

国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

VOL. 61 No. 2 Dec 2022

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

NATIONAL INSTITUTE OF
MARITIME, PORT AND AVIATION TECHNOLOGY

総目次

1. 高波による護岸での地盤破壊と安定性評価法
高橋 英紀

高波による護岸での地盤破壊と安定性評価法

高橋 英紀*

要 旨

高波による沿岸域の護岸での被災は続いており、その被災形態としては地盤を含むものもある。その破壊メカニズムを明確にして、適切に安定性を評価することが重要である。また、耐力が不足する護岸については効果的な対策を施すことが急務となっている。本研究が着目している地盤破壊は、地盤の飽和化や引き波時の護岸前面水位の低下に伴う不安定化に起因するものである。研究では、波の伝播と地盤の変形を含む護岸の破壊挙動を再現する遠心模型実験を行い、破壊メカニズムの確認と諸条件の影響評価を行った。また、有限差分法による流体解析を実施して地盤の変形解析へ入力する水圧を算定し、地盤の有限要素解析 (FEA) によって護岸の破壊挙動を再現した。FEA では、地盤の応力や間隙水圧状態などを把握することで破壊メカニズムを応力などの観点から検証した。これらの検討を通して、地盤の飽和化や引き波時の間隙水圧条件が地盤の不安定化を招いていることを明らかにした。さらに、地盤を含む護岸の安定性を円弧すべり計算で評価し、その精度の高さを確認した。最後に、護岸における地盤の安定性を高める方法について検討した。遠心模型実験や FEA の結果からの考察や円弧すべり計算の実施を通して、法先地盤の洗掘・緩み対策や、法先での矢板や固化処理土の打設、被覆工下部の砕石層の構築、被覆工下部地盤での飽和化の防止などが地盤の安定性を高めることを示した。

キーワード：波，地盤，護岸，遠心模型実験，流体解析，有限要素解析，円弧すべり計算

* 地盤研究領域地盤改良研究グループ長
〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所港湾空港技術研究所
電話：046-844-5055 Fax：046-844-0618 E-mail：takahashi-h@p.mpat.go.jp

Ground Failure and Stability Evaluation of Seawalls Subjected to High Waves

Hidenori TAKAHASHI*

Synopsis

Damage to seawalls caused by high waves still occurs even today, and one of the patterns of damage is failure involving ground. It is important to clarify the failure mechanism and to assess the stability appropriately, and effective countermeasures are urgently needed for seawalls with insufficient strength. The ground failure focused on in this study is due to instability caused by ground saturation and lowering of the water level in front of the seawall during backwash. A series of centrifuge model tests were conducted to reproduce the seawall failure, modelling both wave propagation and ground deformation, to confirm the failure mechanism and to evaluate the effects of various conditions. The seawall failure was reproduced by finite element analysis (FEA) of the ground, using finite difference fluid analysis to calculate the water pressure input to the ground deformation analysis. In the FEAs, the failure mechanism was verified from the viewpoint of stresses by understanding the stresses and pore water pressure conditions in the ground. Through these investigations, it was clarified that the saturation of the ground and the pore water pressure conditions during backwash caused ground instability. Furthermore, the ground stability in the seawall was evaluated using circular slip analyses, and the accuracy of the calculations was confirmed. Finally, methods to increase the ground stability in the seawall were investigated. The discussions based on the centrifuge model tests, FEAs, and circular slip analyses showed that measures to prevent scour and loosening of the ground ahead of the seawall, the installation of sheet piles or cement treated soil ahead of the seawall, the laying of a crushed stone layer below the armoring panel, and the prevention of saturation will increase the stability of the ground.

Key Words: Wave, ground, seawall, centrifuge model test, fluid analysis, finite element analysis, circular slip analysis

* Head of Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Department
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute
Phone : +81-46-844-5055 Fax : +81-46-844-0618 E-mail : takahashi-h@p.mpat.go.jp

目 次

要 旨	3
1. まえがき	6
2. 遠心模型実験	7
2.1 実験相似則	7
2.2 実験条件	9
2.3 実験結果	11
3. 流体解析	15
3.1 解析条件	15
3.2 解析結果	16
4. 有限要素解析	18
4.1 解析断面および初期・境界条件	18
4.2 地盤のモデル化	19
4.3 解析結果	21
5. 地盤の安定性評価法の検討	23
5.1 評価方法	23
5.2 妥当性の検証	24
5.3 種々の断面での安定性	25
6. 地盤の安定化のための対策法の検討	27
6.1 護岸の補強	27
6.2 天端高さの確保	29
7. 結論	30
8. あとがき	30
謝辞	30
参考文献	30

1. まえがき

沿岸域には多くの護岸が構築されており、地盤はコンクリート版や被覆ブロック、礫などで繰返し来襲する波の作用から保護されている。しかしながら、台風などで生じた高波の影響で、法面の損傷、頂部の沈下、被覆工の滑動など、様々な形態で護岸が破壊している¹⁾²⁾。昨今、台風の頻度や規模が増しており、発生する被害も拡大している。さらに、地球温暖化に伴う海面上昇も護岸の安定性に影響を与えることが予想される。このような気候変動への対応も考えると、護岸の被災メカニズムを明確にして、耐力が不足する護岸では効果的な対策を施すことが急務となっている。

護岸における地盤を含む破壊としては、揚圧力によって被覆工が海側に移動して露出した法面が洗掘されたり、法先付近で地盤が洗掘されたり、内部の地盤が吸い出されたりする現象が指摘されてきた¹⁾²⁾。これらの他にも、豪雨時の山の斜面崩壊と同様に、被覆工下部の地盤にすべり面が生じ、地盤そのものが崩壊することも原理的に考えられる。この地盤の不安定化の要因としては、引き波時の護岸前面での水位低下に加えて、護岸頂部や背後における降雨の浸入や越波による海水の浸入、被覆工の隙間や揚圧力抜き孔からの水の浸入に伴う地盤の飽和化が挙げられる。著者ら³⁾⁴⁾は破壊要因を過去に推定した。図-1.1に、高波来襲時の水理条件を表す模式図を示している。波が来襲していない場合、地盤内の水位は海面と平衡状態にあり、比較的高い透水性を持つ地盤ならば、水位より上の地盤は飽和度が低いか乾燥状態にある。ここに波が来襲すると、押し波時には、被覆工間の隙間や揚圧力抜き孔からの水の浸入や、越波の地盤への浸透を通して、地盤の飽和度が高まり、間隙水圧も上昇する。引き波時には、被覆工前面の海側の水位が低下して、地盤内の水位と差が生じて、被覆工下部の地盤に斜め下向きの浸透力が発生する。後述するが、被覆工への揚圧力、法尻ブ

ックへの水圧差による水平力、法先の地盤のゆるみなども組み合わさって地盤が不安定化すると推測された。

法面を保護する被覆工や礫などの安定性については、過去に多くの研究者⁵⁾⁸⁾が解析的手法や水理模型試験で検討している。しかし、それらは表層での土砂輸送に関する問題に限られていた。Grant⁹⁾は、海岸侵食や土砂輸送が地盤内部の水位と強く関係していることを初めて示し、含水比や間隙水圧の変動が地盤の安定性に影響することを示した。その後、土砂輸送に関する研究¹⁰⁾¹¹⁾は行われたが、高波による地盤破壊そのものを具体的に検討した研究は限られている。

本研究では、まず、高波作用下の波の伝播と地盤の変形を含む一連の護岸の破壊挙動を遠心模型実験で検討した。これを2章にまとめている。遠心模型実験を用いて波が地盤挙動に与える影響を調べた研究¹²⁾¹⁷⁾はいくつかあるが、高波による護岸での地盤破壊を検討したものは限られている。ここでは、破壊メカニズムの確認と条件を変化させて系統的な実験を行い、その影響評価を行った。次に3章では、地盤の有限要素解析 (FEA) に入力する水理条件を求めるために、有限差分法を用いた流体解析を実施した。非線形性の強い砕波も模擬し、護岸の表面に与える水圧の境界条件を算出した。4章では、遠心模型実験での地盤挙動を模擬するFEAを実施した。FEAによって実験での地盤破壊を模擬するとともに、地盤の応力や間隙水圧状態などを把握することで上記の破壊メカニズムを応力などの観点から検証した。なお、流体と地盤の挙動解析を組み合わせた研究¹⁸⁾³⁰⁾も多くあるが、それらの検討対象は高波に曝される護岸の安定性ではなく、護岸についての検討は不十分である。5章では円弧すべり計算による安定性評価方法を検討し、6章では波に対する護岸での地盤破壊への対策についてまとめた。

本稿の2~4章は、著者らによる他稿³¹⁾を和文に翻訳して加筆・修正を行ったものである。他の章は新たに記載したものである。

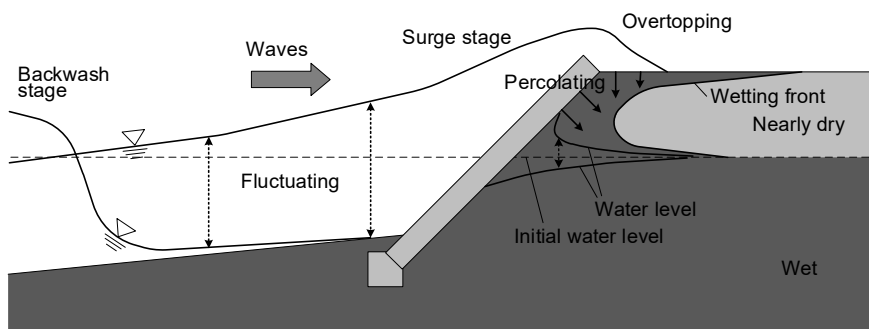


図-1.1 高波来襲時の地盤での水理外力

2. 遠心模型実験

2.1 実験相似則

(1) 流体の相似則

波を再現する水理実験は重力場で行われることが一般的であった。重力場に置かれた縮尺模型では実物スケールの地盤内応力や間隙水圧を再現することは難しく、応力依存性の高い地盤の状態まで含めた検討はほぼ成されてこなかった。しかしながら、地盤の安定性の検討には、応力や間隙水圧の状態を把握することが重要である。そのため、本研究では実物スケールの護岸における応力や間隙水圧を再現できる遠心模型実験手法を検討に用いた。遠心模型実験に用いる模型は比較的小さいために繰り返し作製することが容易であり、実験条件を変えたパラメトリックな試行実験にも向いている。ここでは、遠心力場の実験を含めて、波および地盤の実験相似則を整理しておく。

波の実験を行う場合、重力に関する無次元数である以下のフルード数 F_r を保つように実験が実施される。

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{gL}} \quad (1)$$

ここに、 U ：特性速度、 g ：重力加速度、 L ：特性長さである。この無次元数が実物と模型で等しくなるように実験を行うことによって、波の諸現象を再現することが可能となる。また、模型相似比も求められ、表-2.1 のようになる。例えば、実物と模型において F_r と g が等しくなるよ

うに考える重力場での水理実験では、寸法 L が $1/N$ 倍ならば、速度 U は $1/\sqrt{N}$ 倍となる。このため、時間の相似比は $1/\sqrt{N}$ 倍となる。一方、遠心力場では、 g が N 倍となるため、寸法 L が $1/N$ 倍ならば速度 U の相似比は 1 、時間の相似比は $1/N$ となる。水の速度つまり流速に依存する挙動は多く、速度の相似比が 1 となる遠心力場で実験を実施する利点は大きいと言える。流体の無次元数としては、フルード数 F_r 以外に、以下に示す粘性力に関するレイノルズ数 R_e や、表面張力に関するウェバー数 W_e 、弾性力に関するマッハ数 M_a などもある。

$$R_e = \frac{UL}{\nu} \quad (2)$$

$$W_e = \frac{\rho U^2 L}{T} \quad (3)$$

$$M_a = \frac{U}{\sqrt{K/\rho}} \quad (4)$$

ここに、 ν ：動粘性係数、 T ：表面張力、 ρ ：密度、 K ：体積弾性係数である。フルード則に従って実験を行うとすると、それぞれの無次元数の相似比は表-2.1 に示す通りとなる。なお、遠心力場の流体の粘性係数は水のその M 倍としている。粘性流体を使わずに水を使った場合には、 $M=1$ となる。表に示すように、一部を除いてフルード数 F_r 以外の相似比は 1 とならないために、重力以外の力の影響を無視できる範囲内で実験を行う、いわゆる相似則の緩和が必要となる。遠心模型実験の寸法比は $1/100 \sim 1/10$ 程度と比較的小さいが、表に示すように、遠心力場での各無次元数の相似比は基本的に重力場のものよりも 1 に近い。ただし、例えば水の 50 倍の粘性流体を用いるならば、水を使った重力場の実験で R_e は $1/354$ 倍、粘性流体を使った遠心力場の実験で $1/2500$ 倍となるため、 R_e の低下は大きくなる。本研究はブロック間の流れや砕波状況を確認するものではなく、護岸表面に水理外力を与えて護岸の安定性を見るものであり、この相似則については緩和できると考えた。表面張力については、粘性流体の表面張力は水よりも $20 \sim 30\%$ 小さい程度である³²⁾。このため、 W_e は重力場の $1/2500$ に比べて遠心力場では $1/50$ 程度であり、その影響は小さいと言える。

(2) 地盤の相似則

地盤に関する相似比を表-2.2 にまとめている。表-2.2(a)の重力場の相似則は文献^{33), 34)}に基づいて示している。重力場の模型実験では、寸法が $1/N$ 倍として実物と模型で同じ密度の材料を用いると、地盤内の応力が $1/N$ 倍となる。砂地盤において応力が $1/N$ となると、弾性係数は概

表-2.1 流体の相似比（フルード則）

基本量	重力場	遠心力場
長さ	$1/N$	$1/N$
加速度	1	N
速度	$1/\sqrt{N}$	1
時間	$1/\sqrt{N}$	$1/N$
圧力	$1/N$	1
密度	1	1
粘性係数	1	M
表面張力	1	約 1
体積弾性係数	1	1
F_r	1	1
R_e	$1/N^{1.5}$	$1/(MN)$
W_e	$1/N^2$	約 $1/N$
M_a	$1/\sqrt{N}$	1

表-2.2 地盤の相似比
(a) 浸透以外の基本量の相似比

基本量	重力場	遠心力場
長さ	$1/N$	$1/N$
加速度	1	N
密度	1	1
圧力・応力	$1/N$	1
ひずみ	$1/\sqrt{N}$	1
弾性係数	$1/\sqrt{N}$	1
変位	$1/N^{1.5}$	$1/N$
速度	$1/N^{0.75}$	1
時間	$1/N^{0.75}$	$1/N$
透水係数	$1/N^{0.75}$	1

(b) 浸透の相似比

流体	流れ	基本量	重力場	遠心力場
水	層流*	時間	$1/N^{1.5}$	$1/N^2$
		係数 a	1	$1/N$
	乱流**	時間	$1/N$	$1/N$
		係数 b	N	1
粘性流体 M 倍	層流*	時間	$M/N^{1.5}$	M/N^2
		係数 a	M	M/N
	乱流**	時間	$1/N$	$1/N$
		係数 b	N	1

* 実物と同じ粒径の土を用いることを想定する。

** 実物の $1/N$ 粒径の土を用いることを想定する。

ね $1/\sqrt{N}$ 倍となるため、ひずみは $1/\sqrt{N}$ 倍となる。重力場の実験では、種々の仮定が必要なことや、寸法と変位の相似比が合わないことなど、相似則の限界も多い。一方、遠心力場では、重力加速度が N 倍となるため、寸法比を $1/N$ 、密度比を1とすることで、応力や弾性係数、ひずみなどの相似比も1となり、実物の応力～ひずみ関係を模型において直接再現できることになる。このため、重力場での相似則の限界の多くを解決することが可能である。

時間の相似比については注意が必要である。地盤に関しては動的挙動の時間と浸透時間、流体に対しても動的挙動の時間があり、それら3つの相似比の関係を確認しておく必要がある。なお、地盤の浸透に関しては文献³⁵⁾にまとめているので、そちらを参照されたい。流体に関する時間の相似比と地盤に関する動的挙動の時間の相似比については、それぞれ表-2.1と表-2.2(a)に示す通りである。浸透に関しては表-2.2(b)にまとめている。地盤での浸透時間は、重力加速度以外にも、土の粒径や、間隙流体の粘性、流れの状態にも依存しており、表には粘性と流れ

の状態(層流か乱流)別に相似比を示している。なお、遠心模型実験では、小さな粒径の土には、そのまま同じ土を用いて、大きな粒径の土(砕石など)には縮尺模型を用いることが一般的である。小さな粒径の土中の流れは層流、大きな粒径の土中の流れは乱流となることが想定されるため、層流の場合には実物と同じ粒径の土、乱流の場合には $1/N$ 粒径の土を用いることを想定した相似比を表に示している。また、図中の係数 a, b とは、Dupuit-Forchheimer式に基づいたものであり、次式で表される透水の程度を表す係数である。

$$a = \alpha_0 \frac{v(1-n)^3}{g n^2 d_{15}^2}, \quad b = \beta_0 \frac{1-n}{g n^3 d_{15}} \quad (5)$$

ここに、 α_0, β_0 : 係数、 v : 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。動水勾配 i と土中の平均流速 \bar{v} の関係を係数 a, b を用いて表すと、以下のようなになる。

$$i = a\bar{v} + b\bar{v}^2 \quad (6)$$

右辺第1項が粘性項であり、右辺第2項が慣性項である。土の粒径が小さく間隙での流れが層流の場合、第1項が卓越するため、 i と \bar{v} が比例することになる。このことから、係数 a はいわゆるダルシーの法則での透水係数の逆数であることが分かる。

表-2.1と表-2.2に示した3種類の時間の相似比を見比べると、水を用いた実験では、重力場と遠心力場のいずれにおいても時間の相似比が一致しないことが分かる。このため、間隙流体の粘性を調整するなどして、透水係数を調整する必要がある。重力場においては、流体と地盤の動的挙動の時間の相似比がそもそも合わない。ただし、地盤の動的挙動が無視できる実験であれば、 M を N とした粘性係数を水に与えることで、層流の浸透の時間と流体の時間の相似比を合わせることができる。一方、遠心力場では、流体と地盤の動的挙動、浸透時間(乱流)の時間の相似比は合っており、粘性流体を用いることで浸透時間(層流)の相似比も合わせることができる。なお、粘性流体を用いることでレイノルズ数が小さくなり、波の挙動や地表面付近の漂砂状況に影響を与える懸念もあり、遠心模型実験も万能ではない。

地盤では動的現象と浸透時間の相似比を切り離して考えることもできる。例えば、長期間にわたる地盤の圧密を模型で再現する場合、浸透現象に対して動的挙動を無視できるために、浸透時間の相似比を全体の時間の相似比

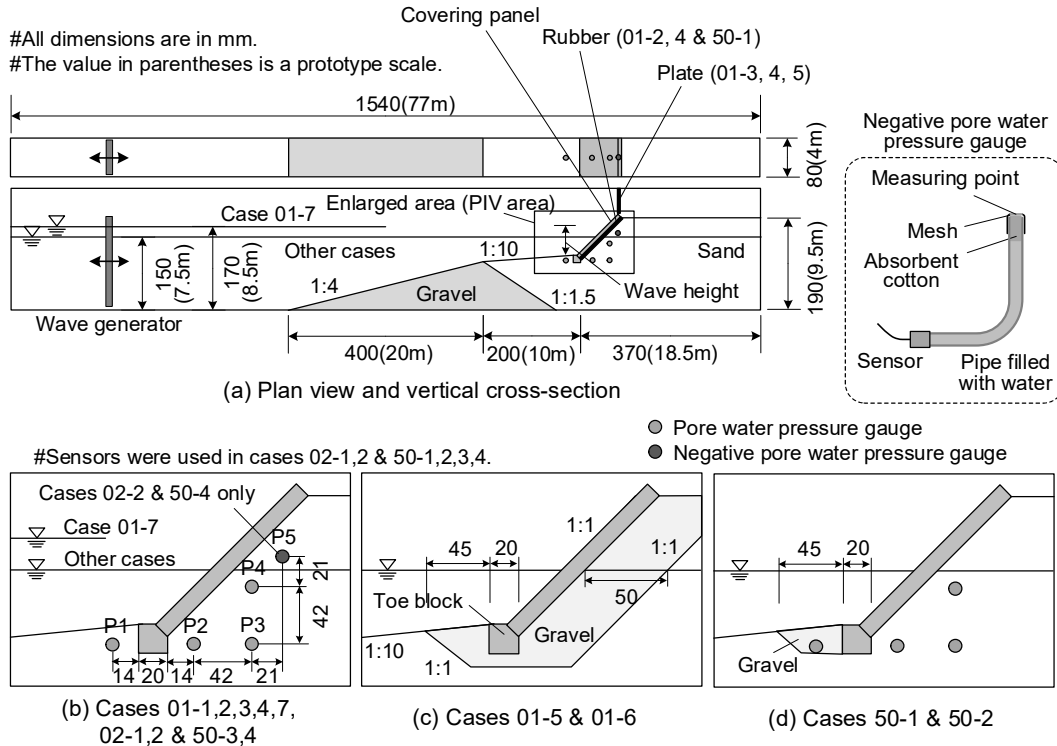


図-2.1 遠心模型実験断面図

と考えることができる。遠心力場では、間隙流体に水を用いることで表-2.2(b)に示すように浸透時間の相似比は $1/N^2$ となり、実物よりも模型において浸透時間が N^2 倍速くなり、短時間で圧密の実験を行える。上述のように、波の実験がフルード則に従うならば、遠心力場においては、時間の相似比は $1/N$ である。流体として水を用いると地盤の間隙流体も水となることから、表-2.2(b)に示すように浸透時間の相似比は $1/N^2$ となる。動的な地盤挙動を考えなければ、時間の相似比を $1/N^2$ とすることができるため、波の作用時間に対して地盤内の間隙水の浸透時間は $1/N$ 倍となり、 N 倍速く浸透すると考えることができる。

実験では水あるいは粘性流体を用いた。水を使用する場合、砂地盤の間隙内の流れは層流であり、浸透流に関する時間の相似比は $1/N^2$ となる。これは、波動よりも浸透が速く進むことを示している。一方、水の M 倍の粘性を持つ粘性流体を使用する場合、相似比は M/N^2 となる。例えば、 $M = N$ とした場合、相似比は $1/N$ となり、浸透と波動の時間は一致する。本研究では、水と粘性流体の両方を用いて、浸透速度が護岸の安定性に及ぼす影響についても検討した。

2.2 実験条件

図-2.1に模型断面を示しており、図-2.1(a)は平面図と立面図、図-2.1(b)～(d)は各ケースの護岸付近の拡大立

面図である。造波板に近い場所には粒径10mm程度の碎石の盛土を設置した。これは、水の流れが法先を崩さないようにするためである。護岸を形成する基本的な地盤材料としては、山形県産の飯豊珪砂7号を用いた。砂粒子の平均粒径 D_{50} は0.18mm、均等係数は $U_c = 1.53$ であり、地盤の間隙流体の流れは層流となるには十分な細かさであった。乾燥状態で空中落下法³⁶⁾によって砂地盤を作製し、その相対密度が90%近くになるように設定した。地盤表面には鉛玉を貼り付けたアクリル板を配置し、地盤を保護するための被覆工を模擬した。鉛玉を貼り付けた理由は、コンクリートの密度を再現するためである。この板から地盤へ作用する遠心力場での圧力は、被覆工に垂直な方向に 7.9 kN/m^2 であった。また、アクリル板が試料容器側面と接する部分には、スポンジ製の隙間テープを貼り付けて、隙間から砂が通り抜けないように工夫した。

種々の条件が護岸の安定性に与える影響を調べるため、13ケースの異なる条件下で実験を実施した。全ケースの実験条件を表-2.3にまとめている。以下の5つの条件i～vに分けて説明する。

(i) 流体の粘性

脱気した水道水(シリーズ01)、水の2倍の粘性を持つ粘性流体(シリーズ02)、水の50倍の粘性を持つ粘性流体(シリーズ50)を用いて、粘性の影響を調べた。粘性流体は、脱気した水道水に水溶性セルロースエーテル

表-2.3 遠心模型実験ケース一覧

ケース	粘性の倍率	飽和状況	水深*	越波	丸棒ゴム防水	砕石層
01-1	1 (水)	ほぼ飽和	150 mm	許容	—	—
01-2		ほぼ飽和	150 mm	許容	有り	—
01-3		ほぼ飽和	150 mm	防止	—	—
01-4		ほぼ飽和	150 mm	防止	有り	—
01-5		ほぼ飽和	150 mm	防止	—	被覆工下部
01-6		ほぼ飽和	150 mm	許容	—	被覆工下部
01-7		ほぼ飽和	170 mm	許容	—	—
50-1	50	ほぼ飽和	150 mm	許容	有り	法先
50-2		ほぼ飽和	150 mm	許容	—	法先
50-3		ほぼ飽和	150 mm	許容	—	—
50-4		飽和	150 mm	許容	—	—
02-1	2	ほぼ飽和	150 mm	許容	—	—
02-2		飽和	150 mm	許容	—	—

* 水深は模型スケールで示している。

を混合して作製した。

(ii) 飽和度

流体を重力場で模型地盤に浸透させると、浸透過程でサクションによって流体が吸い上げられ、内部に気泡が閉じ込められてしまう。このため、飽和度がそれほど高くなく、最大でも95%程度までにしかならない(表-2.3では「ほぼ飽和」と表記)。このことを踏まえ、ケース50-4と02-2では造波実験前に遠心力場で流体を浸透させて極力飽和度を高め、飽和度の影響を調べた。遠心力場で通水を行って高い飽和度の地盤を得る方法は、Okamura & Inoue³⁷⁾が提案したものである。そこでは、気圧を変化させて水面変動を測定することで地盤の飽和度が評価された。

(iii) 水深

基本的に水深を150mmとしたが、ケース01-7のみ170mmとして、水深の影響を調べた。

(iv) 越波防止工

越波することで被覆工下部の地盤での飽和化が早期に進む。そこで越波防止工を設けたケース01-3, 01-4, 01-5の実験を実施した。図-2.1に示したように、護岸頂部の法肩に垂直板を設けて越波を防止した。

(v) 被覆工の防水

アクリル板で作製した被覆工と試料容器側面には5mmの隙間を設けている。この隙間から護岸内部の地盤へ水

が浸入することを許容している。ケース01-2, 01-4, 50-1では、その隙間を丸棒ゴムで塞ぎ、水の侵入を防いだ。これによって、護岸内部の地盤の飽和化を遅らせられ、逆に地盤内部の間隙水圧は保持される。それらの影響を調べた。

(vi) 被覆工下部または法尻ブロック前面の砕石

図-2.1に示したように、ケース01-5, 01-6では被覆工を模擬したアクリル板の下に砕石(粒径3~7mm)を敷くことによって、引き波時の浸透流量を増やす効果を調べた。また、ケース50-1, 50-2では、法尻ブロック前面に同じ砕石を設置して、洗掘を防止して、その効果を調べた。

これらの条件を変化させて実験を実施した。なお、ケース50-1, 50-2, 50-3, 50-4, 02-1, 02-2では、地盤中に小型間隙水圧計を埋め込んで正の間隙水圧を、ケース50-4, 02-2では、図-2.1の附図に示す負圧を計測できる間隙水圧計を追加で設置した。機構としては、水を満たしたパイプの先端に圧力センサを取り付け水圧の減少によって負圧を測定した。

実験に用いた遠心模型実験装置は、港湾空港技術研究所が所有するPARI Mark II-R^{38), 39)}である。装置のプラットフォームの長さは1.7mであり、1mを超える大きな模型を設置できる。遠心加速度を50gとした。造波装置は、カム構造を利用したものである。防水加工を施した側壁の

表-2.4 実験結果のまとめ

ケース	破壊モード	破壊までの時間 (sec) (括弧内は実物換算値)	破壊時までの波数
01-1	地盤でのすべり破壊	3.0 (150)	15
01-2	地盤でのすべり破壊	3.4 (170)	17
01-3	地盤でのすべり破壊	4.7 (235)	24
01-4	地盤でのすべり破壊	6.1 (305)	31
01-5	破壊無し	-	-
01-6	破壊無し	-	-
01-7	地盤でのすべり破壊	3.0 (150)	15
50-1	被覆工の浮き上がり	9.7 (485)	49
50-2	被覆工の浮き上がり	78.1 (3905)	391
50-3	被覆工の浮き上がり	45.8 (2290)	229
50-4	被覆工の浮き上がり	11.4 (570)	57
02-1	地盤でのすべり破壊	10.1 (505)	51
02-2	地盤でのすべり破壊	12.0 (600)	60

孔を介して、試料容器の外部に設置したモータによってカムを回転させ、造波板を稼働した⁴⁰⁾。造波板の変動幅を 100 mm (±50 mm)、周波数を 5 Hz (周期 0.2 s) とした。フルード則で実物スケールに換算すると、5 m (±2.5 m) と 0.1 Hz (周期 10 s) に相当する。波は完全に崩れ、護岸前面の波高は約 60 mm となり、実物スケールで約 3 m の波高に相当する。砕けた波は護岸の斜面を駆け上がり、越波した。流体と地盤の挙動を観察するために、遠心力場でも作動する高速度カメラによる撮影を行った。高速度カメラの撮影速度は 500 フレーム/秒に設定した。

2.3 実験結果

(1) 観察された破壊挙動

表-2.4 は実験結果をまとめたもので、破壊の形態と破壊までの時間、破壊までに加えた波数を示している。時間は模型スケールで表している。破壊の形態は、後述する破壊しなかった 2 つの実験ケース 01-5 と 01-6 を除き、被覆工下に形成されたすべり面による地盤破壊と、揚圧力による被覆工の浮き上がりの 2 つであった。本研究の主題である前者の破壊について詳しく述べる。地盤のすべり破壊について、基本ケースである 01-1 の撮影画像を示した図-2.2 と図-2.3 を用いて説明する。図-2.2(a) は初期段階の様子を示しており、被覆工下部の地盤において、地下水位より上部は薄い色となっており、ほぼ乾燥していた。押し波時(図-2.2(b))では、越波によって護岸が水

に覆われて、被覆工下部の地盤に水が浸入していた。併せて、被覆工と試料容器側面の隙間からも水が浸入し、浸潤面が地盤内部に進み、乾燥した領域が減少したことが分かる。その後、図-2.2(c)に示すように、引き波時に被覆工前面の水位は下がるが、地盤内に浸透した水の一部は残った。押し波と引き波が繰り返されると、湿潤する領域は内部に拡大し、最終的には地盤はすべり破壊に至った(図-2.2(d))。高速度カメラで破壊時に撮影した動画から粒子画像流速計測法(PIV法)を用いて地盤変位を算出し、図-2.3に示した。この図は、0.045秒間の変位ベクトルを模型の縮尺で示したものである。図から分かるように、地盤にはすべり面が発現して破壊したことが分かる。

(2) 各条件の影響評価

各条件の破壊への影響評価とその考察を順に述べる。

流体の粘性(i)と飽和度(ii)の影響

水 ($M=1$) あるいは水の 2 倍の粘性の流体 ($M=2$) を用いた場合、上述したように地盤のすべり破壊が観察された。これに対して、粘性が水の 50 倍 ($M=50$) の場合、いずれのケースにおいても引き波時に被覆工が浮き上がって護岸は破壊した。また、 $M=1, 2$ のケースに比べて、 $M=50$ のケースでは破壊までの時間が大幅に長く(表-2.4 参照)、多くの波が作用した後に破壊に至っていた。このように、粘性が異なることで破壊形態と破壊までの時間が異なっていた。

粘性が違えば護岸背後の地盤への浸透速度は異なり、

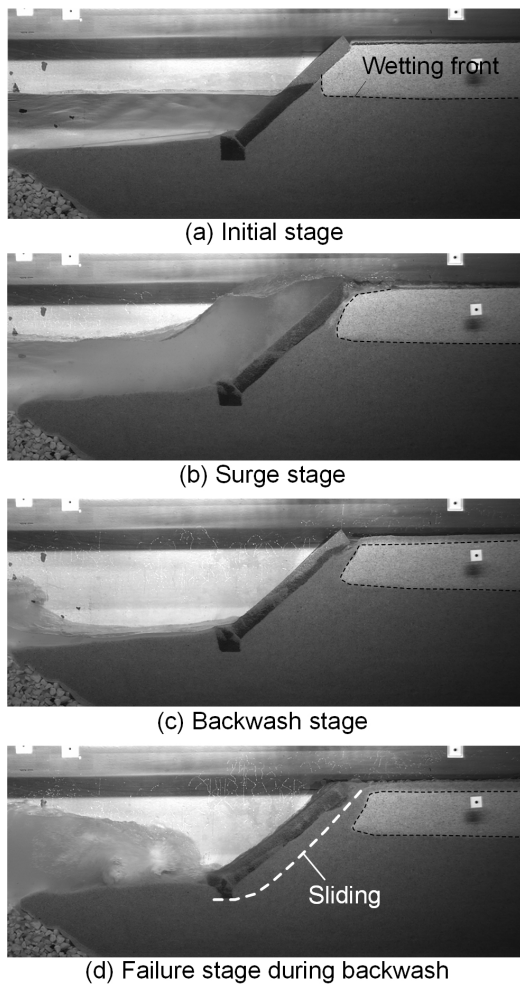


図-2.2 引き波時の破壊の様子

地盤が飽和する時間も異なる。これが破壊形態に影響を与えたと考えられる。そこで、地盤内の間隙水圧の特性を調べた。図示するのは、飽和度が多少低いケース 02-1, 50-3 と、飽和度が高いケース 02-2, 50-4 の計 4 つのケースでの計測結果である。これらのケースでは、前述の図-2.1 で示したように P1~P4 の位置に間隙水圧計を埋め込んであり、ケース 02-2, 50-4 では、初期の水位よりも高い位置にある P5 にも負圧を計測できる間隙水圧計を埋め込んでおいた。図-2.4 に、それらの間隙水圧計で計測した過剰間隙水圧の時刻歴を示している。時間は、模型スケールでの時間に $N = 50$ を乗じており、フルード則に従った実物スケールに換算している。また、P5 での初期値が不明であるため、過剰間隙水圧ではなく間隙水圧として表した。このため、地下水面と P5 の位置が等しくなった際に 0 kN/m^2 となる。いずれのケースにおいても、初期の 10 波の来襲後には、振幅が安定するようになった。振幅が安定した後の P1 の水圧変動に注目すると、ケース 02-1, 02-2 での変

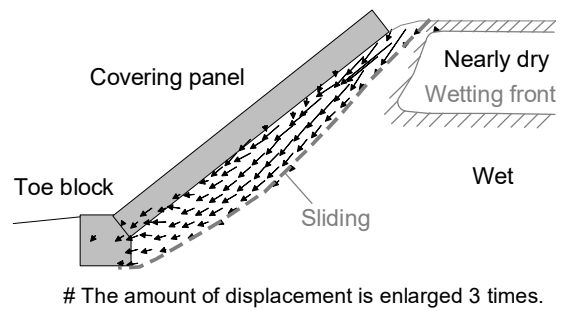


図-2.3 すべり破壊時の変位ベクトル

動値は、ケース 50-3, 50-4 でのそれぞれの変動値に比べて大きく、粘性が低いと間隙水圧の変動は大きかった。また、飽和度を高めたケース 02-2, 50-4 における P1 での間隙水圧の変動は、飽和度が多少低いケース 02-1, 50-3 のそれよりも大きく、地盤の飽和度を高めると間隙水圧変動の振幅が大きくなった。粘性が低く、飽和度が高いほど地盤の過剰間隙水圧の伝播が速いことは地盤内の浸透の特性であり、波浪作用下の護岸地盤内でも同様の特性が表れていた。また、関口ら⁴⁾の研究結果とも整合していた。被覆工下部の P2, P4, P5 での間隙水圧を見ると、ケース 02-1, 02-2 の 2 ケースでの間隙水圧は初期の 10 波を超えると上昇する傾向を示したが、ケース 50-3, 50-4 の 2 ケースではそうではなかった。粘性の低い流体 ($M = 2$) を用いた場合、押し波時に被覆工と試料容器側面の隙間から水が地盤に浸透したり、越波した水が護岸の地表面から地盤内に浸透したりして、地盤の飽和化が徐々に進み、間隙水圧が上昇傾向にあったと考えられる。

図-2.5 には、上記と同じ 4 ケースにおいて、引き波によって地盤が破壊する直前での過剰間隙水圧を示している。引き波時の法先ブロック前面の水圧低下は、全てのケースで約 15 kN/m^2 である（動画から判断した水位低下量から算出）。法先前面での水圧が低下し、全てのケースで P1 での間隙水圧も低下したが、飽和度が高いケースと粘性が低いケースでは、間隙水圧の減少量は大きかった。逆に、これらのケースでは水の浸透によって P4 での間隙水圧は増加していた。実際に、これらのケースでは浸潤面が地盤内に大きく侵入していることを撮影した画像から確認している。この地盤の上下での過剰間隙水圧差の増大によって、斜め下方への浸透力も増大したはずである。また、被覆工への揚圧力や法尻ブロックへの水圧差による水平力も発生し、法尻前面の地盤では上向き浸透力による地盤の緩み発生したと考えられる。被覆工への揚圧力は、被覆工から地盤へ作用させる上載荷重を低減させ、地

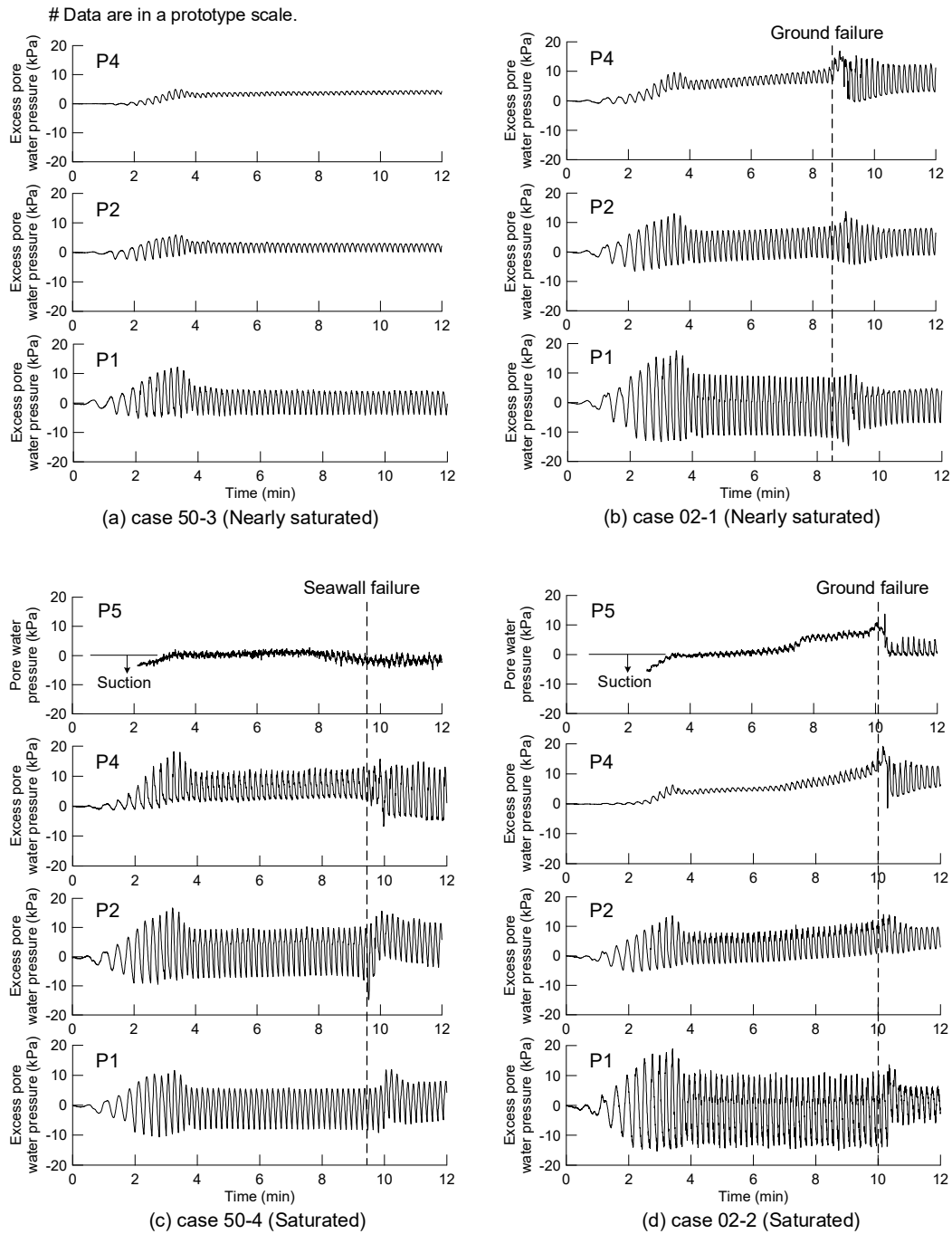


図-2.4 地盤内の間隙水圧の時刻歴

盤の拘束圧が低下して強度低下が発生する。結果的に、ケース 02-1, 02-2 では、これらの影響ですべり破壊が生じたと考えられる。一方、粘性が高いケース 50-3, 50-4 では、過剰間隙水圧の差が小さく、発生する浸透力も比較的小さく地盤破壊が発生しにくかったと考えられる。ただし、地盤から水圧が抜けにくくなり、最終的には被覆工が揚圧力で浮き上がったと推測される。この状態に至るまでに 40 回以上の波を受けており、浸透時間の相似則による

と約 400 分以上に相当するため、長時間にわたって護岸が波に曝されて被覆工下部の地盤に水圧が蓄積してから被覆工の浮き上がりが発生したと言える。

越波防止工(iv)と被覆工の防水(v)の効果

実験ケース 01-2, 01-4, 50-1 では、被覆工と試料容器側面の隙間を丸棒ゴムで塞ぎ、被覆工の脇を介する護岸内部の地盤への水の侵入と海側への排水を遅らせた。これが護岸の破壊特性に与える影響を調べた。引き波時に地

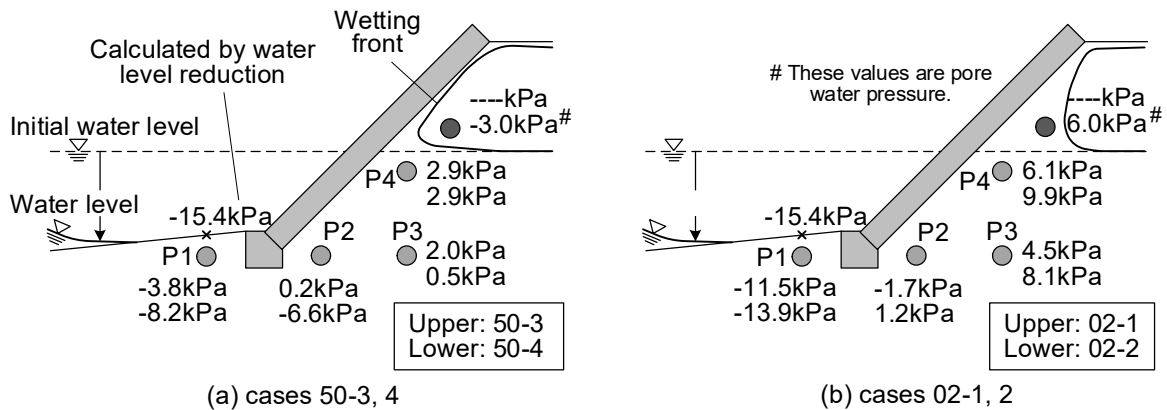


図-2.5 引き波時の間隙水圧の分布

盤内部の水が海側へ流出しないために、ケース 01-2, 01-4 において被覆工の浮き上がりが卓越する可能性もあったが、結果として地盤のすべり破壊が卓越した。ケース 01-4 では、護岸頂部に鉛直板を設けて越波を防止して地盤の飽和化を遅らせたが、やはり地盤のすべり破壊が卓越した。これらのケースでは流体の粘性は高くなく、法先からの排水が比較的早かったためと考えられる。ただし、前掲の表-2.4 のように、ケース 01-1, 01-2, 01-3, 01-4 の順で破壊までの時間が長くなっており、被覆工脇の防水や越波防止には破壊時間を遅らせる効果があり、越波防止はよりその効果を発揮していた。完全に防水ができ、法先からの排水が減れば、被覆工の浮き上がりが卓越する可能性も考えられる。この状態を推測できるのがケース 50-1 である。流体の粘性を 50 倍に高めて排水を遅らせたケース 50-1 では、被覆工脇の隙間を丸棒ゴムで防水すると、排水速度は極端に低下することになる。ケース 50-1 の破壊時間は丸棒ゴムを設置しなかった 50-2 よりもかなり短く、排水速度の低下は被覆工の浮き上がりを早めたと言える。

被覆工周辺の砕石(vi)と水深(iii)の影響

ケース 01-5, 01-6 では、被覆工下部の砂を砕石に替えた。この場合、越波の有無にかかわらず、護岸は破壊しなかった。これは、被覆工下部の砕石では排水速度が砂のそれよりも各段に大きく、引き波時に間隙水圧が残留せずに浸透力が発生しなかったと考えられる。また、被覆工下部の間隙水圧も残留しないために、被覆工の浮き上がりも生じなかった。このことから、被覆工下部に透水性の高い土材料を用いることは護岸地盤の安定性を高めると言える。

ケース 50-1, 50-2 では、法尻ブロックの前面に砕石を置いた。シリーズ 50 の 4 ケースでは、いずれも被覆工の浮き上がりによって護岸が破壊しており、法尻ブロック前面の砕石が破壊形態に影響を与えることはなかった。し

かしながら、ケース 50-2 と 50-3 の破壊までの時間を比較すると、法先部を砕石で強化することは破壊時間を遅らせていた。砕石の設置が、被覆工下部の地盤での水圧蓄積を遅らせたのではないかと考えられる。

最後に、水位を 20 mm (実物スケールで 1 m) だけ高くなったケース 01-7 と基本ケース 01-1 を比較すると、本研究の実験条件下では、この程度の水位の違いは実験結果に大きな影響を与えていなかった。ただし、著者³⁾は、地盤内の水位が高い場合には地盤の不安定化が進むことを実験的に示しており、今後、より詳細な検討が必要である。

(3) 破壊メカニズム

護岸での地盤を含む破壊のメカニズムについては、過去の文献^{3),4)}にも記したところであるが、本研究では、実験の諸条件を変化させて、破壊メカニズムの再検討を行った。被覆工が浮いたケースでの破壊メカニズムは、被覆工へ揚圧力が働いたためと容易に推測できる。一方、地盤にすべり破壊が生じる場合の一般的な破壊の要因は図-2.6 に示す 4 点にまとめられ、以下のように説明できる。

- 要因(1) 被覆工下部の地盤の飽和化による単位体積重量の増加およびサクシジョンの低下
- 要因(2) 引き波時における被覆工下部の地盤および法尻ブロック周辺地盤での浸透力
- 要因(3) 被覆工への揚圧力と法尻ブロックの両面における水圧差による海側への水平力および被覆工への揚圧力に起因する地盤の拘束圧低下
- 要因(4) 波による繰り返し繰り返し載荷による地盤の軟化と液状化⁴⁾

遠心模型実験の結果から、地盤のすべり破壊の要因(1)~(3)については明確に確認できた。一方、図-2.4 にも示したが、波による繰り返し繰り返し載荷による過剰間隙水圧の発生は確認されなかった(図中の P1 の時刻歴を参照)。本研

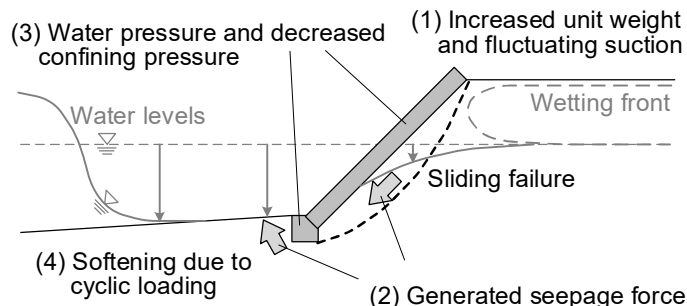


図-2.6 引き波時の破壊の要因

究の実験条件では、要因(4)の液状化による地盤のゆるみは発生していなかった。このため、後述の数値解析においても繰り返し载荷に伴う液状化を再現していない。ただし、要因(2)の浸透力によって法先の地盤は上向き浸透力を受け、地盤の拘束圧が低下する。実験で撮影した動画からも法先の地盤は波の来襲時に動いている様子が見られ、この箇所は緩んでいたと考えられ、このことは数値解析でも考慮した。

3. 流体解析

3.1 解析条件

(1) 流体と地盤の複合挙動の数値解析法

遠心模型実験の断面を実物スケールに換算し、その断面を用いて有限差分法によって流体解析を行った。護岸の地表面での水圧を算出し、それを地盤の有限要素解析 (FEA) の境界条件として利用するためである。つまり、流体と地盤の解析をカップリングした。流体と地盤の複合挙動を正確にカップリングするためには、両者の界面で流速と水圧を連続させる必要があり、流体と地盤の両領域で使用できる支配方程式が必要である。流体の支配方程式である Navier-Stokes 方程式に Darcy の法則に相当する抵抗項を追加して修正することで、流体と地盤内の間隙水の挙動を単一の支配方程式で解くことができる (single domain 法)。しかしながら、この方法では界面での条件が不明確となるため、あまり利用されていない。一方、流体と地盤内の間隙水を分離し、異なる支配方程式で問題を解き、界面を境界条件とする two domain 法がよく使われている。一般に、流体解析で得られた水圧を地表面の境界条件として入力する一方向のカップリングモデルが広く用いられている¹⁸⁾⁻³⁰⁾。この場合、間隙水の流速はダルシーの法則で記述され、界面での流速は不連続となり、質量保存則を厳密には満たさない。近年、双方向のカップリングモデルを用いた数値解析もいくつか行われている^{42), 43)}。Fujisawa & Murakami⁴²⁾は、地盤内の浸透について Darcy-Brinkman 方程式を解き、流速と水圧の両面から界面の接続を可能にしたが、地盤解析で一般的に利用できる段階には至っていない。Zhai & Jeng⁴³⁾は、各時間ステップでの収束計算によって界面の連続性を保持する双方向結合モデルを用いた解析を行い、界面付近の挙動において一方向と双方向のカップリングモデルの結果に差があることを示した。しかし、地盤は線形弾性体としてモデル化されており、本研究において重要な点である地盤

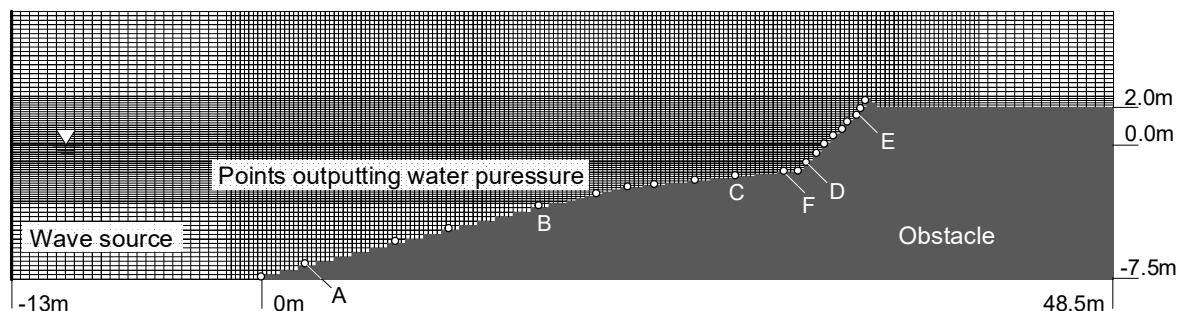


図-3.1 流体解析に用いた有限差分メッシュ

の破壊特性や不飽和特性を反映することができない。なお、流体と地盤の複合問題の数値解析については文献⁴⁴⁾が詳しいので、必要に応じて参照されたい。

(2) 解析方法

本研究では、流体と地盤を別々に考え(two domain 法)、流体から地盤への圧力の伝達のみを行う一方向の簡略化したモデルを用いた。これは、護岸を形成する砂地盤の浸透速度は遅く、浸透速度はほぼ水圧で表すことができるためである。この単純化は、界面付近の狭い領域での現象解明よりも、護岸全体の安定性に着目した本研究での解析には適切であると考えられる。

2次元断面での流体解析には、解析実績の豊富な汎用プログラムである CADMAS-SURF⁴⁵⁾を用いた。運動量保存には Navier-Stokes 方程式、質量保存には連続方程式、自由表面運動には Volume of Fluid⁴⁶⁾モデルを用いている。さらに、乱流モデル ($k-\epsilon$ モデル)、砕波、越波、気泡を伴う砕波など、多様な波の挙動を再現できる。

図-3.1 は、2章で説明した遠心模型実験での実験断面を実物スケールに換算して、有限差分にメッシュ化したものである。メッシュは護岸付近を細分化し、水平方向に 0.250 m、垂直方向に 0.125 m とした。護岸周辺部のメッシュ間隔は多少大きくした。地表面や被覆工と接する箇所にはノンスリップ条件を採用した。波の入射には、左側側面境界で流速を入力するピストン型造波モデルを用いた。波の周期は 10 s として、実験での造波板の変位振幅から下式を用いて求めた波高 2.92 m を計算に用いた。

$$\frac{H_w}{2e} = \frac{4\sinh^2(2\pi h/L)}{4\pi h/L + \sinh(4\pi h/L)} \quad (7)$$

ここに、 H_w : 波高 (m)、 e : 造波板の変位振幅の半分 (m)、 h : 水深 (m)、 L : 分散関係から得られる波長である。

3.2 解析結果

流体解析の目的は、流体から地盤や被覆工に作用する水圧とせん断力を算出し、地盤の変形解析での境界条件を決めることである。図-3.2 は、遠心模型実験と流体解析の波 1 周期における代表的な水面形状を比較したものである。両者は良く整合していることが分かる。図-3.3 には、法尻ブロック前面(実験ケース 50-2 では P1、流体解析では F 点)での水圧の変動を比較している。護岸付近では波が砕け非線形性が強いにもかかわらず、水圧の変動の再現性が高いことが分かる。これらのことから、流体解析の妥当性・正確さが示され、地盤の解析での境界条件として利用した。

図-3.1 の差分メッシュの地盤や護岸と接する境界上にある白丸は、流体解析で得られた水圧の時刻歴を地盤解析に直接入力した点である。この点間の節点には、線形補間した値を入力することとした。図-3.4 に、一例として図-3.1 の A~E の 5 点での水圧の時刻歴を示している。A 点ではほぼ線形(上下対称)であるが、B 点を過ぎると非線形性が強くなり、D、E 点では引き波時に水が護岸から完全に後退するために水圧が 0 kN/m² となっていた。

一般的に、流速は底面境界との接触で発生するせん断力により小さくなり、作用反作用の法則から、このせん断力は地盤にも作用する。せん断応力 τ (N/m²) は、Darcy-Weisbach 式と平衡式から得られる次式で記述することができる。

$$\tau = f' \frac{\rho \bar{U}^2}{2} \quad (8)$$

ここに、 f' : 摩擦係数、 ρ : 水の密度 (kg/m³)、 \bar{U} : 平均流速 (m/s) である。式(8)から、せん断応力は速度エネルギーに比例することが分かる。さらに、 f' は Manning の粗度係数 n_M (s/m^{1/3}) を用いて、以下のように表される。

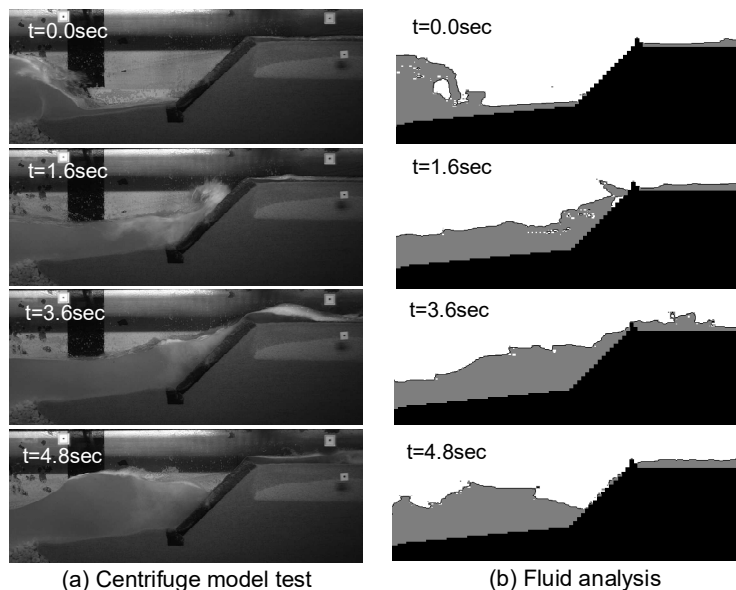


図-3.2 遠心模型実験と流体解析での波形の比較

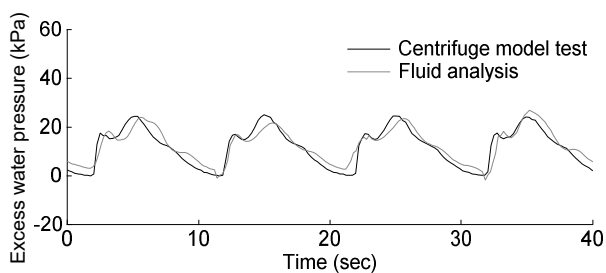


図-3.3 地表面での水圧の時刻歴の比較

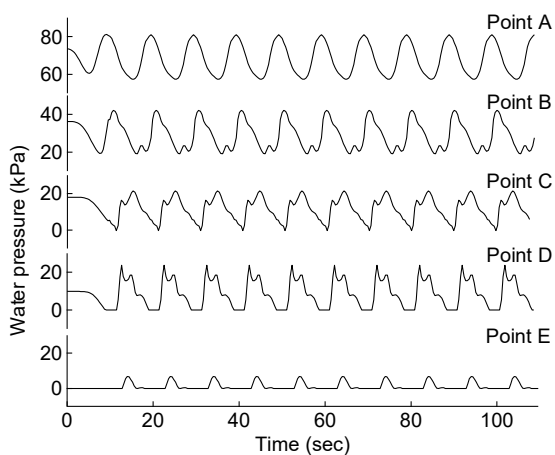


図-3.4 有限要素解析に輸入する水圧の時刻歴

$$f' = \frac{2gn_M^2}{R^{1/3}} = \frac{2g}{R^{1/3}} \left(\frac{k_s^{1/6}}{7.66\sqrt{g}} \right)^2 \cong 0.0341 \frac{k_s^{1/3}}{R^{1/3}} \quad (9)$$

ここに、 g : 重力加速度 (m/s^2), R : 平均水深 (m), k_s :

砂粒子の直径 (m) である. このように, マニングの粗度係数は主に粗度によって決定されるため, 非一様な流れに拡張されることが多い. なお, 式(8)と式(9)には重力加速度が含まれていないため, 遠心力場での利用もそのままで行える.

式(9)によると, $1/N$ サイズの土粒子を用いると, 摩擦力の相似比は 1 になるが, 土の粒径を小さくすると土の性質は大きく変化する. このため, 本研究では砂の粒径を小さくしなかった. この結果, 摩擦力とせん断応力の相似比は $N^{1/3}$, すなわち N が 50 の場合には 3.68 となっている. 例えば, $k_s = 0.18 \times 10^{-3} \text{ m}$, $R = 0.022 \text{ m}$, $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$, $\bar{U} = 6 \text{ m/s}$ を式(8)と式(9)に代入すると, せん断応力は $\tau = 0.124 \text{ kN/m}^2$ と求まる. この値は, 地盤の安定性の観点からは無視できる値であった. このため, 後述の FEA では, 地表に水圧のみを境界条件として入力した.

4. 有限要素解析

4.1 解析断面および初期・境界条件

遠心模型実験を模擬した流体と地盤の複合挙動に対して数値解析を実施し、地盤の応力や間隙水圧状態などを把握することで、上述の実験結果から考察した破壊メカニズムを応力などの観点から検証した。3章で説明したように、有限差分法によって流体解析を行って護岸の被覆工表面や地表面での水圧を算出し、それを地盤の有限要素解析 (FEA) の境界条件として用いた。FEA では、ケース B, P, K の 3 ケースの計算を行った。それぞれの以下の計算条件である。

ケース B: 基本ケースの解析であり、遠心模型実験の実験ケース 01-1 を模擬した。

ケース P: 実験ケース 01-3 を模擬したもので、越波を防止することを想定した。

ケース K: 越波を防止するなどの境界条件はケース P と同様とし、地盤の透水係数を 1 桁小さくした。粘性流体を用いることを想定している。

FEA には、Imperial College London で開発されたプログラム ICPEP (Imperial College Finite Element Program)⁴⁷⁾ を使用した。ICPEP は、応力の誤差補正を行う計算ステップを取り入れた修正ニュートン・ラプソン型の非線形ソルバーを採用したり、土と間隙水をカップリングして地盤の不飽和状態を考慮したりすることができ、非線形かつ不飽和の地盤の変形解析を実施できる⁴⁸⁾⁻⁵⁰⁾。

図-4.1 に有限要素メッシュを示しているが、各メッシュは 8 節点からなる四角形要素であり、8 節点に 2 つの変位自由度と角の 4 節点には追加で間隙水圧の自由度を持たせている。有限要素メッシュの寸法は遠心模型実験での実験断面を実物スケールに換算したものとした。図に示したように、砂地盤 (盛土部, 原地盤, 法先) と被覆工, 法尻ブロック, 砕石地盤をモデル化した。被覆工と法尻ブロックが地盤と接する箇所にはインターフェース要素を入れ、揚圧力による被覆工の浮き上がりや滑動を考慮できるようにモデル化した⁵¹⁾。各要素に単位体積重量を与え、初期自重解析を行って初期応力状態を作り出した。図-4.2 に、代表的な 2 か所での初期の間隙水圧分布 (静水圧分布) と鉛直方向の全応力・有効応力を示している。被覆工下部の地盤では、地下水位より上部において静水圧分布を延長したサクションが発生していると仮定した。また、遠心模型実験では、ケース 50-4, 02-2 を除いて、地盤は十分には飽和していないが、FEA では完全に飽和しているものとした。飽和していると仮定することは、過剰間隙水圧の伝播が速いことを仮定することになる。

変位の境界条件については、遠心模型実験を模擬して、左右境界での水平変位を固定し、底面境界での鉛直・水平変位を固定した。応力と間隙水圧の境界条件としては、流体と接する護岸表面や地表面に対して、水圧変動に相当する荷重と間隙水圧の変動を与えた。これによって、波の来襲を再現した。図-3.1 の境界上の点 (白丸で図示) で得られた水圧を図-4.1 の境界上の点 (黒丸で図示) に入

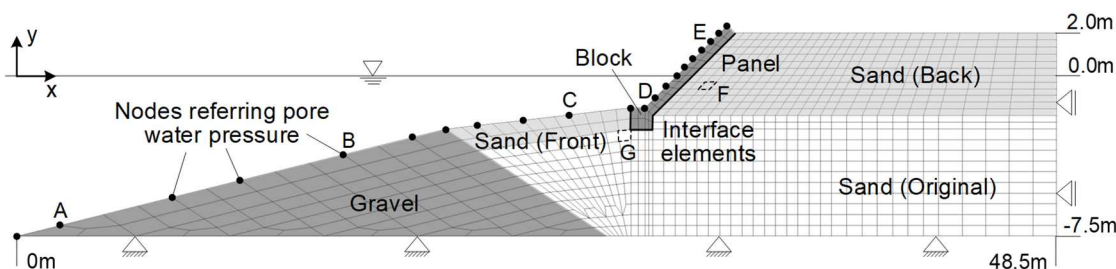


図-4.1 地盤の変形解析に用いた有限要素メッシュ

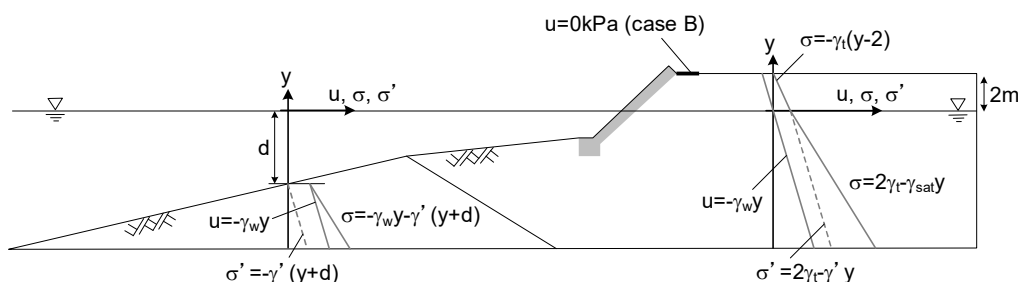


図-4.2 初期の間隙水圧と鉛直応力分布

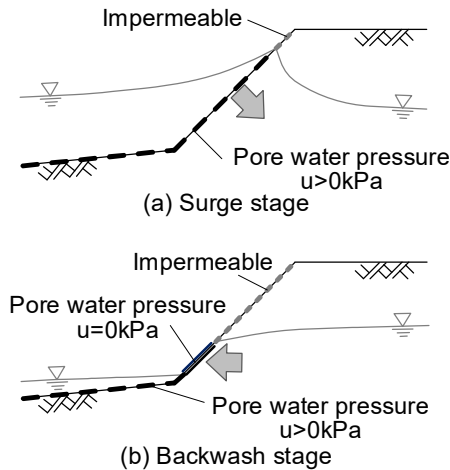


図-4.3 間隙水圧の境界条件

力した。水圧を入力した節点間の節点においては、線形補間した水圧を入力した。流体解析で算出した水圧を境界条件とすることで、周期 10 s の波が来襲したことを模擬したが、この周期は遠心模型実験での周期を実物スケール換算したものである。護岸への波の来襲を模擬する解析において複雑な点は、地盤が流体に接する時間と接しない時間がある節点が存在することである。この境界条件を説明したものが図-4.3 である。地盤が水面下にあり流体と地盤が接している場合、流体での水圧を地盤の間隙水圧とすれば良い。一方、地盤が水面下に無い場合、境界にある要素の間隙水圧の大きさによって境界条件を切り替えた。間隙水圧が正ならば境界に向かって排水が進むと考え、境界での間隙水圧を 0 kN/m^2 とし、間隙水圧が負ならば排水は進まないため、不透水条件とした。ICFEP では地盤上に降水することを模擬するために、このような境界条件の切り替えを自動で行うことを可能にしている⁵²⁾。波の来襲に合わせて、この切り替えを計算過程の中で行った。護岸の天端については、越波が無い場合には水の侵入はないために、不透水条件とした。基本のケース B では越波を模擬するため、護岸の法肩付近の節点での間隙水圧を 0 kN/m^2 とし、水の侵入を可能とした。

4.2 地盤のモデル化

FEA に用いた土のパラメータとその値を表-4.1 に示している。被覆工、法尻ブロック、碎石地盤は線形弾性体としてモデル化し、土よりもかなり硬いものとした。遠心模型実験では被覆工と試料容器側面の間に隙間を設けて水が護岸内部に侵入する条件とした。これを模擬するために、被覆工と法尻ブロックに透水係数を与えて間隙水をカップリングした解析を行い、水の侵入を再現した。イン

ターフェース要素には弾塑性モデルを用いた。弾性挙動はせん断剛性と法線剛性で定義し、塑性挙動は Mohr-Coulomb モデルを用いて、粘着力を見込まず、せん断抵抗角については摩擦試験から求めた摩擦力を再現できるように設定した。砂地盤には、Mohr-Coulomb の破壊基準に従う修正した弾・完全塑性不飽和地盤モデル⁴⁸⁾を用いた。このモデルでは、適切な水分特性曲線と透水モデル^{47), 53)-55)}に土・水カップリング有限要素式⁴⁸⁾⁻⁵⁰⁾を組み合わせる解析できる。また、不飽和状態から完全飽和状態へのスムーズな移行を可能にするサクシジョンの空気侵入値 s_{air} と体積ひずみに対するマトリックスサクシジョンの効果を表現する体積弾性率 H も導入されている。本解析では、 $s_{air} = 3 \text{ kN/m}^2$ 、 $H = 24 \text{ MN/m}^2$ とし、用いた砂の代表的な値を用いた。ICFEP では、Barcelona Basic⁵⁶⁾のような複雑な不飽和挙動も再現できるが⁵⁷⁾⁻⁵⁹⁾、本解析では計算の簡便さを優先させ、必要なパラメータ数が少ない不飽和土用の Mohr-Coulomb モデルを用いた。通常の Mohr-Coulomb モデルに追加されるパラメータは 2 つだけである。

解析断面における砂地盤の領域は、変形係数以外のパラメータを等しくした盛土部、原地盤、法先の 3 つに分けた。上向き浸透力による拘束圧低下に伴って地盤が軟化することを想定して、ケース B と P では、法先の地盤の変形係数を 2000 kN/m^2 から 500 kN/m^2 に低減した。単位体積重量やせん断強度などは要素試験から求めたものである。なお、砂地盤の透水係数は実物スケールに換算して 50 倍とした。遠心模型実験では、波の動き(フルード則)に対して 50 倍の速さで浸透が進むためである。ただし、ケース K の透水係数は、他のケースでのそれよりも 1 桁小さくした。

砂地盤の不飽和特性を考慮するために、van Genuchten の水分特性曲線モデル^{53), 54)}を利用した。これは次式のように表される。

$$S_r = [1 + \{(s - s_{des})\alpha\}^n]^{-m} (1 - S_{r0}) + S_{r0} \quad (10)$$

$$m = 1 - \frac{1}{n}$$

ここに、 S_r : 飽和度、 s : サクシジョン (kN/m^2)、 s_{des} : 不飽和開始時のサクシジョン (kN/m^2) (飽和度が 100% 以下となるサクシジョンの値)、 α : スケーリングパラメータ ($1/\text{kN/m}^2$)、 n, m : 無次元のフィッティングパラメータ、 S_{r0} : 飽和度の残留値である。これらのパラメータの大きさは土によるが、文献⁶⁰⁾に用いられている砂の代表値を本解析では用いた。これを表-4.2 に示している。不飽和透水係数については、サクシジョンの大きさに依存させら

表-4.1 有限要素解析に用いた計算パラメータ

	E (kN/m ²)	ν	γ' (kN/m ³)	η (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (Degree)	k_{sat}^* (m/s)
砂地盤 (盛土部)	3000	0.263	9.3	15.5	0	41	0.5×10^{-2} 0.5×10^{-3}
砂地盤 (原地盤)	7000	0.263	9.3	-	0	41	0.5×10^{-2} 0.5×10^{-3}
砂地盤 (法先)	500 2000	0.263	9.3	-	0	41	0.5×10^{-2} 0.5×10^{-3}
前面の碎石層	1.0×10^5	0.263	9.8	-	-	-	0.5×10^{-1} 0.5×10^{-2}
被覆工と法尻ブロック	1.0×10^6	0.495	9.8	19.6	-	-	0.4×10^{-2} 0.4×10^{-3}
			K_s and K_n^{**} (kN/m ³)		c (kN/m ²)	ϕ (Degree)	
インターフェース要素 (法尻ブロック下部)			1.0×10^5		0	19	
インターフェース要素 (被覆工下部)			1.0×10^5		0	50	

* 上の値がケース B と P での値, 下の値がケース K での値である。

** 接線方向と直角方向に同じ値を用いた。

表-4.2 不飽和土のパラメータ

項目	値
空気侵入時のサクシオン, s_{air}	3.0 kN/m ²
不飽和開始時のサクシオン, s_{des}	
飽和度の残留値, S_{r0}	10.7 %
スケーリングパラメータ, α	1.48 m ² /kN
無次元パラメータ, n, m	2.68, 0.627
透水係数が変化し始める時のサクシオン, s_1, s_2	3.1, 6.0 kN/m ²
比透水係数, k_{sat}/k_{min}	15
体積弾性率, H	24.0 MN/m ²

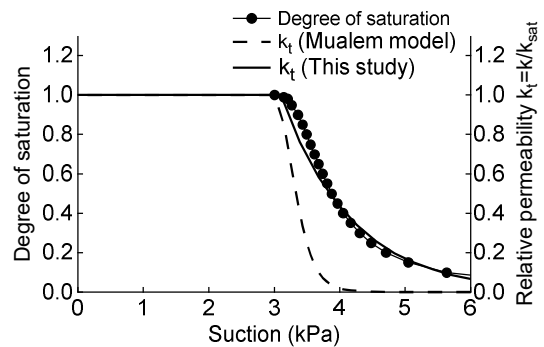


図-4.4 透水係数と飽和度

れる以下のモデル⁴⁷⁾を用いた。この式では、対数変換した透水係数がサクシオンに対して線形的に変化する。

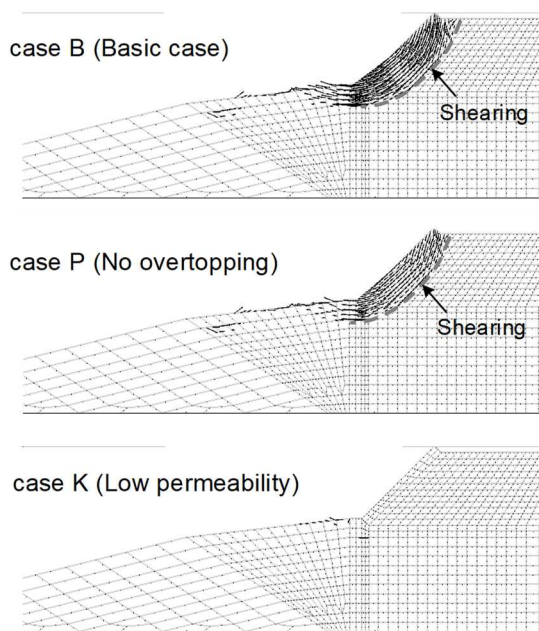
$$\log k = \log k_{sat} - \frac{s - s_1}{s_2 - s_1} \log \frac{k_{sat}}{k_{min}} \quad (11)$$

$$k = k_{sat} (s < s_1), \quad k = k_{min} (s_2 < s)$$

ここに、 k : 透水係数 (m/s), k_{sat} , k_{min} : 飽和土の透水係数と透水係数の最小値 (m/s), s : サクシオン (kN/m²), s_1 , s_2 : 透水係数 k_{sat} と k_{min} に相当するサクシオンである。本研究では、計算を安定化させることと、遠心模型実験での間隙水圧の上昇を再現するために、比透水係数 $k_t (= k/k_{sat})$ が地盤の飽和度の低下程度となるように s_2 を調整

した。この関係を図-4.4 に示している。水分特性曲線に van Genuchten モデルを用いる場合、不飽和透水係数としては Mualem モデル⁶¹⁾を併用することが一般的であるが、このモデルを用いると、飽和度が多少低下するだけで急激に透水係数が低下して、計算が不安定になった。図に示すようにサクシオンの増加に対する飽和度の低下に比べて、急激に透水係数が低下する。このため、不飽和化に伴う透水係数の低下を緩和して表-4.2 に示したパラメータを計算に用いた。

不飽和地盤内において、負の間隙水圧であるサクシオンは地盤の拘束圧を高め、変形係数やせん断強度を増加させる。ただし、本解析では、不飽和地盤の計算を安定化するために、サクシオンによる拘束圧変化に伴う変形係数や強度の変化を考慮しなかった。対象とした地盤は砂であり、その影響は小さい。例えば、サクシオンが 3.0, 3.8,



The amount of displacement is enlarged 7 times.

図-4.5 有限要素解析による変位ベクトル図

7.0 kN/m²だとすると、それぞれ飽和度は 100, 60, 15% 程度に低下するため、実際の拘束圧変化は小さく、せん断強度の増加も 2.6, 2.0, 0.9 kN/m² 程度である（せん断強度はサクシオンと飽和度を掛け合わせて $\tan \phi$ を掛けて算出）地盤全体のせん断強度から考えて、これらの影響は小さいと言える。

4.3 解析結果

図-4.5 は、護岸に所定の波を加えた後の累積変位をベクトルで示したものである。護岸の破壊挙動を判別しやすくするため、ベクトルの長さを算出された変位量の 7 倍にして示している。図に示すように、ケース B と P では、法尻ブロックの前面から被覆工の背後にかけて地盤のせん断変形が顕著な箇所があり、すべり面に相当するひずみが発生していた。つまり、護岸内部の地盤ですべり破壊が生じた遠心模型実験のケース（01-1 や 01-3 などの低粘性のケース）と同様の破壊形態となっていた。また、越波を想定したケース B では、図に示すようにせん断する箇所が深くなる傾向にあった。一方、透水係数を小さくしたケース K では、他のケースと同じ波の入射時間である 130 s の間にすべり破壊は発生しなかった。遠心模型実験では、流体の粘性を高めることですべり破壊が生じなかったが、この傾向と一致していた。ケース K の解析において、より多くの波を入射し、護岸内部の地盤での間隙水圧を高めることで、被覆工が浮くことを模擬できると推測さ

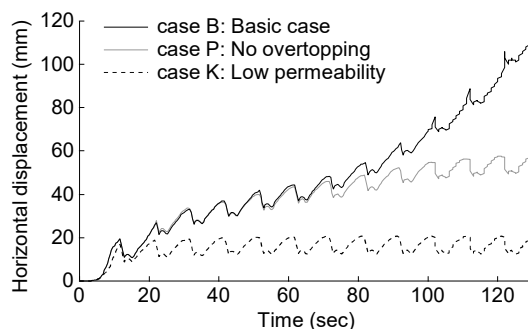


図-4.6 法尻ブロックの水平変位量

れる。

法尻ブロックの水平変位の時刻歴を図-4.6 に示している。正の水平変位は、ブロックが海側に移動していることを示す。いずれのケースにおいても、初期の 1~2 波によって法先ブロックが海側に移動した。その後、ケース B と P では引き波時に海側への移動が生じ、押し波時に一部の变位が回復するが、全体としては海側への変位が大きく、それが累積して最終的には両ケースで護岸は破壊に至った。また、解析開始後 70 s までの変位はケース B と P でほぼ同じであったが、ケース B の法先ブロックの変位はこの後に大きくなり、越波による地表面からの水の浸透が破壊を促進したことが分かる。特に、100 s（10 波）以降の変位の増加率は大きく、破壊が顕著に進行し始めたことが分かる。これは、遠心模型実験のケース 01-1 において 15 波以降に地盤破壊が進行したことでよく一致する。ケース K では、解析した時間の範囲では、護岸が波を繰返し受けても法先ブロックの水平変位は蓄積されなかった。

以上のように、護岸内部の地盤ですべり破壊が生じたり、護岸天端の地表面からの浸透の防止は破壊を遅らせたり、流体の粘性を高めることですべり破壊を防止したりできた。これらは、遠心模型実験で観察された護岸地盤の破壊特性と一致していた。そこで、FEA によって地盤内部の応力や間隙水圧の状態を確認し、この要因について検証した。図-4.7 は、解析開始後 120 s（12 波の来襲後）における地盤の飽和度をコンター図として示したものである。初期段階では護岸内部の地下水位以上では飽和度は低く、地下水位以下では飽和度が高い。波が来襲することで護岸付近から飽和度が高まり、地盤が湿潤した様子を確認できる。各ケースの計算結果を比較すると、ケース B では、越波を模擬した護岸天端での境界条件によって護岸内部の地盤の飽和度が高まり、越波を模擬しなかったケース P よりも湿潤する領域が広がった。ケース

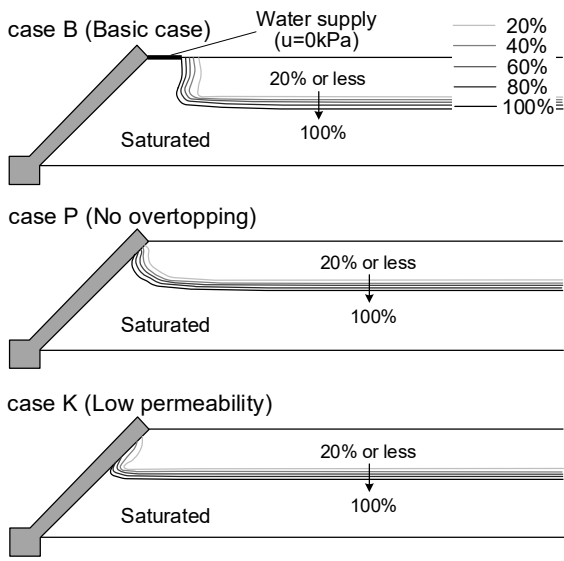


図-4.7 盛土部での地盤の飽和度の分布

Kでは、地盤の透水係数を低くしたために、120sの解析時間では地盤はほぼ湿潤しなかった。このように、高い透水性と越波による水の侵入が護岸内部の地盤の飽和度を高めたことを確認できた。これは、地盤の単位体積重量を増すことになり、間隙水圧の発生によって有効応力を低下させる。それらが地盤のすべり破壊の発生に寄与したことが推測される。

遠心模型実験においては、被覆工や法尻ブロック下部の間隙水圧の変化も地盤破壊の要因であることが考えられた。これを確認するため、解析ケースPとKの引き波時の過剰間隙水圧を調べてみた。図-4.8に解析の最終段階での引き波時における過剰間隙水圧の分布を示す。いずれのケースにおいても、法先の地盤内部では地表面と同程度の間隙水圧の低下が見られるが、被覆工下部の地盤での間隙水圧は被覆工表面でのそれよりも高く保たれていた。この水圧差は被覆工に揚圧力として作用し、被覆工から地盤へ作用する荷重が低下することになり、これは地盤の拘束圧を低下させる。また、法尻ブロックの左右においても水圧差があり、陸側から海側に向かって水圧差に起因する水平力が発生する。これらが、護岸の破壊を助長したと考えられる。両ケースのコンターを比較してみると、例えば-3.9kN/m²のコンター線の位置が異なり、ケースKよりもケースPでの線が地盤の内部にあった。これは、ケースPでの間隙水圧の減少がより進んでいたことを示している。この間隙水圧分布の違いが地盤内の浸透力の違いを生むことが推測される。

護岸地盤の破壊のもう1つの要因が、被覆工下部と法尻ブロック周辺の浸透力である。地盤内に発生する浸透

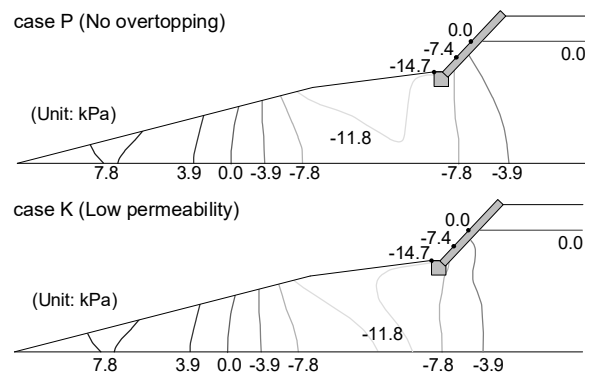
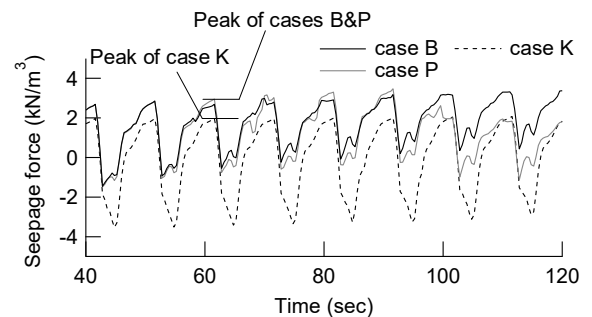
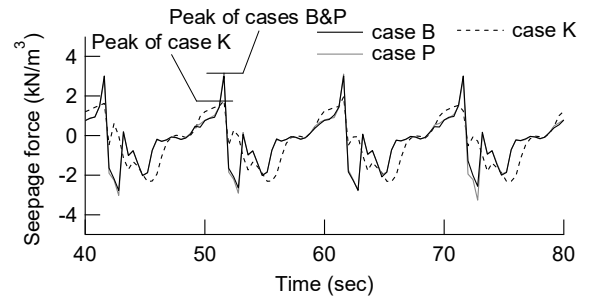


図-4.8 過剰間隙水圧の分布



(a) Element F in embankment (parallel to panel)



(b) Element G in front of toe block (vertical)

図-4.9 被覆工下部と法先での浸透力の時刻歴

力とそれに起因するせん断力を見つめる。図-4.9に、図-4.1に示した要素FとGにおける被覆工下部と法尻ブロックの前での浸透力を表す。要素Fについては被覆工の長手方向(斜め下方)に平行な浸透力の成分を、要素Gについては浸透力の鉛直成分を示している。それぞれ、被覆工下部の地盤を斜めに下向きに動かす力と法先の地盤を上向きに持ち上げる力となる。要素Fでの浸透力を見ると、いずれのケースにおいても引き波時に大きな浸透力が発生しており、地盤を下方に動かそうとする力が発生していた。要素Gに着目すると、引き波時に上向きの浸透力が発生し、法先の地盤の拘束圧の低下が発生したことが分かる。これによって法尻ブロックに対する水平方向の抵抗力が低下したと考えられる。各ケースの値を比

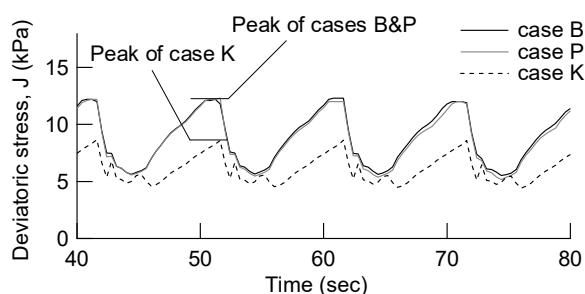


図-4.10 法先での偏差応力の時刻歴

較すると、要素 F および G のいずれにおいても、ケース B と P の浸透力はケース K のものよりも大きく、これがケース B と P での護岸地盤での破壊を引き起こしたと言える。

最後に、3つのケースにおける要素 G での偏差応力を確認しておく。図-4.10 に示すように、いずれのケースにおいても、引き波時に偏差応力が大きくなり、せん断応力が発生していたことが分かる。特に、ケース B と P での引き波時の偏差応力はケース K のものよりも大きく、ケース B と P においては、より大きなせん断力が発生したことを確認できた。以上のことから、FEA の結果は、遠心模型実験での観察結果を応力や間隙水圧などの観点から裏付けていることが分かった。つまり、護岸内部の地盤破壊は以下の3つの要因の組み合わせで破壊していることを検証できた。

- (1) 護岸内部の地盤への浸透と越波した水の浸透による被覆工下部の地盤の飽和化
- (2) 引き波時における被覆工下部の地盤と法尻ブロック周辺地盤での浸透力
- (3) 被覆工への揚圧力と法尻ブロックの両面における水圧差による海側への水平力および被覆工への揚圧力に起因する地盤の拘束圧低下

なお、FEA でモデル化していない法先での地盤の液化化やサクシジョンの低下については、これらの要因は含めていない。

5. 地盤の安定性評価法の検討

5.1 評価方法

我が国の海岸護岸の設計は、文献⁶²⁾に基づいて行われている。ここでは、護岸での地盤の安定性はすべり破壊を想定して評価することとなっており、円弧すべりを仮定する場合には修正フェレニウス法⁶³⁾によって計算することが書かれている。ただし、計算では自重や間隙水圧、波力、水位条件を考慮しなければならないが、それらの設定方法が明確に示されておらず、計算が適切に行われているか不明である。遠心模型実験や有限要素解析 (FEA) で示したように、護岸に波が来襲すると、地盤内の水位に比して前面の水位が大きく変動し、引き波時には前面水位が相対的に低くなる。これに加えて、護岸内部に水が浸透して飽和度が高まって地盤内の浸透力が発生するなどして、護岸が破壊に至っていた。このことから、護岸の安定性を評価する上で、引き波時の護岸前面の水位を仮定し、護岸内部の地下水位が残留していることを評価する必要がある。また、長期的な波の作用や、越波、豪雨によって護岸内部の地盤の飽和化が進む条件であれば、地盤内部の間隙水の特性を考慮すべきであるし、護岸前面が洗掘される可能性があるならば、それも考慮する必要がある。

本章では、上記のような条件を考慮した円弧すべり計算によって護岸における地盤の安定性について評価してみる。なお、実験で生じた揚圧力による被覆工の浮き上がりについては別に照査を行う必要があるが、本研究は地盤破壊に着目しており、その照査法の説明は省略する。遠心模型実験においては地盤のすべり破壊が生じており、円弧すべり計算で安定性をある程度評価できると考えられる。実際のすべり面の形状は純粋な円弧ではなかったが、過去からすべり面が円弧ではない斜面安定問題に対しても円弧すべり計算が利用されており、安定性評価手法としての信頼性も高い。計算方法としては、修正フェレニウス法に加えて、比較のために簡易ビショップ法⁶⁴⁾と土田法⁶⁵⁾も採用した。これらは、我が国の港湾構造物の設計基準⁶⁶⁾において、標準的に用いる方法として示されている。修正フェレニウス法では、円弧内の地盤の分割片に作用する力のつり合いを考える際に、両側面に作用する力の合力の方向が分割片底面の傾斜角に等しいと仮定する。これによって、分割片の底面垂直方向の力のつり合い式において分割片側面の力を無視することができ、簡単に計算できる。一方、簡易ビショップ法では、両側面に作用する力の合力の方向が水平になることを仮定する。土田法では、両側面に作用する力の合力の方向を修正フェレニウスと簡易ビショップ法での方向の間とする。修

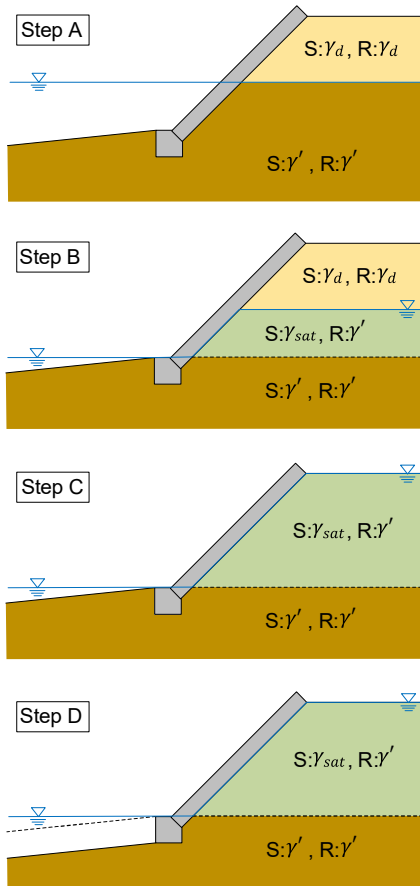


図-5.1 仮定する4つの状態

正フェレニウスでの合力の角度(分割片底面の傾斜角)を α 、簡易ビショップでの合力の角度を 0 として、土田法では合力の角度を $\beta\alpha$ とする。土田ら⁶⁵⁾は、 $\beta=1/3.5$ とすることを推奨している。地盤が砂質土の場合、修正フェレニウス法は安定性を過小評価し、簡易ビショップ法はそれを過大評価することが指摘されており、土田法では地盤の安定性を適切に評価できるように調整されている。

応力や間隙水圧の扱い方としては全応力法を用いた。全応力法では、間隙水圧の分布を求めないために、浸透力を陽に地盤に加えることはできない。この代わりに、起動モーメントに寄与する地盤の重量を飽和重量とし、水の重量によって浸透力を考慮する。この方法は簡便ではあるが、法尻ブロック下部や前面においては浸透力が水平や上向き方向であるのに対して、水の重量は下向きに作用して、それらの方向が一致せず、実現象とは異なる。このため、本計算では耐力作用比 R/S が実際の値よりも多少大きめになると考えられる。計算では、以下の4つの状態を仮定した。また、4つの状態を図-5.1に図示している。

Step A: 波浪来襲前の静穏時

Step B: 前面の水位が低下する引き波時

表-5.1 円弧すべり計算のパラメータ

	単位体積重量 (kN/m^3)	粘着力 (kN/m^2)	内部摩擦角 (度)
砂地盤 (上段：気中) (下段：水中)	15.5 9.3	0	41
砂地盤 (残留水位部)	19.1, 9.3	0	41
被覆材 (上段：気中) (下段：水中)	19.6 9.8	—	—
碎石層 (上段：気中) (下段：水中)	15.5 9.3	0	41

Step C: 地盤が飽和した後の引き波時

Step D: 法先が洗掘された後の引き波時

Step A は波の来襲前を想定したものである。Step B では、初期の水位が地盤内に残留した状態で、護岸前面の水位が低下したことを想定している。Step C では、Step B の状態から護岸内部の地盤が飽和したことを想定した。さらに Step D では、Step C に加えて、法尻ブロックより前面の地盤が洗掘したことを想定した。図には、計算における単位体積重量の与え方も示している。図中の S と R は、それぞれ起動モーメントと抵抗モーメントを計算する際の単位体積重量である。全応力法としたので、護岸前面の水位と残留水位に挟まれた地盤での単位体積重量については、起動モーメントの計算では飽和重量を、抵抗モーメントの計算では水中重量を用いた。また、Step D において、洗掘した箇所については、単位体積重量とせん断強度が無いものとした。

5.2 妥当性の検証

前節で述べた方法での円弧すべり計算の妥当性を確認するために、遠心模型実験と FEA で用いた護岸地盤での安定性を円弧すべり計算で評価した。遠心模型実験での実験断面を実物スケールに換算して計算断面とした。計算に用いたパラメータを表-5.1 に示しており、これらの値は FEA で用いた値となっている。計算では、法尻ブロックの陸側下端を円弧の通過点として設定し、図-5.1 に示した Step A~D の4つの状態において最小の耐力作用比 R/S となる円弧すべり面とその時の R/S を求めた。

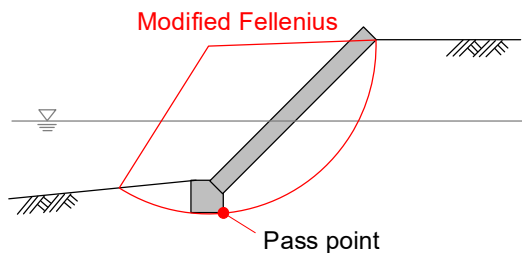


図-5.2 円弧すべり面 (Step A)

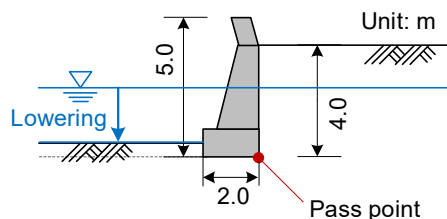


図-5.3 仮定した直立型護岸

表-5.2 円弧すべり計算の結果

	修正フェレニウス法	土田法	簡易ビショップ法
Step A	1.314	1.548	1.695
Step B	1.124	1.242	1.316
Step C	1.031	1.083	1.099
Step D	0.849	0.810	0.784

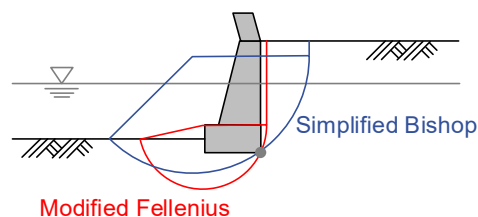


図-5.4 直立型護岸での円弧すべり面 (Step A)

代表として Step A での最小の R/S となる修正フェレニウス法での円弧すべり面を図-5.2 に示す。円弧すべり面は、計算条件とした法尻ブロック陸側下端を通り、上部工先端を通過していた。他の簡易ビショップ法や土田法で計算した場合や、Step B~D においてもほぼ近い位置に円弧すべり面が位置していた。遠心模型実験や FEA においても、ほぼ同じ位置においてすべり面が発現して地盤が破壊しており、計算が破壊形態を再現できていることが確認できた。

3 つの計算方法と 4 つの状態での円弧すべり計算の結果を表-5.2 に示している。まず、修正フェレニウス法での計算結果を見ると、状態が Step A から Step D に移るにつれて R/S が小さくなるのが分かる。Step C から Step D に移る際に、 R/S は 1.0 以下となり、抵抗モーメントよりも起動モーメントが大きくなり、地盤は安定性を失った。他の計算法についてもほぼ同様の結果であり、状態が Step A から Step D に移ると R/S は小さくなり、Step D となると R/S は 1.0 以下となっていた。遠心模型実験と FEA では、被覆工下部の地盤が飽和化して、法先の地盤が緩み、引き波時においてすべり破壊が生じており、この状態は Step C と Step D などに相当する。このことから、いずれの計算法によっても、円弧すべり計算は遠心模型実験や FEA での地盤の安定性を適切に評価できていた。つまり、円弧すべり計算によって、護岸での地盤の安定性を評価できることが実証された。

表-5.2 での計算法の違いに着目すると、過去の研究⁶⁵⁾でも指摘されているように、修正フェレニウス法での R/S は小さく、簡易ビショップ法での R/S は大きかった。また、

土田法はその間の値を示していた。この傾向は安定性が高い状態で顕著であり、安定性が低下してくると計算方法の違いは小さくなり、 R/S が 1.0 以下になると順番が逆になっていた。設計においては、護岸での地盤の安定性を評価する場合には、修正フェレニウス法で R/S が 1.3 以上などとなるように設定されるが、 R/S を小さく見積もり感度が鈍い修正フェレニウス法での検討は安全側の設計となっていることが確認された。

5.3 種々の断面での安定性

遠心模型実験や FEA で検討した護岸の形式は法尻ブロックと被覆工からなる傾斜型のものであったが、護岸の形式としては、緩傾斜型や直立型、混成型などもある。ここでは、傾斜型以外の護岸形式の安定性について検討する。緩傾斜型の護岸については、傾斜が緩いために地盤の安定性は高いと考えられ、ここでの検討から省く。

直立型護岸の検討断面として図-5.3 に示す仮想断面を用いて、その安定性について調べた。計算に用いたパラメータは前述の表-5.1 に示したものである。計算では、直立堤の陸側下端を円弧の通過点として設定し、Step A~D の 4 つの状態において最小の耐力作用比 R/S となる円弧すべり面とその時の R/S を求めた。計算結果の例として、図-5.4 に Step A での最小の R/S となる円弧すべり面を示している。修正フェレニウス法と簡易ビショップ法で求めた円弧すべり面を示している。修正フェレニウス法での円弧が最も小さく、簡易ビショップ法での円弧は大きかった。土田法はその間の円弧の大きさとなっていた。Step B~D においても同様の傾向ではあったが、全体的に円弧が大きくなる傾向にあった。3 つの計算方法と 4 つの

表-5.3 円弧すべり計算の結果（直立型護岸）

	修正フェレニウス法	土田法	簡易ビショップ法
Step A	1.560	1.901	2.066
Step B	1.391	1.592	1.695
Step C	1.299	1.366	1.401
Step D	1.145	1.175	1.186

表-5.4 円弧すべり計算の結果（混成型護岸）

	修正フェレニウス法	土田法	簡易ビショップ法
Step A	1.399	1.631	1.764
Step B	1.284	1.466	1.572
Step C	0.950	0.952	0.959
Step D	0.772	0.700	0.665

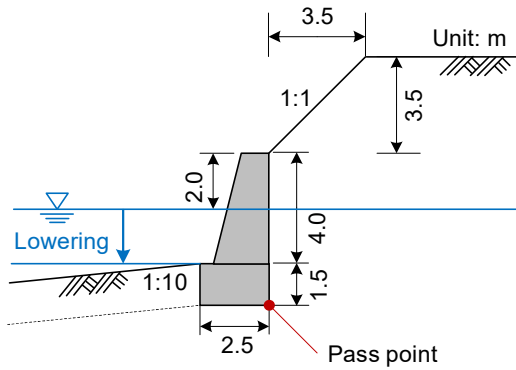


図-5.5 仮定した混成型護岸

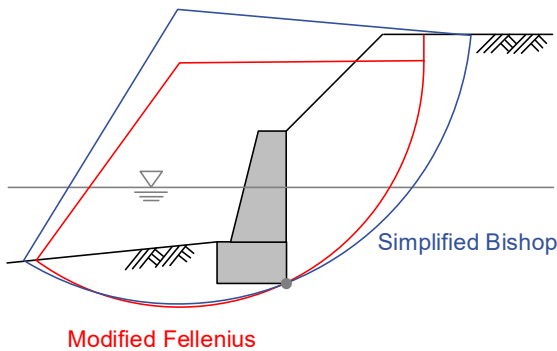


図-5.6 混成型護岸での円弧すべり面（Step A）

状態での R/S を表-5.3 に示す。状態が Step A から Step D に移ると R/S は小さくなり、 R/S が比較的大きいと、修正フェレニウス法、土田法、簡易ビショップ法の順で R/S が大きくなっていった。 R/S が小さくなると、計算法による違いは縮小していた。これらの傾向は、前に示した傾斜型の護岸での結果と同じであり、直立型の護岸であっても地盤の安定性の傾向は変わらなかった。

混成型護岸の検討断面としては図-5.5 に示す仮想断面を用いた。計算に用いたパラメータは前述の表-5.1 に示したものであり、直立堤の陸側下端を円弧の通過点として設定した。Step A～D の4つの状態において最小の耐力作用比 R/S となる円弧すべり面とその時の R/S を求めた。

図-5.6 に、修正フェレニウス法と簡易ビショップ法で求めた Step A での最小の R/S となる円弧すべり面を示す。ここでも、修正フェレニウス法での円弧が最も小さく、簡易ビショップ法での円弧は大きかった。土田法はその間の円弧の大きさとなっていた。Step B～D においても同様の傾向であった。3つの計算法と4つの状態での R/S を表-5.4 に示している。状態が Step A から Step D に移ると R/S は小さくなり、 R/S が比較的大きいと、修正フェレニウス法、土田法、簡易ビショップ法の順で R/S が大きくなっていった。 R/S が小さくなると逆に、簡易ビショップ法、土田法、修正フェレニウス法の順で R/S が大きくなっていった。混成型護岸においても、傾斜型や直立型護岸と同様の安定性の評価結果となっていた。なお、混成型護岸では高く地盤が盛られているために地盤の安定性は低い傾向にあり、引き波や地盤の飽和化、法先の洗掘の影響が大きく表れていた。

このように、擁壁と地盤で構成されている単純な断面形状の護岸であれば、円弧すべり計算による地盤の安定性評価を行えると考えられる。一方、地層構成が複雑な場合や、地盤材料の強度特性の評価が難しい場合、既存と新設構造物が複合する場合など、一様なすべり面による破壊が生じないことも想定され、そのような断面に対しての円弧すべり計算の適用性は低い可能性がある。模型実験や他の数値解析を行うことも必要である。

6. 地盤の安定化のための対策法の検討

6.1 護岸の補強

(1) 法先地盤の洗掘・緩み対策

護岸では、コンクリート版や被覆ブロックなどの被覆工で地盤を波から保護しているが、現在でも高波による被災は続いている。今後も台風の規模が増すなどして、被害が拡大する可能性があり、重要度の高い護岸については補強が必要となってくる。前章までで護岸の被災形態を確認し、円弧すべり計算によって安定性を評価した。本章では、確認した破壊形態を考慮しつつ円弧すべり計算も活用して、護岸での地盤の安定性を高める方策について検討してみる。

最初に考えられる対策は、法尻ブロック前面の洗掘やゆるみ対策である。5章の安定性評価結果に示すように、Step A から Step B や Step C に進むと、引き波時の水位条件や被覆工下部の地盤の飽和化によって護岸の安定性は低下した。さらに、Step D のように法先地盤の重量と強度が失われると安定性は大きく低下した。このことは、法先の地盤が洗掘されないようにすることは安定性を保つ上で有効であることが分かる。図-6.1 に示すように、洗掘防止工を設けたり、砕石層に置き換えたりする対策方法が既に現場で適用されており、この対策は地盤の安定性を向上する上でも有用である。実際に、遠心模型実験のケース 50-1 と 50-2 においても、法尻ブロック前面に砕石層を設けることで法尻ブロックや被覆工の滑り出しを抑制でき、対策効果が表れていた。

(2) 法先での矢板や固化処理土の打設

遠心模型実験や有限要素解析 (FEA) で観察された地盤の破壊形態として、法尻ブロック下端から上部工先端にかけてのすべり破壊もあった。この破壊形態を考えると、すべり面の位置が深くなり円弧の半径が増せば、地盤の安定性も向上するはずである。その方法としては、法尻ブロック付近に矢板やセメント固化処理土を打設して、その部分でのすべり面を抑制し、全体のすべり面の位置を

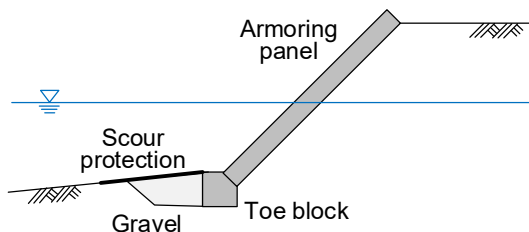


図-6.1 法先地盤の洗掘・緩み対策

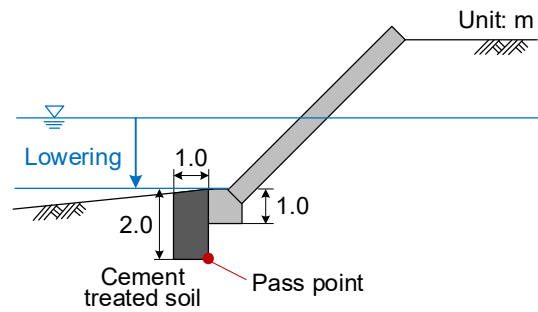


図-6.2 法先地盤の固化処理

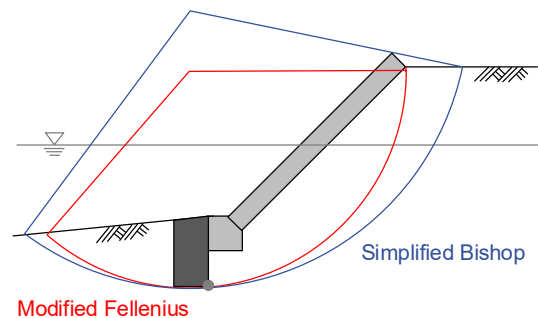


図-6.3 法先での固化後の円弧すべり面 (Step A)

深くすることが考えられる。この方法による対策を検討した。

遠心模型実験と FEA で用いた護岸において、法尻ブロック前面の地盤を固化処理したことを仮定した。この断面図を図-6.2 に示す。計算に用いたパラメータは前述の表-5.1 に示したものであり、固化処理土の陸側下端を円弧の通過点として設定した。また、Step A~D の4つの状態において最小の耐力作用比 R/S となる円弧すべり面とその時の R/S を求めた。計算結果の例を図-6.3 に示している。図には、Step A での最小の R/S となる円弧すべり面を示している。修正フェレンウス法と簡易ビショップ法で求めた円弧すべり面を示している。修正フェレンウス法での円弧が最も小さく、簡易ビショップ法での円弧は大きかった。土田法はその間の円弧の大きさとなっていた。Step B~D においても同様であり、各計算方法での円弧すべり面の位置は大きくは変わらなかった。

3つの計算方法と4つの状態での R/S を表-6.1 に示す。対策を施していない場合と同様に、状態が Step A から Step D に移ると R/S は小さくなり、 R/S が比較的大きいと、修正フェレンウス法、土田法、簡易ビショップ法の順で R/S が大きくなっていった。 R/S が小さくなると、計算法による違いは縮小していた。無対策の場合の R/S を示した表-5.2 と比較すると、全般的に R/S が大きくなり、地盤の安定性が増して対策効果は表れていた。無対策の場合、Step C の

表-6.1 円弧すべり計算の結果（法先での固化後）

	修正フェレニウス法	土田法	簡易ビショップ法
Step A	1.653	2.028	2.217
Step B	1.318	1.550	1.669
Step C	1.229	1.337	1.383
Step D	1.001	1.030	1.034

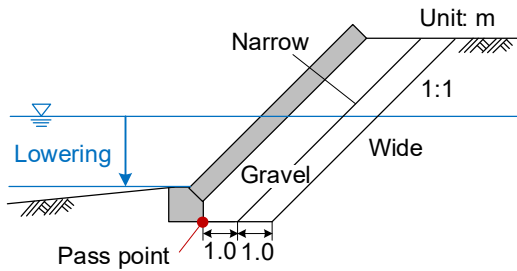


図-6.4 被覆工下部の砕石層

状態では R/S は 1.0 に近づくが、対策を施した場合、Step D になって R/S が 1.0 に近づいていた。これは、法先が洗掘しても安定性が保てることになり、対策効果が大きいことが分かる。なお、法先に矢板を打設する方法は従来から行われている護岸の補強方法の 1 つである。固化処理土の安定性を適切に設定することで、法尻ブロックや被覆工が海側へ滑り出すことも抑制できる。

(3) 被覆工下部の砕石層

被覆工付近の対策も発想される。遠心模型実験や FEA の結果から、被覆工下部の地盤内での飽和化や浸透力が護岸での地盤破壊を助長していた。このことから、飽和化を防いだり、浸透力を発生させたりしないことも、護岸での地盤の安定性を高めると考えられる。方法としては、被覆工の直背後の地盤を砕石層に置き換えることが考えられる。砕石層にすることで、引き波時に護岸前面の水位が下がれば透水性の高い砕石層内での水位も下がり、飽和化や浸透力の発生を抑制できる。被覆工への揚圧力もほぼ生じなくなるため、この対策方法の有効性は高いと考えられる。この方法についても、従来から行われており、被覆工下部に砕石層が設置されている護岸も多い。

前項と同様に遠心模型実験と FEA で用いた護岸に対策を施すことを考えた。図-6.4 に示すように、被覆工下部に砕石層を設けたことを想定した。図に示すように、その厚さを 2 種類とした。計算パラメータは前述の表-5.1 に示したものと同一であり、安定性を比較しやすいように砕石層には砂層と同じパラメータを用いた。ただし、引き

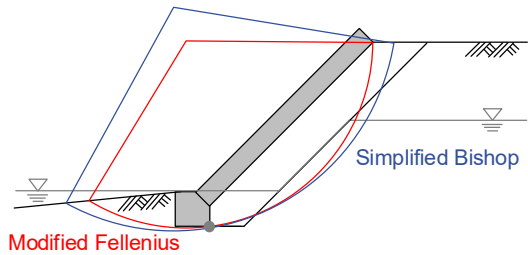


図-6.5 被覆工下部に狭い砕石層を設定した場合の円弧すべり面（Step B）

表-6.2 円弧すべり計算の結果（狭い砕石層）

	修正フェレニウス法	土田法	簡易ビショップ法
Step A	1.314	1.548	1.695
Step B	1.311	1.490	1.587
Step C	1.311	1.453	1.475
Step D	1.094	1.179	1.212

波時に排水が進むと考えると、残留水位は砕石層よりも陸側に設定した。つまり、引き波時には砕石層の重量を乾燥重量とした。また、法尻ブロックの陸側下端を円弧の通過点とし、Step A～D の 4 つの状態において最小の耐力作用比 R/S となる円弧すべり面とその時の R/S を求めた。

砕石層の幅が狭い場合の計算結果から見ていく。図-6.5 には、修正フェレニウス法と簡易ビショップ法で求めた Step B での円弧すべり面を示している。ここでも、修正フェレニウス法での円弧が小さく、簡易ビショップ法での円弧は大きい傾向にあった。Step C や D においても同様であった。4 つの状態での R/S を表-6.2 に示している。状態が Step A から Step D に移ると R/S は小さくなる傾向があり、 R/S が比較的大きいと、修正フェレニウス法、土田法、簡易ビショップ法の順で R/S が大きくなっていった。 R/S が小さくなると、計算法による違いは縮小していた。ただし、特に修正フェレニウス法では、Step A～Step C での R/S に大きな違いはなく、被覆工下部に砕石層を設けることで、引き波時の水理条件や砕石背後の地盤の飽和化が生じても地盤の不安定化は起こりにくいことが分かった。無対策での R/S (表-5.2 参照) と比較しても、対策を施した場合には全般的に R/S が大きく、対策効果が得られることを確認できた。

砕石層の幅を広げた場合、修正フェレニウス法と簡易ビショップ法で求めた Step B での円弧すべり面は図-6.6 のようになった。砕石層を厚くしたために、最も R/S が小さくなるのは、計算法にかかわらず法尻ブロックの下端

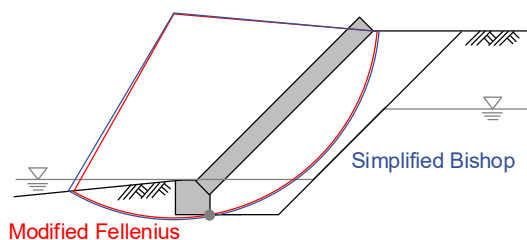


図-6.6 被覆工下部に広い碎石層を設定した場合の円弧すべり面 (Step B)

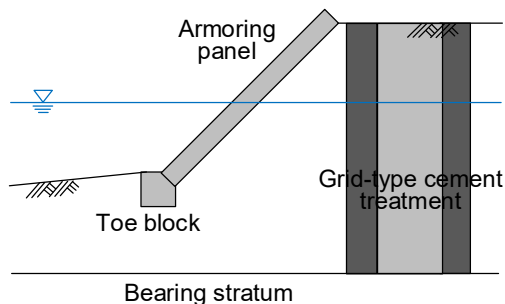


図-6.7 固化処理土壁による天端の確保

表-6.3 円弧すべり計算の結果 (広い碎石層)

	修正フェレニウス法	土田法	簡易ビショップ法
Step A	1.314	1.548	1.695
Step B	1.353	1.553	1.675
Step C	1.353	1.553	1.675
Step D	1.096	1.182	1.235

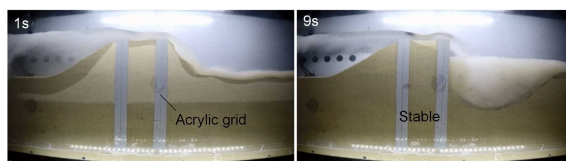


図-6.8 津波越流後の同様の対策を行った堤防⁶⁹⁾
(左図：越流開始直後、右図：時間経過後)

から上部工先端を通過する円弧すべり面であり、両者はほぼ同じ円弧であった。4つの状態での R/S を表-6.3 に示す。この結果は碎石層が狭い場合の R/S (表-6.2 参照) とほぼ同じであった。これは、碎石層がある程度を有していると、 R/S が最小となる円弧すべり面は法尻ブロックの下端から上部工先端を通過するものであり、碎石層の厚さに関係なく円弧すべり面と R/S が決まるためと考えられる。つまり、碎石層を設けること自体には対策効果があるが、ある程度の幅の碎石層を設けることで、それよりも幅を広くしても、安定性の増加には寄与しないことが分かった。

(4) 被覆工下部の地盤の飽和化防止

前項で述べたように、被覆工下部の地盤内での飽和化や浸透力が護岸での地盤破壊を助長しており、飽和化を防いだり、浸透力を発生させたりしないことで、護岸での地盤の安定性は高まると考えられた。被覆工背後に碎石層を設けることも効果的であるが、地盤を飽和させない方法も考え得る。残留水位より上部の地盤が飽和する理由は、被覆工を通じて護岸前面から侵入する水や、越波によって天端に流れ込んだ水、豪雨などで流れてきた水が地盤に浸透することである。揚圧力を大きく受けることになるために、被覆工の防水性を高めることは難しいかもしれないが、越波を防いだり、豪雨で流れ込んできた水を地盤に浸透させたりせずに海に排水する対策は考えられる。5章の安定性評価での状態で言うと、法先で洗掘が生じないならば Step B に留めることができることになり、

この対策も有用と考えられる。

6.2 天端高さの確保

前節では、法尻ブロックや被覆工付近に対策を施して、護岸自体を補強する方法について検討した。ここでは、発想を変えて、法尻ブロックや被覆工を補強せずに、それらの背後に矢板や地盤改良による格子状の固化処理土壁を構築する方法について述べる (図-6.7 参照)。法尻ブロックや被覆工の補強には限界があり、高波に対して強くできたとしても、別の自然災害である地震動に対して強くすることは容易ではない。そこで、法尻ブロックや被覆工の破壊をある程度許容しつつ、背後の地盤内に天端高さを保てる矢板や固化処理土を設けることが考えられる。矢板を用いる方法は文献⁶⁷⁾で紹介され、この方法で実際に対策が施された現場もある。矢板は比較的高価であるため、地盤改良を施工できる地盤条件であれば、固化処理土を打設して固化処理土壁を構築する方法も考えられる。著者を含む研究グループ^{68), 69)}では、海岸堤防の中央部に深層混合処理工法で格子状の固化処理土壁を構築し、地震動や津波越流が作用しても天端高さを保てる工法を検討している。図-6.8 には、遠心模型実験における津波越流後の堤防の様子を示している。図に示すように、固化処理土壁周辺の法面は崩壊が喪失しているが、固化処理土壁自体は残存し、天端高さを保つことに成功している。これと同様の対策を護岸にも適用することが考えられる。

7. 結論

本研究では、高波作用下の波の伝播と地盤の変形を含む一連の護岸の破壊挙動を遠心模型実験で検討した。また、有限差分法による流体解析を実施して地盤の変形解析へ入力する水圧を算定し、地盤の有限要素解析 (FEA) によって護岸の破壊挙動を再現した。FEAでは、地盤の応力や間隙水圧状態などを把握することで破壊メカニズムを応力などの観点から検証した。破壊形態としては、被覆工が揚圧力で浮き上がるものと、被覆工と法尻ブロック下部の地盤においてすべり面が発現するものがあつた。本研究では後者の破壊に着目したが、その破壊要因としては、以下の3つと考えられ、これを遠心模型実験結果およびFEAの結果によって確認した。

要因(1) 被覆工下部の地盤の飽和化による単位体積重量の増加およびサクシヨンの低下

要因(2) 引き波時における被覆工下部の地盤および法尻ブロック周辺地盤での浸透力

要因(3) 被覆工への揚圧力と法尻ブロックの両面における水圧差による海側への水平力および被覆工への揚圧力に起因する地盤の拘束圧低下

これ以外にも、本研究と異なる条件では、法先の地盤において波による繰り返し载荷を受けて液状化し、軟化する可能性も考えられる。

実験条件を変化させて、それらの影響評価も行った。流体の粘性を高めたり、越波防止工を設けたりすることで、護岸内部の地盤の飽和化が遅くなり、地盤破壊が生じにくくなった。ただし、揚圧力による被覆工の浮き上がる可能性はあつた。被覆工からの水の侵入を減らしてしまうと、揚圧力による被覆工の浮き上がりはより発生しやすくなった。また、被覆工下部に砕石を入れることは地盤の安定性を高めた。これは被覆工下部の地盤での浸透力が発生しにくいためと考えられた。法尻ブロック前面に砕石地盤を設けることも地盤の安定性を増した。

地盤を含む護岸の安定性を評価する手法についても検討を行った。具体的には、護岸の設計基準にも紹介されている円弧すべり計算を用いて、遠心模型実験とFEAの結果を再現した。円弧すべり計算の方法としては、修正フェレニウス法、土田法、簡易ビシヨップ法を採用し、全応力法によって計算を行って簡便に浸透力の影響を考慮した。この結果、被覆工下部の地盤が飽和して、法先が洗掘した状態において起動モーメントが抵抗モーメントを上回った。このことは遠心模型実験とFEAの結果と整合し、安定性評価の精度は高いことを確認できた。また、仮定した他の形式の護岸においても計算結果の傾向は一致していた。

すべり面が発現して地盤が破壊するような断面では円弧すべり計算の適用性は高いと考えられる。

最後に、護岸における地盤の安定性を高める方法について検討した。遠心模型実験やFEAの結果からの考察や円弧すべり計算の実施を通して、法先地盤の洗掘・緩み対策や、法先での矢板や固化処理土の打設、被覆工下部の砕石層の構築、被覆工下部地盤での飽和化の防止などが地盤の安定性を高めることを示した。

8. あとがき

本研究では、高波を受ける護岸での地盤の安定性について遠心模型実験や数値解析によって検討し、破壊メカニズムの検証を行った。また、実務設計において護岸の安定性を評価しやすいように、円弧すべり計算による安定性評価も試みた。これらの結果は実務設計の参考になるものと考えられる。さらに、実験や解析に基づいて、高波に対する護岸の補強方法について考察した。対策方法については検証が足りない面もあり、今後のさらなる検討が望まれる。

(2022年11月7日受付)

謝辞

本稿前半の2~4章の研究は、Imperial College LondonのLidija Zdravković教授とAikaterini Tsiampousi講師、京都大学防災研究所の森信人教授と実施したものである。また、遠心模型実験の実施時には元ジオデザインの丸山憲治氏とジオデザインの斎藤智志氏に、円弧すべり計算には地盤改良研究グループの八木奏氏にご協力いただいた。さらに、本研究はJSPS科研費JP17H03308の助成を受けて実施した。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 加藤史訓, 野口賢二, 諏訪義雄: 海岸堤防・護岸の被災に関する実態調査, 土木学会論文集B3 (海洋開発), Vol. 67, No. 2, pp. I_7-I_12, 2011.
- 2) Nielson, L., Salim, A., Lord, D., Withycombe, G., and Armstrong, A.: Geotechnical aspects of seawall stability with climate change, Proceedings of the 21st Annual NSW Coastal Conference, 2012.
- 3) 高橋英紀: 波による地盤を含む護岸の不安定化に関する遠心模型実験, 港湾空港技術研究所報告, Vol. 59, No. 2, pp. 31-50, 2020.
- 4) Takahashi, H. and Morikawa, Y.: Centrifuge model tests examining stability of seawalls subjected to high waves,

- Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 971-974, 2017.
- 5) van der Meer, J.W.: Stability of breakwater armour layers - Design formulae, Coastal Engineering, Vol. 11, pp. 219-239, 1987.
 - 6) Führböter, A. and Sparboom, U.: Full-scale wave attack of uniformly sloping sea dykes, Proceedings of the 21st International Conference on Coastal Engineering, pp. 2174-2188, 1988.
 - 7) Hall, K.R. and Kao, J.S.: The influence of armour stone gradation on dynamically stable breakwaters, Coastal Engineering, Vol. 15, Issue 4, pp. 333-346, 1991.
 - 8) Andersen, T.L. and Burcharth, H.F.: A new formula for front slope recession of berm breakwaters, Coastal Engineering, Vol. 57, Issue 4, pp. 359-374, 2010.
 - 9) Grant, U.S.: Influence of the water table on beach aggradation and degradation, Journal of Marine Research, Vol. 7, No. 3, pp. 655-660, 1948.
 - 10) Nielson, P.: Coastal bottom boundary layers and sediment transport, World Scientific, 340p., 1992.
 - 11) Turner, I.L. and Masselink, G.: Swash infiltration-exfiltration and sediment transport, Journal of Geophysical Research, Vol. 103, Issue C13, pp. 30,813-30,824, 1998.
 - 12) Sekiguchi, H. and Phillips, R.: Generation of water waves in a drum centrifuge, Proceedings of the International Conference CENTRIFUGE 91, pp. 343-350, 1991.
 - 13) Phillips, R. and Sekiguchi, H.: Generation of water wave trains in drum centrifuge, Proceedings of the International Symposium on Technology in Ocean Engineering, Vol. 1, pp. 29-34, 1992.
 - 14) 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.
 - 15) Cheng, C.: Sand bed response under wave loadings using a centrifuge, Master thesis, Engineering Department of Civil Engineering, National University of Singapore: Singapore, 121p., 2003.
 - 16) Gao, F. P. and Randolph, M. F.: Progressive ocean wave modelling in drum centrifuge, Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (IS-FOG 2005), pp. 583-588, 2005.
 - 17) 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.
 - 18) Gatmiri, B.: Response of cross-anisotropic seabed to ocean waves, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, Issue 9, pp. 1295-1314, 1992.
 - 19) Jeng, D.S. and Lin, Y.S.: Finite element modelling for water waves-soil interaction, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 15, Issue 5, pp. 283-300, 1996.
 - 20) Mizutani, N. and Mostafa, A.M.: Nonlinear wave-induced seabed instability around coastal structures, Coastal Engineering Journal, Vol. 40, No. 2, pp. 131-160, 1998.
 - 21) Maeno, S., Bierawski, L.G., and Fujita, S.: A study on dynamic behavior of the seabed around a seawall under wave motion using the VOF-FEM model, Proceedings of the 12th International Offshore and Polar Engineering Conference, Vol. III, pp. 597-603, 2002.
 - 22) 鈴木高二朗, 高橋重雄: 緩く堆積した地盤の波浪による液状化について, 港湾空港技術研究所報告, Vol. 41, No. 3, pp. 1-18, 2002.
 - 23) Hsu, T.J., Sakakiyama, T., and Liu, P.L.F.: A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater, Coastal Engineering, Vol. 46, Issue 1, pp. 25-50, 2002.
 - 24) Liu, X. and Garcia, M.H.: Numerical investigation of seabed response under waves with free-surface water flow, International Journal of Offshore and Polar Engineering, Vol. 17, No. 2, pp. 97-104, 2007.
 - 25) Zhang, J.S., Jeng, D.S., and Liu, P.L.F.: Numerical study for waves propagating over a porous seabed around a submerged permeable breakwater: PORO-WSSI II model, Ocean Engineering, Vol. 38, Issue 7, pp. 954-966, 2011.
 - 26) Jeng, D.S., Ye, J.H., Zhang, J.S., and Liu, P.L.F.: An integrated model for the wave-induced seabed response around marine structures: Model verifications and applications, Coastal Engineering, Vol. 72, pp. 1-19, 2013.
 - 27) Jianhong, Y., Dongsheng, J., Liu, P.L.F., Chan, A.H.C., Ren, W., and Changqi, Z.: Breaking wave-induced response of composite breakwater and liquefaction in seabed foundation, Coastal Engineering, Vol. 85, pp. 72-86, 2014.
 - 28) Ye, J., Zhang, Y., Wang, R., and Zhu, C.: Nonlinear interaction between wave, breakwater and its loose seabed foundation: A small-scale case, Ocean Engineering, Vol. 91, pp. 300-315, 2014.
 - 29) Zhao, H.Y. and Jeng, D.S.: Numerical study of wave-induced soil response in a sloping seabed in the vicinity of

- a breakwater, *Applied Ocean Research*, Vol. 51, pp. 204-221, 2015.
- 30) Cui, L. and Jeng, D.S.: Seabed liquefaction around breakwater heads at a river mouth: An integrated 3D model, *Ocean Engineering*, Vol. 242, 110036, 2021.
- 31) Takahashi, H., Zdravković, L., Tsiampousi, A., and Mori, N.: Destabilisation of Seawall Ground by Ocean Waves, *Géotechnique*, 2022. (in print)
- 32) Higo, Y., Lee, C.W., Doi, T., Kinugawa, T., Kimura, M., Kimoto, S., and Oka, F.: Study of dynamic stability of unsaturated embankments with different water contents by centrifugal model tests, *Soils and Foundations*, Vol. 55, Issue 1, pp. 112-126, 2015.
- 33) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, *土木学会論文報告集*, Vol. 275, pp. 69-77, 1978.
- 34) Iai, S.: Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field, *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 1, pp. 105-118, 1989.
- 35) Takahashi, H., Sassa, S., Morikawa, Y., Takano, D., and Maruyama, K.: Stability of caisson-type breakwater foundation under tsunami-induced seepage, *Soils and Foundations*, Vol. 54, Issue 4, pp. 789-805, 2014.
- 36) Takahashi, H., Kitazume, M., Ishibashi, S., and Yamawaki, S.: Evaluating the saturation of model ground by P-wave velocity and modelling of models for a liquefaction study, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 6, Issue 1, pp. 13-25, 2006.
- 37) Okamura, M. and Inoue, T.: Preparation of fully saturated models for liquefaction study, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 12, Issue 1, pp. 39-46, 2012.
- 38) 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, 35p., 1995.
- 39) Takahashi, H., Fujii, N., Morikawa, Y., and Takano, D.: Development of hydro-geotechnical centrifuge PARI Mark II-R, *Technical Note of the Port and Airport Research Institute*, No. 1353, 27p., 2019.
- 40) Takahashi, H., Morikawa, Y., and Kashima, H.: Centrifuge modelling of breaking waves and seashore ground, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 19, Issue 3, pp. 115-127, 2019.
- 41) 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.
- 42) Fujisawa, K. and Murakami, A.: Numerical analysis of coupled flows in porous and fluid domains by the Darcy-Brinkman equations, *Soils and Foundations*, Vol. 58, Issue 5, pp. 1240-1259, 2018.
- 43) Zhai, H. and Jeng, D.S.: Two-way coupling model for wave-induced oscillatory soil response around marine structures, *Ocean Engineering*, Vol. 249, 110791, 2022.
- 44) 海岸工学委員会 水理模型実験における地盤材料の取扱方法に関する研究小委員会: 水理模型実験の理論と応用—波動と地盤の相互作用—, *土木学会*, 177p. 2021.
- 45) 沿岸開発技術研究センター: 数値波動水路の研究・開発, *沿岸開発技術研究センター*, 287p., 2001.
- 46) Hirt, C.W. and Nichols, B.D.: Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries, *Journal of Computational Physics*, Vol. 39, Issue 1, pp. 201-225, 1981.
- 47) Potts, D.M. and Zdravković, L.: *Finite element analysis in geotechnical engineering: Theory*, Thomas Telford, 440p., 1999.
- 48) Smith, P. G. C.: Numerical analysis of infiltration into partially saturated soil slopes, PhD Thesis, Imperial College, University of London, 2003.
- 49) Tsiampousi, A., Smith, P.G., and Potts, D.M.: Coupled consolidation in unsaturated soils: From a conceptual model to applications in boundary value problems, *Computers and Geotechnics*, Vol. 84, pp. 256-277, 2017.
- 50) Potts, D.M., Cui, W., and Zdravković, L.: A coupled THM finite element formulation for unsaturated soils and a strategy for its nonlinear solution, *Computers and Geotechnics*, Vol. 136, 2021.
- 51) Day, R.A. and Potts, D.M.: Zero thickness interface elements—numerical stability and application, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 18, Issue 10, pp. 689-708, 1994.
- 52) Smith, P.G.C., Potts, D.M., and Addenbrooke, T.I.: A precipitation boundary condition for finite element analysis, *Proceedings of the 1st European Conference on Unsaturated Soils*, pp. 773-778, 2008.
- 53) van Genuchten, R.: Calculating the unsaturated hydraulic conductivity with a new closed-form analytical model, *Research Report*, 78-WR-08, Princeton University, 1978.
- 54) van Genuchten, M. Th.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society American Journal*, Vol. 44, pp. 892-898, 1980.

- 55) Tsiamposi, A., Zdravković, L., and Potts, D.M.: A three-dimensional hysteretic soil-water retention curve, *Géotechnique*, Vol. 63, Issue 2, pp. 155-164, 2013.
- 56) Alonso, E.E., Gens, A., and Josa, A.: A constitutive model for partially saturated soils, *Géotechnique*, Vol. 40, Issue 3, pp. 405-430, 1990.
- 57) Georgiadis, K., Potts, D.M., and Zdravković, L.: Three-dimensional constitutive model for partially and fully saturated soils, *International Journal of Geomechanics*, Vol. 5, Issue 3, pp. 244-255, 2005.
- 58) Tsiamposi, A., Zdravković, L., and Potts, D.M.: A new Hvorslev surface for critical state type unsaturated and saturated constitutive models, *Computers and Geotechnics*, Vol. 48, pp. 156-166, 2013.
- 59) Ghiadistri, G.M.: Constitutive modelling of compacted clays for applications in nuclear waste disposal, PhD thesis, Imperial College London, 2019.
- 60) Carsel, R.F. and Parrish, R.S.: Developing joint probability distribution of soil water retention characteristics, *Water Resources Research*, Vol. 24, Issue 5, pp. 755-769, 1988.
- 61) Mualem, Y.: A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resources Research*, Vol. 12, pp. 513-522, 1976.
- 62) 全国農地海岸保全協会, 全国漁港漁場協会, 全国海岸協会, 日本港湾協会: 海岸保全施設の技術上の基準・同解説, 全国農地海岸保全協会, 全国漁港漁場協会, 全国海岸協会, 日本港湾協会, 347p., 2018.
- 63) Taylor, D.W.: Stability of slopes (chap.16), *Foundations of Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, pp. 406-479, 1948.
- 64) Bishop, A.W.: The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, *Géotechnique*, Vol. 5, No. 1, pp. 7-17, 1955.
- 65) 土田孝, 引屋敷英人, 水野健太, 福原哲夫: 分割法円弧すべり解析における新しい計算法, *港湾技術研究所報告*, Vol. 40, No. 1, pp. 81-106, 2001.
- 66) 国土交通省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, pp. 748-754, 2018.
- 67) 古市秀雄, 原忠, 谷美宏, 西剛整, 乙志和孝, 戸田和秀: 地震・津波の複合災害に耐える鋼矢板堤防補強法に関する研究, *地盤工学ジャーナル*, Vol. 10, No. 4, pp. 583-594, 2015.
- 68) 高橋英紀: 深層混合処理工法で補強した堤防の地震時振動特性, *土木学会論文集B3 (海洋開発)*, Vol. 76, No. 2, pp. I_426-I_431, 2020.
- 69) 高橋英紀: 深層混合処理工法で補強した海岸堤防の越流実験, *土木学会論文集B3 (海洋開発)*, Vol. 77, No. 2, pp. I_859-I_864, 2021.

港湾空港技術研究所報告 第61巻 第2号

2022. 12

編集兼発行人 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

発行所 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/>

Copyright © (2022) by MPAT

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

この資料は、海上・港湾・航空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、複写は海上・港湾・航空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。

CONTENTS

1. Ground Failure and Stability Evaluation of Seawalls Subjected to High Waves

Hidenori TAKAHASHI