

改良品質向上を目的とした新たな薬液注入工法と
その改良効果評価手法の開発

Development of a new chemical grouting method with high
quality and evaluation method for ground improvement

2022 年 3 月

下 坂 賢 二

目次

| | |
|--------------------------|----|
| 第1章 序論 | |
| 1.1. 研究の背景 | 1 |
| 1.2. 研究の目的 | 8 |
| 1.3. 論文の構成 | 8 |
| 第2章 既往の研究 | |
| 2.1. 薬液注入工法の変遷 | 12 |
| 2.2. 液状化対策を目的とした注入材と注入方法 | 13 |
| 2.3. 液状化対策を目的とした注入方法の課題 | 16 |
| 2.4. 電気検層の概要 | 17 |
| 2.4.1. 薬液注入地盤の特性 | 17 |
| 2.4.2. 測定のメカニズム | 18 |
| 2.5. 電気検層の既往技術と課題 | 20 |
| 第3章 新たな薬液注入工法における要素技術 | |
| 3.1. 工法の概要 | 24 |
| 3.2. 地山パッカの開発 | 25 |
| 3.2.1. 地山パッカの概要 | 25 |
| 3.2.2. 地山パッカの性能試験 | 26 |
| 3.3. 特殊シール材の開発 | 28 |
| 3.3.1. 特殊シール材の概要 | 28 |
| 3.3.2. シール材のカラム試験 | 31 |
| 3.4. 結論 | 34 |
| 第4章 新たな薬液注入工法の実証実験 | |
| 4.1. 大型土槽実験 | 35 |
| 4.1.1. 実験概要 | 35 |
| 4.1.2. 配合試験および改良仕様 | 37 |
| 4.1.3. 薬液注入状況 | 38 |
| 4.1.4. 改良体の出来形確認結果 | 42 |
| 4.1.5. 改良体の力学試験結果 | 45 |
| 4.2. 現場実証実験1（佐賀県唐津市） | 57 |
| 4.2.1. 実験概要 | 57 |
| 4.2.2. 実験方法 | 58 |
| 4.2.3. 実験結果 | 59 |
| 4.3. 現場実証実験2（愛知県津島市） | 64 |
| 4.3.1. 実験概要 | 64 |

| | | |
|-------------------------|-------------------------|-----|
| 4.3.2. | 実験方法 | 64 |
| 4.3.3. | 実験結果 | 65 |
| 4.4. | 結論 | 71 |
| 第5章 電気検層を用いた薬液注入工法の評価手法 | | |
| 5.1. | 点電極を用いた電気検層の概要 | 73 |
| 5.1.1. | 開発の目的 | 73 |
| 5.1.2. | 開発した電極プローブの概要 | 74 |
| 5.2. | ドラム缶模型実験による検証 | 75 |
| 5.2.1. | 実験方法 | 75 |
| 5.2.2. | 実験結果 | 78 |
| 5.3. | 現場実証実験における改良効果の検証 | 87 |
| 5.3.1. | 実験サイトの概要 | 87 |
| 5.3.2. | 実験方法 | 89 |
| 5.3.3. | 実験結果 | 89 |
| 5.4. | 結論 | 95 |
| 第6章 | 結論 | 98 |
| 謝 辞 | | 102 |

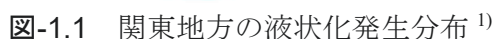
本論文における主要な記号一覧

| | | | |
|-----------|--|------------------|------------------------------------|
| P | : 注入圧 (MN/m ² , MPa) | ϕ_d | : せん断抵抗角 (圧密排水条件) (°) |
| q | : 注入速度 (ℓ/min) | k | : 透水係数 (m/s) |
| q_{uck} | : 設計基準強度 (kN/m ² , kPa) | k_{15} | : 標準温度 15°C の透水係数 (m/s) |
| q_u | : 一軸圧縮強さ (kN/m ² , kPa) | σ | : 圧縮応力 (kN/m ² , kPa) |
| N_d | : 動的コーン貫入試験による N 値と 等価な補正打撃回数 | σ_a | : 軸方向応力 (kN/m ² , kPa) |
| F_c | : 細粒分含有率 (%) | σ_r | : 側方向応力 (kN/m ² , kPa) |
| R | : 電気比抵抗値 ($\Omega \cdot m$) | σ_d | : 軸差応力 (kN/m ² , kPa) |
| E_c | : 電気伝導率 ($\mu S/cm$) | σ'_0 | : 有効拘束圧 (kN/m ² , kPa) |
| Q | : 吸水倍率 (g/g) | $\sigma_{1,2,3}$ | : 主応力 (kN/m ² , kPa) |
| ρ_s | : 土粒子密度 (g/cm ³) | σ_m | : 平均主応力 (kN/m ² , kPa) |
| ρ_t | : 湿潤密度 (g/cm ³) | σ'_m | : 平均有効応力 (kN/m ² , kPa) |
| e | : 間隙比 | ε | : 圧縮ひずみ (%) |
| e_{max} | : 最大間隙比 | ε_a | : 軸ひずみ (%) |
| e_{min} | : 最小間隙比 | ε_f | : 破壊ひずみ (%) |
| n | : 間隙率 | τ | : せん断応力 (kN/m ² , kPa) |
| D_{50} | : 平均粒径 (mm) | N_c | : 繰返し载荷回数 |
| U_c | : 均等係数 | DA | : 繰返し応力振幅比 (%) |
| D_r | : 相対密度 (%) | R_{L20} | : 液状化強度比 |
| c_d | : 粘着力 (圧密排水条件) (kN/m ² , kPa) | E_{50} | : 変形係数 (kN/m ² , kPa) |
| | | u | : 間隙水圧 (kN/m ² , kPa) |

第1章 序論

1.1. 研究の背景

地震時の地盤の液状化が大きな被害をもたらすことが認識されたのは、昭和 39 年の新潟地震以降のことである。それ以降、液状化発生メカニズムや予測、対策に関する研究調査が活発に行われるようになった。2011 年東北地方太平洋沖地震では、津波による甚大な被害のほか、液状化に伴う被害が震源から離れた関東地方の東部を中心に広域に発生した。液状化被害の状況については、多数の報告がなされているが、関東地方に関して網羅的に調査して報告したものとして、国土交通省関東地方整備局・地盤工学会（2011）による関東地方の液状化分布と東京湾岸の液状化発生状況¹⁾を図-1.1、図-1.2 に示す。



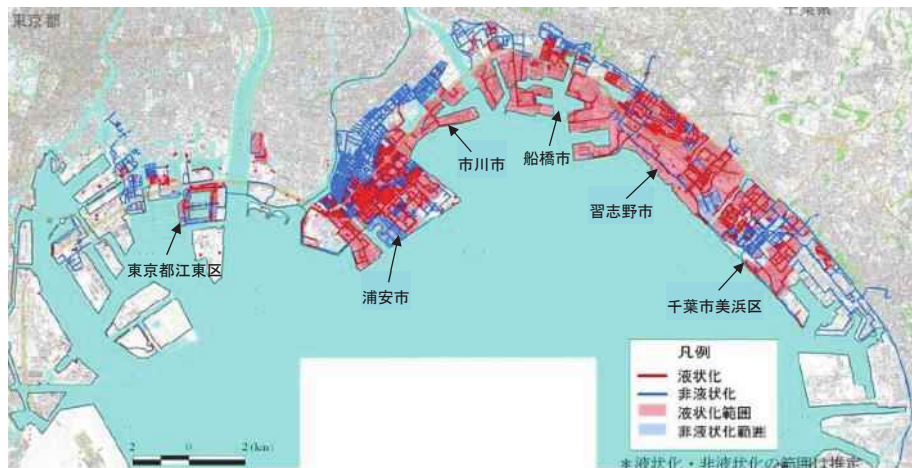


図-1.2 東京湾岸北部の液状化発生状況¹⁾

関東地方で比較的広い範囲で液状化が発生したのは1987年の千葉県東方沖地震以来である。千葉県東方沖地震では、液状化現象は東京湾岸、九十九里平野、利根川下流域の3箇所で集中して発生した。この図をみると、千葉県東方沖地震と同様に、液状化は東京湾岸、九十九里平野、利根川下流域の3箇所に集中して発生しており、とくに東京湾岸の埋立地ではほぼ全面を覆うように液状化が発生し深刻な被害状況であった。一部の液状化は、千葉県東方沖地震のケースよりも内陸まで広がっている。東北地方太平洋沖地震に伴う液状化被害は、旧河道や旧水部の埋立地等に集中し、液状化に対して脆弱な地形条件がより鮮明となっている²⁾。

液状化現象の起こる地盤の多くは水で飽和した緩い砂質地盤であり、このような地盤に地震動によるせん断応力が繰り返し作用すると、地盤内の間隙水圧が上昇し、ついには有効応力が失われ、地盤の強度が失われてしまう。常時に比べて大きい間隙水圧を過剰間隙水圧と呼び、過剰間隙水圧の発生は地盤の強度低下をもたらすが、その結果発生する液状化現象による被害は以下の8つに分類される³⁾。液状化現象の写真¹⁾を写真-1.1に示す。

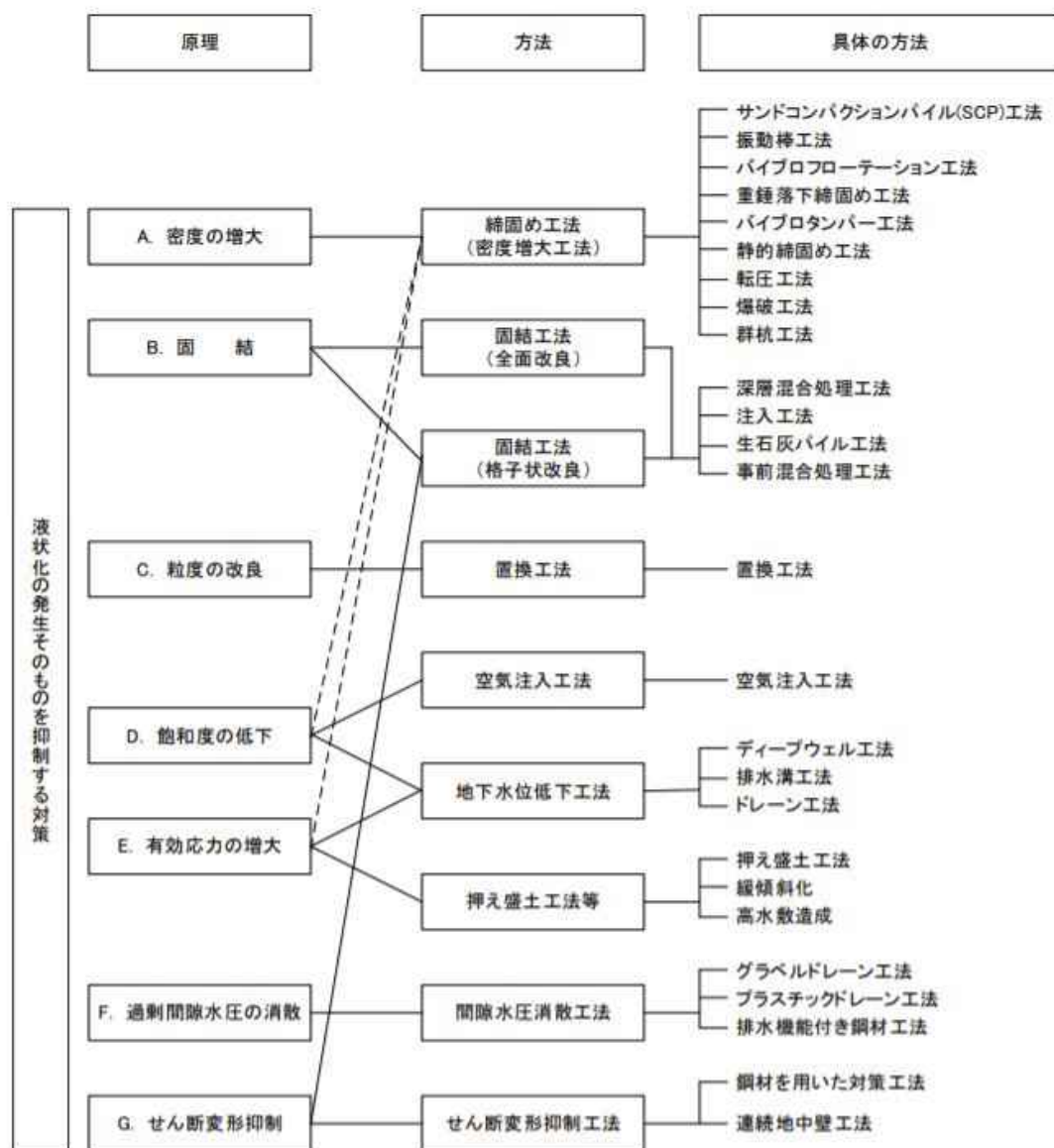
- ① 噴砂、噴水
- ② 地盤の沈下
- ③ 地盤の水平方向の永久変位（地盤流動）
- ④ 地盤揺動
- ⑤ 斜面の流動的崩壊
- ⑥ 地盤の支持力低下
- ⑦ 護岸や擁壁の崩壊
- ⑧ 埋設構造物の浮き上がり



写真-1.1 液状化現象¹⁾

このような液状化現象に伴う被害の発生の仕方は、液状化の程度や液状化した地盤特性や土層の広がり、構造物の特性によって異なったものになる。東北地方太平洋沖地震では、旧河道や旧湖沼などの水部の埋立地等で液状化被害が集中して発生しており、液状化リスクを評価する上で、土地の成り立ち等の情報を参照するとともに、発生抑制の観点から、地盤の液状化の発生そのものを防止する地盤改良の重要性が増している。

図-1.3 に液状化対策を目的とした地盤改良工法の原理と方法³⁾を示す。



は、新設構造物を対象とした液状化地盤を完全に改良する高改良率を前提とした高コストの工法であり、大型機械、設備を必要とするため、騒音、振動等の周辺への影響が比較的大きく、大都市圏の狭隘な箇所や供用中の既設構造物直下の地盤への適用が困難であった。近年、狭隘な箇所や既設構造物直下の有効な液状化対策として、斜め、曲がり削孔を併用した溶液型薬液注入工法が注目されている。この工法は、飽和した砂地盤中に水ガラス系の恒久薬液を浸透注入し、間隙水をゲル化した薬液で置換することにより、地盤に繰返しせん断力に対する粘り強さを付加し、地震時に発生する過剰間隙水圧の発生を抑える工法である。

薬液を地盤の中に注入する場合、注入圧等の注入条件や細粒分含有率等の地盤条件の違いによって形成される改良砂の固結性状等の改良形態が異なることが知られている。

図-1.4 は薬液を地盤に注入したときの注入圧と注入速度の関係を示したもので、注入圧力と注入速度の関係から、1)浸透注入形態、2)浸透・割裂形態、3)割裂形態の三つの注入形態に分類される⁴⁾。

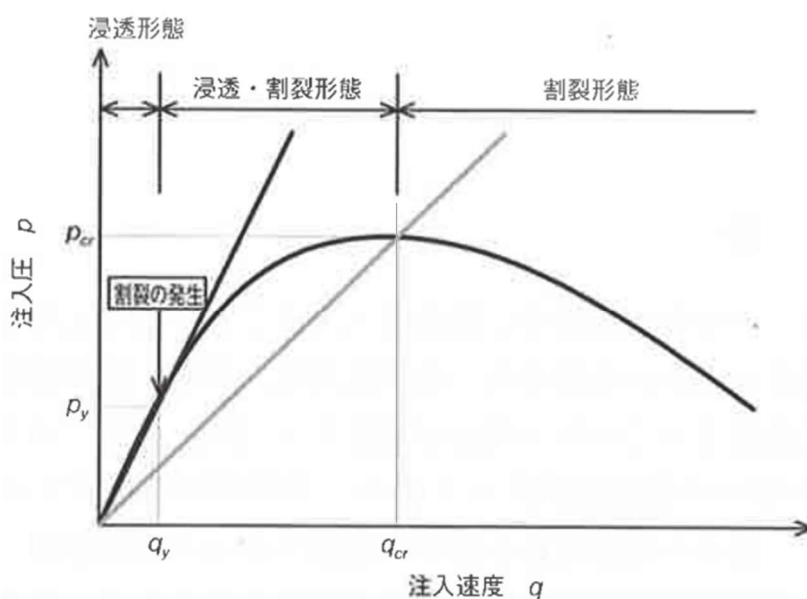


図-1.4 薬液注入時の注入圧力と注入速度の関係⁴⁾

浸透形態では、土粒子間に薬液が浸透することで一体固結の改良砂を形成し、固結性状のばらつきが少ない。浸透・割裂形態では、改良砂の中に薬液の未固結部を含有した状態で形成され、割裂状態では、薬液が地盤に浸透することなく脈状に介在する状態となり固結性状のばらつきも大きくなる。液状化防止に必要な改良地盤としてばらつきの少ない良好な改良砂を形成するには、浸透形態であることが不可欠であることから、液状化対策を目的とした薬液浸透注入工法には、確実な浸透形態で薬液を効率的に注入できる工法が必要とされている。

液状化対策を目的とした薬液注入工法は、薬液を土粒子間に浸透、固化させることを基本原理としているため、地盤の粒度状態の違いや不均一性により薬液の浸透性にばらつきが生じることが少なくない。薬液による良好な改良効果とは、止水性の向上、強度の増加が十分満足されることである。そのためには、注入範囲にできるだけ多くの浸透注入固結体が存在し、固結体同士がお互いに連続性を成していることが条件となる。

実際の薬液注入工法による地盤改良工事では、改良地盤の出来形を直接確認できないため、注入量とボーリングによる代表地点の事後調査（品質評価）により出来形評価に代えるのが一般的である。事後調査は、所定の養生期間の後、改良地盤から乱さない試料を採取し、改良効果を一軸圧縮強さによって評価する場合が多い。一軸圧縮強さにて改良効果を判定する場合、一軸圧縮強さの平均値を設計基準強度 q_{uck} と比較することにより品質の判定を行う。改良砂の乱さない試料の採取にはロータリー式のトリプルチューブサンプラーを用いる場合が多い。試料の採取位置は、改良地盤全体の平均値を算出できる位置として、1 注入管ノズルから浸透する改良範囲の半径の $1/2$ の位置を目安としている（図-1.5）。また、試料採取本数は、施工規模、施工条件によって異なるが、改良対象土量 5000m^3 未満は 3 箇所程度、 5000m^3 以上は 2500m^3 増える毎に 1 箇所追加することを目安としている⁵⁾。

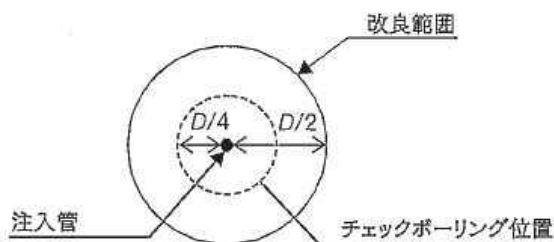


図-1.5 改良地盤の試料採取位置⁵⁾

しかしながら、薬液注入地盤の改良土は、一軸圧縮強さ $q_u=50\sim100\text{kN/m}^2$ 程度の低強度であり、対象地盤によっては事後調査における試料採取時、供試体作成時において、強度低下に繋がる乱れが生じやすく、適正に評価されない課題がある⁶⁾（図-1.6）。

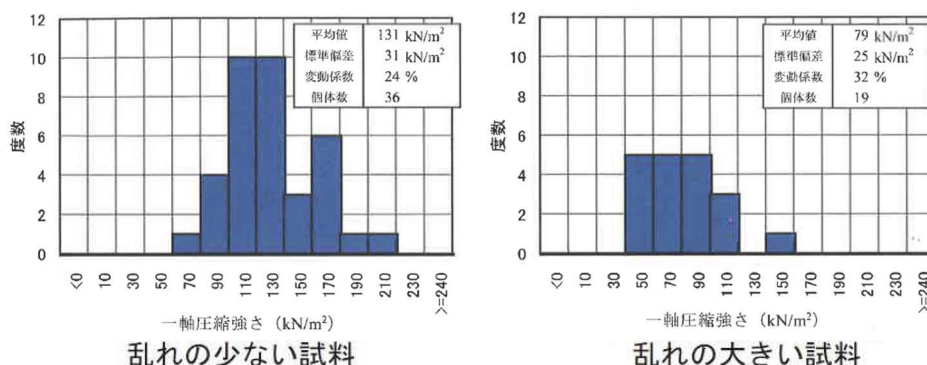


図-1.6 試料の乱れによる一軸圧縮強さの違いの例⁷⁾

一軸圧縮強さによる改良効果の判定ができない場合は、三軸試験を併用した、シリカ含有量試験やその他の原位置サウンディングによって改良効果を評価する手法がある。三軸試験は、土の繰返し非排水三軸試験（液状化試験）を実施し、目標とする液状化強度比を満足するかによって改良効果の評価を行うこともできる。また、改良地盤のせん断強度を確認する必要がある場合は、必要に応じて各種三軸圧縮試験（CD 試験、 \overline{CU} 試験）を実施して必要とされるせん断強度を上回ることを確認することができるが、一軸圧縮強さと同様に試料採取の乱れによるばらつきがあり、表-1.1 に示すように実務の工事での事後調査の重要度は高くない位置付けである。

表-1.1 標準的な事後調査（出来形・品質確認）の実施項目⁸⁾

| | | | | | |
|------|--------------|-------------------|-------------------|---|------------|
| 事後調査 | 不攪乱試料採取による方法 | 一軸圧縮試験 | 一軸圧縮強さ | ○ | JIS A 1216 |
| | | 土の圧密非排水(CU)三軸圧縮試験 | $S_u (C, \phi')$ | △ | JGS 0523 |
| | | 土の圧密排水(CD)三軸圧縮試験 | C_d, ϕ_d | △ | JGS 0524 |
| | | 土の繰返し非排水三軸試験 | 液状化強度比 | △ | JGS 0541 |
| | | 土の粒度試験 | 粒度 | △ | JGS A 1204 |
| | 原位置試験 | 孔内水平載荷試験 | 降伏圧 | △ | JGS 1412 |
| | | 電気式三成分コーン貫入試験 | 先端抵抗, 間隙周囲, 摩擦力水圧 | △ | JGS 1435 |
| | その他の試験 | シリカ含有量試験 | シリカ含有量 | △ | 電子吸光法 |

○：標準的に実施 △：必要に応じて実施

シリカ含有量試験は、シリカ含有量の増加分により推定される一軸圧縮強度が設計強度以上であることを確認する手法である。改良前後で同じ土砂を比較できる場合を除き、地盤のばらつきの大きい、例えば、埋立地盤などでの適用性が高いとは言えないという問題があり⁹⁾、貝殻などが含まれる地盤では注入材と炭酸カルシウムの反応により発生する炭酸ガスの影響により異なる傾向を示す場合がある。

採取試料の乱れによる影響の少ない方法として、原位置サウンディング調査（標準貫入試験、動的コーン貫入試験、孔内水平載荷試験、現場透水試験等）がある。間隙水圧が測定できる動的コーン貫入試験では、 N_d 値の増加から算定される改良地盤の強度（推定一軸圧縮強さ q_u ）が設計強度以上であること、および間隙水圧比の増加、または細粒分含有率から薬液改良地盤が深度方向に連続することを確認する。しかし、累積過剰間隙水圧比と改良地盤の強度（ N_d 値）の相関は低く、ばらつきも大きいので、間隙水圧応答（累積過剰間隙水圧比）から改良強度を定量的に推定、評価することは出来ないという課題が存在する⁹⁾。菅野ら⁹⁾は、間隙水圧が測定できる動的コーン貫入試験および孔内載荷試験の2つの手法を併用した評価方法について検討している。同手法は、間隙水圧が測定できる動的コーン貫入試験より測定された過剰間隙水圧による薬液浸透の定性的な評価、改良前後の N_d 値増分による改良地盤の q_u の算定、および孔内載荷試験より測定された繰返し載荷課程の変形係数 E による改良地盤の q_u の算定を基本とした評価フローからなるが、以下の 1)～3)の課題も示している。

1)改良後の間隙水圧応答から求めた換算 F_c 値を用いて薬液の浸透を確認するが、礫質

地盤等の透水性の良い場合や地盤内に亀裂や空洞が存在する場合等では、過剰間隙水圧が上昇しにくく、薬液浸透有無の評価が困難となる。この場合、シリカ含有量試験結果で評価するとしている。

- 2) 改良前後の N_d 値の増分 ΔN_d は、液状化対策としての改良地盤の設計基準強度 $q_u=50\sim 100\text{kPa}$ に対して、 $\Delta N_d=1\sim 4$ と僅かであり、改良前の地盤の N_d 値が大きい場合や、土質性状のばらつきが大きい埋立地では、 ΔN_d がゼロまたはマイナスを示す等、 ΔN_d から q_u を推定することが困難となる。
- 3) 孔内載荷試験は、適用の必要条件として確実に薬液が注入された地盤であることが前提としている。したがって、過剰間隙水圧を測定できる動的コーン貫入試験等により、薬液浸透を確認した後、別途調査孔を設け実施することになりコスト高である。また、礫質地盤や、非常に緩い砂地盤等、削孔時の孔壁崩壊の程度が大きい場合では適用が困難である。

その他に、従来行われてきた pH 試薬を用いた出来高確認がある。メチルレッドアルコール溶液を用いた試薬を採取試料に噴霧すると、写真-1.2 に示すように $\text{pH}\leq 4$ で赤色化し、 $\text{pH}\geq 6$ で黄色化する。したがって、酸性である薬液に反応すると赤色化することで薬液が充填されていることが確認できる。実際の改良土のボーリング試料に試薬を噴霧した状況を写真-1.3 に示す。赤色化の範囲を確認することで、深度方向の改良範囲を把握することができる。メチルレッドアルコール溶液を用いる方法は簡便であるが、対象土（例えばアルカリ性の地盤）によっては反応しない場合や注入材がわずかに含まれていても呈色するため、定量的な判断指標として用いることは難しい⁸⁾。

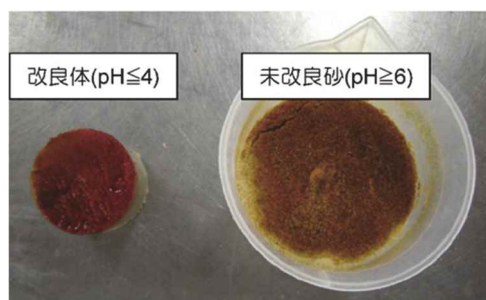


写真-1.2 pHによる変色状況⁸⁾

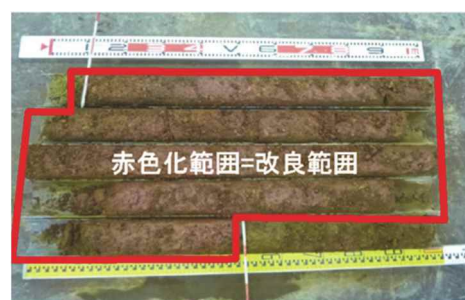


写真-1.3 ボーリング試料への試薬噴霧例⁸⁾

薬液注入工法では、改良土の強度のほかにその出来形（薬液が対象地盤に満遍なく行き渡っているか）が品質（改良目的に対する性能）を左右するため、代表深度で行う強度試験（一軸圧縮試験等）に加え、間隙水圧が測定できる動的コーン貫入試験、シリカ含有量試験、pH 試薬等による薬液浸透度合いの確認等を実施することが望ましいと考えられているが、いずれの方法も改良地盤の強度を正確に求めるには至っておらず、将来的にはより簡易な調査により、品質確認を補間する手法の開発が望まれている。

1.2. 研究の目的

本研究の目的は、第 1 章 1.1 節に示したように、液状化対策を目的とした薬液注入工法において、1) 確実な浸透注入形態を実現する注入効率の高い新たな薬液注入工法の開発と、2) 薬液注入地盤の改良効果確認手法において、試料採取時の乱れの影響を受けにくい原位置調査と物理探査法を併用した改良効果評価手法の確立を図るものである。

薬液浸透注入工法の開発では、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、孔壁との密着性を高め削孔穴からの薬液の漏れ出しを防止する地山パッカと、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シール材を考案した。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、地山パッカの拡大径測定試験、限界充填圧測定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。

薬液注入地盤の改良効果確認手法では、改良前後における地盤中の電気比抵抗変化に着目し、地盤に電流を流し電位分布を連続的に測定解析する点電極を用いた電気検層を開発した。また、薬液注入地盤において、小型動的コーン貫入試験で従来判断指標として用いられていた地盤の強度を測定し、貫入試験の調査孔を利用して、電極径と測定孔径の比の影響の無い点電極を用いた電気検層にて地盤の比抵抗値を測定し、地盤の強度と比抵抗値から薬液注入工法の改良効果を評価する手法を考案した。本研究では、本手法の薬液注入地盤での適用性を確認するため、模擬地盤によるドラム缶模型実験を行い、その後愛知県津島市の現地改良地盤で現場実証実験を行った。

1.3. 論文の構成

本研究の論文構成を図-1.7 に示す。本論文は、全 6 章で構成されている。以下に各章の概要について述べる。

第 2 章では、既往の研究として 2.1 節に薬液注入工法の変遷を述べ、2.2 節に液状化対策を目的とした注入材と注入方法整理した。2.3 節では、液状化対策を目的とした従来の注入方法の課題をシールグラウト方式と地山パッカ方式に分類して整理した。2.4 節では、地盤の比抵抗を測定する電気検層について、薬液注入地盤の特性と測定のメカニズムについて明らかにした。2.5 節では、電気検層を用いた改良効果確認の既往技術と課題を整理した。

第 3 章では、新たな薬液注入工法の工法概要と、本工法の主要な要素技術である地山パッカと特殊シール材の基本特性および性能検証のために実施した試験結果を整理した。3.2 節では、新たな地山パッカの基本特性および構造特性を示し、従来の地山パッ

カと比較した拡大径測定試験, および地山パッカの耐圧性能を検証した限界充填圧測定試験をまとめた. 3.3 節では, 特殊シール材の基本特性および孔壁防護・溶解のメカニズムについて述べ, 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について従来のシール材と相対比較したカラム試験を実施し, 薬液の注入状態の違いを示す.

第4章では, 本注入工法の実地盤での適用性を確認するため実施した模擬地盤による大型土槽注入試験と佐賀県唐津市および愛知県津島市の現地砂質地盤での注入試験をまとめた. 4.1 節では, 本工法の実地盤での検証の前に実施した大型土槽を用いた三次元模擬地盤への浸透注入試験について, 観測結果に基づき地山パッカおよび特殊シール材の有効性と改良地盤の出来形をまとめ, 改良砂サンプリング試料を用いた一軸圧縮試験, 液状化試験等の各種室内試験による改良体の強度特性を考察する. 現地注入試験は, 佐賀県唐津市, 愛知県津島市の2カ所の砂質地盤にて実施した. 4.2 節に佐賀県の現場実証実験, 4.3 節に愛知県の現場実証実験をまとめ, 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, 改良体の出来形等の観測結果およびサンプリング試料を用いた各種室内試験による強度特性を考察する.

第5章では, 電気検層を用いた薬液注入地盤の改良効果評価手法について, 本手法の薬液注入地盤での有効性を確認するため実施した模擬地盤によるドラム缶模型実験と愛知県の現地改良地盤での現場実証実験について述べる. 5.1 節では, 薬液注入地盤の電気比抵抗を測定するため新たに開発した点電極を用いた電気検層について, 開発の目的と開発した電極プローブの概要について述べる. 5.2 節では, 本手法を用いた模擬地盤によるドラム缶模型実験について, 室内試験での試験方法および試験条件等について整理し, 室内実験で行った小型動的コーン貫入試験, 電気検層および一軸圧縮試験, 三軸比抵抗試験の各種試験結果を整理し考察する. 5.3 節では, 愛知県の現地改良地盤での現場実証実験について実験の概要や実験方法および現場で実施した小型動的コーン貫入試験, 電気検層の結果を整理し測定結果に基づき本手法の有効性について述べる.

第6章では, 第1章から5章まで総括して結論を述べる.

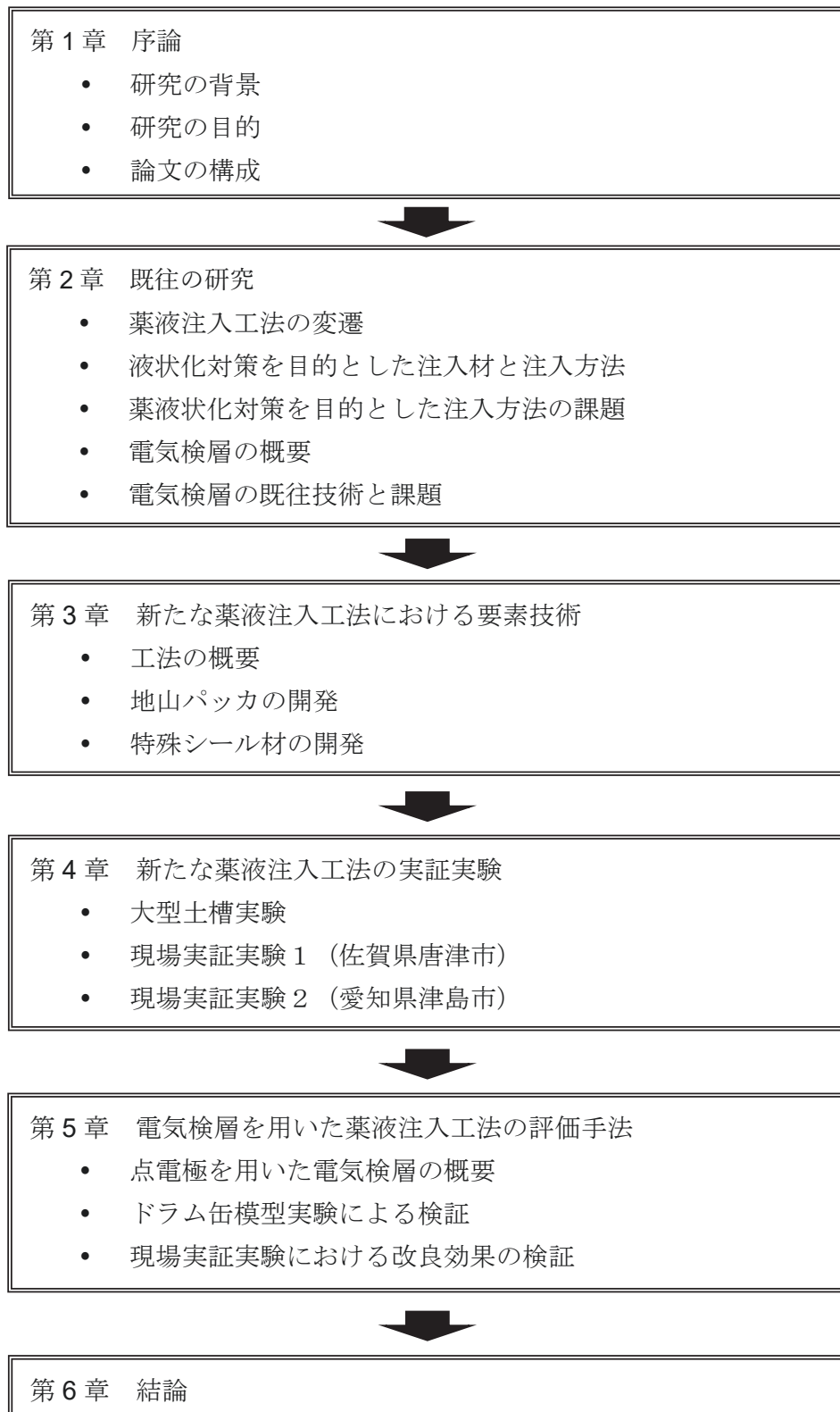


図-1.7 論文構成

参考文献

- 1) 国土交通省関東地方整備局・公益社団法人地盤工学会：東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明 報告書，65.p，2011.
- 2) 小荒井衛, 中埜貴元, 宇根寛：液状化リスク評価のための液状化被害と地形との関係性，地学雑誌 Journal of Geography 127(3)， pp.409-422， 2018.
- 3) 公益社団法人地盤工学会：地盤工学実務シリーズ 18 液状化対策工法， pp.177-186， 2004.
- 4) 米倉亮三, 島田俊介, 大野康年：恒久グラウト・本設注入工法，理工図書， pp.163-164， 2008.
- 5) 米倉亮三， 島田俊介：恒久グラウト本設注入工法の設計施工， pp.220-221， 2016.
- 6) 菅野高弘， 善功企， 末政直晃， 春日井康夫， 山崎浩之， 林健太郎， 澤田俊一， 遠藤敏雄， 加藤幸輝， 中川大， 規矩大義， 山口恵美， 藤井紀之， 馬場香奈江， 藤井照久， 高田圭太：液状化対策として薬液を注入した地盤の原位置調査による強度評価法， 港湾空港技術研究所資料 1366， 115.p， 2020.
- 7) 一般財団法人沿岸技術研究センター：沿岸技術ライブラリーNo55 浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版）， pp.110-113， 2020.
- 8) 国土交通省港湾局：埋立地等における薬液注入工法による地盤改良工事に関する検討 第1回委員会資料， pp.14-16， 2018.
- 9) 国土交通省港湾局：埋立地等における薬液注入工法による地盤改良工事に関する検討 第4回委員会資料， 17.p， 2018.

第2章 既往の研究

第2章 既往の研究

2.1. 薬液注入工法の変遷

薬液注入工法は、主に地盤の各種掘削工事において漏水や地盤崩壊を防止するため、地盤自身の不透水性化や強度増加のために使用される地盤改良工法である。地盤改良工法としては設備が小規模で、狭隘な場所や低空頭の箇所でも施工が可能であり、振動・騒音の少ない工法で、近年都市部を中心に活用されている。参考文献¹⁾より薬液注入工法の変遷をまとめると以下のとおりである。

薬液注入工法は、1800年代の初めフランスの C.Berigny（シャルル・ペリーユ）が礫層地盤へ粘土および天然セメントを注入し成功したことが現在の薬液注入につながったとされている。溶液型注入材を用いた薬液注入は、1886年ドイツの Jeziorsky（エツィオルスキー）が水ガラス溶液とその硬化剤を別々の注入孔から注入する特許を取得したことが原点とされている。1925年オランダの H.J.Joosten（ヨーステン）が1本の注入孔から現在の2ショット方式の注入を考案し、1930年代には水ガラス溶液の硬化剤（反応剤）も多く研究開発され、水ガラス溶液のゲルタイム（固化時間）も数分から数十分まで可能となった。注入方法でも、マンシュットチューブを用いる TAM 工法（二重管ダブルパッカ法）がフランスのソレタンシュ社により開発され、現在も広く活用されている¹⁾。

我が国では、1918年（大正7年）丹那トンネル工事で水ガラス溶液を用いた「珪化法」が使用されたのが最初とされており、高度成長期となる1950年代に入ってから普及し多用されるようになった。薬液については、水ガラスとアルミン酸ソーダによる MI 法が、1961年（昭和36年）には樋口氏による水ガラスとセメントの混合懸濁溶液を用いる LW 法などが日本で開発された。さらに1950年代半ばにアメリカで開発された AM-9 というアクリルアミド系薬液を契機に、施工性に優れ比較的安価で大量に供給可能な高分子系材料が各種研究開発された。1960年代には前述の AM-9 と同等のアクリルアミド系注入材が国産されるとともに、同じ高分子系注入材である尿素やウレタン等、従来の水ガラスで硬化剤に各種の工夫を加えた工法が、手軽かつ確実な止水、地盤強化工法として用いられ、1960年代から薬液注入工事は急激に増加した。しかし、注入方式は最も簡単な旧式の単管ロッド法や単管ストレーナー法を用いて粗雑な工事が多く行われた結果、1974年にアクリルアミド系薬液を用いた注入工事で井戸水を汚染する事故が生じ、住民の健康被害が発生して薬液注入工事は社会的問題となった。当時の建設省（現：国土交通省）は、直ちに全国的に薬液注入工事を停止させ、事故の2か月後に「薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針」²⁾について事務次官通達を発し施工者に実行を布告した。暫定指針では、薬液（注入材）は水ガラス系の主剤とし硬化剤などは劇物またはフッ素化合物を含まないものに限定され、高分子材料の薬液の使用は禁止されることとなった。これを契機に、水ガラス系グラウトに関する研究が活発に

行われるようになる。また、1974 年当時の注入方法は、単管ロッドや単管ストレーナーが主流で、注入管周りからの地上への漏洩も多く注入速度も過大で薬液の地盤への浸透注入には非合理的で不完全なものであったため、水ガラス系薬液を経済的で地上への漏洩がなく所定の地盤に浸透注入できる確実な注入技術の開発が行われるようになった。注入方式としては、ゲルタイムが数秒から十数秒の瞬結薬液を用いて注入する单相型の二重管ストレーナー方式がまず開発され、地上への薬液の漏洩を抑え、瞬結性薬液を確実に地盤に注入できるようになった。その後、瞬結性の薬液とゲルタイムが長い瞬結性薬液を別々に注入できる複相型の二重管ストレーナー方式が開発された。これにより、欧米で使用され我が国で既に一部使用されていた TAM 工法(二重管ダブルパッカ方式)の性能に近く簡便な注入方式が開発され一般的な薬液注入工法の主流となっている。

薬液にあたる注入材については、1970 年代にそのままではアルカリ性である水ガラス溶液を酸性の水ガラス溶液に変換したシリカゾル系の薬液が開発され、ゲルタイムの調節も容易で固結土の耐久性もよいことから数年にわたる長期の仮設注入工事に広く使用されるようになった。

近年では、固結土の高強度、高耐久性を目指した特殊水ガラスのシリカコロイドを主剤とする恒久型薬液が実用化され、液状化対策の地盤改良工法に広く使用されるようになった。恒久型薬液の開発に伴い、液状化対策を目的とした薬液の注入方法は、従来の二重管ストレーナー方式や二重管ダブルパッカ方式の浸透注入の他に、低圧かつ大吐出量で注入することで経済的施工を可能にした三次元同時注入工法や柱状浸透注入工法等の急速浸透注入工法³⁾が開発され、液状化対策工事に使用されている。

2.2. 液状化対策を目的とした注入材と注入方法

現在、地盤改良を目的として使用される薬液系注入材料は、図-2.1 の注入材の分類⁴⁾に示すとおり薬液系の急硬材を使用したセメント系、水ガラス系、特殊シリカ系および高分子系があるが、1974 年の旧建設省の通達「薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針」²⁾により、高分子系薬液は現在使用されていない。

従来、薬液注入工法は、注入材としての水ガラス系薬液の長期耐久性に問題があり、短期間の注入効果を期待できる仮設目的にとどまっていた。平成 7 年の阪神・淡路大震災を契機に、長期的な液状化対策や耐久性を要求される工事にも採用されるようになり、耐久性のある注入材の研究開発が進んだ。

液状化対策を目的とした長期耐久性の優れた代表的な注入材として、非アルカリ系水ガラス液であるシリカゾルと特殊シリカ系活性シリカがある。シリカゾルは、水ガラスと硫酸等の無機酸を混合して水ガラスの Na^+ イオンを中和したもので、活性シリカは、水ガラスの Na^+ イオンをイオン交換法で除去して得られた純粋なシリカコロイドを主材とした材料である。両者の違いはシリカコロイド粒子の粒径にあり、シリカゾルの粒径は活性シリカよりも小さい。耐久性はシリカゲルの溶解度に依存し、pH が非アルカリ

領域にあってシリカの比表面積が小さいほど、すなわち粒径が大きいほど溶解度は低い。また、シリカゾルはゲル化後に粒子の高分子化による脱水現象で生じるゲルの収縮が体積の25%程度であるのに対して、特殊シリカ系活性シリカは8%以下とゲルの体積収縮が少ない⁵⁾。このことから、液状化対策を目的とした薬液注入では、改良地盤の長期的な安全性を考慮し、特殊シリカ系活性シリカの使用が多くなっている。本研究では、薬液注入材としてこの特殊シリカ系注入材の溶液型活性シリカを使用している。

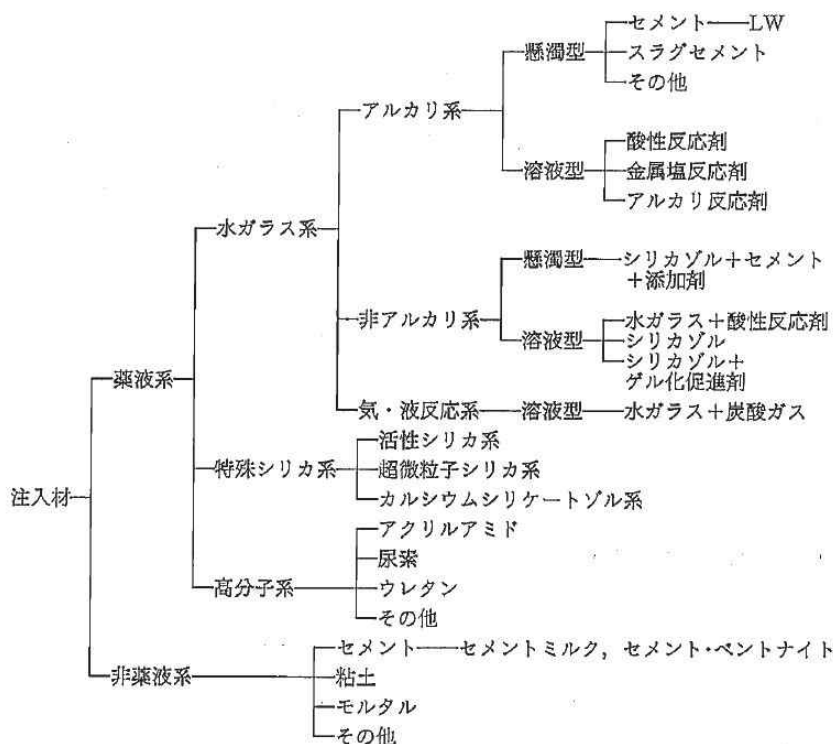


図-2.1 注入材の分類⁴⁾

我が国で薬液注入工法が本格的に使用されはじめて以来、使われてきた注入方法の分類⁶⁾を図-2.2に示す。

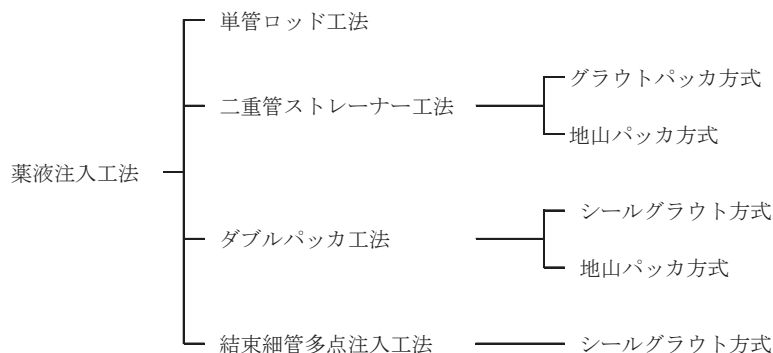


図-2.2 注入工法の分類⁶⁾

そのうち一般に広く使われている工法は、二重管ストレーナー工法とダブルパッカ工法であり、2つの注入方法には下記の違いがある。

- ① 削孔に使用したパイプ（ボーリングロッド）をそのまま注入管として使用する
注入工法 — 二重管ストレーナー工法
- ② 削孔と注入作業を分けて注入のために作った特殊な注入管を設置して、それを利用して注入を行うもの — ダブルパッカ工法

ダブルパッカ工法は、前述のフランスのソレタンシュ社が開発した工法であり、わが国には昭和 40 年代に導入された。この工法の特徴は、注入のために地中にセットされている注入外管にあり、常に注入管内部には薬液や土砂、地下水が入り込まない工夫がされており注入管の水洗い作業がない。ダブルパッカ工法の作業手順⁷⁾を図-2.3、注入管の注入概念図⁷⁾を図-2.4に示す。二重管ストレーナー工法に比べて作業手順は複雑であるが、注入速度が遅いことから注入効果が高く、既設構造物への注入圧力の影響が二重管ストレーナー工法と比べて非常に少ない。そのため、薬液注入時に地盤の割裂を伴わない浸透注入形態の注入を効率的に行う必要のある液状化対策を目的とした薬液注入工事で広く採用され、結束細管多点注入工法などこれを応用した施工法が多く研究開発されている。

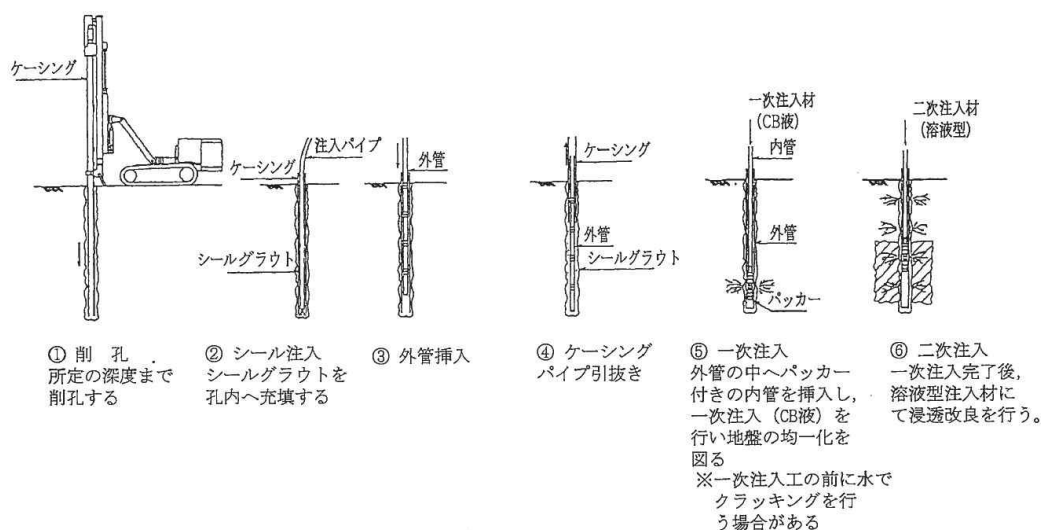


図-2.3 ダブルパッカ工法の施工順序⁷⁾

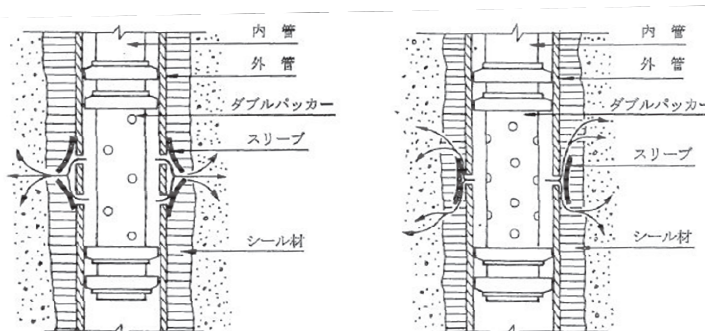


図-2.4 注入外管の注入概念図⁷⁾

2.3. 液状化対策を目的とした注入方法の課題

液状化対策を目的とした薬液注入工法で広く採用されているダブルパッカ工法の注入方式には、前節図-2.2 に示すように、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がある。

シールグラウト方式は、図-2.5 に示すように削孔穴へシール材（セメントベントナイト）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-2.6 に示すように削孔穴へのシール材の充填は行わず、注入管の外側に一定間隔で装着した袋体パッカ内に充填材を注入してパッカを拡大し、孔壁と密着させることでこの袋体パッカに挟まれた柱状空間を浸透源とし薬液を注入する方法である。

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^{8),9),10)}、2) 割裂脈の発生¹¹⁾、3) 薬液浸透方向の偏り¹²⁾および4) コスト高¹³⁾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面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¹²⁾、注入圧力を変化させる動的注入¹¹⁾、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¹⁴⁾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、大きな薬液浸透面を有する従来の地山パッカ方式においても、5) 地山パッカ隙間からの薬液の漏れ出し、6) 多層地盤では透水係数の高い層に浸透しやすい¹⁵⁾、7) 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¹⁵⁾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¹⁶⁾。

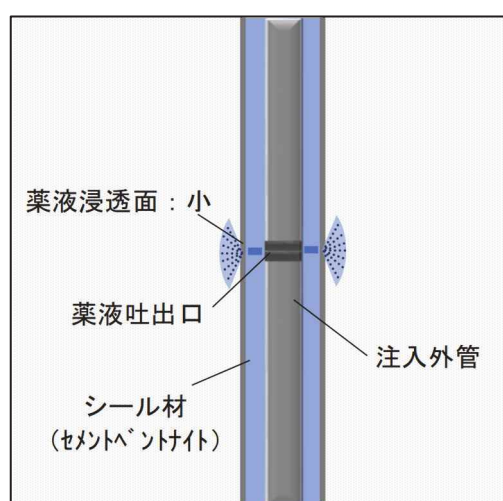


図-2.5 従来のシールグラウト方式の課題

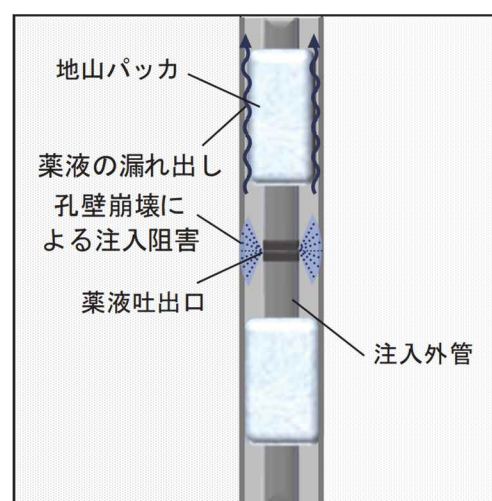


図-2.6 従来の地山パッカ方式の課題

2.4. 電気検層の概要

薬液注入地盤の改良効果の一般的な確認方法は、改良地盤からコア採取した供試体による一軸圧縮試験である。しかし、本工法における目標改良強度が比較的低強度であるため、試料採取の乱れの影響などにより改良効果を把握することが困難な場合もある。そこで本研究では、改良前後における地盤の電気比抵抗変化に着目し、改良地盤の強度と併せて判断指標にすることで、より正確な改良範囲の特定が可能になると考え、電気検層を用いた新たな改良効果評価手法を考案し実験を通じ本手法の適用性を検証した。

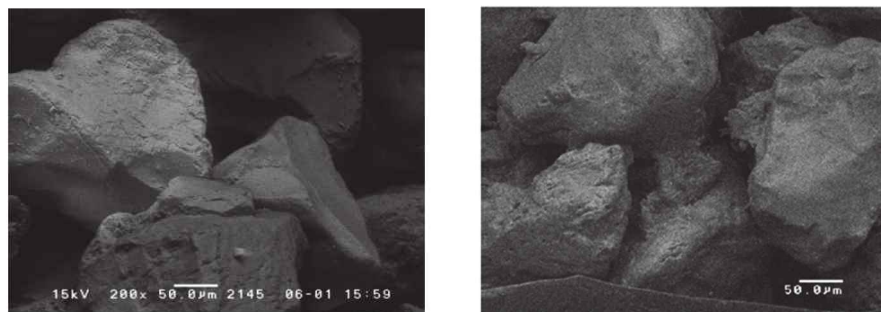
比抵抗を利用して地盤の調査を行う代表的な手法としては、電気探査法と電気検層法がある。電気探査法では地下水の位置やマクロ的な地盤構成を調べることを目的としているが、電気検層は、ボーリング孔内に電極を下げ、周りの地盤の電気抵抗(比抵抗)を測定する技術で、比抵抗検層とも呼ばれている。地層の区分を電気抵抗という物理量で計測できるため、ノンコアで掘ることの多い削井工事や、目的の地層を特定する必要のある石油や温泉の掘削、地下水の調査では必須の計測技術になっている。

電気検層の創生は、フランス人シュランベルジャー (Schlumberger) 兄弟が考案し 1927 年ペシュルブロン油田で実験的行ったものが出発点である。本手法は、地表の電気探査とおなじ原理を用い、基本的に 2 つの電流電極および 2 つの電位電極のうちいくつかを坑井内に降ろし、直流電流を流して地層の比抵抗を求めるものである。電気検層には、電極配置や測定原理などにより多くの方法があり、代表的な手法として、ノルマル検層、マイクロ比抵抗検層、デュアルラテロ検層、インダクション検層（電磁検層）などがある¹⁷⁾。

2.4.1. 薬液注入地盤の特性

本研究では液状化対策を目的とした薬液注入工法の中から、周辺地盤への影響が少なく、既存施設、狭隘地での適用が可能な「特殊シリカ液を使用する薬液注入工法¹⁸⁾（以下、薬液注入工法）」を取り扱う。薬液注入工法は、ボーリング孔を利用して低圧で特殊シリカ液を浸透注入し、地盤内で改良体を形成する工法である。同工法は、液状化対策の他、止水および地盤の強度増加を目的とする地盤改良工法として広く普及している。写真-2.1 に示すように改良砂を走査型電子顕微鏡で観察すると、未改良砂では 100 μ m ほどの大きな間隙が存在しているのに対して、改良砂では薬液による固化体が観測され、未改良砂よりも間隙が小さくなっていることがわかる。また、薬液固化体は砂粒子間に付着することで砂粒子同士を結合している。このことから、同改良体の強度を調べるために、薬液シリカ濃度ごとに一軸圧縮試験が実施されている。ここで、薬液シリカ濃度とは、混合液全体の体積に対するシリカの重量の割合を表すものである。薬液の配合には重量と容量による配合があり、薬液の比重は薬液温度により変化するため、容量配合ではなく重量配合を用いることから、本文中ではシリカ濃度を wt% と表記する。改良体の一軸圧縮強さと薬液シリカ濃度の関係は、図-2.7 のようになり、一軸圧縮強さは薬液

シリカ濃度に比例して増加している。改良砂では薬液シリカ濃度が高いほど粒子間に付着した固化体の結合力が強く、一軸圧縮強さが大きくなることが知られている。



未改良豊浦砂 (×200)

材令 28 日 改良豊浦砂 (×200)

写真-2.1 未改良豊浦砂及び改良豊浦砂の走査型電子顕微鏡写真¹⁸⁾

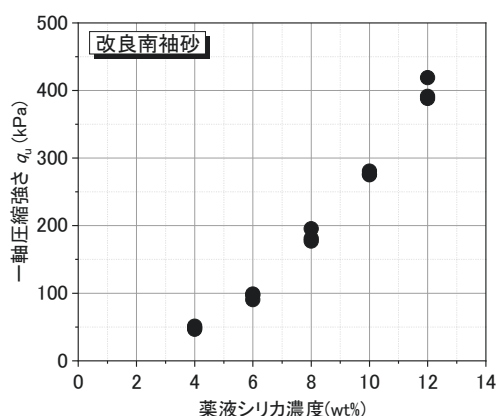


図-2.7 一軸圧縮強さ～薬液シリカ濃度関係¹⁸⁾

特殊シリカ液は、水ガラスを原料とした薬液で、pH は初期に 3～4 を呈するが、同液が地盤に注入されると、同液に含まれる硫酸イオンと地盤中のカルシウムやマグネシウム等の化合物が反応し、硫酸カルシウムや硫酸マグネシウム等が生成されることで薬液の pH は中性に変化する。そのため、特殊シリカ液は環境への負荷が少ない注入材である。また、既往の研究¹⁹⁾では、地盤や地下水と比べ、注入後の固化過程で薬液ホモゲルの組織が密になっていき電気を通しやすい性質を有している。そのため、改良前後の地盤の電気比抵抗を連続測定することで、地盤性状を詳細に把握し、改良範囲を特定することが可能になる。

2.4.2. 測定のメカニズム

電気検層で測定するのは地盤の電気抵抗である。電気抵抗の測定は、基本的に測定対象物に 2 本の電極を設置して電流 I を流し、その電流 I が流れた経路の電圧 V (電位差)

を測定することで、式(2.1)で示すオームの法則により抵抗 R (Ω) を求める。

$$R = \frac{V}{I} \quad (2.1)$$

抵抗値 R は導体の長さ L に比例し、導体の断面積 S に反比例するため、次式で表される。

$$R = \rho \frac{L}{S} \quad (2.2)$$

ここで、比例定数 ρ は導体の電気の流れにくさを表す抵抗率であり、測定対象物の大きさ（例えば、地層の層厚など）によって変化する。そのため電気検層の場合、電極間隔が広がると、同じ地層でも電流の流れる範囲が広がり測定される「見掛け抵抗値」が小さくなる。この抵抗値を標準化し、1m の立方体（断面積 $S=1\text{m}^2$ ）の両端の抵抗値に換算した数値が「比抵抗 ρ 」であり、次式で表される。

$$\rho = R \frac{S}{L} = R \frac{1\text{m}^2}{1\text{m}} = R(\Omega \cdot \text{m}) \quad (2.3)$$

比抵抗の単位は「 $\Omega \cdot \text{m}$ 」で、均質な地盤であれば測定する電極間隔に影響されず同一の値となる。

実際の電気検層では、電極が2個の場合、電極と大地の接地抵抗が、測定値に直接上乘せられてしまうため、電流を流す電極と、電圧（電位差）を測定する電極2本を分けて4本の電極を用いた4端子法で抵抗測定を行う。代表的な電極配置には、2極法（ノルマル法）と4極法（ウエンナ法）があるが、いずれも4本の電極を使う。孔内検層における2極法と4極法の電極配置模式図²⁰⁾を図-2.8に示す。

これらの方法で測定した「見掛けの抵抗値 R 」から「地盤の真の比抵抗値 ρ 」への換算は次式のようになる。

$$\rho = 4 \cdot n \cdot a \cdot R = 4 \cdot n \cdot a \cdot \frac{V}{I} \quad (2.4)$$

ここに、 n は円周率 π 、 a は電極間隔 (m)、 R は見かけの抵抗値 (Ω) である。

比抵抗は、地層の含水量とは関係が薄く、間隙水のイオン濃度・粘土鉱物・間隙率に関係する。例えば、一般的に頁岩・粘土・塩水を含む砂の比抵抗は低く、淡水を含む砂・礫・割れ目の少ない溶岩・石灰岩などでは高い数値を示す。

帯水層区分の見掛け比抵抗値は一般に次のようになる。

- (a) 溶岩地帯 300～1,000 ($\Omega \cdot \text{m}$)
- (b) 礫 150～ 500 ($\Omega \cdot \text{m}$)
- (c) 砂 礫 100～ 300 ($\Omega \cdot \text{m}$)
- (d) 砂 30～ 200 ($\Omega \cdot \text{m}$)

地質調査では、比抵抗値が 100～300($\Omega \cdot \text{m}$)は透水層、80($\Omega \cdot \text{m}$)以下の地層は難透水層または不透水層である場合が多く、砂礫や砂層で低比抵抗値を示す場合は、細粒分を

多く含む場合や間隙水のイオン濃度が高い（例えば、海水）ことを意味している。

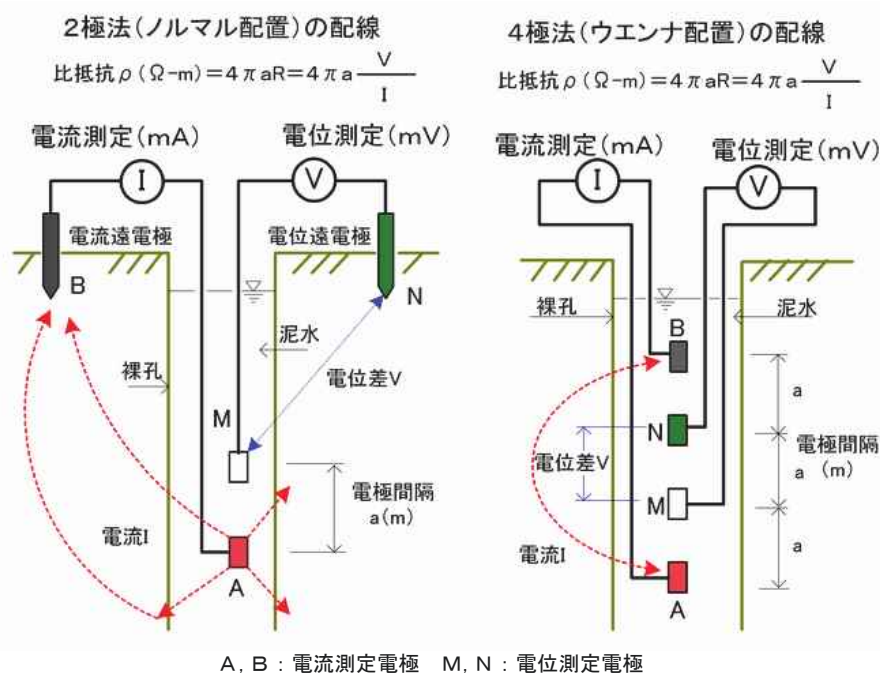


図-2.8 孔内検層における電極配置模式図（2極法，4極法）²⁰⁾

2.5. 電気検層の既往技術と課題

電気検層を用いた薬液注入工法の改良効果確認については、比抵抗トモグラフィ、比抵抗コーン貫入試験、ボーリング孔内電気検層等を用いた研究および適用事例がある。

比抵抗トモグラフィを用いた研究では、例えば小峯^{21),22)}が詳細に検討を行い、図-2.9に示すように薬液ゲルと間隙水の電気比抵抗比が0.1より大きい場合、電気比抵抗値のバラツキが大きく、良好な精度を有した評価が困難であり、同手法の適用範囲として、薬液の電気比抵抗が地下水の0.1以下であることを示した。しかし、細粒分が多い地盤では、元々の比抵抗が小さいため、比抵抗変化率の感度が小さく適用に際し注意が必要であり、鉄筋コンクリート構造物が近くに存在する場合は精度が低下する²³⁾。さらに、同手法が高価であるという課題が存在する²⁴⁾。

比抵抗コーン貫入試験を用いた事例²⁵⁾では、液状化対策を目的に実施した重力式岸壁背後地の薬液改良を対象に、改良前後の比抵抗変化を測定し、改良前の比抵抗が30～40 $\Omega\cdot\text{m}$ に対して、改良後の比抵抗が1～10 $\Omega\cdot\text{m}$ に低下することが確認されている。同事例で使用した比抵抗コーンの電極プローブは、図-2.10に示すように円周状の電極を四極配置（ウエンナ法）し、電極間隔は1種類の仕様である。同種の電極プローブは、スウェーデン式サウンディングの測定孔を利用した手法²⁶⁾、電気式静的コーン貫入試験のコーン上端ロッド部に電極を配置した手法^{例えば 27)}等にも使用され、土の判別分類、細粒分含有率の評価等に利用されている。高ら²⁶⁾は、同プローブの課題として、電極径

と測定孔径の比の影響について指摘している．図-2.11 は，高らが示した電気比抵抗比率と孔径比（測定孔径／電極径）の関係であるが，電極径に対する測定孔の比率が 1.5 の場合，電気比抵抗が 5 割以上小さくなり，電極径と測定孔径を同程度の寸法にする必要があると指摘されている．したがって，円周状電極を用いた方法は，電極の損傷，電極径と測定孔比の影響による精度低下および測定孔壁の乱れによる電気比抵抗の異常値が課題となる．

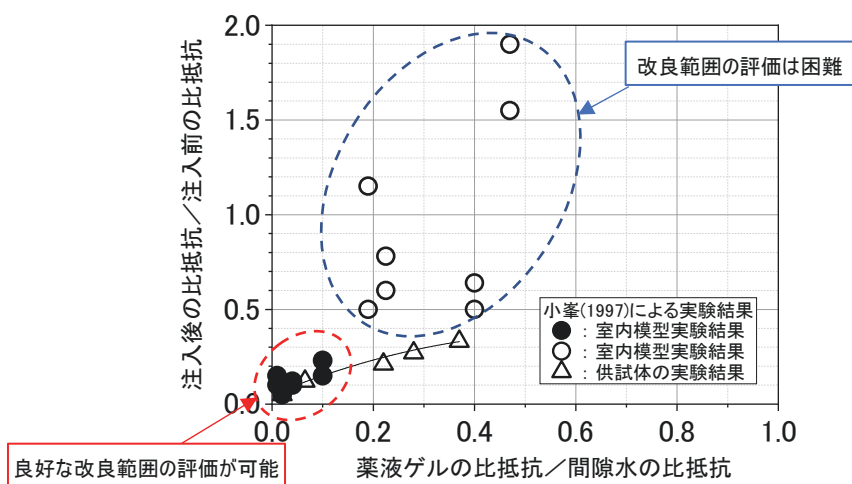


図-2.9 比抵抗トモグラフィを用いた改良範囲評価における薬液と地下水の比抵抗値のコントラストの影響²¹⁾

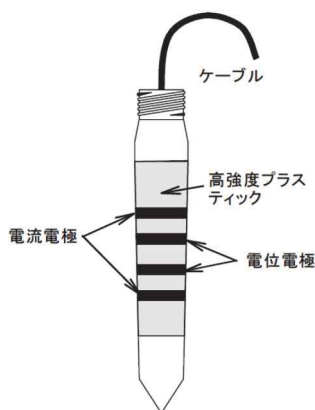


図-2.10 電極プローブの例²⁵⁾

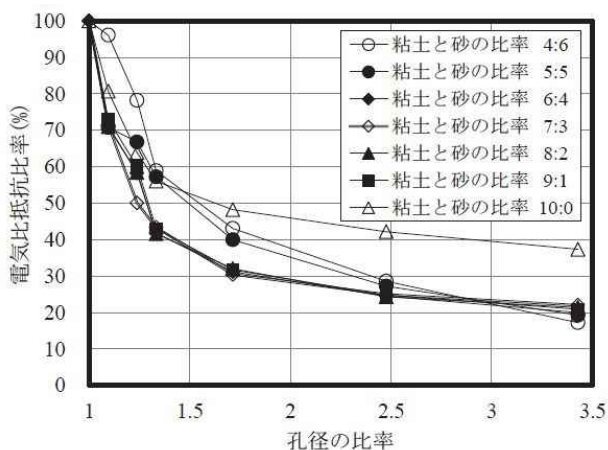


図-2.11 円周状電極の電気比抵抗比率と孔径比の関係²⁶⁾

参考文献

- 1) 公益財団法人地盤工学会：薬液注入工法の理論・設計・施工 地盤工学・実務シリーズ 27, pp.1-2, 2009.
- 2) 建設省：薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針, 1974.
- 3) 米倉亮三, 島田俊介, 盛政晴, 矢口完洋：三次元同時注入システムと柱状浸透同時積層工法の開発, 土木学会第 56 回年次学術講演会, III-B222, pp.444-445, 2001.
- 4) 島田俊介, 佐藤武, 多久実：最先端技術の薬液注入工法, 理工図書, pp.105-106, 1989.
- 5) 米倉亮三, 島田俊介：恒久グラウト本設注入工法の設計施工, 近代科学社, pp.43-46, 2016.
- 6) 横井一秀：薬液注入工の変遷と長期耐久性, 総合土木研究所 基礎工, Vol.43, No.10, pp.6-9, 2015.
- 7) 公益財団法人地盤工学会：薬液注入工法の理論・設計・施工 地盤工学・実務シリーズ 27, pp.51-53, 2009.
- 8) 公益社団法人地盤工学会：薬液注入工法の調査・設計から施工まで, pp.9-12, 1985.
- 9) 公益社団法人地盤工学会：薬液注入工法の調査・設計から施工まで, pp.65-66, 1985.
- 10) 公益社団法人地盤工学会：薬液注入工法の理論・設計・施工, pp.56-57, 2009.
- 11) 駒延勝広, 村田修, 大河内保彦：新しい薬液注入工法—信頼性が高くコスト縮減の図れる動的注入工法—, 日本鉄道施設協会誌, pp.42-44, 1991.
- 12) 本谷洋二, 野口好夫, 石田明人, 岡田宙, 森河由紀弘：超音波振動が浸透性向上に寄与する新しい薬液注入工法の開発, 公益社団法人日本材料学会, 第 13 回地盤改良シンポジウム, pp. 343-348, 2018.
- 13) Hayashi, K. and Kusumoto, S.: A method to counter-measure the liquefaction beneath the existing structures permeable grouting method, WAVE Nippon, Vol.16, pp. 12-15, 2002.
- 14) 関口宏二, 大野康年, 三浦仁, 那須丈夫, 野村一郎, 松尾淳：超多点注入工法による液状化対策技術～大型土槽注入実験結果～, 第 44 回地盤工学シンポジウム, pp. 371-376, 1999.
- 15) 米倉亮三, 小林精二：事例に見る地盤の液状化対策—被害を防止・修復する工法—, 近代科学社, pp. 175-176, 2013.
- 16) 佐藤潤：液状化対策工法エキスパッカ-N 工法と管理システム「スリーP オクト」の開発, 北陸地方建設事業推進協議会, 平成 25 年度建設技術報告会講演集, pp. 17-19, 2013.
- 17) 武居由之：電気検層の沿革, 地質調査所地質ニュース, No181, pp.16-21, 1969.9.
- 18) 大野康年：特殊シリカ液を用いた浸透注入改良砂の力学特性と地盤改良技術に関する研究, 京都大学博士論文, 2006.
- 19) 大野康年, 岡二三生, 八嶋厚, 重松宏明, 関口宏二：薬液により浸透改良された砂の微視的構造, 土木学会第 57 回年次学術講演会, III-092, pp.183-184, 2002.

- 20) ジオテクサービス株式会社：電気検層とは，
<http://www.geots.co.jp/500Well/510WellPack10/511WellPackELog/WellPackELog.html>，
(参照 2021.9.23)
- 21) 小峯秀雄：電気比抵抗による薬液注入改良効果の定量的評価法（その 3）—比抵抗
トモグラフィを利用した改良範囲評価法の適用性—，電力中央研究所報告，平成 8
年 2 月．
- 22) 小峯秀雄；電気比抵抗による薬液注入改良部の充填率の評価方法，土木学会論文
集，No.463／III-22，pp.153-162，1993．
- 23) 国土交通省港湾局：埋立地等における薬液注入工法による地盤改良工事に関する検
討委員会第 1 回委員会資料，p.16，2018．
- 24) 一般社団法人 全国地質調査業協会連合会：物理探査測定コスト資料一覧表，
<https://www.zenchiren.or.jp/geocenter/zenchi/docs/report2007/02.pdf>，p.3．（参照 2021.9.21）
- 25) 斉藤正明，稲村祐一，大野康年，川瀬将；多点浸透注入工法によるウォーターフロ
ント既設構造物基礎の耐震補強，土と基礎，Vol.50，No.4，pp.16-18，2002．
- 26) 高元浩，藤井衛，持田泰秀，武智耕太郎，足立由起夫：電気比抵抗を利用した土の
細粒分含有率の評価法，地盤工学ジャーナル，Vol.9，No.2，pp.299-308，2014．
- 27) 福江正治，田屋直美，松本基，酒井豪：電導コーンの開発とその応用，土木学会論
文集，No.596／III-43，pp.283-293，1998．

第3章 新たな薬液注入工法における要素技術

第3章 新たな薬液注入工法における要素技術

3.1. 工法の概要

本研究では、従来のシールグラウト方式、地山パッカ方式双方の課題に対して、大きな薬液浸透源の確保に着目した新たな薬液注入工法を開発した。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2つの技術に特徴を持つ。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を抑制し、地山との密着性を高め、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、粘性を有する非硬化材の材料で、薬液注入時は特殊シリカ液等の薬液と反応して溶解し流動化する特性を有する。これにより、薬液注入前は掘削安定液として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。図-3.1に本工法の注入方法を示し、図-3.2に施工手順を示す。

本章では、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、3.2節に地山パッカの概要および性能確認のために実施した地山パッカ拡大径測定試験、地山パッカ限界充填圧測定試験の2つの試験結果を示す。3.3節には、特殊シール材の概要と孔壁防護・溶解メカニズムを示し、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に実施したカラム試験をまとめた。

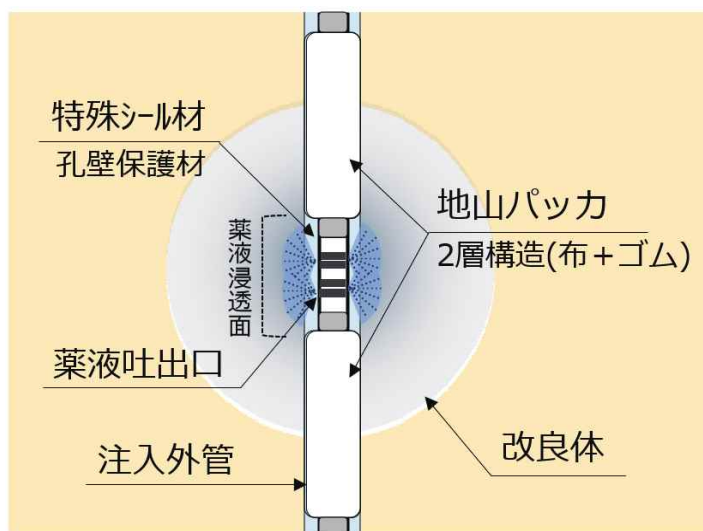


図-3.1 本工法の注入方法

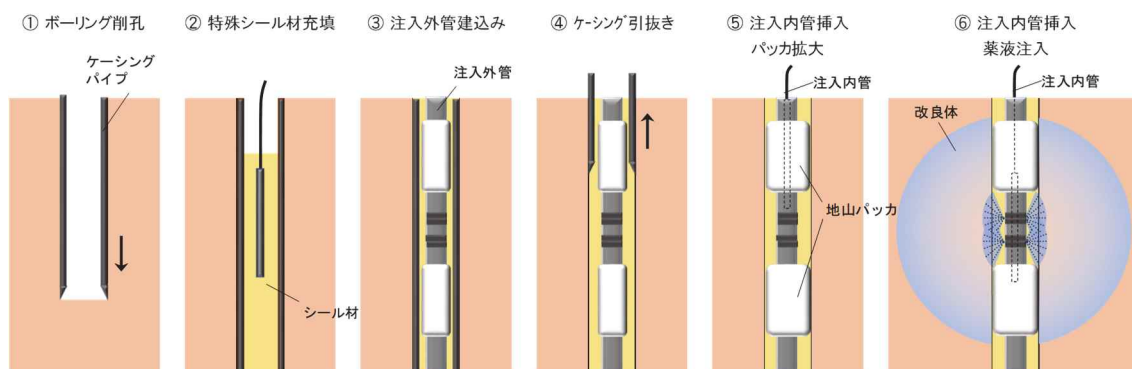


図-3.2 本工法の施工手順

3.2. 地山パッカの開発

3.2.1. 地山パッカの概要

従来の地山パッカは、パッカ内のグラウトの一部が透過し脱水効果により高濃度で硬化するよう透水性のある布製が用いられている。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、布製パッカはセメントベントナイト等の充填材で膨らませると、充填材の脱水によりパッカが収縮し、パッカと削孔穴孔壁との間に隙間が生じてしまうという課題がある。この課題に対し、新工法の地山パッカは、布製パッカの内側に伸縮性の高いゴム製パッカを設置する二層構造とした。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。開発した地山パッカを写真-3.1に示す。

また、新たな地山パッカは充填材の漏れが無いため、地山パッカと注入外管を接合する止め金具に圧力が作用し、従来の止め金具では不具合が生じたことから、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で、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耐圧性能の高い接合方式とした。



写真-3.1 新工法の地山パッカの構造（模型）

3.2.2. 地山パッカの性能試験

新たな地山パッカの性能を検証するため、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。

(1) 地山パッカ拡大径測定試験

地山パッカ拡大径測定試験では、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あたりの配合は、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1週間後にて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-3.2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-3.3(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、第4章に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掘削し、同パッカが地盤へ密着していることを確認した。

表-3.1 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） | φ120 | 1.0 | 11 |
| b) ポリプロピレン | φ140 | 1.0 | 15 |
| c) ナイロン+ポリエステル | φ165 | 1.0 | 21 |
| d) ポリエステル | φ115 | 1.0 | 10 |



写真-3.2 地山パッカの拡大状況（左：新パッカ、右：従来パッカ）



写真-3.3(a) 地山パッカの拡大前



写真-3.3(b) 地山パッカの拡大後(1週間後)

(2) 地山パッカ限界充填圧測定試験

地山パッカ限界充填圧測定試験では、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 の速度で充填する。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-3.3 に示すように、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）の 2 種類について試験を実施した。

充填時間と充填圧力・充填速度の関係を図-3.4 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。

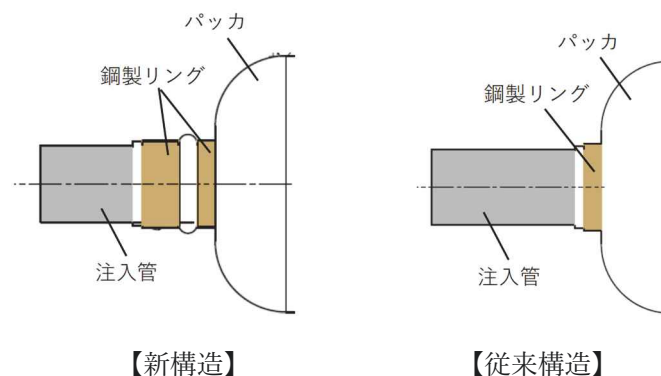


図-3.3 地山パッカの止め金具構造

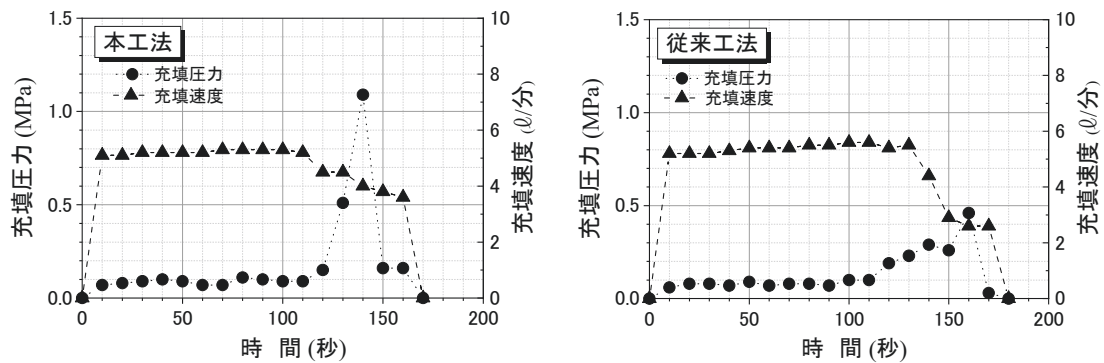


図-3.4 充填時間～充填圧力・充填速度関係

3.3. 特殊シール材の開発

3.3.1. 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¹⁾と粘土および水から構成される懸濁液である。高吸水性高分子材は、吸水前の平均粒径 35 μ m 程度、白色粉末状の材料である。自重の 500～1,000 倍の吸水性能を発揮し、紙オムツなどの衛生用品や土壤保水剤等に使用されており、原料及び生産工程に重金属のような環境汚染物質は使用しておらず安全性が確認されている¹⁾。図-3.5 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(—OOC⁽⁻⁾)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¹⁾。吸水膨潤した高吸水性高分子の比重は 1.0 であることから、孔壁保護材として比重を上げるため、高吸水性高分子材に粘土を添加する。特殊シール材の配合は、水に高吸水性高分子材を 1～2 kg/m³、粘土を 20kg/m³ 程度添加して使用し、同材の比重は 1.03、ファンネル粘性は 20～45 秒である。

特殊シール材の孔壁防護・溶解メカニズムは、図-3.6 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²⁾。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。

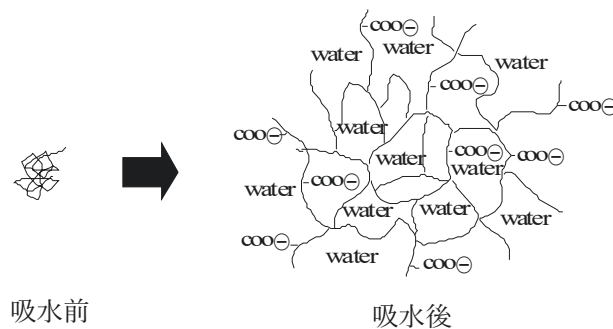


図-3.5 高吸水性高分子材の吸水原理 ¹⁾

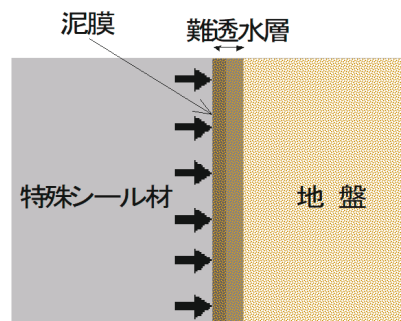


図-3.6 特殊シール材の孔壁崩壊防止の模式図 ²⁾

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 ³⁾.

- 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し流動化する。

特殊シール材の吸水倍率と使用水の電気伝導率の関係 ²⁾を図-3.7 に示す。特殊シール材の吸水倍率の低下は、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-3.8**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 $\mu\text{S}/\text{cm}$ 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-3.4**に示す．

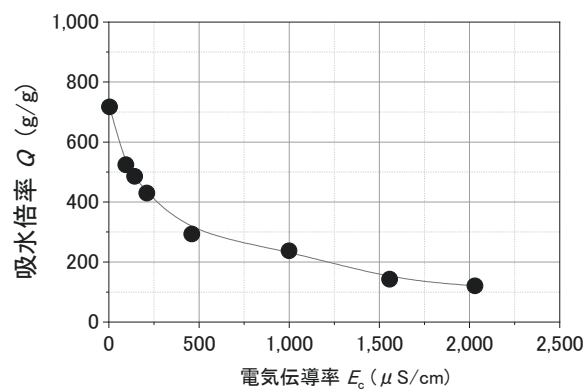


図-3.7 吸水倍率と使用水の電気伝導率の関係²⁾

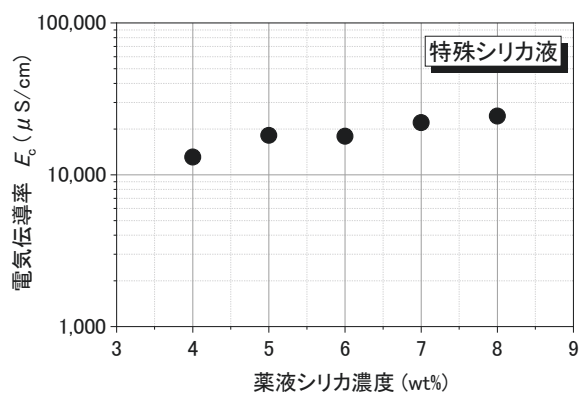
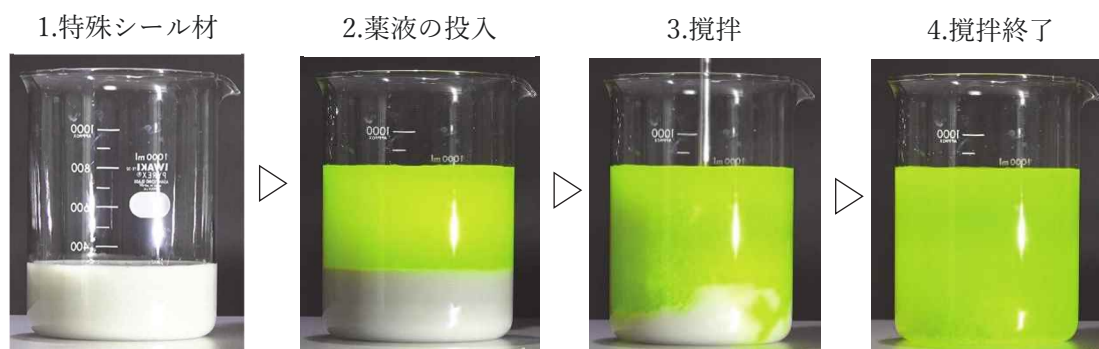


図-3.8 電気伝導率と薬液シリカ濃度の関係



※ 薬液は蛍光塗料により着色

写真-3.4 薬液と特殊シール材の反応の様子

3.3.2. 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-3.9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-3.2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-3.3に示し、シール材の仕様を表-3.4に示す。

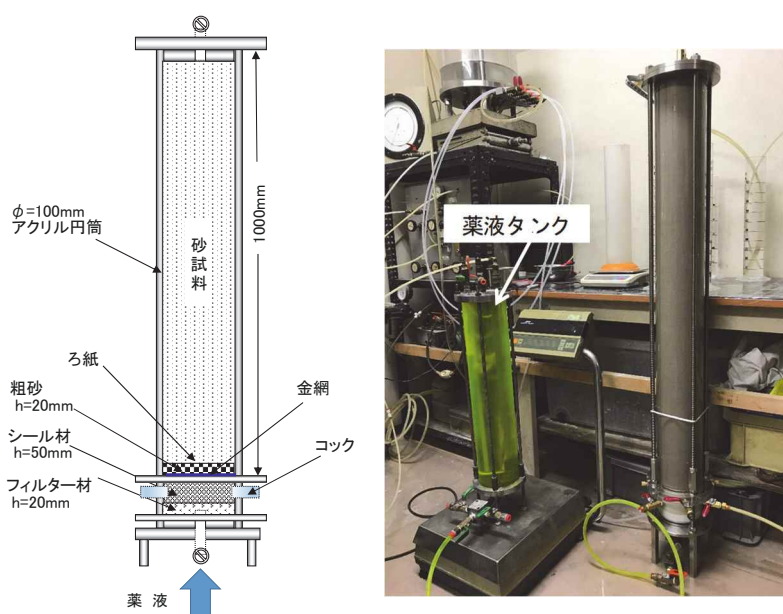


図-3.9 カラム試験装置

表-3.2 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 | 珪砂7号 |
| | 相対密度 | 65% | 65% |
| | 間隙水 | 脱気水道水 | 脱気水道水 |
| 薬液条件 | 使用薬液 | 特殊シリカ液 (5 wt% シリカ) | 特殊シリカ液 (5 wt% シリカ) |
| | pH | 3 | 3 |

表-3.3 砂試料の物理特性

| 砂試料 | 珪砂7号 |
|-------------------------------------|-------|
| 土粒子密度 ρ_s (g/cm ³) | 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-3.4 シール材の仕様

| 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 99.1 kg | 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 |

薬液とシール材との反応状況を写真-3.5 に示す。特殊シール材を用いた CASE-1 は薬液注入後、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。



CASE-1 特殊シール材



CASE-2 セメントベントナイト

写真-3.5 シール材と薬液の反応状況

薬液注入量と注入圧力の経時変化を図-3.10 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 日にて一軸圧縮強度試験を実施した。一軸圧縮強さの分布を図-3.11 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。

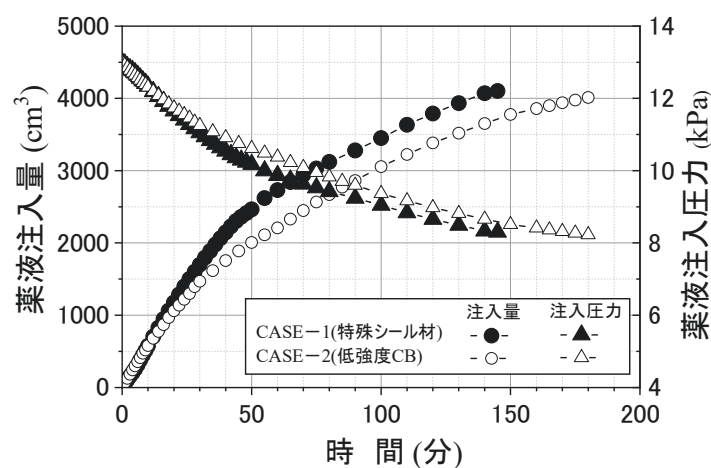


図-3.10 薬液注入量・注入圧～時間の関係

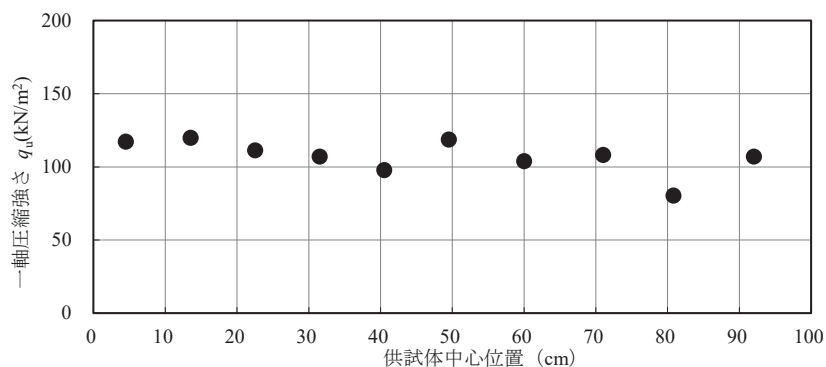


図-3.11 改良供試体 一軸圧縮強さ分布 (CASE-1 特殊シール材)

3.4. 結論

本章では、従来の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新たな薬液注入工法を提案した。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り、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を実施した。

試験の結果、以下の(1)～(4)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効果があることを確認した。

- (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(150分→120分)され、同じ注入圧力で20%の注入速度の向上が確認された。
- (4)特殊シール材を用いた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、薬液による溶解によって薬液の浸透性や改良体品質に影響を与えない材料である。

参考文献

- 1) 増田房義, 田中健二: 新素材シリーズ7 高吸水性ポリマーとその利用, 日本家政学会誌, Vol.40, No.8, pp.721-724, 1989.
- 2) 浅野均, 下坂賢二, 赤木寛一, 近藤義正: 高吸水性ポリマー材を利用した地盤掘削安定液の基本性状と場所打ち杭工法への適用, 土木学会論文集 F1(トンネル工学), Vol.73, No.2, pp.71-87, 2017.
- 3) 増田房義: 高吸水性ポリマー／高分子学会編集, 共立出版, pp.21-23, 1987.

第4章 新たな薬液注入工法の実証試験

第4章 新たな薬液注入工法の実証実験

本注入工法の要素技術である新たな地山パッカおよび特殊シール材の性能と本注入工法の実地盤での適用性を確認するため、模擬地盤による大型土槽注入試験と佐賀県唐津市および愛知県津島市の現地砂質地盤にて注入試験を実施した。

4.1. 大型土槽実験

4.1.1. 実験概要

新たな地山パッカと特殊シール材の性能を確認するため、大型土槽を用いた三次元模擬地盤への浸透注入試験を実施した。

(1) 試験方法

試験方法は、立坑や深礎工で用いられるライナープレート（波付け薄型鋼板）を用いて外径 3.5m（内径 3.3m）の大型土槽を組立て、土槽内に模擬地盤として砂（本試験では鹿島砂を使用）を充填、転圧し並行して計測器を設置した。土槽内に水を充填し、飽和後、注入孔を削孔し孔内に特殊シール材を充填する。地山パッカが組み込まれた注入外管を注入孔に所定の位置に建込み、パッカ充填材を用いて地山パッカを拡大させた。地山パッカ拡大を確認後、薬液を所定量浸透注入し、注入完了後 28 日養生し、養生後、改良体を発掘し改良体の出来形計測を行うとともに、試料を採取し改良体の品質確認試験を行った。試験フローを図-4.1 に示す。

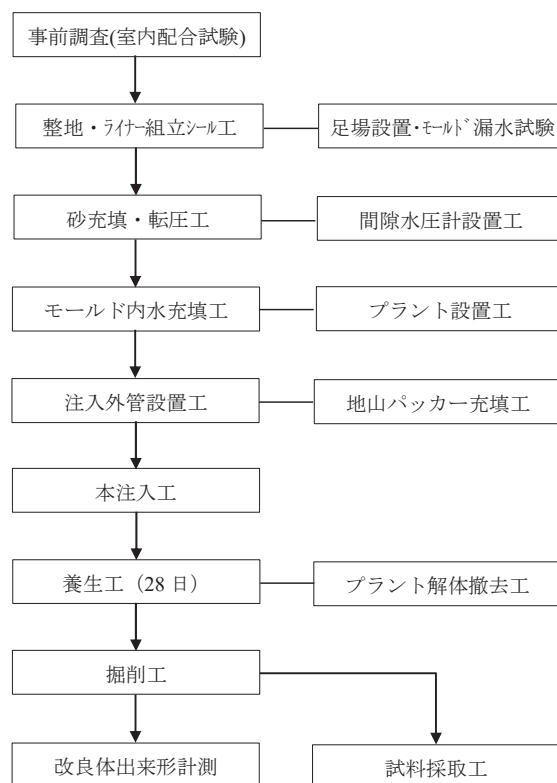


図-4.1 試験フロー

(2) 土槽諸元

試験に用いた土槽の平面図・断面図を図-4.2，全景を写真-4.1 に示す。

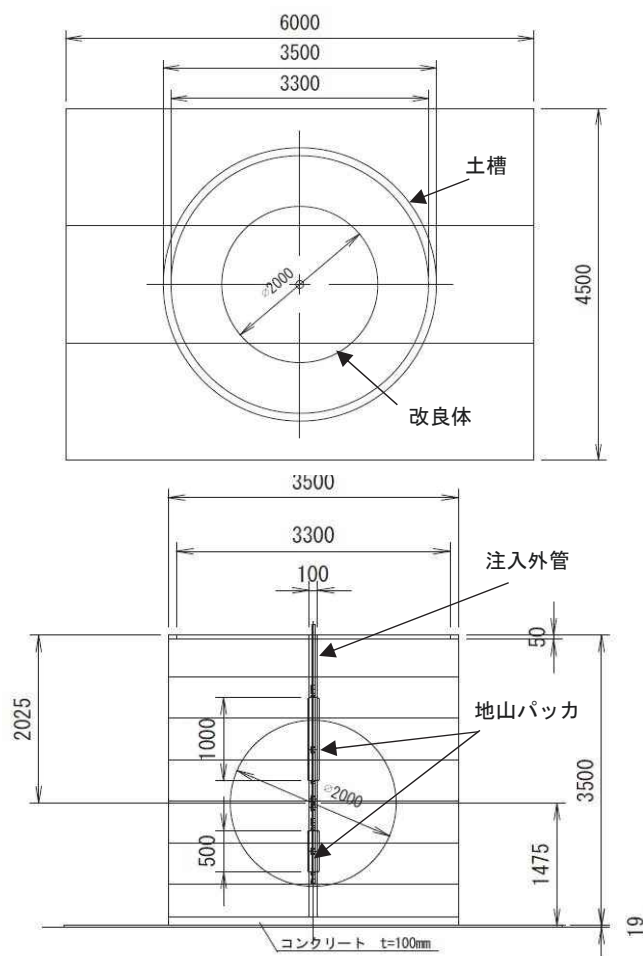


図-4.2 土槽平面・断面図



写真-4.1 土槽全景写真

(3) 使用砂の特性値

試験に使用した模擬地盤には，写真-4.2 に示す「鹿島砂」を使用した．本試料の粒径加積曲線を図-4.3，模擬地盤の物理特性を表-4.1 に示す．



写真-4.2 試験に用いた鹿島砂

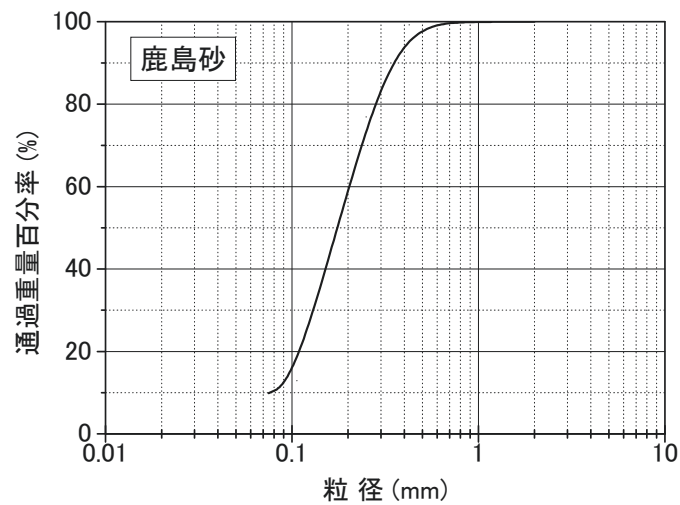


図-4.3 鹿島砂の粒径加積曲線図

表-4.1 模擬地盤の物理特性

| | | | |
|--------|----------|---------------------|-------|
| 土粒子の密度 | ρ_s | (g/cm^3) | 2.69 |
| 相対密度 | D_r | (%) | 60 |
| 間隙比 | e | | 0.715 |
| 間隙率 | n | (%) | 41.7 |

4.1.2. 配合試験および改良仕様

(1) 配合試験

薬液(特殊シリカ液)の配合条件を決めるため, 使用砂を用いた配合試験を実施した. 配合試験より得られた一軸圧縮強さ～シリカ濃度関係を図-4.4 に示す. 本試験では, 浸透固化処理工法マニュアル¹⁾に従い, 室内目標強度を目標改良強度の2倍とする.

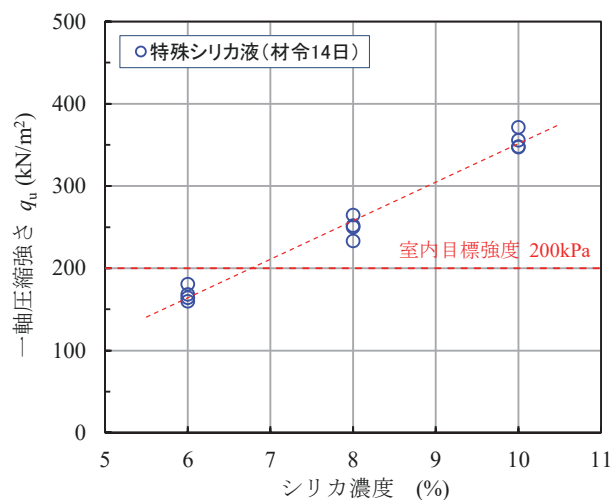


図-4.4 一軸圧縮強さ～シリカ濃度関係

(2) 改良仕様

事前調査結果，配合試験結果より本試験での改良仕様を決定した．改良仕様を表-4.2に示す．

表-4.2 改良仕様

| 項 目 | 仕 様 |
|--------|--|
| 使用砂 | 鹿島砂 $D_r=60\%$ |
| 土槽サイズ | $\phi 3.5\text{m} \times \text{H}3.5\text{m}$ |
| 使用薬液 | 特殊シリカ液 |
| シリカ濃度 | 8wt% |
| 薬液pH | 3.0 |
| 注入率 | 37.9% $D_r=60\%$ とした場合の注入率を算定 |
| 薬液注入量 | 1620ℓ |
| 目標改良直径 | $\phi 2.0\text{m}$ |
| 目標改良強度 | 一軸圧縮強さ $q_u \geq 100\text{kPa}$ 液状化強度比 $R_{L20} \geq 0.6$ |

4.1.3. 薬液注入状況

(1) 地山パッカ充填計測

薬液注入前に地山パッカ（上下）に充填材を注入し注入圧力，注入速度を計測した．充填中は漏れ出しもなく計画充填量を注入し，最大圧力は上部パッカで 0.97MPa，下部パッカで 0.93MPa であった．計測結果を表-4.3～4.4，図-4.5～4.6 に示す．

表-4.3 上部パッカ計測結果

| 圧力 (MPa) | 流量 (ℓ/分) | 積算量 (ℓ) | 注入時間 (分) |
|-------------|-------------|------------|-------------|
| 0.13 | 4.7 | 1 | 10 |
| 0.20 | 5.0 | 2 | 20 |
| 0.29 | 5.0 | 2 | 30 |
| 0.30 | 5.0 | 3 | 40 |
| 0.36 | 5.1 | 4 | 50 |
| 0.52 | 5.0 | 5 | 60 |
| 0.52 | 5.0 | 6 | 70 |
| 0.55 | 5.0 | 7 | 80 |
| 0.55 | 5.0 | 7 | 90 |
| 0.71 | 4.9 | 8 | 100 |
| 0.81 | 4.8 | 9 | 110 |
| 0.89 | 4.8 | 10 | 120 |
| 0.97 | 4.8 | 11 | 130 |

※上部パッカ長さ 100cm

$$\begin{aligned}
 \text{計画充填量 } F &= \pi/4 \times \text{膨らみ径}^2 \times \text{膨らみ長さ} \\
 &= \pi/4 \times (12\text{cm})^2 \times 100\text{cm} \times 1/1000 \\
 &= 11 \text{ ℓ}
 \end{aligned}$$

表-4.4 下部パッカ計測結果

| 圧力 (MPa) | 流量 (ℓ/分) | 積算量 (ℓ) | 注入時間 (秒) |
|-------------|-------------|------------|-------------|
| 0.18 | 4.6 | 0 | 10 |
| 0.26 | 5.0 | 1 | 20 |
| 0.37 | 5.0 | 2 | 30 |
| 0.77 | 4.9 | 3 | 40 |
| 0.83 | 4.8 | 4 | 50 |
| 0.93 | 5.0 | 6 | 60 |

※下部パッカ長さ 50cm

$$\begin{aligned}
 \text{計画充填量 } F &= \pi/4 \times \text{膨らみ径}^2 \times \text{膨らみ長さ} \\
 &= \pi/4 \times (12\text{cm})^2 \times 50\text{cm} \times 1/1000 \\
 &= 6 \text{ ℓ}
 \end{aligned}$$

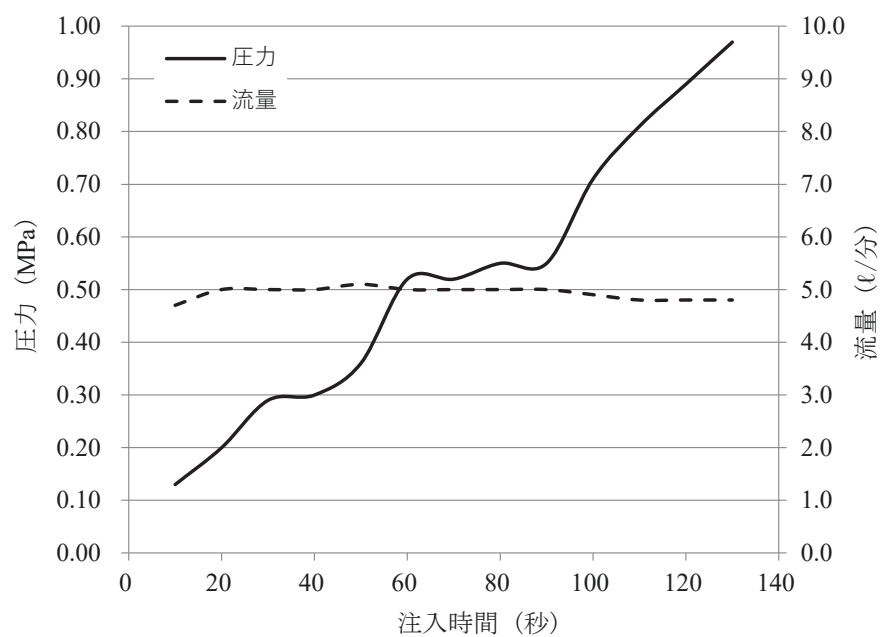


図-4.5 上部パッカ充填経時変化

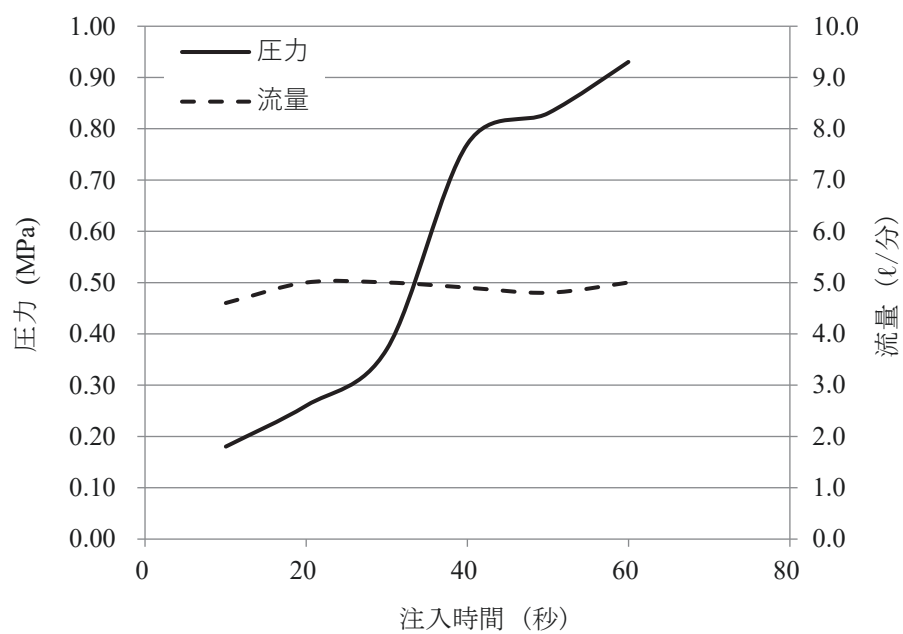


図-4.6 下部パッカ充填経時変化

(2) 注入圧・注入速度計測

地山パッカ拡大後、薬液を注入（実施注入量 $Q=1,620\ell$ ）し、注入圧および注入速度の経時変化を計測した。薬液注入中は、土槽地表からの薬液の漏れ出しもなく注入圧 0.15MPa 前後、注入速度 $4\ell/\text{分}$ 前後の安定した注入状態で推移した。注入状況を写真-4.3、注入圧および注入速度の経時変化を図-4.7 に示す。



写真-4.3 薬液注入状況

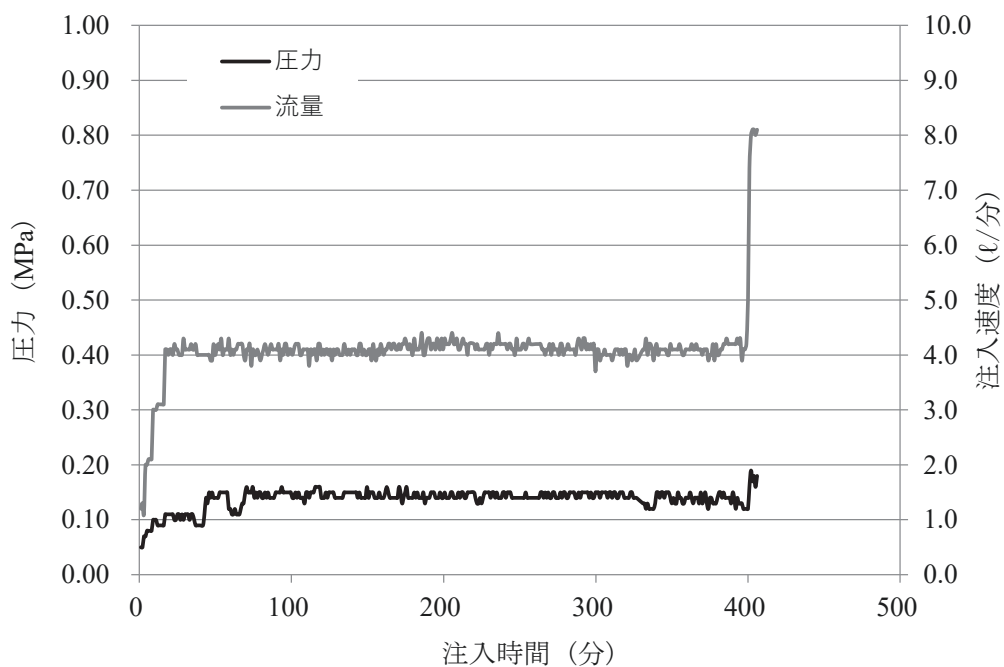


図-4.7 注入圧・注入速度の経時変化

(3) 間隙水圧計測

薬液注入時の特殊シール材の影響を確認するため、飽和模擬地盤の注入孔周辺に間隙水圧計を設置し経時変化を計測した。計器設置位置は、改良球体水平直径面上の外周および外周より 50cm 内部の位置である。設置状況を写真-4.4、配置図を図-4.8 に、計測結果を図-4.9 に示す。



写真-4.4 間隙水圧計設置状況

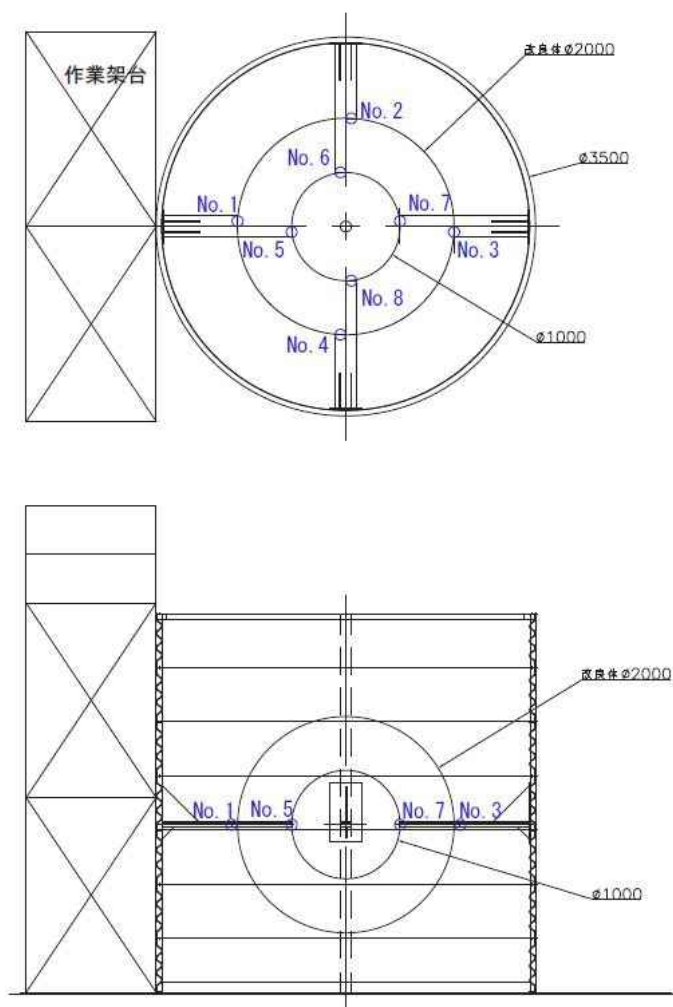


図-4.8 間隙水圧計配置図 (上：平面図, 下：断面図)

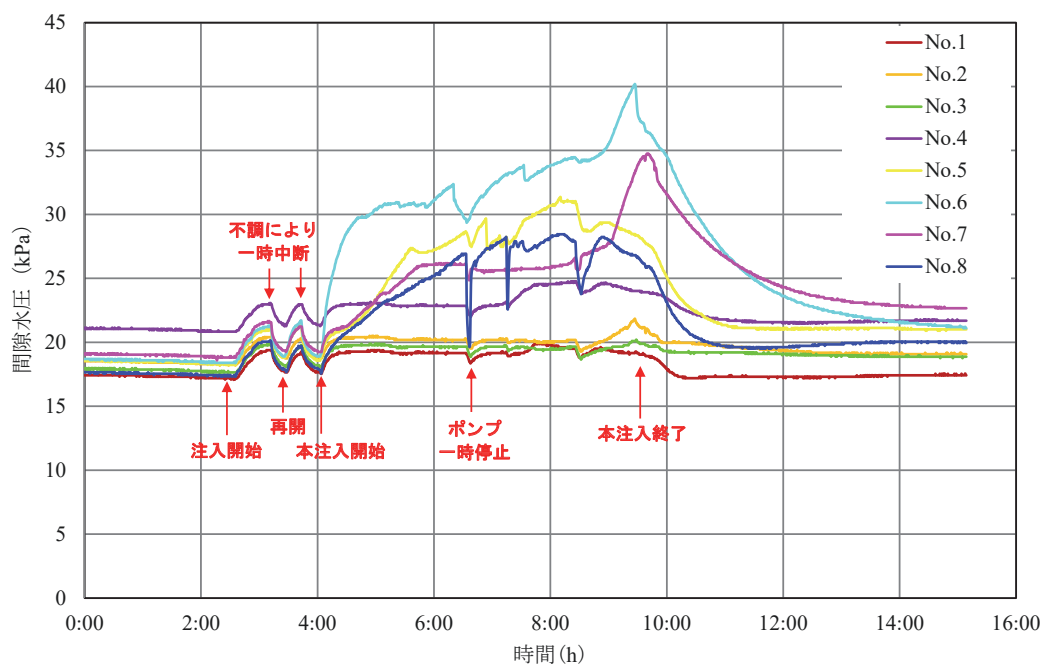


図-4.9 間隙水圧経時変化（薬液注入時）

薬液注入前の間隙水圧は 20kPa 前後で、薬液吐出口から 50cm・No6 の位置で最大 40kPa（差圧 22kPa）、100cm・No4 の位置で最大 25kPa（差圧 5kPa）であった。円周 4 方向での局所的な間隙水圧の増大は見られないことから、特殊シール材による浸透面への注入障害はなく浸透注入できたものと考えられる。

4.1.4. 改良体の出来形確認結果

(1) 改良体出来形

注入試験終了後から 28 日養生した後、改良体を掘削した。若干偏りはあるものの概ね目標改良直径 $\phi 2.0\text{m}$ の改良体を造成できた。発掘した改良体の写真を写真-4.5、出来形計測結果を図-4.10～4.12 に示す。



写真-4.5 掘削した改良体

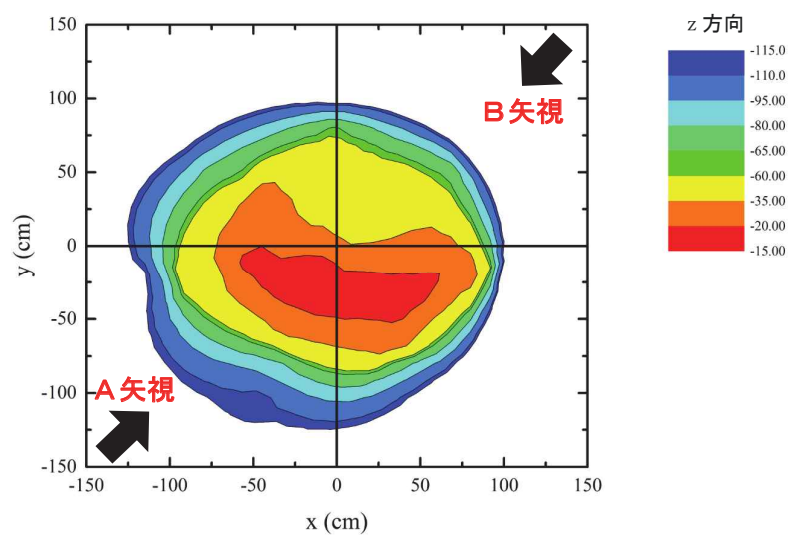


図-4.10 改良体出来形計測結果（等高線：改良体中心～改良体上部）

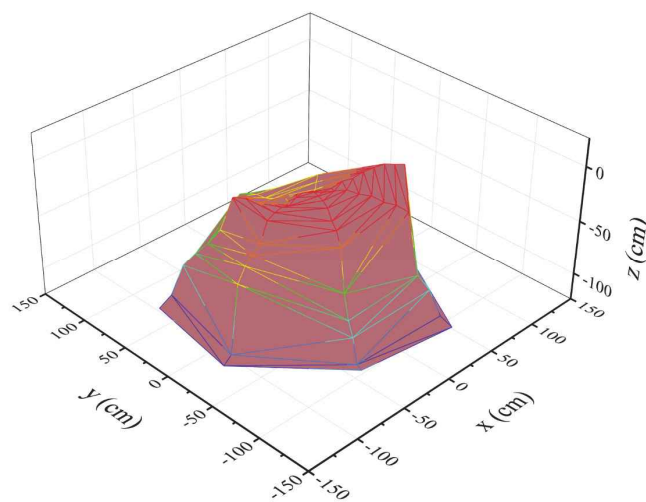


図-4.11 改良体出来形計測結果（A 矢視立面図）

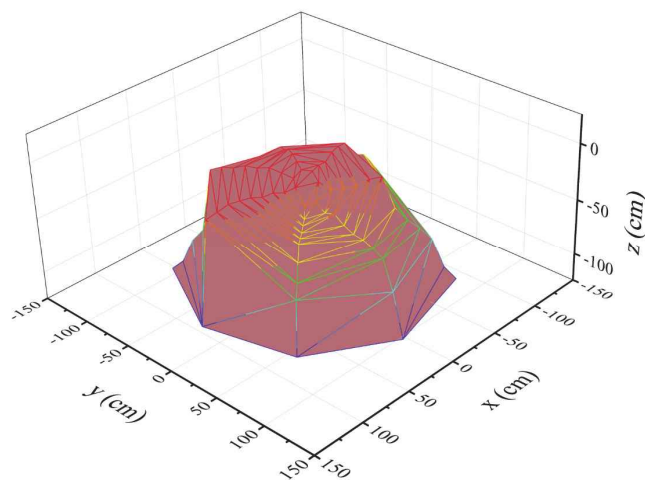


図-4.12 改良体出来形計測結果（B 矢視立面図）

(2) 地山パッカおよび特殊シール材充填部の確認

改良体発掘時の地山パッカおよび特殊シール材充填部を写真-4.6～4.8 に示す。地山パッカは十分な膨らみをもって発掘されたことから、充填材注入後に削孔穴内で充填材を滲出して収縮することなく拡大を保持し、薬液の逸走防止に寄与したものと考えられる。また、薬液吐出口周りの孔壁面の観察から特殊シール材が流動化した状況が見られ、薬液注入時の阻害にはならなかったと推測される。



写真-4.6 改良体発掘時の地山パッカ



写真-4.7 地山パッカ（発掘時）



写真-4.8 特殊シール材充填部

4.1.5. 改良体の力学試験結果

(1) 試験概要

改良砂および未改良砂を使用し、室内土質試験を実施した。未改良砂は、試験室にて相対密度 $Dr=60\%$ になるように供試体を作成し、改良砂の採取方法は写真-4.9 に示すブロックサンプリングモールド（40cm×40cm）を使用し、図-4.13 の位置でサンプリングを実施した。採取した改良体は、写真-4.10 に示すようにブロックサンプリング試料（30cm×30cm）を 18 等分し、供試体を作成した。



写真-4.9 ブロックサンプリングモールド

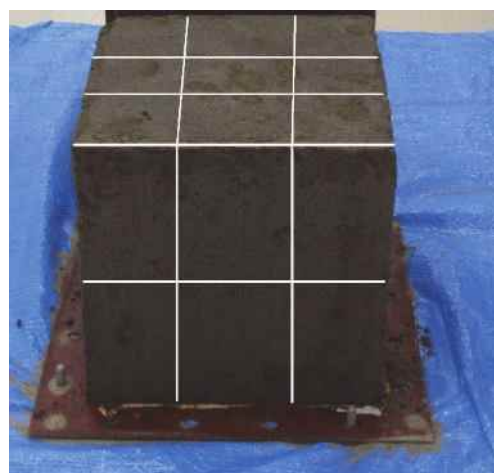


写真-4.10 供試体作製状況

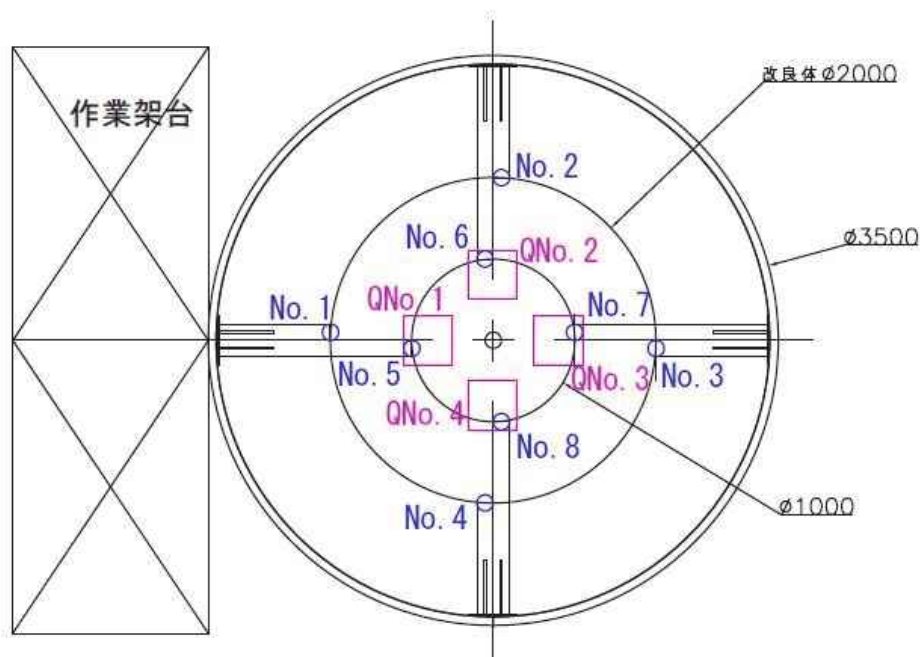


図-4.13 ブロックサンプリング位置図

室内土質試験および試験条件を表-4.5 に示す.

表-4.5 室内土質試験および試験条件

| 試験名 | | 試験条件 |
|------------------|---------------|--|
| 改良砂 | 三軸圧縮試験 (CD条件) | 背圧 : 200kPa 拘束圧 : 50,100,200kPa ひずみ速度 : 0.1%/min |
| | 繰返し非排水三軸試験 | 背圧 : 200kPa 拘束圧 : 50kPa 載荷周波数 : 0.1Hz |
| | 三軸透水試験 | 背圧 : 200kPa 拘束圧 : 50,100,200kPa |
| | 三軸比抵抗試験 | 拘束圧 : 50,100,200kPa |
| 未改良砂 (Dr=60%) | 三軸圧縮試験 (CD条件) | 背圧 : 200kPa 拘束圧 : 50,100,200kPa ひずみ速度 : 0.1%/min |
| | 繰返し非排水三軸試験 | 背圧 : 200kPa 拘束圧 : 50kPa 載荷周波数 : 0.1Hz |
| | 三軸透水試験 | 背圧 : 200kPa 拘束圧 : 50kPa |
| | 三軸比抵抗試験 | 拘束圧 : 50kPa |

なお, 上記試験の内, まだ基準化されていない三軸透水試験²⁾, 三軸比抵抗試験²⁾の試験概要を図-4.14~4.15 に示す.

三軸透水試験

三軸試験装置を用いた透水試験で、地盤の応力状態のもとに透水試験が行えることである。また、供試体をゴムスリーブで覆い側圧を加えるので、供試体周面に沿う漏水を少なくできること、さらに背圧を加えることによって供試体の飽和度を高めることができる。

試験手順

- ① 供試体をペダスタルの上に置き、キャップを載せ、ゴムメンブレンで覆う。
- ② 三軸セルを組み立てセル内に水を注入する。
- ③ 20 kN/m^2 のセル圧を加え、供試体内の間隙の空気を炭酸ガス (CO_2) と置き換えた後、脱気水を通し供試体を飽和させる。
- ④ 背圧を加え、所定の拘束圧で圧密をする。
- ⑤ 背圧+透水圧（水位差）を加え、測定を開始する。
- ⑥ 所定の水位差における透水量と測定時間より透水係数を算出する。

試験条件

- ① 供試体寸法 : $\phi=50\text{mm}$ $H=100\text{mm}$
- ② 圧密応力 σ_c' : 50 kN/m^2
- ③ 背 圧 U_b : 200 kN/m^2

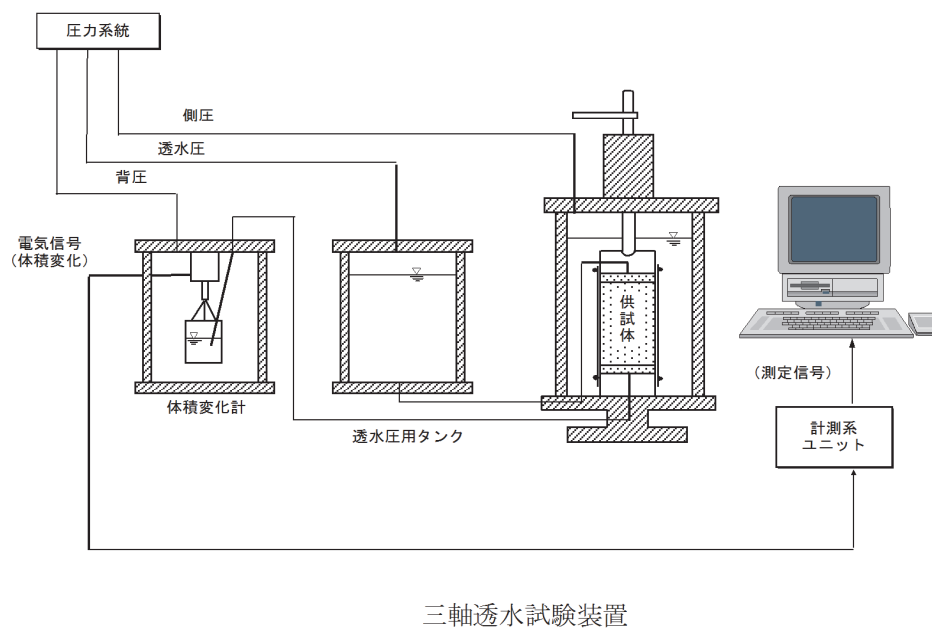


図-4.14 三軸透水試験の概要²⁾

三軸装置を用いた比抵抗試験

- ① 供試体の端面を、凹凸をなくし平面になるように整形する。
- ② 電極（銅板）の表面をきれいにし（油などで汚れている時は、アルコールで拭き取る）供試体にゴムメンブレンを装着し、三軸比抵抗試験装置の電極間に供試体を設置する。
- ③ 20kPa のセル圧を加え、供試体内の間隙の空気を炭酸ガス（CO₂）と置き換え、脱気水で飽和させた後、所定の拘束圧で圧密する。
- ④ 比抵抗測定装置の電源を ON にし、電流値（I）、電位差（E）を読みとる。
供試体の比抵抗値は、下式で計算する。

比抵抗値

$$R = (E/I) \cdot A/L \quad (\Omega \cdot m)$$

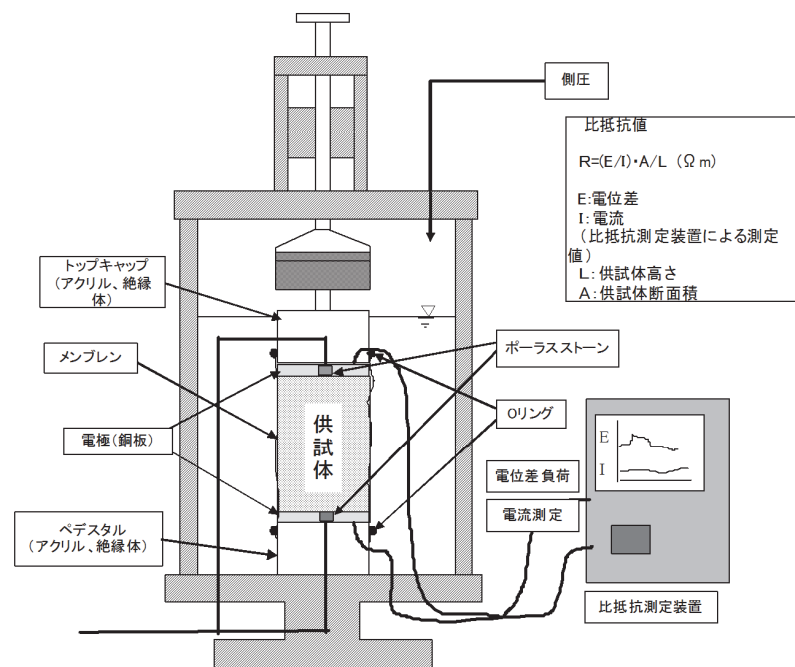
E：電位差

I：電流

（比抵抗測定装置による測定値）

L：供試体高さ

A：供試体断面



三軸比抵抗試験概略システム図

図-4.15 三軸比抵抗試験の概要²⁾

(2) 試験結果

室内土質試験結果一覧表を表-4.6 に示す。

表-4.6 室内土質試験結果一覧

| 試料番号 | | | | QNo.1 | QNo.2 | QNo.3 | 未改良砂 |
|----------------|-------------------------------|--------------|-----|-------|----------|-------|----------|
| 試料 採取深度 | 開始GL-(m) | | | 0 | 0 | 0 | - |
| | 終了GL-(m) | | | 1.3 | 1.3 | 1.3 | - |
| 湿潤密度試験 | ρ_t (g/cm ³) | | | 1.941 | 1.951 | 1.936 | - |
| 一軸圧縮試験 | q_u (kN/m ²) | | | 108.1 | 105.7 | 60.1 | - |
| | | | | 102.9 | 68.2 | 82.7 | - |
| | | | | 78.3 | 104.4 | 63.4 | - |
| 三軸圧縮試験 CD条件 | c_d (kN/m ²) | | | 4.1 | 13.6 | 20.3 | 3.4 |
| | ϕ_d (°) | | | 45.2 | 44.9 | 44.4 | 38.8 |
| 液状化試験 | R_{L20} | | | 1.005 | 1.210 | 0.735 | 0.241 |
| 三軸透水試験 | k_{15} (m/s) | 拘束圧 (kPa) | 50 | - | 3.44E-06 | - | 1.42E-04 |
| | | | 100 | - | 6.87E-07 | - | - |
| | | | 200 | - | 1.38E-07 | - | - |
| 三軸比抵抗試験 | $\Omega \cdot m$ | 拘束圧 (kPa) | 50 | - | 8.6 | - | 140.4 |
| | | | 100 | - | 9.8 | - | - |
| | | | 200 | - | 8.4 | - | - |

a) 一軸圧縮試験結果

一軸圧縮試験による応力ひずみ曲線を図-4.16 に示す。一軸圧縮強さ q_u は 60～110kN/m² 程度の範囲にあり、ややばらつきがある。一般に、一軸圧縮強さと液状化試験により求まる R_{L20} は相関性が高いといわれており、今回の試験結果からもその傾向が認められる。(図-4.17 参照)

表-4.7 は一軸圧縮試験から求められた物性値一覧を示しているが、一軸圧縮強さが 100kN/m² を超えているものは、湿潤密度が 1.94～1.96 (g/cm³) の範囲にあり、破壊ひずみの一部は 0.9 (%)以下となる。破壊ひずみや湿潤密度試験結果から試料の乱れの影響は少なく改良効果が発揮されていると考えられる。拘束圧のない一軸圧縮試験は、薬液の充填が少なくなる箇所を弱面として一軸圧縮強さとして得ており、強度のばらつきは供試体による試験値の差が生じたと想定される。

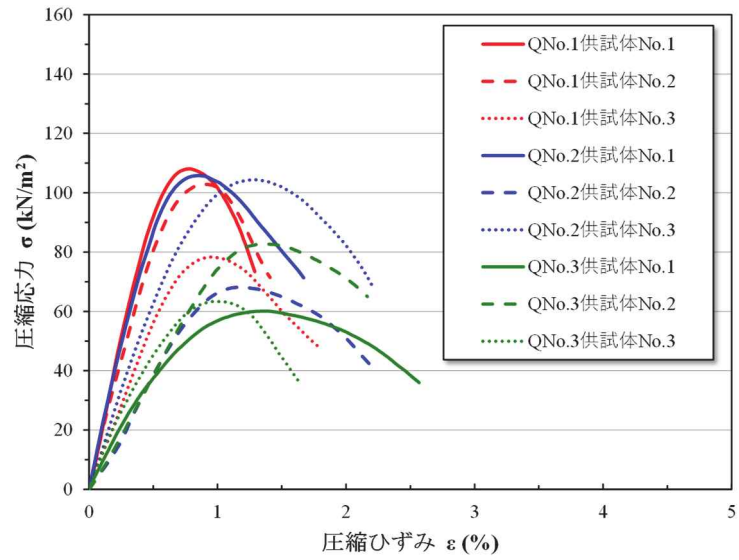


図-4.16 応力ひずみ曲線

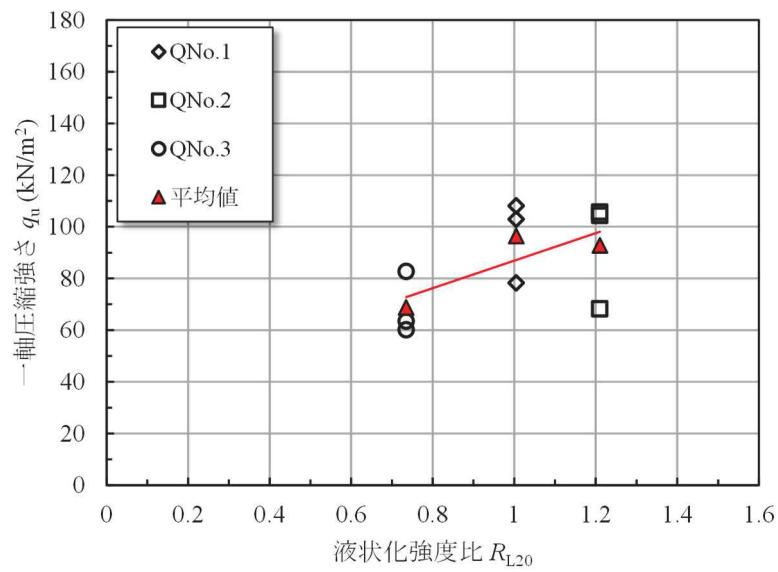


図-4.17 R_{L20} と q_u の関係

表-4.7 一軸圧縮強度試験から得た物性値一覧

| 試料 | | 湿潤密度 ρ_t (g/cm^3) | 一軸圧縮強さ q_u (kN/m^2) | 破壊ひずみ ε_f (%) | 変形係数 E_{50} (kN/m^2) |
|-------|---|--------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|--------------------------------------|
| QNo.1 | 1 | 1.951 | 108.1 | 0.77 | 20390 |
| | 2 | 1.939 | 102.9 | 0.89 | 17080 |
| | 3 | 1.933 | 78.3 | 0.94 | 11690 |
| QNo.2 | 1 | 1.959 | 105.7 | 0.84 | 19330 |
| | 2 | 1.933 | 68.2 | 1.12 | 9070 |
| | 3 | 1.960 | 104.4 | 1.29 | 12920 |
| QNo.3 | 1 | 1.907 | 60.1 | 1.37 | 8060 |
| | 2 | 1.944 | 82.7 | 1.31 | 8350 |
| | 3 | 1.958 | 63.4 | 0.98 | 9990 |

b) 三軸圧縮試験結果（CD 試験）

三軸圧縮試験による軸差応力-軸ひずみ関係を図-4.18 に示す。各試料とも同じ拘束圧条件下にて、改良砂は未改良砂より大きな軸差応力を発揮し、改良効果が顕著に表れている。但し、QNo.1 の改良砂（拘束圧 50kPa）は、ピーク強度が不明瞭であり、未改良試料と類似した応力ひずみ特性を示している。

体積ひずみ-軸ひずみ関係を図-4.19 に示す。未改良砂および改良砂ともせん断直後に体積収縮し、最大圧縮点に達した後、体積膨張（正のダイレイタンスー）を示すが、改良砂は未改良砂より体積膨張量が大きくなっている。この改良砂の挙動は密な砂に対して圧密排水三軸圧縮試験を行った場合に現れる典型的な変形挙動と同様で、改良砂は正のダイレイタンスー特性³⁾が未改良砂よりも顕著に表れている。

三軸圧縮試験結果より求められたモールの応力円を図-4.20 に示す。同図には、未改良砂の結果を重ねており、全ての試料で粘着力および内部摩擦角が大きくなり、QNo.3 では粘着力が 17kN/m^2 程度、内部摩擦角が $5\sim 6^\circ$ 程度強度増加している。一般に、砂質土に浸透注入された固結砂の強度発現は、注入により地盤の間隙水が薬液と置換され、粘着力が付与されることによるものであり、注入前の砂の内部摩擦角は、注入前後では薬液の種類に関わらずほとんど変化しないことが報告³⁾されている。また固結砂の強度は、同じ排水条件で試験を行った場合、強度発現の大きな支配因子は、砂の相対密度、粒径、および薬液ゲルの強度であることが経験的に知られている。このことから、本試験では浸透注入形態であったものの、未改良砂の相対密度に対し、改良砂では大型土槽の砂の相対密度に上載荷重によるインターロッキング効果が発生し、内部摩擦角に変化が生じたものと推測される。

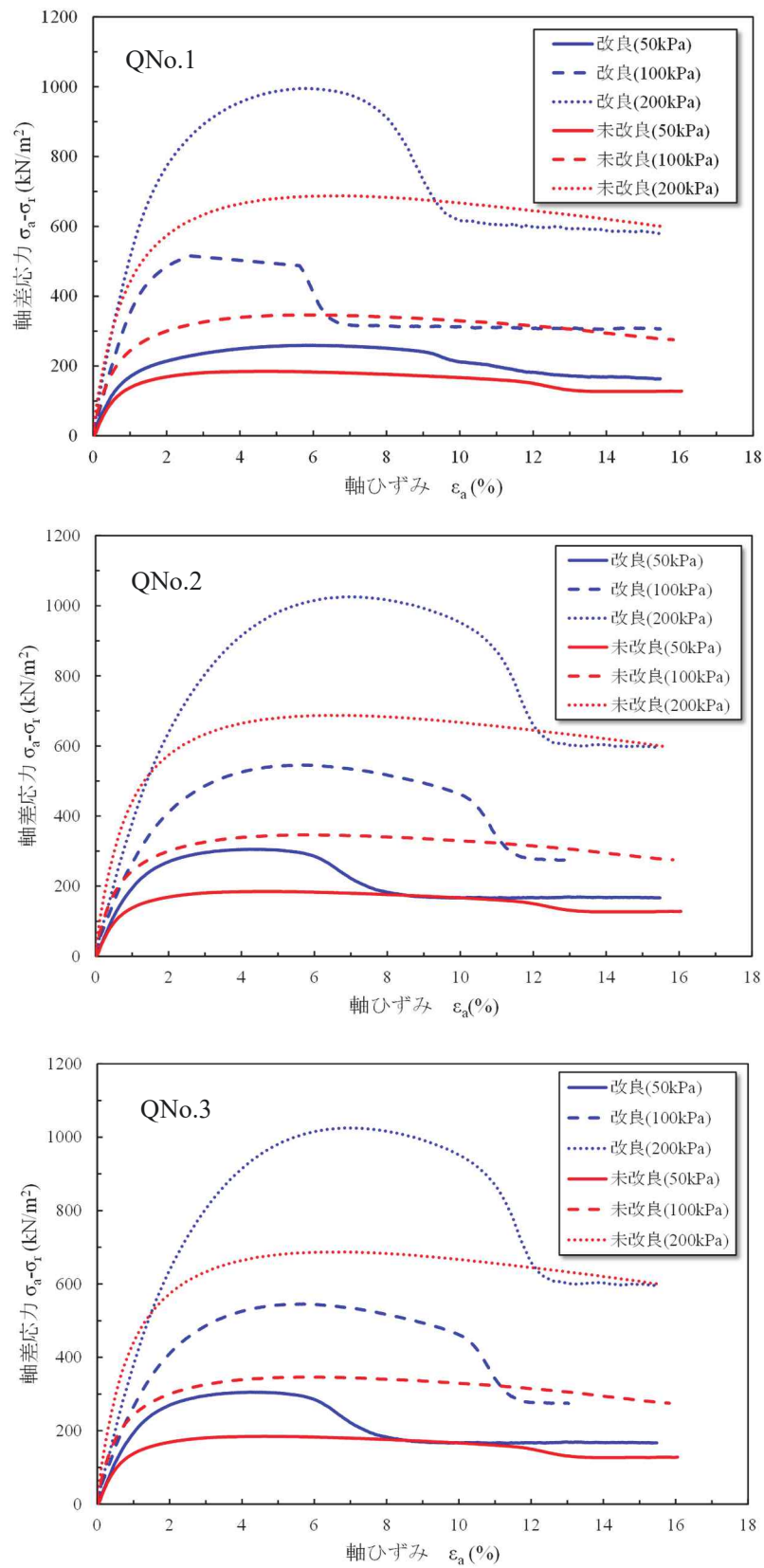


図-4.18 三軸圧縮試験(CD 条件)による軸差応力-軸ひずみの関係図

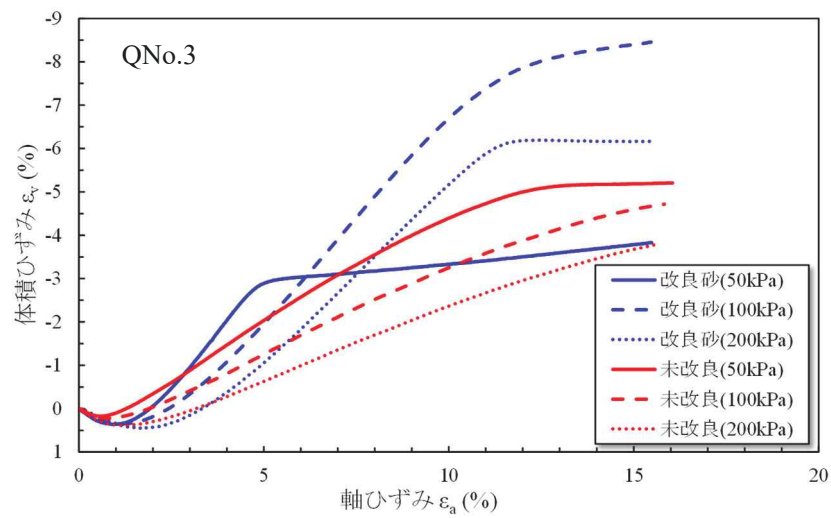
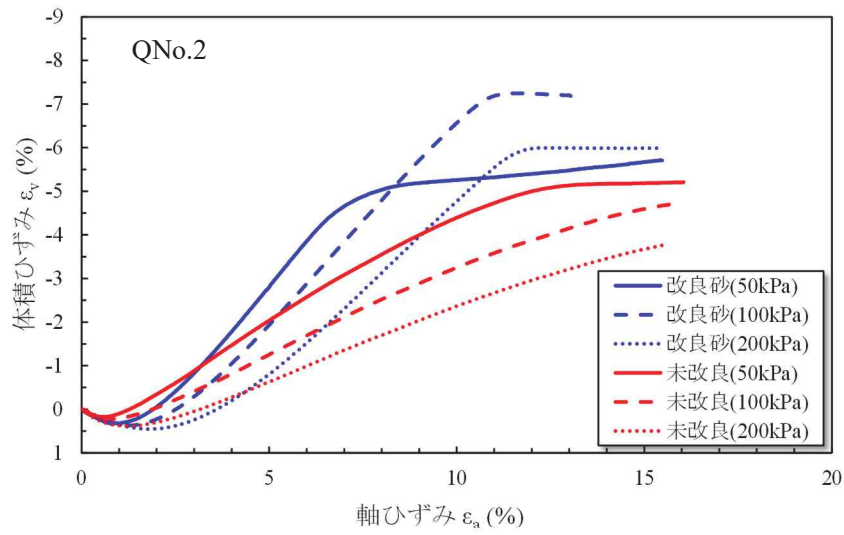
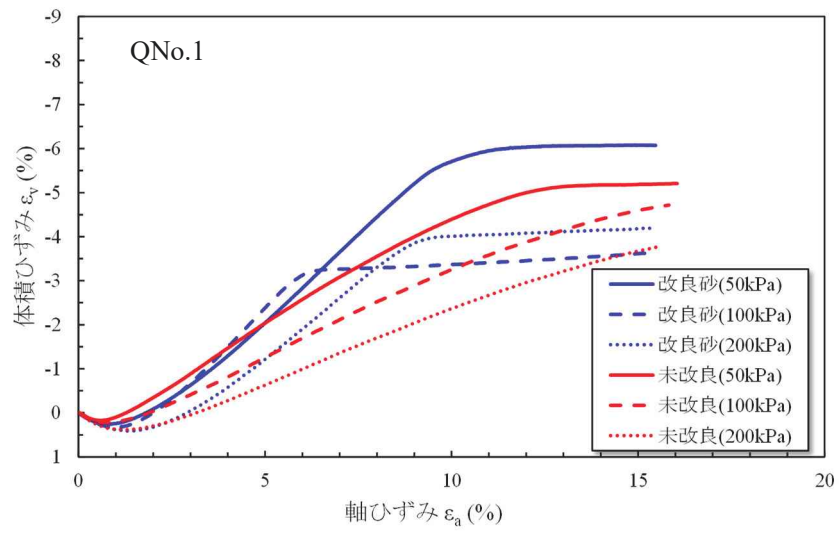


図-4.19 三軸圧縮試験(CD 条件)による体積ひずみ-軸ひずみの関係図

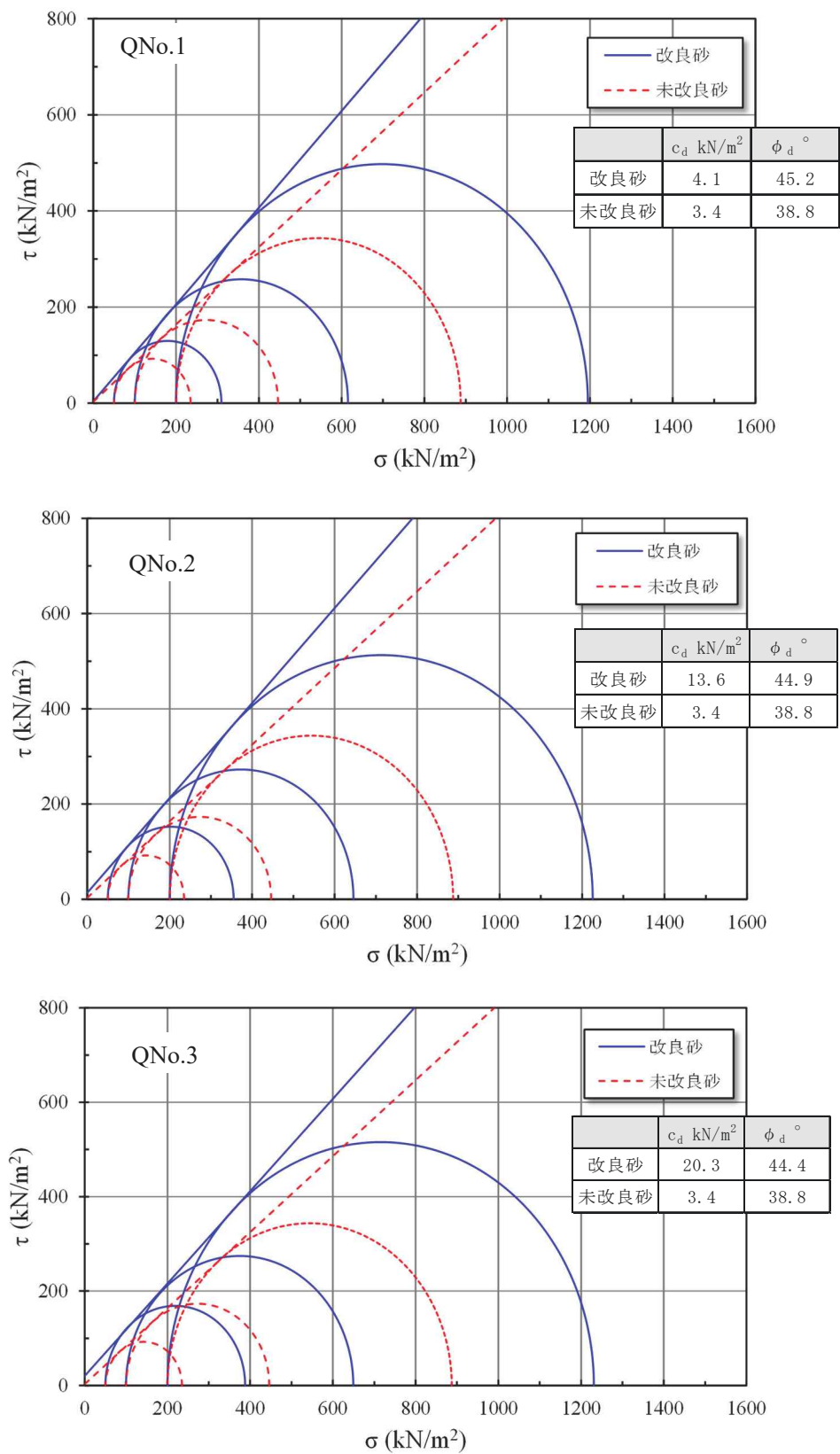


図-4.20 三軸圧縮試験(CD 条件)によるモールの応力円

c) 繰返し非排水三軸試験結果（液状化試験）

図-4.21 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振幅比と繰返し載荷回数の関係を示す。同図から明らかなように、改良砂は未改良と比較して、0.5～1.0 程度強度の増加が確認できる。また、写真-4.11 に示すように、改良砂は薬液による粘着力の付加と正のダイレイタンシー特性により、粘り強い強度と変形特性が試験後の供試体に顕著に現れている。

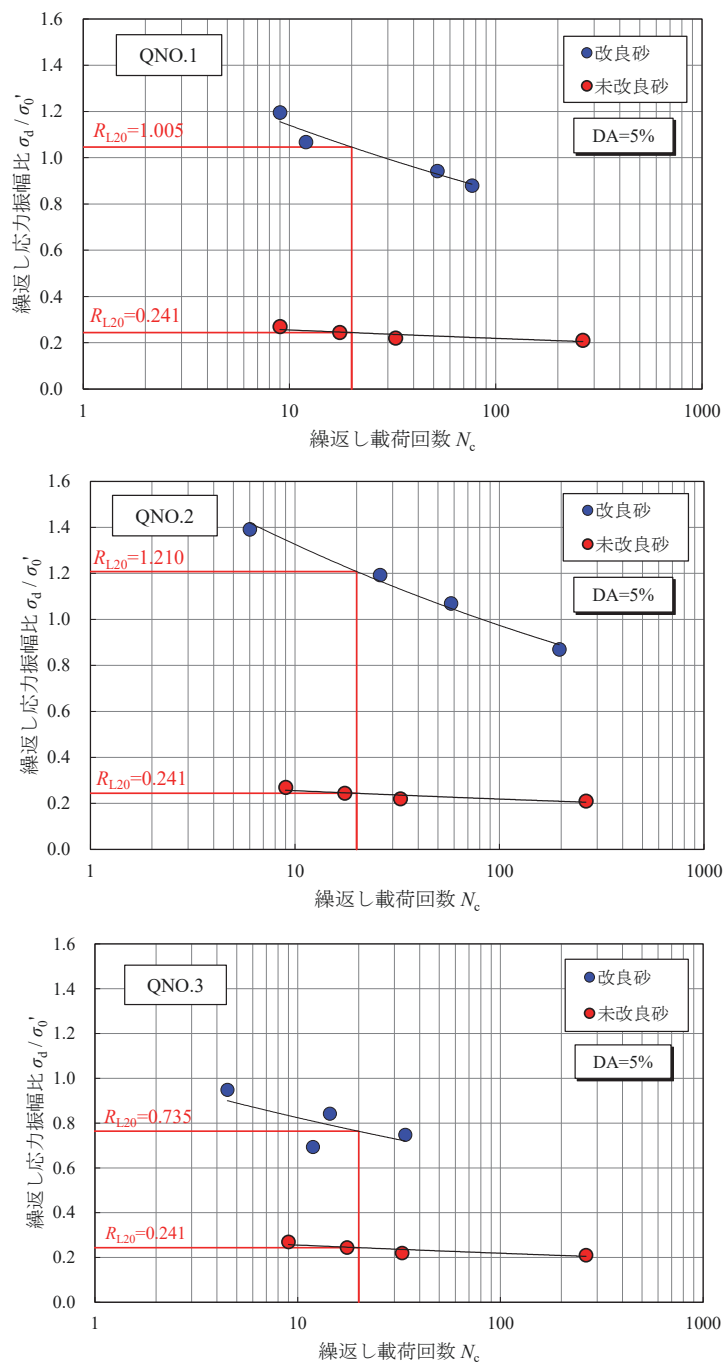


図-4.21 液状化強度曲線



写真-4.11 試験後の供試体

d) 三軸透水試験結果

改良砂および未改良砂における透水試験結果を図-4.22 に示す。未改良試料は、透水係数が 10^{-4}cm/s 程度に対し、改良砂は、透水係数が $10^{-6}\sim 10^{-7}\text{cm/s}$ となり、改良により透水性の低下が表れている。

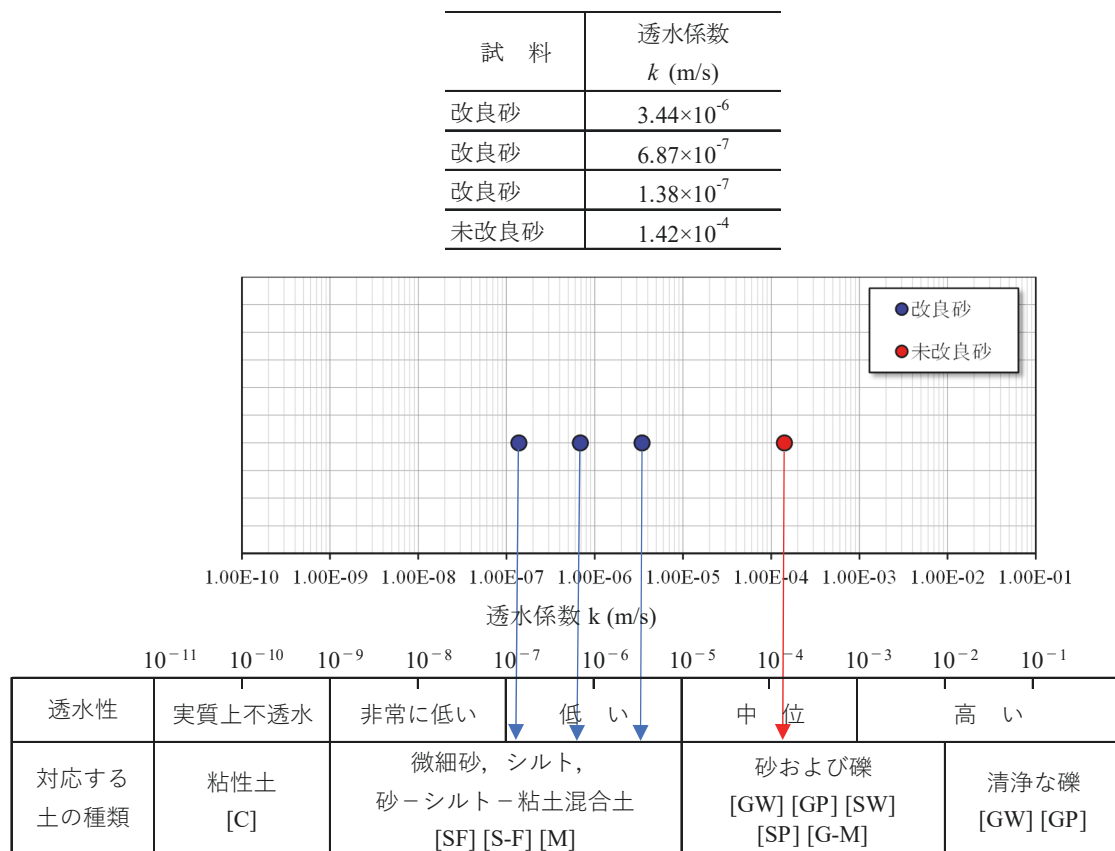


図-4.22 三軸透水試験結果

e) 三軸比抵抗試験結果

改良砂および未改良砂における比抵抗試験結果を図-4.23 に示す。未改良砂は、比抵抗測定値が $100 \Omega \cdot \text{m}$ 以上となり、改良砂は比抵抗測定値が $10 \Omega \cdot \text{m}$ 以下と顕著に低くなった。既往の研究⁴⁾では、特殊シリカ液は、地盤や地下水と比べ、注入後の固化過程で薬液ホモゲルの組織が密になっていき電気を通しやすい性質を有している。そのため、改良によって、鹿島砂は薬液（特殊シリカ液）の浸透により間隙水が薬液に置き換えられ、比抵抗値が大きく低下したと考えられる。

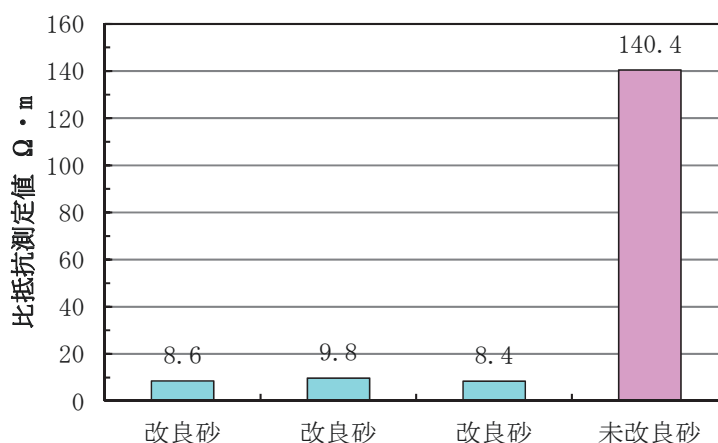


図-4.23 三軸比抵抗試験結果

4.2. 現場実証実験 1（佐賀県唐津市）

4.2.1. 実験概要

本注入工法の現地における性能を確認するため、佐賀県唐津市の砂質地盤にて注入試験を実施した。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-4.24 に示す。

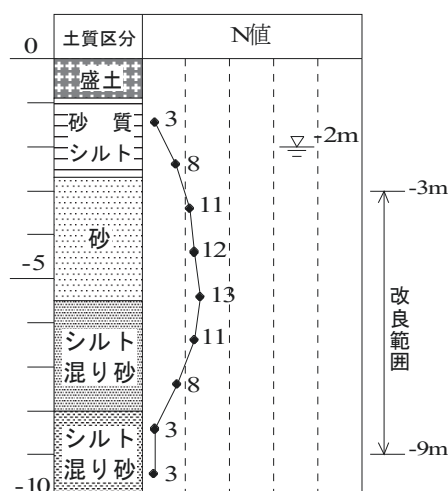


図-4.24 土質柱状図と N 値（唐津市実証試験）

地下水位は、GL-2m 程度で実験期間中の大きな変動はない。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-4.25 に示し、物理特性を表-4.8 に示す。

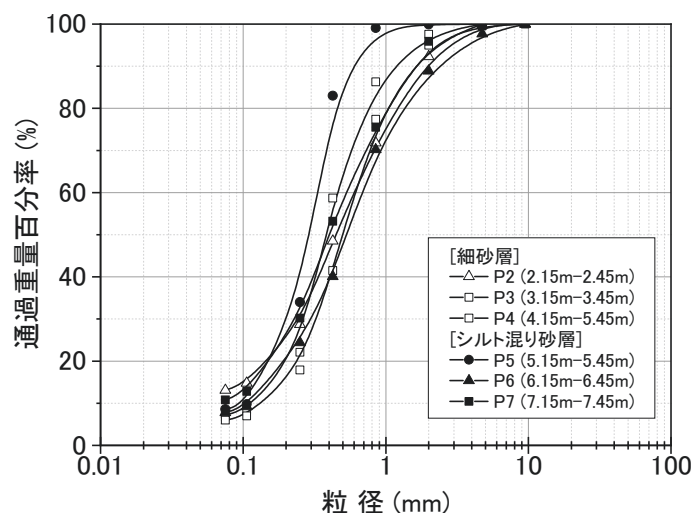


図-4.25 改良対象層の粒径加積曲線

表-4.8 改良対象層の物理特性

| 地 層 | 細 砂 | シルト混り砂 |
|-------------------------------|------|--------|
| 平均 N 値 | 12 | 9 |
| 土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$ | 2.64 | 2.67 |
| 平均粒径 $D_{50}(\text{mm})$ | 0.39 | 0.47 |
| 細粒分含有率 $F_c(\%)$ | 7 | 12 |
| 均等係数 U_c | 3.0 | 5.6 |

4.2.2. 実験方法

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-3.4に示す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-4.26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-4.9に示すとおりとした。ここで、表-4.9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、掘削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掘削による改良体出来形等を確認した。

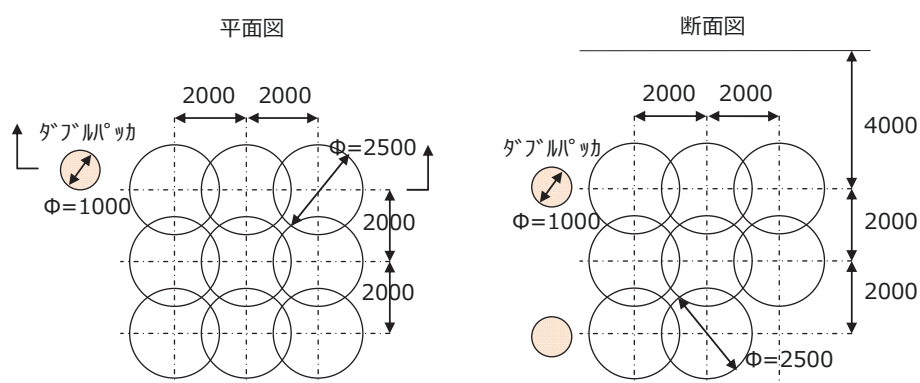


図-4.26 改良平面・断面図

表-4.9 改良仕様

| 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 | 8wt% | 8wt% |
| 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% | 100% |
| 注入速度 | 4～5ℓ/min | 4～5ℓ/min |
| 目標改良強度 | $q_u \geq 100\text{kPa}$ | $q_u \geq 100\text{kPa}$ |

4.2.3. 実験結果

(1) 地山パッカ性能

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、掘削した本地山パッカの直径は、写真-4.12 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-4.12 掘削した地山パッカ（φ120mm）

(2) 注入圧力

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-4.27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-4.28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、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。

なお、先立って実施したシール材の室内カラム試験（3.3.2節）では、特殊シール材と従来シール材を同じ注入圧力（水頭差）で実施して一定量の薬液注入に必要な時間を比較したが、本試験のように注入速度を同一条件にして注入圧力を比較すると、特殊シール材の使用により注入圧力を大きく低減できることが検証できた。

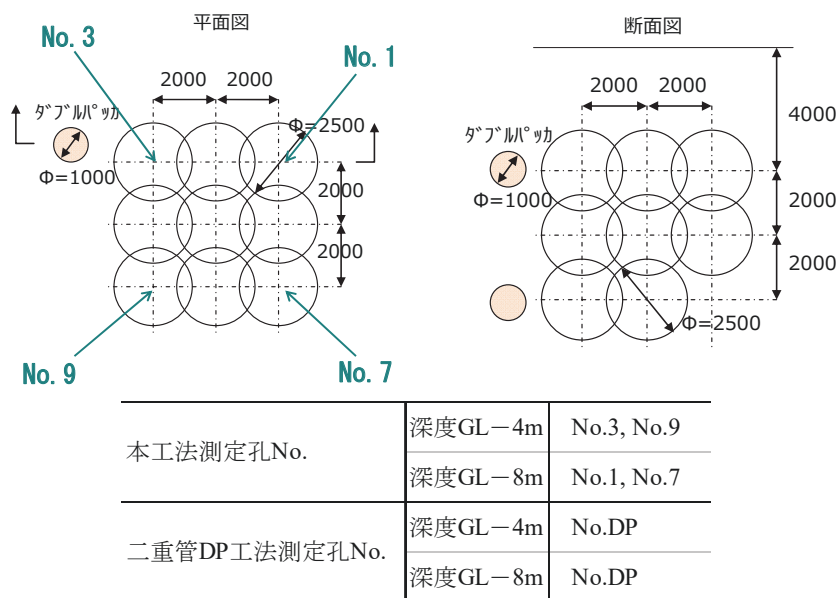


図-4.27 現場水注水試験位置図

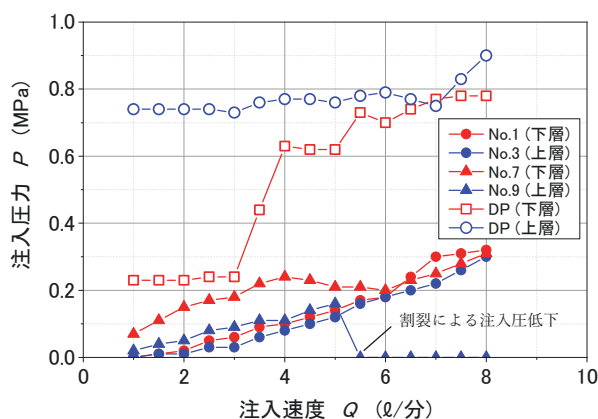


図-4.28 注入圧力～注入速度関係

(3) 改良体出来形

本工法により造成した改良体の掘削全景を写真-4.13 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掘削写真を写真-4.14 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⁵⁾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。



写真-4.13 改良体の掘削全景



写真-4.14 二重管ダブルパッカ工法改良体

(4) 改良体の強度試験

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-4.29 に示し、改良体平面における採取箇所を表-4.10 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-4.15 に示す。改良体には有機質土、腐植土を多く介在する。

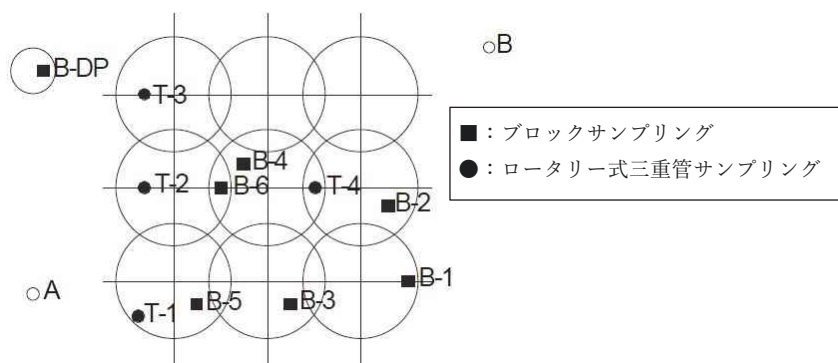


図-4.29 試料採取位置（平面図）

表-4.10 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 | 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-4.15 サンプル試料
(左: B-2, 右: B-3)

a) 一軸圧縮試験

代表的な試験後の供試体写真を写真-4.16 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， $q_u=102.4\text{kPa}$ 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，一軸圧縮強さの深度分布を図-4.30 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⁶⁾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。



写真-4.16 一軸圧縮試験後の供試体

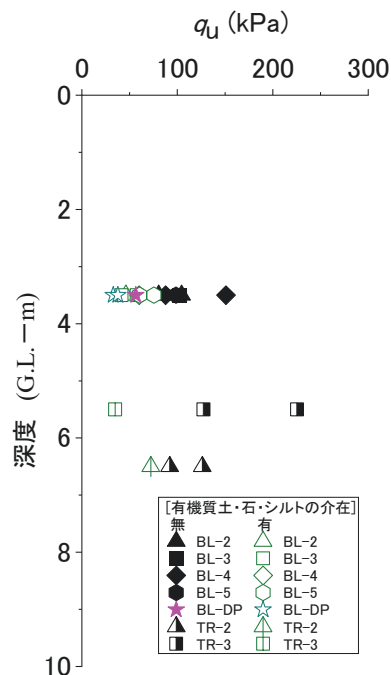


図-4.30 改良体の一軸圧縮強さの深度分布

改良体の一軸圧縮強さは、図-4.31 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。

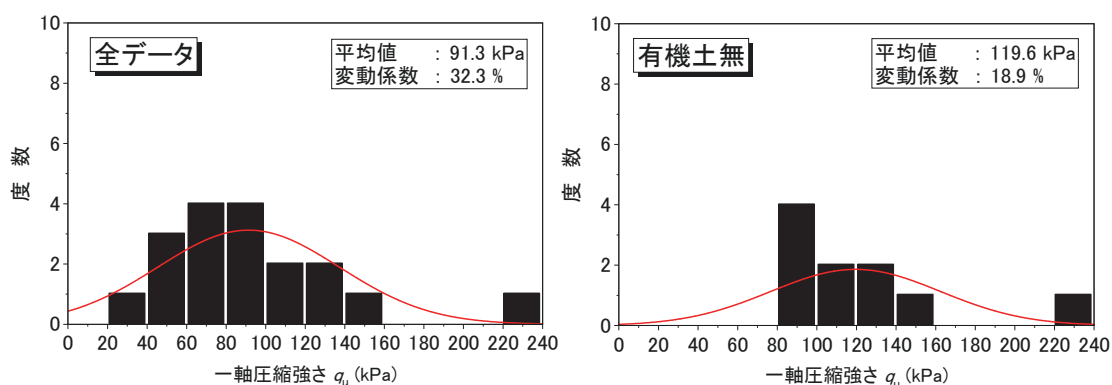


図-4.31 一軸圧縮強さのヒストグラム

b) 繰返し非排水三軸試験

図-4.32 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。

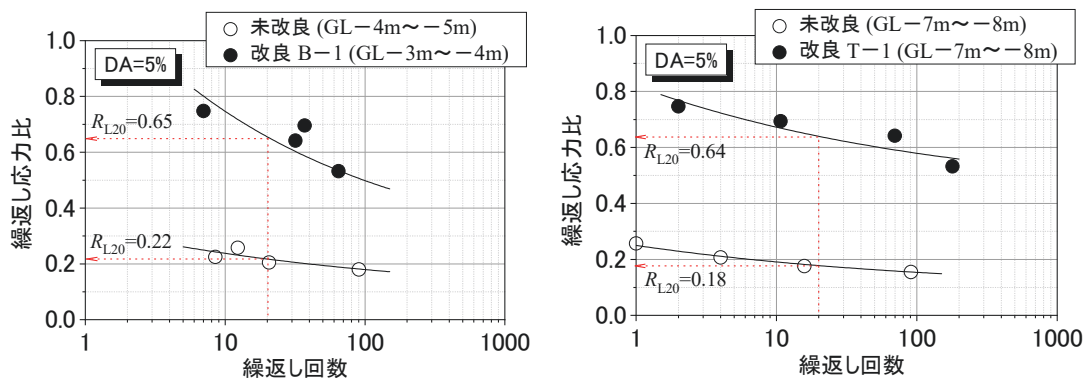


図-4.32 繰返し応力比～繰返し回数関係

4.3. 現場実証実験2（愛知県津島市）

4.3.1. 実験概要

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で実験期間中の大きな変動はない。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-4.33に示し、シルト混り砂の粒径加積曲線を図-4.34、物理特性を表-4.11に示す。

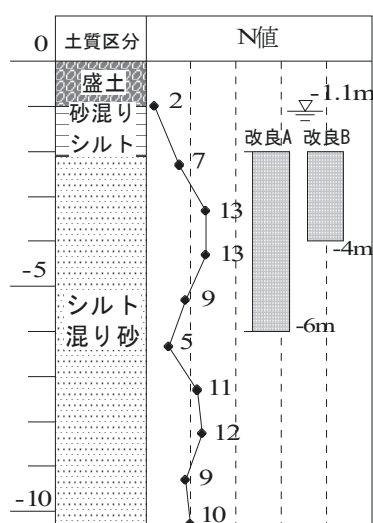


図-4.33 土質柱状図とN値

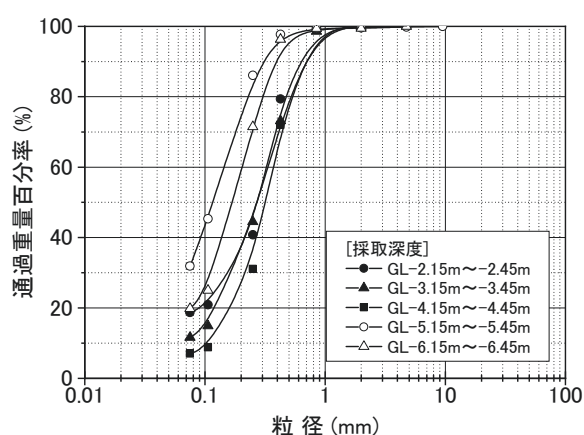


図-4.34 改良対象層の粒径加積曲線

表-4.11 改良対象層の物理特性

| 採取深度 (G.L. -m) | N値 | ρ_s (g/cm ³) | 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 | — |

4.3.2. 実験方法

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-3.4に示す低強度セメントベントナイト材料を使用した。

改良平面・断面図を図-4.35に示し、改良仕様を表-4.12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 まで掘削し，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．

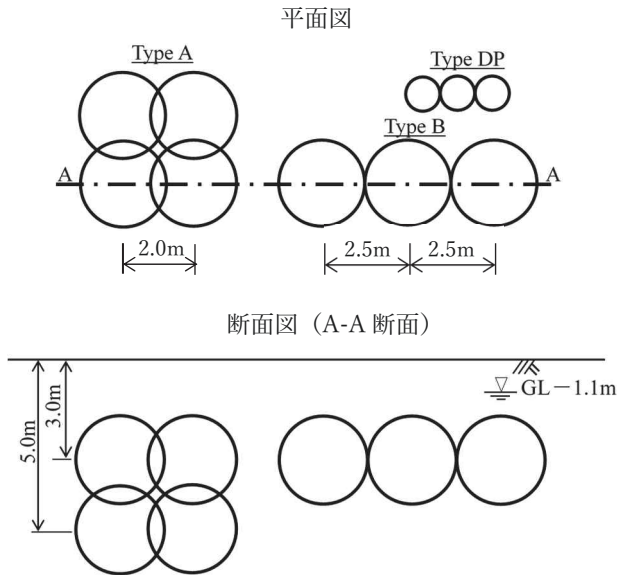


図-4.35 改良平面・断面図

表-4.12 改良仕様

| 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 | $q_u \geq 100\text{kPa}$ | $q_u \geq 50\text{kPa}$ | $q_u \geq 50\text{kPa}$ |

4.3.3. 実験結果

(1) 地山パッカ性能

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か施工を行った．また，本地山パッカの直径は，写真-4.17 に示すように削孔穴と同径の 120mm まで拡大し，孔壁と密着していることを確認した．



写真-4.17 掘削した地山パッカ

(2) 改良体出来形

改良体の掘削写真を写真-4.18 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。

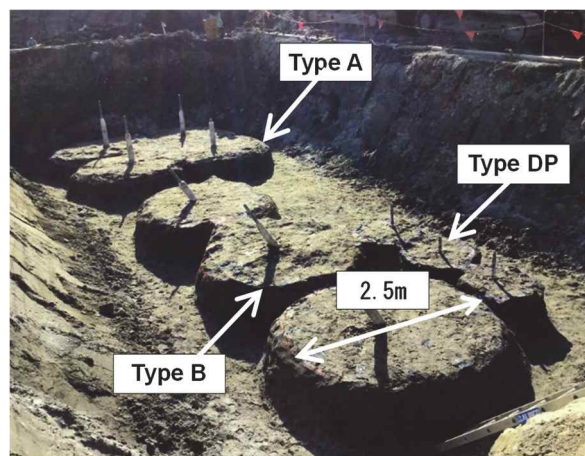


写真-4.18 改良体の掘削全景

(3) 改良体の強度試験

改良体の試料の採取は、掘削した改良体はブロックサンプリング、掘削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-4.36 に示し、改良体平面における採取箇所を表-4.13 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-4.19 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。

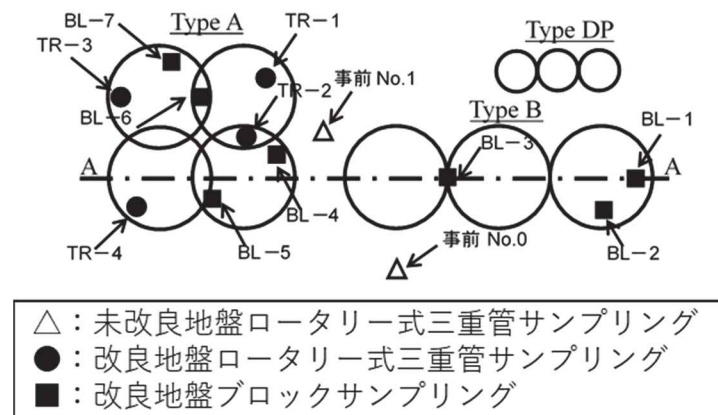


図-4.36 試料採取位置（平面図）

表-4.13 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 |
| | BL-DP | 改良体半径の1/2 |
| 三重管 サンプリング | 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 |

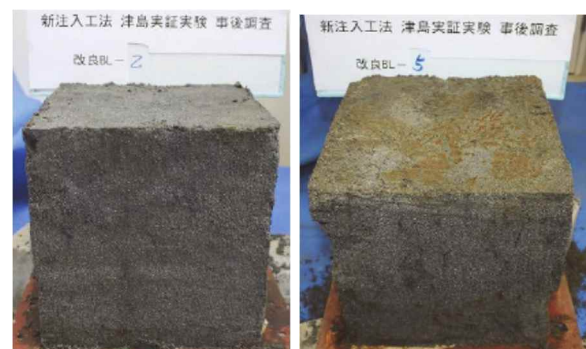


写真-4.19 サンプリング試料
(左 BL-2, 右 BL-5)

a) 一軸圧縮試験

代表的な試験後の供試体写真を写真-4.20 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-4.37 に整理した。

改良体の一軸圧縮強さは，図-4.38(a)(b)および図-4.39 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。

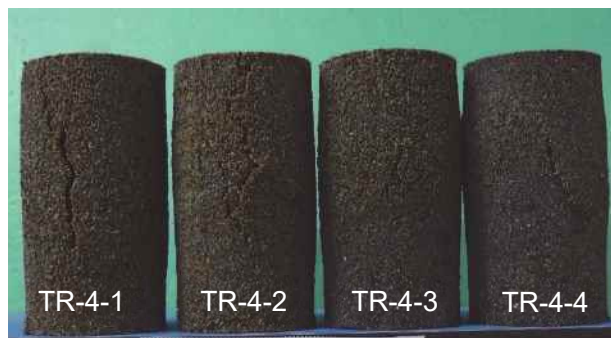


写真-4.20 一軸圧縮試験後の供試体

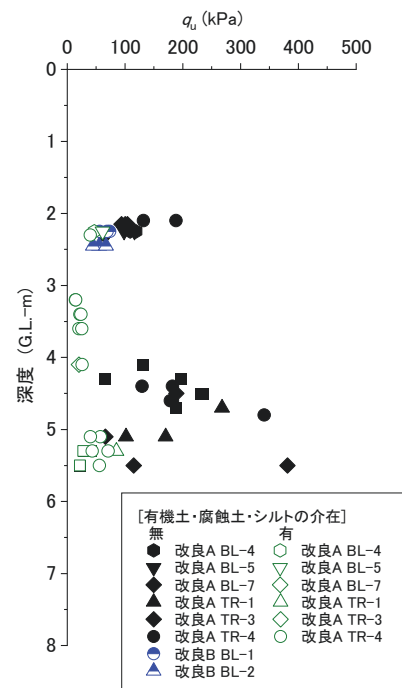


図-4.37 改良体の一軸圧縮強さの深度分布

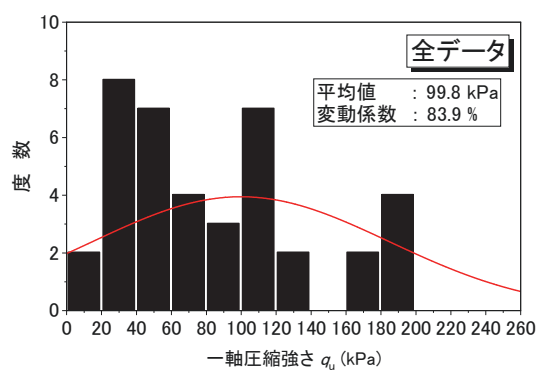


図-4.38(a) 一軸圧縮強さのヒストグラム (Type A 全データ)

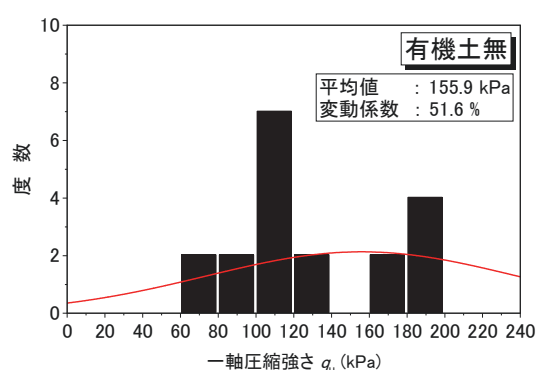


図-4.38(b) 一軸圧縮強さのヒストグラム (Type A 有機物無し)

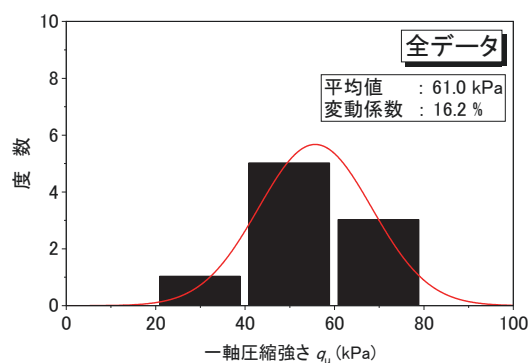


図-4.39 一軸圧縮強さのヒストグラム (TypeB)

b) 繰返し三軸試験

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-4.40(a)(b)および図-4.41 に示す。図-4.40(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。

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。

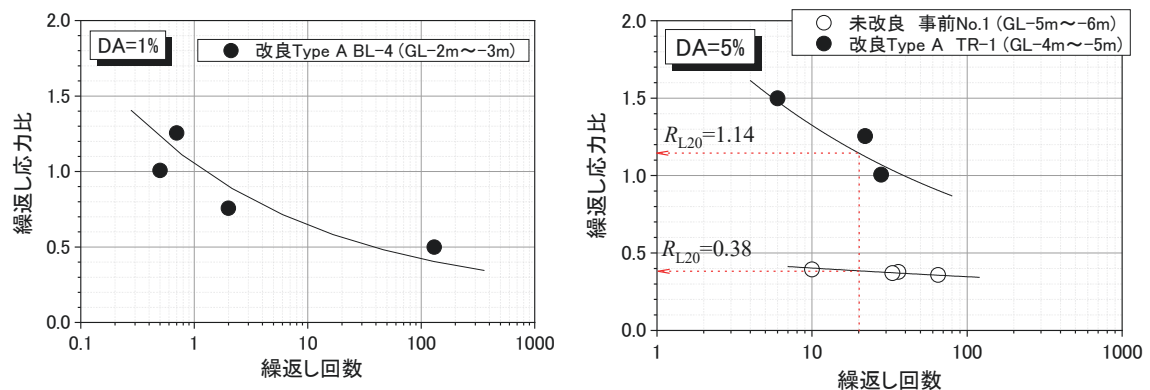


図-4.40(a) 繰返し応力比～繰返し回数関係 (Type A GL -2m~-3m) 図-4.40(b) 繰返し応力比～繰返し回数関係 (Type A GL -4m~-5m)

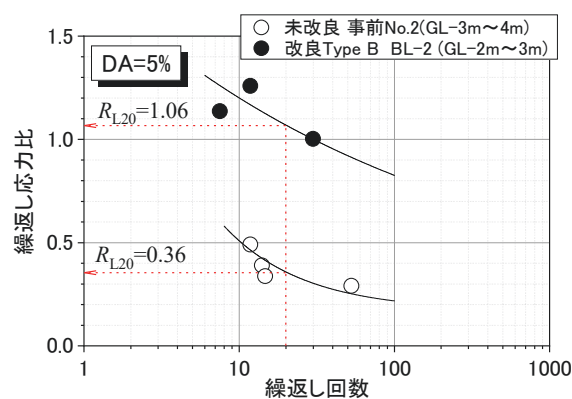


図-4.41 繰返し応力比～繰返し回数関係 (Type B)

写真-4.21(a)～(c) および写真-4.22 に Type A および Type B の試験後の供試体写真を示し、図-4.42(a)(b)および図-4.43 に改良 Type A および改良 Type B の有効応力経路図と

応力～ひずみ関係を示す。Type A(BL-4)は、応力比 1.263, 繰返し回数 209 回, Type A(TR-1) は、応力比 1.255, 繰返し回数 55 回および Type B(BL-2)は、応力比 1.259, 繰返し回数 50 回の結果である。

写真-4.21(b)および写真-4.22 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、いずれの供試体も平均有効応力はゼロに至っていない。



写真-4.21(a) 試験後供試体
(Type A G.L.-2m～-3m)

写真-4.21(b) 試験後供試体
(Type A G.L.-2m～-3m)

写真-4.22 試験後供試体
(Type B)

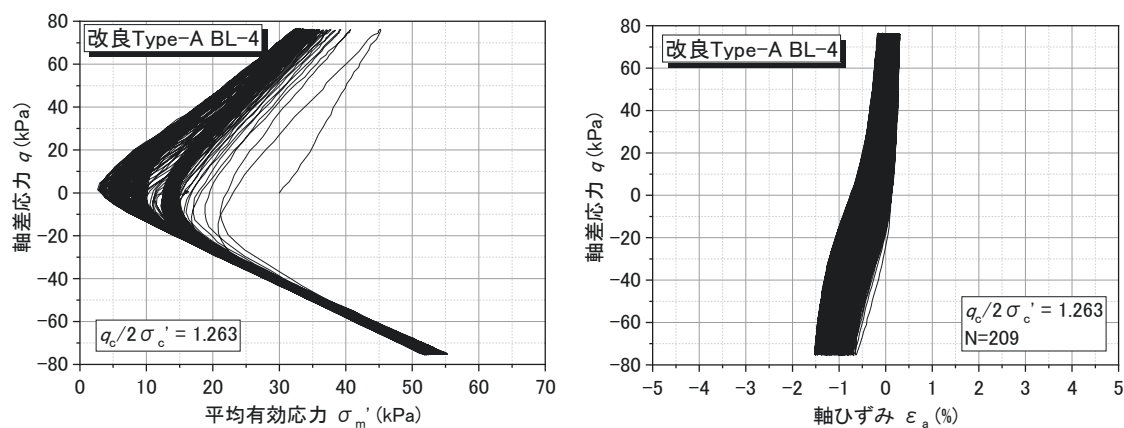


図-4.42(a) 有効応力経路図, 応力～ひずみ関係 (Type A GL-2m～-3m)

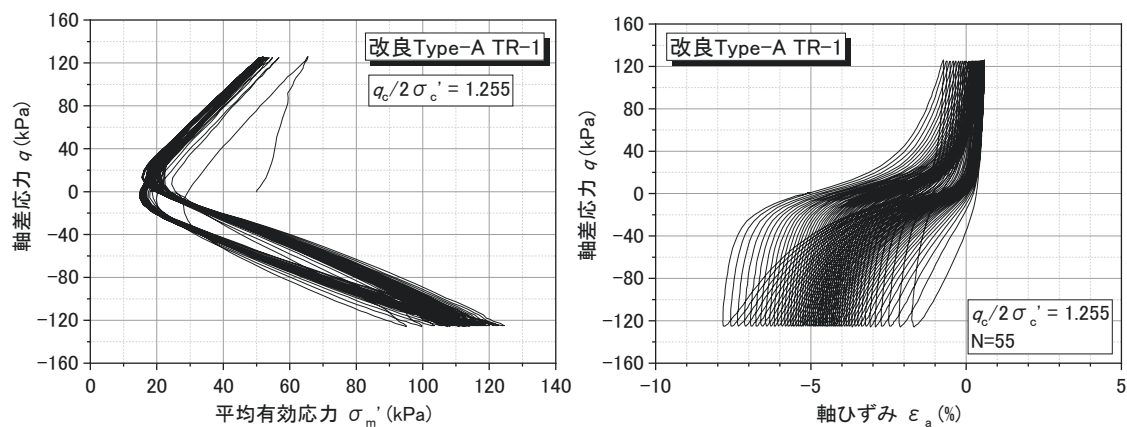


図-4.42(b) 有効応力経路図, 応力～ひずみ関係 (Type A GL-4m～-5m)

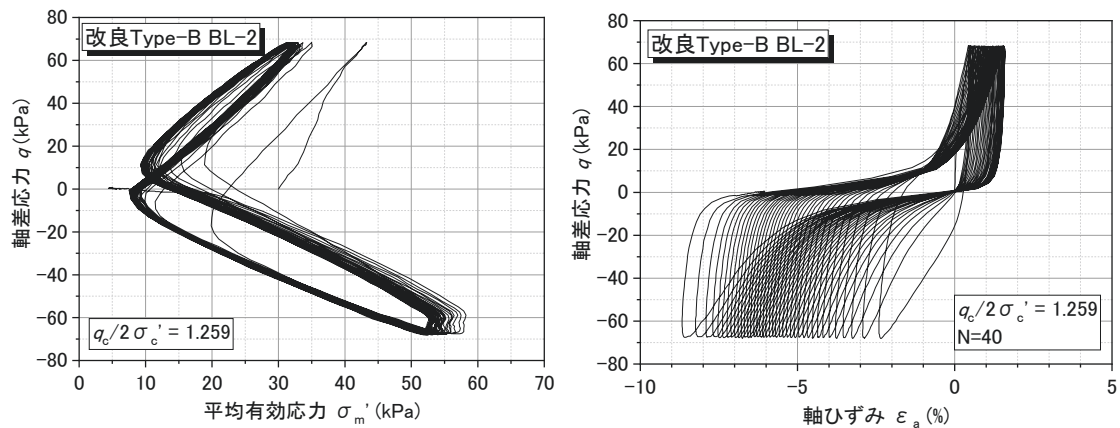


図-4.43 有効応力経路図，応力～ひずみ関係（Type B）

4.4. 結論

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．本工法の実施工への有効性を確認するため，大型土槽実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)～(5)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)模擬地盤による大型土槽実験では，地山パッカ充填計測を行い計画充填量を注入し，充填中は充填材の漏れ出しもなく，最大圧力は上部パッカで **0.97MPa**，下部パッカで **0.93MPa** と模擬地盤においても十分な耐圧性能を発揮することを確認した．薬液注入中は，土槽地表からの薬液の漏れ出しもなく注入圧 **0.15MPa** 前後，注入速度 **4ℓ/分** 前後の安定した注入状態で，注入孔周辺に配置した間隙水圧計測より局所的な増大は見られないことから，特殊シール材により浸透面積を確保し浸透注入できたものと考えられる．
- (2)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漏洩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の地山パッカは，薬液の漏洩防止に有効であることが，自然地盤で検証できた．
- (3)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ける透水性の高い地層への浸透集中を抑制する。

- (4)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。
- (5)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、高吸水性ポリマー材は安価で配合使用量も少なく、削孔1本当りの使用量も少ないため大きなコストアップとならない。また、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⁷⁾と考える。

参考文献

- 1) 一般財団法人沿岸技術研究センター：沿岸技術ライブラリーNo55 浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版），pp.120-122，2020.
- 2) 基礎地盤コンサルタンツ(株)調査関連カタログ，<https://www.kiso.co.jp/services/catalog/>，（参照 2021.9.2）
- 3) 森麟，丸山隆司：薬液により固結させた砂の強度と変形特性について，第32回土木学会年次学術講演会概要，III-267，pp.496-497，1977.
- 4) 大野康年，岡二三生，八嶋厚，重松宏明，関口宏二：薬液により浸透改良された砂の微視的構造，土木学会第57回年次学術講演会，III-092，pp.183-184，2002.
- 5) 駒延勝広，村田修，大河内保彦：新しい薬液注入工法—信頼性が高くコスト縮減の図れる動的注入工法—，日本鉄道施設協会誌，pp.42-44，1991.
- 6) 一般財団法人沿岸技術研究センター：沿岸技術ライブラリーNo.55 浸透固化処理工法技術マニュアル(改訂版)，pp.89-92，2020.
- 7) Ohno, Y., Ito, T., Mizushima, T., Kato, Y., Shimosaka, K., Akatsuka, M., Yashima, A., Murata, Y., Kariya, K. and Hanada, Y. : Development of New Chemical Grouting Method with High Injection Efficiency and Quality, Proc. 29th International Ocean and Polar Engineering Conference, Honolulu, pp.2394-2401, 2019.

第5章 電気検層を用いた薬液注入工法の評価手法

第5章 電気検層を用いた薬液注入工法の評価手法

5.1. 点電極を用いた電気検層の概要

5.1.1. 開発の目的

本研究では、液状化対策を目的とした薬液注入工法の改良効果評価手法として、一軸圧縮強さ等の地盤の強度以外に、「地盤の比抵抗」に着目した。既往の研究¹⁾では、溶液型水ガラス系注入材で薬液注入して改良された砂質地盤（固結砂）の電気比抵抗は、薬液の充填率の増加に伴い小さくなり、同じ充填率の場合には、地盤の間隙の大きさの影響を受け間隙が小さい砂ほど連続性が増加するため電気比抵抗は小さくなる。そのため、著者らは、改良前後の地盤の電気比抵抗を地盤に電流を流し電位分布を連続的に測定解析する「電気検層」により測定し、比抵抗変化から地盤の性状変化を捉え、地盤の強度と合わせて適用することで適正な改良効果の評価が可能と考えた。

既往の研究（2.5 節）では、細粒分含有率の高い地盤では元々の比抵抗が小さいため、比抵抗変化率の感度が小さく適用性に課題があり、また円周状電極を用いた方法は、電極の損傷、電極径と測定孔比の影響による精度低下および測定孔壁の乱れによる電気比抵抗の異常値が課題となっている。

本研究では、電気比抵抗の測定に円周状電極の課題であった電極径と測定孔径の比の影響の無い点電極を用い、同電極を異なる間隔で配置することで、孔壁周辺の乱れの有無を確認することが可能な電気検層法を開発した。本電気検層法は、小型動的コーン貫入試験²⁾の調査孔を利用して地盤の電気比抵抗を測定する。したがって、薬液注入工法の改良効果は、小型動的コーン貫入試験から得られる N_d 値より一段階目の効果確認を行い、改良前と比較し、改良後の N_d 値の増分が明確でない場合は、同孔を用いた電気検層から得られる電気比抵抗より二段階目の改良効果確認を行う。一軸圧縮強さと N_d 値の増分には相関関係があることから³⁾、従来行っていた一軸圧縮試験に比べて試料採取による乱れの影響が少なく、原位置での地盤の強度評価が可能となり、地盤の改良効果を評価する上で適している。ただし、前述したように液状化対策としての改良地盤の設計基準強度 $q_u=50\sim100\text{kPa}$ に対して、 N_d 値増分は $\Delta N_d=1\sim4$ と僅かであり、改良前の地盤の N_d 値が大きい場合や、土質性状のばらつきが大きい埋立地では、 ΔN_d から q_u を推定することが困難となる場合もある。したがって、本研究では、電気検層から得られる電気比抵抗により二次的効果確認を行う。また、電気検層は、小型動的コーン貫入試験によって出来た貫入孔を用いることで、作業効率の向上を図ることができる。

本研究では、現場実証実験に先立ち、ドラム缶を使用して未改良砂と改良砂の模擬地盤を作製し、室内実験を実施した。その後、室内実験で得られた知見が実地盤において適合可能であるか現場実証実験により検討する。

5.1.2. 開発した電極プローブの概要

新たに開発した電気検層法は、前述した従来の円周状電極を用いた手法において課題であった電極径と測定孔径の比の影響と貫入孔とプローブ直径を同程度の寸法にした場合の電極損傷リスクを回避するため、点電極を用いた電極プローブを開発した。

写真-5.1 に本手法の電極プローブを示す。

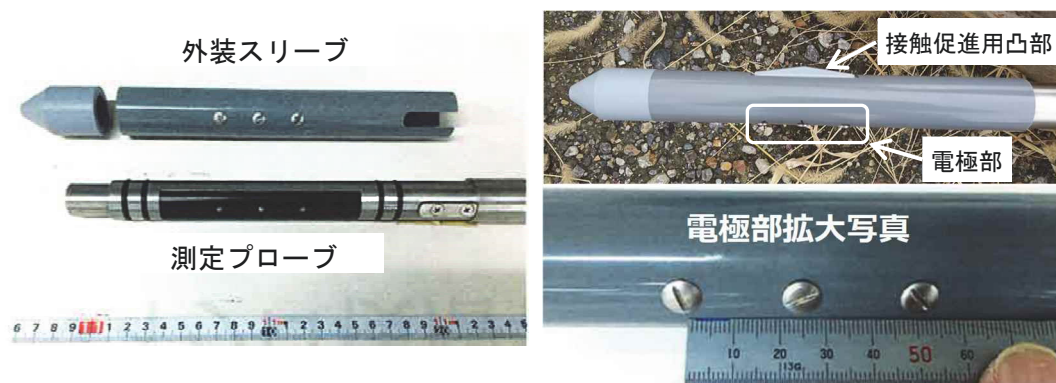


写真-5.1 電極プローブ（本手法）

同プローブは、測定プローブの破損および回収不能リスクを回避するため、測定プローブと外装スリーブから構成される。したがって、プローブ引拔が困難な場合、外装スリーブから抜けて測定プローブを回収できる。また、電極の孔壁への密着を確保するため、外装スリーブ電極の反対側に高さ 3mm の接触促進用凸部を設置し、電極が孔壁に確実に接触できる。同プローブの仕様は、小型動的コーン貫入試験の貫入孔に圧入することを想定して外装スリーブ直径 32mm とし、電極配置は二極法（ノルマル法）、測定孔壁周辺の乱れの有無、電極の同孔壁への密着の有無を検証するため、25mm と 50mm の間隔の違う電極を配置している。

同プローブの小型動的コーン貫入試験の調査孔への貫入は、図-5.1 に示す圧入装置を用いて行う。圧入機には深度計（ロータリーエンコーダ）を固定し、ワイヤーの伸び縮みによって測定深度を計測する。

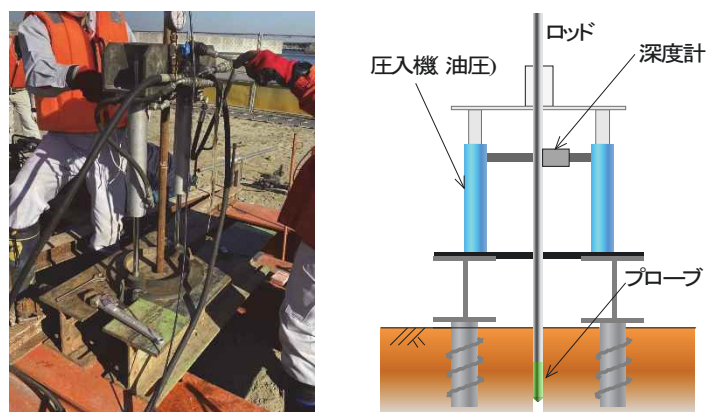


図-5.1 電極プローブ圧入装置

5.2. ドラム缶模型実験による検証

本実験は、現地実証実験に先立ち、新たに開発した電気検層法による改良前後の電気比抵抗変化および薬液シリカ濃度による電気比抵抗変化を確認する目的で実施した。

5.2.1. 実験方法

実験は、図-5.2 に示すドラム缶（直径 576mm×高さ 830mm）内に、層厚 70cm の未改良地盤および薬液シリカ濃度の異なる改良地盤を作製し、材令 14 日にて小型動的コーン貫入試験により N_d 値を測定し、同試験孔を用いて本電気検層法により電気比抵抗を測定した。測定後、改良地盤のサンプリングを行い、一軸圧縮試験、シリカ含有量試験⁴⁾、電気比抵抗試験⁵⁾を実施した。

実験に使用した砂は、珪砂 7 号（愛知県瀬戸産）で、本試料の粒径加積曲線を図-5.3、使用砂の物理特性を表-5.1 に示す。

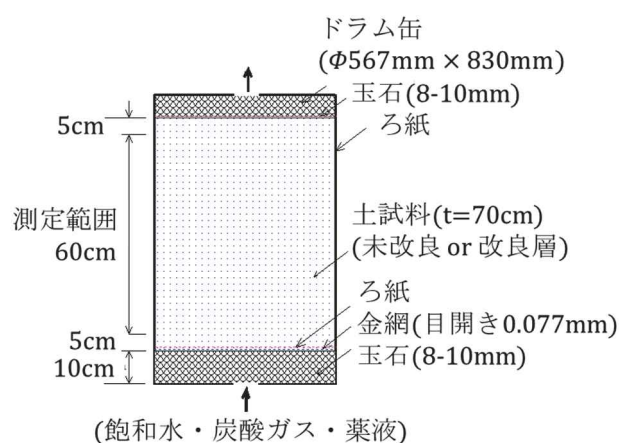


図-5.2 ドラム缶土槽

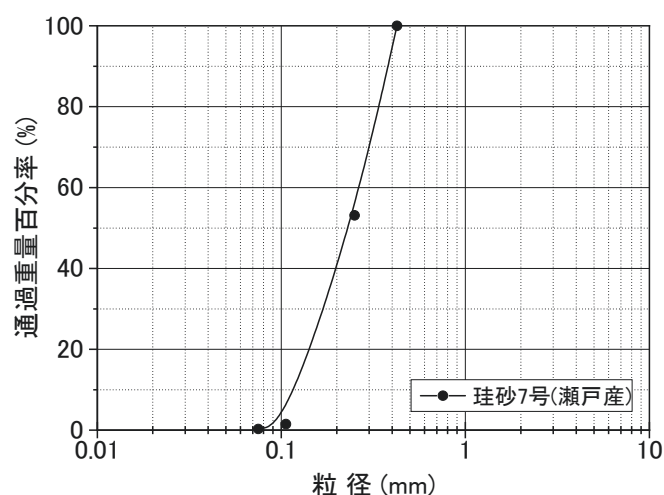


図-5.3 使用砂の粒径加積曲線

表-5.1 使用砂の物理特性

| 砂試料 | 珪砂7号（瀬戸産） |
|-------------------------------------|-----------|
| 土粒子密度 ρ_s (g/cm ³) | 2.646 |
| 最大間隙比 e_{\max} | 1.229 |
| 最小間隙比 e_{\min} | 0.718 |
| 平均粒径 D_{50} (mm) | 0.24 |
| 均等係数 U_c | 1.96 |

土槽地盤は、珪砂 7 号を層厚 7cm 毎に所定の密度となるように締固めた後、土槽下部より炭酸ガスを送り込み、間隙の空気を炭酸ガスに置換えた後、脱気水を土槽下部より限界動水勾配以下の水頭差にて注水し飽和地盤を作製した。改良地盤は、飽和地盤に土槽下部より特殊シリカ液を注入して作製した。表-5.2 に実験ケースおよび土槽の作製条件を示す。

表-5.2 実験ケースおよび土槽の作製条件

| 実験ケース | | 未改良 | 改良1 | 改良2 | 改良3 |
|-----------|-----------|-------|-------|-------|-------|
| 地盤密度 | D_r (%) | 50.7 | 47.7 | 50.8 | 49.7 |
| | e | 1.004 | 1.022 | 1.004 | 1.010 |
| 間隙水の電気比抵抗 | | 75.6 | 75.6 | 75.6 | 75.6 |
| 薬液シリカ濃度 | | — | 4wt% | 6wt% | 8wt% |
| 薬液の電気比抵抗 | | — | 0.64 | 0.50 | 0.34 |

未改良地盤および改良地盤について飽和後および薬液注入後の地表面沈下量を計測し、土槽地盤の密度を算定した。また、間隙水および薬液の電気比抵抗は導電率計を用いて測定した。

小型動的コーン貫入試験は、写真-5.2 に示すように土槽上部に試験機を設置し、図-5.2 に示す測定範囲（60cm）にて打撃 1 回毎の貫入量を測定し、換算 N_d 値を算定した。

電気検層は、写真-5.3 に示す小型動的コーン貫入試験の試験孔に点電極を用いた電極プローブを貫入し、土槽地表面より 20cm 以深を 5cm ピッチに測定した。図-5.4 に実験に使用した電極プローブを示す。同プローブは、本実験にて遠電極の設置ができないため、四極法（ウエンナ法）とし、点電極を 25mm 間隔に配置した。

改良体のサンプリングは、内径 75mm、高さ 150cm のシンウォールライナーを使用し、押切り式ブロックサンプリング「(公社)地盤工学会基準 ブロックサンプリングによる土試料の採取方法 (JGS 1231)」に従い、試料を採取した。サンプリングした試料を用いた室内試験では、三軸比抵抗試験、一軸圧縮試験、三軸 UU 試験、三軸 CUB 試

験，シリカ含有量試験の5種類を行った．試料のサンプリング位置を図-5.5に，採取試料の試験項目を表-5.3に，試験条件を表-5.4～5.6に示す．



写真-5.2 小型動的コーン貫入試験



写真-5.3 小型動的コーン貫入試験の試験孔

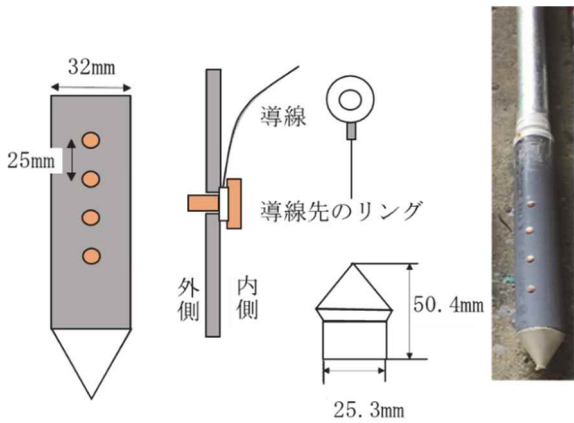


図-5.4 ドラム缶土槽実験に使用した電極プローブ

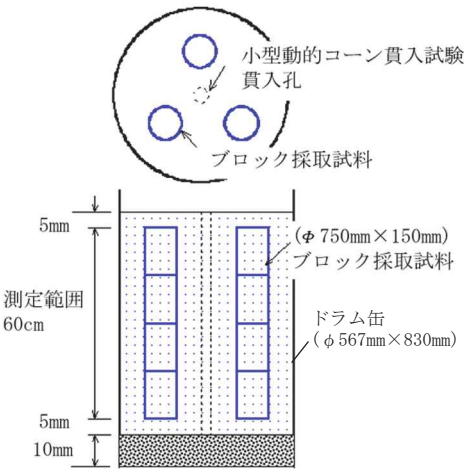


図-5.5 サンプリング位置

表-5.3 採取試料の試験項目

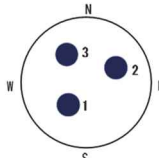
| 試験項目 | 改良珪砂7号 | | | |
|----------|---|--------------|-------|-------|
| | 材令28日， $D_r=50\%$ | | | |
| | シリカ濃度 4wt%，6wt%，8wt% | | | |
| 採取位置平面図 |  | | | |
| 採取平面位置番号 | 1 | 2 | 3 | 3' |
| 採取深度 | GL-5cm ～ GL-20cm | 比抵抗 一軸 | 一軸 | 一軸 |
| | GL-20cm ～ GL-35cm | 比抵抗 三軸UU | 三軸UU | 三軸UU |
| | GL-35cm ～ GL-50cm | 比抵抗 三軸CUB | 三軸CUB | 三軸CUB |
| | GL-50cm ～ GL-65cm | 比抵抗 一軸 | 一軸 | 一軸 |

表-5.4 三軸比抵抗試験条件

| 使用砂 | 相対密度 (%) | 背 圧 (kPa) | 圧密応力 σ'_c (kPa) | 試験数量 (供試体数) |
|-------------|----------|-----------|------------------------|-------------|
| 未改良砂 (珪砂7号) | 40 | 200 | 20 | 1 |
| | 50 | | | 1 |
| | 60 | | | 1 |
| | 70 | | | 1 |
| | 80 | | | 1 |

| 使用砂 | 薬液 シリカ濃度 | 背圧 (kPa) | 圧密応力 σ'_c (kPa) | 試験数量 (供試体数) |
|-----|----------|----------|------------------------|-------------|
| 改良砂 | 4wt% | 200 | 20 | 4 |
| | 6wt% | | | 4 |
| | 8wt% | | | 4 |

表-5.5 三軸 UU 試験条件

| 使用砂 | 薬液 シリカ濃度 | セル応力 σ_c (kPa) | ひずみ速度 (%/min) | 試験数量 (供試体数) |
|-----|----------|-----------------------|---------------|-------------|
| 改良砂 | 4wt% | 50,100,200 | 0.1 | 3 |
| | 6wt% | | | 3 |
| | 8wt% | | | 3 |

表-5.6 三軸 CUB 試験条件

| 使用砂 | 背圧 (kPa) | 圧密応力 σ'_c (kPa) | ひずみ速度 (%/min) | 試験数量 (供試体数) |
|-------------------------|----------|------------------------|---------------|-------------|
| 未改良砂 (珪砂7号 $D_r=50\%$) | 200 | 50,100,200 | 0.1 | 3 |

| 使用砂 | 薬液 シリカ濃度 | 背圧 (kPa) | 圧密応力 σ'_c (kPa) | ひずみ速度 (%/min) | 試験数量 (供試体数) |
|-----|----------|----------|------------------------|---------------|-------------|
| 改良砂 | 4wt% | 200 | 50,100,200 | 0.1 | 3 |
| | 6wt% | | | | 3 |
| | 8wt% | | | | 3 |

5.2.2. 実験結果

(1) 小型動的コーン貫入試験

図-5.6 に換算 N_d 値の深度分布を示す。未改良地盤では自重沈下を起こし N_d 値はほぼ全域で 0 であった。改良地盤は N_d 値が 1～5 の範囲にあり、薬液シリカ濃度に比例して N_d 値は大きい値を示した。

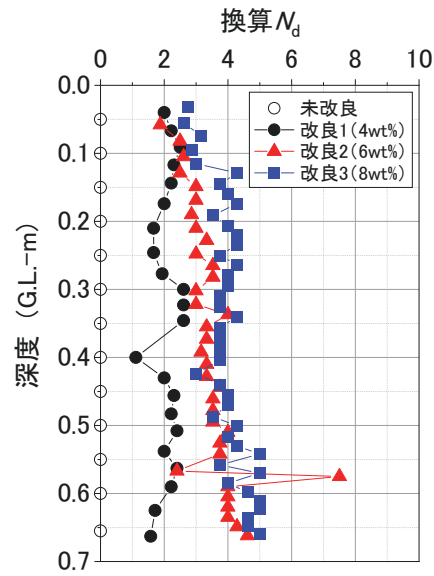


図-5.6 換算 N_d 値の深度分布

(2) 電気検層

図-5.7 に電気比抵抗 R の深度分布を示す。未改良地盤では $230 \Omega \cdot m$ 程度であったのに対して、改良地盤では $1.8 \sim 3.0 \Omega \cdot m$ の範囲であった。また、シリカ濃度に比例して電気比抵抗値は小さくなる傾向を示す。図-5.6 に示す N_d 値分布と比較して、電気比抵抗のばらつきは非常に少ない結果となった。

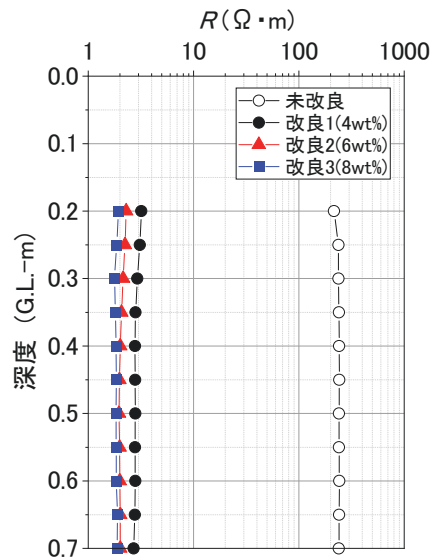


図-5.7 電気比抵抗の深度分布

(3) 一軸圧縮試験

図-5.8 にサンプリングした改良体の一軸圧縮試験強さの深度分布を示す。深度 0.2m 地点ではシリカ濃度による強度の変化は読み取りづらい。これは、図-5.9 に示す破壊ひずみの深度分布からわかるように、深度 0.2m 地点の 8wt%改良体の破壊ひずみが 2%を超えており、他の改良体試料の破壊ひずみより大きいことから、試料の乱れによるものと考えられる。一方、深度 60cm 地点ではシリカ濃度が高いほど一軸圧縮強度が大きくなり、強度増加が顕著にみられる。

図-5.10 に改良体の一軸圧縮強さと N_d 値増分の関係を示す。 N_d 値増分は一軸圧縮試験位置における平均 N_d 値より算定している。一軸圧縮強さと N_d 値増分は比例関係にあるが、改良による N_d 値の増分は、 $q_u=50\sim150(\text{kPa})$ に対して、 $\Delta N_d=1\sim6$ 程度と僅かである。

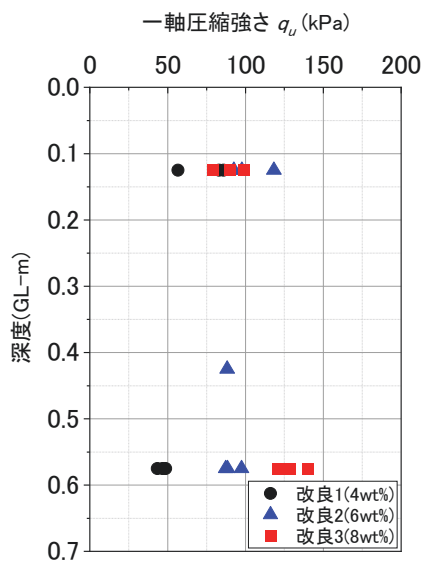


図-5.8 一軸圧縮強さの深度分布

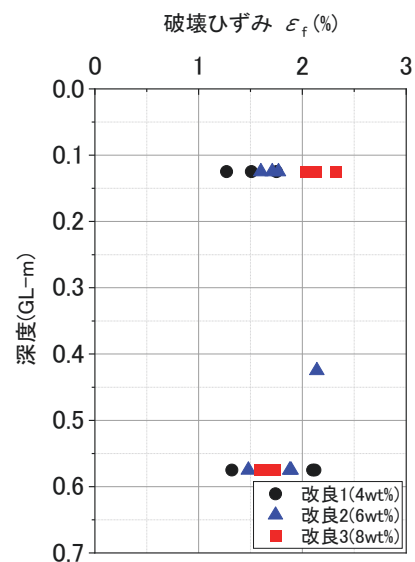


図-5.9 破壊ひずみの深度分布

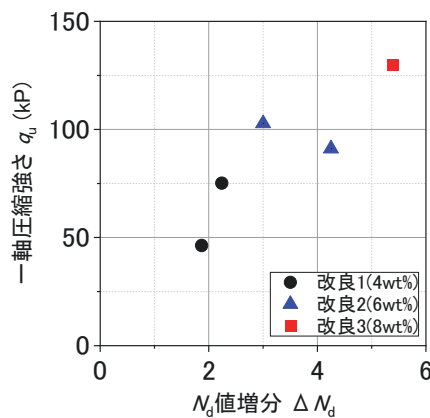


図-5.10 一軸圧縮強さと N_d 値増分の関係

(4) 電気比抵抗試験

三軸圧縮試験装置（キャップとペDESTALに銅電極を装備）を利用した試験装置⁵⁾を用い、サンプリングした改良体試料の電気比抵抗を測定した。図-5.11 に改良供試体の電気比抵抗の深度分布を示す。サンプリングした改良供試体の電気比抵抗の平均値は、4wt%、6wt%および8wt%改良体にて、 $4.2(\Omega\cdot\text{m})$ 、 $2.1(\Omega\cdot\text{m})$ および $1.8(\Omega\cdot\text{m})$ であった。一方、本電気検層による電気比抵抗は、 $2.9(\Omega\cdot\text{m})$ 、 $2.1(\Omega\cdot\text{m})$ および $1.8(\Omega\cdot\text{m})$ であり、4wt%改良体の電気比抵抗は、両者に若干の差異があるが、その他は同じであり、本電気検層より測定した電気比抵抗は、三軸圧縮試験装置を利用した値と同等であることがわかる。

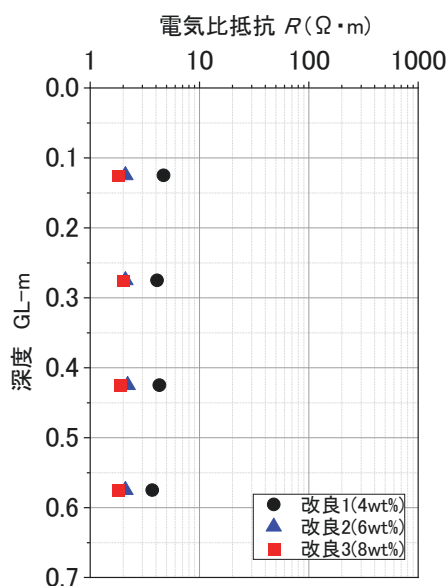


図-5.11 三軸圧縮試験装置を用いた改良供試体の電気比抵抗

(5) 三軸 UU・CUB 試験

改良砂の三軸 UU 試験におけるモール応力円を、図-5.12 に示す。通常、薬液シリカ濃度が高くなるにつれて粘着力 c が増加し、強度が増加する傾向を示すが、薬液シリカ濃度 8wt%では内部摩擦角の減少により、強度増加に至っていない。これは、粘着力 c が増加していることから、浸透注入できたものの試料サンプリング時の試料の乱れの影響によるものと推測される。

改良砂の三軸 UU 試験における $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ ～薬液シリカ濃度関係を、図-5.13 に示す。せん断強さは薬液シリカ濃度に比例して増加する傾向であるが、薬液シリカ濃度 8wt%では低下している。これは同様に試料の乱れによる影響と考えられる。

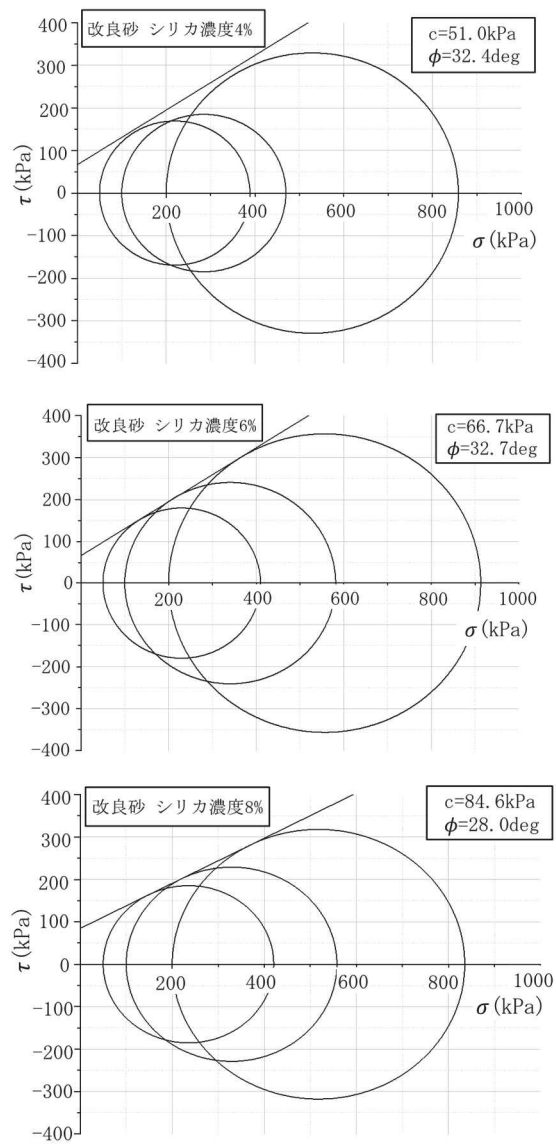


図-5.12 三軸 UU 試験におけるモール応力円

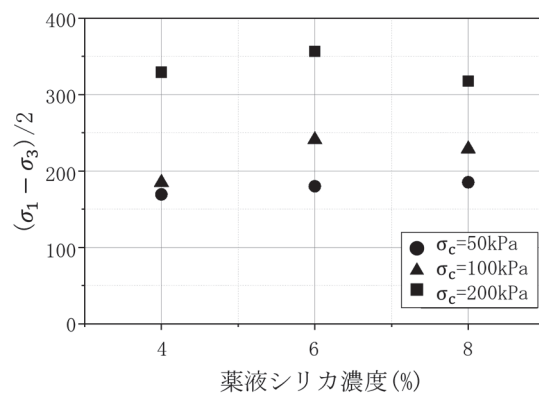


図-5.13 三軸 UU 試験における $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim$ 薬液シリカ濃度関係

改良砂と未改良砂の有効応力経路を比較する．未改良砂および改良砂の有効応力経路に破壊線と変相線を記した図を，**図-5.14～図-5.17**に示す．図中の M_f ， M_m は破壊線と変相線の傾きを示している．未改良砂と比較して改良砂ではせん断初期の平均有効応力の減少量が少なくなっている．また，改良砂と未改良砂の破壊線，変相線を比較すると，未改良砂の破壊線，変相線が原点を通るのに対して改良砂の破壊線は原点を通らず，軸差応力軸に対して切片を有している．**表-5.7**に三軸 CUB 試験の結果をまとめた．

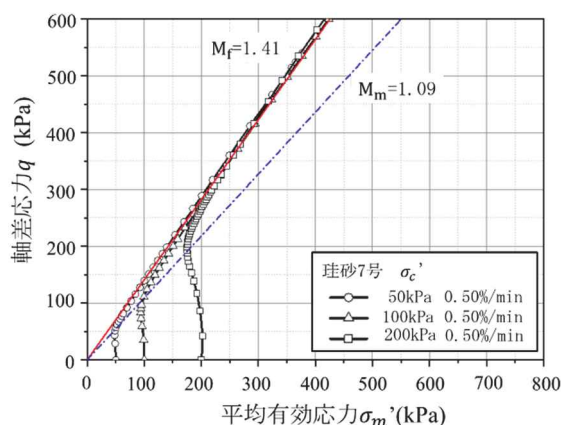


図-5.14 未改良砂の有効応力経路図

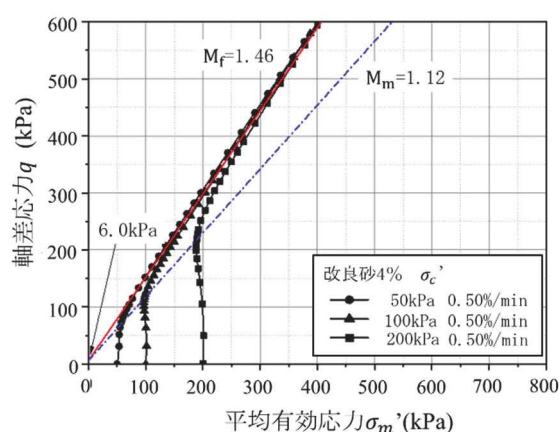


図-5.15 改良砂(4wt%)の有効応力経路図

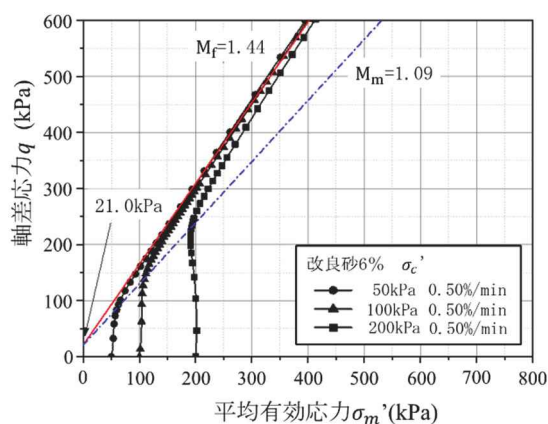


図-5.16 改良砂(6wt%)の有効応力経路図

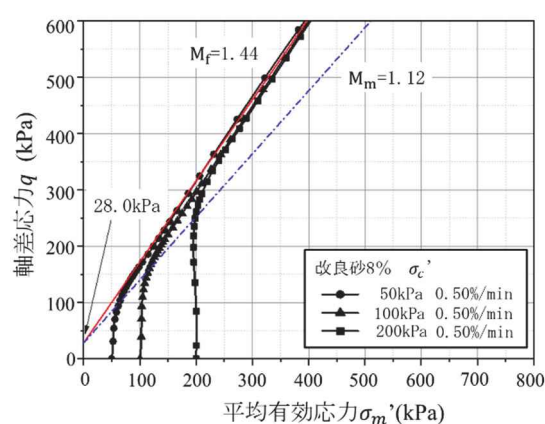


図-5.17 改良砂(8wt%)の有効応力経路図

表-5.7 三軸 CUB 試験結果

| | 未改良砂 ($D_r=50\%$) | 改良砂 4wt% | 改良砂 6wt% | 改良砂 8wt% |
|--------------------|------------------------|-------------|-------------|-------------|
| e_0 | 0.96 | 0.95 | 0.93 | 0.95 |
| M_m | 1.09 | 1.12 | 1.09 | 1.12 |
| φ_m (deg.) | 27.5 | 28.2 | 27.5 | 28.2 |
| M_f | 1.41 | 1.46 | 1.44 | 1.44 |
| φ_m (deg.) | 34.9 | 36.0 | 35.5 | 35.5 |
| c' (kPa) | 0.0 | 6.0 | 21.0 | 28.0 |

未改良砂および改良砂の応力比～軸ひずみ関係を、図-5.18～図-5.20 に示す。ここで応力比とは、軸差応力を平均有効応力で正規化したものである。未改良砂に比べて改良体では応力比の明確なピークが表れており、初期有効拘束圧が小さいほど応力比の最大値は大きくなった。

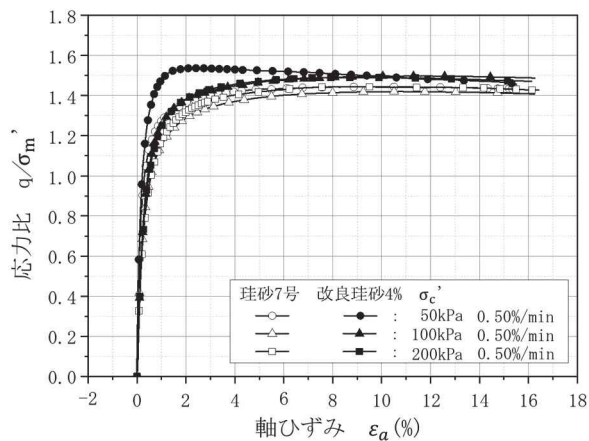


図-5.18 未改良砂，改良砂(4wt%)の応力比～軸ひずみ関係

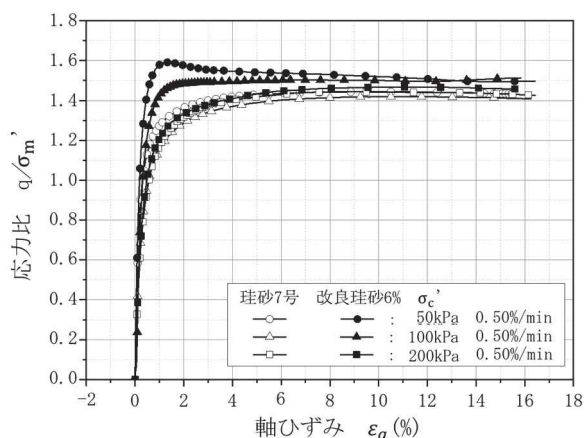


図-5.19 未改良砂，改良砂(6wt%)の応力比～軸ひずみ関係

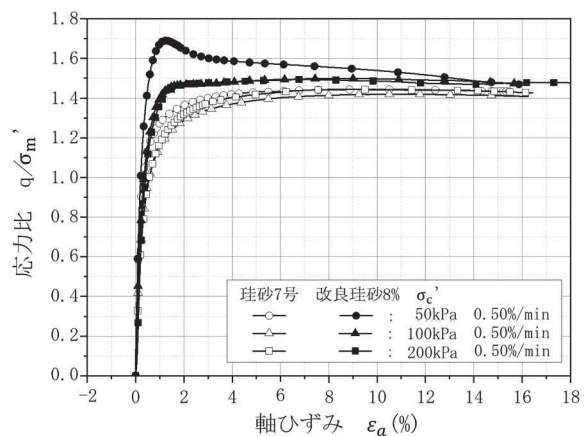


図-5.20 未改良砂，改良砂(8wt%)の応力比～軸ひずみ関係

未改良砂および改良砂の過剰間隙水圧比～軸ひずみ関係を図-5.21～図-5.23 に示す。ここで過剰間隙水圧比とは過剰間隙水圧を初期有効応力で正規化したものである。未改良砂，改良砂ともにせん断の初期に過剰間隙水圧が上昇した後，負圧が発生している。これは変相後に正のダイレイタンシーが生じたためである。同じ拘束圧条件では未改良砂に比べて改良砂の方が負圧の発生量が多く，正のダイレイタンシーを示す傾向が顕著にみられる。

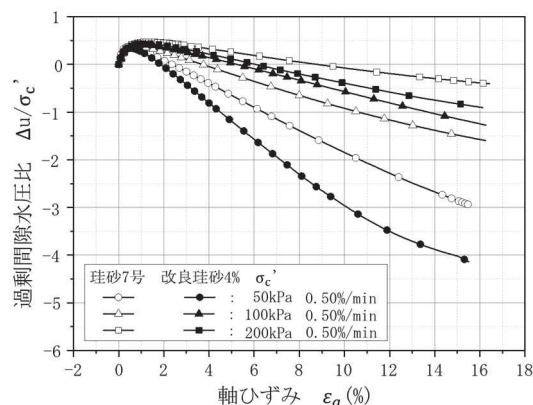


図-5.21 未改良砂，改良砂(4wt%)の過剰間隙水圧比～軸ひずみ関係

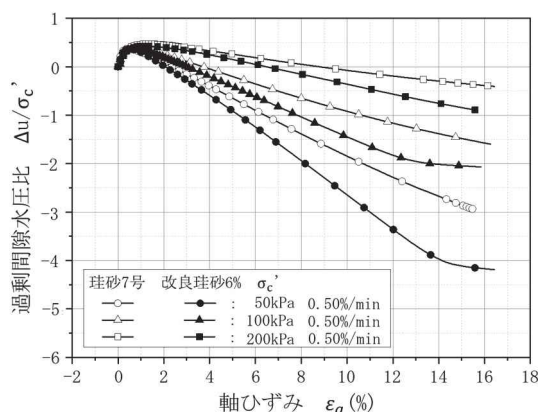


図-5.22 未改良砂，改良砂(6wt%)の過剰間隙水圧比～軸ひずみ関係

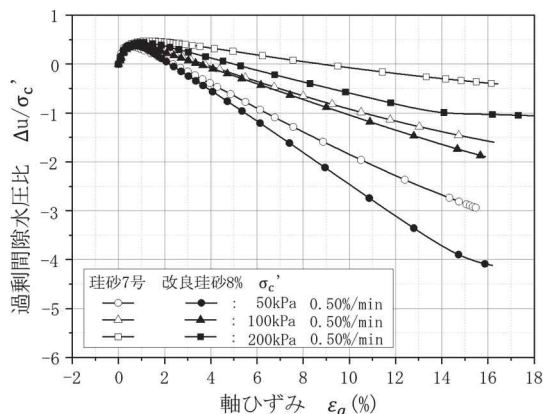


図-5.23 未改良砂，改良砂(8wt%)の過剰間隙水圧比～軸ひずみ関係

(6) シリカ含有量試験

三軸 UU 試験実施箇所（深度：G.L.－20cm～－35cm）の改良砂を対象にシリカ含有量試験を実施した。試験は、（一財）沿岸技術研究センター 浸透固化処理工法マニュアルに従い、ICP 発光分光分析法により測定した。

図-5.24 に各供試体のシリカ含有量増分を示す。シリカ含有量増分では試料の乾燥重量当たりの濃度（mg/g）に換算しているため、軸の単位を(mg/g(dry))と表記した。

同図中には、薬液が供試体の間隙に 100%充填条件下の各シリカ濃度におけるシリカ含有量増分の理論値を示す(表-5.8 参照)。なお、未改良砂のシリカ含有量は 3.3mg/g(dry)である。

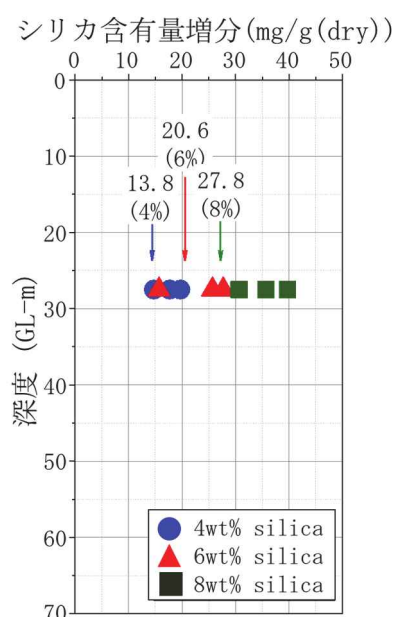


図-5.24 シリカ含有量増分

表-5.8 シリカ含有量増分の理論値

| 薬液 シリカ濃度 | 供試体 No. | 間隙比 e_0 | 間隙率 n | シリカ含有量増分 mg/cm^3 | シリカ含有量増分 mg/g(dry) |
|-------------|------------|--------------|------------|------------------------------|--------------------------------|
| 4wt% | 1 | 0.917 | 0.478 | 19.1 | 13.9 |
| | 2 | 0.899 | 0.473 | 18.9 | 13.6 |
| | 3 | 0.917 | 0.478 | 19.1 | 13.9 |
| 6wt% | 1 | 0.915 | 0.478 | 28.7 | 20.7 |
| | 2 | 0.913 | 0.477 | 28.6 | 20.7 |
| | 3 | 0.893 | 0.472 | 28.3 | 20.2 |
| 8wt% | 1 | 0.927 | 0.481 | 38.5 | 28.0 |
| | 2 | 0.899 | 0.473 | 37.9 | 27.2 |
| | 3 | 0.933 | 0.483 | 38.6 | 28.2 |

5.3. 現場実証実験における改良効果の検証

本実験は、新たに開発した点電極を用いた電気検層法の現地における適用性を把握する目的で、4.3 節の愛知県津島市の試験施工にて造成した改良体を対象に測定を行った。（4.3 節参照）

5.3.1. 実験サイトの概要

実験サイトは、愛知県津島市莪原町内で、施工方法、改良仕様の異なる三種類の薬液改良体を対象に小型動的コーン貫入試験および新たに開発した電気検層法を適用した。図-5.25 に改良平面・断面図を示し、表-5.9 に薬液改良仕様を示す。

地層は、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、地下水の電気比抵抗は $4\sim12\Omega\cdot\text{m}$ 、同塩分濃度は $400\sim1,300\text{ppm}$ の範囲にある。改良対象層のシルト混り砂層は、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。図-5.26 に土質柱状図と N 値、図-5.27 に粒径加積曲線および表-5.10 に物理特性を示す。

また、改良体は、写真-5.4 に示すように材令 28 日にて GL-3m まで掘削し、計画改良直径を満足していること、また、改良体表面には未固結部は見られていないことを確認している。

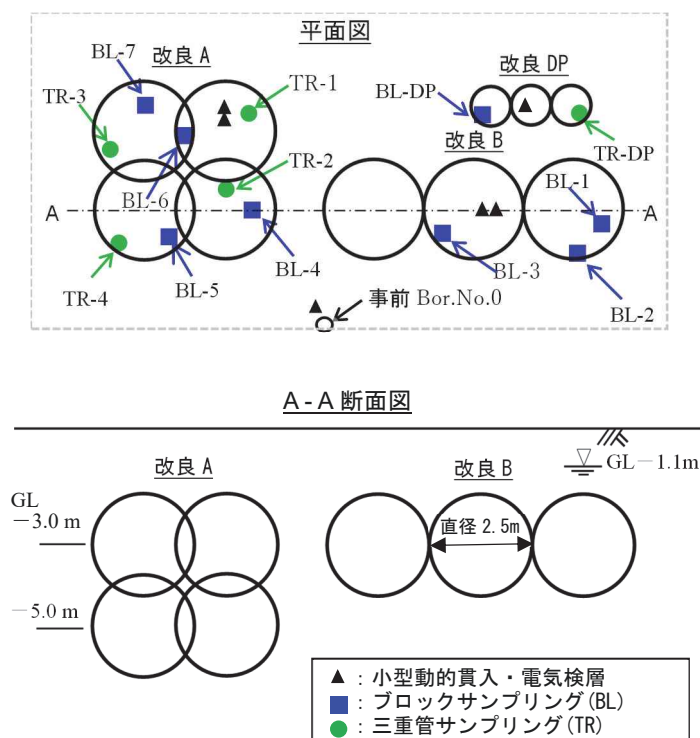


図-5.25 改良平面・断面図

表-5.9 薬液注入の改良仕様

| 改良ケース | 改良 A | 改良 B | 改良 DP |
|--------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 施工方法 | 地山パッカ +シーリング材工法 | 地山パッカ +シーリング材工法 | 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. |
| 改良深度 | GL-2m～GL-6m | GL-2m～GL-4m | GL-2m～GL-6m |
| 目標改良強度 | $q_u \geq 100\text{kPa}$ | $q_u \geq 50\text{kPa}$ | $q_u \geq 50\text{kPa}$ |

表-5.10 改良対象層の物理特性

| 採取深度 (G.L. -m) | N値 | ρ_s (g/cm^3) | 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 | — |

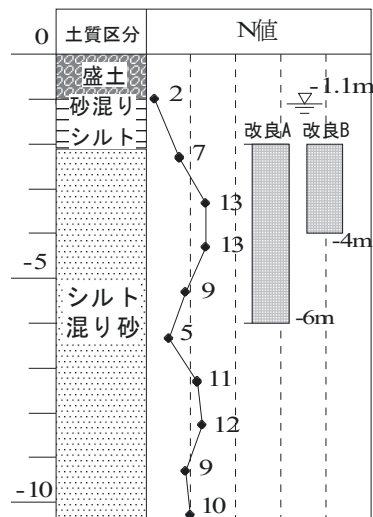


図-5.26 土質柱状図と N 値(事前 Bor.No.0)

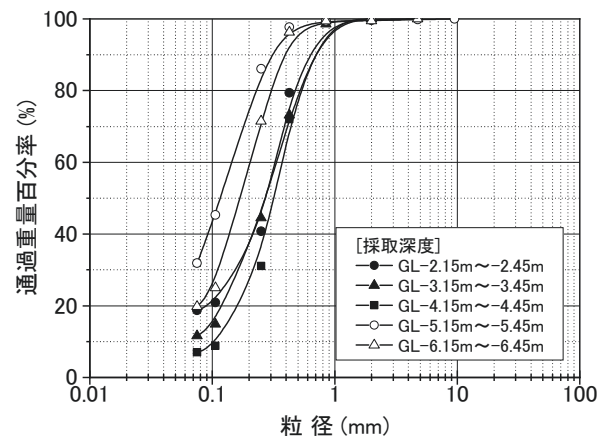


図-5.27 粒径加積曲線(事前 Bor.No.0)



写真-5.4 改良体発掘写真（発掘深度 GL-3m）

5.3.2. 実験方法

実験は、改良体を埋め戻した後、図-5.25 に示す未改良地盤および改良体を対象に小型動的コーン貫入試験²⁾を実施後、同測定孔を用いて新たに開発した電気検層を実施した。測定箇所は、未改良：1箇所、改良A：2箇所、改良B：3箇所および改良DP：1箇所である。また、測定時の改良体材令は約11ヶ月である。

小型動的コーン貫入試験は、質量300Nのハンマーを20cmの高さから自由落下させ、その打撃によって径20mmのロッドの先端に取り付けたコーンを地中に鉛直貫入し、貫入量10cmに必要な打撃回数を連続的に記録する。コーンの断面積は 10cm^2 、先端角は 60° である。また、1mごとにロッドの回転トルクを測定し、ロッドに作用する摩擦力の影響を補正することで、標準貫入試験の N 値と等価な N_d 値を求めることができる。

電気検層は、前述した写真-5.1に示す点電極を用いた電極プローブを用い、1cm毎の抵抗値を測定した。また、25mmと50mmの間隔の違う電極による測定結果を比較することで測定データの検証を行った。

5.3.3. 実験結果

図-5.28に未改良地盤の N_d 値と電気比抵抗 R の深度分布を示す。電気比抵抗 R は、電極間隔25mm、50mmより得られた値がほとんど同じであり、測定孔壁の乱れの影響が無く、電極は孔壁へ十分密着されていると判断される。

また、未改良地盤は、 $N_d=0\sim 20$ （平均 $N_d=9$ ）、 $R=40\sim 120\Omega\cdot\text{m}$ （平均 $R=65\Omega\cdot\text{m}$ ）を示し、電気比抵抗は有機質土を含むGL-2m～GL-4mおよびシルトを層状に含むGL-5m以深にて $30\sim 40\Omega\cdot\text{m}$ と低い値を示す深度が確認され、図-5.26、5.27の土質調査結果と同様に改良範囲に細粒分の多い箇所が存在することが想定される。

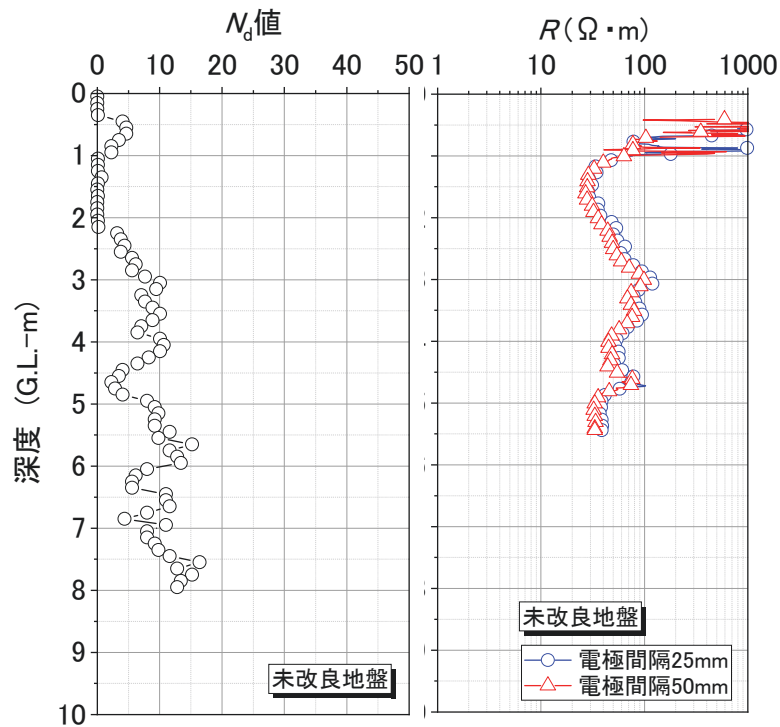


図-5.28 未改良地盤の N_d 値と電気比抵抗 R 分布

図-5.29(a),(b)に改良 A の N_d 値と電気比抵抗 R の深度分布を示す．改良体の電気比抵抗 R は，未改良地盤と同様に電極間隔 25mm, 50mm より得られた値はほとんど同じであるが，改良中心+10cm 位置の GL-4m 付近にて $10\Omega\cdot m$ 程度の乖離がある．同深度の N_d 値の増加から判断すると，孔壁の乱れまたは孔壁への電極圧着不良が考えられる．改良体の N_d 値は，改良中心+10cm，+40cm 位置とも概ね N_d 値の増加が確認されるが，ばらつきが大きく，改良中心+10cm 位置の GL-3m 付近では N_d 値の減少が見られる．これは，第 1 節で述べた菅野ら⁶⁾が指摘していた動的コーン貫入試験の課題と同様である．一方，電気比抵抗 R は，改良中心+10cm，+40cm 位置ともばらつきが小さく，前述の異なる電極間隔による値の乖離箇所を除いては，改良前と比較して $1/10\sim 1/100$ 程度に低下している．平均値は改良中心+10cm 位置にて $4\Omega\cdot m$ ，改良中心+40cm 位置にて $2\Omega\cdot m$ 示す．また，図-5.29(c)に示す一軸圧縮強さの深度分布からわかるように一軸圧縮強さは，有機質土，シルトが混入した供試体では強度が小さく，ばらつきの大きい結果となっている．

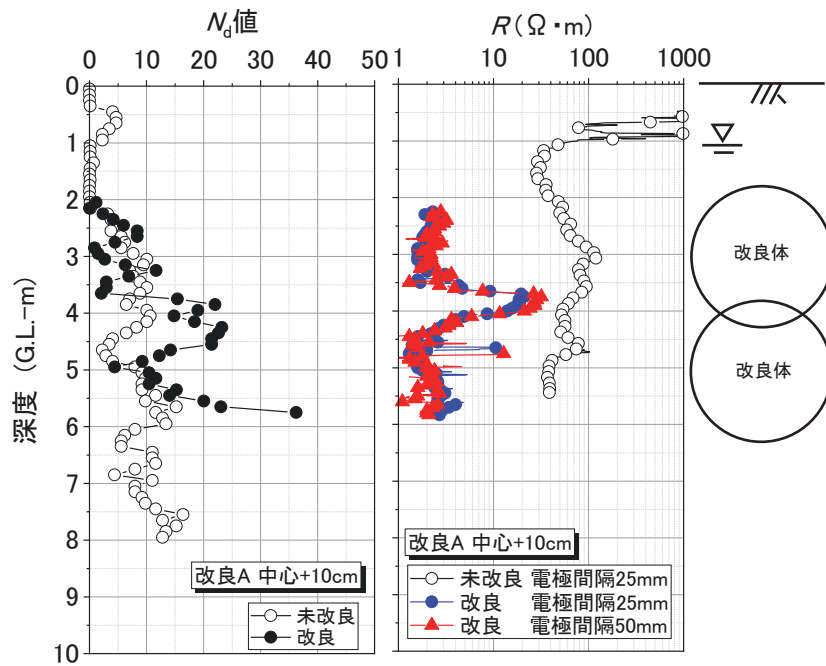


図-5.29(a) 改良 A 中心+10cm 位置の N_d 値と電気比抵抗 R 分布

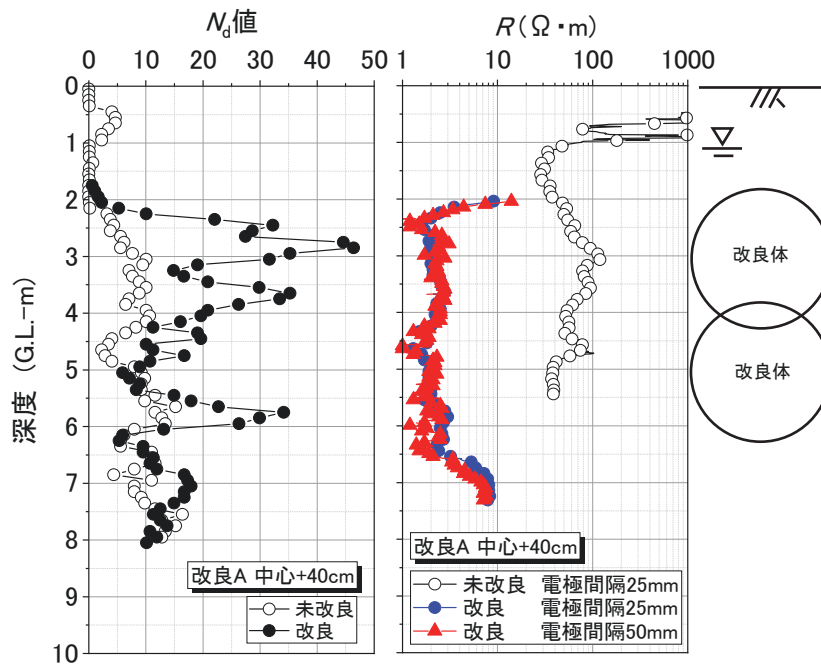


図-5.29(b) 改良 A 中心+40cm 位置の N_d 値と電気比抵抗 R 分布

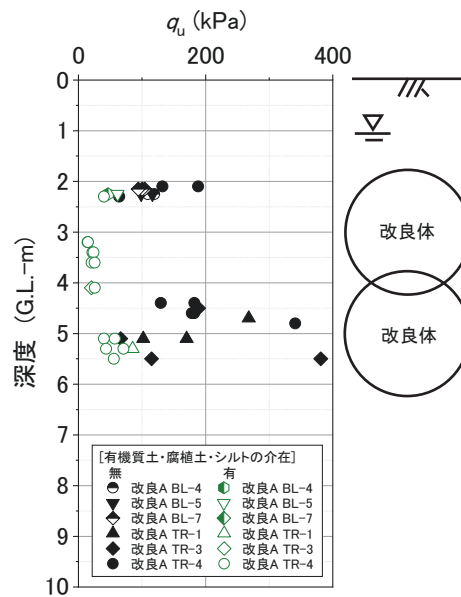


図-5.29(c) 改良 A の一軸圧縮強さの深度分布

図-5.30(a),(b),(c)に改良 B の N_d 値と電気比抵抗 R の深度分布を示す. 改良体の電気比抵抗 R は, 未改良地盤と同様に電極間隔 25mm, 50mm より得られた値はほとんど同じであることから, 測定孔壁の乱れの影響が無く, 電極は孔壁へ十分密着されていると判断される. 改良体の N_d 値は, 改良中心+40cm, +70cm, +100cm の何れの測点において, GL-2m~3m にて改良による N_d 値の増分があるものの, GL-3m~4m では N_d 値の減少が見られる. 一方, 電気比抵抗 R は, GL-2.0m~3.5m にて 2~20 $\Omega \cdot m$ を示し, 未改良地盤と比較して低下しているが, GL-3.5m~4.0m では 35~80 $\Omega \cdot m$ と未改良地盤に近い値を示している.

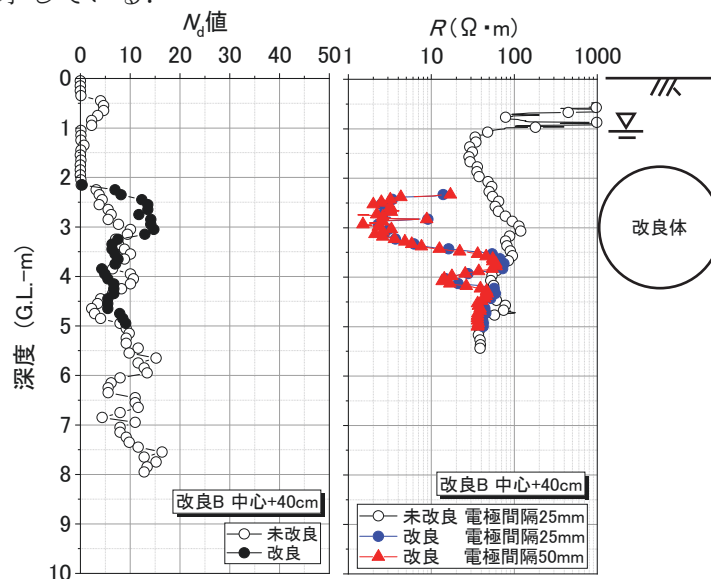


図-5.30(a) 改良 B 中心+40cm 位置の N_d 値と電気比抵抗 R 分布

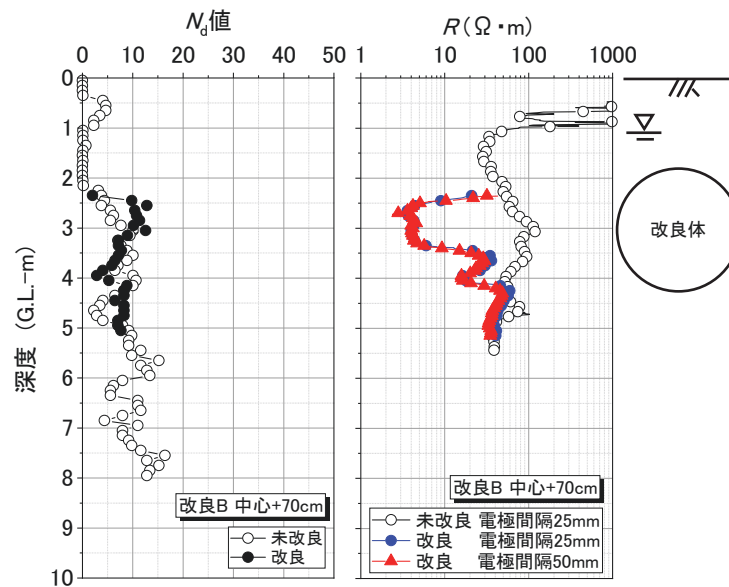


図-5.30(b) 改良 B 中心+70cm 位置の N_d 値と電気比抵抗 R 分布

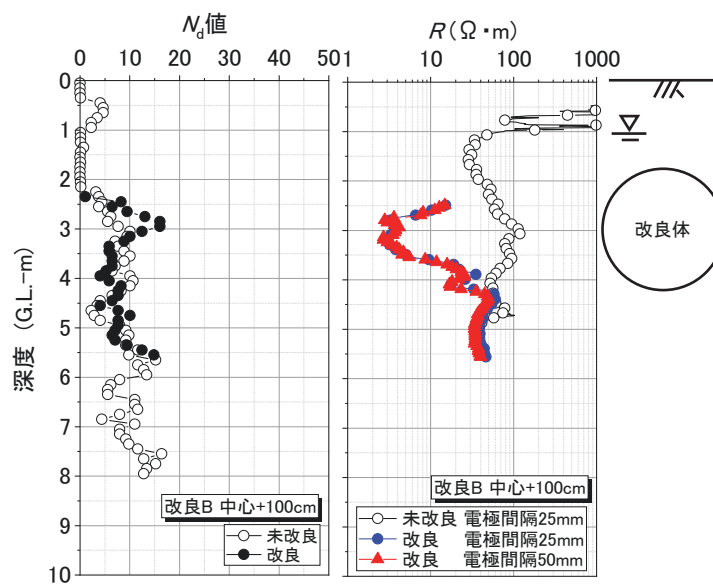


図-5.30(c) 改良 B 中心+100cm 位置の N_d 値と電気比抵抗 R 分布

改良 B の一軸圧縮強さの深度分布を図-5.30(d)に示す。改良による N_d 値の増分が確認でき、電気比抵抗値の低い GL-2.0m～-2.5m の一軸圧縮強さは、目標改良強度である $q_u=50\text{kPa}$ 程度（平均値）を示している。

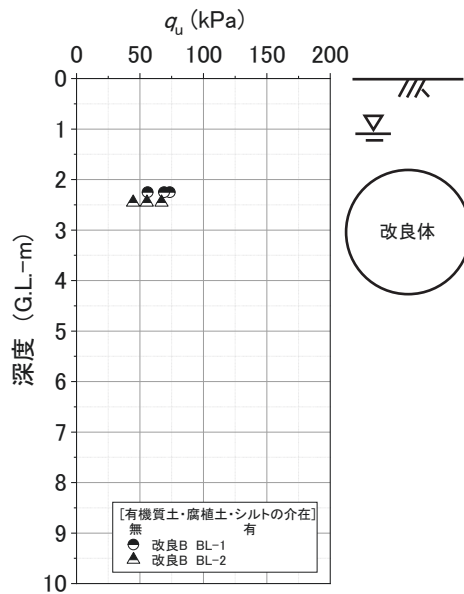


図-5.30(d) 改良 B の一軸圧縮強さの深度分布

図-5.31(a)に改良 DP の N_d 値と電気比抵抗 R の深度分布を示す．改良体の電気比抵抗 R は，未改良地盤と同様に電極間隔 25mm，50mm より得られた値はほとんど同じである．改良体の N_d 値は，GL-2.5m～-3.0m および GL-4.0m～-5.0m にて改良による増加は見られるものの，他の改良深度では N_d 値の増加は認められない．一方，電気比抵抗 R の平均値は，GL-3.0m～-5.0m では $5\Omega\cdot\text{m}$ 程度を示し，未改良地盤と比較して低下しているが，他の改良深度では $20\sim40\Omega\cdot\text{m}$ を示し，未改良地盤に近い値を示している．

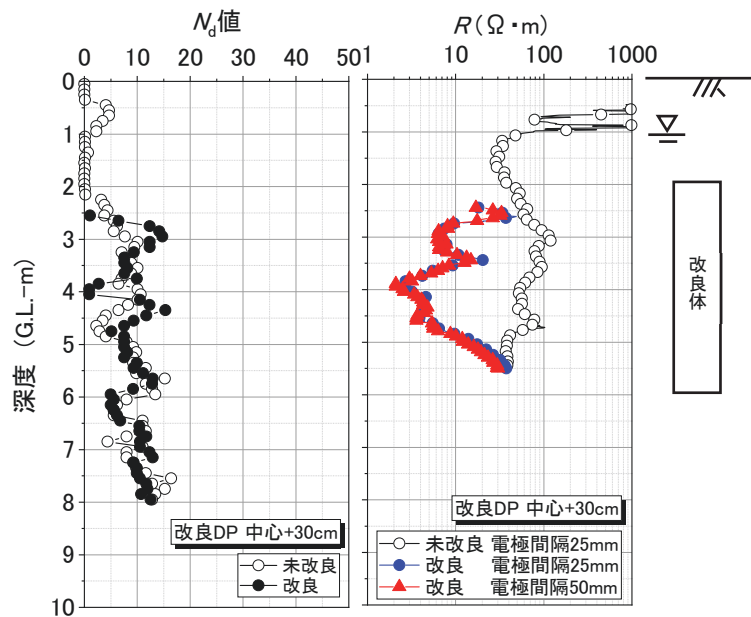


図-5.31(a) 改良 DP 中心+30cm 位置の N_d 値と電気比抵抗 R 分布

改良 DP の一軸圧縮強さの深度分布を図-5.31(b)に示す。改良による N_d 値の増分が確認でき、電気比抵抗値の低い深度の一軸圧縮強さは、目標改良強度である $q_u=50\text{kPa}$ 程度（平均値）を示している。

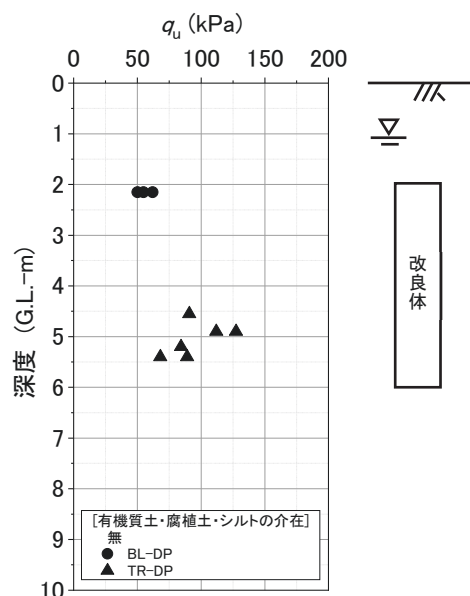


図-5.31(b) 改良 DP の一軸圧縮強さの深度分布

5.4. 結論

本研究では、薬液注入工法における改良域について、小型動的コーン貫入試験から得られる N_d 値と、同調査孔を用いた電気検層から得られる電気比抵抗 R の改良前後の変化をドラム缶土槽模型実験および現場実証実験を通じて検証した。試験の結果、以下に示すことが確認され、点電極を用いた電気検層にて測定した電気比抵抗は、薬液改良前後の差異を敏感に表現できることがわかり、薬液注入工法の改良効果確認として、小型動的コーン貫入試験より得られる N_d 値に加えて評価することが有用であることがわかった。

（ドラム缶模型実験）

- (1) 小型動的コーン貫入試験において、未改良砂の N_d 値が全域で 0 であったのに対し、改良砂では N_d 値が平均 2.3～4.5 と大きい値を示した。また、薬液シリカ濃度が高くなるほど N_d 値は大きくなり、強度増加が確認された。
- (2) 小型動的コーン貫入試験の試験孔からの点電極を用いた電極プローブによる電気比抵抗の測定は、測定孔壁の乱れの影響も無く測定可能であった。
- (3) 点電極を用いた電気検層では、未改良砂の比抵抗は $230 \Omega \cdot \text{m}$ 程度であったのに対し、改良地盤では $1.8 \sim 3.0 \Omega \cdot \text{m}$ と未改良砂の 100 分の 1 程度となり、改良前後の差異が N_d 値と比べて明確に現れることが確認された。また、薬液シリカ濃度が高くなるほど電気比抵抗 R は小さい値を示し、 N_d 値分布と比較してばらつきが非常に少な

い結果が得られた。

- (4)サンプリングした改良体の一軸圧縮試験強さでは、深度 0.2m 地点でシリカ濃度による強度の変化が確認できない結果となり、試験結果の破壊ひずみから試料の乱れによる影響と考えられ、一軸圧縮強度による評価の課題⁶⁾と同様に適正に評価されなかったものと推測される。
- (5)一軸圧縮強さと N_d 値増分は比例関係にあることが確認されたが、 $q_u=50\sim150(\text{kPa})$ に対して、改良による N_d 値の増分は、 $\Delta N_d=1\sim6$ 程度と僅かであり、低強度の改良体の場合、 ΔN_d から q_u を推定することが困難であると考えられる。
- (6)ドラム缶模擬試験で測定した電気比抵抗値は、三軸圧縮試験装置を利用した電気比抵抗値と概ね同等であったことから、拘束圧下による影響を受けず原地盤においても精度の高い測定が可能と判断される。

(現場実証実験)

- (7)小型動的コーン貫入試験の試験孔からの点電極を用いた電極プローブによる電気比抵抗の測定は、未改良地盤、改良地盤ともに電極間隔 25mm, 50mm より得られた値が概ね同じであり、測定孔壁の乱れの影響が無く、点電極は孔壁へ十分密着されたものと考えられる。
- (8)改良 A ($q_u \geq 100\text{kPa}$) では、同深度の N_d 値の増加から判断すると、電気比抵抗の一部に孔壁の乱れまたは孔壁への電極圧着不良が考えられる箇所があるものの、電気比抵抗 R は、改良中心+10cm, +40cm 位置ともばらつきが小さく、改良地盤は改良前と比較して 1/10～1/100 程度に低下している。一方、改良体の N_d 値は、改良中心+10cm, +40cm 位置とも概ね N_d 値の増加が確認されるが、ばらつきが大きく、既往研究⁶⁾で指摘されていた動的コーン貫入試験の同様の課題と推測される。
- (9)改良 B ($q_u \geq 50\text{kPa}$) では、何れの測点においても改良による平均 N_d 値の増分は認められなかったが、比抵抗 R の平均値は GL-2.0m～-3.5m では $5\sim7\Omega\cdot\text{m}$ を示し、未改良地盤と比較して低下しているが、改良境界付近の GL-3.5m～-4.0m では $35\sim80\Omega\cdot\text{m}$ と未改良地盤に近い値を示した。比抵抗値の低い GL-2.0m～-2.5m では、一軸圧縮強さも目標改良強度である $q_u=50\text{kPa}$ 程度であったことから、低強度の改良体であっても電気比抵抗は薬液改良前後の差異を敏感に表現できることが確認された。
- (10)改良 DP ($q_u \geq 50\text{kPa}$) では、改良 B と同様に改良による平均 N_d 値の増分は認められなかったが、比抵抗 R の平均値は GL-3.0m～-5.0m では $5\Omega\cdot\text{m}$ 程度と明確に比抵抗の低下を示し、改良境界付近では $20\sim40\Omega\cdot\text{m}$ を示している。本試験の薬液注入の施工方法は 4.3 節に示すように、改良 A, B は新工法（シールグラウト方式と地山パッカ方式の併用）、改良 DP は二重管ダブルパッカ工法（シールグラウト方式）であり施工方法の違いに関わらず電気比抵抗は改良領域を明確に捉えることが可能である。

参考文献

- 1) 電力中央研究所：電気比抵抗による薬液注入改良効果の定量的評価法（その1）
－薬液充填率の評価法の開発－，電力中央研究所報告，35p，1992.
- 2) 村田芳信，八嶋厚，沢田和秀，佐藤健一：小型動的貫入試験を用いた既設宅地の耐震調査例，土木学会第63回年次学術講演会 III，pp.559-560，2008.
- 3) 国土交通省港湾局：埋立地等における薬液注入工法による地盤改良工事に関する検討 第4回委員会資料，p.4，2018.
- 4) 垂水尚志ほか：注入固結土の化学分析に影響を及ぼす諸因子について，第26回土質工学研究発表会，pp.1947-1948，1991.
- 5) 小峯秀雄；電気比抵抗による薬液注入改良部の充填率の評価方法，土木学会論文集，No.463／III-22，pp.153-162，1993.
- 6) 菅野高弘，善 功企，末政直晃，春日井康夫，山崎浩之，林健太郎，澤田俊一，遠藤敏雄，加藤幸輝，中川 大，規矩 大義，山口恵美，藤井紀之，馬場香奈江，藤井照久，高田圭太：液状化対策として薬液を注入した地盤の原位置調査による強度評価法，港湾空港技術研究所資料，No.1366，2020.

第6章 結論

第6章 結論

本研究は、液状化対策を目的とした薬液注入工法において、確実な浸透注入形態を実現するため、収縮しない構造で孔壁との密着性を高めた地山パッカと、削孔時は孔壁防護し薬液注入時は溶解し薬液浸透域を確保できる特殊シール材の導入により、地上への薬液漏洩を抑制し地盤への注入圧力を低減することで広範囲な浸透注入を実現できることを実験的に検証した。また、薬液注入後の地盤の改良効果の確認方法について、従来の一軸圧縮試験による評価は、改良土が一軸圧縮強さ $q_u=50\sim100\text{kN/m}^2$ 程度の低強度のため、試料採取時や供試体作成時において強度低下に繋がる乱れが生じやすく適正に評価されない課題あることから、乱れによる影響を受けにくい原位置調査として電気検層を用いた改良効果評価手法を考案し、模擬地盤および現場改良地盤による実験を通じ本手法の適用性を検証した。

第1章では、本研究の背景として、近年の頻発する大規模な地震によって引き起こる液状化被害と液状化発生抑制の観点から、対策手段の一つとして考えられる地盤改良工法の発生抑制の原理と対策工法および実工事での制約条件を示し、制約条件下の有効な液状化対策として注目される薬液注入工法について、液状化発生抑制の原理と良好な改良体の形成に必要な注入形態について言及した。また、液状化対策を目的とした薬液注入の改良効果の確認手法として、従来用いられている手法と各手法の課題を整理し、今後必要とされる調査手法を示した。

第2章では、既往の研究として、薬液注入工法の変遷と注入材料および注入方法の分類を示し、液状化を目的とした薬液注入工法について、従来のグラウト方式と地山パッカ方式に分類して現状における課題について言及した。シールグラウト方式の課題は、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) コスト高であり、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あり、解決に向けた研究開発がなされている。また、改良地盤の調査手法として、電気検層の概要と測定メカニズムおよび本研究で扱う特殊シリカ液を使用する薬液注入工法の改良地盤の特性を示し、電気検層の既往調査と課題について言及した。比抵抗トモグラフィを用いた研究では、細粒分が多い地盤では比抵抗変化率の感度が小さい、鉄筋コンクリート構造物が近くでは精度が低下する、同手法が高価であるという課題が存在する。比抵抗コーン貫入試験等の円周状電極プローブを用いた方法は、電極の損傷、電極径と測定孔比の影響による精度低下および測定孔壁の乱れによる電気比抵抗の異常値が課題となっている。

第3章では、従来の薬液注入工法の課題を克服するため、新たな薬液注入工法を提案した。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り、新たな地山パッカの基本特性およ

び構造特性を示し、従来の地山パッカと比較した拡大径測定試験、および地山パッカの耐圧性能を検証するため限界充填圧測定試験を実施した。また、特殊シール材の基本特性および孔壁防護・溶解のメカニズムについて明らかにし、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について、従来のシール材と相対比較したカラム試験を実施し、以下のような検証結果を得た。

- ・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く、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 倍の耐圧性能を有する。これにより、地山パッカの孔壁への密着性を高め、高圧下の薬液注入においても薬液漏洩のリスクを軽減できる。
- ・特殊シール材は薬液と反応後、短時間で溶解し始め、薬液の浸透性や改良体品質に影響を与えない。カラム試験では、従来のシール材（低強度セメントベントナイト系材料）と比較して、薬液の浸透面積を確保することで同じ注入圧力で 20% の注入速度の向上を確認した。

第 4 章では、本注入工法の適用性を確認するため実施した模擬地盤による大型土槽注入試験と現場実証実験として佐賀県唐津市および愛知県津島市の現地砂質地盤での注入試験を実施し、以下の本工法の有効性を確認した。

- ・模擬地盤による大型土槽実験では、模擬地盤内に設置した地山パッカは充填材の漏れ出しもなく、模擬地盤においても要素試験と同等に最大圧力は従来工法の地山パッカと比較して約 2 倍の耐圧性能を発揮することを確認した。薬液注入中は、地表からの薬液の漏れ出しもなく、注入圧 0.15Mpa 前後、注入速度 4ℓ/分前後の安定した浸透注入状態で、注入孔周辺に配置した間隙水圧計測より局所的な圧力増大は見られないことから、特殊シール材の効果により孔壁の崩壊もなく浸透面積を十分に確保し浸透注入できたものと考えられる。
- ・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漏洩は全削孔穴にて認められなかった。また、改良後に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た状態であったことから、薬液の漏洩防止に有効であることが、自然地盤で検証された。
- ・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 62～66% 低減（注入速度 8ℓ/min 時）していることが確認され、特殊シール材が、薬液注入時に溶解し、大きな浸透面積を確保し注入圧力を抑制することを検証した。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ける透水性の高い地層への浸透集中を抑制できる。
- ・佐賀県と愛知県の現地実証試験にて造成した改良体を掘削した結果、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。改良体の一軸圧縮強さは、有機質土およびシルトの混入により強度のバラツキが多かったものの、液状化強度

比は、未改良地盤の3倍以上と液状化防止に必要な改良体品質を満足した。

- ・ 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、高吸水性ポリマー材は安価で配合使用量も少なく、削孔1本当りの使用量も少ないため大きなコストアップとならない。また、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。

第5章では、従来の薬液注入工法における改良効果の確認方法の課題から、改良前後における地盤中の電気比抵抗変化に着目し、電気検層を用いた新たな改良効果評価手法を考案し、実験を通じ本手法の適用性を検証した。本電気検層は、従来の円周状電極の課題であった電極径と測定孔径の比の影響の無い点電極を用い、同電極を異なる間隔で配置することで、孔壁周辺の乱れの有無を確認することが可能であり、小型動的コーン貫入試験の調査孔を利用して効率的に地盤の電気比抵抗を測定する。したがって、薬液注入工法の改良効果は、小型動的コーン貫入試験から得られる N_d 値より一次効果確認を行い、改良前と比較し、改良後の N_d 値の増分が明確でない場合は、同孔を用いた電気検層から得られる電気比抵抗より二次的改良効果確認を行う手法である。本章では、電気検層による測定のメカニズムおよび電気検層の既往技術の課題について言及し、これらの課題を克服するため新たに開発した点電極による電気検層を用いた改良効果評価手法について、現場実証実験に先立ち、ドラム缶を使用して未改良砂と改良砂の模擬地盤を作製し室内実験を実施した。その後、室内実験で得られた知見が実地盤において適合可能であるか現場実証実験を実施し、以下の検証結果を得た。

- ・ 模擬地盤によるドラム缶模型実験では、小型動的コーン貫入試験において改良前後の N_d 値の差異が確認され、ばらつきはあるものの薬液シリカ濃度が高くなるほど N_d 値は大きくなり、強度増加が確認された。小型動的コーン貫入試験の試験孔からの点電極を用いた電極プローブによる電気比抵抗の測定は、測定孔壁の乱れの影響も無く測定可能で、改良前後の差異が未改良砂の100分の1程度と N_d 値と比べて明確に現れることが確認された。また、薬液シリカ濃度が高くなるほど電気比抵抗 R は小さい値を示し、 N_d 値分布と比較してばらつきが非常に少ない。
- ・ 一軸圧縮強さと N_d 値増分は比例関係にあることが確認されたが、 $q_u=50\sim 150(\text{kPa})$ に対して、改良による N_d 値の増分は、 $\Delta N_d=1\sim 6$ 程度と僅かであり、低強度の改良体の場合、 ΔN_d から q_u を推定することが困難である。一方、電気比抵抗値は、現地測定結果が三軸圧縮試験装置を利用した電気比抵抗値と概ね同等であったことから外的影響が少なく精度の高い測定が可能である。
- ・ 現地実証試験では、小型動的コーン貫入試験の試験孔からの点電極を用いた電極プローブによる電気比抵抗の測定は、未改良地盤、改良地盤ともに電極間隔

25mm, 50mm より得られた値が概ね同じであり，自然地盤においても測定孔壁の乱れの影響が無く，点電極は孔壁へ十分密着し測定できることを確認した．

- ・改良 A ($q_u \geq 100\text{kPa}$) では，概ね N_d 値の増加が確認されたが，ばらつきが大きく低強度の改良 B，改良 DP ($q_u \geq 50\text{kPa}$) では，改良による平均 N_d 値の増分は認められず，既往の研究で指摘されているように N_d 値の増分が低い場合は改良効果を定量的に推定，評価することは難しいと考えられる．一方，電気比抵抗はすべての改良体で改良前と比較して 1/10～1/100 程度に低下し，低強度の改良体であっても本手法による電気比抵抗測定は，薬液改良前後の差異を敏感に表現できること，施工方法の違いに関わらず電気比抵抗は改良領域を明確に捉えることが可能であることが検証された．
- ・本手法で用いた小型動的コーン貫入試験機や電極プローブ等の電気検層機器は，従来の原位置サウンディング調査（比抵抗トモグラフィ，間隙水圧が測定できる動的コーン貫入試験機等）と比較し安価であり，貫入孔を利用し電気比抵抗を測定できることから作業効率の高い調査が可能である．

本研究を通じ，液状化対策を目的とした薬液注入工法では，収縮しない構造で孔壁との密着性を高めた地山パッカと，削孔時は孔壁防護し薬液注入時は溶解し薬液浸透域を確保できる特殊シール材の導入により，地上への薬液漏洩を抑制し地盤への注入圧力を低減することで広範囲な浸透注入形態を実現できることを自然地盤にて実証した．今後，本技術の実用化を図り，液状化対策の実工事での適用と効果検証により技術確立を図る．

点電極による電気検層を用いた改良効果評価手法は，改良地盤の低比抵抗値の測定を可能とし，小型動的コーン貫入試験より得られる N_d 値に加えて評価することで，従来の試料採取時の乱れや地盤性状のばらつきによる影響少なく簡易に実施できる原位置サウンディング試験として有効であることを実証した．電気比抵抗 R は，薬液シリカ濃度が高くなるほど小さい値を示し相関関係があることから，電気比抵抗測定の適用範囲を明らかにし，比抵抗値の精度（分解能）が高まれば，薬液シリカ濃度と一軸圧縮強度の相関性から電気比抵抗値より改良強度を定量的に推定，評価できることが期待される．また，本手法は小型動的コーン貫入試験を実施した後，ロッドを引抜き同測定孔に再度，電極プローブを圧入し電気比抵抗を測定するため，測定に多大な時間を要することから，実用化に向けた測定の効率化が今後の課題である．

謝 辞

本論文は、岐阜大学、戸田建設株式会社、太洋基礎工業株式会社の共同研究で開始した事後調査を含めた薬液注入工法の研究成果をまとめたものです。本論文をとりまとめるにあたり、ご指導をいただきました関係者の皆様に心より深く感謝いたします。

岐阜大学工学部社会基盤工学科 八嶋厚教授には、研究全般にわたり数多くのご教示を賜りました。このように学位論文をまとめることができたのも、先生の終始変わらぬ温かいご助言・ご指導のおかげであります。ご多忙の中、学外の現地試験にも数多く足を運んでいただき、我々や学生と一緒に試験されているお姿は研究者として頭の下がる思いであり、心から深く感謝・御礼申し上げます。

本論文の審査を通し、岐阜大学工学部社会基盤工学科 神谷浩二教授（主査）、岐阜大学工学部社会基盤工学科 沢田和秀教授（副査）には、お忙しいにもかかわらず論文内容の丁寧なご指導を賜りました。心より厚く御礼申し上げます。

岐阜大学 村田芳信客員教授、荻谷敬三客員教授（当時）には、薬液注入地盤の改良効果調査手法の研究開発において、現地調査を主導しご専門の立場より貴重なご意見とご指導頂き心より感謝申し上げます。また、岐阜大学八嶋研究室学生の皆様には、本研究の室内試験、現地調査においてご協力頂き誠にありがとうございました。

本研究の実施にあたり、太洋基礎工業株式会社 大野康年技術部長、伊藤孝芳顧問には薬液注入工法による地盤改良技術全般にわたりご教授頂くとともに、本研究の試験計画準備から試験の実施にわたり多大なるご支援を頂きました。皆さまのご協力なしでは本研究を成し遂げることができず心より感謝申し上げます。

戸田建設株式会社 浅野均常務執行役員には、これまで技術開発全般にわたりご指導を頂くとともに、本研究の機会を与えて頂き様々な面でご支援していただきました。心より感謝いたします。また、本研究開発を主導され志半ばにして 2021 年 1 月に逝去された大阪支店土木技術営業部 赤塚光洋部長には、大学の先輩でもあり、これまで多くのご指導、ご助言を頂き感謝の気持ちは言葉では言い表せない程です。今回ご意思を引き継ぐ形で研究成果をまとめることができ、ここに深く哀悼の意を表します。

本論文をまとめるにあたり、上記の方以外にもたくさんの方々の温かいご支援とご協力を頂きました。今後も初心を忘れず、土木技術の発展に寄与できるよう努めていきたいと思います。また、本研究の成果が実工事に生かされ、国土強靱化の一助として役立つことを願います。

最後に、著者を励まし支えてくれた家族に深く感謝します。

2022 年 3 月 下坂賢二