

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No. 453

March 2008

防波堤の支持力照査法に関する実験的研究

長尾 毅 吉岡 健

Experimental Study on Bearing Capacity of Rubble Foundations for Breakwaters

Takashi NAGAO, Takeshi YOSHIOKA

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

防波堤の支持力照査法に関する実験的研究

長尾 毅*・吉岡 健**

要 旨

現在採用されている防波堤の支持力照査法は、捨石マウンドが防波堤ケーソンを面的に支持しているという仮定のもとに構築されたものである。しかしながら、近年の載荷実験により、捨石マウンドによる荷重支持は極めて離散的であることが明らかとなっている。この事実は防波堤の支持力照査法の合理化に向けた検討の必要性を示すものである。そこで本研究では、捨石マウンド内での荷重伝達機構や捨石マウンドを構成している捨石の載荷に伴う変形特性を評価するため、模型載荷実験を行い、捨石マウンドに発生している応力特性および捨石マウンドの変形特性を明らかにした。さらに、今後の支持力照査法の構築のために、2次元個別要素法による再現解析を実施した。

キーワード：防波堤，基礎捨石，支持力照査

*港湾研究部港湾施設研究室室長

**前港湾研究部港湾施設研究室交流研究員（J-POWER）

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国土交通省国土技術政策総合研究所

電話：046-844-5029 Fax：046-844-5081 e-mail: nagao-t92y2@ysk.nilim.go.jp

Experimental Study on Bearing Capacity of Rubble Foundations for Breakwaters

Takashi NAGAO*

Takeshi YOSHIOKA**

Synopsis

The design method of bearing capacity of rubble foundations for breakwaters were constructed assuming a linear distributed load support system by rubble foundations. Recent experimental study, however, revealed that load support system by rubble foundations were inhomogeneous and discrete. The fact suggests the necessity to establish more rational design method of bearing capacity for breakwaters. In this study, we conducted series of loading tests in order to evaluate the load distribution characteristic inside rubble foundations and deformation characteristic of rubble in accordance with the increase of the load. We furthermore conducted two-dimensional distinct element analyses to simulate the result of experiments.

Key Words: breakwater, rubble foundation, bearing capacity

* Head of Port Facilities Division, Port and Harbor Department

** Ex-Exchanging Researcher of Port Facilities Division, Port and Harbor Department
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan
Phone: +81-46-844-5029 Fax: +81-46-844-5081 e-mail: nagao-t92y2@ysk.nilim.go.jp

目 次

1. はじめに	1
2. 防波堤マウンド基礎支持力に関する載荷実験	2
2.1 マウンド内応力分布特性把握実験	2
2.2 マウンド変形特性把握実験	9
3. 個別要素法によるマウンド支持力に関する再現	11
3.1 マウンド内応力分布特性把握実験	11
3.2 マウンド変形特性把握実験	16
4. 支持力破壊のメカニズム	17
5. まとめ	18
参考文献	19

1. はじめに

港湾構造物の代表的な構造物である防波堤は、わが国においては捨石マウンド上に鉄筋コンクリート製のケーソンを設置する形式が代表的なものである。このようなケーソン式防波堤の外的安定については、滑動、転倒、支持力の3つの破壊モードを考慮して設計計算が行われる。このうち滑動については水平方向の力の釣り合いを、転倒については壁体前趾回りのモーメントの釣り合いを検証する。支持力に関しては、マウンド～基礎地盤の2層系地盤の偏心傾斜荷重作用時の支持力安全性として簡易ビショップ法により安全性を確認する¹⁾。この方法は分割法による円弧すべり計算法の1つであり、遠心場における実験などにより、フェレニウス法、摩擦円法などと比較して支持力安全性を最もよく説明しうるモデルであることから採用されたものである²⁾³⁾。ここで、現行設計法で採用されている支持力設計法は、マウンドがケーソンを面的に支持しており、マウンドに対するケーソン載荷重は分布荷重であるという仮定のもとに構築されている。

ところが、宮田ら⁴⁾⁵⁾が実施したマウンドによる載荷実験の結果、マウンドによる荷重支持は、極めて不均質かつ離散的なものであり、現行設計法で想定しているケーソン支持機構とは全く異なるものであることが明らかとなった。これは、現行設計法で想定している破壊のメカニズムが、必ずしも実現象と調和的ではない可能性があることを示唆するものである。港湾構造物の設計法が性能設計体系に移行したことを踏まえると、破壊メカニズムを再現できる新たな支持力設計法の開発が期待される。

防波堤の支持力設計法の開発のための基礎的研究として、例えば、中瀬ら⁶⁾は、ケーソン式防波堤の全体系挙動およびマウンドによるケーソン支持機構について新しい知見を得ることを目的として、2次元個別要素法を用いたケーソン式防波堤の挙動解析を実施し、捨石マウンド上のケーソンの挙動を再現することには概ね成功している。しかしながら、防波堤の支持力設計法を構築するためには、マウンド内での荷重伝達機構やマウンドを構成している捨石の載荷に伴う変形特性を評価する必要があると考えられる。

このような荷重伝達機構や変形特性に関する知見はこれまでに皆無であることから、本研究においては捨石マウンド模型を用いた載荷実験を行い、マウンドに発生している応力特性およびマウンドの変形特性を明らかにした。さらに、今後の支持力設計法の構築のために、2次元個別要素法(以下、個別要素法と略す)による再現解析を実施した。

2. 防波堤マウンド基礎支持力に関する載荷実験

2.1 マウンド内応力分布特性把握実験

防波堤の支持力設計法の合理化にあたっては、捨石マウンドに発生している応力分布および捨石マウンドの変形特性を的確に把握する必要がある。しかしながら、検討の結果、これらの特性を実験で同時に把握することは困難であると考えられたため、応力分布の把握実験と捨石マウンドの変形実験はそれぞれ個別に実施した。ここではまず、応力分布の把握実験(以下、応力実験と呼ぶ)について述べる。

a) 実験概要

図-1に防波堤の荷重支持概念図を示す。捨石マウンドに対する防波堤ケーソンの荷重作用は波力作用時と静穏時で異なる。静穏時には等分布荷重作用となるが、波力作用時には自重と波力により荷重合力が偏心かつ傾斜するため、水平荷重が設計波高相当となり、荷重傾斜率(水平荷重 H と鉛直荷重 V の比、以下 H/V と記す)が大きくなった場合は、捨石マウンドに対しては台形状または三角形状の荷重が作用することとなる。静穏時および波力作用時の2種類の状態を再現するため、実験においてはケーソンを模擬した矩形および三角形状のコンクリート製の載荷ブロックを作成した。幅 6.7m×高さ 1.2m×奥行き 1.3m の土槽を用い、模型縮尺を 1/8 として基礎地盤および捨石マウンドをそれぞれ 5号 8号等量混合の相馬珪砂(粒径 0～0.6mm) および 3号碎石(粒径 30～40mm) で作成した。

b) 応力測定方法

マウンドおよび基礎地盤に生じている応力の測定にあたっては、平面的な応力分布が把握可能であること、応力測定のためのセンサーがマウンドなどの変形特性に影響を及ぼさず、かつ変形に追従することが必要となる。このためには、例えばロードセルの設置は不適切と考えられたため、本研究では感圧シートを用いて応力の計測を行った。これは、ポリエチレン製の薄層フィルム間の等間隔格子状に、発色剤を含むマイクロカプセルを封じ込めたシートである。シートに圧力が作用するとマイクロカプセルが破壊され、その中の発色剤が顕色剤に吸着し、化学反応により赤く発色するものである。発色域は、圧力に応じて濃度が変化するため、これを別途専用スキヤナで読み込むことにより応力の計測が行われる。感圧シートは、対象とする応力レベルに応じて極超低圧用～中圧用の4種類が製品化されている。

予備実験の結果から、砂層内では 10kPa～100kPa、碎石内では 10kPa～10,000kPa の広範囲にわたる応力計測が必要と考えられたため、図-2に示す通り、測定可能応力範囲

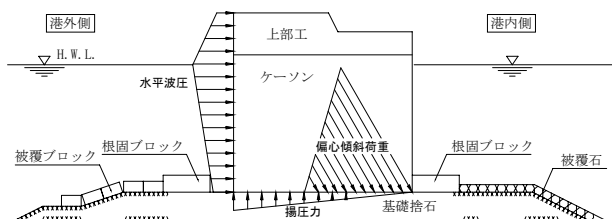
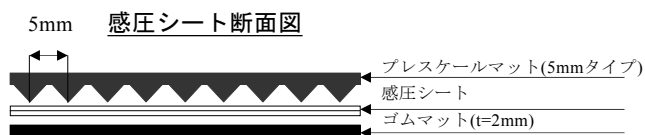


図-1 防波堤の荷重支持概念



応力測定範囲と感圧シート種類

砂層内：10kN/m²～500kN/m²

(～1,000kN/m²参考) 極超低圧(LLW)

砕石内：10kN/m²～10,000kN/m²

極超低圧(LLW)+超低圧(LLW)+低圧(LW)の3枚重ね

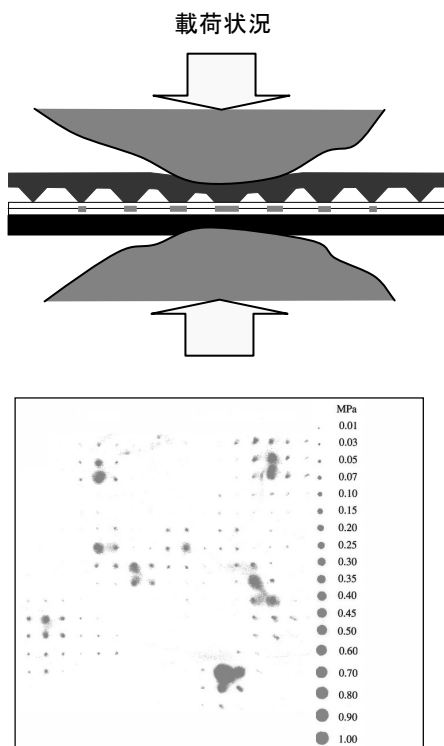


図-2 感圧シートによる応力測定方法

の異なる3種類の感圧シート(極超低圧用, 超低圧用, 低圧用)を組み合わせて使用した. この3種類の感圧シートの発色濃度読み込みにより 200～10,000kPa の応力測定が可能であるが, 本実験では 200kPa 以下の応力測定を行う必要があるため, さらに感圧シートをプレスケールマット(5mm 間隔に円錐突起があるゴム板)とゴムマット(t=2mm)で挟んで応力計測を行うこととした. プレスケールマットのゴム製円錐突起は加わる応力に応じた変形形状が検定されており, 潰れた円錐突起の円形が感圧シートに着色されるため, 実験後にこの円の大きさを画像解析することによって, 加えられた応力が分かる仕組みとなっている. これにより, 10kPa～500kPa と微圧の応力の計測が可能となる. なお, 検定の結果, 感圧シートを用いた応力測定精度は±15%以内であった.

また, 感圧シートはそのメカニズムから, 応力履歴のうち最大応力に対応する発色のみが記録として残るため, 実験に際しては载荷方法に注意が必要である. さらに, 地盤に大変形が生じるとシートが破損する可能性が高いため, マウンドの破壊実験は行えない. このため, 通常設計で考慮する破壊時の応力レベルまでの载荷は行えない.

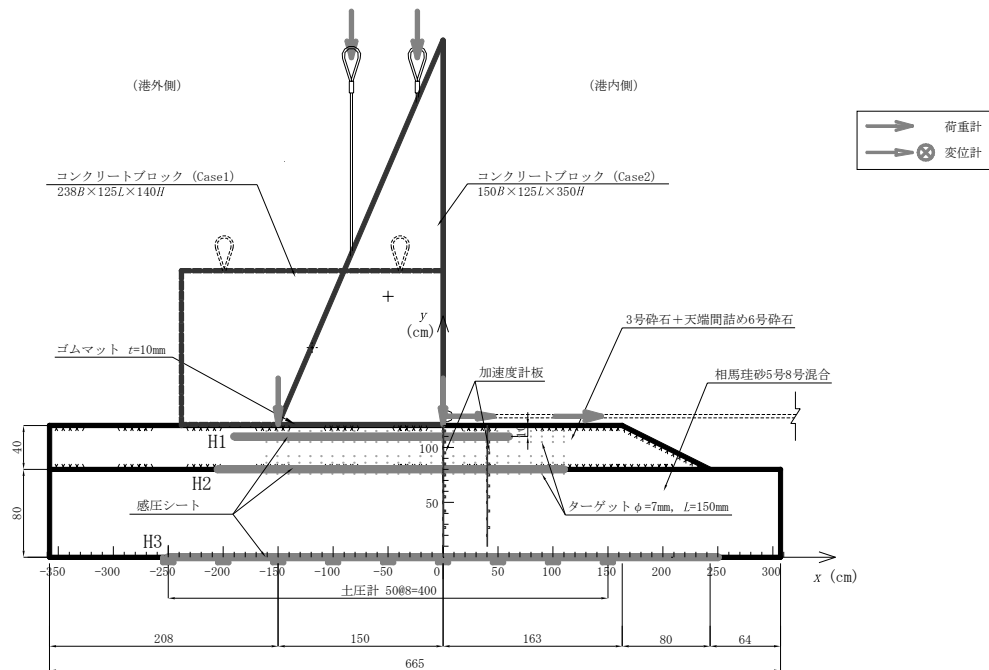
c) 実験方法

図-3に本実験における模型および計器配置を示す. 応力計測のための感圧シートは捨石マウンド内, マウンド下端, 基礎地盤下端に応力伝播範囲を考慮して敷設した. さらに, 基礎地盤下端には土圧計を 50cm 間隔に 9 個設置した.

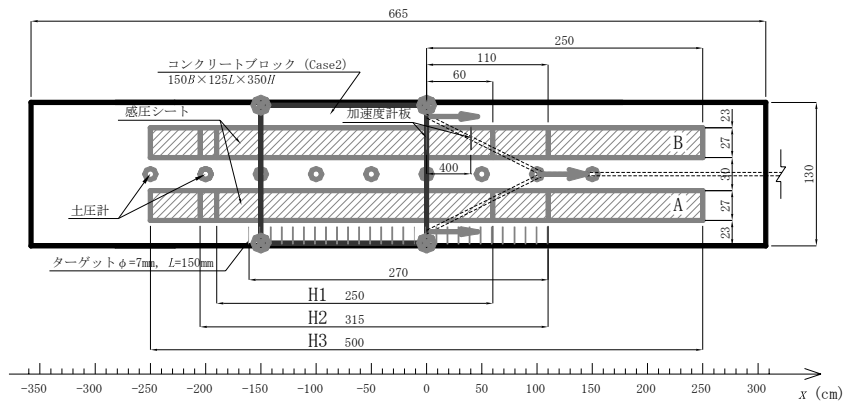
地盤作成においては, 1層厚を 400mm として相馬珪砂を投入し, 棒状パイプレータにより 150mm ピッチで 20 秒/箇所での締固めを行った. これを 2層繰返すことにより層厚 800mm の基礎地盤を作成した. 締固め時には極力, 感圧シートに施工荷重が加わらないように注意した. 捨石マウンドは 300mm の層厚に砕石を敷詰めた後に感圧シートを敷設し, 施工荷重が加わらないように注意して砕石をさらに敷設して所定の 400mm のマウンドを作成した. また, 実際の防波堤マウンド造成と同様に, 10～15mm の 6号砕石を用いて捨石マウンド天端载荷範囲の間詰めを行った.

なお, 载荷ブロックの底面には摩擦増大マットを敷設した. これは, 支持力安全性に対して滑動安全性を相対的に高めるための措置で, 実際の防波堤にも多用されているものである. 摩擦増大マットの使用によりケーソン底面摩擦係数は通常の 0.6 に対して 0.75 程度の値が期待でき, 本実験においては同じ変形に対して相対的に荷重を大きく作用できる利点があるため採用した.

载荷中の計測は, チェーンブロックに連結してある鉛直荷重計測用ロードセル(4 点), レバーブロックに連結してある水平荷重計測用ロードセル(1 点), コンクリート底版



(a) 断面



(b) 平面

図-3 実験模型と計器配置

- ※1) 感圧シートは応力実験のみ
- ※2) ターゲットおよび加速度計板は変形実験のみ
- ※3) 単位:cm

に設置してある土圧計(9点), 水平変位計(2点), 鉛直変位計(4点), 土中温度計(2点)をデータロガーにより計測した. このうち, 土中温度計は図-3には示していないが, 土槽外に設置した湿度計とともに, 感圧シートの応力読み取りの際に必要なものである.

実験ケースは2ケースとし, Case1は静穏時状態, Case2は波浪時の再現を目的としている(表-1). Case2の荷重傾斜率 H/V は, 50年確率波高作用時の設計事例より, 0.6

とした.

荷重は, 鉛直荷重はロードセルで管理しながら載荷ブロック自重を徐々に与えることにより載荷し, Case2における水平荷重はチェンブロックを用いたワイヤー牽引により与えた. 載荷方法は図-4に示すように全11ステップで, 各ステップの荷重作用は鉛直荷重を0.1V, 水平荷重を0.03V程度とした. 感圧シートが最大荷重相当の発色のみを残すという特徴に留意して, 水平荷重と鉛直荷重は同時

表-1 実験ケース

状態		Case1	Case2
荷重条件	鉛直合力 $V(\text{kN/m})$	76	60
	水平合力 $H(\text{kN/m})$	0	35
	荷重傾斜率 H/V	0	0.6
ブロック形状		矩形	三角形
ブロック寸法 幅×高さ(m)		2.38×1.40	1.50×3.50

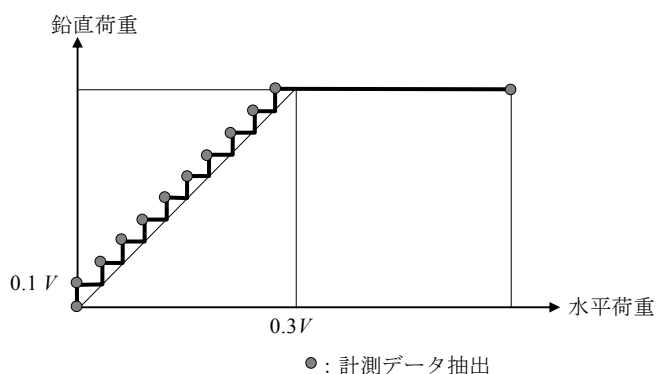


図-4 荷重ステップ

に与えている。さらに、鉛直荷重が最大値に達した後に所定の H/V に至るまで水平荷重を荷重した。

d) 実験結果

図-5 に荷重荷重と変位の時刻歴を示す。図の荷重および水平変位は、各計測点の平均値である。Case1 では、荷重初期に大きな変位が生じている。この変位のほとんどがゴムマットの変形によるものと考えられる。また、荷重によるマウンド天端不陸の馴染みも若干含まれていると思われる。Case1 と Case2 の鉛直変位を比較すると、Case2 の方が荷重作用が偏心傾斜するために、港内外の鉛直変位に差が見られる。また、Case2 の結果では、水平荷重が 22kN 程度、荷重傾斜率が $H/V=0.3$ を超える辺りから港外側の鉛直変位が沈下から浮き上がりに変化し、港内側の鉛直変位の沈下が急激に増加している。これは、水平荷重の荷重に伴って捨石マウンドの局部破壊が起こった結果、端趾圧が大きい港内側が砕石内に沈み込み、港外側が浮き上がった結果と考えられる。

図-6 に基礎地盤下部に設置した土圧計の計測結果を示す。図は、荷重前から荷重終了に至るまでの土圧分布の変

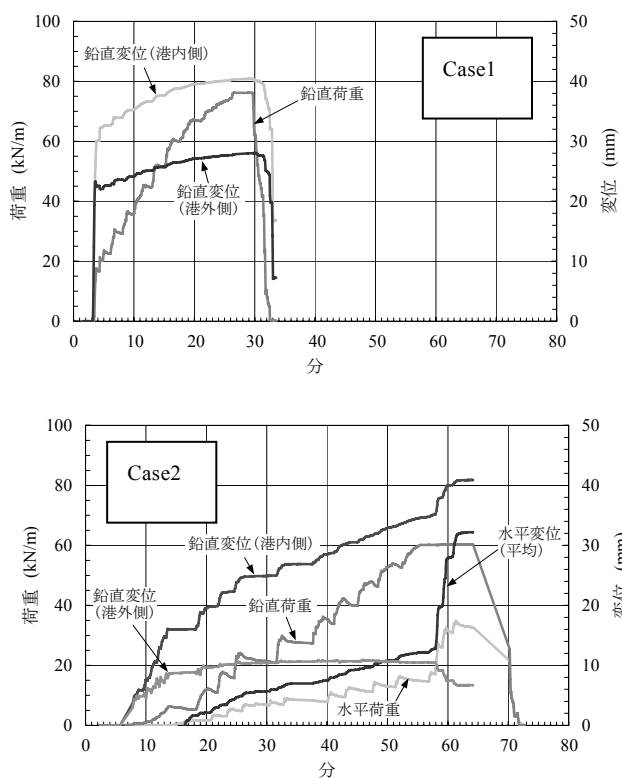


図-5 荷重と変位の時刻歴

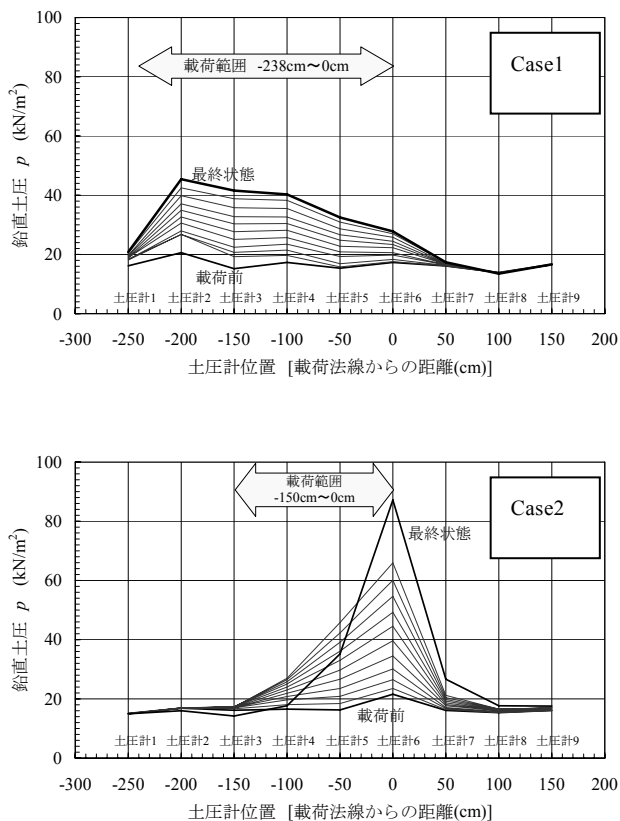


図-6 基礎地盤下部土圧分布

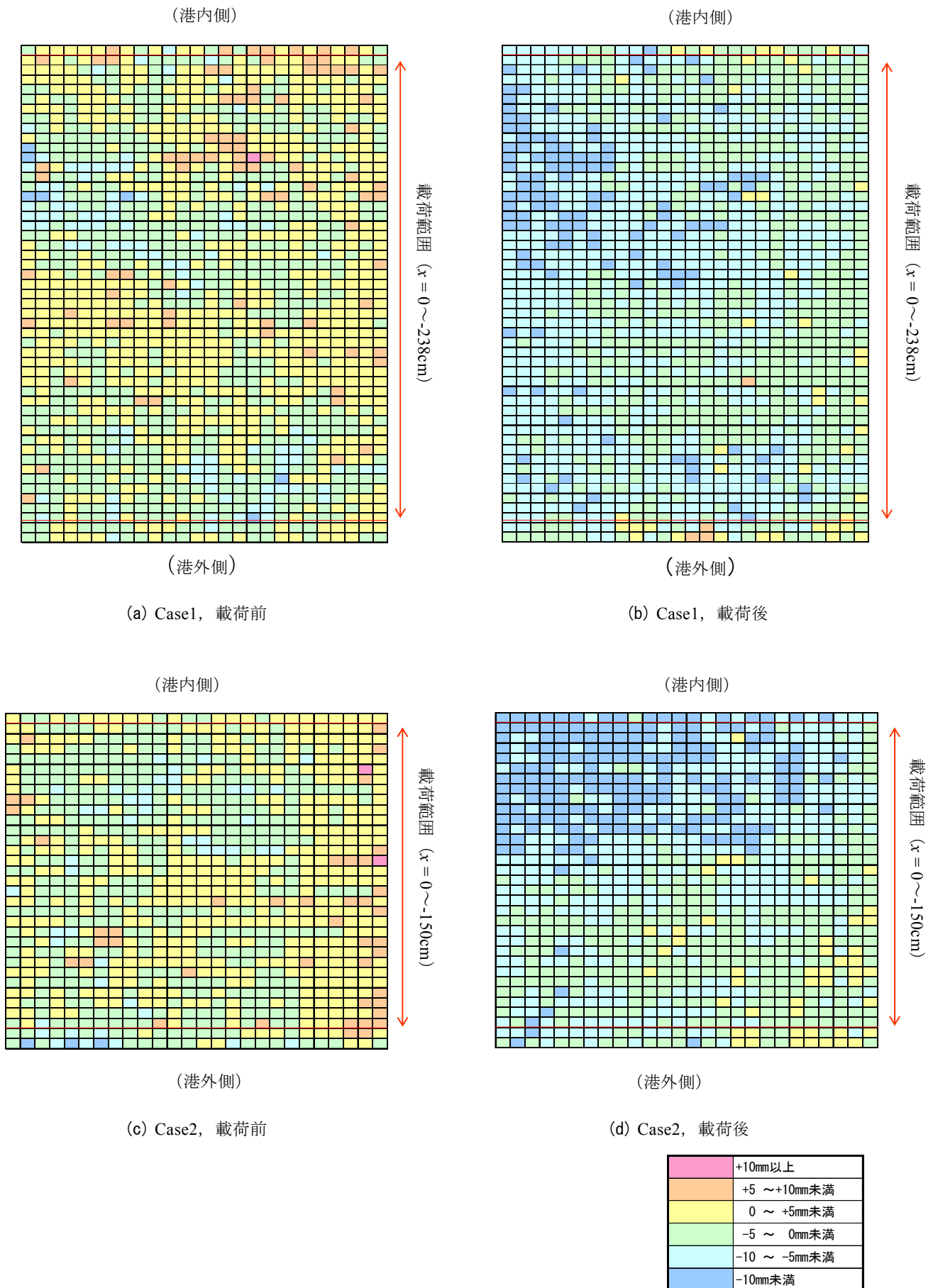


図-7 捨石マウンド標高分布

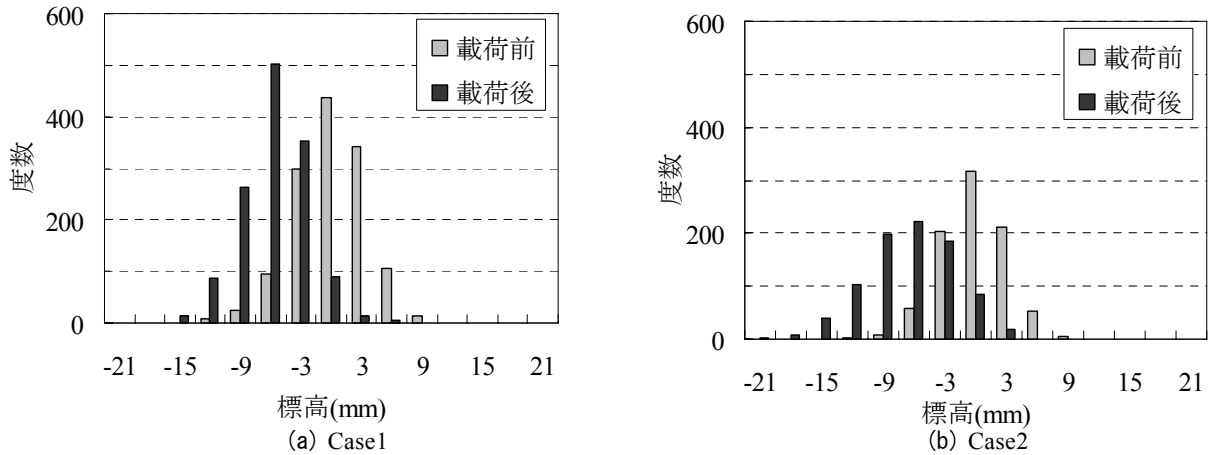


図-8 捨石マウンド標高ヒストグラム

化を表している。Case1 では荷重範囲にわたって概ね一様に土圧が増加している。一方、Case2 では港内側に偏心した形で土圧が増加している。

図-7 は、荷重前後の捨石マウンド標高を見たものである。図からも、Case2 では港内側に偏心した形で沈下していることがわかる。図-8 は、さらにこれを捨石マウンド標高のヒストグラムとして示したものである。Case1 では頻度分布の形状を概ね維持したまま沈下しているのに対し、Case2 では分布形が変化し、局部的に大きな沈下が生じている。

図-9 に感圧シートによる応力測定結果を示す。応力分布は、5mm の解像度を持つ生データを、シート撤去時の擦れ等によるノイズを除去した後、3. に示す個別要素法による再現解析の解像度に合わせ 25mm 間隔に平滑化している。

図より、捨石マウンドによる荷重支持は、宮田ら⁴⁾⁵⁾と同様に、不均質かつ離散的であることがわかる。特に Case2 のマウンド内 (H1) において、局部的に 500kPa を超える高い応力が発生している。応力最大値は下層に向かって急激に減少しており、基礎地盤底部 (H3) に至っては応力の分散がかなり進んでおりほとんど極大値が生じていない。

以上のことから、偏心傾斜荷重作用時の荷重支持は、捨石マウンド内での点支持から、基礎地盤での面支持に大きく変化しているものと考えられる。このような応力伝播特性の詳細な分析については、3. 以降で述べる。

図-9 より得られる応力ヒストグラムを図-10 に示す。応

力の度数分布形は図中に実線で示した対数正規分布によく一致している。特に波浪時相当の Case2 のマウンド部において、1000kPa を越えるような高応力が発生しており、分布の側の裾が長い形状となっている。

なお、図に示した λ 及び ζ は、対数正規分布における、それぞれ対数平均および対数標準偏差である。ここで、対数正規分布とは、確率変数の自然対数が正規分布に従う確率分布であり、その確率密度関数は式(1)で、対数平均および対数標準偏差は式(2)によって表される。

$$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_X x} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda_X}{\zeta_X}\right)^2\right\} \quad (1)$$

$$\lambda_X = E(\ln x) = \ln \mu_X - \frac{1}{2}\zeta_X^2$$

$$\zeta_X^2 = \text{var}(\ln x) = \ln\left\{1 + \left(\frac{\sigma_X}{\mu_X}\right)^2\right\} \quad (2)$$

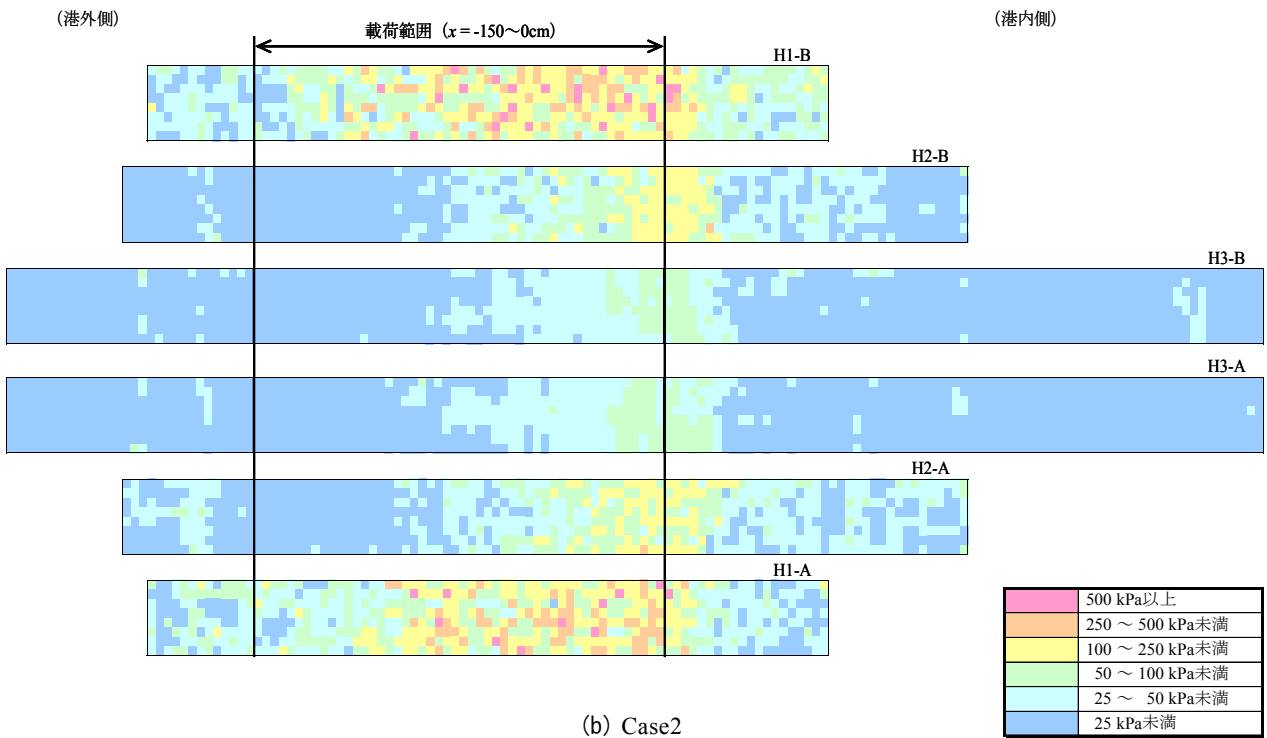
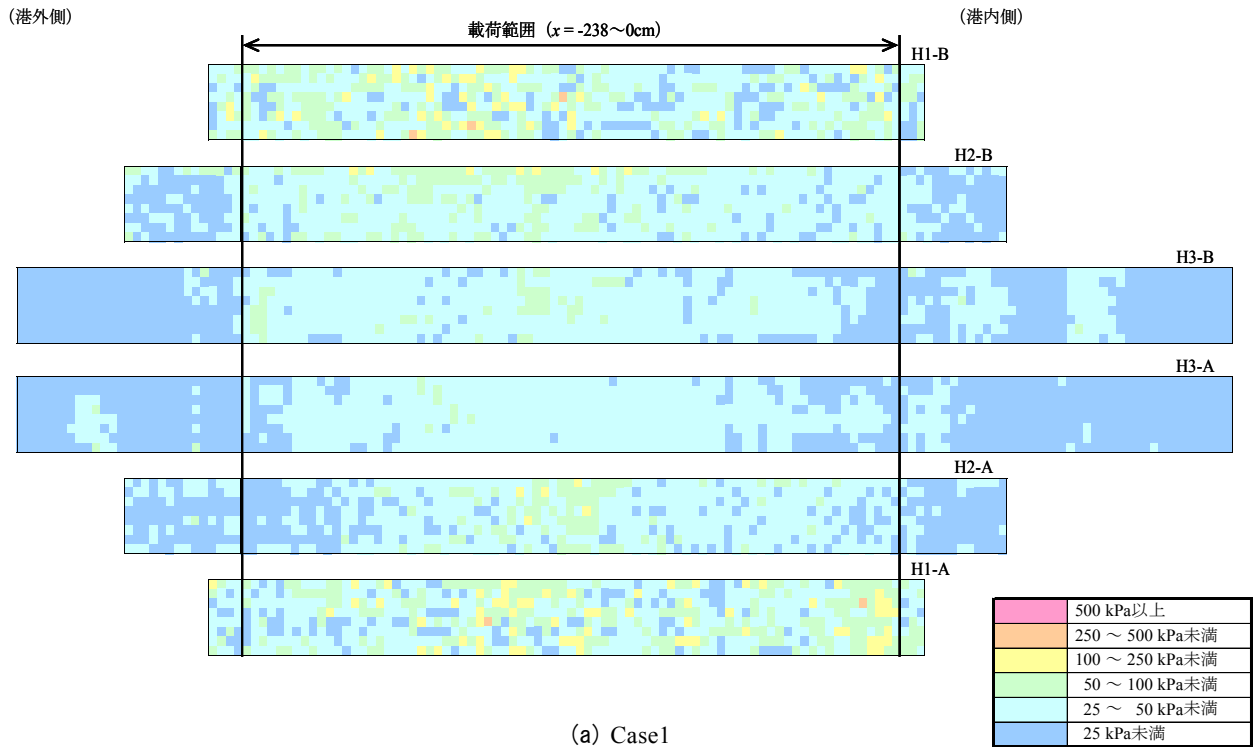
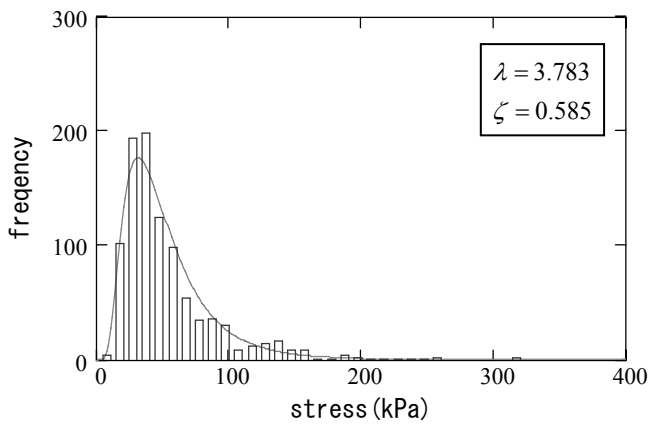
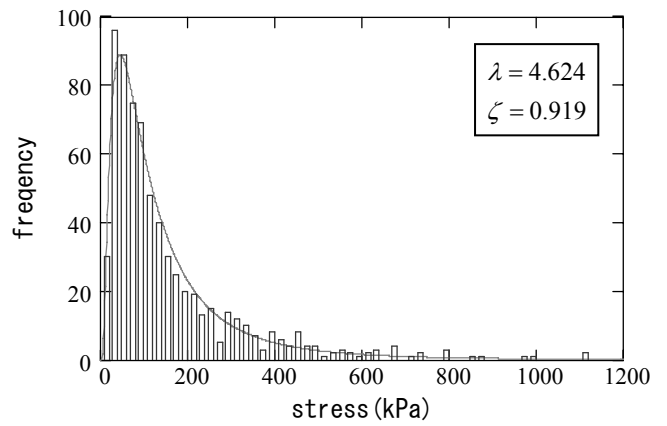


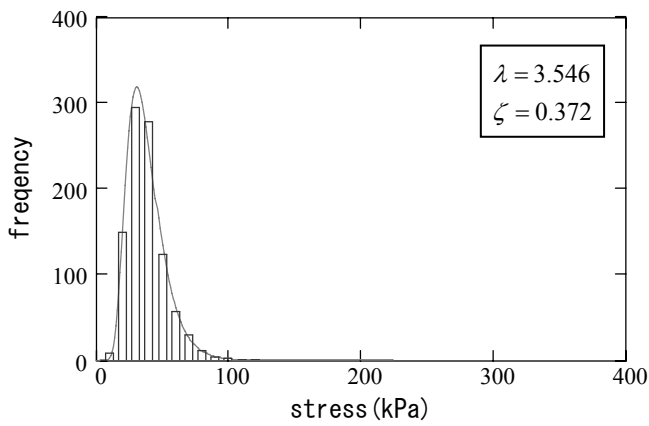
図-9 感圧シート応力分布



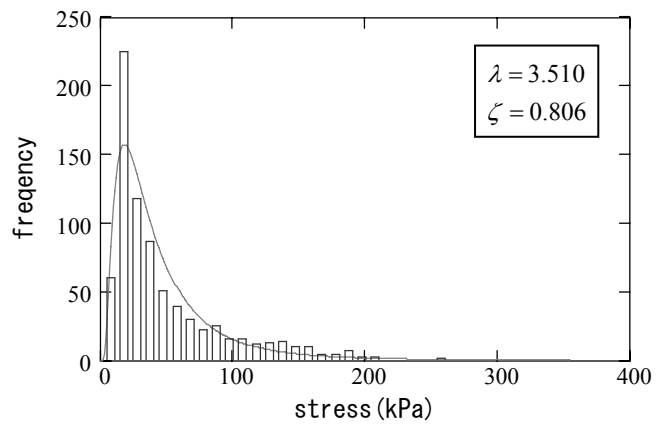
i) H1 (捨石マウンド内, $x=0\sim-238\text{cm}$)



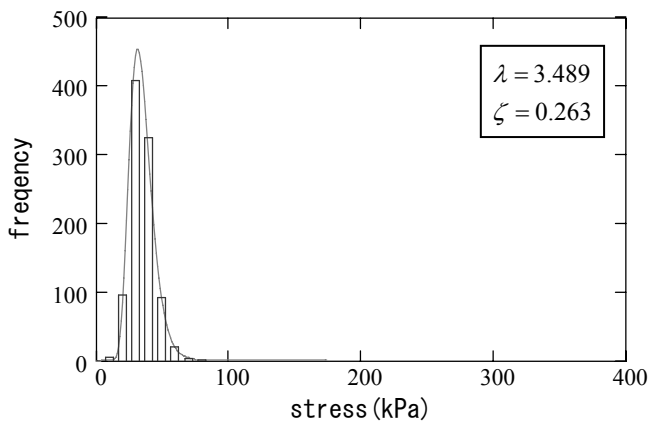
i) H1 (捨石マウンド内, $x=+20\sim-150\text{cm}$)



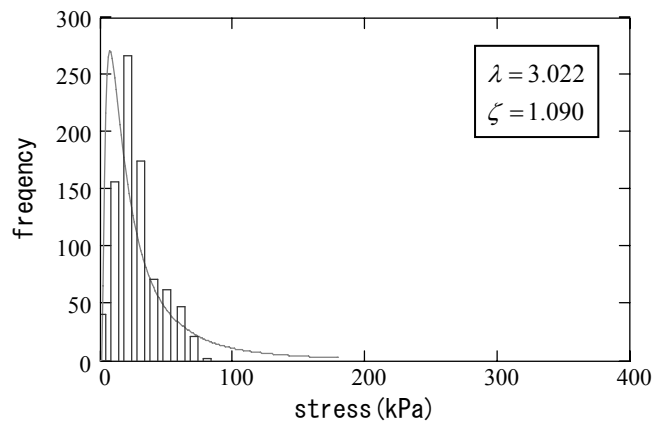
ii) H2 (捨石マウンド底部, $x=0\sim-238\text{cm}$)



ii) H2 (捨石マウンド底部, $x=+40\sim-150\text{cm}$)



iii) H3 (基礎地盤底部, $x=0\sim-238\text{cm}$)



iii) H3 (基礎地盤底部, $x=+60\sim-150\text{cm}$)

(a) Case1

(b) Case2

図-10 応力ヒストグラム

2.2 マウンド変形特性把握実験

a) 実験概要

マウンド変形特性把握実験（以下、変形実験と呼ぶ）では、波力作用時の捨石マウンドの変形特性を把握することを目的とする。このため応力実験とは異なり、捨石マウンドの破壊実験を行った。基本的なモデル、荷重方法などは応力実験の Case2 と同一としたが、荷重レベルを応力実験以上のものとするにより捨石マウンドに大変形を生じさせた。

b) 変形測定方法

捨石マウンドおよび基礎地盤の変形は、鋼製土槽の側面にアクリル板による可視部を設け、模型地盤内部に鋼製釘（ $\phi 7\text{mm}$, $L=150\text{mm}$ ）をターゲットとして配置し、荷重ステップ毎の位置をデジタルカメラで撮影することにより測定した。ターゲットの配置間隔は水平方向に 100mm、鉛直方向に 50mm とし、計 168 箇所配置した（図-3 参照）。実験に先立ち予備試験を行い $\pm 1\text{mm}$ 程度の計測精度を有していることを確認した。さらに、加速度計を取付けた鋼製板を港内側地盤内に設置して、加速度計で計測される重力ベクトルから鋼製板の傾斜角を算定することによって、地盤内の変形状況を計測した（図-3 参照）。この鋼製板は鉛直方向に 100mm 間隔でジョイントを設けてあり、地盤の変形に追随する。

c) 実験方法

変形実験においては、捨石マウンドに大変形を生じさせる必要がある。このため、荷重ブロックの全自重を荷重した後に作用させる水平荷重の値は、応力実験よりも大きく設定する必要がある。しかしながら、水平荷重の値を余りにも大きくしてしまうと、破壊モードとしては支持力破壊ではなく、滑動破壊が生じてしまい、本研究の目的に合致した結果が得られない可能性が高いと考えられる。このために変形実験では、荷重ブロック底面と捨石マウンドの摩擦抵抗をより高めるため、摩擦増大マットを用いる代わりに、荷重ブロック底面に格子状の金網（径 $\phi 6\text{mm}$ 、 $\# 100\text{mm}$ ）を設置した。予備実験の結果、この金網を用いることにより摩擦係数は 0.8 程度まで期待できることを確認した。

実験は、応力実験の Case2 と同じコンクリート製の三角形ブロックを用いた実験であり、基礎地盤モデルおよび捨石マウンドの作成方法については応力実験と同じである。

図-11 に荷重方法を示す。図には、応力実験 Case2 での荷重条件、荷重傾斜率 $H/V=0.6$ の線および安全率法により算定した等安全率曲線を併記した。変形実験では実際の防波堤マウンドに対する荷重履歴を模擬する観点から、まず鉛直荷重（荷重ブロック自重 60kN/m ）のみを鉛直荷重増

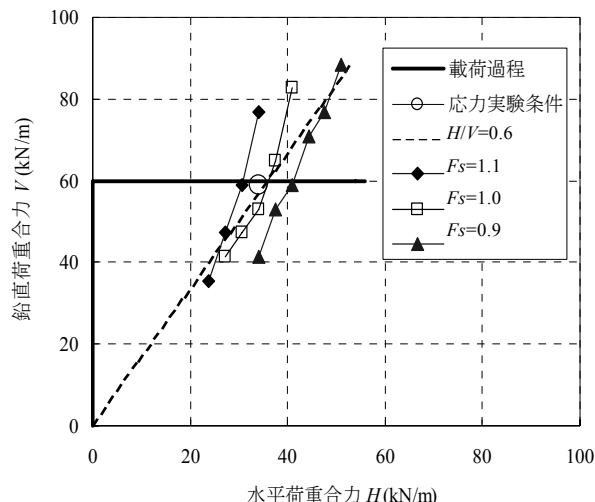


図-11 荷重方法

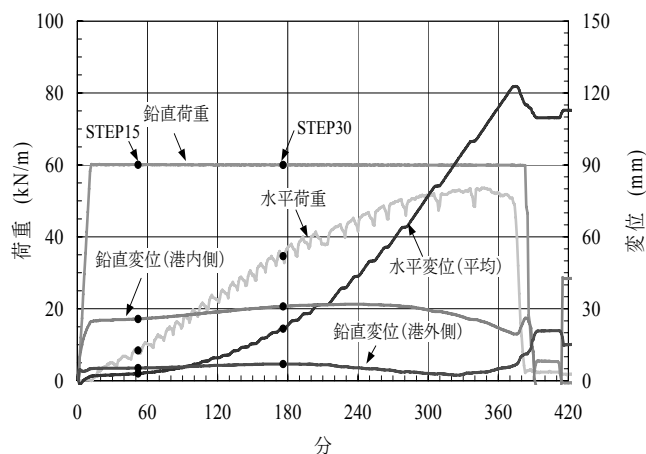


図-12 荷重と変位の時刻歴

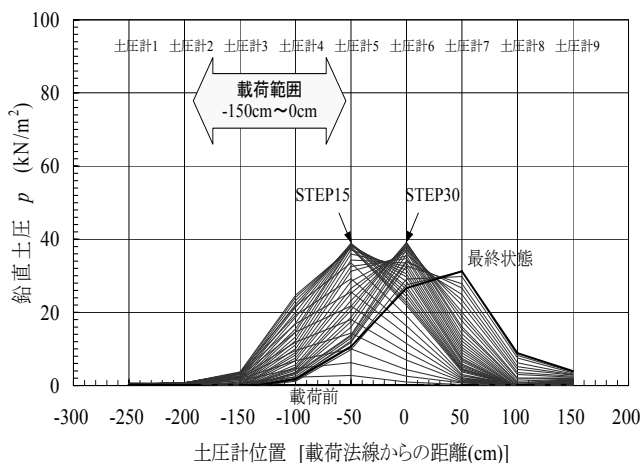


図-13 基礎地盤下部土圧分布

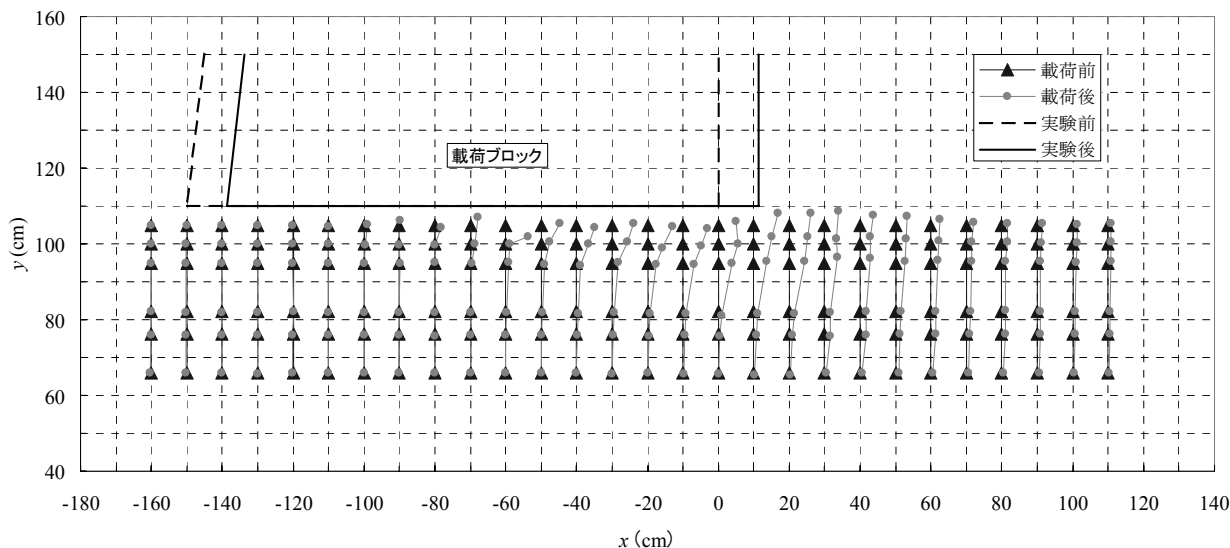


図-14 ターゲット変位分布

分 $\Delta V=6.0\text{kN/m}$ で 10 段階の荷重ステップで与え、荷重ブロックを支えているワイヤーを解放した。その後、水平荷重増分 $\Delta H=1.8\text{kN/m}$ で捨石マウンドおよび基礎地盤の破壊が生じるまで水平荷重を油圧ジャッキにより荷重した。水平荷重が 50kN/m を越えると捨石マウンドおよび基礎地盤に明確な破壊が認められるようになり、最終的に 55.8kN/m まで荷重を行った。この時すでに安全率としては、1.0 を大きく下回っている。

d) 実験結果

図-12 に荷重と変位の時刻歴を示す。鉛直変位の傾向は図-5 (b) と同様であり、さほど大きな変位を示していないが、水平変位は水平荷重に対して非線形的に増加している。基礎地盤下部の土圧分布の変化を図-13 に示す。図-12 に示した水平変位の増加に伴い、土圧最大位置も港内側へ移動している。

図-14 に測定したターゲット変位分布を示す。図-12 でも見たとおり、鉛直変位よりも水平変位が卓越している。このような地盤の変形は、ケーソン前趾周辺部に限られており、捨石マウンド下部での変位量は極めて小さい。従って、簡易ビシヨップ法で考慮しているような基礎地盤を含んだ大きなすべり破壊は生じ得ないものと考えられる。また、荷重法線の港内側では一部鉛直上向きの変位が見られる。これは、ケーソン前趾部がマウンド内に入り込んだ分、極近傍の港内側で捨石が盛り上がったものである。

図-15 は、加速度計板とターゲットによる変位量を比較したものである。荷重法線直下においてターゲットの変位

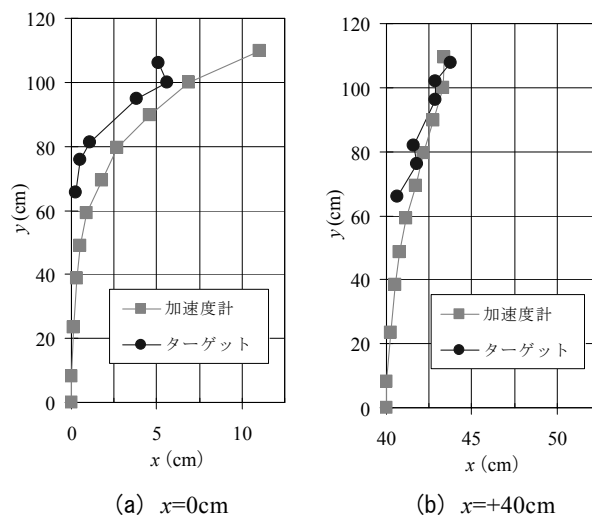


図-15 変位量の比較

が若干過小評価であるものの、変位分布形は良く一致しており、ターゲットによる変位測定が十分な精度を有していると言える。

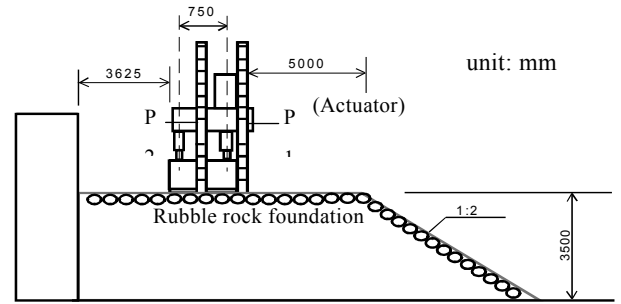
3. 個別要素法によるマウンド支持力に関する再現

3.1 マウンド内応力分布特性把握実験

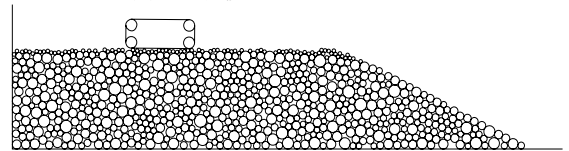
a) 実験のモデル化

ここでは、マウンド内応力分布特性把握実験の Case1 と Case2 を対象にシミュレーション検討を行った。载荷ブロックを多角形要素⁶⁾、捨石マウンドおよび地盤を円要素でモデル化する。シミュレーションに用いたマウンドおよび地盤の材料定数を表-2 に、多角形要素のそれを表-3 にそれぞれ示す。

この材料定数を用いれば、多角形要素は、本検討の荷重範囲内において、剛体的な挙動を示すと考えてよい。粒状体を構成する粒子の大きさのコントラストの影響を反映できるように、捨石マウンドを表す円要素の平均粒径(D_{50})を 1.0cm、地盤を表す円要素の平均粒径(D_{50})を 0.3cm とした。それぞれの粒子の均等係数は 1.5 である。



(a) 実験模型断面



(b) シミュレーションモデル

図-16 パラメータフィッティングの対象とした载荷実験模型断面とシミュレーションモデル

表-2 マウンドおよび地盤モデルの材料定数

要素平均粒径	D_{50}	(cm)	3.0(マウンド) 1.0(砂地盤)
要素均等係数	U_c		1.5
要素密度	ρ	(kg/m^3)	2300
バネ係数	法線方向	k_n	(N/m) 3.87×10^8
	接線方向	k_s	(N/m) 9.68×10^6
粘性減衰係数	法線方向	η_n	($\text{N}/\text{m} \cdot \text{s}$) 7.81×10^3
	接線方向	η_s	($\text{N}/\text{m} \cdot \text{s}$) 2.1×10^{-1}
粒子間摩擦角	ϕ_μ	($^\circ$)	24.0
転がり摩擦角	ϕ_r	($^\circ$)	16.1(マウンド) 24.0(砂地盤)

表-3 多角形要素材料定数

要素平均粒径	D_{50}	(cm)	4.0
要素密度	ρ	(kg/m^3)	1.62×10^6 (Case-1) 2.44×10^6 (Case-2)
バネ係数 要素連結	法線方向	k_n	(N/m) 1.37×10^{10}
	接線方向	k_s	(N/m) 3.43×10^8
粘性減衰係数	法線方向	η_n	($\text{N}/\text{m} \cdot \text{s}$) 1.65×10^6
	接線方向	η_s	($\text{N}/\text{m} \cdot \text{s}$) 4.43×10^1
要素と辺の摩擦係数	μ		0.7

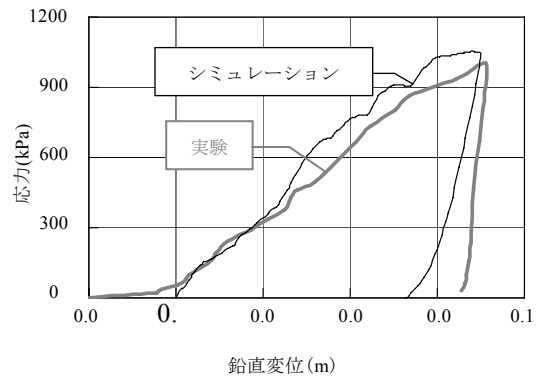


図-17 载荷ブロック鉛直荷重-鉛直沈下量関係の比較 (シミュレーションは、転がり摩擦角を 16.1 $^\circ$ とした場合。鉛直軸は、ブロックの面積で除し応力として表示した。)

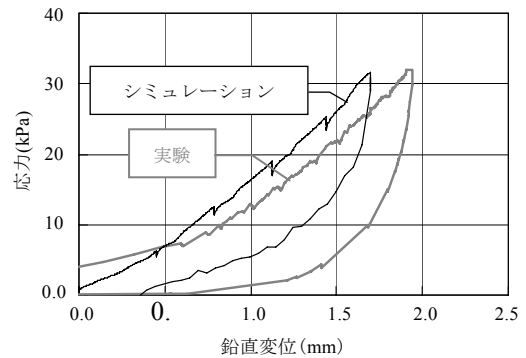
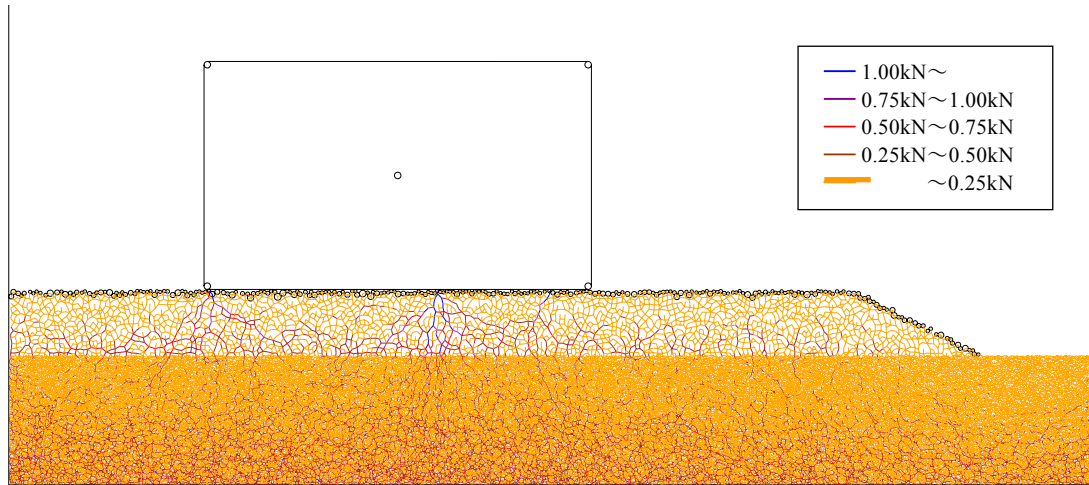
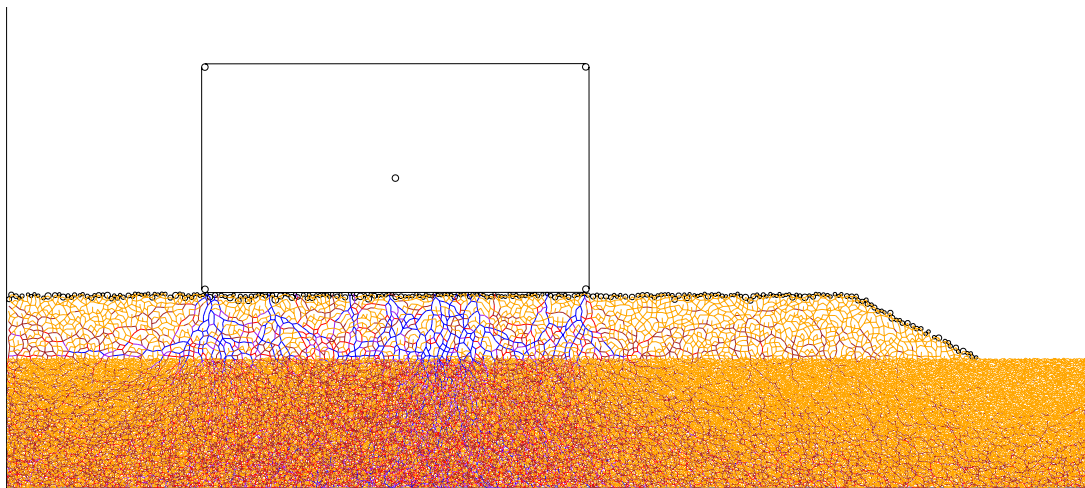


図-18 Case1 の鉛直荷重-鉛直変位関係



(a) 自重 10% 載荷時



(b) 自重 100% 載荷時

図-19 要素間法線方向力分布 (応力柱の発達)

なお実験時に用いた厚さ 10mm の摩擦増大マットについては、その効果として、載荷ブロックと捨石マウンドとの摩擦係数を 0.7 とすることで考慮しているが、マット自体の変形特性についてはモデル化しなかった。

クレーンで吊り下げた載荷ブロックをジャッキを介して人力で下降させることにより 10 段階に鉛直載荷した Case1 を、シミュレーションでは、載荷ブロックモデルの総重量を 5 段階に増加させることにより再現した。一方、鉛直載荷と水平載荷を段階的に繰り返す Case2 については、実験の 2 倍の荷重間隔で応力制御により載荷した。

表-2 に示した転がり摩擦角⁹⁾の値は、マウンドモデルの変形強度特性と密接な関係があり重要である。本研究では、宮田ら⁴⁾⁵⁾の実験を対象にシミュレーション検討を行い、実験結果を良好に再現するパラメータフィッティング

によりこの転がり摩擦角を定めた。

図-16 に宮田らの実験模型の断面図とパラメータフィッティングのためのシミュレーションモデルを示す。このモデルを用いて転がり摩擦角についてパラメトリックにシミュレーションを実施した結果、転がり摩擦角を 16.1° としたとき、実験において得られた鉛直荷重と載荷ブロックの沈下量との関係を図-17 に示すように良好に再現することができた。

b) シミュレーション結果

Case1 における、ブロックの鉛直荷重-鉛直変位関係を図-18 に示す。実験の原波形には、ゴムマットの変形とマウンド表面の不陸へのなじみが含まれているので、マウンド本体および地盤部分の変形特性を示すため、図のグラフはこれらについて補正して示している。まず、ゴムマット変

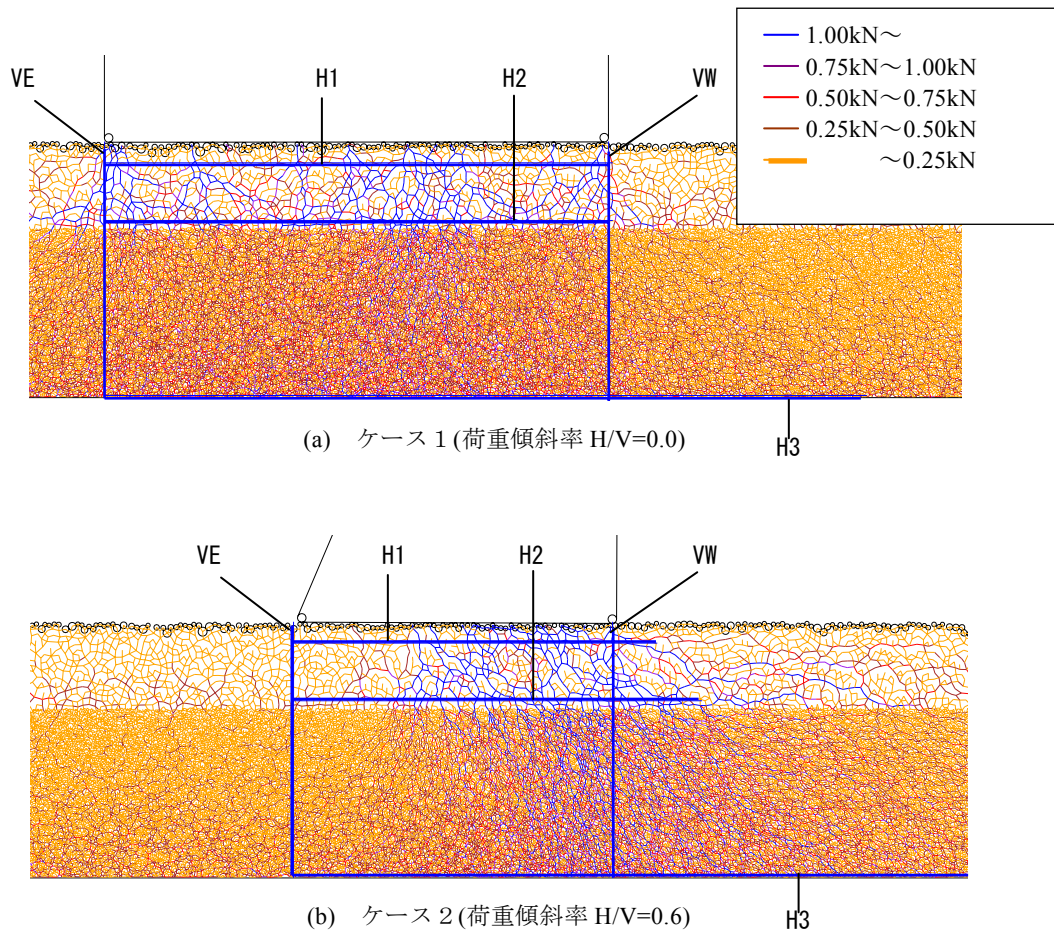
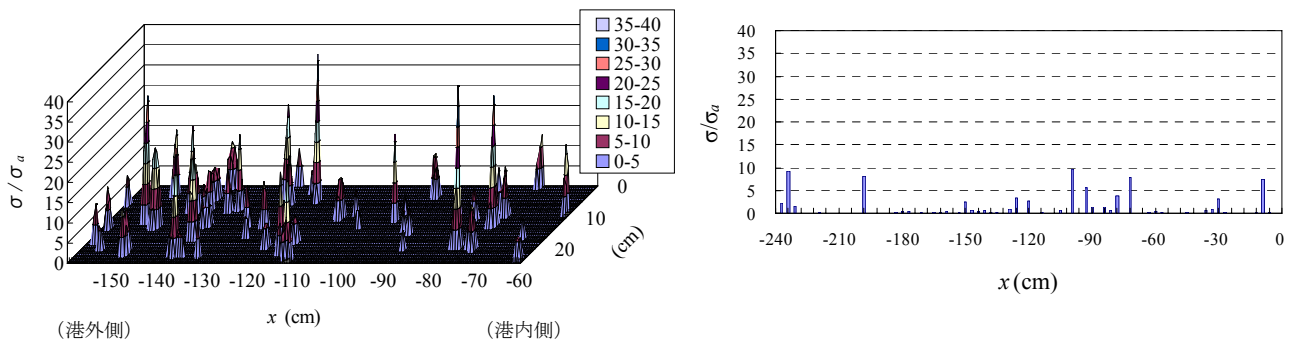


図-20 荷重条件によって異なる応力柱のパターン

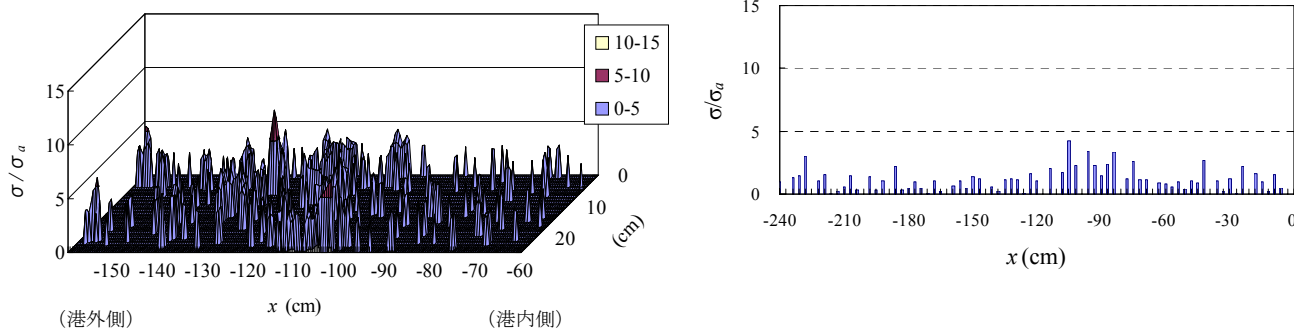
形の補正として、沈下量の最大値が、実験前後に計測したマウンド表面の標高差 5.8mm に一致するよう全体的に縮尺をかけた。次に、ブロックの自重の 10% に対応する荷重に対する変形 3.7mm が、マウンド表面の不陸のなじみであったとして、この時の座標を基点として実験のグラフを表示した。グラフの切片は、ブロックの自重の 10% に対応する荷重である。シミュレーションでは、ブロックの自重の 10% の荷重を作用させて初期状態を作成しているので、図-18 では、これに対応する切片からグラフが始まっている。すなわち、シミュレーションにおいてもブロックの自重の 10% に対応する鉛直荷重分の不陸へのなじみがあったと仮定して比較している。両者は概ね対応している。実験のグラフとしての特徴は、下に凸の関数になっている点であり、シミュレーションにおいてもこの傾向が現れている。

図-19 に Case1 に対するシミュレーションにおける要素間の法線方向力分布を示す。図(a)は自重の 10% 載荷時、図(b)は自重の 100% 載荷時のそれを示す。これらは、要素間

の接触力のうち半径方向の力について、その大きさで色分けした線分を用いて表したものである。線分の両端は両要素の中心である。青色や濃い紫および赤色の線分は、相対的に大きな力を伝達する接点を示しており、これらはブロックとの接点を基点として選択的に連なりツリー状の構造になっている様子がみてとれる。このようなツリーの幹や枝にあたる力の連なりを「応力柱」と呼ぶ。ツリーの幹に当たる青色の応力柱は、鉛直下方に卓越しており、マウンド内部では、ブロックを支えるための有利な構造が自然発生的に形成されることがわかる。自重の 10% 載荷時には、ツリーとブロックとの接点が 2~3 箇所であったのが、自重 100% 載荷時には、10 箇所以上に増加し、青色の応力柱も著しく増加している。粒状体を軸圧縮した場合、図-18 のようにグラフ形状が下に凸となる原因として、①粒子間接触面積が増大すること、②マウンドの支持構造が変化すること、の 2 つが考えられるが、本シミュレーションでは、①を考慮していない。したがって、このシミュレーションにおいては、マウンドの支持構造の変化に伴って、ブロッ

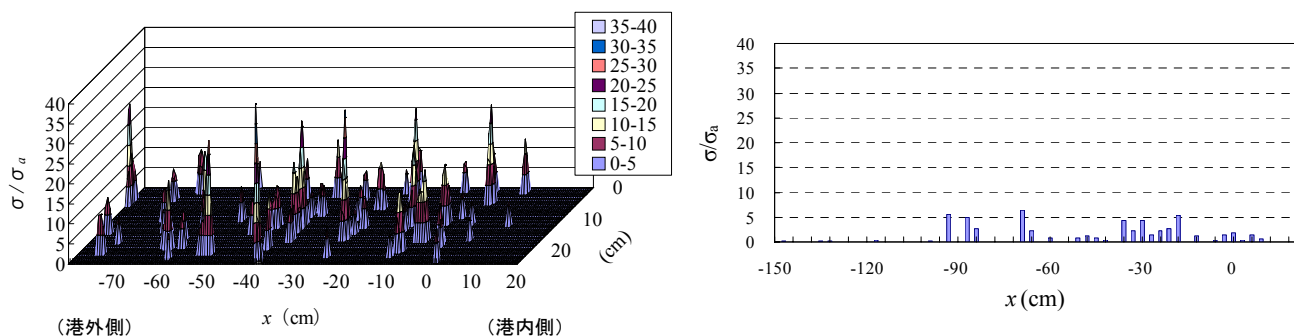


i) H1(マウンド表層から 10cm)

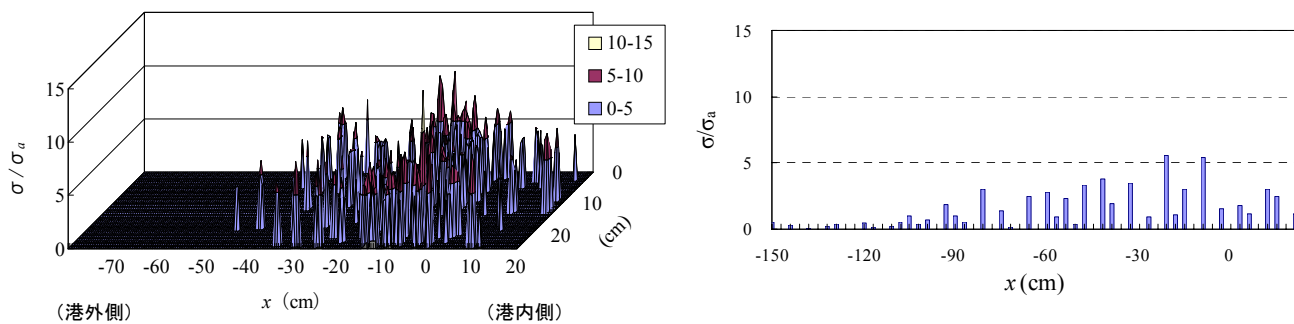


ii) H2(マウンド底部)

(a) Case1



i) H1(マウンド表層から 10cm)



ii) H2(マウンド底部)

(b) Case2

図-21 応力の分布に関する実験とシミュレーションの比較 (左: 実験, 右: シミュレーション)

クを支える方向の剛性が増大するため、図-18のグラフ形状が下に凸になると考えられる。このことは、同様のグラフ形状を示す実験においても、マウンド内にシミュレーションで観察されるような構造変化が発生していることを示唆する。

図-20に Case1 と Case2 の応力柱のパターンについて、荷重ブロック底部近傍を拡大して比較する。ブロックに鉛直方向下向きの荷重(自重)しか作用していない Case1 においては、Case2 に比べてブロック下部の領域に一樣に応力柱が分布しており、応力柱の卓越する方向は鉛直下方である。一方、荷重の傾斜している Case2 においては、応力柱の分布がブロック下部右方に偏っており、応力柱の卓越する方向も荷重方向である右方に傾いている。

図-21(a)に Case1 における、感圧紙から求めた実験の水平面内応力分布と、シミュレーションとの比較を示す。応力値は、実験とシミュレーションとの不整合を除外するため、平均応力値 σ_a で無次元化している。また、実験結果は、解像度 5mm の生データを用いており、さらに、応力最大値から総荷重の 20%に相当する応力までを示している。ここで、総荷重の 20%に相当する応力とは、各応力にメッシュ面積 (25mm²) を乗じた各メッシュ荷重を降順に並べ替え、最大荷重からの累積荷重が総荷重の 20%に達するメッシュの応力を意味する。マウンドでは、応力柱のなす網目状のパターンを明瞭に観察できるが、接点数が多い砂地盤においては、荷重分担が平均化され、図の応力区分による色分けでは応力柱をなす接点とそうでない接点のコントラストが明瞭でなくなっている。

シミュレーションにおける応力は、実験の計測面 H1 および H2 に相当する面を図-20のように設定し、これらの面を横切る法線方向接触力を 3cm の間隔で合計し、応力値に換算したものである。同様に、Case2 における感圧紙から求めた実験の水平面内応力分布と、シミュレーションとの比較を図-21(b)に示す。

これらの図から、実験およびシミュレーションの両者ともに、マウンド内の応力分布特性として、次の特徴が挙げられる。

①Case1 においては、荷重ブロック近傍の水平面内応力分布では、応力の集中が極めて離散的であり、個々の応力が大きい。これに対して、深度の大きい位置の水平面内応力分布では、応力集中点が著しく増加している。これに応じて個々の応力は小さくなっている。

②Case2 においても、荷重ブロック近傍の水平面内応力分布では、応力の集中が極めて離散的であり、個々の応力が大きい。一方、深度の大きい水平面内応力分布では、荷重ブロック右方に、応力集中点が偏っている。

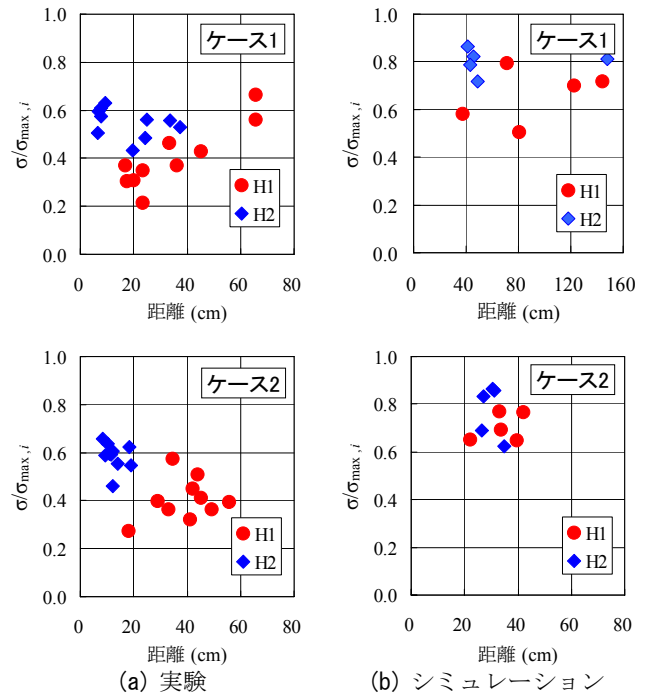


図-22 応力極大値間距離の比較

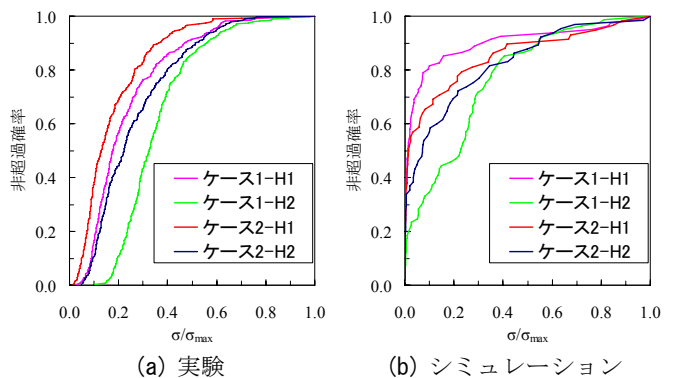


図-23 応力最大値に対する非超過確率の比較

このような特徴は、図-20に示した応力柱の分布パターンと対応する結果となっていることがわかる。

応力の空間分布特性を詳細に把握するべく、自己相関係数と相関距離の検討を試みたが、応力値のばらつきが大きかつ、低応力値に相関係数が支配されるため、明確な特性を得ることができなかった。そこで、応力の極大値を抽出し、極大値間距離の比較を行った(図-22)。図は、応力極大値の上位 5 点 ($\sigma_{max,1} \sim \sigma_{max,5}$, ただし実験結果については感圧シートを 2 列配置したため計 10 点) を抽出し、着目する応力極大値 $\sigma_{max,i}$ とそれ以下の 5 点の応力極大値 ($\sigma_{max,i+1} \sim \sigma_{max,i+5}$) との比の平均値と、その間の距離の平均値をプロットしたものである。すなわち、応力極

大値間の平均的な距離を表している。図より、特に実験結果について、上層のマウンド内(H1)で応力間距離が長く、下層のマウンド下端(H2)で応力間距離が短くなる傾向が明確に見受けられる。さらに、Case1よりもCase2の方が応力間距離が短くなっており、これは波浪時の偏心傾斜荷重によって応力極大値が集中していることを表している。シミュレーション結果も概ね同様な傾向にある。

図-23は、応力最大値に対する各応力度の非超過確率を比較したものである。水平軸は応力最大値で除して正規化してある。実験、シミュレーションともに、下層のマウンド下端(H2)の方が非超過確率1.0に至るまでの勾配が緩やかであり、これは広範囲にわたって高応力が発生していることを表している。

以上のことから、捨石マウンドの荷重支持は、上層の離散的な点支持から、下層の面支持へと支持構造が変化しており、シミュレーションはこれを再現していると言える。

3.2 マウンド変形特性把握実験

a) 実験のモデル化

実験のモデル化は、応力実験のシミュレーションと同様に行った。ブロック底面の金網による摩擦増大の効果を表すため、ブロック底面の摩擦係数を0.7とした。シミュレーションに用いた材料定数も表-2、表-3に示したものと同値である。載荷ブロックをマウンドに設置した水平載荷前の状態を、まず、ブロック底面で観測される鉛直方向の反力が、ブロックの自重に見合うレベルまで載荷ブロック(多角形要素)を下方へ強制変位させた後、安定するまで放置することでモデル化した。

実験では、ブロック基部に治具を設置して手動のウィンチを用いて、2kN/mの荷重増分で牽引することにより、ブロックへの水平載荷を行った。シミュレーションでは、これをブロックモデルの右下隅部の円要素に水平荷重を加える方法で実施した。計算時間を節約するため荷重増分速度を6kN/m/sとし、ブロック底面で観測される水平方向の反力が42kN/m($H/V=0.7$)に達するまで連続的に増加させた。

b) シミュレーション結果

実験とシミュレーションにおけるブロックに作用する水平荷重(シミュレーションは、ブロックがマウンドから受ける抗力)とブロックの水平変位の関係を図-24に示す。実験では荷重増分毎に各種計測作業を行うので、次の載荷を行うまでのクリープによって波形に節がついている。荷重傾斜率が0.6に達するまでに生じたシミュレーションにおけるブロックの水平変位は16mm(図中にマークしたポイント)であり、実験におけるそれは20mmであった。変位量に20%の差異が生じているが、このポイントまで両曲

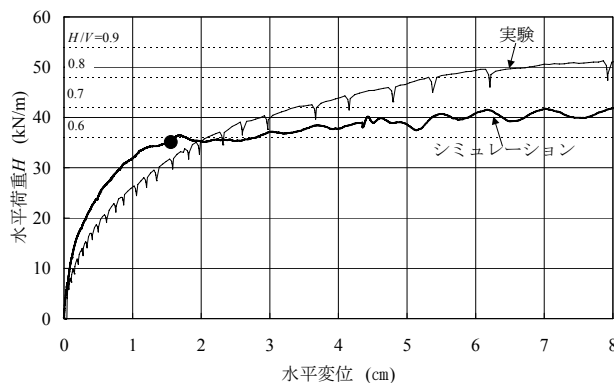


図-24 荷重-変位関係の比較

線はその形状において対応していると言える。

シミュレーションでは、荷重傾斜率が0.6を超えると急激に水平変位が増大している。これは、実験において、水平変位が30mm越えたあたりで1荷重増分あたりの水平変位が著しく大きくなる状況と対応しており、シミュレーションおよび実験ともに、荷重傾斜率が0.6を超えると系の変形に対する抵抗力が著しく損なわれる変化が生じることを示している。シミュレーションでは、荷重傾斜率が0.6に達する以前では実験に比べて水平変位が小さく、これを超えると急激に変位が増大する理由として、シミュレーションの載荷速度が実験よりかなり大きいことが影響していると考えられる。載荷速度の影響の評価は今後の課題としたい。

実験終了時における、マウンド側壁に設置したターゲットとシミュレーションモデルのそれに対応する位置の要素変形状況を図-25に比較する。実験では、載荷ブロック右下隅部近傍のマウンドに大変形が発生しており、マウンド表面は盛り上がるように変形している。シミュレーションはこのような状況を良好に再現している。図-26に、シミュレーションにおける荷重傾斜率0.6から0.7の載荷の間に発生した要素の変位ベクトル分布を示す。本シミュレーションは要素数が非常に多いために変位ベクトルが重なってしまい、濃淡として視認されるが、濃く見える部分が変位ベクトルの値が大きい部分である。図より、変位の大きな要素の分布は、図-25の盛り上がったマウンド表面と対応した位置にあることが分かる。なお、原地盤部分も濃く見えるが、これは要素の数が多いためであり、変位ベクトルの値自体は大きいものではない。荷重傾斜率が0.6を超えると系の変形に対する抵抗力が著しく損なわれ水平変位が増大することと、載荷ブロック右下隅部近傍のマウンドが局所的に破壊することとは密接に関係していることが分かる。図-27に、シミュレーションにおける荷重傾斜率0.6から0.7の載荷の間に発生したせん断ひずみ分

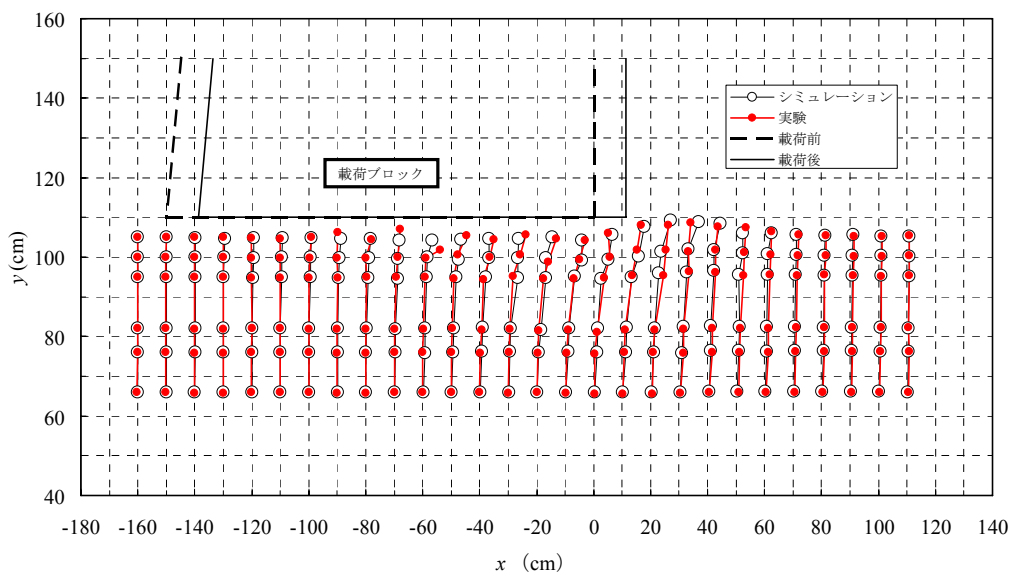


図-25 マウンド変形状況の比較

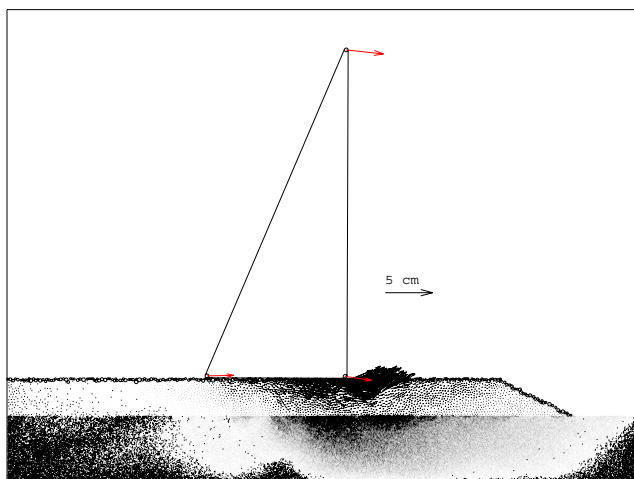


図-26 変位ベクトル分布 (荷重傾斜率 0.6~0.7 の増分)

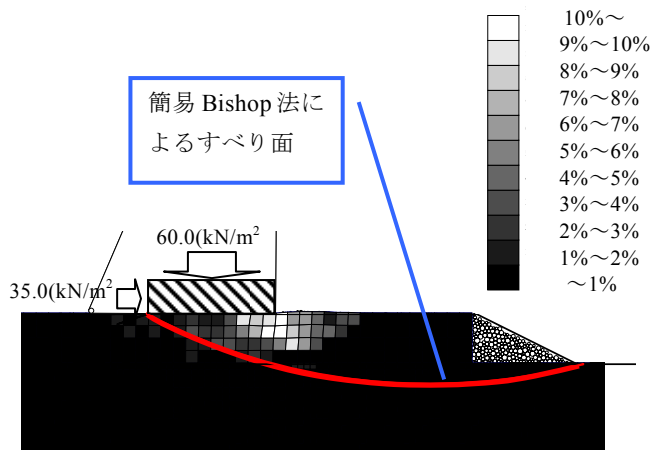


図-27 せん断ひずみ分布 (荷重傾斜率 0.6~0.7 の増分)

布を示す。マウンドに見られる支持力破壊の形態は、マウンドから砂地盤を通過する円弧状の破壊面に沿って、剛体ブロックがすべるモードではなく、載荷ブロック右下隅部近傍のマウンドの局所破壊であることを示唆している。

4. 支持力破壊のメカニズム

載荷ブロック右下隅部近傍のマウンドの局所破壊と全体の变形との関係を知るため、3. で実施したシミュレーションについて、局所破壊する小領域を図-28 に示すように抽出し、a 面と c 面に作用する応力 (σ_{1a} , σ_{1c}) や変位および a 面と c 面間の見かけの軸ひずみ (ϵ_1) を算出した。 σ_{1a} は、抽出した小領域の左端にある要素に領域外から作用する荷重を合計し、左端の領域面積で除して得た。 σ_{1c} も同様に小領域の右端にある要素を対象として算出した。 ϵ_1 は、初期に左端にあった要素の x 座標を平均して a 面の x 座標とし、初期に右端にあった要素の x 座標を平均して c 面の x 座標として算出した。

図-29(a) に、 σ_{1a} および σ_{1c} と ϵ_1 の関係を示す。 σ_{1a} は、ひずみ 1% 付近でピークに達した後、25% 程度レベルを下げていく。図-29(b) に示すように、 σ_{1a} のピークをつけた時点に対応する時間(図の●印)以降 a 面と c 面との距離が急速に縮小しており、この小領域においては、この時点でこれ以上の变形に対して σ_1 方向の抵抗力を失ったと言える。これを小領域の破壊と呼ぶことにする。小領域のピークの位置は、図-24 の荷重傾斜 0.6 のポイントにあたり、

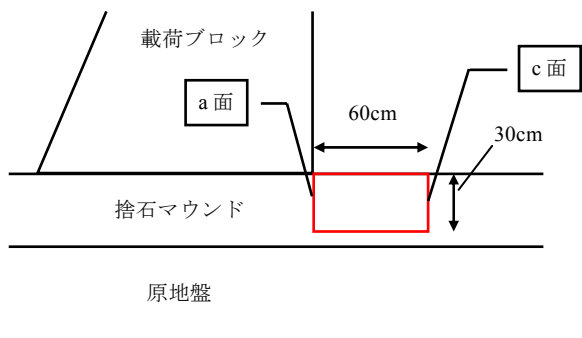


図-28 小領域の抽出

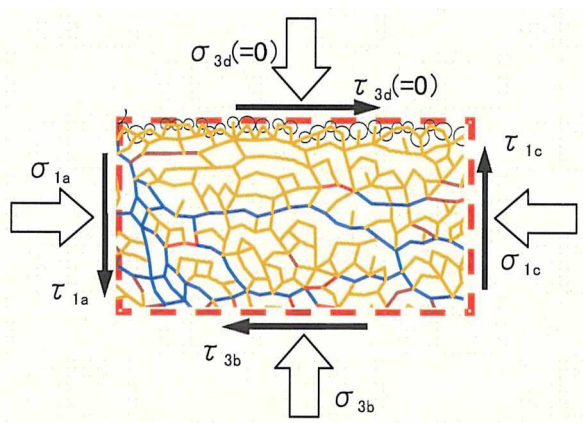
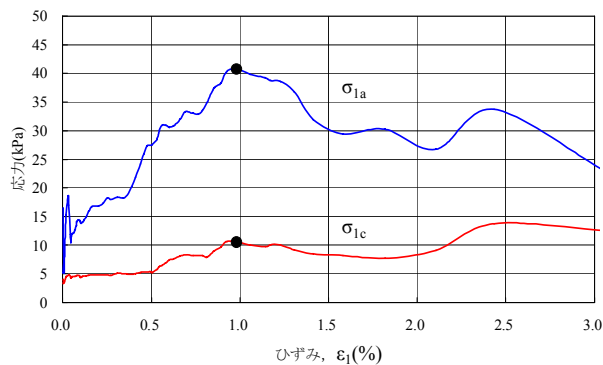
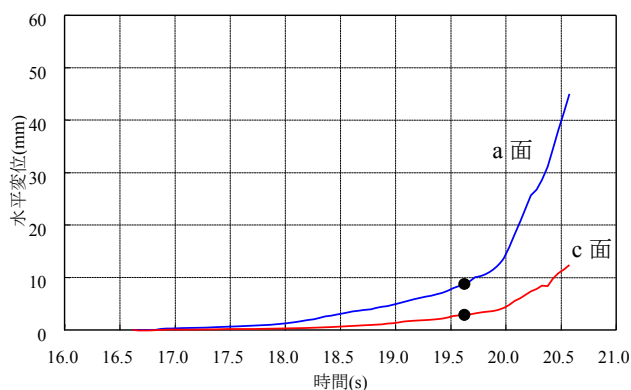


図-28 小領域の抽出



(a) 応力-ひずみ関係



(b) a面およびc面の水平変位

図-29 局所破壊と全体変形

小領域の破壊とブロックの水平変位が急激に増大する転換点とは対応していることが分かる。

したがって、この実験におけるマウンドの支持力破壊は、载荷ブロック右下隅部近傍のマウンドの局所破壊によって生じると結論できる。

5. まとめ

マウンド内に感圧シートを敷設し、まず、静穏時に相当する荷重を载荷ブロックを介してマウンドに载荷し、マウンド内に発生する応力分布を観察した。その結果、ブロック近傍においては、その分布が極めて離散的であり、大きな応力が発生しているが、マウンド-砂層境界部では、応力集中点が増加した分、応力のレベルは小さくなっており、さらに、砂層内部では、ほとんど一様の応力分布になっていることが分かった。この状況を、ブロック底版に接触する数点で支えている荷重が、下方へと伝達されるうち枝分かれして、ツリー構造になっている結果として説明できる

ことが個別要素法を用いた数値シミュレーションによって示された。次に、波力作用時に相当する荷重を载荷した実験における水平面内応力分布では、荷重を作用させた方向に、応力集中点が集って分布しており、ブロックが変位する側の鉛直面内にも、応力集中点が発生することがわかった。この状況を、荷重の作用方向に、マウンド内の支持構造が再構築された結果として説明できることがシミュレーションによって示された。

マウンドの支持力破壊の実験では、载荷ブロック右下隅部（ブロックの変位する方向のつま先に当たる角）近傍のマウンドが局所的に変形し、表面では盛り上がるような形状を示していた。この破壊形態は、簡易ビショップ法で用いられる円弧すべりとは全く異なるものである。実験における载荷ブロックの水平変位は、荷重傾斜率 0.6~0.7 付近で顕著になった。

一方、シミュレーションでは、载荷ブロックの水平変位が、荷重傾斜率 0.6 で顕著になった。シミュレーションで

分析した結果、このとき、荷重ブロック右下隅部近傍のマウンド内で局所的な破壊が発生するため、それ以上の水平変位に抵抗する能力を失うことが分かった。

以上のことから本研究で、①マウンドの支持力破壊は、砂層地盤をも包含する大規模な円弧すべりではなく、マウンドのブロックの変位する方向の隅部近傍の局所的な破壊であること、②防波堤マウンドに構築される支持構造とその破壊形態は粒状体の特徴であり、個別要素法はこのような現象について、定量的にも良好に再現できること、が示された。

マウンドの支持力破壊が、円弧すべりでなく局所破壊であることは、今後の支持力設計法の構築にあたって、ポイントとなる概念であると考えている。これが普遍的な現象であることを示すために、別の断面による検討⁷⁾も実施している。今後は、破壊メカニズムと調和的な防波堤の支持力破壊に関する設計法構築に向けてさらに検討を進める予定である。

本研究で用いた個別要素法のシミュレーションには、京都大学澤田教授の開発した DEMS を改良して用いた。

(2008年2月14日受付)

参考文献：

- 1) 国土交通省港湾局監修，日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 2) 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.
- 3) Terashi M. and M. Kitazume: Bearing Capacity of a Foundation on Top of High Mound Subjected to Eccentric and Inclined Load, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol.26, No.2, pp.3-24, 1987.
- 4) 宮田正史，菅野高弘，長尾 毅，菊池信夫：捨石マウンドの支持機構を考慮したケーソン底版設計法の開発への取り組み，土と基礎，Vol.50，No.4，Ser.No.531，pp.19-21，2002.
- 5) Miyata M., T. Sugano, T. Nagao, M. Nakagawa, G. G.W. Mustoe, T. Tanaka and N. Kikuchi : EXPERIMENTAL STUDY ON LOAD SUPPORT SYSTEMS OF RUBBLE ROCK FOUNDATIONS , *Journal of Geotechnical Engineering*, JSCE, No.750, III-65, pp.1-14, 2003.
- 6) 中瀬 仁，宮田正史，長尾 毅，本田 中，興野俊也，安田勝則，菅野高弘：個別要素法によるケーソン式防波堤の挙動解析，応用力学論文集，Vol.5，pp.461-472，2002.
- 7) 本田 中，長尾 毅，吉岡 健，興野俊也，安田勝則，中瀬 仁：個別要素法によるマウンド支持力破壊モードの分析，海洋開発論文集，第21巻，pp.981-986，2005.

国土技術政策総合研究所資料
TECHNICAL NOTE of NILIM
No. 453 March 2008

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写のお問い合わせは

〔 〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1
管理調整部企画調整課 電話：046-844-5019 〕