

波浪による防波堤基礎地盤の 間隙水圧挙動の解析

ANALYSIS ON PORE WATER PRESSURE RESPONSE OF FOUNDATION SOIL SUBJECTED TO OCEAN WAVE ACTION

山崎浩之¹・金田一広²・永野賢次³・立脇和則⁴

Hiroyuki YAMAZAKI, Kazuhiro KANEDA, Kenji NAGANO and Kazunori TATEWAKI

¹正会員 工修 (独)港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

²正会員 工博 (独)港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

³(独)港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

⁴国土交通省四国地方整備局 高松港湾空港技術調査事務所 (〒760-0017 香川県高松市番町1-6-1)

This paper describes a numerical analysis of pore water pressure responses in seabed. The numerical method is developed by introducing a constitutive equation for soils and Biot's consolidation theory into the finite element method. The constitutive equation is based on Fukutake model. Fukutake model can consider dilatancy behaviour of soils under cyclic loads by employing R-O model and Bowl model, and it can simulate soil behaviours under seismic loads. However, it cannot consider the effect of axial stress variations on the non-linear stress-strain relation of soils and the model does not satisfy the principle of frame indifference. This model is not suitable for the seabed analysis under ocean wave action, because the direction of the principal stresses varies in the seabed. Then the Fukutake model is modified and the new model can consider the stress condition of seabed under ocean wave action. The finite element model is examined by comparing with observation data in the foundation soils under a breakwater.

Key Words : *constitutive equation of soil, pore water pressure, breakwater, finite element method, field observation, ocean wave*

1. はじめに

波浪作用時の海底地盤の間隙水圧挙動, 特に過剰間隙水圧の発生については, 既に多くの研究がなされている(例えば1), 2), 3), 4), 5). それらの研究はメカニズムの面から大きく2つのグループに分けられる. 一つは, 応力伝播に起因したものである. 波浪の圧力変動は地盤内に全応力(直応力)の変化として伝わる. 全応力の変化は間隙水圧の変化を生じさせる. また, 間隙水の圧縮性が高い場合には, 有効応力が変化し, これは過剰間隙水圧の発生を意味している. もう一つは, 繰返しせん断に起因した過剰間隙水圧で, 地震時の過剰間隙水圧の発生メカニズムと同じものである. 波浪により海底地盤内にせん断応力が発生するが, せん断応力の変化は間隙水圧の変化に直接影響しない. しかし, せん断応力の作用は土に負のダイレイタンス, すなわち体積圧縮を生じさせ, これが, 非排水条件下では過

剰間隙水圧の発生となる. したがって, 波浪の作用周期が間隙水の排水時間よりも短い場合には過剰間隙水圧の発生となる. 前者と後者の過剰間隙水圧の発生の仕方の違いは, 前者は波浪の作用とともに周期的に変化するものであるが, 後者は波浪の作用とともに蓄積されていくものである. また, 後者は地震による過剰間隙水圧の発生と同じメカニズムなので締まった密な地盤では発生しないが, 前者は密度にはあまり依存しない.

本報告では, 波浪作用時の防波堤基礎地盤の間隙水圧の応答をシミュレートすることを目的として, 有限要素プログラムを開発した. プログラムは前述した2つのメカニズムを同時に考慮できるように, Biotの多孔質理論に基づいたもので, 構成式は繰返しせん断により発生するダイレイタンスを表現できるものを用いている. そして, プログラムの精度を確認するために現地の防波堤で観測されたデータと比較する.

2. 地盤の数値解析モデル

波浪作用下の海底地盤の間隙水圧挙動や液状化現象を解析するために、Biot の多孔質理論に基づいた有限要素解析プログラムに繰返し载荷による土の残留体積ひずみ（ダイレイタンス）の発生を表現できる応力-ひずみモデルを組み込む。そのために、まず土の応力-ひずみモデルを開発している。以下に土の応力-ひずみモデルの概要を説明する。

(1) 土の応力・ひずみモデル

応力ひずみモデルは福武⁶⁾の開発したモデルを修正しており、福武モデルの骨子は以下のとおりである。

繰返し载荷に伴う残留体積ひずみ（ダイレイタンス）の発生を体積ひずみとせん断ひずみの関係で示し、これを「おわんモデル」と呼ばれるもので表している。「おわんモデル」は、ダイレイタンス成分とせん断ひずみの関係を表しているだけなので、これに R-O モデルを導入することにより、ダイレイタンスを考慮した土の応力ひずみ関係を構築している。そして、直応力と直ひずみの関係は、R-O モデルから得られるせん断弾性係数をポアソン比でヤング率に変換することにより表している。

以上が福武の提案した土の応力ひずみモデルの骨子である。しかし、このモデルは地震時の液状化現象を解析するために作られたものであることから、繰返し载荷される応力として、せん断応力のみに着目している。そして、着目するせん断応力の方向は必ず水平2方向と鉛直方向である必要があり、また発生するダイレイタンス（体積ひずみ）成分はすべて鉛直方向のひずみとして加算されるようになっている。そのため、モデルとして客観性がなく、波浪作用下の海底地盤の応力状態の複雑な変化に対しては不適当なところがある。例えば、鉛直方向および水平方向の直応力が変化する場合には土の応力ひずみ関係に関する非線形性を表現できない。そこで、このような点を改善するために、R-O モデルを偏差応力と偏差ひずみの関係で表現し、またダイレイタンス成分は K_0 条件を満たすように任意の座標方向に配分されるように修正した。

(2) 土の応力・ひずみ関係の修正モデル

福武の開発したモデルの R-O モデルに関する部分を下式に修正する。

$$Q = \frac{\eta}{2 \cdot G_0} (1 + \alpha \cdot \eta^\beta) \quad (1)$$

ここに、 Q は偏差ひずみに関するポテンシャルで、 η 、 G_0 、 α 、 β は次式で表される。

$$\eta = \sqrt{(\eta_{ij} \cdot \eta_{ij})} \quad (2)$$

$$\eta_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_m \cdot \delta_{ij} \quad (3)$$

$$\sigma_m = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_{ii}) \quad (4)$$

$$\alpha = \left(\frac{2}{\gamma_{0.5} \cdot G_0} \right)^\beta, \beta = \frac{2 \cdot \pi \cdot h_{\max}}{2 - \pi \cdot h_{\max}} \quad (5)$$

$$G_0 = G_{0i} \cdot \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{mi}} \right)^{0.5}, \gamma_{0.5} = \gamma_{0.5i} \cdot \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{mi}} \right)^{0.5} \quad (6)$$

ここに、 σ_{ij} は応力テンソル、 η_{ij} は偏差応力テンソル、 δ_{ij} はKroneckerのデルタ、 σ_m は平均有効主応力、 $h_{\max}$ は最大減衰定数、 G_0 は微小ひずみレベル($\gamma \approx 10^{-6}$)でのせん断弾性係数 G 、 $\gamma_{0.5}$ は規準ひずみ($G/G_0=0.5$ となるとき)のせん断ひずみである。なお、式(1)は G_0 、 α が平均有効主応力の関数であることから、偏差応力だけでなく平均有効主応力の関数であることに留意する。また、式(1)において G_0 に係数2を乗じている理由は、R-O モデル（せん断応力-せん断ひずみ関係）では工学ひずみを用いているが、以降ではひずみテンソルを用いるために係数2を乗じている。

式(1)を増分形で表し以下の式を得る。

$$dQ = dQ_\eta + dQ_{\sigma_m} \quad (7)$$

$$dQ_\eta = \frac{\partial Q}{\partial \eta} \cdot d\eta$$

$$= \left(\frac{1}{2 \cdot G_{0i}} (1 + \alpha \cdot \eta^\beta + \alpha \cdot \beta \cdot \eta^{\beta-1}) \cdot \left(\frac{\sigma_{mi}}{\sigma_m} \right)^{0.5} \right) \cdot d\eta \quad (8)$$

$$dQ_{\sigma_m} = \frac{\partial Q}{\partial \sigma_m} \cdot d\sigma_m$$

$$= -\frac{1}{2} \cdot \left[\frac{0.5 \cdot \eta}{G_{0i}} (1 + \alpha \cdot \eta^\beta) \left(\frac{\sigma_{mi}}{\sigma_m} \right)^{1.5} \cdot \frac{1}{\sigma_m} + \frac{\eta}{G_{0i}} \alpha \cdot \beta \cdot \eta^{\beta-1} \cdot \left(\frac{\sigma_{mi}}{\sigma_m} \right)^{0.5} \cdot \frac{1}{\sigma_m} \right] \cdot d\sigma_m \quad (9)$$

ここに、 dQ_η は η の増加に起因した Q の増分、 dQ_{σ_m} は σ_m の増加に起因した Q の増分で、式(8)、(9)はいずれもスカラー量である。

次に、式(8)、(9)から偏差ひずみの各成分を求めるために、式(8)には $(d\eta_{ij}/d\eta)$ 、式(9)には (η_{ij}/η) を乗じて次式を得る。

$$d\xi_{ij}^\eta = \frac{1}{2 \cdot G_{0i}} (1 + \alpha \cdot \eta^\beta + \alpha \cdot \beta \cdot \eta^{\beta-1}) \cdot \left(\frac{\sigma_{mi}}{\sigma_m} \right)^{0.5} \cdot d\eta_{ij} \quad (10)$$

$$d\xi_{ij}^{\sigma_m} = -\frac{1}{2} \cdot \left[\frac{0.5 \cdot \eta_{ij}}{G_{0i}} (1 + \alpha \cdot \eta^\beta) \left(\frac{\sigma_{mi}}{\sigma_m} \right)^{1.5} \cdot \frac{1}{\sigma_m} + \frac{\eta_{ij}}{G_{0i}} \alpha \cdot \beta \cdot \eta^{\beta-1} \cdot \left(\frac{\sigma_{mi}}{\sigma_m} \right)^{0.5} \cdot \frac{1}{\sigma_m} \right] \cdot d\sigma_m \quad (11)$$

$$\xi_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{1}{3} \cdot \varepsilon_v \quad (12)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{ij} \cdot \delta_{ij} \quad (13)$$

ここに、 $d\xi_{ij}^\eta$ 、 $d\xi_{ij}^{\sigma_m}$ はそれぞれ η および σ_m の増加に起因した偏差ひずみ増分の各成分、 ε はひずみテンソルで ε_v は体積ひずみである。

なお、式(8)に $(d\eta_{ij}/d\eta)$ 、式(9)に (η_{ij}/η) を乗じて各ひずみ成分を求めているが、物理的意味は三軸試験のような軸対象応力条件では偏差応力(増分)方向と偏差ひずみ増分方向が一致することになる。

偏差ひずみの各成分は式(10)と式(11)の和であり、次式が得られる。

$$d\xi_{ij} = A \cdot d\eta_{ij} + B_{ij} \cdot d\sigma_m \quad (14)$$

$$A = \frac{1}{2 \cdot G_{0i}} \left(1 + \alpha \cdot \eta^\beta + \alpha \cdot \beta \cdot \eta^\beta \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{mi}}{\sigma_m} \right)^{0.5} \quad (15)$$

$$B_{ij} = -\frac{1}{2} \cdot \left[\frac{0.5 \cdot \eta_{ij}}{G_{0i}} \left(1 + \alpha \cdot \eta^\beta \right) \left(\frac{\sigma_{mi}}{\sigma_m} \right)^{1.5} \cdot \frac{1}{\sigma_m} + \frac{\eta_{ij}}{G_{0i}} \alpha \cdot \beta \cdot \eta^\beta \cdot \left(\frac{\sigma_{mi}}{\sigma_m} \right)^{0.5} \cdot \frac{1}{\sigma_m} \right] \quad (16)$$

以上から、偏差ひずみと応力の関係が得られた。体積ひずみと応力の関係を求めれば応力ひずみ関係が得られるが、体積ひずみに関してはせん断によるダイレイタンスーによるものと、平均有効応力の変化によるものの2種類がある。平均有効応力の変化による体積ひずみについては、一般に用いられている次式を用いることとする。

$$d\varepsilon_v^c = B_c \cdot d\sigma_m \quad (17)$$

$$B_c = \frac{0.434 \cdot C_s}{(1 + e_0) \cdot \sigma_m} \quad (18)$$

ここに、 e_0 は初期間隙比、 C_s は膨潤指数である。

ダイレイタンスーについては福武の提案している「おわんモデル」を用い、下式で算定する。

$$d\varepsilon_{ii}^s = \frac{\sigma_{ii} - K_0 \cdot \frac{3\sigma_m}{1+2K_0}}{3 \left(1 - \frac{3K_0}{1+2K_0} \right) \sigma_m} \cdot d\varepsilon_{vow} \quad (19)$$

$$\varepsilon_{vow} = A_{ow2} \cdot \Gamma_2^{B_{ow2}} + \frac{G_2^*}{C_{ow2} + D_{ow2} \cdot G_2^*} \quad (20)$$

ここに、式(19)では総和規約はとらず、 $d\varepsilon_{ii}^s$ はダイレイタンスーの*i*成分、 ε_{vow} はダイレイタンスー成分、 $\Gamma_2 = (\xi_{ij} \xi_{ij})^{0.5}$ 、 $G_2^* = (\Delta \xi_{ij} \Delta \xi_{ij})^{0.5}$ である。

ここで、式(20)が「おわんモデル」であるが、福武の提案したモデルは工学ひずみで示されており、式(20)はこの点が異なっている。また、式(19)は、 K_0 状態の地盤でせん断応力が水平に作用する条件では、鉛

直方向にダイレイタンスー成分すべてが加算され、福武モデルと全く同じ結果を与える。

式(14)～(16)、式(17)～(19)で偏差ひずみと体積ひずみが得られ、式(12)から次式が得られる。

$$i = j \\ d\varepsilon_{ij} = A \cdot d\eta_{ij} + (B_{ij} + B_c) \cdot d\sigma_m + \frac{\sigma_{ij} - K_0 \cdot \frac{3\sigma_m}{1+2K_0}}{3 \left(1 - \frac{3K_0}{1+2K_0} \right) \sigma_m} \cdot d\varepsilon_{vow} \quad (21)$$

$$i \neq j \\ d\varepsilon_{ij} = A \cdot d\eta_{ij} + B_{ij} \cdot d\sigma_m \quad (22)$$

また、せん断に関する履歴ループについてはメISING則を用いることとし、 A が以下ようになる。

$$A = \frac{1}{2 \cdot G_{0i} \cdot \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{mi}} \right)^{0.5}} \left(1 + \alpha \cdot \left(\frac{\eta^*}{2} \right)^\beta + \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{\eta^*}{2} \right)^\beta \right) \quad (23)$$

ここに、 η^* は $\eta^* = ((\eta_{ij} - \eta_{ijr}) (\eta_{ij} - \eta_{ijr}))^{0.5}$ である。载荷除荷の判定は η あるいは η^* の増減で行い、反転時の η_{ij} を η_{ijr} とする。

以上、式(21)～(23)より、繰返しせん断も含めた一般的な応力変化に対しての応力ひずみ関係が得られることになる。

図-1は、修正したモデルの計算結果の一例で、非排水の平面ひずみ条件で軸差応力が繰返し変化する場合の有効応力経路を計算したものである。修正前のモデルでは軸差応力が変化しても有効応力は変化しないのであるが、修正後は有効応力が減少し液状化に至っていることがわかる。

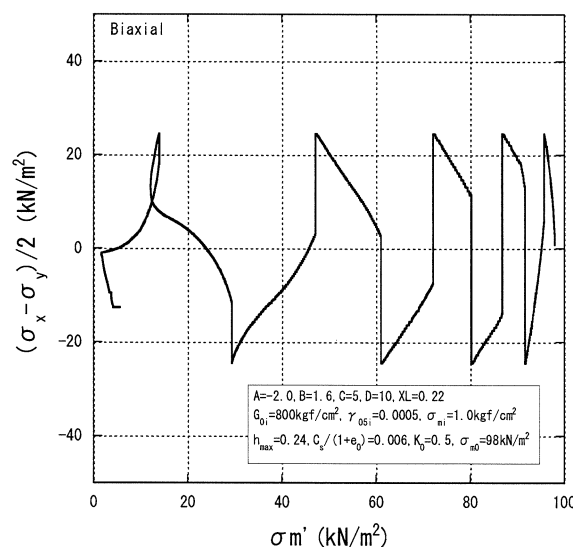


図-1 修正後の有効応力経路

3. 現地観測概要

現地観測は高知港の水深15mの海域の消波ブロック被覆堤の設置地点で行われた。図-2に断面を示す。観測箇所は、図-2中に示すようにマウンド法先の自由地盤部(P1)、マウンド法尻部(P2)、消波ブロック直下部(P3)、ケーソン直下部(P4)の4地点で、それぞれの箇所に間隙水圧計を深さ方向に3点設置した。間隙水圧計の設置深さは海底地盤面から0.6m, 1.0m, 2.0mの深度である。ただし、P1地点には海底面に水圧計が設置されている。

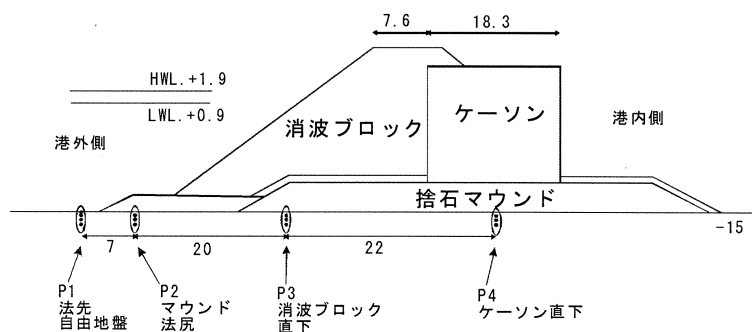


図-2 観測防波堤の断面

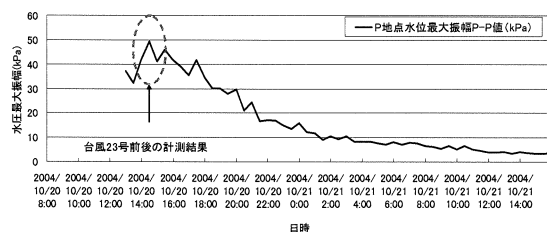


図-3 水圧振幅の観測結果

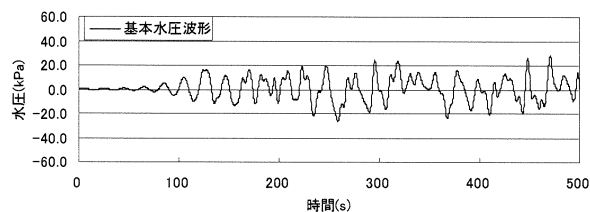


図-4 台風23号時のP1地点での変動水圧の時刻歴

4. 数値解析結果

(1) FEMモデル

図-5に解析メッシュを示す。FEMのモデル化は海底地盤だけに対して行い、ケーソン、捨石マウンド等は上載荷重として地盤に作用させた。そして、波浪による水圧変動を外力として、海底面の各節点に作用させた。なお、実際にはケーソンに作用する水平波力が海底面に伝達するが、この影響はここでの計算では考慮することができず、この点に関して危険側の外力設定になっている。

解析パラメータは、現地の海底地盤の土質定数が不明であったので、地盤密度が密な状態（相対密度 $Dr=80\%$ ）と緩い状態（ $Dr=40\%$ ）の2つの場合を想定して計算した。表-1に用いたパラメータの値を示す。

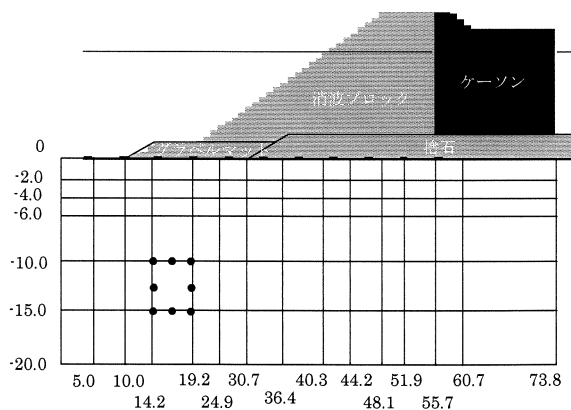


図-5 解析メッシュ

表-1 パラメータ一覧

$D_r(\%)$	G_{0i} (kN/m^2)	$h_{\max}$	$\gamma_{0.5i}$	$C_s/(1+e_0)$
40	76600	0.24	0.0005	0.006
80	100900	0.24	0.0005	0.006
A_{ow2}	B_{ow2}	C_{ow2}	D_{ow2}	透水係数 (cm/s)
-2.0	1.6	3.0	20	0.001
-2.0	1.6	5.0	30	0.001

(2) 外力 (変動水圧)

解析には図-5の海底地盤面の各節点に作用させる水圧が境界条件として必要となるが、海底面での水圧の計測はP1地点でしか行われておらず、各節点に対応した実測値は得られていない。そこで、作用させる水圧値は以下のように設定した。

数値波動水路 (CADMAS-SURF)⁷⁾を用いて、図-5のP1地点での水圧変動が振幅 A_s で周期 T_s の正弦波が作用する場合の海底面の各節点に作用する水圧分布を求める。そして、P1で観測された水圧の時刻歴の実測値 (図-4の水圧の時刻歴) とCADMAS-SURFの振幅 A_s の比で、計算された水圧分布を補正し、この値を各節点に水圧の時刻歴として作用させた。なお、CADMAS-SURFとは海域施設の耐波設計に適用できる数値計算プログラムである。計算対象の波浪は最大波浪時とし、解析時間は1400秒 (約23分) とした。

(3) 間隙水圧の実測値と計算値

図-6(a)にP1地点の深さ2.0mで観測された間隙水圧の時刻歴を一例として示す。また、図-6(b)にFEM計算結果との比較例を示す。図-6(b)から、計算値はやや大きめの振幅を与えているが、実測値をほぼ説明しているといえる。

(4) 過剰間隙水圧の実測値と計算値

図-7と図-8に過剰間隙水圧の時刻歴の実測値とFEMによる計算値を、P1～P4の各地点で深さ2.0mについて示す。図-7の計算値は相対密度 $Dr=40\%$ で、図-8が $Dr=80\%$ のものである。ここで、観測された間隙水圧には残留間隙水圧成分と海底面での波浪の水圧変動による振動成分が含まれており、観測値から振動成分を除去する必要がある。振動成分の除去は佐々ら⁵⁾の方法で行った。佐々らの方法は、計測された間隙水圧から各地点の海底面での水圧変動値を差し引くことによって行っている。したがって、残留間隙水圧を求めるためには海底面での水圧変動の実測値が必要となるが、P1地点以外では計測されていない。そこで、P2～P4地点については深さ0.6mのものを海底面での水圧変動として代用した。

図-7、8から、相対密度が $Dr=40\%$ のパラメータで計算したものは、過剰間隙水圧の発生量が実測値よりもかなり大きい、 $Dr=80\%$ のパラメータで計算したものは、実測値とほぼ等しい値になっている。したがって、現地は相対密度が $Dr=80\%$ に近い密な地盤であったと推定される。解析プログラムの精度についてはパラメータを適切に設定すれば概ね過剰間隙水圧の発生量を推定できるものであるといえる。

次に液状化に関して考察するために過剰間隙水圧を有効上載圧で除した、最大過剰間隙水圧比の深度分布を図-9に示す。図-9から最大過剰間隙水圧比の深度分布は、実測値と計算値 ($Dr=80\%$) とともに0.1以下程度で、両者はほぼ妥当な対応になっている。また、

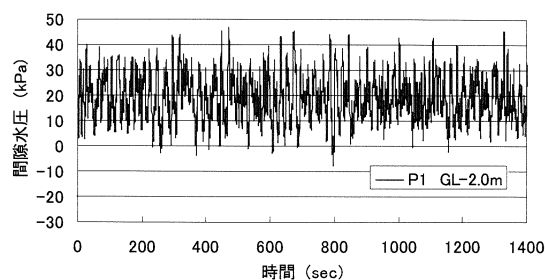


図-6(a) 間隙水圧の実測値 (P1地点、深さ2.0m)

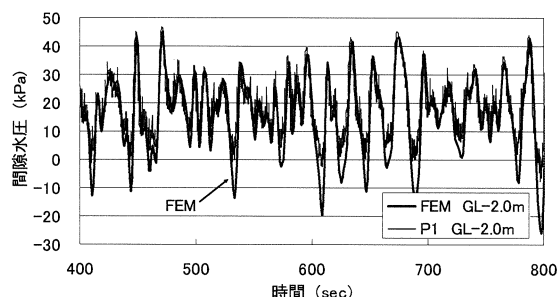


図-6(b) 間隙水圧の計算値と実測値の比較

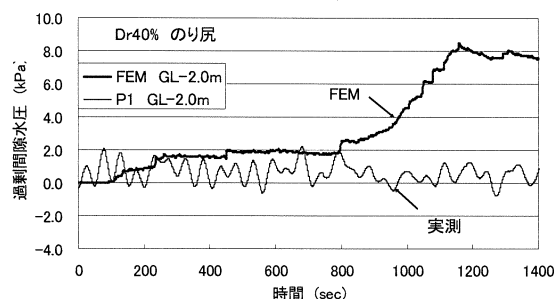


図-7(a) 過剰間隙水圧 (P1, 深さ2.0m), $Dr=40\%$

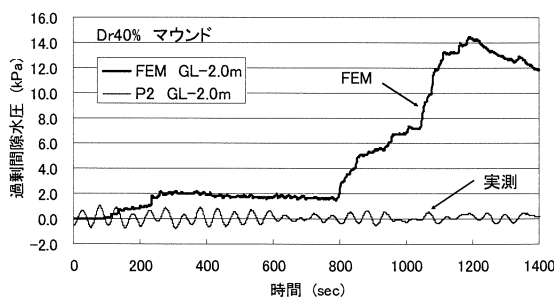


図-7(b) 過剰間隙水圧 (P2, 深さ2.0m), $Dr=40\%$

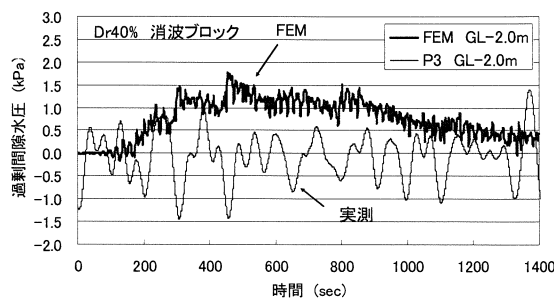


図-7(c) 過剰間隙水圧 (P3, 深さ2.0m), $Dr=40\%$

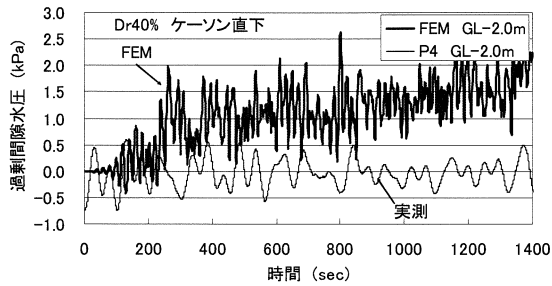


図-7(d) 過剰間隙水圧 (P4, 深さ2.0m), Dr=40%

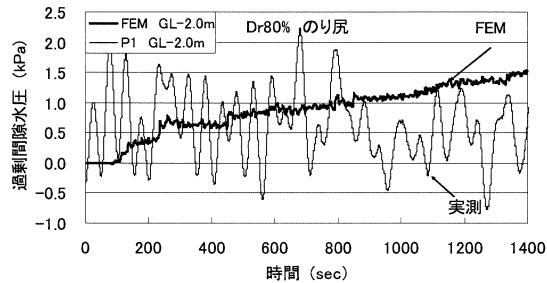


図-8(a) 過剰間隙水圧 (P1, 深さ2.0m), Dr=80%

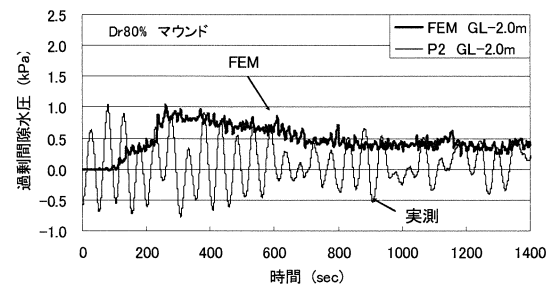


図-8(b) 過剰間隙水圧 (P2, 深さ2.0m), Dr=80%

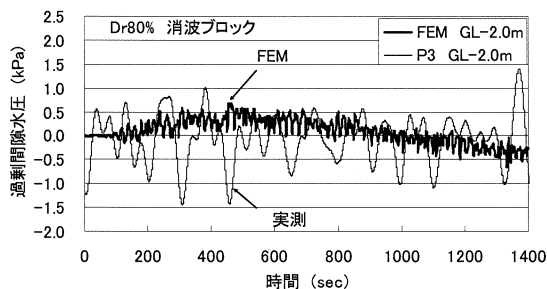


図-8(c) 過剰間隙水圧 (P3, 深さ2.0m), Dr=80%

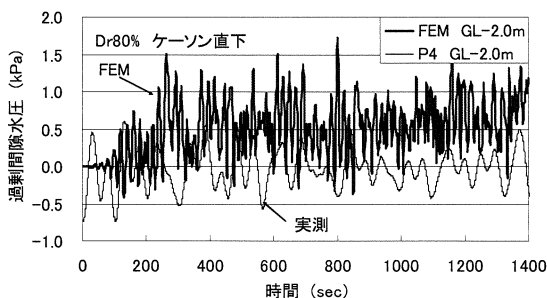


図-8(d) 過剰間隙水圧 (P4, 深さ2.0m), Dr=80%

過剰間隙水圧比の値が0.1以下程度であることから、原地盤では液状化は発生していないといえる。

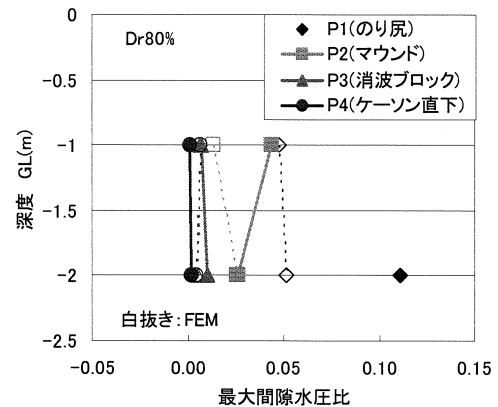


図-9 最大過剰間隙水圧比 (計算値はDr=80%)

5. おわりに

波浪による海底地盤の水圧応答解析のための数値計算プログラムを開発した。開発したプログラムはほぼ実測値を説明できたと考える。開発したプログラムは汎用性が高く、今後はこれを利用して、波浪—構造物—海底地盤の挙動を解明していきたい。

謝辞：本研究の一部は、沿岸技術研究センターが事務局の「海底地盤の液状化に関する調査研究委員会」の成果である。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) Zen, K., Yamazaki, H. and Lee, I.H.: Wave-induced Liquefaction and Instability of Breakwaters, Proceedings of GEO-COAST'91, pp.673-678, 1991.
- 2) Yamamoto, T.: Wave Induced Instability in Seabeds, Proc. Coastal Sediments '77, ASCE, pp.898-913, 1977.
- 3) Ishihara, K. and Yamazaki, A.: Analysis of Wave-induced Liquefaction in Seabed Deposits of Sand, Soils and Foundations, Vol.24, No.3, pp.85-100, 1984.
- 4) Poulos H.G.: Marine Geotechnics, Unwin Hyman, pp.364-392, 1988.
- 5) 佐々真志, 高山知司, 水谷雅裕, 辻尾大樹: 実海域における海底砂質地盤の残留間隙水圧の発生と消散過程, 海岸工学論文集第50巻, pp.846-850, 2003.
- 6) 福武毅芳: 土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究, 名古屋工業大学学位申請論文, 1997.
- 7) 数値波動水路の耐波設計への適用に関する研究会: 海域施設の耐波設計に適用できる数値波動水路 (CADMAS-SURF) の研究・開発とその将来展望, 土木学会論文集, No.705/II-59, pp.1-17, 2002.