

# 港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 905 June 1998

溶液型注入固化材による液状化対策工法の開発

山	崎	浩	之
前	田	健	一
高	橋	邦	夫
善		功	企
林		健	太
		大	郎

運輸省港湾技術研究所



# 目次

要 旨 .....	3
1. まえがき .....	4
2. 既往の研究 .....	4
2.1 既存構造物下部地盤に適用可能な工法 .....	4
2.2 注入固化工法 .....	5
2.3 浸透注入に関する理論 .....	6
3. 工法の概要 .....	7
3.1 施工法および注入プラント .....	7
3.2 従来工法との比較 .....	8
4. 改良土の特性に関する室内試験 .....	8
4.1 材料特性 .....	8
4.2 ゲルタイム（固化時間） .....	9
4.3 一軸圧縮強さ .....	10
4.4 動的変形特性 .....	10
4.5 液状化特性 .....	11
4.6 薬液の耐久性 .....	12
5. 浸透性能に関する室内実験 .....	13
5.1 薬液の浸透特性 .....	13
5.2 施工方法の改良 .....	14
6. 現地実験 .....	16
6.1 地盤概要 .....	17
6.2 実験概要 .....	19
6.3 実験結果 .....	22
6.4 考察 .....	25
7. 結論 .....	27
8. あとがき .....	28
参考文献 .....	29

# 溶液型注入固化材による液状化対策工法の開発

山 崎 浩 之 \*  
前 田 健 一 \*\*  
高 橋 邦 夫 \*\*\*  
善 功 企 \*\*\*\*  
林 健太郎 \*\*\*\*\*

## 要 旨

液状化の発生が予測される場合には、既存構造物下部地盤のように液状化対策が困難なところでも、液状化対策を施しておくことは極めて重要である。しかし、既存構造物の下部地盤を対象とした対策は実用の観点からは皆無といって良い。このようなことから、主として既存構造物下部地盤の液状化対策工法を開発することを目的として、溶液型の注入固化材による液状化対策工法の開発が進められた。得られた主要な結論は以下の通りである。

- (1)一軸圧縮強さ $q_u=1.0\text{kgf/cm}^2$ の低強度の改良土を用いて長期耐久試験を実施した結果、400日程度では有意な強度低下は見られない。
- (2)浸透能に影響を及ぼす固化時間はpHの影響を大きく受けるが、溶液のpHを調整することにより8時間以上の固化時間が確保される。
- (3)改良土の動的変形特性を無改良土と比較すると、剛性率は無改良土とほぼ同じである。
- (4)繰り返し三軸試験を行い、無改良土の液状化抵抗と比較すると、改良土の液状化抵抗は大幅に大きい。ただし、改良土は大きなひずみが発生してもその性状は無改良土のように液体のような状態ではなく、粘土が柔らかくなったような性状である。
- (5)長さ5mの一次元の浸透実験を行い浸透特性を調べた結果、浸透距離は5mに達し、また、浸透に伴い薬液が地盤中の間隙水で希釈される。

注入工法の現地実験を実施し、改良地盤の出来形、均質性、改良効果等について以下の結果が得られた。

- (6)出来形については、改良体は球形ではなく、平面が円形で側面が長方形に近い扁平な形状になっていた。これは地盤の透水に関する異方性の影響と考えられる。
- (7)均質性については、間隙水による薬液の希釈も考慮し、薬液濃度を変化させて行ったが、注入孔に近くなるほど一軸圧縮強さは大きくなり、完全に均質には固化しなかった。しかし、希釈を考慮することにより、より均質な改良体が作れることが確認された。
- (8)改良効果については、乱さない試料を採取し繰り返し三軸試験を行って調べた。その結果、液状化抵抗が無改良のものより2倍以上大きくなっており、液状化に関する改良効果を確認できた。

キーワード：薬液，固化，現地実験，液状化対策，浸透注入，室内試験

---

\*土質部主任研究官

\*\*土質部動土質研究室研究官

\*\*\*土質部動土質研究室長

\*\*\*\*土質部長

\*\*\*\*\*五洋建設株式会社技術研究所

〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1 Tel.:(0468)44-5022 Fax.:(0468)44-0618 e-mail:yamazaki@phri.go.jp

## 1. まえがき

液状化対策の有効性・重要性は、1995年兵庫県南部地震等の最近の地震<sup>1)~6)</sup>により十分に認識され、液状化対策が積極的になされている。この際大きな問題となるのが、既存施設下部地盤の液状化対策である。新規施設の建設においては、締固め工法等の地盤改良による液状化対策を比較的容易に行うことができる。しかし、既に建設された構造物直下の地盤が液状化すると予測・判定される場合、締固め工法等の既存の液状化対策工法を適用することは極めて難しい。

液状化対策の有無は、地震を受けた場合の施設の被災に大きく影響し、1993年釧路沖地震、1994年北海道東方沖地震、1994年三陸はるか沖地震、1995年兵庫県南部地震において、対策施設と無対策施設の間に明白な差となっておりあらわれている。また、野田<sup>7)</sup>は、液状化が発生した地震と液状化が発生しなかった地震について被災額という観点でまとめ、同規模の地震で比較した場合、液状化が発生しない方の被災額が発生したものより1オーダー少ないことを示している。このようなことから、液状化の発生が予測される場合には、多少困難が伴っても、液状化対策を施しておくことは極めて重要なことであると理解される。しかし、前述のように、既存の液状化対策工法は新規の施設建設を対象としたものがほとんどで、既存構造物の下部地盤を対象としたものは皆無といっている。

以上のような背景から、主として既存構造物下部地盤の液状化対策工法を開発することを目的として、溶液型の注入固化材による液状化対策工法の開発を進め、成果を本資料として取りまとめた。

## 2. 既往の研究

既存構造物下部地盤に対して適用可能といわれている液状化対策工法および注入固化工法についての既往の成果について述べる。

### 2.1 既存構造物下部地盤に適用可能な工法

構造物の撤去等を行わず、既存構造物下部地盤に対して適用できる液状化対策工法は、現時点では確立されたものがないというのが実状である。そのため適用実績は新規施設の場合と比較して少ないといえる。このような中で、適用可能といわれている工法は、①せん断変形抑制工法、②地下水位低下工法、③過圧密工法、④注入固化工法の4種類がある。以下では、これら4種類について概説する。

#### (1) せん断変形抑制工法

せん断変形抑制工法は、地盤内に地中壁等を設け、地中壁で液状化対象となる地盤を囲い、地震時の地盤のせん断変形を抑制し、液状化防止を図ろうとするものである。また、対象地盤が仮に液状化したとしても、地盤が剛性の高い壁で囲まれていることから、地盤の側方変形を低減できるので上部構造物への液状化による被害を防止することができる。このようなことから、この工法は、既存構造物があってもその周辺地盤を囲うだけで良いので、既存構造物下部地盤への適用が可能である。しかし、壁によるせん断変形抑制効果は、入力地震動の振動特性等により変化するので、抑制効果が低下して液状化防止ができない場合もある。これは、振動台実験で $1\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m}$ という小さな振動箱内の飽和砂地盤が液状化することからも明らかである。したがって、この工法の適用にあたっては十分な事前の調査・検討が必要である。

#### (2) 地下水位低下工法

地下水位低下工法は、対象地盤の地下水位を低下させ間隙水を排除し、地震時の間隙水圧の上昇を防ぎ、液状化を防止するものである。このように、この工法は、原理は極めて単純で、施工も周囲にディープウェルを設けるだけで良いので、比較的簡単に既存施設下部地盤に適用可能な工法である。しかし、常に地下水位を低下させておかなければならないので、ランニングコストがかかり、ディープウェルの目詰まり等に対するメンテナンスが必要である。

#### (3) 過圧密工法

過圧密工法は、対象地盤に盛土等により荷重をかけ、除荷し地盤を過圧密状態にし液状化抵抗を大きくし、液状化防止を図るものである。地盤の過圧密化は、盛土を用いなくても地下水位を低下させて一旦有効応力を大きくし、その後地下水位を回復させることにより達成することができる。したがって、既存構造物下部地盤に対して適用が可能である。過圧密化による土の液状化抵抗の増加は過圧密比の平方根にほぼ比例する<sup>8)</sup>。地下水位低下による方法では、地下水位が地表面にあり、上載荷重がない場合に、過圧密比を最も大きくでき、その場合過圧密比は最大2程度まで上がる。したがって、液状化抵抗を1.4倍程度に上げるのが、既存構造物下部地盤へこの工法を適用した場合の限界である。実際には、地下水位は地表面より数メートル下にあることが多く、また、構造物があるのであるから、当然、上載荷重が働いており、液状化抵抗を大幅に大きくすることは難しいといえる。

#### (4) 注入固化工法

注入固化工法は、地盤内にセメントモルタルや、薬液等の固化材を注入し地盤を固化させる工法である。この工法は、地盤内に注入孔を設け、そこから固化材を地盤内に浸透させ固めるので、既存構造物下部地盤への液状化対策として適用が可能な工法である。用いられる固化材は、液状化対策を想定した場合、対象地盤は砂地盤となるので、セメントモルタルのようなセメント系では透水性が不十分となり不適當で、水ガラスを用いた溶液型の薬液を用いることとなる。しかし、従来から溶液型の薬液は仮設工等の工事の補助工法に適用されており、適用される場所は部分的で、液状化対策のような大規模で永久構造物に対しては使用されていなかった。これは、溶液型の薬液の耐久性に問題があることと、費用が高価になることに起因している。したがって、液状化対策工法として実際に用いる場合には、耐久性とコストという2つの問題点を抱えている。

以上、(1)～(4)に示したように、現時点では、既存施設下部地盤に適用できる適切な液状化対策工法は確立されていないのが現状といえる。しかし、注入固化工法において、耐久性とコストの問題が解決されれば比較的汎用性の高い工法となることが期待されることから、本研究では、注入固化による工法をとりあげた。

## 2.2 注入固化工法

### (1) 注入パターン

注入固化工法では、固化材として薬液を地盤内に注入する。注入パターンには割列注入と浸透注入の2つがある<sup>14)</sup>。割列注入は、透水性の悪い地盤に比較的大きな注入圧をかけ固化材を注入させるもので、割列注入と比較して固化材が地盤内に脈状に入っていく、地盤は不均質に固化することになる。浸透注入は、透水性の良い地盤に比較的小きな注入圧をかけ固化材を注入させるもので、固化材は地盤内に均質に浸透していく、地盤は均質に固化する。液状化対策においては、対象地盤はある程度均質に固化されていることが要求されるので、注入パターンは浸透注入でなければならない。浸透注入は割列注入を行うことと比較して一般的に困難で、浸透注入が可能か否かは地盤の透水性と用いる固化材の特性に大きな影響を受ける。

### (2) 固化材

注入固化工法に用いる固化材は、懸濁液型と溶液型の2つに大きく分けられる。懸濁液型はセメントモルタルに代表されるもので、耐久性はあるが適用可能な地盤は透水性の非常に良い地盤で、透水性の低い細砂地盤

の場合にはセメント粒子が途中で濾過されてしまうなど、地盤内への十分な浸透ができないという問題点がある。懸濁液型の浸透注入限界はF. Mohrによると地盤の透水係数で、セメント： $10 \sim 10^{-1}$  cm/s、コロイドセメント： $10^{-1} \sim 10^{-2}$  cm/sであるとしている<sup>9)</sup>。港湾の基準に示されている特に液状化の可能性のある粒径<sup>10)</sup>を参考に、液状化しやすい土の粒径を求めると、10%粒径は、 $D_{10} = 6 \times 10^{-3} \sim 2 \times 10^{-1}$  mm (均等係数が大きい場合)、 $D_{10} = 4 \times 10^{-2} \sim 4 \times 10^{-1}$  mm (均等係数が大きい場合)となる。これから、Hazenの式<sup>11)</sup>を用いて透水係数を推定すると、透水係数は $k = 4 \times 10^{-5} \sim 4 \times 10^{-2}$  cm/s、 $k = 2 \times 10^{-3} \sim 2 \times 10^{-1}$  cm/sという値が得られる。このことから、液状化対策の対象となる地盤の透水係数は、多くの場合、 $k = 10^{-4}$  cm/s  $\sim 10^{-1}$  cm/sの範囲と考えることができる。したがって、懸濁液型では液状化対策として用いると、多くの場合、浸透注入が不可となる。一方、溶液型の場合には、浸透注入限界は $k = 10^{-4} \sim 10^{-2}$  cm/sの範囲で、液状化対策の対象となる地盤の多くに対して浸透注入が可能といえる。したがって、液状化対策工法の開発を行う上では、固化材としては溶液型が適している。しかし、仮設工等に用いられている従来からの溶液型の薬液の場合には溶脱現象があり耐久性に問題がある。これは、現在使用されている溶液型の薬液が1974年に出された建設省の暫定指針<sup>12)</sup>により、主材に用いられるのが水ガラス(アルカリ珪酸塩： $\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$ )に事実上上限られていたことによる。溶液型の薬液は主材と硬化材の化学反応により固化(ゲル化)するが、主材が水ガラスの場合、未反応の水ガラスやゲルを構成するシロキサン鎖中のナトリウムイオンが原因となってゲル構造を破壊し、シリカ(珪酸、二酸化珪素： $\text{SiO}_2$ の俗称)の溶脱が発生すると説明されている<sup>13)</sup>。この溶脱により、水ガラス中のシリカの溶脱率は300日で90%以上になる場合があり、強度も長期的に低下することが報告されている<sup>14)</sup>。このような溶液型のもは、耐久性が問題とならない仮設工のようなものに対してはその特性は十分なものといえる。しかし、液状化対策のためには、耐久性が要求されるので、従来から用いられているものでは不十分である。以上のように、現在までの注入固化工法は、液状化対策として使用する場合には、耐久性に問題があったり、浸透性に問題があるなど、その適用性に問題がある。このようなことに対して最近の研究により、非アルカリシリカゾルと超微粒子シリカとよばれる耐久性のある薬液が開発されている<sup>15)</sup>。非アルカリシリカゾルでは、水ガラスに多量の硫酸を入れ中和したものが主材となり、水ガラス中のナトリウムイオンは除去されている。超微粒子シリカで

は、イオン交換樹脂で水ガラス中のナトリウムイオンを水素イオンで置換えた活性シリカとよばれるものが主材となっている。

本研究では、このような耐久性の高い薬液を用いて、液状化対策工法として、注入固化工法を用いることについて検討した。

### 2.3 浸透注入に関する理論

浸透注入の発生機構を説明するものとしてMaagの考え方と、割列注入が発生する状態を説明するものとして、ハイドロリック・フラクチャリング現象に基づく考え方を紹介する<sup>16)</sup>。

#### (1) Maagの考え方

Maagは図-1のように球状に浸透注入が発生すると考え、有効注入圧と注入速度の間に次式の関係を得た。

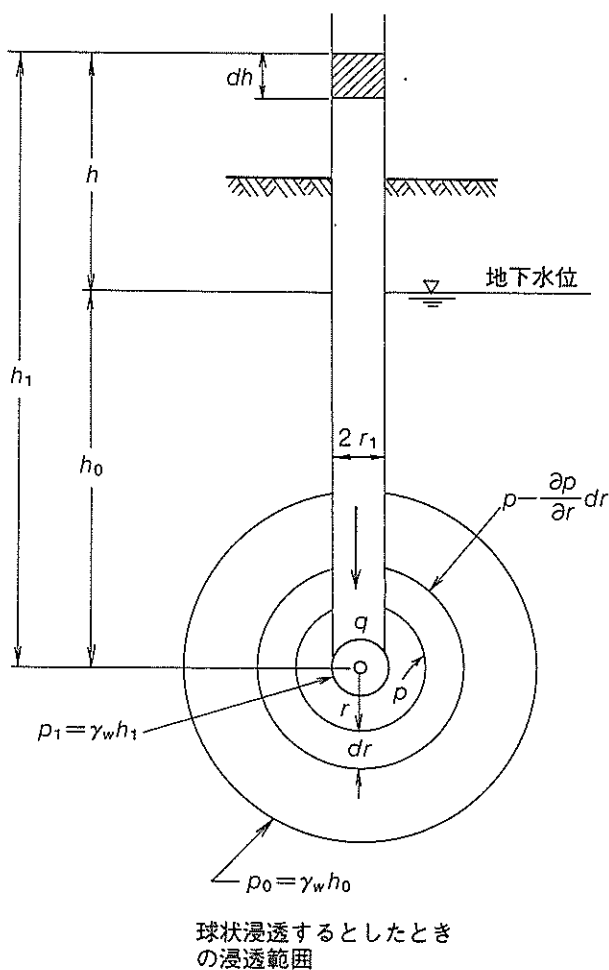


図-1 球状浸透の仮定

図-1中で $r_1$ は注入管の半径、 $r$ は注入管先端からの浸透距離、 $p$ は圧力、 $h$ は有効注入圧のヘッドである。

$$h = q \cdot \mu_L / (4 \cdot \pi \cdot \mu_w \cdot k \cdot r_1) \quad (\text{cm}) \quad (1)$$

ここで、 $q$ は注入速度、 $\mu_L$ は注入材の粘性係数、 $\mu_w$ は水の粘性係数である。

式(1)に、薬液注入での一般的な値として $\mu_L/\mu_w=3$ 、 $r_1=5\text{cm}$ 、 $q=200\text{cm}^3/\text{s}$ を代入すると次式が得られる。

$$h = 10/k \quad (\text{cm}) \quad (2)$$

式(2)より、例えば、地盤の透水係数が $k=10^{-2}$ 、 $10^{-3}$ 、 $10^{-4}\text{cm/s}$ の場合には有効注入圧のヘッドはそれぞれ、 $h=10$ 、 $100$ 、 $1000\text{m}$ ( $1$ 、 $10$ 、 $100\text{kgf/cm}^2$ )となる。

さらに、ゲル化時間を $t$ とすると、浸透距離、注入速度の間に以下の関係を得る。

$$q \cdot t = (4 \cdot \pi / 3) \cdot (r^3 - r_1^3) \cdot n \quad (3)$$

ここで、 $n$ は間隙率である。

式(3)で、間隙率を $n=0.5$ 、注入速度を $q=200\text{cm}^3/\text{s}$ 、注入孔の半径を $5\text{cm}$ とした場合、浸透距離が $r=50\text{cm}$ 、 $100\text{cm}$ 、 $200\text{cm}$ 、 $500\text{cm}$ 達成されるためには、ゲル化時間はそれぞれ $t=22$ 分、 $180$ 分(3時間)、 $1400$ 分(1日)、 $22000$ 分(2週間)となる必要がある。これは、浸透させる施工時間そのものでもあり、ゲルタイムのコントロール等も考慮すると、実用的な浸透半径は $2\text{m}$ (固化直径 $4\text{m}$ )程度が限度といえる。

#### (2) ハイドロリック・フラクチャリング現象

割列とは、図-2に示すような注入孔先端にかかる圧力に対して、土が抵抗できず破壊する現象ととらえることができる。このような現象はハイドロリック・フラクチャリング現象とよばれ、下式のような条件が成立したときに発生する。

$$p_{fh} = m \cdot p_0 + \sigma_t \quad (4)$$

ここで、 $p_{fh}$ は割列が発生する地盤内の注入圧、 $p_0$ は鉛直圧力(全応力)、 $\sigma_t$ は土の引張り強さで砂の場合はゼロ、 $m$ は割列の状況等による係数で1より大きい。

式(4)において $m$ は1と考えれば安全側で、したがって、砂のような土の引張り抵抗が無視できる場合には、割列を生じさせる地盤内の注入圧は水圧を含む土かぶりと考えて良い。

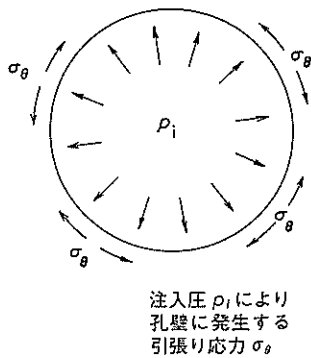


図-2 ハイドロフラクチャリング現象

### 3. 工法の概要

#### 3.1 施工法および注入プラント

図-3は本工法の実際への適用をイメージしたものである<sup>17)</sup>。注入を行うためには、ボーリングを行い注入孔を設ける必要がある。既存構造物の面積が小さい場合には、構造物の側面付近に注入孔を設けてそこからの浸透注入により直下地盤の改良を行うことができる。しかし、面積の大きな構造物になると浸透距離の関係で、構造物の底面を削孔しなければならない。構造物の底面の削孔が不可能な場合には、図-3に示すように構造物側面から斜めボーリングを行い注入孔を設ける必要がある。

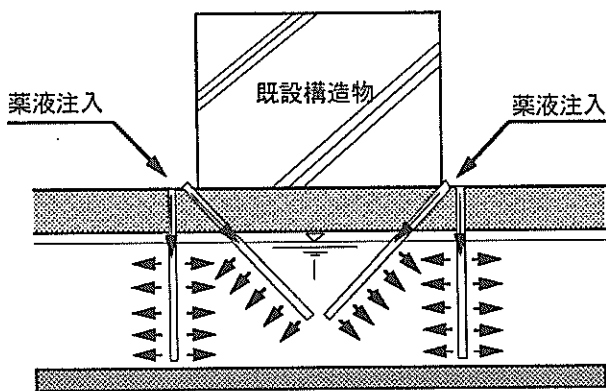
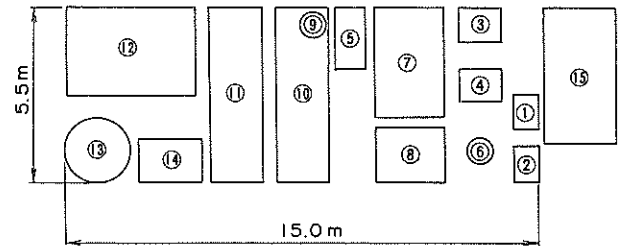


図-3 注入工法の適用のイメージ

図-4にプラント構成、および写真-1にプラントの全景を示す。なお、図-4、写真-1は今回の現地試験で用いたものである。図-4から、注入プラントは15m×5.5mの敷地があれば設置可能で、他の地盤改良工法と比較して小規模である。プラントの構成をやや詳細に説明すると、①は注入グラウトの注入量を計測する電磁流量計、②は

注入圧力を管理するデータ管理装置である。③、④は、薬液を地盤内に注入するためのポンプで、使用する薬液が非アルカリシリカゾルの場合、pHが1.5~2.0と低いので耐酸用の特殊ポンプを使用する。また、ポンプの吐出量は40リットル/分である。



プラント配置図

#### 施工機器仕様

番号	名称	仕様	動力
①	電磁流量計	圧力、流量制御装置付き	1.0 kW
②	データ管理装置		
③	注入ポンプユニット	100 kg/cm <sup>2</sup>	11.0 kW
④	注入ポンプ	(5~25 l/min)×2	
⑤	送水ポンプ	100 l/min	7.5 kW
⑥	水中ポンプ	50 mm	2.2 kW
⑦	ミキシングプラント	全自動、3,000 l/min	20 kW
⑧	グラウトミキサー	反応材料、250 l×2槽	3.7 kW
⑨	水中ポンプ	50 mm	2.2 kW
⑩	水タンク	10 m <sup>3</sup>	
⑪	排水タンク	10 m <sup>3</sup>	
⑫	ジェネレーター	75 kVA	
⑬	水タンク	8 m <sup>3</sup>	
⑭	薬品置き場		
⑮	管理室		

図-4 注入プラントの構成

⑧は主材と硬化材を混合させるグラウトミキサーで250リットル/分の能力がある。⑦は⑧で混合された固化材を水で希釈し濃度調整するミキシングプラントで3000リットル/分の能力を有している。⑨~⑮は付属する設備で、⑨は水中ポンプ、⑩は容量10m<sup>3</sup>の水タンク、⑪は容量10m<sup>3</sup>の排水タンク、⑫は75kVAの能力を持つジェネレータ、⑬は容量8m<sup>3</sup>の水タンク、⑭は薬品置場、⑮は管理室である。その他、注入地点での注入装置については1ショット注入方式とし、ストレーナ型の注入装置を用いている。通常の注入工法ではストレーナの設置長は10cm程度であるが、本工法においては5.2節で述べるように浸透注入の効率を良くするため、設置長を長くし42.5cmとした。

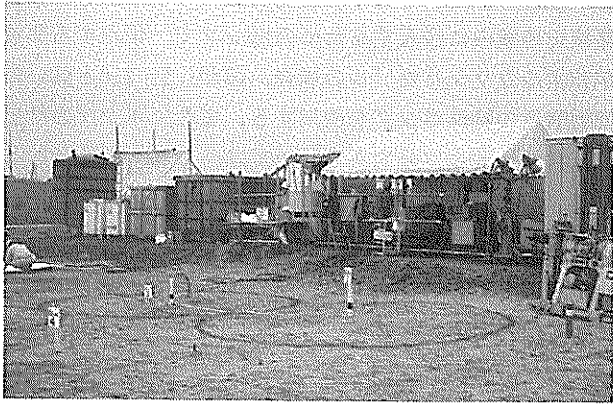


写真-1 注入プラントの全景

### 3.2 従来工法との比較

注入固化による液状化対策工法は、従来のものと比較して以下のような点が改良される必要がある。

- ①均質性：地盤は均質に固化されること。
- ②耐久性：溶脱がなく耐久性が確保されること。
- ③強度：液状化しない程度の改良強度が確保されること。
- ④浸透距離：改良範囲が部分的ではなく全体的となるので、浸透距離が長いこと。

表-1 従来工法と新工法の比較

	従来工法	⇔	新工法
改良規模	局所的が多い		大規模
浸透範囲	50cm程度		200cm程度
必要強度	2~10kgf/cm <sup>2</sup>		0.5~1kgf/cm <sup>2</sup>
耐久性	仮設が多い		永久構造物

表-1は、以上の4つについて従来工法と比較したものである。①均質性のためには、割列注入ではなく、浸透注入を行う必要があるため、必然的にグラウトは溶液型の薬液を選択することになる。また、注入する際の機具にも多少の工夫を行う。②耐久性については、従来から使用されている水ガラスを主材としたものは大きな溶脱があるので、非アルカリシリカゾル等の新しい溶液型の薬液を選択することになる。③液状化しない程度の改良強度については、セメント系の固化工法では、一軸圧縮強さで $q_v=0.5\sim 1.0\text{kgf/cm}^2$ 程度あれば液状化しない材料と見なして良いとされており<sup>18)</sup>、従来のような大きな改良強度を得る必要はない。表-1では、このようなことから $q_v=0.5\sim 1.0\text{kgf/cm}^2$ としている。④浸透距離を伸ばすためには、ゲルタイムを長くし、薬液が遠くまで浸透できる時間を確保する必要がある。以上のような点を目

標として、工法を開発した。

## 4. 改良土の特性に関する室内試験<sup>17), 19), 20)</sup>

### 4.1 材料特性

3.2で示した均質性、耐久性の観点から、液状化対策に相当と考えられる薬液として、非アルカリシリカゾルと超微粒子シリカの2種類を選択した。この2つの薬液は溶液型であるが、以下に示すように耐久性の高い薬液である<sup>21)</sup>。非アルカリシリカゾルは、硫酸を使用して水ガラスを中和し、コロイドにしたものが主材である。硫酸による処理過程で、ゲル化後のシリカ溶脱の原因となるナトリウムは取除かれる。超微粒子シリカは、イオン交換樹脂で水ガラスのナトリウムイオンを水素イオンで置換えた活性シリカとよばれるものが主材である。このように、2つの薬液はシリカの溶脱の原因となるナトリウムが除去されているので高い耐久性が確保される。米倉<sup>15)</sup>は上記2つの薬液について長期耐久性実験を行い、シリカ溶脱率等を調べ、十分な耐久性があることを確認している。表-2には非アルカリシリカゾルと超微粒子シリカの物性<sup>22)</sup>を示すが、非アルカリシリカゾルはシリカ(SiO<sub>2</sub>)濃度が8~10%でNa<sub>2</sub>O濃度は2.5~3.5%、超微粒子シリカはシリカ濃度が30~31%でNa<sub>2</sub>O濃度は0.7%以下となっている。比重はどちらも1.1~1.2程度でほぼ同じであるが、pHは非アルカリシリカゾルでは2前後の酸性で超微粒子シリカは9~10のアルカリ性となっている。また、平均粒径は非アルカリシリカゾルは0.1~1μm、超微粒子シリカは10~20μmで超微粒子シリカの方が1オーダー大きい。これら薬液のゲル化(固化)特性、一軸圧縮特性、動的変形特性、液状化特性、浸透特性について主に非アルカリシリカゾルを対象に以下で示す。各室内試験で用いた砂試料は、非アルカリシリカゾルの場合には新潟砂、超微粒子シリカの場合には浅間山砂である。試料の粒径加積曲線を図-5に、物理特性を表-3に示す。



表-2 非アルカリシリカゾルと超微粒子シリカの特性

	非アルカリシリカゾル	超微粒子シリカ
SiO <sub>2</sub> 濃度	8~10%	30~31%
Na <sub>2</sub> O濃度	2.5~3.5%	0.7%以下
比重	1.1前後	1.15~1.25
pH	2前後	9~10
平均粒径	0.1~1μm	10~20μm
粘度(25℃,cps)	2前後	15未満

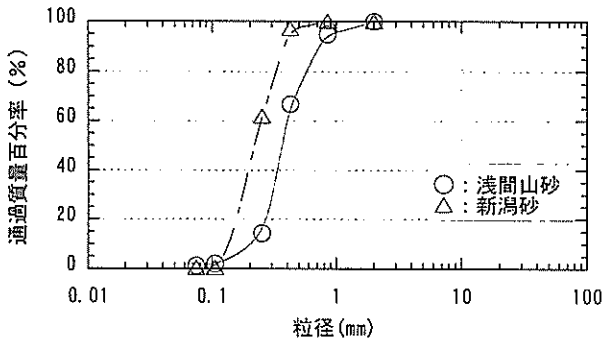


図-5 室内試験に用いた浅間山砂と新潟砂の粒径加積曲線

表-3 室内試験に用いた浅間山砂と新潟砂の物理特性

	新潟砂	浅間山砂
土粒子の密度(g/cm <sup>3</sup> )	2.644	2.699
最大乾燥密度(g/cm <sup>3</sup> )	1.545	1.703
最小乾燥密度(g/cm <sup>3</sup> )	1.184	1.388
平均粒径D <sub>50</sub> (mm)	0.31	0.36
均等係数 U <sub>c</sub>	2.33	1.80
細粒含有率(%)	1.5	2.0

#### 4.2 ゲルタイム (固化時間)

非アルカリシリカゾル、超微粒子シリカのいずれもゲルタイムは、添加する酸化剤の量によって、変化させることができる。非アルカリシリカゾルと超微粒子シリカのゲルタイムに関する実験結果を図-6に示す。図-6(a)の非アルカリシリカゾルについては、水温が20℃と40℃の2つの場合について行っている。図-6から、ゲルタイムはpHの影響を大きく受け、pHが低い溶液ほどゲルタイムは長くなり、図-6(a)の水温20℃の場合についてみると、pHが4の場合にはゲルタイムは約500分であるが、pHが2の場合にはゲルタイムは10000分以上となっている。また、ゲルタイムは水温の影響も受け、水温が高いもの

ほどゲルタイムが短く、pHが3で水温20℃と40℃の場合の比較をすると、水温40℃ではゲルタイムは約500分であるが20℃では1000分を超えている。これは、化学反応の基本的特性が反映されたもので、一般的に、温度の高い状態の方が反応は速くなる。以上から、ゲルタイムを調整する場合には水温に注意し、pHを適切に設定する必要がある。超微粒子シリカの場合には、図-6(b)からpHが5でゲルタイムは1000分以上となっている。

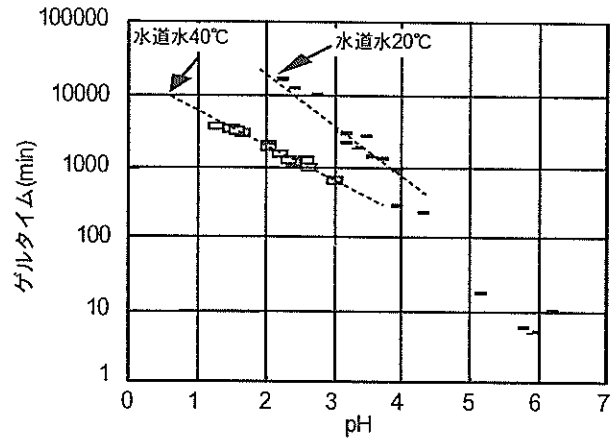


図-6(a) 非アルカリシリカゾルのゲルタイムとpHの関係

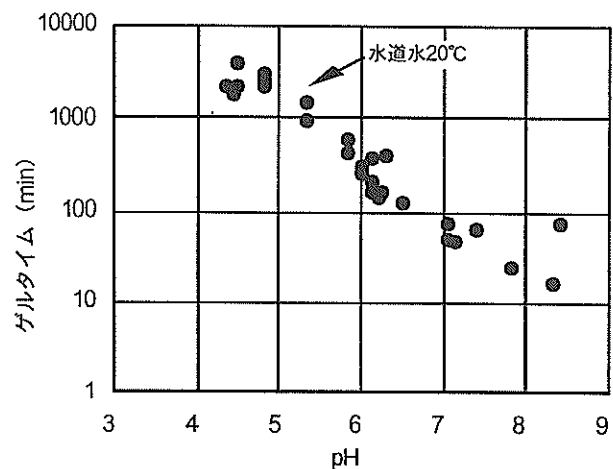


図6-(b) 超微粒子シリカのゲルタイムとpHの関係

上記のように、非アルカリシリカゾルと超微粒子シリカのいずれもゲルタイムを1000分以上と十分に長くすることが可能で、このことにより、現地において徐々に薬液を浸透させることができる。

### 4.3 一軸圧縮強さ

図-7、図-8は、一軸圧縮強さと養生日数の関係をシリカ濃度をパラメータとして示したもので、図-7が非アルカリシリカゾルを用いたもの、図-8が超微粒子シリカゾルを用いたものである。供試体は、表-3の物理特性を持つ新潟砂および浅間山砂を使用して相対密度が50%になるように作成している。シリカ濃度は薬液中の水ガラス濃度と水ガラス中のシリカの含有率(28.7%)の積で求められるもので、薬液の濃度を表わすものである。図-7から、一軸圧縮強さは薬液の濃度の影響を強く受け、図-7の非アルカリシリカゾルの場合にはシリカ濃度が4.4%から13.2%の範囲で、 $q_v=1\text{kgf/cm}^2$ から $6\text{kgf/cm}^2$ にまで変わることがわかる。また、シリカ濃度が13.2%のものでは、養生日数が28日のところで若干強度が低下しているが、全体としては強度は増加しながら28日程度で一定になる傾向がある。図-8の超微粒子シリカの場合にもシリカ濃度が大きなものほど一軸圧縮強さは大きくなり、 $0.5$ から $1.0\text{kgf/cm}^2$ まで一軸圧縮強さは変化している。ただし、非アルカリシリカゾルと比較すると同一の一軸圧縮強さを得るためには、より大きなシリカ濃度が必要である。

養生日数については、養生日数が長くなっても一軸圧縮強さにはあまり大きな変化は見られないようである。また、超微粒子シリカの場合には、ここで示した試験ケースだけでは明確なことは示せないが、図-8の表中の塩の含有率(塩分濃度)の影響を受ける。

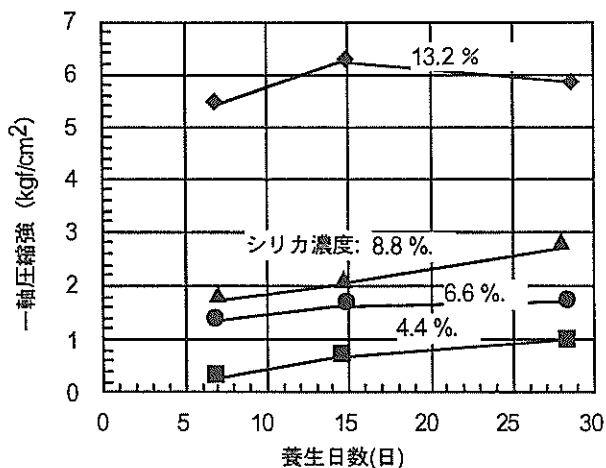


図-7 非アルカリシリカゾルの一軸圧縮強さと薬液濃度および養生日数の関係

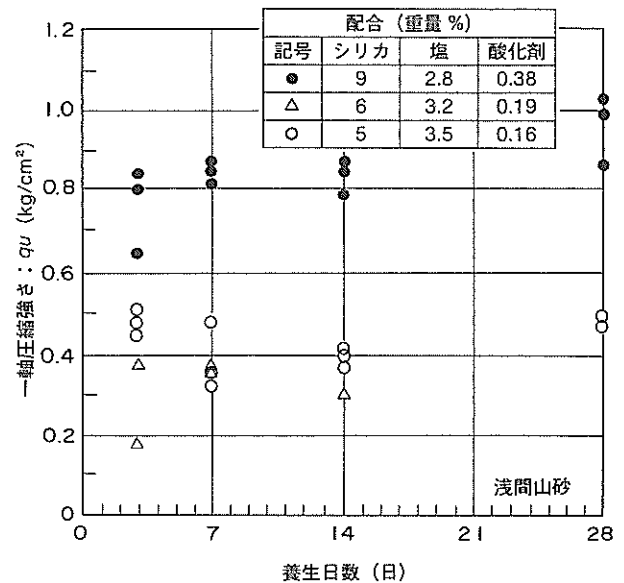


図-8 超微粒子シリカの一軸圧縮強さと配合および養生日数の関係

### 4.4 動的変形特性

繰返し三軸試験により、改良土の動的変形特性を、剛性率(せん断弾性係数)と減衰比について調べた。供試体は、4.3節の一軸圧縮試験の場合と同じ密度である。ただし、薬液のシリカ濃度は3%である。

図-9は、非アルカリシリカゾルによる改良土の剛性率のひずみ依存性を調べた曲線で、剛性率と繰返し載荷中のせん断ひずみ振幅の関係を示しており、無改良土の場合の結果も合わせて示している。図-9から、改良土の剛性率は無改良土のものより若干小さいがほとんど一致しており、剛性率については改良後も無改良土と同じといえる。また、別途、超微粒子シリカについても微小ひずみレベルでの剛性率を調べたが、この場合には、無改良土の1.5倍程度になっており、超微粒子シリカを用いた場合には剛性率は無改良土のものよりやや大きくなるようである。図-10はセメントを混合させた場合の結果で、図-9と同じように無改良の場合と比較されている。図-10と図-9では、用いた試料は異なるが、セメントで固化させた場合には、無改良土よりかなり剛性率が大きくなることからわかる。薬液を用いて改良した場合に改良後の剛性率がセメントの場合ほど大きく増加しないのは、薬液自体の固化(ゲル化)後の特性がそのまま反映されたものである。すなわち、ゲル化後の薬液は寒天状になり、その剛性は無改良土の剛性よりはるかに小さいからである。

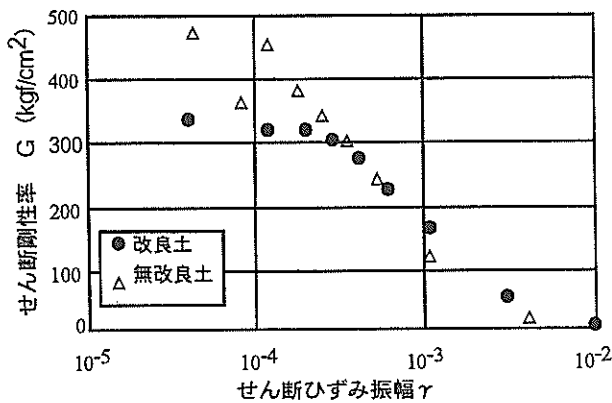


図-9 非アルカリシリカゾル改良土の剛性率とひずみ振幅の関係

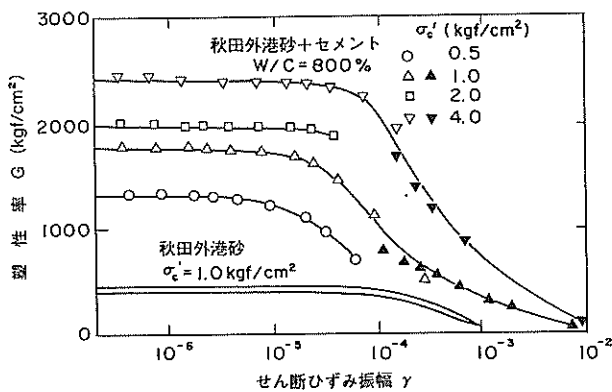


図-10 セメント改良土の剛性率とひずみ振幅の関係

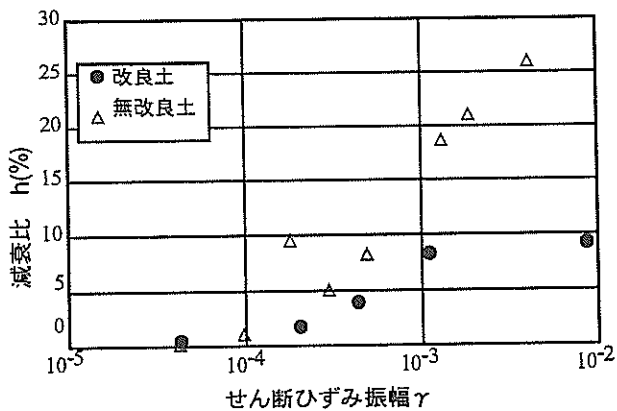


図-11 非アルカリシリカゾル改良土の減衰比とひずみ振幅の関係

図-11は非アルカリシリカゾルを用いた改良土の減衰比と繰返し載荷中のせん断ひずみ振幅の関係を調べたもので、無改良の場合の結果も合わせて示す。図-11から、無改良と同様にせん断ひずみ振幅の増加とともに減衰比は大きくなる。減衰比の大きさを改良土と無改良土で

比較した場合には、改良土は無改良土とほぼ同じか、小さくなる傾向がある。改良土の減衰比が小さくなる理由は現時点では不明であり、また、図-11での差が有為な差であるかは今後の検討を有する。

#### 4.5 液状化特性

繰返し三軸試験により、非アルカリシリカゾル溶液による改良土の液状化特性について調べた。供試体は、4.4節の場合と同じで、シリカ濃度は3%のものを用いて改良している。

図-12、図-13は、繰返し載荷中の供試体に発生する軸ひずみ、過剰間隙水圧比の時刻歴で、図-12が無改良土、図-13が非アルカリシリカゾルによる改良土である。ただし、載荷した繰返しせん断応力比は、図-12の場合  $\tau/\sigma'_m = 0.15$ 、図-13の場合  $\tau/\sigma'_m = 0.30$  である。図-12、13から、無改良土では、過剰間隙水圧は繰返し載荷とともに蓄積し、過剰間隙水圧比が1.0にほぼ達したところで、急激に大きなひずみが発生し液状化状態に至っていることがわかる。しかし、改良土では、過剰間隙水圧比が初期に多少蓄積されるが、途中で蓄積はほぼ止まり、1.0までには達していない。また、ひずみは急激には発生せず、徐々に大きくなっていき、無改良の場合と全く異なっている。このように、改良土の繰返し載荷に対する挙動は、通常の砂の挙動と異なり、ひずみが大きくなって砂の液状化状態とは全く異なっている。しかし、繰返し三軸試験での液状化の定義は、現在、繰返し載荷中に発生する両振幅軸ひずみが5%になった状態とすることが一般的であるので、図-13の改良土のような場合にも液状化したということになる。このような液状化の定義を改良土に対して用いることは多少問題があるが、安全側の定義となるのでそのまま適用し、繰返しせん断応力比と液状化に至るまでの繰返し回数関係を表わす液状化抵抗曲線を図-14のように求めた。図-14から、シリカ濃度が3%の非アルカリシリカゾルで改良することにより、液状化抵抗は改良前の2倍以上にまで上昇することがわかる。なお、図-7を参照するとこの濃度による改良土の一軸圧縮強さは、材令28日で1.0kgf/cm<sup>2</sup>以下である。以上から、数%の薬液濃度で、液状化抵抗はかなり大きくなる。したがって、液状化対策として注入固化工法を用いる場合、そのシリカ濃度は、比較的薄いもので良いことがわかる。

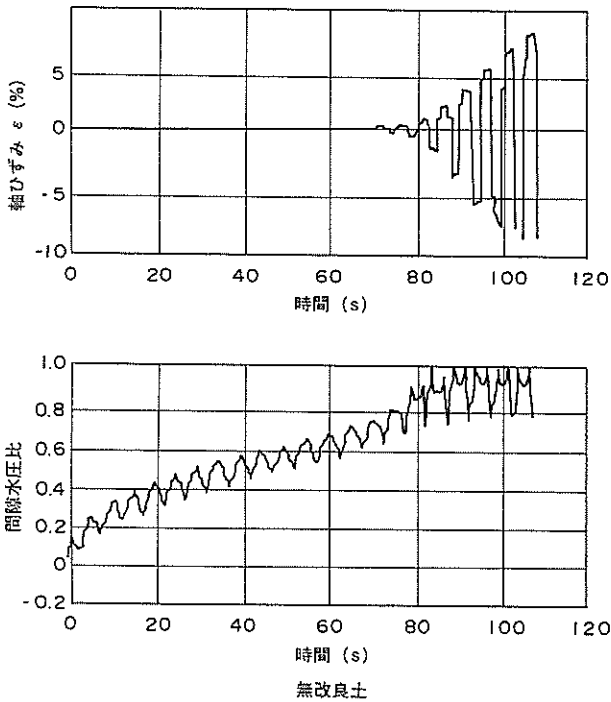


図-12 無改良土の発生ひずみと間隙水圧比の時刻歴

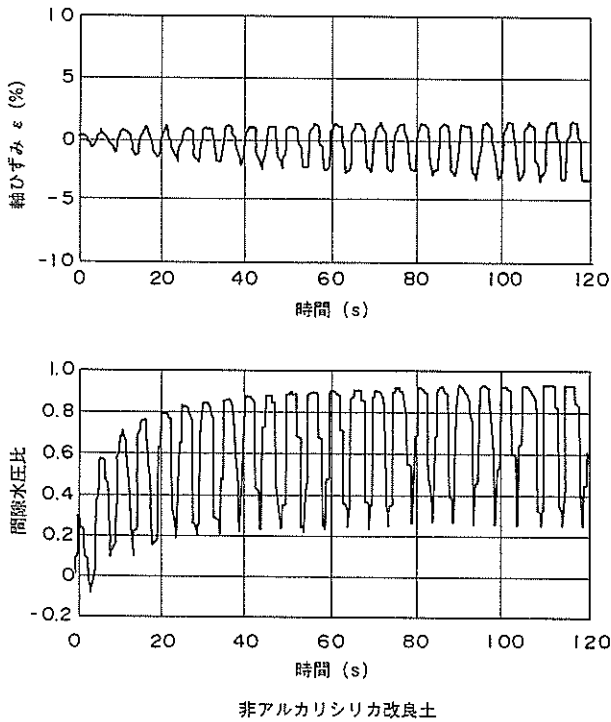


図-13 改良土の発生ひずみと間隙水圧比の時刻歴

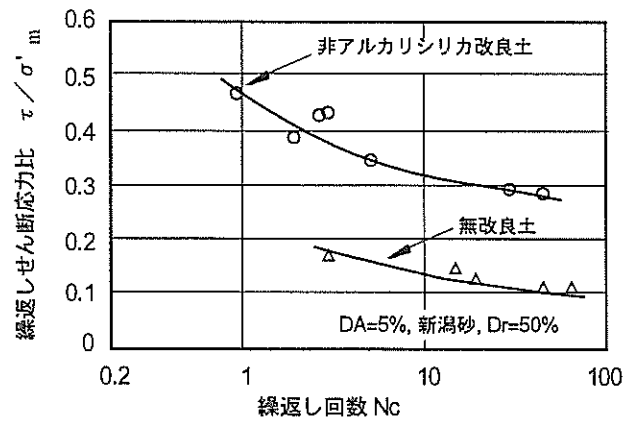


図-14 改良土と無改良土の液状化抵抗曲線

#### 4.6 薬液の耐久性

水ガラス系の薬液を用いた場合、その長期耐久性について問題となるのは、シリカの溶脱現象である。非アルカリシリカゾル、超微粒子シリカを固化材として用いたサンドゲルの長期耐久性、溶脱現象については、米倉らが実験のおよび化学的な観点から報告している。彼らは1000日程度の溶脱実験を行い、通常の水ガラスを用いたものでは、シリカの溶脱量は40%にも上っているが、非アルカリシリカゾル、超微粒子シリカでは1~2%程度と非常に少ない溶脱量であったことを報告している。また、溶脱の原因となるナトリウムイオンが取り除かれていることから、化学的な観点からも溶脱に対して問題がないことを説明している<sup>15)</sup>。しかし、彼らの実験は一軸圧縮強さが $q_v=10\text{kgf/cm}^2$ を超える供試体で耐久性実験を行っており、液状化対策としては $q_v=1.0\text{kgf/cm}^2$ 程度の低強度のものを使用するの、低強度の耐久性試験を確認の意味で行った。図-15は耐久性試験の方法を示す概要図で、直径5cm、長さ60cmの塩化ビニール管に供試体を作成し、その中に非アルカリシリカゾル溶液を供試体下部から浸透注入させ改良した。その後、塩化ビニール管ごとタンクの中に入れ、水中養生を行った。使用した試料は養生は供試体の両端面が水に接する状態で行われ、養生温度は20℃と40℃の2種類で保たれている。このような状態で180日と433日の養生を行い、一軸圧縮試験を行った。図-16が一軸圧縮試験の結果で一軸圧縮強さと供試体位置(水との接触面からの距離)の関係を示したものである。また、図-16には養生日数が7日の場合の室内配合試験結果を参考として点線で示す。図-16から、いずれの場合も水との接触面で一軸圧縮強さは小さくなり、接触面から離れるほど大きくなる傾向がある。接触面での強度が小さい原因については、7日強度と比較す

ると値は大きく、また、内部においては養生日数の長い方が強度が大きくなっているのですが、これは長期的な劣化ではなく、初期に水で希釈されたため強度発現が小さくなったためであると考えられる。したがって、低強度の場合も米倉らの実験と同じように溶脱は起こらず、十分な耐久性があるといえる。

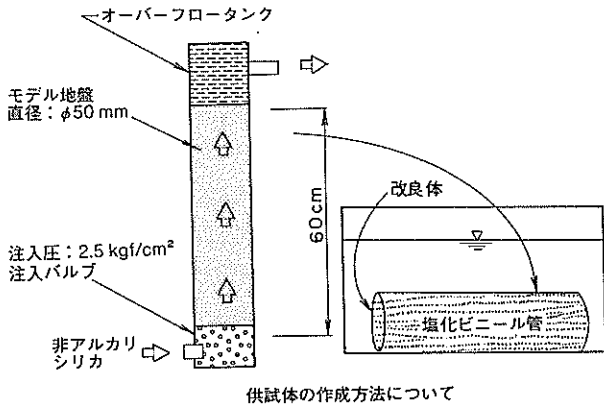


図-15 耐久性試験の方法

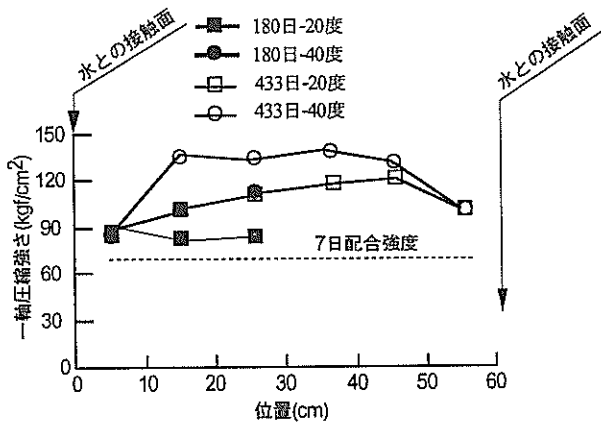


図-16 耐久性試験の結果

## 5. 浸透性能に関する室内実験

### 5.1 薬液の浸透特性

非アルカリシリカゾルの浸透特性を図-17のように一次元浸透実験により調べた。砂層は新潟砂で作成され、砂層の相対密度は $D_r \approx 50\%$ で透水係数は $k=4 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ である。また、薬液のシリカ濃度は4.4%である。図-18が浸透距離と一軸圧縮強さの関係を示したもので、四角が非アルカリシリカゾルのもので、三角は比較のために行った懸濁型の超微粒子セメントのものである。図-18から、超微粒子セメントを用いた場合には到達距離は150 cm程度であるが、非アルカリシリカゾルの場合には500

cmまで到達しており、溶液型薬液の方が浸透性が良いことがわかる。超微粒子セメントの到達距離が短くなるのは、溶液状態でないため、砂粒子によりセメント粒子が途中で濾過されてしまうからである。したがって、注入孔付近の一軸圧縮強さは非常に大きくなっている。しかし、非アルカリシリカゾルの場合でも、注入孔から離れ浸透距離が増すにしたがい一軸圧縮強さは徐々に低下していることがわかる。この原因は、砂層中の間隙水により薬液が希釈されるためである。このようなことを避けるため、一定濃度の薬液を注入し続けるのではなく、薬液の濃度を変化させ注入する工夫を行った。初期に注入される薬液ほど遠方に浸透するので希釈の程度は大きくなる。したがって、初期に注入する薬液の濃度を高くして、注入すれば、より均質な改良地盤ができることになる。

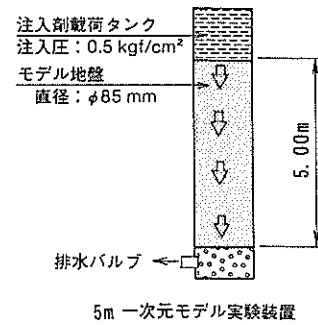


図-17 一次元浸透試験の概要図

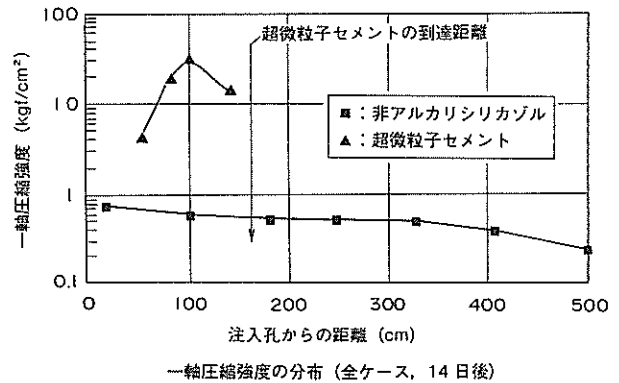


図-18 非アルカリシリカゾルと超微粒子セメントの浸透距離

このような考えに基づき、薬液全量の30%をシリカ濃度6.6%(1.5倍)にして最初に注入し、残りの70%を4.4%にして注入を行った。図-19(a)が薬液濃度を变化させて注入を行った結果で、図-19(b)は図-18で示した一定濃度の薬液で注入を行った結果である。薬液濃度を变化させて注入したものは、浸透距離に対して一軸圧縮強さがほぼ一定の分布になっており、均質性に大きな改良効果が得られていることがわかる。したがって、均質に地盤を改良するためには、このような間隙水による薬液の希釈を考慮する必要がある。

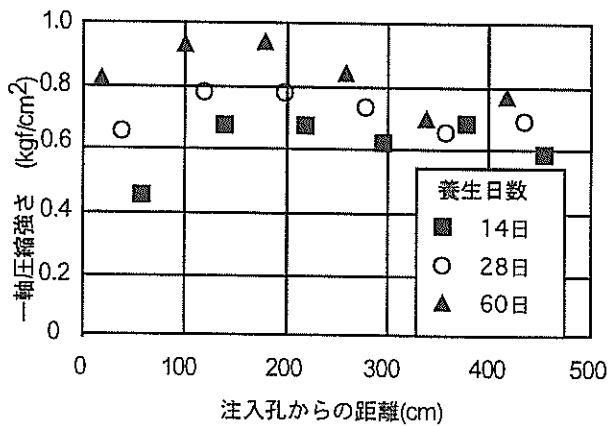


図-19(a) 薬液濃度を变化させた場合の一軸圧縮強さ分布

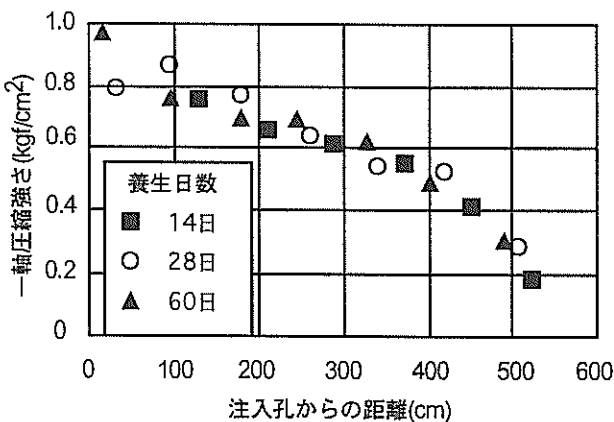


図-19(b) 薬液濃度が一定の場合の一軸圧縮強さ分布

## 5.2 施工方法の改良

### (1) ストレーナ部の改良

浸透距離を伸ばすということから、薬液のゲルタイムは長い設定となる。このような場合には、1ショット方式がとられる。1ショット方式とは、あらかじめ主材(A液とよばれる)と硬化材(B液とよばれる)を混合させておき、混合されたものを注入する方式である。これに対し2ショット方式があり、これは、主材と硬化材をそれぞれ別の管で流し地盤内で混合させるものである。この方法は、ゲルタイムの短い瞬結型の溶液に用いられる。ここで、図-20で示すストレーナ部から薬液が地盤内に圧入されるが、本工法においては、ストレーナの設置長を従来の10cm程度のものから42.5cmと長くした。このように長くした理由は以下の通りである。注入孔の面積(注入管から薬液がしみ出す面積)に注入体積は比例すると考えると、ダブルパッカー部の長さを今回のように4倍長くすれば、従来のものより、注入速度を4倍程度は速くできると考えられる。したがって、同じゲルタイム、施工時間でより長い浸透距離が可能となる。これは例えば、2.3節で示したように、従来のものでは約1日で半径2mの浸透距離であったものが、注入速度が4倍になれば4倍の体積となるので、浸透距離は約1.6倍の3.2mにまで伸び、実務上非常に有利となる。以上のように、浸透効率を高めるためにダブルパッカー部の長さを長くした。

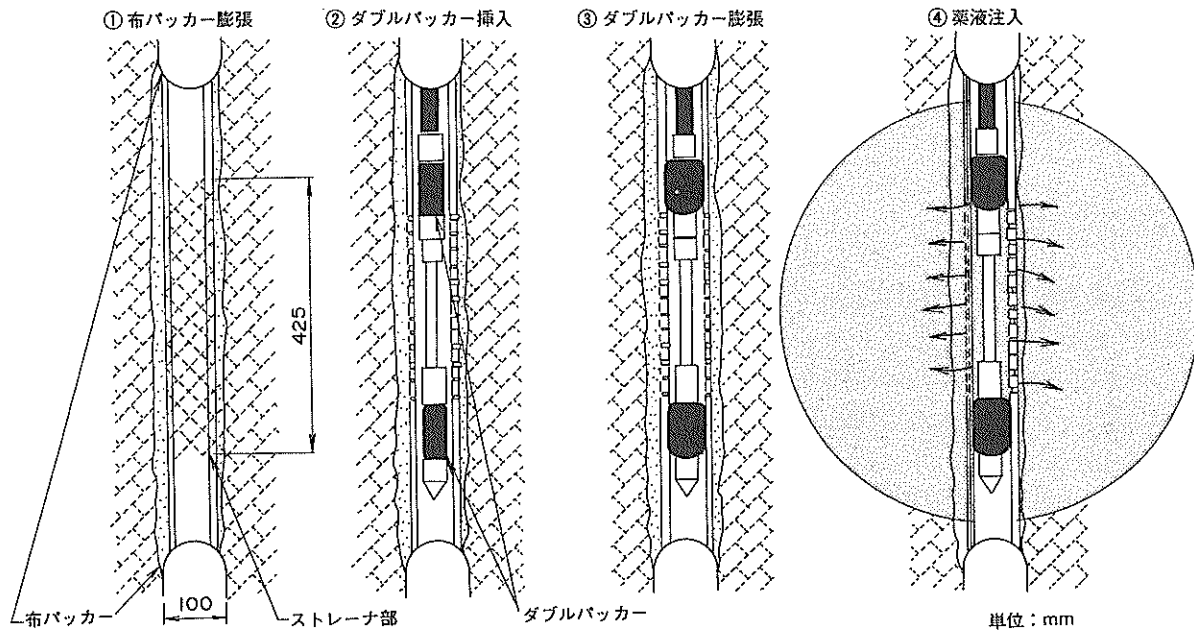


図-20 ストレーナとダブルパッカー

(2) 浸透方法の改良<sup>23)</sup>

薬液を地盤内に浸透させると、5.1節で示したように間隙水により希釈され、注入孔より離れるに従い改良後の強度が小さくなる。このようなことを避けるため、一定濃度の薬液を注入し続けるのではなく、薬液の濃度を変化させて調整して注入する必要がある。そのためには、希釈率と浸透距離の関係を知る必要がある。

そこで、まず、実際の条件に近いように、図-21に示す高さ1.5m×幅3m×長さ3mの土槽を用いて、3次元状態で一定濃度の薬液を注入して、浸透距離と強度低下の関係を調べる。次に、希釈率が既知の薬液を混合して改良した供試体の一軸圧縮強さの関係を求め、図-21の試験結果を利用して希釈率と浸透距離の関係を導く。以下に試験結果を示す。

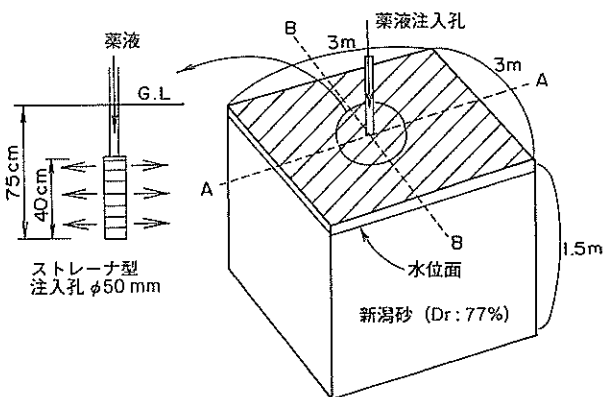


図-21 三次元浸透実験の概要図

図-21の注入試験で用いた薬液はシリカ濃度が10%の超微粒子シリカ溶液である。地盤は新潟砂を用いて水中落下、および振動棒で締固めて相対密度が $D_r \approx 75\%$ に作成されたもので、透水係数は $k = 3.3 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ である。注入は、図-21に示したように、土槽中央部にストレーナを75cmの深さまで入れて、設置長さを実際の施工で用いるものと同ほ等しい40cmにして行った。注入後、28日間養生を行い、土槽から試料を採取して一軸圧縮試験を行った。図-22が注入孔からの距離と28日養生後の一軸圧縮強さの関係を調べたもので、3次元実験においても一次元実験と同じように、間隙水の希釈による強度の変化が観察される。

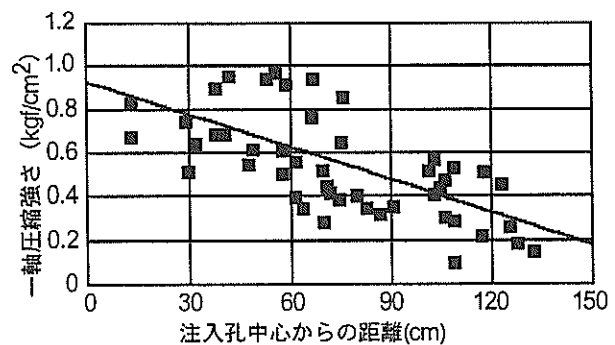


図-22 三次元浸透実験での一軸圧縮強さ分布

次に、希釈率と強度低下の関係を求めるため、シリカ濃度が10%の超微粒子シリカ溶液を水で希釈し、希釈率

が0, 10, 20, 40, 60%の薬液で改良した改良土の一軸圧縮試験を行った。ここで、希釈率は、希釈に用いた水の重量を希釈前の薬液の重量で除した百分率で、次式で定義される。

$$RD = \Delta WW / GW \times 100 (\%) \quad (4)$$

ここに、 $RD$ は希釈率、 $\Delta WW$ は薬液に加わった水の重量、 $GW$ は希釈前の薬液の重量である。

図-23は希釈率と一軸圧縮強さの関係を調べたものである。図-23から、全く希釈のない状態の薬液では $1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の一軸圧縮強さがあるが、20%程度の希釈率では $0.4 \text{ kgf/cm}^2$ の一軸圧縮強さにまで低下することがわかる。

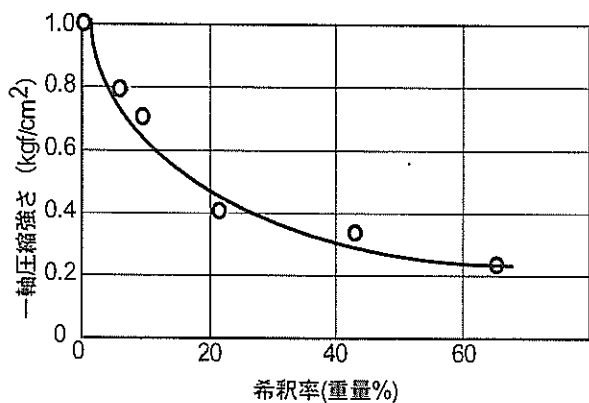


図-23 希釈率と一軸圧縮強さの関係

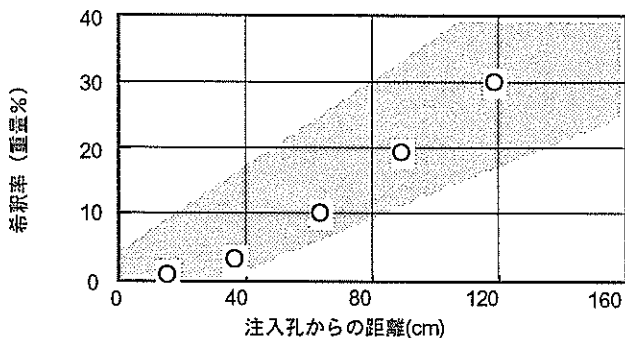


図-24 注入孔からの距離と希釈率の関係

図-24は図-22の3次元実験より得られた注入孔からの距離と一軸圧縮強さの関係と、図-23の希釈率と一軸圧縮強さの関係から得た、注入孔からの距離と希釈率の関係である。図-24から3次元状態では注入孔から80cm程度離れると20%程度の希釈が起り、注入孔からの浸透距離に対する薬液の希釈率を定量的に把握することができ

る。したがって、実際の現場における注入では、図-24を利用して希釈率を考慮した注入を行い、より均質な改良地盤を造ることができる。

## 6. 現地実験<sup>24), 25)</sup>

前章までに示した、薬液および注入方法による注入固化工法の現場スケールでの適用性の確認を行うため、現地実験を、第一港湾建設局新潟港湾空港工事事務所管内

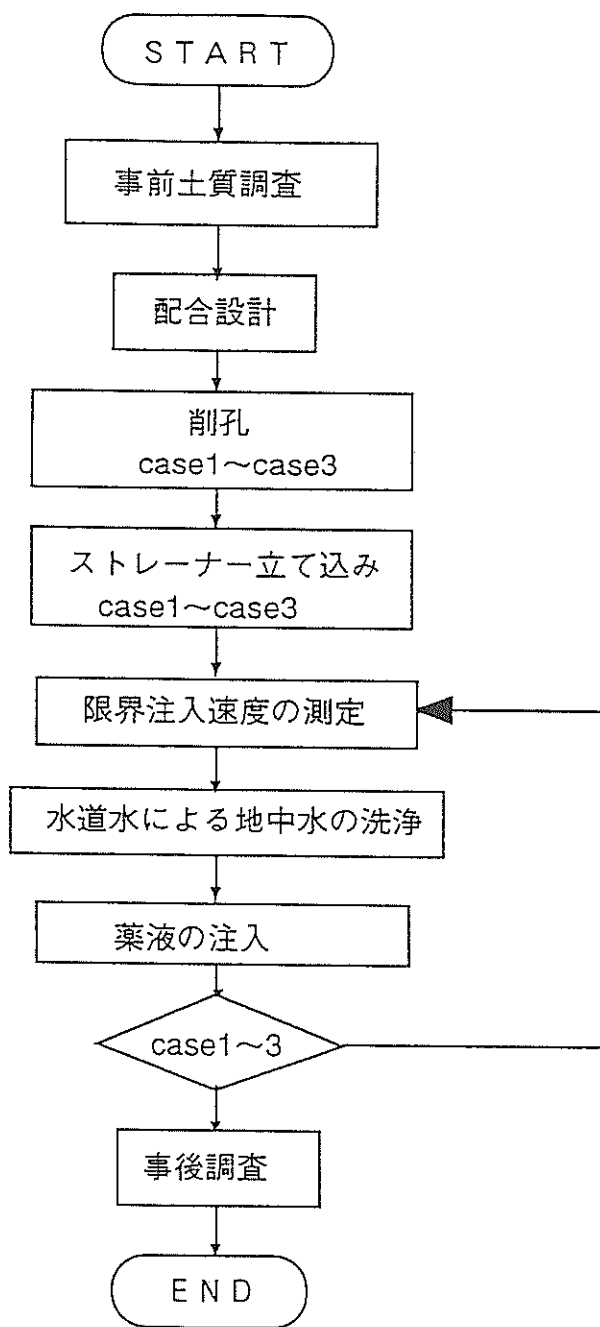


図-25 現地実験のフロー



の更地において行った。実験は、図-25に示すような流れで行っている。事前に土質調査を行い、対象地盤の土質特性を把握する。土質調査後、本来なら現地の土を用いて室内配合試験を実施して薬液濃度を設定する必要があるが、現地実験を行うにあたって十分な時間がなかったため、配合試験は別途実施した室内試験での結果を代用した。したがって、試料は現地のものと異なったものなので、やや精度の低い施工配合となり、目標とする改良強度が確保できないことが予測された。このようなことから、実験の第1の目的は浸透注入により地盤が想定した範囲で均質に固化するかに重点が置かれた。実験ケースは、非アルカリシリカゾルを用いたものを1ケースと超微粒子シリカを用いたものを2ケースの、計3ケースが予定された。各注入孔で事前に限界注入速度を測定する。超微粒子シリカを予定するところでは地盤内に水を注入し地盤を洗浄し塩分濃度を低下させる。これは、超微粒子シリカ溶液の固化は塩分濃度の影響を受け、対象地盤は海に近い塩分濃度が高いことが予測されたためである。薬液の注入を行い、養生後、事後調査を行い実験結果の解析を行う。以下で、実験内容を詳細に説明する。

### 6.1 地盤概要

#### (1) 実験位置

現地実験を実施した位置は、海岸線から約100m程度内陸に入った平地である。同地点は信濃川河口に位置した沖積平野の一部である。

#### (2) 地盤条件

##### a) 土層構成

注入前に図-26に示す地点で原地盤の事前調査を実施した。事前調査では、標準貫入試験（図-26中の△で示す事前ボーリングの地点）、コーン貫入試験が行われている。図-27が事前調査から得られた柱状図である。図-27から原地盤の土層構成は、一部で薄い粗砂層を挟むところがあるが地表面から標高-11.5mまでは細砂層、標高-11.5mから-13.4m程度までが粘土層、それ以深に細砂層、粗砂層が堆積している。事前調査時の地下水位は標高-2.8mの位置にあった。地下水位以下の細砂層および粗砂層では、N値は一部で10以下あるいは20以上のところがあるが概ね10~20の値で比較的密な堆積状態である。図-28は各深度における、採取試料の粒径加積曲線を示したものである。粘土層にあたる標高-11~13mのデータを除くと、標高-5~7mの砂層が細粒分を多く含み、その他は細粒分の少ない粒度分布になっている。これらのことから、地盤は比較的均質な地盤であることがわかる。

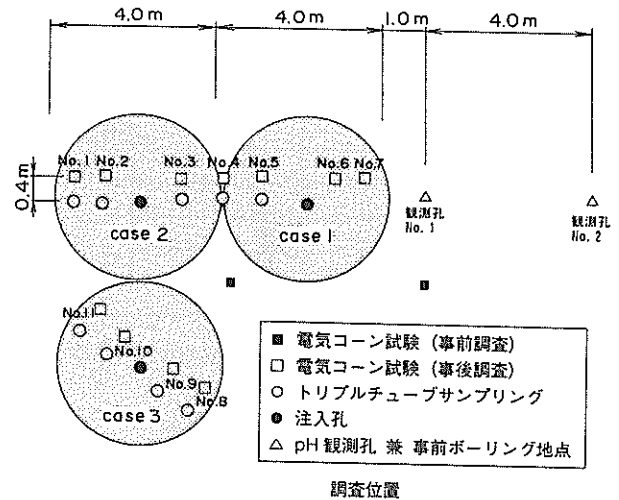


図-26 各種調査の調査位置

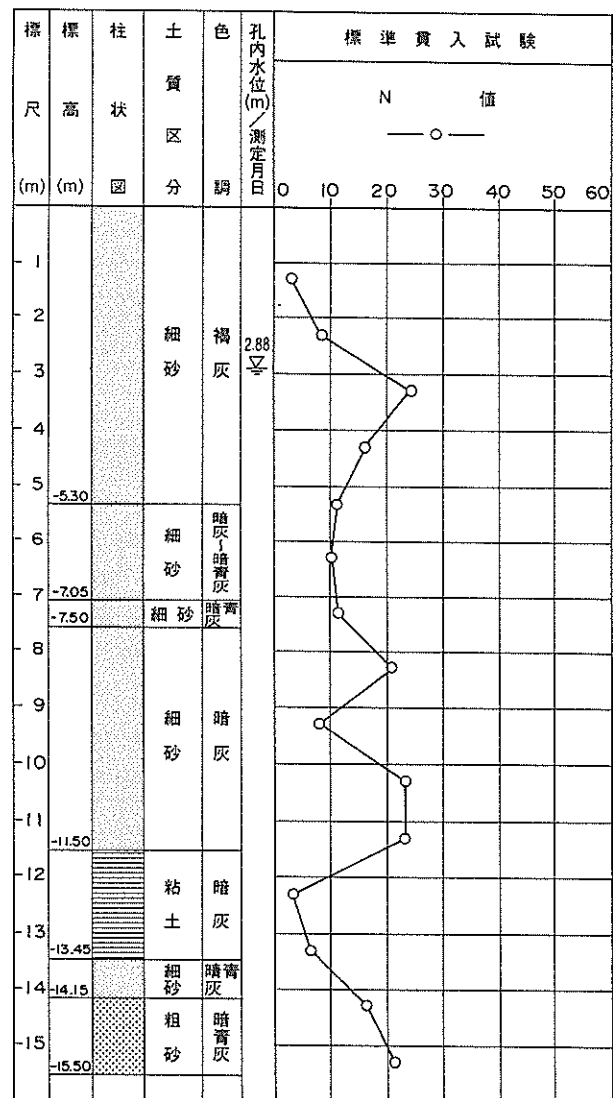


図-27 土質柱状図（観測孔No.2）

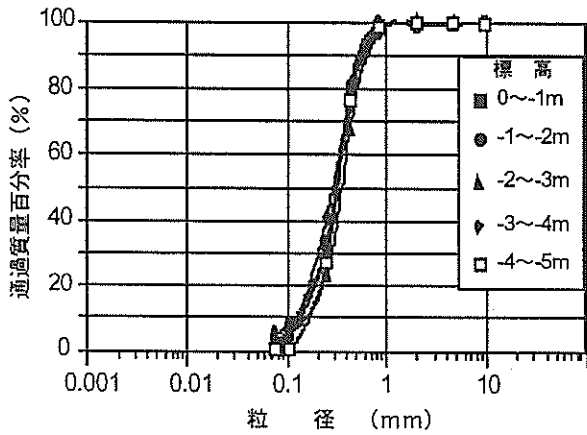


図-28(a) 粒径加積曲線 (標高0~5m)

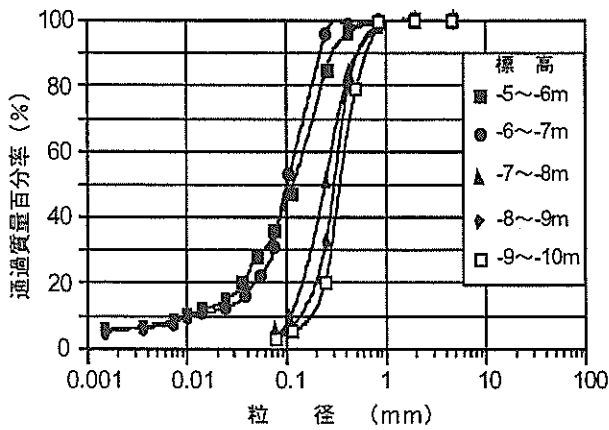


図-28(b) 粒径加積曲線 (標高5~10m)

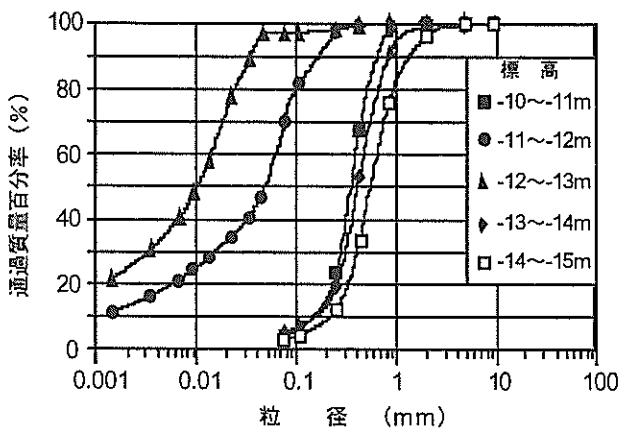


図-28(c) 粒径加積曲線 (標高10~15m)

b) 透水係数

図-29は深度方向に20%粒径 $D_{20}$ 、平均粒径 $D_{50}$ 、細粒分含有率 $F_c$ をプロットしたものである。標高5~7mの砂

層では、細粒分含有率が高く30%以上あり、20%粒径は0.05mm程度となっている。この層では透水係数が小さいことが予想され、Creagerによる $D_{20}$ と透水係数の関係を用い透水係数を推定すると透水係数は $k=3 \times 10^{-4}$ cm/s程度になり、溶液型薬液による注入の限界に近くなっているようである。その他の砂層では20%粒径は $D_{20}=0.15 \sim 0.3$ mmの範囲にあり、透水係数を推定すると $k=4 \times 10^{-3} \sim 2 \times 10^{-2}$ cm/sの範囲になり、十分注入可能な土層と判断できる。

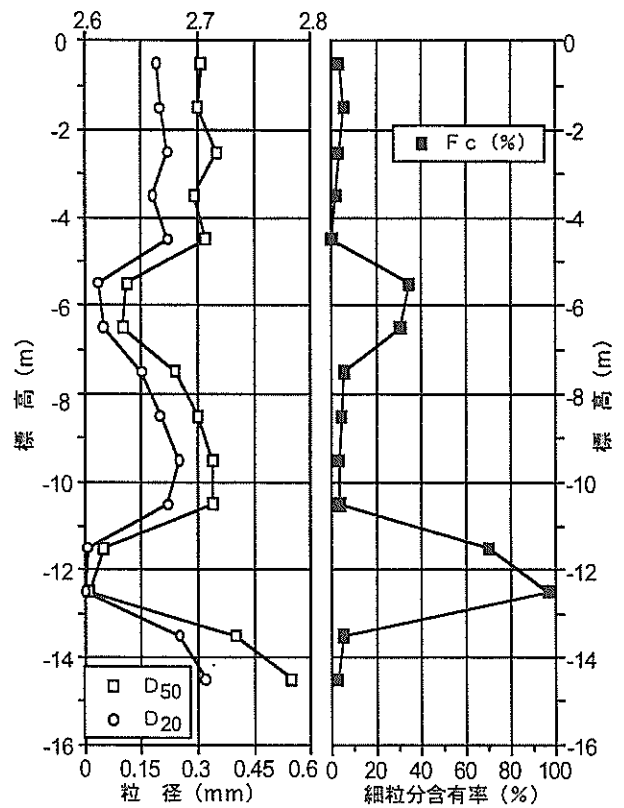


図-29 代表粒径 ( $D_{20}$ ,  $D_{50}$ ) と細粒分含有率の深度分布

次に、より直接的に室内試験で透水係数を算定する。薬液注入の対象としたのは、標高-2~5m、-7~9m、-13~15mの砂層で、これらの層についてN値から次式のMeyerhofの式で相対密度 $D_r$ を求める。

$$D_r = 21 \cdot (N / (\sigma_v' + 0.7))^{0.5} \cdot 100 \quad (\%) \quad (5)$$

ここに、 $D_r$ は相対密度(%),  $N$ は標準貫入試験N値、 $\sigma_v'$ は有効上載圧(kgf/cm<sup>2</sup>)である。

式(5)から、標高-2~5mで $D_r=84\%$ ( $N=20$ )、-7~9mで $D_r=77\%$ ( $N=20$ )、-13~15mで $D_r=63\%$ ( $N=21$ )という比較

的大きな相対密度が得られた。次に採取された試料の最大・最小密度試験を行い最大・最小密度を求める。そして、算定された相対密度と最大・最小密度から原地盤の密度を推定した。このようにして推定した密度を基に供試体を作成し、定水位型透水試験を行い透水係数を求めた。表-4が以上の透水係数の検討過程の結果をまとめた

もので、表-4に示すように標高-2~-5mで $k=9.4 \times 10^{-4}$  cm/s、-7~-9mで $k=4.8 \times 10^{-4}$  cm/s、-13~-15mで $k=2.2 \times 10^{-3}$  cm/sという結果が得られた。対象土層は透水係数が $k=10^{-3}$  cm/s前後の値で、前述の粒径から概算した値より小さ目の値となった。

表-4 原地盤の相対密度と透水係数の推定結果

標高 m	N値		最大密度 g/cm <sup>3</sup>	最小密度 g/cm <sup>3</sup>	相対密度 %	透水係数 cm/s	最小 間隙比	最大 間隙比	推定 間隙比
	No.1	No.2							
0~-1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
-1~-2	2	3	—	—	—	—	—	—	—
-2~-3	14	8	1.771	1.366	84 (N=20)	$9.4 \times 10^{-4}$ (Dr=80%)	0.510	0.958	0.582
-3~-4	27	24							
-4~-5	19	16							
-5~-6	16	11							
-6~-7	8	10	—	—	—	—	—	—	—
-7~-8	7	11	1.741	1.313	77 (N=20)	$4.8 \times 10^{-4}$ (Dr=80%)	0.572	1.084	0.689
-8~-9	33	21	—	—	—	—	—	—	—
-9~-10	14	8	—	—	—	—	—	—	—
-10~-11	21	23	—	—	—	—	—	—	—
-11~-12	15	23	—	—	—	—	—	—	—
-12~-13	6	3	—	—	—	—	—	—	—
-13~-14	10	6	1.758	1.328	63 (N=21)	$2.2 \times 10^{-3}$ (Dr=65%)	0.522	1.015	0.705
-14~-15	21	16	—	—	—	—	—	—	—
-15~-16	25	21	—	—	—	—	—	—	—

## 6.2 実験概要

### (1) 実験ケース

実験はケース1からケース3までの3ケース行っている。

図-30に各ケースの施工平面図と断面図を、表-5に各ケースの実験条件を示す。

実験ケース1では、非アルカリシリカゾルを用いて注入試験を行った。図-30(b)に示すように標高-3.5mの注入孔から注入し、直径4mの球形改良体を造成することを目的とした。注入速度は20リットル/分とした。

実験ケース2では、超微粒子シリカを用いて注入試験を行い、注入速度は10リットル/分とした。その他は実験ケース1と同じである。

実験ケース3では、超微粒子シリカを用いて注入試験を行う。改良体は、図-30(b)に示すように深さ方向に直径4mの球形改良体を3個造成することを目的とし、改良深度の影響を調べた。各改良体の位置は、注入孔の位置で標高-3.5m、-7.5m、-15.5mで、上層からケース3.1、3.2、3.3とした。注入速度は20リットル/分である。標高-3.5mの位置の改良体については、注入速度が実験ケース2の

2倍になっていることから注入速度の影響を、また、実験ケース1との比較により薬液の違いの影響を調べた。

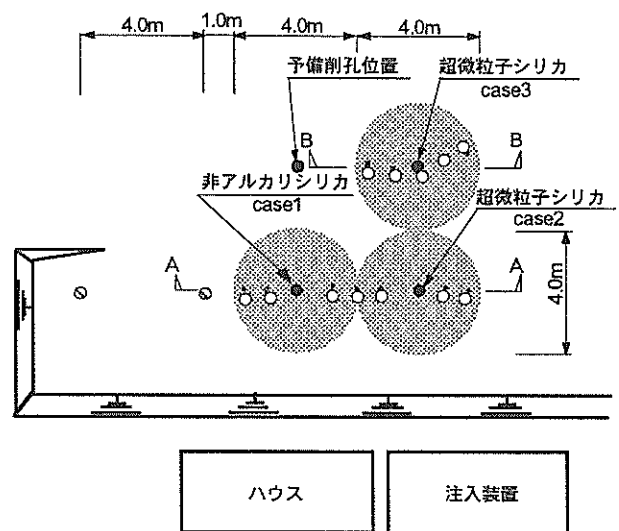


図-30(a) 各ケースの施工平面図

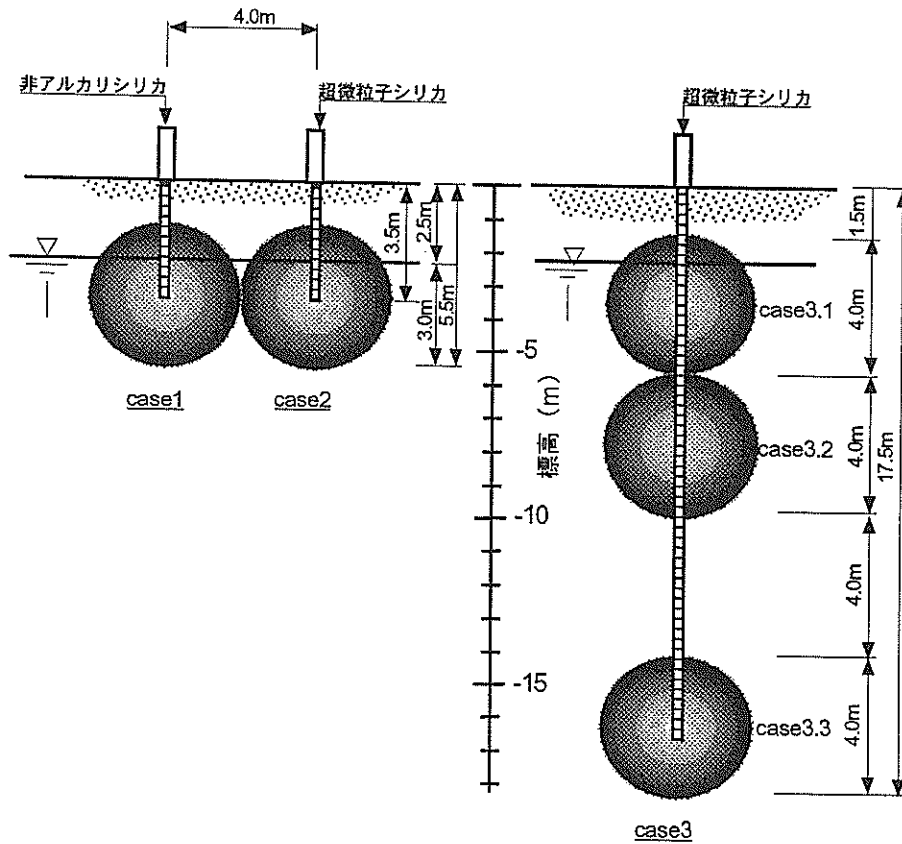


図-30(b) 各ケースの施工断面図

表-5 実験ケースの一覧

ケース	使用薬液	目標強度 kgf/cm <sup>2</sup>	注入位置 標高 m	透水係数 cm/s	注入量 m <sup>3</sup>	注入速度 リットル/min
1	非アルカリシリカ	1.0	-3.5	$9.4 \times 10^{-4}$	11.7	20
2	超微粒子シリカ	1.0	-3.5	$9.4 \times 10^{-4}$	11.7	10
3.1	超微粒子シリカ	1.0	-3.5	$9.4 \times 10^{-4}$	11.7	20
3.2			-7.5	$4.8 \times 10^{-4}$		
3.2			-15.5	$2.2 \times 10^{-3}$		

(2) 調査・計測項目

計測項目の一覧を表-6に、調査位置は図-26に示したとおりである。

実験ケース1で使用する薬液はpHが3近い酸性を示すものである。そのため、事前・注入中・事後において、図-26の△に示すように注入孔から3mと7mの位置に観測孔（事前調査のボーリング孔）を設け、地下水のpHの変化を調べている。注入後、養生を行い事後調査を行っている。事後調査は、図-26中の○に示す位置で、乱さない試料をトリプルチューブにより採取し一軸圧縮試験、繰返し三軸試験等を、□に示す位置でコーン貫入試験を行っている。なお、事前に△の位置で標準貫入試験、■の

位置でコーン貫入試験を行っている。また、ボーリング等の調査後、地盤の出来形を確認するため掘起こし調査を行っている。

表-6 各計測項目と計測時期

計測項目	時期
標準貫入試験	事前
一軸圧縮試験	28日後
繰返し三軸試験	28日後
電気コーン試験	事前, 28日後
pH測定	事前, 7,14,21,28日後

### (3) 目標強度

今回の現地実験で設定した目標強度（設計基準強度）は、セメント系の改良で液状化対策を行う場合の目安とされている一軸圧縮強さ  $q_v=0.5\sim 1.0\text{kgf/cm}^2$  の範囲の上限を採用し、 $q_v=1.0\text{kgf/cm}^2$  とした。

### (4) 室内配合試験

本来は室内配合試験は現地の試料に対して行うものであるが、前述したように別途実施した室内試験結果で代用した。非アルカリシリカゾルについては表-3の物理特性を持つ新潟砂、超微粒子シリカについては表-3の物理特性を持つ浅間山砂を用いて、それぞれ溶液中のシリカ濃度を4%から9%の範囲で変化させて供試体を作成した。供試体作成後、28日間の養生を行い、一軸圧縮試験を行い、シリカ濃度と一軸圧縮強さの関係を求めている。なお、ここで使用した新潟砂は現地から採取されたものではない。また、供試体の密度は相対密度で  $D_r=50\%$  に調整されており、現地の土質調査結果から推定された相対密度  $D_r=60\sim 80\%$  よりも緩詰め状態である。

図-31が非アルカリゾルを用いた場合のシリカ濃度と一軸圧縮強さの関係を示したもので、これは、図-7に示した結果を再整理したものであるが、実際の配合試験でも同様な関係のものが得られることになる。図-31から目標強度  $q_v=1.0\text{kgf/cm}^2$  に対するシリカ濃度は4.8%であることがわかる。超微粒子シリカの場合にはケース数が少なかったことと、4.3節で述べたように一軸圧縮強さはシリカ濃度だけでなく塩の含有量の影響も受けるため、図-31のような関係は得られなかった。しかし、図-8を参考にすると、シリカ濃度が9%の場合に目標強度  $q_v=1.0\text{kgf/cm}^2$  を若干下回っていたので、目標強度  $q_v=1.0\text{kgf/cm}^2$  に対するシリカ濃度は10%程度であると推定される。

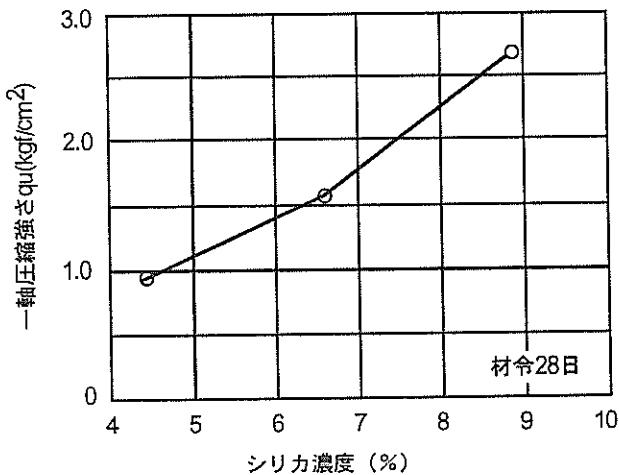


図-31 非アルカリシリカゾル改良土の一軸圧縮強さとシリカ濃度の関係

### (5) 施工配合

実際に現場で固結工法を用いる場合には、現場と室内配合試験での諸条件の違いによる不確定要素がある。したがって、(4)で示したような配合（シリカ濃度）をそのまま用いると現場では目標強度を下回る可能性があり危険である。このようなことを見込んだ安全率に相当する割増係数を目標強度に乘じ、大きめの強度を割増し配合強度とし、図-31において割増し配合強度に対応する配合を用いる。これを施工配合といい、深層混合処理工法では目標強度の7倍程度、事前混合処理工法では2倍程度が割増し配合強度として採用されることが多い。しかし、ここでは、研究的に行う現地試験であること、配合試験が現地の試料を用いて行われていないことなどから、割増し係数は1.0とした。したがって、目標強度そのものに対応する配合を採用し、非アルカリシリカゾルの場合にはシリカ濃度4.8%、超微粒子シリカの場合にはシリカ濃度10%を施工配合とした。

### (6) 注入プラントおよび薬液濃度の調整

注入プラントは、3.1節で説明したものを、地盤内に目標とする直径4mの改良体を造成する。また、薬液濃度は、5.1節、5.2節の(2)で示したように薬液は間隙水により希釈される。そこで、ケース2と3では5.2節の(2)で得られた結果を基に、表-7に示すように浸透距離と希釈率の関係を作成し、浸透距離に応じ希釈を見込んで施工配合の薬液濃度より高めにした。

表-7 現地実験に用いた希釈率と浸透距離の関係  
(ケース2およびケース3)

浸透距離(cm)	0~100	100~150	150~200
希釈率(重量%)	10	20	30

### (7) 注入薬液量

注入薬液量は下式を用いて求めている。

$$Q = V \cdot n / (1 + \beta) \quad (6)$$

ここに、 $Q$ は薬液注入量( $\text{m}^3$ )、 $V$ は改良体体積( $\text{m}^3$ )、 $n$ は間隙率、 $\beta$ は薬液の間隙水による希釈率である。改良体体積は半径2mの球形であることから  $V=33.5\text{m}^3$ 、間隙率は事前調査の結果を参考に  $n=35\%$ 、希釈率は表-7に示した値の平均を求め  $\beta=21.8\%$  とする。以上を式(6)に代入し、直径4mの球形改良体を造成するには、 $Q=9.6\text{m}^3$  の薬液を注入することになる。

(8) 事前の注入圧と注入速度関係の測定

薬液の本注入に先立ち、事前に注入圧と注入速度の関係を求める試験を行った。その結果、超微粒子シリカの場合は、 $2.5\text{kgf/cm}^2$ の注入圧で $q=20$ リットル/minの注入速度が得られ、非アルカリシリカゾルでは $q=20$ リットル/minの注入速度を保っている間に徐々に注入圧が上昇する傾向が見られ、最終的に $4.5\text{kgf/cm}^2$ 程度の注入圧が必要になった。なお、ここで、計測した注入圧は注入ポンプの元圧を測定したもので、注入孔では管内の損失のため低い圧力となる。

(9) 地中水の洗浄

超微粒子シリカ溶液の固化時間は塩分濃度の影響を受け、塩分濃度が高いと固化時間が短くなる。実験箇所は海に近いことから、地盤の間隙水の塩分濃度が高いと予測されたので、塩分濃度を下げるため水道水を注入して間隙水の洗浄を行った。洗浄はケース2とケース3.2、3.3では20リットル/minで8時間、ケース3.1では20リットル/minで4時間行った。

(10) 養生時間

以上、(1)~(9)のように改良体を造成し養生した。養生時間は、各ケース28日以上とした。

6.3 実験結果

(1) 一軸圧縮試験結果

図-32に一軸圧縮試験より得られた一軸圧縮強さの分布の断面図を示す。表-8に注入位置からの距離と一軸圧縮強さの関係を、距離の範囲と各範囲で得られた試料の一軸圧縮強さの平均値で示す。また、表-8における平均 $q_u$ は、予定改良範囲である直径4mの球体全体の一軸圧縮強さの分布を平均した値で、上述した各範囲の一軸圧縮強さを基に得たものである。なお、表-8中で一線で示したところは、試料を採取しなかったためデータが得られていないところである。

表-8 各ケースの注入孔からの距離と一軸圧縮強さ

ケース	注入孔からの距離(m)				平均 $q_u$ kgf/cm <sup>2</sup>
	0~0.5	0.5~1.0	1.0~1.5	1.5~2.0	
1	—	—	2.40	0.27	1.17
2	—	1.19	0.39	0.37	0.48
3.1	—	—	1.08	0.63	0.82
3.2	—	0.84	0.46	0.26	0.39
3.3	—	1.05	0.88	0.80	0.86

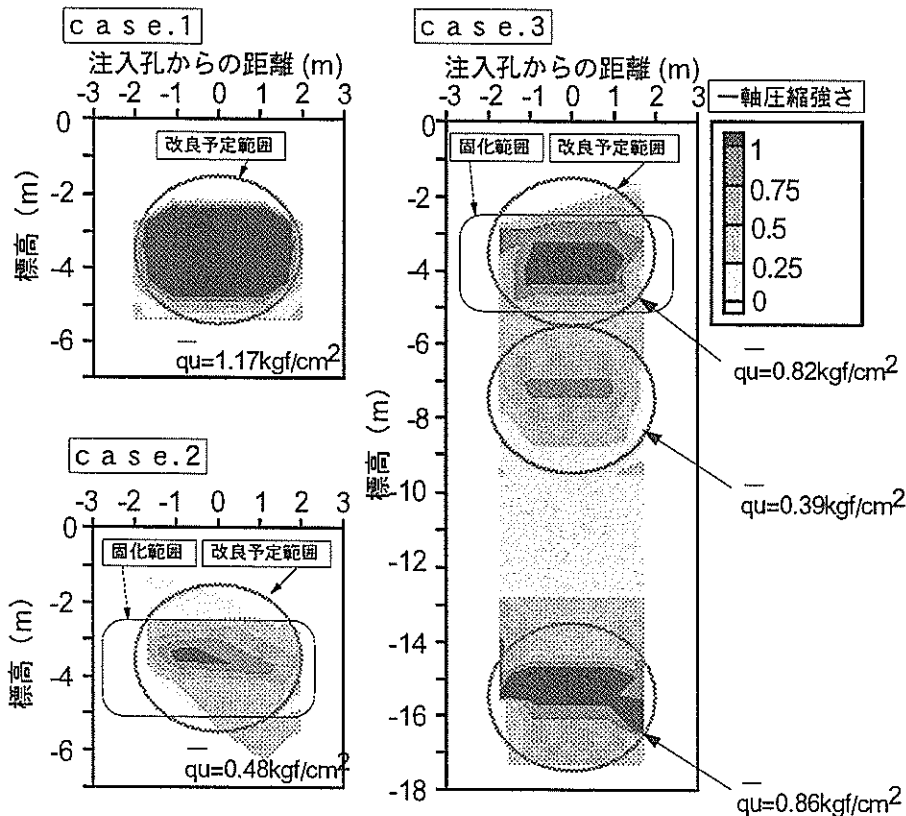


図-32 各ケースの一軸圧縮強さの分布

### a) ケース1

図-32から、ケース1では改良体の断面は予定していた円形ではなく、扁平な楕円形になっている。表-8から、注入孔に近い1.0~1.5mのところでは、一軸圧縮強さは $q_v=2.4\text{kgf/cm}^2$ と目標強度 $1.0\text{kgf/cm}^2$ の2倍以上が得られているが、1.5~2.0mの範囲では $q_v=0.27\text{kgf/cm}^2$ と目標強度の3割程度の値になっている。平均 $q_v$ は $1.17\text{kgf/cm}^2$ でており改良目標範囲全体で考えた場合には目標強度を若干上回っている。固化の均質性（注入孔近くの強度が大きくなるか否か）については、0~0.5mと0.5~1.0mの範囲の強度が得られていないため明確なことは言いえないが、改良予定範囲で得られた一軸圧縮強さは $2.4\text{kgf/cm}^2$ と $0.27\text{kgf/cm}^2$ であることから、少なくとも1オダ程度の強度の違いはあるといえる。

### b) ケース2

図-32に示すように、ケース2においても、改良体の断面は円形ではなく扁平な楕円形となった。ただし、一軸圧縮強さが $q_v=0.25\text{kgf/cm}^2$ 以下の領域はやや水平から傾いた形状で固化している。表-8から、注入孔から0.5~1.0mの範囲では $q_v=1.19\text{kgf/cm}^2$ と目標強度 $1.0\text{kgf/cm}^2$ より若干大きな値が得られているが、1.0~1.5mの範囲では $q_v=0.39\text{kgf/cm}^2$ 、1.5~2.0mの範囲では $q_v=0.37\text{kgf/cm}^2$ と目標強度の4割程度の値になっている。また、平均 $q_v$ は $0.48\text{kgf/cm}^2$ になっており改良目標範囲全体で考えた場合には目標強度の5割程度の値である。固化の均質性については、表-8から改良予定範囲で得られた一軸圧縮強さは $0.37\text{kgf/cm}^2\sim 1.19\text{kgf/cm}^2$ であるので、3倍程度の強度の違いがあるといえる。

### c) ケース3

ケース3では深度方向に3つの改良体が作られた。各改良体は、いずれも扁平な楕円形状の強度のコンターを持って固化している。上層部（標高-1.5~-5.5m）と中層部（標高-5.5~-9.5m）の改良体がラップする部分では、強度が極小値になっている。中層部（標高-5.5~-9.5m）と下層部（標高-13.5~-17.5m）の改良体の中間で一軸圧縮強さが大きくなっているが、これは標高-9.5m~-13.5mにかけては粘性土が存在しており、粘性土内に薬液が浸透注入することは考えにくいので、粘性土そのものの一軸圧縮強さであると理解される。

次に、改良体の強度および均質性については、表-8から上層部のケース3.1では、注入孔から1.0~1.5mのところでは一軸圧縮強さは $q_v=1.08\text{kgf/cm}^2$ と目標強度 $1.0\text{kgf/cm}^2$ とほぼ等しい値が得られているが、1.5~2.0mの範囲では $q_v=0.63\text{kgf/cm}^2$ と目標強度の6割程度の値になっている。平均 $q_v$ は $0.82\text{kgf/cm}^2$ でており改良目標範囲全

体で考えた場合には目標強度を若干下回っている。固化の均質性については、ケース1と同様に0~0.5mと0.5~1.0mの範囲の強度が得られていないため明確なことは言いえないが、改良予定範囲で得られた一軸圧縮強さは $1.08\text{kgf/cm}^2$ と $0.63\text{kgf/cm}^2$ であることから、2倍程度の強度の違いはあるといえる。中層部のケース3.2では、注入孔から0.5~1.0mの範囲では $q_v=0.84\text{kgf/cm}^2$ と目標強度 $1.0\text{kgf/cm}^2$ より若干小さな値が得られ、1.0~1.5mの範囲では $q_v=0.46\text{kgf/cm}^2$ 、1.5~2.0mの範囲では $q_v=0.26\text{kgf/cm}^2$ と目標強度の3割から5割程度の値になっている。

また、平均 $q_v$ は $0.39\text{kgf/cm}^2$ になっており改良目標範囲全体では目標強度の4割程度の値である。固化の均質性については、一軸圧縮強さが $0.26\text{kgf/cm}^2\sim 0.84\text{kgf/cm}^2$ であるので、3倍程度の強度の違いがあるといえる。下層部のケース3.3では、注入孔から0.5~1.0mの範囲では $q_v=1.05\text{kgf/cm}^2$ と目標強度より若干大きな値が得られ、1.0~1.5mの範囲では $q_v=0.88\text{kgf/cm}^2$ 、1.5~2.0mの範囲では $q_v=0.80\text{kgf/cm}^2$ と目標強度の8割程度の値になっている。また、平均 $q_v$ は $0.86\text{kgf/cm}^2$ になっており改良目標範囲全体では目標強度をやや下回っている。固化の均質性については、一軸圧縮強さが $0.80\text{kgf/cm}^2\sim 1.05\text{kgf/cm}^2$ であるので、1.3倍程度の強度の違いがあるといえる。

### (2) コーン貫入試験結果

図-33にケース3の注入孔から1.1mの位置におけるコーン貫入試験結果を一例として示す。図-33では、事前のコーン貫入値も示す。ただし、事前のコーン貫入試験は図-26で示したようにやや離れた位置のものである。図-33から、薬液の注入深度ではコーン貫入値は事前のものより大きくなっており、改良効果が明白に現れている。事前と事後のコーン貫入値を比較し、改良効果が現れていると考えられる範囲を図-33中に示すが、改良の見られる層厚は2m前後である。

この改良層厚は他地点の測定結果でも同様だったので、層厚2m前後の扁平な改良体ができ上がったことがわかる。このことは(1)で調べられたことと整合している。

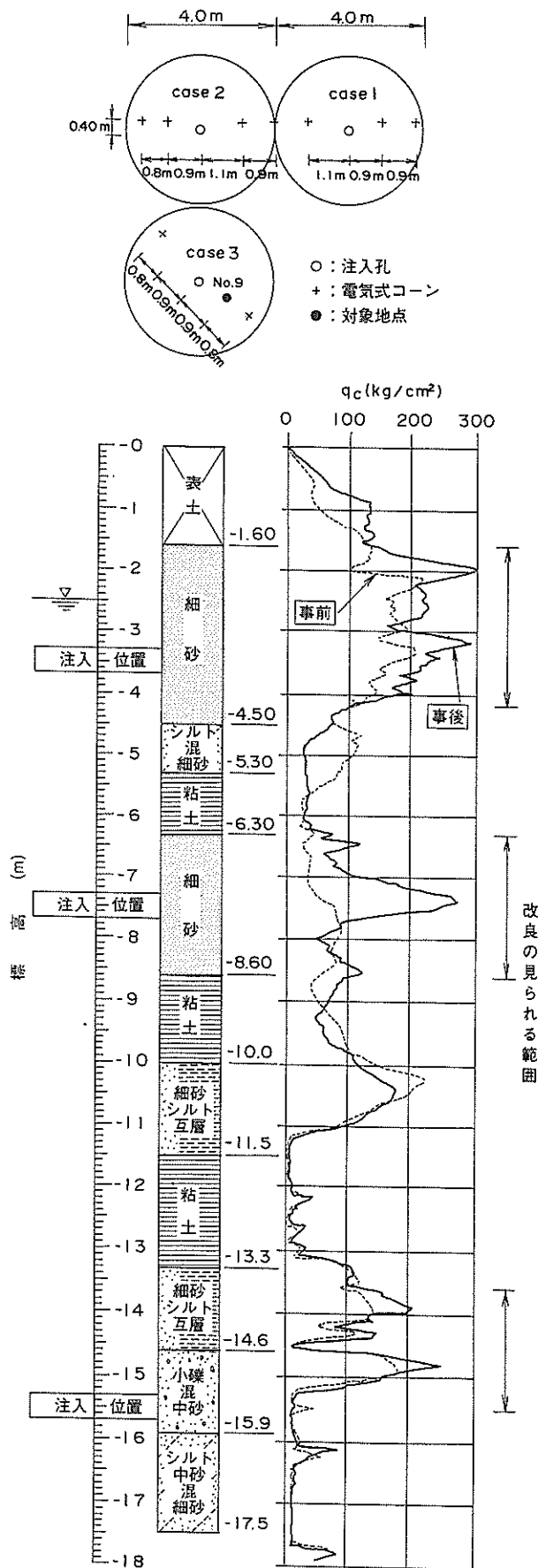


図-33 事前と事後のコーン貫入試験結果の一例

### (3) 繰返し三軸試験結果

ケース3.1と3.2の超微粒子シリカ改良体から乱さない試料を採取し、採取深度が標高-3.3~-4.2m(ケース3.1)と-6.9~-7.8m(ケース3.2)のものについて繰返し三軸試験を行った。図-34が試験結果で、繰返しせん断応力比と両振幅軸ひずみが $DA=5\%$ になるまでの繰返し回数 $N_c$ の関係を示す。また、図-34には比較のため、室内で再構成した無改良土の結果も示してある。図-34から改良土の液状化抵抗は無改良のものより大幅に大きくなっており、繰返し回数20回での繰返しせん断応力比 $R_{120}$ と比較すると、改良土は $R_{120}=1.1, 0.6$ で無改良土の $R_{120}=0.3$ の2倍以上の値になっている。改良土どうしで比較すると、深度の浅いケース3.1の方が液状化抵抗が大きく、2倍近い値になっている。これは(1)で示した一軸圧縮強さの傾向と整合する結果である。

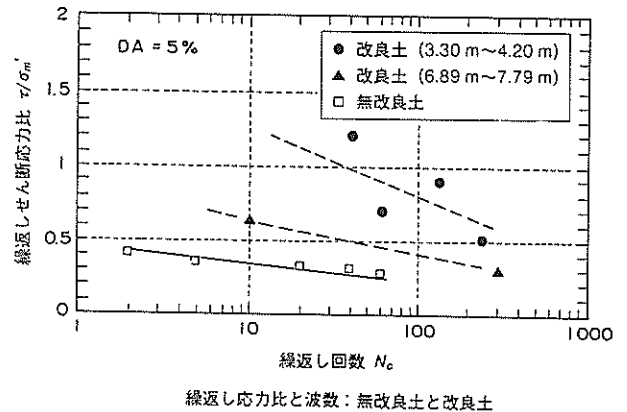


図-34 改良土と無改良土の液状化抵抗曲線

### (4) pHの測定結果

約50日間のpHの観測を、図-26に示した2つの観測点で行った。図-35が観測結果で、pHの値は注入孔の距離にかかわらずほぼ同じで、また、観測期間内の範囲では8前後のpH値で一定であった。



観測点1 case3注入孔より5m

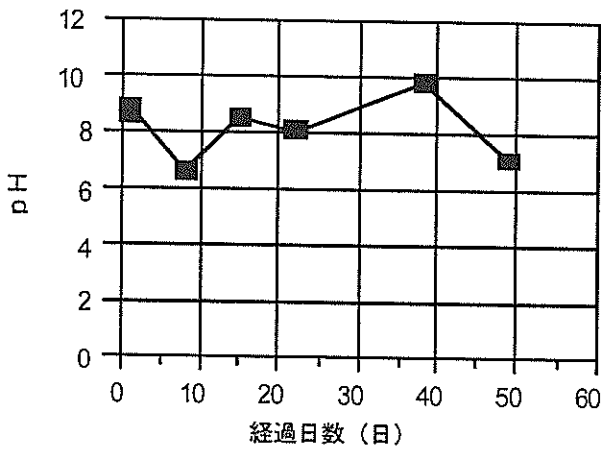


図-35(a) 観測孔No.1でのpHの観測結果  
(ケース3注入孔より5m)

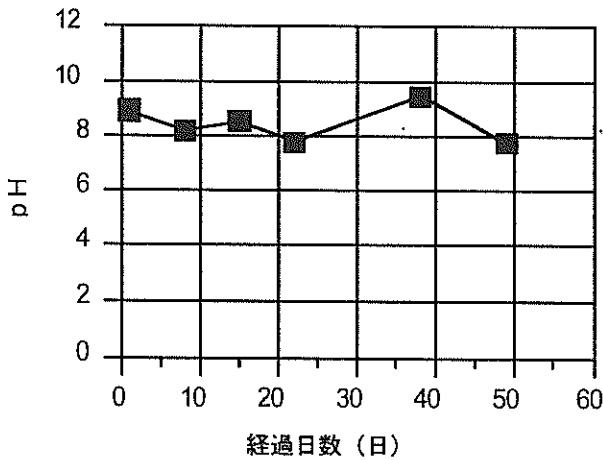


図-35(b) 観測孔No.2でのpHの観測結果  
(ケース3注入孔より9m)

(5) 掘削による出来形確認

事後のサンプリング等の調査後、地盤を地下水位の標高-2.5mまで掘削し、測量による出来形確認を行った。図-36および写真-2に示すように、改良体はほぼ円形の平面形状で出来上がっている。また、改良体は直立し、側面の形状は鉛直に立つ壁状であった。このことは、(1)、(2)で示した偏平な断面の改良形状と整合するといえる。改良体周辺の無改良部では、足踏みをすると地面がどろどろの状態になり液状化のような現象が観察されたが、改良体のところでは全くそのような現象は起こらず、明白な改良効果が見られた。

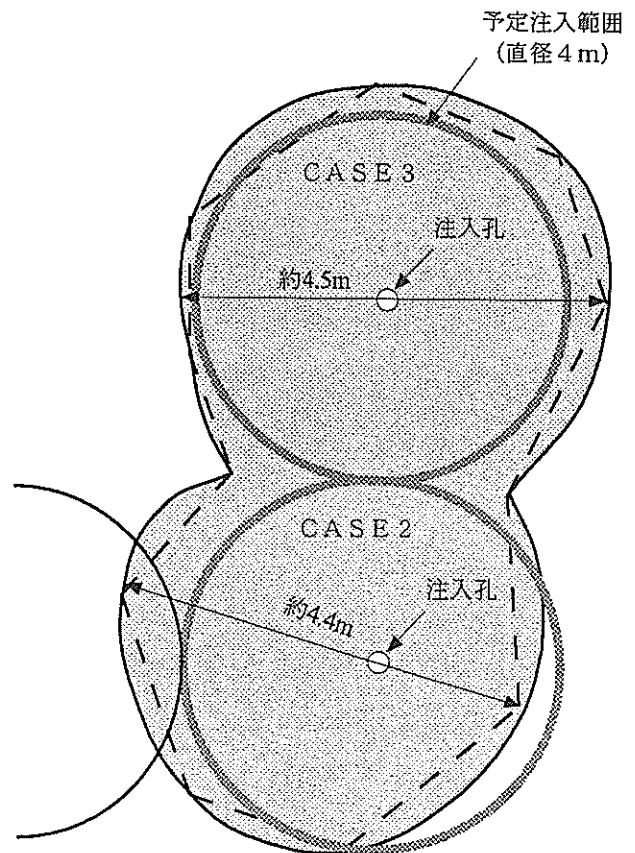


図-36 掘起こし調査による改良体の測量結果図



写真-2 掘起こし調査による改良体の確認状況

6.4 考察

ここでは、改良強度の差異の原因、偏平な形状になった原因、均質性、薬液の希釈、一軸圧縮強さと液状化強度の関係について考察を行う。

(1) 改良強度の差異

ケース1からケース3の各ケースで目標強度を同一の値にしたが、結果は表-8の平均 $q_u$ で示したようにケースご

表-9 実験結果の一覧

ケース	使用薬液	シリカ濃度 %	水洗浄	注入速度 リットル/min	平均 $q_u$ kgf/cm <sup>2</sup>
1	非アルカリカゲル	4.8	なし	20	1.17
2	超微粒子シリカ	10.0	20リットル/min×8h	10	0.48
3.1			20リットル/min×4h	20	0.82
3.2			20リットル/min×8h		0.39
3.3					0.86

とに異なった改良強度になった。これらのことを考察するため、表-9のように試験条件と試験結果をまとめた。表-9から以下の4つのことが考察される。

a) ケース1とケース2, 3との間に改良強度の違いがあった。これは、配合試験で用いた試料が対象地盤から得たものでなく、ケース1では新潟砂（現地のものではない）、ケース2, 3では浅間山砂が用いられた。そのため、正確な配合試験ではなく、目標強度に対する配合が誤差を含んでいたことがこの改良強度の違いの原因と考えられる。

b) ケース1がケース2, 3よりも大きな強度となった。原因は、使用した薬液が異なっており固化特性が違うことが考えられる。すなわち、ケース2と3で使用した超微粒子シリカの場合には、固化はシリカ濃度だけでなく塩分濃度の影響を受けるので、地盤内の塩分濃度が固化に影響する。対象地盤は海に近いことから塩分が過剰にあると考えられたので、事前に地盤内に注水して洗浄し塩分濃度の調整を行った。しかし、その後周囲の地盤で塩分濃度を調べたところ、原地盤の塩分濃度は想定したものより小さいことが判明した。したがって、塩分を除去しすぎて塩分が過小となり目標強度より強度が小さくなり、ケース2, 3の改良強度はケース1よりも小さくなったと考えられる。

c) ケース3において同じ薬液を用いたが、ケース3.1, 3.2, 3.3の各ケースで改良強度が異なっていた。これは、各ケースの改良深度が異なることから、各土層の土質特性の違いがそのまま反映されたことが原因であると考えられる。

d) ケース2とケース3.1では、同一深度で同じ薬液が使用されたが、平均 $q_u$ はケース2の方が小さかった。これは、事前に洗浄した水の量が異なり、ケース2の方の洗浄量が多い。したがって、b)でも示したように地盤中の塩分濃度がケース2の方が小さくなったことが、強度が小さくなった1つの原因として考えられる。

以上から、実際に本工法を適用する場合には、事前調査が大切で、配合試験を正確に行う必要がある。

## (2) 偏平な形状になった原因

地盤の透水性は一般に鉛直方向よりも水平方向の方が大きく、このような透水に関する異方性が改良体の形状に現れたといえる。また、地下水位より上の部分では地盤は固化していなかった。これは、浸透注入は地下水位以下で起こるため、浅い位置の改良体形状にはこのような境界条件も影響したといえる。したがって、実際に注入工事を行う場合には、透水に関する異方性、地下水位の位置等の透水に関する境界条件に注意しなければならない。

## α(3) 均質性（注入孔付近の強度が大きくなるか否か）

本試験では注入孔付近の強度が大きくなることを避けるため、薬液濃度を変化させて注入する工夫を行った。ケース1は薬液の間隙水による希釈を考慮せず一定濃度の薬液を注入したため、強度の違いは1オーダー近く異なり最も不均質になった。ケース2, 3は、薬液の間隙水による希釈の影響を考慮し注入を行っており、ケース3.3で強度の違いは1.2倍程度と比較的均質な改良となった。しかし、希釈を考慮しても、ケース2あるいはケース3.2で3倍程度の違いがあった。このようなことから、間隙水による薬液の希釈を考慮し、薬液濃度を変化させ注入することは、地盤を均質に固化させる効果があることは確認できたといえる。しかし、依然として、注入孔近くの強度が大きくなっており、完全に均質な強度分布ではなかった。今後さらに改良地盤の均質性を向上させる検討を行うとともに、実際の適用の場合にはこのような強度分布の不均質性を考慮し薬液濃度を変化させて注入しなければならない。したがって、設計法を完全に確立するためには、他の固結工法と同様な割増し係数を調査していくことが重要といえる。

## (4) 薬液の希釈

薬液は、間隙水により希釈されるので、これを見込んで薬液濃度を6.2節(7)のように事前に決定する。薬液の浸透長が想定した距離よりも長くなると、改良体の体積が想定したものより大きくなり、この場合改良体全体の平均的な希釈率は6.2節(7)で想定したものより大きくなる。ここでは、以下のように平均的な薬液の希釈率を求

め、希釈率について考察した。

出来上がった改良体は、6.3節での掘起こし調査、サウンディング等の結果より、図-37のように推定された。

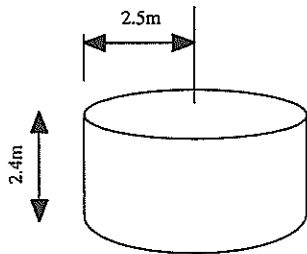


図-37 改良体の推定図

その体積は $V=38.2\text{m}^3$ となり当初予定した体積の $33.5\text{m}^3$ より大きくなっている。6.2節で想定した間隙率 $n=35\%$ （間隙比 $e=0.54$ ）が原地盤のものと同じしていると仮定すると、注入した薬液量は $Q=9.6\text{m}^3$ であるので、式(6)から希釈率は $\beta=39.3\%$ となる。この値は、注入前に想定した希釈率の $21.8\%$ の $1.8$ 倍の値で、想定した値よりかなり大きかったことになる。ここで、想定した間隙率が原地盤と異なり、原地盤の間隙率が小さい場合には、希釈率が想定した通りでも改良体の体積は大きく出来上がる。そこで、原地盤の間隙率が最も小さい場合を想定することとし、対象土層から採取した試料の最小間隙比 $e_{min}=0.51$ （ $n=33.8\%$ ）を用いて希釈率を計算する。この場合にも、希釈率は $\beta=34.5\%$ となり、想定した $\beta=21.8\%$ の $1.6$ 倍となる。出来上がった改良体の体積を図-37のように求める際に誤差が含まれているので、上記で求めた現地の希釈率に誤差はあるが、希釈率は想定したものよりかなり大きくなったと結論できる。この原因は、6.2節(7)で想定した希釈率が室内の3次元注入試験という限られた空間で得られたものに基づいているが、現地は半無間空間であるので、その違いが原因となったと考えられる。したがって、実際の施工では、6.2節(7)で用いた希釈率を大きめに補正し、本実験結果を参考にすると、 $1.6\sim 1.8$ 倍程度大きくする必要はある。

(5) 一軸圧縮強さと液状化強度の関係

乱さない試料を採取し、繰返し三軸試験を行い液状化強度を求めた。図-38は繰返し载荷回数が20回で载荷中の両振幅軸ひずみが5%に達する繰返しせん断応力比を液状化強度 $RI_{20}$ と定義し、同一サンプラー内で採取された試料の一軸圧縮強さ $q_v$ との関係を調べたものである。ただし、サンプラー1本に対し液状化強度は1個しか得られないが、一軸圧縮強さは供試体が2個得られ、またばらつきがあったので、両者の関係を図-38の斜線のよう

に範囲で示した。図-38には、室内で作成した結果ではあるが、比較のためセメント改良土の場合の一軸圧縮強さと液状化強度の関係も合わせて示す。図-38から、セメント改良土と同様に、薬液で改良した場合も一軸圧縮強さと液状化強度には有意な関係がある。したがって、一軸圧縮強さから現地盤の改良効果の確認が可能といえる。また、図-38において薬液の一軸圧縮強さと液状化強度の関係は、セメントの関係より上の方に位置している。セメント改良土は室内で調整した結果のもので単純に比較はできないが、これは、同一の一軸圧縮強さであっても薬液を使用した改良土の方が液状化強度が大きくなることを意味している。液状化対策として、セメントで改良を行う場合、一軸圧縮強さを $q_v=0.5\sim 1.0\text{kgf/cm}^2$ を指標とすることが多いが、薬液で改良を行う場合でも $q_v=1.0\text{kgf/cm}^2$ 以下としても良いようである。ただし、図-38は限られたケースでの結果であることから、今後、土質等の条件を変えてデータを蓄積し、指標とする一軸圧縮強さに関する結論を出す必要がある。

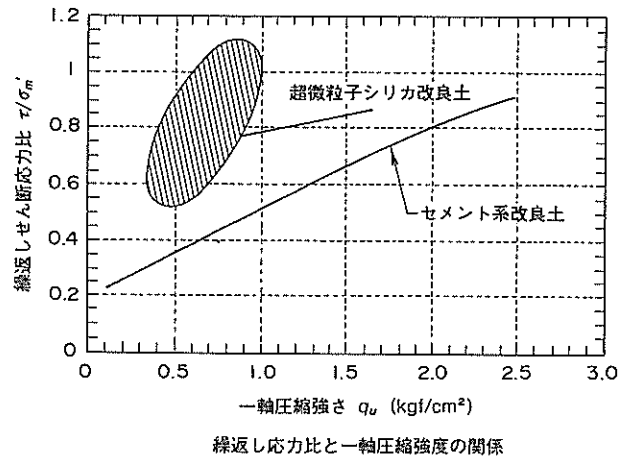


図-38 一軸圧縮強さと液状化強度（繰返しせん断応力比）の関係

7. 結論

注入固化による液状化対策工法の開発に関して、浸透注入が可能で、かつ、耐久性が十分確保されるグラウト材として、非アルカリシリカゾルと超微粒子シリカを採用した。これら2種類の溶液型の薬液を用いて室内実験、現地実験を行い、以下のような結果が得られた。

(1)一軸圧縮強さで $q_v=1.0\text{kgf/cm}^2$ の低強度の改良土を用いた400日程度の耐久性試験において、有意な強度低下は計測されなかった。

(2)固化時間はpHの影響を大きく受け、pHが大きくなると固化時間は短くなり、溶液のpHを調整することにより、8時間以上の固化時間を確保できる。

(3)改良土の動的変形特性を無改良土の特性と比較すると、剛性率はほぼ同じであった。また、減衰率は改良土の方が小さな値が得られたが、この原因については不明である。

(4)繰返し三軸試験により、改良土と無改良土の液状化抵抗を比較すると、改良土の液状化抵抗は大幅に大きくなった。ただし、改良土は大きなひずみが発生してもその性状は無改良土のように液体のような状態ではなく、粘土が柔らかくなったような性状であった。

(5)長さ5mの一次元の室内浸透実験において薬液の浸透距離は5mに達していた。また、浸透に伴い薬液が地盤中の間隙水で希釈され、初期に注入される薬液ほど浸透距離が長くなるので希釈の程度は大きくなった。

注入工法の現地実験を実施し、改良地盤の出来形、均質性、改良効果について以下の結果を得た。

(6)出来形については、改良体は球形ではなく、平面が円形で側面が長方形に近い扁平な形状になっていた。これは地盤の透水に関する異方性の影響と考えられた。また、改良体体積は予定した体積よりやや大きく、薬液はより遠くまで浸透した

(7)均質性については、間隙水による薬液の希釈も考慮し、薬液濃度を変化させて行ったが、注入孔に近くなるほど一軸圧縮強さは大きくなり、完全に均質には固化しなかった。しかし、希釈を考慮することにより、より均質な改良体が作れることは確認された。

(8)改良効果については、各改良体内部の各点の一軸圧縮強さの平均値で調べた場合、一軸圧縮強さは非アルカリシリカゾルでは $q_v=1.17\text{kgf/cm}^2$ 、超微粒子シリカでは $q_v=0.4\sim 0.9\text{kgf/cm}^2$ となり、目標強度の $q_v=1.0\text{kgf/cm}^2$ を非アルカリシリカゾルは約1.2倍と大きく上回ったが、超微粒子シリカは下回っていた。この原因としては、配合試験において用いた、試料、供試体密度などの諸条件が現地のものでそれぞれ異なることや、想定した希釈率が現地で異なっていたことなど、いくつかの原因を確認できた。

(9)繰返し三軸試験結果からは、液状化抵抗が無改良のものより2倍以上大きくなっており、液状化に関する改良効果が確認できた。

(10)固化材注入による周囲の地下水のpHへの影響はほとんどないことが確認できた。

## 8. あとがき

既存施設下部地盤の液状化対策として溶液型の薬液による注入固化工法の開発・研究を行っており、本資料では今まで得られた結果についてまとめた。結論で示したように、開発を行っている工法は、液状化対策として十分効果の期待できるものである。しかし、同時に改良土の強度の違いなど、問題点も明らかにされた。今後は、このような問題点を解決し、設計・施工法を確立しなければならない。

最後に本研究の現地実験の遂行にあたっては、第一港湾建設局の方々にご多大なご協力を頂いた。記して感謝の意を表します。また、本研究は五洋建設株式会社との共同研究により行われたものである。

(1998年3月31日受付)

### 参考文献

- 1) 港湾施設被害検討委員会編：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察，港湾技研資料，No. 813，1995
- 2) 上田茂，稲富隆昌，上部達夫，井合進，風間基樹，松永康男，藤本健幸，菊地喜昭，宮井真一郎，関口信一郎，藤本義則：1993年釧路沖地震港湾施設被害報告，港湾技研資料，No. 766，1993
- 3) 稲富隆昌，上部達夫，井合進，田中祐人，山崎浩之，宮井真一郎，野津厚，宮田正史，藤本義則：1994年北海道東方沖地震による港湾施設被害報告，港湾技研資料，No. 856，1997
- 4) 風間基樹，田中祐人，興石逸機：1994年三陸はるか沖地震における港湾・鉄道施設の被害，土と基礎，Vol. 43，No. 11，pp. 21～26，1995
- 5) 稲富隆昌，上部達夫，井合進，風間基樹，山崎浩之，松永康男，関口信一郎，水野雄三，藤本義則：1993年北海道南西沖震による港湾施設被害報告，港湾技研資料，No. 791，1994
- 6) 地盤工学会：阪神・淡路大震災調査報告書（解説編），pp. 71～228，1996
- 7) 野田節男：ウォーターフロント開発と液状化，土と基礎，Vol. 39，No. 2，pp. 1～4，1991
- 8) 山崎浩之，善功企，加賀谷宏基：過圧密砂の液状化特性，第27回土質工学研究発表会発表講演集，pp. 845～846，1992
- 9) 島田俊介，兼松陽：最新の地盤注入工法，理工図書，1979，pp. 138～140
- 10) 沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版），pp. 78～136，1997

- 11) 例えば, 前出10), p.178
- 12) 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について, 建設省官技発第160号, 1974
- 13) 最新地盤注入工法技術総覧編集委員会: 最新地盤注入工法技術総覧, 産業技術サービスセンター, 1997, pp. 28~34
- 14) 三輪求, 米倉亮三: 水ガラス系グラウト材の基本的性質について, 土質工学会論文報告集, Vol. 34, No. 3, 1994, 113~121
- 15) 米倉亮三, 島田俊介: 薬液注入における長期耐久性の研究, 土と基礎, Vol. 40, No. 12, pp. 17~22, 1995
- 16) 土質工学会: 薬液注入工法の調査・設計から施工まで, pp. 67~76, 1993
- 17) 林健太郎, 村松伴博: 薬液注入による液状化防止工法に関する研究—シリカ系溶液型薬液の開発—, 五洋建設技術研究所年報, Vol. 26, 1996, pp. 9~pp. 16
- 18) 前出10), pp. 195~216
- 19) 善功企, 山崎浩之, 林健太郎, 米谷宏史: 酸性シリカゾルによる液状化防止工法に関する研究, 第30回土質工学研究発表会, 1995, pp. 2107~2108
- 20) HAYASHI Kentarou, MIYOSHI Toshiyasu, YONEYA Hiroshi, ZEN Kouki, YAMAZAKI Hiroyuki, IS. TOKYO96, 1996
- 21) 前出13), pp. 120~123
- 22) 多田修一, 米倉亮三, 加賀宗彦, 島田俊介: 超微粒子シリカを用いた耐久性グラウト材の開発, 第22回土質工学研究発表会, 1987, pp. 1813~1814
- 23) 善功企, 山崎浩之, 林健太郎, 村松伴博: 大型土層を用いた恒久型薬液の注入実験, 第31回地盤工学研究発表会, 1996, pp. 103~104
- 24) 善功企, 山崎浩之, 林健太郎, 吉川立一, 藤澤伸行, 名越崇: 薬液注入による液状化防止工法—新潟実証実験報告—, 第32回地盤工学研究発表会, 1997, pp. 2347~2348
- 25) 前田健一, 善功企, 山崎浩之, 林健太郎: 現場薬液注入実験における改良土の液状化特性, 土木学会第52回年次学術講演会, 1997, pp. 196~197

港湾技研資料 No.905

1998.6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 阿部写真印刷株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute  
Nagase, Yokosuka, Japan

Copyright ©(1998)by P.H.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.H.R.I.

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。