

3.3.6 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1)

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ヵ年の年次実施計画
- (e) 平成15年度業務目的

(2) 平成15年度の成果

- (a) 業務の要約
 - 1) 現有の三次元有効応力解析手法による振動台実験の事前予測
 - 2) 関連流動則に基づく繰返し弾塑性構成式の基本性能の把握
- (b) 業務の実施方法
 - 1) 現有の三次元有効応力解析手法による振動台実験の事前予測
 - 2) 関連流動則に基づく繰返し弾塑性構成式の基本性能の把握
- (c) 業務の成果
 - 1) 現有の三次元有効応力解析手法による振動台実験の事前予測
 - 2) 関連流動則に基づく繰返し弾塑性構成式の基本性能の把握
- (d) 結論ならびに今後の課題
 - 1) 現有の三次元有効応力解析手法による振動台実験の事前予測
 - 2) 関連流動則に基づく繰返し弾塑性構成式の基本性能の把握
- (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16年度業務計画案

- (a) 現有の三次元有効応力解析手法による振動台実験の事前予測
- (b) 全体のまとめ

(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1)

(b) 担当者

所 属	役 職	氏 名
東北大学 大学院 工学研究科	教授	風間 基樹
	教授	池田 清宏
	講師	渦岡 良介
	助手	堤 成一郎

(c) 業務の目的

本業務では、液状化に起因した側方流動地盤中の基礎の破壊を高精度に予測できる手法を確立することを目的とする。地盤-基礎の相互作用を扱う三次元有効応力解析手法を用い、模型振動台実験データとの詳細な比較を行うことで、液状化地盤と構造物の挙動をより詳細に考察し、手法の問題点・改良点を明らかにする。

(d) 3 ヶ年の年次実施計画

1)平成14年度：

現有の三次元有効応力解析手法を用い、当該年度実施予定の側方流動に対する基礎の破壊メカニズム解明のための模型実験の事前予測を行う。地盤-基礎の有限要素モデル作成、地盤の材料パラメータの設定、三次元数値シミュレーション、解析結果の整理および考察を行う。

関連流動則に基づく繰返し弾塑性構成式の要素シミュレーションを行い、構成則の基本的性能を把握する。

2)平成15年度：

引き続き、現有の三次元有効応力解析手法を用い、当該年度実施予定の側方流動に対する基礎の破壊メカニズム解明のための模型実験の事前予測を行う。地盤-基礎の有限要素モデル作成、地盤の材料パラメータの設定、三次元数値シミュレーション、解析結果の整理および考察を行う。

関連流動則に基づく繰返し弾塑性構成式を導入した三次元有効応力解析手法を用い、一次元土柱モデルの応答解析など基本的な境界値問題の解析を通じて、手法の確立を図る。地盤の有限要素モデル作成、地盤の材料パラメータの設定、三次元数値シミュレーション、解析結果の整理および考察を行う。

3)平成16年度：

引き続き、現有の三次元有効応力解析手法を用い、当該年度実施予定の側方流動に対する基礎の破壊メカニズム解明のための模型実験の事前予測を行う。地盤-基礎の有限要素モデル作成、地盤の材料パラメータの設定、三次元数値シミュレーション、解析結果の

整理および考察を行う。

全体のまとめを行う。

(e) 平成 15 年度業務目的

昨年度に引き続き、現有の三次元有効応力解析手法を用い、当該年度実施した側方流動に対する基礎の破壊メカニズム解明のための模型実験の事前予測を行う。実験結果と解析結果の比較を通じて、解析手法の適用性を明らかにする。

関連流動則に基づく繰返し弾塑性構成式を導入した三次元有効応力解析手法を用いて、一次元土柱モデルの応答解析などの基本的な境界値問題の解析を通じて、手法の確立を図る。

(2)平成 15 年度の成果

(a) 業務の要約

平成 15 年度は次の各項目を実施した。

1) 現有の三次元有効応力解析手法による振動台実験の事前予測

現有の三次元有効応力解析手法を用い、土木研究所で実施された振動台実験の事前予測を行った。地盤-基礎の有限要素モデル作成、地盤の材料パラメータの設定、三次元数値シミュレーション、解析結果の整理および考察を行った。材料パラメータの設定においては、材料の変形性能を適切に把握するためひずみ制御試験を新たに実施した。解析結果の考察では、解析の予測精度、初期応力解析手法、杭体積のモデル化の必要性について特に着目した。

2) 関連流動則に基づく繰返し弾塑性構成式の基本性能の把握

関連流動則に基づく繰返し弾塑性構成式を導入した三次元有効応力解析手法を用いて、一次元土柱モデルを対象として基本的な境界値問題に対する適用性を検討した。

(b) 業務の実施方法

1) 現有の三次元有効応力解析手法による振動台実験の事前予測

平成 15 年度に土木研究所で実施された実験ケース 2-1 (杭頭回転自由、護岸平行方向加振) (土研、2004)¹⁾を対象として、LIQCA (Oka ら、1994 ; Oka ら、1999)^{2),3)}による事前予測を実施した。模型実験での境界条件、豊浦砂の材料特性、模型実験での振動台波形を既知の情報として解析を実施した。材料パラメータの設定においては、材料の変形性能を適切に把握するためひずみ制御による室内せん断試験を新たに実施した。

2) 関連流動則に基づく繰返し弾塑性構成式の基本性能の把握

関連流動則に基づく繰返し弾塑性構成式を三次元有効応力解析手法に新たに導入する。実験ケース 2-1 の陸側の水平地盤のみをモデル化した一次元土柱モデルを対象として、構成式の基本性能を確認する。構成式のパラメータは既往の室内試験結果をもとに設定した。

(c) 業務の成果

1) 現有の三次元有効応力解析手法による振動台実験の事前予測

a) 解析手法

昨年度と同様の手法であるので、ここでは省略する。

b) 解析条件

i) 解析モデル

解析モデルは土木研究所の模型仕様（土研、2004）¹⁾に基づき作成した。土層構成および杭構成を図1に示す。この土層構成をもとに、作成したFEMモデルを図2に示す。豊浦砂および粗砂（いわき珪砂2号）からなる地盤はアイソパラメトリックソリッド要素、矢板はプレート要素、杭はビーム要素とソリッド要素からなるハイブリッド要素でモデル化した。また、水位以下の地盤要素については、過剰間隙水圧を考慮したが、矢板前面の水は考慮していない。

杭のハイブリッド要素は杭体自体の体積を再現するための一手法（Zhangら、2000）⁴⁾

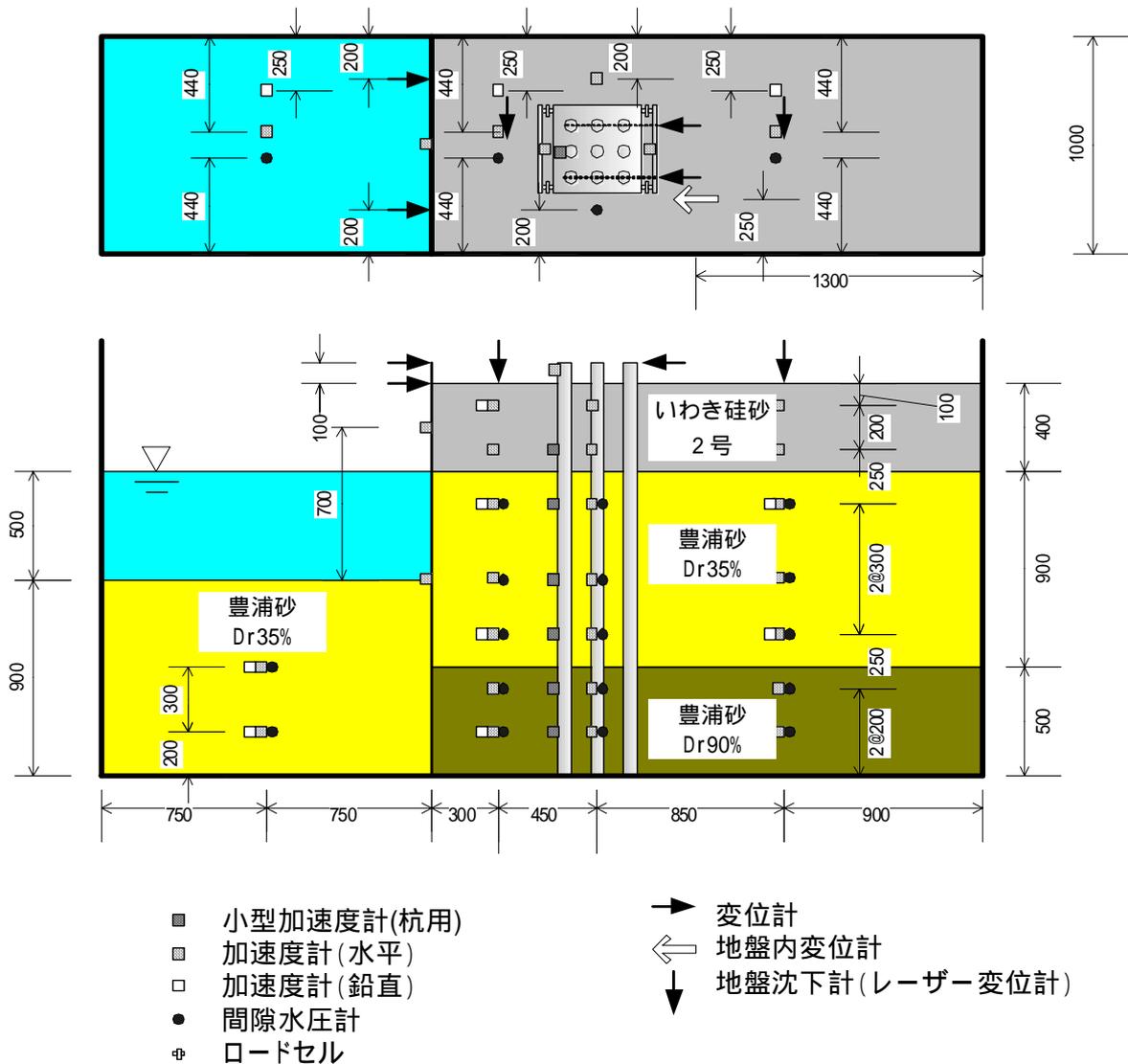


図1 実験模型（土研，2004）¹⁾

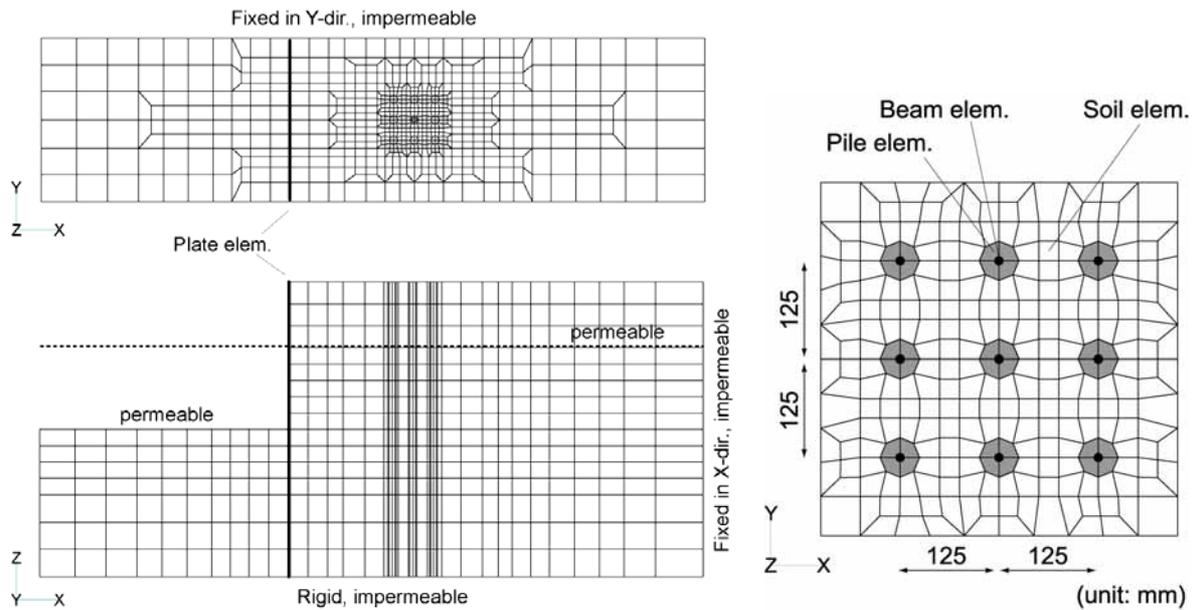


図 2 FEM モデル

であり、ここでは杭のヤング率の 9 割をビーム要素に 1 割をその周辺のソリッド要素（弾性）に持たせている。杭のヤング率は地盤のそれに比べて 3 オーダー程度大きいことから、ビーム要素周辺のソリッド要素のヤング率は地盤のそれより 2 オーダー程度大きくなる。これによって、ビーム要素周辺のソリッド要素は杭の曲げ変形にさほど影響を与えないと同時に、地盤のように大きく変形せず、杭体の大きさを表現することが可能となる。後のパラメータスタディでこのハイブリッド要素の有効性について検討する。

ii) パラメータの設定

(イ) 地盤材料

模型地盤を構成している全ての材料（珪砂、豊浦砂）について、砂の弾塑性モデルを適用した。各土層に対して設定したパラメータを表 1 に示す。なお、豊浦砂（ $Dr=90\%$ ）のパラメータは昨年度と同一のものである。いわき珪砂および豊浦砂（ $Dr=35\%$ ）のパラメータ設定においては、豊浦砂に対する既往の室内試験結果（Tatsuoka ら、1982；Fukushima and Tatsuoka、1984 など）^{5),6)}に加えて、本年度は以下の点を新たに考慮した。

- ・豊浦砂（ $Dr=35\%$ ）のように非常に緩い砂を対象とした通常の応力制御による非排水繰返しせん断試験では、液状化した砂の変形特性を十分な精度で把握することができない。これは、緩い砂の場合、液状化した後、所定の繰返しせん断応力比に到達する前に、試験機の測定範囲を超えるせん断ひずみが発生してしまうからである。そこで、豊浦砂（ $Dr=35\%$ 、室内試験では $Dr=30\%$ ）を対象として、低拘束圧下（10kPa）でのひずみ漸増型ひずみ制御の非排水繰返し試験を実施し、液状化した砂の非排水繰返し変形特性を把握した。
- ・いわき珪砂についても、同様に低拘束圧下（10kPa）でのひずみ漸増型ひずみ制御の繰返し試験を実施した。ただし、地下水位以浅の土層であることから、排水条件下で試験を行い、排水繰返し変形特性を把握した。

表 1 モデルパラメータ

土層名		珪砂2号	豊浦砂 Dr=35%	豊浦砂 Dr=90%
密度	ρ (t/m ³)	1.36	1.88	2.00
透水係数	k (m/s)	1.1×10^{-2}	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}
初期間隙比	e_0	1.019	0.866	0.642
せん断波速度	V_s (m/s)	74	67	130
液状化強度 (N=10)	R_{L10}	0.15	0.23	0.60
圧縮指数	λ	0.0045	0.0030	0.0036
膨潤指数	κ	0.0009	0.0006	0.0002
擬似過圧密比	OCR	1.0	1.0	1.5
初期せん断係数比	G_0/σ'_m	753	853	3243
破壊応力比	M_f	1.229	1.158	1.406
変相応力比	M_m	1.087	0.909	0.909
硬化関数中のパラメータ	B_0	1500	2000	15000
"	B_1	100	30	100
規準ひずみ (塑性剛性)	γ_r^p	0.020	0.003	0.010
規準ひずみ (弾性剛性)	γ_r^e	0.020	0.005	0.030
ダ イレイタンシー係数	D_0	0.2	1.0	0.5
ダ イレイタンシー係数	n	2.0	2.0	5.0

・豊浦砂 (Dr=35%) およびいわき珪砂のそれぞれの試験においては、等方圧密時に圧密除荷も行い、圧密特性も把握した。

表-1 に示すパラメータのうち、密度から変相応力比までは、既往の室内試験結果および新たに実施した室内試験から直接設定したものである。このうち、

- ・透水係数については、粒度分布から Creager の経験式より推定している。
- ・擬似過圧密比については、豊浦砂 (Dr=90%) については締固め効果を考慮して 1.5 とした。
- ・初期せん断係数比については、ひずみ漸増型ひずみ制御試験において、初期のひずみレベルが小さい部分 (10^{-4} レベル) でのせん断剛性から算定した。

表-1 に示すパラメータのうち、硬化パラメータからダイレイタンシー係数までのパラメータは、ひずみ漸増型ひずみ制御試験結果を目標として、中空ねじり試験のシミュレーションを実施して、試行錯誤で設定した。

豊浦砂 (Dr=35%) に対する室内試験結果とシミュレーション結果を図 3 に示す。(a)は与えたせん断ひずみ履歴、(b)はせん断ひずみとせん断応力の関係、(c)は有効応力経路、(d)はせん断応力の応答を示している。中空ねじり試験では空中落下法により相対密度が 30% となるように供試体を作成し、通水、飽和させた後、拘束圧 10kPa で等方圧密した。非排水条件下で与えたせん断ひずみ振幅は、0.001 (5 波) 0.2 (2 波) 0.3 (2 波) である。はじめのせん断ひずみ振幅 0.001 の過程で有効応力はほぼ 0 となり、液状化に至っている。その後、せん断ひずみ振幅 0.2 の過程で大きなせん断応力が発生するが、さらにひずみを与えるとせん断応力はほとんど発揮されなくなる。なお、液状化後の微小なせん断応力応答を正確に測定するため、ここではメンブレン張力の補正を施している。表 1 に示したパラメータを用いた構成モデルは、せん断ひずみ振幅 0.2 において 2 パルス目のせん断応力応答を過大に評価しているものの、1 パルス目の応答や、その後の小さなせん断応力応答

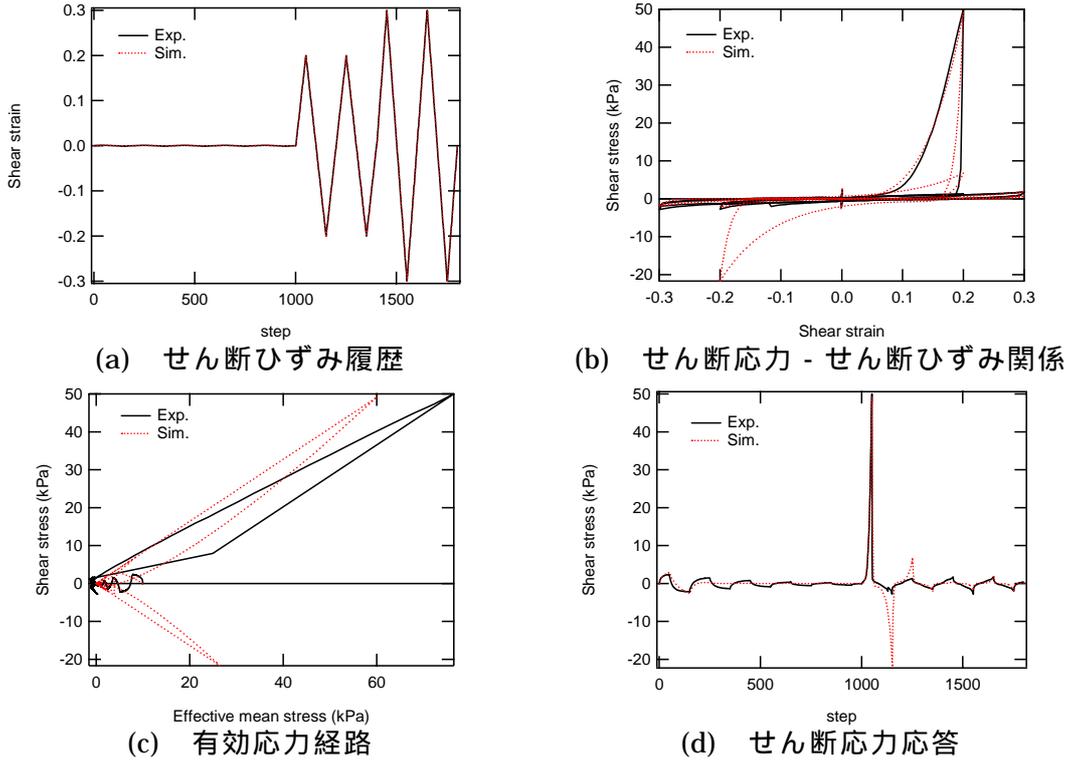


図 3 ひずみ制御試験のシミュレーション結果 (豊浦砂 $Dr=35\%$)

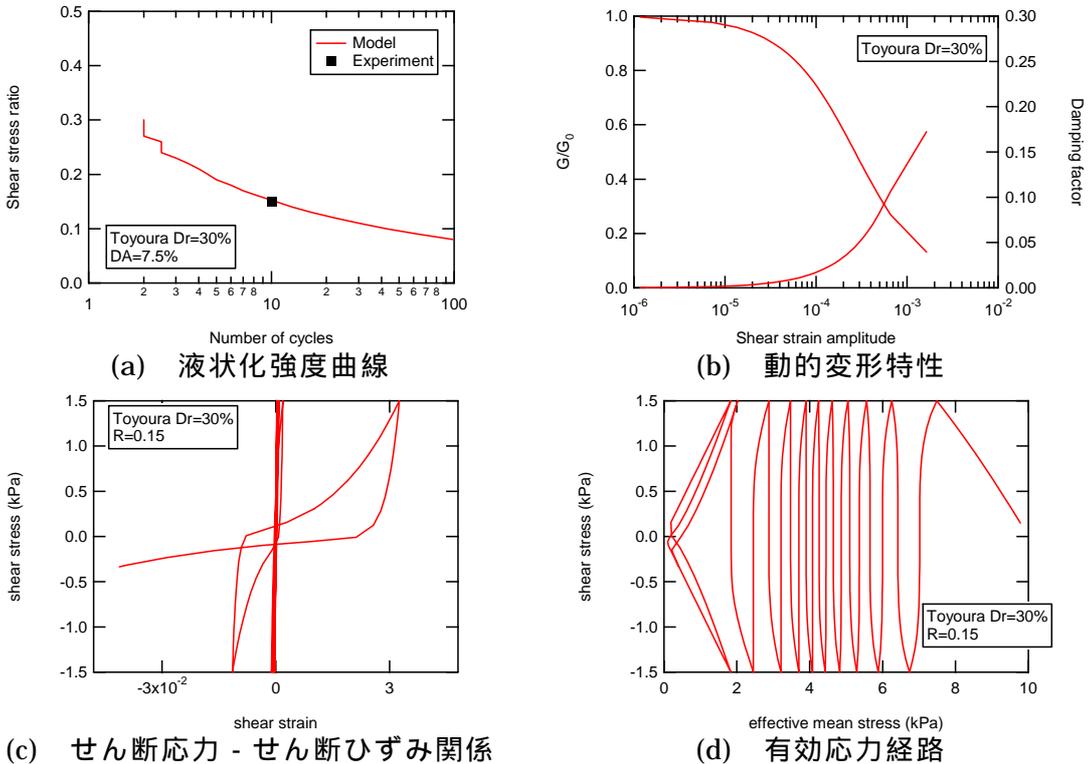


図 4 応力制御試験のシミュレーション結果 (豊浦砂 $Dr=35\%$)

をよく再現している。以上より、繰返し履歴を含めたせん断ひずみ振幅 0.3 程度の豊浦砂 ($Dr=35\%$) の非排水繰返しせん断挙動に対する構成モデルの再現性を保証できる。

また、参考までに、通常実施されている応力制御試験から得られる液状化試験および動的変形試験のシミュレーション結果を図 4 に示す。(a)は液状化強度曲線、(b)は動的変形

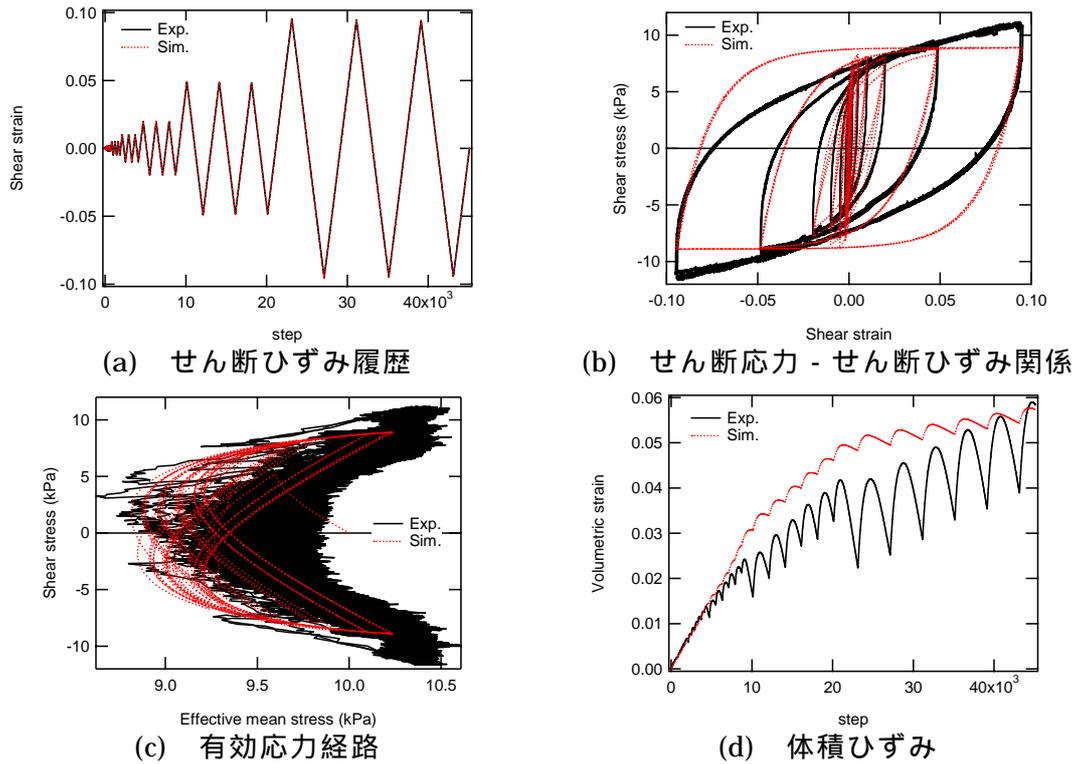


図5 ひずみ制御試験のシミュレーション結果（いわき珪砂2号）

特性、(c)はせん断ひずみとせん断応力の関係、(d)は有効応力経路である。表1に示したパラメータを用いた構成モデルは液状化強度（Tatsuokaら、1982）⁵⁾についても概ね再現している。なお、前述したように、緩い砂の応力制御試験では(c)に示すように、液状化後に大きなせん断ひずみが発生し、大きなひずみレベルでの変形特性を十分に把握できない。

いわき珪砂2号に対する室内試験結果とシミュレーション結果を図5に示す。(a)は与えたせん断ひずみ履歴、(b)はせん断ひずみとせん断応力の関係、(c)は有効応力経路、(d)は体積ひずみの応答を示している。中空ねじり試験では空中落下法により乾燥密度が 1.35g/cm^3 となるように供試体を作成し、通水、飽和させた後、拘束圧 10kPa で等方圧密した。豊浦砂と異なり排水条件下でひずみ履歴を与えた。与えたせん断ひずみ振幅は、 0.001 （3波） 0.002 （3波） 0.005 （3波） 0.01 （3波） 0.02 （3波） 0.05 （3波）

0.1 （3波）である。排水条件下のため、有効応力は大きく減少せず（軸力制御を手動で行ったため、有効応力はやや変動する）、液状化後のようにせん断応力応答が小さくなることはない。その一方、(d)に示すような体積ひずみ（圧縮）が蓄積する。表1に示したパラメータを用いた構成モデルは、せん断応力振幅が増加しない（構成モデルでは間隙比の変化を考慮していないため）ものの、試験結果をよく再現している。以上より、繰返し履歴を含めたせん断ひずみ振幅 0.1 程度のいわき珪砂2号の排水繰返しせん断挙動に対する構成モデルの再現性を保証できる。

(ロ) 杭、矢板材料

杭、矢板はともに弾性材料とした。鋼材のヤング率は 210GPa 、密度は 7.85t/m^3 とした。実験模型の諸元から、杭の外径は 50.8mm 、肉厚は 1.5mm として、ビーム要素の断面積、断面2次モーメントを算定した。実験模型の諸元から、矢板は板厚 6mm として、断面積

を算定した。

iii) 初期条件および境界条件

土骨格に対する境界条件として、底面は水平・鉛直方向を固定、側方は土槽壁面法線方向を固定した。ハイブリッド要素である杭のビーム要素については、最下端のみ全方向固定した。杭のビーム要素、周辺の杭体積を表すソリッド要素および周辺地盤のソリッド要素間は、それぞれ鉛直方向のすべり（水平成分は同一節点で同一変位）を考慮した。これは初期応力解析において、杭周辺地盤に不自然なせん断応力を発生させないためである。矢板のプレート要素については、最下端のみ鉛直方向を固定した。初期応力解析においては、模型作成時のストラット位置で水平方向を固定した。また、地盤との境界部はすべり（矢板法線方向は矢板・地盤同一変位）を考慮した。

間隙水に対する境界条件として、水位面を水頭 0 の排水境界、その他の要素面は全て流量 0 の非排水境界とした。また、矢板の両面も非排水とした。

地盤の初期有効応力状態を算定するため、動的解析と同一の FEM モデルを用いて静的排水自重解析を実施した。本年度は以下の二つのタイプの初期応力解析を行った。

初期応力 1：模型実験での模型作成手順を忠実に模擬したケース。動的解析は初期応力解析時の内部変数を引き継いで実施した（リスタート解析）。

初期応力 2：初期応力解析において、杭の存在を無視した簡易的なケース。動的解析では初期応力のみを引き継ぐ。

初期応力 1 では、模型実験での模型作成手順をできるだけ忠実に模擬するため、以下の二段階で初期応力解析を実施した。

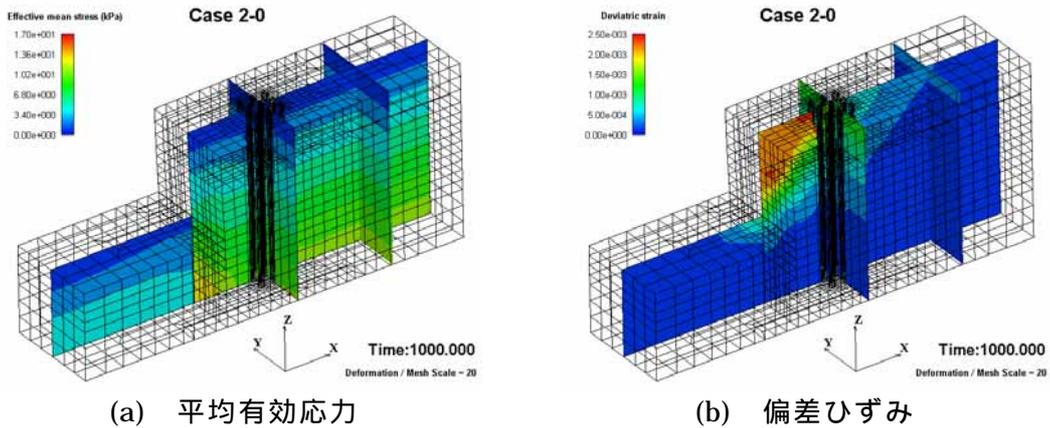
矢板のストラット位置(陸側地表面から 12cm、50cm の二カ所)の水平成分を固定し、地盤の有効重量を考慮して、自重解析を行った。解析後に矢板上端で固定した水平成分での節点力を得た。

矢板のストラット位置の水平成分を自由とし、の応力状態のもと、で得た節点力を作用させ、加振前の応力状態を算定した。

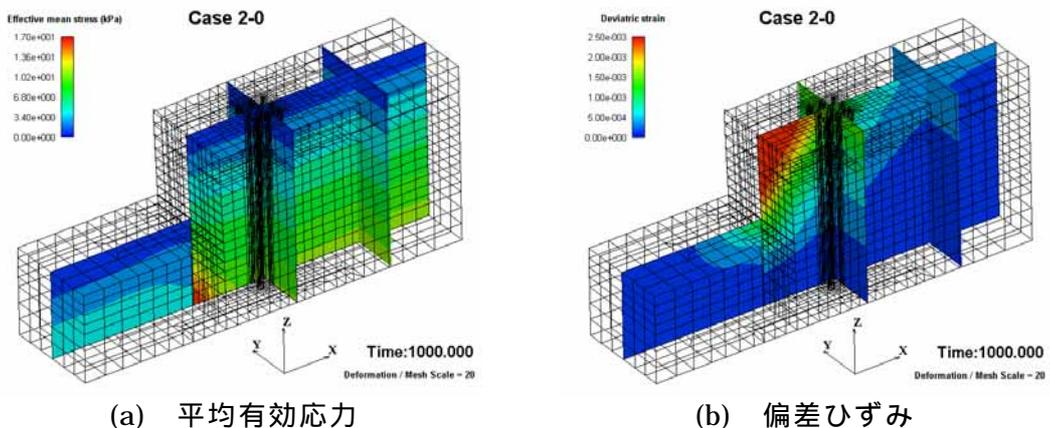
上記のステップでは地盤は簡易な弾完全塑性モデルとし、のステップでは動的解析と同じ弾塑性モデル（表 1 に示したパラメータを使用）とした。初期応力解析の結果、得られた地盤内の(a)平均有効応力および(b)偏差ひずみの第二次不変量の分布図を図 6 に示す。偏差ひずみの分布図にみられるように、杭前面から矢板背後地盤では大きなひずみが発生しており、この領域では初期状態からすでに地盤がせん断破壊状態に近い状態にある。実際、実験でも矢板上端の拘束をはずしたとき、矢板は約 56mm 前面に変位しており、矢板背面地盤は加振前から既に大きなひずみ履歴を受けていると考えられる。なお、本年度はできるだけ正確に模型地盤の作成条件を再現したが、それでも初期応力解析における矢板の水平変位は 0.5mm 程度であり、実験値よりも 2 オーダー小さい値であった。この原因として、構成モデルのパラメータを繰返し試験での再現性を重視して設定している問題が考えられる。

初期応力 2 では、簡易的に以下の二段階で初期応力解析を実施した。

矢板の全節点の水平成分を固定し、地盤の有効重量を考慮して、自重解析を行った。解析後に矢板上端で固定した水平成分での節点力を得た。



(a) 平均有効応力 (b) 偏差ひずみ
 図 6 初期応力解析の結果（初期応力 1）



(a) 平均有効応力 (b) 偏差ひずみ
 図 7 初期応力解析の結果（初期応力 2）

矢板の全節点の水平成分を自由とし、の応力状態のもと、で得た節点力を作用させ、加振前の応力状態を算定した。これは、陸側・海側地盤の静止土圧の差分を矢板に与えたことに相当する。また、この際、杭の剛性を無視し、模型の奥行き方向に一樣な初期応力状態を得た。

上記のステップでは地盤は簡易な弾完全塑性モデルとし、のステップでは動的解析と同じ弾塑性モデル（表 1 に示したパラメータを使用）とした。初期応力解析の結果、得られた地盤内の(a)平均有効応力および(b)偏差ひずみの二次不変量の分布図を図 7 に示す。初期応力 1 と比較して、矢板背後の偏差ひずみが大きくなっているのは、杭の剛性を考慮していないこと、静止土圧の差分（初期応力 1 よりも大きな全土圧）を与えたことによる。また、杭剛性のため、初期応力 1 では偏差ひずみが海側の杭前面で大きくなっているが、初期応力 2 ではこの傾向はみられない。ただし、この初期応力 2 でも矢板の水平変位は 0.8mm 程度であり、実験値よりも過小になっている。

入力動として、振動台で計測された護岸平行方向の加速度波形（加速度振幅 500Gal、5Hz、20 波）を用いた。この加速度を剛基盤での加速度とした。

数値解析上の解析条件として、計算時間増分は 0.00125 秒、Newmark 法の係数は $\alpha=0.3025$ 、 $\beta=0.6$ とした。Rayleigh 減衰として、初期剛性比例型を用いた。その係数は、矢板背後地盤の 1 次固有周期 0.09 秒に減衰定数 3%を仮定して、0.0009 とした。動的解析時間は 6.5 秒である。

c) 解析ケース

初期応力状態および杭のハイブリッド要素が加振終了後の杭の断面力に与える影響を考慮するため以下のケースについて、動的解析を実施した。ケース 2、3 において、動的解析における杭体積の影響を把握するため、杭剛性を考慮しない初期応力 2 を用いた。

表 2 解析ケース

ケース番号	凡例名	初期応力状態	杭体積	備考
1	Sim.	初期応力 1	考慮	基本ケース
2	Sim.2	初期応力 2	考慮	
3	Sim.3	初期応力 2	未考慮	

d) 解析結果 (ケース 1)

i) 地盤の過剰間隙水圧

液状化発生の可能性が高い豊浦砂 ($Dr=35\%$) の代表点での過剰間隙水圧の時刻歴の解析値および実験値を図 8 に示す。出力した要素位置は図 9 に示す 4 点である。これらの点は実験での間隙水圧計の位置と概ね対応している。なお、解析値の初期値が 0 となっていない点がみられるのは、初期応力解析から過剰間隙水圧を引き継いだからであり、初期応力解析終了時において、若干の過剰間隙水圧が残留したためである。図 8 に示すように矢板前面 W4-1 および杭基礎背後 W3-2 では実験、解析とも完全液状化に達している。ただし、解析では実験ほど過剰間隙水圧の変動がみられない。なお、矢板前面の W4-1 において、実験では過剰間隙水圧が漸増しているが、この原因は不明である。矢板背面 W1-2 での過剰間隙水圧応答は矢板の変形の影響を強く受ける。実験では完全液状化に至っていないようにみえるが、解析では完全液状化に至っており、この誤差を解消するには正確に矢板の変形を再現する必要がある。杭と土槽壁面の中間に位置する W2-2 では、加振の影響を強く受けるため全応力の変化分が過剰間隙水圧比の変動に大きく表れている。

次に模型全体に着目する。加振開始後 6.5 秒後の過剰間隙水圧比分布を図 10 に示す。ここで、過剰間隙水圧比は過剰間隙水圧を初期有効上載圧で除した値である。なお、図には加振後の変形状況 (実際の変形量を 2 倍に拡大) も併せて示している。図 10 に示すように、矢板前面の豊浦砂 ($Dr=35\%$) は全域で過剰間隙水圧比が 1 に達している。また、矢板背面の豊浦砂 ($Dr=35\%$) でも、矢板背後近傍を除いて、過剰間隙水圧比が 1 に達している。

ii) 地盤と矢板の応答

図 10 に示した地盤全体の変形モードは実験結果 (土研、2004) と定性的にはよく一致している。ただし、実験では豊浦砂 ($Dr=35\%$) の層の中央部が海側へ絞り出されるように大きく変形しているのに対して、解析ではそれほど大きな絞り出し変形はみられない。このことより、完全液状化に至った豊浦砂 ($Dr=35\%$) 層から杭に作用する土圧を解析は過小評価する可能性がある。

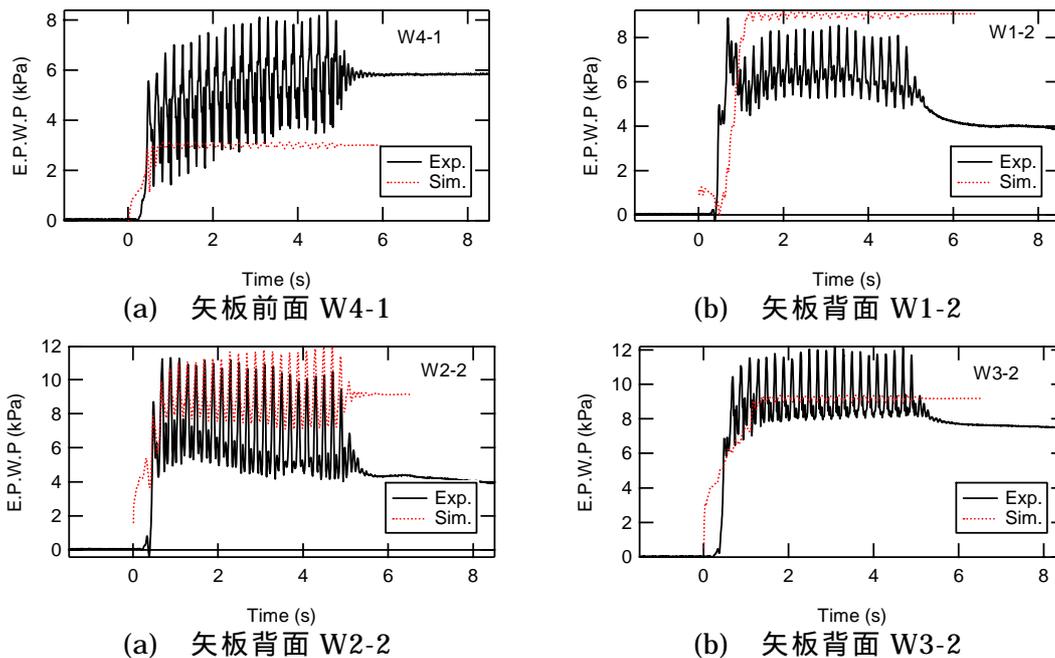


図 8 過剰間隙水圧比の時刻歴（ケース 1）

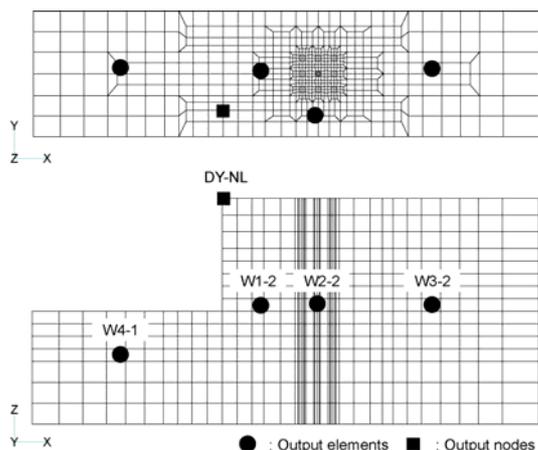


図 9 出力要素・節点

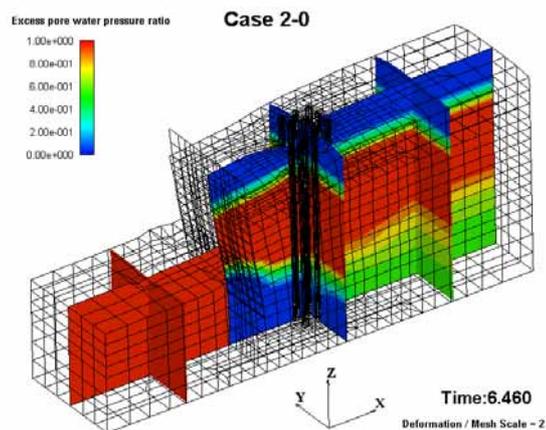


図 10 加振後の変形と間隙水圧分布（ケース 1）

次に杭および矢板の応答結果を図 11 に示す。(a)は振動台での護岸平行方向の加速度の時刻歴、(b)は杭頭（杭番号 4、後述の図 13 参照）での護岸平行方向の加速度の時刻歴、(c)は矢板上端（図 9 中の DY-NL）における護岸法線方向の変位の時刻歴、(d)は杭頭（杭番号 6、後述の図 13 参照）における護岸法線方向の変位の時刻歴を示している。図に示すように、解析は実験での矢板の護岸法線方向への変位量を 1/4 程度過小に評価している。また、実験では加振初期の段階で比較的大きな変形が生じているが、解析ではその傾向がみられない。一方、杭等変位については、矢板変位よりも予測精度が高く、解析値は実験値の約 1/2 の値であり、その時間変化についてもよく再現できている。矢板の変位は、矢板近傍地盤の大変形挙動（幾何学非線形、剥離など）の影響を受けており、その値を正確に再現することは容易ではないが、地盤変形の比較的小さい杭周辺では、微小変形理論に基づく本解析手法でも杭変位を定量的に予測できる可能性がある。

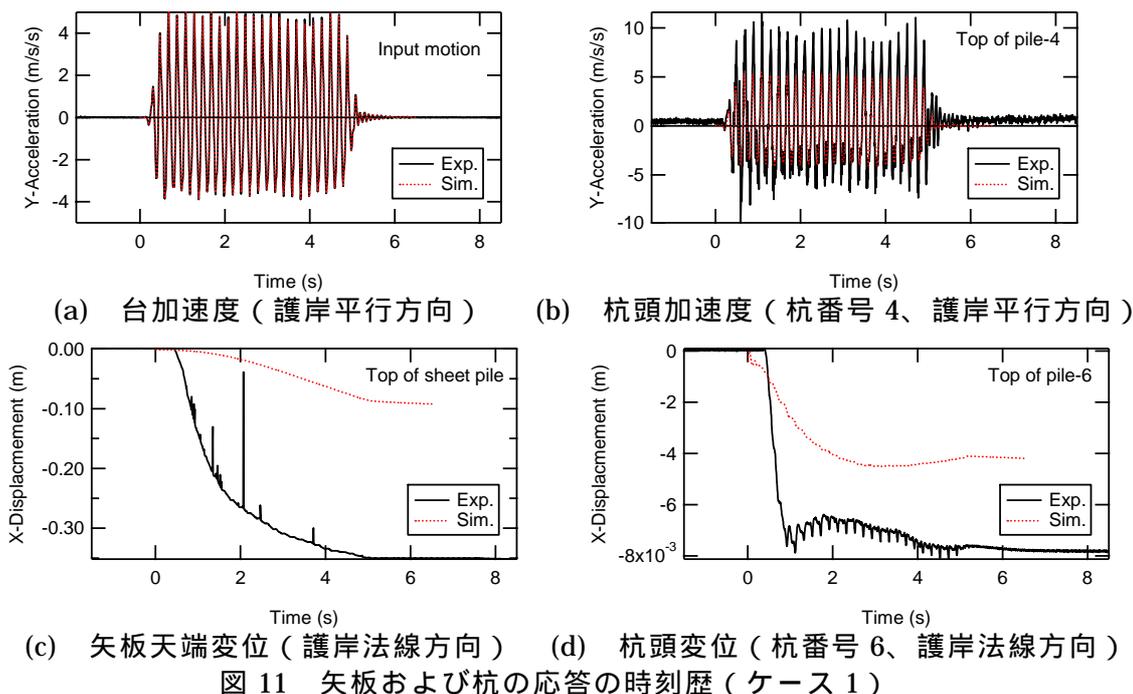


図 11 矢板および杭の応答の時刻歴（ケース 1）

iii) 杭の断面力

加振開始後 6.5 秒後の杭の曲げモーメントの深度分布図を図 12 に示す。ここでは、図 13 に示す杭番号 1～6 の 6 本の杭を対象として出力した。実験、解析とも海側の矢板に近いほど杭下端での曲げモーメントが大きく、深度変化の曲率が大きくなる傾向を示しており、この点では解析は実験をよく再現している。手前側の No.1～No.3 と中央列の No.4～No.6 の最大曲げモーメントを比較すると、解析では手前側の No.1～No.3 の方が中央列の No.4～No.6 よりやや大きな値を示しているが、実験では海側と陸側で異なる傾向を示している。豊浦砂 ($Dr=35\%$) に相当する高さ 0.5m～1.4m における曲げモーメント変化の曲率に着目すると、解析値は実験値よりも曲率が小さく、直線的に変化していることがわかる。これは、前述のように、解析では豊浦砂 ($Dr=35\%$) の層の海側への絞り出されるような変形を十分に再現できなかったため、この層での土圧を過小に評価したことが一因である。

最大曲げモーメントについては、解析は実験値をやや過小に評価している。特に陸側の杭においてこの傾向は顕著である。図 11 で示したように杭番号 6 の杭頭変位を解析は過小評価していたことに対応している。この結果は杭周辺の地盤変位分布を反映したものと考えられ、解析は杭周辺の地盤の変形をやや過小評価したことが一因となっている。ただし、矢板に最も近い杭番号 1、4 では解析と実験での最大値はほぼ一致している。これは、解析では杭と地盤の剥離は考慮していないことから、杭と矢板間の地盤変形の影響が杭の曲げモーメント増加に寄与したと考えられる。

e) 解析結果（ケース 2 とケース 3）

i) 地盤と矢板の応答

杭体積の有無が杭の応答に与える影響を考察するためケース 2 およびケース 3 の結果を比較して示す。

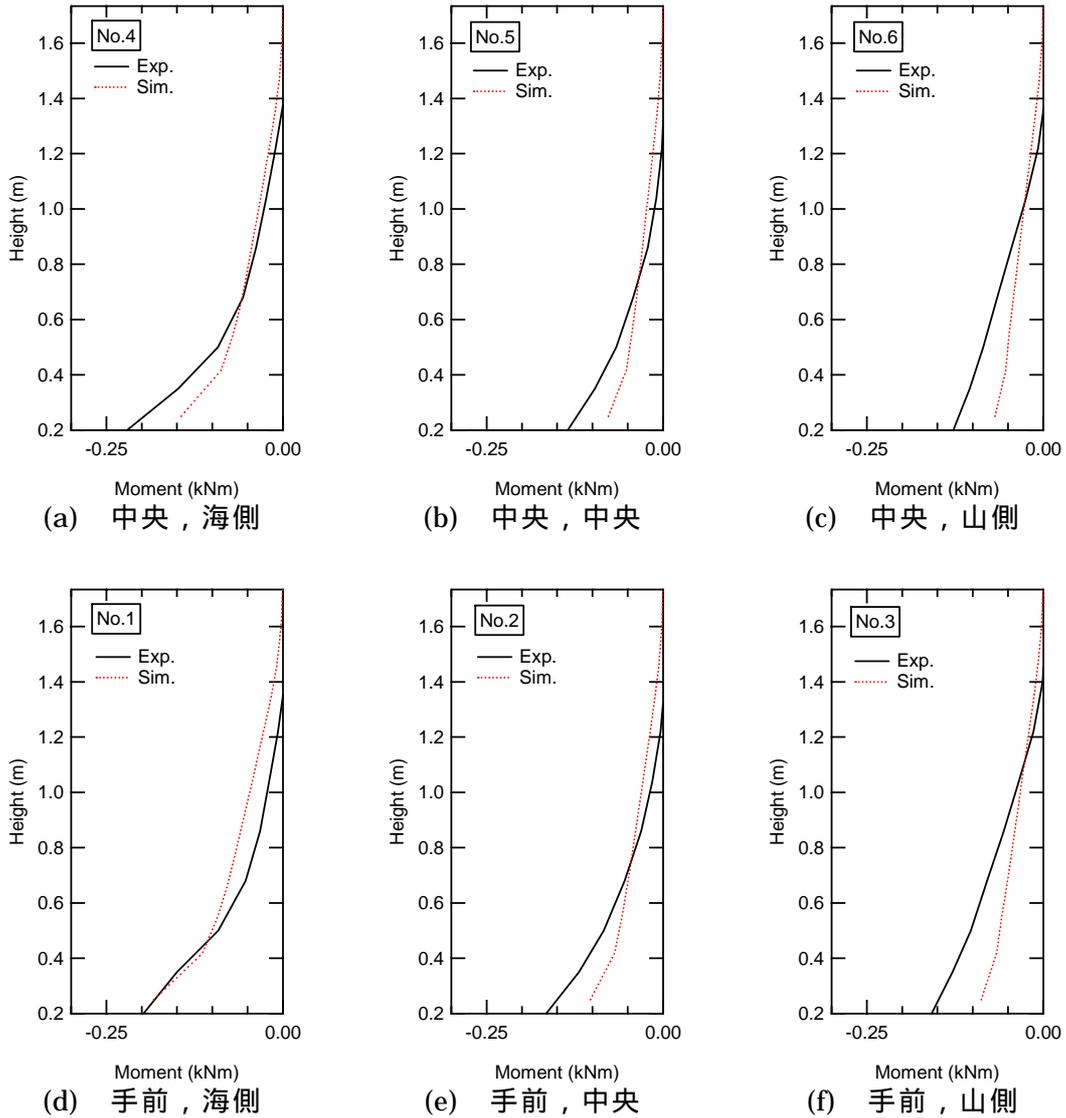


図 12 杭の曲げモーメントの深度分布（ケース 1）

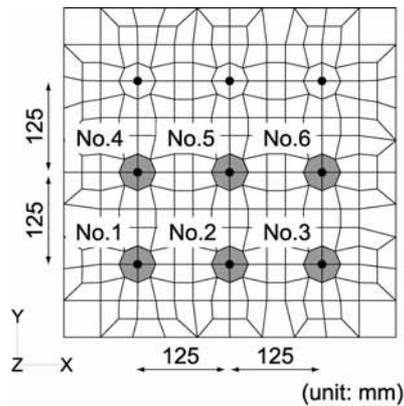
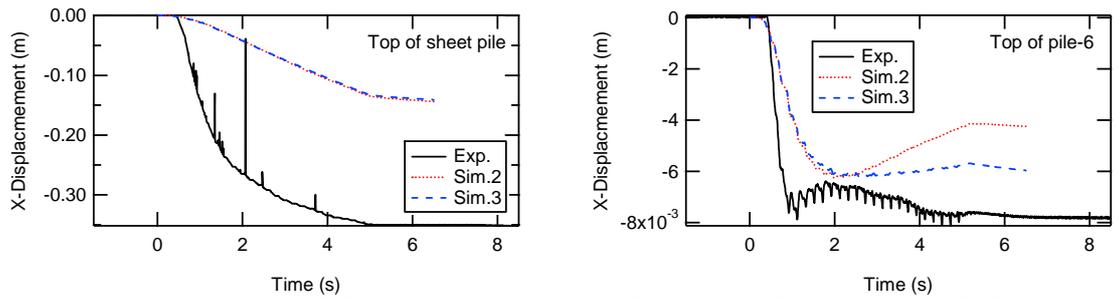
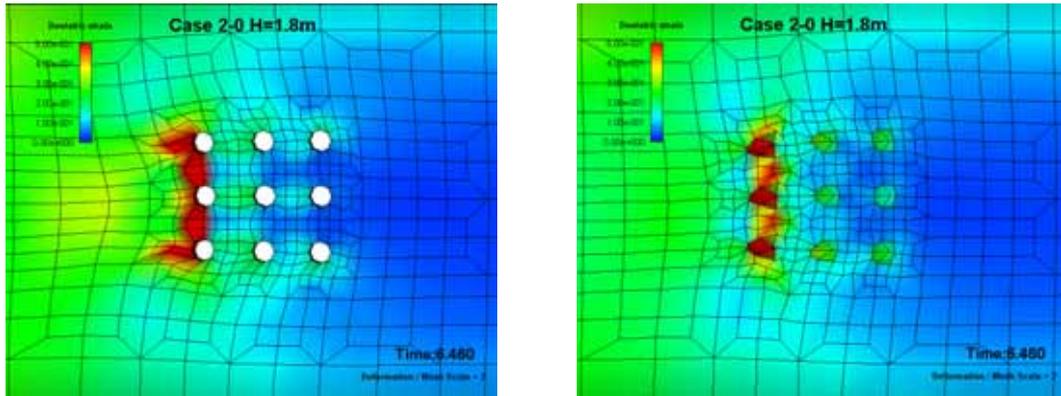


図 13 出力対象となる杭

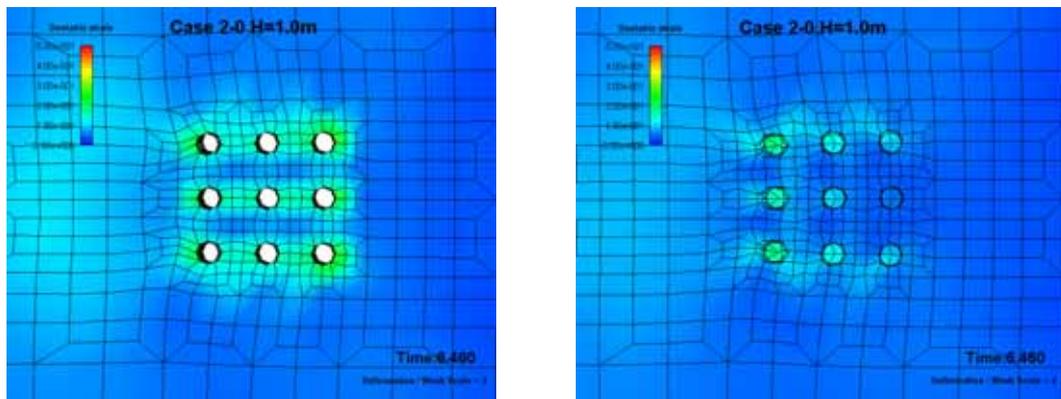
杭および矢板の応答結果を図 14 に示す。(a)は矢板上端(図 9 中の DY-NL)における護岸法線方向の変位の時刻歴、(b)は杭頭(杭番号 6、図 13 参照)における護岸法線方向の変位の時刻歴を示している。図に示すように、矢板の変位は杭体積の有無の影響を受けず、



(a) 矢板天端変位（護岸法線方向） (b) 杭頭変位（杭番号 6、護岸法線方向）
 図 14 矢板および杭の応答の時刻歴（ケース 2、3）



(a) ケース 2（杭体積あり） (b) ケース 3（杭体積なし）
 図 15 杭周辺地盤の偏差ひずみ分布と変形モード（地表面 H=1.8m、ケース 2、3）



(a) ケース 2（杭体積あり） (b) ケース 3（杭体積なし）
 図 16 杭周辺地盤の偏差ひずみ分布と変形モード（液状化層内 H=1.0m、ケース 2、3）

矢板の変形に対する杭基礎周辺の地盤変形の影響は小さいことがわかる。なお、初期応力 1 を用いたケース 1 と比較すると、初期応力 2 を用いたケース 2 では矢板変位が 50%程度増加している。杭剛性を考慮していない初期応力 2 では海側への駆動力となる初期せん断応力が大きくなることから、ケース 2 ではケース 1 よりも矢板変位が増加したと考えられる。

杭等変位について、最大値は両ケースとも同程度であるが、杭体積を考慮したケース 2 では残留変位が小さくなっている。ケース 2 では、2 秒以降、杭頭変位が海側から陸側へ戻るような傾向を示しており、実験でも約 1 秒から 2 秒の間で杭頭変位が減少する傾向がみられるものの、2 秒以降は再び変位が増加している。

杭周辺地盤の変形状況を把握するため、加振開始後 6.5 秒後における杭周辺地盤の偏差

ひずみの二次不変量の分布と変形図をケース 2、3 について図 15 および図 16 に示す。図 15 は地表面（高さ 1.8m）における分布図を、図 16 は豊浦砂（ $Dr=35\%$ ）層内（高さ 1.0m）の分布図をそれぞれ示している。図 15 の地表面について、ひずみ分布や全体的な変形モードは両ケースとも同様の傾向を示しており、海側（図では左側）ほど偏差ひずみが大きくなっている。しかしながら、杭近傍に着目すると、杭体積を考慮していないケース 3 ではビーム要素（図では点）周辺の要素にひずみが集中する傾向がみられ、杭体積を考慮したケース 2 の方がひずみ分布が滑らかである。ただし、地表面では体積変形を拘束する間隙水がないため、ケース 2 でもメッシュサイズがより小さければ、ひずみ分布は局所的なものとなる可能性もある。

一方、図 16 の豊浦砂（ $Dr=35\%$ ）層内（高さ 1.0m）では、図 15 と異なり、両ケースで杭周辺のひずみ分布にも違いがみられる。杭体積を考慮したケース 2 では海側（図では左側）へ向かって変形する地盤に対して、杭位置によらず、杭周辺に偏差ひずみが生じている。一方、ケース 3 では、主に海側の杭近傍のみに偏差ひずみの集中がみられ、陸側の杭、特に中央の杭番号 6 では、ひずみの集中がみられない。このように、液状化層（図 16）と非液状化層（図 15）では、ひずみ分布に対する杭体積の影響は異なる傾向を示す。

ii) 杭の断面力

ケース 2、3 について、加振開始後 6.5 秒後の杭の曲げモーメントの深度分布図を図 17 に示す。ここでは、図 13 に示す杭番号 1~3 の 3 本の杭を対象として出力した。前述のように初期応力 2 を用いたことから、ケース 1 よりもいずれの杭の曲げモーメントは大きくなっている。全体的な傾向として、杭体積を考慮したケース 2 の方が、ケース 3 よりも、海側と陸側の曲げモーメントの差が大きく、海側ほど深度変化の曲率が大きくなっている。この点は、実験でも同様な傾向を示すが、ケース 2 ではその傾向が極端に表れており、単純に実験と解析で絶対値の比較から判断すると、杭体積を考慮しないケース 3 の方が実験値との整合性が高くなっている。上記のような傾向はメッシュサイズの影響を受けることも考えられ、今後さらに検討が必要である。

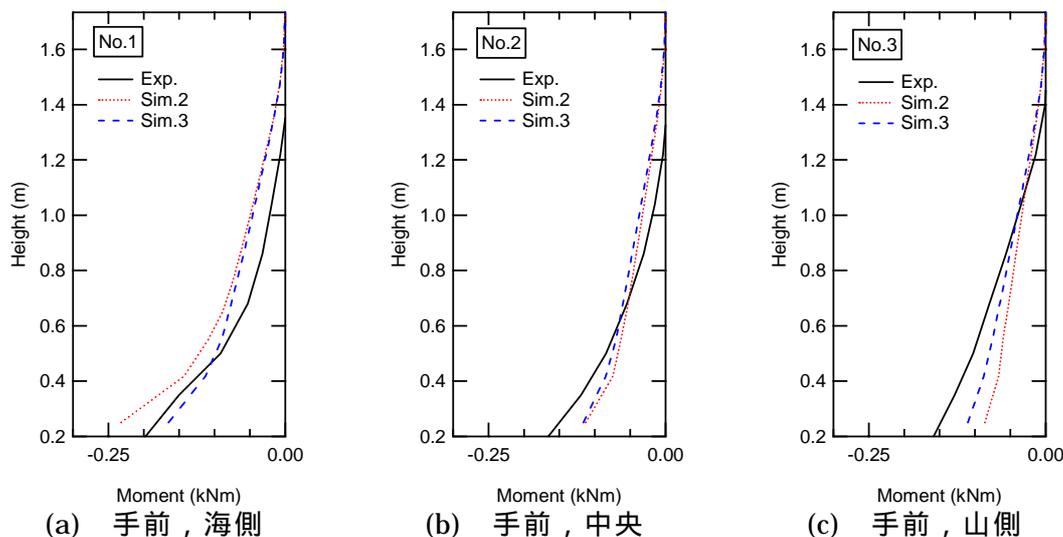


図 17 杭の曲げモーメントの深度分布（ケース 2、3）

2) 関連流動則に基づく繰返し弾塑性構成式の基本性能の把握

a) 弾塑性構成式

解析には拡張下負荷面モデル (Hashiguchi, 1989; Hashiguchi and Chen, 1998) ^{7),8)}を用いた。本モデルは、繰返し塑性モデルとしての力学的要求条件である連続性条件、滑らか条件、仕事率・剛性緩和およびMasing効果のすべてを満たす。なお、用いた構成式は、下負荷面と正規降伏面の相似の中心を塑性変形と共に移動させることにより、繰返し負荷挙動を表現している。また、Sekiguchi and Ohta (1977)⁹⁾により固有異方性の表現を目的として提案された回転硬化・異方性テンソルの発展則も提案されており、誘導異方性の表現も可能である。なお、非比例載荷 (載荷方向の急変) や主応力軸方向回転時の変形挙動の再現を目的とした降伏面の尖り点効果 (非共軸性、接線塑性、増分非線形性) を導入したモデル (Hashiguchi and Tsutsumi, 2001) ¹⁰⁾も提案されていることから、予測精度のさらなる向上も期待されている。

b) 解析条件

1)で解析対象とした模型地盤の陸側の自由地盤を想定し、1列の要素を柱でモデル化して解析を行う (図 18 参照)。以下、解析に用いた地盤材料の特性、数値解析における初期条件、境界条件および入力動について説明する。

i) 地盤材料

模型地盤を構成している全ての材料について、同様の弾塑性モデル (拡張下負荷面モデル) を適用した。なお、本モデルに含まれる初期値およびパラメータを表 3 にまとめている。各土層 (Layers 1 - 3) に対して設定したパラメータを表 4 に示す。ただし、本解析においては、(誘導・固有) 異方性の影響は考慮していない。中間層 (液状化、Layer 2) の豊浦砂に対するパラメータ設定においては、既往の室内試験結果を参考とした。設定したパラメータによる豊浦砂 ($D_r=50\%$) の液状化強度曲線を図 19 に示す。図中には目標とした液状化強度も示している。その他材料により構成される他層 (Layers 1 & 3) の材料パラメータは、中間層よりも強い液状化強度を有するパラメータ値を仮定した。

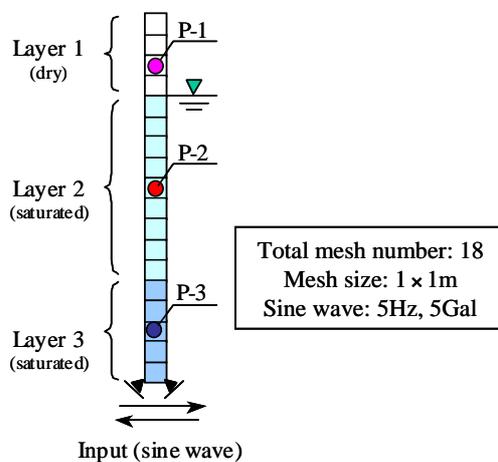


図 18 解析モデル

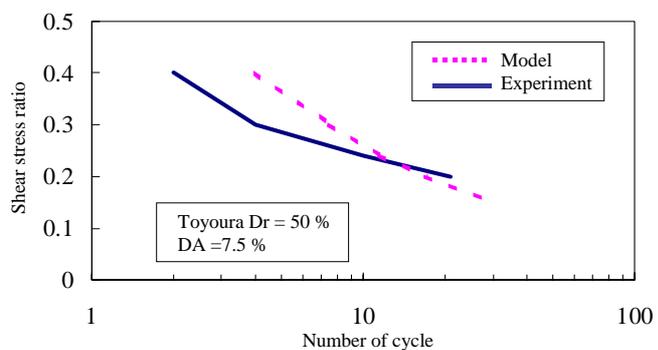


図 19 液状化強度曲線

表 3 材料定数および内部状態変数の初期値

	名 称	記 号
材 料 定 数	1. ポアソン比（またはせん断弾性係数）	$\nu (G)$
	2. 正規圧密（弾塑性）線の勾配	ρ
	3. 圧密除荷（弾性、膨潤）線の勾配	γ
	4. 無限大体積に対応する圧力	p_i
	5. 内部摩擦角（限界状態の応力比）	$\phi (m)$
	6. 下負荷面の膨張速度（滑らか弾塑性遷移）	u
	7. 相似中心の膨張速度（繰返し挙動）	c
	8. せん断硬軟化係数（特に砂の挙動）	μ
	9. せん断硬・軟化限界角度（特に砂の挙動）	$\phi_d (m_d)$
	10. 回転硬化速度係数（誘導異方性）	b_r
	11. 回転硬化限界角（誘導異方性）	$\phi_b (m_p)$
初 期 値	12. 初期応力（試験条件）	σ_0
	13. 正規降伏面の初期値（古典論降伏面の初期値）	F_0
	14. 相似中心の初期値（繰返し挙動）	s_0
	15. 回転硬化変数の初期値（固有異方性）	β_0

表 4 計算に用いた初期値および材料定数

Layer 2			Layers 1 & 3		
$\nu = 0.33$	$F_0 = 20 f_0$	$c = 10$	$\nu = 0.33$	$F_0 = 100 f_0$	$c = 0$
$\rho = 0.0025$	$u = 20$	$\phi_d = 33$	$\rho = 0.0025$	$u = 200$	$\phi_d = 0$
$\gamma = 0.0018$	$\phi = 40$	$\mu = 0.2$	$\gamma = 0.0018$	$\phi = 10$	$\mu = 0$

($f_0 = p_0 (1 + \nu_0^2)$): 下負荷面の大きさの初期値、 ϕ : 三軸圧縮試験)

ii) 初期条件および境界条件

数値解析における初期条件、境界条件および入力動について説明する。まず、土骨格に対する境界条件として、底面は水平・鉛直方向を固定した。また、解析では自由地盤挙動を模擬することから、同一深度の節点は同一変位とした。間隙水に対する境界条件として、Layer 2 およびLayer 3 は飽和材料を想定し、Layers 3 の底面およびLayer 2 とLayer 3 の側面は非排水条件とした。また、Layer 1 は乾燥材料を想定し、Layer 1 と 2 の境界を水頭 0 の水位面および排水境界とした。地盤の初期有効応力状態を算定するため、動的解析と同一のFEMモデル（弾性材料）を用いて自重解析を実施した。

数値解析上の解析条件として、計算時間増分は 0.001 秒、Newmark法の係数は $\alpha = 0.3025$ 、 $\beta = 0.6$ 、Rayleigh減衰は 0.001 とし、モデル底面には正弦波（500Gal、5Hz、25 波）を入力した。動的解析時間は 5 秒である。

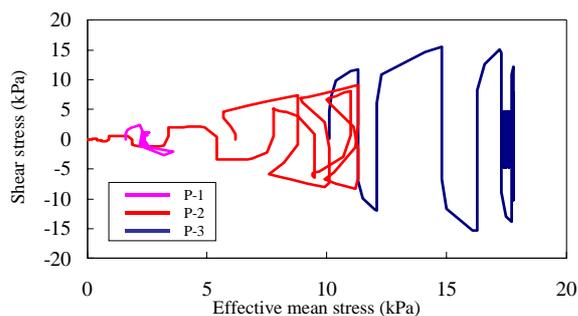


図 20 有効応力経路

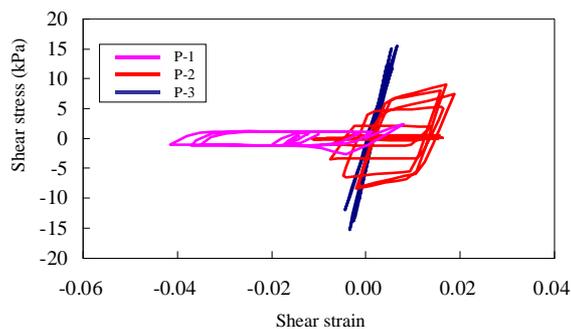


図 21 せん断応力 - せん断ひずみ関係

c) 解析結果

有効応力経路およびせん断応力 - せん断ひずみ関係をそれぞれ図 20 および 21 示す。出力した要素位置は図 18 に示すP-1、P-2、P-3 の3点である。図に示すように、液状化発生の可能性が高い豊浦砂 ($D_r=35\%$) の代表点P-2 では、完全液状化に達しているが、P-1 とP-3 では完全液状化に至っていない。これらの傾向は、実験結果(土研、2004)¹⁾と整合しているが、ひずみレベルで見ると地下水位以浅のP-1 で大きなひずみが出ており、この層のパラメータ設定が課題である。

ここでは、異方性、過圧密、せん断硬・軟化および繰返し負荷挙動の解析を目的として提案されている繰返し弾塑性構成式の境界値問題における応答特性の把握を目的として、1次元土柱モデル応答解析による検証を行った。その結果、地盤の有効応力の減少やひずみの増加などの液状化過程での基本的挙動を再現でき、本構成式のポテンシャルを確認できた。

(d) 結論ならびに今後の課題

1) 現有の三次元有効応力解析手法による振動台実験の事前予測

- ・液状化した砂の大ひずみ領域（せん断ひずみ 30%）における変形特性を適切にモデル化するため、ひずみ漸増型ひずみ制御非排水繰返しせん断試験を実施し、これに基づき材料パラメータを設定した。しかしながら、模型実験では、要素レベルでの構成モデルのキャリブレーションにおけるひずみレベルを超えたせん断ひずみが発生する場合もある。例えば、矢板近傍での大変形や液状化に至った豊浦砂（ $D_r=35\%$ ）の海側へ絞り出されるような変形モードがこれにあたる。さらに解析精度を上げるには、境界値問題における大変形（幾何学非線形、構造物と地盤との剥離など）に対する配慮が必要である。
- ・矢板前後地盤の液状化の発生に関して、解析は実験値をよく再現した。
- ・矢板の変位および杭変位に関して、解析は実験値を 1/4 ~ 1/2 程度過小評価した。
- ・杭に作用する曲げモーメントに関して、解析は海側の杭で曲げモーメントが大きく、深度変化の曲率が大きくなる実験値の傾向を解析は定性的に再現した。
- ・杭体積の有無によって、杭周辺の地盤の偏差ひずみ、杭の曲げモーメントの深度分布は異なる。杭体積を考慮した場合、杭位置による曲げモーメントの違いが大きい。ただし、このような傾向はメッシュサイズの影響を受けることも考えられる。
- ・初期応力状態の違いによって、矢板および杭の応答に違いがみられる。杭剛性を無視し、偏土圧（矢板背面前面の静止土圧の差）を用いた簡易的な初期応力状態による解析では、厳密な初期応力状態を用いた解析よりも大きな矢板、杭の変形が得られた。

2) 関連流動則に基づく繰返し弾塑性構成式の基本性能の把握

- ・関連流動則に基づく繰返し弾塑性構成式を土水連成場の基礎式に組み込み、1次元土柱モデル応答解析による検証を行った。その結果、地盤の液状化過程での基本的挙動を再現でき、本構成式のポテンシャルを確認できた。
- ・今後、液状化層および非液状化層のひずみ応答など、より定量的な予測に対する検討が必要である。

(e) 引用文献

- 1) 土木研究所：側方流動に対する基礎の破壊メカニズム解明の実験、中間報告、2004.3.20.
- 2) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R.: FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, Applied Scientific Research, Vol.52, pp.209-245, 1994.
- 3) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, Geotechnique, pp.661-680, 1999.
- 4) Zhang, F., Kimura, M., Nakai, T. and Hoshikawa, T.: Mechanical behavior of pile foundations subjected to cyclic lateral loading up to the ultimate state, Soils and Foundations, Vol.40, No.5, pp.1-17, 2000.
- 5) Tatsuoka, F., Muramatsu, M. and Sasaki, T.: Cyclic undrained stress-strain

behavior of dense sands by torsional simple shear test, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.2, pp.55-70, 1982.

- 6) Fukushima, S. and Tatsuoka, F.: Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.4, pp.30-48, 1984.
- 7) Hashiguchi, K.: Subloading surface model in unconventional plasticity, *Int. J. Solids Struct.*, 25(8), 917-945, 1989.
- 8) Hashiguchi, K. and Chen, Z. P.: Elastoplastic constitutive equation of soils with the subloading surface and the rotational hardening, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 22, 199-227, 1998.
- 9) Sekiguchi, O. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive Equations of Soils (Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Spec. Session 9)*, Tokyo, JSSMFE, pp. 229-238, 1977.
- 10) Hashiguchi, K. and Tsutsumi, S.: Elastoplastic constitutive equation with tangential stress rate effect. *Int. J. Plasticity*, Vol. 17(1), pp. 117-145, 2001.

(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
渦岡良介 風間基樹 張 鋒 八嶋 厚 岡二三生	Prediction of Earth Pressures on a Pile Group Due to Liquefaction-induced Ground Flow	Sixth World Congress on Computational Mechanics (WCCM VI) in conjunction with the Second Asian-Pacific Congress on Computational Mechanics (APCOM'04)	平成 16 年 9 月予定

(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16年度業務計画案

(a) 現有の三次元有効応力解析手法による振動台実験の事前予測

引き続き、現有の三次元有効応力解析手法を用い、未実施の側方流動に対する基礎の破壊メカニズム解明のための模型実験の事前予測を行う。地盤-基礎の有限要素モデル作成、地盤の材料パラメータの設定、三次元数値シミュレーション、解析結果の整理および考察を行う。特に、護岸平行方向加振ケースを対象として、杭頭固定、鉛直動の影響などを検討する。

(b) 全体のまとめ

平成14年度から16年度までの成果をまとめ、側方流動地盤中の杭基礎の挙動予測に対する三次元有効応力解析手法の適用範囲を明らかにする。また、Eディフェンスで実施予定である側方流動実験に対する事前・事後予測手法としての適用性を示し、今後の課題を示す。