

溶液型薬液注入工法による既設滑走路直下の液状化対策

林 健太郎^{*} 林 規夫^{*}
佐々木広揮^{**} 神原 昌彦^{***}
川口 民雄^{***} 野谷 斎^{****}

要 旨

新設構造物の液状化対策工法に関しては、既に多くの工法が開発され、実績も多い。しかしながら、既設構造物の耐震補強に関しては多くの需要があるにもかかわらず、未だに有効な工法は開発されていない。当技術研究所では、6年前より恒久型薬液を用いた既設構造物の液状化対策工法に関する開発を行い、1999年度には3つの工事において採用され、無事工事を終了することができた。

本工法は、浸透性が良く、固化時間が長い薬液を用いることで、一個所から施工できる改良体積を従来の薬液注入工法に比べ8倍～32倍にする事が可能となっている¹⁾。本論文は、これらの実験結果を基に、溶液型薬液による地盤改良のメカニズムや浸透に伴う薬液の希釈現象について、設計の観点からとりまとめたものである。実験結果より、地盤に浸透した薬液は間隙水により希釈されるため、室内配合試験時に比べて改良強度は50%程度低下するが、間隙水を置換しながら固化するため、液状化に対しては十分な改良効果があることが明らかになった。

1. はじめに

我が国は世界有数の地震国であり、過去の地震における港湾、空港、道路などの土木施設の被害は少ない。これらの被害の主要因の一つが地震時の地盤の液状化現象である。液状化による施設の被害を防ぐため、施設建設前に設計地震動に対して対象地盤の液状化判定を行い、液状化すると判定される場合には、事前に地盤改良により液状化対策がなされるのが一般的である。ところが、施設建設後に耐震設計法、液状化判定法が改訂され、既存施設直下地盤について液状化対策が必要となる場合がある。

このような場合、サンドコンパクションパイル工法のような従来の液状化対策工法では、一旦、既存施設を撤去して施工を行う必要がある。しかしながら、施設撤去のため、施設の供用停止による社会的影響や、対策費が非常に高価になることから、液状化対策が事実上不可能となる場合が多い。また、従来の薬液注入工法や粉体攪拌式の地盤改良工法による改良事例²⁾などもあるが、液状化対策として用いる場合、施工単価が高価で、施工容積が非常に大きくなることから、結果的に莫大な施工費用がかかることが問題である。

著者らは、1993年度より、溶液型の薬液を用いた既設構造物基礎の耐震対策工法の開発を行ってきた。1996年度には、新潟で実施した現位置注入実験で直径4mに達する柱状の改良体を形成することができ、液状化対策工法として非常に有効な工法であることが確認できた¹⁾。これ

らの結果を受け、運輸省第二港湾建設局東京空港工事事務所の発注により、1998年に東京国際空港の旧滑走路で、溶液型薬液を用いた注入施工の現場実証実験を行った。本研究は、これらの実験データを元に溶液型の恒久薬液注入による液状化対策工法の設計および施工性に関して報告するものである。

溶液型の薬液の恒久性に関しては、米倉らの研究³⁾により、水ガラスを主成分とした溶液型の薬液による固結体の劣化の原因が明らかとなっており、劣化の原因である水ガラス中のアルカリ分を除去した溶液型の薬液では長期にわたる耐久性があることが試験室内の実験により明らかにされている。著者らは、1997年にアルカリ分を除去した薬液を用いて薬液注入工法により改良された鹿児島市の施工現場において材齢16年10ヶ月の試料を採取した。この調査により、施工当初と比べて強度低下が見られなかったことから、これらの薬液による改良土の長期耐久性が確認できた⁴⁾。

また、松尾らは懸濁型の薬液を用いた薬液注入工法による液状化対策工法について研究している⁵⁾。この研究では、粒径が非常に小さい超微粒子セメントを地盤内に注入する事により薬液の浸透性状を改善する試みがなされている。本研究で対象としている溶液型の薬液は、懸濁型のものとは浸透性状が全く異なり、研究対象が異なっている。

^{*}技術研究所 ^{**}土木設計部 ^{***}安全環境本部 ^{****}東京支社

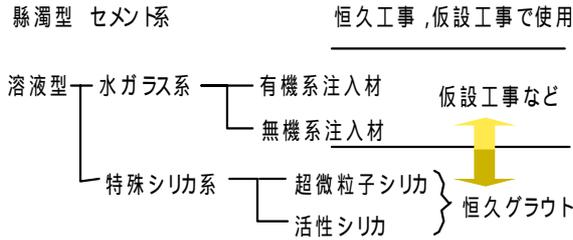


図 - 1 薬液注入工法で使用される薬液の分類

2. 薬液および改良土の固化特性

2.1 固化薬液について

通常の土木工事で使用される薬液を材料別に分類したものを図 - 1 に示す。薬液注入工法に用いられる薬液は、大別すると懸濁型と溶液型に分類される。本研究で使用する薬液は、溶液型に属する特殊シリカ系の超微粒子シリカと活性シリカの二つである。これらの薬液は、いずれも水ガラスから劣化の原因となるアルカリ分をイオン交換樹脂法や電気浸透膜法により除去して生成される⁶⁾。

超微粒子シリカはさらに、活性シリカを安定化・増粒・濃縮処理した薬液である。このため、超微粒子シリカは、活性シリカに比べ粒径が大きく、長期間性状が変わらず、保存が可能な薬液である。活性シリカは、長期的にはゲル化が進むため、長期的な保存はできない。しかしながら、粒径が小さいことから粒子間の接点数の密度が高いため、薬液中のシリカ濃度が同じならば、超微粒子シリカに比べて大きな改良強度が得られる。

本論文において、3章の液状化強度特性および4章の大型土槽実験では超微粒子シリカを、5章の現位置施工実験では活性シリカを使用している。

2.2 薬液の粘性について

図 - 2 は活性シリカ薬液中のシリカ分 (SiO_2) 含有率と溶液状態の粘性を示している。使用する薬液は SiO_2 含有量が大きくなると粘性が高くなる傾向を示している。ただし、 SiO_2 含有率が2~6%程度であれば、20 の水の粘性と比べて粘性は1.1~1.3倍程度となっており、地盤の透水係数は粘性の逆数に比例するため、薬液を注入した場合、見かけの透水係数は、現地盤の透水係数の75~90%程度になると考えられる。

溶液の粘性は、一定時間が過ぎると急激に増加し、ゼリー状に固結する。固結に要する時間は薬液のpHによって変化させることができる。薬液のpHと固結時間(ゲルタイム)の関係を図 - 3 に示す。薬液の浸透距離と注入速度を考慮して、最初に注入した薬液が所定の改良半径の外縁部に到達する時に薬液が固結するようにゲルタイムを調整して注入をする。

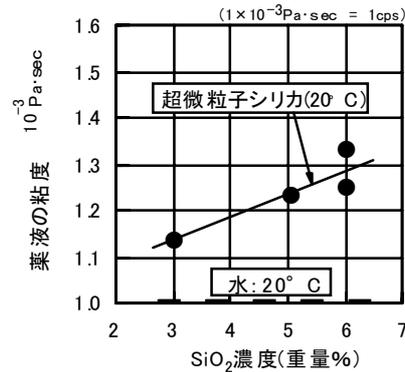


図 - 2 シリカ分含有率と粘性の関係

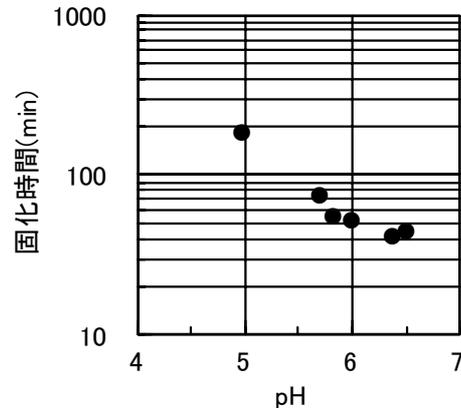


図 - 3 薬液のpHと固化時間 (活性シリカ)

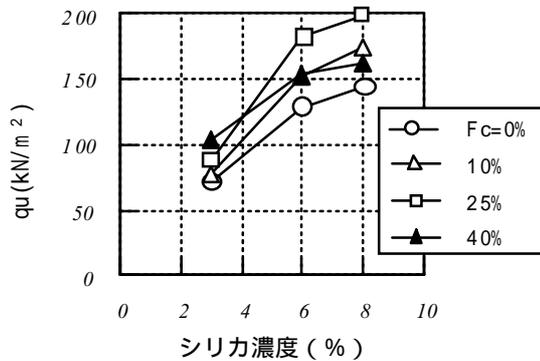


図 - 4 SiO_2 濃度と q_u の関係 (羽田砂DR: 60%, 活性シリカ)

2.3 配合試験による固化土の強度特性

薬液を注入した土の強度は、薬液に含まれる SiO_2 の濃度や対象土の密度、細粒分含有率によって影響を受ける。室内配合試験による薬液中の SiO_2 濃度、砂の細粒分含有率 (F_c) と改良土の一軸圧縮強度 (q_u) の関係を図 - 4 に示す。試料砂には、相対密度 (D_r) を60%に調整した羽田砂を用いた。

同図より分かるように、どの細粒分含有率においても

薬液中の SiO_2 濃度が高くなるに従い、改良土の q_u も大きくなり、シリカ分(SiO_2)濃度=3~8%で、 q_u は70~200kN/m²程度となっている。また、薬液中の SiO_2 濃度が同じ場合、地盤の細粒分含有率(F_c)が25%までは、 F_c が大きくなるほど q_u も大きくなるが、 $F_c=40\%$ では、 q_u は小さくなっている。本試験では比較のため D_r によって試験条件の管理を行っているが、 F_c が40%の場合には、 D_r による管理は適用外であり、非常にゆるい状態にあったことが原因であると考えられる。

本試験で使用した羽田砂は現砂をふるいにかけて分級した後、細粒分含有率が一定となるように調整したものを使用した。また、供試体は、モールド内に所定の濃度、量の薬液を注いだ後、一定量の乾燥砂を3回に分けて空中落下させ、所定の密度になるまで回数打撃を加えて作成した。地盤内に注入した場合、間隙水による希釈等の影響を受けるが、本試験では、砂の間隙は所定濃度の薬液で充填された理想状態にあると考えられる。

3. 改良土の液状化強度特性

3.1 改良土の動的挙動

未改良のきれいな砂と溶液型薬液による改良砂について繰返し三軸試験を行った場合の過剰間隙水圧と軸歪みの挙動を図-5に示す。どちらも20回の載荷で液状化(=両振幅5%軸歪み)に達している。載荷応力比は、未改良砂、改良砂で拘束圧のそれぞれ15%、30%である。

未改良の砂では、繰返し荷重が載荷されると過剰間隙水圧が上昇し、過剰間隙水圧比が0.7以上になると軸歪

みが急激に大きくなり、液状化に至っている。これに対して改良砂では、過剰間隙水圧は発生するものの、軸歪みの増加は過剰間隙水圧の挙動によらず一定勾配となっており、急激な軸歪みの増加、すなわち液状化現象は発生していない。改良砂の元土は細粒分の少ない砂であったが、改良後の動的な挙動は粘性土の繰返し三軸試験時とよく似た傾向を示した。

この原因として、溶液型の薬液を注入することにより、改良された砂の間隙水はゼリー状の固結体と置き換えられるため、透水性が低下し粘着力が付加されて粘性土のような液状化しにくい材料に変化していると考えられる。

3.2 改良土の液状化強度特性

前節に示すように、間隙水をゼリー状の固結体で置き換えられた改良土では、いわゆる液状化現象は発生しなくなるが、両振幅軸歪みが5%に達した時点でも液状化と設定すると、改良土においても液状化強度が得られる。両振幅軸歪みが5%に達した時点でも液状化とした場合の改良土と未改良砂の繰返し回数と液状化強度の関係を図-6に示す。改良土の一軸圧縮強度は80kN/m²である。

両振幅軸歪み5%時を液状化強度と設定した場合、未改良砂の液状化強度が0.15程度であったものが、改良土では0.3以上になり、明らかに薬液注入による液状化抵抗に対する改良効果が認められる。従来の薬液注入工法による改良土の目標改良強度は300~1,000kN/m²であるため、今回の供試体は比較的低強度であると考えられるが、液状化に対する抑止効果は、この程度の強度で十分であることが分かる。

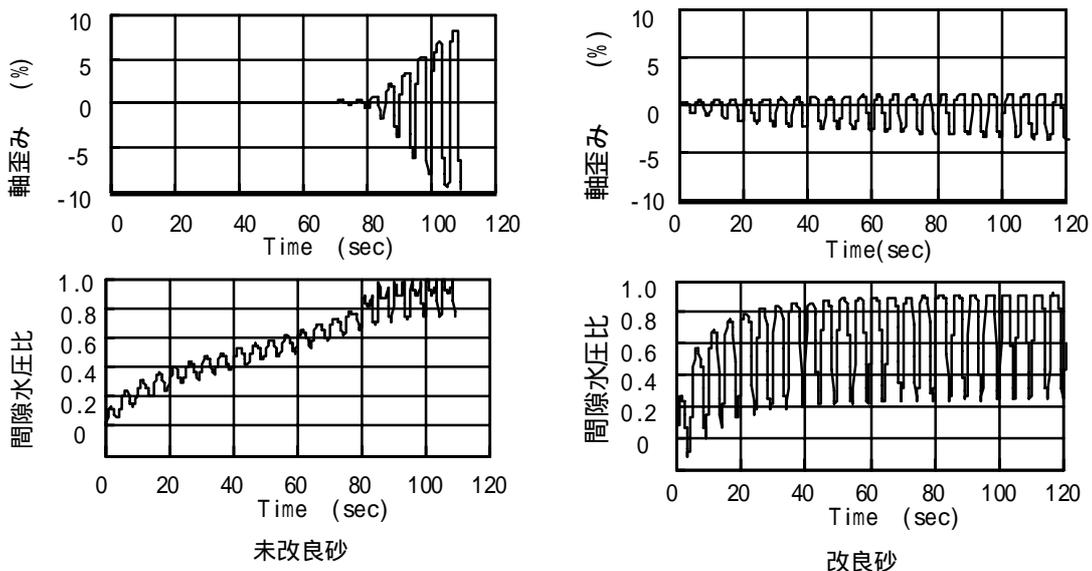


図-5 未改良砂と溶液型薬液改良土の繰返し三軸試験挙動

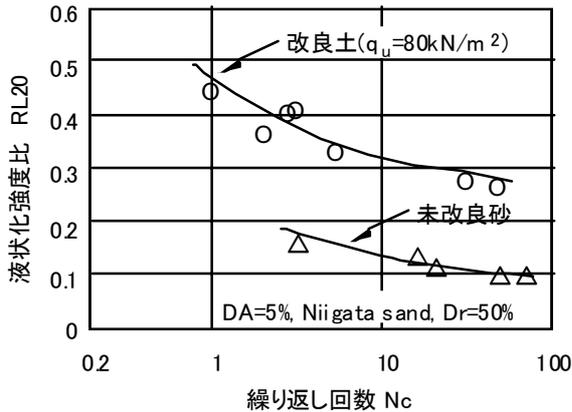


図 - 6 改良土の繰り返し載荷試験結果例

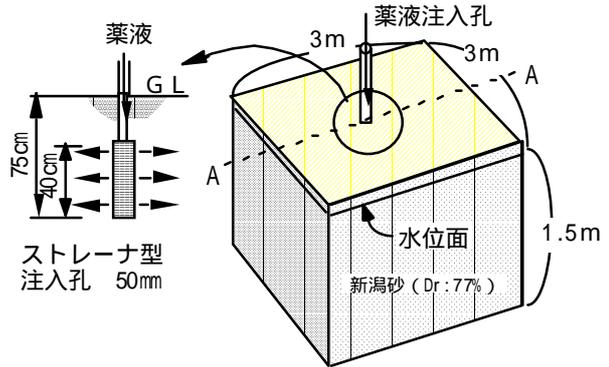


図 - 7 大型土槽注入装置

表 - 1 注入実験の諸元

項目	仕様
シリカ濃度	10 %
ゲルタイム	7 日
配合 q_u	100kN/m ²
注入圧力	75kN/m ²
注入速度	3 ~ 10 L / min
総注入量	3,152 L

4 . 大型土槽実験による薬液の浸透注入実験

4 . 1 実験内容

三次元地盤への溶液型薬液の浸透特性を検討するために、超微粒子シリカを用いた大型土槽注入実験を行った。注入実験に使用した土槽を図 - 7 に示す。実験土槽の大きさは $B \times L \times H = 3.0\text{m} \times 3.0\text{m} \times 1.5\text{m}$ であり、地盤容積は 13.5m^3 である。模型地盤は、新潟砂を 0.5m^3 毎に水中落下により堆積させた後、振動棒により締固めて作成した。試料重量より計算した地盤の平均相対密度 $Dr = 77\%$ であった。新潟砂の $Dr = 75\%$ 時の透水係数は 0.033cm/sec である。

4 . 2 実験結果

(1) 注入状況

模型地盤への薬液の注入は、図 - 7 に示すように直径5cm、長さ40cmの円筒状のストレーナ管を使用して模型地盤中央より行った。注入を行った薬液および注入時の諸元を表 - 1 に示す。

注入時には、上限圧力 75kN/m^2 、注入速度 10L/min で実施した。しかしながら、注入開始後約3時間で地表面からの薬液の漏水が認められたため、注入速度を $3 \sim 5\text{L/min}$ まで絞って注入を行い、注入開始後11時間後に予定注入量の $3,150\text{L}$ を注入し実験を終了した。

(2) 改良後の一軸圧縮強度の分布

実験終了後、28日間養生し、実験土槽の解体を行った。土槽解体後、噴流水を地盤に噴射して改良体の形状を明らかにしたところ、直径 2.6m 高さ 1.4m の円筒状であることがわかった。改良後に土槽を解体して確認した改良土の形状を写真 - 1 に示す。

改良体の中心を通る2断面について61点のブロックサンプリングを行い、一軸圧縮試験を行った。一軸圧縮強度分布の測定例を図 - 8 に示す。改良土内の強度分布を



写真 - 1 土槽解体時の固化体出来形

見ると、注入孔の近傍では強度は 80kN/m^2 程度と配合時の目標一軸圧縮強度の 100kN/m^2 に近く、注入孔から離れるに従い、強度が次第に低下する傾向が伺える。固化が認められた部分の全採取試料の一軸圧縮強度の平均値は 49.5kN/m^2 であった。

図 - 9 に注入孔中心からの距離と一軸圧縮強度の関係を示す。 q_u には、若干のばらつきがあるが、薬液の浸透距離が大きくなるに従い強度が低下しているのが分かる。これらの強度低下は、浸透の際に間隙水により薬液が希釈されたためと考えられる。

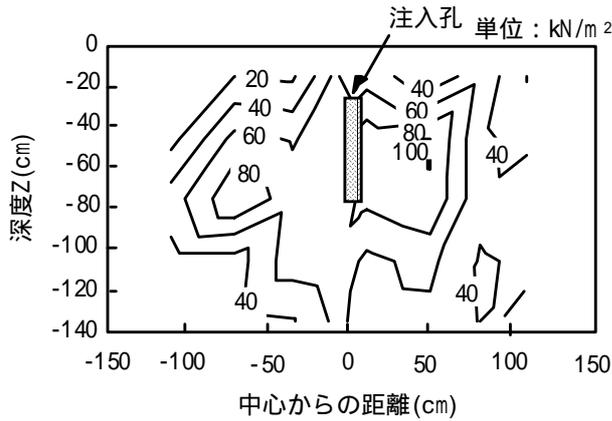


図 - 8 土槽内の q_u の分布 (28日後)

(3) 浸透距離と希釈率の関係

希釈の影響を明らかにするために、実験に使用した薬液を加水して配合試験を行った。試験結果を図 - 10 に示す。図中の希釈率 () は以下の式で算定している。

$$\text{希釈率 ()} = (\text{加水重量} / \text{原液重量}) \times 100\%$$

上記の式では、 =100%では SiO_2 濃度は原液の濃度の 1/2 になる。図 - 10 より、 が大きくなるに従い、改良土の一軸圧縮強度が小さくなっているのがわかる。

図 - 9 に示す大型土層注入実験の注入センターからの距離と q_u の関係と、図 - 10 に示す希釈率と配合強度の関係から求めた、浸透距離と希釈率 () の関係を図 - 11 に示す。溶液中の SiO_2 濃度が同程度であれば、同図を用いることにより、施工時の浸透距離 (= 改良半径) から、その工事での を予測することが可能である。

一般的に使用される薬液注入工事では、改良半径は50 ~ 60cm程度である。この場合、図 - 11 より は12%程度であると考えられるため、強度の低下の影響は小さいと考えられる。反対に、浸透距離が1 m を越えると は40%以上となるため、改良土の強度低下が大きくなるのがわかる。このため、溶液型の薬液を使用して、注入時の改良半径を1 m 以上にするためには、これらの点を改善しなければ、均一な地盤強度の改良は困難であることがわかる。

5 . 滑走路直下の施工性に関する現地施工実験

5 . 1 試験工事の概要

各種室内実験の結果から、溶液型薬液による改良土

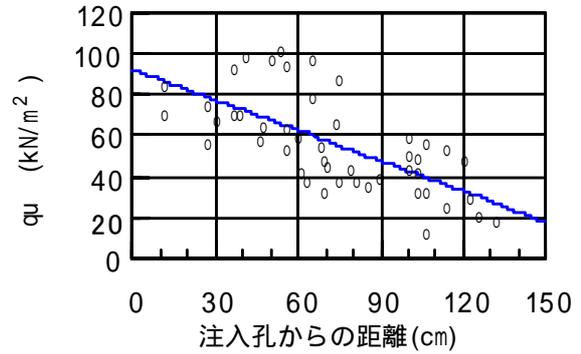


図 - 9 注入センターからの距離と q_u の関係

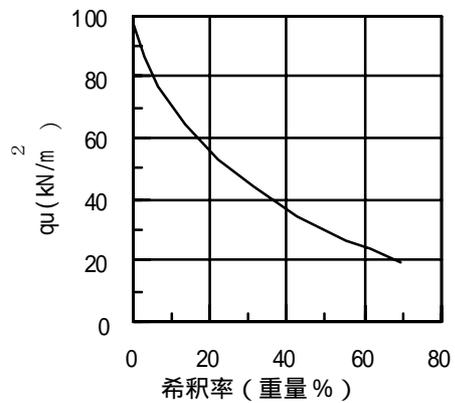


図 - 10 薬液の希釈率と q_u の関係

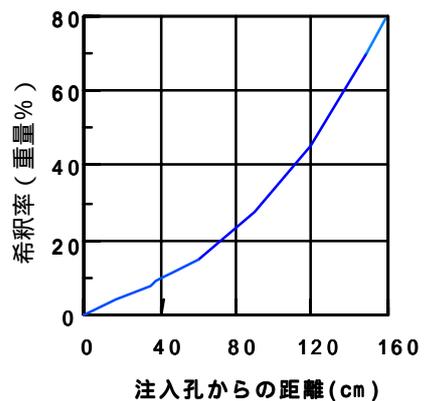


図 - 11 注入センターからの距離と薬液の希釈率の関係

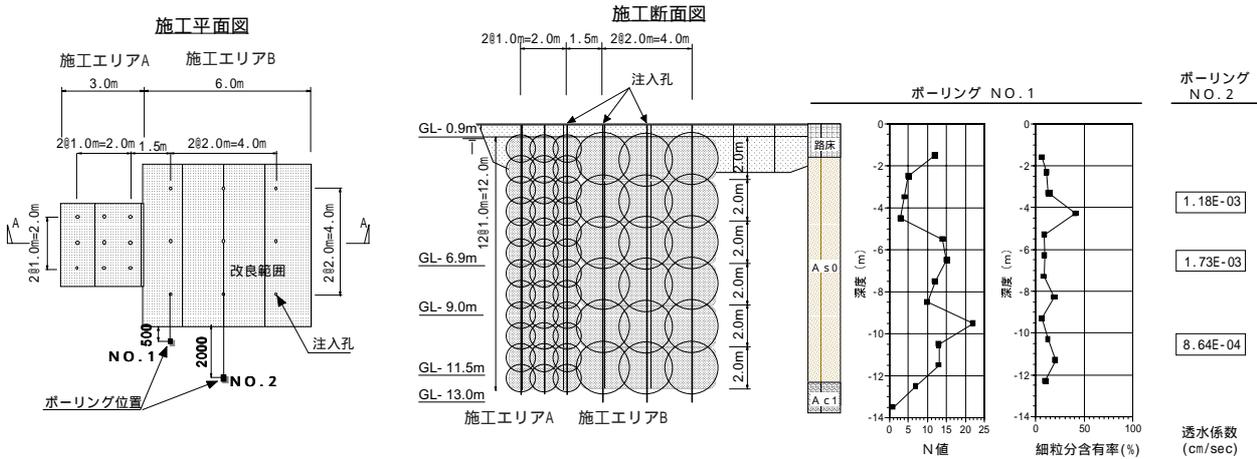


図 - 1 2 現位置施工実験 施工平面図および断面図

は、液状化強度や浸透性の面で十分な改良効果があることが確認された。しかしながら、他の地盤改良工法においても室内試験結果と実施工とでは、改良効果や施工性の面で差があることが明らかである。このため、溶液型薬液を用いて実際の滑走路への試験注入工事を実施し、施工性と改良効果を確認した。本実験の主な施工仕様を表 - 2 に示す。また、施工区域の平面図と断面図を図 - 1 2 に示す。同図には、事前に施工位置で行った各種土質試験の結果も併記する。

表 - 2 施工仕様一覧表

項目	仕様
使用薬液	超微粒子シリカ
改良深度	GL - 0.9 ~ - 12.9 m
改良範囲	3列 × 3段 (2mピッチ)
	3列 × 3段 (1mピッチ)
改良体積	540 m ³
薬液注入量	217 m ³
注入速度	10 ~ 20 L / 分
注入時間	150 ~ 320 min / ポイント
目標強度	80 kN / m ²

図 - 1 2 の土質調査結果を見ると、施工対象付近の地盤のN値は、GL-5.0mまでは5程度、それ以深は10~15程度となっている。また、細粒分含有率の分布は、GL-4.5m付近で40%程度あるが、その他の深度では10%~20%程度でほぼ均一であった。

試験工事では注入管の削孔間隔を1mにした施工エリアAと削孔間隔2mの施工エリアBに分けて、それぞれのエリアで3列 × 3段の9本の削孔を行い、薬液を注入した。また、地下水位面から砂質シルト層があるGL-13mまでの砂層を改良対象土層とした。

入でセメントベントナイトを注入管の周り全体に注入し、二次注入で本薬液を注入する手法が用いられる。この方法は注入管が頑丈に地盤に固定されるため、比較的高い圧力で注入することが可能である。その反面、地盤への浸透面はセメントベントナイトを割裂して形成するため、上部構造物への隆起の影響などが考えられる。このため、今回の実験では、一次注入を省略し、掘削孔壁と注入外管の隙間に布製スリーブパッカーを膨らまし、孔壁と注入外管を密着させてストレナ部の孔壁に浸透面を保持させる方法を用いた。

通常、ゲルタイムの長い薬液を使用する場合、一次注

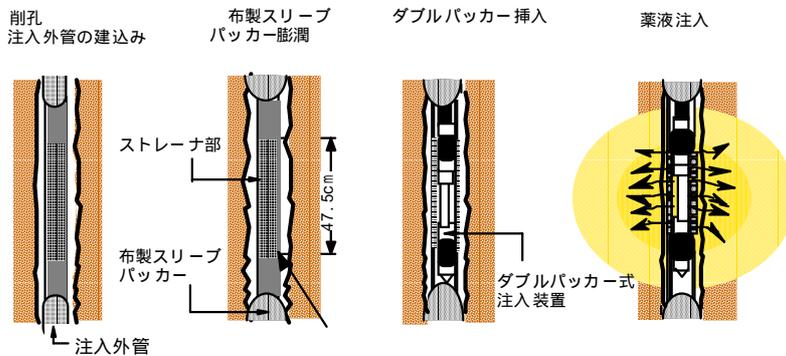


図 - 1 3 施工手順

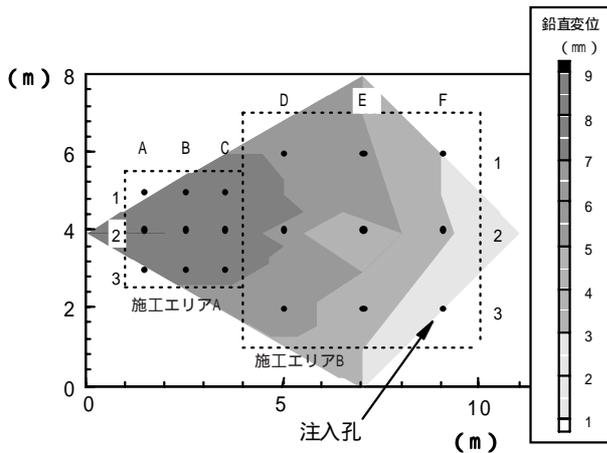


図 - 1 4 施工後の地盤隆起量の分布

施工手順を図 - 1 3 に示す。高性能の削孔機を用いて 100mm前後の孔径にて所定深度まで削孔する。削孔完了後、ストレーナー、布製スリーブパッカーより構成される注入外管を建て込む。注入外管の中へダブルパッカー式注入装置を建込む。布製スリーブパッカーにセメントベントナイトを注入し、注入区間上下に布製スリーブパッカーを膨らまし、薬液のリークを防止する。パッカー形成後、注入管内のダブルパッカー注入装置から、薬液を注入し、ストレーナ側面の孔壁より浸透注入させる。

5.2 注入圧力と地盤隆起量の関係

溶液型薬液注入工法により既設構造物直下の改良を行う場合、構造物への隆起などの影響を生じないことが施工上の重要な課題となる。このため、現地実験では、施工時の隆起量をレベル測量によって計測した。施工中

は、削孔間隔1 m の施工位置（施工エリア A）の方が削孔間隔2 m（施工エリア B）に比べて隆起量が大きくなる傾向となり、最大隆起量は12mmであった。施工終了後の隆起量の分布を図 - 1 4 に示す。施工後には、隆起量は若干小さくなる傾向を示し、最大値で9mm程度に減少した。

溶液型薬液を地盤内部に浸透注入した場合、間隙水と置き換わりながら浸透するため、理論的には隆起は生じないはずである。しかしながら、本実験では施工中に最大12mm、施工後に9mm程度の隆起を生じており、若干の割裂注入が生じたものと考えられる。

この割裂注入となった原因として、注入圧力の上限值の設定が考えられる。今回の実験では注入圧力の上限值を上層（GL-4.0m以浅）400kN/m²、下層（GL-4.0m以深）600kN/m²として、施工エリア Aより注入を始めたが、施工中に隆起量が10mmを超えたため、施工エリア Bでは、注入上限圧力を上層250kN/m²、下層400kN/m²へ修正している。この修正によって、施工エリア Bでは、それより上の部分に比べて累積隆起量は6mm程度まで小さくなっている。

5.3 浸透距離と改良強度の関係

今回の調査では、施工エリア Bの注入孔より、50,70,100,140cm離れた位置で試料採取を行い、改良土の一軸圧縮強度（ q_u ）を比較した。各ボーリング位置の q_u をまとめたものを図 - 1 5 に示す。図中には、各孔および各深度毎の平均強度を記載している。

注入孔からの距離と強度分布を見ると、注入孔から50cm離れた地点で95kN/m²と最も大きく、注入孔より140cm位置の平均 q_u は66kN/m²となり、注入孔から離れる

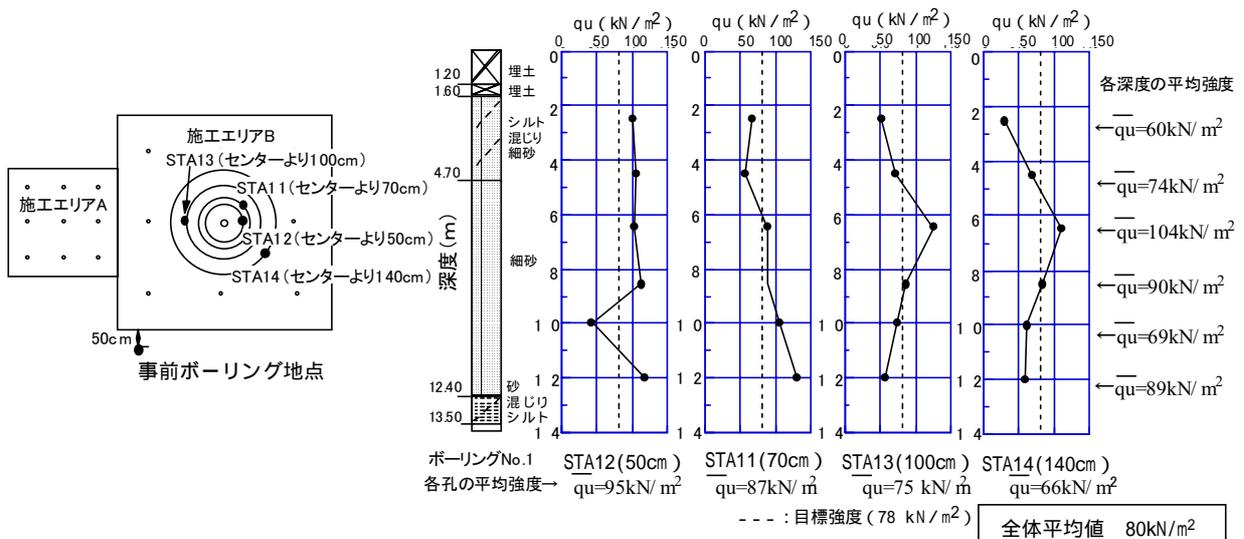


図 - 1 5 施工後の q_u の分布（施工エリア B）

に従い、強度の低下が認められた。この傾向は大型土槽実験の結果と同様であり、薬液が土中に浸透していく過程で希釈の影響を受けていると考えられる。

また、深度方向での強度の分布を見ると、GL-2.0～3.0mで採取された試料の平均 q_u は60kN/m²と最も小さくなった。この深度はシルト混じり細砂に分類される。

最も q_u が大きかったのは、細粒分含有率(Fc)が15%程度のGL-6.0～7.0mで104 kN/m²となっていた。室内配合試験結果ではFcがある程度高いものほど q_u が大きくなる傾向を示したが、今回の結果では細粒分含有率が低い方が大きな強度を得られた。これらの結果から改良土の強度発現には地盤の細粒分含有率だけでなく、地盤密度や地盤間隙への薬液の充填率などが影響するものと考えられる。

上記のような傾向はあったものの、全試料の一軸圧縮強度の平均値(79.6kN/m²)は目標改良強度の78.4kN/m²をわずかながら上回り、施工位置の地盤は液状化を生じない程度に改良されたと考えられる。

5.4 改良土の液状化強度

今回の調査では、ボーリング地点Bの試料を用いて2深度で繰り返し三軸試験を実施した。繰り返し三軸試験は、地盤学会の試験方法(JGS0541)に従って実施した。トリプルチューブサンプラーにより採取された試料を用い、各深度について4供試体を作製し、試験を行った。各深度の試験結果を表-3に示す。液状化強度比は、両振幅5%、繰り返し回数20回の際のせん断応力比とした。

表-3 採取した改良土の液状化強度比

試料深度 (m)	GL-4.5m	GL-8.5m
液状化強度比 RL _{20,5%}	0.455	0.365
一軸圧縮強度 (kN/m ²)	69.8	86.2
土質	細砂	細砂



写真-2 掘削による改良土の出来形確認

上記の結果から、N値が10程度の未改良土の液状化強度比は0.1～0.2であったことを考えると、細砂の改良土ではいずれも0.36を越え、改良後に十分な液状化強度となっていることが確認された。

5.5 改良体の出来形と薬液の充填率

注入終了より50日後に改良範囲の掘削を行い、ジェット噴流水を噴射して改良土の固化形状を確認した。写真-2に改良土の出来形写真を示す。改良土は緩い砂地盤の中に、軟岩状に一体となって固結していることが確認された。地下水水面より上上がった薬液はゲルタイムが長く粘性が低いため、停滞せずに地下水水面まで低下して固結したため、改良土は地下水水面でフラットな形状となっていた。

また、改良土の形状は、予定の改良範囲に比べて面積比で1.4倍程度大きくなっていることが確認された。この原因として、地盤内への薬液の充填率()が当初の予想である90%に比べて小さかったことが考えられる。今回の実験では、土質調査から地盤の間隙率を45%、を90%と仮定して、現位置土1m³当り0.4m³の薬液を注入した。しかしながら、土中を浸透する際に薬液が希釈されて間隙に充填されたため、充填率が低下したと考えられる。間隙率が一定であるとして、目標改良体積と実際の改良体積との比から充填率を求めると、は90%ではなく、71%(=1/1.4)程度と考えられる。

希釈された薬液で間隙を充填されたと考え、充填率()と希釈率()の間には =100/(1+)の関係が成り立つ。すなわち、希釈量が多くなるほど薬液の濃度が薄くなるため、間隙への充填率が低下するのである。

現地実験の施工エリアBでは一点の注入点が受け持つ改良体積は8m³(=2m×2m×2m)である。これを一点から注入される球状の改良体積に換算すると改良半径は約1.24mになる。図-10の浸透距離と希釈率の関係から上記の式により、各浸透距離における希釈率()を充

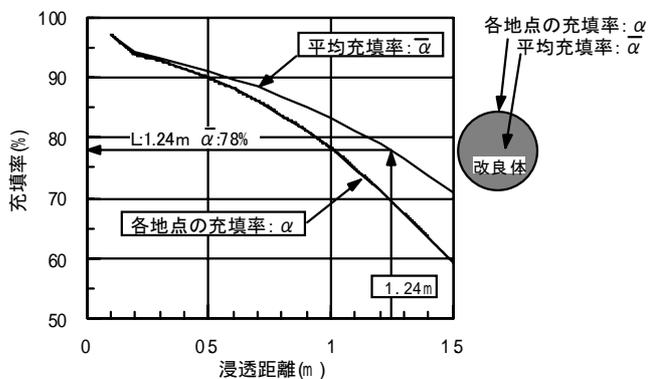


図-16 改良半径と充填率の関係

充填率()に換算し、球体の体積で積分すると平均充填率 $\bar{\rho}$ を求めることができる。改良半径と到達点の および改良土全体の平均充填率()の関係を図 - 16 に示す。改良半径1.24mの場合、 $\bar{\rho}$ は78%となり、体積比から求めた $\rho = 71\%$ と同程度の値が得られた。

また、仮設工事などに使用される一般的な薬液注入工法で砂地盤に注入する場合、充填率 ρ には、90%程度の値が使用される。図 - 16 では半径0.5mの場合、 $\bar{\rho}$ は90%となり、従来工法で使用される砂地盤への充填率と同じ値となった。これらのことから、改良半径が50cm程度の場合には、充填率の低下は顕著でないが、改良半径が50cmを超える場合には、希釈現象による充填率の影響を考慮する必要があることがわかる。 の設定は経済性や施工性に影響を与えるため、慎重な検討が必要である。

6. 設計手法に関する検討

6.1 浸透注入が可能な地盤条件に関する考察

地盤の細粒分含有率が高くなると薬液の浸透性状が浸透注入から割裂注入になることが知られている。慣例では細粒分含有率(Fc)が50%を超えるいわゆるシルトや粘性土では、割裂注入が主体になると言われている。今回の現場実験では事前調査のボーリング調査結果を見ると、GL-4.0m~-5.0mの土層では、Fcが若干高く、40%程度であった。図 - 15で、これらの深度の一軸圧縮強度をみると、GL-4.5m地点の平均値は74kN/m²となっており、平均値よりは低かったが強度増加は確認された。このことから、Fcが20~40%の土層では浸透注入を行うことにより改良効果があると考えられる。

6.2 強度発現に関する考察

大型土槽実験と現場実験では、いずれも地盤内において薬液が希釈されたため、採取された試料の一軸圧縮強度(q_u)は浸透距離が大きくなるにつれ小さい値となった。室内配合試験では、砂の間隙は一定濃度の薬液で充填されているが、地盤内に浸透させた場合にはこの影響で比較的薄い濃度の薬液で間隙が充填されていることが分かった。理想状態である室内配合試験と現地で採取された試料との q_u の比を強度発現率()と定義する。

現地実験においてこの を求めると、現地の平均的な細粒分含有率は15%、活性シリカ薬液のSiO₂濃度は5%であるため、図 - 4より配合試験の q_u は130kN/m²となる。また、現地実験の平均的な q_u は79.6kN/m²であるため、平均的な $\rho = 79.6/130 = 0.62$ 程度であった。大型土槽実験の場合、配合試験の強度は100kN/m²、固化部分の平均的な q_u は49.5kN/m²であるため、 $\rho = 0.49$ 程度となった。大型土槽実験の場合、改良半径が140cmと現地実験の124cmより大きいため、若干 ρ が小さくなったものと考えられる。これらの結果から、施工時に一定の強度を得るためには、室内配合試験結果と強度発現率 を考慮して設計する必要があることがわかった。

6.3 一軸圧縮強度のばらつきに関する考察

図 - 17に、今回の2つの注入実験で得られた改良土の q_u のヒストグラムを示す。大型土槽実験と現地注入実験の平均強度の差違は、それぞれの実験で配合強度が100kN/m²、130kN/m²と異なっていることに起因している。

変動係数はいずれも50%程度であり、セメント攪拌系の地盤改良の場合変動係数が30%程度であるため、これ

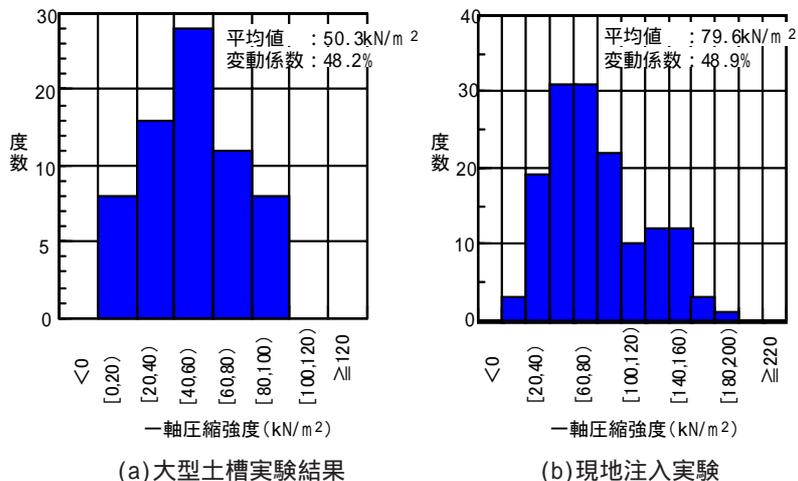


図 - 17 大型土槽実験と現場注入実験における q_u のヒストグラムの比較

らに比べて、ばらつきが大きいことが分かる。薬液注入工法では、均一な濃度の薬液を地盤に注入した場合、浸透距離が伸びるほど希釈の影響を受けることから、セメント攪拌系に比べてばらつきが大きくなったものと考えられる。このため、全体の83%(=1)以上の個体が含まれる q_u は平均強度の約50%程度の値であると考えられる。

また、二つの実験で強度分布の形状が若干異なり、現地実験の方が強度の大きい領域でのばらつきが大きくなっている。この原因として、土槽実験は地盤条件が均一になるように作成されているが、現地実験では改良前の地盤のN値は2~14程度変化していることから、締め固まった地盤に注入されたところで強度が大きくなったものと考えられる。

7. 考察

以上の実験より、以下の結論を得た。

(1) 溶液型薬液を浸透注入する事により、砂地盤を液状化しにくい地盤に改良することができる。

(2) 溶液型の薬液を注入してできる改良土では一軸圧縮強度で80kN/m²程度であれば、 R_{120} は0.3~0.4程度に改善される。

(3) 溶液型薬液を地盤に注入すると浸透距離に従い、薬液が希釈される。希釈の程度は浸透距離が伸びるほど大きくなる。このため、事前設計では配合試験結果と強度発現率()とを考慮する必要がある。

(4) 強度発現率()は、浸透距離が大きいほど小さくなり、浸透距離が1.0~1.5m程度では0.49~0.62程度となることが二つの実験で確認された。

(5) 薬液が希釈されるため、間隙への充填性状も浸透距離が大きくなるほど小さくなり、砂地盤で実施した現地実験では、浸透距離が1.2m程度で充填率は70~78%に低下した。

(6) 溶液型薬液を用いた浸透注入により地盤を改良する場合、改良土の強度は一般的なセメント系の攪拌工法に比べてばらつきが大きくなり、変動係数は50%程度となった。このため、全体の83%(=1)以上の個体が含まれる強度は平均強度の約50%程度の値であると考えられる。

参考文献

- 1) 山崎、高橋、前田、善、林：溶液型注入固化材による液状化対策工法の開発、港湾技研資料、No.905、pp.1-29、1998.
- 2) 米倉、島田：恒久グラウト注入工法の設計・施工、土木施工、40巻9号、pp.108 - 113、1999.
- 3) 米倉、島田：薬液注入における長期耐久性の研究、土と基礎、40-12(49)、pp.17-22、1992.
- 4) 林、吉川、島田、藤沢、飯尾：非アルカリシリカによる改良地盤の耐久性に関する現地調査、土木学会第53回年次学術講演会論文集、1998.10.
- 5) 市川、松尾、古関：液状化対策を目的とした超微粒子セメント懸濁液注入による浸透性について、第31回地盤工学研究発表会講演集、pp.119-120、1996.