



一般共同研究  
2019G-03

**ナノ材料が市街地の地震時液状化被害を低減**  
**Enhancing Seismic Resilience of Liquefiable**  
**Ground by Nano-Material Grouting in Urban Areas**

令和3年3月  
March, 2021

研究代表者 八嶋 厚

Principal Investigator Atsushi YASHIMA

# 目次

1. はじめに .....	2
2. 概 要 .....	3
3. 研究結果 .....	5
3.1. 注入効率と品質を向上させた薬液注入工法の開発 .....	5
3.1.1. はじめに .....	5
3.1.2. 工法概要 .....	6
3.1.3. 地山パッカの開発 .....	6
3.1.4. 特殊シーリング材の開発 .....	9
3.1.5. 現地実証試験 .....	14
3.1.6. まとめ .....	25
3.2. 薬液注入改良体の電気比抵抗を用いた出来高確認 .....	27
3.2.1. はじめに .....	27
3.2.2. 小型土槽実験 .....	27
3.2.3. 現地実証実験・その1 .....	28
3.2.4. 現地実証実験・その2 .....	29
3.3. 動的遠心力荷重試験による戸建住宅地盤の薬液注入液状化対策の効率化評価 .....	30
3.3.1. はじめに .....	30
3.3.2. 実験方法 .....	30
3.3.3. 実験結果 .....	30
3.3.4. まとめ .....	31
3.4. 動的遠心力荷重試験による戸建住宅地盤のドレーン工法液状化対策の効率化評価 .....	32
3.4.1. はじめに .....	32
3.4.2. 実験方法 .....	32
3.4.3. 実験結果 .....	33
3.4.4. まとめ .....	34

## 1. はじめに

本研究の核心には、「ナノ材料は地震防災へ適用できるか?」という学術的な問い、「都市化した市街地で有効な液状化対策とは何か?」という工学的な問いがある。2011年東北地方太平洋沖地震以降、市街地の液状化対策方法が数多く提案され、一部が事業化されている。そこでは、締固め、置換え、固化等の従来工法の効率化、施工機械の小型化が図られてきた。しかしながら、既存施設を有する市街地での液状化対策として社会実装されたのは、地下水位低下工法と格子状固化改良工法のみである。これらも公共事業と併用して実施されているだけである。「狭隘な敷地、厳格な振動・騒音レベル、地下水環境の保全等」といった市街地特有の課題を根本的に解決する、低価格・効率的な液状化対策工法が切に望まれている。

これに対し研究組織は、新しいナノ薬液注入工法の開発を継続し、プロトタイプを完成し現場試験施工を実施している。また、住宅近傍の「めり込み」沈下を表現できる粒子法によるまったく新しい数値解析手法も提案している。

本研究開発においては、以下のことを目的として実施した。

- 1) 狭隘地において、速く、安く施工が可能で、著しく生産性と品質を向上させた液状化対策工法を完成させ社会実装する。
- 2) 小型動的コーン貫入試験・電気比抵抗探査による地盤調査結果を利用して、液状化対策の出来高確認方法を確立する。
- 3) 既設住宅を対象とした薬液注入工法とドレーン工法の液状化対策効果を、遠心力载荷試験装置を用いた振動台実験により確認する。なお、遠心実験で得られた改良効果を数値解析により再現する試みは現在も継続中である。

本報告書は、平成31年度～令和2年度の2年間の共同研究成果の内容をまとめたものである。

謝辞：現場試験施工および計測においては、戸田建設(株)、太洋基礎工業(株)のご協力をいただいた。室内試験、遠心力载荷実験、現場計測においては、岐阜大学元学生の花田有紀氏、雪吹和那氏、山本圭吾氏、および大学院生の樋口翔太郎氏、孫 源峰氏など、多くの方々にご協力をいただいた。ここに記して感謝いたします。

## 2. 概要

一般共同研究の内容について、概要を以下に述べる。

### (1) 課題名

ナノ材料が市街地の地震時液状化被害を低減

**(Enhancing Seismic Resilience of Liquefiable Ground by Nano-Material Grouting in Urban Areas)**

### (2) 共同研究の目的・趣旨

本研究の核心は、「ナノ材料は地震防災へ適用できるか？」という学術的な問い、「都市化した市街地で有効な液状化対策とは何か？」という工学的な問いに答えることにある。研究開発は、以下を目的とした。

- ✓ 狭隘地において、速く、安く施工が可能で、著しく生産性と品質を向上させた液状化対策工法を完成させ社会実装する。
- ✓ 社会実装された液状化対策工法の要求性能型設計法を確立する。

### (3) 研究経過の概要

- ✓ 狭隘地において、速く、安く施工が可能で、著しく生産性と品質を向上させた液状化対策工法を完成させるため、愛知県一色漁港埋立地において、薬液注入工法の試験施工を実施する。
- ✓ 薬液注入工法の改良効果確認手法を確立するため、小型動的コーン貫入試験と電気検層を組み合わせた新しい計測法を試みる。
- ✓ 液状化対策効果を定量的に把握し、提案する数値解析手法の妥当性を検証するために、京都大学防災研究所の遠心力载荷試験装置を用いた振動台実験を実施する。
- ✓ 要求性能型設計法を確立するため、3次元FEMとSHP法を用いて、遠心力振動台実験結果の再現を図る。

### (4) 研究成果の概要

- ✓ 愛知県一色漁港埋立地における試験施工を通じて、著しく生産性と品質を向上させた液状化対策工法の実用化に成功した。工法は国交省のNETIS認定を得た。
- ✓ 小型動的コーン貫入試験と電気検層を組み合わせた新しい計測法を用いることにより、高精度で改良効果が確認できる手法を確立した。
- ✓ 既設住宅を対象とした薬液注入工法とドレーン工法の液状化対策効果を、遠心力载荷試験装置を用いた振動台実験により確認した。
- ✓ 遠心実験で得られた改良効果を数値解析により再現する試みを継続中である。

(5) 研究成果の公表

- 1) 苅谷敬三・大野康年・花田有紀・山本圭吾・樋口翔太郎・八嶋厚・村田芳信・伊藤孝芳・渦岡良介：動的遠心力載荷試験による戸建住宅地盤の薬液注入液状化対策の効率化評価，京都大学防災研究所研究発表講演会 2021、D302，2021.2.
- 2) 大野康年・苅谷敬三・村田芳信・花田有紀・山本圭吾・八嶋厚・伊藤孝芳・下坂賢二・赤塚光洋：薬液注入改良体の電気比抵抗を用いた出来高確認，京都大学防災研究所研究発表講演会 2021、D303，2021.2.
- 3) 孫源峰・樋口翔太郎・八嶋厚・苅谷敬三・渦岡良介・余川弘至・大野康年：既設住宅を対象としたドレーン工法の液状化対策効果に関する研究，第 56 回地盤工学研究発表会，2021.（発表予定）

(6) 研究期間

自 平成 31 年 4 月 1 日 至 令和 4 年 3 月 31 日

(7) 研究組織

研究代表者：八嶋 厚	岐阜大学 教授
研究担当者：渦岡良介	京都大学防災研究所・教授
村田芳信	岐阜大学 産官学連携研究員 (NPO 法人地盤防災ネットワーク 理事長)
苅谷敬三	岐阜大学 産官学連携研究員
余川弘至	中部大学 講師
大野康年	太洋基礎工業株式会社 部長

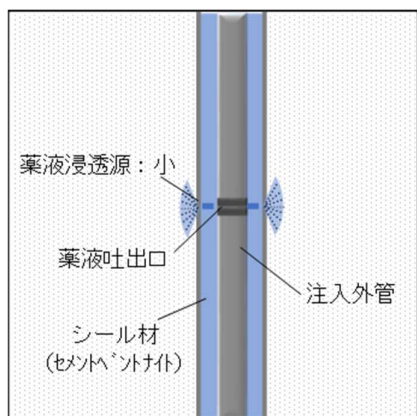
### 3. 研究結果

#### 3.1. 注入効率と品質を向上させた薬液注入工法の開発

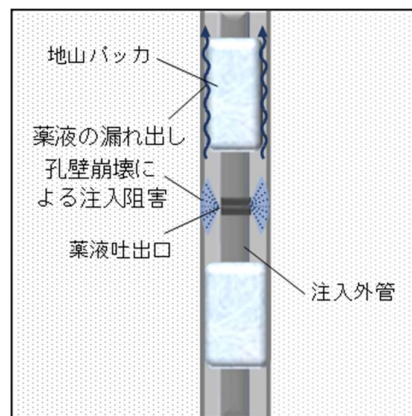
##### 3.1.1. はじめに

薬液注入工法は、既存施設の直下地盤や供用中の施設および狭隘箇所等、施工の制約がある場所で使用できることから液状化対策として広く用いられている。また、特殊シリカ液を浸透注入して改良された改良砂は、液状化抵抗を効果的に改善することが証明されている。

従来の薬液注入工法における浸透注入の方法は、削孔穴のシール方法によりシールグラウト方式と地山パッカ方式に分類される。シールグラウト方式は、**図-3.1.1**に示すように削孔穴へシール材を充填し、シール材が硬化した後、注入管より薬液を注入することから、薬液は硬化したシール材の亀裂から地盤へ注入される。一方、地山パッカ方式は、**図-3.1.2**に示すように削孔穴へのシール材の充填は行わず、注入管の外側に装着したパッカ内に充填材を注入してパッカを拡大し、孔壁と密着させて確保した空間から薬液を注入する。



**図-3.1.1** 従来のシールグラウト方式の課題



**図-3.1.2** 従来の地山パッカ方式の課題

しかしながら、従来の二重管ダブルパッカ工法に代表されるシールグラウト方式は、1) 注入管付近からの薬液漏洩、2) 割裂脈の発生、3) 薬液浸透方向の偏りおよび 4) コスト高が課題として指摘されている。これら課題の主な原因は、同方式が小さな薬液浸透源により薬液を注入すること、および高い注入圧力が地盤に作用することによる。また、同方式の課題の改善に向けて、超音波振動による注入方法、注入圧力を変化させる動的注入、および低い注入速度で多数の注入箇所より注入する方法等、主に注入圧力の工夫による取り組みがなされている。一方、大きな薬液浸透源を有する従来の地山パッカ方式においても 5) 多層地盤では透水係数の高い層に浸透しやすい、6) 液状化対策が必要な地盤では削孔壁が自立しづらく大きな浸透源を確保できない等の課題が指摘されており、地山パッカで仕切られた地山にフィルター材を設置することで孔壁崩壊を防止する取り組みがなされている。

本研究では、従来のシールグラウト、地山パッカ方式双方の課題に対し、大きな薬液浸透源の確保に着目した薬液注入工法を開発した。後述する「地山パッカの開発」に示すように、開発過

程で実施した地山パッカ拡大径測定試験時に、従来の地山パッカで用いられている布製パッカは、パッカからの充填材のにじみ出しによりパッカが収縮することが明らかになり、パッカと地山孔壁との隙間が生じてしまうという問題点があることがわかった。したがって、本研究では、確保した浸透源にロスなく薬液を注入するために削孔穴からの薬液の漏れ出しを防止する地山パッカの開発を行った。

本工法は、シールグラウト方式と地山パッカ方式を併用した注入方式において新しい地山パッカと特殊シール材の二つの技術に特徴を有する。

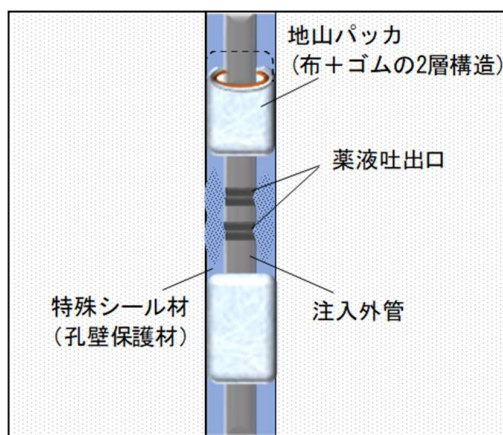
新しい地山パッカは、布パッカの内側にゴムを装着した二層構造とし、パッカ拡大後の収縮は生じない。したがって、地山パッカと孔壁の間からの薬液の漏れ出しを防止することが可能である。特殊シール材は、特殊シリカ液等の薬液と反応して溶解する特性を有する。したがって、薬液注入前は削孔穴の孔壁崩壊を防止し、薬液注入時には溶解することで大きな薬液浸透源を確保可能である。

本研究では、新しい地山パッカの性能確認および特殊シール材の溶解後の地盤への薬液浸透性能を確認するため地山パッカの拡大試験および特殊シール材のカラム試験を実施した。また、本開発工法の実地盤における有効性を検証するため、佐賀県唐津市および愛知県津島市の砂質地盤にて現地注入実験を実施し、薬液注入時の薬液の漏洩の有無、地盤に作用する注入圧力、改良体の出来形および強度特性等を確認した。

### 3.1.2. 工法概要

本工法は、**図-3.1.3**に示すように削孔穴に特殊シール材を充填し、地山パッカを拡大して仕切られた地山との接触面から薬液を注入する。本工法の特長を以下の1)~3)に示す。また、本工法の施工手順を**図-3.1.4**に示す。

- 1) 拡大後に収縮しない地山パッカにより削孔穴からの薬液漏洩が抑制され、確保した大きな浸透源に薬液をロスなく注入することができる。
- 2) 特殊シール材の削孔穴への充填により孔壁崩壊を防止し、大きな薬液浸透源を確保できる。
- 3) 2)により、地山へ作用する薬液注入圧が低減され、割裂を起こさない浸透注入が可能である。



**図-3.1.3 本工法の注入方法**

### 3.1.3. 地山パッカの開発

#### (1) 地山パッカの概要

##### a) 従来の地山パッカの問題点

従来の地山パッカは、一般的に布製が用いられることが多い。後述する開発過程で実施した地山パッカ拡大径測定試験に示すように、布製パッカは、ベントナイト等の充填材で膨ら

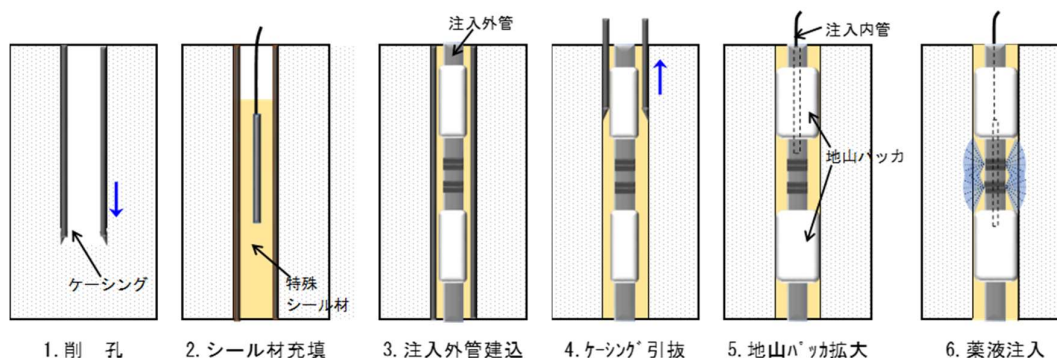


図-3.1.4 本工法の施工手順

ませると充填材のにじみ出しによりパッカが収縮し、パッカと地山孔壁との隙間が生じてしまうという問題点があることがわかった。また、開発パッカでは充填材の漏れが無いいため、注入管とパッカの固定部に圧力が作用し、従来パッカの止め金具構造では不具合が生じたので、開発パッカの固定部に作用する圧力にも十分な耐圧性能を有する新たな止め金具構造を開発した。

#### b) 開発した地山パッカの特長

開発した地山パッカは、ゴム製パッカの外側に布製パッカを装着した二層構造とした。ゴム製パッカは不透水性の材料であり、充填材の漏出を防止できるため、パッカの収縮を抑制できる。布製パッカは、充填材の注入に伴う膨張により所定の形状に達した後は、それ以上膨らむことなく所定形状を維持できる。このように、ゴム製と布製の異なる材料特性の相乗効果により、膨らんだ地山パッカが孔壁により密着して、薬液の漏れを防止する構造とした。

#### c) 止め金具の接合方式

地山パッカと注入管を接合する止め金具には、幅の異なる二種類の鋼製リングを用いることとし、充填材注入時の限界充填測定試験により、従来の地山パッカに比べ2倍以上の充填圧に耐えられる接合方式とした。



写真 3.1.1 地山パッカの構造

本工法の地山パッカ構造を写真-3.1.1に示す。

### (2) 地山パッカの性能試験

開発した地山パッカの性能を確認するため、地山パッカ拡大径測定試験および地山パッカ限界充填圧測定試験を実施した。

#### a) 地山パッカ拡大径測定試験

本試験は、気中にて地山パッカの材質を変えてパッカ内へ所定量のセメントベントナイトを充填し、拡大した地山パッカの直径を充填直後と充填7日後の2回測定した。



セメントベントナイト充填材の 1,000ℓ 当りの配合は普通セメント：250～300 kg、ベントナイト：50～60 kg、水：887～930 kg である。試験ケースを表-3.1.1 に示す。

充填直後の地山パッカの拡大径は、本工法の地山パッカにて充填直後 135mm、充填 7 日後にて 135mm であ

り拡大後の収縮はほとんどないことが確認された。一方、材質が b)ポリプロピレン、c)ナイロン+ポリエステル製の地山パッカでは、充填材の充填中に同パッカから充填材の漏洩によりパッカが拡大せず、d)ポリエステルの地山パッカでは、充填材の充填中に同パッカから充填材の配合水の漏洩があり、所定径までの拡大が確認されなかった。

写真-3.1.2 に a)本工法の地山パッカと c)ナイロン+ポリエステル製のパッカの拡大状況を示し、写真-3.1.3(a)、(b)に拡大前の地山パッカ、拡大 1 週間後の地山パッカを示す。なお、開発パッカの地盤への密着具合については、後述する佐賀県唐津市および愛知県津島市における現地実証実験にて、拡大後の同パッカを発掘し、同パッカが地盤へ密着していることを確認している。

表-3.1.1 地山パッカ拡大試験 試験ケース

地山パッカの材質	膨み直径 (mm)	パッカ長 (m)	充填量 (ℓ)
a)ナイロン+ゴム (本工法)	φ 120	1.0	11
b)ポリプロピレン	φ 140	1.0	15
c)ナイロン+ポリエステル	φ 165	1.0	21
d)ポリエステル	φ 115	1.0	10



【開発パッカ】



【従来パッカ】

写真 3.1.2 地山パッカの拡大状況



写真-3.1.3(a) 地山パッカの拡大前



写真-3.1.3(b) 地山パッカの拡大後 (1週間後)

### b) 地山パッカ限界充填圧測定試験

本試験は、気中にて地山パッカ内にセメントベントナイトを毎分 5ℓ の速度で充填し、充填時間と充填圧力の関係を測定し、地山パッカの止め金具が注入管から外れる限界充填圧を測定した。地山パッカは今回開発した布製パッカの内側にゴム製パッカを装着した二層構造のパッカを使用した。止め金具による地山パッカと注入管の接合方法は、**図-3.1.5** に示

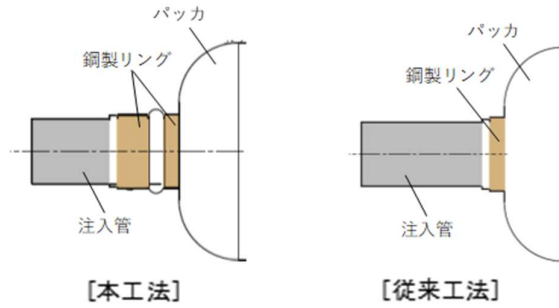


図-3.1.5 地山パッカの止め金具構造

すように、本工法の接合方法（外側リングの幅を内側リングより大きくした 2 種類の鋼製リングを使用）と従来の接合方法（1 重の鋼製リングを使用）について限界充填圧測定試験を実施した。

充填時間と充填圧力および充填速度の関係を**図-3.1.6** に示す。限界充填圧は、本接合方式で 1.09MPa、従来の接合方式で 0.46MPa となり、接合箇所の耐圧性能が大幅に向上し開発パッカ の固定部に作用する圧力にも十分な耐圧性能を有していることを確認した。

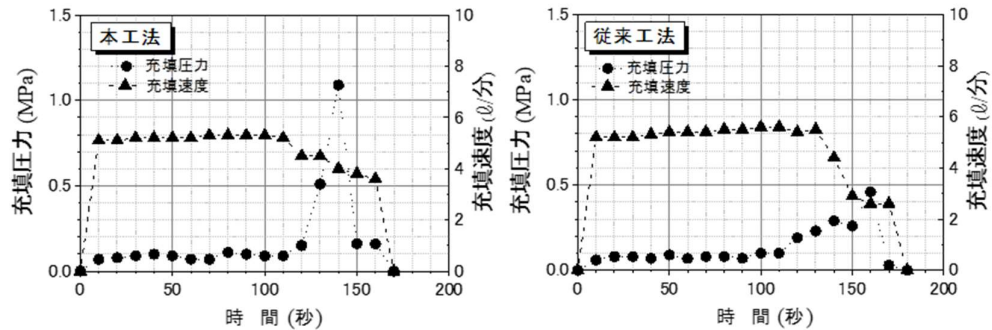


図-3.1.6 充填時間～充填圧力および充填速度関係

### 3.1.4. 特殊シール材の開発

#### (1) 特殊シール材の概要

従来の地山パッカ方式による薬液注入は、孔壁を保持するシール材を用いないため、ケーシング引抜後に孔壁が崩壊して、薬液注入を阻害する不具合が発生していた。一方、従来のシールグラウト方式による薬液注入は、シール材に低強度ベントナイト系材料を用い、シール材が固結後、シール材を割って薬液を注入するため、薬液の浸透源が狭く地山に大きな圧力が生じる課題があった。

このため、本工法においては、削孔後に孔壁を確実に保持する機能と薬液注入時は薬液との反応により溶解して浸透源を確保する機能を併せ持つ特殊なシール材を使用し、薬液を確実に地山に浸透させることを試験により確認した。特殊シール材は、高吸水性高分子材と粘土および水から構成される。高吸水性高分子材は、吸水前の平均粒径 35 $\mu$ m 程度、白色粉末状の材料であり、自重の 500~1,000 倍の吸水性を発揮する。図-3.1.7 に示すように高吸水性高分子材は水を吸収すると親水基(-COO<sup>-</sup>)をもった高分子の鎖は水に溶けようとして広がり、漁網を広げた状態では止まる。この高分子の網の隙間に水が閉じ込められることで吸水膨張する。粘土は特殊シール材の比重を上げるため添加する。

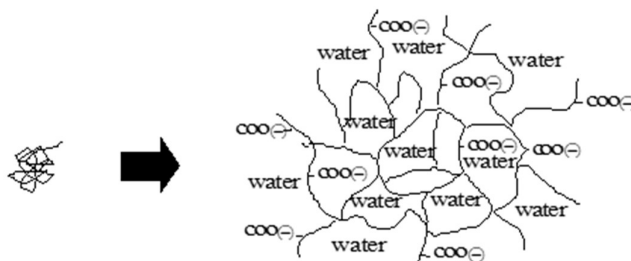


図-3.1.7 高吸水性高分子材の吸水原理

特殊シール材の配合は、水に高吸水性高分子材を 1~2 kg/m<sup>3</sup>、粘土を 20kg/m<sup>3</sup> 程度添加して使用し、同材の比重は 1.3、ファンネル粘性は 20~45 秒である。また、高吸水性高分子材は、紙オムツなどの衛生用品や土壌保水剤等に使用されており、安全性が確認されている。

特殊シール材の孔壁防護・溶解メカニズムは、図-3.1.8 に示すように同材を削孔穴に充填後、孔壁面に泥膜を形成し、泥膜を介して同材の液圧で地山圧に抵抗し孔壁崩壊を防止する。薬液注入時には、水を含んだ高吸水性高分子材が薬液との反応により離水収縮することでシール材が溶解する。高吸水性高分子材の離水収縮は、以下に示す 1)、2) により生じる。

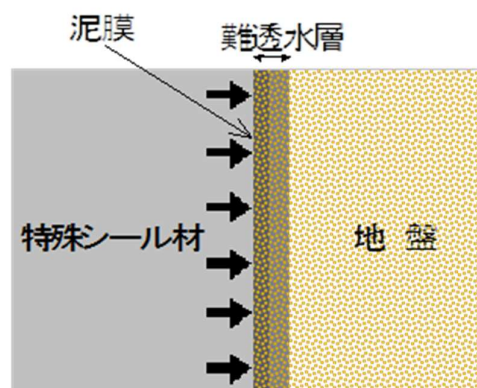


図-3.1.8 特殊シール材の孔壁崩壊防止模式図

- 1) 多価の金属イオンと樹脂の親水基が反応すると金属イオンを介して 2 つ以上の親水基が架橋することで樹脂の分子同士の繋がりが強くなり、柔軟性が著しく損なわれる。これにより膨張が妨げられるため、吸水できる水量が大幅に制限され、離水収縮する。
- 2) 電解質を含む液体と接触すると、イオン濃度の内外差が変化する。一方で、吸水の駆動力は樹脂内外のイオン濃度差による浸透圧であるため、高吸水性樹脂に接触する液体に豊富な電解質が含まれていると浸透圧は変化する。樹脂内部よりもイオン濃度が大きい液体と接触すると浸透圧は樹脂から水分が放出される方向に働き、樹脂は収縮する。

一方、薬液は、主に 1 価の Na を電解質として含み、シリカ濃度 4~8wt% に対して 1.3~2.6wt% の電解質濃度を有する。したがって、薬液との反応による高吸水性高分子材の離水収縮は、前述の 2) に示すメカニズムによるもので、主に Na を含む薬液が、特殊シール材と

連続的に接触することで高吸水樹脂の内外のイオン濃度差が逆転し、樹脂内部から水が放出され、体積収縮を起こす。これにより特殊シール材は溶解する。

特殊シール材の吸水倍率と水の電気伝導率の関係を図-3.1.9 に示す。特殊シール材の吸水

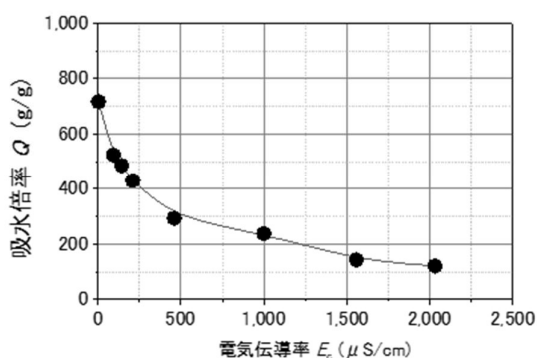


図-3.1.9 吸水倍率と使用水の電気伝導率の関係

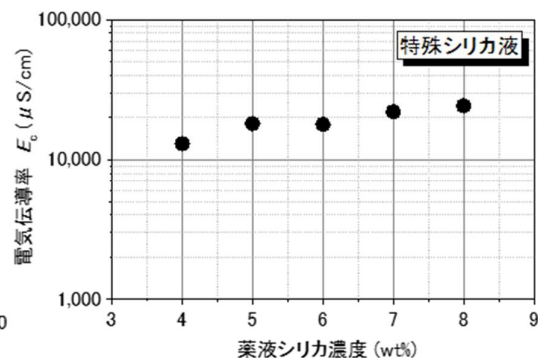


図-3.1.10 電気伝導率と薬液シリカ濃度の関係

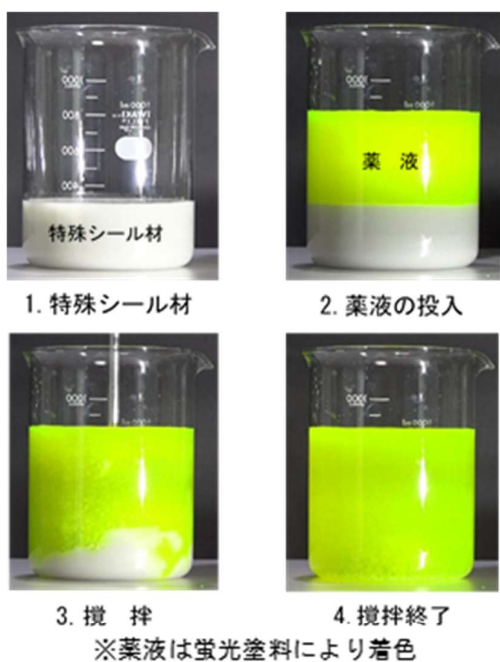


写真-3.1.4 薬液と特殊シール材の反応の様子

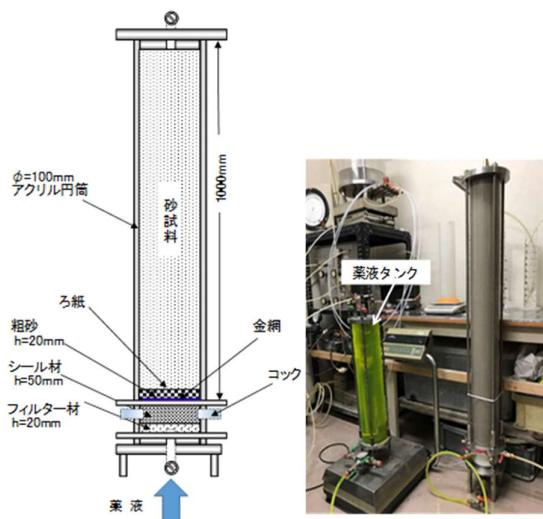


図-3.1.11 カラム試験装置

倍率の低下は、同材の体積収縮を表すことから、電気伝導率が高くなると離水することで体積収縮する。一方、薬液の電気伝導率は図-3.1.10 の電気伝導率と薬液シリカ濃度の関係に示すように、4wt%以上の薬液シリカ濃度における電気伝導率は10,000 $\mu\text{S/cm}$ 以上と高く、特殊シール材は薬液と反応することで明らかに溶解することがわかる。なお、薬液と特殊シール材反応時の様子を写真-3.1.4 に示す。

(2) シール材のカラム試験

特殊シール材と薬液との反応による溶解および溶解後の土中への薬液浸透性能を確認するためカラム試験を実施した。試験装置を図-3.1.11に示す。同装置は、薬液をモールド下部より注入し、特殊シール材を介して砂試料へ浸透し、モールド上部より排出する構造となっている。試験ケースを表-3.1.2に示す。試験はシール材として特殊シール材との比較のため二重管ダブルパッカ工法等で使用されている低強度セメントベントナイト系材料も実施した。試験に使用した砂試料の物理特性を表-3.1.3に示しシール材の仕様を表-3.1.4に示す。薬液とシール材との反応状況を写真-3.1.5に示す。

特殊シール材を用いた CASE-1 は薬液注入後、

表-3.1.2 シール材カラム試験 試験ケース

試験ケース	CASE-1	CASE-2
シール材	特殊シール材	低強度セメントベントナイト
砂供試体条件	使用砂	珪砂7号
	相対密度	65%
	間隙水	脱気水道水
薬液条件	使用薬液	特殊シリカ液 (5 wt% シリカ)
	pH	3.0

表-3.1.3 砂試料の物理特性

砂試料	珪砂7号
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.652
最大間隙比 $e_{max}$	1.242
最小間隙比 $e_{min}$	0.710
平均粒径 $D_{50}$ (mm)	0.24
均等係数 $U_c$	2.03

表-3.1.4 シール材 仕様

シール材	配合 (1000l)	ゲルタイム
特殊シール材	高吸水性ポリマー 1.5 kg 粘土 19.8 kg 水 99.1kg	非硬化
低強度セメントベントナイト	低強度セメントベントナイト 15.0 kg 水 94.6 kg	50~90分

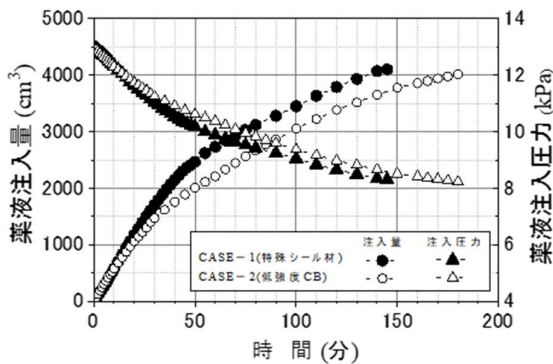
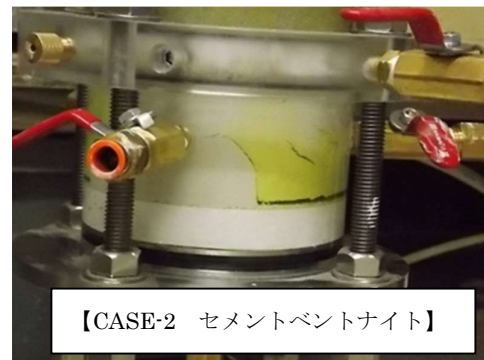


図-3.1.12 薬液注入量・注入圧～時間関係

写真-3.1.5 シール材と薬液の反応状況

約 3 分で段階的に泥水状のシール材が溶解し始め、最終的にシール材は全て溶解して緑色の薬液に置き換わり、薬液の砂試料への浸透面積は、砂試料の全底面積となった。一方、低強度セメントベントナイト系材料を用いた CASE-2 は薬液注入後、10 秒程度でシール材に複数のクラックが発生し、

薬液はクラックを通して砂試料に注入されたことから、薬液の砂試料への浸透面積は CASE-1 と比較して非常に小さいことがわかる。

薬液注入量と注入圧力の経時変化を図-3.1.12 に示す。所定の薬液量の注入時間は、特殊シール材を用いた CASE-1 が 120 分に対して低強度セメントベントナイトを用いた CASE-2 では 150 分となった。これは、CASE-1 と CASE-2 の砂試料への薬液浸透面積の違いによる。薬液の注入圧力は、CASE-1、CASE-2 ともに薬液の水頭差（初期値 12kPa、最終値 8kPa）によるものとし、薬液の注入にともなって、両者とも時間とともに水頭が減少している。

なお、薬液の砂試料への浸透状況を確認するため、CASE-1 の改良供試体について注入下端より 9cm 毎に切断し、材令 28 日にて一軸圧縮試験を実施した。一軸圧縮強さの分布を図-3.1.13 に示す。改良体の一軸圧縮強さは試料上端まで強度低下は見られず、概ね試料全体に薬液が注入されたものと考えられる。

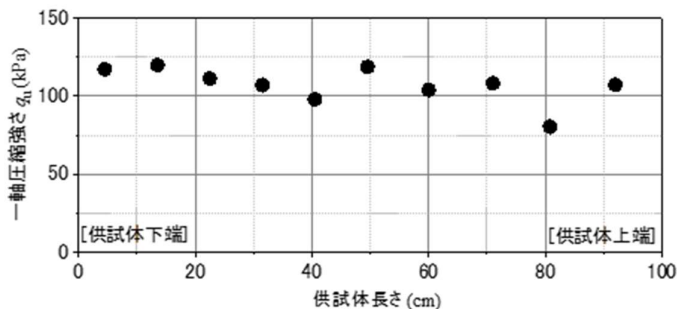


図-3.1.13 改良供試体の一軸圧縮強さ (CASE-1)

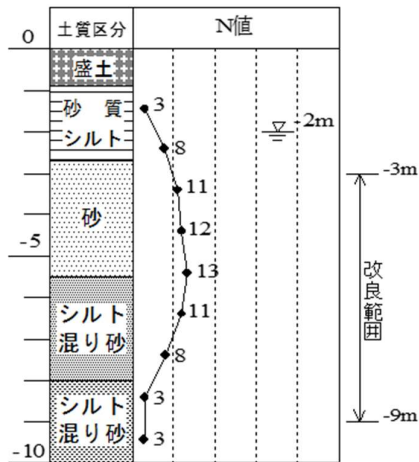


図-3.1.14 土質柱状図とN値（唐津市実証試験）

### 3.1.5. 現地実証試験

本注入工法の現地における性能を確認するため、佐賀県唐津市および愛知県津島市の砂質地盤にて注入試験を実施した。

#### (1) 佐賀県唐津市実証試験

##### a) 試験サイトの概要

試験サイトは、佐賀県唐津市内原地内で、地層は地表面より盛土、砂質シルト、細砂およびシルト混じり砂が堆積する。土質柱状図とN値を図-3.1.14に示す。地下水位は、GL-2m程度である。改良対象層はGL-3m～-9mの細砂およびシルト混り砂層で、GL-2m～-4mに有機質土、木片、GL-5m以深にはシルトを層状に含む。改良対象層の粒径加積曲線を図-3.1.15に示し、物理特性を表-3.1.5に示す。

表-3.1.5 改良対象層の物理特性（唐津実証試験）

地層	細砂	シルト混り砂
平均N値	12	9
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.64	2.67
平均粒径 $D_{50}$ (mm)	0.39	0.47
細粒分含有率 $F_c$ (%)	7	12
均等係数 $U_c$	3.0	5.6

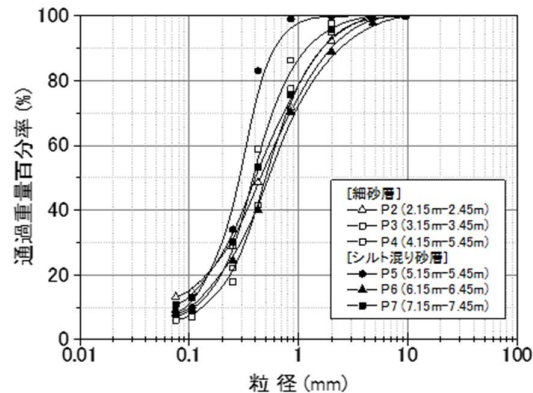


図-3.1.15 改良対象層の粒径加積曲線（唐津市実証試験）

表-3.1.6 改良仕様（唐津実証試験）

施工方法	本工法	二重管ダブルパッカ工法
使用薬液	特殊シリカ液	特殊シリカ液
薬液シリカ濃度	8%	8%
薬液pH	3.5	3.5
注入率	細砂層：40.5%, シルト混り砂：36%	細砂層：40.5%, シルト混り砂：36%
改良直径	2.5m	1.0m
改良率	100%	—
注入速度	4～5ℓ/min.	4～5ℓ/min.
目標改良強度	$q_v \geq 100\text{kPa}$	$q_v \geq 100\text{kPa}$

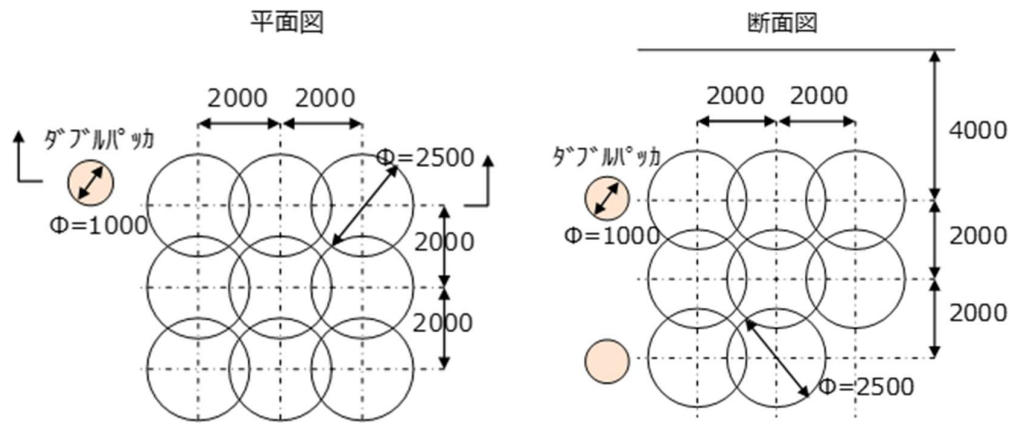


図-3.1.16 改良平面・断面図（唐津実証試験）

#### b) 試験方法

試験は、本注入工法により直径 2.5m の改良体を 20 体（改良土量： $8\text{m}^3 \times 20 \text{体} = 160\text{m}^3$ ）造成し、比較のため従来工法である二重管ダブルパッカ工法にて直径 1.0m の改良体を 2 体造成した。二重管ダブルパッカ工法のシール材には、表-3.1.4 に示した低強度セメントベントナイト系材料を使用した。改良平面・断面図を図-3.1.16 に示す。改良仕様は、事前調査、配合試験および現場水注水試験より表-3.1.6 に示すとおりとした。ここで、表-3.1.6 中の注入率は、設計注入範囲内の地盤体積に対する注入材体積の割合を示し、改良率は、計画改良範囲全体積に対する改良体の体積の割合を示す。

試験では、目視観察による削孔穴からの薬液逸走状況、発掘による地山パッカ拡大径、現場水注水試験による注入圧力および発掘による改良体出来形他を確認した。

#### c) 試験結果

薬液注入中および注入後の削孔穴からの薬液逸走は、全削孔穴にて認められなかった。また、発掘した本地山パッカの直径は、写真-3.1.6 に示すように地山パッカは削孔穴と同径の 120mm まで拡大し、孔壁と密着していることを確認した。

本工法による注入圧力を測定するため現場水注水試験にて注入速度を 1～8ℓ/min.まで変化させた時の注入圧力を測定した。測定位置を図-3.1.17 に示し、試験より得られた注入圧力と注入速度の関係を図-3.1.18 に示す。本工法による注入圧力は、二重管ダブルパッカ工法と比較して小さく、注入速度が毎分 8ℓ/min.にて比較すると、本工法の注入圧力は 0.3MPa 程度に対して、



写真-3.1.6 発掘地山パッカ（唐津実証試験）



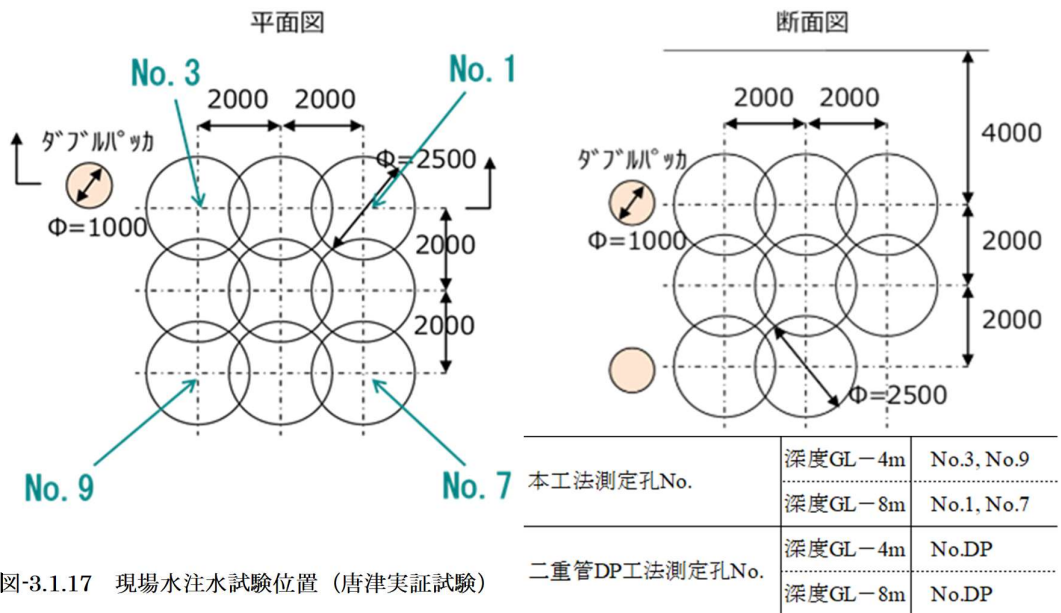


図-3.1.17 現場水注水試験位置（唐津実証試験）

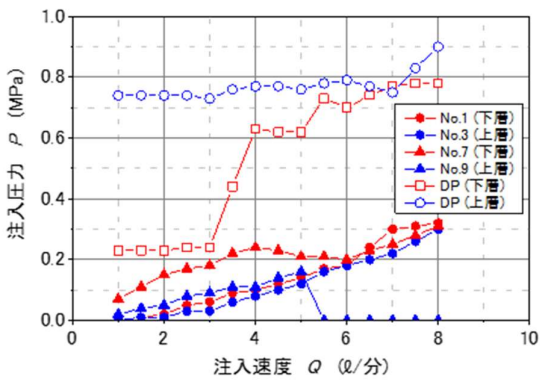


図-3.1.18 注入圧力～注入速度関係



写真-3.1.7 改良体の発掘全景（唐津実証試験）

二重管ダブルパッカ工法の注入圧力は 0.8～0.9MPa 程度であり、本工法による注入圧力は、二重管ダブルパッカ工法より 62～66%低減していることが確認された。

本工法により造成した改良体の発掘全景を写真-3.1.7 に示し、二重管ダブルパッカ工法により造成した改良体の発掘写真を写真-3.1.8 に示す。本工法による改良体は、目標改良直径 2.5m を満足し、注入口を中心とした球状体となっている。一方、二重管ダブルパッカ工法に



写真-8 二重管ダブルパッカ工法改良体

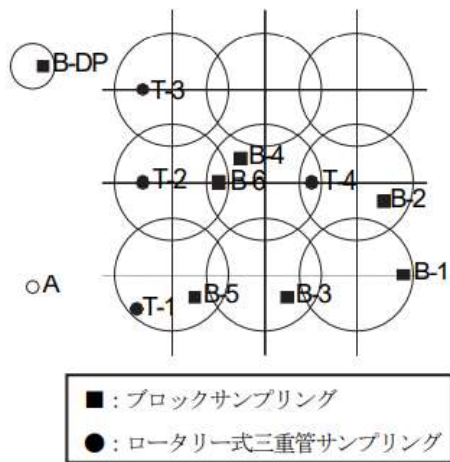


図-3.1.19 試料採取位置（唐津実証試験）

表-3.1.7 改良体平面採取位置

採取No.		改良体平面採取箇所
ブロック サンプリング	B-1	改良体外周
	B-2	改良体半径の1/2
	B-3	改良体半径の1/2
	B-4	改良体半径の1/2
	B-5	改良体半径の1/2
	B-6	改良体ラップ
	B-DP	改良体半径の1/2
三重管 サンプリング	T-1	改良体外周
	T-2	改良体半径の1/2
	T-3	改良体半径の1/2
	T-4	改良体ラップ



写真-3.1.9 サンプリング試料（左 B-2、右 B-3）



写真-3.1.10 一軸圧縮試験後の供試体（B-3）

より造成された改良体は、注入管中心から南西方向に偏って造成されており、同工法の課題として指摘されていた薬液浸透方向の偏りが確認された。また、同工法は目標改良直径である 1.0m を満足しない結果であった。

改良体の強度を把握するため、改良体の乱さない試料を採取し、一軸圧縮試験、繰返し非排水三軸試験他を実施した。

試料の採取は、発掘改良体についてはブロックサンプリング、発掘以深の改良体はロータリー式三重管サンプラーにて採取した。試料採取位置を図-3.1.19 に示し、改良体平面における採取箇所を表-3.1.7 に示す。

ブロックサンプリングにより採取した改良体試料を写真-3.1.9 に示す。改良体には有機質土、腐植土を多く介在する。代表的な試験後の供試体写真を写真-3.1.10 に示す。

弱部である有機質土、腐植土に沿ってせん断面が発生している B-3-1 および B-3-3 の一軸圧縮強さ  $q_u$  は 41.6kPa および 57.5kPa であるのに対して、有機質土に沿ったせん断面の発生が無い B-3-2 では、 $q_u=102.4kPa$  と一軸圧縮強さが大きく異なる。したがって、せん断面を観察し、有機物、石、シルト、等の介在物がみられたものを除外し、一軸圧縮強さの

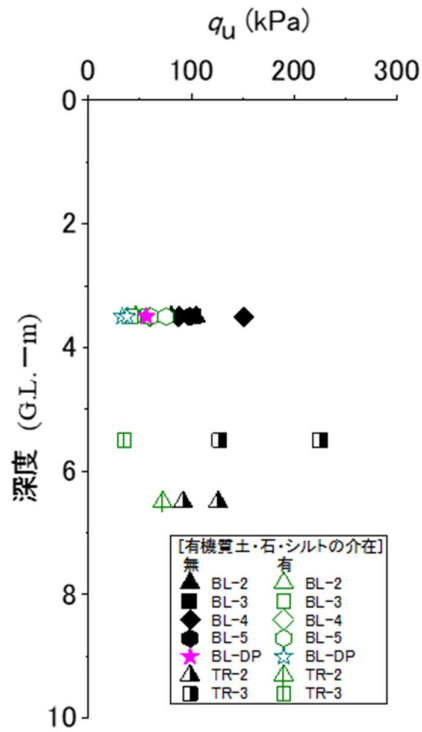


図-3.1.20 改良体の一軸圧縮強さの深度分布(唐津)

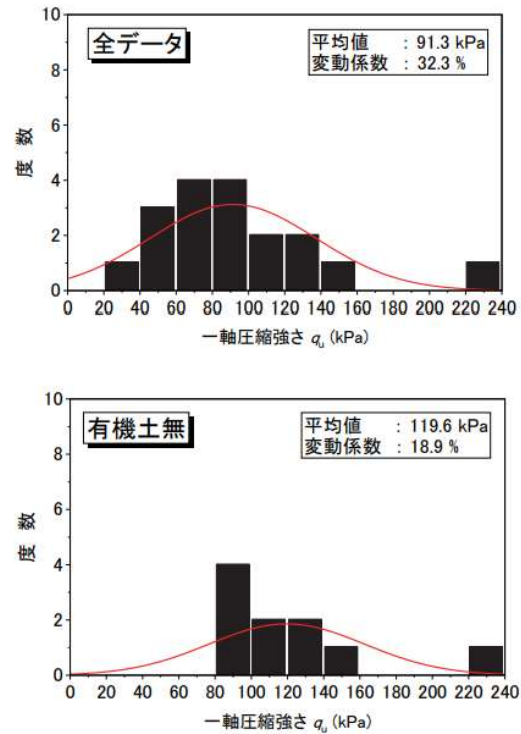


図-3.1.21 一軸圧縮強さのヒストグラム(唐津)

深度分布を図-3.1.20 に整理した。なお、改良体の強度は、改良体半径の 1/2 箇所にて採取された試料を用いて評価されていることから同図には改良体半径の 1/2 より採取した試料の一軸圧縮強さをプロットしている。改良体の一軸圧縮強さは、図-3.1.21 の一軸圧縮強さのヒストグラムに示すように全データの平均が、91.3kPa[COV=32.3%]であるのに対し、有機質土に沿ったせん断面の発生が無いデータの平均値は、119.6kPa[COV=18.9%]である。したがって、本工法による改良体の一軸圧縮強さは、目標改良強度  $q_{uck}=100\text{kPa}$  を満足していると考えられる。一方、従来工法の二重管ダブルパッカ工法による改良体の一軸圧縮強さは、有機質土に沿ったせん断面の発生が無い供試体においても 56.5kPa であり、本工法と比較して低い結果であった。これは、二重管ダブル

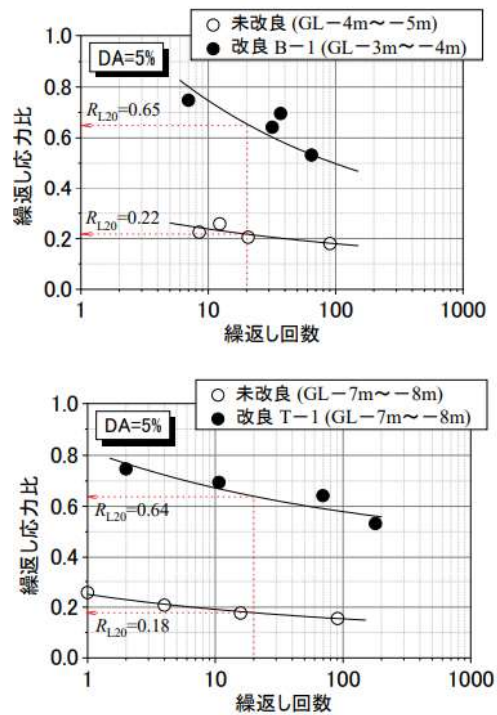


図-3.1.22 繰返し応力比～繰返し回数関係(唐津)

パッカ工法による改良体の出来形において薬液浸透方向の偏りが生じており、薬液の注入が不均一になっていた可能性が考えられる。

図-3.1.22 に繰返し三軸試験より得られた未改良および改良体の繰返し応力比と繰返し回数との関係を示す。試験時圧密前の B 値は、全て 0.95 以上で、しかも限りなく 1.0 に近い。未改良砂の液状化強度  $R_{L20}$  (20 回の繰返しせん断によって軸ひずみ両振幅が 5.0% に達するような応力振幅比) が、0.2 程度に対して、改良体では 0.6 以上となっており、改良体の液状化強度比は未改良砂の 3 倍以上となっている。

(2) 愛知県津島市実証試験<sup>23)</sup>

a) 試験サイトの概要

試験サイトは、愛知県津島市莪原町内で、地盤は地表面から盛土、砂混りシルト、シルト混り砂層が堆積する。地下水位は GL-1.1m である。改良対象とするシルト混り砂層は、GL-2m～-4m に有機質土を含み、GL-5m 以深ではシルトを層状に含む。

土質柱状図と N 値を図-3.1.23 に示し、シルト混り砂の粒径加積曲線を図-3.1.24、物理特性を表-3.1.8 に示す。

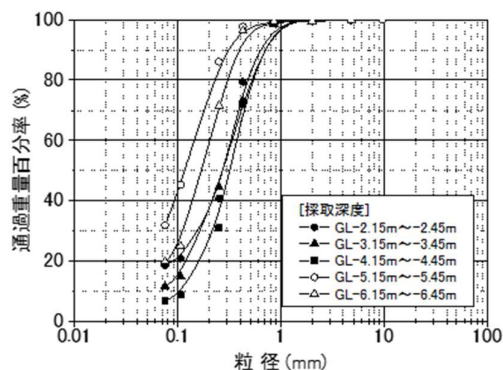
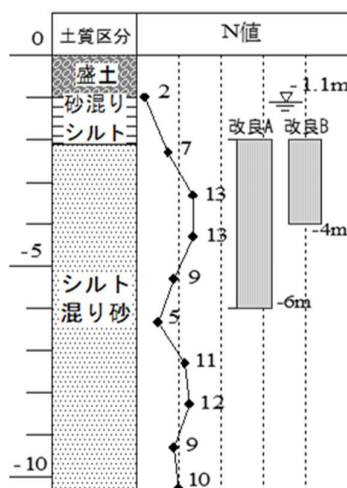


図-3.1.23 土質柱状図と N 値 (津島実証試験) 図-3.1.24 改良対象層の粒径加積曲線 (津島実証試験)

b) 試験方法

試験は、本工法にて改良強度および改良率の異なる改良 A、改良 B の二ケースの改良体を造成し、比較のため二重管ダブルパッカ工法による改良体を造成した。二重管ダブルパッカ工法のシール材には、前述の表-3.1.4 に示した低強度セメントベントナイト材料を

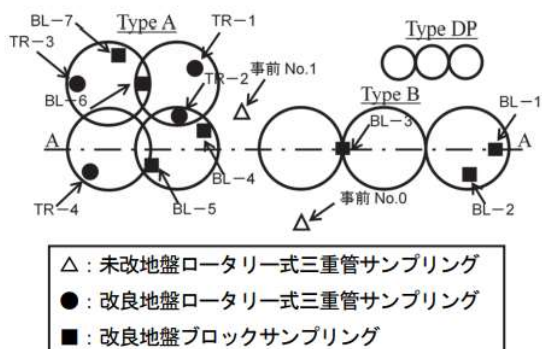
表-3.1.8 改良対象層の物理特性 (津島実証試験)

採取深度 (G.L. -m)	N値	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$D_{50}$ (mm)	$F_c$ (%)	$U_c$
2.15 - 2.45	7	2.65	0.29	18.7	—
3.15 - 3.45	13	2.67	0.28	11.6	—
4.15 - 4.45	13	2.67	0.32	7.0	2.9
5.15 - 5.45	9	2.66	0.14	31.9	—
6.15 - 6.45	5	2.66	0.18	19.8	—

使用した。

改良平面・断面図を**図-3.1.25**に示し、改良仕様を**表-3.1.9**に示す。本工法の注入速度は、現地注水試験結果より注入速度に比例して注入圧力が増加する浸透形態にて設定し、7ℓ/min、とした。一方、二重管ダブルパッカ工法では試験ポイントの一部に3ℓ/min.を超えた注入速度にて注入圧力の低下が確認されたため、3～5ℓ/min.とした。注入率は事前調査結果に基づき40.5%とした。注入完了後、材令28日にてGL-3mまで発掘し、地山パッカの拡大径、改良体の出来形を確認するとともに改良体の乱さない試料を採取し、各種力学試験を実施した。なお、改良体試料の採取は、発掘改良体はブロックサンプリング、発掘以深の改良体はロータリー式三重管サンプラーにて行った。試料採取位置を**図-3.1.26**に示し、改良体平面における採取箇所を**表-3.1.10**に示す。

ブロックサンプリングにより採取した改良体試料を**写真-3.1.11**に示す。改良Type Aでは、有機質土が多く介在する。一方、改良Type Bでは、有機質土の他、シルトが層状に混入している。

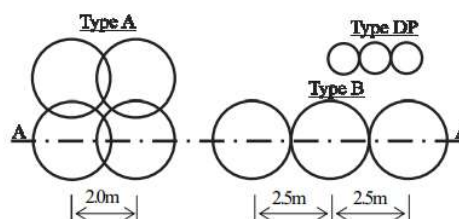


**図-3.1.26** 試料採取位置 (津島実証試験)

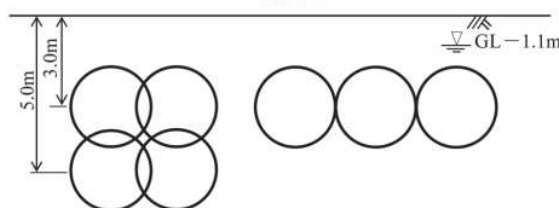
**表-3.1.9** 改良仕様 (津島実証試験)

改良ケース	Type A	Type B	Type DP
施工方法	本工法	本工法	二重管ダブルパッカ工法
使用薬液	特殊シリカ液 (8wt% シリカ)	特殊シリカ液 (5wt% シリカ)	特殊シリカ液 (5wt% シリカ)
薬液pH	3.0	3.0	3.0
注入率	40.5%	40.5%	40.5%
改良直径	2.5m	2.5m	1.0m
改良率	100%	52%	52%
注入速度	7ℓ/min.	7ℓ/min.	3～5ℓ/min.
目標改良強度	$q_u \geq 100\text{kPa}$	$q_u \geq 50\text{kPa}$	$q_u \geq 50\text{kPa}$

平面図



断面図



**図-3.1.25** 改良平面・断面図 (津島実証試験)

**表-3.1.10** 改良体平面採取位置

採取No.	改良体平面採取箇所	
ブロックサンプリング	BL-1	改良体半径の1/2
	BL-2	改良体端部
	BL-3	改良体ラップ部
	BL-4	改良体半径の1/2
	BL-5	改良体半径の1/2
	BL-6	改良体ラップ
	BL-7	改良体半径の1/2
三重管サンプリング	BL-DP	改良体半径の1/2
	TR-1	改良体半径の1/2
	TR-2	改良体ラップ部
	TR-3	改良体半径の1/2
TR-4	改良体半径の1/2	

c) 試験結果

本工法では、薬液注入中および注入後の削孔穴からの薬液逸走は全削孔穴にて認められなかった。一方、二重管ダブルパッカ工法では、全削孔穴にて薬液の逸走が認められ、注入の中断を繰返しながら施工を行った。また、本地山パッカの直径は、写真-3.1.12に示すように地山パッカは削孔穴と同径の120mmまで拡大し、孔壁と密着していることを確認した。



写真-3.1.12 ブロックサンプリング試料



写真-3.1.12 発掘した地山パッカ (津島実証試験)

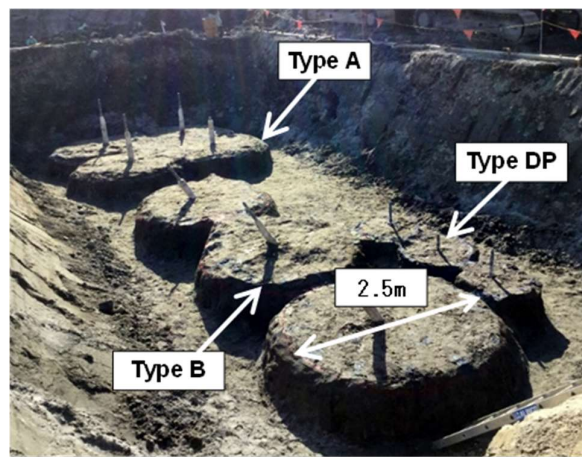


写真-3.1.13 改良体の発掘全景 (津島実証試験)

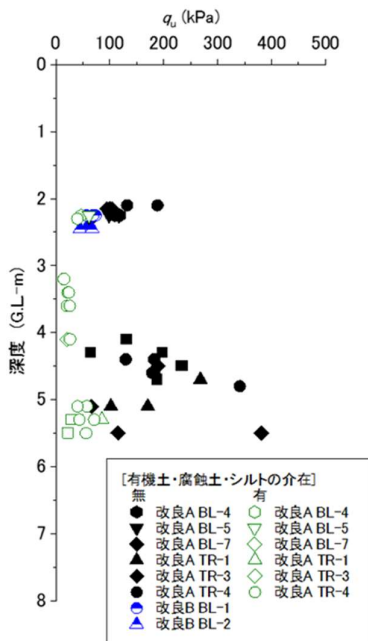


写真-3.1.14 一軸圧縮試験後の供試体 (TR-4)

図-3.1.27 改良体の一軸圧縮強さの深度分布

改良体の発掘写真を**写真-3.1.13**に示す。本工法にて造成した改良体は、Type A、Bとも計画改良直径2.5mを満足し、改良体表面には未固結部は見られない。また、Type Bにおける改良体接円部に欠損は見られない。

一軸圧縮試験後の代表的な供試体写真を**写真-3.1.14**に示す。弱部である有機質土、腐植土に沿ってせん断面が発生している。したがって、唐津実証実験と同様に有機質土、腐植土

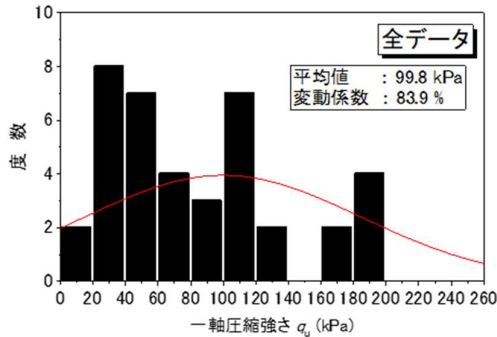


図-3.1.28(a) 一軸圧縮強さのヒストグラム  
(Type A 全データ)

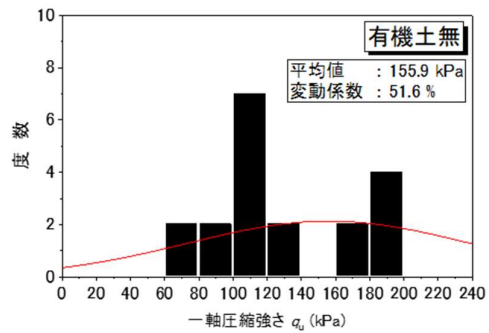


図-3.1.28(b) 一軸圧縮強さのヒストグラム  
(Type A 有機物無し)

に沿ったせん断面が発生の有無により区別し、改良体半径の1/2箇所にて採取された試料の試験結果を図-3.1.27に整理した。

改良体の一軸圧縮強さは、図-3.1.28(a)、(b)および図-3.1.29の一軸圧縮強さのヒストグラムに示すように、Type Aの改良体では、全データ平均が、99.8kPa[COV=83.9%]であるのに対し、有機質土に沿ったせん断面の発生が無いデータの平均値は、155.9kPa

[COV=51.6%]であった。

また、Type Bの改良体では、供試体内に

腐植土の介在が無く、一軸圧縮強さの平均が、61.0kPa[COV=16.2%]であった。したがって、本工法による改良体の一軸圧縮強さは、目標改良強 Type A : 100kPa および Type B : 50kPa を満足していると考えられる。

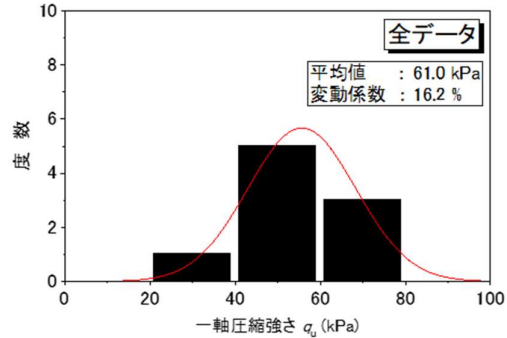


図-3.1.29 一軸圧縮強さのヒストグラム(Type B)

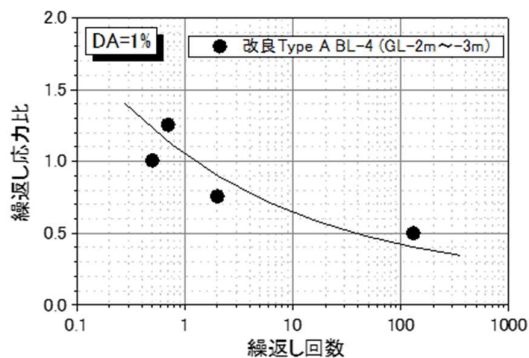


図-3.1.30(a) 繰返し応力比～繰返し回数関係  
(Type A GL-2m～-3m)

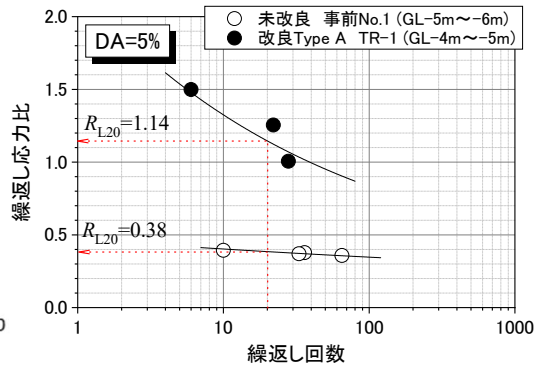


図-3.1.30(b) 繰返し応力比～繰返し回数関係  
(Type A GL-4m～-5m)

繰返し三軸圧縮試験より得られた Type A および Type B の繰返し応力振幅比と繰返し回数の関係を図-3.1.30(a)、(b)および図-3.1.31 に示す。図-3.1.30(a)に示す Type A 改良体のブロックサンプリング試料 (BL-4) の結果は、軸ひずみ両振幅 DA=1%までしか発生していないため、DA=1%にて整理した。試験時の有効拘束圧は改良体の有効土被り圧とし、Type A で 30kPa、50kPa、Type B で 30kPa とした。また、試験圧密前の B 値は、全て 0.95 以上で、しかも限りなく 1.0 に近い。

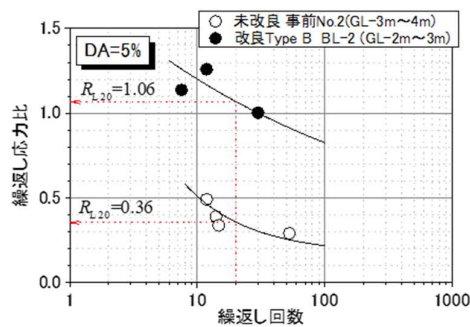


図-3.1.31 繰返し応力比～繰返し回数関係  
(Type B)

液状化強度比  $R_{L20}$  (20 回の繰返しせん断によって軸ひずみ両振幅が 5%に達するようなせん断応力振幅比) は、Type A (TR-1) にて 1.14、未改良砂が 0.38、Type B (BL-2) にて 1.06、未改良砂が 0.36 となっており、改良体の液状化強度比は未改良砂の約 3 倍であった。

写真-3.1.15(a)、(b)および写真-3.1.16 に TypeA および TypeB の繰返し三軸試験後の供試体写真を示し、図-3.1.32(a)、(b)および図-3.1.33 に改良 TypeA および改良 TypeB の有効応力経路図と応力～ひずみ関係を示す。TypeA (BL-4)は、応力比 1.263、繰返し回数 209 回、TypeA (TR-1) は、応力比 1.255、繰返し回数 55 回および TypeB (BL-2)は、応力比 1.259、繰返し回数 50 回の結果である。





写真-3.1.15(a) 試験後供試体写真 写真-3.1.15(b) 試験後供試体写真 写真-3.1.16 試験後供試体写真  
 (Type A GL-2m~3m) (Type A GL-4m~5m) (Type B)

写真-3.1.15(b)および写真-3.1.16に示すように、一部の改良供試体では、ネッキング破壊が見られた。また、何れの供試体も平均有効応力はゼロに至っていない。

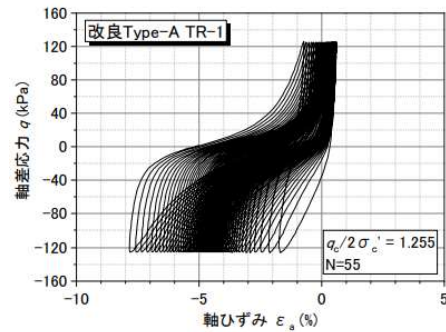
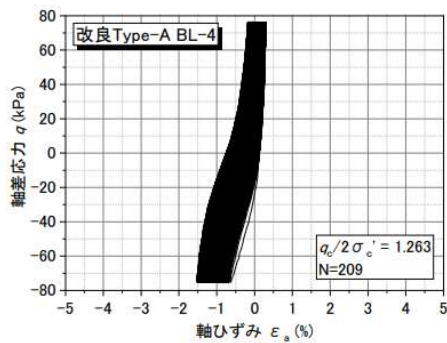
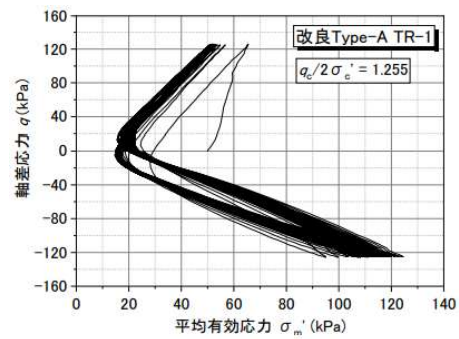
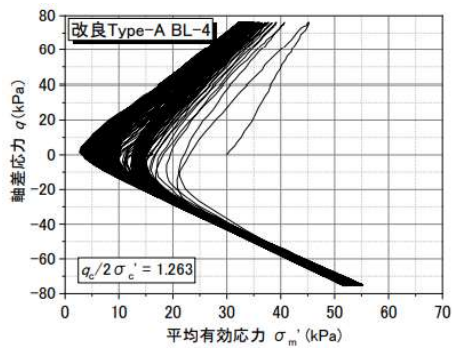


図-3.1.32(a) 有効応力経路図、応力ひずみ関係  
 (Type A GL-2m~3m)

図-3.1.32(b) 有効応力経路図、応力ひずみ関係  
 (Type A GL-4m~5m)

### 3.1.6. まとめ

本研究では、従来の地山パッカ方式による薬液注入工法の課題である削孔穴からの薬液漏洩による注入損失、削孔壁崩壊による注入阻害等を克服するため薬液注入工法を開発した。本工法の技術的特徴は、布パッカの内側にゴムを装着した地山パッカと削孔壁を保護し薬液と反応して溶解する特殊シール材である。本工法の基本性能および実地盤への有効性を確認するため、地山パッカの性能試験、特殊シール材のカラム試験および佐賀県と愛知県の砂質地盤にて現地実証試験を実施した。試験の結果、以下の 1)～7)に示すことが確認され、本工法が削孔穴からの薬液漏洩による注入損失がほとんどなく、薬液の浸透面積を確保することで地盤へ作用する注入圧力が低減できることがわかった。

- 1) 本地山パッカは、パッカ拡大 7 日後の測定結果にてほとんど収縮がない。
- 2) 本地山パッカの限界充填圧は 1.09MPa を有し、従来工法の地山パッカと比較して約 2 倍の耐圧を有する。
- 3) シール材のカラム試験の結果、特殊シール材は薬液と反応後、約 3 分で溶解し始め、最終的には全てのシール材が溶解した。また、砂試料への薬液注入時間は、低強度セメントベントナイト系材料を用いたケースと比較して 30 分短縮され、改良砂試料の一軸圧縮強さは試料上端まで強度低下は見られず、概ね試料全体に薬液が注入されたものと考えられる。
- 4) 佐賀県と愛知県の現地実証試験では、薬液注入中および注入後の削孔穴からの薬液逸走は全削孔穴にて認められなかった。また、地山パッカを発掘調査した結果、地山パッカは削孔穴まで拡大し、孔壁と密着していることを確認された。今回開発した布製とゴム製の二層構造パッカは、薬液の逸走防止に有効であることが、自然地盤で検証できた。
- 5) 佐賀県の現地実証試験にて現場水注水試験にて注入圧力を測定した結果、本工法による注入圧力は二重管ダブルパッカ工法と比較して小さく、注入速度が毎分 8ℓ/min.にて比較すると本工法による注入圧力は、二重管ダブルパッカ工法と比較して 62～66%低減していることが確認された。したがって、今回使用した高吸水性高分子材を主剤とする特殊シール材が、薬液注入時に溶解し、注入圧力を抑制することが検証できた。注入圧力を低く抑えることができるため、地山パッカ方式の課題であった多層地盤にお

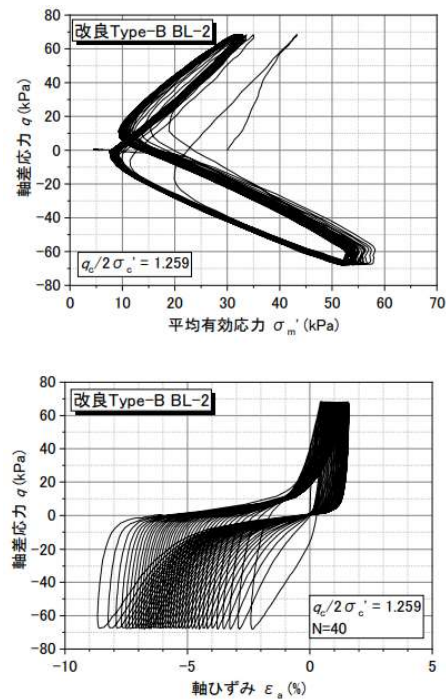


図-3.1.33 有効応力経路図、応力ひずみ関係 (Type B)

ける透水性の高い地層への浸透集中を抑制する。

- 6) 佐賀県と愛知県の現地実証試験にて造成した改良体を発掘した結果、本工法は直径 2.5m の球体の改良体を造成可能であることがわかった。また、改良体の一軸圧縮強さは、改良体中に有機質土およびシルトが多く混入していることにより、強度のバラツキが多かった、液状化強度比は、未改良地盤の 3 倍以上になっていることが確認された。
- 7) 本工法では特殊シール材を使用するため、その点では若干のコストアップとなるが、その反面改良径が大きく造成できることから削孔本数を削減でき、改良地山パッカにより注入ロスを減らすことができるため、コストダウンに繋がると考える。

### 3.2. 薬液注入改良体の電気比抵抗を用いた出来高確認

#### 3.2.1. はじめに

本研究では、薬液注入工法の改良効果確認手法の開発に取り組んでいる。薬液注入工法による改良体の出来高管理は、一軸圧縮強さを用いて行われることが多い。しかしながら、改良体の目標強度は  $qu=50\sim 100\text{kPa}$  程度と、さほど高いものではないため、サンプリングによる乱れ、地盤の不均一性等の理由により強度のばらつきが大きく、改良前後の特性変化を定量的に把握することが難しい。本研究では、改良前後の電気比抵抗変化に注目した。電気比抵抗については、沿岸地域の埋立地等、地下水の電気比抵抗が小さい場合では薬液浸透の判別に適用できる可能性は低いとの指摘があるが、具体的な根拠は示されていない。

そこで、間隙水圧の塩分濃度が地盤の電気比抵抗に及ぼす影響を確認し、本手法が薬液浸透の判別に適用できる範囲を明らかにする目的で実施した小型土槽実験結果および現場実証実験結果を示す。なお、電気比抵抗測定においては点電極を用いた押込型マイクロ電気検層法を新たに開発した。

#### 3.2.2. 小型土槽実験

本実験は、直径約 30cm、高さ 30cm (試料長 20cm) の小型円筒土槽を用い、0~30,000ppm の範囲にて異なる 9 種類の塩分濃度の間隙水にて飽和した未改良地盤と同地盤に特殊シリカ液 (薬液) を注入した改良地盤を作製し、各地盤の電気比抵抗を測定した。使用砂は、珪砂 7号 (瀬戸産)、遠州砂、地盤の相対密度は 50% とした。また、特殊シリカ液のシリカ濃度は、6wt% である。

同液の電気比抵抗は、**図-3.2.1** に示すようにシリカ濃度が 1.5wt% より低くなると急激に増加する。**写真-3.2.1** に実験で使用した電極プローブ (点電極、4 極法、電極間隔 25mm) を示す。実験では、同プローブを土槽地表面より圧入し、地盤の電気比抵抗を測定した。なお、本研究では、既往の円周状に配置した電極では電極径に対する測定孔径の比が、測定される電気比抵抗へ与える影響が極めて大きいことから、同影響の無い点電極を採用している。

**図-3.2.2** に珪砂 7号 (瀬戸産) および遠州珪砂の未改良地盤、改良地盤の電気比抵抗と間隙水塩分濃度の関係を示す。未改良地盤では間隙水の塩分濃度が高くなるにつれ比抵抗が小さくなるが、改良地盤では間隙水の塩

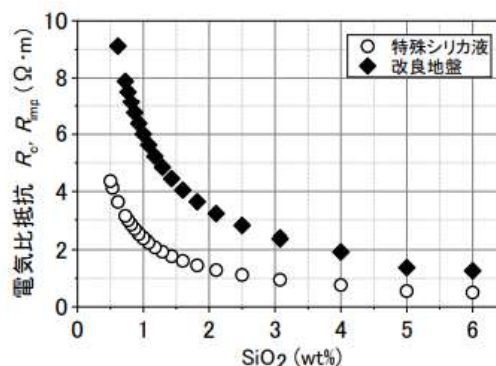


図-3.2.1 特殊シリカ液の電気比抵抗特性



写真-3.2.1 実験に用いた電極プローブ

分濃度に関わらずほぼ一定となる。未改良地盤と改良地盤の電気比抵抗は、間隙水の塩分濃度が 10,000ppm 程度で同程度となり、同濃度を超えると間隙水の電気比抵抗は薬液の比抵抗より小さくなる。したがって、未改良・改良の電気比抵抗の差異は、地盤種別によるが、間隙水の塩分濃度が 5,000~10,000ppm 程度までは、判別することが可能である。

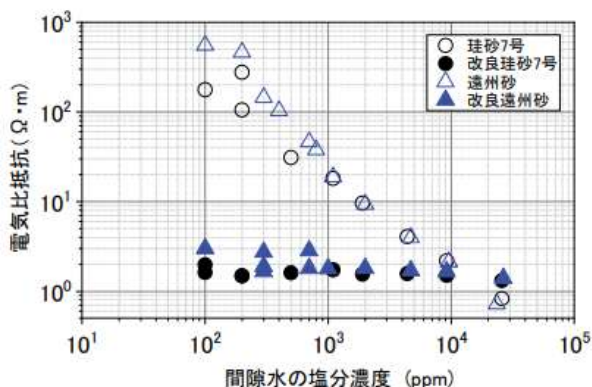


図-3.2.2 特殊シリカ液の電気比抵抗特性

### 3.2.3. 現地実証実験・その1

現地における有効性を検証するため、愛知県津島市で実施した試験施工による薬液改良地盤を対象に本手法を適用し、改良効果を評価した。新たに開発した押込型マイクロ電気検層法は、ボーリング孔内に挿入した電極により測定する一般的な電気検層とは異なり、動的コーン貫入試験等を実施した後に、同貫入孔を利用して測定を行う。



写真-3.2.2 電極プローブ

電極プローブ（点電極、2極法、電極間隔 2.5、5.0cm）を写真-3.2.2 に示す。同プローブは電極を貫入孔の壁面に圧着させるためスリーブ側面に 3mm の突起を設けている。薬液改良体の平面・断面図を図-3.2.3 に示す。地層は、地表から盛土、砂混りシルト、その下部にシルト混り砂が堆積する。地下水位は GL-1.1m で、地下水の電気比抵抗は 4~12Ω·m、同塩分濃度は 400~1,300 ppm の範囲にある。改良体のシリカ濃度は、TypeA: 8wt%、TypeB: 5wt%で、改良体の一軸圧縮強さは、ばらつきが多いが、TypeA: 100kPa 程度、TypeB: 60kPa 程度である。

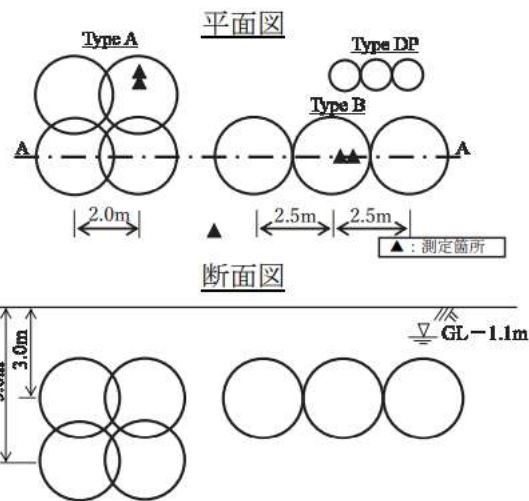


図-3.2.3 改良平面・断面図（津島実証実験）

改良後の Nd 値は概ね増加している。電気比抵抗  $R$  は、未改良地盤では 30~130Ω·m 程度の値を示すが、改良地盤では 1~3Ω·m 程度と低い値を示

し、改良により大きく低下していることがわかる。

### 3.2.4. 現地実証実験・その2

現場実証実験・その1よりも地下水の塩分濃度が高い埋立地において、薬液注入工法の改良効果確認手法として、改良前後の電気比抵抗変化に注目した計測を行った。

現場の埋立地では、事前調査によって G.L.-2m 以深の塩分濃度が 1,000ppm 以下であり、砂層であることから施工可能であると判断した。

事前調査における小型動的コーン貫入試験から換算  $N_d$  値は G.L.-1.0m ~ -5.0m で 5 ~ 10 程度であった。また、押し込み型マイクロ電気検層では G.L.-1m ~ G.L.-2m において比抵抗が上昇し、最大値は  $70\Omega\text{m}$  となった。G.L.-2m 以深では比抵抗は減少していき、G.L.-3m で  $30\Omega\text{m}$ 、G.L.-4m で  $20\Omega\text{m}$ 、G.L.-4.5m 以深で  $10\Omega\text{m}$  以下であった。

薬液注入工法施工後、材令 14 日において小型動的コーン貫入試験、押し込み型マイクロ電気検層を実施した。計測結果を改良前の結果と比較して図-3.2.5 に示す。換算  $N_d$  値は改良域において値が増加した。比抵抗については、未改良砂に比べて改良域で比抵抗値が低下し、改良域の判定は容易であった。シルト質が多い土層では、比抵抗が少し下がっても換算  $N_d$  値が増加しないことから改良されていないことが推定できた。また、別途行った室内実験の結果より、測定比抵抗から薬液シリカ濃度の推定が可能となった。本研究の目標は、地盤の比抵抗から薬液シリカ濃度を推定し、改良体の一軸圧縮強さを判定するというフローを確立することである。この目標はほぼ達成できた。

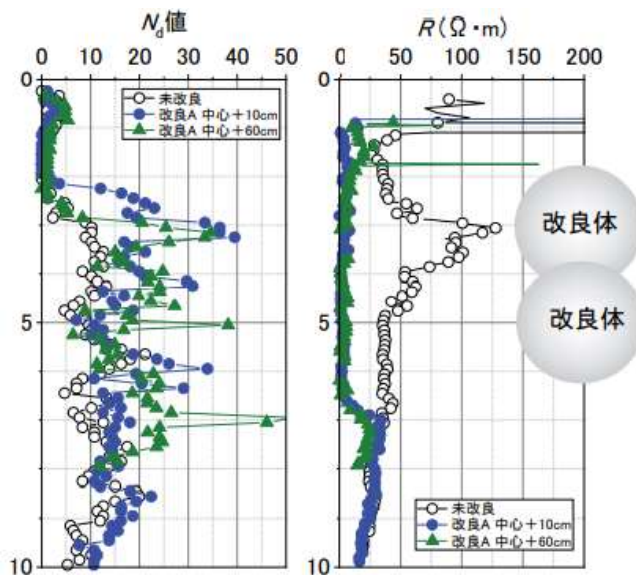


図-3.2.4  $N_d$ 、電気比抵抗  $R$  の深度分布(改良 A)

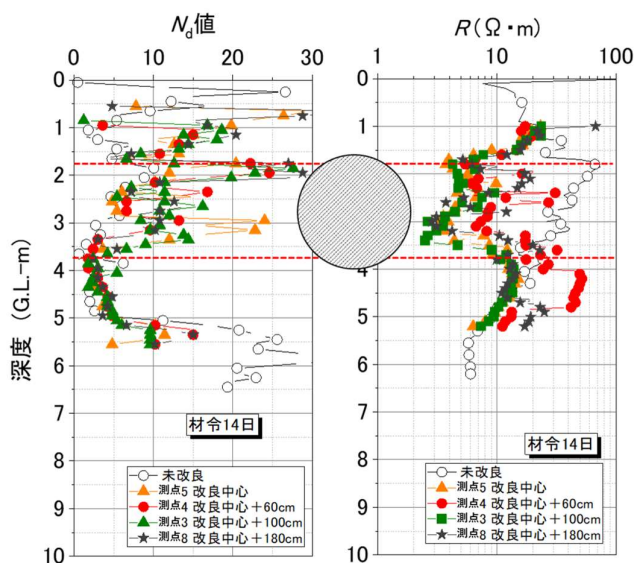


図-3.2.5 埋立地における  $N_d$ 、電気比抵抗  $R$  の深度分布

### 3.3. 動的遠心力载荷試験による戸建住宅地盤の薬液注入液状化対策の効率化評価

#### 3.3.1. はじめに

地震が発生するたびに地盤が液状化し住宅に傾斜や沈下などの被害が生じている。これらの被害を抑制するために様々な液状化対策工法が提案されているが、既設住宅を対象とした液状化対策工法は少ないのが現状である。そこで本研究では、既設住宅にも対策可能な液状化対策工法の 1 つである薬液浸透注入工法に着目し、相似則を満足できる遠心場载荷試験機による振動台模型実験により、薬液浸透注入工法の効果を検討した。

#### 3.3.2. 実験方法

本研究では、震度 6 弱程度の地震が発生したことを想定し実験を行った。地盤モデルの概要図ならびに地盤および住宅モデルの応答を求めるための各種計測器の配置を図-3.3.1 に示す。土槽の内寸は、幅 400mm、奥行 400mm、高さ 300mm であり、剛土槽である。遠心力载荷実験には京都大学防災研究所の遠心力载荷装置(半径 2.5m)を使用した。実験は遠心場 50G での相似則を用いて縮尺 1/50 とした。間隙流体には相似則を考慮し、粘度 50mPas の粘性流体(メトローズ水溶液)を使用した。地盤材料は豊浦標準砂を用い、地盤相対密度 60%を目標とした。地盤作成は空中落下法で作成し、メトローズ水溶液で地表面まで飽和した後、住宅模型を設置した。住宅模型の接地圧は 19.7kPa とした。これは 2~3 階建木造住宅の平均的な接地圧に相当する値である。入力地震動は周波数 1Hz、最大加速度 200Gal、前後にテーパ部 10 秒を含む正弦波を使用した。模型土槽に設置した加速度計から得られた加速度波形の一例を図-3.3.2 に示す。

ここで示す実験ケースは、対策を施していない未改良地盤(CASE1)および住宅外縁部を深度 40mm~120mm (実スケールで 2m~6m) まで改良した場合 (CASE2~5) の 5 ケースである。改良体は事前に一軸圧縮強度 50kN/m<sup>2</sup>を目標としてアクリルモールドで作成し、改良モデルのサイズに整形して地盤内に設置した。

#### 3.3.3. 実験結果

住宅模型から離れた自由地盤の地表面下 2m と 4m 地点(図 1 の P2、P4)の間隙水圧の時刻歴 (CASE 1) を図-3.3.3 に示す。間隙水圧は加振終了までに初期の

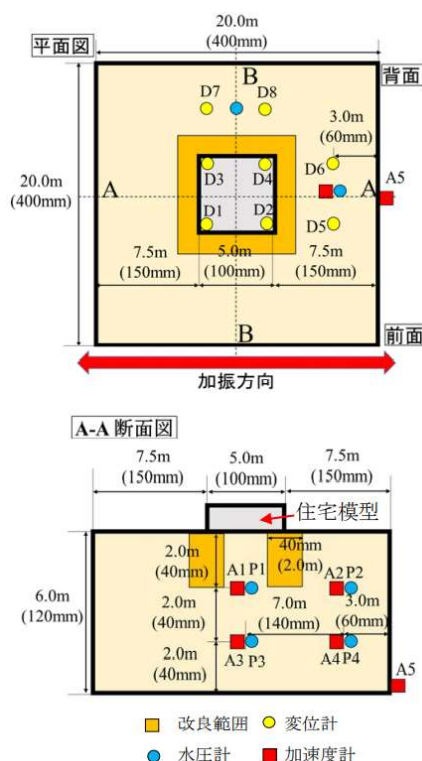


図-3.3.1 CASE 2 の模型地盤の概要図

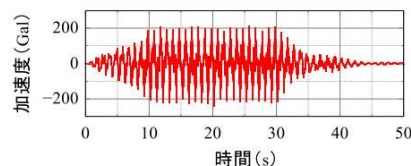


図-3.3.2 入力加速度

有効応力に達しており液状化していることが確認できる。また地表面の沈下量を図-3.3.4に示す。D5、D6は沈下量がやや小さく、D7、D8では大きく沈下している。これは加振方向と住宅模型の位置、土槽サイズの影響を受けたものと思われる。次に改良深度毎に住宅模型の4隅で計測した沈下量の平均値の時刻歴を図-3.3.5に示す。加振50秒後の沈下量は、未改良の場合は51.5cmとなったが、2m改良で29.7cm、4m改良で21.0cm、6m改良で8.7cmと改良深度に従い沈下量を抑制できることを確認した。先に示した地表面沈下量(D5～D8の平均値)と住宅沈下量、相対沈下量(住宅沈下量-地表面沈下量)を図-3.3.6に示す。すべての実験ケースにおいて地表面沈下量は20cm前後の値となり、住宅沈下量は改良深度ごとに減少し、相対沈下量も減少していくことが確認できる。6m改良は改良体が土槽底面(非液状化層)に達しており、相対沈下量は上昇(抜け上がり現象)となった。

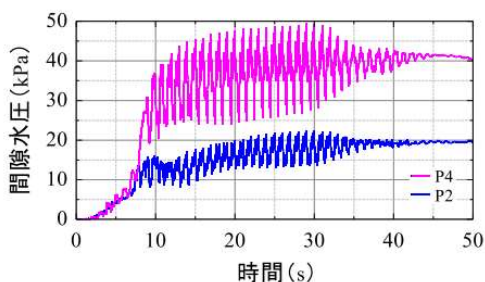


図-3.3.3 地盤内間隙水圧 (未改良地盤)

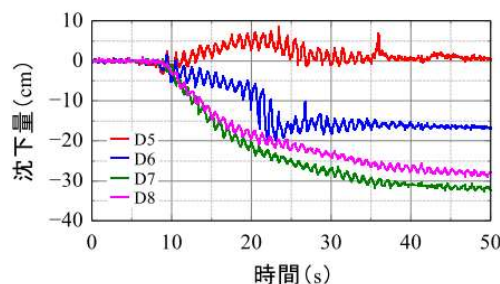


図-3.3.4 地表面沈下量 (未改良地盤)

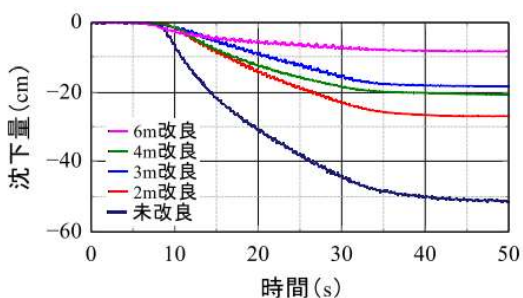


図-3.3.5 住宅沈下量

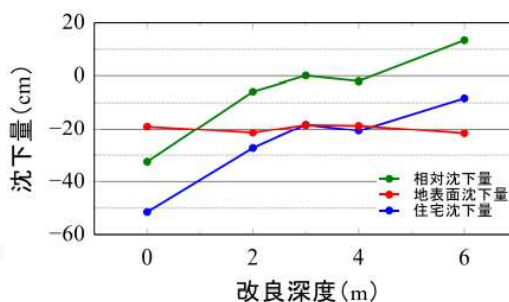


図-3.3.6 住宅・地表面・相対沈下量

### 3.3.4. まとめ

実験結果より、既設住宅においても住宅外縁部に地盤改良を施すこと住宅沈下量を抑制できることが確認できた。またその沈下量、相対沈下量も改良深度に応じて減少させることができた。

現在、これらの現象を再現できるよう、3次元液状化解析ソフトおよびSPH法を用いた数値解析を継続している。住宅の許容沈下量を要求性能とした低価格で効率的な液状化対策工法の確立を目指したい。



### 3.4. 動的遠心力载荷試験による戸建住宅地盤のドレーン工法液状化対策の効率化評価

#### 3.4.1. はじめに

地震が発生するたびに地盤が液状化し、住宅に沈下や傾斜等の被害が発生している。しかし、既設住宅を対象とした液状化対策工法は少ないのが現状である。そこで本研究では、既設住宅の基礎周囲に立体網状スパイラル構造を有する高機能排水材を圧入して地盤内の間隙水圧を消散させ、液状化被害を低減させる工法を開発してきた。ここでは相似則を満足する遠心力载荷実験装置による模型振動台実験により、ドレーン工法の液状化対策効果を検討した。

#### 3.4.2. 実験方法

本研究では、震度 6 弱程度の地震が発生したことを想定し 遠心力場模型振動台実験を行った。模型実験の概要図を図-3.4.1 に示す。遠心模型実験は京都大学防災研究所の遠心力载荷装置(ブーム半径 2.5m)を使用した。地盤モデルは、50G の遠心力場で実施するため、相似則を考慮して、縮尺を 1/50 とした。間隙流体は粘度 50mPa・s の粘性流体(メトローズ水溶液)を使用した。実験土槽は、内寸幅 400mm、奥行 400mm、高さ 300mm の剛土槽である。地盤材料は豊浦砂を用い、地盤相対密度 60% を目標とした。模型地盤は空中落下法にて深さ 120mm(実モデル 6m)で作製し、メトローズ水溶液で地表面まで飽和した後、ドレーンを挿入した。使用するドレーンは押しバネにフィルター(網目約 0.25mm の布)を巻き付けて直径 5mm、長さ 115mm の擬似ドレーンを作成した。これをストローに入れ、地盤内に挿入した後ストローを引き抜く方法で設置した。ドレーンの下端は接着剤で止水しており、また上端は地表面より 10mm 突き出し、砂が流入しないようにした。従ってドレーンの有効長さは 100mm(実モデル 5m)となる。これを住宅モデルの周囲に 23mm(実モデル 1.15m)ピッチで計 20 本挿入した。

本実験の対策条件は、実施工で用いることを想定して換算すると、ドレーン(直径 7.0cm)が芯間距離 32.2cm のピッチで設置されていることに相当する。なお、この条件でドレーンを格子状に配置した場合、Seed が提案しているグラベルドレーンの設計法によれば、マグニチュード 7.5 継続時間 9 秒、等価繰返し回数 15

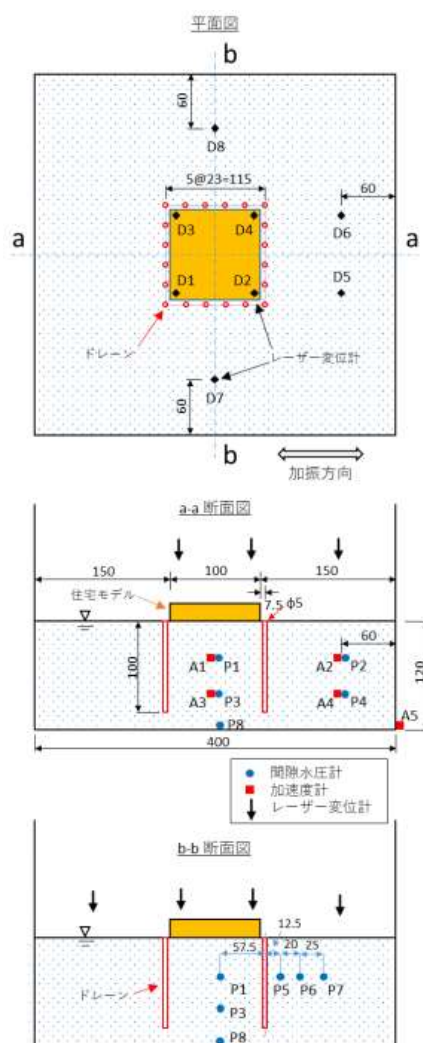


図-3.4.1 模型地盤モデル(単位: mm)

回の地震動時に、ドレーン間の最大過剰間隙水圧比が 0.1 以下になる。

その後、住宅モデルを設置した。住宅モデルの接地圧は 19.7kPa であり、これは、2～3 階建木造住宅の平均的な接地

### 図-3.4.2 入力加速度 A5(土槽)

圧に相当する。住宅モデル外周部からドレーン芯までの距離は 7.5mm(実モデル 37.5cm)である。また、入力地震動は実モデルで周波数 1Hz、最大加速度 200Gal を 20 秒、前後にテーパ部 10 秒を含む正弦波を使用した(図-3.4.2 参照)。

### 3.4.3. 実験結果

ドレーンモデルの実験は同条件で 2 回実施した。メトロゾ水溶液による模型地盤の飽和度は 95%を確保した。間隙水圧、住宅の沈下量は 2 回の実験で同程度の値を示し、再現性が確認できた。未改良地盤の場合と比較した実験結果を、実モデルの長さ、時間スケールで示した。①間隙水圧未改良地盤とドレーンモデルの P1～P4 の過剰間隙水圧ならびにドレーンモデルの P5～P8 の時刻歴を 図-3.4.3 に示す。未改良の場合、P1、P2(深度 2m)は 20kPa まで、また P3、P4(深度 m)は 40kPa まで上昇しており液状化したと思われるが、ドレーンモデルでは特に住宅直下の P1、P3 でピーク値が減少している。間隙水圧の消散は、未改良の場合 150 秒以上かかっているが、ドレーンモデルでは消散が早く、P1、P3 は加振終了直後の 50 秒ほどで消散している。

P5～P7 はドレーンから徐々に離れた位置での過剰間隙水圧を示すが、ドレーンに近いほどピーク値は低く、早く消散している。住宅中央の最深部(6m)を示す P8 も、50 秒ほどで

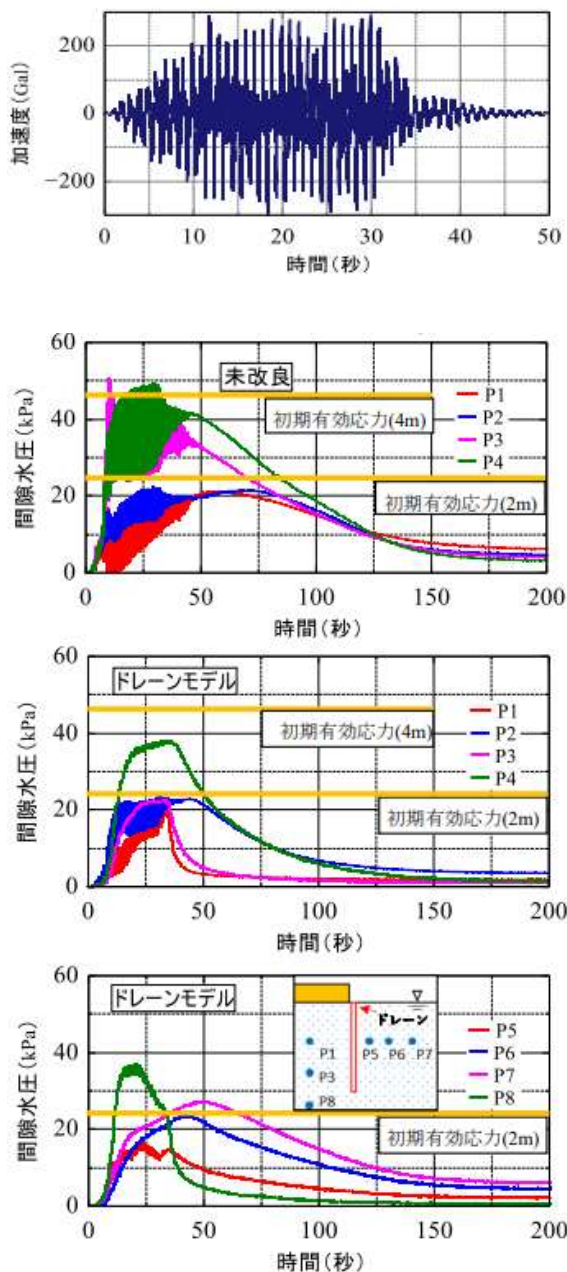


図-3.4.3 過剰間隙水圧の時刻歴

消散している。以上より、ドレーンを用いることで過剰間隙水圧の早期消散することがわかった。②住宅と地盤の相対沈下量未改良とドレーンモデルの住宅沈下量を図-3.4.4に示す。住宅モデルの4隅で計測したが、D1~D4までの計測結果に大きな差が確認されなかったことから、不等沈下は生じなかった。住宅沈下は未改良、ドレーンモデルともに加振終了と同時に収束するが、平均沈下量は

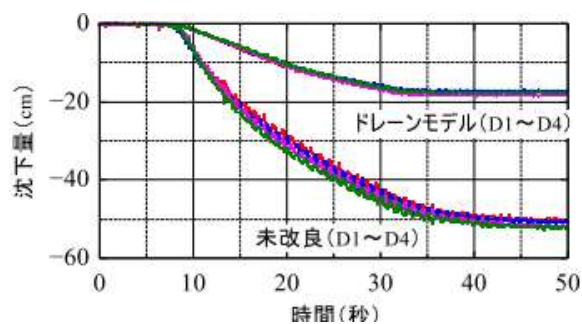


図-3.4.4 住宅沈下量 (比較)

未改良の場合約 50cm、ドレーンモデルでは約 18cm となった。未改良の場合の平均地盤沈下量は約 17.5cm、ドレーンモデルでは約 15.5cm であった。

したがって、住宅と地盤の相対沈下量は、それぞれ 32.5cm と 2.5cm なり、大幅な沈下抑制効果が確認できた。

#### 3.4.4. まとめ

既設住宅においても、住宅周囲部にドレーンを打設することにより、ドレーン周辺および住宅下部の地盤内の過剰間隙水圧の上昇を抑えるとともに、その消散を早める効果が確認できた。また、その効果により住宅の相対沈下量を大幅に減少させることができた。今後はドレーン径、長さ、ピッチなどの条件を変えた実験ならびに数値解析を組み合わせることにより、既設住宅の液状化対策としてのドレーン工法の効果的な設計を目指したい。