実験のシミュレーション解析

4.1 はじめに

第3章では遠心模型実験ならびに1G場振動台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、礫質土を用いた遠心模型実験の内、Case2～Case4を対象に数値シミュレーションを実施した。その際、シミュレーション結果は模型実験の結果より過剰間隙水圧が蓄積していたため、その原因について検討するため、初期応力状態に関するパラメトリックスタディを実施した。

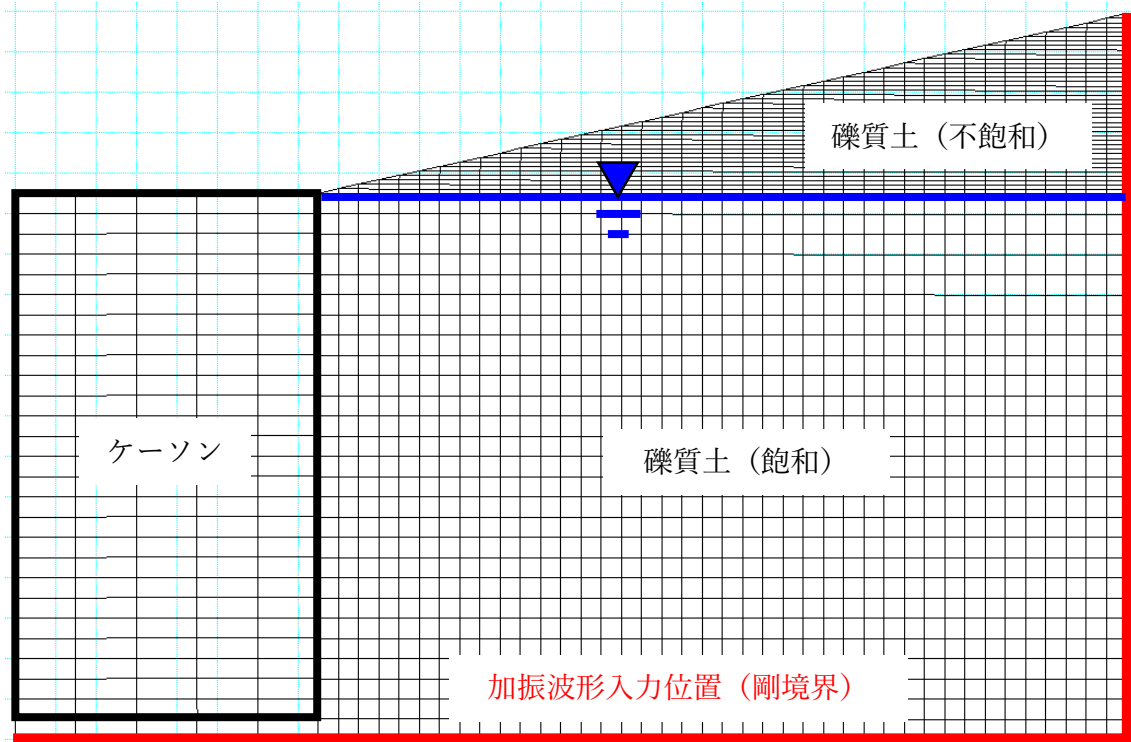
なお、遠心模型実験のCase1は、計測器配置以外はCase3と同条件の実験であることからシミュレーション対象から除外した。また、1G場振動台実験で実施した2ケースは、土圧計測方法に関する確認を目的として行われたためいずれも遠心模型実験のCase4と同じ水平成層地盤であること、使用材料が砂であること、さらには模型寸法が小さく低拘束圧下での実験であり物性試験が困難であることなどを踏まえて、シミュレーション対象から除外した。

4.2 解析ケースおよび解析条件

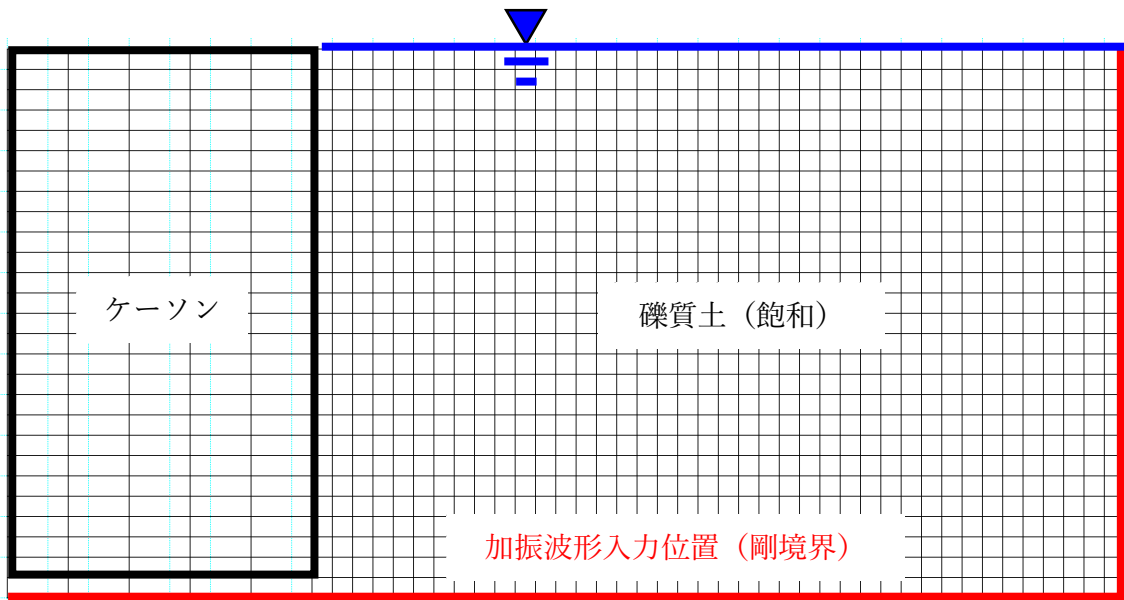
解析コードには名古屋大学地盤工学研究室で開発された土骨格-水連成有限変形有効応力解析コードGEOASIAを用いた。GEOASIAは土の骨格構造（構造・過圧密・異方性）の変化を記述可能な上下負荷面修正Cam-clay model(SYS Cam-clay mode^{(12),(13),(14)})を搭載し、水～土骨格連成式（連続式）のモデル化は田村流¹⁵⁾・Christian流¹⁶⁾に基づいている。さらに、本研究で用いたバージョンでは、中負荷面の概念とDrucker-Pragerモデル¹⁷⁾流の非関連流動則を導入した複合負荷構成式¹⁸⁾が搭載されており、砂質土の液状化現象の表現性能が向上している。

図4.2-1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。解析ケースは表4.2-1に示す通りとし、それぞれの入力波形を図4.2-2に示す。表中に示されている通り、初期応力が過剰間隙水圧の蓄積傾向に与える影響に関するパラメトリックスタディは、Case4を対象とした解析モデルを用いて実施した。

礫質土の物性パラメータは、図4.2-3に示す通り、実験に使用した礫質土の繰返し変形試験結果をシミュレーションすることで設定した。表4.2-2に解析パラメータ一覧を示す。

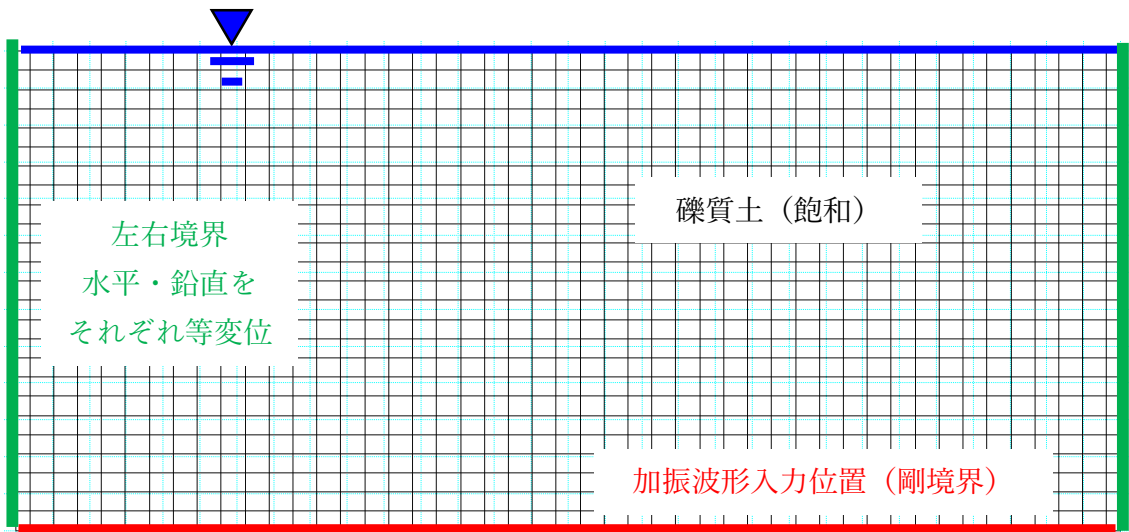


(a)遠心模型実験 Case2 対応モデル



(b)遠心模型実験 Case3 対応モデル

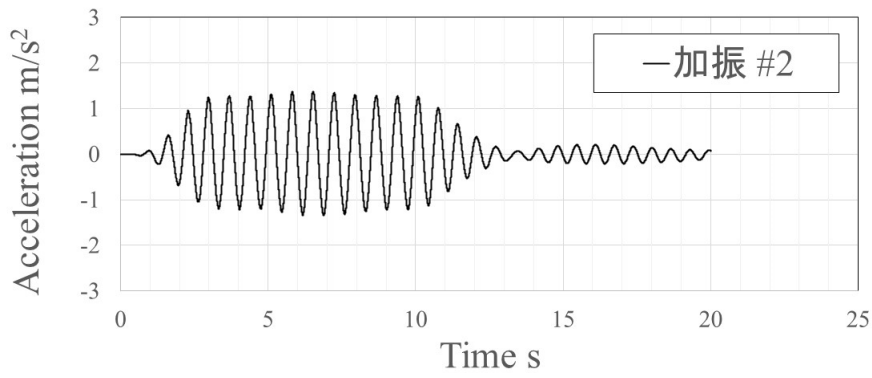
図 4.2-1 解析条件の概要



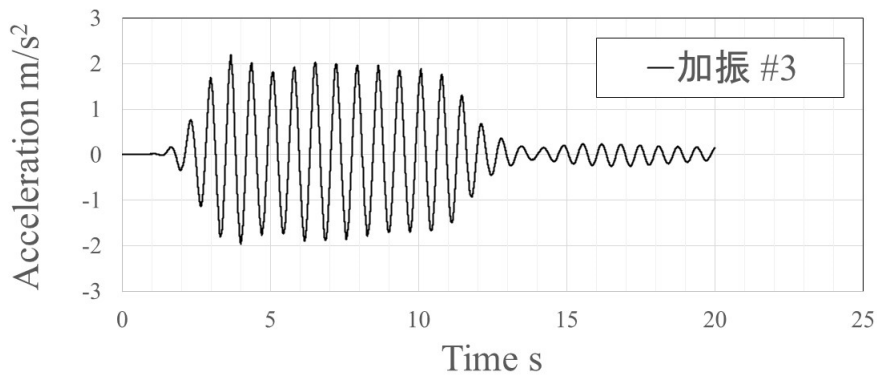
(c)遠心模型実験 Case4 対応モデル

図 4.2-1 解析条件の概要（続き）

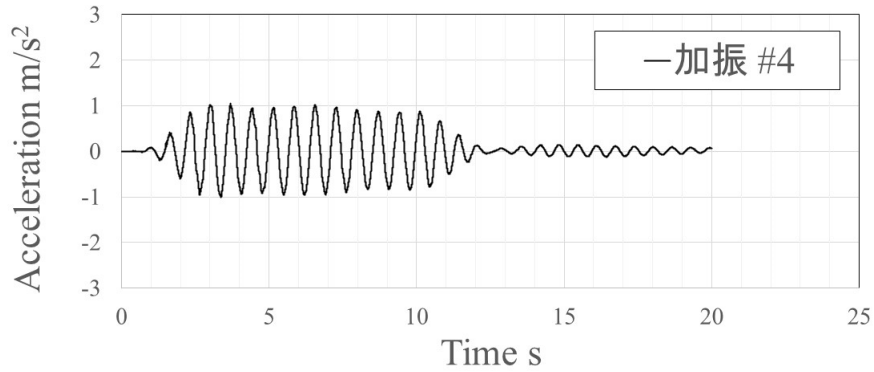
表 4.2-1 解析ケース一覧



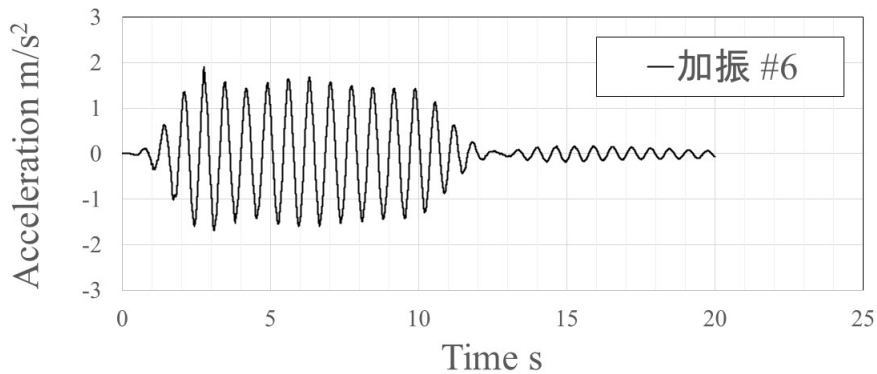
(a)遠心模型実験 Case2 対応モデル用入力波形 (加振 #2)



(b)遠心模型実験 Case2 対応モデル用入力波形 (加振 #3)

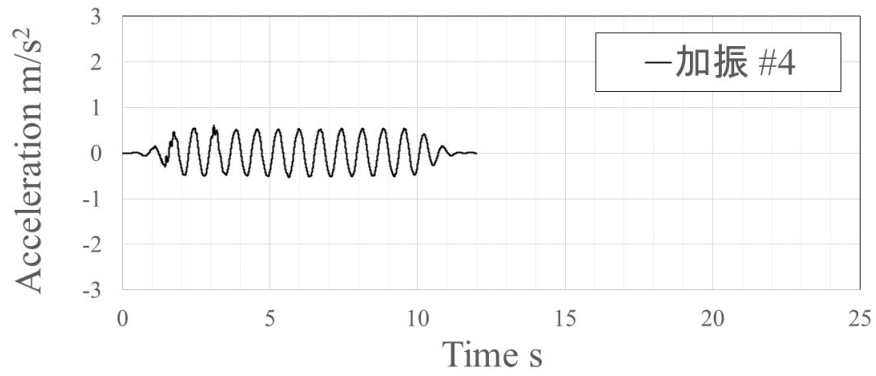


(c)遠心模型実験 Case3 対応モデル用入力波形 (加振 #4)

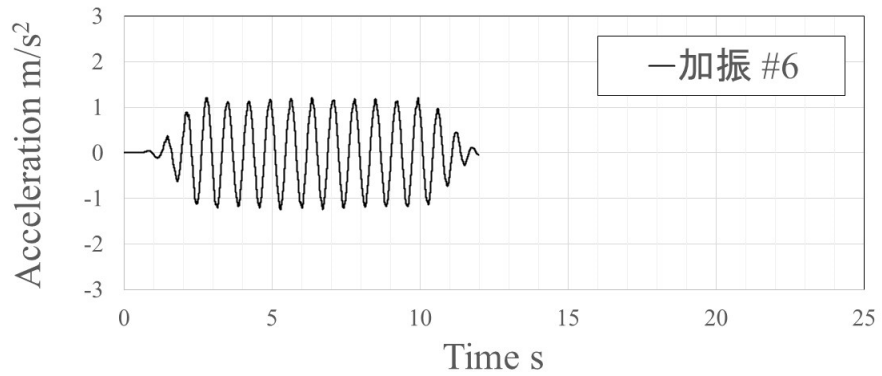


(d)遠心模型実験 Case3 対応モデル用入力波形 (加振 #6)

図 4.2-2 入力波形一覧



(e)遠心模型実験 Case4 対応モデル用入力波形 (加振 #4)



(f)遠心模型実験 Case4 対応モデル用入力波形 (加振 #6)

図 4.2-2 入力波形一覧 (続き)

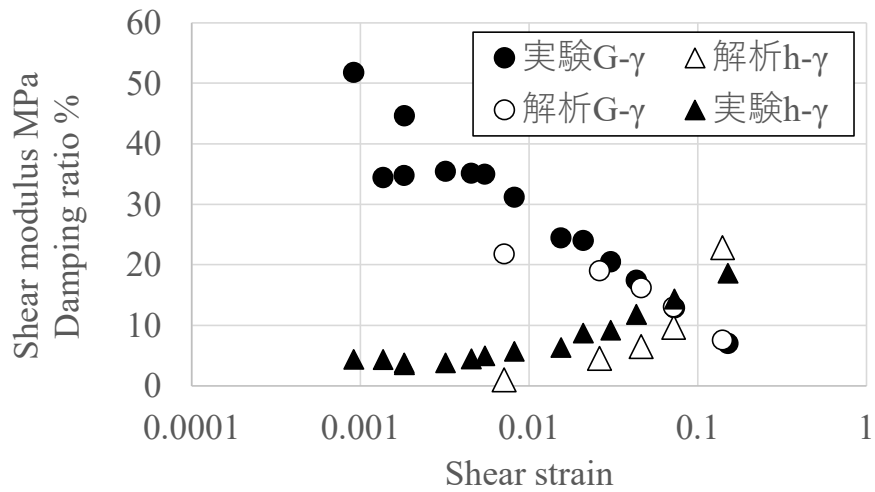


図 4.2-3 繰返し変形試験結果のシミュレーション

表 4.2-2 設定パラメータ一覧

変数名	令和3年度事業		参考：令和2年度事業		
	礫質土A	豊浦砂(参考)	F011	F044	KTC
CNYU	1.95	1.94	1.9	2	1.9
CMYU	1.2	1.3	1.1	1.1	1.4
CPROH	0.0068	0.008	0.0075	0.0095	0.0085
CPGAM	0.0045	0.005	0.0055	0.006	0.0055
QM	0.9	0.7	0.9	0.9	0.9
SN	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
SL	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
POI	0.001	0.01	0.001	0.001	0.001
SM	3	3	3	3	3
CE	3	3	3	2.5	2
CDNS	1	1	1	1	1.2
CORU	40	40	40	40	40
CORE	120	10	5	5	15
CORF	1000	10000	1000	1000	1000
CODG	0.6	0.4	0.2	0.8	0.4
CODH	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
CSPP	10	50	10	10	10
COPS	10	10	10	10	10
CMYUA	0.5	0.4	0.2	0.4	0.2
CMYUX	0.8	1.2	0.8	0.8	0.8
BR	100	100	100	100	100
BG	0.5	0.7	0.5	0.7	0.7
CGF	10	2.5	2.5	2.5	2.5
CGH	0.9	2.5	0.9	0.9	0.9
CGR	35	35	35	35	35
DELAS	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01

弾塑性パラメータ

変数名	記号	補足説明
CNYU	N	正規圧密線の切片 (1kgf/cm ² における比体積)
CMYU	M	限界状態定数
CPROH	$\bar{\rho}$	圧縮指数 (両対数)
CPGAM	$\bar{\gamma}$	膨潤指数 (両対数)
SN	n	降伏曲面 f の形状定数
SG	w	塑性ポテンシャル面 g の形状定数
POI	v^*	擬似ポアソン比
SM	m	破壊規準定数

発展則パラメータ

変数名	記号	補足説明
CE	c_e	応力比の影響係数
CORU	m^*f	構造劣化係数
CORE	m_1^f	R_1^f の基準発展係数
CORF	m_2^f	R_2^f の基準発展係数
COR1	s^f	R^f の補助発展指数
CODG	m_1^h	R_1^h の基準発展係数
CODH	m_2^h	R_2^h の基準発展係数
COD1	s^h	R^h の補助発展指数
COD2	u^h	塑性変形抑制係数
COD3	v^h	(真)過圧密の影響係数
COPS	ψ	セメンテーション劣化係数

発展則パラメータ

変数名	記号	補足説明
CMYUA	M_α	α の発達限界定数
AR	a_r	第1回転硬化係数
CMYUB	M_β	限界状態における β の大きさ
XR	x_r	第2回転硬化係数
SL	l	特異点回避指数
CGAF	ω_A^f	SYS Cam-clay modelが受ける損傷蓄積係数
CGRF	ω_R^f	SYS Cam-clay modelが受けた損傷回復係数
CGAH	ω_A^h	DP modelが受ける損傷蓄積係数
CGRH	ω_R^h	DP modelが受けた損傷回復係数
CGAX	ω_A^x	ξ_α の発展則が受ける損傷蓄積係数
CGRX	ω_R^x	ξ_α 発展則が受けた損傷回復係数

4.3 模型実験シミュレーション結果

表 4.3-1 に解析ケース一覧を、図 4.3-1～図 4.3-12 には、各ケースのシミュレーション結果を示す。図の構成は各図とも同じになっていて、深度ごとの加速度、地表面の水平変位、背後地盤内に A 法のために想定したブロックの左右全土圧、中段ブロック（赤点線）中心の間隙水圧、鉛直土圧、せん断応力、鉛直・水平応力差の時刻歴を示している。シミュレーション対象は、各ケース共通で加振している 70Hz 調整加振と 70Hz 最大加振とした。70Hz 調整加振は、加振履歴の影響をあまり受けていない状態で入力したある程度変形が生じるレベルの加振、70Hz 最大加振は、同じ波形で変形が最大となる加振という位置づけである。

図 4.3-1～図 4.3-12 を見ると、まず全体に共通して数値解析結果の過剰間隙水圧は、実験結果のそれよりも大きくなっていることが判る。これについては、過剰間隙水圧発生量を調整するためのパラメトリックスタディを実施しているので詳細は後述する。

土留め用ケーソンを設置している Case2（図 4.3-1～図 4.3-4）と Case3（図 4.3-5～図 4.3-8）では、ケーソンの応答との関係で背後地盤の応答を解釈すると判り易く、如何にまとめて傾向を整理する。

実験で確認されたように、ケーソンの応答は背後地盤の応答に影響を及ぼす。実験計測の A 法で想定しているような背後地盤内のブロック（要素）で考えると、その土要素にとっては、地震動の伝播と同じようにケーソンの移動は外的作用として影響する。すなわち、土の物性パラメータ設定の良否を確認するためには、当該要素に対しては外的作用である境界条件を合わせる必要がある。しかし、本事業の実験においては、ケーソンは単なる土留めとして設置したため、ケーソン内部の重量配分は把握し数値解析で考慮したが、ケーソンと土槽の間に敷いた砂利の物性を把握していないこと、土槽壁面との摩擦が不明であることなどから、正確なモデル化が困難である。さらに、GEOASIA にはジョイント要素が搭載されていないため、摩擦挙動を表現することが難しい。そのため、ここでの解析では、ケーソン下の一層の要素は、土と同じ物性を用いている。

その結果、いずれの解析ケースもケーソン水平残留変位は、実験結果の概ね 2 倍以内には収まっているが、振動成分は明らかに異なっている。この変動成分について、図 4.3-13(a)に示すように、傾斜背後地盤を有する Case2 について背後地盤の水平土圧時刻歴と重ねて比較した場合、ケーソンが背後地盤から離れる側（不側）に変位する時に背後地盤の水平全土圧が低下し、背後地盤側に変位する場合は水平土圧が増大するという位相になっている。おそらくこのようなケーソンの応答の影響で、解析結果の背後地盤の土圧は、鉛直全土圧も含めて、その振動成分は実験結果のそれよりも大きくなっている。

その一方で、図 4.3-13(b)に示すように、水平背後地盤を有する Case3 では、上記の関係が逆になっており、ケーソンが離れる側の時に水平全土圧は大きく、ケーソンが背後地盤を押す側に変位する際は水平土圧が小さくなっている。すなわち、ケーソンの変位は、他の何らかの要因で変動する背後地盤の全土圧を打ち消す方向に振動していることになる。

その要因は、同図中に示している間隙水圧の変動であるが、過剰間隙水圧自体は、土のダイレイタンシー特性によって生じる。但し、このようなケーソン背後地盤内部の土のせん断は、一般に実施されているような初期等方応力状態からの水平せん断応力一成分だけが変動するような単純なせん断ではなく、図 4.3-2,図 4.3-4(Case2), 図 4.3-6,図 4.3-8(Case3)に示されている通り、水平せん断応力に加えて鉛直・水平応力差の変動もあり、さらに初期応力状態も K_0 や水平せん断応力の初期値が存在する。それは断面の幾何学的形状や施工過程、もちろん地盤物性の影響を反映して決まる初期条件である。

挙動が複雑で数値解析結果の判断に困る理由は、上記のように、①性能評価に必要な値（例えば背後地盤沈下量）→②ケーソン変位や背後地盤応答→③背後地盤の水平全土圧→④過剰間隙水圧と考えてきて、そこからさらにダイレイタンシー特性を求めるためのせん断試験の条件として、④過剰間隙水圧→⑤土の材料特性→⑥材料特性を決めるための载荷条件（背後地盤のせん断応力、鉛直全土圧、水平全土圧の初期値と変動成分）のようにループとなってしまうことにある。

ここで、通常の実務においては、⑥については、载荷条件による挙動の差（材料側では異方性の存在、数値解析側では構成式のパラメータ設定の曖昧さや構成式の表現性能不足によって生じる）を全く無視して、上記の通り初期等方状態からの $G, h-\gamma$ 試験や液状化試験によってパラメータを設定することが一般である。その場合、仮に完璧な構成式が存在しても異方性に関するパラメータを設定するフィッティング目標は得られていないし、構成式が完全ではない場合には、そもそも与えられた载荷条件に近い結果が再現できるだけで、応力条件が違えば全く異なる結果を出す構成式も存在する。このようにシンプルな条件での要素試験だけでパラメータを設定する行為は、それが安全側につながるのであれば工学的にはそれで充分であると思われるが、動的問題においてはその安全側の判断が非常に困難である。

すなわち、地盤単体でも固い方が／軟らかい方が、強い方が／弱い方が安全側であるというような判断は出来ず、常に入力周波数と（土の場合には極端に変化する剛性に依存した）地盤の卓越応答周波数の関係で決まる上に、ここでの対象断面の場合は、ケーソンの応答（とその支持地盤の応答→一般には土・岩、こちらも単体で周波数依存で安全側が決まる）との相互作用で土圧の変動が決まってくるので、ちょっとしたパラメータの違いで結果は如何様にでも変わる。

そのため、数値解析“結果”の妥当性を検証する際には、確定できるものはなるべくばらつきの範囲を限定して確定し、その上でばらつきが大きなものや推定が困難で結果に与える影響の大きなものの感度解析を行う必要がある。ここで、確定できるものとして自明なものは、例えば幾何学的形状、密度などでありそれらは誤差が小さいか、結果に与える影響感度が小さいものとなる。それに対して土の挙動は非常に不確定性が大きい、それは調査結果のばらつきに起因するものと、調査結果を構成式で表現する際の限界に起因するものに大別され、前者はどうしようもないが、後者に対しては、「現象を支配するメカニズムを明らかにし、そのメカニズムに必要な応力条件での土の

挙動の精度は保証する（“真値”だけでなく“確実に安全側になる”という意味）」という対処方法が考えられる。

本事業の検討では、模型地盤内部の応力状態を把握することで、対象断面を支配する現象のメカニズムを明らかにし（ケーソン変位の影響、背後地盤そのものの応答等）、定量的にはそこで得られた応力状態に近い室内実験を行って少なくとも表現すべき材料特性だけは精度を向上し、可能であればばらつきの範囲の安全側の設定を行う（ケーソン変位に関しては〇〇、背後地盤単体の応答に関しては△△、相互作用に関しては□□、土の材料特性に関しては◇◇とここに安全側になる設定を判断した上で、それが相反する場合は組み合わせで検討する）ことを目標としている。

ここで、数値シミュレーション結果の解釈に戻ると、上記のようなケーソン変位の影響で鉛直・水平応力差の変動幅は、傾斜背後地盤の Case2 では解析結果の方が大きく、水平背後地盤の Case3 では逆に実験結果の方が大きくなっている。しかし、Case3 では、加振 #4 においてケーソン変位は 解析<実験 となっているのに対して、加振 #6 においては、実験<解析となっているため、残留成分が蓄積する傾向とは無関係に、振動問題として鉛直・水平応力差の傾向が決まっていると考えられる。これは設計上考慮に入れるメカニズムの一つであると思われる。すなわち、傾斜背後地盤の勾配がどの程度になれば、背後地盤が 2 段構成になっている場合は、高台の高さや離隔距離がどの程度になっていけば、ここでの水平背後地盤または傾斜背後地盤の応答のいずれに近くなるのかといった観点でパラメトリックスタディ（実験、解析）を行い、設計判断に資することができる。

また、加速度応答は、過剰間隙水圧の蓄積後に有効応力低下に伴う剛性低下が顕著になるまでは、実験と解析とで概ね整合している。図 4.3-14 では、入力加速度とケーソン水平変位、背後地盤沈下の位相関係を示しているが、これを見る限り Case2 と Case3 で 3 者の位相関係は同様な傾向であることがわかる。これに関しても、その知見が一般化されるものなのか、ケーソンの大きさや地盤材料特性、さらには加振レベルによって変化するものなのかを実験的に明らかにしておけば、解析結果を吟味する際には、解析結果の妥当性を検証するためのチェックポイントとして信頼性の高いメカニズムに位置付けることも可能であろう。さらに、おそらく加速度が概ね整合していることにより、せん断応力の変動幅（隣り合うピークの幅、初期値をゼロとする動的成分の絶対値そのものではない）は、実験と解析とで概ね整合しているので、おそらく水平せん断応力の変動幅の方は、鉛直・水平応力差の変動幅とは異なり、地盤の剛性と深度で概ねその値が決まっていると考えられ、それもパラメトリックスタディで傾向を吟味した上で、解析結果の妥当性の判断の参考となる。

ところで、上記の妥当性検証判断に資するために、地盤単体の応答を把握しておくことも重要であり、Case4 はそれに近い実験条件を対象にしたシミュレーションとなっている。

図 4.3-9～図 4.3-12 を見ると、数値解析の方では、過剰間隙水圧が大きく蓄積して剛性が低下するため、地盤の水平変位は相対的に大きくなり、加振後半の加速度は小さくせん断応力や鉛直・水

平応力差の変動がほとんど消失している。一方で、変形が小さい時は相対的に沈下量は解析結果の方が大きく見えるが、理論的には非排水状態であるとみなせる加振中に沈下はほぼ生じないので、図 4.3-11 では実験結果の方が大きな沈下となっている。なお、図 4.3-11, 12 では数値シミュレーション結果が 9 秒付近で終了しているが、おそらく液状化後の加速度に現れている高周波ノイズに起因して計算が発散したためであり、傾向としてはこの時刻までのシミュレーション結果で確認できるため、調整・再計算等は行わなかった。

ここで、Case4 の基本的な応答の相違は、主に過剰間隙水圧の蓄積傾向であると判断されるため、数値シミュレーションの過剰間隙水圧蓄積傾向を抑制するための調整を試みた。その際、材料の特性そのものに関わるパラメータは、室内試験の結果を目標に設定しており、それを調整すると単に解析結果を模型実験に合わせるための操作になってしまうため、状態に関するパラメータで、実験条件の解釈によってその調整の妥当性が説明できるものによる調整を試みた。具体的には、模型実験の計測結果において信頼性が低いと思われる初期水平土圧を用いて計算した K_0 と締固め過程において室内試験と模型地盤では履歴の程度が異なるものとしてダイレイタンシーの発生量に影響する下負荷面／中負荷面の比率（パラメータ：DH）の 2 点についてパラメトリックスタディを行った。その結果を図 4.3-15～図 4.3-19 に示す。

K_0 についてパラメトリックスタディを行った図 4.3-15 を見ると、小さな加振では K_0 を大きくすることで過剰間隙水圧の発生を抑制することが出来るように見えたが、図 4.3-16 の大きな加振では、 $K_0=1.0$ にした場合でも概ね液状化に至っており、模型実験の初期水平土圧の信頼性に関わらず、 K_0 で実験結果と数値シミュレーション結果の相違を説明することは出来ない。

次に、下負荷面／中負荷面の比率（パラメータ：DH）の影響について検討したが、中負荷面は、それを境に下側ではせん断履歴の影響でダイレイタンシーが発生しにくく、上側では相対的にダイレイタンシーが発生し易くなる境界面であり、せん断に関する降伏のように、ダイレイタンシー特性が変化する境界である。詳細は文献 18 を参照されたい。

まず、図 4.3-17 には、DH を変えることで、液状化強度がどのように変化するか確認するため、液状化試験のシミュレーションにおけるせん断応力－せん断ひずみ関係と応力径路を比較した。もともとの設定は、中負荷面と下負荷面が一致して（DH=1.0）施工過程の履歴を考慮しない設定となっていたが、施工過程の締固めによりダイレイタンシー特性が変化する境界面が発達していたと仮定して、その比が DH=0.3 程度から明らかに過剰間隙水圧の発生が抑制される（DH=0.35 も計算したが、最小振幅の応力径路で液状化に至るまでの繰返し回数の変化が 1 回であった）ことがわかった。そこで同じ DH の設定で Case4 の応答を計算した結果が図 4.3-18, 19 であるが、 K_0 の検討結果とは異なり、DH<0.25 に設定すれば過剰間隙水圧の蓄積は抑制されるようである。但し、ここでは液状化試験のシミュレーション結果と対応させるために、初期の K_0 は 1.0 で計算しているため、DH<0.25 はあくまでもその条件での値である。今回の事業においては、施工履歴を定量化する検討は実施していないため、実際には DH<0.25 が妥当であるかの判断も出来ないため、図

4.3-17～図 4.3-19 はあくまでも傾向を確認するための検討に過ぎない。しかしこの結果は重要であり、実務設計においても、施工過程や経過年数等の影響により、同じ間隙比でも挙動が大きく異なる可能性を示しており、数値解析を行って検討する場合には、それを安全側に考慮する（真値でなくとも良い）必要がある。

なお、ここで確認した DH で Case2 や Case3 の再計算は行っていないが、それは、実験結果から奥行き方向の土槽の影響が存在することが確認されており、仮に 2 次元 FEM の計算で Case2 や Case3 のシミュレーションを行い実験結果に近づけたとしても、意味が無いためである。

ちなみに、DH=0.15 または 0.20 として、図 4.3-11～12 と同じように実験結果と比較したものが図 4.3-20～図 4.3-23 であるが、過剰間隙水圧の蓄積は抑制され、実験結果に近づいた応答もあるが、DH=0.20 では図 4.3-20 の上部の加速度波形ならびに図 4.3-21 のせん断応力波形を見る限り、背後地盤上部は依然として液状化が発生しており、DH=0.15 では、上部の加速度波形も液状化の影響は無くなったが、鉛直加速度、鉛直全土圧、鉛直・水平応力差は大きく異なり、水平せん断応力には位相の差が生じている。但し、これは数値解析は理想的な水平成層の応答になっているが、模型実験の方が理論的には生じないはずの鉛直加速度が発生している（土槽全体のロッキングが生じていることは両端の鉛直加速度の計測で確認）、土槽枠の質量や剛性の影響といった実験側の原因があり、シミュレーション結果が整合しないことは解析側の原因だけではないことを付記しておく。

表 4.3-1 解析ケース一覧

解析ケース	対象実験 ケース	入力波形	備考
1	Case2	SIN,70Hz,小	
2	Case2	SIN,70Hz,大	
3	Case3	SIN,70Hz,小	
4	Case3	SIN,70Hz,大	
5	Case4	SIN,70Hz,小	
6	Case4	SIN,70Hz,大	
7-14	Case4	SIN,70Hz,小・大	パラメトリックスタディ K ₀ =0.1, 0.5, 0.85, 1.0
15-24	Case4	SIN,70Hz,小・大	パラメトリックスタディ DH=1.0, 0.3, 0.25, 0.2, 0.15

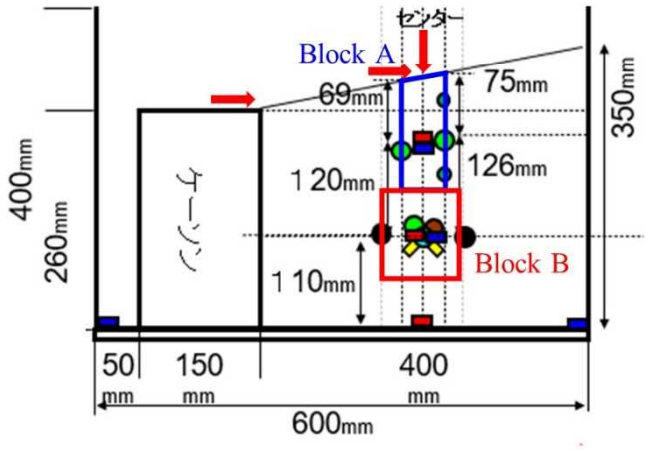
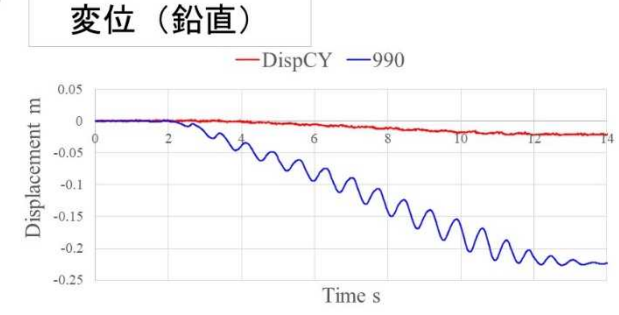
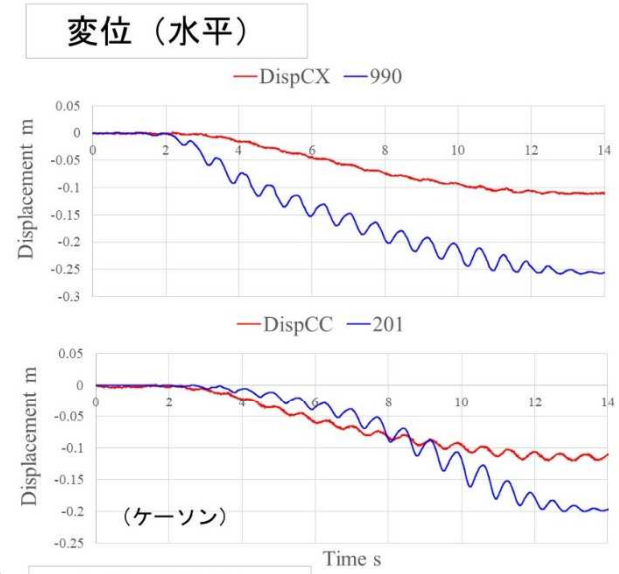
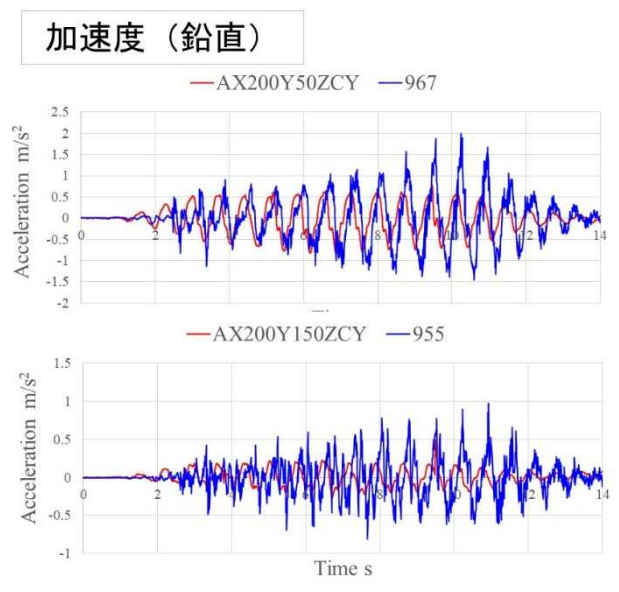
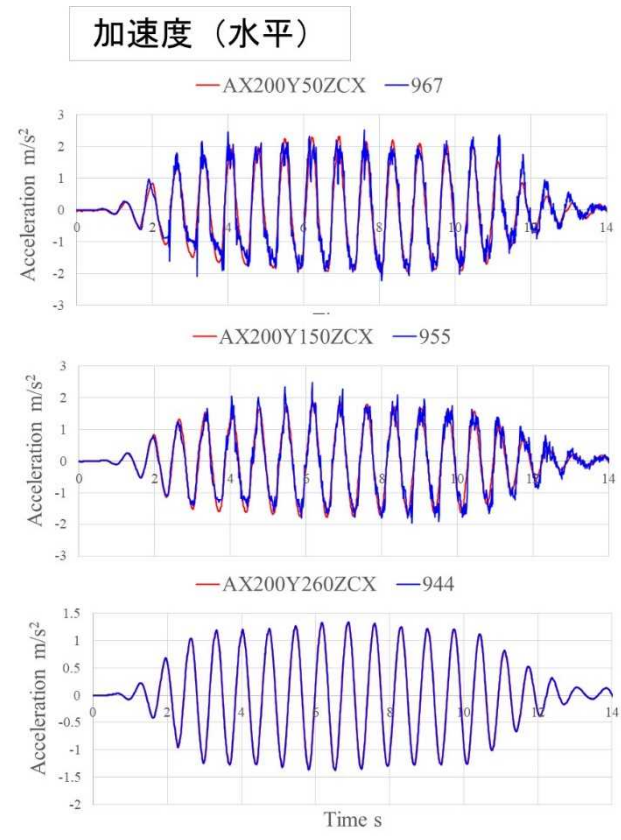
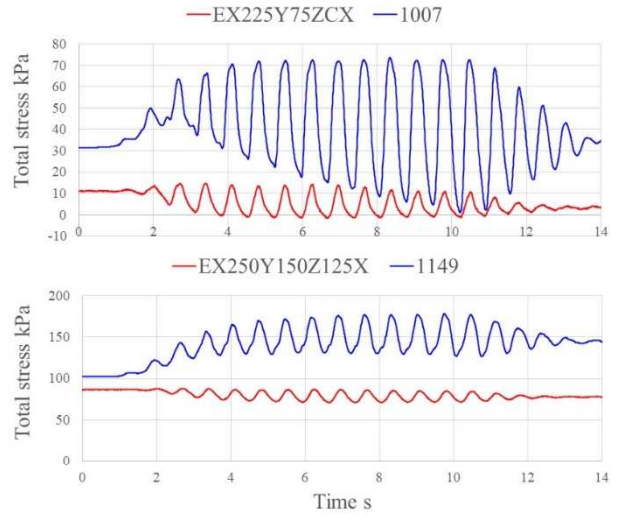
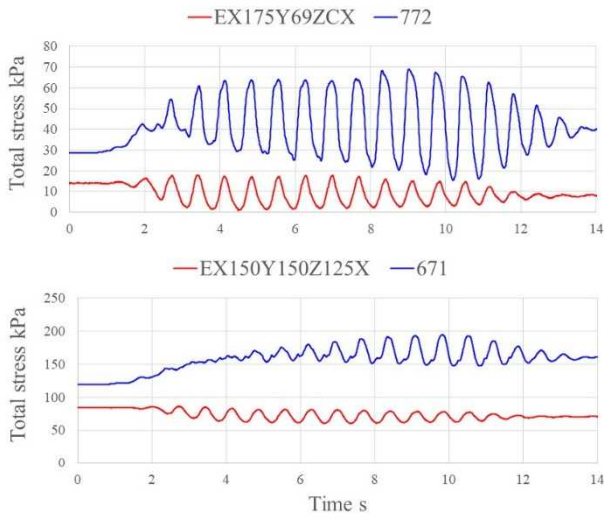


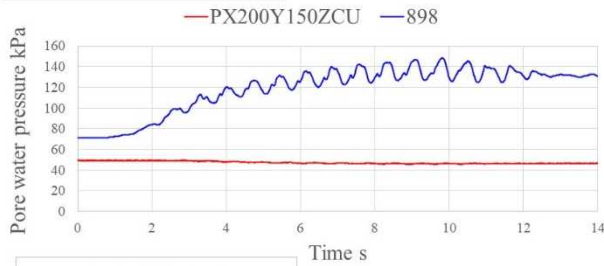
図 4.3-1 解析ケース 1 (模型実験 Case2, 加振 #2, 基本応答)

※凡例の数字は解析モデルの節点番号

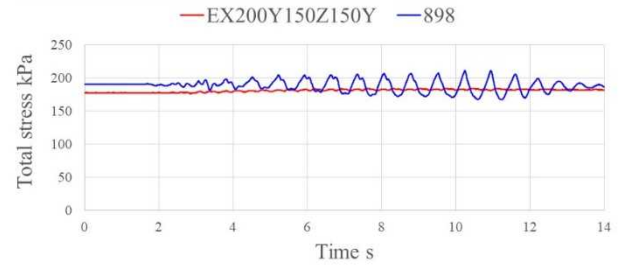
土圧 (水平)



間隙水圧



土圧 (鉛直)



せん断応力

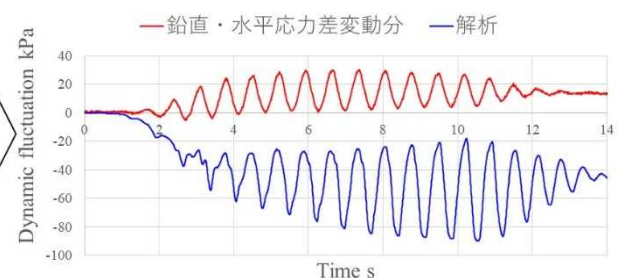
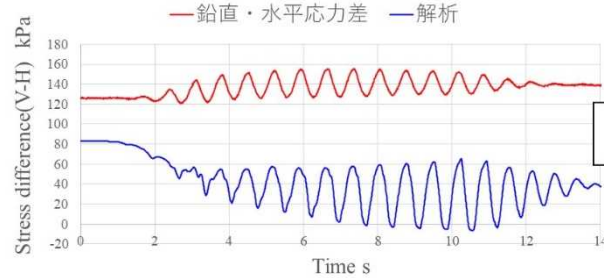
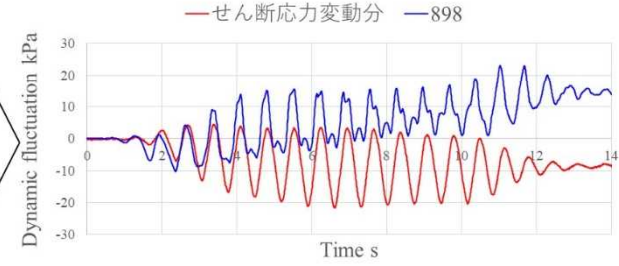
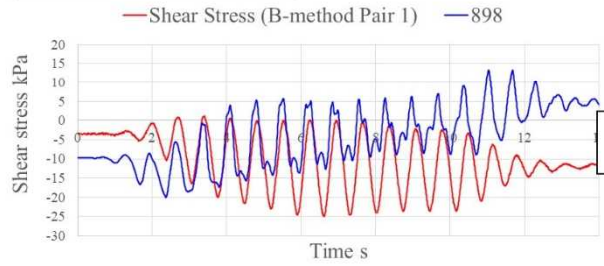


図 4.3-2 解析ケース 1 (模型実験 Case2, 加振 #2, 地盤内部応力)

※凡例の数字は解析モデルの要素番号

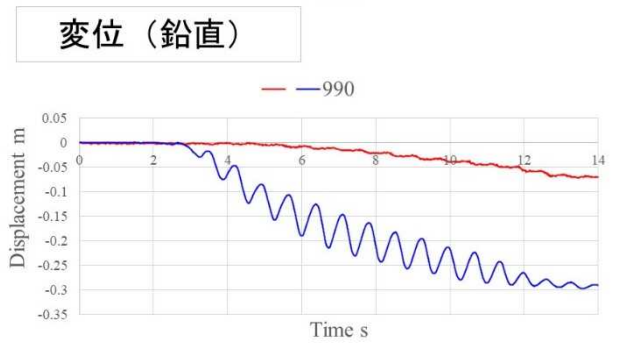
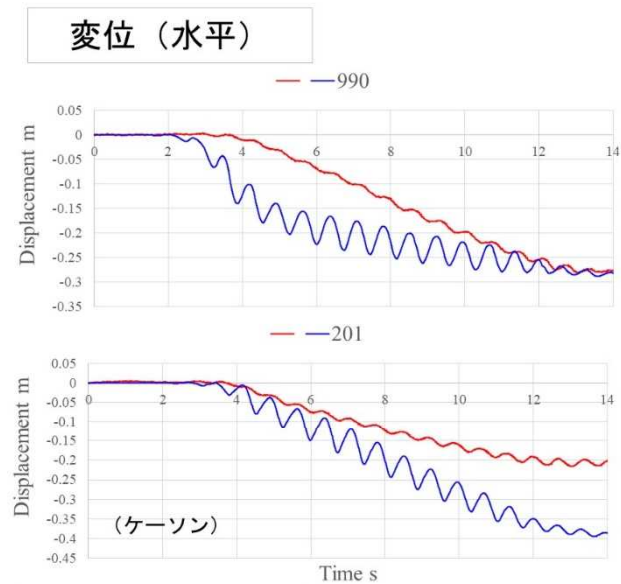
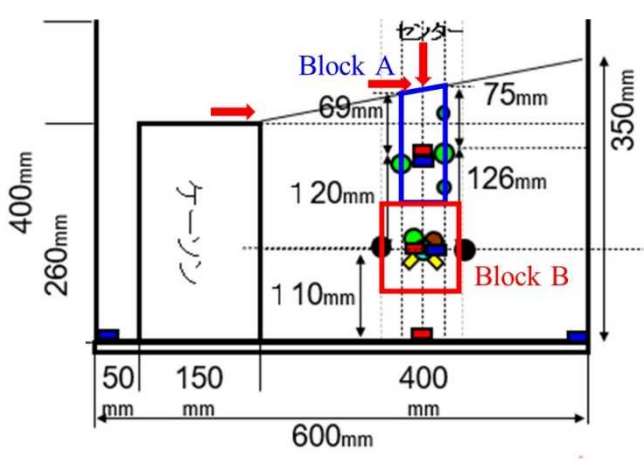
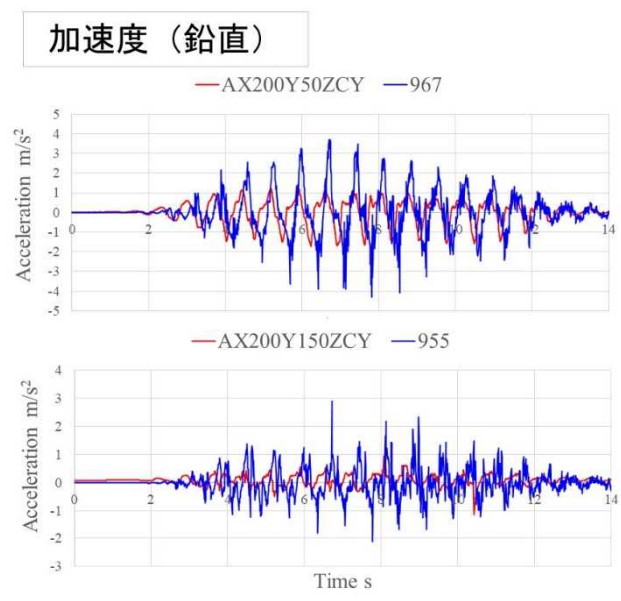
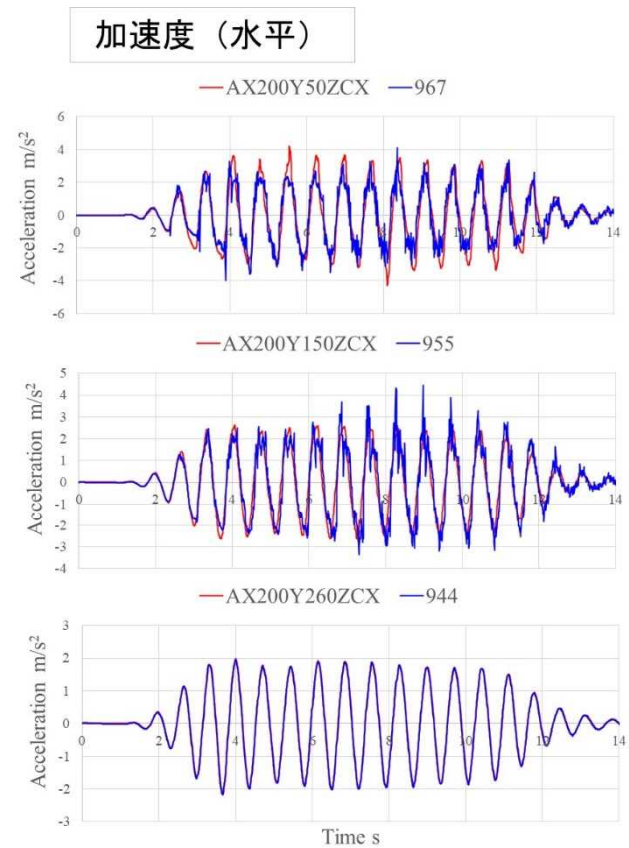
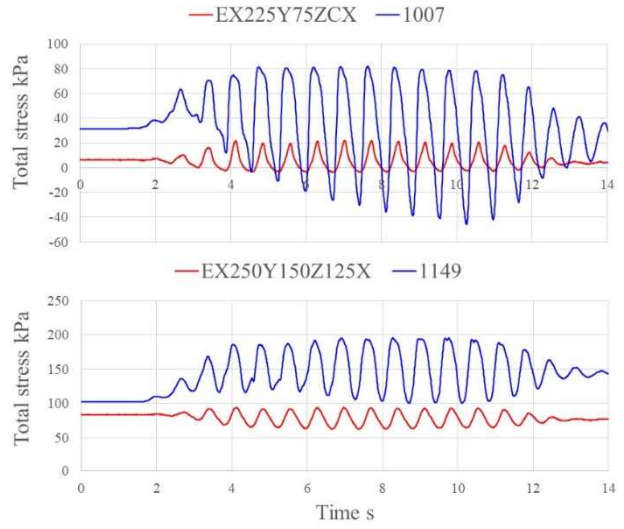
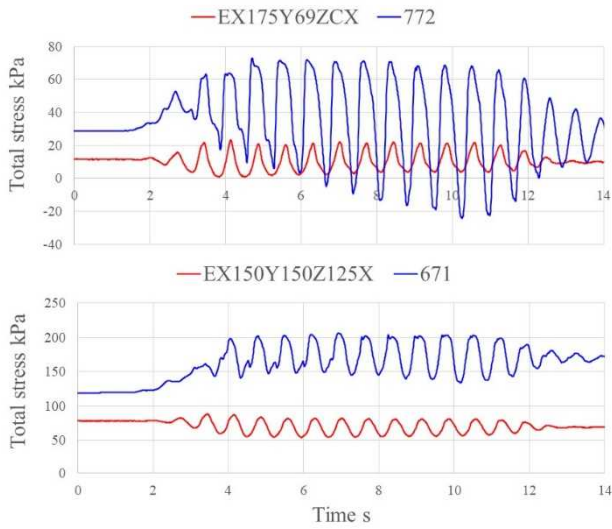


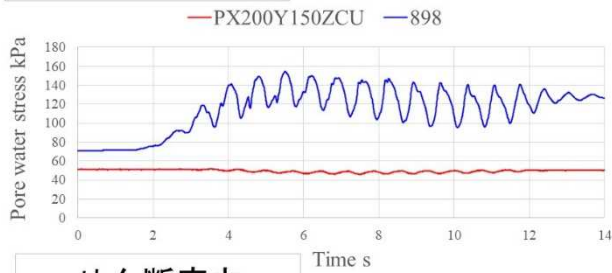
図 4.3-3 解析ケース 2（模型実験 Case2, 加振 #3, 基本応答）

※凡例の数字は解析モデルの節点番号

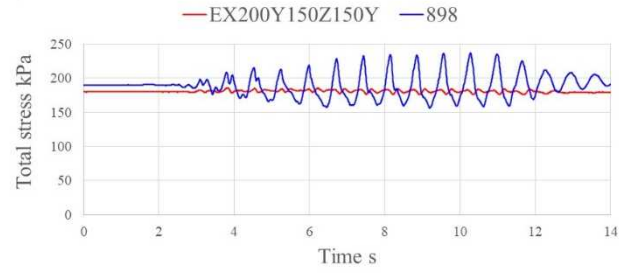
土圧（水平）



間隙水圧



土圧（鉛直）



せん断応力

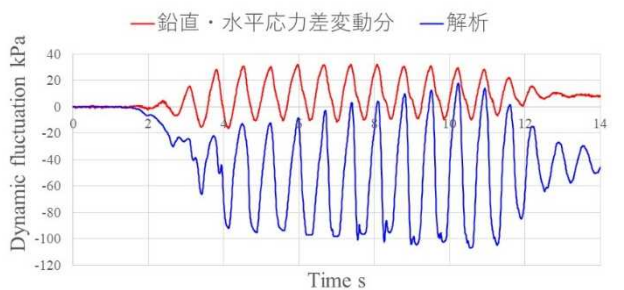
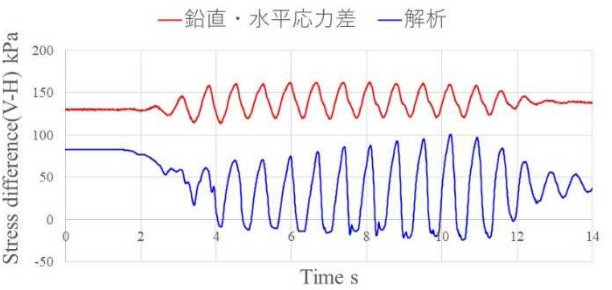
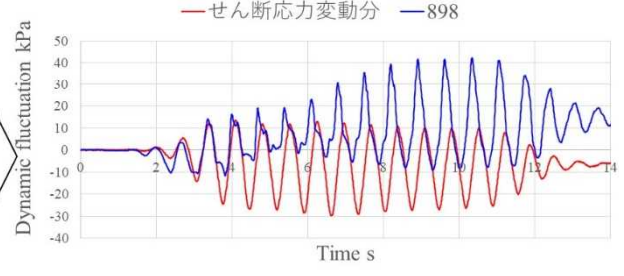
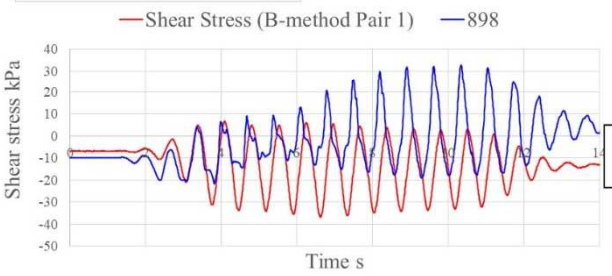


図 4.3-4 解析ケース 2 (模型実験 Case2, 加振 #3, 地盤内部応力)

※凡例の数字は解析モデルの要素番号

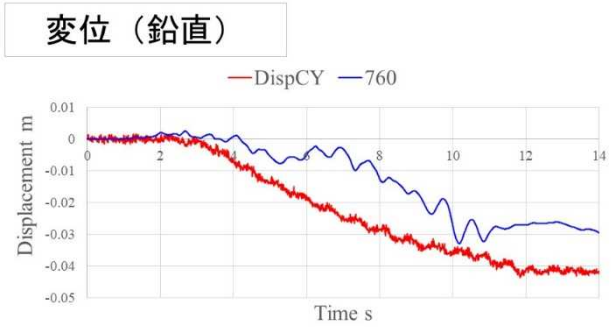
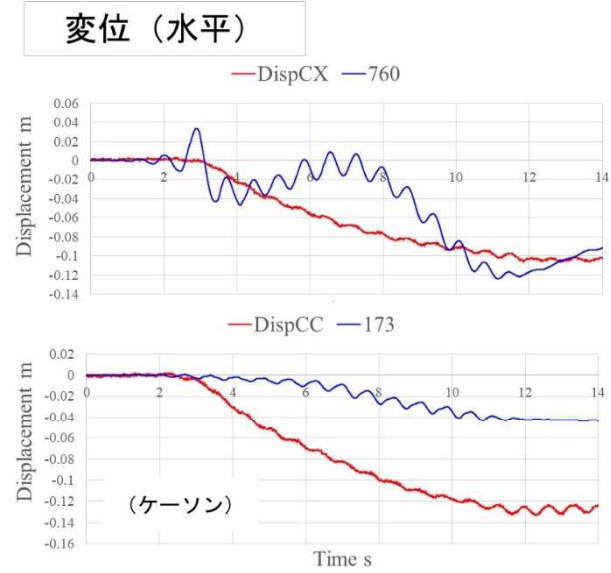
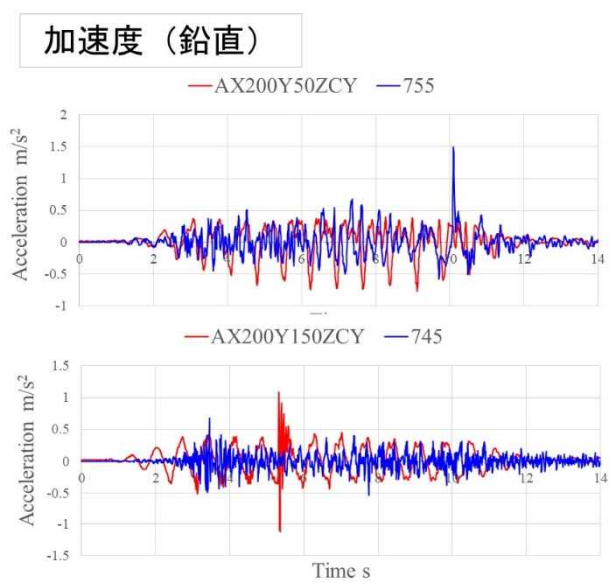
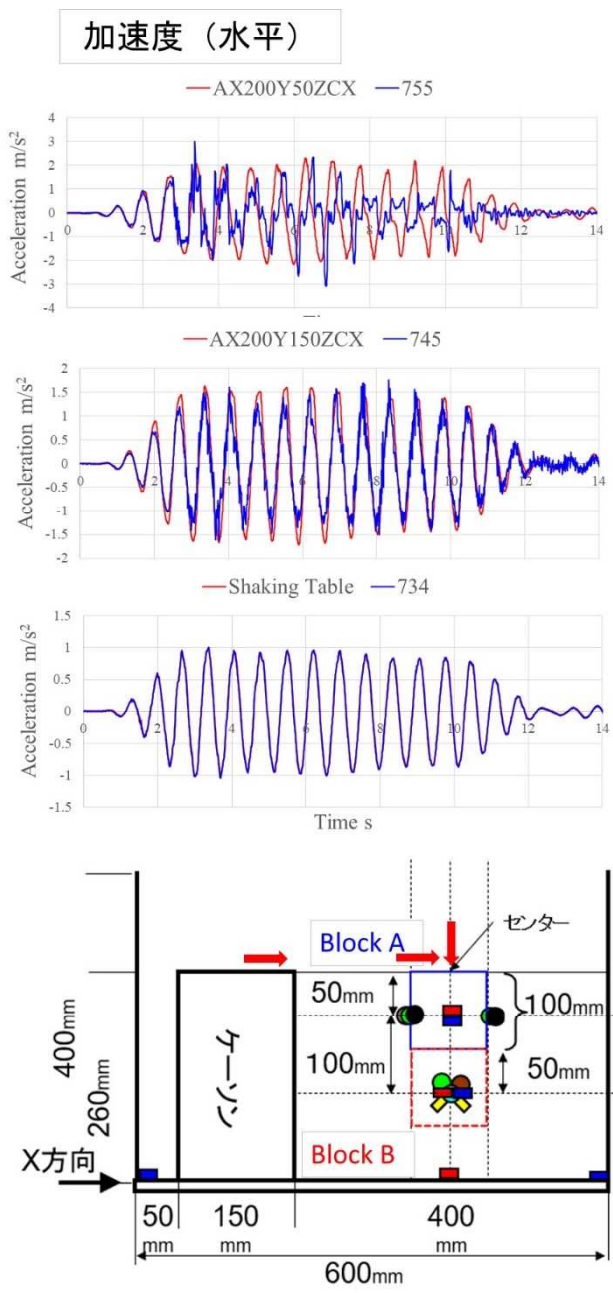


図 4.3-5 解析ケース 3 (模型実験 Case3, 加振 #4, 基本応答)
 ※凡例の数字は解析モデルの節点番号

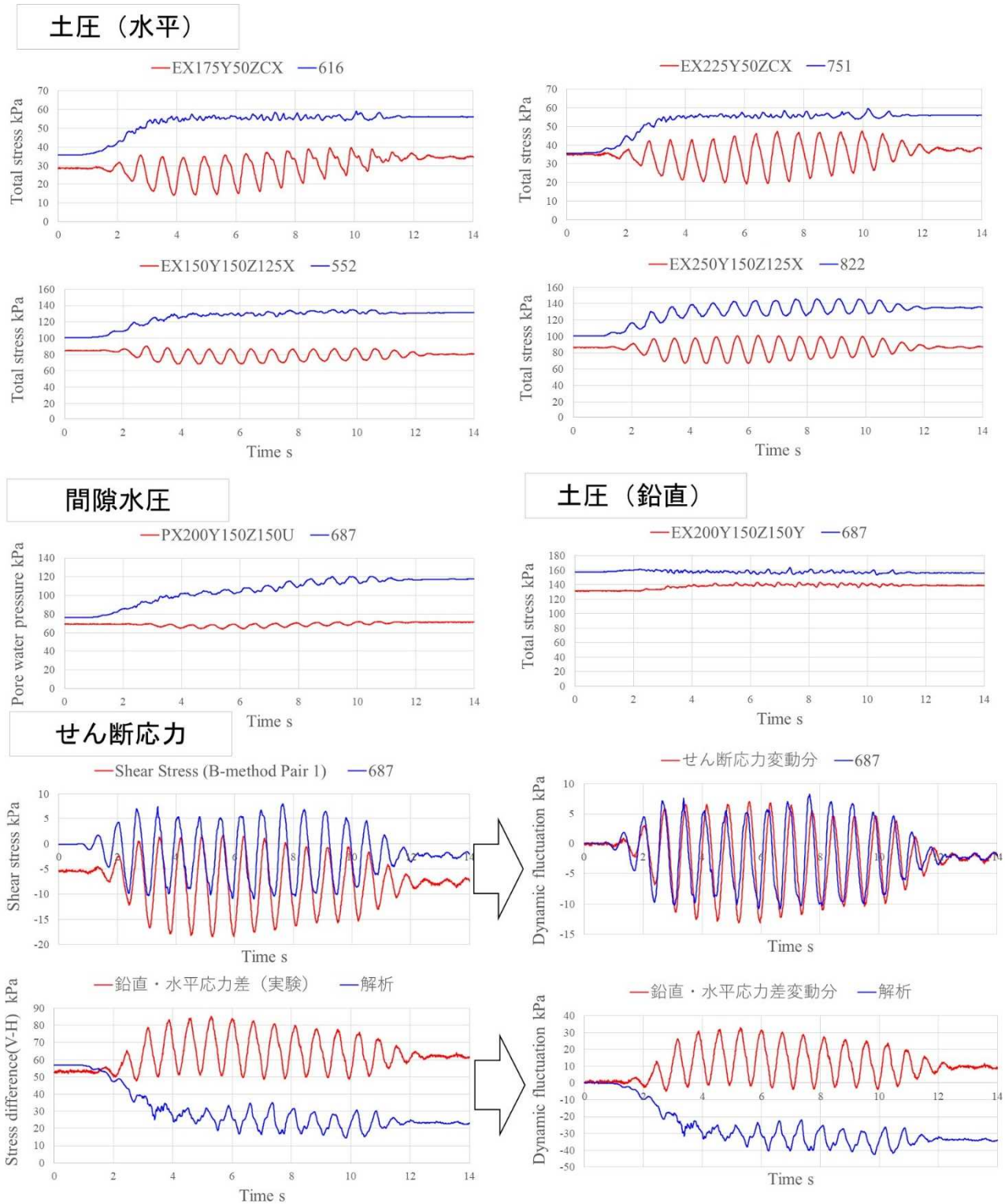


図 4.3-6 解析ケース 3 (模型実験 Case3, 加振 #4, 地盤内部応力)

※凡例の数字は解析モデルの要素番号

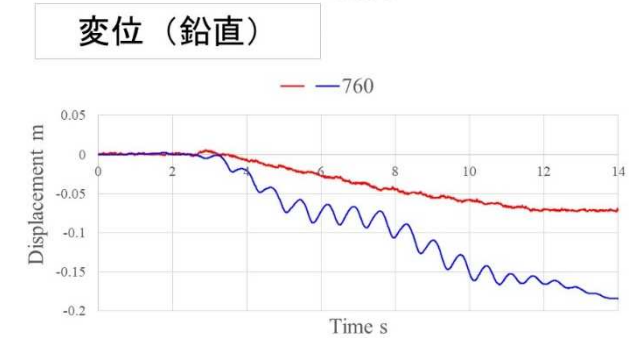
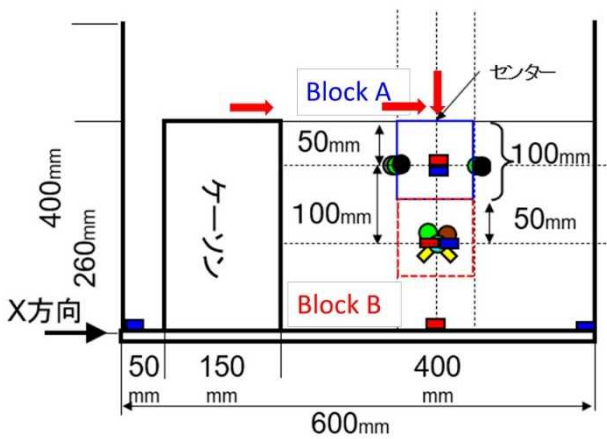
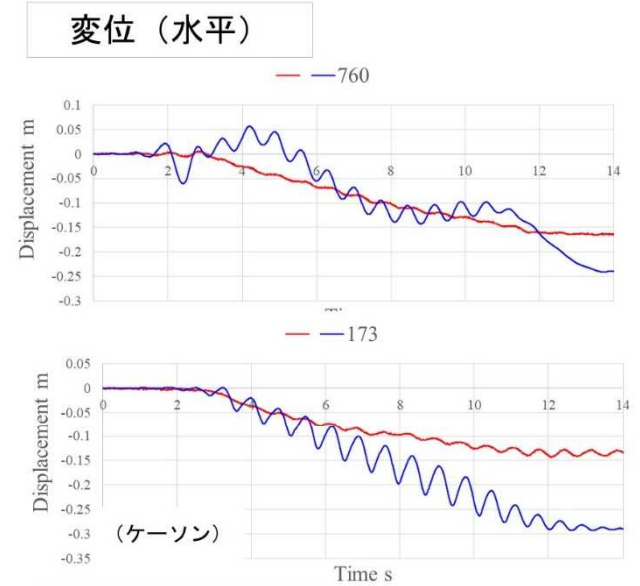
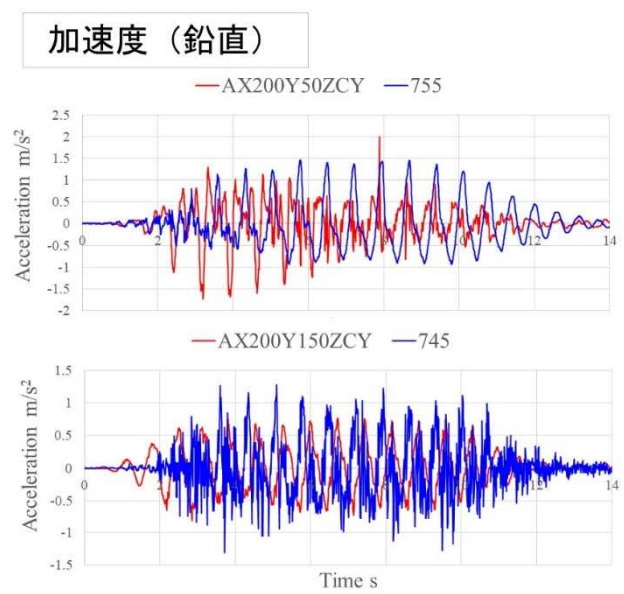
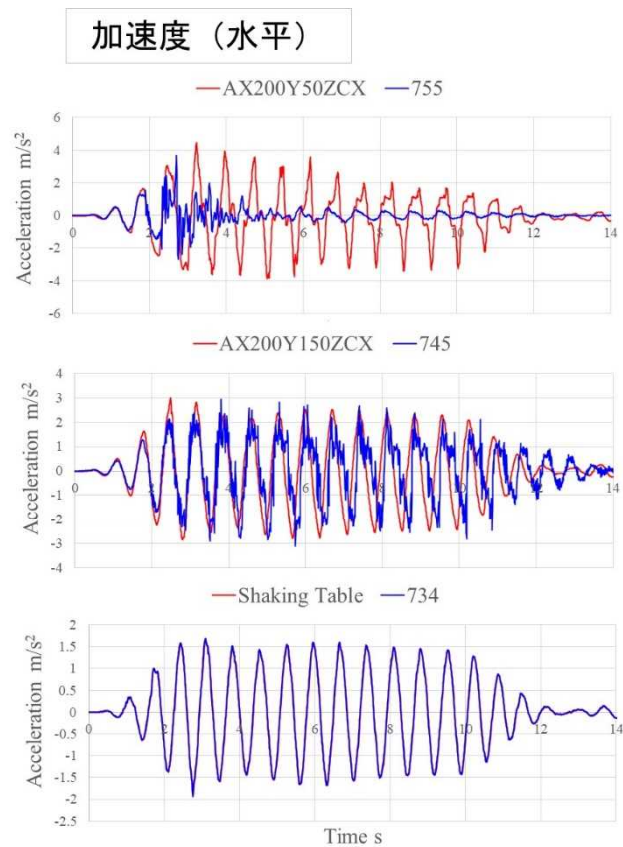
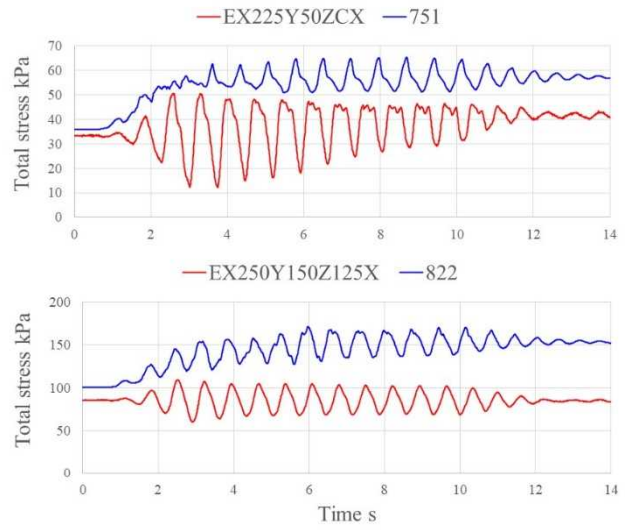
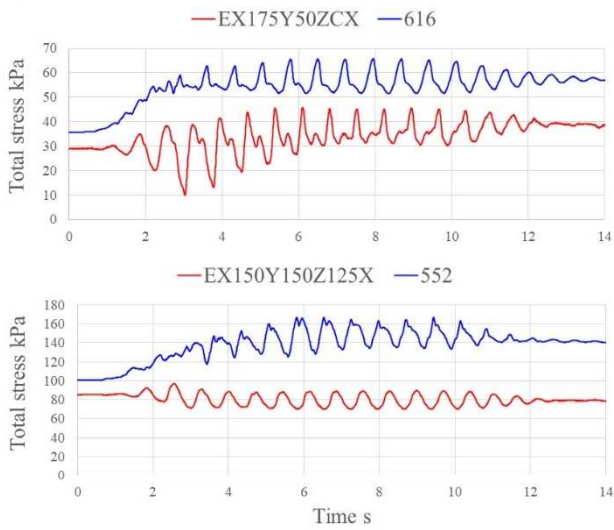
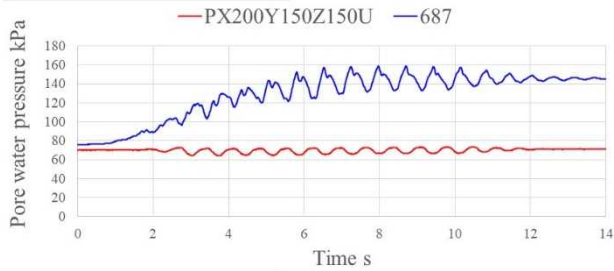


図 4.3-7 解析ケース 4 (模型実験 Case3, 加振 #6, 基本応答)
 ※凡例の数字は解析モデルの節点番号

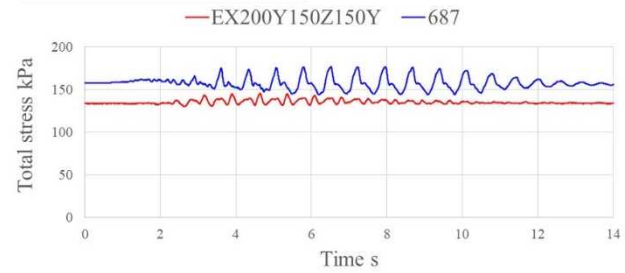
土圧 (水平)



間隙水圧



土圧 (鉛直)



せん断応力

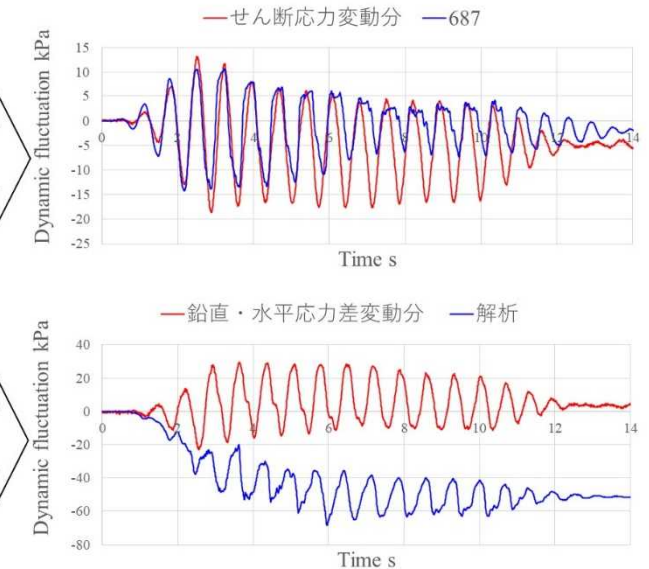
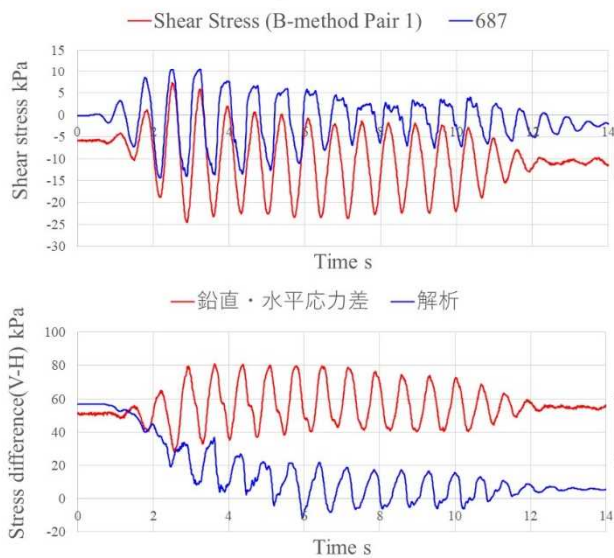


図 4.3-8 解析ケース 4 (模型実験 Case3, 加振 #6, 地盤内部応力)

※凡例の数字は解析モデルの要素番号

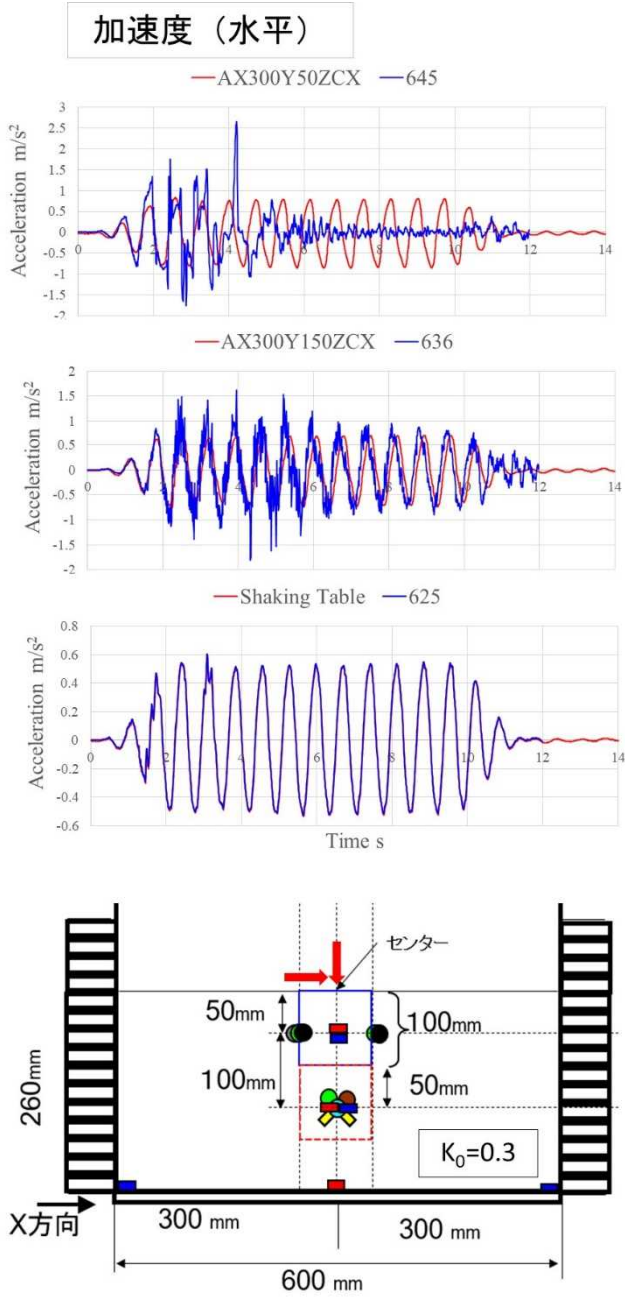
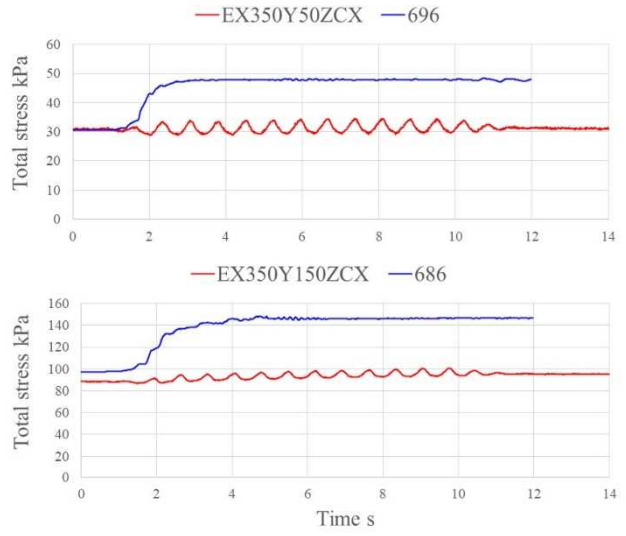
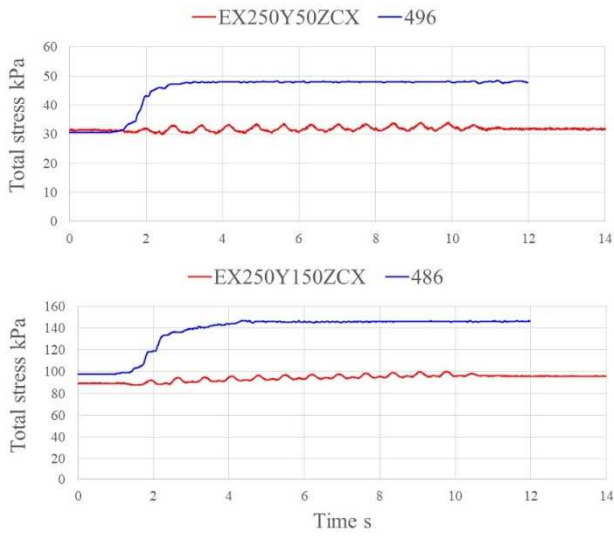


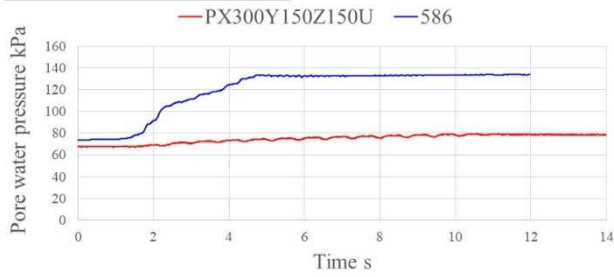
図 4.3-9 解析ケース 5（模型実験 Case4, 加振 #4, 基本応答）

※凡例の数字は解析モデルの節点番号

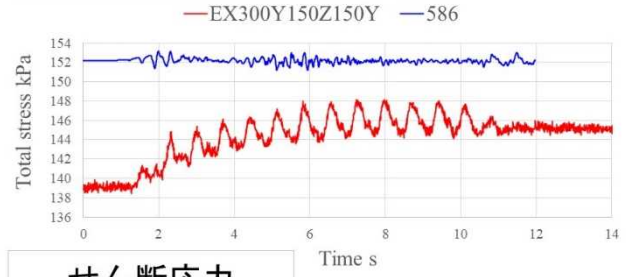
土圧 (水平)



間隙水圧



土圧 (鉛直)



せん断応力

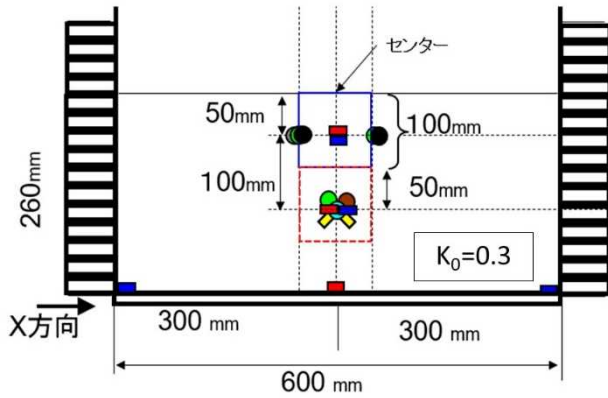
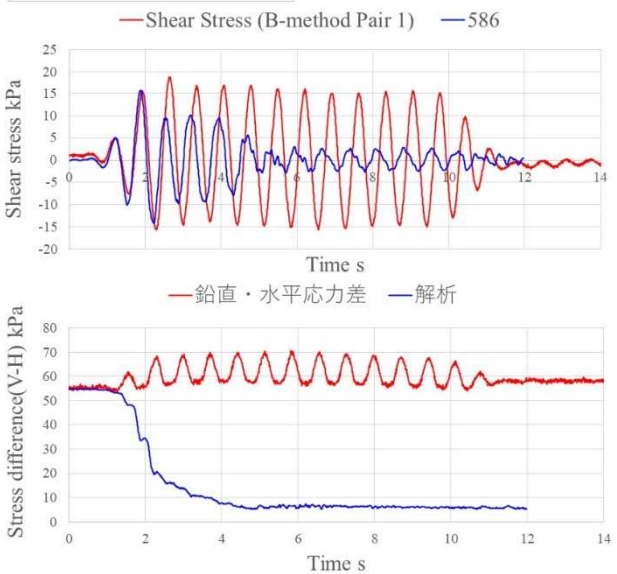
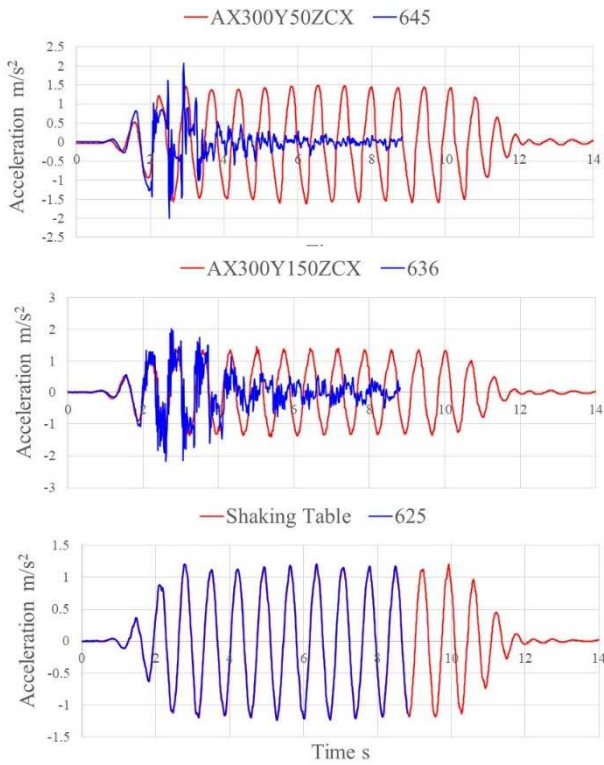


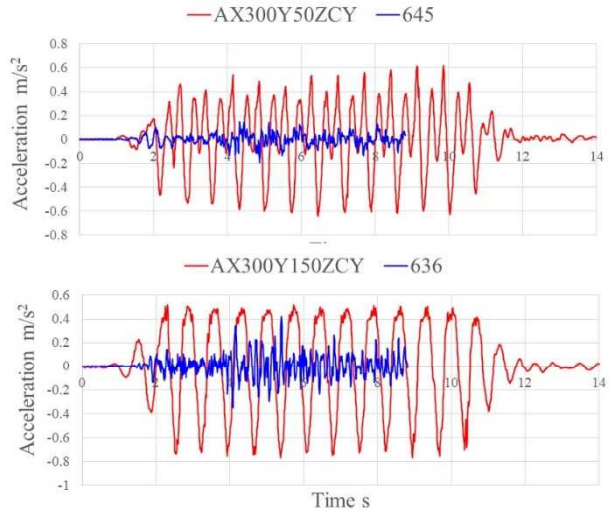
図 4.3-10 解析ケース 5 (模型実験 Case4, 加振 #1, 地盤内部応力)

※凡例の数字は解析モデルの要素番号

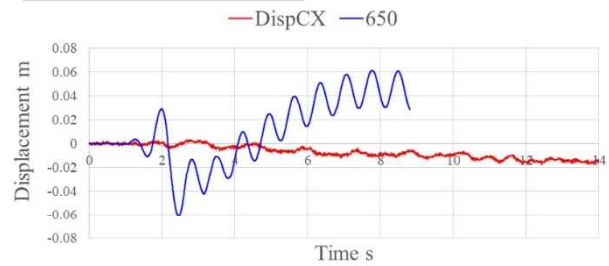
加速度（水平）



加速度（鉛直）



変位（水平）



変位（鉛直）

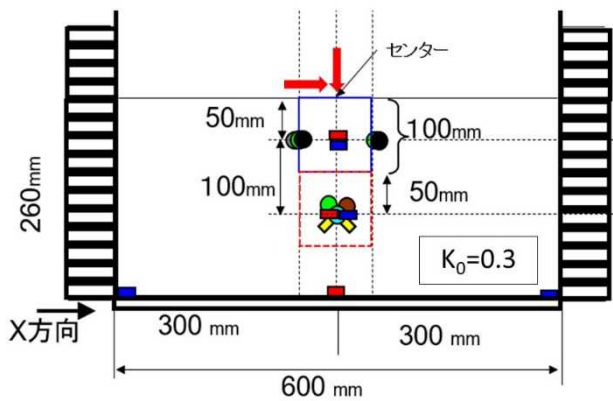
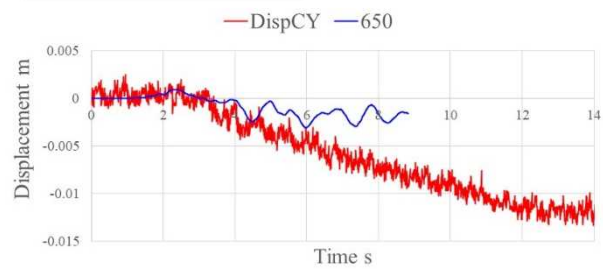
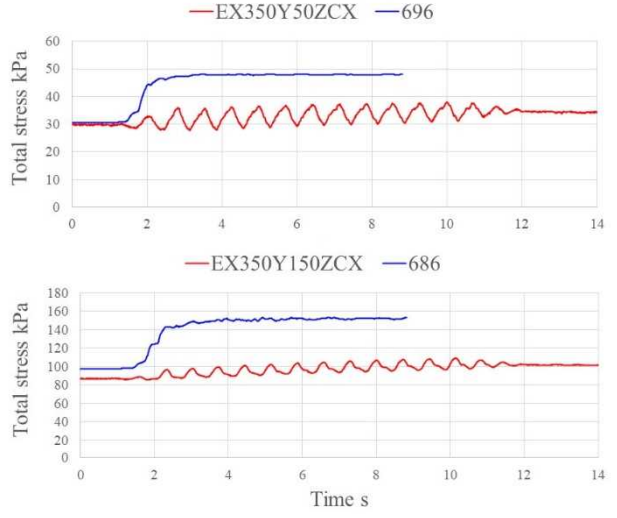
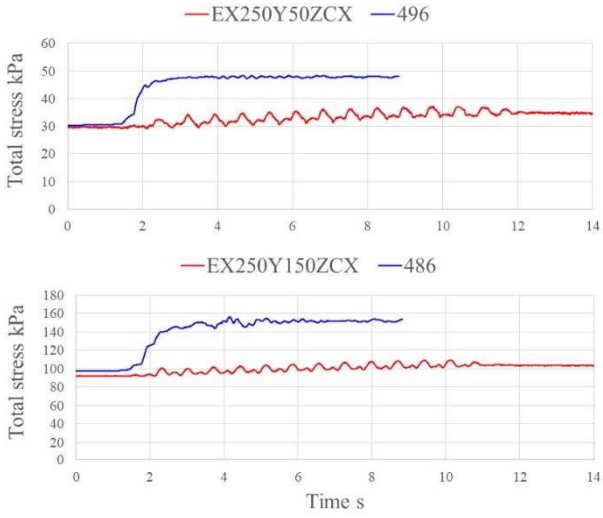


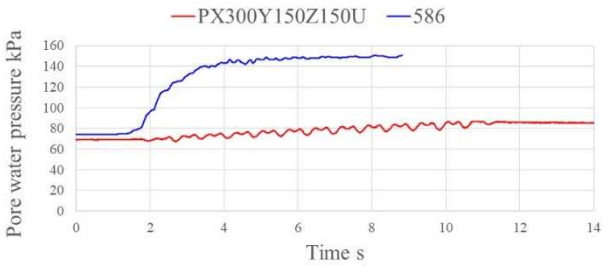
図 4.3-11 解析ケース 6 (模型実験 Case4, 加振 #6, 基本応答)

※凡例の数字は解析モデルの節点番号

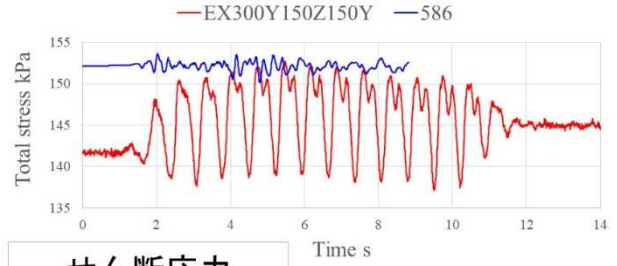
土圧 (水平)



間隙水圧



土圧 (鉛直)



せん断応力

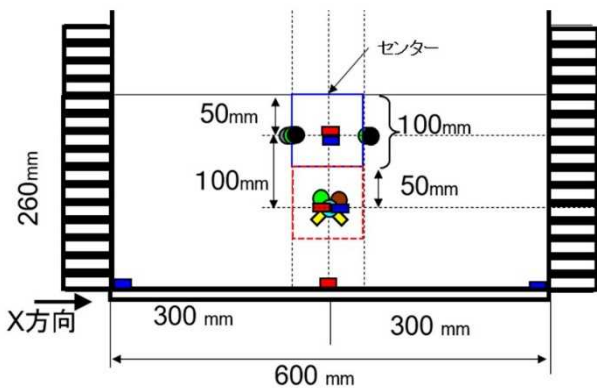
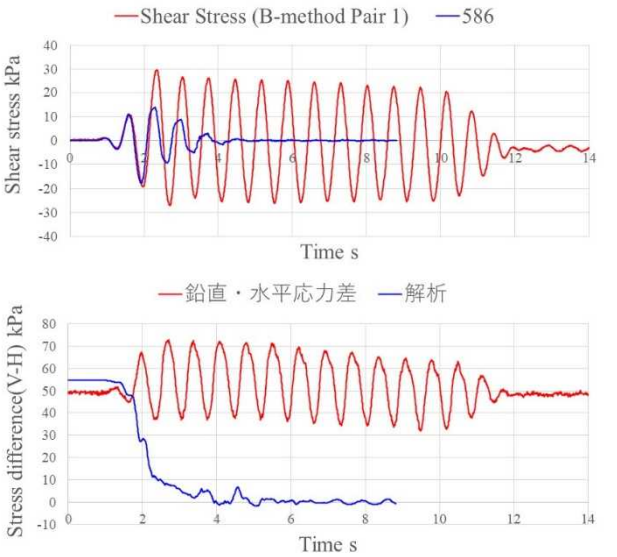
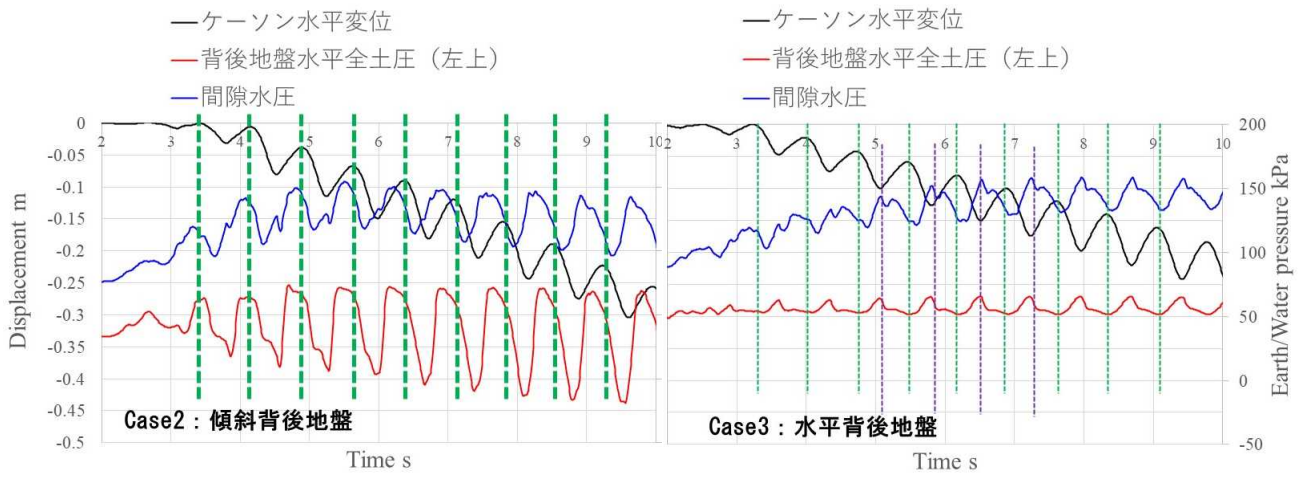


図 4.3-12 解析ケース 6 (模型実験 Case4, 加振 #6, 地盤内部応力)

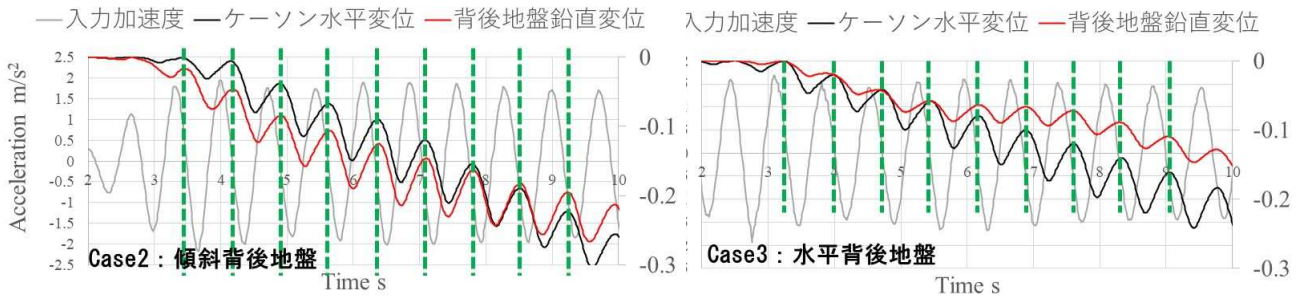
※凡例の数字は解析モデルの要素番号



(a)Case2

(b)Case3

図 4.3-13 Case2 と Case3 のケーソン変位と土圧・水圧時刻歴の位相関係



(a)Case2

(b)Case3

図 4.3-14 Case2 と Case3 の入力加速度とケーソン水平変位，背後地盤沈下の位相関係

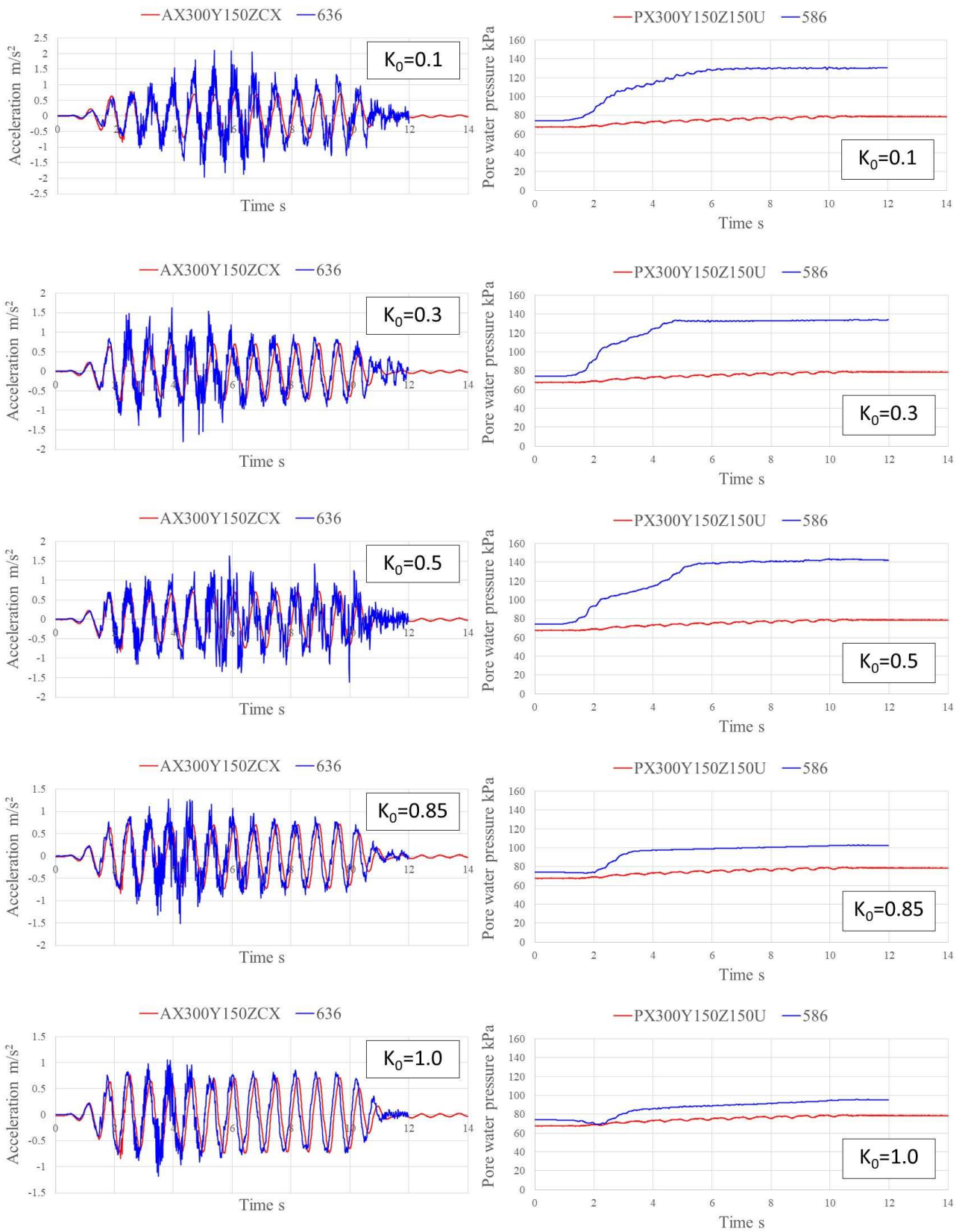


図 4.3-15 Case4 加振 #1 のシミュレーション結果 (K_0 に関する検討)

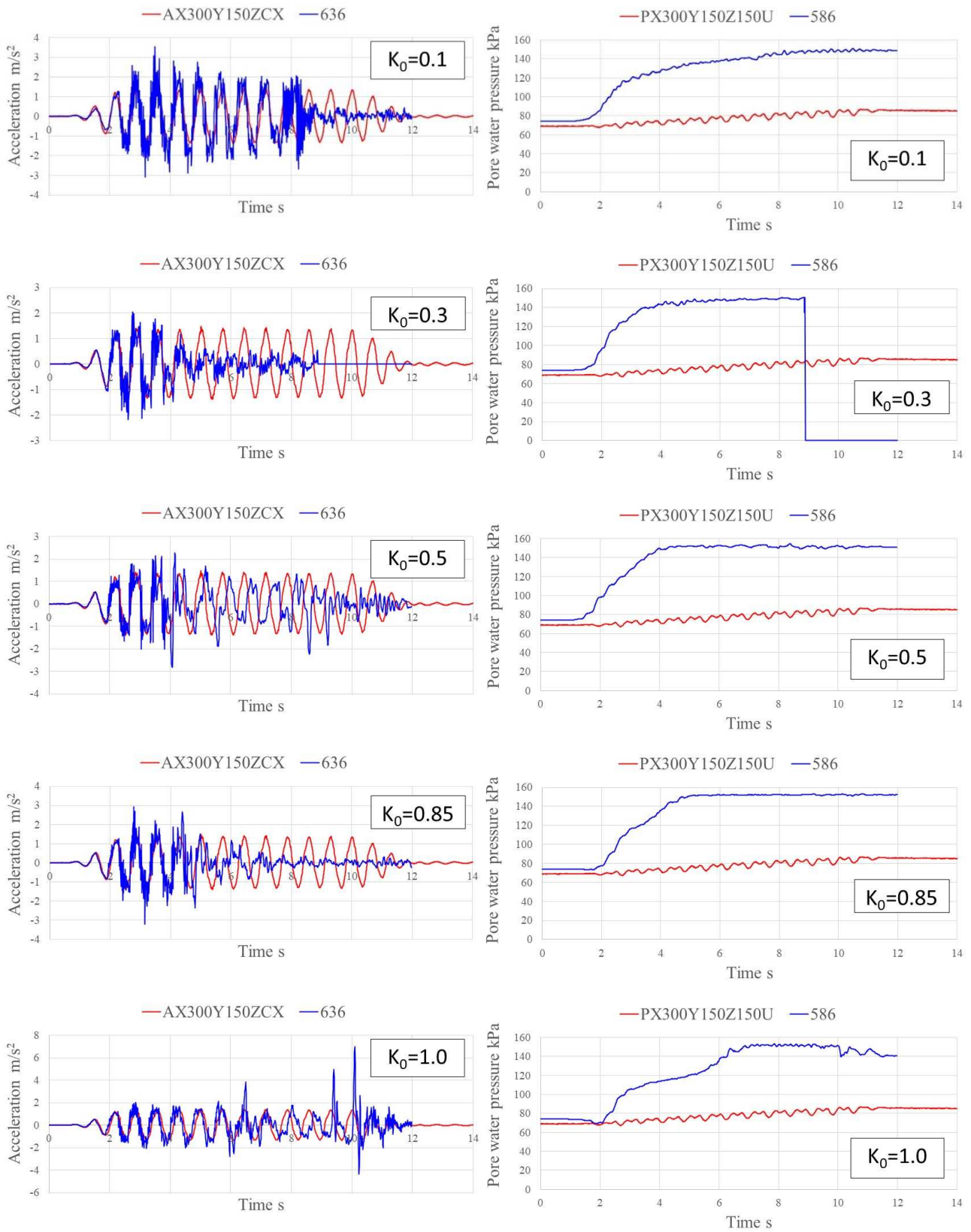
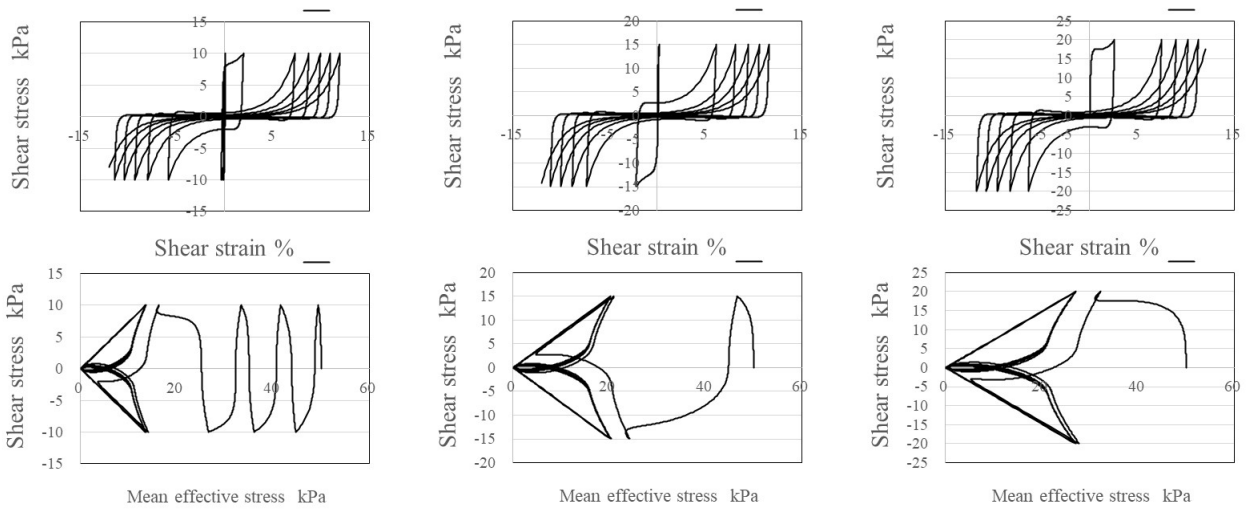
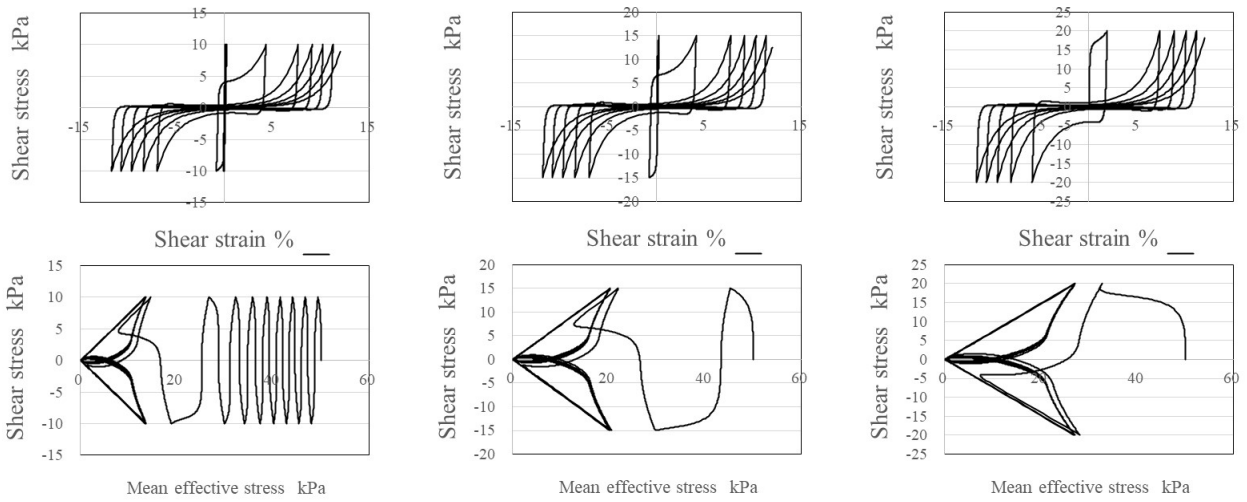


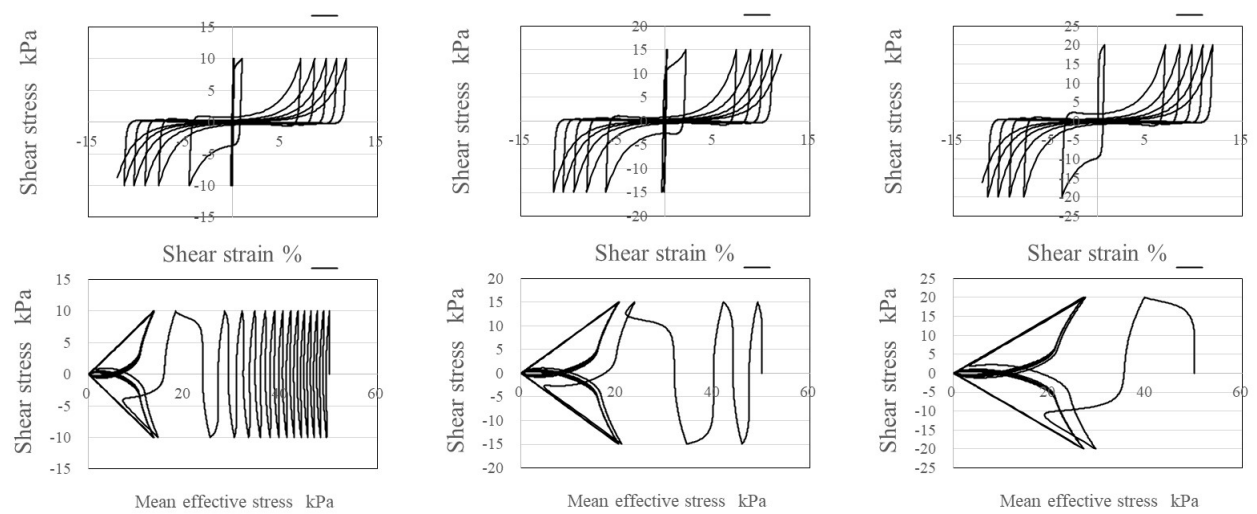
図 4.3-16 Case4 加振 #6 のシミュレーション結果 (K_0 に関する検討)



DH=1.0 (DP-model : 下負荷面/中負荷面)

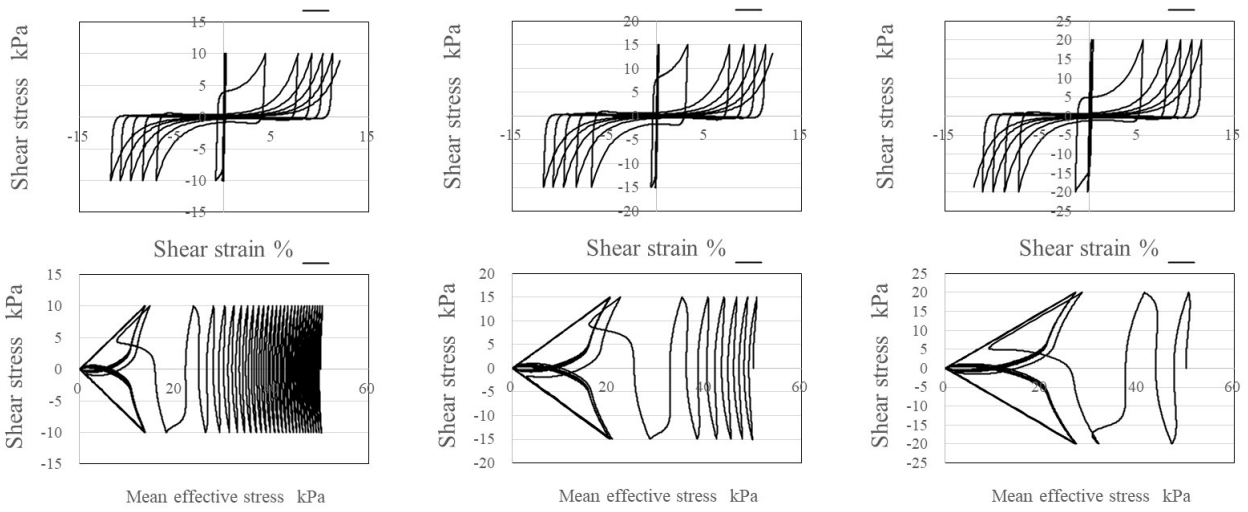


DH=0.3 (DP-model : 下負荷面/中負荷面)

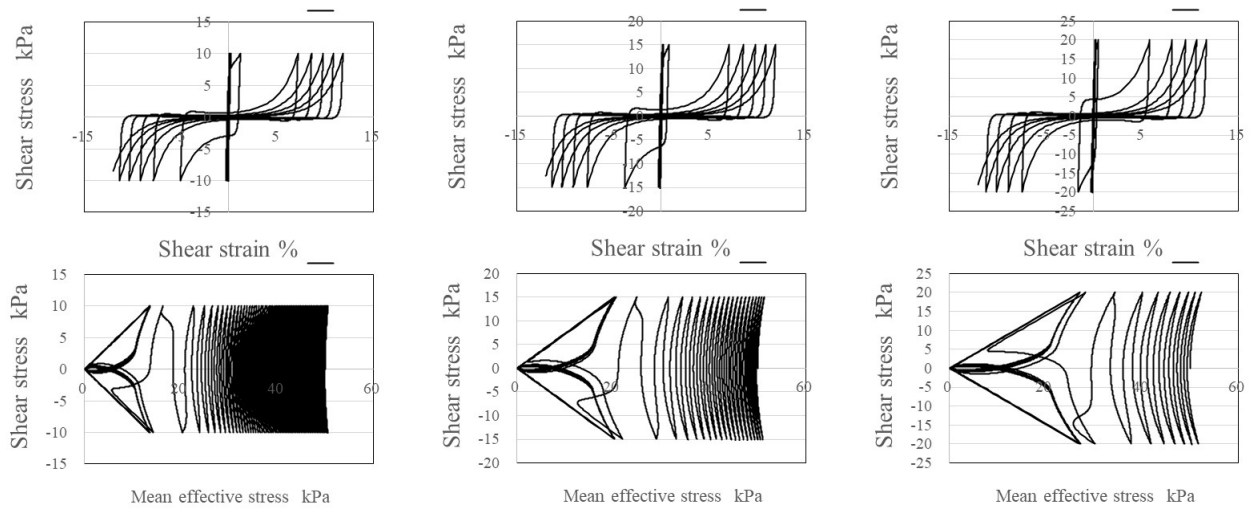


DH=0.25 (DP-model : 下負荷面/中負荷面)

図 4.3-17 液状化試験のシミュレーションへの DH の影響



DH=0.2 (DP-model : 下負荷面 / 中負荷面)



DH=0.15 (DP-model : 下負荷面 / 中負荷面)

図 4.3-17 液状化試験のシミュレーションへの DH の影響 (続き)

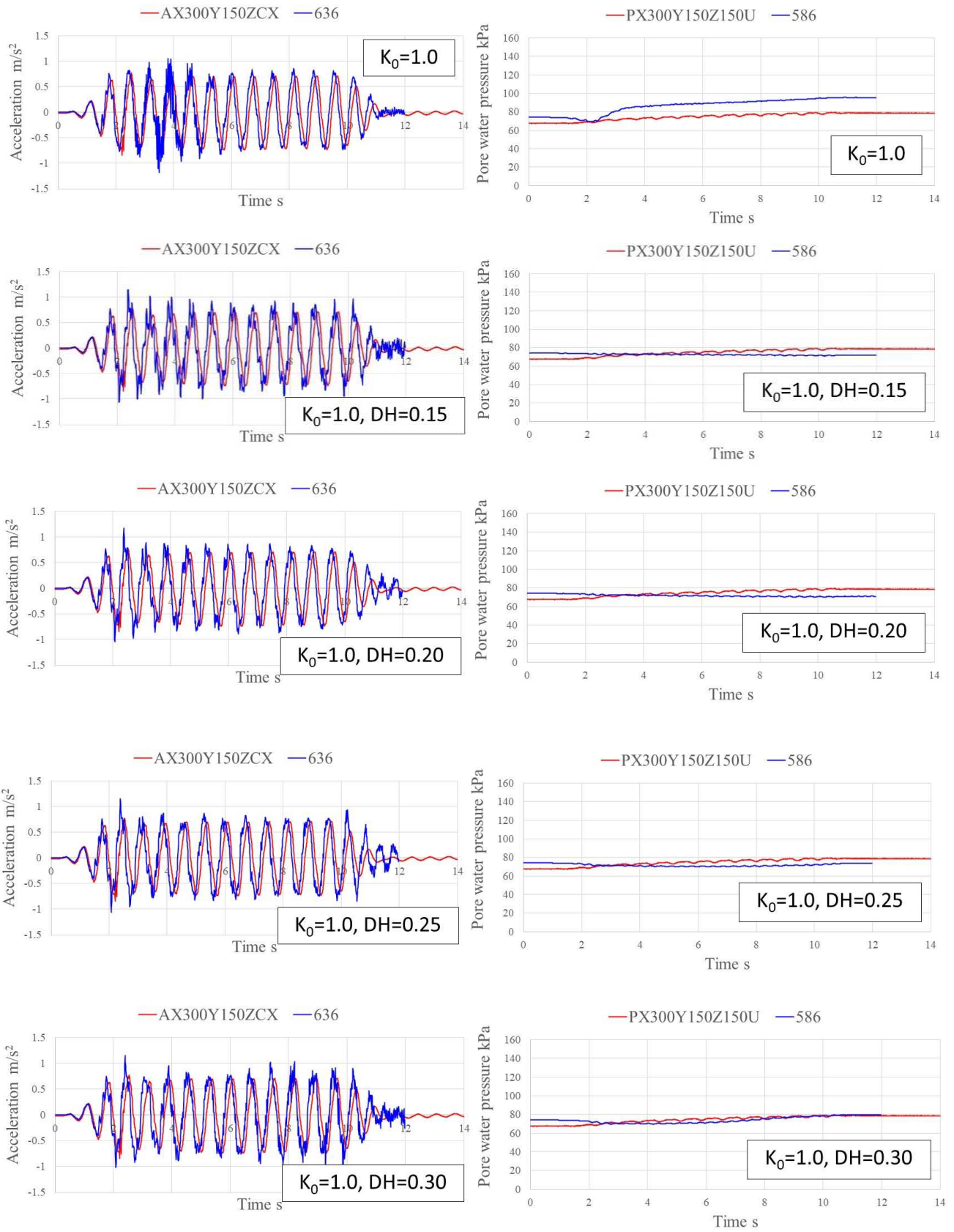


図 4.3-18 Case4 加振 #1 のシミュレーション結果 (DH に関する検討)

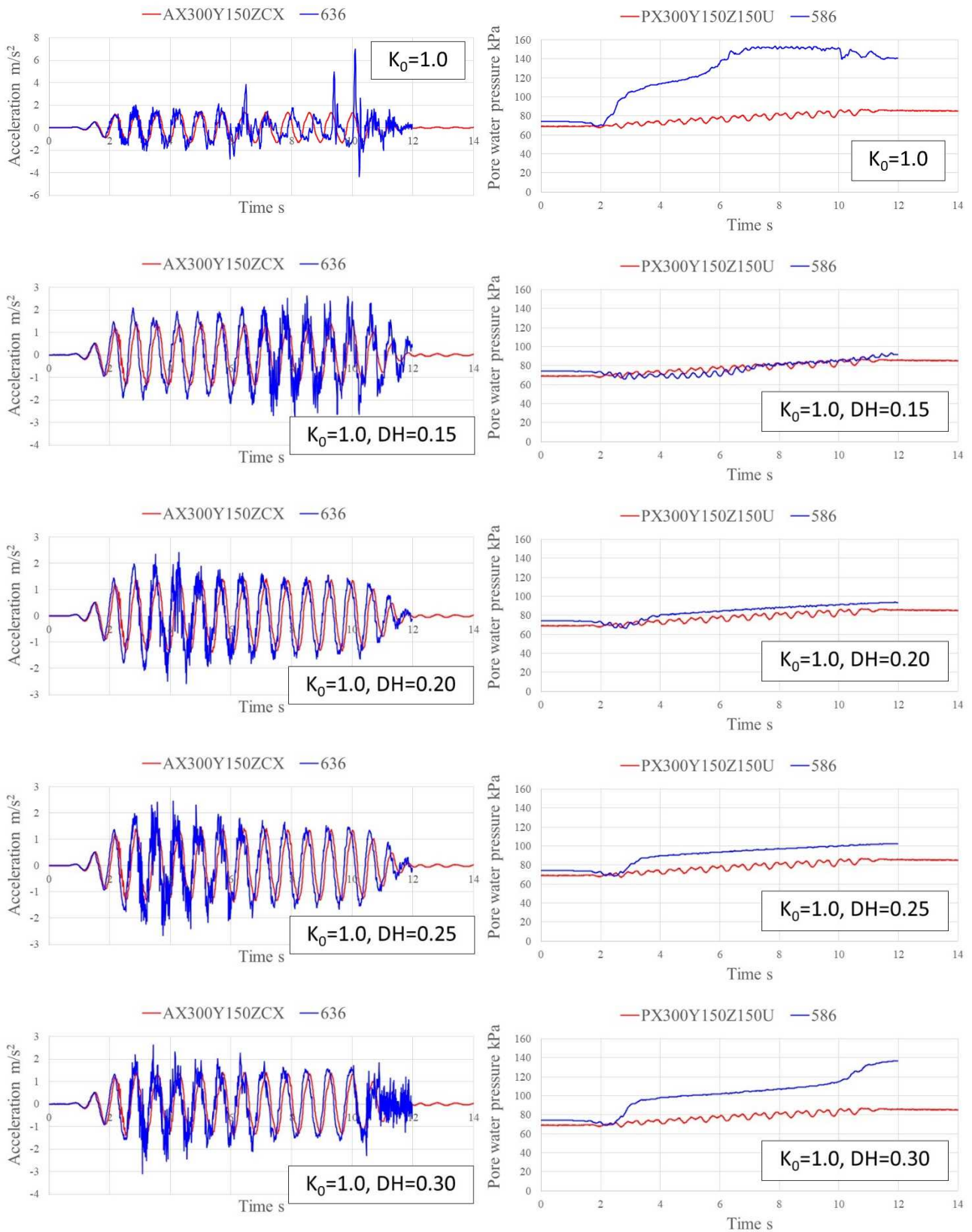


図 4.3-19 Case4 加振 #6 のシミュレーション結果 (DH に関する検討)

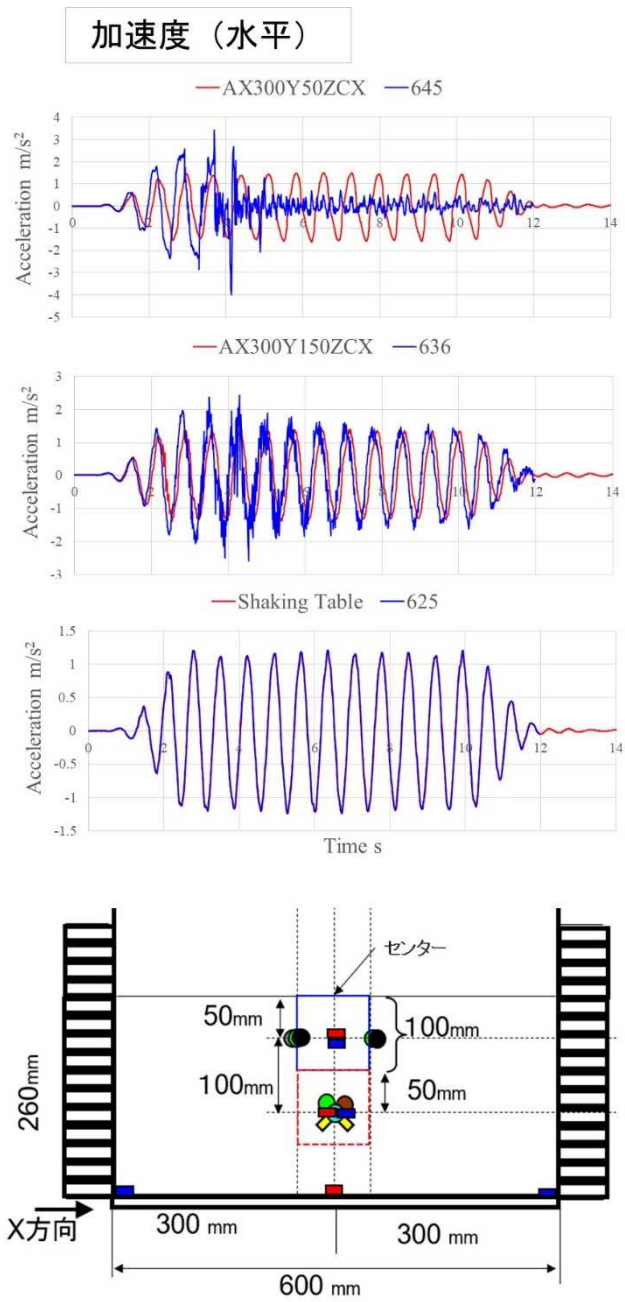
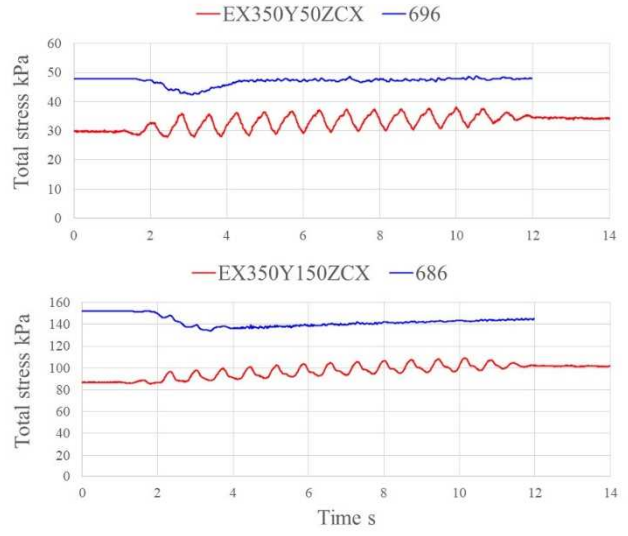
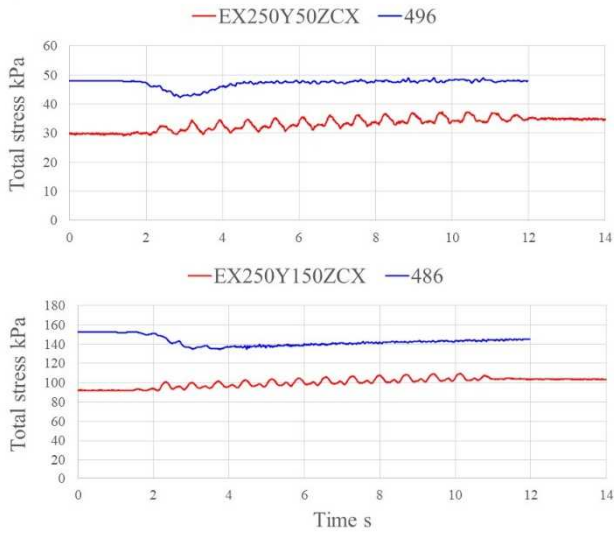


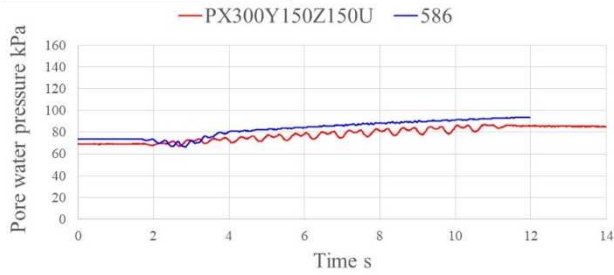
図 4.3-20 Case4 加振 #6 のシミュレーション結果（基本応答 DH=0.20）

※凡例の数字は解析モデルの要素番号

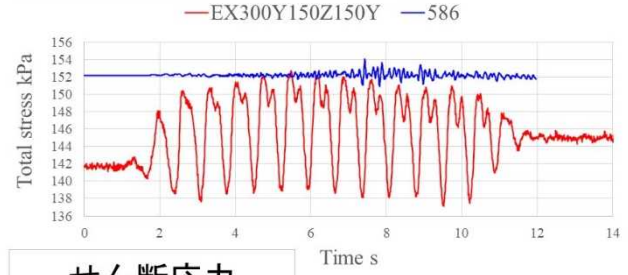
土圧 (水平)



間隙水圧



土圧 (鉛直)



せん断応力

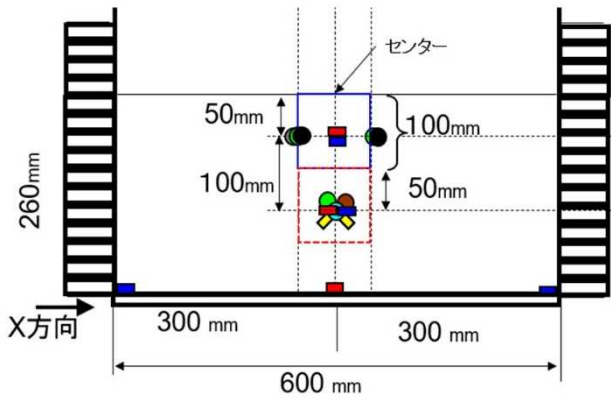
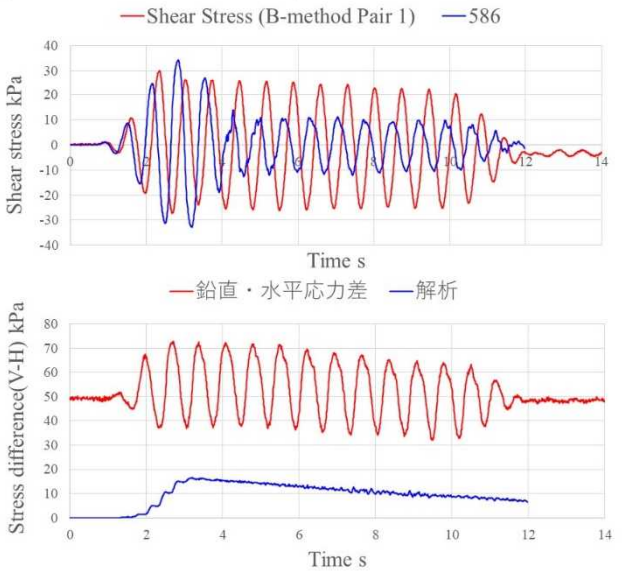


図 4.3-21 Case4 加振 #6 のシミュレーション結果 (応力状態 DH=0.20)

※凡例の数字は解析モデルの要素番号

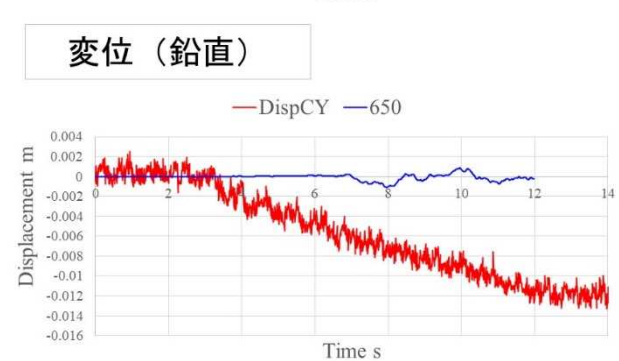
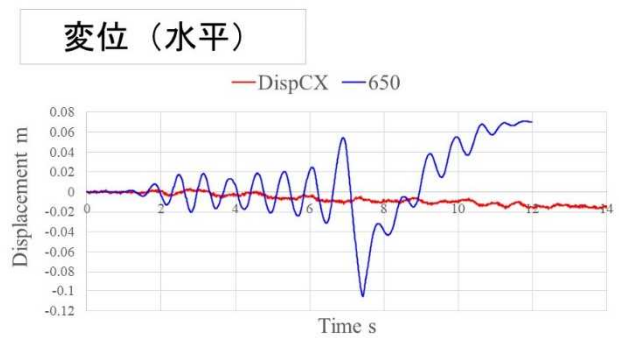
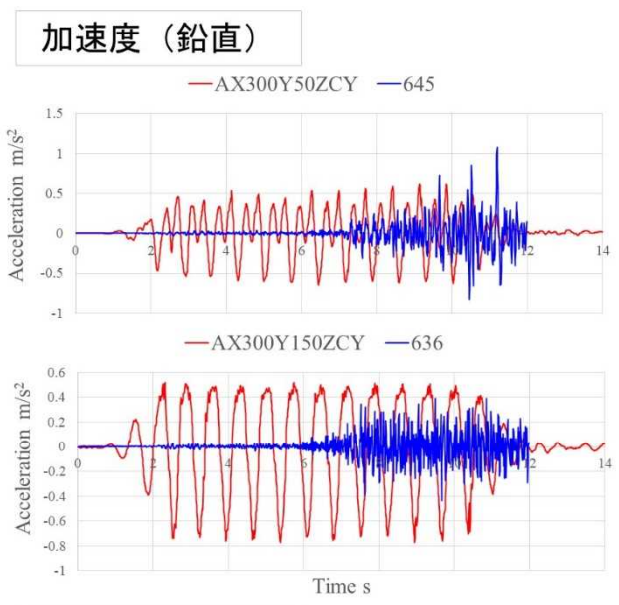
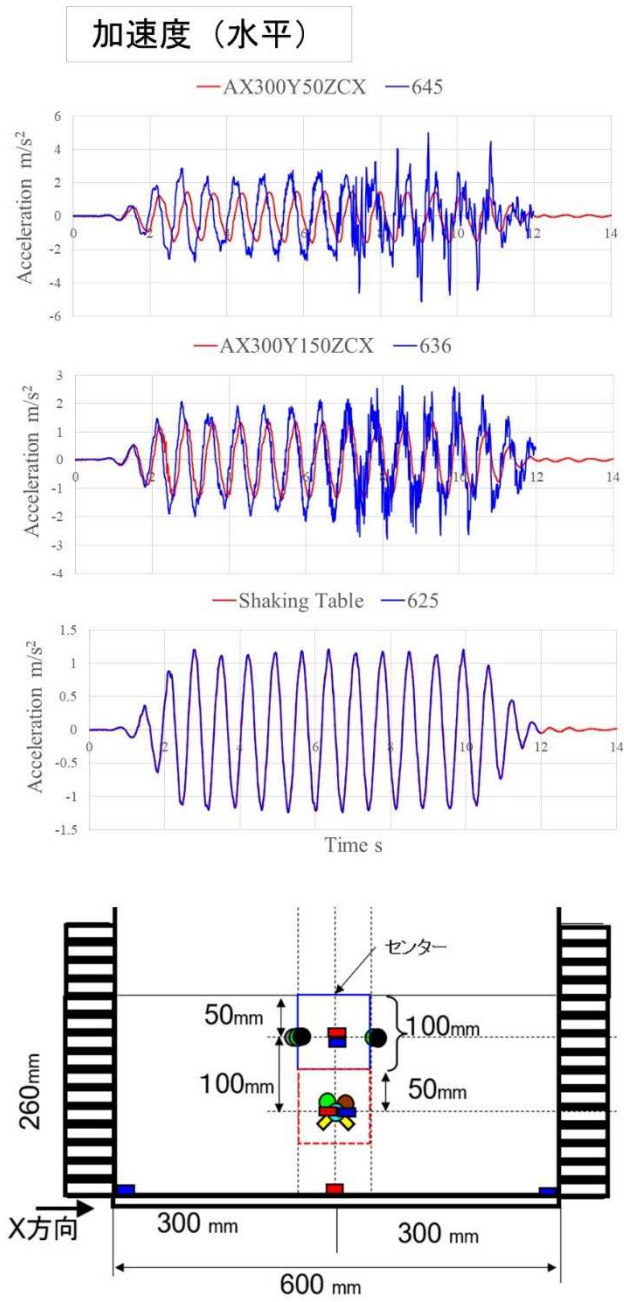
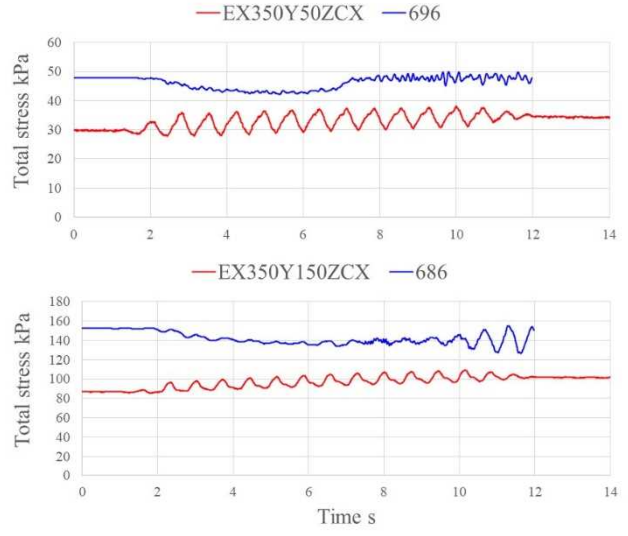
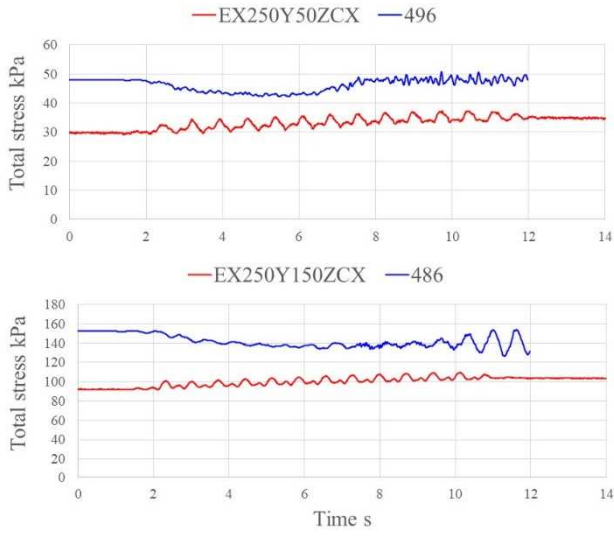
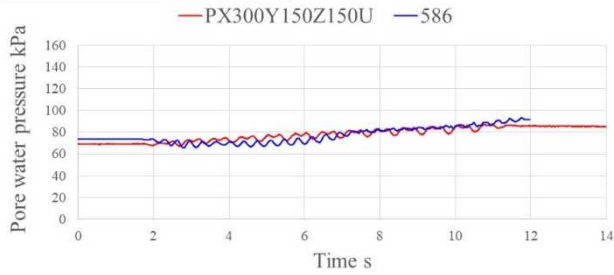


図 4.3-22 Case4 加振 #6 のシミュレーション結果（基本応答 DH=0.15）
 ※凡例の数字は解析モデルの要素番号

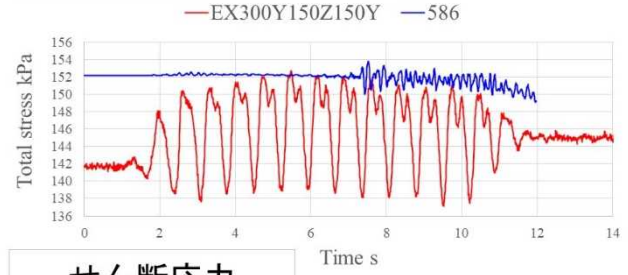
土圧 (水平)



間隙水圧



土圧 (鉛直)



せん断応力

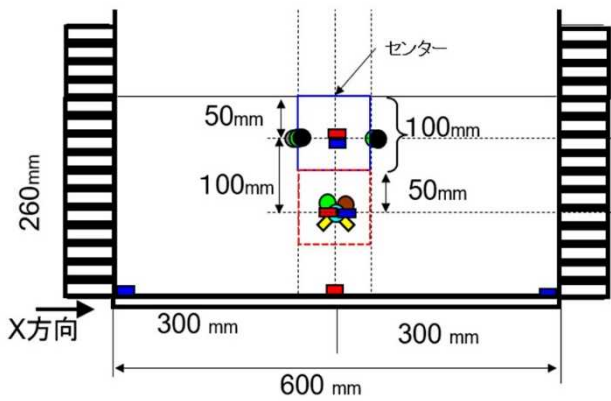
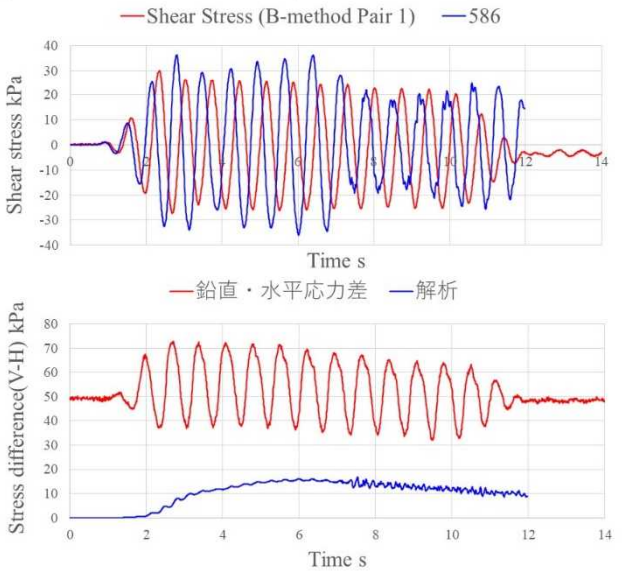


図 4.3-23 Case4 加振 #6 のシミュレーション結果 (応力状態 DH=0.15)

※凡例の数字は解析モデルの要素番号

5. 中空ねじり試験

中空ねじり試験は、大きく次の2つの目的で実施した。

目的1 遠心模型実験結果の妥当性確認

(2 ケース)

目的2 初期せん断、初期応力異方性、排水・非排水を考慮したパラメトリックスタディ

(予備検討4 ケース、本実験7 ケース)

以下に結果を示す。

5.1 遠心模型実験結果の妥当性確認

遠心模型実験では、土槽境界の影響があり、地盤の応答の二次元性に懸念が生じた。特に Case2, Case3 の結果では、図 5.1-1 に示すように、正弦波 70Hz の小加振でせん断応力両振幅が 20~30kPa、大加振で振幅 50kPa となっていたにも拘わらず、過剰間隙水圧がほとんど蓄積していなかった。そこで、小加振相当のせん断応力振幅を与えた場合には、模型に使用した土は、水平成層地盤の場合にどの程度過剰間隙水圧が蓄積すべきか確認するため、実験条件に合わせた初期間隙比と K_0 ($=0.34$)、鉛直有効土被り圧 67kPa (計画断面の計算上は Case2 : 120kPa, Case3&4 : 74kPa であるが、Case3&4 の実測値を参考に少し小さな値とした) から、平面ひずみ拘束の下で①繰返しせん断応力片振幅 17kPa ($\tau_d/\sigma'_m=45\text{kPa}$) [$e_0=0.585$] または②応力比 (τ_d/σ'_m) 0.1, 0.2, 0.3, 0.4kPa の段階载荷 [$e_0=0.622$] で非排水繰返しせん断試験を実施した (表 5.1-1)。図 5.1-2 にその結果を示す。

この結果を見る限り、応力比振幅 0.1, 0.2 の場合では過剰間隙水圧の蓄積は僅かであるが、応力比振幅 0.3 を超えると大きくなり、0.4 を超えると少々密であっても ($e_0=0.622\rightarrow 0.585$) 繰返し 1, 2 回で液状化に至ることが判る。これらの結果と図 5.1-1 および表 5.1-2 を踏まえると、B 法で得られたせん断応力を元に判断する場合、Case4 の大加振では過剰間隙水圧の蓄積量が小さいものの、他のケースでは、概ね K_0 の考え方次第で妥当な範囲に収まる結果となっている。なお、図 3.4-11 に示した A 法の結果では、B 法の結果の 2.5~3 倍程度大きかったため、A 法の結果を信頼すると中空ねじり試験結果と矛盾する。以上を踏まえると、B 法による推定結果の信頼性が高いことが推察される。なお Case4 の大加振については、土槽全体のロッキング振動などの影響も考えられるので、今後より詳細な検討が必要と思われる。

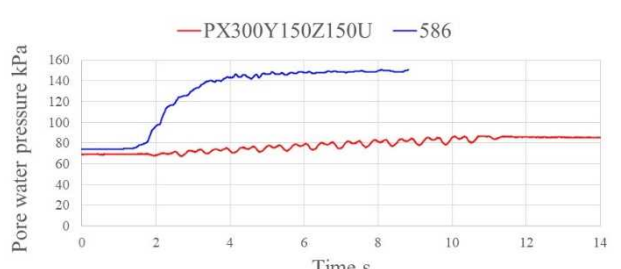
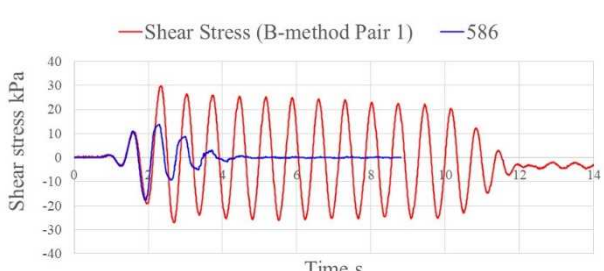
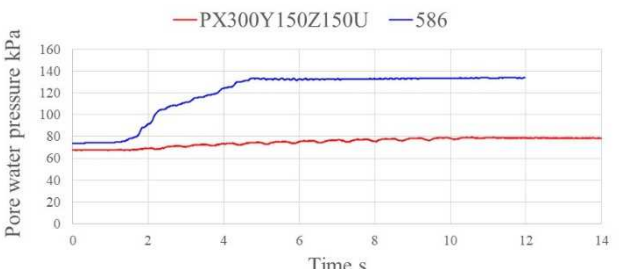
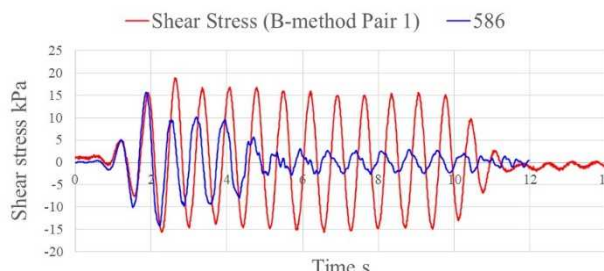
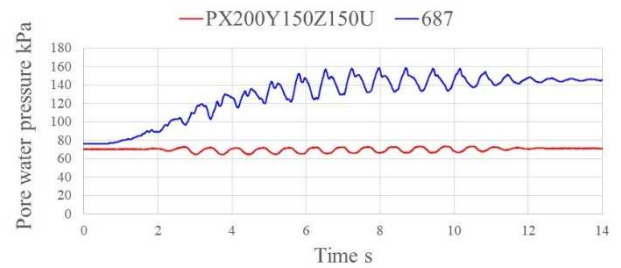
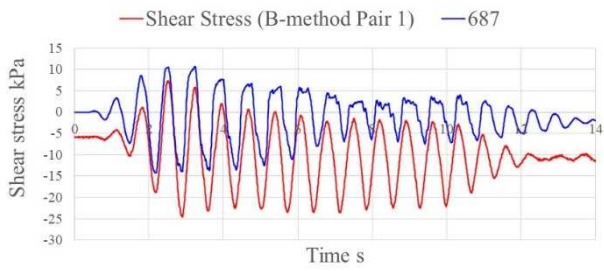
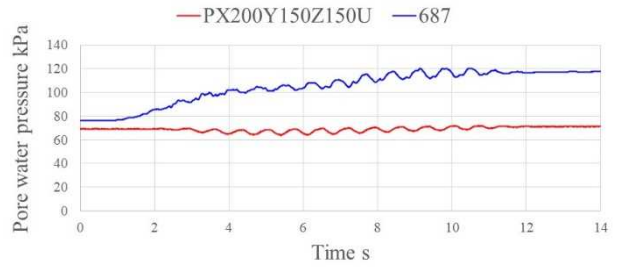
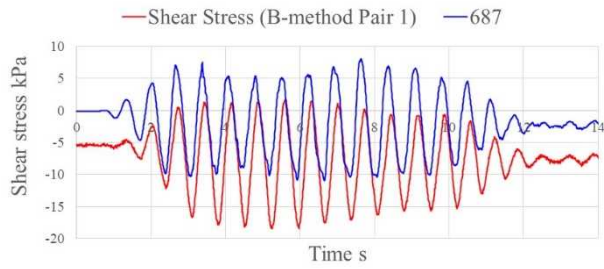
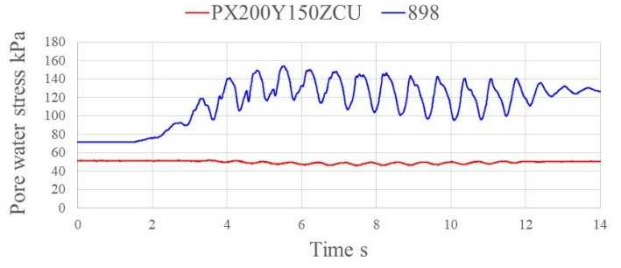
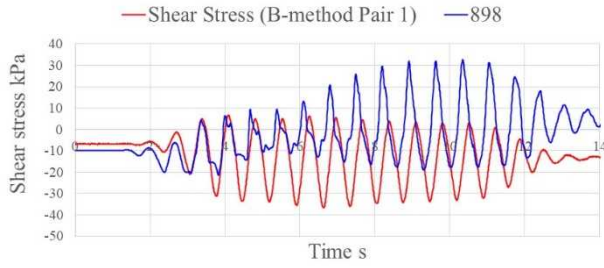
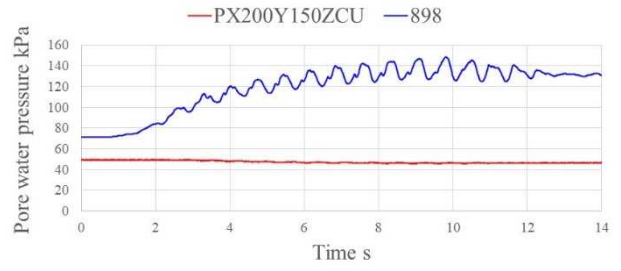
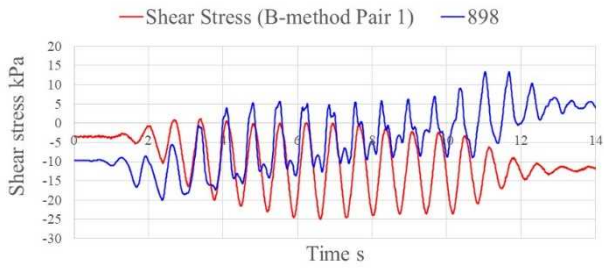


図 5.1-1 正弦波 70Hz 調整・最大加振でのせん断応力振幅と過剰間隙水圧の例 (再掲)

※上から順に Case2(調整・最大) Case3 (調整・最大) Case4 (調整・最大)

表 5.1-1 目的 1 に関する中空ねじり試験実施ケース

#	e0	拘束条件	σ'_{v0} kPa	K_0 kPa	せん断方法
1	0.585	平面ひずみ	67	0.34	片振幅 17kPa で非排水繰返しせん断
2	0.622				応力比 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 でそれぞれ 10 回繰返し, 段階載荷で非排水せん断 (間に圧密)

表 5.1-2 応力比→せん断応力換算表

模型実験	σ'_{v0} kPa	K_0	各応力比に対応するせん断応力片振幅				
			0.1	0.2	0.3	0.4	0.45
Case2	121	1.0	12	24	36	48	54
		0.34	7	14	20	27	31
Case1,3,4	74	1.0	7	15	22	30	33
		0.34	4	8	12	17	19

※液状化した場合は等方 ($K_0=1.0$) になるため参考として $K_0=1.0$ 時の値も示した。

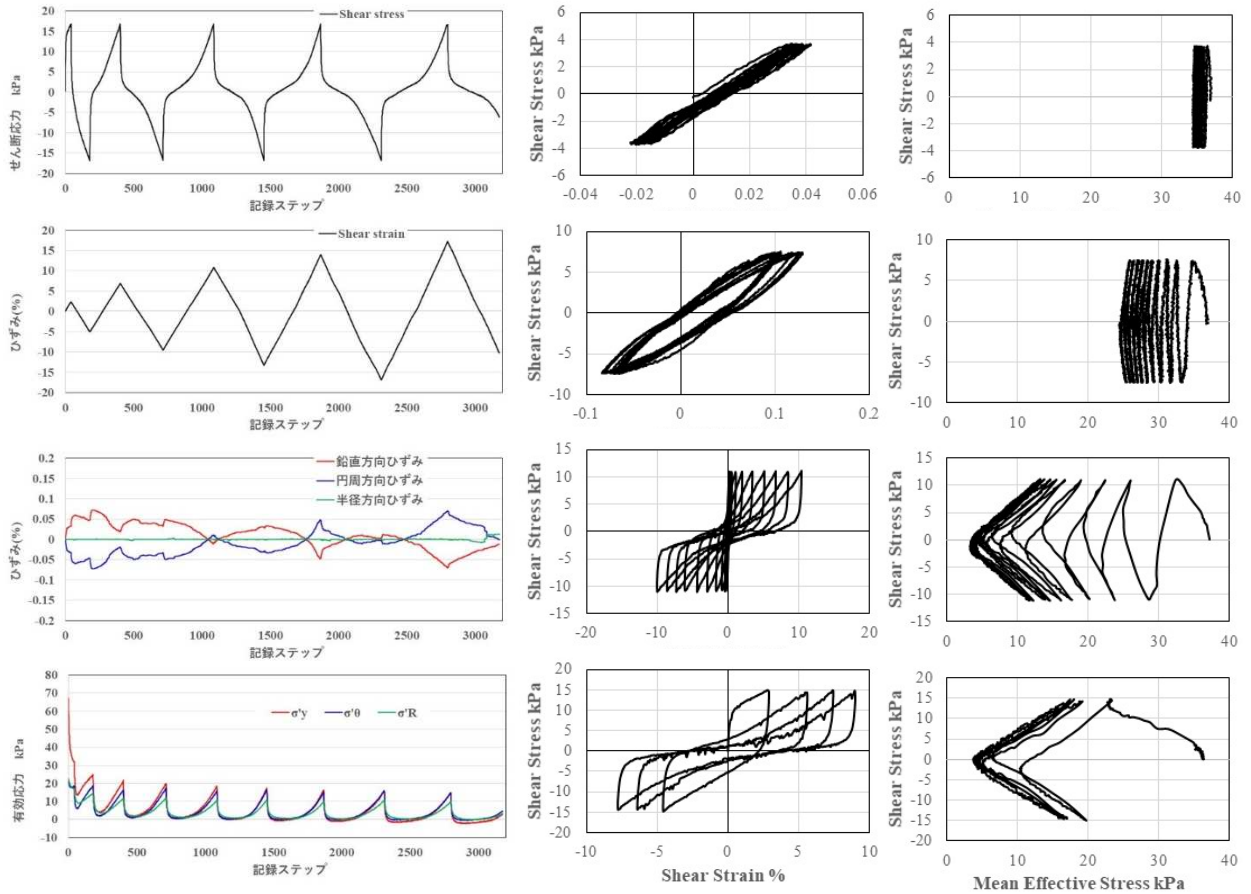


図 5.1-2 目的 1 に関する中空ねじり試験結果

5.2 初期せん断，初期応力異方性，排水・非排水を考慮したパラメトリックスタディ

一般に，実務においては必要試料採取数を最低限に留め，効率的に地盤パラメータを設定する目的で初期等方応力状態からせん断試験を開始することが多い．そのため，原地盤に異方性が有ったとしても，その異方性（初期構造異方性，応力誘導異方性）の程度を詳細に評価するデータが存在しない．その場合，単純な水平成層地盤の応答を評価する際には，実験条件がそれに近い場合，存在する試験結果を“異方性の影響も含んだ総合的な設定目標”と見なすことも可能であるが，法面付近の応答など初期応力状態（ K_0 ， τ_0 ）と地震時の変動応力の組み合わせが複雑になり，性能を評価する指標も沈下や水平方向のはらみだし等の個別方向の成分であった場合，それらが精度良く，または安全側に考慮出来るように適切にパラメータが設定されている保証はない．

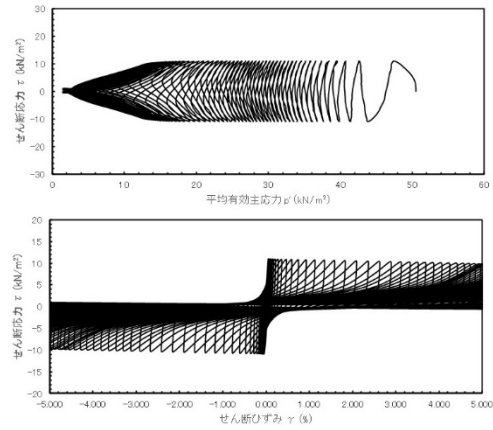
そこで本事業では，液状化強度が同じ場合に，応力誘導異方性の相違によってどのように結果の相対関係が変わる可能性があるのか確認するために，下記の方針で実験を行った．

- ①令和2年度事業に，珪砂7号+トクレー5%の試料を用いて同様なパラメトリックな実験が行われているので，それらを比較対象とする．
- ②本年度事業の遠心模型実験で使用した礫質土を用いて間隙比を調整し，令和2年度試料の液状化強度に可能な限り近づける．
- ③令和2年度事業と同じ条件で中空ねじり試験を行い，繰返し回数～鉛直ひずみ関係を整理して，それらの大小関係を比較する（液状化強度の大きなものほど発生軸ひずみは小さいか？）

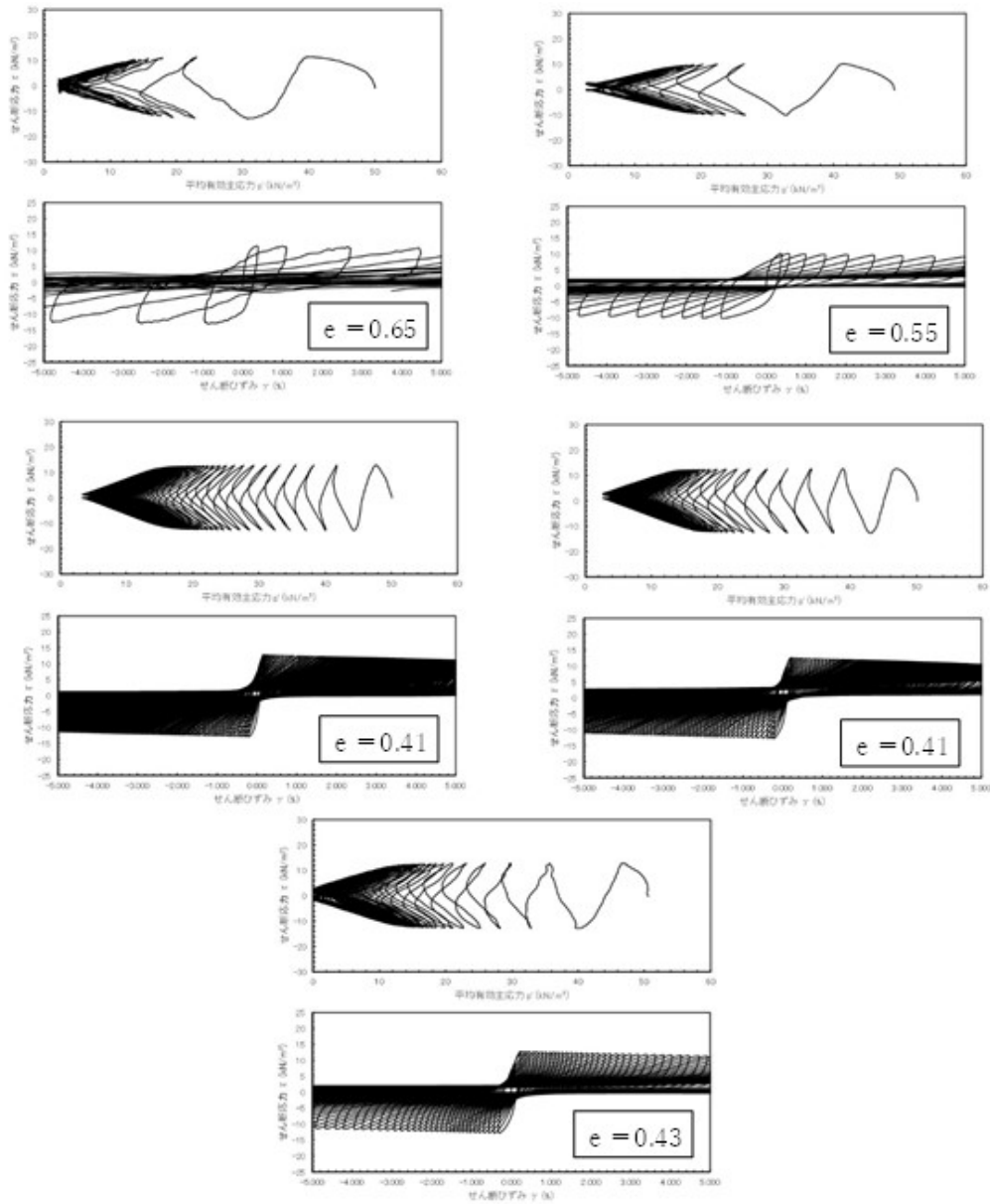
図5.2-1には，②の検討を行った結果を示している．試験結果にばらつきが存在するため，完全に一致させることは困難であるが，この結果を踏まえ，初期間隙比を0.41程度にすると，令和2年度事業の珪砂7号+トクレーの液状化強度が同程度になるものと期待された．

その結果を踏まえて，初期せん断，初期応力異方性，排水・非排水を考慮したパラメトリックスタディでは，初期間隙比0.41を目標に供試体を作製し，表5.2-1に示す内容の試験を行った．表5.2-2及び図5.2-2には個々の試験結果を示し，図5.2-3には，それらを整理した繰返し回数～鉛直ひずみ関係を示す．さらに，図5.2-4には，液状化強度の比較も示している．この結果を見ると，液状化強度に関しては，若干本年度の礫質土の方が大きな値となっているが両者の差は小さい．

図5.2-3には，比較のため珪砂7号+トクレーの結果も示しており，礫質土の結果と比較すると，等方状態からの試験結果（#1，#2，#3）は液状化後のわずかな制御誤差でひずみが生じているので比べることにそれほど意味はないが，異方状態での試験結果の内，#5，#6，#7は概ね両方で整合するものの，#4（ $K_0=0.5$ ， $\tau_0=0.0$ ）だけは結果が大きく異なっている．液状化強度は（礫質土）>（珪砂7号+トクレー）であるのに対して，#4の鉛直ひずみは液状化強度の大きな礫質土の方が大きくなる結果となっており，液状化試験の結果のみでパラメータ設定を行うことの危うさを示唆している．しかし，今回の実験例は単なる一例であり，ばらつきの影響も検討する必要があり，今後はこのようなデータを蓄積していき，数値解析パラメータ設定方針の判断に資することが重要である．



(a)目標とする令和2年度の珪砂7号+トチクレー5%の中空ねじり試験結果



(b)間隙比を調整した本事業の遠心模型実験で使用した礫質土の初期等方・非排水単純ねじり試験

図 5.2-1 液状化強度を合わせるための間隙比の調整

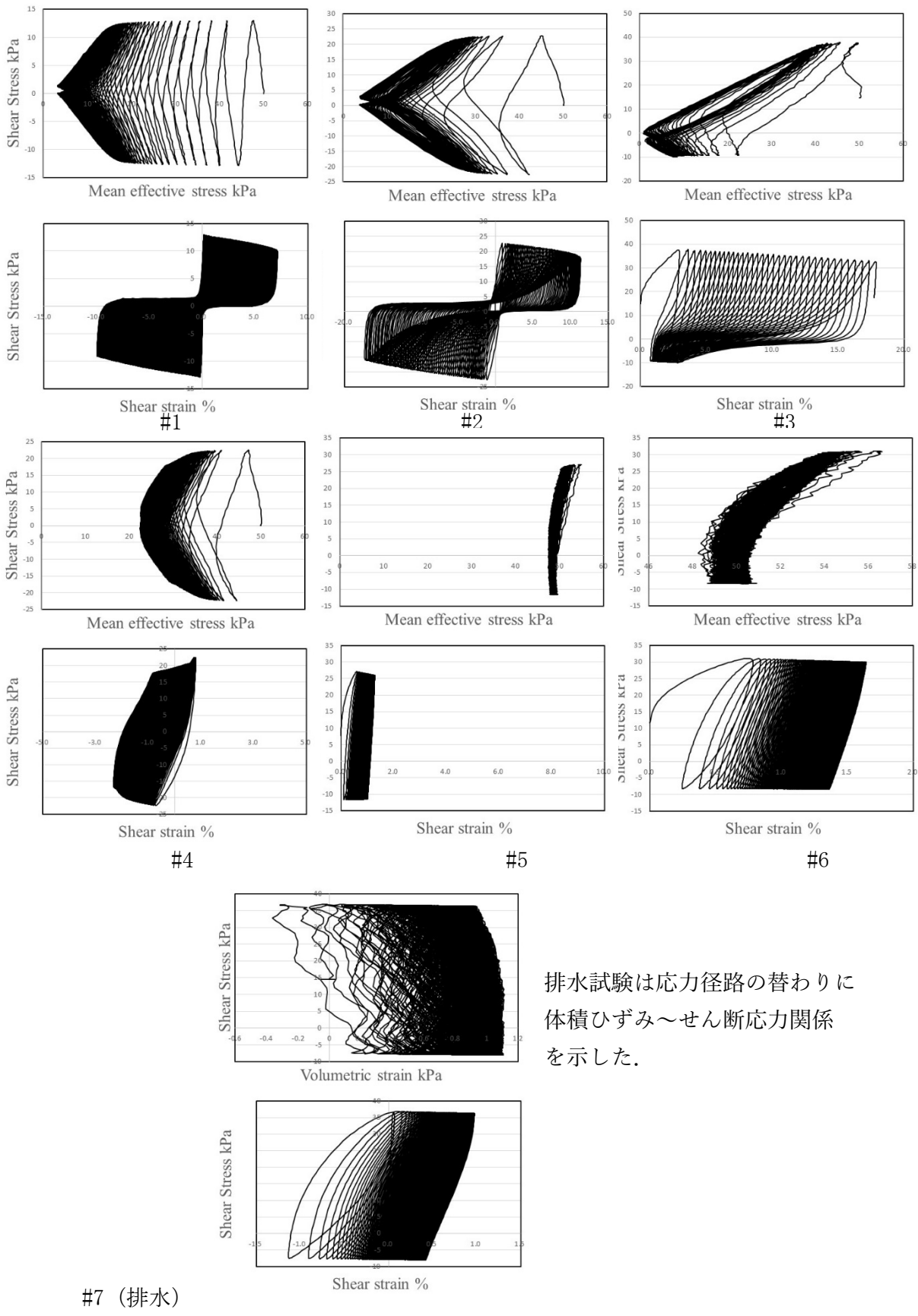
表 5.2-1 目的2 中空ねじり試験条件一覧

		等方・0	等方・0	等方・ τ_0	異方・ τ_0	異方・ τ_0	異方・ τ_0	異方・ τ_0 ・排水
目標平均平均有効応力	単位	49	49	49	49	49	49	49
試験ケース		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6	CASE7
鉛直力 P	kN	0	0	0	0.11775	0.11775	0.11775	0.11775
垂直全応力 $d\sigma_v$	kN/m ²	0	0	0	37.5	37.5	37.5	37.5
鉛直全応力 σ_v	kN/m ²	350	350	350	375	375	375	375
水平全応力 σ_h	kN/m ²	350	350	350	337.5	337.5	337.5	337.5
背圧 BP	kN/m ²	300	300	300	300	300	300	300
鉛直応力 (鉛直応力) σ_v'	kN/m ²	50	50	50	75	75	75	75
水平応力(拘束圧) σ_r'	kN/m ²	50	50	50	37.5	37.5	37.5	37.5
土圧係数 k	kN/m ²	1	1	1	0.5	0.5	0.5	0.5
平均有効応力 σ_m'	kN/m ²	50	50	50	50	50	50	50
初期せん断応力比 τ_0 / σ_m'		0	0	0.3	0	0.2	0.3	0.3
初期せん断応力 τ_0	kN/m ²	0	0	15	0	10	15	15
初期トルク		0	0	0.128	0	0.085	0.128	0.128
繰返し応力比 τ / σ_m'		0.2	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
繰返しせん断力 τ	kN/m ²	10	20	20	20	20	20	20
圧密条件/排水条件		CU	CU	CU	CU	CU	CU	CD

表 5.2-2 目的 2 中空ねじり試験結果一覧

試験ケース		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6	CASE7
試験条件	試料名	B-6	B-8	B-9	B-10	B-11	B-13	B-14
	圧密方法	等方圧密	等方圧密	等方圧密	異方圧密	異方圧密	異方圧密	異方圧密
	初期せん断	なし	なし	あり	なし	あり	あり	あり
圧密過程	圧密前の相対密度 $D_{r_i}(\%)$	109.5	109.3	109.1	108.2	109.5	109.0	109.0
	圧密前の乾燥密度 $\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	1.94	1.93	1.93	1.92	1.94	1.93	1.93
	初期有効拘束圧 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$	50.0	50.1	50.2	49.9	50.2	50.4	50.1
	軸方向圧密応力 $\sigma'_{ac}(\text{kN}/\text{m}^2)$	50.0	50.0	50.2	74.7	75.0	75.2	75.3
	側方向圧密応力 $\sigma'_{rc}(\text{kN}/\text{m}^2)$	50.0	50.1	50.2	37.4	37.9	38.0	37.5
	異方圧密応力比 $\sigma'_{rc}/\sigma'_{ac}$	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.51	0.50
	初期せん断応力 $\tau_0(\text{kN}/\text{m}^2)$	0	0	14.8	0	7.8	11.6	14.5
	初期せん断応力比 τ_0/σ'_c	0	0	0.3	0	0.2	0.2	0.3
	圧密後の乾燥密度 $\rho_{dc}(\text{g}/\text{cm}^3)$	1.94	1.94	1.94	1.93	1.94	1.94	1.94
	圧密後の相対密度 $D_{rc}(\%)$	110.2	109.6	109.8	108.8	109.8	109.5	109.5
繰返し せん断過程	圧密/排水条件	CU	CU	CU	CU	CU	CU	CD
	繰返しせん断応力比 τ/σ'_c	0.26	0.45	0.48	0.45	0.39	0.39	0.45
	最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}(\%)$	7.1	11.3	17.9	0.8	1.3	1.6	1.0
	試験終了時の載荷回数 $N(\text{回})$	335	82	52	232	360	360	360

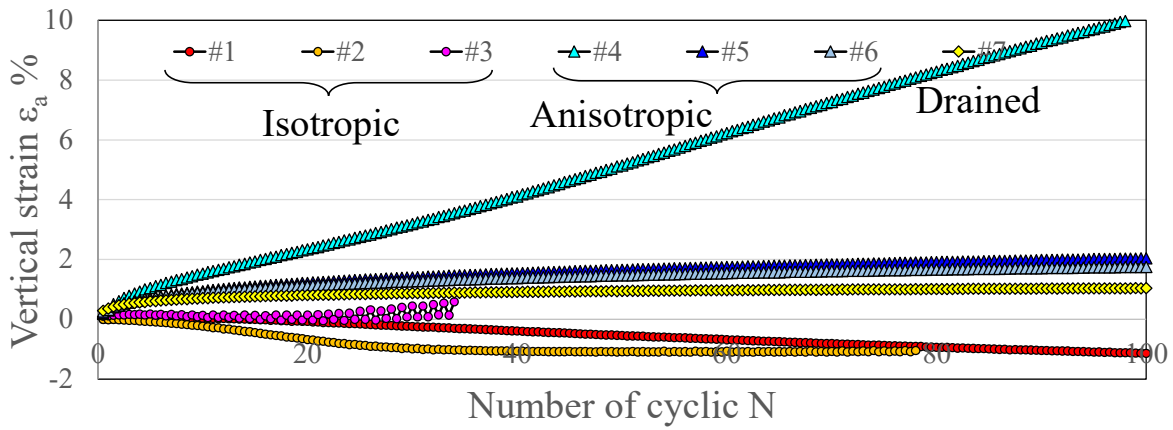
※試験終了の基準は、片振幅 30° (せん断ひずみ $\gamma=14.2\%$) または載荷回数 200 回以上とした。



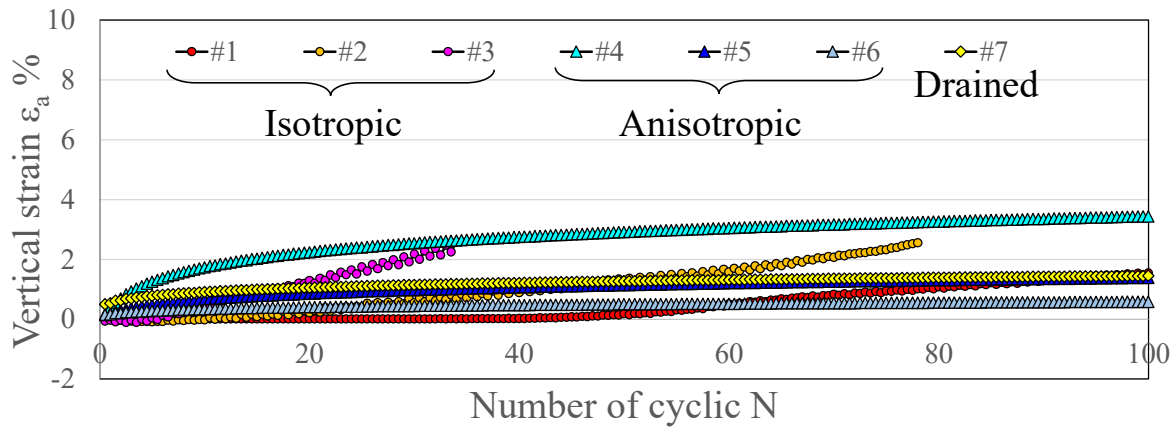
排水試験は応力径路の代わりに
体積ひずみ～せん断応力関係
を示した。

#7 (排水)

図 5.2-2 各ケースの応力径路（排水試験は体積ひずみ）とせん断応力～せん断ひずみ関係



(a) 礫質土 B のせん断特性



(b) 珪砂 7 号 + トチクレ 5% のせん断特性 (令和 2 年度事業)

図 5.2-3 繰返し回数～鉛直ひずみ関係の比較

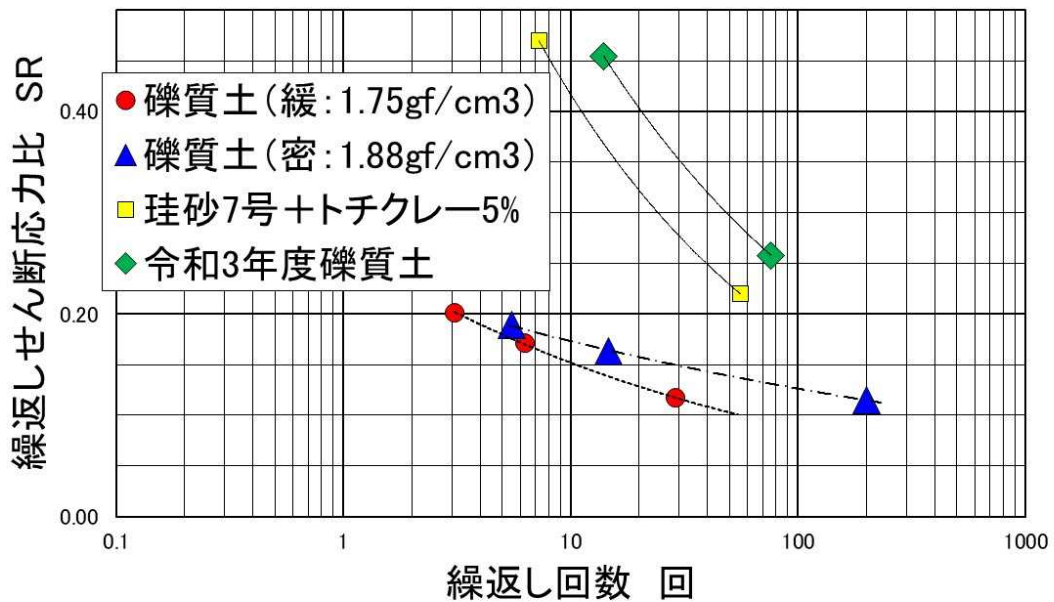


図 5.2-4 液状化強度の比較

6. まとめ

本事業では、文献調査、模型実験とその数値シミュレーション、中空ねじり試験を行い、以下の知見を得た。

- ・文献調査の結果、初期応力状態が砂質土の挙動に及ぼす影響を検討した報告はあるものの、平面ひずみ状態下での挙動の把握は十分でないことが判った。
- ・せん断土槽を用いた遠心模型実験ならびに 1G 場振動台実験の結果から、B 法（三方向土圧法）によって信頼性の高い地中水平せん断応力が得られることが判明した。水平成層地盤を模擬した実験では、A 法（ブロックつり合い法）、B 法ならびに理論解（ $F=ma$ と代表加速度値で計算）のそれぞれで計算した水平せん断応力は概ね整合していた。
- ・剛土槽を用いた遠心模型実験の結果から、剛土槽を用いた実験においては奥行き方向の土槽側壁の摩擦の影響に注意が必要であり、そのような場合でも、B 法による地中水平せん断応力の推定値の信頼性が高いことも判明した。すなわち、A 法で推定した地中水平せん断応力は、土槽側壁の摩擦を考慮しない場合には B 法の推定値と比べてはるかに大きな値となっていたが、摩擦の影響を補正した結果、B 法の推定値に近づく結果が得られた。
- ・剛土槽を使用した影響を受けた結果ではあるが、B 法を用いると、土留め用ケーソンの固定状況、入力加速度振幅レベル、背後地盤条件（水平・傾斜）によって、背後地盤内部の応力状態がどのように影響を受けるのか把握することが可能であり、それを踏まえた数値解析結果の妥当性検証の可能性が示された。
- ・そのような模型実験における意図しない 3 次元応答をデータに基づき確認することで、より適切な数値解析手法の妥当性検証が実施できる可能性が示された。
- ・本年度使用した五洋建設技術研究所の加振性能の限界を把握した。
- ・1G 場の小型模型振動台実験では、土被りが小さく（最大 70 cm）発生土圧が小さいため、せん断土槽を用いた A 法、B 法、理論解のオーダー的な比較は可能であったが、波形の細部に至る厳密な比較は困難であることを把握した。
- ・遠心模型実験を対象にした数値シミュレーションの結果から、模型実験の地盤内部の応力状態を把握しておくことで、変形メカニズムに基づいた比較検証が可能なが判明した。
- ・室内物性試験（中空ねじり試験）の結果をもとに設定した地盤パラメータを用いて解析を行った結果、全般的に数値解析の結果は実験で発生した過剰間隙水圧を過大評価することが判明した。

- ・その原因を確認するため、模型実験において計測結果の信頼性が低い水平土圧が関係する K_0 に関するパラメトリックスタディを行ったところ、 K_0 の値では過剰間隙水圧の蓄積傾向を再現できそうにないことが判明した。
- ・さらに、定量的な同定は難しいものの、想定される影響要因として、施工履歴の影響が挙げられ、これに関するパラメトリックスタディを行ったところ、その調整により数値シミュレーションにおいて過剰間隙水圧の発生が抑制し得ることを把握した。但し、履歴の影響程度を定量化することは困難であり、その影響を確認するためには、今後模型地盤の作成方法を変えた比較試験を行うなど、まずはその影響の程度について確認することが今後の課題である。
- ・遠心模型実験結果の解釈を補助するための中空ねじり試験を行い、B法による地中水平せん断応力に基づき判断すれば、遠心模型実験で過剰間隙水圧があまり蓄積しないことは、せん断応力比と初期応力で説明し得る可能性があることが示唆された。但し、一部の模型実験結果のせん断応力比では、中空ねじり試験の場合は少ない繰返し回数で液状化が発生すると示唆されるため、今後は模型実験結果ならびに中空ねじり試験結果のより詳細な比較が必要であろう。
- ・中空ねじり試験により、初期せん断、初期応力異方性、排水・非排水を考慮したパラメトリックスタディを行い、令和2年度の珪砂7号+トクレー5%の同条件の試験結果と比較したところ、本年度事業の礫質土は、珪砂7号+トクレー5%よりも若干液状化強度が大きいにも拘らず、ある異方条件下での鉛直ひずみの発生は、珪砂7号+トクレー5%のそれよりも大きくなっていた。この結果が信頼できる場合、初期等方状態からの液状化試験を対象にして地盤パラメータを設定し、異方状態の影響を無視すると、危険側の評価結果が得られる可能性が示唆された。しかし、本実験ではばらつきの影響までは検討しておらず、あくまでもそのような可能性があることを示したまでであり、今後のデータの蓄積が重要であると思われる。

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) : 基礎地盤及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 卷 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 Geoenviron. 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) 土木学会地震工学委員会地盤・構造物の非線形地震応答解析法の妥当性確認/検証に関する研究小委員会 (2021) : 地盤・構造物の非線形解析法の検証と妥当性確認の方法—ガイドラインとその実践例—, 土木学会
- 10) Kawai, T., Jongkwan, K., and Kazama, M. (2017) : Performance of various granular soils in most dense state, *Proc. of Int. Sym. of Performance Based Design 3*, Vancouver, 2017.
- 11) 佐藤清 (2022) : 振動台実験および室内土質試験による密な飽和砂質地盤のモビリティ挙動の理解と設計における評価手法の提案, 東北大学工学研究科学学位請求論文 (博士).
- 12) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. (1998) : Super loading yield surface concept for the saturated structured soils, *Proc. 4th Eur. Conf. Num. Meth. Geotech. Engrg. NUMGE98*, pp. 232-242.
- 13) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. (2000) : Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 2, pp. 99-110.
- 14) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002) : An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 5, pp. 47-57.
- 15) 赤井浩一, 田村武 (1978) : 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文集, No. 269, 95-104.

- 16) Christian, J. T.(1968): Undrained stress distribution by numerical method, Proceedings of ASCE, Vol.94, SM 6, pp.1331-1345.
- 17) Drucker, D.C., Prager, W. (1952) : Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quart. Appl. Math. 10 (2), 157–165.
- 18) Yamada, S., Noda, T., Nakano, M. and Asaoka, A. (2022) : Combined-loading elastoplastic constitutive model for a unified description of the mechanical behavior of the soil skeleton, Computers and Geotechnics, Vol. 141, pp.1-24
(<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104521>)