

(別紙 2)

建設技術研究開発費補助金総合研究報告書

1. 課題番号 第 2 号
2. 研究課題名 地下水位低下工法と排水工法を併用した既存戸建て住宅の液状化対策の開発
3. 研究期間 平 23 年度～平 24 年度
4. 代表者及び研究代表者、共同研究者

代表者	時松孝次	(東京工業大学・教授)
研究代表者	時松孝次	(東京工業大学・教授)
共同研究者	田村修次	(京都大学・准教授)
〃	社本康広	(清水建設・リサーチフェロー)
〃	鈴木康嗣	(鹿島建設・主席研究員)
〃	阿部秋男	(東京ソイルリサーチ・所長)

5. 補助金交付総額 19,500,000 円

6. 研究・技術開発の目的

液状化の発生を防ぐための地盤改良として、締固め工法、固化工法、せん断変形抑制工法が提案されており、実用化されている。宅地においても、造成時であれば前述の工法の適用が可能であり、地盤改良が比較的安価に可能である。しかし、宅地の 1 区画のみでの液状化防災の地盤改良は、コストも高く、その効果も限定される。さらに、住宅が建設された後では、地盤改良はコスト的に非常に厳しいものとなる(100m²あたり 1000 万円以上)。以上のように、既存戸建て住宅では、液状化の対策に限られる(地盤条件によっては無い)のが現状である。したがって、既存戸建て住宅に液状化対策の必要性は極めて高く、かつ緊急を要する。

本研究では、既存戸建て住宅の液状化対策として、地下水位低下工法と排水工法を併用した安価な液状化対策手法を開発するとともに、その妥当性を遠心載荷実験、数値解析で検証する。また、実際の宅地に適用する可能性について、地盤定数の求め方を含めて検討する。

7. 研究・技術開発の内容と成果

- 7-1. はじめに

研究開発の内容と成果は以下の章立てによりまとめる。

- 7-2. 遠心振動実験による併用工法の有効性に関する予備検討(田村)

- 7-3. 遠心載荷実験による地下水位低下工法と排水工法を併用した液状化対策手法の有効性の検討(鈴木、時松)

- 7-4. 数値解析による地下水位低下工法と排水工法を併用した液状化対策手法の有効性の検討(福武、社本)

- 7-5. 地下水位低下工法と排水工法を併用した液状化対策のための低コストで信頼性の高い地盤定数の把握手法の確立(阿部)

- 7-6. 地下水位低下工法と排水工法を併用した液状化対策の設計法と実用化に向けた検討、その 1 実験結果に基づく検討(時松)

- 7-7. 地下水位低下工法と排水工法を併用した液状化対策の設計法と実用化に向けた検討、その 2 解析結果に基づく検討(社本、福武)

- 7-8. まとめ(時松)

7-2. 遠心振動実験による併用工法の有効性に関する予備検討

概要

併用工法の有効性を遠心载荷実験で検証するため、戸建て住宅模型およびドレーン模型の開発を行うとともに、京都大学防災研究所でドレーンの有無、地下水位をパラメータにした遠心载荷実験を行い、併用工法の有効性を検証した。試作した戸建て住宅模型は概ね実構造物の接地圧と固有周期に対応し、飽和砂に挿入したドレーン模型から排水されることを確認した。また、ドレーン無しのケースでは、地下水位が深くなるほど建物の沈下・傾斜が小さくなることを示した。一方、ドレーン有りのケースでは、地下水位の深さによらず、建物の沈下・傾斜はドレーン無しのケースに比べて小さくなった。特に地下水位が浅いケース（GL-1m）では、建物の傾斜が極めて小さく（最終傾斜角 0.0015 rad ）、ドレーンによる傾斜軽減効果が顕著であった。

(1) はじめに

2011年3月11日の東日本大震災では、東京湾沿岸の埋立地や利根川流域で大規模な液状化が発生し、多くの戸建住宅が不同沈下した。今後の大地震による再液状化が懸念されることから液状化対策をすることが望まれる。地下水位低下工法およびドレーン工法は、既存戸建て住宅に適用可能である。その有効性を検討するためには、遠心载荷実験が有効と考えられる。しかし、既往の研究では、戸建て住宅やドレーンを模擬した遠心载荷実験は皆無であった。そこで、ドレーン模型および戸建て住宅の開発を行うとともに、実際に遠心振動実験を行って併用工法の有効性を検討した。

(2) ドレーン模型と戸建て住宅模型の開発

ドレーン模型は、砂粒子が透過せずに、水のみが透過することが求められる。本研究では、ステンレスメッシュ(100番)を、直径5mmで1重巻きし、その先端を折り曲げたドレーン模型を試作した(写真2.1)。ドレーンの長さは100mmとした。ドレーン模型を飽和砂に挿入したところ、砂粒子がドレーン内に入らず、水は排水された。



写真2.1 ドレーン模型

一般的に遠心実験の構造物モデルは、アルミ、真鍮等の金属が用いられる。しかし、戸建て住宅は極めて軽いため、金属では相似則を満たした模型の制作が困難であった。そこで、プラスチック素材のMCナイロン(比重1.16)を材料とした。また、不同沈下を起こしやすくするため、質量50gの偏心マスを基礎部の重心から25mm(加振方向)の位置に設置した。戸建て住宅模型(写真2.2)の諸元を表2.1に示す。基礎固定時の上部構造物の固有周波数は2.4Hz、平均接地圧は 17 kN/m^2 (偏心マス除く)であった。こ

の固有周波数は、戸建て住宅の大地震時の固有周波数（非線形時）のそれと概ね対応する。接地圧は、べた基礎の接地圧 15kN/m^2 と概ね同等になった。

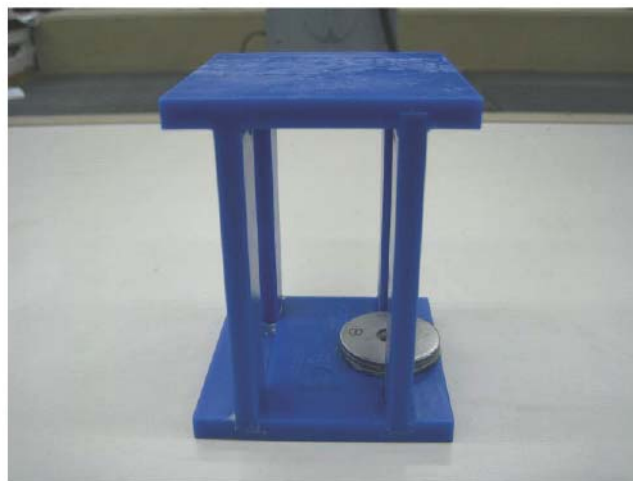


写真2.2 戸建て住宅模型

(3) 実験概要

実験は京都大学防災研究所の遠心載荷装置（写真 2.3）を用いて 50g 場で行った。京都大学防災研究所の遠心載荷装置は、2010 年に改修工事を行い、アーム有効半径 2.5m、計測チャンネルは 80 である。入力波には臨海波を用いて最大加速度を実大スケールで 400cm/s^2 とした。地盤モデルは、層厚 20mm の珪砂 8 号、層厚 170mm の豊浦砂である。相対密度は豊浦砂、珪砂 8 号ともに 40% とした。実験ケースを図 2.1 に示す。地下水位は、Case 1 では GL-20mm（実大スケール 1m）、Case 2 で GL-50mm（2.5m）、Case 3 で GL-70mm（3.5m）である。左側の模型の周囲にはドレーンを 31mm（1.55m）ピッチで配置した。構造物はともに基礎部を 5mm 根入れさせた。不同沈下を起こしやすくするため、質量 50g の偏心マス为基础部の重心から 25mm（加振方向）の位置に設置した。以後、計測された値を実大スケールに換算して示す。

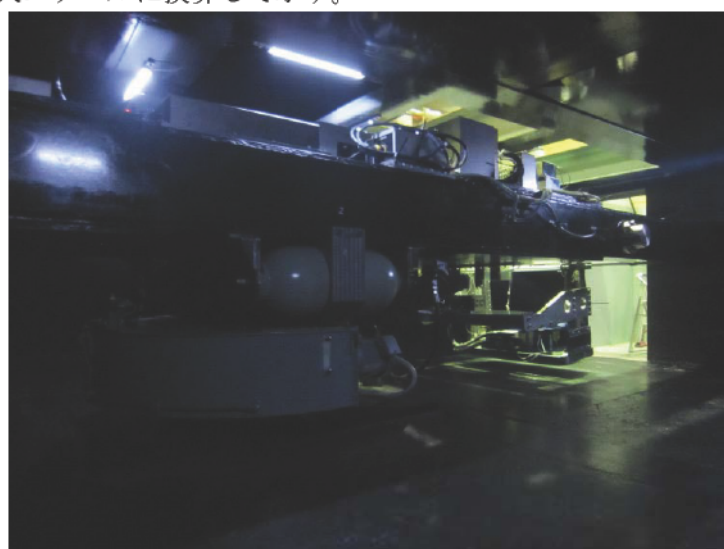
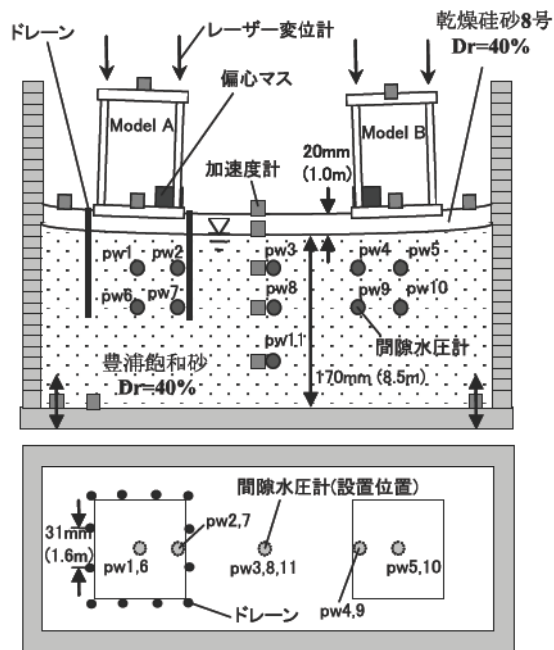
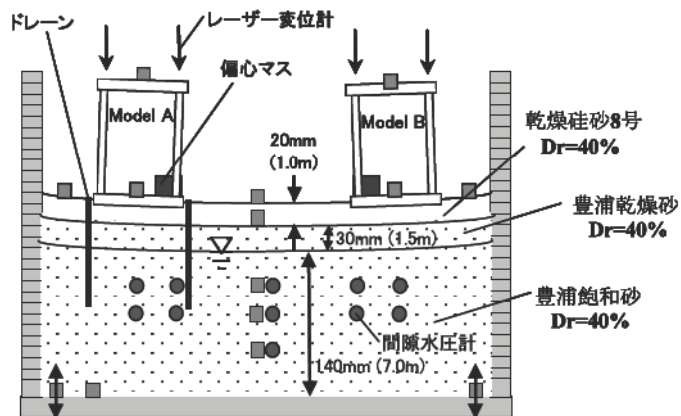


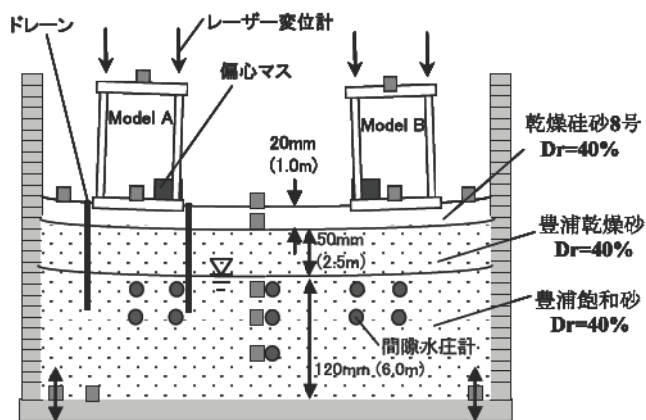
写真2.3 京都大学防災研究所の遠心載荷装置



(a) Case 1 (地下水位GL-2cm)



(b) Case 2 (地下水位GL-5cm)



(c) Case 3 (地下水位GL-7cm)

図2.1 実験ケース

(4) 実験結果

(a) 地下水位 GL-1m

遠心載荷装置に設置した実験モデルを写真 2.4 に、加振前後の実験モデルを写真 2.5 に示す。加振後、ドレーン有りの戸建て住宅モデル周辺の地表面が湿っており、ドレーンから水が排水されてことが分かる。地下水位 GL-1m における入力、地表面、基礎部、上部構造物の加速度、過剰間隙水圧、建物の傾斜角および絶対沈下量を図 2.2 に示す。建物の傾斜角は、2 点のレーザー変位計で計測した沈下量の差とセンサー間隔から算定した。絶対沈下量は 2 点の沈下量の平均値であり、液状化に伴う地表面の沈下量と基礎の地表面に対する沈下量の和に相当する。自由地盤の過剰間隙水圧は、加振開始後 10 秒程度 ($t=10s$) から上昇し、 $t=20s$ 付近で有効上載圧に達している。液状化とともに、地表面、基礎部および上部構造物の加速度振幅は減少する。ドレーン無しのケースでは、基礎部直下の過剰間隙水圧は、自由地盤のそれに比べて大きい。これは、基礎の接地圧によって基礎部直下の有効上載圧が大きくなるためと考えられる。ドレーン有りのケースにおける過剰間隙水圧は、 $t=20s$ 付近まで自由地盤と同様に上昇するものの、その後、減少する。基礎部の中央付近においても、ドレーンの効果があることが分かる。建物の平均沈下量は、ドレーン無しで 300mm 程度、ドレーン有りで 230mm 程度であった。この沈下量は、地盤の沈下を含むものであり、基礎の地盤に対する沈下量は、それよりも小さいと思われる。ドレーン無しのケースでは、過剰間隙水圧の上昇過程で建物の傾斜が急激に大きくなり、液状化後も傾斜が大きくなっていく。ドレーン有りのケースでは、建物は沈下するものの、傾斜が極めて少ない。液状化とともに地盤が沈下するものの、建物は概ね水平を保っている。傾斜は、ドレーンが無いケースでは、 $t=120s$ で 0.024 rad に達しているのに対し、ドレーン有りでは、0.0012 rad であり極めて小さい。地下水位 GL-1m では、ドレーンによって建物の傾斜角が劇的に改善される結果が得られた。

(b) 地下水位 GL-2.5m

地下水位 GL-2.5m における入力、地表面、基礎部、上部構造物の加速度、過剰間隙水圧、建物の傾斜角および平均沈下量を図 2.3 に示す。地下水位 GL-1m のケースと同様に、自由地盤の過剰間隙水圧は、加振開始後 10 秒程度 ($t=10s$) から上昇し、 $t=20s$ 付近で有効上載圧に達している。ドレーン無しのケースでは、基礎部直下の過剰間隙水圧が、自由地盤のそれよりも大きいものに対し、ドレーン有りのケースでは、基礎部直下の過剰間隙水圧が、自由地盤のそれよりも小さい。ドレーンによって、過剰間隙水圧が早く消散することが分かる。上部構造物の応答は、液状化進行過程の $t=10s\sim 20s$ で 400~500gal 程度に達し大きい。ドレーン有りの建物の沈下・傾斜は、ドレーン無しのそれより小さい。

(c) 地下水位 GL-3.5m

地下水位 GL-3.5m における入力、地表面、基礎部、上部構造物の加速度、過剰間隙水圧、建物の傾斜角および平均沈下量を図 2.4 に示す。自由地盤の過剰間隙水圧は、 $t=10s$ 付近から上昇し、 $t=22s$ 付近で有効上載圧に達している。ドレーン有りの過剰間隙水圧は、GL-4.0m、GL-5.5m とともに、ドレーン無しのそれと近い。上部構造物の加速度応答は、ドレーンの有無によらず、500gal 程度に達する。また、液状化後、サイクリックモビリティまたは部分飽和によるものと思われるパルス状の加速度が地表面で発生し、それに伴い上部構造物も 300gal-400gal 程度の応答をする。ドレーン有りの建物の沈下・傾斜は、ドレーン無しのケースよりも若干改善している。

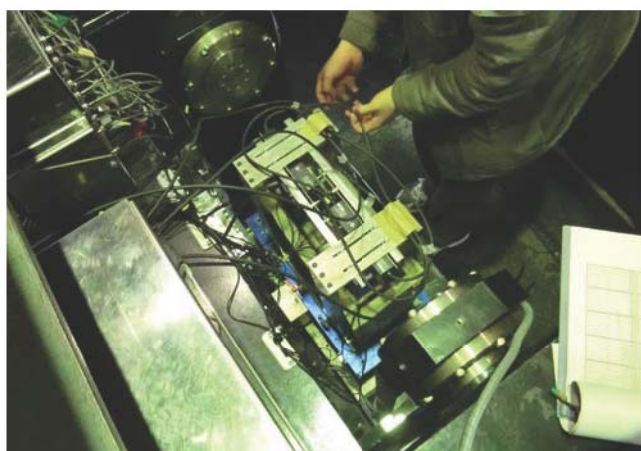


写真2.4 遠心載荷装置に設置した実験モデル

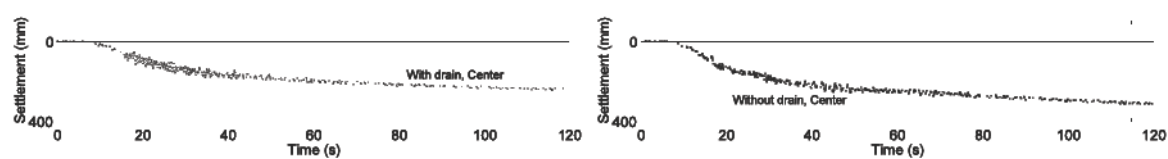


(a) 加振前

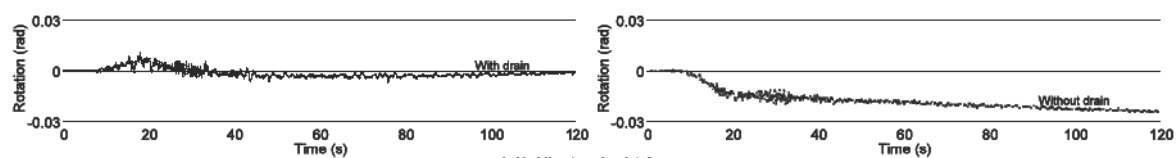


(b) 加振後

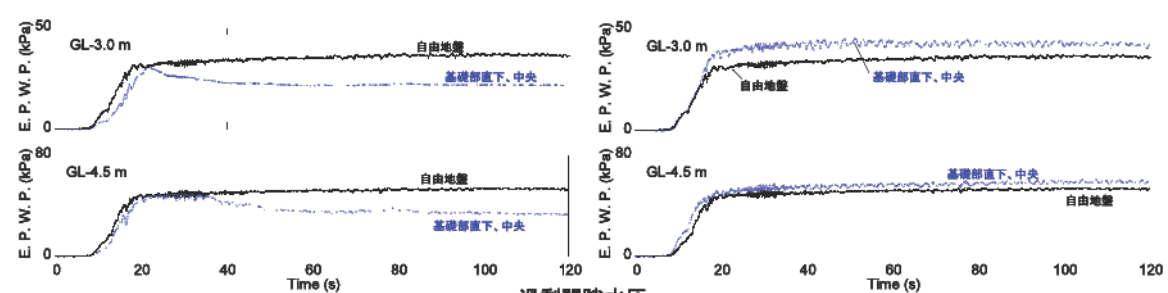
写真2.5 Case 1における実験モデル



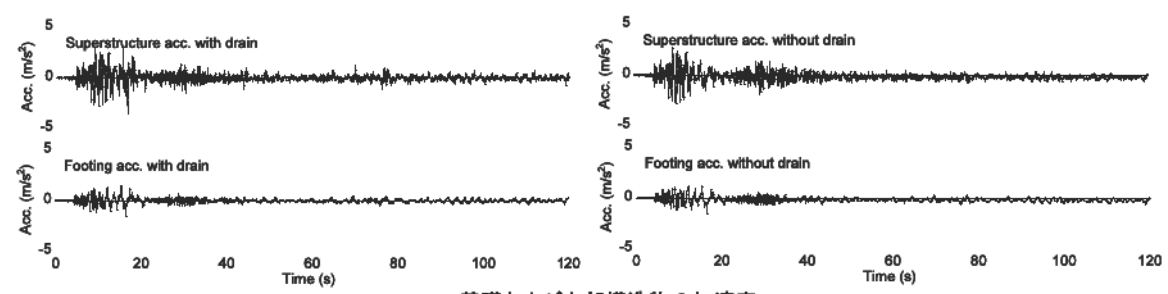
建物の平均沈下量



建物模型の傾斜角



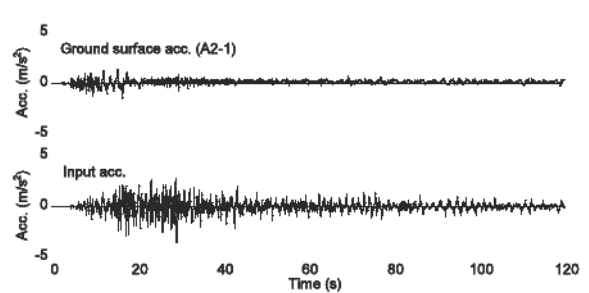
過剰間隙水圧



基礎および上部構造物の加速度

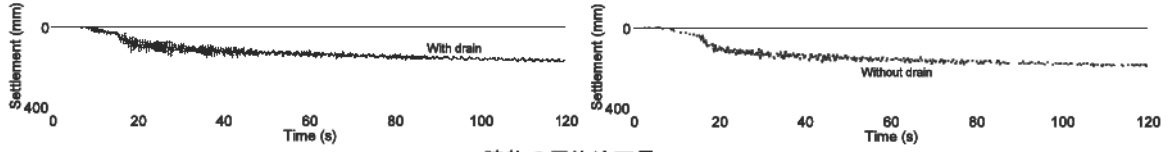
ドレーン有り

ドレーンなし

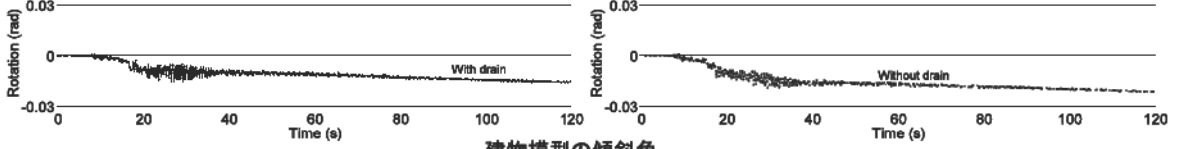


入力および地表面の加速度

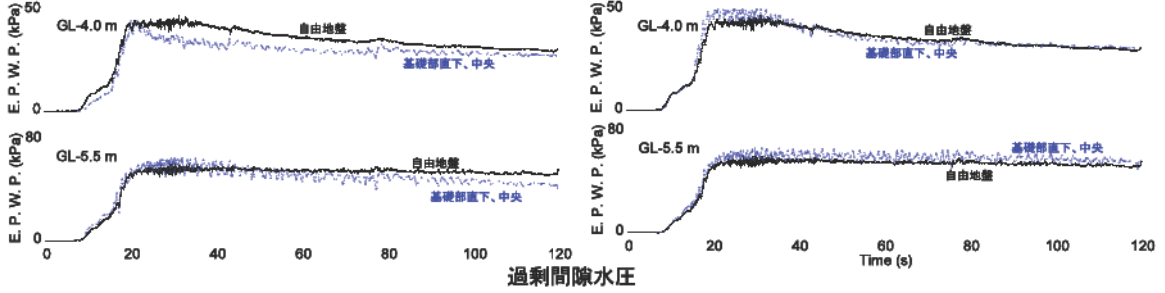
図2.2 Case 1 (GL-1m)における建物の沈下量、傾斜角、自由地盤および基礎直下の過剰間隙水圧、基礎部および上部構造物の加速度の時刻歴



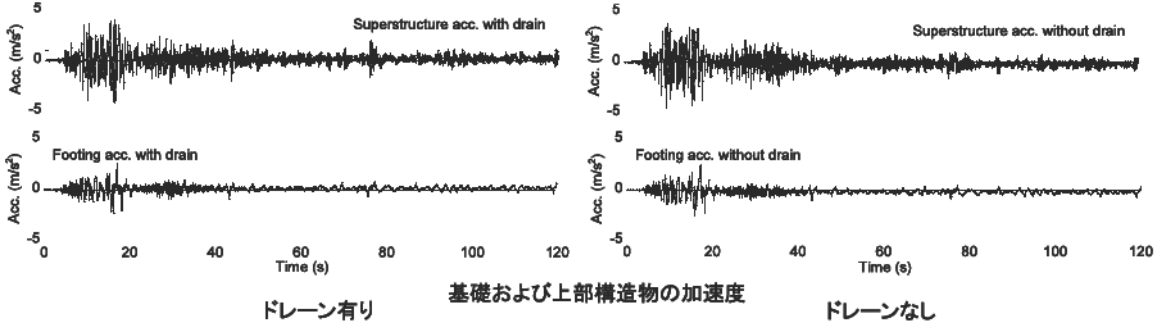
建物の平均沈下量



建物模型の傾斜角



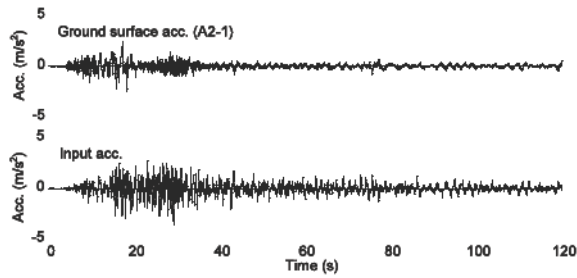
過剰間隙水圧



基礎および上部構造物の加速度

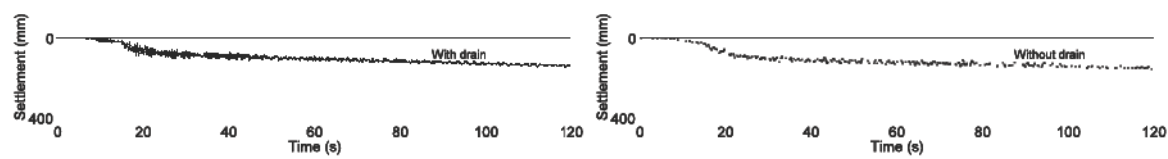
ドレーン有り

ドレーンなし

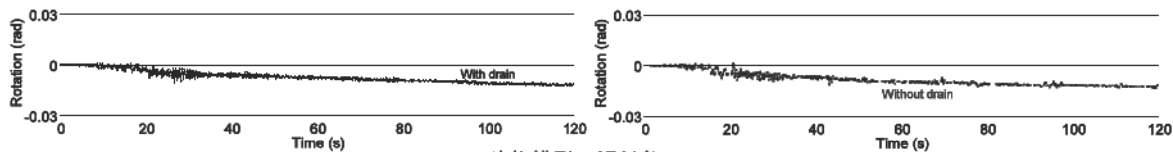


入力および地表面の加速度

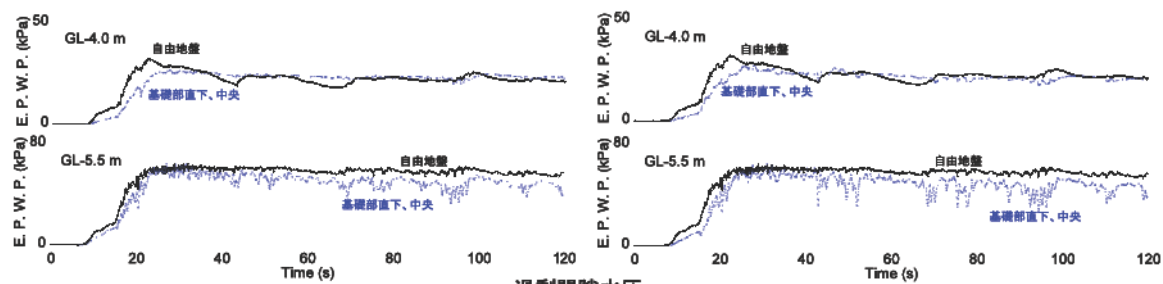
図2.3 Case 2 (GL-2.5m)における建物の沈下量、傾斜角、自由地盤および基礎直下の過剰間隙水圧、基礎部および上部構造物の加速度の時刻歴



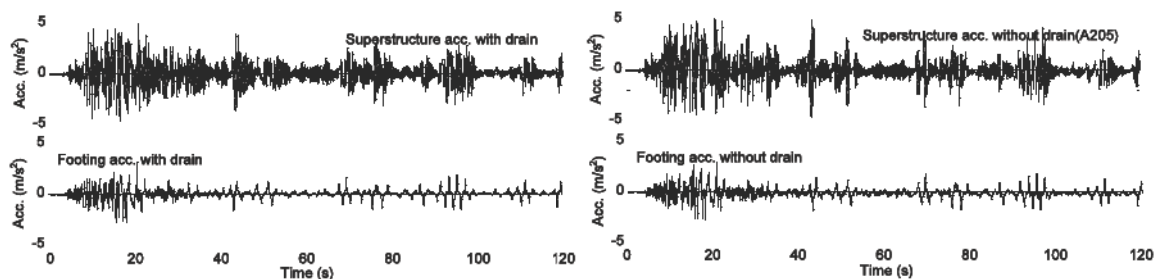
建物の平均沈下量



建物模型の傾斜角



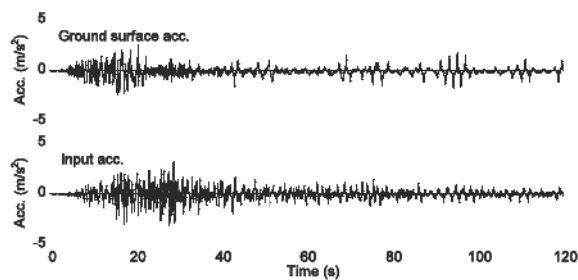
過剰間隙水圧



ドレーン有り

基礎および上部構造物の加速度

ドレーンなし



入力および地表面の加速度

図2.4 Case 1 (GL-3.5m)における建物の沈下量、傾斜角、自由地盤および基礎直下の過剰間隙水圧、基礎部および上部構造物の加速度の時刻歴

(5) 地下水位低下とドレーンの併用と建物の沈下・傾斜

地下水位低下とドレーンの効果を検証するため、図 2.5 に地下水位と最終絶対沈下量の関係を示す。なお、沈下量は、加振終了後、十分に時間が経過した最終的なものである。地下水位が深くなるにともない、ドレーンの有無によらず建物の絶対沈下量は小さくなる。ドレーン有りの絶対沈下量は、ドレーン無しのケースよりも小さくなる。この傾向は、地下水位が浅いほど顕著になる。

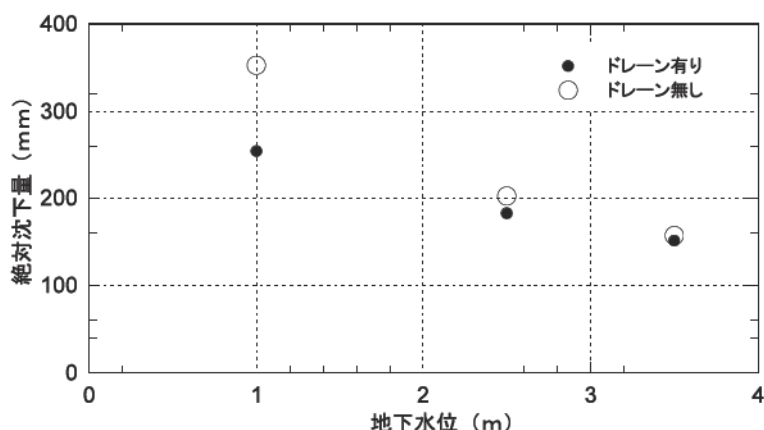


図2.5 地下水位と建物の絶対沈下量の関係

図 2.6 に地下水位と建物の傾斜角の関係を示す。傾斜角は、加振終了後、十分に時間が経過した時のものである。ドレーン無しのケースでは、地下水位が深くなるとともに、傾斜角も小さくなる傾向を示す。一方、ドレーン有りのケースでは、地下水位 **GL-1m** で最も傾斜角が小さく、**GL-2.5m** で最も傾斜角が大きくなる結果が得られた。地下水位が深くなるほど、表層非液状化層の剛性は大きくなる（同じ転倒モーメントに対して傾斜は小さくなる）のは自明である。一方、地下水位が深くなるほど、建物の加速度は大きくなり、基礎に作用する転倒モーメントは大きくなる。すなわち、地下水位の低下は、傾斜が小さくなる要因と、傾斜が大きくなる要因をもつ。ドレーン有りのケースでは、ドレーンの排水効果で表層非液状化層の剛性が保たれ、かつ建物の加速度も小さいため、最も傾斜角が小さくなったと思われる。

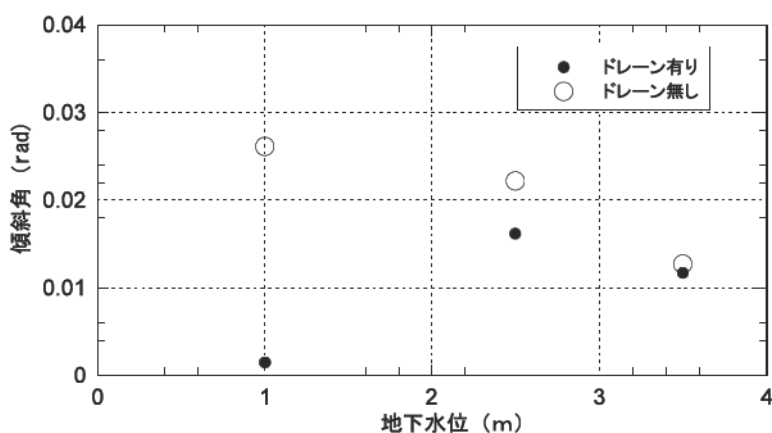


図2.6 地下水位と建物の傾斜角の関係

(6) まとめ

併用工法の有効性を、遠心载荷実験で検証するため、戸建て住宅模型およびドレーン模型の開発を行うとともに、ドレーンの有無、地下水位をパラメーターにした遠心载荷実験を行い、併用工法の有効性を検証した。戸建て住宅模型は、概ね実構造物の接地圧と固有周期に対応すること、飽和地盤に挿入したドレーン模型から排水が行われることを確認した。また、ドレーン無しのケースでは、地下水位が深くなるほど建物の沈下・傾斜が小さくなることを示した。ドレーン有りのケースでは、地下水位の深さによらず、建物の沈下・傾斜はドレーン無しのケースに比べて小さくなった。特に地下水位が浅いケース（GL-1m）では、建物の傾斜が極めて小さく、ドレーンによる効果が顕著であった。

7-3. 遠心載荷実験による地下水位低下工法と排水工法を併用した液状化対策手法の有効性の検討

3.1 遠心載荷実験の概要

2章に示した地下水位低下工法と排水工法を併用した液状化対策の予備検討結果より、併用工法の有効性が示された。そこで、2章と同じ戸建て住宅模型(小型)とより大型の戸建て住宅模型、並びに2章と同じドレーン模型(大ドレーン)と直径が半分のドレーン模型(小ドレーン)を用い、本実験として地下水位低下工法と排水工法に着目した遠心模型による振動台実験を行った。2章の検討により、豊浦砂では過剰間隙水圧の消散が比較的早く、液状化した状態を長く保持できないことが明らかとなった。そこで、砂地盤には豊浦砂より透水係数が小さくなる7号及び8号珪砂を用いた。その結果、それぞれの工法並びに両工法を併用した場合、戸建て住宅は沈下するものの継続使用が可能なレベルの傾斜に抑えられることが確認され、液状化対策工法として成立することが示された。

3.2 実験ケースと方法

遠心加速度 50G 場で実施した9ケースの振動台実験の実験ケースを表3.1に、構造物模型の諸元を表3.2に、構造物模型及びドレーン模型の外観を写真3.1、写真3.2に、実験モデルと計測点配置を図3.1に示す。実験は、せん断土槽(加振方向700mm、幅220mm、高さ300mm)内に作製した飽和砂層と表層の乾燥砂層からなる深さ200mm(実物換算10m)の模型地盤上に、表3.2に諸元、写真3.1に外観を示した2種類の構造物模型(小型、大型)を設置して行った。小型模型については地下水位を20mm、50mm、80mm(実物換算1.0m、2.5m、4.0m)の3種類、大型模型については地下水位を20mm、50mm(実物換算1.0m、2.5m)の2種類に変えた地盤に対し、I側(左側)とN側(右側)に同一構造物模型を設置し、写真3.2に示した2種類の直径のドレーンの設置本数(設置間隔)を変えたケースの実験を行った。ドレーンは構造物模型から5mm(実物換算0.25m)離し、小型模型の12本、大型模型の24本使用ケースで30mm(実物換算1.5m)間隔に、大型模型の12本使用ケースで60mm(実物換算3.0m)間隔に、小型模型の4本使用ケースで90mm(実物換算4.5m)間隔に、地表から100mm(実物換算5.0m)の深度まで設置した。実験では、構造物の水平・鉛直加速度、水平・鉛直変位、地盤の水平加速度・間隙水圧、及び地表の鉛直変位を図3.1に示した配置で測定した。

写真3.1、表3.2に示したように、小型模型は90mm×90mm(実物換算4.5m×4.5m)、大型模型は180mm×180mm(実物換算9.0m×9.0m)の正方形で、MCナイロン製の上部構造物と基礎を4本の板ばねで繋ぐと共に、不同沈下を誘発するため基礎上に金属製の偏心マスを設置し、両モデルの接地圧を同一にした。構造物質量や1次固有振動数は、日本の一般的な木造住宅を模擬している。

図3.1(a),(d),(e),(f),(h)に示した地下水位G.L.-20mm(実物換算G.L.-1.0m)の模型地盤は、せん断土槽底面から180mmまでの飽和砂層に図3.2に粒径加積曲線、表3.3に物理特性を示す7号珪砂を用い、その上の層厚20mmの乾燥砂層に粒径の細かい8号珪砂を用いた。図3.1(b),(g),(i)に示した地下水位G.L.-50mm(実物換算G.L.-2.5m)の模型地盤は、せん断土槽底面から150mmまでの飽和砂層と150~180mmまでの乾燥砂層に7号珪砂を、その上の層厚20mmの乾燥砂層に8号珪砂を用い、図3.1(c)に示した地下水位G.L.-80mm(実物換算G.L.-4.0m)の模型地盤は、せん断土槽底面から120mmまでの飽和砂層と120~180mmまでの乾燥砂層に7号珪砂を、その上の層厚20mmの乾燥砂層に8号珪砂を用いた。いずれの地盤も、相対密度が約50%となるように空中落下法で作製した。

写真3.2に示した外形5.0mm(実物換算250mm)の太いドレーン(大ドレーン)と、外形2.5mm(実物換算125mm)の細いドレーン(小ドレーン)は、いずれもステンレス製のメッシュ(素線100本/インチ、素線径0.1mm)を筒状に丸めて接着したものを用いた。

実験モデルの作製手順を図3.3に示す。まず、空中落下法により7号珪砂で相対密度50%の乾燥砂地盤を地下水位高さまで作製した。次に、真空状態の脱気槽内で土槽底面から脱気したシリコンオイル(粘性は水の50倍)をゆっくりと注入し飽和させた。その後、せん断土槽を脱気槽から取り出し、写真3.3に示すようにドレーンを飽和砂地盤中に挿入した。さらに、空中落下法で乾燥砂層を作製し、構造物模型を設置した。

Case-S1及びCase-L1の実験状況を写真3.4に示す。I側((a)では左側、(b),(c)では手前側)で、地上にドレーンが飛び出していることが確認できる。

実験に用いた入力加速度時刻歴を1g場に換算して図3.4に示す。入力加速度は、高層建

物の設計に用いられてきた人工地震波である臨海波¹⁾の最大加速度を調節して用いた。まず各 Case で最大加速度 400 cm/s^2 の本加振(本震加振)を行った。次に、過剰間隙水圧が完全に消散した後、余震の位置づけで最大加速度 200 cm/s^2 の 2 回目の加振(余震加振)を行った。その後は、過剰間隙水圧の消散を確認しながら 400 cm/s^2 の加振を 1, 2 回追加(以後、3 回目加振, 4 回目加振)して実施した。

写真 3.5 に Case-S1 の 3 回加振後の状況を示す。地下水位は地表まで上昇し、N 側(右側)のドレーン無の構造物は完全に傾斜しているが、大ドレーンを 12 本設置した I 側(左側)の構造物は 3 回もの加振を受けてもほとんど傾斜せずに沈下している。写真 3.6 に Case-L1 の 3 回加振後の状況を示す。N 側(右側)のドレーン無の構造物はやや傾斜しているが、大ドレーンを 24 本設置した I 側(左側)の構造物はほとんど傾斜せずに沈下している。

なお、以後の実験結果は、実物スケールに換算して示す。

3.3 実験結果

3.3.1 小型構造物模型 (Case-S1) の地盤及び構造物応答

小型構造物模型を用いた振動台実験の代表例として、大ドレーンを 12 本設置したモデル (I 側) とドレーン無モデル(N側)を併設した Case-S1 の代表的な時刻歴を図 3.5 に示す。左側には振動台入力加速度、土槽中央部の地表面水平加速度、両構造物の上部構造物と基礎の水平加速度の時刻歴を、右側には G.L. -4.5m における土槽中央部と両構造物中央部の過剰間隙水圧、地表及び両構造物の絶対沈下量、両構造物の傾斜角の時刻歴を 120 秒間示している。

地盤の過剰間隙水圧は概ね 15 秒付近で一定値となり、液状化が生じていることが確認できる。最大加速度は概ね 10 秒付近で生じ、地表面と基礎ではおよそ 80 cm/s^2 、上部構造物ではおよそ 180 cm/s^2 となり、その後は振幅が非常に小さくなっている。これより、液状化地盤における一般的な応答特性を示していることがわかる。加速度波形で確認する限り、大ドレーンを 12 本設置したモデルとドレーン無モデルに大きな違いが認められないことから、構造物の応答は両者でそれほど差が無いと判断される。一方、加振して間もなく過剰間隙水圧に差が生じている。大ドレーンを 12 本設置したモデルの水圧上昇が他と比べて抑えられていることから、ドレーンが有効に働いていることがわかる。また、ドレーン無モデルの水圧上昇が地盤よりやや大きい。これは、構造物の上載圧の影響で地盤内応力が大きいと判断される。

両構造物の絶対沈下量は地盤の絶対沈下量より大きく、構造物が地盤に比べて大きく沈下していることは明らかである。構造物同士の比較では、大ドレーンを 12 本設置したモデルの沈下が先に進行している。これは、地中の過剰間隙水圧がドレーンにより地表面へ早く排水されたためと考えられるが、後の図 3.7 に示すようにその後逆転する。

構造物の傾斜角は、加振中にドレーン無モデルで偏心マス方向に大きく進行しているが、大ドレーンを 12 本設置したモデルではかなり抑えられている。これは、ドレーンによる排水効果で地盤の有効応力がある程度維持され、地盤の剛性が保持されたため、構造物のロッキング応答に伴って一方向に蓄積される傾斜が抑えられたものと推察される。

3.3.2 大型構造物模型 (Case-L1) の地盤及び構造物応答

大型構造物模型を用いた振動台実験の代表例として、大ドレーンを 24 本設置したモデル (I 側) とドレーン無モデル(N側)を併設した Case-L1 の代表的な時刻歴を図 3.5 と同じ形式で図 3.6 に示す。

地盤の過剰間隙水圧は概ね 15 秒付近で一定値となり、液状化が生じていることが確認できる。最大加速度は概ね 10 秒付近で生じ、地表面と基礎ではおよそ 80 cm/s^2 、上部構造物ではおよそ 300 cm/s^2 となり、その後は振幅が非常に小さくなっている。Case-L1 では Case-S1 に比べて上部構造物の応答加速度が大きい。Case-S1 と同様に液状化地盤における一般的な応答特性を示していることがわかる。加速度波形で確認する限り、大ドレーンを 24 本設置したモデルとドレーン無モデルに大きな違いが認められないことから、Case-S1 と同様に構造物の応答は両者でそれほど差が無いと判断される。また、大型構造物模型と小型構造物模型の上部構造物の最大加速度比(約 1.7 倍)は、構造物模型の高さ比(約 1.6 倍)とほぼ一致しており、高さの影響(構造物のロッキング応答の影響)と判断される。一方、加振して間もなく過剰間隙水圧に差が生じている。大ドレーンを 24 本設置したモデルの水圧上昇が他と比べてやや抑えられていることから、ドレーンが有効に働いていることがわ

かるが、その効果の度合いは Case-S1 に比べて明らかに小さい。また、ドレーン無モデルの水圧上昇が地盤よりやや大きいのも Case-S1 と同じ傾向であるが、その差も Case-S1 より小さい。

両構造物の絶対沈下量は地盤の絶対沈下量より大きく、構造物が地盤に比べて大きく沈下している。この傾向は Case-S1 と同じであるが、その差は小さい。また、構造物同士の比較では、大ドレーンを 24 本設置したモデルの絶対沈下量が明らかに小さく、過剰間隙水圧の差は Case-S1 に比べて小さいにも関わらず、ドレーンによる沈下抑制効果が顕著に現れている。この部分も Case-S1 と異なった傾向である。

構造物の傾斜角は、加振中にドレーン無モデルで偏心マス方向に大きく進行しているが、大ドレーンを 24 本設置したモデルではほとんど抑えられている。これは、Case-S1 と同じ結果であり、ドレーンによる排水効果で地盤の有効応力がある程度維持され、地盤の剛性が保持されたため、構造物のロッキング応答に伴って一方向に蓄積される傾斜が抑えられたものと推察される。

3.3.3 小型構造物模型のドレーン効果

小型構造物模型を用い、地下水位 G.L. -1.0m でドレーンの本数と径を変えた実験結果の G.L. -4.5m 位置における過剰間隙水圧、地表及び両構造物の絶対沈下量、両構造物の傾斜角の時刻歴の 600 秒間を図 3.7 に示す。左上の図は構造物中央位置の過剰間隙水圧、右上の図は構造物端部位置の過剰間隙水圧であり、ドレーンが設置されている場合はドレーン近傍の結果となる。

地盤の過剰間隙水圧は、いずれも 15 秒付近まで急激に上昇するが、その後ほぼ一定値となり消散してゆく傾向が認められる。12 本のドレーンを用いた場合、他と比べて過剰間隙水圧の上昇が明らかに抑えられていることが分かる。4 本の場合でも対策がない場合に比べて過剰間隙水圧の上昇は小さくなっているものの、地盤と同程度の値である。これはドレーンの本数が多いほど排水する箇所が増えるためと考えられる。ドレーンの径に関しては、12 本用いた場合には直径が大きい方が過剰間隙水圧の上昇を抑えているが、4 本ではその差は僅かである。また、過剰間隙水圧の差は加振終了から消散するまで表れている。ドレーン近傍の過剰間隙水圧は、構造物中央部に比べてやや小さくなる傾向が認められるもののその差は決して大きくはなく、ドレーンの排水効果はそれほど顕著には認められない。これは、間隙水圧計をドレーンから約 24mm(実物換算約 1.2m)と、それほど近くに設置できなかったためと考えられる。

構造物の絶対沈下量は、いずれのケースでも地盤の絶対沈下量より大きく、構造物が地盤に比べて明らかに大きく沈下している。構造物同士を比較すると、加振中では無対策の場合よりドレーンがある場合の沈下が先に進行している。これは先述したように、ドレーンにより地中の過剰間隙水が地表面に早く排水されたためと考えられる。しかし、加振終了後はドレーンの本数や径によって液状化の程度や過剰間隙水圧が一定値となる継続時間が異なるため、ドレーンの本数が少なく径が小さいほど徐々に沈下が進行し、600 秒時点では無対策の絶対沈下量が最も大きく、対策効果が最も大きな大ドレーン 12 本のケースの絶対沈下量が最も小さくなっていることが分かる。

構造物の傾斜角は、小ドレーン 4 本のケースのみが無対策と同程度に大きな値を示しているが、それ以外のケースの傾斜角はいずれも小さいことが分かる。

3.3.4 大型構造物模型のドレーン効果

大型構造物模型を用い、地下水位 G.L. -1.0m でドレーンの本数と径を変えた実験結果の G.L. -4.5m 位置における過剰間隙水圧、地表及び両構造物の絶対沈下量、両構造物の傾斜角の時刻歴の 600 秒間を図 3.8 に示す。図の並びは図 3.7 と同じである。

地盤の過剰間隙水圧は、いずれも 15 秒付近まで急激に上昇するが、その後やや低下しながらも一定値に近い値を示し、消散してゆく傾向が認められる。建物中央部の過剰間隙水圧は、24 本の大ドレーンを用いた場合、他と比べて上昇がやや抑えられているが、それ以外では地盤と同程度まで上昇している。しかし、消散に関しては無対策に比べて明らかに早いので対策効果が現れていると考えられるもののそれほど顕著ではない。一方、ドレーン近傍の過剰間隙水圧には、その上昇から対策効果が認められる。大型構造物模型の方が、中央部と端部の距離が離れているため、位置による過剰間隙水圧の差がより顕著に生じたものと判断される。また、過剰間隙水圧の差は加振終了から消散するまで表れている。

構造物の絶対沈下量は、いずれのケースでも地盤の絶対沈下量より大きく、構造物が地盤に比べて明らかに大きく沈下している。構造物同士を比較すると、加振の初期では絶対沈下量はほとんど一致しているが、加振途中からドレーンがある場合より無対策の絶対沈下が進行し、さらにドレーンの本数や径による差も顕著に現れてくる。

構造物の傾斜角は、小ドレーン 12 本のケースのみが無対策と同程度に大きな値を示しているが、それ以外のケースの傾斜角はいずれも小さいことが分かる。

3.4 構造物の絶対沈下量と傾斜角

3.4.1 ドレーンによる対策効果

小型・大型構造物模型に関して、加振開始から 1200 秒時点で評価した構造物の最終的な絶対沈下量・傾斜角と、ドレーンの本数・径の大小の関係を図 3.9～図 3.11 に示す。図 3.9 は小型構造物模型、地下水位-1.0m の、図 3.10 は大型構造物模型、地下水位-1.0m の、図 3.11 は大型構造物模型、地下水位-2.5m の結果を示している。図の横軸は、左から対策効果が小さいと考えられる順番に並べている。また、本震加振(1回目加振)と共に、余震加振(2回目加振)、3回目加振の結果を並べている。なお、余震加振及び3回目加振の結果は、それぞれの加振中に生じた絶対沈下量と傾斜角であり、累積した値ではない。

小型構造物模型、地下水位-1.0m の図 3.9 より、本震加振、余震加振及び3回目加振共に、ドレーンによる対策の違いによる地盤の絶対沈下量にはほとんど差が無いことが分かる。構造物の絶対沈下量は、本震加振ではドレーンによる対策効果が大きいと考えられる右側に行くに従って徐々に小さくなっているもののその差は僅かである。また、どのドレーンでも地盤に対して2倍強の構造物絶対沈下量が生じており、ドレーンでは絶対沈下量を抑える効果はほとんど期待できないことが分かる。しかし、余震加振、3回目加振では、ドレーンによる対策効果が大きいと考えられる右側に行くに従って構造物の絶対沈下量が小さくなる傾向が認められる。一方、構造物の相対沈下量から算出した傾斜角は、無体策に比べて対策効果が明らかに生じている。小ドレーンを構造物4隅に設置したケースでは、本加振では無体策と同程度の傾斜角が生じて対策効果が認められない。また、余震加振では約1/2、3回目加振では1/5以下と無体策に比べて相対的に傾斜角は小さくなるものの、小ドレーン4本のケースでは対策効果は期待できない。それ以外の対策では、無対策に比べて明らかに構造物傾斜角が減少しており、対策効果が明らかである。なお、本震加振では小ドレーン4本の場合と大ドレーン4本の場合の間で構造物傾斜角に急激な差が生じている。この結果は、構造物の傾斜角がドレーンの本数や径の僅かな差、すなわち排水効果の僅かな違いにより急激に変化する可能性を示唆しているものと考えられる。

無体策の場合、3回目加振では本震加振とほぼ同じ構造物絶対沈下量と、本震の約5倍の構造物傾斜角が生じている。この結果は、無体策のままでは今後の大地震の際に、本震よりも大きな被害が生じる可能性を示唆している。

大型構造物模型、地下水位-1.0m の図 3.10 より、本震加振及び余震加振共に、ドレーンによる対策の違いによる地盤の絶対沈下量にはほとんど差が無いことが分かる。なお、3回目加振ではやや差が生じているが、傾向は明確では無い。構造物の絶対沈下量は、本震加振ではドレーンによる対策効果が大きいと考えられる右側に行くに従って明らかに小さくなっている。また、無体策では地盤に対して3倍近い構造物絶対沈下量が生じているのに対して、大ドレーン24本では1.5倍以下まで小さくなり、絶対沈下量を抑える効果も期待できることが分かる。余震加振、3回目加振でも、ドレーンによる対策効果が大きいと考えられる右側に行くに従って構造物の絶対沈下量が小さくなる傾向が明らかに認められる。一方、構造物の相対沈下量から算出した傾斜角は、無体策に比べて対策効果が明らかに生じている。小ドレーン12本のケースでは、本震加振や余震加振では無体策よりやや大きな傾斜角が生じて対策効果が認められない。しかし、3回目加振では無体策に比べて1/5程度と相対的に傾斜角は小さくなるが、小ドレーン4本のケースでは対策効果はあまり期待できない。それ以外の対策では、無対策に比べて明らかに構造物傾斜角が減少しており、対策効果が明らかである。なお、本震加振では小ドレーン12本の場合と大ドレーン12本の場合の間で構造物傾斜角に急激な差が生じている。この結果は、図 3.9 に示した小型構造物模型のケースと同様に、構造物の傾斜角がドレーンの本数や径の僅かな差、すなわち排水効果の僅かな違いにより急激に変化する可能性を示唆しているものと考えられる。

大型構造物模型、地下水位-2.5m の図 3.11 より、本震加振、余震加振および3回目加振共に、ドレーンによる対策の違いによる地盤の絶対沈下量にはほとんど差が無いことが分

かる。構造物の絶対沈下量は、本震加振、余震加振ではドレーンによる対策効果が大きいと考えられる右側に行くに従って小さくなり、地盤の絶対沈下量とほぼ同じになって構造物の絶対沈下量が小さくなる傾向が認められる。ただし、地下水位が-2.5m と深いことで、地盤の絶対沈下量と構造物の絶対沈下量の差が無体策でも小さく、ドレーンによる対策効果が発揮できる余地が元々少ない。一方、構造物の相対沈下量から算出した傾斜角は、無体策に比べて対策効果が明らかである。

3.4.2 地下水位低下による対策効果

小型・大型構造物模型に関して、加振開始から 1200 秒時点で評価した構造物の最終的な絶対沈下量・傾斜角と地下水位深さの関係を図 3.12、図 3.13 に示す。図 3.12 は小型構造物模型、大ドレーン 12 本と無体策の、図 3.13 は大型構造物模型、小ドレーン 12 本と無体策の結果を示している。本震加振(1 回目加振)と共に、余震加振(2 回目加振)、3 回目加振の結果を並べている。なお、余震加振及び 3 回目加振の結果は、それぞれの加振中に生じた絶対沈下量と傾斜角であり、累積した値ではない。

小型構造物模型、大ドレーン 12 本と無体策を比較した図 3.12 より、本震加振、余震加振及び 3 回目加振共に地盤の絶対沈下量は地下水位に関わらずほぼ一定となっているが、構造物の絶対沈下量は地下水位が低いほど明らかに低減しており、地下水位低下の効果が顕著に現れている。大ドレーン 12 本と無体策を比較すると、本震加振では差はわずかであるが、余震加振や 3 回目加振では明らかに差が生じている。いずれのケースでも、小型構造物模型では地下水位が G.L. -1.0m から G.L. -4.0m まで下がれば構造物の絶対沈下量は 1/2 以下に減少して地盤の絶対沈下量とほぼ同じになっている。一方、構造物の相対沈下量から算出した傾斜角は、本震加振、余震加振及び 3 回目加振共に、無体策では地下水位が低いほど明らかに低減しており、地下水位が G.L. -1.0m から G.L. -4.0m まで下がれば構造物の傾斜角が 1/10 以下に低減する。一方、大ドレーン 12 本のケースでは、地下水位が -1.0m のケースでも構造物傾斜角が小さいため、地下水位によらず構造物傾斜角はほぼ一定の傾向を示している。

大型構造物模型、小ドレーン 12 本と無体策を比較した図 3.13 では、得られたデータが少ないが、傾向は図 3.12 に示した小型構造物模型の場合とほぼ同じである。

これらの結果から、ドレーンによる排水工法と地下水位低下工法の液状化対策効果並びに両工法を併用した場合の液状化対策工法の効果が実験的に確認できた。既存戸建て住宅に対して両工法を適切に組み合わせて対策することで、絶対沈下はするものの相対沈下量を継続使用が可能なレベルの傾斜である 6/1000 以下に抑えることが可能であり、既存戸建て住宅の液状化対策工法として成立することが示された。

3.5 まとめ

液状化地盤における既存戸建て住宅の被害低減を目的とし、地下水位低下工法と排水工法に関する液状化対策の効果把握するため、遠心振動台実験を実施した。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 地下水位を下げることで、液状化時の構造物絶対沈下量と傾斜角は低減する。この傾向は構造物の大きさによらない。地下水位を G.L. -1.0m から G.L. -4.0m まで下げれば、構造物の絶対沈下量は 1/2 以下に、傾斜角は 1/10 以下に低減する。
- 2) 既存戸建て住宅の周りにドレーンを設置することで、液状化時の過剰間隙水圧を早期に消散させ地盤の剛性をある程度保持できるため、構造物の絶対沈下量と傾斜角は低減する。ただし、構造物傾斜角は排水効果の僅かな差により急激に変化する可能性がある。
- 3) 本震のみでなく、余震やその後の地震に対する影響も実験的に把握した。無体策の場合には、本震と余震を受けた既存戸建て住宅が、今後の大地震の際にさらに大きな絶対沈下量と傾斜角を生じる可能性が示された。
- 4) 地下水位低下工法と排水工法による液状化対策の効果が確認されると共に、両工法を適切に組み合わせることで、相対沈下量を継続使用が可能なレベルの傾斜である 6/1000 以下に抑えることが可能であり、既存戸建て住宅の液状化対策工法として成立することが示された。

<参考文献>

- 1) 丹羽正徳, 横田治彦, 藤堂正喜: 動的設計用入力地震動の設定, 地震防災, 通巻 182 号,

pp. 4-17, 1993 年 3 月

表 3.1 実験ケース一覧

ケース名*1	構造物	地下水位*2	I側(左側)		N側(右側)	
			ドレーン	名称*3	ドレーン	名称*3
Case-S1	小型 模型	G.L.-20mm (-1.0m)	大-12本	1S23	無	1S00
Case-S2		G.L.-50mm (-2.5m)	大-12本	3S23	無	3S00
Case-S3		G.L.-80mm (-4.0m)	大-12本	4S23	無	4S00
Case-S4		G.L.-20mm (-1.0m)	小-12本	1S13	無	*1S00*4
Case-S5		G.L.-20mm (-1.0m)	大-4本	1S21	小-4本	1S11
Case-L1	大型 模型	G.L.-20mm (-1.0m)	大-24本	1L23	無	1L00
Case-L2		G.L.-50mm (-2.5m)	大-24本	3L23	無	*3L00*4
Case-L3		G.L.-20mm (-1.0m)	小-24本	1L13	小-12本	1L12
Case-L4		G.L.-50mm (-2.5m)	小-12本	3L12	無	3L00

*1:3章で使用 *2:模型(実物) *3:6章で使用する個別名称 *4:3章では使用せず

表 3.2 構造物模型の緒元

種類	内容	模型スケール	実物スケール
小型 模型	建物サイズ	W:90mm, D:90mm, H:118mm	W:4.5m, D:4.5m, H:5.9m
	建物固有振動数	130Hz	2.6Hz
	上部構造物質量	140g	17.5t
	基礎部質量	130g	16.3t
	偏心マス質量	50g	6.3t
	総質量	320g	40.0t
大型 模型	建物サイズ	W:180mm, D:180mm, H:190mm	W:9.0m, D:9.0m, H:9.5m
	建物固有振動数	100Hz	2.0Hz
	上部構造物質量	330g	41.3t
	基礎部質量	790g	98.8t
	偏心マス質量	140g	17.5t
ドレ ー ン	メッシュ径	0.254mm	—
	大:直径	5.0mm	250mm
	小:直径	2.5mm	125mm

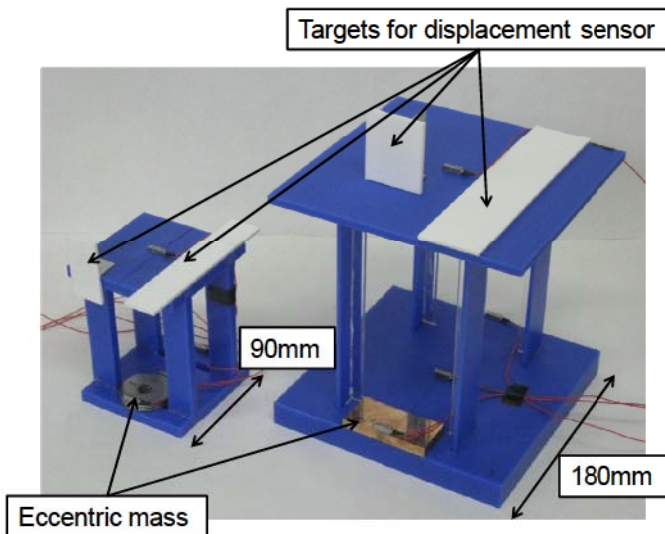


写真 3.1 構造物模型(左:小型, 右:大型)

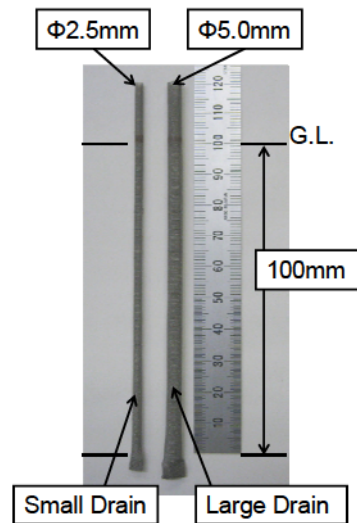
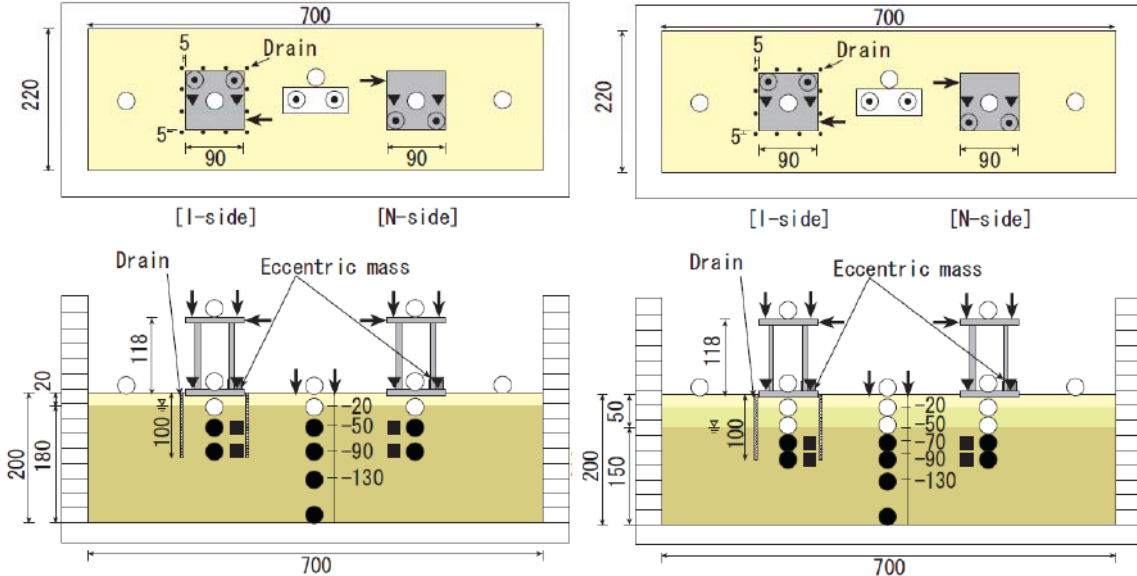
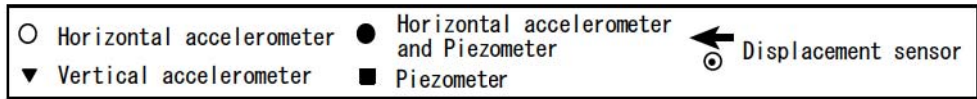
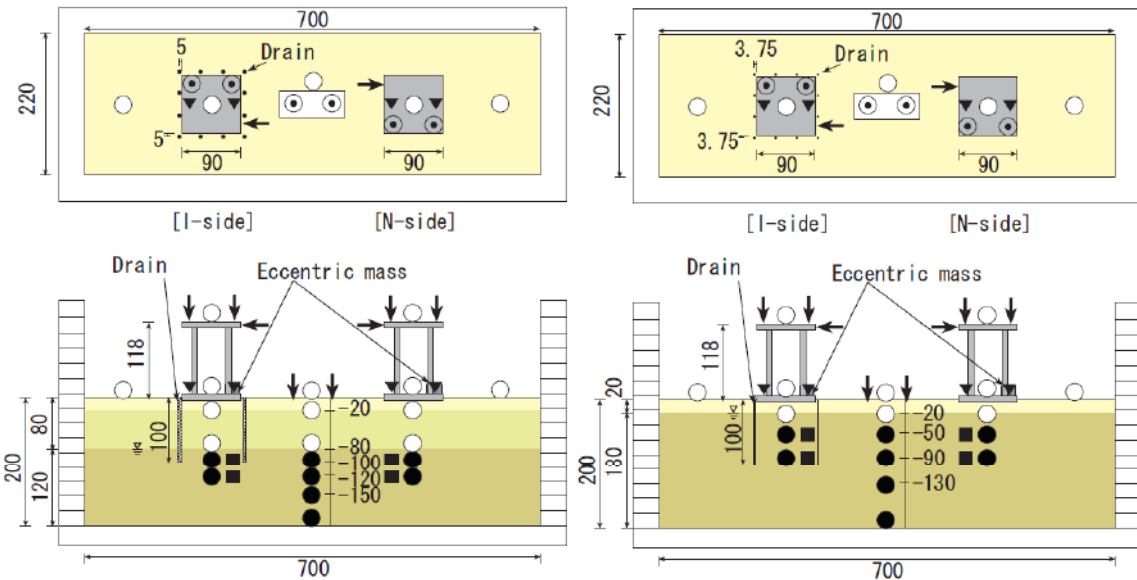


写真 3.2 ドレーン模型(左:小, 右:大)



小型構造物模型
 地下水位-20mm (-1.0m)
 左：大ドレーン 12本
 右：ドレーン無
 (a) Case-S1

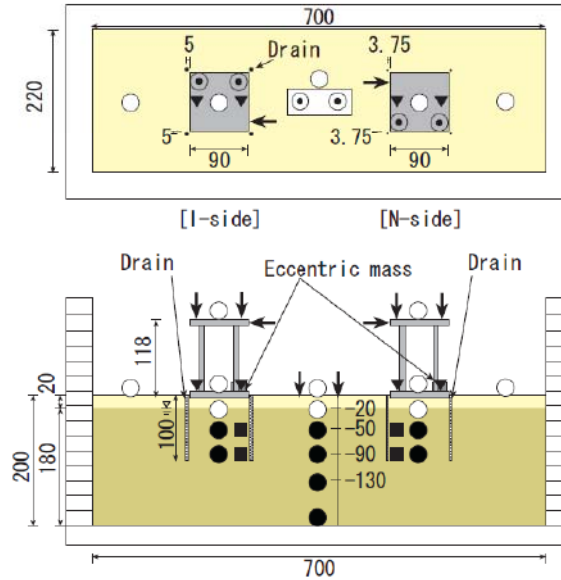
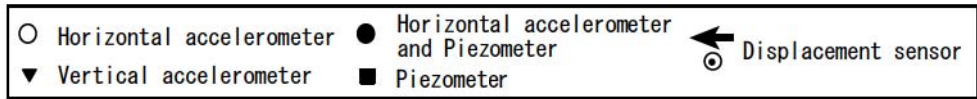
小型構造物模型
 地下水位-50mm (-2.5m)
 左：大ドレーン 12本
 右：ドレーン無
 (b) Case-S2



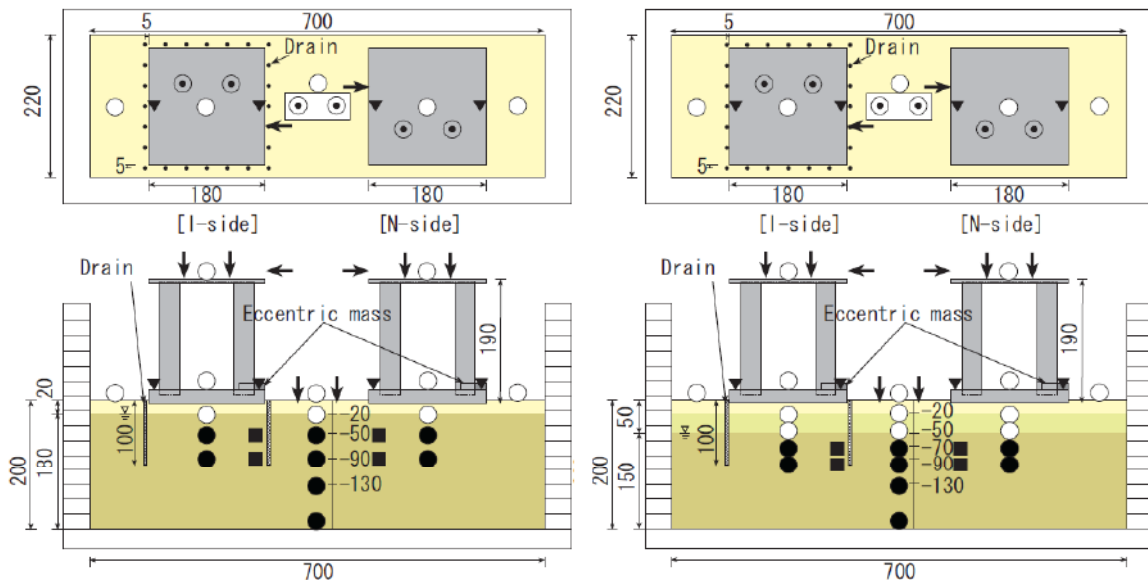
小型構造物模型
 地下水位-80mm (-4.0m)
 左：大ドレーン 12本
 右：ドレーン無
 (c) Case-S3

小型構造物模型
 地下水位-20mm (-1.0m)
 左：小ドレーン 12本
 右：ドレーン無
 (d) Case-S4

図 3.1 実験モデルと計測点配置



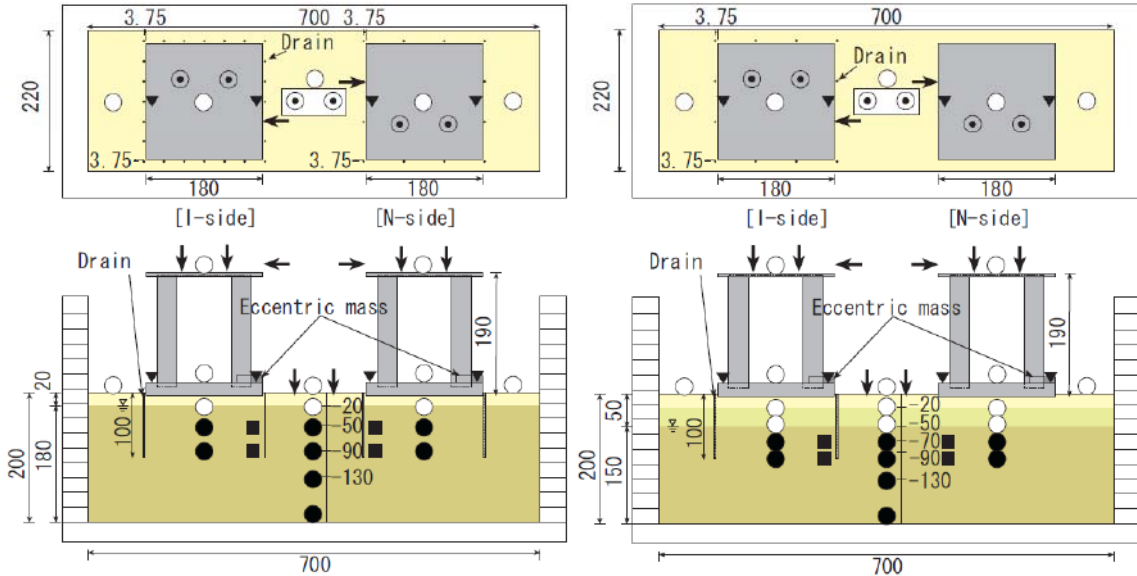
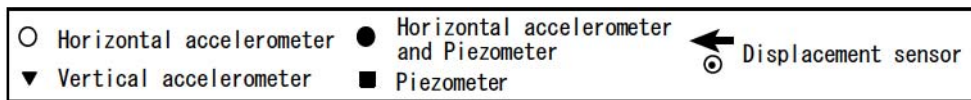
小型構造物模型
 地下水位-20mm (-1.0m)
 左：大ドレーン4本
 右：小ドレーン4本
 (e) Case-S5



大型構造物模型
 地下水位-20mm (-1.0m)
 左：大ドレーン24本
 右：ドレーン無
 (f) Case-L1

大型構造物模型
 地下水位-50mm (-2.5m)
 左：大ドレーン24本
 右：ドレーン無
 (g) Case-L2

図 3.1 実験モデルと計測点配置(続き)



大型構造物模型
 地下水位-20mm (-1.0m)
 左：小ドレーン 24本
 右：小ドレーン 12本

(h) Case-L3

大型構造物模型
 地下水位-50mm (-2.5m)
 左：小ドレーン 12本
 右：ドレーン無

(i) Case-L4

図 3.1 実験モデルと計測点配置(続き)

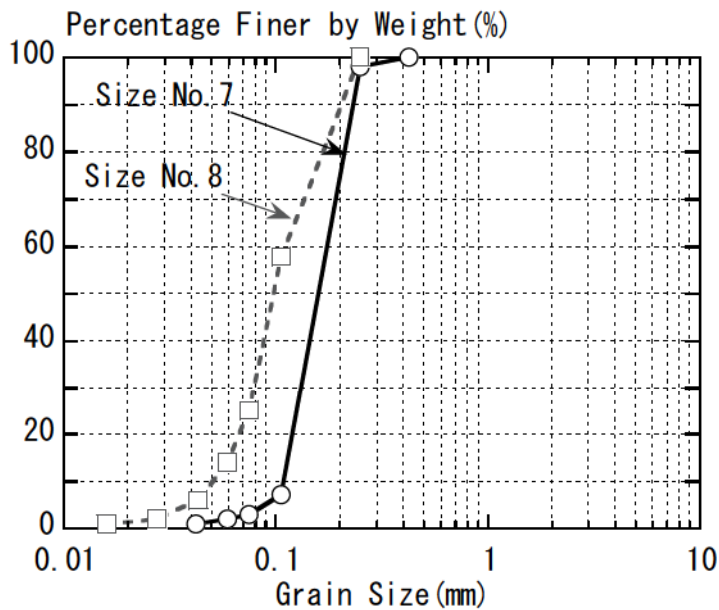


図 3.2 砂の粒径加積曲線

表 3.3 砂の物理特性

size	No.7	No.8
Gs	2.663	2.663
D ₅₀ (mm)	0.161	0.096
ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.579	1.500
ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.221	1.110

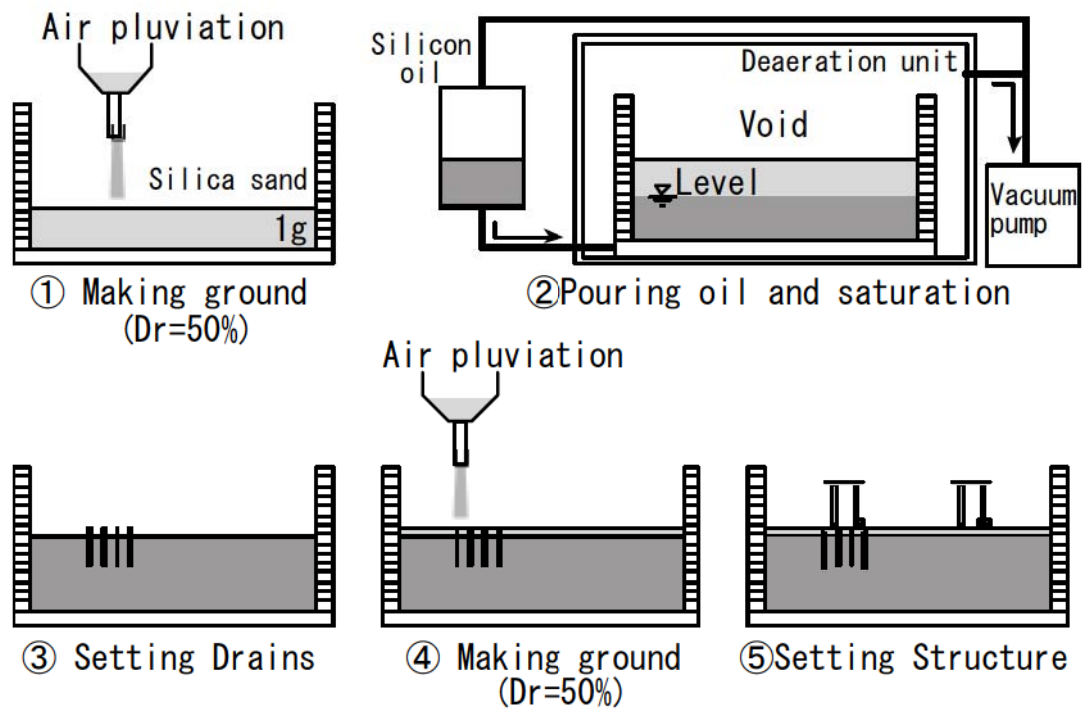
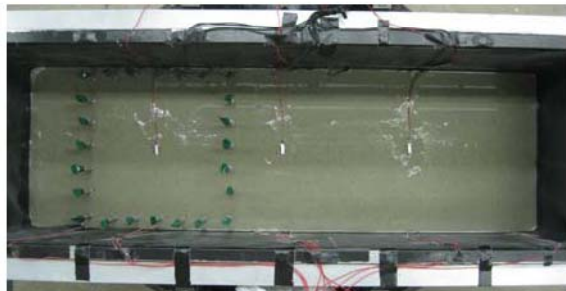
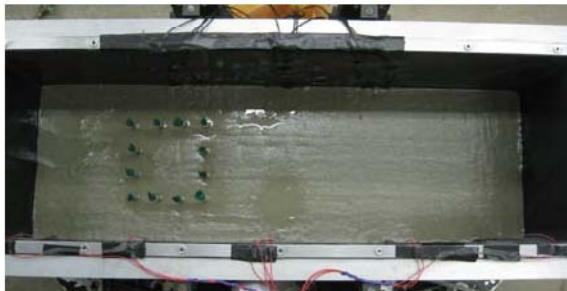


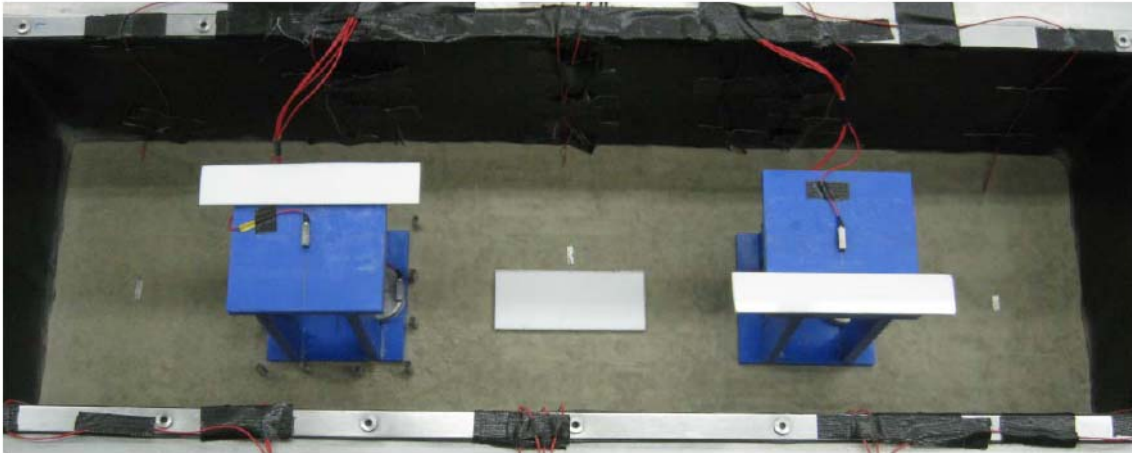
図 3.3 地盤の作製方法



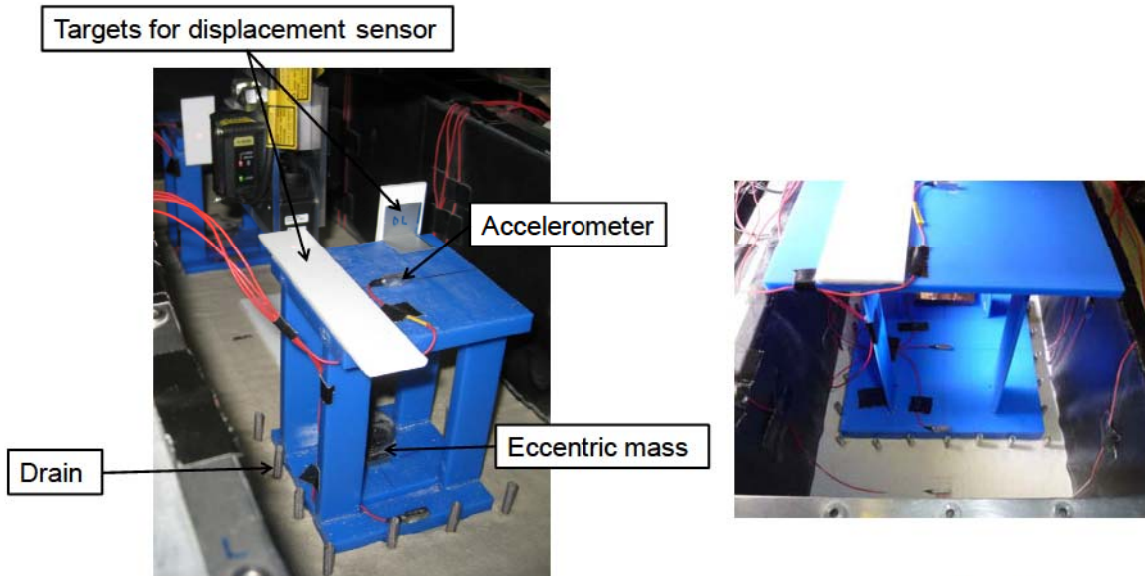
(a) Case-S1 (大ドレーン 12 本)

(b) Case-L1 (大ドレーン 24 本)

写真 3.3 ドレーン設置時の状況



(a) Case-S1 (小型構造物模型, 左: 大ドレーン 12 本, 右: ドレーン無)



(b) Case-S1 (小型構造物模型)

(c) Case-L1 (大型構造物模型)

写真 3.4 加振前の状況 (Case-S1, Case-L1)

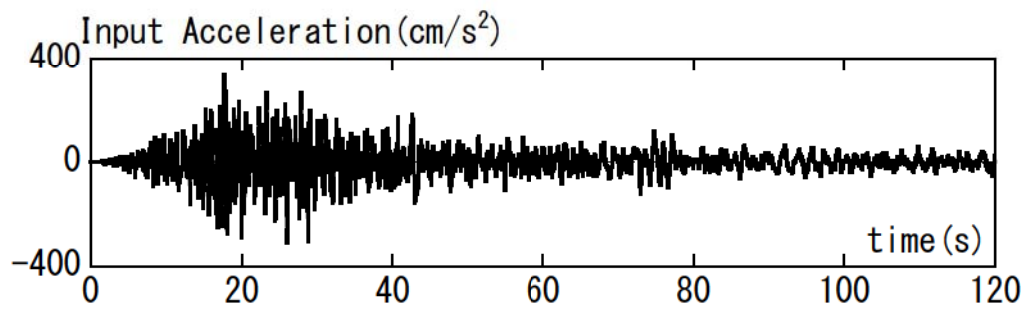


図 3.4 入力加速度時刻歴 (臨海波) ¹⁾

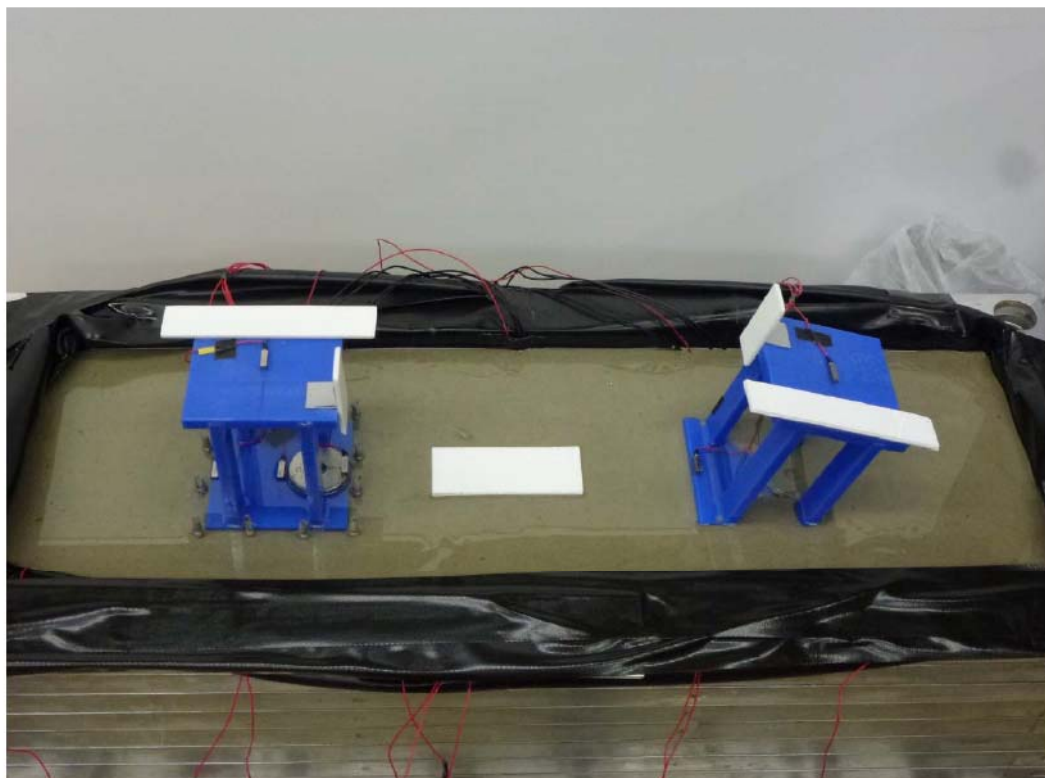
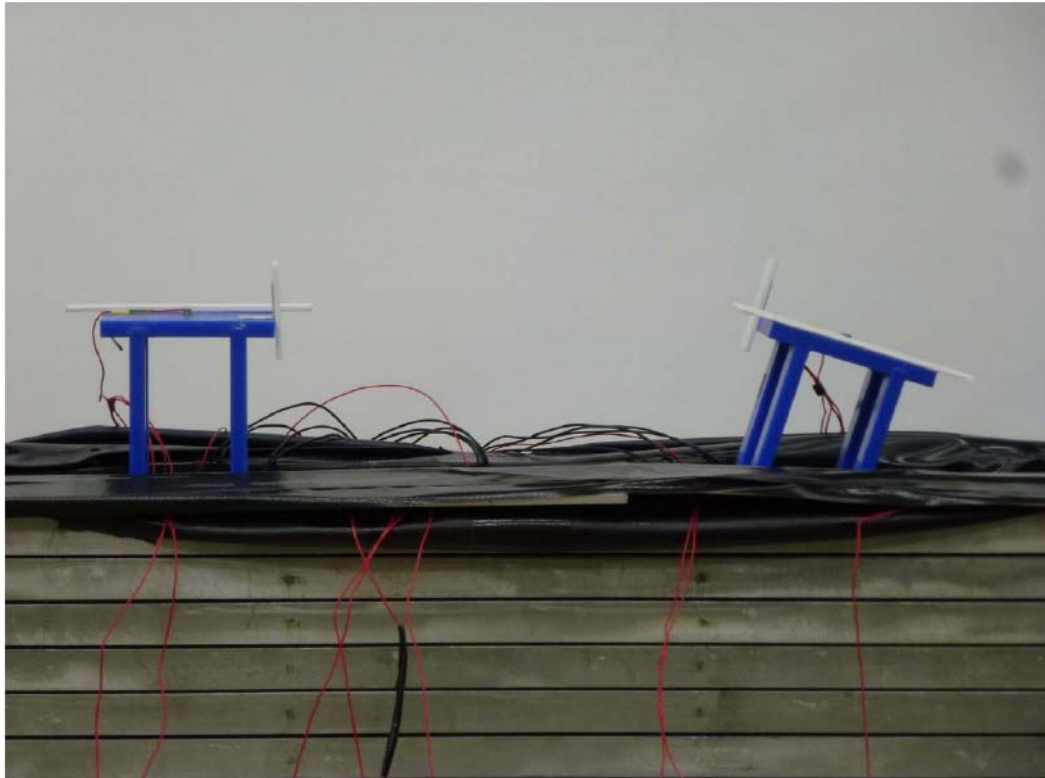


写真 3.5 Case-S1 (小型構造物模型) の 3 回加振 ($400-200-400\text{cm/s}^2$) 後の状況
左 : 大ドレーン 12 本, 右 : ドレーン無

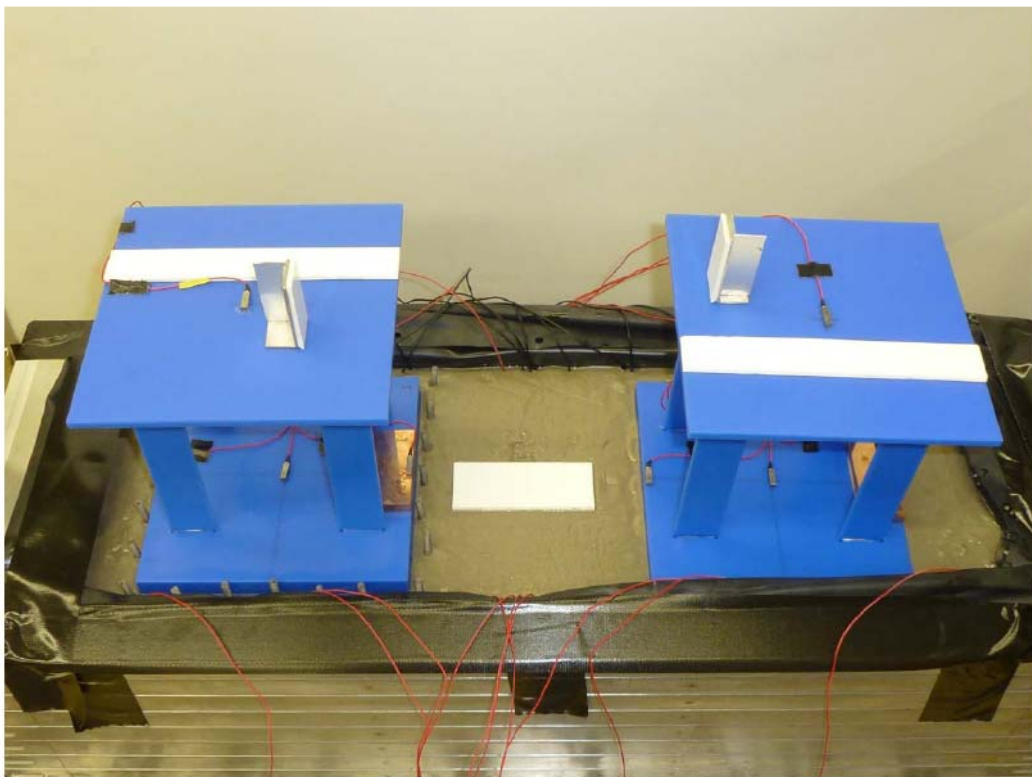
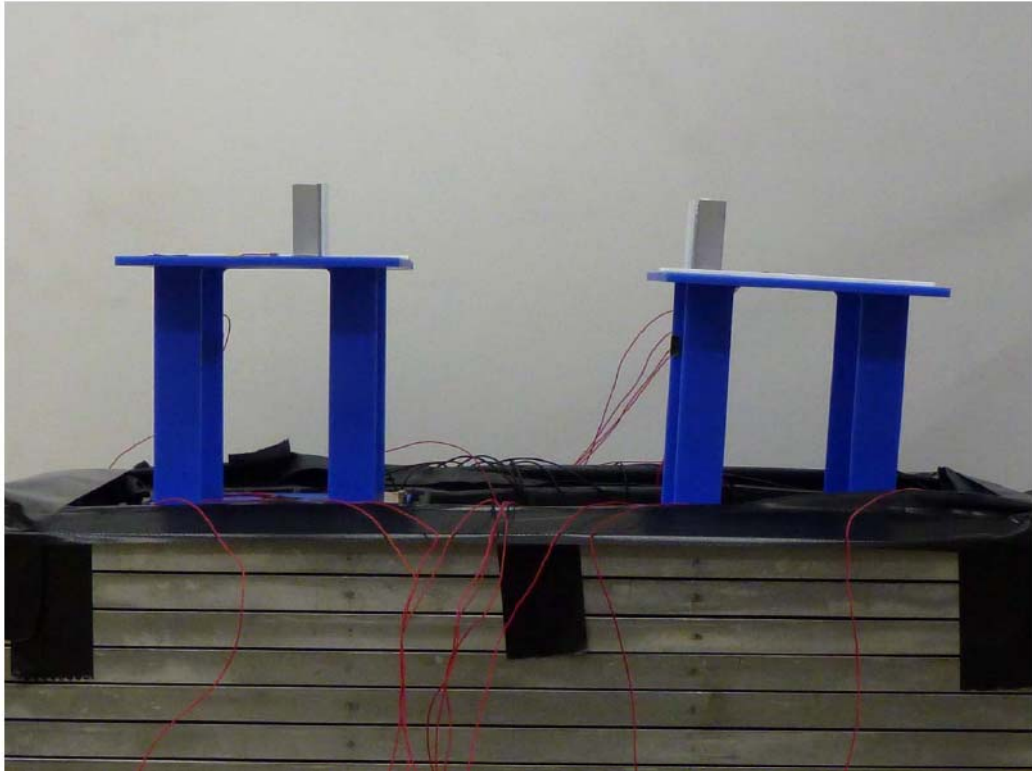


写真 3.6 Case-L1(大型構造物模型)の3回加振(400-200-400cm/s²)後の状況
左:大ドレーン24本, 右:ドレーン無

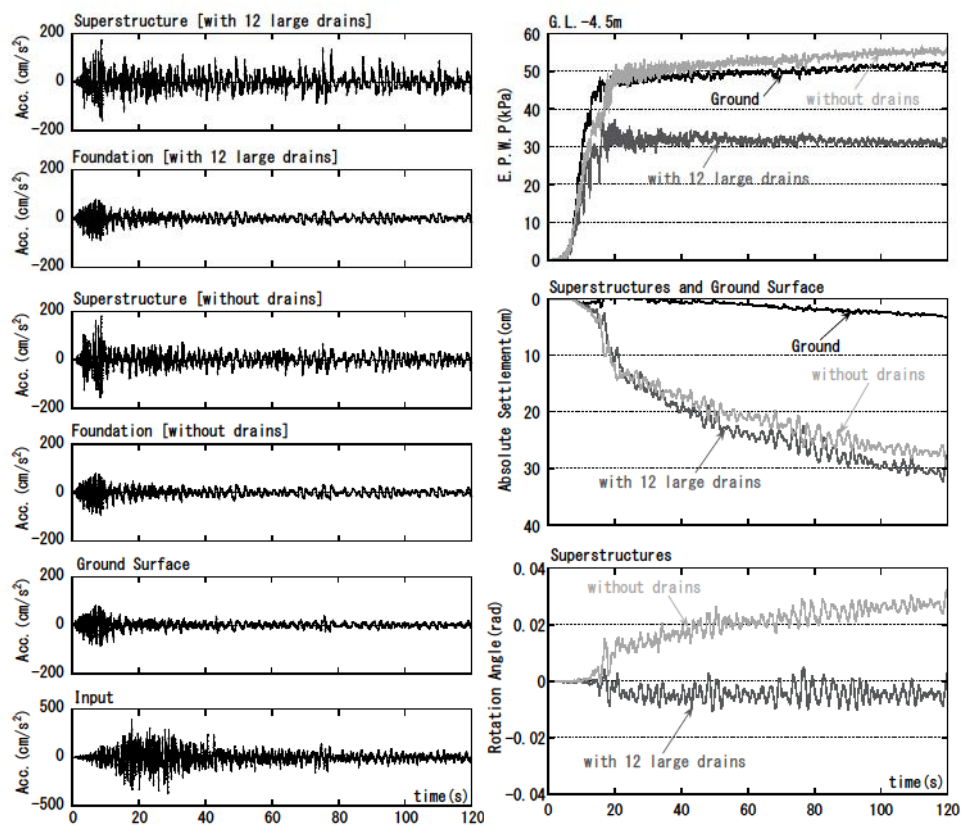


図 3.5 構造物及び地盤の応答時刻歴 (Case-S1)

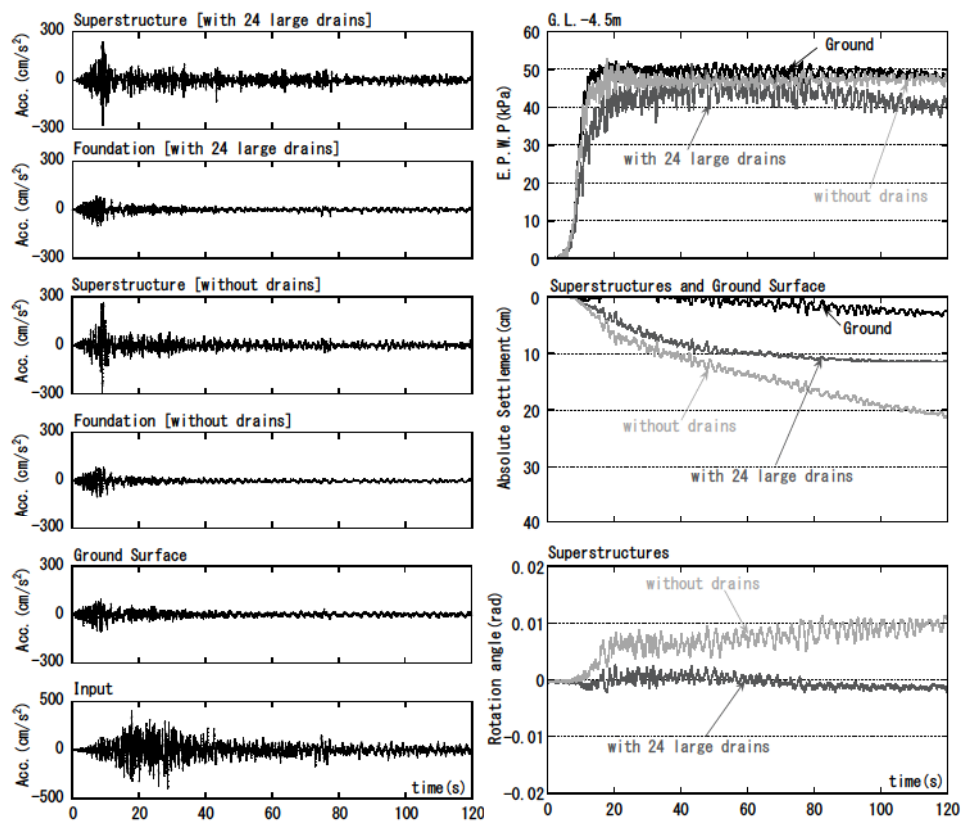


図 3.6 構造物及び地盤の応答時刻歴 (Case-L1)

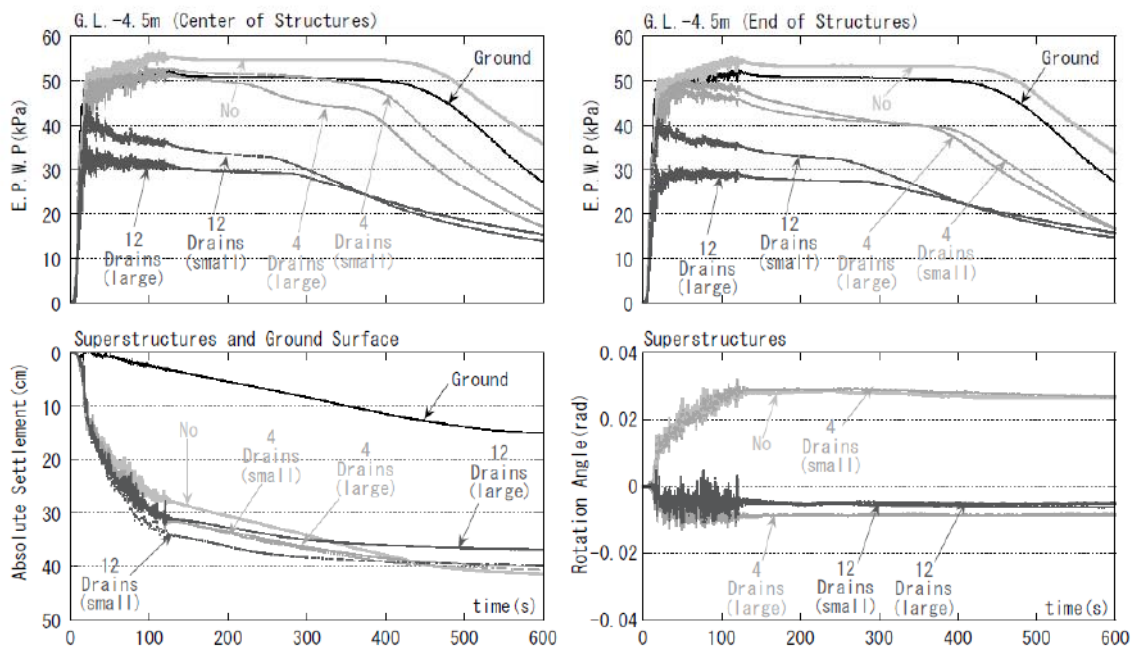


図 3.7 過剰間隙水圧，絶対沈下量，構造物傾斜角の時刻歴
 (小型構造物模型，地下水位-1.0m)

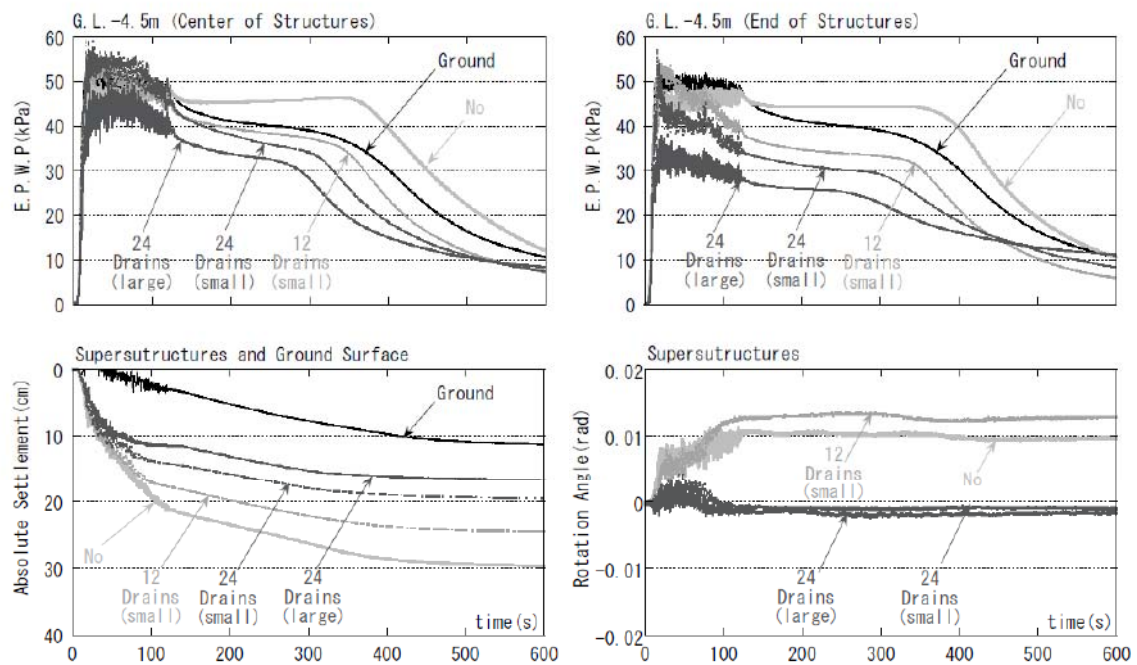
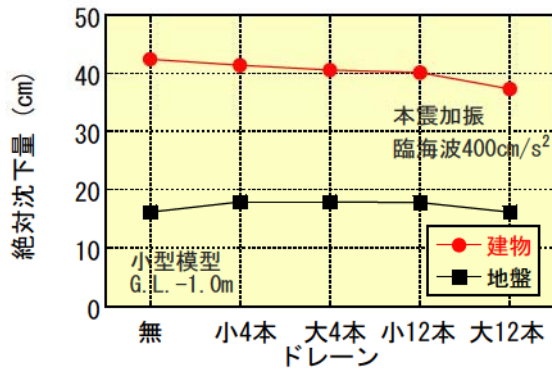
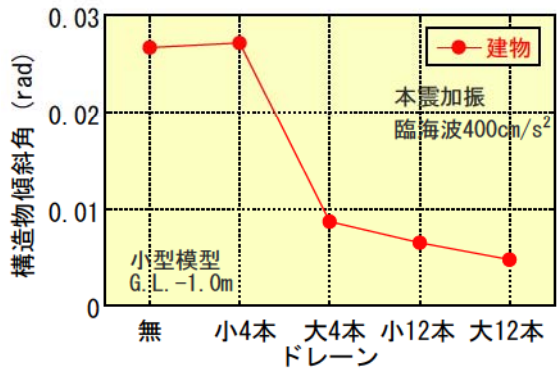


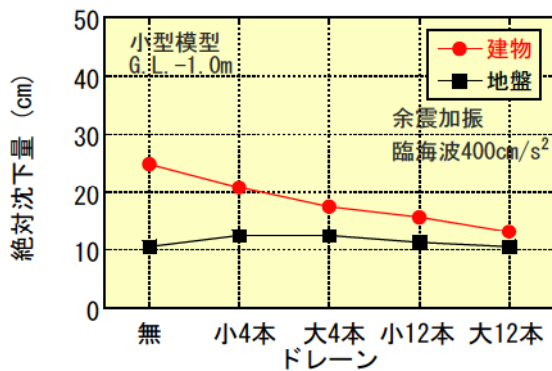
図 3.8 過剰間隙水圧，絶対沈下量，構造物傾斜角の時刻歴
 (大型構造物模型，地下水位-1.0m)



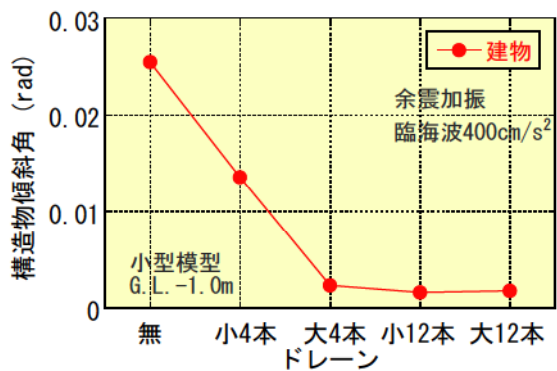
(a-1) 本震加振 (400cm/s²)



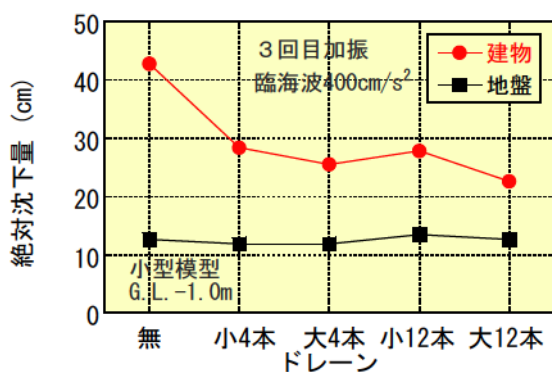
(b-1) 本震加振 (400cm/s²)



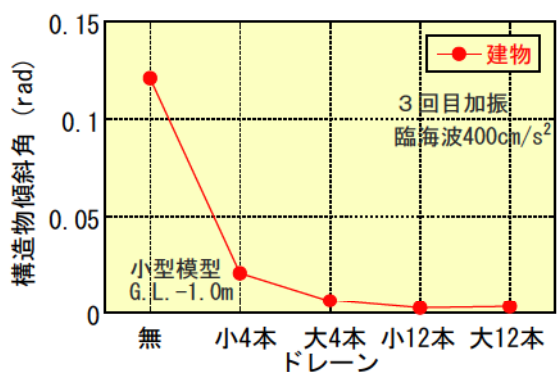
(a-2) 余震加振 (200cm/s²)



(b-2) 余震加振 (200cm/s²)

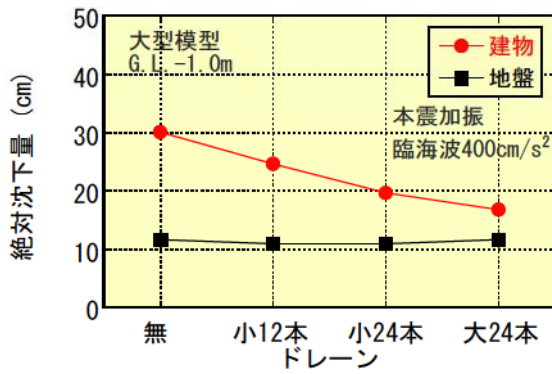


(a-3) 3回目加振 (400cm/s²)

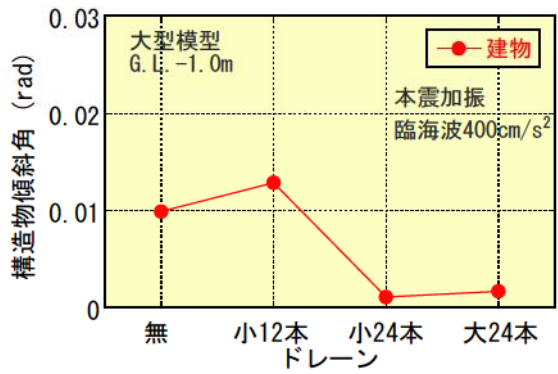


(b-3) 3回目加振 (400cm/s²)

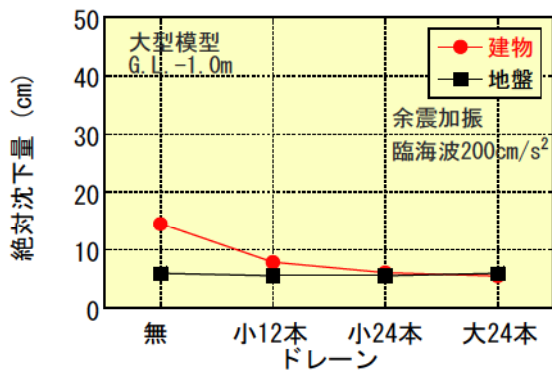
図 3.9 ドレーンの本数, 直径と絶対沈下量, 構造物傾斜角の関係
(小型構造物模型, 地下水位-1.0m)



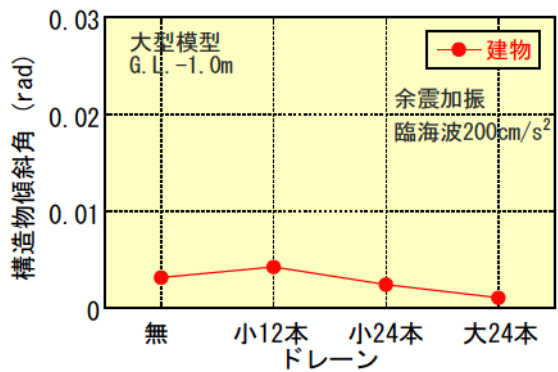
(a-1) 本震加振 (400cm/s²)



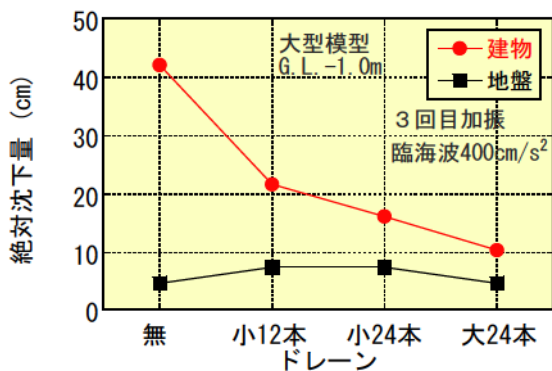
(b-1) 本震加振 (400cm/s²)



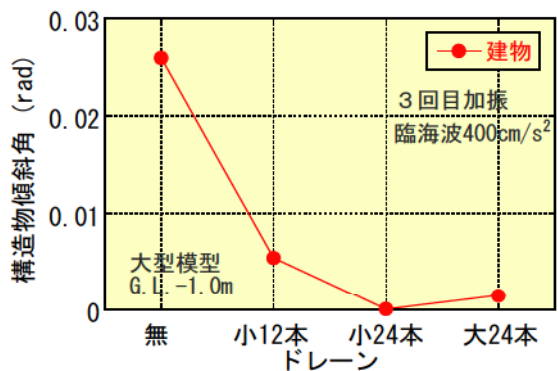
(a-2) 余震加振 (200cm/s²)



(b-2) 余震加振 (200cm/s²)

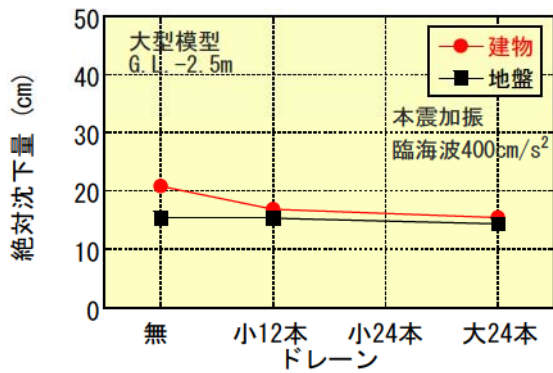


(a-3) 3回目加振 (400cm/s²)

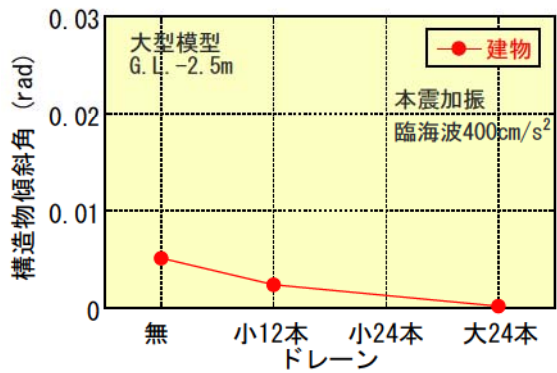


(b-3) 3回目加振 (400cm/s²)

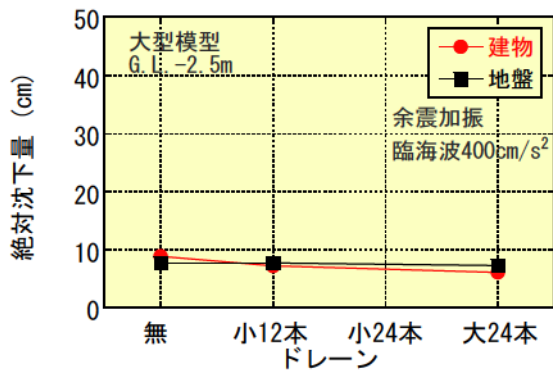
図 3.10 ドレーンの本数、直径と絶対沈下量、構造物傾斜角の関係
(大型構造物模型, 地下水位-1.0m)



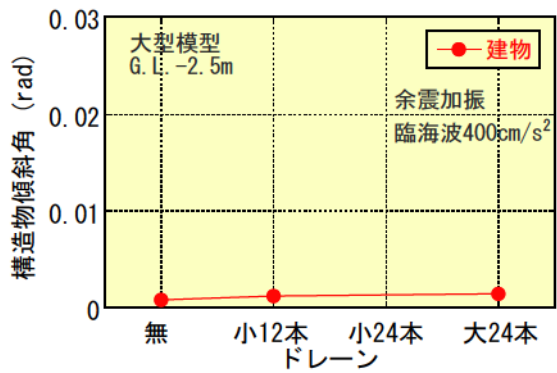
(a-1) 本震加振 (400cm/s²)



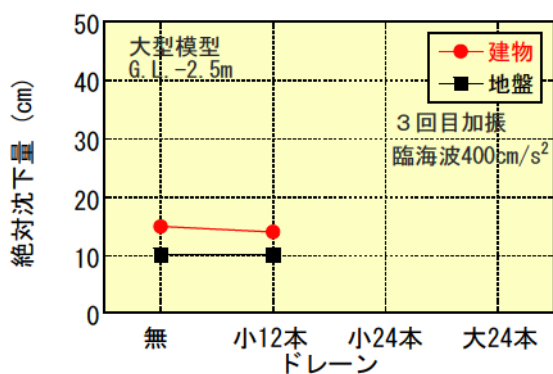
(b-1) 本震加振 (400cm/s²)



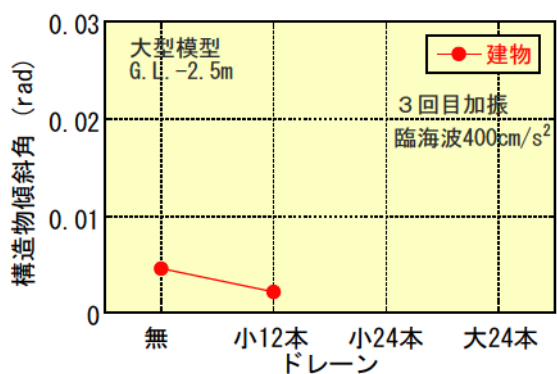
(a-2) 余震加振 (200cm/s²)



(b-2) 余震加振 (200cm/s²)

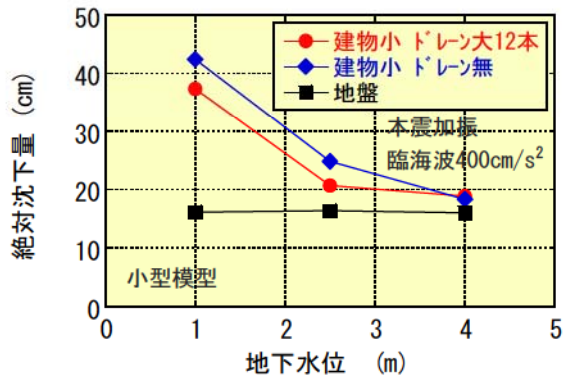


(a-3) 3回目加振 (400cm/s²)

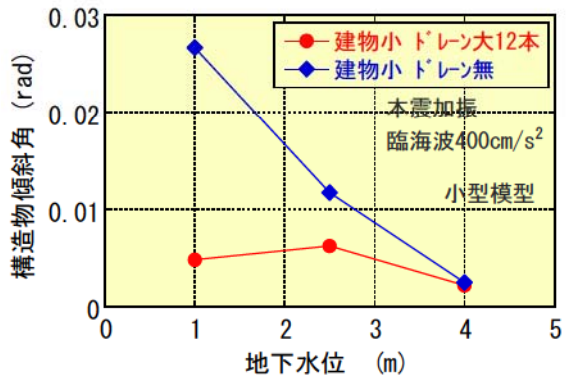


(b-3) 3回目加振 (400cm/s²)

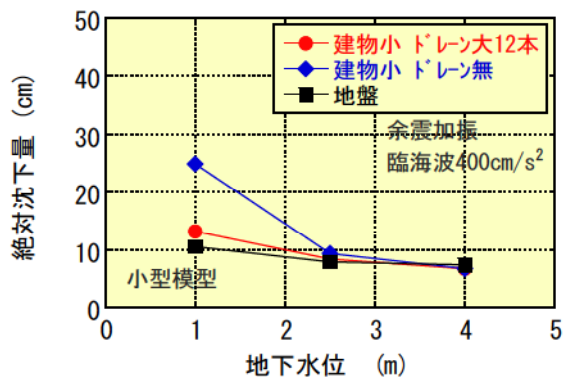
図 3.11 ドレーンの本数、直径と絶対沈下量、構造物傾斜角の関係
(大型構造物模型, 地下水位-2.5m)



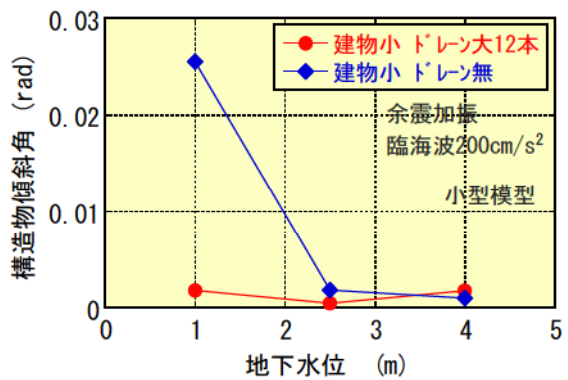
(a-1) 本震加振 (400cm/s²)



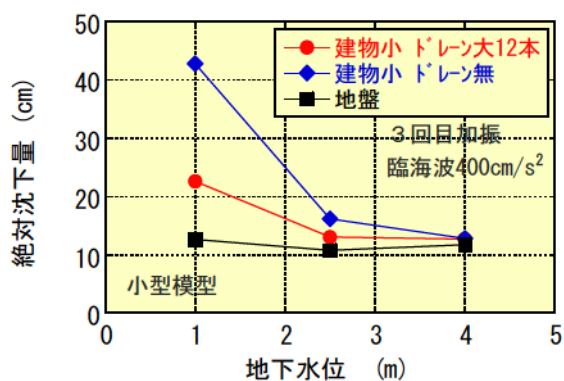
(b-1) 本震加振 (400cm/s²)



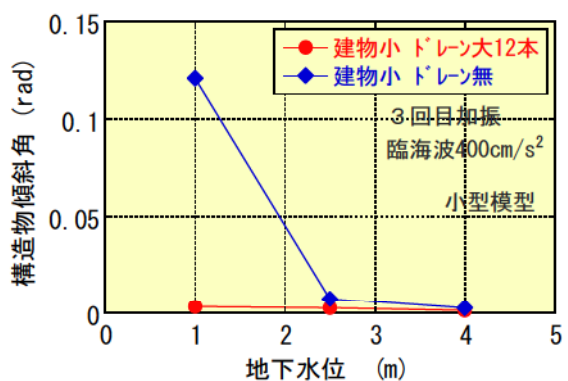
(a-2) 余震加振 (200cm/s²)



(b-2) 余震加振 (200cm/s²)

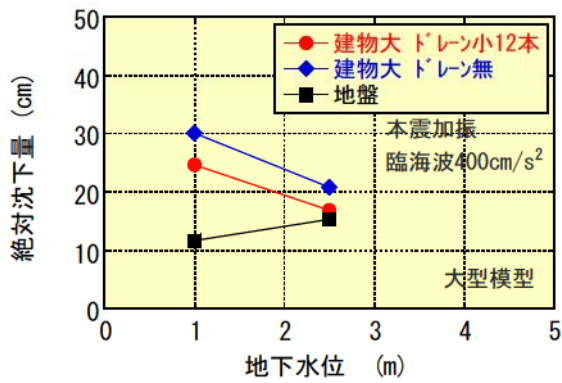


(a-3) 3回目加振 (400cm/s²)

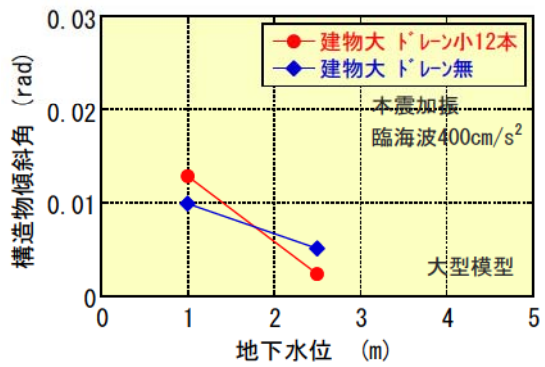


(b-3) 3回目加振 (400cm/s²)

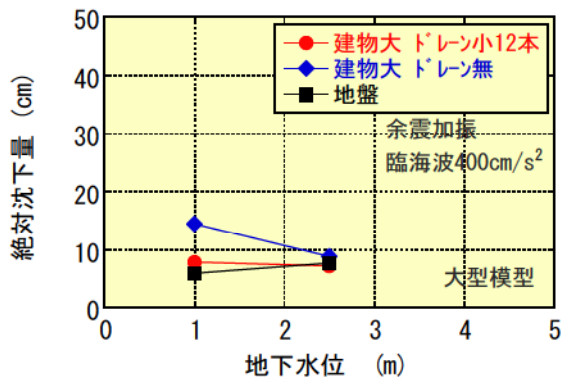
図 3.12 地下水位深さと絶対沈下量，構造物傾斜角の関係
(小型構造物模型)



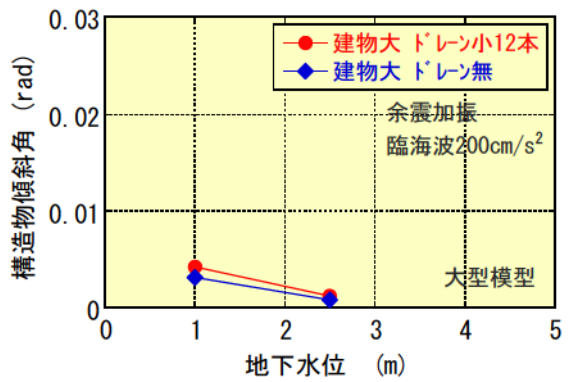
(a-1) 本震加振 (400cm/s²)



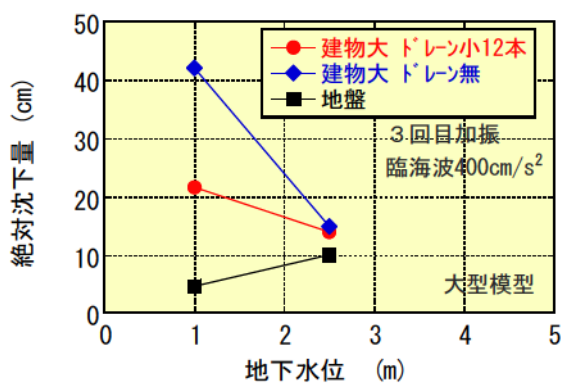
(b-1) 本震加振 (400cm/s²)



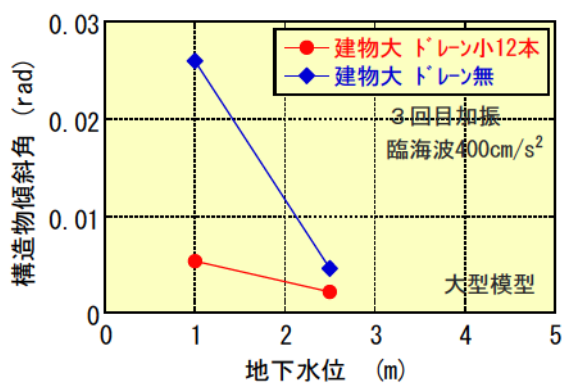
(a-2) 余震加振 (200cm/s²)



(b-2) 余震加振 (200cm/s²)



(a-3) 3回目加振 (400cm/s²)



(b-3) 3回目加振 (400cm/s²)

図 3.13 地下水位深さと絶対沈下量, 構造物傾斜角の関係
(大型構造物模型)

7-4. 数値解析による地下水位低下工法と排水工法を併用した液状化対策手法の有効性の検討

4.1 節 解析手法

4.1.1 解析手法の概要

本解析では、三次元有効応力解析プログラム *HiPER*^{1),2)}を用いる。

構成式は、応力～ひずみ関係として三次元に拡張した **Ramberg-Osgood** モデル(**R-O** モデル)を用い、ひずみ～ダイレイタンスー関係としておわんモデルを用いている。すなわち、地盤の非線形性のみを考慮する場合は **R-O** モデルを用い、液状化も考慮する場合は **R-O** モデルとおわんモデルを併用する (図 4.1.1-1, 4.1.1-2 参照)。

構成式に用いるパラメータは、動的変形試験 ($G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係) から **R-O** モデルのパラメータである基準ひずみ $\gamma_{0.5}$ (G/G_0 が 0.5 となるときのひずみ)と、最大減衰定数 h_{max} が決定される (図 4.1.1-3 参照)。また液状化強度試験 (応力比～繰返し回数関係) からおわんモデルのパラメータが決定される (図 4.1.1-4 参照)。**R-O** とおわんモデルを併用した構成式では、三次元条件下における密な砂や薬液注入改良体に生じるサイクリックモビリティー現象を表現できる。

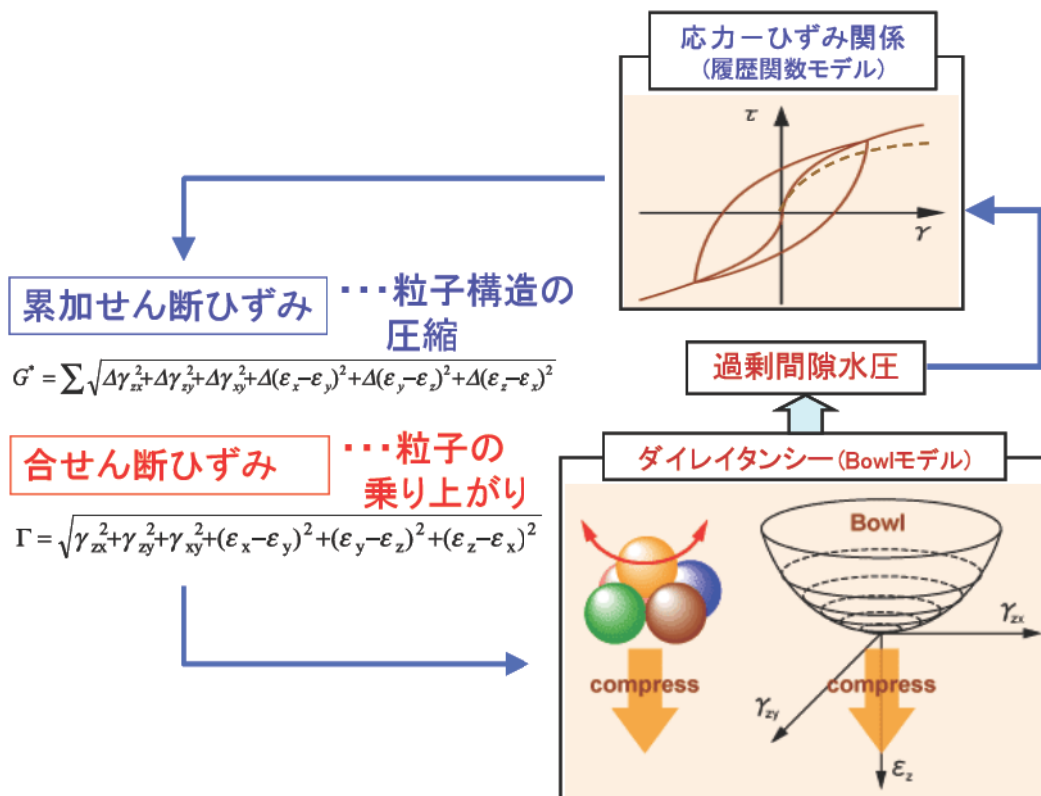
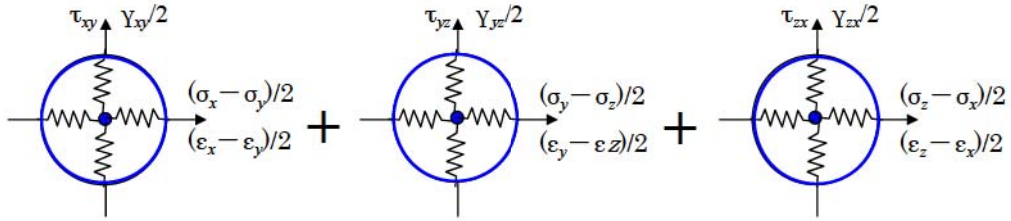


図 4.1.1-1 構成式 (おわんモデル+R-O モデル) の概念図



偏差応力～偏差ひずみ関係

- ・バネ本数削減
- ・球面メカニズムの簡素化

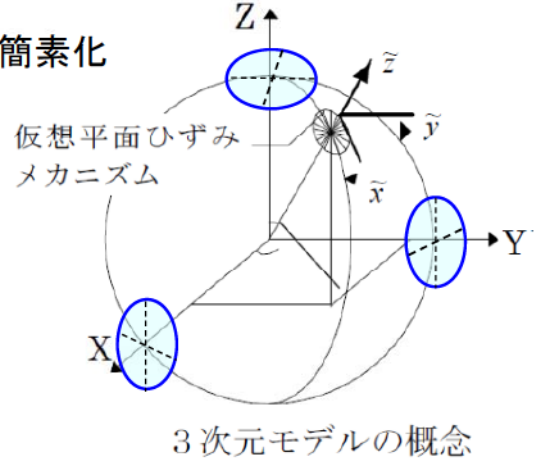
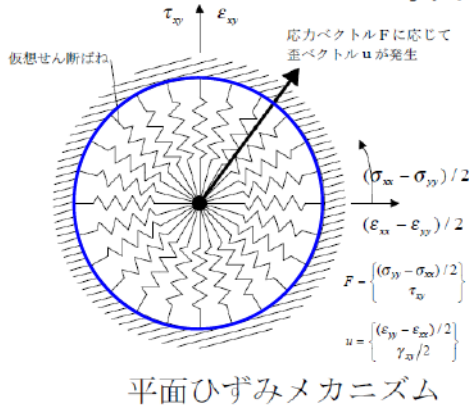


図 4.1.1-2 モデルの三次元化

パラメータ	パラメータの物理的意味
G_0	初期せん断弾性係数。 $G_0 = \rho V_s^2$
h_{max}	最大減衰定数。
$\gamma_{0.5}$	$G/G_0 = 0.5$ におけるせん断ひずみ(基準せん断ひずみ)。

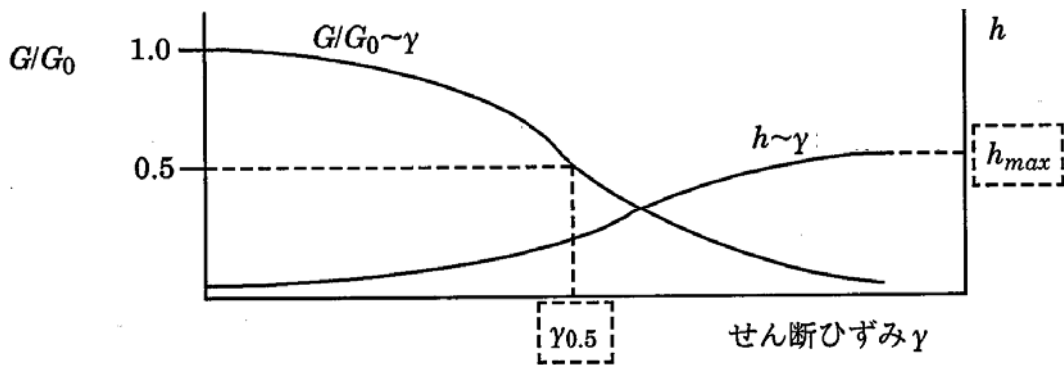


図 4.1.1-3 修正 R-O モデルのパラメータ

	パラメータの意味
A	ダイレイタンスの内、膨張成分を表す。 A が大きいと膨張側となりサイクリックモビリティが顕著。
C, D	ダイレイタンスの内、圧縮成分 ϵ_G を表す。 ϵ_G は G^* に対して双曲線。 $1/C$ はせん断初期におけるダイレイタンスの勾配。 $1/D$ は双曲線の漸近線。
$C_s/(1+e_0)$	C_s は膨潤指数、 e_0 は初期間隙比。
X_l	液状化強度 R_l の下限値。 $\tau/\sigma' > X_l$ のとき水圧が発生。

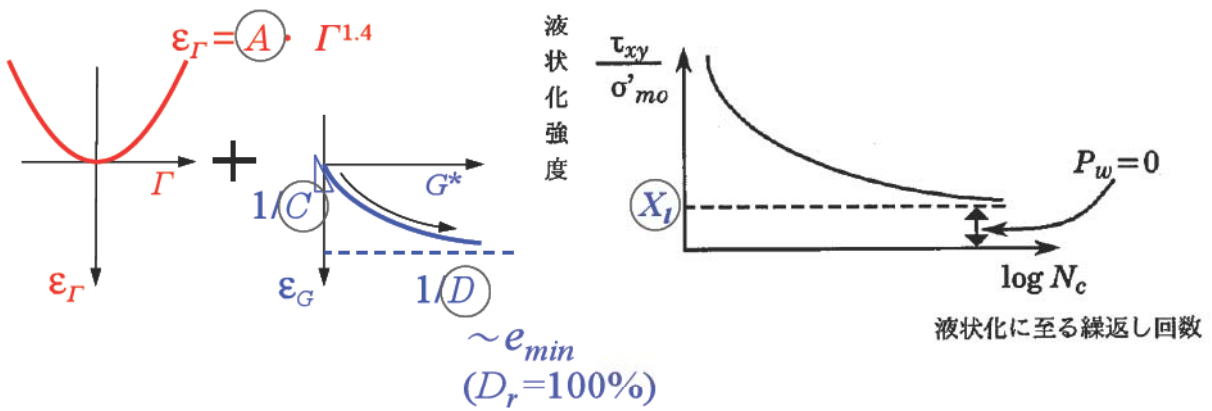
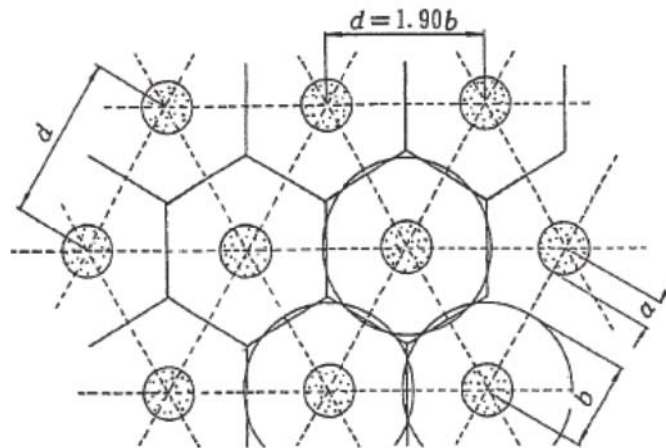


図 4.1.1-4 おわんモデルのパラメータ

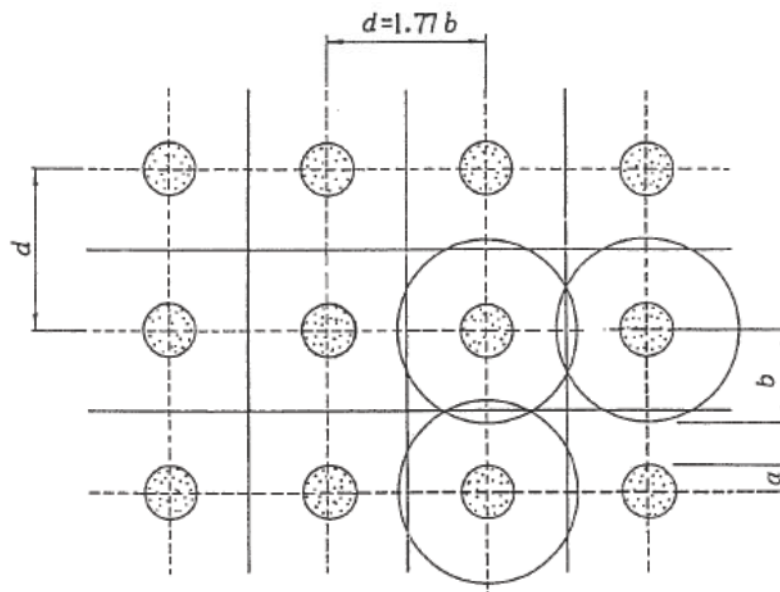
4.1.2 疑似排水評価法

HiPER は非排水条件下の有効応力解析である。よってドレーンによる排水効果は評価できない。そこで排水効果を近似的に考慮するため、ドレーン柱とその近傍に、疑似的な排水条件を設定した。

図 4.1.2-1 に、ドレーン柱(半径 a)と周辺地盤への影響範囲(半径 b)を示す。実際に用いられる値も参考として示す。



(a) 正三角形配置



(b) 正方形配置

参考値：一般的な値の例

- ドレーン径 $\phi = 40 \sim 50 \text{cm}$ ($a = 20 \sim 25 \text{cm}$)
- $a/b = 0.2 \sim 0.4$ 、 $b = (2.5 \sim 5.0) \times a = 60 \sim 120 \text{cm}$
- ドレーン間隔 $d = (1.77 \sim 1.90) \times b = 100 \sim 200 \text{cm}$

図 4.1.2-1 ドレーン柱の配置と等価有効円(半径 b)の概念図³⁾

まず、時間係数 T_d を仮定する。図 4.1.2-2 より、液状化しない限界を想定し、 $T_d=25$ と仮定した。

$$T_d = k t d m v p w g a^2 \quad (4.1.2-1)$$

標準的な例として、 $N_{eq}/N_l = 2$ とすると、過剰間隙水圧比が 0.8 以下となる $a/b=0.2$ となる。 $a=20\sim 25\text{cm}$ であるので、 $b=100\sim 125\text{cm}$ となる。

疑似排水条件は、過剰間隙水圧比 r_u の上限値を、ドレーン柱とその近傍に設定することで評価した。

・ドレーン柱自体

ドレーン柱自体は、水圧は生じない条件 $r_u=0\%$ とし、R-O モデルのみでモデル化し、ダイレイタンス（過剰間隙水圧）は考慮していない。すなわち、透水係数は ∞ で、ウェルレジスタンスは無いと仮定した。初期剛性 G_0 は現地盤の砂の値とした。ドレーン柱の断面形状は、面積が実際の円と等価になるように正方形としている。

・ドレーン柱の周辺地盤

周辺地盤では、図 4.1.2-3 に示す Seed, Booker のチャートより、過剰間隙水圧比 r_u の上限値を段階的に設定した。FEM においては、メッシュ幅(50cm)に合わせて段階的に設定した(図 4.1.2-4)。すなわち、ドレーン柱近傍から段階的に、 $r_u=60\%$, 90% , 95% とし、その外側の地盤の上限値は規程していない。なお、影響範囲は、上記ドレーン柱の形状と相似形の角柱とした(後述)。

本節で用いる記号一覧

a : ドレーン柱の半径

b : 各ドレーン柱の支配する砂地盤の等価円柱の半径

d : ドレーン打設間隔

t_d : 地震継続時間

T_d : 時間係数 (無次元)。値は排水効果に比例し、次式で表わされる。

N_l : 液状化に至る繰返し回数

N_{eq} : 等価繰返し回数

$N_{eq}/N_l=1\sim 4$ 。1 : 振動型の地震、4 : 衝撃型の地震

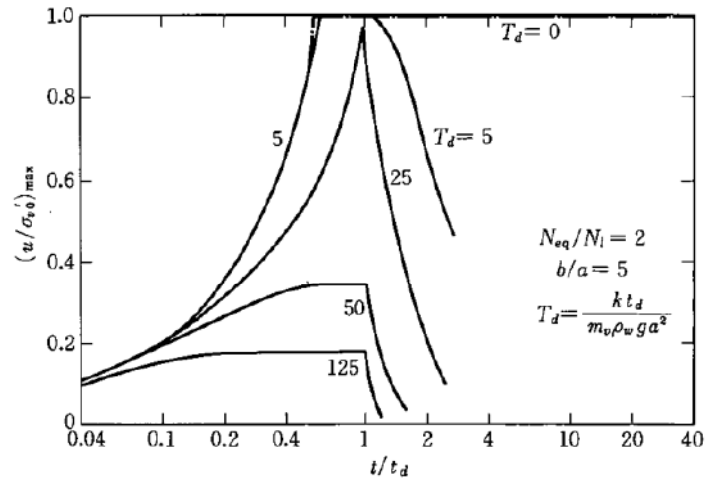


図 4.1.2-2 過剰間隙水圧比の蓄積に対するグラベルドレーンの効果⁴⁾

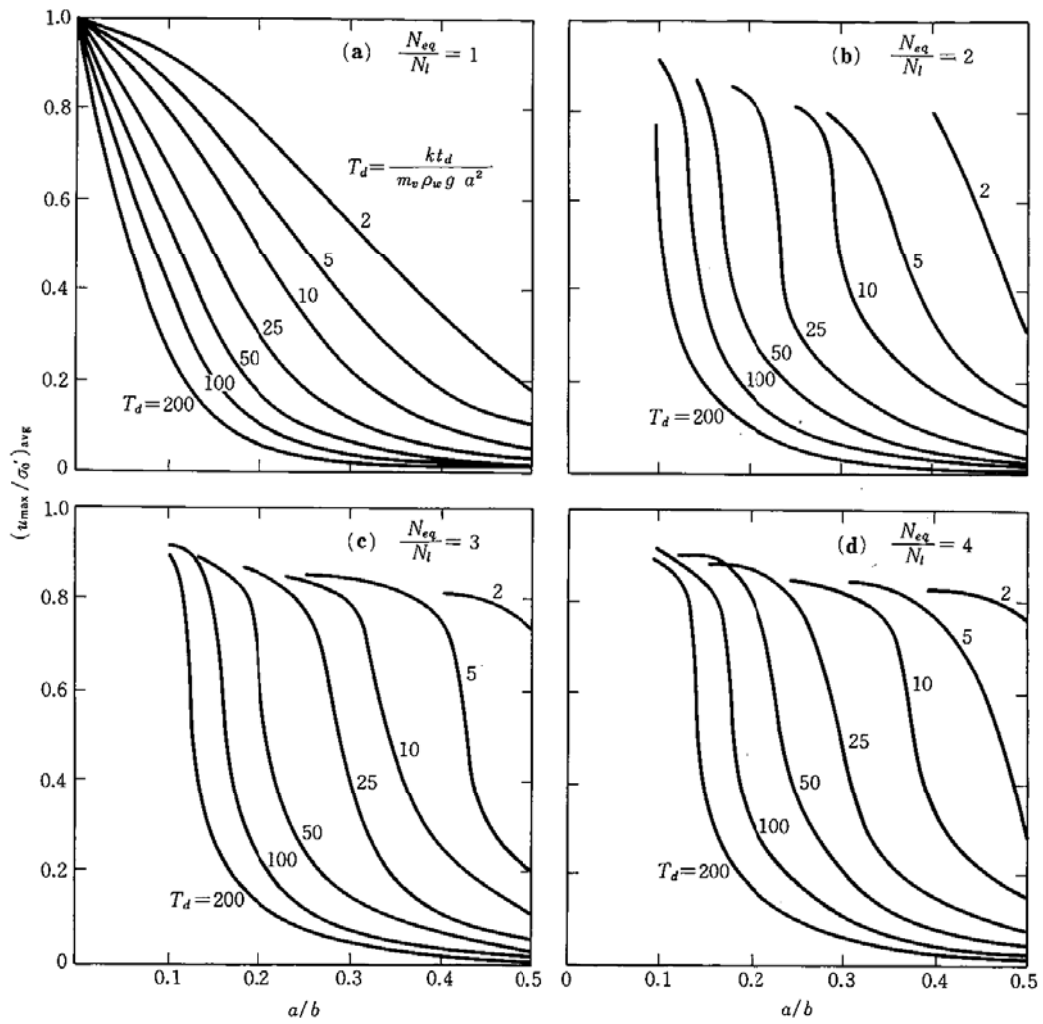


図 4.1.2-3 平均過剰間隙水圧比 r_{u-avg} の最大値と半径方向影響範囲(a/b)の関係⁴⁾

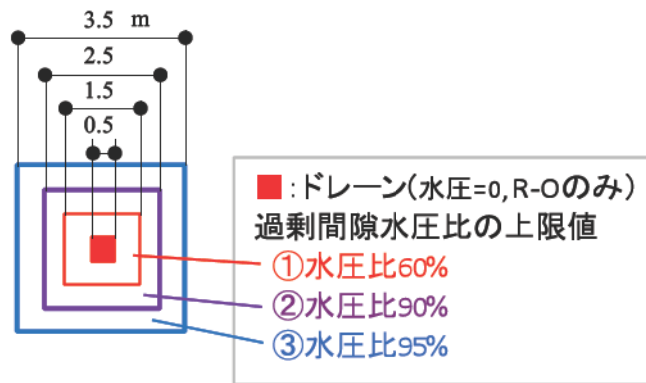


図 4.1.2-4 FEM におけるドレーン柱の周辺地盤の過剰間隙水圧比の上限値の段階的設定

4.2 実物モデルの解析

4.2.1 地層構成と地盤定数

想定した地盤を表 4.2.1-1 に示す。基盤は、GL-23m とし、その物性は、線形とし、 $V_s=320(\text{m/s})$ 、 $\rho=1.80(\text{t/m}^3)$ 、とした。過剰間隙水圧（ダイレイタンシー）は、細砂層とシルト層で考慮している。液状化懸念層は「細砂」である。

構成式のパラメータを、表 4.2.1-2 に示す。 $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 関係、要素試験結果を図 4.2.1-1 ~4 に示す。

表 4.2.1-1 想定地盤の物性

深さ GL m	層厚 m	要素 分割 数	土質 区分	細粒分 含有率 Fc(%)	γ_t kN/m ³	V_s m/s	N値	G_0 kN/m ²	G_{0i} kN/m ²	γ'_t kN/m ³	$h \cdot \gamma'_t$ kN/m ²	σ'_v kN/m ²	最大減 衰定数 h_{max}	R20の 平均値
1.0	1.0	1	埋土(細砂)	50	17.0	100		17347	7287	17.0	17.00	8.50	0.25	
9.0	8.0	8	細砂	22	17.0	120	7-12	24980	4561	7.0	56.00	45.00	0.25	0.17-0.3
17.0	8.0	8	シルト	80	16.0	120	1	23510	2924	6.0	48.00	97.00	0.20	0.18-0.22
23.0	6.0	3	シルト	80	16.0	160	2	41796	4342	6.0	36.00	139.00	0.20	0.23-0.3
25.0	2.0	1	細砂(線形)		18.0	320	>50	188082						

表 4.2.1-2 構成式のパラメータ

物性 No	土質名	構成式のパラメータ								
		R-0モデル			おわんモデル					
		G_{0i} kN/m ²	$\gamma_{0.5i}$ $\times 10^4$	h_{max} %	A	C	D	$\frac{C_s}{(1+e_0)}$	$\frac{C_c}{(1+e_0)}$	X_l
1	埋土(細砂)	7287	0.50	25						
2	細砂	4561	0.50	25	-0.8	9.0	40	0.006	0.007	0.14
3	シルト	2924	1.50	20	-2.0	9.0	20	0.040	0.050	0.10
4	シルト	4342	1.50	20	-2.0	9.0	20	0.040	0.050	0.10

- ・地盤のポアソン比 $\nu=0.33$
- ・ $K_w/n=10^5 \text{kN/m}^2$ (K_w : 水の体積弾性係数、 n : 間隙率)

			細砂	シルト
拘束圧	σ_{m0}	kN/m ²	100.0	100.0
せん断剛性	G ₀	kN/m ²	45610.0	29240.0
	G _{0i}	kN/m ²	4561.0	2924.0
基準ひずみ	$\gamma_{0.5}$	—	5.00E-04	1.50E-03
	$\gamma_{0.5i}$	—	5.00E-05	1.50E-04
最大減衰定数	h _{max}	—	0.25	0.20

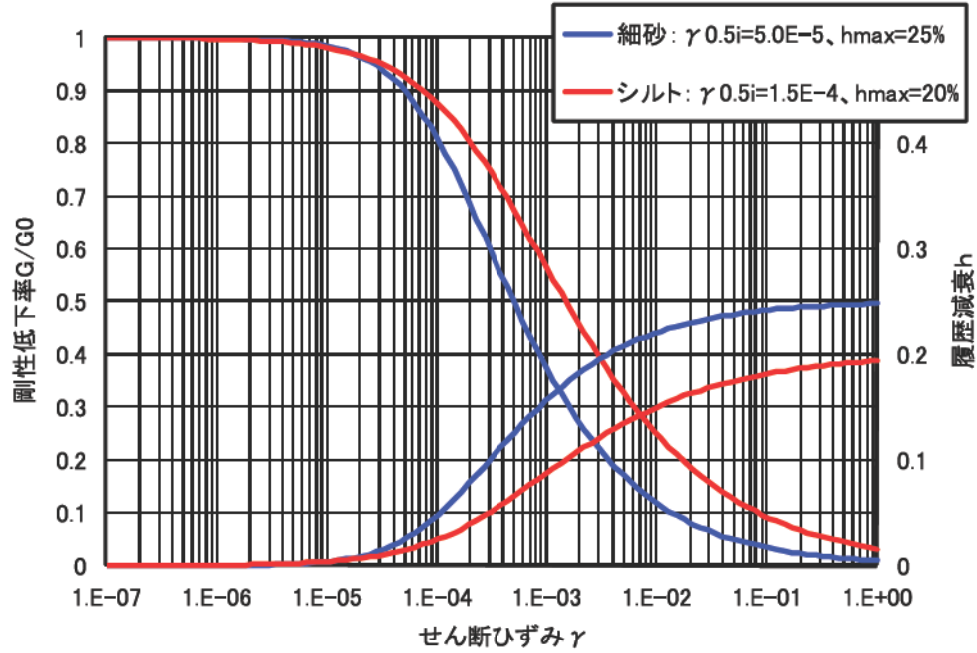


図 4.2.1-1 $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 関係 (計算値)、拘束圧 98Pa
($\gamma_{0.5}$ は基準ひずみ、 $\gamma_{0.5i}$ は単位拘束圧における基準ひずみ)

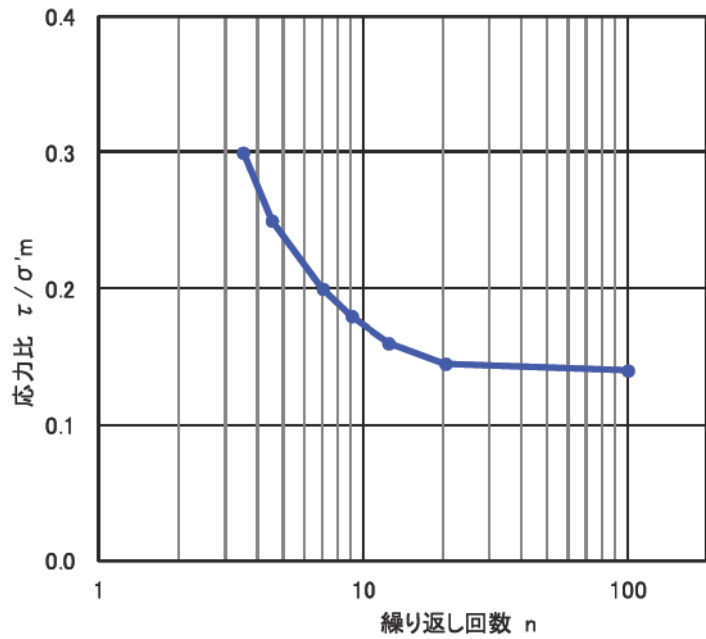


図 4.2.1-2 細砂の液状化強度曲線 (計算値)、拘束圧 98Pa

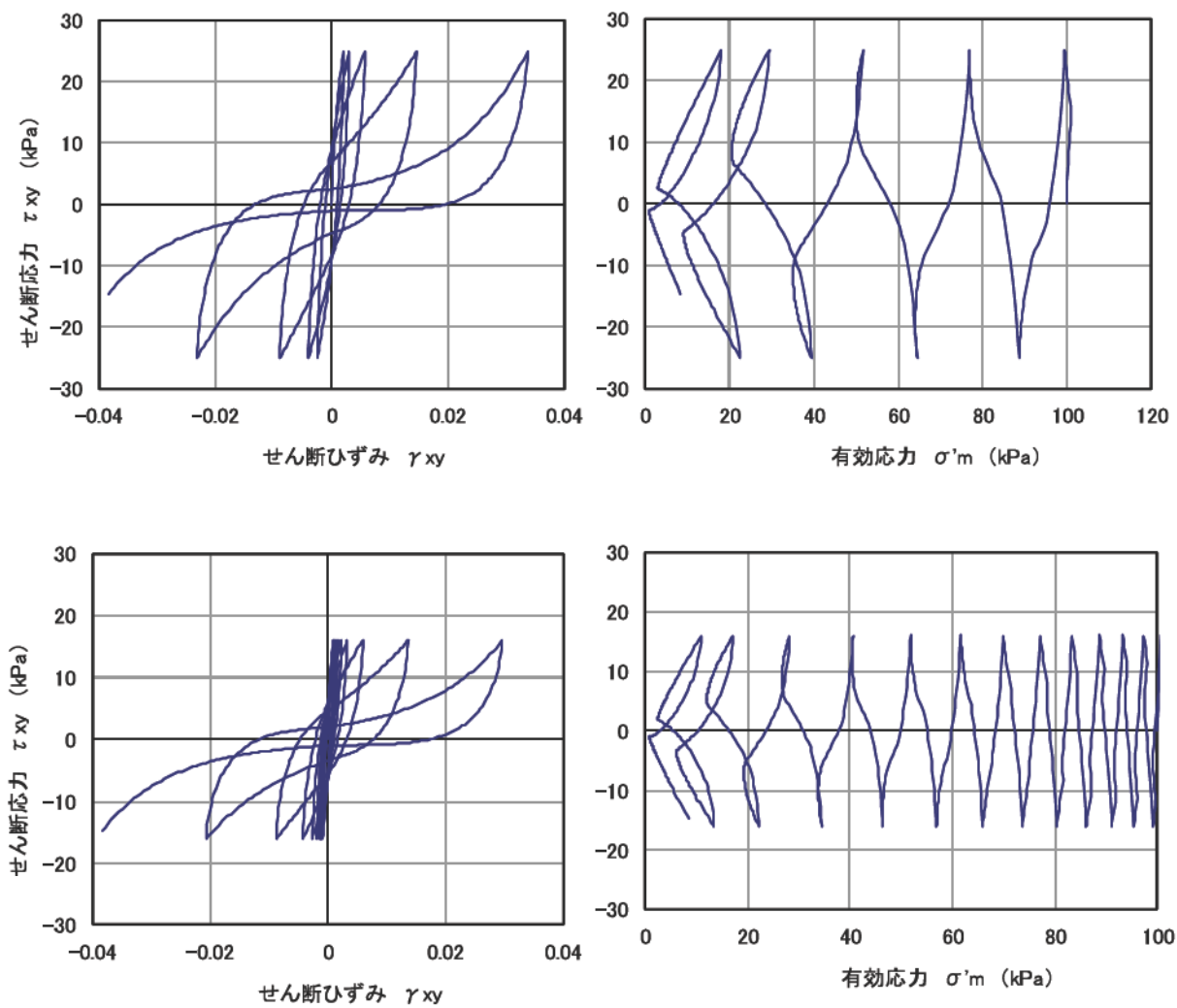


図 4.2.1-3 細砂の応力～ひずみ関係、有効応力経路（計算値）

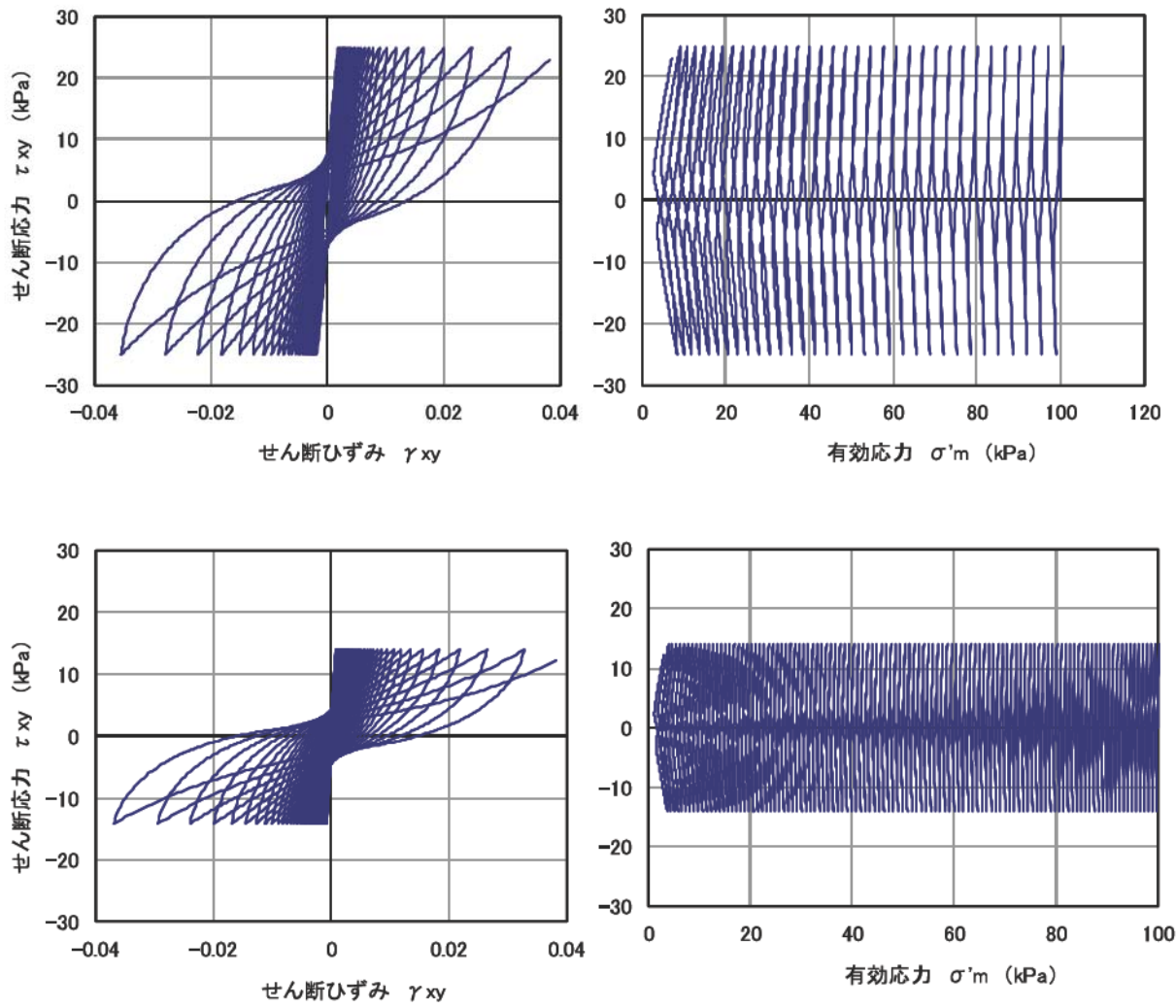


図 4.2.1-4 シルトの応力～ひずみ関係、有効応力経路（計算値）

4.2.2 解析条件

図 4.2.2-1, 2 に解析モデルを示す。加振は 1 方向であり、対称性を考慮して 1/2 モデルとしている。

モデル上の設定条件を以下に示す。

- ・ 接地圧=15kN/m², これは 3D-FEM の建屋ソリッド要素の単位体積重量で考慮
- ・ 建屋高さ 7.5m (建屋の見かけのポアソン比 $\nu=0.33$)
- ・ 地下水位 : GL:-1.0m, -3.0m, 5.0m の 3 ケースを想定。

構造物の諸元と物性値を表 4.2.2-1 に示す。実物の 2 階建ての戸建ての 1 次固有振動数は 2~3Hz である。地震時のヤング率はコンクリートの値としているが、この値は実際に比べ大きすぎる (固すぎる)。これが後述するように、押え効果を過度にした原因と考えられる。

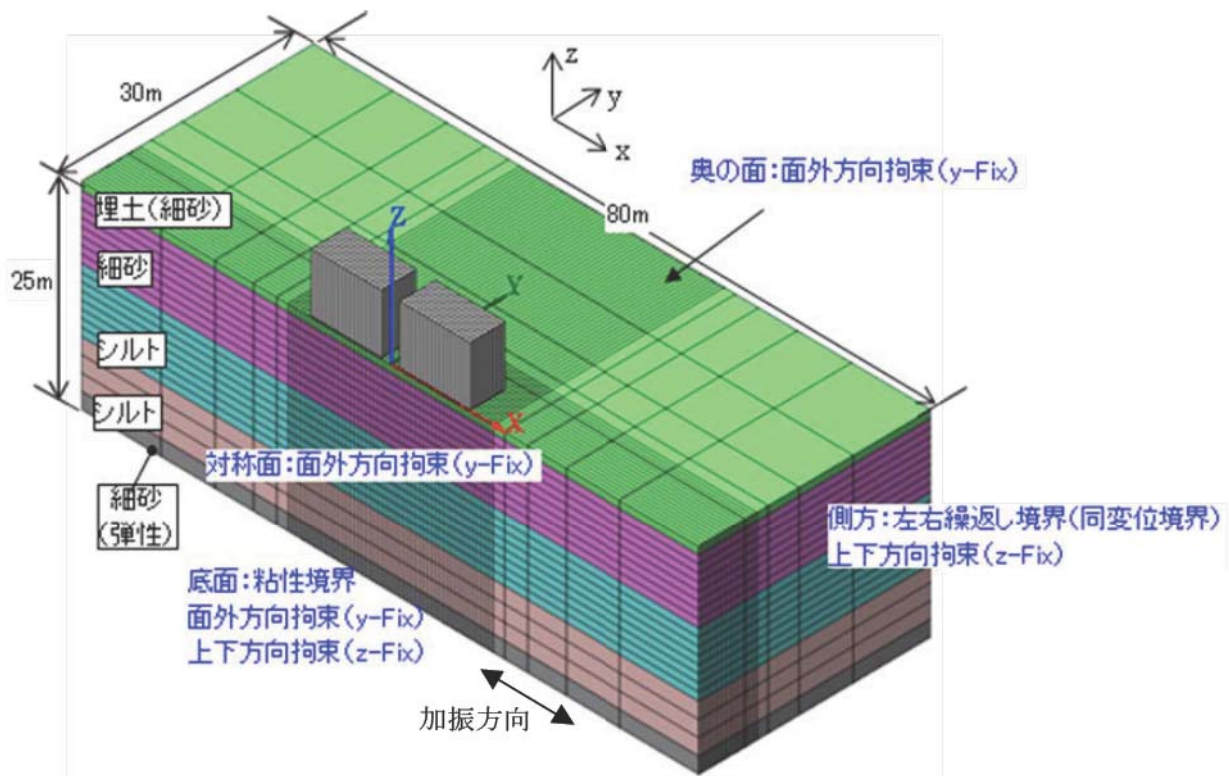
表 4.2.2-1 構造物の諸元と物性値

○構造物物性値

項目				自重時	地震時
ポアソン比		ν		0.33	0.2
ヤング率		E	kN/m ²	-	2.10E+07
せん断剛性		G	kN/m ²	17347	-
S 波速度		V _s	m/s	100	-
体積		V		303.75	
接地圧		P	kN/m ²	15.00	
			kN	607.50	
単位体積重量		γ	kN/m ³	2.00	

・自重解析時は、地盤と同じ物性値とする。

・地震応答解析時は、コンクリートの物性値とする。



- ・底面ダンパー： $\rho \cdot V_s = 576$
- ・減衰：剛性比例型減衰： $[C] = 0.002 \times [K]$

図 4.2.2-1 解析モデル鳥瞰図
(節点数：28980、要素数：27076)

■ ドレーンのモデル化

円柱形のドレーンの直径 $\phi 50\text{cm}$ を、1辺 50cm の角柱とした (■印)。その周辺地盤は、R-O+おわんモデルにより、過剰間隙水圧は考慮するが、排水効果を加味して、残留有効応力比を3段階に設定した。(残留有効応力比とは、 $(1 - \text{過剰間隙水圧比})$ であり、周辺地盤が液状化してもこの有効応力は排水効果によって保持される。) すなわち、ドレーンから 50cm 外側は、残留有効応力比を 40% (最大水圧比 60%)、その外側 50cm は残留有効応力比を 10% (最大水圧比 90%)、その外側 50cm は残留有効応力比を 5% (最大水圧比 95%)、とした。さらにその外側の地盤は、R-O+おわんモデルでモデル化し、通常の地盤とした。図 4.2.2-3 にドレーンの配置とその周辺の残留有効応力比の条件を示す。ドレーン柱の中心間距離は、 1.5m である。このとき、最大過剰間隙水圧比の上限値 60% のゾーンが連続することになる (図中の赤線が連続)。

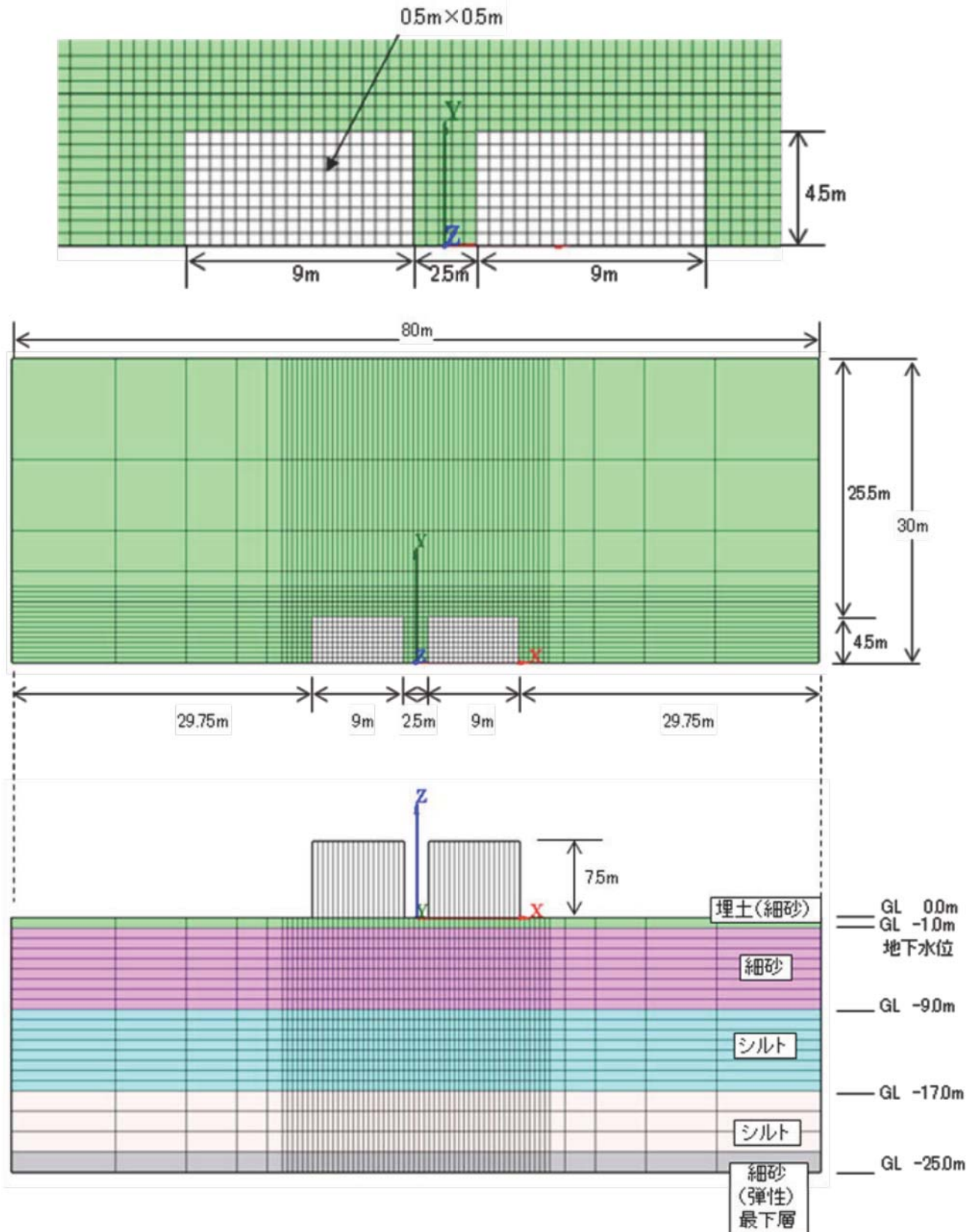
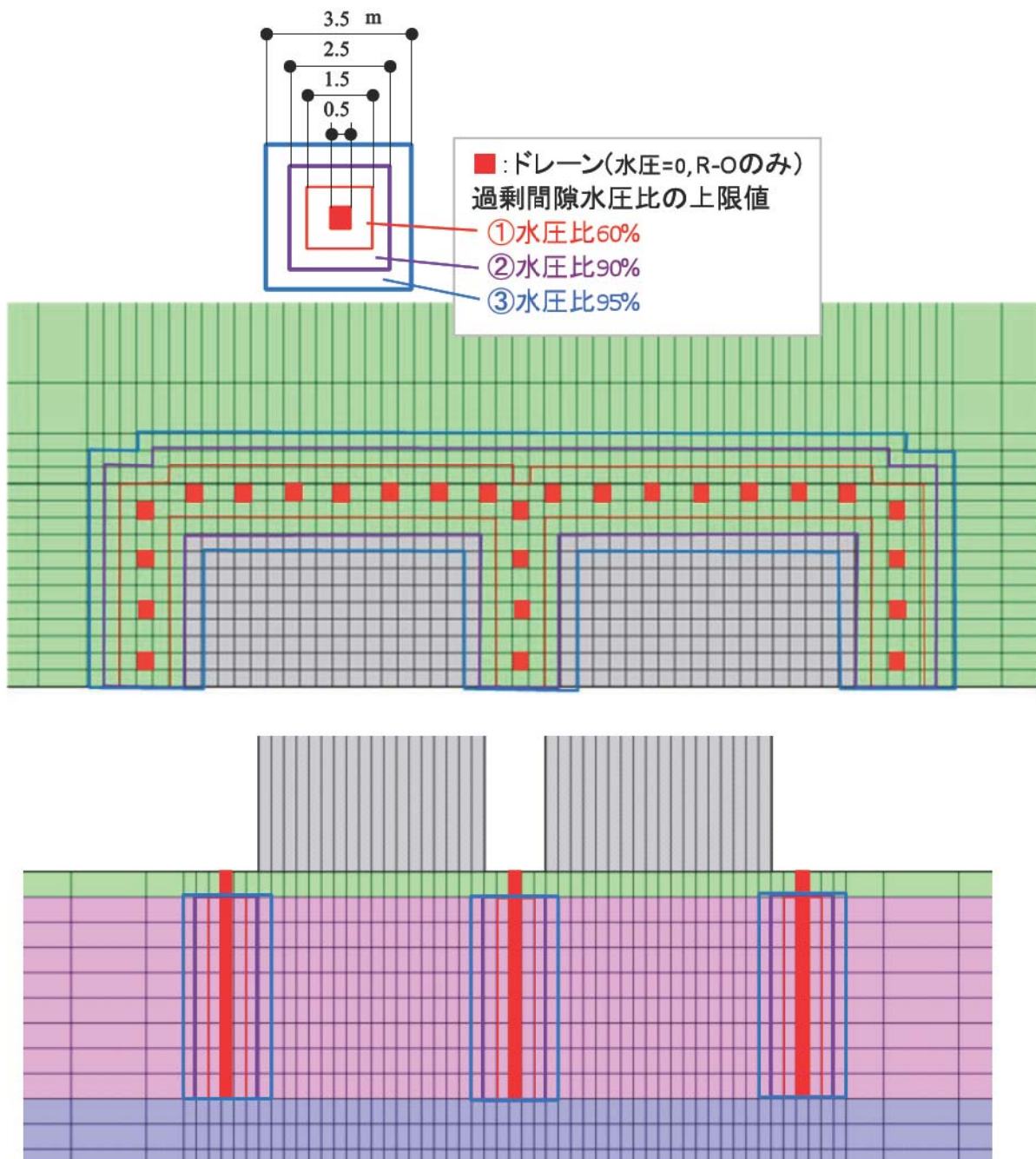


図 4.2.2-2 解析モデル寸法



- ・ドレーン部：■：R-Oのみ：(過剰間隙水圧比=0)。
- ・ドレーン周辺部：残留有効応力比を50cmピッチで3段階で規程
 - ①40% (最大過剰間隙水圧比=60%)
 - ②10% (最大過剰間隙水圧比=90%)
 - ③5% (最大過剰間隙水圧比=95%)

図 4.2.2-3 ドレーンの配置と過剰間隙水圧比の上限値

4.2.3 入力地震動

入力地震動としては、①衝撃型と②振動型の二種類を想定した。工学的解放基盤における 2E 波と加速度応答スペクトルを図 4.2.1-1, 2 に示す。

①東京湾北部 2004 浅（東京湾北部地震(振幅 1.2 倍)）：衝撃型

EW 成分を 30 秒間を入力。

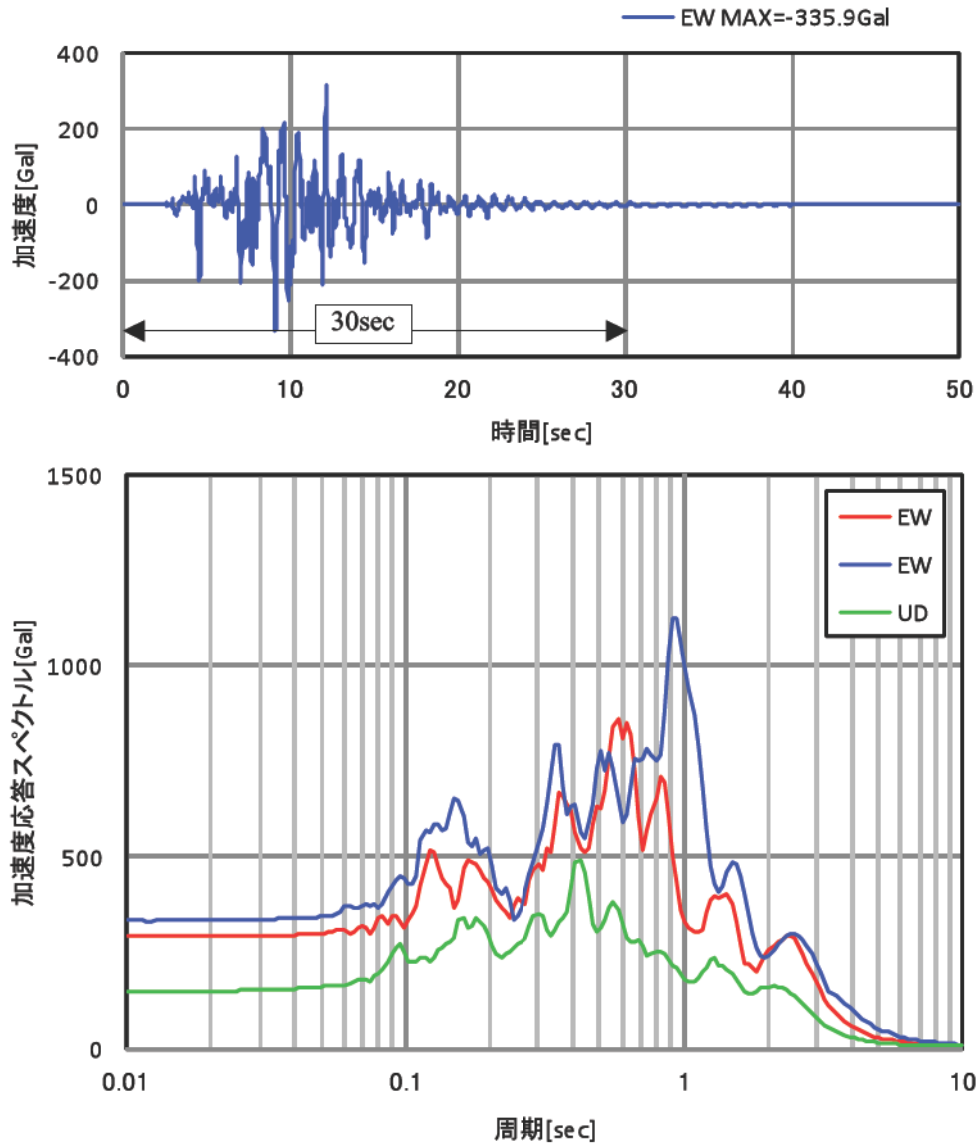


図 4.2.3-1 入力地震動：①東京湾北部地震：衝撃型

②想定関東地震（大正型）：振動型
NS成分を100秒間入力（10秒～110秒）。

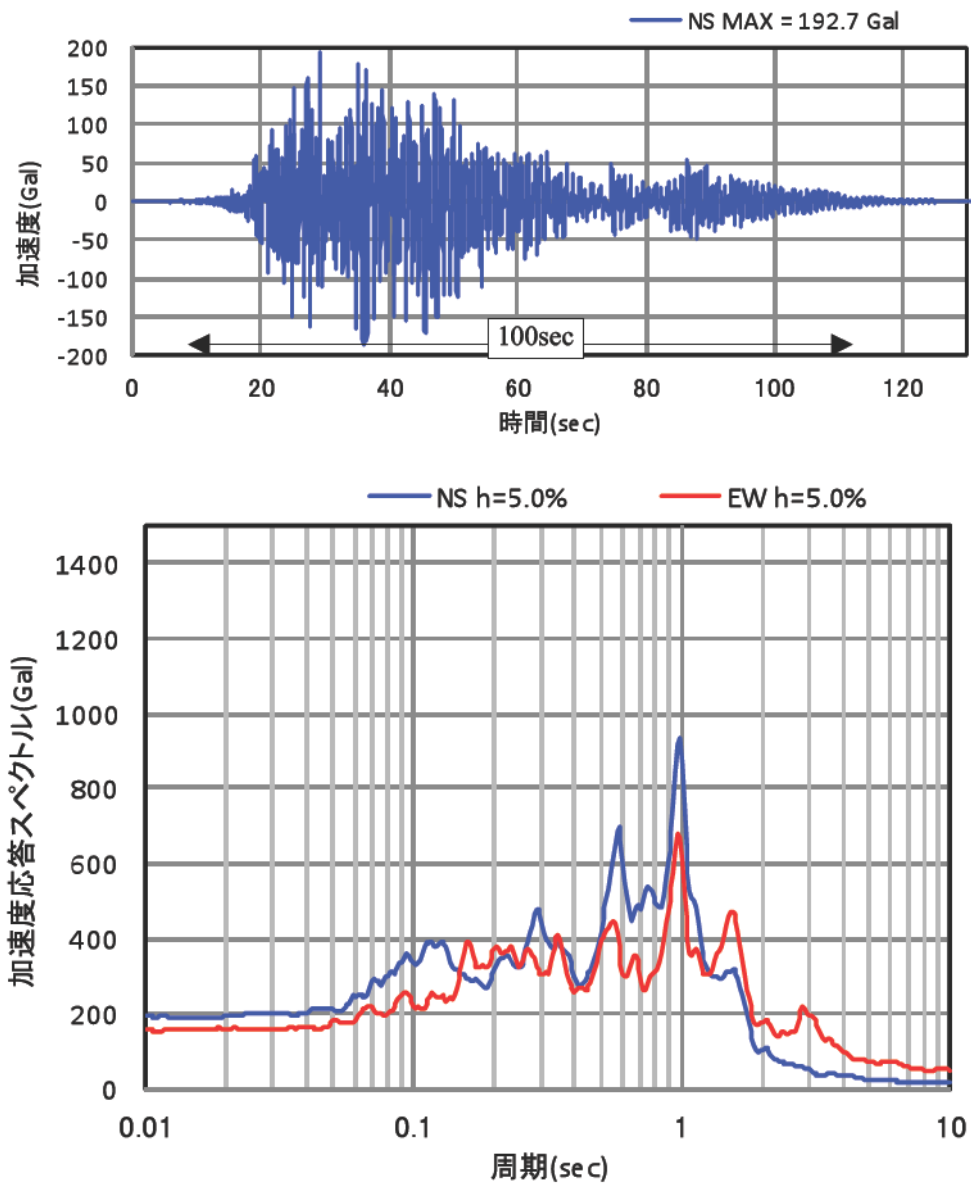
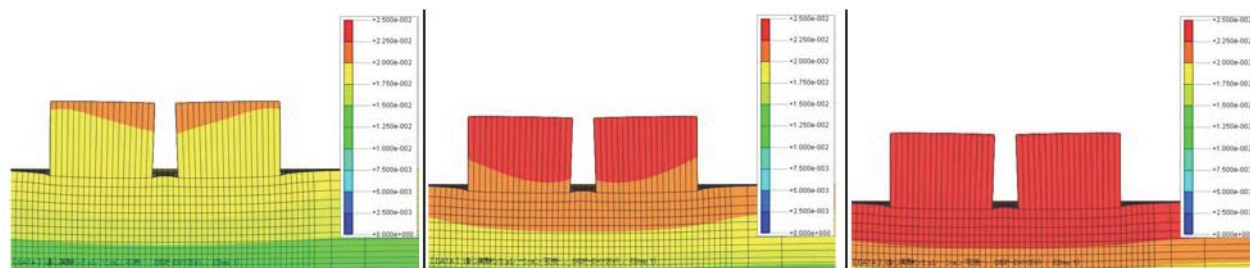


図 4.2.3-2 入力地震動：②想定関東地震（大正型）：振動型

4.2.4 初期自重解析

平均接地圧が 15kN/m^2 となるように、構造物ソリッド要素の単位体積重量を調整した。構造物の剛性は、 $V_s=100\text{m/s}$ ($G=17347\text{kN/m}^2$) とし、ポアソン比は 0.33 とした。これは表層の地盤の剛性と同じである。剛性を表層地盤と同等とすることで、鉛直応力が縁に集中することが避けられる。(動的解析のときの剛性はコンクリート相当の剛性とした)

自重解析時の変形と接地応力(鉛直応力)を図 4.2.4-1 に示す。

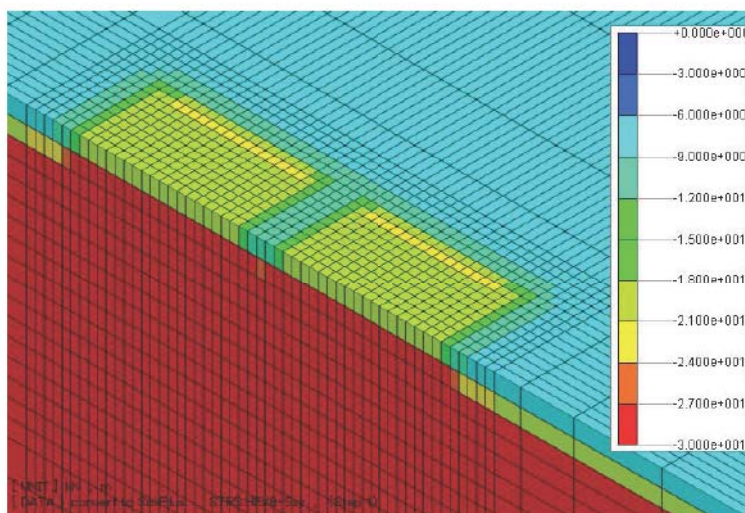


地下水位 : GL-1.0m

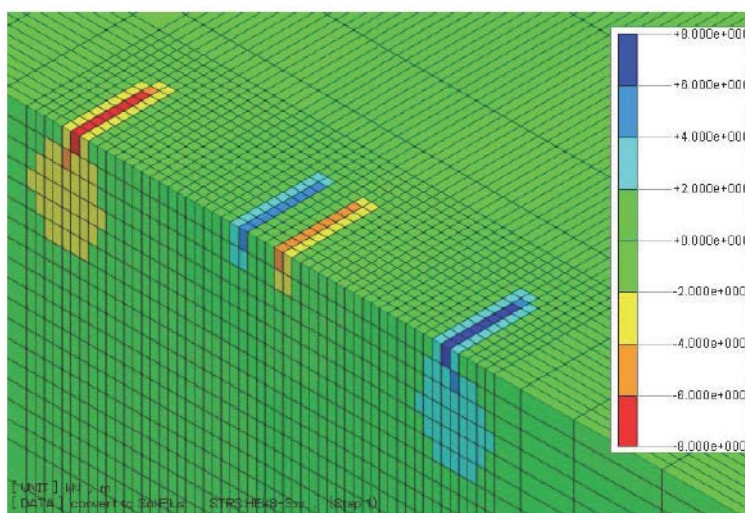
GL-3.0m

GL-5.0m

変形図 (変形倍率 500 倍、色は変形量を示す)



鉛直応力のカラーコンター (kn/m^2)



せん断応力のカラーコンター (kn/m^2)

図 4.2.4-1 自重解析時の変形と接地応力、地下水位 : GL-1.0m

4.2.5 解析結果

解析ケースを表 4.2.5-1 に示す。

表 4.2.5-1 解析ケース

(1) 東京湾北部 2004 浅

地下水位	解析時間	最終変形角	備考
GL:-1.0m	30.0sec	4.0/1000	ドレーン無
GL:-3.0m	30.0sec	3.4/1000	ドレーン無
GL:-5.0m	30.0sec	0.9/1000	ドレーン無
GL:-3.0m	30.0sec	0.1/1000	ドレーン有

(2) 想定関東地震

地下水位	解析時間	最終変形角	備考
GL:-1.0m	100.0sec	5.4/1000	ドレーン無
GL:-1.0m	100.0sec	0.8/1000	ドレーン有
GL:-3.0m	100.0sec	3.0/1000	ドレーン無
GL:-3.0m	100.0sec	0.1/1000	ドレーン有

解析結果の図は、変形図にカラーコンターを併記している。カラーコンターは、変形、合せん断ひずみ、過剰間隙水圧比を表す。

以下に図 4.2.5-1~6 に基づいた考察を示す。

関東地震では継続時間が長いので、構造物の沈下量、傾斜角ともに、東京湾北部地震に比べ大きくなっている。地盤の変形も東京湾北部に比べ、変形、ひずみともに大きくなっており、側方に流動する範囲も広がっている。図 4.2.5-4 に示す変形図を見ると、液状化層の左右への側方変形が側方境界まで達しており、その変形が境界によって押えられている。よって、側方境界をもっと広く設けておくべきであったことが分かる。そうすれば、側方流動が大きくなり、構造物の傾斜もさらに大きくなったと推察される。

東京湾北部地震では、液状化層全体が側方流動しているが、関東地震では、液状化層の下層で大きく広範囲に流動している。これに対応して、合せん断ひずみも関東地震では、液状化層の下層のみで大きな値が生じている。過剰間隙水圧比分布を見ると、東京湾北部地震では砂層全体がほぼ液状化し、水圧比の値が大きくなっているのに対し、関東地震では砂層上部の値は小さい。この原因の1つとして、構造物の剛性の影響が考えられる。すなわち、構造物のヤング率 E はコンクリートの値を用いており、ほぼ剛体として挙動している。しかし、実際の2階建ての戸建の1次固有振動数は、2~3Hz であるので、モデルでは固く設定しすぎている。よって構造物が振動し、それによって地盤が加振される効果が小さいモデルとなっており、基礎近傍の過剰間隙水圧が過度に抑制されていると思われる（過大な押え効果）。

東京湾北部地震では、構造物の間の地盤は盛り上がっている。地下水位低下でこのような地表の不陸は小さくなっている。関東地震では、構造物の間の地盤は平である。ただし、ドレーンのみの対策では、地表に凹凸が生じており、要素も少し暴れている。

○対策の効果

・構造物の沈下

地下水位の低下量 2m(GL-1m→-3m)では、沈下抑制効果はあるが、傾斜抑制効果はあまり大きくない。4m の低下(GL-1m→-5m)により、沈下・傾斜双方の抑制効果が見られる。

・構造物の傾斜

構造物はお互いお辞儀するモードで傾斜している。このモードは地下水位を低下させると小さくなるが、4m の低下(GL-1m→-5m)でも僅かに傾斜している。地下水位を 2m(GL-1m→-3m)低下させドレーンと併用させると、傾斜は殆ど見られなくなる。

・ドレーンの効果

ドレーンの効果としては、地下水位が GL-1m の場合は、地下水位を低下させていなくても、傾斜の抑制効果が見られる（関東地震）。すなわち、ドレーンだけでも効果がある。ただし、地表に凹凸が生じており、要素も少し暴れている。地下水位の低下 2m(GL-1m→-3m)と併用すれば、傾斜に加えて沈下も抑制できている。地表の凹凸も無く、要素の変形も安定している。

(1) 東京湾北部 2004 浅

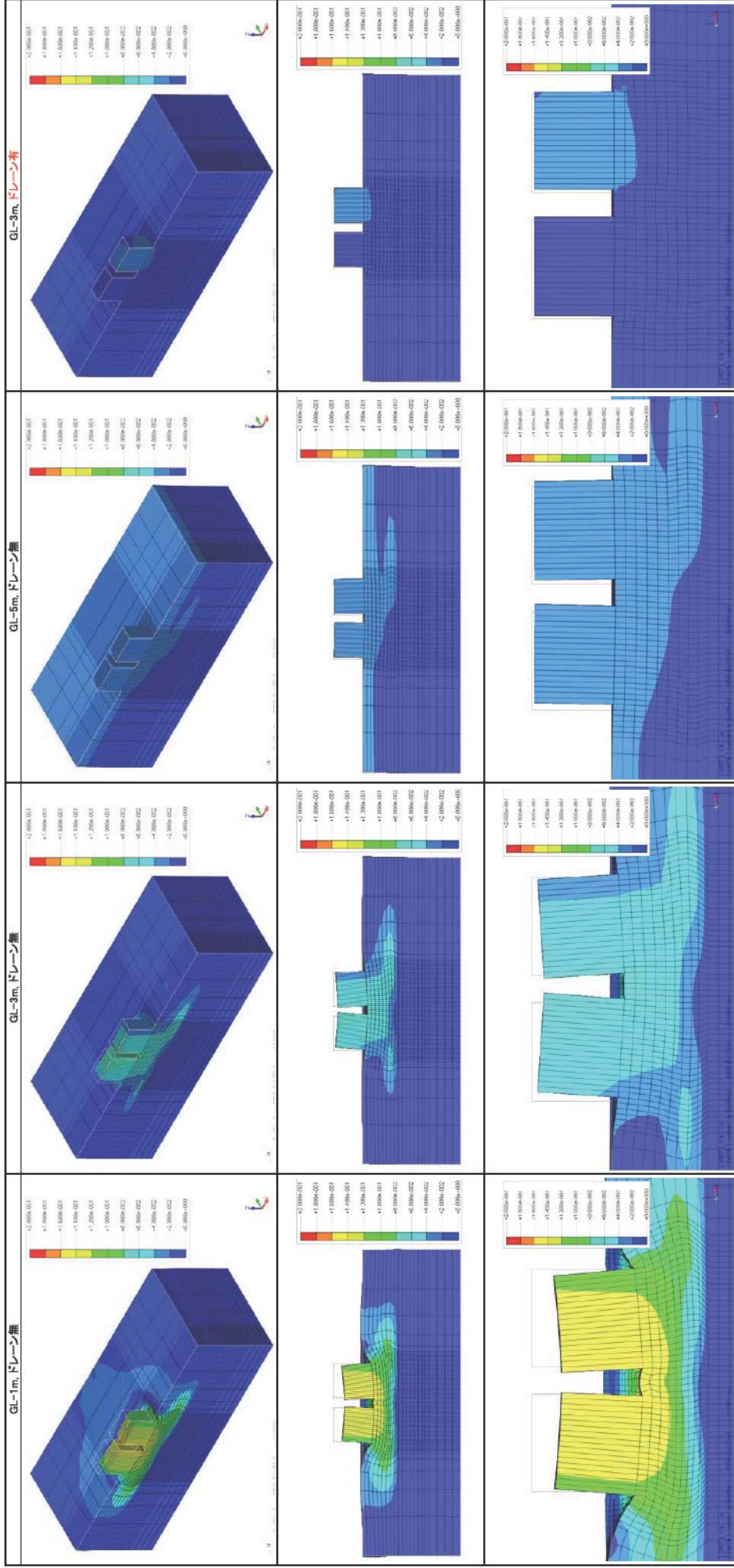


図 4.2.5-1 最終変形 (加振終了時 time=30sec、変形倍率 20 倍)、東京湾北部 2004 浅

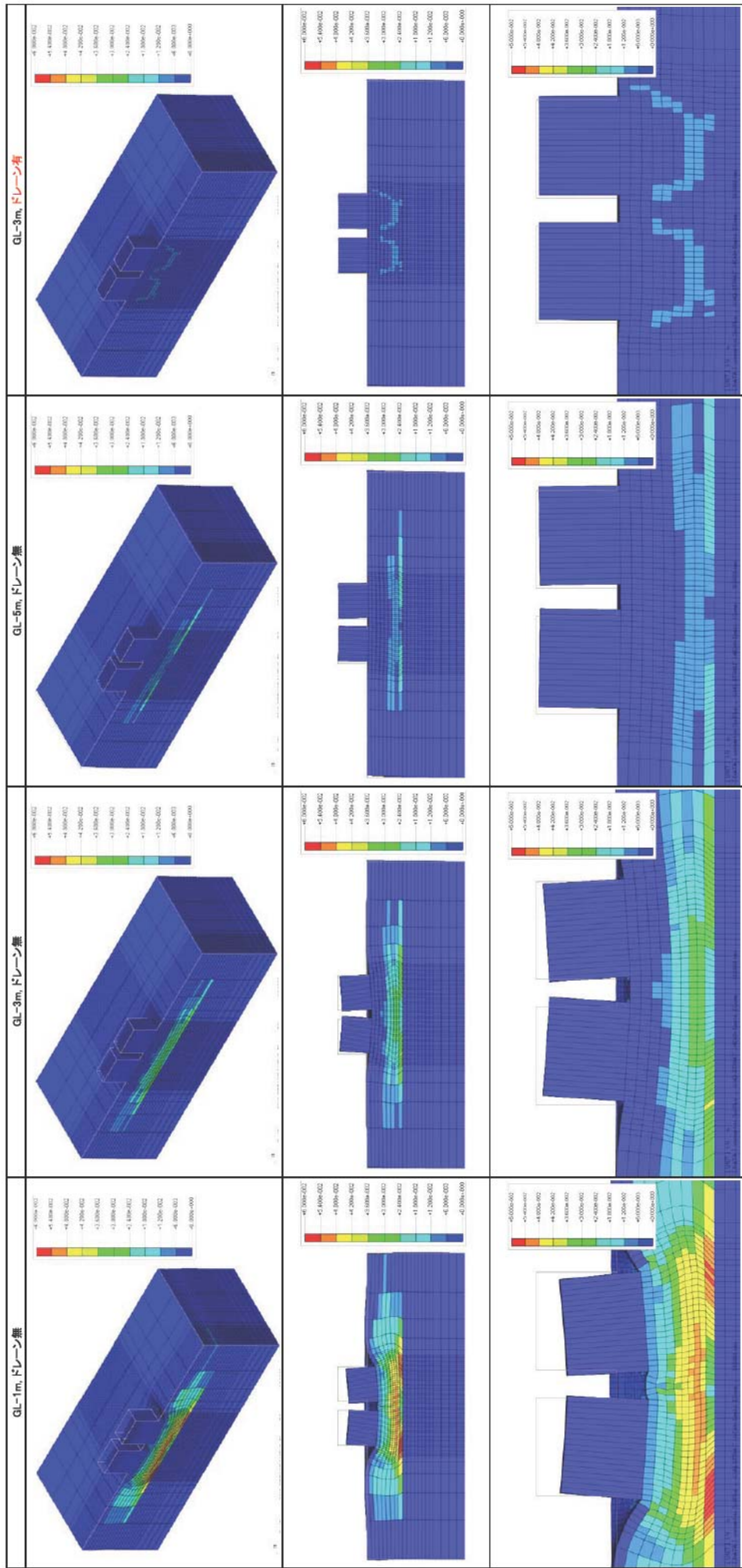


図 4.2.5-2 合せ断ひずみ Γ (加振終了時 time=30sec.)、東京湾北部 2004 浅

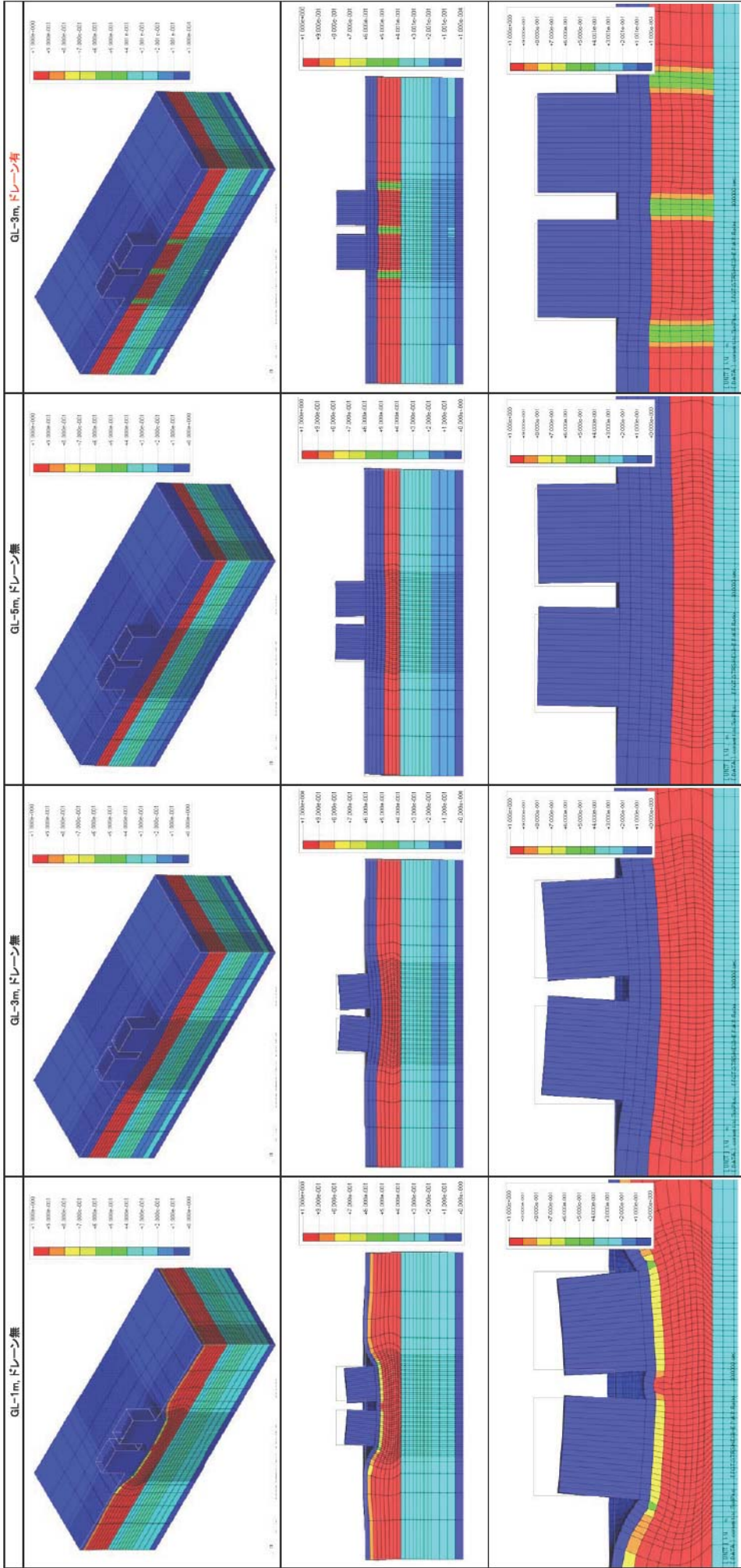


図 4.2.5-3 過剰間隙水圧比 (加振終了時 time=30sec.)、東京湾北部 2004 浅

(2) 想定関東地震（大正型）

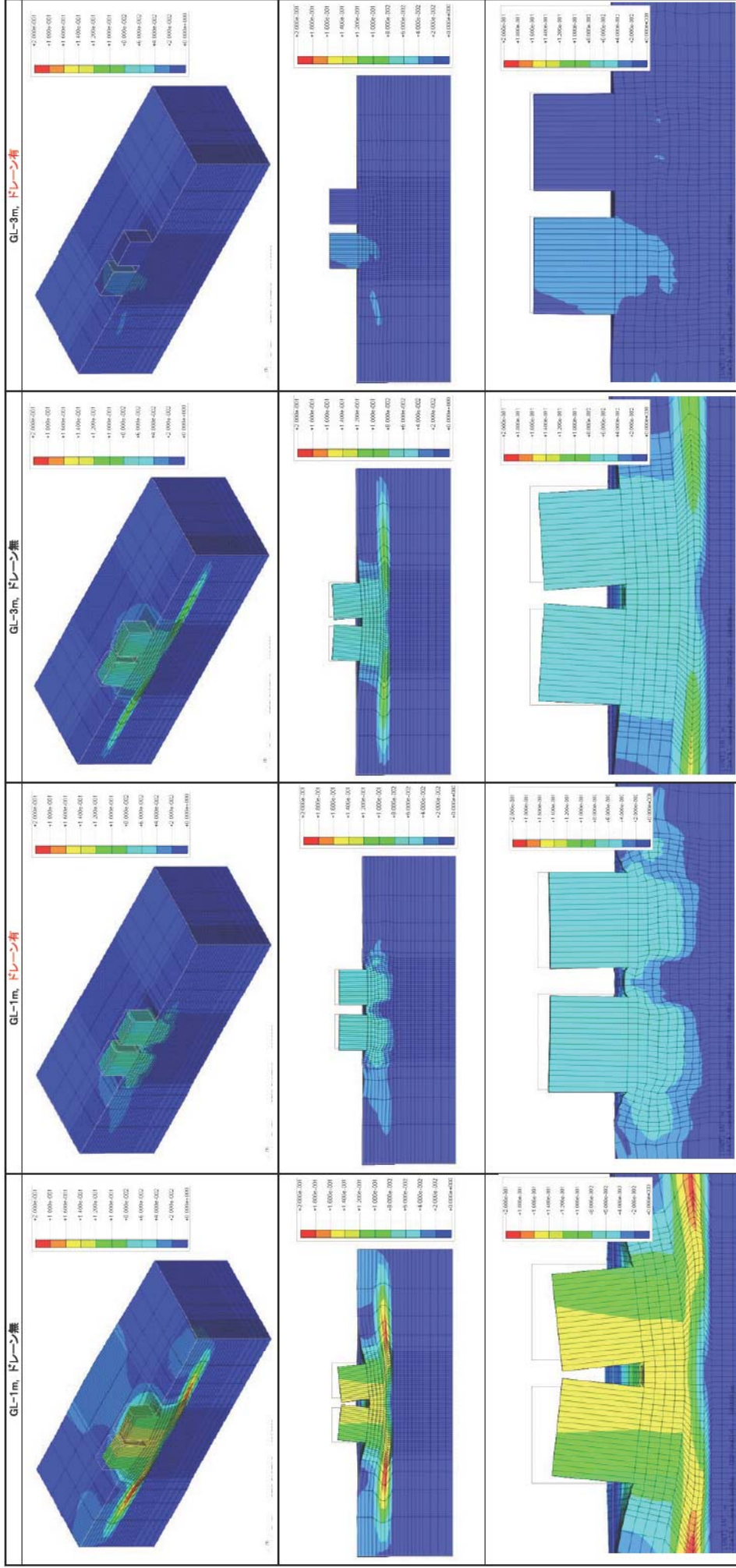


図 4.2.5-4 最終変形 (加振終了時 time=30sec、変形倍率 20 倍)、想定関東

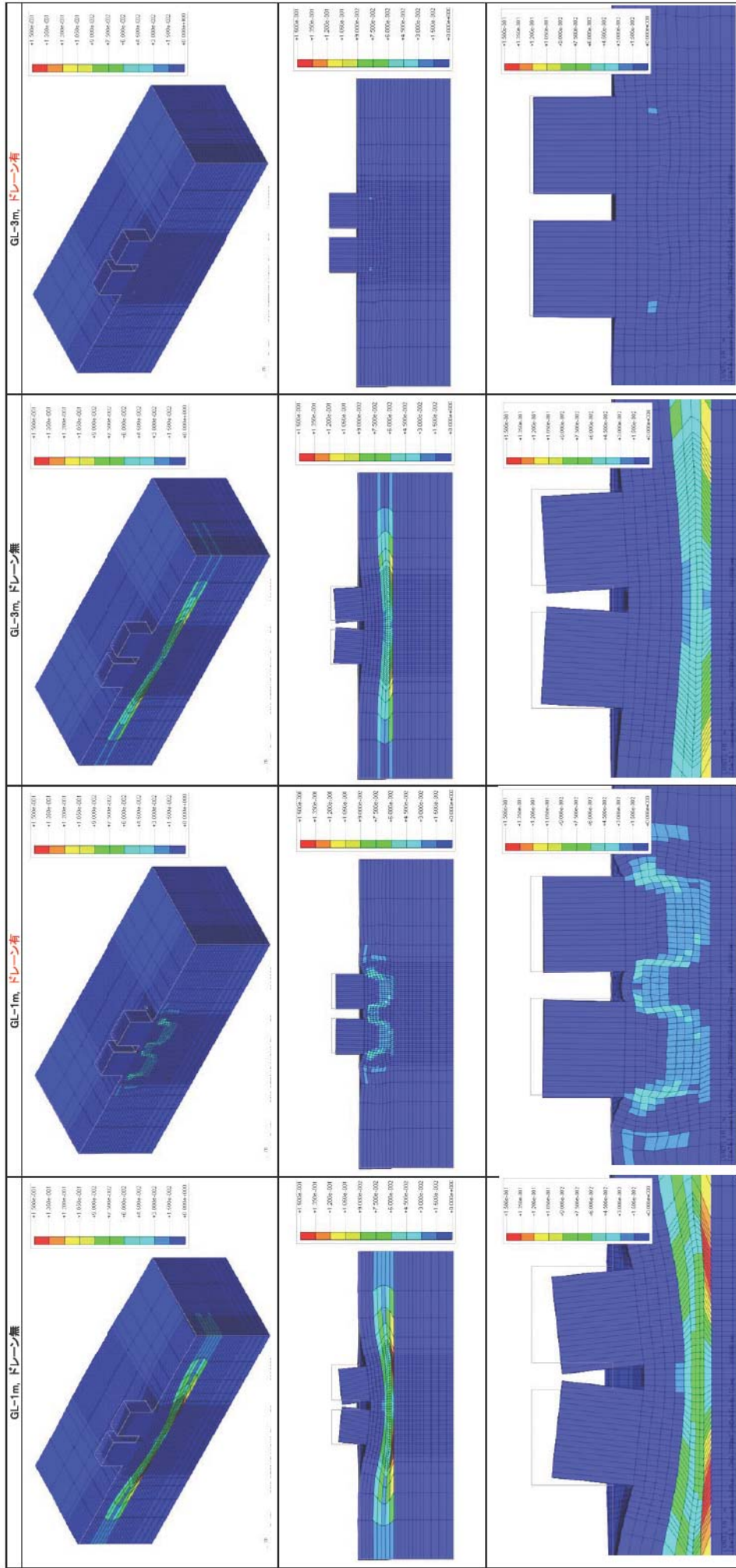


図 4.2.5-5 合せ断ひずみ Γ (加振終了時 time=30sec.)、想定関東

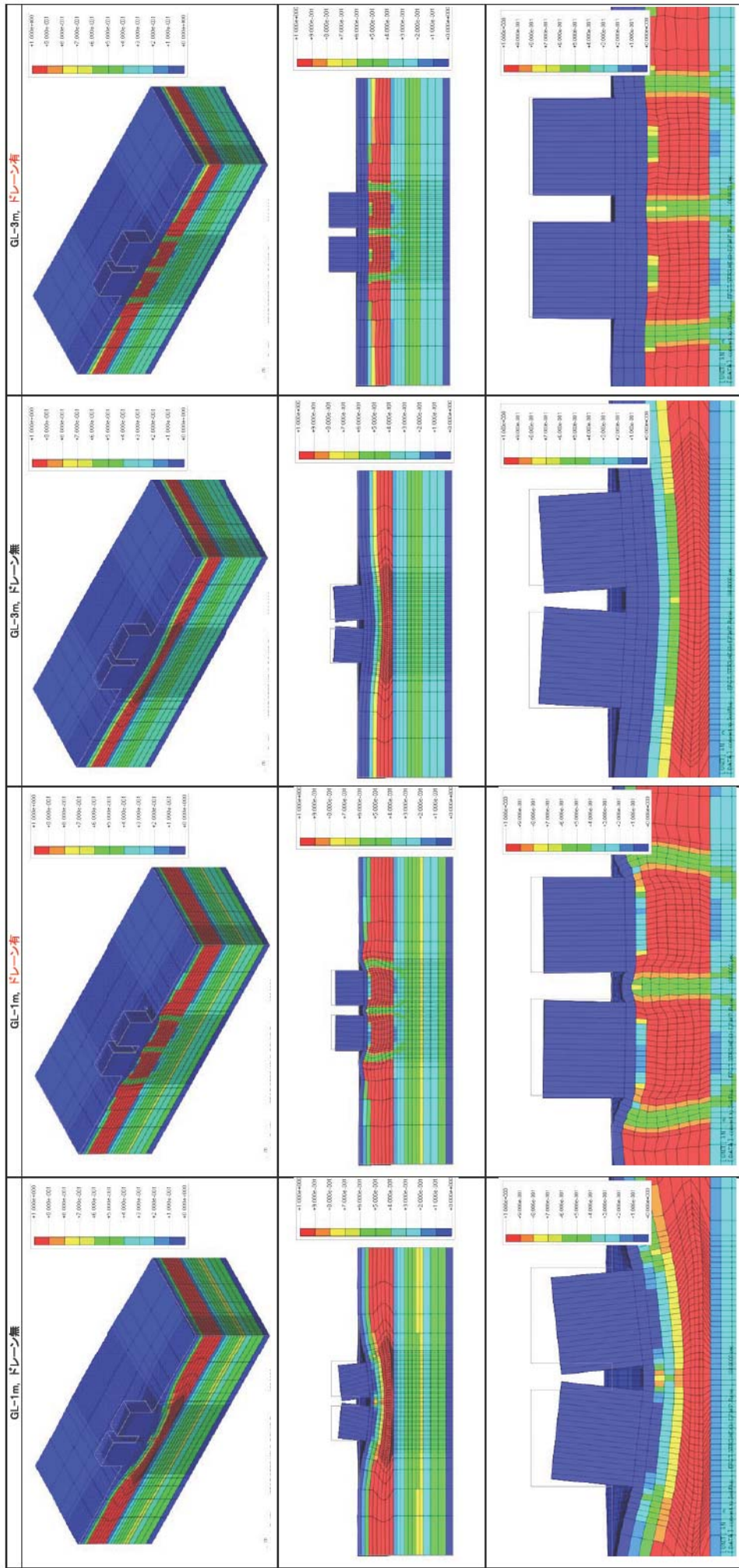
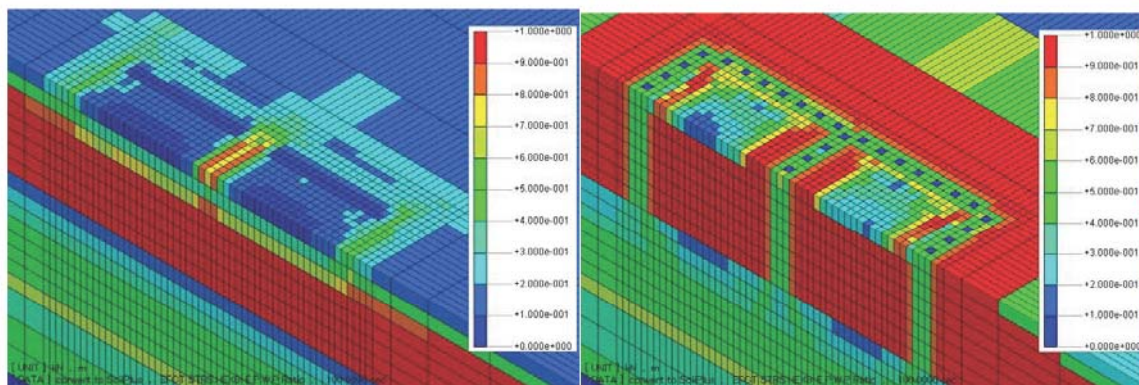


図 4.2.5-6 過剰間隙水圧比 (加振終了時 time=30sec.)、想定関東

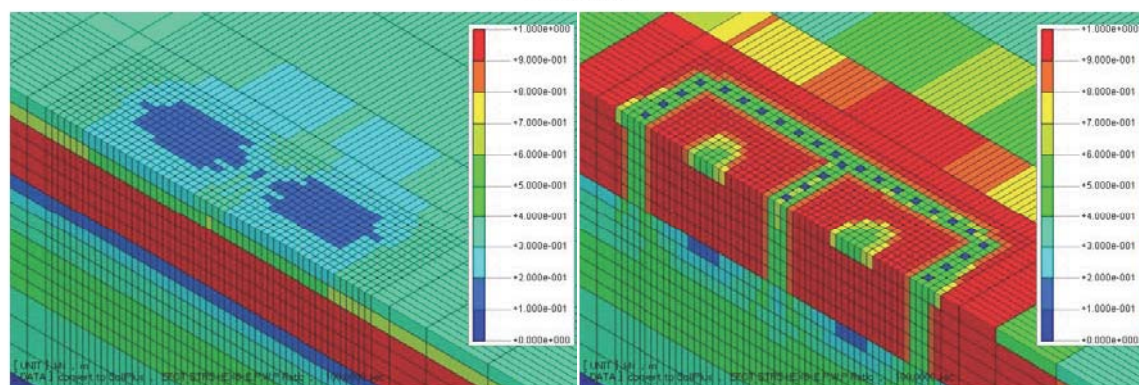
図 4.2.5-7,8 には、過剰間隙水圧比の分布を、地下水位以浅の地盤を剥ぎ取って表示している。ドレーンの影響範囲では、水圧は抑制されている。関東地震に着目すると、地表の影響範囲外の地盤で、ドレーンがある方が水圧が上昇している。これは、ドレーンが剛性を有するため波動エネルギーがそこを伝わり、地表を振動させたためと思われる。



ドレーン無し

ドレーン有り

GL-1.0m

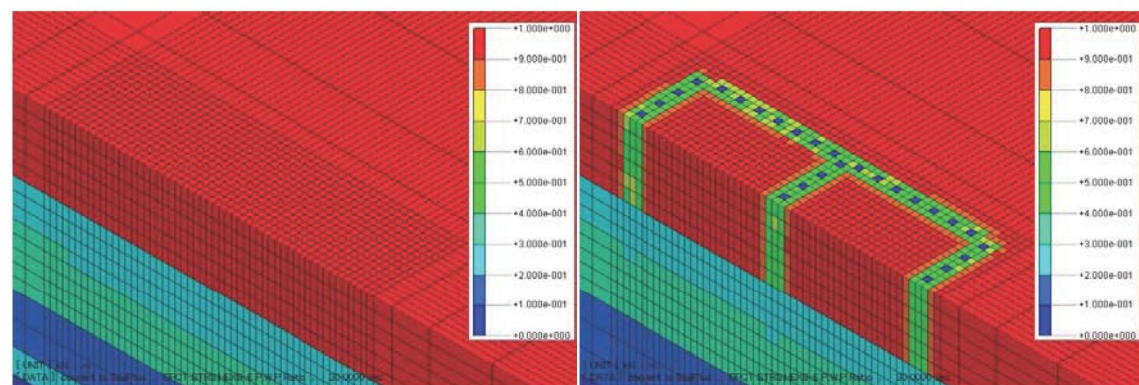


ドレーン無し

ドレーン有り

GL-3.0m

図 4.2.5-7 ドレーンの有無による過剰間隙水圧比の比較（関東地震）



ドレーン無し

ドレーン有り

GL-3.0m

図 4.2.5-8 ドレーンの有無による過剰間隙水圧比の比較（東京湾北部 2004 浅）

(3) まとめ

今回の対策条件としては、以下の2点である。

①地下水位の低下：2m(GL-1m→-3m), 4m(GL-1m→-5m)

②ドレーン柱（中心間距離：1.5m。最大過剰間隙水圧比の上限値60%のゾーンが連続）

表 4.2.5-2 と図 4.2.5-9 に建屋の沈下量や傾斜角と変形図をまとめて示す。これらより以下のことが言える。

- ・衝撃型タイプより振動型タイプの地震の方が、傾斜は大きくなる。
- ・ドレーンだけでも傾斜抑制効果はある。ただし、沈下は少なからず生じる。
- ・ドレーンと地下水位低下とを併用すれば、効果はより発揮され、沈下も軽減される。
- ・地下水位低下は、4m 低下させれば効果はあるが、2m の低下では、沈下・傾斜ともに効果は十分ではない。
- ・ドレーンだけで傾斜抑制効果がある理由は、今回の条件では最大過剰間隙水圧比の上限値60%のゾーンが連続しており、ある程度の剛性を有する壁が建屋の周囲に形成され、基礎下の地盤の側方流動変形が抑制されたためである。

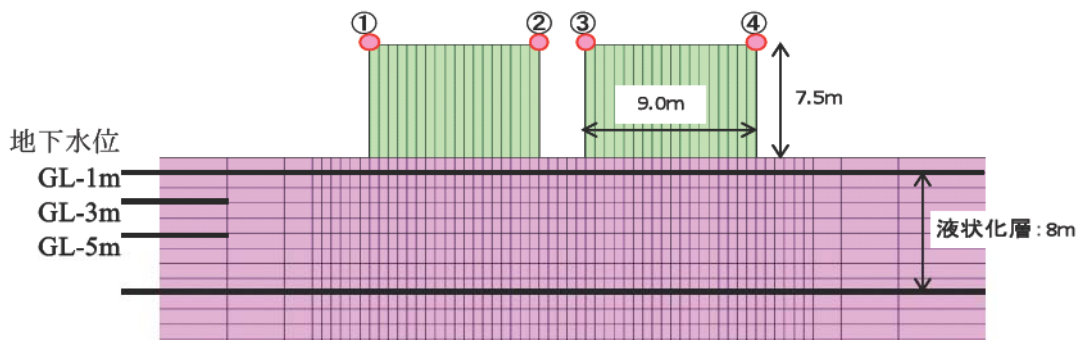
表 4.2.5-2 建屋の沈下量や傾斜角の比較

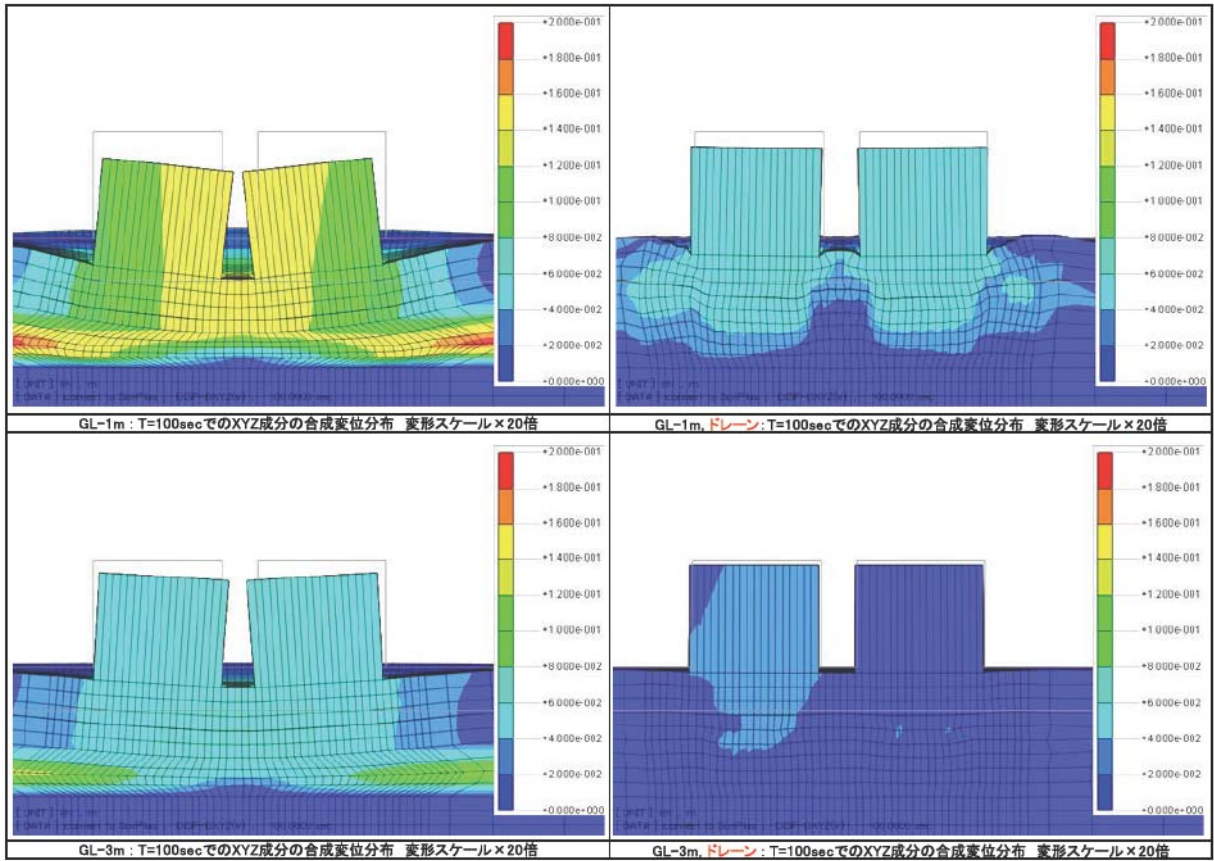
想定関東地震（振動型）

水位	ドレーン	左側				右側			
		① m	② m	差(①-②) m	傾斜角	③ m	④ m	差(④-③) m	傾斜角
GL:-1.0m	なし	-0.094	-0.141	0.047	5.3/1000	-0.141	-0.093	0.048	5.4/1000
GL:-1.0m	あり	-0.055	-0.062	0.007	0.8/1000	-0.062	-0.057	0.005	0.6/1000
GL:-3.0m	なし	-0.044	-0.071	0.027	2.9/1000	-0.071	-0.044	0.027	3.0/1000
GL:-3.0m	あり	-0.018	-0.019	0.001	0.1/1000	-0.019	-0.018	0.001	0.1/1000

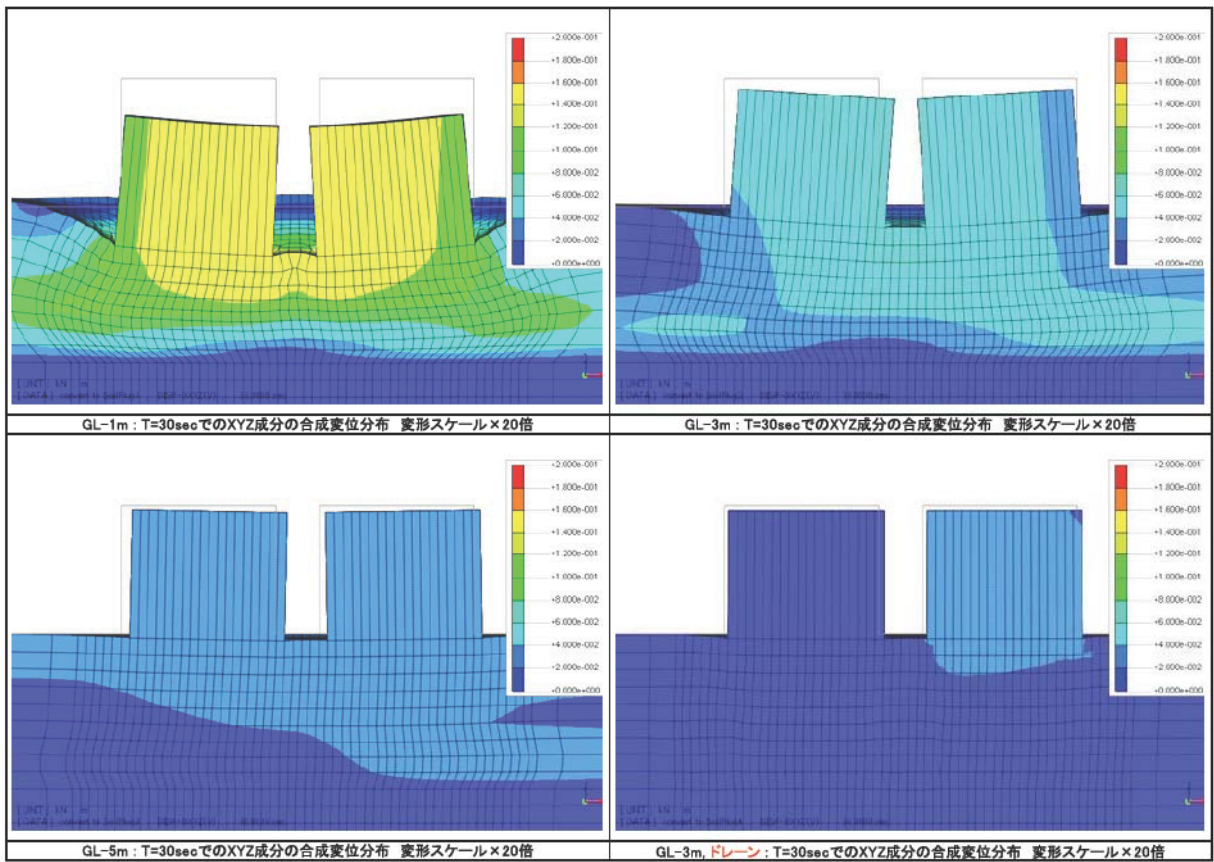
東京湾北部地震 2004_浅（衝撃型）

水位	ドレーン	左側				右側			
		① m	② m	差(①-②) m	傾斜角	③ m	④ m	差(④-③) m	傾斜角
GL:-1.0m	なし	-0.113	-0.144	0.031	3.5/1000	-0.145	-0.109	0.036	4.0/1000
GL:-3.0m	なし	-0.031	-0.061	0.031	3.4/1000	-0.061	-0.032	0.029	3.2/1000
GL:-5.0m	なし	-0.011	-0.019	0.008	0.9/1000	-0.018	-0.012	0.006	0.7/1000
GL:-3.0m	あり	-0.013	-0.014	0.001	0.1/1000	-0.013	-0.013	0.000	0.0/1000





想定関東地震



東京湾北部地震 2004_浅
 図 4.2.5-9 変形図のまとめ

4.3 遠心実験シミュレーション解析

遠心実験(50G)では、液状化砂層として7号珪砂（相対密度約 50%）を使用している。動的変形試験や液状化試験（中空ねじりせん断試験）を実施している。

4.3.1 土質パラメータの設定と要素シミュレーション

要素試験における初期せん断剛性 G_0 は $G \sim \gamma$ 関係より設定した。（解析におえる G_0 は、S 波速度 V_s より設定した。） 珪砂 7 号の土質パラメータは、後述する要素試験結果のシミュレーションより設定し、その値を表 4.3.1-1 に示す。珪砂 8 号は R-O モデルを用いており、そのパラメータ値は、珪砂 7 号と同じとした。

表 4.3.1-1 構成式のパラメータ（珪砂 7 号）

R-O モデル

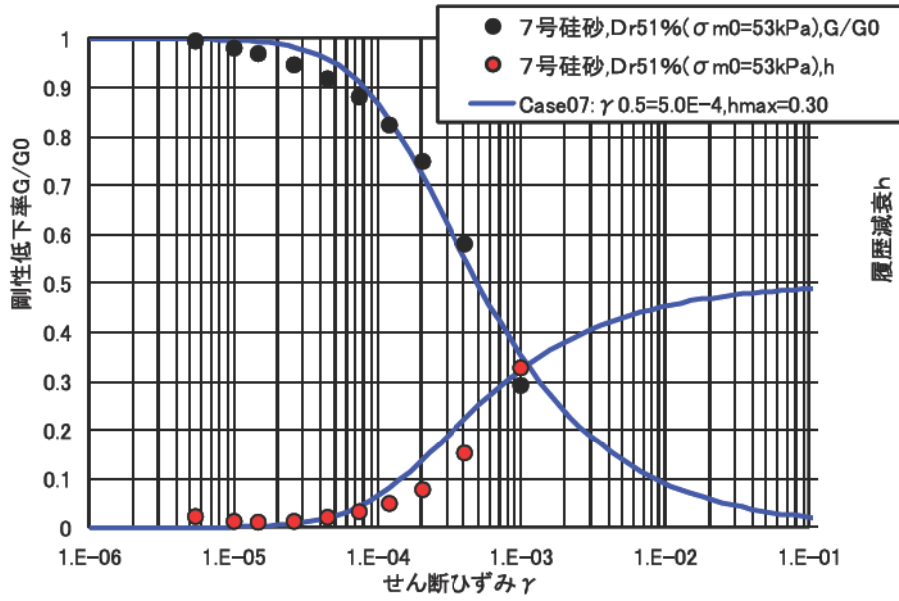
初期拘束圧	せん断剛性	ROモデルのパラメータ			
		G_{0i} kPa	$\gamma_{0.5i}$	$\gamma_{0.5}$	h_{max}
53 kPa	36000 kPa	4.95E+03 kPa	6.87E-05	5.00E-04	0.30

おわんモデル

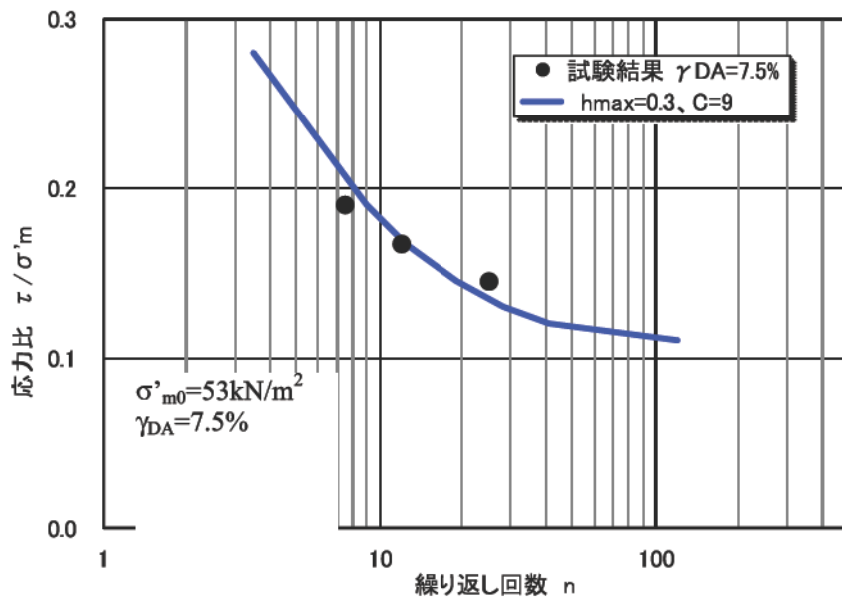
おわんモデルのパラメータ							計算片振幅 γ_{stop} %
A	B	C	D	$C_s/(1+e_0)$	$C_c/(1+e_0)$	XI	
-0.5	1.4	9.0	40	0.006	0.007	0.11	3.8

- ・地盤のポアソン比 $\nu=0.33$
- ・ $K_w/n=10^3 \text{kN/m}^2$ (K_w : 水の体積弾性係数、 n : 間隙率)

珪砂 7 号の要素試験結果とシミュレーション結果を、図 4.3.1-1, 2 に示す。要素試験における相対密度 $D_r=51\%$ 、初期平均有効応力 $\sigma'_{m0}=53 \text{kN/m}^2$ である。



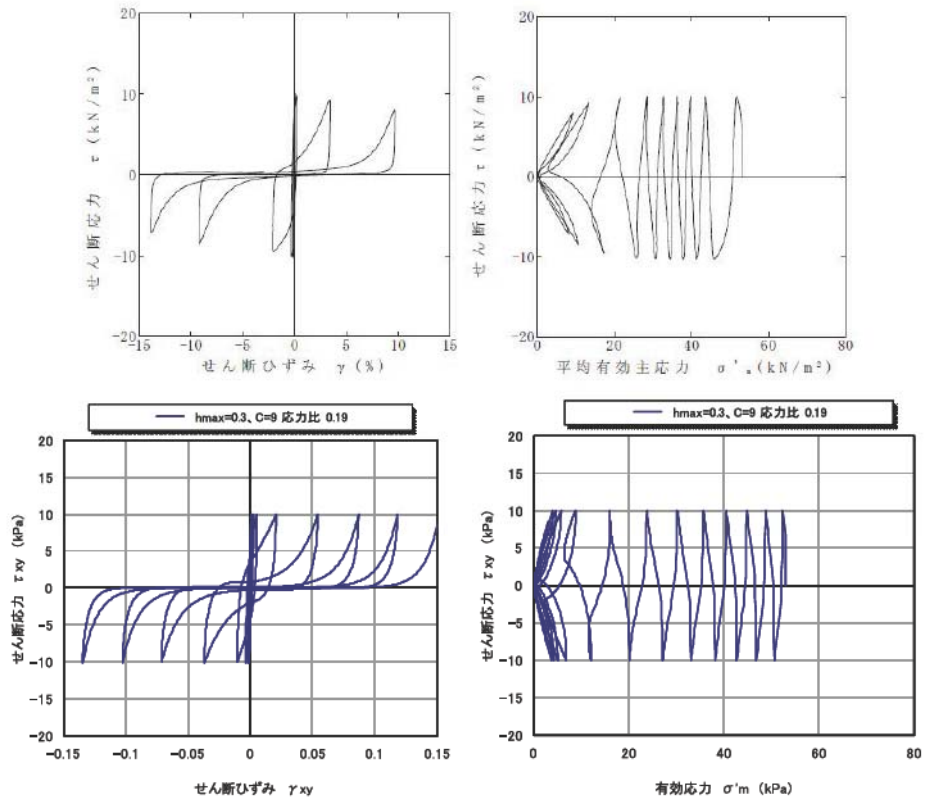
$G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 関係



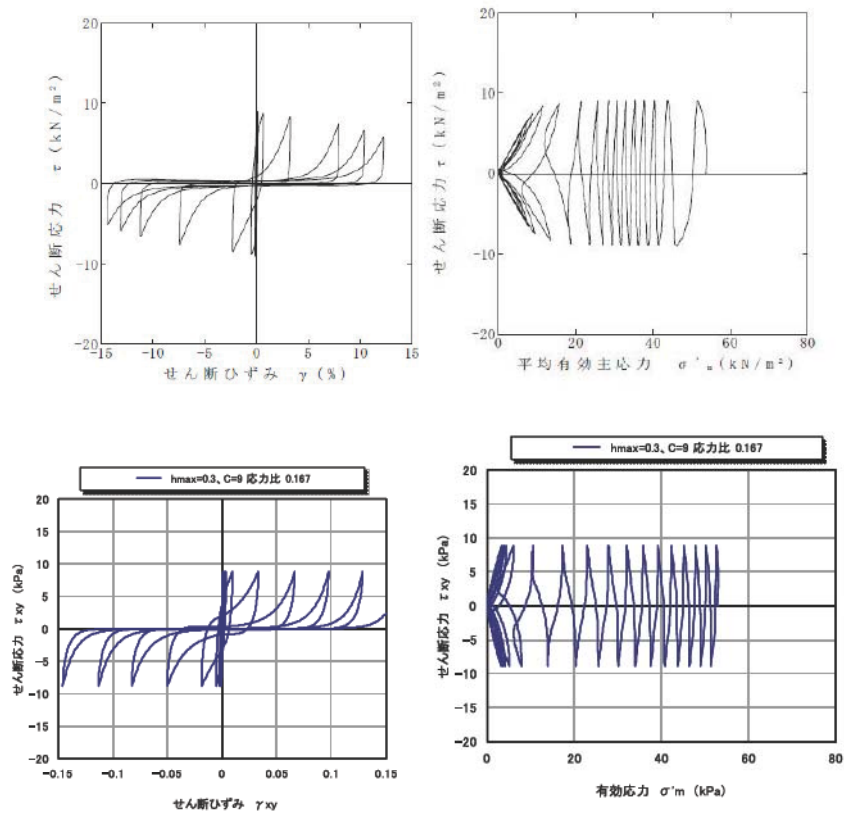
液状化強度曲線

砂 7 号の非線形特性と液状化特性

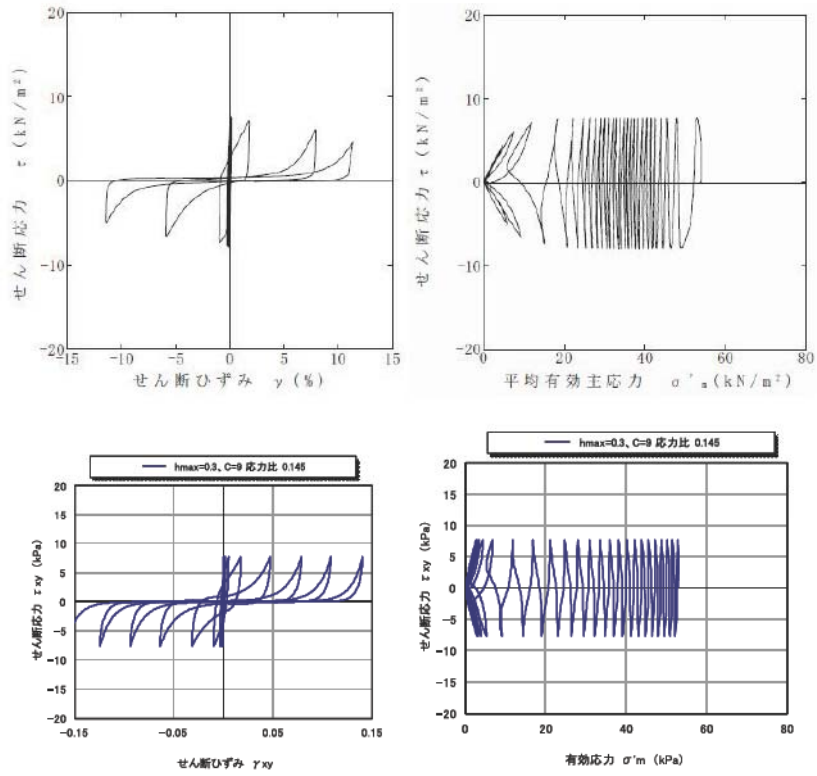
(プロット：実験値、実践：計算値)



(a) 応力比=0.19



(b) 応力比=0.167



(c) 応力比=0.145

図 4.3.1-2 珪砂 7 号の応力～ひずみ関係と有効応力経路

4.3.2 解析条件

加振方向はモデル長手 1 方向なので、図 4.3.2-1 に示すように、対称性を考慮して 1/2 モデルとした。FEM モデルと寸法を図 4.3.2-2,3 に示す。

・境界条件：

静的解析：底面固定。側面は鉛直ローラー（水平変位成分を Fix）

動的解析：底面固定。側面は、3 か所で MPC、左右と中央を同変位に結合。加振と水平方向の面は面法線方向の変位を Fix。

解析時間は、実験の加振時間である 120 秒間とする。土槽底面では、水平成分と鉛直成分の加速度が観測されているが、実感の加振は水平のみであることもあり、土層底面における水平成分 (ACH20)のみを入力した。

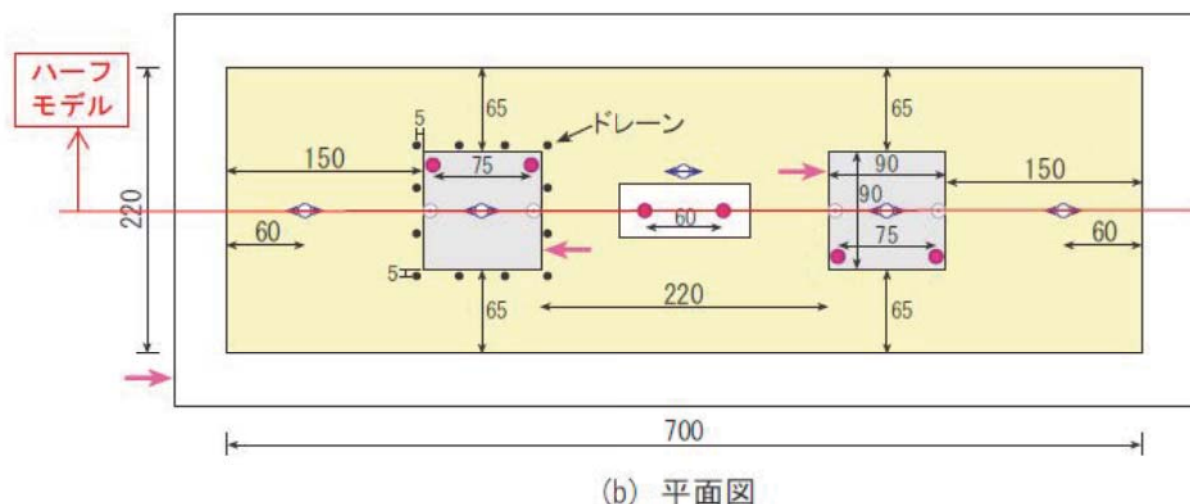
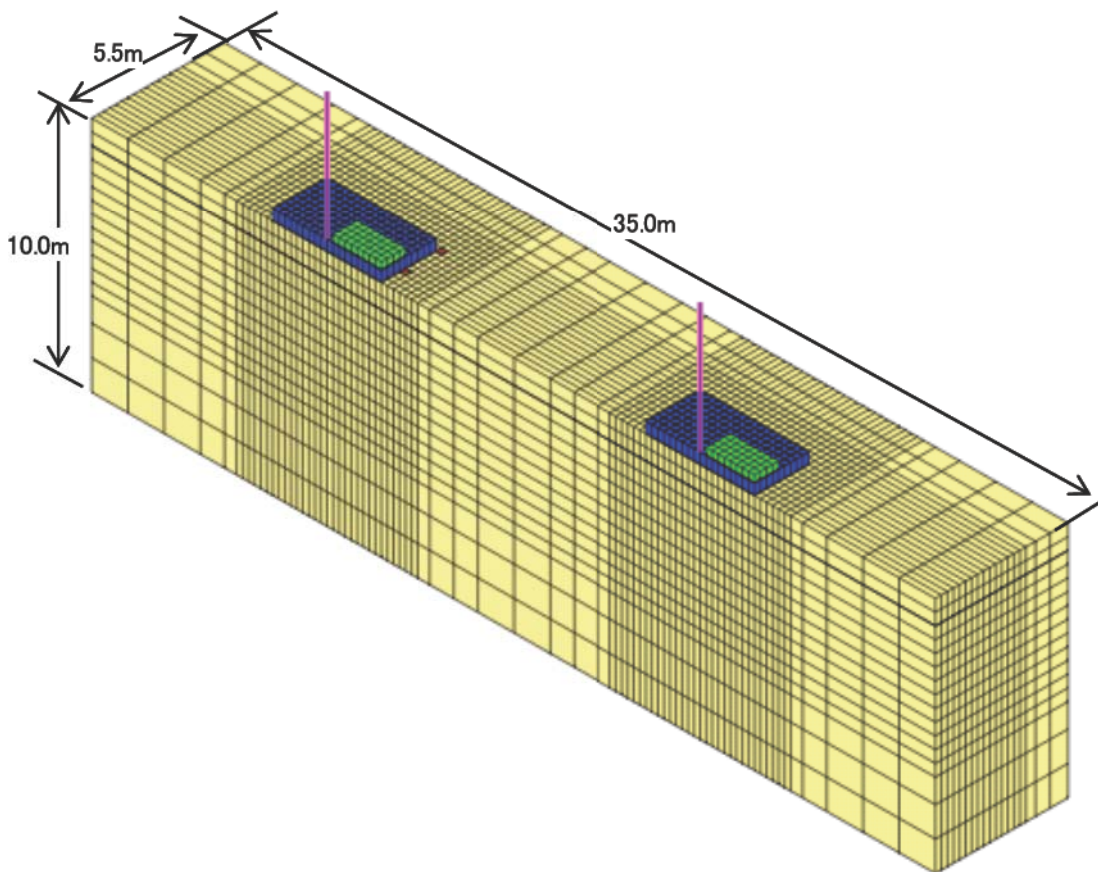
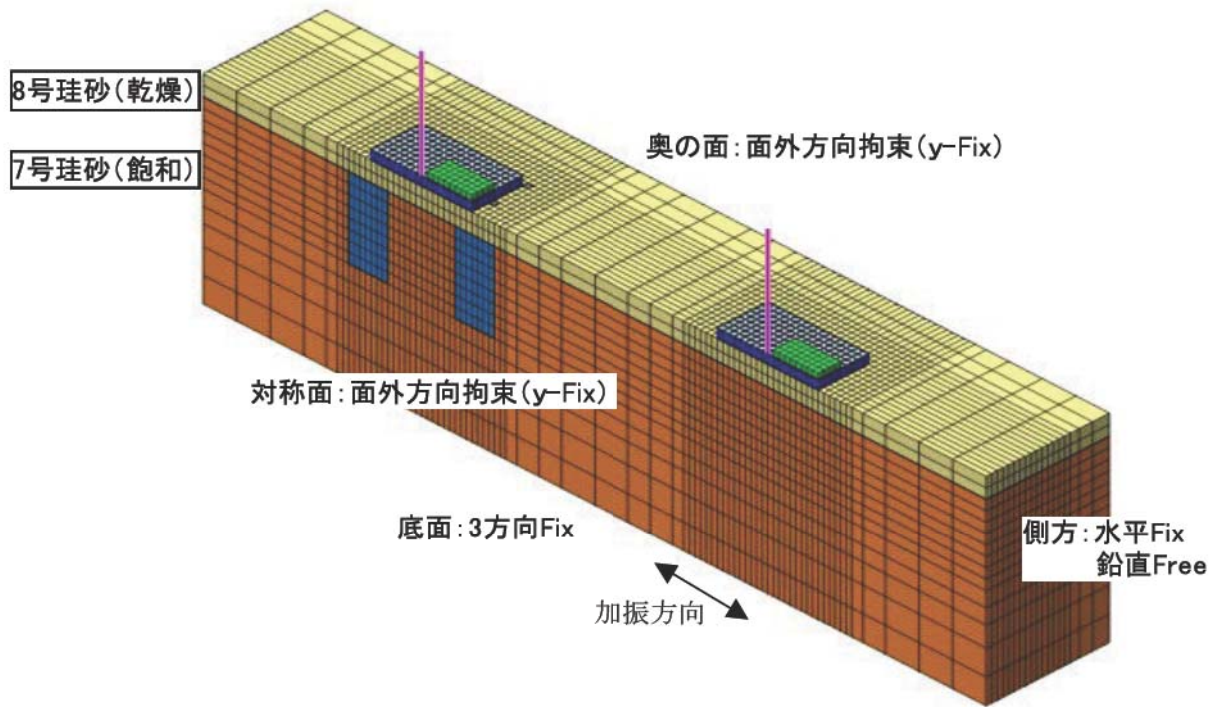


図 4.3.2-1 モデル化領域

■ ドレーンのモデル化

円柱形のドレーンの直径 $\phi 25\text{cm}$ (模型で 5mm) を、1 辺 25cm の角柱とした (■印)。その周辺は、R-O+おわんモデルにより、過剰間隙水圧は考慮するが、排水効果を加味して、残留有効応力比を 3 段階に設定した。(残留有効応力比とは、 $(1 - \text{過剰間隙水圧比})$ であり、周辺地盤が液状化してもこの有効応力は排水効果によって保持される。) すなわち、ドレーンから 25cm 外側は、残留有効応力比を 40% (最大水圧比 60%)、その外側 25cm は残留有効応力比を 10% (最大水圧比 90%)、その外側 25cm は残留有効応力比を 5% (最大水圧比 95%)、とした。さらにその外側の地盤は、R-O+おわんモデルでモデル化し、通常的地盤とした。図 4.3.2-4 にドレーンの配置とその周辺の残留有効応力比の条件を示す。ドレーン柱の中心間距離は、 1.5m である。このとき、最大過剰間隙水圧比の上限値 95% のゾーンが連続することになる (図中の青領域が連続)。



・減衰：剛性比例型減衰： $[C]=0.002 \times [K]$

図 4.3.2-2 FEM モデル鳥瞰図

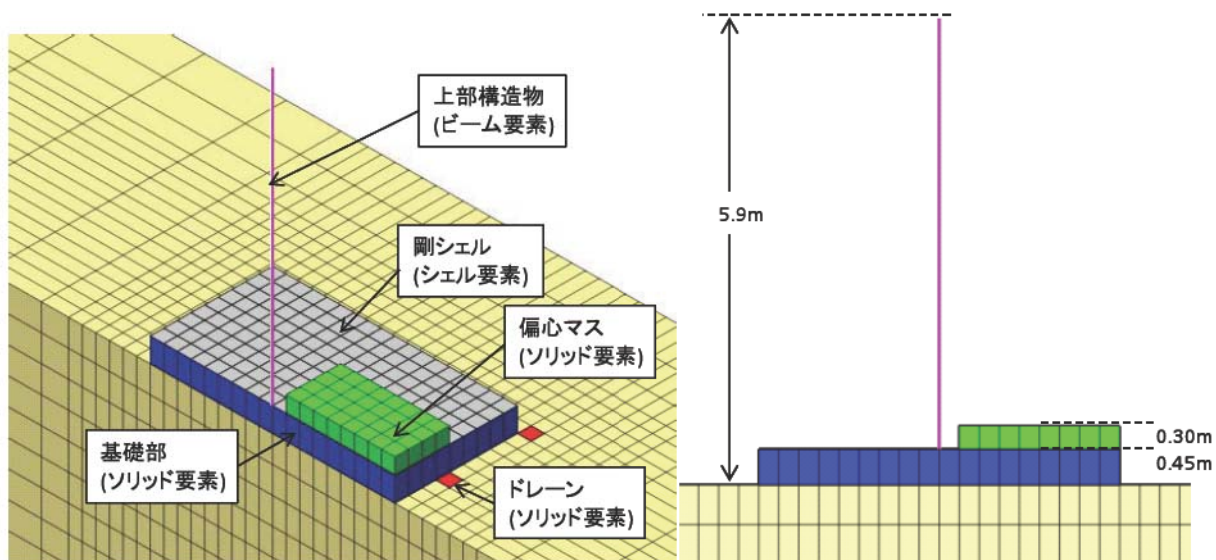
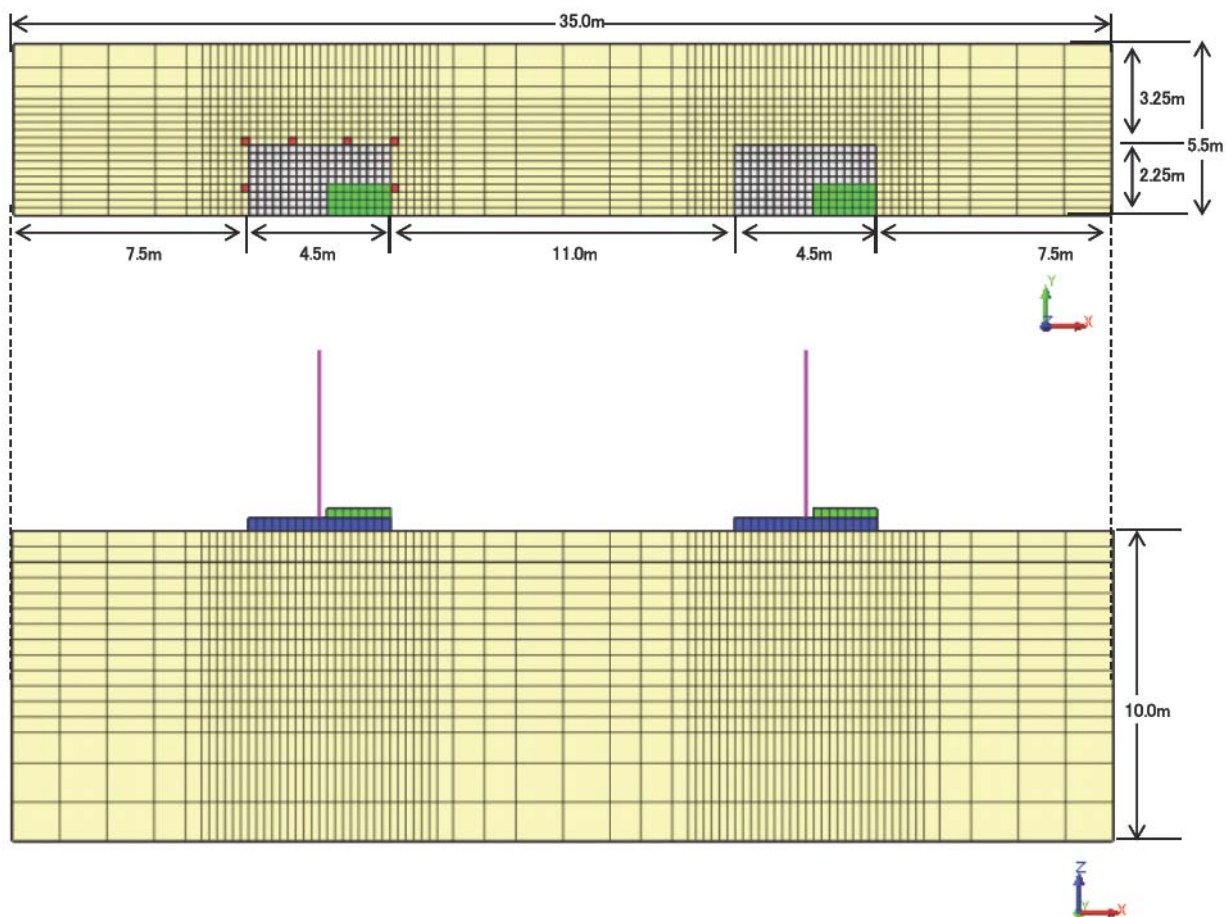


図 4.3.2-3 (1) FEM モデルと寸法

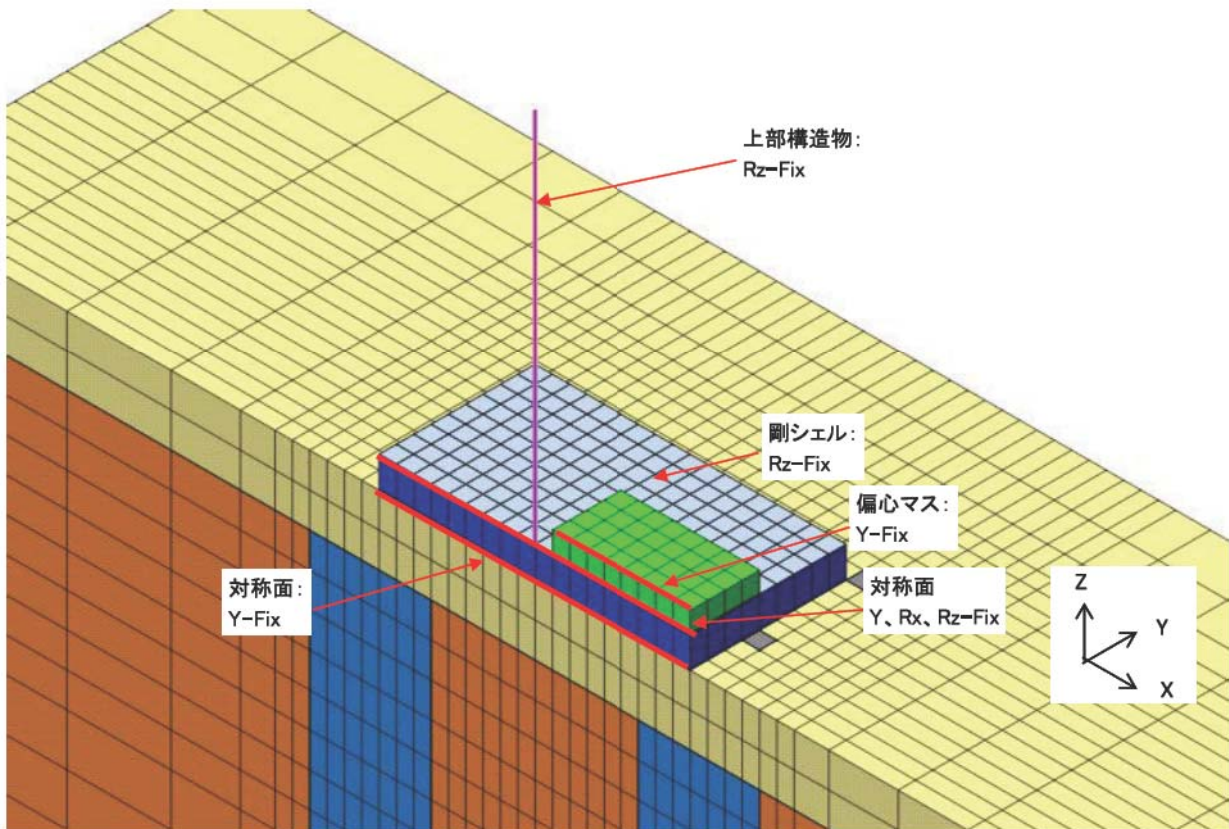
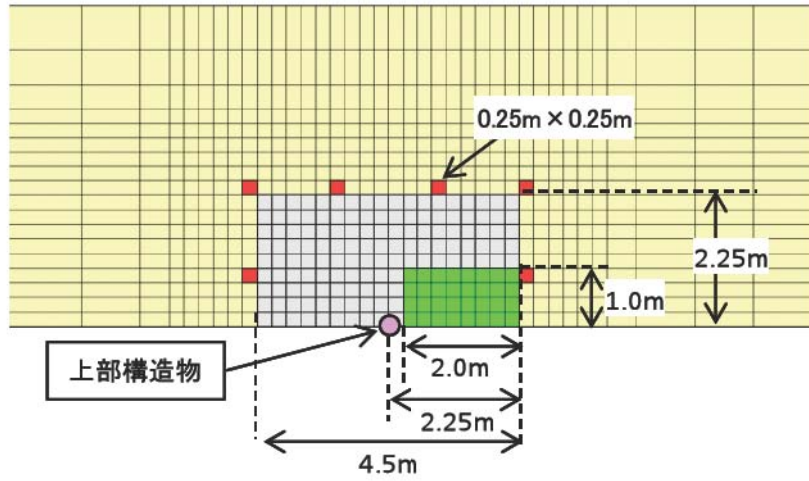
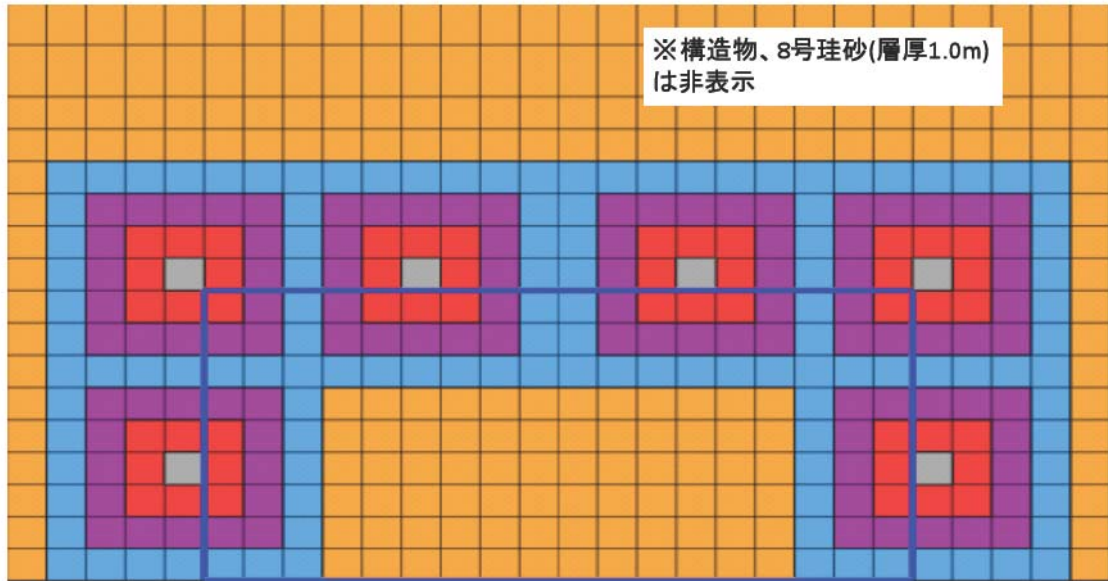


図 4.3.2-3 (2) FEM モデルと寸法



- ドレーン
- 残留有効応力_40%
- 残留有効応力_10%
- 残留有効応力_5%
- 構造物接地位置

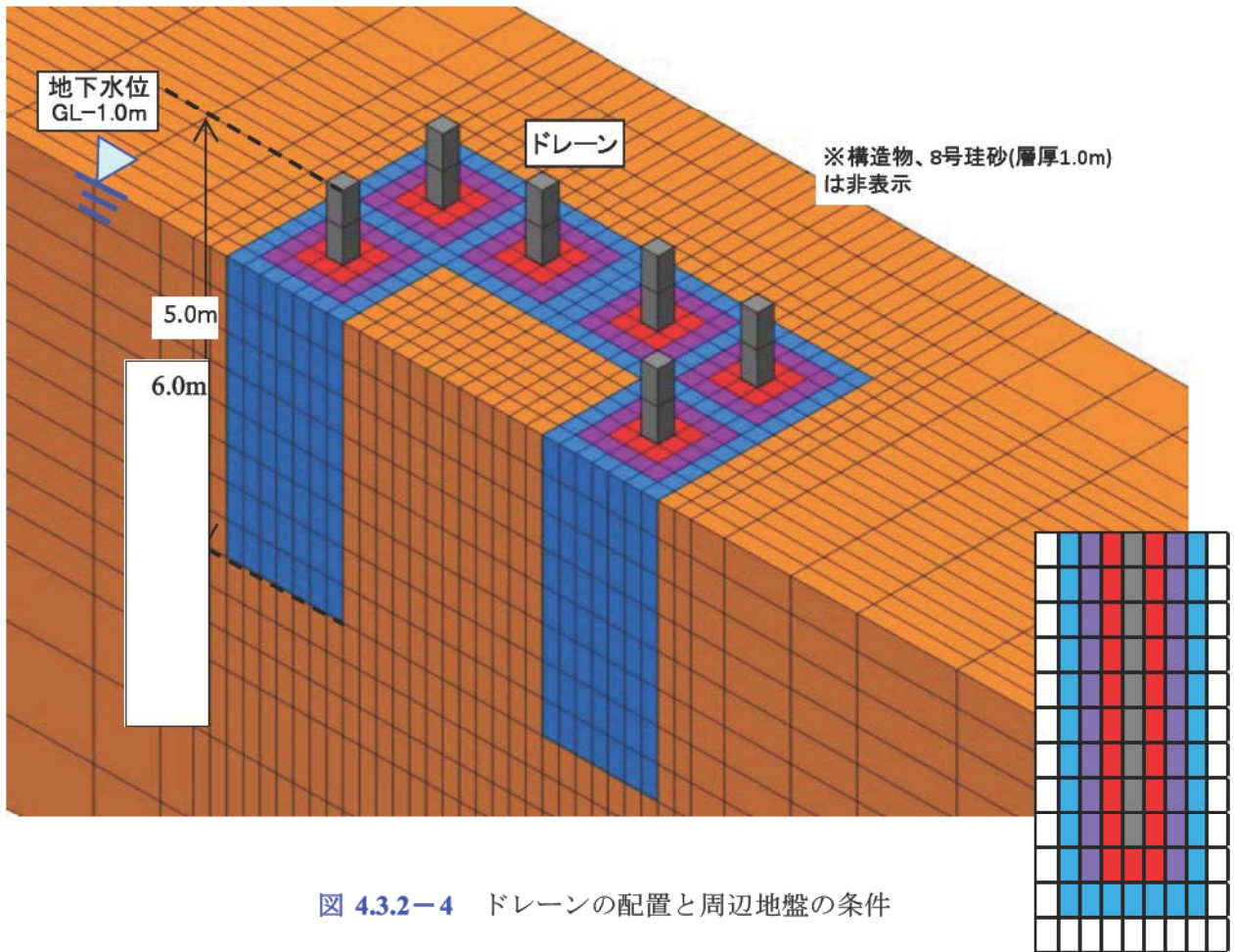


図 4.3.2-4 ドレーンの配置と周辺地盤の条件

4.3.3 初期剛性分布

各ケースにおける、密度 ρ 、相対密度 D_r 、 S 波速度、を示す。

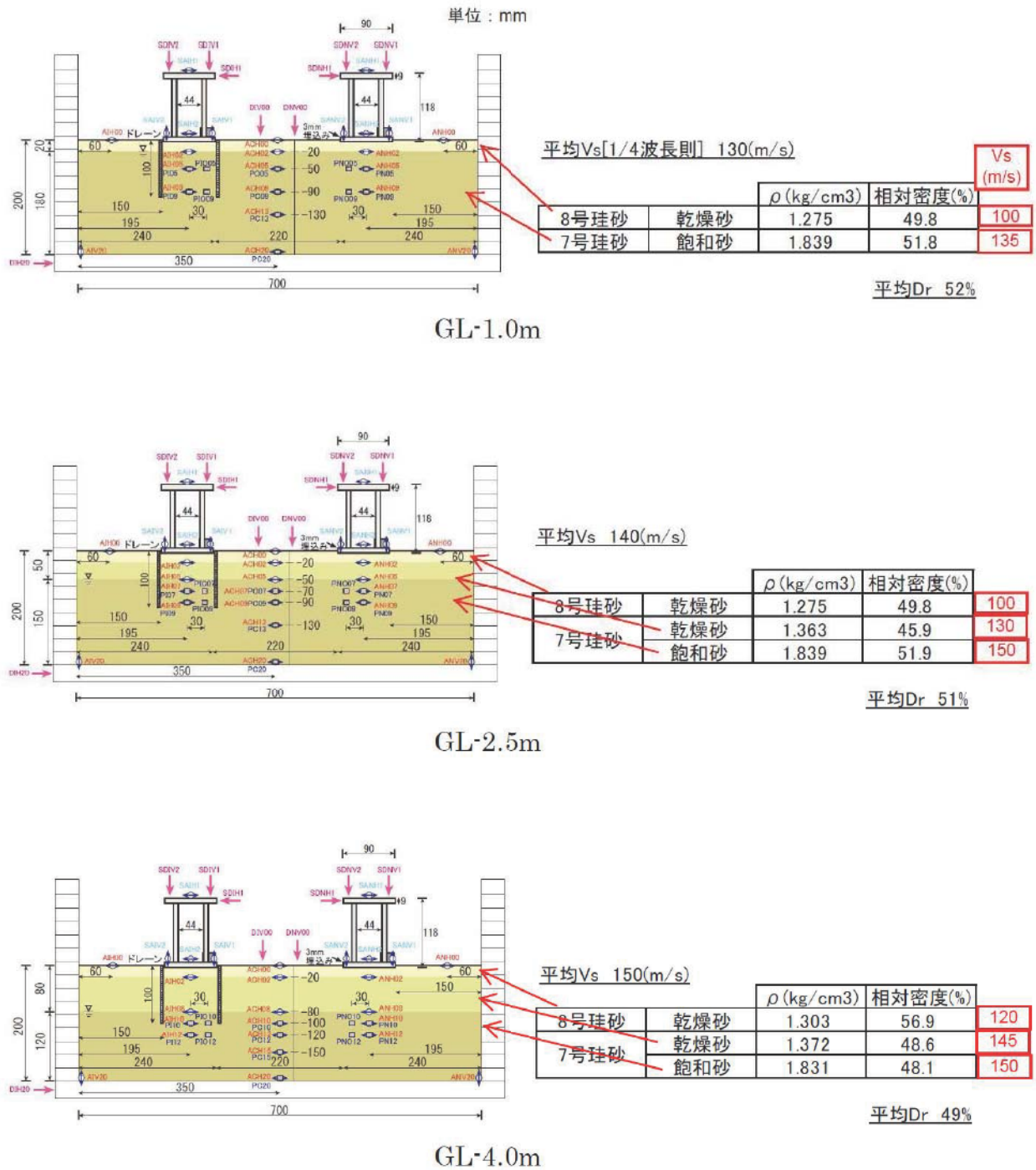


図 4.3.3-1 初期地盤条件

4.3.4 初期自重解析

3 ケースの初期自重解析結果を図 4.3.4-1~3 に示す。

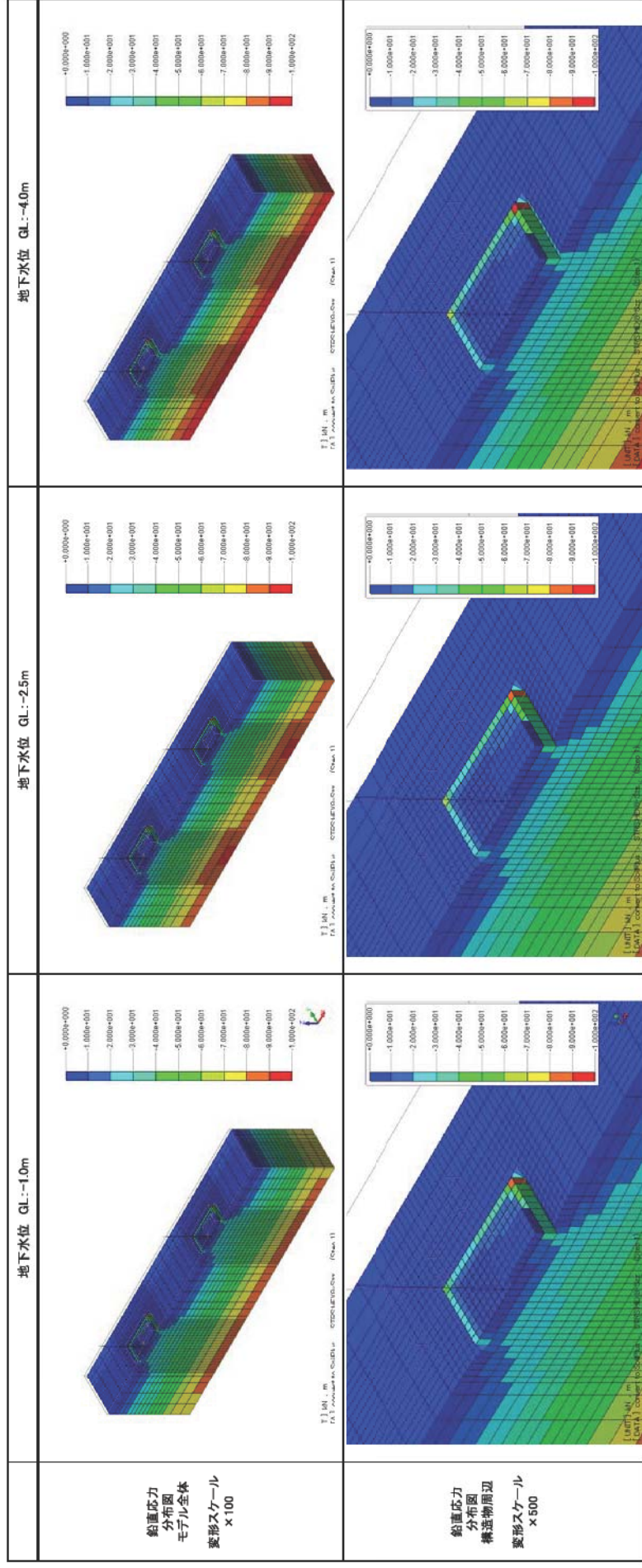


図 4.3.4-1 (1) 初期自重解析結果 (コンター＝鉛直応力)

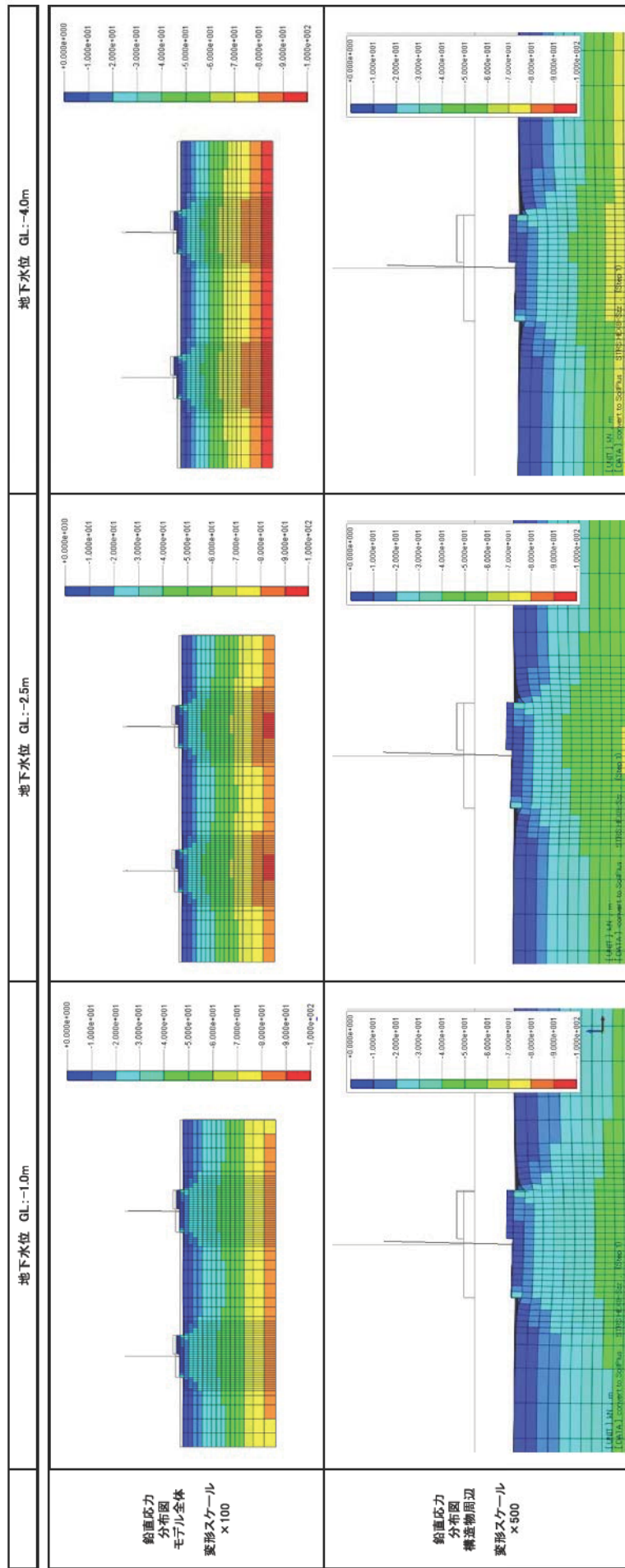


図 4.3.4-1 (2) 初期自重解析結果 (コンター＝鉛直応力)

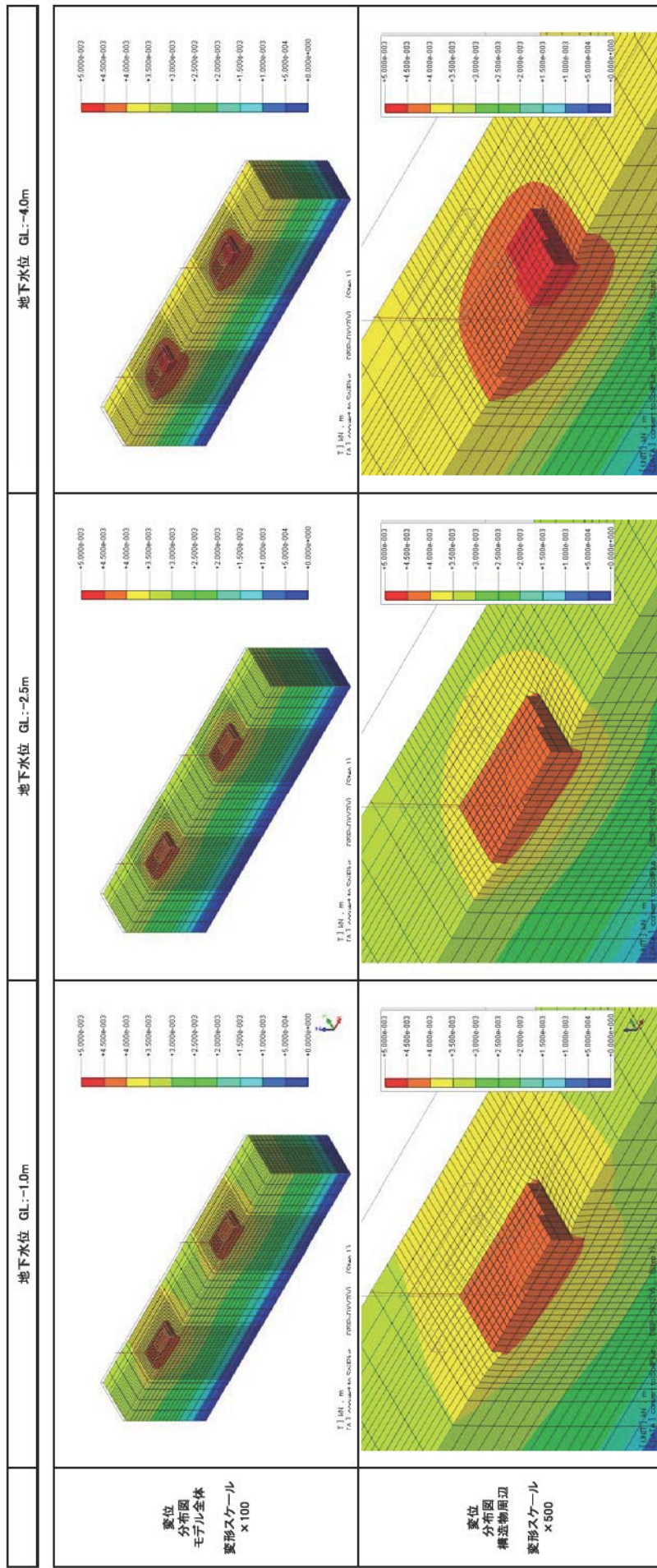


図 4.3.4-2 初期自重解析結果 (コンタナー=変位)

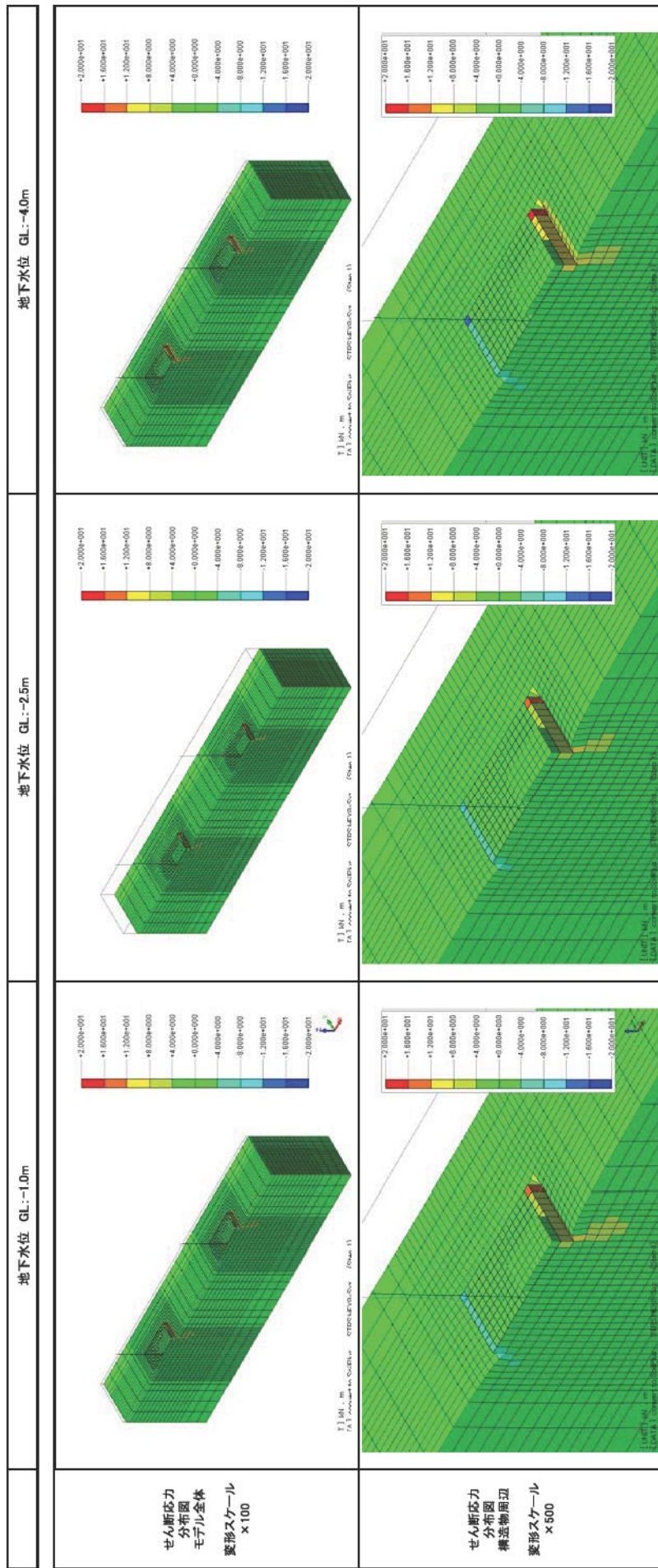
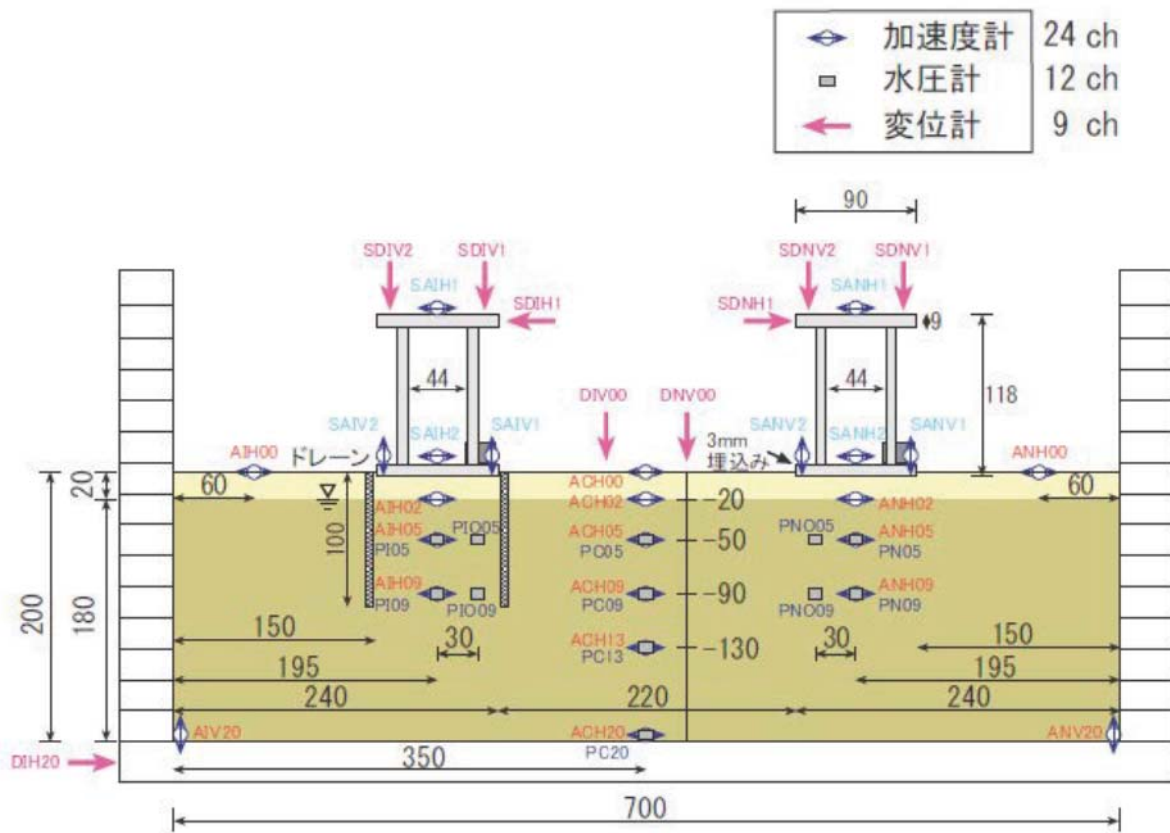


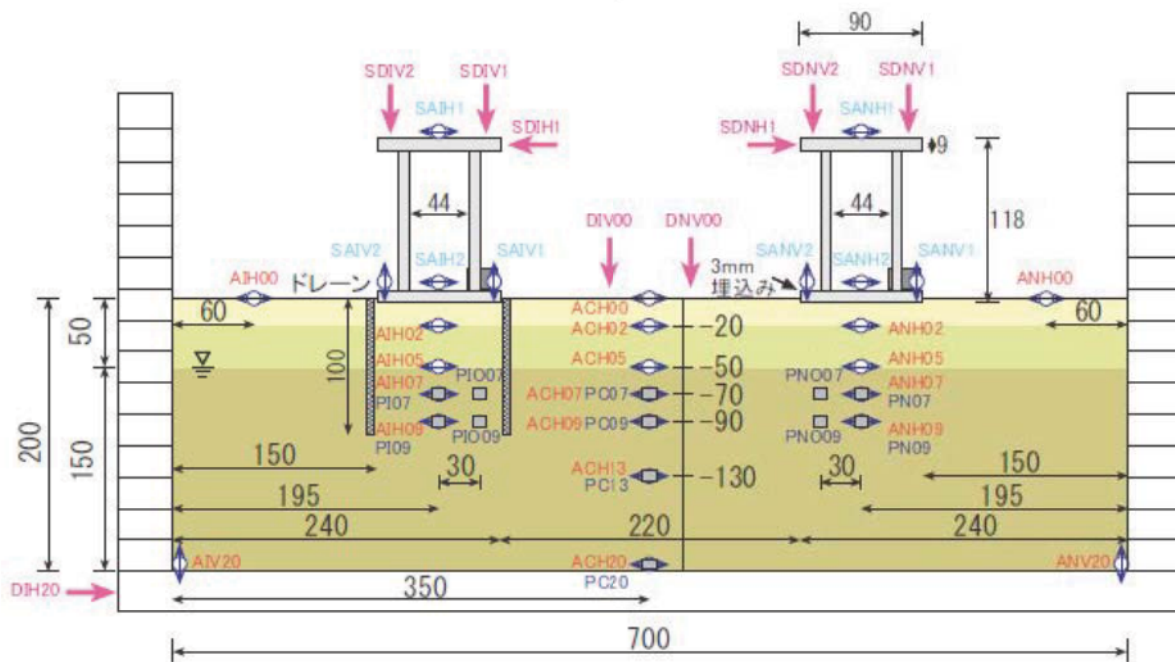
図 4.3.4-3 初期自重解析結果 (コンター=せん断応力)

4.3.5 解析結果

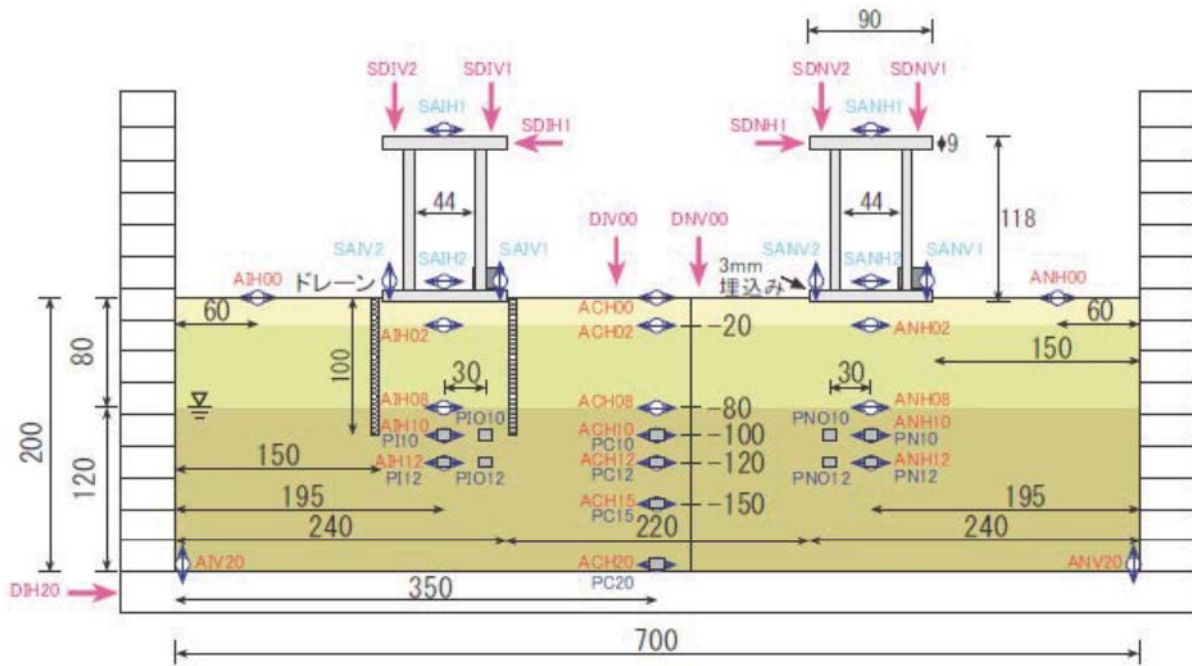
各ケースの時刻歴出力個所を図 4.3.5-1 に示す。



(a) 地下水位 GL-1.0m



(b) 地下水位 GL-2.5m



(c) 地下水位 GL-4.0m

図 4.3.5-1 時刻歴出力箇所

解析結果を実験結果と併せて示す。シミュレーションの対象と時間は、加振中の0秒～120秒である。(地表の加速度で ANH00 と ACH00 が逆)

各ケースの解析結果を概観すると、以下のようになる。

- ・加速度は、液状化により振幅が小さくなる様子など概ね良好にシミュレートできている。
- ・過剰間隙水圧比は、水圧の上昇の様子や液状化に至る時刻など概ね良好にシミュレートできている。GL-2.5, -4.0m の構造物下では、実験では振動成分が見られるが、解析では見られない。
- ・鉛直変位は、沈下量のオーダーとしてはシミュレートできている。ただし、対策の有無の差異が明確ではない。また、GL-1.0m の中央の沈下を過大に評価している。
- ・傾斜角は、解析結果の方が小さい。
- ・対策の有無の差異は、地下水位低下による傾斜抑制効果はある程度表現できているが、ドレーンによる傾斜抑制効果は明確ではない。
- ・構造物頂部の水平変位は、GL-4.0m では良く一致している。GL-1.0, -2.5m では、無対策側の残留変位は表現できていない。
- ・実験では、地下水位低下やドレーンの影響が、構造物の傾斜を抑制していることが明瞭であるが、解析ではそのことが明瞭には現れていない。これは解析では無対策の構造物の傾斜が小さかったためと思われる。

(1) 地下水位 GL-1.0m

地下水位 GL-1.0m の時刻歴の比較を図 4.3.5-2~6 に示す。

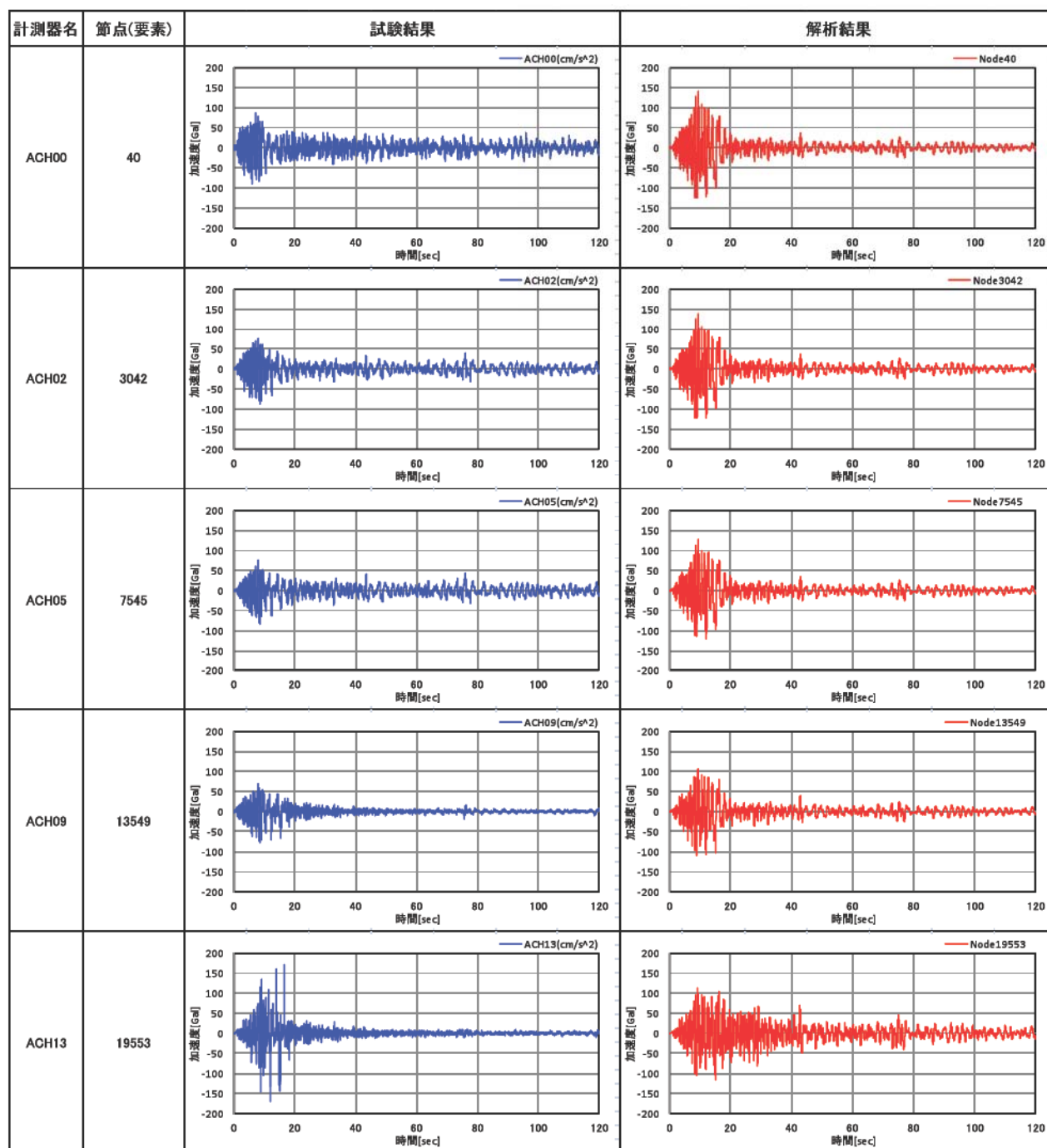


図 4.3.5-2 (1) 水平加速度（中央地盤）、地下水位 GL-1.0m

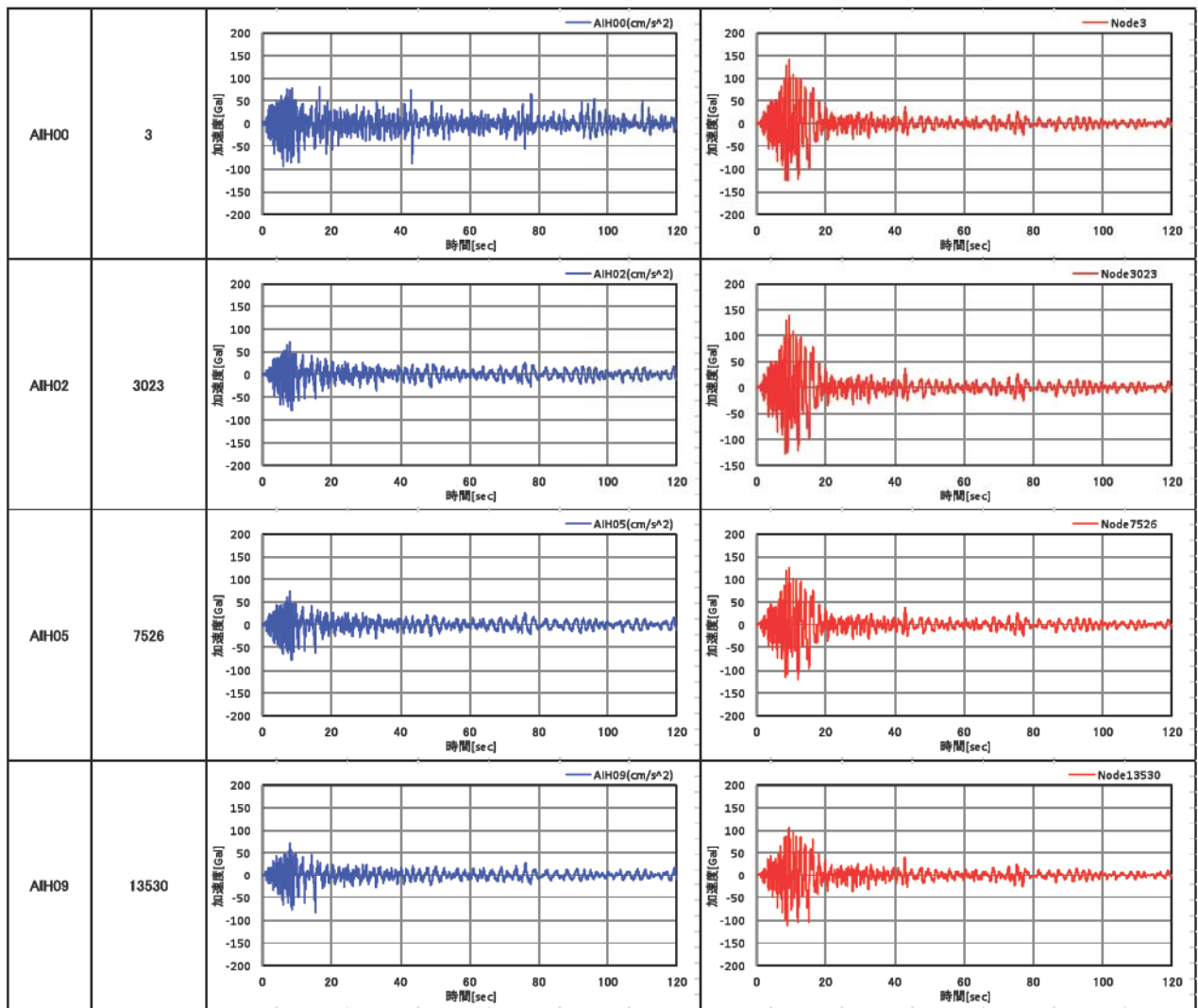


図 4.3.5-2 (2) 水平加速度（ドレーン側地盤）、地下水位 GL-1.0m

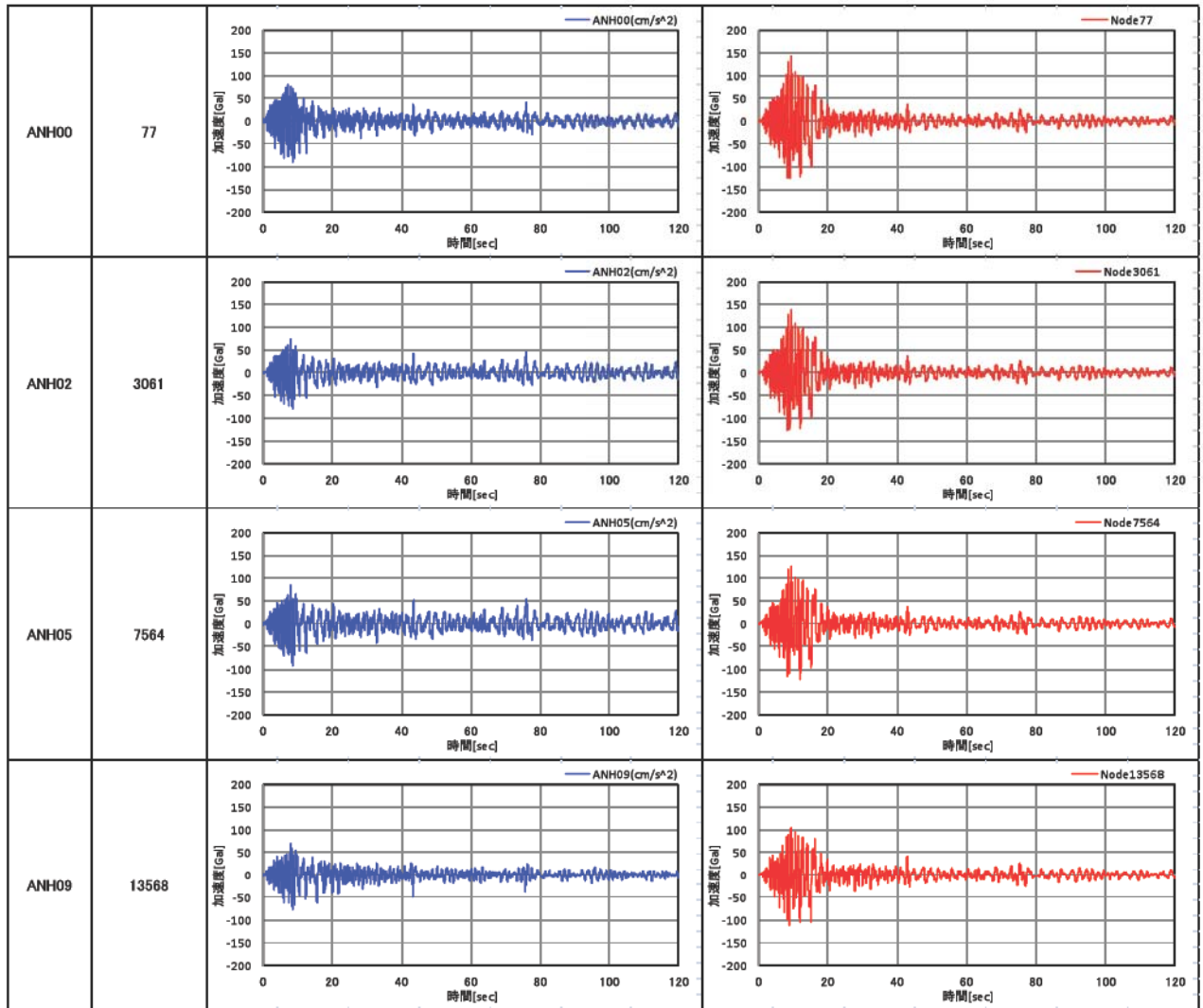


图 4.3.5-2 (3) 水平加速度（無对策側地盤）、地下水位 GL-1.0m

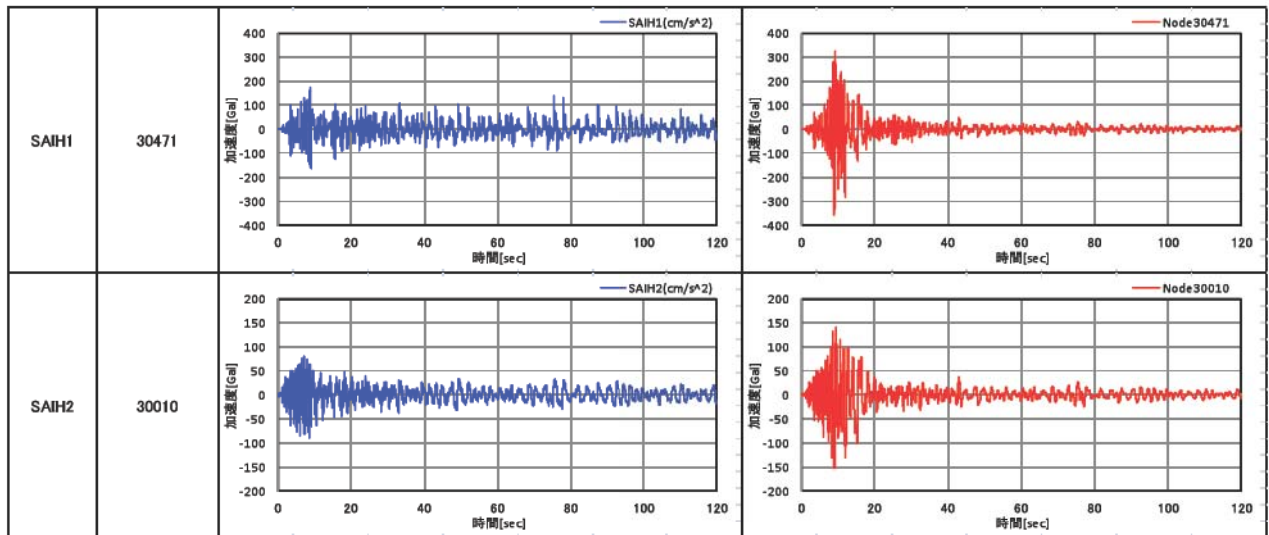


図 4.3.5-2 (4) 水平加速度（ドレーン側構造物）、地下水位 GL-1.0m

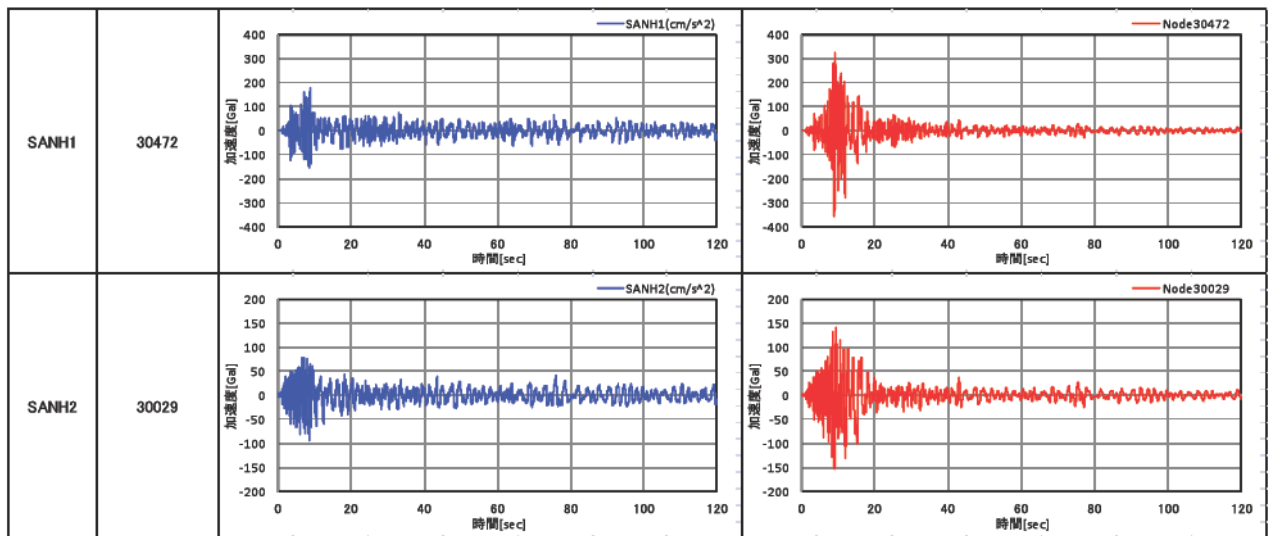


図 4.3.5-2 (5) 水平加速度（無対策側構造物）、地下水位 GL-1.0m

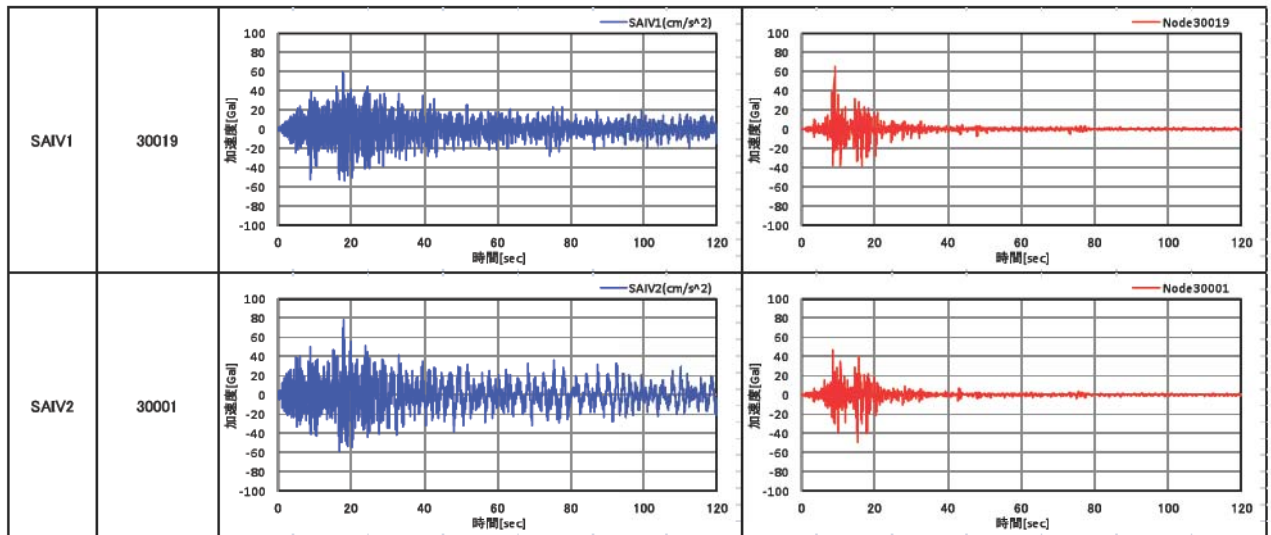


図 3.5-2 (6) 鉛直加速度（ドレーン側構造物基礎）参考、地下水位 GL-1.0m

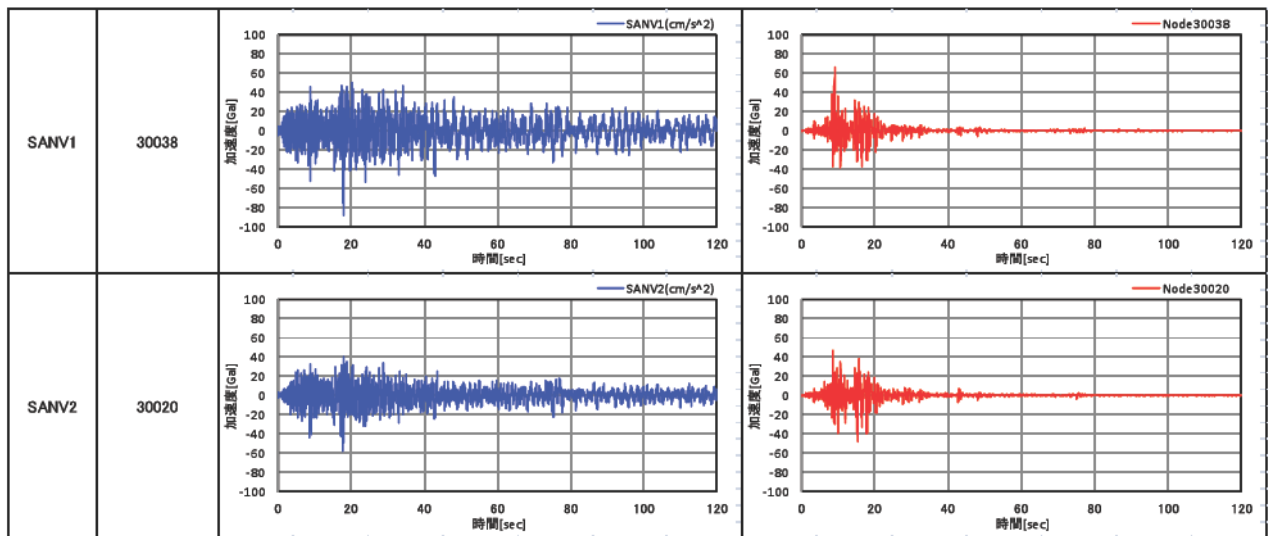


図 4.3.5-2 (7) 鉛直加速度（無対策側構造物）参考、地下水位 GL-1.0m

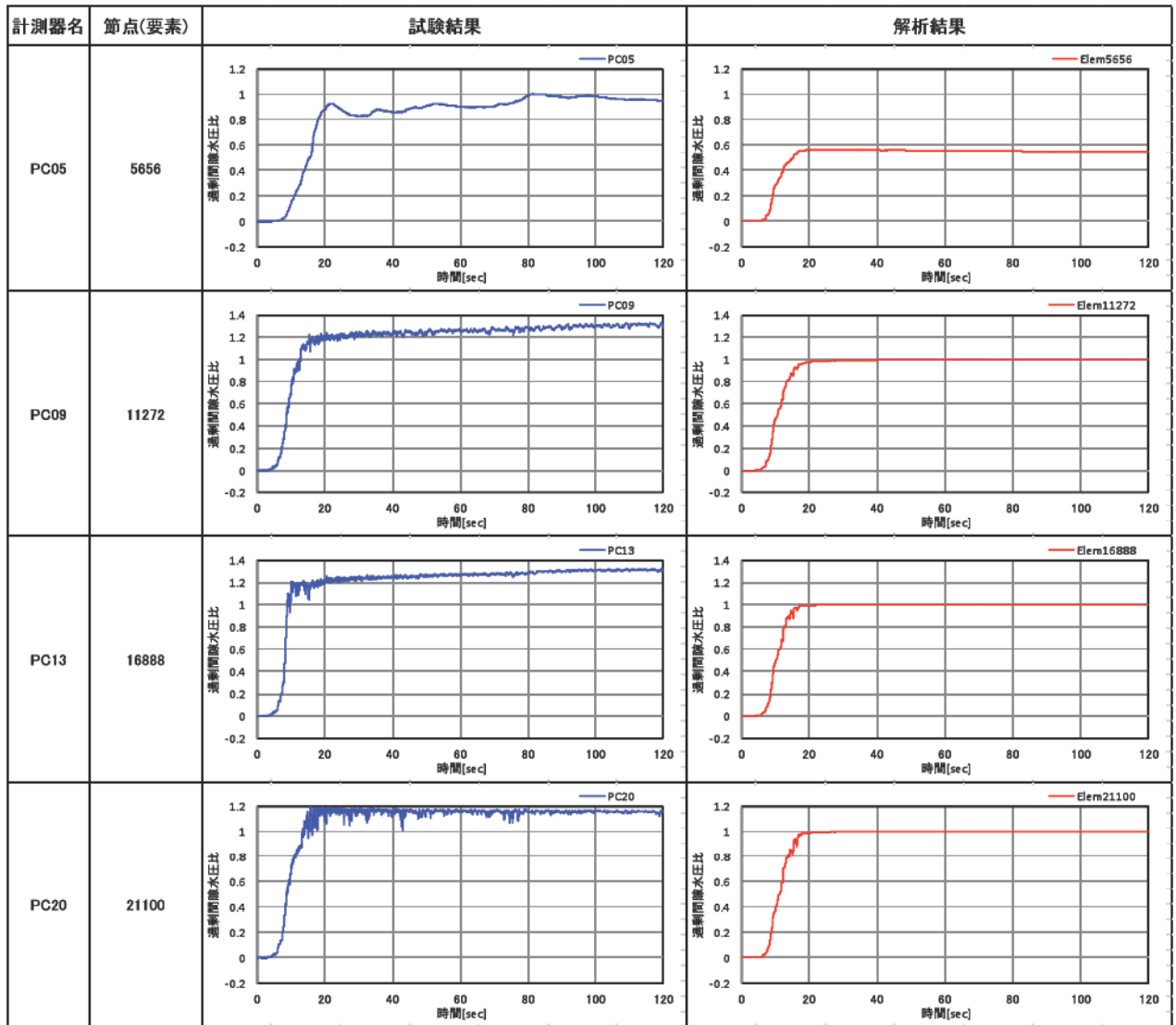


圖 4.3.5-3 (1) 過剩間隙水圧比 (中央地盤)、地下水位 GL-1.0m

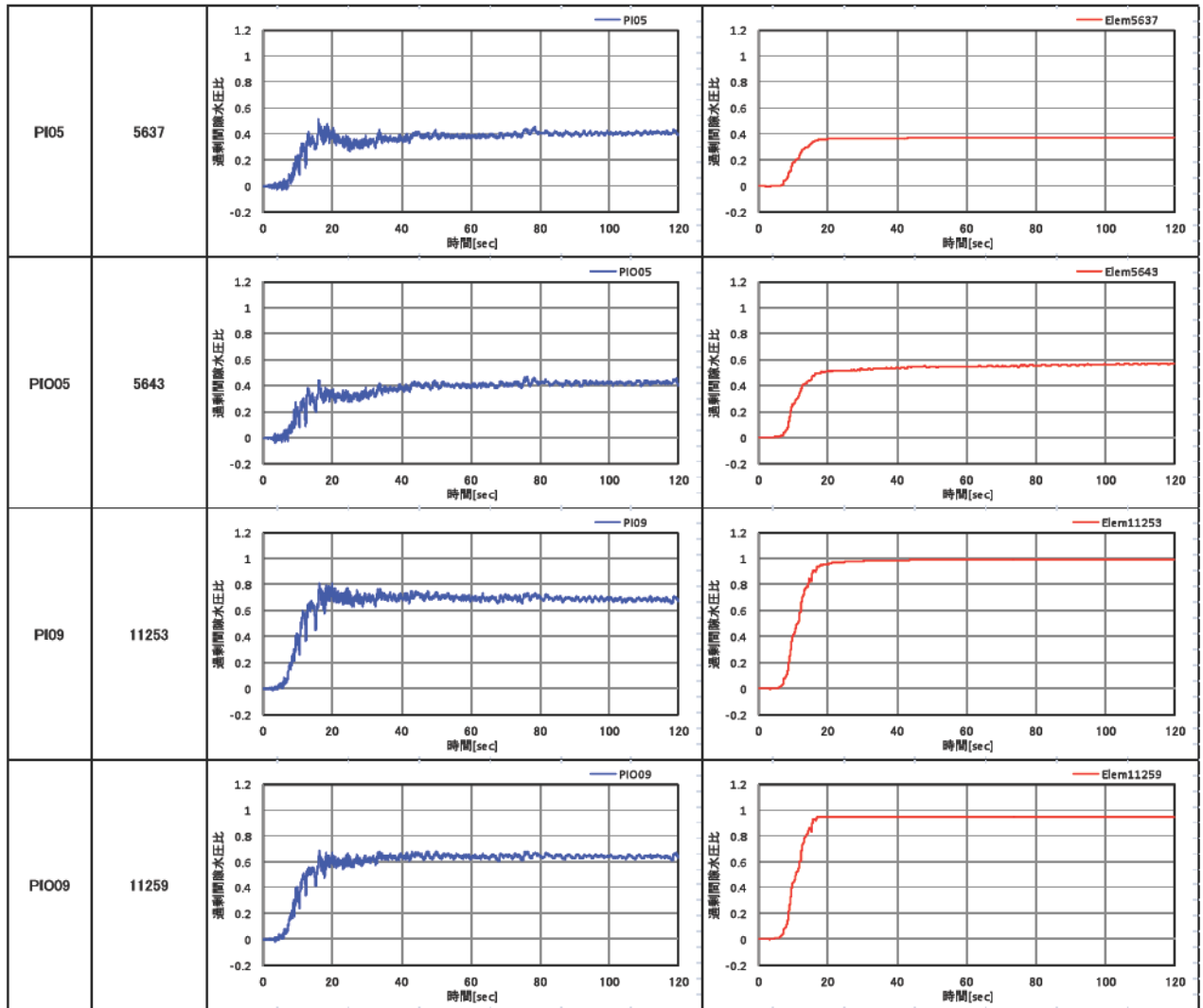


図 4.3.5-3 (2) 過剰間隙水圧比（ドレーン側地盤）、地下水位 GL-1.0m

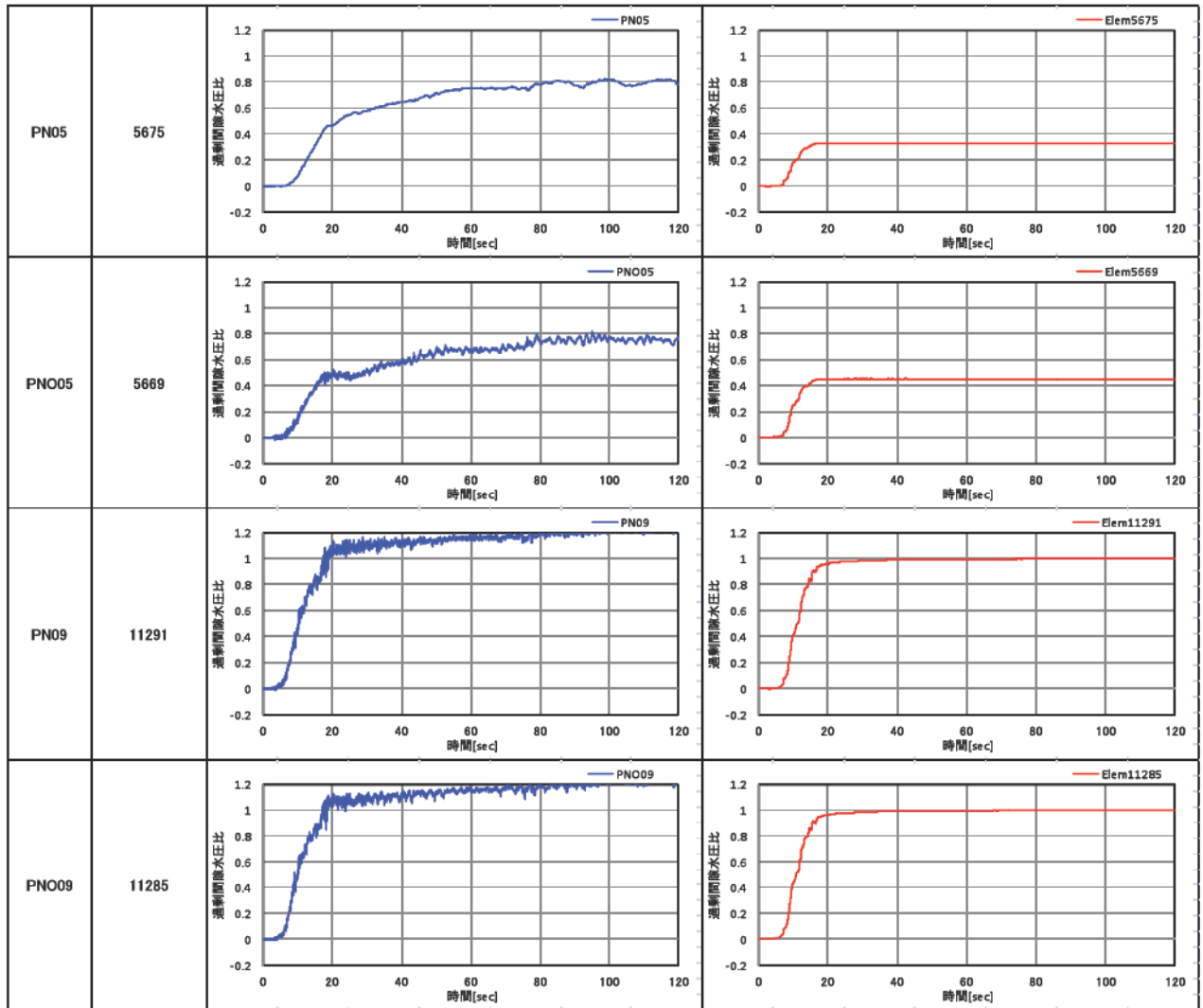


圖 4.3.5-3 (3) 過剩間隙水圧比（無対策側地盤）、地下水位 GL-1.0m

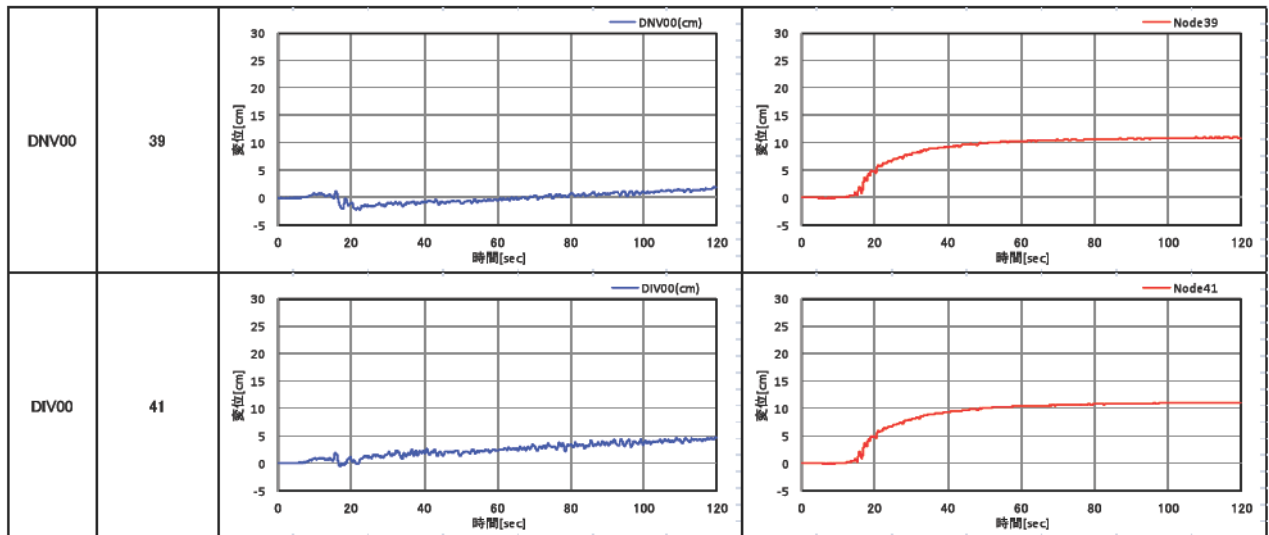


図 3.5-4 地盤鉛直変位（中央地盤、プラスが沈下）、地下水位 GL-1.0m

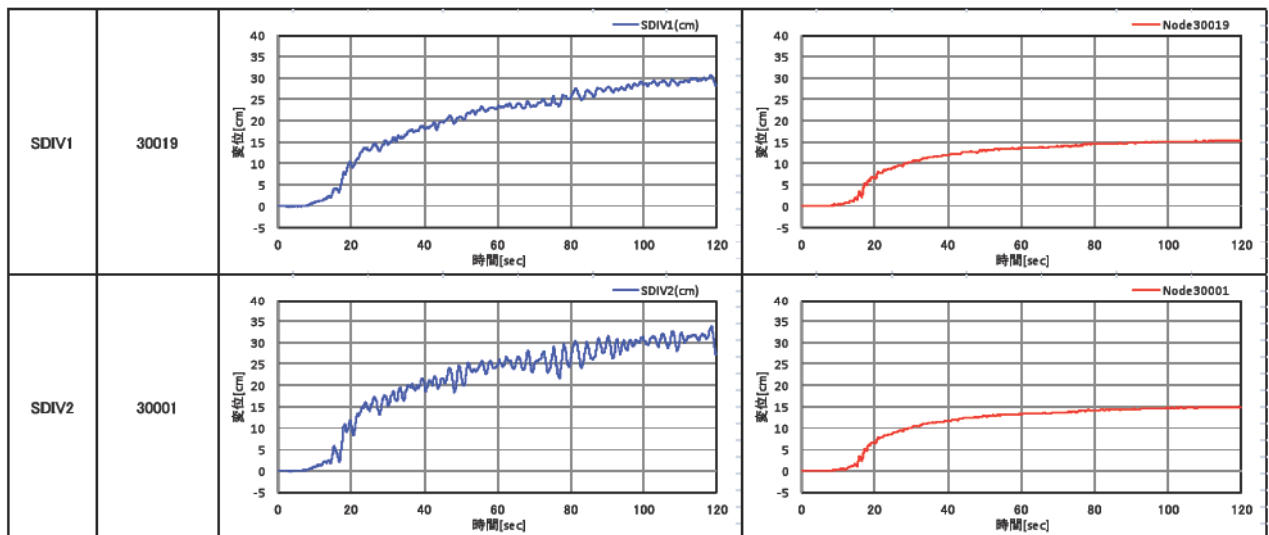


図 3.5-5 (1) 構造物鉛直変位（ドレーン側、プラスが沈下）、地下水位 GL-1.0m

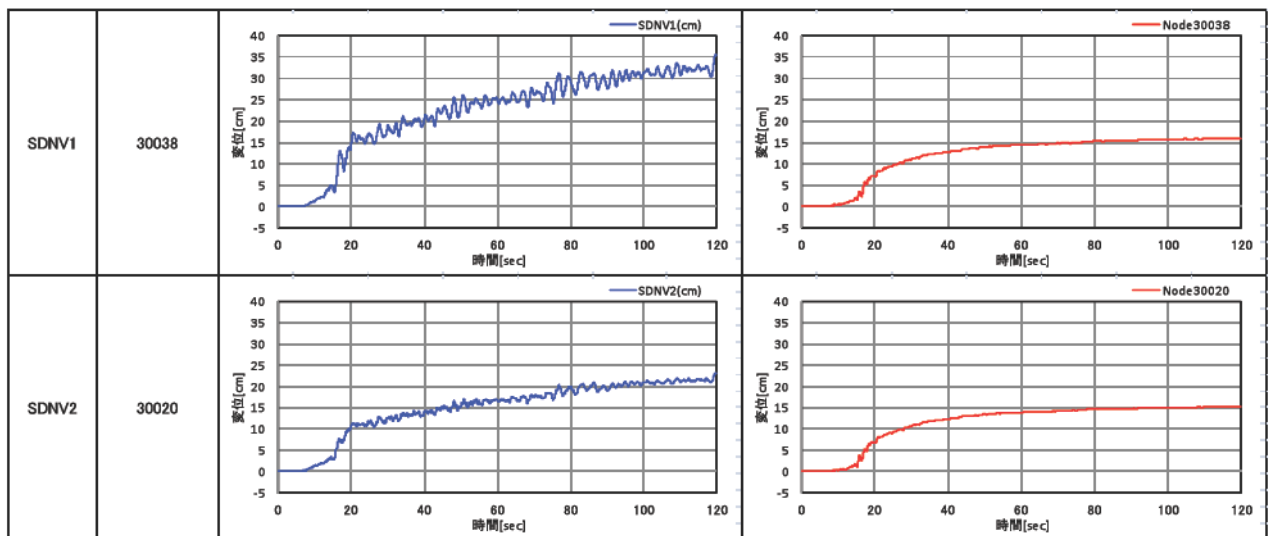


図 4.3.5-5 (2) 構造物鉛直変位（無対策側、プラスが沈下）、地下水位 GL-1.0m

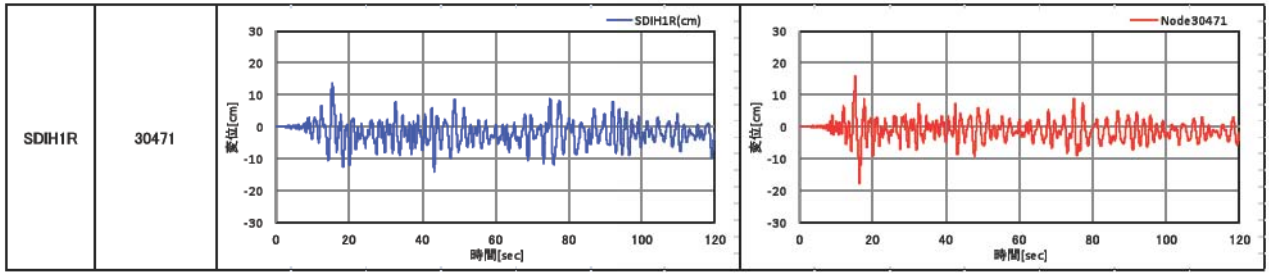


図 3.5-6 (1) 構造物頂部水平変位（ドレーン側）、地下水位 GL-1.0m

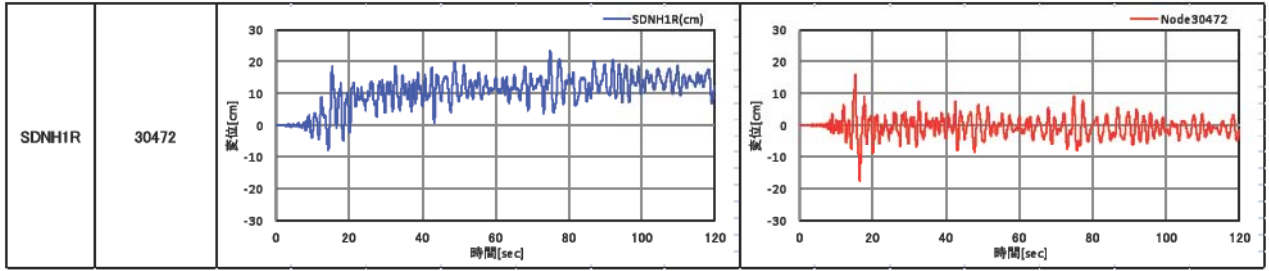


図 4.3.5-6 構造物頂部水平変位（無対策側）、地下水位 GL-1.0m

(2) 地下水位 GL-2.5m

地下水位 GL-2.5m の時刻歴の比較を図 4.3.5-7~11 に示す。

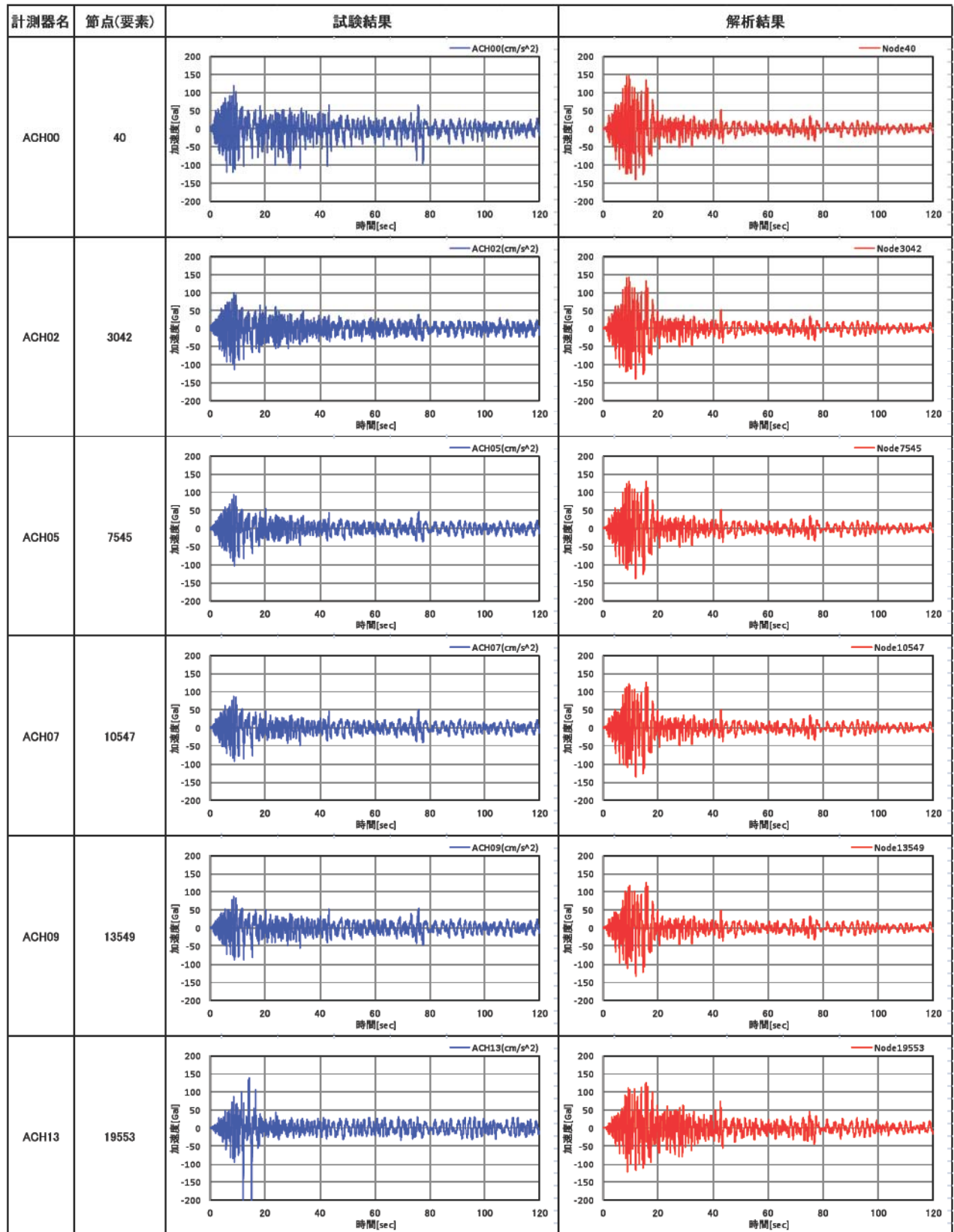


図 4.3.5-7 (1) 水平加速度（中央地盤）、地下水位 GL-2.5m

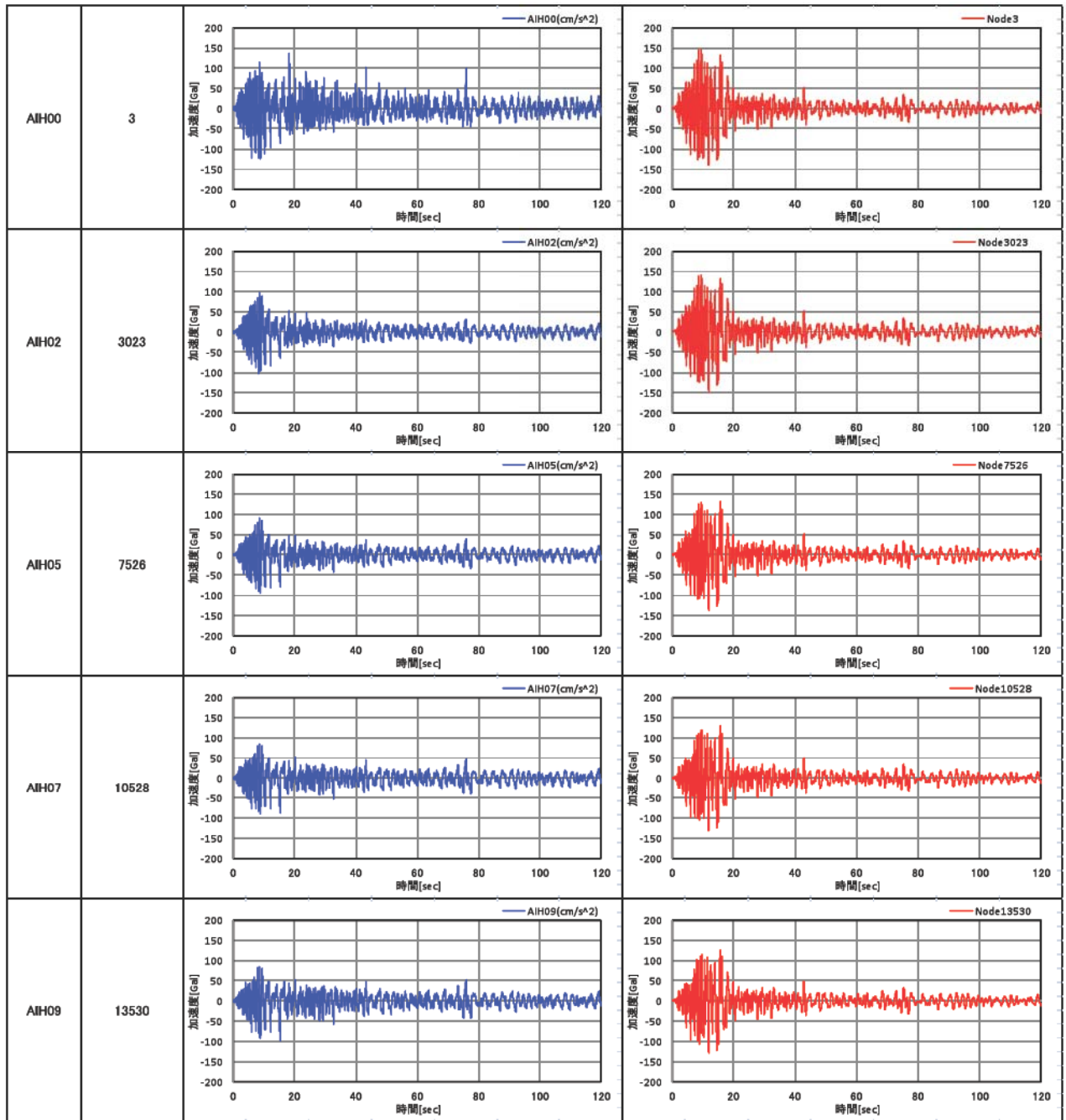


図 4.3.5-7 (2) 水平加速度（ドレーン側地盤）、地下水位 GL-2.5m

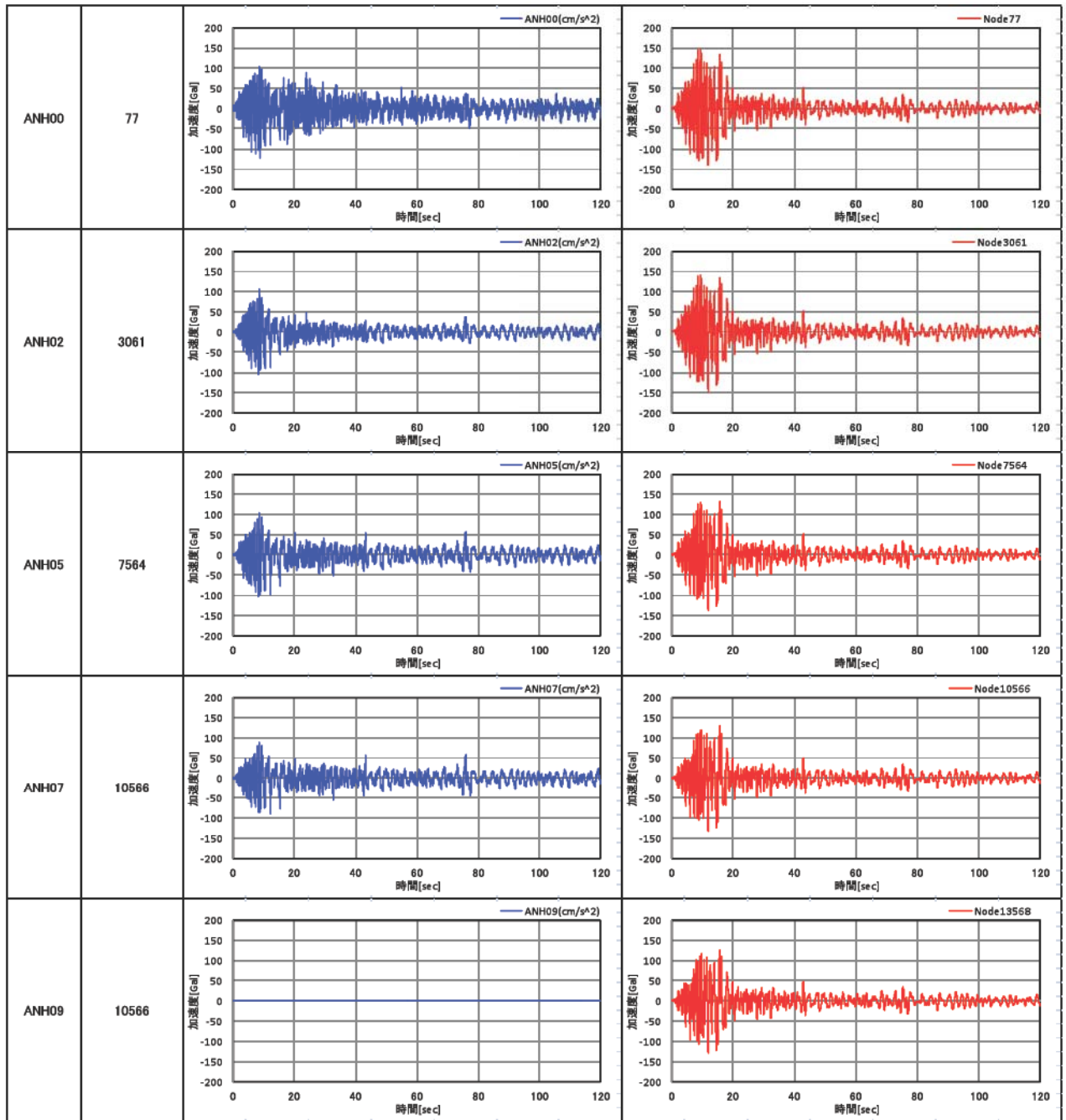


図 4.3.5-7 (3) 水平加速度（無対策側地盤）、地下水位 GL-2.5m

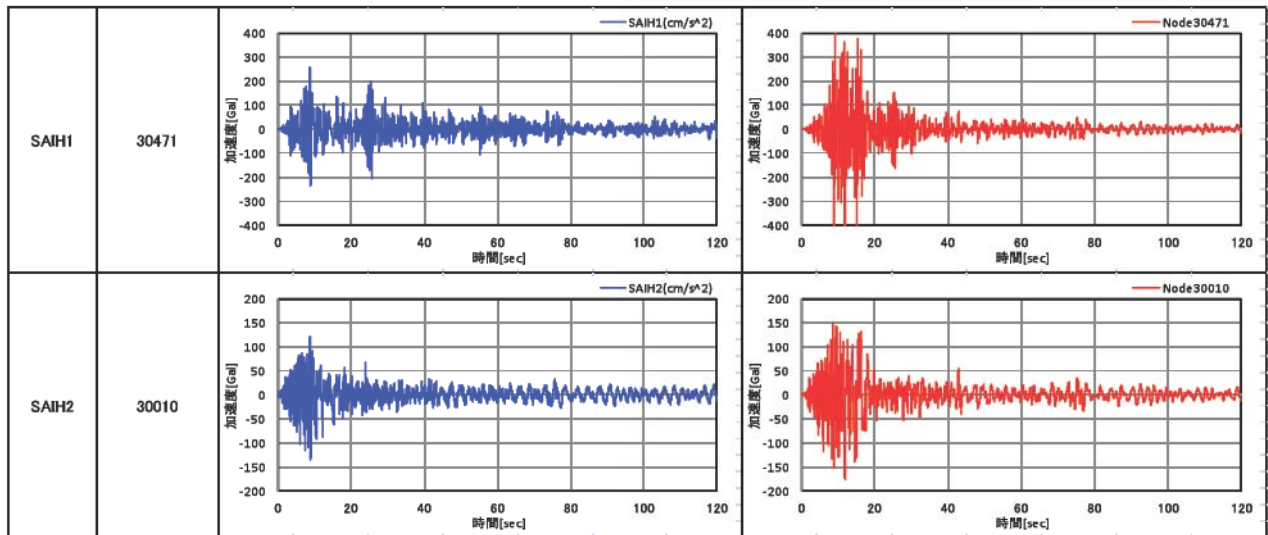


図 4.3.5-7 (4) 水平加速度（ドレーン側構造物）、地下水位 GL-2.5m

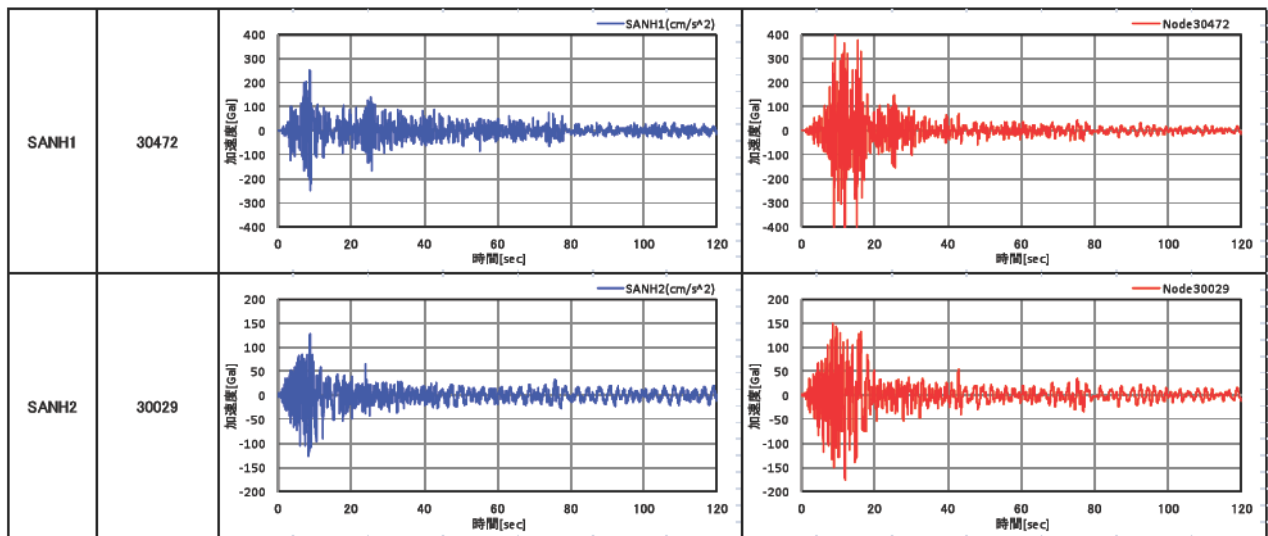


図 4.3.5-7 (5) 水平加速度（無対策側構造物）、地下水位 GL-2.5m

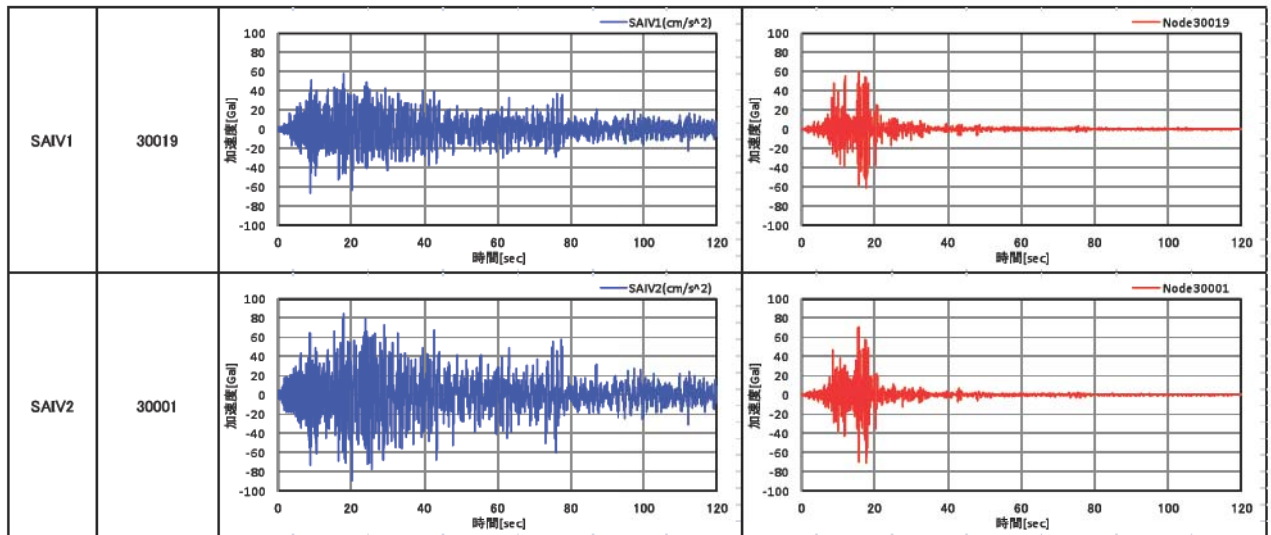


図 4.3.5-7 (6) 鉛直加速度（ドレーン側構造物基礎）参考

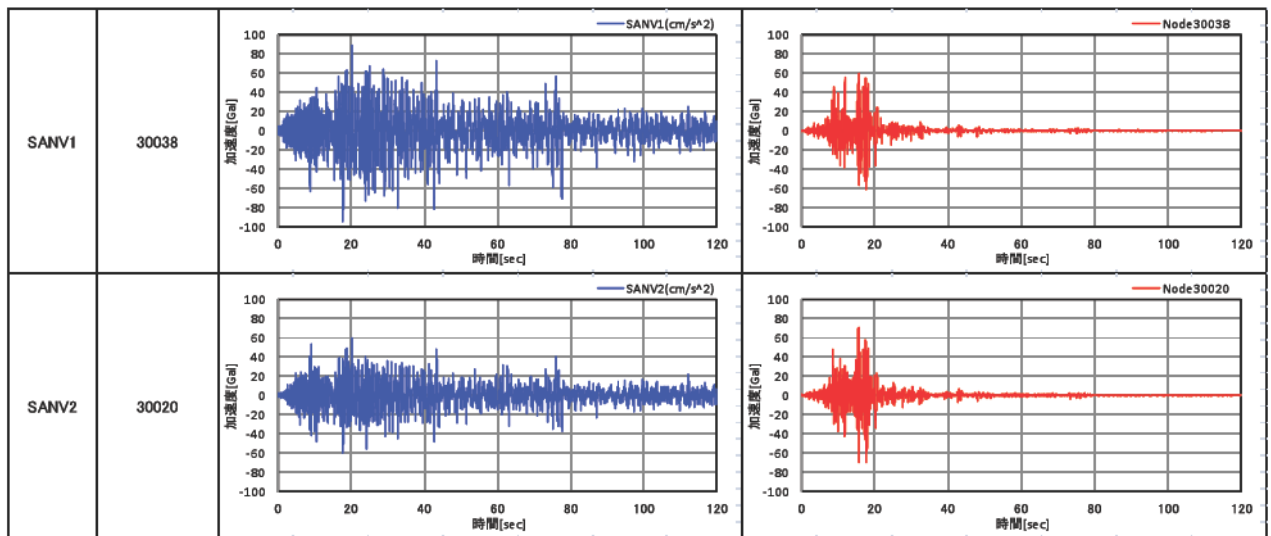


図 4.3.5-7 (7) 鉛直加速度（無対策側構造物）参考、地下水位 GL-2.5m

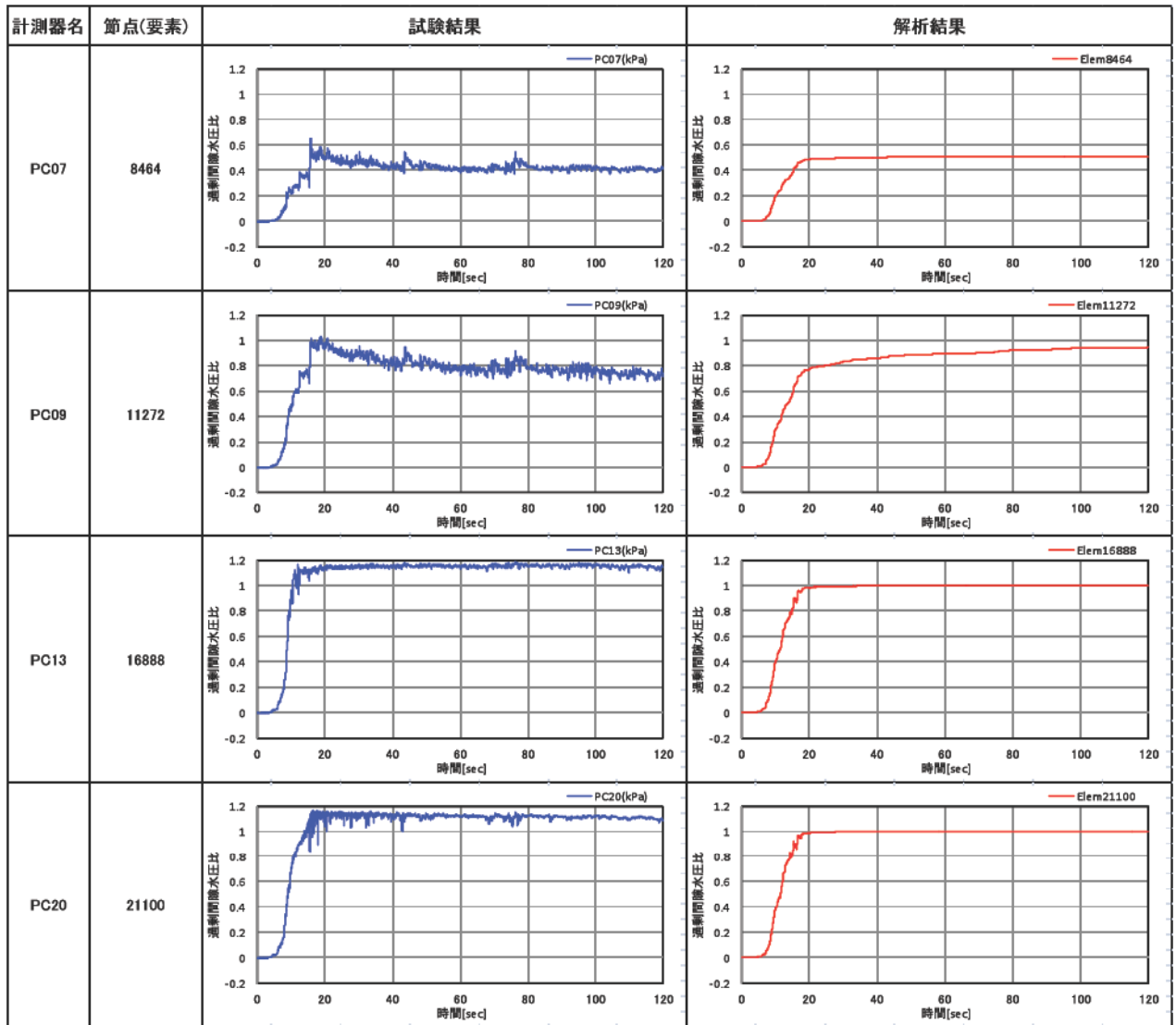


図 4.3.5-8 (1) 過剰間隙水圧比 (中央地盤)、地下水位 GL-2.5m

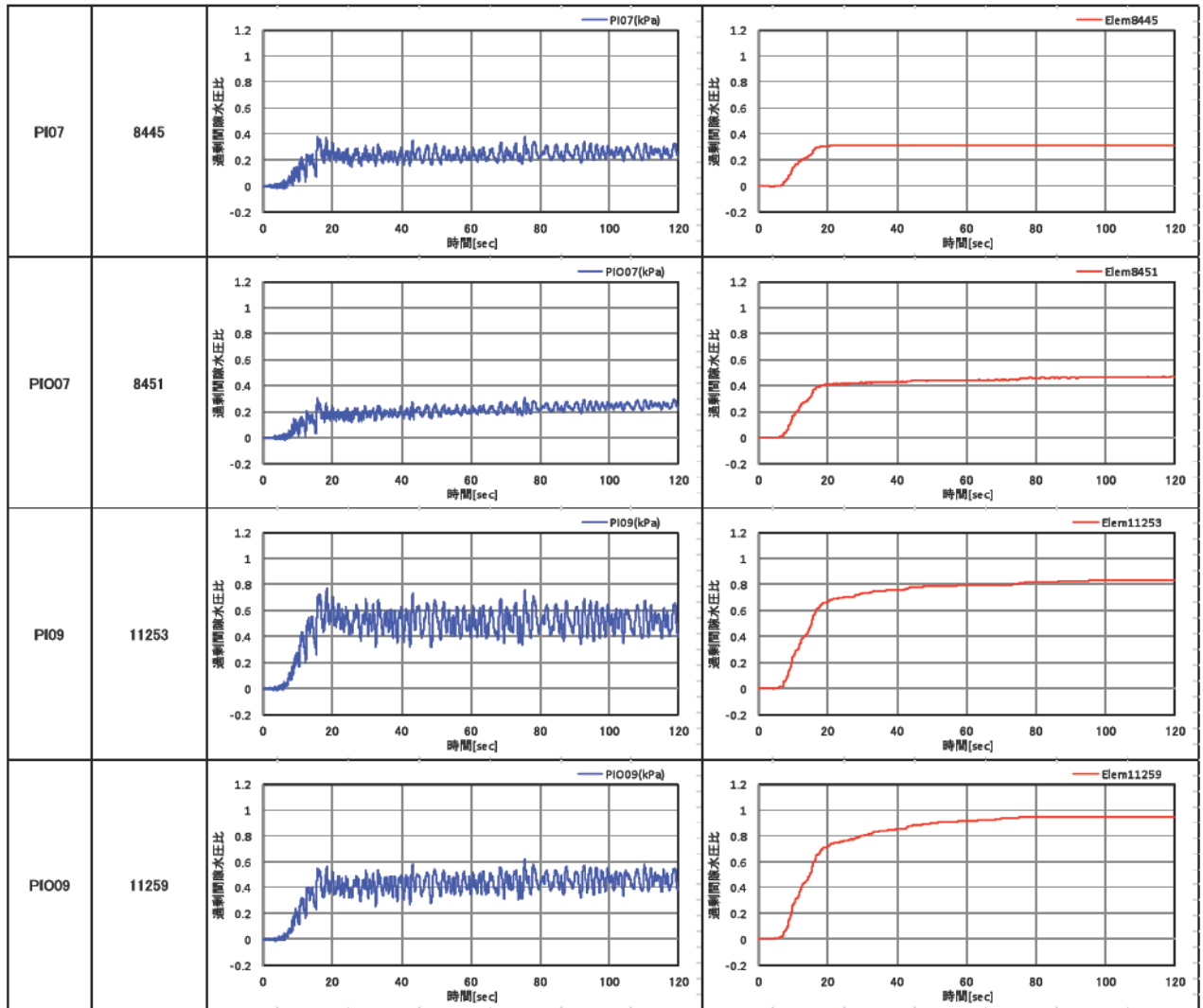


図 4.3.5-8 (2) 過剰間隙水圧比（ドレーン側地盤）、地下水位 GL-2.5m

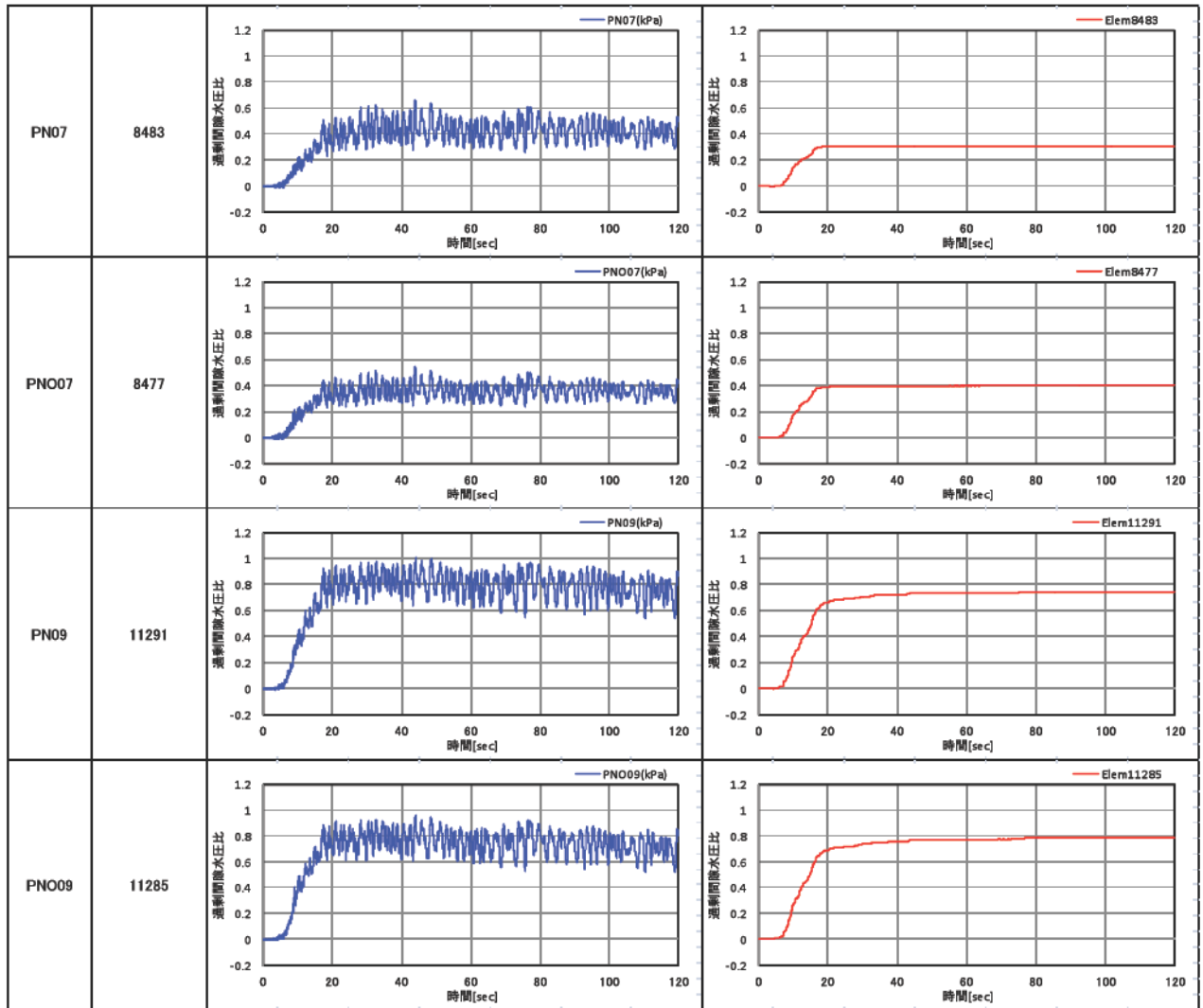


圖 4.3.5-8 (3) 過剩間隙水圧比（無対策側地盤）、地下水位 GL-2.5m

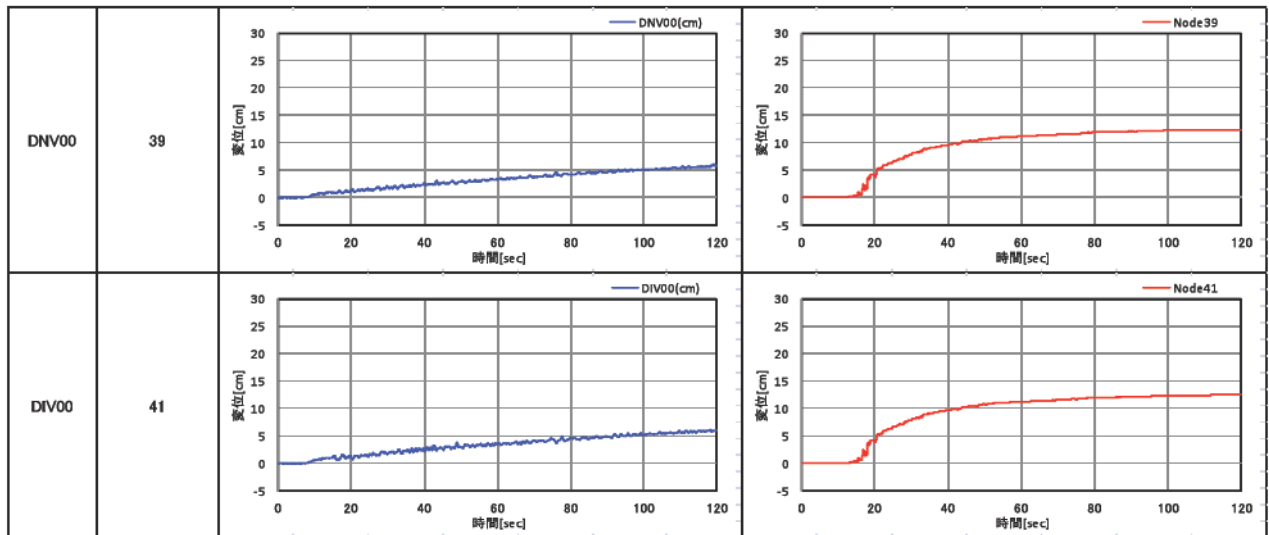


図 4.3.5-9 地盤鉛直変位（中央地盤、プラスが沈下）、地下水位 GL-2.5m

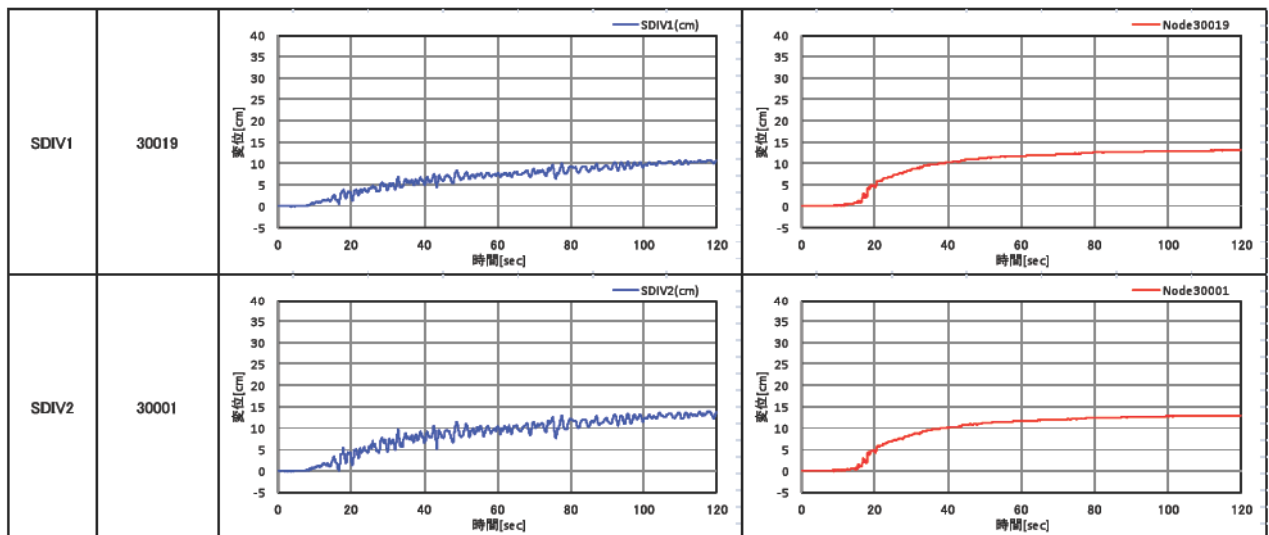


図 4.3.5-10 (1) 構造物鉛直変位（ドレーン側、プラスが沈下）、地下水位 GL-2.5m

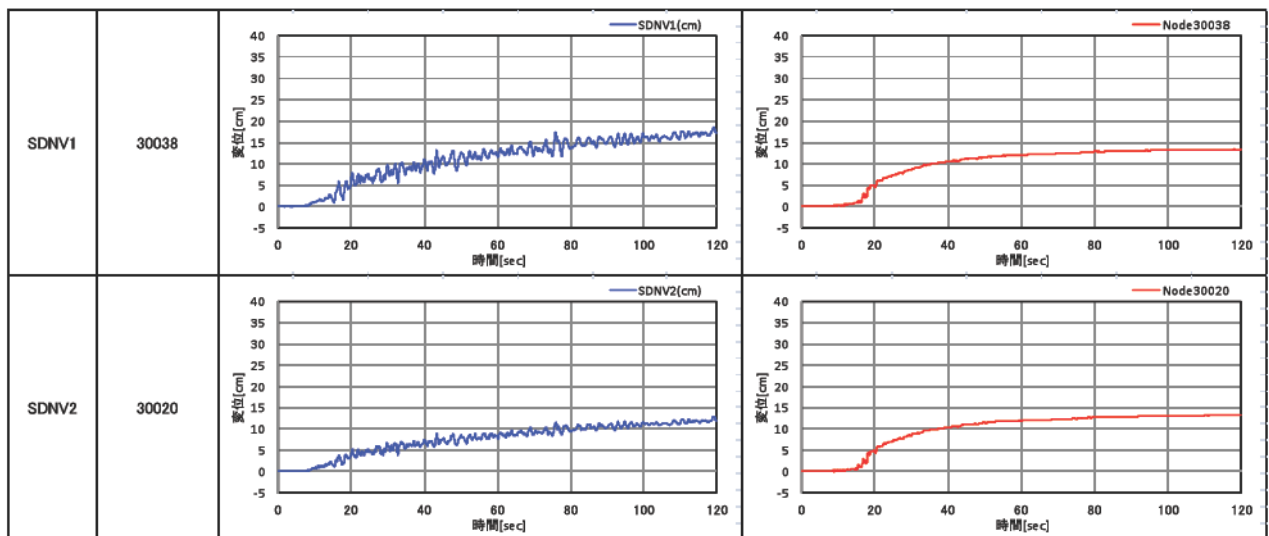


図 4.3.5-10 (2) 構造物鉛直変位（無対策側、プラスが沈下）、地下水位 GL-2.5m

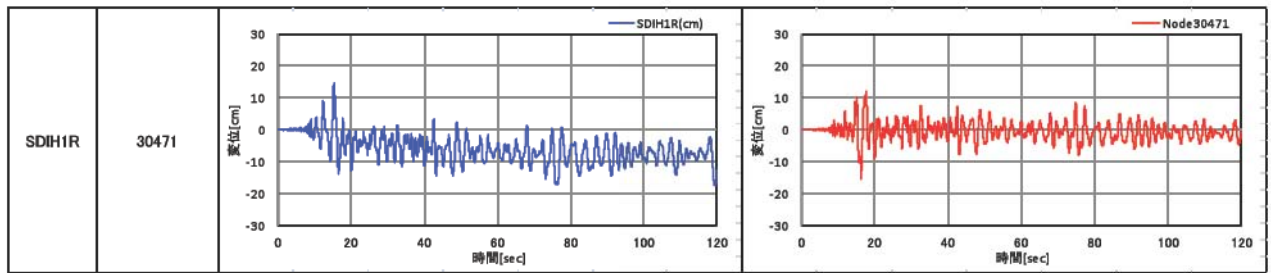


図 c(1) 構造物頂部水平変位（ドレーン側）、地下水位 GL-2.5m

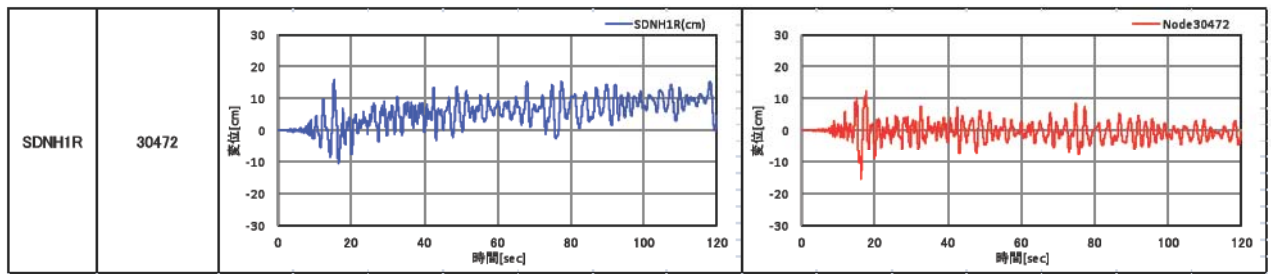


図 4.3.5-11 構造物頂部水平変位（無対策側）、地下水位 GL-2.5m

(3) 地下水位 GL-4.0m

地下水位 GL-4.0m の時刻歴の比較を図 4.3.5-12~16 に示す。

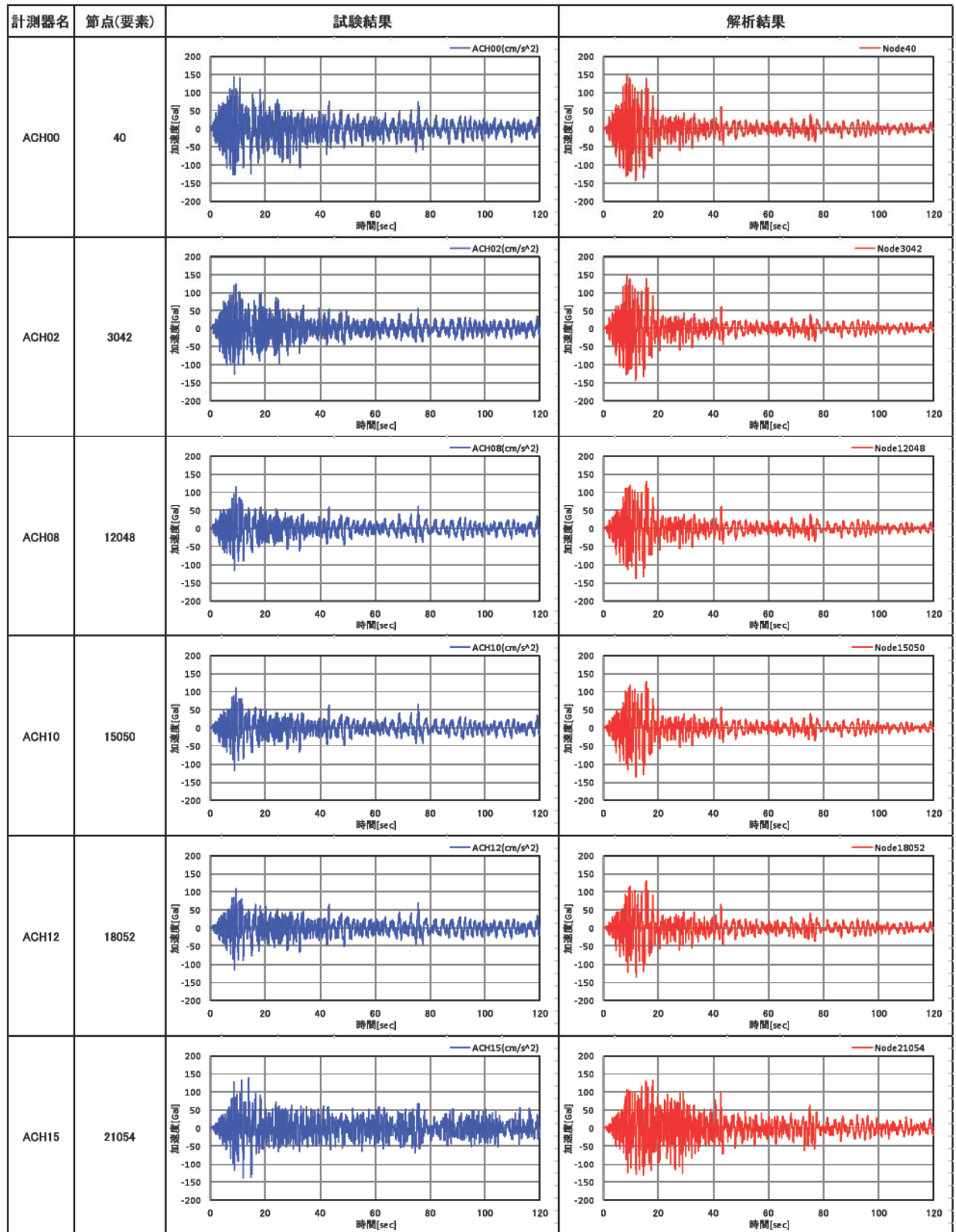


図 4.3.5-12 (1) 水平加速度 (中央地盤)、地下水位 GL-4.0m

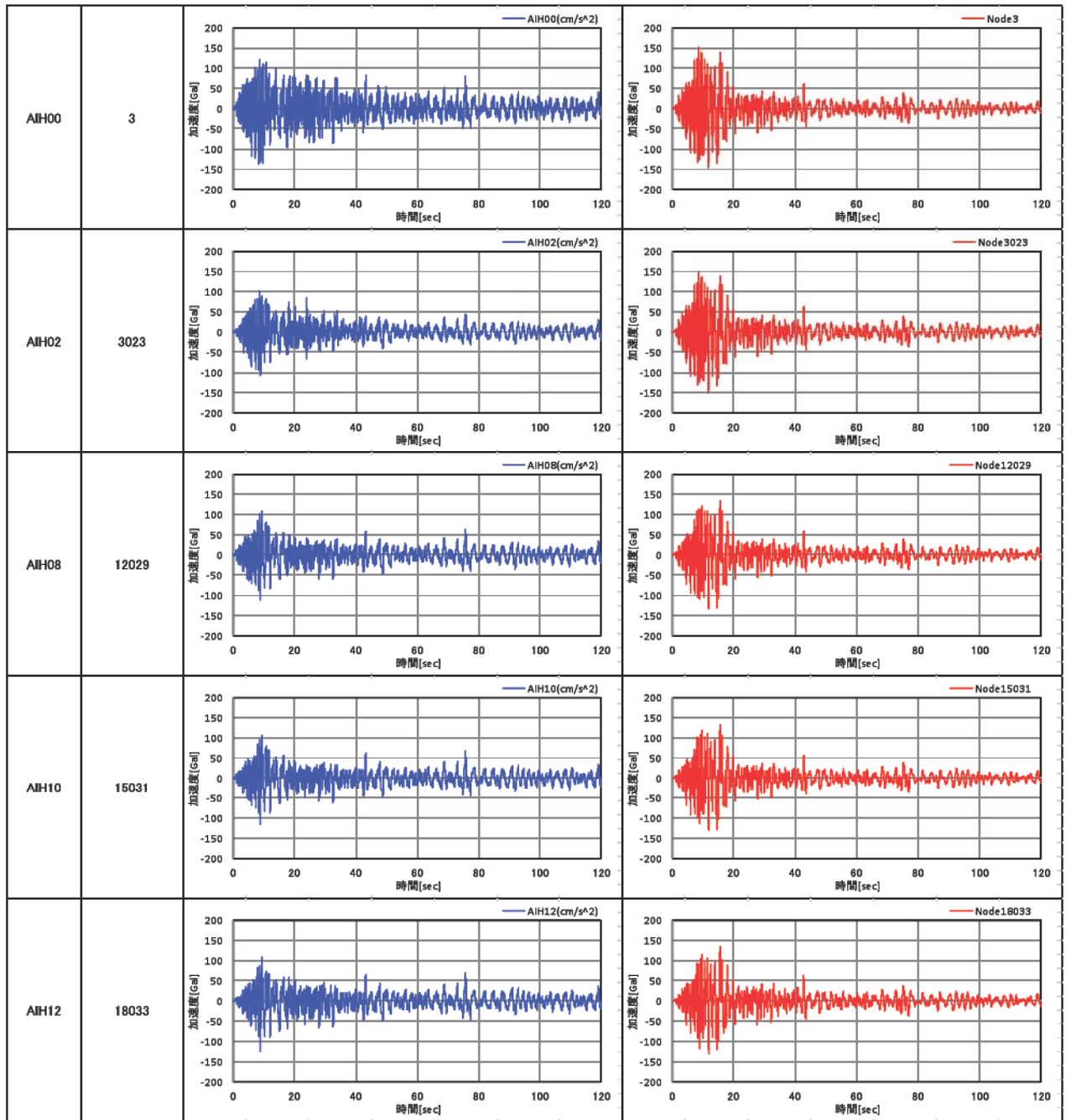


図 4.3.5-12 (2) 水平加速度（ドレーン側地盤）、地下水位 GL-4.0m

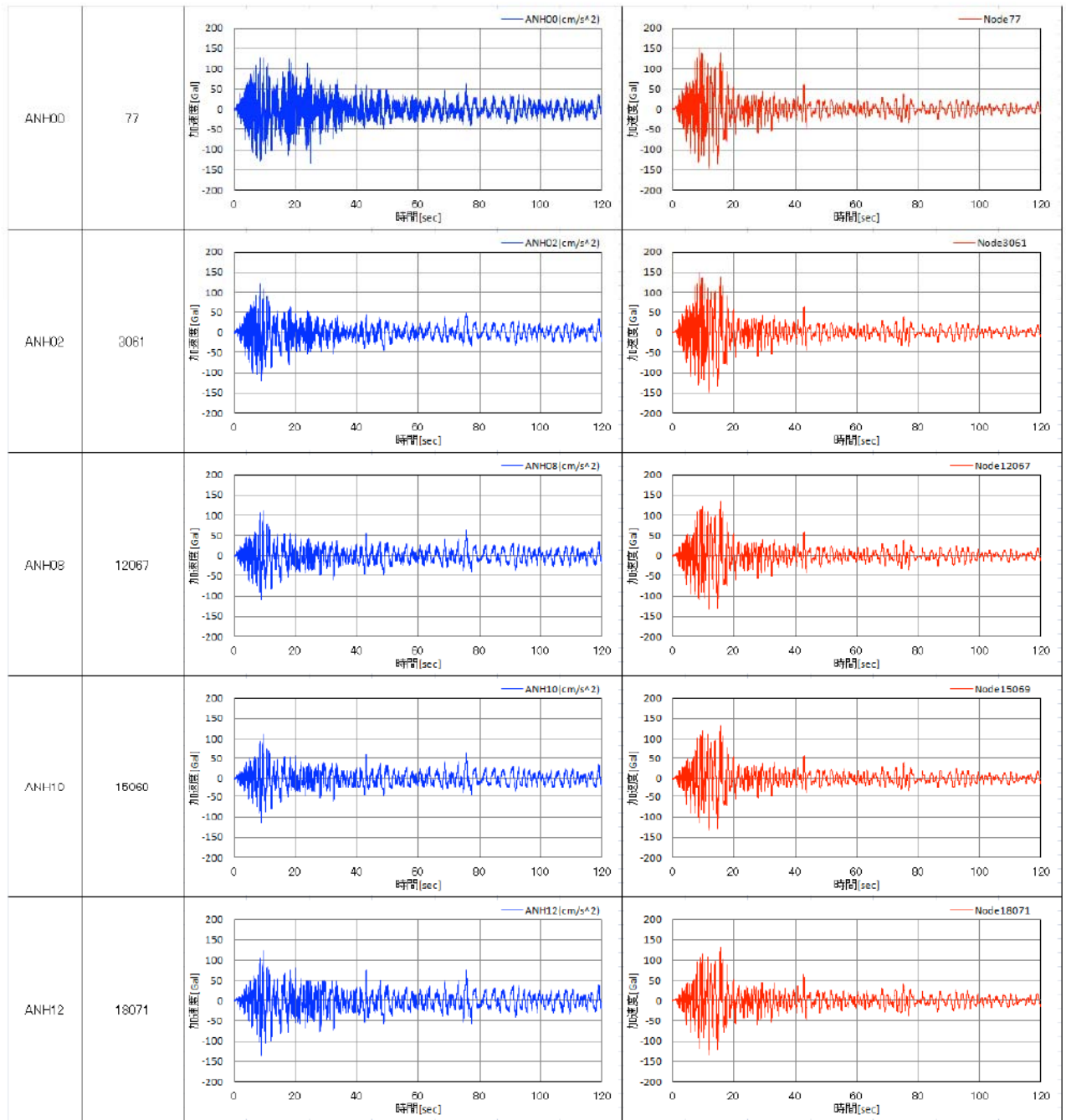


図 4.3.5-12 (3) 水平加速度（無対策側地盤）、地下水位 GL-4.0m

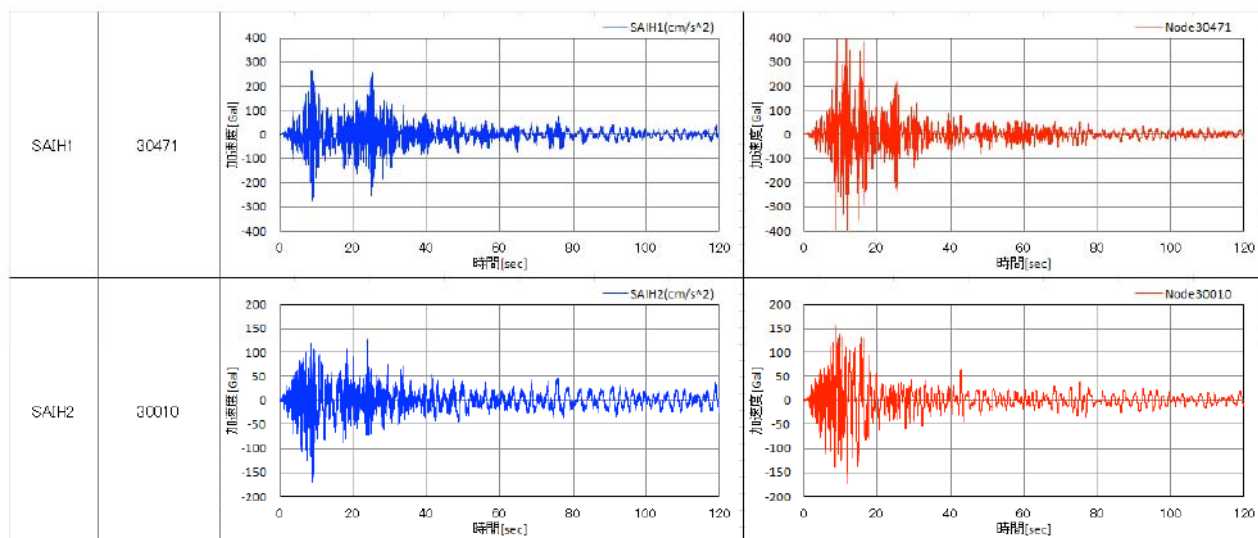


図 x (4) 水平加速度（ドレーン側構造物）、地下水位 GL-4.0m

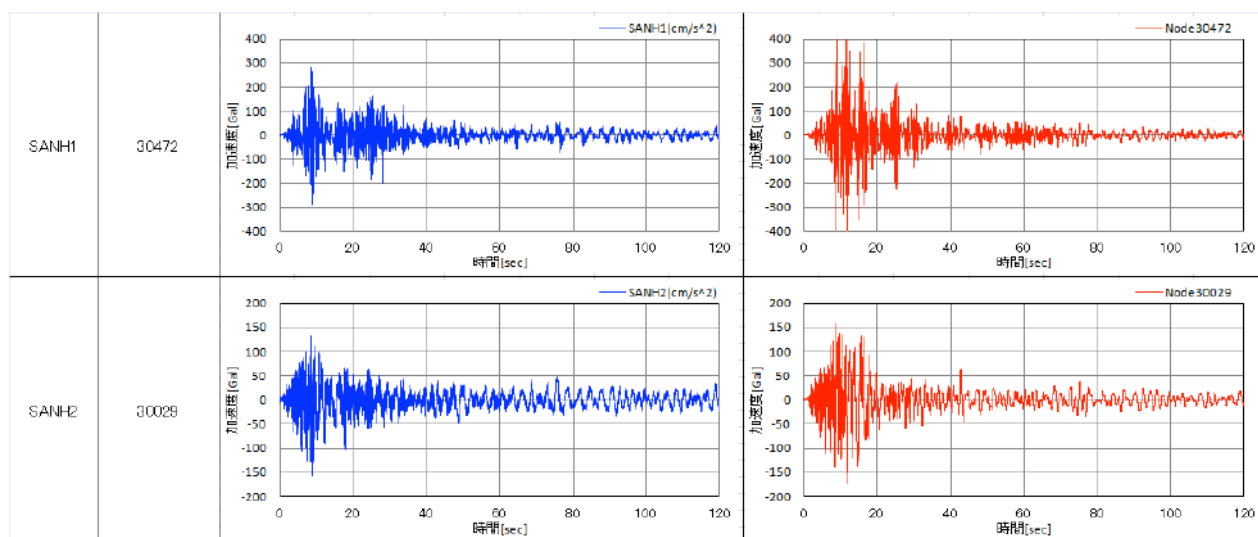


図 4.3.5-12 (5) 水平加速度（無対策側構造物）、地下水位 GL-4.0m

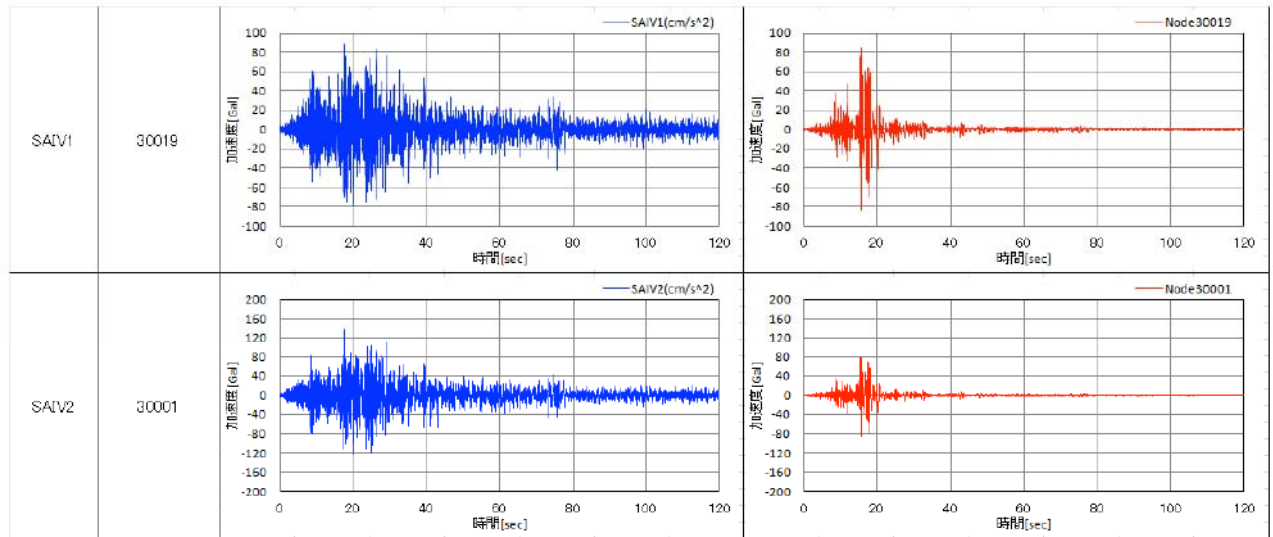


図 4.3.5-12 (6) 鉛直加速度（ドレーン側構造物基礎）参考、地下水位 GL-4.0m

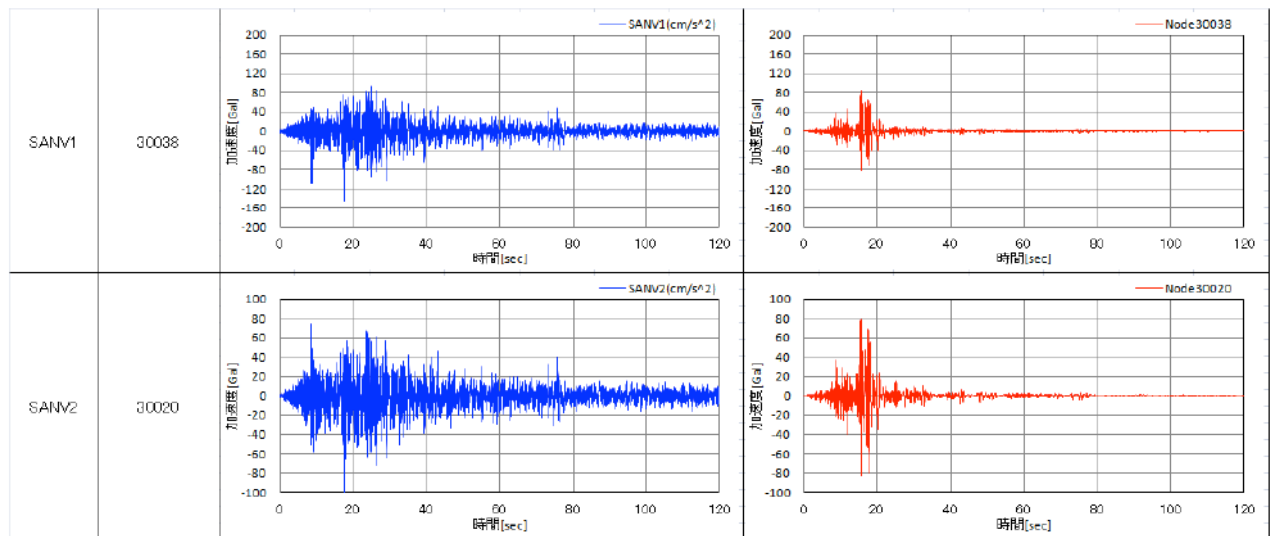


図 4.3.5-12 (7) 鉛直加速度（無対策側構造物）参考、地下水位 GL-4.0m

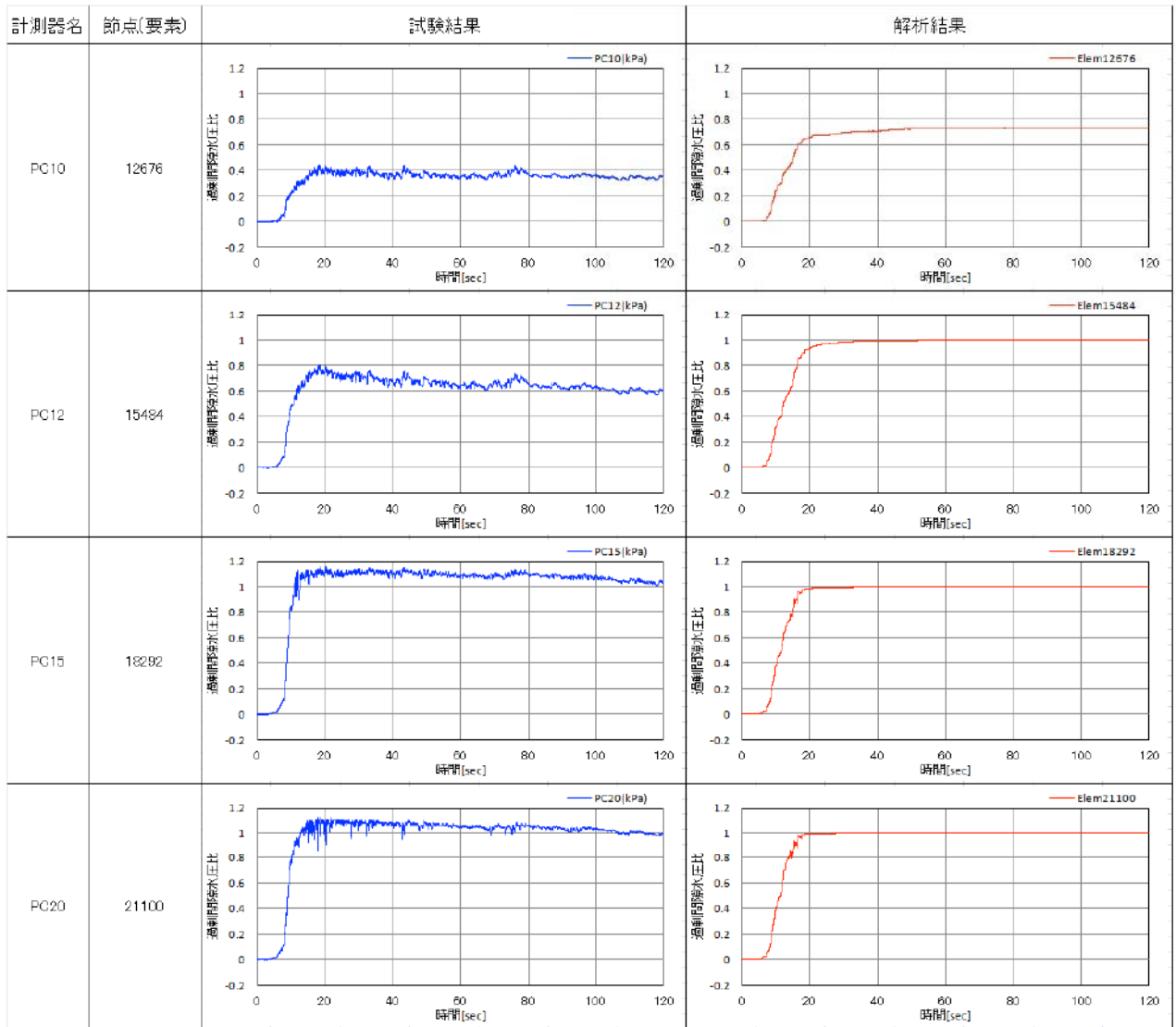


図 4.3.5-13 (1) 過剰間隙水圧比（中央地盤）、地下水位 GL-4.0m

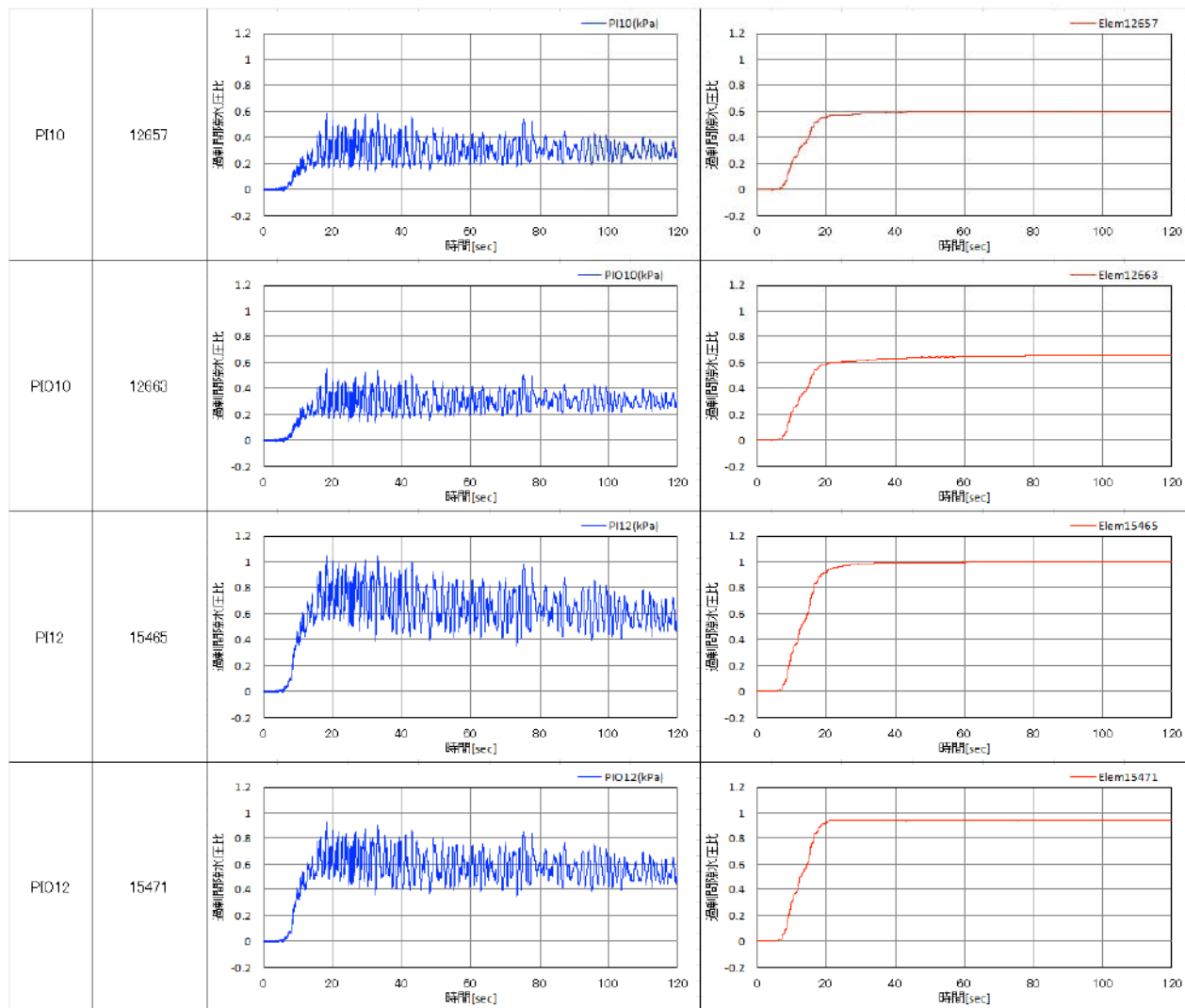


図 4.3.5-13 (2) 過剰間隙水圧比（ドレーン側地盤）、地下水位 GL-4.0m

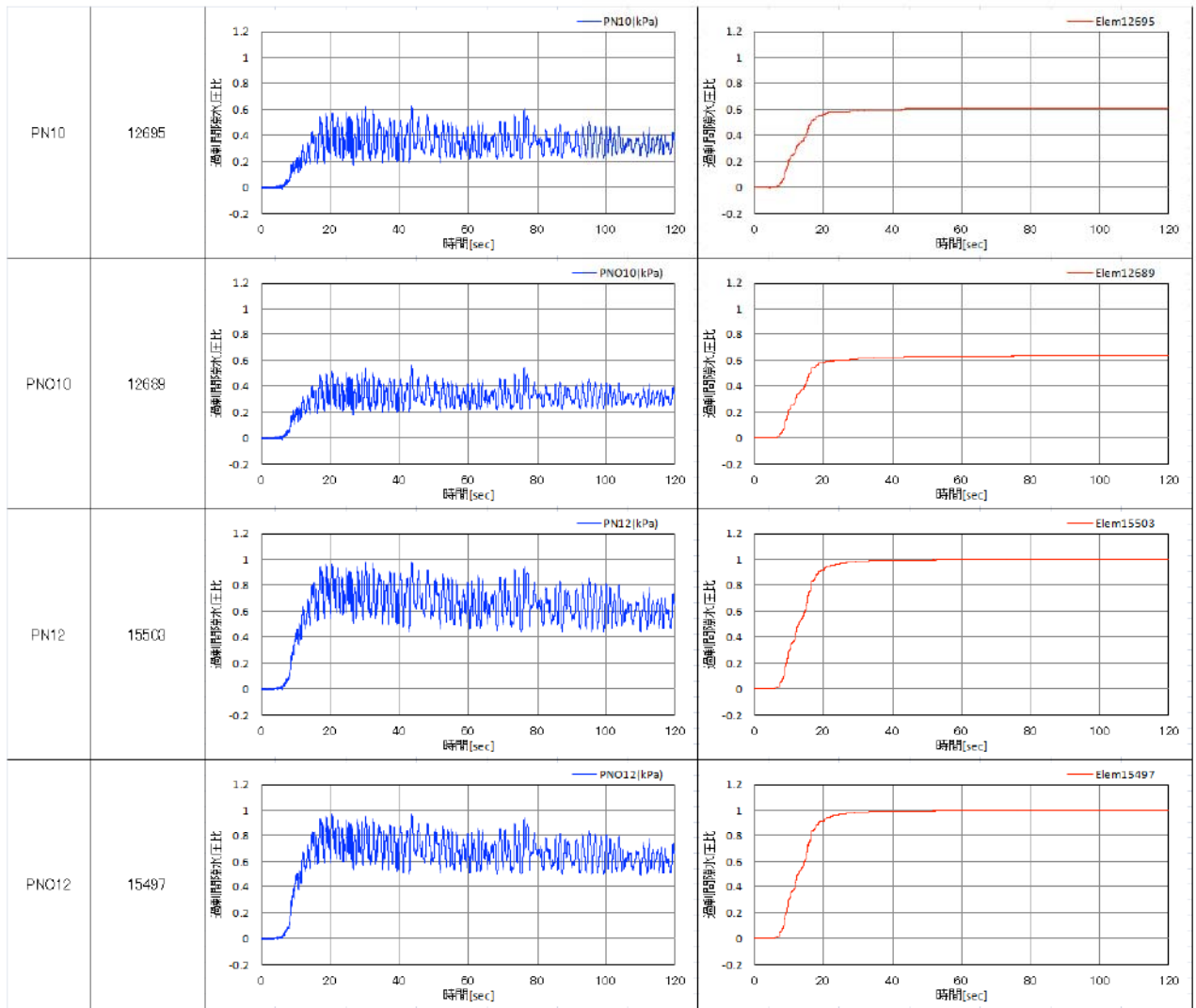


図 4.3.5-13 (3) 過剰間隙水圧比（無対策側地盤）、地下水位 GL-4.0m

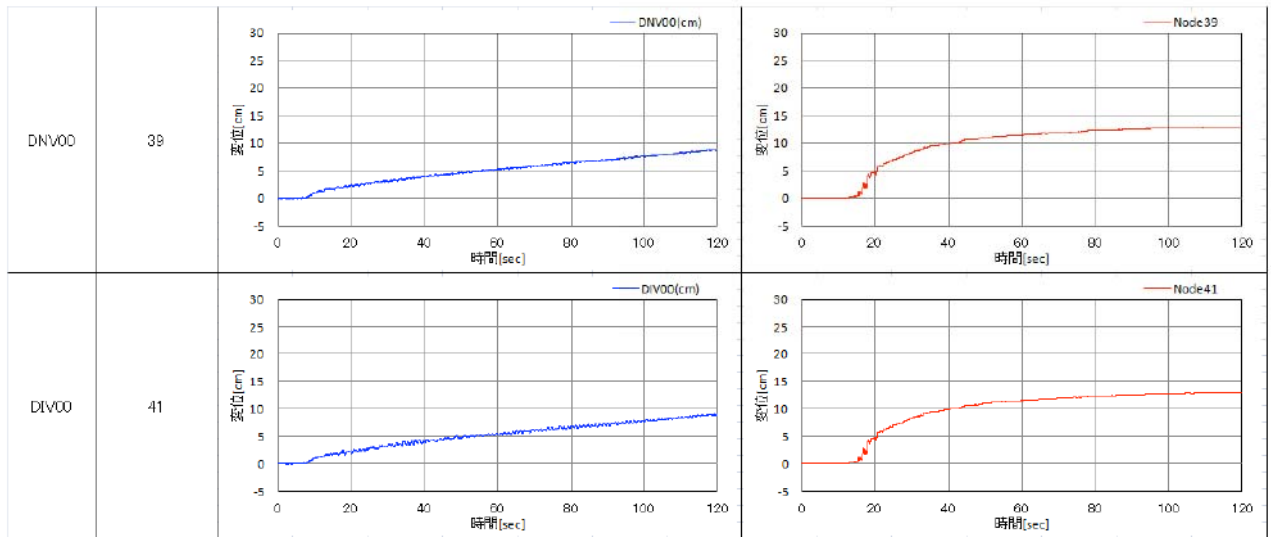


図 4.3.5-14 地盤鉛直変位（中央地盤、プラスが沈下）、地下水位 GL-4.0m

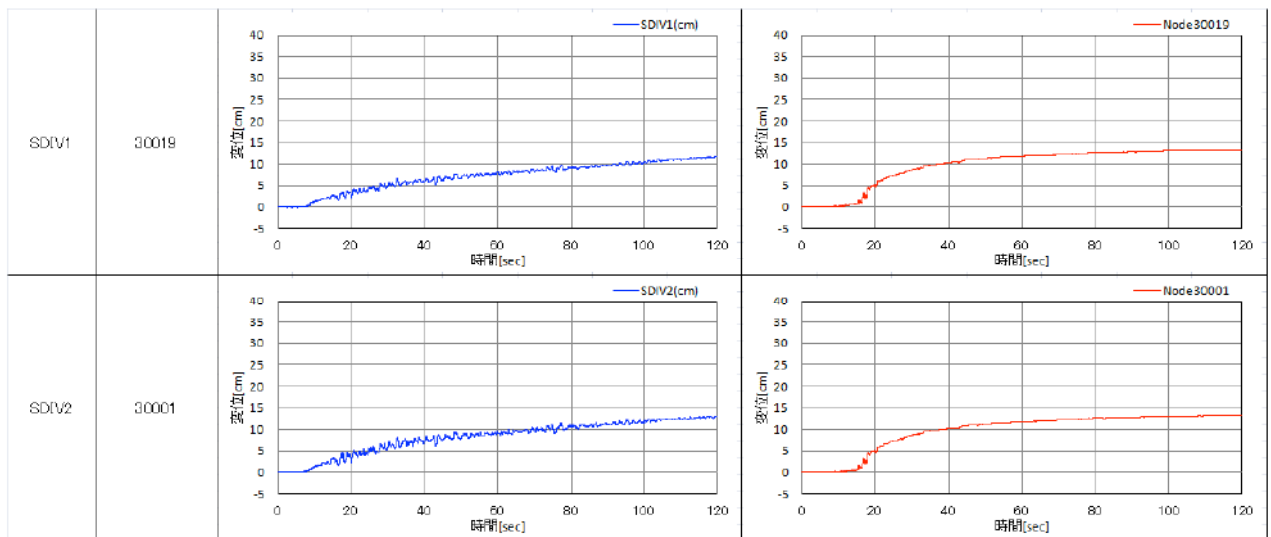


図 4.3.5-15 (1) 構造物鉛直変位（ドレーン側、プラスが沈下）、地下水位 GL-4.0m

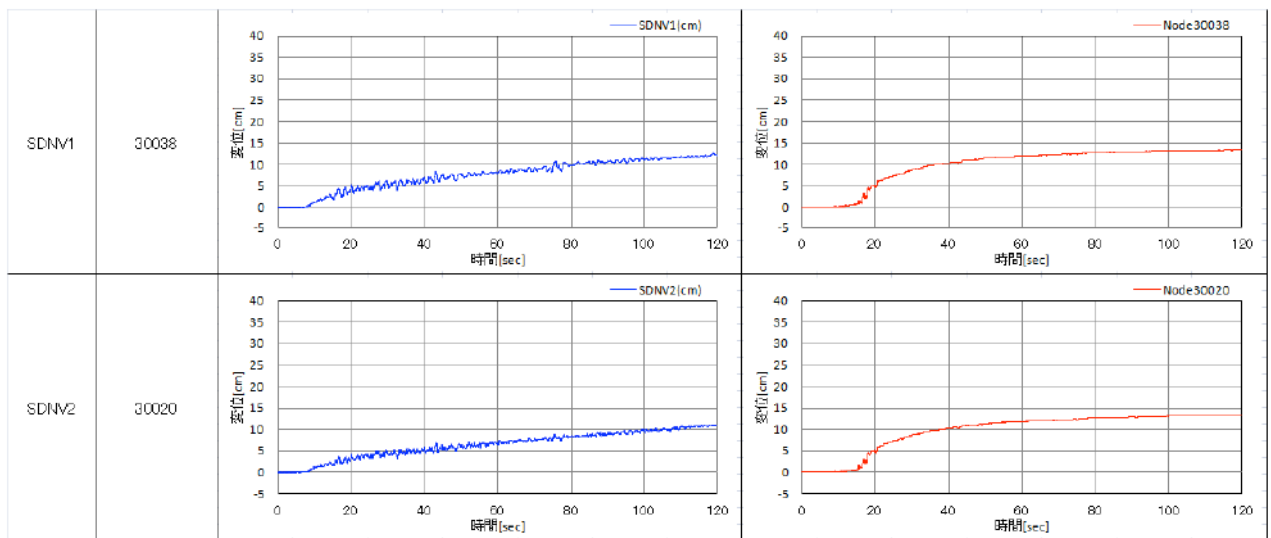


図 4.3.5-15 (2) 構造物鉛直変位（無対策側、プラスが沈下）、地下水位 GL-4.0m

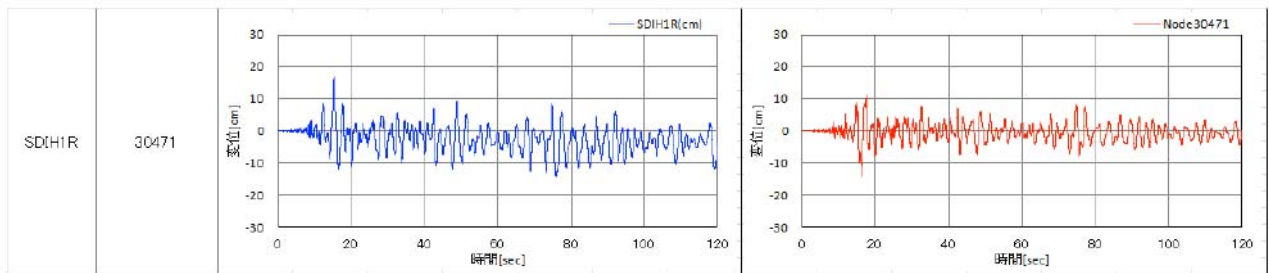


図 c(1) 構造物頂部水平変位（ドレーン側）、地下水位 GL-4.0m

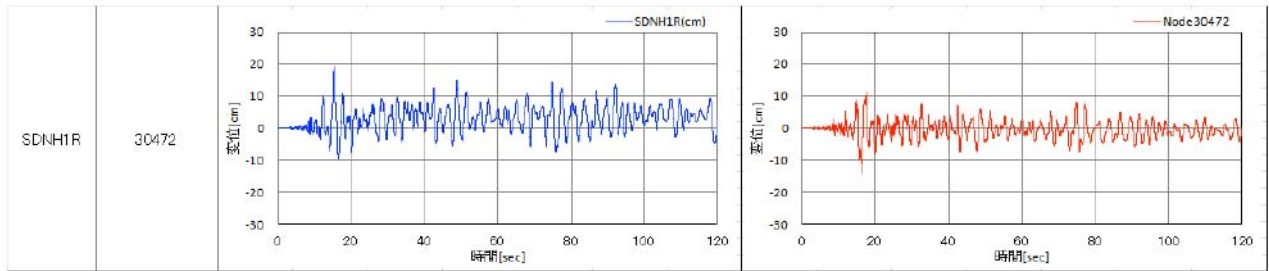


図 4.3.5-16 構造物頂部水平変位（無対策側）、地下水位 GL-4.0m

解析における変形図と合せん断ひずみ、過剰間隙水圧比のカラーコンターを示したものを図 4.3.5-17~25 に示す。加振終了時（120 秒）における最終状態である。変形は 10 倍に拡大して示している。

構造物直下の過剰間隙水圧比は、押え効果によって、周辺地盤よりも抑制されている。

地下水位が低下すれば、地表面の不陸は小さくなる。これは、地表の非液状化層が殻の役目をして、構造物が地盤にめり込むように沈下するのを緩和するためである。

対策の有無に差異は明確に現れてはいない。ドレーン下端近傍のひずみが大きくなっている。

地下水位 GL-1.0m

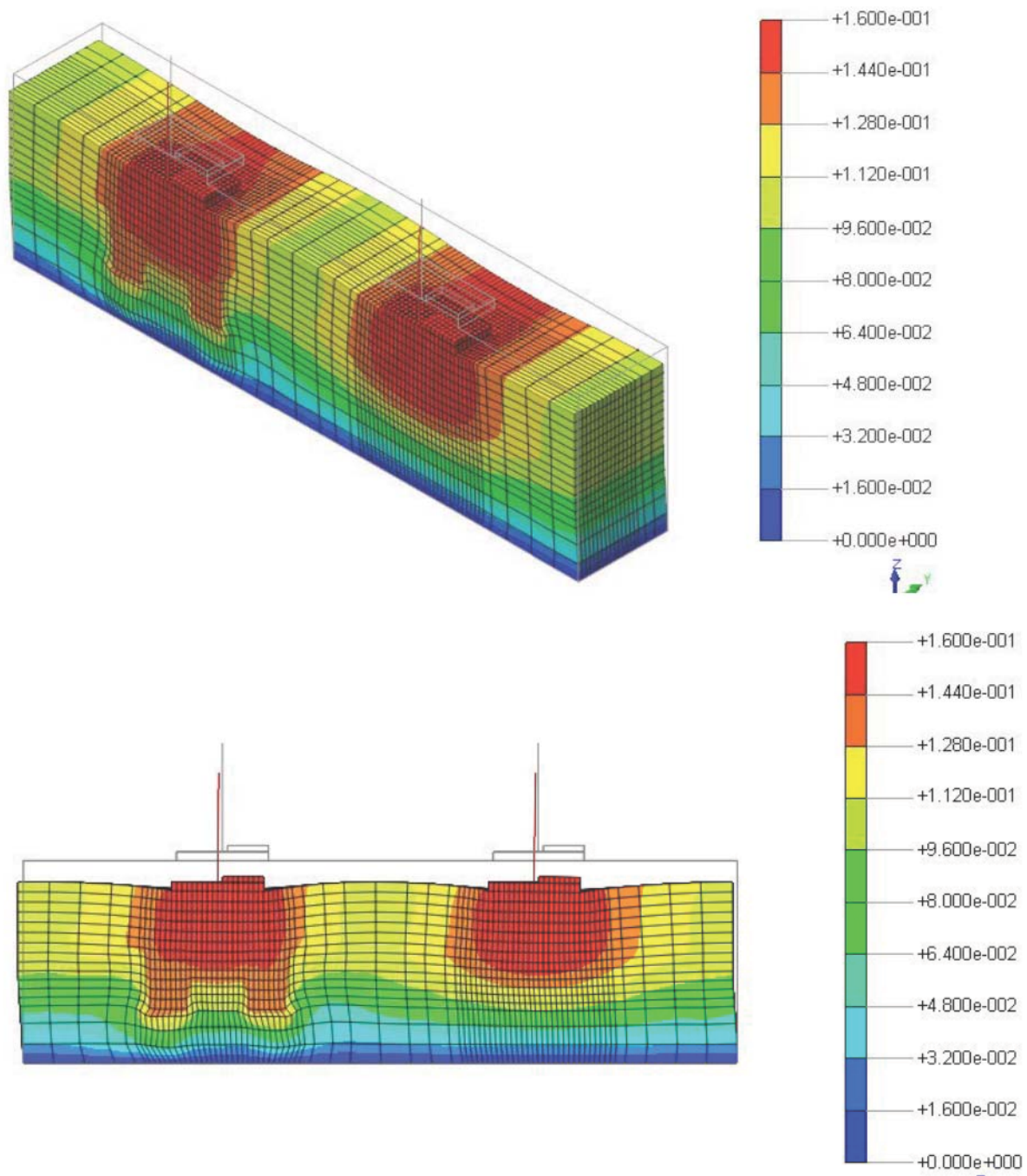


図 4.3.5-17 加振終了時の変形図、地下水位 GL-1.0m
(time=120sec.、色は変形 : m)

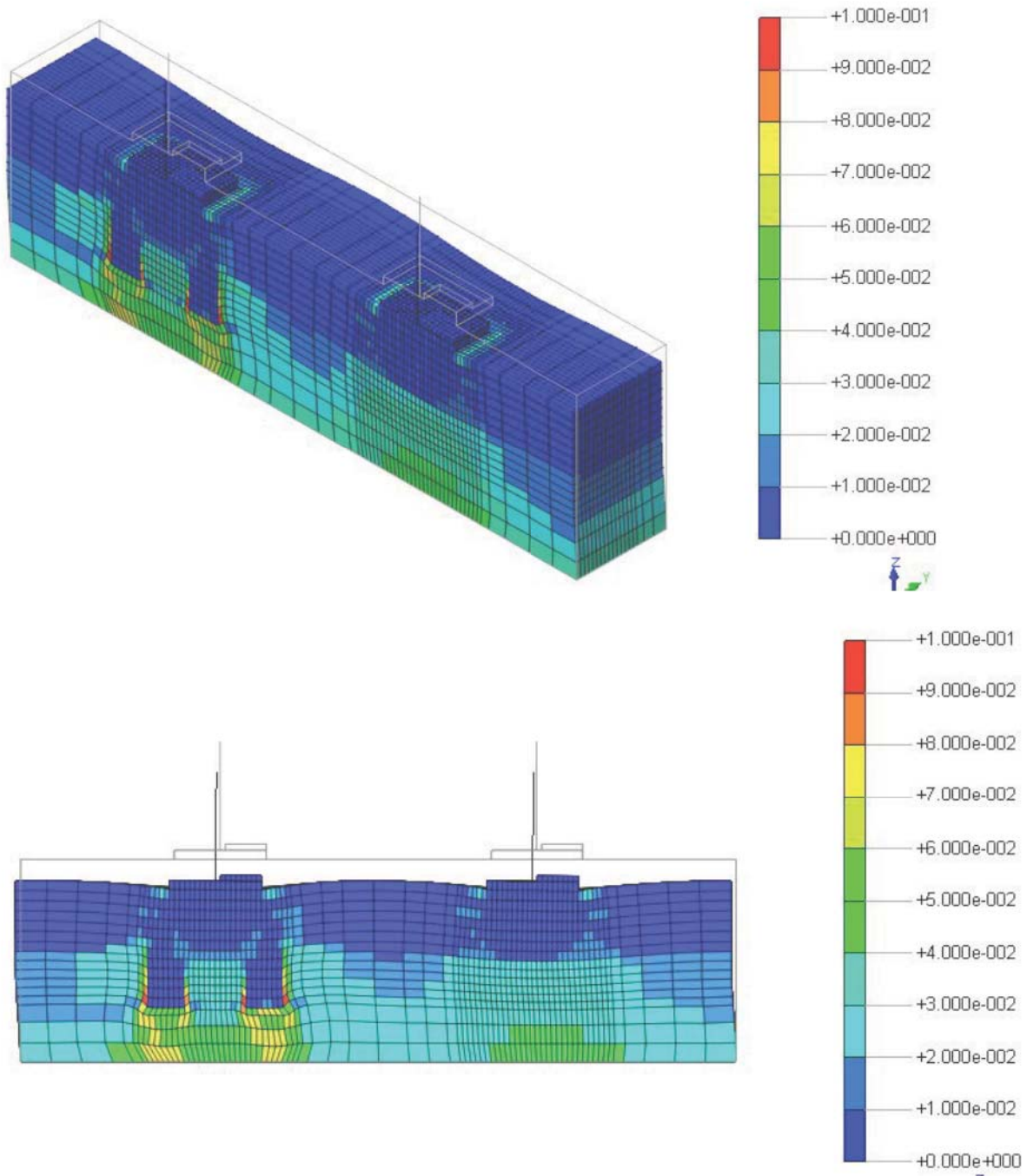


図 4.3.5-18 加振終了時の変形図と合せん断ひずみ、地下水位 GL-1.0m
 (time=120sec.、色は合せん断ひずみ)

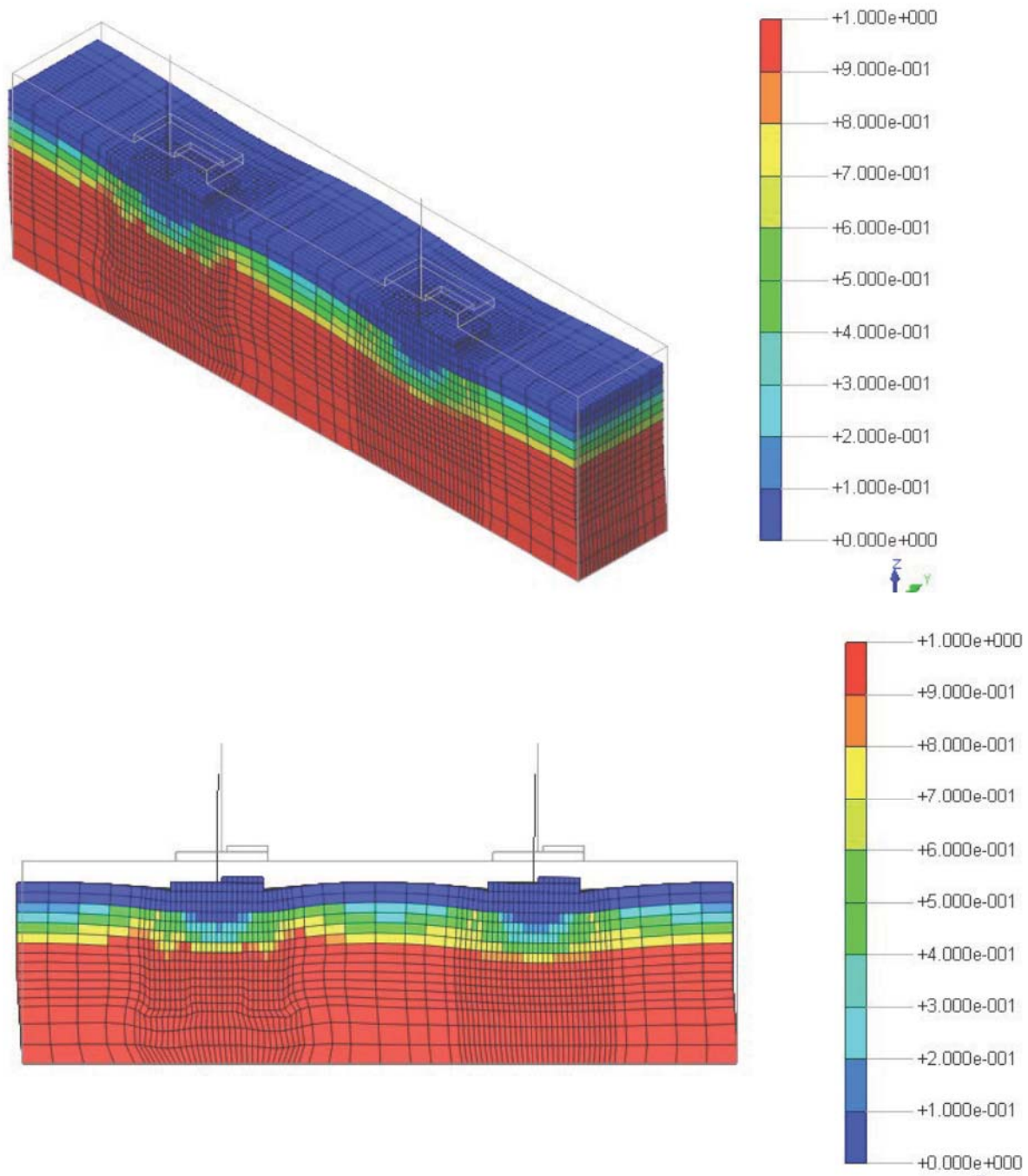


図 4.3.5-19 加振終了時の変形図と過剰間隙水圧比、地下水位 GL-1.0m
 (time=120sec.、色は過剰間隙水圧比)

地下水位 GL-2.5m

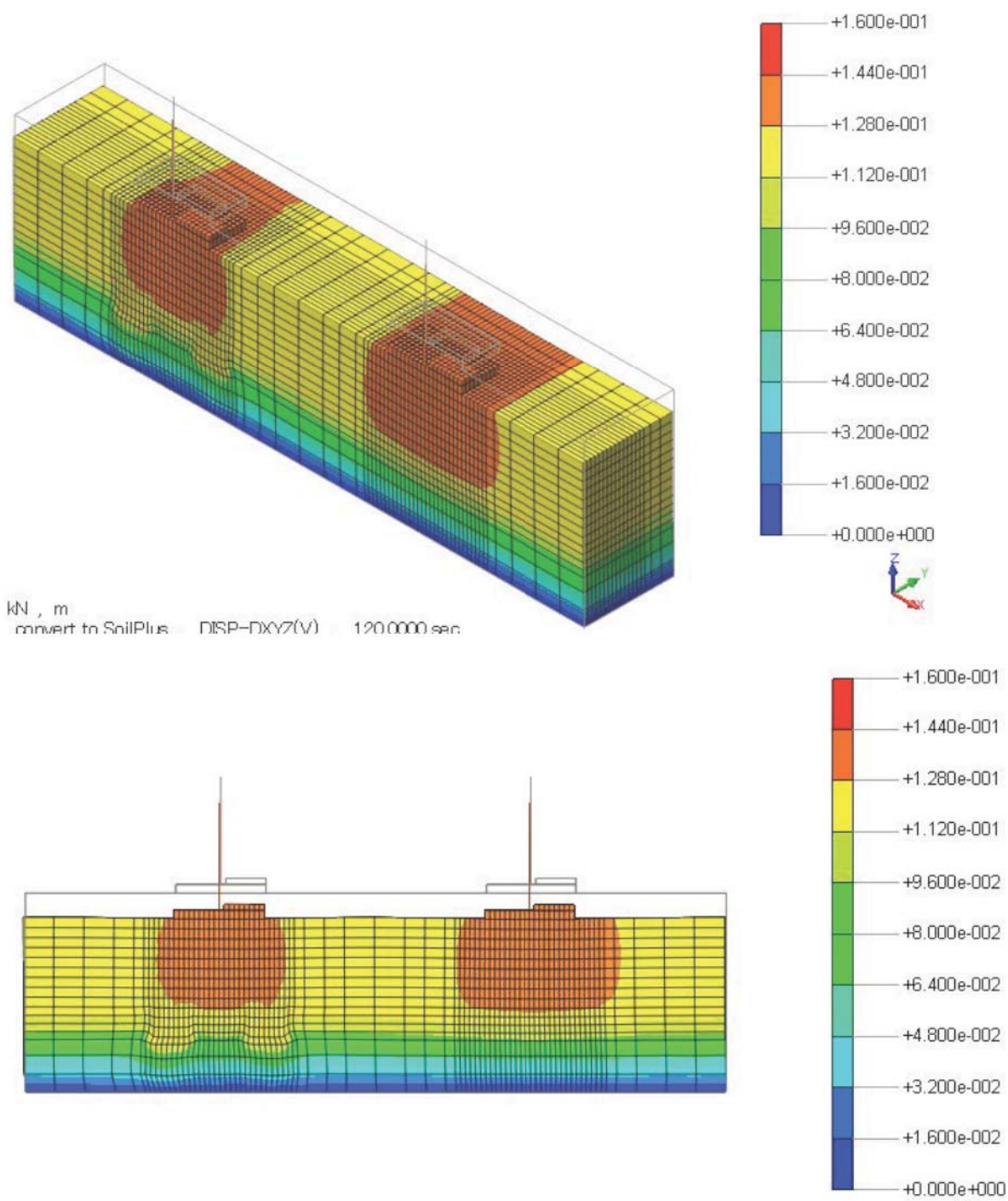


図 4.3.5-20 加振終了時の変形図、地下水位 GL-2.5m
(time=120sec.、色は変形 : m)

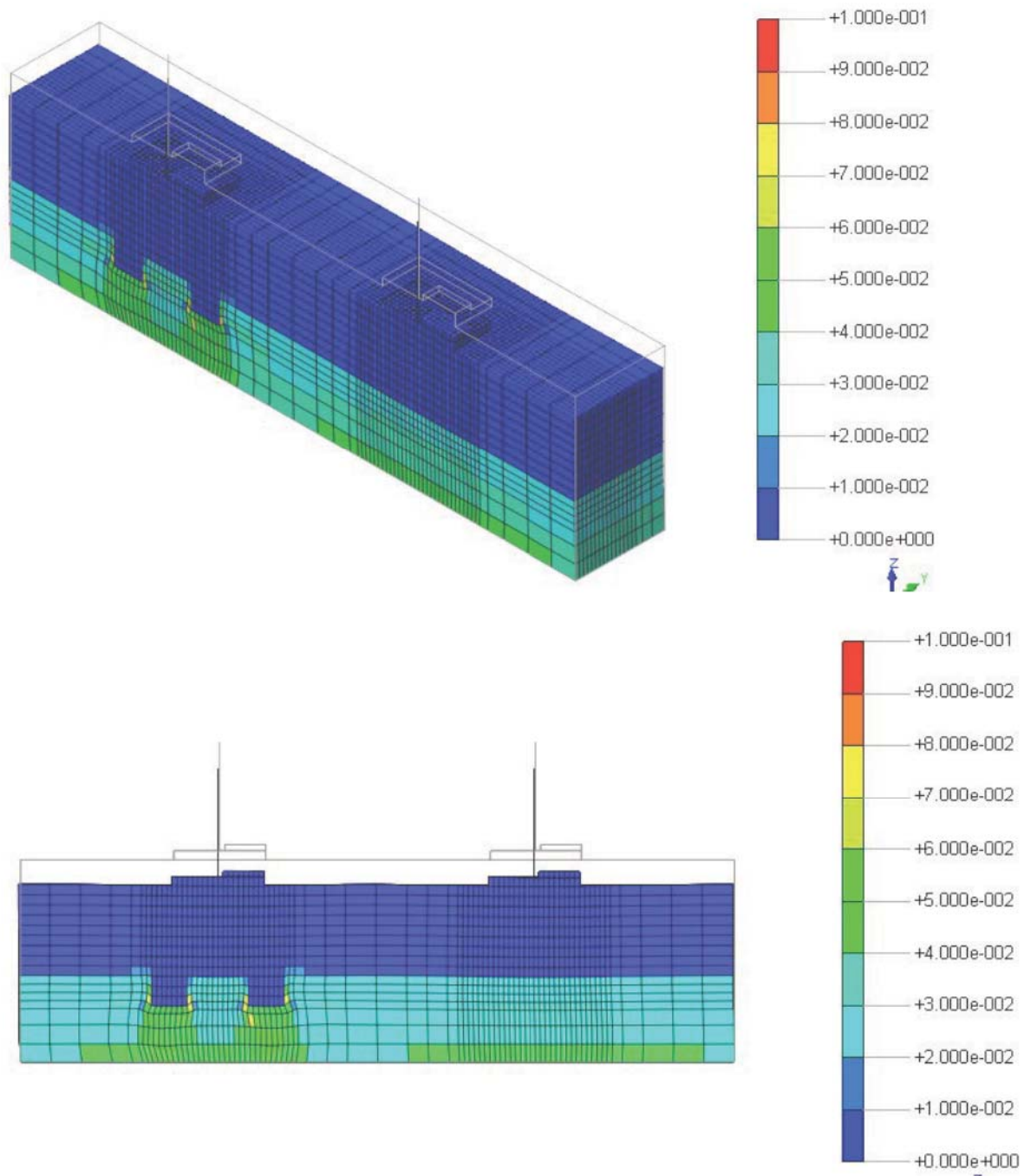


図 4.3.5-21 加振終了時の変形図と合せん断ひずみ、地下水位 GL-2.4m
(time=120sec.、色は合せん断ひずみ)

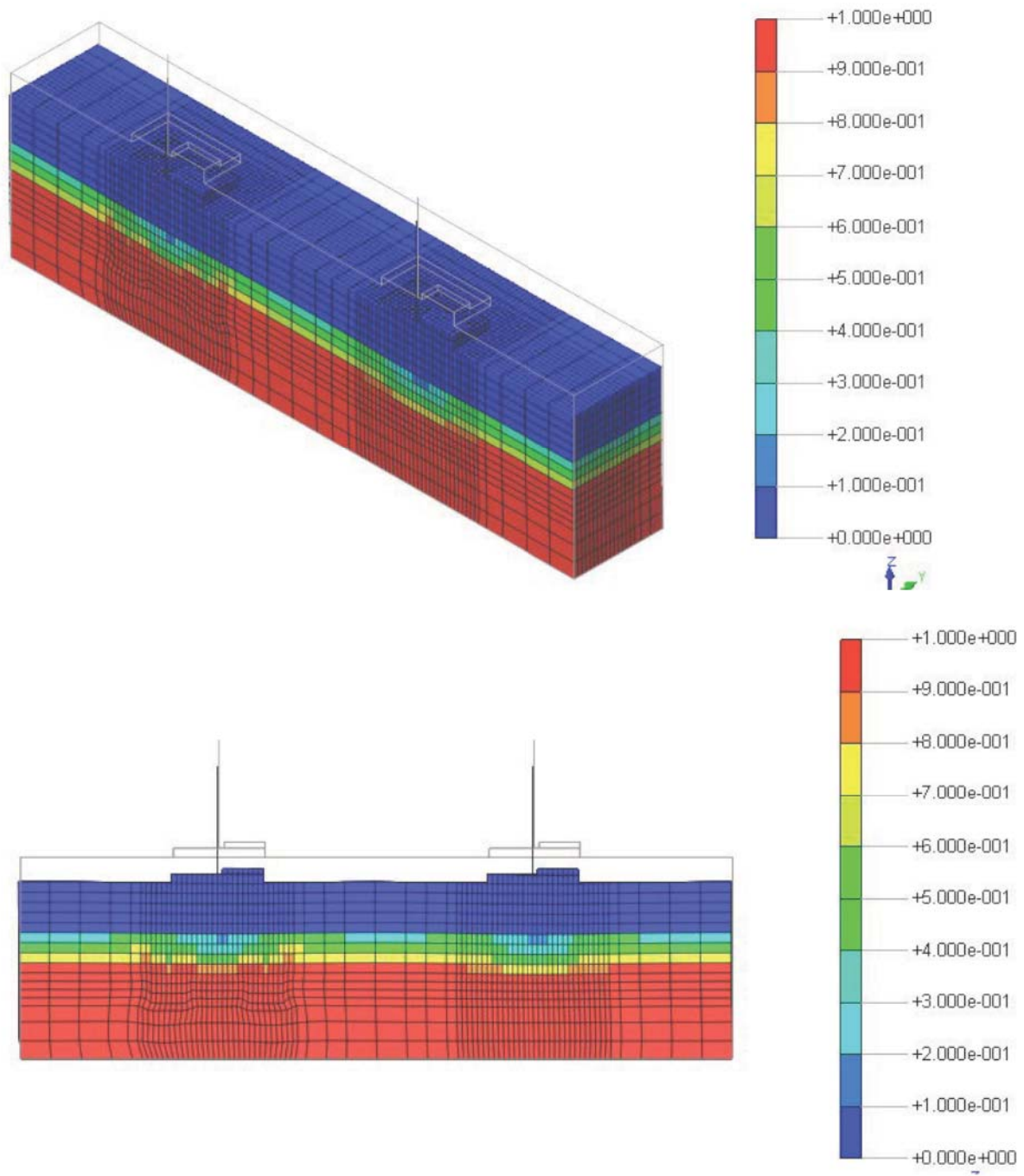


図 4.3.5-22 加振終了時の変形図と過剰間隙水圧比、地下水位 GL-2.5m
(time=120sec.、色は過剰間隙水圧比)

地下水位 GL-4.0m

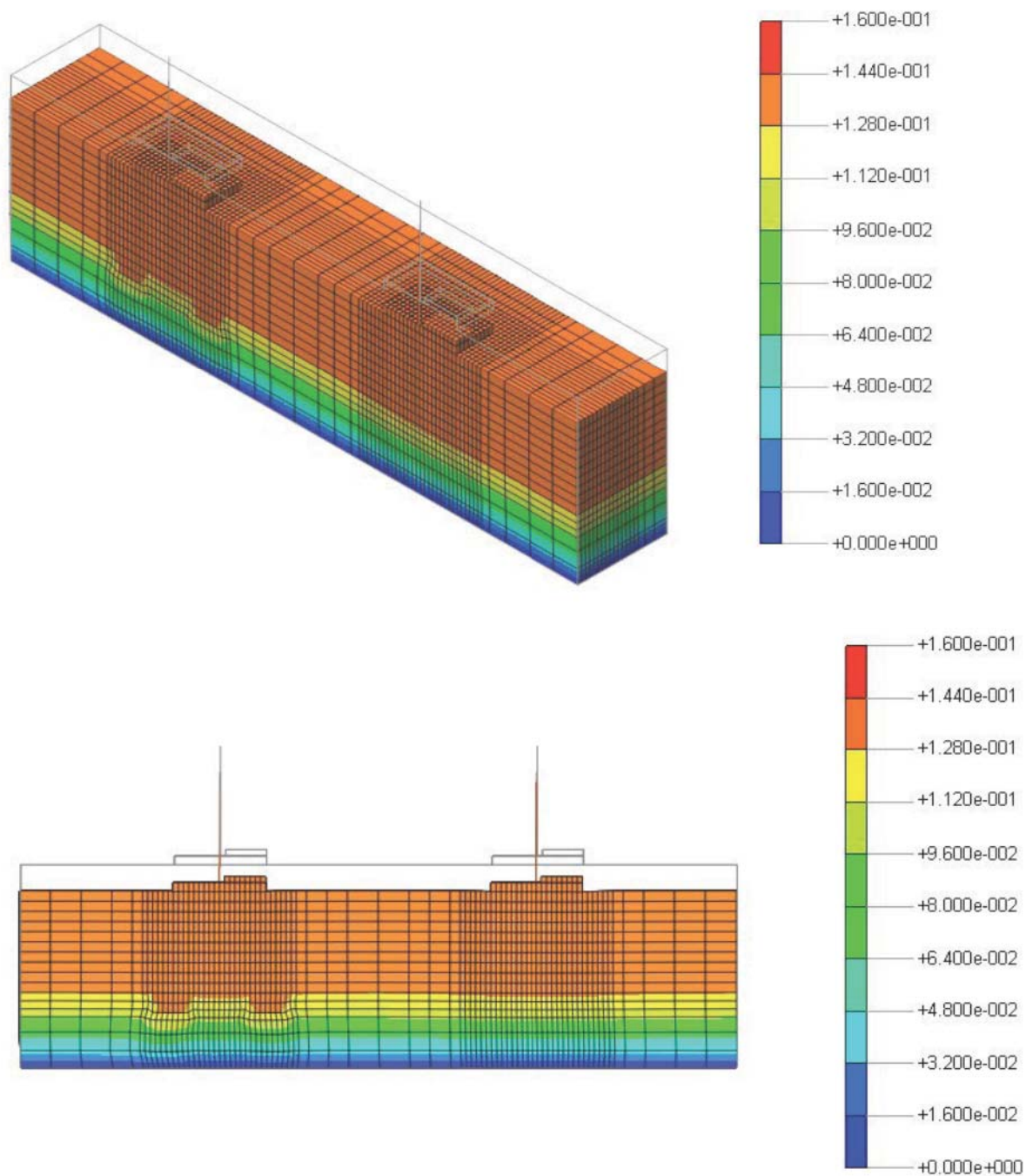


図 4.3.5-23 加振終了時の変形図、地下水位 GL-4.0m
(time=120sec.、色は変形 : m)

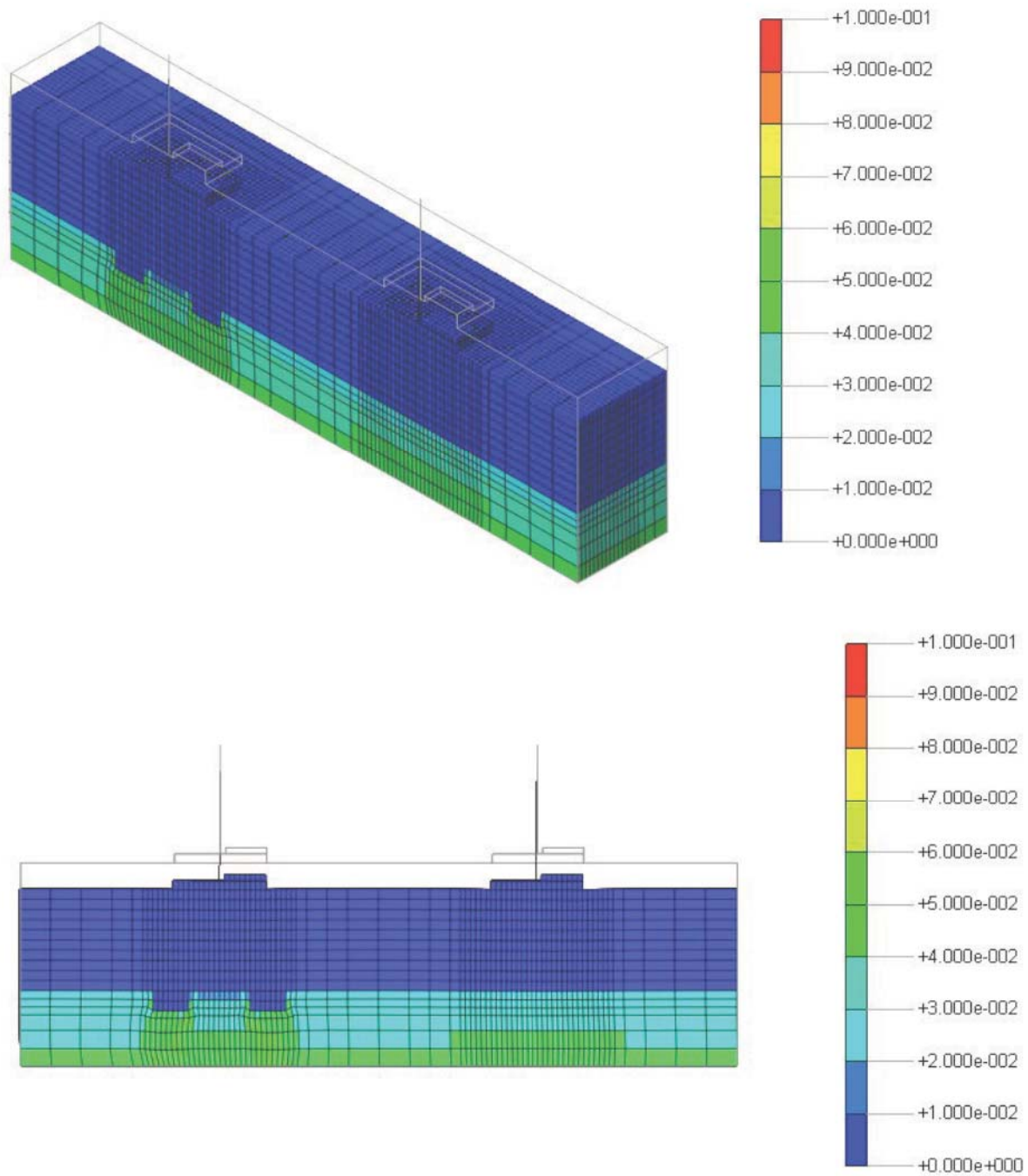


図 4.3.5-24 加振終了時の変形図と合せん断ひずみ、地下水位 GL-4.0m
(time=120sec.、色は合せん断ひずみ)

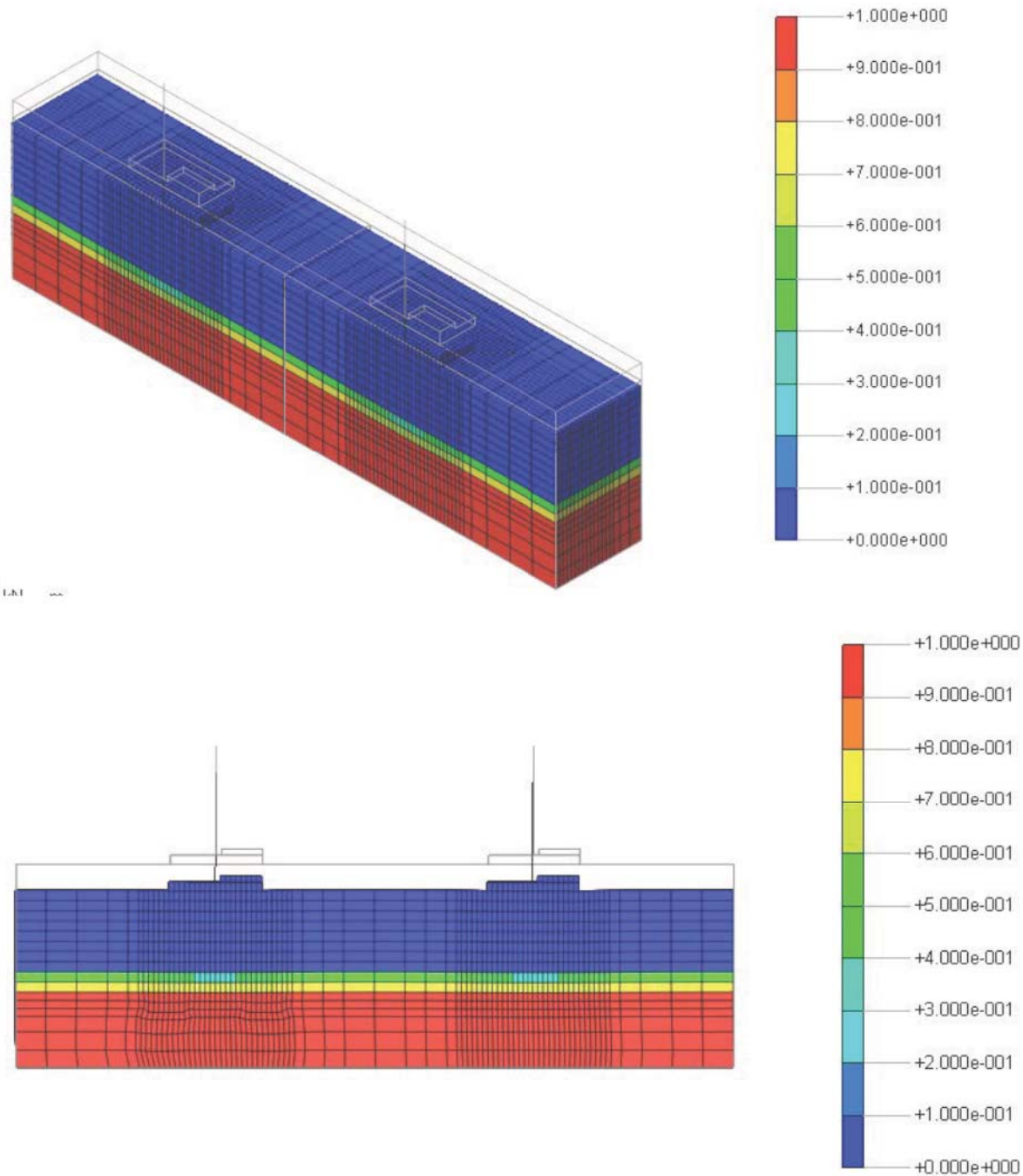


図 4.3.5-25 加振終了時の変形図と過剰間隙水圧比、地下水位 GL-4.0m
(time=120sec.、色は過剰間隙水圧比)

<参考文献>

- 1) 福武毅芳：土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液化解析に関する研究，名古屋工業大学博士論文，1997.09
- 2) 福武毅芳：おわんモデルと履歴関数モデルを併用した構成式，地盤材料の構成式ワークショップ：第1回，2012.08
- 3) グラベルドレーン工法 技術資料，グラベルドレーン工法研究会，1996
- 4) Seed, H.B. and Booker, J.R. : Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposit Using Gravel Drains, ASCE, Geotechnical Engineering Division, Vol.103, No.GT7, pp.757-768, 1977

7-5. 地下水低下工法と排水工法を併用した液状化対策のための低コストで信頼性の高い地盤定数の把握手法の確立

5.1 概要

液状化対策のために必要となる地盤定数は、①地盤の締まり具合、②地下水位、③地盤種別（粒度特性）、④透水係数である。

通常これらの地盤定数を把握するためには、ボーリング調査を実施して標準貫入試験など原位置および室内試験が必要になるため、高コストになり結果を得るまでの期間も長くなる。

ここでは低コストで地盤調査が実施できるスウェーデン式サウンディング試験とコーン貫入試験を用いた低コストで信頼性の高い地盤定数の把握手法を確立した。

スウェーデン式サウンディング試験は戸建住宅などの敷地地盤調査に多用されている簡易な地盤調査の手法であり、コーン貫入試験はボーリング調査の補完などに多用されている地盤調査の手法である。

5.2 スウェーデン式サウンディング試験を用いた地盤定数の把握手法

①地盤の締まり具合の把握

スウェーデン式サウンディング試験は貫入用のロッドの先端に取りつけられたスクリーポイント（図-5.1参照）を最大 1000N の荷重により地盤中に回転貫入させる地盤調査の手法である。（図-5.1参照）この試験によって得られる静的貫入抵抗は地盤の締まり具合を反映するものである。得られた静的貫入抵抗値は W_{sw} 、 N_{sw} とよばれ、この値を用いて地盤の締まり具合を表すことが行われている。

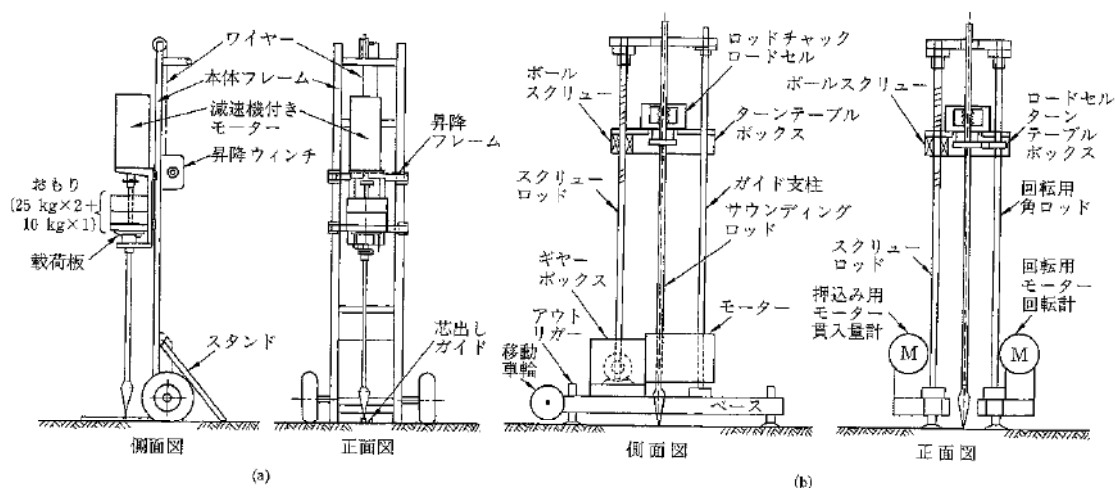


図-5.1 スウェーデン式サウンディング試験装置の例
（地盤工学会編「地盤調査の方法と解説」より）

W_{sw} 、 N_{sw} と標準貫入試験で得られる N 値との相関に関する一般式として稲田式¹⁾が提案されている。（図-5.2）

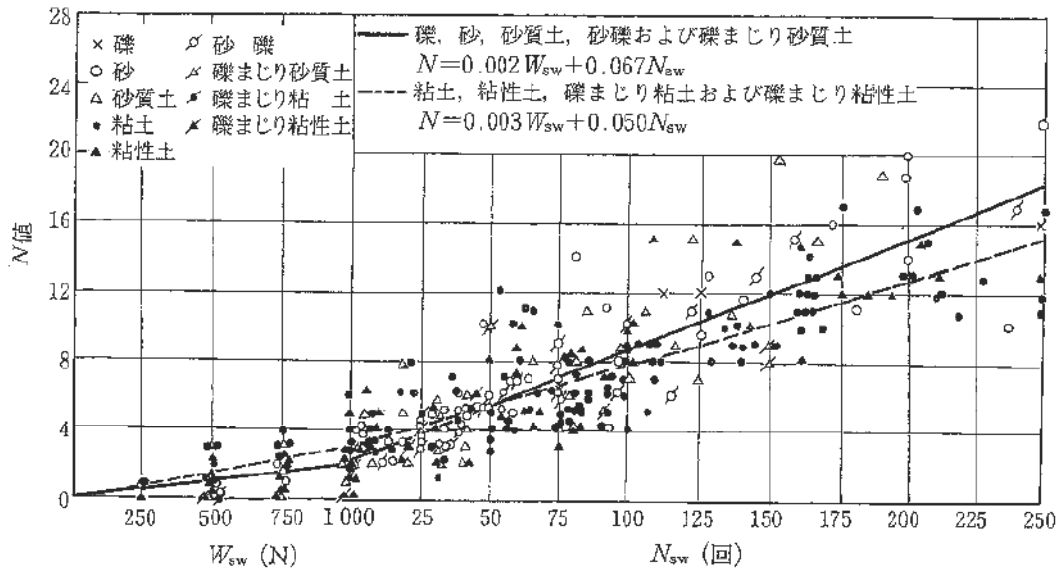


図-5.2 稲田による N 値と Wsw、Nsw の関係
(地盤工学会編「地盤調査の方法と解説」より)

しかし、これまでに実施した調査の結果より、N 値が安全側に評価されるように稲田式に $\alpha=0.8$ 程度の補正係数を掛けることが適切である。

②地下水位の把握

スウェーデン式サウンディング試験を実施したことによってできた試験孔内の水位をデスターや水圧計により測定することで地下水位を把握することが可能である。

特に水圧式の水圧計を用いればこれを設置しておくことで地下水位の時間変動を把握することも可能である。(図-5.3)



図-5.3 水位測定装置の例

③地盤種別 (粒度特性)

スウェーデン式サウンディング試験を実施したことによってできた試験孔内にサンプラーを挿入して試料の採取を行い、採取された試料の粒度分析を行うことで粒度特性を把握

することが可能である。

サンプラーはシンウオール型、スクリー型、ポストホール型、板バネ型、回転扉型などのものが提案されているが、摘要性実験の結果、回転扉型のものが最も採取効率が高く、採取した試料の品質が高いものであった。(図-5.4)

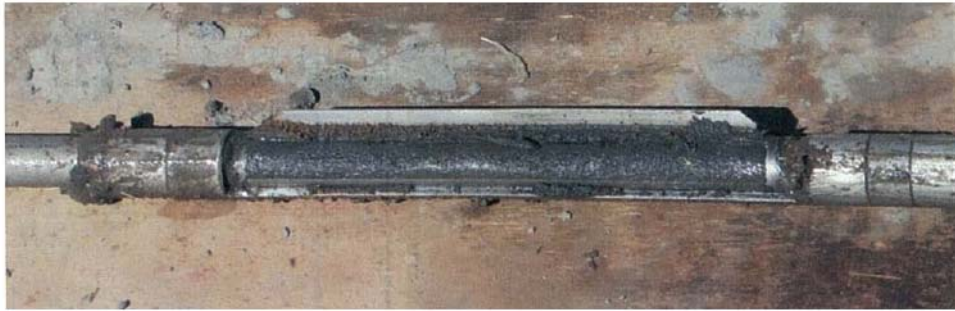


図-5.4 回転扉型サンプラーの例

④透水性係数

スウェーデン式サウンディング試験を実施したことによってできた試験孔内にストレーナパイプを挿入して注水法、復水法による原位置透水試験を実施することにより透水性係数を把握することが可能である。(図-5.5)

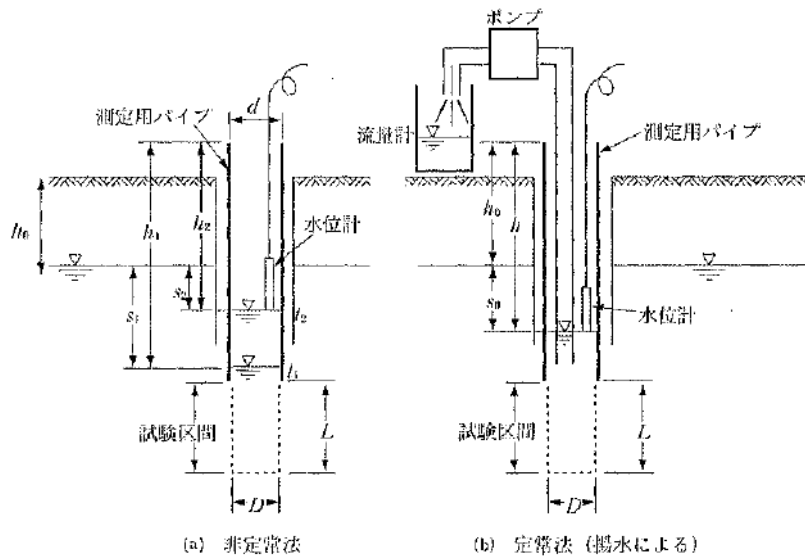


図-5.5 原位置透水試験法の例

(地盤工学会編「地盤調査の方法と解説」より)

5.3 コーン貫入試験を用いた地盤定数の把握手法

コーン貫入試験は、貫入用のロッドの先端に取り付けられたコーンを静的に地盤中に押し込むことにより地盤の締めり具合などを調査する地盤調査法である。

電気式のコーンを用いることにより、貫入抵抗のほかに周面摩擦や間隙水圧なども測定することが可能であり、さらに RI 密度計や中性子水分計を装備したものや、地盤の S 波速度を測定するために速度計を装備したものもある。(図-5.6)

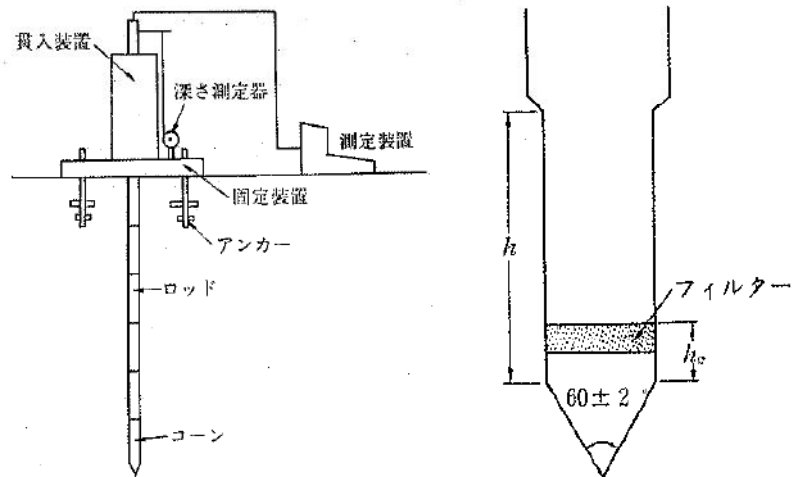


図-5.6 コーン貫入試験装置の例
(地盤工学会編「地盤調査の方法と解説」より)

① 盤の締め具合の把握

コーン貫入試験の貫入抵抗と標準貫入試験の N 値との相関に関しては鈴木²⁾の研究により高い相関性が示されている。(図-5.7)

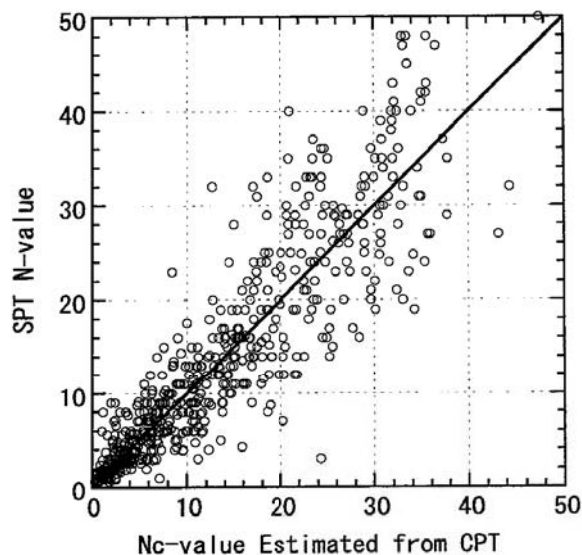


図-5.7 コーン貫入試験の貫入抵抗と標準貫入試験の N 値との相関

さらにこれまでの調査結果からもこの関係の妥当性が示されていることから、次式を用

いることにより N 値を推定することが可能である。

$$N_c = 0.341 I_c^{1.94} (q_t - 0.2)^{(1.34 - 0.0927 I_c)}$$

② 下水位の把握

間隙水圧センサーの装備された電気コーンによる間隙水圧の測定結果より地下水位を推定することが可能である。間隙水圧は地下水位以浅では”0”になり地下水位以深では通常は直線的に増加する。そのため、間隙水圧の分布を示す直線が 0 になった深度が地下水位を示すことになる。(図-5.8)

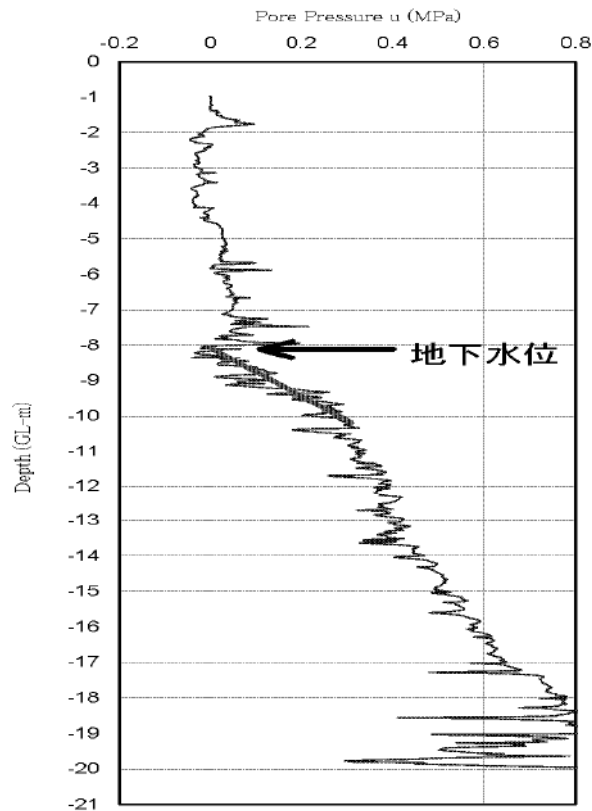


図-5.8 間隙水圧の分布から推定される地下水位

③ 地盤種別 (粒度特性)

コーン貫入試験では土質を一つの数値で分類するために Robertson³⁾らにより Soil Behavior Index, I_c なる指標が提案されており、これを用いて地盤種別を分類することが提案されている。(図-5.9)

この方法によれば概略の地盤種別の推定が可能であるが、さらに正確に粒度特性を把握するためにはスウェーデン式サウンディング試験で用いるようなサンプラーによりコーン貫入試験孔を利用して試料の採取を行い、粒度試験を行うことが必要になる。

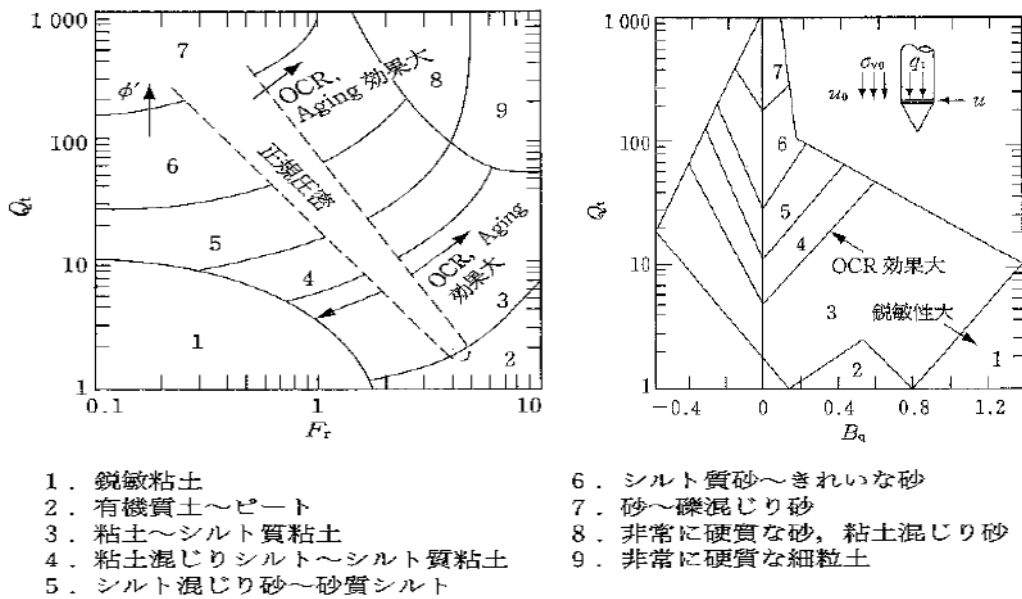


図-5.9 Robertson による地盤種別の分類チャート

④ 透水係数

コーン貫入試験を実施したことによってできた試験孔内にスウェーデン式サウンディング試験の場合と同様に、ストレーナパイプを挿入して注水法、復水法による透水試験を実施することにより透水係数を把握することが可能である。

5.4 まとめ

スウェーデン式サウンディング試験やコーン貫入試験を利用した簡易な地盤調査により液状化対策のために必要となる地盤定数を低コストで把握する手法を確立した。

- ① 地盤の締まり具合は N_{sw} や $qtIC$ より N 値を推定することにより把握することが可能である。
- ② 地下水位は調査孔での水位測定や間隙水圧の測定により把握することが可能である。
- ③ 粒度特性は調査孔から試料サンプラーにより採取した試料の粒度試験を行うことにより把握することが可能である。コーン貫入試験では $qtIc$ を用いたチャートにより概略の土質の判別が可能である。
- ④ 透水係数は調査孔を用いて原位置透水試験を実施することにより把握することが可能である。

<参考文献>

- 1) 稲田倍徳 「スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について」地盤工学会編土と基礎 Vol.8、No.1,1960
- 2) 鈴木康嗣「サイスミックコーン貫入試験による液状化強度予測」平成16年3月
- 3) Robertson P.K.(1990) Soil classification using the cone penetration test, Canadian Geotechnical Journal, Vol.27, No.,1, pp.151-158

7-6. 地下水位低下工法と排水工法を併用した液状化対策の設計法と実用化に向けた検討、その1 実験結果に基づく検討

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、東京湾沿岸及び利根川流域の広範囲で液状化が発生し、多くの戸建住宅が不同沈下した。しかし今後関東地方における大地震が懸念される中、既存戸建住宅に適用可能な液状化対策工法は少ない。そこで本研究では、人工材ドレーンによる排水工法の有効性を遠心振動台実験結果にもとづいて、地下水位低下工法と排水工法を併用した液状化対策の設計法と実用化に向けた検討を行う。

2. 遠心振動台実験の概要

検討対象として用いたのは、25G または 50G 場で、1/25 または 1/50 の縮尺模型によって行われた遠心振動台実験結果である。実験は地下水位、建物基礎幅、ドレーンの内径 d と打設間隔 D をパラメーターとして全 20 ケースである。表 1 に実験ケース、表 2 にドレーン配置図を示す。各ケース名は実大換算値で四捨五入した地下水位(1~4m)・建物模型サイズ(S or L)・ドレーン径 (小さい順に 1~2、無対策の場合は 0)・ドレーン間隔(大きい順に 1~4、無対策の場合は 0)で示している。また 1S00 と 3L00 は再現性の確認のため二回実施した(表 1※)。50G 場の実験は、7-4 で示したものである。

図 1 に 50G 場の実験モデルの例(1S00,1S23)を示す。50G 場の実験では、模型地盤は 700mm×220mm×400mm のせん断土槽内に相対密度 50%程度で作成した。下層 180mm に 7 号珪砂を、上層 20mm に 8 号珪砂を用いて空中落下法により作成した。なお、地下水位の高さに達したら、真空槽内で脱気しながら飽和した。間隙流体には粘性 50cst のシリコンオイルを用いた。飽和後は残りの地盤を作成し、所定の高さに達したら建物模型を 2 体設置した。建物模型は小型模型 S の場合、基礎幅 90mm、高さ 118mm、重量 323g である。また 52g の錘を基礎重心から 25mm 離れた所に設置した。大型模型 L の場合は基礎幅 180mm、高さ 190mm、重量 1043g で、基礎重心から 75mm 離れた所に 139g の錘を設置した。ドレーンはステンレス製金網 100 メッシュを用いて内径 5mm または 2.5mm とし、建物基礎近傍に表 2 で示す間隔 D で打設した。

25G 場の実験(2L24,2L'00)では、1950mm×800mm×800mm のせん断土槽を用いて、相対密度 60%程度の地盤を作成した。下層 360mm を豊浦砂、上層 40mm を 8 号珪砂により作成した。間隙流体には粘性 25cst のシリコンオイルを用いた。ドレーンには真鍮製金網 100 メッシュを用いて内径 10mm とした。建物模型は大型模型 L のみで、基礎幅 320mm、高さ 170mm、重量 5340g で、基礎重心から 120mm 離れた所に 860g の錘を設置した。

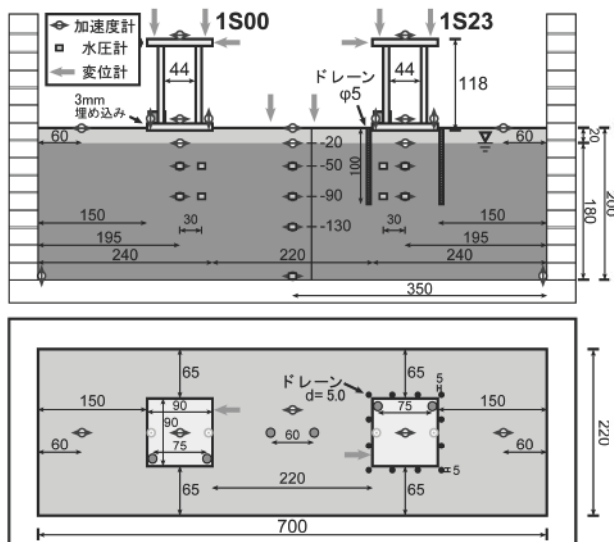


図1 実験モデル (1S00, 1S23)

表1 実験ケース 表2 ドレイン配置

G	Water Table (Prototype Scale)	Case	小型模型 S
50	1.0m	1S23	基礎幅 9 (450) d: ドレイン径 D: 打設間隔 ()内は実大換算値を示す。 S00 d/D=0% S23 S13 S21 S11 d=0.5(25) d=0.25(13) d=0.5(25) d=0.25(13) D=3.3(166) D=3.2(158) D=10(500) D=9.8(488) d/D=15% d/D=8% d/D=5% d/D=3%
		1S21	
		1S13	
		1S11	
		1S00	
		*1S00	
		1L23	
		1L13	
		1L12	
		1L00	
50	2.5m	3S23	大型模型 L 基礎幅 18 (900) 32 (800) L23 L13 L24 d=0.5(25) d=0.25(13) d=1.0(25) D=3.2(158) D=3.3(163) D=3.8(96) d/D=16% d/D=8% d/D=26% L12 L00 L'00 d=0.25(13) d/D=0% d/D=0% D=6.3(313)
		3S00	
		3L23	
		3L12	
		*3L00	
		3L00	
		4S23	
		4S00	
		2L24	
		2L'00	
25	2.0m		

全ての建物模型は実大換算値で平米荷重 $15\sim 18\text{kN/m}^2$ 、固有周期 $0.3\sim 0.4\text{s}$ 、重心高さ 2.5m 程度と戸建住宅に相当する諸元を持ち、基礎幅以外は概ね同等である。全ケースで入力地震波には実大換算値で最大加速度を 4.0m/s^2 程度に調整した臨海波を用い、水平一方向加振した。実験時は図1に示す様に加速度計、変位計、水圧計を用いて計測した。以降は実大換算された値で示す。

3. 遠心振動台実験による排水工法の有効性の検討

3.1 ドレインの有無による地震時応答の違い

図2に1S00と1S23で計測された水平加速度、過剰間隙水圧、傾斜角の時刻歴データを示す。過剰間隙水圧に関しては Boussinesq の式より建物重量による応力増分を考慮した初期有効上載圧も示している(図2(b),(c),(j),(k)の実線)。地盤及び基礎の加速度は対策の有無により大きな差が見られない(図2(e),(f),(m),(n))。一方で1S00の上屋応答は、1S23のそれよりも10s以降に小さくなる(図2(d),(l))。基礎中心直下地盤の過剰間隙水圧においては、1S00が深度-4.5mで初期有効応力付近まで上昇しており、液状化が生じている可能性が高い(図2(c))。一方で

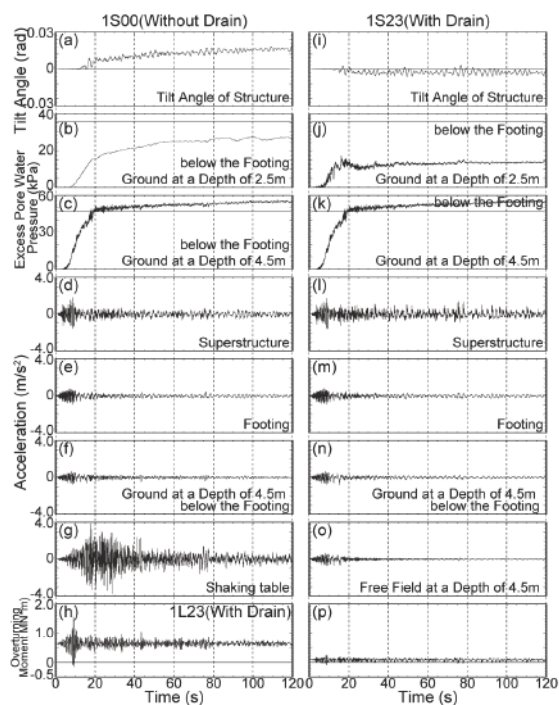


図2 時刻歴データ

1S23 の建物直下では水圧が 1S00 の 5 割程度に抑えられている(図 2(j),(k))。傾斜角は 1S00 が 10s 以降で増大してくのに対して、1S23 では大きく変化しない(図 2(a),(i))。水圧が十分に消散した後の建物沈下量に関しては対策の有無で大きな差は見られなかった。一方で傾斜角は 1S00 が 1/40 程度、1S23 が 5/1000 と大きな差が認められた。

3. 2 地下水位が建物沈下量、傾斜角に及ぼす影響

図 3 に全ケースの地下水位と計測された絶対沈下量の関係を示す。各水位の自由地盤絶対沈下量は 15~17cm 程度と概ね等しい。建物絶対沈下量は地下水位が下がる程小さくなる傾向が見られ、地下水位を下げる事で建物沈下抑制に効果がある事が確認できる。また概して大型模型は小型模型よりも絶対沈下量が小さい。地下水位が同じ場合、絶対沈下量は概して対策無しより対策有りの場合で小さくなる傾向があり、大型模型では地盤との相対沈下量も小さい。しかし地下水位 1m の小型模型では対策の有無で絶対沈下量に大きな差が認められず 30cm 以上沈下している(図 3※)。図 4 に全ケースの地下水位と計測された建物傾斜角の関係を示す。対策無し建物の傾斜角は、地下水位が下がると小さくなり、4m では対策ありの場合と差が殆どなくなる(図 4 実破線)。地下水位が建物の傾斜角に影響している可能性が高い。一方で地下水位が同じケースを比較すると、ばらつきが見られ、対策有りでも 1/50 程度の傾斜を生じる場合もある(図 4※)。

3. 3 建物傾斜角に影響を与える要因

ドレーンの性能が傾斜角に与える影響を検討するため、ドレーン径 d を打設間隔 D で除した無次元量 d/D を定義する。対策なしは $d/D=0$ とする。図 5 に地下水位が 1m のケースの d/D と傾斜角の関係を示す。 d/D が小さくなるにつれて建物傾斜角は増加する傾向が見られる。そこで図 6 に d/D と基礎端深度 2.5m の過剰間隙水圧比の関係を示す。水圧比の導出には Boussinesq の式より建物重量による応力増分を考慮した初期有効応力を用いている。 d/D

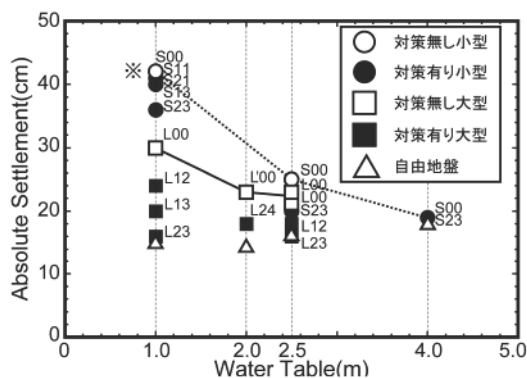


図 3 地下水位と建物沈下量の関係

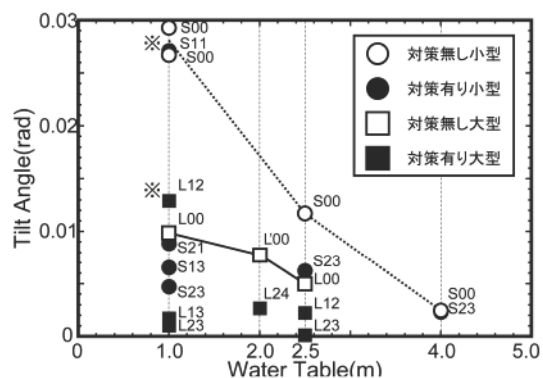


図 4 地下水位と建物傾斜角の関係

が小さくなるにつれて水圧比が増加する傾向が見られる事から、 d/D によってドレーンの排水性能に差が生じていたと考えられる。図7に先の過剰間隙水圧比と建物傾斜角の関係を示す。基礎端直下地盤の水圧比が大きくなるにつれて、建物傾斜角が増加する傾向が見られる。基礎端直下の水圧比が傾斜に影響している可能性が高い。

図6より建物の大きさが与える影響を比較すると、L12はS21よりも基礎端直下の水圧比は小さいが、図7でS21よりも大きな傾斜を生じている。そこで上記の理由を検討するため、転倒モーメント L_m を式(1)により算出した。

$$L_m = W_1 * a_1 * h_{g1} + W_2 * a_2 * h_{g2} + w_e * g * e \quad (1)$$

ここで、 W_1 は建物上部質量、 W_2 は建物下部質量、 w_e は偏心錘質量、 g は重力加速度、 e は基礎重心からの錘の偏心距離、 a_1 は上部構造物加速度、 a_2 は基礎部加速度、 h_{g1} は上部重心高さ、 h_{g2} は下部重心高さである。前出の図3(h),(p)に1L23と1S23の転倒モーメント時刻歴を示す。これより液状化時刻以降でも転倒モーメントが1L23の方が大きく、傾斜する境界が1S23よりも大きい可能性がある。

3.4 傾斜に関する安全率の検討

傾斜に関する安全率を検討するため、図8に示す様に、液状化後において建物は基礎直下地盤と周辺地盤との間のせん断力、及びドレーン近傍の地盤により支えられていると仮定した。図8(a)より力の釣り合いによる安全率 F_{sw} は次式(2)で定義する。

$$F_{sw} = R_w / L_w \quad (2)$$

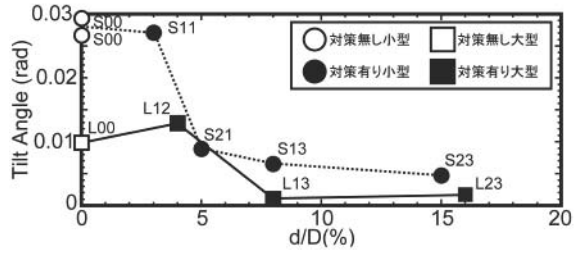


図5 d/D と建物傾斜角の関係

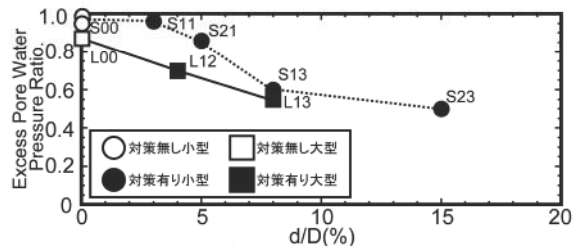


図6 d/D と基礎端直下の間隙水圧比の関係

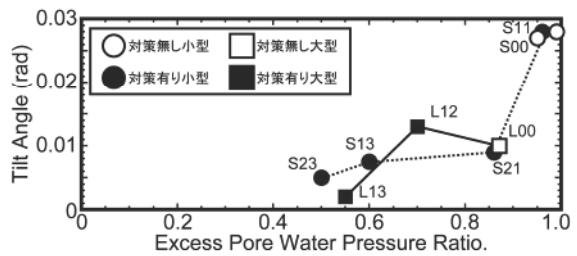


図7 基礎端直下の間隙水圧比と傾斜角の関係

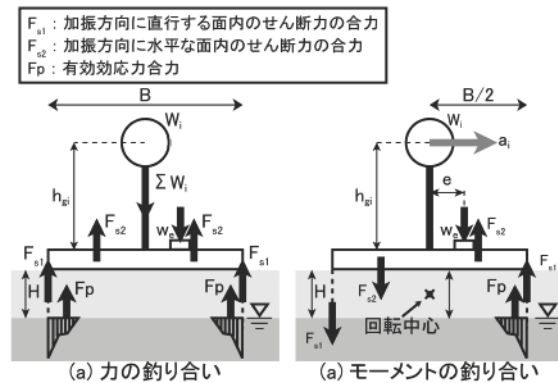


図8 仮定した力とモーメントの釣り合い

ここで、 R_w は鉛直上向き抵抗力、 L_w は鉛直下向き荷重であり、 L_w 、 R_w は次式(3)、(4)で与える。

$$L_w = (W_1 + W_2 + w_e) * g \quad (3)$$

$$R_w = (K * \rho * H^2 * \tan \phi / 2) * (B + L) * 2 +$$

$$\int_0^r \sigma' dA \quad (4)$$

ここで、 K は土圧係数=0.5、 ρ は表層地盤の単位体積重量、 H は表層地盤厚さ、 ϕ は内部摩擦角、 B は基礎幅、 L は奥行き方向基礎幅、 σ' はドレーン中心からの距離に応じた有効応力、 r はドレーンの影響半径、 A は r 内にある基礎直下地盤面積である。一方、図8(b)よりモーメントの釣り合いによる安全率 F_{sm} は次式(5)で定義する。

$$F_{sm} = R_m / L_m \quad (5)$$

ここで、 R_m は抵抗モーメント、 L_m は駆動モーメント(式(1))であり、 R_m は次式(6)で与える。

$$R_m = (K * \rho * H^2 * \tan \phi / 2) * (B / 2 + L) * B +$$

$$\int_0^r \sigma' dA * (B - r) / 4 \quad (6)$$

図9に示す深度2.5mの水圧計測点からドレーンまでの距離 T と、計測最大値より $r=1.85m$ とし、その内側での有効応力 σ' は、図9をもとに距離 T が近づくと大きくなるように仮定した。図10に F_{sw} と建物傾斜角の関係を示す。小型モデルでは、 F_{sw} が小さいほど傾斜角が大きくなる傾向が見られるが、大型モデルは $F_{sw}=0.5$ 付近に集中しそのような傾向は見られない。図11に F_{sm} と傾斜角の関係を示す。これより図10と比較して模型の大小によらず F_{sm} が小さくなるにつれて建物傾斜角が大きくなる傾向となった。

4. まとめ

既存戸建住宅における排水工法、地下水位低下工法の有効性を、遠心振動台実験結果に

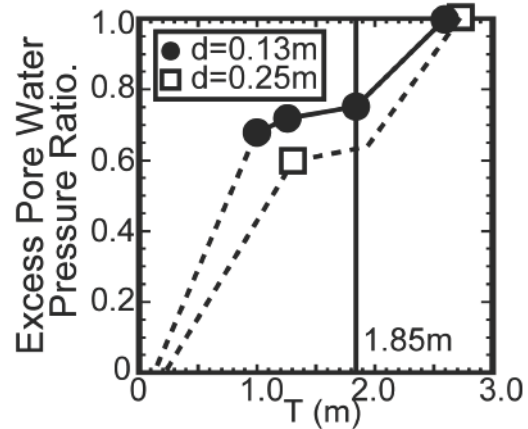


図9 ドレーンからの距離と水圧比の関係

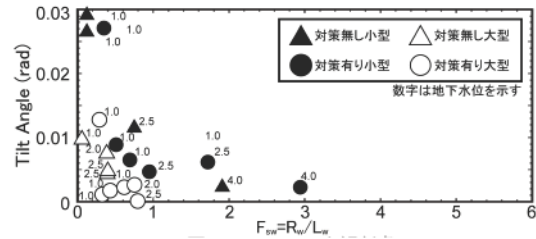


図10 力の釣り合いによる安全率と建物傾斜角の関係

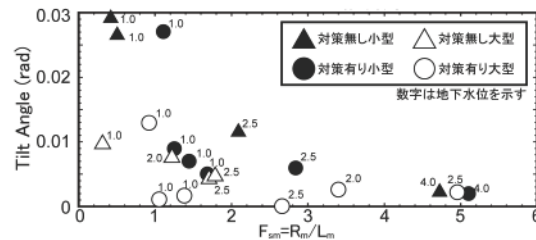


図11 モーメントの釣り合いによる安全率と建物傾斜角の関係

もとづいて検討し、以下の結論を得た。

- 1)ドレーンの径や間隔を適切に吟味し、基礎周辺に打設する事で液状化発生時の建物沈下量、傾斜角を抑えられる可能性が示唆された。
- 2)地下水位が 4.0m 以深の場合、建物傾斜角、沈下量は対策の有無に関わらず小さくなる。
- 3)液状化時の不同沈下は、地下水位、基礎端直下の過剰間隙水圧、転倒モーメントの影響を受ける可能性が高い。
- 4)転倒モーメントを指標とする評価法によれば、ドレーンの径や間隔を適切に吟味し、基礎周辺に打設する事で液状化発生時の建物沈下量、傾斜角が抑えられる傾向や、地下水位が 4.0m 以深の場合、建物傾斜角、沈下量は対策の有無に関わらず小さくなる傾向を、統一的に評価できる可能性がある。

7-7. 地下水位低下工法と排水工法を併用した液状化対策の設計法と実用化に向けた検討、その2解析結果に基づく検討

7.1 戸建住宅の液状化による被害の特徴と対策

戸建住宅の地震時の液状化に伴う災害事例から被害を概括すると、以下の2つの場合に大別できる。

- ①地盤の液状化に伴う地盤剛性の低下による家屋の不同沈下
- ②地震終了後の地盤の進行性破壊に基づく家屋の重大な傾斜

地震に伴って砂地盤が液状化すると、地盤内の過剰間隙水圧が上昇し、地盤の有効拘束圧が低下するため、地盤の剛性が低下する。①の現象は、この地盤の剛性低下に伴う建物の不同沈下に対するもので、建物の不同沈下の原因は地震の外力や建物や建物間の不釣り合いな外力が変形の第一の要因である。このため、不同沈下は主に地震が作用している間や直後に生じる。本報告書に記載された模型実験や数値解析は、不同沈下が地震外力が作用している間に生じており、主に①の問題についての対策を検討したことになる。

本報告に記述された研究成果を概括すると、地下水位低下による対策は液状化の程度を低減し地盤沈下量を低減するが不同沈下の抑制は限定的である。一方、建物周辺に打設したドレインによる効果は、図 7.1 のように建物下部の地盤の液状化は抑止できないため、地盤沈下量そのものの低減効果は限定的だが、建物の沈下は均等で、建物傾斜を防ぐ効果は大きい。特に、実大建物の解析的検討結果では、ドレイン間の地盤が液状化に至らないように建物周囲にドレインを打設した場合は、戸建住宅規模の建物の不同沈下が殆ど見られないことが指摘されている。

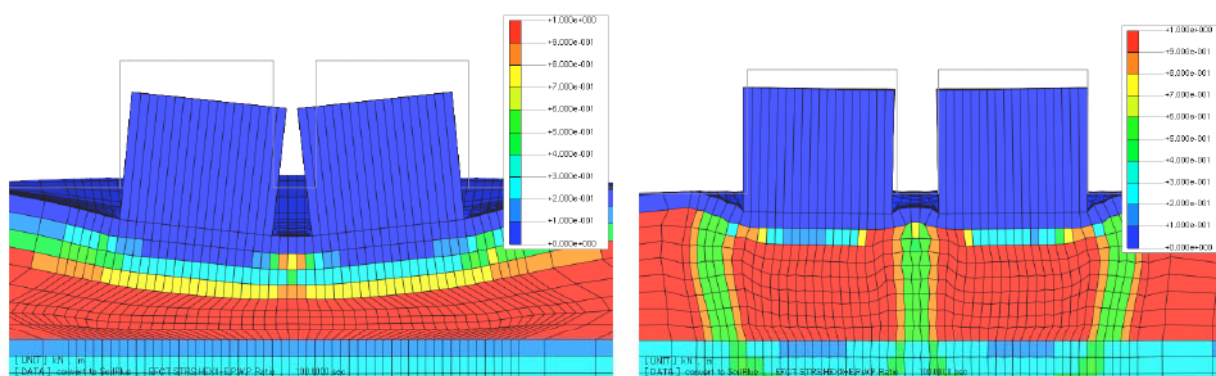


図 7.1 建物周囲のドレインの有無による液状化後の建物傾斜の違い

②は、地震終了後にゆっくりと液状化した地盤が崩壊しそれに伴って建物が大きく傾斜する現象で、新潟地震(1964年)における川岸町アパートの転倒が典型的な例である。この現象に関して、最近遠心模型実験装置を用いて、現象の再現と対策方法について研究されている¹⁾。

図 7.3 は、図 7.2 に示す模型および模型地盤を遠心応力場で液状化させた場合の加振中および加振後の構造物側方地盤および構造物の直下の過剰間隙水圧、建物の沈下と傾斜を示したものである。

建物は模型地盤の奥行き方向に基礎底面にマット上に礫をドレイン材として敷設した場合(L-G1)と無対策(L-N)の2種類の建物を同時に加振している。無対策の建物は、加振終了後に傾斜が徐々に増加しているが、排水対策を行ったものは、加振中の傾斜は見られるものの、加振終了後の建物傾斜は殆ど見られない。写真 7.1 は実験後の建物の様子を示したものである。排水対策が液状化に伴う地盤の進行性破壊の抑制に効果的であることがよく分かる。

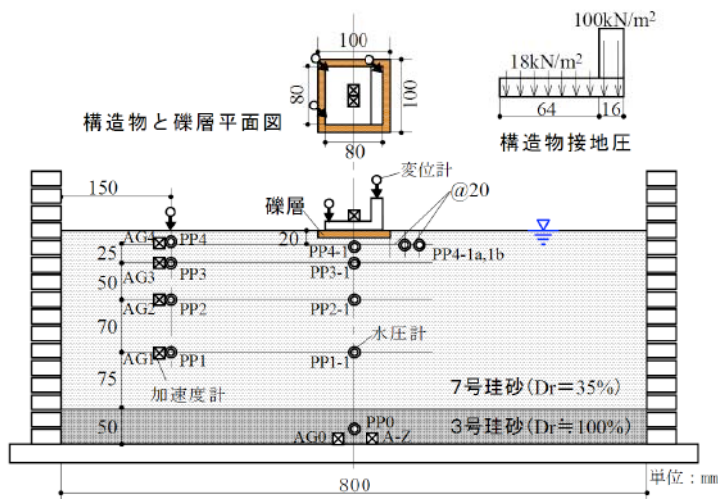


図 7.2 遠心模型実験に用いた建屋模型および模型地盤¹⁾

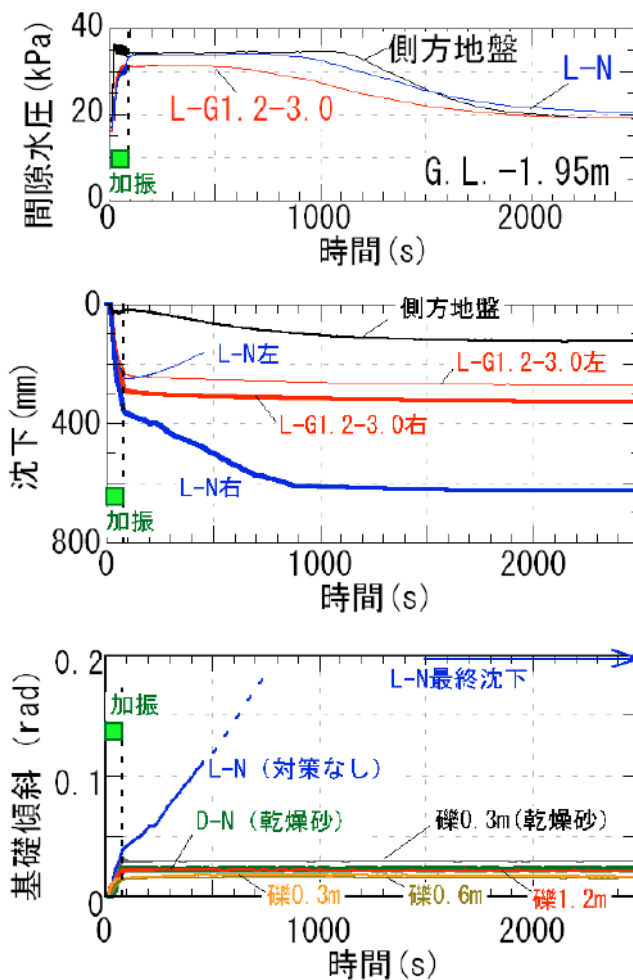


図 7.3 水圧消散過程における水圧・沈下・傾斜の経時変化¹⁾



写真 7.1 実験後間隙水を除いた後の模型の状況¹⁾

②の現象は、液状化によって生じる塑性体積ひずみポテンシャル（液状化後の地盤沈下の主要因で詳細は文献 2、3 を参照）が地震終了後、地盤内で再配分されることによって生じる（文献 1 参照）。このため、排水対策に必要な時間は、液状化が生じた後の砂地盤の圧密が完了時間に対応している。この圧密にかかる時間は、通常地震では 1～24 時間で、地盤の液状化によって生じる過剰間隙水圧を抑制する通常の排水による液状化対策が、地震の主要動が生じている間（通常数秒）に必要であることに比べると著しく長く、簡便な排水対策で効果的な対策が可能である。

②の問題に対する排水対策について、建物の下部に排水層を設ける場合についての検討方法は既に提案されており、その方法は下記の通りである。

■地盤の液状化に伴う進行性破壊を防ぐための排水対策の検討方法¹⁾

1)対象地盤の地震時液状化によって生じる体積ひずみポテンシャルを求める。（このために、2、3 次元のポスト液状化解析⁴⁾を行うことが最も合理的であるが、簡便には、文献 5)に示す簡易液状化判定法に準じた方法で算定することもできる。

2)液状化で噴砂や建物転倒、過大な傾斜が生じることが、地震終了 1 時間～24 時間程度であると勘案して、1 時間から 12 時間程度（地盤の違いにより判断する）で 1)で求めた体積ひずみポテンシャルを排水できるように設計する。

必要排水量 ΔV_w は、基礎面積を $A \times B$ 、沈下量を D_s とすれば、以下の式(7.1)により計算できる。沈下が Δt 時間かかって生じるとすると、必要な排水流量 q_{w1} は式(7.2)により計算できる

$$\Delta V_w = A \times B \times D_s \quad (7.1)$$

$$q_{w1} = \frac{\Delta V_w}{\Delta t} \quad (7.2)$$

敷設した礫層により排水できる流量は、以下の式(7.3)により計算できる。

$$q_{w2} = k_2 i_V A_w V \quad (7.3)$$

$q_{w2} \geq q_{w1}$ であれば、礫（排水）層は必要な排水能力を有していることになる。

7.2 既設戸建住宅の液状化に対するドレインを用いた対策の検討方法の考え方

7.1 での検討結果に基づくと、現時点での既設戸建住宅に対する排水ドレインを用いた効果的な液状化対策法は、ドレイン間の地盤が液状化に至らないように建物周囲にドレインを設置することである。具体的な検討方法の骨子は、下記の(1)または(2)の方法である。

(1) ドレイン間で過剰間隙水圧比が 100%に達しないようなドレイン間隔を設定する。

次式から時間係数 T_d を算定する。ここで、 k は透水係数、 t_d は主要動の継続時間、 m_v は体積圧縮係数、 ρ_w は水の密度、 g は重力定数、 a はドレインの半径である。

$$T_d = \frac{k \cdot t_d}{m_v \cdot \rho_w \cdot g \cdot a^2} \quad (7.4)$$

想定している地震の等価繰返し回数 N_{eq} を求める。このための具体的な方法は、以下の通りである。

緩い砂の場合、土要素の液状化試験より求めた繰返しせん断応力比 τ/σ_v' と繰返し回数 N_I の関係 (S-N 曲線) は、両対数軸上で図 7.4 の実線のようにほぼ直線になる。この図上で、繰返し回数が 15 または 20 (この繰返し回数が N_I) の時のせん断応力比を液状化強度 (または液状化抵抗) と呼ぶ。想定している地盤に加わる等価繰返しせん断応力比が、図の τ_x/σ_v' である場合、 N_I と τ_x/σ_v' の交点を通るように S-N 曲線を移動させ、元の S-N 曲線で N_I となるせん断応力比 τ_I/σ_v' と新たに作成した S-N 曲線の交点が表示繰返し回数を求める。これが等価繰返し回数 N_{eq} である。

T_d と N_{eq} から、図 7.5 (Seed と Booker のドレインによる液状化対策の設計チャート⁶⁾) を用いてドレイン半径 a とドレインが支配する砂地盤の等価な円柱の半径 b の比 a/b の値を算定する。縦軸は地震時に生じる過剰間隙水圧比を示し、過剰間隙水圧比が 100%に達したときが液状化である。図から過剰間隙水圧比が 80%程度になる a/b の値を算定すればよい。

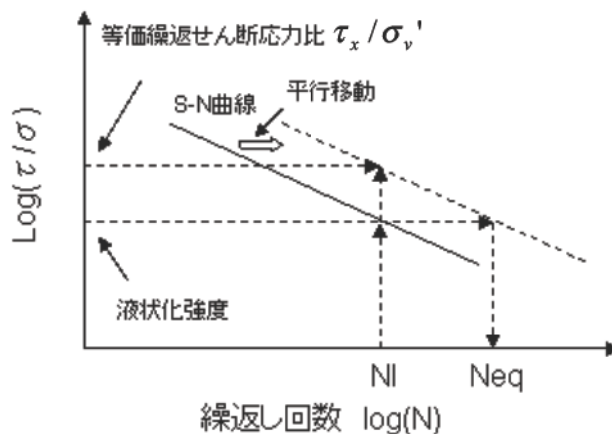


図 7.4 等価繰返し回数 N_{eq} の求め方

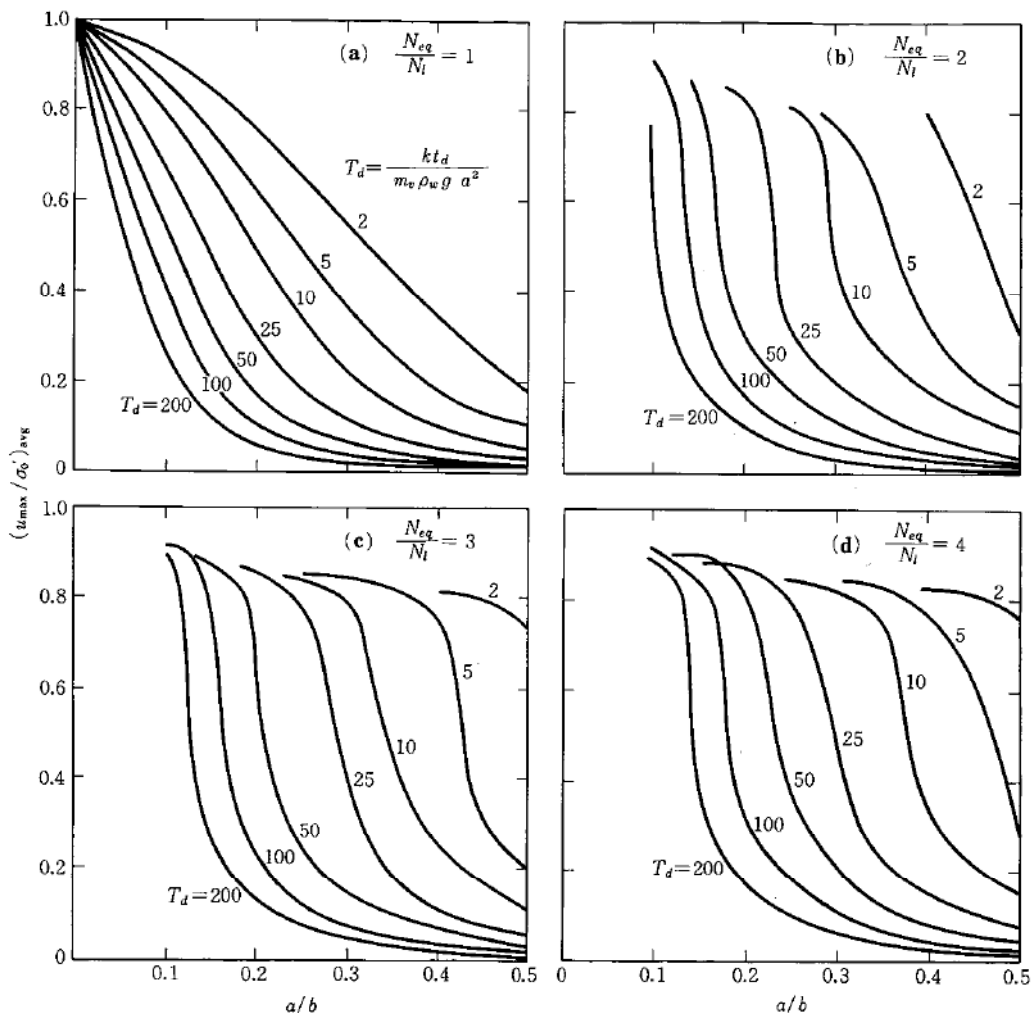


図 7.5 平均過剰間隙水圧比 r_{u-avg} の最大値と半径方向影響範囲 (a/b) の関係⁶⁾

(2)建物直下地盤が液状化に伴う進行性破壊を生じさせないようにドレインを設置する

(1)の検討に基づきドレインを設置すれば、建物周囲のドレインが打設されている場所については液状化が生じない。ただし建物の直下にはドレインが設置されていないため、液状化現象自体を防ぐことはできない。ただし、7.1 で述べたように液状化に伴う地盤の進行性破壊を防止できれば、建物外周部にドレインを設置した構造物は不同沈下が殆ど生じない。そこで、7.1 に示した方法にならって、建物周辺にドレインを設置した場合の液状化に伴う地盤の進行性破壊を防ぐ排水計画についての検討を行う。

7.1 で示した例とは異なり、排水はドレイン周囲から行われるため、(7.3)式の A_{wV} は、ドレイン周囲の面積をとり、各深度の動水勾配 i_v は、建物直下地盤が完全に液状化していると仮定して、各深度の全上載荷重と静水圧の差をとる。検討する地盤および建物の形状、ドレインの配置は、4.2 節に示したものを参考に図 7.6 のように定めた。液状化によって生じる一般地盤の地盤沈下は 20cm とする。このような仮定に基づいて、地震終了後 1 時間で排水が終了する排水計画を立てると、建物周辺の影響を考慮し建物面積の 9 倍の支配面積を考慮しても、 $a/b=0.2$ の場合で約 5 倍の安全率を有している。 $a/b=0.2$ は、改良率として実用的な最低水準である。(1)で仮定したようにドレイン間が液状

化しないようにドレインを設置すれば、戸建住宅規模の建物の場合、液状化に伴う地盤の進行性破壊の問題は考慮する必要がないと判断できる。

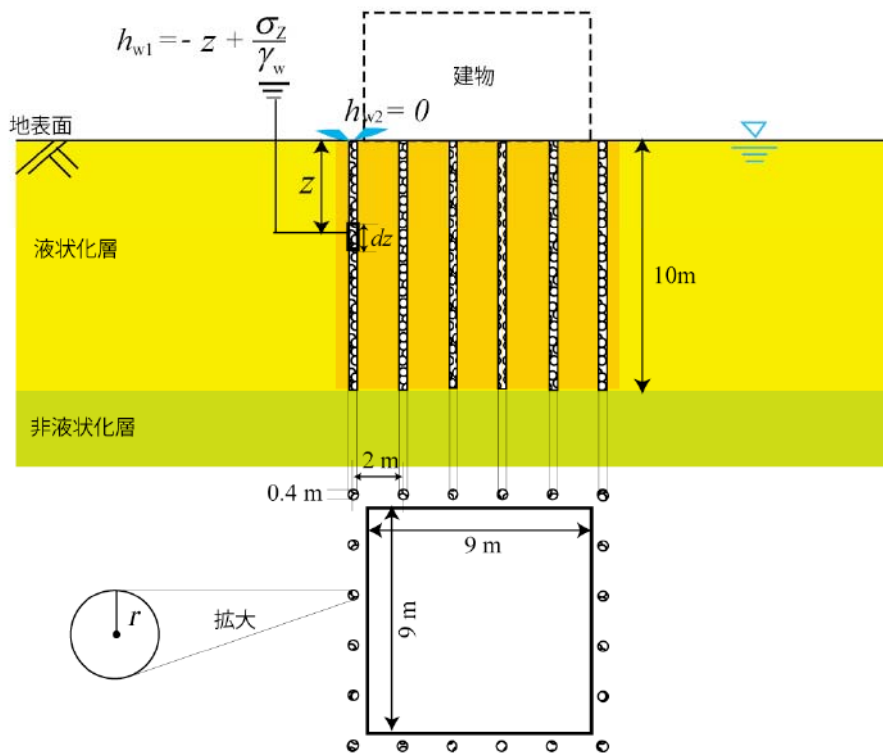


図 7.6 排水計画の検討用のモデル図

以上、既設戸建住宅の液状化に対するドレインを用いた対策の検討方法の考え方の骨子を述べた。ただし、本研究で実施した研究の範囲では、上記の考え方の妥当性、設計方法の適用性など未解決な部分もあり、設計方法を定めるには不十分である。設計手法を確立するためには、設計方法の具体化を進めるための検討が必要である。

<参考文献>

- (1)社本、眞野 英之、石川明他(2012):排水効果を利用した液状化に伴う地盤の進行性破壊の防止対策(1)～(5)、地盤工学研究発表会、pp1383-1392.
- (2) Shamoto,Y. , Zhang, J.-M. and Goto, S. (1997).:Mechanism of Large Post-Liquefaction Deformation, Soils and Foundations Vol. 37, No. 2, pp. 71-80.
- (3) Shamoto, Y. and Zhang, J.-M(1998):Evaluation of Seismic Settlement Potential of Saturated Sandy Ground based on Concept of Relative Compression, Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, Vol.2 57-68.
- (4) 福武 毅芳(2010):液状化時の地盤特性のモデル化と表層注入固化対策によるタンクの液状化時の挙動解析、清水建設研究報告第 87 号、pp69-76.
- (5) Shamoto,Y., Zhang, J.-M. and Tokimatsu, K. (1998):New Charts for Predicting Large Residual Post-Liquefaction Ground Deformation , Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.17,pp427-438.
- (6) Seed, H.B. and Booker, J.R. : Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Depojit Using Gravel Drains, ASCE, Geotechnical Engineering Division, Vol.103, No.GT7, pp.757-768, 1977

7-8. まとめ

遠心振動実験および数値解析にもとづいて、以下のことを示した。

- (1) 地下水位低下が、液状化にともなう戸建て住宅の（地盤に対する）相対沈下、傾斜の抑制に有効であり、実験では、地下水位 4 m で、戸建て住宅の（地盤に対する）相対沈下、傾斜がほぼゼロとなった。ただし、液状化にともなう戸建て住宅の絶対沈下の防止は難しい。
- (2) 建物周囲の地盤に排水性の高い材料を適切に設置することで、液状化にともなう戸建て住宅の（地盤に対する）相対沈下、傾斜をさらに抑制することが可能である。ただし、液状化にともなう戸建て住宅の絶対沈下の防止は難しい。
- (3) 地下水位低下工法と排水工法を併用することで、液状化にともなう戸建て住宅の（地盤に対する）相対沈下、傾斜を抑制することが可能である。ただし、液状化にともなう戸建て住宅の絶対沈下の防止は難しい。
- (4) 地下水位低下工法と排水工法を併用した建物の（地盤に対する）相対沈下、傾斜の抑制を評価する上で、7-6 で検討した、転倒モーメントの釣り合いによる評価が有効である。
- (5) 転倒モーメントの釣り合いに寄与する排水効果によるドレーン周囲の残存有効応力の算定には、7-7 で示した考え方が有効と考えられる。
- (6) 7-6, 7-7 の検討に必要な地盤定数は、7-5 に示した方法等を発展させることで、安価に推定できる可能性がある。
- (7) 今後、上記の考え方を洗練させるとともに、排水ドレーンの施工法を改良することにより、比較的安価な、既存戸建て住宅の液状化対策手法とその設計法が確立可能である。

8. 研究成果の刊行に関する一覧表

刊行書籍又は雑誌名（雑誌のときは雑誌名、巻号数、論文名）	刊行年月日	刊行書店名	執筆者氏名
Effects of drainage and dewatering on differential settlement of wooden houses founded on liquefiable soils, Proceedings, 10 th International Conference on Urban Earthquake Engineering, Vol. 1, pp. ??-??.	March 1, 2013	Proceedings, 10 th International Conference on Urban Earthquake Engineering	Yasutsugu Suzuki, Kohji Tokimatsu, Takahiko Hidekawa and Naohito Adachi
Experimental investigation on dewatering and drainage methods to mitigate liquefaction damage to existing houses, Proceedings, 10 th International Conference on Urban Earthquake Engineering, Vol. 1, pp. ??-??.	March 1, 2013	Proceedings, 10 th International Conference on Urban Earthquake Engineering	Kohji Tokimatsu, Kazushi Tohyama, Hiroko Suzuki, and Yasutsugu Suzuki

9. 研究成果による知的財産権の出願・取得状況

知的財産権の内容	知的財産権の種類、番号	出願年月日	取得年月日	権利者名

10. 成果の実用化の見通し

ドレーン施工法に関するコストダウンが図れれば、実用化の可能性は高い。

11. その他