

3.3.7 側方流動に対する基礎の三次元数値シミュレーションの研究（その2）

目 次

(1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 3カ年の年次実施計画
- (e) 平成14年度業務目的

(2) 平成14年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
 - 1) 実験条件の整理と解析条件の設定
 - 2) 要素シミュレーション
 - 3) 加振前の地盤の初期応力検討
 - 4) 二次元動的解析
 - 5) 三次元動的解析
- (c) 業務の成果
 - 1) 実験条件の整理と解析条件の設定
 - 2) 要素シミュレーション
 - 3) 加振前の地盤の初期応力検討
 - 4) 二次元動的解析
 - 5) 三次元動的解析
- (d) 結論ならびに今後の課題
 - 1) 実験条件の整理と解析条件の設定
 - 2) 要素シミュレーション
 - 3) 加振前の地盤の初期応力検討
 - 4) 二次元動的解析
 - 5) 三次元動的解析
- (e) 引用文献
- (f) 成果の論文発表・口頭発表等
- (g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

(3) 平成15年度業務計画案

(1) 業務の内容

(a) 業務題目 側方流動に対する基礎の三次元数値シミュレーションの研究（その2）

(b) 担当者

所 属	役 職	氏 名
基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ジオエンジニアリングセンター 防災部	主任研究員	チュブリノフス キー・ミシュコ
東京理科大学 理工学部土木工学科	主 任 部 長 講 師	亀井 祐聡 森本 巖 塚本 良道
中央大学	教 授	石原 研而

(c) 業務の目的

現状の三次元数値シミュレーションが実験結果をどの程度予測できるかのデータを得ることを目的として、別途実施される側方流動実験を対象として数値シミュレーションによる事前予測解析を行い、解析手法の妥当性と精度を検証する。

(d) 3カ年の年次実施計画

1) 平成14年度：

14年度に実施された護岸に直交する方向の加振による実験の予測解析を行う。

低拘束圧下における土の応力～ひずみ関係のモデル化を行う。

三次元解析に先立ち、二次元解析も行う。

実験と解析結果を比較し精度を検討する。

三次元解析の問題点等を検討する。

2) 平成15年度：

15年度に実施予定の実験の予測解析を行う。

実験と解析結果を比較し精度を検討する。

14年度実施の解析・実験結果と比較検討する。

3) 平成16年度：

16年度に実施予定の上部工を考慮した実験の予測解析を行う。

実験と解析結果を比較し精度を検討する。

全体のまとめを行う。

(e) 平成14年度業務目的

シミュレーション対象とする室内模型実験ケースの条件を整理する。

地盤材料として用いる土の応力～ひずみ関係のモデル化を行う。

加振前の地盤の初期応力状態を検討する。

実験の予測解析を行う（二次元解析、三次元解析）。

実験結果を参考に精度他の問題点を検討する。

(2)平成14年度の成果

(a) 業務の要約

平成14年度は次の各項目を実施した。

- 1) シミュレーション対象とする室内実験（護岸流動実験・ケース1-1）に関して、解析条件を整理し、モデル化を行った。
- 2) 実験模擬に必要となる、低拘束圧下における土の要素シミュレーションを行った。
- 3) 二次元静的解析を実施し、加振前の土の応力状態を計算した。
- 4) 二次元動的解析を行い、加振中における地盤や矢板等の挙動、加振後における矢板護岸の変形量を計算した。
- 5) 三次元動的解析を行い、加振中および加振後の地盤や杭基礎の挙動を把握した。

(b) 業務の実施方法

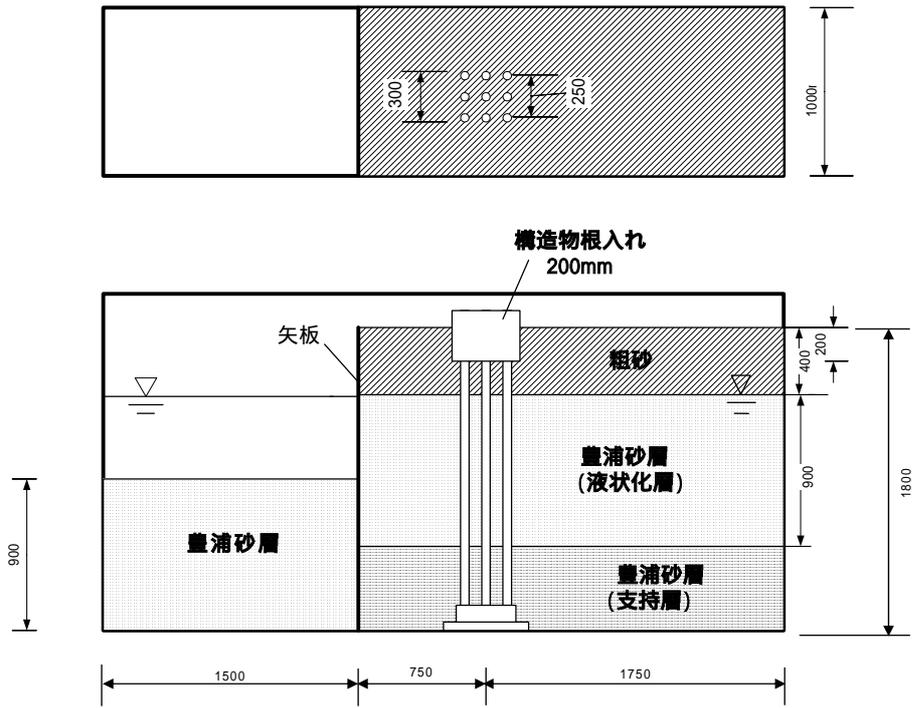
1) 実験条件の整理と解析条件の設定

シミュレーション対象とする室内実験は、護岸流動実験のケース1-1である(3.3.5節参照)。図1に実験モデルの断面を示す。杭基礎が背後に控える矢板護岸のモデルである。地盤は表層が40cm厚さの粗砂からなっており、この下が厚さ90cmのゆるい砂層で、最下層が50cm厚さの密な砂層の計3層から構成されている。矢板護岸と杭基礎は水平方向に60cm離れており、矢板護岸前面の地盤は90cm厚さのゆるい砂層からなる。地下水位は表層の粗砂層の下面（G.L. - 40cm）に位置している。用いられる土槽は剛な土槽であり、護岸に直交する方向に加振された。図2に解析に用いた入力加速度波形を示す。(a)図は目標とした振動台加速度波形であり、振幅500gal、周波数5Hzで20サイクルの正弦波である。(b)図は振動台上で実際に得られた加速度記録である。

杭基礎は3×3の計9本の群杭であり、杭の直径は50mm、肉厚1mm、曲げ剛性 $EI=12.6\text{kNm}^2$ である。杭頭部はフーチング(重さ21.6kg、底面高さ=G.L. - 20cm)に固定されており、杭先端部は土槽に治具を介して固定されている。矢板は厚さ6mmの鉄板が使用されている。

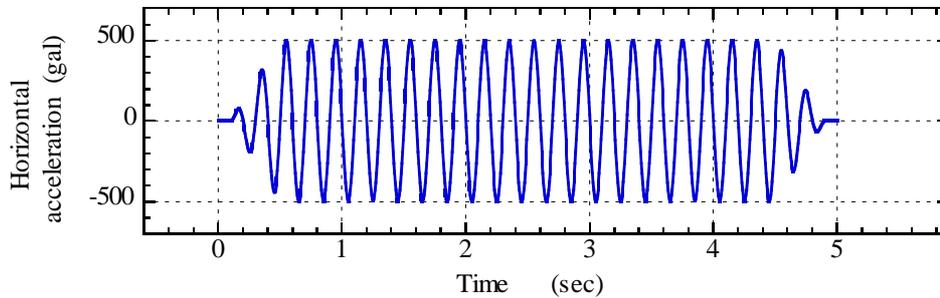
護岸背後地盤の空中落下法で作成された最下層(豊浦砂)は、締め固めにより相対密度 $Dr=90\%$ に調節されている。その上のゆるい砂層(豊浦砂)は、水中落下法により作成されており、 $Dr=40\%$ ほどである。表層は平均粒径 $D_{50}=1.7\text{mm}$ の粗砂である。護岸前面の豊浦砂からなる地盤は $Dr=40\%$ とゆるい状態にある。計器配置は図3に示す通りである。

杭間隔: 2.5D

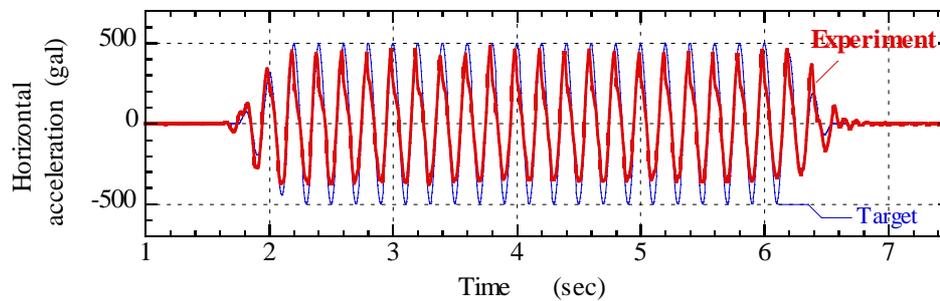


寸法単位: (mm)

図1 解析対象とする実験モデル
- 護岸に直交する方向の加振: ケース 1-2 -



(a) 目標とした振動台波形 (最大加速度 500gal、5Hz の正弦波)



(b) 実験で得られたの振動台波形 (赤線: 実験データ、青線: 目標)

図2 解析に用いた入力波形

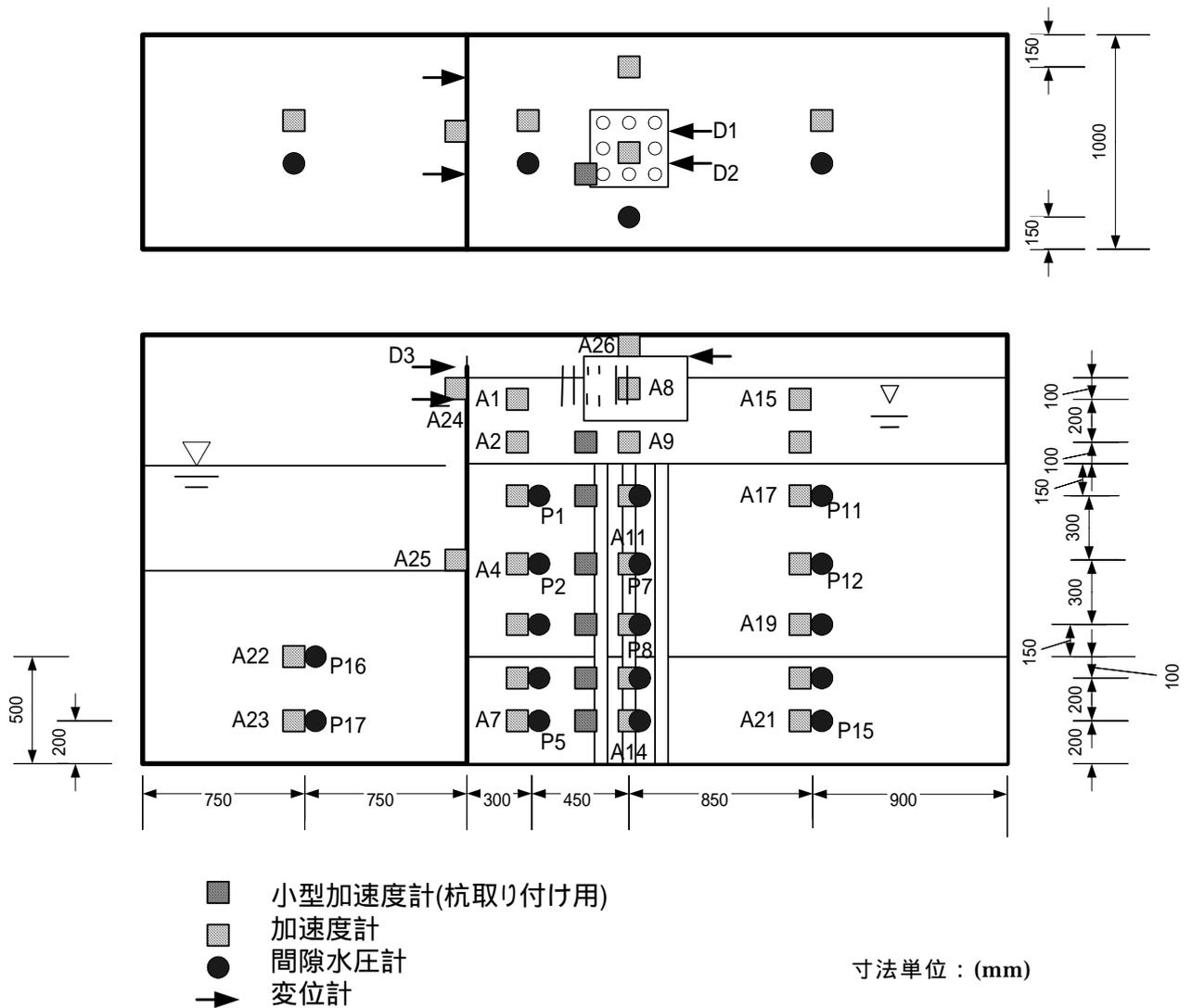


図 3 計器配置図

2) 要素シミュレーション

小型振動台実験であることから、地盤内に生ずる拘束圧は実地盤に比べ小さいものとなる。護岸前面の地盤の底部における有効上載圧 ν は 8kPa であり、護岸背後地盤のゆるい砂層においては、6~14kPa である。相対密度が同じであればきれいな砂の液状化強度は拘束圧が減少するに従い大きくなることが知られており、この傾向は豊浦砂を用いた実験により示されている¹⁾²⁾。この実験結果を踏まえて以下のようにモデル化した。

用いる砂の弾塑性モデルは S-D モデルである。この構成モデルは初期密度と拘束圧の影響を考慮して、単調載荷、繰り返し載荷などの砂質土の挙動を精度良くシミュレートすることが可能なモデルである。砂の挙動を State Concept で表現し、密度の異なる同一の砂を一組のパラメータでモデル化できるのが特徴である。豊浦砂に関してのモデルパラメータは、室内土質試験(単調・繰り返し載荷試験)に基づき既に設定されている³⁾⁴⁾。シミュレーションに必要なパラメータはこれらの実験結果を基に設定するものとする。

3) 加振前の地盤の初期応力検討

側方流動時の地盤変位や地震時挙動は、初期せん断応力の影響を受けることが知られており、解析結果を左右する重要な要素であると考えられる。よって本検討では二次元静的解析を行い、加振前における地盤内の応力状態を把握する。

実験における地盤等モデル作成の工程を考慮して、以下のように2段階に分けて応力状態を検討する。

地盤の作成段階

実験モデルの地盤を作成・圧密（土槽内への砂の搬入、注水による飽和）する過程においては、図4(a)に示すように、矢板は2深度（G.L. - 10cm および - 40cm）において、支持はりを介して土槽壁面に固定されている。このような条件を考慮して、この段階においては矢板が水平方向に動かないものとして初期応力を見積もるものとした。この条件では地盤は K_0 状態になるものと考えられる。解析では図4(b)に示すようにゆるい砂層の K_0 は0.5、表層と最下部の締まった砂層では K_0 は0.4と仮定した。この条件で鉛直方向の有効応力は、 $\sigma'_v = \gamma h$ 、水平方向は $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$ で算出される。

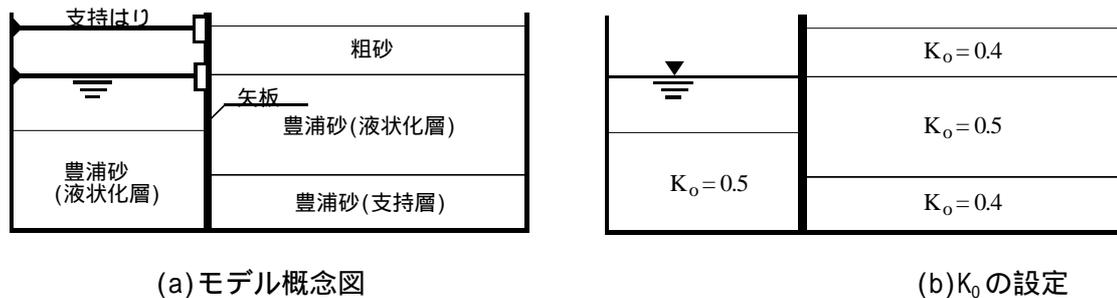
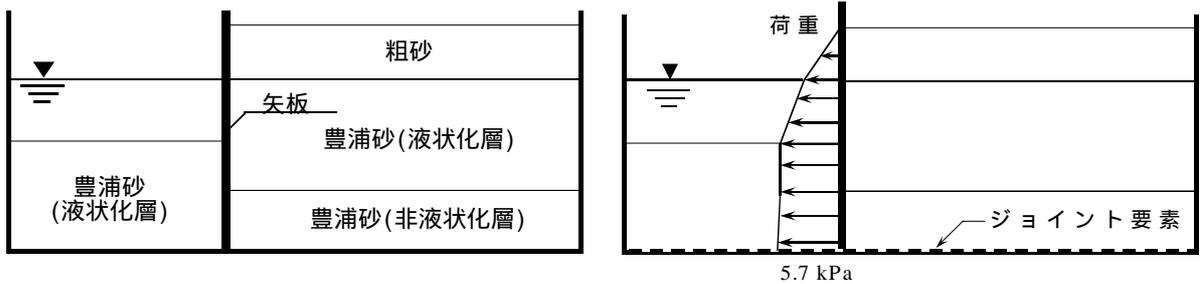


図4 地盤の作成段階における計算モデル

矢板の支持はりを撤去した段階

図5(a)に示すように、加振の直前においては矢板を支持するはりは撤去される。このとき護岸前面と背後で土圧のバランスが異なることから、地盤の応力状態が変化するとともに、矢板が変位する。よって撤去に伴い変化する地盤の水平方向の力を考慮して、加振前における応力状態を計算する必要がある。具体的には、図4に示す地盤作成段階の応力を初期値とし、矢板前後の土圧の差分を荷重として矢板に与え、地盤に発生する応力を算出した。

ここで前述の静的解析においては、杭基礎をモデル化していないことから、周辺地盤において杭が初期応力に及ぼす影響は考慮していない。また土槽底面と地盤間の境界条件について、モデル底面の水平方向の変位を拘束した場合と自由とした場合で異なる変形モードが生じると考えられることから、本検討では静的解析時の底面の境界条件に、クーロンの破壊基準に従った弾完全塑性型のジョイント要素を設けた。これにより地盤底面で生じたせん断応力により滑りが発生するか否かが決まってくる。



(a)モデル概念図

(b)支持はりを外したときのモデル化

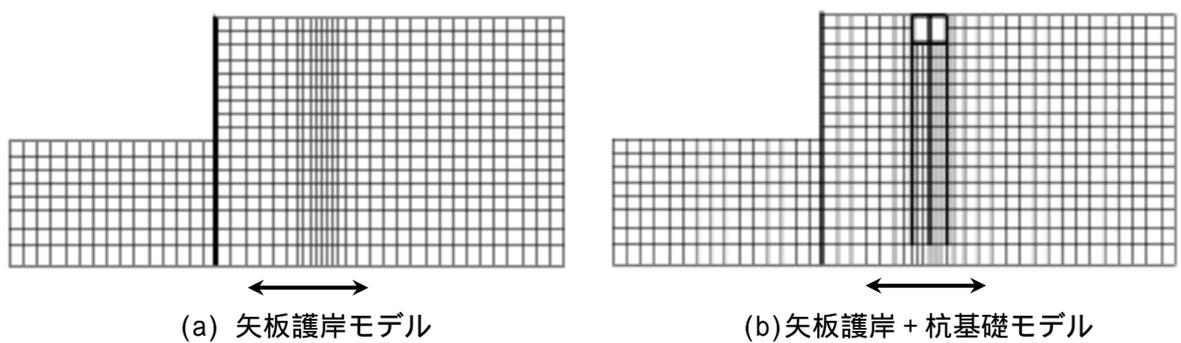
図5 矢板の支持梁を撤去した段階における計算モデル

- 支持はりの撤去は(b)のように矢板に水平力を与えることで表現する -

4) 二次元動的解析

通常二次元解析を行う時の杭のモデル化は、杭列毎に面外方向の杭を考慮して、これと等価な曲げ剛性をもつような1本のはりで代表させる。2次元のモデル化では杭は面外方向に連続する壁のようなモデル化となることから、杭基礎周辺の地盤は分断されることとなり、実際の物理モデルよりも杭基礎付近の地盤の変形が拘束されやすくなると考えられる。また杭基礎モデルは矢板に比較的近く、下部の密な砂層と地下水位以浅の表層で支えられていることから、液状化すると考えられるゆるい砂層は、杭基礎、表層、矢板と支持層で囲まれ、変形しにくい状況となっている。

以上のことから、(a)杭基礎を除いた矢板護岸のみのモデル(図6(a))、(b)杭基礎を含めた矢板護岸モデル(図6(b))の2種類の解析を行うこととした。(a)の解析の目的は加振時における地盤の応答と矢板護岸の変位量、(b)の解析は杭基礎の応答を明らかにすることにある。3×3の杭からなる杭基礎のモデル化は図6(b)に示すように、3列のはり要素でモデル化した。有限要素解析において面外方向の厚さは杭基礎の幅30cmを考慮してモデル化した。



(a) 矢板護岸モデル

(b) 矢板護岸 + 杭基礎モデル

図6 FEM解析に用いるモデル

FEM解析に用いた要素は、土、矢板および杭頭の結合部分はソリッド要素、杭はビーム要素とした。杭頭結合部は剛なはりとし杭と結合するものとした。境界条件は、側方に関しては水平方向固定、底面は水平・鉛直方向とも固定とした。但し矢板先端は水平方向にのみ変位できるものとした。また特に表層の地盤(=非液状化)が土槽側面の境界と連結している場合、境界条件が解析結果に影響しやすくなることから、土槽側面と接する部分には剛性が低い弾性材料を挟みこむこととした。また杭基礎と地盤、矢板と地盤の結合条件は、水平方向の変位は同じとし、鉛直方向は別に変位できるものとした。

5) 三次元動的解析

図7に三次元解析で用いる解析モデルを示す。杭はビーム要素でモデル化し、これ以外の地盤、フーチング等はソリッド要素を用いた。解析環境の制約で現状では仕様可能なメモリーサイズは最大2Gbとなっており、これに解析メッシュの精度が依存していることから、図7に示すような2次元に比べ粗いメッシュとなっている。よってメッシュを細かくした場合と比較して解析精度が低下する可能性はある。杭については線状のはり要素を使用することから杭幅を考慮することはできない。

初期応力は前述した静的解析の結果を用い、入力波形も2次元解析と同じものを用いるものとする。

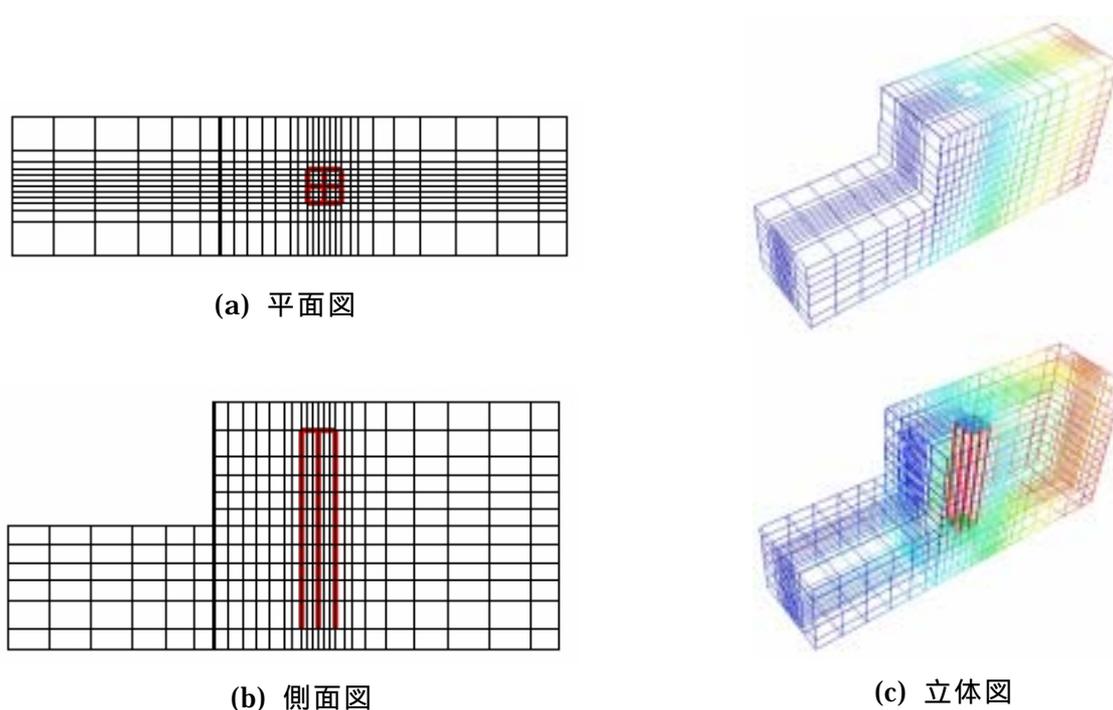


図7 三次元解析に用いたメッシュ図

(c) 業務の成果

1) 実験条件の整理と解析条件の設定

前述したケース 1-2 の実験条件を踏まえ、解析条件を設定した。表 1 に解析項目を示す。本検討は、実験において得られる護岸流動量をシミュレートするだけでなく、地盤や基礎のモデル化等、数値解析上発生する問題や、初期せん断の影響等、護岸流動や杭基礎の応答に影響する要因を検討するものである。

二次元の解析については、実験前に実施、報告している⁵⁾ことから文献 6)によればクラス A に属する予測解析であるといえる。また図 2(b)に示したように、実測された振動台加速度波形は目標に比べやや振幅が小さくかつ正方向が大きくなっている。そこで、参考として実測された振動台波形を用いた二次元解析も実施した。

表1 解析項目

	検討内容	検討目的	備考
1	要素シミュレーション	$D_r = 40, 50, 90\%$ におけるモデルパラメタの決定	低拘束圧の影響
2	1) 二次元静的解析	初期応力状態の把握	
	2) 二次元動的解析 (矢板のみ)	地盤と矢板の応答	杭基礎が無い場合の検討
	3) 二次元動的解析 (矢板 + 杭基礎)	杭基礎の応答	杭基礎の影響によって矢板の変位が制限される
3	三次元動的解析 (矢板 + 杭基礎)	三次元を考慮した杭基礎の応答	

解析プログラムは S-D モデルを組み込んだ DIANA-J2 を用いた。有限要素法による土と水の連成有効応力解析プログラムであり、過剰間隙水圧の発生や消散を考慮することができる (u-w 定式)。時間間隔 t は 0.0025 秒、積分は Newmark- 法が用いられており、レイリー減衰のパラメータは、基本的に $\alpha = 0$, $\beta = 0.005$ とした。解析時間は加振時間を考慮し 5 秒とし、加振後の水圧消散過程は考慮しないものとした。実験に用いられる豊浦砂の土粒子の密度 ρ_s は 2.65 t/m^3 とし、透水係数は $3 \times 10^{-5} \sim 6 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$ とした。

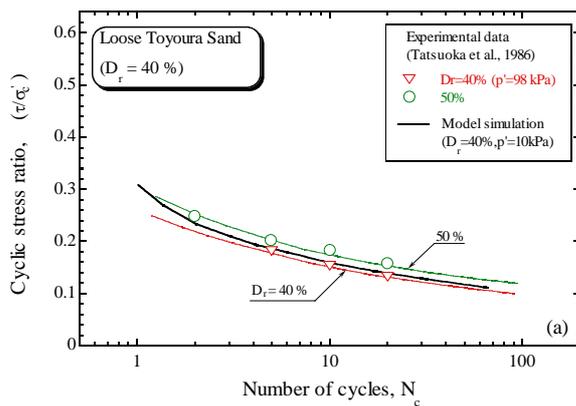
α の値は数値計算上のパラメータで、解が安定するように最小の値を選ぶ。しかし加振周波数が 5Hz と高いことから通常の解析で用いている $\alpha = 0.005$ ではやや大きいことも考えられる。 β は解析結果に大きく影響することが分かっており、本検討においても β が応答に及ぼす影響を調べる。

2) 要素シミュレーション

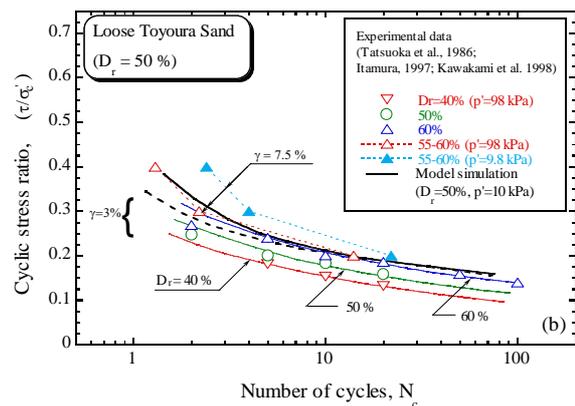
解析に用いる豊浦砂のパラメータを表 2 に示す。このパラメータを用い、相対密度 D_r が異なる (40%、50%、90%) 砂に対して、間隙比 e (0.839、0.802、0.653) を設定し要素シミュレーションを行った。

表 2 解析に用いる豊浦砂のパラメータ

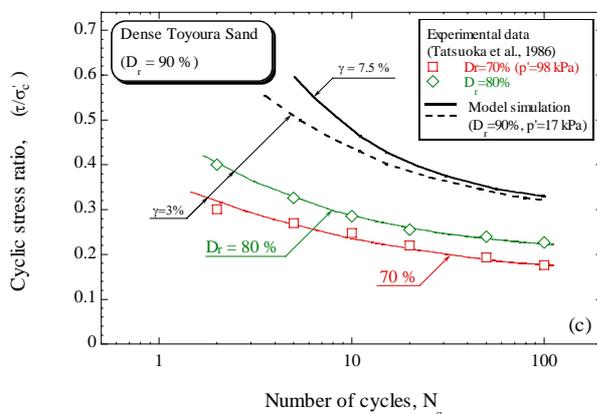
		パラメータ	値
弾性	せん断定数	A	250
	ポアソン比	ν	0.15
	指数	n	0.60
State Index	準定常状態線		(e, p') -values
応力 ~ ひずみ 関係	$(\sigma/P)_{\max}$ に関する係数	a_1, b_1	0.592, 0.021
	$G_{N,\max}$ に関する係数	a_2, b_2	291, 55
	$G_{N,\min}$ に関する係数	a_3, b_3	98, 13
	定数	f	4
ダイレタンシー	ダイレタンシー係数	μ_o	0.15
	限界応力比	M	0.607
	ダイレタンシー - ひずみ	S_c	0.0055



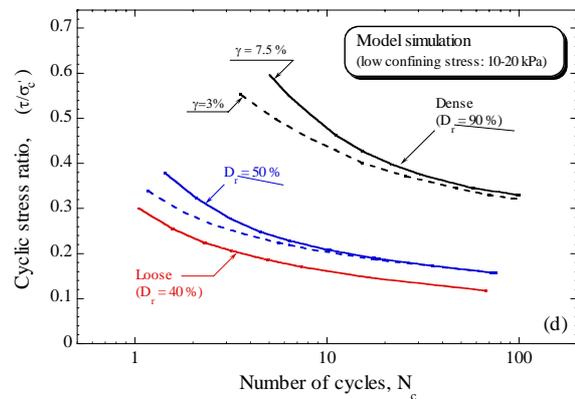
(a)ゆる詰め豊浦砂(Dr=40%)



(a)ゆる詰め豊浦砂(Dr=50%)



(c)密な豊浦砂(Dr=90%)



(d)設定した液状化強度曲線

図 8 液状化強度曲線

- 縦軸(a) ~ (c)はいくつかの密度・拘束圧の既往試験結果、(d)は本検討で用いる関係 -

図 8(a)～8(c)に有効拘束圧が 98kPa における試験結果⁷⁾と 9.8kPa における試験結果¹⁾²⁾、およびシミュレーション結果を比較したものを示している。図に示すように拘束圧が 98kPa のときよりも、9.8kPa における液状化強度の方が大きいことが分かる。拘束圧 9.8kPa 時の実験結果は、本解析が対象とする実験モデルの条件に対応するものである。解析に用いる液状化強度曲線をまとめたものを図 8(d)に示す。また有効応力経路および応力ひずみ関係の一例（相対密度 $D_r=50\%$ 、有効拘束圧 $p'=10\text{kPa}$ 、繰返し回数 20 回における応力比 $R=0.20$ ）を図 9 に示す。

なお、杭基礎および護岸は弾性材料でモデル化した。

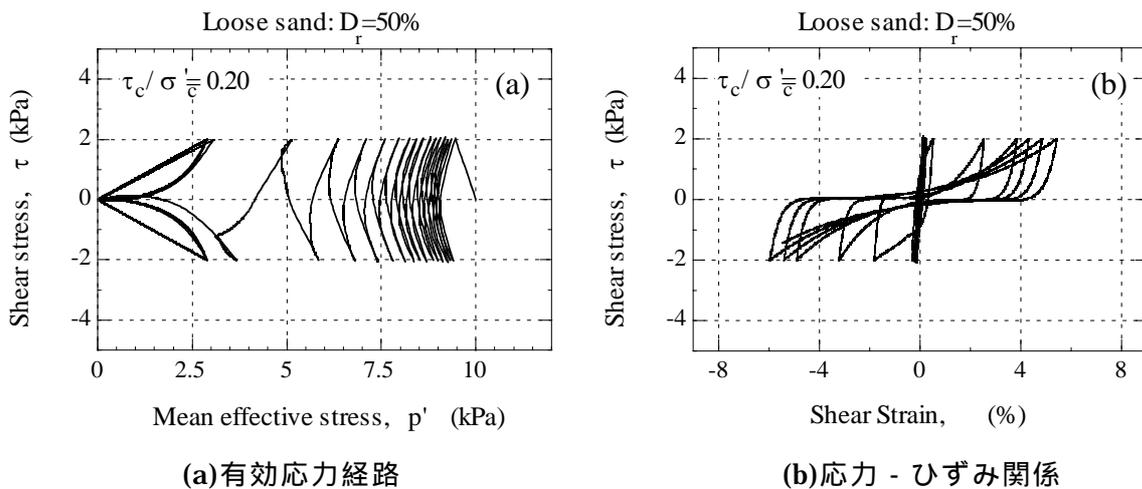


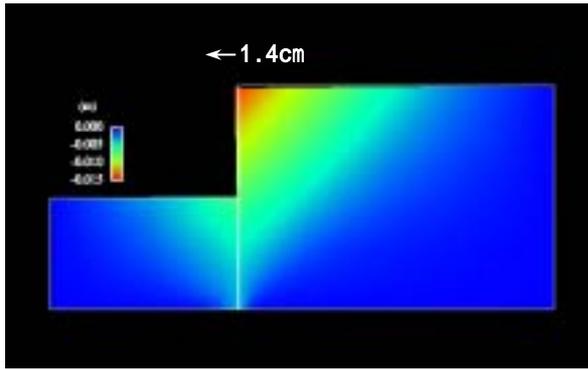
図 9 要素シミュレーション結果の一例
- ゆるい砂層 $D_r=50\%$ の場合 -

3) 加振前の地盤の初期応力検討

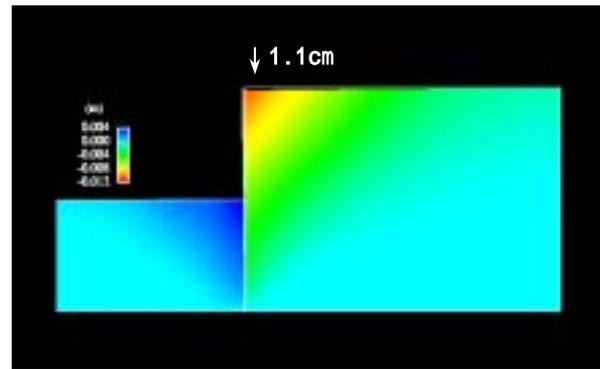
実験工程を考慮した静的解析による加振前の初期応力の算出結果を、変位と応力比の分布についてそれぞれ図 10、図 11 に示す。図 10 に示すように矢板は前面方向に変位し、若干傾いた。水平変位量は矢板頂部で 1.42cm、下端で 0.32cm となった。地盤底面の変位は、矢板を挟みそれぞれ 10cm 幅程度生じた。

地盤変位は矢板頂部において最大で、背後地盤および地盤深部にむかうに従い小さくなっており、矢板頂部を頂点としたくさび型の変位分布となっている。背後地盤は引張、護岸前面の地盤は圧縮領域で、背後地盤は沈下が生じており、前面地盤はヒーピングしている。

図 11 に水平方向と鉛直方向の応力比 (σ'_x / σ'_y) 及びせん断応力比 (τ_{xy} / σ'_y) を示す。矢板が前面に変位し、背後地盤の水平方向の応力が開放され主動状態となっている。矢板周辺地盤の応力比 $K (= \sigma'_x / \sigma'_y)$ は約 0.3 で、護岸背後にむかうに従い 0.5 に近づく。一方護岸前面の地盤は護岸背後地盤が前面に押し出されることで受働状態となり、矢板近傍で $K=3$ で土槽壁面にむかうに従い $K=1$ 程度となる。せん断応力は、応力比 (τ_{xy} / σ'_y) にして 0.02～0.20 となった。以上のことから、モデル作成過程において矢板を支持するために設けていた支持はりを撤去したことにより、このようなせん断応力が発生したものと考えられる。ここで計算した初期応力を、引き続き行う二次元・三次元動的解析の入力とする。

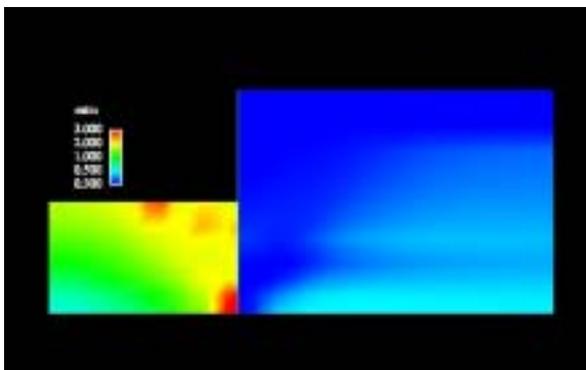


(a) 水平変位分布

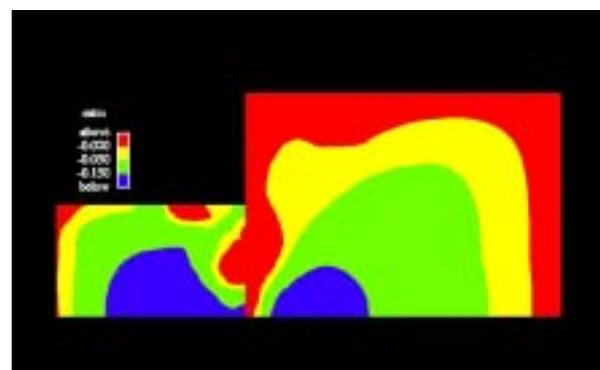


(b) 鉛直変位分布

図 10 静的解析における変位分布



(a) 水平・鉛直方向の応力比 (σ'_x / σ'_y)



(b) せん断応力比 (τ_{xy} / σ'_y)

図 11 静的解析における応力分布

4) 二次元動的解析

杭基礎無しの場合

前面及び背後地盤の液状化層及び支持層における過剰間隙水圧について、解析結果と実験結果の比較を図 12(a) ~ (e)に示す。水圧の上がり方や大きさに着目すると、解析結果は概ね実験結果を説明しているものと考えられる。液状化層であるゆるい砂層については、強い加振により、水圧が急上昇し、数サイクルで液状化していることも良く説明できている(図 12(a) ~ (d))。支持層においては、実験では水圧が徐々に大きくなっており、解析結果も水圧上昇の様子が実験と良く対応している(図 12(e))。また入力波形として目標波形と実測波形の 2 種類で解析した結果、図 12(a)に示すように非常に良く似た応答が得られた。これは図 2(b)に示す両入力波形の形をみると最初の数サイクルまで差は無く、そこまでの段階でゆるい砂層は液状化していることから、その後の入力波の大きさが両者で異なることが過剰間隙水圧にそれほど影響しなかったものと考えられる。

解析結果と実験結果が対応しない点もみられる。一つは図 12(b)に示すように矢板背後近傍の地盤 (P2) において、実験結果の水圧上昇の方が遅いことである。これは実験と解析で矢板変位量が異なることが関係しているものと考えられる。もう一つは実験より解析の方が水圧の振動(周期的な変動)が大きいことである。これについては数値解析上の減衰パラメータが関係していることも考えられ、この影響について後で検討する。

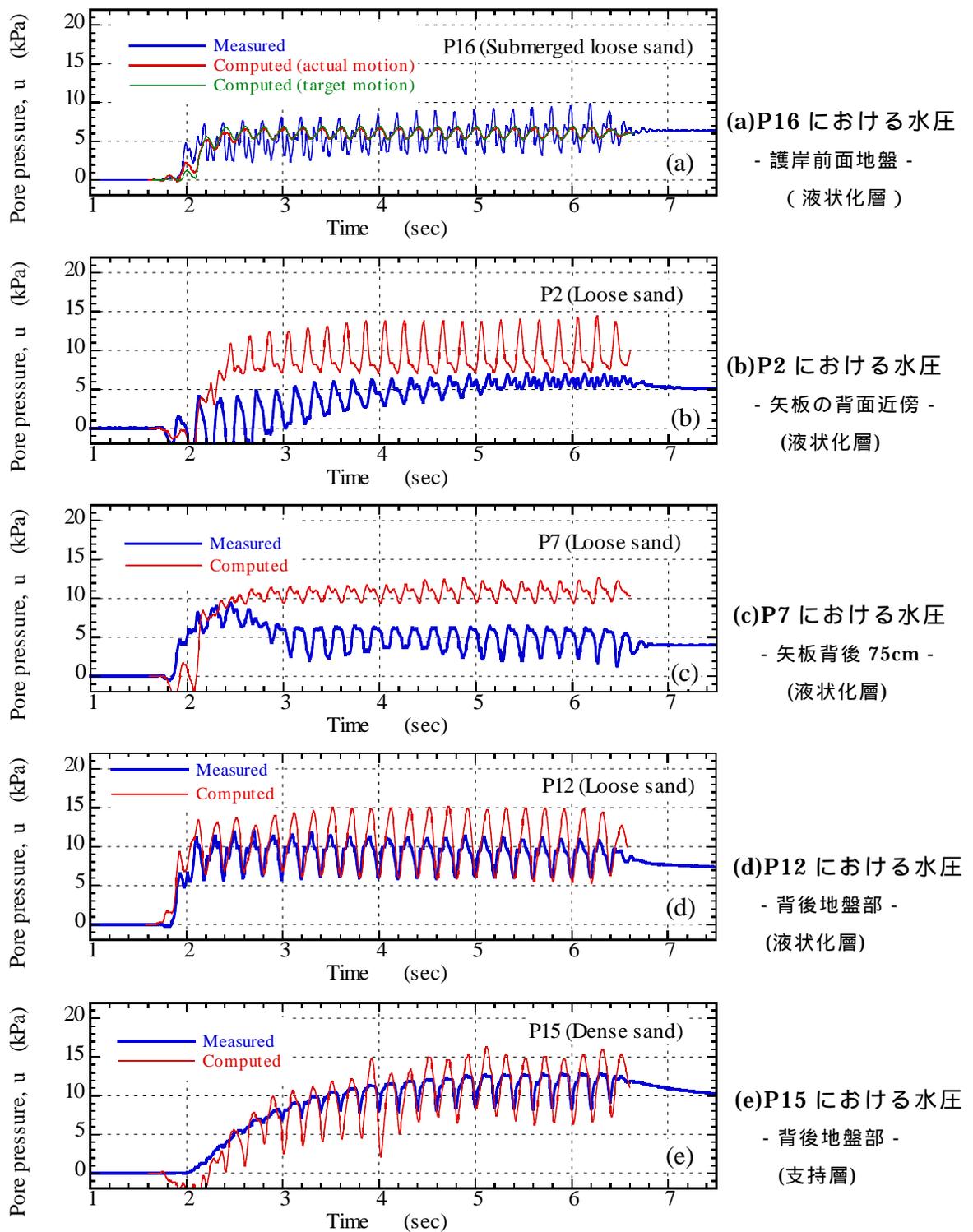


図 12 過剰間隙水圧時刻歴

図 13 に加振終了時における鉛直有効応力を示す。これより護岸背後地盤および前面地盤が完全に液状化していることがわかる。ここで、右側の側方境界に沿って設けた低剛性の地盤要素は解析上設けたものであり無視するものとする。

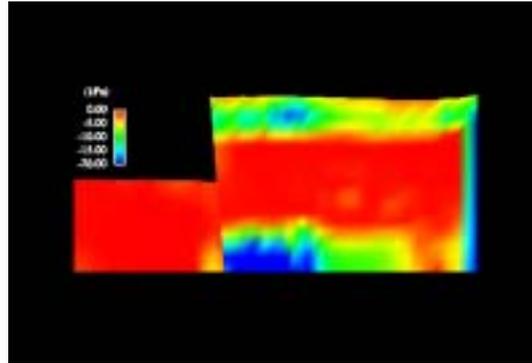


図 13 加振終了時における鉛直有効応力の分布図
 - 護岸背後、前面のゆるい砂層は完全に液状化している -

図 14 に矢板頂部の水平変位量について実測値と解析結果の比較を示す。地盤の間隙水圧が上昇し、加振終了まで液状化が継続する過程で、矢板の応答は加振による揺れを伴い振動しながら、徐々に護岸前面に変位していることが分かる。解析結果では矢板頂部の水平変位は加振終了時において 17cm となった(目標振動台波形による解析)。これは実測値の半分程度の値である。水平変位の波形をみると解析では正負両方向(護岸前面方向、背後方向)に振動しているが、実測では護岸前面方向に主に変位している。そこで実測振動台波形による解析結果について、護岸前面方向の変位分のみを積算した結果、実測変位波形と良く対応することが分かった。

加振終了時における解析モデルの変形図を図 15(a)に示す。図中の白い実線は加振前の解析モデルを示している。図に示す変形量とモデルの縮尺は同じである。変位量の分布は護岸近傍で最大となり、背後にむかうに従い小さくなっていく。護岸背後地盤のゆるい砂層が液状化したことにより、地盤が前面に流動し、矢板が変位している様子が良く分かる。背後地盤の沈下量は 5~6cm である。図 15(b)に示すせん断ひずみはこのゆるい砂層(液状化層)で大きく、概ね 5~15%の範囲に分布しており、最大で 19%となった。ただし計算された変位量は加振終了直後の値であり、過剰間隙水圧が消散した後の残留変位とは異なるものである。

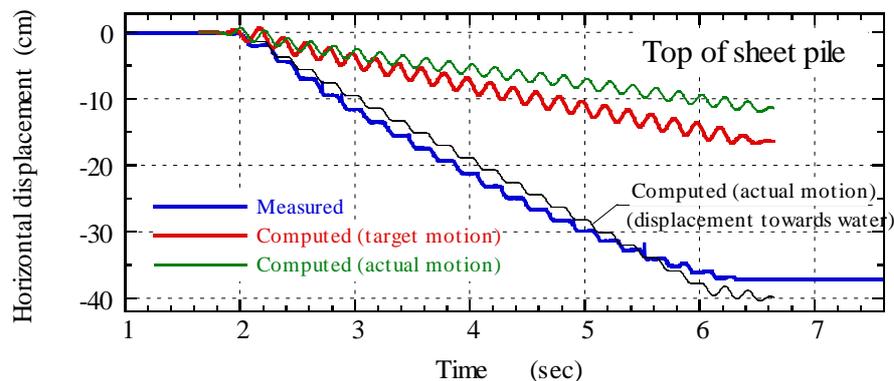
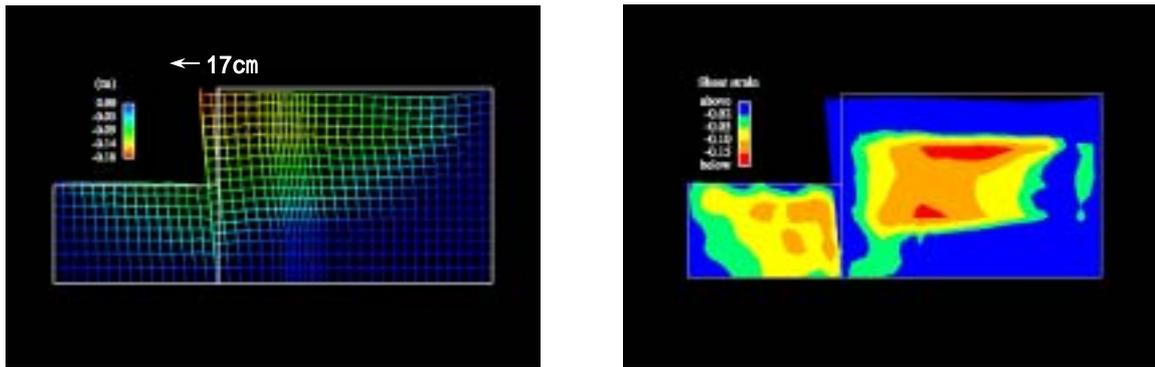


図 14 矢板頂部の水平変位量
 - 青線：実測値、赤線：解析(目標振動台波形入力)、
 緑線：解析(実測振動台波形入力)、黒線：矢板前面方向のみ積算した結果 -



(a)変形図 (b) せん断ひずみの分布図
 図 15 加振終了時における地盤の変形（入力：目標振動台波形）

杭基礎を考慮したケース

杭基礎を含む解析モデルの加振終了直後における変位量分布を図 16 に示す。杭基礎の剛性の影響により背後地盤の流動が抑制されている。計算された矢板頂部の水平変位量は目標振動台波形による解析で 7.9cm となった。これは杭基礎を含まない場合の約半分の変位量である。

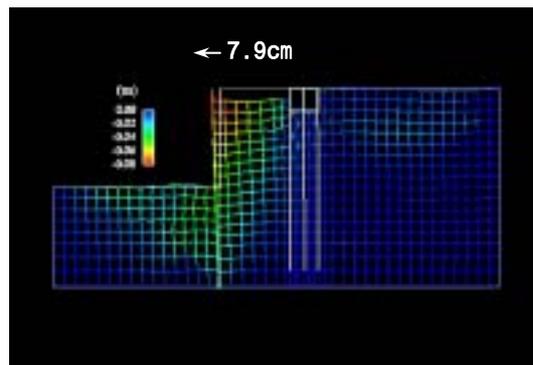
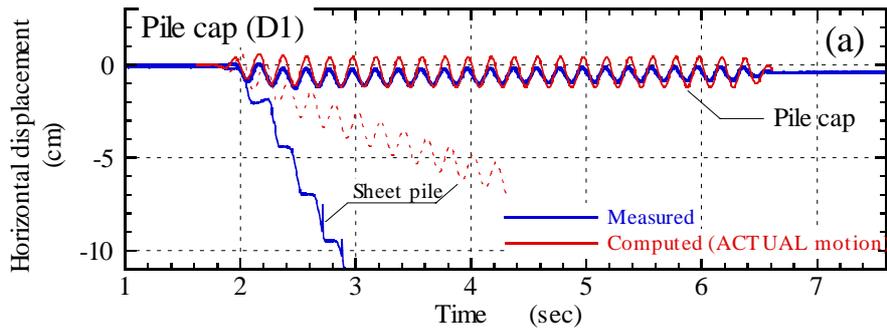


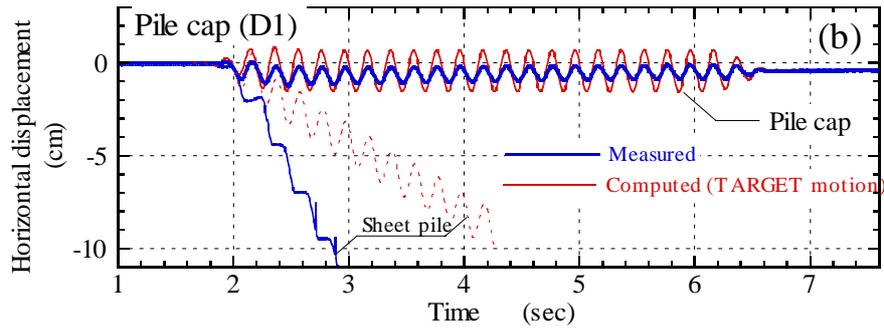
図 16 水平変位量の分布図（入力：目標振動台波形）

図 17 に矢板及び杭頭の変位時刻歴を示す。(a)図が実測された振動台波形を入力とした解析で、(b)図が目標とした振動台波形による解析である。(a)図をみると、杭基礎の水平方向の変位は若干護岸方向にドリフトしている。これはゆるい砂層の過剰間隙水圧が急速に上昇したのに伴い生じた現象である。杭基礎の応答変位の護岸前面方向については、加振開始から 2 秒間、実測と解析結果は良く対応している。この後、実測変位が時間とともに徐々に減じていくのに対し、計算変位の最大振幅は一定となっている。解析の方が実測よりも護岸背後方向への変位が大きいことが両者の大きな違いといえる。

杭に生じた曲げモーメントの深度分布について実験と解析結果を比較する。実験の曲げモーメントは曲げひずみから計算したものである。図 18(a)に実測の振動台波形を入力とした解析結果による比較を示す。解析で得られた護岸背後地盤方向の応答（振動）が実測に比べ大きいことが分かる。



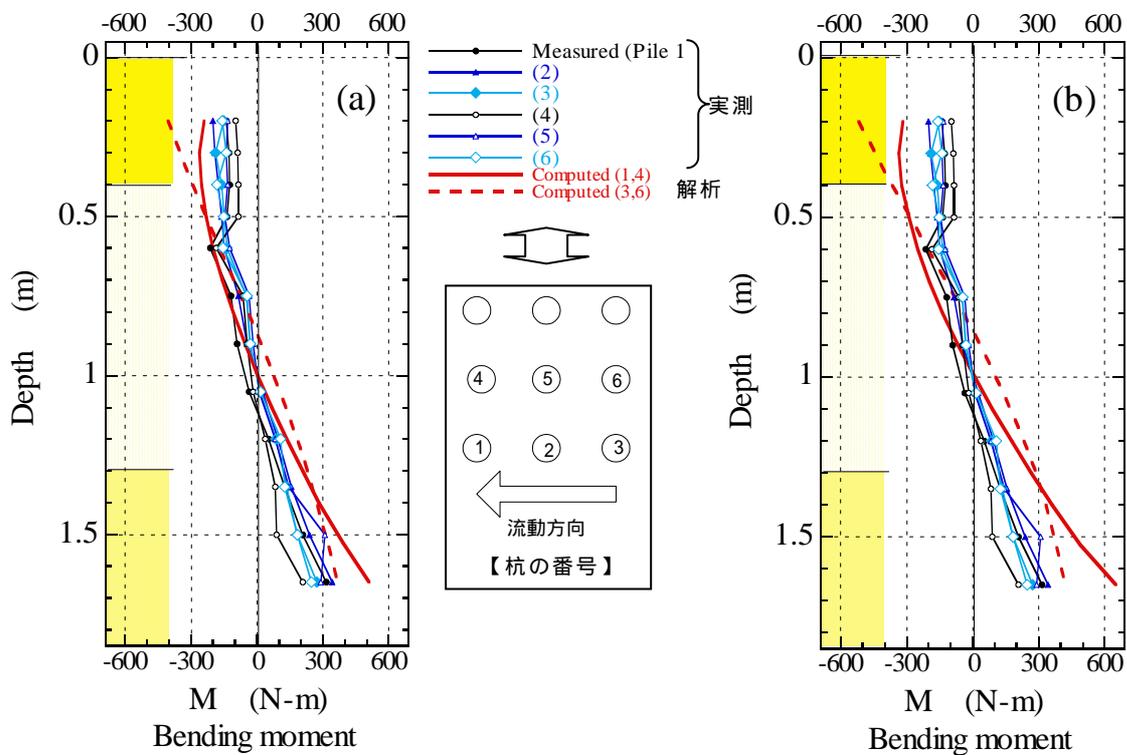
(a) 実測された振動台波形による解析



(b) 目標振動台波形による解析

図 17 杭頭と矢板頂部における水平変位時刻歴

- 矢板頂部(Sheet Pile)と杭頭(Pile)の水平変位、青線が実測、赤線が解析 -



(a) 実測された振動台波形による解析

(b) 目標振動台波形による解析

図 18 杭に生じた最大の曲げモーメント

図 18(b)には目標振動台波形による解析結果を示すが、入力レベルが実測のものより大きいことから応答も大きいことが分かる。

上述のように解析と実験を比較すると、両者の差は地盤の振動（加振に応じた周期的な変動）と背後地盤方向への変位量の違いであるといえる。この原因の一つに減衰パラメータが考えられる。このは数値解析上のパラメータであり、加振周波数が 5Hz と比較的高いことを考えた場合、通常用いる値ではやや大きいことも考えられる。よって通常用いる値 $\beta=0.005$ とこの 1/10 の値 0.0005 で結果を比較する。解析モデルは背後地盤のみのモデル（土柱モデル）である。図 19 にそれぞれの β による地表面加速度・変位、液状化層中央部の過剰間隙水圧時刻歴を示す。図のように過剰間隙水圧は β によりほとんど変わらないのに対し、加速度応答は大きく異なり、 β を小さくすると液状化後の応答が非常に小さくなっているのが分かる。予測解析においても、実験と比較して液状化後の地盤の振動が大きかった原因として、 β が大きかったことが一つの原因として考えられる。

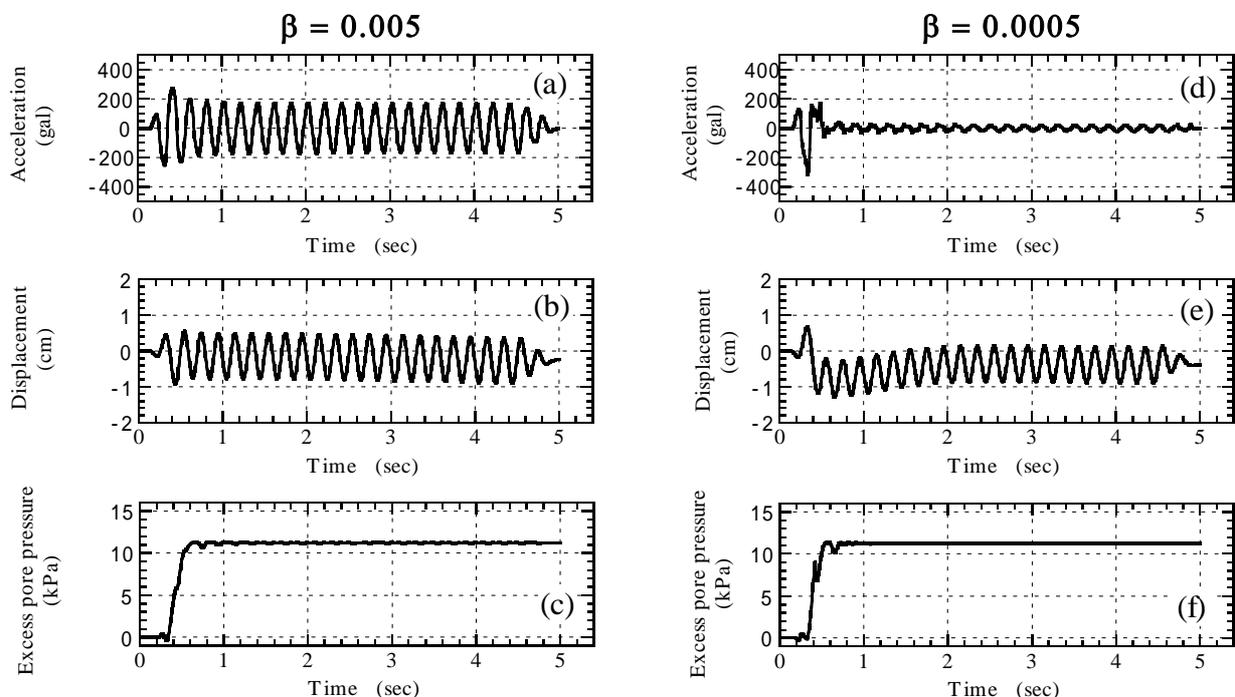


図 19 β が応答に及ぼす影響の検討（左列： $\beta=0.005$ 、右列： $\beta=0.0005$ ）

上段：地表加速度、中段：地表変位、下段：液状化層の過剰間隙水圧

5) 三次元動的解析

本解析に先立ち、剛土槽を表現するために側方の境界条件を固定とした予備解析を実施したが、計算機の制約上、境界付近のメッシュを粗くせざるを得ないことから、地盤の応答が側方境界の影響を強く受けることが分かった。そこで本解析では、側方境界の横方向の変位を許し、右側と左側で同じように動くものとした。よって実験における境界条件を直接表現できていない。なお、入力とする地震動は、解析に用いる入力データ作成時に実測振動台波形を入手できなかったことから目標振動台波形としている。

解析の結果、過剰間隙水圧の上昇については三次元解析と二次元解析は類似したようなものとなった。杭基礎の応答変位、曲げモーメントについて、解析結果（二次元、三次元）と実測

値を比較したものを図 20 に示す。図中で示す実測の曲げモーメントは、曲げひずみから計算したものである。三次元解析はほぼ二次元解析と同様の結果となった。いずれも実測値よりも大きな応答である。但し目標とした振動台加速度レベルは実測の加速度レベルよりも大きいことから、単純な比較は困難である。

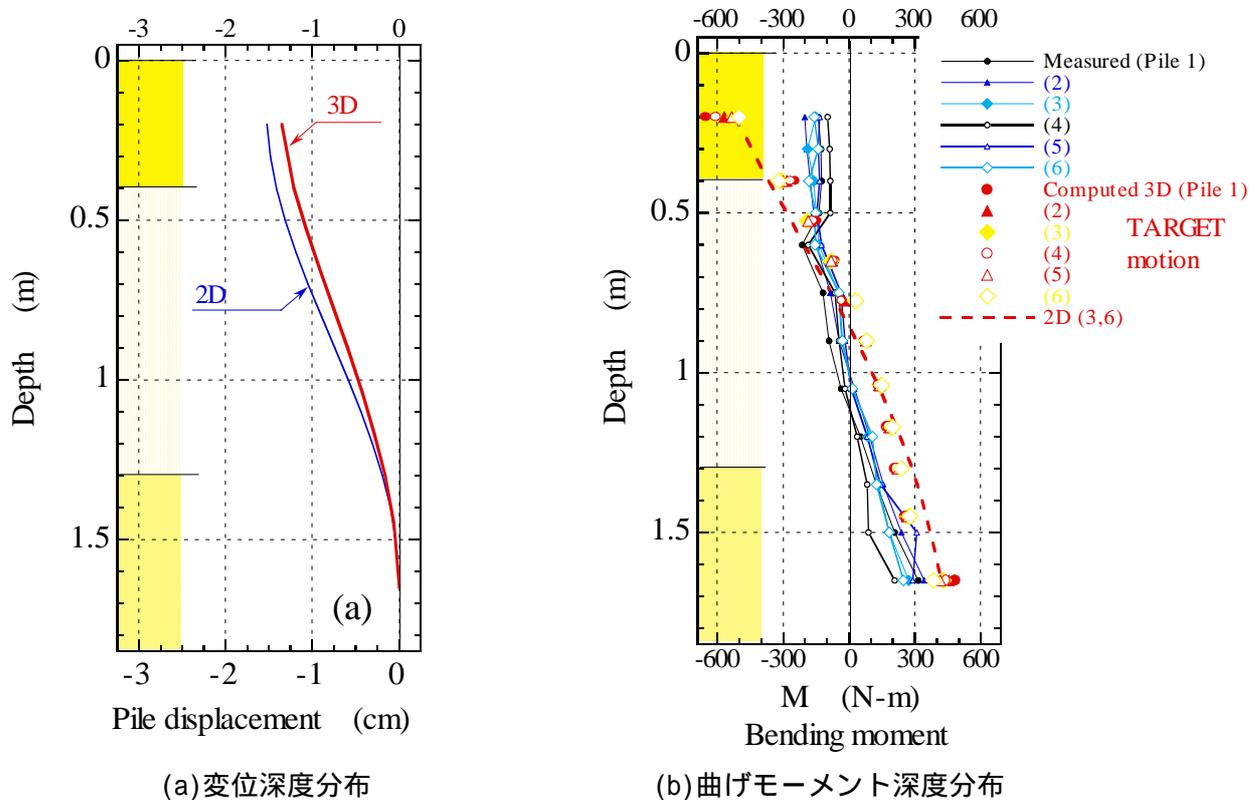


図 20 三次元解析における杭の応答

(d) 結論ならびに今後の課題

1) 実験条件の整理と解析条件の設定

シミュレーション対象とする室内実験（ケース 1-2）に関して、実験条件を整理し、実験を模擬できるように解析条件を設定した。実験の結果得られる護岸流動量をシミュレートするために、検討項目として、低拘束圧時の砂の液状化強度、実験モデルの作成過程を考慮した初期応力評価、杭基礎の有無による護岸流動量の変化、三次元モデルを用いた杭基礎の応答評価を試みることにした。

次年度についても、対象とする実験ケースの条件を考慮して解析条件を設定する。

2) 要素シミュレーション

土の応力～ひずみ関係を規定するために必要なパラメータを設定するために、室内土質試験を模擬する要素シミュレーションを行った。本実験と同様の材料で過去に実施された試験結果をうまくシミュレートできるようにパラメータを設定した。また、土層により密度が異なることや、実地盤に比べ低拘束圧下であることに留意してモデル化を行った。このモデルパラメータを用いた解析の結果、地盤の応答について実験結果と良い対応を示すことが分かった。

但し表層の粗砂層については、密な豊浦砂のパラメータで代用したことから、実際に

実験で用いた粗砂の応力～ひずみデータを使って、引き続き検討することも必要であると考えられる。次年度の実験で、土質材料に変更が無い場合は、基本的に本年度使用したパラメータを用いることができる（相対密度には留意する）。

3) 加振前の地盤の初期応力検討

実験モデルの地盤の作成過程を考慮して、矢板を支持するはりを撤去する前と後の2段階で解析を行い加振前に地盤に生じている初期応力分布を静的 FEM 解析により求めた。この結果地盤の応力状態はかなり複雑なものとなり、K 値 ($= \sigma'_x / \sigma'_y$) にして背後地盤で 0.3～0.5、前面地盤で 1～3 となった。せん断応力比は概ね 0.02～0.20 の範囲となった。

初期応力により地盤の応答や矢板の変位量が大きく変わってくることから、次年度についても本年度と同様に対象とする実験ケースの条件を考慮して初期応力を検討する。

4) 二次元動的解析

二次元動的解析を行った結果、概ね実験と良い対応を示すことが分かった。特に水圧の上昇過程や、液状化の発生、間隙水圧の最大値は良い一致を示している。解析による矢板頂部の最大水平変位は実測の半分程度となった。解析では矢板が前後両方向に振動するが、実験では前面方向にのみ変位するところが両者の異なる点である。そこで解析で求められた応答変位のうち矢板前面方向の変位成分のみ積算してみると、実測された矢板変位に非常に近い結果となった。

杭基礎の応答は概ね実験と良い対応を示しているが、解析では加振中の振動が大きく、護岸背後方向への動きが実測よりも大きい結果となった。

この原因の一つに減衰パラメータ β が考えられる。この β は数値解析上のパラメータであり、加振周波数が比較的高いことを考慮し β を減じて計算した結果、液状化後の地盤の振動がかなり小さくなった。このことを踏まえ、次年度の解析ではより適切な β を用いて解析を行い精度の向上を目指したい。

5) 三次元動的解析

解析の結果、地盤や杭基礎の応答について三次元解析と二次元解析はほぼ似たようなものとなった。実測値との比較では、解析の方が応答が大きかった。この原因として、三次元解析の境界条件が実験と異なることや、入力地震動として実測より大きめである目標振動台波形を用いたこと、また β の値が大きいために挙げられる。本年度は計算機の容量や時間の制約により、十分な条件（メッシュ間隔、境界条件）で解析することができなかったことから、今年度明らかとなった課題を踏まえて次年度以降、精度を向上していく必要があると考えられる。

(e) 引用文献

- 1) Itakura, D.: Torsional shear tests using hollow cylinder specimen on liquefaction characteristics of sand under low confining pressure, B.S. Thesis, IIS, University of Tokyo, 1997.
- 2) Kawakami, S., Itakura, D., Sato, T. and Koseki, J.: Liquefaction characteristics of sand from cyclic torsional shear test at low confining pressure, Proc. 33rd Jiban Kougakkai, D-7, 725-726, Yamaguchi, 1998.

- 3) Cubrinovski, M. and Ishihara, K.: Modeling of sand behaviour based on state concept, *Soils and Foundations*, 38 (3), 115-127, 1998.
- 4) Cubrinovski, M. and Ishihara, K.: State concept and modified elastoplasticity for sand modelling, *Soils and Foundations*, 38 (4), 213-225, 1998.
- 5) Cubrinovski, M., Numerical prediction for lateral spreading experiment, DaiDaiToku(Internal document), Kobe, March 20, 2003.
- 6) Lambe, T.W., Predictions in soil engineering, *Geotechnique*, 13(2), 149-202, 1973.
- 7) Tatsuoka, F., Ochi, K., Fujii, S. and Okamoto, M.: Cyclic triaxial and torsional strength of sands for different preparation methods, *Soils and Foundations*, 26 (3), 23-41, 1986.

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

1) 論文発表

著者	題名	発表先	発表年月日
なし			

2) 口頭発表、その他

発表者	題名	発表先、主催、発表場所	発表年月日
なし			

(g) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

1) 特許出願

なし

2) ソフトウェア開発

名称	機能
なし	

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成 15 年度業務計画案

15 年度に実施される振動台実験の予測解析を行う。具体的には下記のようなものについて検討する。

1) 実験条件の整理・解析条件の設定

シミュレーションの対象となる実験について、実験条件の整理を行い、シミュレーションに必要な解析条件を設定する。

2) 要素シミュレーション

実験に用いる材料や密度が異なる場合、これに対応した物性値の設定を行う。但し、14 年度と同じ条件であれば、14 年度のパラメータと同じものを用いる。

3) 加振前の地盤の初期応力検討

対象とする実験ケースの地盤モデル、地盤の作成方法に応じて初期応力計算を行う。

4) 予測解析

護岸及び基礎を考慮した予測解析を行う（二次元・三次元）。上下動成分を含んだ実験が行われる予定であるので、土柱モデルを用いるなどして上下動の影響を考慮した地盤の動的挙動を把握する。

5) 解析精度の検討

実験と解析結果を比較し精度を検討する。14 年度に生じた課題（解析メッシュの精度、減衰パラメータ、境界条件）を踏まえて、精度向上を目指す。