

独立行政法人港湾空港技術研究所

# 港湾空港技術研究所 報告

---

REPORT OF  
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH  
INSTITUTE

---

Vol.52 No.4 December 2013

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,  
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

# 港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 52 卷 第 4 号 (Vol. 52, No. 4) , 2013 年 12 月 (December 2013)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 干潟・砂浜海岸の生物生態／地形動態に果たす地盤環境の役割 －多種多様な生物住環境診断チャートと安定地形の最適設計－ .....佐々真志, 渡部要一, 梁順普, 桑江朝比呂 ..... 3 (Role of Geoenvironment in the Benthic Ecology and Morphodynamics of Intertidal Flats and Beaches -Ecohabitat Chart and Optimal Design of Dynamically Stable Sandbars- .....Shinji SASSA, Yoichi WATABE, Soonbo YANG, Tomohiro KUWAE)
2. 静的圧入締固め工法の液状化抑制効果に関する研究 .....高野大樹, 西村聡, 森川嘉之, 高橋英紀 ..... 45 (The effect of compaction grouting as a countermeasure against liquefaction .....Daiki TAKANO, Satoshi NISHIMURA, Yoshiyuki MORIKAWA, Hidenori TAKAHASHI)
3. W/O エマルジョンを形成した水-重油系の流動特性と管摩擦損失の制御手法に関する研究 .....藤田勇, 松崎義孝 ..... 75 (Rheological Behavior of W/O Emulsion of Water-Heavy Oil System and Friction Loss Reduction Methods for its Flow in a Pipe .....Isamu FUJITA, Yoshitaka MATSUZAKI)

## 静的圧入締固め工法の液状化抑制効果に関する研究

高野 大樹\*・西村 聡\*\*・森川 嘉之\*\*\*・高橋 英紀\*\*\*\*

### 要 旨

緩い砂地盤の液状化対策工法として、地中にグラウトを注入し杭状の改良体を作製することにより、地盤の密実化および拘束圧の増加を図る静的圧入締固め工法がある。本工法の利点として既設の空港舗装に対して悪影響を与えず、供用を妨げずに施工が可能となることが挙げられる。一方、同様の密度増大工法であるサンドコンパクションパイル工法（SCP）に比べ施工コストが比較的高いこと、予期せぬ地表面の隆起や舗装の損傷が生じるなどの問題が報告されている。これらの問題を踏まえ、本研究では、静的圧入締固め工法を低改良率で施工した際の液状化抑制効果を検討するものである。ここでは、模型実験および数値解析を通してグラウト注入時の密度変化、応力変化などの地盤挙動を明らかにし、改良率、水平土圧、液状化強度の関係について検討した。

キーワード：液状化，静的圧入締固め，低改良率，X線CT，遠心模型実験，数値解析

---

\* 地盤研究領域 地盤改良研究チーム 研究官  
\*\* 北海道大学大学院 准教授 (元地盤研究領域 地盤改良研究チーム 研究官)  
\*\*\* 地盤研究領域 地盤改良研究チーム チームリーダー  
\*\*\*\* 地盤研究領域 動土質研究チーム 主任研究官  
〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人 港湾空港技術研究所  
電話：046-844-5055 Fax：046-844-0618 E-mail：takano-d@pari.go.jp

## The effect of compaction grouting as a countermeasure against liquefaction

**Daiki TAKANO\***

**Satoshi NISHIMURA\*\***

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

**Hidenori TAKAHASHI\*\*\*\***

### Synopsis

Compaction grouting, an in-situ static compaction technique by means of grout injection, has been increasingly adopted for improving the liquefaction resistance of loose sandy ground in recent years. An increase in the lateral confining pressure and densification are considered as the main factors for the increase in the liquefaction resistance of sand caused by compaction grouting. The advantage of this method is that the construction can be conducted without disturbing the existing and servicing structures such as airport runways and taxiways. However, several issues, such as high cost of construction compared to another liquefaction countermeasure such as sand compaction pile method or damaging pavements caused by unexpected ground surface heaves, has also been reported. The present study addresses these issues by investigating the effect of the improvement ratio or grout pile spacing of compaction grouting on the liquefaction resistance by model tests using a geotechnical centrifuge and X-ray tomography and numerical simulations. The findings indicate that the densification can be archived mainly in the lateral side of a grout pile and high earth pressure coefficient value,  $K$ , provides effective liquefaction resistance to the sandy ground.

**Key Words:** Liquefaction, Compaction grouting, Low improvement ratio, Geotechnical centrifuge, X-ray tomography, Numerical simulation

---

\* Researcher, Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Field

\*\* Associate Professor, Faculty of Engineering, Hokkaido University  
(previously at Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Field)

\*\*\* Group Leader, Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Field

\*\*\*\* Senior Researcher, Soil Dynamics Group, Geotechnical Engineering Field

3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute  
Phone : +81-46-844-5055 Fax : +81-46-844-0618 E-mail : takano-d@pari.go.jp

## 目 次

要 旨 .....	45
1. 序論 .....	49
1.1 研究の概要 .....	49
1.2 液状化対策としての静的圧入締固め工法の概要と現状 .....	49
2. 模型実験の概要 .....	51
2.1 マイクロフォーカスX線CT装置の概要 .....	51
2.2 遠心模型実験装置の概要 .....	51
2.3 静的圧入締固め装置の概要 .....	52
2.4 試料容器 .....	52
2.5 土質試料および間隙流体 .....	52
2.6 実験ケースの設定と実験手順 .....	53
3. 実験結果 .....	57
3.1 シリーズ1：CT実験の結果 .....	57
3.2 シリーズ2：複数グラウト杭打設実験の結果 .....	59
3.3 シリーズ3：加振実験の結果 .....	65
4. 数値解析結果 .....	67
4.1 数値解析の概要 .....	67
4.2 数値解析ツールおよび方法 .....	68
4.3 数値解析結果 .....	69
5. 結論 .....	71
謝辞 .....	72
参考文献 .....	72



## 1. 序論

### 1.1 研究の概要

砂質土から成る埋立地盤上の舗装に対して、液状化に起因する側方流動・不同沈下をもたらす被害は深刻である。東京国際空港においては、平成9~13年にかけてB滑走路の大規模な液状化対策工事が行われた。この中でも困難であったのが既設のA滑走路との交差部であり、舗装に悪影響を与えず、また施工中も滑走路の供用を妨げない地盤改良工法は非常に限られていた。そこで、液状化対策としての実績は乏しいが、上記の条件を満たす静的圧入締固め（CPG）工法と薬液注入工法が用いられることとなった。これらの工法はコストが比較的高い上に、近年の経験では、予期せぬ地表面隆起や間隙水の移動による舗装の損傷などの問題が報告されている。これらの問題は、地盤の不均一性に起因する部分もあるが、それぞれの工法による締固め・浸透過程が完全に解明されておらず、また数少ない過去の経験に基づいて施工を行なっていることによる。

こういった問題を避け、より効率的に、低いコストでこれらの工法を利用するためには、実験室においてコントロールされた環境下での基礎的研究が不可欠である。本研究では、締固め・浸透といった基礎的な物理現象の観察や力学的解釈を通して、空港舗装施設に実用可能な液状化対策工法の、より効率的な施工法および信頼性の高い設計法の開発に寄与することを目的に調査・検討を行った。施工性・コストなどの面から、現時点で最も実用的であると判断されるのは静的圧入締固め工法であり、本研究では対象をこの工法に絞っている。静的圧入締固め工法においては、高改良率で施工した場合の地表面隆起による舗装変位が問題となる。そこで、本研究では舗装変位抑制の方法として、また施工効率化の方法の一つとして、静的圧入締固め工法の低改良率化の是非を検討した。具体的には、2.0mを超える長い杭間距離を採用した場合の改良効果について、実験室レベルからの知見を得ることを目的とし、密実化・側方土圧の増加というメカニズムについて、遠心模型実験・要素試験・数値解析を通して総合的に評価した。様々な試行錯誤を経た後、実施で確認されているような比較的均一な締固め杭を遠心場において作製する装置・技術を開発した。その結果、遠心実験からは地盤の密実化や側方応力の増加が確認され、室内実験および数値解析から、特に側方応力の増加が液状化強度の向上に効果的であることが示された。

### 1.2 液状化対策としての静的圧入締固め工法の概要と現状

静的圧入締固め工法は、地中に低流動性モルタルを高圧で圧入し地盤を締固める工法である<sup>1)</sup>。1960年代から米国において主に空洞充填や不同沈下した建物の沈下修正などに使用されてきたが、近年では液状化対策に適用される事例が増加している。地盤の締固めの原理はサンドコンパクションパイル（以下SCP）工法と同様である。SCPでは騒音の問題に加え、貫通孔が大きく舗装の上から直接行うのが困難であるうえ、施工機械が大型で施工空間の制約を受けるといった問題がある。静的圧入締固め工法は、削孔はあらかじめボーリングマシンで行い、そこに70mm程度の比較的直径の小さいロッドを随時差し込み、これを通してグラウトを注入する。システムの基本的なユニットはボーリングマシンと注入ポンプ車のみであり、それぞれの機械は非常にコンパクトなため、滑走路の供用時間が終わった後に迅速に施工に取りかかることができる。グラウトは、浅い箇所から深い箇所に向かって（トップダウン式）、あるいはその逆（ボトムアップ式）の順に、球体として重ねていき、図-1.1に示すように、最終的に改良する地層内で杭のような形状となる。

静的圧入締固め工法によって地盤の液状化強度が増加するメカニズムとしては、砂地盤の密実化と側方土圧の上昇が考えられている。土圧に関しては、クリープによる施工後の経時減少、すなわち時間とともに土圧が施工前の状態に向かって戻っていくことが懸念されたが、善ら<sup>2)</sup>の現地計測によれば、数年の後も高い側方土圧は保たれることが示されている。

上記のメカニズムによる液状化強度の変化を設計に反映するために用いられる指標は、現行ではほぼ全ての設計法において、標準貫入試験からのN値のみに限られている。つまり、施工前のN値に対し、目標とするN値を設定し、達成すべきN値の増分をもたらす改良率を設計法から

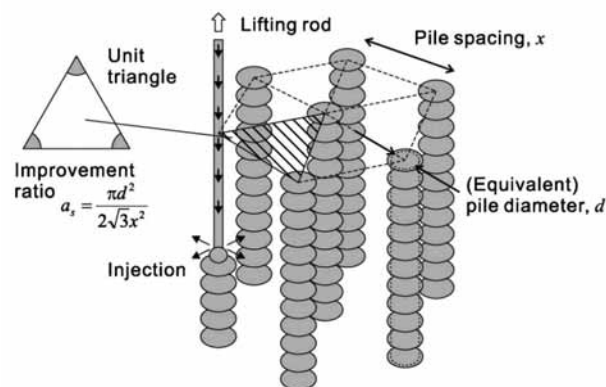


図-1.1 三角形配置パターンでの静的圧入締固め工法の概要

計算することになる。この設計法には、山崎らの研究<sup>3)</sup>や、文献1)に記述されているA法、B法、C法、D法および $\kappa$ 法などがある(図-1.2)。これらはそれぞれ、地盤の相対密度・拘束圧・細粒分含有率の関係を異なる経験式で表している。これらの設計法は基本的にSCP工法の実績に基づいてSCP工法のために提案されたものであり、まだ実績の少ない静的圧入締固め工法に転用されているものである。両工法を比較した際、杭状体による締固めという原理は同じであるが、施工過程などが異なるため、それぞれの設計法において用いる係数( $\kappa$ など)は、実績が増えるにしたがって推奨設定値は変わることも予想される。

以上の設計法は、地盤密度やN値など限られた情報に基づいており、これは長所でもあり短所でもありうる。たとえば、設計法に従って機械的に改良率を設定して施工を行った結果、想定したよりも地表面隆起が大きく、施工中にリアルタイムで改良率を下げざるを得ないという状況も想定される。また、これらの設計法では、締固めにより地盤全体がマスとして状態が変わることを想定している。従って、改良率までは算定できるが、その改良率を達成するための締固め杭径と杭間距離の組み合わせは任意ということになる。しかし、実際にはこの組み合わせにより改良効果が異なることが推測される。施工の観点から言えば、杭間距離が長いほうがボーリング数を少なく抑えられ、施工時間も短く済むため効率的・経済的である。近年までの実績として、杭間距離は最大で1.7~1.8mまでが採用されており(図-1.3)、これより長い杭間距離に対しては、その効果の実証が別途必要と考えられている。平成19年に行われた石狩湾新港での実物

スケール人工液状化実験<sup>4)</sup>では、改良率5%・杭間距離2.0mで施工された静的圧入締固め工法の液状化抑制効果が実証されている。またこれに加え、昨年度の東京国際空港C滑走路における試験施工の例でも、これと同様に改良率5%・杭間距離2.0mが採用され、N値の増加が報告されている。

上述のような実物大試験や試験施工が容易でないことを考えると、静的圧入締固めによる液状化抑制効果の検証を実験室レベルで行う方法の確立が望まれる。また、それは締固めによる液状化抑制の原理の根本的な研究に基づいたものであることが望まれる。前述のように、締固めにより、地盤は密実化と側方土圧の上昇により液状化強度が増すと考えられているが、これらの個別の効果の評価はされておらず、現状では標準貫入試験によるN値のみが改良効果の指標として用いられている。実際の施工では、細粒分が多い砂のように、密実化が困難(大きな地表面の盛上がりにより確認される)な地盤を扱うケースも多く、側方土圧の上昇のみによる効果に頼ってよいか、など検証事項は多い。また、現行の設計法の核となっている、液状化強度-N値-地盤密度の元のデータは、杭状締固め後のように高い側方土圧が存在する場合は

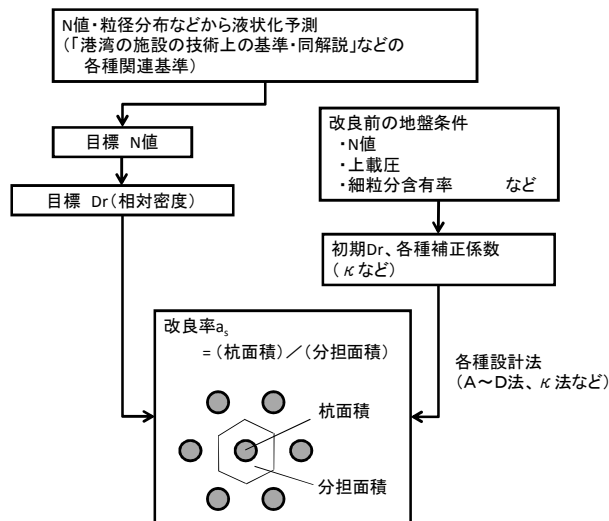


図-1.2 現行の設計概念

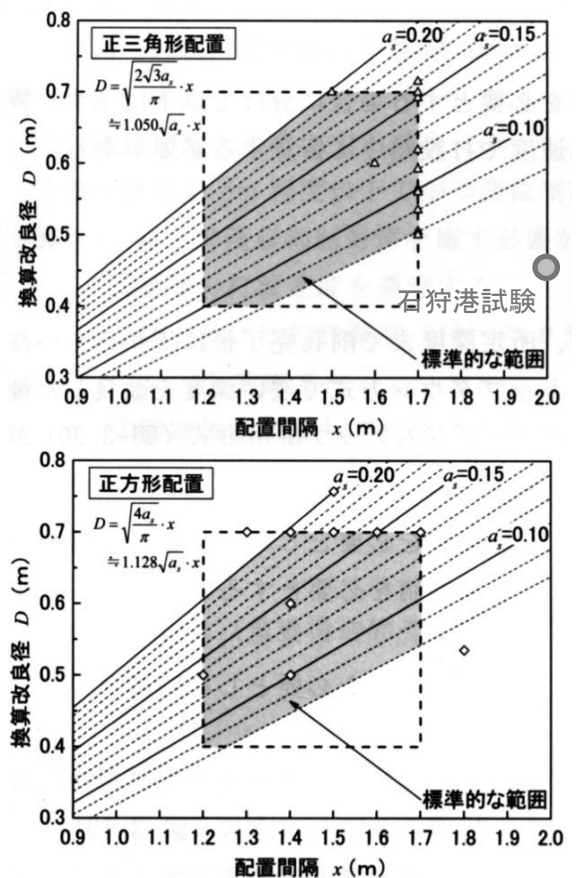


図-1.3 杭径-杭間距離-改良率の実績



なく、改良前の自然地盤について得られたものが中心であることにも留意すべきである<sup>5)</sup>。

## 2. 模型実験の概要

本研究で行った模型実験は大きく3つのシリーズに分けられる。まず、グラウト注入による地盤の密度変化を評価するためにマイクロフォーカスX線CTを用い、1G場においてグラウト杭を1本打設する過程を観察した(シリーズ1)。次に、低改良率の是非について、遠心応力下で複数本のグラウト打設による地盤内の応力変化を評価することにより検討を行った(シリーズ2)。ここでは、遠心模型実験で観察された応力変化が液状化抑制効果に及ぼす影響について、中空ねじりせん断試験結果を通して考察を行った。最後に、グラウト打設により地盤密度および地盤内応力が増加した地盤に対し、遠心応力下において加振実験を行い、液状化抑制効果を直接確認した(シリーズ3)。なお、遠心模型実験に関する記述では特に断りのない限り実規模スケールに換算した物理量を示す。

### 2.1 マイクロフォーカスX線CT装置の概要

X線CTを用いた地盤の可視化実験は独立行政法人港湾空港技術研究所の所有するマイクロフォーカス型X線CT装置(μX線CT:以下同様)を用いて行った。μX線CTはX線CTスキャナ的一种であり、コーン型のX線を被検体に照射し、その減衰量を被検体に対し複数の方向からCCDカメラにより計測し、その内部構造を三次元画像として再構成するものである。μX線CTの概念図を図-2.1に示す。なお、本研究で用いたμX線CTの詳細な仕様や、地盤材料に対する適用性の検討などは文献<sup>6)</sup>を参照されたい。

### 2.2 遠心模型実験装置の概要

遠心模型実験は、独立行政法人港湾空港技術研究所の所有する遠心模型実験装置<sup>7)</sup>(写真-2.1)を用いて行った。遠心模型実験装置は、対象とする構造物の縮尺(1/n)の逆数に相当する加速度場で模型実験を実施することに

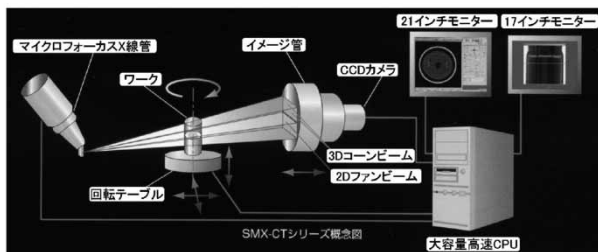


図-2.1 マイクロフォーカスX線CTの概要



写真-2.1 遠心模型実験装置

表-2.1 遠心模型実験装置の仕様

項目	内容
最大遠心加速度 (G)	113
回転腕直径 (mm)	9,650
有効回転半径 (mm)	3,400~3,800
最大中心軸回転数 (rpm)	163
スイングプラットフォームの大きさ (mm)	1,600×1,600
最大積載質量 (kg)	2,760
最大質量×加速度 容量 (t・G)	300
主電動機容量 (kw)	DC450
円形ピットの大きさ (mm)	直径 10,400×高さ 4,200
スリップリング極数	80P
ロータリージョイントボール数	5P
装置全重量 (kgf)	約 87,000

表-2.2 遠心模型実験の相似則

項目	模型/実物
長さ	1/n
加速度	n
質量	1
力	1/n <sup>2</sup>
応力	1
ひずみ	1
変位	1/n
時間 (圧密・浸透)	1/n <sup>2</sup>
時間 (動的)	1/n
周波数	1/n

より、実物と模型の幾何学的な相似則から、外力と自重による応力を模型地盤内に再現するものである。表-2.1に遠心模型実験装置の仕様を、表-2.2に遠心模型実験の相似則<sup>8)</sup>を示す。本実験では、一貫して $n=30$ と設定した。

### 2.3 静的圧入締固め装置の概要

静的圧入締固め装置は、図-2.2に示すように、水注入ポンプ、水-グラウト置換装置、引抜き装置を主として構成されており、それらの間を耐高压シンプレックスチューブで接続している。グラウトは、水注入ポンプにより置換装置内の水圧を上げ、ピストンを介して押し出され、シンプレックスチューブ、注入ロッドを経て地盤内に注入される。引抜き装置は置換装置、注入ポンプとは独立して注入ロッドに接続されており、所定の注入量を圧入した後、所定量だけロッドを上昇させ再度圧入を開始する。本装置では、3本まで連続してグラウト杭の打設を行うことができる。これにより、遠心模型実験において複数本のグラウト打設を行う実験ケースにおいて、遠心載荷を中断することなく打設することが可能となり、応力の増加のリセットを避ける事が可能となった。

### 2.4 試料容器

前述したように本研究における実験シリーズは、(i) $\mu$ X線CTいたグラウト注入による密度変化の評価、(ii)遠心模型実験による地盤内応力変化の評価、および(iii)遠心模型実験装置を用いたグラウトを打設した地盤に対する加振実験の3シリーズに分けられる。グラウト注入には前述した静的圧入締固め装置を用いたが、それぞれのシリーズにおいて使用した試料容器は異なる。シリーズ1のCT実験ではX線の透過性を考慮したアクリル製の試料容器、シ

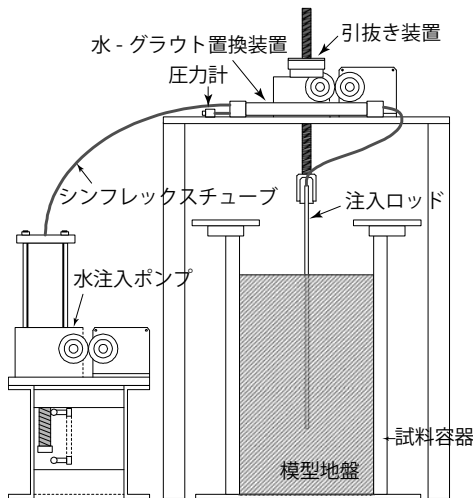


図-2.2 グラウト注入装置の概要

ーズ2では複数本のグラウト打設した場合でも境界条件の影響を受けにくい十分な大きさを持つ鋼鉄製の容器(直径540mm, 深さ500mm)を用いた。

シリーズ2の試料容器を用いて複数のグラウト杭を打設する施工過程を再現すると、試料容器・注入装置が大型化するため加振実験に使用する振動台の重量制限を超えてしまい、CPGの液状化抑制効果を遠心実験で直接評価することが困難となる問題が生じた。そこで、シリーズ3では、周辺地盤が既に先の杭の打設によって拘束された状態での打設、つまり改良サイトの完成を想定し、動的遠心実験では図一直方体の試料容器に六角柱の空洞のあるブロックを設置し、この空洞内の砂地盤にグラウトを注入することで、改良サイトの完成状態を再現した。このため、グラウト注入を一度のみとし、遠心載荷を中断することなく加振実験までの一連の操作を行えるようにした。

### 2.5 土質試料および間隙流体

模型地盤を構成する材料として相馬珪砂5号を用いた。相馬珪砂の物性を表-2.3に示す。排水三軸圧縮試験によ

表-2.3 相馬珪砂5号と川崎粘土の物性

Soma Silica Sand #5				Kawasaki Clay	
Specific gravity, $G_s$	2.65	Median particle size, $D_{50}$	0.35 mm	Specific gravity, $G_s$	2.67
Maximum void ratio, $e_{max}$	1.115	Coefficient of uniformity, $U_c$	1.5	Liquid limit, $w_L$	53.1%
Minimum void ratio, $e_{min}$	0.710			Plastic limit, $w_P$	24.0%
Shear resistance angle, $\phi'$ (from $D_r = 50\%$ )	36.1°			Plasticity index, $I_P$	29.1
Shear resistance angle, $\phi'$ (from $D_r = 90\%$ )	40.4°			Classification	CHS

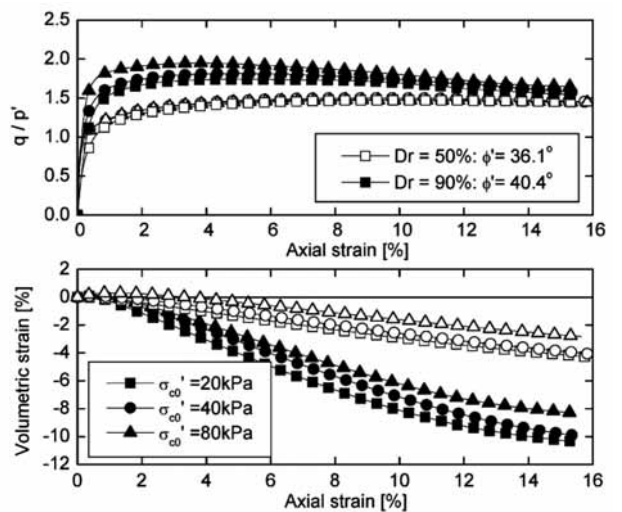


図-2.3 相馬珪砂5号の力学特性

って求めた相馬珪砂5号の力学挙動を図-2.3に示す。シリーズ2では、静的なグラウト注入速度に対して間隙水圧の消散は十分速いことから、粘性流体ではなく、通常の水道水を用いた。シリーズ3の遠心応力下での加振実験では間隙水として、加振実験時の動的変形現象と間隙水圧消散現象の相似則を合わせるために、信越化学工業社製のメトロゾを0.5~0.6%で水溶液とした水の30倍の粘性を持つ流体を用いた。

グラウトとして用いた材料とその配合を表-2.4に示す。骨材は、川崎粘土（物性を表-2.3に合わせて示す）と相馬珪砂5号を乾燥重量比にして4:6で混合したものである。その粒径分布を図-2.4に示す。これは、内径5mmのチューブおよびロッドを通過できる流動性を持つと同時に、注入時に砂地盤中に浸透せずに砂を押しやる粗さを持つという条件を満たすように、試行錯誤により設定された。図より、今回用いた骨材の粒径分布は、静的圧入締固め工法技術マニュアル<sup>1)</sup>に示された範囲の下限に相当するが、これは遠心実験においては装置が全てミニチュアであるという制約のためである。次章で示すように、グラウトが地盤に浸透した形跡はないため、遠心

表-2.4 グラウトの配合

材料	混合率
骨材 (W <sub>s</sub> )	
相馬珪砂5号	40% × W <sub>s</sub>
川崎粘土	60% × W <sub>s</sub>
普通ポルトランドセメント (W <sub>c</sub> )	W <sub>c</sub> /W <sub>s</sub> =12%
水 (W <sub>w</sub> )	W <sub>w</sub> /W <sub>s</sub> =50%
凝結遅延剤 (W <sub>r</sub> )	W <sub>r</sub> /W <sub>c</sub> =7%

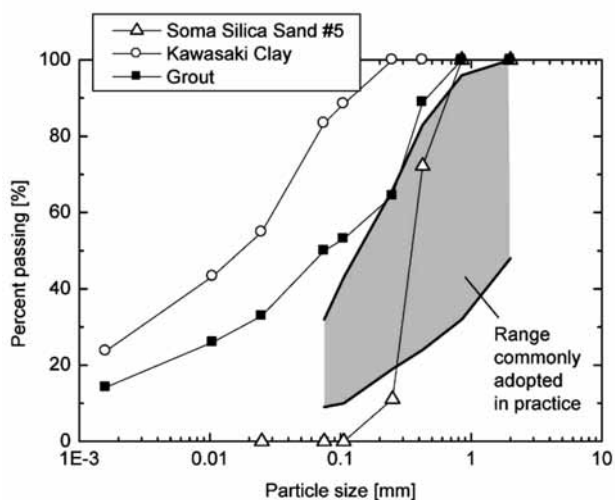


図-2.4 グラウト骨材の粒度分布

実験には適した骨材であった。なお、使用した川崎粘土は微量ではあるが礫の大きさの粒子や貝殻の破片なども含まれており、これらはチューブ・ロッド内で詰まりを起こす原因となるため、2mmのふるいにかけて使用した。

## 2.6 実験ケースの設定と実験手順

### (1) シリーズ1: X線CTによる地盤挙動の評価

CT実験は、円筒容器内にグラウトを注入し、地盤の変形過程をμX線CTにより可視化することを目的とした。模型地盤の断面図を図-2.5に示す。この実験では、模型地盤を乾燥状態とし実験を行った。

模型地盤は、試料容器に注入ロッドを仮固定した後、砂の最小密度試験と同様の手順で漏斗を用いて砂の分級が起こらないよう注意して作製した。ここで、CT実験のように1G場で小型土槽を用いてグラウト注入を行った場合、有効拘束圧が低いために周辺地盤の地表面方向への変位が卓越し、実際の地盤挙動と異なり密実化の効果が得られないことが考えられる。これを防ぐ目的で地盤の相対密度を遠心実験より低く設定することに加え、地表面に直径1mmのステンレス球を uploadsし、初期ロッド先端位置で10kPaの有効土被り圧が作用するようにした。

地盤作製後、試料容器をCT装置のターンテーブル上に設置し、遠心実験と同様に予め設置しておいた注入ロッドを通してボトムアップ方式でグラウト注入を段階的に行った。実験はすべてμX線CT内で行い、グラウト注入を2回行うごとにCT撮影を行った。杭径dは平均20mm、改良ピッチは実施工で標準とされるas = 13%を想定している。

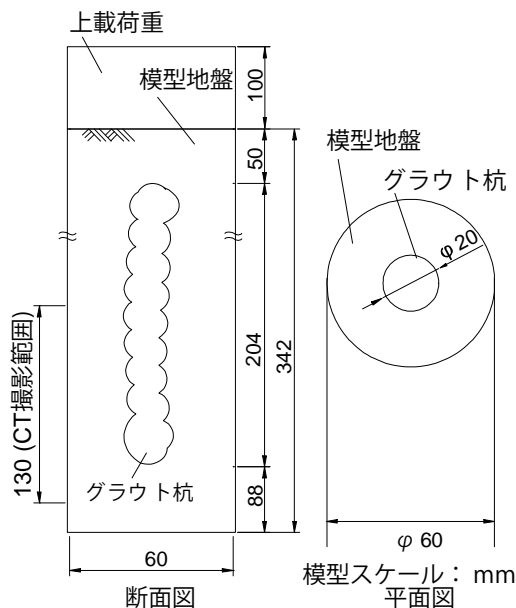


図-2.5 CT実験における模型地盤の断面図

(2) シリーズ2:遠心模型実験による地盤内応力変化の評価

a) 遠心模型実験の実験ケースと実験手順

シリーズ2の実験ケースを表-2.5に、模型地盤断面の一例を図-2.6に示す。グラウト杭の直径を0.7mとし、グラウト杭間距離 $x$ を、1.8 m, 2.4 mおよび3.0 mと設定した。改良率 ( $a_s$ ) はグラウト杭の水平断面積を杭の分担面積で除した値で定義される。通常我が国で用いられる杭間距離は2m以下であることが多く、この場合改良率は5%以上となる。しかしながら、Boulangerら<sup>9)</sup>が杭間距離5.1mの事例を報告しているように、米国では我が国に比べて杭間距離を大きく設定する傾向にある。杭間距離を拡大する(改良率を下げる)事例は、グラウト注入のために事前に削孔されるボーリング孔の総数を削減することにつながり、施工期間を短縮することにつながるために、増加する傾向にある。本研究で設定した杭間距離 $x$ または改良率 $a_s$ は、低改良率化の是非を検証する目的で設定された。

シリーズ2およびシリーズ3の遠心模型実験において、模型地盤は各計測センサーと注入ロッドを所定の位置に固定した後、相馬珪砂5号を空中落下法により相対密度60%を目標に作製された。ケースd18Dにおいて地盤密度が他のケースより10%ほど高くなっているが、この影響については第3章において考察する。4ケースの内3ケースについては乾燥状態の地盤が用いられたが、ケースd18sでは、

飽和地盤が用いられた。このケースは、有効上載圧の低下が地表面隆起に及ぼす影響を調べる目的で行われた。地表面の変位量は差動トランス変位計を用いて計測された。

グラウト注入はボトムアップ方式で、遠心加速度30G下で行われた。注入は深度9.9mから開始し、深度2.4mで終了した。この間、0.33m上昇ごとに注入を繰り返し、杭径0.7mに相当する分のグラウトをそれぞれの位置で注入した。この過程では、1深度あたり、注入が約13秒間、ロッドの引き上げが10秒間の計23秒の操作を繰り返すことになる。これらの時間も、実施工に対応するように相似則を考慮して決定した。注入速度等の実施工(工法マニュアル<sup>1)</sup>において、典型的とされる条件)との対応を表-2.6に示す。以上の作業を注入ロッド3本について順次行った。注入が終了した時点で遠心力を減少させ、地表面ターゲットの位置を再びスケールで計測し、地表隆起量を算出した。

b) 地盤内応力の測定方法

地盤内の応力計測にはSSK社製のセミコンダクタータイプの土圧計を使用した。土圧計の直径は10mm、厚さは3mmである。3つの土圧計を図-2.7のように配置し1セットとした。土圧計のセットは3本のグラウト杭の中心に設置され、各土圧計の受感面はグラウト注入ロッドに面し

表-2.5 シリーズ2の実験ケース一覧

Case	Improvement ratio, $a_s$ (%)	Pile spacing, $x$ (mm in model/m in prototype)	Hydraulic condition	Initial relative density, $D_{r0}$ (%)
d18S	13.7	60/1.8	Water-saturated	62.1
d18D	13.7	60/1.8	Dry	72.7
d24D	7.7	80/2.4		55.2
d30D	4.9	100/3.0		62.1

表-2.6 注入速度の遠心実験と実施工の対応表

Acceleration [G]	Equivalent pile diameter, $d$ [mm]	Bulb volume [l]	Injection rate [l/min]	Vertical injection step [mm]	Time for injection per bulb [sec]
(n)	(1/n)	(1/n <sup>3</sup> )	(1/n <sup>2</sup> )	(1/n)	(1/n)
1	700	128	20.7*	333	371
30	23.3	0.00475	0.0230	11.1	12.4

\* Upper bound to commonly adopted rates in Japan is 30 l/min (CDIT, 2007)

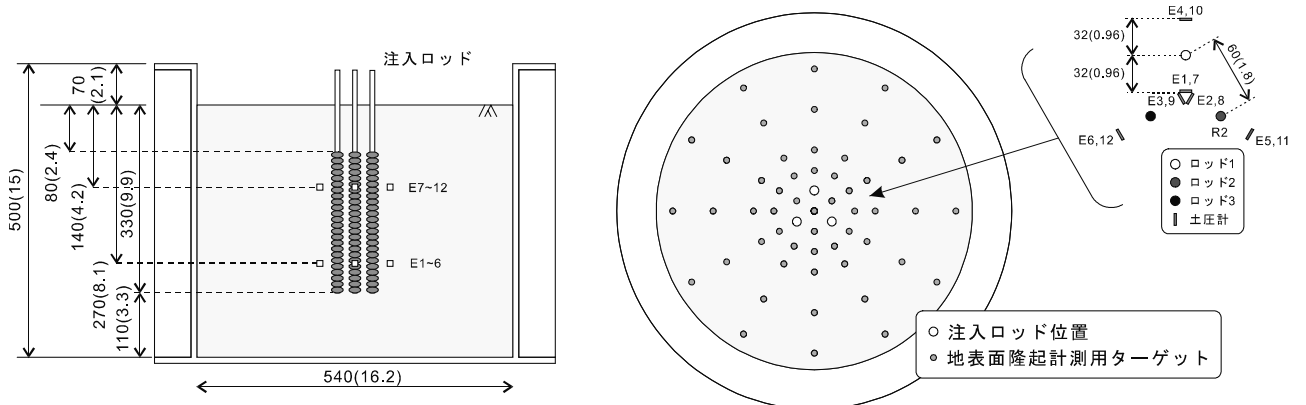


図-2.6 シリーズ2における模型地盤の断面

ている。粒状体内の応力を計測する際は、土圧計のダイヤフラム部のコンプライアンスの影響で非線形性と履歴効果（ヒステリシス）が現れることが知られている<sup>10) 11) 12)</sup>。Zhuら<sup>13)</sup>は分解能が低下するとしても、ダイヤフラム部の剛性が高いものを選ぶべきとしている。著者らは実験で使用する土圧計に対して遠心場での検定を行なっている。ここでは、実験で使用する砂を使用して、既知の土被り圧を計測する試験を行った。図-2.8に示す検定結果よりSSKの土圧計は一般的なひずみゲージタイプの圧力計に比べて0-70kPaの範囲で土被り圧に対して線形であることがわかる。しかしながら、本検定ではより高い圧力での試験は実施していない。杭間距離が短いケースd18Dでは土圧計の出力が瞬間的に500kPaを示した。本検定ではこのような高い応力状態を正確に測定できないという保証はできないが、実験中に計測された土圧はほとん

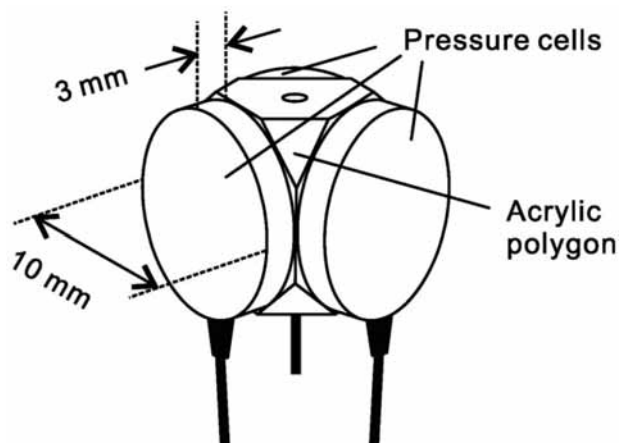


図-2.7 3土圧計セットの配置

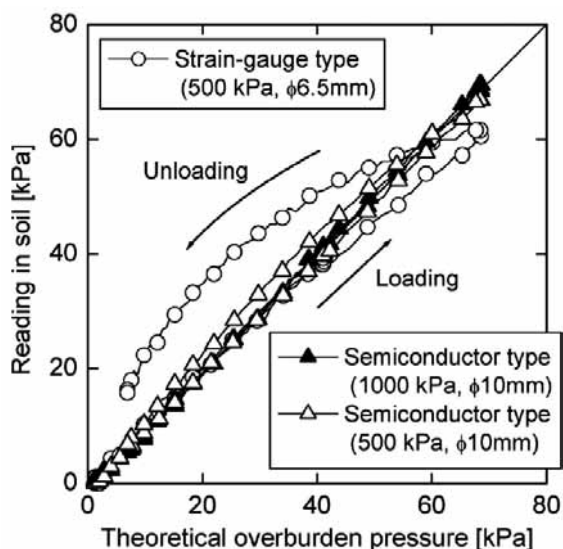


図-2.8 土圧計のキャリブレーション結果

どの場合150kPa以下であったことと、図-2.8の傾向からも150kPa以下の応力レベルにおいては非線形性や履歴効果の影響は低いものと考えられる。これに対して、水中での土圧計測では、理論値よりも小さな値を示す傾向にあった。このため、ケースd18S以外は乾燥状態で実験を行った。

c) 中空ねじりせん断試験

一般に繰返しせん断試験を行い、液状化強度を求める場合の対象とする土は、比較的堆積年代の新しく、正規圧密された緩い砂地盤であるため、実験は小さな水平応力 ( $K_0=0.5-1$ ) で行うことが多い。しかしながら静的圧入締固めによって改良された地盤は高いK値を持つことが考えられ、このような地盤の液状化強度をしらべるためには上記の繰返しせん断試験とは異なるアプローチ方法が必要となる。高K値圧密からの液状化強度を評価するための要素試験は、中空ねじり試験機を用いることにより容易に行うことができる。中空ねじり試験機では、内外セル圧と軸力を操作することにより、三軸試験機と同様に異方圧密が可能であるから、任意のK値において供試体を圧密することができる。これに対して繰返しねじり载荷を行って液状化試験とすればよい。この際、通常の中空ねじり試験（例えば、「土の中空円筒供試体によるねじりせん断試験方法」(JGS0551-19982)や「土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法」(JGS0543-20002)など)では、セル圧・軸力を一定にして、純粋に応力制御で試験を行う。しかし、この方法では常に偏差応力が存在することになり、液状化は起こらない。実際の水平地盤で水平加振に対して起きているのは非排水単純せん断（つまり全ての直ひずみがゼロ）であるから、この境界条件を中空供試体に与える必要がある。これは、以下の操作により行うことができる。

①軸方向変位をゼロにする。これは多くの試験機において、载荷軸を縦方向にクランプ固定することにより可能である。

②内セル（供試体の中空部分に相当）の排水バルブを閉じ、定体積とする。

③供試体からの排水バルブを閉じ、非排水状態とする。

この状態で繰返しねじり载荷を行えば、全ての直ひずみがゼロに保たれたまま、3方向の直応力および間隙水圧が応答として計測できる（図-2.11）。この方法に詳細については、Pradhanら<sup>14)</sup>・原田ら<sup>15)</sup>などを参照されたい。ここでは、本研究の遠心実験で用いた相馬珪砂5号について、相対密度50%、70%における液状化強度を上記の方法で求めた。円筒供試体の寸法は内径30mm、外径70mm、高さ

70mmとした。供試体は、飽和が完了した後、図-2.12に示す応力履歴で圧密された後、非排水状態で両ひずみ振幅7.5%を液状化判定基準として行われた。

(3) シリーズ3:遠心模型実験による動的載荷実験

a) 実験ケース

シリーズ3の遠心応力下での動的載荷実験では4ケースの実験を設定した。前述したとおり、動的載荷を行う際は加振装置の重量制限などによりシリーズ2で用いたような大型の試料容器が使用できない。そこで本シリーズでは、直方体の試料容器に六角柱の空洞のあるブロックを設置し、この空洞内の砂地盤にグラウトを注入することで、改良サイトの完成状態を再現した。これにより、グラウト注入を一度のみとし、遠心載荷を中断することなく加振実験までの一連の操作を行えるようにした。各ケースの実験条件を表-2.7に、遠心模型実験に用いた模型断面図を図-2.13に示す。遠心実験に用いた試料容器の寸法は、内寸法が高さ410 mm、幅558 mm、奥行き200 mmである。また試料容器の中には大きさの異なる孔を開けたブロックを設置した。ブロックに開けられた孔は六角

柱となっており、実験対象地盤の周囲を、異なる杭間隔で改良した地盤状態を再現している。それぞれの杭間隔は実規模換算で1.8 m (ケースCPG18s) および3.0 m (ケースCPG30s)、改良率 ( $a_s = \text{杭断面積}/\text{分担面積}$ ) にして13.7%と4.9%に相当する。 $a_s = 13.7\%$ は実施工で採用される標準的な改良率3)であり、 $a_s = 4.9\%$ のケースは低改良率のケースとなる。これに加え、それぞれのケースで

表-2.7 シリーズ3の実験ケース一覧

ケース名	改良率 (%)	杭間距離 (模型スケール/実物スケール)	グラウト注入	地盤相対密度 (%)	遠心加速度 (G)
CPG18n	-	60mm / 1.8 m	-	51.1	30
CPG18s	13.7	60mm / 1.8 m	○	55.0	30
CPG30n	-	100 mm / 3.0 m	-	41.3	30
CPG30s	4.9	100 mm / 3.0 m	○	70.4	30

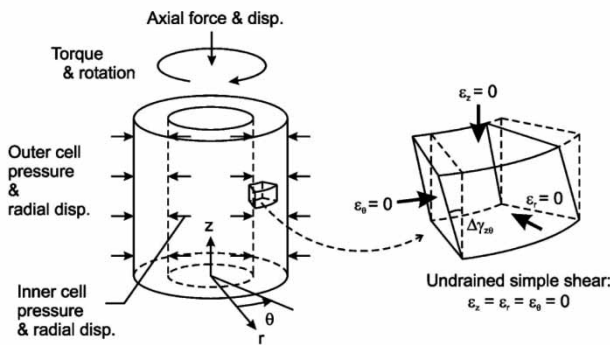


図-2.11 中空ねじり試験の境界条件

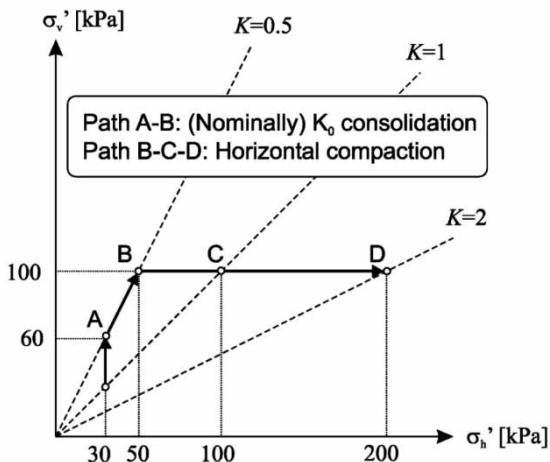
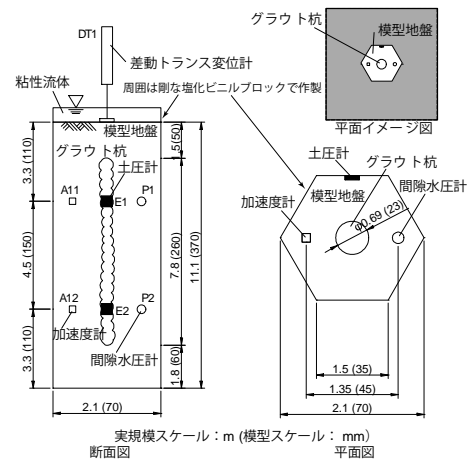
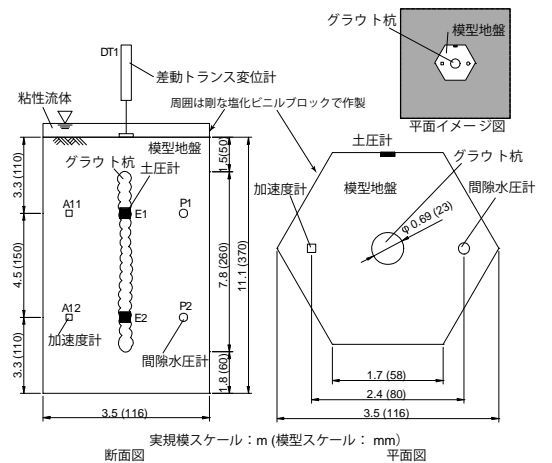


図-2.12 圧密時の応力履歴



(a) ケースCPG18nおよびCPG18s



(b) ケースCPG30nおよびCPG30s

図-2.13 シリーズ3における模型断面図

グラウトを注入しない地盤 (CPG18nおよびCPG30n) に対しても加振実験を行った。

b) 実験手順

模型地盤は各計測センサーと注入ロッドを所定の位置に設置した後、相対密度 50 % を目標に空中落下法で堆積させた。地盤作製後は試料容器を遠心模型実験装置上に設置し、静的圧入締固め装置と接続した。次に遠心加速度 20 G にて地盤下部に設置した通水チューブを介して粘性流体を浸透させ地盤を飽和させた。

グラウト注入はケース CPG18s および CPG30s で行われた。なお、特別な断りがない限り物理量は実規模スケールに換算して表記する。通水の後、遠心加速度が 30 G に到達した時点で地盤深部から浅部に向けてボトムアップ方式の静的圧入締固めを模擬したグラウト注入を開始した。注入は深度 9.3 m から開始し、深度 1.5 m で終了した。この間、0.33 m 上昇ごとに注入を繰り返し、杭径 0.7 m に相当する分のグラウトをそれぞれの位置で注入した。以上の作業が終了後、遠心加速度を 30 G で保持したまま約 3 時間の養生を行い、十分なグラウト杭の強度が得られた時点で加振実験を行った。1G 場で同様の条件で養生したグラウト杭の一軸圧縮強さは 100 kN/m<sup>2</sup> 程度であった。遠心場においては地盤からの拘束圧により圧密収縮が生じるため 1G 場よりも高い強度のグラウトが形成されていると考えられる。また、実際の現場では 196 kN/m<sup>2</sup> 程度でも改良効果は得られるとされているため実験でも十分なグラウト強度が得られていると考えられる。ただし、CPG 工法はグラウト杭そのものの剛性、強度を利用した改良ではなく、これらは単なる参考値であることに留意されたい。

実験では 2 Hz (模型スケールでは 60 Hz) の正弦波 50 波を加振波形とし、徐々に大きな振動を加えるステップ加振を行った。各ステップ終了後には過剰間隙水圧の消散を待ち、次の加振ステップへと移った。振動の応答加速度の一例としてケース CPG30n での試料容器底面での加速度時系列を図-2.14 に示す。また表-2.8 にはステップ加振を行った入力振幅倍率および基盤応答加速度振幅の一覧を示す。ここで、基盤加速度は波数 50 波を平均して求めた。入力振幅倍率は、各ステップ間での基盤加速度の増分が 0.5 m/s<sup>2</sup> 程度になるように設定した。各ケースで同じ波形信号を入力したが、それぞれの模型地盤の重量、重心位置が異なるために応答加速度振幅は多少異なっていた。

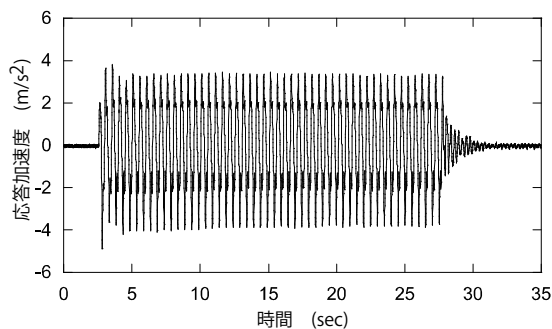


図-2.14 CPG30nでの試料容器底面における加速度

表-2.8 遠心模型実験での振幅倍率および基盤応答加速度

ステップ (回目)	振幅倍率 (倍)	基盤加速度 (m/s <sup>2</sup> )			
		CPG 18n	CPG 18s	CPG 30n	CPG 30s
1	0.05	0.16	0.17	0.16	0.18
2	0.15	0.41	0.5	0.42	0.49
3	0.3	0.85	1.07	0.9	0.94
4	0.5	1.49	1.87	1.53	1.52
5	0.6	1.84	2.29	1.86	1.83
6	0.7	2.26	2.52	2.24	2.49
7	1	3.66	3.54	3.59	4.64

### 3. 実験結果

#### 3.1 シリーズ1：CT実験の結果

CT撮影は、初期状態に加え、グラウト注入を2回行うごとに行なった。CT画像は、X線の透過率から求めた輝度値の空間分布として出力される<sup>16)17)</sup>。この輝度値は、材料の密度と正の相関を示し、事前にキャリブレーションを行うことで、輝度値から材料の密度へ換算することが可能となる<sup>18)</sup>。このキャリブレーションによって求めた注入ロッド中心位置での鉛直断面における地盤内の密度分布を図-3.1に示す。グラウト注入前の画像から、地盤はおおよそ均質に作製されており、乾燥密度1300 kg/m<sup>3</sup> (相対密度30 %) 程度の値を示している。注入後は、グラウトの上下部分では大きな密度変化は見られず、主にグラウト注入部の側方で相対密度にして25 %程度の密度の上昇が確認でき、地盤の密実化は主にグラウト側面に生じていることがわかる。密度増加を示す範囲は、グラウト杭長よりも小さくなっており、上下端部のグラウト側面で密度が上昇していない部分がある。このことは、実際のCPG施工において、地盤内に局所的に介在する液状化層に対

して、液状化層厚よりグラウト注入一回分余分に改良することで、より有効な密実化効果が得られることを示す。グラウト注入により地盤内に生じる変形現象を解析するためにここでは Volumetric Digital Image Correlation (V-DIC)<sup>19), 20), 21)</sup>を用いた。V-DICとは画像解析手法におけるパターンマッチング手法の一種である。連続した複数の画像間（本実験では各グラウト注入ステップにおけるCT画像）で、画像内で任意に設定した三次元局所領域中の相関係数を求め、その変位量を解析する。本実験においては、CT画像は全て三次元の画像データが得られるため、DICについても三次元変形を解析可能なコードを用いた。図-3.2は、V-DICによる画像解析によって得られた地盤の変位分布を示している。図-3.2(a)は、初期値-2回目注入後（Step A）、2回目注入後-4回目注入後（Step B）、4回目注入後-6回目注入後（Step C）の鉛直変位増分、(b)

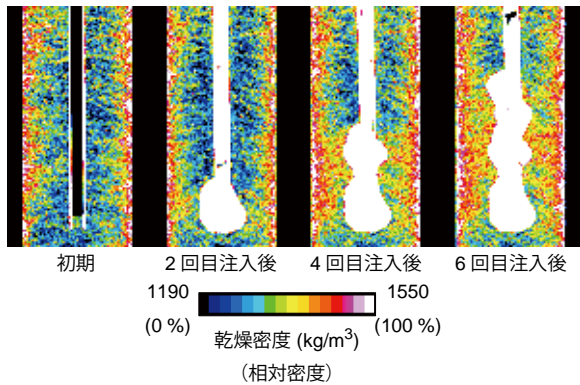


図-3.1 各注入ステップでの地盤内の密度分布

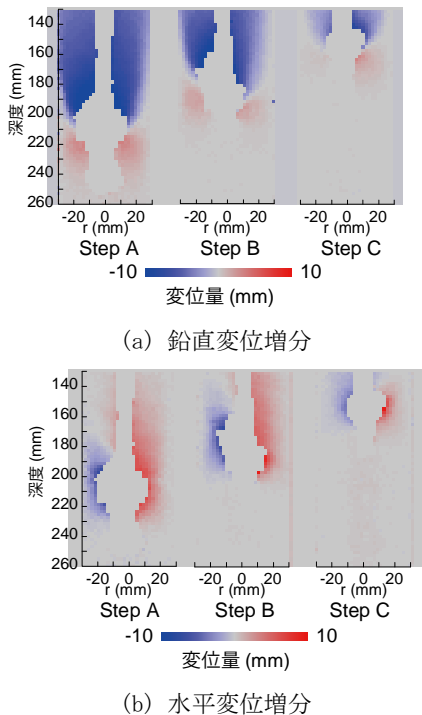


図-3.2 グラウト注入による地盤内の変位増分

は水平変位増分を示している。画像解析は三次元画像を基に行ったが、ここでは、図-3.1と同断面上での各ステップにおける水平および鉛直変位の増分値の分布について示す。Step Aでは水平変位はグラウトの周囲に集中している。鉛直変位については、グラウト上下部において地盤を押し広げる挙動が確認できるが、グラウト注入部が浅においても地盤を上方に押し上げる挙動が見られる。これ以降の注入ステップでは、水平変位についてはStep Aと同様にグラウト周囲に集中している。グラウト下部の地盤を下方方向に押し下げる挙動は注入深度が浅くなるに従い減少傾向にある。これより、グラウト注入による破壊モードが、球体拡張破壊から盛り上がり破壊へと遷移していることが確認できる。

図-3.3は、画像解析により得られた変位分布を基に算出した最大せん断ひずみおよび体積ひずみの分布である。一般的な傾向として、せん断ひずみはグラウト周辺に集中しており、その領域の体積ひずみ分布を見ると全体的に圧縮傾向にある。また、グラウトの側面から地表面に向けて発達する局所化領域が見られる。これは、局所化領域より上部の地盤がグラウト注入によって押し上げられ、盛り上がり破壊が生じたことを示す。また、体積ひずみ分布から、グラウトの周囲に圧縮体積ひずみが集中している。特にStep Aのグラウト下部に顕著に見られ、-5%（相対密度23.5%の増加に相当）程度の圧縮ひずみを示している。グラウト注入部側方の体積ひずみ分布を見ると、両側面とも圧縮領域が土槽側面まで達していることが確

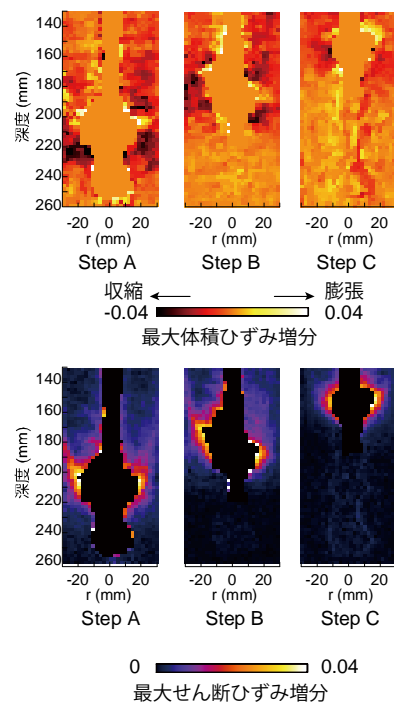


図-3.3 地盤内の体積比済みおよびせん断ひずみ増分



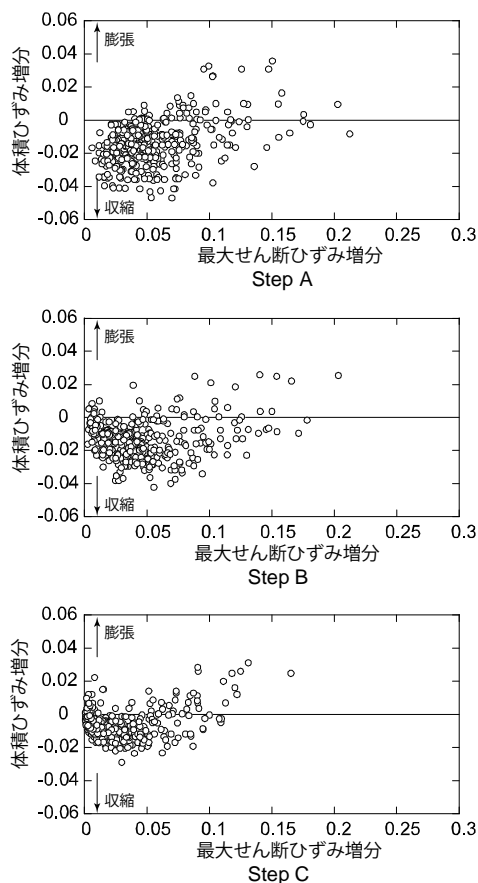


図-3.4 各ステップでの体積ひずみ-せん断ひずみ関係

認でき、本ケースでは圧縮が杭間中心部まで届き得ることを示している。また、注入深度が浅くなるとグラウト周囲の圧縮領域は次第に縮小傾向にある。図-3.4はグラウト周辺の同じ画素位置におけるせん断ひずみ-体積ひずみをプロットした図である。注入深度が深いStep Aでは体積収縮が大きく、注入深度が浅くなると(Step B, Step C)、せん断ひずみ量が小さいと圧縮的な体積ひずみ、大きくなると膨張的な体積ひずみを示している。このことより、注入深度が浅く拘束圧が低い場合、小さい変形で地盤は受働状態となり、これ以上の変形を与えても地盤の密実化は生じにくいと考えられる。このため、グラウト注入により有効な密実化効果を得るには、深度によって異なる注入量を設定する必要があると考えられる。

### 3.2 シリーズ2：複数グラウト杭打設実験の結果

#### (1) グラウト杭の形状と注入圧

##### a) 締固め杭の形状

実験後に、模型地盤を丁寧に掘削していくことにより、締固め杭の出来形を確認した。例として、ケースd18Sにおける締固め杭の写真を写真-3.1に示す。直径は深さ方

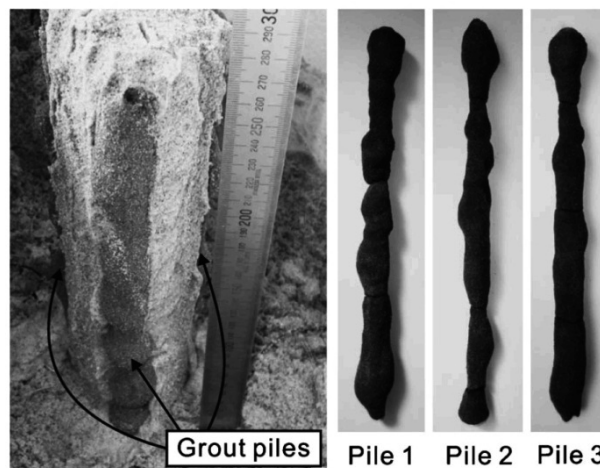


写真-3.1 ケースd18Sにおけるグラウト杭の写真

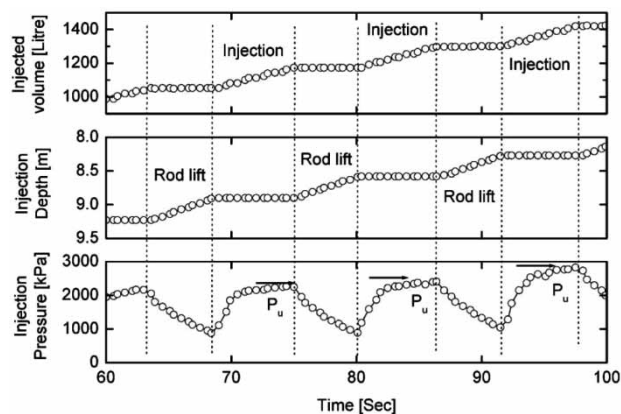


図-3.5 注入過程と注入圧の経時変化

向にほぼ一定であり、連続的な杭が形成されたことが確認できた。杭全体の体積と長さから平均直径が計算できるが、これは理論値(ポンプの注入量より)の0.7mに対して、0.6-0.63m程度と小さかった。同時に、混練時は50%であった含水比が24%程度に減少しており、直径の減少分と大体において整合する。これは、グラウトの吐出中および吐出後に、地盤からの拘束圧により圧密収縮が起こったためと推測できる。この現象から、セメント水和反応に要する時間は、遠心場での相似則に従わないことを示している。一方実施工ではグラウトの圧密収縮が完了する前に水和反応が完了するものと考えられる。

##### b) 注入圧

本報告で述べる注入圧は、置換装置からグラウトを押し出すためにかけた水圧の計測値である。チューブ・ロッド内の輸送のためにある程度の圧力が損失されるが、この圧力損失は1G場での計測によれば100kPaのオーダー

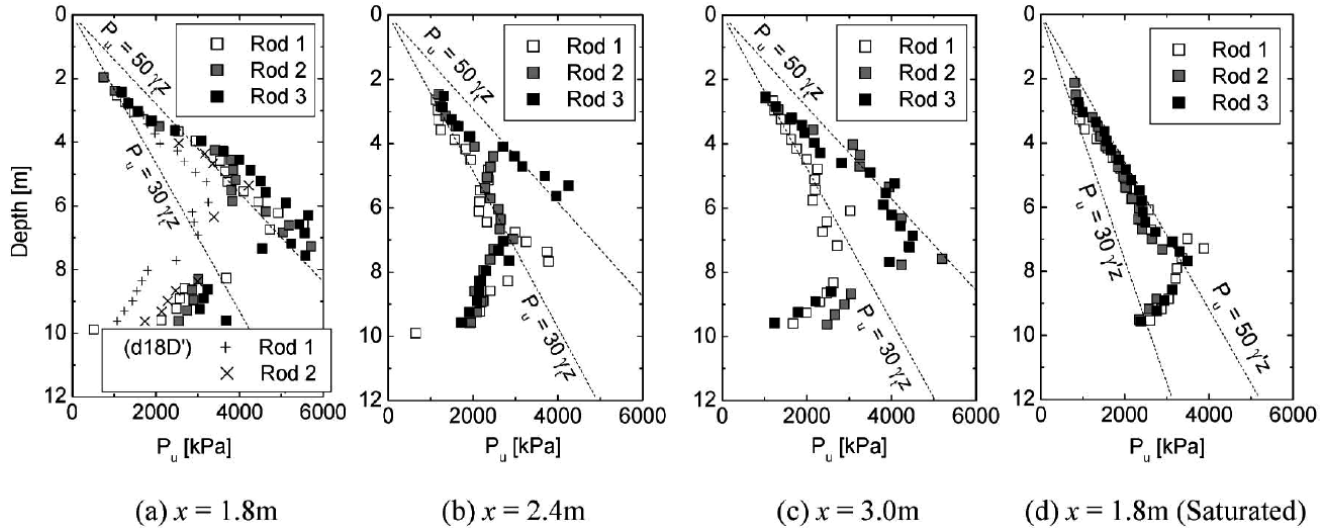


図-3.6 限界注入圧と注入深度の関係

であった。この章で報告する圧力は0-5000kPaのオーダーであるため、補正は行っていない。

図-3.5に注入圧と経時変化の一例を示す。各注入ステップにおいて、注入圧は注入開始とともに上昇し、ある値に収束している。ここではその収束値を限界注入圧 $P_u$ と定義した。図-3.6(a)~(d)に、各実験ケースの限界注入圧についてグラウト杭ごとにまとめた。深さ8m以浅では、ほぼ限界注入圧は深さに比例している。また、Rod2およびRod3での注入圧はRod1に対して高くなる傾向にあり、複数のグラウト杭を打設することにより水平応力が上昇していることがわかる。図には、参考として $P_u=50\gamma_d z$ と $P_u=30\gamma_d z$  ( $\gamma_d$ : 乾燥密度,  $z$ : 深さ; 飽和地盤では $\gamma_d$ の代わりに $\gamma'$  (水中単位体積重量)を用いた。)に相当する直線を示している。注入深度が8mより深い部分では限界注入圧が低くなるケースが多いが、8m以浅では注入深度が浅くなるに従い、限界注入圧も減少する傾向にある。以上の限界注入圧-注入深度関係には以下に示す2つの要因が重なりこのような結果となったと考えられる。第一に、注入位置が上昇するに従い、現在の注入位置より深い地盤は前段階での注入で締め固まり、後続の注入に対してより大きな支持力を与えたと考えられる。これにより、注入深度が深くなるに従い注入圧が上昇する傾向が得られる。一方、上載圧は注入深度の上昇に従い低下する。これにより、注入深度の上昇と共に注入圧が低下する傾向が得られる。

(2) 注入深度と地表面隆起の関係

グラウト注入に伴う地表面の隆起は既設構造物への影響などの工学的な観点からだけでなく、地盤内の応力変

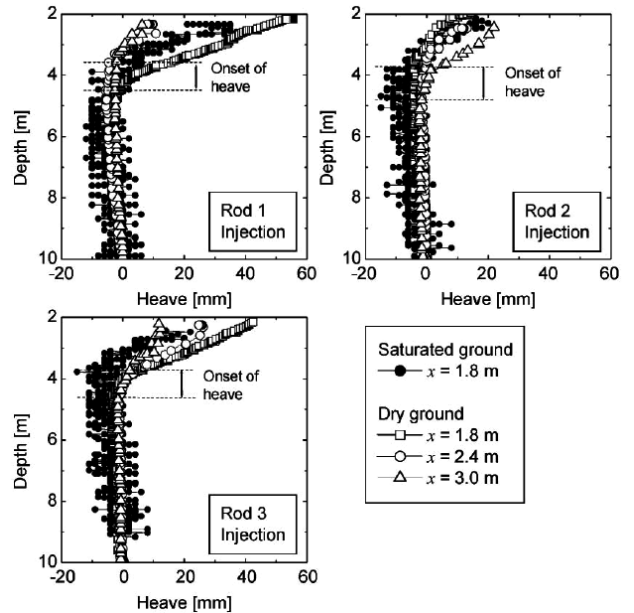


図-3.7 地表面隆起量と注入深度の関係

化による地盤の変形モードを理解するためにも重要である。図-3.7に各ケースにおいて3本のグラウト杭の中心において計測された地表面隆起量と注入深度の関係を示す。Rod1を通しての注入は全てのケースで無補強状態の地盤に対して行われたが、杭間距離によって地表面隆起量に違いが見られる。これは、地盤の初期密度の違いと、既設の注入ロッド (Rod2およびRod3) との距離が異なるためと考えられる。地表面隆起が生じる注入深度は3.5-4.8mであり、これ以浅の深度への注入では隆起が顕著になる傾向が観察される。この傾向は、有効鉛直応力が異なるにもかかわらず、ケースd18Dの乾燥地盤への注入とケー

スd18Sの飽和地盤への注入 (d18D :  $\gamma_d=14.3\text{kN/m}^3$ , d18S :  $\gamma=8.9\text{kN/m}^3$ ) でも観察された。

グラウト注入による地盤変形は、深い場所では弾塑性無限遠地盤における球拡張モード<sup>22)</sup>で、浅い場所においては円錐押し上げ破壊モード<sup>23), 24)</sup>で説明できる。El-Lelesh et al.<sup>25)</sup>は図-3.8に示すように、これら2つの理論を組み合わせて、2つの変形モード分ける極限深度は、どちらのモードがより小さな限界注入圧を与えるかを考慮することで算出可能であるとしている。El-Keleshにより提案された理論は、深い場所での注入に対して等方な無限遠地盤への注入を仮定しているが、3-4m付近が極限深度となると予測し、本研究の実験結果とも良く一致する。図-3.6を参照すると、4-5m付近で限界注入圧 $P_u$ が小さくなる傾向が多くケースで確認できる。

3本のロッドの打設が完了した後の地表面隆起量の分布を図-3.9に示す。改良率が小さいd24Dやd30Dにおいては、隆起の中心が後に打設する杭の位置に偏っているのに対し、改良率が大きい (d18S, d18D) 残りの2ケースについては、隆起の中心はほぼ正三角形改良パターンの中心に見られる。隆起量の偏りは、1本の独立した杭の打設より得られる杭周りにおける軸対称隆起の単純な重ねあわせでは説明できず、複数のグラウト杭打設の相互作用を示している。また、最大隆起量は改良率を13.7%から7.7%に落とすことにより大幅に抑制されていることがわかる。注入されたグラウトの体積のうち、地盤の密実化に費やされた体積 ((注入体積-隆起体積)/注入体積) はケースd18D, d24D, d30D, d18Sにおいてそれぞれ、47.1%, 90.4%, 82.0%および44.6%であった。これらの値はグラウト杭の打設深度と長さに依存するが、効率的に密実化効果が得られていると言える。

(3) グラウト注入による地盤内の応力変化

図-3.10~図-3.12に土圧計により計測されたグラウト注入時の水平方向の応力変化を示す。ここで水平応力はK値 (側方有効応力 $\sigma'_h$ /初期鉛直有効応力 $\sigma'_{v0}$ ) として表示する。ここでのK値を計算する際、実験中の隆起による鉛直応力の変化は考慮していない。また、飽和地盤内での土圧計の計測精度が十分でなかったためにケースd18Sの結果は除外している。初期K値 (=K<sub>0</sub>値)は0.32であった。これはJakyの式から導いた値 (K<sub>0</sub>=1-sin37°=0.4) と比較し妥当な値であるが、若干理論値よりも小さい理由としては予め設置していた注入ロッドの影響によるアーチング効果が影響したものと考えられる。図より、全てのケースで共通して、4.2m, 8.1mの側方応力は同じ深度で注入が行われた時点 (注入ロッドの先端が土圧計と同位置に

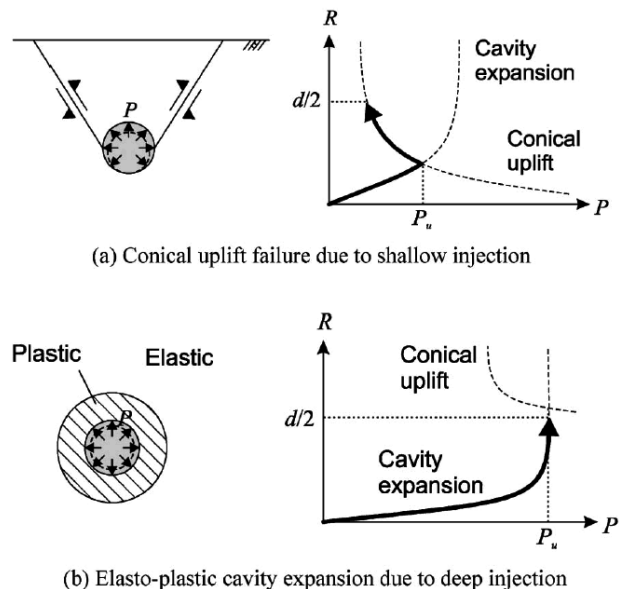


図-3.8 El-Keleshら\*\*)により提案されたグラウト注入による2つの異なる地盤変形モード

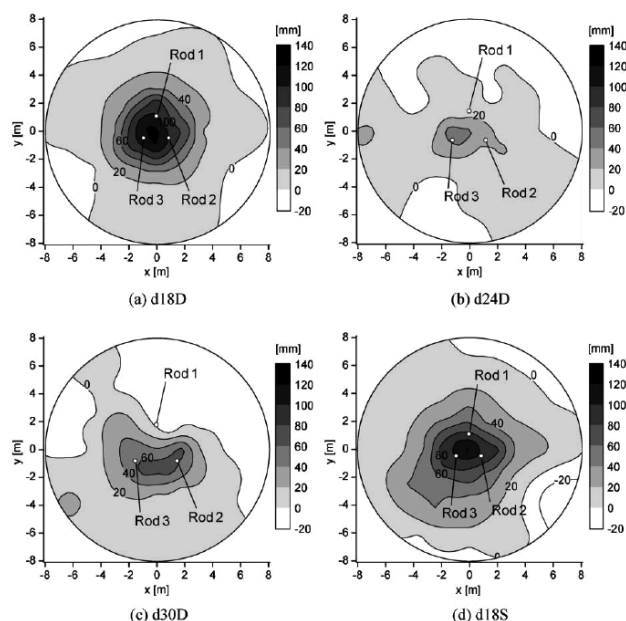


図-3.9 実験終了後における地表面隆起量の分布

引き上げられた時点) でピーク値を示している。また、3つの土圧計のうち、注入が行われているロッドに正対している土圧計が特に大きな値を示している。側方応力はピーク値を示した後、後続の注入に伴う小さな増減を繰り返しながら徐々に減少している。このピーク後の側方土圧の減少は、地盤のクリープ (リラクゼーション) とグラウトの圧密収縮によると考えられる。遠心模型実験で圧密時間は相似則に従って $n^2$ 倍の速度で進む一方、セメ

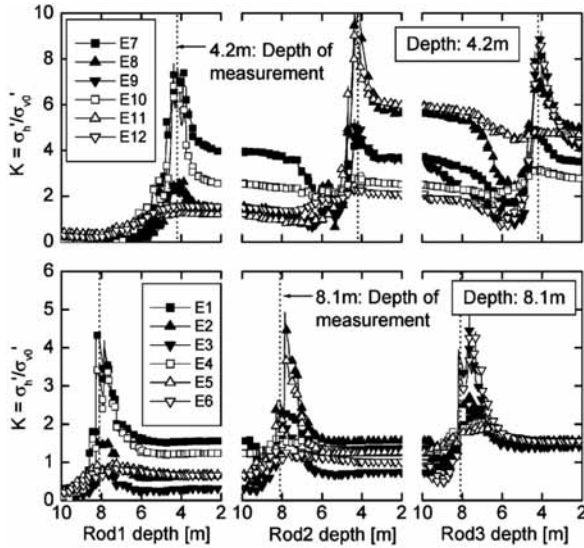


図-3.10 ケースd18Dでの水平応力-深度関係

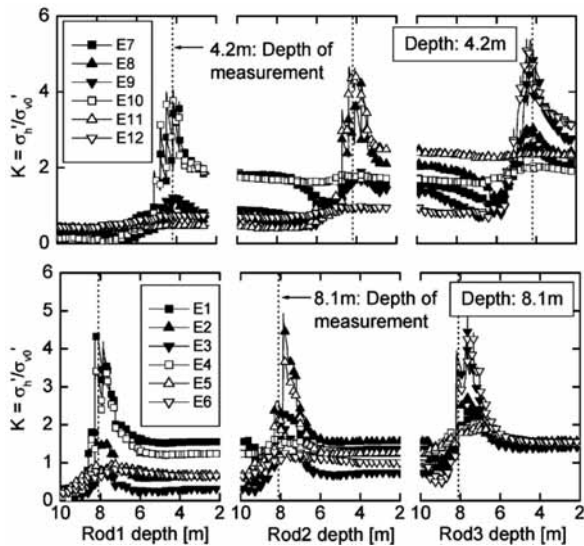


図-3.11 ケースd24Dでの水平応力-深度関係

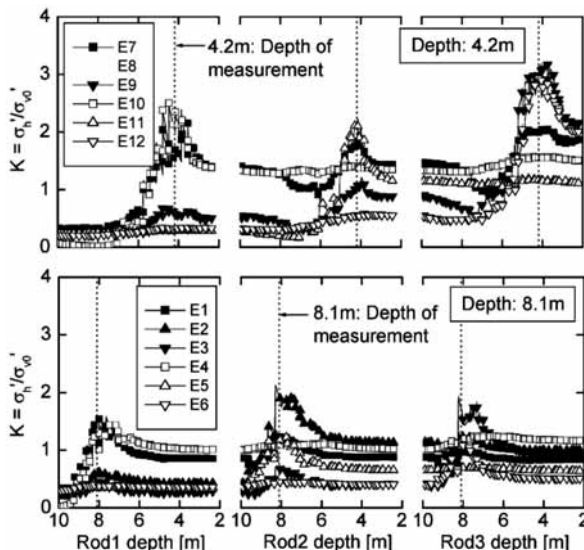


図-3.12 ケースd30Dでの水平応力-深度関係

ント硬化速度は相似則を満たさない。この結果、グラウトの収縮は本実験では実施工よりも大きく、残留K値増加分を過小評価しているものと考えられる。

グラウト杭に囲まれた三角形の領域の外側でも同様に側方土圧の上昇が確認できる(4.2m:E4-6, 8.1m:E10-11)。これより、側方応力の増加の観点から改良域の外側でも部分的に改良効果が期待できることがいえる。しかし、改良域周辺の応力上昇は等方的ではなく、改良域中心部分と同じ拘束圧の増加は期待できない。

(4) 主応力方向の回転

応力の主軸はグラウトの注入が深い場所から浅い場所へ、現在のロッドから別のロッドへ移るに従い回転すると思われる。Tsukamotoら<sup>26)</sup>は鉛直面で主軸の回転が生じることを示している。複数のグラウト杭が作製される場合、水平面内においても応力の主軸の回転が生じると考えられる。本実験では、三角形改良域の中心において三方向の水平応力の値を計測しているため、図-3.13に示すように水平面におけるモールの応力円を用いて主軸の方向を求めることができる。ここでは、注入Rod1, Rod2およびRod3に正対している土圧計の値をそれぞれ $\sigma'_A, \sigma'_B, \sigma'_C$ と表す。水平面上で平面ひずみ条件を仮定すると、応力の不変量 $s'$ ,  $t$ および $\theta$ が以下の式より与えられる。

$$s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2 = (\sigma'_A + \sigma'_B + \sigma'_C) / 3 \quad (1)$$

$$t = (\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2 = \sqrt{\left(\frac{\sigma'_C - \sigma'_B}{\sqrt{3}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma'_B + \sigma'_C - 2\sigma'_A}{3}\right)^2} \quad (2)$$

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left( \frac{\sqrt{3}(\sigma'_B - \sigma'_C)}{\sigma'_B + \sigma'_C - 2\sigma'_A} \right) \quad (3)$$

ここで、 $\theta$ は $\sigma'_A$ と最大主応力の方向のなす角度を表している。グラウト作製過程におけるケースd18D, d24Dおよびd30Dでの $s'$ ,  $t$ および $\theta$ の値を図-3.14~3.16に示す。全てのケースでグラウト杭の作製が進むに従い平均有効応力 $s'$ は増加し、せん断応力 $t$ は減少しており、徐々に応力分布

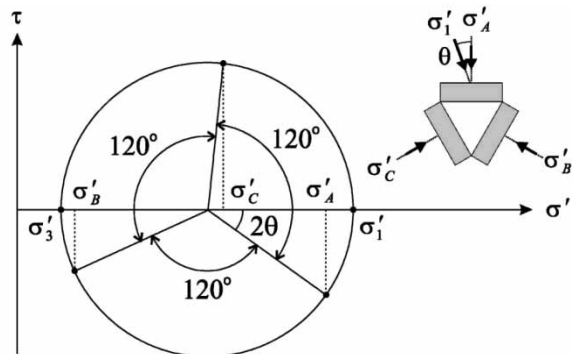


図-3.13 水平面上でのモールの応力円

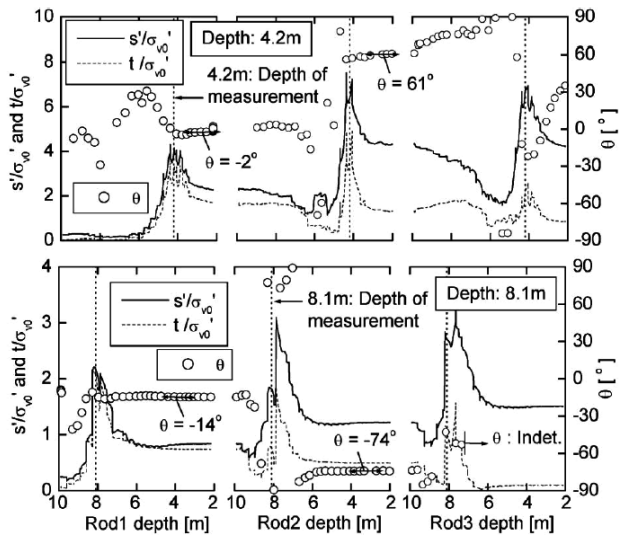


図-3.14 ケースd18Dにおける応力の不変量 $s'$ ,  $t$ および主応力の方向 $\theta$

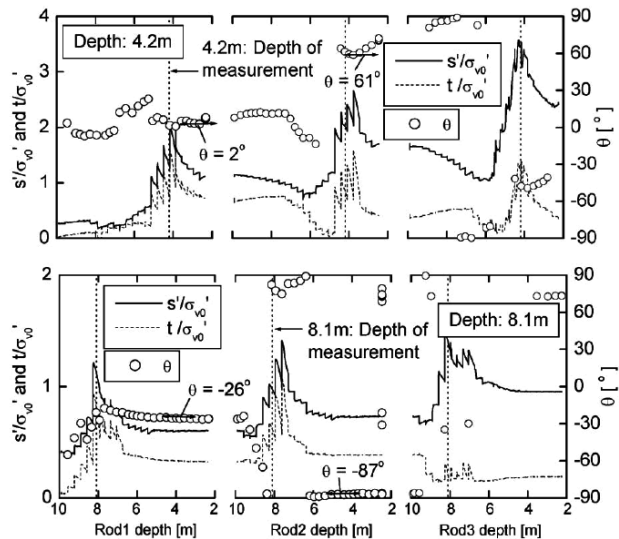


図-3.15 ケースd24Dにおける応力の不変量 $s'$ ,  $t$ および主応力の方向 $\theta$

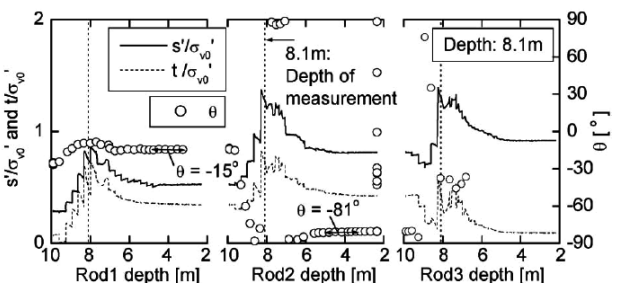


図-3.16 ケースd30Dにおける応力の不変量 $s'$ ,  $t$ および主応力の方向 $\theta$  (深度4.2mについては、土圧計E8の計測不調により計算不能であった.)

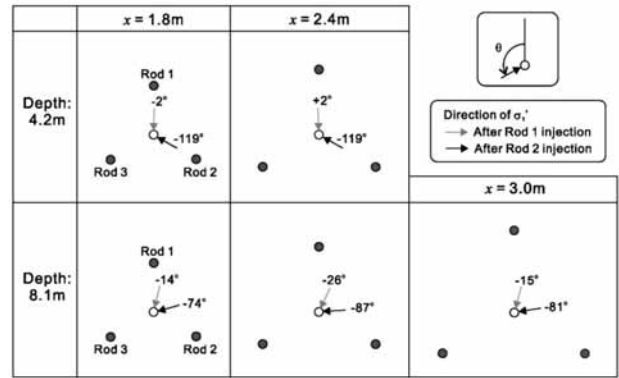


図-3.17 Rod1およびRod2からの注入後における主応力方向の回転

は等方状態になる。これより、三角形改良パターンの中の中心部分では、グラウト杭を段階的に作製しても最終的に等方状態に至ると言える。

図-3.17は図-3.14～3.16に示した $\theta$ のRod1およびRod2からの注入時の変化をまとめた図である。グラウトを注入していない初期状態と、Rod3からのグラウト注入を終えた最終段階においては応力分布は等方的であった。図-3.17に示す2つの深度における主応力の方向の回転は異なる特性を有していることがわかる。浅い場所での注入(4.2m)では主応力の方向は単純に最新のグラウト注入個所に従って回転している。一方、深い場所(8.1m)での注入では、主応力方向は2つのグラウト注入個所の間から三角形の中心、つまり、全てのグラウト杭注入個所を対称に分かつ線上に回転している。このように深い場所での注入による主応力方向の回転は、応力のひずみ履歴(ここではグラウト注入順序)依存性から深度4.2mでの塑性的な変形モードに対してより弾性的な挙動を示していることがわかる。これは、前節で示したように深度4.2m付近では押し上げ破壊モードが現れる極限深度に迫り、深度8.1mではこれより深い場所に位置するため、2つの深度では変形モードが異なることと整合する。

(5) K値-杭間距離 $x$ およびK値-改良率 $a_s$ 関係

図-3.18は三角形改良域の中心で計測されたピークおよび残留K値と杭間距離 $x$ および改良率 $a_s$ の関係を示す。杭間距離または改良率の影響は明らかであり、改良率を上げる(杭間距離を小さくする)ことによりピークおよび残留K値は上昇している。図-3.19は実験で得られた残留K値と現場計測で得られたデータ<sup>27)</sup>を重ねてプロットしたものである。現場計測データはグラウト杭打設より0-3年後に計測された値である。7.3m以深では実験結果と現場計測の結果は良く一致しているが、4.7m以浅における

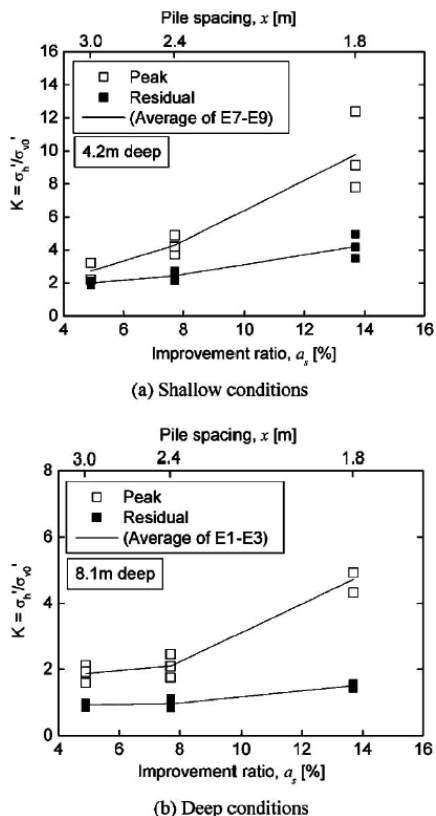


図-3.18 ピーク及び残留K値と改良率の関係

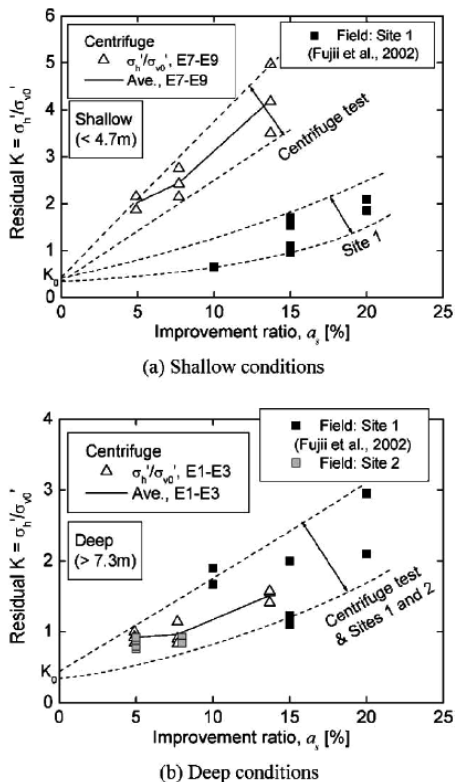


図-3.19 遠心模型実験および現地計測での残留K値

データは遠心模型実験の結果が大きな値を示している。深度が浅くなるに従い残留K値が増加する傾向は、Nakanoら<sup>28)</sup>の研究でも報告されている。この理由は、拘束圧が小さくなるほど、拘束圧に対する剛性の比( $G/p'$ )が大きくなるためと考えられる。言い換えれば、拘束圧が小さい場所のほうが、小さい変形で受働状態に至るためである。また、浅部における現場計測の結果は、現地の地下水面位置や流れ、既設構造物の影響を受けていることも考慮すべきである。

(6) 初期応力の液状化強度に対する影響

高K値圧密からの液状化強度を中空ねじり試験機を用いて評価する試みは、原田ら<sup>15)</sup>やHosono and Yoshimine<sup>29)</sup>によって報告されている。原田らは、SCP工法の液状化抑制効果を調べるために、室内標準貫入試験より求めたN値と繰り返しねじりせん断試験により求めた液状化強度を組み合わせたN値-液状化強度関係からK値の増加による液状化強度の増加効果について調べている。本研究では、遠心模型実験より得られたK値-改良率 $a_s$ 関係と、中空ねじりせん断試験により得られたK値-液状化強度 $R_L$ 関係を組み合わせることで、 $a_s$ - $R_L$ 関係を得ることを試みた。

図-3.20に中空ねじりせん断試験より得られた液状化強度曲線を示す。図から、高K値が高い液状化強度を示しており、側方応力の効果が確認できる。また、今回使用した相馬珪砂5号の、相対密度50%~70%の範囲に限れば、相対密度の液状化強度に及ぼす影響は小さかった。ここで、現場での計測と遠心模型実験結果で残留K値が良く一致した深い場所について、図-3.19(b)に示した残留K値- $a_s$ 関係を用いて液状化強度と改良率がK値を介して関連付けられる(図-3.21)。 $R_L$ -K- $a_s$ 関係ももちいて、期待する液状化強度に対して必要な改良率、または杭間距離を求めることができる。ここでのK- $a_s$ 関係は杭径0.5-0.7m、杭間

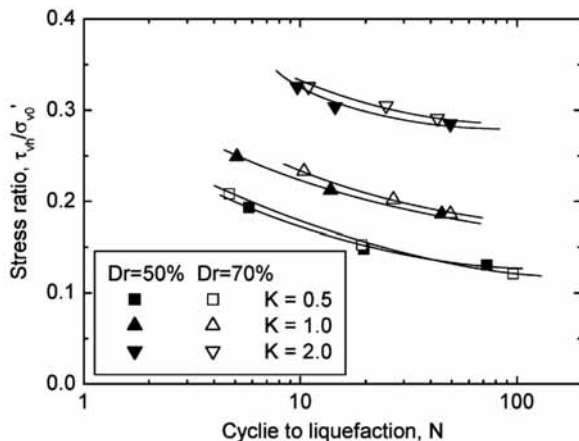


図-3.20 中空ねじりせん断試験による液状化強度曲線

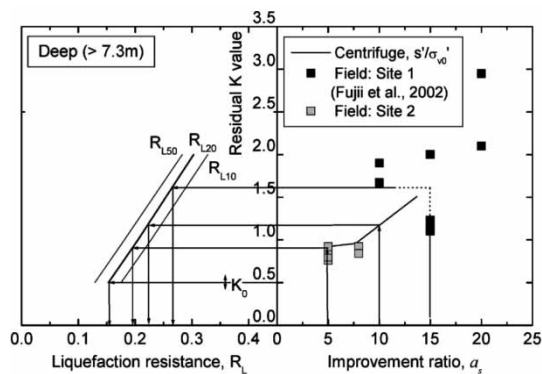


図-3.21 残留K値を介して求めた $R_L$ - $a_i$ 関係

距離1.5-3.0mにおいて遠心模型実験と現場計測の結果を組み合わせることで導いたものである。CPGの施工において同じ改良率でも今回の検討から大きく異なる寸法比、例えばより大きな杭径と杭間距離または、小さい杭径と杭間距離を考える場合、今回の研究とは異なる変形モードで応力状態が変化し異なるK値-改良率関係が得られることが考えられる。

### 3.3 シリーズ3：加振実験の結果

#### (1) 遠心模型実験（注入過程）の結果

##### a) グラウト杭の形状と地表面隆起量

本実験後においても模型地盤を丁寧に掘削していくことにより締固め杭の出来形を確認したところ、直径は深さ方向にほぼ一定であり、シリーズ2と同様に連続的な杭が形成されたことが確認できた。

図-3.22 にグラウト注入時における地表面隆起量の変化とグラウトの注入深度の関係を示す。本実験でも、シリーズ2の複数のグラウト杭を打設した結果と同様に、注入深度4.5 mより浅い地点における注入では、注入深度が浅くなるに従い限界注入圧が小さくなる傾向があった。従って、注入深度4.5 mより浅い地点におけるグラウトの注入により生じた周辺地盤の変形は、主にグラウト上方に生じ、これにより地表面の隆起が発生したと考えられる。本実験では、既改良領域を剛な壁で再現したが、実験結果より推察された地盤の変形モードは、シリーズ2の実験のように側方が既設グラウト杭に拘束されない未改良地盤に注入を行った場合と同様の傾向が得られた。このため、注入により生じる地盤変形挙動について既改良領域を剛な壁とすることにより生じる境界条件の違いの影響は少ないと考えられる。

##### b) K 値の変化

図-3.23 はシリーズ2における遠心実験及び実施工において計測された残留K値-改良率関係（図-3.19）に本

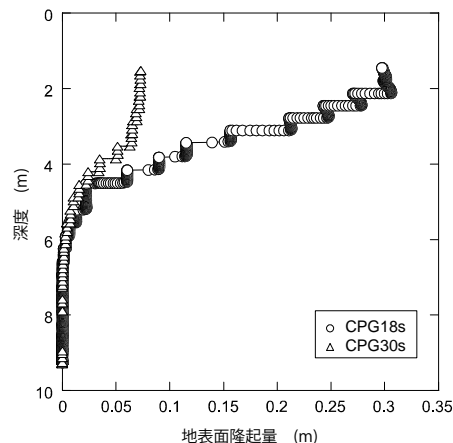


図-3.22 シリーズ3における注入深度と地表面隆起量の関係

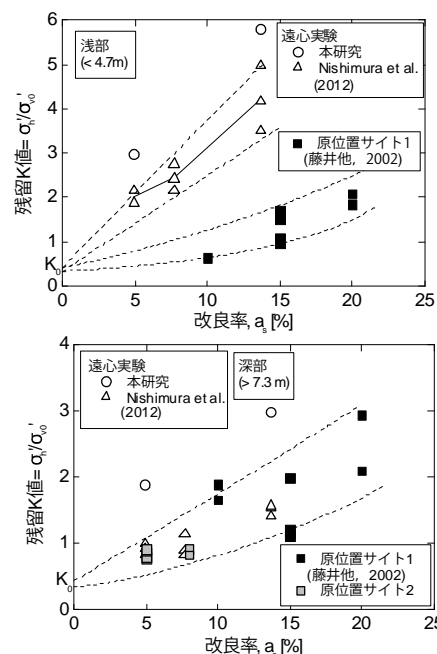


図-3.23 残留K値-改良率関係

実験結果を追記したものである。本実験で得られたK値はシリーズ2の遠心実験より大きなK値が得られている。これは、シリーズ2では水平方向に十分に広い地盤に注入を行った事に対し、本実験ではCPGによるサイト改良の完成形を再現したためと考えられる。つまり、連続した杭の打設により次第に周辺地盤が密実化しK値が上昇しやすくなり、最終的には得られるK値の増分も大きくなることが予想される。また、シリーズ2と比較して高いK値が得られた理由として、本研究では土圧計が2本の隣接する杭の中間に相当する位置に存在する一方、シリーズ2では正三角形パターンの中心に設置されていたことが考えられる。また、本研究で用いた塩化ビニルの壁面は実際の締固め改良地盤よりも剛性が高いため、注

入締固めに対する反力が過剰に現れたことも挙げられる。また、深部における残留  $K$  値は遠心実験結果と実施工の計測結果において良好な一致が確認できる。しかしながら、浅部においては遠心実験結果が全体的に大きな残留  $K$  値を示しており差がみられる。この原因として、前述したように、現地施工での浅部における  $K$  値は地下水位の変動や路床など既設構造物の影響を受けていることが考えられる。また、現地の土質は細粒分含有率  $F_c$  が 10～40% 程度であるシルト質砂層であったため、細粒分を含まない遠心実験よりも  $K$  値が増加しにくい傾向にあったと考えられる。

(2) 遠心模型実験（加振実験）の結果

a) 過剰間隙水圧比

図-3.24 および図-3.25 に、6 回目、7 回目加振時（実際の振動はおおよそ 3~28 秒の間）における過剰間隙水圧比 ( $R_u = \Delta u / \sigma_{v0}'$ ) の変化を実規模スケールで示す。過剰間隙水圧 ( $\Delta u$ ) は、各加振ステップにおける加振直前の水圧からの増分値である。また加振中の間隙水圧は動水圧の影響を受けるため、過剰間隙水圧比が大きく変動する。そのため、加振による変動成分を取り除く目的で移動平均法を用いた。入力波の周波数が  $f$  (Hz) の場合、実験データから時間幅  $1/f$  (sec) として移動平均を求める操作を 2 度行い、過剰間隙水圧比を求めた。今回の実験は、周波数が  $f=2$  (Hz) であるため、時間幅  $1/2$  (Hz) = 0.5 (sec) となり、0.5 秒のウィンドウでデータを平均した。

図-3.24 の 6 回目の加振時での間隙水圧特性を見ると、想定した改良率によらずグラウトを注入したケース ((b)CPG18s および(d)CPG30s) では、グラウトを注入していないケース ((a)CPG18n および(c)CPG30n) より最大過剰間隙水圧比が小さいことがわかる。またグラウトを注入したケースにおいて、想定した改良率が低いケースほど過剰間隙水圧比が大きくなる傾向が見られる。グラウトを注入したケースの最大過剰間隙水圧比は、いずれのケースでも 0.4 未満と小さくなっている。これはグラウトを注入したことによって地盤内の側方応力および密度が増加し、液状化を抑制していると考えられる。

図-3.25 の 7 回目の加振時での間隙水圧特性を見ると、想定した改良率が高いケース ((a)CPG18n および(b)CPG18s) において、6 回目の加振時の傾向と同様に、グラウトを注入したケース ((b)CPG18s) はグラウトを注入していないケース ((a)CPG18n) より最大過剰間隙水圧比が小さいことがわかる。しかし、想定した杭間距離が広いケース ((c)CPG30n および(d)CPG30s) では、6 回目の加振時の傾向と異なり、グラウトを注入したケース ((d)CPG30s) の浅部 (深度 3.3m) において、過剰間隙水圧比が振動中に大きく上昇し、グラウトを注入してい

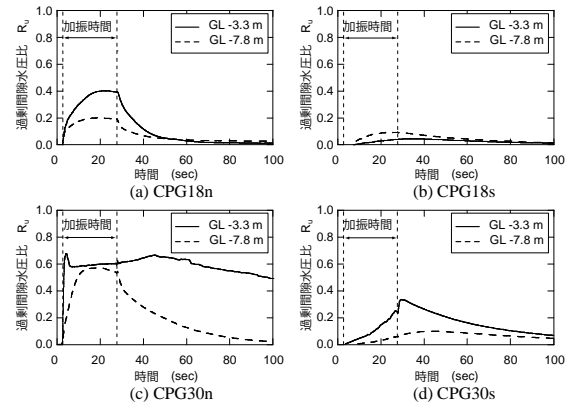


図-3.24 6 回目加振時（平均加速度約 2.5 m/s<sup>2</sup>）における過剰間隙水圧比の時刻歴

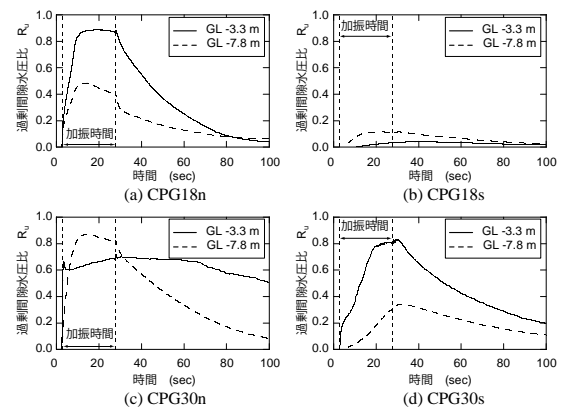


図-3.25 7 回目加振時（平均加速度約 4.0 m/s<sup>2</sup>）における過剰間隙水圧比の時刻歴

ないケース ((c)CPG30n) と同程度まで上昇している。これは、深度が浅い場所では地震波が増幅し、加振によるせん断応力が大きく作用したため液状化に至り易かったことが原因の一つとして考えられる。これより、本実験条件では深部においては 5 % 程度の低改良率でも十分な液状化抑制効果が得られるが、浅部においては必ずしも同様の効果が得られないことがわかる。

b)  $K$  値の変化

図-3.26 および図-3.27 に、6 回目および 7 回目の加振時（実際の振動はおおよそ 3~28 秒の間）における地盤内の応力変化を  $K$  値として示す。それぞれの加速度振幅の平均は 6 回目加振で 2.20 m/s<sup>2</sup>、7 回目で 3.50 m/s<sup>2</sup> 程度であった。 $K$  値の変動についても、加振による変動成分を取り除く目的で移動平均法を用い処理した。

図-3.26 の加振直前の  $K$  値より、グラウト注入時に増加した  $K$  値が養生中にも減少することなく高い値に保たれていることがわかる。またグラウトを注入したケースでの深度 3.3m の  $K$  値は振動終了時において、(b)の CPG18s で約 5.7、(d)の CPG30s で約 2.6 となっており、想定した杭間距離が狭い、つまり改良率が高いほど  $K$  値



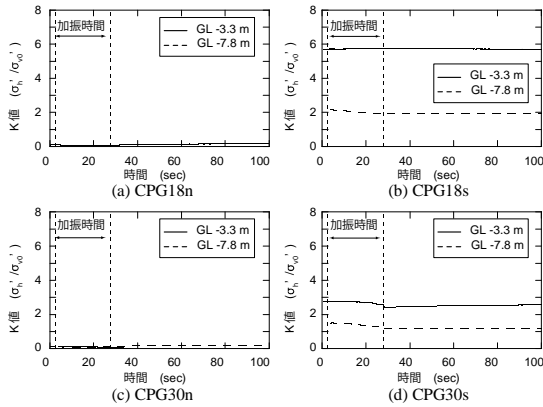


図-3.26 6回目加振時（平均加速度約 2.5 m/s<sup>2</sup>）における K 値の時刻歴

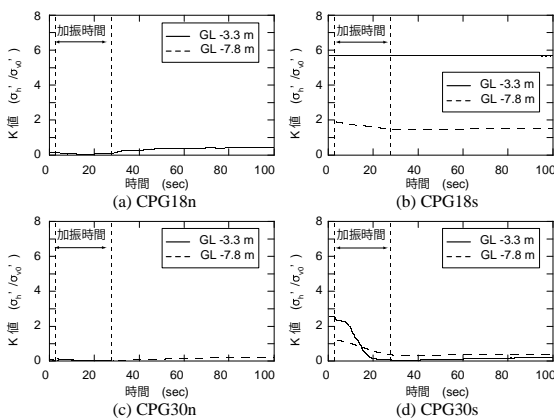


図-3.27 7回目加振時（平均加速度約 4.0 m/s<sup>2</sup>）における K 値の時刻歴

の減少量が少ないことがわかる。図-3.27 の 7 回目の加振時での K 値の変化を見ると、想定した杭間距離が狭いケース（(a)CPG18n および (b)CPG18s）において、6 回目の加振時の傾向と同様に、グラウトを注入したケース（(b)CPG18s）はグラウトを注入していないケース（(a)CPG18n）より K 値が高く保たれる傾向がある。しかし、想定した杭間距離が広いケース（(c)CPG30n および (d)CPG30s）では、6 回目の加振時の傾向と異なり、グラウトを注入したケース（(d)CPG30s）の K 値が振動中に減少し、振動終了後にほぼ初期値に戻っている。これは、この付近で液状化が発生し、模型地盤内の側方応力が減少したものと考えられる。

図-3.28 にステップ加振における加振中の最大過剰間隙水圧比と加振後の残留 K 値の変化を示す。ケース CPG18s では、浅部において全加振ステップにおいて過剰間隙水圧比は上昇しておらず、K 値も減少していない。深部においては、加振レベルが 3.5 m/s<sup>2</sup> を超える入力加速度で若干ではあるが、間隙水圧の上昇および K 値の減少が確認できるものの、液状化にはいたっておらず、残留 K 値も 1.5 程度と高い値を保っている。これに対し、

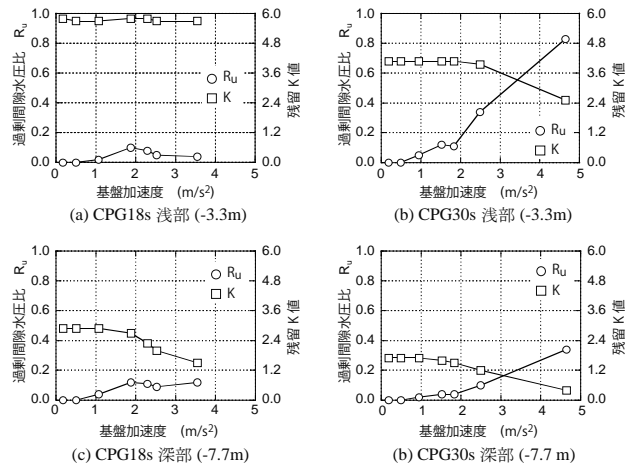


図-3.28 各加振ステップにおける過剰間隙水圧比と残留 K 値の変化

ケース CPG30s では特に浅部において入力加速度 2.0 m/s<sup>2</sup> 程度から間隙水圧の上昇が生じ、これに伴い K 値も減少している。しかしながら、深部においては、ケース CPG18s と同様に K 値の低下は見られるものの、液状化抑制効果が発揮されていることが確認できる。

以上より、低改良率地盤でも深部においては十分な液状化抑制効果が得られることが確認できた。しかしながら、入力加速度が 4 m/s<sup>2</sup> を超えるような大きな加振が生じた場合、低改良率地盤の浅部において、グラウト注入によって増加した側方応力が減少しやすく、液状化抑制効果が小さくなる傾向にあった。

## 4. 数値解析結果

### 4.1 数値解析の概要

シリーズ2では、中空ねじりせん断装置を用いた液状化試験を用いて、遠心実験から得られた知見に基づいて、液状化抑制効果に対する相対密度と K 値の影響を評価した。図-3.21 に示す中空ねじりせん断試験結果からわかるように、本研究で用いた相馬珪砂5号に関する限り、液状化抑制に対する相対密度増加の効果は、 $D_r$  が 50% から 70% に増加したと仮定しても小さく、K 値の増加のほうが液状化に対しては重要であることを示した。また、シリーズ3における動的遠心模型実験でも、改良率と K 値の関係が得られ、高い K 値が液状化抑制に大きく寄与することが示された。そこで本章では K 値の増加を二次元静的有限要素解析において再現し、これを初期条件として動的有限要素解析を行うことで K 値が液状化抑制効果に及ぼす影響について検討する。

## 4.2 数値解析ツールおよび方法

### (1) 動的有限要素解析コードFLIP

本研究における数値解析には、運輸省港湾技術研究所（現独立行政法人港湾空港技術研究所）において開発された動的応答解析用の有限要素解析コードFLIP（Version 5.0：FLIP研究会）を用いた<sup>30)</sup>。このコードは、微小変形理論に基づいた二次元非線形動的有限要素法により、地盤および構造物の加振時変形を計算する。動的解析時は非排水条件が仮定され、間隙水の流れは考慮しない。

### (2) 地盤モデルと解析手順

図-4.1に解析に用いた地盤のメッシュを示す。ここでは一般的な例として、一様な緩い砂地盤を想定し、グラウト注入によるK値の増加を再現するために、架空の二次元水平拡張をシミュレートする。実施工における注入は図2に示した、三角形パターンを組み合わせた三次元配置で行われる。実施工でのグラウト杭打設による地盤変位

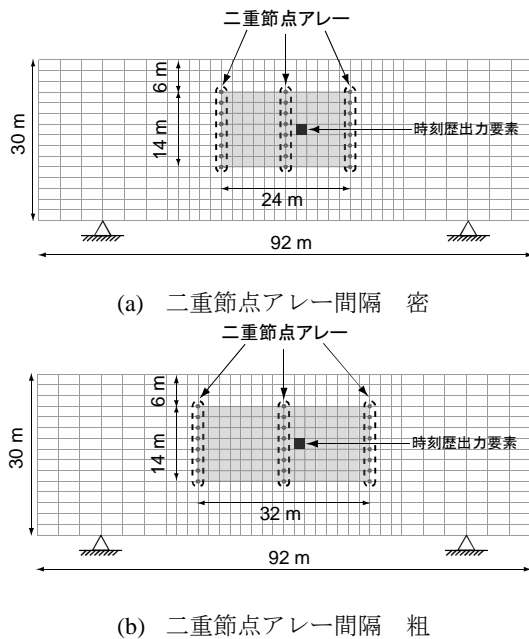


図-4.1 解析に用いた地盤のメッシュ図

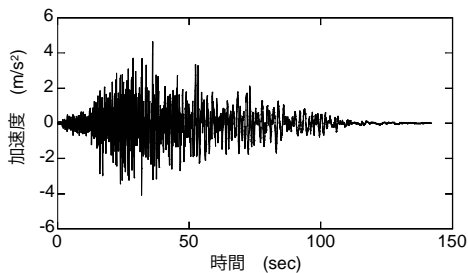


図-4.2 羽田Level2想定波（EW成分）の波

は三次元的であり、これを二次元空間で再現しようとした場合、二次元・三次元の幾何学減衰の違いから実際の改良率をそのまま入力しても実験と同様のK値の増加量は得られない。そこで、本研究では、遠心実験と同レベルのK値の増加を得られるように静的解析を行い、これを初期値とし動的解析を行った。

滑走路や誘導路の下部地盤を異なる杭間隔で改良するような状況を考え、それに対応する初期K値を、2パターンの改良幅に対してそれぞれ設定し、静的締固めを施すとした。まずこのような状況を静的解析により再現し、その後羽田Level 2想定波（EW成分：図-4.2）を入力し、動的液状化解析を行なった。初期自重解析時および静的解析時の境界条件は、側方は鉛直ローラー、底面は固定境界とした。動的解析時には、底面は固定境界とし、側面は周期境界（左右の境界が輪のようにつながっている状態）を設定してそれぞれ計算した。物性値は、実験に用いた相馬珪砂5号を想定して、表2-3に示したものをを用いた。ここでは、液状化強度に与える影響の小さかった相対密度の違いは考慮しなかった。液状化に関するパラメータについては図-4.3に示すように、中空ねじりせん断試験結果のK=1.0の結果を再現するようにフィッティ

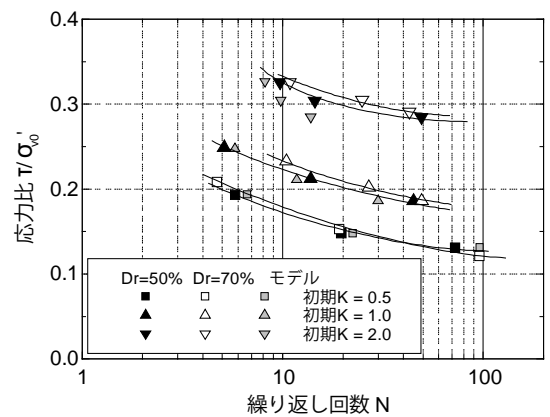


図-4.3 相馬珪砂5号の異なる初期K値における液状化強度（液状化判定基準：両ひずみ振幅7.5%）

（図-3.20に数値解析の結果を加筆）

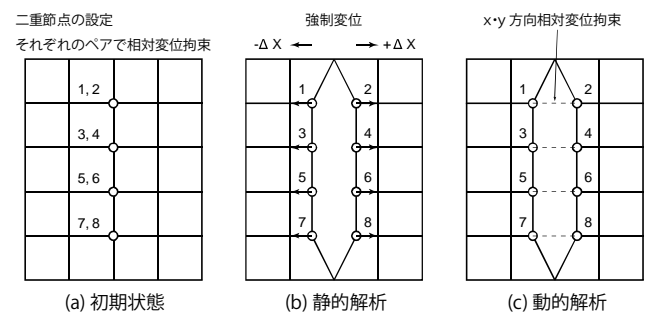


図-4.4 K値増加の再現方法

ングにより求めた。図からわかるように他のK値に対して  
も実験結果—解析結果間で比較的良好な合致が得られた。

### (3) K値増加の再現方法

締固めによるK値の増加は応力の分布であり、密度や変位のように解析の初期条件として平衡状態を直接入力することは困難である。そこで本論文では以下の手法を用いてK値の増加を再現した<sup>31), 32)</sup>。改良範囲の水平方向の両端および中央に、改良する深さに沿ってあらかじめ二重節点を設定する。初期圧密段階ではこの二重節点は互いに拘束（多重拘束：つまり同じ座標にある2つの節点に対し、 $x \cdot y$ 方向の変位を同一とする）しておく（図-4.4

(a)）。次の静的解析段階ではそれぞれを単点拘束（つまり、それぞれの点の変位を独立に制御する）とし、それぞれの点を左右に規定量 $\pm \Delta X$ だけ変位させる（図-4.4

(b)）。そして動的解析段階では、ペアとなっている2つの節点に対し、再び $x \cdot y$ 方向の多重拘束をかけたのち（図-4.4 (c)）、加振を再現する。また、ペアとなる2つの節点間の相対的な変位しか拘束しないので、“地盤の隙間”は単純せん断モードに対する抵抗力は持たない。つまり、改良杭そのものの強度はゼロとなる。実際には改良杭には比較的高い剛性・せん断強度を有しているが、二次元モデルで実際の強度を与えると、杭が壁としてモデル化される分、改良体の強度が過大に評価される。また、実施は地表面隆起量に基づく観測施工で行われるため杭が断続的になる場合もある。よって、本解析のように、改良体の強度は考慮しないのは安全側の方針である。また、これは従来の締固めの設計法にも則した考え方である。この二重節点アレーは、あくまで想定した改良領域に所定のK値を、全体的に均一に再現するための解析手法であり、実際のグラウト拡張過程を物理的に模擬しているわけではない。よって、実際の杭打設箇所に対応させて密に設ける必要はない。

## 4.3 数値解析結果

### (1) 静的解析結果

静的解析の結果得られた加振前のK値の分布を図-4.5に示す。これらは、図-4.1の2パターン（二重節点アレー間隔）に対して、強制水平変位量（ $\Delta X$ ）を変化させて得られるK値の分布である。図-4.6にアレー間のK値の平均値と強制水平変位量の関係を示す。先に示したように、グラウト杭の打設を二次元空間で再現すると、二次元・三次元の幾何減衰の違いから、ここでの二次元強制水平変位量は現実の三次元現象での変位量に直接対応せず、「等価変位」となる。そこで、強制水平変位量はアレー間距

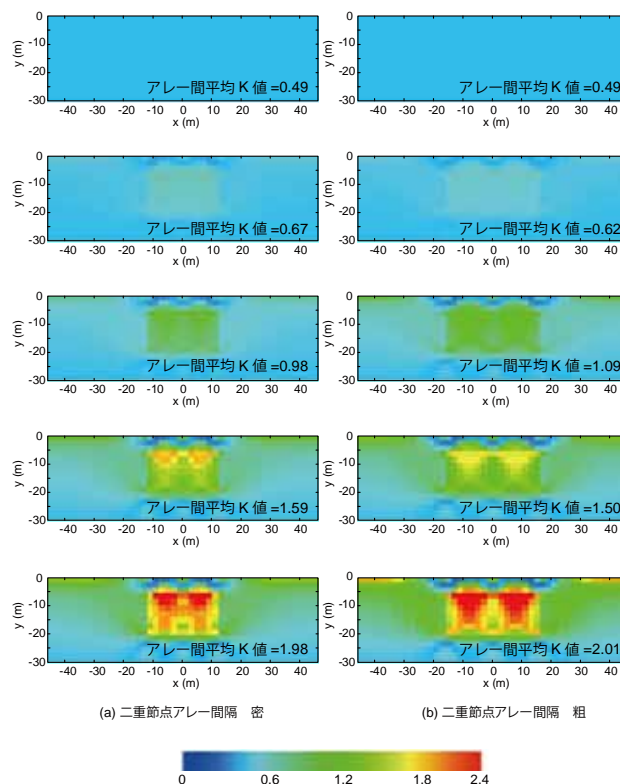


図-4.5 静的解析後のK値の分布

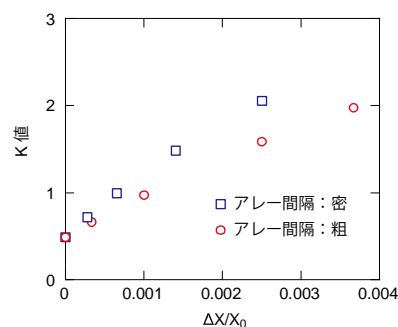


図-4.6 アレー間の平均K値と強制水平変位量の関係

離の半分の量( $X_0$ )で正規化した、水平方向のひずみに対応する値で示している。

本研究の実験結果から $a_s=5$  %程度での低改良率の締固めにより得られるK値は1~3程度であったため、ここでは $\Delta X/X_0$ が0.001以上のケースに相当する。一般的な傾向として、所定のK値を得るためには、アレー間隔にかかわらず、強制変位量を大きく設定すると高いK値が得られている。また、K値の増加傾向としては、アレー間隔を密にすると同じ $\Delta X/X_0$ に対してK値の増加量が大きくなる傾向にある。各アレー間隔において、アレー間平均K値が0.6および1.0のケースではアレー間のK値は均一に再現できている。さらに、 $K=1.5 \sim 2.0$ とアレー間平均K値が大きくなると、地表面に近いほどK値は大きくなっている。これは、

FLIPの構成モデルと入力パラメータから、せん断剛性係数 $G$ が有効拘束圧 $p'$ の0.5乗に比例する一方、せん断強度は $p'$ に比例することに由来する。このため拘束圧が低い浅部のほうが小さいせん断ひずみで最終的なせん断強度を発揮するため、 $K$ 値が増加しやすかったと考えられる。これは砂に一般にみられる力学的性質であり、同様のことがシリーズ2の遠心実験でも観測された。

図-4.7に静的解析時の最大せん断ひずみ分布を示す。 $\Delta X/X0$ が大きくなると、次第にアレー間にひずみの局所化領域が生じていることがわかる。特にアレー間の領域全体の $K$ 値が2を超えるケースで、顕著な局所化現象が見られる。これは、ある一定以上の強制水平変位量の増加により周辺地盤の塑性化が卓越するためと推測できる。以上の結果より、二次元解析において二重節点アレー間の $K$ 値の上昇を均一に再現するにはある程度のアレー密度を確保する必要があることがわかった。また、次節で示す動的解析において初期状態が均一に再現されていないと、正しく $K$ 値の影響を評価できないことが確認された。一方で、初期状態が均一に再現されたケースでは、アレー設置条件によらず、動的解析結果は同一解に収束した。そこで、次節に示す動的解析では、 $K$ 値の上昇が均一に再現できたアレー間隔の密なケースについての解析結果を示す。

(2) 動的解析結果

ここでは動的液状化解析で得られた過剰間隙水圧比 $Ru$  (=過剰間隙水圧 $\Delta u$ /有効鉛直応力 $\sigma'_v$ )を示す。加振が

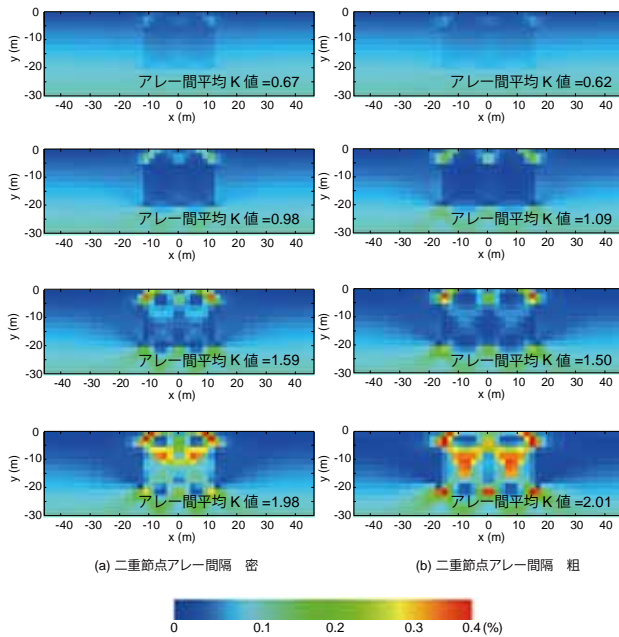


図-4.7 静的解析後の最大せん断ひずみの分布

終わった時点 (140s) での $Ru$ の分布を図-4.8に示す。 $Dr = 50 \sim 70$  %の相馬珪砂5号に相当する地盤に対して羽田L2想定波 (EW成分)を入力すると、無改良の状態( $K=0.49$ )では最終的にすべての領域で液状化が起こることが予想された。一方、改良により $K$ 値を上げたケースでは、初期 $K$ 値が1.0以上のケースで液状化抑制効果が確認できる。図-4.1中の時間歴出力要素での $Ru$ の経時変化を図-4.9に示す。上で述べたとおり、初期 $K$ 値が1.0を超えるケースで $Ru$ の上昇は抑えられている。また、 $K=1.5$ と $2.0$ ではいずれも $Ru$ は0.4-0.6程度と液状化には至っていない。これより、今回使用した入力パラメータ、境界条件と初期条件で1.5を超える $K$ 値が得られた場合、 $K$ 値の違いによる液状化抑制効果は顕著ではないため、大きな改良率を設定しても、 $K$ 値の効果に限れば、得られる液状化抑制効果に寄与する割合は小さいということが言える。実際は高 $K$ 値の初期条件では、密実化の効果も大きくなるため液状化抑制効果に違いが生じると考えられる。

図-4.10に加振終了時の残留 $K$ 値の分布、図-4.11に初期 $K$ 値と残留 $K$ 値の関係を示す。FLIPの定式よりここで示す残留 $K$ 値は過剰間隙水圧が消散する前の値である。いずれも $K$ 値は加振後に減少しており、その減少量は初期 $K$ 値が1.5以下のケースでは、初期 $K$ 値の違いによらず一定である。また、初期 $K$ 値が1.5と2.0のケースを比較すると、初

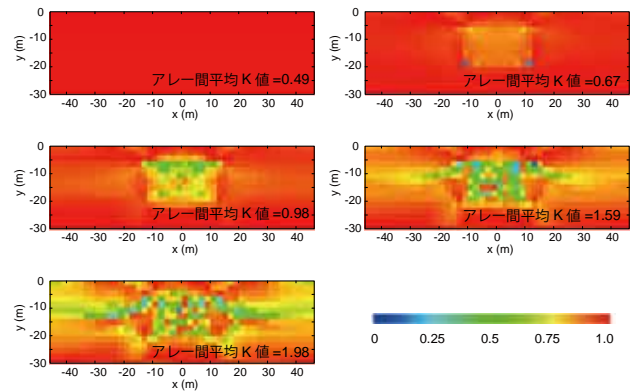


図-4.8 加振終了時の過剰間隙水圧比の分布

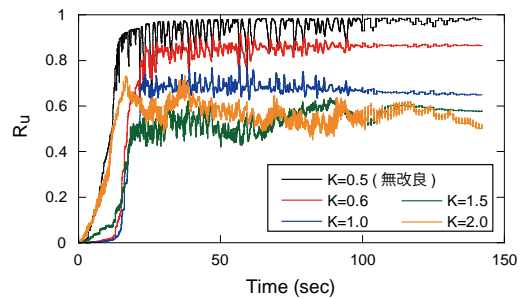


図-4.9 二重節点アレー中央での過剰間隙水圧比の時刻歴

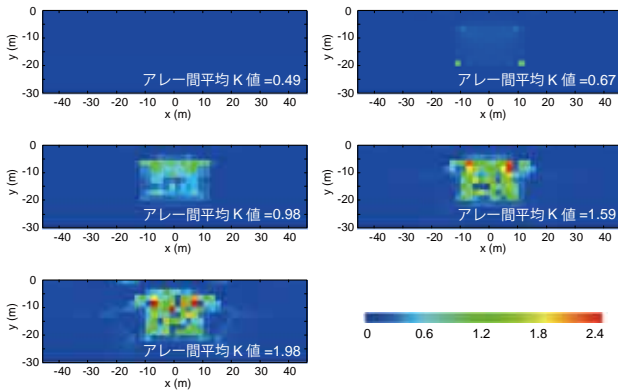


図-4.10 加振終了時の残留K値の分布

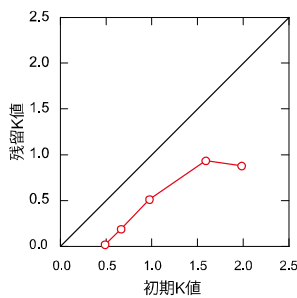


図-4.11 初期K値と加振終了時の残留K値の関係

期K値の大きさによらず、残留K値は同程度の値を示している。この場合、残留K値はいずれも1.0程度と加振後も高い値が保たれていることが確認できる。よって、今回の解析条件では、初期K値として1.5以上の値が得られた場合、K値の減少は抑えられており、2回目の加振が起こったとしても十分な液状化抑制効果が保たれていることがわかる。このように、本研究で示した解析手順により残留K値の液状化抑制効果に与える影響をしらべることが可能となった。本解析でのパラメータ、境界条件の基では、初期K値が1.5以上であれば、改良率の違いによらず十分な改良効果が得られ、これより初期K値を大きくしても得られる残留K値には大きく寄与しないという結果になった。異なる地盤条件下では結果が異なることが予想されるが、本研究で示した検討手法を直接用いることで、CPGの液状化抑制効果の検討が可能である。

## 5. 結論

本論文では、遠心模型実験を通して異なる改良率でのCPGグラウト注入を再現し、加振実験を行うことで、液状化抑制効果を検証した。さらに、グラウト打設による周辺地盤の変形特性を詳細に把握する目的で、グラウトの注入過程を、マイクロフォーカス型X線CT装置( $\mu$ X

線CT)を用いて可視化し、周辺地盤の挙動を画像解析により評価した。また、これら模型実験の結果を踏まえ、有限要素有効応力解析により異なるK値が液状化抑制効果におよぼす影響について検討を行なった。これらの検討によって得られた知見を以下に示す。

- 1) 遠心模型実験では、グラウト注入量によって生じる地表面隆起量が改良率を下げることで抑えられることを示した。
- 2) 深部と浅部での注入による水平土圧の上昇傾向に違いが見られ、深部では周辺地盤を押し広げようとする球体拡張モード、浅部では地盤を地表面方向に押し上げる盛り上がりモードが生じていることが確認された。
- 3) 複数のグラウトを打設することで生じる水平面内の主応力方向の回転を求め、深部では弾性的な、浅部ではより塑性的な挙動が卓越することを示した。
- 4) 連続するグラウト杭の打設で、中心部の水平応力は等方的に上昇することがわかった。
- 5) 中空ねじりせん断試験では、K値の増加が液状化抑制効果に大きな影響を与えることを示し、得られたK値-液状化強度関係と、遠心実験および現地計測結果から得られたK値-改良率関係を組み合わせ、目標とする液状強度から必要な改良率を求める手法を示した。
- 6) 遠心加振実験においては、注入によりK値の上昇が認められた場合、改良率5%程度の低改良率でも特に深部において有効な液状化抑制効果が得られることがわかった。
- 7)  $\mu$ X線CTを用いた実験では、注入により生じる密実化は主にグラウト側面にみに生じることが明らかとなった。
- 8) また、注入深度が浅く初期有効拘束圧が低い場合、周辺地盤は小さい変形で受働状態となり、地盤の密実化が生じにくいことが示された。
- 9) 今回設定したパラメータ、境界条件をもちいた数値解析の結果、高いK値が得られた場合、有効な液状化抑制効果が得られ、加振後のK値も比較的高い値が残留し、一定の液状化抑制効果が保たれることがわかった。
- 10) 一定値以上の初期K値が得られた場合、K値の効果に限れば、得られる液状化抑制効果に寄与する割合は小さいことがわかった。

本研究で得られた結果は限られた材料で行われた実験より得られたものである。しかし、現地計測との整合性より信頼性の高い知見を示しているものと考えられる。また、

本研究と地盤条件が異なる場所でのCPGの液状化抑制効果とK値、改良率の関係を調べる際、本論文で示した実験手法や数値解析手法は直接適用出来ると考える。

(2013年8月9日受付)

## 謝辞

本研究は、国土交通省関東地方整備局から委託を受けて実施した研究である。また、遠心模型実験の実施にあたり、ジオデザインの竹花和浩氏にご協力いただいた。ここに記して感謝の意を表す。

## 参考文献

- 1) 財団法人沿岸技術研究センター：液状化対策としての静的圧入締固め工法技術マニュアル - コンパクショングラウチング工法 -, 2007, 186 p., 2007.
- 2) 善功企・山崎浩之・加藤久晶・藤井照久・菅野雄一：固め工法によって改良された地盤の静止土圧係数 $K_0$ に関する調査，土木学会第57回年次学術講演会，III-085，pp.169-170，2002.
- 3) 山崎浩之・森川嘉之・小池二三勝：サンドコンパクションパイル工法による砂地盤のN値増加に関する考察，土木学会論文集，No.708/III-59，pp.199-210，2002.
- 4) 中澤博志・菅野高弘：空港における滑走路を対象とした液状化対策に関する実験的研究，土木学会論文集F，Vol.66，No.1，pp.27-43，2010.
- 5) Okamura, M., Ishihara, M. and Oshita, T.: Liquefaction resistance of sand deposit improved with sand compaction piles, *Soils and Foundations*, Vol.43, No.5, pp.175-187, 2003.
- 6) 菊池善昭・水谷崇亮・永留健・畠俊郎：マイクロフォーカスX線CTスキャナの地盤工学への適用性の検討，港湾空港技術研究所資料，No. 1125，21p., 2006.
- 7) 北詰昌樹：新遠心模型実験装置の開発と研究への適用，港湾技術研究所資料，No.812，35p., 1995.
- 8) 寺師昌明：遠心力载荷装置の開発とその適用，港湾技術研究所報告，第24巻，第3号，pp. 73-122，1985.
- 9) Boulanger, R.W. and Hayden, R.F.: Aspects of compaction grouting of liquefiable soil, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 12, pp. 844-855, 1995.
- 10) Clayton, C.R.I. and Bica, A.V.D.: The design of diaphragm-type boundary total stress cells, *Géotechnique*, Vol. 43, No. 4, pp. 523-535, 1993.
- 11) Take, W.A. and Valsangkar, A.J.: Earthpressures on unyielding retaining walls of narrow backfill width, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 38, No. 6, pp. 1220-1230, 2001.
- 12) Miura, K., Otsuka, N., Kohama, E., Supachawarote, C. and Hirabayashi, T.: Ground improvement of intermediate reclaimed land by compaction through cavity expansion of sand piles, *Soils and Foundations*, Vol. 43, No. 5, pp. 133-147, 2003.
- 13) Zhu, B., Jardine, R.J. and Foray, P.: The use of miniature soil stress measuring cells in laboratory applications involving stress reversals, *Soils and Foundations*, Vol. 49, No.5, pp. 675-688, 2009.
- 14) Pradhan, T.B.S., Tatsuoka, F. and Horii, N.: Simple shear testing on sand in a torsional shear apparatus, *Soils and Foundations*, Vol.28, No.2, pp.95-112, 1988.
- 15) 原田健二・安田 進・丹羽俊輔・新川直利・出野智之：細粒分を含んだ締固めによる改良地盤の評価，土木学会地震工学論文集，Vol.27，pp.1-6，2003.
- 16) Otani, J., Mukunoki, T. and Obara, Y.: Characterization of failure in sand under triaxial compression using an industrial X-ray CT scanner, *Int. J. of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 2, No. 1, 2002.
- 17) Desrues, J., Chambon, R., Mokni, M. And Mazerolle, F.: Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography, *Géotechnique*, Vol. 46, No. 3, pp. 529-546, 1996.
- 18) 高野大樹，大谷順，伊達健介，横田泰宏，永谷英基：X線CTおよび遠心模型実験を用いた鏡ボルトの切羽面補強効果の検討，土木学会論文集C(地圏工学)，Vol. 67，No. 1，pp. 107-118，2011.
- 19) Takano, D., Bésuelle, P., Viggiani, G. and Hall, S. A.: X線 $\mu$ CTおよびV-DICを用いた石灰質砂岩におけるひずみ局所化現象の定量的評価，第46回地盤工学研究発表会，pp. 473-474，2011.
- 20) Lenoir, N., Bornet, M., Desrues, J., Bésuelle, P. And Viggiani, G.: Volumetric digital image correlation applied to X-ray microtomography images from triaxial compression tests on argillaceous rock, *Strain*, Vol. 43, pp. 193-205, 2007.
- 21) Hall, S. A.: A methodology for 7D warping and deformation monitoring using time-lapse seismic data, *Geophysics*, Vol. 71, No. 4, pp. O21-O31,

2006.

- 22) Vesic, A.S. : Expansion of cavities in infinite soil mass, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98, Sm3, pp. 265-290, 1972.
- 23) Graf, E.D. : Compaction grouting technique and observations, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 95, pp. 1151-1158, 1969.
- 24) Graf, E.D. : Compaction Grouting, Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, Geotechnical Special Publication No. 30, ASCE, Vol. 1, pp. 275-287, 1992.
- 25) El-Kelesh, A.M., Mossaad, M.E. and Basha, I.M. : Model of compaction grouting, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 11, pp. 955-964, 2001.
- 26) Tsukamoto, Y., Ishihara, K., Yamamoto, M., Harada, K. and Yabe, H. : Soil densification due to static pile installation for liquefaction remediation, Soils and Foundations, Vol. 40, No. 2, pp. 9-20, 2000.
- 27) Fujii, T., Zen, K., Yamazaki, H., Katou, H. and Kanno, Y. : Research of coefficient of earth pressure at rest ( $K_0$ ) as improved ground by compaction method, Proceedings of Annual Conference of the Japan Societh of Civil Engineers, Vol. 57, pp. 169-170, 2002
- 28) Nakano, M., Yamada, E. and Noda, T. : Ground improvement of intermediate reclaimed land by compaction through cavity expansion of sand piles, Soils and Foundations, Vol. 48, No. 5, pp.653-671, 2008.
- 29) Hosono, Y. and Yoshimine, M. : Liquefaction of sand in simple shear condition, Proceedings of the International conference on cyclic behavior of soils and liquefaction phenomena, Bochum, pp. 129-136, 2004.
- 30) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. : Parameter identification for a cyclic mobility model : Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 29, No. 4, pp. 57-83, 1990.
- 31) 中澤博志, 菅野高弘, 藤井照久, 山田和弘, 木村康隆 : 液状化による臨海部埋立空港滑走路の残留変形に関する現場実大実験および再現解析, 海洋開発論文集, Vol. 25 , pp. 269-274, 2009.
- 32) 高橋英紀, 大橋照美, 藤井照久, 金子智之, 水野匠 : 海上空港における液状化対策としての静的圧入締固め工法の数値解析手法, 土木学会論文誌B3, Vol. 68, No. 2, pp. 444-449, 2012.

港湾空港技術研究所報告 第52巻第4号

2013. 12

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

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

印刷所 株式会社ワコー

Copyright © (2013) by PARI

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

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



## CONTENTS

1. Role of Geoenvironment in the Benthic Ecology and Morphodynamics of Intertidal Flats and Beaches -Ecohabitat Chart and Optimal Design of Dynamically Stable Sandbars- .....Shinji SASSA, Yoichi WATABE, Soonbo YANG, Tomohiro KUWAE .....	3
2. The effect of compaction grouting as a countermeasure against liquefaction .....Daiki TAKANO, Satoshi NISHIMURA, Yoshiyuki MORIKAWA, Hidenori TAKAHASHI .....	45
3. Rheological Behavior of W/O Emulsion of Water-Heavy Oil System and Friction Loss Reduction Methods for its Flow in a Pipe ..... Isamu FUJITA, Yoshitaka MATSUZAKI .....	75