

波浪作用下のサクシヨン基礎防波堤模型実験の数値解析

NUMERICAL ANALYSIS OF MODEL TEST ON BREAKWATER USING SUCTION FOUNDATION UNDER WAVE ACTION

山崎浩之¹・金田一広²・永野賢次³

Hiroyuki YAMAZAKI, Kazuhiro KANEDA and Kenji NAGANO

¹正会員 工修 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 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非会員 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)

This paper describes the numerical simulation of a model test on suction foundations used for breakwaters during wave actions. The model test was conducted with the large hydro-geo flume which could generate waves of 3.5m. For the numerical simulation, a two dimensional finite element program was developed using a nonlinear stress-strain model for soils based on the bowl model, which could estimate the behaviors of pore water pressures and stresses in the foundation soil as well as super structure's displacements under cyclic loading such as a wave action. The study shows the numerical model can simulate the model test.

Key Words : Suction foundation ,wave load, numerical analysis, finite element method, breakwater, stress strain model

1. はじめに

サクシヨン基礎¹⁾は、根入れを有する基礎で、基礎の根入れは、図-1に示すように下面がオープンな函を海底面に据付け、その後函内の海水を吸出して函の内外に水頭差を生じさせ、これを押し込み力として行われる。この際、函内では間隙水圧が静水圧以下となり、静水圧からの差をサクシヨンと定義し、このことから同基礎はサクシヨン基礎と呼ばれている。なお、根入れ後サクシヨンは開放され、基礎内は静水圧状態となり、後述の水理模型実験時には作

用していない。

サクシヨン基礎を利用した防波堤の基礎部(サクシヨン基礎)に関する既存設計法は、浅い基礎の支持力計算法や根入れ鋼板セル式構造物の設計法など、従前から用いられている形式の異なる基礎の設計法を援用して作られたものである。サクシヨン基礎を防波堤の基礎として利用した場合の設計法をより高度化するために、土の非線形性を考慮した変形解析が可能な数値計算プログラムを、有限要素法を用いて開発している。本研究では、開発した数値計算プログラムを模型実験結果と比較し、その適用性について検討するのを目的としている。

2. 解析手法

解析手法は、Biot の多孔質理論に基づいた有限要素法(FEM)による数値解析である。多孔質理論を用いたのは、地盤を構成する土が土粒子骨格と土粒子骨格間の間隙によりなるからである。有限要素法で用いた土要素の構成式は、福武の提案した「おわんモデル」²⁾に基づくものであるが、以下に示すように修正を加えたものである。

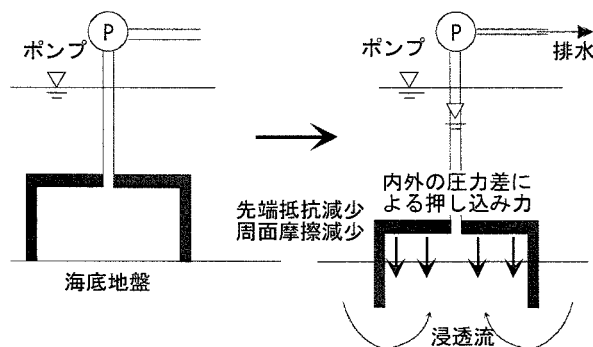


図-1 サクシヨン基礎の沈設

福武のオリジナルのモデルは、繰返し載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、「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、これに式(1)で示す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。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \cdot (1 + \alpha |\tau|^\beta) \quad (1)$$

ここに、 γ はせん断ひずみ、 τ はせん断応力、 α 、 β 、 G_0 は後述するパラメータである。

しかし、このモデルは、地震時の液状化現象の解析のために開発されたもので、せん断応力のみに着目しており、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る。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（微分形）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以下で示すような式に修正した。なお、ダイレイタンスの発生（おわんモデル）に関してはここでは記述しない。

(1) $i=j$ のとき、

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

(2) $i \neq j$ のとき、

$$d\epsilon_{ij} = A \cdot d\eta_{ij} + B_{ij} \cdot d\sigma_m \quad (3)$$

また、式(2)、(3)の変数等は以下のとおりである。

$$A = \frac{1}{2 \cdot G_{0i}} \left(1 + \alpha \cdot \eta_{ij}^\beta + \alpha \cdot \beta \cdot \eta_{ij}^\beta \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{mi}}{\sigma_m} \right)^{0.5} \quad (4)$$

$$B_{ij} = -\frac{1}{2} \cdot \left[\frac{0.5 \cdot \eta_{ij}}{G_{0i}} \left(1 + \alpha \cdot \eta_{ij}^\beta \right) \left(\frac{\sigma_{mi}}{\sigma_m} \right)^{1.5} \cdot \frac{1}{\sigma_m} + \frac{\eta_{ij}}{G_{0i}} \alpha \cdot \beta \cdot \eta_{ij}^\beta \cdot \left(\frac{\sigma_{mi}}{\sigma_m} \right)^{0.5} \cdot \frac{1}{\sigma_m} \right] \quad (5)$$

$$B_c = \frac{0.434 \cdot C_s}{(1 + e_0) \cdot \sigma_m} \quad (6)$$

$$\eta = \sqrt{(\eta_{ij} \cdot \eta_{ij})} \quad (7)$$

$$\eta_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_m \cdot \delta_{ij} \quad (8)$$

$$\sigma_m = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_{ii}) \quad (9)$$

$$\alpha = \left(\frac{2}{\gamma_{0.5} \cdot G_0} \right)^\beta, \beta = \frac{2 \cdot \pi \cdot h_{\max}}{2 - \pi \cdot h_{\max}} \quad (10)$$

$$G_0 = G_{0i} \cdot \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{mi}} \right)^{0.5}, \gamma_{0.5} = \gamma_{0.5i} \cdot \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{mi}} \right)^{0.5} \quad (11)$$

ここに、 i と j は3次元空間の直角座標の各座標（ $i, j=1, 2, 3$ ）、 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、 ϵ_{ij} はひずみテンソル、 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、 $\gamma_{0.5}$ は規準ひずみ（ $G/G_0=0.5$ となるときのせん断ひずみ）、 G_{0i} と $\gamma_{0.5i}$ は規準平均有効主応力 σ_{mi} での G_0 と $\gamma_{0.5}$ 、 e_0 は初期間隙比、 C_s は膨張指数、 ϵ_{vow} はダイレイタンス成分である。

以上が福武の提案モデルを修正したモデルである。

3. 模型実験概要

数値計算の対象とする模型実験は、下迫らにより大規模波動地盤総合水路で行われたものである³⁾。

(1) 実験水路と模型

実験水路は、図-2に示すように、長さ184m、幅3.5m、深さ12mで、中央部に長さ67m、深さ4mの砂地盤槽を有している。砂地盤にはオーストラリア産フラタリーサンドが用いられており、物理特性は50%通過粒径が $D_{50}=0.2\text{mm}$ 、最大密度 $\rho_{\text{dmax}}=1.676\text{g/cm}^3$ 、最小密度 $\rho_{\text{dmin}}=1.407\text{g/cm}^3$ 、透水係数が $k=0.05\text{cm/s}$ のきれいな砂である。堤体設置前の地盤密度は、簡易動的コーン貫入試験の N_d 値から推定したところ、乾燥密度は $\rho_d=1.55\text{g/cm}^3$ で、相対密度は $D_r=60\%$ 程度であった。

堤体は、図-3に示すように砂地盤槽に設けられており、計測用堤体とその両脇のダミー堤体の3個からなっている。計測用堤体は円筒状のサクシオン基礎部と矩形のケーソン部からなっており、サクシオン基礎部（鋼材+コンクリート製）は外径2.0m、肉厚5cm、高さ0.9mの円筒で、ケーソン部（鋼材）は幅1.0m、高さ1.8m、奥行き2.1mの矩形で、水中重量は0.7tである。上部ケーソンは下部のサクシオン基礎と剛結されている。

計測は、図-3(a)で示した箇所、波圧、間隙水圧、土圧、変位の各項目について行ったが、本論文では、図-3(b)に示す箇所の計測について検討する。

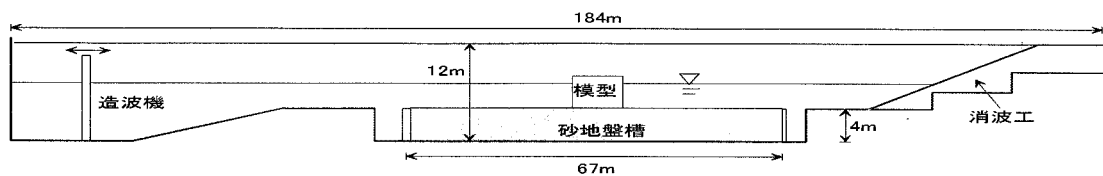


図-2 実験水路

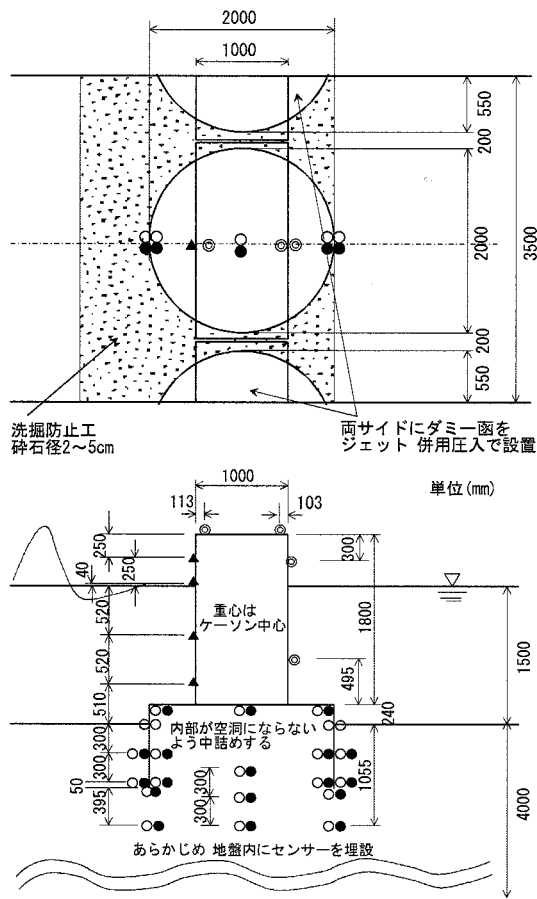


図-3(a) 実験模型

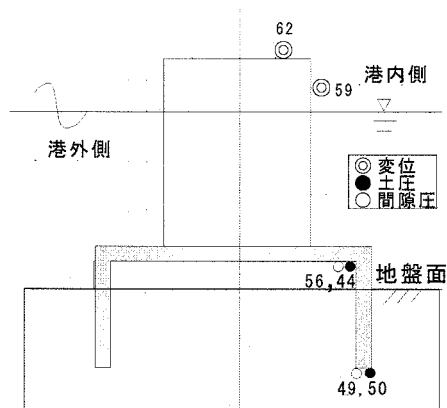


図-3(b) 検討対象としたセンサー

(2) 実験概要

実験は表-1に示すように、水深1.5mで、波浪周期2.5sの規則波により波高を変えてCaseA1～A5の5ケース行った。各ケースの波浪の载荷回数は16波で

ある。また、波浪载荷はCaseA1からCaseA5まで連続的に行った。ただし、各ケース間には载荷させた波浪が静穏になるまでの時間を設けている。

表-1 模型実験の波浪条件

波浪条件	水深 (m)	周期 (s)	波高 (cm)	ケース名
	1.5	2.5	20.0	CaseA1
			30.0	CaseA2
			40.0	CaseA3
			50.0	CaseA4
			58.9	CaseA5

以上のような実験が行われたが、ここでは、最も大きな波高を载荷させたCaseA5を取り上げて検討する。下迫ら³⁾によると、水理模型実験の現地に対する模型縮尺は1/10程度が想定されている。現地に換算すると、サクシオン基礎は直径が約20mとなり、水深は15mで、波浪条件はCaseA5の場合、波高が5.9mで周期8sとなる。このような想定での模型実験であるが、地盤挙動を含めた相似則は複雑であり、ここでは現地は意識せずに模型実験を小さな実物と考えて解析を行い、数値解析手法の妥当性等を検討する。なお、図-4に、CaseA1～A5までの全ケースについて、計器No.62で計測した鉛直変位（沈下が負）の時刻歴を参考として示すが、CaseA1～A4では残留変位はほとんど生じなかった。

図-5にCaseA5での水路幅方向の単位幅あたりの波力の時刻歴を示す。単位幅あたりの波力は図-3(b)のNo.35～38の波圧計とNo.51の間隙水圧計で計測された圧力分布から算出したものである。図-5から、波力振幅は最初の4波(0～10s)では徐々に大きくなり、4波以降(10s以降)ではほぼ±5kN/mの値で定常的になっていることがわかる。

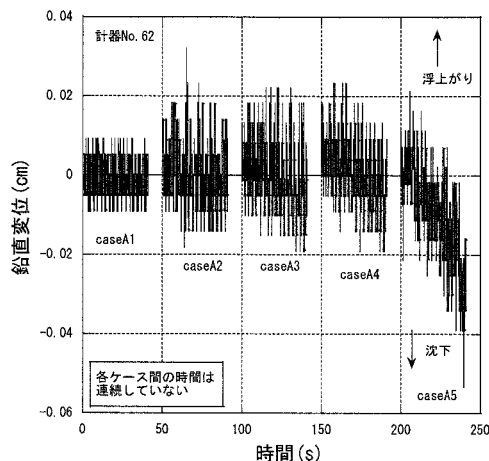


図-4 各ケースの鉛直変位の時刻歴

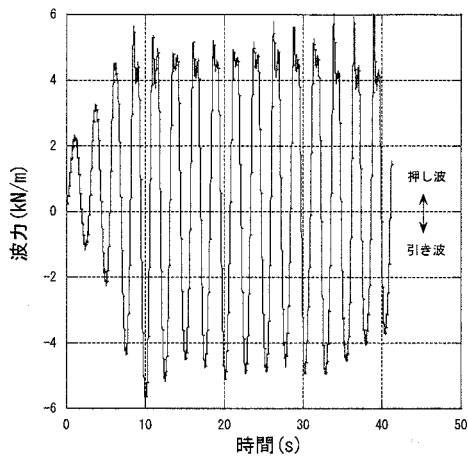


図-5 波力と時間の関係 (CaseA5)

4. 実験結果と数値計算結果の比較

前章で示した実験結果のシミュレーションについて述べる。

(1) 有限要素モデル

図-3 に示した模型実験断面を図-6 で示すメッシュに分割して有限要素にモデル化した。モデル化で用いた要素は、サクシオン基礎部分は梁要素で、地盤とケーソン部分はソリッド要素である。

表-2 に地盤モデルの主要なパラメータを示す。表-2 のパラメータは、前章で示した地盤槽の土質定数から福武の提案モデルで標準とされている値を参考に設定したものである。そして、図-3 でモデル化されたものに、外力として水平波力を繰返し载荷させて計算を行っている。ただし、波力は表-1 の波浪条件を押し波時は合田式、引き波時は引き波の式⁴⁾に代入して計算し、正弦波の波形となる時刻歴とした。計算値は実測よりも押し波時に大きめ

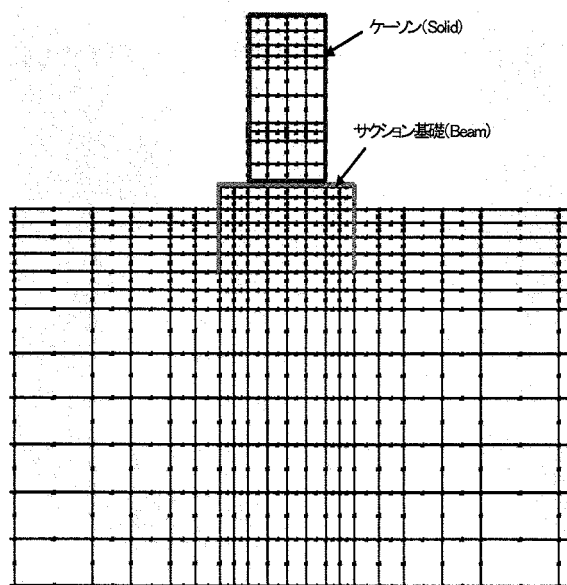


図-6 有限要素メッシュの主要部分

となった。なお、表-2 の下段に示すパラメータ A_{OW} ~ X_L は式(2)~(11)のR-Oモデルのものではなく、説明を省略した「おわんモデル」のものである。

表-2 パラメータ

$G_0(\text{kN/m}^2)$	$\gamma_{0.5i}$	h_{max}	$Cs/(1+e_0)$	$\sigma_m(\text{kN/m}^2)$
8770	0.00005	0.24	0.01	1
A_{OW}	B_{OW}	C_{OW}	D_{OW}	X_L
-2	1.6	3	20	0.18

(2) ケーソン変位の比較

図-7 に模型実験での水平変位と鉛直変位の時刻歴の実測値を示す。水平変位は図-3(b)の59番、鉛直変位は図-3(b)の62番の点での値である。図-7 から、変位の値は小さいが、水平変位の実測値は約0.3cmの両振幅、鉛直変位は約0.03cmの両振幅で変位していることがわかる。

図-8 は水平変位と鉛直変位の計算値で、水平変位は約0.15cm、鉛直変位は約0.02cm両振幅で、水平変位は港内側(正)に、鉛直変位は沈下側(負)に残留変位が生じている。これらを実測値と比較すると、両振幅はいずれも実測値より小さい結果となっている。鉛直変位の残留変位は大きめとなっているが、これは前述したように押し波時の波力の計

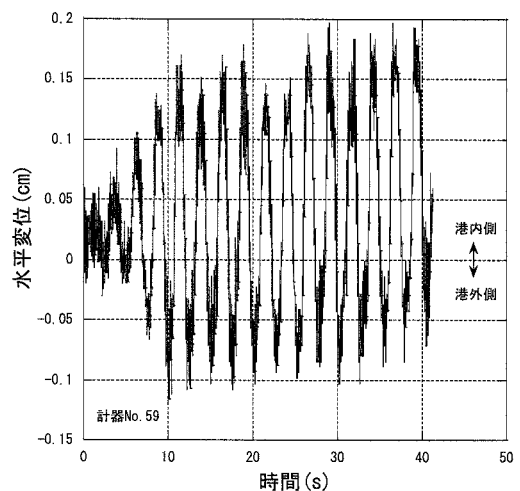


図-7(a) 水平変位の実測値 (CaseA5)

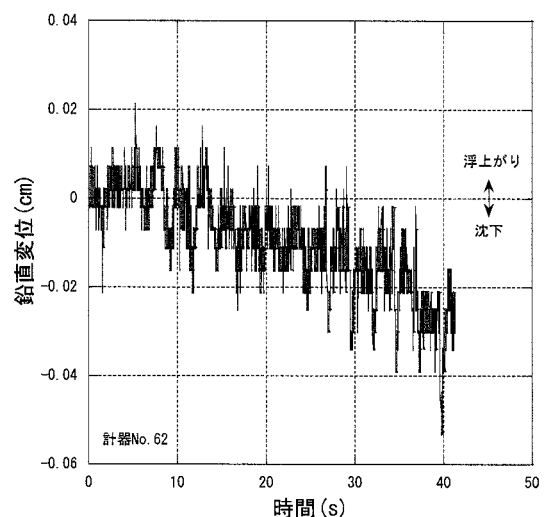


図-7(b) 鉛直変位の実測値 (CaseA5)

算値が実測値より大きいことが原因と考えられる。

以上のように、鉛直残留変位を大きめに計算しているが、水平変位も含めると計算結果の方が小さい変位といえる。したがって、実地盤でのサクシオン基礎の変形解析を行う場合には、「おわんモデル」の標準値より軟らかい特性に設定することが良いと考えられる。あるいは、今回の比較からはFEM解析の結果は小さめの変位の算定結果を出すといえる。

なお、ここでのパラメータは標準値を用いたので、水平変位を実測にフィッティングさせるためにせん断弾性係数のパラメータ G_{01} を 0.5 倍にして計算を行ったが、途中で発散する結果となった。また、透水係数を大きくし地盤の排水性を高めると計算は発散する傾向にあった。このような計算結果の原因の一つとして非線形計算の不安定性が挙げられるが、他に実験 CaseA5 が破壊に近い外力条件で行われていた可能性も考えられる。

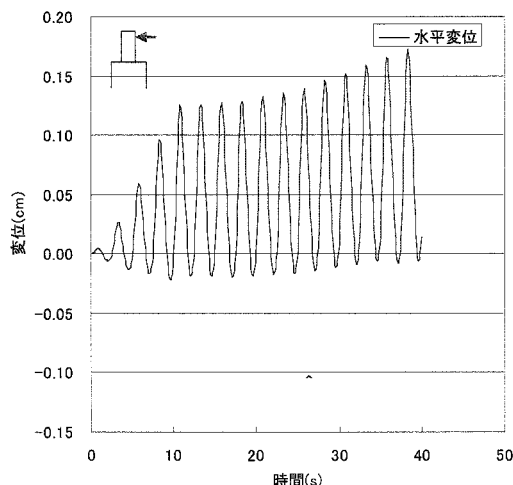


図-8(a) 水平変位の計算値 (CaseA5)

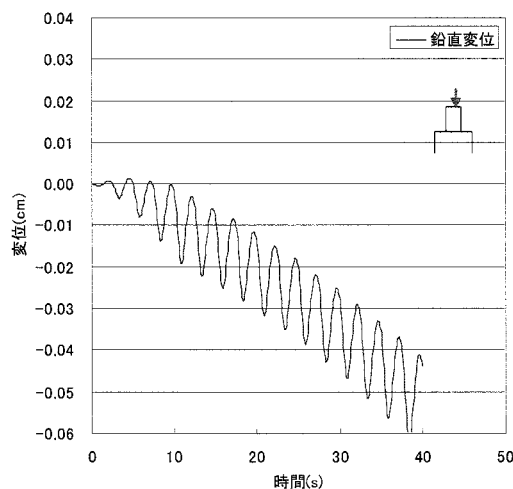


図-8(b) 鉛直変位の計算値 (CaseA5)

(3) 応力の比較

図-9 にケーソンに作用する波力と、鉛直土圧および間隙水圧の応答関係の実測値を示す。図-9 は波の载荷が 5 波目におけるもので、観測点は図-

3(b) の 44, 56, 49, 50 番のところである。実測値は、港内側隅角部で間隙水圧と鉛直応力がほぼ同じ値で変動するが、下端部では間隙水圧の応答が鉛直土圧よりもかなり小さめになっている。

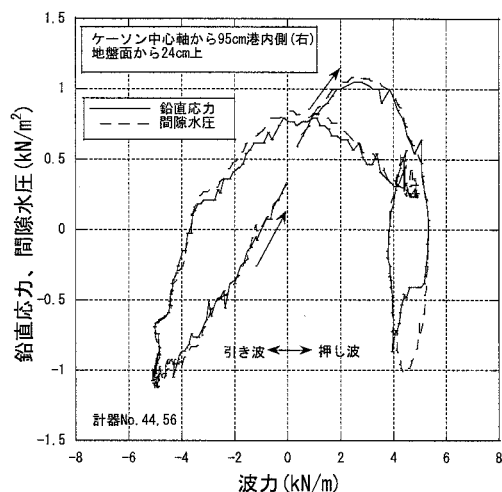


図-9(a) 間隙水圧と鉛直土圧の応答 (CaseA5)
(港内側隅角部)

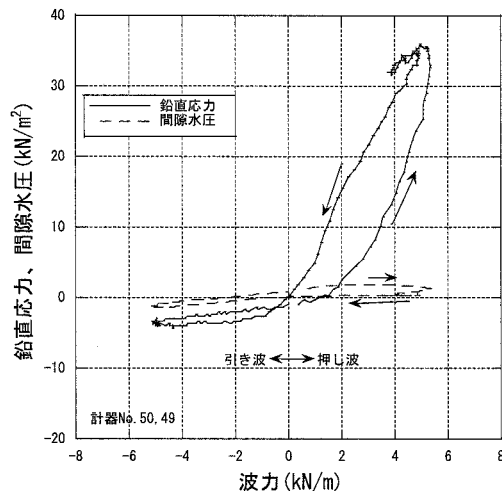


図-9(b) 間隙水圧と鉛直土圧の応答 (CaseA5)
(港内側下端部)

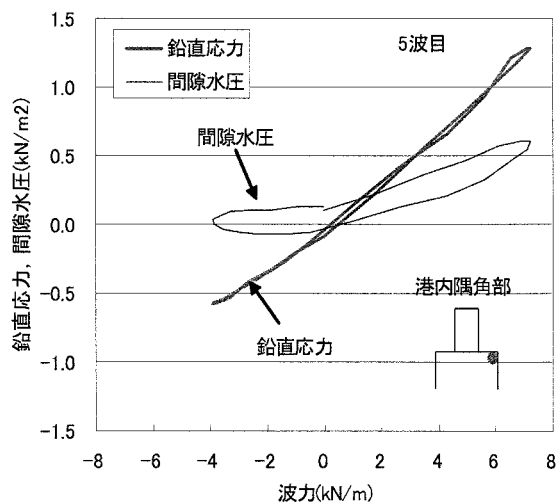


図-10(a) 間隙水圧と鉛直土圧の応答 (CaseA5)
(港内側隅角部、計算値)

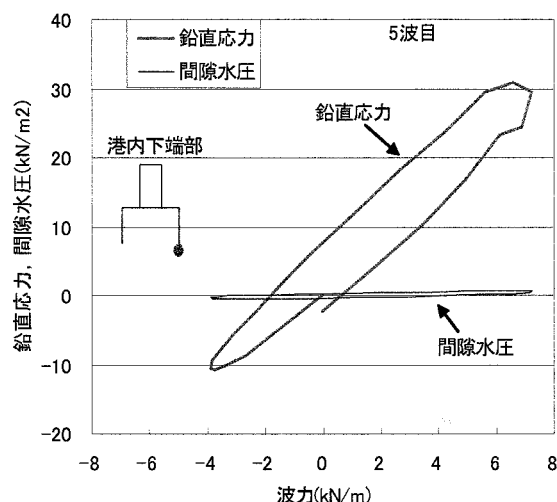


図-10(b) 間隙水圧と鉛直土圧の応答 (CaseA5)
(港内側下端部, 計算値)

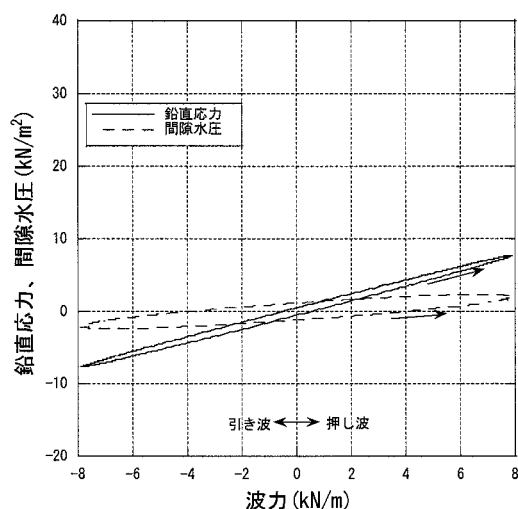


図-11 間隙水圧と鉛直土圧の応答 (CaseA5)
(港内側下端部, 弾性 FEM の計算値)

図-10 は図-9 に対応する計算結果である。計算結果は、実測値が下端部では間隙水圧の応答が鉛直土圧よりも小さくなることを説明できている。しかし、港内側隅角部で間隙水圧と鉛直応力がほぼ同じ値で変動すること、および波力が正のときに鉛直応力と間隙水圧が減少することが説明できていない。この点については今後の検討課題である。

図-11 は別途実施した弾性 FEM による港内側下端部の計算結果である⁵⁾。弾性 FEM は朴ら⁶⁾の開発したもので特徴は以下のとおりである。

- ・計算は時間領域での計算ではなく、周波数領域での計算である。
- ・土要素の応力ひずみモデルは履歴減衰を考慮した線形弾性体を仮定しており、せん断弾性係数 G 、ポアソン比 ν と減衰比 h がパラメータとなる。
- ・基礎式は、海底地盤上の水（海）の部分はポテンシャル理論により定式化され、海底地盤は多孔質体を仮定した Biot の多孔質理論により定式化されて

いる。また、土粒子部分と間隙水の加速度項も考慮されている。

地盤パラメータの設定は、ポアソン比は $\nu=0.3$ とし、 G と h についてはひずみ非線形性を示すので、模型実験でのケーソン変位を参考に、ひずみレベルが 10^{-3} に対応する G 、 h の値で設定されている。また、波力は本研究のように波圧式を用いて別途算出し入力するのではなく、波高と周期からポテンシャル理論で計算されるようになっている。したがって、図-10 の波力（横軸）とは値が異なっており、この場合には図-11 の方が大きめである。

図-10(b)、図-11 を図-9(b)と比較すると、図-10(b)の方が図-9(b)の実測の応答を良く説明できている。弾性 FEM は実測変位を参考に地盤パラメータを設定しているにもかかわらず、地盤内の応力や水圧の応答を今回実施した非線形計算ほどの精度では算定できないようである。このことは基礎地盤を含めた防波堤の波浪応答を解析する場合に、地盤の非線形性を反映させることが重要であることを意味している。

5. おわりに

サクシオン基礎を用いた防波堤の模型実験を対象に、FEM による波浪作用時の変形解析、応答解析を試みた。FEM の精度は現状では十分といえず、パラメータ設定の精度向上、計算モデルとプログラムの改良など、今後の性能設計に向けてさらに検討を加えていく必要がある。

参考文献

- 1) 善功企, 山崎浩之, 前田健一: サクシオンによるケーソン基礎の海底地盤中への沈設に関する事例解析, 土木学会論文集, No. 603 / III -44, pp. 21-34, 1997.
- 2) 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化化解析に関する研究, 名古屋工業大学学位申請論文, 1997.
- 3) 下迫健一郎, 藤原隆一, 中川将秀, 黒田豊和: サクシオン基礎防波堤の耐波安定性に関する水理模型実験, 港湾空港技術研究所資料, pp. 7-9, No. 1027, 2002.
- 4) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上巻), pp. 140-144, 1999.
- 5) 山崎浩之, 下迫健一郎, 中川将秀: サクシオン基礎を利用した防波堤の波浪応答に関する実験および解析, 土木学会論文集, No. 778 / III -69, pp. 55-71, 2004.
- 6) 朴佑善, 高橋重雄, 鈴木高二朗, 姜閔求: 波一地盤一構造物の相互作用に関する有限要素解析, 海岸工学論文集, 第43巻, pp. 1036-1040, 1996.