

3.3.7 地盤・基礎実験における三次元数値シミュレーションによる実験の予測解析
(側方流動解析、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) 2カ年の実施計画
- (e) 平成17年度業務目的

(2) 平成17年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
 - 1) 解析対象とする実験の概要
 - 2) 解析手法
- (c) 業務の成果
 - 1) 地盤の応答の概要
 - 2) 杭と矢板護岸の側方変位の計算結果
 - 3) 杭の曲げモーメント
- (d) 結論ならびに今後の課題
- (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18年度業務計画案

(1) 業務の内容

(a) 業務題目 地盤・基礎実験における三次元数値シミュレーションによる実験の予測解析
(側方流動解析、その2)

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
学校法人東京理科大学 理工学部	助教授	塚本 良道	ytsoil@rs.noda.tus.ac.jp
カンターベリー大学・ ニュージーランド	上級講師	ミシュコ チュ ブリノフスキ	misko.cubrinovski@canterbur y.ac.nz
基礎地盤コンサルタン ツ株式会社	防災部長	森本 巖	morimoto.iwao@kiso.co.jp

(c) 業務の目的

側方流動を受ける杭基礎に関するE-ディフェンスの震動台実験の数値シミュレーションを、三次元有効応力解析を用いて行い、適切な加振波の選択と最適な液状化実験実施のための事前検討のデータを提供する。本研究を通して、本数値シミュレーション法の精度を確認し、本数値シミュレーションの重要基礎構造物の性能評価への適用性について検討する。

(d) 2カ年の実施計画

1) 平成17年度：

- a) 17年度に実施される地盤・基礎実験（側方流動実験）を対象とした事前予測を行う。
- b) 予測解析に使用する地盤パラメータの設定を目的とした室内実験を行う。
- c) 予測解析のための有効応力原理に基づく三次元有限要素法解析の入力条件等の検討と解析モデルの作成を行う。
- d) 実験予測のための数値シミュレーションの実施と、その結果の整理と考察を行う。

2) 平成18年度：

- a) 18年度に実施される地盤・基礎実験（側方流動実験）を対象とした事前予測を行う。
- b) 予測解析のための室内実験と土質定数の設定を行う。
- c) 予測解析のための有効応力原理に基づく三次元有限要素法解析の入力条件等の検討と解析モデルの作成を行う。
- d) 数値解析を実施し、予測解析のための数値シミュレーションの実施と結果の検討を行う。

(e) 平成17年度業務目的

- 1) 17年度実施予定の実験の予測解析を行う。
- 2) 数値シミュレーションの解析結果のまとめを行う。

(2) 平成 17 年度の成果

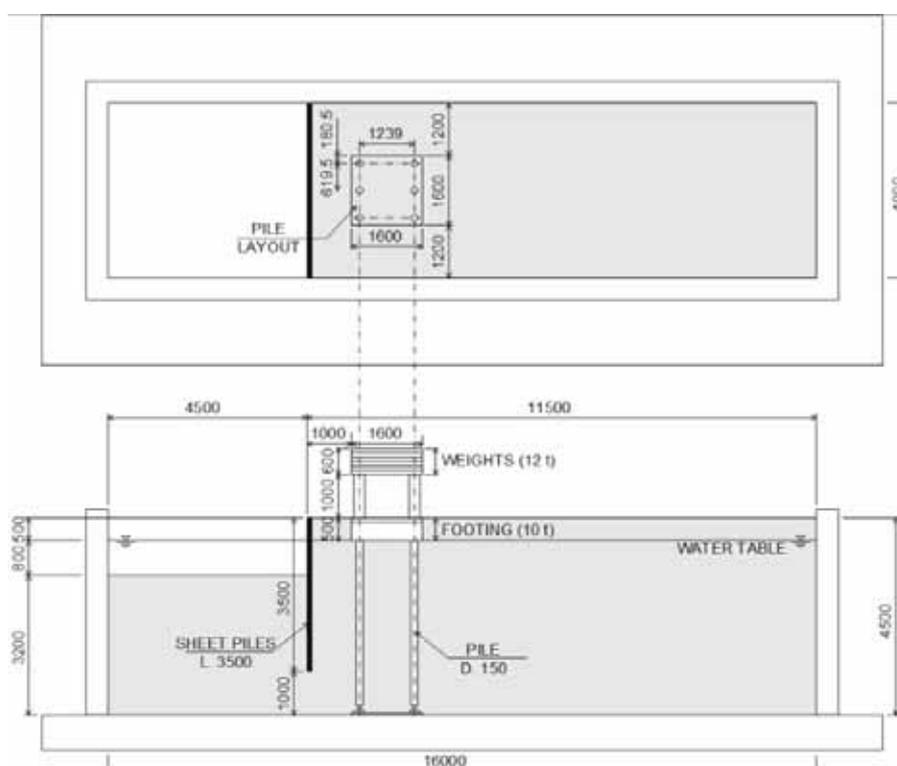
(a) 業務の要約

液状化地盤内に設置された群杭模型に作用する側方流動の実大振動台模型実験(2006年3月24日実施)に関する3次元数値解析を、有効応力原理に基づく数値解析法を用いて実施した。数値解析の主要な目的は、群杭の応答と液状化後の地盤の流動変位の予測における本解析方法の精度を検証することであり、地盤の物性評価、数値解析方法の手順、地震動に対する地盤と群杭と矢板岸壁の応答特性など解析結果について検討を行う。

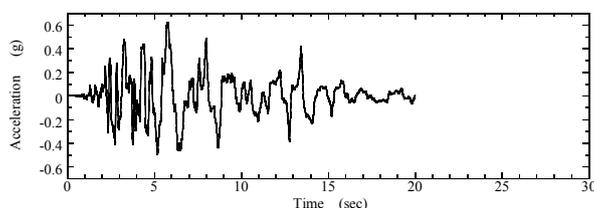
(b) 業務の実施方法

1) 解析対象とする実験概要

今回の数値解析の対象とする実験は、液状化地盤内に設置された群杭模型に作用する側方流動の実大模型振動台実験である。



(a) 平面図・断面図



(b) 水平方向の入力地震動(鷹取 N-S 波)

図 1 杭に作用する地盤の側方流動実験の模型概要

実験モデルは、図 1 に示すように液状化地盤内に設置された杭基礎の実大模型であり、杭は矢板護岸背後の側方流動域に位置する。本実験では矢板背後地盤の液状化により矢板護岸が前面に変形して護岸近傍の背後地盤に側方流動が生じ、杭基礎に大きな荷重が作用する。杭基礎は 6 本(2×3 本)の鋼管杭から構成され、質量 10ton のフーチング(長さ 1.6m×幅 1.6m×高さ 0.5m)に剛結されている。鋼管杭は直径 152.4mm×厚さ 2mm で、曲げ剛性は 550.4kNm²である(詳細は本報告書 3.3.1 参照)。杭は土槽下端にヒンジ結合され、上端は GL-50cm の位置でフーチングに剛結されている。フーチング上には 12ton の鋼板を載せ、上部構造物の荷重を再現している。表 1 に杭と矢板護岸の諸元を示す。

杭基礎は矢板護岸から 100cm 程度離れた地点に位置する。護岸背後地盤の厚さは 4.5m で、地下水面以浅の不飽和状態にある厚さ 50cm の地表層、地下水面以深の厚さ 330cm の液状化層と厚さ 70cm の締まった基盤層から構成される。これらの砂層は、振動締固め法により作成されているが、基盤層は相対密度 $Dr=65\sim 70\%$ で、上部の 2 層はおよそ $Dr=60\%$ となっている。地盤材料であるアルバニー砂は、比較的粒径のそろっていて細粒分を含まず、豊浦砂と粒度が非常に類似した砂である¹⁾。しかし、図 2 に示すように、アルバニー砂は比較的丸い粒子から成り立っており、このため、最大間隙比 $e_{max} = 0.759$ と最小間隙比 $e_{min} = 0.469$ と、豊浦砂に比べて小さい値となっている。

入力地震動としては、兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅で観測された波を用い、水平方向には鷹取 N-S 波を、鉛直方向には鷹取 U-D 波を用いて加振している。水平方向の入力地震動を図 1(b)に示す。最大加速度は 0.62g である。

表 1 基礎杭と矢板護岸の諸元

		杭	備考
外径	D (mm)	152.4	
肉厚	t (mm)	2	
断面積	A (m ²)	9.450×10 ⁻⁴	
断面二次モーメント	I (m ⁴)	2.672×10 ⁻⁶	
密度	ρ (t/m ³)	7.9	SS400
ヤング率	E (GPa)	206	SS400
ポアソン比	ν	0.3	
降伏応力	(MPa)	240	SS400
降伏曲げモーメント	(kNm)	7.8	常時軸力(16.3kN)を考慮
降伏曲率	(1/m)	0.0142	常時軸力(16.3kN)を考慮
全塑性曲げモーメント	(kNm)	10.8	常時軸力(16.3kN)を考慮
全塑性曲率	(1/m)	0.0196	常時軸力(16.3kN)を考慮
		矢板	備考
断面積	A (m ²)	7.540×10 ⁻³	LSP-2
断面二次モーメント	I (m ⁴)	1.070×10 ⁻⁶	LSP-2
壁幅 1m あたりの重量	W (kgf/m ²)	59.2	LSP-2
換算板厚	t (mm)	2.342×10 ⁻²	
換算密度	ρ (t/m ³)	2.528	
ヤング率	E (GPa)	206	

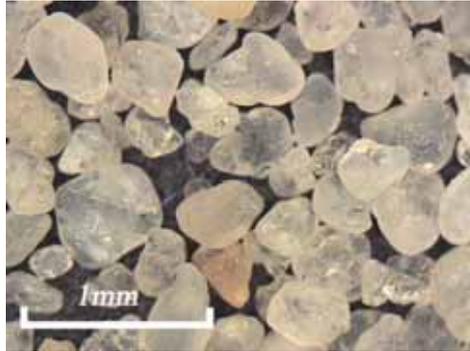


図2 アルバニー砂の粒子拡大図

2) 解析手法

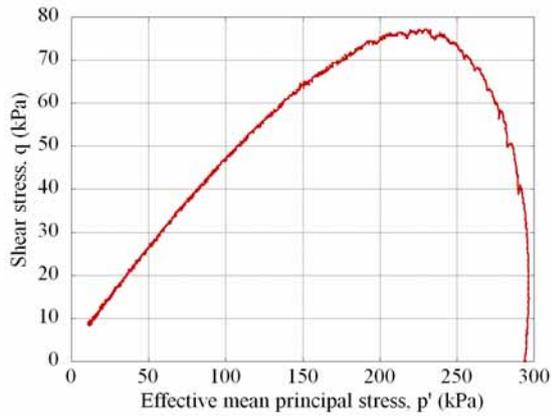
a) 有限要素法コードと構成則モデル

前述の振動台実験のシミュレーションを目的に、有限要素法コードとして Diana-J3、砂の構成則モデルとして Stress - Density モデル²⁾³⁾を用いた 3次元有効応力解析を実施した。用いた構成則モデルは、状態概念に基づくもので、パラメータの定義と土の挙動の再現において、いくつかの特徴を有する。有限要素法コードと構成側モデルに関する特徴を以下に示すが、詳細については文献²⁾³⁾を参照のこと。

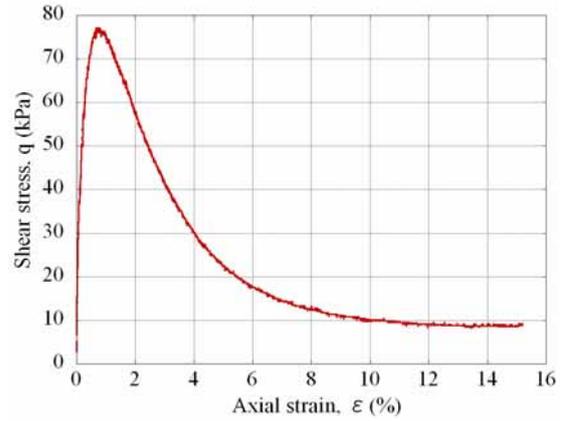
b) 砂の挙動のモデル化

アルバニー砂の構成則モデルの入力パラメータは、文献¹⁾に示されている室内実験結果、本研究で実施した室内実験結果及び他の数値解析結果(本報告書 3.3.6)をもとに設定した。本研究で使用している構成則モデルの Stress - Density モデルのパラメータは、4つのグループ(弾性パラメータ、状態量パラメータ、応力 ひずみ関係、ダイレイタンシー関係)に分類される。これらのパラメータを厳密に評価するには、非排水単調載荷試験、排水単調載荷試験、非排水繰返し載荷試験(液状化試験)の3種類の試験が必要であり、各試験について4~5回の実験が必要である。

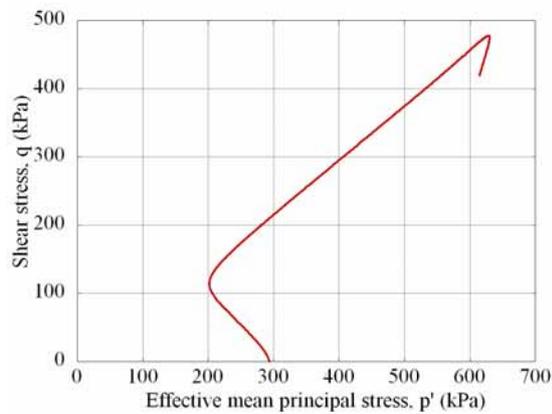
上記3シリーズの試験のひとつとして、定常状態線(steady state line)の設定に、湿潤締固め法により作成したアルバニー砂に対する非排水三軸圧縮試験とねじりせん断試験を実施した。実施した非排水三軸圧縮試験の代表例を図3に示す。また、非排水ねじりせん断試験の代表例を図4に示す。これらの試験を定常状態線に関してまとめた結果を図5に示す。図中の×印は初期状態で、及び印が定常状態を表す。いくつかの試験(Low back pressureと表記したデータ)では、比較的小ひずみレベルで試験終了まで至ったが、あるいは背圧が不足しているかで、定常状態にまで至らない場合もあった。しかし、図5の片対数グラフ上で直線に近似できるように、これらの試験から明確な定常状態線が得られることがわかる。100kPaまでの拘束圧では、最大間隙比の近傍あるいはそれよりも上に位置するようになるため、単調載荷時のアルバニー砂の挙動は、相対密度 $D_r=10\%$ 以上の密度において、つねに膨張的であることがわかる。



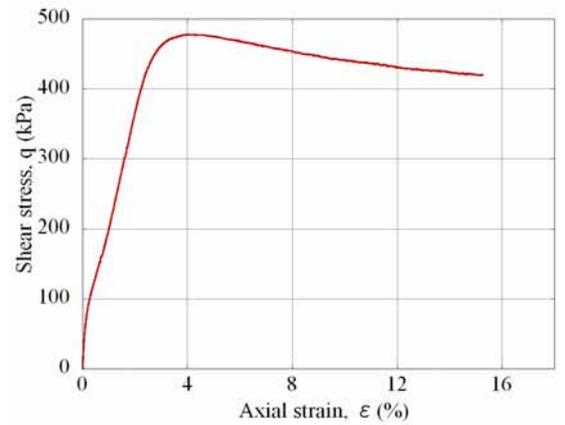
(a) 有効応力経路 ($e=0.74$, $Dr=5\%$)



(b) 応力 - ひずみ関係 ($e=0.74$, $Dr=5\%$)

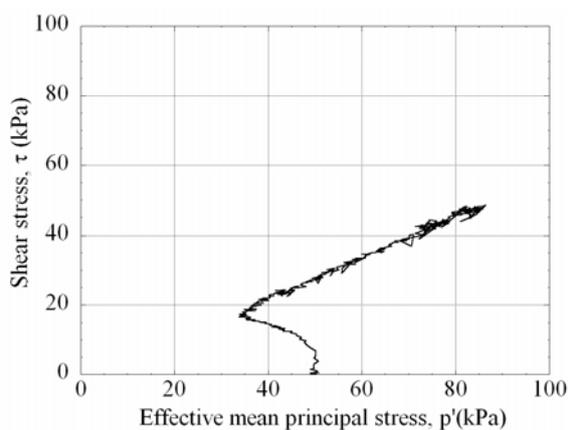


(c) 有効応力経路 ($e=0.62$, $Dr=48\%$)

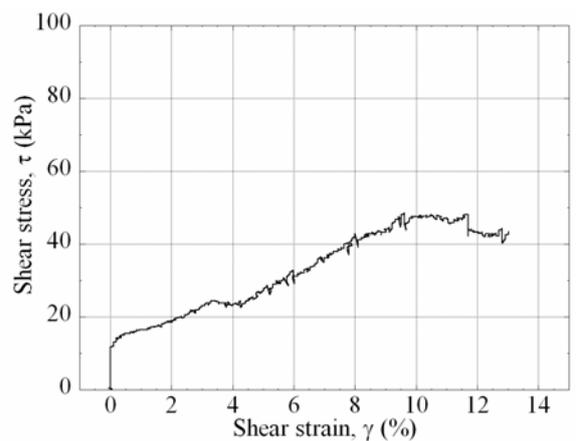


(d) 応力 - ひずみ関係 ($e=0.62$, $Dr=48\%$)

図 3 非排水三軸試験結果

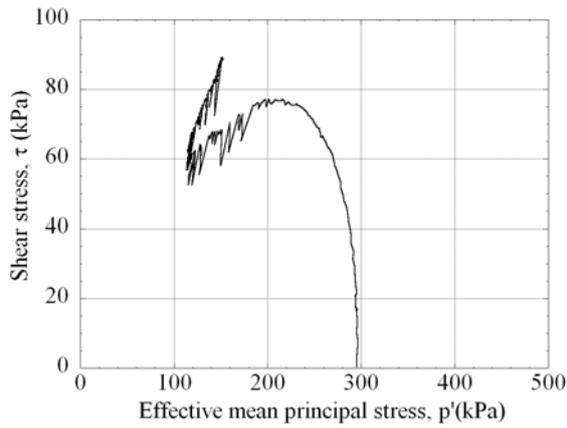


(a) 有効応力経路 ($e=0.67$, $Dr=32\%$)

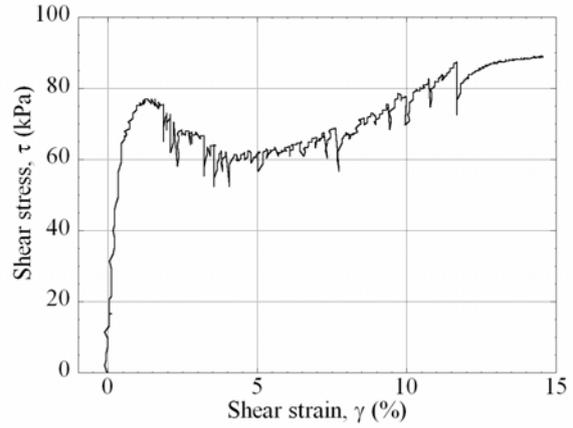


(b) 応力 - ひずみ関係 ($e=0.67$, $Dr=32\%$)

図 4 非排水ねじりせん断試験結果



(c) 有効応力経路 ($e=0.70$, $Dr=23\%$)



(d) 応力 - ひずみ関係 ($e=0.70$, $Dr=23\%$)

図 4 非排水ねじりせん断試験結果

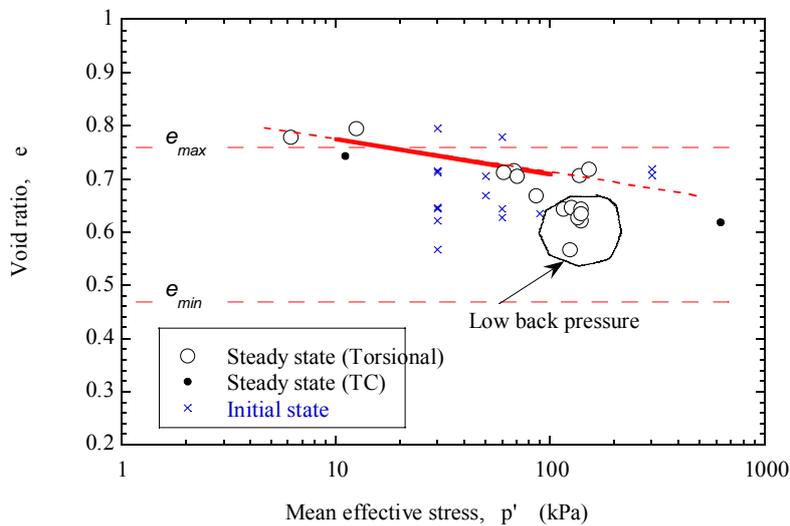
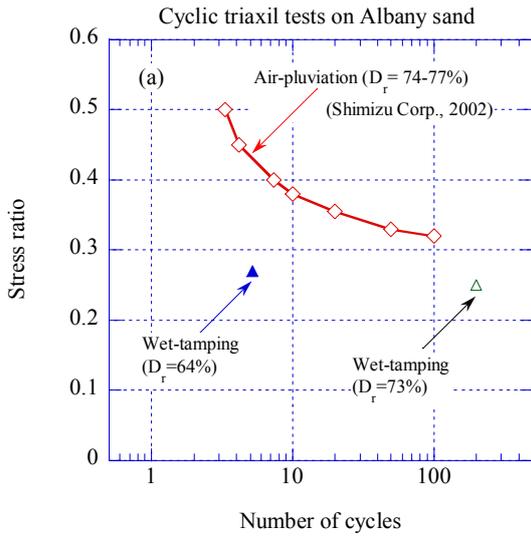


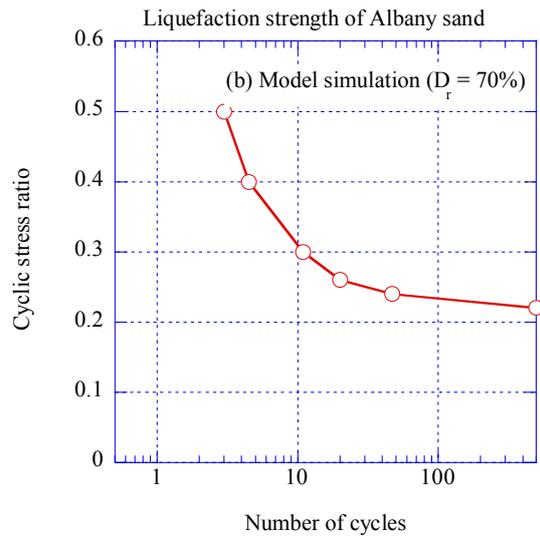
図 5 アルバニー砂の定常状態線

液状化強度の設定に、図 6(a)に示す既往の試験結果¹⁾(清水建設 2002)により実施されたアルバニー砂に対する非排水繰返し三軸試験(液状化試験)の結果を利用した。密度の違いと、異なる供試体作成方法(空中落下法、乾燥締固め法と振動締固め法)により生じる粒子骨格構造の違いに、液状化強度はばらつきが大きい。これらの試験結果が表す平均的な曲線を描くように、数値シミュレーションのフィッティングを行なった結果を図 6(b)に示す。乾燥締固め法により作成したアルバニー砂の液状化強度の評価については、次年度に行う予定である。

繰返し応力比が 0.26 及び 0.4 の 2 ケースの繰返し試験に関するシミュレーション結果を図 7 に示す。それぞれ左図が有効応力経路で、右図が応力 - ひずみ曲線である。

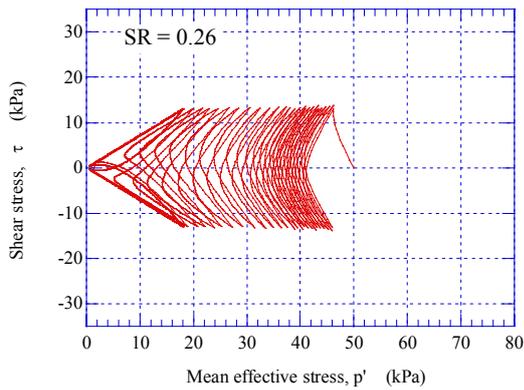


(a) 非排水繰返し三軸試験結果

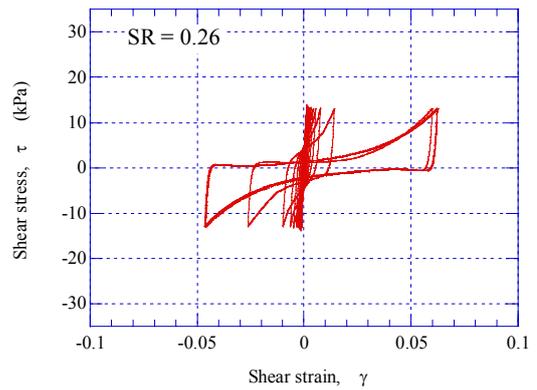


(b) シミュレーション結果

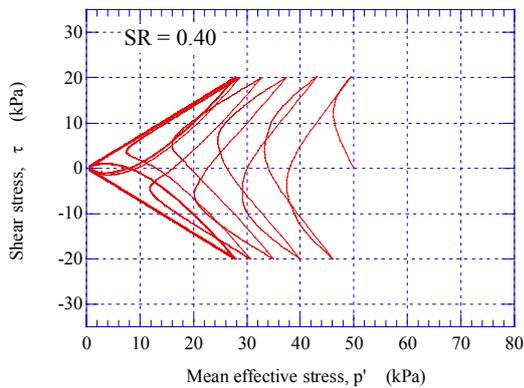
図6 アルバニー砂の液状化強度



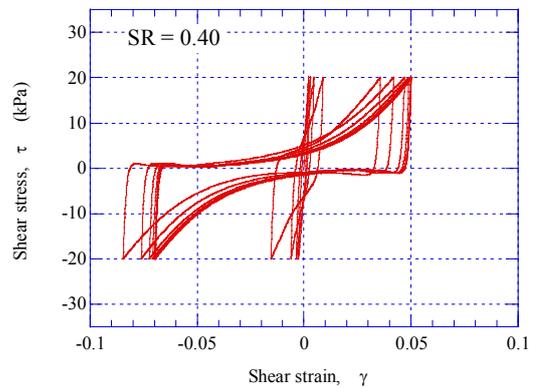
(a) 有効応力経路 (SR=0.26)



(b) 応力 ひずみ関係 (SR=0.26)



(c) 有効応力経路 (SR=0.40)



(d) 応力 ひずみ関係 (SR=0.40)

図7 アルバニー砂の非排水繰返し挙動のシミュレーション ($D_r=70\%$, $p'=50\text{kPa}$)

応力 ひずみ関係については、パラメータを決定するために、振動台実験の条件が決定される以前に湿潤締め固め法により供試体を作成し、 p' 一定試験（ねじりせん断試験）及び排水三軸試験を実施したが、振動台実験におけるモデル地盤の作成が乾燥砂の空中落下法で行われたため、条件が異なるこれらの土質試験を直接パラメータの設定に用いることができなくなった。従って、図8に示すように、既往のアルバニー砂の排水繰返し試験結果⁶⁾をシミュレーションすることにより³⁾、応力 ひずみ関係に関するパラメータの決定を行なった。小ひずみ域の応力 ひずみ関係は良く近似されているが、大ひずみ域の挙動と密度と拘束圧の影響は、得られる範囲のデータをもとに近似的に求めている。

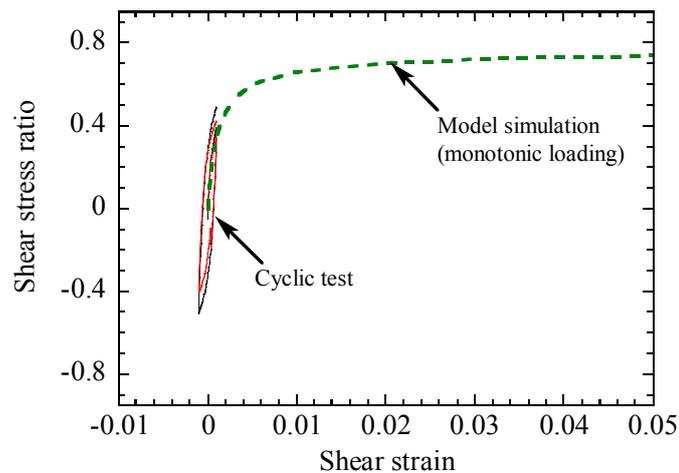
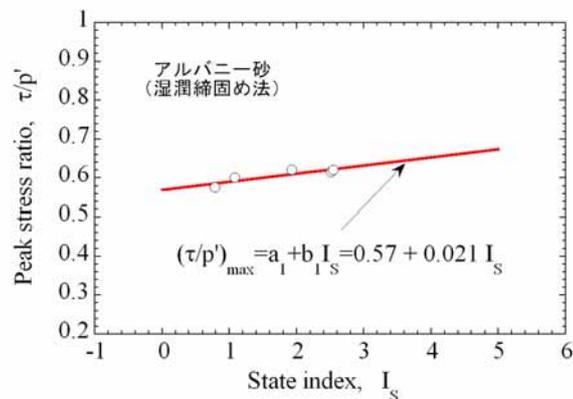
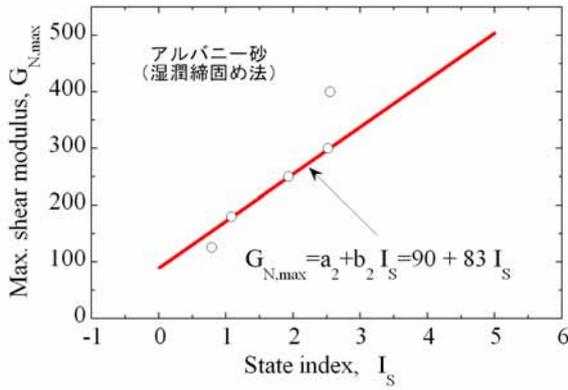


図8 アルバニー砂の排水繰返し挙動の試験結果⁶⁾と単調載荷挙動のモデルシミュレーション

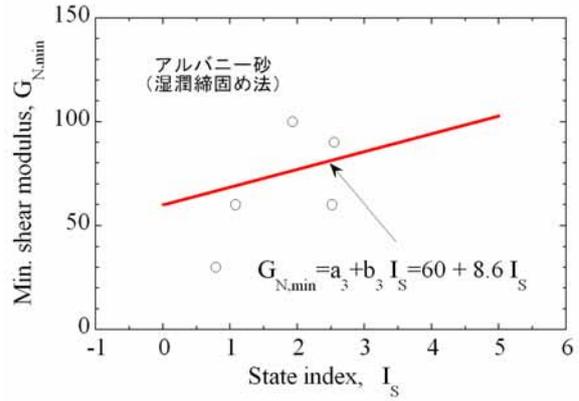
ここで、湿潤締め固め法を供試体作成法として室内中空ねじりせん断試験を実施した結果を図9(a), (b), (c)のように整理することにより、表2に示すパラメータ a_1 , b_1 , a_2 , b_2 , a_3 , b_3 が求められる。供試体作成法によりせん断弾性係数に関する係数が大きく異なることがわかる。



(a) τ/p' - I_s の関係



(b)GN,max - Is の関係



(c)GN,min - Is の関係

図 9 湿潤締固め法を用いた室内中空ねじりせん断試験から得られるパラメータ

得られたアルバニー砂のモデルパラメータを表 2 に示す。図 5、6、7、8 に示すパラメータの同定の手順を踏んで得られたこれらのパラメータは、アルバニー砂の特長を比較的良く表現していると考えるが、地盤モデルの作成方法（乾燥締固め法）の影響については十分に表現されているとはいえず、今後の検討課題である。

表 2 アルバニー砂のモデルパラメータ（豊浦砂との比較）

種類	パラメータ	値（アルバニー砂）	値（豊浦砂）
弾性	せん断定数 A	450	250
	ポアソン比 ν	0.20	0.20
	指数 n	0.90	0.60
Reference state type	準定常状態線	(e, p')-values	(e, p')-values
応力 - ひずみ関係	$(\tau/p')_{max}$ に関する係数 a_1, b_1	0.66, 0.015	0.58, 0.023
	$G_{N,max}$ に関する係数 a_2, b_2	317, 86	230, 65
	$G_{N,min}$ に関する係数 a_3, b_3	255, 28	79, 16
	定数 f	1.5	4
ダイレイタンシー	ダイレイタンシー係数 μ_0	0.20	0.22
	限界応力比 M	0.72	0.607
	ダイレイタンシーひずみ S_c	0.0055	0.0055

表 2 には、アルバニー砂のパラメータとともに、豊浦砂の値も示しておく。アルバニー砂のパラメータは、豊浦砂のパラメータを基本にして同定を行なっている。「弾性」に関わるパラメータに着目すると、ポアソン比 ν は、アルバニー砂についても、豊浦砂と変わらずきれいな砂に典型的に用いられる $\nu=0.2$ を仮定することとした。次式に示す初期せん断弾性係数に関わるパラメータ A と n は、アルバニー砂については、 $A=450$, $n=0.9$ と定めると、模型土槽内の応力レベルに匹敵する $p'=50\text{kPa}$ において $G=40000\text{kPa}$ という値を与え相応の値となることから、このように定めている（清水建設 2002）。またパラメータ n は、

サイクリックモビリティ時のひずみ挙動に影響を与えることから、これを考慮に入れ $n=0.9$ と定めている。定められたパラメータ A と n は、豊浦砂と比べてアルバニー砂のほうが大きい値をとる。つまり、拘束圧の影響を与えるパラメータ n が大きいアルバニー砂のほうが、豊浦砂よりも拘束圧の増加にともなう初期せん断弾性係数の増加に及ぼす影響が大きい。一方、パラメータ A は、標準拘束圧 p_a のもとでの初期せん断弾性係数の大きさを定めるので、アルバニー砂のほうが、豊浦砂よりも標準拘束圧 p_a における初期せん断弾性係数が大きい。

$$G_e = A p_a \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)} (p / p_a)^n$$

次に、「応力 - ひずみ関係」にかかわるパラメータに着目する。次式に示すように、パラメータ $a_1, b_1, a_2, b_2, a_3, b_3$ は本来、 $(\tau/p)_{\max}$ と $I_s, G_{N\max}$ と $I_s, G_{N\min}$ と I_s の関係をプロットすることにより得られるが、これらを決定するのに十分なデータが揃わなかったため、前述のように、図 8 に示すように、得られている非排水繰返しねじりせん断試験の結果を用いてキャリブレーションすることにより定めることとした。ここで、排水せん断初期に現れる最大せん断弾性係数 $G_{N\max}$ は、豊浦砂と比べてアルバニー砂のほうが常に大きい値をとり、大ひずみ時の最小せん断弾性係数 $G_{N\min}$ もアルバニー砂のほうが大きい値をとる。

$$G_N = (G_{N\max} - G_{N\min}) \exp(-f \frac{\gamma_p}{\gamma_o}) + G_{N\min}$$

$$\left(\frac{\tau}{p}\right)_{\max} = a_1 + b_1 I_s, \quad G_{N\max} = a_2 + b_2 I_s, \quad G_{N\min} = a_3 + b_3 I_s$$

次に、「ダイレイタンシー」に関わるパラメータについて着目する。このパラメータは以下の式により定義されるが、表 2 に示すように、ダイレイタンシーひずみ S_c は豊浦砂と同じ値を仮定することとしている。限界応力比 M は、 $I_s=1$ における $(\tau/p)_{\max}$ に近い値と定めないといけないことから、このように豊浦砂と異なる値をしているが、ダイレイタンシー係数 μ_o は、豊浦砂の値を参考にキャリブレーションにより決定した。 M 以外のパラメータはアルバニー砂と豊浦砂とも同じ値をとり、ダイレイタンシー関係は、同じ様相を呈する。ここで M の違いにより、大ひずみのダイレイタンシー関係に違いを生じる。

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_q^p} = \mu - \frac{q}{p} c, \quad \mu = \mu_o + \frac{2}{\pi} (M - \mu_o) \tan^{-1}\left(\frac{\varepsilon_q^p}{S_c}\right)$$

c) 数値解析モデル

3次元有限要素モデルは、土部分は 8 接点のソリッド要素、杭体はビーム要素である。ソリッド要素は、基礎(杭頭)、フーチングに上載する重量マスと矢板護岸をモデル化する際にも使用し、ビーム要素は、杭頭と「上部構造物」(重量マス)をつなぐ柱状体をモデル化するのにも使用した。より細かなメッシュ切りをする一方、接点数を計算機の制約範囲内に収めるため、短軸方向に左右対称のモデルの半分のみを数値解析に使用した。図 10

に、採用したモデルのメッシュ要素を示す。

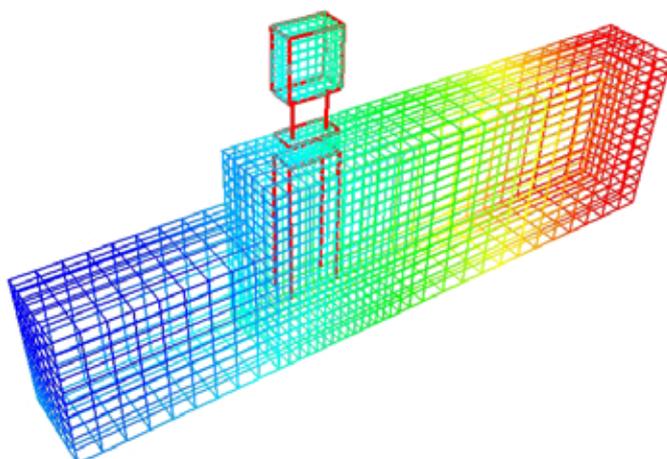


図 10 3次元解析に用いた地盤モデルのメッシュ要素

長軸方向側面 (y-z 面) の境界は、x 方向の変位を固定することにより、剛土層をシミュレーションした。護岸と直角方向に 1/2 にした面に位置する節点は、y 方向 (護岸平行方向) の変位を固定とした。1/2 モデルにしたことからモデル化する杭の本数は 4 となり、このうち 2 本は護岸直交方向に 1/2 とした面に位置する。地盤-矢板、地盤-杭の境界条件は水平方向を一緒に動くように、鉛直方向はそれぞれが独立に動くように設定した。これにより、地盤の沈下挙動を再現できる。地盤とフーチングの境界条件は、フーチングの護岸背後側の面においては地盤とフーチングが同じ変位 (x 方向) をするが、フーチングの護岸前面側と側面については、地盤とフーチングで別々に変位する条件となっており、参考文献⁵⁾の解析と同様である。なお、杭は表 1 に示す諸元の弾性体として取り扱った。

d) 初期応力解析

地震動入力前の地盤モデル内の初期応力状態を評価するために、2次元静的解析をまず実施した。地盤の地震応答、とくに側方流動により引き起こされる地盤の累積変位量は、初期せん断応力により強く影響を受けることが知られており、この初期応力解析は本シミュレーションにおいて重要な手順と位置づけられる。初期応力解析では、地盤モデルの準備段階から作成完了までの手順を考慮し、初期応力状態の変化において次の2段階を設定している。

第1段階は、砂の投入・突固め・飽和・圧密という地盤モデルの作成により生じる応力状態である。地盤モデルの作成中には、矢板は支保工により水平方向に支えられていると仮定している⁴⁾。側方支保工の詳細は、解析実施段階で不明であったため、地盤モデル作成中、矢板は側方に対し固定されていて、砂層は静止土圧状態を保持していたものと仮定した。すなわち、砂層において、 $\sigma'_v = \gamma h$ 、 $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$ 、 $K_0 = 0.5$ と仮定した。

第2段階は地震動入力直前の側方支保の除去である。これにより、矢板は背後地盤から不均衡な土圧を受け、水際線方向への変形を引き起こし、地盤内の応力変化をもたらす。

静的解析の主要な目的は、上記のような加振前の実験過程における条件を再現し、その結果もたらされる地盤の応力変化を推定することにある。静的解析の手順の詳細は参考文献⁴⁾に記述されている。具体的には、圧密後の応力を初期応力状態として使用し、支保工除去による不均衡な土圧を水平分布荷重として矢板に作用させており、その結果、図 11(a)から図 11(d)に示すような変位と応力分布が得られた。

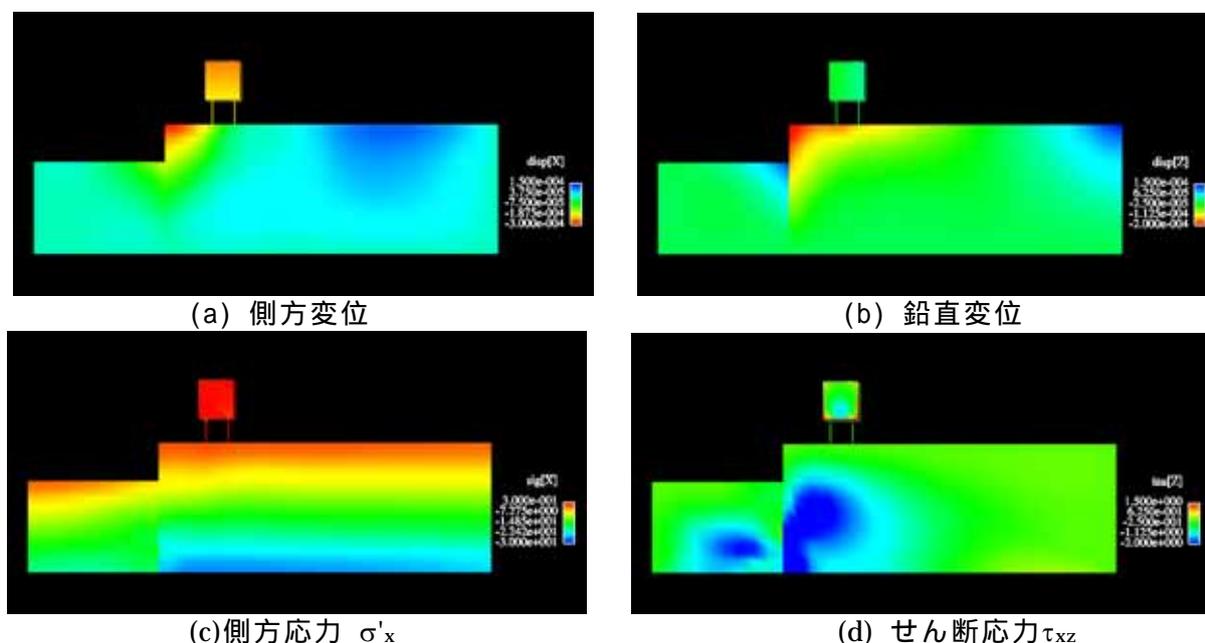


図 11 初期応力解析

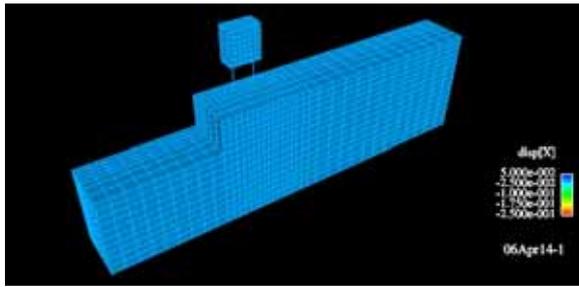
e) 動的解析

時間ステップを $\Delta t = 0.002$ 秒ないし 0.0012 秒、レイリー減衰のパラメータを $\alpha = 0$ 、 $\beta = 0.003$ として動的解析を実施した。解析では排水条件を仮定し、計算時間を 20 秒とした。従って、解析は加振時の応答のみであり、加振終了後の過剰間隙水圧の消散と変形の影響は評価していない。このため、側方流動量は実験結果よりも小さくなるものと予想される。加振波形は 1995 年兵庫県南部地震における JR 鷹取駅での観測地震動の N-S 成分を、モデルの長軸方向の入力地震動として使用している（図 1(b)参照）。本解析では、まず水平方向地震動の影響を明確にするために、鉛直方向の入力地震動は考慮していない。地震動の鉛直成分の影響については、今後、2 次的な影響因子として数値シミュレーションを行い、影響が大きい場合は、水平動入力との重ね合わせを行うこととする。

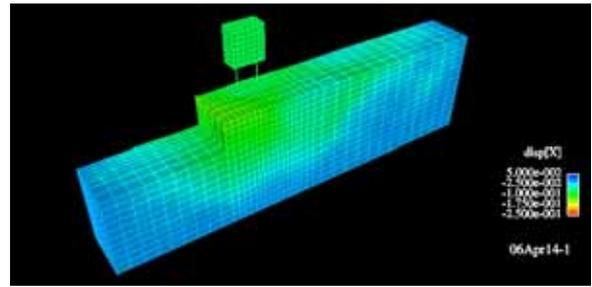
(c) 解析結果

1) 地盤の応答

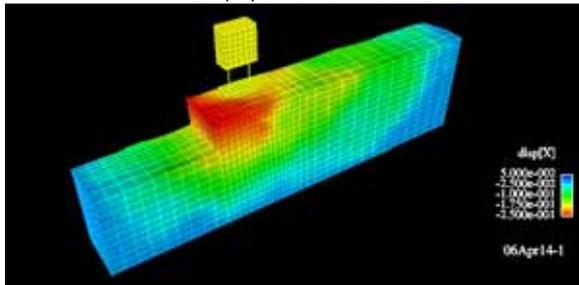
側方流動量は振動台実験と比べて小さいものの、定性的には、護岸背後地盤が液状化に伴う地盤の流動による大きな側方変位を起こすという結果が得られた。矢板護岸近傍においても、同程度の残留側方変位が発生し、護岸から離れるにつれて変位量が小さくなるような変形パターンが得られた。図 12 に、加振後の所定時刻(1~20 秒)におけるモデルの変形図を示す。解析結果は、大きな地盤の側方流動変位と、比較的小さな杭基礎の変位を示しており、3 次元効果を良く表わしているといえる。



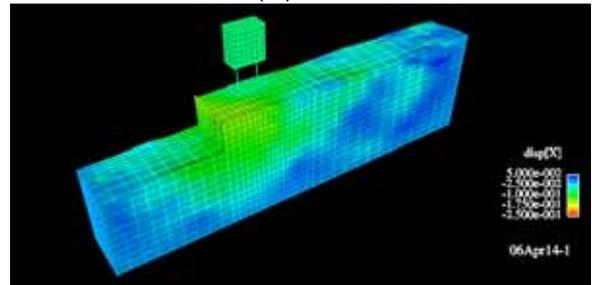
(a) 1秒後



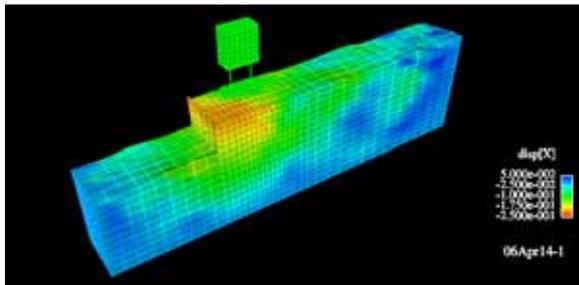
(b) 5秒後



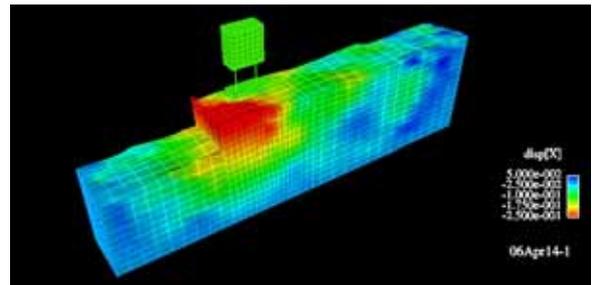
(c) 6秒後



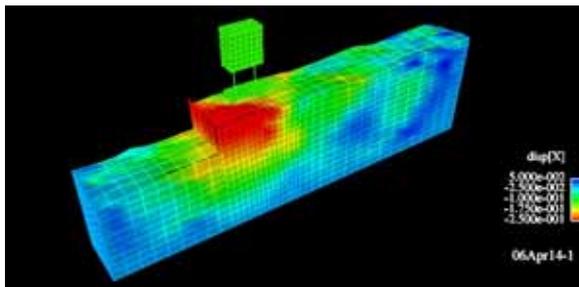
(d) 7秒後



(e) 10秒後



(f) 15秒後



(g) 20秒後

図 12 時間 1, 5, 6, 7, 10, 15, 20 秒後における長軸方向 (x 方向) の側方変位の計算結果

図 13 には、これ以降示す過剰間隙水圧と水平加速度の解析結果の表示位置を示す。 が過剰間隙水圧の表示位置、 が水平加速度の表示位置を表す。以降の図の右肩に表示されている数字が、この表示位置に相当する。

図 14 には、杭基礎から 4m 離れた位置の背後地盤内の過剰間隙水圧の挙動を示している。GL-1.9m から GL-3.14m に位置する 4 箇所の深さの位置における間隙水圧の挙動を示す。過剰間隙水圧は、有効土被り圧レベルにまで上昇し、この近辺の土層が完全液状化に至っている様子がわかる。5

～6 秒の部分における応答において、過剰間隙水圧が負となり、強い膨張性挙動を示していることは興味深い。

図 15 と図 16 に、杭近辺と矢板護岸近辺の地盤内における過剰間隙水圧の挙動の計算結果を示す。概して、これら 3 箇所の地盤内の過剰間隙水圧の挙動は、いくつかの相違点を除いて、同様なものとなっている。たとえば、加振の進行にしたがって過剰間隙水圧のピーク値が減少していくという明確な傾向が見てとられ、杭間の過剰間隙水圧の応答において、膨張的挙動がより顕著になってくることがわかる。矢板護岸から離れた地点になるにしたがって、加振終了時の過剰間隙水圧レベルは次第に増加することがわかる。これは、矢板護岸近辺の大きな側方変位と矢板護岸と杭の相対的変位が、とくに過剰間隙水圧の挙動に影響を与え、地盤の挙動をより膨張的なものにする事がわかる。

図 17 に、地下水面以深 (1,7)、矢板護岸近辺 (13)、自由地盤と相応しいと考えられる杭基礎より 4m ほど背後 (40) の地盤表面における加速度の時刻歴を示す。とくに目立った液状化にともなう加速度の減衰は見られなかった。

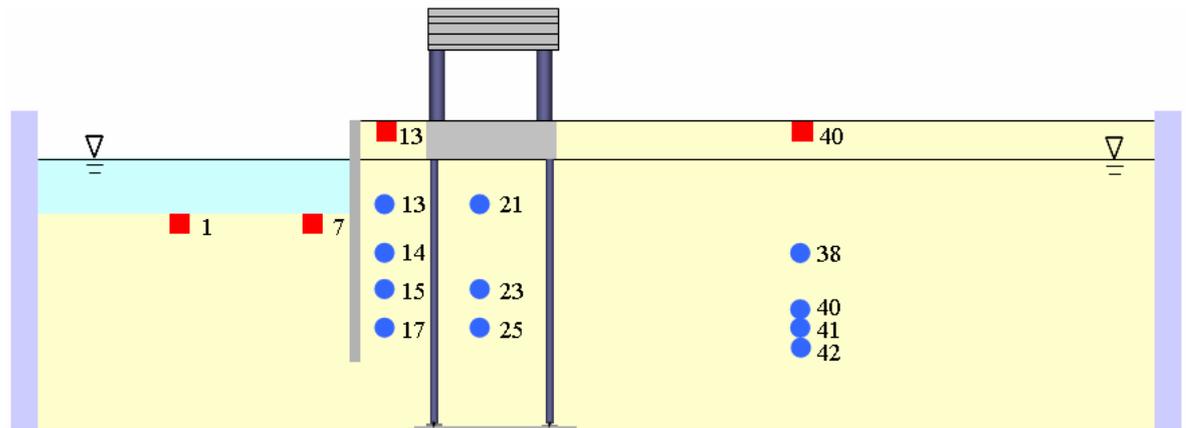


図 13 過剰間隙水圧と水平加速度の解析結果の表示位置

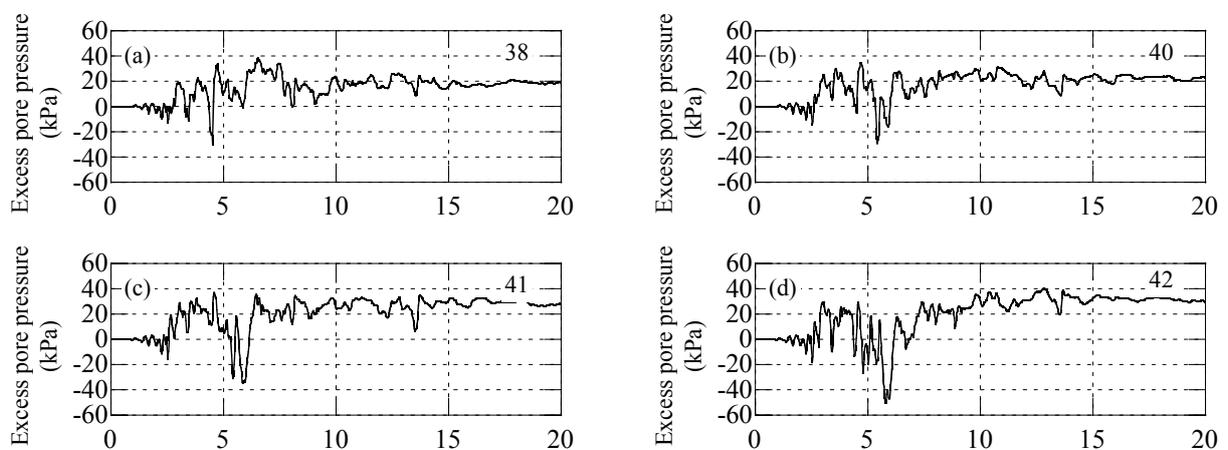


図 14 杭基礎から 4m はなれた位置における背後地盤内の過剰間隙水圧の計算結果

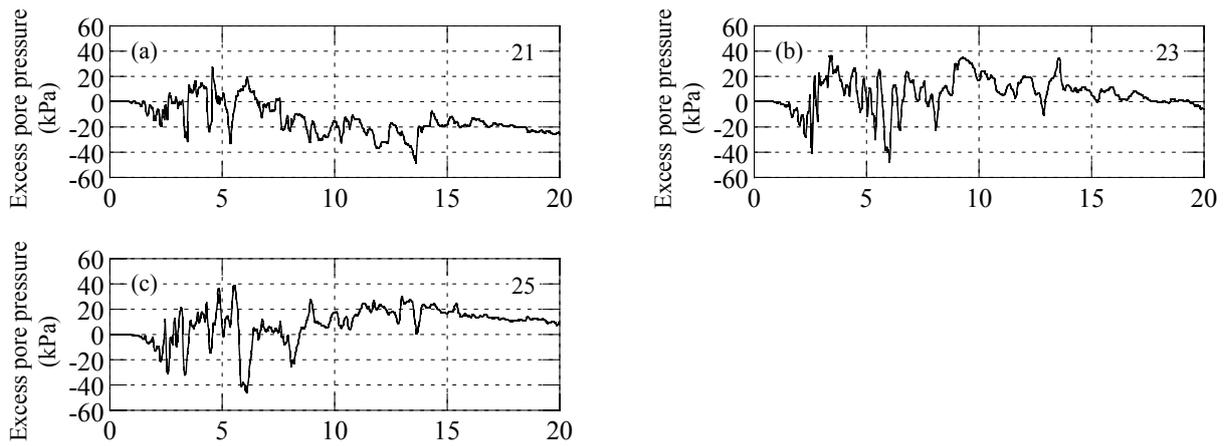


図 15 杭近辺の地盤内における過剰間隙水圧の計算結果

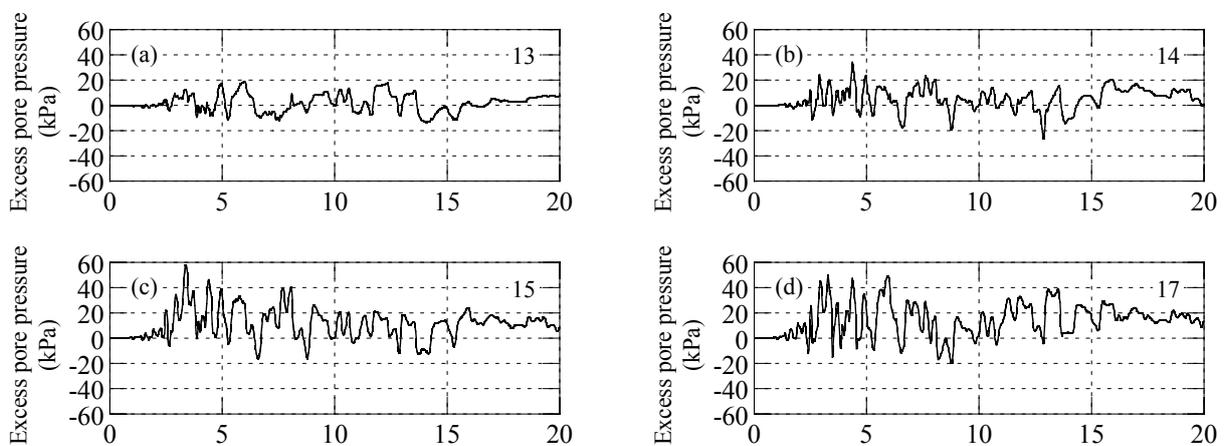


図 16 矢板護岸背後の地盤内における過剰間隙水圧の計算結果

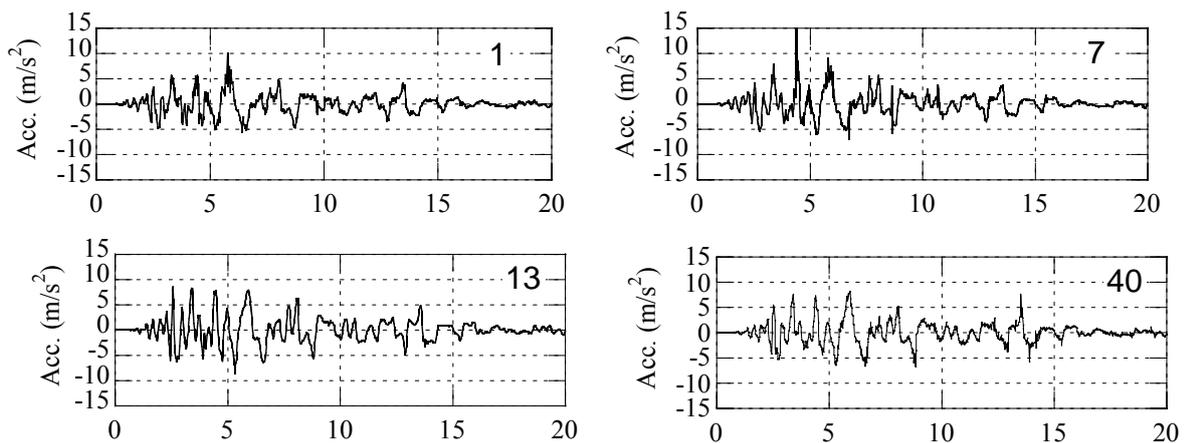


図 17 地盤モデルの表面における水平加速度の計算結果

2) 杭と矢板護岸の側方変位

図 18 に、矢板護岸の側方変位の計算結果を示す。矢板護岸の変位は、加振中に次第に増大し、解析終了時(20 秒後)に約 30cm に及ぶことがわかる。とくに、地震動振幅が大きい約 5 秒、9 秒の時点において、側方変位が大きく増加することがわかる。変位の最大値は振動台実験で目視観

測されたものより大分小さいことがわかる。現時点で、これらの相違点について議論をするには早急であるが、これらの結果には次に示すいくつか明確な理由が存在するといえる。(a)解析には弾性杭を仮定しているため、杭と矢板護岸の変位の最大値は、解析では大分過小評価されている可能性がある。(b)振動台実験に使用された地震動は30秒間に及ぶが、初期の20秒のみ解析の対象にしており、加振後半部分において変位がさらに蓄積された可能性がある。(c)既往の研究⁴⁾⁵⁾で指摘されているように、本解析で採用している $2 \times 2 \times 2$ のガウス8点法では、モデルを硬化させ矢板護岸の変位を減少させる傾向がある。

振動台実験の加振時間全体を対象にし、非線形なモーメント - 曲率関係を有する杭を用いた解析を、来年度の研究課題として挙げたいと考えている。これにより、変位量は増大し、振動台実験結果に近づくものと考えられる。

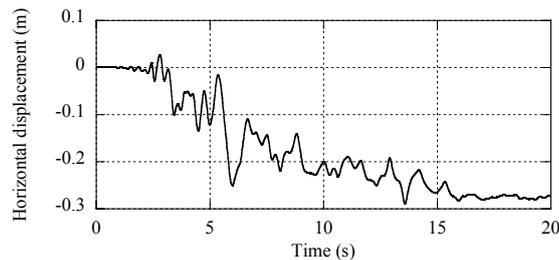


図 18 矢板護岸の水平変位の計算結果

図 19 にフーチングの側方変位の計算結果を示す。変位の最大値は17cmであり、解析終了時の変位は12cmとなっている。重量マス上部においても、図 20 に示すように、同様な変位挙動の結果が得られている。

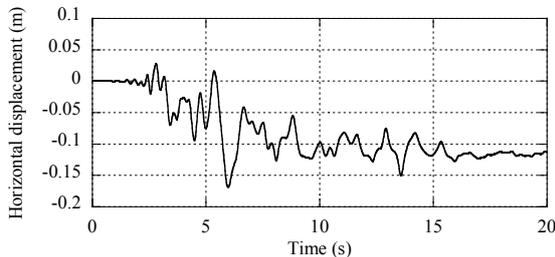


図 19 基礎（杭頭）の水平変位の計算結果

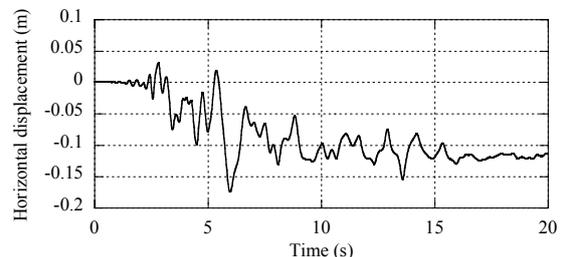


図 20 重量マスの上部の水平変位の計算結果

3) 杭の曲げモーメント

図 21 に杭 No.1 の深さ方向の曲げモーメントの時刻歴を示す。曲げモーメントの最大値は杭上端において約-30kN-m になる。この値は杭の降伏モーメントの値の 3 倍にあたり、これより、解析においても杭の破壊は明確に予測できることがわかる。

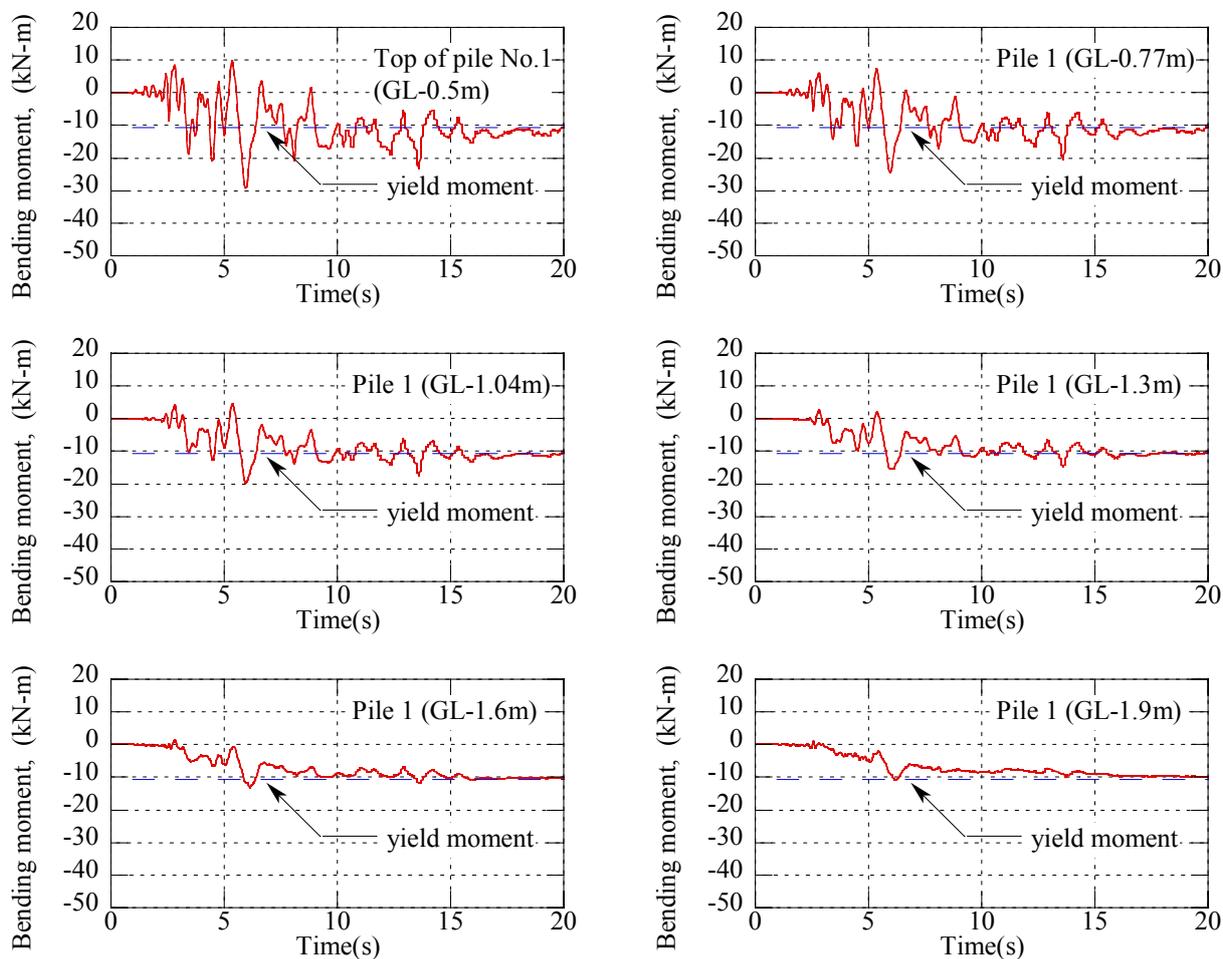


図 21 杭 No.1 の曲げモーメントの計算結果

図 22 に $t=5.76$ 秒における杭の曲げモーメントの分布を示す。曲げモーメントの最大値は、杭の頂部において発生する。これは杭と上部のフーチングが剛結されている影響かと考えられる。曲げモーメント最大値は、前述のとおり、杭を線形弾性と仮定していることより、降伏モーメントを大きく超えた値を示す。背後の杭 (No.2, 4) では、曲げモーメントの増加が、杭下端から 60 ~ 70cm ほどの位置において見られる。ここで、本解析では、支持層の相対密度は中間層 (液状化流動層) と同一の値を仮定しているため、支持層の剛性の効果は顕著ではない。

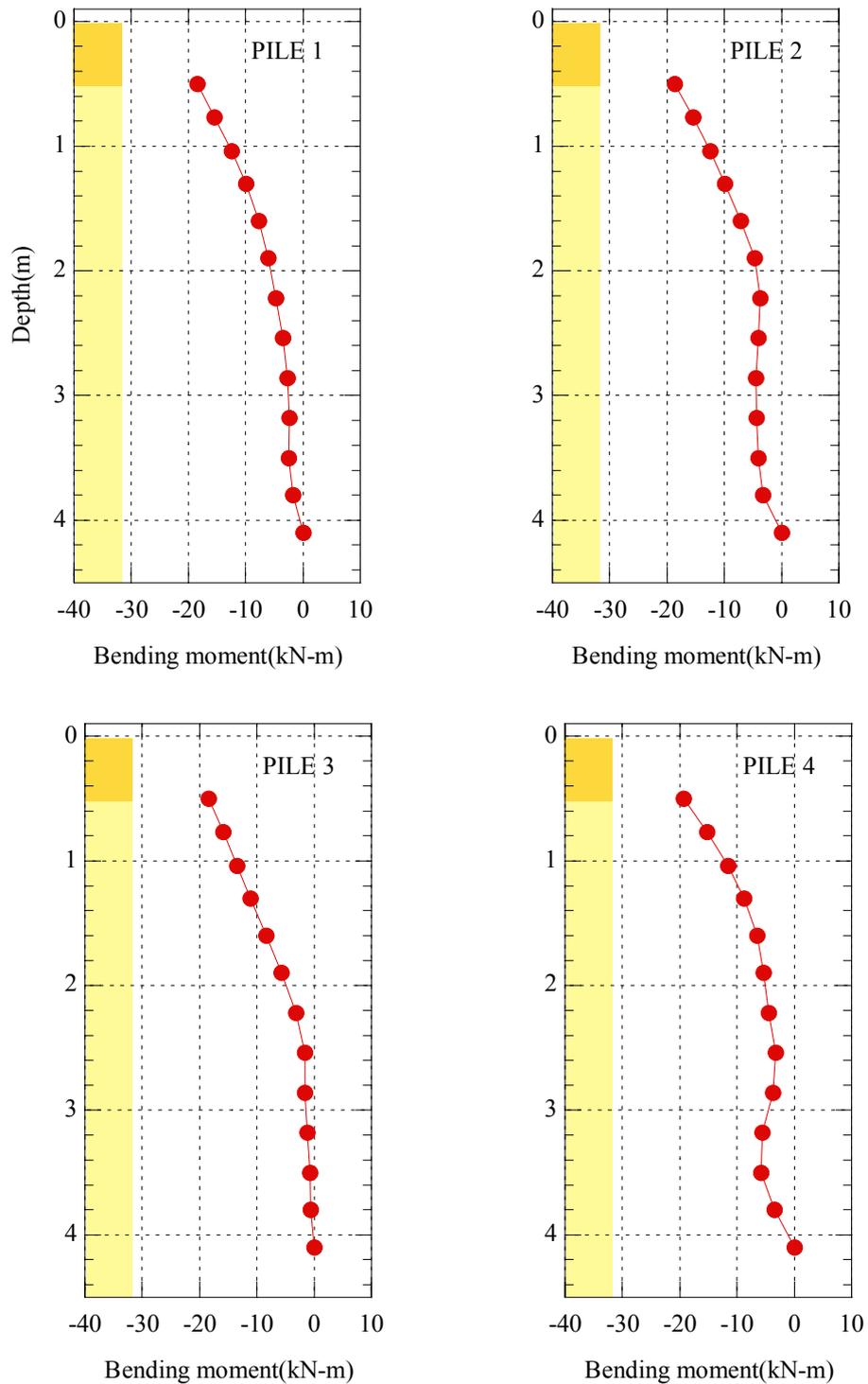


図 22 杭 No.1～4 の曲げモーメント分布の計算結果 (t=5.76 秒)

(d) 結論ならびに今後の課題

事前解析の計算結果をまとめると次のようになる。

- 1) 過剰間隙水圧の上昇程度から、飽和層は完全液状化している。また、液状化層は密な砂特有の膨張的な挙動を示すことがわかる。
- 2) 加速度応答では、緩い砂に特有な完全液状化後の振幅の減少は見られず、密な砂特有

のサイクリックモビリティを示す結果となった。

- 3) 矢板護岸と杭の変位最大値は、それぞれ 30cm と 17cm という大きな値となった。
- 4) 杭の曲げモーメントの最大値は 30kN-m で、杭の降伏モーメントの値より 3 倍大きい結果となった。これにより、与えられた試験条件のもと、杭は大きく損傷を受けることが予測される。

これらの解析シミュレーションの結果より、振動台実験に寄与した点は以下のような項目が挙げられる。

- 1) 杭の曲げモーメントが入力加速度の最大値付近において、破壊モーメントに達しており、杭の破壊メカニズムを解明する実験として、杭の諸性状は概ね妥当なものであると考えられる。
- 2) モデル全体の挙動については、地盤全体が護岸側へ流動している様子が確認された。また、側方流動に起因した矢板の計算変位は 30cm 程度となっている。本解析方法を用いた過去の解析シミュレーションの結果をみると、解析結果の変位量は模型振動台実験の変位量の約 1/3 程度と過小評価する傾向にある。今回の解析結果も、矢板の変位を過小評価している傾向にあると考えられる。

今後の課題としては、以下の点に関する考察検討が挙げられる。

- 1) 解析実施時における情報をもとに、基盤層の相対密度は、中間層のそれ ($D_r=70\%$) と同程度であると仮定したが、これにより、基盤層と中間層は同様な挙動を示す結果となり、基盤層が杭に及ぼす影響を無視する結果となった。従って、杭の下端部におけるより厳密な固定条件の評価が必要である。

(e) 引用文献

- 1) 清水建設(2002)「アルバニー砂の室内試験結果」.
- 2) Cubrinovski, M. and Ishihara, K. (1998a) “Modelling of sand behaviour based on state concept”, Soils and Foundations, 38(3), 115 – 127.
- 3) Cubrinovski, M. and Ishihara, K. (1998b) “State concept and modified elastoplasticity for sand modelling”, Soils and Foundations, 38(4), 213 – 225.
- 4) 文部科学省研究開発局，独立行政法人防災科学技術研究所：大都市大震災軽減化特別プロジェクト，平成 15 年度成果報告書，pp.369-388 .
- 5) 文部科学省研究開発局，独立行政法人防災科学技術研究所：大都市大震災軽減化特別プロジェクト，平成 16 年度成果報告書，pp.461-480 .
- 6) 文部科学省研究開発局，独立行政法人防災科学技術研究所：大都市大震災軽減化特別プロジェクト，平成 17 年度成果報告書，3.3.6 .

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	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

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3)平成 18 年度業務計画案

18 年度は、以下の内容について検討する。

(a) 平成 17 年度の振動台実験結果に関する追加の数値解析を実施する。解析への非線形杭の導入と加振時間全時間の数値解析の実施を検討する。

(b) 平成 18 年度に実施される振動台実験の予測解析を行う。

1) 実験条件の確認，解析条件の設定

数値解析シミュレーションの対象となる実験について、条件を確認する。また，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平成 17 年度と異なる場合、これに対応した物性値の設定を行う。

3) 加振前の地盤の初期応力検討

対象とする実験の地盤モデル、地盤の作製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。護岸構造物を矢板からケーソンに変更した実験が行われる予定であるのでこの解析を行う。また、モデル全体の挙動として地盤流動の様子を把握し、杭基礎の挙動を把握する。

5) 解析精度の検討

実験と解析結果を比較し精度の検討を行う。平成 17 年度に生じた課題を踏まえ、精度向上を目指す。

(c)過去 2 年間の研究のまとめを行う。

1) 実物大の振動台実験をシミュレーションする際のモデル化や数値計算上の問題点を明らかにする。

2) 2 年間の研究を通じて得られた内容をまとめる。

