

鋼矢板囲い込み・地下水位低下併用による
液状化抑止工法の開発

研究成果報告書

平成25年2月

研究代表者 千葉大学 中井正一

目 次

1. はじめに	1
2. 研究概要	2
3. 研究成果	4
3.1 遠心模型実験に基づく街区内地下水位低下による液状化抑止効果の検証	4
3.1.1 実験場所および実験装置	4
3.1.2 実験概要	7
3.1.3 実験結果	20
3.1.4 遠心模型実験のまとめ	51
3.2 振動台実験に基づく鋼矢板囲い込みによる建物の不同沈下抑止効果の検証	52
3.2.1 実験概要	52
3.2.2 実験結果・考察	59
3.2.3 振動台実験のまとめ	98
3.2.4 振動台実験の結論	100
3.3 即時・圧密沈下量の推定と不同沈下対策法の開発	101
3.3.1 解析条件	101
3.3.2 解析結果・考察	114
3.3.3 圧密沈下のまとめ	160
4. まとめ	161
4.1 成果のまとめ	161
4.2 実用化の見通し	162

1.はじめに

本報告書は、平成 23 年度第 3 次補正予算による建設技術研究開発助成制度の研究開発課題のうち、テーマ 1「既設の公共インフラ及び宅地における経済的・効果的な液状化対策に関する技術研究開発」として採択された課題「鋼矢板囲い込み・地下水位低下併用による液状化抑止工法の開発」に関し、その研究開発成果をとりまとめたものである。

2. 研究概要

本研究開発では、表層に 15m 程度の埋立土層やゆるい砂層からなる液状化層、その下部に 15～30m 程度の軟弱な圧密粘土層が堆積する地盤（たとえば東京湾岸の埋立地）を念頭に置き、既存戸建て住宅地を対象とする実現可能な液状化対策工法について検討を行った。提案する工法は、軽量鋼矢板を用いた小街区の囲い込みと、多段階での地下水位低下を併用することにより、構造物の不同沈下を軽減しつつ液状化を抑制しようとするものであり、以下の 2 段階からなっている（図 3.1.1 参照）。

- ・ 道路下にドレーンなどを設けることにより、自然流下によって大きな街区全体の地下水位を約 2m 下げる。
- ・ さらに、細街区の周囲に液状化層下部まで到達する軽量鋼矢板を打設し、細街区内の地下水位をポンプアップによりさらに約 2m 下げる。

このような 2 段階での地下水位低下により、① 液状化層の有効応力の増加に伴う液状化抵抗の増大、② 液状化層の縮小に伴う液状化範囲の減少、③ 不飽和層の増加に伴う地表への影響の緩和、④ 多段階での地下水位低下による地域内沈下量分布の平準化、などの効果を得ようとするものである。これらの点を確認するため、以下の検討を行った。

- (1) 遠心模型実験に基づく街区内部地下水位低下による液状化抑制効果の検証
- (2) 振動台実験に基づく鋼矢板囲い込みによる建物の不同沈下抑制効果の検証
- (3) 即時・圧密沈下量の推定と不同沈下対策法の開発

このうち、(1)の遠心模型実験では、地盤のみを対象に 30g 場で震動実験を行った。その結果、以下の知見が得られた。まず、地下水位が GL-1m の場合、水位面から下方に向かって液状化が進展し、最終的には砂層の全層が液状化に至る。地下水位を GL-3m に下げると、水位面よりも深部でまず液状化が発生し、上方および下方に向かってその範囲が拡大するものの、砂層全層が液状化するには至らない。矢板を設置し、矢板の外では地下水位 GL-3m、内部では GL-5m とすると、矢板の内部では液状化発

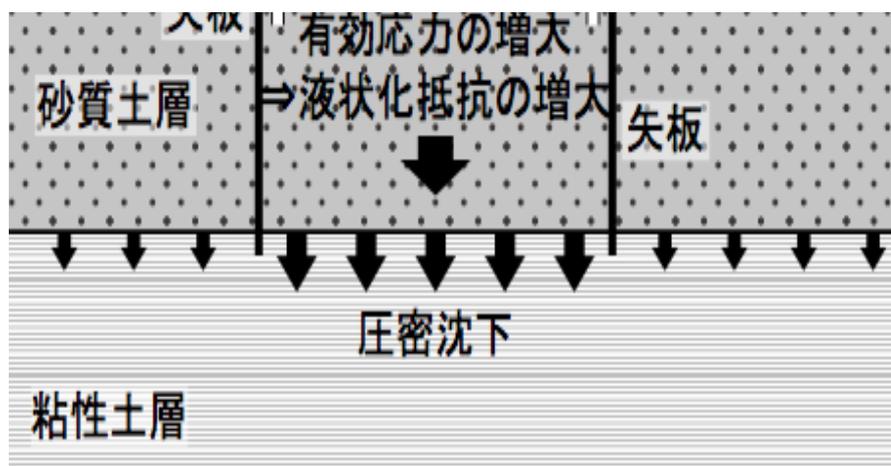


図 3.1.1 提案工法概念図

生には至らない。これにより、地下水位低下による効果は、非液状化層を地下水位よりもさらに下方へ拡大する効果があること、従って、現状から 2m 程度の地下水位低下では液状化を抑止することは困難であるものの地表への影響をかなり抑えられること、水位を 4m 程度低下させることにより液状化をおおむね抑止できることが分かった。

次に、(2)の 1g 場での振動台実験では、地下水位 (GL-1m、GL-3m)、矢板の有無をパラメータとし、地表に 2 階建ての戸建て住宅を模擬した建物模型 2 体を設置し、震動実験を行った。その結果、地下水位を低下することにより建物の沈下・傾斜を抑制する効果は確かにあること、また、矢板の設置が建物の沈下性状に及ぼす影響は、重量鋼矢板を用いた場合と軽量鋼矢板を用いた場合で差のあることが確認できた。このうち、後者の矢板の種類による差については、重量鋼矢板を用いた場合、液状化層が液状化した後に、矢板が下層の震動を表層に伝える加振源として作用する結果、表層の非液状化層が液状化してしまう可能性のあること、軽量鋼矢板を用いた場合はこのような効果はほとんど見られないことが分かった。これについては更なる検討が必要であるが、本工法を採用するに当たって注意すべき点であると言える。

最後に、地下水位低下による有効応力増大に伴う下部粘性土層の圧密沈下について検討を行った。検討は、3 次元弾塑性有限要素解析を用いて行った。その結果、下部粘土層の一次圧密量・二次圧密量ともにそれぞれ最大で 28～29cm 程度と予測されるものの、地点間の相対沈下量は非常に小さく、たとえ地盤の極端な不均一性を考慮しても建物の不同沈下・傾斜に及ぼす影響はわずかであり、計算上は不同沈下対策が不要であることが確認できた。

3. 研究成果

3.1 遠心模型実験に基づく街区内地下水位低下による液状化抑止効果の検証

本節では、液状化を生じるような緩い飽和砂質地盤のみを対象に、地下水位を低下させることにより、液状化に至る性状、また液状化に至った後の性状がどのように変化するかを遠心模型実験において確認した。実験は、地下水位をパラメータとして実施した。

3.1.1 実験場所および実験装置

(1) 実験場所

実験は、清水建設（株）技術研究所 遠心実験棟において実施した。

(2) 遠心力場の振動実験装置

実験に使用する遠心力場の振動実験装置と、装置の全体システムを図 2.1 に示す。データ収録システムは、遠心機本体の中心位置の近くに 64 チャンネルのアンプ・フィルター・A/D コンバーターを搭載している。回転体の中で各センサーの出力をデジタルデータに変換し、光ロータリージョイント経由で計測室内のデータ処理用コンピューターへ転送する方式を採用している。

振動台実験における装置の基本諸元を表 3.1.1 に示す。今回実験に使用した振動台設置時の回転中心からテーブル面の距離は 3.11m、振動台搭載質量は 300kg、最大加振加速度は 10g、テーブルサイズは 950×650mm である。振動加振方式は電磁式を採用しているため、高周波数領域でも安定した加速度で加振できる。模型地盤への入力地震動として精度良く実地震記録による加振を行うため、コンピューター制御によるデジタルフィードバック補正加振の機能を有している。

表 3.1.1 遠心実験装置の主要諸元

項 目	仕 様
回転駆動方式	油圧モーターによる回転サーボ方式
有効回転半径	3.11m（振動台使用時）
最大遠心加速度	50g（振動台使用時）
振動台寸法	950mm×650mm
最大積載質量	300kg（遠心加速度 50g 下）
最大加振加速度	10g
加振周波数	50～350Hz
振動加振方式	電磁式
加振波形	正弦波，不規則波（地震波），正弦波スイープ

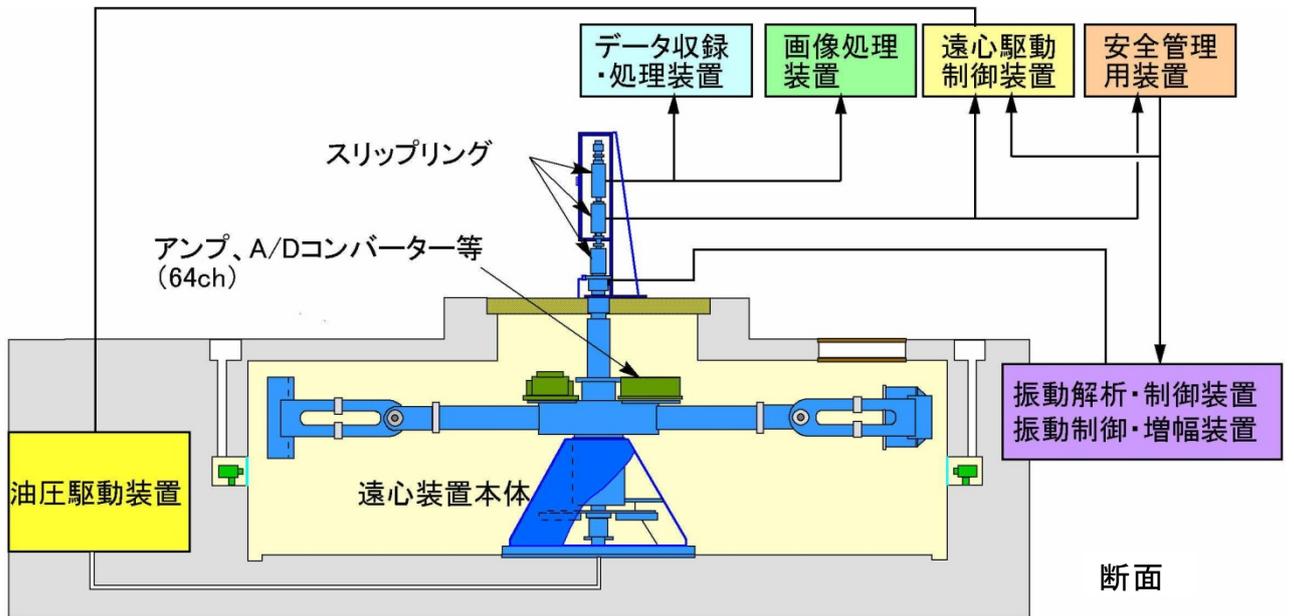
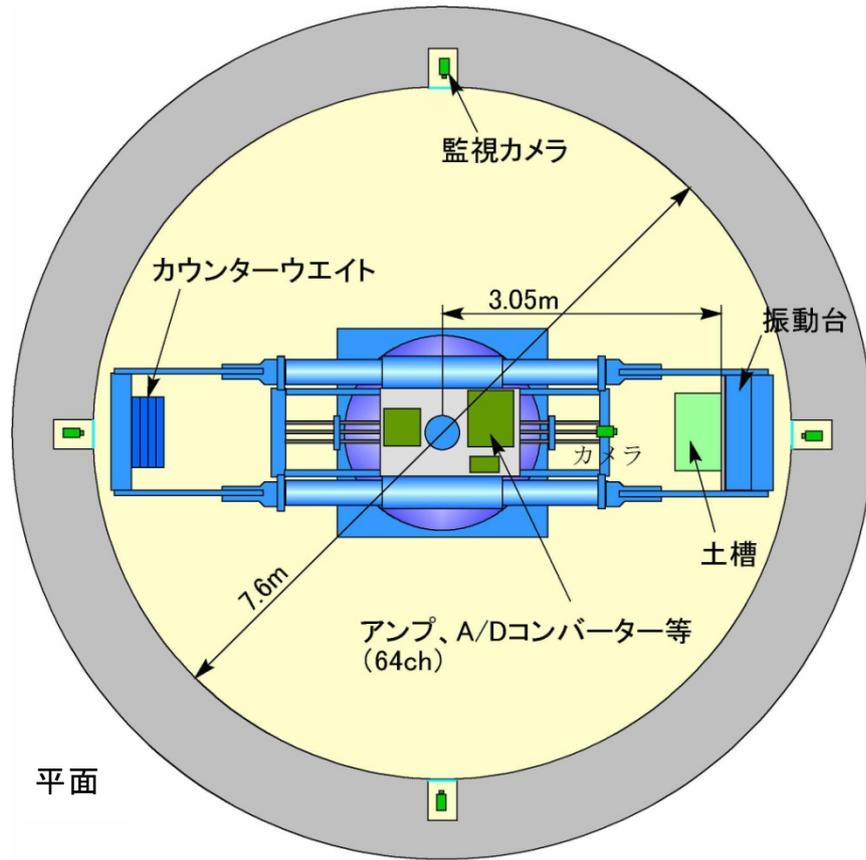


図 3.1.1 遠心模型実験装置ならびに計測制御システム概略

遠心実験における相似率を表 2.2 に示す。遠心実験では、応力とひずみの相似率が 1 であるため、実際と同じ材料を用いることができる。模型で得られた値に表 3.1.2 に示した値の逆数を乗じることで、実際の構造物の値に換算できる。例えば、遠心加速度 30 g の場合、変位は 30 倍、荷重は 30² 倍することで、実物に換算する。

表 3.1.2 遠心模型実験の相似率 (遠心加速度 λ g の場合)

長さ	加速度	密度	力	応力	歪	変位	剛性	周波数	時間	時間 (透水)
$1/\lambda$	λ	1	$1/\lambda^2$	1	1	$1/\lambda$	1	λ	$1/\lambda$	$1/\lambda^2$

3.1.2 実験概要

(1) 実験模型と材料

実験は 30 g 遠心場において実物の 1/30 模型として計画した。実験模型の例を図 3.1.2 に示す。

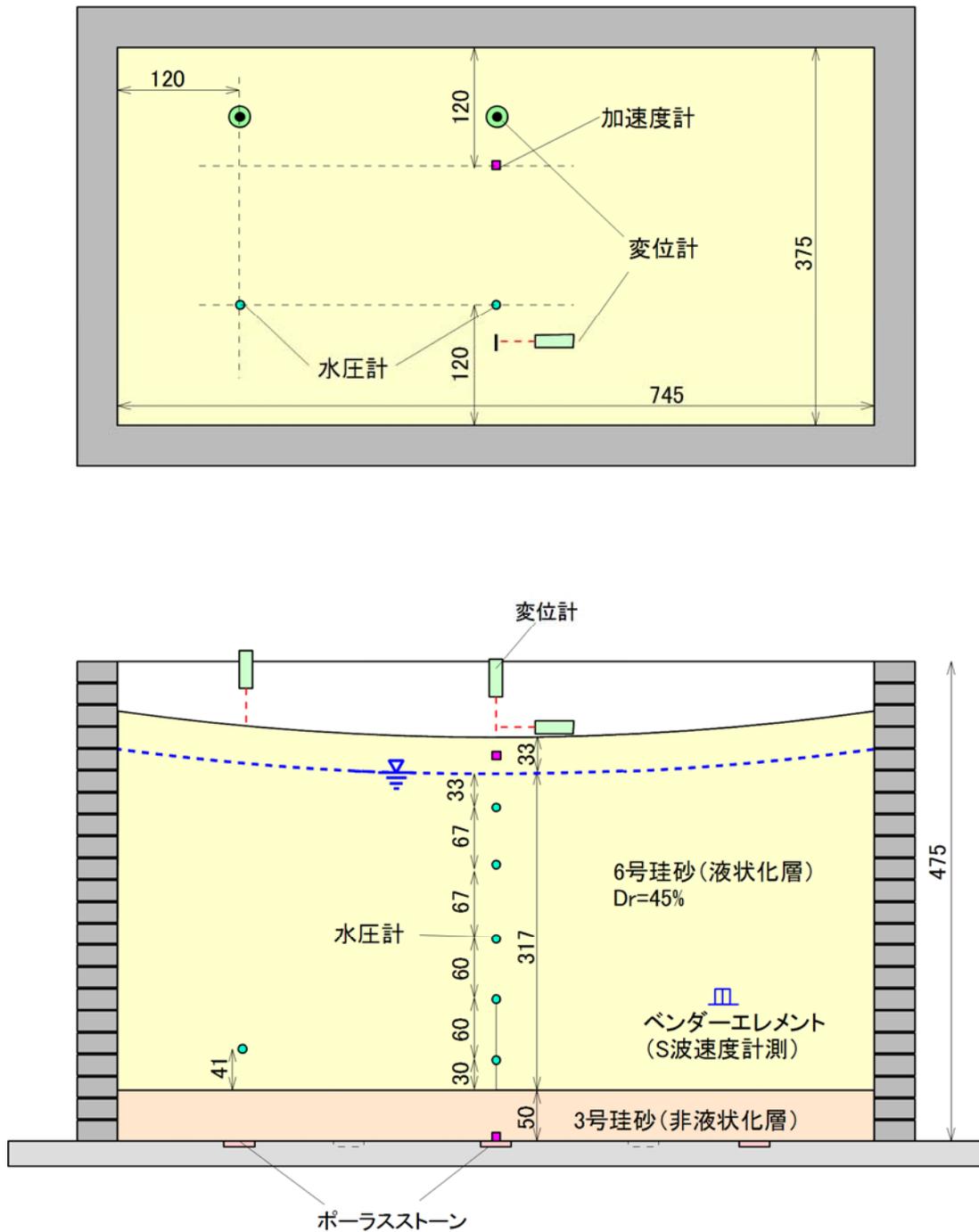


図 3.1.2 実験模型

(a) 土槽

地震時の地盤の挙動を再現するため、実験には地震時地盤変形を阻害しないせん断土槽を使用した。今回の実験では、長さ 745mm、幅 375mm、高さ 475mm のせん断土槽を用いた（写真 3.1.1）。

土槽を3つのエリアに区切る実験が計画されていたため、各エリアに個別に通水、飽和ができるよう土槽底面に計 6 個のポーラスストーンが設けられている（写真 3.1.2）。

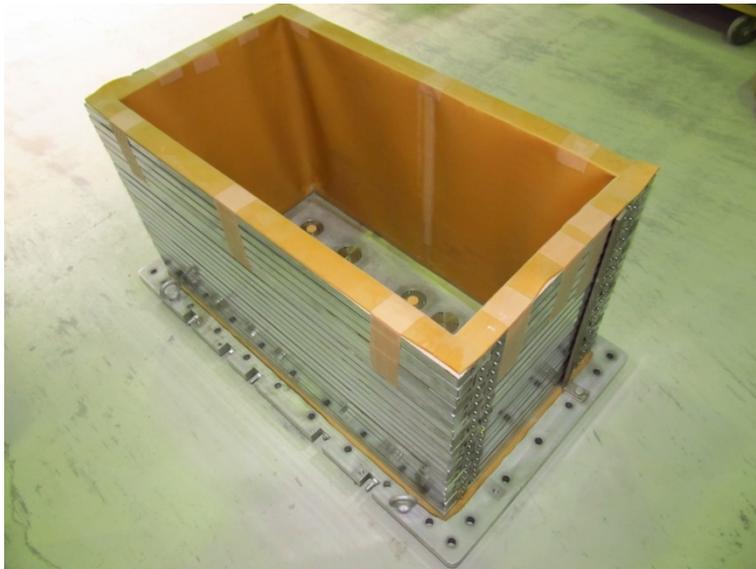


写真 3.1.1 実験に用いたせん断土層



写真 3.1.2 土槽底面のポーラスストーン

(b) 地盤材料と間隙流体

地盤材料は、以下のものを用いた。

- ・ 液状化層、および不飽和層：6号珪砂
- ・ 底部非液状化層：3号珪砂

各試料の物性を表 3.1.3 に、3号珪砂と6号珪砂の粒径加積曲線を図 3.1.3 に示す。

表 3.1.3 地盤材料の物性

	液状化層	底部非液状化層
使用材料	6号珪砂	3号珪砂
平均粒径 D_{50} (mm)	0.177	2.10
土粒子比重 G_s	2.657	2.632
最小密度 (g/cm^3)	1.464	1.331
最大密度 (g/cm^3)	1.752	1.592
最大間隙比	0.815	0.978
最小間隙比	0.517	0.653

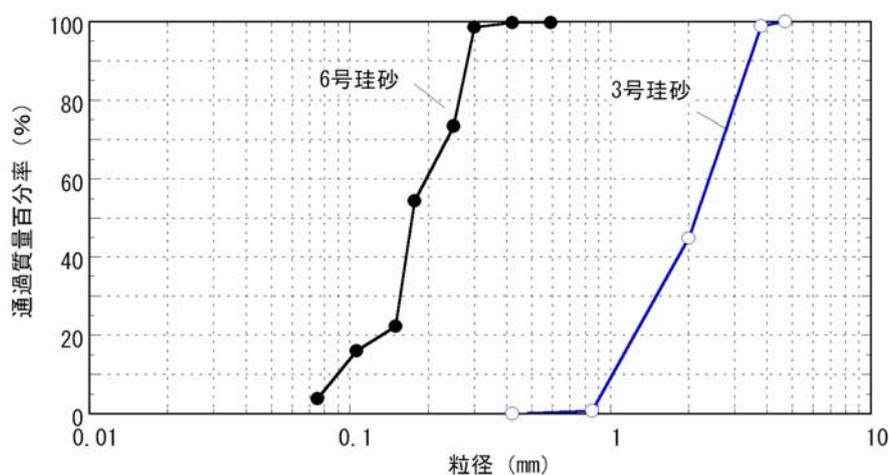


図 3.1.3 実験に用いた砂の粒径加積曲線

実験における砂の密度は以下のとおりである。なお、飽和時密度は計量容器に乾燥砂+水を詰めた重量を実測して、湿潤密度は、実験後の土槽からサンプリングして求めた。

6号珪砂： 相対密度 45%、乾燥密度 $1.58\text{t}/\text{m}^3$ 、飽和時密度 $1.955\text{t}/\text{m}^3$ 、
湿潤密度 $1.777\text{t}/\text{m}^3$ 、

3号珪砂： 相対密度 100%、乾燥密度 $1.592\text{t}/\text{m}^3$ 、飽和時密度 $1.988\text{t}/\text{m}^3$

実験時、遠心载荷を上昇させる過程で地盤（6号珪砂層）の S 波速度をベンダーエ

レメントにより計測した（写真 3.1.3）。結果を有効上載圧と S 波速度の関係で表したものを図 3.1.4 に示す。近似線（青線）は、S 波速度が有効上載圧の 1/4 乗に比例するものと仮定して求めたものである。

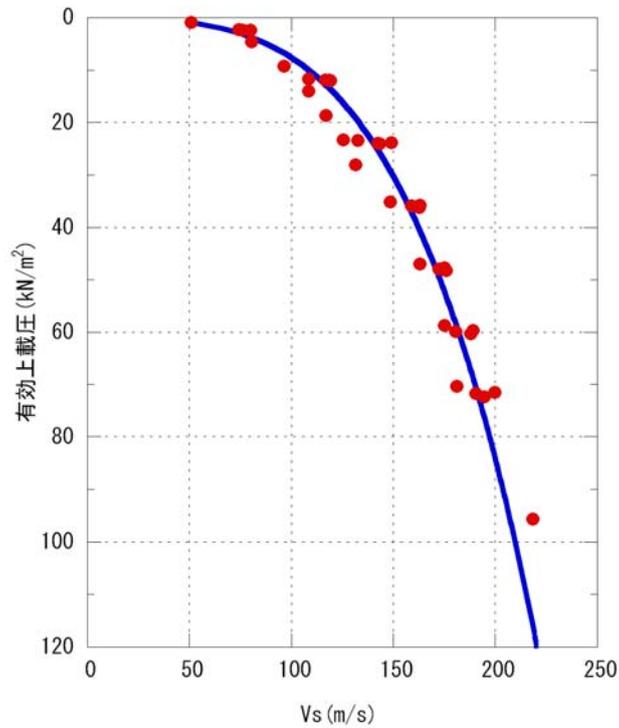


図 3.1.4 有効上載圧と S 波速度の関係（近似式： $V_s=73.068 \cdot \sigma^{0.25}-21.354$ ）

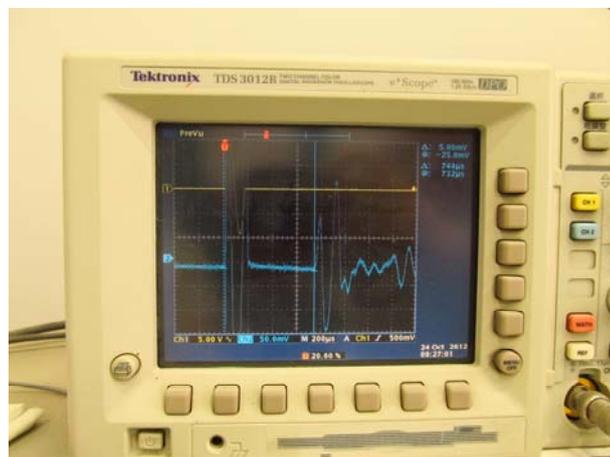


写真 3.1.3 S 波速度計測時の波形例（黄色：入力、水色：応答）

(c) 間隙流体

間隙流体は、遠心場において浸透に関する相似則を一致させるため、粘性が 30cs のシリコンオイル（信越化学 KF96-30CS）を用いた。

(d) 矢板模型

実験に用いる矢板模型は、実際に用いられる矢板をもとに遠心模型実験の相似則に基づいて仕様を決定した。

矢板は、厚さ 3mm のステンレス板である。模型とそれを実物換算した値を以下に示す。

曲げ剛性（実物、模型とも幅 1m 当たり）

模型： 4.50×10^{-1} kNm²/m

実物： 1.21×10^4 kNm²/m

(2) 実験ケース

実験は、地下水位をパラメータとした3ケースとした。CASE1、2は矢板がない地盤のケース、CASE3は、地盤を矢板で区切り内部と外部で水位を変化させたケースである。

CASE2で1回目の実験(CASE2S)の入力が計画よりやや過小であったため、入力を大きくした2回目(CASE2L)を行った。

実験ケースを表3.1.4に、実験モデル図を図3.1.5～図3.1.7に示す。

表 3.1.4 実験ケース

ケース名	地下水位	矢板	実験実施日
CASE1	G.L.-1m (模型寸-33mm)	なし	2012.09.10
CASE2S CASE2L	G.L.-3m (模型寸-100mm)	なし	2012.09.26 2012.11.16
CASE3	矢板内 G.L.-5m (模型寸-166mm) 矢板外 G.L.-3m (模型寸-100mm)	あり	2012.10.24

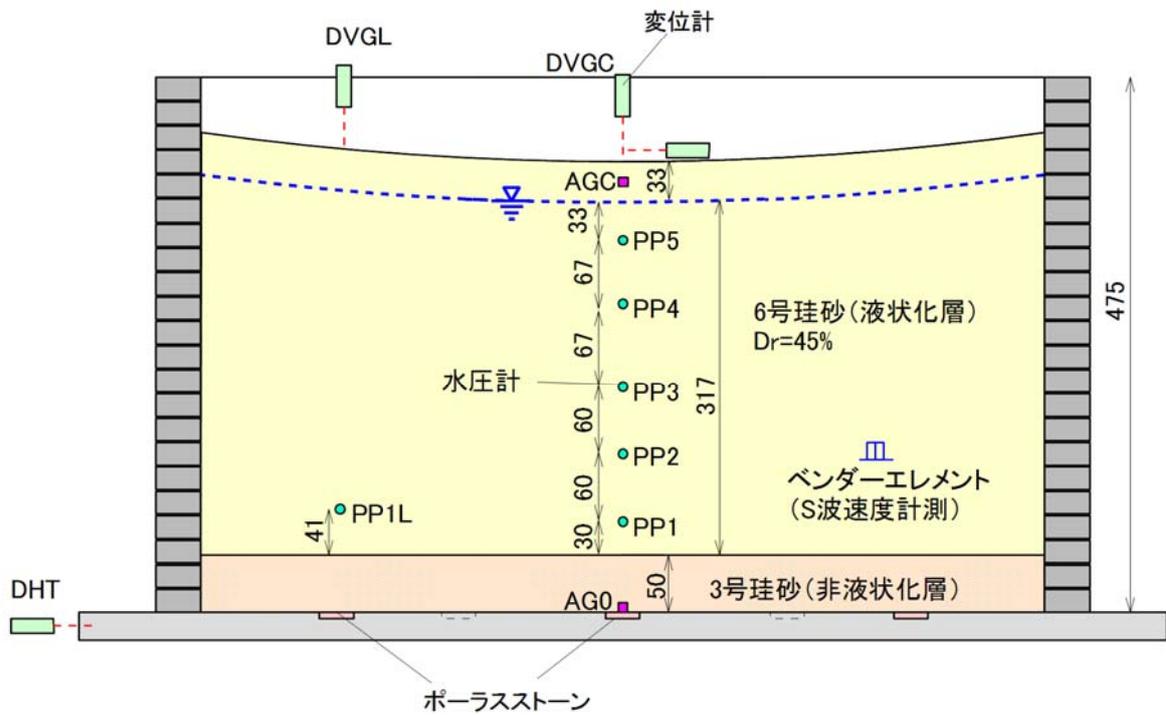
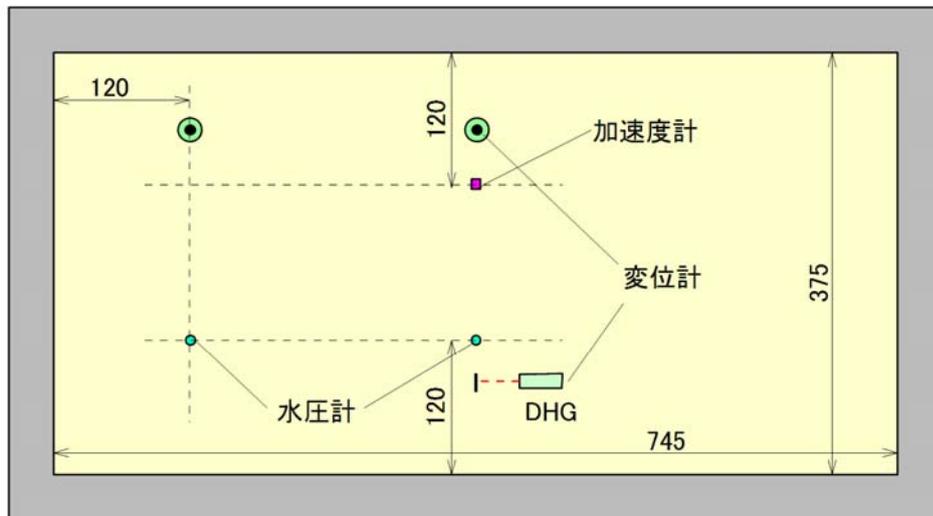


図 3.1.5 CASE1 における実験模型と計器配置図 (単位 : mm)

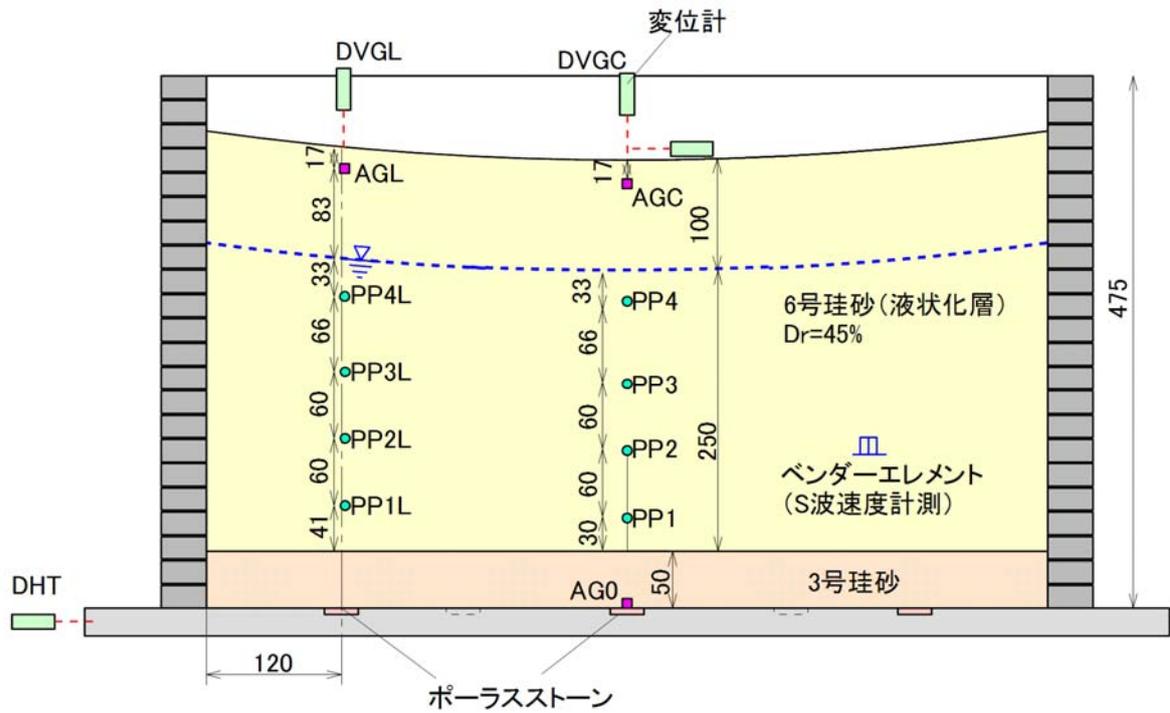
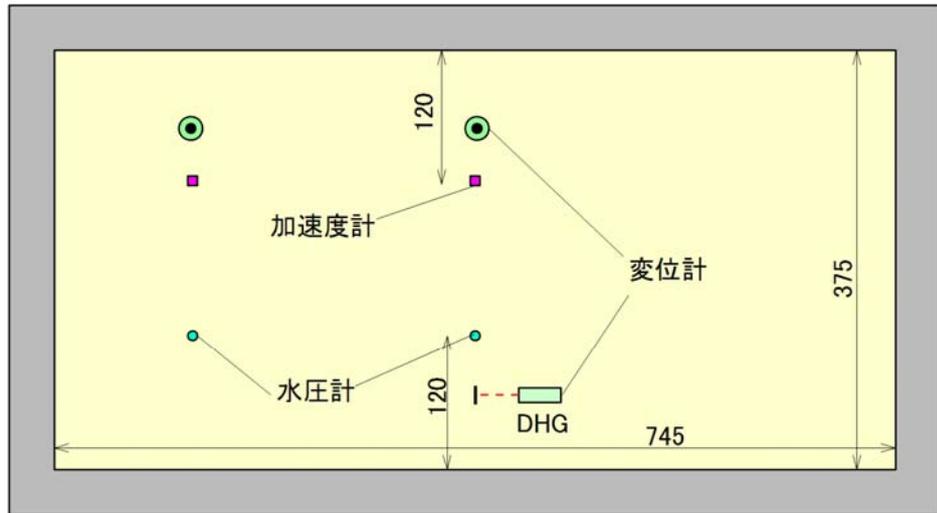


図 3.1.6 CASE2 (CASE2S、CASE2L) における実験模型と計器配置図 (単位 : mm)

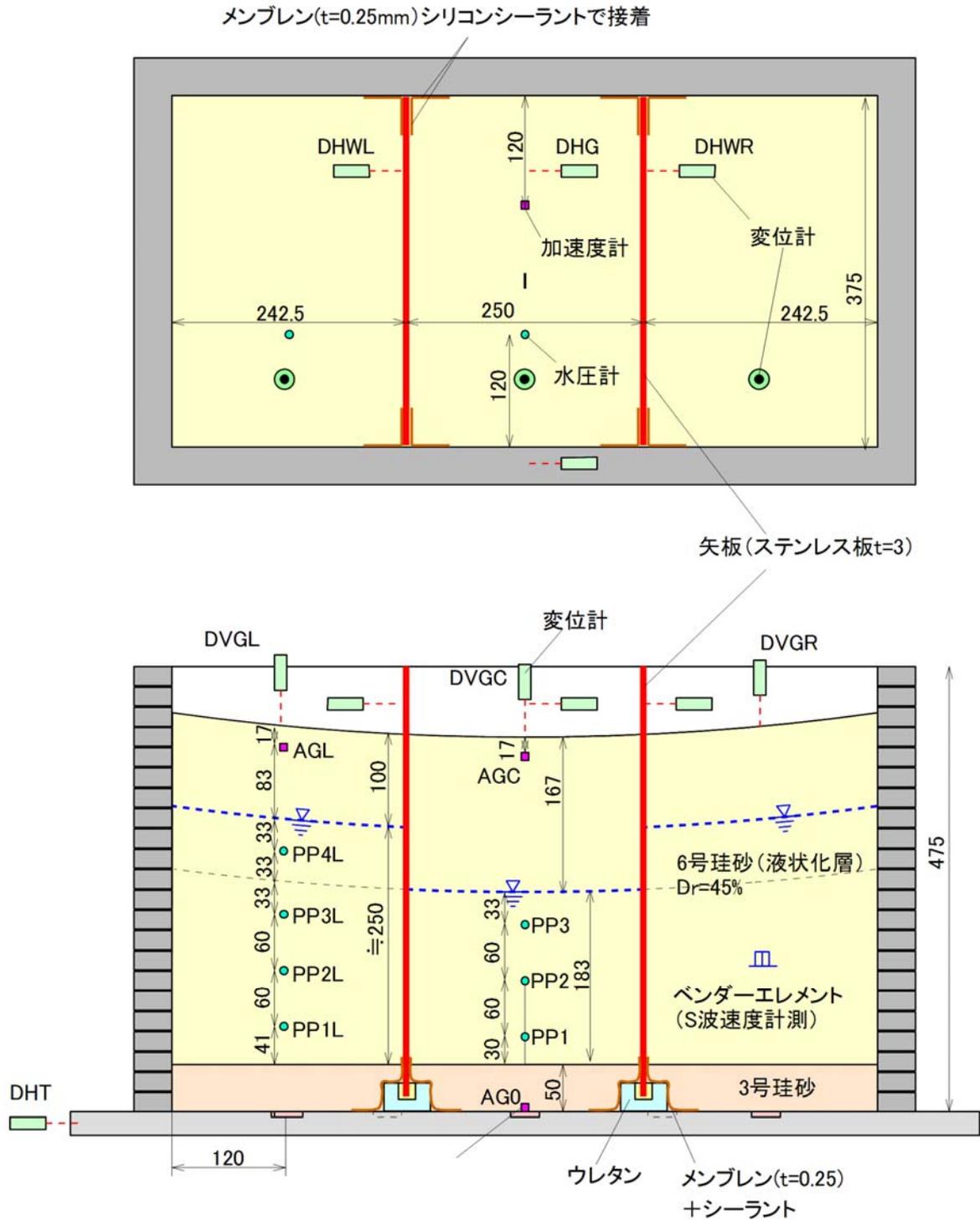


図 3.1.7 CASE3 における実験模型と計器配置図 (単位: mm)

(3) 計測項目

計測項目および使用した計器を表 3.1.5 に示す。計測点は最大 18 点である。

表 3.1.5 計測項目一覧

項目	計測対象	個 数	計測器
加速度	遠心加速度	1	共和電業製 AS-50HB
	入力加速度	1	共和電業製 AS-20HB
	地中加速度	2	
間隙水圧	間隙水圧	6~8	SSK 製 P303AV 型 2kgf/cm ² 計 一部 DRUCK 製 PDCR81
変位	地盤沈下	1~3	キーエンス製 IL-065 (ストローク 50mm)
	地盤・矢板水平変位	1~3	キーエンス製 LB-62 (ストローク±10mm)
	振動台水平変位	1	

(4) 模型の作成

以下に模型の作成方法を示す。

(a) CASE1 と CASE2

- ① 土槽底面に多重ふるいを用いて相対密度 $\approx 100\%$ の3号珪砂層を50mm作成する。
- ② 気乾状態の6号珪砂を空中落下法により相対密度45%の地盤を作成する。途中、所定の計器設置位置に計器を設置し、地表面まで作成する。
- ③ 土槽を真空槽に入れ、底部より粘性が30csのシリコンオイルを浸透させ、地盤を地表面まで飽和させる。
- ④ 土槽を遠心装置に載せ、30gまで遠心加速度を載荷する。5g毎にベンダーエレメントにより地盤のS波速度を計測する。30gに達した後、一旦遠心力を除荷する。
- ⑤ 土槽底部よりオイルを所定量抜き、再度、30gまで遠心載荷を行う。模型地盤中に設置した水圧計により水位を確認する。計画水位との差を記録する。
- ⑥ 計画水位に達するまで、⑤の作業を繰り返す。
- ⑦ 変位計を取り付け、再度遠心加速度を30gまで上げ、変位計、水圧計の値が安定するまで待つ。安定した後、ベンダーエレメントにより実験前の状態のS波速度を計測する。
- ⑧ 振動台により所定の加振を行う。
- ⑨ 変位、水圧が一定値に収束するまで計測を継続し、その後遠心力を除荷して実験を終了する。

(b) CASE 3

- ① 土槽底面に矢板を支持するウレタン部材を固定する（写真3.1.4）。
- ② 矢板周面（上面を除く3方向）に遮水用のメンブレンをシリコンシーラントで固定する。
- ③ 矢板をウレタンに設けた溝に差し込み、倒れないように仮固定する（写真3.1.5）。
- ④ 矢板に固定したメンブレンの反対側をシリコンシーラントで土槽側壁や土槽底面に固定し、遮水する。メンブレンを用いることにより矢板の可動性と遮水性を確保する。
- ⑤ 土槽に水をいれる。矢板内外で水位差を多少設ける。土槽を遠心載荷装置に載せ、遠心加速度を30gまでかけて、遮水性が維持されていることを確認する。
- ⑥ 水を抜き、土槽内部を乾燥させる。
- ⑦ 以下、CASE1、CASE2と同様に地盤を作成し、実験を行う。



写真 3.1.4 矢板支持用のウレタン（水色）と矢板およびメンブレン（右側）



写真 3.1.5 矢板の仮固定

(5) 実験方法と加振波形

遠心加速度を 30 g まであげ、地盤中の水圧、変位計の値が安定したことを確認し加振を実施した。

加振波は最大加速度 150cm/s^2 、周波数 60Hz (実換算 2Hz)、漸増 60 波、定常 20 波、漸減 5 波の正弦波とした。

計画加振波形を図 3.1.8 に示す。

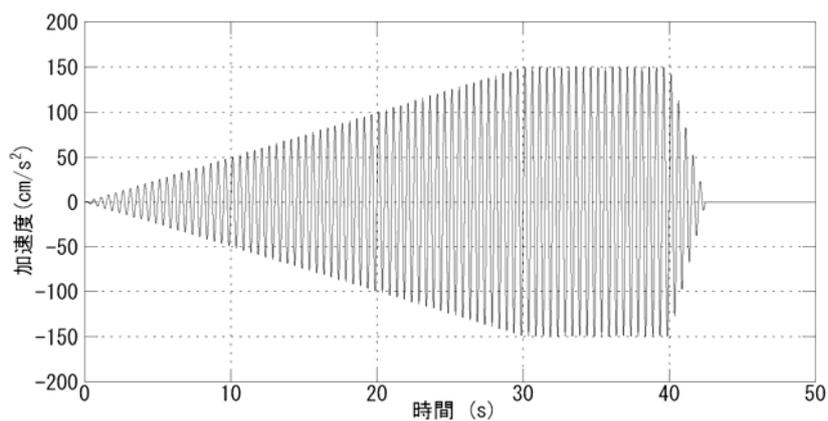


図 3.1.8 計画加振波形

3.1.3 実験結果

結果は、全て相似則により実物換算した値の時刻歴として示す。

(1) CASE1（地下水位 G.L.-1m）

地下水位 G.L.-1m（模型 G.L.-33mm）で実験を行った。入力最大の加速度は 145cm/s^2 とほぼ計画どおりであるが、波形の形状は定常部分がない漸増加振波形になってしまった。今回の他のケースでも同様であるが、実験で液状化は生じた瞬間に加振すべき質量が大幅に減少するため（液状化深度より上部の質量が消失した状態にほぼ対応）、振動台のフィードバック機能でも加振制御が十分に行えなかった結果と考えられる。

図 3.1.15、図 3.1.16 の過剰間隙水圧比の時刻歴を見ると、20 秒付近で G.L.-2m 付近の地盤が最初に液状化したものと考えられる。その後浅部より順番に水圧比がほぼ 1 になり液状化に至っており、加振終了直前には最深部の G.L.-9.6m の部分もほぼ液状化に至ったと考えられる。水圧比が 1 よりやや小さいのは、地盤密度が計画より若干小さかった可能性などが考えられる。加振終了後、最深部の水圧は直ちに低下し始めるが、他の深度はある程度の時間水圧が維持された後、深部より順番に水圧が低下し始めている。G.L.-2m の水圧が低下し出すのは、約 300 秒過ぎと加振終了後 250 秒以上が経過してからである。

地表面加速度は、最大 72cm/s^2 であり、G.L.-2m 付近が液状化に至った 20 秒付近より以後は 15cm/s^2 程度の加速度しか生じていない。

地盤沈下（図 3.1.17）は土槽中央で最大 150mm 程度であり、加振終了後も沈下が増加している。沈下がほぼ収束するのは 350～400 秒付近であり、地表付近の間隙水圧が減少し出す時刻あたりから勾配が緩くなっている。地盤左側の沈下は、加振中に一度隆起した後、再度沈下しており、その分中央部よりも沈下が小さい。これは、遠心加速度が土槽に直角ではなく装置の半径方向に作用するため、液状化時に地表面が遠心加速度の方向に対して平らになろうとして周辺部を隆起させる効果によるものと考えられる。これを考慮し地盤作成時に周辺部を中央より高くするように作成したが、多少の誤差はあるので、やむを得ないものとする。加振終了後の沈下増分は、中央と左で大きく異なるので、土層中央の値が実挙動に近いものと考えられる。

実験後、写真 3.1.7 に示すように地表面は湿っており、地下水が上昇してきていることがわかる。

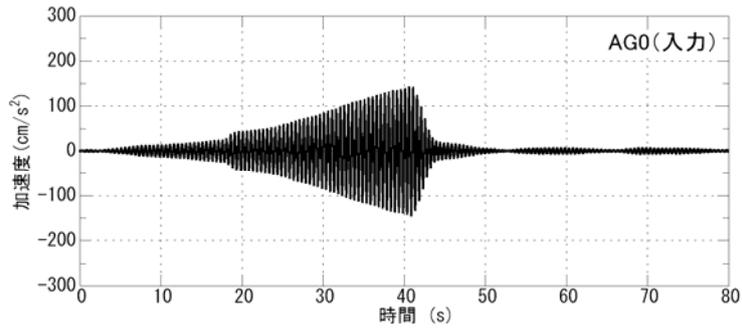


図 3.1.9 入力加速度

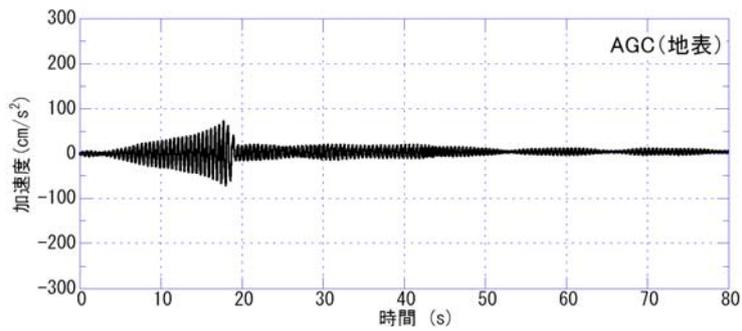


図 3.1.10 地表面加速度

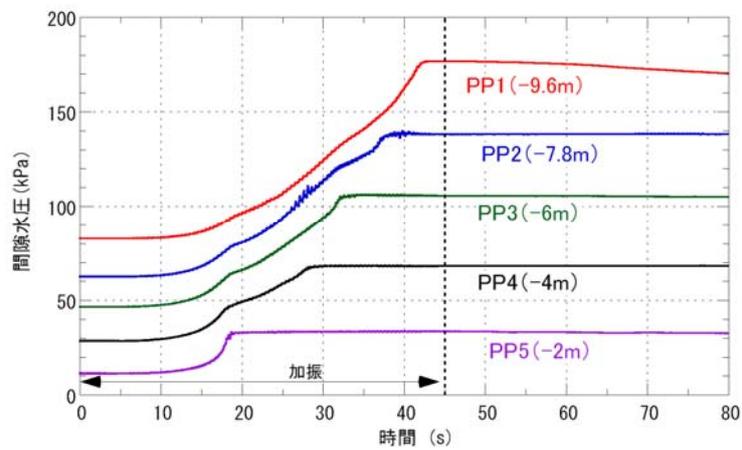


図 3.1.11 間隙水圧の時刻歴 (80 秒まで)

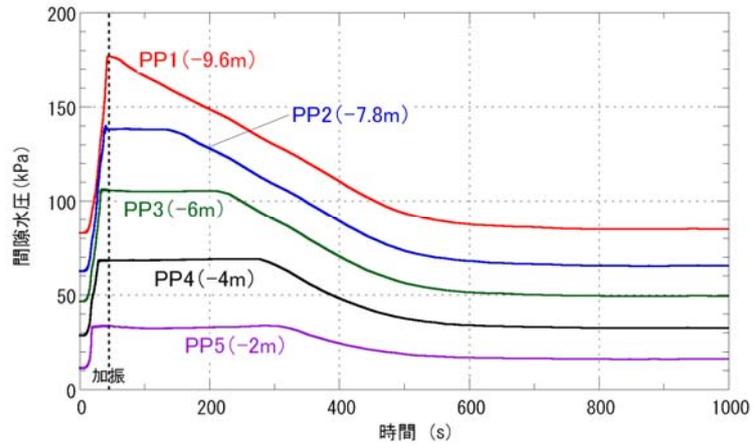


図 3.1.12 間隙水圧の時刻歴 (消散完了まで)

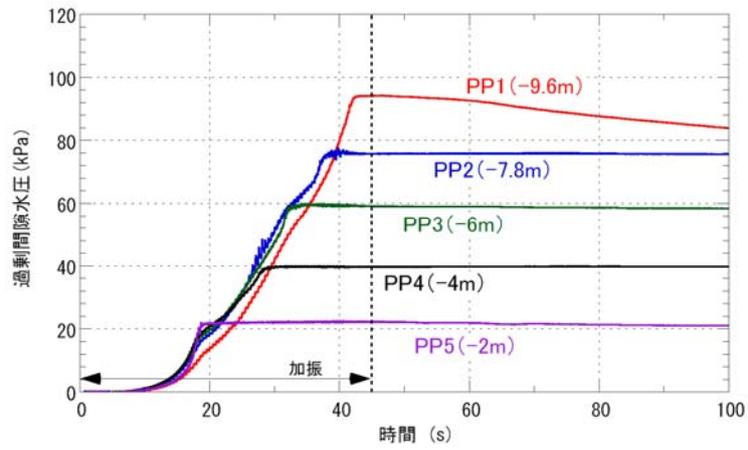


図 3.1.13 過剰間隙水圧の時刻歴 (80 秒まで)

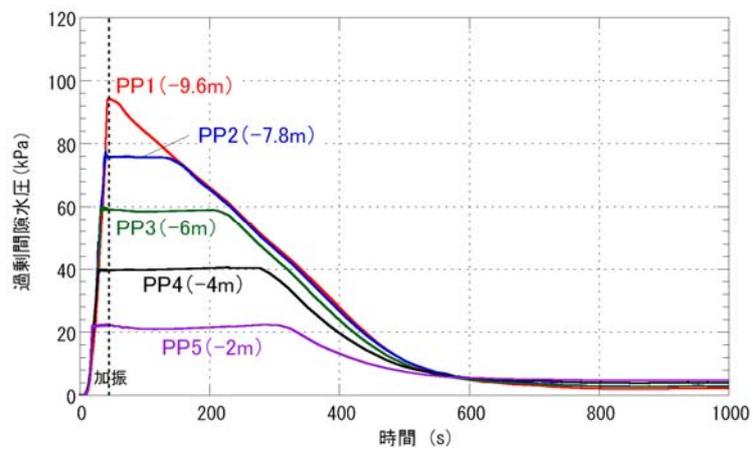


図 3.1.14 過剰間隙水圧の時刻歴 (消散完了まで)

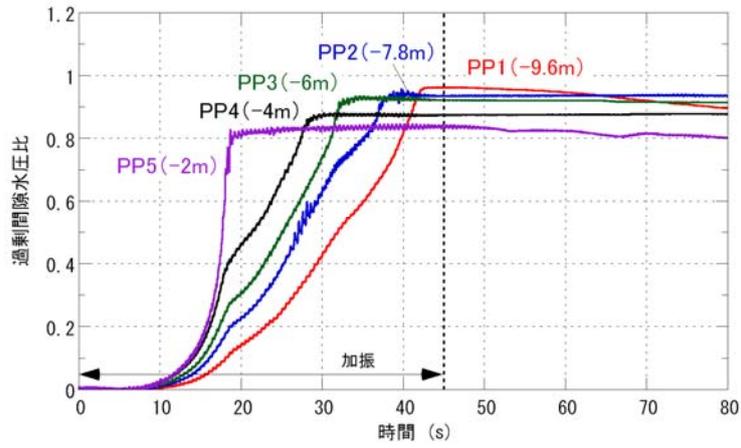


図 3.1.15 過剰間隙水圧比の時刻歴（80 秒まで）

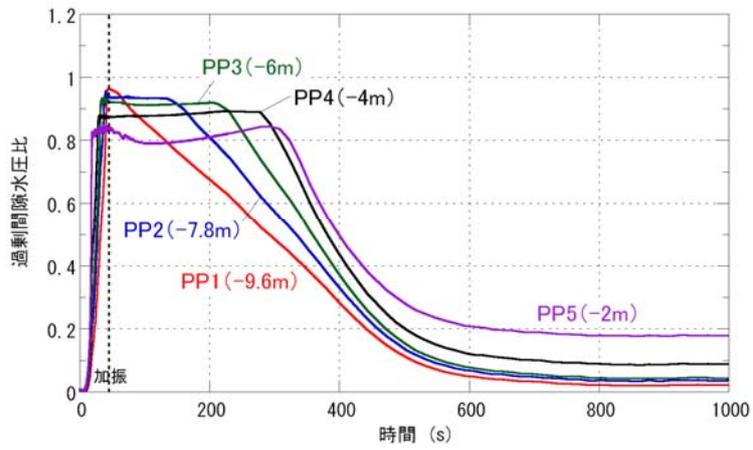


図 3.1.16 過剰間隙水圧比の時刻歴（消散完了まで）

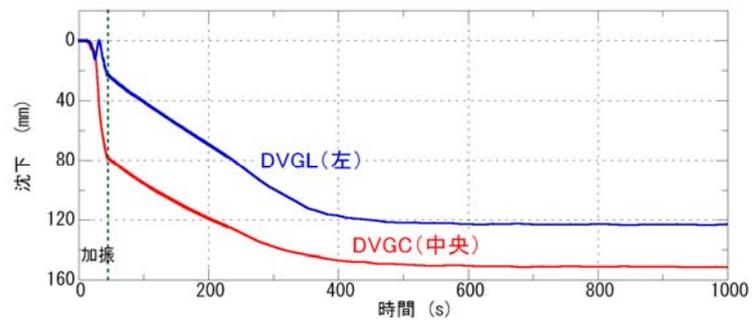


図 3.1.17 地表面沈下量（消散完了まで）

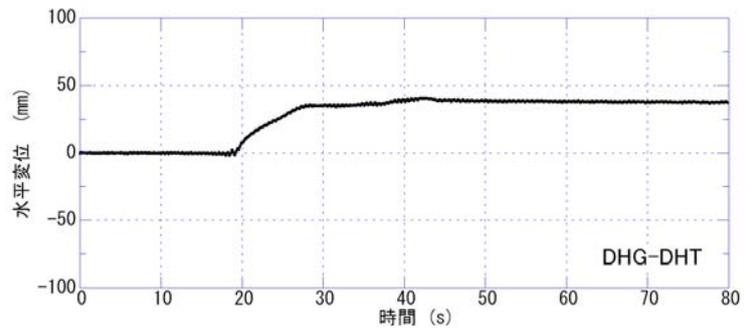


図 3.1.18 地表面の相対水平変位量（消散完了まで）



写真 3.1.6 実験前の状況

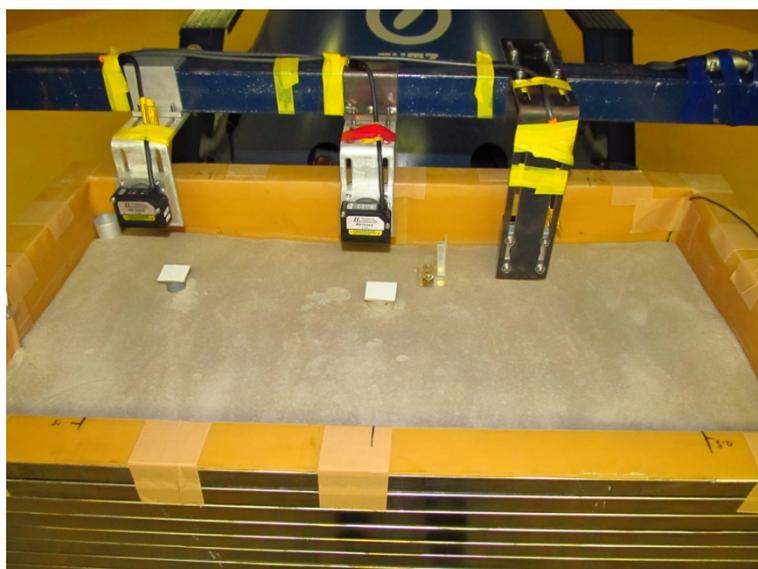


写真 3.1.7 実験後の状況（地表面が湿っている）



写真 3.1.8 地表面の沈下の状況（砂がうっすら土槽に付着している）

(2) CASE2S (地下水位 G.L.-3m)

地下水位 G.L.-3m (模型 G.L.-100mm) で実験を行った。CASE1 と同じ大きさの加振信号を与えたが、不飽和層が厚いためか入力最大の加速度は 105cm/s^2 と計画の 150cm/s^2 の $2/3$ 程度であった。

過剰間隙水圧比の時刻歴 (図 3.1.25、図 3.1.26) を見ると、29 秒付近で G.L.-6m 付近の地盤が液状化したものと考えられる。他の深度は液状化に至っていない。これは、浅部より順番に液状化に至った CASE1 とは異なる傾向である。加振終了後、水圧は急激に消散し約 200 秒までにほぼ消散している。地下水位近傍は、上昇した水圧が不飽和層に消散するので、水圧の上昇が抑えられたものと推測される。

地表面加速度 (図 3.1.20) は、最大 $100\sim 117\text{cm/s}^2$ であった。G.L.-6m 付近が液状化に至った 29 秒付近より入力は約 100cm/s^2 に急増するが、地表の応答加速度は逆に減少し始め、以後 20cm/s^2 程度の加速度しか生じていない。

地盤沈下 (図 3.1.27) は最大 32mm 程度であり、大部分は加振中に生じており、加振終了後の沈下増分は非常に小さい。地盤中央と左側の沈下差は小さい。これは、不飽和層の層厚が CASE1 より厚いため、液状化と遠心加速度の方向により地表面が土槽周辺で高くなるように変形しようとするのを抑えるだけの剛性が不飽和層に残っていたものと考えられ、地盤はほぼ一様に沈下したものと考えられる。

実験後、地表面はほとんど変化なく、地下水は地表面までは上昇しなかったものと考えられる (写真 3.1.10)。

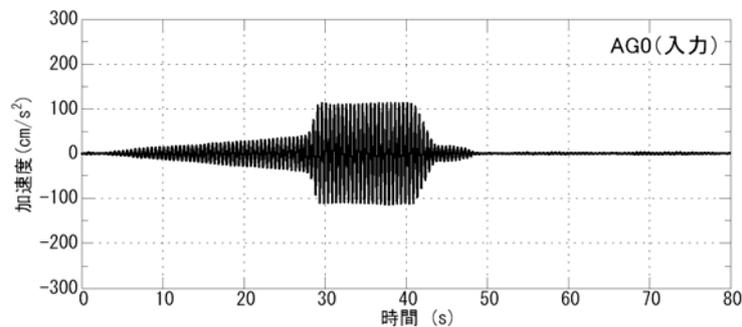
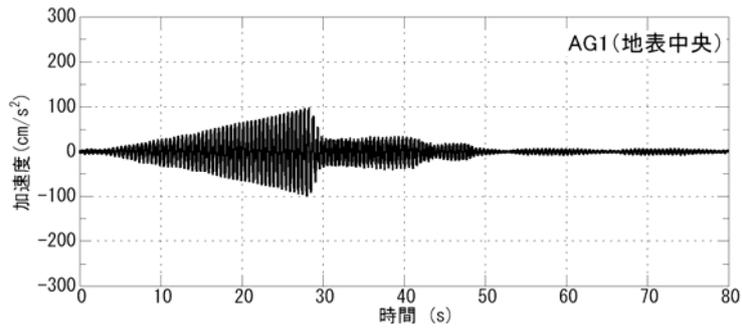
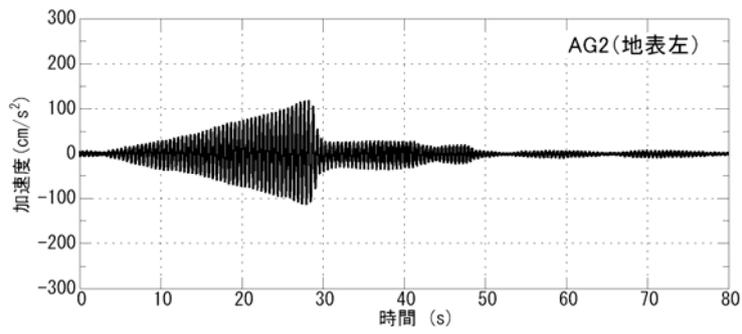


図 3.1.19 入力加速度 (最大加速度 105cm/s^2)

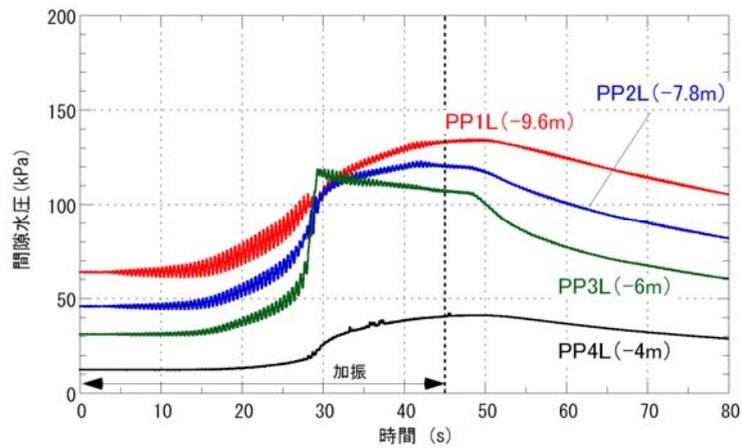


(a) 地表中央

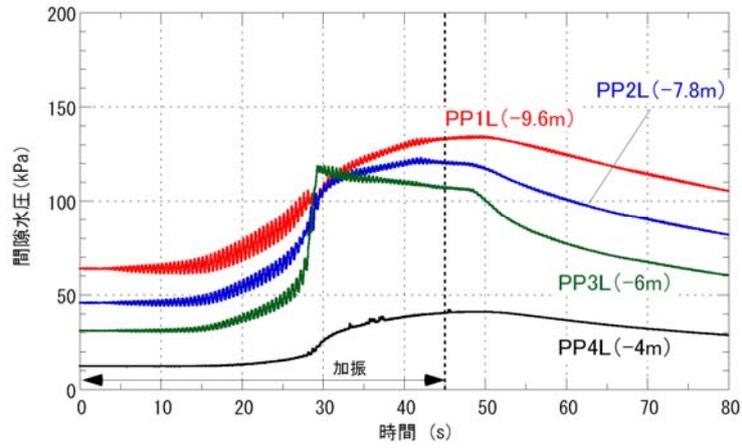


(b) 地表左側

図 3.1.20 地表面加速度

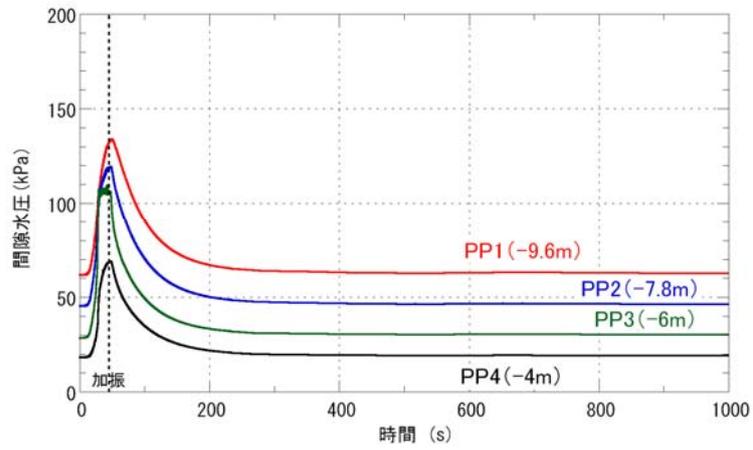


(a) 地盤中央 80 秒まで

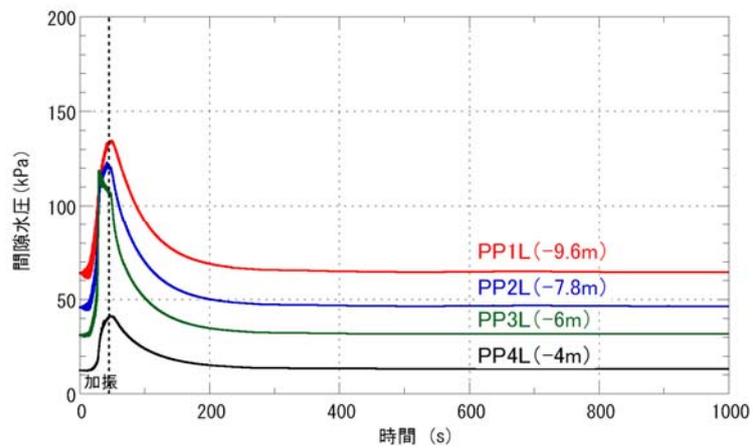


(b) 地盤左側 80 秒まで

図 3.1.21 間隙水圧の時刻歴

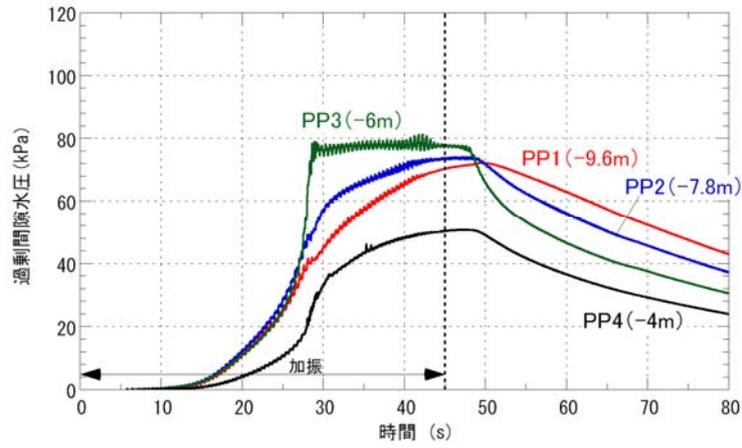


(a)地盤中央消散完了まで

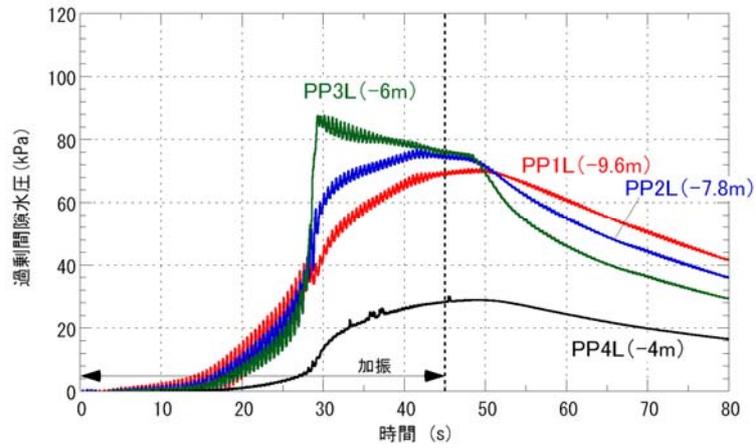


(b) 地盤左側消散完了まで

図 3.1.22 間隙水圧の時刻歴

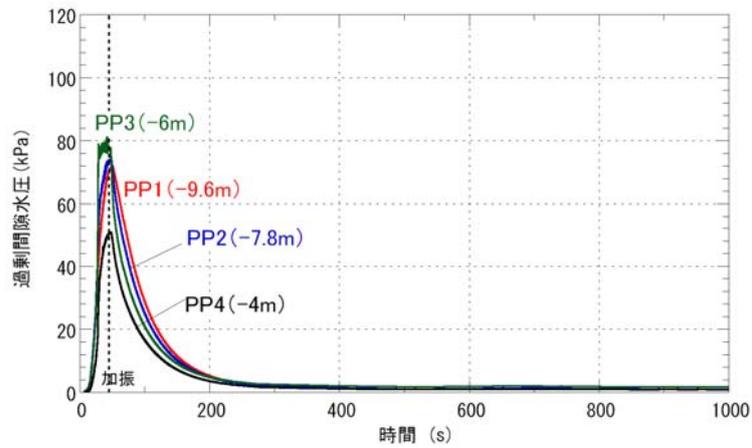


(a) 地盤中央 80 秒まで

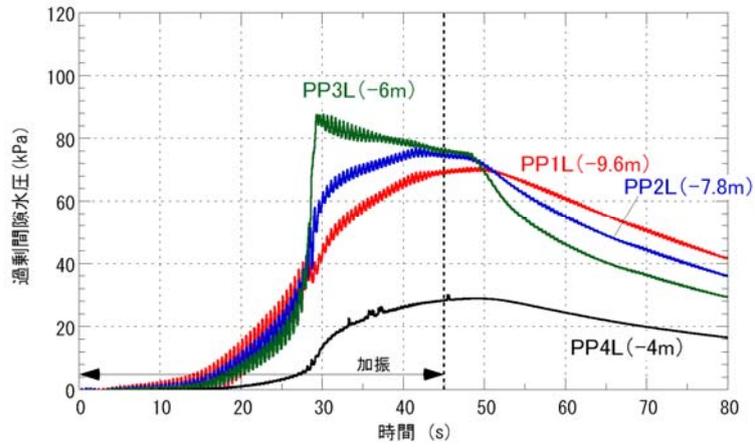


(b) 地盤左側 80 秒まで

図 3.1.23 過剰間隙水圧の時刻歴

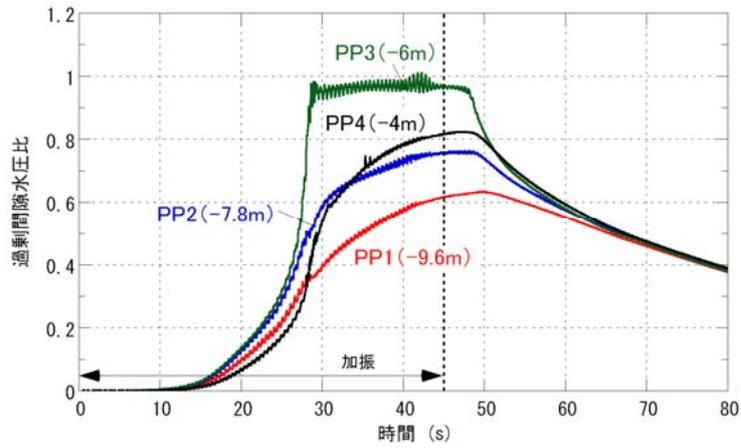


(a) 地盤中央消散完了まで

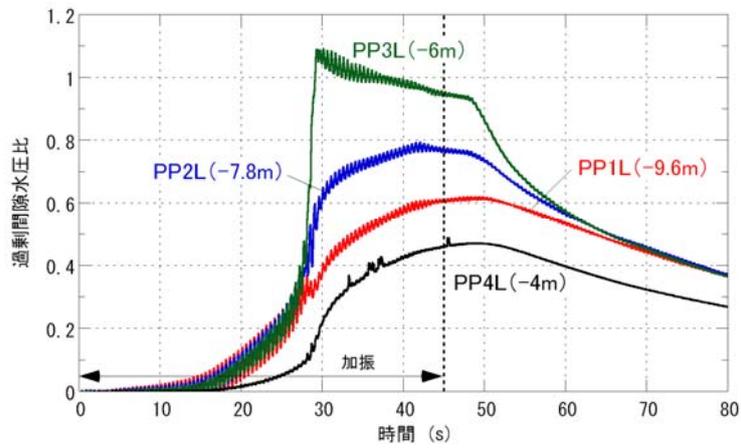


(b) 地盤左側消散完了まで

図 3.1.24 過剰間隙水圧の時刻歴

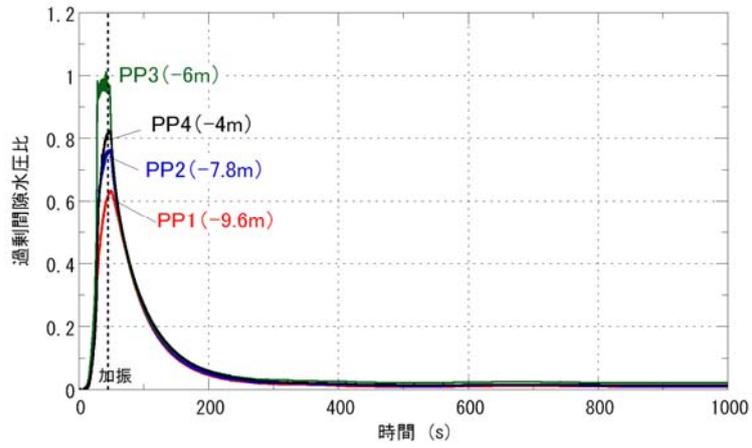


(a) 地盤中央 80 秒まで

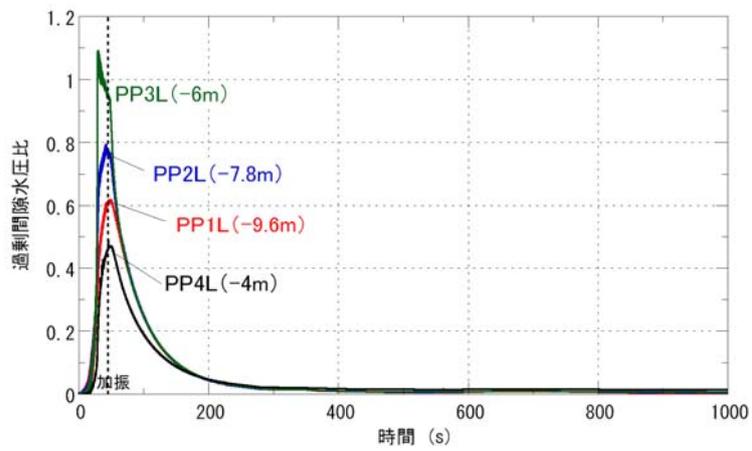


(b) 地盤左側 80 秒まで

図 3.1.25 過剰間隙水圧比の時刻歴



(a) 地盤中央消散完了まで



(b) 地盤左側消散完了まで

図 3.1.26 過剰間隙水圧比の時刻歴

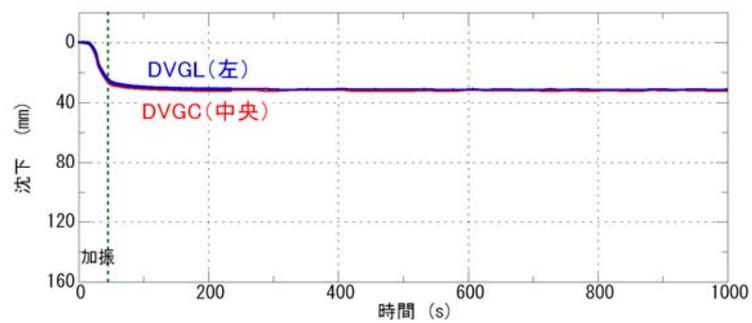


図 3.1.27 地表面沈下量 (消散完了まで)

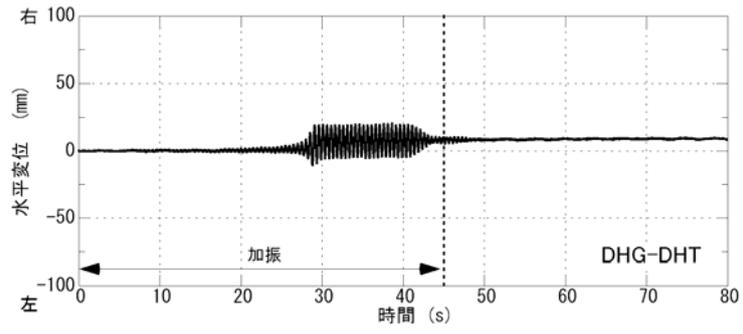


図 3.1.28 地表面の相対水平変位量（80 秒まで）

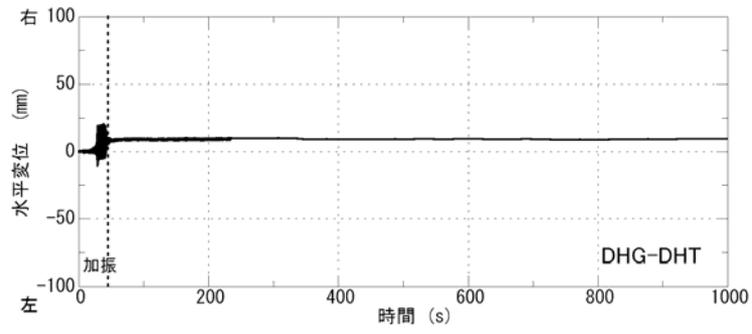


図 3.1.29 地表面の相対水平変位量（消散完了まで）

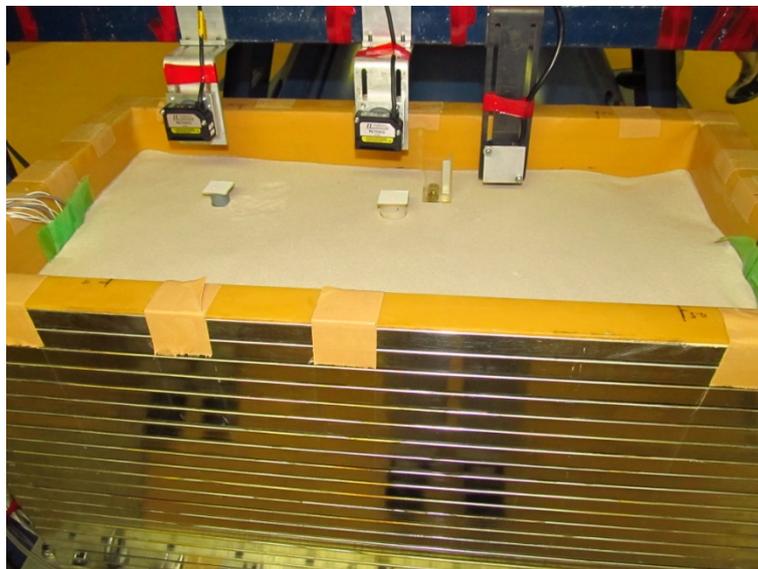


写真 3.1.9 実験前の状況



写真 3.1.10 実験後の状況（見た目変化なし）

(3) CASE2L (地下水位 G.L.-3m)

地下水位 G.L.-3m (模型 G.L.-100mm) で入力を大きくして再度実験を行った。入力信号の大きさは CASE3 と同じであるが、G.L.-6m 付近が液状化した 20 秒付近に加え、深部が液状化に至った 30 秒過ぎで入力加速度が増加しており、入力の最大加速度は 255cm/s^2 と計画の 150cm/s^2 よりやや大きくなった。

過剰間隙水圧比の時刻歴 (図 3.1.36、図 3.1.37) を見ると、20 秒付近で G.L.-6m ~ -7.8m 付近の地盤が液状化したものと考えられる。他の深度は液状化に至っていない。これは、加振が小さかった CASE2S と似ているが、加振が大きかった分早期に、また深部まで液状化に至ったと考えられる。加振終了後、水圧は直ちに低下し始めるが 160 ~ 200 秒までの水圧低下割合は比較的小さく、その後深部より急激に水圧が低下している。

地表面加速度 (図 3.1.31) は、最大 $90\sim 110\text{cm/s}^2$ であり、CASE2S と近い。液状化に至った 20 秒付近より入力は急増するが、地表の応答加速度は逆に減少し始め、以後 $20\sim 30\text{cm/s}^2$ 程度の加速度しか生じていない点は CASE2S と同様である。

地盤沈下 (図 3.1.38) は最大 90mm 程度であり、CASE2S と異なり加振終了後も沈下が増加している。沈下がほぼ収束するのは 200 秒付近であり、間隙水圧が急減し出す時刻とほぼ一致している。これは CASE1 よりも時間が短い。地盤中央と左側の沈下差は小さい。

実験後の地表面 (写真 3.1.12) には、特に変化は見られなかった。

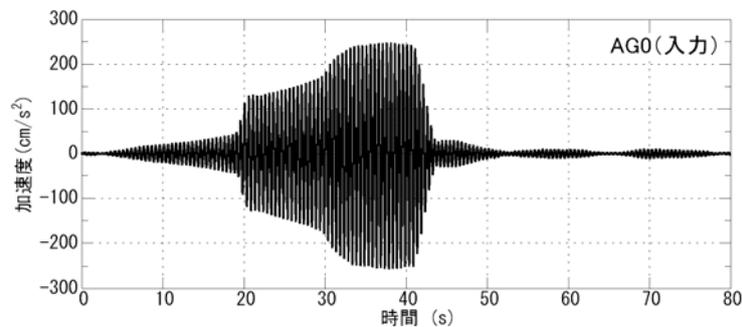
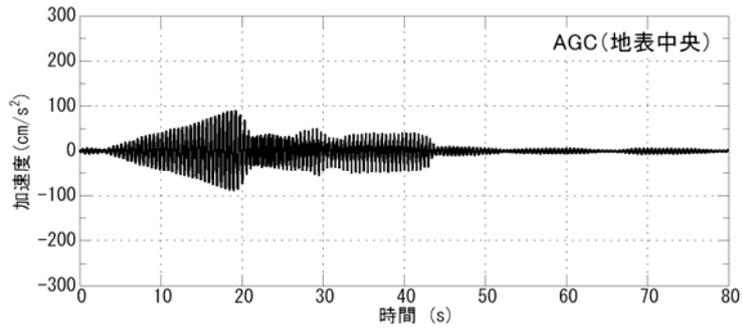
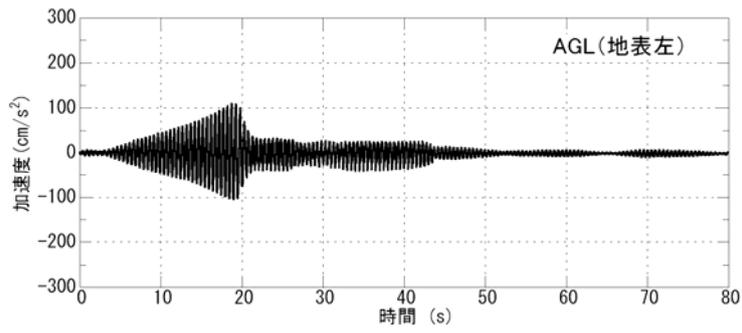


図 3.1.30 入力加速度 (最大加速度 230cm/s^2)

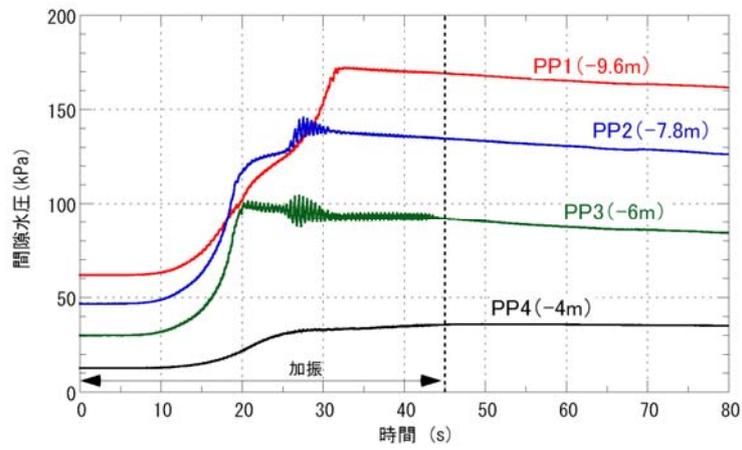


(a) 地表中央

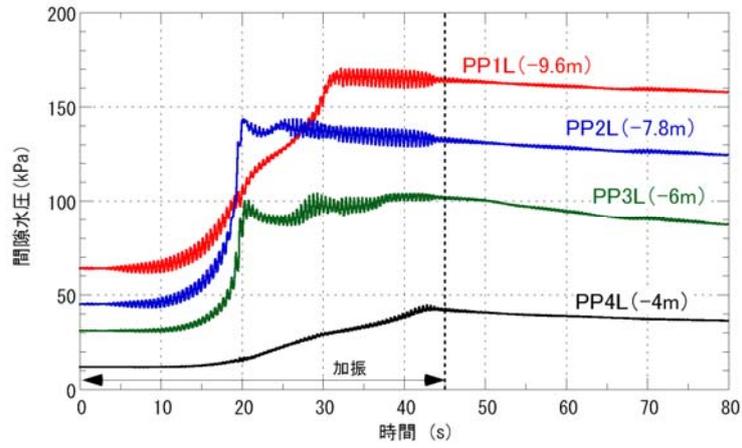


(b) 地表左側

図 3.1.31 地表面加速度

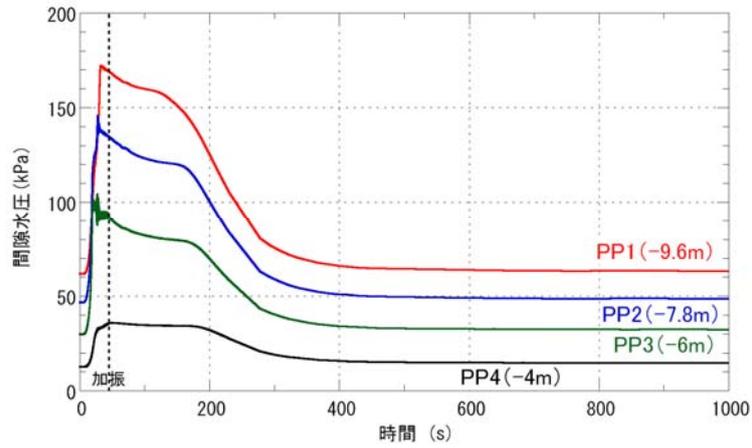


(a) 地盤中央 80 秒まで

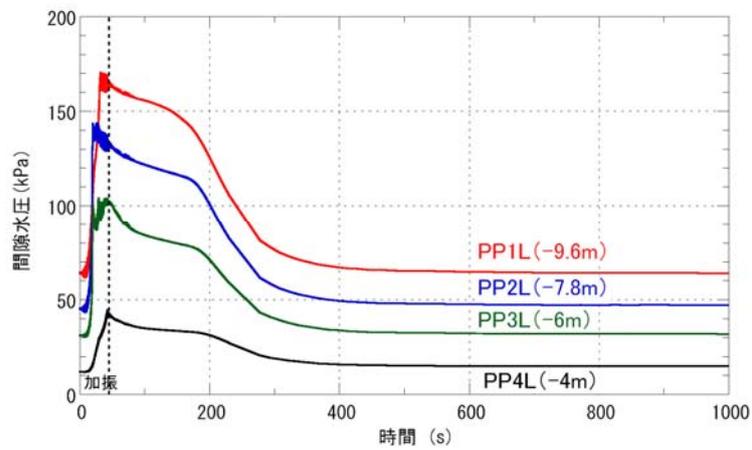


(b) 地盤左側 80 秒まで

図 3.1.32 間隙水圧の時刻歴

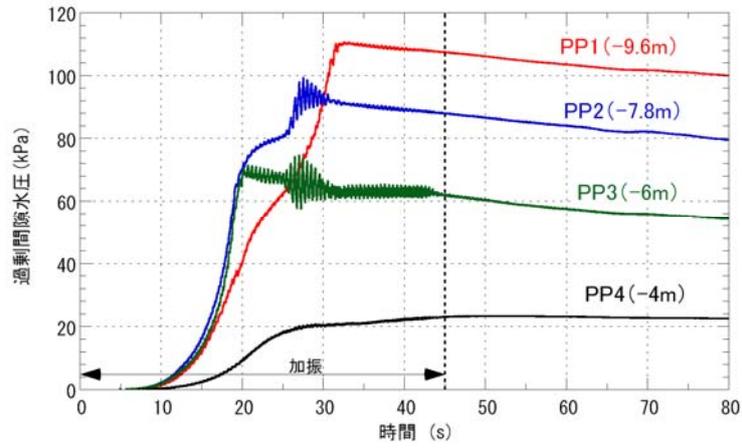


(a) 地盤中央消散完了まで

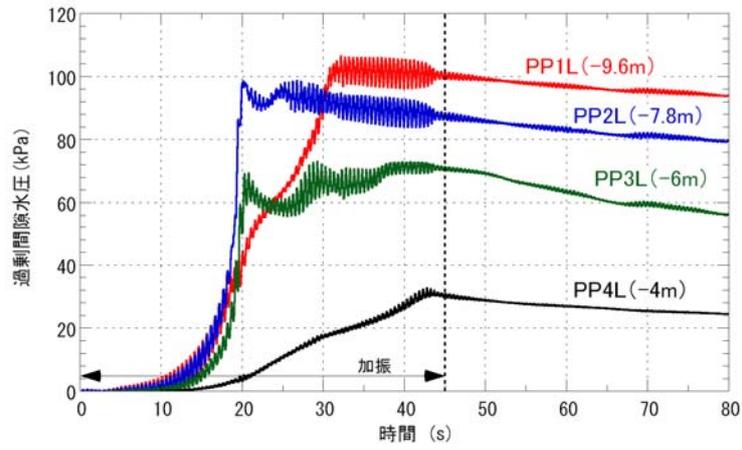


(b) 地盤左側消散完了まで

図 3.1.33 間隙水圧の時刻歴

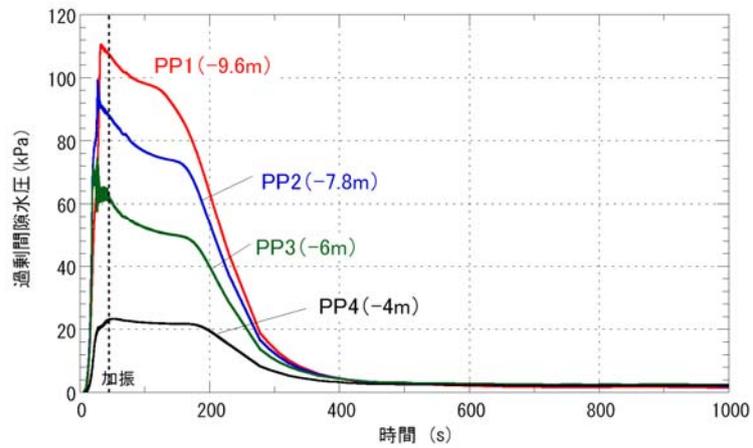


(a) 地盤中央 80 秒まで

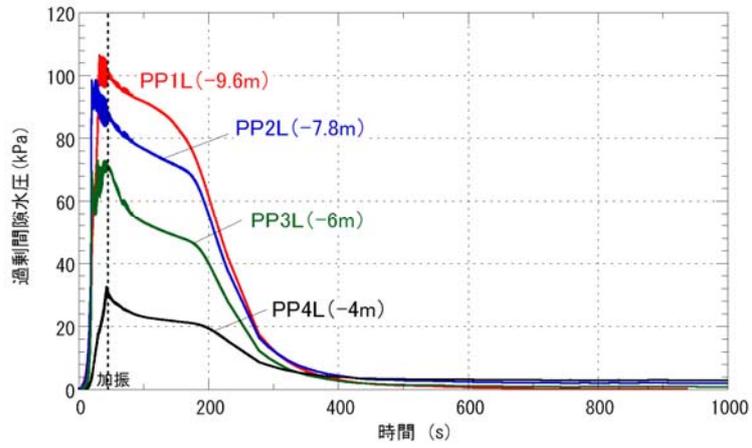


(b) 地盤左側 80 秒まで

図 3.1.34 過剰間隙水圧の時刻歴

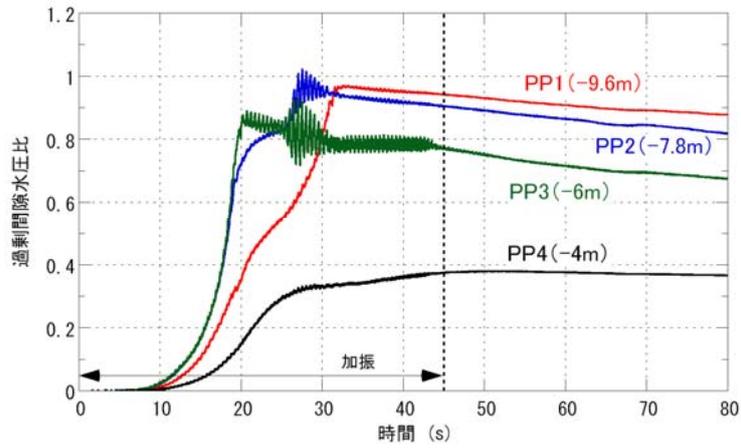


(a) 地盤中央消散完了まで

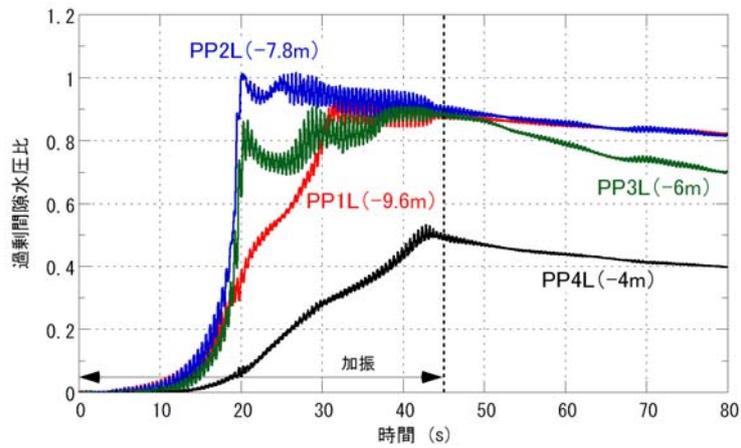


(b) 地盤左側消散完了まで

図 3.1.35 過剰間隙水圧の時刻歴

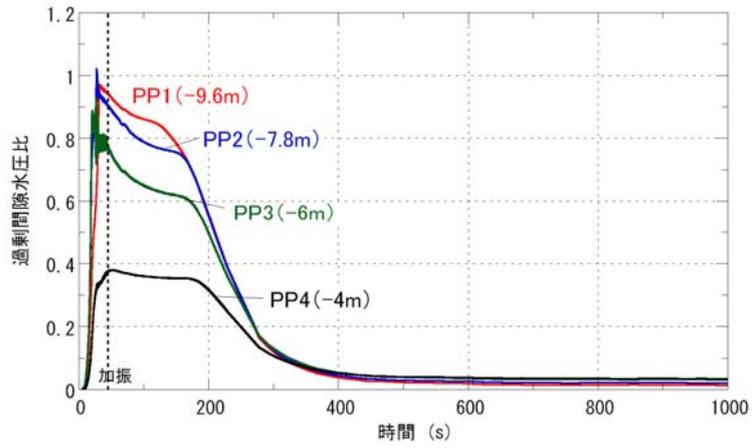


(a) 地盤中央 80 秒まで

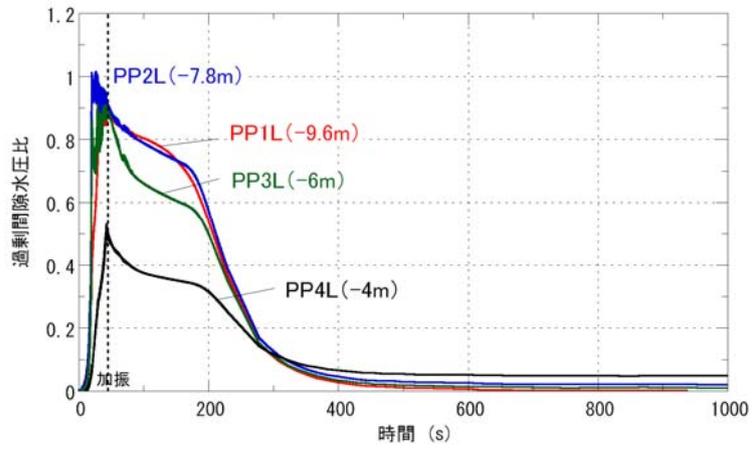


(b) 地盤左側 80 秒まで

図 3.1.36 過剰間隙水圧比の時刻歴



(a) 地盤中央消散完了まで



(b) 地盤左側消散完了まで

図 3.1.37 過剰間隙水圧比の時刻歴

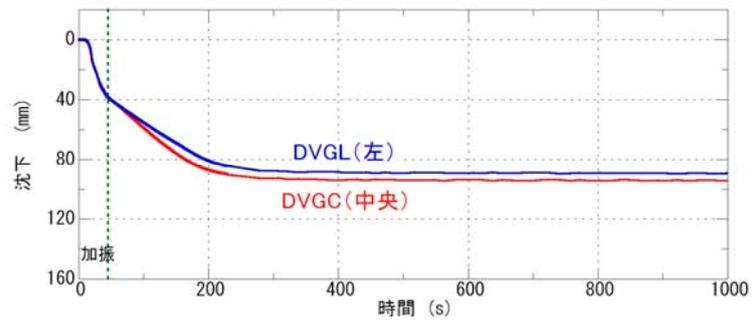


図 3.1.38 地表面沈下量 (消散完了まで)

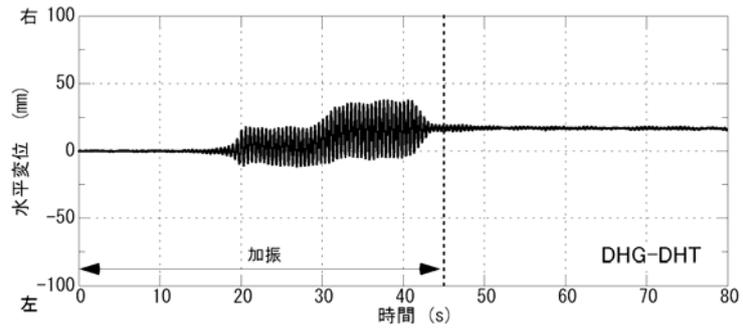


図 3.1.39 地表面の相対水平変位量（80 秒まで）

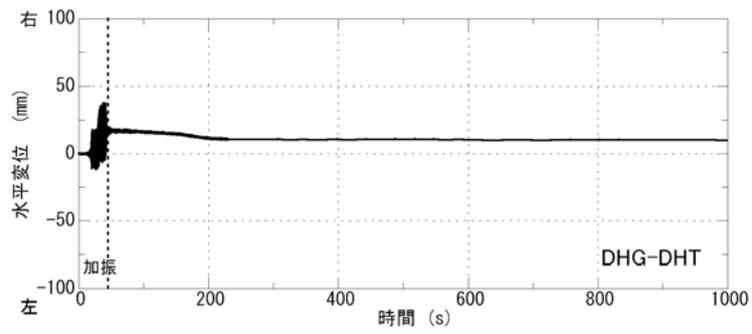


図 3.1.40 地表面の相対水平変位量（消散完了まで）

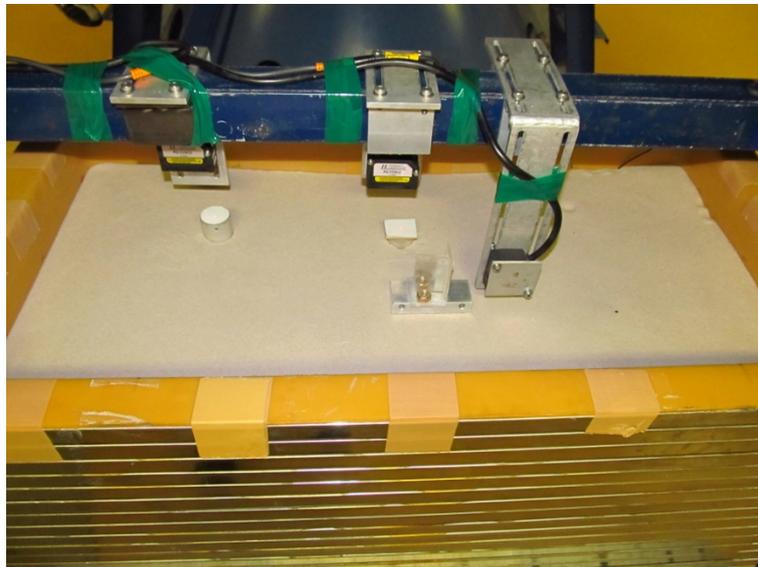


写真 3.1.11 実験前の状況

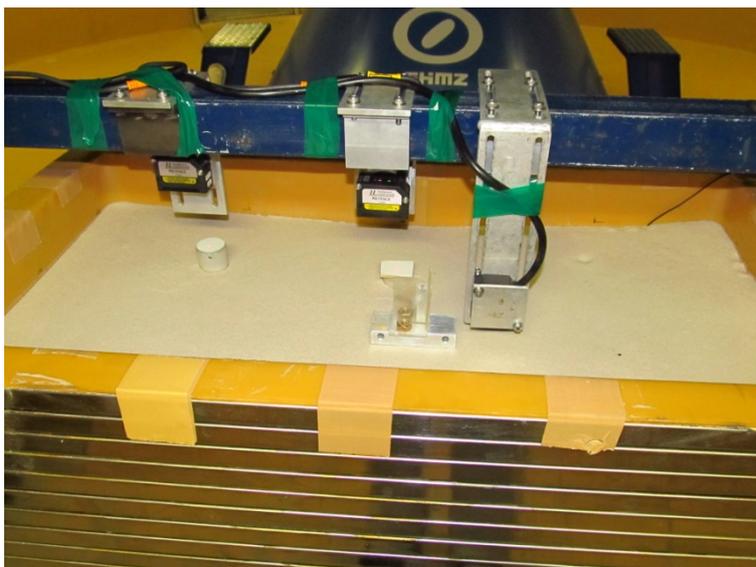


写真 3.1.12 実験後の状況（特に変換なし）



写真 3.1.13 実験後の状況（土槽壁近傍、砂のつき具合で沈下がわかる）

(4) CASE3 (矢板あり、矢板内水位 G.L.-5m、矢板外水位 G.L.-3m)

地下水位 G.L.-3m (模型 G.L.-100mm) で、矢板内のみ G.L.-5m (模型 G.L.-167mm) に下げた実験を行った。入力の最大加速度は 190cm/s^2 と計画よりやや大きめである。

過剰間隙水圧比の時刻歴 (図 4.4.7、4.4.8) を見ると、25 秒付近で矢板の外側 G.L.-6m 付近が液状化したものと考えられる。矢板の内側は G.L.-7.6m の水圧上昇が他の深度に比して大きい、矢板外側が液状化した 25 秒以降水圧の上昇が抑えられ、水圧比で 0.8 程度に留まっている。加振終了後、矢板内の水圧は直ちに低下し始めるが、矢板外は 120~150 秒付近までの水圧低下割合は比較的小さく、その後急激に水圧が低下している。

地表面加速度 (図 4.4.2) は、矢板内最大約 135cm/s^2 、矢板外約 165cm/s^2 であり、矢板外のほうが若干大きい、波形の形状は両者とも似ており、液状化には至らなかったと考えられる矢板内も応答加速度が低下している。

地盤沈下 (図 4.4.9) は矢板内最大 57mm 程度、矢板外最大 73mm 程度であり、矢板内のほうが小さくなっている。これは矢板内が液状化に至らなかったと考えられることと、液状化層厚が薄くなっていることの 2つの理由が考えられる。矢板内は加振終了後すぐに沈下が収束しているが、矢板外は 150 秒付近まで沈下が増加している。この傾向は CASE2L と同様である。地盤中央と左側の沈下差は小さい。

実験後の地表面には、写真 4.4.2 に示すように CASE2L と同じく矢板内外とも特に変化は見られなかった。また、矢板付近も特に他と違った状況は見られなかった (写真 4.4.3)。

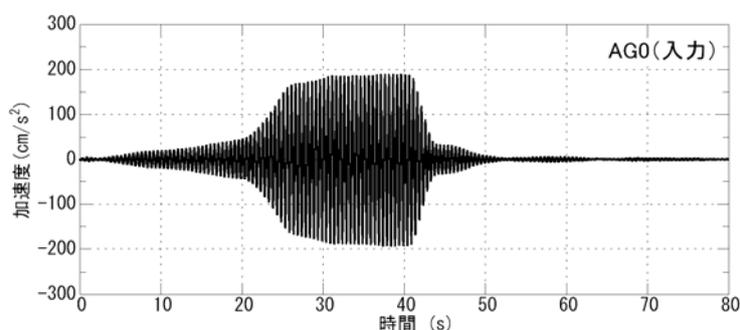
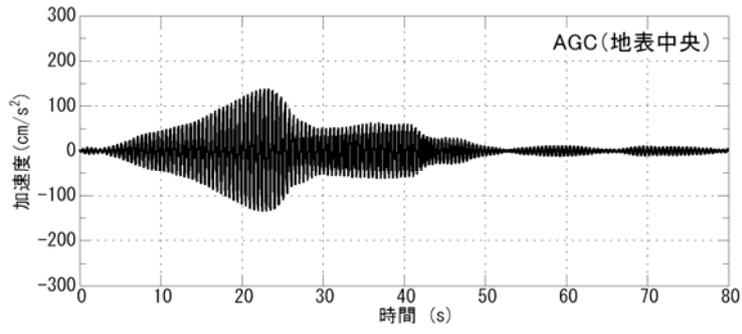
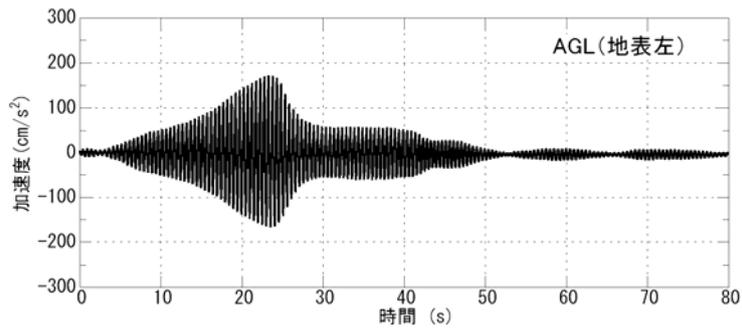


図 3.1.41 入力加速度 (最大加速度 193cm/s^2)

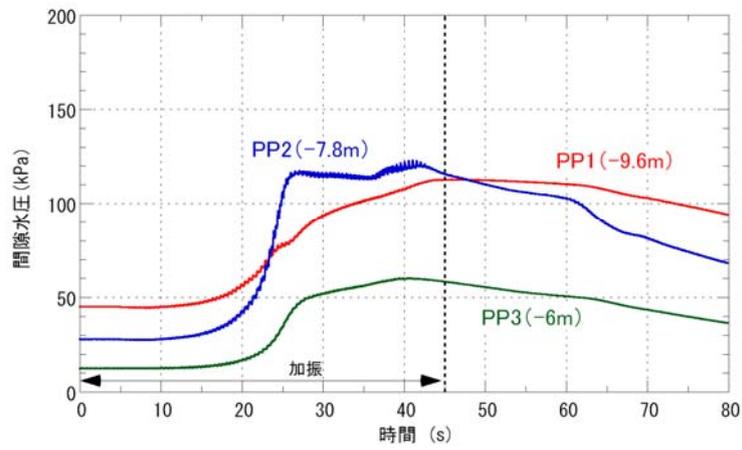


(a) 矢板内地表

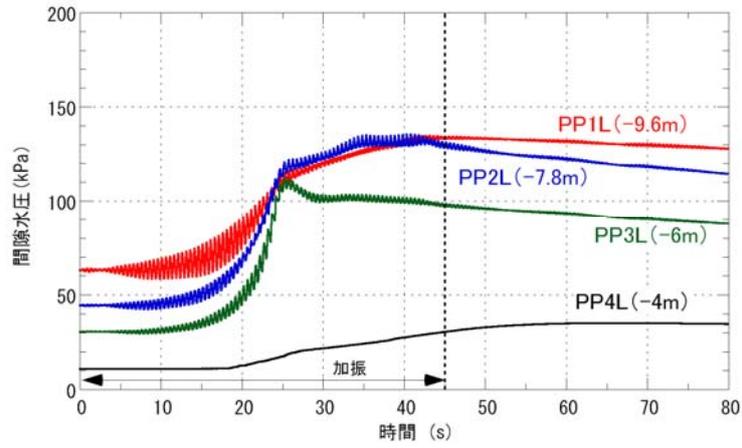


(b) 矢板外地表

図 3.1.42 地表面加速度

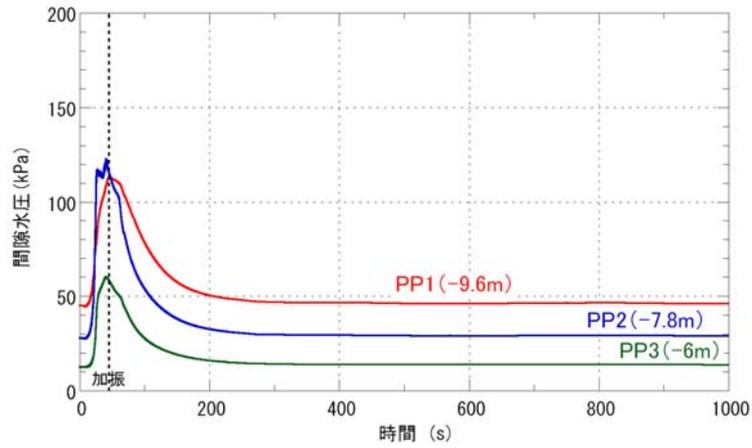


(a) 矢板内 80 秒まで

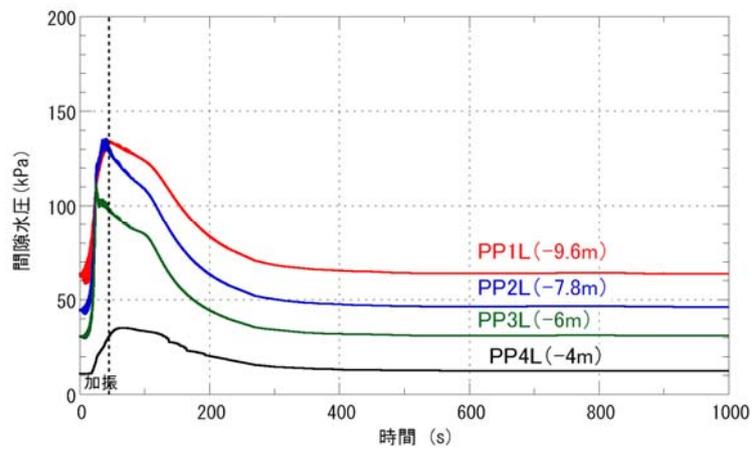


(b) 矢板外 80 秒まで

図 3.1.43 間隙水圧の時刻歴

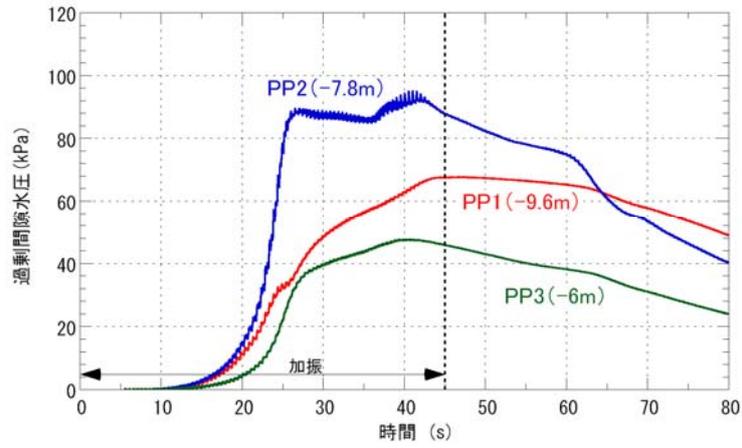


(a) 矢板内消散完了まで

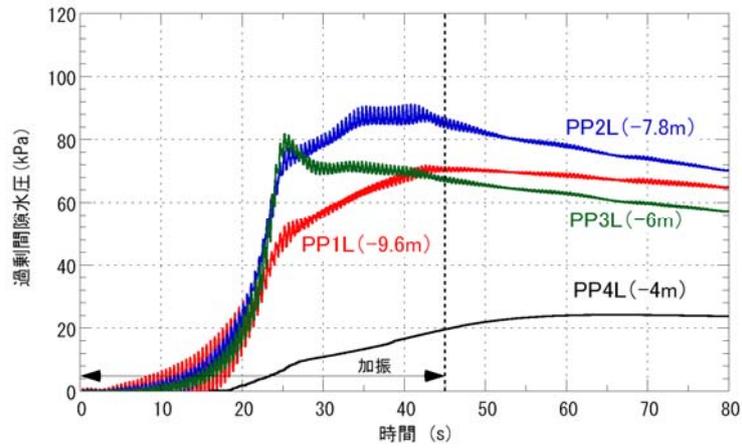


(b) 矢板外消散完了まで

図 3.1.44 間隙水圧の時刻歴

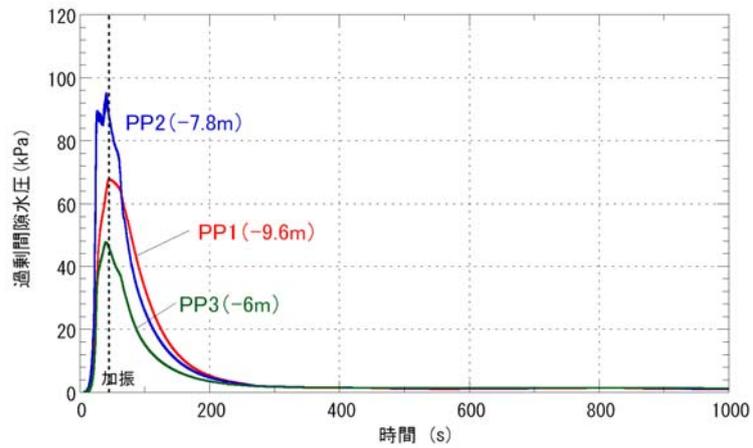


(a) 矢板内 80 秒まで

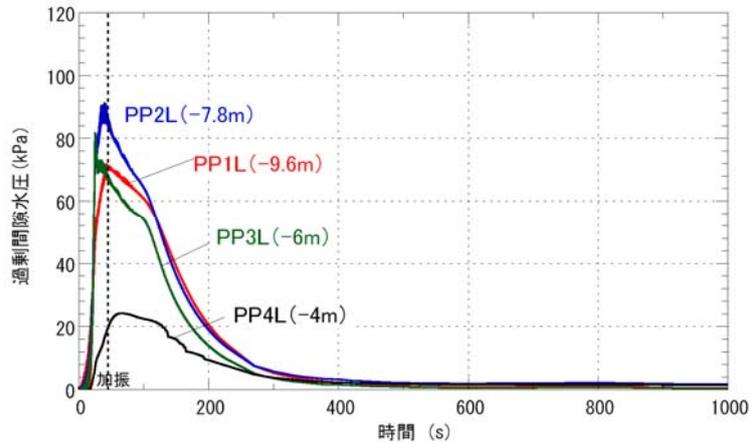


(b) 矢板外 80 秒まで

図 3.1.45 過剰間隙水圧の時刻歴

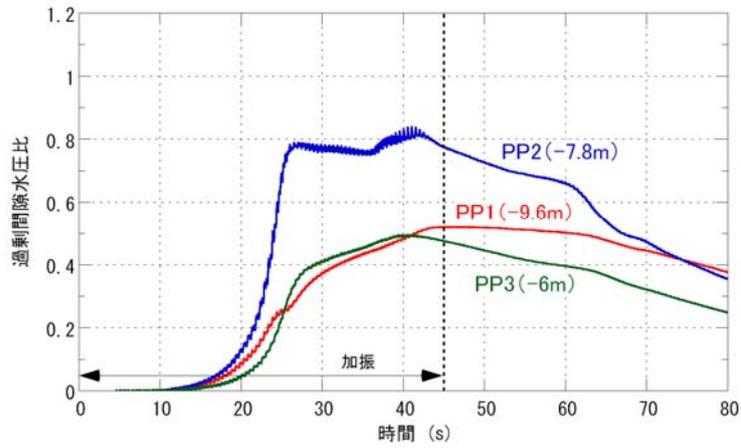


(a) 矢板内消散完了まで

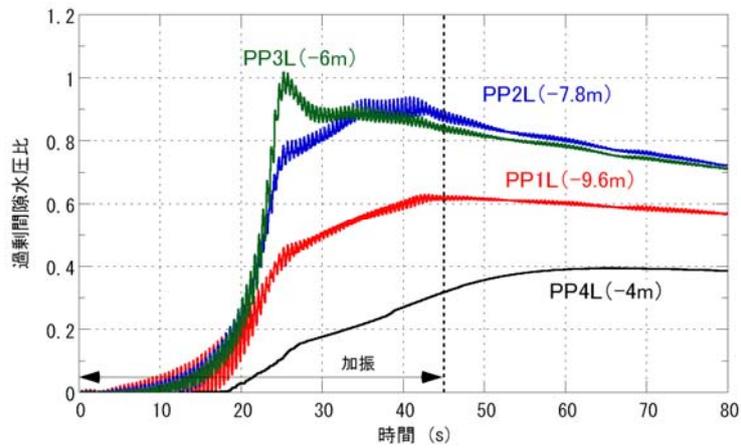


(b) 矢板外消散完了まで

図 3.1.46 過剰間隙水圧の時刻歴

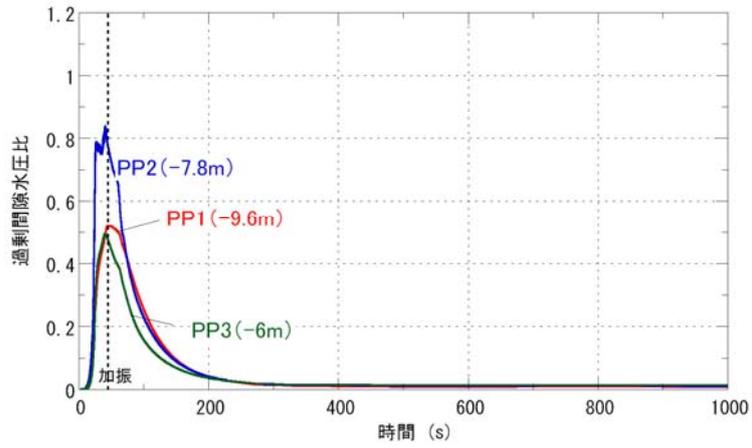


(a) 矢板内 80 秒まで

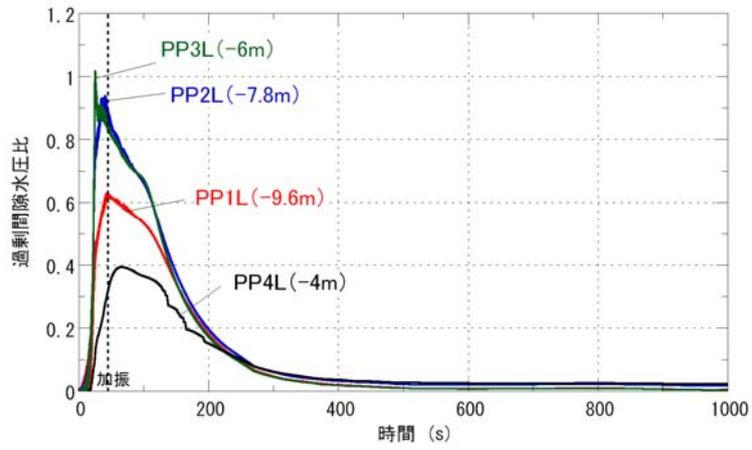


(b) 矢板外 80 秒まで

図 3.1.47 過剰間隙水圧比の時刻歴



(a) 矢板内消散完了まで



(b) 矢板外消散完了まで

図 3.1.48 過剰間隙水圧比の時刻歴

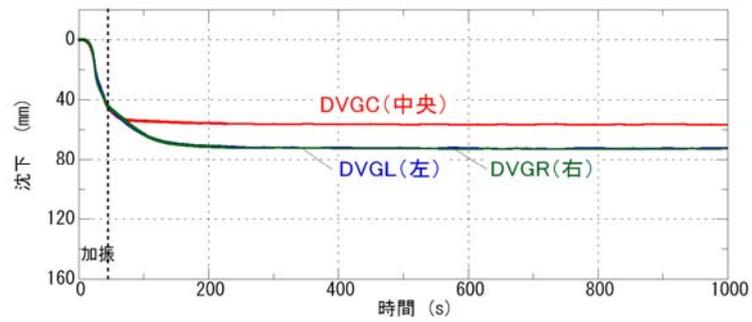


図 3.1.49 地表面沈下量 (消散完了まで)

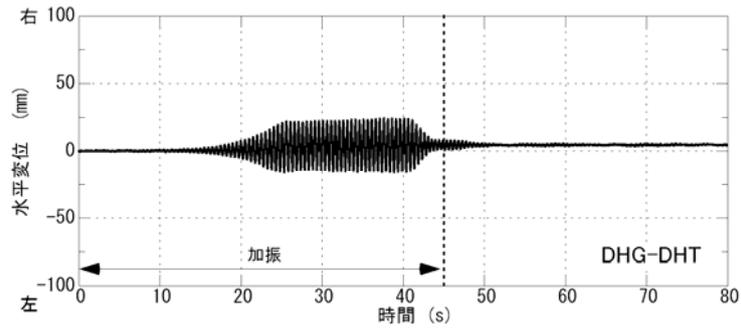


図 3.1.50 地表面の相対水平変位量（80 秒まで）

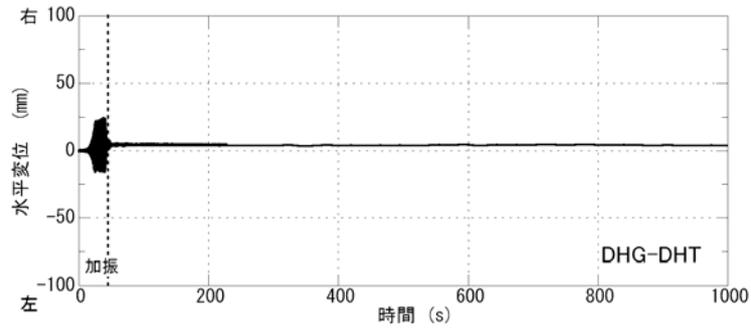


図 3.1.51 地表面の相対水平変位量（消散完了まで）

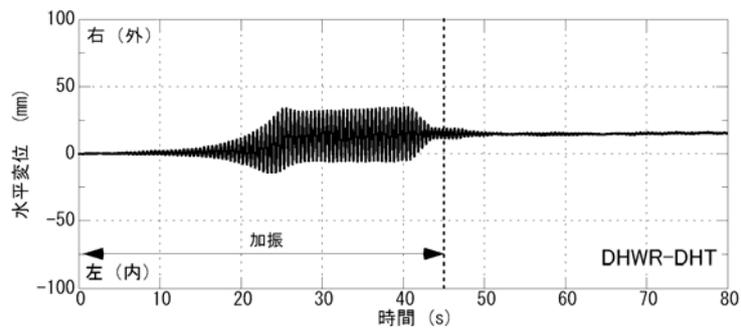


図 3.1.52 矢板の相対水平変位量（右側 80 秒まで）

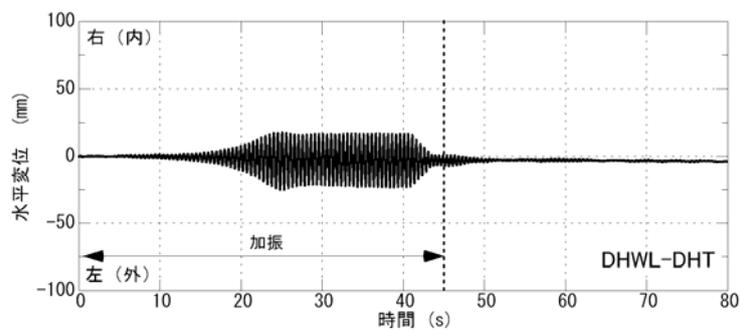
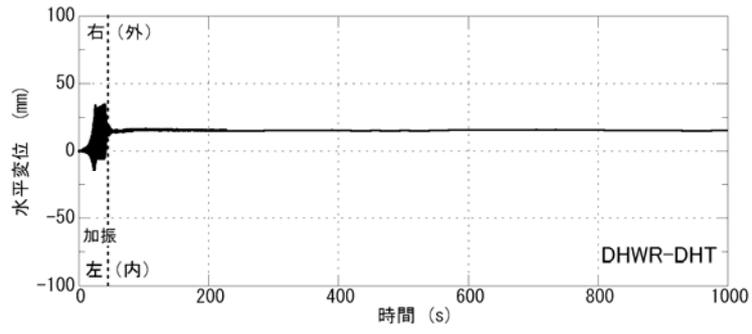
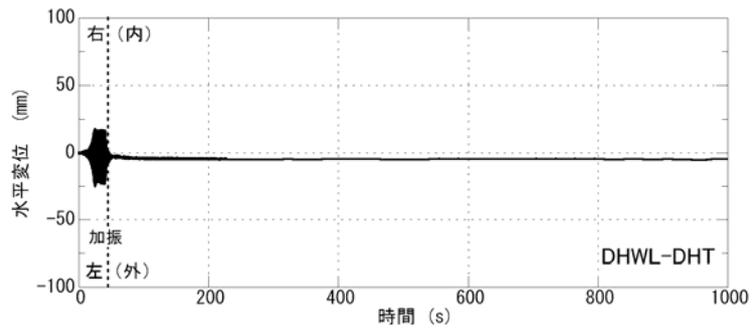


図 3.1.53 矢板の相対水平変位量（左側 80 秒まで）



(a) 右側消散完了まで



(b) 左側消散完了まで

図 3.1.54 矢板の相対水平変位量

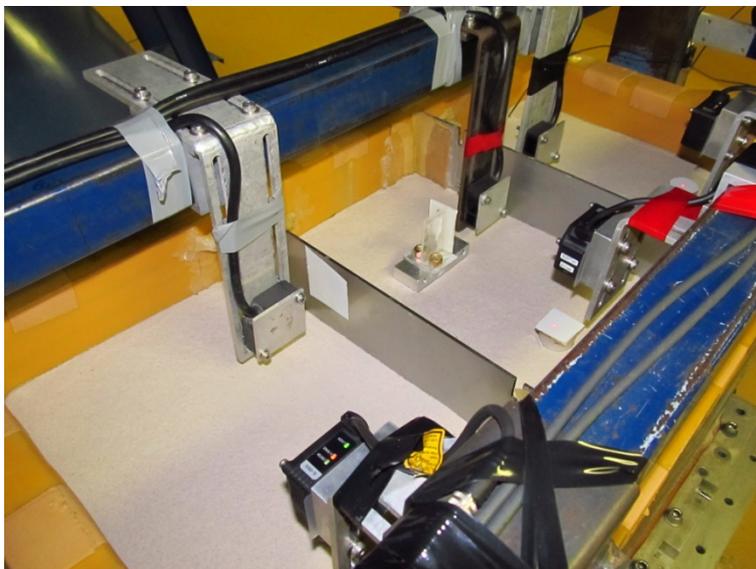


写真 3.1.14 実験前の状況



写真 3.1.15 実験後の状況（特に変化なし）



写真 3.1.16 実験後の状況（矢板付近も特に変化なし）

3.1.4 遠心模型実験のまとめ

本遠心模型実験で以下の結果を得た。

- 1) 地下水位が G.L.-1m と浅い CASE1 では最終的に全層が液状化に至ったと考えられるが、これより地下水位が深い他のケースでは、液状化に至らない深度が見られた。
- 2) 地下水位が G.L.-1m と浅い CASE1 では、液状化は有効上載圧の小さい浅部より生じたが、地下水位が 3m 以深の CASE2、CASE3 では、有効上載圧の小さい地下水面付近ではなく、より深い液状化層の中央部付近から液状化が生じた。
- 3) 矢板内外で地下水位を変えた CASE3 では、地下水位が G.L.-3m と高い矢板外は液状化に至ったが、地下水位が G.L.-5m と深い矢板内部は液状化に至らなかったと考えられる。
- 4) 地下水位が 1m の CASE1 では地下水の上昇により地表面が濡れる状況が観察されたが、地下水位が 3m 以深の CASE2、CASE3 では地表面に変化は見られなかった。
- 5) 地下水位が浅いほど加振終了後に水圧が維持される時間が長い。特に地下水位が G.L.-1m の CASE1 では、地表面付近では 250 秒以上水圧が保たれていた。その分加振終了後の沈下増分も大きい。
- 6) 地下水位が深いほど地盤沈下は小さい。また、加振終了後の沈下増分も小さい。液状化に至らなかった CASE3 やごく一部しか液状化に至らなかった CASE2S では加振終了後の沈下増分は、他のケースに比べ非常に小さい。

3.2 振動台実験に基づく鋼矢板囲い込みによる建物の不同沈下抑止効果の検証

3.3 即時・圧密沈下量の推定と不同沈下対策法の開発

地下水位低下による砂層の即時沈下量と砂層下部の粘土の圧密沈下量を解析的に予測し、住宅の構造・機能に大きな影響を与える不同沈下量を把握し、不同沈下対策工の立案に供するデータを得ることおよび不同沈下が著しい場合はその対策法を立案することを目的した検討である。

3.3.1 解析条件

解析条件について、整理してします。なお、地盤を弾塑性モデルとし、上部構造物は一般木造住宅を想定する。

(1) 解析プログラムの方針

地盤の弾塑性解析で実績のある地盤の大変形に対応する 3次元有限差分法プログラム FLAC3D を用いる。選定理由としては、①基本的に連続体解析であるが、FEM と比較して Updated Lagrangian 法により大変形問題を扱えること、②水-土連成解析を行うことができること、③粘土の構成式として一般的な修正 Cam-Clay モデルを扱うことができること、である。なお、FLAC3D は、(米) ITASCA 社開発の商用コードである。

FLAC3D は、土質・岩盤構造物の解析を目的とし、差分法にベースをおきながらも独自の計算技巧を導入した連続体解析手法であり、静的問題を解く場合も支配方程式に運動方程式を採用し、小さな荷重を受けた地盤の弾性荷重から、大きな荷重による地盤の破壊状態に至るまでの過程を逐次的に再現することができる。すなわち、非常に非線形性の強い地盤材料であっても降伏した後の地盤挙動を大変形に至るまで安定して解析することが可能である。このため、いわゆる進行性破壊を時々刻々と再現して解析結果として得ることができる。また、FLAC3D では、解析対象領域を小部分に分割して各々の小部分を力学モデルで近似する手法に基づいており、空間の離散化という点は FEM と同様である。

図 3.3.1 に FLAC3D の計算プロセスを示す。この計算サイクルを繰り返すという計算手法を陽解法と呼ばれ、陰解法による有限要素法 (FEM) のように全体剛性マトリックスを解く必要がないため、大規模モデルに容易に適用可能である。ただし、陽解法では、解の安定性を確保するため 1 計算サイクルの増分ひずみは $100 \sim 1 \mu$ 程度と小さくとる必要がある。

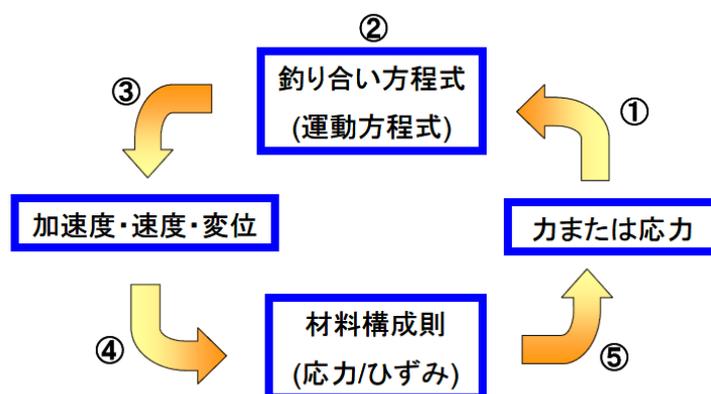


図 3.3.1 FLAC3D の計算プロセス (1 計算サイクル)

(2) モデル化の方針

- 砂 層：弾塑性構成式を Mohr-Coulomb モデルとした Solid 要素
- 粘 土：弾塑性構成式を修正 Cam-Clay モデルとした Solid 要素
- 住 宅：等価なせん断剛性を持つ弾性モデルとした Solid 要素
- 鋼矢板：等価な曲げ剛性を持つ弾性モデルとした Shell 要素

(a) Mohr-Coulomb モデル

砂層に適用する非硬化の Mohr-Coulomb モデルは、粘着力 (c)、内部摩擦角 (ϕ) としての降伏関数を用いる。また、関連流動則を適用すると極端な正のダイレイタンスーを示すため、ダイレイタンスー角 (ψ) としての塑性ポテンシャル関数を定義し、非関連流動則を用いる。図 3.3.2 に Mohr-Coulomb モデルの降伏面を示す。

$$\text{降伏関数： } f(\boldsymbol{\sigma}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \phi - 2c \cdot \cos \phi \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{塑性ポテンシャル関数： } g(\boldsymbol{\sigma}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \psi \dots\dots\dots (2)$$

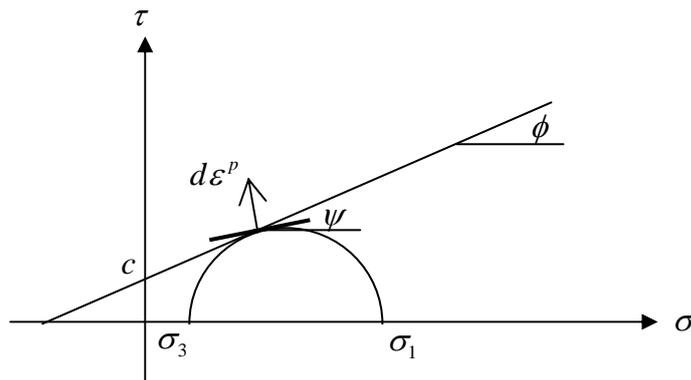


図 3.3.2 Mohr-Coulomb モデルの降伏面

(b) 修正 Cam-Clay モデル

粘土に適用する修正 Cam-Clay モデルは、縦軸時に比体積 ($1+e$)、横軸に平均圧力 (p') の常用対数 (\log_{10}) とした場合の比体積-圧力関係での正規圧密過程 (処女圧縮線上) の勾配の圧縮指数 (C_c)、過圧密過程 (膨潤線上) の勾配の膨張指数 (C_s) に対して、横軸を平均圧力の自然対数 ($\log_e = \ln$) とした場合の勾配 $\lambda = 0.434C_c, \kappa = 0.434C_s$ を用いる。平均圧力 (p')、偏差応力 (q)、限界状態線の勾配 (限界応力比) ($M = q/p'$) としての降伏面 ($f(\boldsymbol{\sigma})$)、先行圧密降伏応力 (F_0)、硬化・軟化パラメータに塑性体積ひずみ (ϵ_v^p) としての硬化関数 ($F(\epsilon_v^p)$) を用いる。なお、修正 Cam-Clay モデルは関連流動則を用いている。図 3.3.3 に修正 Cam-Clay モデルの降伏面を示す。

降伏関数： $f(\boldsymbol{\sigma}) = F(\varepsilon_v^p)$ (3)

$$f(\boldsymbol{\sigma}) = p' \frac{M^2 + (q/p')^2}{M^2} \text{ (4)}$$

$$F(\varepsilon_v^p) = F_0 \cdot \exp\left(\frac{1+e}{\lambda-\kappa} \varepsilon_v^p\right) \text{ (5)}$$

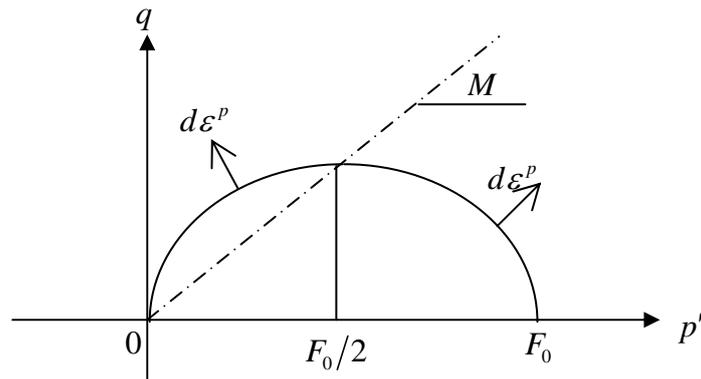


図 3.3.3 修正 Cam-Clay モデルの降伏面

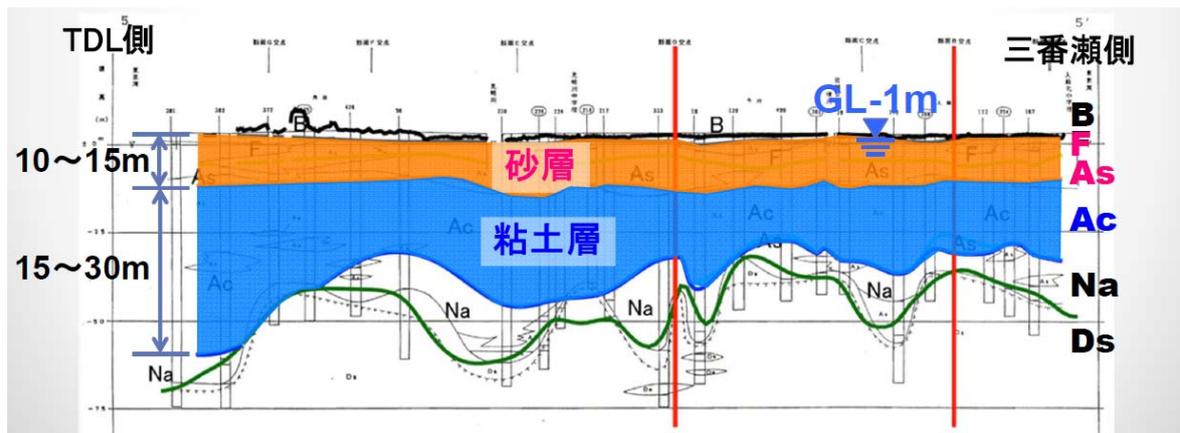
(3) 解析モデル概要

検討用地盤モデルは、2011.03.11 で液状化被害が広範囲で生じた浦安市の地盤を対象に考慮することとする。

(a) 地層構成

図 3.3.4 に浦安市のホームページより抜粋した地層構成を示す。

本図より、砂層厚を 15m、粘土層厚を 15m もしくは 30m としてモデル化することとする。



※浦安市：<http://www.city.urayasu.chiba.jp/menu11324.html>

図 3.3.4 地層構成図

(b) 一般木造住宅

一般木造住宅として 2 階建て住宅を想定する。沈下量に大きな影響のある平均接地圧は、『安達俊夫、佐藤浩介「軟弱地盤における戸建住宅の沈下計算」、基礎工、Vol.31, No.11, 2003.11』の「2 階建て住宅」の 9.81kN/m^2 を参考に 15kN/m^2 とする。

また、不同沈下に影響のある住宅の剛性は、『岩田真次、川口陽子、中園真人、藤田香織、坂本功「伝統的木造住宅の固有周期の簡易推定法に関する研究」、日本建築学会技術報告集、No.17, pp137-140, 2003.6』より、1 次周期を 0.2 秒より設定する。

$$\text{せん断波速度} : T = 4H/V_s \quad H = 8\text{m}, T = 0.2\text{sec} \rightarrow V_s = 4H/T = 160\text{m/s}$$

$$\text{せん断剛性} : \rho = 15/8/10 = 0.1875\text{t/m}^2 \rightarrow G = \rho \cdot V_s^2 = 0.1875 \cdot 160^2 = 4800\text{kPa}$$

$$\text{体積弾性係数} : \nu = 0.3 \text{ と 仮定} \rightarrow K = 2(1+\nu)/\{3(1-2\nu)\} = 10400\text{kPa}$$

(c) 鋼矢板

止水対策に用いる鋼矢板と等価な曲げ剛性を持つ、Shell 要素でモデル化する。鋼矢板の諸元は、1g 場および遠心載荷実験の結果を考慮して設定する。

- 軽量鋼矢板(NL5N) $t=6\text{mm}$, SS400, $E=2 \times 10^8\text{kN/m}^2$, $\nu=0.3$

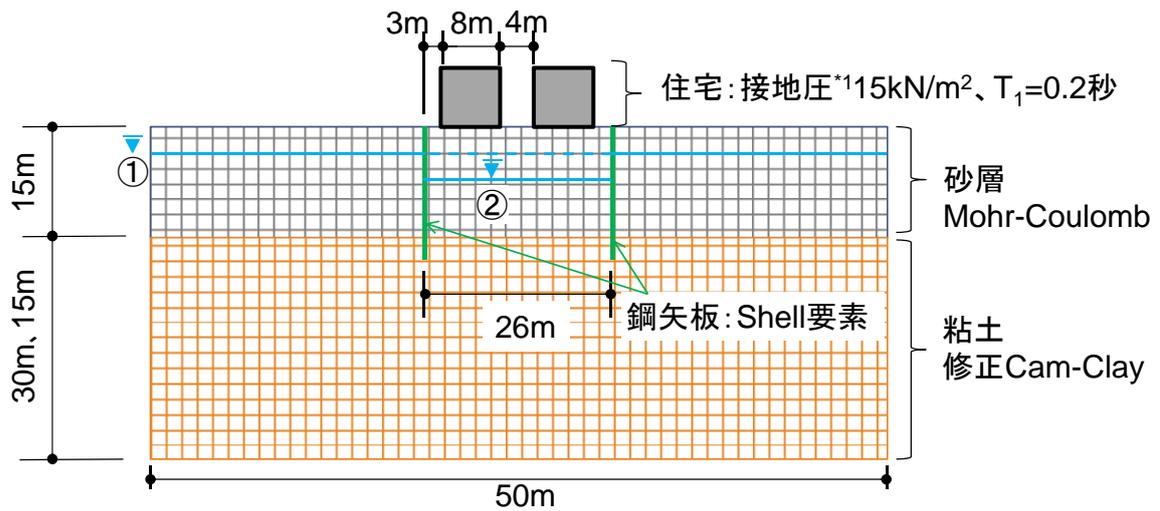
$$\text{断面積 } A=102.8\text{cm}^2, W=80.8\text{kg/m}, I=4360\text{cm}^4, Z=540\text{cm}^3, E=2 \times 10^8\text{kN/m}^2$$

(d) 地下水位低下条件

図 3.3.5 にモデル概要を示す．また，地下水位低下手順および住宅の荷重偏在を示す．

地下水位低下は，手順①，②で2段階とする．

- ① 地下水位面を初期地下水位面 G.L. - 1m から G.L. - 3m へ低下させる
- ② 止水壁（鋼矢板）内の地下水位面を G.L. - 3m から G.L. - 5m へ低下させる．



※排水境界: GL面のみ排水条件、鋼矢板部: 不透水
 ※変位境界: 側面を縦ローラー、底面を横ローラー

(住宅（建屋）の荷重偏在のモデル化)

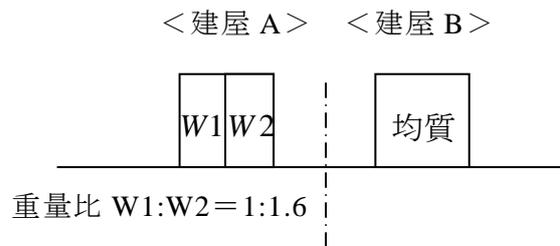


図 3.3.5 モデル概要

(4) 地盤物性の設定

地盤の諸元の内、密度、せん断波速度、平均 N 値は、浦安市ホームページ^{*1}を参考に設定する。参照資料は、地盤 WG および地下水位低下工法 WG とする。

※ 1 : http://www.city.urayasu.chiba.jp/secure/26052/jibanwg1017_1_4.pdf

また、粘土層の先行圧密降伏応力、圧密指数 C_c は、『土木工学大系 3 4 ケーススタディ土構造 赤木俊允、橋場友則 彰国社』の東京ディズニーランド地点での調査結果および「平成 22 年度 仮称浦安市立第 9 中学校建設地質調査業務委託」における試験結果を参考に設定する。

表 3.3.1 に浦安市の地盤 WG で作成した地盤物性モデルを示す。本検討では、平均 N 値、推定せん断波速度(V_s)式を採用する。

表 3.3.2 に浦安市の地下水低下工法 WG で作成した浦安市の地盤物性モデルを示す。本検討では、透水係数を採用する。

図 3.3.6 に「土木工学大系」より東京ディズニーランド地点の粘土の地盤定数を示す。本検討では、直接値を採用しないが、採用地盤物性が図 3.3.6 に示されている沖積粘性土の $C_c/(1+e_0)$ が 0.2~0.4、先行圧密応力が 150kPa~400kPa にあることとの対応を確認する。

表 3.3.3 に「地質調査業務委託報告書」より浦安市高洲地点での地盤定数を示す。本検討では、粘性土の間隙比、圧密指数、膨張指数を採用する。

表 3.3.1 浦安市の地盤物性（地盤 WG）

地質時代	地質名	記号	地震応答計算および液状化判定のための物性値							
			平均 N値 ^{※4)}	γ_t (kN/m ³)	Vs(m/sec) ^{※1)}			動的変形特性 ^{※2)} G/G ₀ , h~ γ	Fc (%)	
					係数a	係数b	係数c			
現世	盛土層	砂質土	11	17	97.1	0.146	0.059	細砂	-	
		粘性土	8	16	97.1	0.146	0.059	シルト	-	
	埋立土層(浚渫土層)	砂質土	6	18	97.1	0.146	0.059	細砂	N値の関数 ^{※3)}	
		粘性土	2	16	97.1	0.146	0.059	シルト	-	
第四紀	完新世	上部沖積層	砂質土	13	18	103.5	0.089	0.158	細砂	N値の関数 ^{※3)}
			粘性土	1	16	116.9	0.188	0.055	シルト	-
		下部沖積層	砂質土	9	18	103.5	0.089	0.158	細砂	-
			粘性土	2	17	116.9	0.188	0.055	シルト	-
	後期更新世	七号地層(沖積層)	砂質土	27	18	103.5	0.089	0.158	細砂	-
		木下層 ^{※4)} 木下層相	粘性土	8	17	116.9	0.188	0.055	シルト	-
	中期更新世	下総層群 (工学的基盤層)	砂質土	50	19	300	0	0	線形	-
			粘性土	50	18	300	0	0	線形	-

※1) $V_s = a \cdot N^{*b} \cdot D^{*c}$: N,N値, Dは地表面からの深度, a~c:係数, 永田他(2007)
 ※2) 安田先生提案式 ※3) 土質定数整理結果
 ※4) 七号地層以浅は、N₁値とした。

表 3.3.2 浦安市の地盤物性（地下水位低下工法検討 WG）

土質名	層厚 (m)	N値	モデル地盤の条件													
			*1		*2		*3		*4		*5		*6			
			細粒分 含有率 (%)	密度 (t/m ³)	せん断波 速度(m/s)	初期 せん断 剛性(kPa)	ポア ソン比	内部 摩擦角 (度)	粘着力 (kPa)	間隙比	最大 間隙比	最小 間隙比	相対 密度	20%粒径 (mm)	液状 化強度 DA5%	透水 係数 (cm/s)
Fc	ρ	Vs	G ₀	ν	ϕ'	c	e_0	e_{max}	e_{min}	Dr	D20	RL ₂₀	k			
Bs (乾燥)	1	6	18	1.8	145	38,038	0.3	31	0.00	0.79	1.01	0.61	54.0	0.090	-	1.4E-03
Bs (飽和)	1	6	18	1.8	145	38,038	0.3	31	0.00	0.79	1.01	0.61	54.0	0.090	0.253	1.4E-03
Fs	6	4	22	1.8	127	29,029	0.3	30	0.00	1.02	1.47	0.88	75.8	0.070	0.204	7.7E-04
As1	2	15	21.9	1.8	197	70,067	0.3	35	0.00	1.03	1.4	0.8	62.0	0.069	0.375	7.4E-04
As2	2	7	31	1.7	153	39,813	0.3	30	0.00	1.25	1.76	1.06	74.0	0.030	0.226	1.1E-04
Ac1	20	2	93.6	1.5	133	26,534	0.3	0	13.00	2.34	2.87	1.35	34.7	-	-	5.1E-06
Ac2	13	14	93.6	1.5	220	72,600	0.3	0	91.00	2.58	2.87	1.35	19.5	-	-	2.8E-06
Ds	5	74	10	2.0	388	301,088	0.3	38	0.00	-	-	-	-	0.110	-	2.2E-03

*1 砂質: $V_s = 80 \cdot N^{1/3}$
 粘性: $V_s = 100 \cdot N^{1/3}$
 *2 道示
 *3 $c = 6.5 \cdot N$
 *4 $e_{max} = 0.02 \cdot Fc + 1$
 *5 $e_{min} = 0.008 \cdot Fc + 0.6$
 *6 クレーガーの方法
 表中の赤字は、各種推定式により推定された値である。

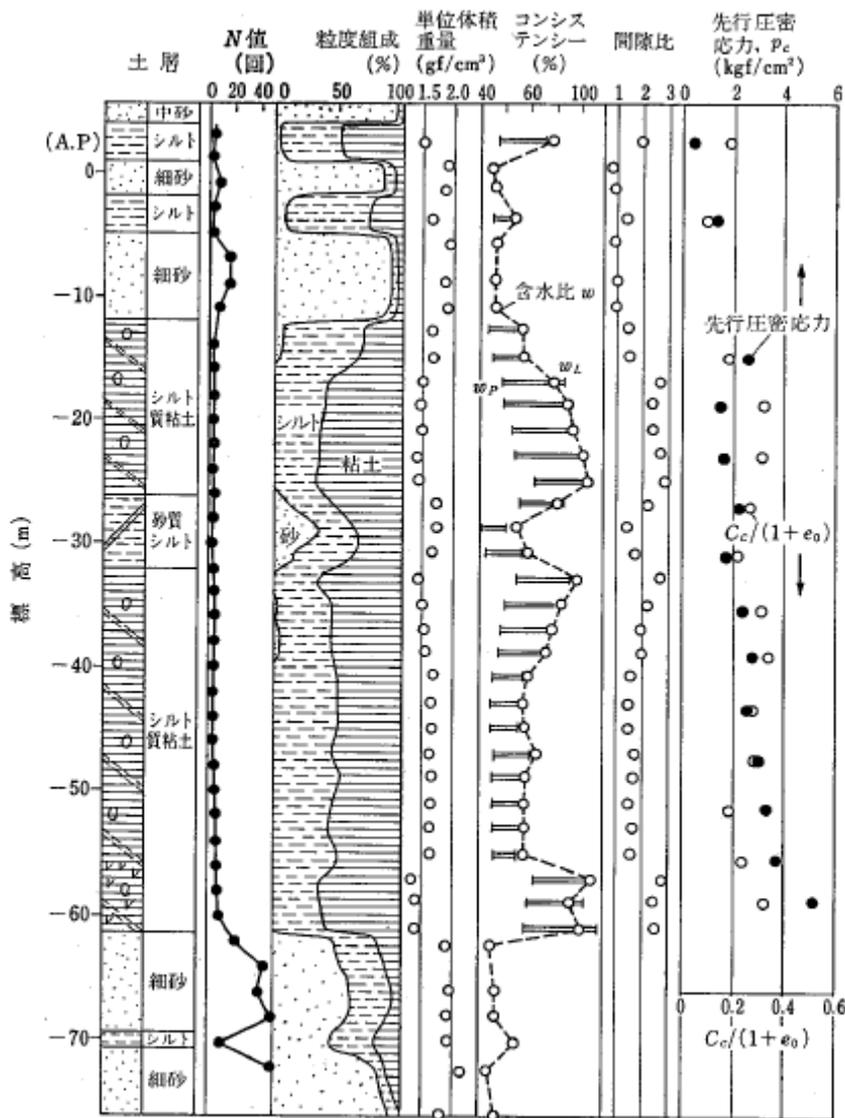


図 1.7 敷地地盤の土質性状

図 3.3.6 東京ディズニーランド地点の粘土の地盤定数

表 3.3.3 浦安市の地盤物性

土層名	記号	層厚	N値	細粒分 含有率 F_c (%)	密度 ρ (kN/m ³)	地表面 からの 深度	変形 剛性 E_0 (kPa)	内部 摩擦角 ϕ' (°)	粘着力 c (kPa)	間隙比 e_0	圧密 指数 C_c	膨張 指数 C_s	先行 圧密圧力 p_{c0} (kPa)	透水 係数 k ※ (m/s)
盛土 砂質層	Bs	1.4	6.3	32.2	(18)	0.7	[4410]	[25]	(0)	-	-	-	-	-
盛土 粘性層	Bc	5.3	0.4	73.5	16.5	4.05	1210	0	20	-	-	-	-	-
有楽町層 砂質土	Yus	8.2	9.4	27.6	18	10.8	4890	[27]	(0)	-	-	-	-	-
有楽町層 粘性土	Ylc1上	6.1	0.3	94.1	15.5	17.95	6990	0	65	1.534	0.525	0.07	185.6	1.4E-08
	Ylc1中	5				23.5				2.491	1.153	0.133	160.1	8.3E-09
	Ylc1下	5.75				28.875				1.833	0.714	0.05	175.5	1.61E-08
	Ylc2	4.05	1.5	95.3	16	33.775	19100	0	113	1.758	0.668	0.064	277.1	1.59E-08
七号地層 砂質土	Nas	0.7	14.7	-	(18)	36.15	[10200]	[30]	(0)	-	-	-	-	-
七号地層 粘性土	Nac2	5.3	3.9	95.6	14.5	39.15	12500	5	84	0.986	0.986	0.072	481.4	1.95E-08
東京礫層	Tos	-	111	-	(19)	-	[77400]	-	-	-	-	-	-	-

注) ():推定値, []:関係式による計算値
※圧密試験より設定

上記の地盤物性から、下記の方針により解析パラメータを設定した。

- ・ 密度：砂質土 1800kg/m³，粘性土 1500kg/m³
- ・ 砂質土の初期剛性は、地盤 WG の N 値から推定したせん断波速度より求まるせん断剛性 G0 のとし、せん断ひずみが 0.5% 時の剛性低下時（旧告示の砂質土の剛性低下曲線より $G/G_0=0.137$ ）とした。
- ・ 粘性土の初期剛性は、 $K = (1+e_0) \cdot p'_0 / \kappa$ の関係式より設定する。
- ・ 砂質土の強度定数は、粘着力 $c'=0$ ，内部摩擦角は N 値より次式の関係式 $\phi = \sqrt{20 \cdot N + 15}$ (大崎) より設定する。なお、非関連流動則適用時のダイレイタンシー角は $\phi'/10$ とした。
- ・ 粘性土の解析パラメータの設定方法を表 3.3.4 に示す。なお、膨張指数 C_s は試験結果の平均値から圧密指数 C_c の 1/10 とする。
- ・ 初期応力解析時の静止土圧係数は $K_0 = \nu / (1-\nu)$ とする。

表 3.3.1 に解析用地盤モデルを示す。

表 3.3.4 解析パラメータの設定方法

パラメータ	算定方法
圧密指数 λ	試験結果 $C_c \rightarrow \lambda = 0.434C_c$
膨張指数 κ	試験結果の平均 $C_c/C_s \rightarrow 10$ より $C_s = C_c/10 \rightarrow \kappa = 0.434C_s$
先行圧密応力 p_{c0}	試験結果
参照圧力 p_1	$p_1 = 1\text{kPa}$
限界応力比 M	$M = 1.75(1-\kappa/\lambda)$ ：軽部(1975)により設定

表 3.3.5 解析用地盤モデル

土層名	記号	層厚	密度 ρ (t/m ³)	N値	せん断 波速度 V_s^{*1} (m/s)	ポアソン 比 ν	静止土 圧係数 K_0^{*2}	せん断 剛性 G^{*3} (kPa)	体積 弾性係数 K^{*4} (kPa)	内部 摩擦角 ϕ^{*5} (°)	ダイレイ ション角 ψ (°)	粘着力 c (kPa)	体積比	圧密 指数	圧密 指数	膨張 指数	圧密 降伏圧力 p_{c0}^{*6} (kPa)	参照 圧力 p_1 (kPa)	限界 応力比 M	透水 係数 k^{*7} (cm/s)
													$1+e_0$	C_c	λ	κ	—	—	—	
盛土砂質 層(乾燥)	Bs	1	1.8	11	132	0.333	0.5	4300	11400	30	3.0	0	—	—	—	—	—	—	—	—
盛土砂質 層(飽和)	Bs	1	1.8	11	141	0.333	0.5	4900	13000	30	3.0	0	—	—	—	—	—	—	—	1.4E-03
埋立土層	FS	5	1.8	6	138	0.333	0.5	4700	12500	26	2.6	0	—	—	—	—	—	—	—	7.7E-04
上部沖積 砂質層	As1	4	1.8	13	184	0.333	0.5	8300	22100	31	3.1	0	—	—	—	—	—	—	—	7.4E-04
下部沖積 砂質層	As2	4	1.8	9	189	0.333	0.5	8800	23400	28	2.8	0	—	—	—	—	—	—	—	1.1E-04
上部沖積 粘性土	Ac1-1	2	1.5	1	138	0.333	0.5	3900	10300	—	—	—	2.534	0.525	0.230	0.023	190	1	1.575	5.1E-06
	Ac1-2	3	1.5	1	138	0.333	0.5	2700	7200	—	—	—	3.491	1.153	0.500	0.050	160	1	1.575	5.1E-06
	Ac1-3	2	1.5	1	138	0.333	0.5	3800	10100	—	—	—	2.833	0.714	0.310	0.031	180	1	1.575	5.1E-06
	Ac1-4	3	1.5	1	138	0.333	0.5	4300	11400	—	—	—	2.758	0.668	0.290	0.029	280	1	1.575	5.1E-06
下部沖積 粘性土	Ac2	5	1.5	2	160	0.333	0.5	2400	6300	—	—	—	1.986	0.986	0.430	0.043	480	1	1.575	2.8E-06

※ 初期の常時地下水位面はG.L.-1mと仮定.

*1: $V_s = a \cdot N^b \cdot D^c$ (永田他2007)より設定. 初期せん断剛性: $G_0 = V_s^2 \cdot \rho$

*2: $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ より設定

*3: 砂質土の解析用の初期剛性は, 地盤のひずみが 5×10^{-3} を仮定し, 旧告示のひずみ依存特性から剛性低下率(G/G_0)を0.137として設定.

*4: 粘性土の解析用の初期剛性は $K = (1 + e_0) \cdot p'_0 / \kappa$ の関係式から設定. それ以外は, $K = G \cdot 2(1 + \nu) / 3(1 - 2\nu)$

*5: $\phi = \sqrt{20 \cdot N} + 15$ (大崎) より設定.

*6: 圧密試験の圧密降伏応力値

*7: クレーガーの方法より設定

(5) 解析ケース

表 3.3.6 に検討項目とケースを示す．なお，検討項目を下記に示す．

図 3.3.7～図 3.3.8 に解析モデルを示す．

- ① 沖積粘性土層厚を変えた（15m, 30m）ケース
- ② 過圧密比を変えた（1.1, 1.5）ケース
- ③ 止水壁の曲げ剛性を 1/1000 とした場合の検討
- ④ 地下水低下面に勾配を仮定したケース

図 3.3.8 に示すように止水壁に囲まれた地下水位面を平均 G.L.-5m となるように，モデル中央から止水壁からに向かって地下水位面を低下させた．

- ⑤ 沖積粘性土のばらつきを仮定したケース

図 3.3.9 に示すようにモデル中央から左側の沖積粘性土の圧密指数および膨張指数を右側の 2 倍とした．

表 3.3.6 検討ケース一覧

	沖積粘土層厚 15m		沖積粘土層厚 30m	
	過圧密比 1.1	過圧密比 1.5	過圧密比 1.1	過圧密比 1.5
止水壁標準剛性	Case1 (基本ケース)	Case3	Case2	Case4
止水壁剛性 1/1000	Case5	—	Case6	—
止水壁内の 地下水低下面の勾配	—	—	Case7	—
粘性土のばらつき (不同沈下確認のみ)	—	—	Case8	—

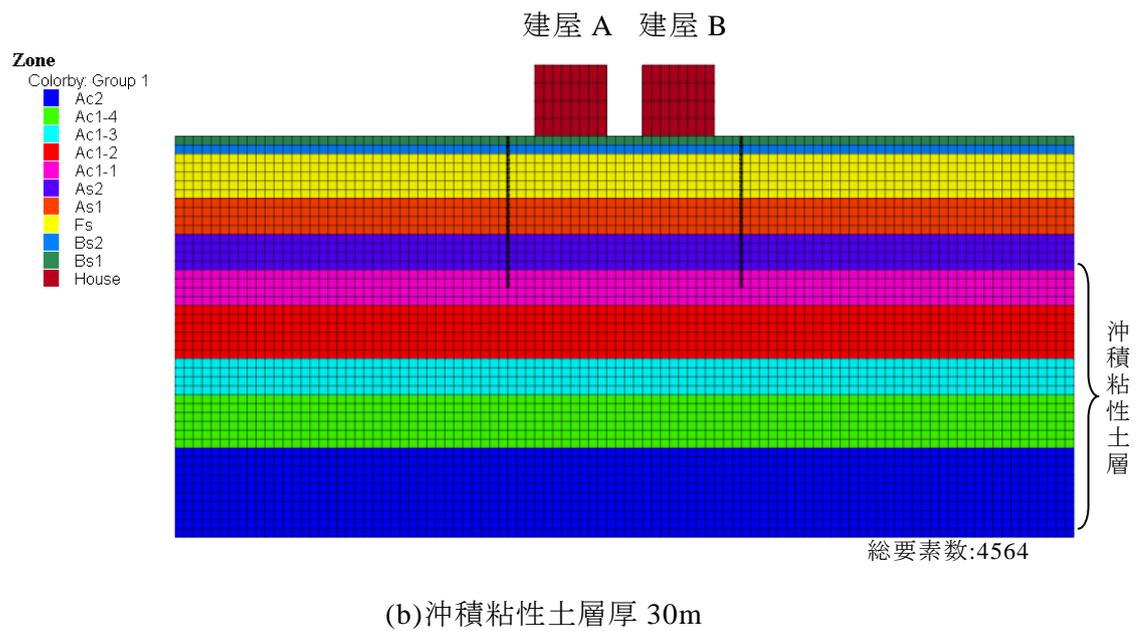
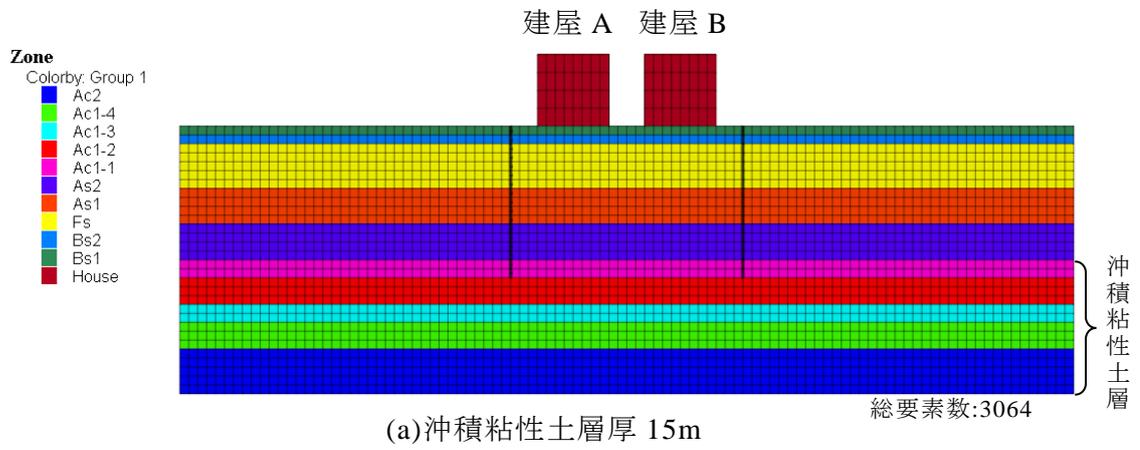


図 3.3.7 モデル図 (土層区分)

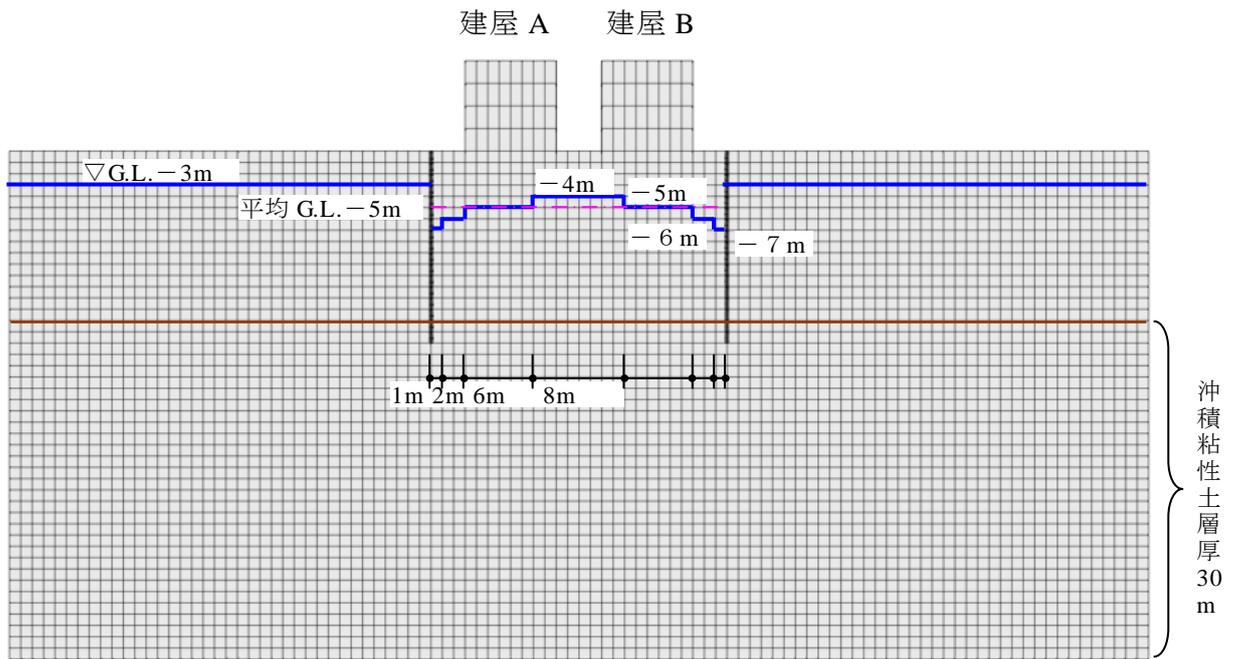
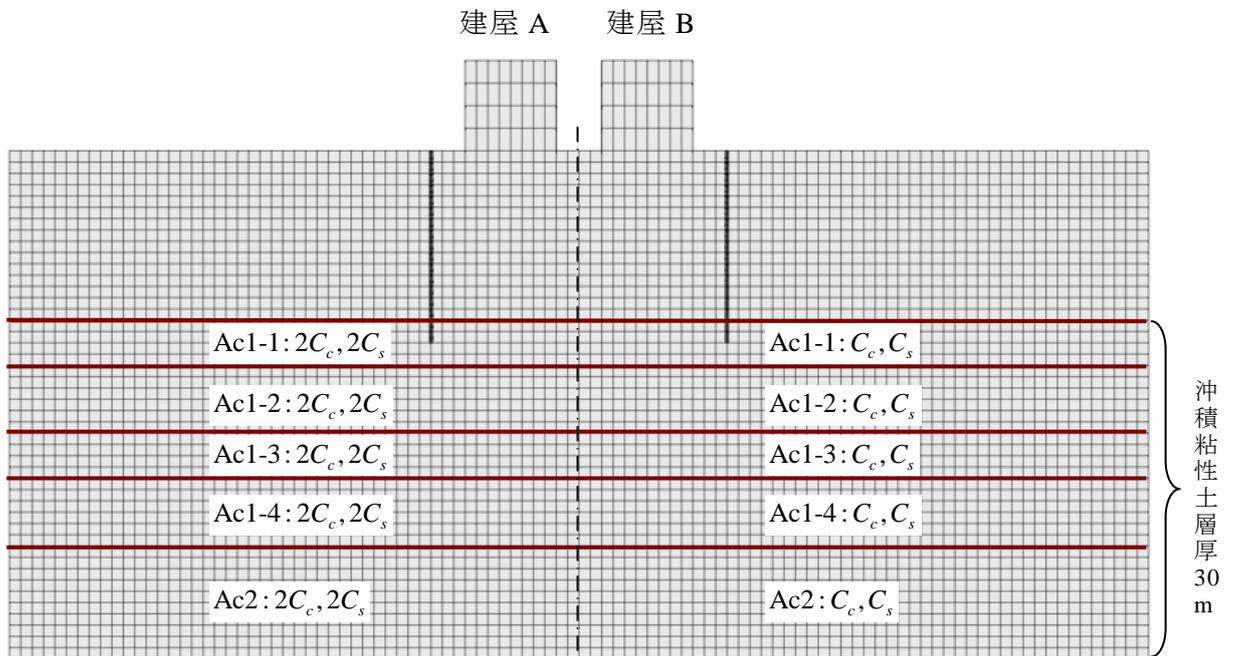


図 3.3.8 地下水低下面の勾配



(圧密指数, 膨張指数を 2 倍)

図 3.3.9 粘性土のばらつき

3.3.2 解析結果・考察

(1) 地下水位低下① (G.L.-1m から G.L.-3m)

地下水低下① (G.L.-1m から G.L.-3m) での沈下時刻歴, 最終段階での変位分布, 有効拘束圧分布, 間隙圧分布, 体積ひずみ分布を

Case1' : 図 3.3.10~図 3.3.15

Case2' : 図 3.3.16~図 3.3.21

Case3' : 図 3.3.22~図 3.3.27

Case4' : 図 3.3.28~図 3.3.33

に示す.

表 3.3.7 に地下水位面を G.L.-1m から G.L.-3m へ地下水位面を一律低下させた場合の Case1~Case4 の沈下量を示す.

表 3.3.7 沈下量 : 地下水位低下 (G.L.-1m→G.L.-3m)

	建屋 A 沈下量(mm)			建屋 B 沈下量(mm)		
	最終 ^{*1}	不同 ^{*2}	傾斜 ^{*3}	最終 ^{*1}	不同 ^{*2}	傾斜 ^{*3}
Case1'	125.4	1.4(→)	5700	126.0	-0.7(←)	11400
Case2'	193.5	1.4(→)	5700	193.5	-1.4(←)	5700
Case3'	40.6	0.3(→)	26600	40.7	-0.2(←)	40000
Case4'	62.9	0.3(→)	26600	63.0	-0.2(←)	40000

*1:左端と右端の平均値.

*2:不同沈下量は, 建屋左端ー建屋右端より算出.

*3:建屋幅 8m に対する傾斜.

<考察>

・過圧密比の影響

過圧密比 1.1 の場合, 沖積粘性土層厚 15m に対して層厚 30m の総沈下量は約 1.5 倍である. また, 過圧密比 1.5 の場合も約 1.5 倍である.

・沖積粘性土層厚の影響

沖積粘性土層 15m の場合, 過圧密比 1.1 に対して過圧密比 1.5 の総沈下量は約 33% である. また, 沖積粘性土層 30m の場合も約 33% である.

不同沈下量は最大 1.4mm, 傾斜 1/5700 以下であり, 布基礎+木造建屋に被害の生じる 1/300~1/1000 に対して十分小さい.

・沈下性状

一律に地下水位を低下させた場合の不同沈下は 1/5700 と小さい.

(a) Case1'

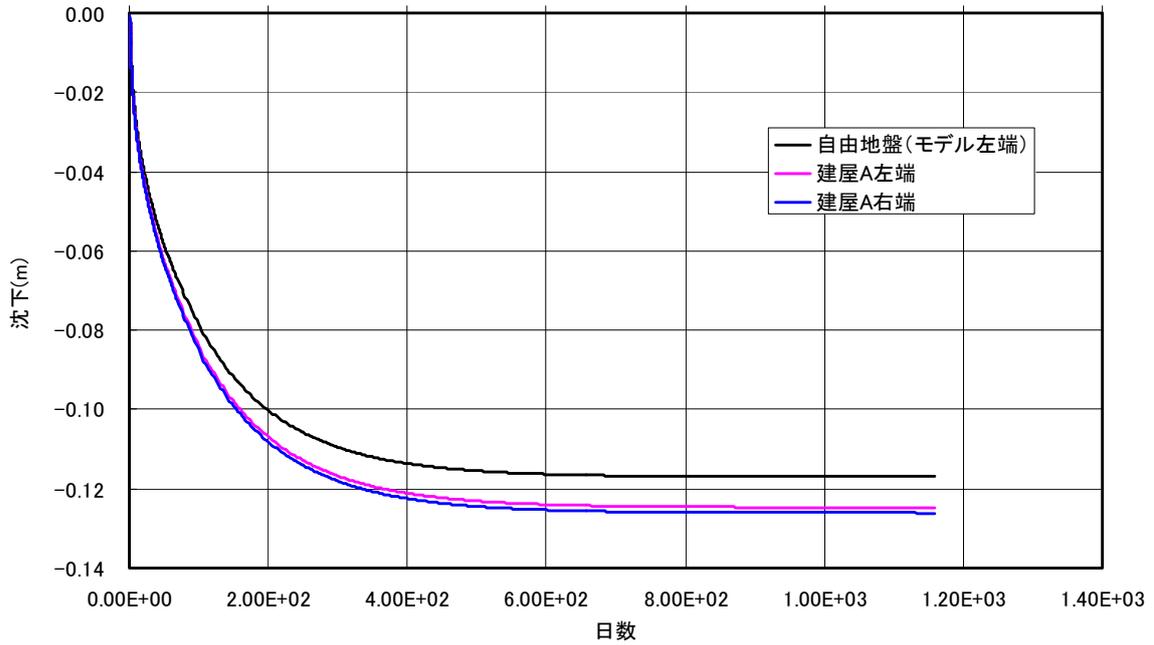


図 3.3.10 沈下時刻歴: 地下水位 G.L.-1m→G.L.-3m (Case1':建屋 A)

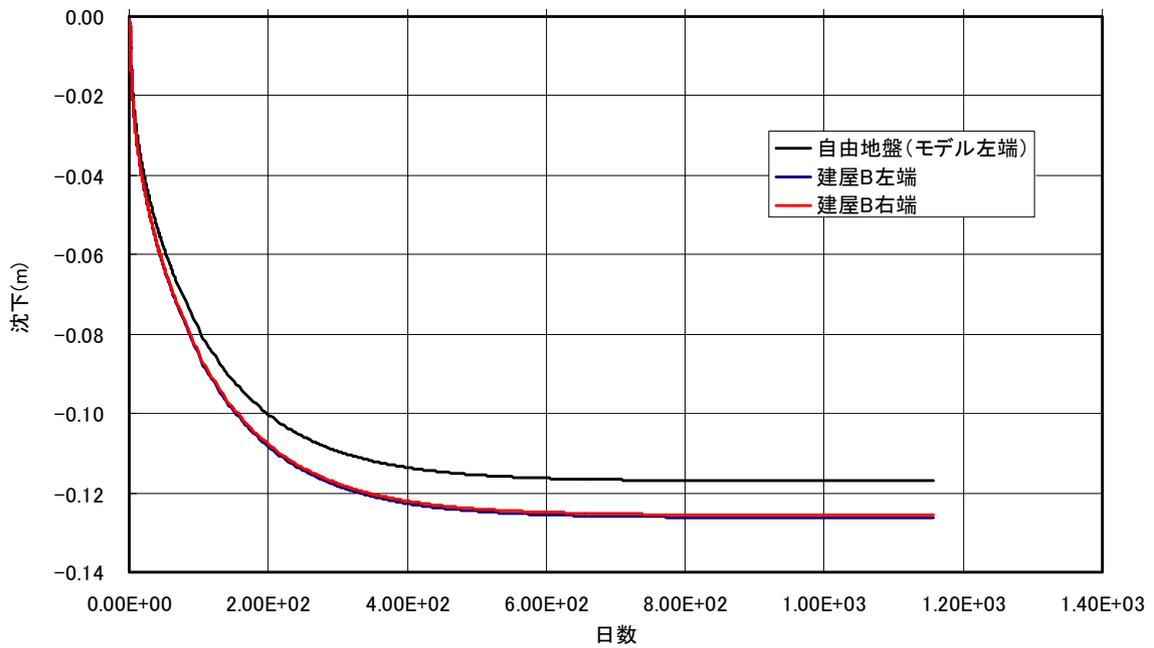


図 3.3.11 沈下時刻歴: 地下水位 G.L.-1m→G.L.-3m (Case1':建屋 B)

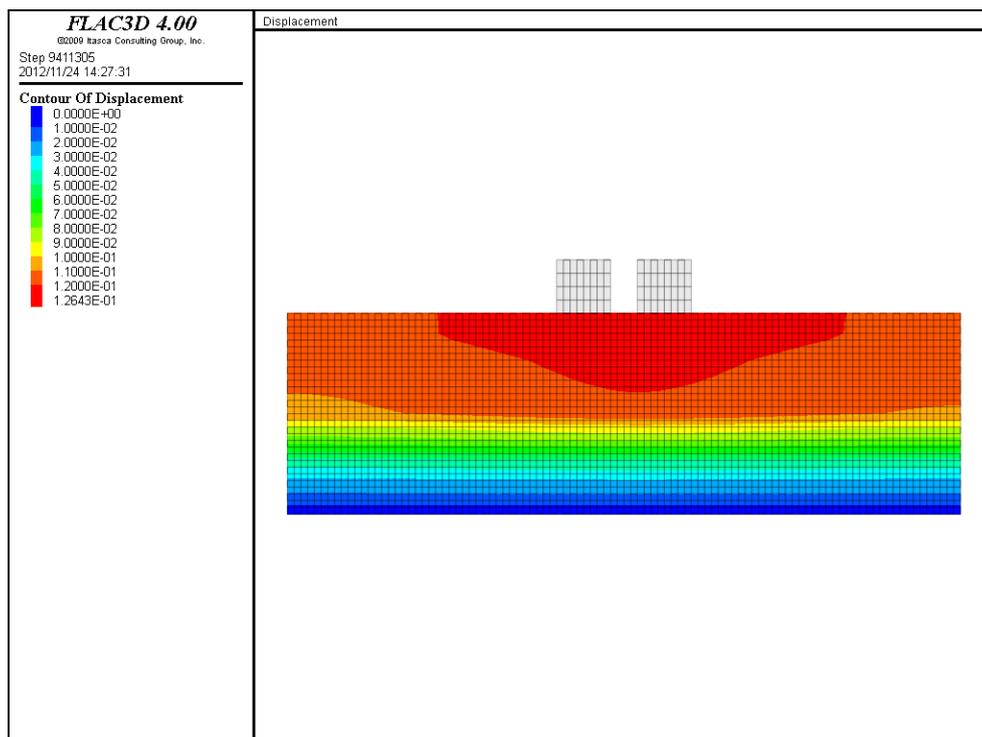


図 3.3.12 変位分布 (Case1')

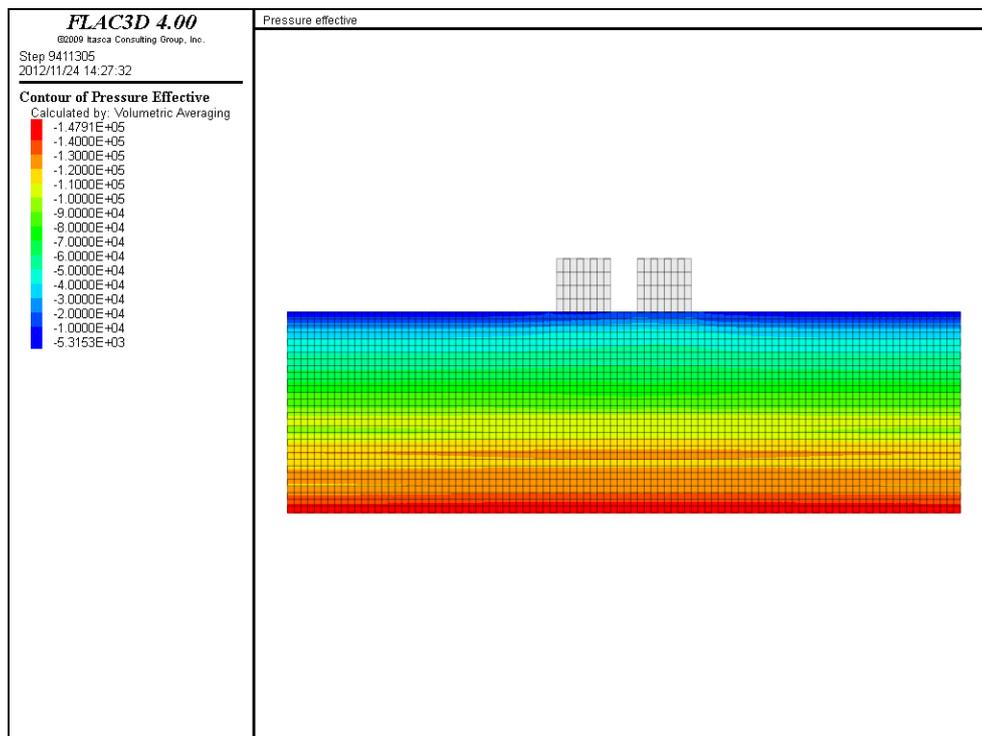


図 3.3.13 有効拘束圧分布 (Case1')

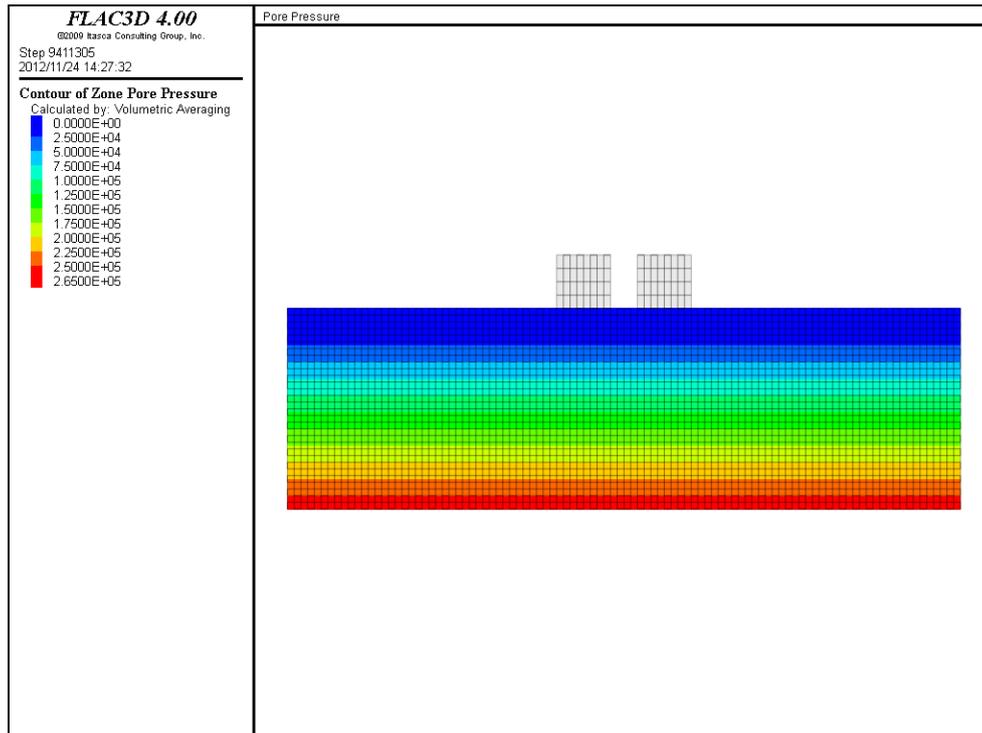


図 3.3.14 間隙圧分布 (Case1')

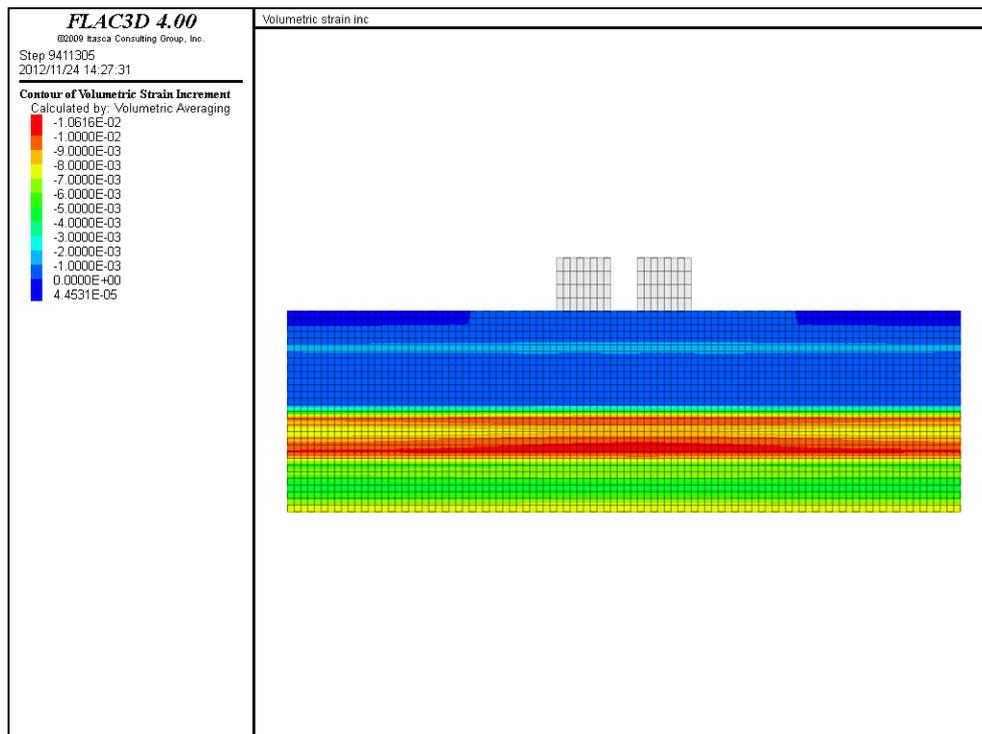


図 3.3.15 体積ひずみ分布 (Case1')

(b) Case2'

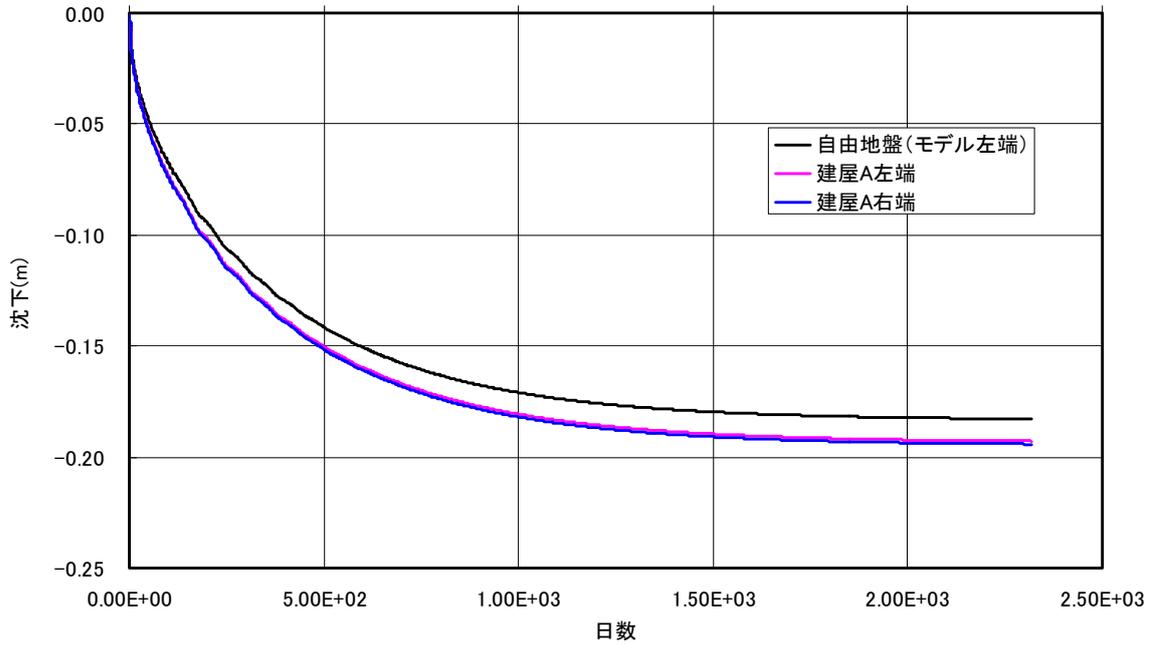


図 3.3.16 沈下時刻歴: 地下水位 G.L.-1m→G.L.-3m (Case2':建屋 A)

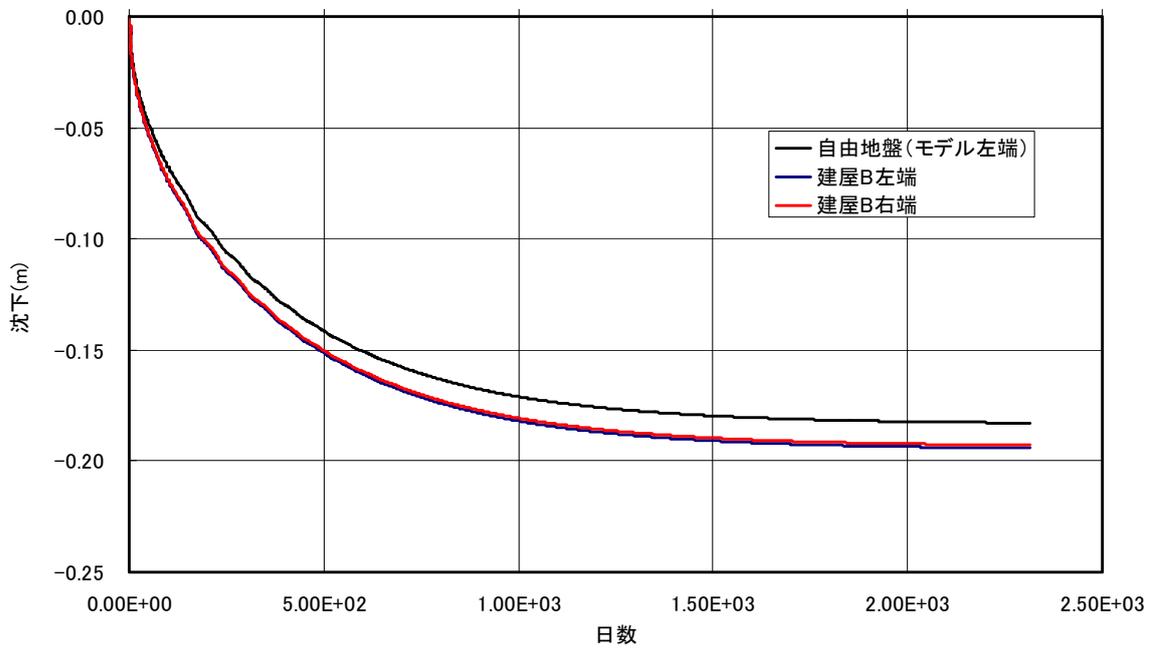


図 3.3.17 沈下時刻歴: 地下水位 G.L.-1m→G.L.-3m (Case2':建屋 B)

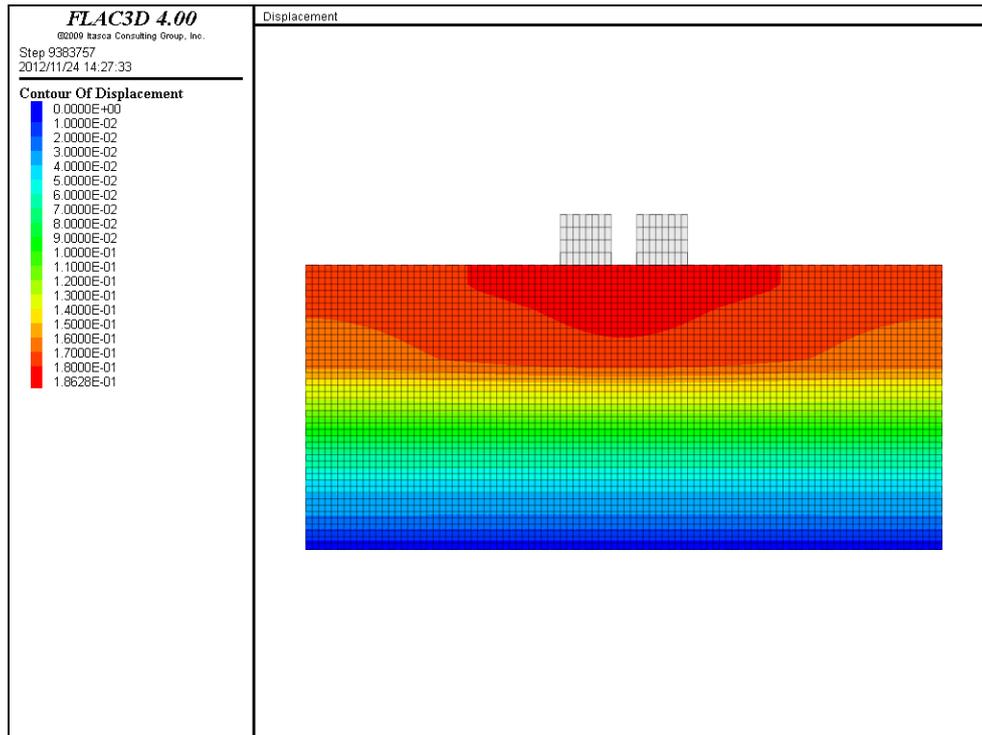


图 3.3.18 变位分布 (Case2')

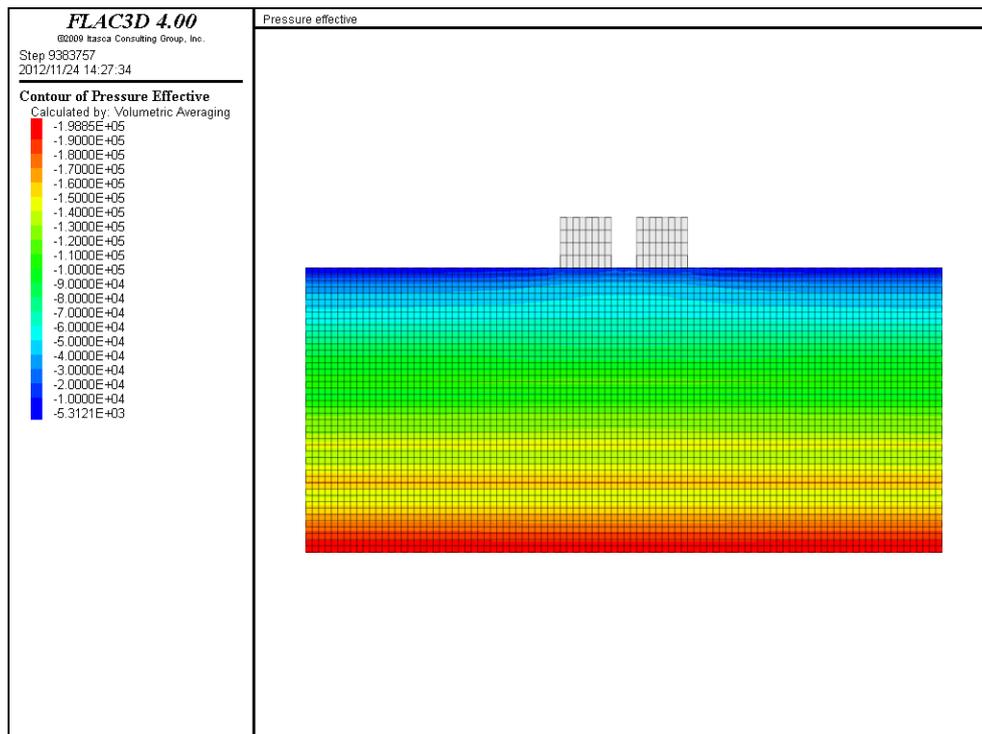


图 3.3.19 有效拘束压分布 (Case2')

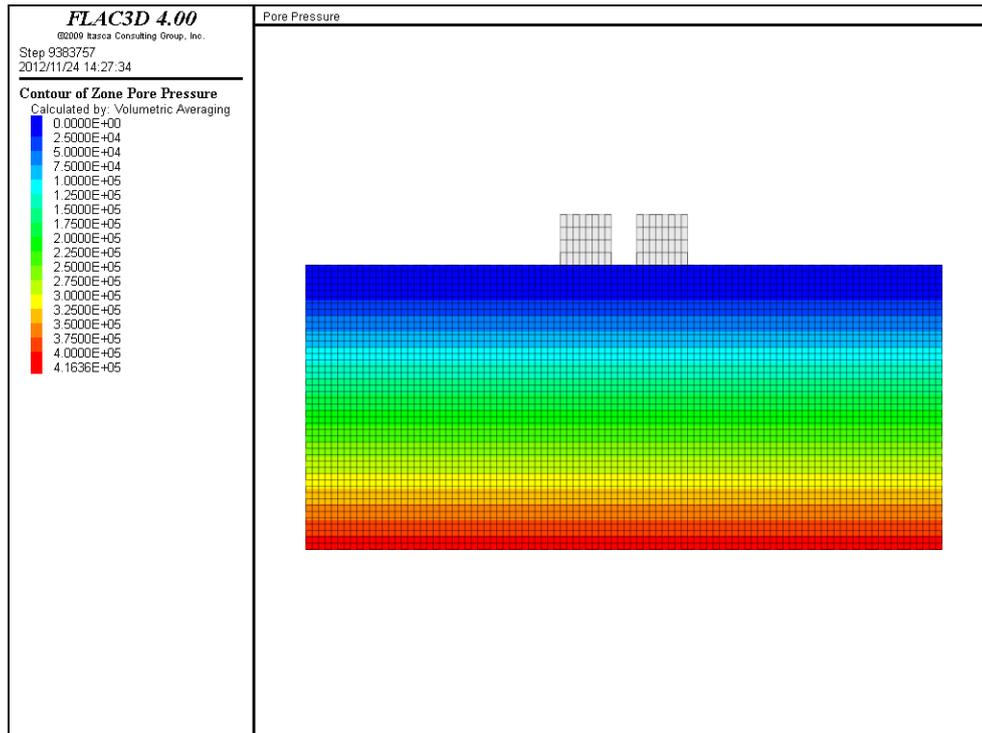


図 3.3.20 間隙圧分布 (Case2')

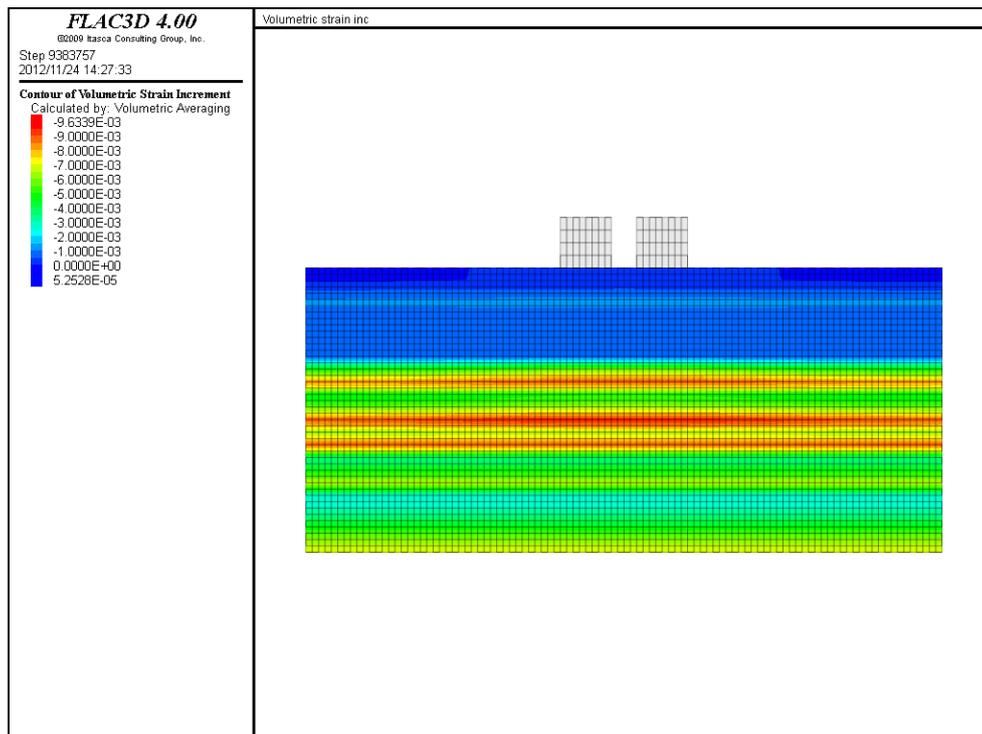


図 3.3.21 体積ひずみ分布 (Case2')

(c) Case3'

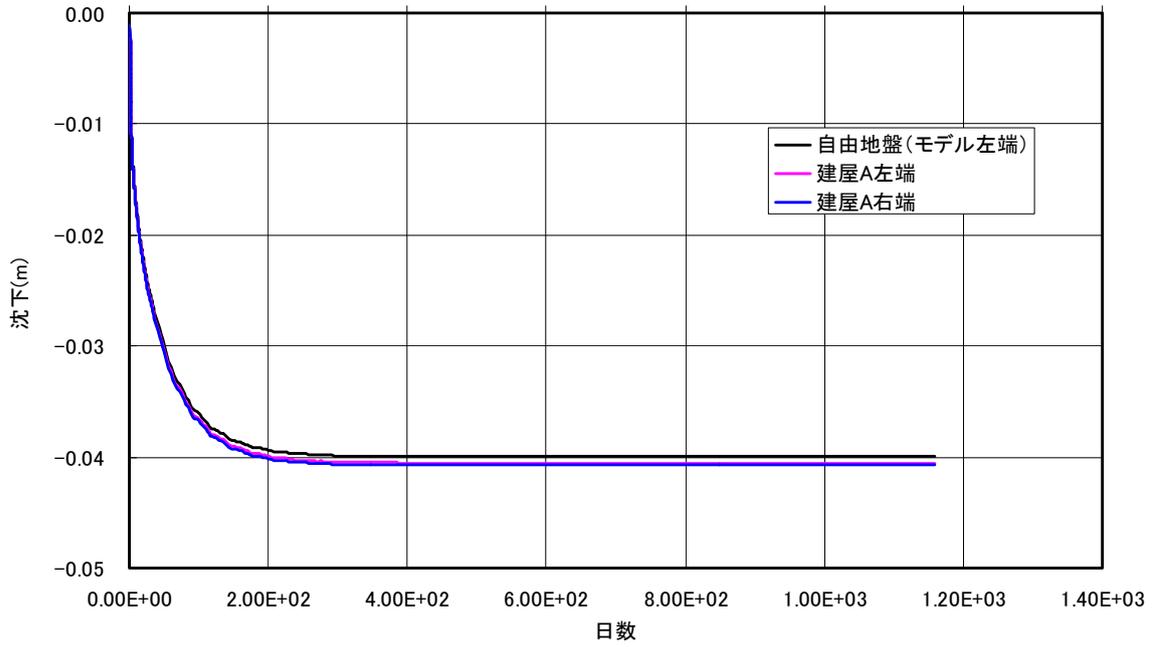


図 3.3.22 沈下時刻歴: 地下水位 G.L.-1m→G.L.-3m (Case3':建屋 A)

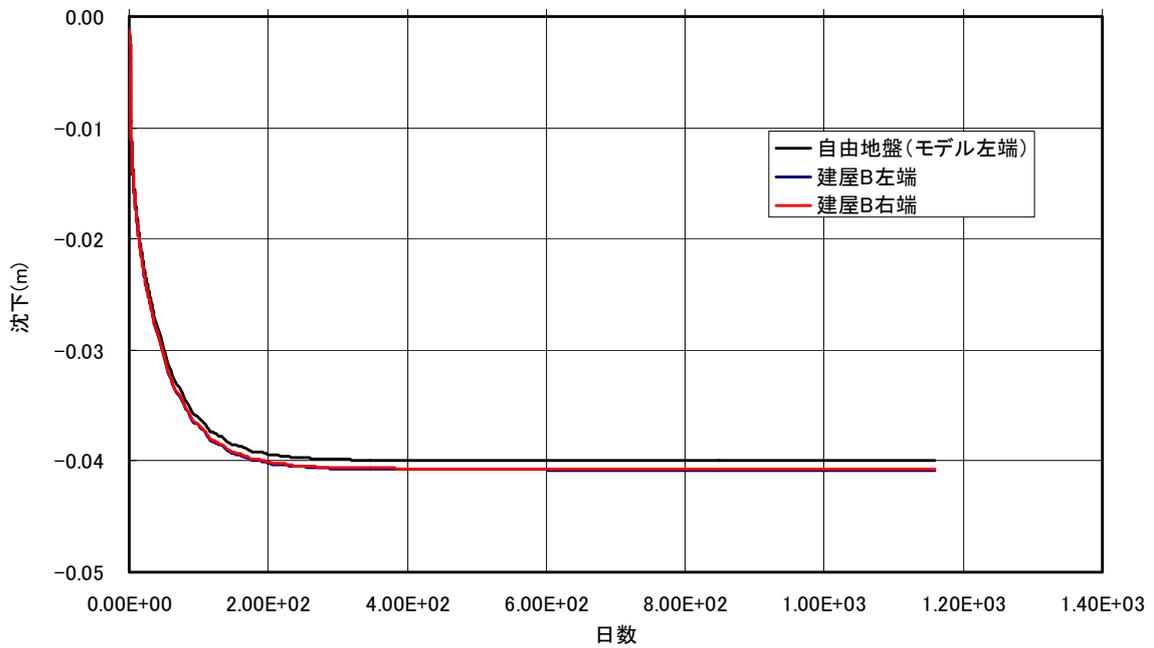


図 3.3.23 沈下時刻歴: 地下水位 G.L.-1m→G.L.-3m (Case3':建屋 B)

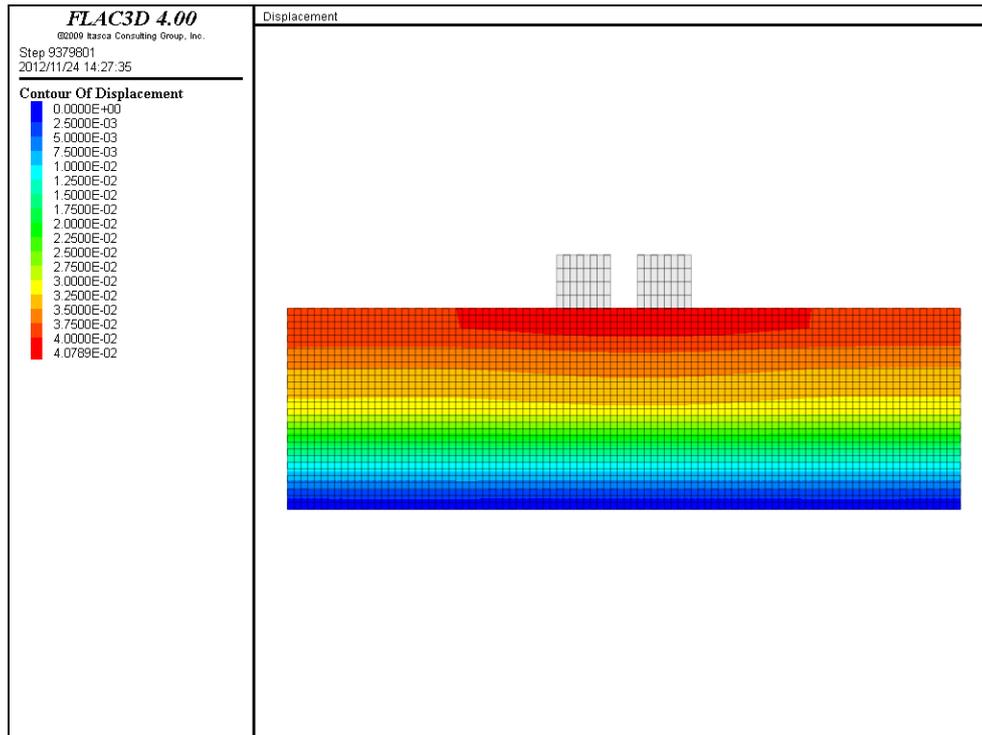


図 3.3.24 変位分布 (Case3')

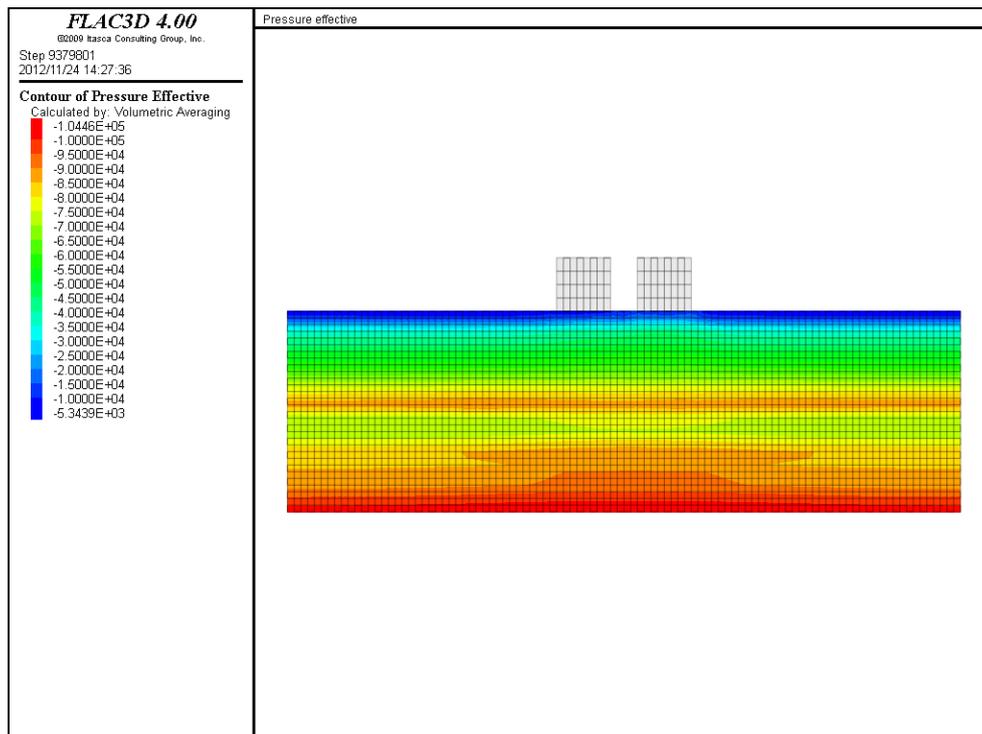


図 3.3.25 有効拘束圧分布 (Case3')

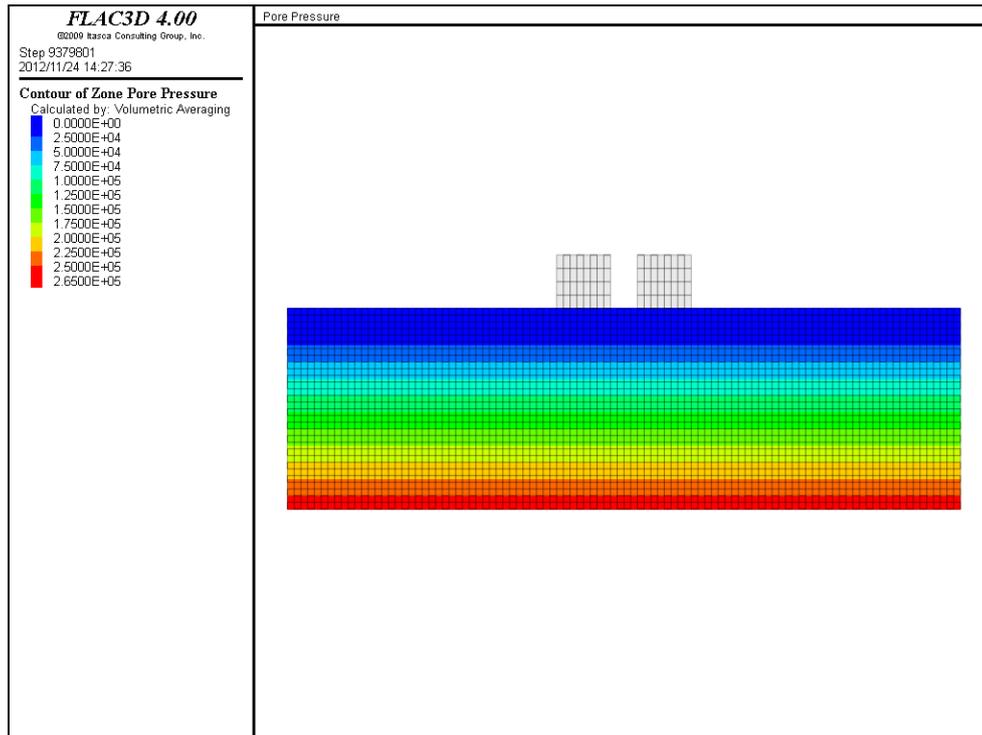


図 3.3.26 間隙圧分布 (Case3')

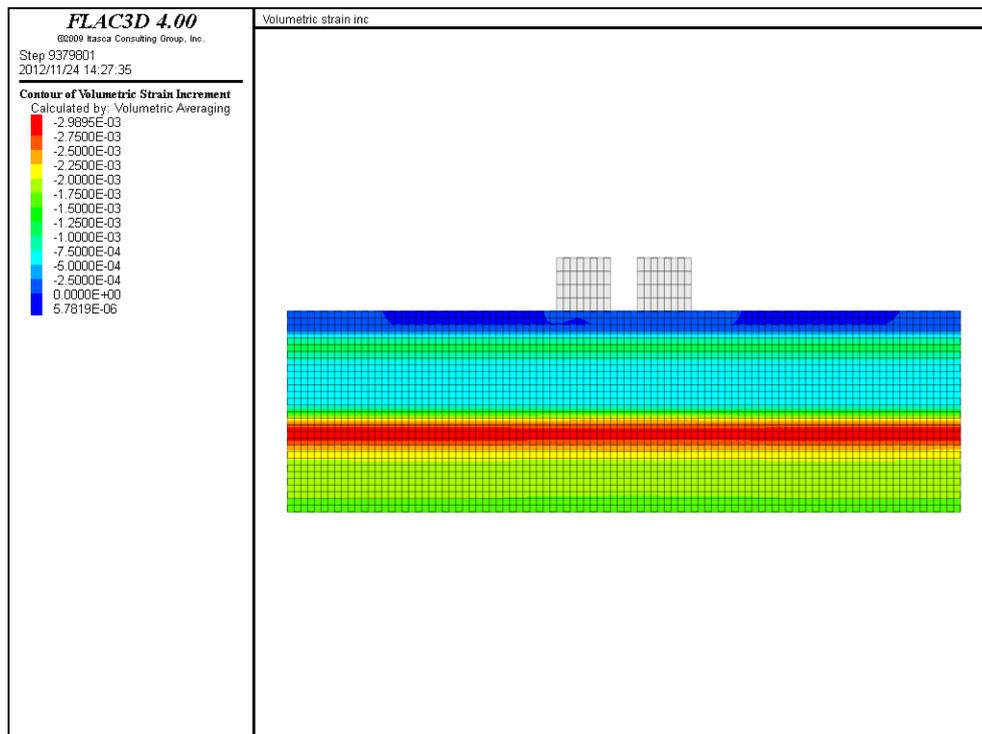


図 3.3.27 体積ひずみ分布 (Case3')

(d) Case4'

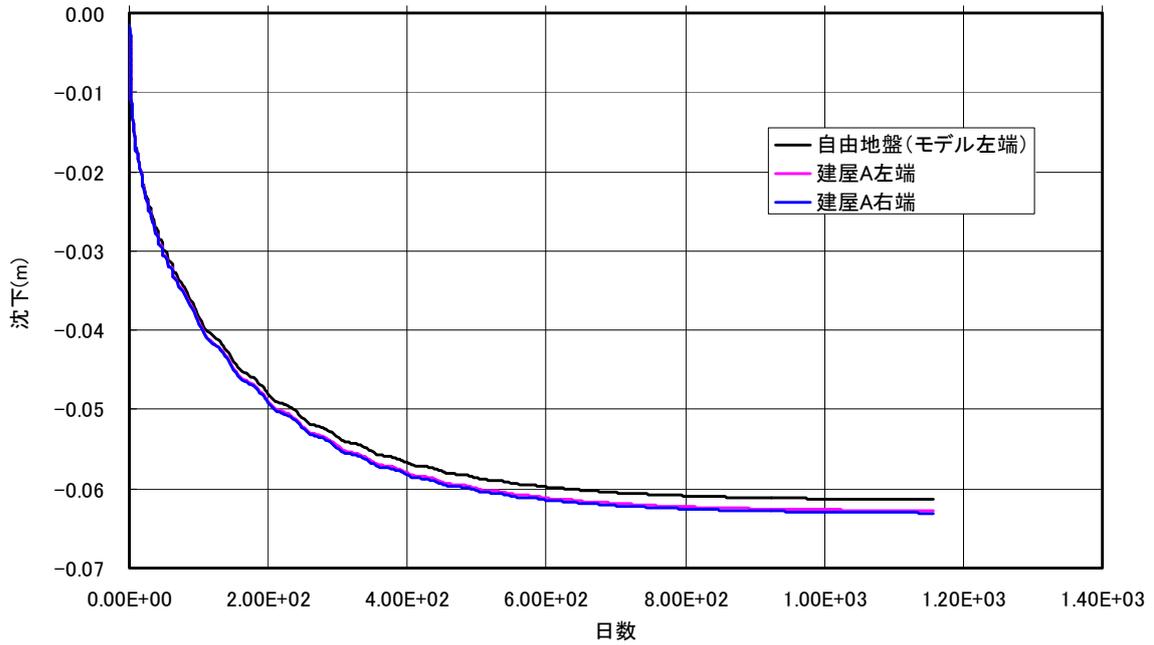


図 3.3.28 沈下時刻歴: 地下水位 G.L.-1m→G.L.-3m (Case4':建屋 A)

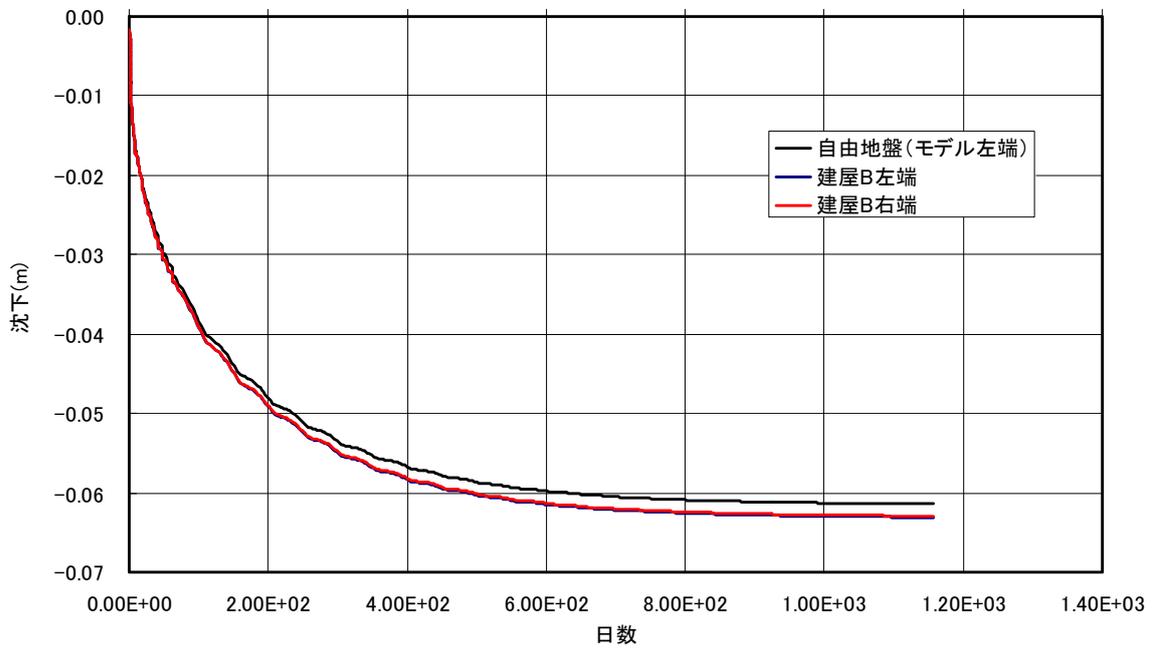


図 3.3.29 沈下時刻歴: 地下水位 G.L.-1m→G.L.-3m (Case4':建屋 B)

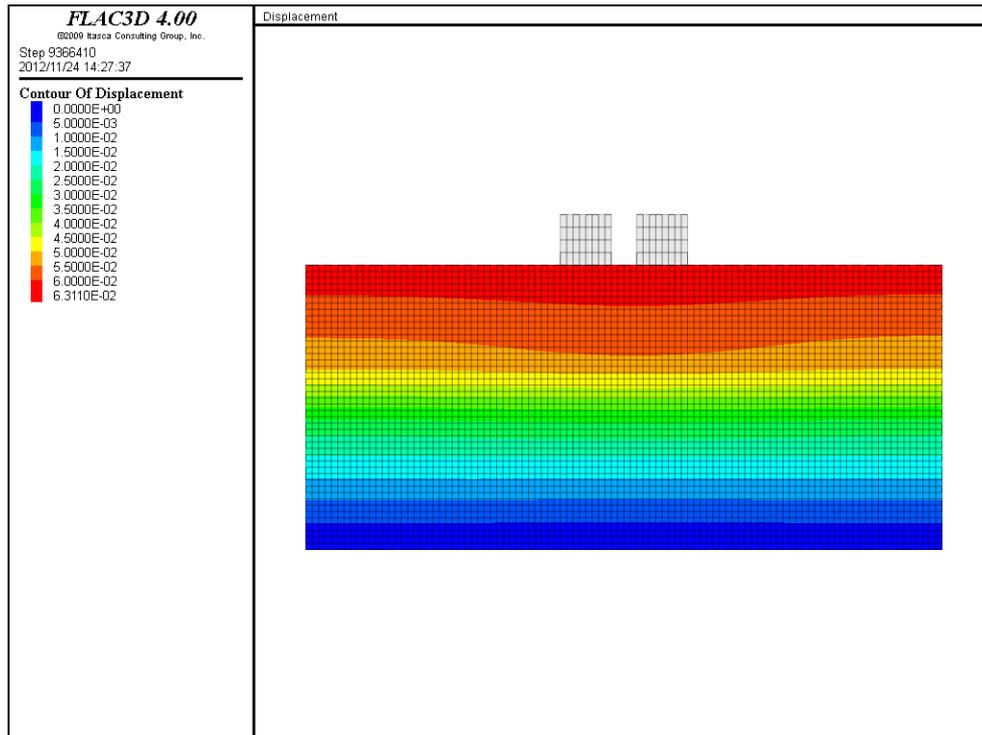


图 3.3.30 变位分布 (Case4')

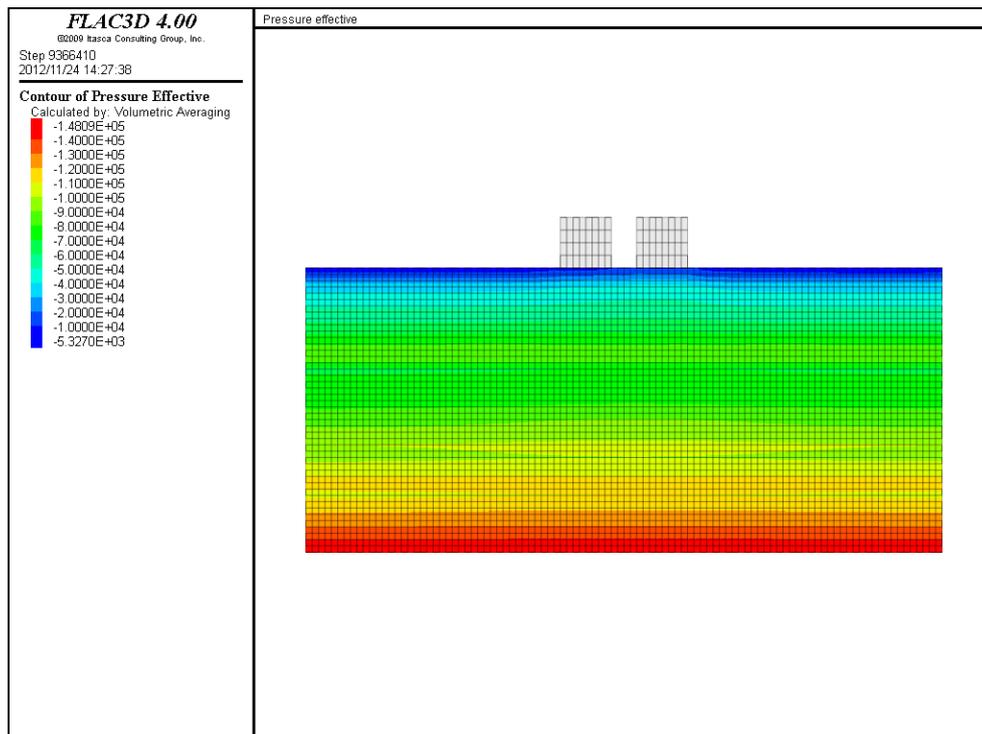


图 3.3.31 有效拘束压分布 (Case4')

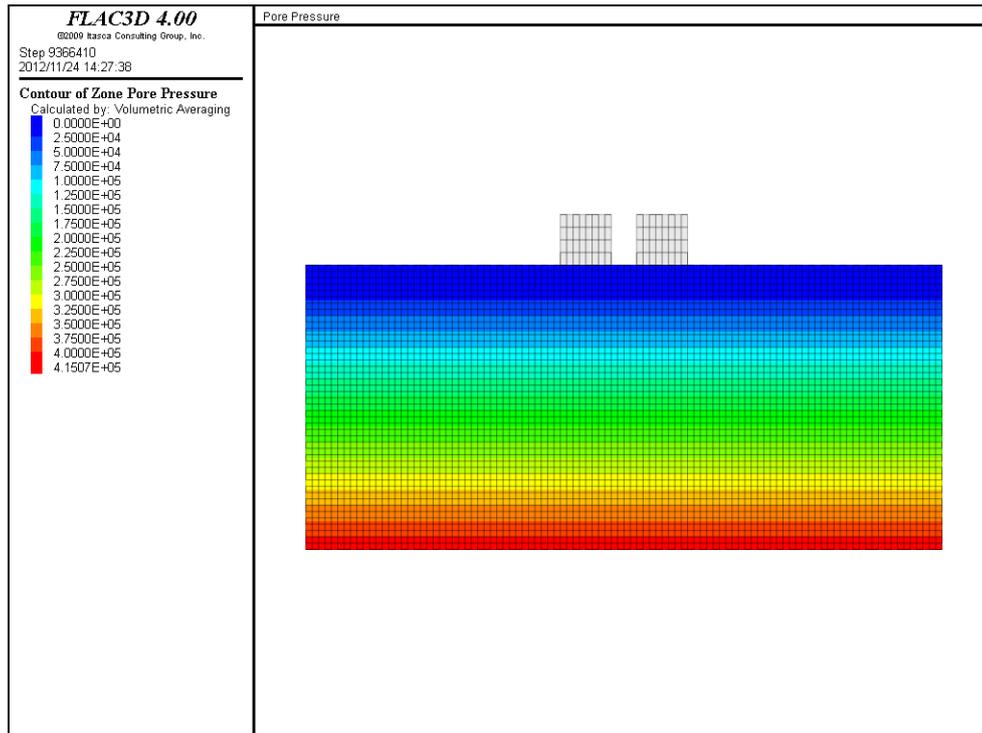


図 3.3.32 間隙圧分布 (Case4')

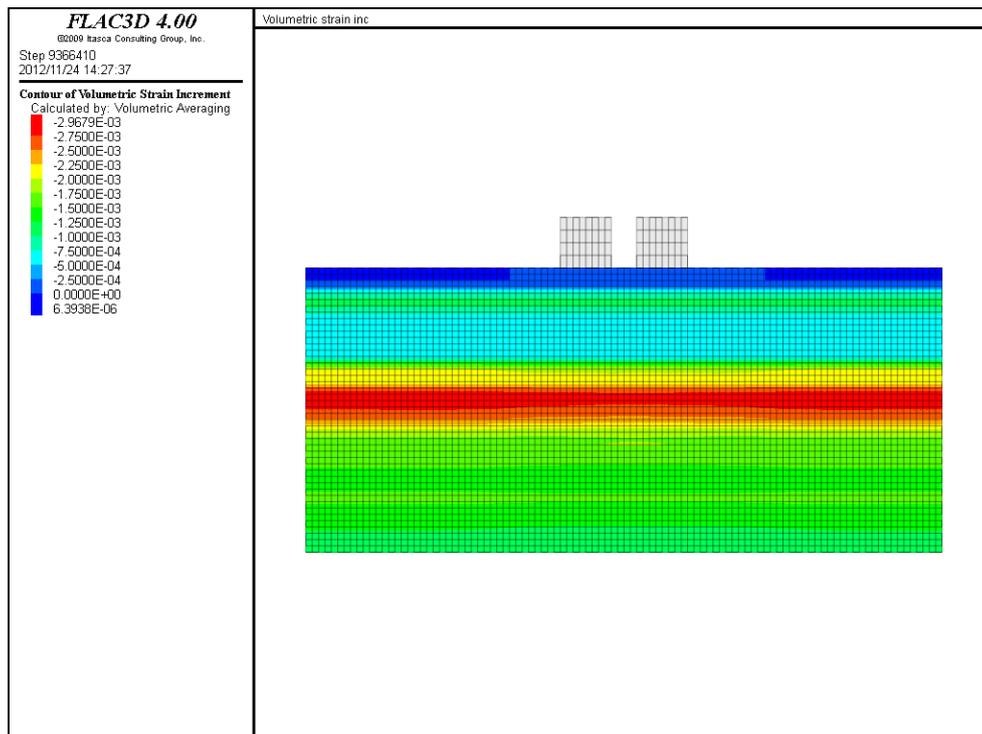


図 3.3.33 体積ひずみ分布 (Case4')

(2) 止水壁内地下水位低下② (G.L.-3m→G.L.-5m)

地下水低下② (G.L.-3m→G.L.-5m) での沈下時刻歴, 最終段階での変位分布, 有効拘束圧分布, 間隙圧分布, 体積ひずみ分布を

Case1 : 図 3.3.34～図 3.3.39

Case2 : 図 3.3.40～図 3.3.45

Case3 : 図 3.3.46～図 3.3.51

Case4 : 図 3.3.52～図 3.3.57

Case5 : 図 3.3.58～図 3.3.63

Case6 : 図 3.3.64～図 3.3.69

Case7 : 図 3.3.70～図 3.3.75

Case8 : 図 3.3.76～図 3.3.81

を示す.

表 3.3.8 に止水壁内のみ地下水位面を G.L.-3m から G.L.-5m へ地下水位面を低下させた場合の Case1～Case8 の沈下量を示す. なお, 解析は, 地下水位低下①に引き続き実施しているが, 止水壁配置後, 沈下量のみゼロクリアーして解析を実施した.

表 3.3.8 沈下量：止水壁内地下水位低下 (G.L.-3m→G.L.-5m)

	建屋 A 沈下量(mm)			建屋 B 沈下量(mm)		
	最終 ^{*1}	不同 ^{*2}	傾斜 ^{*3}	最終 ^{*1}	不同 ^{*2}	傾斜 ^{*3}
Case1	58.1	6.8(→)	1100	58.4	-6.7(←)	1100
Case2	76.9	6.4(→)	1200	77.2	-6.1(←)	1300
Case3	22.3	4.2(→)	1900	22.5	-3.9(←)	2000
Case4	23.0	1.9(→)	4200	23.2	-1.7(←)	4700
Case5	59.1	6.4(→)	1200	59.5	-6.1(←)	1300
Case6	78.5	6.8(→)	1100	78.8	-6.3(←)	1200
Case7	26.0	2.5(→)	3200	26.1	-2.4(←)	3300
Case8	100.1	3.6(→)	2200	94.1	-10.4(←)	700

*1:左端と右端の平均値.

*2:不同沈下量は, 建屋左端－建屋右端より算出.

*3:建屋幅 8m に対する傾斜.

<考察>

1) Case1~Case4 の分析

・過圧密比の影響

過圧密比 1.1 の場合、沖積粘性土層厚 15m に対して層厚 30m の総沈下量は約 1.3 倍である。また、過圧密比 1.5 の場合も約 1.03 倍である。止水壁に囲まれた部分のみ地下水水位低下をしているため、層厚の影響が地下水水位低下①に比較して小さくなっていると考えられる。

・沖積粘性土層厚の影響

沖積粘性土層 15m の場合、過圧密比 1.1 に対して過圧密比 1.5 の総沈下量は約 38% である。また、沖積粘性土層 30m の場合も約 30% である。

・沈下性状

不同沈下量は最大 6.8mm、傾斜 1/1100 以下であり、布基礎+木造建屋に被害の生じる 1/300~1/1000 に対して小さい。

2) 止水壁の剛性の影響 (Case1 と Case5, Case2 と Case6)

Case1 と Case5, Case2 と Case6 を見ると、止水壁の剛性を 1/1000 にすると総沈下量は約 2% 大きくなるが、不同沈下量に関してやや改善される。この不同沈下量の改善は、側方への変形に伴い沈下量が平均化されるものと考えられる。

3) 止水壁内の地下水水位低下面の勾配の影響 (Case2 と Case7)

Case2 と Case7 を見ると、地下水低下面に勾配をつけると不同沈下量は最大 6.4mm から 2.5mm、傾斜は 1/1200 から 1/3200 と小さくなり、布基礎+木造建屋に被害の生じる 1/300~1/1000 に対して小さい。この不同沈下量の改善は、建物間の地下水水位低下量が止水壁周辺よりも高いため、両建屋の地中応力の重ね合わせ応力が大きい領域での有効上載圧の上昇が抑えられたため圧密沈下量が低減されたためと考えられる。

4) 粘性土のばらつきの影響 (Case2 と Case8)

Case2 と Case8 を見ると、モデル中央から左側の圧密指数、膨張指数の勾配を 2 倍とした場合の不同沈下量は最大 6.4mm から 10.4mm、傾斜は 1/1100 から 1/700 となり、布基礎+木造建屋に被害の生じる 1/300~1/1000 の範囲に入る。

(a) Case1

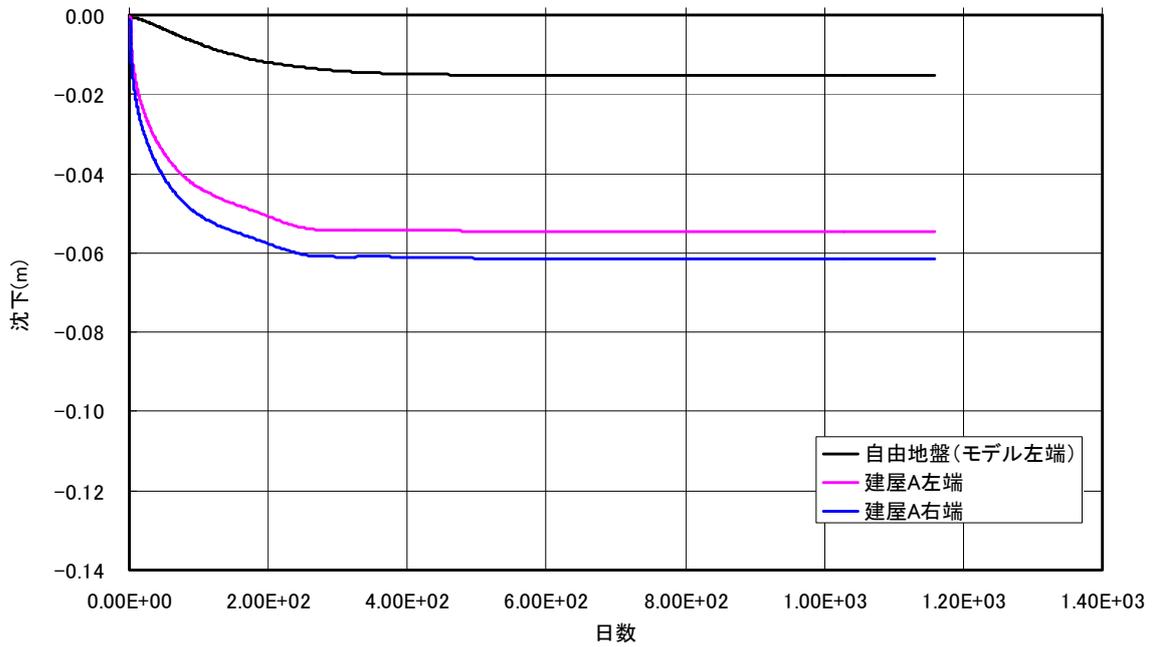


図 3.3.34 沈下時刻歴:止水壁内地下水位 G.L.-3m→G.L.-5m (Case1:建屋 A)

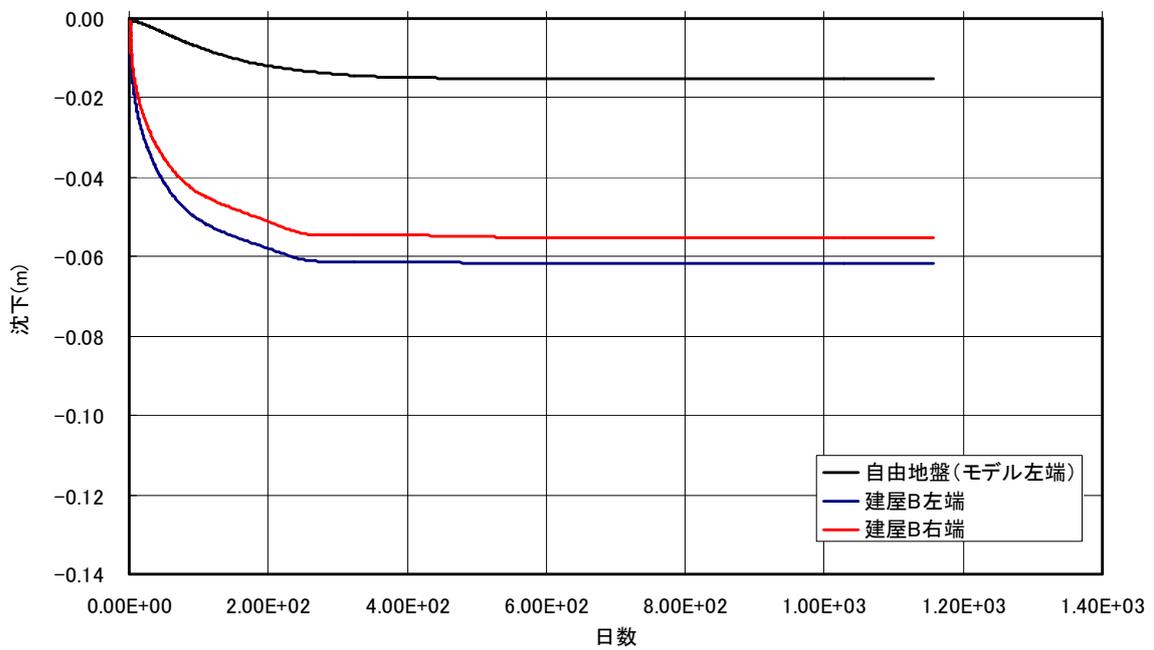


図 3.3.35 沈下時刻歴:止水壁内地下水位 G.L.-3m→G.L.-5m (Case1:建屋 B)

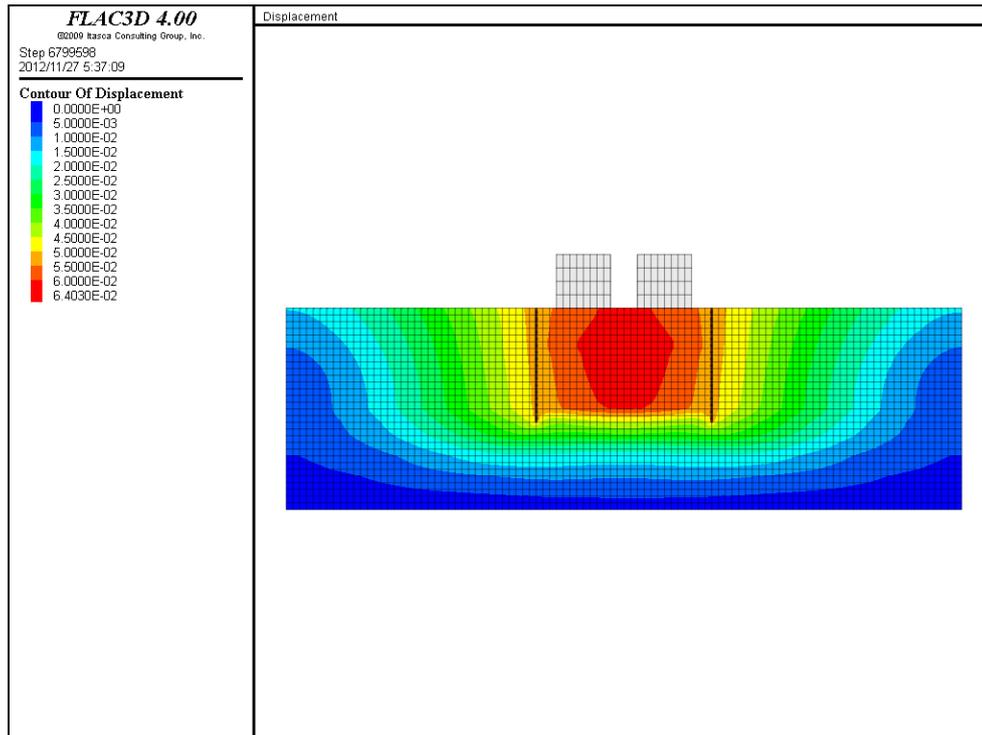


図 3.3.36 変位分布 (Case1)

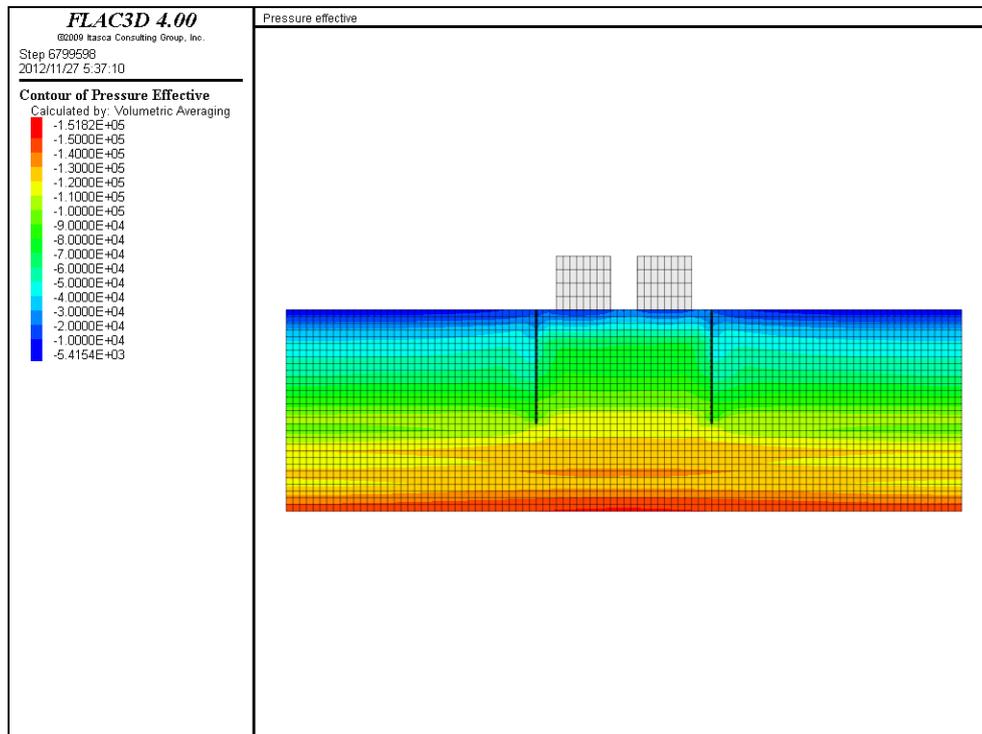


図 3.3.37 有効拘束圧分布 (Case1)

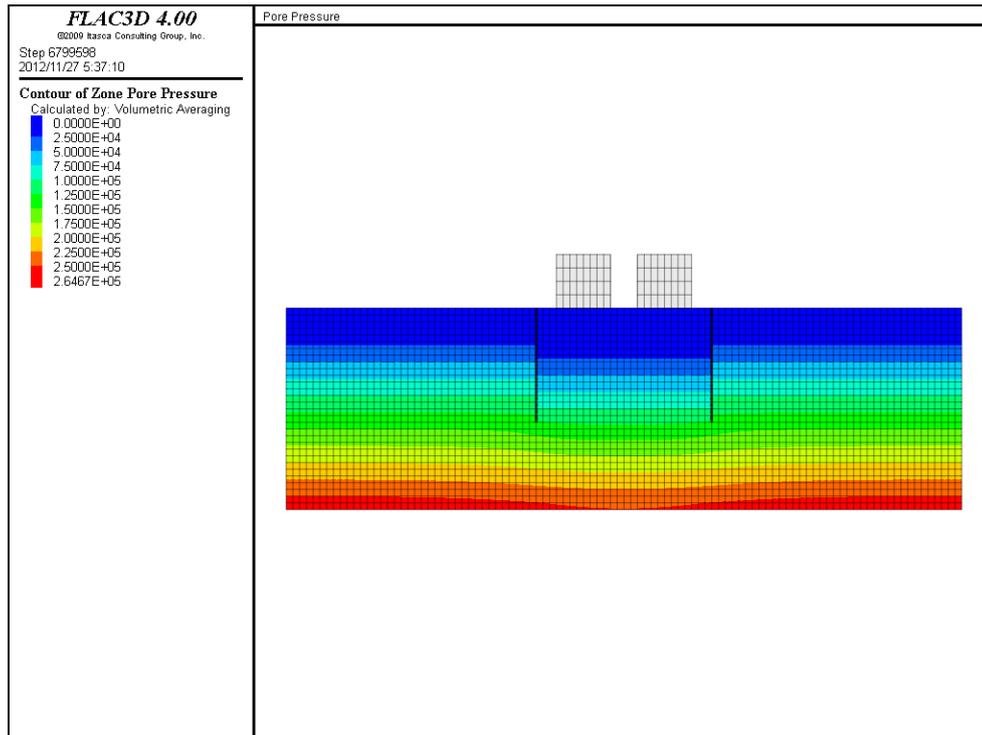


図 3.3.38 間隙圧分布 (Case1)

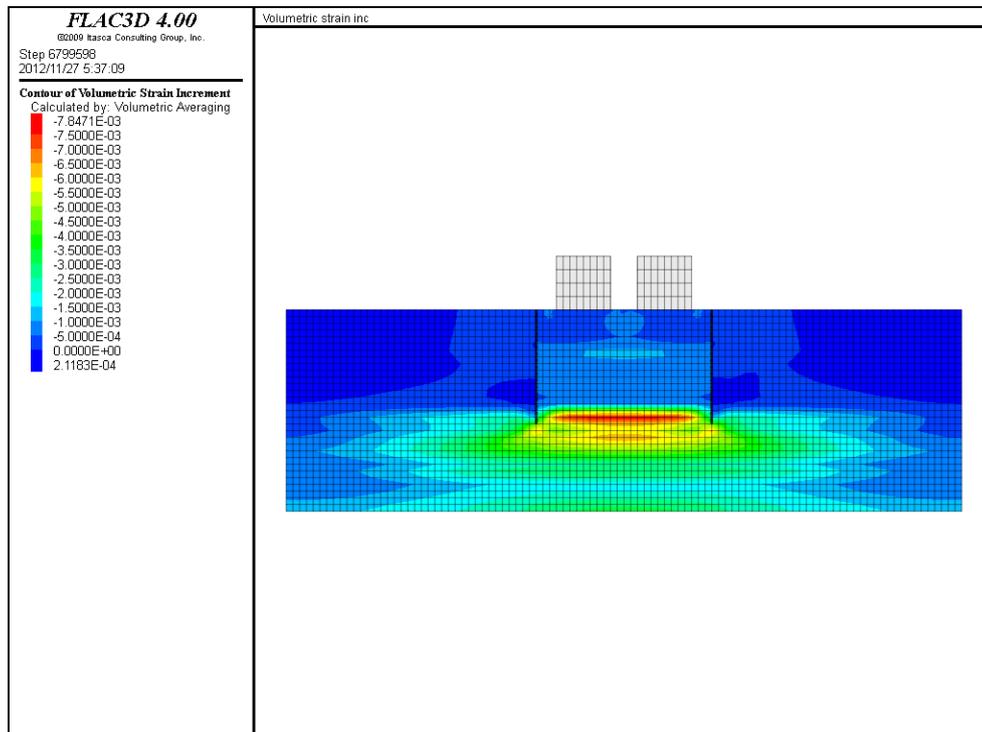


図 3.3.39 体積ひずみ分布 (Case1)

(b) Case2

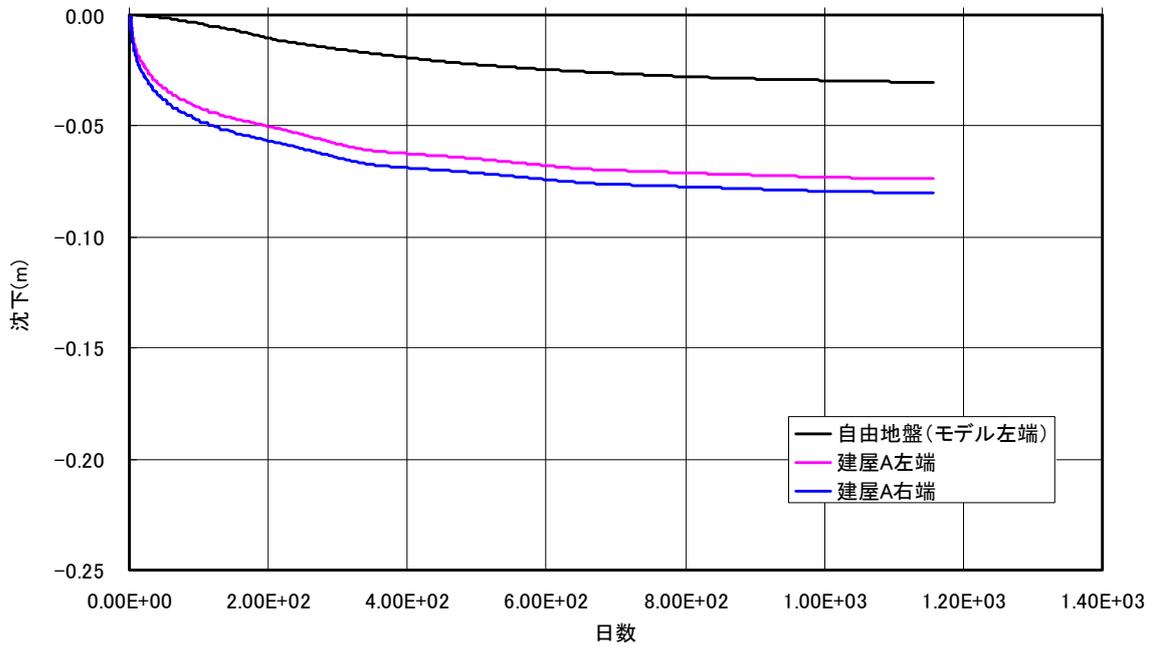


図 3.3.40 沈下時刻歴:止水壁内地下水位 G.L.-3m→G.L.-5m (Case2:建屋 A)

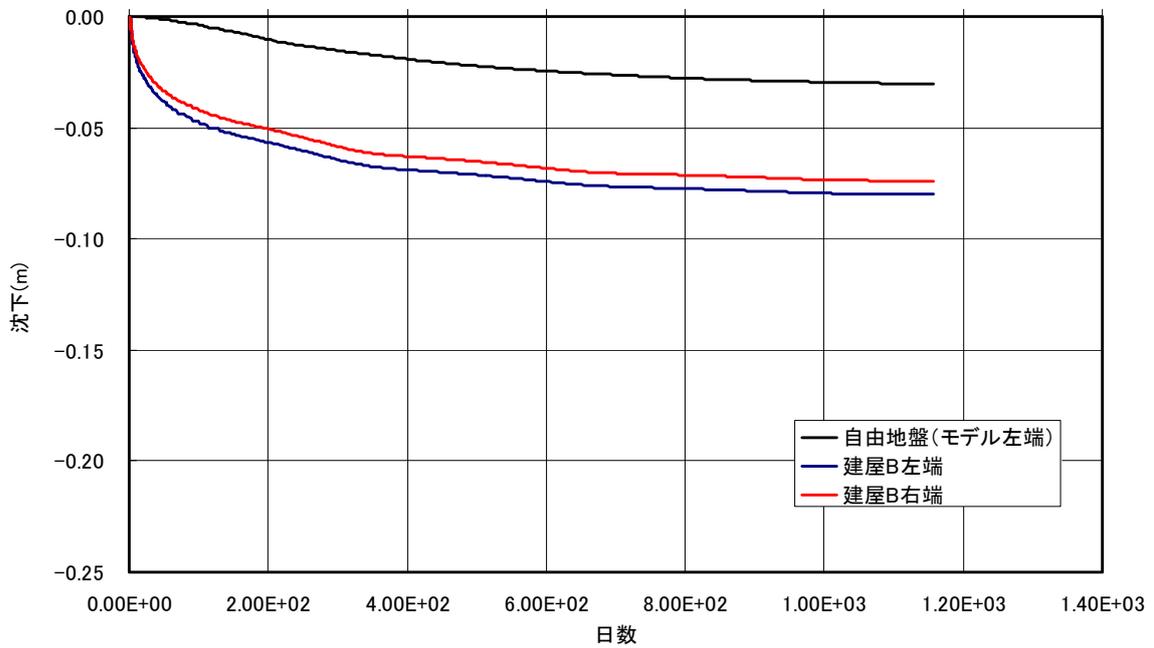


図 3.3.41 沈下時刻歴:止水壁内地下水位 G.L.-3m→G.L.-5m (Case2:建屋 B)

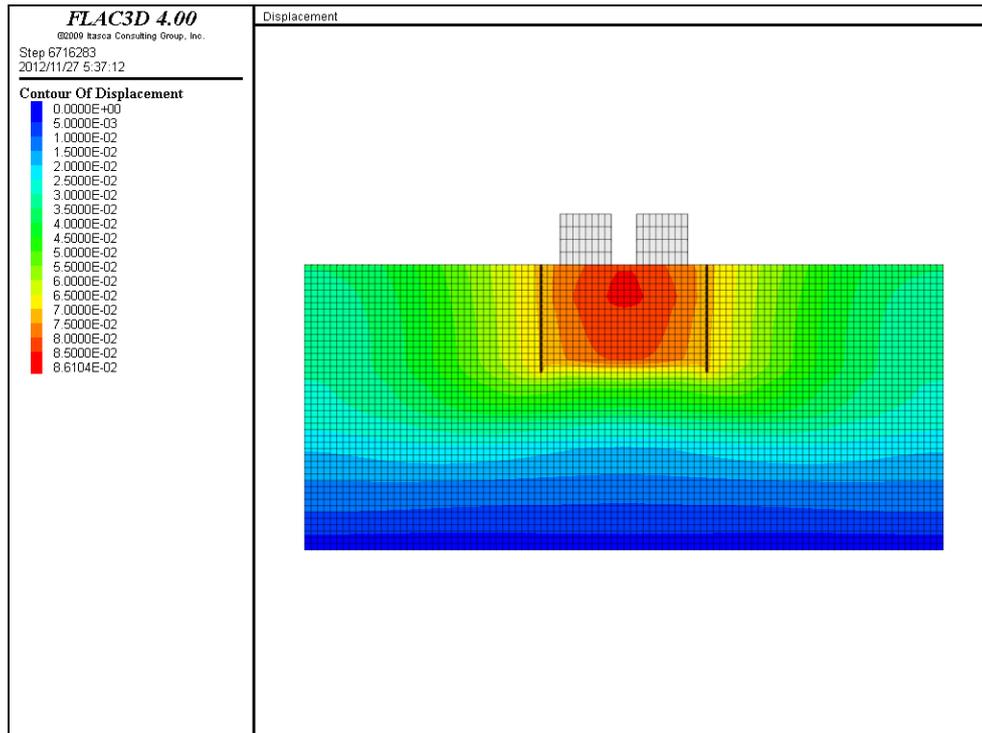


図 3.3.42 変位分布 (Case2)

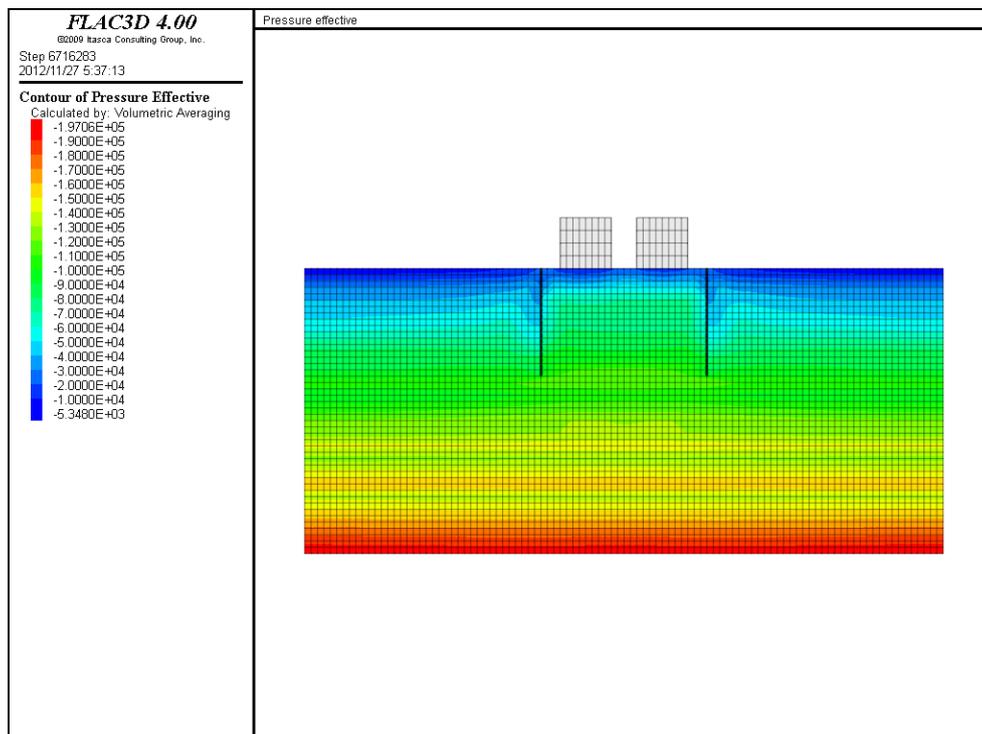


図 3.3.43 有効拘束圧分布 (Case2)

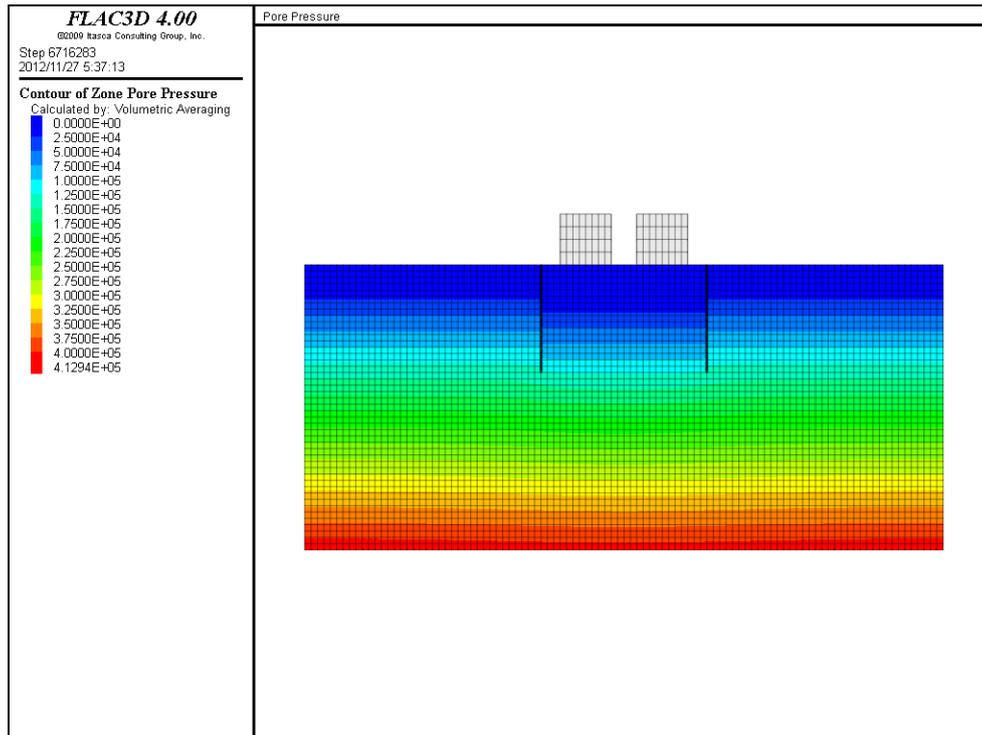


図 3.3.44 間隙圧分布 (Case2)

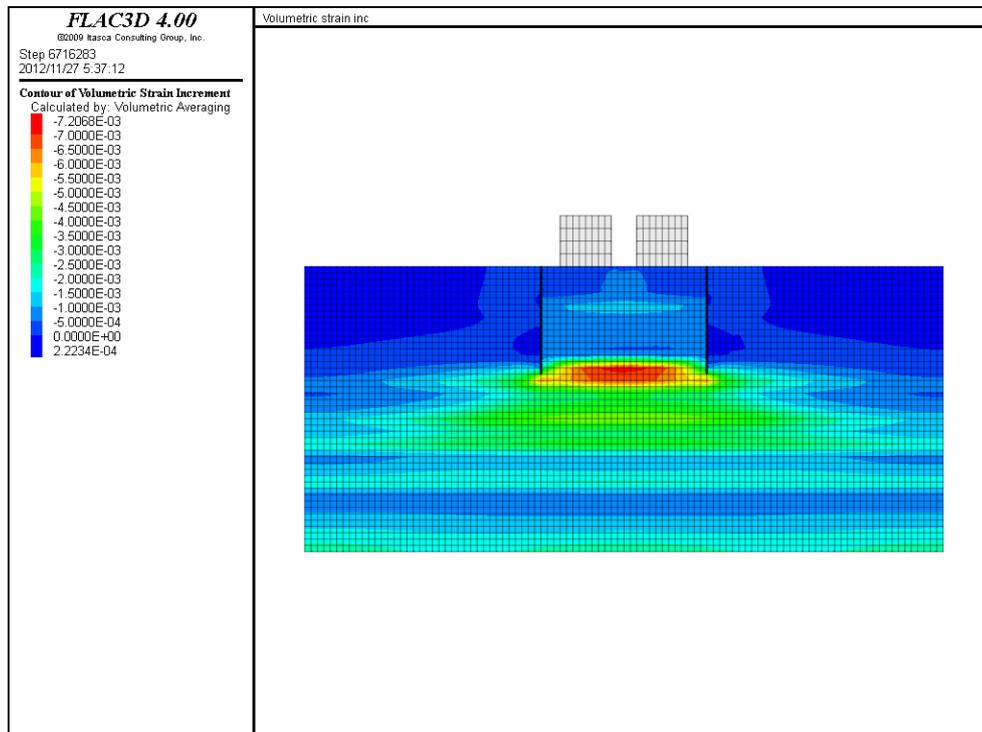


図 3.3.45 体積ひずみ分布 (Case2)

(c) Case3

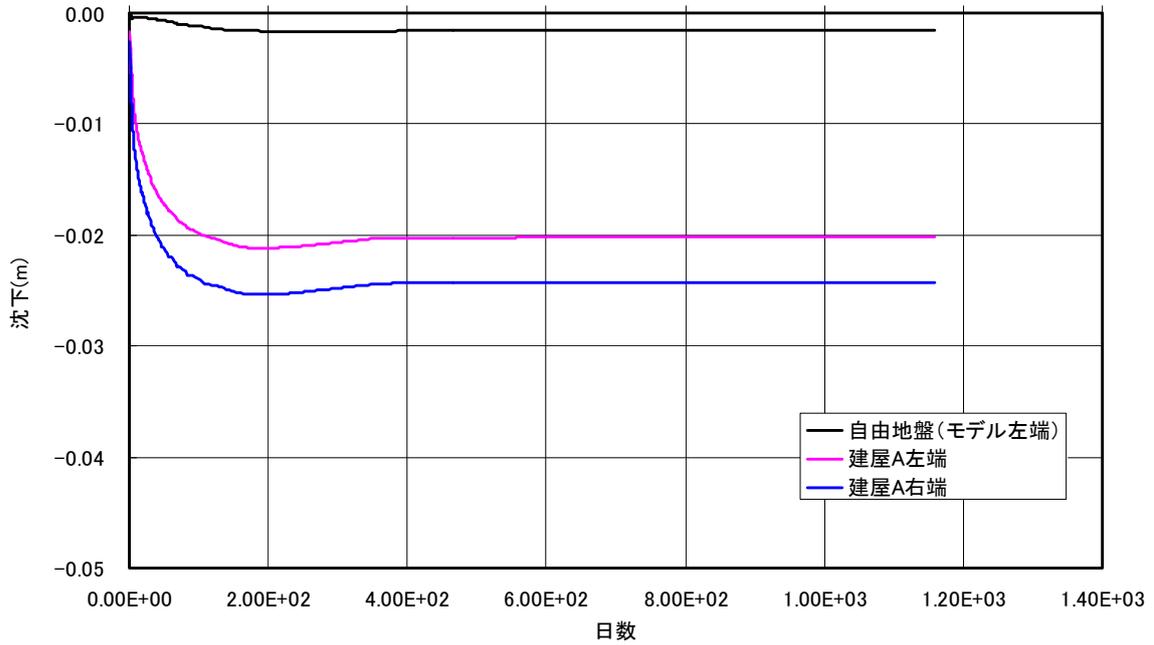


図 3.3.46 沈下時刻歴:止水壁内地下水位 G.L.-3m→G.L.-5m (Case3:建屋 A)

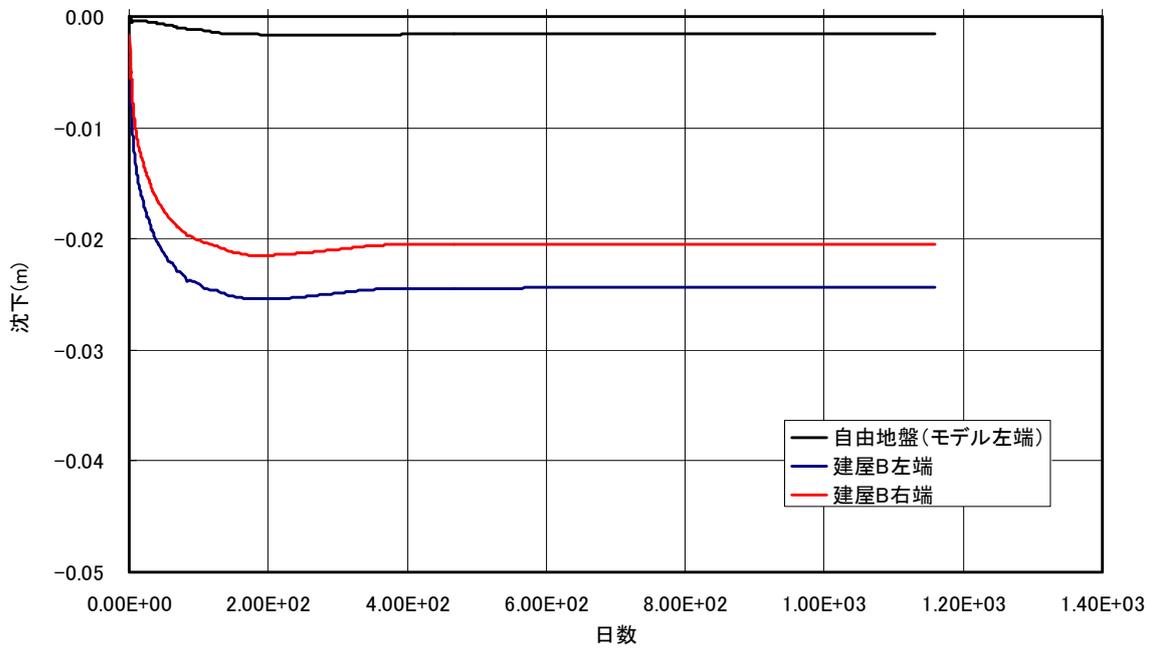


図 3.3.47 沈下時刻歴:止水壁内地下水位 G.L.-3m→G.L.-5m (Case3:建屋 B)

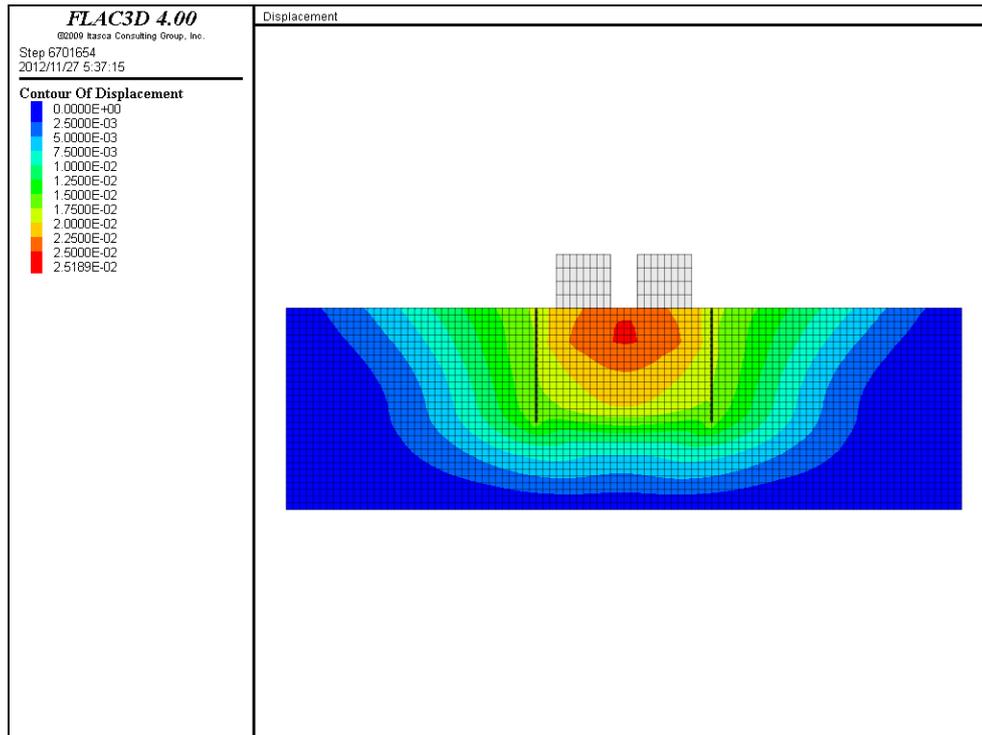


图 3.3.48 变位分布 (Case3)

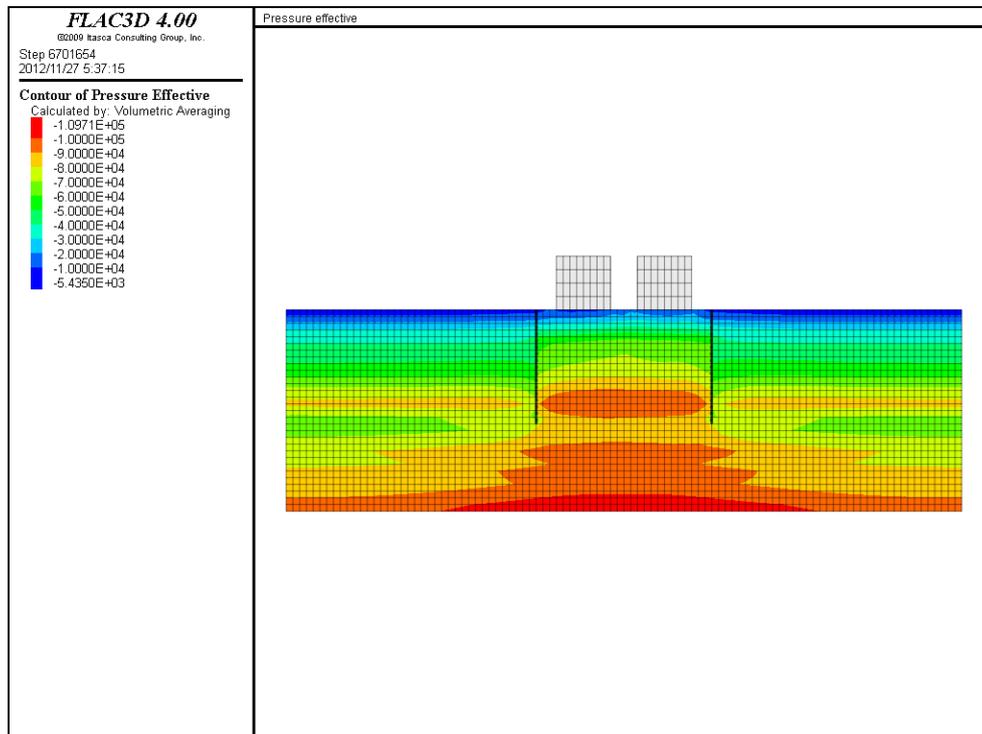


图 3.3.49 有效拘束压分布 (Case3)

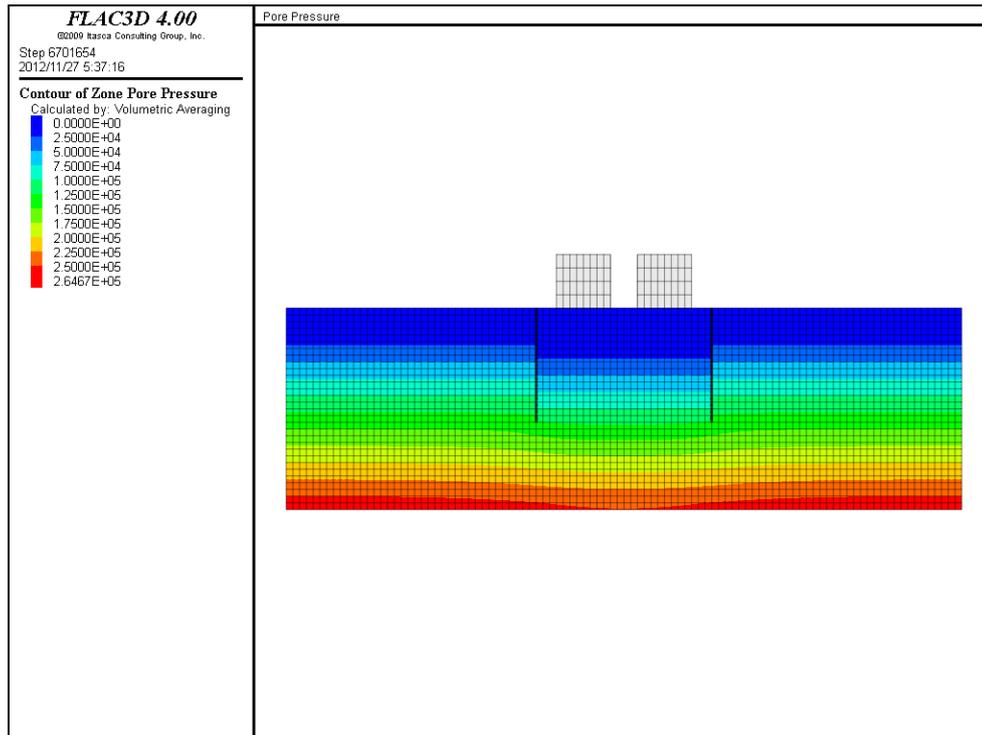


図 3.3.50 間隙圧分布 (Case3)

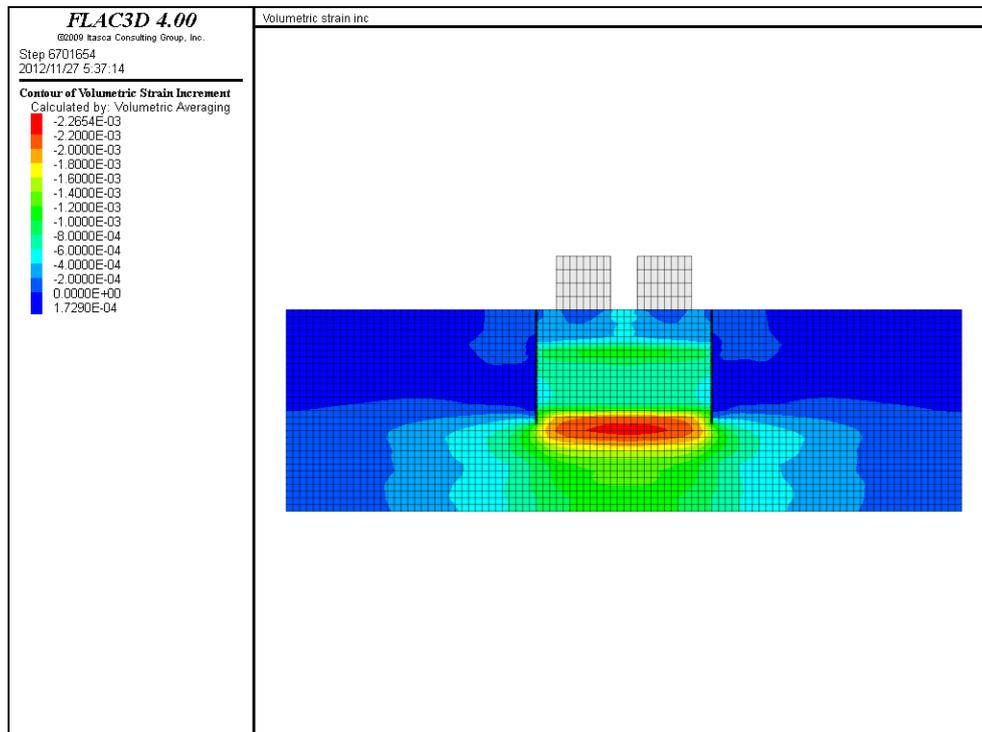


図 3.3.51 体積ひずみ分布 (Case3)

(d) Case4

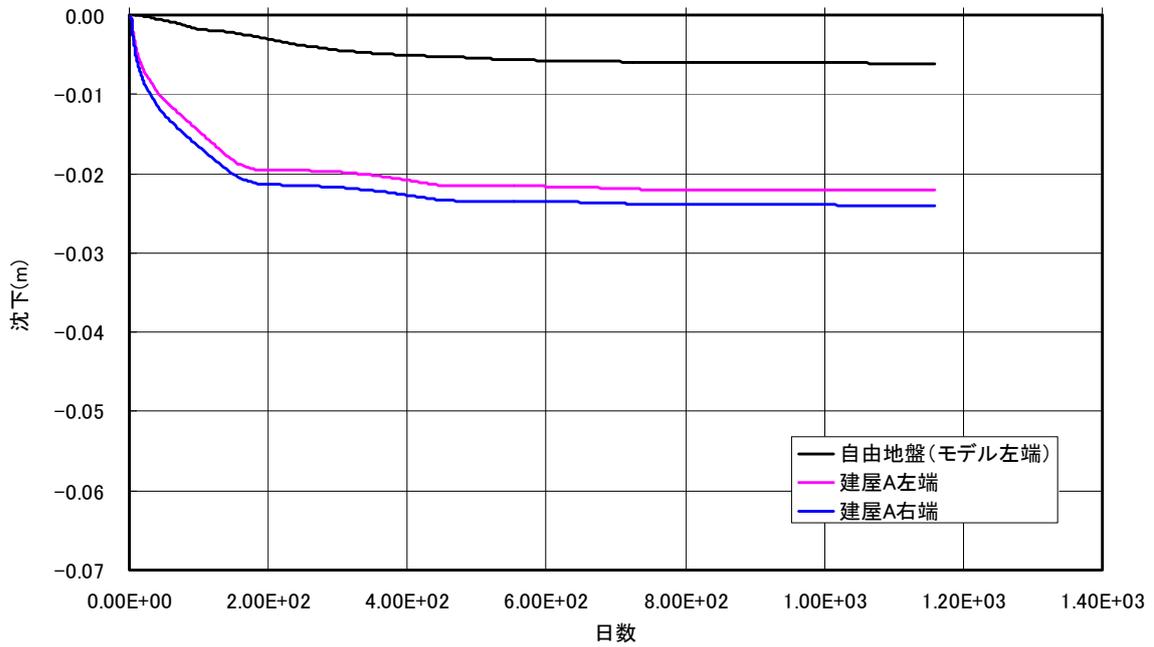


図 3.3.52 沈下時刻歴:止水壁内地下水位 G.L.-3m→G.L.-5m (Case4:建屋 A)

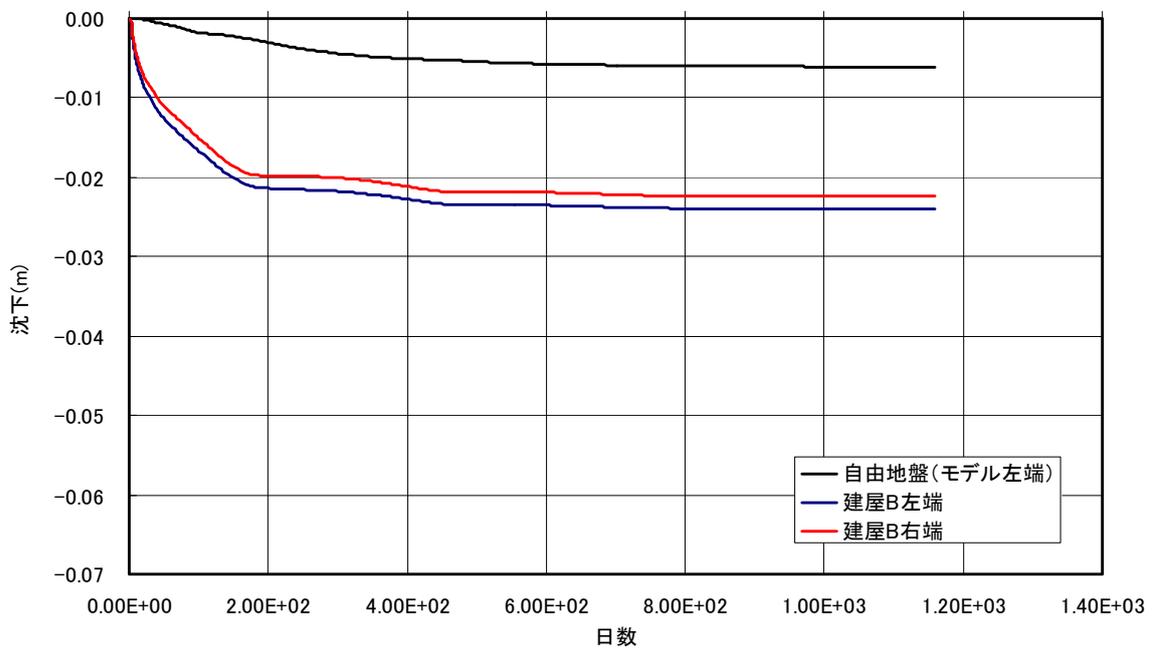


図 3.3.53 沈下時刻歴:止水壁内地下水位 G.L.-3m→G.L.-5m (Case4:建屋 B)

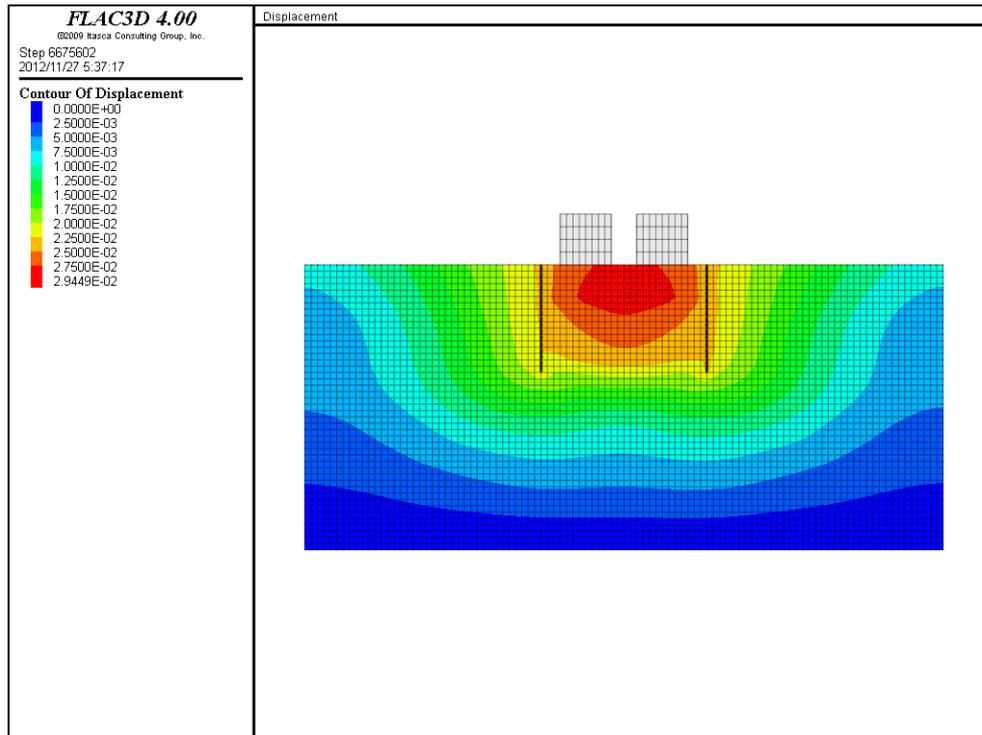


图 3.3.54 变位分布 (Case4)

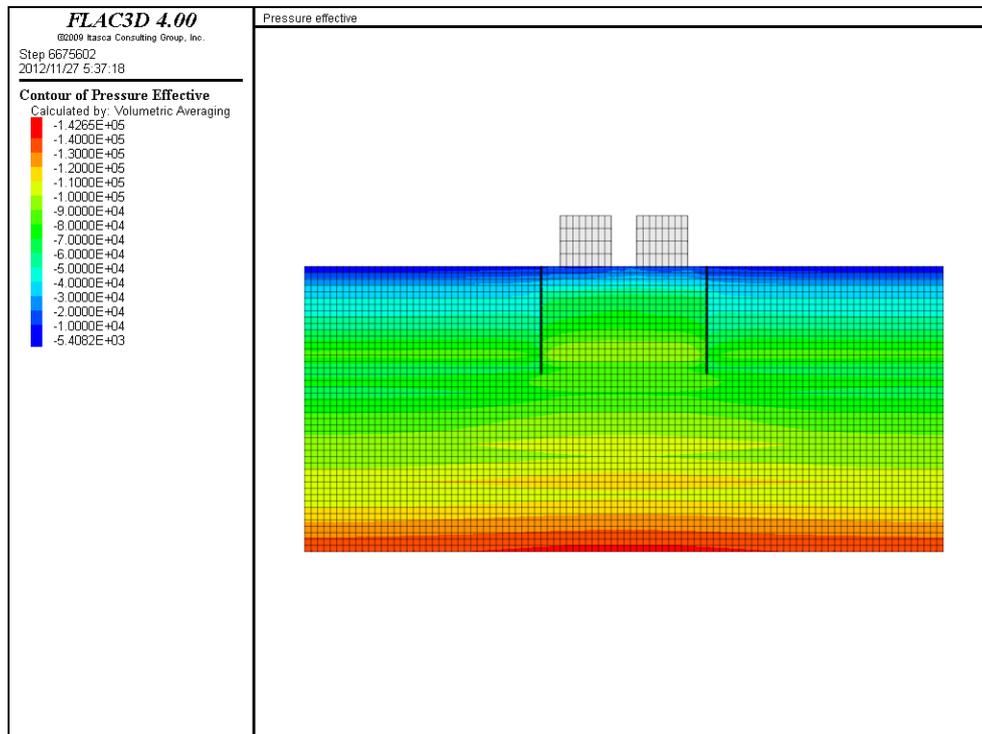


图 3.3.55 有效拘束压分布 (Case4)

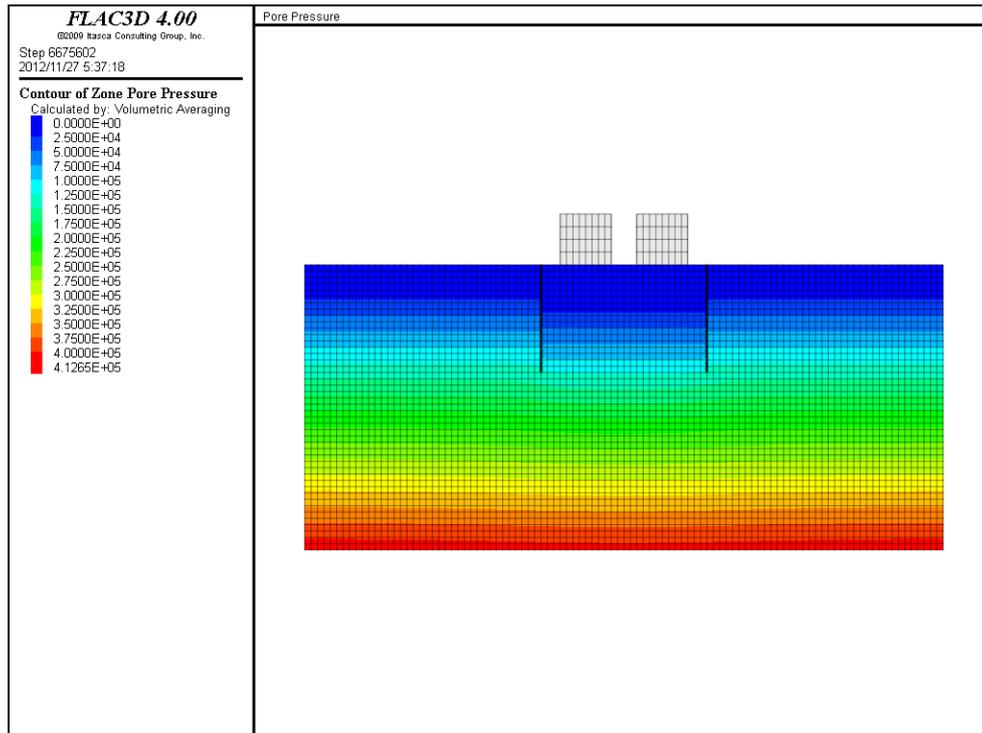


図 3.3.56 間隙圧分布 (Case4)

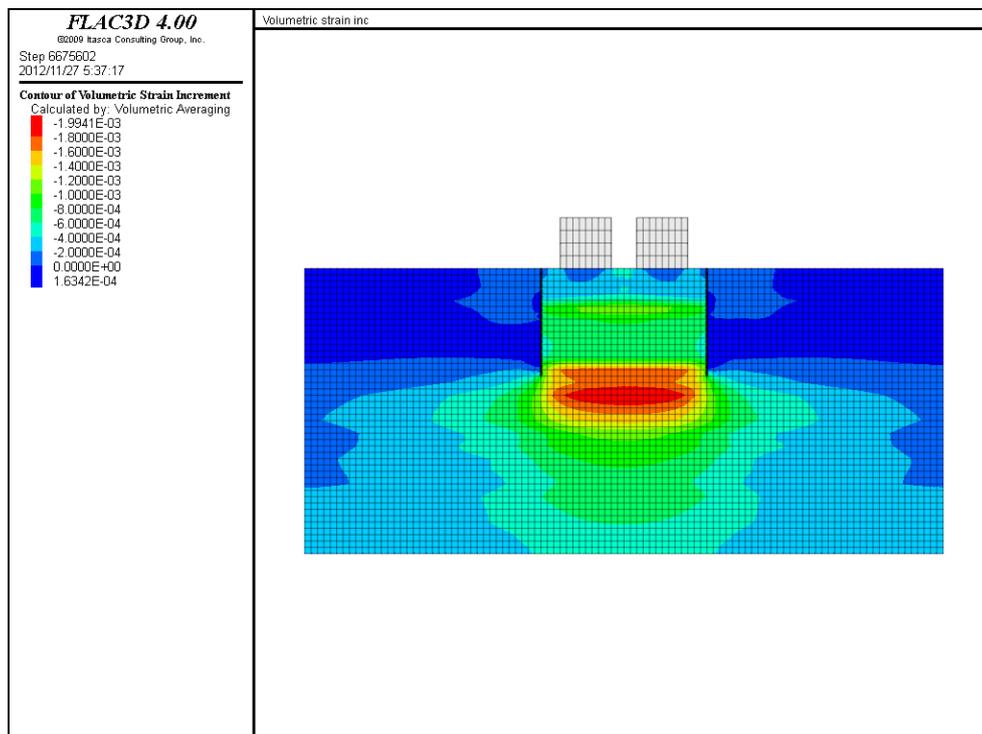


図 3.3.57 体積ひずみ分布 (Case4)

(e) Case5

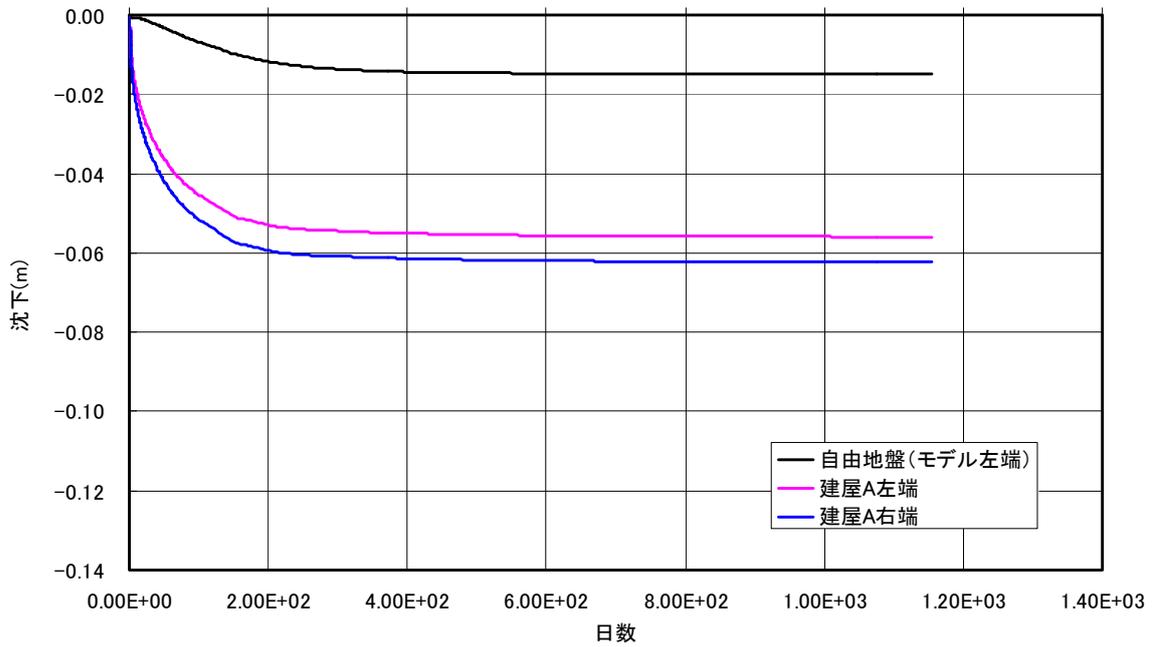


図 3.3.58 沈下時刻歴:止水壁内地下水位 G.L.-3m→G.L.-5m (Case5:建屋 A)

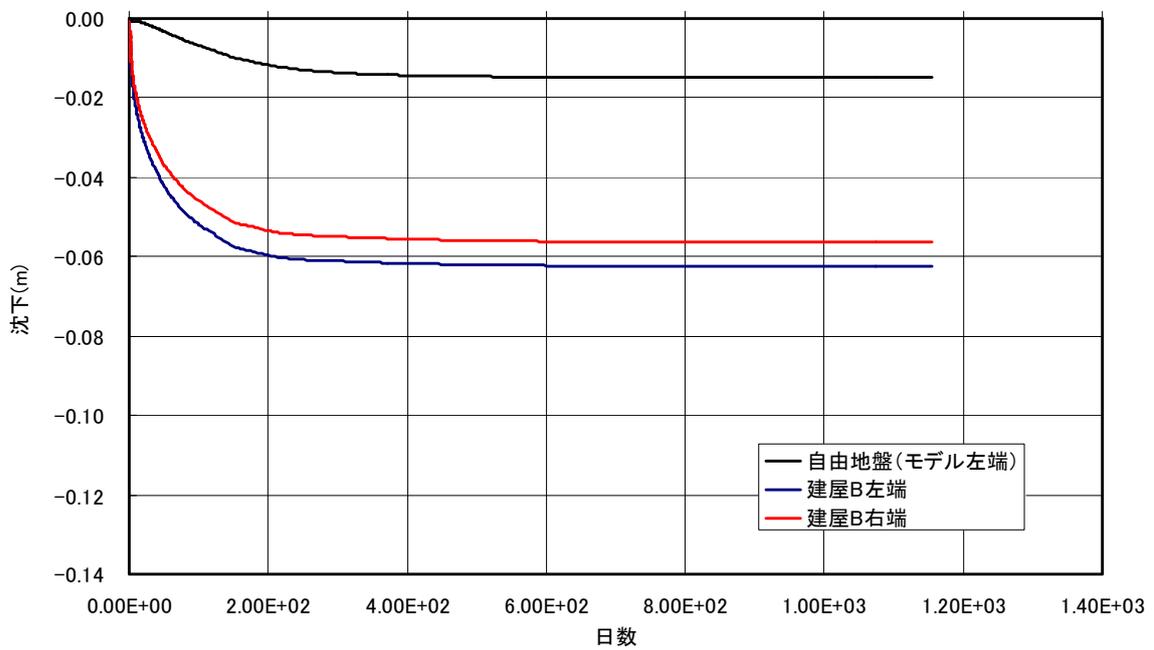


図 3.3.59 沈下時刻歴:止水壁内地下水位 G.L.-3m→G.L.-5m (Case5:建屋 B)

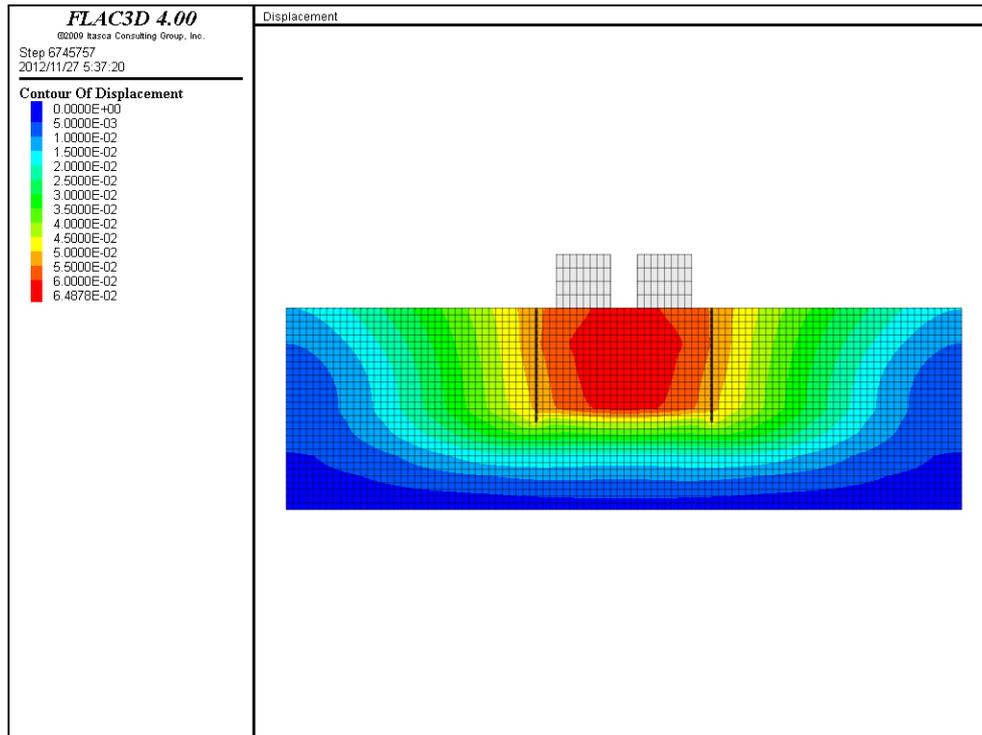


図 3.3.60 変位分布 (Case5)

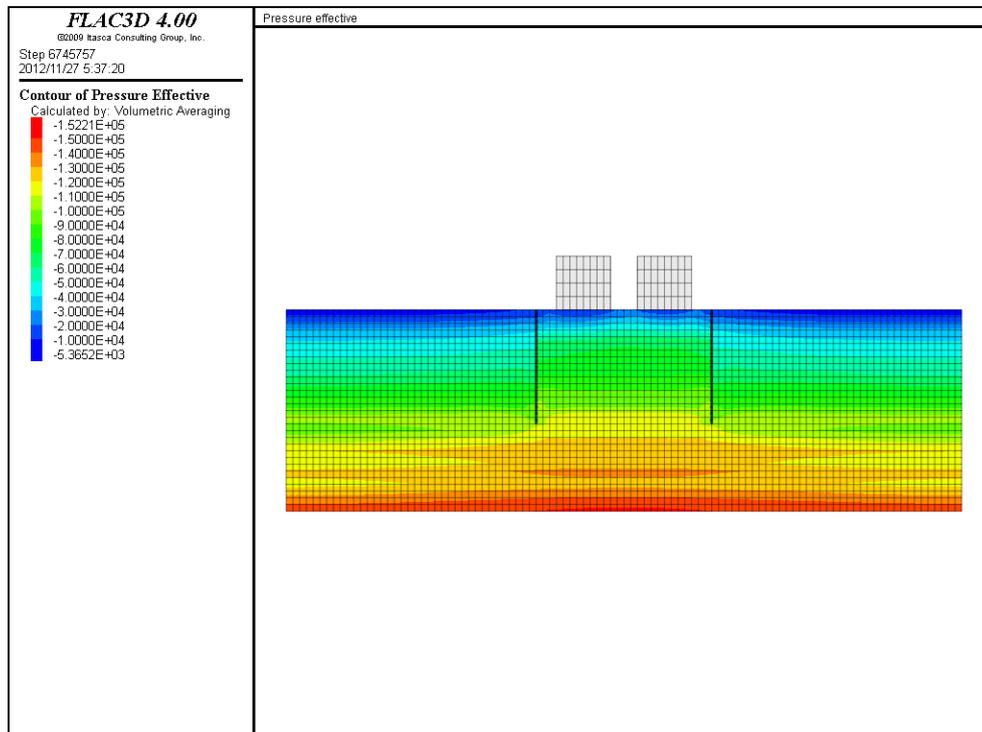


図 3.3.61 有効拘束圧分布 (Case5)

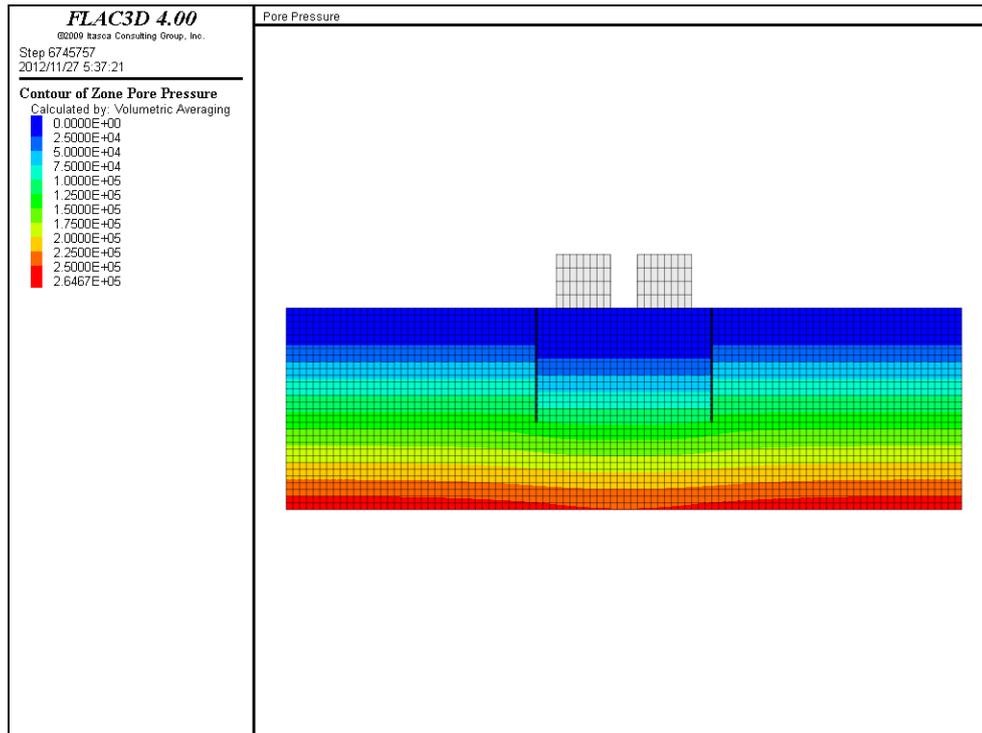


図 3.3.62 間隙圧分布 (Case5)

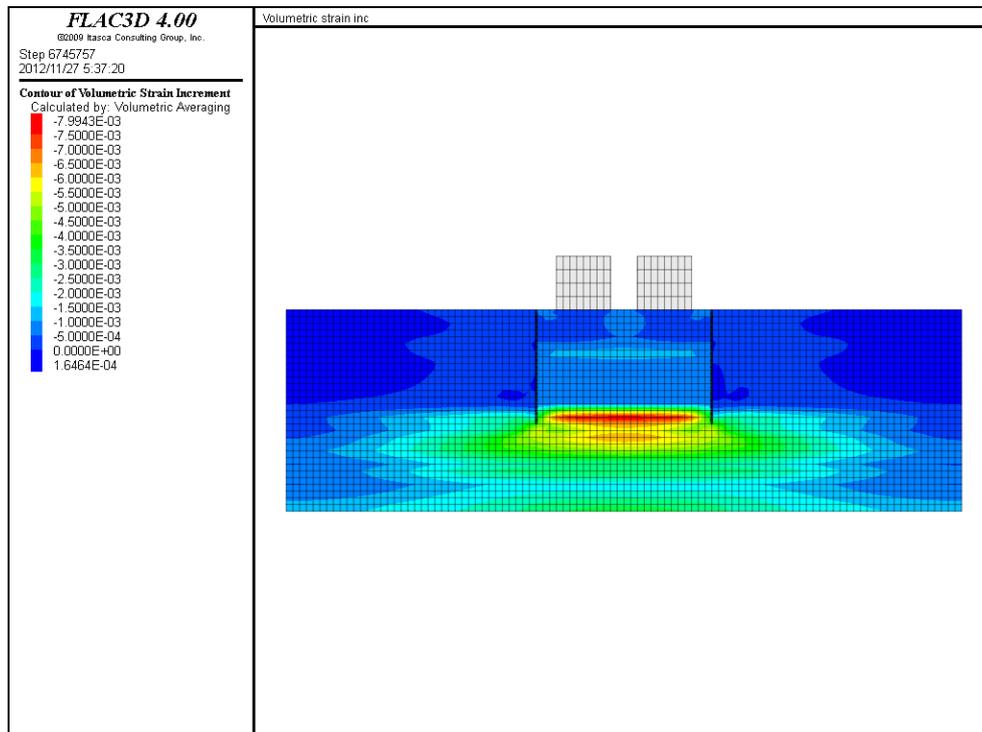


図 3.3.63 体積ひずみ分布 (Case5)

(f) Case6

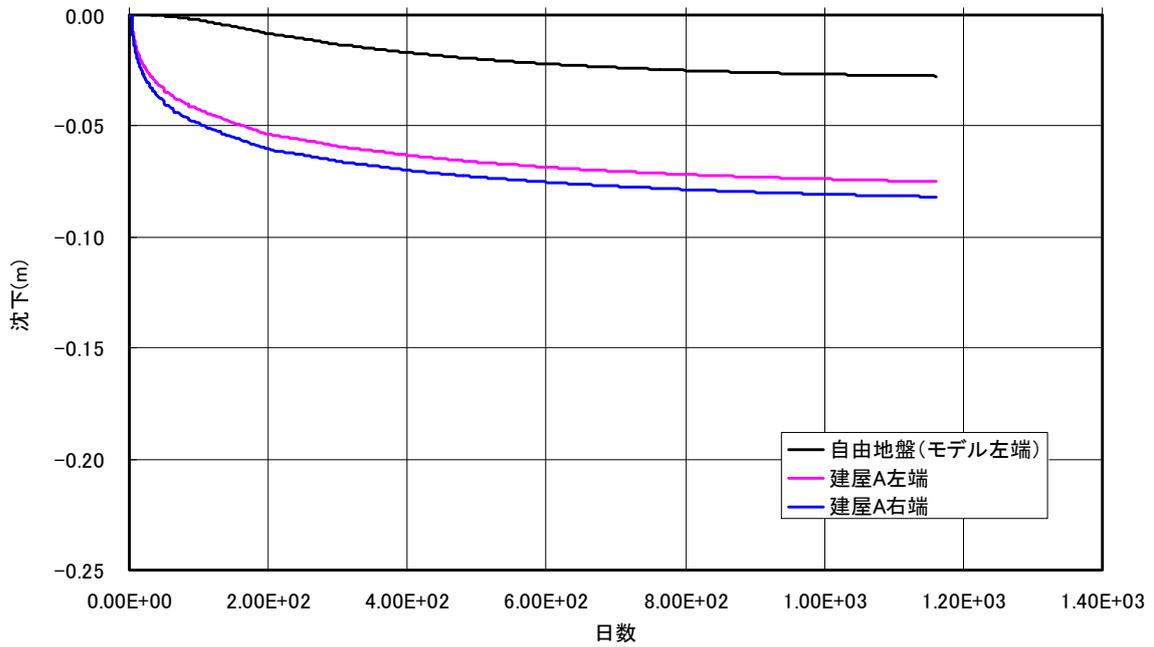


図 3.3.64 沈下時刻歴:止水壁内地下水位 G.L.-3m→G.L.-5m (Case6:建屋 A)

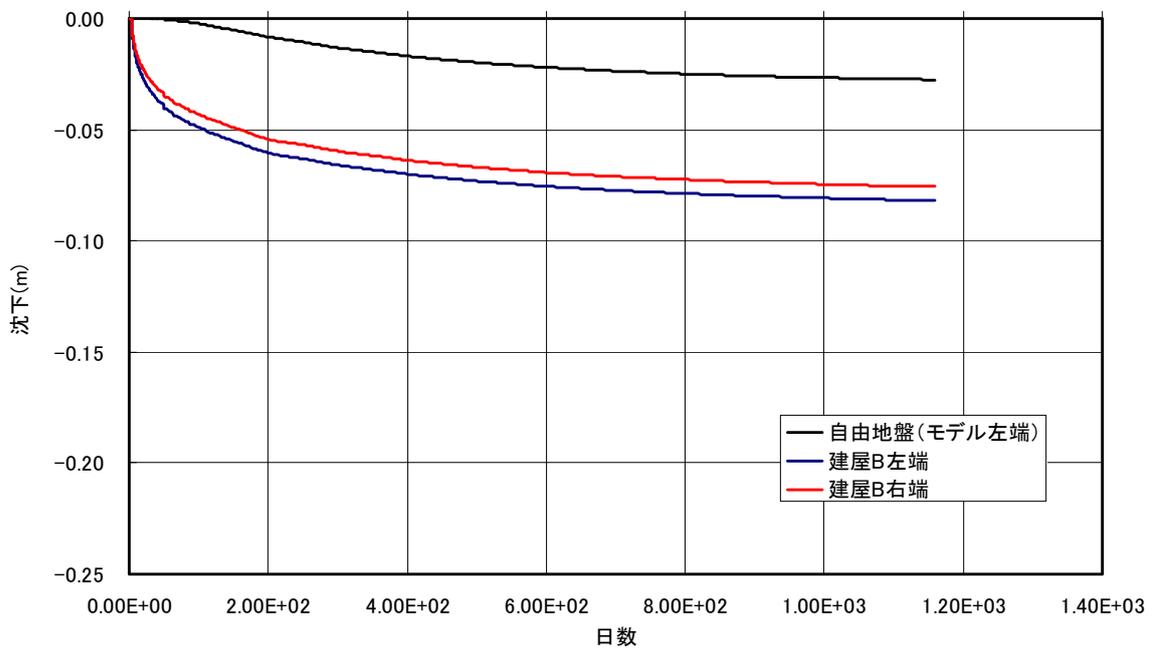


図 3.3.65 沈下時刻歴:止水壁内地下水位 G.L.-3m→G.L.-5m (Case6:建屋 B)

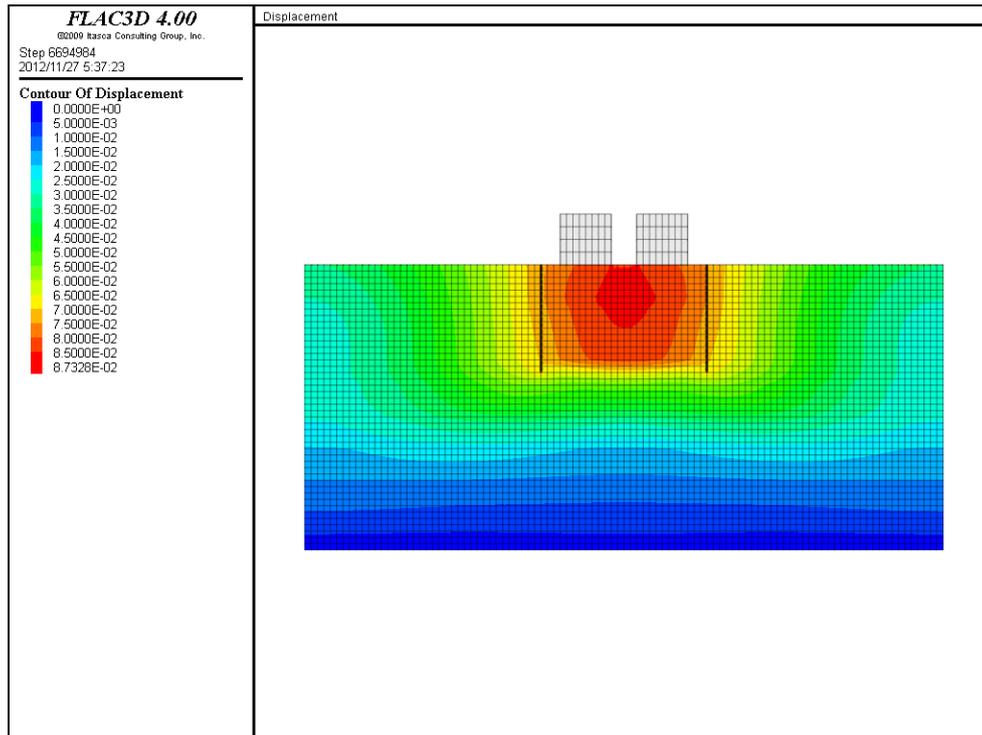


图 3.3.66 变位分布 (Case6)

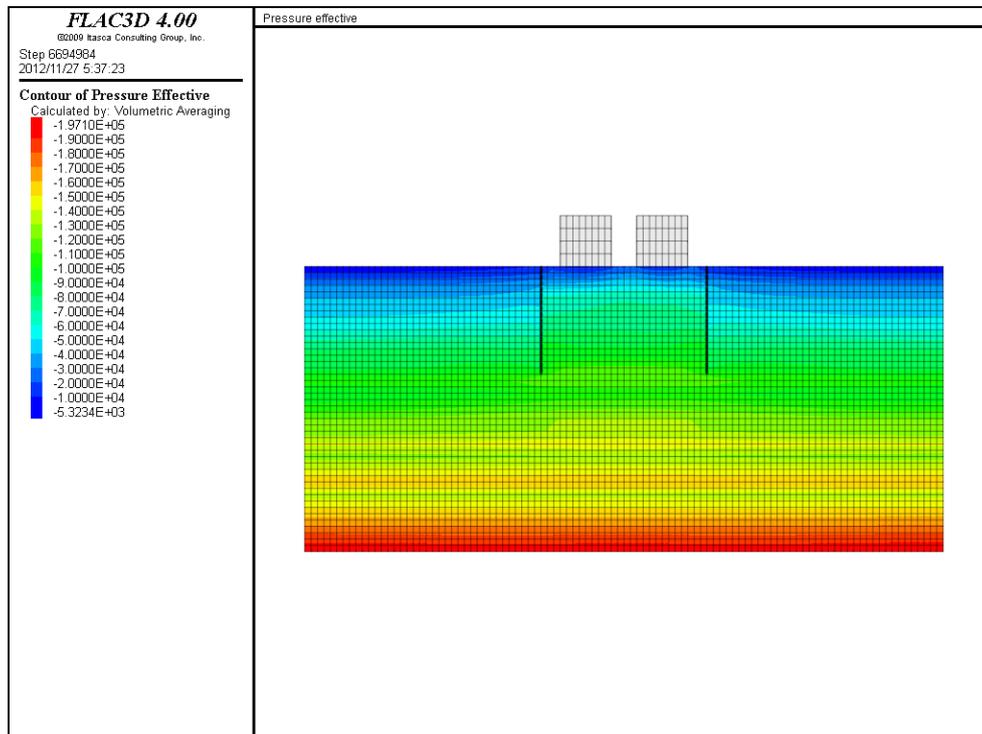


图 3.3.67 有效拘束压分布 (Case6)

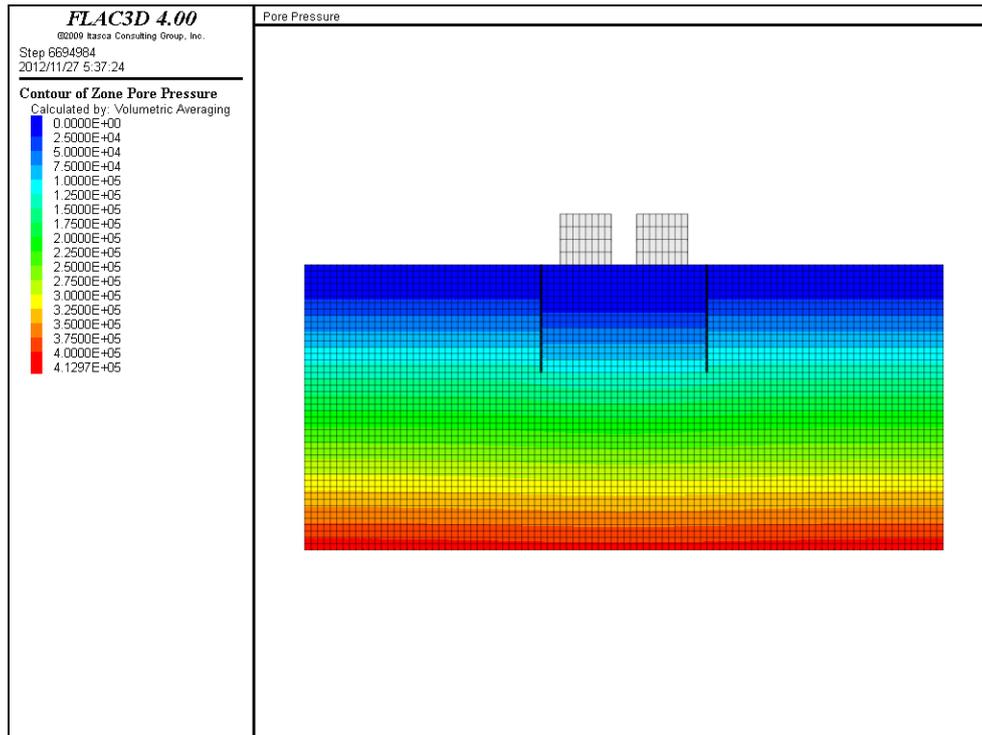


図 3.3.68 間隙圧分布 (Case6)

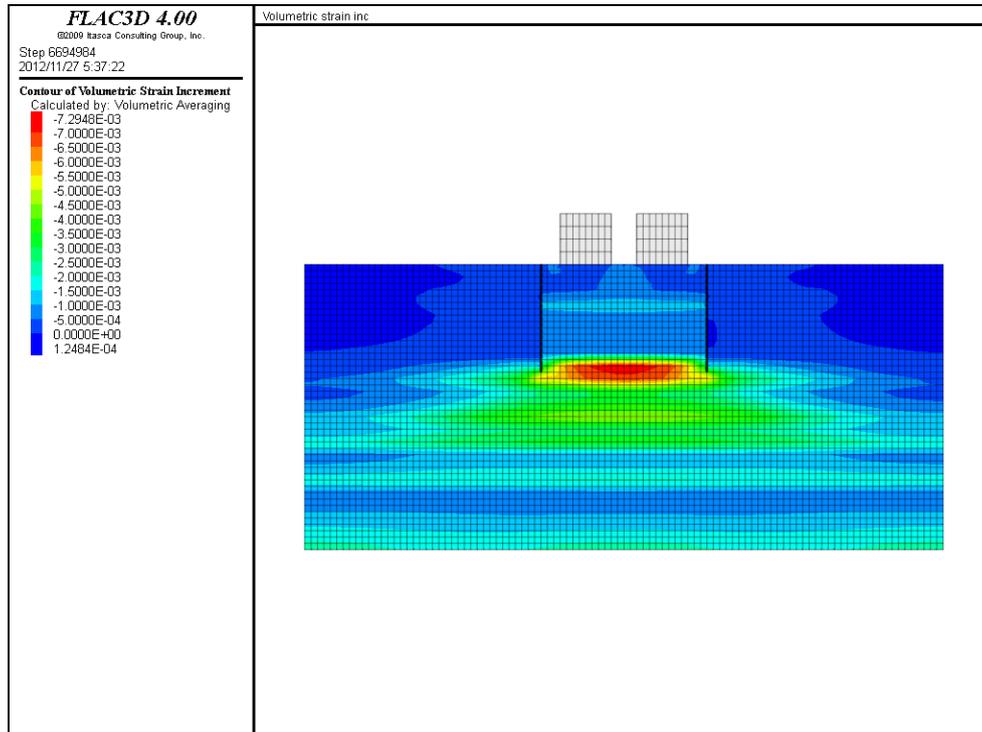


図 3.3.69 体積ひずみ分布 (Case6)

(g) Case7

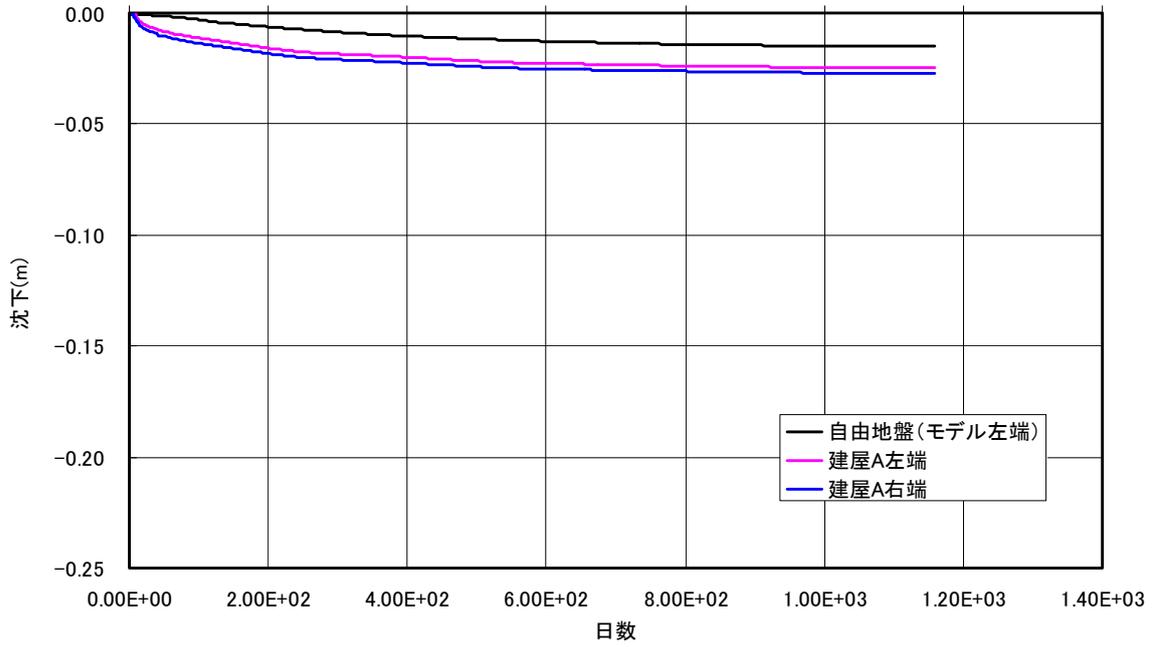


図 3.3.70 沈下時刻歴:止水壁内地下水位 G.L.-3m→G.L.-5m (Case7:建屋 A)

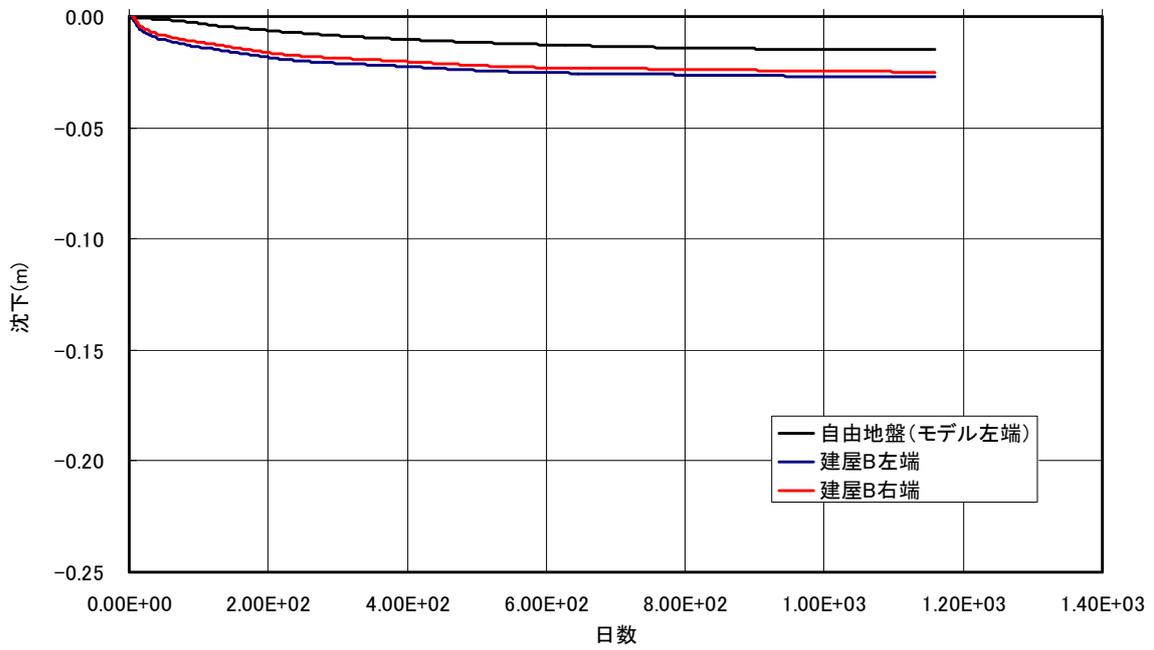


図 3.3.71 沈下時刻歴:止水壁内地下水位 G.L.-3m→G.L.-5m (Case7:建屋 B)

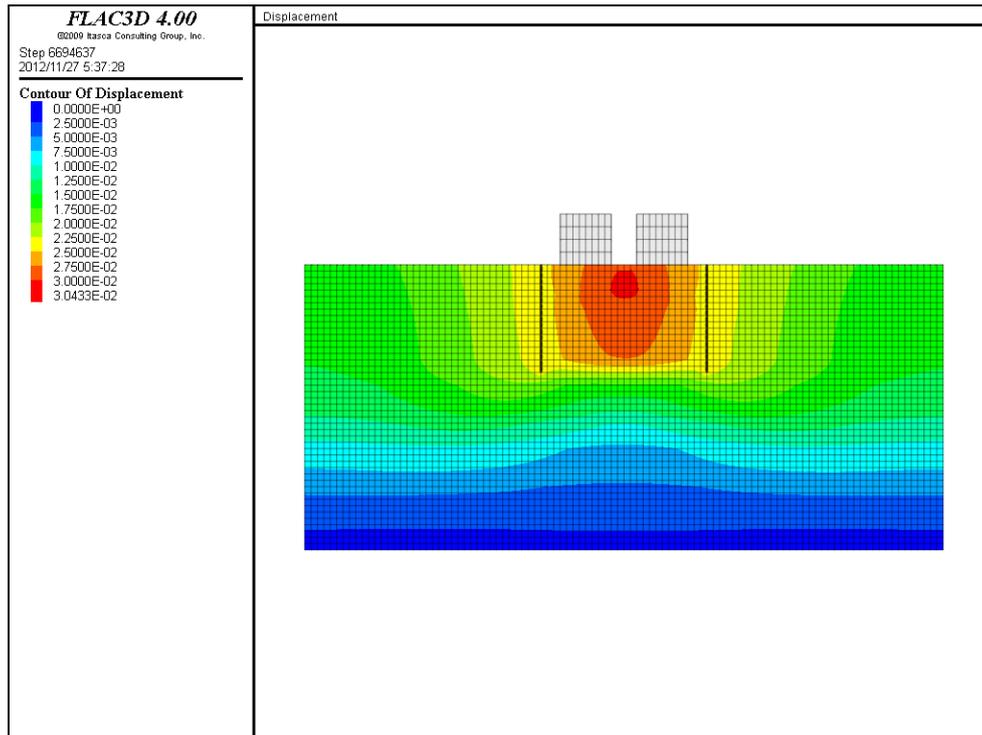


図 3.3.72 変位分布 (Case7)

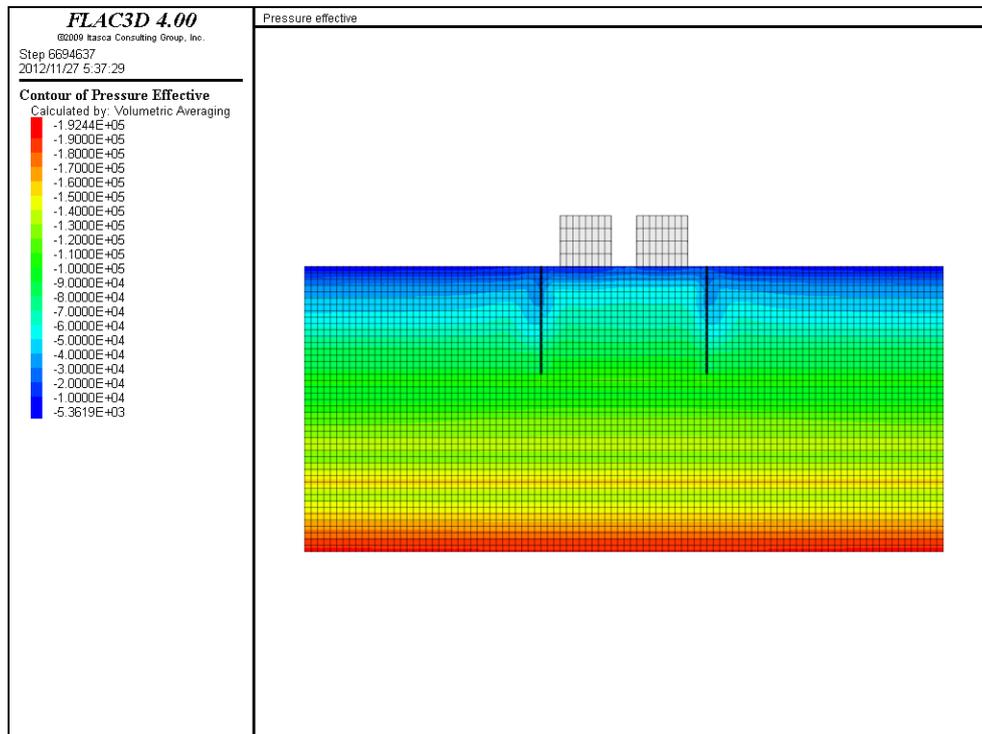


図 3.3.73 有効拘束圧分布 (Case7)

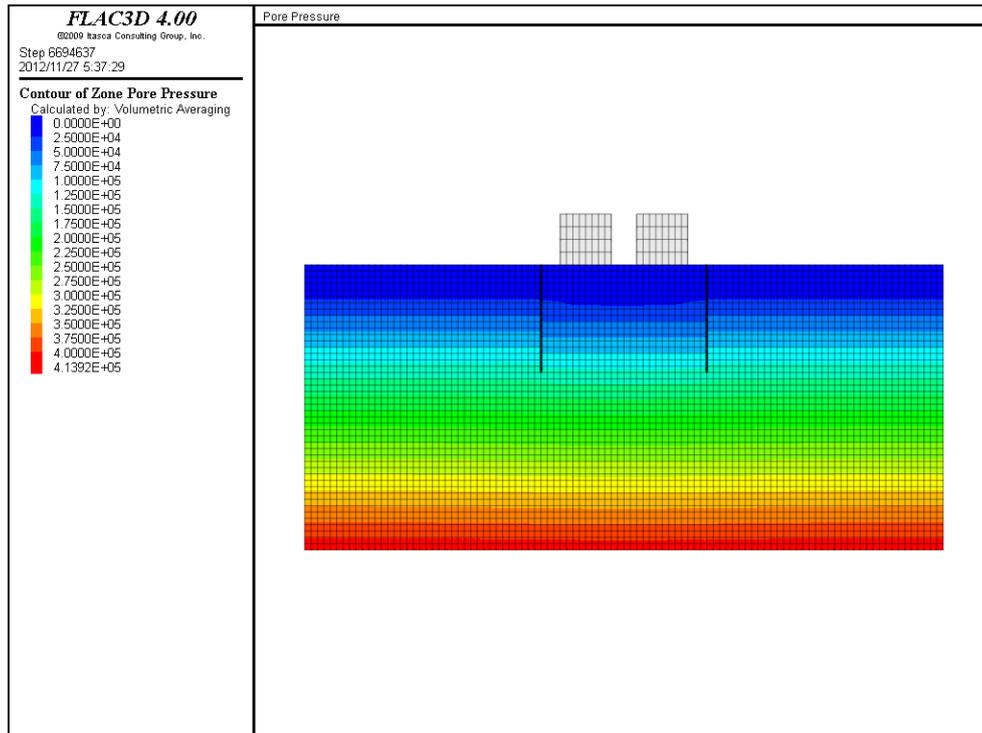


図 3.3.74 間隙圧分布 (Case7)

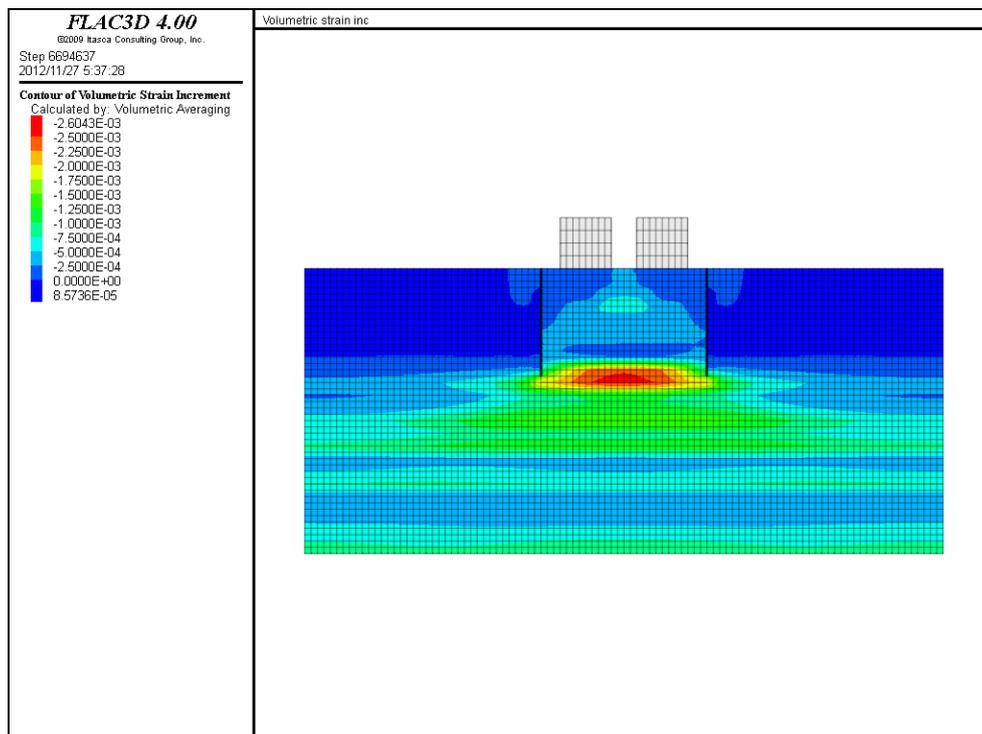


図 3.3.75 体積ひずみ分布 (Case7)

(h) Case8

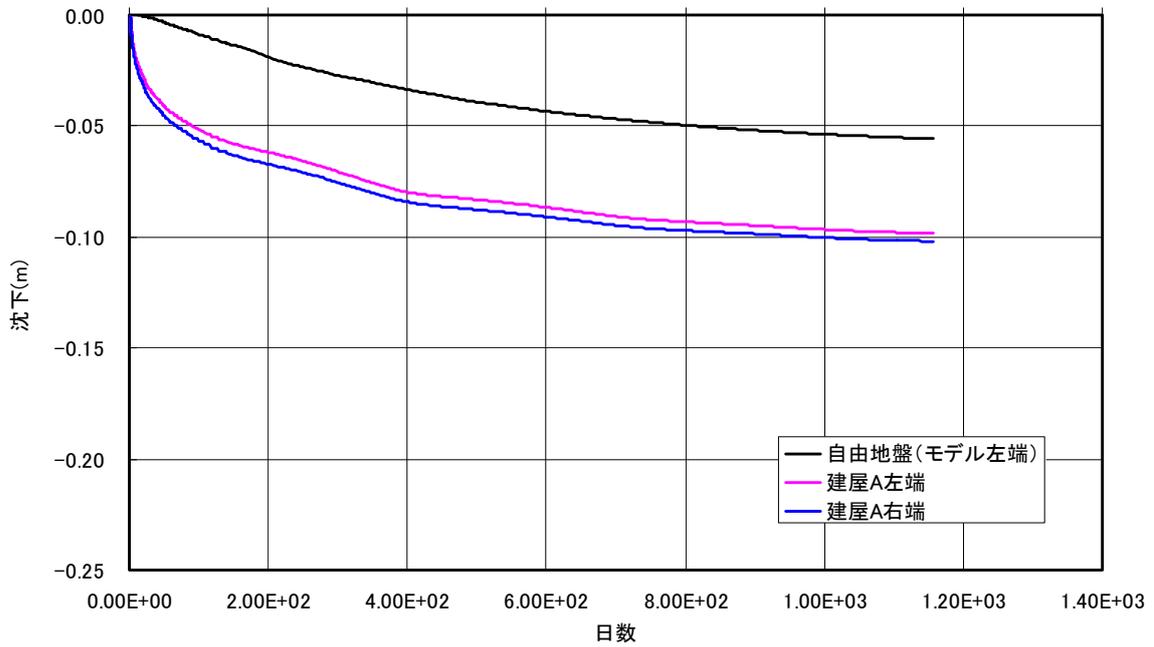


図 3.3.76 沈下時刻歴:止水壁内地下水位 G.L.-3m→G.L.-5m (Case8:建屋 A)

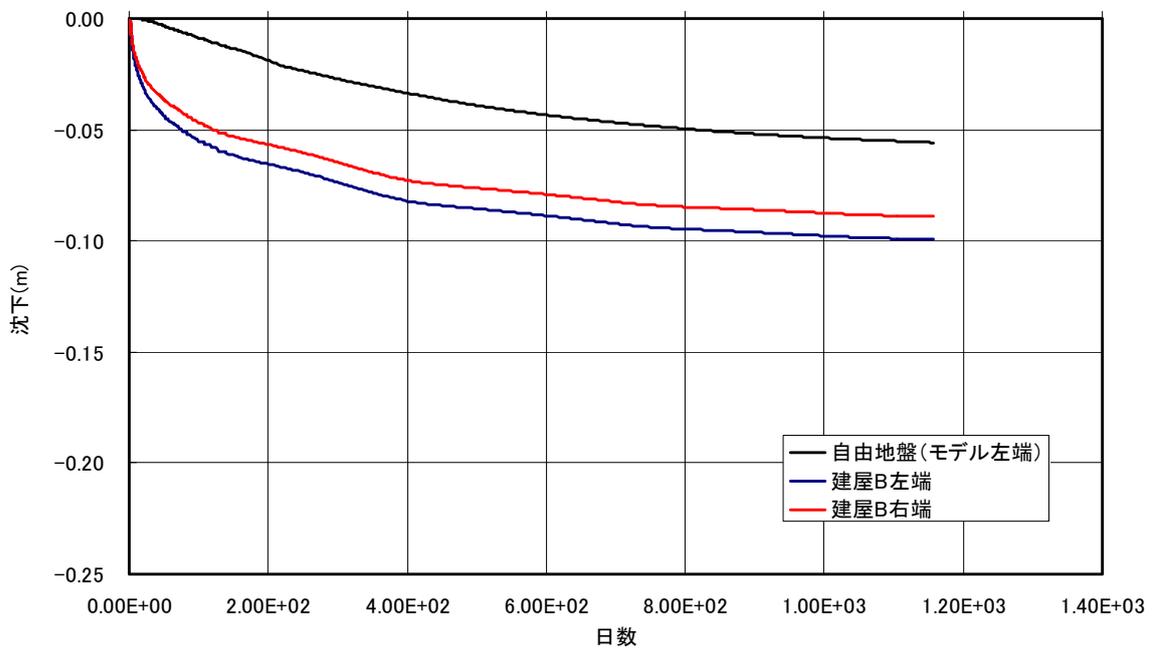


図 3.3.77 沈下時刻歴:止水壁内地下水位 G.L.-3m→G.L.-5m (Case8:建屋 A)

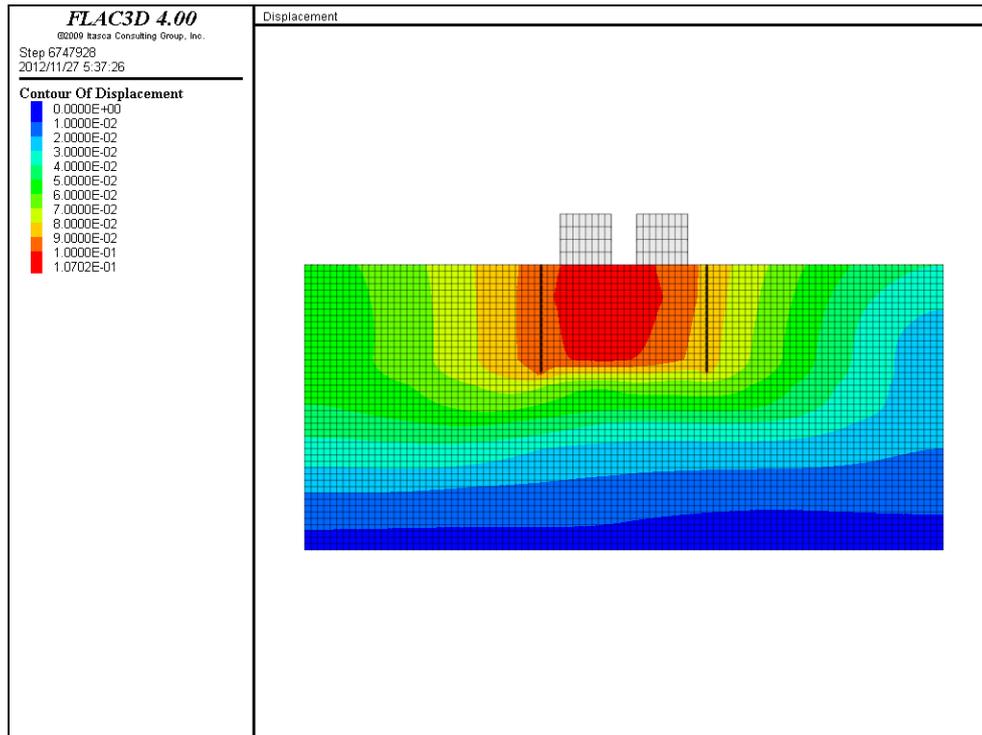


图 3.3.78 变位分布 (Case8)

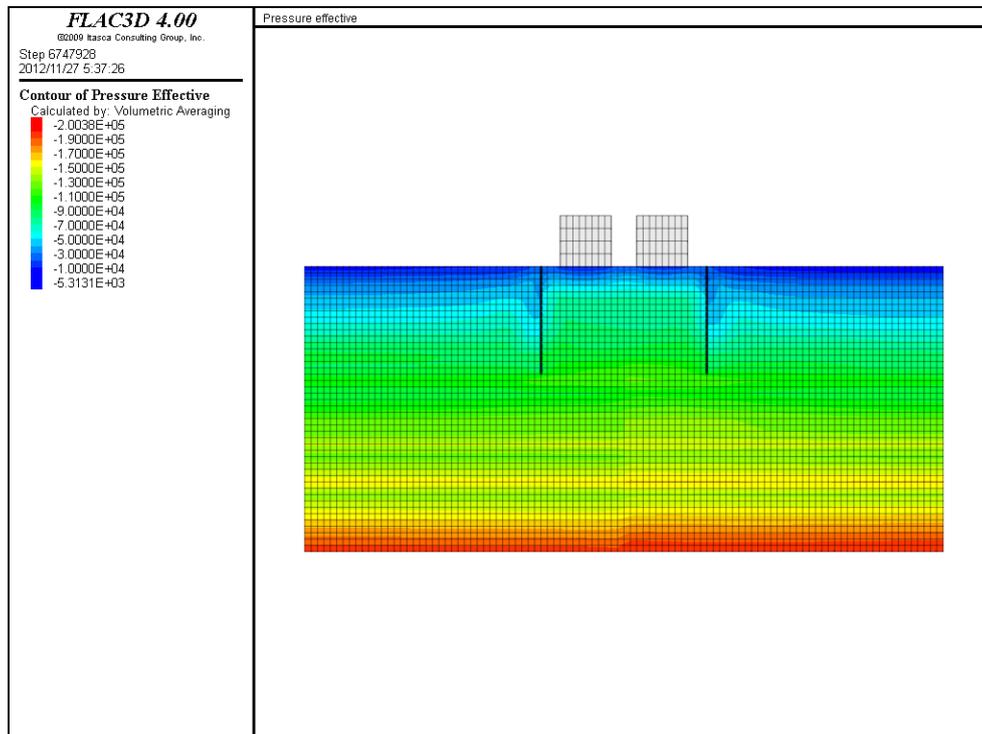


图 3.3.79 有效拘束压分布 (Case8)

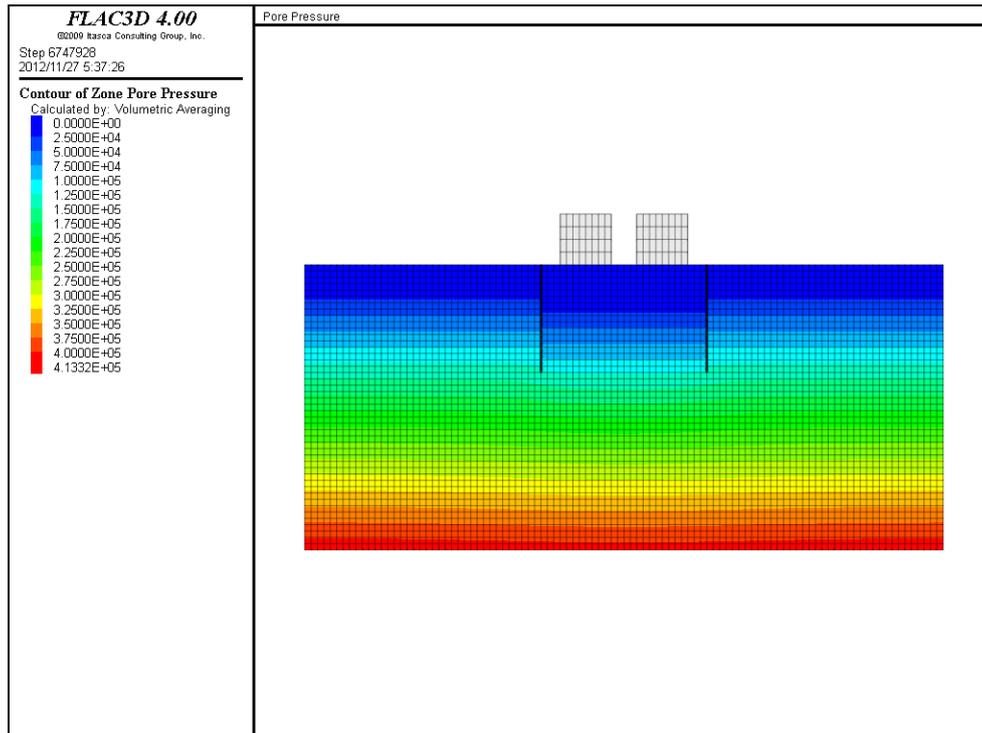


図 3.3.80 間隙圧分布 (Case8)

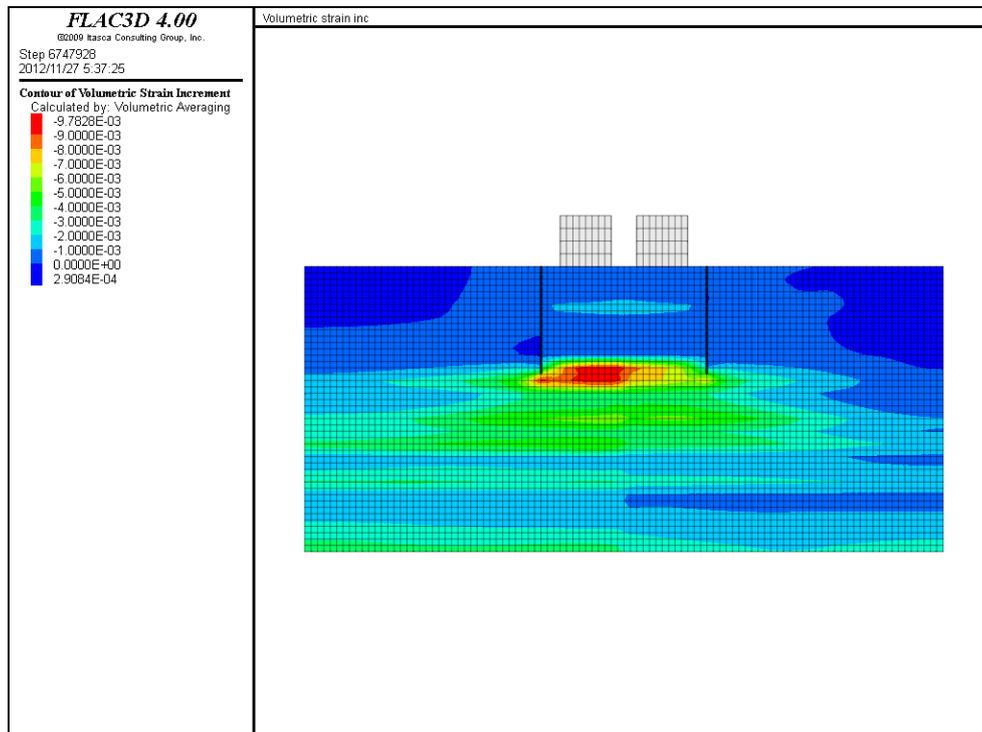


図 3.3.81 体積ひずみ分布 (Case8)

(3) 止水壁内の地下水位低下に伴う地表面の鉛直変位

図 3.3.82～図 3.3.89 に Case1～8 の地表面付近を拡大した鉛直沈下コンター図を示す。

止水壁の左右近傍の鉛直沈下の差は最大 5mm 程度と小さく，止水壁内の地下水位低下に伴う止水壁左右での段差に与える影響は小さい。

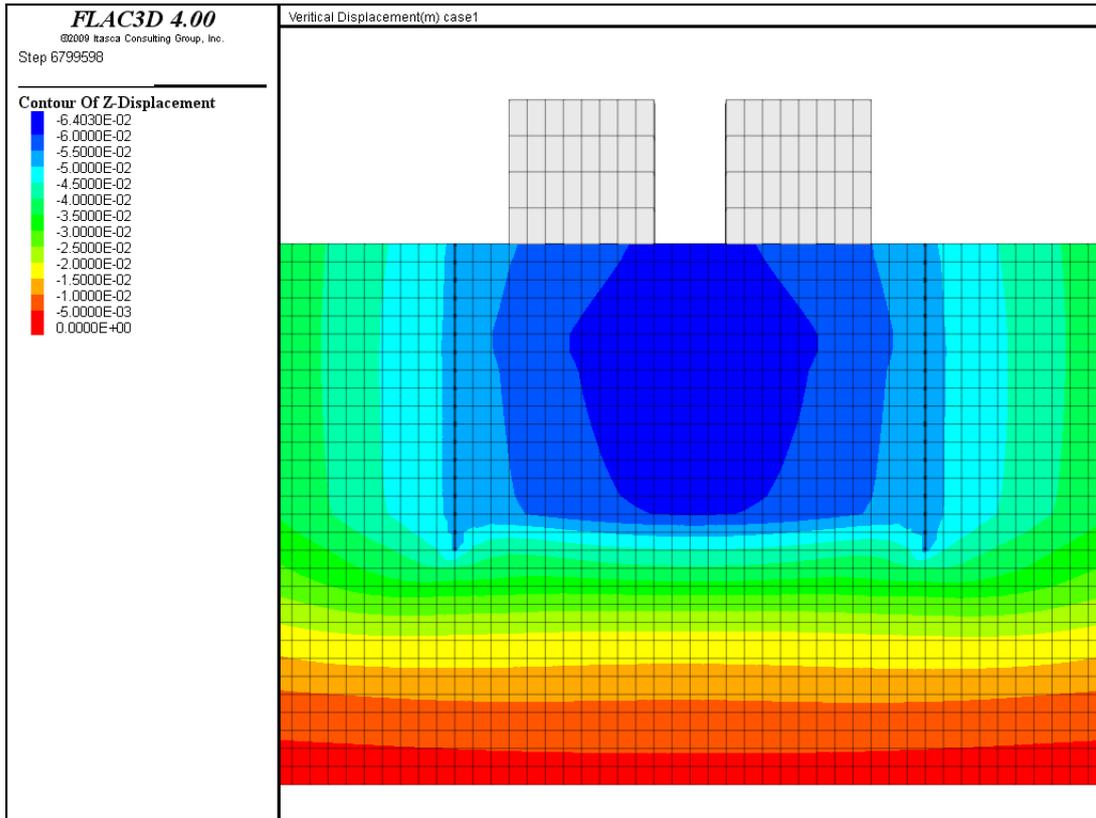


图 3.3.82 鉛直変位分布：地表付近拡大 (Case1)

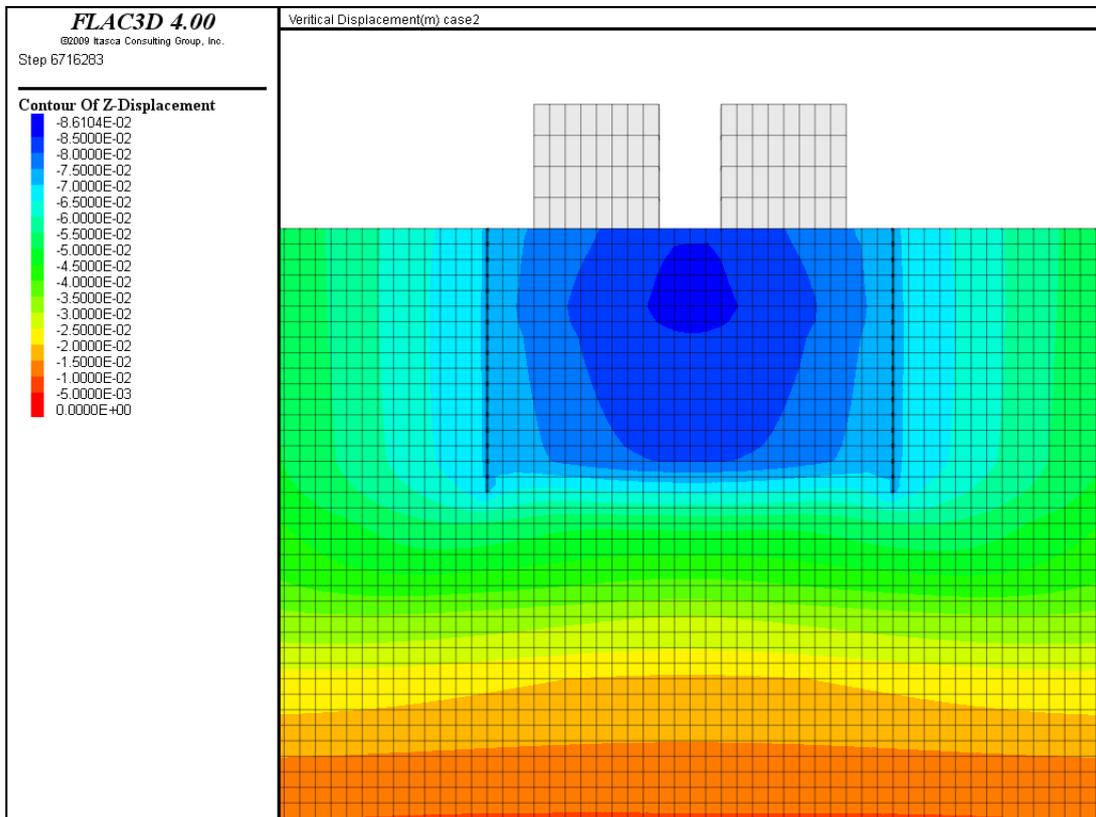


图 3.3.83 鉛直変位分布：地表付近拡大 (Case2)

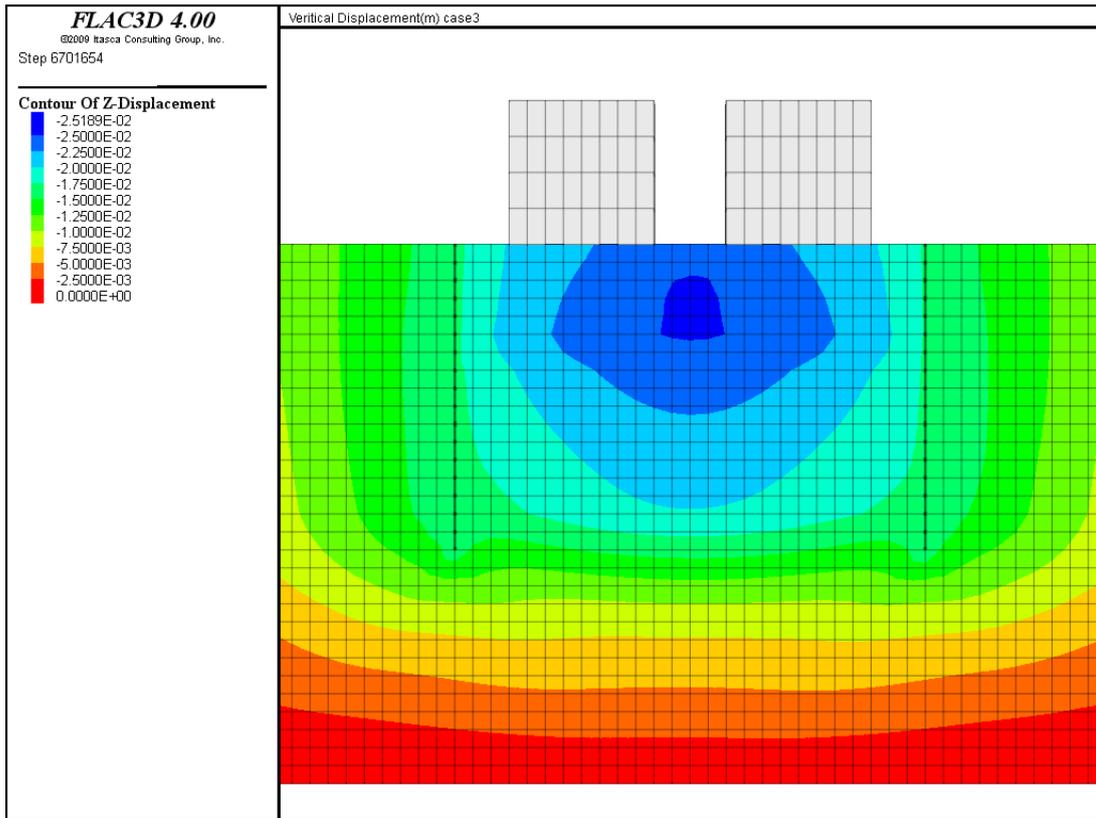


图 3.3.84 鉛直変位分布：地表付近拡大 (Case3)

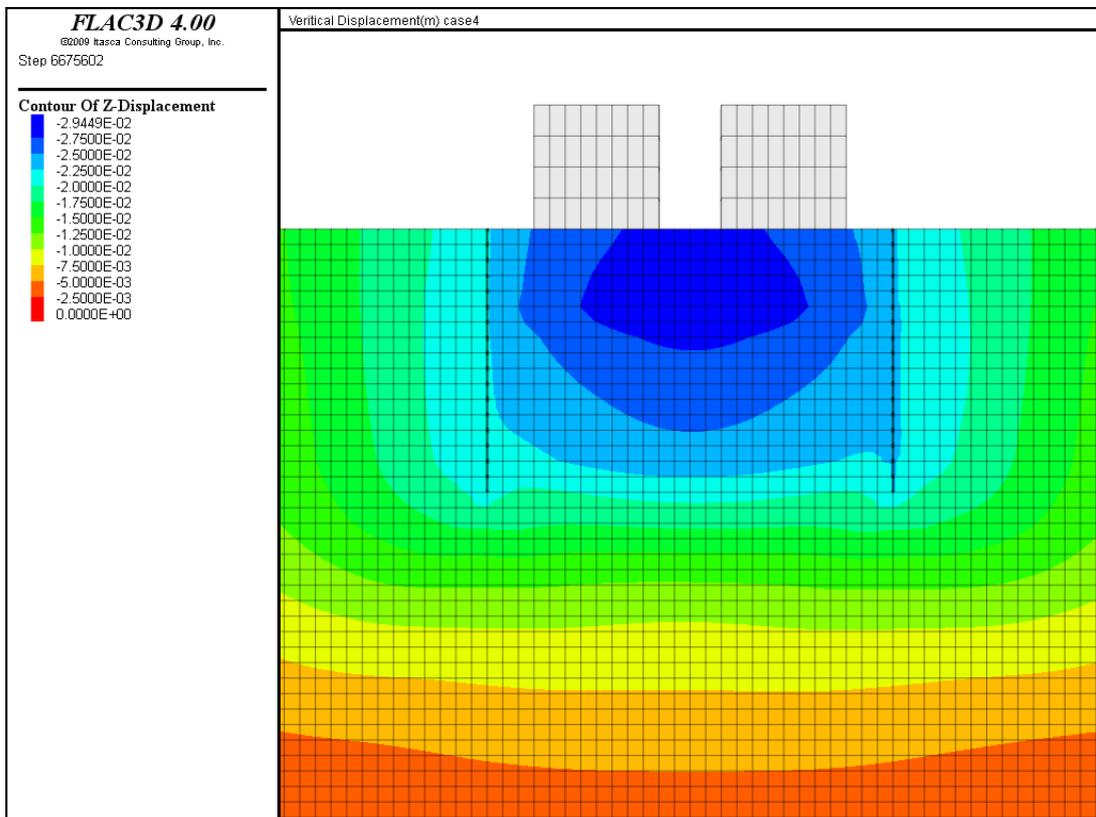


图 3.3.85 鉛直変位分布：地表付近拡大 (Case4)

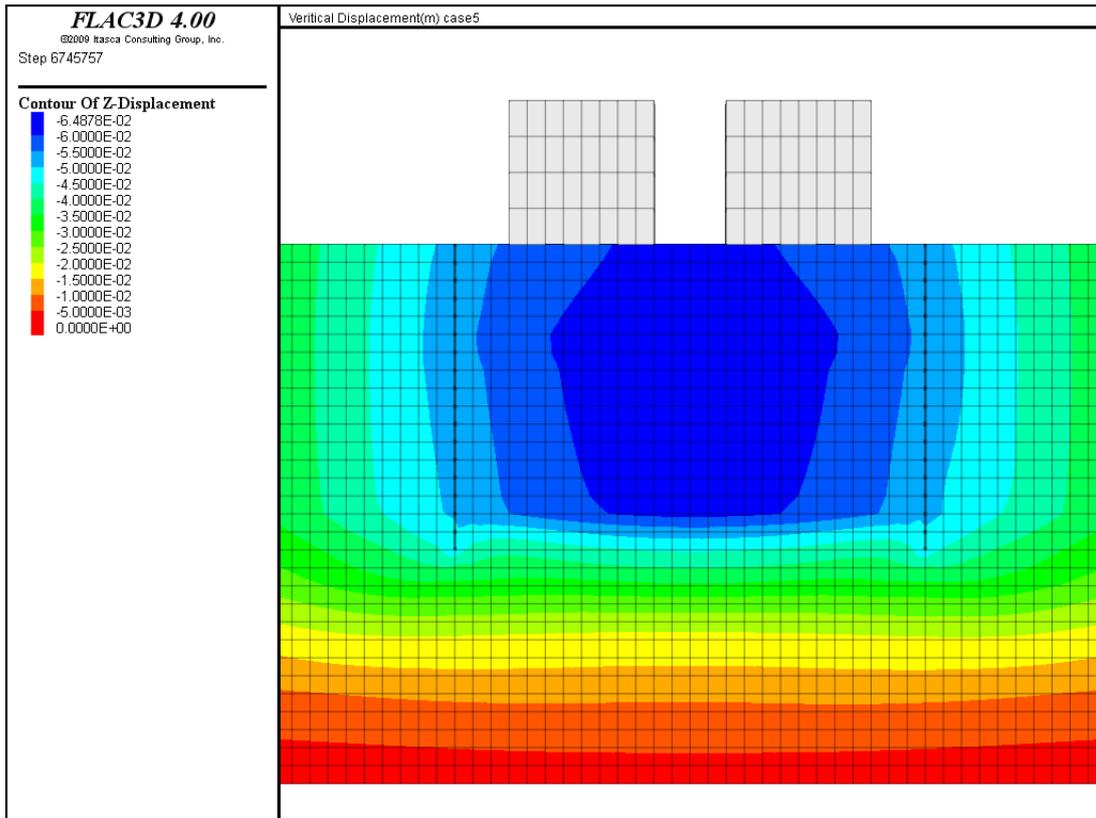


図 3.3.86 鉛直変位分布：地表付近拡大（Case5）

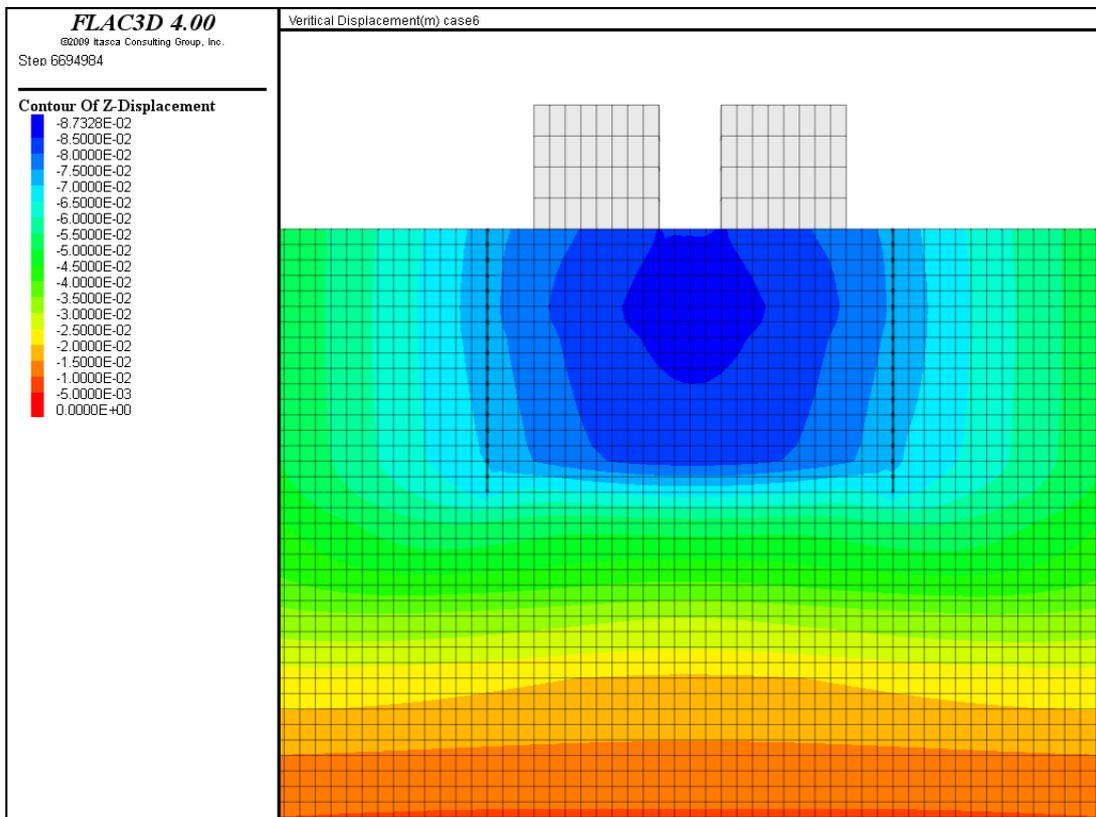


図 3.3.87 鉛直変位分布：地表付近拡大（Case6）

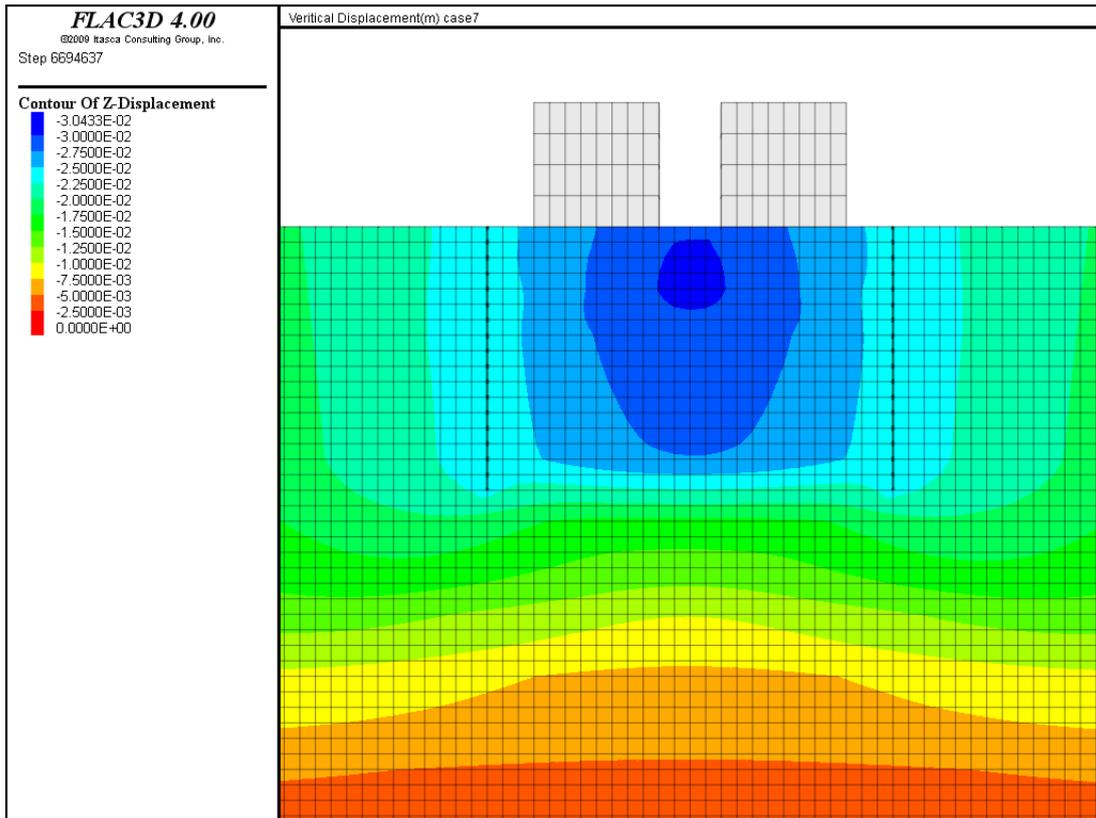


図 3.3.88 鉛直変位分布：地表付近拡大 (Case7)

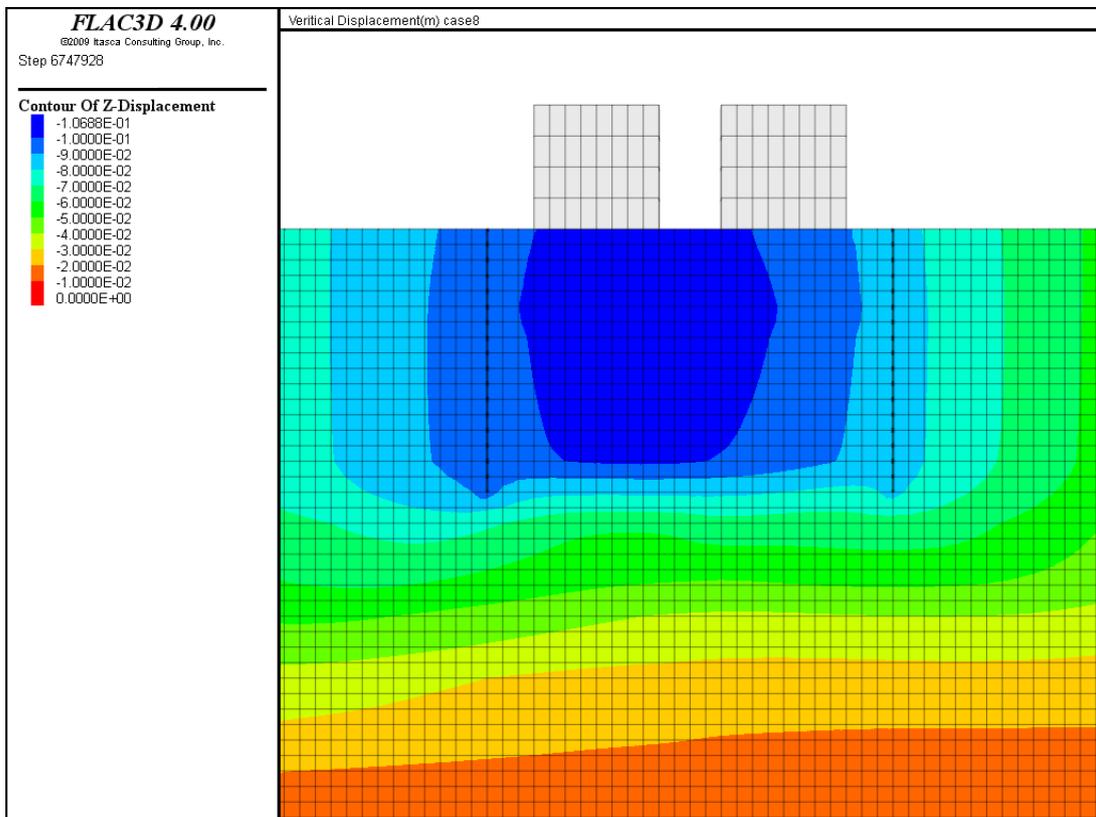


図 3.3.89 鉛直変位分布：地表付近拡大 (Case8)

(4) 地下水位低下に伴う総沈下量 (G.L.-1m→G.L.-3m + G.L.-3m→G.L.-5m)

表 3.3.9 に地下水低下① (G.L.-1m→G.L.-3m) と地下水低下② (G.L.-3m→G.L.-5m) を足し合わせた総沈下量および不同沈下量を示す。

モデル左半分の沖積粘性土層の圧密指数，膨潤指数の勾配を 2 倍とした Case8 を除いて，布基礎＋木造建屋に被害の生じる下限の 1/1000 程度となる。

表 3.3.9 地下水位低下に伴う総沈下量および不同沈下量

	建屋 A 沈下量(mm)			建屋 B 沈下量(mm)		
	最終 ^{*1}	不同 ^{*2}	傾斜 ^{*3}	最終 ^{*1}	不同 ^{*2}	傾斜 ^{*3}
Case1	183.5	8.2(→)	1000	184.4	-7.4(←)	1100
Case2	270.4	7.8(→)	1000	270.7	-7.5(←)	1100
Case3	62.9	4.5(→)	1800	63.2	-4.1(←)	2000
Case4	85.9	2.2(→)	3600	86.2	-1.9(←)	4200
Case5	184.5	7.8(→)	1000	185.5	-6.8(←)	1200
Case6	272	8.2(→)	1000	272.3	-7.7(←)	1000
Case7	219.5	3.9(→)	2100	219.6	-3.8(←)	2100
Case8	293.6	5.0(→)	1600	287.6	-11.8(←)	700

*1:左端と右端の平均値.

*2:不同沈下量は，建屋左端－建屋右端より算出.

*3:建屋幅 8m に対する傾斜.

(5) 二次圧密沈下量

浦安市内で観測されている地盤沈下の観測記録^{※1}より双曲線法により推定された最終沈下量（例えば、及川の評価方法^{※2}）から2011年時点の沈下量を差し引いた残留沈下量を二次圧密沈下量とする。

式(6)に双曲線法の推定式を示す。

$$S = S_a + \frac{t - t_a}{\alpha + \beta \cdot (t - t_a)} \dots\dots\dots (6)$$

ここに、

- S:経過時間 t における沈下量
- S_a:経過時間 t_a における沈下量
- α, β:係数

ここで、α, β は盤沈下の観測記録から設定された値を用い、推定最終沈下量, 2011年時点沈下量, 残留沈下量については U-8~U-13 測点の平均値を用いる。

表 3.3.10 に調査測点での残留沈下量を示す。同表より、二次圧密沈下量を 27.7cm と想定した。

表 3.3.10 調査測点での残留沈下量

測点 No	α	β	最終沈下量	2011年時点	残留沈下量
U-8	0.075563	0.008479	117.9	98.1	19.8
U-9	0.065768	0.005474	182.7	143.5	39.2
U-10	0.067251	0.007602	131.5	109.5	22.0
U-11	0.090697	0.006583	151.9	115.7	36.2
U-12A	0.044643	0.008929	112.0	100.6	11.4
U-13	0.150000	0.008333	120.0	82.1	37.9
平均値	—	—	136.0	108.3	27.7

表 3.3.11 二次圧密を考慮した最終沈下量

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7	Case8
最終沈下量 (mm)	461.0	547.6	340.1	363.1	462	549.2	496.6	567.6

※1 平成 22 年度 仮称浦安市立第 9 中学校建設地質調査業務委託 報告書 平成 23 年 3 月 浦安市 (株) 国際技術コンサルタント

※2 及川 洋:双曲線近似による二次圧密沈下量の一評価方法について, 土質工学会論文報告集, Vol.21, No.3, pp.107-116, 1981.9

3.3.3 圧密沈下のまとめ

地下水位低下による砂層の即時沈下量と砂層下部の粘土の圧密沈下量を解析的に確認下結果，住宅を止水壁で囲い地下水位を低下させた場合，住宅の構造・機能に大きな影響を与える不同沈下量は最大約 8mm，傾斜 1/1000 程度となり，布基礎＋木造建屋に被害の生じる下限の 1/1000 程度となる．したがって，鋼矢板囲い込み・地下水位低下併用による液状化抑止工法では，特段の不同沈下対策工を考慮する必要はない．なお，住宅直下の地盤に極端な不陸がある場合は，不同沈下により住宅の構造・機能に大きな影響が考えられるため，事前の地盤調査が重要となる．

4.まとめ

4.1 成果のまとめ

本研究開発では、表層に 15m 程度の埋立土層やゆるい砂層からなる液状化層、その下部に 15～30m 程度の軟弱な圧密粘土層が堆積する地盤（たとえば東京湾岸の埋立地）を念頭に置き、既存戸建て住宅地を対象とする実現可能な液状化対策工法について検討を行った。提案する工法は、軽量鋼矢板を用いた小街区の囲い込みと、多段階での地下水位低下を併用することにより、以下の 2 段階から構成される。

- ・ 道路下にドレーンなどを設けることにより、自然流下によって大きな街区全体の地下水位を約 2m 下げる。
- ・ さらに、細街区の周囲に液状化層下部まで到達する軽量鋼矢板を打設し、細街区内の地下水位をポンプアップによりさらに約 2m 下げる。

このように、2 段階で地下水位を低下させることにより、

- ① 液状化層の有効応力の増加に伴う液状化抵抗の増大
- ② 液状化層の縮小に伴う液状化範囲の減少
- ③ 不飽和層の増加に伴う地表への影響の緩和
- ④ 多段階での地下水位低下による地域内沈下量分布の平準化

などの効果を得ようとするものである。本研究開発では、これらの効果を確認するため、以下の検討を行った。

- (1) 遠心模型実験に基づく街区内地下水位低下による液状化抑止効果の検証
- (2) 振動台実験に基づく鋼矢板囲い込みによる建物の不同沈下抑止効果の検証
- (3) 即時・圧密沈下量の推定と不同沈下対策法の開発

このうち、(1)の遠心模型実験では、地盤のみを対象に 30g 場で震動実験を行った。その結果、以下の知見が得られた。まず、地下水位が GL-1m の場合、水位面から下方に向かって液状化が進展し、最終的には砂層の全層が液状化に至る。地下水位を GL-3m に下げると、水位面よりも深部でまず液状化が発生し、上方および下方に向かってその範囲が拡大するものの、砂層全層が液状化するには至らない。矢板を設置し、矢板の外では地下水位 GL-3m、内部では GL-5m とすると、矢板の内部では液状化発生には至らない。これにより、地下水位低下による効果は、非液状化層を地下水位よりもさらに下方へ拡大する効果があること、従って、現状から 2m 程度の地下水位低下では液状化を抑止することは困難であるものの地表への影響をかなり抑えられること、水位を 4m 程度低下させることにより液状化をおおむね抑止できることが分かった。

次に、(2)の 1g 場での振動台実験では、地下水位 (GL-1m、GL-3m)、矢板の有無をパラメータとし、地表に 2 階建ての戸建て住宅を模擬した建物模型 2 体を設置し、震動実験を行った。その結果、地下水位を低下することにより建物の沈下・傾斜を抑制する効果は確かにあること、また、矢板の設置が建物の沈下性状に及ぼす影響は、重量鋼矢板を用いた場合と軽量鋼矢板を用いた場合で差のあることが確認できた。このうち、後者の矢板の種類による差については、重量鋼矢板を用いた場合、液状化層

が液状化した後に、矢板が下層の震動を表層に伝える加振源として作用する結果、表層の非液状化層が液状化してしまう可能性のあること、軽量鋼矢板を用いた場合はこのような効果はほとんど見られないことが分かった。これについては更なる検討が必要であるが、本工法を採用するに当たって注意すべき点であると言える。

最後に、地下水位低下による有効応力増大に伴う下部粘性土層の圧密沈下について検討を行った。検討は、3次元弾塑性有限要素解析を用いて行った。その結果、下部粘土層の一次圧密量・二次圧密量ともにそれぞれ最大で28～29cm程度と予測されるものの、地点間の相対沈下量は非常に小さく、たとえ地盤の極端な不均一性を考慮しても建物の不同沈下・傾斜に及ぼす影響はわずかであり、計算上は不同沈下対策が不要であることが確認できた。

4.2 実用化の見通し

東北地方太平洋沖地震では、東京湾岸の埋立地において広範囲に液状化が発生し、特に戸建て住宅地で大きな被害を生じた。主たる被害地には浦安市、習志野市、千葉市美浜区などが挙げられる。

このうち、千葉市においては、千葉市液状対策推進委員会を中心に戸建て住宅地の液状化対策を検討しているが、当該委員会に於いて、美浜区内の一部地域に於いては地下水位低下工法が適用可能であると判断されたことから、本提案工法が有力案の一つとして検討されている。平成25年度には、当該地域に於いて実証実験を予定している。

3.2 振動台実験に基づく鋼矢板囲い込みによる住宅の不同沈下抑止効果の検証

3.2.1 実験概要

(1) 実験ケース

本実験は、実大の 1/30 スケールで行っている。実験ケースは、表 3.2.1 に示す 5 ケースである。5 ケースとも地盤層厚は共通しており、砂層厚が 500mm で、その下に 100mm の粘土層がある。砂層には、6 号珪砂（遠心模型実験と同様）を用い、粘土層には油粘土を用いている。この地盤上に平均接地圧の同じ 2 軒の住宅模型を設置して加振し、対策の有無による住宅の不同沈下抑止効果を検討する。

実験内容は、case-1～case-3 までの 3 ケースと、case-4、case-5 の 2 ケースに大きく分けられる。

Case-1～case-3 までの 3 ケースでは、砂層の相対密度が 45% で、入力波は振動数 5Hz のテーパー付き正弦波で、最大加速度 200gal（図 3.2.1）としている。case-3 では実大で鋼矢板 NSP-Ⅲw を想定した曲げ剛性を有するステンレス板を入れて実験を行っている。また、2 つある住宅模型の両方に偏心荷重を作用させている。この偏心荷重は、住宅の積載荷重を想定したもので、互いの模型の向き合っている側に作用させている。Case-1 が無対策状態で、case-2 では地下水位を GL-99mm まで下げた状態、case-3 では地下水位を GL-99mm まで下げ、住宅模型 2 軒を囲うように矢板を設置した状態となっている。

次に、case-4、case-5 の 2 ケースでは、液状化層の相対密度が 55% で、入力波は振動数 13Hz のテーパー付き正弦波で、最大加速度 200gal（図 3.2.1）としている。case-5 では実大で軽量鋼矢板 LSP-5 型を想定した曲げ剛性を有するステンレス板を入れて実験を行っている。この 2 ケースは、先の 3 ケースの case-2、case-3 のように、矢板囲い込みによる影響を把握するための実験である。この 2 ケースでは、2 つある住宅模型の内、片方のみ偏心荷重を作用させている。偏心荷重の作用位置は先の 3 ケースと同様である。Case-4、case-5 と case-2、case-3 との違いは、上記地盤密度や入力波、住宅模型の他、表 3.2.2 に示す、想定矢板、矢板の下端条件、矢板形状である。

表 3.2.1 実験ケース

ケースNo.	砂層		矢板対策の有無	地下水位		入力波		
	層厚	Dr		矢板内	矢板外	Acc _{max}	f	time
	[mm]	[%]		[mm]	[mm]	[gal]	[Hz]	[sec]
case-1	500	44.4	無し	33	33	216	5	25
case-2		44.3	無し	99	99	213		
case-3		44.7	有り	99	99	210		
case-4	500	57.5	無し	99	99	228	13	5
case-5		57.2	有り	99	99	227		

表 3.2.2 case-3、case-5 の模型矢板の条件

ケースNo.	想定矢板	矢板模型下端条件	模型形状	模型材質
case-3	NSP-Ⅲw	・粘土層への根入れあり ・土槽底面に接触	平板	ステンレス
case-5	LSP-5型	・粘土層表面にのせる	波板	

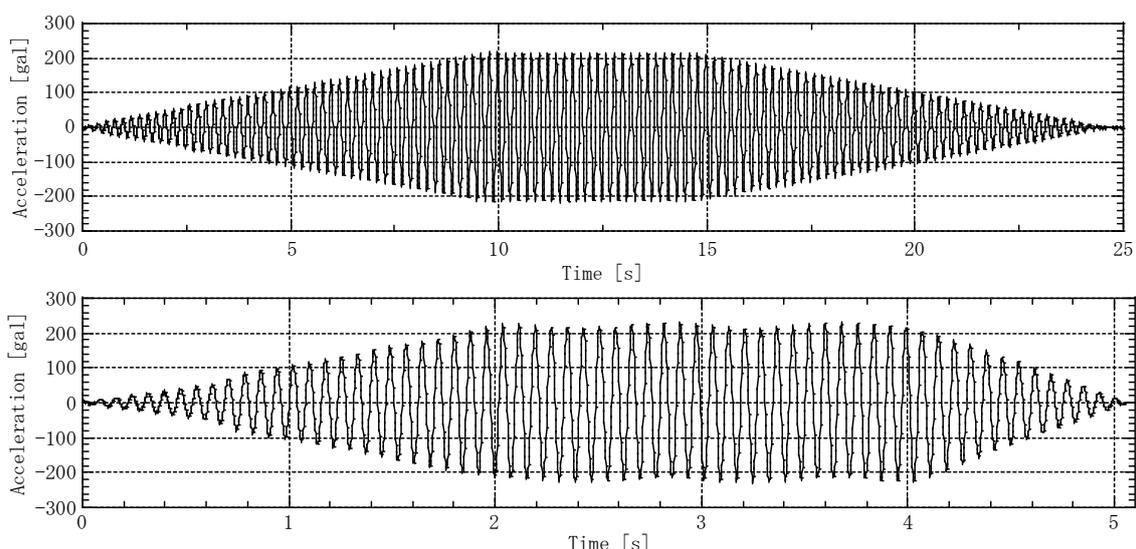


図 3.2.1 入力加速度波形（上図：case-1～case-3、下図：case-4～case-5）

Case-1～case-3 までと case-4～case-5 で条件が大きく異なるが、これは case-1～case-3 の実験結果から下記問題点が考えられ、それを改善した形にしたためである。

- ①不飽和層の飽和度が高く、実際の不飽和地盤の効果が出ていない。
- ②液状化層の密度が低い。
- ③矢板が加振源となっている。
- ④周波数 5Hz は、実大で考えた場合非常に長周期（2.56sec）の揺れである。
- ⑤加振時間が長い
- ⑥住宅模型の傾斜方向に及ぼす因子が何かはっきりしない。

③については、case-3 では曲げ剛性のみ相似則を合わせており、質量は実際よりも 5 倍程度重く、矢板の振動による周辺地盤への影響が非常に大きかったことが挙げられる。また、矢板下端が土槽底面に接触しており、入力波が直接矢板に作用していたことも原因として考えられた。⑥については、実験結果として住宅模型が互いに向き合う方向へ傾いたが、偏心荷重の影響が住宅模型重量の応力集中の影響がはっきりしなかった。

上記 6 点の問題の内、1g 場振動台では①の問題を解決する方法がなかったため、②～⑥の問題点を踏まえ、case-4、case-5 の条件を設定した。

住宅模型・矢板模型

図3.2.2、図3.2.3に偏心荷重がある場合と偏心荷重がない場合の住宅模型の三面図を示す。両模型とも、アクリル製で、模型寸法は幅 267mm×奥行 267mm×高さ 282mm、接地圧は 0.05ton/m^2 である。これを実大スケールにすると、幅 8m×奥行 8m×高さ 8.5m、接地圧 1.5ton/m^2 となる。偏心荷重は、積載重量を想定し、約 800g（実大で 21.5ton）を片側半分に作用させている。

矢板模型については、case-3 で使用した NSP-IIIw を想定した矢板模型だが、板厚 2.88mm のステンレス製の平板である。これは液状化層下部の粘土層を貫通し、土槽底面まで降ろして使用した。前述したようにこの矢板模型は、重量に関する相似側が合っていない他、平板であるため深度方向軸の曲げ剛性が実際よりも相当に大きくなってしまっている。次に、case-5 で使用した LSP-5 型を想定した矢板模型だが、板厚 0.3mm で、図 3.2.4 のように曲げ加工を施したステンレス板である。この矢板は、重量に関する相似側がほぼ合っており、深度方向軸の曲げ剛性も板厚 0.3mm の平板と同等となるため、非常に小さくなっている。但し、この値が実際の剛性を想定できているかどうかについては、不明である。

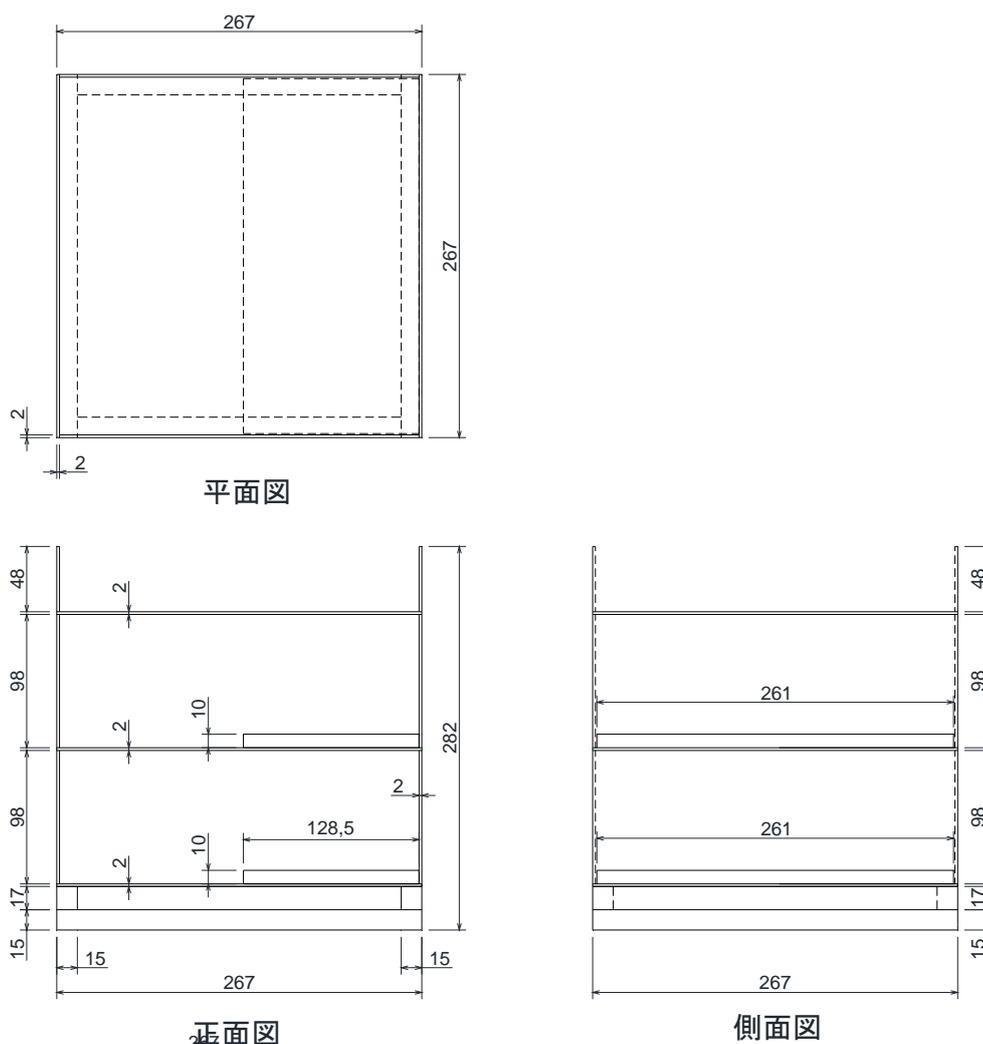


図 3.2.2 偏心荷重のある住宅模型

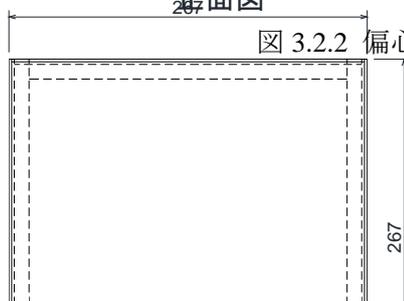
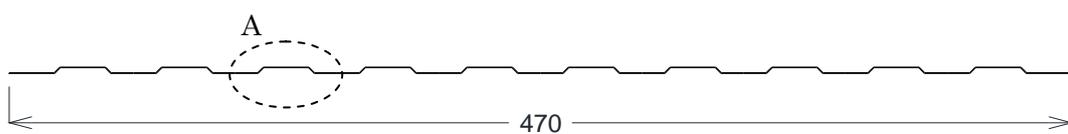
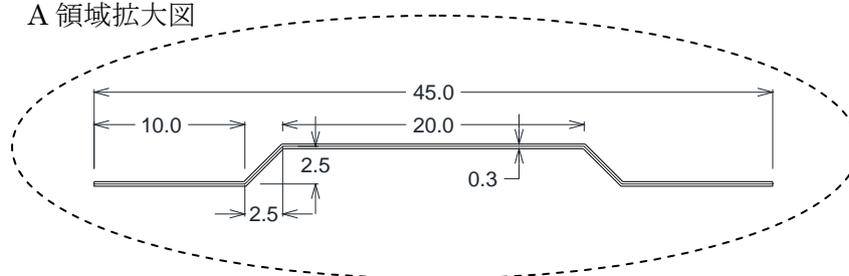


図 3.2.3 偏心荷重のない住宅模型



A 領域拡大図



(2) 相似則

図 3.2.4 矢板模型断面図

井合が提案する、重力場における地盤－構造物－流体系の相似則¹⁾を適用した。この相

似則において、密度の相似比を 1、幾何学的な相似比を λ 、ひずみの相似比を $\lambda^{0.5}$ とした場合の、主なパラメーターの相似比を表 3.2.3 に示す（本実験では、 $\lambda = 30$ としている）。この表を見ると、透水係数の値を調整する必要があることが分かる。そのため本実験では、水にメチルセルローズを混合して粘性を調整した流体を間隙流体として使用した。

表 3.2.3 のようにひずみの相似比を $\lambda^{0.5}$ とした場合、小さいひずみ領域における応力-ひずみ関係は再現できるが、大ひずみの領域は再現できないため、液状化発生後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量については保証されない。そのため、最終的な沈下量等に関する議論はあくまで定性的な評価にしかならない。

表 3.2.3 相似則

	(実大/模型)	$\lambda = 30$
長さ	λ	30
密度	1	1
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	5.48
時間	$\lambda^{0.75}$	12.82
応力	λ	30
透水係数	$\lambda^{0.75}$	12.82
梁の曲げ剛性 (単位長さ当たり)	$\lambda^{3.5}$	147885
梁の質量 (単位長さ、 単位幅当たり)	λ	30

(3) 実験方法

実験は、図 3.2.5 に示す簡易せん断土槽（内寸：長さ 1910mm×幅 490mm×高さ 650mm）を用いて行った。せん断土槽のフレームは 11 段（1 段 50mm）あり、各フレームの間には図 3.2.6 に示すフラットローラーを挟んでおり、加振方向に滑らかに動くようにしている（土槽の下 100mm までは動かないようになっている）。また、実験時に内部の土や水が隙間から流出しないよう、土槽内側にメンブレン（ $t = 1$ [mm]）を設置した。

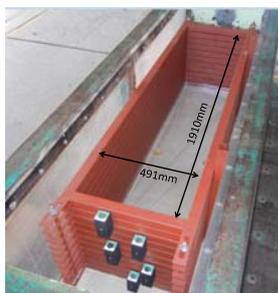


図 3.2.5 簡易せん断土槽



図 3.2.6 フラットローラー

液状化層の作製は、水中落下法により行った。本実験では、地下水位の低下を行うが、地盤作製段階では全層水中落下法で作製するため全層飽和状態となっている。そこから、

地下水位を下げている、GL-33mmの状態（初期状態）にし、その後住宅模型を設置している。初期状態よりも地下水位を下げる場合は、住宅模型を設置した後に水位を低下させるようにした。

地下水位の低下方法は、図 3.2.7 に示すような、土槽底面から立ち上げた排水パイプ（塩ビ管）で排水をすることで行った。この排水パイプの排水口には 80 μ m のステンレスメッシュを貼り付けており、土の流出が極力ないようにした。水位の確認については、図 3.2.8 に示すようなピエゾ管を土槽の 4 隅に差し込み、ストローにより取水して確認した。このピエゾ管にも排水パイプと同じメッシュを貼り付け、土の流出を防止している。また、このピエゾ管は加振時に水の逃げ道になるため、水位確認後砂を詰めている。このほか、図 3.2.9 のように、水位調整用排水パイプが剛体土槽の外側で透明なチューブになっており、そのチューブを鉛直に立ち上げることで水位の確認を行っている。



図 3.2.7 排水パイプ（上図）とその設置状態（下図）



図 3.2.8 ピエゾ管（上図）とその設置状態（下図）

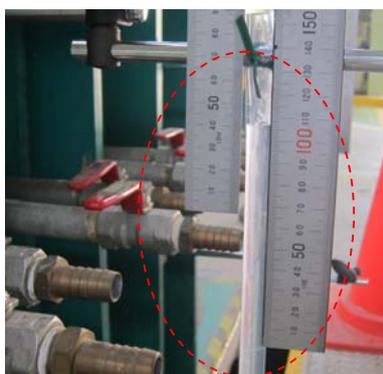


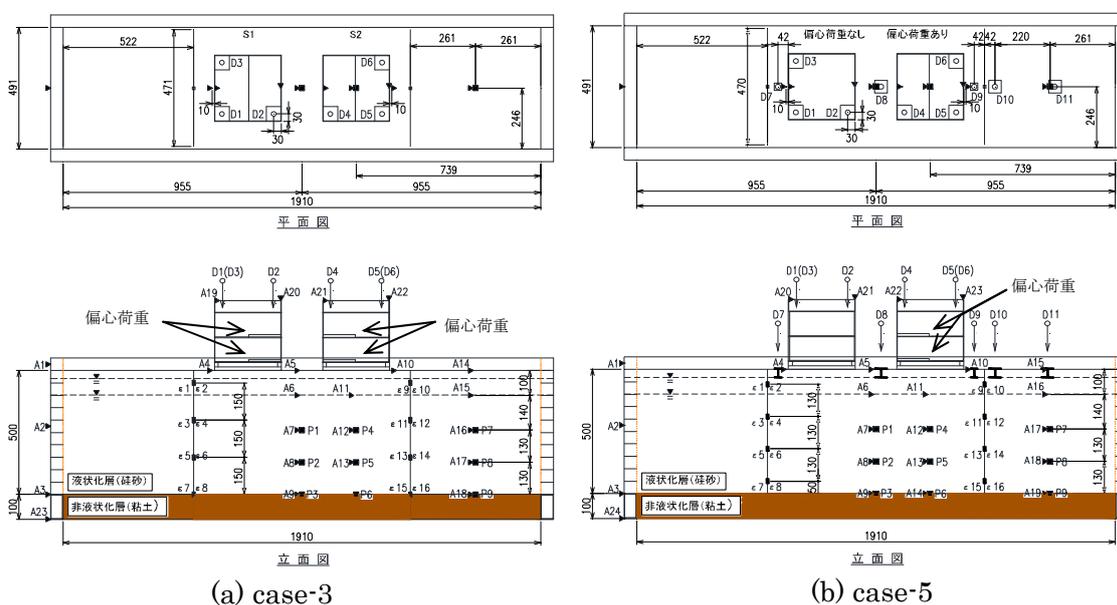
図 3.2.9 剛体土槽外側の透明なチューブによる水位確認状況

(4) 計測項目

図 3.2.10 に case-3 と case-5 の、計測機器の配置図を示す。Case-1、case-2 の計測機器の配

置は、case-3 の配置図内の矢板模型の部分（ひずみゲージ）を除いたものであり、case-4 の配置は、case-5 の配置図内の同部分を除いたものである。

計測機器の配置は基本的に全ケースで同じであり、住宅模型間の地盤、住宅直下地盤、住宅模型から離れた位置の地盤に対し、加速度計と間隙水圧計を設置している。また、2つある住宅模型の両方に、それぞれ3ヶ所レーザー変位計を配置している。さらに、矢板がある場合には深さ方向に4ヶ所ひずみゲージを貼り付けている。Case-4、case-5 に関しては、上記したものに加え、矢板模型付近の地表面（case-4 には矢板がないため、case-5 の配置場所と同一のところに設置している）、住宅模型間の地表面、住宅模型から離れた位置の地表面の沈下量をレーザー変位計にて計測している。



(a) case-3

(b) case-5

図 3.2.10 計測機器の配置図

3.2.2 実験結果・考察

以降に、本実験における住宅模型沈下および傾斜の結果について示す。その際の、沈下および傾斜の正負に関する定義を図 3.2.11 と図 3.2.12 に示す。沈下については、鉛直下向きを正とする。傾斜については、加振方向を X 軸、加振直交方向を Y 軸とし、各軸方向の正方向の沈下量が大きい場合の傾きを正とする。

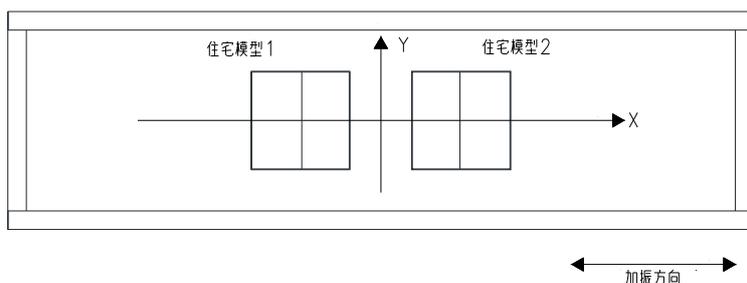


図 3.2.11 X、Y 軸の定義

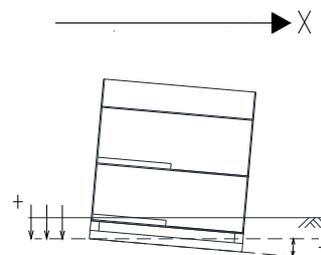


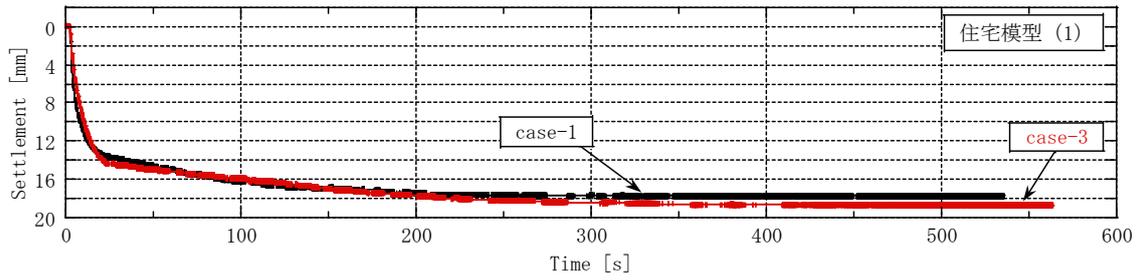
図 3.2.12 傾斜の正負 (X 方向)

(1)～(3)では、「矢板囲い込み・地下水位低下併用」による効果 (case-1 と case-3 を比較)、(4)～(6)では、「地下水位低下」による効果 (case-1 と case-2 の比較)、(7)～(9)では、「矢板囲い込み」による効果 (case-2 と case-3 の比較)、(10)～(12)では、「矢板囲い込み」による効果 (case-4、case-5 の比較) について示す。

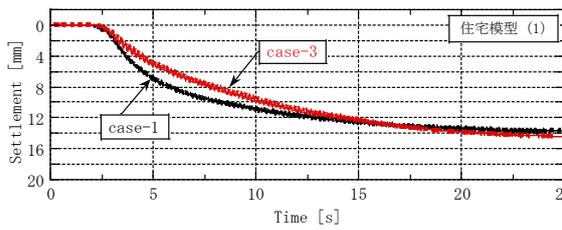
(1) 「矢板囲い込み+地下水位低下」が住宅模型沈下へ及ぼす影響

図 3.2.13、図 3.2.14 に、住宅模型(1)、住宅模型(2)の模型中央部における沈下量を示す。両図(a)の加振開始から計測終了までのグラフを見ると、住宅模型(1)では若干であるが、「矢板囲い込み・地下水位低下併用」の方 (以下、case-3) が、最終的な沈下量は大きくなっている。次に、両図(b)の加振開始から加振終了時までのグラフを見ると、両模型とも沈下開始時間は両ケース同じで 2.5sec 付近から始まっているが、加振開始 10sec～15sec までは、case-3 の沈下が小さい。しかし、10sec～15sec 以降では、住宅模型(1)は無対策 (以下、case-1) とほとんど変わらないが、住宅模型(2)は沈下量が逆転している。この加振時の沈下量は、両模型・両ケースとも全沈下量の 70%程度である。次に、(c)の加振終了時から計測終了までのグラフを見ると、加振終了後からの沈下量にあまり差はないが、case-3 では沈下速度が遅く、沈下終了時間が遅くなるのが分かる。

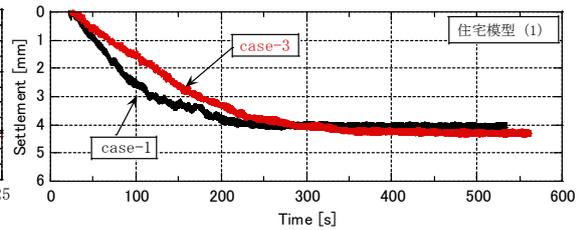
以上のことから、「無対策」と「矢板囲い込み・地下水位低下併用」による沈下量の違いは加振時に大きく現れることが言える。この違いを、過剰間隙水圧と加速度の値から検討してみる。



(a) 加振開始から計測終了まで



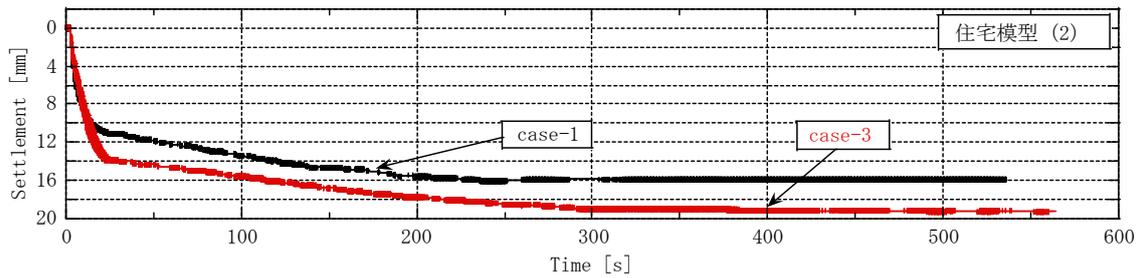
(b) 加振開始から加振終了まで



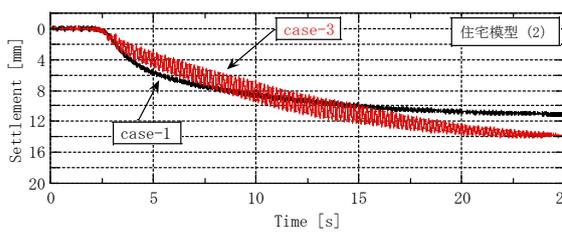
(c) 加振終了から計測終了まで

(加振終了時の沈下量を 0mm とする)

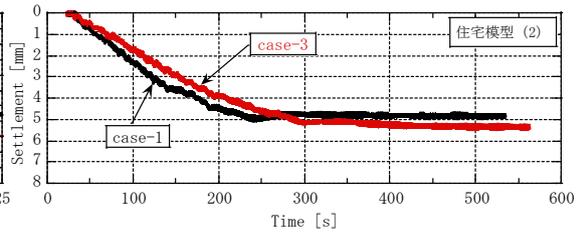
図 3.2.13 住宅模型(1)の中央における沈



(a) 加振開始から計測終了まで



(b) 加振開始から加振終了まで



(c) 加振終了から過剰間隙水圧消散終了まで

(加振終了時の沈下量を 0mm とする)

図 3.2.14 住宅模型(2)の中央における沈下量

加振時について

図 3.2.15 に、住宅模型(2)直下地盤の、深度毎における加振時の過剰間隙水圧時刻歴を示す。この図から、過剰間隙水圧は加振開始 1.5sec 前後から上昇し始めていることが分かる。水圧上昇速度は case-1 の方が早く、水圧上昇後 1.0sec でピークに達している。case-3 では水圧上昇後 1.5~2.5sec でピークに達する。図 3.2.16 を見ると、ピークを迎えた時点で過剰間隙水圧比は 1 に達しており、液状化している。このことから、case-1 では住宅模型が沈下を開始した時液状化しており、case-3 では有効応力が 50%以上低下した状態であったことが分かる。つまり、地下水位以下の地盤支持力が低下したために、沈下を開始されたものと考えられる。この他、加振時でも完全な非排水状態ではないことから、液状化層の排水沈下や、その沈下によって不飽和層が地下水位以下に沈むことによる浸水沈下が生じた可能性も考えられる。

過剰間隙水圧がピークを迎えた後も加振が続いているが、その間水圧の動きに変化はない。これは、深度方向や平面位置といった空間的な違いや対策の有無にも依らずどの地点でも同様に見られることから、少なくとも地下水位以下では、加振開始 4sec 前後で液状化し、加振中はその状態が維持されていることを示している。つまり、沈下が生じてからの沈下傾向（速度）の違いに関しては、過剰間隙水圧の時刻歴データからは説明できない（沈下開始 2sec までは水圧の上昇速度に多少の違いがあるため、この影響があった可能性はある）。

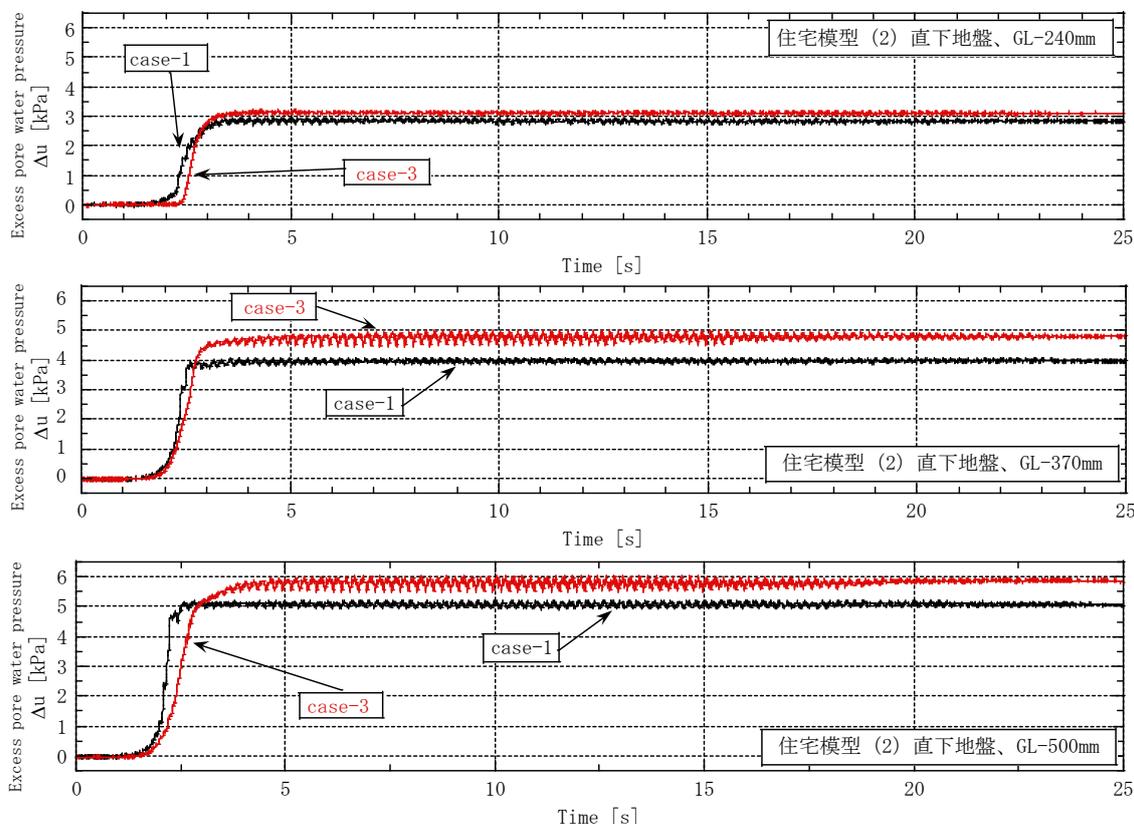


図 3.2.15 住宅模型 (2) 直下地盤内の過剰間隙水圧時刻歴 (加振時)

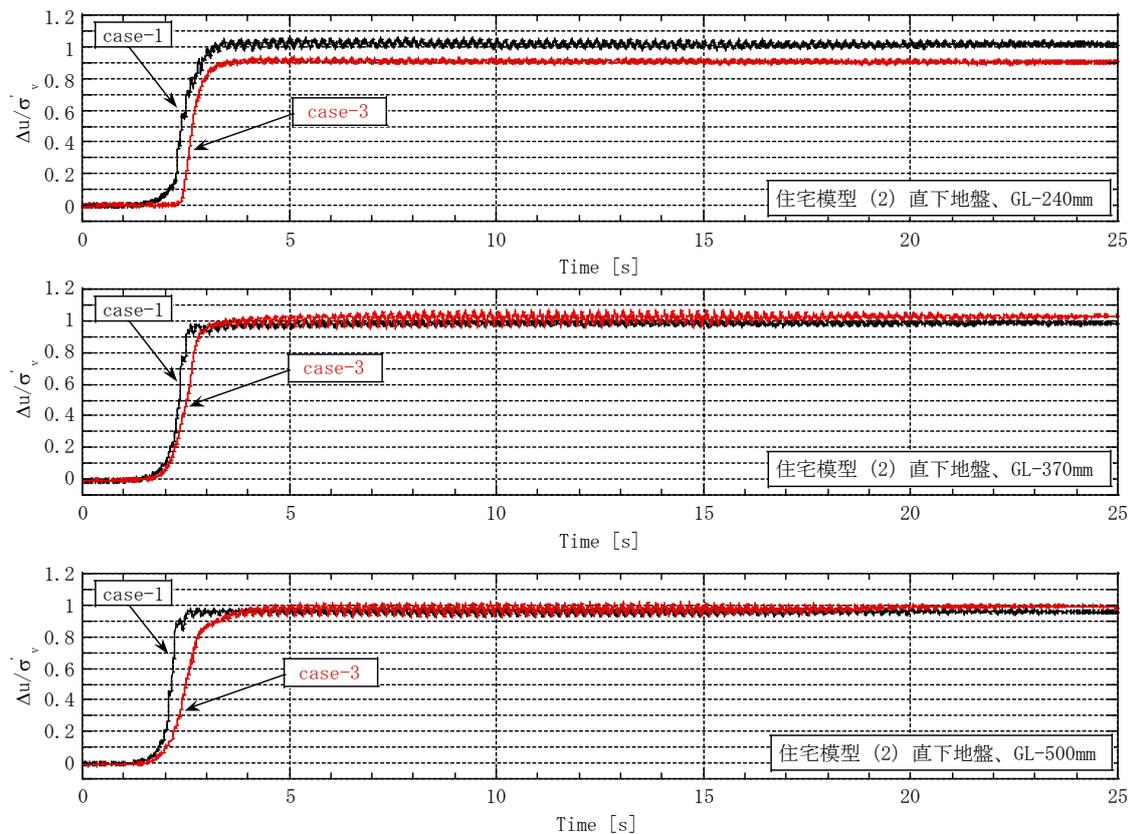


図 3.2.16 住宅模型 (2) 直下地盤内の過剰間隙水圧比時刻歴 (加振時)

図 3.2.17、図 3.2.18 に、case-1、case-3 における住宅模型間の地表面と、住宅模型 (2) と矢板模型の間の地表面の加速度応答の時刻歴を示す。これを見ると、どの図も加振開始 2.5sec 付近で長周期化し始めている。これは、加振開始 2.5sec 付近で過剰間隙水圧が上昇し、有効応力が低下することで地盤が軟化したためと考えられる。長周期化後、case-1 では加速度応答が小さくなるのに対し、case-3 は小さくならない。特に、住宅模型 (2) と矢板模型の間の地表面加速度は非常に大きな応答値を示している。これは、加振中の矢板振動が地盤内へ伝播しているためと考えられる。

図 3.2.19 に case-3 における、住宅模型間地盤の GL-100mm、GL-240mm、GL-370mm 地点での加速度応答を示す。これを見ると、地表面近くでは長周期化後もある程度応答を示しているが、GL-240mm 以深では長周期化後加速度応答は小さくなっている。そのため、入力波が下部地盤から伝播しているわけではない。次に、図 3.2.20 に示す矢板の曲げひずみを見ると、地盤の加速度応答が長周期化し始めた辺りから曲げひずみが振動的に発生しており、矢板が (自由) 振動していることが言える。発生している曲げひずみは深い位置ほど大きいことから、下端固定の片持ち梁のような状態で振動していたと言える。

以上のことから、住宅模型 (2) の沈下に見られるような沈下傾向の違いには、矢板振動が影響していると言える。

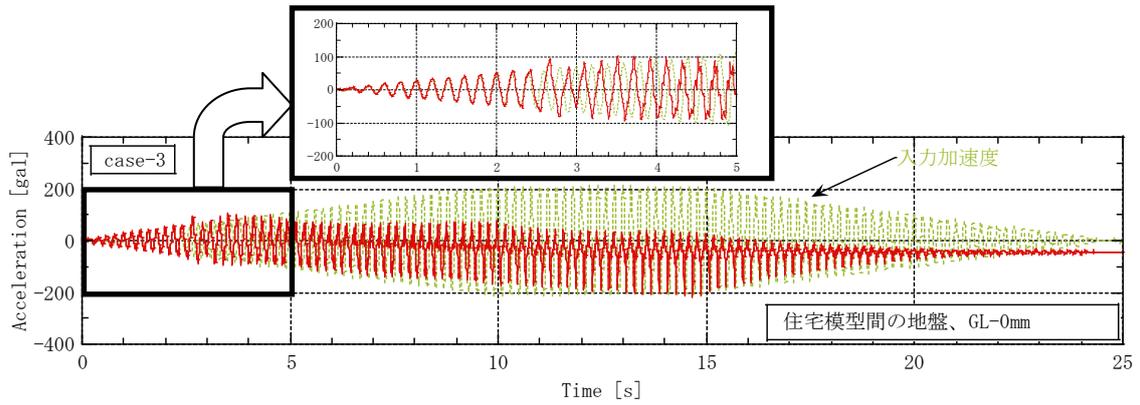
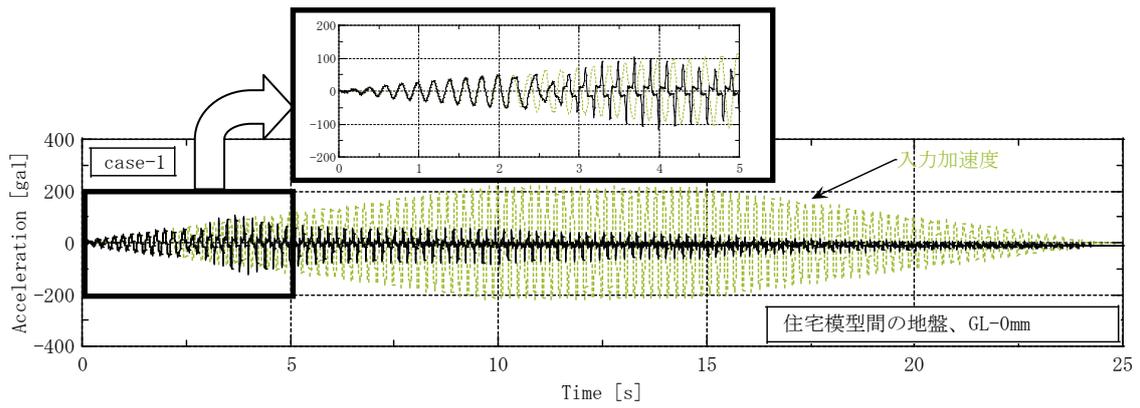


図 3.2.17 住宅模型間の地表面加速度（加振時）

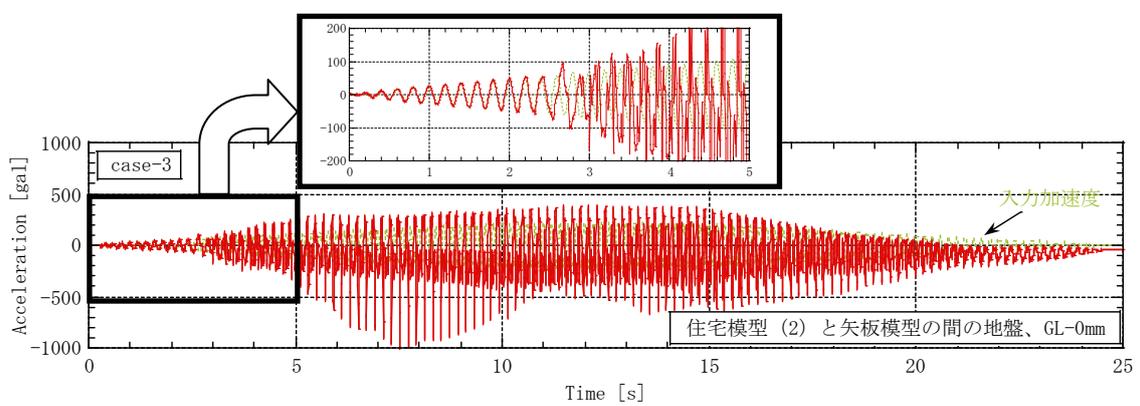
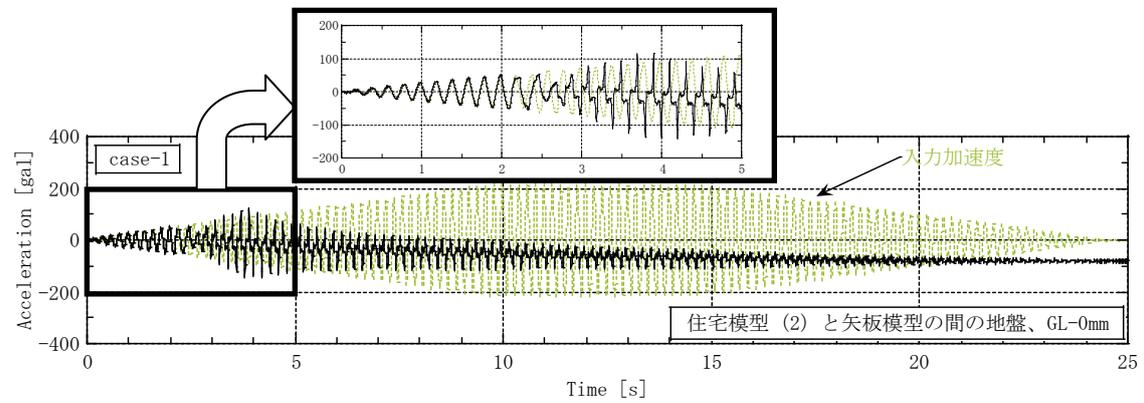


図 3.2.18 住宅模型 (2) と矢板模型の間の地表面加速度（加振時）

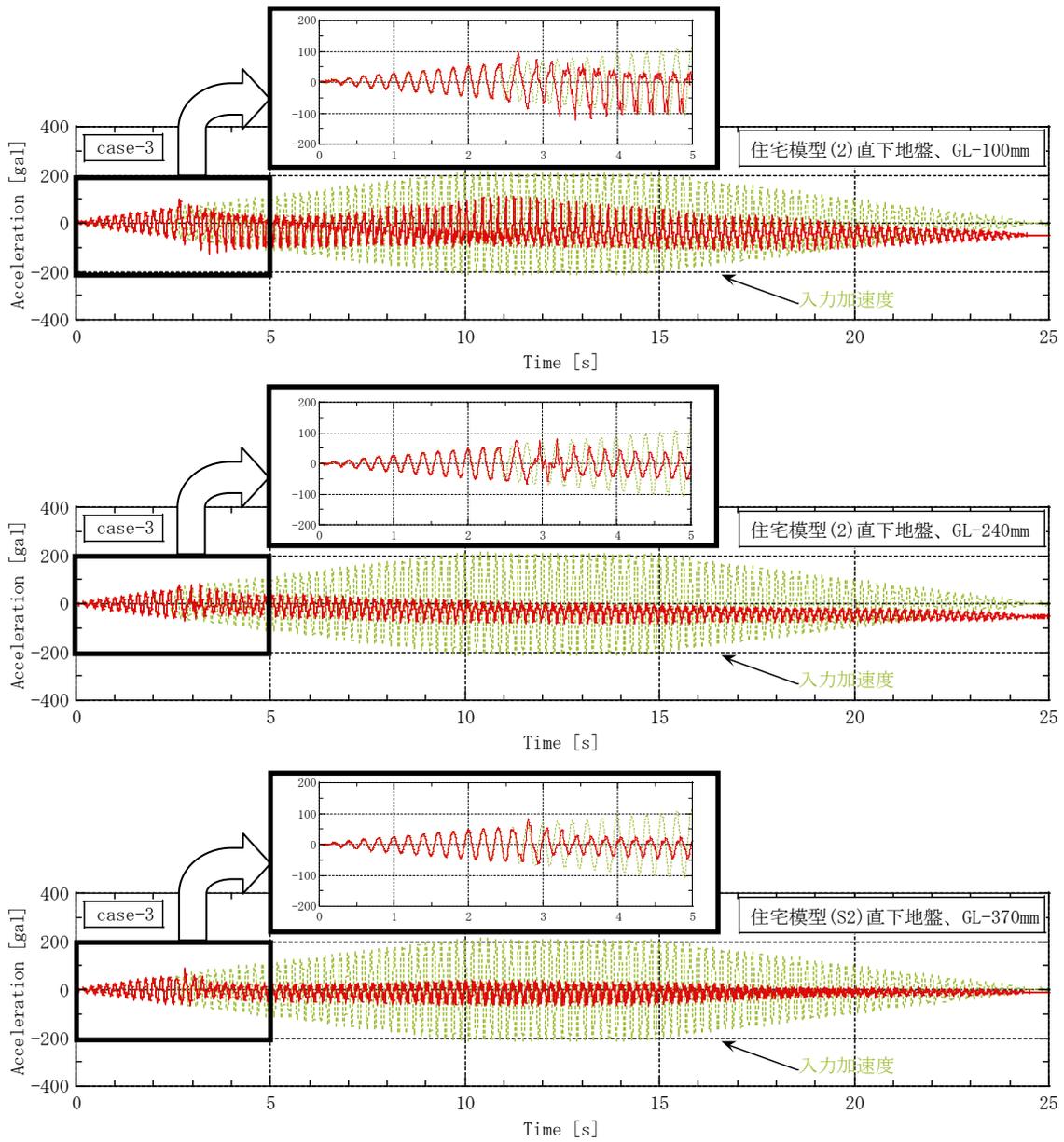


図 3.2.19 住宅模型 (2) 直下地盤の加速度 (加振時)

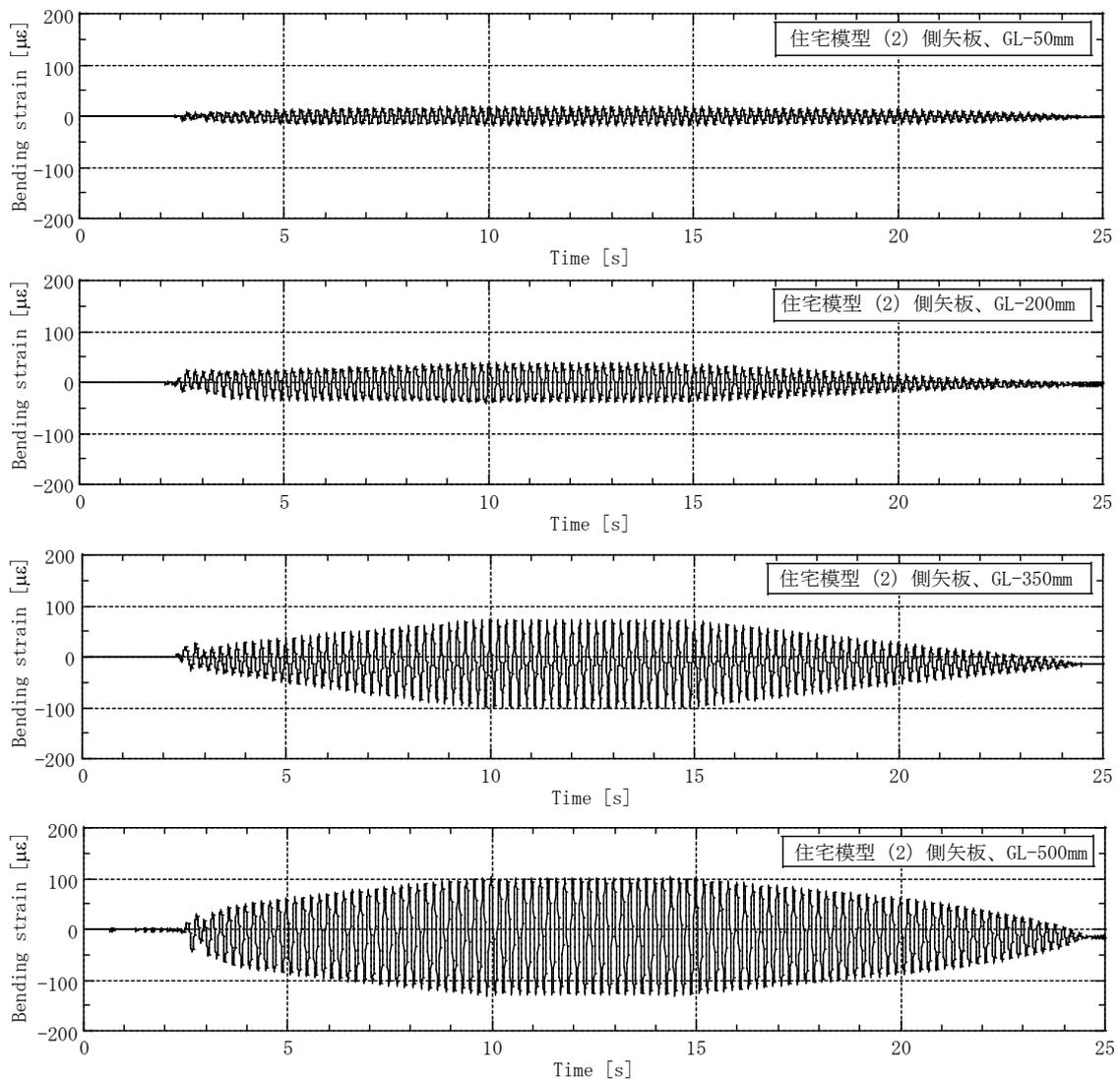


図 3.2.20 住宅模型 (2) 側の矢板模型の曲げひずみ (加振時)

加振後について

図 3.2.21 に住宅模型(2)直下地盤における過剰間隙水圧の消散過程を示す。これを見ると、両ケースとも深度の深い地点から消散が開始され、順次浅い方の消散が始まる傾向は同じである。また、GL-240mm 地点を除き、消散開始もほとんど同じタイミングで生じており、消散速度もほとんど同じであることから、過剰間隙水圧消散過程で生じている沈下傾向の違い (case-3 の沈下速度が遅く、沈下時間が長い) は、過剰間隙水圧の消散によるものではないことが分かる。おそらくこの現象は、不飽和層の浸水沈下速度もしくは矢板によるせん断変形抑制に依存しているものと考えられる。

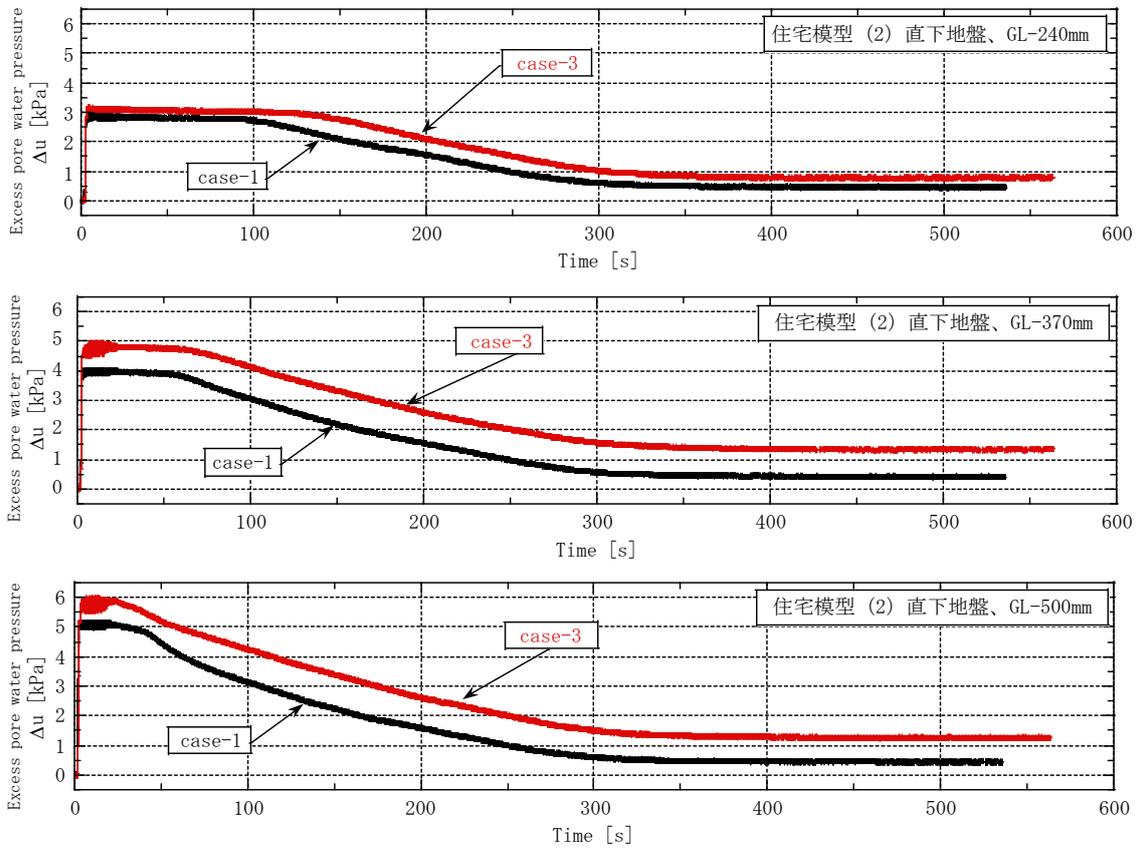
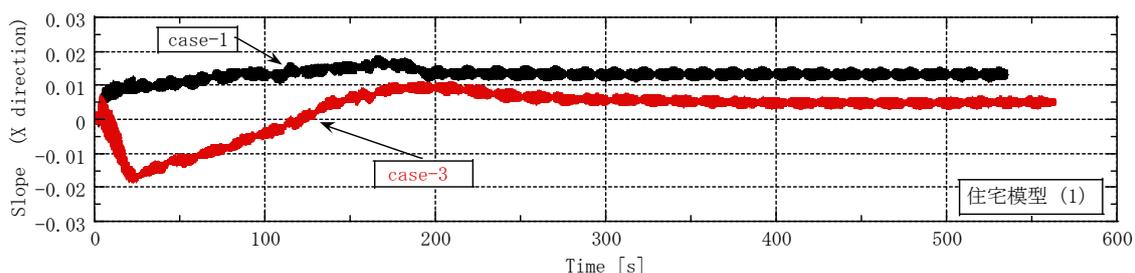


図 3.2.21 住宅模型 (2) 直下地盤の過剰間隙水圧

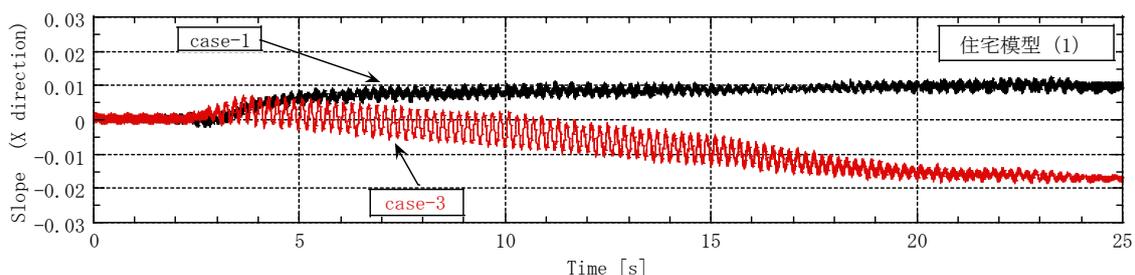
(2) 「矢板囲い込み+地下水位低下」が住宅模型傾斜へ及ぼす影響

図 3.2.22～図 3.2.25 に住宅模型(1)と住宅模型(2)の X 方向、Y 方向の傾斜を示す。まず、X 方向の傾斜について見てみると、加振開始 2.5～3.0sec 付近から傾斜が始まっていることが分かる。傾斜の方向に関しては、case-1 では住宅模型の傾斜方向は一貫しており、加振時、加振後どちらも偏心荷重のある側へ傾いている。これに対し、case-3 では加振時と加振後で異なる挙動を示している。各住宅模型で多少の差はあるが、case-3 では、加振初期 (5sec まで) は偏心荷重側へ傾き、その後加振終了時まで矢板側へ傾く。そして、加振が終了すると再び偏心荷重側へ傾くといった挙動を示している。最終的な傾斜は、case-1 では 1.3/100、1.7/100 であるのに対して、case-3 では 0.5/100、1/100 と小さくなっている。しかし、加振開始から計測終了までの間で生じた最大の傾斜を比べてみると、case-1 も case-3 も大きくは変わらず 2/100 前後の傾斜が発生している。

次に、Y 方向の傾斜について見てみる。すると、case-3 の住宅模型(2)を除き、1/100 程度の傾斜が起きている。また、対策の有無に依らず加振終了後の水圧消散過程においては Y 方向の傾斜は小さく、加振時に傾斜量が決まると言える。

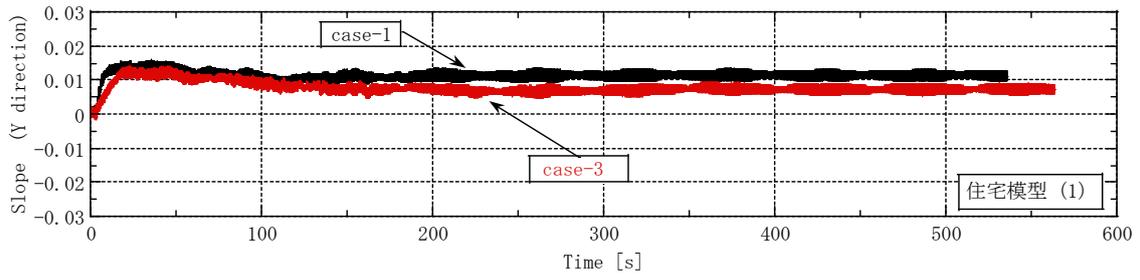


(a) 加振開始から計測終了まで

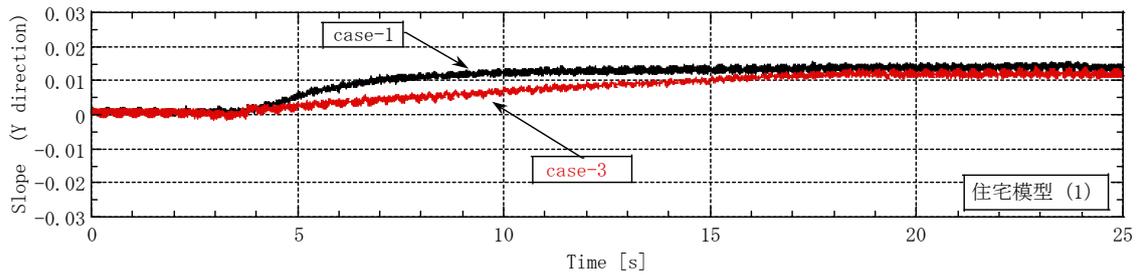


(b) 加振時 (0-25sec)

図 3.2.22 住宅模型 (1) の X 方向傾斜

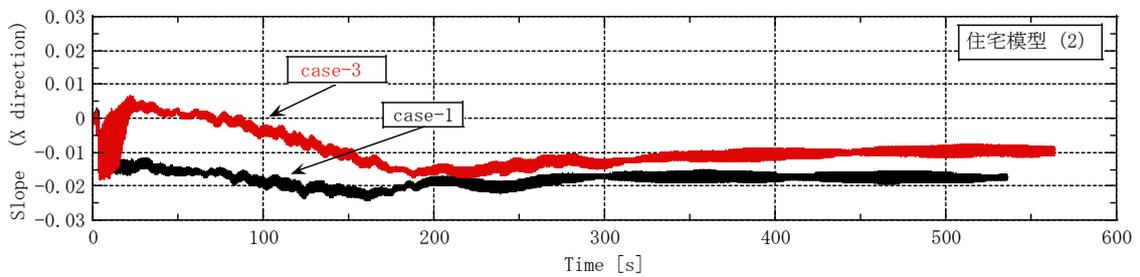


(a) 加振開始から計測終了まで

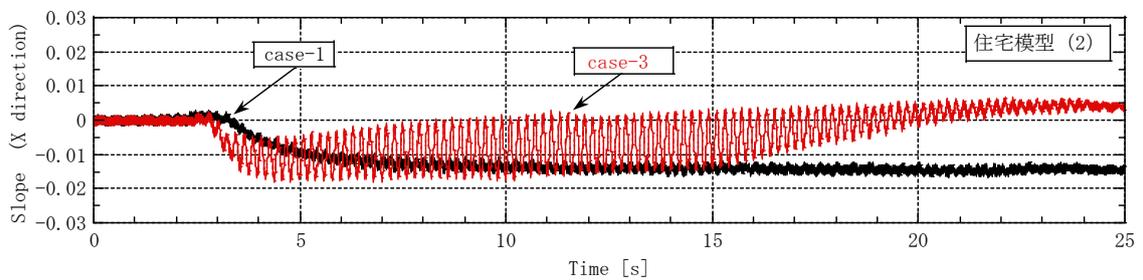


(b) 加振時 (0-25sec)

図 3.2.23 住宅模型 (1) の Y 方向傾斜

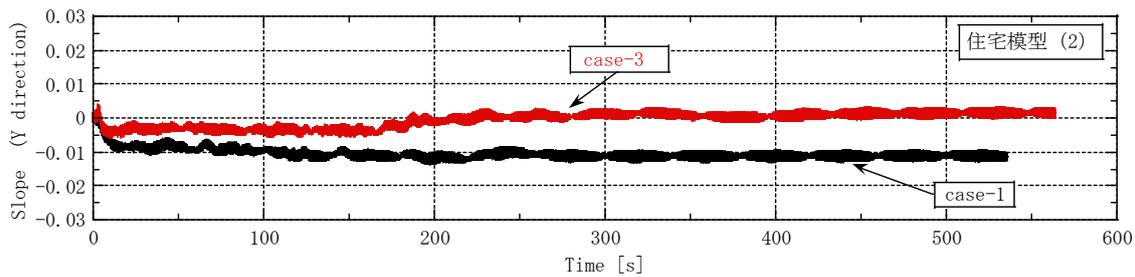


(a) 加振開始から計測終了まで

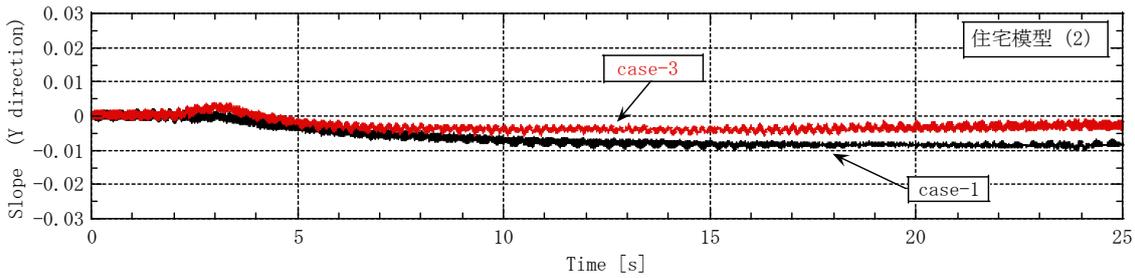


(b) 加振時 (0-25sec)

図 3.2.24 住宅模型 (2) の X 方向傾斜



(a) 加振開始から計測終了まで



(b) 加振時 (0-25sec)

図 3.2.25 住宅模型 (2) の Y 方向傾斜

以上の住宅模型傾斜に関する現象を、過剰間隙水圧、加速度の観点から検討してみる。

まず、傾斜が加振開始 2.5~3.0sec 付近から始まるのは、前述の沈下発生と同様に、支持力の低下や過剰間隙水圧の上昇と消散による地盤沈下が挙げられる。X 方向傾斜については、case-1 では、地盤の支持力低下と、偏心荷重による住宅模型自身の回転モーメントの影響により偏心荷重方向へ傾斜が開始したと考えられる。また、case-3 に生じている加振 5sec 程度までの偏心荷重方向への傾斜もこれと同様の可能性がある。Case-3 では、その後矢板方向へ傾いているが、その理由として矢板の振動が考えられる。矢板振動により、矢板付近の地表面が急激に軟化したために、偏心荷重側よりも支持力が低下したことや、矢板周辺地盤の土粒子配列が乱されたことが考えられる。そして、加振が終了すると模型側へ傾くのは、偏心荷重による回転モーメントによるものと考えられる。

Y 方向傾斜についてだが、今回の実験では、Y 方向への偏心荷重等はないため、Y 方向へ生じた傾斜については、地盤の不均一性の影響や、土槽内側に設置したメンブレンが加振時に撓んだ影響と考えられる。そのため、生じた傾斜の大きさや方向（正負）の理由は不明である。次に、水圧消散過程において Y 方向傾斜がほとんど発生していない理由として、上記偏心荷重等が Y 方向には作用していないこと、Y 方向の境界条件が考えられる。X 方向は、case-1 では地盤が続いており、case-3 では矢板が存在する。しかし、case-3 の矢板は図 3.2.26 に示すように残留ひずみがあるため、case-1、case-3 とともに X 方向への変形が可能であったことが言える。Y 方向に関しては、住宅模型の近くに剛な壁（土槽壁面）があるため、Y 方向の地盤の変形が抑制されている。この境界条件の効果もあり、X 方向では加振終了後も傾斜があるのに対し、Y 方向にはほとんど傾斜しなかったと考えられる。

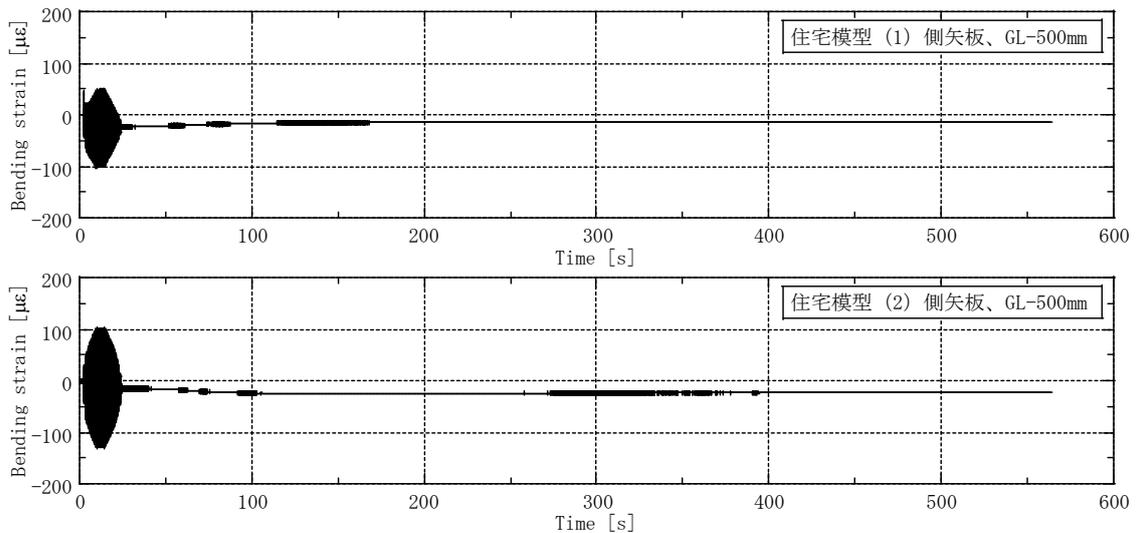


図 3.2.26 住宅模型 (2) 側の矢板模型の曲げひずみ
(加振開始から計測終了まで)

(3) 「矢板囲い込み+地下水位低下」による住宅模型沈下と地表面沈下への影響

図 3.2.27、図 3.2.28 に case-1 と case-3 における、加振前と計測終了時に測定した住宅模型沈下量と地表面沈下量について示す。これらの図から、両ケースとも最終的な地盤の沈下量と住宅模型の沈下量には差異があり、住宅模型が地盤にめり込んでいるような形となっている。特に、case-3 方では、住宅模型の周囲の地盤が隆起しており、めり込み量が大きい。但し、case-3 は、住宅模型同士の沈下差は小さくなっているようである。地盤が隆起した原因は、住宅模型が沈んだ際の地盤の側方変形が矢板により制限され、地表面へ向かって移動したためと考えられる。沈下差が小さくなったことに関しては、矢板で地盤を仕切ることにより、地盤の不均一性による影響が軽減されたためではないかと考えられる。

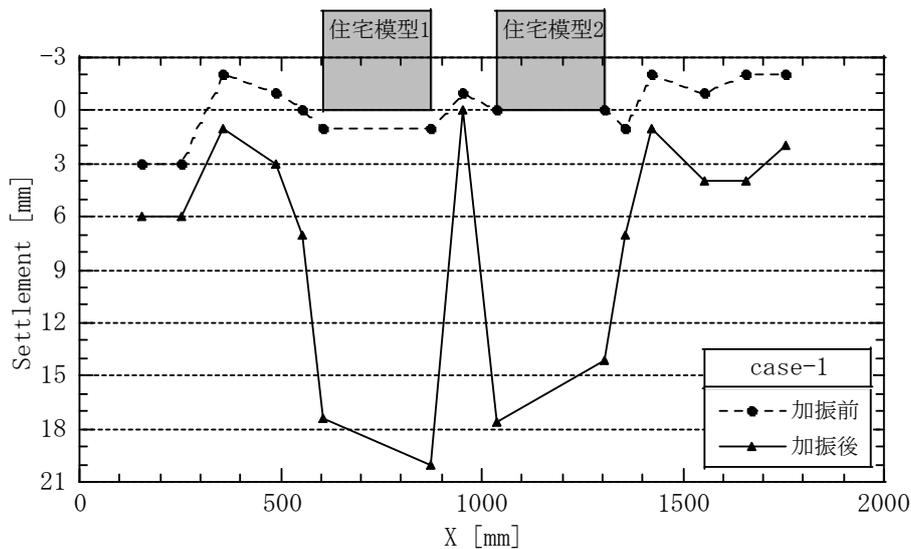


図 3.2.27 住宅模型沈下と地表面沈下 (case-1)

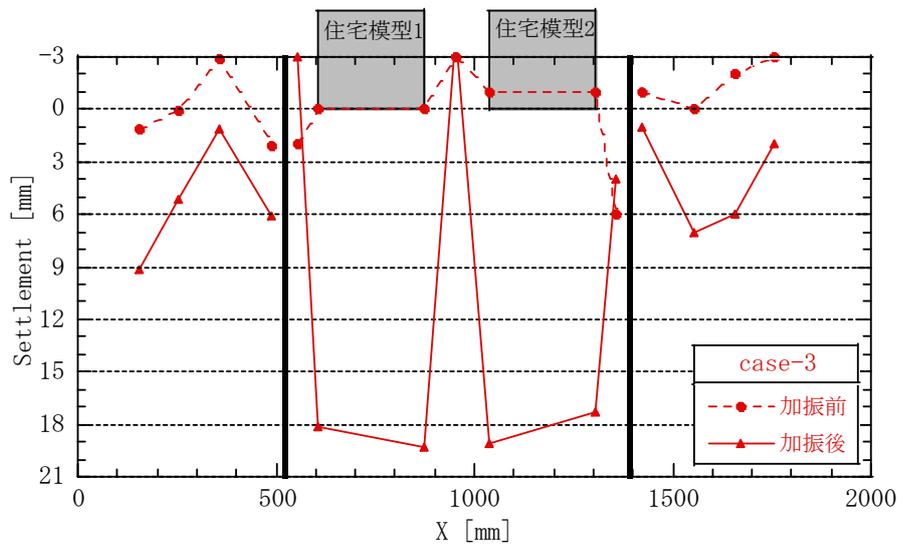


図 3.2.28 住宅模型沈下と地表面沈下 (case-3)

(4) 「地下水位低下」が住宅模型沈下へ及ぼす影響

図 3.2.29、図 3.2.30 に、両実験ケースにおける住宅模型中央の沈下量について示す。まず、(a)の加振開始から計測終了までのグラフを見ると、最終的な沈下量は case-2 の方が小さい。次に、(b)の加振開始から加振終了までのグラフを見ると、両実験ケースの住宅模型の沈下傾向は似ており、沈下初期段階で大きく沈下し、その後緩やかに沈下していく。Case-1、case-2 ともに加振時の沈下量は総沈下量の 70%程度である。しかし、沈下開始時点を見てみると、地下水位低下をした方では沈下開始時間が遅延化していることが分かる。次に、(c)の加振終了時から計測終了までのグラフを見てみると、case-2 でも、沈下が収束する時間はほぼ case-1 と同じで加振開始 200sec~250sec である。しかし、沈下速度が遅く、沈下量は小さくなっている。

以上から、「地下水位低下」が住宅模型沈下へ及ぼす効果は、沈下開始時間が遅延化することと、加振終了後の過剰間隙水圧消散過程での沈下量抑制と言える。以降に、加振時と加振終了後の挙動について、過剰間隙水圧・加速度の観点から見てみる。

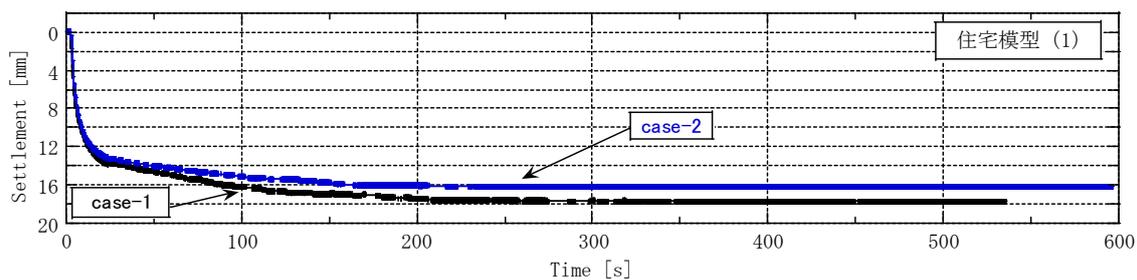
加振時について

図 3.2.31 に、住宅模型 (2) 直下地盤における加振時の過剰間隙水圧データを示す。これを見ると、地下水位を低下させた方が、過剰間隙水圧発生が遅れていることが分かる。しかし、水圧の上昇速度はほとんど変わらず、1~2sec の間に上昇しきっており、その後も加振時は上昇しきったままの状態を保っている。この状態では、図 3.2.32 の過剰間隙水圧比のグラフから液状化していると言える。まず、水圧発生が遅れたことについては、有効応力増大によるせん断強度の増加が起因したと考えられる。過剰間隙水圧の上昇と住宅模型の沈下がほぼ同じタイミングで生じていることから、この過剰間隙水圧の上昇開始遅延が住宅模型の沈下開始遅延につながったものと考えられる。過剰間隙水圧の上昇後は、case-1 と同様の傾向を示していることから、沈下傾向も同じような状態になっている。

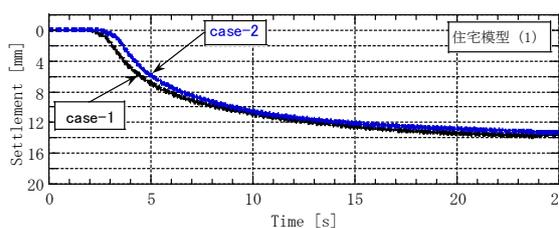
次に、図 3.2.33 に case-2 における住宅模型(2)直下地盤の加速度を示す。図の case-1 の加速度応答と比べると、case-2 の方が長周期化するのが遅くなっており、case-2 の過剰間隙水圧上昇開始が遅くなることと一致している。その後の挙動については、地下水位低下による違いは見られない。

加振後について

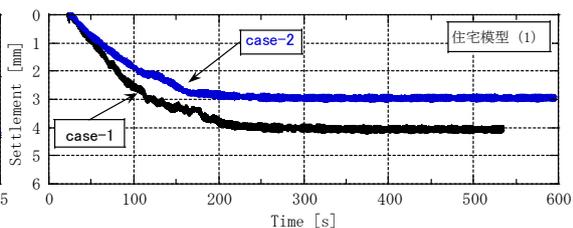
図 3.2.34 に住宅模型(2)直下地盤の過剰間隙水圧の消散過程を示す。これを見ると、地下水位を低下させた方が、過剰間隙水圧の消散が早くなっている。これは、地下水位低下により、排水距離が短くなったために生じたものと考えられる。この現象により、必要な支持力を回復するまでの時間が短縮され、沈下量が抑制された可能性がある。この他、地下水位低下により不飽和層厚が厚くなり、飽和層厚が薄くなったため、元々の間隙水量が少なかったことも原因であると考えられる。



(a) 加振開始から計測終了まで



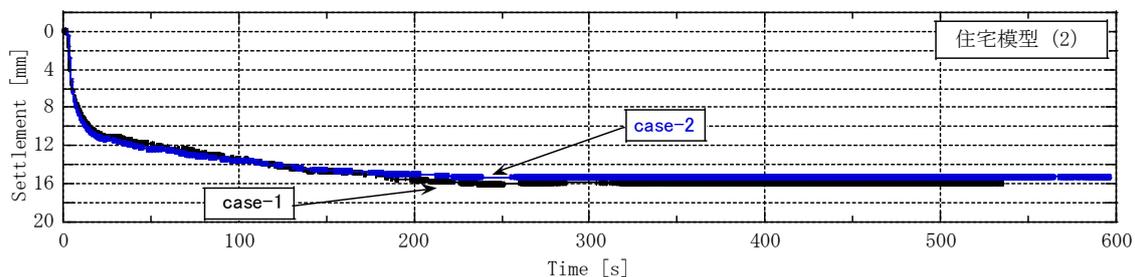
(b) 加振開始から加振終了まで



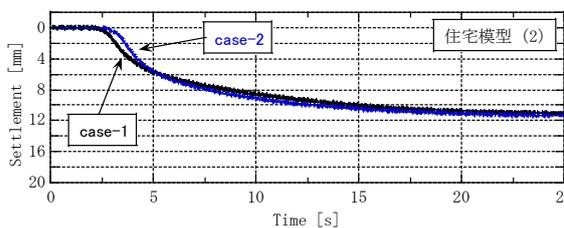
(c) 加振終了から計測終了まで

(加振終了時の沈下量を 0mm とする)

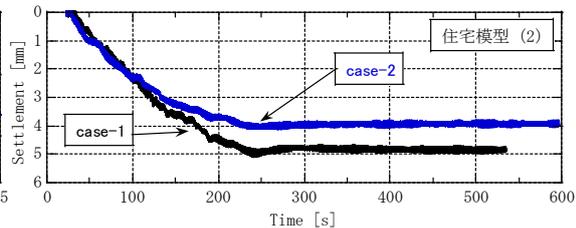
図 3.2.29 住宅模型 (1) 中央の沈下量



(a) 加振開始から計測終了まで



(b) 加振開始から加振終了まで



(c) 加振終了から計測終了まで

(加振終了時の沈下量を 0mm とする)

図 3.2.30 住宅模型 (2) 中央の沈下量

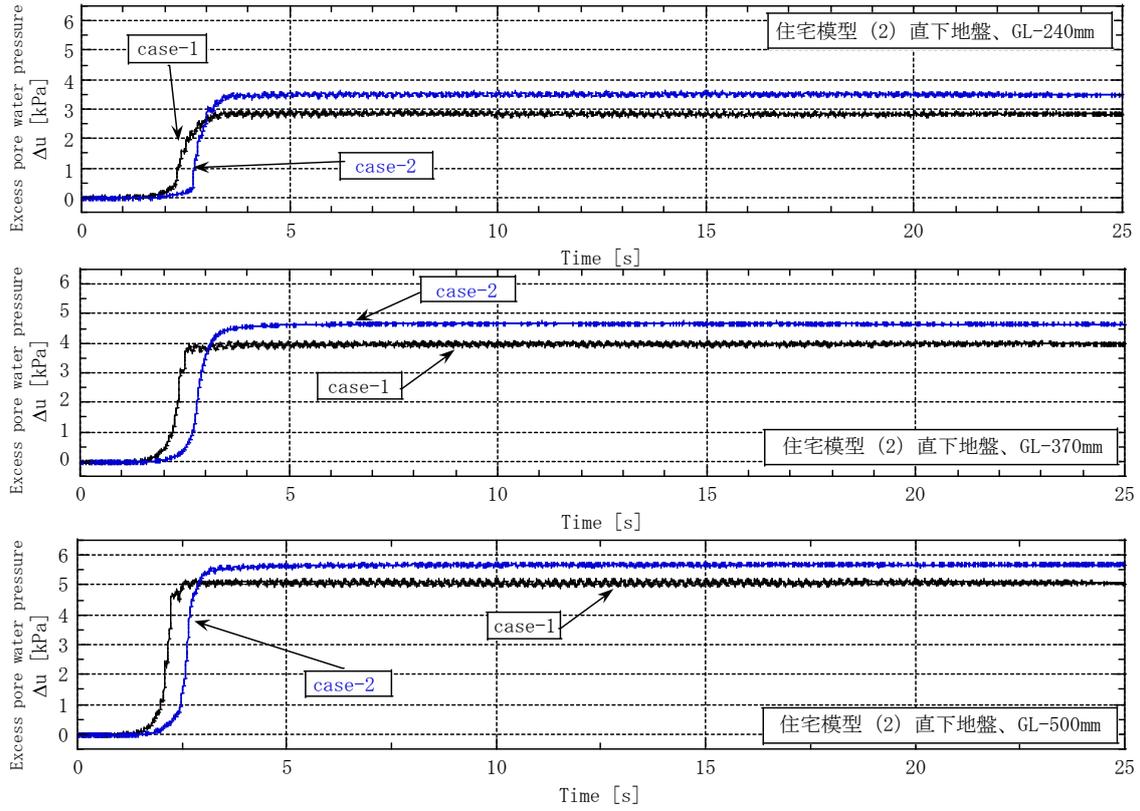


図 3.2.31 住宅模型 (2) 直下地盤内の過剰間隙水圧時刻歴 (加振中)

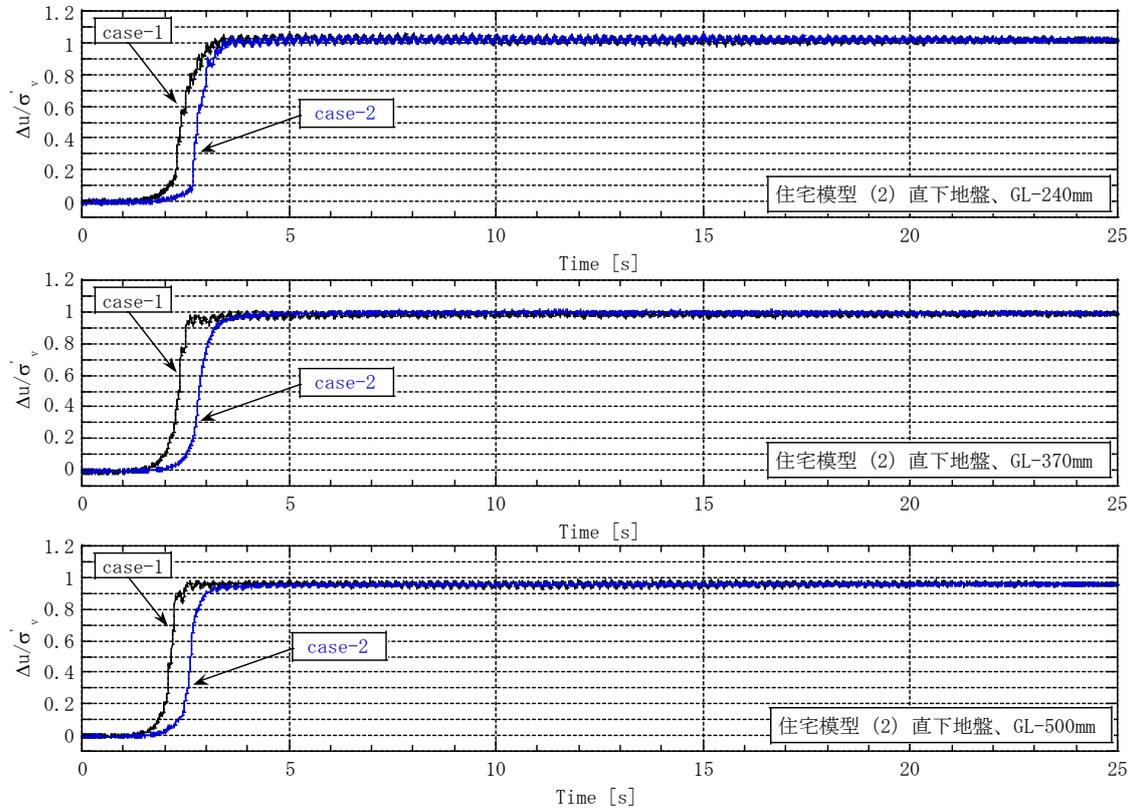


図 3.2.32 住宅模型 (2) 直下地盤内の過剰間隙水圧比時刻歴 (加振中)

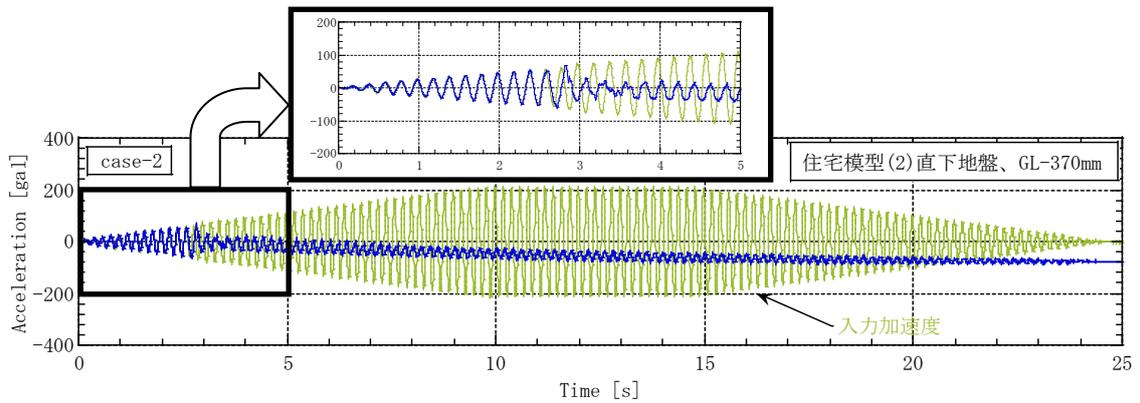
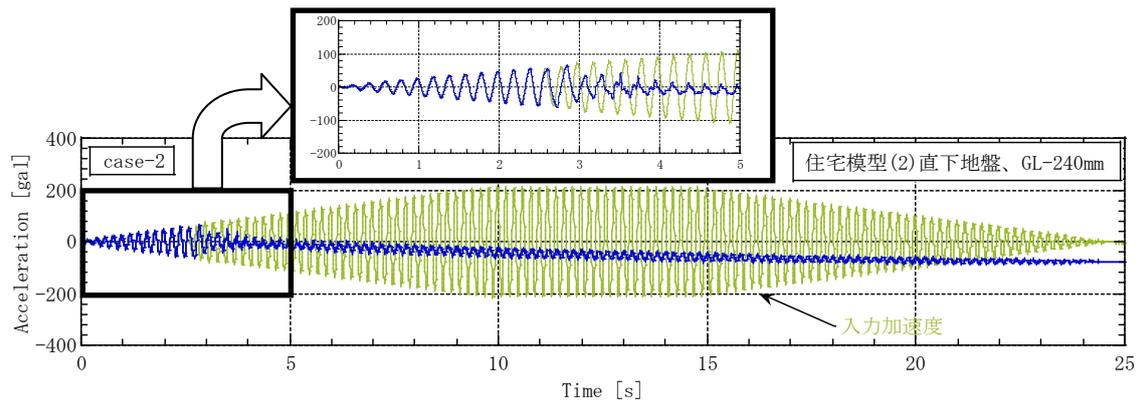


図 3.2.33 住宅模型 (2) 直下地盤の加速度 (加振時)

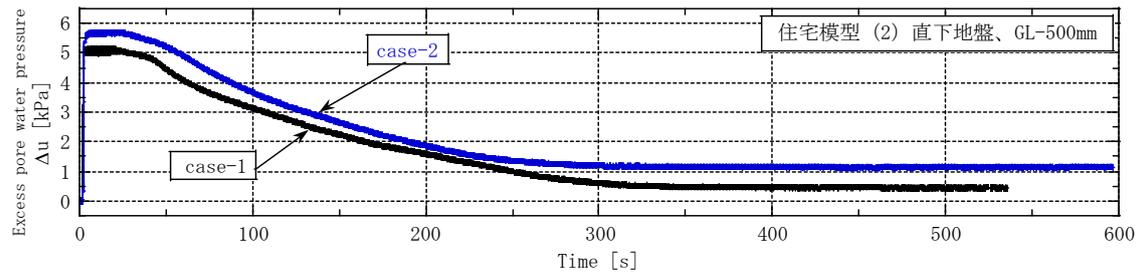
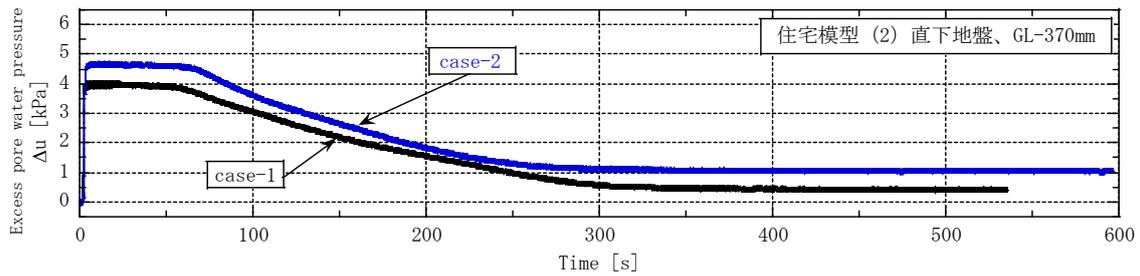
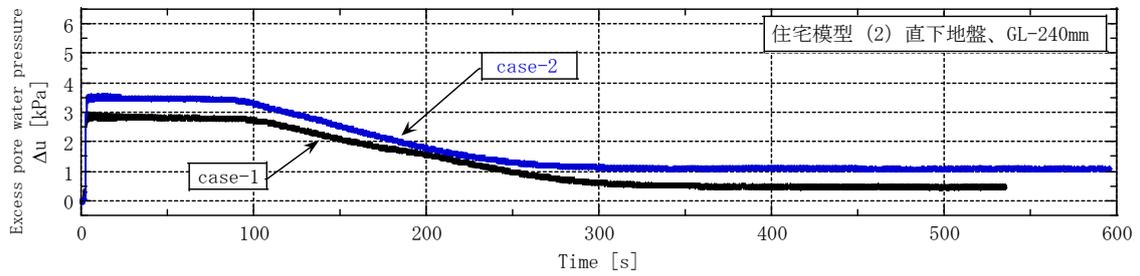
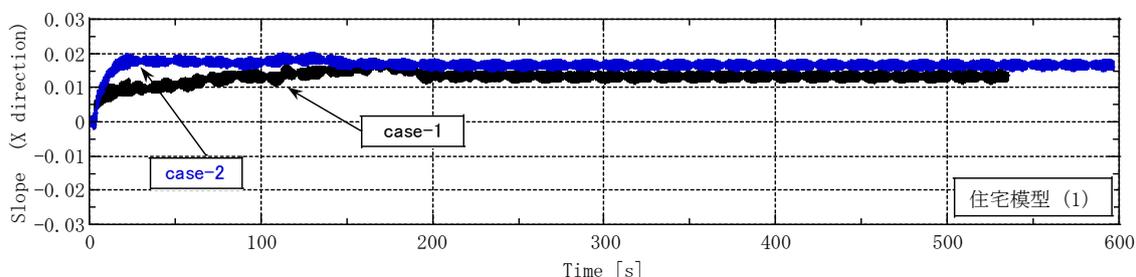


図 3.2.34 住宅模型 (2) 直下地盤内の過剰間隙水圧時刻歴 (計測終了まで)

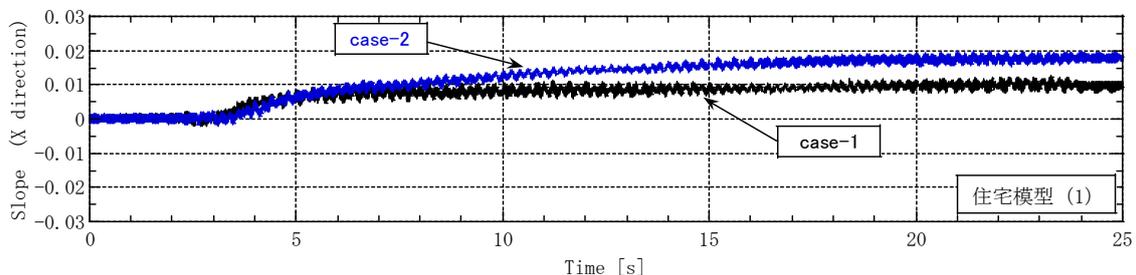
(5) 「地下水位低下」が住宅模型傾斜へ及ぼす影響

図 3.2.35～図 3.2.38 に住宅模型 (1) と住宅模型(2)の X 方向、Y 方向の傾斜を示す。両ケースとも、加振開始 3sec 付近（沈下開始 0.5sec 前後）から傾斜が生じている。まず、X 方向の傾斜について見てみると、両ケースとも偏心荷重を作用させている方向へ傾いている。しかし、加振時は case-2 の方が傾斜している。加振終了後、case-2 では傾斜がほとんど発生しないのに対し、case-1 では加振終了後も傾斜が増大している。そのため、最終的な傾斜は、地下水位低下の有無に依らず 1/50 程度となっている。次に、Y 方向の傾斜について見てみると、case-2 の傾斜が小さい。特に、住宅模型 (2) ではほとんど傾斜は発生していない。しかし、case-1 と比べて傾斜が小さくなるものの、住宅模型 (1) で発生した傾斜を見てみると 7/1000 程度は発生している。

加振開始 3sec 付近から傾斜が生じるのは、沈下が生じるのと同様で、過剰間隙水圧の上昇により支持力が低下したことが影響している。偏心荷重を作用させている方向へ傾いたことについては、過剰間隙水圧の上昇による支持力低下と偏心荷重による回転モーメントの影響である。但し、case-2 の方が加振時の傾斜量が大きくなることに関しては、図 3.2.31、図 3.2.19 と図 3.2.33、図 3.2.39 から分かるように、傾斜の違いが出始める加振開始 7.5sec 以降では、case-1 と case-2 の過剰間隙水圧・加速度の違いが左程ないことから、地盤の不均一性や地下水位以深地盤の排水沈下、不飽和地盤の浸水沈下の不均一性が疑われるが、現在のところは不明である。Y 方向へ傾いたことに関しては、(2)で述べたように地盤の不均一性や、土槽内側のメンブレンの影響が考えられる。

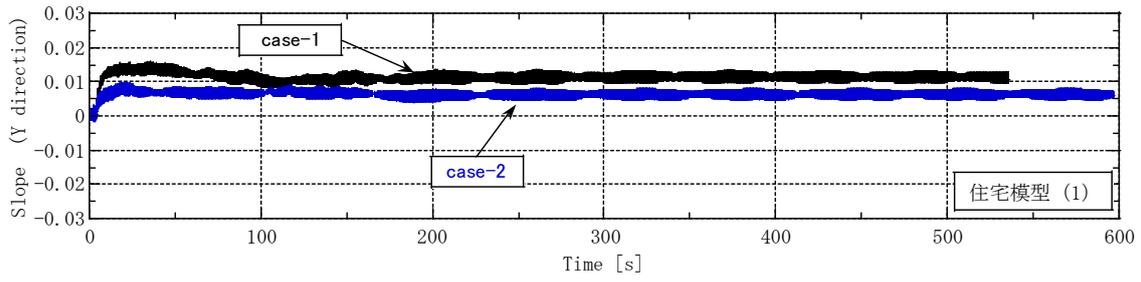


(a) 加振開始から計測終了まで

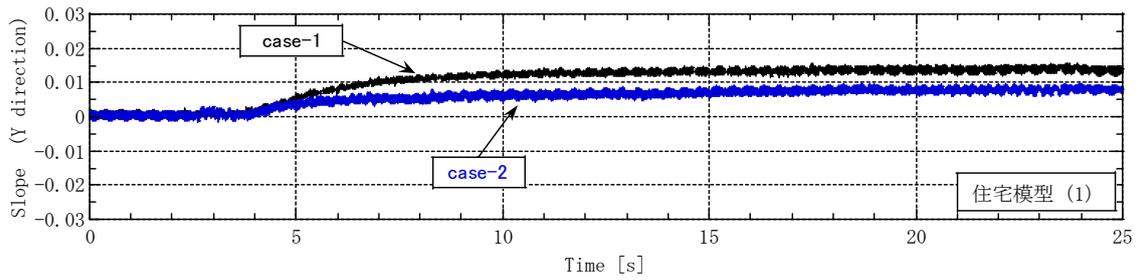


(b) 加振時 (0-25sec)

図 3.2.35 住宅模型 (1) の X 方向傾斜

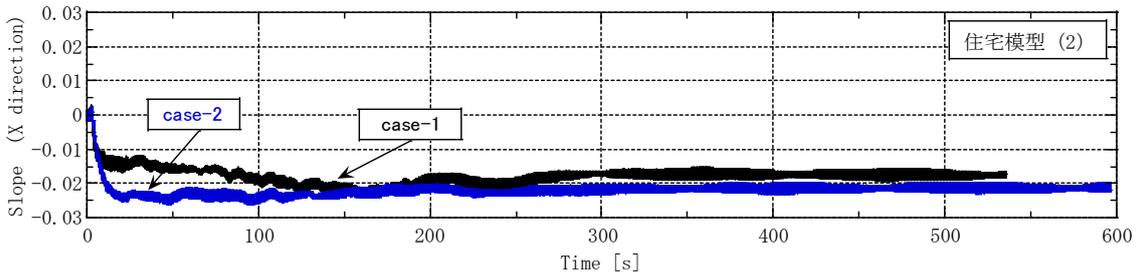


(a) 加振開始から計測終了まで

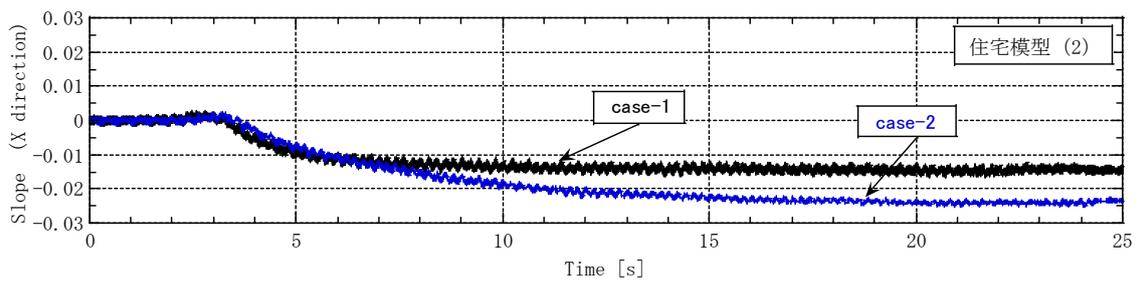


(b) 加振時 (0-25sec)

図 3.2.36 住宅模型 (1) の Y 方向傾斜

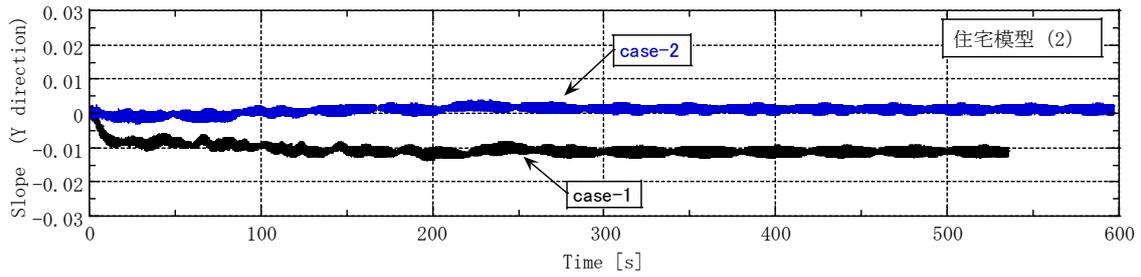


(a) 加振開始から計測終了まで

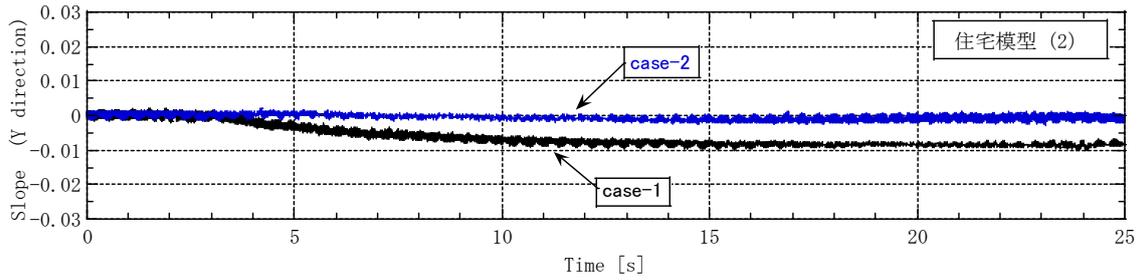


(b) 加振時 (0-25sec)

図 3.2.37 住宅模型 (2) の X 方向傾斜

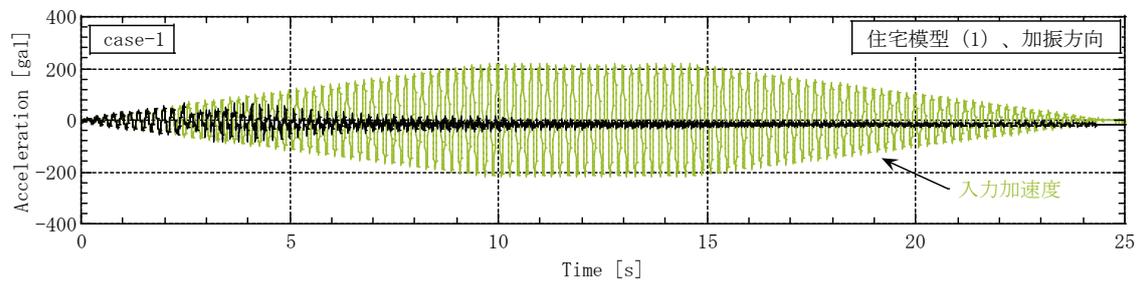


(a) 加振開始から計測終了まで

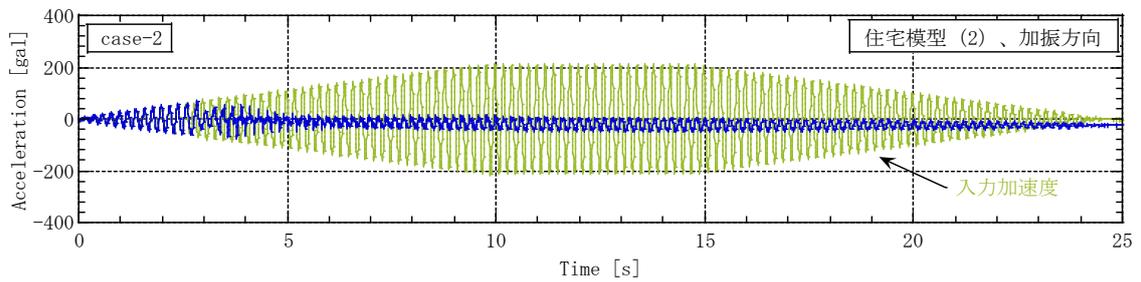


(b) 加振時 (0-25sec)

図 3.2.38 住宅模型 (2) の X 方向傾斜



(a) case-1



(b) case-2

図 3.2.39 住宅模型の加振方向加速度

(6) 「地下水位低下」による住宅模型沈下と地表面沈下への影響

図 3.2.40 に case-2 における、加振前と計測終了時に測定した住宅模型沈下量と地表面沈下量について示す。これと、図 3.2.27 に示した case-1 のものを比較すると、case-2 では、住宅模型間の地盤が住宅模型の沈下と共に沈下しており、めり込み沈下量が小さくなっていることが分かる。この他、住宅模型から離れた地点の地盤沈下が、case-1 より小さくなっている。

地下水位を低下させることによってめり込み沈下量が小さくなったことについては、水位低下による不飽和層厚増大による効果と考えられる。住宅模型から離れた地点の地盤沈下が小さくなったのは、飽和層厚が薄くなり、間隙水量が少なかったためと考えられる。

上記不飽和層の増大効果についてだが、今回の実験では毛細管現象に対する相似則を考慮しておらず、不飽和層の飽和度が実大で形成される地盤よりも高かったことが推測される（図 3.2.41 参照）。そのため、不飽和層の強度は想定されるものよりも弱い状態となっていたため、実際に地下水位を下げた場合、めり込み沈下量はさらに小さくなるものと考えられる。

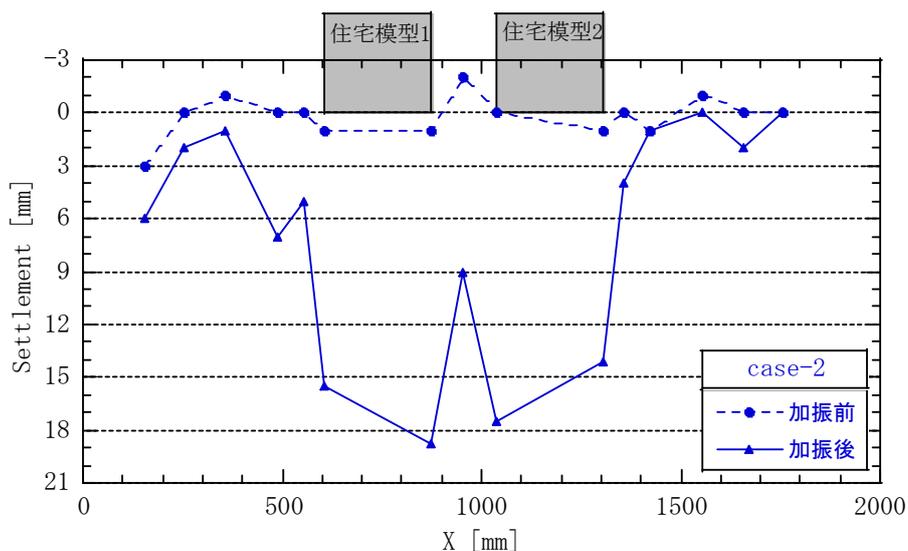


図 3.2.40 住宅模型沈下と地表面沈下 (case-2)

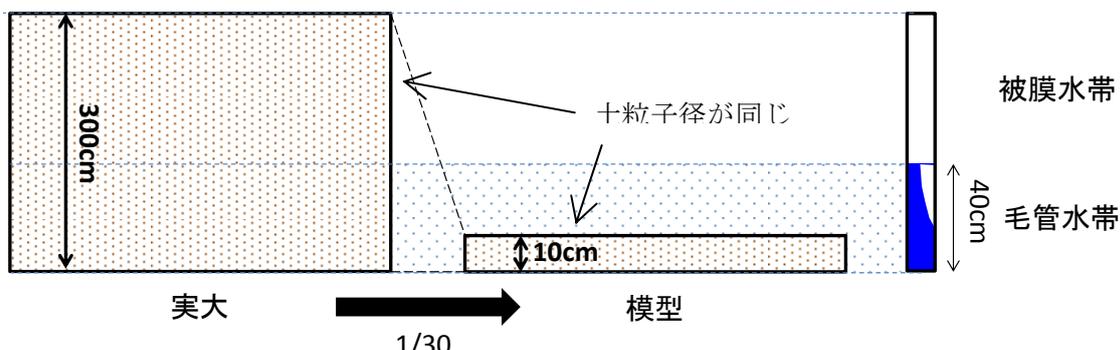
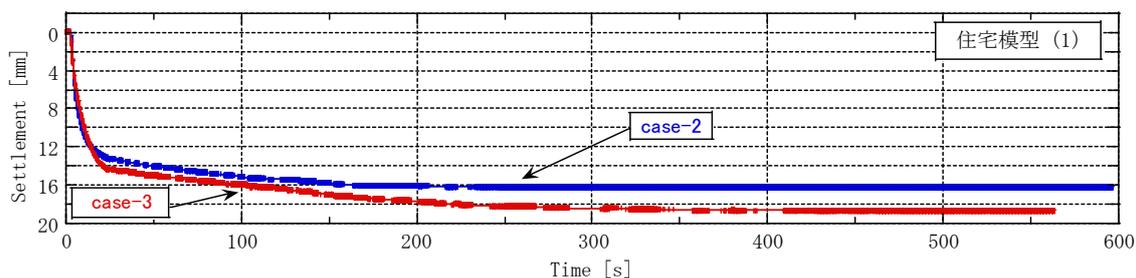


図 3.2.41 同一試料での実大スケールと模型スケールの層厚に対する毛管水帯の関係

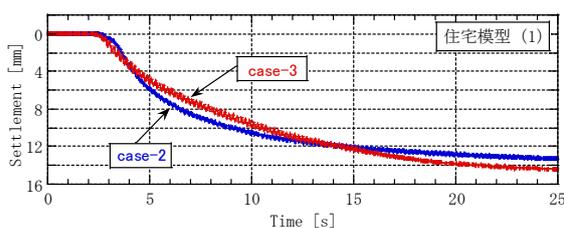
(7) 「矢板囲い込み」が住宅模型沈下へ及ぼす影響 (case-2、3の比較)

図 3.2.42、図 3.2.43 に、住宅模型 (1) と住宅模型(2)の中央部における沈下量を示す。まず、両図(a)の加振開始から計測終了までのグラフを見ると、矢板で囲い込んだ場合の方が最終的な沈下量が 3~4mm 大きいことが分かる。次に(b)の加振開始から加振終了までと(c)の加振終了から計測終了までのグラフを見ると、この沈下量差は、加振時において 1.5~2.5mm、加振終了後の過剰間隙水圧の消散過程において 1.3mm 程度生じている。水圧の消散過程では矢板の有無による沈下速度に左程違いはなく、矢板で囲い込んだ場合の方が沈下終了までの時間が長いために沈下量が大きくなっていることが分かる。加振時においては、加振開始約 2.5sec から沈下が始まっているが、わずかに矢板で囲い込んだ方の沈下開始時間が早い。また加振開始 10~15sec までの間は、case-3 の沈下量が小さいが、その後は case-3 の方が沈下している。

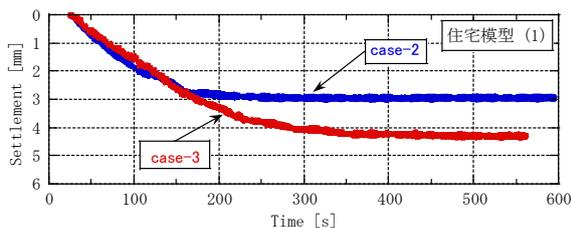
以上のことから、矢板囲い込みによる効果は、加振時およびその後の水圧消散過程の両方にあり、加振時においては加振状況 (加速度の大きさや加振時間) により影響が異なっている。これらの現象の原因について、加振時・水圧消散過程における過剰間隙水圧・加速度のデータの違いから検討を行う。



(a) 加振開始から計測終了まで



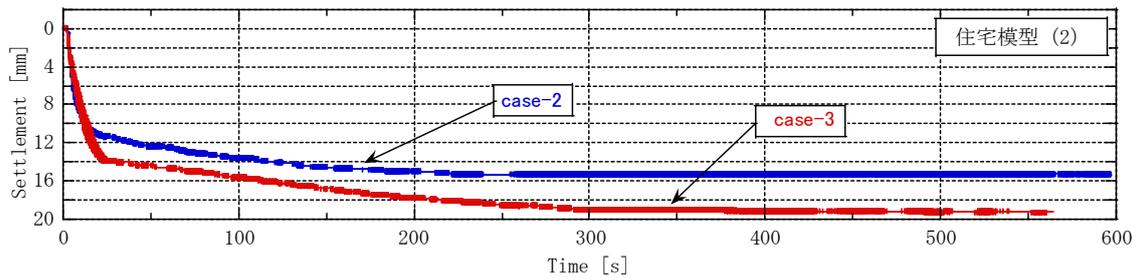
(b) 加振開始から加振終了まで



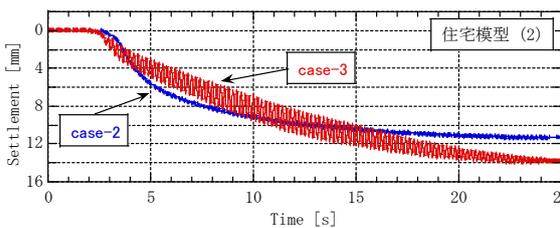
(c) 加振終了から計測終了まで

(加振終了時の沈下量を 0mm とする)

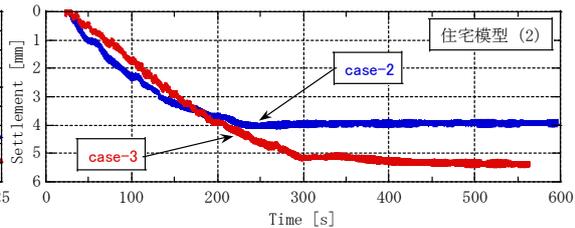
図 3.2.42 住宅模型 (1) 中央の沈下量



(a) 加振開始から計測終了まで



(b) 加振開始から加振終了まで



(c) 加振終了から計測終了まで

(加振終了時の沈下量を 0mm とする)

図 3.2.43 住宅模型 (2) 中央の沈下量

加振時について

図 3.2.44 に、case-2 における住宅模型(2)直下地盤における過剰間隙水圧の上昇過程を示す。これを見ると、過剰間隙水圧の上昇開始は case-3 が若干早いものの、加振開始約 2.0sec 付近で上昇しており、2.5~3.0sec にはほぼピークに達している。これは沈下の開始の傾向と同様であり、過剰間隙水圧が上昇することで沈下が生じ始めると言える。両ケースともピークを迎えた後、加振が終了するまではピークを維持しているため、その間に生じている沈下傾向の違いは説明できない。

図 3.2.45 に、case-2 での住宅模型間の地表面と住宅模型 (2) と矢板模型の間の地表面における加振時の加速度応答を示す。これを見ると、過剰間隙水圧がピークを迎えている 3sec 付近でも地表面では加速度がある程度応答しているが、4sec 辺りから減衰し始めてほとんど応答しなくなっており、液状化したものと考えられる。図 3.2.18 に示したように、case-3 ではこのような加速度応答の低下を起こしていないことから、加振開始 4sec 辺りから見られる加速度は、矢板の振動による影響であることが言える。また、図 3.2.43 の住宅模型(2)の沈下ではっきり見られるが、上下に振動しながら沈下していることから同じことが言える。加振開始 10~15sec までの住宅模型沈下抑制、およびその後の沈下促進の原因についてはこの振動によるものと考えられ、沈下促進については矢板周辺地盤の配列が乱れたことや不飽和地盤の軟化と予想されるが、沈下抑制のメカニズムについては不明である。

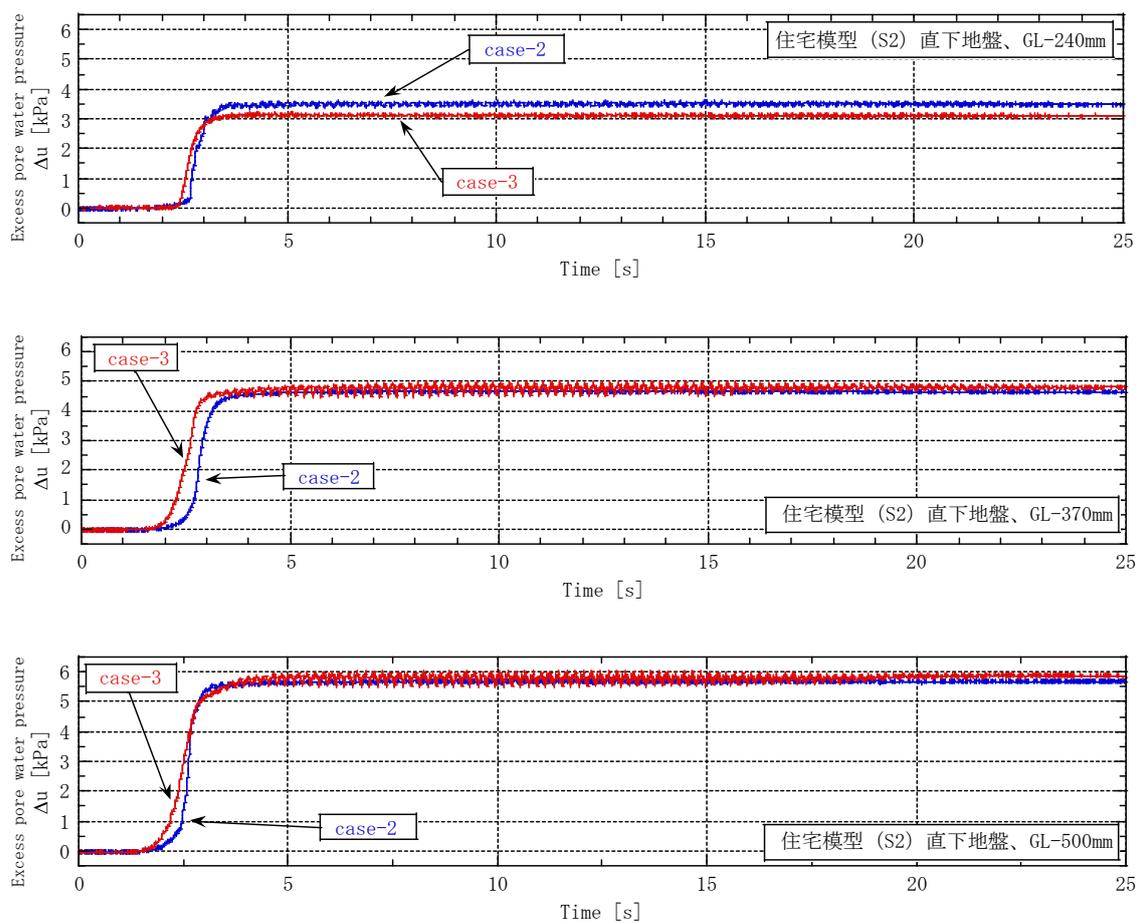


図 3.2.44 住宅模型 (2) 直下地盤の過剰間隙水圧 (加振時)

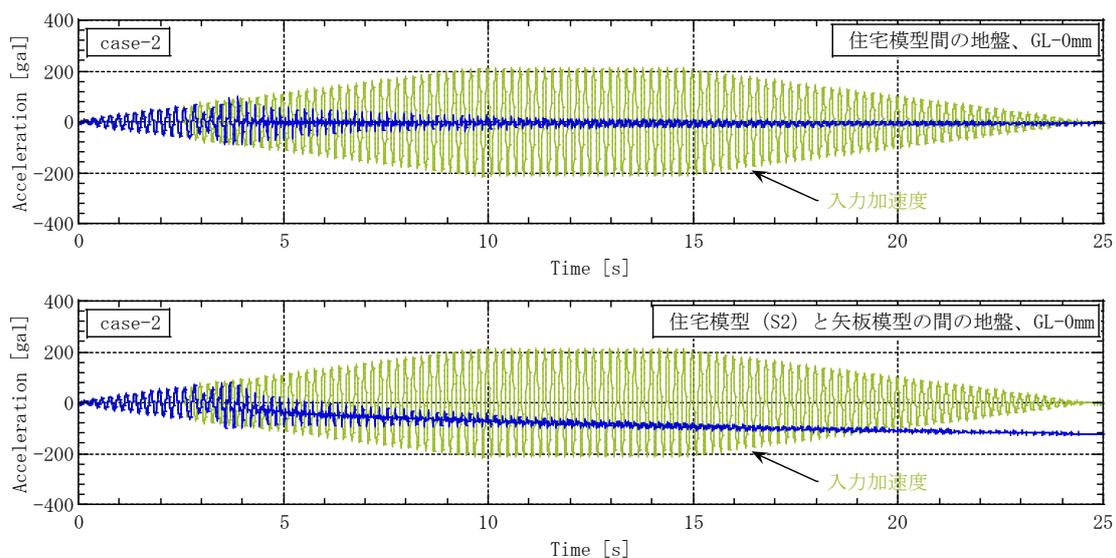


図 3.2.45 地表面加速度 (case-2)

加振後について

次に、図 3.2.46 に過剰間隙水圧の消散過程を示す。これを見ると、case-3 の方が過剰間隙水圧の消散速度が遅く、過剰間隙水圧が消散しきるまでの時間が長いことが分かる。これは、矢板で囲い込んだために水圧の逃げ道が限定されたことによる影響と考えられる。過剰間隙水圧が長時間残留するため、有効応力の低い状態が長くなり、住宅模型を支持できずに沈下が継続したものと考えられる。

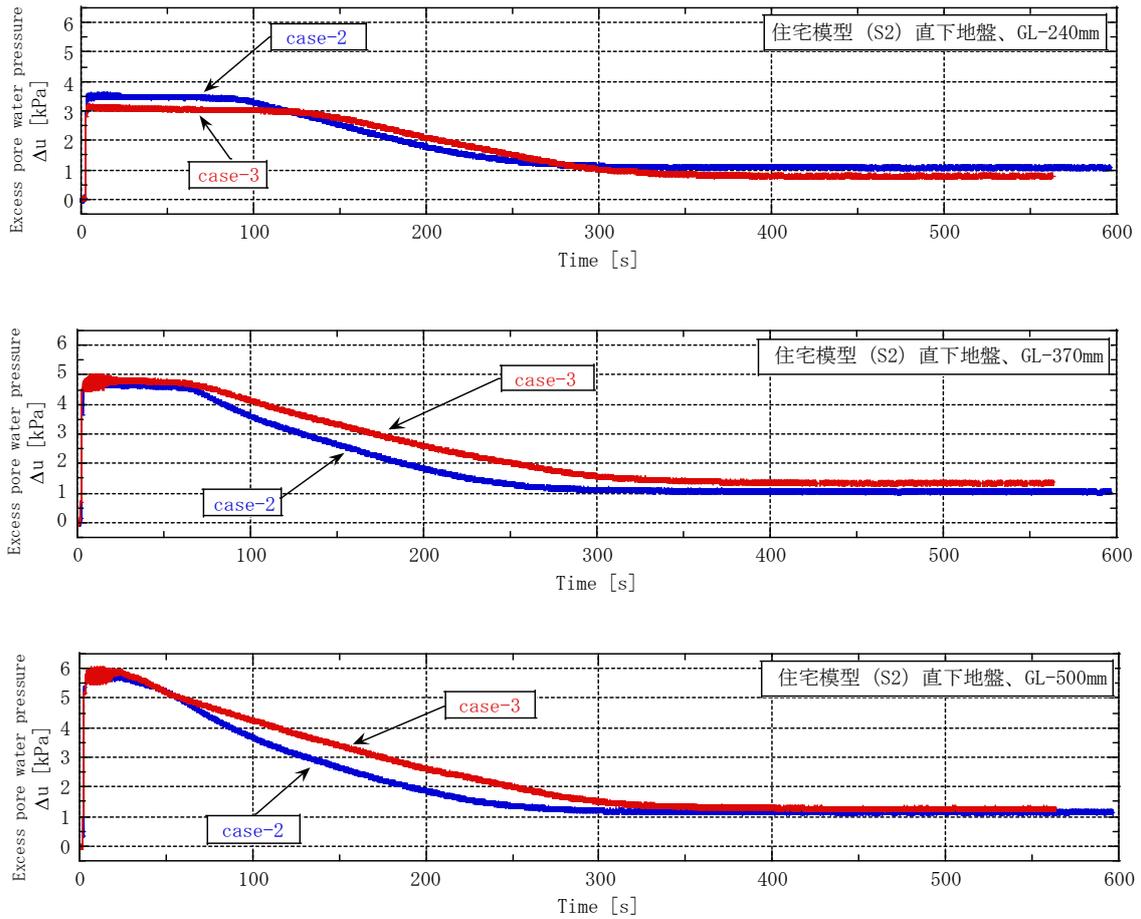


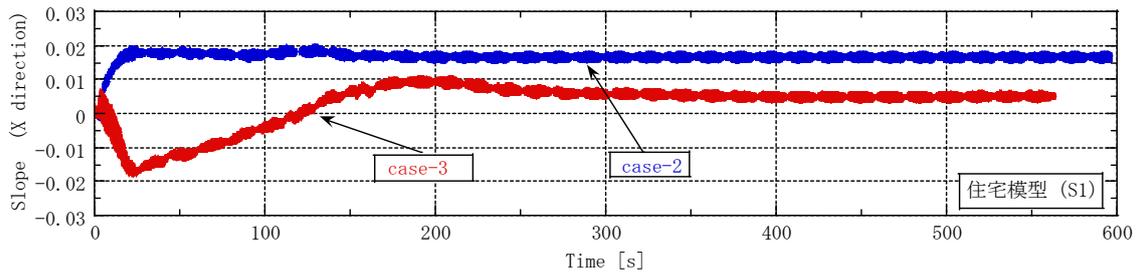
図 3.2.46 住宅模型 (2) 直下地盤の過剰間隙水圧 (加振後)

(8)「矢板囲い込み」が住宅模型傾斜へ及ぼす影響

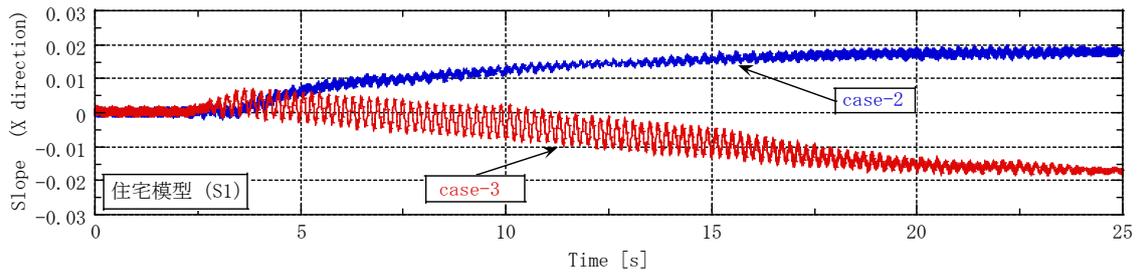
図 3.2.47～図 3.2.50 に、住宅模型 (1) と住宅模型(2)の X 方向・Y 方向の傾斜を示す。まず、X 方向の傾斜を見てみると、最終的な傾斜は矢板を入れた方が著しく小さくなっている。但し、矢板を入れた場合は加振時の傾斜量が大きいため、加振時の傾斜量を比較してみると、加振時は傾斜の方向が異なるが、傾斜の大きさはほとんど同じ量が出ている。つまり、矢板の有無に関係なく、住宅には 2/100 の傾斜に相当する影響を与えている。次に、両模型の Y 方向の傾斜について見てみると、住宅模型 (1) では case-2 も case-3 も正方向に 1/100 程度の傾斜が出ており、住宅模型 (2) では両ケースともほとんど傾斜していない。つまり、Y 方向の傾斜に関しては矢板の有無による傾斜の方向・大きさはほとんど変わらないと言える。

以上の住宅傾斜の原因について考える。まず、X 方向の傾斜については、矢板がない場合は模型同士が向かい合う方向へ傾斜するのに対し、矢板がある場合は加振時矢板側へ傾斜している。つまり、前述しているが、矢板の振動により矢板周辺の地盤が緩められた可能性が考えられる。さらに、矢板を入れた場合は加振終了後に傾斜の方向が逆転している。これは加振が終了すると同時に矢板の振動が止まったため、case-2 の加振時と同様の傾向が出始めたものと考えられる。しかし、case-2 では加振終了後に傾斜は発生しておらず、加振終了時の傾斜をその後も維持している。今回、両住宅模型とも住宅模型同士が向き合う方向に偏心荷重を作用させているため、この方向に傾斜する原因が偏心荷重にあるのか、住宅模型の重量による地盤内の応力集中にあるのかは不明である。

次に、Y 方向の傾斜についてだが、傾斜が出た原因としては、(2)や(5)でも述べているように地盤の不均一性や土槽内側のメンブレンの影響と考えられる。また、case-2、case-3 では住宅模型(2)では Y 方向の傾斜はほとんど出していない。これも、地盤の不均一性による影響と言え、住宅模型(2)の地点が偶然 Y 方向の不均一性がなかった可能性がある。また、原因がメンブレンだった場合にも同様のことが言え、住宅模型(1)付近でメンブレンが撓み、住宅模型(2)付近では撓まなかった可能性がある。図 3.2.25 にあるように case-1 では住宅模型 (2) も傾斜してしまっているが、地下水位以浅の層厚も少なからず関係しているものと考えられる。

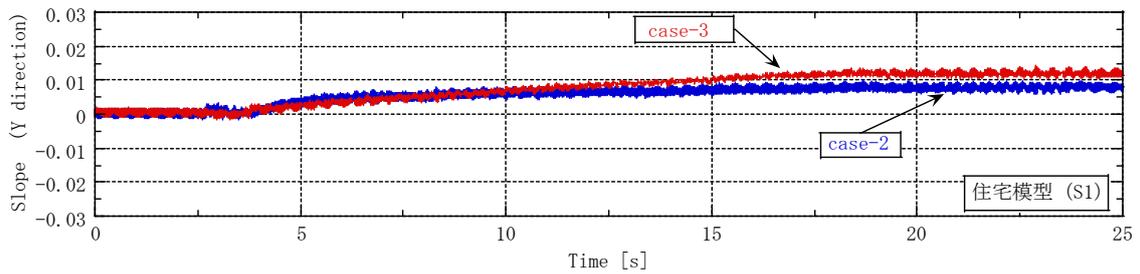


(a) 加振開始から過剰間隙水圧消散終了まで

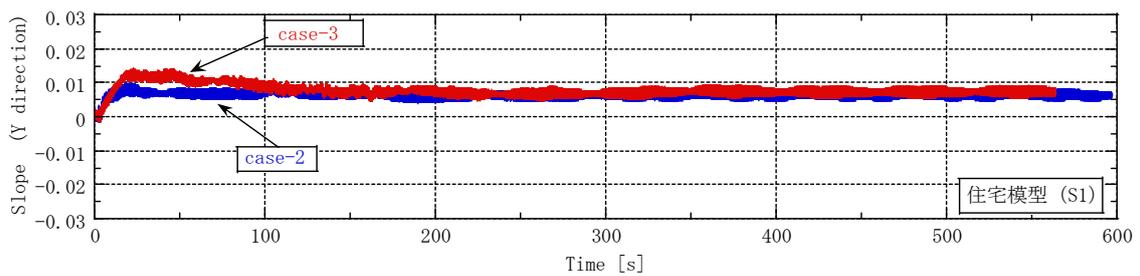


(b) 加振時 (0-25sec)

図 3.2.47 住宅模型 (1) の X 方向傾斜

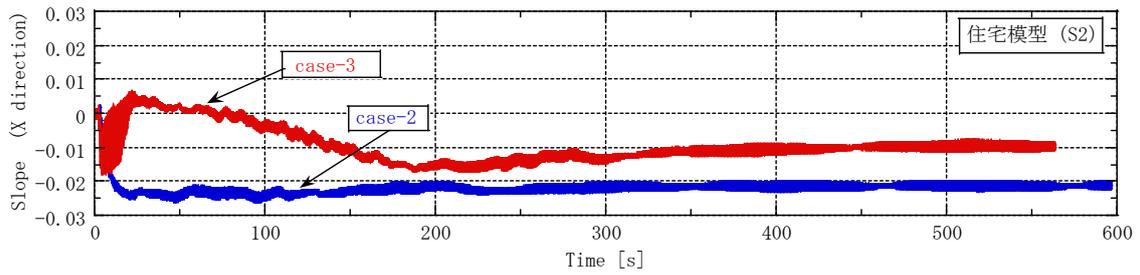


(a) 加振開始から過剰間隙水圧消散終了まで

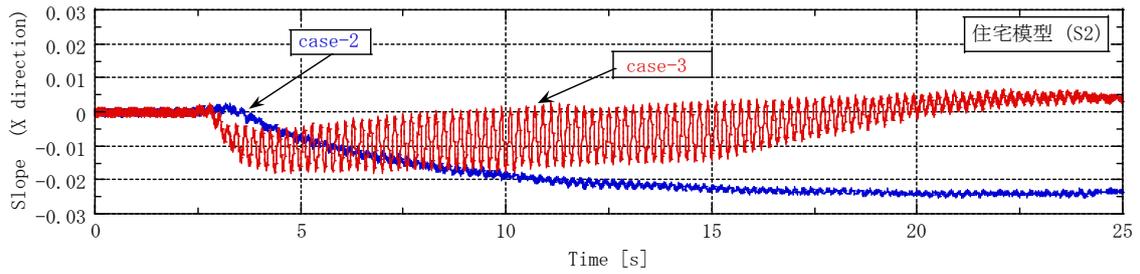


(b) 加振時 (0-25sec)

図 3.2.48 住宅模型 (1) の Y 方向傾斜

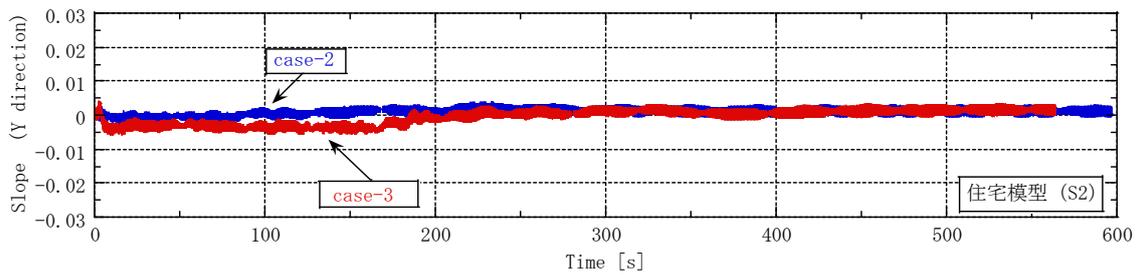


(a) 加振開始から過剰間隙水圧消散終了まで

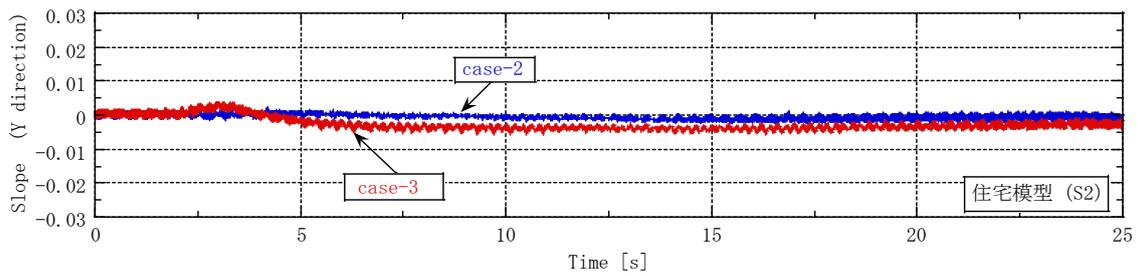


(b) 加振時 (0-25sec)

図 3.2.49 住宅模型 (2) の X 方向傾斜



(a) 加振開始から過剰間隙水圧消散終了まで



(b) 加振時 (0-25sec)

図 3.2.50 住宅模型 (2) の Y 方向傾斜

(9)「矢板囲い込み」が住宅模型沈下と地表面沈下へ及ぼす影響

図 3.2.28、図 3.2.40 の case-2、case-3 の住宅模型沈下と地表面沈下のグラフを比較する。Case-2 では、住宅模型間の地盤は、住宅模型の沈下と共に沈んでいるのに対し、case-3 では、隆起している。矢板付近の地盤でも同様のことが起きているため、case-3 では case-2 に比べて非常に大きなめり込み沈下を起こしていることが分かる。また、矢板の外側の地盤沈下についても case-3 の方が大きな沈下を起こしている。

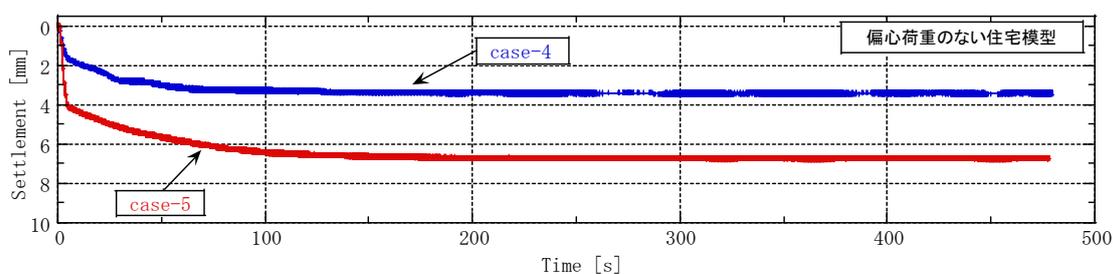
Case-3 のめり込み沈下量が大きくなったことに関しては、矢板の振動により地盤が繰返し荷重を受け、土粒子骨格が乱されたこと、さらに、矢板で囲い込まれた領域の過剰間隙水圧の消散速度が遅く、支持力の回復が遅れたことが考えられる。矢板の外側の地盤沈下量が大きくなったことについては、上記土粒子骨格の乱れの影響であると考えられる。

(10) 「矢板囲い込み」が住宅模型沈下へ及ぼす影響 (case-4、5 の比較)

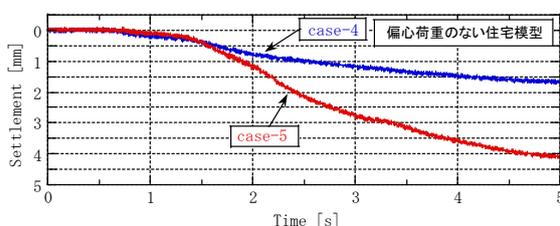
図 3.2.51、図 3.2.52 に、case-4、case-5 における各住宅模型中央部の、(a)加振開始から計測終了までの沈下量、(b)加振開始から加振終了までの沈下量、(c)加振終了時から計測終了までの沈下量を示す。これを見ると、加振終了時でも加振終了後でも case-5 の方が大きく沈下している。加振時では、加振開始 2sec 程度までほとんど差異はなく、加振開始 2sec を過ぎてから case-5 の沈下量が大きくなっている。加振終了後の過剰間隙水圧消散過程における沈下でも、初期は両ケースとも同程度沈下しているが、加振開始 25~50sec の間で case-4 は収束し始めるが、case-5 は沈下が収束するまでの時間が 100~150sec 程度遅れて生じている。

case-4、case-5 では 2 戸ある住宅模型の内、1 つは偏心荷重がなく、もう 1 つには偏心荷重が作用するようにしている。この違いについて見てみると、最終的な沈下量の差は 3mm 程度とほとんど同じだが、偏心荷重のない住宅模型は加振時の沈下量差が加振終了後に生じる沈下量差よりも大きく、偏心荷重のある住宅模型では加振終了後に生じる沈下量差の方が加振時の沈下量差よりも大きくなっている (両図の(b)(c)参照)。Case-4 の加振時・加振後の両模型沈下傾向はほとんど同じであり、上記沈下量差の違いは case-5 における偏心荷重の有無による住宅模型沈下傾向の違いにあることが分かる。

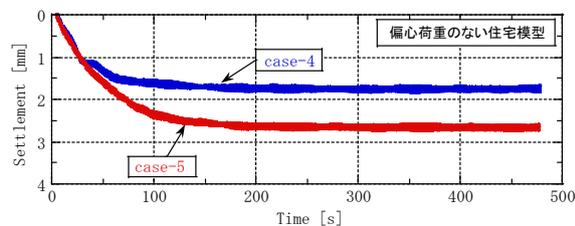
以上が、case-4、case-5 の比較により得られた矢板囲い込みの有無による住宅模型の沈下の違いである。つまり、矢板囲い込みによる沈下の違いは、加振時と加振終了後の過剰間隙水圧消散過程両方で生じるということである。そこで、加振時および加振終了後の地盤の挙動を過剰間隙水圧と加速度から見てみる。



(a) 加振開始から計測終了まで

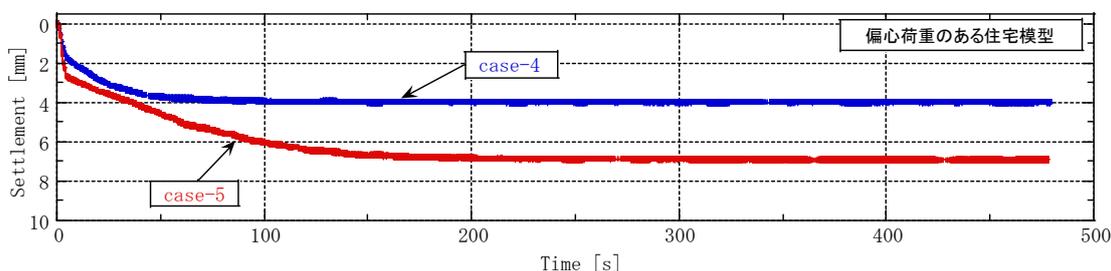


(b) 加振開始から加振終了まで

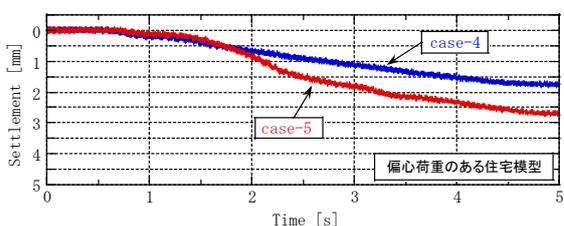


(c) 加振終了から過剰間隙水圧消散終了まで
(加振終了時の沈下量を 0mm とする)

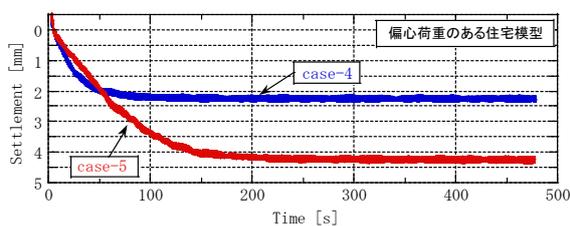
図 3.2.51 偏心荷重のない住宅模型中央の沈下量



(a) 加振開始から計測終了まで



(b) 加振開始から加振終了まで



(c) 加振終了から過剰間隙水圧消散終了まで
(加振終了時の沈下量を 0mm とする)

図 3.2.52 偏心荷重のある住宅模型中央の沈下量

加振時について

図 3.2.53 に偏心荷重のある住宅模型直下地盤の過剰間隙水圧・過剰間隙水圧比の上昇過程を示す。これを見ると、GL-370mm の地点を除き、過剰間隙水圧の上昇過程における矢板の有無による違いはないと言える。両ケースとも加振開始 0.5~0.8sec で上昇開始し、おおよそ 1~2sec でピークに達している。住宅模型の沈下開始が 0.8sec 辺りであることから、過剰間隙水圧の上昇開始が沈下の引き金となっていると言える。しかし、加振開始 2sec 付近から沈下傾向が異なる現象については、偏心荷重のある住宅模型直下地盤の加振時過剰間隙水圧の発生に違いがないことから、過剰間隙水圧の発生によっては説明できない。

図 3.2.55、図 3.2.56 に、各ケースにおける模型同士の中間の地表面と偏心荷重のある住宅模型と矢板模型の中間の地表面の加速度応答を示す。これを見ると、両ケースとも加振開始 0.7sec 程度で加速度は長周期化して減衰している。しかし、case-5 の住宅模型と矢板模型の中間の地表面の加速度応答のみ、加振後 2sec から大きく応答している。case-5 の住宅模型の沈下量が 2sec 付近から大きくなってきたことと一致することから、この現象が沈下量の違いに影響を及ぼしているものと考えられる。この現象は、加振による矢板の振動によるものと考えられ、前述した過剰間隙水圧のグラフから、加振開始 2sec 付近から液状化が起きていることを考えると、地盤が液状化したことにより、矢板が自由振動を起こしたのではないかと考えられる。但し、以下の点から、この振動は case-3 で見られたような片持ち梁のような振動形態ではなく、振動方向軸回りで曲げ振動であると考えられる。

①図 3.2.57 に示す模型矢板の曲げひずみのデータから、ひずみの発生量が GL-190mm ~GL-450mm 地点まででほとんど同じである。

②今回矢板の下端は粘土層に載せただけである。

③今回使用した矢板は、深度方向軸に対する曲げ剛性が低くなっている。

この方向に振動していたとすると、深度に依らず同じような振動が起きていることが想定されるが、偏心荷重のある住宅模型と矢板模型の中間地点の深度方向の加速度データがないため確認ができない。そのため、矢板がどのような振動を起こしているのか明確には分からない。

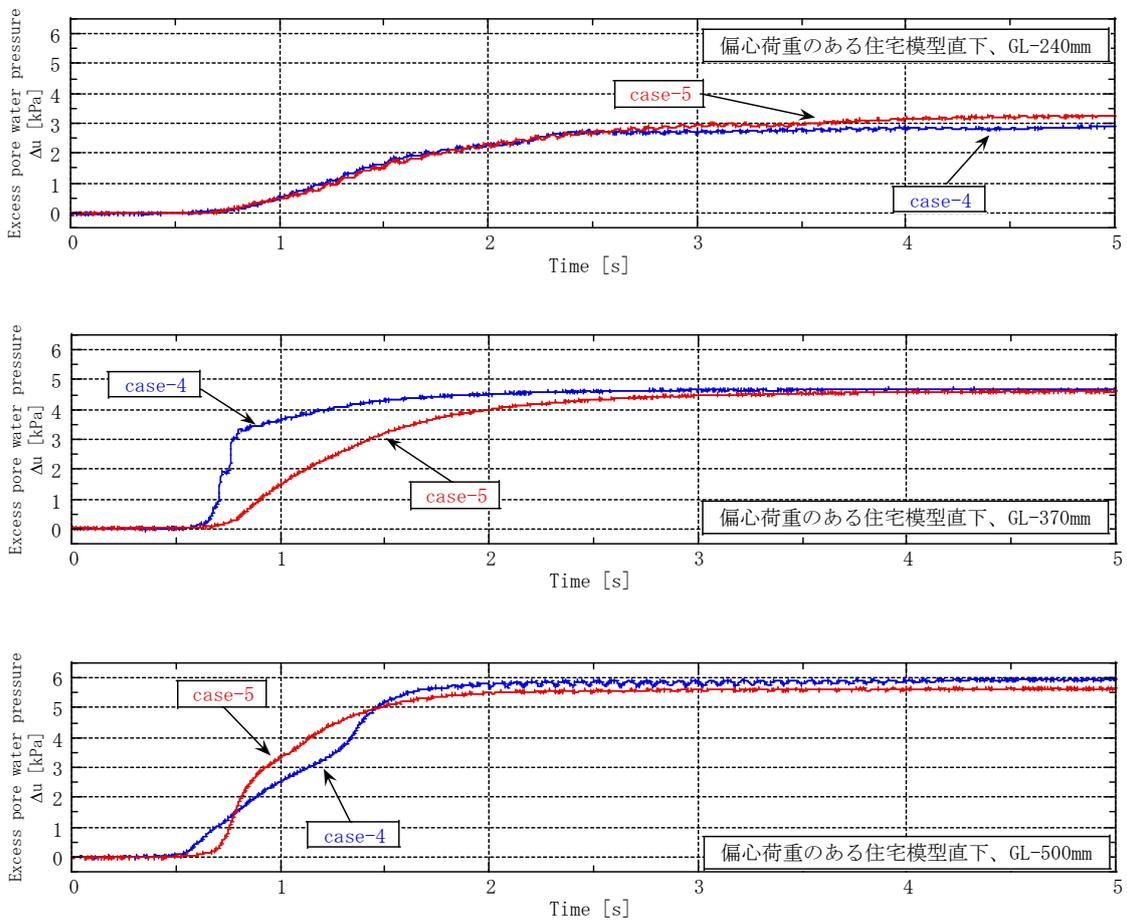


図 3.2.53 過剰間隙水圧 (偏心荷重のある住宅模型直下)

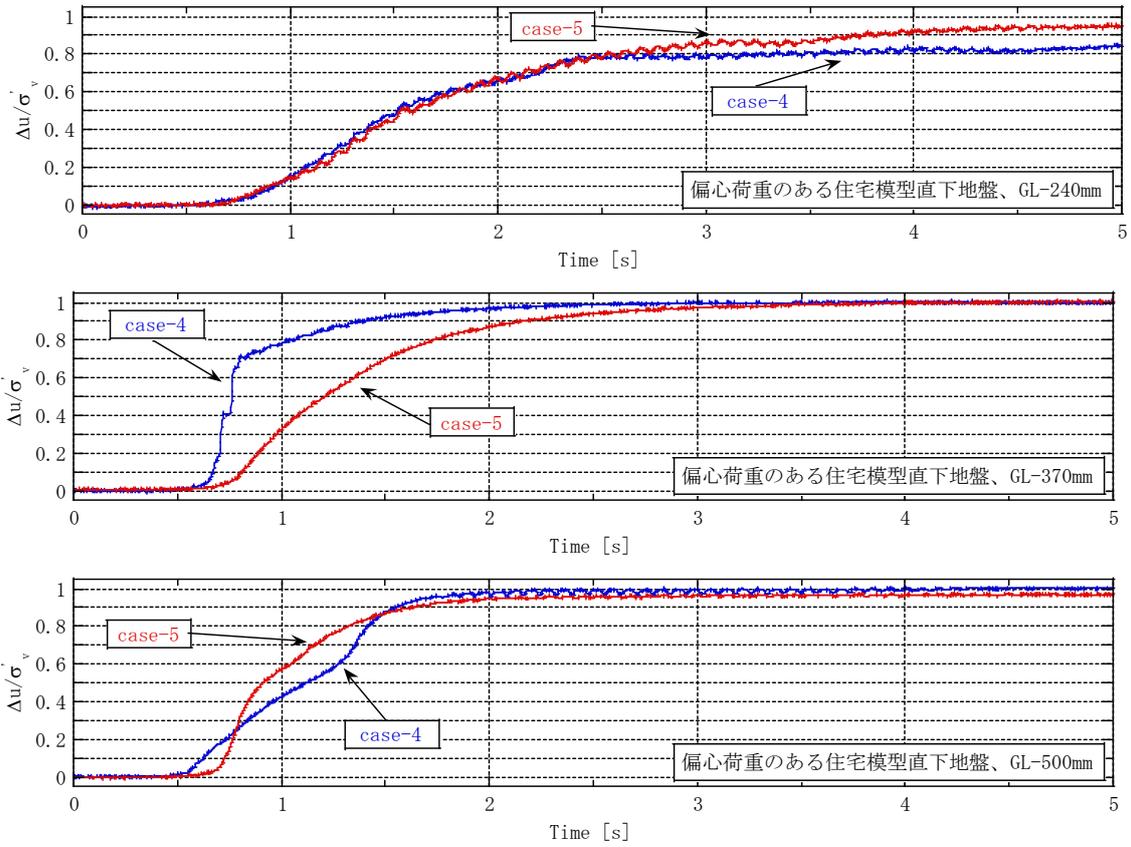


図 3.2.54 過剰間隙水圧比（偏心荷重のある住宅模型直下）

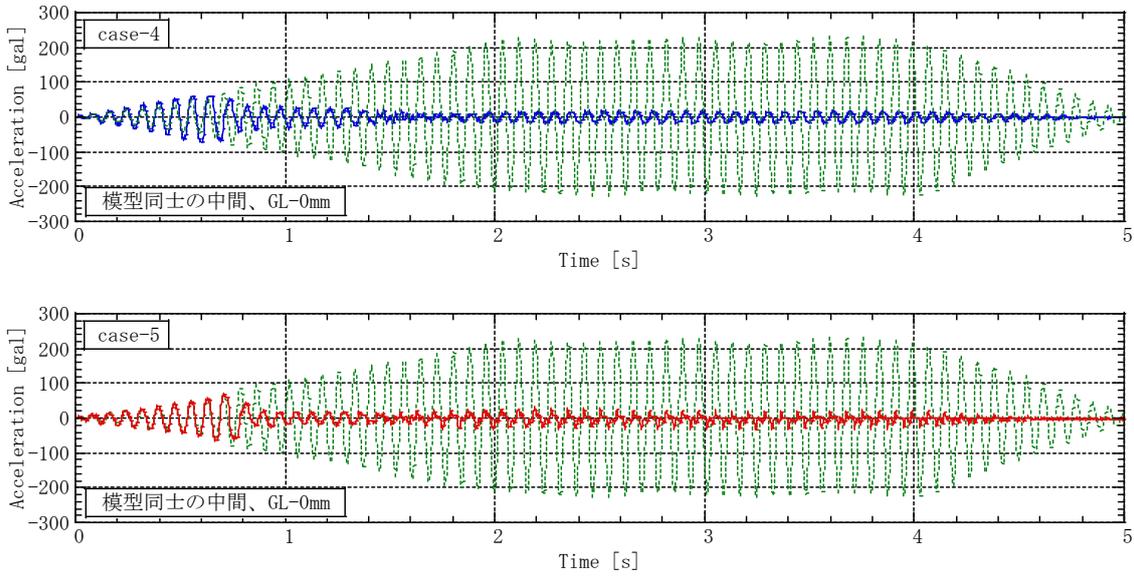


図 3.2.55 地表面加速度（住宅模型同士の間接地盤）

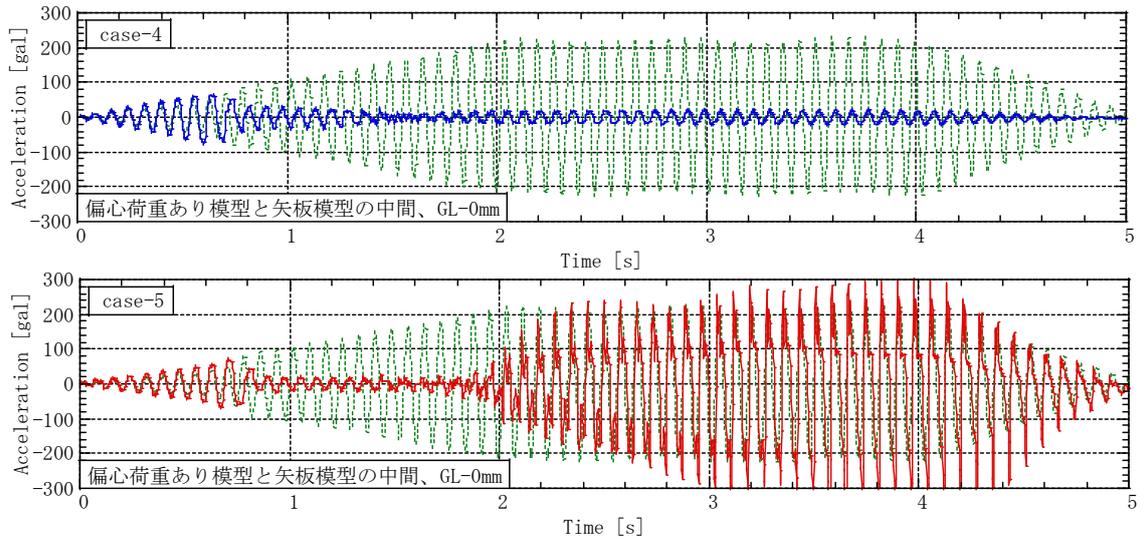


図 3.256 地表面加速度（偏心荷重のある住宅模型と矢板模型の間）

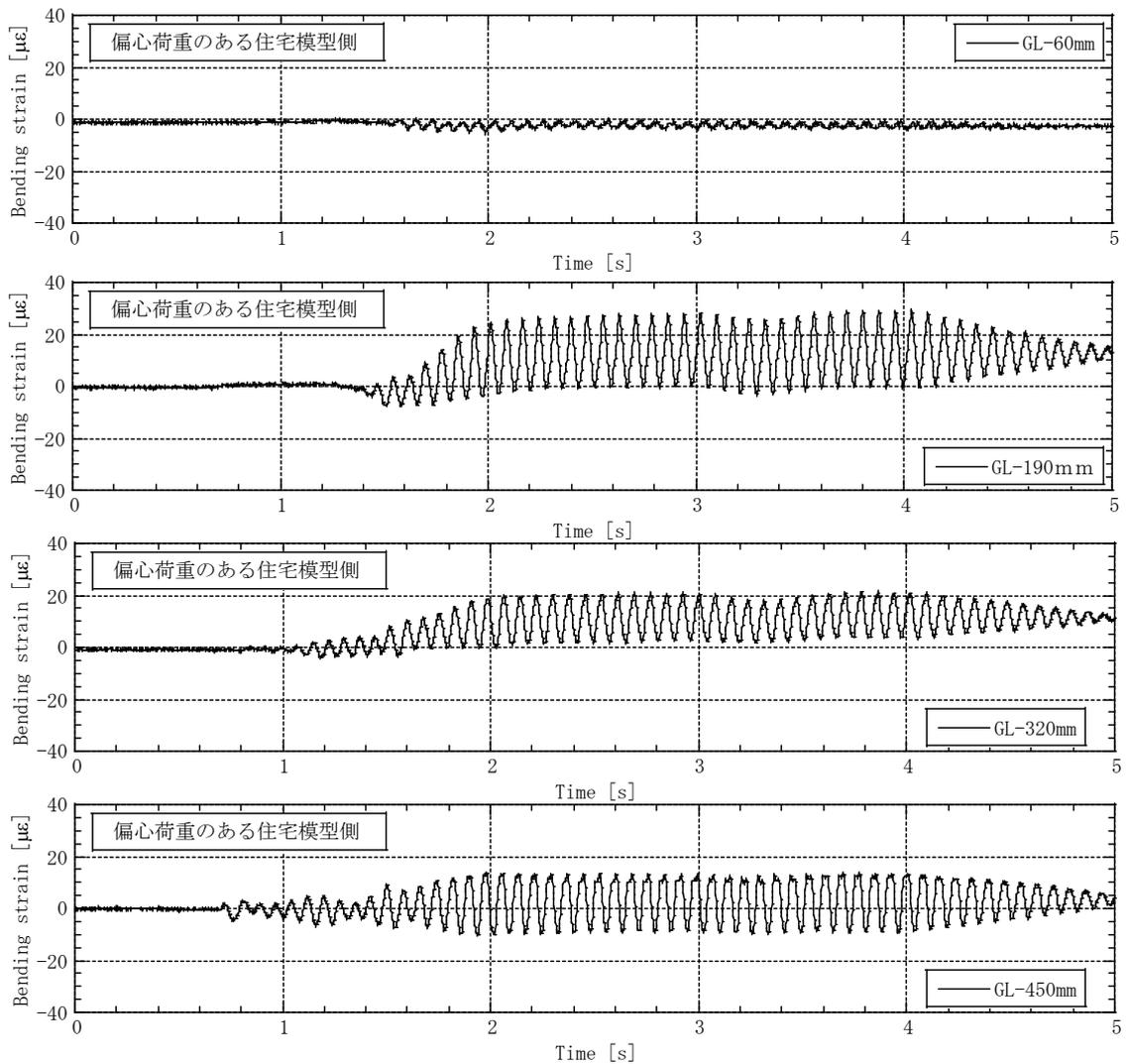


図 3.257 矢板模型の曲げひずみ（偏心荷重のある住宅模型側）

加振後について

次に、図 3.2.58 の過剰間隙水圧の消散過程について見てみると、矢板で囲い込んだほうの過剰間隙水圧の消散速度が著しく遅いことが分かる。さらに、地下水位付近になると過剰間隙水圧がピーク値を迎えたまま長時間消散が開始していない。この2つの現象により、液状化状態や有効応力が低い状態が長時間続くため、矢板で囲い込んだ方が住宅模型の沈下量が大きくなるものと考えられる。この過剰間隙水圧がなかなか消散しないのは、矢板で囲い込まれた領域では、側方への圧力の逃げ場がなく、上方にしか逃げられないことと、その上方には住宅模型があるために排水面積が少ないことが考えられる。

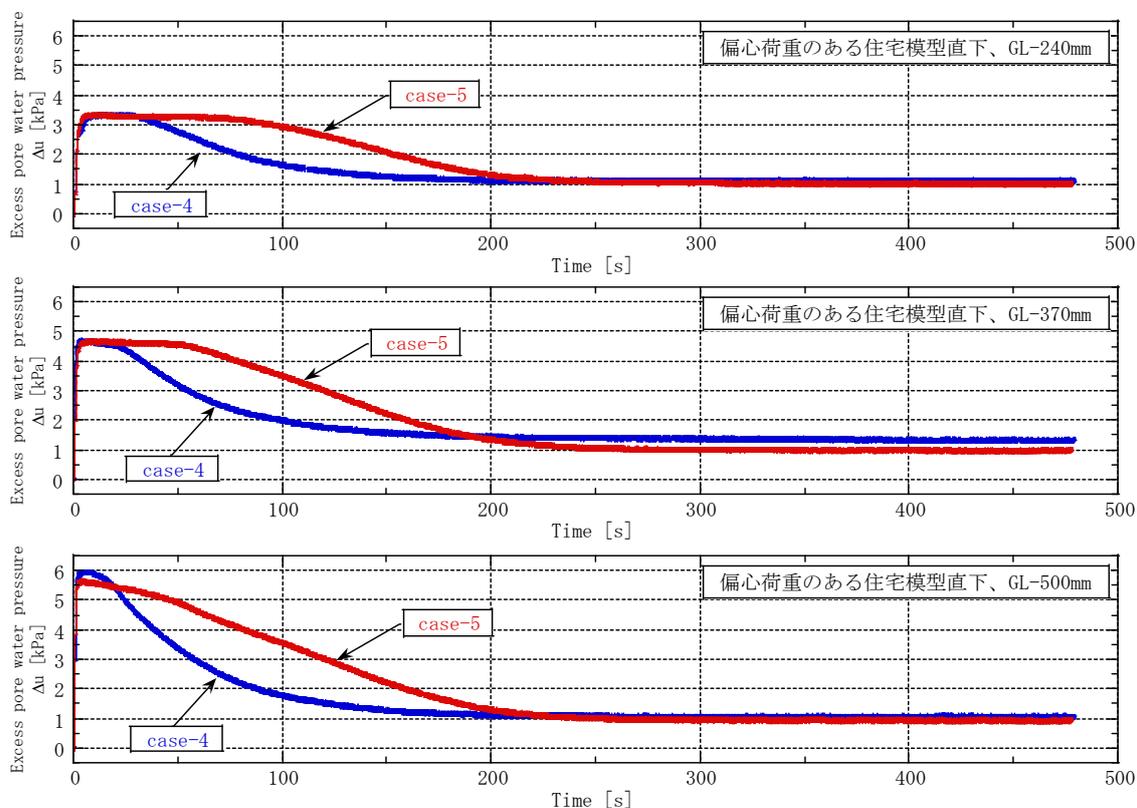


図 3.2.58 偏心荷重のある住宅模型直下の過剰間隙水圧

(11)「矢板囲い込み」が住宅模型傾斜へ及ぼす影響（case-4、5の比較）

図 3.2.59～図 3.2.62 に偏心荷重のない住宅模型と偏心荷重のある住宅模型の X 方向、Y 方向の傾斜について示す。まず、X 方向の傾きを見てみると、偏心荷重のない住宅模型では、case-5 の方が加振時・最終値ともに大きく傾いている。この住宅模型の傾斜は、住宅模型の沈下開始と同じ加振開始 2sec 付近から始まっている。偏心荷重のある住宅模型では、加振時は矢板の有無に関係なく傾斜はほとんどなく、加振後に傾斜が生じている。矢板がある場合は加振終了後 70sec 程度経過後傾斜が生じ始めている。

次に、Y 方向の傾きを見てみると、加振時は両模型とも case-5 だけ傾きが生じるが、加振終了後の挙動は、偏心荷重がない場合は両ケースとも負方向に傾き、偏心荷重のある場合は加振終了直後に case-4 が傾斜するが、その後は両ケースともほとんど傾かない。

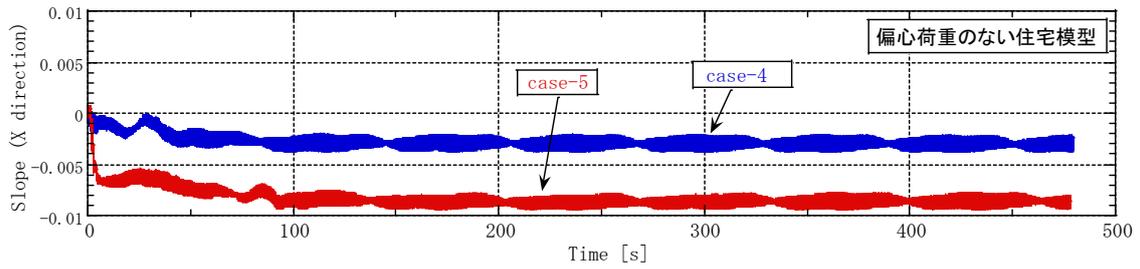
加振時について

Case-4 の住宅模型がどちらも加振時に傾かなかったのは、過剰間隙水圧のデータから地下水位以深では液状化していることから、地下水位以深の影響ではなく不飽和層が影響したのではないかと考えられる。

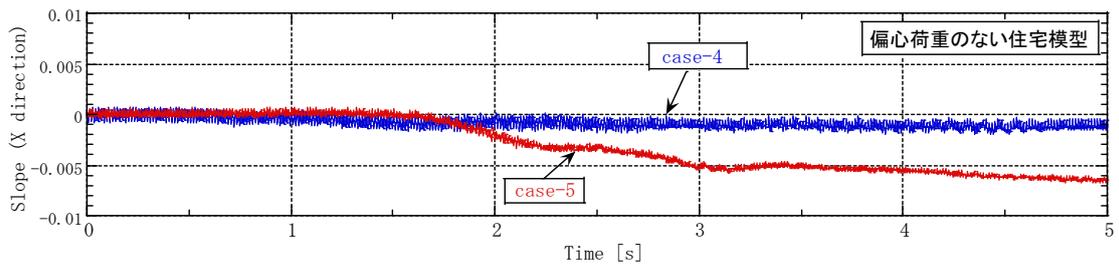
Case-5 の偏心荷重のない住宅模型が加振開始 2sec 付近から傾斜を始めるのは、先に述べた沈下開始と同様に矢板の振動が原因となっていると考えられる。偏心荷重のある住宅模型が加振中にほとんど傾かなかったのは、この矢板の振動により周辺地盤が軟化する影響と偏心荷重による影響がちょうど打ち消し合ったのではないかと考えられる。これは、偏心荷重のない住宅模型が加振中に矢板側へ傾いていることから言える。Y 方向へ傾いたことに関しては、深度方向軸回りの曲げ振動が矢板の中心軸対象に生じなかったためと考えられる。

加振後について

Case-4 では、加振終了後の過剰間隙水圧の消散に伴って傾斜が生じており、水圧の消散が終了する加振開始 150sec までの間に傾斜も止まっている。Case-5 の場合も同様に過剰間隙水圧の消散に伴って傾斜を起こしているが、消散開始が遅く、深い位置（GL-370mm）の過剰間隙水圧が消散し始めた加振後 70sec 辺りから傾斜が始まっている。加振後の住宅模型の傾斜は、浅い地盤が軟化していなければほとんど生じないと考えられるため、加振後の傾斜については、水圧消散時の不飽和地盤の浸水により、浅層地盤強度が低下したためと考えられる。Y 方向への傾斜については、不飽和層の浸水沈下時の不均一が原因と考えられる。

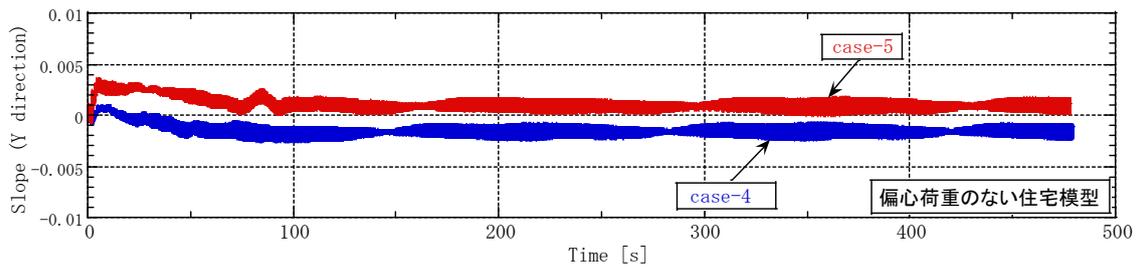


(a) 加振開始から計測終了まで

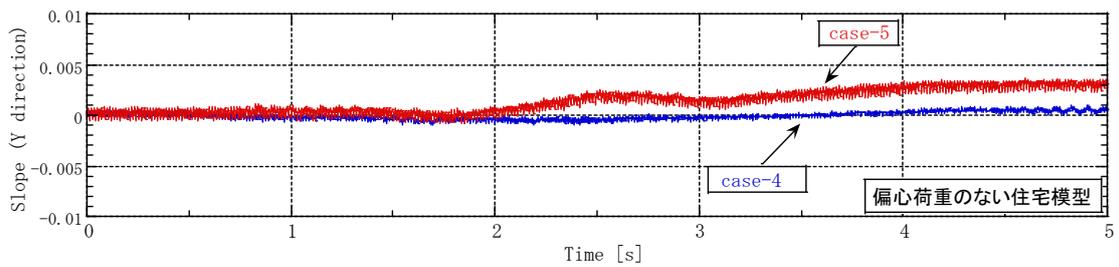


(b) 加振時

図 3.2.59 偏心荷重のない住宅模型の傾斜 (X 方向)

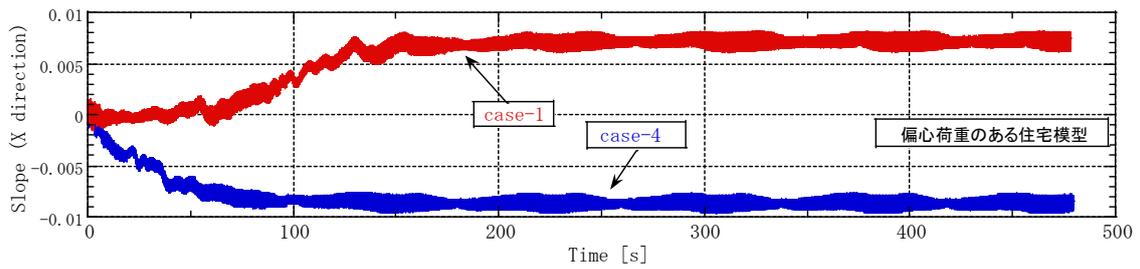


(a) 加振開始から計測終了まで

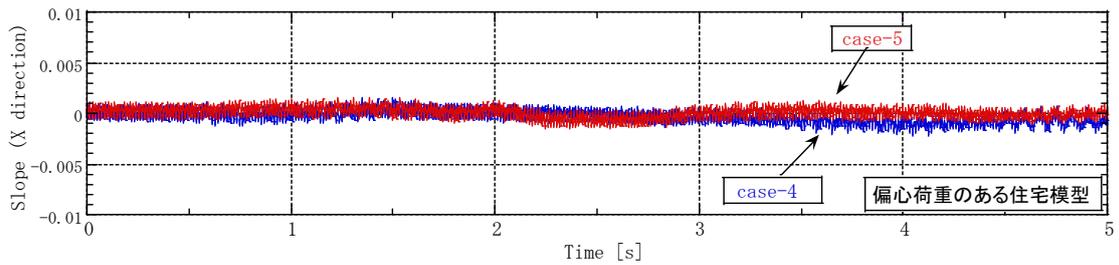


(b) 加振時

図 3.2.60 偏心荷重のない住宅模型の傾斜 (Y 方向)

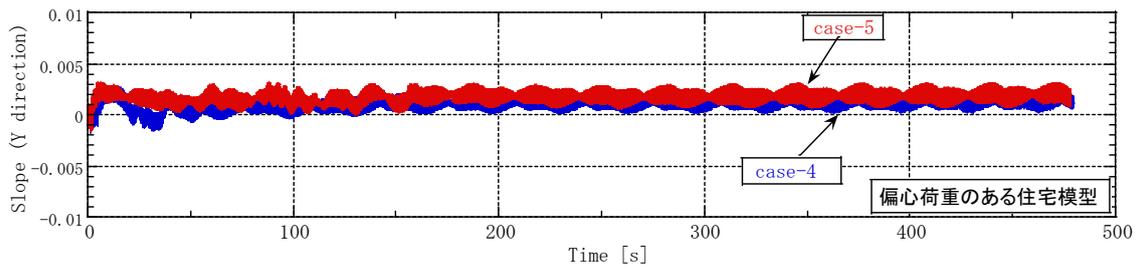


(a) 加振開始から計測終了まで

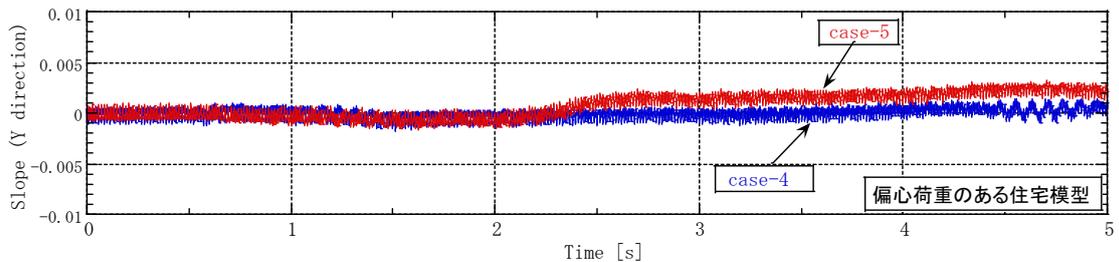


(b) 加振時

図 3.2.61 偏心荷重のある住宅模型の傾斜 (X 方向)



(a) 加振開始から計測終了まで



(b) 加振時

図 3.2.62 偏心荷重のある住宅模型の傾斜 (Y 方向)

(12) 住宅模型沈下と地表面沈下について

図 3.2.63 と図 3.2.64 に case-4, case-5 における住宅模型沈下と地表面沈下の関係図を示す。まず case-4 について見ると、加振終了時 (5sec) では、住宅模型のめり込み沈下は見られず地盤と共に沈下していることが分かる。しかし、その後の排水過程では地盤の沈下はあまりなく、住宅模型が大きく沈下と傾斜を起こしている。次に、case-5 について見てみると、加振終了時は模型とその間の地盤は共に沈下しているようだが、住宅模型と矢板間の地盤

は、模型の沈下程は沈んでいない。また、case-4 では加振終了後の地盤沈下はあまり見られないが、case-5 では加振終了後 200sec までの間に大きく沈下する傾向がうかがえる。矢板の外側の地盤は、住宅模型の影響を矢板によって遮断しているため、住宅模型の沈下とは関係なく大体等沈下をしている。

Case-4 で、加振終了時に住宅模型がめり込み沈下を起こしていないのは、不飽和層が存在したためではないかと考えられ、その後めり込み沈下が生じるのは、不飽和層への浸水によって、有効応力低下し支持力が低下したことが原因と考えられる。しかし、case-5 では不飽和層と矢板との間の摩擦により矢板付近のみ地盤沈下が抑制されたことも原因の一つと考えられる。

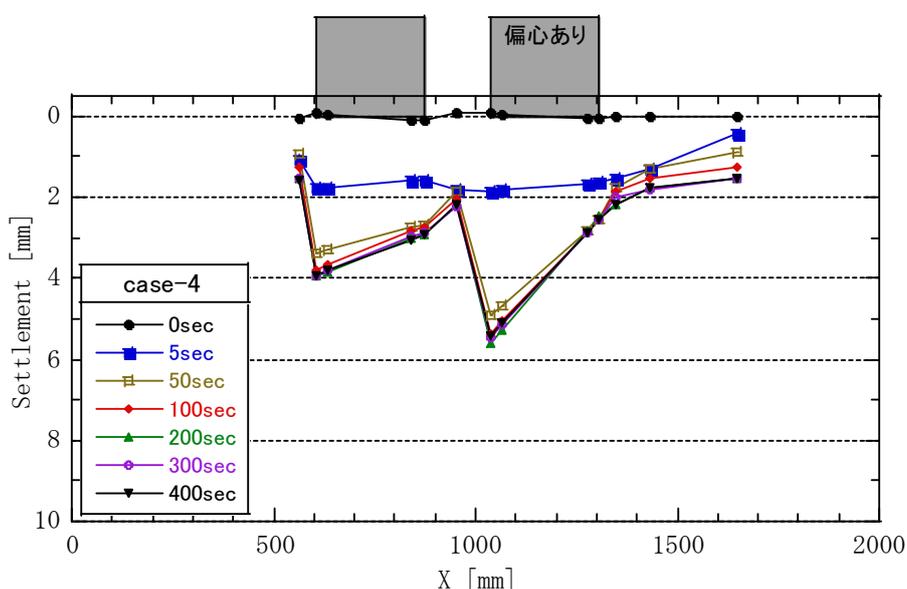


図 3.2.63 住宅模型沈下と地表面沈下 (case-4)

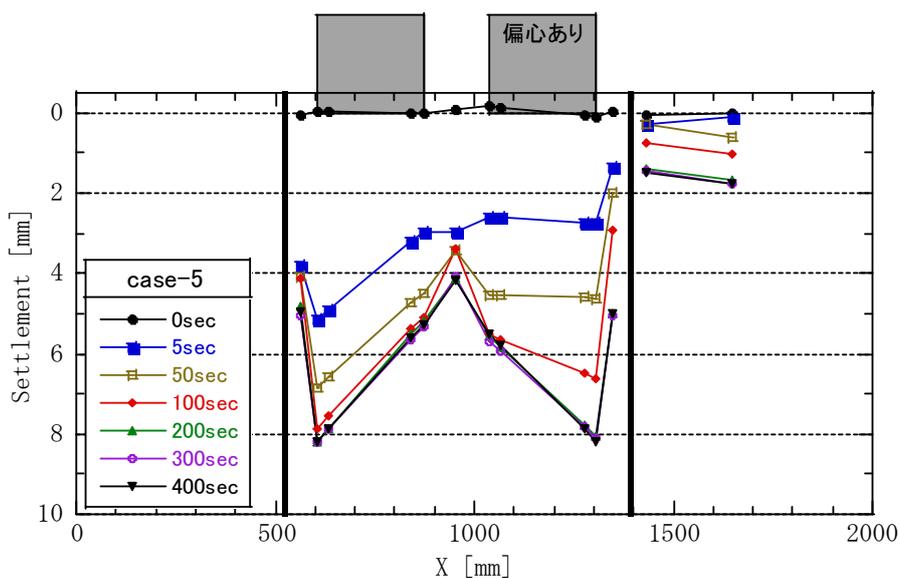


図 3.2.64 住宅模型沈下と地表面沈下 (case-5)

3.2.3 振動台実験のまとめ

3.2.2 で示した実験条件の違いによる効果についてまとめると、以下のようになる。

(1) 「矢板囲い込み・地下水位低下併用」による効果

- ・過剰間隙水圧が上昇して地盤の有効応力が低下し、矢板が振動を始めると沈下に影響を与える。
- ・加振前半では沈下を抑え、加振後半では沈下を促進する。
- ・加振終了後の沈下速度は遅くなるものの、沈下が収束するまでの時間が長い。
- ・傾斜の方向が加振時・加振後で異なる。(無対策では同一方向に傾く)
加振時には、矢板の振動により住宅模型は矢板側へ傾く。加振終了後は、水圧の消散が遅延化することにより、偏心荷重の作用している方向に傾く。この傾斜の大きさは、加振時に 2/100 程度、加振後に 3/100 程度 (加振終了時を基準とした場合) 傾いている。(無対策では、加振時に 1/100 程度、加振後も 1/100 程度の傾きが生じている。)
- ・住宅模型のめり込み沈下量が大きくなる。

(2) 「地下水位低下」による効果

- ・地下水位以下の有効応力増大により水圧の上昇開始が遅れ、沈下開始も遅れる。
- ・地下水位以深の排水沈下を起こす地盤層厚低下と排水距離短縮による排水速度の上昇により、加振終了後の沈下量は小さくなる。
- ・加振時の住宅模型傾斜が大きくなる。(原因不明：地盤状態が不均一だった?)
- ・不飽和層の形成により、住宅模型のめり込み沈下量が小さくなる。

(3) 「矢板囲い込み」による効果 (case-2 と case-3 の比較)

- ・水圧が上昇して有効応力が低下すると、矢板自身が振動を始め、沈下に影響を及ぼす。
- ・沈下開始がやや早まるが、加振前半は沈下を抑制する。加振後半は沈下を促進する。
- ・水圧の消散速度が遅くなり、消散終了時間も遅くなるため、加振後の沈下量が大きくなる。(但し、沈下速度は変化なし)
- ・加振時と加振後で傾斜の方向が異なる。
- ・住宅模型のめり込み沈下量が大きくなる。

(4) 「矢板囲い込み」による効果 (case-4 と case-5 の比較)

- ・地盤が液状化すると矢板が振動し、住宅模型の沈下を促進する。
- ・加振終了後の沈下が収束するまでの時間が長くなり、沈下量が大きくなる。
- ・偏心荷重がない住宅模型では、矢板の振動が始まると矢板側へ傾斜 (6.5/1000) が生じている。
- ・偏心荷重がある住宅模型では、加振後に矢板側へ傾く (7/1000)。(case-4 では偏心荷重側に傾いている (9/1000))
- ・住宅模型のめり込み沈下が大きくなる。

まず、case-1～case-3 までの実験結果について見てみると、「矢板囲い込み・地下水位低下併用」では、「無対策」と比べて沈下量が大きく、傾斜も大きい。さらに、住宅模型沈下量と地盤沈下量の差であるめり込み沈下量も大きくなっている。この結果は「矢板囲い込み」による影響が大きくなっており、「地下水位低下」による住宅模型沈下、めり込み沈下抑制効果は消されてしまっている。しかし、3.2.1 の(1)でも記述しているが、case-1～case-3 までの実験に関しては、下記問題点により現実的でない状態であったことが言える。

- ①不飽和層の飽和度が高く、実際の不飽和地盤の効果が出ていない。
- ②液状化層の密度が低い。
- ③矢板が加振源となっている。
- ④周波数 5Hz は、実大で考えた場合非常に長周期 (2.56sec) の揺れである。
- ⑤加振時間が長い。

①については、3.2.2 の(6)で述べたように毛細管現象を 1/30 スケールの模型の中に再現できていなかったために生じており、不飽和層の強度が実際に期待される強度よりも弱く、住宅模型の傾斜やめり込み沈下が過大に出ている可能性がある。②については、液状化を起こしやすく、間隙比が大きいいため沈下量も大きくなる。③については、矢板を粘土層に根入れし、下端を土槽底面に接触させていたため、水圧が上昇して地盤強度が低下した際に、入力振動をそのまま地表面まで伝達してしまっていた。さらに、矢板の質量に関する相似則があっておらず 5 倍程度重かったため、矢板振動が地盤へ与える影響力が実際よりも大きく、住宅模型の沈下・傾斜を促進させた可能性がある。④については、通常地震時に卓越する振動数は 1Hz であるが、今回の入力波は長周期の波を入力してしまっており、液状化を起こしにくい状態で実験をしていた。⑤については、今回の実験結果を見ると加振開始 2～4sec 程度で液状化に至っているが、液状化後も加振が 20sec 程度続いており、住宅模型の沈下・傾斜、および地盤沈下を促進した可能性がある。さらに、矢板がある場合は矢板振動の影響時間も長くなっている。

以上のように、case-1～case-3 の実験では、現実とは異なる条件で実験を行ってしまっていた。その条件は、入力波の周波数以外、すべて液状化被害に対して厳しい状態である。特に、矢板模型を使って行った case-3 は非常に厳しい。そのため、矢板囲い込みによる沈下・傾斜を促進する効果は再検証を行う必要があり、case-4、case-5 の実験を実施した。

Case-4、case-5 で見られる「矢板囲い込み」の効果と、case-1～case-3 で見られる効果との違いは、矢板振動と発生した沈下量・傾斜量である。まず、矢板振動についてだが、case-5 では、過剰間隙水圧の上昇と同時に矢板が振動するのではなく、地盤が液状化してから振動しているようである。少なくとも case-5 の加振初期に見られる矢板の曲げひずみは、同時刻の地盤加速度に大きな応答が見られないことから、地盤に追随して変形した際に生じたひずみと考えられる。これは、矢板が振動するまでの間の住宅模型の沈下傾向が、矢板のない場合と同様の傾向を示していることから考えられる。但し、加振後の過剰間隙水圧消散過程における沈下時間が長くなることについては、矢板で囲い込むことで内部を閉

塞するので、どうしても起こる現象であり、これによる沈下については考慮に入れる必要がある。

次に沈下量・傾斜量についてだが、今回実験条件が多く変化したため何が影響したのかは分からないが、case-3 と case-5 では大きく沈下量・傾斜量が異なることから、条件次第で大きく被害状況が変化することが分かる。恐らく、加振時は地盤密度の影響と、矢板の剛性・下端条件による影響が複合的に影響しており、加振後は地盤密度の影響が出ているものと考えられる。

3.2.4 振動台実験の結論

今回の 1g 場振動台実験から、「矢板囲い込み・地下水位低下併用」によって住宅の沈下・傾斜の抑制効果が得られる可能性があることが分かった。但し、今回の実験結果だけでは、矢板の剛性、矢板の根入れ深さ、地下水位の低下量、地盤条件など、対策効果を発揮させるのに必要な因子がどのように作用して効果を発揮するのか不明である。そのため、本対策工法における諸要素が、どのような働きをするのか検討する必要がある。

参考文献

- 1)Iai S., Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field, Soil and Foundations, Vol.29, No.1, pp.105-118, 1989