

(9) 膨張性固化材を利用した液状化対策工法の開発

大成建設(株) 土木技術研究所 正会員 堀越研一, 藤原斉郁, 石井裕泰,
大成建設(株) 土木技術研究所 正会員 宇野浩樹, 檜垣貫司, 志波由紀夫
不動建設(株) ジョイントエンジニアリング事業本部 正会員 原田健二, 出口敏博

1. はじめに

阪神大震災を契機として、構造物の耐震性向上に対する関心が高まり、各種設計基準も改訂されている。地盤に着目した場合、砂地盤の液状化現象が重要な検討項目のひとつであり、このような背景のもと、各種液状化対策工法が開発されている。著者らは、液状化対策工法の一つとして実績が増加している、締固め砂杭工法¹⁾(図-1.1)をベースとした工法を考案し、その研究開発を進めている²⁾。本研究の対象としている対策工法は、従来の砂杭の代わりに地下水と反応して、膨張・固化する材料(以下“膨張性固化材”)を用いている。打設時における周辺地盤の物理的な締固め効果に加えて、打設後の材料の化学的膨張によって周辺地盤をさらに締固めることが可能となる。打設後の膨張によって実質的な改良率が増加することになるので、砂杭を用いた従来工法と比較して改良体本数を低減可能であり、工期の短縮にも寄与するものである。膨張性固化材は、緩慢な反応性状を示す硬焼石灰と、製鉄所における副産物で、その有効利用が模索されている転炉スラグ、および膨張後の改良体強度を増加させるための硫酸アルミの混合体である。

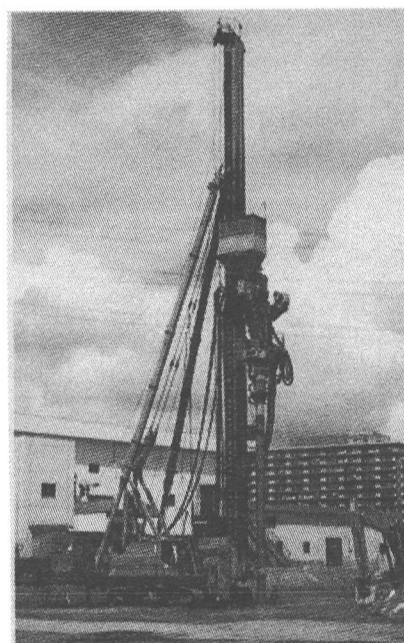


図-1.1 締固め砂杭工法

本論文では、膨張性固化材を用いた液状化対策工法に関して、1)拘束圧作用下での材料の膨張特性、2)化学的な締固めでも液状化抑制効果があることを検証した振動実験結果、3)実機を使用しての施工試験結果、および4)試験施工で打設された改良体の試掘結果、に関して報告するものである。

2. 膨張性固化材の膨張性状

膨張性固化材の膨張性状を支配する要因として、硬焼石灰の反応性とその含有量、転炉スラグに含まれる初期含水比、地中の拘束圧、周辺地盤の剛性などが挙げられる。以下では、硬焼石灰の反応性とその含有量を一定とし、その他の要因を変化させた場合の膨張特性を把握した土槽実験結果をまとめる。

2.1 転炉スラグの初期含水比の影響

転炉スラグは、元来、製鉄所内で山積み放置されているものであり、通常、7~10%程度の含水比を有している。したがって、材料を混練した段階から硬焼石灰との反応が始まり、地中に投入する以前にわずかながらの膨張が生ずることとなる。本論文では、材料の膨張反応に関して、表-2.1 に示す定義を行う。改良効果の観点から言えば、1次膨張量(地中に打設するまでの膨張量)を抑え、その後の2次膨張量を大きくすることが好ましい。図-2.1 は、転炉スラグの初期含水比の影響を把握するために実施した実験モデルを示したものである。

膨張試験は、直径150mmのCBR試験用のモールドに所定の配合の材料を入れ、密度が約 $1.9\text{g}/\text{cm}^3$ 程度となるように締固め、均一な膨張性状を得るために質量5kgの軸付き有孔板を試料の上に載せた。その後、

液状化対策、締固め、石灰、膨張、遠心実験

〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町344-1 大成建設(株)土木技術研究所 土質研究室

TEL 045-814-7236, FAX 045-814-7253, E-mail:kenichi.horikoshi@sakura.taisei.co.jp

表-2.1 1次膨張, 2次膨張の位置づけ

	反応からみた定義	施工上の定義	改良効果への寄与
1次膨張	スラグの初期含水比と硬焼石灰との反応に起因する材料の膨張	材料を混合してから地中に投入するまでの膨張	改良効果に寄与しない. 膨張ロスに相当
2次膨張	材料を完全に水浸させた後の材料の膨張	材料を地中に投入してから の膨張	改良効果に寄与する.

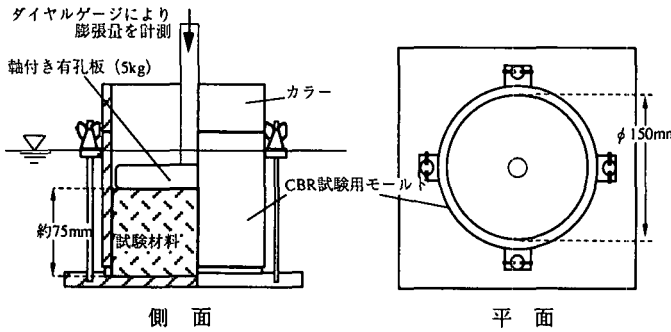


図-2.1 材料の膨張試験に用いたモデル (水浸させた状態)

材料の1次膨張量(スラグの含水比のみに起因する膨張)を測定するために, モールドを水浸させずに24時間放置し, その後の2次膨張性状を把握する目的で, この段階で水浸させた。

図-2.2と図-2.3は, それぞれ, 材料の1次膨張量と2次膨張量の経時変化を示したものである。縦軸は, 初期の体積に対する体積増分の割合(以下, 体積増加率と定義)を示しており, 図-2.3横軸の経過時間は, 水浸後の経過時間を示している。これらの図から, スラグの含水比が高いほど, 1次膨張量が高い傾向が明確に見られること, 含水比16%に対応する膨張量が大きめであるものの, 最終的な材料の膨張量はスラグの初期含水比に依存しないこと, すなわち, スラグの含水比が高い場合には水浸する前の事前膨張量が大きく, 施工の観点からみた膨張損失が大きいこと, などがわかる。

図-2.4は, 上記の結果をもとに, 転炉スラグの初期含水比と膨張損失(最終膨張量に対する1次膨張の比率)との関係を材料混合後の時間に着目してまとめたものである。転炉スラグの含水比を7%程度とすると, 混合後1時間で約10%の膨張損失があることがわかる。

2.2 拘束圧作用下の材料の膨張性状

実地盤中に打設された膨張性固化材は, 地下水との反応により膨張するが, その膨張量は当該深度における地盤の拘束圧や剛性に依存するものと考えられる。したがって, 事前に改良効果を評価するためには, これらの要因が材料の膨張特性に及ぼす影響を把握する必要がある。そこで, 本検討では, 地盤中に打設され

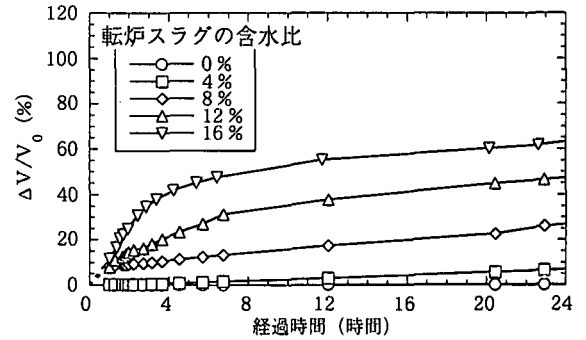


図-2.2 スラグ含水比と1次膨張性状との関係

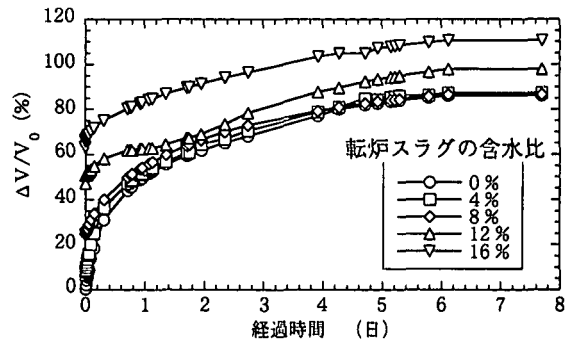


図-2.3 スラグ含水比と2次膨張性状との関係

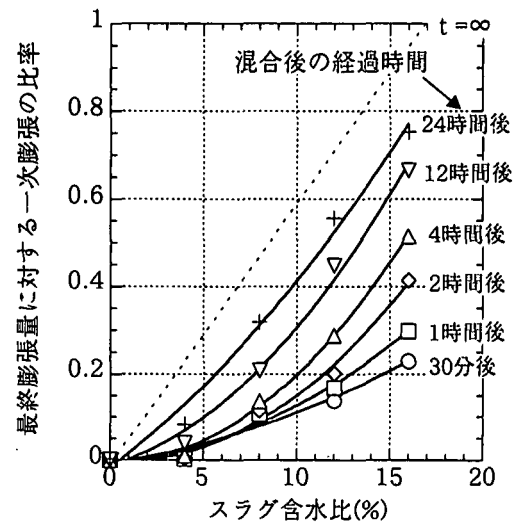


図-2.4 スラグ含水比と膨張損失との関係

た膨張性固化材を模擬し、上載圧と周辺地盤密度を変えた実験を行い、材料膨張量と地盤特性との関係を調べた³⁾。図-2.5 に実験モデルを示す。実験土槽は、直径 300mm、深さ 300mm の円筒形鋼製容器を用いた。ここで使用した膨張性固化材は、硬焼石灰（粒径：0～5mm）、転炉スラグ（粒径：0～3mm）、硫酸アルミ（粉末状）を乾燥重量比 40:59:1 で混合したものである。また、周辺地盤としてはケイ砂 6 号（最大密度 1.715g/cm³、最小密度 1.417g/cm³）を用いている。また、同じくケイ砂 6 号で作成した上部砂マットは、シリンダにより加えた荷重が膨張性固化材に集中することを防ぐことを目的に、荷重伝達層として設置したのものであり、空中落下法により相対密度 80% となるように作成した。モデル製作に際して、テフロンシートを内面に貼り付けた円筒形容器中央にアルミ製ケーシングを設置し、外側には周辺砂を突き砂法で所定の相対密度に、内側には膨張性固化材料を乾燥密度で 1.9g/cm³ 程度になるように設置して、ケーシングを引き抜いた。ここでの乾燥密度は、実際の施工で材料に加えられると想定されるエネルギーで締固めた場合の値である。この後、所定の鉛直荷重を作用させた状態で注水し、水位を一定に保ちながら膨張反応を生じさせた。その後、約 1 ヶ月間載荷荷重を一定に保った状態で放置し、膨張性固化材および周辺地盤の体積変化、周辺地盤の密度変化などを測定した。さらに、供試体を採取し、膨張後の強度を一軸圧縮試験により調べた。

実験ケースとして、上載圧を 5 段階、周辺地盤の相対密度を 3 段階に変化させることを考え、表-2.2 に示す計 15 ケースを考慮した。初期上載圧は、土槽内壁の摩擦を勘案して、底部に設置した土圧計で計測した値である。なお、実施工では、材料打設時の圧入・拡張およびその後の膨張反応により周辺地盤の密度増大が図られるが、本実験では、圧入・拡張による周辺地盤の密度増大が生じた後の状態をモデル化し、化学的膨張反応による締固め効果のみを検討対象としている。

図-2.6 は、土槽実験で得られた、初期上載圧と材料の体積膨張率との関係を示したものである。この図によれば、初期上載圧が高くなるにつれて、材料の体積膨張率が減少すること、周辺地盤の相対密度の大小が、材料の体積膨張率の大小に及ぼす影響は小さいこと、などがわかる。

なお、本論文では詳細を示さないが、直径 450mm、1.2m の中型土槽、大型土槽を用いた実験も実施している。前者は、図-2.5 とほぼ同じシステムであり、直径 450mm の円筒土槽中に直径 150mm の膨張性固化材を

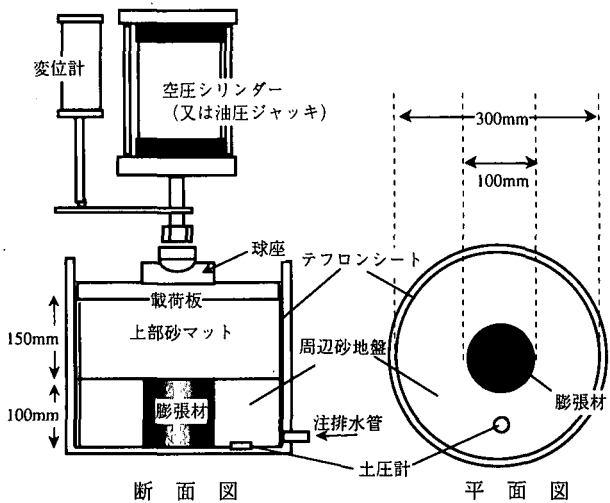


図-2.5 拘束圧依存性把握のための実験モデル

表-2.2 土槽実験ケース一覧

ケース	初期 乾燥密度 (g/cm ³)	初期 上載圧 (kN/m ²)	周辺地盤 初期相対密度 (%)
a-1	1.9	19.9	40
a-2			60
a-3			70
b-1		33.7	40
b-2			60
b-3			70
c-1		72.0	40
c-2			60
c-3			70
d-1		120.0	40
d-2			60
d-3			70
e-1		162.4	40
e-2			60
e-3			70

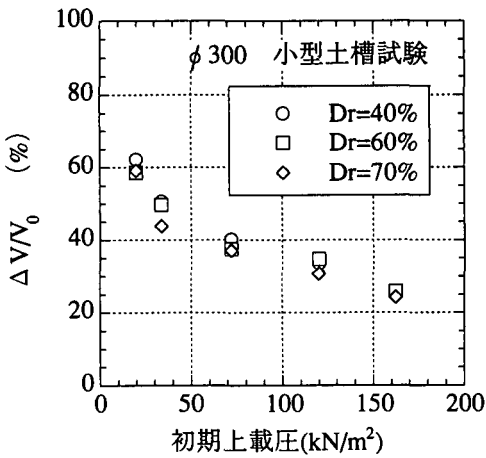


図-2.6 初期上載圧と体積膨張率との関係

設置した。後者は、直径 350mm の膨張性固化材を設置しているが、図-2.5 に示したような荷重伝達層は設けていない⁴⁾。また、後述の遠心載荷模型実験においても、実験後得られた材料の直径を計測することにより、膨張率の拘束圧依存性を把握している。図-2.7 は、無拘束圧時の体積膨張率で正規化した、材料の膨張特性をまとめて示したものである。土槽の側方境界や膨張中の上載荷重の変化に起因すると思われる実験モデル間の差がみられるものの、概略、同様な傾向が得られていることがわかる。

3. 遠心載荷振動実験

3.1 実験概要

化学的な反応による周辺砂地盤の締め固め効果と液状化抑制効果、および高い拘束圧下での材料の膨張性状を確認する目的で、遠心載荷装置を用いた振動実験を実施した⁵⁾。実験は、1/30 の縮小モデルを 30g の遠心加速度場におき、無対策地盤モデルと改良地盤モデルとを加振することによって、液状化対策工法としての有用性を比較検証した。なお、本節で示す結果は、特記なき限りはすべてモデルスケールで記載されている。

図-3.1 に実験モデルの概要を示す。同図では、改良地盤モデルを示しているが、無対策地盤モデルについても同様の地盤条件とし、計測器の配置や加振条件等も同一とした。モデル地盤は液状化層（豊浦砂，相対密度 $D_r=40\%$ ），改良体（初期直径 21.9mm，ピッチ 52.5mm），および非液状化層（豊浦砂， $D_r=80\%$ ）からなる。膨張性固化材からなる改良体は、硬焼石灰・豊浦砂・セメント系固化材の混合材であり、硬焼石灰の含有割合は前述の土槽実験と同等とした。硫酸アルミの代わりにセメント系固化材を用いたのは、遠心加速度を作用させる時間内に十分な強度を発現させるためである。計測項目は、地盤中 GL- 82.5, -150, 217.5 mm（実物換算で-2.5, -4.5, -6.5m）での間隙水圧，応答加速度および水平土圧，地表面での応答加速度と地表面鉛直変位，土槽側面における加振方向変位とした。

模型地盤は、空中落下法で作製し、間隙流体として 30cSt のメチルセルローズ水溶液を、30g の遠心加速度場で土槽下部より、およそ 9 時間かけて注入した。メチルセルローズは水溶性の液体であり、これと改良体材料とが化学反応を起こし膨張する。注入時間が長いのは、実際の地中に相当する拘束圧条件下で膨張反応を生じさせるとともに、地盤の飽和度をできるだけ高めることを目的としたためである。その後、90 時間ほど放置し、水平土圧や地表面隆起性状より材料の膨張が収束したことを確認した後、加速度振幅 2.6g（実物換算 85Gal），周波数 50Hz（実物換算 1.67Hz），60 波の正弦波（図-3.4 参照）で加振した。

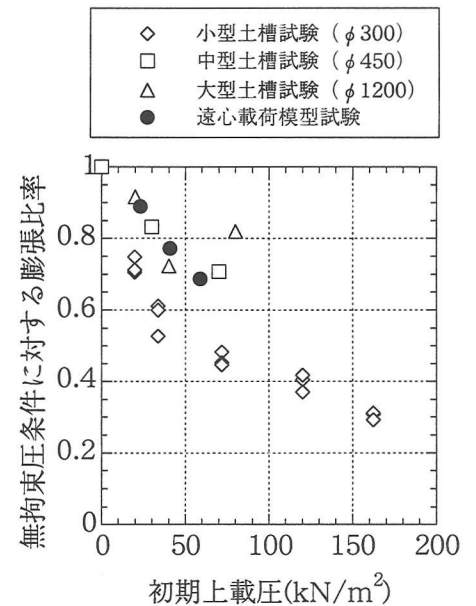


図-2.7 拘束圧が体積膨張率に及ぼす影響

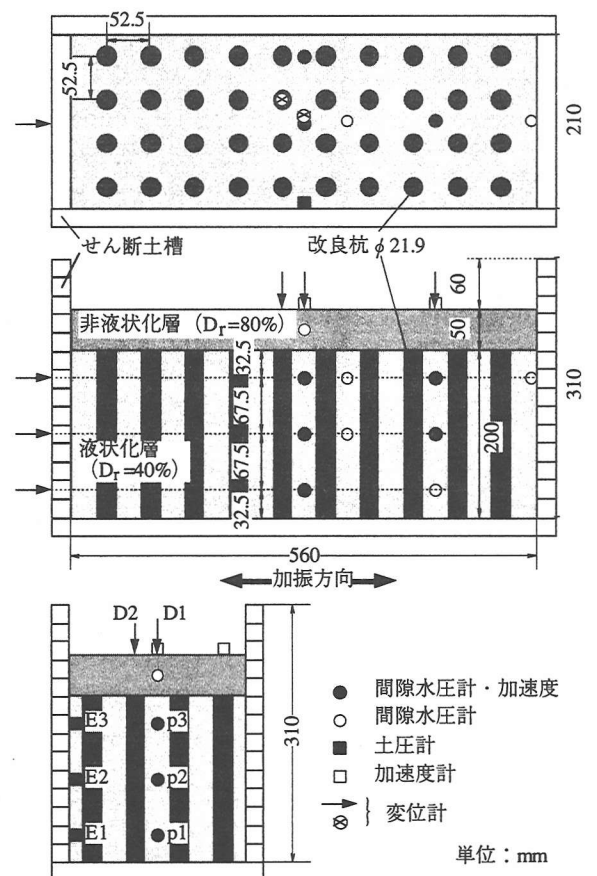


図-3.1 遠心載荷モデル（改良地盤モデル）

3.2 実験結果

改良地盤モデルにおける遠心载荷開始から加振直前までの、水平土圧（全応力、E1～E3）の時刻歴を図-3.2、改良体杭間上および改良体直上における地表面隆起量（D1、D2）の時刻歴を図-3.3 に示した。なお、地表面変位は沈下を正としている。水平土圧は間隙流体注入に伴う改良体の膨張によって増加し、間隙水圧を差し引いた有効土圧から算定される静止土圧係数 K_0 は、加振直前において測定箇所“E1”で $K_0=2.3$ 、E2 で 2.5、E3 で 1.8 となり、無対策地盤に対する予備実験で得られた値（0.5）よりも高いことが確認された。地表面変位に着目した場合、遠心加速度の上昇時や間隙流体注入時に沈下し、その後、改良体の膨張が進行するとともに隆起する挙動が確認されたが、D1（杭間上）と D2（杭上）との間で差はほとんど見られなかった。

表-3.1 には、①地盤作成時、②加振前（無対策地盤：遠心载荷・注水後、改良地盤：遠心载荷・注水・膨張反応後）、③加振後の周辺地盤の相対密度の一覧を示す。

表-3.1 周辺地盤の相対密度の変化

実験ケース	液状化層 Dr (%)		
	①地盤作成時	②加振前	③加振後
無対策地盤	40.1	48.1	67.6
改良地盤	39.2	55.9	58.2

ここで、①→②で見られる変化は、遠心力载荷による地盤沈下と注水、および改良体の反応に伴う密度変化、②→③については加振に伴う過剰間隙水圧の発生とその消散によって生じるものである。表-3.1 によれば、改良体の膨張反応により、加振前の時点で周辺地盤の密度増大効果を確認できるとともに、加振に伴う密度変化を抑制する効果を確認できる。

図-3.5(a)、(b)に無対策地盤、改良地盤で得られた P1～P3 における過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_{v0}$ の時刻歴応答を示す。無対策地盤モデルではいずれも水圧比が著しく上昇しており、P1 では最大 0.7 程度、P2 では 0.9 程度となる上、P3 では加振初期に完全に液状化に至っている。一方、改良地盤モデルでは P1 では水圧比の上昇がほとんど見られず、また、P2 では、水圧比は上昇するものの、無対策の場合より小さな 0.3 程度に抑えられている。P3 では加振中に 1.0 程度に達するが、水圧比の上昇速度が無対策と比較して遅くなっており、膨張性固化材による締固め地盤の液状化抑制効果が確認された。

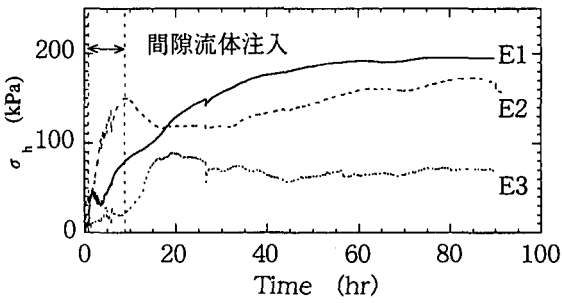


図-3.2 膨張過程における水平土圧の経時変化

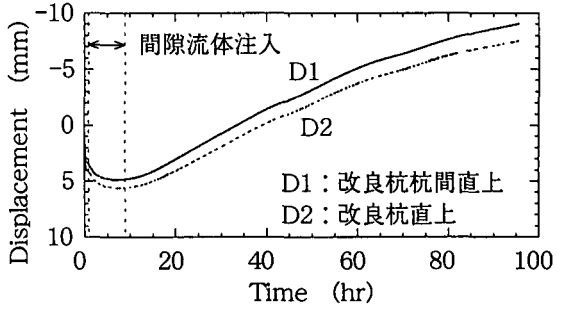


図-3.3 膨張過程における地表面隆起性状

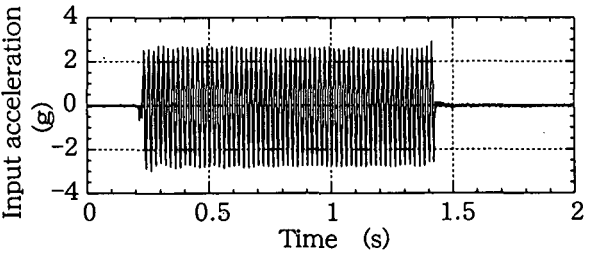


図-3.4 入力加速度時刻歴

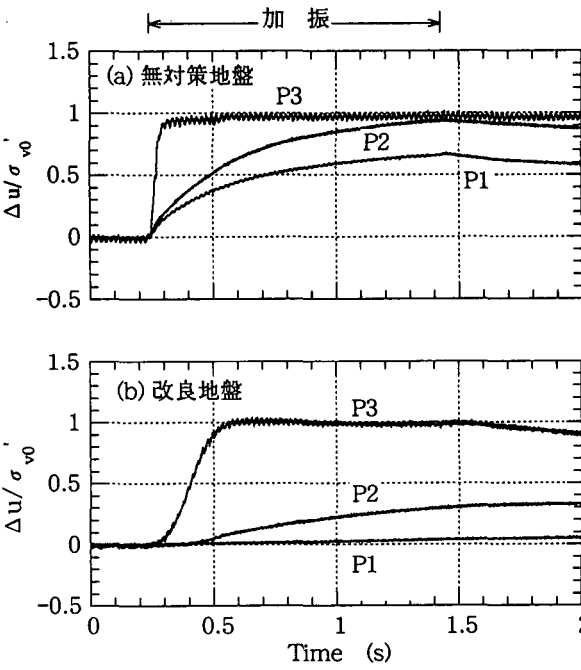


図-3.5 過剰間隙水圧応答の比較

4. 施工試験

4.1 試験概要ならびに地盤条件

上記材料を締固め砂杭工法に適用した施工試験を千葉県市川市における湾岸地域で実施した⁶⁾。施工位置の地盤は、砂質シルトならびに細砂からなっており、細粒分含有率は、深さ方向にばらついている(図-4.1 参照)。試験施工では、深度 4~8 m に存在する細砂を地盤改良対象とすることとした。

地盤改良体は、膨張性固化材ならびに、その比較対象である砂杭のそれぞれに対して、正方形配置で 16 本を打設することとし(図-4.2：施工工程の関係で、膨張性固化材については、隅角部 1 本を除く 15 本のみの打設)、改良後の地盤強度の増加傾向を比較した。従来工法を念頭においた砂杭の場合、改良率を $a_s=11.9\%$ として 1.8m 間隔で打設した。膨張性固化材については、50 % の体積膨張を考慮して 2.2m 間隔で打設している。膨張性固化材打設時点での改良率は、約 8.0% であるが、材料の膨張により改良体径が 700mm から約 860mm に増加し、最終的な改良率は、砂杭の場合と同じ $a_s=11.9\%$ となることを想定している。改良効果の判定に際しては、標準貫入試験、セルフボーリング孔内水平載荷(SBP)試験、3 成分コーン貫入試験を地盤改良前後に実施した。実務上は、杭間 N 値のみで効果を判定すればよいが、改良体間の地盤強度の分布を把握する目的で、図-4.2 に示した SPT-A2 箇所など、杭間中心と杭体との間などについても地盤調査を実施した。これらの調査は、基本的には、砂杭に対しても同様に実施した。(SBP は砂杭では実施していない。)

4.2 膨張性固化材の膨張特性

本施工試験で適用した配合は、重量比率で硬焼石灰 34%、転炉スラグ 65%、硫酸アルミニウム 1% である。施工に際しては、それぞれの材料を生コン用のミキサーで事前に混合し、これを現地へ運搬し打設した。事前混合時に測定した転炉スラグの含水比は、約 3% であり、混合後、打設するまでに、一晚経過している。図-4.3 は、打設する直前の材料の膨張特性を室内で計測した結果であるが、水浸後約 1 日で 50% の膨張に達している。水浸後 4 日の時点で膨張量に約 20% のばらつきが見られるが、この差は、混合時の密度に起因することがわかっている。同図に示した混合材料の密度は、 $1.67\text{g/cm}^3 \sim 1.89\text{g/cm}^3$ の範囲にある。

4.3 地盤改良効果の検証

図-4.4 は、膨張性固化材を打設した地盤に対して、改良前後の N 値ならびに細粒分含有率の分布を示したものである。(変化を詳細にとらえる目的で標準貫入試験を 50 cm 間隔で実施している。) 標準貫入試験結果の中で、△印で示された目標 N 値は、参考文献 1) に基づき、50% の体積膨張量を想定して、12% の改良率で改良した場合の目標 N 値を示している。また、図中の“A1”，“A2”は、図-4.2 に示された SPT-A1，SPT-A2 地

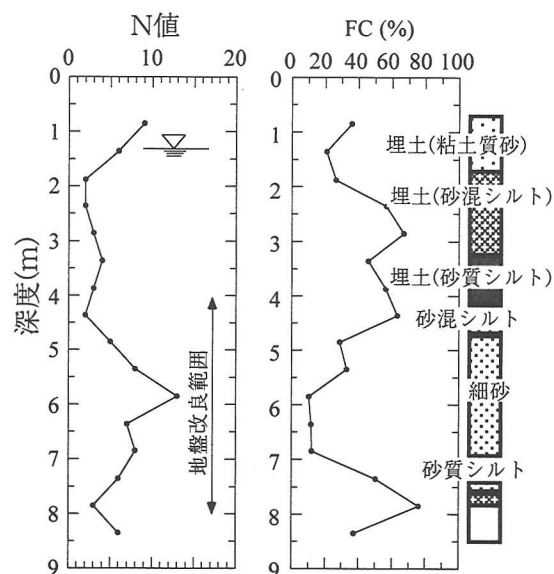


図-4.1 試験施工位置の地盤概要

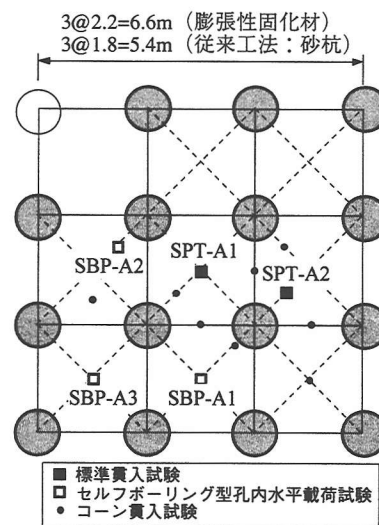


図-4.2 地盤改良体の打設配置

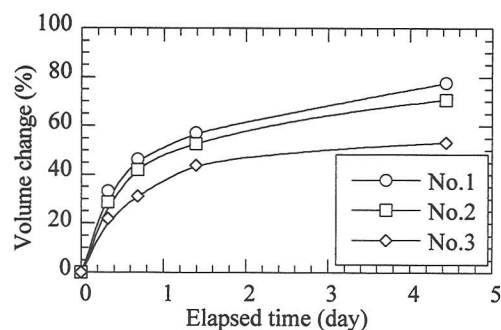


図-4.3 打設した材料の膨張特性

点に対応している。細粒分含有率の分布によれば、深度 5m 以浅の砂質シルト地盤において、ばらつきが大きく、当該地盤の不均一さを物語っている。改良後の N 値は、目標値とほぼ同程度であり、“物理的締固め”と“化学的締固め”によって地盤強度が増大していることが推察される。杭間地盤 A1, A2 における N 値の差については、砂杭ではわずかな差が見られたものの、膨張性固化材においては、明確な差を得ることができなかった。なお、深度 4~5m 付近で改良後 N 値が目標を大きく上回っているが、これは、事後調査位置の地盤の細粒分含有率が事前調査位置のよれよりも低かったことに起因している。

図-4.5 は、1.8m間隔で打設した砂杭と改良効果を比較したものである。この図によれば、改良後の N 値に関して、従来の砂杭とほぼ同等な効果が得られていることがわかる。さらに、図-4.6 は、本試験施工結果に関して、目標 N 値と実測 N 値との関係を示したものである。同図からも、本工法による地盤改良が従来工法と比較して同等な改良効果を期待できるものと判断された。

また、セルフボーリングプレッシャーメーター(SBP)試験を、膨張性固化材打設約 1 カ月後に実施し、改良前後の地盤特性の変化を把握した。表-4.1 は得られた変形係数(E_p)と土圧係数(K)をまとめたものである。この表によれば、改良体杭間地盤の変形係数、土圧係数は、ともに増加の傾向があることがわかる。

表-4.1 SBP 試験結果 (膨張性固化材)

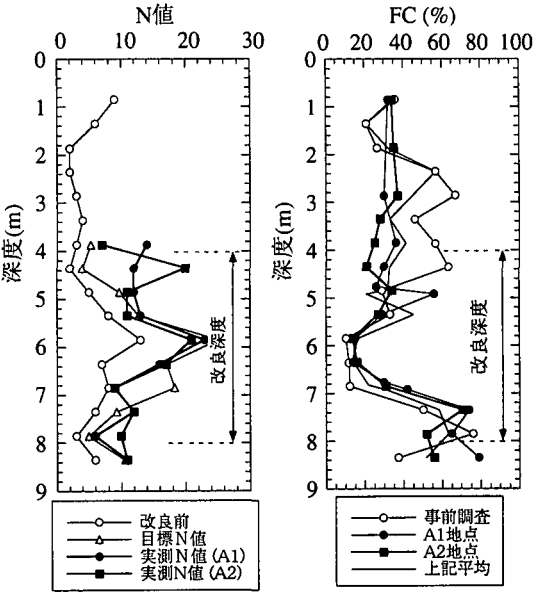
測定時期	杭間位置*	深度 GL (m)	E_p (MN/m ²)	K
地盤改良前		-5.25	4.38	0.42
地盤改良後	SBP-A1	-5.25	12.1	0.89
	SBP-A2	-5.25	14.0	0.78
		-6.50	6.0	0.78
	SBP-A3	-6.50	21.8	0.80

*詳細な位置は、図-4.2 を参照

4.4 地盤改良体の試掘結果

上記、改良体の試掘調査を打設後 21 カ月経過時点で実施した⁷⁾。これは、同試験施工敷地内で掘削工事が実施され、改良体を試掘する機会を得たためである。試掘調査は、掘削工事工程との兼ね合いで深度 5.5m, 7.5m で実施された。すべての改良体の直径を計測し、初期直径 (700mm) からの膨張量を推定した後、密度や強度、変形特性を把握するための試料採取を行った。

図-4.7 は、試掘時の状況を示したものであり、図-4.8 は、直径計測結果をまとめたものである。同図によれば、改良体



(a)標準貫入試験結果 (b)細粒分含有率

図-4.4 杭間地盤の N 値 (膨張性固化材)

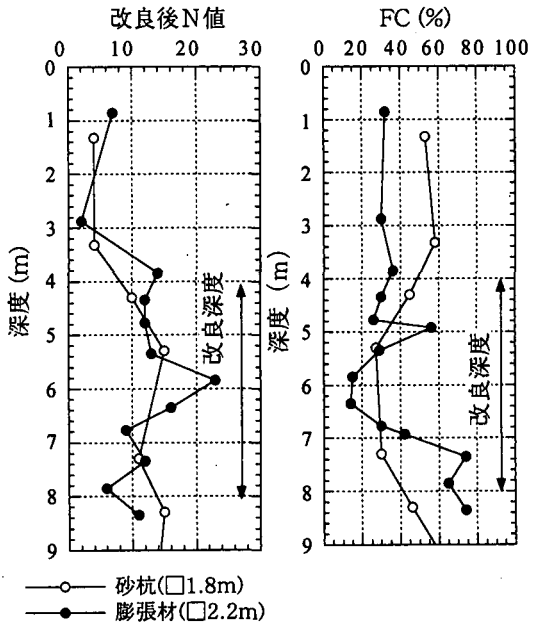


図-4.5 砂杭との地盤改良効果の比較

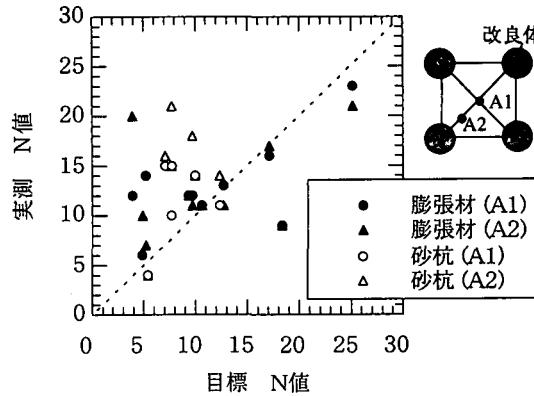


図-4.6 目標 N 値と実測 N 値との関係

直径は深度 5.5m で平均 900mm, 深度 7.5m では 830mm に達していたことが判明した。それぞれの深度における平均体積膨張率は, 65%ならびに 41%となる。無拘束圧時の体積膨張率は 70 % であるので, 各深度の膨張量は無拘束圧時の 93%, 58%に低減されたことになる。特に前者の割合が土槽実験結果と比較して高いが, 細粒分の多い地盤が不均一に存在したことがその原因のひとつとして考えられる。

図-4.9 は, 採取された改良体の乾燥密度と改良体直径との関係を示したものである。データのばらつきは大きいものの, 直径の大きいものほど(すなわち, 膨張率の高いものほど)乾燥密度が小さくなる傾向が見られる。

5. まとめ

膨張性固化材を用いた液状化対策工法に関して, 膨張量を推定するための室内試験, 効果の検証のための遠心載荷振動実験ならびに, 実機を用いての試験施工結果を報告した。得られた主な知見を以下にまとめる。

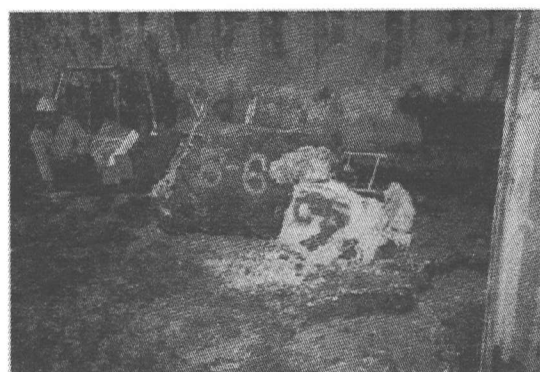
- 1) 材料の膨張量は周辺地盤から受ける拘束圧に依存する。
- 2) 本研究で実施した範囲では, 周辺砂地盤の相対密度, ひいては地盤剛性が膨張量に及ぼす影響は小さい。
- 3) 材料の化学的膨張反応による締固めによっても液状化抑制効果があることが遠心載荷振動実験によって確認した。
- 4) 実機を用いた試験施工を通して, 従来の締固め砂杭工法と同等の改良効果があることが確認した。また, 試験施工後の試験掘調査を通して, 実地盤中の膨張性状を確認した。

参考文献

- 1) (財)国土開発技術センター：SAVE コンポーザーによる静的締固め砂杭工法, 1997。
- 2) 堀越研一, 立石章, 檜垣貫司, 末岡徹, 後藤聡：膨張性固化材ならびに掘削発生土を用いた液状化対策(研究概要), 第 35 回地盤工学研究発表会, pp. 1421-1422, 2000。
- 3) 石井裕泰, 宇野浩樹, 藤原齊郁, 堀越研一, 立石章, 檜垣貫司, 志波由紀夫：膨張性固化材料を用いた液状化対策工法に関する実験的検討, 大成建設技術センター報, 第 34 号, 2001。
- 4) 石井裕泰, 藤原靖, 末岡徹, 立石章, 門田誠：地盤材料(静的締固め工法)への適用に向けた膨張性硬化性状を有するリサイクル材に関する検討, 土と基礎, 11 月号, pp. 13-16, 2000。
- 5) 宇野浩樹, 藤原齊郁, 堀越研一, 立石章, 石井裕泰, 志波由紀夫, 原田健二：膨張性固化材の液状化抑制効果に関する遠心載荷模型実験, 土木学会第 56 回年次学術講演会, 2001。
- 6) 堀越研一, 藤原齊郁, 石井裕泰, 檜垣貫司, 原田健二：液状化対策として膨張性固化材を打設した場合の砂地盤の密度増大効果について, 第 36 回地盤工学研究発表会, pp. 1139-1140, 2001。
- 7) 堀越研一, 藤原齊郁, 石井裕泰, 檜垣貫司, 志波由紀夫, 原田健二：液状化対策として打設された膨張性固化材の地中での膨張性状について, 第 37 回地盤工学研究発表会(投稿中), 2002。



(a) 掘削表面に現れた改良体断面



(b) 地中から取り出された改良体の塊

図-4.7 改良体の試験掘状況

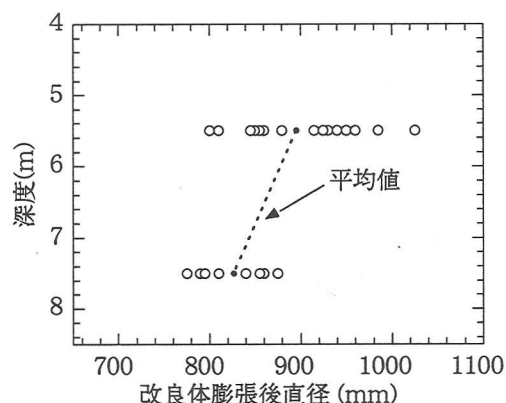


図-4.8 試験施工地点で得られた膨張性状

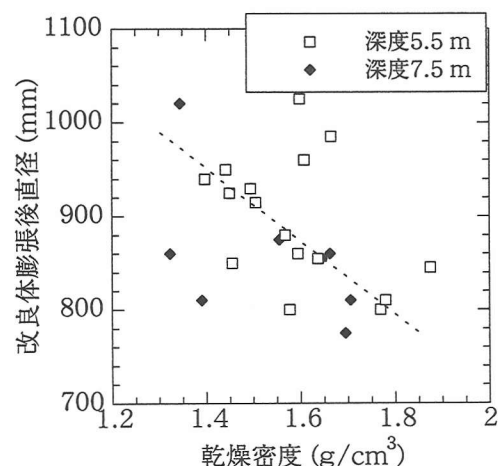


図-4.9 乾燥密度と膨張量との関係