

平成21年度（財）港湾空港建設技術サービスセンター研究開発助成報告書

助成番号：平成22年 2月 2日付 第09 — 4号

研究開発項目：（番号）⑥建設副産物リサイクルに関するもの

地盤内浚渫土圧入による港湾・航路の 維持管理と両立する人工干潟造成技術 に関する研究

平成23年4月28日

広島大学大学院工学研究院

土 田 孝

目 次

1. 研究の背景と目的	2
2. 粘土圧入による模型実験	9
2.1 概要	9
2.2 実験試料および粘土層の強度の決定方法	10
2.3 実験手順	12
2.4 実験ケース	13
2.5 実験結果	14
2.6 圧入圧力と圧入速度の関係	24
2.7 地盤変形解析による模型実験結果の検討	29
3. 改良による圧入実験	
3.1 実験方法	35
3.2 改良した圧入方法による 1/25 模型実験	41
3.3 限界圧入量の検討 (Case8)	47
4. 実施工への適用性について	50
5. 結論	52
参考文献	53

1. 研究の背景と目的

我が国の沿岸域は、古来、農用地に始まり港湾、重化学工業、エネルギー施設、都市基盤施設等として高度に利用されており、それらの過程で多くの自然環境が失われてきた。多くの沿岸域では本来砂質土や泥土による干潟が、浅海域ではアマモ等の藻場が広く発達していたと考えられているが、残存する自然の干潟や藻場の面積は急激に減少している。干潟や藻場には多様な生物が生息していて水域を浄化する作用があり、干潟・藻場を人工的に造成する事は沿岸環境の再生を大きく前進させる事になる。

1978 年以降、全国で 3,857 ha の干潟が消滅した。その 42% が埋め立てによるもので、埋め立てに次ぐ減少原因は地盤の沈下によるものである。一方、1978 年以降造成された干潟は全国で約 2,100 ha に及んでおり、今後も約 1,400 ha の造成が計画されている(2002 年現在)¹⁾。図 1.1 は、瀬戸内海における藻場・干潟の造成事業例である。このように瀬戸内海地域では、干潟・藻場の造成事業は数多く行われている。ここでは、その中の造成事業のなかで広島港五日市地区人工干潟と尾道糸崎地区人工干潟及び徳山港大島地区人工干潟の事例を挙げ人工干潟造成に関わる課題について説明する。

(1) 広島港五日市地区人工干潟^{2),3)}

広島港五日市地区において、港湾、住宅、公園、廃棄物処分場の整備を目的とした 154 ha の埋立事業によって消滅する干潟の代替として、八幡川河口域の埋立地東側の岸壁に消滅する干潟と同程度の人工干潟が昭和 62 年度から平成 2 年度にかけて造成された。写真 1.1 は造成直後の人工干潟の状況である。

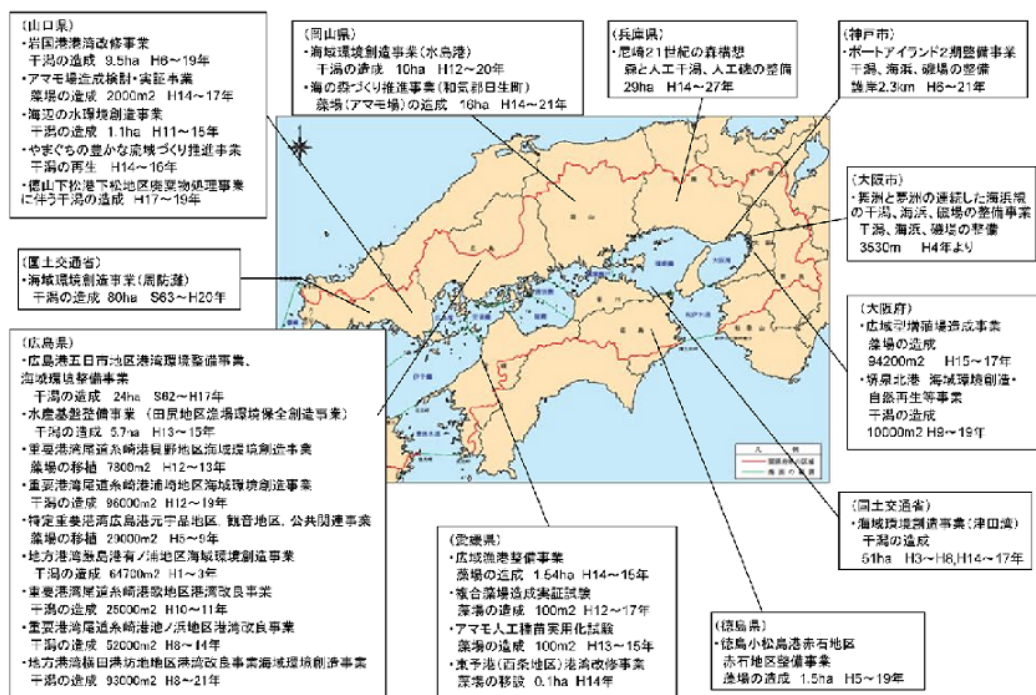


図 1.1 瀬戸内海における藻場・干潟の造成事業例⁵⁾

干潟材料には五日市地区の廃棄物埋立護岸等の工事により発生した浚渫粘性土を有効利用している。浚渫粘性土の投入や覆砂の施工手順は、最初に潜堤を構築し次に水深の深い箇所に浚渫粘土を海面から直接投入する。水深が浅いところではベルトコンベアを用いて粘土を投入している。

図 1.2 に造成された干潟の断面図を示すが、完成後の追跡調査では、自然干潟に近い機能を有する事が確認された。しかし、当初 10%弱含まれていた細粒分が 3~4 年後にはほぼ完全になくなっていったこと、造成に用いた浚渫粘土及びその下の海底地盤の圧密により 1 m 以上の沈下が起こり、海岸線が大きく後退するという変化も観察された。アサリなどの底生生物はある程度の細粒分を必要としており、覆砂部が粘土、シルトなどの細粒分を適切に含んでいることは生態系の形成に重要である。この細粒分の抜け出し現象は今後の人工干潟造成において、圧密沈下の防止とともに解決しなければならない問題の一つとなっている。



写真 1.1 五日市人工干潟³⁾

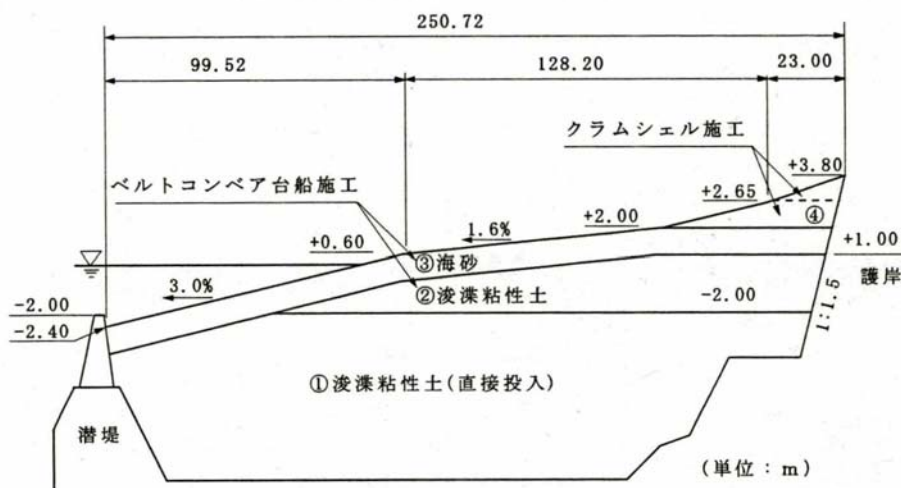


図 1.2 施工手順模式図⁶⁾

(2) 尾道糸崎港人工干潟^{4),5)}

尾道糸崎港では港湾整備の際、航路や泊地の浚渫に伴い発生する土砂処分が問題となった。一方、アサリの漁獲量の激減という理由から、干潟を造成してほしいという要望が地元から出ていた。このため、国土交通省中国地方整備局では浚渫した土砂を活用して、昭和59年から平成8年にかけて糸崎港周辺の3箇所で合計約60haの人工干潟を造成した。

写真1.2は尾道市海老地区の人工干潟である。この場所は1年確率波が30cm程度の静穏な海域で、河川からの砂の供給は無く、一般的に海岸沿いは急深の砂浜を呈し、沖合は底質がシルト質で水産的に未利用な海域であった。ここに、沖合200mに雑石による潜堤を築造し、尾道糸崎港の航路泊地の浚渫で発生した土砂を投入した後に、50cmの厚さで覆



写真 1.2 尾道糸崎港海老地区人工干潟



図 1.3 尾道糸崎港海老地区人工干潟の断面図と平面図¹¹⁾

砂を行って干潟を造成した。干潟の断面図と平面図を図 1.3 に示す。

干潟の造成後、自然再生の程度を確認するため、干潟の地形変化、底質環境、生物の生息状況やアマモ場の分布等について昭和 59 年から平成 14 年にかけて継続的なモニタリングが実施された。その結果、自然干潟に近い多様性のある生物相の発現と多くの貴重種の生息、さらに 8ha にも及ぶアマモ場の再生が確認された。

海老地区造成干潟が自然に近い生物生息機能を発揮する干潟となった要因について、篠崎らは以下のように考察している⁶⁾。

(a) 干潟地盤の地形的安定

海老地区人工干潟の場合、平常時で平均波高 10 cm 程度、台風などの異常時においても有義波高 50cm 未満の非常に静穏な海域に立地している。在来地盤及び浚渫土砂において全体で 1cm 程度の地盤沈下が確認されたが、造成後 4 年程度で終息した。侵食または堆積への一方向への地形変化は見られず、10~20cm 程度の地形変化で長期的に安定した地形を維持している。

(b) 物理的条件と底生生物との関係

底生生物の種類数は、地盤高が概ね平均水面(M.S.L.)より低い場合に平均値を上回る種類数が出現しており、シルト・粘土分が概ね 10%程度でピークを示し、5~20%程度において平均値を上回る種類数が出現している。また、底生生物の種類数は、干潟基盤表面の保水性が高い場合、つまり地下水位の低下幅及びサクションが小さい程、種類数が多くなる傾向を示す。この結果より海老地区ではシルト・粘土分の含有率など自然干潟にみられる土壤環境の特徴に類似した干潟面が多く存在していた。

(c) 覆砂中の粘土・シルト分供給の原因解明

覆砂層内の細粒分の鉱物塑性の分析結果より、覆砂表層のシルト・粘土分は、覆砂下層及び中詰浚渫土砂から供給された可能性が高い。その要因として、スナモグリ類の巣穴が覆砂から覆砂海に浚渫土砂にまで到達していることが確認された。スナモグリ類は巣穴形成の際、下方の堆積物を上方へ移動させて巣穴外部へ運搬する。従って、造成後の干潟において、シルト・粘土分が覆砂中へ供給された要因としては、スナモグリ類をはじめとする生物錯乱作用(バイオダーベーション)によるものと考えられる。

(3) 山口県徳山港大島人工干潟

山口県徳山港では、徳山下松港新南陽地区多目的国際ターミナル整備から発生する浚渫土砂を有効活用し、周南市大島地区にアサリの育成場として継続的に活用できる目的として 2005 年度から人工干潟を造成している。現在(2010 年 1 月)のところ、第 1 期整備区が完成しておりターミナル整備泊地の浚渫工事に伴い約 70 万 m³(地山土量)の浚渫土砂を干潟に投入している(写真 1.3)。これからも第 2 期整備区として約 50 万 m³の土砂を投入し干潟を整備する予定となっている。

図 1.4 に設計断面を示す。本干潟はアサリの養殖場としての活用を目的としているので、

干潟の整備方針としてアサリの生育に適した底質環境の創出を目指して、底質の土砂の物理特性や勾配を設計している。また、この干潟は造成後間もないため、現在でも浚渫泥土の自重圧密や在来地盤の圧密などにより地盤高の沈下が起こっており、計画高 D.L+1.5m の地点で 25cm ほど沈下している(2009 年 4 月)。地盤高の計測は現在も継続的に行っており、それと並行してアサリ成育の現地モニタリング調査を第 1 整備区において行っている。



写真 1.3 山口県徳山港大島人工干潟

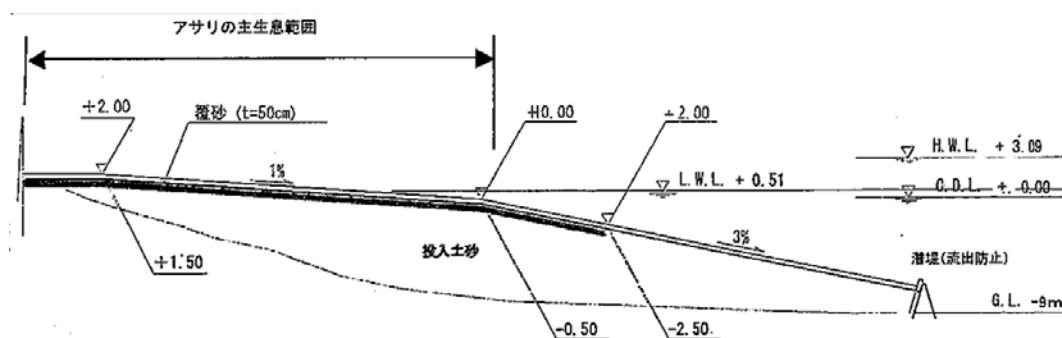


図 1.4 大島干潟設計断面図

(4) 人工干潟造成に関する課題

人工干潟を造成する上で課題となる事項について以下にまとめる。まず、人工干潟の構造は大きく分けて、沖合に土砂の流出を防ぐ潜堤、港湾・航路の整備時に排出する浚渫粘土を利用した中詰め土層、自然干潟と同等レベルの生態系を創出するための覆砂層の 3 つの要素から構成されている。これらをいかに長期間安定し維持管理の容易な状態で、かつ低コストで造成できるかが、人工干潟造成の課題であり目標である。

この 3 つの要素また基礎地盤での個々の要素についての課題を抽出すると以下のように

なる。

①.覆砂

自然干潟と類似する干潟面・保水性の維持，生物生息状況のモニタリングと必要に応じた対策（覆砂層の細粒分流出に関する問題など）

②中詰土の課題

浚渫土砂の沈下低減対策（圧密沈下による干潟面積の減少）

③潜堤造成の課題

低コストのり止め構造物・潜堤下の基礎地盤の改良工法

④基礎地盤の課題

沈下対策・安定対策

⑤覆砂・中詰土共通課題

地形，底質が不安定・細粒分の供給源，維持管理

以上のように，人工干潟造成には様々な技術課題がある。

(5) 本研究のねらい

以上述べてきたように，人工干潟の造成はこれまでも，港湾・航路の整備と並行して行われてきた。しかし，従来の干潟造成は通常の土地造成と同様の手法で行われてきた。すなわち，あらかじめ策定された計画にもとづいて潜堤を建設し，その内部に浚渫土を集中的に投入し覆砂を行って干潟を造成してきた。この造成方法では，干潟造成中は大量の浚渫土が材料として必要であるが，浚渫は港湾の維持・整備のために行われるので，干潟造成事業と港湾事業の綿密な調整が必要になる。さらに，完成後には干潟は浚渫土を受け入れることはできないので，現状では浚渫土の安定的な利活用方法とはいえない。

一方，造成された干潟は台風など自然界のイベントの影響を受けて地盤形状や生態系が変動するので，生態系を良好に育成するためには造成後にモニタリングを行い，変動に合わせた適切な対応を図る適応的管理（アダプティブマネジメント）が必要であるとされている。しかし，実際には，多くの場合工事終了後に，造成した干潟の管理が地元引き渡されるため，造成主体は干潟のメンテナンスに関わることがなく，維持管理が不十分となりがちである。この結果，時間とともに生物生息数が大幅に減少した例も報告されるなど，造成干潟では良好な生態系の育成が難しいという問題が指摘されている。

以上のように，従来型の浚渫土を用いた干潟造成は，リサイクル面では港湾内で発生する浚渫土を安定的に利活用できないという問題があり，環境面では維持管理の困難さにより生態系の育成が不十分になりがちという問題を抱えている。

これらの問題を解決するには，港湾の維持・整備のための定常的な浚渫事業と長期間両立し，造成後も適応的管理による維持管理を続け，自然の生態系を再生できる技術としくみが強く求められる。以上の観点から，本研究は，従来の土地造成的な手法と異なる新しい干潟造成技術を開発することを目的とした。すなわち，図 1.5 に示すように，浚渫土層

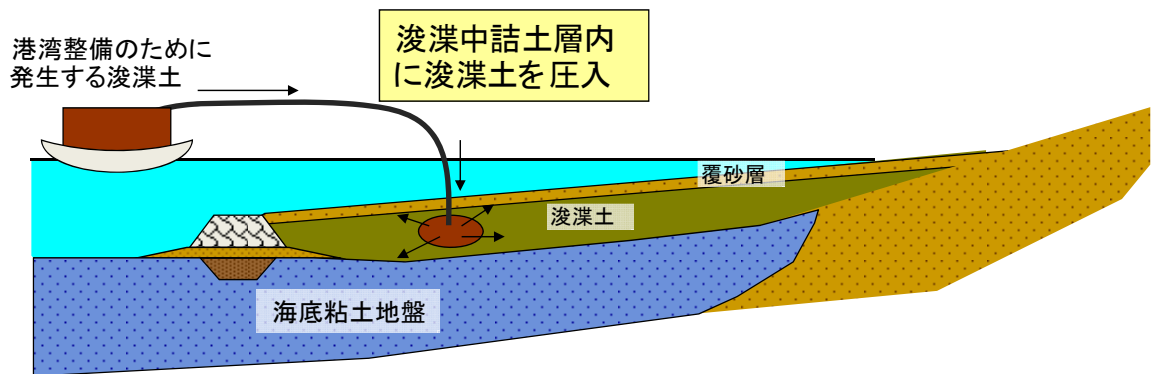


図 1.5 浚渫土圧入方式による人工干潟造成工法

と覆砂層からなる初期の干潟構造を造成した後に、覆砂層の底部に直接浚渫土を圧入しながら干潟を拡張する技術を開発する。本技術は、できあがった干潟の利用を妨げず、海域環境を汚すことなく浚渫土の圧入による干潟地形の修正、干潟の拡張を可能にするものである。技術的には少数の圧入口から大量の浚渫土を圧入し、圧入口周辺の広い範囲の地盤全体を覆砂層を攪乱せず均等に隆起させる技術を開発する。

この工法の利点は、一つは上述する工法に比べ既存の干潟の沈下補修に適用できる点であり、造成が完了した既存の干潟でも浚渫土の受け入れの場として活用できる。また、新たな干潟を造成する際もはじめから干潟全体を造成する必要はなく、施工時に発生している浚渫土を埋め立てた後は覆砂層を敷き、干潟として機能している部分から随時市民に開放していく方法がとれる。さらに、その後浚渫土が発生するタイミングに合わせて地盤内に圧入することで、地盤高を嵩上げし干潟面積を拡大していくことができるので、長期間にわたり浚渫土の処分場としての機能を発揮できる。さらには、長期間にわたって干潟を造成することにより、干潟の造成主体が造成後もモニタリングを継続し、適応的管理を行って干潟の機能を維持することに責任をもつことができる点も人工干潟の特性に適した新しい造成工法といえる。

施工イメージは、干潟内に一定間隔で圧入管を設置した後は、前述した沈下補修付き人工干潟造成工法と同様に輸送船で運んできた浚渫した土砂をスラリー化する装置に移し、海上から圧送パイプを介して圧入管内に圧入し、地盤高の嵩上げを行う。この工法を開発する上で最も重視しなければならない点は、直接浚渫土を中詰土層に圧入するので圧入した粘土が覆砂層を突き抜け干潟表層に噴出することのないようになるべく側方へ広がるような圧入方法を検討しなければならない。もし、噴出しが起きるようであれば覆砂層との境界に噴出し防止用の透水性シート等を敷くことで対応する必要がある。

本研究では、圧入による地盤高の嵩上げが可能かどうかを、室内で干潟模型土層を作成し、圧入試験をすることで、この工法の適用性について検討する。

2. 粘土圧入による模型実験

2.1 概要

実験は図 2.1 に示すように、室内で干潟断面を再現した模型地盤を作成し、その粘土層にスラリー状の粘土を圧入し、圧入前後の地盤高の変化、圧入した粘土の広がりなどを測定し、粘土を圧入することが可能かどうかを検討する。以下に、実験装置・使用試料・方法・実験ケースなどを説明する。図 2.1 に実験装置の概略図を示す。本装置は水槽、圧入装置、圧入パイプ及び圧入管からなる。まず、水層は幅 1m、奥行き 1m、高さ 50cm のアクリル製である。その中に、人工干潟断面を再現するため、中詰粘土層・覆砂層を敷き詰める。圧入装置は、内径 22cm、高さ 50cm のアクリル円筒容器と内径 15cm、高さ 30cm のアクリル円筒容器からなる。底から 8cm の高さに穴が空いており、そこからパイプを介して水槽中央部に設置している圧入管から中詰め粘土層へスラリー状の粘土を圧送する。圧入は上部より空気圧を載荷することで行い、空気圧測定は圧入容器上部に設置している空気圧計（東京測器研究所，PW-1MPA）を用いる。圧入量の測定は、圧入容器の中心にゲージを立て、圧入による粘土層の高さの変化を、測定装置を用いて上部アクリル容器位置での目盛を読む。また、その目盛の下がる時間から単位時間当たりの圧入量（圧入速度）を算出する。

圧入速度は、空気圧を調整することで行う。圧入後の地盤高の変化は、水槽上端に 5cm メッシュで水系を張り、底からゲージを鉛直に垂らし測定する。圧入パイプ及び圧入管は

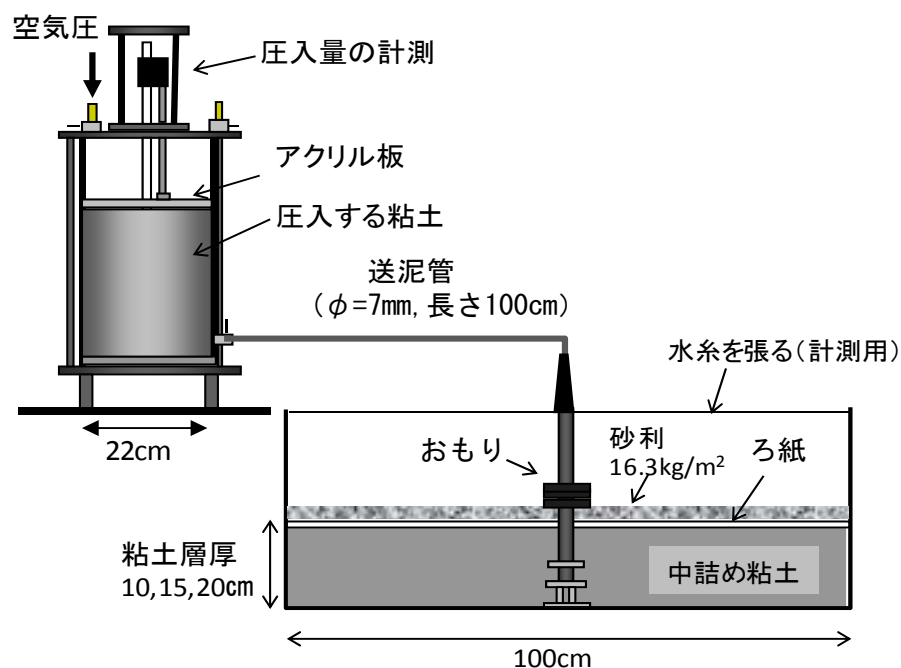


図 2.1 実験装置概要図

内径 7mm であり，水槽の中央部に設置しそこから圧送した粘土が排出する．圧入管先端の詳細な構造は図 2.2 に示すように，水槽底面から高さ 2cm から圧入するように，底面に両面テープで固定している．また，本実験を行う前の予備実験の段階で，実験開始直後に圧入した粘土が管と中詰粘土の隙間を伝い，表層へ噴出したので，対策として次の点を工夫した．一つ目は圧入管先端と先端から 5cm 上方に，圧入した粘土の側方への広がり促進と圧入管と粘土の境界面からの覆砂層への噴出しを防止するために直径 5cm のかさ状の板を付けている．さらに，覆砂層への粘土の噴出しを防止する対策として，圧入管周辺にゴム製のおもりを載荷し，覆砂と粘土層の間にろ紙を敷いた．これは，圧入を成功させるための補助工法を模擬している．圧入管付近のおもりは，圧入管周りの上載圧を増加することで，側方への広がりを促進し，圧入管と粘土の隙間からの粘土の噴出しを防止する目的があり，直径 10cm の範囲に重さ 360g のおもりを載荷させた．これは，実際では圧入管の 1m 周りに厚さ 50cm 程度の砂を盛る程度に等しい．ろ紙は覆砂層への粘土の噴出しを防止する目的の他に，丸砂利の荷重を粘土層に均等に載荷させる役割も果たしている．

2.2 実験試料および粘土層の強度の決定方法

①中詰粘土層および圧入側粘土

実験で用いる粘土は作業性を考えて，市販の木節粘土を用いた．木節粘土は粉状であり，含水比の調整が容易である．本試験で用いた木節粘土の液性・塑性試験の結果を表 2.1 に示す．

表 2.1 木節粘土のコンシステンシー試験結果

液性限界 ω_L	塑性限界 ω_p	塑性指数 I
62.56	39.46	23.11

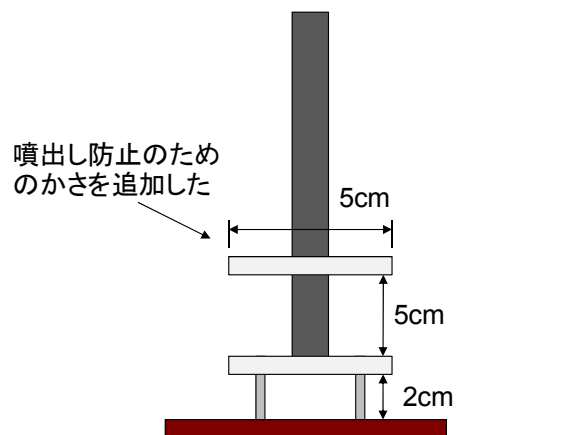


図 2.2 圧入管先端の構造

今回の模型実験は縮尺を 25 分の 1 と考え、中詰粘土層・圧入側粘土の強度を実際の強度の 25 分の 1 の強度に調整して行う。強度の調整は、粘土の含水比を変化させることで行う。図 2.3 に木節粘土の含水比と非排水せん断強度 c_u の関係を示す。この強度の測定はベーンせん断試験機で行った。図中の正規化含水比とは木節粘土の液性限界で除したものである。含水比が高くなるにつれて強度が下がっており、練り返した粘土のせん断強度(kPa)は式 2.1 のように表わされる。

$$c_u = \frac{1.3}{\left(\frac{w}{w_L}\right)^9} \quad (2.1)$$

ここで、 w ：含水比， w_L ：液性限界，であり，上式の 1.3 は液性限界付近のせん断強度である。

今回はこの式の関係を用いて、試験で用いる粘土の強度を決定した。まず中詰粘土層のほうは、現地調査での結果から算出した。現地での浚渫土層の強度の範囲は貫入抵抗 q_d 値で約 60～400kPa であった。そこで、あらかじめ室内において木節粘土のベーンせん断強度と軽量動的コーン貫入試験の q_d 値の関係を用いて、せん断強度に換算する。貫入抵抗 q_d 値とベーンせん断強度 c_u の関係は図 2.4 のように比例関係であり、式 2.2 で表わされる。この係数は圧密度の推定でコーン係数を用いる。

$$q_d = 26.9c_u \quad (2.2)$$

この関係から、現地の浚渫粘土のせん断強度の範囲を算出すると、2.23～14.9kPa となる。実験では、この強度の 25 分の 1 に調整して行うので、0.089～0.596kPa となるので、図 2.4 の含水比と強度の関係から含水比の範囲を算出すると正規化含水比で 1.1～1.3 の範囲である。よって、今回行う実験の粘土の強度はこの範囲の含水比で調整する。しかし、実際の干潟浚渫土層の強度は、深さ方向に土被り圧により強度が増しており、上述した現地の貫

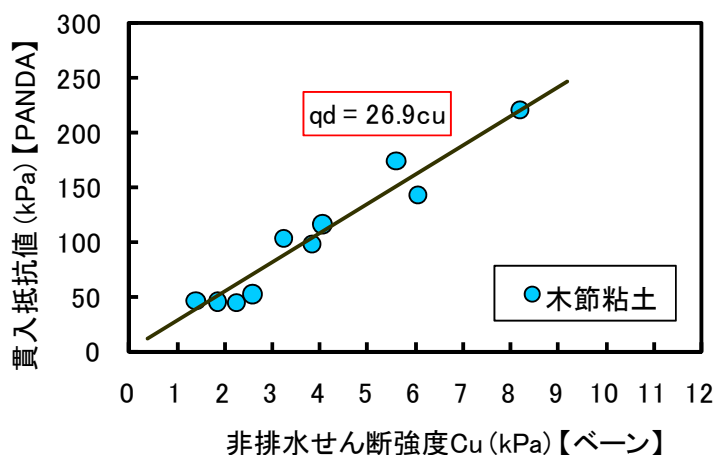


図 2.3 貫入抵抗値とベーンせん断強度の関係

入抵抗が 60kPa は浚渫土層の上端で、400kPa は浚渫土層下端もしくは層厚 3m 程度の位置の強度である。本試験の中詰粘土層は練り返した粘土を用いており、圧密による強度増加はないので深さ方向で粘土の強度が同じである。よって、本実験では現地地盤の深さ方向の強度の分布を完全に再現はできない。今回は粘土の含水比を液性限界の 1.2 倍に調整した強度の粘土を用いることとする。

次に圧入側の粘土については、一般に海底地盤に堆積している粘土は液性限界付近の含水比で堆積している。よって、実施工では液性限界付近の含水比でスラリー化した浚渫土を圧送すると考えて圧入側の粘土を決定した。木節粘土の液性限界でのせん断強度は 1.3kPa であるので、この強度の 1/25 の強度 0.052kPa になるように含水比を調整した。

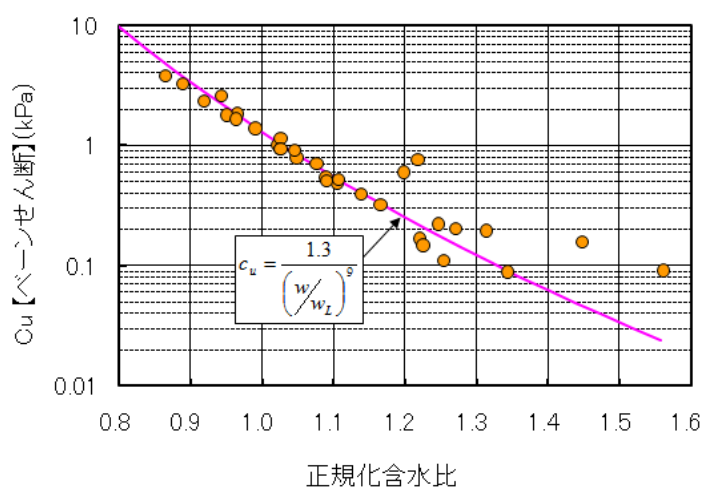


図 2.4 練り返した木節粘土の含水比とせん断強度の関係

②覆砂層

覆砂層については、本実験で砂を用いると作業効率と一度の実験で粘土と砂が混ざると粘土を廃棄しなければならない、効率が悪いので砂の代わりに、砂より粒径の大きな丸砂利を用いた。

実地盤の覆砂層厚は最小 50cm で設計されることが多い。これと覆砂が水中に冠水していると考えて、砂の水中単位体積重量を 8kN/m^3 と仮定し、 16.3kg の丸砂利を水槽一面に均等に敷き詰めた。

2.3 実験手順

実験手順を以下に述べる。

・干潟土層の作成

- ① 所定の含水比になるように蒸留水を加水し、含水比を調整する。
- ② 水槽中央部に圧入管を設置した状態で、調整した粘土をアクリル水槽に所定の高

さまで敷き詰める。その際、空気の混入を少なくするため、ヘラ等で投入した粘土を押し延ばすようにして、空気を抜きながら粘土を敷き詰めていく。

- ③ 高さを均一し、数か所でベーンせん断試験を行い、強度と含水比を確認する。
- ④ ろ紙を敷く。
- ⑤ ろ紙を敷いた後、中央部にゴム製のおもりを設置し、丸砂利をろ紙の上に敷き詰める。
- ⑥ 水槽上面に 5cm メッシュで水系を張り、圧入前の地盤高を測定する。

・圧入側粘土の準備

- ① 粘土を所定の強度になるように含水比を調整する。容器投入前に、ベーンせん断強度・含水比を測定する。
- ② 圧入装置下部を組み立て、高さ 45cm 程度まで粘土を容器内に投入する。
- ③ 圧入量測定用の円盤を粘土の上に載せ、上部アクリル容器で蓋をし、装置内を密閉させる。
- ④ 圧力を徐々に上げていき、圧入パイプ先端まで圧入側粘土を満たした後、水槽中央部の圧入管に差し込み固定する。

・圧入中および圧入後

- ① 所定の圧力まで上げた後、圧入容器の開閉コックを開く。(圧入開始、圧入中の空気圧を測定)
- ② 圧入後、圧入容器の開閉コックを閉じ、圧入量と圧入時間を記録する。
- ③ 圧入パイプを圧入管から外し、5cm メッシュで圧入後の地盤高の測定を行う。

2.4 実験ケース

今回行った実験ケースを表 2.2 に示す。実際の施工において地点ごとに浚渫土埋立層の層厚は異なっており、圧入する深さによって粘土の広がりや許容圧入量などが異なると考えられる。そこで、今回は粘土の層厚を 10cm, 15cm, 20cm で行った。10cm の場合実ス

表 2.2 実験ケース

層厚(cm)		10		15		20	
せん断強度(kPa)	圧入側	0.052kPa - (1.5～1.6w _L)					
	中詰	0.25kPa - (1.2w _L)					
圧入速度		遅	速	遅	速	遅	速
Case.No		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
※木節粘土 液性限界 w _L =62.56%, 圧入量…最大 6400cm ³ , 速度遅い…約 1cm ³ /sec, 速度速い…約 30cm ³ /sec							

ケールでは層厚 2.5m であり，比較的岸側に近い場所で圧入するケースである．20cm は実スケールでは層厚 5m であり，沖側の施工のケースをイメージした場合である．また，圧入速度により，粘土の広がり方などに違いがあるのかを調べるために，元圧を調整して，圧入速度を遅い場合と速い場合の 2 通りを各ケースで行った．

遅い場合はおよそ目視で排出しているのが確認できる限界程度(約 $1\text{cm}^3/\text{sec}$)，速い場合は元圧を載荷できる限界付近まで上げた状態(約 $30\text{cm}^3/\text{sec}$)で行った．圧入量については，圧入の状況を観察して表層に亀裂が入り表層が破壊するまでとした．

2.5 実験結果

2.5.1 粘土の強度と圧入速度

図 2.5 に今回の実験の調整した粘土の強度と含水比の関係を示す．中詰粘土の強度であるが，含水比は液性限界の 1.2 倍に調整して行ったのだが，強度が想定していた強度より大きくなってしまった．また圧入側の粘土の強度についても，強度を液性限界の強度の 25 分の 1 になるように調整を行ったが，ケースによって含水比・強度にばらつきが出てしまった．強度の測定は中詰粘土の場合は水槽に敷き詰めた段階で行い，圧入側粘土の場合は容器投入前に行う．実際，粘土は練り返した後少し時間をおくと強度が増加してしまう．含水比・強度を調整した後，水槽へ試料に敷き詰める間に時間がかかので，その間に強度が増加してしまったと考えられる．また，圧入側の粘土はかなり強度が低く，含水比が高いので，ハンドミキサーでの練り返しの微妙な違いで強度がばらつく．また使用していたハンドベーンで測定できる許容強度の限界値あたりであったので，計測時のハンドベーンの回転速度の微妙な違いで強度が変化しやすく，バラつきがでてしまったと考えられる．

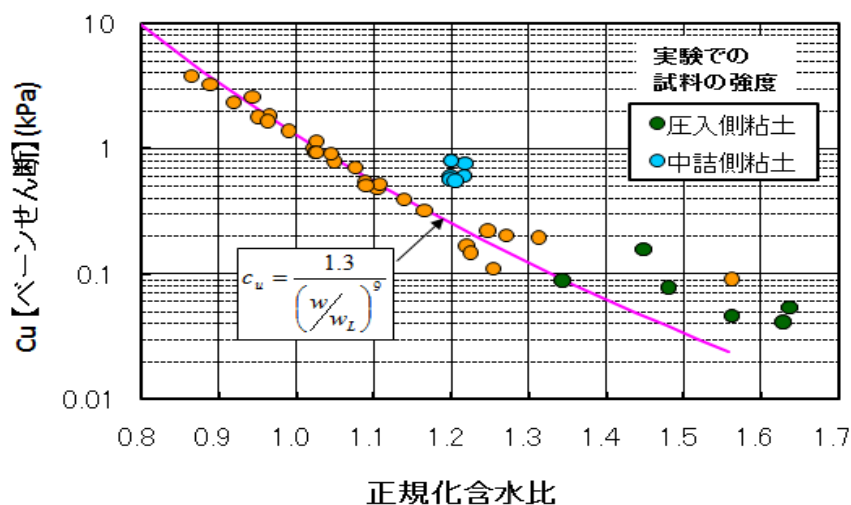


図 2.5 各ケースの粘土の強度と含水比の関係

しかし、中詰め粘土と圧入側の各ケースの粘土の状態や強度比自体はそれ程違いがあるわけではないので、今回の実験ではこの強度の差が実験結果の差に影響を与えた度合いは少ないと考えられる。

2.5.2 各ケースの圧入量と圧入後の表層の状況

表 2.3 に今回の実験結果の一覧を示す。圧入量に関しては層厚 20cm の圧入速度が遅いケース以外、圧入量が 6400cm^3 に達する前に、表層に亀裂が入り破壊を起こしてしまった。しかし、層厚 15cm と層厚 20cm の圧入速度が速い場合は 6400cm^3 まで到達しなかったものの、 6000cm^3 近く圧入できた。

表 2.3 実験結果一覧

Case.No		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
層厚(cm)		10		15		20	
せん断強度 (kPa)	圧入側	0.09	0.05	0.08	0.04	0.16	0.05
	中詰め	0.60	0.57	0.61	0.55	0.76	0.80
載荷圧力(kPa)		130	129	117	117	130	120
圧入速度(cm^3/sec)		0.81	25.4	6.87	30.6	0.91	34.5
圧入量(cm^3)		1292	3041	6158	4410	6462	5778
中心での変化量(cm)		2.55	4.29	5.62	5.20	4.99	4.38
影響面積(cm^2)		475	800	1213	1075	1638	1225
備考		ろ紙が1枚					

この表より、層厚が大きくなると圧入量が増加することが分かる。また、層厚 15, 20cm のケースについて圧入速度が速くなると圧入量が減少した。しかし、層厚 10cm の場合、圧入側の粘土の強度が低く、圧入速度が速い場合のほうが、圧入量が多く影響面積も広い。これは補強材として用いたろ紙の枚数の影響と考えられる。層厚 10cm の圧入速度が遅い条件の実験では、中詰め粘土と丸砂利の間に敷いたろ紙の枚数を 1 枚敷いたのに対し、その他の実験ケースは 2 枚重ねて使用している。

実験は Case1 を始めに行ったが、ろ紙は時間の経過とともに中詰め粘土の水分をろ紙が給水してしまい、1 枚では砂利の重さで表面がへこむ部分もあったので、その後のケースでは 2 枚重ねて敷いた。ろ紙の引張強度をバネ秤で測定したところ、単位幅当たりの引張強度は、乾いている場合には 2.5kgf/cm 以上の強度(用いたバネ秤の測定許容値以上)を示した。一方、ろ紙を濡らした状態では、1 枚で 80.7gf/cm 、2 枚重ねた状態で 126gf/cm であった。

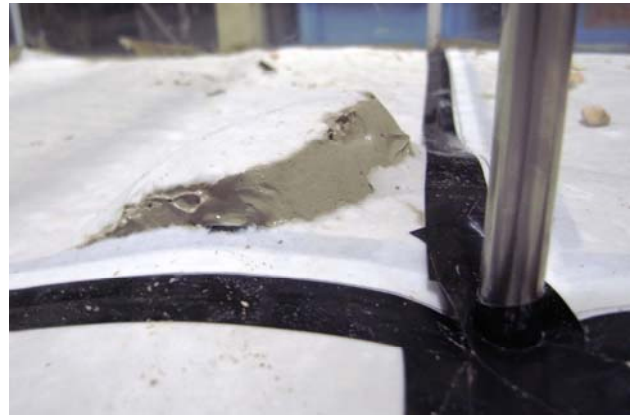
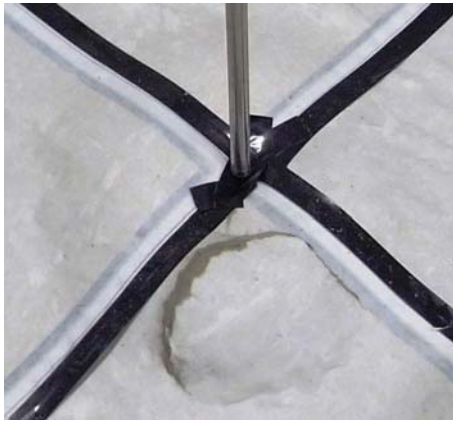
これより、ろ紙の補強材としての役割は粘土層の水分の給水により、引張強度が低下し、ほとんど効果は発揮していなかったと考えられる。それでも、1枚敷くよりは2枚重ねて敷く方が粘土の表面を補強する効果があり、その分圧入した粘土が側方へ広がったと考えられる。圧入後の中詰め粘土表層の様子を写真2.1に示す。

写真2.2は途中で圧入不可能になったケースの例である(Case1, Case3, Case6)。Case5の表層は100m³に相当する6400cm³圧入したあとも、表層に亀裂が入らず、圧入管を中心として円形に地盤高のかさ上げが行われている。一方、表層が圧入途中で破壊したケースは、2通りの形態があった。

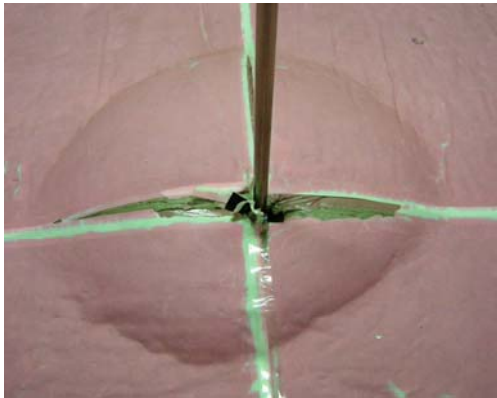
1つはCase1とCase6のように、圧入口付近のおもり付近のろ紙に亀裂が入り、粘土層が圧入した粘土に押し上げられ、せん断破壊を起こしている場合である。このように破壊すると、このまま圧入すると、せん断破壊を起こして盛り上がっている部分だけが盛り上がってしまう。もう一つは、Case3のように、部分的な滑りは起こしていないが、ろ紙のつなぎ目が破れ、中心付近だけが嵩上げされる場合である。圧入後におもりとろ紙を外し圧入管周りの様子を観察すると、圧入した粘土が表層まで達して、ろ紙のつなぎ目から表層へ流れ出ようとしていた。



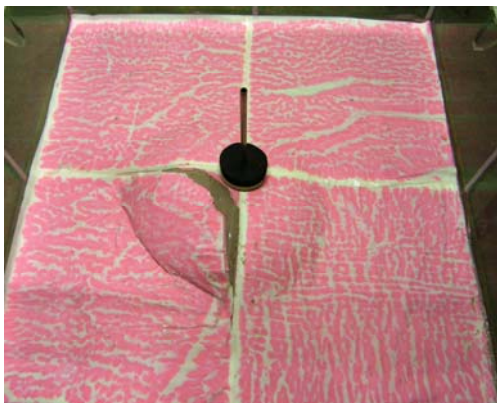
写真2.1 圧入後の中詰め粘土層表層の様子（層厚20cm①）



(a) Case1



(b) Case3



(c) Case6

写真 2.2 圧入後の状況

2.5.3 粘土圧入による地盤高の変化

図 2.6 に、各ケースの圧入後の断面の地盤高（等高線）を示す。この図より、各ケースの圧入した粘土の広がり、影響範囲が確認できる。黄色の丸で囲んだ部分は、表層がすべり破壊により、周辺より盛り上がってしまった場所である。図 2.7 に $x=50\text{cm}$ 、と $y=50\text{cm}$ の圧入後の断面の変化量を示す。この図より各ケースとも概ね、圧入管を中心に地盤高が嵩上げされているが、中には Case4 のように変化量に偏りが起きたケースもある。これは、実験装置・土層作成の正確性によるものと考えられ、圧入管の設置が正しく鉛直になっていなかった、もしくは粘土の強度に差があったことからある方向に多く圧入してしまったのではないかと考えられる。中心での変化量は Case1 においては $4\sim 6\text{m}$ 程度であり、これより 5cm ほど中心が嵩上げされると、亀裂などが入り圧入が不可能となることが分かる。また地盤高が最も盛り上がった地点は、圧入管がある 50cm の場所より、それより 5cm または 10cm 離れている地点であった。これは、圧入管から半径 5cm の場所はおもりを載荷しているので、この影響で中心付近では盛り上がりが抑制されたと考えられる。

さらに表 2.4 に 1cm 以上嵩上げされた面積を影響面積として示した。これより層厚が大きくなるにつれて、地盤高が増加した範囲が広がっている傾向がある。また、圧入量と影響範囲の関係をプロットすると、地盤内に圧入できた量だけ、影響範囲も広がっている傾向を示した(図 2.8)。

実験ケース Case2, Case4, Case6 において、圧入量をある一定量ごとに圧入を止めて、 $y=40\text{cm}$ 断面の変化を測定した。図 2.9 にその結果を示す。各ケースとも圧入量が増加するにつれて、地盤高が増加し、嵩上げが行われていることが分かる。圧入により地盤高が変化した幅に着目すると、圧入開始初期の圧入量で、圧入から離れた部分まで地盤高の変化が始まっている。しかし、ある程度側方へ広がると、それ以降あまり影響幅は広がらず、ある圧入量からは鉛直方向にだけ変化していることが分かる。Case2 の場合はおよそ 2300cm^3 (最大圧入量 3041cm^3)、Case3 は 3800cm^3 (最大圧入量 4410cm^3)、Case6 は 4600cm^3 (最大圧入量 5780cm^3)の圧入量でその側方への広がりが止まっている。この圧入量は最大圧入量のおよそ $75\sim 85\%$ に相当する。

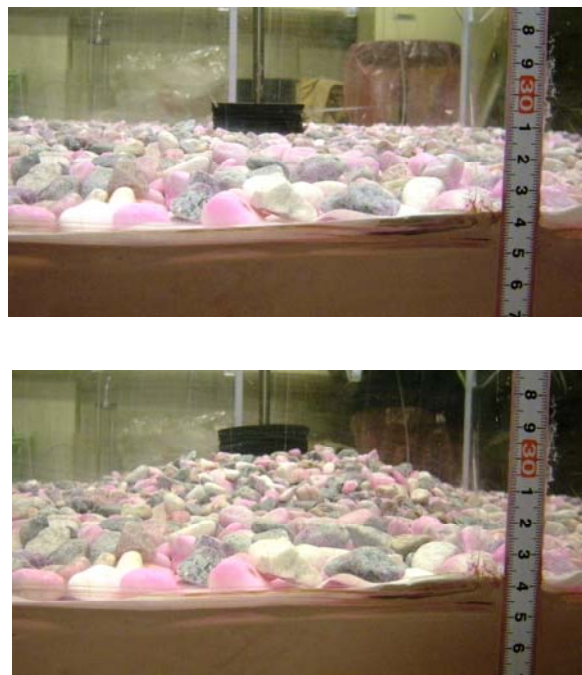
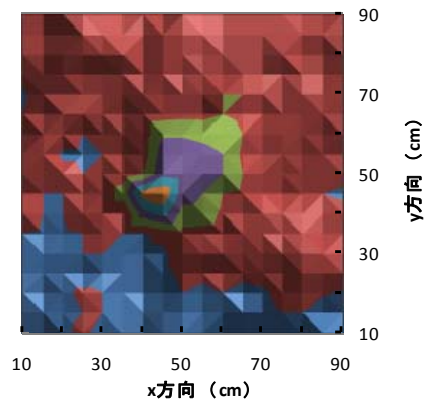
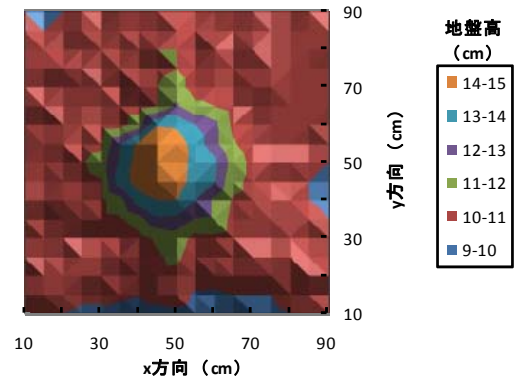


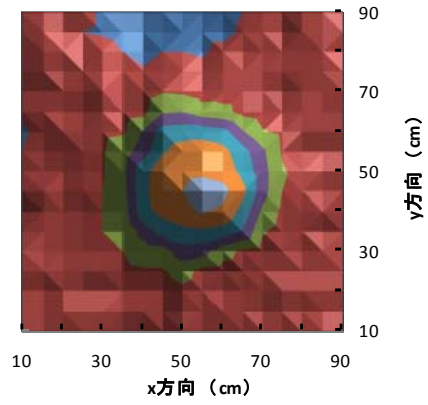
写真 2.3 圧入中の側方からの様子



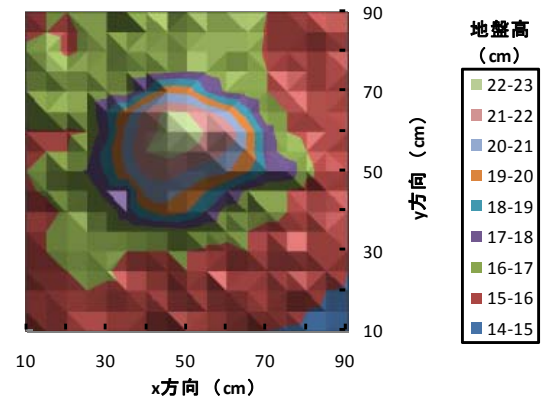
(a) Case 1



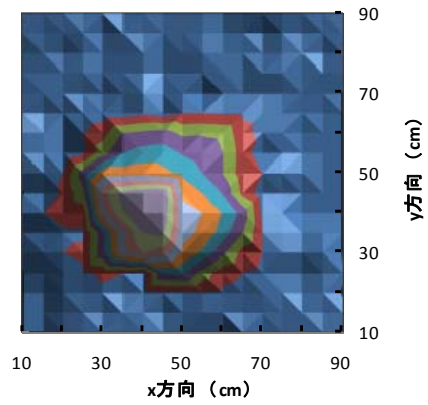
(b) Case 2



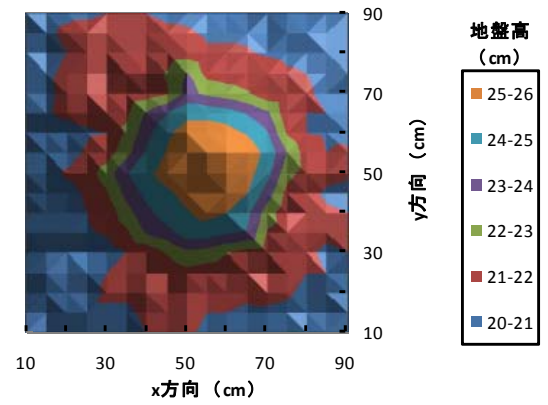
(c) Case 3



(d) Case 4

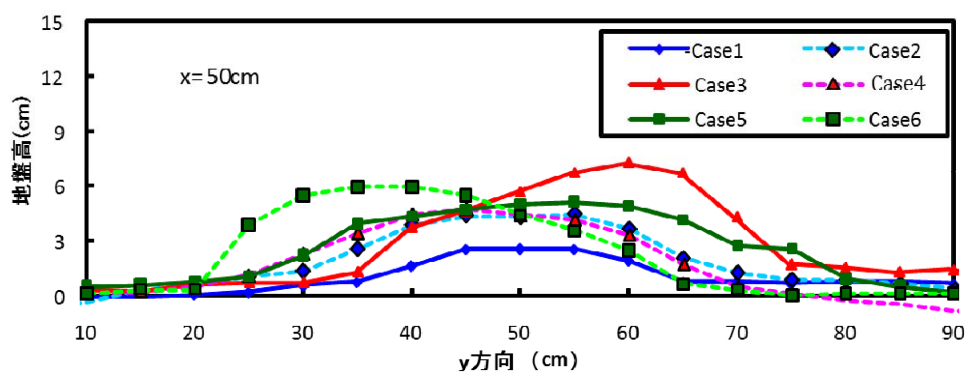


(e) Case 5

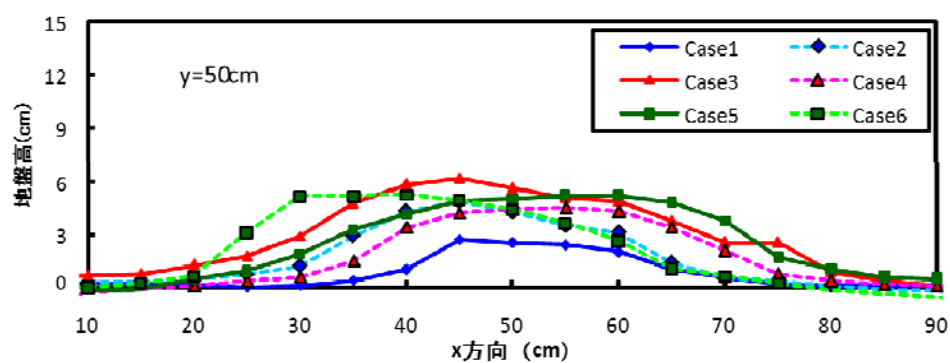


(f) Case 6

図 2.6 各ケースの圧入後の地盤高変化



(a) X=50cm



(b) Y=50cm

図 2.7 X=50, y=50 断面での圧入後の地盤高の変化

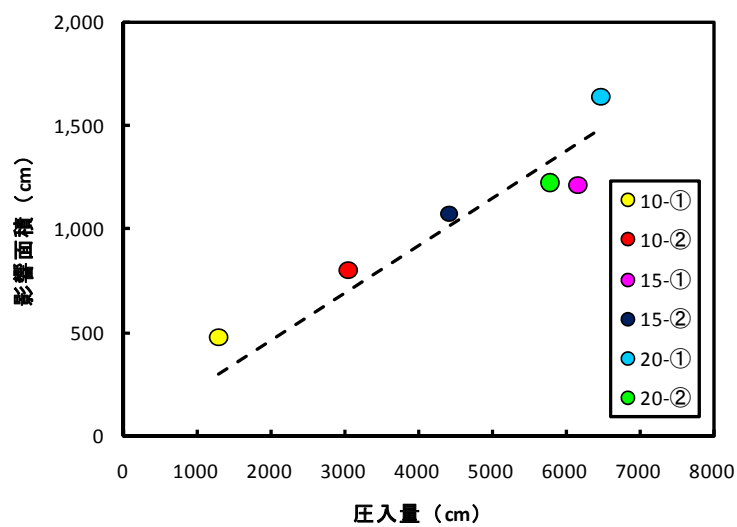
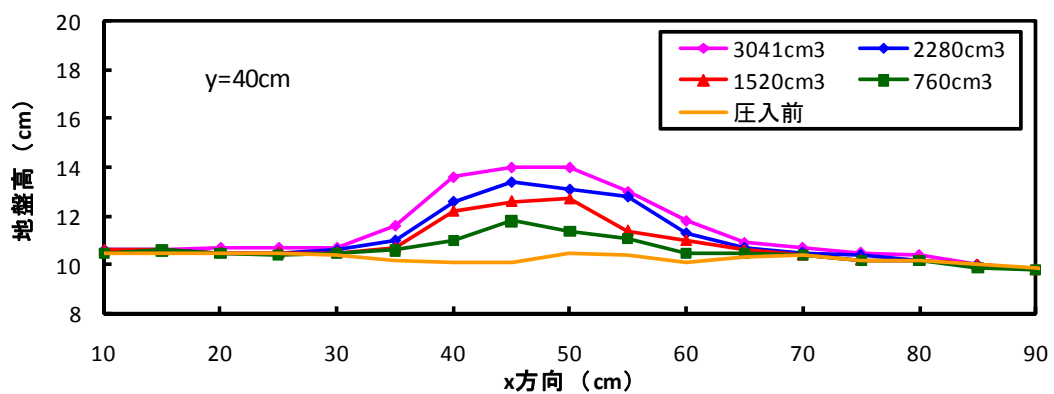
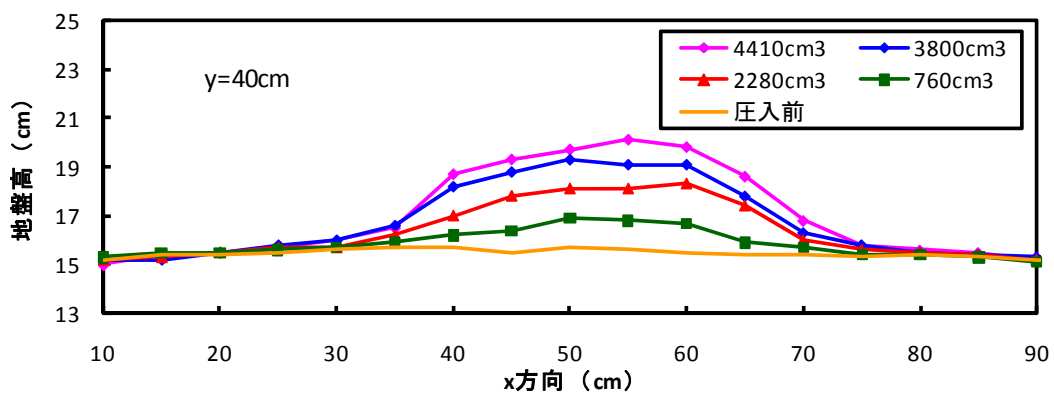


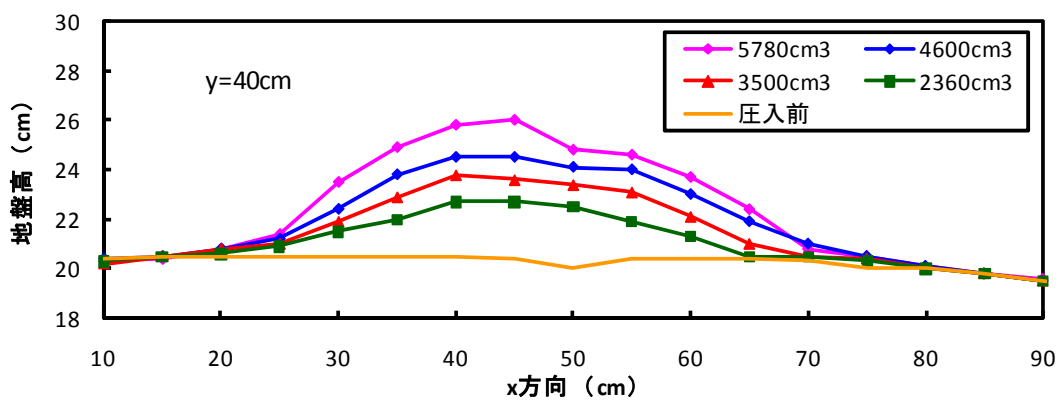
図 2.8 圧入量と影響面積の関係



(a) Case 2



(b) Case 4



(c) Case 6

図 2.9 一定圧入量ごとの地盤高変化 (b=40cm)

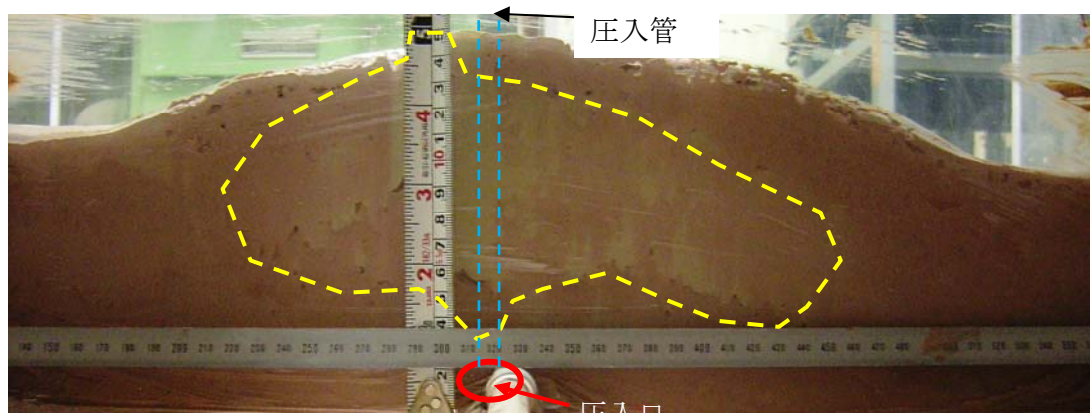
2.5.4 圧入した粘土の圧入状況

写真 2.3 は圧入後の圧入管から 5cm の位置の中詰め粘土層をアクリル板で切断した断面図である。圧入は水槽底部から 2cm 離れた高さに固定されており、常にそこから排出するようにした。この図のように圧入した粘土は、上方へ広がるように球根状に入っている。また、層厚が厚いほど粘土が広がる幅が広くなっており、表層で嵩上げされた幅より狭い。Case2 は圧入粘土の幅が 22cm、表層で嵩上げされた幅が 45cm、Case3 は圧入粘土の幅が 24cm、表層で嵩上げされた幅が 50cm、Case6 は圧入粘土の幅が 30cm、表層で嵩上げされた幅が 55cm であり、圧入した粘土が広がっている幅より 20~25cm 程度広い範囲まで地盤高の変化に影響があった。ここで、この写真から推測される圧入した粘土の広がり方について考える。

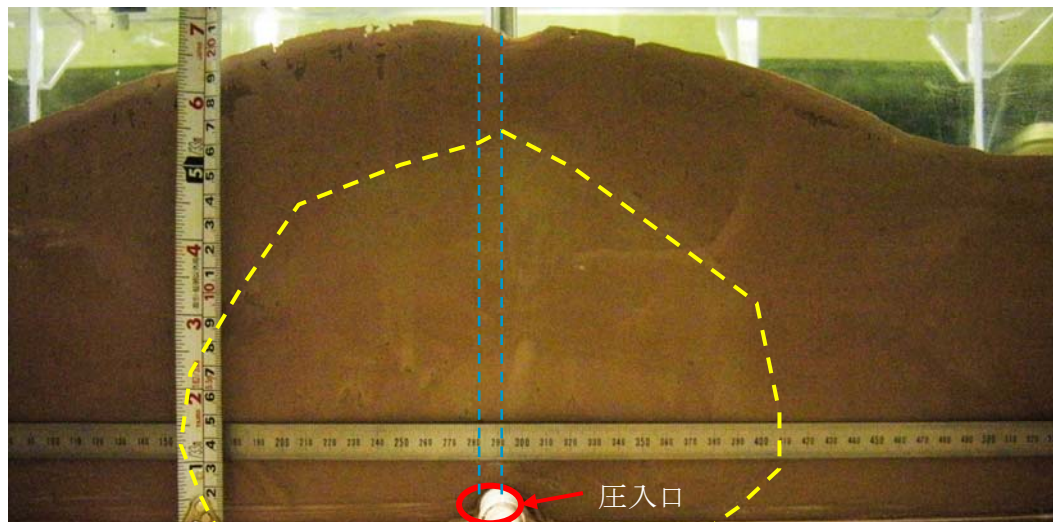
- (1) 圧入初期では、圧入した粘土は管先端の形状上、側方へ押し出されているので、側方へ広がるように流入する。しかし、圧入した粘土自体が中詰め粘土より含水比が高く、比重が小さいので、円形にやや上方へと広がっていく。その時、もとあった中詰め粘土を側方へ押し広げるので、押し広げた分だけ、地盤が嵩上げされる。
- (2) ある程度側方へ広がり圧入して押し広げた粘土の体積が増えると、両端の中詰め粘土の部分の土圧が上昇する。また、圧入管先端にかかる圧により、圧入粘土と中詰め粘土との境界にかかる圧力が小さくなると考えられる。その結果、側方へかかる土圧に対して、相対的に上方の土圧が小さくなるので、圧入して入ってくる粘土は、層厚の薄い上方へ流れていくと考えられる。よって、鉛直方向にだけ地盤面が上昇するようになる。
- (3) 圧入管周りにはおもりが載荷されておりその部分は載荷圧力が高い。圧入量が増え、徐々に圧入管周りの中詰め粘土層が押され、側方へ流動し厚さが薄くなると、下方からの圧入による圧力に粘土が耐えきれなくなると、おもりとの境界面で耐えきれなくなり、せん断破壊（すべり破壊）が起こる。

圧入側粘土の広がり方は以上のように考えられる。しかし、(2)の側方の土圧の上昇などについては推測なので、今後実験をする際には、側方の壁面へ土圧計を設置するなどして、粘土の広がり方について解明していく必要がある。また、この考えからすると、今回の模型サイズは 1m 四方で両端が固定されていたので、広がりにくくなっていたと考えられ、もしより大型の水槽で実験すればより側方へ広がるかもしれない。

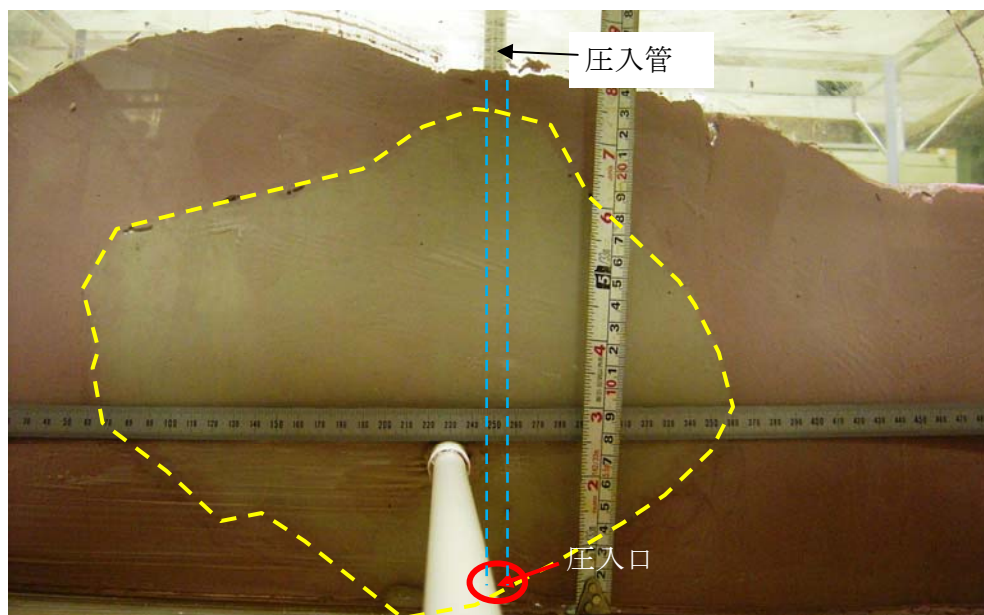
以上の考えより圧入量を多くするためには、いかに側方へ粘土を広げて上方へ流入させないかが重要となってくる。その点で考えると、今回圧入管に取り付けた 2 つの傘状の板は側方へ広げる目的として効果的であったことがうかがえる。また、中央部のおもりにより上載圧の増加も中央部の変形を抑制することで側方へ広がりやすくしたと考えられる。本実験では、圧入管を水槽の底面からわずかに 2cm 離れた状態で圧入したので、排出した粘土はすぐに側方へ流れるような動きを見せた。もし、圧入管の下にも粘土の層があり、下方へ排出するような条件であったら圧入量が増加した可能性は考えられる。



(a) Case2 (粘土の広がり幅 22cm)



(b) Case4 (圧入側粘土の広がり幅 24cm)



(c) Case6 (圧入粘土の広がり幅 30cm)

写真 2.4 圧入後の断面状況

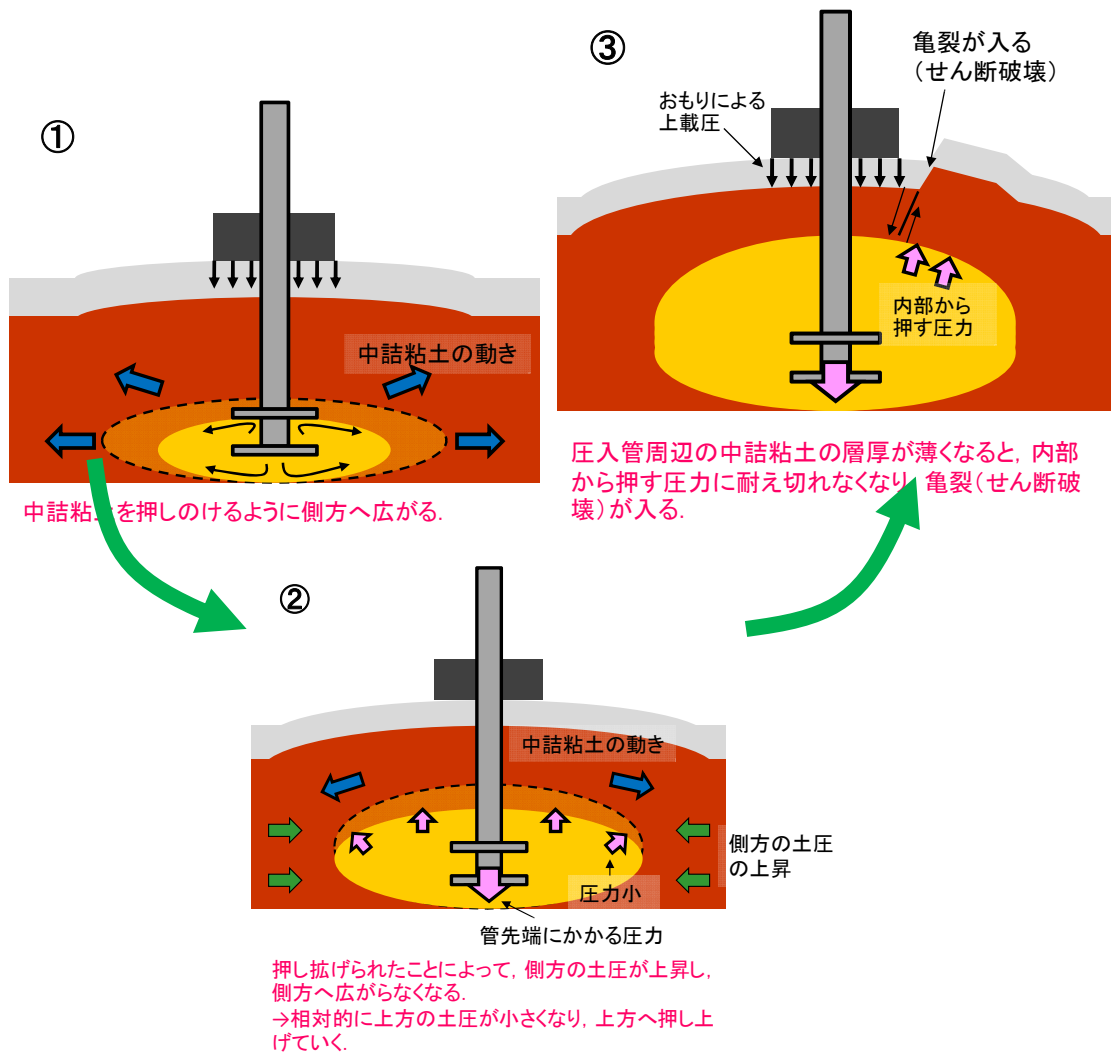


図 2.10 表層に亀裂が入る圧入量までの圧入した粘土の広がり

2.6 圧入圧力と圧入速度の関係

粘土を地盤内に圧入するために必要な圧力について考える。今回の実験で地盤内に圧入するために必要な圧力の算定は、一種の支持力問題と考え、球空洞の押し拡げ問題の極限支持力予測の解から圧入圧力を求めた。

粘性土の場合の極限支持力算定の予測式を以下に示す。

$$\left. \begin{aligned} p_u &= c_{u2} F_c + q F_q \\ F_q &= 1 \\ F_c &= \frac{4}{3} (\ln I_r + 1) \end{aligned} \right\} \quad (2.3)$$

ここで、 c_{u2} ：中詰粘土のせん断強度、 q ：上載圧、 I_r は $I_r=G/c_{u2}$ で表わされる係数である。この極限支持力 p_u より管先端にかかる圧力 p_l が大きければ、粘土が圧入されると考えられる。この予測式に従って支持力を求めるためには、せん断弾性係数 G を知る必要があるが、今回は求めてはいない。そこで実際の粘土は $I_r=50\sim100$ 程度であるので、この範囲で最も支持力が大きくなる $I_r=50$ と仮定し、 $F_c=6.55$ とした。また上載圧は中詰粘土と砂層(丸砂利)による土被り圧であり、中詰め粘土の単位体積重量 γ_l は 14kN/m^3 と仮定して、極限支持力 p_u を求めた。

次に、圧入パイプによる管内摩擦による圧力損失について考える。圧力の損失の主な要因として、圧入パイプの管内摩擦があり、実験で粘土を圧入管先端から排出させるには管内の摩擦抵抗より大きな圧力を載荷する必要がある。スラリー状の粘土を圧送する場合管内の摩擦抵抗は、圧入する粘土のせん断強度に等しいと考えられるので、パイプの摩擦損失 p_l は以下の式で表わされる。

表 2.4 管先端での圧力の算定

Case.No		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
層厚(cm)		10		15		20	
せん断強度 (kPa)	圧入側	0.09	0.05	0.08	0.04	0.16	0.05
	中詰	0.60	0.57	0.61	0.55	0.76	0.80
① 載荷圧力 p_0 (kPa)		130	129	117	117	130	120
上載圧(kN/m ²)	砂利層	0.16					
	中詰粘土	1.73		2.43		3.13	
圧入パイプの長さ(cm)		160	120	120	120	130	120
粘土圧入に必要な圧入管 先端での圧力 p_u (kPa)		5.66	5.47	6.44	6.06	8.12	8.39
管内摩擦抵抗 p_l (kPa)		81.0	32.1	53.8	28.4	116.2	37.2
② 圧入に必要な圧入圧力 (kPa)		86.6	37.6	60.3	34.5	124.3	45.5
③ 実際に排出し始めた圧力 (kPa)		120	51	70	45	125	50
管先端での圧力【計算値】 ①-② (kPa)		43.4	90.9	56.7	82.1	5.7	74.5
管先端での圧力【実験値】 ①-③ (kPa)		10.0	77.5	47.0	71.6	5.0	70.0
圧入速度(cm ³ /sec)		0.81	25.4	6.87	30.6	0.91	34.5

$$p_l = \frac{\pi DL \times c_{ul}}{A} \quad (2.4)$$

ここで、 D ：パイプ直径、 L ：パイプの長さ、 c_{ul} ：圧入側粘土のせん断強度、 A ：パイプ断面積である。

よって、圧入に必要な元圧 p_0 は、極限支持力 p_u とパイプの摩擦損失 p_l を足した圧力以上で圧入可能と考えられるので以下の式の関係になる。

$$p > p_u + p_l \quad (2.5)$$

表 2.4 に、計算結果を示す。まず、粘土を圧入するために圧入管先端に必要な圧力 p_u は、およそ 5.5～8.4kPa であり、層厚の増加にともない増加している。管内摩擦抵抗 p_l は各ケースで大きく異なっている。これは、ケースにより圧入側の粘土にバラつきがあり、パイプの長さがケースによって、大きなところで 40cm も違うからである。これより、管内摩擦は、パイプの長さや圧入粘土のせん断強度の違いにより、大きく異なることが分かる。この p_u と p_l を比較すると、 p_u は p_l に比べて非常に小さく、粘土層に粘土を押し込む際に必要な圧力はそれほど大きな圧力が必要ではないことがわかる。よって、実際の施工での載荷圧力(元圧)を決定する時は、圧送パイプの長さや圧送する試料のせん断強度などが重要な指標となることがわかる。

次に、この 2 つの値を足した圧入に必要な圧力 (表中の②) と実際に粘土が管先端から排出し始めた圧力(表中の③)の値を比較すると Case1 のように、少し差があるケースもあるが、概ね同程度の値であり、実際では計算値より若干大きな圧力を載荷しなければ、排出しないことが分かる。これは、管内摩擦による損失の他にも、パイプ入口や出口での圧力損失があるので、計算値より値が大きくなったと考えられる。

実際に管先端にかかっていた圧力は、実験のはじめに徐々に圧力を上昇させて管先端か

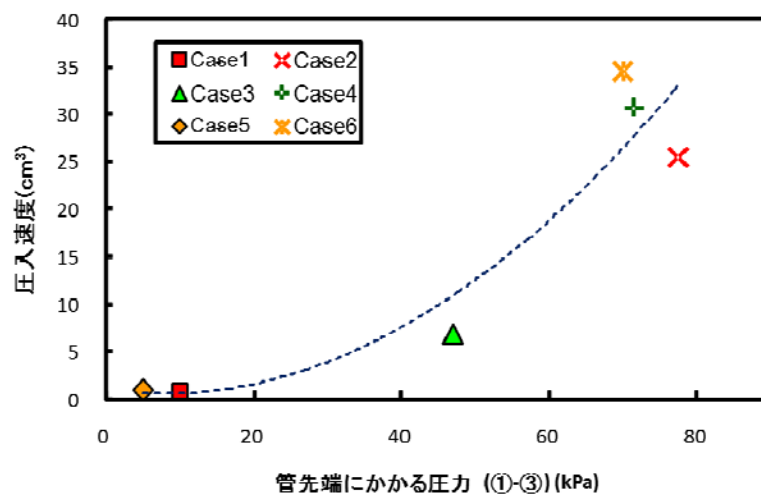


図 2.11 管先端にかかる圧力と圧入速度の関係

ら排出し始めた圧力と、実験で載荷した載荷圧力 p_0 (表中の①) との差である。図 2.11 (表中の①-③) と圧入速度の関係を示す。これより、管先端での圧力が大きくなると、圧入速度が上昇しており、圧力が大きくなるほど圧入速度の上昇の幅が大きくなっている傾向が見てとれる。この圧力と圧入速度の関係に及ぼす要因についてさらに考察するために、実験で用いた木節粘土の流動特性に着目した。回転式粘度計(ファンギラブ社製, TSLM210004)を用いて、含水比が液性限界の 1.5 倍付近の木節粘土の回転数と粘度の関係を求めた(写真 2.5)。測定方法は、600ml 以上のビーカーに試料を入れて、回転棒(スピンドル)を試料に所定の高さまで差し込み、スピンドルをある回転数で回転させると出力として粘度が表示される。粘度の測定は 1 回転につき、1 回測定され、値が落ち着くまで回転させ、その時の粘度の値を記録した。

ここで、求められる粘度は流体がニュートン流体と仮定して計算された粘度であるので、非ニュートン流体の場合、見かけの粘度と呼ばれる値である。ニュートン流体とは、せん断応力 τ とずり速度 D が線形関係で表わされる流体であり、それ以外を非ニュートン流体という。ニュートン流体の流動曲線は次式で表わされる。

$$\tau = \mu D \quad (2.6)$$

ここで、 $\mu(=\tau/D)$ が粘度と呼ばれる物質固有の特性値で、流動のしやすさを表わす。ニュートン流体の場合、粘度は速度に関係なく一定値である。しかし、非ニュートン流体の場合、速度によって変化するので、 τ/D は見かけの粘度 μ_a と呼ばれるずり速度 D の関数とな



写真 2.5 回転式粘度計

る。また、ずり速度の増加にともない粘度が低下(流動しやすくなる)流体を擬塑性流体、増加(流動しにくくなる)流体をダイラタント流体と呼ぶ。また、粘塑性流体といって流体内部のせん断応力がある限界値 τ_y (降伏値)をもつ流体があり、 τ_y 以上の関係が線形関係の流体をビンガム流体、それ以上を非ビンガム流体と呼ぶ。

図 2.12 に木節粘土($w=102\%$)の 1 分間当たりの回転数(RPM)と粘度の関係を示す。これより、回転数の増加(ずり速度の増加)にともない、粘度が低下していることが分かる。よって、速度が増加するにつれて流動しやすくなることがわかった。今回使用した回転粘度計でずり速度・ずり応力を求めるためには、本装置とは別にアダプターを使用しなければならなかった。簡易的に使用したスピンドルとビーカーの半径からずり速度とずり応力を求めた。ずり速度 D は次式で表わされる。

$$D = \frac{2\pi n}{60} \cdot \left(\frac{1 + \delta^2}{\delta^2 - 1} \right) \quad (2.7)$$

ここで、 n : 1 分当たりの回転数(RPM), δ : 外筒(ビーカー)と内筒(スピンドル)の半径比で

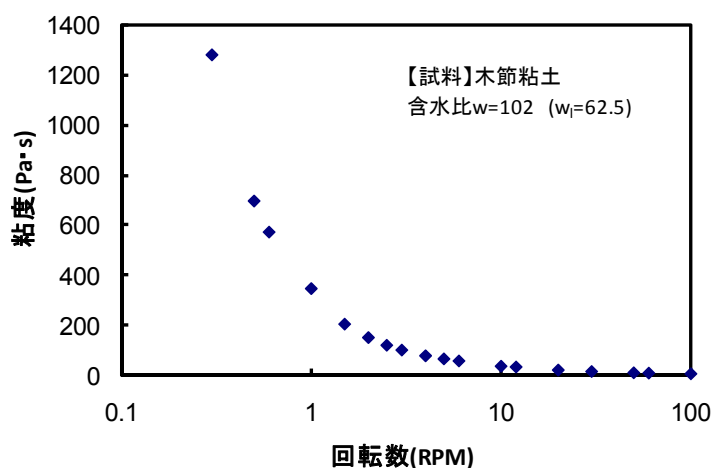


図 2.12 回転数と粘度の関係

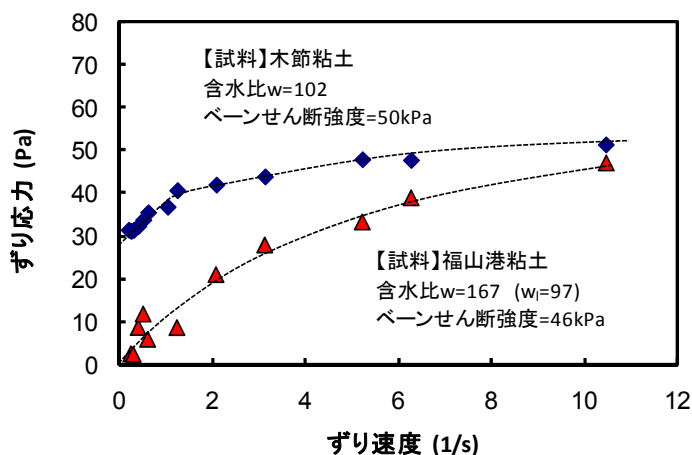


図 2.13 ずり速度とずり応力の関係

ある．ずり応力は求めたずり速度との時の粘度から式 2.7 から算出した．

図 2.13 にずり速度とずり応力を示す．図中に，測定した粘土のベーンせん断強度の値を示す．ベーンせん断試験では $D=1\sim 2$ 程度のずり速度が生じていると仮定すると，この図よりベーンせん断強度より，粘度計で測定したせん断強度の方が 10Pa 程度小さいことが分かる．ベーンせん断強度は，ベーンシャフトをある一定速度で回転させた時のピーク強度から求めた値である．ここで求められる粘度計でのせん断強度は，ベーンせん断試験では残留強度にあたるので，このピーク強度と残留強度差によるものと考えられる．図 2.13 より木節粘土のずり速度とずり応力の関係から推測して，降伏値がみてとることができ，ずり速度がある程度増加するとせん断強度が増加していないことが分かる．よって，今回用いた試料は，擬塑性型の非ビンガム流体ということが分かる．この結果は図 2.11 のように圧力の増加に伴い，圧入速度の増加が大きくなっていることを説明できる．つまり，圧力が小さく管内を進む粘土の速度が遅い時は，速度の増加に伴いせん断強度が増加するので流動しにくい．しかし圧力が増加するにしたがい，ある程度の速度になるとせん断強度が増加しないので，圧力を上げた分だけ圧入速度が速くなると考えられる．しかし，この圧力と圧入速度の関係は用いた試料や含水比によって流体の種類が大きく変わる．例えば，図 2.13 に福山港粘土の含水比が液性限界の 1.7 倍程度のずり速度とずり応力を示しているが，木節粘土と異なり，降伏値がなく，流体の種類がことなる．また，実施工では模型実験よりも含水比が低いので，流動特性がこの結果とは異なると考えられるので，載荷圧と圧入速度の関係を推定する際には，用いる粘土の流動特性をよく調べる必要がある．

2.7 地盤変形解析による模型実験結果の検討

室内での模型実験の結果，干潟模型地盤内にスラリー状の粘土を圧入することにより，比較的広い範囲の地盤高を嵩上げすることができた．ここでは，地盤解析汎用プログラム (GEOFEM) を用いて本実験の圧入後の表層での断面形状に関する検討を行った．

2.7.1 解析方法

解析断面は図 2.14 に示す実験土層の中央部から赤線枠を抽出した軸対象断面でモデル化した．表に解析条件を示す．材料はすべて弾性体とした．丸砂利層は今回の模型実験では層になるほどの量は載荷しておらず，粒子同士が離れて敷きならしていたので，一つの要素と考えず，上載圧として 0.163kPa を載荷した．実験時の中詰め粘土層の粘着力 c_u は $0.55\sim 0.80\text{kPa}$ であった．一般に粘土の弾性係数としては $50\sim 200c_u$ を用いられるが，これはひずみレベル $1\sim 3\%$ 程度に相当している．本実験ではその 10 倍程度の大きなひずみレベルの現象であるので弾性係数としては 5kN/m^2 を用いることにした．ポアソン比は非排水挙動を考慮して 0.49，静止土圧係数 K_0 を 0.5 と仮定した．解析断面の要素分割の例を図

2. 15 に示す．粘土の層厚は 20cm とし，粘土は圧入管から左下部分に任意の矩形に圧入されると仮定した．この範囲の節点に，圧力を等分布荷重として作用させ，この領域の面積及び幅と高さを変化させ，各パターンでの表層と圧入領域の形状の解析結果を比較した．

圧入領域の形状のパターンを表 2. 6 に示す．解析パターンは大きく分けて圧入領域が大きな場合と，小さな場合で行った．この領域面積の違いは，解析を開始する時点での圧入量の違いを意味しており，領域が大きな場合は，ある程度粘土が入っている状態を，領域が小さい場合は，圧入開始直後を想定している．領域大の条件は C.L を中心に円柱に粘土が入っていると想定して，約 1400cm^3 の体積になるように幅，高さを決めている．粘土圧入領域に載荷する圧力は，上方 p_v ・側方 p_h とともに同じ値を与え，解析断面の左側上端の変位が，模型実験での Case5- $y=50\text{cm}$ の中央部地盤高の変化量にフィッティングするように大きさを調整した．境界条件は図 2. 16 に示すように両端を拘束，底面を y 方向拘束とした．

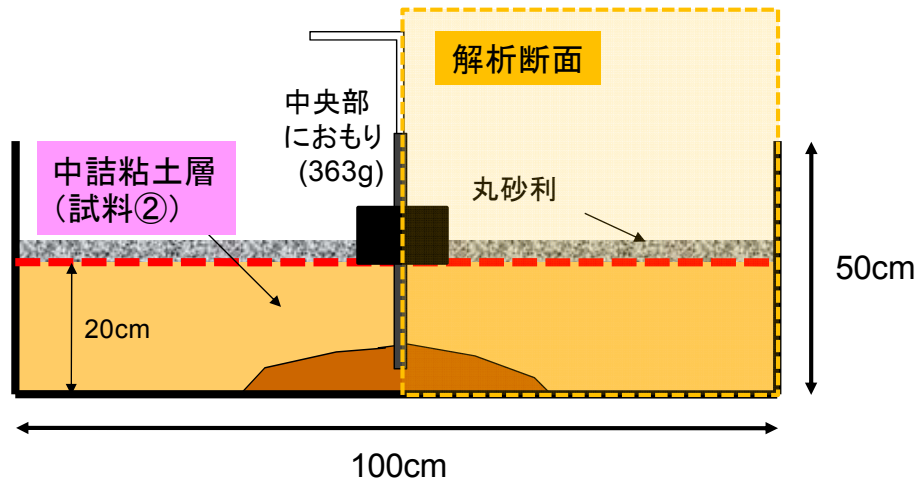


図 2. 14 解析断面

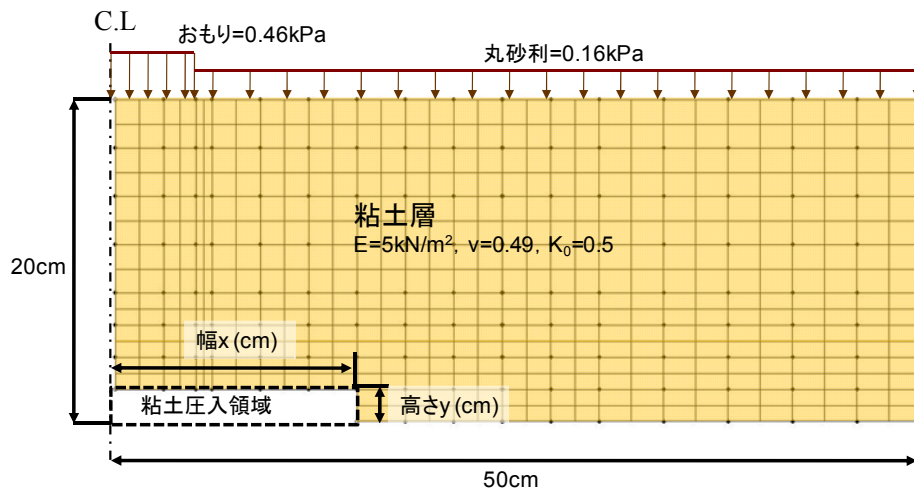


図 2. 15 要素分割例

表 2.5 解析条件

解析断面	図 6.4.1 の赤線枠を抽出した軸対象断面	
丸砂利層	上載圧として 0.163kPa を載荷	
粘土層	弾性係数 $E(\text{kN/m}^2)$	5
	ポアソン比	0.49
	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	1.4
	静止土圧係数 K_0	0.5
中央部のおもり	C.L から 5cm の範囲に 0.462KPa を載荷	

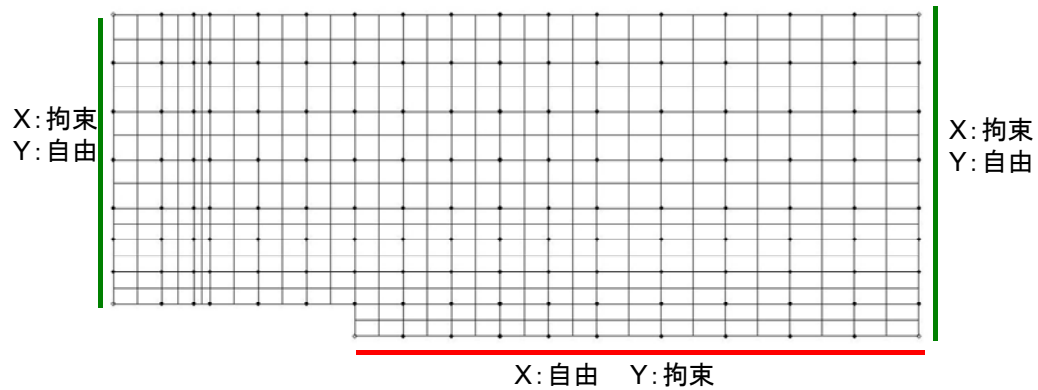


図 2.16 境界条件

表 2.6 解析パターン

	幅 x(cm)	高さ y(cm)	
粘土圧入領域	15	2	領域大
	10	4.5	
	8.6	6	
	4	4	領域小
	4	2	

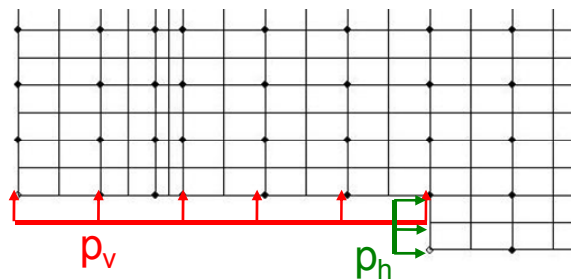
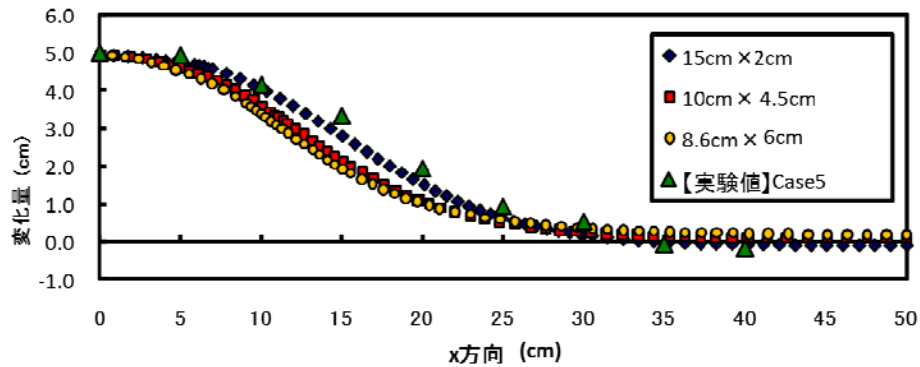


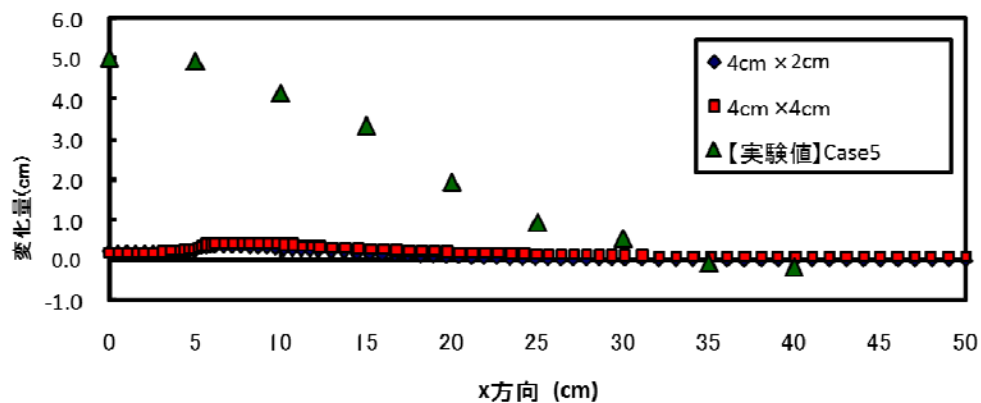
図 2.17 圧入圧力の載荷

2.7.2 解析結果

図 2.18 に解析結果と表 2.7 に载荷圧力を示す。この図は圧入粘土領域の範囲に圧力を载荷させた時の表層の変位を示しており、a)は領域が大きい場合と、b)は領域が小さい場合を示している。図より、領域が大きい場合は、模型実験の地盤高の変形を再現している



(a) 圧入領域が大きい場合(約 1400cm³ 圧入後を想定)



(b) 圧入領域が小さい場合(圧入初期を想定)

図 2.18 各解析パターンでの表層の変位

表 2.7 各パターンでの载荷圧力

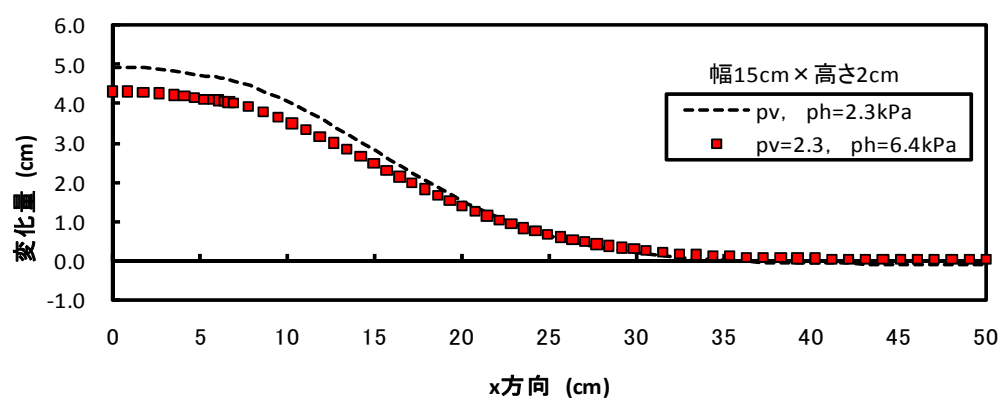
	圧入領域(cm)	载荷圧力(kPa)
解析パターン	15 × 2	2.3
	10 × 4.5	5.01
	4 × 7.5	6.37
	4 × 4	10
	4 × 2	10

ことが分かる。一方、領域が小さい場合は、圧力を載荷する範囲が小さいためか、表層まで圧力の影響が伝わっておらず、これ以上圧力を上げると、圧入領域付近の要素の変形が大きくなりすぎ、うまく実験結果を再現することができなかった。また、載荷圧力は、模型実験での管先端で加わっている圧力より小さな圧力で、変形が起こっている。さらに、幅 15cm×高さ 2cm の結果が最も実測値と近似しており、幅が狭い領域になるほど、差が大きくなっており、幅が小さくなるほど、同じ変形量にするための圧力が大きくなっていることが表 2.7 の載荷圧力から見てとれる。

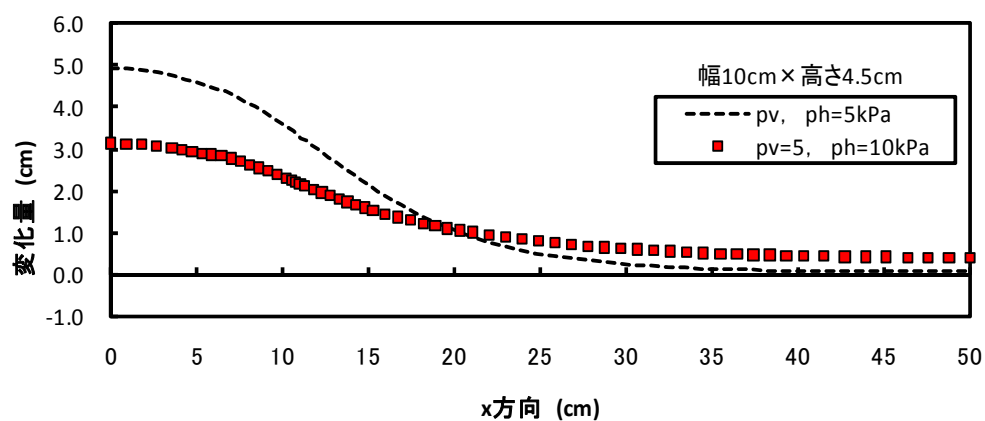
この結果からこの解析プログラムでは、圧入初期の状態からの変形は再現し難いが、ある程度粘土が入った状態からでの表層の地盤形状を解析により推定することは可能といえる。図 2.18(a)の領域が大きい場合では領域の幅が大きくなるほど、表層の変化の形状がなだらかであり、広い範囲まで表層が嵩上げされている。図 2.19 に領域 15cm×2cm と領域 10cm×4.5cm のケースで側方 p_h の圧力を図 2.18 で示す結果の倍にした状態で載荷した結果を示す。側方の圧を倍にした意図は、実現象で側方の方へ粘土が流入しやすい場合を想定している。結果より、 p_h を大きくした場合の方が表層の左上端の変位が抑えられ、広い範囲で上方へ変化していることが分かる。この結果より、実施工の際に 1 度の圧入 1 度の圧入でできるだけ広い範囲を嵩上げするためには、圧入初期の段階で圧入側の粘土をいかに側方へ流入させることができるかが重要であるということが分かる。

図 2.20 に領域 15cm×2cm の中央部のおもり有の場合とおもり無(表層に全体に 0.163kPa を載荷)の場合の解析結果の比較を示す。解析は、左端の変位を合わせるように載荷圧力を調整したのだが、図のようにおもり有の場合の方が若干だが広い範囲まで変位の増加が多くなっていることがわかる。今回載荷したおもりの重さはそれ程大きなものではなかったが、圧入管周りのおもりは載荷量や幅を工夫することで、粘土の噴出し防止以外に、中央部の盛り上がりを抑え、影響面積の拡大に効果があるといえる。

以上のように、地盤解析汎用プログラム(GEOFEM)を用いることで、ある程度粘土が圧入した状態からの、模型実験での圧入後の表層の断面形状を再現することができた。しかし、今回行った解析方法は、粘土層を弾性体と仮定し、単に矩形断面に分布荷重を載荷しただけである。つまり、地盤中でゴム風船を空気圧で膨らましたようなもので、表層の形状の変化だけに着目し、他の要素は無視している。よって、今回の解析は実際の圧入の現象とは完全には一致してはいないことに注意する必要がある。実際の模型実験では、圧入管から新たに粘土が排出するので、解析ではある一部分から新たな要素があふれ出すような現象を再現しなくてはならず、粘土は非常に柔らかく、むしろ流体に近い挙動をする。今後、本実験の現象をより正確に表現するためには、解析法の変更や改良を行う必要があると考えられる。



(a) 領域断面幅 15cm×高さ 2cm



(b) 領域断面幅 10cm×4.5cm

図 2.19 側方への圧力を変化させた場合の比較

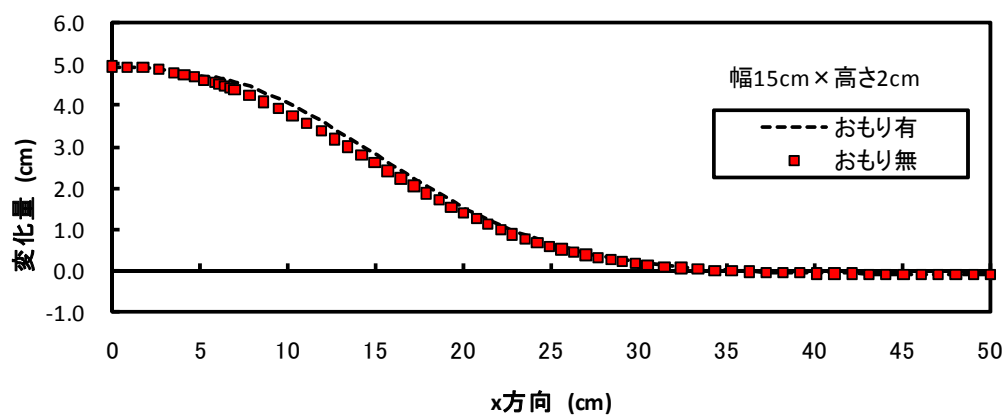


図 2.20 おもりの有無での表層の形状変化の比較

3. 改良による圧入実験

本章では、再度干潟を想定した土槽を室内に設置し、土槽内の粘土層にスラリー粘土を圧入することで土槽内の地盤の嵩上げする圧入実験を行った結果を示す。これは前章の研究でも行われている実験であるが、本章では前章での実験の改善すべき点を改良し、室内模型実験を行った。以下では、前章の実験の改良すべき点や改良による室内模型実験方法を示し、実験結果を昨年の結果と比較、検討を行う。

3.1 実験方法

(1)実験装置の概要

図 3.1 に改良室内模型実験装置の全体図と圧入口付近(攪拌棒と水供給装置)の拡大図を示す。まず、圧入を行う前に、水供給装置と攪拌棒によって圧入口付近の粘土を攪乱し圧入側粘土と同程度に強度を落としておく。これは圧入された粘土が水平方向に圧入されることを目的としている。

(2)実験の手順

次に実験の手順を示す。

- ①1m×1m×0.5m のアクリル土槽中心部に水供給装置と攪拌棒を設置する。攪拌棒は圧入管と一緒に、打設管に通している。また、打設管にはかさがついており、圧入粘土の噴出しを防止する。

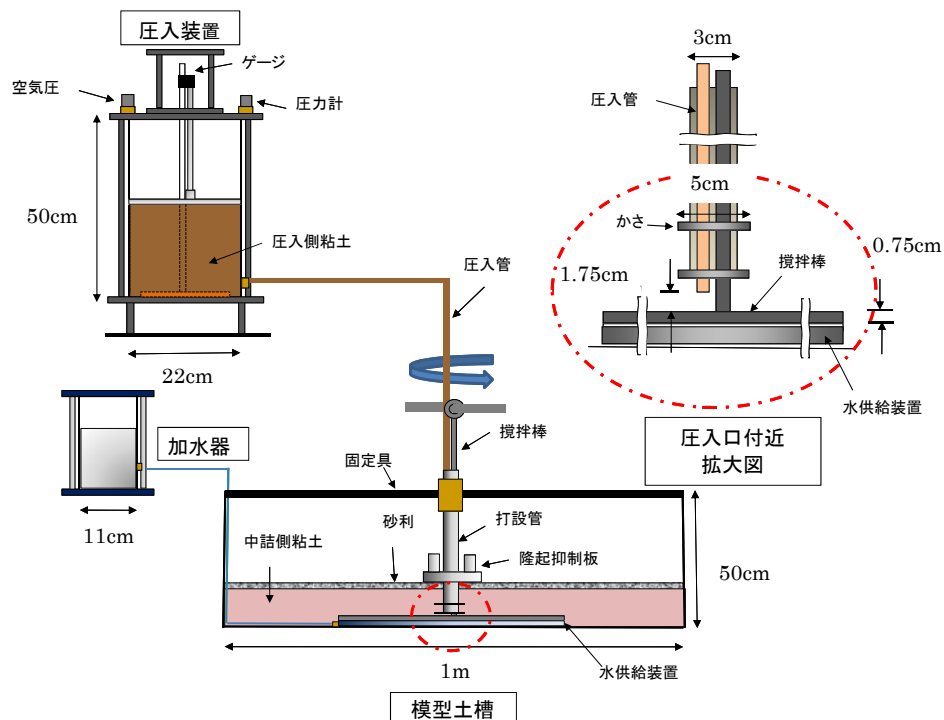


図 3.1 実験装置概要図

- ②一定の強度に調整した中詰側粘土を投入(層厚 15cm)し、その上にろ紙を 2 枚敷く。
- ・中詰側粘土は複数のコンテナに木節粘土を投入し、攪拌機で攪拌して強度調整を行う。強度測定はハンドベーンによって行う。
 - ・圧入側粘土はコンテナに木節粘土を投入し、攪拌機で攪拌して強度調整を行う。強度測定はハンドベーンで行う。その後、圧入装置に投入し、設置する。
 - ・前章でも述べたようにジオテキスタイルの効果を考慮し、模型実験においてはろ紙を使用した。ろ紙 2 枚の強度は 126gf/cm 程度である。
- ③ろ紙の上に実スケールで層厚 50cm, 有効単位体積重量 $\gamma' = 13\text{kN/m}^3$ と仮定した覆砂層を敷く。今回は作業の効率性から覆砂層を想定した砂利を 26.5kg/m^2 敷く。
- ④圧入口付近の、鉛直方向への偏った隆起を防ぐために隆起抑制板(径 12cm)を 1.89kN/m^2 載荷させる。
- ⑤地盤高を測定するために 5cm メッシュで水糸を張る。そして打設管が圧入時に上昇してくるのを防ぐため上部を固定具で固定する。
- ⑥圧入口付近直径 40cm(50cm), 高さ 2.5cm の範囲に高含水比層を形成させる。

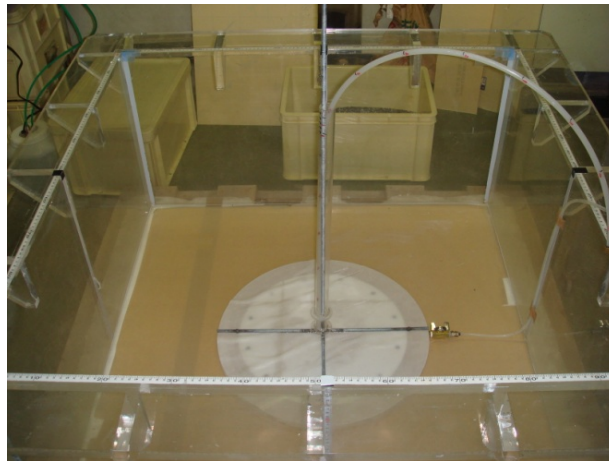


写真 3.1 水供給装置と攪拌棒を設置

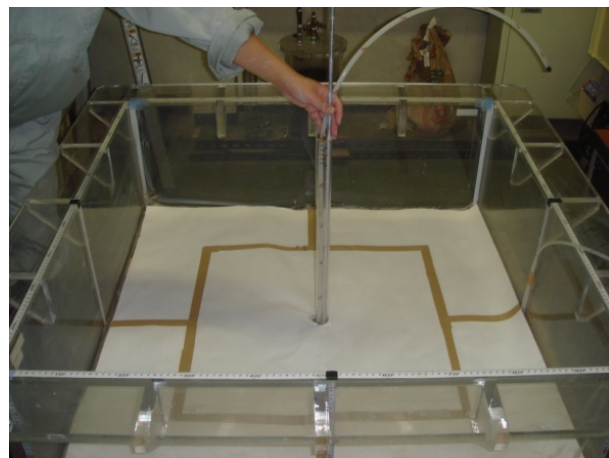


写真 3.2 粘土を投入し、ろ紙を敷く

- ・ 圧入前に攪拌棒で圧入口付近を攪拌しながら，水供給装置から 2kPa の水圧で水を注入する．水の注入量は(3)で算出方法と共に示す．



写真 3.3 砂利を敷く



写真 3.4 固定具設置・水系を張る



写真 3.5 圧入装置



写真 3.6 地盤高測定



写真 3.7 改良前地盤高の様子 (重さ 360g 載荷圧 0.45kN/m^2)

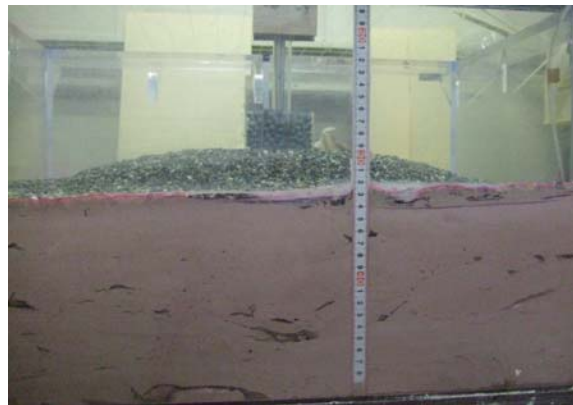


写真 3.8 改良後地盤高の様子 (重さ 2.18kg, 載荷圧 1.89kN/m^2)

- ⑦ 圧入管内を圧入粘土で満たし、圧入を開始する。
- ⑧ 圧入側粘土を約 $1,500\text{cm}^3$ 圧入する毎に圧入を止めて、地盤高を測定する。
 - ・地盤高の測定方法は、地盤表層から水糸までの高さを計測する。圧入を再開させる前に攪拌を行う。攪拌回数は、高含水比層の上部と下部を 10 回ずつ、計 20 回行うこととする。

(3) 圧入方法の改良

以下に昨年度に行われてきた圧入実験の結果を受けて、改善すべき改良点を 3 つ挙げる。

① 起抑制板の上載圧の変更

圧入時の圧入管付近の偏った鉛直方向の盛り上がりを抑制するため、圧入管周辺の隆起抑制板による上載圧を 0.45kN/m^2 から

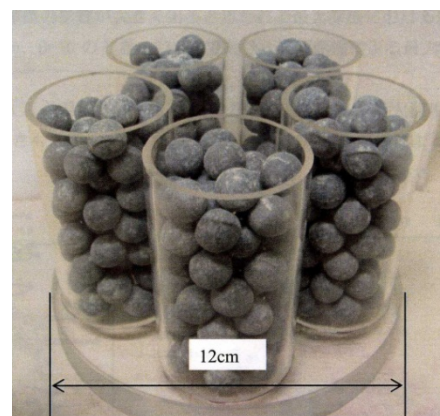


写真 3.9 隆起抑制板全体図

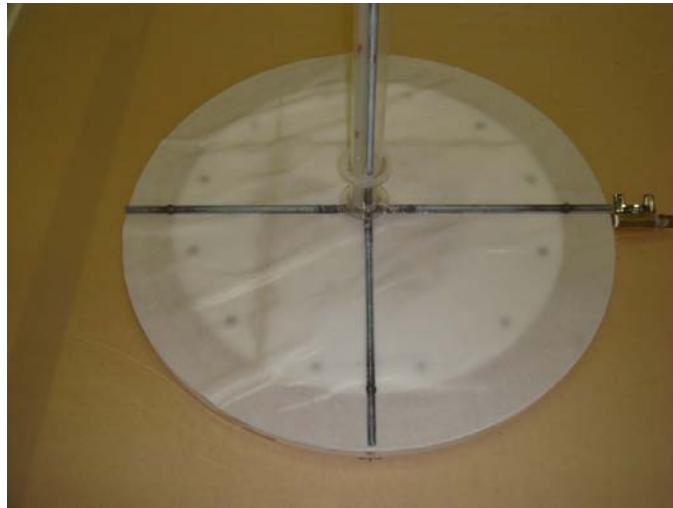


写真 3.10 水供給装置拡大図



写真 3.11 圧入口に設置した攪拌棒

1.89kN/m²に変更した。実施工では 32t の土のうを載荷させることと等しい。

②圧入口付近に水供給攪拌装置と攪拌棒の設置

入口周辺(直径 50cm,40cm)の範囲に、水供給装置(写真 3.10)と攪拌棒(写真 3.11)を設置する。圧入を始める前に圧入口周辺の地盤を、水供給装置から水を注入し攪拌することで高含水比層を形成させる。この目的は水平方向に攪乱し、強度低下させることで水平方向への圧入を促進させるためである。水の注入量は、高含水比層が圧入側粘土の強度と同程度になるように、以下に示す実際に算出した水量を用いる。

水の注入量の算出

$$\gamma_d = \frac{\gamma_t}{1 + \frac{w}{100}} \quad (3.1)$$

$$\gamma_t = 16 \text{ kN/m}^3 \quad (3.2)$$

正規化含水比と C_u の関係から、中詰側粘土の強度 $C_u=0.6\text{kPa}$ に対する含水比は

$$w=1.1 \times 62.56=68.8\% \quad (3.3)$$

$$\gamma_d = \frac{16}{1 + \frac{68.8}{100}} = 9.48 \text{ kN/m}^3 \quad (3.4)$$

また、圧入側粘土の強度 $C_u=0.05\text{kPa}$ に対する含水比は

$$w'=1.44 \times 62.56=90.1\% \quad (3.5)$$

$$\gamma_d = \frac{16}{1 + \frac{90.1}{100}} = 8.42 \text{ kN/m}^3 \quad (3.6)$$

高含水比層が圧入口周辺の直径 40cm のときは $\gamma_d = \frac{W_d}{V}$ より、

$$W_s = \gamma_d V = 9.48 \times (0.2 \times 0.2 \times \pi \times 0.025) = 0.0298 \text{ kN} \quad (3.7)$$

$$W_w = 0.0205 \text{ kN} \quad (3.8)$$

圧入側の粘土について含水量を求めると

$$W_s = \gamma_d V = 8.42 \times (0.2 \times 0.2 \times \pi \times 0.025) = 0.0265 \text{ kN} \quad (3.9)$$

$$W'_w = 0.0239 \text{ kN} \quad (3.10)$$

よって必要な水量は、

$$W'_w - W_w = 0.0034 \text{ kN} = 340 \text{ g} \quad (3.11)$$

となる。また高含水比層が圧入口周辺の直径 50cm のときは、

$$W'_w - W_w = 0.0034 \text{ kN} = 520 \text{ g} \quad (3.12)$$

である。

③覆砂層に代わる砂利の上載圧を変更

既往の研究では覆砂層の単位体積重量は、水中単位体積重量 8kN/m^3 と仮定していた。しかし、改良実験では、水中単位体積重量と気中単位体積重量の平均値を取り、 13kN/m^3 とし、小粒で均等な砂利を表層 1m^2 あたり 26.5kg 敷き詰め、上載圧を 0.16kN/m^2 (水中単位体積重量) から 0.26kN/m^2 に変更した。これら 3 点の改良を行った上で、土槽内の地盤が層厚 15cm 、攪拌棒の長さ (高含水比層の範囲) を変えた 2 ケースを前章の追加で再度実験を行った。

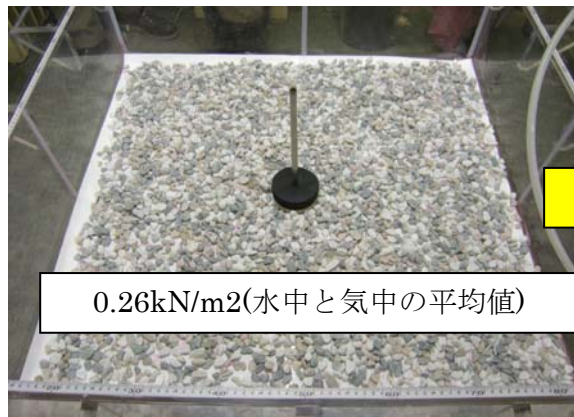


写真 3.12 改良前覆砂層

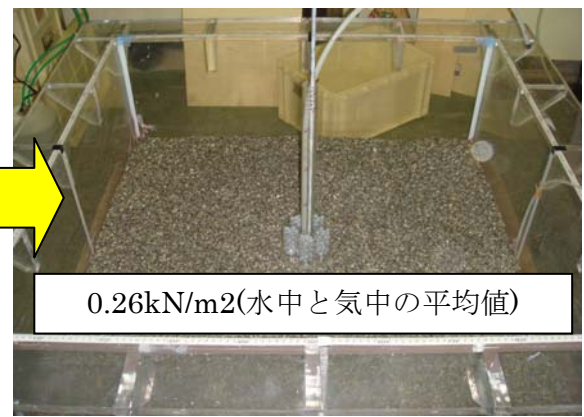


写真 3.13 改良後覆砂層

3.2 改良した圧入方法による 1/25 模型実験

(1)実験条件

表 3.1 に各実験ケースにおける実験条件を示す．粘土の強度に関しては，各ケースが過去の実験値にできるだけ近い値になるように調整した

圧入速度は，一定になるように所定の圧入量ごとに要した時間を計測し，圧入速度の増減に応じて載荷圧力を微調整する．表 3.1 に示す圧入速度と載荷圧力は平均値である．

Case3 は前章で行われた実験である．土槽の地盤の層厚が 15cm で，今回の改良実験に一番近い実験条件のケースであるため比較対象とした．

圧入を終了するタイミングは，地盤表層に亀裂が入った時，または，圧入粘土が 6,400cm³ 程度(実スケールで 100m³に相当する)圧入された時とする．

(2)実験結果

以下に，攪拌棒の長さを変えた 2 パターンの実験結果を示す．図 3.2 と図 3.3 に示すように，一定圧入量ごとに圧入を止めて地盤高の測定を行った．

表 3.1 実験ケース

Case.No		Case7	Case8	Case3
攪拌範囲		有 (40cm)	有 (50cm)	無
せん断強度(kPa)	圧入側	0.05	0.05	0.08
	中詰	0.62	0.61	0.61
圧入速度(cm ³ /sec)		0.81	4.61	6.87

a) 攪拌棒が 40cm のとき (Case7)

攪拌範囲において圧入口の中心に左右均等に圧入されていることがわかる。また、断面形状は台形形状であり、圧入量が Case3 とほぼ同じ $6,082\text{cm}^3$ に達したときに圧入を終了した。

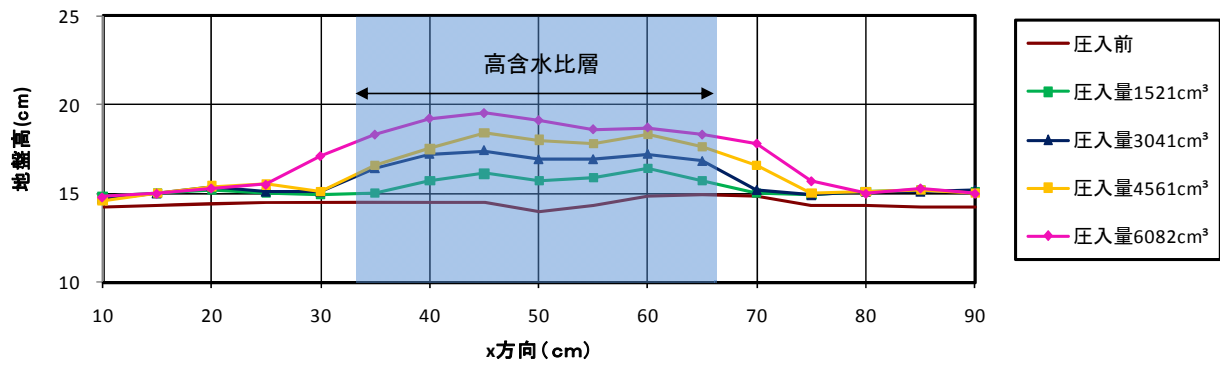


図 3.2 圧入口付近における地盤高の経時変化 (攪拌棒が 40cm)

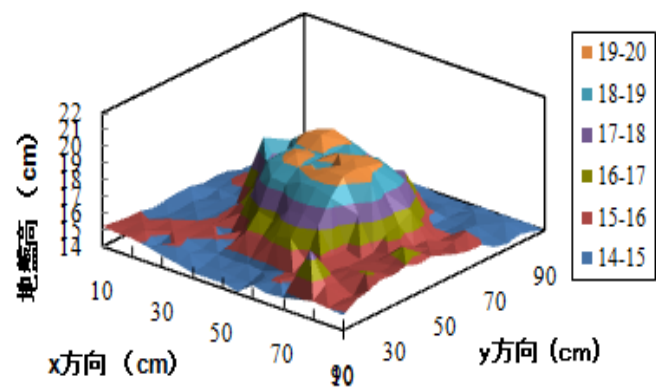


図 3.3 圧入量 $6,082\text{cm}^3$ における地盤高

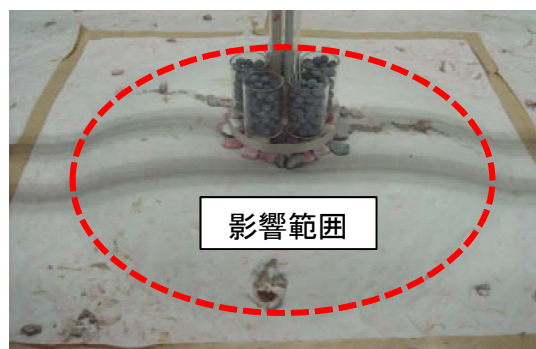


写真 3.14 圧入後表層の様子

b) 攪拌棒が 50cm のとき(Case8)

Case7 の時と同様に、左右対称に圧入されている。また、断面形状も台形形状である。全体的に Case7 の時より同圧入量時の鉛直方向への圧入が抑えられている傾向にある。

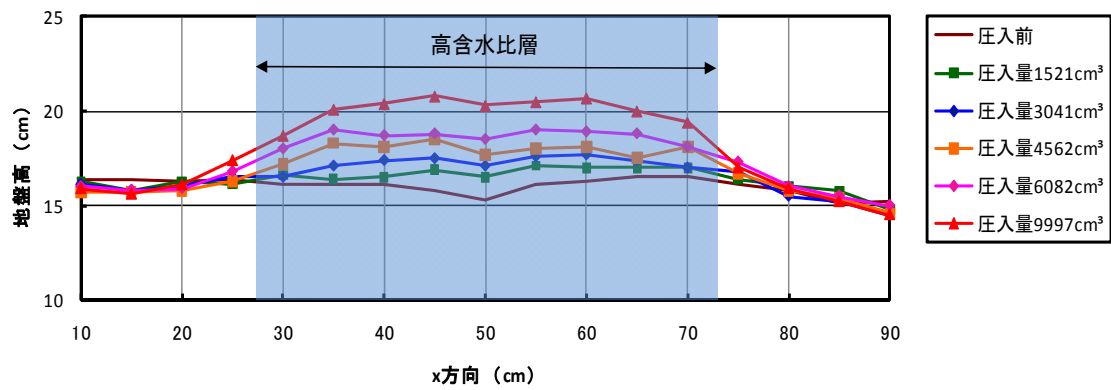


図 3.4 圧入口付近における地盤高の経時変化 (攪拌棒が 50cm)

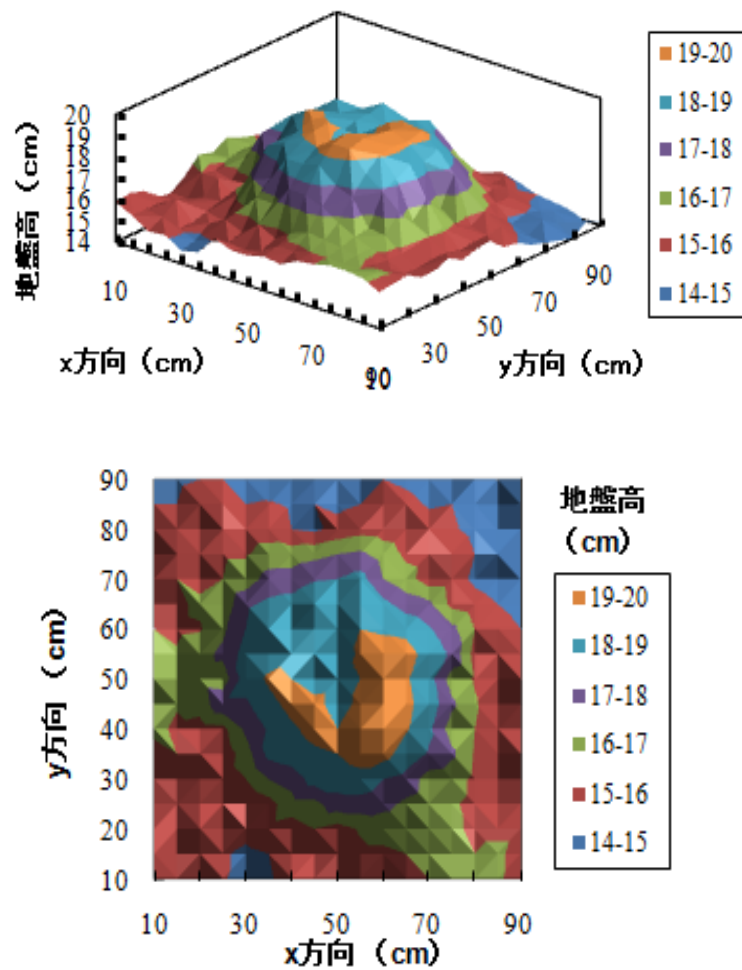


図 3.5 圧入量 6,082cm³における地盤高

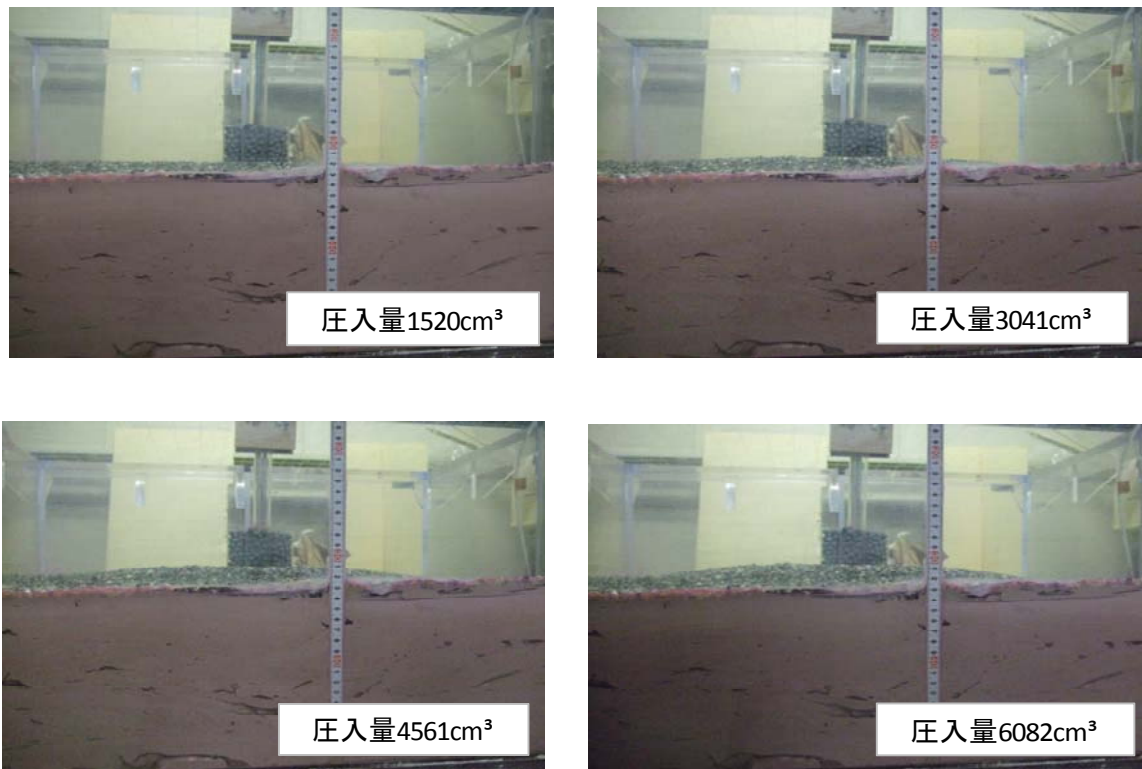


写真 3.15 各圧入量ごとの地盤高経時変化

(3) 圧入方法改良前の実験結果との比較

表 3.2 に 3 ケースの同圧入量における盛上がり高さと影響面積の結果を示す．なお，盛上がり高さは圧入口付近の初期地盤高からの変化量，影響面積は地盤高測定の際，高さ 1cm 以上の変化がある範囲とした．

今回の 2 ケースの圧入実験を比較すると，同圧入量において圧入口付近の盛上がり高さや影響面積に変化があった要因として，攪拌範囲を広げたことによって攪乱された高含水比層の範囲が広がったことが挙げられる．また，既往の研究より圧入速度が遅いほど圧入量が多いという結果が報告されているように圧入速度の違いも一因として考えられる．

図 3.6 に 3 ケースの同圧入量における地盤高変化の結果を示す．改良実験結果は過去のデータと比較して，圧入口を中心としてほぼ左右対称的に地盤高の変化がみられた．また，偏った鉛直方向への圧入も抑えられていることが読み取れる．

この結果より，隆起抑制板によって鉛直方向への圧入を抑制し水平方向へ圧入を促進させる効果があると考えられる．また，水供給装置と攪拌棒によって圧入口周辺を水平方向へ攪乱し，高含水比層を形成させることが，目標とする地盤の嵩上げに最も効果を発揮していると考えられる．この改良実験を行う前に，前章の圧入実験装置に攪拌棒のみ追加した圧入実験を行っている．この結果からも，隆起抑制板や高含水比層の必要性がわかる．以下に実験結果を示す．限界圧入量は 3,041cm³ で影響面積は 1,150cm² であった．既往の研究結果と比較すると，目立った鉛直方向への圧入は解消されているが，高含水比層を

設けた Case1 のケースと比較すると、断面形状は、依然として山型で、攪拌範囲に均等な嵩上げはできていない。

この結果からも、隆起抑制板によって圧入口付近にある程度の上載圧をかけ、地盤内に原地盤より強度の低い層を設けることで水平方向への圧入が可能となることがわかる。よって、本研究における改良点は均等な地盤の嵩上げ、圧入量の増加を可能とした。

表 3.2 同圧入量における実験結果比較

Case.No	Case7	Case8	Case3
層厚(cm)	15		
圧入量(cm^3)	6,082	6,082	6,158
中心での変化量(cm)	4.0	2.8	5.6
影響面積(cm^2)	1,475	1,875	1,213

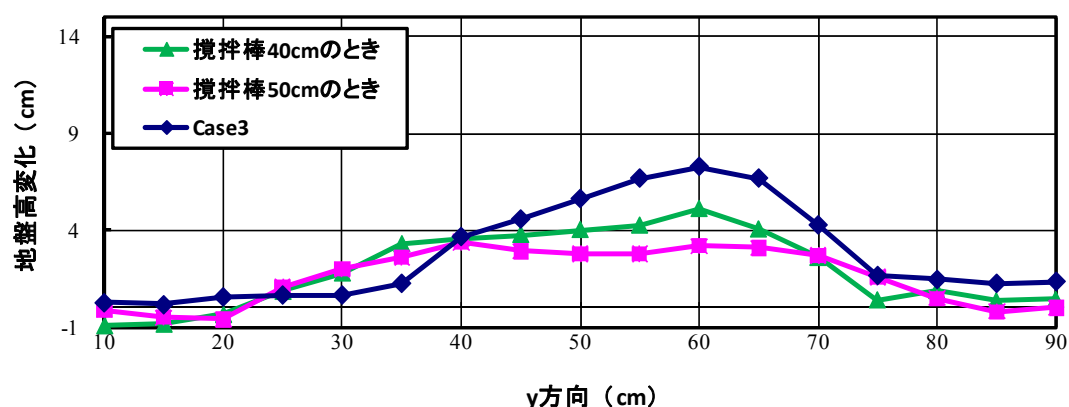


図 3.6 圧入量約 6000cm^3 における 3 ケースの地盤高変化の比較

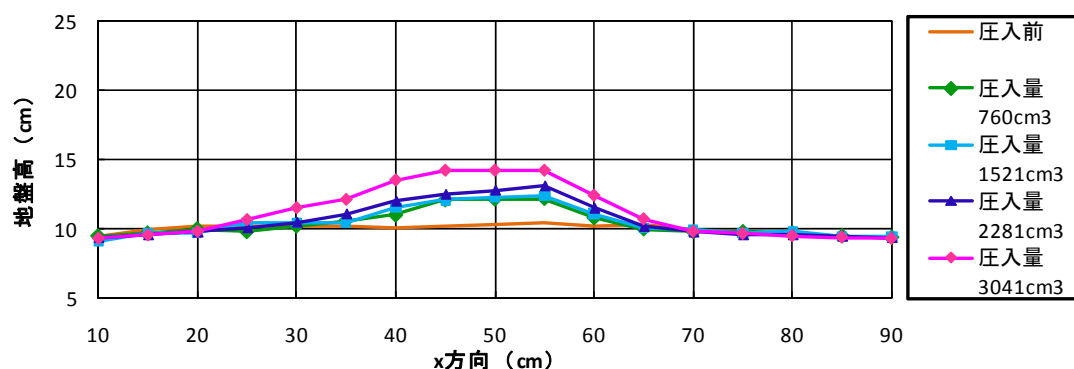


図 3.7 攪拌のみの地盤経時変化



写真 3.16 圧入後地盤形状表

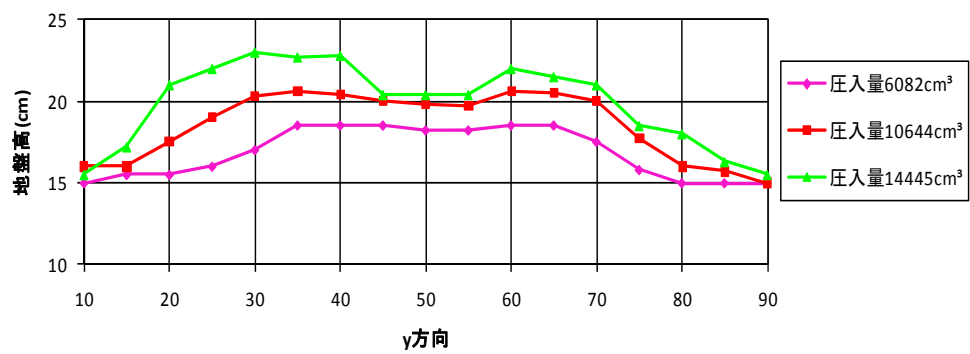


図 3.8 圧入口付近における地盤高経時変化

表 3.3 実験条件と実験結果

Case.No		Case8
攪拌範囲		有 (50cm)
せん断強度(kPa)	圧入側	0.05
	中詰め	0.61
圧入速度(cm³/sec)		4.61
圧入量(cm³)		14,445
影響面積(cm²)		2,380

3.3 限界圧入量の検討 (Case8)

以上のように改良実験を行った結果、昨年の圧入実験において一つの目安である圧入量 $6,000\text{cm}^3$ を上回る圧入量の粘土を圧入することができた。しかし、Case8 に関しては $9,997\text{cm}^3$ の圧入量においても表層の亀裂は見られなかった。そのため、さらに限界まで圧入量を増加させた時の圧入限界量と影響面積との関係性について検討するため実験を行った。本実験では、Case3 と同様の実験条件で、表面に亀裂が入るまで圧入した。

(1) Case8 おける限界圧入量検討

Case8 において、実験でさらに限界に達するまでの圧入実験を行った。表 3.3 に実験条件と

実験結果を示す。実験の結果より、 $14,445\text{cm}^3$ 圧入したところで地盤表面に亀裂が入ったため、改良 Case2 における限界圧入量は $14,445\text{cm}^3$ となる。しかし、図 3.8 に示すように圧入量が $10,644\text{cm}^3$ の時までは左右均等に圧入されているが、その後圧入口中心より左側に偏って圧入されていることがわかる。よって、左右均等に圧入可能な限界量は $10,644\text{cm}^3$ から $14,445\text{cm}^3$ の間にあることがわかる。Case8 における圧入量 $9,997\text{cm}^3$ の影響面積は $2,300\text{cm}^2$ であった。それに対し、Case8 における影響面積は $2,380\text{cm}^2$ であることから、ある圧入量に達するとそれ以上は水平方向へは広がらないと考えられる。

(2) 断面形状の比較

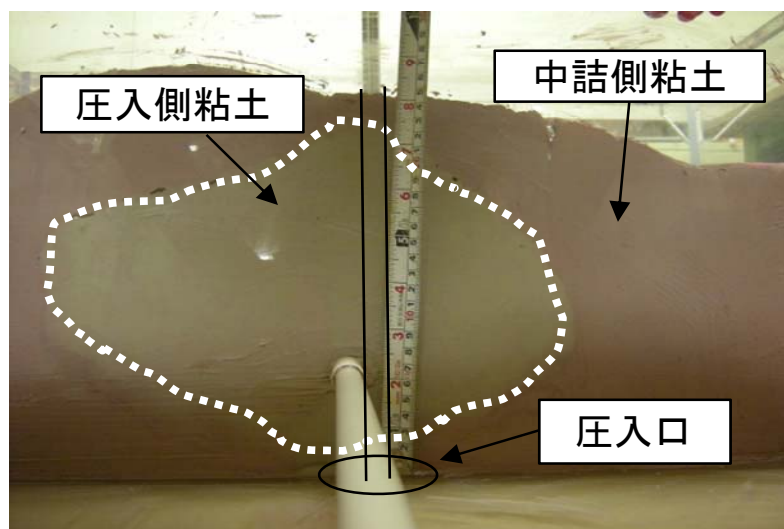
Case8 において圧入終了後、断面形状を確認することができた。写真 3.18 に既往の研究における断面形状と比較した図を示す。

既往の研究結果と比較すると、違いははっきり表れている。改良前は球根型に圧入され、鉛直方向への圧入に比べ、改良後は水平方向への圧入が促進されている。また、鉛直方向への圧入も均等に低く抑えられていることが分かる。

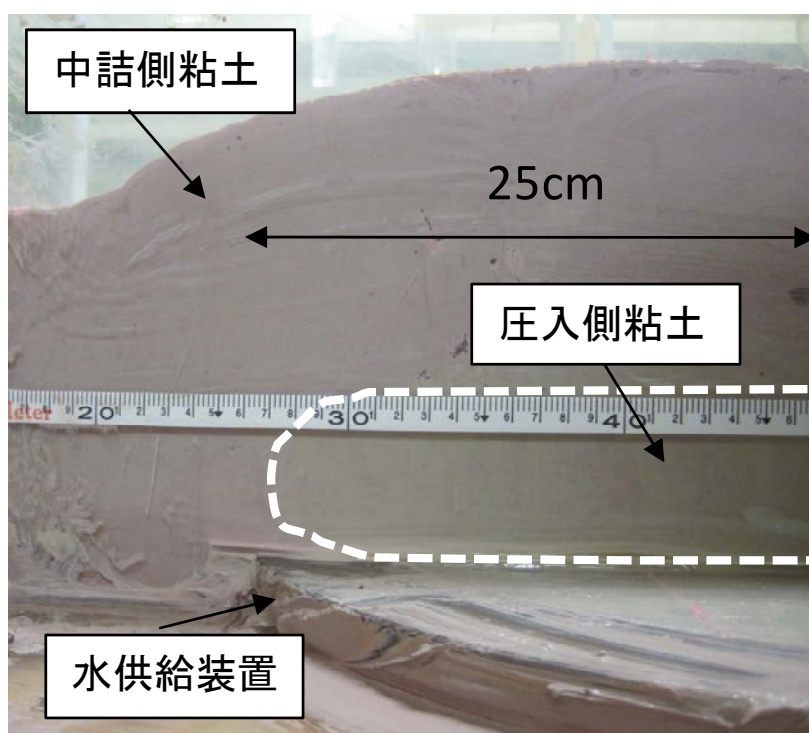
(3) 圧入量と影響面積の関係

過去の実験データも踏まえ、改良の有無による限界圧入量の違い、影響面積と圧入量の関係性を示す。図 3.9 に示すように、前章の研究結果から各実験ケースの影響面積と圧入終了時の最終圧入量には正の相関関係があると示されている。この関係をもとに近似直線を引くと、

圧入形状が円柱と仮定した時、地盤の盛り上がり高さが 4.5cm における圧入量と影響面積の関係に一致することがわかる。



圧入方法改良前



圧入方法改良後

写真 3.17 圧入後の断面形状比較

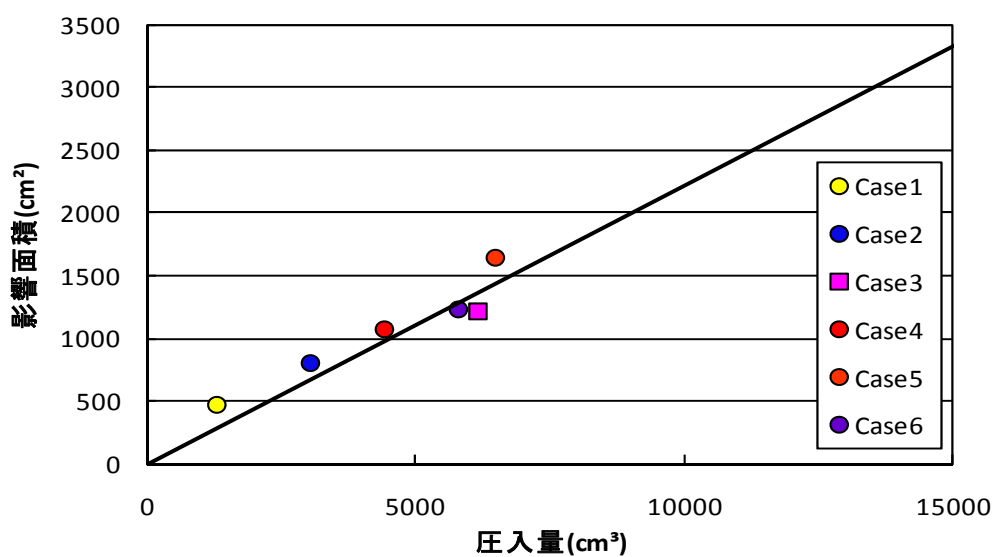


図 3.9 圧入量と影響面積の関係

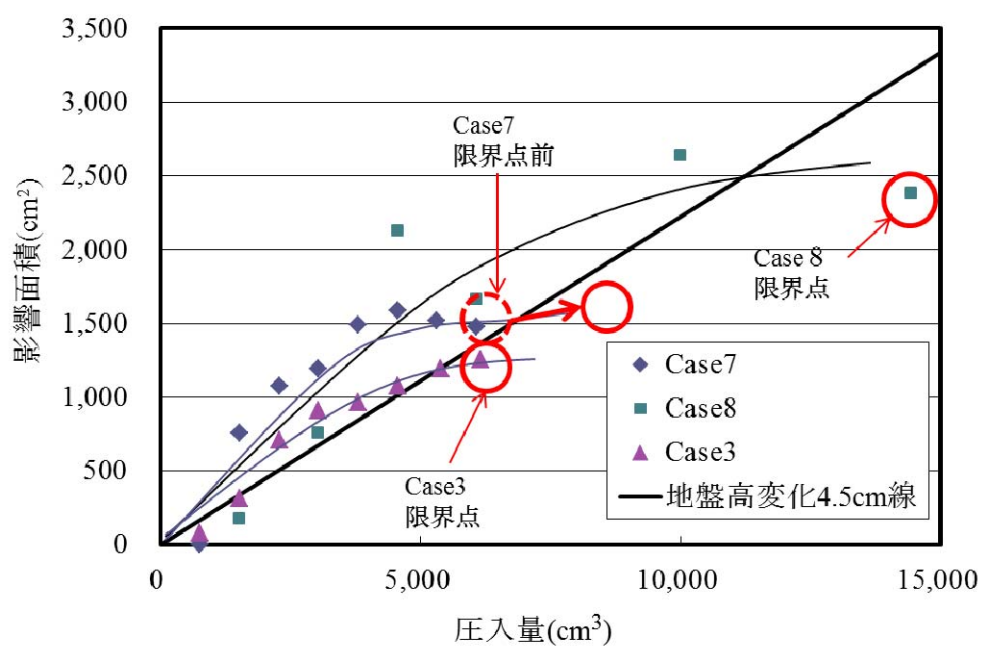


図 3.10 圧入量と影響面積の関係

上の図は Case7, 8, 3 の一定圧入量ごとの影響面積をプロットしたものである。圧入初期における圧入量に対する影響面積の増加率が大きくなる傾向がみられる。

図 3.10 の赤丸で囲った 2 点は、各ケースの限界圧入量を示している。いずれも直線を超えたところに存在し、Case7 も直線を超えると限界に達すると推定される。すなわち、盛り上がり高さには一定の限界値が存在する可能性が考えられる。

4. 実施工への適用性について

本実験の結果を実際の施工のスケールで考えて、今後の技術開発の課題についてまとめる。表 4.1 に実験結果を実スケールに換算した値を示す。縮尺は強度、寸法を模型の 25 倍に、時間に関して今回はあまり考慮していないが参考のため、重力場の相似則としてよく用いられる値を用いて、圧入速度を層流と考えると $25^{1.5}$ 倍(=125 倍)とした。

まず、圧入側と中詰粘土の強度について考える。実験ケースによって多少バラつきがあるが、圧入側粘土は、海底地盤に堆積している土はおおよそ液性限界の 0.9~1.1 倍の範囲で堆積しているので、数値的に同程度の値になっている。また、中詰粘土は、現地調査の結果より若干大きな値になったが、現地調査の調査深度は深いところで 3m 以浅程度であったので、深い場所ではより硬くなっていると考えられるので、実験の結果は、実スケールの強度の 25 分の 1 を再現できていると考えられる。

圧入量について、もしこの結果で実際に施工を行えば、どの程度の土砂を処分できるかを実験ケースの Case 8 の結果で考える。一回の圧入で地盤高は最大 2.0m 程度嵩上げができるが、嵩上げされた面積で平均すると 175cm 程度嵩上げされていた。また、地盤高が 25cm 以上変化した影響面は 149m^2 であり、圧入孔を中心に半径 6.9m の範囲が上昇している。圧入管を 15m 間隔の正方形配置で設置したとする。干潟 1ha の範囲で 44 回の圧入を行えば全面を約 1.75m 嵩上げすることができ、1 回に 225m^3 圧入できるので、全体で $9,900\text{m}^3$ の浚渫土を圧入できる。通常 1 台のバージ船で運搬される浚渫土の量は $1200\sim1500\text{m}^3$ であるが、1 回の圧入で 200m^3 として 1 日に 6~7 回の圧入を施工することができれば、1 台のバージ船で運搬される浚渫土を 1 日で圧入できるので効率的である。

表 4.1 実験結果の実スケールでの換算値

Case.No		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7	Case8
層厚(m)		2.5		3.75		5.0		3.75	
せん断強度 (kPa)	圧入側	2.21	1.17	1.96	1.04	3.91	1.35	1.25	1.25
	中詰	15.0	14.3	15.3	13.8	19.0	20.1	15.5	15.3
圧入量(m^3)		20	48	96	69	101	90	95**	225
中心での変化量(m)		0.64	1.07	1.41	1.30	1.25	1.09	1.00	1.13
影響面積(m^2)		30	50	76	67	102	77	92	149
圧入速度(m^3/h)		0.37	11.5	3.09	13.8	0.41	15.5	0.36	2.10

※影響面積は 25cm 以上嵩上げされた面積

**限界圧入量前に圧入

終了

これをたとえば広島港五日市人工干潟(面積 24ha)の沖合側半分(12ha)で施工すると仮定すると、全体で約 12 万 m^3 の浚渫土の圧入が可能である。実際の浚渫工事で排出される浚渫土量は工事の規模によって異なるが、この程度の量を処分することができれば、浚渫工事で再利用が必要となる浚渫土のすべてもしくは一部の活用として有効な手段の一つと考えてもよい。

以上のように、本実験の結果は実スケールで考えても、施工方法を工夫することによって実現の可能性はあると推定される。ただし、今回は粘土の強度と寸法について相似則が成り立つものとして実験を行った結果であり、今後よりいスケールの大きい模型実験あるいは実証実験等により妥当性を検討する必要がある。また、強度と寸法以外の要因についても考慮していく必要がある。一つは施工時間の問題である。今回の実験では縮尺を主に粘土の強度・模型寸法を合わせており、時間に関しては圧入速度を変化させたケースで比較しているが、実際の施工速度を参考にしたわけではない。また、干潟などの浅海域の工事は潮汐の影響がある。沖側の潜堤付近の常に船が入っていける部分の嵩上げならば、本章のはじめに述べたような施工イメージで船上から圧送することが可能である。しかし、干潮帯の船、もしくはパイプ長が届かないような場所では陸上工事となるので、干出時の短い時間を利用して施工していかなければならない。

もう一つは圧入管先端の構造の改良や補助工法についてである。施工の効率を向上させるためには、できるだけ一か所で広い範囲を嵩上げする方法、つまり圧入した粘土をより側方へ流入させる方法を検討する必要がある、以下の改良策が上げられる。

① 圧入管先端の周辺の攪乱のための補助工法

実験ではあらかじめ地盤内にセットした水流発生装置と攪拌棒を回転させることで圧入管先端を水平かつ円形に攪乱した。しかし、実際の人工干潟では圧入孔を利用して同様の攪乱を行うことは困難であるので、何らかの補助工法を用いて、圧入孔先端の深度で水平攪乱層を形成する必要がある。

② 圧入管先端の構造と隆起抑制板の構造

実スケールの圧入管先端において圧入管の鉛直上方への流出を防ぐ構造物の検討を行うことと、施工を考慮した隆起抑制板の構造を検討する必要がある。

③ 適切な圧入圧力の載荷方法

圧入量の増加に伴って、圧力を増加させるなど、効率的な圧入を実施するために、圧入圧力を制御する方法について検討する必要がある。

以上のように、本工法を実現させるためには、今後さらにコスト面や効率を考えて、具体的な施工過程を提案していく必要がある。

5. 結論

従来の浚渫土による干潟造成は、作業船からの直投あるいは土運船により浚渫土を埋立てやその後に表層土を薄く撒布するという方式であったため、浚渫土が利用されるのは施工期間中の一時期のみであった。また、造成後に浚渫粘土は圧密沈下するため造成後に数10cm～1mの沈下がゆっくりと発生し、干潟面積の大幅な減少や生態系の不安定性の大きな要因となっている。本研究で開発する地盤内圧入方式による干潟造成技術は、最初に浚渫土の埋立と表層土の撒布を行い、その後は浚渫土をポンプにより表層土の下の浚渫土層の中に圧入することで、地盤全体を下から盛り上げる方式で施工するものである。

本研究で開発する地盤内圧入方式による人工干潟造成技術従来工法と比べ、浚渫土を多数の圧入口から圧入することで、表層土の標高を徐々に均等に上昇させるので、施工とともに干潟が拡大し、干潟の機能を発現させながら浚渫土のリサイクルが可能になる。また、浚渫土量が計画から変化した場合でも面積が変動するものの、干潟機能には大きな影響はない。浚渫時期の変化にも容易に対応で、浚渫で発生した土を随時干潟造成に利用することができる。さらに、圧密沈下した干潟内の地盤に圧入を行うことで標高を回復させることにも利用できる。加えて、目標年次を定めて干潟を完成させるのではなく、浚渫土の発生するタイミングに合わせて干潟をゆっくりと拡張・造成していくことができるため、モニタリングを行いながらその結果に合わせて適切な対応を図るアダプティブマネジメント（適応的管理）が可能となる。

圧入による干潟造成工法の実現可能性を検討するため、実験室内で 1/25 スケールの模型土層実験を実施した結果、以下のことがわかった。

- 1) 1/25 スケールの室内模型実験の結果、圧入管を中心に直径 50～80 cmの範囲に粘土は圧入され、最大約 14,000cm³（実スケール換算約 218m³）の粘土の圧入が可能であった。
- 2) 圧入量と圧入速度、影響面積、粘土層厚にはそれぞれ正の相関があり、層厚が大きく圧入速度が遅いほど圧入量は多くなる。
- 3) 圧入において特に補助的な手段を用いない場合、圧入の形状は圧入管の先端を下端とする球の形状になる。一つの圧入孔からより多くの粘土を圧入するためには、圧入直後の段階で横に均等に広がるように圧入管の形状や圧入口の工夫が必要である。
- 4) 圧入に必要な圧力は、地盤内の空洞拡張理論から誘導した式によって求められることが、実験値と計算値の関係から明らかになった。実際的には、地盤内の圧入に要する圧力よりも、粘土を圧入口まで送るときの管内摩擦に消費される圧力の方が支配的であると考えられる。
- 5) 圧入管の先端付近を水供給装置と攪拌棒によって水平に攪乱すること、圧入パイプの地表面周辺に一定の重量を持つ隆起抑制板を設置することにより、水平方向により広範囲に圧入した粘土が広がり左右均等に圧入を行うことができることがわかった。しかし、各装置が圧入の影響面積に与える効果を今後詳細に追及していくこと、実際の地盤でこ

のようか効果を与える方法について検討する必要がある。

- 6) 地盤を弾性と仮定し、圧入口付近の粘土の広がりをもとの広さを持つ空洞と仮定して圧入圧力を加える有限要素解析により、圧入後の地盤の変形挙動をある程度再現することができた。より詳しく解析を行うためには、粘土地盤の塑性変形、圧入粘土の力学特性を考慮できる解析モデルを検討する必要がある。
- 7) 実験の結果を実際の人工干潟のスケールに換算すると、1ha の人工干潟において本工法を採用すると約 9,900m³ の浚渫土の圧入が可能になる。この結果は、浚渫土のリサイクルによる本工法による干潟造成の実現可能性を示すものである。しかし、本工法を実用化するにはさらに大きなスケールでの模型実験など検討が必要と考えられる。

参考文献

- 1) 海の自然再生ワーキンググループ：海の自然再生ハンドブック，第 2 巻干潟編，国土交通省港湾局監修，株式会社ぎょうせい発行，2003.
- 2) 新舎 博ほか：クラブ式浚渫土を利用した人工干潟の造成，土木学会 第 45 回年次学術講演会，pp.224-227，1990.
- 3) 広島県広島港湾振興局：広島港五日市地区人工干潟環境モニタリング記録，pp.1-112，2001.
- 4) 大山洋志：浚渫土を用いた干潟・藻場再生事業，土木施工 44 巻 7 号，pp.38-43，2003.
- 5) 春日井康夫，久本忠則，中山康二，松本英雄：広島県尾道糸崎港における干潟再生事業，海洋開発論文集，Vol.19，pp.107~112.
- 6) 篠崎孝・羽原浩史・山本裕規・明瀬一行・竹口はや人・吉武理恵・土田孝：造成干潟における機能発揮要因に関する研究，海岸工学論文集，第 53 巻，pp.1026-1030，2006.
- 7) 土質工学会入門シリーズ 16 支持力入門