

独立行政法人港湾空港技術研究所

# 港湾空港技術研究所 報告

---

REPORT OF  
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH  
INSTITUTE

---

Vol.52    No.2    June 2013

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,  
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

# 港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 52 卷 第 2 号 (Vol. 52, No. 2) , 2013 年6月 (June 2013)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 津波による浸透作用下の防波堤基礎地盤の安定性に関する研究  
.....高橋英紀, 佐々真志, 森川嘉之, 高野大樹 ..... 3  
(Stability of Breakwater Foundation under Seepage Flow Caused by Tsunami  
.....Hidenori TAKAHASHI, Shinji SASSA, Yoshiyuki MORIKAWA, Daiki TAKANO)



# 津波による浸透作用下の防波堤基礎地盤の 安定性に関する研究

高橋 英紀\*・佐々 真志\*\*・森川 嘉之\*\*\*・高野 大樹\*\*\*\*

## 要 旨

津波の来襲時に港内外の水位差によって防波堤基礎マウンド内に浸透流が発生する。これは、マウンドのパイピング・ボイリング、原地盤の洗掘を発生させるだけでなく、マウンドの支持力を低下させる可能性がある。本研究では、これらの浸透作用下の防波堤基礎地盤の安定性について遠心模型実験およびFEM解析によって検討を行った。その結果、マウンドにおけるパイピング・ボイリングが発生する条件が明らかになった。また、浸透流がマウンドの支持力を低下させることを確認し、その程度を実験および解析を用いて検討した。

キーワード：津波，浸透，防波堤，マウンド，基礎地盤，遠心模型実験，有限要素法解析

---

\* 地盤研究領域 動土質研究チーム 主任研究官  
\*\* 地盤研究領域 動土質研究チーム チームリーダー  
\*\*\* 地盤研究領域 地盤改良研究チーム チームリーダー  
\*\*\*\* 地盤研究領域 地盤改良研究チーム 研究官

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1

電話：046-844-5054 Fax：046-844-4577 e-mail:takahashi-h@pari.go.jp

## Stability of Breakwater Foundation under Seepage Flow Caused by Tsunami

**Hidenori TAKAHASHI\***

**Shinji SASSA\*\***

**Yoshiyuki MORIKAWA\*\*\***

**Daiki TAKANO\*\*\*\***

### Synopsis

Water-level difference induced by tsunami generates one-way seepage flow in a breakwater mound. It has been pointed out that seepage flow decreases bearing capacity of a mound. The flow may also trigger piping and/or boiling of a mound, and scouring of a sand foundation. The present study describes the stability of a breakwater foundation under seepage flow, by using the techniques of a centrifuge model test and a FEM analysis. Experimental results showed how piping and boiling occurred and that seepage flow decreased the bearing capacity of a mound. Results of model tests and numerical analyses also illustrated the effect of reduction of bearing capacity under seepage.

**Key Words:** tsunami, seepage, breakwater, mound, foundation, centrifuge model test,  
finite element method analysis

---

\* Senior Researcher, Soil Dynamics Group, Geotechnical Engineering Field  
\*\* Group Leader, Soil Dynamics Group, Geotechnical Engineering Field  
\*\*\* Group Leader, Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Field  
\*\*\*\* Researcher, Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Field  
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan  
Phone : +81-46-8445054 Fax : +81-46-8444577 e-mail:takahashi-h@pari.go.jp

## 目 次

要 旨 .....	3
1. はじめに .....	7
1.1 研究の概要 .....	7
1.2 関連する過去の研究 .....	7
2. 遠心模型実験の適用 .....	8
2.1 浸透実験の相似則 .....	8
2.2 浸透実験のシステム .....	10
3. 乱流場形成の検証 .....	11
3.1 実験条件 .....	11
3.2 実験結果 .....	12
4. 原地盤の洗掘と基礎マウンドのボイリング等 .....	12
4.1 実験条件 .....	12
4.2 原地盤の洗掘に関する実験結果 .....	13
4.3 基礎マウンドのボイリング等に関する実験結果 .....	13
5. 基礎マウンドの支持力低減効果 .....	15
5.1 実験条件 .....	15
5.2 水平載荷実験の結果 .....	16
5.3 偏心傾斜荷重に対する支持力低減効果 .....	17
5.4 有限要素法解析による再現解析 .....	18
5.5 一般的な断面における有限要素法解析 .....	20
6. まとめ .....	22
7. おわりに .....	22
謝辞 .....	23
参考文献 .....	23

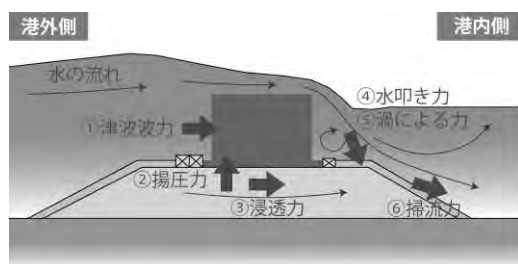


## 1. はじめに

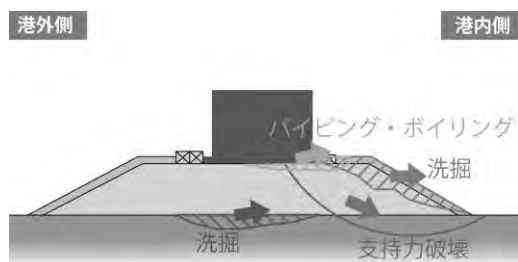
### 1.1 研究の概要

防波堤に津波が来襲する際、押し波時および引き波時に図-1.1(a)の概要図に示す外力がケーソンとマウンドに作用する。防波堤の基礎地盤（本稿では、マウンドと原地盤を含んで基礎地盤と称す）が変形しないと仮定すると、外力が大きくなればケーソンが滑動あるいは転倒する。一方、基礎地盤の被災としては、図-1.1(b)の概要図に示すように、ケーソンからの偏心傾斜荷重による支持力破壊や越流によるマウンドの洗掘、マウンド内の浸透流によるパイピング・ボイリング、原地盤の洗掘などが考えられる。ケーソンの滑動や転倒などの被災に加えて、基礎地盤の被災が複合して、防波堤全体が被災することも多い。

港内外の水位差によって生じる基礎マウンド内の浸透流は、マウンドのパイピング・ボイリング、原地盤の洗掘を発生させるだけでなく、マウンドの支持力を低下させたり、越流によるマウンドの洗掘を助長したりする可能性もある。これは、マウンド法肩付近の浸透流による上向きの浸透力が、マウンドの拘束圧と剛性・強度を低下させるとともに、法尻方向への外力も発生するためである。台風や低気圧による周期が短い高波と異なって、津波の周期は長く、一方向の浸透流が継続する時間も長い。このため、津波の来襲を想定する場合、浸透流の影響を防波堤基礎地盤の安定性評価に反映させることは重要である。



(a) ケーソンとマウンドに作用する外力



(b) 原地盤と基礎マウンドの被災

図-1.1 外力と被災の概念図

2011年の東日本大震災で大津波が発生する以前は、防波堤の設計において支配的な外力要因は台風や低気圧などによる高波となるが多かったが、大震災以降、想定される津波高さが引き上げられる地域が多く、支配的な外力要因は津波となるが増えている。また、防波堤や堤防の被災事例によると、浸透が安定性に寄与したと推測される場所が多くある。このため、津波による浸透流が基礎地盤の安定性に及ぼす影響を明らかにすることがますます重要になっている。次節で述べるように、大震災以降に浸透の影響について検討された事例はあるが、系統的かつ詳細に検討された事例は無い。本研究では、種々の模型実験と数値解析を実施し、浸透作用下の防波堤基礎地盤の安定性について検討を行った。

模型実験としては、遠心模型実験手法を検討に用いた。これは、応力に依存する非線形な変形特性を有する地盤の実物スケールでの挙動を再現するためには、模型においても実物スケールの水圧や地盤応力を作り出すことが必要である。ただし、基礎マウンドのような大粒径の石で形成された地盤に対して、遠心力場で浸透実験を行った事例はほとんどなく、初めに相似則を含めて遠心模型実験の適用性について検討を行った。次いで、防波堤模型の前後に水位差を生じさせて、基礎マウンド内に浸透流を発生させ、マウンドのパイピング・ボイリング、原地盤の洗掘、支持力の低下の可能性について検討した。さらに、支持力に関しては、有限要素法解析を実施して解析的な検討も加えた。なお、越流によるマウンドの洗掘およびその洗掘と浸透流の相互作用については、本稿の対象としていない。

### 1.2 関連する過去の研究

津波による浸透作用下の防波堤基礎地盤の安定性に関する過去の研究事例は少ないが、例えば、笠間ら<sup>1)</sup>の研究がある。重力場において防波堤模型前後に水位差を発生させ、浸透作用下におけるマウンドの支持力が調べられている。そこでは、浸透流がマウンドに作用することで防波堤の沈下量が増えることが明らかとなっている。ただし、この研究では重力場の模型で支持力特性を調べており、実物スケールでの支持力特性は示されていない。また、模型実験においてマウンドが明確な破壊状態に至っておらず、浸透作用下における支持力低減効果が明らかになっていない。

今瀬ら<sup>2)</sup>は、ドラム型の遠心模型実験装置と粒子法の一つであるSPH法による解析手法を用いて、津波来襲時の原地盤と基礎マウンドを含む防波堤の不安定化を調べている。この研究では、遠心力場で模型の防波堤に津波



を作用させ、防波堤を破壊に至らせている。津波が防波堤に來襲することで、原地盤と基礎マウンドにせん断ひずみが発生し、支持力は低下することが示されている。また、上向きの動水勾配となることも確認されている。ただし、波力、揚圧力、浸透力を同時に作用させているために、浸透力による支持力低下の効果が分離されておらず、その効果が明確でない。また、マウンド層厚が薄いことや粘性流体によるモデルスケールリングを行っていることなどから考えると、マウンド下部の砂で形成された原地盤の支持力低下に着目されているようである。

その他の研究としては、矢追ら<sup>3)</sup>や五十嵐ら<sup>4)</sup>の研究がある。矢追ら<sup>3)</sup>はビーム型の遠心模型実験装置の試料容器内で、模型の防波堤に津波を作用させ、防波堤を破壊に至らせている。マウンド部に透水性の高いものと低いものを用いて、浸透流の大きさが防波堤の挙動に与える影響を調べている。その結果、マウンド内の浸透流の大きさを高速度カメラで比較観察できたが、不安定化の大小は明確になっていない。五十嵐ら<sup>4)</sup>は、固相の挙動に弾塑性モデル、液相の挙動にダルシー則を適用し、土粒子と間隙水をカップリングした方程式を MPS 法で解くことに成功している。今後、この手法を用いた解析的な検討が期待される場所である。

直接的な被災要因は浸透流ではないが、ケーソンの目地部の流速が大きいことによってマウンドが洗掘された実験事例<sup>5)</sup>もある。また、津波による浸透流ではないが、高波によってマウンド内に浸透流が発生し、原地盤が洗掘した研究事例<sup>6)</sup>もある。なお、文献<sup>6)</sup>では原地盤の「吸い出し」と表現されているが、本稿では「洗掘」と表現している。

このように、関連する研究が過去にも行われているが、いずれの研究においても、浸透作用下における防波堤基礎地盤の安定性について系統的かつ詳細に検討した事例は無かった。

## 2. 遠心模型実験の適用

### 2.1 浸透実験の相似則

#### (a) 地盤と水の複合現象への適用事例

地盤は応力に依存する非線形な変形特性を有し、その挙動も複雑なため、遠心模型実験手法を用いて実物スケールの応力を直接的に作り出し、地盤挙動の再現が試みられてきた。現在では、静的な挙動だけに留まらず、地震時における地盤の動的挙動にもその実験手法の適用範囲が広がられている。一方で、水などの流体の挙動は支配方程式が明確であり、フルード則などに従って相似縮

尺を行った水理模型実験が重力場で実施されてきた。

その中で、昨今は、地盤と水が複合する現象の再現にも遠心模型実験手法を適用することが試みられている。Sekiguchi et al.<sup>7)</sup>やSassa & Sekiguchi<sup>8)</sup>は、地盤と波の複合実験を初めて遠心力場で成功させ、規則波が作用する海底地盤の液状化特性について検討を行った。また、馬場ら<sup>9)</sup>や三宅ら<sup>10)</sup>の研究グループは、断面の延長距離を長くできるドラム型遠心模型実験装置を利用して港湾構造物への波力載荷実験を実施し、高橋ら<sup>11)</sup>は砕波帯における海浜の地盤挙動を調べる遠心模型実験に挑戦している。国外では、Bezuijen & Steedman<sup>12)</sup>やBeek et al.<sup>13)</sup>の研究グループが遠心力場での水理実験を検討しており、河川堤防におけるパイピング現象などの実験を実施している。今後も、地盤と水の複合問題への遠心模型実験の適用がより広がるものと推測される。

#### (b) 過剰間隙水圧分布の再現

上記のように、遠心模型実験手法は地盤と水の複合問題への適用が進められているところであるが、防波堤基礎地盤を構成する礫材などの粗粒材に対して浸透実験を実施した事例はほとんどなく、Bezuijen & Steedman<sup>12)</sup>がその相似則について検討を行っている程度である。そのため、ここでは礫材などの粗粒材における浸透現象に対する相似則を考えておく。

地盤内の浸透流の平均流速 $\bar{v}$ は動水勾配 $i$ （水頭の距離に対する勾配）の関数であり、 $i$ は下式のように粘性項と慣性項の和で表される。

$$i = a\bar{v} + b\bar{v}^2 \quad (1)$$

例えば、Dupuit - Forchheimer式によると、上式中の $a$ と $b$ は以下の式で与えられる。

$$a = \alpha_0 \frac{\nu(1-n)^3}{g n^2 d_{15}^2} \quad (2a)$$

$$b = \beta_0 \frac{1-n}{g n^3 d_{15}} \quad (2b)$$

ここに、 $\alpha_0, \beta_0$ ：係数、 $\nu$ ：水の動粘性係数、 $n$ ：地盤の間隙率、 $d_{15}$ ：15%粒径、 $g$ ：重力加速度である。静水圧はつり合っているとして過剰間隙水圧 $\Delta u$ を用いて式(1)を書き直すと、以下の式ようになる。

$$i_x = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial \Delta u}{\partial x} = a_x \bar{v}_x + b_x \bar{v}_x^2 \quad (3a)$$

$$i_y = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial \Delta u}{\partial y} = a_y \bar{v}_y + b_y \bar{v}_y^2 \quad (3b)$$

表-2.1 浸透現象の相似比

		実物	模型 (重力場)	模型 (遠心力場)			
想定する条件	重力 (遠心) 加速度 $g$	1	1	$N$	$N$	$N$	$N$
	全体寸法 $H$	1	$1/N$	$1/N$	$1/N$	$1/N$	$1/N$
	土粒子の粒径 $D$	1	$1/N$	$1/N$	$1/N$	1	1
	間隙水の動粘性係数 $\nu$	1	1	1	$N$	1	$N$
水圧・地盤応力	水圧 $u$ , 地盤応力 $\sigma$	1	$1/N$	1	1	1	1
	動水勾配 $i$	1	1	1	1	1	1
層流	係数 $a$	1	$N^2$	$N$	$N^2$	$1/N$	1
	平均流速 $\bar{v}$	1	$1/N^2$	$1/N$	$1/N^2$	$N$	1
	浸透の時間 $t$	1	$N$	1	$N$	$1/N^2$	$1/N$
	レイノルズ数 $R_e$	1	$1/N^3$	$1/N^2$	$1/N^4$	$N$	$1/N$
乱流	係数 $b$	1	$N$	1	1	$1/N$	$1/N$
	平均流速 $\bar{v}$	1	$1/\sqrt{N}$	1	1	$\sqrt{N}$	$\sqrt{N}$
	浸透の時間 $t$	1	$1/\sqrt{N}$	$1/N$	$1/N$	$1/N^{3/2}$	$1/N^{3/2}$
	レイノルズ数 $R_e$	1	$1/N^{3/2}$	$1/N$	$1/N^2$	$\sqrt{N}$	$1/\sqrt{N}$

※灰色部が本研究で適用した相似比

ここに、それぞれのパラメータの  $x, y$  方向の成分を  $x, y$  の添え字を付けて表している。一方、水の非圧縮性と地盤の完全飽和を仮定すると、連続式は以下の式ようになる。

$$\frac{\partial \bar{v}_x}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}_y}{\partial y} = 0 \quad (4)$$

式(3a)と式(3b)、式(4)を連立させることで、 $x, y$  方向の2次元断面における  $\Delta u$  の平面分布を求めることができる。浸透流が地盤に与える単位体積あたりの力は  $i\gamma_w$  ( $\gamma_w$ : 重力場での水の単位体積重量) であり、この力がパイピング・ボイリングを引き起こしたり、支持力を低下させたりする。このため、実物スケールの地盤での  $i$  すなわち  $\Delta u$  の分布を模型実験において再現することが重要である。

流速が粒径が小さいなどして粘性が卓越する層流の浸透ならば、式(3a)と式(3b)において右辺第一項が卓越し、いわゆるダルシー則が成り立つ。この場合、係数  $a$  に異方向性が無く、場所によって変化しなければ、式(3a)、式(3b)、式(4)の連立式はラプラス方程式となつて、理論解が得られる。また、係数  $a$  に依存せずに  $\Delta u$  の平面分布が決まる。

一方、本研究が対象とするようなマウンド内の浸透は乱流状態にあり、式(3a)と式(3b)の慣性項である右辺第二項が卓越する。この場合、式(3a)、式(3b)、式(4)において理論解を得るのは難しいが、係数  $b$  が方向や場所に依存しなければ、やはり係数  $b$  に依存せずに  $\Delta u$  の平面分布が決まる。ただし、その分布は層流時の分布とは異なる。このことから、模型実験においても、 $i$  が  $\bar{v}$  の2乗に比例する非線形関係を再現し、浸透において乱流場が形成されることを検証する必要がある。

#### (c) 浸透現象の相似則

式(1)、式(2a)、式(2b)が成り立つとして浸透現象の相似比を求めると、表-2.1 のようになる。なお、幾何学的な相似比を  $1/N$  とした場合の各パラメータの相似比を示しており、地盤の浸透現象を支配する無次元量であるレイノルズ数も併せて示している。参考として、重力場の模型実験や土粒子の粒径比、粘性を変化させた実験での相似比もまとめている。

本研究の遠心模型実験では、 $1/N$  粒径の碎石でマウンドをモデル化し、流体として水を用いた。また、上述のように、マウンド内の浸透を乱流とするため、慣性項が卓越する。このため、表の灰色部分の相似比が適用される。灰色部分を見ると、平均流速の相似比は1となり、実物と模型スケールでの平均流速は一致する。浸透に要する時間は  $1/N$  となる。

表に示したレイノルズ数を見ると、乱流場では  $1/N$  であり、厳密には水の流れを再現できない。しかしながら、慣性項が卓越した式(1)を満たして、実物と模型のレイノルズ数を合わせるためには、間隙水の動粘性係数  $\nu$  を  $1/N$  とするか、碎石の粒径比を  $1/N^{1/3}$  とする必要があり、現実的でない。本研究では、実物スケールの地盤での動水勾配  $i$  すなわち間隙水圧  $\Delta u$  の分布を再現することに主眼を置いているため、レイノルズ数の変化を許容することとした。

#### (d) 原地盤の洗掘

マウンド下の原地盤の洗掘に対しても相似則を検討しておく。なお、地盤と水の融合現象としての砂の洗掘問題には未解明な点が多く、マウンドを形成する大粒径の

捨石間の流れが原地盤を洗掘する現象に関しては、なおさら未解明である。これは、マウンド内の流れが原地盤の砂粒子を掃流力によって洗掘するだけでなく、巻き上げによる砂粒子の浮遊も複合して生じていると考えられるためである。さらに、原地盤内での浸透遅れによって動水勾配が発生し、洗掘量に影響を与えることも考えられる。このため、原地盤の洗掘の支配方程式が明確でなく、厳密な相似比を論ずることが難しい。ここでは、無次元掃流力の観点から、洗掘の発生限界の相似則について一検討を加えておく。

マウンド下部の原地盤の洗掘現象については文献<sup>6)</sup>が参考となる。鈴木ら<sup>6)</sup>は、実験での洗掘量を定量的に評価することには至っていないが、マウンド内の流れによる洗掘の発生についても無次元掃流力によって規定できることを示している。無次元掃流力 $\tau_*$ は、以下の式で表される。

$$\tau_* = \frac{\tau_0/\rho}{(\sigma/\rho-1)gd} = \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho-1)gd} \quad (5)$$

ここに、 $\tau_0$ ：水の流れが原地盤表面に与えるせん断応力、 $\rho$ ：水の密度、 $\sigma$ ：砂の密度、 $g$ ：重力加速度、 $d$ ：砂の粒径、 $u_*$ ：摩擦速度である。また、 $\tau_0$ は、管路内の摩擦損失の式を参考にすると、以下の式で表される。

$$\tau_0 = \rho u_*^2 = f \frac{\rho \bar{v}^2}{2} \quad (6)$$

ここに、 $f$ ：摩擦係数、 $\bar{v}$ ：平均流速である。式(6)を式(5)に代入すると、以下の式となる。

$$\tau_* = \frac{f \bar{v}^2}{2(\sigma/\rho-1)gd} \quad (7)$$

式(7)において、実物と模型の $\tau_*$ を比較してみる。実物と模型の砂が同じものと仮定すると $\sigma, d$ は等しくなる。実物と模型において同じ水を使うため $\rho$ も等しい。また、上述のように $\bar{v}$ も実物と模型で等しい。一方、重力加速度については、模型の $g$ が実物の $g$ の $N$ 倍となる。管路内の乱流の流れを参考にすると、 $f$ はレイノルズ数や相対粗度によって決まるが、模型のレイノルズ数は実物のものよりも $1/N$ 倍だけ小さく、模型の相対粗度は実物のものよりも $N$ 倍大きい。このため、模型の $f$ は実物の $f$ よりも大きくなる傾向にある。ただし、これが $N$ 倍とは限らないので、結果的に実物と模型の $\tau_*$ は必ずしも一致するとは言えない。すなわち、本実験での原地盤の洗掘発生限界については、相似則を厳密には満足していないが、ある程度の再現性はあると言える。

原地盤の砂の粒径などをコントロールすることで、洗

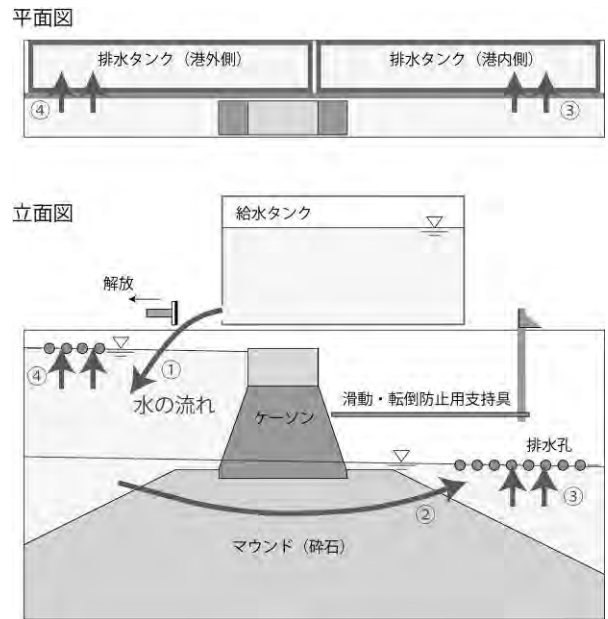


図-2.1 浸透実験のシステム

掘発生限界の相似則を合わせることも可能と考えられる。ただし、本研究はパイピング・ボイリング、支持力低下の観察に主眼を置いているため、洗掘の発生限界や洗掘量の再現については今後の検討に譲りたい。本稿では、原地盤の洗掘については、定性的な再現に留めておく。

## 2.2 浸透実験のシステム

本研究では、港湾空港技術研究所が所有する大型のビーム型遠心模型実験装置Mark II<sup>14)</sup>を利用して、浸透実験を実施した。この装置の試料容器設置用プラットフォームは大きく、長手方向の内寸が1200 mmの試料容器を設置することができる。例えば、遠心加速度50g場で実験を行うことで、60 m相当の幅を有した地盤の挙動を再現することができる。

浸透実験のシステムとしては、遠心力場においてポンプを利用して定常的に水を流し続けることが理想的である。しかしながら、実験での流量は大きく、電力供給能力やプラットフォームのスペースの関係上、ポンプを作動させて水を流し続けることは難しかった。そのため、図-2.1に示すように、模型上部に設置した給水タンクから一度だけ水を流すダムブレイク方式を採用した。

ダムブレイク方式の場合、一般的に流量をコントロールすることが難しく、防波堤模型の前後で水位差を一定に保つことが困難である。そこで、図に示すように模型奥の壁面に排水孔を設け、そこから水を排水させることで、水位を保つ工夫を行った。例として、遠心加速度50g場で計測した給水タンクの下端での水圧と防波堤前後の

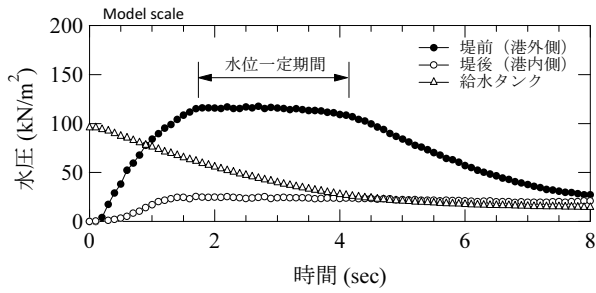


図-2.2 給水タンク水位と防波堤前後の水位上昇量

水圧上昇量を時系列で図-2.2に示す。なお、模型スケールで図を表している。防波堤前後の水圧は1.7 secほどで上昇し、2.5 sec間ほど水位が保たれていることが分かる。2.5 secは実物スケールでは125 secであり、近地津波のピーク水位の継続時間を十分に再現できている。

孔から排水された水は、壁面の奥に設置した排水タンクに溜めた。これは、大きな流量で試料容器外に排水することが難しかったため、模型と排水タンクの高低差を小さくして、水塊の落下に伴うプラットフォームのモーメント変化量を減らすためである。

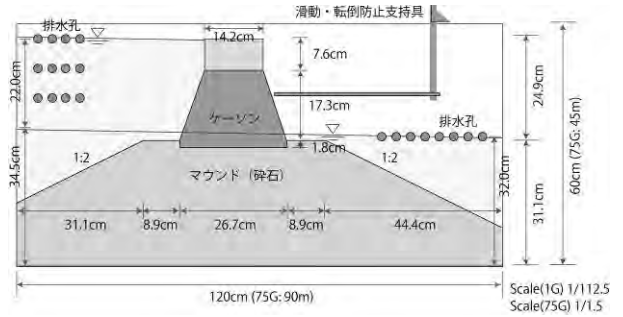
ダムブレイクによる浸透が終了した後に遠心模型実験装置を停止させ、模型を重力場に戻し、模型地盤を補修・作製した。その後、排水タンクの水を給水タンクに汲み上げ、再び装置を稼働することによって浸透実験を繰返した。この実験システムによって、種々のケースの実験をパラメトリックに行った。

### 3. 乱流場形成の検証

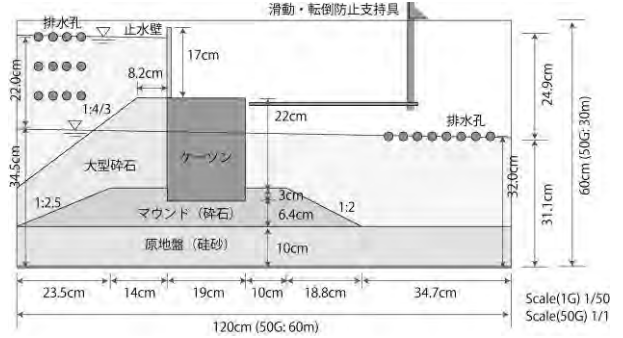
#### 3.1 実験条件

前章で述べたように、パイピング・ボイリング、支持力低下をモデル化するためには、動水勾配が平均流速 $\bar{v}$ の2乗に比例し、浸透において乱流場が形成されることを検証する必要がある。本節では、乱流場形成の検証用の浸透実験の条件について述べる。

次章以降の浸透実験においては、マウンドの地盤材料として2種類の砕石を利用しており、防波堤の断面は6種類である。これらの中で、図-3.1に示す代表的な2つの断面および2つの砕石に対して、乱流場が形成されるかを調べた。模型実験ケースの一覧を表-3.1に示している。図-3.1(a)は、釜石湾口防波堤をモデル化した寸法比1/112.5のケースの模型断面である。遠心加速度を75gとすると、実際の釜石湾口防波堤の寸法に対する実物スケール換算寸法の比は1/1.5となる。図-3.1(b)は、御前崎港防波堤をモデル化した寸法比1/50の模型断面である。遠心加速度を



(a) 釜石湾口防波堤モデル



(b) 御前崎港防波堤モデル

図-3.1 実験断面 (乱流検証用)

表-3.1 実験ケース (乱流検証用)

ケース名	断面	砕石	遠心加速度
KM03	釜石湾口	A 0.011 ~ 0.58 g	18.75g
KM01			37.5g
KM02			75g
OM06	御前崎港	B 0.50 ~ 3.51 g	12.5g
OM05			25g
OM07			50g

50gとすると、実際の御前崎港防波堤の寸法に対する実物スケール換算寸法の比は1/1となる。

マウンドの地盤材料として用いた砕石は2種類であり、それらを図-3.2に示している。砕石Aは、平均粒径が5 mm程度の砕石に、平均粒径が2 mmの相馬硅砂2号を混合したものであり、重量比は、1 : 1である。5 mm程度の砕石の平均重量は0.17 g (75g場で71.7 kg) で、2 mmの硅砂の平均重量は0.013 g (75g場で5.5 kg) であった。重量の範囲は0.011 ~ 0.58 gである。この砕石を突固めながらマウンドの模型地盤を作製し、その飽和単位体積重量は19.9 kN/m<sup>3</sup> (乾燥単位体積重量 : 16.5 kN/m<sup>3</sup>) であった。砕石Bは、平均粒径が10 mm程度で、その平均重量は1.26 g (50g場で157.5 kg) であった。重量の範囲は0.50 ~ 3.51 gである。突固めて作製した地盤の飽和単位体積重量は19.6 kN/m<sup>3</sup> (乾燥単位体積重量 : 15.7 kN/m<sup>3</sup>) であった。

浸透実験では、ある定点で浸透中の動水勾配*i*と平均流

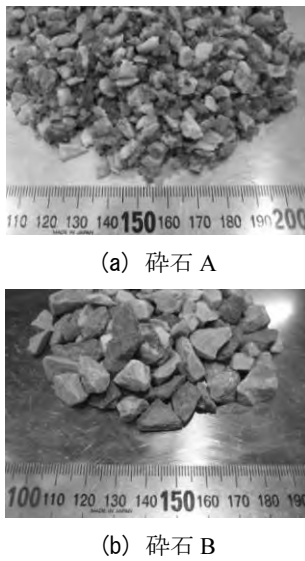


図-3.2 マウンド模型に用いた砕石

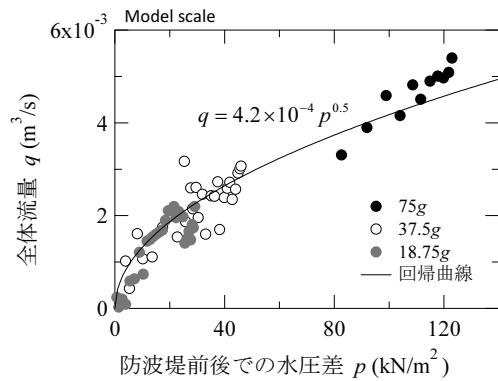
速 $\bar{v}$ を計測することが難しかったため、 $i$ と $\bar{v}$ に代えて防波堤前後の水圧差とマウンドを通過する全体の流量を計測した。実験ケースとしては、2種類の断面に対して、それぞれ3種類の遠心力場で計測した。異なる遠心力場で計測した理由は、大きな遠心力場で計測した流量（水位を微分したものから算定）は、その値が小さい場合には計測値が乱れたためである。小さな遠心力場において小さな流量の場合の水圧差と流量の関係を計測し、幅の広い関係を求めることとした。

### 3.2 実験結果

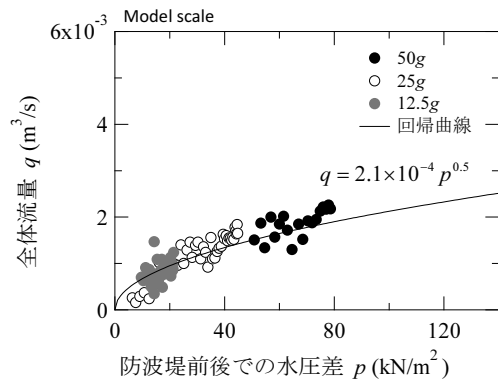
マウンドを通過する全体の流量と防波堤前後の水圧差の関係を図-3.3に示す。それぞれケースKM01～03, OM05～07での計測結果であり、所定の遠心力場において、水位差が大きくなる過程でのデータ群である。図には、最小2乗法によって当てはめた0.5乗の関係にある回帰曲線を併せて示している。なお、模型スケールで図を表している。

図-3.3(a)と(b)のいずれにおいても、プロットは回帰曲線の付近に概ね分布しており、マウンドを通過する流量は水圧差の0.5乗に比例することが確認できた。すなわち、動水勾配 $i$ が平均流速 $\bar{v}$ の2乗に比例しており、浸透において乱流場が形成されることが確認された。

過去に、細砂に対して透水試験が実施され、流速が $6 \times 10^{-5}$  m/s以上で乱流となることが分かっている<sup>15)</sup>。本実験において粒径が小さい方の砕石Aでの結果によると、例えば水圧差が10 kN/m<sup>2</sup>で全体流量は $1.2 \times 10^{-3}$  m<sup>3</sup>/s程度であり、ケーソン下部の通過断面積で除すと、断面での平均流速は0.051 m/sであった。この値は、透水試験で得られた乱流となる流速よりも3オーダーも大きく、本実験にお



(a) 釜石湾口モデル (砕石 A)



(b) 御前崎港モデル (砕石 B)

図-3.3 防波堤前後の水圧差と流量の関係

いてマウンド内に乱流場が形成されたのは妥当と言える。また、土の粒径が大きいほど流れは乱流となり易いが、本実験では粒径の大きい土材料をマウンドに利用していることから、十分な乱流状態であったと言える。

## 4. 原地盤の洗掘と基礎マウンドのボイリング等

### 4.1 実験条件

原地盤の洗掘および基礎マウンドのパイピング・ボイリングについて検討した実験の条件について述べる。この実験シリーズでの防波堤断面は3種類であり、2種類は前述の乱流場形成検証用のもの（図-3.1参照）と同じである。残る1種類の断面を図-4.1に示しておく。この断面は、御前崎港防波堤をモデル化した断面（図-3.1(b))においてケーソンの寸法を小さくしたものである。ケーソンの寸法を小さくすることで、マウンド内に大きな動水勾配を発生させられる。この断面を御前崎港変形モデルと称しておく。

実験ケースの一覧を表-4.1に示している。マウンドに用いた砕石は乱流場形成検証時に用いた2種類であり、釜石モデルに砕石A、御前崎港モデルに砕石B、御前崎港変

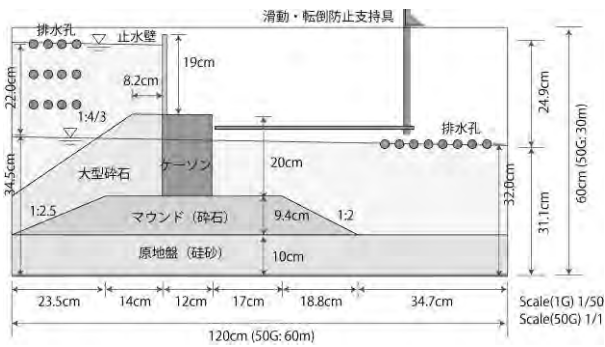


図-4.1 実験断面（御前崎港変形モデル）

表-4.1 実験ケース（洗掘・ボイリング等検討用）

(a) 原地盤の洗掘検討用

ケース名	断面	砕石	遠心加速度	水圧差 (kN/m <sup>2</sup> )
OM01	御前崎港	B	50g	74

(b) パイピング・ボイリング検討用

ケース名	断面	砕石	遠心加速度	水圧差 (kN/m <sup>2</sup> )
OM08	御前崎港	B	50g	81
KM04	釜石湾口	A	75g	165
OMD01	御前崎港 変形	B	50g	83
OMD02				110
OMD03		A		54
OMD04				90
OMD05				116

形モデルに砕石AとBを用いた。また、釜石湾口モデルのケースKM04での遠心加速度を75g，その他のケースでの遠心加速度を50gとした。表には，実験で計測した防波堤前後での水圧差も示している。御前崎港変形モデルでは，水圧差がパイピング・ボイリングに与える影響を調べるため，堤前側の排水孔の高さを変えて水圧差を変化させた。なお，この実験シリーズにおいては，原地盤の洗掘やマウンドのパイピング・ボイリングの発生を卓越させるために，ケーソン支持具によってその滑動と転倒を防止した。

## 4.2 原地盤の洗掘に関する実験結果

実験ケースOM01における原地盤の洗掘の様子を連続写真として図-4.2に示す。浸透を開始してから模型スケールで0.33 secごとの写真を示している。なお，前述のように，遠心力場における洗掘の相似則は未検証であり，ここでは定量的な評価は避けておく。

図に示すように，時間経過とともに，堤前側の原地盤

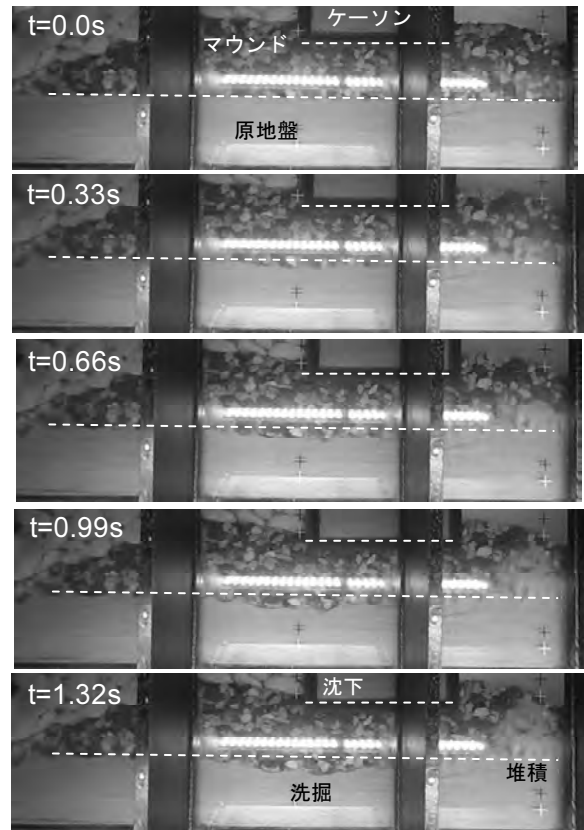


図-4.2 原地盤の洗掘の様子

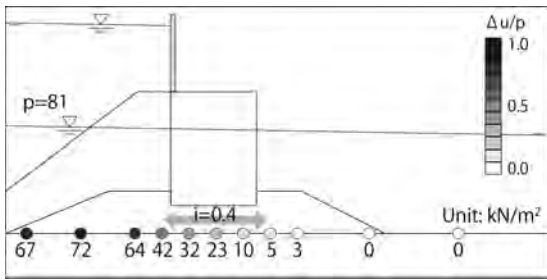
が継続的に洗掘されていた。これは，マウンドの砕石の粒径は原地盤の砂の粒径に比してかなり大きく，砕石で拘束圧されていない原地盤がマウンド内の浸透流によって洗掘されるためと考えられる。洗掘された砂は堤後側のマウンドの砕石間に堆積されるとともに，一部は堤後側の水中へ排出されていた。

原地盤が洗掘されることで，ケーソンおよびその前面の大型砕石が沈下している様子も写真から確認できる。このことは，津波による押し波と引き波が何度も来襲する防波堤においては，繰返し原地盤が洗掘され，ケーソンや消波ブロックが沈下する可能性を示唆している。

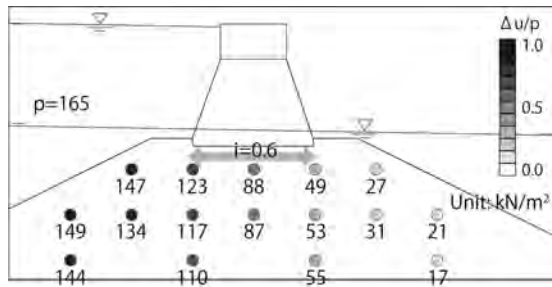
## 4.3 基礎マウンドのボイリング等に関する実験結果

### (a) 過剰間隙水圧分布

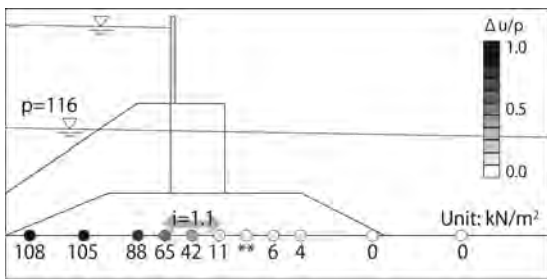
マウンドのパイピング・ボイリングを検討したケースの中で代表的な3ケースについて，各地点で計測した過剰間隙水圧を図-4.3に示す。図に示した値は，水圧差が定常状態となった時点でのものである。図-4.3(a)に示したケースOM08では，防波堤前後の水圧差を大きくしなかったこともあり，ケーソン下部の水圧計で計測した動水勾配  $i$  は0.4であった。また，ケーソンを挟んで水圧の分布



(a) ケース OM08 (御前崎港モデル)



(b) ケース KM04 (釜石湾口モデル)



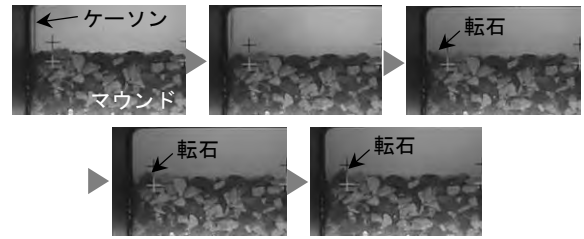
(c) ケース OMD05 (御前崎港変形モデル)

図-4.3 マウンド内の過剰間隙水圧

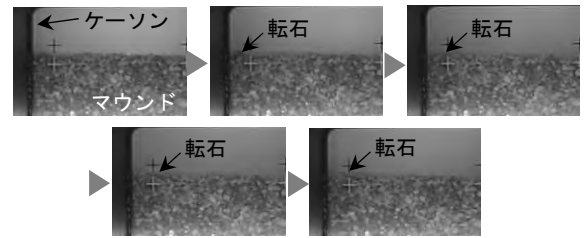
が対称となっておらず、消波ブロックを模した大型砕石において水圧がいくらか低下していた。図-4.3(b)と(c)のケースKM04とOMD05では、ケーソン下部の水圧計で計測した  $i$  はそれぞれ0.6と1.1であった。ケースKM04では、ケーソンを挟んで水圧の分布が対称となっていた。

ケーソンによる上載荷重が作用しない地表面付近では、浸透流からの力  $i\gamma_w$  が有効単位体積重量  $\gamma'$  に等しくなった時点で理論的にはボイリングが生じる。藤倉・國生<sup>16)</sup>は、種々の粒径分布と相対密度を持った砂礫を対象に、動水勾配と浸透破壊現象の関係を要素試験によって調べている。この試験によると、均等係数  $U_c$  が4程度以下であると粒径の異なる土は分離せず、限界動水勾配の実験値が理論値を多少上回る程度で浸透破壊が生じていた。また、 $U_c$  が1に近い場合には限界動水勾配は相対密度にあまり影響を受けていなかった。

藤倉・國生<sup>16)</sup>の試験結果を参考にすると、本実験での砕



(a) ケース OMD02 (砕石 B)



(b) ケース OMD05 (砕石 A)



(c) ケース OMD05 の実験後の写真

図-4.4 御前崎変形モデルでの地表面の転石

石AとBの  $U_c$  は1に近く、限界動水勾配の実験値と理論値は近いと考えられる。それぞれの有効単位堆積重量は砕石A :  $9.9 \text{ kN/m}^2$ 、砕石B :  $9.6 \text{ kN/m}^2$ であり、上載荷重を無視できる表層付近の理論的な限界動水勾配は砕石A : 1.01、砕石B : 0.98である。この値以上の  $i$  となるケースはOMD02とOMD05であり、これらのケースのみでパイピングあるいはボイリングが生じる可能性が高かった。

#### (b) パイピング・ボイリングの観察

浸透実験の結果、いずれのケースにおいてもパイピングは生じなかった。一方、限界動水勾配を超える  $i$  となるケースOMD02とOMD05において、ケーソンの堤後側のマウンド表面の数個の砕石が転がる現象(転石)が見られた。静止画では判別しにくいので、図-4.4にその状況を連続写真として示しておく。また、図-4.4(c)には、ケースOMD05で実験後に観察された軽いボイリングの痕跡(盛り上がり)の写真を示しておく。これらは顕著なボイリング現象では無いが、軽いボイリング現象と言える。

進行性破壊であるパイピングや顕著なボイリング現象が発生しなかった理由としては、1つ目にケーソンからの

荷重の影響が考えられる。マウンドがケーソンから荷重を受けるとパイピングやボイリングへの抵抗力が増し、限界動水勾配も増す。そのため、転石がケーソン下部まで広がらなかった可能性がある。2つ目に、マウンドの砕石が球形ではなく歪な形であるため、浸透流によって砕石が移動する過程で、拘束されて動かない他の砕石やケーソン下面などにひっかかり易かったことも理由として考えられる。3つ目は2つ目とも類似するが、砂と違ってマウンド砕石の粒径は大きく、ひずみが局所化しにくいことが挙げられる。パイピングの初期段階は一種のひずみの局所化現象と言えるが、砕石の粒径が大きく、局所化しにくかった可能性が高い。

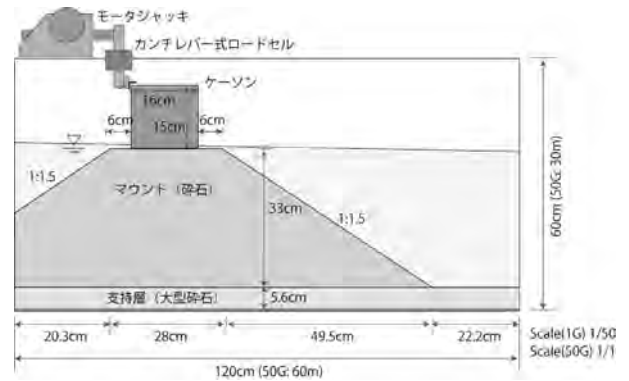
上記の理由から勘案すると、マウンドのパイピング・ボイリングを防止するためには、ケーソンからマウンドへある程度の荷重を作用させること、粒径が小さい球形の材料をパイピングが生じやすい箇所に使用しないこと等が必要である。また、当然のことながら、発生する動水勾配を小さくして、ケーソン下端の設置幅を広げることや、マウンドにケーソンを根入れさせることも有効と考えられる。

## 5. 基礎マウンドの支持力低減効果

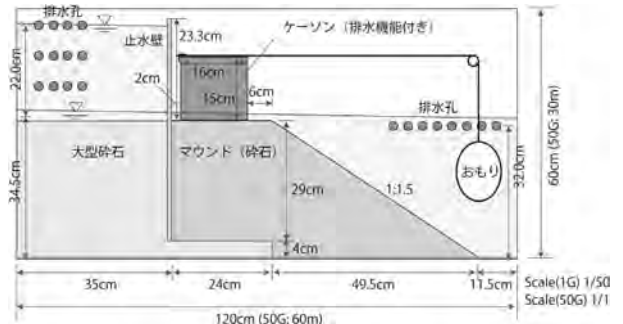
### 5.1 実験条件

浸透作用下のマウンドの支持力低減効果について検討した実験の条件について述べる。ここでの支持力低下とは、浸透流がマウンドに及ぼす力による支持力低下であり、ケーソンへの揚圧力等に起因する上載荷重の低下が発生させる支持力低下ではない。このシリーズの断面は4種類であり、1種類は浸透流を発生させずに支持力を調べる水平載荷実験用のもの、残る3種類は浸透流による支持力低下を調べる実験用のものである。代表的な3種類の実験断面を図-5.1に示す。これらの断面は仮想的なモデル断面であり、ケーソンの滑動や転倒よりも支持力破壊が卓越するように、マウンドを高くして、法面勾配を大きくし、法肩幅も狭くしている。図示を省略した残りの1種類の断面は、支持力を増すために図-5.1(c)の仮想モデルAにおいて法肩から法尻にかけて厚さ4 cmの押え盛土を設置したものである。

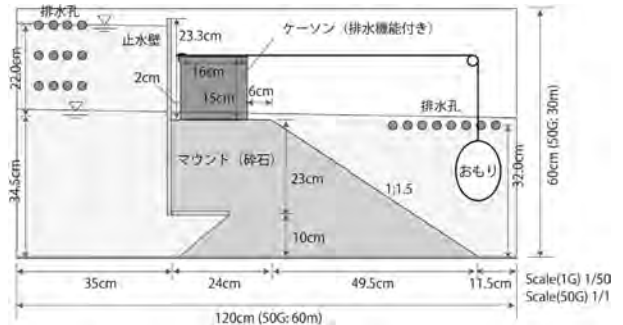
本研究での浸透実験システムでは、浸透流を作用させられる時間が短く、その間に水平載荷を行うことが難しかった。このため、図-5.1(b)と(c)のように滑車を介しておもりをぶら下げて、ケーソンに水平荷重を作用させておき、その状態で浸透を行った。また、防波堤前後で水位差を発生させて浸透を行うと、堤前側からケーソン



(a) 水平載荷実験用



(b) 仮想モデル B (砕石 B)



(c) 仮想モデル A (砕石 A)

図-5.1 実験断面 (支持力低減効果確認用)

側面に水圧が作用し、ケーソン下面に揚圧力が作用する。これらの力はマウンドの支持力を変化させるため、その影響を排除する必要があった。そこで、図-5.1(b)と(c)に示すように、止水壁を設けて下部から浸透を行うことで、ケーソン側面の水圧、下面の揚圧力を取り除く工夫を行った。さらに、ケーソン下面には排水孔を埋め込み、ケーソン下面に水圧が溜まって揚圧力が発生しないようにした。なお、ケーソン下部のマウンドでの浸透流が上向きとなり、これは実際の防波堤基礎マウンド内の浸透の方向と異なる。そこでの浸透流が上向きとなることで、支持力低減効果をいくらか大きめになっていることに注意されたい。

実験ケースの一覧を表-5.1に示している。マウンドに



表-5.1 実験ケース（支持力低減効果検討用）

ケース名	断面	砕石	水平荷重 (kN/m) <sup>*</sup>	備考
BC01	水平載荷	B	漸増	水平載荷
BC02	仮想 モデル B		319	水平載荷 + 浸透
BC03			433	
BC04			548	
BC05			663	
BC12	水平載荷	A	漸増	水平載荷
BC06	仮想 モデル A		319	水平載荷 + 浸透
BC07			433	
BC10			548	
BC08			663	
BC11	押え盛土 モデル	663		

<sup>\*</sup>水平荷重は実物スケールで表示している。

用いた砕石は上述の実験シリーズでも使用した砕石A, Bの2種類である。また、全てのケースにおいて遠心加速度を50gとした。ケースBC01とBC12では、図-5.1(a)に示した断面においてケーソンをモータージャッキで水平載荷することでマウンドを支持力破壊させた。ケースBC02～05, BC06～11においては、BC01とBC12で得られた支持力を下回る水平荷重をケーソンに負荷し、その状態でマウンド内に浸透流を発生させ、マウンドを含む模型地盤の挙動を観察した。なお、発生した水圧差はいずれのケースにおいても約115 kN/m<sup>2</sup>であった。

## 5.2 水平載荷実験の結果

マウンド上のケーソンの上端に対して水平載荷を行った実験ケースBC01とBC12における荷重～変位関係を図-5.2に示す。荷重はモータージャッキに取り付けたカンチレバー式のロードセルで計測した水平荷重、変位はケーソンの天端から5 cm下方につけた変位計で計測した水平変位である。荷重、変位ともに実物スケールに換算して示している。なお、いずれのケースにおいても、モータージャッキを停止させると載荷重が低下し、マウンドがリラクゼーションを示したため、数秒の載荷期間と数十秒の放置期間を繰り返しながら、載荷を行った。

ケースBC01とBC12のいずれにおいても、全体の荷重～変位関係は非線形となり、マウンドが塑性変形していることが分かる。初期剛性を比較するとBC01の方が大きい。変位量の増加にしたがってBC12の方が大きな反力を発揮していた。変位0.6 m以降においては、荷重～変位関係は直線的となり、マウンドが極限状態に至ったと考えられる。この始点を支持力とすると、BC01：815 kN/m, BC12：861 kN/mであった。後述の浸透実験においては、

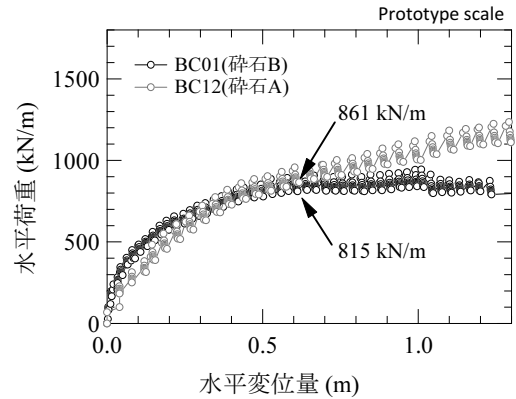


図-5.2 水平載荷実験における荷重～変位関係

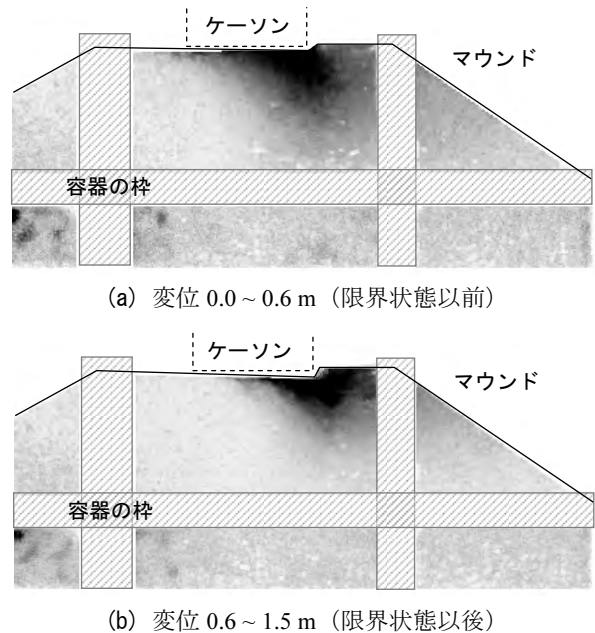


図-5.3 水平載荷時の変位領域（ケース BC12）

これらの荷重よりも小さな水平荷重を加えて浸透流を発生させ、浸透によってマウンドがどのような挙動を示すかを調べた。なお、マウンドが変形せずにケーソンが単純に滑動あるいは転倒する水平荷重は1039と924 kN/mであり、滑動や転倒よりも支持力破壊が卓越することを確認した。

図-5.3には、BC12におけるマウンドの変位領域を白黒の濃淡で示している。色が黒に近づくほど変位量が大きく、それぞれの図はケーソンの水平変位量が0.0～0.6 mと0.6～1.5 mまでの変位領域を示しており、極限状態に至る以前と以後の変位領域を判別できるようにしている。図-5.3(a)に示すように、マウンドが限界状態に至る前までは、ケーソン下部から法肩にかけて、比較的広くかつ深い領域まで変位している。一方、図-5.3(b)に示すように、マウンドが限界状態に至った後は、変位領域はより法肩

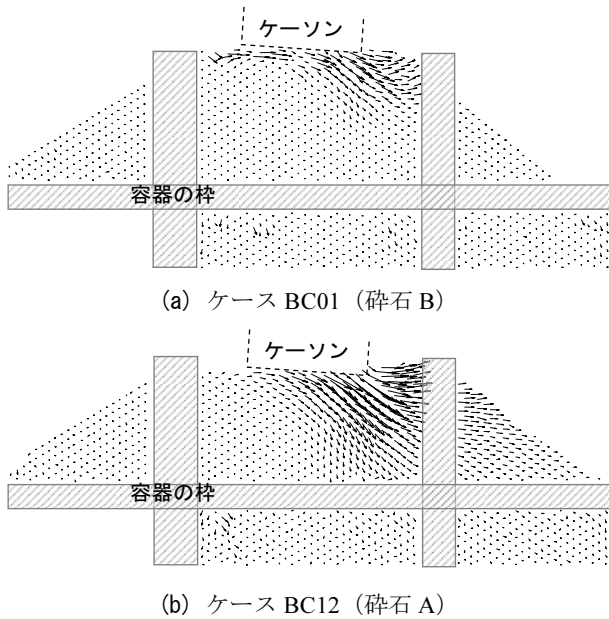


図-5.4 水平荷重実験における変位ベクトル図

側のケーソンの堤後側下部に集中しており、ひずみが局所化している様子が分かる。

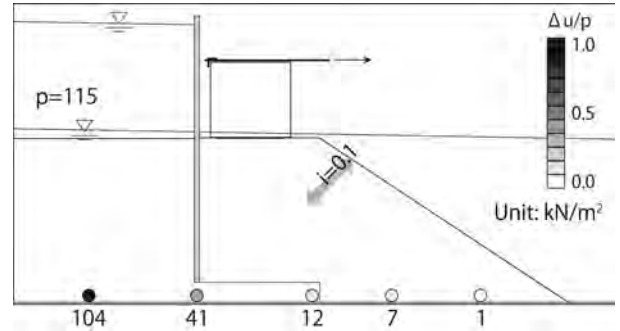
図-5.4に、BC01とBC12における法肩付近の変位ベクトル図を示す。それぞれの図はケーソンの水平変位量が1.5 mに至るまでの累積変位を示している。いずれのベクトル図においても、ケーソン下部に堤後側下方に変位する領域が発生し、その領域が法肩付近を変位させている様子が分かる。これは典型的な支持力破壊挙動であり、堤後側下方へ変位する領域側面のせん断強度と法肩付近からの抵抗力が増すことによって支持力が増加する。

### 5.3 偏心傾斜荷重に対する支持力低減効果

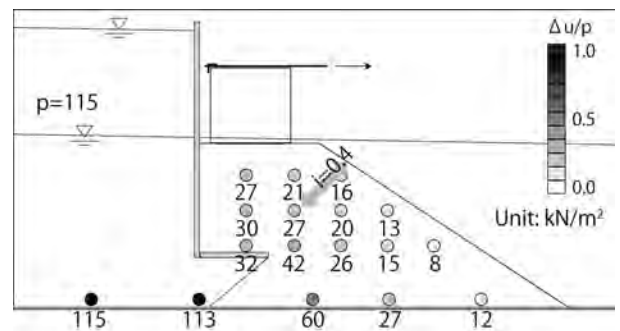
#### (a) 過剰間隙水圧分布

浸透を行ったケースの中で代表的な2ケースについて、各地点で計測した過剰間隙水圧を図-5.5に示す。図に示した値は、水圧差が定常状態となった時点でのものである。図-5.5(a)に示したケースBC02では、止水壁下部において過剰間隙水圧が1/3程度まで低下しており、十分な動水勾配  $i$  をマウンド内に発生させることができなかった。これは、止水壁の下部を通過させる水量が少なかったことと、止水壁堤前側に大型の砕石を入れたことが原因と考えられる。なお、BC02～BC05のケース群では、ケーソン下部のマウンド内に間隙水圧計を埋め込んでおらず、正確な過剰間隙水圧は不明である。そのため、後述の数値解析結果を参考にすると、支持力に影響を与える法肩付近での  $i$  は0.1程度と推測される。

BC06～BC11では、止水壁の下部の流量を増し、止水壁



(a) ケース BC02 (仮想モデル B, 砕石 B)



(b) ケース BC06 (仮想モデル A, 砕石 A)

図-5.5 マウンド内の過剰間隙水圧

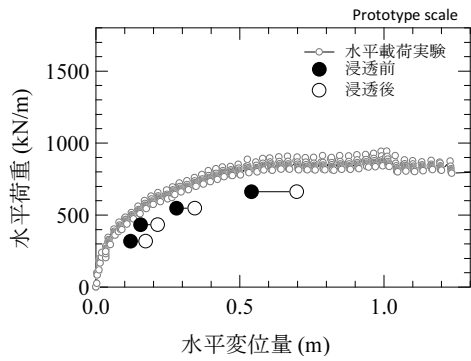
堤前側の砕石を入れずに、浸透実験を実施した。BC06で計測された過剰間隙水圧が図-5.5(b)である。この場合、止水壁下部において過剰間隙水圧がほぼ低下しておらず、水量が足りていることが分かる。法肩付近での  $i$  は0.4程度であり、大きな動水勾配を発生させられた。

#### (b) 支持力の低減効果

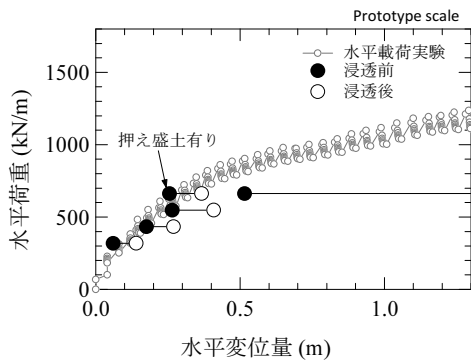
水平荷重実験で得られた荷重～変位関係に、水平荷重と浸透を同時に行ったケースでの結果を書き足したものを図-5.6に示す。それぞれ仮想モデルBのケースBC02～BC05と仮想モデルAのBC06～BC11での結果であり、水平荷重と浸透を同時に行ったケースの結果を黒丸「●」と白丸「○」で表している。黒丸が浸透前の変位で、白丸が浸透後の変位である。また、荷重、変位ともに実物スケールに換算している。

図-5.6(a)に示した浸透前の変位量を見ると、それらは水平荷重実験でのものよりも多少大きい、それらの増加傾向は水平荷重実験でのものと同じであった。浸透を行うと、いずれのケースにおいても変位量は増した。特に、大きな水平荷重を加えたケースBC05における変位増分が大きかった。これは、浸透によって支持力が低下する傾向にあることを示している。

図-5.6(b)を見ると、浸透前の変位量は水平荷重実験で



(a) ケース BC02～BC05 (仮想モデル B)



(b) ケース BC06～11 (仮想モデル A)

図-5.6 浸透を作用させた場合の荷重～変位関係

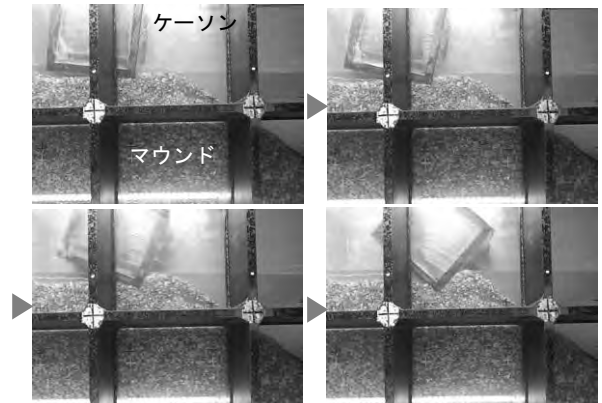
のものと比較的であった。浸透を行うと、ケーソンの変位量が増し、その増分は図-5.6(a)に示したケースBC02～BC05でのものよりも大きかった。これは、大きな動水勾配を発生させることで、マウンドの支持力がより低下したためと考えられる。

ケースBC08においては、壊滅的な支持力破壊が発生し、ケーソンがマウンドから滑落した。この様子を連続写真として図-5.7(a)に、崩壊に至るまでのマウンドの変位ベクトル図を図-5.7(b)に示す。図-5.7(b)での変位の傾向は、水平荷重実験でのもの(図-5.4(b)参照)とほぼ一致しており、同様のメカニズムで支持力破壊が生じたことが分かる。ケースBC10とBC08の水平荷重は548と663 kN/mであり、これらは水平荷重実験で求めた支持力の64, 77%である。すなわち、図-5.5(b)のような浸透を発生させることで、支持力は23～36%程度低下することが実験的に明らかとなった。なお、ケースBC08と同じ水平荷重をかけたBC11では支持力破壊は生じず、押え盛土の効果が表れていた。

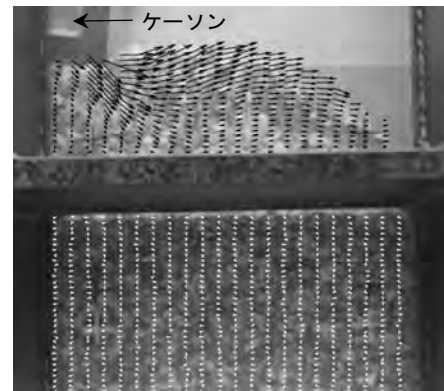
#### 5.4 有限要素法解析による再現解析

##### (a) 解析プログラム

浸透流がマウンドの支持力に与える影響をさらに詳細



(a) 支持力破壊の様子



(b) マウンドの変位ベクトル図

図-5.7 支持力破壊が生じたケース BC08 の挙動

に調べるために、有限要素法解析(以下、FEM解析)を実施した。FEM解析には、小林<sup>17)</sup>を中心とした港湾空港技術研究所のグループが開発したコードGeoFemを用いた。一般的には、破壊に至らない地盤の変形問題を解くことにFEM解析は用いられることが多いが、GeoFemでは破壊状態に近い条件での計算を可能にし、支持力問題や斜面の安定問題にも適用範囲を広げている。破壊条件に達した有限要素において計算が収束せずに発散してしまうことが多いが、GeoFemでは仮想的な弾・粘塑性アルゴリズムに基づく計算法(仮想粘性法)<sup>18)</sup>を導入し、地盤の一部が破壊状態に近い条件であっても安定的に計算を行えるようになっている。

##### (b) 有限要素メッシュや土質パラメータ等の計算条件

計算に用いた有限要素メッシュを図-5.8に示す。それぞれは実験での仮想モデルBとAを模したものである。また、遠心模型実験における模型寸法に対して遠心加速度を掛けたものが実物スケールの寸法であり、実物スケールで計算を実施した。

用いた土質パラメータを表-5.2に示す。マウンド材にはMohr-Coulombの破壊基準に従った弾・完全塑性体のモ

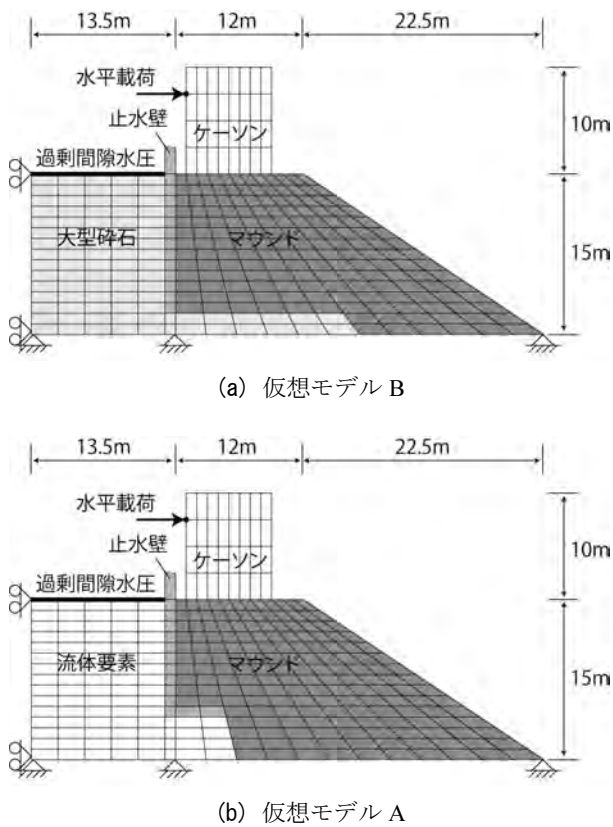


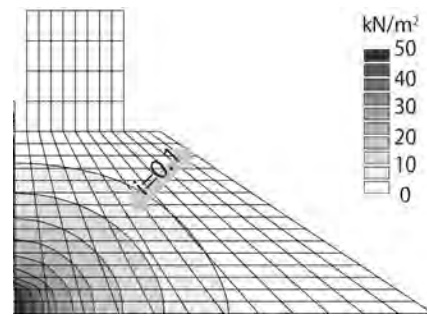
図-5.8 有限要素メッシュ (再現解析)

デルを適用した。その他の箇所には線形弾性体のモデルを用いた。なお、変形係数が支持力破壊の挙動に与える影響は小さく、変形係数には一般的な値を用いた。マウンドのせん断強度には見かけの粘着力を見込んだものと見込まないものの2種類を採用している。港湾構造物の設計基準<sup>19)</sup>においては、防波堤基礎マウンドの安定性を検討する場合、見かけの粘着力を見込むことになっている。これは、小林ら<sup>20)</sup>が石に対して見かけの粘着力を考慮して Bishop法による円弧すべり計算を適用すれば、被災事例をうまく説明できることを示したためである。ただし、浸透作用下のマウンドの拘束圧は低下しており、見かけの粘着力を見込むとせん断強度を大きく見積もり過ぎる可能性がある。このため、見かけの粘着力を見込まないせん断強度による計算も行った。

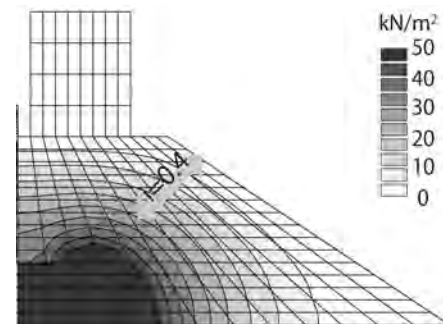
計算では、間隙水と土の挙動をBiotの式でカップリングして同時に解いているが、間隙水の平均流速  $v$  と導水勾配  $i$  の関係にはダルシー則を仮定している。模型実験の章で述べたように、実際には両者には非線形な関係があり、本来は非線形関係を仮定する必要がある。しかしながら、非線形な関係を導入すると計算が複雑になるため、ここでは簡易的に線形関係を仮定した。なお、支持力に大きく影響を与える法肩付近の動水勾配が模型実験の

表-5.2 土質パラメータ

	$E$ (MN/m <sup>2</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$k$ (m/s)
マウンド	29.4	9.8	20 0	35 45	0.2
ケーソン・止水壁	196.0	22.8	-	-	-
大型砕石	29.4	9.8	-	-	0.28



(a) 仮想モデル B



(b) 仮想モデル A

図-5.9 再現解析での過剰間隙水圧

のとほぼ合うように、透水係数などのパラメータを調整した。

荷重方法としては、浸透流を作用させた状態でケーソンの1節点(模型実験における荷重点に相当する箇所)に水平荷重をさせ、マウンドが破壊状態に至るまで水平荷重を増加させていった。計算において荷重制御としたのは、地盤の内部摩擦角が大きい場合に変位制御とすると限界点以降における計算が不安定になるためである。

(c) 計算結果

計算された過剰間隙水圧分布を図-5.9に示す。図-5.9(a)に示した仮想モデルBにおいては、計算結果がマウンドの法尻から3箇所計測した値(図-5.5(a)参照)とほぼ等しいことが確認できる。また、この計算結果に従うと、法肩付近の動水勾配  $i$  は約0.1であった。図-5.9(b)に示した仮想モデルAでは、マウンド内部の過剰間隙水圧が計測した値(図-5.5(b)参照)と近いことが確

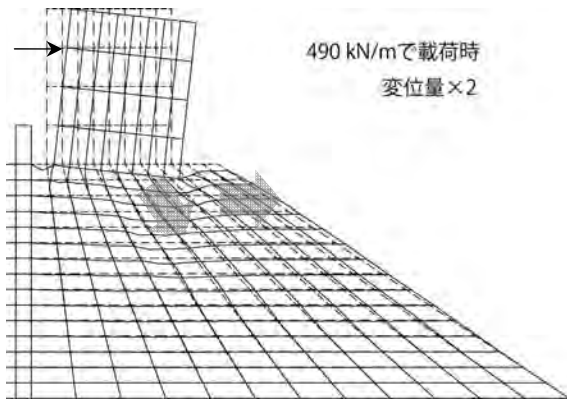


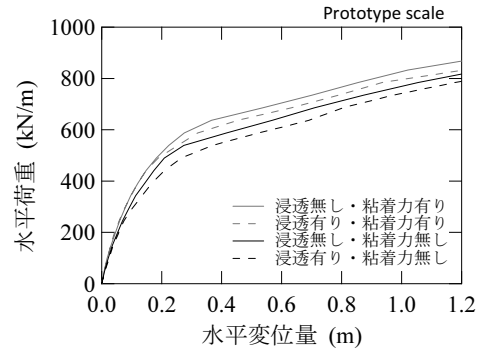
図-5.10 再現解析の変形図 (仮想モデル A)

認できる。法肩付近の $i$ は約0.4であり、実験での $i$ と一致している。

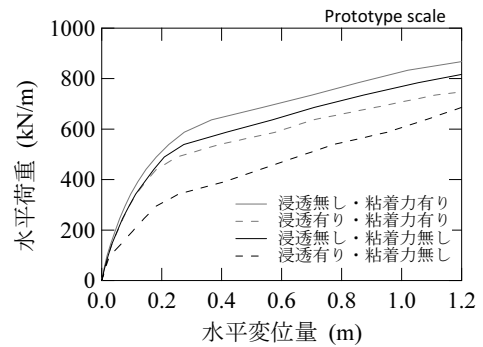
次に、支持力破壊を生じさせた後の変形図を見てみる。モデルの種類とせん断強度、浸透流の有無にかかわらず、いずれの計算ケースにおいても同様の変位傾向にあり、仮想モデルAで見かけの粘着力を見込まずに、浸透流作用下で破壊したケースでの変形図のみを図-5.10に示す。変形状況を判別しやすいように、変位置を2倍にして示している。図に示すように、ケーソンの堤後側下部に堤後側下方に変位する領域が発生し、その領域が法肩付近を堤後側に変位させている。この傾向は模型実験と一致しており、実験での支持力破壊モードを再現できていることが分かる。

得られた荷重～変位関係を図-5.11に示す。仮想モデル別にケーソン天端の変位置を図示しており、実線が浸透流を作用させない場合、破線が浸透流を作用させた場合である。また、灰色が見かけの粘着力を見込んだ場合、黒色が見かけの粘着力を見込まなかった場合の結果である。図-5.11(a)に示した動水勾配が小さい仮想モデルBでは、見かけの粘着力にかかわらず、浸透流を発生させることで5%と僅かな支持力低下が見られた。数値計算によっても、浸透作用下のマウンドは支持力が低下することが確認できた。また、模型実験では、支持力破壊を生じる水平荷重の19%小さい荷重では、浸透を加えても破壊が生じておらず、実験と計算の整合性が取れていた。

図-5.11(b)に示した動水勾配が大きい仮想モデルAでの結果を見ると、見かけの粘着力を見込むと16%、見込まないと33%と大幅な支持力低下が生じていた。なお、模型実験では23～36%程度の支持力低下があり、見かけの粘着力を見込まない計算ケースにおいて実験と計算の整合性が取れていた。



(a) 仮想モデル B



(b) 仮想モデル A

図-5.11 FEM 解析における荷重～変位関係

## 5.5 一般的な断面における有限要素法解析

### (a) 計算条件

5.1～5.4節で検討してきた断面では、ケーソン下部のマウンド内における動水勾配が鉛直方向上向きとなっている。実際には、ケーソン下部で動水勾配は水平方向となるため、支持力の低減効果が異なる可能性が高い。そこで、より現実的な断面においてFEM解析を実施し、浸透流による支持力低減効果を確認しておく。また、支持力を増す方法として、堤後側に押え盛土を設置することが考えられるため、その効果を調べるための計算も実施した。

用いた計算コードは5.4節と同じGeoFemであり、計算条件についてもほぼ同じである。マウンドのみに弾・完全塑性体のモデルを適用し、平均流速  $v$  と導水勾配  $i$  には線形関係を仮定した。なお、マウンドのせん断強度に対しては、見かけの粘着力を見込まずに、 $c = 0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\phi = 45^\circ$ として計算を行った。また、浮力を考慮して、ケーソンの単位体積重量を $14.7 \text{ kN/m}^3$ とした。

計算に用いた有限要素メッシュを図-5.12に示す。なお、押え盛土を設置するケースでは、図の堤後側に厚さ2mの盛土を設置した。図面左側の堤前側の地表面から種々の水圧差で浸透流を発生させて、その状態でケーソン中央

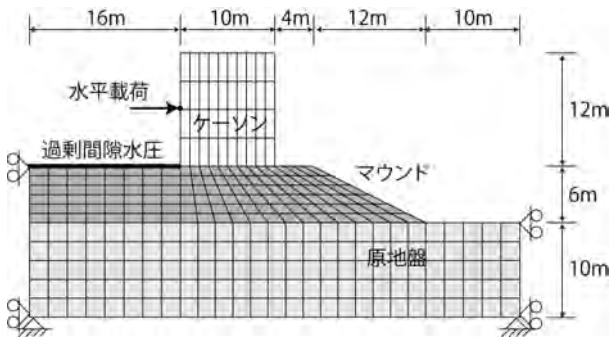


図-5.12 有限要素メッシュ（一般モデル）

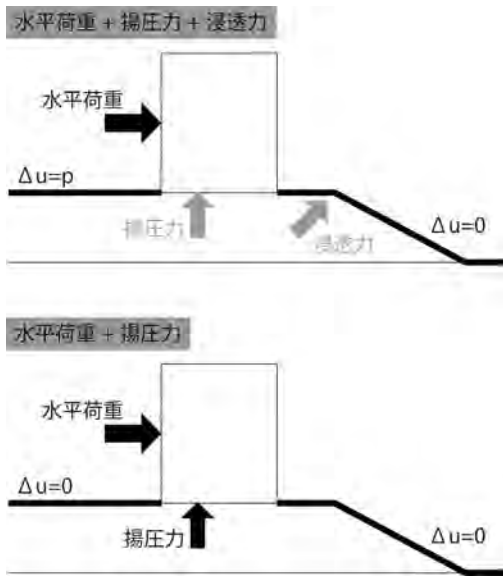


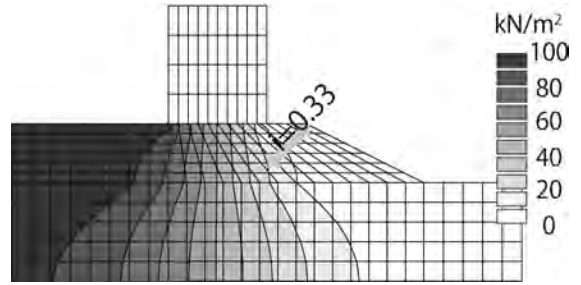
図-5.13 FEM解析における外力概念図

部の1節点に水平荷重をさせ、マウンドが破壊状態に至るまで水平荷重を増加させていった。ただし、単純に浸透流を発生させると、浸透流がマウンドに及ぼす直接的な力以外にも、ケーソンへの揚圧力が作用する。この揚圧力はマウンドの上載荷重を低下させ、マウンドの拘束圧が小さくなることによって支持力は低下する。浸透流に起因する支持力の低減効果を見ることを目的に、図-5.13に示すように、浸透流を発生させないケースでは、揚圧力に相当する力をケーソンに別途与えることとした。

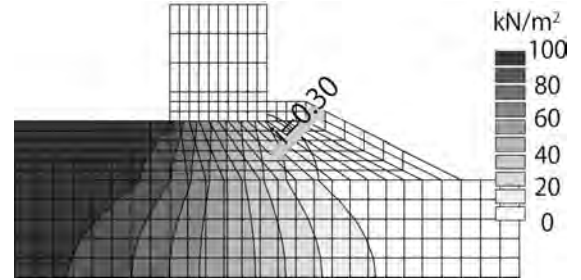
(b) 計算結果

計算された過剰間隙水圧分布を図-5.14に示す。これらは、防波堤前後で98 kN/m<sup>2</sup>の水圧差（水位差10 mに相当）を発生させた場合の結果である。図-5.14(a)に示した押え盛土が無いケースでは、法肩付近の動水勾配  $i$  が約0.33であった。一方、図-5.14(b)の押え盛土を行ったケースでは、 $i$ は約0.30であった。これから、2 mの厚さを行う程度では、 $i$ は大幅には低減できないことが分かる。

次に、支持力破壊を生じさせた後の変形図を見てみる。

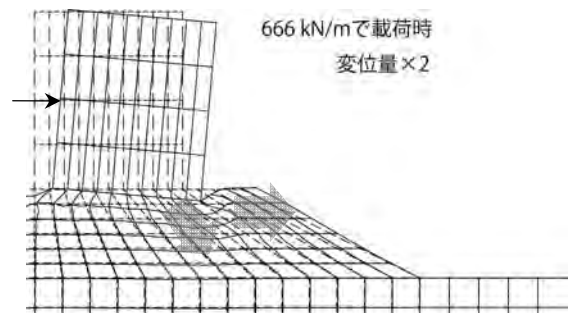


(a) 押え盛土が無い場合



(b) 押え盛土が有る場合

図-5.14 一般化断面解析での過剰間隙水圧



(a) 押え盛土が無い場合



(b) 押え盛土が有る場合

図-5.15 一般化断面解析での変形図

なお、浸透の有無や水圧差の違いが変位傾向にあまり影響を与えていなかったため、防波堤前後で98 kN/m<sup>2</sup>の水圧差を発生させたケースでの変形図のみを図-5.15に示す。変形状況を判別しやすいように、変位量を2倍にして示している。図-5.15(a)に示すように、やはりケーソンの堤後側下部に堤後側下方に変位する領域が発生し、その領域が法肩付近を堤後側に変位させている。図-5.15(b)に

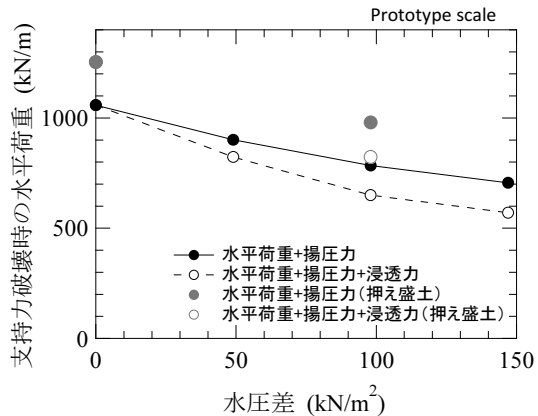


図-5.16 防波堤前後の水圧差と支持力の関係

示した押え盛土を設置したケースにおいても、ほぼ同様の変位傾向にあり、ケーソンの堤後側下部に堤後側下方に変位する領域が発生し、その領域が法肩と押え盛土を堤後側に変位させていた。

図-5.16には、防波堤前後における水圧差と支持力破壊に至る水平荷重の関係を示している。プロットと線で表しているものが押え盛土を設置しなかった場合の結果であり、プロットのみで示しているものが押え盛土を設置した場合の結果である。押え盛土が無い場合の結果に注目すると、水圧差が大きいほど支持力は低下することが分かる。98 kN/m<sup>2</sup>の水圧差で26 %の支持力低下が見られる。浸透力を作用させるとさらに支持力が低下した。例えば、98 kN/m<sup>2</sup>の水圧差で、揚圧力が無い場合に比べて39 %、揚圧力がある場合に比べて17 %の支持力低下が生じた。すなわち、浸透流による支持力低減効果は17 % (2割弱) であり、設計においてマウンドの支持力を評価する上で浸透力を考慮すべきである。

押え盛土がある場合のプロットを見ると、わずかに2 mの押え盛土であっても、浸透力の有無にかかわらず、支持力が大きく増加していた。押え盛土を設置しても*i* はそれほど小さくならないことも併せて考えると、押え盛土による上載荷重が支持力の増加に大きく寄与するものと考えられる。

## 6. まとめ

本研究では、種々の模型実験および数値解析を実施し、浸透作用下の防波堤基礎地盤の安定性について検討を行った。なお、本稿ではマウンド内の浸透のみに注目し、越流による効果は見込んでいないので注意されたい。検討で得られた結果を以下にまとめる。

1) マウンド内の過剰間隙水圧分布および動水勾配*i*の関

係をモデル化するためには、*i*が平均流速 $\bar{v}$ の2乗に比例する非線形関係を再現する必要性があった。また、遠心模型実験によって水圧差と流量が非線形関係にあることを確認した。

- 2) 遠心力場における礫材での浸透問題に対して相似則を考え、平均流速の相似比は1となり、実物と模型スケールでの平均流速は一致することを示した。また、マウンド下部の原地盤が洗掘する現象についても、一検討を加えたが、洗掘に関しては未解明な点が多く、今後の検討が期待された。
- 3) 遠心力場において浸透実験を実施した結果、原地盤が洗掘する現象が確認された。また、マウンド内に比較的大きな動水勾配を発生したが、越流を伴わない今回の実験条件においては、マウンドが大きくパイピングすることは無かった。ただし、ケーソンからの上載荷重が作用しない場所において軽いボーリング現象が確認された。
- 4) 遠心模型実験によって、浸透作用下のマウンドの支持力破壊について検討を行った。検討では、浸透力による支持力低減効果のみを抽出するために、ケーソン側面への水圧と下面への揚圧力を排除した実験を行った。その結果、浸透力を作用させることで、マウンドの支持力が低減することを確認した。また、浸透力を作用させたFEM解析によって、模型実験の傾向を再現し得ることを示した。
- 5) 一般的な防波堤断面に対して浸透力を作用させたFEM解析を実施し、浸透力がマウンドの支持力に与える影響を調べた。その結果、一般的な断面においても、浸透力は支持力を低下させ、その低減効果は98 kN/m<sup>2</sup>の水圧差(水位差10 mに相当)で2割弱であった。これは、浸透力は支持力を大幅に低減させることは無いが、設計において浸透力を考慮すべきであることを示している。また、押え盛土を設置した場合の支持力増大効果についても検討を行い、盛土を設置することでマウンドの支持力が増加した。

## 7. おわりに

本稿では浸透力がマウンドの支持力を低下させることを示した。そのため、支持力によって設計断面が決まる防波堤においては、浸透力による支持力低減効果を検討に取り込んでいくことが重要と考える。また、1章で記したが、実際の津波来襲時には、津波が防波堤を越流することが十分に考えられるため、越流によるマウンドの洗掘に対して浸透力がどのように寄与するか、検討が急

がれるところである。さらに、2章で述べたが、原地盤の洗掘については、今後も別途詳細に検討していく必要がある。

## 謝辞

本研究は、国土交通省港湾局から委託を受けて実施した研究である。また、遠心模型実験の実施にあたり、ジオデザインの丸山憲治氏にご協力いただいた。ここに記して感謝の意を表す。

(平成25年1月25日受付)

## 参考文献

- 1) 笠間清伸, 善 功企, 陳 光斉: 津波を模擬した防波堤直下の捨石マウンドの浸透破壊に関する水理模型実験, 第 47 回地盤工学研究発表会講演集, pp. 1855-1856, 2012.
- 2) 今瀬達也, 前田健一, 三宅達也, 鶴ヶ崎和博, 澤田 豊, 角田紘子: 捨石マウンド-海底地盤への津波浸透による混成堤の不安定化, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 67, No. 2, pp. I\_551-I555, 2011.
- 3) 矢追祐士, 井合 進, 飛田哲男: 津波による防波堤の複合破壊機構に関する遠心模型実験と解析, 土木学会第 67 回年次学術講演会講演集, III-218, CD-ROM, 2012.
- 4) 五十里洋行, 後藤仁志, 吉年英文: ケーソン式混成堤の大変形解析のための改良型弾塑性 MPS 法の基礎的検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 67, No. 2, pp. I\_731-I735, 2011.
- 5) 有川太郎, 佐藤昌治, 下迫健一郎, 富田孝史, 辰巳大介, 廉 慶善, 高橋研也: 釜石湾口防波堤の津波による被災メカニズムの検討-水理特性を中心とした第一報-, 港湾空港技術研究所資料, No. 1251, 52p., 2012.
- 6) 鈴木高二朗, 高橋重雄, 高野忠志, 下迫健一郎: 砂地盤の吸い出しによる消波ブロック被覆堤のブロックの沈下被災について-現地調査と大規模実験-, 港湾空港技術研究所報告, Vol. 41, No. 1, pp. 51-89, 2002.
- 7) Sekiguchi, H., Kita, K., and Okamoto, O.: Response of poro-elastoplastic beds to standing waves, *Soils and Foundations*, Vol. 35, No. 3, pp. 31-42, 1995.
- 8) Sassa, S. and Sekiguchi, H.: Wave-induced liquefaction of beds of sand in a centrifuge, *Geotechnique*, Vol. 49, No. 5, pp. 621-638, 1999.
- 9) 馬場慎太郎, 三宅達夫, 金 夏永, 鶴ヶ崎和博: 波・地盤・構造物の新しい実験手法, 海岸工学論文集, Vol. 49, pp. 1536-1540, 2002.
- 10) 三宅達夫, 角田紘子, 前田健一, 坂井宏隆, 今瀬達也: 津波の遠心力場における実験手法の開発とケーソン式防波堤への適用, 海洋開発論文集, Vol. 25, pp. 87-92, 2009.
- 11) 高橋英紀, 小川慧, 早野公敏, 森川嘉之, 二宮裕介: 造粒固化土を利用した人工海浜の波浪安定性に関する遠心模型実験, 海洋開発論文集, Vol. 26, pp. 687-692, 2010.
- 12) Bezuijen, A. and Steedman, R.S.: Scaling of hydraulic processes, *Proceedings of International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 93-98, 2010.
- 13) Beek, V.M., van, Bezuijen, A., and Zwanenburg C.: Piping: Centrifuge experiments on scaling effects and levee stability, *Proceedings of International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 183-189, 2010.
- 14) 北詰昌樹: 新遠心模型実験装置の開発と研究への適用, 港湾技術研究所資料, No. 812, 35 p., 1995.
- 15) 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説, 地盤工学会, p. 456, 2009.
- 16) 藤倉裕介, 國生剛治: 砂礫の浸透破壊と透水係数に及ぼす粒度の影響, 土木学会論文集, No. 687/III-56, pp. 27-36, 2001.
- 17) 小林正樹: 有限要素法による地盤の安定解析, 港湾技術研究所報告, Vol. 23, No. 1, pp. 83-101, 1984.
- 18) Zienkiewicz, O.C. and Corneau, I.C.: Visco-Plasticity and Creep in Elastic Solids, *A Unified Numerical Solution Approach*, *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, Vol. 8, pp. 821-845, 1974.
- 19) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, pp. 831-832, 2007.
- 20) 小林正樹, 寺師昌明, 高橋邦夫, 中島謙二郎, 小谷拓: 捨石マウンドの支持力の新しい計算法, 港湾技術研究所報告, Vol. 26, No. 2, pp. 371-411, 1987.



港湾空港技術研究所報告 第52巻第2号

2013.6

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号  
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社 大 應

Copyright © (2013) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。