

洋上風力基礎スカートサクシヨンの  
沈設時の貫入抵抗機構の解明と  
設計法の合理化の提案

Elucidation of Settlement – Bearing Capacity Mechanism  
of Suction Bucket Foundation for Offshore Wind Turbine  
and Proposal of Rationalization of Sinking Design

2021 年

名古屋工業大学 工学研究科

社会工学専攻

小山 宏人

(この頁空白)

## 内 容

1. はじめに .....	1
1.1. 背景 .....	1
1.2. スカートサクシヨン基礎の概要.....	3
1.2.1. 施工面の特長.....	3
1.2.2. 貫入の原理.....	3
1.2.3. 撤去の原理.....	4
1.2.4. スカートサクシヨン基礎の適用事例.....	5
1.3. 本研究の対象と目的.....	8
1.4. 本論文の構成.....	9
2. 実海域大型模型実験における研究成果.....	13
2.1. まえがき .....	13
2.2. 貫入実験 .....	14
2.2.1. 貫入実験の方法.....	14
2.2.2. 貫入実験の結果.....	18
2.2.3. 貫入力の前測値との比較.....	21
2.3. 水平載荷実験と三次元 FEM 解析 .....	24
2.3.1. 水平載荷実験の方法.....	24
2.3.2. 水平載荷実験の結果.....	25
2.3.3. 三次元変形解析の概要.....	27
2.3.4. 三次元 FEM 解析の結果と実験値との比較.....	30
2.3.5. 三次元変形解析による地盤塑性化の評価.....	30
2.4. 撤去実験 .....	31
2.4.1. 撤去実験の方法.....	31
2.4.2. 撤去実験の結果.....	32
2.4.3. 撤去抵抗力の前測値との比較.....	34
2.5. まとめ .....	35
3. 簡易小型浸透模型実験における研究成果.....	37
3.1. まえがき .....	37
3.2. 上向き浸透模型実験.....	38
3.2.1. 実験概要.....	38
3.2.2. 実験結果および考察.....	42
3.2.3. 極限つり合い法による極限支持力公式との比較.....	51

3.3.	周り込み浸透模型実験.....	53
3.3.1.	実験概要.....	53
3.3.2.	実験結果および考察.....	57
3.4.	まとめ.....	63
<b>4.</b>	<b>小型模型実験の再現解析における研究成果.....</b>	<b>65</b>
4.1.	まえがき.....	65
4.2.	上向き浸透模型実験を対象とした三次元浸透流解析.....	66
4.2.1.	解析手法概要.....	66
4.2.2.	解析結果および考察.....	68
4.3.	上向き浸透模型実験を対象とした SPH 法による数値解析.....	70
4.3.1.	解析手法概要.....	70
4.3.2.	解析結果および考察.....	72
4.3.3.	SPH 法による数値解析の改良の試み.....	76
4.4.	周り込み浸透模型実験を対象とした三次元浸透流解析.....	78
4.4.1.	解析手法概要.....	78
4.4.2.	解析結果および考察.....	79
4.5.	まとめ.....	81
<b>5.</b>	<b>スカートサクシオン基礎の試設計.....</b>	<b>83</b>
5.1.	まえがき.....	83
5.2.	試設計の概要.....	84
5.3.	解析モデルの検証.....	85
5.3.1.	遠心模型試験結果（静的水平載荷試験）.....	85
5.3.2.	解析モデルの妥当性確認.....	91
5.4.	スカートサクシオン基礎の試設計.....	96
5.4.1.	設計条件.....	96
5.4.2.	水平載荷時安定性の照査.....	102
5.4.3.	貫入性の照査.....	109
5.4.4.	各種地盤および水深に対する貫入可能性.....	112
5.4.5.	撤去性の照査.....	119
5.5.	スカートサクシオン基礎と従来基礎のコスト比較（参考）.....	121
5.6.	まとめ.....	122
<b>6.</b>	<b>おわりに.....</b>	<b>125</b>

## 1. はじめに

### 1.1. 背景

経済成長による生産活動の活発化や生活水準の向上には、より多くのエネルギー消費を伴うため、世界経済の成長とエネルギー消費の上昇との関係は相関関係が見られる。2000年代初頭以降、中国をはじめとした新興国を中心に世界の経済が大きく成長した時期は、エネルギー消費が増加した<sup>1)</sup>。これまでの主要なエネルギー源である石油、石炭などの化石燃料は、資源埋蔵量に制約があり、また、化石燃料の消費は温室効果ガスの発生によって、地球環境に温暖化の影響をもたらすとの懸念が強い。そのため、太陽光発電や風力発電などの再生可能エネルギーの導入が各国で盛んになっている。世界の洋上風力発電の割合は、再生可能エネルギー全体に対し、2017年時点では約2%であるものの、発電容量は前年比+34%増加、ここ10年で10倍超の急速な成長が続いている<sup>2)</sup>。

日本の国土面積は約38万平方kmであり、世界で60番目と比較的小さな国だが、排他的経済水域の広さは国土面積の12倍もあり、それに領海を加えると世界で6番目の広い海が自国の海となる。また、年間を通して安定した風を得られる地域が多数ある<sup>3)</sup>ものの、日本においては稼働している大規模な洋上風力発電所は無く、ヨーロッパ諸国に比べて10年遅れていると言われている。2018年12月には再エネ海域利用法が公布され、国主導で洋上風力発電開発が進められる道筋が立ち、今後洋上風力発電の更なる発展が期待される。

洋上風力発電施設の構造形式には、風車の自重を海底地盤まで伝達させる「着床式」と風車自体が海洋に浮いている「浮体式」がある。着床式は比較的水深が浅い場合に適し、モノパイル、ジャケット、重力式などから、水深や地盤条件などによって最適な構造が選定される(図1.1)。モノパイルは、一本の大口径鋼管杭からなり、遠浅で広大な海域を有するヨーロッパでは主流である。構造がシンプルでありコストが安いこと実績が豊富であり、世界的に見ても全体の約3/4の割合を占めている<sup>4)</sup>。モノパイルに比べて実績は少ないものの、鋼管トラス構造と複数の鋼管杭からなるジャケットや、海底が岩盤など杭の打設が困難な場所に用いられるコンクリート構造物の重力式などがある。洋上風車の適用が拡大し、風車の大型化や設置場所の水深が30mを超えるような大水深になるにつれ、基礎が大型化しコストがかかることが課題である。特に、実績が多いモノパイルは大型化に伴い製造・施工面から適用の限界を迎えつつあり、また、打設時の騒音や振動が極めて大きく、海洋生物への影響が懸念される。加えて、根入れ箇所に岩盤が存在する場合などは打設不能で適用できないという課題もある。一方、大水深化・風車大型化に適したジャケット形式は、年々施工実績の割合を増やしているが構造が複雑で製造コストが高く、グラウト施工が必要なため施工難易度が高い。重力式は基礎の規模が膨大のため、大水深には適さず、基礎製作施工ヤード、運搬、揚重船舶の観点から大規模ウインドファームには適さない。

このような背景から、環境面・施工面でのメリットの大きいスカートサクシヨン基礎<sup>5)6)</sup>の洋上風車基礎への適用が望まれている。スカートサクシヨン基礎形式にはひとつの基礎からなるモノバケットタイプと複数の基礎とジャケツトを組み合わせたジャケツトタイプがある(図 1.2)。

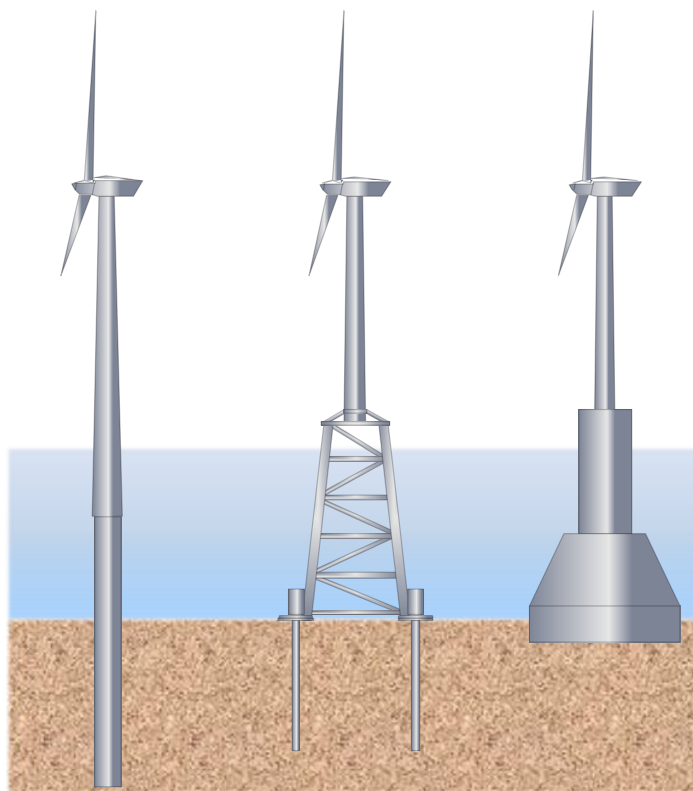


図 1.1 洋上風車基礎 (左からモノパイル, ジャケツト, 重力式)



スカートサクシヨン



スカートサクシヨン

図 1.2 洋上風車への適用イメージ (左: モノバケツトタイプ, 右: ジャケツトタイプ)

## 1.2. スカートサクシヨン基礎の概要



スカートサクシヨン基礎（SS 基礎）は、基礎頂版より下方に伸びた円筒形の壁（スカート）を海底地盤中に根入れさせて（本稿では貫入と記述する）安定性を確保する新形式の海上基礎である。

### 1.2.1. 施工面の特長

スカートサクシヨン基礎には、施工面で以下の特長がある。

- ① スカートの海底地盤への貫入はスカート内外の水圧差を利用して行うため、打撃貫入のような大型の機械が不要となり、従来工法に比べコストを低減できる。
- ② スカートサクシヨン基礎の海上作業は曳航と貫入程度であるため、大幅に工期を短縮できる。
- ③ 騒音・振動がほとんどなく、海洋環境に与える影響が少ない。
- ④ 洋上風力発電の特長でもある将来的な現状復旧の要求に対してもスカート内へ注水することにより、撤去が可能である。

### 1.2.2. 貫入の原理

スカートサクシヨン基礎を貫入させるには、スカート内の水を排水して生じるスカート内外の水圧差（静水圧からの水圧低下量をサクシヨンと呼ぶ）を利用する（ 1.3）。サクシヨンによる下向きの圧力により基礎頂版に生じる下向き荷重（サクシヨン力）が生じるのに加え、スカート内側地盤に上向きの浸透流が発生することで有効応力が低減し、貫入抵抗が低減する特長を持つ。なお、排水により生じるサクシヨンとはバキューム（負圧）を表すものではない。また、急速引抜荷重に対して、根入れ部の周面摩擦に加え、水の流入が遅いためスカート内が静水圧以下となることで生じる受働サクシヨンによる引抜き抵抗が期待できる（ 1.4）。

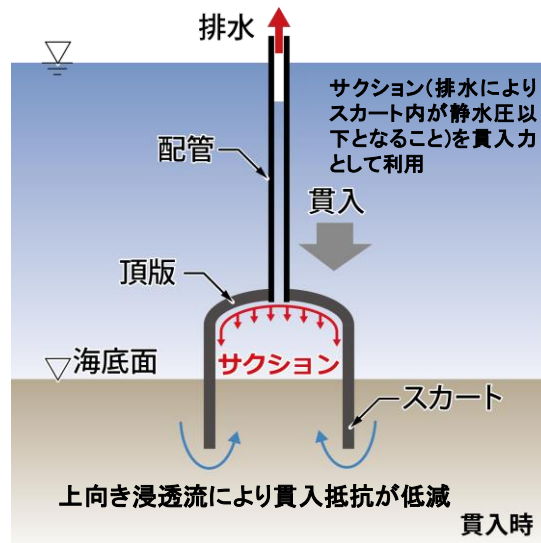


図 1.3 スカートサクシオン基礎の貫入原理

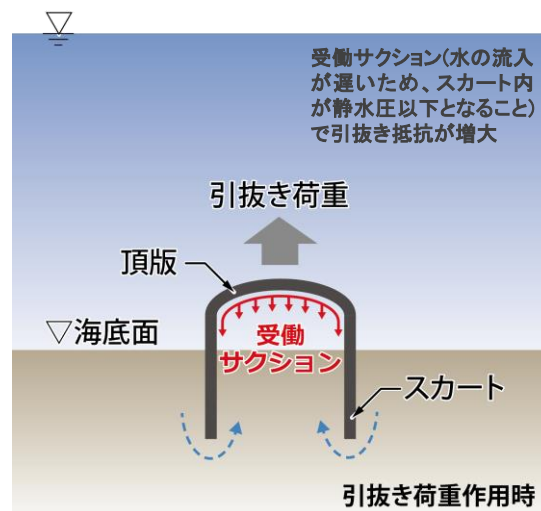


図 1.4 スカートサクシオン基礎の引抜抵抗原理

### 1.2.3. 撤去の原理

注水ポンプによりスカート内に海水を注水すると、スカート内部の水圧が外部の水圧よりも上昇し、鉛直上向きの揚力が発生することにより撤去が可能となる (図 1.5)。



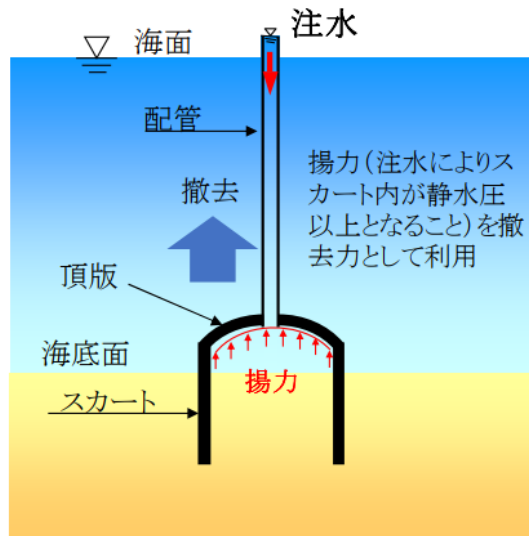


図 1.5 スカートサクシヨン基礎の撤去原理

#### 1.2.4. スカートサクシヨン基礎の適用事例

サクシヨン基礎構造物は、古くは(1960年)神戸港の第5防波堤としてPC管式セルラーブロックを用いた施工事例<sup>8)</sup>があり、防衛工基礎<sup>9)</sup>など3件の施工実績がある(写真1.1, 写真1.2)。ヨーロッパでは北海における石油・ガス採掘用重力式プラットフォームの基礎<sup>10)</sup>や浮体式構造物のアンカーとして広く使われている。

洋上風車基礎としては、ヨーロッパにて2000年代前半から研究されている。モノバケットタイプでは3MW規模の実証試験機および洋上観測タワーの基礎としての適用事例がある(写真1.3, 写真1.4)。近年では、ジャケット形式とスカートサクシヨン基礎を組み合わせるサクシヨンバケットジャケット(SBJ)の研究も進められており、2016年に初めてウインドファームに適用された<sup>11)</sup>。しかし、事例は少なくまだ開発途上であると言える。海外での洋上風力発電施設への主な適用事例を表1.1に示す。

防波堤基礎 (1998)  
D=21.9m、L=8m  
Depth=10m

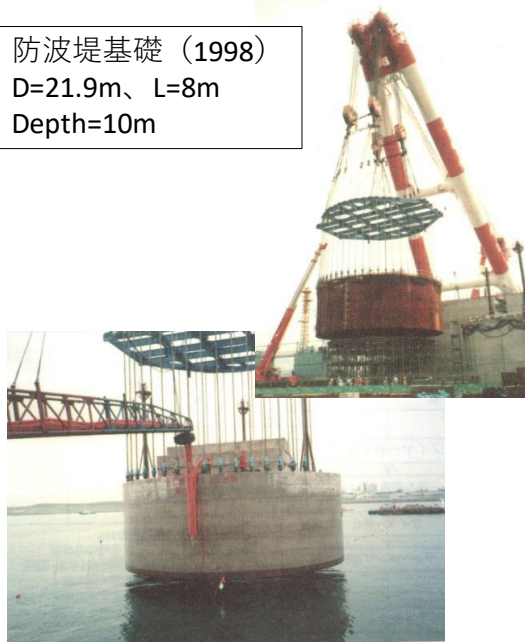


写真 1.1 直江津港作業基地防波堤 (RC 製)

栈橋防衝工 (2000)  
D=18m、L=5.5m  
Depth=25m



写真 1.2 大阪府岬町土砂採取栈橋防衝工 (RC 製)

デンマーク Frederikshavn (2002)  
3MW、D=12m、L=6m、Depth=4m



写真 1.3 モノバケットタイプ風車基礎（鋼製）

デンマーク(観測タワー)  
Horns Rev2 (2009)  
Dogger Bank (2011)  
D=14m、L=8m、  
(Depth=16m)



写真 1.4 モノバケットタイプ観測タワー基礎

表 1.1 洋上風車基礎としてのスカートサクシヨン基礎の主な適用事例

No.	設置年	国名	名称	基礎タイプ	備考
1	2002	デンマーク	Frederikshavn	モノバケット	3MW×1, D=12m, L=6m, Depth=4m
2	2009 2011	デンマーク	Horns Rev2 Dogger Bank	モノバケット	観測タワー×2, D=14m, L=8m, Depth=16m
3	2014	ドイツ	Borkum Riffgrund 1	SBJ	4MW×1, Water depth=25m
4	2016~ 2018	イギリス	Aberdeen Bay	SBJ	8.4MW×11, Water depth=19~32m
5	2018	ドイツ	Borkum Riffgrund 2	SBJ	8.3MW×20, Water depth=27~33m

### 1.3. 本研究の対象と目的

本研究の対象は、基礎貫入時（据付時）と基礎完成後の問題の二つに分類される。

基礎貫入時に関して、これまでに適用されたいくつかのスカートサクシヨン基礎の施工事例より、貫入抵抗の予測手法は概ね検証されつつある。ただし、スカートサクシヨン基礎の貫入抵抗予測手法として、サクシヨン基礎構造技術マニュアル<sup>12)</sup>では上向き浸透流が考慮されておらず安全側に評価されている。また、EUにおけるいくつかの実物大実験結果との比較を行って貫入抵抗の検討についてまとめた Houlsby らの研究<sup>13)</sup>では浸透流の影響が加味されてはいるが経験に基づくパラメータ値設定により算定値に大きな差異が見受けられる。そこで、本研究では、実海域実験におけるスカートサクシヨン基礎の RC 製大型試験体を用いた貫入実験の結果と既往予測手法による予測値を比較し評価した。

貫入量の管理を行うためには、浸透に伴う支持力変化を正確に捉え、基礎の貫入量を制御することが期待されている。しかし、土-水-構造物の相互作用の問題は複雑な上に、浸透時の間隙水の動水勾配の大きさによっては、地盤や基礎周りに水の流れの局所化による水みちの形成や噴砂などの局所的な流動的大変形が生じ、より現象が複雑化する。そのため浸透流が作用した基礎の沈下予測や制御を行うにはこの課題を解決する必要がある。以上のような課題解決を達成するために多くのセンサーを配置して様々な特性を観察・計測することは簡単ではなく、また、全ての過程を精度良く解析できる手法も現段階では確立されていないのが現状である。

そこで、研究の取り掛かりとしての位置づけである本研究においては、次のような3つの手法を用いて実験・解析を行い、それらの結果を総合的に考察し、浸透作用を受けた地盤における基礎の沈下に対する基礎的な考察を行った。

- ① 簡易な小型の浸透模型実験（現象の観察と主要な因子の影響度合いを検討）および古典的な支持力公式との比較（極限釣り合いの条件での現象の理解）
- ② 三次元浸透流解析（基礎周辺の流れの特性の分布、流れの集中などの現象を理解）
- ③ 三次元の土-水連成 SPH 解析（粒子法で主な現象を記述可能かどうかの検討と数値解析上の改善点の抽出）

また、上記研究の発展型として、一様な浸透流ではなくスカート先端を回り込む浸透流を対象とし、初めに簡易な小型模型実験を実施して現象の観察をするとともに、貫入の必要条件および効率化について検討した。次に、地盤内の浸透現象を理解するため、模型実験で得た計測結果を解析条件として三次元浸透流解析を行い、貫入段階ごとの流れの分布を理解した。以上のことを整理して浸透流の観点から基礎貫入時挙動のメカニズムを明らかにすることを試みた。

基礎完成後に関して、スカートサクシヨン基礎の設計方法を確立するためには、特に支配的となる水平方向荷重に対して実挙動に即した解析モデルの設定方法が重要となる。水平方向荷重に対して実挙動に即した解析モデルの設定方法が確立されれば、様々な基礎形状・地盤条件・荷重条件でのシミュレーションが可能となる。

そこで、本研究では、実海域においてスカートサクシヨン基礎の RC 製大型試験体を用いて水平載荷実験を行い、その再現解析を行った。実海域で用いた RC 製スカートサクシヨン基礎試験体と周辺地盤を反映した三次元解析モデルを作成し、水平載荷時の試験体の変形および地盤反力に着目して解析を実施した。解析方法は、実現象に発生する受働サクシヨンによる抵抗は再現できないが、解析パラメータ設定が比較的容易で実務的な全応力解析とした。また、撤去性についても実海域実験結果と算定値を比較検討した。

#### 1.4. 本論文の構成

論文の構成を図 1.6 に示し、以下に記述する。

第 1 章では、研究に至る背景と研究対象および目的を整理した。

第 2 章では、実海域における RC 大型試験体での各種実験結果と予測値または解析値との比較検証を行う。貫入実験の貫入性に関する結果と既往の貫入予測式との比較、水平載荷実験の結果および三次元変形解析の結果との比較、撤去実験の結果と既往予測式との比較内容について示す。

第 3 章では、浸透による支持力低減を利用するスカートサクシヨン基礎の沈下予測や制御時に重要な土-水-構造物の相互作用のメカニズムを理解するため、1g 場の簡易浸透模型実験を実施した結果について示す。現象を単純化するために飽和砂地盤に一様に上向き浸透流を作用した模型実験と、スカート先端を周り込む浸透流を対象としたより実機に近い模型実験の結果および得られた知見について示す。

第4章では、目視観察が不可能である地盤内の浸透流による支持力低減メカニズムを理解するため、三次元浸透流解析および大変形問題に優れた SPH 法による数値解析の観点から基礎的な考察を示す。第3章で述べる模型実験を対象とし、解析モデルを構築した。解析では噴砂、盤ぶくれ発達過程、貫入による基礎先端近傍の複雑な相対密度変化を再現することは不可能だが、貫入時に地盤内で発生している浸透流の基礎的な知見を得ることを目的とした。

第5章では、4 MW（ワット）風車を対象とした試設計スカートサクシオン基礎の各種数値シミュレーション結果について示す。数値シミュレーションは水平載荷時、貫入時および撤去時を対象とした。

第6章では、本研究で得られた結論について述べる。

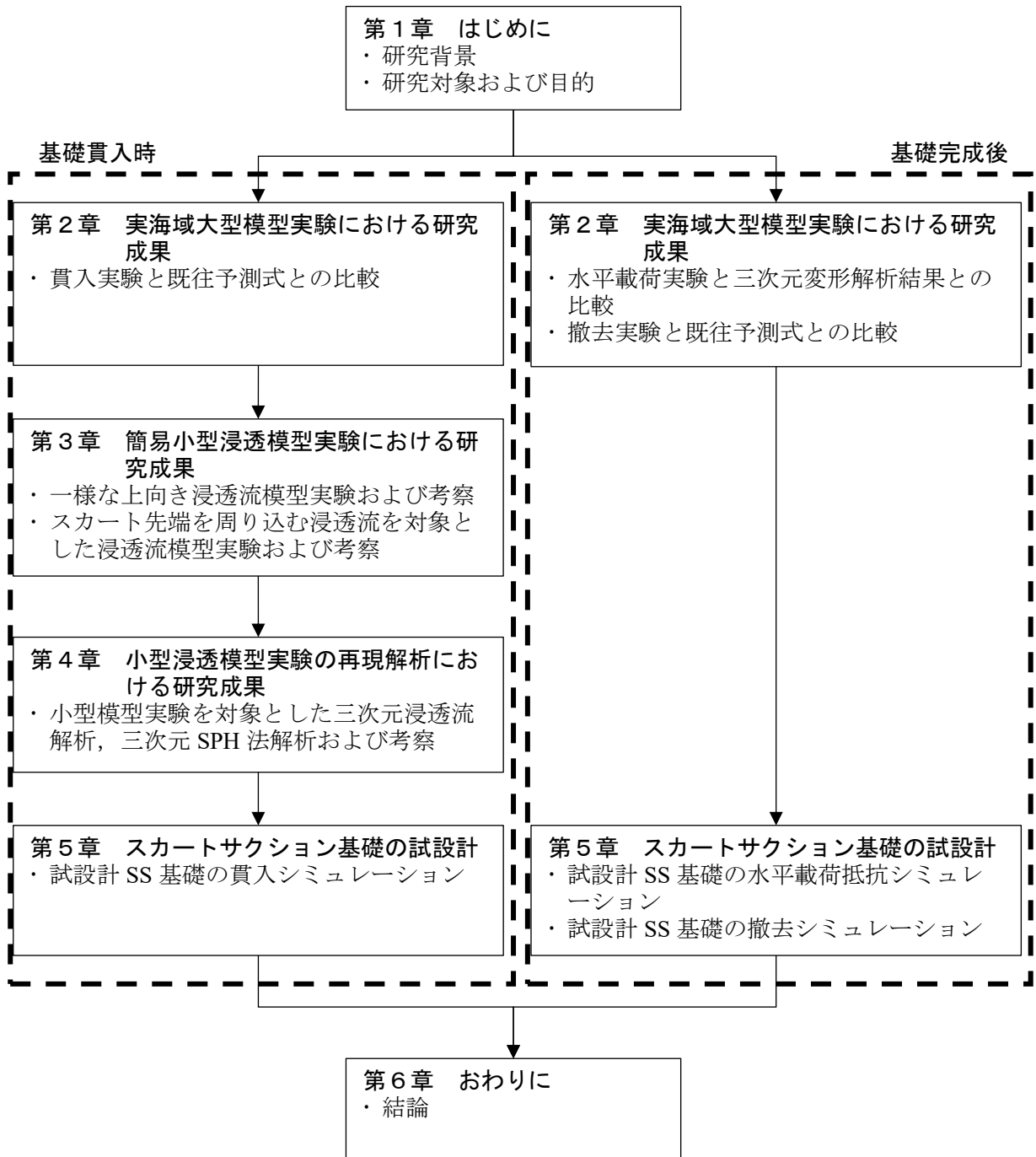


図 1.6 本論文の構成

## 参考文献

- 1) 令和元年度エネルギーに関する年次報告（エネルギー白書 2020），経済産業省資源エネルギー庁，<https://www.enecho.meti.go.jp/about/whitepaper/2020html/>
- 2) 国際再生可能エネルギー機関(IRENA)，<https://www.mofa.go.jp/mofaj/gaiko/energy/irena/>
- 3) NeoWins（洋上風況マップ），国立研究開発法人新エネルギー・産業技術総合開発機構（NEDO），[http://app10.infoc.nedo.go.jp/Nedo\\_Webgis/top.html](http://app10.infoc.nedo.go.jp/Nedo_Webgis/top.html)
- 4) 第 20 回風力エネルギー利用総合セミナー資料，足利大学総合研究センター，2019.
- 5) 善功企，山崎浩之，前田健一：サクシヨンによるケーソン基礎の海底地盤中への沈設に関する事例解析，土木学会論文集 No.603III-44，pp.21-34，1998.
- 6) 伊藤政人，崎本純治，上野孝之，平井正哉，増井直樹，長尾均：新形式海洋構造物基礎の開発（その 2）－栈橋先端防衝工基礎への適用－，大林組技術研究所所報 No.64，pp.25-30，2002.
- 7) 粕谷悠紀，伊藤政人，林秀郎，山田祐樹，高橋真一：浮体式洋上風車に用いるスカートサクシヨンアンカーの引抜き抵抗に関する研究，大林組技術研究所所報 No.80，pp.1-10，2016.
- 8) 大島実：真空沈設工法による PC 管式防波堤，土木施工，第 3 巻，第 5 号，pp.13-19，1962.
- 9) 伊藤政人，増井直樹，米田博，秋山敬：スカート基礎の栈橋先端防衝工への適用，土と基礎，No.50(4)，pp.13-15，2002.4
- 10) Norwegian Contractors: Company Presentation, pp.6-7, 1994.
- 11) Dekker, MJ. :Achievement under pressure: suction pile jackets for the Aberdeen offshore wind farm, WindEurope 2018 Conference,2018.
- 12) 一般財団法人沿岸開発技術研究センター：サクシヨン基礎構造物技術マニュアル，pp.42-69，2003.
- 13) Houlsby, G.T. and Byrne, B.W.: Design procedures for installation of suction caissons in sand, Proceedings of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering 158, pp.135-144, 2005.



## 2. 実海域大型模型実験における研究成果

### 2.1. まえがき

本章では、実海域における RC 大型試験体の貫入実験の結果と予測値との比較、水平載荷実験の結果および三次元変形解析の結果との比較、撤去実験の結果と予測値との比較内容について述べる。これまでに適用されたいくつかのスカートサクシヨン基礎 (SS 基礎) の施工事例より、貫入抵抗の予測手法や貫入時の傾斜制御方法等は概ね検証されつつある<sup>1)2)</sup>。しかし、スカート内外の水圧差を利用する当該技術において、水圧差が得られにくい水深が浅い場合の貫入性は課題であった。また、これまで水中橋梁基礎のような支持力を期待する用途を検討してきたが、洋上風車基礎のように風車の鉛直荷重よりも風荷重や波浪荷重等の水平荷重のほうが卓越する場合における安定性については検討されていない。

2.2 では、水深が比較的浅く壁厚が大きい場合の貫入性、ウォータージェット (以下, WJ) あるいはバキュームポンプ (以下, VP) の補助貫入性, WJ を併用した傾斜制御性を確認するとともに、貫入実験の貫入力と既往の貫入抵抗算定式による貫入抵抗力の比較検証を行った。

2.3 では、波浪や強風などによる水平力が作用した場合の SS 基礎の変形および水平支持機構の検証のため、水平載荷実験で得た荷重-変位関係および側圧分布を三次元変形解析結果と比較し考察した。

2.4 では、注水による撤去性、撤去時の傾斜制御性を確認するとともに、撤去実験における撤去抵抗力と既往の撤去抵抗力算定式による撤去抵抗力の比較検証を行った。

## 2.2. 貫入実験

### 2.2.1. 貫入実験の方法

#### (1) 実験概要

実海域における大型模型実験は表 2.1 に示す貫入実験，水平載荷実験および撤去実験とし，写真 2.1 に示す試験体を用いて一連の実験を行った。

試験体は RC スカート部（外径 5.0 m，スカート長 8.6 m，壁厚 0.25 m）と鋼製タワー部（外径 2.0 m，高さ 10.9 m，板厚 0.019 m）からなる<sup>3)</sup>。スカート内外に最大吐出量が 4.5 m<sup>3</sup>/min の水中ポンプを各 1 台配置し，スカート内からの排水およびスカート内への注水を可能とした。スカート内の排水ポンプはポンプ室に密封し，ポンプ室の空間から排気するバキュームポンプ（VP）を接続した。スカート内の排水ポンプによる通常の排水に加え，VP によりポンプ室内を真空状態とすることで大気圧相当のサクション圧を作用させることができるため，水深が浅い場合やスカートの壁厚が大きい場合でも貫入が可能となる。また，スカート外側の先端のみに貫入時の傾斜制御用のウォータージェット（WJ）吐出口を 36 か所（90° ごとの 4 系統×9 か所）設けた。WJ の噴射は連続的に可能であり，吐出圧は 2～8 MPa で 4 段階の調整が可能である。

当該地の水深は約 11.5 m であり，ボーリング調査の結果，海底地盤は N 値 0～40 程度の砂地盤であった（図 2.1）。GL-3 m 付近までは細粒土分（粘土分・シルト分）で，GL-3 m 以深は深度方向に N 値が増大する砂質土であった。実験後に採取した海底表層における細粒土分の透水係数は， $1.6 \times 10^{-4}$  cm/sec であった。また，GL-3 m 以深における砂質土の透水係数は，20%粒径  $D_{20}$  (=0.11～0.12 mm) から推定すると， $2.2 \sim 2.6 \times 10^{-4}$  cm/sec であり，表層と比べて透水性に大きな違いは見られなかった。

貫入実験は，フローティングクレーン船にて試験体を所定の場所まで吊曳航し（写真 2.2），その後海中に吊り下ろし，自重（水中重量 750 kN）により所定量貫入させた後，排水ポンプあるいは VP によりスカート内の圧力を下げることでスカートを所定の深さまで地盤に貫入させた。計測項目は，スカート内外の間隙水圧，スカート先端および側方土圧，試験体の傾斜角，クレーン吊り荷重およびスカート内部土盛上がり量（スカート内変位計）である（図 2.2）。試験体の吊りおろしから貫入の一連の変位（x, y, z）は，防波堤に設置したトータルステーションと鋼製タワー上部に設置した 360° プリズムを用いて計測した。

表 2.1 実海域実験の概要

実験ケース	実験名	放置期間	実験目的
case1	貫入実験	30分～1時間	・貫入抵抗, 傾斜制御
	撤去実験		・撤去抵抗
case2	貫入実験	30分～1時間	case1と同様
	撤去実験		
case3	貫入実験	7日	・貫入抵抗
	水平載荷実験		・水平支持力
	撤去実験	2日	・撤去抵抗

**【鋼製タワー部】**

Φ2.0m  
H=10.9m  
t=0.019m

**【RCスカート部】**

Φ5.0m  
H=8.6m  
t=0.25m

傾斜制御用WJ



写真 2.1 RC 製試験体

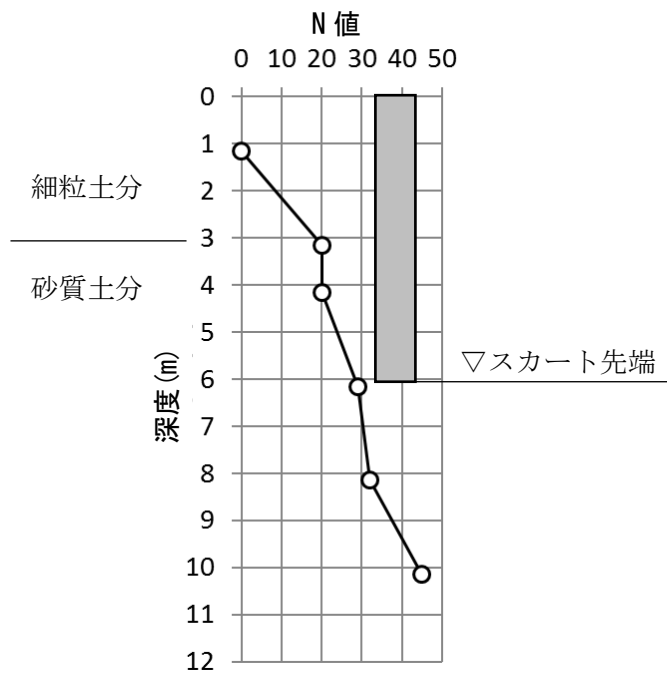


図 2.1 N 値分布



写真 2.2 FC 船による吊り曳航

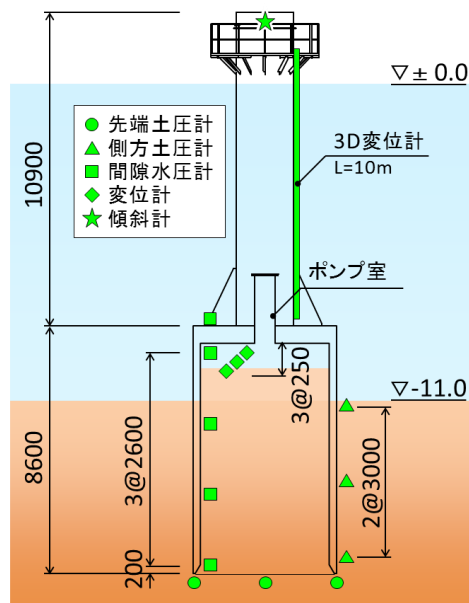


図 2.2 計器配置図

(2) 実験ケース

表 2.2 に貫入実験ケースを示す. case1 は, VP は貫入初期の深度 2.7 m から, サクション貫入と WJ の併用は深度 5.0 m から作用させ, クレーン吊荷重は無しとした. case2 は, VP は深度 3.2 m から, サクション貫入と WJ の併用は深度 2.2 m から作用させ, WJ による貫入抵抗の低減を確認した. クレーン吊荷重/自重は 0.4 程度であった. case3 は, サクションのみで貫入を開始し, 4.6 m から VP を作用させた. クレーン吊荷重/自重は 0.4~0.67 であった. なお, 各ケースは互いの影響のないように 2.5D (D : RC スカート部の径) 離れた位置で行った.

表 2.2 貫入実験ケース

	case1	case2	case3
バキューム	あり	あり	あり
作用深度	2.7m	3.2m	4.6m
WJ	あり	あり	なし
作用深度	5.0m	①2.2m ②3.2m	-
作用位置 (図 2.4 の凡例参照)	WJ3	①WJ2 ②ALL	-
クレーン吊荷重	なし	あり	あり
吊荷重/自重	-	0.4	0.4~0.67

## 2.2.2. 貫入実験の結果

### (1) 頂版直下のスカート内外圧力差

図 2.3 に貫入深度と頂版直下のスカート内外圧力差 $\Delta u_1$  の関係を示す。ここで、縦軸の原点ゼロは海底面を示す。 $\Delta u_1$  は、外側（頂版直上）の間隙水圧計と、内側の間隙水圧計 4 点のうち一番上（頂版直下）のデータを使用した。バキューム圧は、バキューム装置のバルブに設置した圧力センサーで計測した。case1 では排水ポンプのみを作動させたところ、水位差による圧力差-90 kPa より大きな約-140 kPa の圧力差が作用して貫入した。意図的ではない圧力差が発生した理由として、排水ポンプがポンプ室に密封され、最大約-50 kPa のバキューム圧が発生したためと推察される。また、貫入深度 5.0 m より傾斜制御を目的として WJ3 を作用させた結果、WJ 作用位置での貫入抵抗が低減して $\Delta u_1$  は一時的に 10~20 kPa 低下する傾向がみられた。case2 では排水ポンプに加え、貫入深度 2.2 m から一部の WJ を作動させ、3.2 m からすべての WJ と VP を作動させた。3.2 m からの最大圧力差は-35 kPa であったが、所定の深度まで貫入できた。最大バキューム圧が-75 kPa にも関わらず圧力差がそれよりも小さかった原因は、WJ による地盤内への水の供給量が排水ポンプの排水能力を超えたことにより、ポンプ配管内水位が海面より高い状態となったためと考えられる。case3 では、貫入深度 4.6 m から排水ポンプに加え VP を作動させ、最終的に水位差による圧力差-90 kPa とバキューム圧-40 kPa で-130 kPa の圧力差を作用させ所定の深度まで貫入した。VP を併用することで水压差以上の圧力差を作用できることから、水位差が得られにくい水深が浅い場合にも補助貫入設備として有効であることがわかり、 $\Delta u_1$  のうちバキューム圧が多くの割合を占めることから設計時からバキューム圧を考慮することが重要であることがわかった。

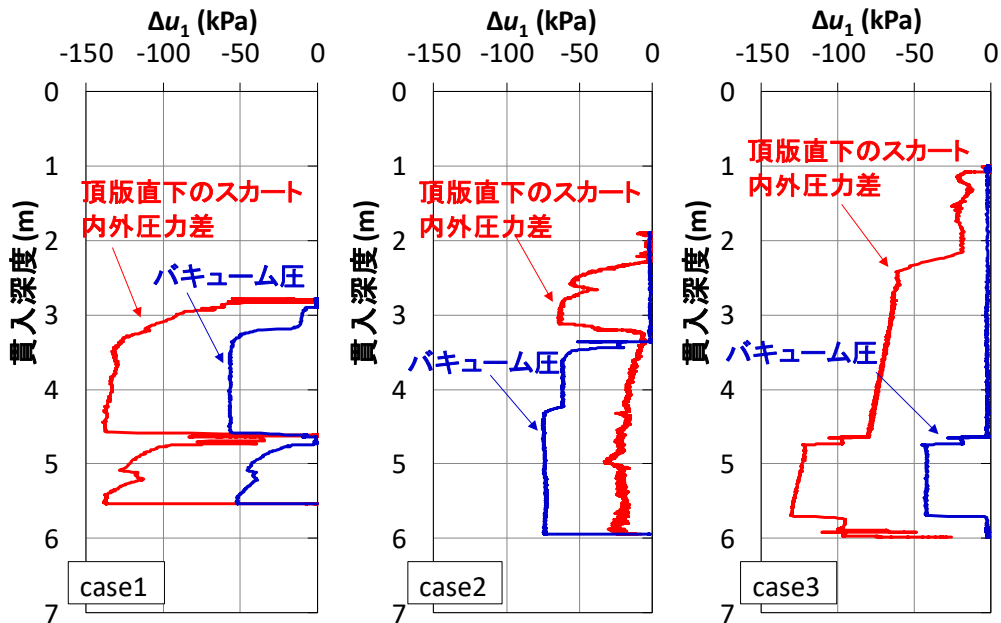


図 2.3 貫入深度- $\Delta u_1$ 関係

(2) 傾斜角

図 2.4 に貫入深度と傾斜角の関係を示す. WJ の配置はいずれのケースも共通である. case1 は深度が 5.0 m 付近で  $x$  が $-1.5^\circ$ 程度,  $y$  が $+1.0^\circ$ 程度発生して WJ1 方向に傾斜したため, 傾斜して高くなっている側の WJ3 方向を作動させることによりスカート先端の貫入抵抗が減少し, 傾斜の修正が可能であることを確認した. case2 は, 深度が 2.0 m 付近で  $x$  が $+1.5^\circ$ 程度,  $y$  が $+1.5^\circ$ 程度発生して WJ4 方向に傾斜したため, WJ2 方向を作動させることで $0^\circ$ 付近まで傾斜を修正できた. また, case3 では WJ を用いずに, クレーンによる吊荷重をやや大きめ (自重の 40 ~60 %) とすることで非常に小さい傾斜 ( $0.3^\circ$ ) で貫入できた.

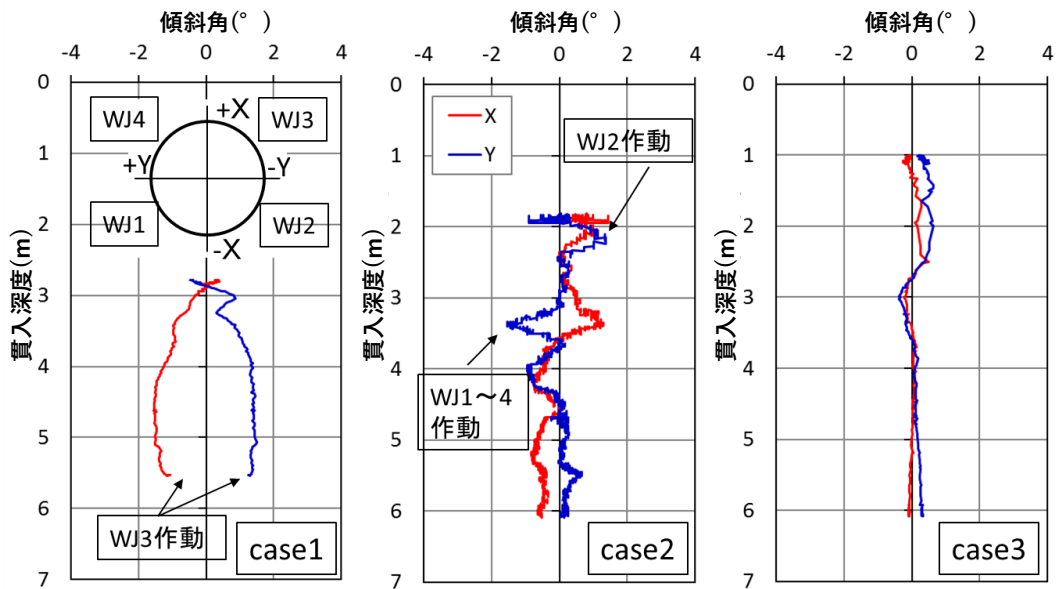


図 2.4 貫入深度－傾斜角関係

(3) スカート内部土盛り上がり量

貫入実験では、スカート内の排水により内側に上向きの浸透流が発生するため、貫入の進行に伴い内部土は徐々に盛り上がる。貫入実験後のスカート内部土盛り上がり量を計測した結果、case1 と case2 で 1.25 m 以下、case3 で 1.4 m であった。



### 2.2.3. 貫入力の予測値との比較

#### (1) 既往の貫入抵抗算定式 1

スカートサクシヨンの貫入可能量として「サクシヨン基礎構造物技術マニュアル」<sup>1)</sup>に示された検討方法がある。以下に同マニュアルに示された検討方法を示す。

式(2.1)に貫入可否の検討式を示す。貫入可否の検討においては、式(2.2)で示される押込力 $F_D$ が式(2.3)で示される貫入抵抗力 $F_R$ を上回ることが必要であり、押込力のサクシヨン圧は、式(2.4)で示される上限サクシヨン圧 $P_{SC}$ によって定まる。

$$F_D \geq F_R \quad \text{式(2.1)}$$

$$F_D = P_s \cdot A_s + P_t \cdot A_t + W' + Q \quad \text{式(2.2)}$$

$$F_R = P_{fi} \cdot A_{fi} + P_{fo} \cdot A_{fo} + q_t \cdot A_t \quad \text{式(2.3)}$$

$$P_{SC} = \frac{\gamma'(d + \delta_i)}{F(1 - \alpha)} \quad \text{式(2.4)}$$

ここで、

$F_D$  : SS 基礎の押込力(kN)

$F_R$  : SS 基礎の貫入抵抗力(kN)

$P_s$  : スカート頂版直下のサクシヨン圧(kN/m<sup>2</sup>)

$P_t$  : スカート先端のサクシヨン圧(kN/m<sup>2</sup>)

$A_s$  : スカートの内面積(m<sup>2</sup>)

$A_t$  : スカート先端の断面積(m<sup>2</sup>)

$W'$  : スカートの水中重量(kN)

$Q$  : 上載荷重(kN)

$P_{fi}$  : スカート内側の周面抵抗(kN/m<sup>2</sup>)

$P_{fo}$  : スカート外側の周面抵抗(kN/m<sup>2</sup>)

$q_t$  : スカートの先端抵抗(kN/m<sup>2</sup>)

$A_{fi}$  : スカート内側の周面積(m<sup>2</sup>)

$A_{fo}$  : スカート外側の周面積(m<sup>2</sup>)

$P_{SC}$  : 上限サクシヨン圧(kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : スカート先端に伝わるサクシヨン圧の比( $P_t/P_s$ )

$F$  : 安全率

$\gamma'$  : 砂の水中単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$d$  : 根入れ長(m)

$\delta_i$  : スカート内部土盛り量(m)

(2) 既往の貫入抵抗算定式 2

サクシヨン基礎の貫入抵抗に関わる研究として、EUにおけるいくつかの実大実験結果との比較を行って貫入抵抗の検討についてまとめた Houlby らの研究<sup>2)</sup>がある。

この文献で示される貫入抵抗算定式を式(2.6)に示す。この算定式 2 の基本的な考え方は、算定式 1 での考え方と同様であるが、式(2.6)で算定される基礎先端に伝わるサクシヨン圧の比 (式(2.4)における $\alpha$ と同様) に、貫入中のスカート内側の透水係数が上向きの浸透流によって間隙比が変化し外側よりも大きくなる影響が加味される点が異なっている。

式(2.6)の右辺第 1 項、第 2 項、第 3 項は、スカート外側の周面抵抗、スカート内側の周面抵抗、支持力公式から定まるスカートの先端抵抗を表す。予測計算に用いたサクシヨン $P_S$ は、スカートの内部土の理論上の浸透破壊から定まる限界サクシヨンである。

$$F_D = W + P_S \left( \frac{\pi D_i^2}{4} \right) \quad \text{式(2.5)}$$

$$F_R = \left( \gamma' + \frac{aP_S}{h} \right) Z_o^2 \left( \exp \left( \frac{h}{Z_o} \right) - 1 - \left( \frac{h}{Z_o} \right) \right) (K \tan \delta)_o (\pi D_o) + \\ \left( \gamma' - \frac{(1-a)P_S}{h} \right) Z_i^2 \left( \exp \left( \frac{h}{Z_i} \right) - 1 - \left( \frac{h}{Z_i} \right) \right) (K \tan \delta)_i (\pi D_i) + \\ \left( \left( \gamma' - \frac{(1-a)P_S}{h} \right) Z_i \left( \exp \left( \frac{h}{Z_i} \right) - 1 \right) N_q + \gamma' t N_\gamma \right) (\pi D t) \quad \text{式(2.6)}$$

$$a = \frac{a_1 k_f}{(1-a_1) + a_1} \quad \text{式(2.7)}$$

$$a_1 = c_0 - c_1 \left( 1 - \exp \left( -\frac{h}{c_2 D} \right) \right) \quad \text{式(2.8)}$$

$$Z_o = \frac{D_o (1-m^2)}{4(K \tan \delta)_o} \quad \text{式(2.9)}$$

$$Z_i = \frac{D_i (1-m^2)}{4(K \tan \delta)_i} \quad \text{式(2.10)}$$

ここで、  
 $F_D$  : 押込力(kN)  
 $W$  : スカート水中重量(kN)  
 $P_S$  : サクシヨン(kN/m<sup>2</sup>)  
 $D_i, D_o, D$  : スカート内径, 外径, 平均径(m)  
 $F_R$  : 貫入抵抗(kN)  
 $\gamma'$  : 砂の水中単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)  
 $a, a_1$  : 動水勾配係数  
 $k_f$  : スカート内外の地盤の透水係数比

$c_0, c_1, c_2$  : 補正係数 ( $c_0=0.45, c_1=0.36, c_2=0.48$ )

$h$  : 貫入深度(m)

$K$  : 静止土圧係数

$\delta$  : 壁面摩擦角( $K \tan \delta=0.5$ )

$N_q, N_\gamma$  : 支持力係数

$t$  : スカート厚(m)

$m$  : 影響係数 ( $m=500$ )

### (3) 実験値と予測値の比較

図 2.5 に貫入深度と貫入力・貫入抵抗の関係を示す。貫入力は、自重 (750kN) +サクシ  
ョン荷重 ( $\Delta u_1 \times$  スカート内面積) - クレーン吊荷重として算定した。case1 は case3 よりも  
大きな貫入力を必要としているが、これは貫入時の傾斜が大きかったためと考えられる。一  
方、case2 は 3.2m 過ぎから case3 よりも小さな貫入力で貫入できており、これは WJ により  
貫入抵抗が大きく低減したためと考えられる。図 2.5 には 2 つの貫入抵抗算定式で計算し  
た予測値も示した。算定式 2 では、スカート内側の上向き浸透流による間隙比および透水係  
数の増加程度は予測困難であるため、過去の事例<sup>2)</sup>を参考に内外の透水係数の比を表すパラ  
メータ  $k_f$  を 1~5 に変化させた。どちらの予測値も概ね実験値とよい対応を示しているが、  
算定式 1 は貫入深度が大きくなるとやや過大評価の傾向がみられた。これは、算定式 1 は  
算定式 2 よりも外側地盤の周面抵抗をやや過大に評価するためと考えられる。

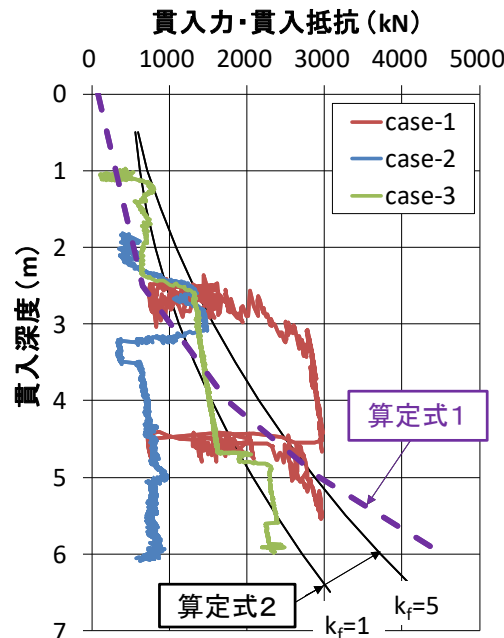


図 2.5 貫入深度－貫入力・貫入抵抗関係

## 2.3. 水平載荷実験と三次元 FEM 解析

### 2.3.1. 水平載荷実験の方法

水平載荷実験は貫入実験の case3 を対象とし、貫入後から 7 日経過後に行った<sup>4)</sup>。試験体の頭部標高+1.4 m に巻き付けたワイヤーを防波堤上の反力架台に設置した 2 台の油圧ジャッキで引っ張ることにより載荷した (図 2.6)。載荷方法は荷重保持時間なしの単調載荷方式とした。載荷速度は主要外力である暴風時の波浪荷重の周期が数秒~10 数秒であることから、10 数秒で設計荷重レベルの変位に達することを想定して 5.0 mm/sec とした。試験体の変位は、鋼管頂部の 360°プリズムによる自動追尾測量と試験体に設置した 3D 変位計により計測を行った。また、荷重は油圧ジャッキ前面に設置した荷重計により測定した。

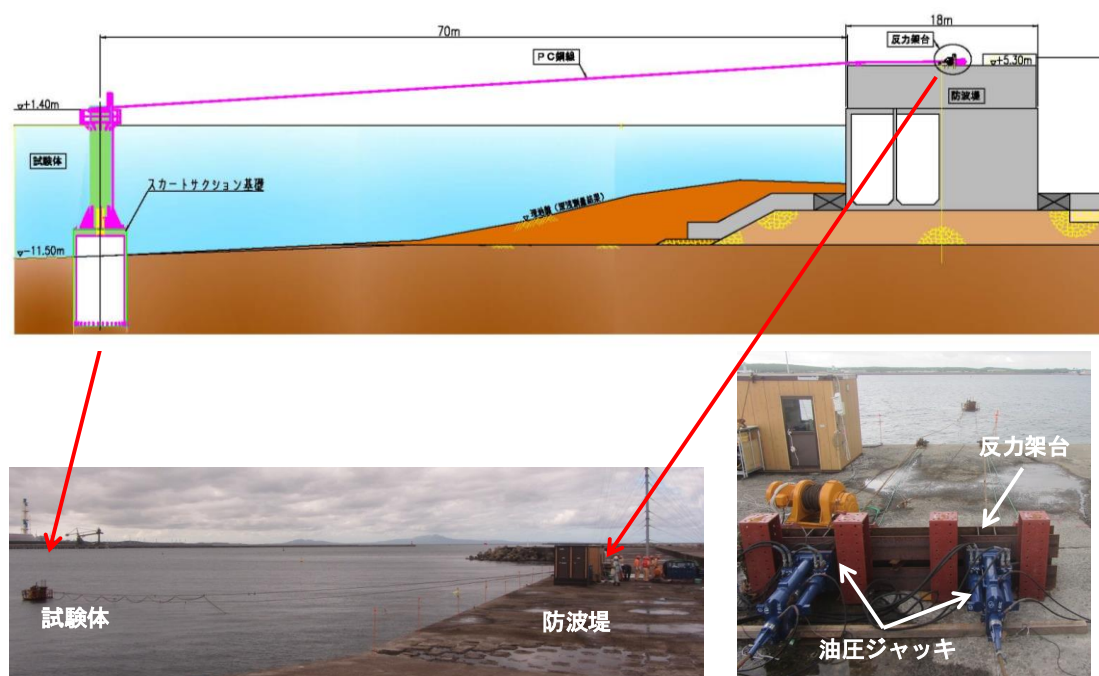


図 2.6 水平載荷実験模式図および水平載荷実験状況

### 2.3.2. 水平載荷実験の結果

#### (1) 荷重－変位関係

図 2.7 に水平荷重とスカート頂版天端における水平変位の関係を示す。実験結果より、変位で 60 mm 程度、載荷荷重で 400 kN 程度までは弾性的な挙動を示す結果となった。400 kN 以降は載荷とともに曲線の勾配は緩やかになる傾向がみられた。極限荷重は、水平変位が 200 mm 程度で約 630 kN であった。

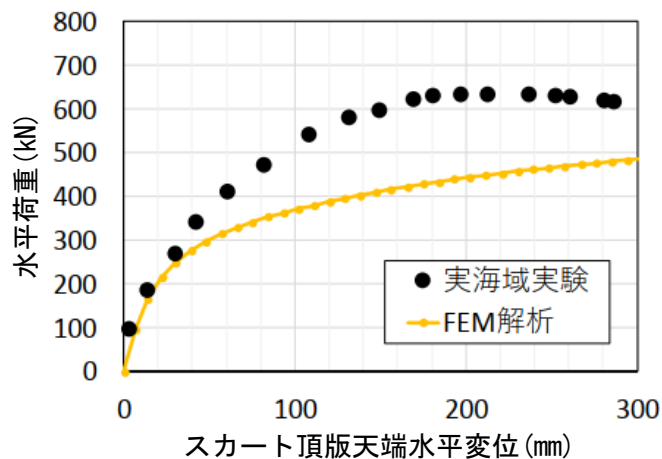


図 2.7 水平荷重－スカート頂版天端水平変位関係

#### (2) 頂版直下のスカート内外水圧差

図 2.8 にスカート内外水圧差 $\Delta u_2$ とスカート頂版天端水平変位の関係を示す。 $\Delta u_2$ は、頂版直上の間隙水圧－頂版直下の間隙水圧－頂版厚 $\times 9.8$ で求められ、すなわち負圧による受働サクションを表す。スカート頂版天端水平変位が 200 mm ( $P=630$  kN) まで $\Delta u_2$ は増加した。このことから、試験体の水平変形に対して、 $\Delta u_2$ による下向きの抵抗力が発生していると考えられる。 $\Delta u_2$ は頂版からスカート先端へと深くなるに伴い減少する傾向を示した。

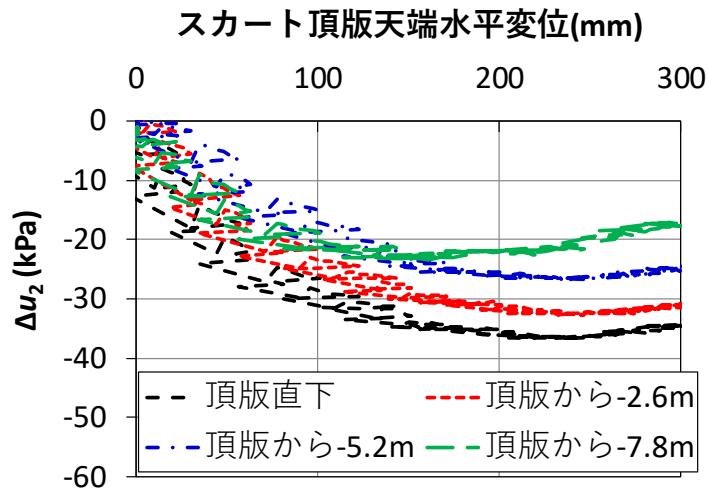


図 2.8  $\Delta u_2$ —スカート頂版天端水平変位関係

### (3) 側方土圧分布

図 2.9 に側方土圧分布を示す。縦軸の原点ゼロは海底面を示す。頂版直下から 4.5 m の深度では載荷荷重が大きくなるにつれて側方土圧が増加する結果となった。地盤中の側方土圧がゼロとなる深度を回転中心深度とすると、頂版直下から -4.5 ~ -5.2 m であり、基礎の根入れ長に対して 3/4 ~ 6/7 と深い位置であることがわかった。この理由として、直径に対する根入れ長の比 (L/D) が 6.0/5.0=1.2 であることや基礎の曲げ剛性が大きいことか、水平力が作用した際に剛体的に回転するケーソン基礎のような挙動を示しているためと考えられる。

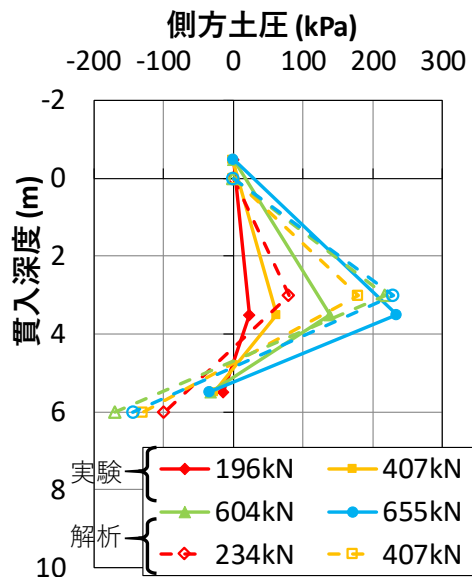


図 2.9 側方土圧分布

### 2.3.3. 三次元変形解析の概要

実海域実験で用いた試験体と周辺地盤をモデル化し、水平載荷時の試験体の変形および地盤反力に着目した三次元変形解析を実施した<sup>5)</sup>。解析方法は、実現象で発生するサクションによる抵抗は再現できないものの、解析が比較的容易で実務的な全応力解析とした。今回のような1つのスカートをもつ基礎とした場合の水平挙動ではスカート内が純粋な引抜き状態にはならないため、受働サクション効果(スカートが引抜けようとして体積が増大することに間隙水の流入が追い付かず負圧が生じ、それにより抵抗が増加する効果)は限定的であることが図 2.8 で確認できたため全応力解析を用いた。解析コードは汎用的な SoilPlus Ver.2017<sup>6)</sup>を用いた。

地盤は弾塑性モデルとし、モール・クーロン則を用いてソリッド要素でモデル化した。周囲地盤のモデル化は基礎に対して十分に広い範囲(5D以上、D:基礎直径)・深さである幅30m×30m、高さ16mとした(図 2.10, 図 2.11)。なお、荷重載荷による地盤塑性化の影響範囲は5D以上に及ばないことを確認している。メッシュは節点数約25,000個、要素数約22,000個で作成した。原位置ボーリング調査から地盤要素はすべて砂とし、N値(図 2.1)より地盤物性は3層に区分けした。表 2.3 に各層における地盤定数を示す。ここで、ポアソン比 $\nu$ は砂地盤静的解析時の一般的な数値として0.33、ヤング係数 $E$ はN値に応じて一般的に用いられる $E=2800 \times N(\text{kN/m}^2)$ 、内部摩擦角 $\phi$ は港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>7)</sup>(以下、港湾基準)の算定式( $\phi=25+3.2(100N/(70+\sigma_{v0}))^{0.5}$ )より算出した。

SS基礎構造物は弾性とし、シェル要素でモデル化した。基礎根入れ部分の地盤要素と基礎要素は二重節点とし、地盤と基礎の間にジョイント要素を配置した。ジョイント要素は、軸方向は引張による剥離、せん断方向はせん断耐力を超えた場合に滑動するようにした(図 2.12)。なお、ジョイント要素のせん断耐力は周面摩擦力度を考慮し、道路橋示方書・同解説IV下部構造編<sup>8)</sup>(以下、道路橋示方書IV)のケーソン基礎の設計を参考に $1N(\text{kN/m}^2)$ とした。

解析は、地盤に自重相当の初期応力状態を与えた後に、鋼製タワー上部(標高+1.4m)に最大1,000mmの強制変位を段階的に作用させる手順で行った。

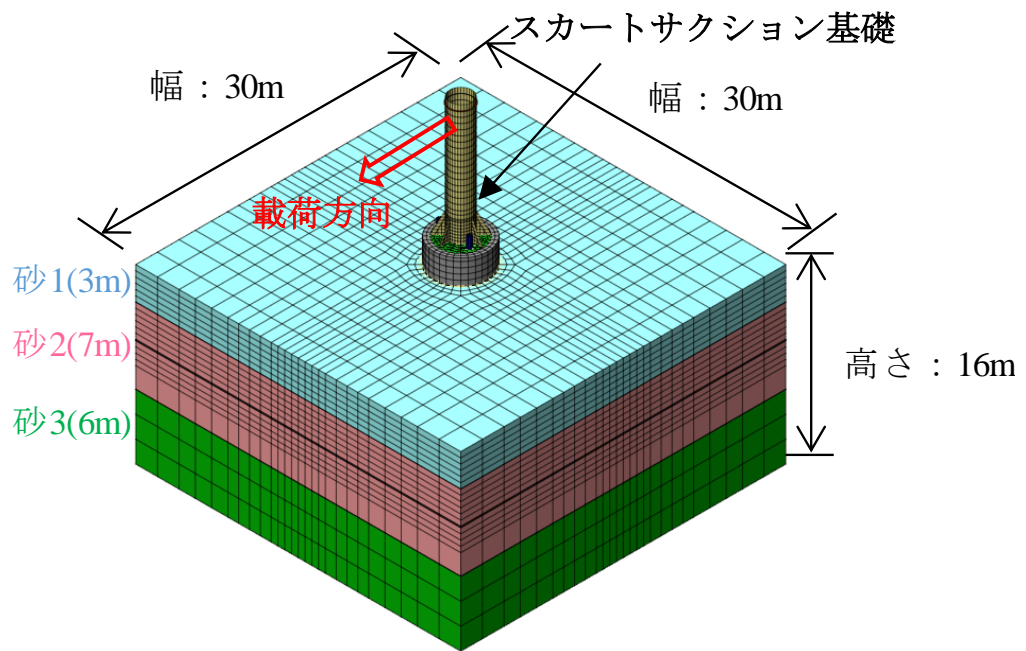


図 2.10 解析メッシュ図 (全体図)

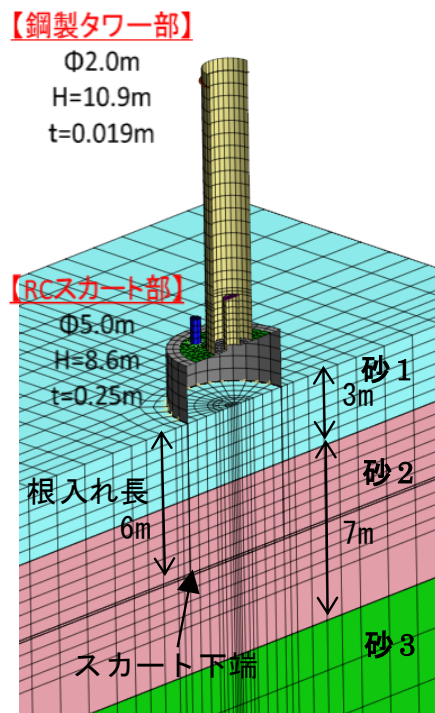


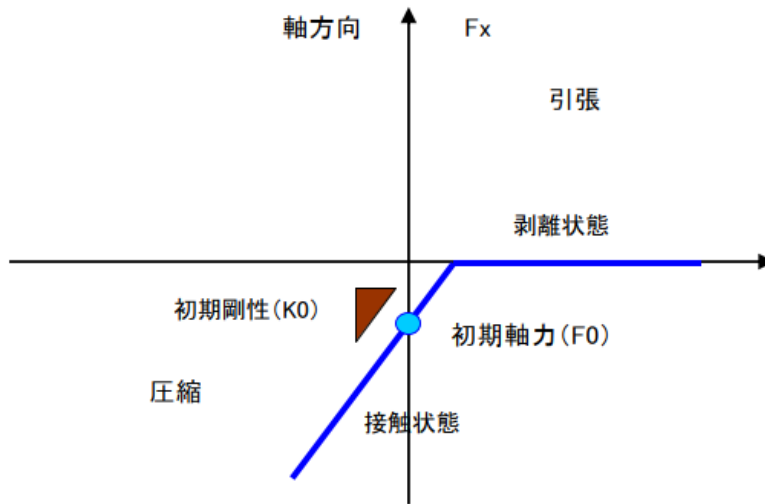
図 2.11 解析メッシュ図 (基礎根入れ部詳細)



表 2.3 地盤定数

地盤	N値	$\nu$ (-)	$E(=2800N)$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\gamma'$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$\phi$ (deg)	$c$ ( $\text{kN/m}^2$ )
砂1	1	0.33	2,800	8	28	0
砂2	20	0.33	56,000	10	38	0
砂3	30	0.33	84,000	10	41	0

(1) 軸方向



(2) せん断方向

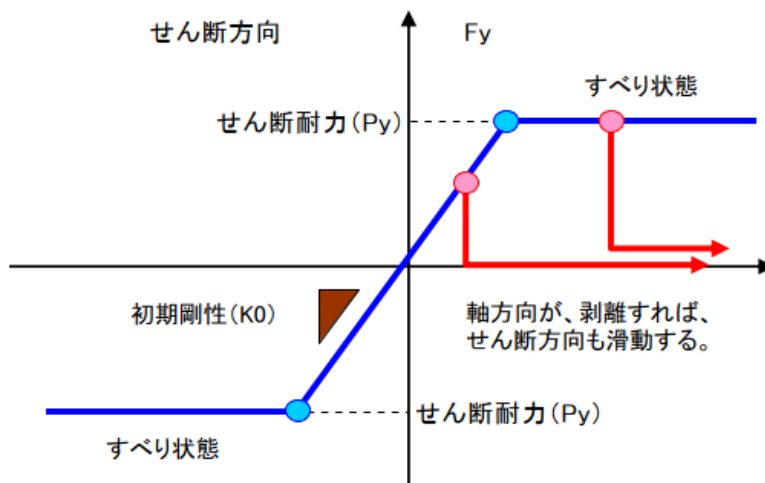


図 2.12 ジョイント要素概念図

#### 2.3.4. 三次元 FEM 解析の結果と実験値との比較

##### (1) 荷重－変位関係

図 2.7 に荷重－変位関係の解析結果を示す。解析値は、変位で 30 mm 程度、載荷荷重で 270 kN 程度までは弾性的な挙動を示し、270 kN 以降は載荷とともに曲線の勾配は緩やかになる結果となった。極限荷重の 1/3(第一限界抵抗力)となる約 210 kN に対応する水平変位量までは再現できるものの、その 1/2(第二限界抵抗力)となる約 315 kN に対応する水平変位量は、実験値を約 1.3 倍に過大評価しており、再現できなかった。以上のことから、極限荷重の 1/3(第一限界抵抗力)までは SS 基礎の変形および水平支持機構を概ね評価できる可能性がある。一方で受働サクシオン効果が顕著となる複数タイプの SS 基礎の場合は荷重作用背面側のスカートが純粋な引抜きに近くなるため、利便性の高い三次元 FEM 非線形有効応力解析ツールの適用性を検討する必要がある。

##### (2) 側方土圧分布

図 2.9 に側方土圧分布の解析結果を示す。各荷重段階の解析値は、実験値よりも大きくなる結果となった。これは実験では図 2.8 に示す $\Delta u_2$ による下向きの抵抗力が発生しており、解析で算定した側方土圧よりも小さい値で各荷重段階に到達したためと考えられる。

#### 2.3.5. 三次元変形解析による地盤塑性化の評価

図 2.13 に基礎中心断面における荷重ごとの地盤の塑性化状況を示す。荷重 200 kN では塑性化範囲が基礎根入れ部分の受働側の約 1/3 程度であるのに対し、荷重 300 kN では約 3/4 程度が塑性化し残留変形が大きくなることが予測される。このことから、洋上風力発電基礎として安定的に機能維持をするためには、風条件や波浪条件から想定される設計水平荷重の最大値が地盤の水平耐力の 1/3～1/2 程度になるように設計すると残留変形量を抑えられると考えられる。なお、図 2.13 では荷重 100 kN の段階から主働側の地盤で塑性化が見られる。これは、ジョイント要素の軸引張による剥離はジョイント剛性を 1/1000 に低減させることで表現しているため、剥離してもわずかな剛性を有しており、引張強度を有しない地盤要素に引張が生じたためである。

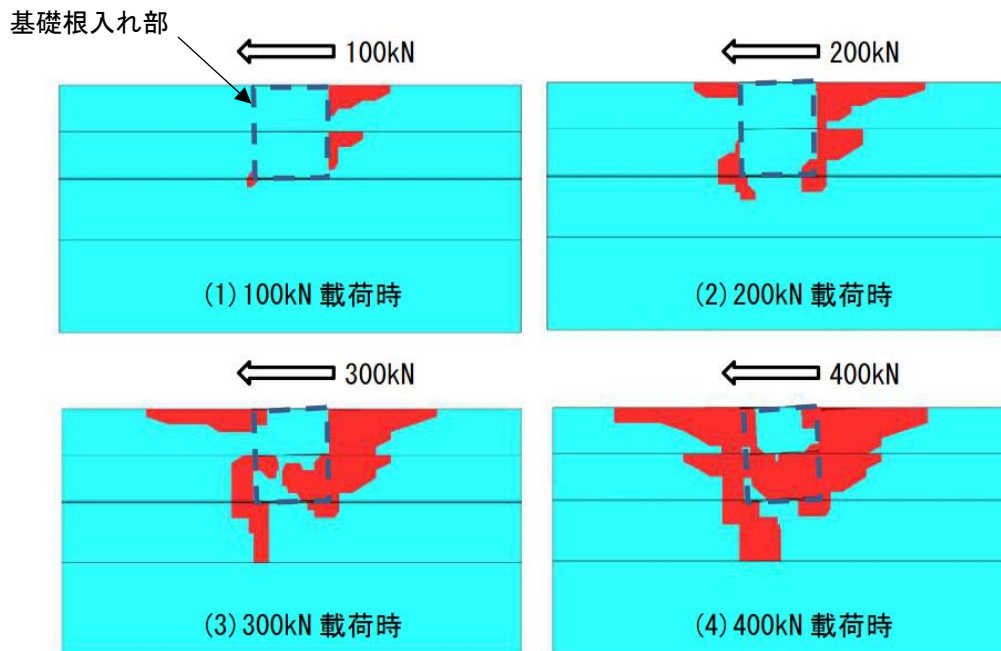


図 2.13 地盤の塑性化状況（赤色：塑性化範囲）

## 2.4. 撤去実験

### 2.4.1. 撤去実験の方法

#### (1) 実験概要

試験体の撤去実験には、貫入時に使用した WJ や VP は使用せず、RC スカート直上に 8inch 水中ポンプ（吐出量  $4.5 \text{ m}^3/\text{min}$ ）を 1 台配置し、スカート内に注水できるようにした<sup>9)</sup>。注水配管は、鋼製タワー部の外側および内側に固定し、スカート内のポンプ室に接続した。撤去実験は、注水ポンプを用いて海水をスカート内へ注水し、スカート内の圧力を上げることで試験体を上昇させた（図 2.14）。RC スカート部の根入れが 1 m 程度になるまで試験体を上昇させた後、クレーンにより完全に引抜き撤去を完了した。計測項目は、貫入実験と同様である（図 2.2）。

#### (2) 実験ケース

表 2.4 に撤去実験ケースを示す。ケース名は貫入実験と対応している。撤去実験は放置期間をパラメータとして行い、case1 と case2 では貫入完了から 30 分～1 時間程度放置した後、case3 では貫入後から 9 日、水平載荷実験から 2 日放置した後に実施した。case2 と case3 はクレーン吊荷重を与え、case2 では 300～500 kN、case3 では 500～800 kN とした。なお、case1 は、計測システムの不具合によりデータが連続的に取得できなかった。

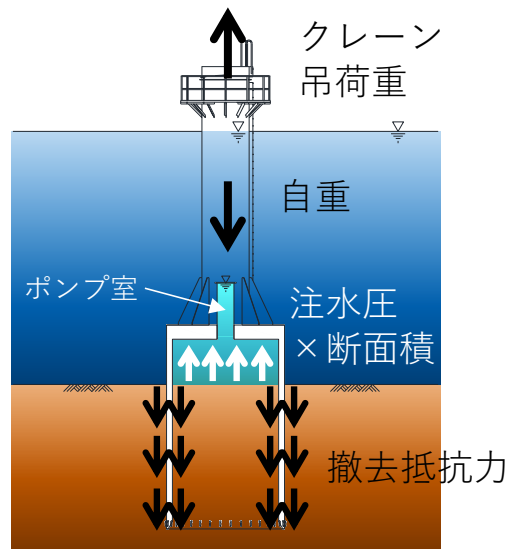


図 2.14 撤去実験模式図

表 2.4 撤去実験ケース

	case1	case2	case3
貫入後の の放置 期間	30分~1 時間後	30分~1 時間後	9日 (水平載荷 試験後2日)
撤去実 験前の 傾斜角	x:-1.1° y:3.1°	x:-0.6° y:1.0°	x:3.2° y:1.8°
クレー ン吊荷 重/自重	なし	0.4~ 0.67	0.67~ 1.07

## 2.4.2. 撤去実験の結果

### (1) 頂版直下のスカート内外水圧差

図 2.15 に撤去深度とスカート内外水圧差 $\Delta u_2$ の関係を示す。撤去深度とは、撤去中におけるスカートの先端深度のことである。ここで、縦軸の原点ゼロは海底面を示す。 $\Delta u_2$ は、外側（頂版直上）の間隙水圧計と、内側の間隙水圧計4点のうち一番上（頂版直下）のデータを使用し、頂版直上の間隙水圧－頂版直下の間隙水圧－ $\gamma_w \times$ 頂版厚さとして算定した。case2 では貫入時に WJ を作動させた影響により、 $\Delta u_2$ が最大で 50 kPa 程度と比較的小さな

値でも撤去可能であった。case3 では注水開始直後に $\Delta u_2$ が最大 120 kPa 程度発生し，試験体の上昇に伴い $\Delta u_2$ は低下し，深度 2.0 m 程度でゼロとなった。

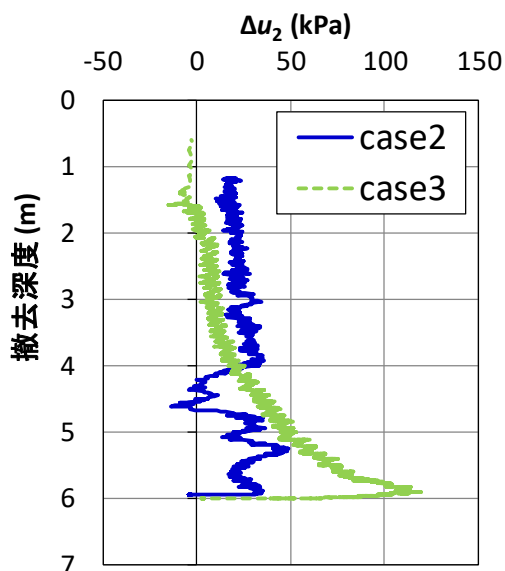


図 2.15 撤去深度－ $\Delta u_2$  関係

(2) 傾斜角

図 2.16 に撤去深度－傾斜角関係を示す。case2, case3 とも撤去中に 0~2°程度の傾斜がみられるものの，クレーンを併用することで大きく傾斜することなく試験体を撤去できることが確認できた。

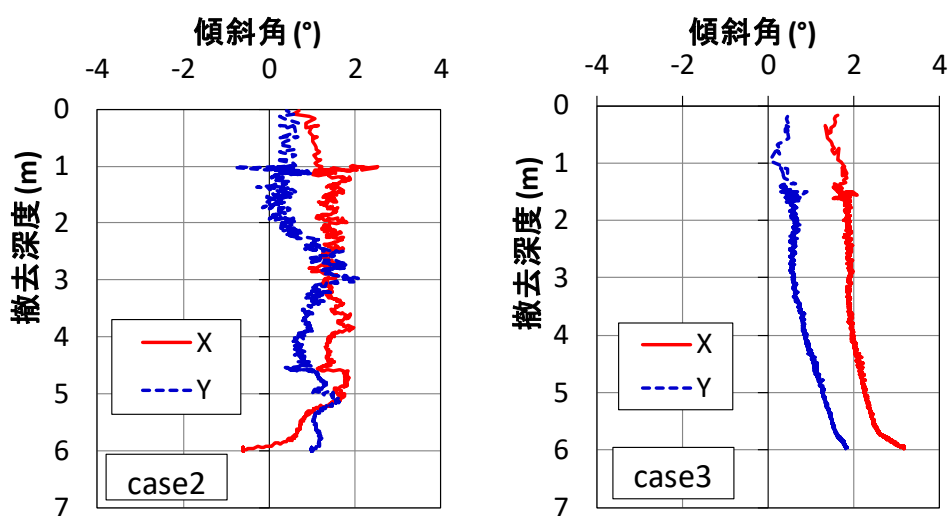


図 2.16 撤去深度－傾斜角関係

### 2.4.3. 撤去抵抗力の予測値との比較

#### (1) 撤去抵抗力算定式

式(2.11)に撤去抵抗力の算定式を示す.

$$R_r = U_i \cdot L \cdot f_i + U_o \cdot L \cdot f_o \quad \text{式(2.11)}$$

ここで、  
 $R_r$  : 撤去抵抗力(kN)  
 $U_i$  : スカート内側の周長(m)  
 $L$  : 貫入長(m)  
 $f_i$  : スカート内側の周面摩擦力度(kN/m<sup>2</sup>)  
 $U_o$  : スカート外側の周長(m)  
 $f_o$  : スカート外側の周面摩擦力度(kN/m<sup>2</sup>)

砂質土におけるスカート外側の周面摩擦力度は、道路橋示方書IV<sup>8)</sup>のケーソン基礎の設計を参考に  $1N(\text{kN/m}^2)$ とした場合と、港湾基準<sup>10)</sup>の杭基礎の設計を参考に  $2N(\text{kN/m}^2)$ とした場合を示し、スカート内側の周面摩擦力度は  $1N(\text{kN/m}^2)$ とした。ここで、 $N$ は標準貫入試験結果から得られた  $N$  値を表しており、図 2.1 を用いて算定した。

#### (2) 実験値と予測値の比較

図 2.17 に撤去深度と撤去抵抗力の関係を示す。なお、図中には撤去実験における撤去抵抗力の予測計算結果も併せて示した。撤去抵抗力は、上向きの揚力 ( $\Delta u_2 \times$  スカート内面積) + クレーン吊荷重 - 自重 (750 kN) として算定した。貫入直後に撤去した case2 の撤去抵抗力は最大で 600 kN 程度であるのに対し、放置期間が長い case3 の撤去抵抗力は最大で 1800 kN 程度となり、case3 は case2 の約 3 倍となった。これは、地盤と試験体における摩擦抵抗のセットアップ効果 (時間経過による周面摩擦力の回復) によるものと考えられる。

case3 の撤去抵抗力はケーソン基礎の周面摩擦力度を用いた場合と概ね合致しており、検討手法の妥当性を確認するとともに、撤去抵抗力を予測可能であることから、注水設備の選定に利用できることがわかった。一方、杭基礎の周面摩擦力度を用いた場合よりも小さな値を示した。これは、撤去実験の実施が水平載荷実験後 2 日と周面地盤の乱れの影響が残っており、周面抵抗は貫入時の地盤の乱れを考慮したケーソン基礎の周面摩擦力度に近かったためと考えられる。

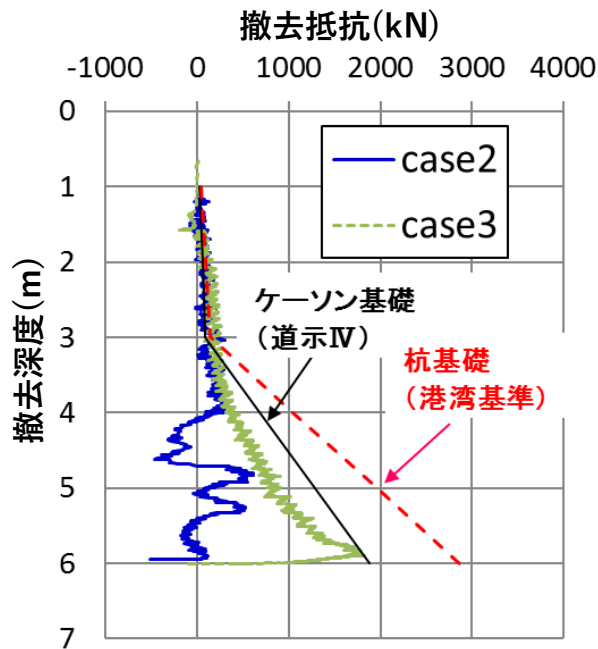


図 2.17 撤去深度－撤去抵抗関係

## 2.5. まとめ

本章では、実海域における RC 大型試験体の施工性（貫入性，撤去性，傾斜制御），安定性（水平支持力特性）を既往予測値との比較および三次元変形解析の結果との比較をすることで検証した．得られた知見を以下に示す．

- 1) 貫入時にクレーンによる荷重制御を行い，クレーン吊荷重を大きくすることで貫入時の傾斜角は小さくなった．
- 2) 水中ポンプに加えてバキュームポンプ（VP）を併用することで水圧差以上の圧力差を作用できることから，水位差が得られにくい水深が浅い場合にも補助貫入設備として有効である．
- 3) 貫入抵抗および撤去抵抗の実測値は，既往予測手法による事前の予測値と概ね一致しており，実務上は既往の予測式を用いて評価できる．
- 4) 水平載荷実験の三次元全応力変形解析により，極限荷重の 1/3（第一限界抵抗力）までは SS 基礎の変形および支持機構を概ね評価できる可能性がある．
- 5) 三次元全応力変形解析結果の地盤の塑性化状況から，設計荷重が地盤の水平耐力の 1/3～1/2 程度になるように設計することで残留変形量を抑えられる可能性がある．

## 参考文献

- 1) 一般財団法人沿岸開発技術研究センター：サクシヨン基礎構造物技術マニュアル，pp.42-69，2003.
- 2) G.T. Houlsby, B.W.Byrne. : Design procedures for installation of suction caissons in sand, Proceedings of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering 158, pp135-144, 2005.
- 3) 伊藤政人，栗本卓，松元和久，粕谷悠紀，山田祐樹，高橋真一：スカートサクシヨン基礎の実海域実験（その1：概要および貫入実験），土木学会第72回年次学術講演会概要集，pp.997-998，2017.
- 4) 栗本卓，伊藤政人，松岡義博，佐藤伸，小山宏人，粕谷悠紀：スカートサクシヨン基礎の実海域実験（その3：水平載荷実験），土木学会第72回年次学術講演会概要集，pp.1001-1002，2017.
- 5) 小山宏人，栗本卓，伊藤政人，粕谷悠紀，高橋真一，濱地克也：スカートサクシヨン基礎の水平抵抗に対する解析的評価（その1：全応力解析），土木学会第72回年次学術講演会概要集，pp.1003-1004，2017.
- 6) SoilPlus（地盤・浸透・耐震統合解析システム），伊藤忠テクノソリューションズ，  
<http://www.engineering-eye.com/SOILPLUS/index.html>
- 7) 公益社団法人日本港湾協会：港湾の施設の技術上の記述・同解説（上巻），pp.320-323，2007.7.
- 8) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，pp.322-376，2012.3.
- 9) 粕谷悠紀，濱地克也，上條宏明，伊藤政人，栗本卓，松元和久：スカートサクシヨン基礎の実海域実験（その2：撤去実験），土木学会第72回年次学術講演会概要集，pp.999-1000，2017.
- 10) 公益社団法人日本港湾協会：港湾の施設の技術上の記述・同解説(下巻)，pp.567-666，2007.7.



### 3. 簡易小型浸透模型実験における研究成果

#### 3.1. まえがき

本章では、浸透による地盤の支持力低減を利用するスカートサクシヨン基礎の沈下予測や制御時に重要な土-水-構造物の相互作用のメカニズムを理解するため、1g 場の簡易浸透模型実験を実施した結果について示す。

3.2 では、浸透による支持力変化を単純化して理解することを目的に、水平な飽和砂地盤に一樣な上向き浸透流を作用した際の基礎の沈下挙動を観察し、極限支持力式による沈下開始の制御や動水勾配管理による沈下量の定量評価について述べる。実験で用いた基礎模型は直径 58 mm～100 mm の円柱形状および円筒形状とし、上向き浸透による砂地盤への沈下現象の主要な因子の影響度合いを検討した。

3.3 では、一樣な浸透流ではなく、スカート先端を周り込む浸透流を対象とし、より実機に近い模型実験の結果について述べる。実験で用いた基礎模型は直径 80 mm の円筒形状とし、基礎内部の水を排水したときの基礎貫入挙動を観察するとともに、貫入の必要条件および効率化について検討した。

なお、本章で示す模型実験は第 4 章で述べる浸透流解析および SPH 解析の入力データとして用い、実験および解析の結果を整理することで基礎貫入時挙動のメカニズムを明らかにすることを試みた。

## 3.2. 上向き浸透模型実験

### 3.2.1. 実験概要

本研究での実験は、浸透による外的作用である平均動水勾配の上昇に伴う基礎周りの浸透現象の観察および基礎の沈下量の把握を目的とした。高さの調整できる貯水タンクと地盤直下から流体を浸透させることができる装置を用いて水頭差を発生させることで、水平な飽和砂地盤と基礎を模擬した重り（以降、基礎模型とする）に対して動水勾配を段階的に作用させる実験を行った。この浸透条件は、スカートサクシオン基礎における浸透条件（基礎内部の排水により、基礎内部は上向き浸透、基礎外部は下向き浸透となる）とは異なるが、最も影響の大きな上向き浸透流にのみ着目した基礎的検討を行うこととした。

基礎模型に貼り付けたスケールを読み取ることで沈下量を定量化し、外力条件や基礎模型の形状等を変更して複数のケースについて実験を行った。また、実験結果の解釈を助けるために極限つり合い法による極限支持力公式との比較を行い考察した。

#### (1) 実験装置

本研究での実験では、**写真 3.1** に示す高さ 350 mm、幅 200 mm、奥行 200 mm の水槽の底部にポーラスストーンを配置し、底部からの浸潤機能を有した装置を用いた。動水勾配を段階的に作用させるための装置として、あらかじめ水道水を溜めておいた貯水タンク、貯水タンクの高さを調整する機能を持つ台車を用いた。水槽内部の土槽高さは 200 mm とした。実験装置の概略図を **図 3.1** に示す。

基礎模型は沈下量測定の精度向上や比較実験を行うため円柱形状（コンクリート）および円筒形状（塩ビ管）とした。基礎模型を **図 3.2**～**図 3.5** に示す。また、基礎模型の鉛直方向の沈下のみに着目するため、極力大きな傾きが生じないように水槽天端位置で基礎突出部の水平変位を拘束した。沈下量は水槽に水平に張った水糸と基礎模型に貼付けた目盛から読み取ることとし、実験中の沈下量はビデオカメラで撮影した映像から読み取った。

地盤材料は粒度の揃った豊浦砂（**写真 3.2**）で平均粒径 0.173 mm、最大・最小間隙比はそれぞれ、 $e_{\max}=0.978$ 、 $e_{\min}=0.605$  である。将来的には実海域へ展開することを想定しているため、相対密度  $D_r=40\%$  の緩いケースを基本とし、若干密なケースとして  $D_r=65\%$  についても実施した。相対密度  $D_r=40\%$ 、 $65\%$  のときの間隙比はそれぞれ  $e=0.829$ 、 $0.736$ 、透水係数  $k$  は  $1.81 \times 10^{-4}$  m/s、 $1.33 \times 10^{-4}$  m/s である。



写真 3.1 実験装置：(左)水槽, (右)貯水タンク

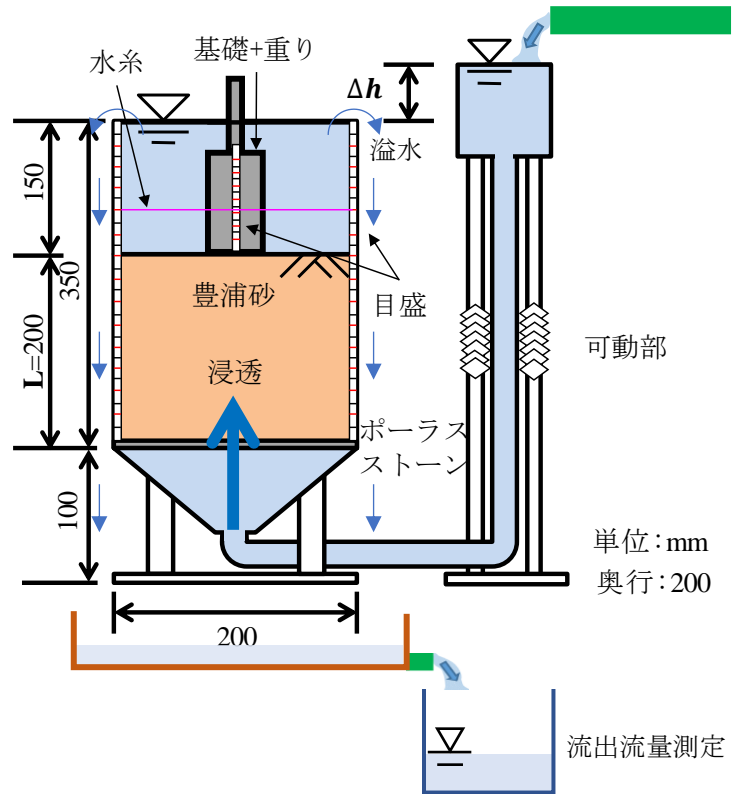


図 3.1 実験装置の概略図

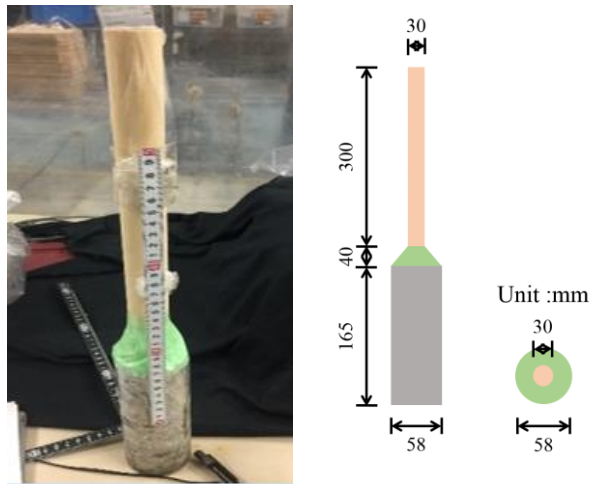


図 3.2 円柱基礎模型（ケース 1~3）

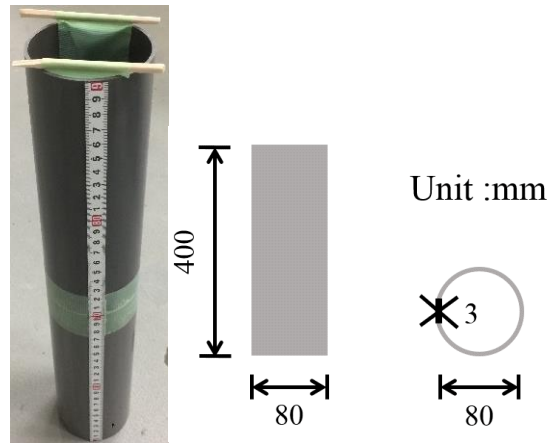


図 3.3 円筒基礎模型（ケース 4, 5）

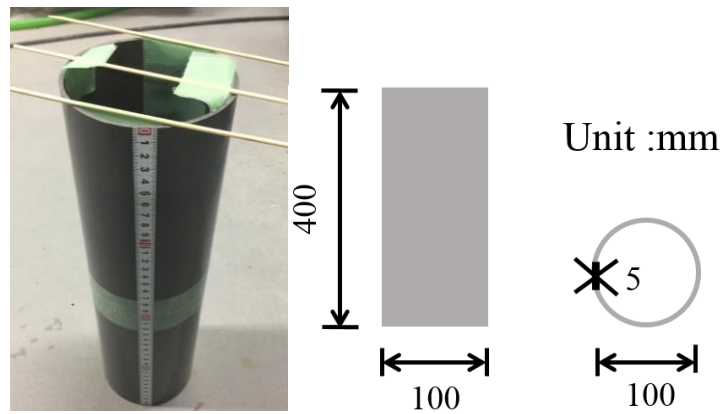


図 3.4 円筒基礎模型（ケース 6）

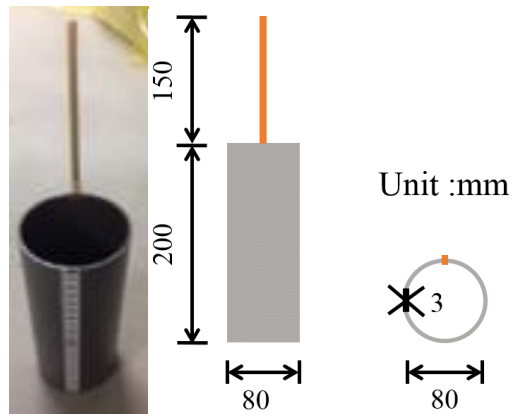


図 3.5 円筒基礎模型（ケース 8）



写真 3.2 豊浦砂

## (2) 実験手順

以下の手順により実験を行った。

- ① 水中落下法により装置に試料を詰める。試料は設定した相対密度になるようにあらかじめ量を計測する。
- ② 設定した初期動水勾配になるように貯水タンクを上昇させる。
- ③ 基礎模型を設置し、初期沈下量を測定する。
- ④ 水槽天端で基礎模型の水平変位を拘束する。ただし、拘束機構は微小な変位には機能するが、極端に大きな変位を抑える機能は無い。
- ⑤ 貯水タンクのコックを開放し、設定した動水勾配になるように貯水タンク高さを上昇させる。
- ⑥ 実験中はビデオカメラで沈下量および地盤の様子を撮影する。

## (3) 実験ケース

本研究で実施した実験ケースを表 3.1 に示す。まず初めに円柱形状基礎模型（以下、円柱基礎とする）の実験により、動水勾配の上昇幅および継続時間の違いによる基礎模型の沈下量について比較・検討した（ケース 1～3）。予備実験では水位差を地盤深さで除した平均

動水勾配  $i = 0.5$  まで基礎模型が沈下することが無かったことから、初期動水勾配  $i_0=0.5$  とするように設定し、地盤の相対密度を 40 %とした。円柱基礎の実験で得られた傾向から、円筒形状基礎模型（以下、円筒基礎とする）での初期動水勾配  $i_0=0$ 、動水勾配の上昇幅  $\Delta i=0.1$  を 5 分で上昇させることで固定した（ケース 4~8）。円筒基礎では、相対密度（ケース 5）、基礎模型直径（ケース 6）、基礎模型重量（ケース 7）による沈下量の違いを比較検討した。また、1 ケースのみ流出流量の計測を実施した（ケース 8）。

表 3.1 実験ケース

ケース	基礎形状	基礎重量 (g)	基礎直径 (mm)	相対密度 (%)	初期動水勾配 $i_0$	動水勾配上昇幅 ／継続時間 $\Delta i / min$
1	円柱	1105	58	40	0.5	0.5 / 10 分
2	円柱	1105	58	40	0.5	0.1 / 2 分
3	円柱	1105	58	40	0.5	0.1 / 5 分
4	円筒	340	80	40	0	0.1 / 5 分
5	円筒	340	80	65	0	0.1 / 5 分
6	円筒	510	100	40	0	0.1 / 5 分
7	円筒	840	80	40	0	0.1 / 5 分
8	円筒	160	80	40	0	0.1 / 5 分

### 3.2.2. 実験結果および考察

実験結果を表 3.2 に示す。本稿では異なる実験条件での実験結果の比較および考察を中心に述べる。どのケースも共通した結果として、円柱基礎および円筒基礎の自重による沈下量は 0 mm であった。また、本実験では浸透流に起因する鉛直上向きの外力（物体力）が土粒子の有効重量よりも大きくなり、土粒子にかかる力の均衡が崩れるため、すべてのケースで噴砂が発生している。その噴砂は基礎周りで発生する場合と、水槽と地盤の間から発生する場合で規模が明らかに異なり、前者を“小さな噴砂”，後者を“大きな噴砂”と区別して述べる。噴砂の違いを写真 3.3 に示す。

表 3.2 実験結果

ケース	1	2	3	4	5	6	7	8
最終沈下量(mm)	95	88	37	168	30	131	199	37
小さな噴砂 $i$	1.0	1.3	0.8	0.8	0.9	0.6	発生せず	1.2
大きな噴砂 $i$	1.5	2.0	1.65	1.4	1.4	1.4	1.2	1.6

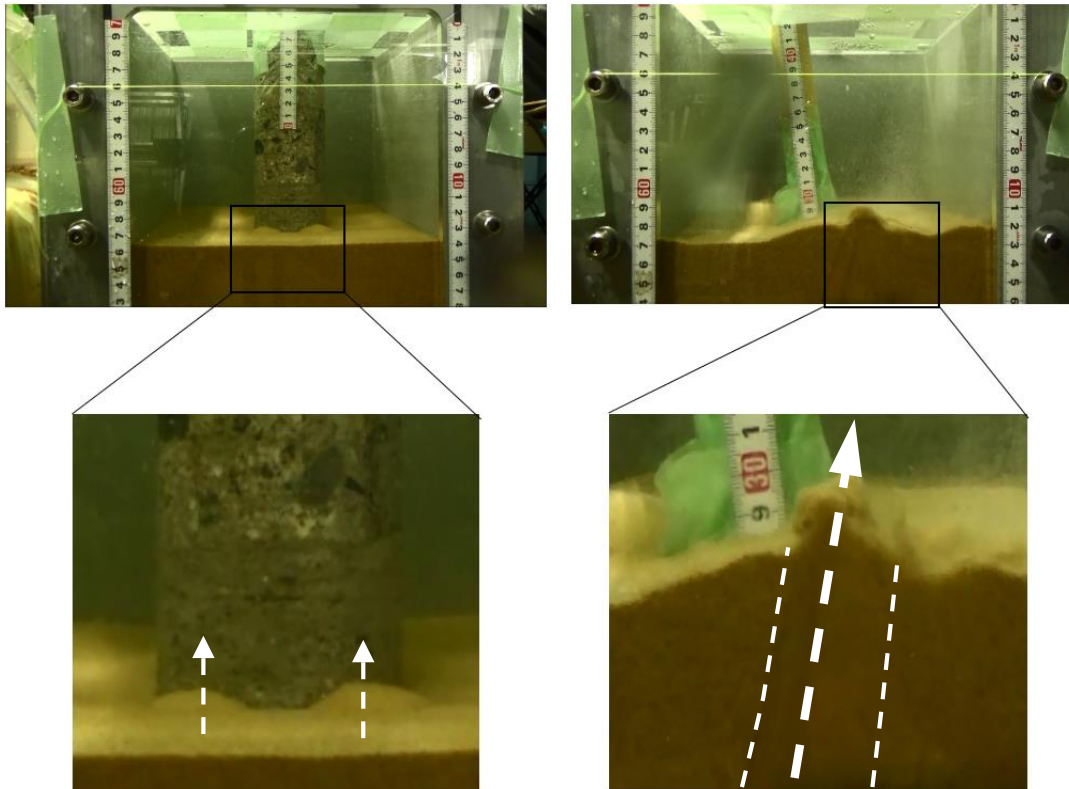


写真 3.3 噴砂の違い：(左) 小さな噴砂，(右) 大きな噴砂

(1) 動水勾配の上昇幅の比較 (円柱基礎)

円柱基礎のケース 1 とケース 2 において，動水勾配の上昇幅および継続時間が異なる場合を比較・考察した．ケース 1 とケース 2 の経過時間と沈下量を示したグラフを図 3.6 に示す．ケース 1 では， $i_0=0.5$ ，10 分おきに  $\Delta i=0.5$  ずつ上昇させる条件の下， $i=1.0$  で 10 mm， $i=1.5$  で累積 24 mm， $i=2.9$  で最終沈下量は 95 mm であった．また， $i=1.0$  で基礎周辺に小さな噴砂が発生し， $i=1.5$  で大きな噴砂が発生した．一方，ケース 2 では， $i_0=0.5$ ，2 分おきに  $\Delta i=0.1$  ずつ上昇させる条件の下， $i=2.0$  で 61 mm 沈下し， $i=2.9$  での最終沈下量は 88 mm であった．また， $i=1.3$  で基礎周辺に小さな噴砂が発生し， $i=2.0$  で大きな噴砂が発生した．

動水勾配の上昇幅および継続時間が異なる場合を比較した結果，動水勾配の上昇幅を大きくすることで沈下量が増大することが確認できる．この原因としては，動水勾配を大幅に上昇させることで生じる上向き浸透流によって地盤が急激に緩み，その際に大きな沈下を伴ったと考えられる．また，両ケースとも経過時間 31 分，動水勾配  $i=2.0$  において 60 mm 以上の大きな沈下が発生している．この時間には両ケースともに既に大きな噴砂が発生しており，その発生箇所は時間経過により変動しているため，最終沈下量の値に関しては参考にならないと考えられるが，大きな噴砂を発生させるとそれ以降の沈下量の制御が困難になるのは明確である．

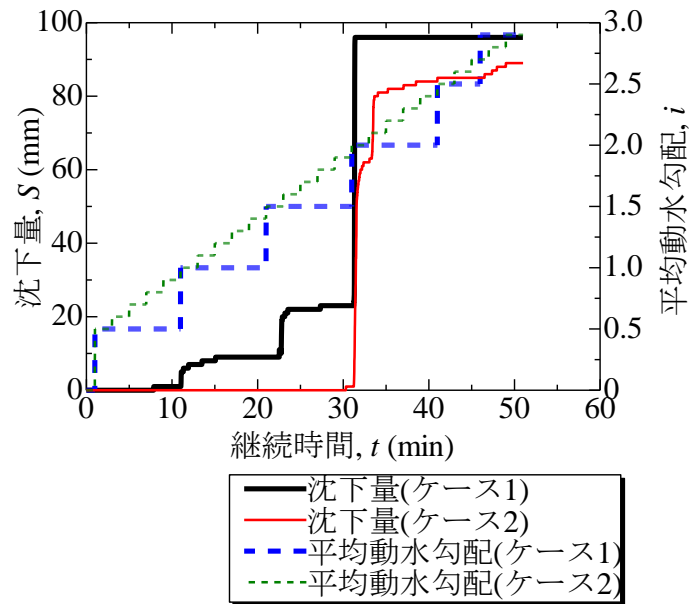


図 3.6 沈下量の時刻歴（ケース 1 とケース 2 の比較）

(2) 動水勾配の上昇速度の比較（円柱基礎）

円柱基礎のケース 2 とケース 3 において、動水勾配の上昇速度が異なる場合を比較・考察した。ケース 2 とケース 3 の動水勾配と沈下量を示したグラフを図 3.7 に示す。ケース 2 の結果は前述の通りである。ケース 3 では、 $i_0=0.5$ 、5 分おきに  $\Delta i=0.1$  ずつ上昇させる条件の下、 $i=1.65$  で 20 mm 沈下し、 $i=2.0$  での最終沈下量は 37 mm であった。また、 $i=0.8$  で基礎周辺に小さな噴砂が発生し、 $i=1.65$  で大きな噴砂が発生した。ケース 1 およびケース 2 でも同様であるが、大きく沈下するタイミングと大きな噴砂が発生するタイミングがほぼ一致する。この要因は、基礎直下の地盤が浸透により一様に有効応力を失って土粒子の均衡が崩れ、支持力が急激に低下したためと考えられる。

動水勾配の上昇速度が異なる場合を比較した結果、動水勾配上昇速度が遅いケース 3 の方が大きな噴砂が発生するまでの沈下量は大きくなった。この要因としては、上昇速度の違いによって実質的に地盤が受ける外力（上向き浸透によって地盤の有効応力を低減させる力）の大きさが異なることが考えられる。予備実験結果等から、各動水勾配段階において概ね 5 分でその段階での外力作用が終わり、沈下が落ち着くことがわかっている。つまり、ケース 3 では地盤に残留する外力が無い状態から次段階の外力が载荷されるが、一方でケース 2 の場合は外力を作用させた後、沈下が完了する前に新たな外力をかけて沈下させたため、総沈下量がケース 3 より少なくなったと考えられる。この結果は、動水勾配上昇速度が大きければ高い動水勾配であっても地盤の土粒子の均衡を崩すに至らないため沈下量は小さいが、土粒子の均衡が崩れた際に突発的に大きく沈下することを示唆している。制御の下、



安定的に基礎を沈下させるには、動水勾配上昇幅に対して継続時間が短くならないように管理することが重要である。

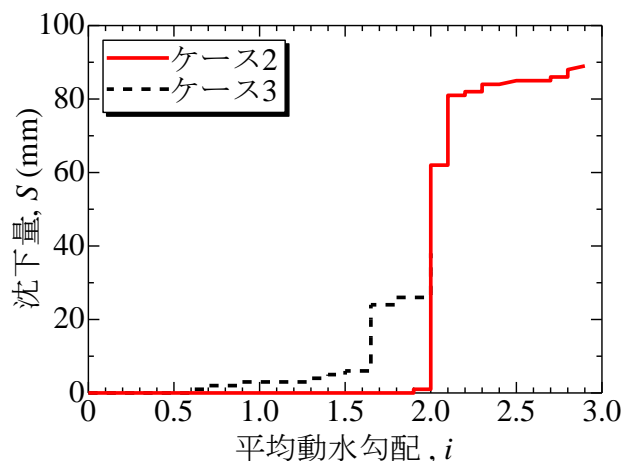


図 3.7 動水勾配と沈下量（ケース 2 とケース 3 の比較）

### (3) 相対密度の比較（円筒基礎）

ここからは円筒基礎による実験結果を示す。前述の円柱基礎実験および予備実験において、各動水勾配段階での外力作用は概ね 5 分で落ち着くという知見が得られたことから、円筒基礎の動水勾配上昇幅は  $\Delta i=0.1$ 、継続時間は 5 分で固定した。また、予備実験で円筒基礎の場合は動水勾配  $i=0.5$  よりも前段階で沈下することが確認されたため、初期動水勾配  $i_0=0$  として実験を行った。

円筒基礎のケース 4 とケース 5 において、地盤の相対密度が異なる場合を比較・考察した。ケース 4 とケース 5 の経過時間と沈下量を示したグラフを図 3.8 に示す。ケース 4 では、 $D_r=40\%$  の条件の下、動水勾配の上昇に伴う外力作用により徐々に沈下したが、 $i=1.2$  で 119 mm の大きな沈下があり、最終沈下量は 168 mm であった。また、 $i=0.8$  で基礎周辺に小さな噴砂が発生し、 $i=1.4$  で水槽前面に大きな噴砂が発生した。一方、ケース 5 では、相対密度  $D_r=65\%$  の条件の下、 $i=1.2\sim 1.4$  辺りでおおよそ 20 mm 沈下し、最終沈下量は 30 mm であった。また、 $i=0.9$  で基礎周辺に小さな噴砂が発生し、 $i=1.4$  で水槽前面で大きな噴砂が発生した。

地盤の相対密度が異なる場合を比較した結果、締め固まっている地盤では沈下量は減少し、小さな噴砂の発生する動水勾配はわずかではあるが大きくなった。この要因として、地盤が締め固まっているため間隙比が小さく、浸透に対する抵抗力が大きい状態であるためと考えられる。

また、相対密度 65% のケース 5 では他のケースとは噴砂の状況が異なった。相対密度 40% のケースでは地盤全体が液状化に至り、写真 3.3 のような大きな噴砂が発生するが、相対密度 65% では小さな噴砂発生時の  $i=0.8\sim 0.9$  で地盤の一部に写真 3.4 に示す水平クラック

が発生するとともに、液状となった砂の流動が生じ、局所的に不安定化した。ここで、前者の浸透による地盤の不安定化の場合を Justin 型、後者の場合を Terzaghi 型と称することもある<sup>1)</sup>。浸透による地盤の不安定化の概念図を図 3.9 に示す。このような現象が浸透を受ける地盤での基礎の沈下予測や制御の難易度を上昇させる一因となる。

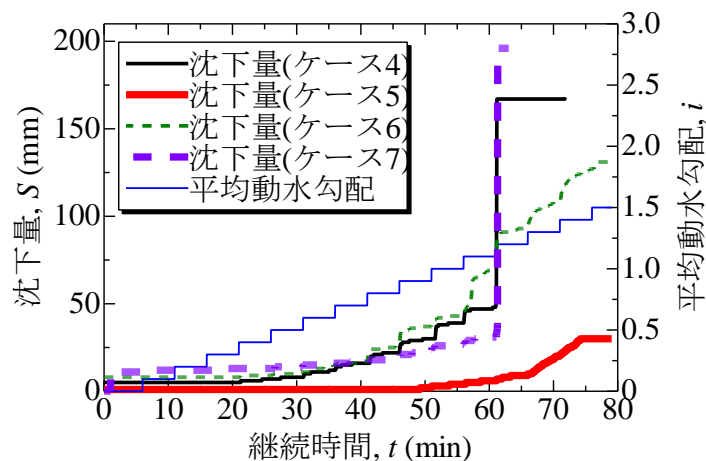


図 3.8 沈下量の時刻歴 (ケース 4 からケース 7 の比較)

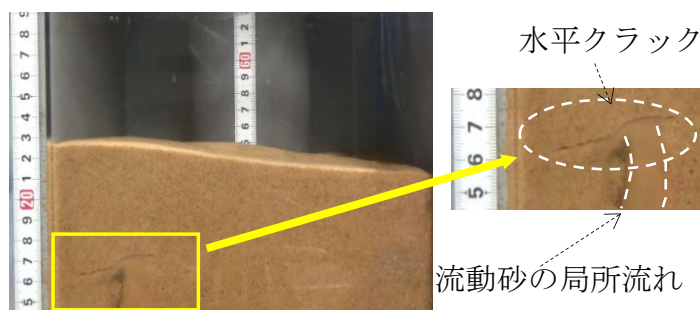


写真 3.4 地盤の水平クラック (相対密度 65%)

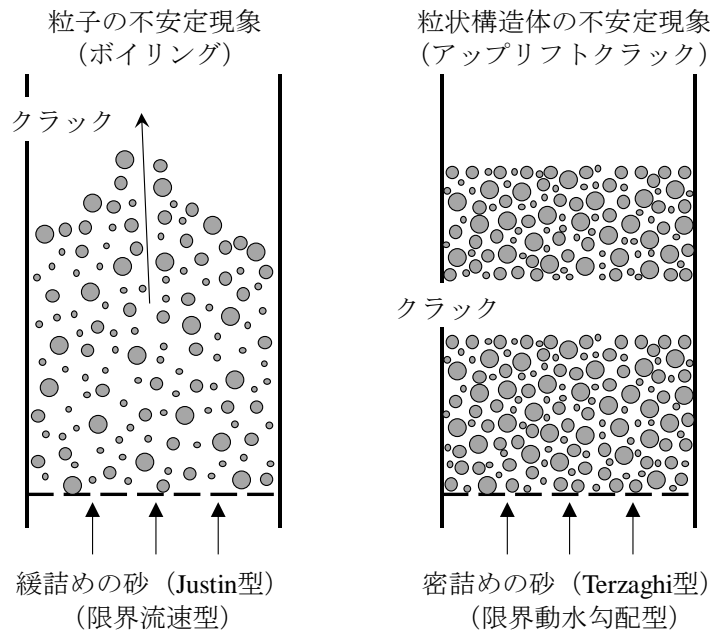


図 3.9 浸透による地盤の不安定化の概念図<sup>1)</sup>

#### (4) 基礎直径の比較 (円筒基礎)

円筒基礎のケース 4 とケース 6 において、基礎の直径が異なる場合を比較・考察した。経過時間と沈下量を示したグラフを図 3.8，根入れ比に着目したグラフを図 3.10 に示す。ここで、根入れ比とは根入れ長  $d$  と基礎径  $B$  の比、 $d/B$  を表す<sup>2)</sup>。ケース 4 の基礎は径 80 mm であり、結果は前項で示す通りである。ケース 6 では、基礎径を 100 mm する条件の下、 $i=1.0$  の時点で 78 mm 沈下し、最終沈下量は 131 mm であった。また、 $i=0.6$  で基礎周辺に小さな噴砂が発生し、 $i=1.4$  で大きな噴砂が発生した。

円筒基礎直径を変更し根入れ比が異なる場合を比較した結果、大きな噴砂の発生による大きな沈下が起きるまでは、径の大きい円筒の沈下量の方が大きいという結果となった。この要因は、支持力の観点から説明できると考えられる。全般せん断のモードを仮定すると、直径が小さい円筒は大きい円筒に比べて重なる受働領域が広く、支持力が相対的に大きくなることから沈下量が小さくなったと考えられる (図 3.11)。また、根入れ長  $d$  の増加に伴い変化する根入れ比で 2 つのケースを比較したところ、両ケースは大きな噴砂による沈下が発生するまで、根入れ比と動水勾配の関係はほぼ同じ値となった。このことから、基礎構造物の沈下を根入れ比で管理できる可能性があり、今後更なる検証が必要だと考える。

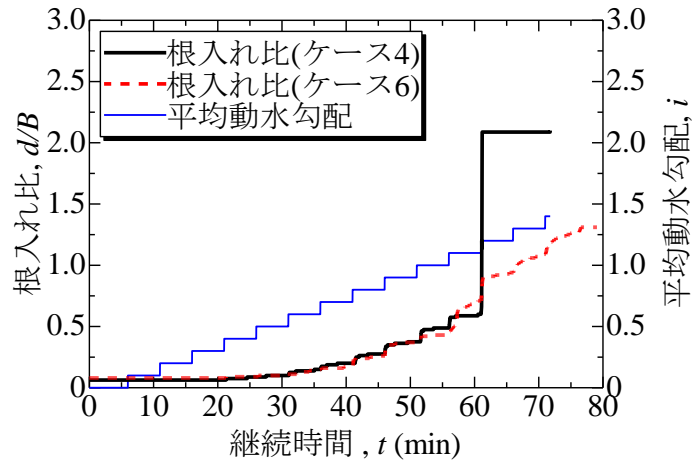


図 3.10 根入れ比の時刻歴 (ケース 4 とケース 6 の比較)

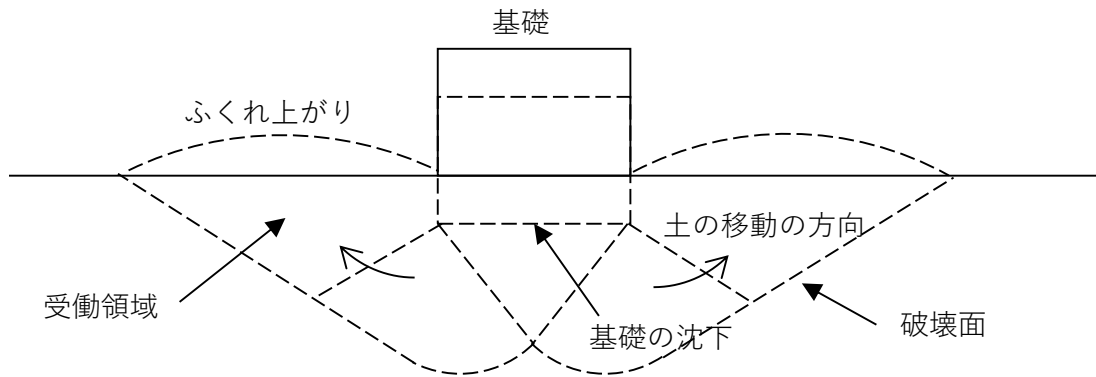


図 3.11 全般せん断モードの概念図

(5) 基礎重量の比較 (円筒基礎)

円筒基礎のケース 4 とケース 7 において、基礎の重量が異なる場合を比較・考察した。ケース 4 とケース 7 の経過時間と沈下量を示したグラフを図 3.8 に示す。ケース 4 の基礎重量は 340 g であり、結果は前述の通りである。ケース 7 では、基礎重量を約 2.5 倍の 840 g とする条件の下、 $i=1.2$  の時点で 160 mm 沈下し、最終沈下量は 199 mm であった。これは模型の土槽が 200 mm であるため、基礎が水槽底部に接触するまで沈下したことになる。また、本ケースでは小さな噴砂が発生せず、 $i=1.2$  で大きな噴砂が発生した。大きな噴砂の発生により基礎が大きく沈下したことが確認できる。

基礎重量が異なる場合を比較した結果、動水勾配が小さい段階では重量が大きいケース 7 の沈下量の方が大きかったが、その後  $i=0.8$  で沈下量の大小関係が入れ替わった。つまり、重い円筒基礎よりも軽い円筒基礎の方が動水勾配の上昇に伴う沈下量増分が大きい結果となった。この要因として、円筒を支持している直下の地盤において、浸透流に対する土塊の

抵抗力が異なったためと考えられる。動水勾配によって発生した地盤内の浸透流は土塊に対して土粒子の均衡を崩す作用をもたらす。しかし、円筒を支持している直下の地盤は局所的に相対密度が大きくなり、浸透に対して抵抗する。特に重い基礎の場合、軽い基礎よりも相対密度の増加量が大きく、抵抗力は大きくなっている。この相対密度の増加はケース7で基礎周りの小さな噴砂が発生しなかった要因の一つでもあると考えられる。一方で、ケース4では相対密度の上昇、つまり浸透に対する抵抗力の増分が小さく、沈下量が大きくなったと考えられる。このことから、浸透による沈下に限れば、大きな沈下をさせたいときには基礎の重量を軽くする必要があると言える。しかし、実務における貫入力は浸透によるものだけでなく基礎重量およびサクシオン圧からなるものであるため、基礎重量を大きい方が貫入力は大きくなり基礎重量が小さい方が貫入抵抗は小さくなるという相反する事象に対して適切なバランスを解明していきたい。

#### (6) 地表面全体からの流出流量に関する考察

ケース8では第4章で述べる浸透流解析の解析パラメータとして時間経過に伴う流出流量を簡易的に記録した。ケース8では、これまでの実験よりもさらに沈下量を精度よく定量化するため、円筒基礎が水面から上に出ていた部分を切除し、沈下するにつれて変動する浮力の影響を取り除いた。初期動水勾配および動水勾配上昇速度は、円筒基礎実験ケースと同様とした。経過時間に伴う沈下量および流出流量を図3.12、図3.13に示す。結果として、 $i=1.5$ で33mm沈下し、 $i=1.6$ での最終沈下量は37mmであった。また、 $i=1.2$ で基礎周辺に小さな噴砂が発生し、 $i=1.6$ で水槽前面に大きな噴砂が発生した。

沈下量の結果から、動水勾配の上昇につれて細かく沈下量は変動し、精度よく定量化することができたとと言える。流出流量の結果から、 $i=1.6$ の段階における流出流量増加量が他の動水勾配段階の増加量に比べて約8倍になっていた。これは大きな噴砂が発生した時であり、地盤が浸透流に対して抵抗する内力（鉛直有効応力）が急激に低下したことが要因と考えられる。

また、ケース8では外力（上向き浸透によって地盤の有効応力を低減させる力）の作用を一旦停止し、再度外力を徐々に与える場合についても観察した。動水勾配を $i=1.9$ まで上昇させた後、コックを閉じてから $i=0$ の初期状態に戻し、その後コックを開き同じ条件で動水勾配を上昇させた。その結果、初めの载荷時から変わらず沈下量37mmのままであった。2回目の载荷では $i=1.3$ で基礎周辺に小さな噴砂が発生し、 $i=1.6$ で盤ぶくれが発生した後、 $i=1.7$ で水槽前面に大きな噴砂が発生した。2回目の载荷で盤ぶくれが発生した要因は、一度液状化した地盤の土粒子が再配列することで締め固まり、地盤上層の浸透流速よりも土槽下層の浸透流速が大きくなったことが考えられる。つまり、相対密度の大きい条件で実験したケース5と同様の現象である。

上記で述べた1回目および2回目の過程について比較すると、どちらの過程でも $i=0.5$ 段階における流出流量増加量が他の段階に比べて約2~3倍になっている。この動水勾配段

階では噴砂の発生など見かけ上の変化は観察できなかった。この段階では土粒子の配列が変化し始めることで浸透しやすくなり、目視では観察できないような小さな噴砂が発生し始めたと考えられる。また、 $i=0.5$ 以降大きな噴砂が発生するまでは流出流量の増加量が減少していることが確認できる。この現象は、外力を大きくすることで浸透速度よりも地盤直下から水が流入する速度が大きくなり、地盤内の間隙水圧が上昇していたと考えられる。このことから、流出流量に関するデータを採取することで、噴砂の発生を予測できる可能性が示唆される。最後に、1回目と2回目の過程について総流出流量を比較すると、2回目の流量の方が小さい。これは前述した盤ぶくれが発生した要因と同様である。

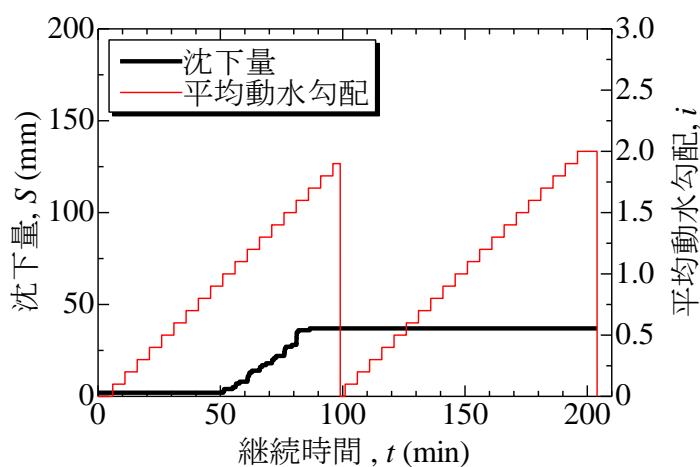


図 3.12 沈下量の時刻歴 (ケース 8)

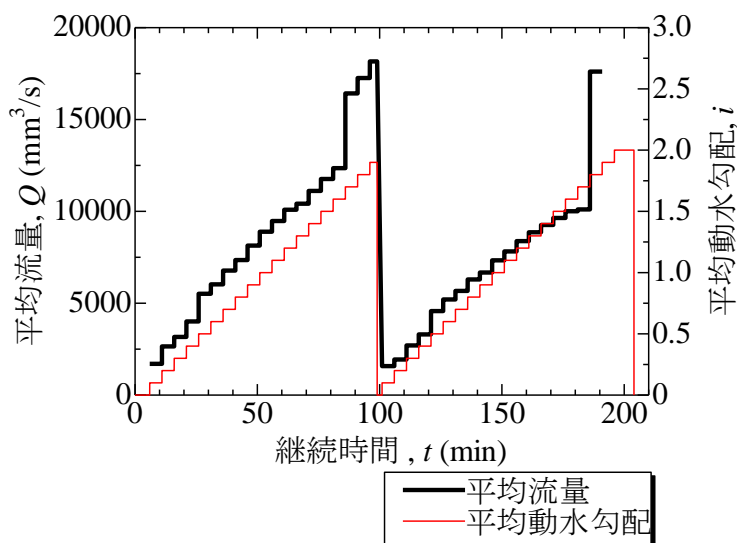


図 3.13 地表面全体からの流出流量の時刻歴 (ケース 8)

### 3.2.3. 極限つり合い法による極限支持力公式との比較

動水勾配の上昇に伴う基礎の沈下に関して、支持力の観点から考察する。砂地盤における基礎の支持力公式は、一般的に Terzaghi の支持力公式が用いられる。理論上、動水勾配の上昇により極限支持力が低減し、基礎の鉛直荷重を下回ると沈下が始まると考えられる。相対密度  $D_r=40\%$  の緩い地盤と  $D_r=65\%$  の密な地盤での実験結果を用い、支持力の算定はサクシヨン基礎構造物技術マニュアル<sup>2)</sup>より、式(3.1)～式(3.4)を用いて比較検討した。ここに、 $q_t$ ：先端抵抗[kN/m<sup>2</sup>]、 $\gamma_1'$ ：基礎底面下の土の水中単位体積重量[kN/m<sup>3</sup>]、 $\sigma_{v' in}$ ：基礎内側で求めた先端の有効土被り圧[kN/m<sup>2</sup>]、 $N_\gamma$ 、 $N_q$ ：支持力係数、 $t$ ：基礎の側壁厚[m]、 $z$ ：地表面からの深さ[m]、 $\mu$ ：摩擦係数、 $K_s$ ：土圧係数、 $i_{in}$ ：基礎内側の動水勾配、 $\gamma_w$ ：水の単位体積重量[kN/m<sup>3</sup>]、 $\gamma'$ ：土の水中単位体積重量[kN/m<sup>3</sup>]、 $r_i$ ：円筒形の内部半径[m]である。

$$q_t = \gamma_1' \left( \frac{t}{2} \right) N_\gamma + \sigma_{v' in} N_q \quad \text{式(3.1)}$$

$$\sigma_{v' in} = \frac{B}{A} \{ \exp(Az) - 1 \} \quad \text{式(3.2)}$$

$$A = \frac{2\mu K_s}{r_i} \quad \text{式(3.3)}$$

$$B = \gamma' - i_{in} \gamma_w \quad \text{式(3.4)}$$

図 3.14 に緩い地盤、図 3.15 に密な地盤の極限支持力と沈下量の関係を示す。ここで、緩い地盤  $D_r=40\%$ 、若干密な地盤  $D_r=65\%$  について内部摩擦角をそれぞれ 32 度と 37 度とした<sup>3)</sup>。

極限支持力の緩い地盤においては、動水勾配の上昇に伴い計算上の極限支持力が低下し、載荷圧を下回った直後から沈下が始まるのではなく、さらに動水勾配を上昇させた後に基礎の沈下が始まることがわかる。載荷圧を下回った直後とならない理由として 2 点挙げられる。1 つ目は、浸透流により周面摩擦の影響は極めて小さいと考えられたが、基礎周り流れが局所化するため部分的に周面摩擦が作用したこと、2 つ目は今回の土槽が比較的小さく、境界の影響を受け支持力が大きくなったことが考えられる。なお、図 3.14 に示す通り緩い地盤におけるケースのみ自重による沈下 (5 mm) が生じた。

密な地盤では沈下量が 1 mm 未満と非常に小さいためあくまで参考であるが同様の影響が考えられる。なお、図 3.15 の  $i=1.4$  付近で沈下量がゼロに戻る (浮き上がる) 現象が見られるが目視による計測誤差の範囲と考えられる。

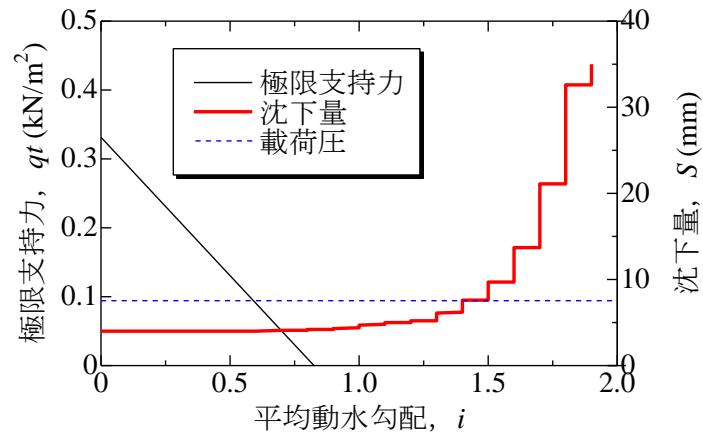


図 3.14 極限支持力と沈下量の関係 (Dr=40%の地盤)

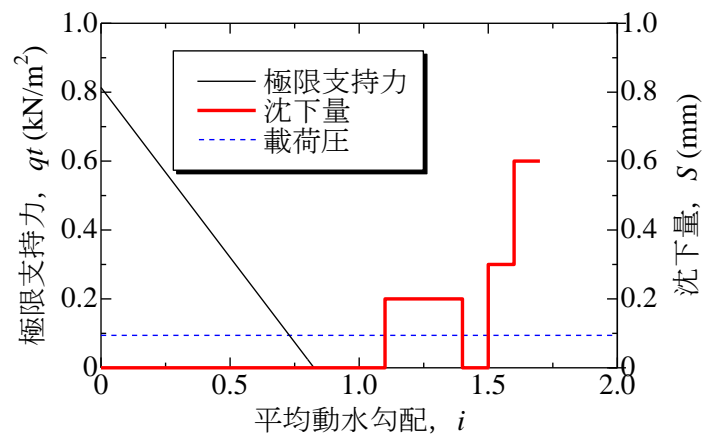


図 3.15 極限支持力と沈下量の関係 (Dr=65%の地盤)



### 3.3. 周り込み浸透模型実験

#### 3.3.1. 実験概要

SS 基礎を模擬した小型の中空円筒型スカート基礎模型（以下、基礎）を水槽内の飽和地盤上に設置し、基礎内部の水を排水してサクションを発生させる実験を行った。そして地盤内の間隙水が基礎外側から内側へ浸透することによる地盤変状を観察した。

##### (1) 実験装置

本実験で使用した実験装置の概略図を図 3.16、実験装置を写真 3.5に示す。高さ350 mm、幅200 mm、奥行200 mmの水槽を用い、水槽内部の地盤高さは150 mmとした。水タンクは手動で高さを調整する機能を持つ昇降台上に配置し、地盤上に設置する基礎の水タンクをチューブによって接続した。水槽内の水位低下が生じないように、水槽には随時注水し、オーバーフローさせた。また、基礎内部から排水した水をボックス内に集積させることで、継続時間における流出流量を記録した。

基礎は直径80 mm、高さ200 mm、厚さ3 mmの亚克力製円筒で、上部に逆にした漏斗を接合し、漏斗先端に排水用チューブを接続した。基礎重量は227.91 gであり、漏斗接合部には自重調整のため鋼玉を設置するスペースを設けた。基礎には貫入量計測のため目盛を貼付けた（図 3.17）。

地盤材料は粒度の揃った豊浦砂（写真 3.6）で平均粒径  $D_{50}$  は 0.173 mm、各実験ケースとも相対密度  $D_r$  は 40 % とし、透水係数  $k$  は  $2.21 \times 10^{-4}$  m/s であった。

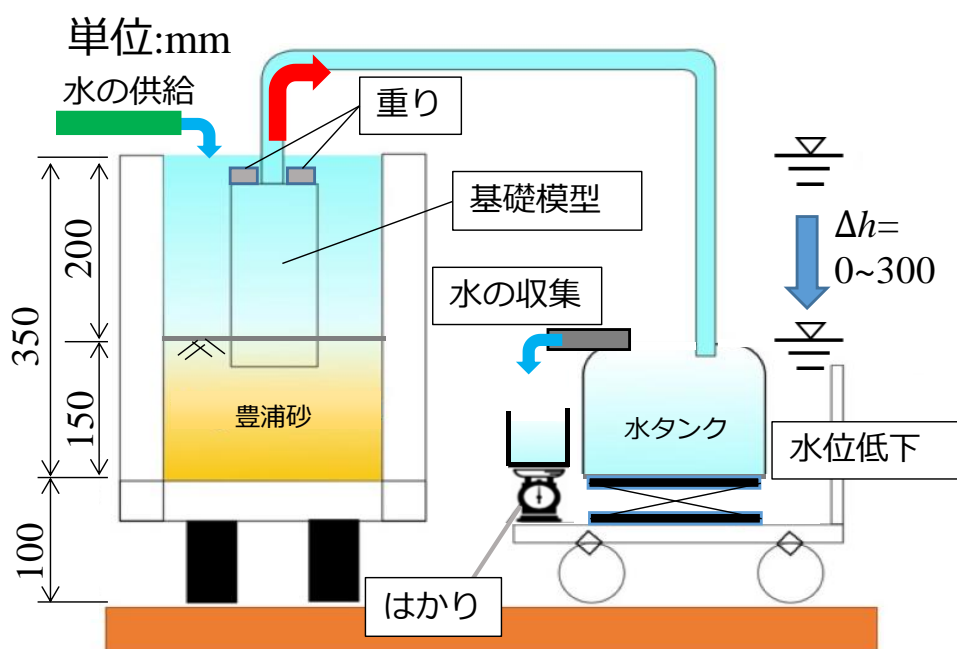


図 3.16 実験装置の概略図

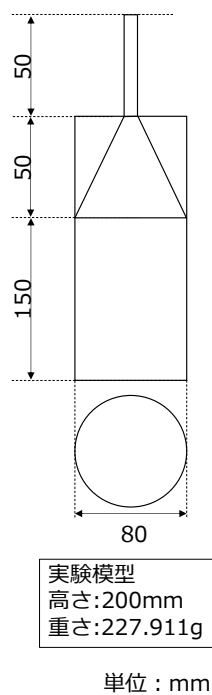


(a)

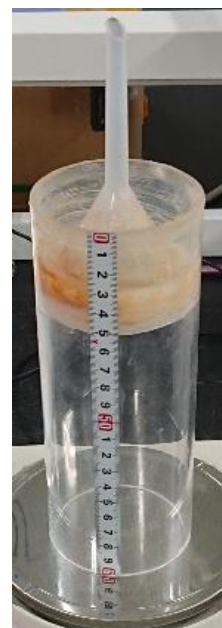


(b)

写真 3.5 実験装置：(a)，実験土槽；(b)，貯水タンク本体，昇降機，装置下部の集水機構



(a)



(b)

図 3.17 基礎模型 : (a), 本実験模型の概略図 ; (b), 実験模型



写真 3.6 豊浦砂

## (2) 実験手順

実験手順を以下に示す。

- ① 水中落下法により水槽内に地盤を作成した。試料はあらかじめ質量を計測し，密度管理を行った。
- ② 水槽と水タンクの水位差をゼロとした後，鋼玉を載せて所定の重量にした基礎を地盤上に設置した。その際，基礎の初期貫入量を計測した。
- ③ あらかじめ満水状態にしたチューブを基礎と水タンクに接続し，水槽に注水を開始した。

- ④ 5分毎に設定した水位差になるように昇降台を段階的に降下させた。その際、予定時刻の10秒前から徐々に降下させることとし、予定時刻には所定の水位差を満たすようにした。
- ⑤ 実験中はビデオカメラで貫入量および地盤の様子を撮影した。

### (3) 実験ケース

実施したケースを表 3.3に示す。実務設計における貫入の必要条件の把握および効率化を検討するため、基礎重量、水位低下量すなわちサクシオン圧载荷速度の違いによる比較検討を行った。ここで、サクシオン圧とは水槽と水タンクの水位差に起因する基礎内側と外側の静水圧の差を指し、式(3.5)で表され、概念図を図 3.18に示す。

$$P_{\text{suc}} = P_0 - P = \gamma_w(h_0 - h) = \gamma_w \times \Delta h \quad \text{式(3.5)}$$

ここで、 $P_{\text{suc}}$ ：サクシオン圧[Pa]、 $P_0$ ：基礎外静水圧[Pa]、 $P$ ：基礎内静水圧[Pa]、 $\gamma_w$ ：水の単位体積重量[9800 N/m<sup>3</sup>]、 $h_0$ ：基礎外の水深[m]、 $h$ ：基礎内の水深（水タンクの水面による相対水深）[m]、 $\Delta h$ ：水位差[m]である。

表 3.3 実験ケース

Case	重量 (g)	鋼玉の数	水位低下 速度 (mm /5 min)	サクシオン 圧载荷速度 (Pa/5 min)	実験時間 (min)	初期貫入量 (mm)	貫入の有無 ○：有 ×：無
A	298.01	20	15	147	100	7	×
B	369.21	40	15	147	105	5	×
C	510.11	80	15	147	80	5	×
D	510.11	80	30	294	55	9	○
E	510.11	80	15	147	100	10	○
F	510.11	80	2	20	75	10	×
G	510.11	80	20	196	40	10	○

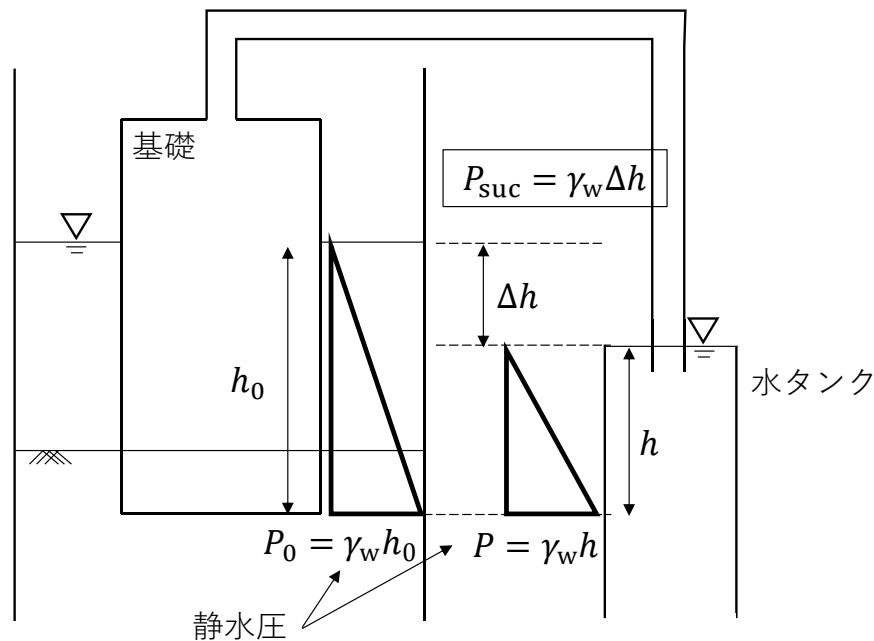


図 3.18 サクション圧概念図

### 3.3.2. 実験結果および考察

本実験では実験条件により貫入の有無と貫入量に違いが発生した。その違いについて各ケースを比較し考察する。

#### (1) 噴砂の有無 (CaseA,B,C と CaseE の比較)

CaseA,B,C は、载荷する鋼玉の数量により基礎重量を変えて実験したケースであるが、3 ケースとも共通して基礎の貫入が見られなかった。何れのケースも実験開始後の初動水位降下により生じる上向きの浸透流により内側地盤の一部に部分的な噴砂が観察された。そして、水位差によるサクション圧を大きくするに従って噴砂領域が拡大し、基礎は貫入しないまま噴砂が継続する様子が見られた (図 3.19)。3.2 の上向き浸透模型実験では噴砂の発生と同時に基礎の沈下が見られたが、周り込み浸透模型実験では噴砂が発生すると貫入不能になるという相反する現象が見られた。これは、上向き浸透模型実験では一様に上向き浸透を作用させたため、地盤全体の有効応力が低減して噴砂に繋がっているため地盤の支持力が失われている状態であるが、周り込み浸透模型実験では内側地盤の一部分の噴砂であるため、地盤全体の有効応力が低減しておらず支持力が失われていないためと考えられる (図 3.20)。一方で、CaseE では噴砂は発生せず、内側地盤が盤ぶくれのように一様に盛り上がりながら基礎が貫入した (図 3.21)。噴砂発生の有無が異なる要因としては、基礎自重による初期貫入量が異なることが影響していると考えられる。実験において水槽内に作成する

飽和地盤は水平に整地しているものの表面にわずかな凹凸が存在する。基礎の初期貫入量が小さいと凹凸により実質的に浸透水の経路長が短くなった弱部において噴砂が発生しやすい状態となることが考えられる。CaseE のようにある程度初期に貫入したケースでは噴砂が発生していないことから、基礎を貫入させるには弱部からの水みちを作らないようにしなければならないと考えられる。水みちを作らないためには基礎自重により十分な初期貫入量を確保することが重要であることが示唆され、本実験では鋼玉を 80 個載荷して基礎重量を 510.11 g とし、初期貫入量が 9 mm 以上であることが基礎貫入の絶対条件であった。なお、実規模の SS 基礎は直径がおよそ 10 m を超え、排水の規模が大きい。そのため一部分でも弱部があると基礎壁際に規模の大きな噴砂が発生し貫入ができなくなる恐れがある。そのため、遠隔操作型の無人潜水機 (ROV : Remotely Operated Vehicle) により基礎全周の初期貫入量を確認することや、基礎の内部に隔壁を設けて複数系統で揚水することなどでリスク回避を図ることが重要である。

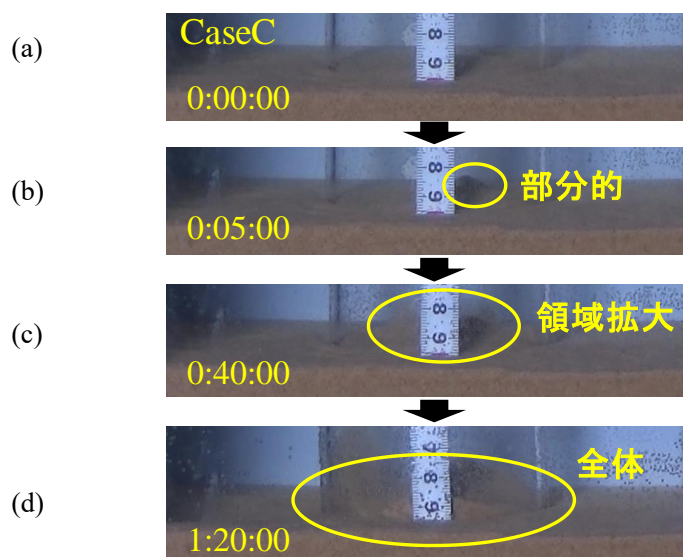


図 3.19 噴砂の様子 (CaseC) : (a),  $\Delta h=0$  mm ; (b),  $\Delta h=15$  mm ; (c),  $\Delta h=120$  mm ; (d),  $\Delta h=225$  mm

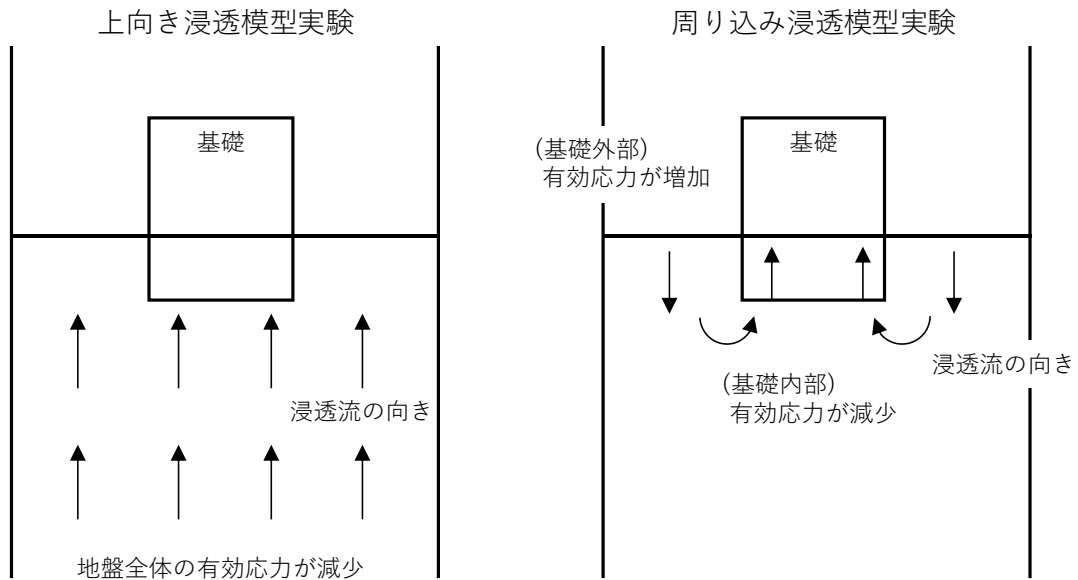


図 3.20 浸透の向きと有効応力の増減

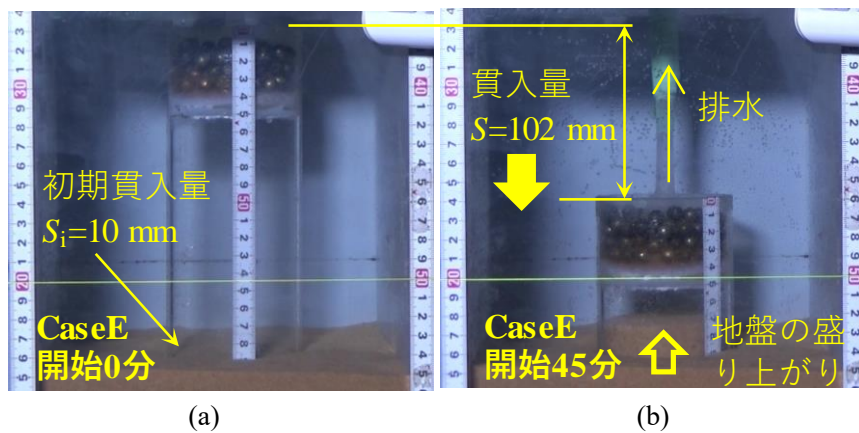


図 3.21 基礎貫入の様子 (CaseE) : (a), 実験開始 0 分, (b) 実験開始 45 分 ( $\Delta h=150$  mm,  $S=102$  mm)

## (2) サクシオン圧載荷速度 (CaseD,E,F,G の比較)

CaseD,E,F,G は、サクシオン圧載荷速度を変えて実験したケースである。表 3.4 に実験における時間経過ごとの水位差  $\Delta h$  と貫入量  $S$  (初期貫入量とサクシオン圧作用に起因する貫入量の和) を示す。なお、基礎重量を 4 ケースとも同一とし、初期貫入量は 9~10 mm となった。

初めに、サクシオン圧載荷により貫入しなかった CaseF と貫入した CaseG を比較する。どちらも初期貫入量は同じであり、大きな違いはステップ毎に作用させたサクシオン圧の大

きさでありCaseG (196 Pa/5 min) はCaseF (20 Pa/5 min) の約10倍である。ここでサクシオン力と基礎自重からなる貫入力 (式(3.6)) について整理する。

$$I_p = Mg + F_{\text{suc}} = Mg + A \times P_{\text{suc}} \quad \text{式(3.6)}$$

ここで、 $I_p$  : 貫入力[N],  $M$  : 基礎自重[kg],  $g$  : 重力加速度[m/s<sup>2</sup>],  $F_{\text{suc}}$  : サクシオン力[N],  $A$  : 頂版面積[m<sup>2</sup>]である。CaseF では75分間の実験で貫入が見られなかったことから、その後サクシオン圧载荷速度を約6倍 (20 Pa/5 min → 49 Pa/2 min) に変更したが、 $\Delta h$  が40 mmに到達しても貫入が見られなかった。この時の貫入力は7 Nである。CaseG では同じく貫入力7 N ( $\Delta h=40$  mm) で6 mmの貫入が見られた。基礎が貫入する際には図 3.21 のように内側地盤に盤ぶくれが発生することは前述した通りである。しかし、ステップ毎の作用サクシオン圧が小さいと内側地盤の有効重量を超える圧力まで至らずに時間経過とともに消散していることが考えられる。以上より、小さなサクシオン圧を細かく作用させるのではなく、一度に大きなサクシオン圧を作用させることで基礎を効率的に貫入させられることが明らかになった。実際にCaseFの実験終了後に、サクシオン圧をおよそ7倍の147 Pa/5 minにしたところ、内側地盤の盤ぶくれが発生し、基礎が貫入することを確認している。

次に、それぞれ基礎の貫入が確認できたCaseD,Eを比較する。これらの2ケースは初動の水位降下量は同じでその後の作用サクシオン圧がCaseDは294 Pa/5 min ( $\Delta h=30$  mm/5 min), CaseEは147 Pa/5 min ( $\Delta h=15$  mm/5 min) である。時間経過に伴う貫入量 $S$ と水位差 $\Delta h$ の関係を図 3.22に示す。この2ケースではサクシオン急速载荷のCaseDの方が早く最終貫入量に到達した。これは、CaseDでは5分毎のサクシオン圧载荷に対して3分後に貫入量が収束するのに対しCaseEでは2分後であり、前者の方が次载荷ステップまでの待機時間が短いためである。

続いて、CaseD,E,Gについて貫入力と貫入量の関係を図 3.23に示す。各ケースで機微な違いはあるものの、概ね各ケースの貫入量は一致した。従ってCaseFのような極端に遅いサクシオン圧载荷速度のケースを除けば、異なる载荷速度においても同じ貫入力の際には凡そ同じ貫入量になり、貫入力により貫入量を定量的に評価できることが明確になった。本実験においては、上述するように貫入が収束した後に次の载荷ステップまでの待機時間があったが、あらかじめ载荷ステップの間隔を貫入収束に合わせることでより時間的に効率良く貫入できることが示唆される。一方で、3.2のケース2、ケース3より、1载荷ステップによる貫入が収束する前に次ステップの载荷を行うと、貫入が非効率なうえ、地盤の突発的な破壊が観察されている<sup>4)</sup>。つまり、地盤を破壊させることなく効率的に基礎を貫入させるためには、サクシオン圧作用による貫入量および貫入収束に至るまでの時間を管理することが重要であることが明確になった。



表 3.4 時間経過ごとの水位差  $\Delta h$  と貫入量  $S$

実験時間	時間経過ごとの $\Delta h$ (mm) / $S$ (mm)			
	CaseD	CaseE	CaseF	CaseG
0:00:00	0 / 9	0 / 10	0 / 10	0 / 10
0:05:00	30 / 10	30 / 13	2 / 10	20 / 10
0:10:00	60 / 31	45 / 26	4 / 10	40 / 16
0:15:00	90 / 55	60 / 37	6 / 10	60 / 29
0:20:00	120 / 78	75 / 49	8 / 10	80 / 50
0:25:00	150 / 101	90 / 53	10 / 10	100 / 67
0:30:00	180 / 128	105 / 70	12 / 10	120 / 83
0:35:00	210 / 143	120 / 82	14 / 10	140 / 97
0:40:00	240 / 151	135 / 94	16 / 10	End
0:45:00	270 / 151	150 / 116	18 / 10	-
0:50:00	300 / 151	165 / 127	20 / 10	-
0:55:00	End	180 / 137	22 / 10	-
1:00:00	-	195 / 141	24 / 10	-
1:05:00	-	210 / 146	26 / 10	-
1:10:00	-	225 / 148	28 / 10	-
1:15:00	-	240 / 148	30 / 10	-
1:20:00	-	255 / 148	40 / 10	-
1:35:00	-	300 / 148	End	-
1:40:00	-	End	-	-

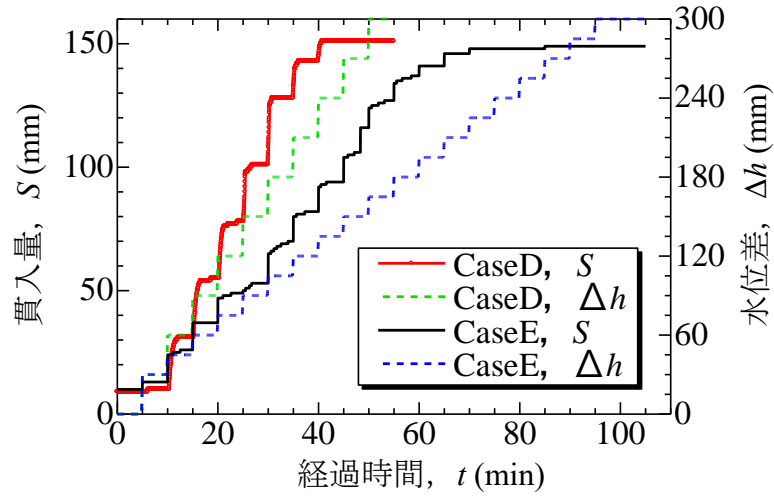


図 3.22 時間経過に伴う貫入量  $S$  と水位差  $\Delta h$  : CaseD, サクション急速载荷 ; CaseE, サクション緩速载荷

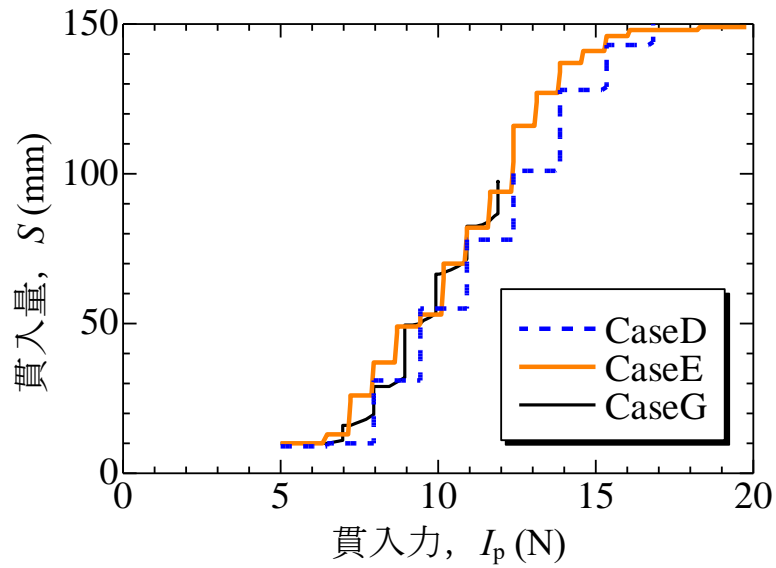


図 3.23 貫入力  $I_p$  と貫入量  $S$  : CaseD, サクション载荷速度 294 Pa/5 min ; CaseE, 147 Pa/5 min ; CaseG, 196 Pa/5 min

### 3.4. まとめ

本章では、浸透による基礎の沈下/貫入挙動のメカニズムを理解する試みとして、1g場の簡易浸透模型実験を実施し、その結果より考察を行った。

3.2 上向き浸透模型実験で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 複数のケースで実験を行ったが、どのケースも共通して上向きの浸透流により地盤の有効応力が低減し、土粒子の均衡が崩れて基礎周囲に局所的な噴砂が発生した。本実験においては、噴砂が発生するまでは動水勾配の管理による沈下量の定量化を高い再現性で実現した。
- 2) 動水勾配上昇幅が大きい場合は、沈下量が大きくなる。一方で、動水勾配上昇幅に対して継続時間が短い場合、上向き浸透によって地盤の有効応力を低減させる力の作用に対して基礎沈下が追いつかず地盤の大規模破壊と同時に突発的に沈下するため、速度管理が重要であることがわかった。
- 3) 密な地盤は間隙比が小さく浸透に対する抵抗が大きいため沈下しにくい。また、浸透の作用によって局所的に形成される水平クラックや液状となった砂の流動などが見られ、基礎周りに噴砂が発生する緩い地盤とは不安定化モードが異なった。同様に一度完全に液状化した履歴のある地盤では、再配列により密になり再載荷しても沈下しにくい結果が得られた。
- 4) 支持力公式による計算上の極限支持力が、浸透により載荷圧を下回った後に基礎が沈下することが確認できた。しかし、局所的な周面摩擦や土槽の大きさによる境界の影響などから極限釣り合いの均衡が崩れた直後に沈下を開始する現象は見られなかったため、支持力算出方法および模型に改良が必要と考えられる。

3.3 周り込み浸透模型実験で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) サクション作用によって基礎内側地盤に生じる上向き浸透流は、基礎内側地盤の有効応力を低減させて基礎貫入を促す。一方で、初期貫入量が不十分だと局所的な噴砂を伴って圧力を消散させるため基礎内側地盤の有効応力の低減に至らず貫入を困難にする。そのため地盤の不陸も考慮したうえで、基礎重量を管理し初期貫入量を確保することが重要である。
- 2) サクションに起因する貫入力により貫入量を定量化できることが明確になった。このことから、地盤に過大な負荷をかけずに効率的な基礎貫入を行うには、サクション圧により貫入量および貫入収束までに至る時間を予測し、待機時間が無くなるように管理することが重要である。

## 参考文献

- 1) 長瀬迪夫：浸透破壊に関する考え方と破壊発生の条件―諸文献における記述と用例―，応用地質年報，No.9，pp.76-78，1987.
- 2) 一般財団法人沿岸開発技術研究センター：サクシヨン基礎構造物技術マニュアル，pp.42-69，2003.
- 3) Matsuda. T, Maeda. K, Miyake. M, Miyamoto. J, Sumida. H and Tsurugasaki. K: Instability of a caisson-type breakwater induced by an earthquake-tsunami, International Journal of Geomechanics, ASCE, 16(5), 2016.
- 4) 小山宏人，前田健一，安江絵翔，鈴木悠真：鉛直上向き浸透流を受ける水平飽和砂地盤上のスカート基礎の沈下挙動，土木学会論文集 A2(応用力学)，75 卷 2 号，pp.1\_455-1\_466，2019.

## 4. 小型模型実験の再現解析における研究成果

### 4.1. まえがき

本章では、目視観察が不可能である地盤内の浸透流による支持力低減メカニズムを理解するため、三次元浸透流解析および大変形問題に優れた SPH 法による数値解析の観点から基礎的な考察を述べる。

4.2 では、浸透作用による基礎周辺の流れの特性の分布、流れの集中などの現象を理解するため、3.2 の上向き浸透模型実験のケース 8 を対象に三次元浸透流解析を実施した結果および考察を述べる。地盤内の浸透流は目視観察が困難であるため、FEM を用い定常状態を仮定した浸透流解析により飽和浸透流<sup>1)</sup>を求めた。模型実験の結果から、基礎周辺に噴砂が発生すると発生前と比べて沈下量の予測が難しくなることが明確であるため、噴砂と沈下の関係についての知見を得ることを目的とした。

4.3 では、浸透による主な現象の粒子法による記述可能性の有無の検討と数値解析上の改善点の抽出を目的に、三次元の土-水連成 SPH 解析を実施した結果および考察を述べる。3.2 の上向き浸透模型実験のケース 2~5 を対象にした。

4.4 では、3.3 の周り込み浸透模型実験を対象に三次元浸透流解析を実施した結果および考察を述べる。4.2 と同様に FEM を用い定常状態を仮定した浸透流解析により飽和浸透流を求めた。解析では噴砂、盤ぶくれ発達過程、貫入による基礎先端近傍の複雑な相対密度変化を再現することは不可能だが、貫入時に地盤内で発生している浸透流の基礎的な知見を得ることを目的とした。

## 4.2. 上向き浸透模型実験を対象とした三次元浸透流解析

### 4.2.1. 解析手法概要

#### (1) 解析ソフト概要

解析計算には三次元飽和-不飽和浸透流解析ソフトである地層科学研究所 GEOSCIENCE の 3D-Flow<sup>2)</sup>を使用した。3D-Flow は、飽和/不飽和浸透問題、定常/非定常解析、不圧/被圧地下水問題、透水係数の異方性考慮に対応可能である。本章では飽和状態のため、支配的なパラメータとして地盤の飽和透水係数を設定している。

#### (2) 操作手順

解析モデルの作成および解析については、以下の手順で行った。

- ① 2次元 CAD で平面図を作成する。
- ② 3次元ウィンドウに切り替えて平面図を引き伸ばし、ボディを作る。
- ③ 作成したボディに透水係数、飽和体積含水量、比貯留係数、最小容水量などの材料値を入力する。
- ④ 作成したボディに任意の分割数を指定しメッシュを生成する。このメッシュの大きさが解析計算に用いられる要素になる。
- ⑤ 定常時の境界条件を指定した節点かサーフェスに設定し、定常解析を行う。
- ⑥ 結果を流速ベクトル表示、色分けコンター表示する。また任意の節点、サーフェスの流速、流量、水頭の値を表示することも可能である。

#### (3) 解析モデル

解析の対象としたケースは、動水勾配の上昇に伴う流量データを採取したケース 8 とし、大きな噴砂が発生する直前の経過時間 81 分、 $i=1.6$  を再現した。この理由は、大きな噴砂が発生していると明らかに浸透流が乱流であり、仮定している線形の Darcy 則が成立しないからである。解析モデルを図 4.1、図 4.2 に示す。メッシュは可能な限り立方体とし、特に基礎周りは細かく分割するように配慮した。節点数約 6,200 個、要素数約 5,300 個で作成し、地盤材料である豊浦砂の各パラメータ（透水係数  $1.81 \times 10^{-4} \text{m/s}$ 、飽和体積含水率 0.453 は室内試験結果から入手、比貯留係数は 0.005 と仮定）を入力した。実験ケース 8 で円筒が 37 mm 沈下したときの状況を、解析においても再現している。また、土槽上辺と土槽底面において連続式が成り立つと仮定して、実験から得られた経過時間 81 分、 $i=1.6$  における平均流出流量  $12,000 \text{ mm}^3/\text{s}$  を土槽底面に均一に設定した。

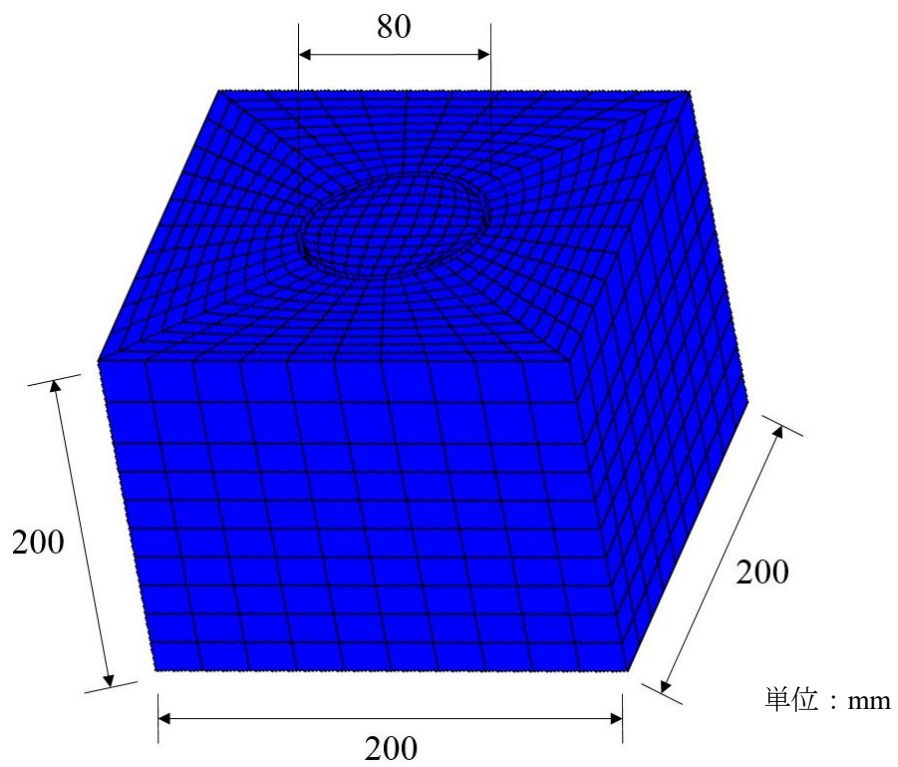


図 4.1 地盤モデル (FEM メッシュ)

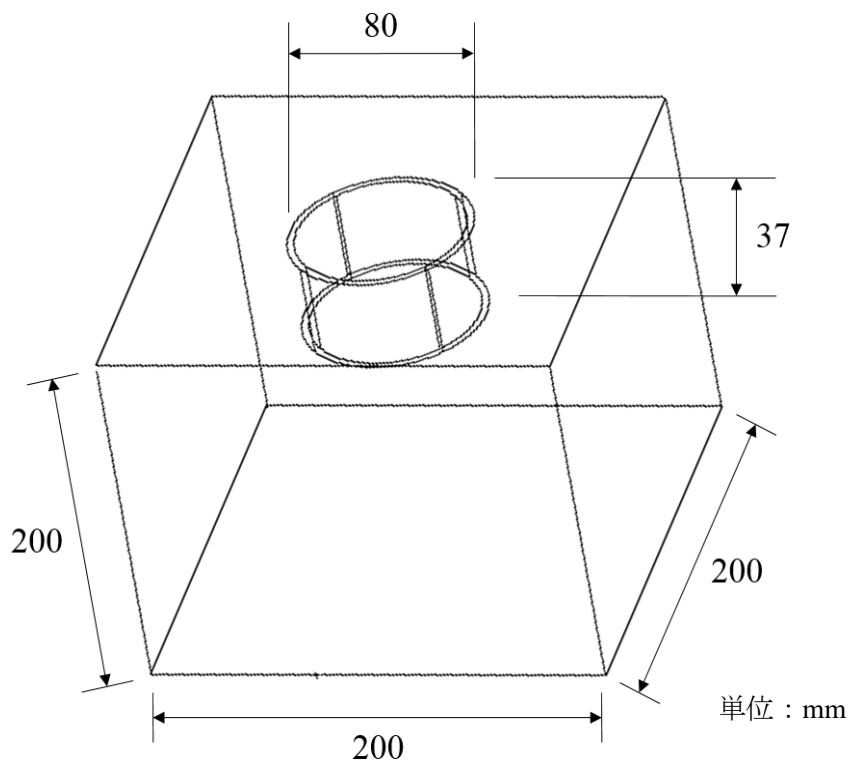


図 4.2 地盤モデル (立体図)

#### 4.2.2. 解析結果および考察

モデル中央断面における定常解析の結果を図 4.3 に示す。図 4.3 より、根入れした円筒基礎に隣接している地盤は、基礎から離れた位置の地盤に比べて浸透流の流速が変化していることが明確である。実験では円筒基礎が不透明であることから、基礎外側で発生した噴砂しか観察できなかったが、解析結果より基礎内側でも噴砂が発生している可能性があることが推測される。さらに、内側の浸透流の流速は最大で  $0.28 \text{ mm/s}$  であり局所動水勾配は  $i=1.3$  であるが、これに対して外側の浸透流の流速は最大で  $0.26 \text{ m/s}$  であり局所動水勾配は  $i=1.2$  である。このことから、外側よりも内側の方が低い平均動水勾配でも噴砂が始まる可能性が高いと言える。この要因として、スカート下端におけるスカート内部と外部の流入面積を比較した時、前者の方が断面積は小さいため、流入した浸透流が相互に押し合う影響が考えられる。また、スカート端部では浸透流の流速は  $0.24 \text{ mm/s}$ 、局所動水勾配は  $i=1.1$  であり周囲の動水勾配よりも小さい結果となっている。この要因として、基礎底面の形状が平らなため浸透流が一様に流れることの障害になっていると考えられる。このことから、スカート底端部の形状をくさび型にし、浸透流の円滑な流れを阻害する障害を低減することができれば、より効率良く沈下させられる可能性がある。

今回実施した上向き浸透流を作用させた実験と、基礎内部が上向き、外部が下向き浸透流であるスカートサクシヨン基礎では浸透流の流線が異なるため、スカートサクシヨン基礎での現象に直接応用できる結果ではないが、本浸透流解析により局所的な流速の違いから噴砂の発生可能性および基礎底端部形状の工夫による効率的な沈下の可能性を示した。



図中の上向き矢印は浸透流のベクトルを表す

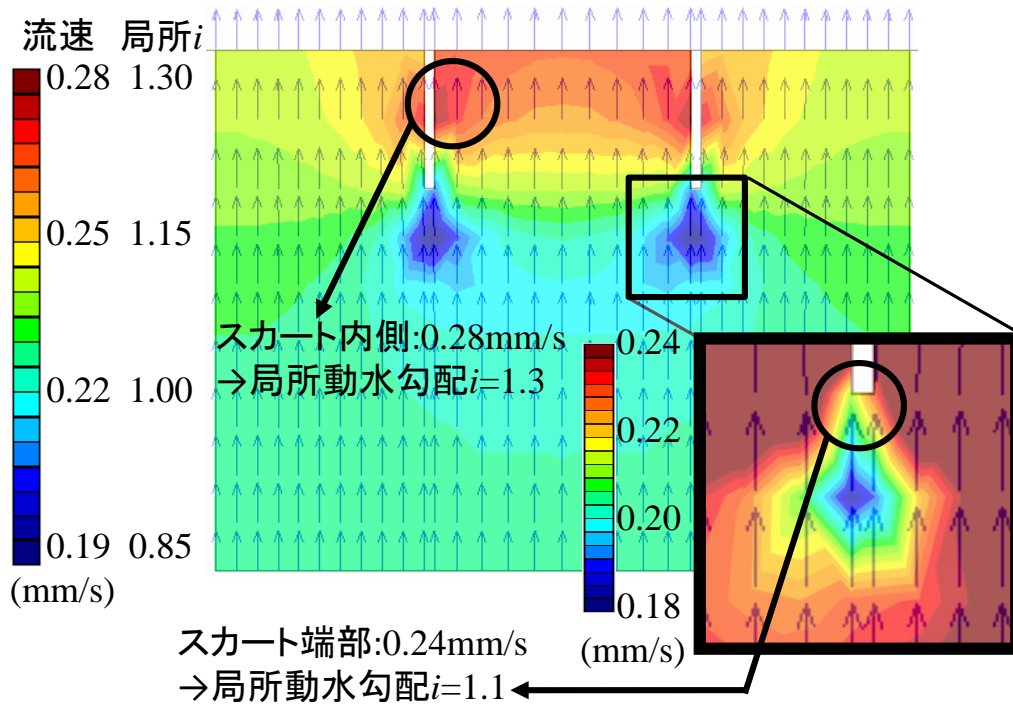


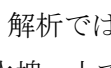
図 4.3  $i=1.6$ における浸透流速コンター（中央断面）

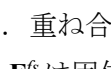
### 4.3. 上向き浸透模型実験を対象とした SPH 法による数値解析

#### 4.3.1. 解析手法概要

前章で示した局所的な不安定現象を解析で可能にするには、以下のことが要求される。

- ① 土と水と空気の三相連成であり他相の中を別の相が移動できること
- ② 変形の局所化，大変形，破壊後の変形，流動を追跡できること
- ③ 亀裂，接触などの問題が解けること
- ④ 内部浸食の影響を取り込めること

本章では，粒子レベルのミクロスケールからの内部浸食と土要素のゆるみなどによる劣化・透水係数の変化，境界値問題としての破壊の連鎖が，パイピングなどの進展的な破壊をもたらすというプロセスを，数値計算で表現する試みを示す．そこで，粒子法の一つでよく用いられている，SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics : 以下 SPH) 法を用いた．粒子法は，FEM のような連続体としての計算要素を持ち，材料の構成則を用いることで幅広い材料に適用可能であるとともに，要素の運動を Lagrange 的に扱う破壊解析に適したメッシュフリー法である．解析では， 4.4 に示すような，運動する計算粒子素片 (半径  $h$ ) が用いられ，水であれば水塊，土であれば DEM のように土粒子ではなく土塊を意味する．素片の重なり合いで場を記述し，物理量は計算点である素片中心と共に移動する．ここで，素片の中心における物理量は，周辺の素片の物理量と平滑化関数 **smoothing function** (または重み関数) の重ね合わせのみで表現できる．この関数は粒子素片の外側にも分布させることで，解析領域内の滑らかな物理量の分布が表現可能である．また，計算粒子素片には状態方程式や構成則が必要となるが，言い換えれば，従来，蓄積してきた連続体力学と地盤との関係も利用可能である．さらに，非圧縮である水も擬似非圧縮流体として取り扱う方法や粘性項および固体の人工粘性も従来の方法に従って導入している．要素の挙動に関する時間積分については **leap-frog** 法を用い，時間ステップ  $\Delta t$  は Courant-Friedrichs-Levy (CFL) 条件を満たすように決定している．これらの詳細については成書など<sup>5),6),7)</sup>に詳しい．

本論文では，これらをさらに拡張し，土-水-空気連成に応用した方法<sup>5),6),7)</sup>を用いた．詳細は参考文献<sup>5),6),7)</sup>に示すが，土からなる固体相と水および空気の流体からなる流体相を個々のレイヤ上で計算し，それらを重ね合わせることで土-流体連成解析を可能としている ( 4.5)．重ね合わせをする際，両者間に間隙率と透水 (透気) 係数を考慮した体積力 (図中の  $\mathbf{F}^s$ ,  $\mathbf{F}^f$  は固体相および流体相の粒子素片に相互に作用する体積力) を作用させる．これは，両相の速度差により生じる摩擦力に起因する力と考え，**Biot** の方法にならって定義した (局所浸透流による局所的な破壊を伴う場合などは **Darcy** 則が成立しないと考えられるが，本論文では便宜上，**Darcy** 則が成り立つとした)．本論文では，土と流体の二相であるので，飽和透水係数  $k$  と土の間隙率  $n$  もしくは間隙比  $e$  となる．

解析上のパラメータなどについては，地盤工学に関わる知見を十分に考慮し以下のように設定している<sup>5),6),7)</sup>．

土は弾完全塑性の構成則で表現し、土と構造物を構成する要素間は摩擦境界とした。境界の粘着力はなく、壁面摩擦角は設計でもよく用いられるように内部摩擦角の  $2/3$  とした。

また、地盤のゆるみに応じて間隙比の変化から透水係数を変化させている。本章では、Taylor 式による  $k \propto e^3 / (1+e)$  の関係<sup>8)</sup>を用いて間隙比  $e$  に応じて透水係数  $k$  を更新している。解析の初期条件では実験の条件に合わせて、相対密度  $D_r=40, 65\%$  のケースを実施した。間隙比、透水係数などは実験時と同じ値を用いている。

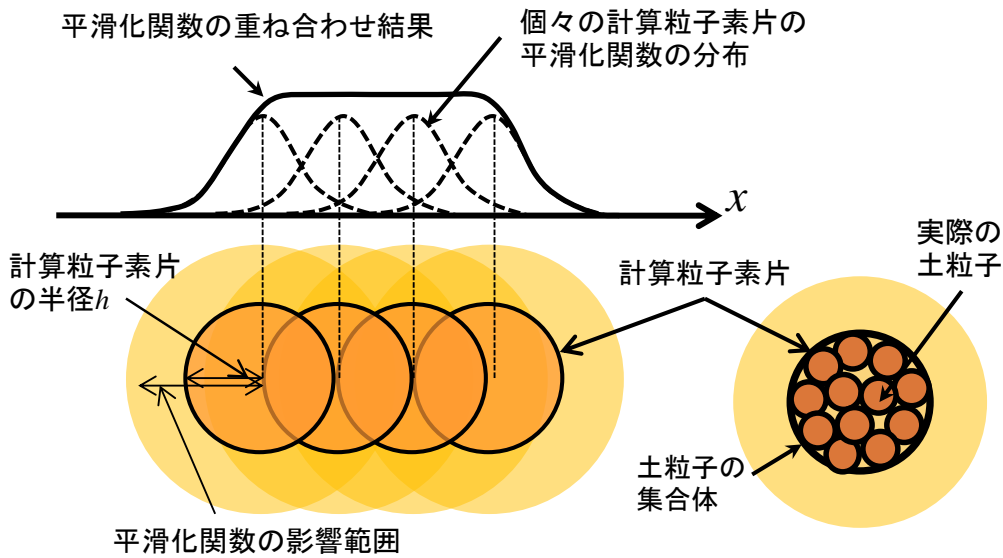


図 4.4 SPH 法における計算粒子素片と物理量の表現方法

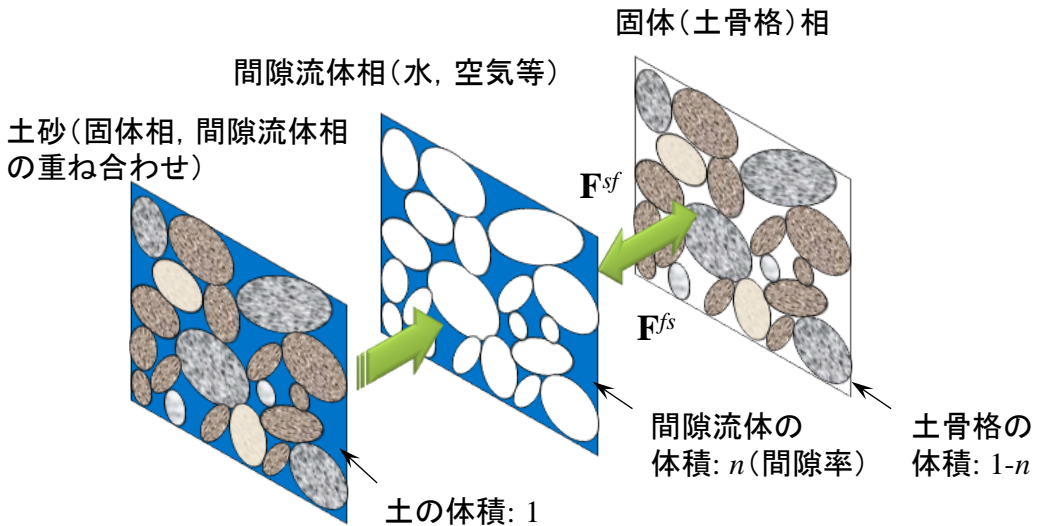


図 4.5 連成解析のための固体相と流体相の重ね合わせ

さらに、本解析手法においては、土粒子骨格としての構成モデルを特定する必要はなく、問題に応じて適切な構成モデルを取り込めばよい。ここでは単純化のために以下のような極簡単なモデルを選択した。本章の解析ではすべてダイレイタンシー角をゼロとし、ポアソン比 $\nu^e$ は0.3の一定値とした。また、土の破壊時の最大せん断応力はモールクーロンの破壊基準に従うとし、粘着成分はゼロ、破壊時の内部摩擦角は設計式の検討時と同様に緩い地盤と若干密な地盤でそれぞれ32度、37度とした<sup>5)</sup>。せん断弾性剛性とヤング係数は平均有効主応力のべき関数とした(式(4.1))。

$$E^e = 2(1 + \nu^e)G^e = E_0^e \left(\frac{p}{p_0}\right)^m \quad \text{式(4.1)}$$

ここで、 $G^e$ はせん断弾性剛性、 $E^e$ はヤング係数、 $p$ は平均有効主応力とし、 $p_0$ と $E_0^e$ はそれぞれ基準となる応力とその応力に相当する剛性の値である。本章では、要素半径 $h=1\text{ mm}$ とし、人工粘性や粒子密度など、その他のパラメータは前田ら<sup>5)</sup>が実施した解析手法に準じて設定している。

本論文では、基礎の応答の特徴や沈下傾向の特徴を比較検討することで、現象を特徴づけるメカニズムを考察することに主眼をおいている。

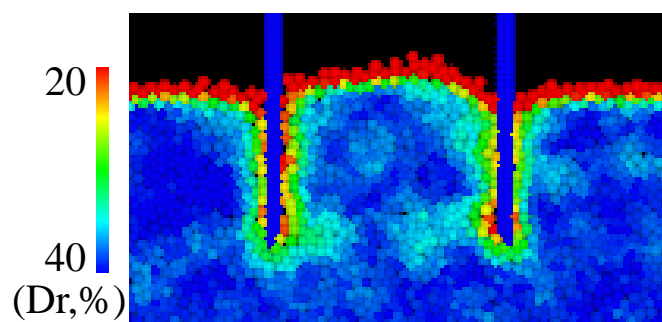
#### 4.3.2. 解析結果および考察

図4.6に、円筒基礎の沈下計算を行った計算例(基礎幅の1/2沈下した時)を示す。上段から、沈下時の(a)土の密度(相対密度)、(b)平均有効垂直応力(平均有効主応力)の増加分/初期平均有効垂直応力、(c)最大せん断ひずみ、(d)過剰間隙水圧比の分布図を示している。沈下過程においてスカート部分周辺や先端部分には、せん断ひずみが集中し変形の局所化が生じている。また、それに伴う過剰間隙水圧の変化や密度のが見られる。スカート先端部分では圧縮応力の集中が見られこの部分に沈下抵抗が発現しているものと考えられる。

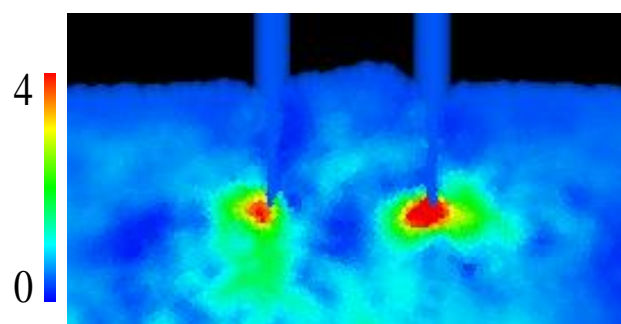
載荷する平均動水勾配に伴う沈下量について、簡易浸透模型実験の再現解析結果を以下に述べる。ここで、模型実験結果は多少ばらつきがあるものの、掲載していないケースも含め複数回実施し再現性が高いことを確認している。

まず、円柱基礎に関するSPH法による再現解析は、動水勾配上昇速度を2分おきに $\Delta i=0.1$ ずつ上昇させるケース2と、5分おきに $\Delta i=0.1$ ずつ上昇させるケース3について、実験結果と解析結果を図4.7に示す。平均動水勾配 $i$ の載荷が遅いケース(ケース3)より、速いケース(ケース2)の方が沈下が顕著となる $i$ は低いことが解析でおおよそ再現されている。しかし、動水勾配が大きな範囲では、計算結果の方が大きくなるとともに、沈下量が収束していないことが分かる。

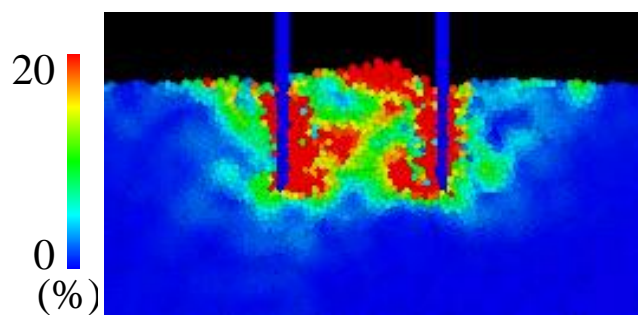
円筒基礎に関する SPH 法による再現解析は、地盤の相対密度が  $D_r=40\%$  の緩いケース 4 と  $D_r=65\%$  の若干密なケース 5 について、実験結果と解析結果を図 4.8 に示す。地盤の密度が低いケース（ケース 4）の方が沈下しやすく急激な増加を示すことが解析でも再現された。一方、この場合においても、動水勾配が大きな範囲では、計算結果の方が大きくなる傾向にある。



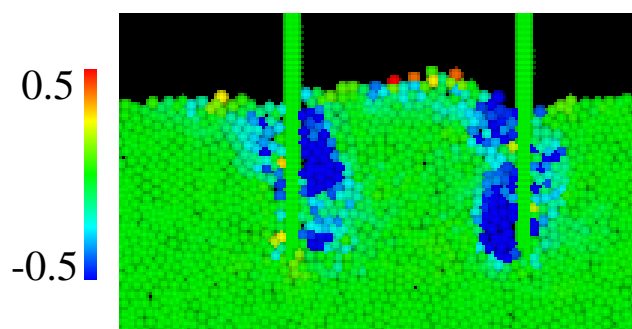
(a)土の密度（相対密度）分布



(b)平均有効垂直応力増加分/初期平均有効垂直応力分布



(c)最大せん断ひずみ分布



(d)過剰間隙水圧比分布

図 4.6 円筒基礎の沈下過程の計算例（基礎幅の 1/2 沈下した時）

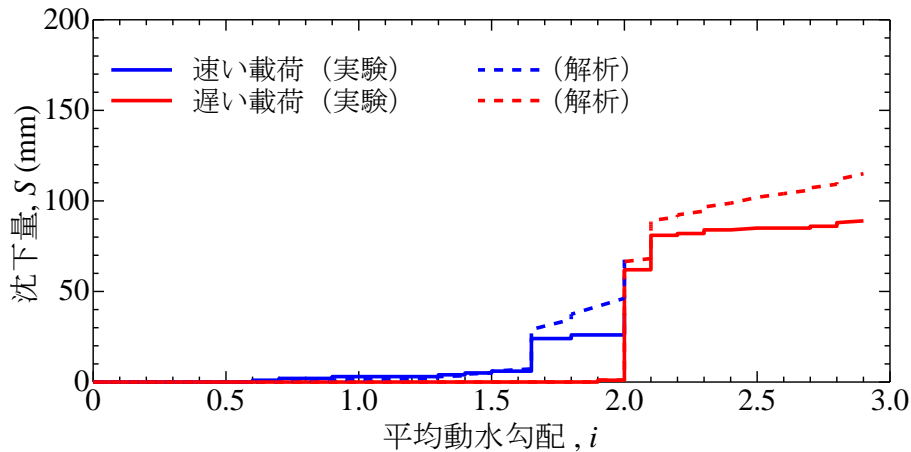


図 4.7 円柱基礎の沈下挙動に及ぼす载荷速度の影響：実験と SPH 解析の比較：平均動水勾配  $i$  の载荷速度が速いケース(ケース 2) と遅いケース(ケース 3)

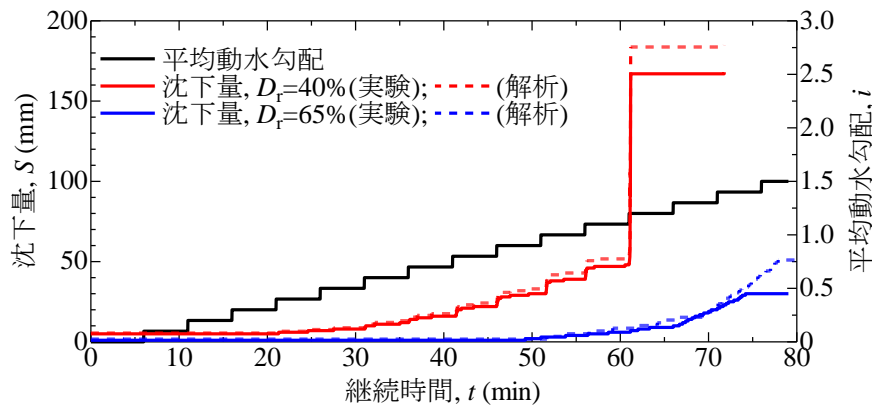


図 4.8 円筒基礎の沈下挙動に及ぼす地盤の相対密度の影響：実験と SPH 解析の比較：地盤の相対密度  $D_r=40\%$  のケース(ケース 4) と  $D_r=65\%$  のケース(ケース 5)

また、密な地盤の実験（ケース 5）において見られたような水平クラックの発生については、SPH 解析の結果に明瞭に示すことはできなかった。不安定化の詳細を把握するため可視化方法も含めて今後の検討とする。第 3 章で述べた Terzaghi 型の不安定化が発生しており、極端な土の密度変化と不連続性が見かけ上の透水係数の変化となることから、間隙水の流れや水圧分布に影響するものと考えられる。

図 4.7、図 4.8 の通り、いずれのケースについても実験での沈下開始のタイミングは解析によりほぼ再現できているが、沈下量は実験に比べて解析結果の方が大きく、沈下を支配する浸透による静的液状化挙動やその抑制挙動の表現の高度化が必要と考えられる。解析の方が大きな沈下を示す要因の一つとして、実験においては図 4.9 に示すような、局所的な漏水や噴砂など基礎まわりの流れの局所化によって地盤の透水係数からなる排水量の数

十倍相当の排水量で間隙水圧が消散され、浸透による支持力低下を抑制し、沈下し難くなったと考えられる。この流れの集中は、前述の三次元浸透流解析においても見られ、噴砂などを考えない場合でも基礎に面した箇所では流れが集中し、透水性が見かけ上大きくなっていると考えられる。しかし、今回の SPH 法による解析では、流れの集中による噴砂などが発生するほど、粒子状の要素が小さくないことに加えて、解析の安定性のために導入している人工粘性が地表面に仮想の粘着力をもたらし、これによって地表面から過剰間隙水圧が消散しにくく、間隙水圧が蓄積されることで有効応力が低下し沈下が生じやすくなると考えられる。今後は小さな水みち形成などによる透水係数の増大や間隙水圧の消散などを表現できるように、地表面の透水係数の更新モデルおよび排水モデルの改良を行い反映させる必要がある。

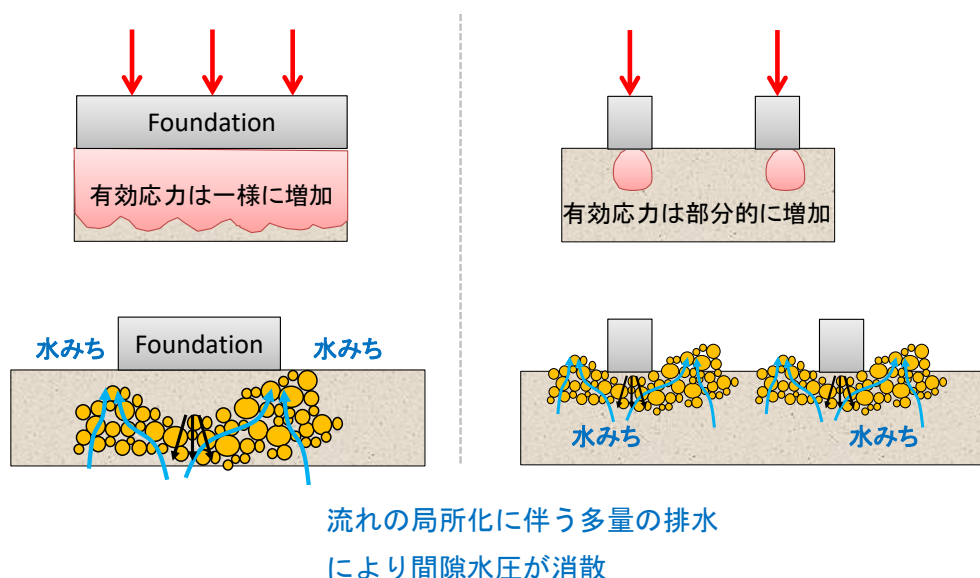


図 4.9 基礎周辺の間隙水圧消散の概念図

#### 4.3.3. SPH 法による数値解析の改良の試み

前節までの検討で、沈下量は解析の方が大きくなる傾向にある。数値解法としての改善点もあるが、サクシオン作用による支持力の低減の時系列的な解釈を行い、物理的に妥当かどうかを考察した結果としては、以下の点が重要であると考えられる。

- ① サクシオン载荷の初期段階、沈下の初期段階では、基礎の先端付近の浸透流に伴う静的液状化などによる地盤の支持力低下による沈下が主要因と考えられるため、この再現の高度化が重要である。



- ② サクシオン载荷の中盤・後半段階，基礎円筒部内部の全体の静的液状化による支持力低下が沈下の主要因と考えられるため，この再現性が重要である。
- ③ 地表面からの過剰間隙水圧の消散（透水性の見直し）による沈下の抑制の効果の導入が重要である。

そこで，これらを踏まえた改良の案としては以下の2項目が挙げられる。

- A) 非線形 Darcy 則（二次式近似  $i=av+bv^2$ ）の適用
- B) ゆるみ（間隙比の増加）による，透水係数の変化の考慮（式(4.2)）：

$$k = D_s^2 \frac{\gamma_w}{\mu} C \frac{e^3}{1+e} = k_{ref} \frac{e^3}{1+e} \quad \text{式(4.2)}$$

これらを試験的に導入し得てみた結果を図 4.10 に示す。改良前の左図に比べて，改良後の右図の方が解析結果は実験結果に近づいていることがわかる。今後，パラメータの適切な決定なども含めて詳細に検討を進める。前章の浸透流解析の結果を考えると，液状化や水みち形成などの影響についても今後検討が必要である。そのためには，基礎内部の水の流れと局所変形の可視化が必要である。

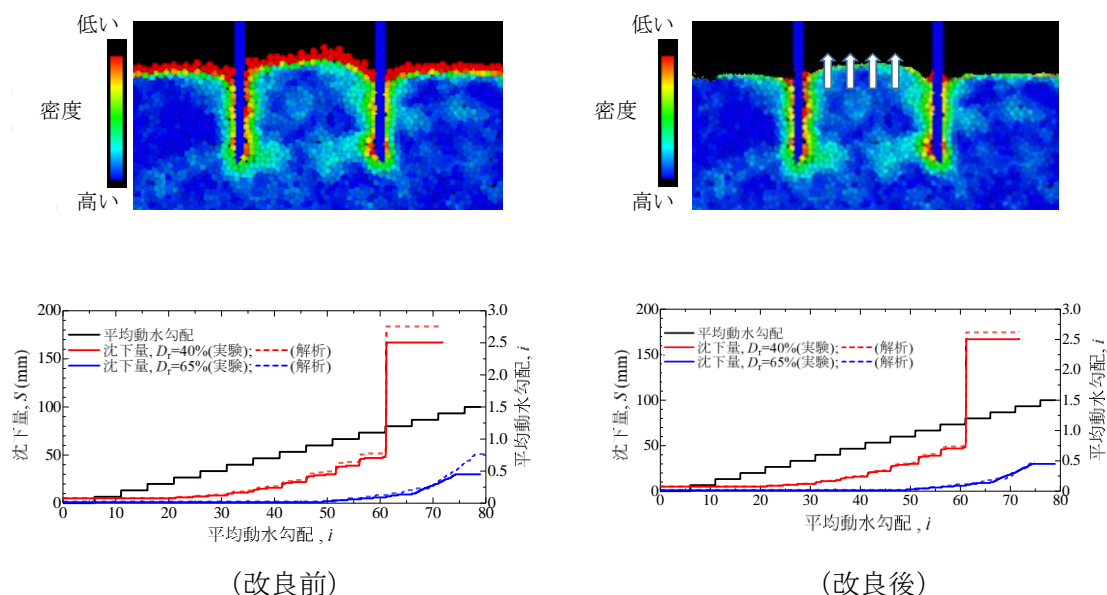


図 4.10 円筒基礎の沈下挙動に及ぼす地盤の相対密度の影響に関する解析方法の改良例  
 （実験と SPH 解析の比較：地盤の相対密度  $D_r=40\%$  のケース（ケース 4）と  $D_r=65\%$  の  
 ケース（ケース 5）  
 （左）改良前，（右）改良後

## 4.4. 周り込み浸透模型実験を対象とした三次元浸透流解析

### 4.4.1. 解析手法概要

#### (1) 解析ソフト概要および操作手順

4.2.1 と同様であるため割愛する。

#### (2) 解析モデル

解析モデルを図 4.11 に示す。メッシュは節点数約 6,200 個，要素数約 5,300 個で作成し，地盤材料である豊浦砂のパラメータは，実験条件と同様の透水係数  $k=2.21 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ，飽和体積含水率 0.453 は室内試験結果より設定し，比貯留係数 0.005 は仮定した。解析は小型模型実験の CaseE を対象とし，実験開始 10 分後の貫入初期段階（以下，貫入初期）と 20 分後の貫入中期段階（以下，貫入中期）における水位差と貫入量を浸透流解析の条件とした。前者は水位差  $\Delta h=45 \text{ mm}$ ，貫入量  $S=17 \text{ mm}$ ，後者は  $\Delta h=75 \text{ mm}$ ， $S=40 \text{ mm}$  である。境界条件としては，基礎根入れ部分を非排水壁とし，基礎内外の水位差を表現するために基礎内外に異なる静水圧を入力した。

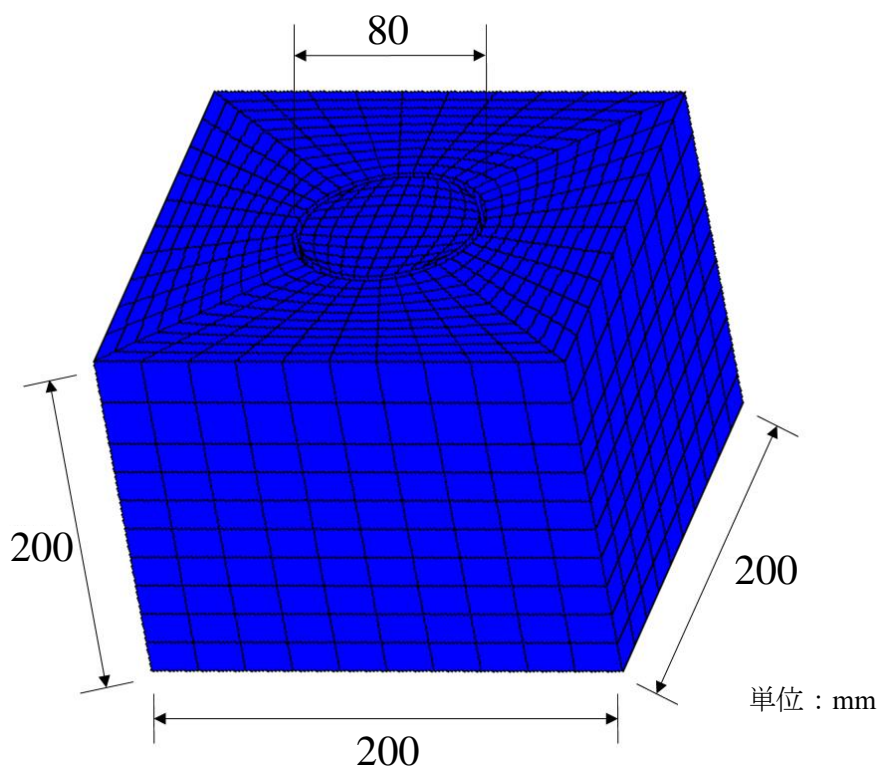


図 4.11 地盤の構築モデル（メッシュ）

#### 4.4.2. 解析結果および考察

解析結果から、浸透流速、過剰間隙水圧比および限界流速に着目して基礎貫入時挙動について考察する。

まず、浸透流速分布を図 4.12に示す。貫入初期では基礎先端と内壁面付近のみ流速が大きいですが、貫入中期では内側地盤全体の流速が均一に近づくことが確認された。これは、貫入初期では最も浸透経路長の短い壁面付近のみに流入が集中するが、貫入中期にはより広範囲から内側地盤に流入する浸透水同士が相互に押合う効果で均一に近い流速になったと考える。また、貫入しなかったケースで見られた噴砂が基礎壁際から発生していたのは浸透流速が大きいと推察される。

次に、過剰間隙水圧 $u_e$ （みかけ水位から換算した静水圧と計測間隙水圧の差）と鉛直方向の有効土被り圧 $\sigma'_z$ （土粒子の重さ）の比である過剰間隙水圧比 $u_e/\sigma'_z$ により考察する。過剰間隙水圧比は $u_e/\sigma'_z=1$ で液状化を示す。図 4.13より、液状化していると判断される範囲は、貫入初期では基礎先端付近のみだが、貫入中期には内側地盤全体となり、前述した浸透流速に起因すると考えられる。

続いて、浸透流を受ける土粒子の移動開始の指標となる限界流速を基準に二値化した分布を図 4.14 に示す。なお、限界流速については、杉井らにより提案された多粒子限界流速の式<sup>9)</sup>を用いて算出した。貫入初期から基礎先端付近では限界流速が発生し、その範囲は貫入中期以降も貫入の経過に伴い変化はなかった。このことから基礎貫入は基礎先端付近の土粒子が流動化することに伴う貫入抵抗の減少に関係している可能性が示唆された。

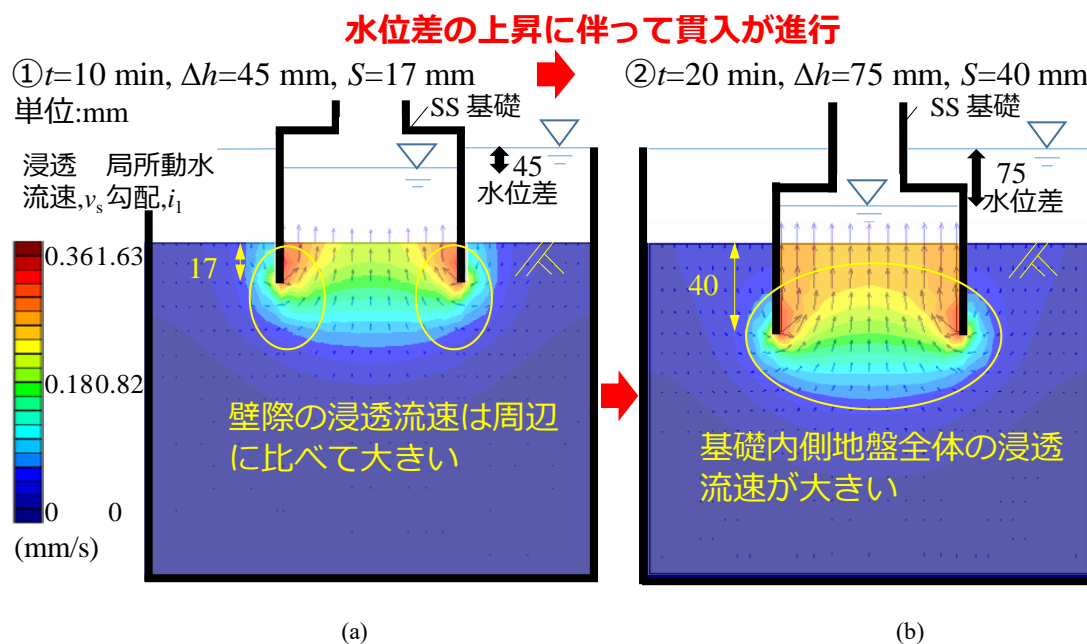


図 4.12 浸透流速：(a)，貫入初期；(b)，貫入中期



## 4.5. まとめ

本章では、浸透流による支持力低減メカニズムを理解するため、三次元浸透流解析および大変形問題に優れた SPH 法による数値解析を実施した。第 3 章の簡易小型浸透模型実験の結果と相互に関連付けながら考察を行った。その結果を以下にまとめる。

4.2 および 4.3 の上向き浸透模型実験を対象とした三次元浸透流解析および SPH 法による数値解析に関する考察を以下に述べる。

- 1) 三次元浸透流解析と 3.2 の実験結果を合わせて考えると、基礎から離れたところに比べて基礎周面には流れが集中し浸透流速が速いことが分かった。水圧が上昇し土が液状化状態になるため支持力が低減するといえる。特に基礎内部の流速は基礎外部に比べて大きいため、噴砂しやすいと考えられる。また、基礎底端部が浸透の抵抗となっているため、抵抗が小さい形状にすることでより沈下しやすくなる可能性がある。
- 2) SPH 法による数値解析では沈下発生タイミングは実験を再現できることが分かった。沈下量は実験値よりも解析結果が大きくなった。解析精度向上のため、解析手法における人工粘性および地表面の透水性の評価および排水モデルの改良が必要である。
- 3) SPH 法による数値解析に非線形 Darcy 則およびゆるみによる透水係数の変化の影響を適用することで、より実験値の沈下量に近づく。

4.4 の周り込み浸透模型実験を対象とした三次元浸透流解析に関する考察を以下に述べる。

- 1) 貫入初期段階では、上向き浸透流が経路長の短い基礎壁面に集中する。貫入が進行すると、周辺地盤の広範囲から間隙水が集水されることで基礎内部の浸透流速が一様に上昇し、内部全体で液状化に近い挙動を示す。
- 2) 基礎先端では貫入段階に関わらず限界流速に達する浸透流速が生じる。したがって、貫入時に時空間的に変動する地盤の流動化特性を詳細に把握することで、浸透に伴う支持力低減を定量評価できることが示唆された。

## 参考文献

- 1) van Genuchten, M.T. : A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal, Vol.44, pp.892-898, 1980.
- 2) 3D-Flow (三次元飽和－不飽和浸透流解析ソフトウェア), 地層化学研究所, [https://www.geolab.jp/software/element\\_soft04.php](https://www.geolab.jp/software/element_soft04.php)
- 3) Liu, G. R. & Liu, M. B.: Smoothed Particle hydrodynamics, a meshfree particle method, 2003.
- 4) 越塚誠一: 計算力学レクチャーシリーズ⑤ 粒子法, 丸善, 2005.
- 5) Matsuda. T, Maeda. K, Miyake. M, Miyamoto. J, Sumida. H and Tsurugasaki. K: Instability of a caisson-type breakwater induced by an earthquake-tsunami, International Journal of Geomechanics, ASCE, 16(5), 2016.
- 6) 前田健一, 坂井守: Smoothed Particle Hydrodynamics 法による粒状地盤の浸透破壊解析手法の開発, 土木学会応用力学論文集, Vol.7, pp.775-786, 2004.
- 7) Maeda. K, Sakai. H, Sakai. M: Development of seepage failure analysis method of ground with Smoothed Particle Hydrodynamics, Journal of Structural and Earthquake Engineering, JSCE, Div. A, 23 (2), pp.307 – 319, 2006.
- 8) Taylor, D.W.: Fundamentals of soil mechanics, pp.97~123,1948.
- 9) 杉井俊夫, 山田公夫, 中島賢: 多粒子限界流速を用いた地盤の浸透破壊メカニズムに関する研究, 地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム論文集, pp.123-128, 2002.

## 5. スカートサクシヨン基礎の試設計

### 5.1. まえがき

本章では、実海域規模でのスカートサクシヨン基礎の成立性を確認するため、4 MW 風車を対象としたスカートサクシヨン基礎の試設計結果について述べる。

5.2 では、スカートサクシヨン基礎試設計の概要および設計フローを示す。本研究では波浪荷重による安定性を確認することとし、耐震設計は対象外とする。

5.3 では、スカートサクシヨン基礎試設計に使用する解析モデルの妥当性を確認するため、遠心模型実験での水平載荷した際の結果と同モデルを使用した三次元 FEM 変形解析結果を比較し、解析の妥当性を示す。

5.4 では、スカートサクシヨン基礎の試設計について示す。5.4.1 で設計条件を整理し、5.4.2 では三次元 FEM 変形解析により水平載荷時の安定性照査結果を示す。続いて、5.4.3 では貫入抵抗と貫入力を算定して貫入実現性について検討した結果を示す。また、5.4.4 では砂地盤および粘土地盤で、水深を変えたときの貫入可能性を整理した結果を示す。最後に、5.4.5 では撤去抵抗を算定して撤去実現性について検討した結果を示す。

5.5 では、スカートサクシヨン基礎と従来形式であるモノパイル基礎とのコスト比較結果を示し考察する。

## 5.2. 試設計の概要

スカートサクシオンは、洋上風車基礎としての設計方法が確立されていないため、実海域大型模型実験（2.3）と遠心模型実験（5.3）の結果を再現できる解析モデルを設定し、その解析モデルを使用して構造設計を行う。

設計フローを図 5.1 に示す。本研究では耐震設計は対象外とする。

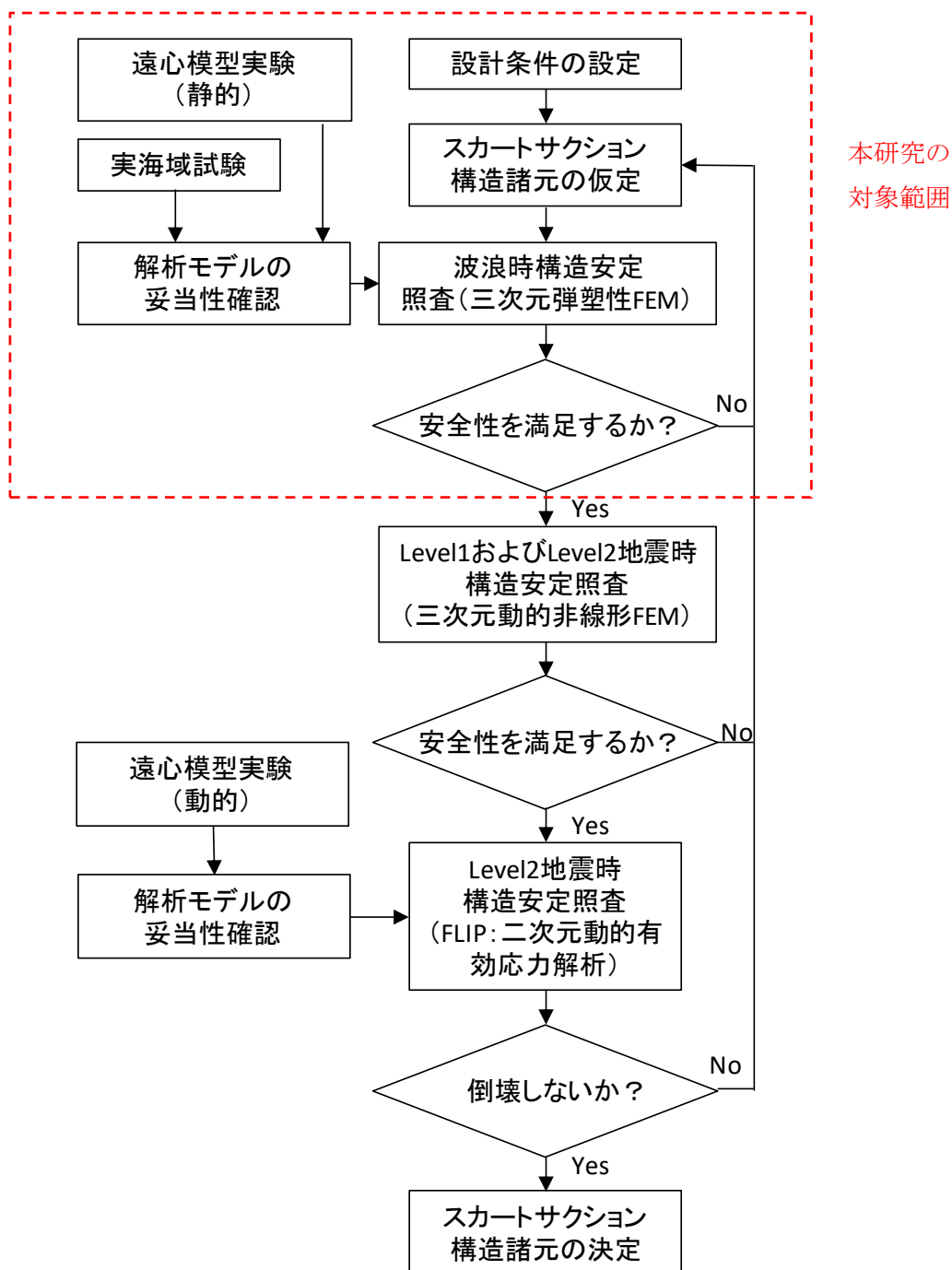


図 5.1 設計フロー



## 5.3. 解析モデルの検証

### 5.3.1. 遠心模型試験結果（静的水平載荷試験）

#### (1) 静的水平載荷試験の概要

##### 1) 目的

静的水平載荷試験では，供用時に考えられる環境条件のうち暴風時および波浪時等の作用力がスカートサクシヨン基礎に生じた場合の水平抵抗特性を実験的に把握することを目的とした。

##### 2) 試験概要

遠心重力 50 G 場において，水平載荷試験を実施した。図 5.2 に試験模型および計測機器配置図を示す。試験に用いた剛土槽の大きさは，L780 mm×W500 mm×H600 mm である。スカート模型は，直径：200 mm（10.0 m），根入れ長：100 mm（5 m），肉厚：6 mm（0.3 m）を用いた（写真 5.1）。スカート模型は相似則に従い，（）を用いて示す実物換算の基礎外径と曲げ剛性および重量が合致するような仕様とした。計測項目は，載荷高さにおける荷重および水平変位，頂版直上および地盤内の間隙水圧である。

地盤は豊浦砂を用い（表 5.1），空中落下法で計器を設置しながら目標相対密度（ $D_r=70\%$ ）を作製したのち，土槽下部から粘性流体を注水し飽和させた。スカート模型は円筒部を吊るした状態で土層作成しており，粘性流体飽和後に頂版を取り付けているため，サクシヨン貫入はしていない（写真 5.2，写真 5.3）。

遠心重力 50 g 場における水平載荷試験は，変位制御による単調載荷方式で行い，載荷速度は 0.1 mm/sec，1.0 mm/sec，10 mm/sec の 3 通りとした。写真 5.4 にバケット搭載時の土槽と油圧ジャッキの全景を示す。

なお，本試験は，NEDO 国立研究開発法人新エネルギー・産業技術総合開発機構委託事業の成果として得られたものである。

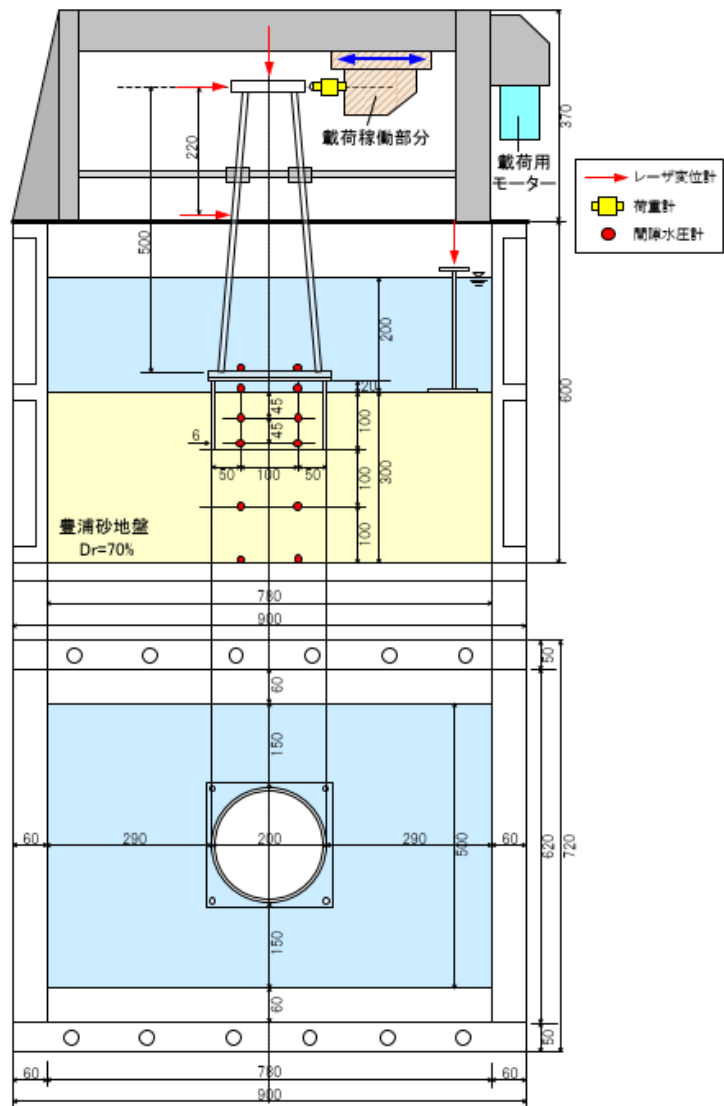


図 5.2 試験模型および計測機器配置図

表 5.1 模型地盤諸元

項目	記号	単位	数値
土粒子密度	$\rho_s$	g/cm <sup>3</sup>	2.649
最小密度	$\rho_{\min}$	g/cm <sup>3</sup>	1.368
最大密度	$\rho_{\max}$	g/cm <sup>3</sup>	1.663
乾燥密度	$\rho_d$	g/cm <sup>3</sup>	1.564
相対密度	$D_r$	%	70.5
平均粒径	D50	mm	0.169



写真 5.1 スカート模型

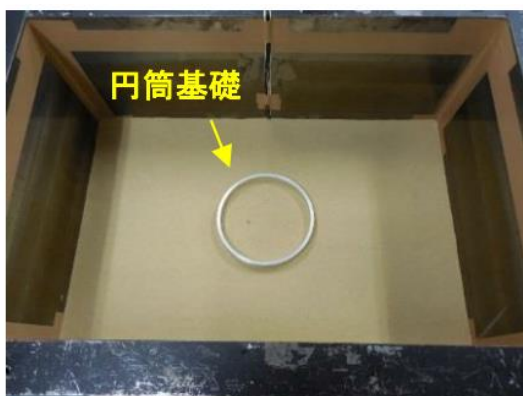


写真 5.2 模型地盤作成状況

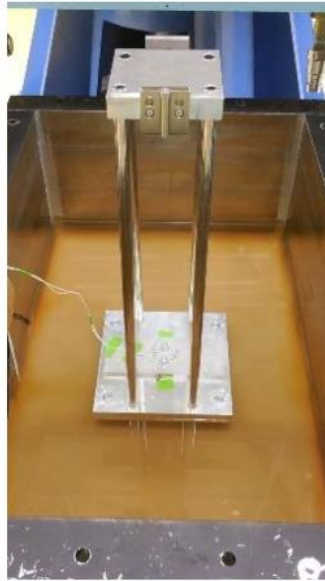


写真 5.3 試験体貫入完了状況

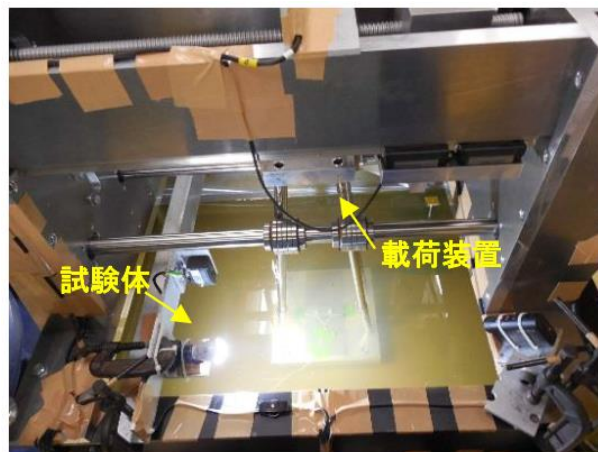


写真 5.4 遠心バケット上の土槽と載荷装置の全景

## (2) 遠心模型試験の結果

図 5.3 に実物換算における載荷点荷重と載荷点変位の関係を示す。試験結果より、載荷点変位で 0.6 m 程度、載荷点荷重で 1,400 kN 程度までは直線的な挙動を示す結果となった。1,400 kN 以降は載荷とともに曲線の勾配は緩やかになり、最大荷重 1,500~2,000 kN（載荷速度により異なる）に到達している。

図 5.4~図 5.6 に実物換算における  $\log P$ - $\log S$  法による降伏荷重の推定結果を示す。

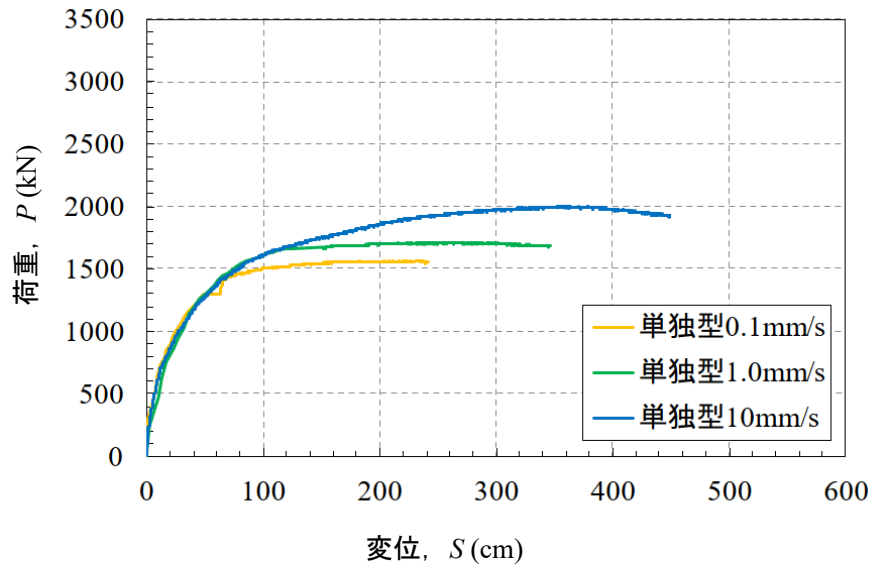


図 5.3 載荷点荷重—載荷点変位関係 (実物換算)

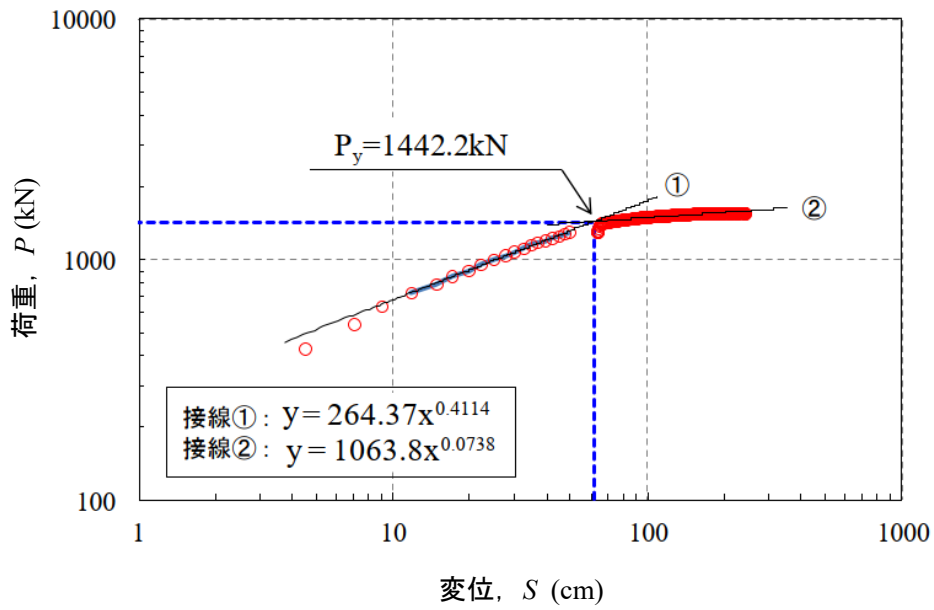


図 5.4 logP—logS 法による降伏荷重の推定 載荷速度 0.1 mm/sec

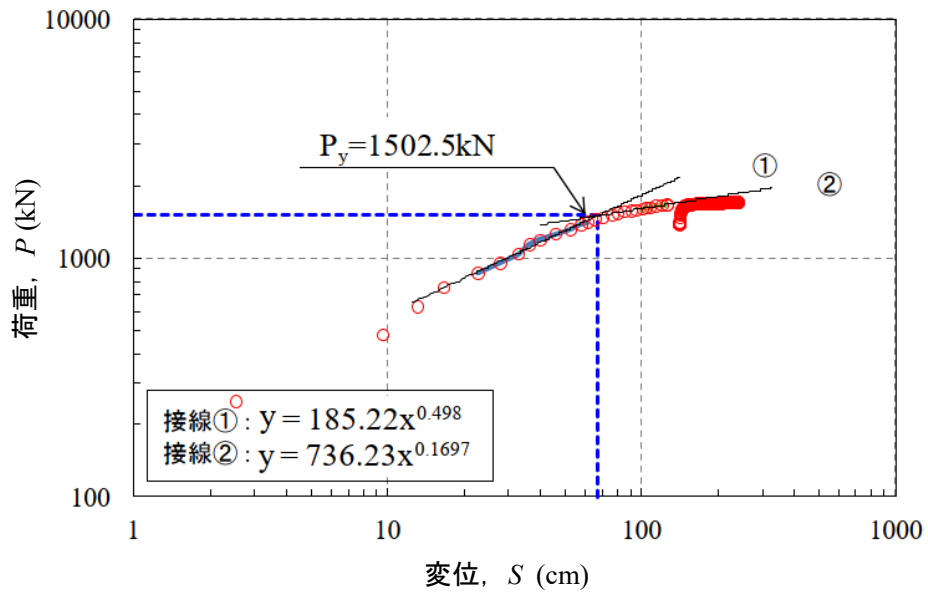


図 5.5 logP-logS 法による降伏荷重の推定 載荷速度 1.0 mm/sec

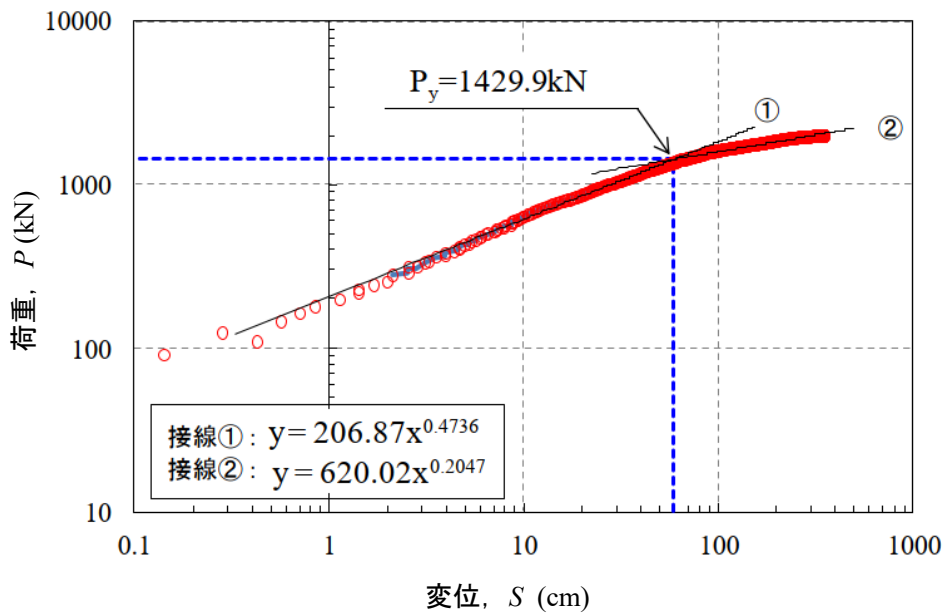


図 5.6 logP-logS 法による降伏荷重の推定 載荷速度 10 mm/sec

### 5.3.2. 解析モデルの妥当性確認

#### (1) 解析概要

遠心模型実験による水平載荷試験について、三次元 FEM 静的弾塑性解析で再現する。解析手法は実務的な全応力解析とした。載荷点における水平荷重  $P$  とスカートサクシオン載荷点水平変位  $S$  の関係性 ( $P$ - $S$  曲線) を比較し、スカートサクシオンの水平抵抗特性の再現性を確認する。

#### (2) 解析モデル

解析ソフトは汎用ソフトの SoilPlus Ver.2017<sup>1)</sup>とした。スカートサクシオン基礎構造物は弾性としてシェル要素とし、地盤は弾塑性モデルとし、モール・クーロン則を用いてソリッド要素でモデル化した。周囲地盤のモデル化は、遠心模型実験の剛土槽寸法から  $L39\text{ m} \times W25\text{ m}$  とし、解析負荷低減のため高さは  $1/2$  の  $H=15\text{ m}$  とした。メッシュは節点数約 25,000 個、要素数約 19,000 個で作成した。解析モデルのメッシュを図 5.7、図 5.8 に示す。

##### 1) メッシュ図

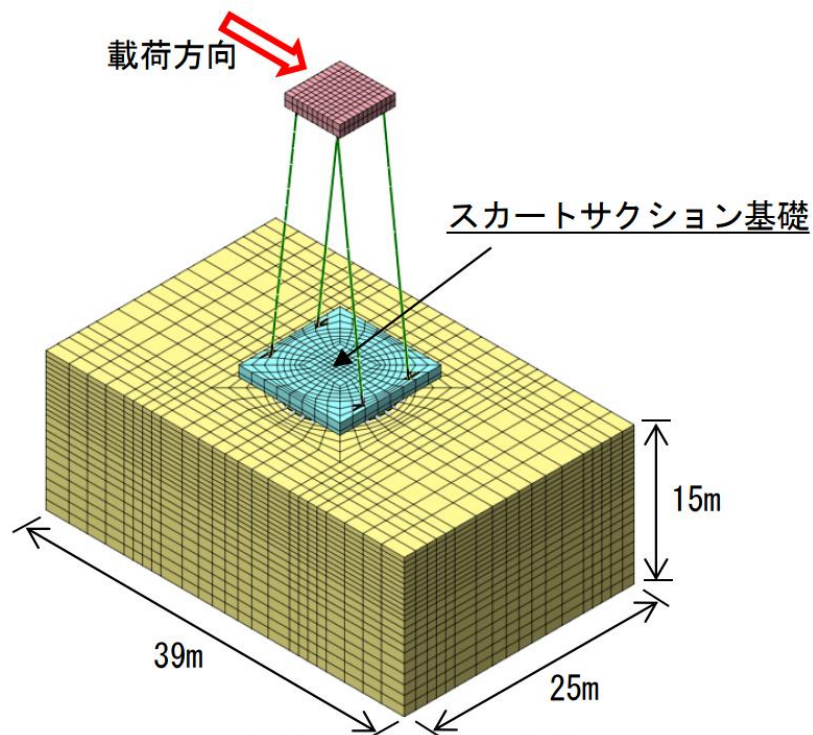


図 5.7 解析メッシュ図 (全体)

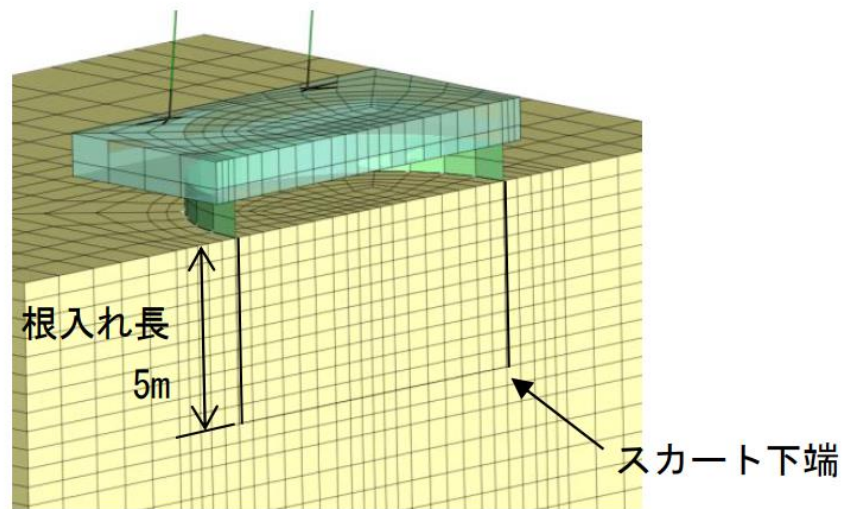
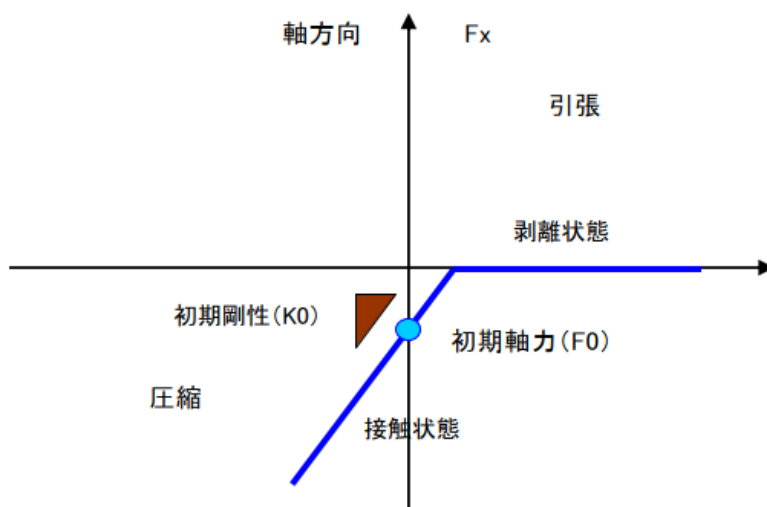


図 5.8 解析メッシュ図（詳細）

基礎根入れ部分の地盤要素と基礎要素は二重節点とし、地盤と基礎の間にジョイント要素を配置した。ジョイント要素は、軸方向は引張による剥離、せん断方向はせん断耐力を超えた場合に滑動するようにした（図 5.9）。なお、ジョイント要素のせん断耐力は周面摩擦力度を考慮し、道路橋示方書IV<sup>2)</sup>（以下、道路橋示方書IV）のケーソン基礎の設計を参考に  $c(\text{kN/m}^2)$  とした。



(1) 軸方向



(2) せん断方向

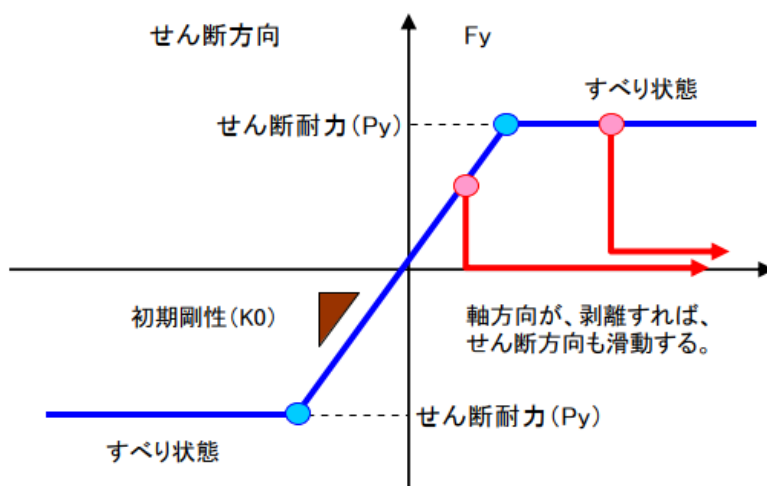


図 5.9 ジョイント要素概念図 (図 2.12 再掲)

2) 地盤条件

FEM 解析に用いる地盤定数は、室内土質試験結果から設定する。地盤の初期変形係数は拘束圧と  $E_{50}$  の関係に基づき、深度依存値とする。ヤング係数  $E$  は  $N$  値に応じて一般的に用いられる  $E=2800 \times N(\text{kN/m}^2)$  とし、 $E_{50}=700N$  の関係性から  $E_{50}$  を 4 倍して用いた (表 5.2, 図 5.10)。

表 5.2 地盤定数

項目	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (deg)	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )
豊浦砂 $D_r=70\%$	6.35	37.7	15.0

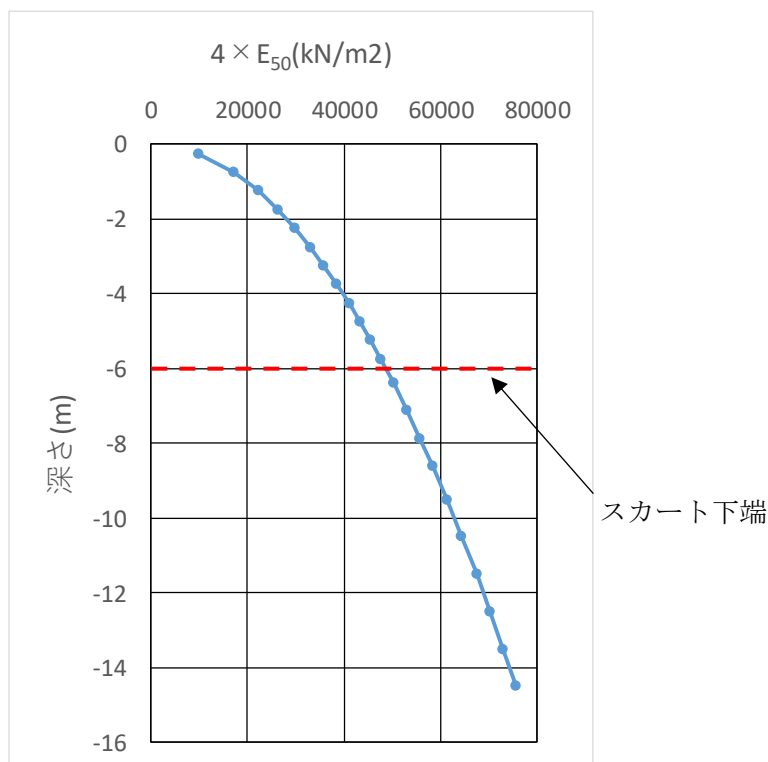


図 5.10 地盤初期変形係数

### 3) 荷重条件

載荷位置節点に水平方向強制変位 3.0 m を 100 step (30 mm/step) で載荷する.

#### (3) 解析結果

載荷点水平荷重と載荷点水平変位関係について、遠心模型試験と FEM 解析を比較した結果、荷重初期段階における勾配と水平耐力 (1 mm/sec, 約 1700 kN) が比較的良好に再現できることが確認された (図 5.11, 表 5.3). なお、全応力解析であるため、サクシヨン力による水平抵抗の増加は再現することができない.

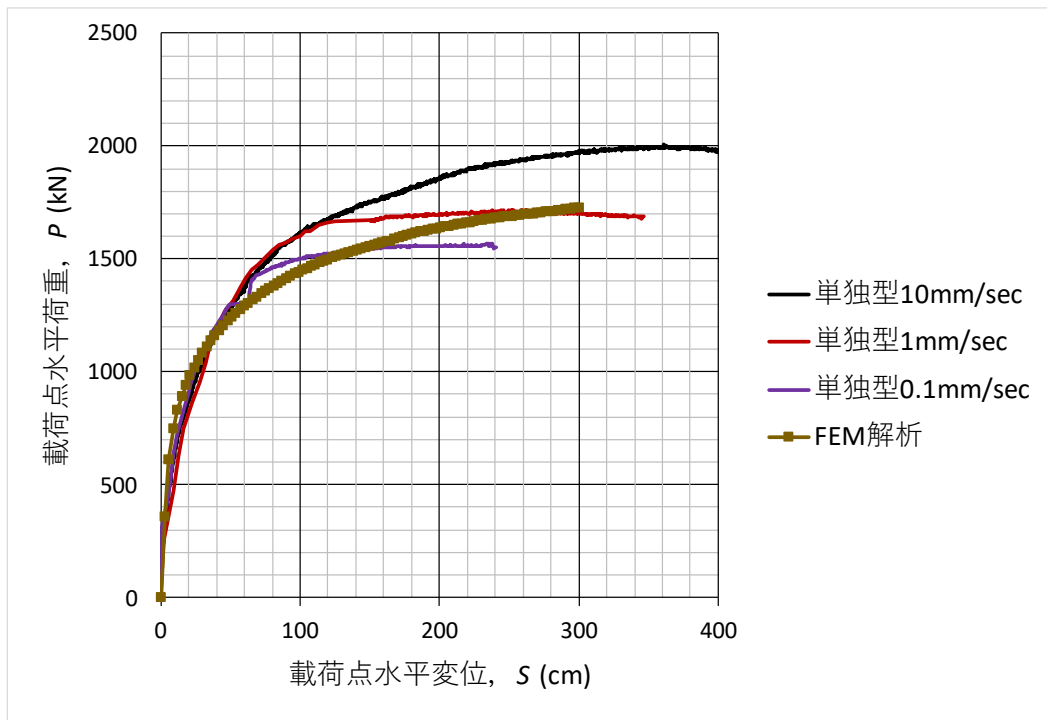


図 5.11 荷重－変位関係

表 5.3 降伏荷重の推定

CASE	载荷速度 (mm/sec)	ピーク荷重 $P$ (kN)	降伏荷重 $P_y$ (kN)	
			ワイブル分布曲線 からの推定	logP-logS 法からの 推定
遠心力模型実験	10	2004.5	1207.8	1429.9
	1.0	1713.4	1076.4	1502.5
	0.1	1564.8	978.4	1442.2
FEM 解析	—	1750	1048	1244

## 5.4. スカートサクシヨン基礎の試設計

### 5.4.1. 設計条件

本研究では、検討モデル地点 A（東北地方日本海側）を対象とし、スカートサクシヨン基礎構造形式の設計を実施した。対象とした風車は 4 MW 級風車である。

風車基礎の構造設計を実施するにあたり、必要な検討条件は気象・海象条件、地盤条件、地震条件および風車タワーの構造・荷重条件である。

「モデル地点 A」における風車基礎の設計条件を以下に示す。

#### (1) 気象・海象条件

##### 1) 設計潮位・水深

モデル地点 A の設計潮位および水深を表 5.4 に示す。

表 5.4 潮位および設計水深

項 目		モデル地点 A
暴風時	高極潮位 (H.H.W.L.)	D.L.+2.5 m
平均風時	高潮位 (H.W.L.)	D.L.+0.5 m
設計水深		20.0 m

##### 2) 波浪条件

モデル地点 A の設計波浪を表 5.5 に示す。

表 5.5 設計波浪

地点	状態	水深(m)	最高波高(m)	周期(sec)
モデル地点 A	暴風時	20.0	17.1	14.4
	年平均風時	20.0	2.3	5.8

#### (2) 地盤条件

モデル地点 A の地盤条件を表 5.6 に示す。

表 5.6 地盤条件

区分	標高(m)	深度(m)	層厚(m)	平均 N 値
砂層 1	-20~-30	0~10	10	20
砂層 2	-30~-50	10~30	20	30
砂層 3	-50~-90	30~70	40	50

(3) 地震条件

本研究では対象外とする.

(4) 風車および基礎の構造・荷重条件

1) 風車および基礎の構造

構造概要図を図 5.12～図 5.14 に示す. 基礎内部の排水量が多いため, 十字の隔壁を設けて各部屋に独立した排水設備を設ける. 設置時に基礎が傾斜した場合, 例えば 1 部屋のみ排水することで傾斜を修正できる可能性がある.

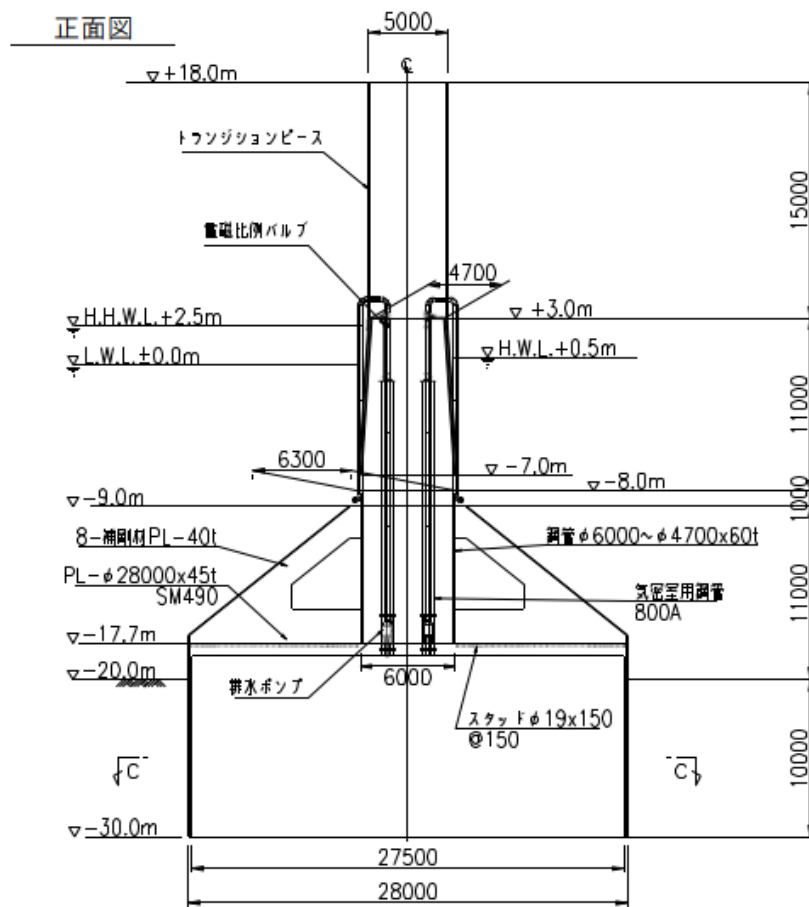


図 5.12 検討用風車の基礎構造 (正面図)

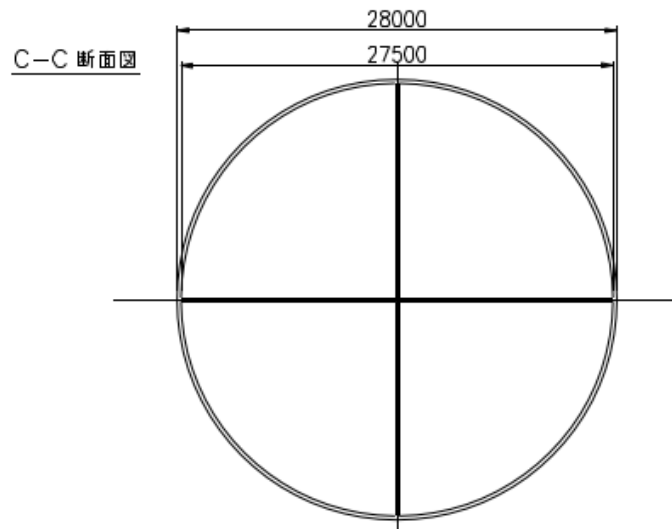


図 5.13 検討用風車の基礎構造（断面図）

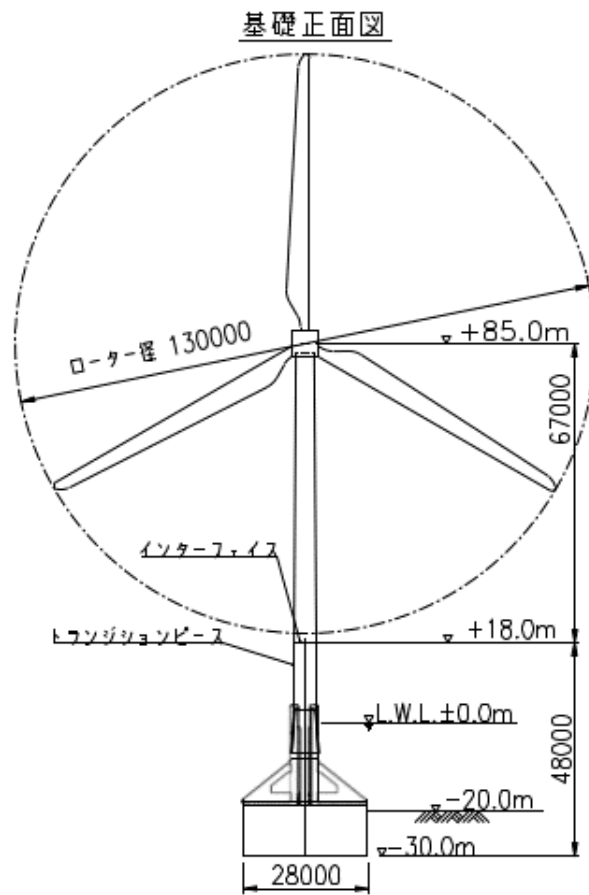


図 5.14 検討用風車の構造（全体図）

## 2) インターフェース荷重

暴風時および年平均風時のインターフェース荷重を表 5.7 および表 5.8 に示す。なお、  
載荷位置はハブ高さから 73.25 m 下とする。

表 5.7 インターフェース荷重（暴風時）

断面力	記号	荷重
軸力	N(kN)	5,500
せん断力	Q(kN)	1,700
曲げモーメント	M(kNm)	115,000
ねじれモーメント	T(kNm)	12,000

表 5.8 インターフェース荷重（年平均時）

断面力	記号	荷重
軸力	N(kN)	5,500
せん断力	Q(kN)	340
曲げモーメント	M(kNm)	26,450
ねじれモーメント	T(kNm)	3,900

## (5) 設計の基本的な考え方

### 1) 設計方法

- ・ 三次元 FEM 変形解析による風車・基礎・地盤の相互作用を考慮した数値解析で部材ごとの断面力を求める。暴風時は静的弾塑性解析，地震時は動的解析とする。
- ・ FEM 解析で得た断面力から，風力発電設備支持物構造設計指針・同解説（以下，土木学会風力指針）の「7.3.4 タワー筒身の構造計算」<sup>3)</sup>に基づき許容応力度法で照査を行う。

### 2) 荷重載荷方法

荷重載荷方法を以下に示す。また，ケースごとの荷重の組み合わせを表 5.9 に示す。

#### ① 暴風時

- ・ 暴風時におけるインターフェース荷重（風車荷重），波浪力，衝撃砕波力，潮流力を集中荷重として静的に載荷する。載荷方向は，構造形状を考慮し，0 度，45 度とする。

#### ② 地震時

- ・ 年平均風時におけるインターフェース荷重（風車荷重），波浪力，潮流力を節点集中荷重として静的に載荷し，その際の基礎および地盤の応力状態を初期状態とし，モデル基盤面に地震動を入力する。載荷方向は，構造形状を考慮し，0 度，45 度とする。本研究では検討を割愛する。

③ 貫入時

- 貫入時に基礎内部の圧力を下げることにより発生する基礎外部から内部への圧力を、基礎頂版および基礎側壁に節点集中荷重として静的に載荷する。本研究では検討を割愛する。

④ 撤去時

- 撤去時に基礎内部の圧力を上げることにより発生する基礎内部から外部への圧力を、基礎頂版および基礎側壁に節点集中荷重として静的に載荷する。本研究では検討を割愛する。

表 5.9 荷重の組み合わせ

力の種類	荷重及び外力について想定する状態	力の組み合わせ								
		G	W	R	FL	FH	K1	K2	I	P
短期に生じる力	暴風時	○	○			○				
	貫入時	○							○	
	撤去時	○								○
	地震時(L1)	○		○	○		○			
極めて稀に発生する地震動により生じる力	地震時(L2)	○		○	○			○		

G : 固定荷重によって生じる力

W : 暴風時風荷重によって生じる力

I : 貫入時の外圧によって生じる力

P : 撤去時の内圧によって生じる力

R : 年平均風荷重によって生じる力

FL : 満潮時年平均波圧力による流体圧力

FH : 設計最高潮位時最大波圧力、衝撃砕波力および潮流等による流体圧力

K1 : レベル1地震応答解析によって生じる力

K2 : レベル2地震応答解析によって生じる力

3) 荷重算定方法

① インターフェース荷重（風車荷重）

- 風車メーカーから提示される荷重を用いる。一般的にインターフェースと呼ばれるタワーおよび基礎の境界面での荷重（暴風時・年平均風時）が支給される。

② 波浪荷重



- ・ 杭に作用する水平波力は，土木学会風力指針の「6.4.4 波力の評価」<sup>4)</sup>に準拠し，モリソン式で算出する．
- ・ 潮流力は，港湾基準の「6.5 流れに伴う流体力」<sup>5)</sup>に準拠して算出する．
- ・ 衝撃砕波力は，土木学会風力指針の「6.4.4 波力の評価」<sup>4)</sup>に準拠して算出する．但し，衝撃砕波力は砕波現象が生じる暴風時のみに考慮する．

### ③ 地震荷重

- ・ 入力地震動は，土木学会風力指針の「5 地震荷重の評価」<sup>6)</sup>に準拠し，観測地震波 3 波，告示波（スペクトル適合波）3 波について，L1 地震動および L2 地震動の荷重レベルで設定する．本研究では検討を割愛する．

### ④ 貫入時外圧および撤去時内圧

- ・ 貫入時および撤去時の最大圧力に基づき設定する．なお，地中の圧力は基礎下端を  $1/3p$  とする台形分布とする<sup>7)</sup>．载荷の概念図を図 5.15 に示す．本研究では検討を割愛する．

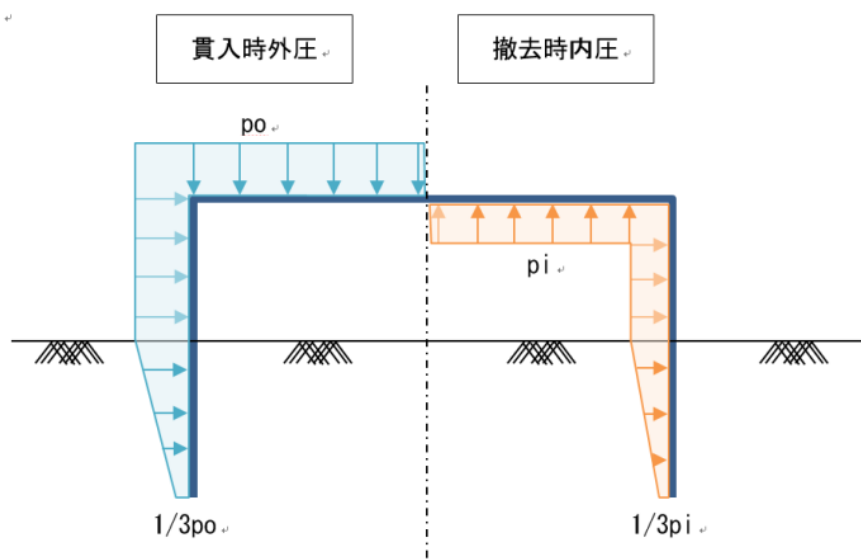


図 5.15 载荷概念図

## 4) モデル設定方法

### ① 地盤

- ・ ソリッド要素でモデル化する．
- ・ 静的弾塑性解析時の構成則モデルには，モール・クーロン則を用いる．
- ・ 基礎設置後十分な時間が経過し，セットアップが完了しているものとする．

### ② 基礎（鋼製部，コンクリート部）

- ・ シェル要素（弾性）でモデル化する．

- ・ 水面以下の部材には、静的解析時には浮力、動的解析時には動水圧を考慮する。
- ・ 基礎根入れ部分における地盤要素と基礎要素は二重節点とし、地盤と基礎との間にジョイント要素を配置する。ジョイント要素は軸方向引っ張りによる剥離、せん断方向はせん断耐力を超えた場合に剥離を模擬する（図 5.9）。なお、ジョイント要素のせん断耐力は周面摩擦力度を考慮し、道路橋示方書IV<sup>2)</sup>のケーソン基礎の設計を参考に  $1N(kN/m^2)$  とする。なお、SS 基礎内部の隔壁面にもジョイント要素を配置する。

③ タワー

- ・ 質点系モデルとし、ビーム要素（弾性）でモデル化する。

5) 使用材料および許容応力度

使用材料の物性値を表 5.10 に示す。許容応力度照査式は、土木学会風力指針<sup>3)</sup>を参照されたい。

表 5.10 使用材料の物性値

材料	ヤング率 $E$ ( $N/mm^2$ )	ポアソン比 $\nu$	単位体積重量 $\gamma$ ( $kN/m^3$ )
鋼材 SM490	$2.05 \times 10^5$	0.3	77.0
コンクリート $f'_{ck}=30 N/mm^2$	$2.80 \times 10^7$	0.2	24.5
グラウト $f'_{ck}=55 N/mm^2$	$2.44 \times 10^7$	0.2	23.0

5.4.2. 水平載荷時安定性の照査

本節では、5.4.1 の設計条件の下、5.3 で検証された解析モデル手法（三次元 FEM 静的弾塑性解析、全応力解析手法）を用いて水平載荷時の安定性照査結果を示す。

(1) 解析モデル

解析モデル設定方法は 5.4.1 で示した通りである。周囲地盤のモデル化は基礎に対して十分に広い範囲（ $5D$  以上、 $D$ ：基礎直径）・深さである幅  $150 m \times 150 m$ 、高さ  $90 m$  とした。メッシュは節点数約  $90,000$  個、要素数約  $80,000$  個で作成した。解析モデルの全体図および基礎部のモデル図を図 5.16、図 5.17 に示す。

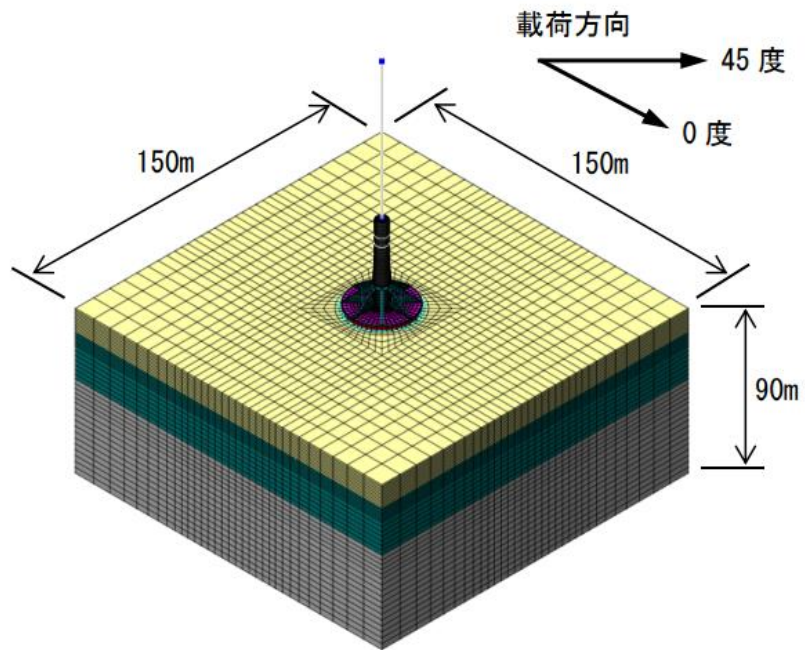


図 5.16 解析モデル全体図

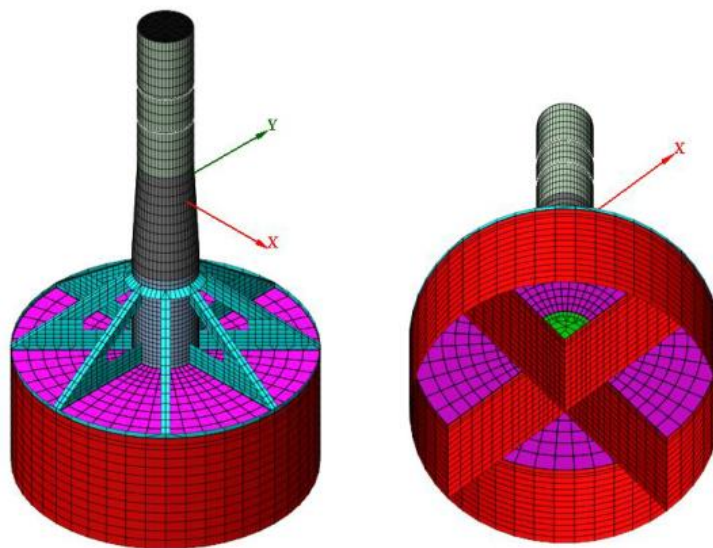
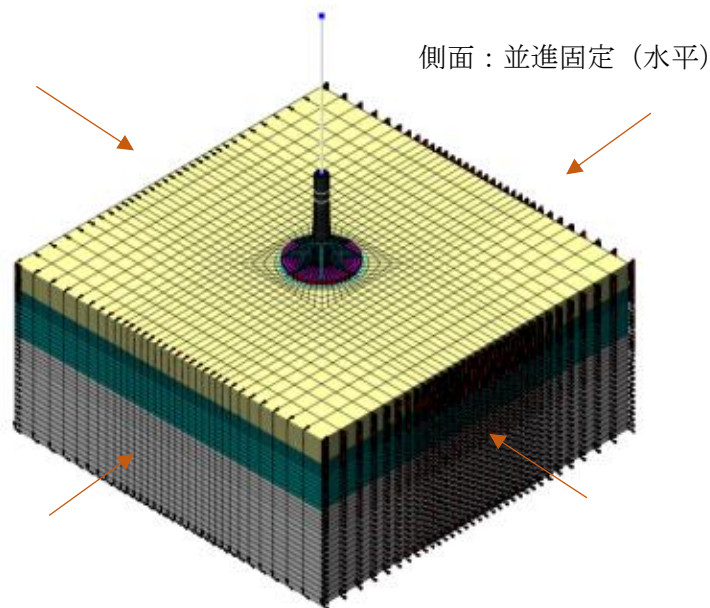


図 5.17 解析モデル基礎拡大図

暴風時を対象とした静的解析の境界条件は以下の通りとする（図 5.18）.

- ・ 側面 XZ : X 方向の変位を拘束
- ・ 側面 YZ : Y 方向の変位を拘束
- ・ 底面 XY : XYZ 方向の変位を拘束



底面：並進固定（水平，鉛直）

図 5.18 境界条件（暴風時を対象とした静的解析）

(2) 構造諸元

解析モデルに入力したスカートサクシオン基礎（トランジションピース，鋼管基部，頂版，側壁，隔壁）の構造諸元を表 5.11 に示す．トランジションピース部分は鋼板が 2 枚重ねでその間にグラウト充填する構造であるため，鋼材換算値として表 5.12 のように設定する．

表 5.11 基礎の構造諸元（シェル要素）

部位	気中・水中	ポアソン比	ヤング率 (kN/m <sup>2</sup> )	板厚 (m)	静的解析時 重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	動的解析時 重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
トランジションピース (鋼材単独部)	気中	0.3	2.05E+08	0.045	77	77
トランジションピース (グラウト部)	水中	0.25	1.15E+08	0.210	40	109.3
鋼管基部	水中	0.3	2.05E+08	0.060	67	317.1
鋼管頂版・補強リブ	水中	0.3	2.05E+08	0.040	67	77
CON頂版	水中	0.2	2.80E+07	0.800	14.5	24.5
CON側壁・隔壁	水中	0.2	2.80E+07	0.250	14.5	294.59
CON側壁・隔壁（根入れ部）	水中	0.2	2.80E+07	0.250	14.5	24.5

表 5.12 トランジションピース物性換算値

部位	t (m)	E (kN/m <sup>2</sup> )	γ (kN/m <sup>3</sup> )	γ' (kN/m <sup>3</sup> )	t × γ' (kN/m <sup>2</sup> )	t/Σ t	γ' × t c (kN/m <sup>3</sup> )	t × E	Σ t E/Σ t (kN/m <sup>2</sup> )	ν	t × ν	Σ t ν/Σ t
トランジション ピース	0.045	2.05E+08	77	67	3.015	0.214	14.357	9.23E+06		0.3	0.0135	
グラウト	0.105	2.44E+07	23	13	1.365	0.500	6.500	2.56E+06		0.2	0.021	
モノパイル	0.060	2.05E+08	77	67	4.02	0.286	19.143	1.23E+07		0.3	0.018	
計	0.210				8.4	1	40	2.41E+07	1.15E+08		0.0525	0.25

(3) 地盤条件

静的解析における地盤物性値を表 5.13 に示す。弾塑性構成則はモール・クーロン則を用いる。

表 5.13 静的解析地盤物性値

地層	No.	標高 (m)		層厚 (m)	N値	E (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$ (-)	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (deg)	$\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_h'$ (kN/m <sup>2</sup> )
砂層1	1	-20.0	~ -21.0	1.0	20	56000	10	0.33	0.01	34	5.00	2.50
	2	-21.0	~ -22.0	1.0	20	56000	10	0.33	0.01	34	15.00	7.50
	3	-22.0	~ -23.0	1.0	20	56000	10	0.33	0.01	34	25.00	12.50
	4	-23.0	~ -24.0	1.0	20	56000	10	0.33	0.01	34	35.00	17.50
	5	-24.0	~ -25.0	1.0	20	56000	10	0.33	0.01	34	45.00	22.50
	6	-25.0	~ -26.0	1.0	20	56000	10	0.33	0.01	34	55.00	27.50
	7	-26.0	~ -27.0	1.0	20	56000	10	0.33	0.01	34	65.00	32.50
	8	-27.0	~ -28.0	1.0	20	56000	10	0.33	0.01	34	75.00	37.50
	9	-28.0	~ -29.0	1.0	20	56000	10	0.33	0.01	34	85.00	42.50
	10	-29.0	~ -30.0	1.0	20	56000	10	0.33	0.01	34	95.00	47.50
砂層2	11	-30.0	~ -31.0	1.0	30	84000	10	0.33	0.01	34	105.00	52.50
	12	-31.0	~ -32.0	1.0	30	84000	10	0.33	0.01	34	115.00	57.50
	13	-32.0	~ -33.0	1.0	30	84000	10	0.33	0.01	34	125.00	62.50
	14	-33.0	~ -34.0	1.0	30	84000	10	0.33	0.01	34	135.00	67.50
	15	-34.0	~ -35.0	1.0	30	84000	10	0.33	0.01	34	145.00	72.50
	16	-35.0	~ -36.0	1.0	30	84000	10	0.33	0.01	34	155.00	77.50
	17	-36.0	~ -38.0	2.0	30	84000	10	0.33	0.01	34	170.00	85.00
	18	-38.0	~ -40.0	2.0	30	84000	10	0.33	0.01	34	190.00	95.00
	19	-40.0	~ -42.0	2.0	30	84000	10	0.33	0.01	34	210.00	105.00
	20	-42.0	~ -44.0	2.0	30	84000	10	0.33	0.01	34	230.00	115.00
	21	-44.0	~ -46.0	2.0	30	84000	10	0.33	0.01	34	250.00	125.00
	22	-46.0	~ -48.0	2.0	30	84000	10	0.33	0.01	34	270.00	135.00
	23	-48.0	~ -50.0	2.0	30	84000	10	0.33	0.01	34	290.00	145.00
砂層3	24	-50.0	~ -52.0	2.0	50	140000	10	0.33	0.01	34	310.00	155.00
	25	-52.0	~ -54.0	2.0	50	140000	10	0.33	0.01	34	330.00	165.00
	26	-54.0	~ -56.0	2.0	50	140000	10	0.33	0.01	34	350.00	175.00
	27	-56.0	~ -58.0	2.0	50	140000	10	0.33	0.01	34	370.00	185.00
	28	-58.0	~ -60.0	2.0	50	140000	10	0.33	0.01	34	390.00	195.00
	29	-60.0	~ -62.5	2.5	50	140000	10	0.33	0.01	34	412.50	206.25
	30	-62.5	~ -65.0	2.5	50	140000	10	0.33	0.01	34	437.50	218.75
	31	-65.0	~ -67.5	2.5	50	140000	10	0.33	0.01	34	462.50	231.25
	32	-67.5	~ -70.0	2.5	50	140000	10	0.33	0.01	34	487.50	243.75
	33	-70.0	~ -72.5	2.5	50	140000	10	0.33	0.01	34	512.50	256.25
	34	-72.5	~ -75.0	2.5	50	140000	10	0.33	0.01	34	537.50	268.75
	35	-75.0	~ -77.5	2.5	50	140000	10	0.33	0.01	34	562.50	281.25
	36	-77.5	~ -80.0	2.5	50	140000	10	0.33	0.01	34	587.50	293.75
	37	-80.0	~ -82.5	2.5	50	140000	10	0.33	0.01	34	612.50	306.25
	38	-82.5	~ -85.0	2.5	50	140000	10	0.33	0.01	34	637.50	318.75
	39	-85.0	~ -87.5	2.5	50	140000	10	0.33	0.01	34	662.50	331.25
	40	-87.5	~ -90.0	2.5	50	140000	10	0.33	0.01	34	687.50	343.75
基盤		-90.0	~									

(4) 荷重条件

1) インターフェース荷重

5.4.1 のインターフェース荷重は，ハブ位置の 73.25 m 下での荷重であるため，ハブ高さが DL+85.0 m である本構造に適用すると，荷重載荷高さは DL+11.75 m となる（表 5.14）。

表 5.14 暴風時インターフェース荷重

荷重 方向	載荷高さ DL(m)	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$F_z$ (kN)	$M_x$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_z$ (kNm)
0 度	+11.75	1,700	0	-5,500	0	115,000	12,000
45 度	+11.75	1,202.08	1,202.08	-5,500	-81,317.28	8,1317.28	12,000

2) 波浪荷重

暴風時における各種波浪荷重を表 5.15 に示す。

表 5.15 波浪荷重一覧

項目	荷重	作用 高さ	0 度載荷		45 度載荷	
			$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)
暴風時	波浪力	+1.774	12,632	0	8,932.16	8,932.16
	潮流力	-6.70	194	0	137.21	137.21
	衝撃砕波力	+14.047	672	0	475.18	475.18
年平均 風時	波浪力	-6.436	701	0	495.68	495.68

(5) 解析結果

スカートサクシヨン基礎の水平抵抗特性（水平耐力）の把握および想定される暴風時水平荷重に対して弾性変形範囲内であることを確認することを目的とする。FEM モデルのタワー接続部に強制変位を載荷した時の接続部水平荷重と地表面変位の関係（ $P-S$  曲線）を図 5.19 に，降伏荷重推定を図 5.20 に示す。図 5.19 の接続部換算水平荷重とは，インターフェース荷重（風荷重）および波荷重により発生する海底面曲げモーメントと同等になるような接続部（DL+18.0 m）高さの水平荷重（換算値）である。

図 5.19 より想定される暴風時水平荷重に対して，弾性変形範囲内であることから，水平耐力は十分であることを確認した。

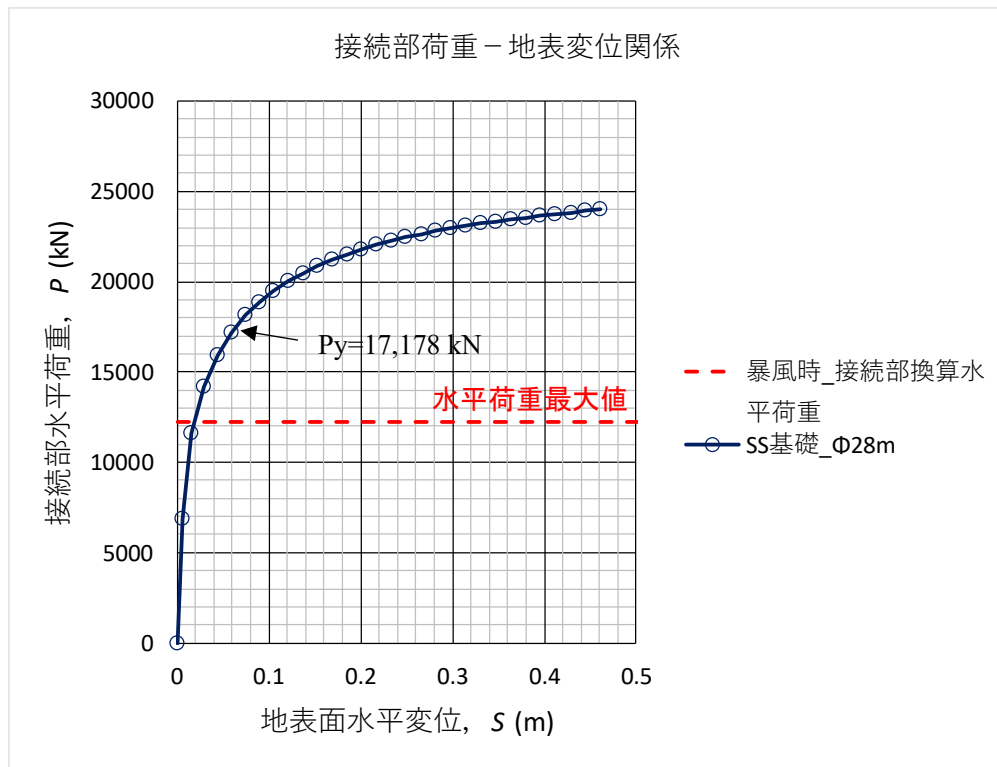


図 5.19 接続部荷重－地表変位関係 ( $P$ - $S$ 曲線)

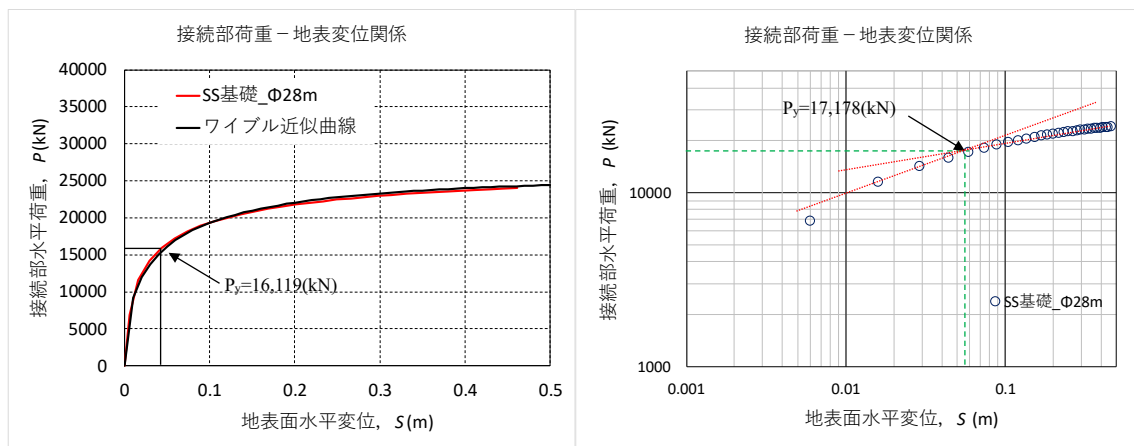


図 5.20 降伏荷重推定 (左 : ワイブル近似, 右 :  $\log P$ - $\log S$  法)



### 5.4.3. 貫入性の照査

ここでは、試設計スカートサクシヨン基礎について 2.2.3 で示した方法で貫入抵抗および貫入力を算定し、貫入が可能であることを示す。

図 5.21 に算定方法 1（「サクシヨン基礎構造物技術マニュアル」<sup>8)</sup>）による貫入抵抗力、貫入力および上限サクシヨン圧を示す。表 5.16 に断面諸元を示し、表 5.17 に貫入抵抗力の算定に用いた摩擦に関する地盤定数を示す。今回の算定では表 5.17 のうち、技術マニュアルに示されている各試験における検証値からもっとも形状に近い直江津港 RC 製基礎での値<sup>8)</sup>を用いた。

算定方法 1 での算定の結果、貫入量 10 m において上限サクシヨン圧から算定される貫入力は貫入抵抗を上回り、所定の貫入が可能となった。なお、その時の上限サクシヨン圧は 127 kPa である。

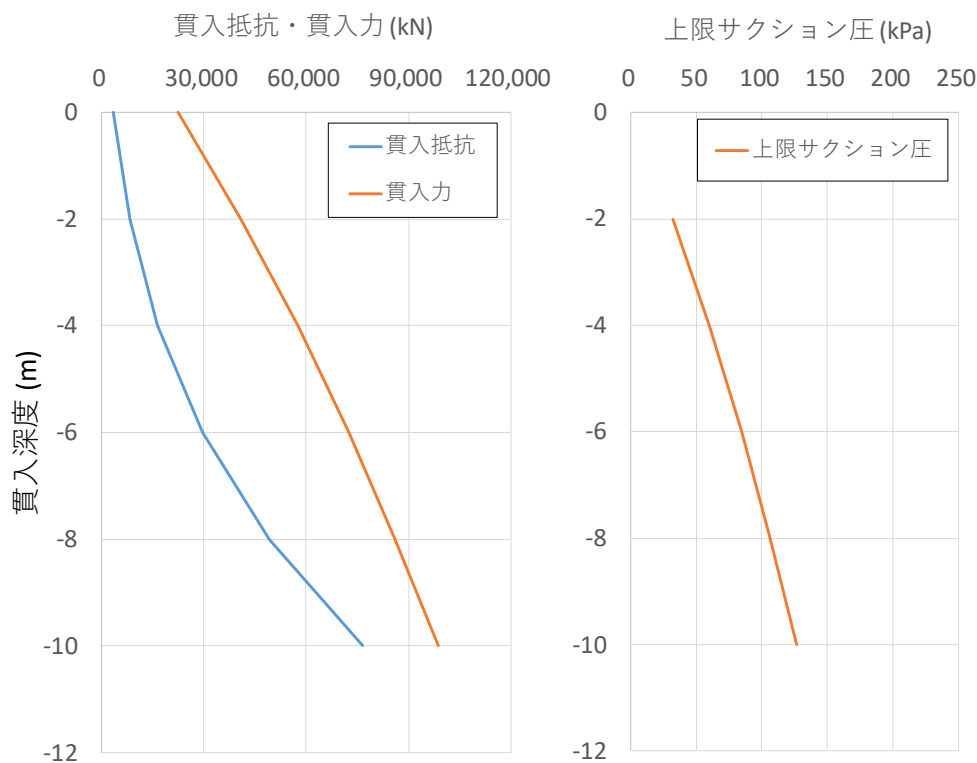


図 5.21 (左) 貫入抵抗力・貫入力, (右) 上限サクシヨン圧 (算定方法 1)

表 5.16 試設計スカートサクシヨン基礎の断面諸元

項目	記号	単位	数値
スカート外径	Do	m	28
スカート内径	Di	m	27.4
スカート厚	t	m	0.3
スカート長さ	d	m	10
スカート内周長	Lin	m	193.3
スカート外周長	Lout	m	88.0
スカート内面積	Ain	m <sup>2</sup>	573.3
スカート先端面積	Atip	m <sup>2</sup>	42.5
基礎自重 (水中)	W'	kN	22,250
土の水中単位体積重量	$\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	8.0

表 5.17 算定に用いた摩擦に関する地盤定数<sup>8)</sup>

検証事例	検証値		
	内部摩擦角 $\phi$	土圧係数 $K_s$	摩擦係数 $\mu$
鹿島港の実験 <sup>18)</sup> (鋼製基礎)	30~35°	0.5	$\tan(2/3 \cdot \phi)$
直江津港の実証試験 <sup>19)</sup> (RC製基礎)	40°	0.87 <sup>※2)</sup> (基礎内側) 0.95 <sup>※2)</sup> (基礎外側)	0.68 = $\tan(0.86 \phi)$ <sup>※1)</sup> (基礎内側) 0.87 = $\tan(1.03 \phi)$ <sup>※1)</sup> (基礎外側)
" <sup>19)</sup> (鋼製基礎)	40°	1.65 <sup>※2)</sup> (基礎内側) 0.99 <sup>※2)</sup> (基礎外側)	$\tan(0.9 \phi)$
港湾の技術基準	—	$K_s$ (主働土圧係数 $\delta=0$ )	$\tan(2/3 \cdot \phi)$
(参考) 室内模型実験	36~41°	0.5 <sup>※2)</sup> (基礎内側) 2~3 <sup>※2)</sup> (基礎外側)	$\tan(2/3 \cdot \phi)$

※1) 直江津港の実証試験(RC製基礎)の摩擦係数 $\mu$ において、0.68および0.87は土圧計と摩擦計のデータより直接的に得られたものである。内部摩擦角は地盤のN値から $\phi=25+3.2\{100N/(70+\sigma_v')\}^{1/4}=39.7^\circ$  ( $N=18$ ,  $\sigma_v'=15.7\text{kN/m}^2$ )としている。

図 5.22 に算定方法 2 による貫入抵抗力, 貫入力および上限サクシヨン圧を示す. 表 5.18 に貫入抵抗力の算定に用いた摩擦に関する地盤定数を示す. 今回の算定では表 5.18 のうち, 最も形状の近い Sleipner T のデータを用いた.

算定方法 2 での算定の結果においても, 貫入量 10 m において  $k_f=1$  および  $k_f=5$  どちらの場合も上限サクシヨン圧から算定される貫入力は貫入抵抗を上回り, 所定の貫入が可能となった. その時の上限サクシヨン圧は  $k_f=1$  の場合 108 kPa,  $k_f=5$  の場合 220 kPa となった.

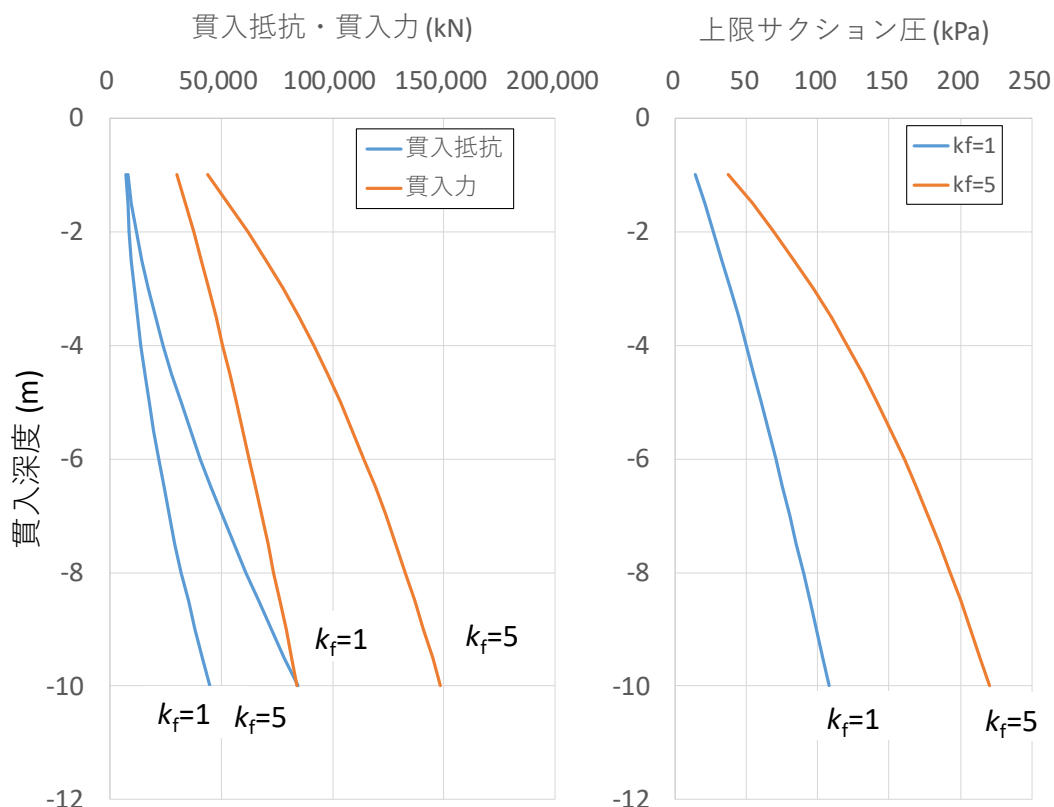


図 5.22 (左) 貫入抵抗力・貫入力, (右) 上限サクシヨン圧 (算定方法 2)

表 5.18 算定に用いた地盤定数

Example	Location	D: m	L: m	t: mm	V': kN	$\phi'$ : deg	$\gamma'$ : kN/m <sup>3</sup>	$K \tan \delta$	$k_s/k_o$
1a	Tenby	2.0	2.0	8	10	40	8.5	0.48	3.0
1b	Sandy Haven	4.0	2.5	20	100	40	8.5	0.48	2.0
2	Draupner F	12.0	6.0	45	6622	44	8.5	0.63	3.0
3	Sleipner T	15.0	5.0	45	12000	45	8.5	0.8	3.0
4	Laboratory tests	0.15	0.2	1.65	variable	45	8.5	0.45	2.5

Table 1. Data used for spreadsheet calculations

算定方法 1 も含め最も大きい上限サクシヨン圧は 220 kPa (算定方法 2 ( $k_f=5$ )) となった。排水ポンプはスカート先端から上方 14 m の位置に固定されるため、設置水深が 20 m の場合、貫入深度 10 m の時には最大 160 kPa (海面とポンプ位置の水位差=20+10-14=16 m) である。貫入に際し計算された最大のサクシヨン圧 (220 kPa) が必要となった場合には、排水ポンプだけではサクシヨン圧が不足するが、バキューム圧 (70 kPa) を稼働させることにより 160+70=230 kPa となり、所定のサクシヨン圧を作用することが可能となる。本研究では排水設備設計は割愛するが、隔壁で仕切られた 4 室に一般的な排水ポンプ仕様 (110 kW,

全揚程 50 m, 吐出量 8.4 m<sup>3</sup>/min) とバキュームポンプ仕様 (真空ポンプ 11 kW, 真空度 700 mmHg, 吸込風量 13 m<sup>3</sup>/min) を配置することで貫入可能であることを確認した。

#### 5.4.4. 各種地盤および水深に対する貫入可能性

##### (1) 検討条件

##### 1) 地盤条件

検討する地盤条件は砂地盤および粘土地盤の 2 種類とし, GL-6 m 以深に支持地盤があると仮定し, 支持地盤の N 値 (砂地盤) および  $C_u$  (粘土地盤) をパラメータとした。それぞれの地盤条件を表 5.19 に示す。

表 5.19 検討した地盤条件

地盤種別	上部地盤 (GL-0~6 m)	支持地盤 (GL-6 m 以深)
砂地盤	N=20	N=20
		N=30
		N=40
		N=50
粘土地盤	$C_u=20 \text{ kN/m}^2$	$C_u=20 \text{ kN/m}^2$
		$C_u=40 \text{ kN/m}^2$
		$C_u=60 \text{ kN/m}^2$
		$C_u=80 \text{ kN/m}^2$

なお, 砂地盤では,  $C_u=0 \text{ kN/m}^2$  とし, 内部摩擦角  $\phi$  は港湾基準<sup>9)</sup>の算定式 ( $\phi=25+3.2(100N/(70+\sigma_{v0}))^{0.5}$ ) より算出する。水中単位体積重量  $\gamma'$  は, N 値,  $C_u$  によらず一定とし, 砂地盤では  $8 \text{ kN/m}^3$ , 粘土地盤では  $6 \text{ kN/m}^3$  とする。

##### 2) 貫入抵抗予測式

貫入抵抗予測式は算定方法 1 (「サクシオン基礎構造物技術マニュアル」<sup>8)</sup>による方法) とし, 主な計算式を表 5.20 に示す。

表 5.20 主な貫入抵抗の計算式

地盤種別	周面抵抗(kN/m <sup>2</sup> )	先端抵抗(kN/m <sup>2</sup> )
砂地盤	$P_f = \mu \cdot K_s \cdot \sigma_v'$ $\mu$ : 摩擦係数 = $\tan(2/3 \cdot \varphi)$ $K_s$ : 土圧係数	$q_t = \gamma_1'(t/2)N_\gamma + \sigma_v'N_q$ $N_\gamma, N_q$ : 支持力係数 $t$ : スカートの厚
粘土地盤	$P_f = \alpha_c \cdot C_u$ $\alpha_c$ : 付着力係数 0.45~0.6	$q_t = 1.018K_o t + 5.14C_u + \sigma_v'$ $K_o$ : 粘着力増加割合 (=0)

3) 設置水深

水深は、10~30 m までとし、5 m ピッチで計算した。

4) スカートの形状およびサクシヨン用ポンプ仕様

スカートの形状は試設計における形状(スカート外径 28 m, スカートの厚 0.3 m, 根入れ長さ 10 m) としたケースとスカートの根入れ長さのみ 8 m とした 2 ケースについて検討する。また、ポンプ下端位置は試設計スカートの基礎と同一(スカートの頂版上面より 0.5 m 上方) とし、バキュームポンプも併用した仕様とする。ただし、バキュームポンプの最大圧は 70 kPa とし、さらにポンプ性能などを考慮し、設置水深およびポンプ位置から定まる最大サクシヨン圧には安全率を 1.5 見込むこととする。

(2) 検討方法

図 5.23, 図 5.24 に砂地盤および粘土地盤の検討フローを示す。砂地盤は作用最大サクシヨン圧が地盤によって定まること、サクシヨン圧の大きさにより貫入抵抗が低減することから、粘土地盤とは異なる検討フローとなる。

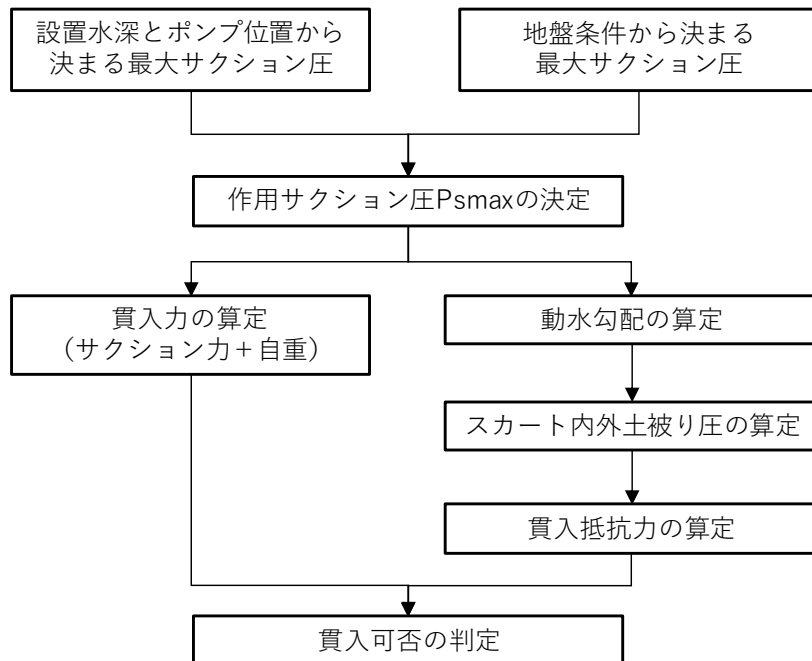


図 5.23 砂地盤の検討フロー

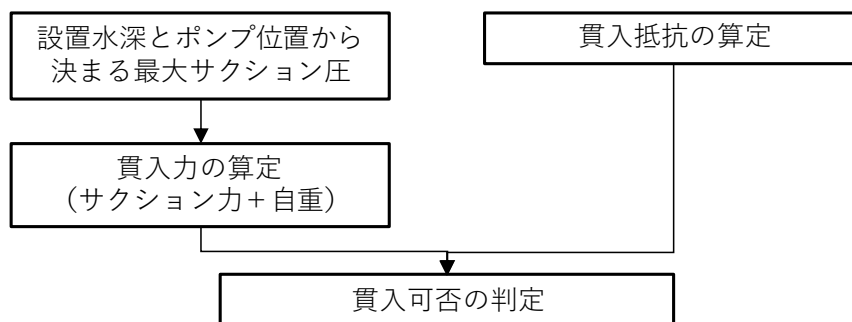


図 5.24 粘土地盤の検討フロー

(3) 検討結果 (ケース 1 : スカート根入れ=10m)

図 5.25 に砂地盤における設置水深と作用最大サクシヨン圧  $P_{s,max}$  の関係を示す. 設置水深が大きくなるとポンプ位置から決まる作用可能サクシヨン圧は大きくなるが, 水深 20 m 以上になると, 地盤のボーリングから定まる最大サクシヨン (126 kPa) で一定となる.

図 5.26 に設置水深と貫入抵抗および貫入力の関係を示す. 貫入抵抗は, サクシヨンにより低減するため, 作用サクシヨンが小さくなる 20 m 以浅では貫入抵抗は大きくなり, サクシヨンが一定となる 20 m 以深では貫入抵抗も一定となる. 貫入力と貫入抵抗を比較すると, 水深 15 m 以深では最も貫入抵抗が大きくなる  $N=50$  においても, 貫入力は貫入抵抗を上回り, 貫入可能という結果になった.

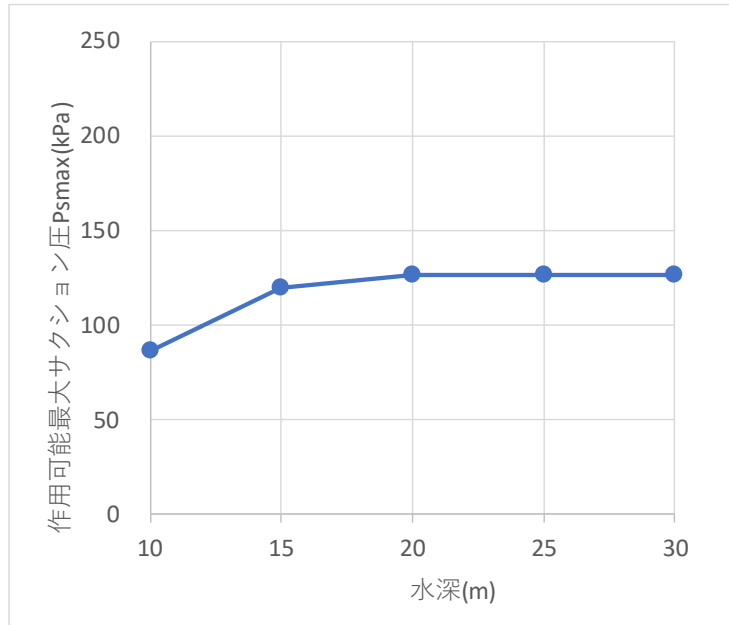


図 5.25 設置水深—作用最大サクション圧 (砂地盤 根入れ 10 m)

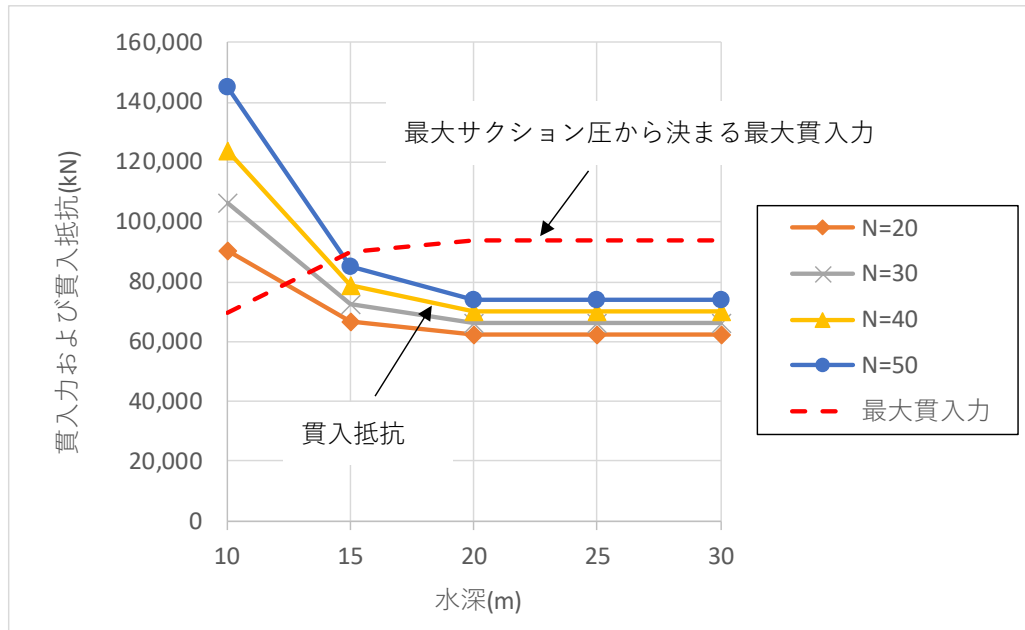


図 5.26 設置水深—貫入力, 貫入抵抗 (砂地盤 根入れ 10 m)

図 5.27 に粘土地盤における設置水深と作用最大サクション圧  $P_{s,max}$  の関係を示す。粘土地盤では地盤から定まる最大サクションの制限はないため、設置水深と最大サクション圧の関係はリニアとなる。

図 5.28 に設置水深と貫入抵抗および貫入力の関係を示す。粘土地盤における貫入抵抗は、作用サクシヨンの影響を受けないため、水深とは無関係に一定となる。貫入力と貫入抵抗を比較すると、支持地盤の  $C_u=20 \text{ kN/m}^2$  では、すべての水深において貫力が貫入抵抗を上回り貫入可能となったが、 $C_u=40 \text{ kN/m}^2$  以上では水深に応じて貫入不能となる結果となった。

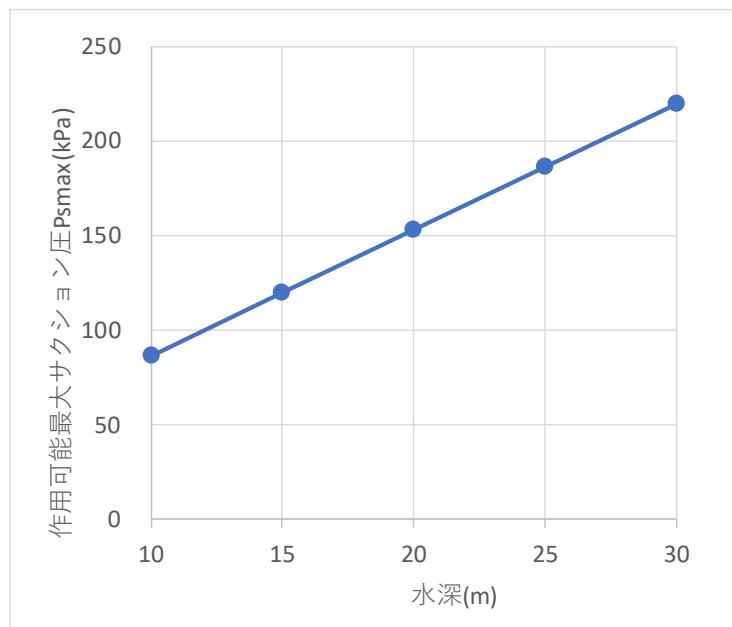


図 5.27 設置水深—作用最大サクシヨン圧（粘土地盤 根入れ 10 m）

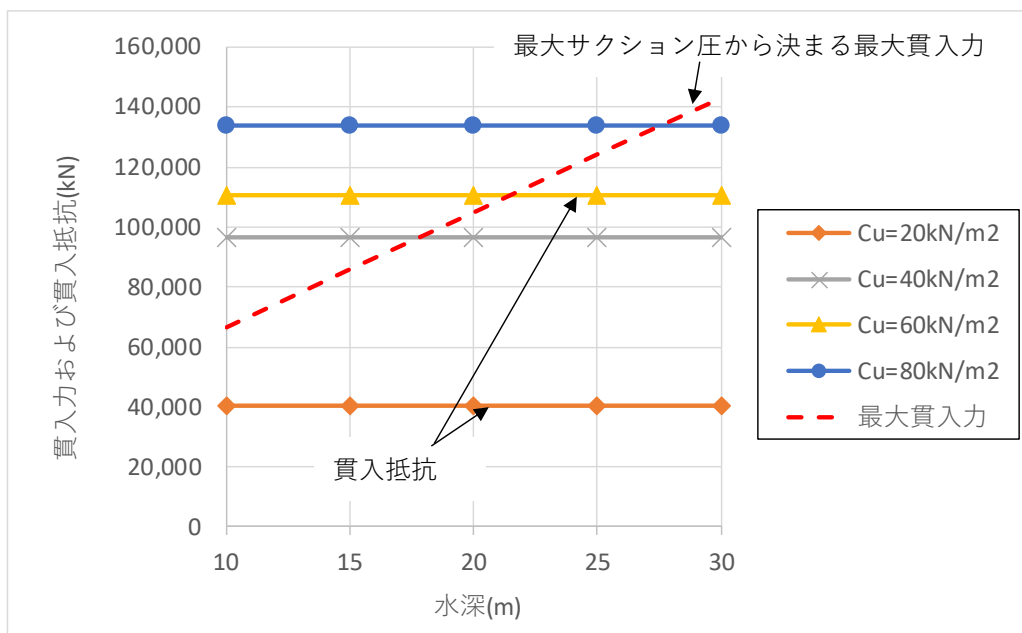


図 5.28 設置水深—貫入力，貫入抵抗（粘土地盤 根入れ 10 m）



(4) 検討結果 (ケース 2 : スカート根入れ=8 m)

図 5.29 に砂地盤における設置水深と作用最大サクシヨン圧  $P_{s,max}$  の関係を示す。水深 15 m 以上で、地盤のボーリングから定まる最大サクシヨン (107 kPa) で一定となる。

図 5.30 に設置水深と貫入抵抗および貫入力の関係を示す。貫入抵抗および貫入力は、作用サクシヨンが一定となる 15 m 以深で一定となり、支持地盤の N 値が 20~50 で貫入可能である。水深 10 m では、支持地盤の N 値が 40~50 では貫入不能となるが、 $N=20\sim30$  では貫入可能という結果となった。

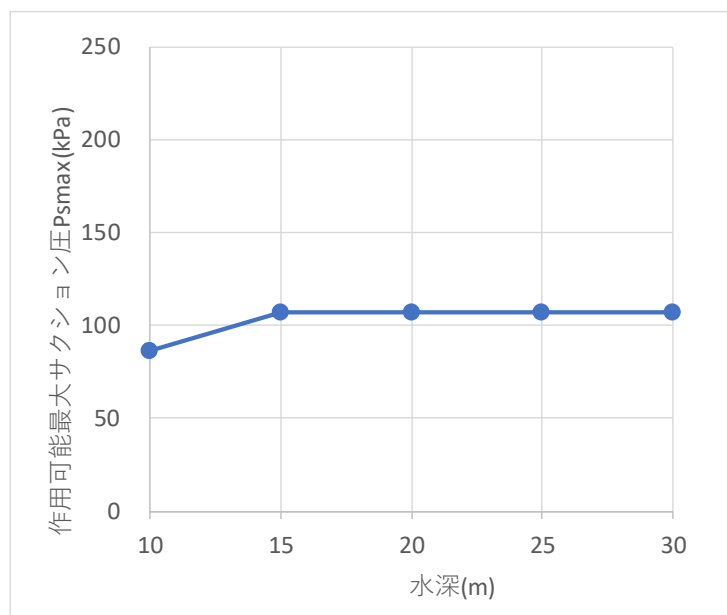


図 5.29 設置水深—作用最大サクシヨン圧 (砂地盤 根入れ 8 m)

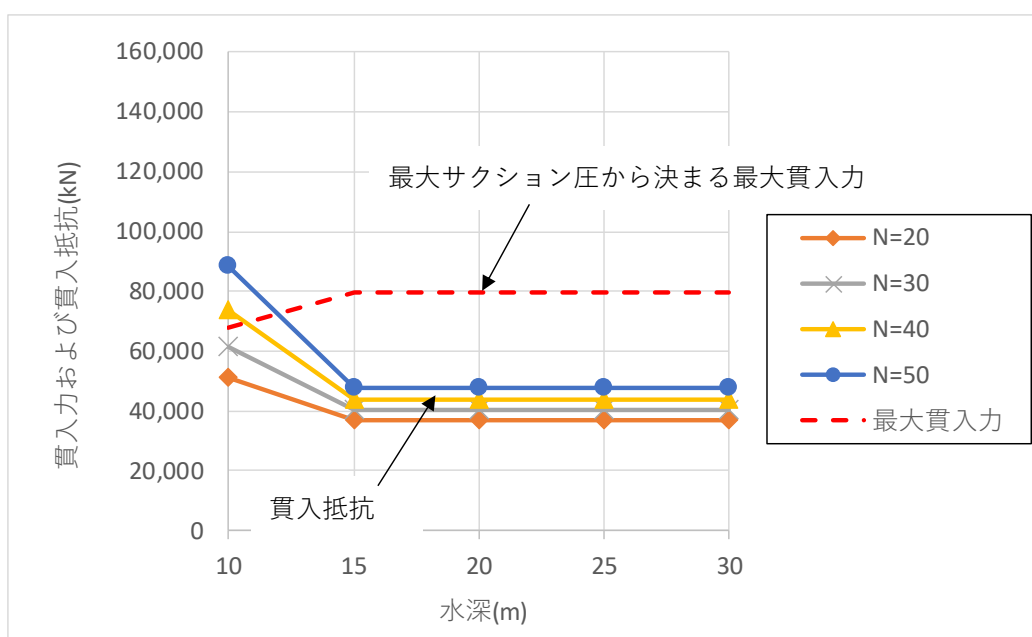


図 5.30 設置水深—貫入力, 貫入抵抗 (砂地盤 根入れ 8 m)

図 5.31 に粘土地盤における設置水深と作用最大サクション圧  $P_{s,max}$  の関係を示す。粘土地盤では地盤から定まる最大サクションの制限はないため、根入れとは無関係であり、根入れ 10 m のケースと同じグラフとなる。

図 5.32 に設置水深と貫入抵抗および貫入力の関係を示す。水深 20 m 以上では支持地盤の  $C_u=20\sim 80 \text{ kN/m}^2$  で貫入可能となったが、それ以浅の水深では  $C_u$  に応じて貫入不能となる結果となった。

表 5.21 に貫入判定結果のまとめを示す。

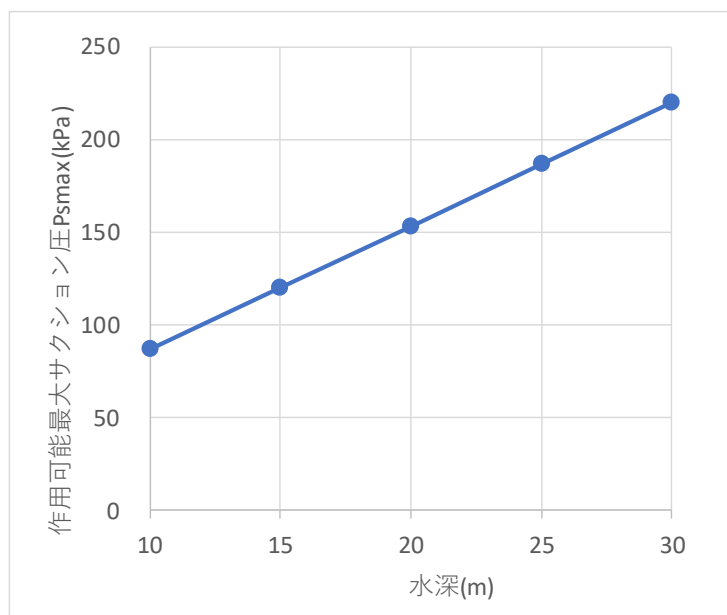


図 5.31 設置水深－作用最大サクション圧（粘土地盤 根入れ 8 m）

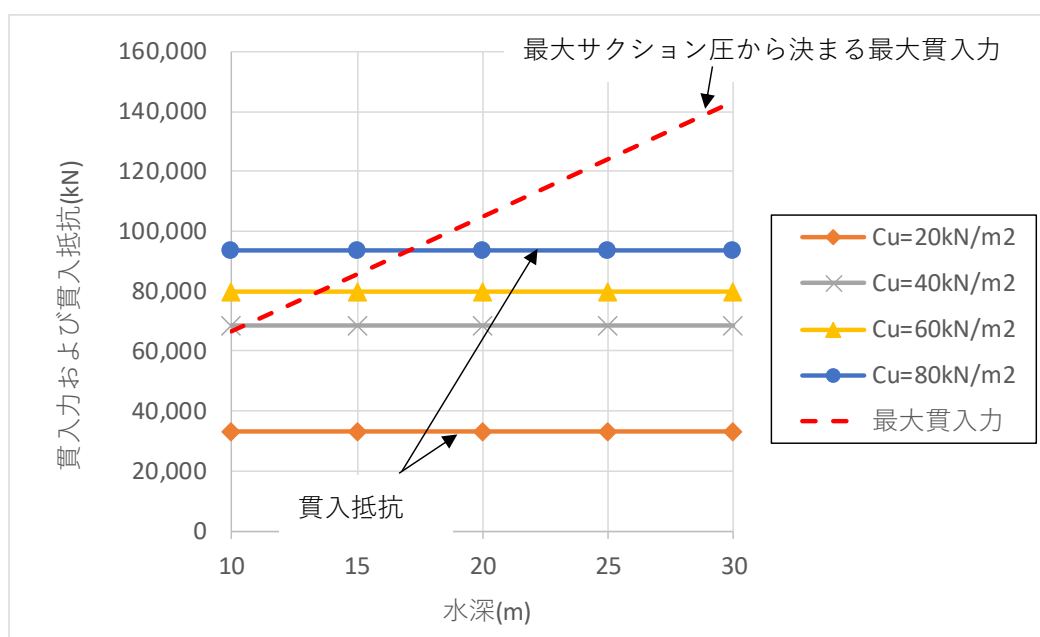


図 5.32 設置水深－貫入力，貫入抵抗（粘土地盤 根入れ 8 m）

表 5.21 検討結果まとめ

スカート 根入れ	地盤 種別	上部地盤 (GL±0~-6 m)	支持地盤 (GL-6 m 以深)	設置水深ごとの貫入可否 (○：可，×：不可)				
				10 m	15 m	20 m	25 m	30 m
10 m	砂	N=20	N=20	×	○	○	○	○
			N=30	×	○	○	○	○
			N=40	×	○	○	○	○
			N=50	×	○	○	○	○
	粘土	C <sub>u</sub> =20 kN/m <sup>2</sup>	C <sub>u</sub> =20 kN/m <sup>2</sup>	○	○	○	○	○
			C <sub>u</sub> =40 kN/m <sup>2</sup>	×	×	○	○	○
			C <sub>u</sub> =60 kN/m <sup>2</sup>	×	×	×	○	○
			C <sub>u</sub> =80 kN/m <sup>2</sup>	×	×	×	×	○
8 m	砂	N=20	N=20	○	○	○	○	○
			N=30	○	○	○	○	○
			N=40	×	○	○	○	○
			N=50	×	○	○	○	○
	粘土	C <sub>u</sub> =20 kN/m <sup>2</sup>	C <sub>u</sub> =20 kN/m <sup>2</sup>	○	○	○	○	○
			C <sub>u</sub> =40 kN/m <sup>2</sup>	×	○	○	○	○
			C <sub>u</sub> =60 kN/m <sup>2</sup>	×	○	○	○	○
			C <sub>u</sub> =80 kN/m <sup>2</sup>	×	×	○	○	○

#### 5.4.5. 撤去性の照査

ここでは、試設計スカートサクシヨン基礎について、式(5.1)で示した算定式で撤去抵抗を算定する。

$$R_r = U_i \times L \times f_i + U_o \times L \times f_o \quad \text{式(5.1)}$$

ここに、

$R_r$ ：撤去抵抗力(kN)

$U_i$ ：スカート内側の周長(m)

$L$ ：貫入長(m)

$f_i$ ：スカート内側の周面摩擦力度(kNm<sup>2</sup>)

$U_o$ ：スカート外側の周長(m)

$f_o$ ：スカート外側の周面摩擦力度(kN/m<sup>2</sup>)

図 5.33 に深度－撤去抵抗力を示す。式(5.1)において、実際のスカートサクシヨン基礎の撤去時には貫入時の周辺地盤の乱れの影響は十分に回復しているものと考えられるため、スカート内外とも港湾基準<sup>10)</sup>の杭基礎の算定値である  $2 \times N$  を用いた。

基礎の水中重量 17,150 kN と地盤の周面抵抗の合計である最大撤去抵抗力は 130,100 kN となり、撤去時にクレーンにより基礎気中重量 29,200 kN で吊り上げるとすると、必要注水圧は  $(130,100 - 29,200) \text{ kN} / 580 \text{ m}^2$  (スカート内側面積) = 174 kPa となる。設備設計上の安全率は 1.5 とし、 $174 \text{ kPa} \times 1.5 = 261 \text{ kPa}$  を計画注水圧になる。本研究では、注水設備設計は割愛するが、隔壁で仕切られた 4 室に一般的なポンプ仕様 (110 kW, 全揚程 50 m, 吐出量 8.4  $\text{m}^3/\text{min}$ ) を配置することで撤去可能であることを確認した。

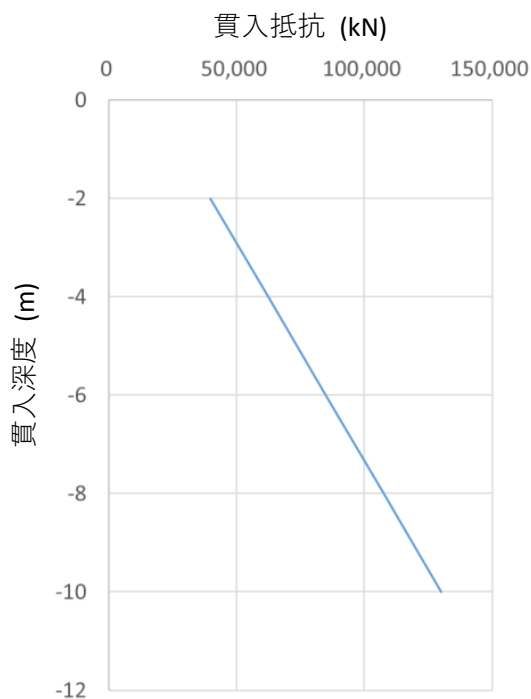


図 5.33 深度－撤去抵抗力

## 5.5. スカートサクシヨン基礎と従来基礎のコスト比較（参考）

ここでは、試設計スカートサクシヨン基礎と同条件で設計した従来形式のモノパイル基礎（MP 基礎）で、製作・施工コストの直接工事費を比較した結果について述べる。ウインドファーム全体規模での比較をするため 20 基分とした。詳細を示すことができないため、材料、製作、海上作業についてコストの大小および有無で示し、小計および合計のコストは MP 基礎に対する比率で表す（表 5.22）。コスト算出は超概算のためあくまで参考とする。

表 5.22 基礎仕様およびコスト比較

SS 基礎仕様		MP 基礎仕様	
鋼管 φ 6.0 m × t60 mm × L36 m（約 180 ton） RC φ 28 m × t250 mm × L12 m（約 3,400 ton）		鋼管 φ 5.5 m × t60 mm × L73 m（約 610 ton）	
名称	摘要	SS 基礎	MP 基礎
材料費（輸送含む）	鋼材（柱部分，製作費含む）	小	大
	鉄筋	有	無
	コンクリート	有	無
小計	（コスト比率）	0.85	1.00
RC 躯体製作費		有（大）	無
海上作業費	基礎設置～打設・沈設（起重機船，打設・沈設設備含む）	小	大
小計	（コスト比率）	0.40	1.00
合計	（コスト比率）	1.11	1.00

材料、製作、海上作業の合計では、MP 基礎に比べて SS 基礎のコストが約 1 割高くなった。材料（柱部分，製作費含む）と海上作業のコストは SS 基礎の方が小さいが、MP 基礎には含まれない RC 躯体製作のコストが大きいためである。

今回は水深 20 m，風車 4MW という条件の下でのコスト比較であるが、トレンドである大水深化・風車大型化は MP 基礎の材料費および海上作業費が大きく膨らむため、SS 基礎が有利になる可能性がある。また、堆積層の下に岩盤が存在する場合には MP 基礎の打設が困難であり削岩等の補助工法のコストが嵩むため SS 基礎が有利である可能性が高い。また、今回はコスト比較に含めなかった撤去コストに関しては、SS 基礎は注水設備・注水作業の費用のみであるのに対し、MP 基礎では引き抜くことができないため水中での切断作業が生じ、MP 基礎に比べて SS 基礎の撤去コストが極めて小さくなるのが容易に想像できる。

## 5.6. まとめ

本章では、実海域規模でのスカートサクシヨン基礎の成立性を確認するため、4 MW 風車を対象としたスカートサクシヨン基礎の試設計結果を示した。本章の内容をまとめると以下のようになる。

- 1) 試設計に用いる解析モデルの妥当性を検証するため、遠心模型試験における静的水平載荷試験の結果と、三次元変形解析での静的載荷結果を比較した結果、荷重－変位関係 ( $P$ - $S$  曲線) は概ね一致した。2.3 で実施した実海域実験モデルでの再現解析結果と合わせ、三次元静的弾塑性解析モデル (全応力解析) による設計手法の妥当性が検証された。
- 2) 試設計モデルにおける設計条件を整理し、三次元変形解析で静的載荷による荷重－変位曲線を算出し、水平抵抗安定性を把握した。暴風波浪時の風荷重や波浪荷重相当の水平荷重を載荷しても弾性変形範囲に収まることを確認することで水平抵抗安定性が確保されるという照査手法を確立した。
- 3) 貫入性照査に関して、二つの既往算定式から必要なサクシヨン圧を算定し、一般的なポンプ設備仕様で所定の深度まで貫入可能であることを確認した。また、砂地盤および粘土地盤で  $N$  値と水深をパラメータとし貫入可否の整理を実施し、砂地盤では水深 15 m 以深では  $N=50$  でも貫入できることを確認した。一方で、粘土地盤では地盤が固くなるにつれ、水深が小さい場合に貫入不能となるケースも確認された。
- 4) 撤去性照査に関して、周面摩擦と基礎重量を考慮した撤去抵抗を算定し、撤去に必要な注水圧を算定した。一般的なポンプ設備仕様で撤去可能であることを確認した。
- 5) SS 基礎と従来基礎 (MP 基礎) のコスト比較より、水深 20 m, 4 MW 風車の条件では SS 基礎のコストが高くなったが、トレンドである大水深化・風車大型化により SS 基礎が有利になる可能性がある。

## 参考文献

- 1) SoilPlus (地盤・浸透・耐震統合解析システム), 伊藤忠テクノソリューションズ,  
<http://www.engineering-eye.com/SOILPLUS/index.html>
- 2) 公益社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, pp.322-376, 2012.3.
- 3) 公益社団法人土木学会: 風力発電設備支持物構造設計指針・同解説[2010年版], pp.274-282, 2010.
- 4) 公益社団法人土木学会: 風力発電設備支持物構造設計指針・同解説[2010年版], pp.230-250, 2010.
- 5) 公益社団法人日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻), pp.268-269, 2007.
- 6) 公益社団法人土木学会: 風力発電設備支持物構造設計指針・同解説[2010年版], pp.151-198, 2010.
- 7) 一般財団法人沿岸開発技術研究センター: サクシヨン基礎構造物技術マニュアル, pp.70-76, 2003.
- 8) 一般財団法人沿岸開発技術研究センター: サクシヨン基礎構造物技術マニュアル, pp.42-69, 2003.
- 9) 公益社団法人日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の記述・同解説(上巻), pp.320-323, 2007.7.
- 10) 公益社団法人日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の記述・同解説(下巻), pp.567-666, 2007.7.

(この頁空白)



## 6. おわりに

本論文では、洋上風車基礎として期待されるスカートサクシヨン基礎設計の取り掛かりとして、簡易模型実験および数値解析により浸透流による基礎貫入時挙動のメカニズムを理解することを試みた。また実海域における RC 大型試験体の貫入・撤去実験結果により既往の貫入・撤去抵抗算定式の評価を行った。また、水平載荷実験結果を再現する三次元 FEM 変形解析モデルを確立し、基礎の水平耐力を評価した。これらをまとめ、実規模のスカートサクシヨン基礎の試設計を実施した。

第 1 章では、研究背景およびスカートサクシヨン基礎の概要を示すとともに、本研究の対象および目的を基礎貫入時と基礎完成後の問題の二つに分類して整理した。

第 2 章では、実海域における RC 大型試験体を用いた貫入実験、撤去実験、水平載荷実験の結果を示すとともに、貫入および撤去に関しては既往の予測式と比較し、予測式の評価を行った。また、水平載荷実験結果を三次元 FEM 解析により再現した。

第 3 章では、浸透による基礎の沈下挙動のメカニズムを理解するため、1g 場の簡易浸透模型実験を実施した結果および考察を示した。模型実験はシンプルに上向き浸透流を与える実験と、より実物に近いように基礎内外に水位差与える実験を実施した。

第 4 章では、浸透流による支持力低減メカニズムの理解のため、第 3 章の模型実験を対象に三次元浸透流解析および大変形問題に優れた SPH 法による数値解析を実施した結果および考察を示した。

第 5 章では、実海域規模でのスカートサクシヨン基礎の成立性を確認するために、4 MW 風車を対象としたスカートサクシヨン基礎の試設計結果を示した。遠心模型実験での水平載荷した際の結果を三次元静的弾塑性モデルによる全応力解析で再現し、改めて解析モデルの妥当性を示したうえで、試設計モデルの水平載荷時の安定性照査を実施した。また、既往予測式による貫入性および撤去性を評価した。

本研究で得られた結論を要約して以下に示す。

<浸透流によるスカートサクシヨン基礎の貫入時挙動メカニズムに関する結論>

- 1) 簡易浸透模型実験から、基礎周囲に作用する上向き浸透より有効応力が低減して基礎が沈下/貫入する様子が観察された。但し、基礎根入れが小さい場合や極端に大きな浸透を発生させた場合には噴砂が発生し、基礎貫入の制御が不能となった。噴砂が発生するまでは、動水勾配やサクシヨン圧に起因する貫入力より基礎貫入を管理・制御できることが明らかとなった。
- 2) 簡易浸透模型実験から、密な地盤では浸透に対する抵抗が大きいため貫入しにくく、一度液状化した履歴のある地盤でも再配列により密になり貫入しにくい結果が得られた。

密な地盤では浸透作用により局所的に形成される水平クラックや液状の砂の流動が見られ、噴砂が発生する緩い地盤とは不安定化モードが異なったことから、あらかじめ予測した貫入管理が難しいことが示唆された。

- 3) 支持力公式による計算上の極限支持力が、浸透により載荷圧を下回った後に基礎が貫入することが確認できたが、極限釣り合いの均衡が崩れた直後に貫入が開始しなかった。これは局所的な周面摩擦や土槽の大きさによる境界の影響が考えられるため、影響を加味した支持力算出方法での検証をすることで、支持力公式による貫入開始の管理ができることが示唆された。
- 4) 三次元浸透流解析の結果から、貫入初期段階では浸透流が経路長の短い基礎壁面に集中して浸透流速が速く、貫入が進行すると、周辺地盤の広範囲から間隙水が集水されて基礎内部の浸透流速が一様に上昇する。それによって基礎内部全体で液状化に近い挙動を示し、支持力が低減されることで基礎の貫入が促されることが明らかになった。
- 5) 三次元浸透流解析の結果から、基礎先端では貫入段階に関わらず限界流速に達する浸透流速が生じているため、貫入時に時空間的に変動する地盤の流動化特性を詳細に把握することで、浸透に伴う支持力低減を定量評価できることが示唆された。基礎先端部が浸透の抵抗となることが確認されたため、抵抗が小さい形状（例えばくさび型）にすることで貫入しやすくなる可能性が示唆された。
- 6) SPH 法による数値解析で、基礎模型の貫入開始のタイミングを再現できることが検証された。解析精度向上のため、解析手法における人工粘性および地表面の透水性の評価および排水モデルの改良により貫入量が実験値を精度よく再現できることが検証された。

<既往算定式によるスカートサクシオン基礎の貫入性および撤去性に関する結論>

- 7) 実海域における RC 大型試験体を用いた貫入実験において、砂地盤における貫入抵抗実測値と既往予測手法による貫入抵抗算定値を比較した結果、既往予測式は実務を行ううえで適用が十分可能であることが検証された。但し、浸透流による貫入時支持メカニズムは複雑なため、本研究で再現解析が可能であることが検証された SPH 法による解析でも評価することが重要である。また、撤去実験においても、砂地盤における撤去抵抗実測値と既往予測手法による撤去抵抗算定値を比較した結果、既往予測式は実務を行ううえで適用が十分可能であることが検証された。
- 8) 4 MW 風車を対象とした実規模のスカートサクシオン基礎試設計モデルの貫入性照査において、既往算定式から必要なサクシオン圧を算定し、一般的なポンプ設備仕様で貫入可能であることが検証された。また、撤去性照査についても、周面摩擦と基礎重量を考慮した撤去抵抗を算定し、撤去に必要な注水圧を算定した結果、一般的なポンプ設備仕様で撤去可能であることが検証された。

- 9) 4 MW 風車を対象とした実規模のスカートサクシヨン基礎試設計モデルにおいて、既往算定式を用いて砂地盤および粘土地盤で  $N$  値と水深をパラメータとした貫入可否を整理した。その結果、砂地盤では水深 15 m 以深では  $N=50$  でも貫入できることから砂地盤での適用性が高いことが検証された。ただし、簡易模型実験結果から密な地盤では局所的な不安定化が生じることが明らかとなっているため予測通りにいかない可能性があり注意が必要である。一方で、粘土地盤については地盤の固さおよび水深により適用範囲が限定されることが明らかとなった。

＜スカートサクシヨン基礎の水平載荷時の安定性評価に関する結論＞

- 10) 実海域における RC 大型試験体を用いた水平載荷実験の結果と、同モデルを再現した三次元 FEM 全応力静的弾塑性解析の結果を比較した結果、極限荷重の 1/3 程度まではスカートサクシヨン基礎の変形および支持機構を概ね評価可能であることが検証された。また、遠心模型実験における静的水平載荷試験の結果と三次元変形解析での静的載荷結果を比較した結果、降伏荷重の 2/3 程度まで荷重-変位関係 ( $P$ - $S$  曲線) は概ね一致した。以上のことから、実務的な簡易な手法として三次元 FEM 全応力静的弾塑性解析によるスカートサクシヨン基礎の水平耐力評価手法を確立した。
- 11) 実海域モデルを再現した三次元変形解析モデルによる載荷段階ごと地盤の塑性化状況から、洋上風力発電基礎として安定的に機能維持をするためには、風条件や波浪条件から想定される設計水平荷重の最大値が SS 基礎の水平耐力の 1/3~1/2 程度になるように設計することが望ましいことが検証された。
- 12) 確立された FEM 解析による水平耐力評価手法は、より実務的にするために比較的簡易な全応力手法を用いたが、実現象としては水平載荷時に受働サクシヨンが働くことから、より詳細な検討を実施する際は有効応力解析による手法の確立が望まれる。例えば、ジャケット構造のような基礎に引張が生じる構造形式には特に有効であると考えられる。
- 13) 4 MW 風車を対象とした実規模のスカートサクシヨン基礎試設計においても、FEM 解析による水平耐力評価手法による水平耐力評価が有効であることが検証された。

(この頁空白)

## 謝辞

本論文は、著者が（株）大林組本社土木本部生産技術本部設計第二部で行っていた業務を中心に名古屋工業大学大学院博士課程在学3年間（2018～2021年）において取りまとめたものです。

本論文をまとめるにあたって、名古屋工業大学大学院 前田健一教授には、ご多忙にもかかわらず、方向性の示唆から論文細部に至るまで、全編にわたって懇切丁寧なご指導、ご教授を賜りました。心より深く御礼申し上げます。

本論文の審査を通じ、貴重なご助言を賜りました、名古屋工業大学大学院 張鋒教授、同野中哲也教授ならびに名古屋大学大学院 野田利弘教授に、深く感謝の意を表します。

本研究での実験および解析を計画・実行するにあたってご協力をいただきました、名古屋電気鉄道（株） 鈴木悠真さん、名古屋工業大学大学院 安江絵翔さん、同 丹羽俊介さんに、深く御礼申し上げます。

本研究は、日本学術振興会科学研究費補助金挑戦的研究（萌芽）19K21990の助成を受けています。ここに記して謝意を表します。

本研究は、（株）大林組において2015年頃よりスタートした「着底式洋上風力基礎研究開発グループ」における研究成果の一部を取りまとめたものでもあります。研究開発の初期段階から大いなる熱意を持って本研究業務を導いてこられ、また著者が大学院在学中における良好な業務環境にご配慮いただきました（株）大林組本社土木本部生産技術本部設計第二部 栗本卓部長、ならびに本研究において多くの助言をいただきました生産技術本部設計第二部 伊藤政人担当部長、原子力本部 山本修一統括部長、同 佐藤伸課長、技術研究所 粕谷悠紀副課長に、心より感謝の意を表します。

本論文をまとめるにあたっては、（株）大林組各部門の多くの方々にご支援をいただきました。皆様に深く感謝致します。どうもありがとうございました。

最後に、本論文をまとめる間、支えてくれた家族に感謝します。

(この頁空白)