

(別紙 2)

建設技術研究開発費補助金総合研究報告書

1. 課題番号 1
2. 研究課題名 ライフライン地中埋設管の経済的・効果的な液状化対策技術の開発
3. 研究期間 (平成24年度～平成24年度)
4. 代表者及び研究代表者、共同研究者

代表者	東畑郁生	東京大学大学院工学系研究科・教授
研究代表者	東畑郁生	東京大学大学院工学系研究科・教授
共同研究者	内村太郎	東京大学大学院工学系研究科・准教授
	古関潤一	東京大学生産技術研究所・教授
	桑野玲子	東京大学生産技術研究所・准教授

5. 補助金交付総額 18,980,000 円

6. 研究・技術開発の目的

2011 年東北地方太平洋沖地震において液状化が発生した東京湾岸地域などでは、上下水道管などのライフライン地中埋設管も広域的に甚大な被害を受けた。その復旧にあたっては、単なる原形復旧ではなく、液状化対策も同時に実施できるような技術の適用が望まれているが、砕石や固化改良土を用いる従来の技術は、それぞれ環境面と維持管理と再掘削性の観点での問題を有している。また、これまでに整備してきた膨大な規模のライフライン地中埋設管路網は老朽化が進行し、交通荷重等を受けることにより管の破損や埋戻し地盤の陥没などの障害が生じる事例も急増している。そのため、既設の地中埋設管の液状化対策を実施する際には、その老朽化対策も同時に行えるような技術の開発が望まれている。

以上の背景のもとで、本研究においては、既設の地中埋設管の液状化対策と老朽化対策を兼ねた非開削での対策と、今回の地震で液状化被害を受けたライフライン地中埋設管の将来の液状化対策を兼ねた復旧を、それぞれ経済的・効果的に実施できる技術を開発する。

7. 研究・技術開発の内容と成果

(1) 研究の概要と実施体制

2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震に起因する大都市のライフライン施設の被害は深刻であり、特に東京湾岸では震災後の復興に際して困難に直面する結果となった。埋設管路における液状化現象がもたらす典型的な被害形態を図 1-1 に示す。マンホールや管路の大きな浮き上がりが広域で確認され、管路の流下勾配が変化し問題となった。さらに、液状化した土砂が管破損部から流れ込み管内を閉塞した。管内の土砂の清掃には時間と費用がかかり、迅速な復興を困難なものにした。

東北地方太平洋沖地震で発生したライフライン埋設管の被害箇所の本格的な復旧工事に加えて、今後予想される地震に対応して、新設、既設の埋設管の耐震性強化のニーズが高まっており、有効かつ低コストな工法が開発が求められる。



図 1－1 下水管路の閉塞と浮き上がり被害例（左：浦安市 右：潮来市）

本研究では、上下水道などの埋設ライフラインの液状化対策を、既設の場合と、新設（あるいは地震被害の後の再設置）の場合に分けて、研究開発した。

- 1) ライフライン地中埋設管の新設、あるいは、液状化被害を受けた管を復旧する際に、リサイクル埋め戻し材料や管材と管形状を工夫して合理的な液状化対策も同時に実施できる技術を開発し、その効果を検証する。具体的な技術としては、環境に配慮したリサイクル埋め戻し材料の利用や、設計の観点から管の変位防止治具の設置を計画している。（本報告書 第2節参照。研究主担当：東畑）
- 2) 既設のライフライン地中埋設管に対して、非開削で埋め戻し地盤の液状化対策を行いながら、管の老朽化対策や交通荷重等に対する埋戻し土の強化も同時に実施できる技術を開発し、その効果を検証した。具体的な技術としては、管周辺への排水管の設置、管周辺埋め戻し土への薬液注入、老朽化防止シースの管への挿入を提案し、検証した。（本報告書 第2節参照。研究主担当：東畑、内村）
- 3) ライフライン地中埋設管の新設、あるいは復旧のために、液状化しにくい材料で埋め戻す場合、その材料の地盤材料としての特性を把握しておく必要がある。
特に、多くの埋設管が道路直下に設置されることが多いので、埋め戻し部分が多数回の繰り返し荷重を受けたときの、埋設管への応力負担を、模型実験で確かめた。（本報告書 第3節参照。研究主担当：桑野）
また、各種材料（特にリサイクル材）の締固め、圧縮性、強度などの基本特性を、要素試験により把握した。（本報告書 第4節参照。研究主担当：古関）

（2）埋設管の液状化被害を防止する対策技術の模型実験

（2－1）はじめに

2011年に起きた巨大な地震は東京大都市圏内のライフラインに甚大な被害をもたらした。特に近年埋め立てられた地盤における下水管施設の液状化被害は莫大なものであった。このような被害は、ゆる詰め埋め戻し部の液状化に加え、原地盤全体も液状化する場合も確認された。液状化中に破損した枝管から土砂が下水管路内に流れ込み、管路の閉塞という深刻な問題に繋がった。また、近い将来に強地震が予測されており、今回同様の問題が起こりうる事が予測される。そこで本報では下水管路を対象とした種々の液状化被害軽減工法を検討した結果を整理した。実際に被害を受けた場合、或いは管路を新設・更新

する場合には、様々なリサイクル材料を用いて埋め戻すことが可能である。実験結果では、リサイクル材料を用いた場合の液状化被害対策効果が明確であった。一方、将来地震が予測されている地域に関しては、予算の制約があり、埋め戻し部を全面的に開削し対策することは不可能である。この問題に対処するために、全面的な開削を伴わない経済的な工法（浮上防止治具、薬液浸透固化、部分的な排水管の設置、シース管の挿入）の適用を試みた。

（２－２）リサイクル埋め戻し材料による新設・復旧埋設管の耐震強化

（２－２－１）工法の概要

液状化地盤中のライフラインの浮き上がりのメカニズムやその対策工法にしては、これまで数多くの研究が行われてきた（Kitaura et al., 1988; Koseki et al., 1998）。結果として、例えば埋め戻し部のセメント固化改良の技術が開発され（Miyake et al., 1998; Technical Committee on Earthquake Resistant Design of Sewage Lifelines, 2008）、対策を施した後に発生した地震の際にその効果が実証された（図２－１）。



図２－１ 埋め戻し部のセメント固化改良による液状化の発生防止
（2007年新潟中越沖地震）

セメント固化改良方法においては、液状化の発生は抑制できるが、セメント量のむらなどにより、セメント改良部の再掘削が困難であったり、固化強度が不足したりしうことに配慮が必要である。液状化の抑制のみならず、施工全体を見据えた対策が必要となる。また、地震の被害が広域に広がった場合、セメント固化土の材料として、他所から十分な量の適切な土砂を確保することが困難になり得る一方で、現地では災害廃棄物など不要な材料が発生することが予想される。

上記のことを踏まえ、以下の４種類のリサイクル材を埋め戻しに用いた場合の、埋設管の耐液状化性について、模型実験で検討した（図２－２）。これらの材料は再利用・再資源化されたもので、経済的な対策が実現可能となる。

1. 廃ガラス粗粒材
2. コンクリート再生骨材
3. 廃タイヤチップと砂の混合
4. 液状化噴砂のセメント固化改良

また本研究では図２－３に示すように、周辺原地盤が液状化する場合としない場合のどちらに対しても検討した。従来の研究では主に後者の場合を想定していたが、2011年の地震では、埋め立て地での被害事例などから、前者の重要性が認識された。



図 2－2 実験に用たリサイクル埋め戻し材料

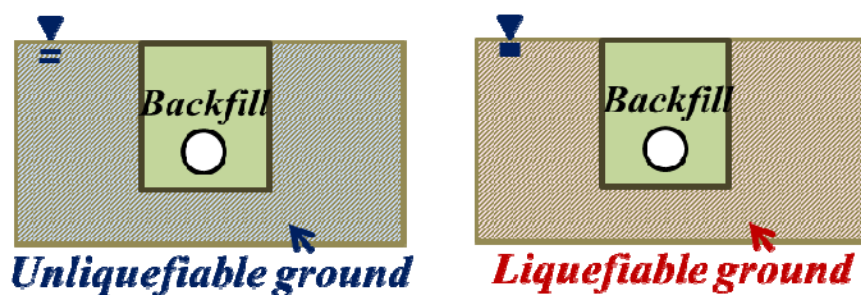


図 2－3 周辺原地盤の液状化しない場合とする場合

(2－2－2) リサイクル埋め戻し材料

4 種類のリサイクル材料（廃ガラス粗粒材、コンクリート再生骨材、廃タイヤチップと砂の混合、液状化噴砂のセメント固化）を使用して埋め戻し部の模型地盤を作成した。これらの材料特性値を表 2－1 と図 2－4 に記す。これらのうち、Silica Sand（硅砂 7 号）は、周辺原地盤の模型に用いた材料である。

表 2－1 リサイクル材料の特性値

	Silica sand	Crushed glass	Crushed concrete	Tire-chips
G_s	2.640	2.499	2.551	1.100
ρ_{dmax} (g/cm ³)	-	1.532	1.622	-
e_{max}	1.243	0.956	-	-
e_{min}	0.743	0.703	-	-
D_{50} (mm)	0.206	2.916	4.188	10.640
D_{10} (mm)	0.115	1.592	0.459	5.765
U_c	2.00	2.06	11.54	2.14
U'_c	0.98	0.90	1.48	0.90

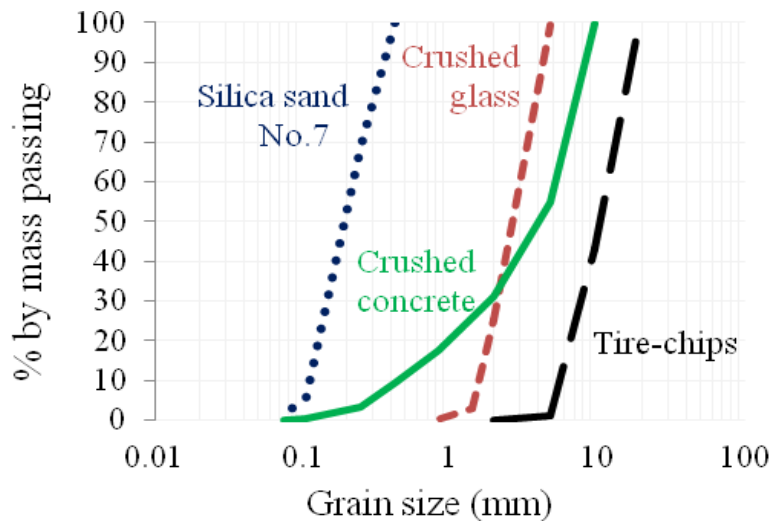


図 2-4 リサイクル材料の粒径加積曲線

(2-2-2-1) 廃ガラス粗粒材

廃ガラスの再利用の需要は近年高まっており、例えば 2011 年のガラス瓶の廃棄量は日本国内で 416,000 トンであった。廃ガラス粗粒材が埋め戻し材料として用いられる際の化学的安定性も報告されている。この材料は透水性が高いので地震時に蓄積する過剰間隙水圧を素早く消散させ、液状化現象発生を抑制することが期待される。また粒径が一様で球形に近いので、締め固めも容易である。

(2-2-2-2) コンクリート再生骨材

2011 年の地震で被災したコンクリート構造物の解体・撤去作業の際に膨大な量の瓦礫が生じた。本工法ではこの瓦礫を埋め戻し材として再利用することを試みた。

(2-2-2-3) 廃タイヤチップと砂の混合

廃タイヤのリサイクル需要の増加に伴い、タイヤチップの材料・力学特性に関してこれまで多くの研究が行われてきた。(Edil and Bosscher, 1994; Yajima et al., 2006; Kawata et al., 2008)、一方で液状化の問題に着目した研究も行われてきた。(Kushida et al., 2006; Uchimura et al., 2008)。本研究では重力場での振動台実験を行い、廃タイヤチップを埋め戻し材料として活用した際の液状化被害軽減効果を検証した。

(2-2-2-4) 液状化噴砂のセメント固化改良

砂のセメント固化は埋め戻し部の改良を目的にこれまで実用されてきた。特に 2003 年の十勝沖地震や 2004 年の新潟県中越地震の後で多く用いられ、現在でも広く使用されている。2011 年の地震で液状化被害を受けた地域では、莫大な量の液状化噴砂処理の困難に直面した。上記のように、セメント固化工法には維持管理上の問題があるが、液状化噴砂を固化し埋め戻し材料として有効活用することが、一つの解決策となる。液状化噴砂の特徴として、非塑性細粒分を多く含むことが挙げられる。実際に東京湾で採取された噴砂の中には 40% の非塑性細粒分を有するものも存在したので、本実験では重量比 40% の非塑性細粒分を珓砂 7 号と混合して液状化噴砂を再現し、模型実験に用いた。

(2-2-3) 振動台模型実験の方法

埋め戻し材料、密度、間隙流体の種類、周辺原地盤の液状化の有無の条件を変えて、表2-2に示すように18ケースの実験を行った。埋め戻し材料（相対密度10%）に加え、原地盤の材料として7号珪砂を使用した。実験では1/5スケールの模型を用いており、模型地盤中の有効応力は実地盤よりも小さいために負のダイレタンシーの発生も小さくなることが知られている。そこで模型地盤を実地盤より緩く作成することで、模型地盤で発生する負のダイレタンシーは実地盤と同等になり、液状化現象の評価が可能となる。また時間のスケールを調整する必要があるため、加振する周波数を増大させた。さらに廃ガラス粗粒材、再生骨材のように透水係数が重要なパラメータとなる実験では、粘性流体を間隙流体として用いること相似側を考慮している。実験で用いた粘性流体は水に比べ5倍の粘性を持つものを使用した。

また、実験に使用する振動台と剛体土槽、計測機器の配置を、図2-5、2-6に示す。剛体土槽の壁面による影響を軽減するために衝撃緩衝剤を設置した。

過剰間隙水圧計、地盤の応答加速度、埋設管の鉛直変位を計測するために図2-6に示す所定の位置に計測機器を取り付けた。また埋設管の鉛直変位計測には巻き取り式の変位計を2つ使用した。

表2-2 リサイクル材料を用いる実験ケース

Case	Backfill		γ_{dry} (g/cm ³)	Pore fluid	Natural ground
	Material	Variable			
1	Silica sand	Dr=10%	1.20	Water	Unliq.
2		Dr=10%	1.20	Water	Liq.
3		Dr=10%	1.20	Viscous	Unliq.
4	Crushed glass	Dc=84%	1.28	Water	Unliq.
5		Dc=96%	1.47	Water	Unliq.
6		Dc=94%	1.45	Viscous	Unliq.
7	Crushed concrete	Dc=86%	1.32	Water	Liq.
8		Dc=85%	1.38	Water	Unliq.
9		Dc=93%	1.51	Water	Unliq.
10	Tire-chips mixture	Dc=87%	1.42	Viscous	Unliq.
11		Dc=81%	1.31	Water	Liq.
12		H=35cm	1.13	Water	Unliq.
13	Cement treated soil	H=20cm	1.08	Water	Unliq.
14		H=10cm	1.16	Water	Unliq.
15		H=10cm	1.17	Water	Liq.
16		-	1.60	Water	Unliq.
17		-	1.60	Water	Liq.

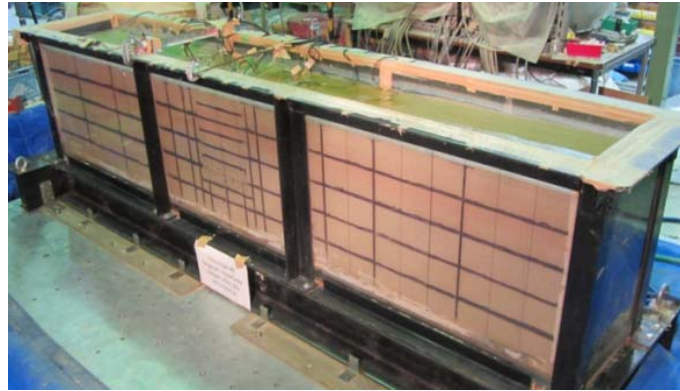


図 2-5 振動台実験に用いた土槽

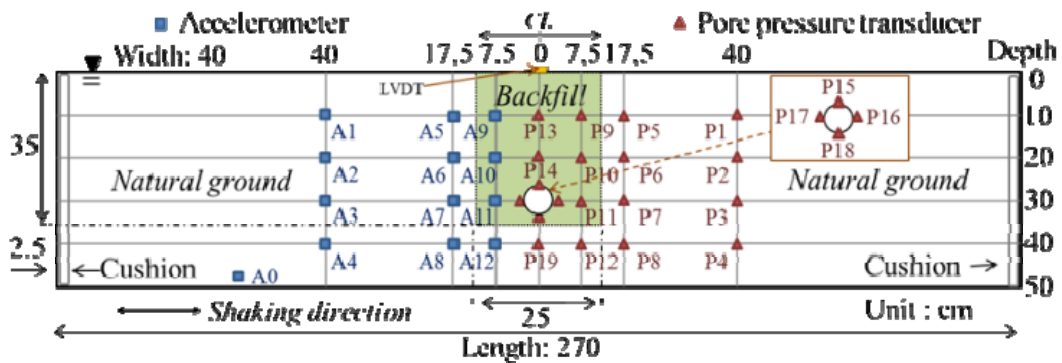


図 2-6 計測機器の設置位置

埋設管の模型には、直径 6cm、長さ 35cm、見かけの密度 0.5 g/cm^3 の塩ビ管を使用し、土槽の中央、深度 30cm の位置に設置した。塩ビ管の両端は塩ビシートで覆われており、地下水が管内に流入することはない。巻き取り式変位計で埋設管の鉛直変位を計測するために、管の両端にひもを取り付け、それを変位計に取り付けた。

すべての実験で、図 2-7 の加振加速度で加振した。最大加速度は約 350gal で加振時間は約 25 秒、周波数は 10Hz である。この周波数は実際の地震より大きい、これは上記したように相似側を勘案しているからである。

この加振加速度は液状化後の埋設管や周辺原地盤の挙動を議論するために作成され、ピーク後に緩やかに減衰する。加振加速度は実験ケース毎の地盤の重量によって多少変化するが、最大加速度は約 350Gal である。またこの加振波形は 500 年程度に 1 度発生するレベル 2 地震を想定している。

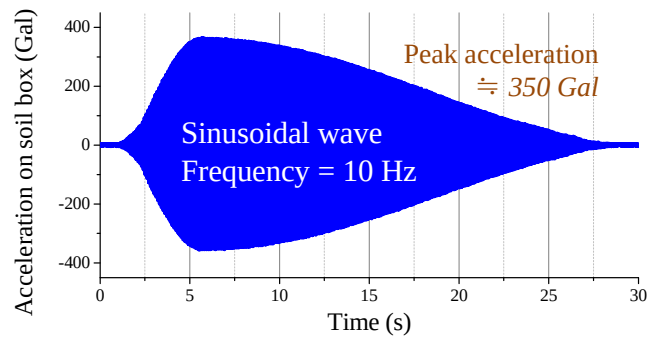


図 2-7 入力加振加速度の時刻歴

(2-2-4) リサイクル埋め戻し材を用いた実験結果（周辺原地盤が液状化しない場合）

本節では埋め戻し部のみが液状化の可能性がある、周辺原地盤は液状化しない場合における結果を述べる。図 2-8 は廃ガラス粗粒材を埋め戻し材として用いた場合の埋設管の浮き上がり時刻歴を示す。比較対象のゆる詰め珪砂（相対密度 10%）で埋め戻したケースは粘性流体を用いており、過剰間隙水圧の消散を遅くしている。廃ガラス粗粒材で埋め戻した場合では、その締固め度（Dc）や間隙流体の種類によらず埋設管の浮上は抑制された。

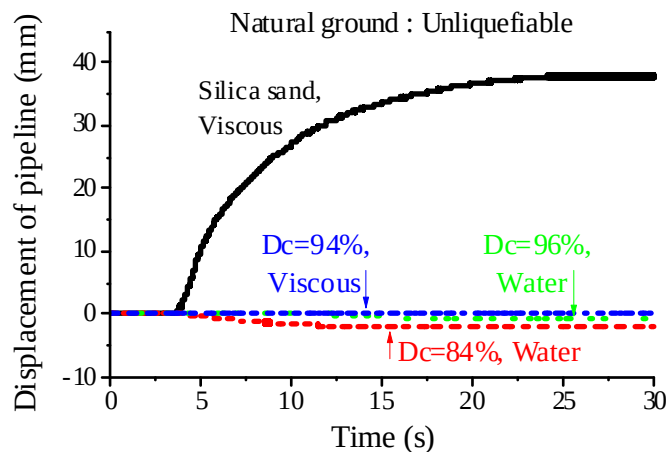


図 2-8 廃ガラス粗粒材で埋め戻した地盤中に設置された埋設管の浮き上がり時刻歴（周辺原地盤は液状化しない場合）

廃ガラス粗粒材の埋め戻し地盤は、主に次の理由により埋設管の浮上を軽減したと考えられる。1) 地盤中の透水が非常に良いこと、2) 均等係数が大きく、最大・最少間隙比の幅が小さいため、負のダイレタンスが生じず液状化の危険度が低減されることである。実際に、廃ガラス粗粒材の地盤内では加振中の過剰間隙水圧比の上昇が大幅に軽減されたことを図 2-9 に示す。同様に再生骨材を用いた場合の有効性も確認された。（図 2-10, 2-11）

廃ガラス粗粒材を用いた場合と異なる点として、図 2-11 に示すように再生骨材で埋め戻した地盤中の過剰間隙水圧比は 0.5 程度まで上昇したことが挙げられる。この理由として、再生骨材は粒度が良く細かい粒子を含むために透水係数が小さいことが考えられる。

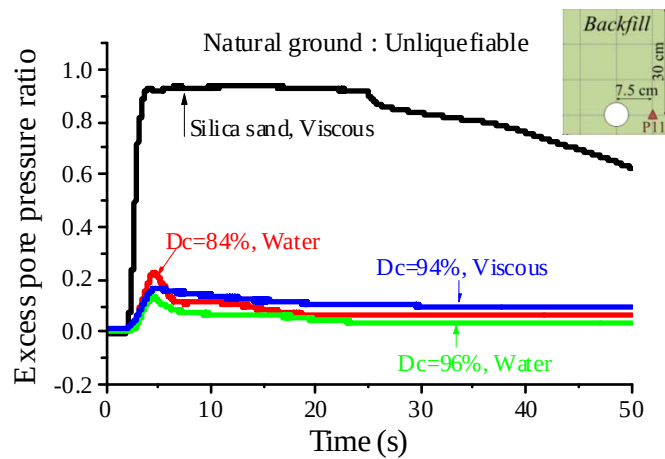


図 2－9 廃ガラス粗粒材で埋め戻した地盤中の過剰間隙水圧の変化
(周辺原地盤は液状化しない場合)

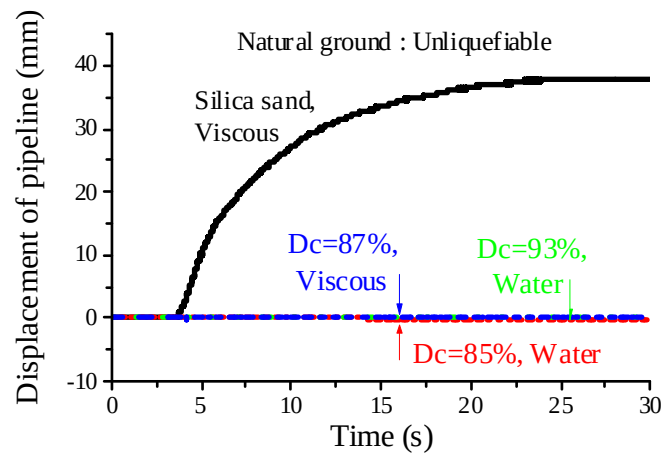


図 2－10 再生骨材で埋め戻した地盤中に設置された埋設管の浮き上がり時刻歴
(周辺原地盤は液状化しない場合)

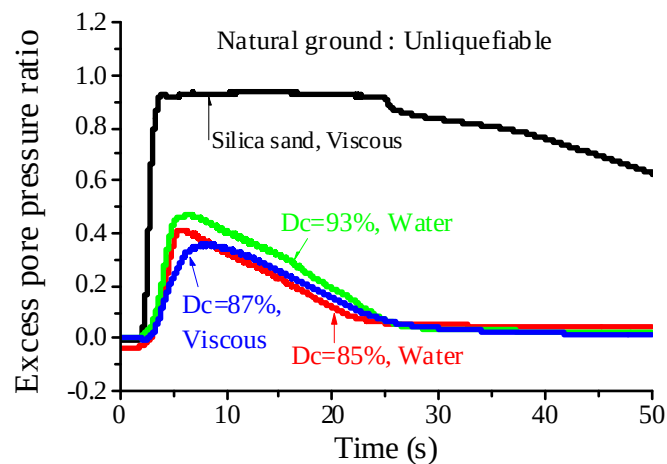


図 2－11 再生骨材で埋め戻した地盤中の過剰間隙水圧の変化
(周辺原地盤は液状化しない場合)

次に廃タイヤと珪砂の混合地盤を埋め戻し材に用いた実験の結果を述べる。廃タイヤチップと珪砂で埋め戻した地盤は剛性が十分でなく、交通荷重または振動により沈下する危険性があるため、埋め戻し部の下部のみに利用することを考える。実験では、35 cm の埋め戻し部の深さのうち、改良地盤の範囲を下端から H cm と示す。埋め戻し部の上部は締固めた珪砂で埋め戻すことで、地上の交通荷重に対しアーチ効果が期待される。図 2-12 は埋設管の浮上の低減効果を示す。廃タイヤチップの層厚が増加すると、浮上低減効果が小さくなることが確認され、上部の締固めた珪砂地盤が厚い程、浮上低減効果が得た。また興味深いことに、廃タイヤチップ混合地盤内の過剰間隙水圧は著しく増加したが、埋設管の浮き上がりは低減できた（図 2-13）。

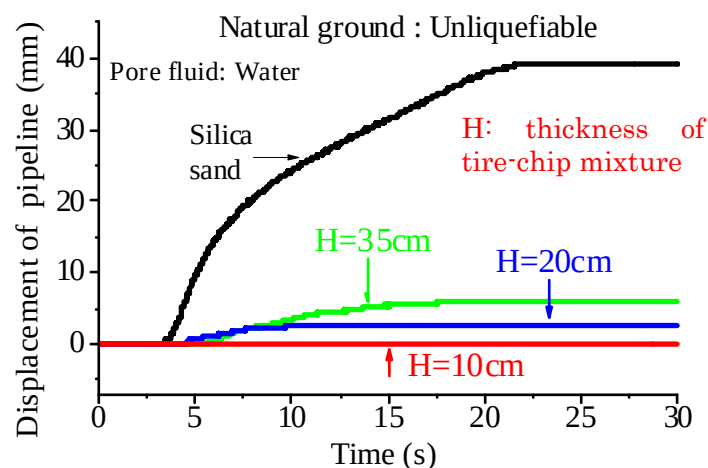


図 2-12 廃タイヤチップと珪砂で埋め戻した地盤中に設置された埋設管の浮き上がり時刻歴（周辺原地盤は液状化しない場合）

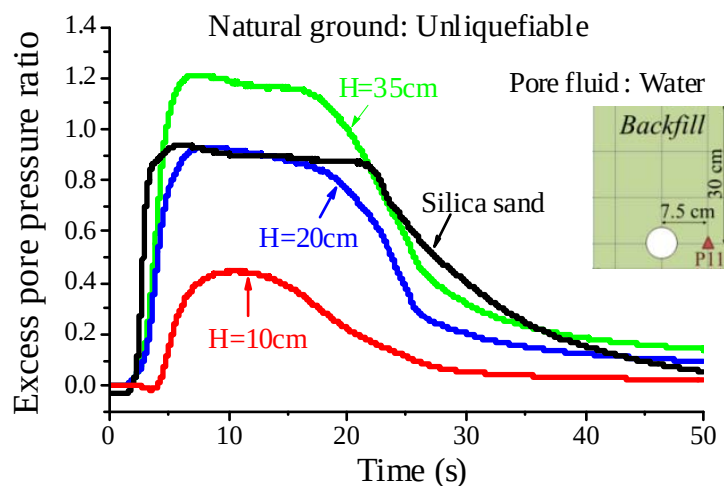


図 2-13 廃タイヤチップと珪砂で埋め戻した地盤中の過剰間隙水圧の変化（周辺原地盤は液状化しない場合）

最後に液状化噴砂のセメント固化改良土を用いた実験の結果について述べる。図 2-14 に示すように、予測していたように埋設管の浮き上がりを抑制することが出来た。ただし、セメント固化した液状化噴砂の重量が大きいため、埋め戻し部全体の沈下が確認された。

図 2-15 にリサイクル材料を用いた実験の結果を整理し比較した。今回検討を行った 4 種類すべての材料で埋設管浮上の低減効果が確認された。また改良した地盤の密度が周辺原地盤に対して大幅に大きい場合には、わずかながら沈下をもたらす結果となった。

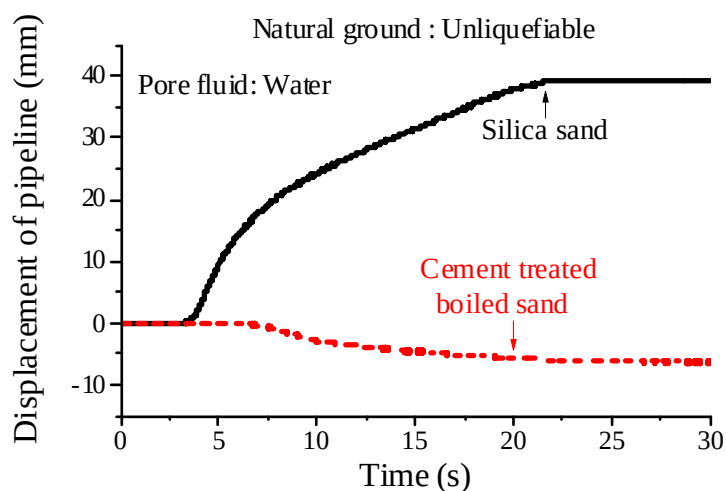


図 2-14 液状化噴砂のセメント固化改良土で埋め戻した地盤中に設置された埋設管の浮き上がり時刻歴（周辺原地盤は液状化しない場合）

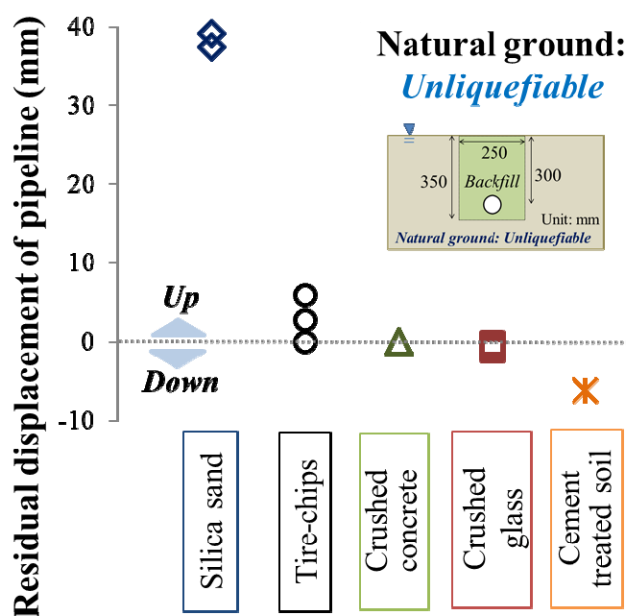


図 2-15 リサイクル材料を用いて埋め戻した場合の効果の比較（周辺原地盤は液状化しない場合）

(2-2-5) リサイクル埋め戻し材を用いた実験結果 (周辺原地盤が液状化する場合)

本節では埋め戻し部のみでなく、周辺原地盤も液状化する場合を考察する。これは東京湾の人口埋立地における地盤を想定しており、実際に 2011 年の地震では甚大な埋設ライフラインの被害を受けている。

図 2-16 に異なるリサイクル材料を用いた埋め戻し地盤中の埋設管浮上の時刻歴を整理し比較した。廃ガラス粗粒材、再生骨材、廃タイヤチップ混合地盤中の埋設管浮上は低減された。液状化噴砂のメント固化改良地盤は、その密度が周辺の液状化地盤よりも大きいために沈下が生じたが、埋め戻し部中の液状化は防ぐことが出来た。上記したように、廃タイヤチップを用いた実験では埋め戻し部の間隙水圧は比較的大きく上昇したが、埋設管浮上は低減できた (図 2-17)。

図 2-18 に異なる埋め戻し材料を使用した場合の実験結果を整理・比較する。周辺原地盤が液状化しない場合と同様に、周辺原地盤が液状化する場合でも廃タイヤチップ混合地盤中の埋設管の浮き上がりは生じなかった。図 2-19 に示すように、液状化して軟化した周辺原地盤中では、密度の大きい埋め戻し部の沈下が生じやすく、前章に述べた周辺原地盤が液状化しない場合との差が明確である。

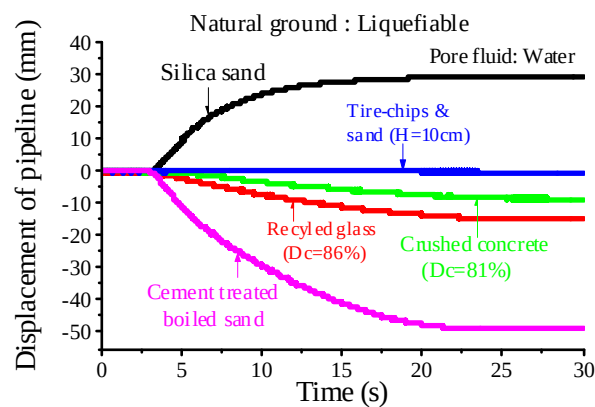


図 2-16 リサイクル材料で埋め戻した地盤中に設置された埋設管の浮き上がり時刻歴 (周辺原地盤が液状化する場合)

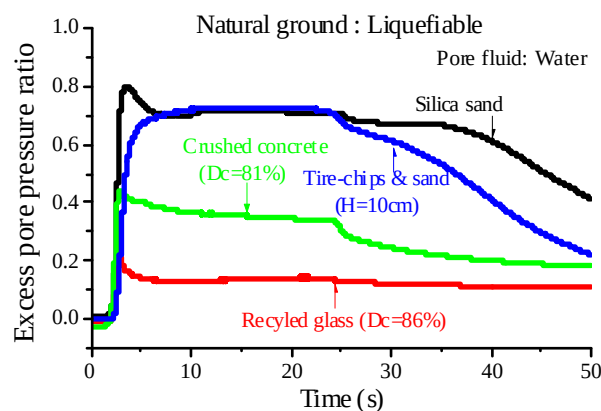


図 2-17 リサイクル材料で埋め戻した地盤中の過剰間隙水圧の変化 (周辺原地盤が液状化する場合)

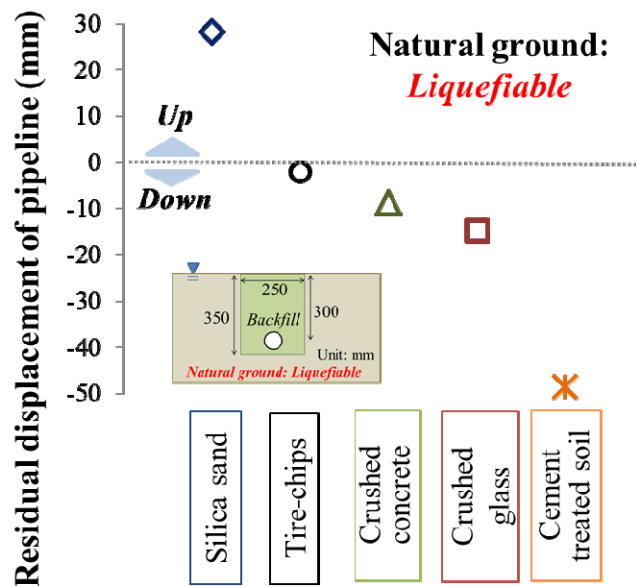


図 2 - 1 8 リサイクル材料を用いて埋め戻した場合の効果の比較
(周辺原地盤が液状化する場合)

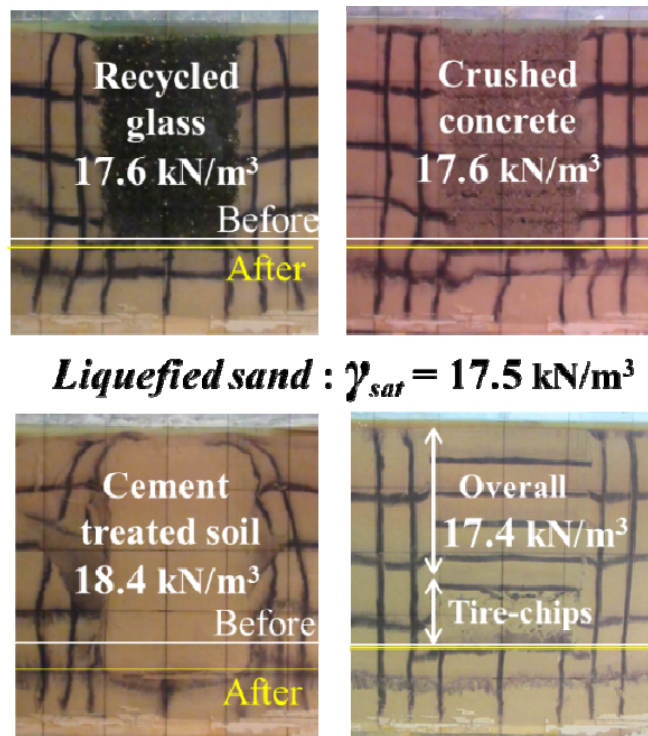


図 2 - 1 9 周辺原地盤の液状化に伴う埋め戻し部と周辺原地盤の残留変形

(2-3) 既設埋設管の耐震強化

(2-3-1) 工法の実験の概要

既設のライフライン埋設管を耐震強化する場合、埋め戻し部を開削した上で、さらに品質の高いセメント固化土や、上記のリサイクル材で埋め戻すのは、莫大な労力が必要となる。広域に渡る液状化被害予測地域すべてを短い施工期間で網羅するのも困難である。そこで、全面的な開削を行わず、一定区間ごとの開削や、無開削での対策技術をいくつか考案した。

実験は、特に記載がない限り、(2-2) 節で用いたのと同様の模型地盤、機器設備、加振方法を用いた。検討する地盤条件として、原地盤が液状化するような場合は埋立地や旧河川の跡地等に限られるため、埋め戻し部のみが液状化する場合を想定した。

(2-3-2) 埋設管の浮上防止治具の設置

角の形状をした治具を埋設管上に設置する工法である(図2-20)。治具の上端が道路の路床・路盤の下端に接するように設置することで、液状化中の埋設管に作用する浮き上がり力は棒部材を通して路床・路盤に直接伝達する。不飽和である表層が浮き上がり力に抵抗することで埋設管路の浮上抑制が可能となる。

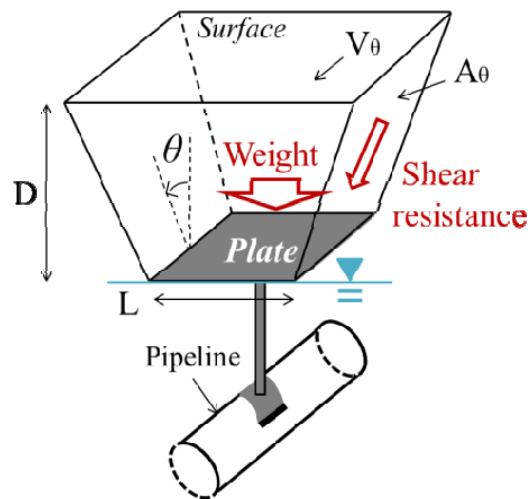


図2-20 浮上防止治具の模式図

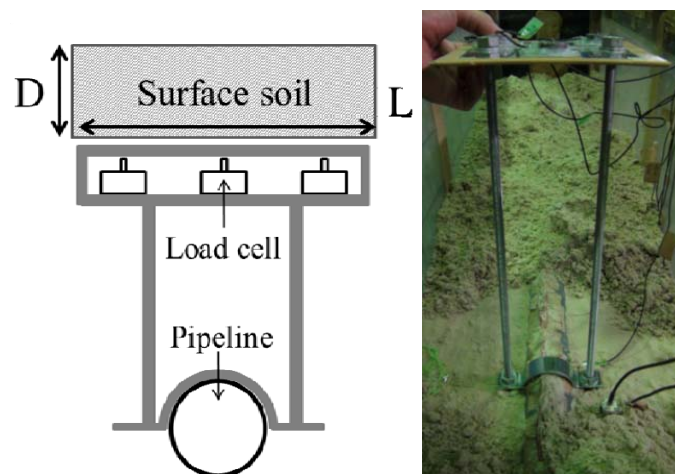


図2-21 実験に用いた浮上防止治具模型の構造と写真

図 2-21 に示すように支圧板内には埋設管の浮き上がり力を計測するためのロードセルを設けることで、上向きの力を計測することが可能である。この表層の押し抜きの力に抵抗として表層地盤の重量とせん断破壊面に発生するせん断抵抗が考えられる。そこで、地盤の表層を不飽和の礫または砂地盤とし、正方形支圧板の一边の長さ (L) 及びその設置深度 (D) をパラメータとし、表 2-3 に示すような条件で実験を行った。

表 2-3. 浮上防止治具を用いた実験ケース

Case	Depth of horn's plate: D (cm)	Length of square plate: L (cm)	Surface layer
Horn. 1	Position of horn's plate is fixed to the soil box		
Horn. 2	10	25	Gravel
Horn. 3	10	15	Gravel
Horn. 4	5	15	Gravel
Horn. 5	10	15	Sand
Horn. 6	Reference (Without horn)		

図 2-22 に実験に用いた剛体土槽の概要を示す。埋設管の両端はヒンジ境界となるよう支持することで実際のマンホールとの接続を再現している。図示するように、埋設管の全長に対し、浮上防止治具設置に要する掘削間隔は小さく、部分的な地盤の開削により施工が可能となる。

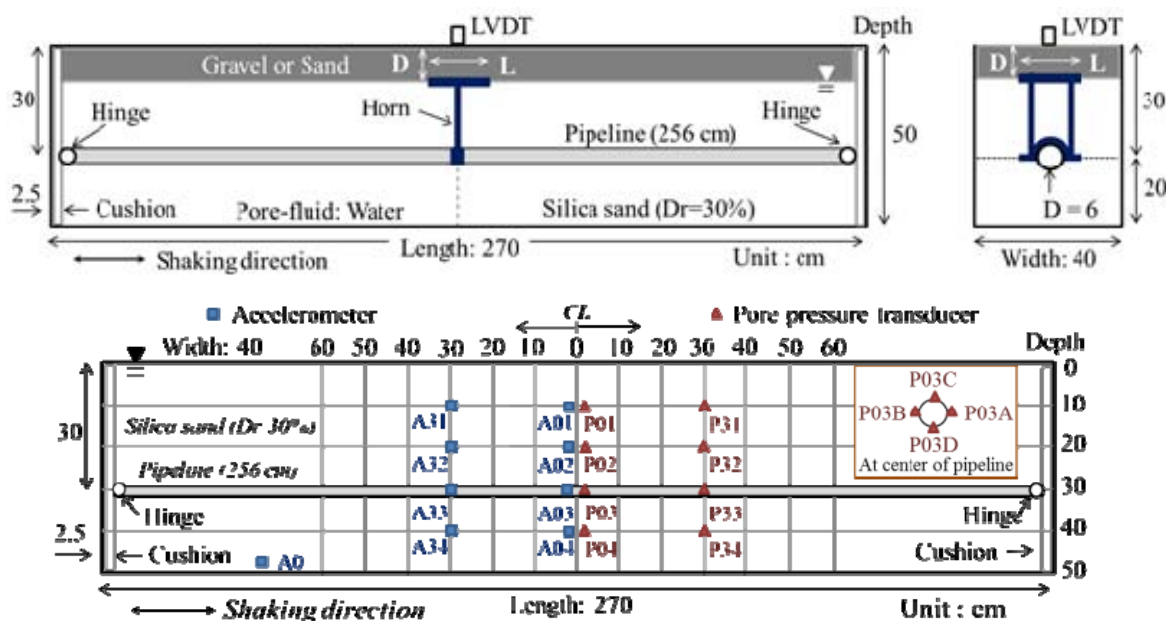


図 2-22 ヒンジ支点を有する模型地盤と浮上治具の設置位置

Horn 1 の実験では、支圧板の位置を土槽に完全固定することで加振中の埋設管の浮き上がり力を計測した。図 2-23 に支圧板に作用した浮き上がり力の時刻歴を示す。図中の曲線は、計測値を隣接する 100 のデータ（前後 0.1 秒間）で単純移動平均したものであり、最大値は 74.3N であった。

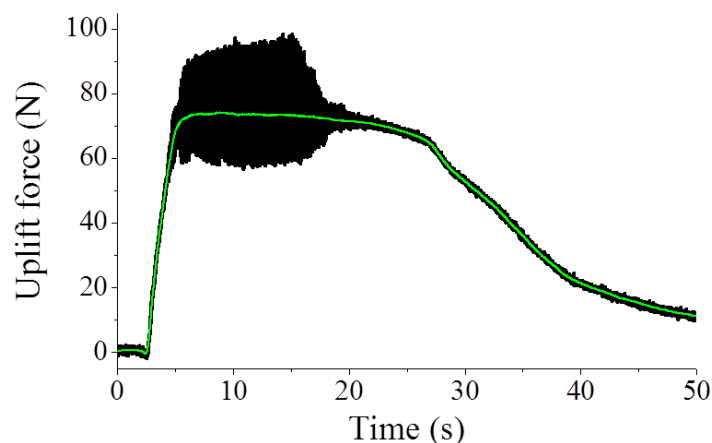


図 2-23 支圧板に作用する浮上力の時刻歴.

図 2-24 では Horn.2~6 の実験において計測された埋設管の浮き上がりの時刻歴を示し比較する。液状化の発生に伴い、すべてのケースで浮き上がりが始まる。この理由として考えられるのが、表層がゆる詰めの礫地盤であり押し抜き力に対して十分な抵抗が発揮されなかったことである。その後、加振中に Horn.2 と 3 の実験では表層の礫地盤の沈下に伴う治具と埋設管の沈下を確認された。これは浮き上がり抵抗に対して十分に大きな抵抗量があったということを示すと考えられる。その他の実験ケースでは加振終了時まで浮上を継続し、加振が終了した時刻より、地盤の圧密の開始に伴い沈下が生じた。これらのケースでは表層の抵抗は不十分であったと考えられる。

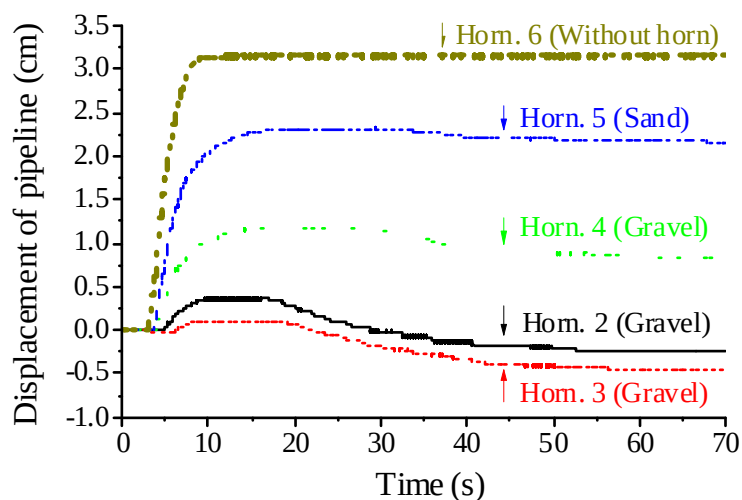


図 2-24 埋設管の浮き上がりの時刻歴 (Horn.2~6)

実測した結果をもとに、以下の仮定を設け、埋設管の浮き上がりに伴う表層の押し抜きせん断抵抗力の算定式を提案した。

1. せん断破壊面は鉛直からある角度 θ を有して図 2-25 のように生じる。
2. せん断破壊抵抗力は図 2-25 に示す体積 (V_θ) の土の重さ (W_θ) と、せん断破壊面に作用するせん断抵抗力 (S_θ) の和となる
3. 土圧係数(K)は 0.5、材料の粘着力は 0、礫と砂の内部摩擦角は 40° , 30° とした。

ただし Horn 5 の実験に関しては、加振後すぐに表層の不飽和砂の過剰間隙水圧が大きく上昇したため、せん断抵抗力(S_θ)は 0 とした。以下に抵抗力の算定式と、安全率(F_s)の計算式を示す。安全率が 1.0 以上では埋設管の浮き上がりは抑制され、1.0 未満では押し抜きせん断破壊が発生する。

$$F_s = (W_\theta + S_\theta) / F_u \quad (1)$$

$$S_\theta = \frac{\sigma_\theta}{2} \cdot \tan \phi \cdot A_\theta \quad (2)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_v}{2} \{ (1 + K) - (1 - K) \cdot \cos 2\theta \} \quad (3)$$

式 (1) 中の F_u は液状化中に浮上防止治具の支圧板に作用する浮き上がり力、 θ は鉛直方向とせん断破壊面のなす角度、 σ_θ は図 28 に示すように破壊面に働く支圧板の深さでの最大主応力、 σ_v は支圧板の深さでの鉛直下向きの土圧、 K は土圧係数、 A_θ はせん断破壊面の面積である。

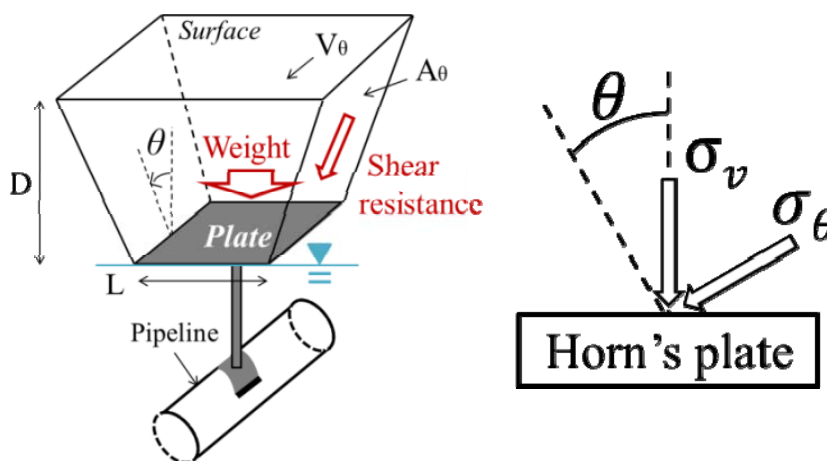


図 2-25 表層の押し抜きせん断破壊モード

図 2-26 は θ をパラメータとし、それを材料の内部摩擦角 ϕ で除した係数 R と安全率との関係を示す。縦軸の安全率は、式 (1) で算出される抵抗力に対し、Horn 1 の実験で計測した最大浮き上がり力 $F_u = 74.3\text{N}$ で除したものである。安全率は係数 R の増加に伴い増大することが明確である。実験の結果、押し抜きせん断破壊が生じるか否かの境界は Case 3 と 5 の曲線の間に存在し、 R が約 0.5 から 1.0 の範囲で、式 (1) で計算される安全率と実験結果が整合する

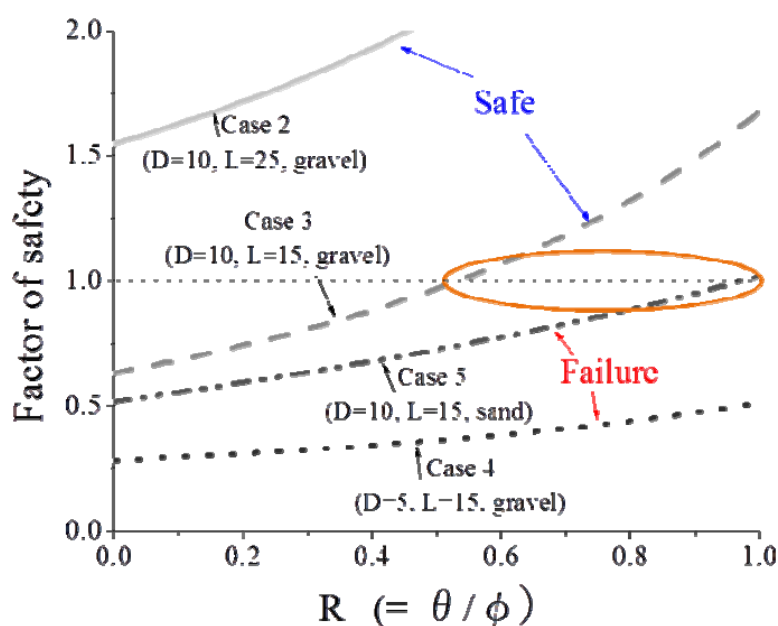


図 2-26 安全率に対するせん断破壊面角度の影響

表 2-4 は係数 $R=0.5$ とした場合の安全率と、実験で計測した埋設管の浮き上がり量の結果を示す。ここで $R=0.5$ は取り得る R の最小値であり、浮き上がり力に対し、最少の抵抗値を算出している。また、Horn. 6 の実験では浮上防止治具は設置しておらず、本実験の条件下で最大の浮き上がり量を示す。

表 2-4 埋設管の残留変位と安全率の比較

Case	Residual displacement (cm)	Result	Factor of safety (R=0.5)
Horn. 2	-0.28	Safe	2.06
Horn. 3	-0.49	Safe	0.97
Horn. 4	0.82	Failure	0.36
Horn. 5	2.15	Failure	0.73
Horn. 6	3.26	-	0

図 2-27 に表 2-4 に示した埋設管の浮き上がり安全率 (Fs) と加振後の残留変位の関係を図示する。図中の破線に示すように安全率が 1.0 を上回ると変位が十分小さくなり、逆に 1.0 を下回ると残留変位が大きくなることが確認される。たま図中の破線はデータの傾向を示す。

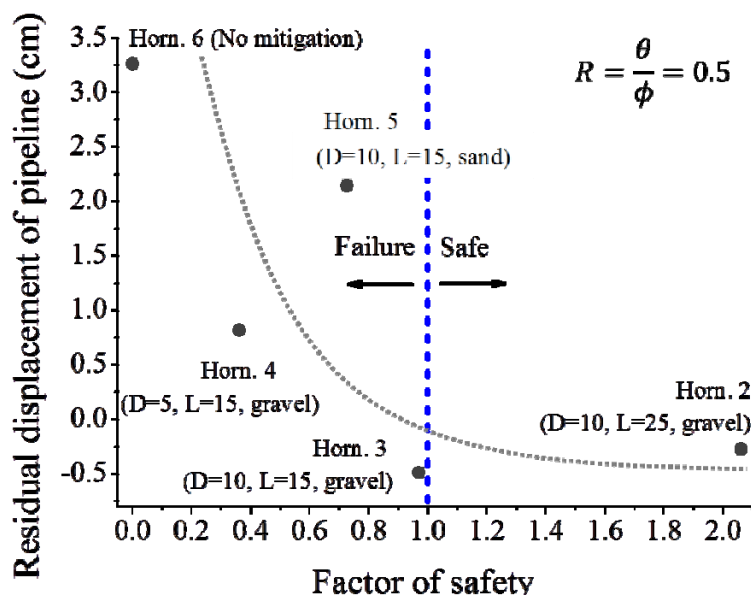


図 2-27 埋設管の残留変位と安全率の関係

(2-3-3) 排水管 (ドレーン) 工法

排水管工法では、下水管路に沿って、一定間隔で排水管を地盤内に鉛直挿入する。地震時に発生する過剰間隙水圧の消散を促進することで、排水管周辺地盤の液状化発生を防止する。本工法の適用に以下に示す項目の検討を行った。

1. 一本当たりの排水管 (ドレーン) による過剰間隙水圧低減の影響範囲
2. 埋設管の浮き上がりを抑制するために必要な排水管の設置間隔

実験に用いた排水管模型は図 2-28 に示すような 25% の開口率を有する塩ビ管とした。砂粒子が排水孔に流入しないよう、排水管の周面は $100\mu\text{m}$ の金網で覆われている。

図 2-29 に示すように、間隔 D (cm) で正方形に配置した 4 本の排水管を 1 組とし、それを、埋設管にそって間隔 I (cm) ごとに、埋設管の載荷面の深さ (33 cm) まで挿入した。したがって、埋設管と排水管の中心間の距離は、 $D/2$ となる。

液状化地盤は珪砂を用いて相対密度 30% となるように作成した。また埋設管の設置条件や計測機器の配置等は浮上防止治具を用いた実験と同様である。本工法の検討に際し、相似則をより厳密に満足するために粘性流体を用いて実験を行った。表 2-5 は本実験ケースを示しており、 D と I をパラメータとし、それらの影響を評価した。本工法の適用に際し、これらのパラメータは重要なものである。



図 2 - 2 8 実験で用いた排水管模型

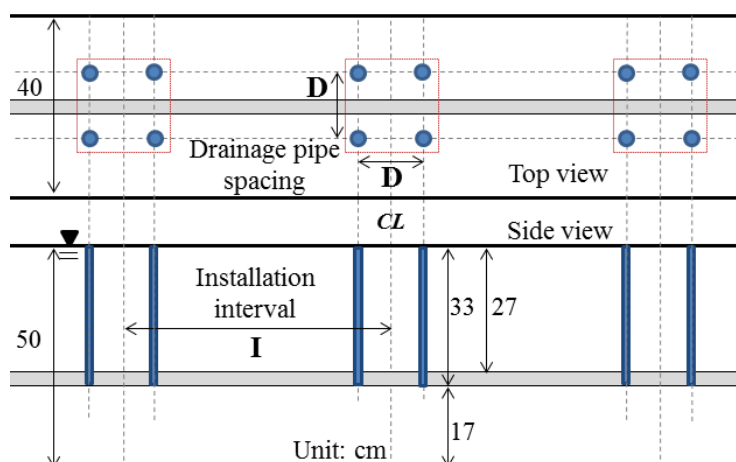


図 2 - 2 9 排水管の設置位置と間隔

表 2 - 5 排水管工法の実験ケース

Case	Drainage pipe spacing: D (cm)	Installation interval: I (cm)
Drain. 1	20	60 (3 sets)
Drain. 2	10	60 (3 sets)
Drain. 3	20	40 (5 sets)
Drain. 4	14	40 (5 sets)
Drain. 5	10	40 (5 sets)
Drain. 6	Reference (Without drainage pipe)	

図 3-30 は埋設管に沿って設置した排水管の様子を示している。図 3-31 は Drain.5 の実験で、設置された排水管と地盤の様子を示している。

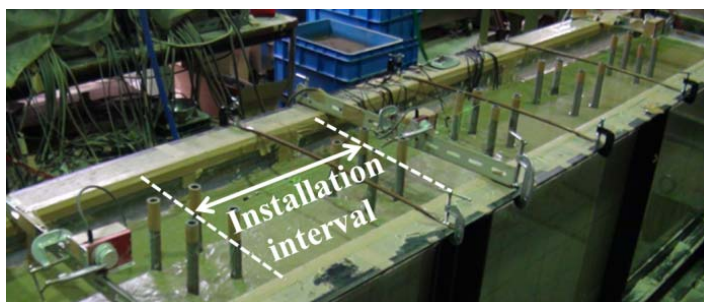


図 3-30 両側に設置された
排水管内に位置する埋設管の様子

図 3-31 排水管工法を用いた実験準備の様子

図 3-32 は $D=20\text{cm}$ の場合の埋設管浮上の時刻歴である。セット間隔 I の大きさに依存せず、Drain. 1 と 3 のどちらにおいても埋設管の浮上抑制効果は確認されなかった。

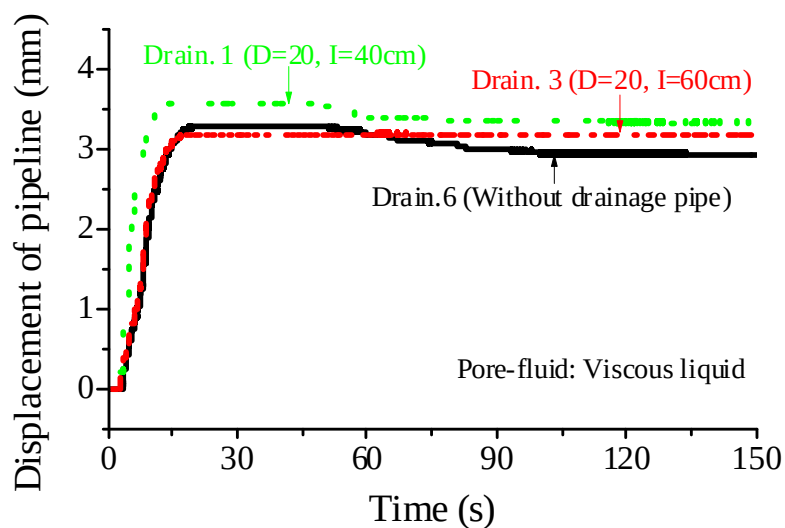


図 3-32 埋設管浮き上がりの時刻歴 ($D=20\text{cm}$)

実験に用いた排水管の効果とその限界を確認するために最大間隙水圧比と排水管からの距離の関係をプロットしたものを図 3-33 に示す。この図より、排水管の過剰間隙水圧低減効果は 10cm 程度までだと判断される。この結果を踏まえると、図 3-32 に示した $D=20\text{cm}$ の場合では、排水管の効果が顕著に表れない理由が理解される。

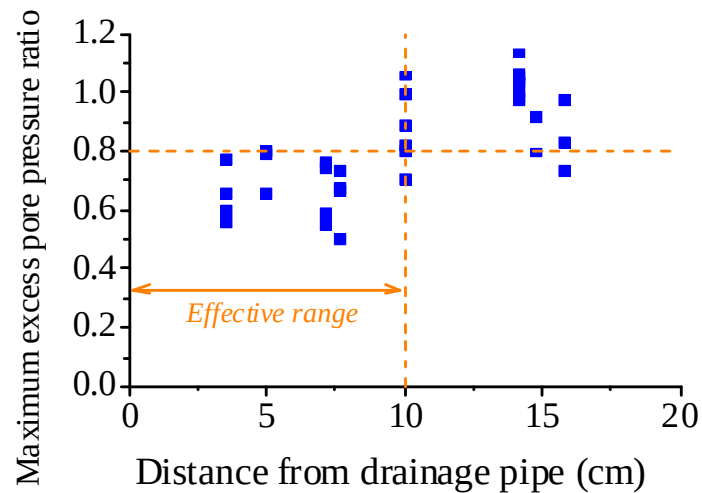


図 3-33 最大過剰間隙水圧比と排水管からの距離の関係

図 3-34 は $D=10$ あるいは 14cm とした場合の埋設管の浮上の時刻歴を示している。 $D=20\text{cm}$ の場合とは異なり、 D や I が小さい程、過剰水圧消散の効果が強まり、埋設管の浮き上がりを軽減することができた。

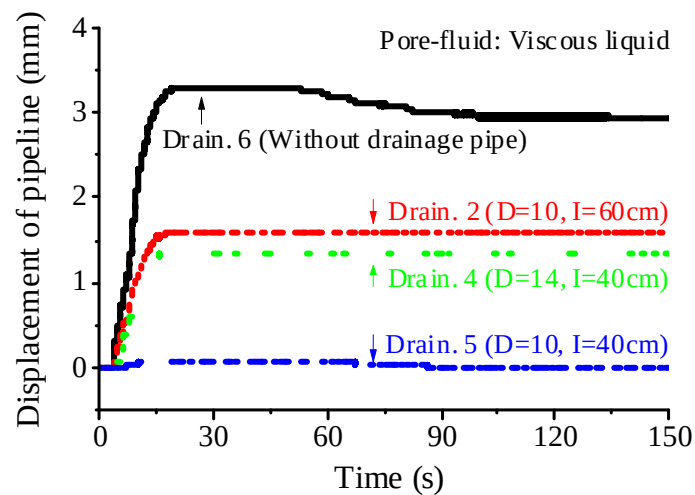


図 3-34 埋設管浮き上がりの時刻歴 ($D=10, 14\text{cm}$)

図 3-35 に埋設管の残留浮き上がり量における D と I の影響を整理する。浮き上がり量は土槽中心において計測したものを図示する。 D や I を小さくすると埋設管の浮上低減効果が増大することが明確である。ただし、排水管の設置間隔 D を小さくしすぎると埋設管を破損する危険性があるために、施工条件を考慮した最小値が存在する。加えて、 I を小さくし過ぎると施工コストや期間が増大し、現実的ではない。そこで、地震のレベルや埋設管の重要度に応じた浮き上がり許容値を設け、限られた予算内で達成しうるように最適な D と I を決定することが求められる。 $D=20\text{cm}$ の場合は浮上低減効果が確認されず、大きな浮き上がり量となったが、これはヒンジを用いない条件下ではさらに増大すると考えられる。

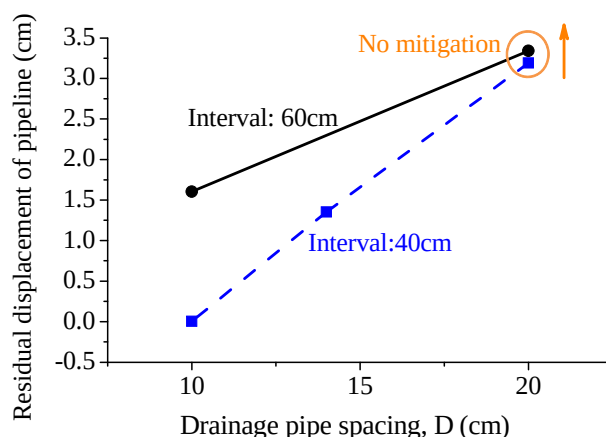


図 3-35 埋設管中央で計測した加振後の残留変位

(2-3-4) 薬液浸透固化工法

薬液による地盤の固化改良は、構造物の直下に位置する軟弱な地盤を改良する目的で既に実用化されている工法である。本研究では本工法を埋設ライフラインに適用し、液状化被害を軽減することを目的としている。本工法の利点として地盤の全面的な開削を行わず迅速な液状化対策が可能となることである。しかしながら、薬液（コロイダルシリカ）の費用は高く、利用に関しては検討が必要になる。そこで本実験では、少量の薬液を用いて十分な効果を得るために、効果的な注入方法と注入量の検討を行った。図 3-36 に示すように、以下の 3 つの注入方法による埋設管の浮上低減効果を比較した。

a: 一点注入

埋設管の上方に注入管を挿入し、1 点から薬液を注入する。

薬液の比重が高いこともあり、埋設管の周囲に垂れ下がるように拡がる。

b: 二点注入

埋設管の左右に注入管を挿入し、両側の各 1 点から薬液を注入する。特に、埋設管の中心よりも若干下から注入し、管を設置する土台部（周辺地盤）との一体化を図る。

c: 注入と吸引

埋設管の左右に管を挿入し、片方の 1 点から薬液を注入し、もう片方から地下水と一緒に薬液を吸引する。埋設管の中心よりも若干下から注入し、管を設置する土台部との一体化を図る。吸引側は、1 点でなく、管に沿って細長いスリット上の穴を使うことで、薬液の流れをうまく拡げることができる。

本実験ではコロイダルシリカ(Towhata and Kabashima, 2001)を薬液として利用し、埋設管周辺の地盤の固化を試みた。珪砂とコロイダルシリカの固化に必要な時間（ゲルタイム）は約一日であったので、これを短縮するために重量比で 1/300 の水酸化マグネシウムを混合し、ゲルタイムを約一時間程度まで短縮させ実験に用いた。図 3－3 7 は、それぞれの方法を用いた場合の、埋設管の周囲で固化した砂の塊の例である。注入と吸引では、写真の左の球体の内部から注入し、右端で吸引して、薬液の流れを作っている。

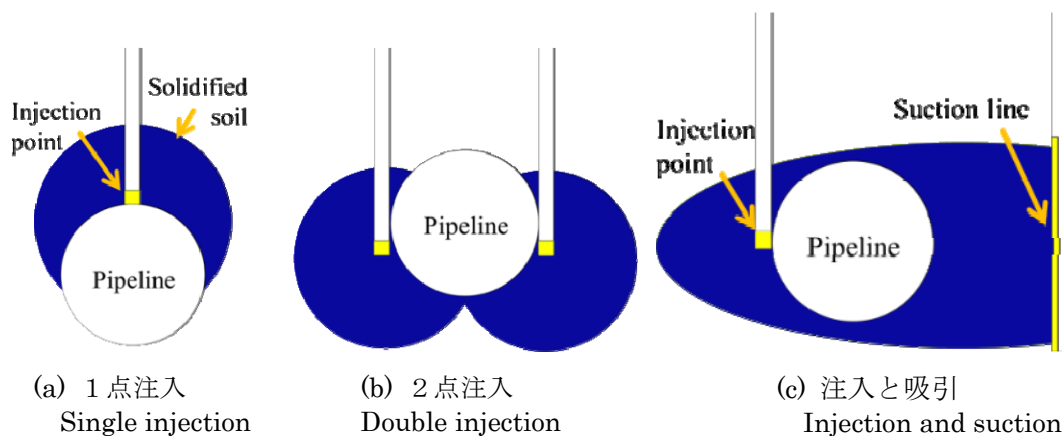


図 3－3 6 実験で検討した 3 つの注入方法

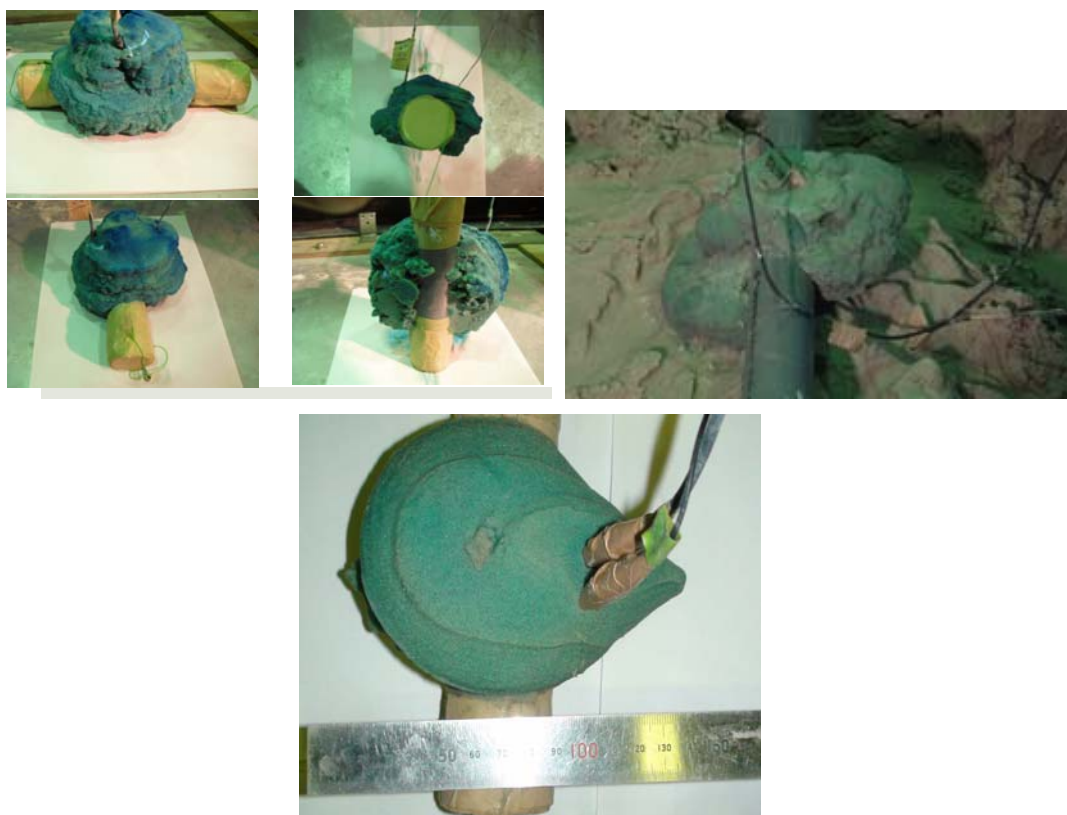


図 3－3 7 埋設管の周囲で薬液固化した砂塊の例
(左上：1 点注入、右上：2 点注入、下：注入と吸引)

一連の実験に先立って、埋設管の周囲に効率的かつ確実に薬液を拡げるために、どのような方法で薬液を注入するのがよいか、予備実験を行った（図3-38）。珪砂の模型地盤中に着色水（青色一号）または薬液を流して、その流れを観察した。注入、吸引のための管は、透明な土槽の亚克力壁に密着して配置し、地盤の注入点を含む断面を観察していることになる。いくつかの方法を試行錯誤した結果、上記の3つの方法が、候補として選ばれた。

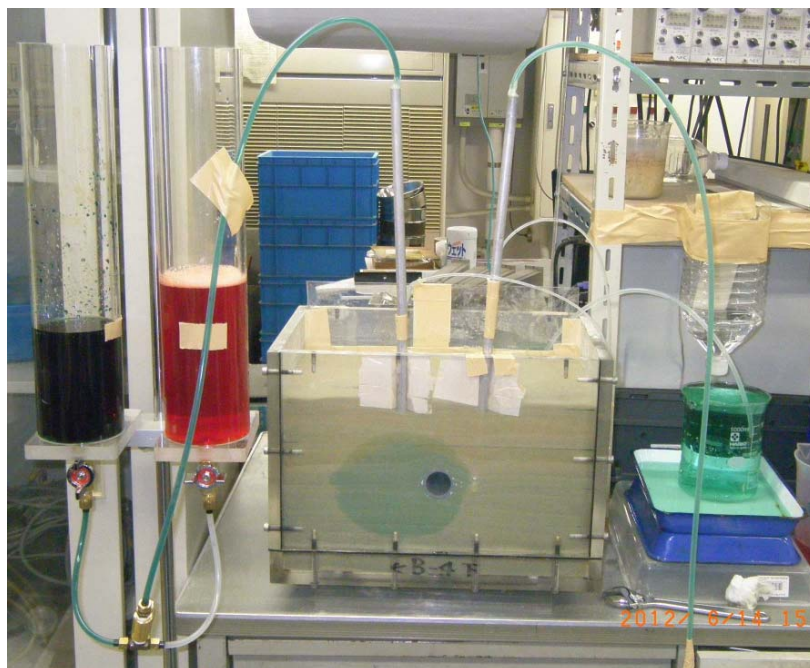


図3-38 薬液注入の予備実験装置

a) 一点注入

周囲の地下水と比重が同じ着色水を注入すると、着色水が同心円上に拡がり、埋設管の上部を中心に拡散した（図3-39左）。一方で、実際のコロイダルシリカを注入した場合、薬液は水に比べて約7%程重い為、埋設管を包むように垂れ下がって拡散した（図3-39右：試薬を用いて、薬液の入った部分が薄いオレンジ色になるようにした）。

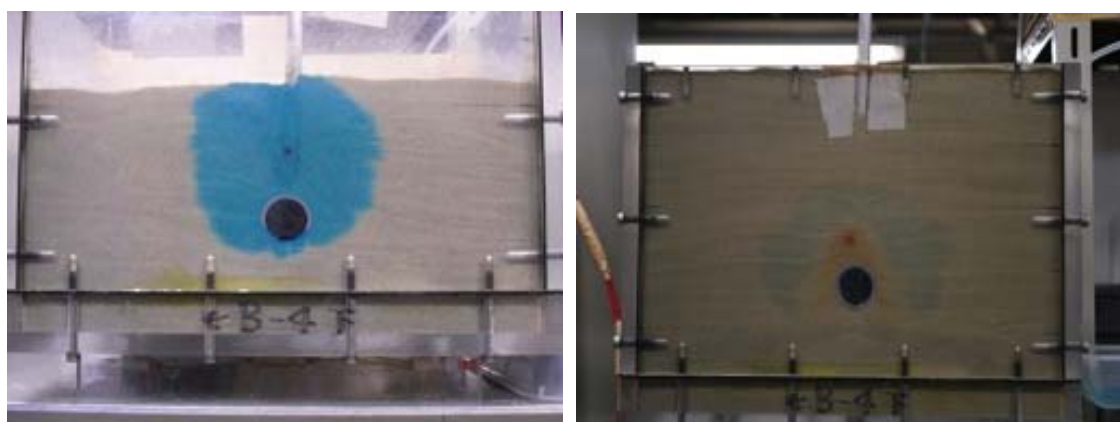


図3-39 埋設管上部から注入(左：着色水 右：薬液)

b) 2点注入

図3-40のように、着色水は、それぞれの注入点を中心に同心円状に拡がり、埋設管を包み込んだ。それぞれの注入点から出た薬液の境界部分は、拡大写真のように、境界部はもとの地下水の薄い膜が形成されるのが観察された。これが固化時にも残っていた場合、機械的に弱面になることも考えられたが、後に実際に薬液を注入し固化させた実験では、互いに十分に癒着して一体化していたので、問題は無いと考えている。

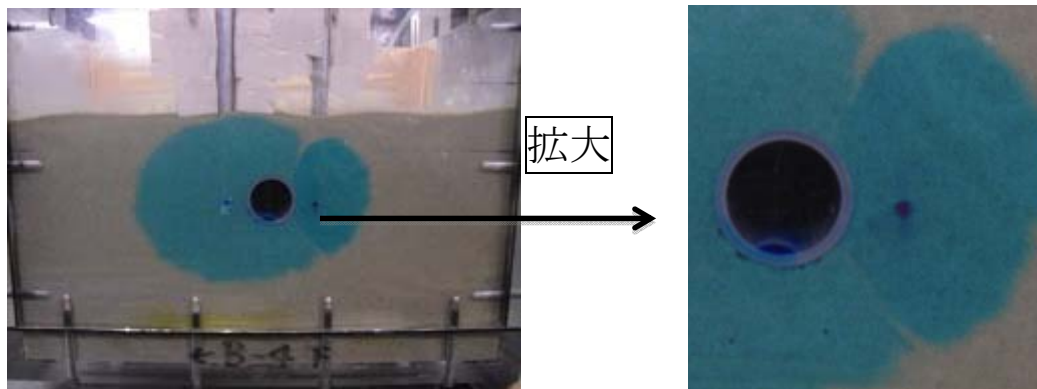


図3-40 左右両側から注入 (右は拡大図)

c) 注入と吸引

始めに、左の注入管の1点から着色水を注入し、右の1点から吸引した場合、図3-41左図のように、埋設管周りに拡がってはいるものの、注入側は同心円状に着色水が拡がる一方で、右の吸引側はほとんど薬液が拡がらなかった。上載土圧に比べて、注入圧が高すぎて地盤を緩めてしまった可能性があり、また吸水側が1点であるために、この点に集約する流れができた事が原因と考えた。

そこで、着色水の注入の圧力を下げ、また吸水側をスリット状の細長い穴にする事で、流れの縦幅を確保したところ、図3-41右図のように比較的左右の対称性が確保できた。



図3-41 (左) 左から1点注入、右から1点吸水 (右) 右をスリットで吸水した場合

表 3－6 に示すように薬液の注入方法や注入量、あるいは周辺原地盤の液状化の有無を変化させ、計 7 ケースの実験を行った。Grout.1~3 の実験ケースでは一点注入方法のもと注入量の影響を検討した。これらのケースでは埋め戻し部と周辺原地盤は相対密度 30% の珪砂（液状化する地盤）で作成した。Grout.4~7 の実験では周辺原地盤が液状化しない場合（相対密度 80% の珪砂）を想定し、注入方法の影響を検討した。間隙流体として水を使用した。

表 3－6 薬液浸透固化工法を用いた実験ケース

Case	Injection volume (ml)	Injection Method	Natural ground
Grout. 1	0	-	Liq.
Grout. 2	500	Single Injection	
Grout. 3	1000	Single Injection	
Grout. 4	0	-	Unliq.
Grout. 5	500	Single Injection	
Grout. 6	500	Double Injection	
Grout. 7	500	Injection & Suction	

図 3－4 2 は薬液の注入量を変化させたときの埋設管の浮上時刻歴を比較したものである。ただし、注入方法は一点注入である。図中に示す安全率 (F_s) は以下のように算出される値であり、重量を浮力で除した値である。

$$F_s = \frac{\text{Total weight}}{\text{Bouyancy force}} \quad (4)$$

$$= \frac{\gamma_{pipe} \cdot V_{pipe} + \gamma_{soil} \cdot V_{soil}}{\gamma_{liq} \cdot (V_{pipe} + V_{soil})} \quad (5)$$

式中の γ_{pipe} 、 γ_{soil} 、 γ_{liq} はそれぞれ埋設管、固化砂、液状化砂の単位体積重量であり、 V_{pipe} 、 V_{soil} 、 V_{liq} はそれぞれ埋設管、固化砂、液状化砂の体積である。図 3－4 2 から安全率 (F_s) の増加に伴い埋設管の浮上低減効果が増大することが確認される。これは、安全率 (F_s) が増大すると埋設管の浮き上がり速度が小さくなり、同じ加振時間の下、残留浮上量が小さくなったと考えられる。また、安全率が 0.8 に達すると埋設管の浮き上がりは生じておらず、実際には、上記した簡易式で想定する以上の浮き上がり抵抗力が期待できると考えられる。

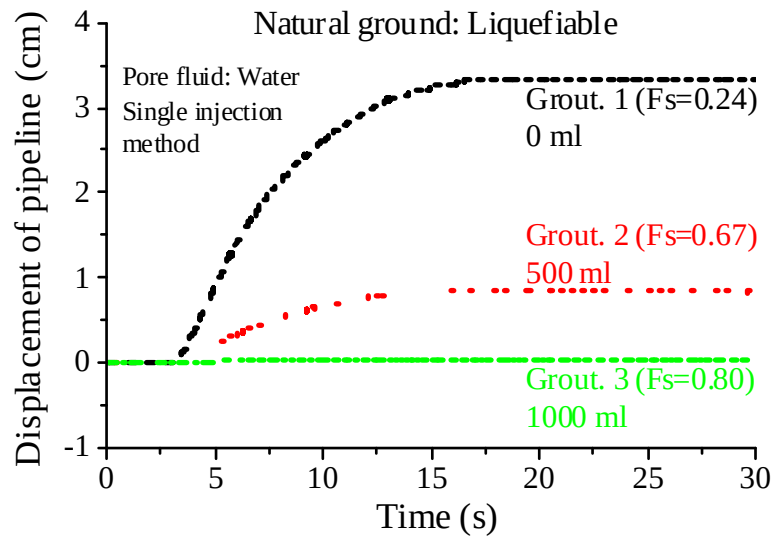


図 3－4 2 埋設管の浮き上がり時刻歴（薬液注入量の影響）

次に図 3－4 3 に、異なる注入方法を用いた比較実験の結果を示す。これらの実験ケースにおいて周辺原地盤は非液状化である。Grout.4 の実験ケースは無対策だが、他の実験ケースでは 500ml の薬液（コロイダルシリカ）を注入した。ただし Grout.7 の実験結果では、吸引管より薬液が吸い出されたことで安全率が小さくなっていることに注意して頂きたい。2 点注入と注入&吸引方法では、わずかな浮き上がりを記録したのに対し、一点注入方法では無対策に対し 30% 程度の低減に留まった。この理由を図 3－4 4、3－4 5 に説明する。

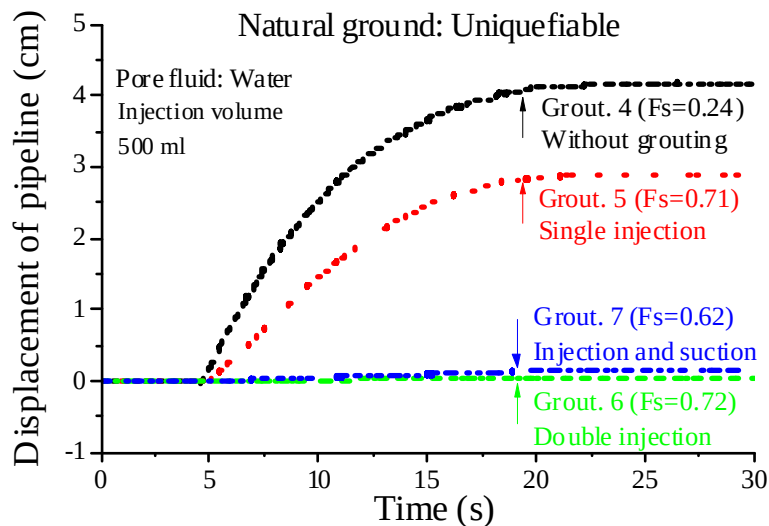


図 3－4 3 埋設管の浮き上がり時刻歴（薬液注入方法の比較）

一点注入方法では、薬液注入管が埋設管の上端に位置するため、埋設管の上部を中心に固化改良範囲が形成される。それに伴い固化改良砂と埋設管の重心位置が高くなり、液状化した地盤内で不安定状態になり回転等も懸念される。

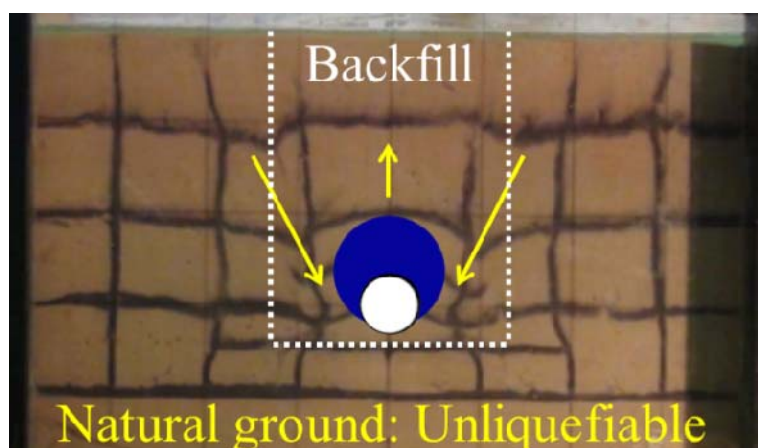


図 3 - 4 4 一点注入法を用いて固化改良した地盤の模式図と実際の周辺原地盤の残留変形

一方、図 3 - 4 5 には二点注入方法を使用した場合の固化改良範囲と実際の周辺原地盤の残留変形を示す。この場合、固化改良した範囲が、埋め戻し部から周辺の非液状化地盤内まで及び、周辺地盤に定着することによって、アンカーのような効果が発揮されたと考えられる。このことより、安全率の値が 0.72 の大きさでも、埋設管は浮上しなかったと考えられる。注入&吸引方法を使用した結果も同様の理由が適用される。さらに、埋め戻し部の液状化に伴い、地震動に対し周辺原地盤が自立できず埋め戻し部へと変位していることが確認される。この挙動も埋設管の浮上低減に寄与したと考えられる。

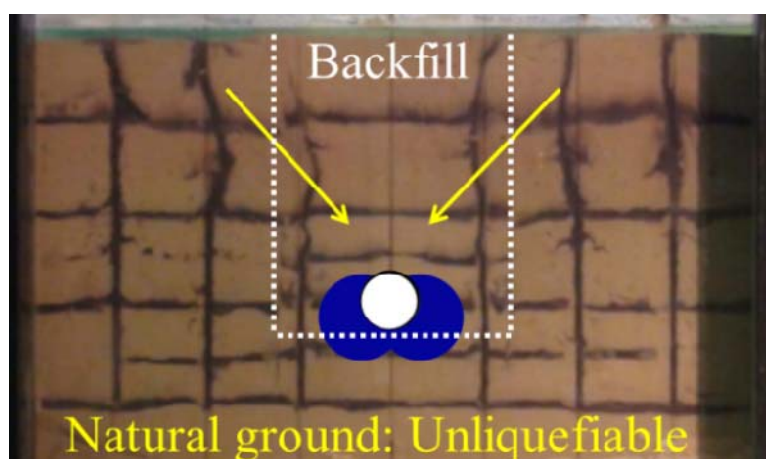


図 3 - 4 5 二点注入法を用いて固化改良した地盤の模式図と実際の周辺原地盤の残留変形

さらに、薬液注入工法については、周辺地盤も液状化する条件で、大型土層を用いた振動大実験も実施した（図3－46）。土槽は、195 cm x 195 cm の正方形で、模型地盤の深さは70 cm である。埋設管模型として、外径 6 cm、長さ 160 cm、平均比重 0.5 の塩ビ管を深さ 50 cm に埋設した。薬液は、100 cm の間隔を開けて、2 箇所、各 800ml を注入した。

埋設管は、2 本を同時に埋めて、2 種類の注入方法（または無体策の場合）を一緒に試験した。その際、2 本の埋設管の間には、ブルーシートを貼って、互いの間隙水圧の影響がからないようにした。地盤は、周辺地盤も含めて全体が液状化するように、ゆる詰め珪砂（相対密度 10%）となっている。

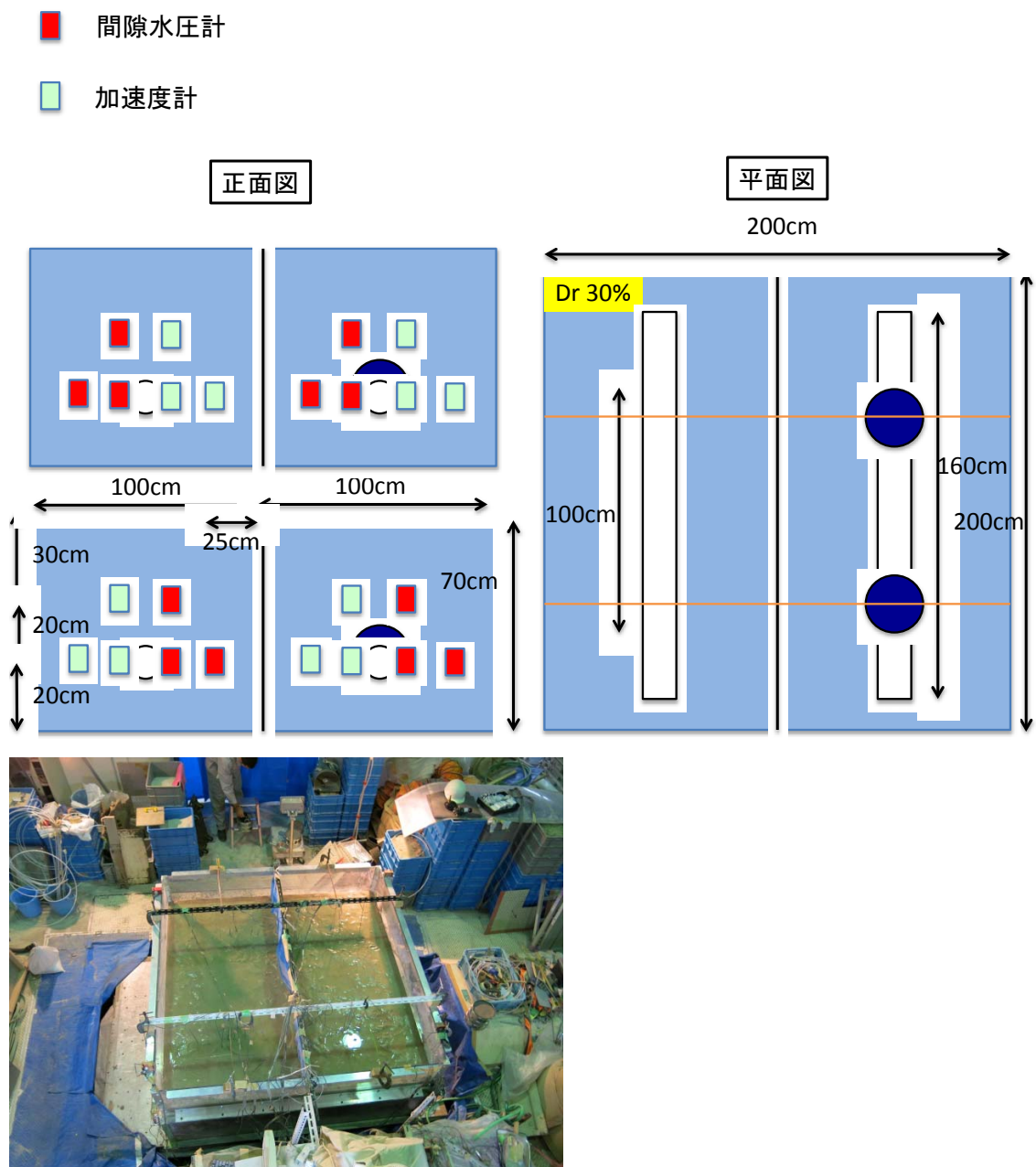


図3－46 薬液注入工法の大型模型地盤の概要

実験結果は図3-47のようになった。全ての注入方法で一定の効果は得られているものの、注入方法毎の顕著な差は見られず、いずれも浮き上がりを完全に停止するものではなかった。これは原地盤も液状化するために、上述のような薬液固化による定着等の効果がなく、単に比重、あるいは形状の影響のみで浮き上がりを抑えたからだと考えられる。これに関しては、更に詳しく注入量を増やしての実験が必要になるが、安全率が0.8未満ではどれも浮き上がりが大きく残ってしまう結果になっているので、0.8異常の安全率を確保することが、一つの指標になり得る。薬液の注入量と、管全体の安全率との関係は、図3-48のようになっている。今回の実験条件であれば、薬液をもう少し増やすことで、安全率を0.8～0.9程度まで改善できる。

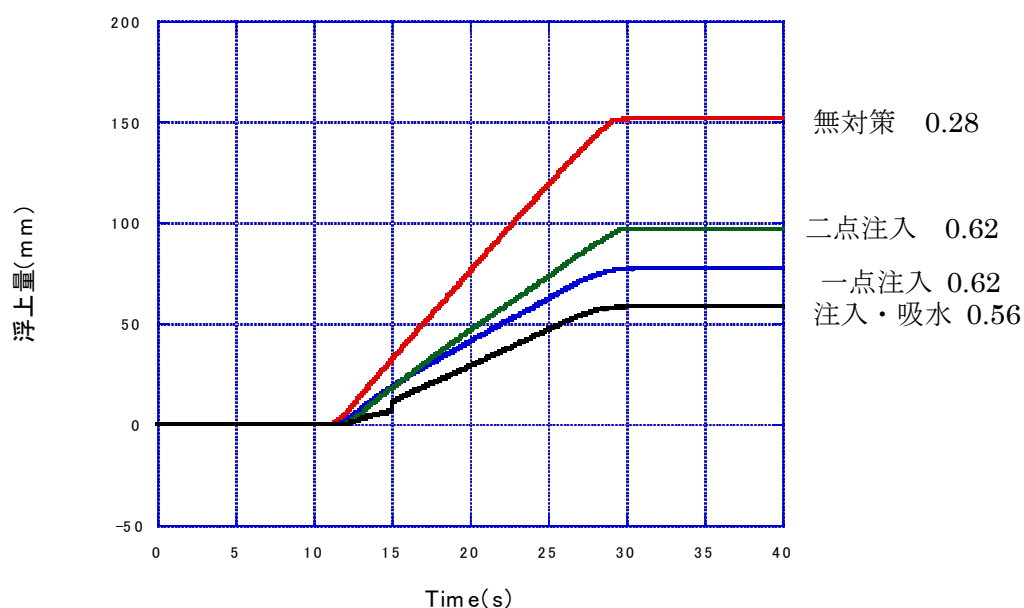


図3-47 大型土槽における浮上量の比較

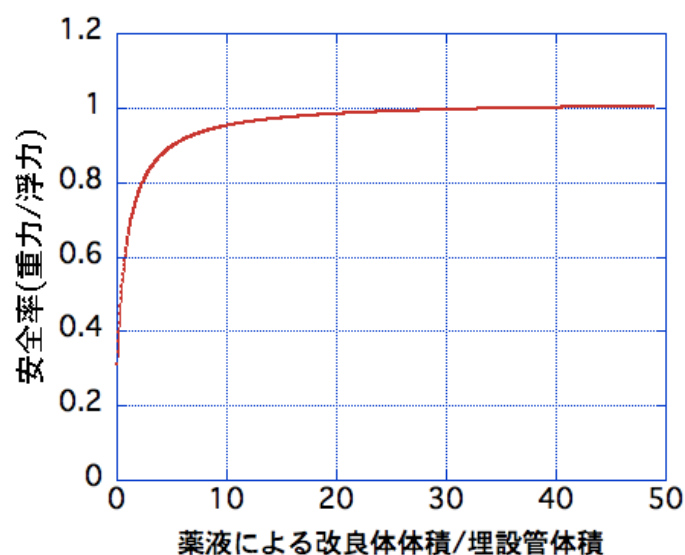


図3-48 薬液注入量と安全率の関係

(2-3-5) シース管挿入工法

液状化に起因する埋設ライフライン被害は、マンホールや管路の浮き上がりに代表されるが、大変位に伴う埋設管継手のずれや損傷も深刻な被害形態であり、実際に下水管における継手の損傷の被害が報告されている。その結果、図1-1に例示したように、液状化した土砂が継手破損部から管内に流入し、埋設管の断面が閉塞する問題がある。この対策の一つとして既設埋設管内にシース管を挿入する工法が考えられる。シース管は従来、老朽化した埋設管の機能延命に際して用いられる場合はあったが、この効果に加え、液状化時の土砂流入による管内閉塞を防止し、流下機能の確保も可能である。この工法は埋め戻し部の開削を一切必要とせず経済的であり、マンホールから挿入できるので施工条件による制約も小さい点で優れた工法である。そこで本論文では、重力場における振動台実験により埋設管継手破損による被害の再現実験を行い、シース管挿入による埋設管内の閉塞防止効果を検討した。シース管を有しない実験 (Sheath.1) と有する実験 (Sheath.2) の2ケースの実験結果を比較する。

図3-49と3-50に実験に用いたシース管模型と既設埋設管の模型を示す。地盤はすべて相対密度30%の液状化地盤とし、加振加速度はこれまでの実験と同じものとし、間隙流体には水を使用した。

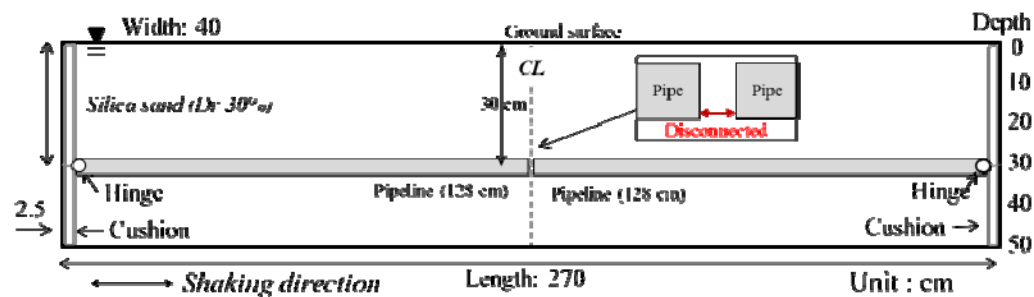


図3-49 実験に使用した土槽と埋設管の模式図 (シース管を有しない場合)

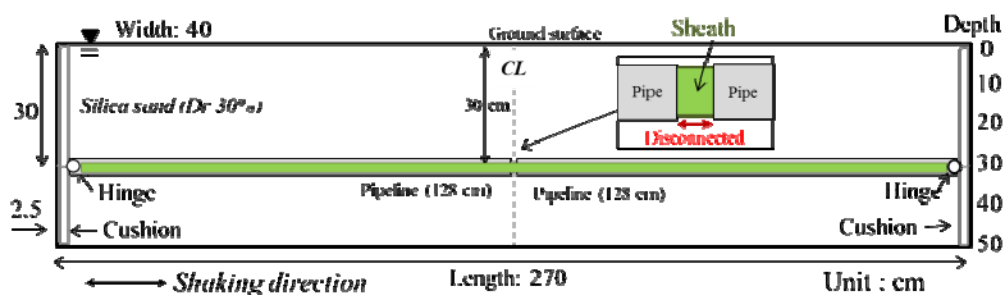


図3-50 実験に使用した土槽と埋設管の模式図 (シース管を有する場合)

図3-5-1（左）のように128cmの2本の埋設管を約1mmの隙間を有するように隣接して設置し、図3-5-1（右）のように止水テープで間隙水が流入しないようにした。この止水テープの接着力は大きくなく、液状化中の埋設管の大変形に伴い容易に剥がれるようにした。図3-5-2はSheath.2の実験ケースで用いたシース管模型（塩ビチューブ）であり埋設管模型（塩ビ管）よりも十分に柔軟で容易に変形することが可能である。



図3-5-1 2本の埋設管模型の接続部



図3-5-2 埋設管模型に挿入されたシース管模型

図3-5-3に示すように埋設管模型の内側にビデオカメラを設置し、LEDランプで内側を明るくすることで加振中の埋設管内部の様子を可視化した。



図3-5-3 埋設管模型に設置したビデオカメラとLEDランプ

管内に設置したビデオカメラで撮影した写真を図 3-5-4 に示し、観測された特徴を以下に整理する。

1. 液状化の発生に伴う埋設管の浮上を開始し、9 秒に達した時点で側部の止水テープが剥がれ液状化土砂の流入が始まった。
2. 12 秒に達した時点で 2 本の埋設管の間に隙間が生じ、単位時間当たりの流入量が増大した。
3. 土砂の流入量は開口面積が広がるに従い徐々に増加し、13 秒時点では断面の下部に液状化砂が堆積したのが確認できた。
4. 管内に堆積した液状化砂の量は増加し、15 秒時点までには管内が完全に閉塞した。

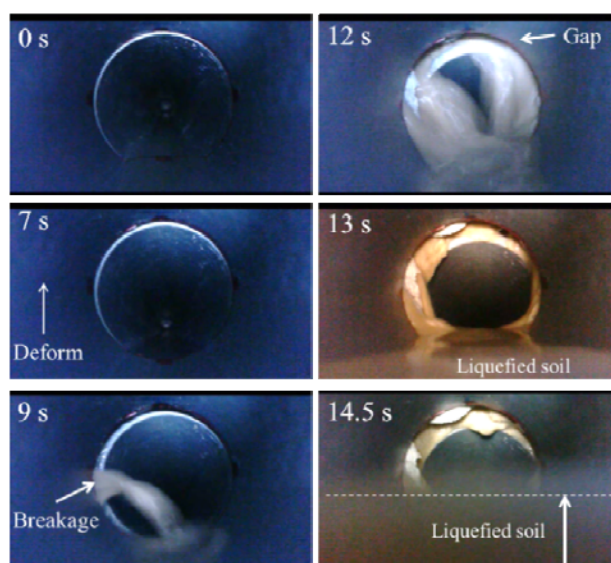


図 3-5-4 シース管を有しない場合の管内の写真

実験後に地盤を開削し、埋設管を観察した様子を図 3-5-5 に示す。埋設管模型の管継手が完全に分離していることが確認される。これは液状化した地盤中の埋設管が大変形し、止水テープが剥がれたためである。図 3-5-6 には管の断面が完全に閉塞した様子を示す。流入した液状化砂の乾燥重量は 1.3kg であった。この観測した様子は図 1-1 に示すような実際の被害と整合しており、本実験は実際の破損と被害の様子を再現できたと考えられる。

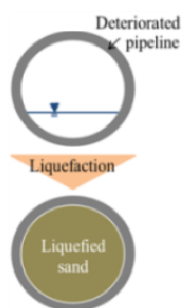


図 3-5-5 分離した埋設管の管継手

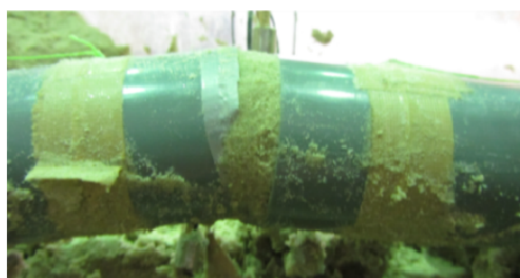


図 3-5-6 完全に閉塞した管内
(シース管を有しない場合)

次にシース管が挿入された場合の管内の様子を図 3－5 7 に整理する。観測された特徴を以下に述べる。

1. 11.5 秒時点で埋設管継手が破損し、液状化した土砂の流入が確認された。
2. 13 秒時点では、流入した液状化土砂がシース管と埋設管の隙間を流れるのが確認された。
3. 14 秒から 16 秒にかけて埋設管からの流入量が増大し、液状化土砂がカメラの方に向かって流れるのがわかる。
4. 18 秒を経過すると、埋設管とシース管の隙間は完全に閉塞した。

実験後に地盤を開削し、埋設管を観察した様子を図 3－5 8 に示す。シース管は柔軟であり、シース管における損傷はなかった。シース管内には液状化土砂は流れ込まず、液状化終了後も水が流れるための十分な断面積が確保できた。埋設管とシース管の間に流入した液状化土砂の乾燥重量は 0.45kg であり、シース管が無い場合に対し、約 35% に低減した。それ故、本工法を用いることで、大震災の後でも下水管のサービスを継続することが可能となる。

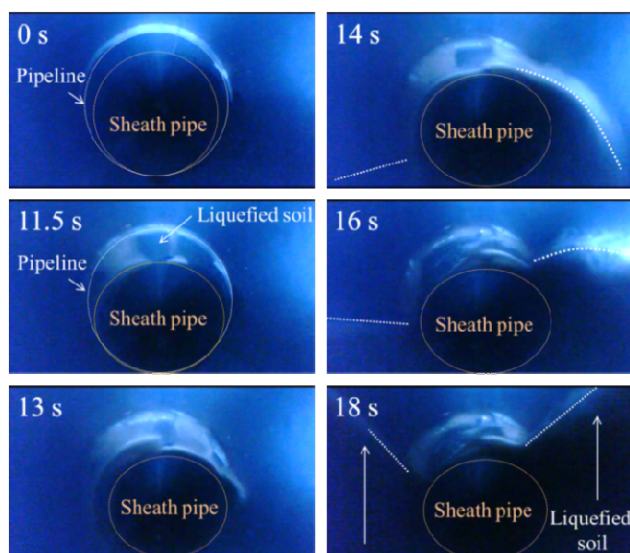


図 3－5 7 シース管が挿入された場合の管内の写真



図 3－5 8 シース管を有する場合の管継手の破損

(2-4) まとめ

下水管路をはじめとする埋設ライフラインの地震時液状化災害の軽減は、都市の地震耐久性向上にとって重要な課題である。しかしながらこの問題に対する技術は未だに確立に至っておらず、実際に2011年の東北地方太平洋沖地震時には甚大な液状化被害を受けた。これまで対策が実施されなかった背景として、埋設ライフラインは全長が非常に長く、対策を講じるのに莫大な予算が必要となることが挙げられる。そこで本研究では下水管路をはじめ、その他の埋設ライフラインに適用できる新たな液状化被害軽減工法を検討し、振動台を用いた実証実験を通して以下のような知見を得た。

- ①リサイクル材料を埋戻しに用いることで管路の液状化被害を軽減することが立証された。
- ②この手法は、周辺原地盤が液状化する場合にも有効である。ただし埋め戻し材を重くし過ぎないことが重要である。
- ③上記の開削を伴う技術は管路の更新時に採用できると考えられるが、そうでない場合は部分開削・非開削で施工できる工法が経済的で有効である。
- ④全面的開削を実施しない実験において、角型浮上防止治具、排水管、薬液注入固化、シース管のすべての工法において液状化被害軽減の効果が確認された。
- ⑤上記に提案した対策工法について、実験結果に基づいて、設計に反映できる安全率などの指標の作成を試みた。

今後は提案する工法の実用化に向けたさらなる実験的研究と、基準作成等の検討を実施する予定である。

参考文献 (第2章で引用した文献は、以下の通り)

- Edil, T.B. and Bosscher, P.J. (1994) Engineering properties of tire chips and soil mixtures, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 17, No. 4, pp. 453-464.
- Kawata, S., Hyodo, M., Orense, R.P., and Yamada, S. (2008) Undrained and drained behavior of sand and tire chips composite material, *Proc. Int. workshop on Scrap Tire Derived Geomaterials - Opportunities and challenges*, London, pp. 277-283.
- Kitaura, M., Miyajima, M., and Yoshida, M. (1988) Model experiments on damage mitigation of buried pipelines due to liquefaction using gravel piles, *Proc. Faculty of Engineering, University of Kanazawa*, Vol. 21, No. 2, pp. 103-109 (in Japanese).
- Koseki, J., Matsuo, O., and Tanaka, S. (1998) Uplift of sewer pipes caused by earthquake-induced liquefaction of surrounding soil, *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 3, pp. 75-87.
- Miyake, T., Wada, M., Miyajima, S., and Ishida, S. (1998) A follow-up investigation of back-filled cement treated soils behind quay walls in the earthquake restoration works, *Toyo Construction Technical Research Reports*, No. 25, pp. 17-24 (in Japanese).
- Technical Committee on Earthquake Resistant Design of Sewage Lifelines (2008) *Earthquake resistant design of sewage lifelines*, Committee Report (in Japanese).
- Towhata, I. and Kabashima, Y. (2001) Mitigation of seismically-induced deformation of loose sandy foundation by uniform permeation grouting, *Proc. Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference, XVth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istanbul, Turkey, pp.313-318.
- Uchimura, T., Nguyen, A.C., Nirmalan, S., Meidani, M., and Towhata, I. (2008) Shaking table tests on effects of tire chips and sand mixture in increasing liquefaction resistance and mitigating uplift of pipe, *Proc. Int. workshop on Scrap Tire Derived Geomaterials - Opportunities and Challenges*, London, pp. 179-186.
- Yajima, J., Ogura, K., Karmokar, A.K. and Yasuhara, K. (2006) Mechanical evaluation of used tire rubber chips as geo-material, *Japanese Geotechnical Journal, JGS*, Vol. 1, No. 1, pp. 1-7 (in Japanese).

(3) 埋設管にかかる土圧、変形に関する模型実験

(3-1) はじめに

液状化被害を受けるライフライン地中埋設管の裏込め材は、一般に締固めが不十分な場合が多い。ゆるく締固められた裏込め材では交通荷重等により沈下が生じるとともに埋設管にも過大な変形が生じる恐れがある。本研究では埋設管周辺に効果的に改良を施すことにより埋設管の液状化被害の軽減を目指しているが、それにより、常時においても裏込め材の沈下や管の変形を抑制できると考えられる。

本節では、大型土槽内の模型地盤に模型管を埋設し、交通荷重を模擬した繰返し荷重を載荷して、模型管に作用する土圧や管の変形について調べた。また、裏込め材を部分的に改良した場合の効果を確認した。

(3-2) 地中埋設管の繰返し載荷実験

繰返し載荷時の地中埋設管と地盤の相互作用を調べるために、大型土槽と応力制御の載荷装置を用いて異なる密度の埋設地盤に繰返し載荷試験を行い、たわみ性管の変形と作用応力特性について検討した。

(3-2-1) 実験装置及び方法

大型土槽内に豊浦砂で幅 98cm×奥行 40cm×高さ 45cm の、モデル地盤を作成した。大型土槽とモデル地盤の概要は図 3-1 に示す。相対密度 (D_r) 91%の基礎層の上に管模型を設置し(図 3-2)、管周辺および管上を所定の密度で埋め戻した。地盤作成は多重フルイを用いた空中落下法で行った。

模型管には薄肉塩ビ管 (VU125 : 外径 14cm、肉厚 4.1mm) を用いた。管に作用する土圧を測定するために、鉛直とせん断応力の 2 方向ロードセル (LC) を円周方向に 8 箇所配置した。また、管内外にひずみゲージを貼り付けて (8 箇所×2) 管ひずみを測定するとともに、鉛直および水平方向の内空変位を計測した。図 3-3 に計測器の配置を示した。

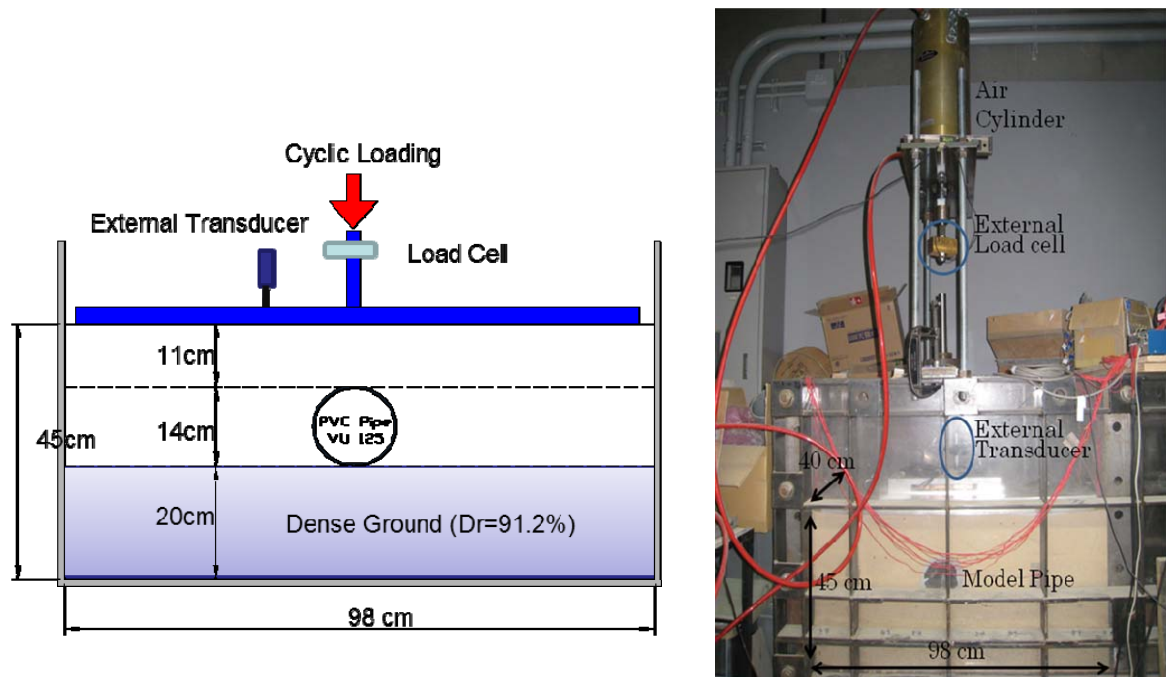


図 3-1 模型実験装置の概要

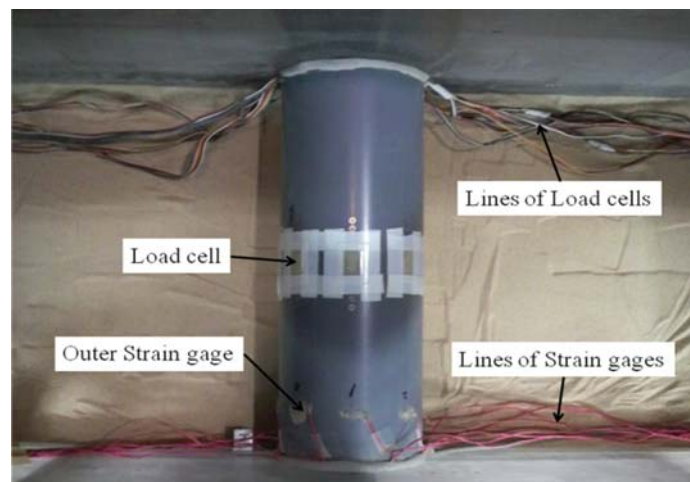
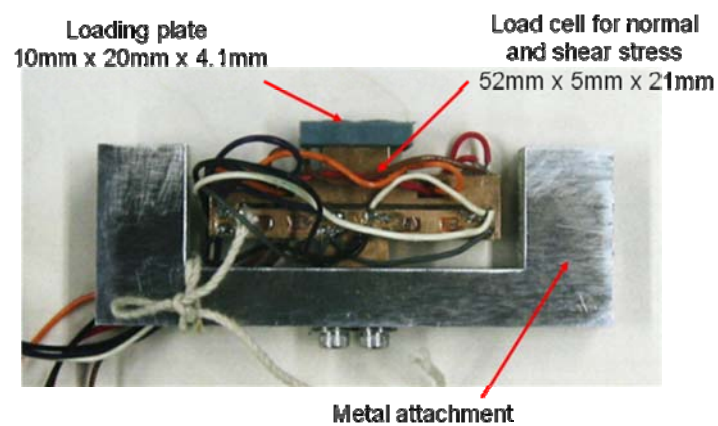
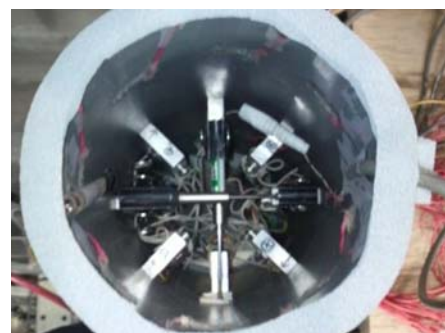
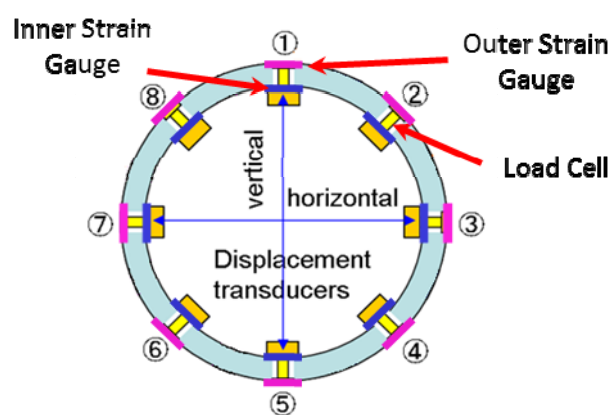


図 3 - 2 管模型の設置状況



2方向ロードセル

図 3 - 3 センサーと配置

載荷は幅 92cm×奥行 39cm の剛なジュラルミン載荷板を介して行い、地盤はほぼ一次元圧縮状態であった。土被り厚 60cm 程度相当のサーチャージ（約 10kPa）に加えて、応力振幅 50kPa で 100 回載荷した。繰返し載荷が終わると続けて 10kPa の一定荷重を 30 分間載荷し、それらを 3 回反復した。載荷履歴は図 3－4 に示す。載荷速度は 50 k Pa/分で空圧の載荷装置を用いて 応力制御した。なお、ここでの荷重振幅 50kPa は道路設計で用いられる T-25 の輪荷重にほぼ相当する。試験は、地盤密度を一様に変えた他（ゆる詰め：Dr=29%、中密度詰め：Dr=56%、密詰め：Dr=91%）、管側部のみゆる詰め（基礎層上 14cm をゆる詰め、管上 11cm は密詰め）、および管上部のみゆる詰め（基礎層上 14cm を密詰め、管上 11cm はゆる詰め）にした条件で行った。計測およびモデル地盤を安定させるため、載荷実験は 2 セット連続で行って本報告では 2 番目の結果を整理した。実験ケースと載荷条件を表 3－1 に示す。

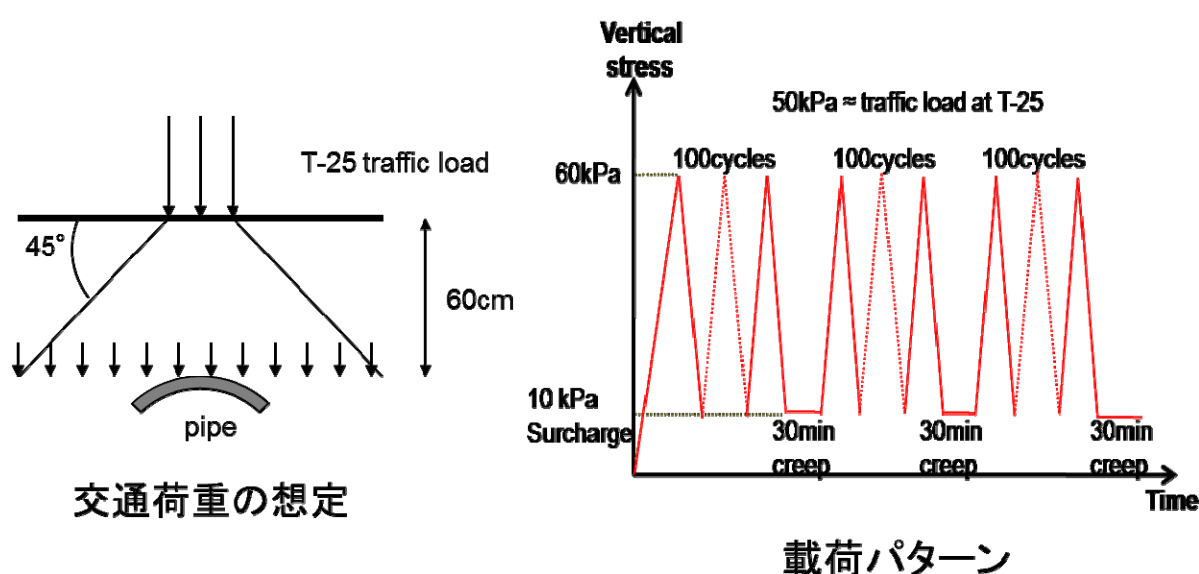


図 3－4 載荷履歴

表 3－1 実験ケース

ケース	モデル地盤	載荷履歴及び載荷形態
Case L	Dr=29%	10kPa まで載荷→ 繰返し載荷（荷重振幅 50kPa で 100 回）→ 一定応力（10 k Pa, 30min）→ 繰返し載荷→一定応力→ 繰返し載荷→一定応力 上記を 2 セット*
Case M	Dr=56%	
Case D	Dr=91%	
Case DL	管上部：Dr=91% 管側部：Dr=29%	
Case LD	管上部：Dr=29% 管側部：Dr=91%	

* 本報告では 2 セット目の結果を報告する。変位の初期値は 2 セット目の初めをゼロとする。

(3-2-2) 地盤密度の影響

図3-5にケースLとケースDにおける地盤と管の作用応力（垂直応力）と変位の関係を示す。地表面の載荷板応力に対して載荷板変位を、管の鉛直方向作用応力（LC1と5）に管鉛直内空変位を、管水平方向作用応力（LC3と7の平均値）に管水平変位をプロットした。ケースLではケースDに比べて地盤も管も変位量が多い。管頂部に作用する垂直応力（LC1）がケースLでは顕著に大きく載荷板応力をはるかに超えた値となった。管底部の垂直応力（LC5）も載荷板応力を超えるような値が現れた。ケースDでは管頂部の垂直応力（LC1）と管底部の垂直応力（LC5）が載荷板応力を下回る結果となった。それに応じて、管の鉛直内空変位と管水平変位も小さい。ケースMの応力と変位はケースLとケースDの結果の中間値が現れた。

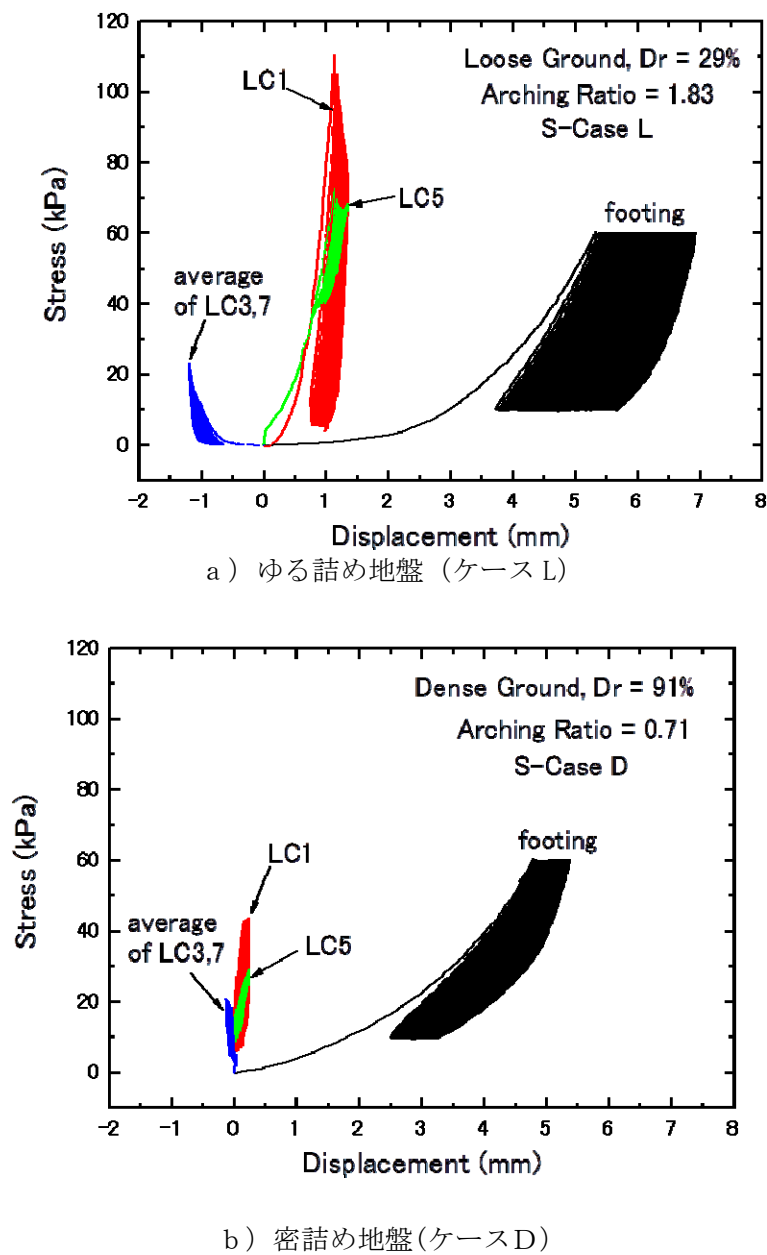


図3-5 地盤および管の作用応力と変位

これは地盤とたわみ性管の剛性の差によって、ゆるい地盤では埋設管の上部地盤が周囲地盤よりさらに大きい応力を分担して、密な地盤では反対に周囲地盤が埋設管の上部地盤より大きい応力を分担する地中応力の再配分効果のためと考えられる。すなわち、ゆるい地盤では管頂部に応力集中が生じ、密な地盤では管理設部が地盤よりも相対的に軟らかいため管の変形に伴って土のアーチングにより作用応力が減少すると考えられる。

地中埋設管に作用する垂直応力の大きさは地中応力の再配分により管上部にある土重量と地表面上載荷重より大きくなる事もあり、小さいこともある。地表面に加えられた上載荷重に対する埋設管に実際作用する垂直応力の比を **arching ratio(A)** とすると、本試験で得られた管頂部の初期垂直応力 (LC1) に対する A はケース L で 1.83、ケース M で 1.50、ケース D で 0.71 である。

また、図 3-6 には 1 段階载荷の 100 回目の繰返しの管の曲げひずみと直ひずみ分布を示す。曲げひずみと直ひずみは次式で定義する。

$$\varepsilon_{bending} = \frac{(\varepsilon_{outer} - \varepsilon_{inner})}{2}, \quad \varepsilon_{average} = \frac{(\varepsilon_{outer} + \varepsilon_{inner})}{2}$$

ゆるい地盤 (ケース L) が密な地盤 (ケース D) に比べて管頂、管底部すべて変形量が多い。変形形態もゆるい地盤の場合は管鉛直、水平方向の曲げひずみが大きく楕円形に近いことに比べ、密な地盤の場合は水平方向 (位置 3、7) が拘束されて小さいひずみ量を見せる。

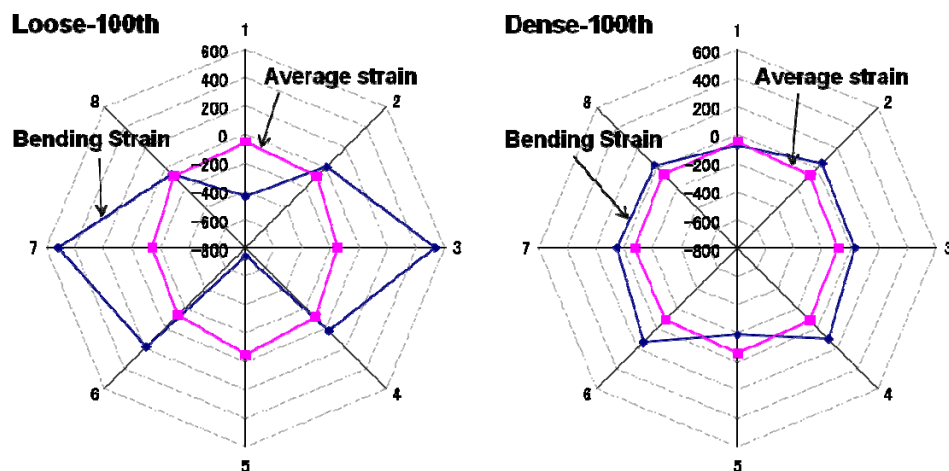


図 3-6 模型管のひずみ分布 (ゆる詰め地盤、密詰め地盤)

(3-2-3) 繰返し载荷の影響

繰返し载荷による作用応力の推移を把握するために、図 3-7 に管頂部および管側部に作用する垂直応力 (LC1、LC3 と 7 の平均：両者はほぼ同様の値) を経過時間に対してプロットした。

ゆる詰め地盤の場合、管頂部の垂直応力 (LC1) は初期に最大値を見せて繰返し载荷によって徐々に減少するのに対して、管側部の応力 (LC3&7) は繰返し载荷により徐々に増加することが分かる。これは応力集中により初期に管頂部が管の周囲より大きい応力を受けたのが繰返し载荷によって管周囲地盤がだんだん固められて剛性が増加し、それによって管頂

部に加えられた荷重が管の周囲へ伝達されたためと考えられる。一方、繰返し载荷の合間の一定応力载荷時に、管に作用する荷重が消えるのではなく蓄積されて、再载荷時以前の応力段階からまた変化する応力履歴の特徴が現れる。密詰め地盤の場合は、鉛直、水平方向ともにほとんど応力の変化がないか、あるいは微増の傾向が現れる。

図3-8はゆる詰め地盤の繰返し载荷による管の全位置の作用応力を各段階別に示したものである。管上部と管底部は繰返し载荷により作用荷重が減少し、管側部と管下部（管底部除外）は作用荷重が増加する。繰返し载荷の初期は作用荷重の急激な変化を見せるが、载荷回数が多くなることによって徐々に緩慢になる。

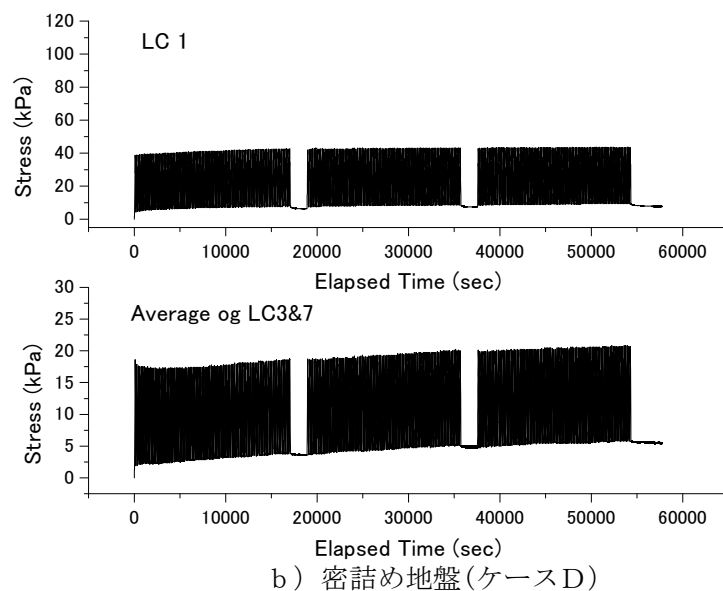
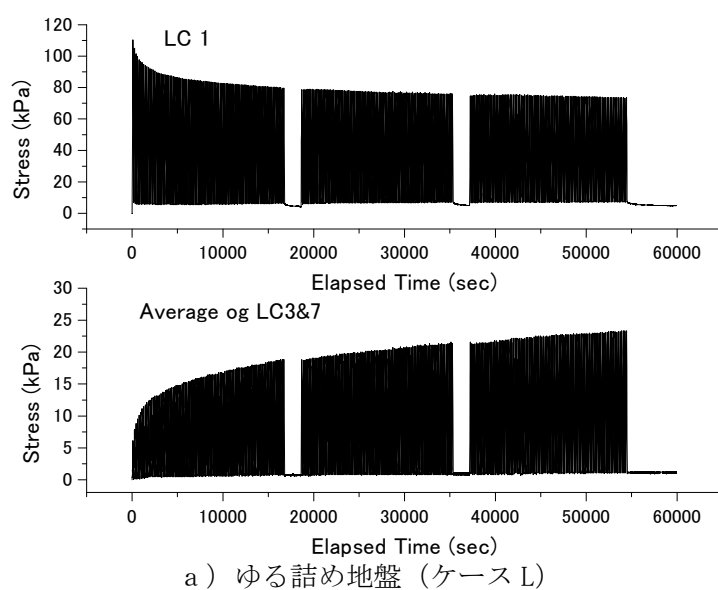


図3-7 繰返し载荷による管の作用応力の推移

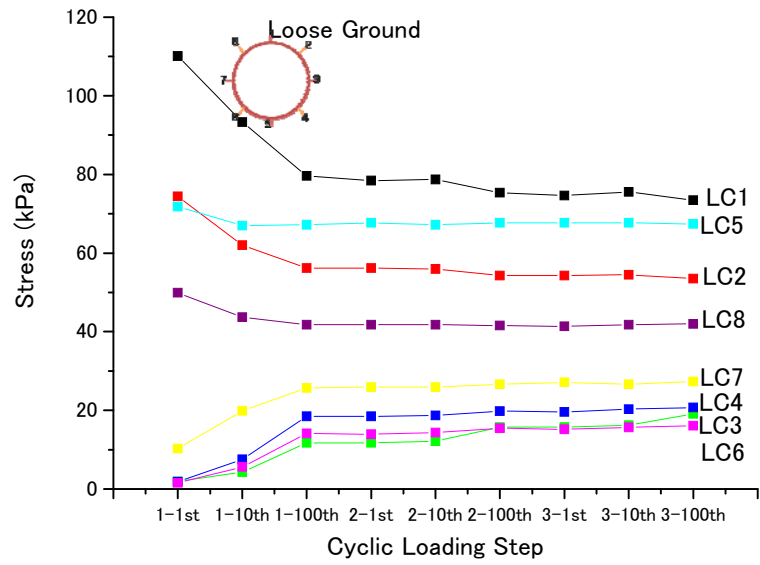


図 3-8 繰返し载荷の段階別での管の作用応力 (ゆる詰め地盤)

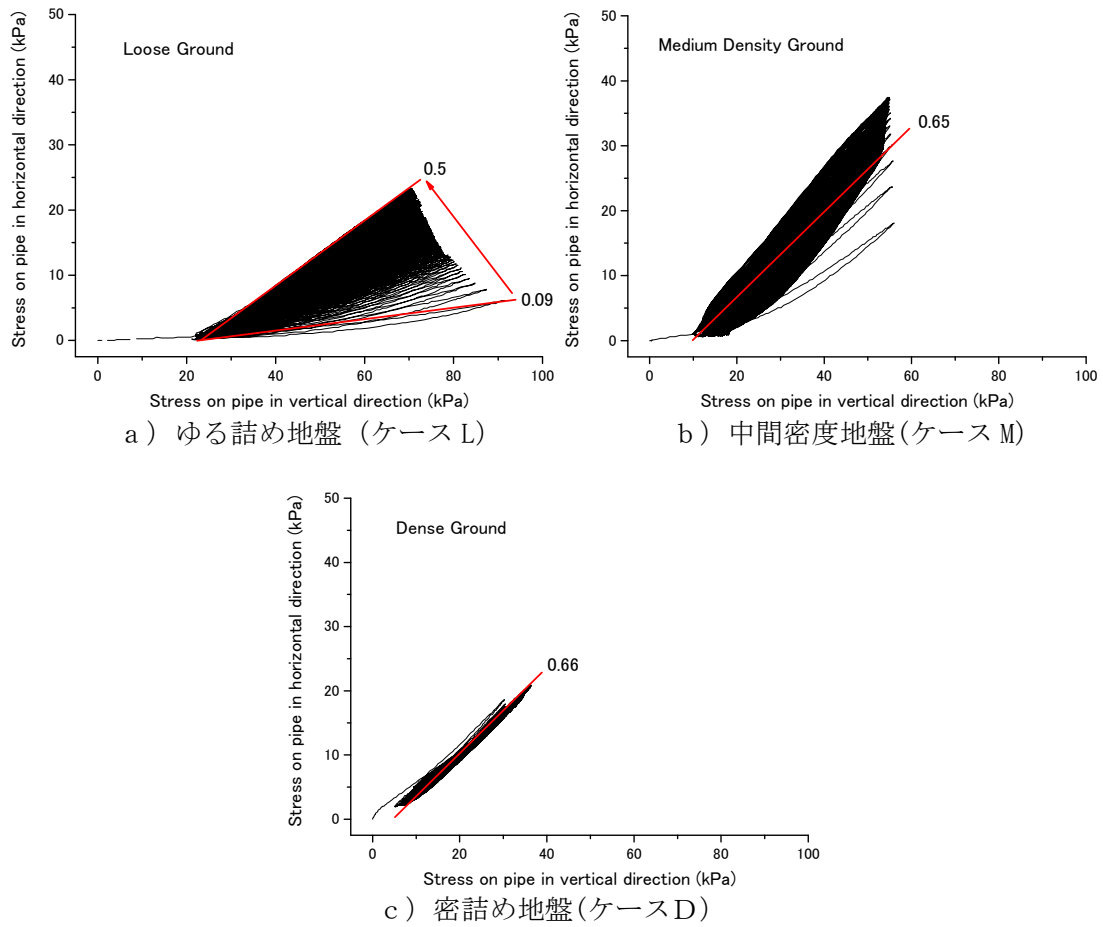


図 3-9 管作用応力の水平・鉛直比

図3-9は鉛直方向の作用応力（LC1と5の平均）に対して水平方向の作用応力をプロットした結果である。ゆるい地盤は繰返し载荷により水平方向の応力が増加して鉛直方向の応力が減少するので、水平方向と鉛直方向の応力比（土圧比）は図3-9aに示すように0.09から0.5まで増加する。密な地盤は応力の変化がほとんど見られず、応力比（土圧比）が0.66で一定である（図3-9b）。中間密度の地盤は密な地盤に比べて水平方向の作用応力の変化が大きいが、繰返し载荷の初期を除くとほぼ一定の応力比（土圧比）を持つ。（図3-9c）

図3-10には管のせん断応力の推移を示した。せん断応力は管周の接線方向に作用した応力とし、時計回り方向を正とした。結果を見ると、LC2とLC6が正、LC4とLC8が負の値を示していることより、管周辺の砂の移動は、管上下から管側方へ流れていく方向であると推測される。ケースLにおいてケースDよりも大きなせん断力が作用したのは地盤密度に起因し、ゆるい地盤では管の変形が大きく砂と管表面の相対変位も起こりやすいためであると考えられる。ゆる詰め地盤の場合、LC2とLC8のせん断応力は初期の最大値から繰返し载荷によって徐々に減少するのに対して、LC4とLC6のせん断応力は繰返し载荷により徐々に増加する傾向が現れる。密詰め地盤ではほぼ一定である。

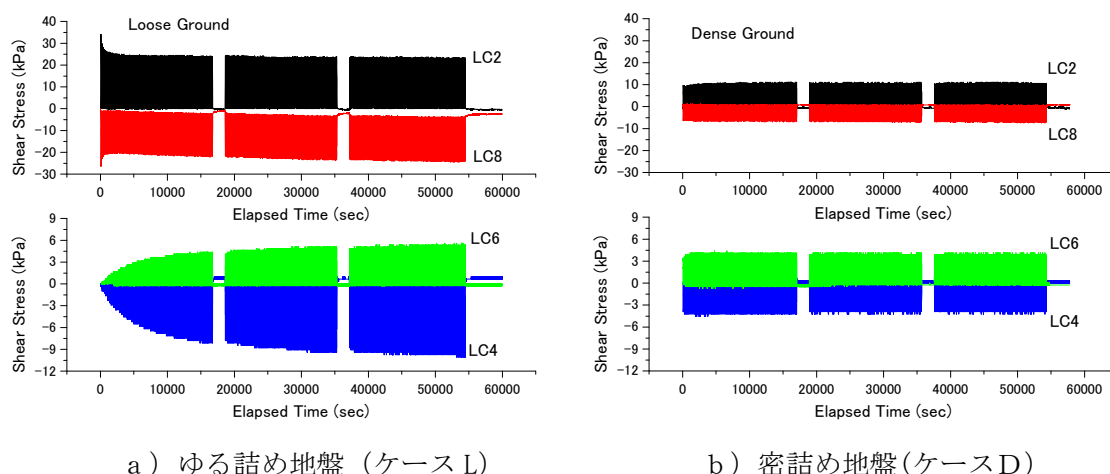


図3-10 管のせん断応力の推移

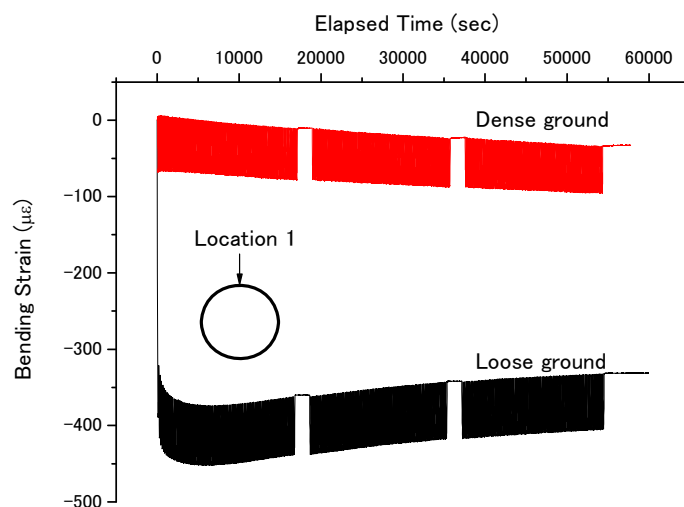


図3-11 繰返し载荷による管曲げひずみの推移

図 3-1-1 はゆるい地盤と密な地盤に対して管内外の位置 1 に設置されたひずみゲージの曲げひずみ結果を経過時間によって示している。図 3-1-1 に見られるようにゆるい地盤（ケース L）では繰返し载荷によって管頂部の曲げひずみが鉛直方向の作用応力の減少に従って初期の最大値（負の曲げで凹型変形）から徐々に減少する。それに対して密な地盤（ケース D）では繰返しにより徐々に増加することが分かる。管の曲げひずみの量はゆるい地盤の方がはるかに大きい。

（3-2-4） 裏込めに部分的に改良を施した場合の挙動

たわみ性管の挙動は埋設地盤に強く依存するため、埋戻し土をよく締め固めるという前提で設計される。しかしながら、実際、管直近の狭窄部においては十分な締め固めが容易でない場合も多いのが実情である。このようなゆる詰め埋設地盤を効果的に強化するための改良範囲を検討するために、ケース DL では管上部のみを、ケース LD では管側部のみを密詰めに締め固めた。図 3-1-2, 1-3 にケース DL と LD の地盤と管の作用応力と変位の関係を示す。ケース DL では、管頂部の垂直応力（LC1）は応力集中により载荷板応力を越える大きい値を見せたが全体的に鉛直応力の値はゆるい地盤の結果に比べると小さい。水平方向の垂直応力（LC3&7）と管の内空変位はゆるい地盤の結果とほぼ同じである。管頂部の初期垂直応力（LC1）に対する arching ratio(A)は 1.16 である。一方、ケース LD では、管への作用応力、管の変形共に小さく、arching ratio(A)は 0.69 となった。図 3-1-4 には管の曲げひずみと直ひずみ分布をプロットした。ひずみ分布は、ケース DL ではゆるい地盤（ケース L）と、ケース LD では密な地盤（ケース D）と似ていることがわかる。

全ケースの管の鉛直方向の作用応力（LC 1 と 5 の平均）と管鉛直変位の関係を図 3-1-5 に示す。グラフの傾きは地盤とたわみ性管の相互作用によって決まる埋設管の剛性を現わす。密な地盤の場合、地盤がたわみ性管の周囲を強く支持して高い剛性を持つ。埋設管剛性の大きさは密な地盤、中間密度の地盤、管側部のみゆる詰め地盤、ゆる詰め地盤の順となった。埋設管の応答は周辺地盤の密度、特に管側方部の拘束状態に依存するため、管の安定には管側方部の改良が効果的であることがわかった。

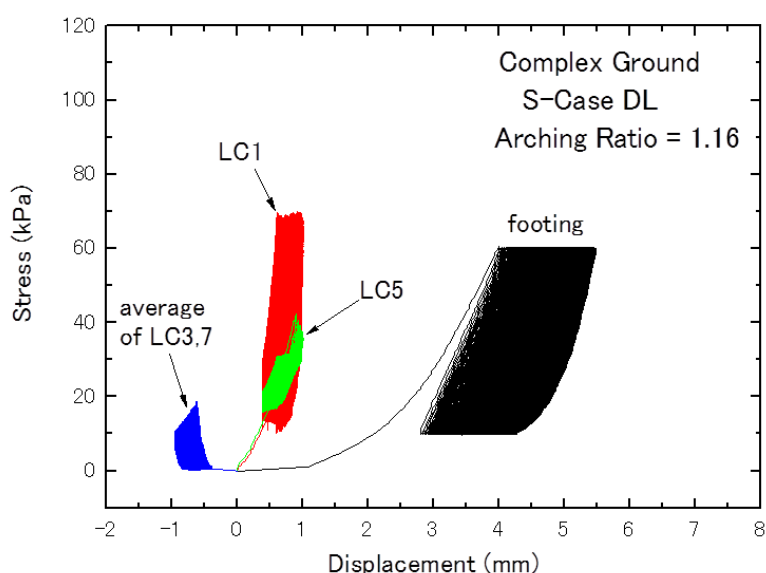


図 3-1-2 地盤および管の作用応力と変位（管側部のみゆる詰め、ケース DL）

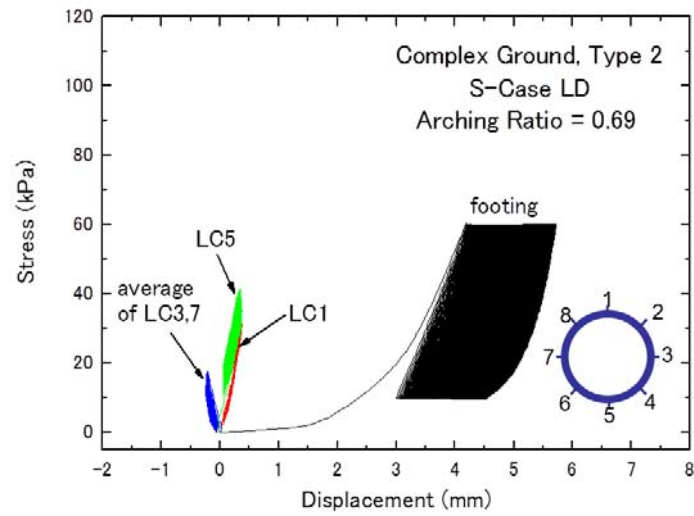
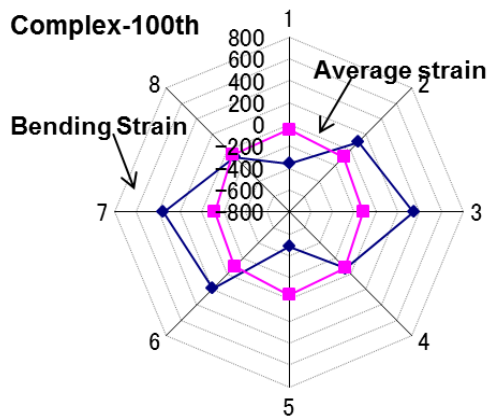
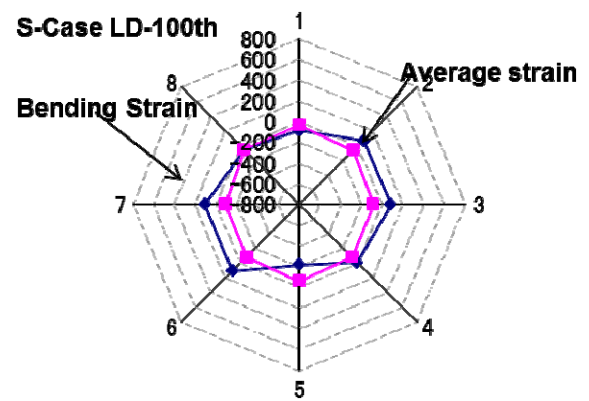


図 3 - 1 3 地盤および管の作用応力と変位（管上部のみゆる詰め、ケース LD）



（管側部のみゆる詰め、ケース DL）



（管上部のみゆる詰め、ケース LD）

図 3 - 1 4 模型管のひずみ分布

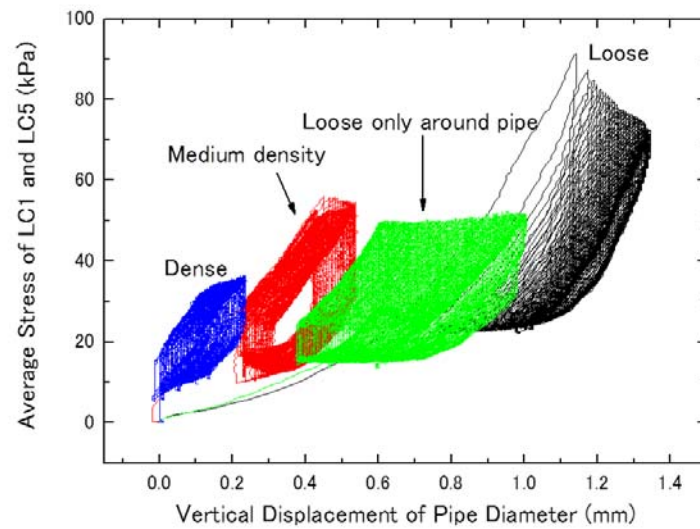


図 3 - 1 5 地盤密度別管の作用応力と変位関係

(3-3) まとめ

地中埋設管の挙動における地盤条件や繰返し载荷の影響を把握するために模型実験を実施し、以下の結論を得た。

- ・ ゆる詰め地盤では密詰め地盤に比べてたわみ性管に大きい応力が作用し、それに伴い大きな変位が発生した。特に、管頂部への応力集中が生じ、管の鉛直方向の作用応力が過大であった。
- ・ 繰返し载荷によって、ゆる詰め地盤の場合は埋設管の鉛直方向の作用応力が減少し水平方向の作用応力が増加する傾向が現れた。それに対して密詰め地盤では、鉛直および水平方向作用応力はほぼ一定かあるいは微増の傾向が現れた。管頂部のひずみは繰返し载荷によってゆる詰め地盤では減少し密詰め地盤では増加する。
- ・ ゆる詰め地盤では、管頂部に作用応力が集中し、管のたわみが大きい。管の変形には側方からの拘束が効果的であることから、管上部より管側部の改良を要することがわかった。

(4) リサイクル材の変形特性試験 (古関)

(4-1) はじめに

液状化被害を受けたライフライン地中埋設管を復旧する際に、自然材料を購入して埋戻し材として用いる代わりにリサイクル材料を有効利用することができれば、より合理的な液状化対策が可能となる。このとき、交通荷重等に対する埋戻し地盤の強化も同時に実施できることが望ましい。

以上の背景のもとで、本節では、コンクリート再生骨材と、比較的低強度のセメント改良を行った噴砂を対象に室内土質試験を実施し、交通荷重を想定した繰返し载荷に対する変形特性等を明らかにした。

(4-2) コンクリート再生骨材の三軸試験

コンクリート再生骨材を対象に、以下を目的とした三軸試験を実施した。

- ・ 交通荷重のような多数回の繰返し载荷を受けることにより生じる残留ひずみ量や剛性の変化特性から、埋戻し材としての性能を評価する。
- ・ 締固め密度の違いが強度変形特性に与える影響について検討する。

(4-2-1) 試験材料と試験方法

試験に用いたコンクリート再生骨材の粒度分布と締固め曲線を図4-1に示す。最大粒径が40 mm、平均粒径は10 mmであった。標準プロクター法に相当する条件(JIS A1210で規定されたB法)での締固め試験で得られた最大乾燥密度は1.494 g/cm³であったが、三軸試験用の供試体を同様な締固め条件で作成したところ、より高い乾燥密度(1.671 g/cm³)が得られた。前者の値は、限定された大きさ(直径150 mm、高さ125 mm)の締固め用モールドと、前述したように比較的大きな粒子で構成される再生骨材の境界部分での締固めを十分に行えない影響を受けていると考えられるため後者の値を基準とし、その95%に相当する乾燥密度での試験も実施することで、締固め密度の違いの影響を調べた。

三軸試験用供試体は矩形で断面240 mm x 240 mm、高さ500 mmとした。含水比6%に調整した試料を5層分に分け、各層厚が約10 cmとなるように突き固めて計3ケース作成した。各ケースの試験条件を表4-1に示す。所定の拘束圧(有効水平応力)を载荷して等方応力状態で0.5時間圧密した後、鉛直応力を増加させて異方応力状態として0.5時間圧密した。その後、所定の応力比での繰返し载荷を3000回実施し、最後に単調载荷を行って強度

特性を計測した。試験で得られた応力ひずみ関係の例を図 4－2 に示す。

図 4－2 に示した試験結果では、外部変位計による計測値から鉛直ひずみを算定しているが、局所変位計測装置（LDT）を供試体側面に各 3 対（鉛直、水平共に 6 箇所）設置して、高精度な鉛直、水平ひずみの計測も実施した。これらの設置位置を図 4－3 に示す。

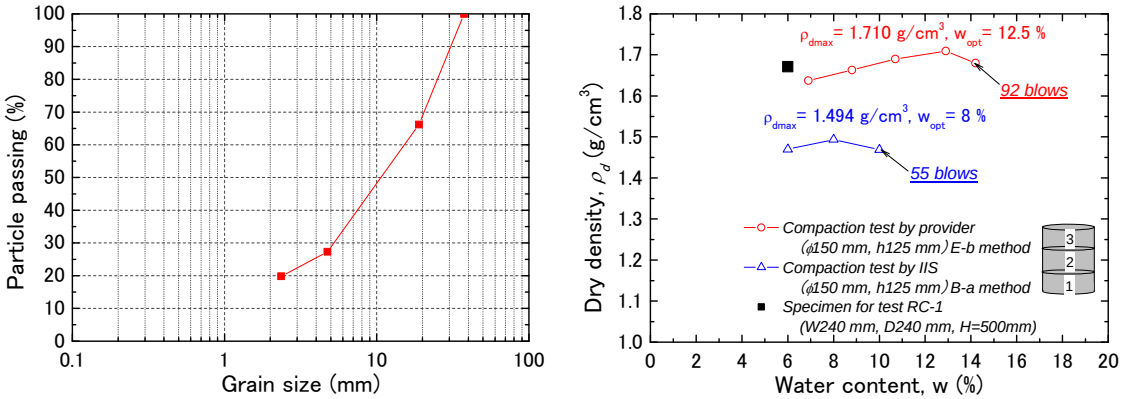


図 4－1 試験に用いたコンクリート再生骨材の粒度分布と締りめ曲線

表 4－1 コンクリート再生骨材の三軸試験条件

試験 ケース	初期乾燥密度 ρ_{d0} (g/cm ³)	拘束圧 σ_3' (kPa)	繰返し載荷 の応力振幅 Δq (kPa)	繰返し載荷 の応力比 σ_1'/σ_3'
RC-1	1.671	50	75～112.5	2.5～3.3
RC-2	1.671	80	75～112.5	1.9～2.4
RC-3	1.590	80	75～112.5	1.9～2.4

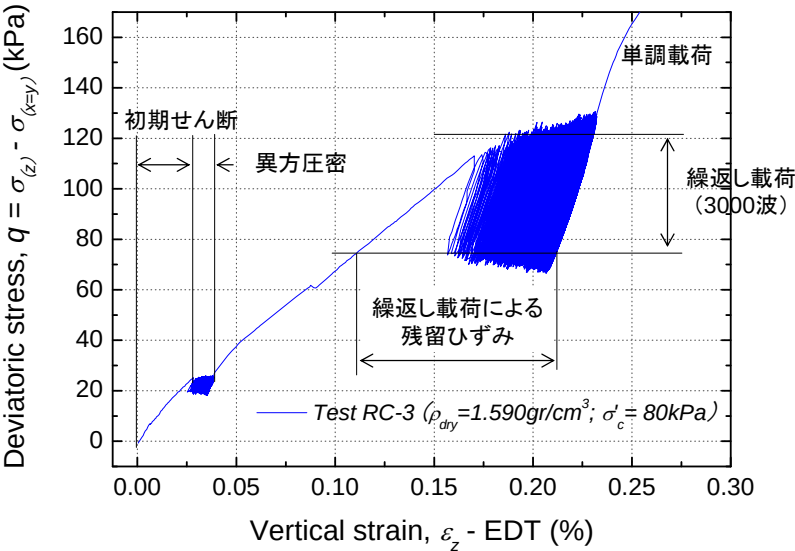


図 4－2 試験で得られた応力ひずみ関係の例（外部変位計でひずみ計測）

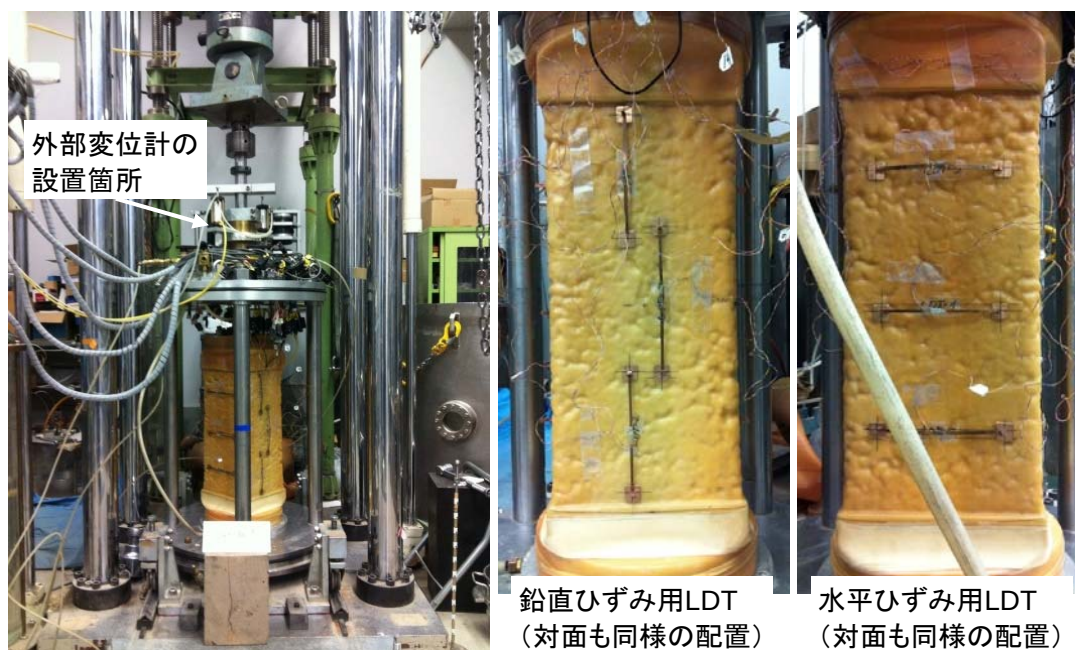


図 4-3 外部変位計と LDT の設置位置

(4-2-2) 試験結果と考察

繰返し载荷終了時までの 3 ケースの応力ひずみ関係の比較を図 4-4 (a) に示す。ここでは LDT で計測したひずみを用いているが、ケース RC-3 について図 4-2 に示した外部変位計による計測結果と比較すると、LDT で計測したひずみのほうが小さくなっていることがわかる。この理由として、外部変位計による計測値にはベディングエラー（供試体の上下端面付近での変形が過大評価される誤差）の影響が含まれていることが考えられる。

繰返し载荷により生じた残留ひずみ（定義は図 4-2 参照）と繰返し回数の関係を図 4-4 (b) に示す。ケース RC-1 では繰返し载荷の応力比が他よりも高めであったため、繰返し载荷の初期から大きめの残留ひずみが生じ、3000 回载荷後の LDT による計測値は 0.164% であった。他の 2 ケースにおける 3000 回载荷後の LDT による計測値は 0.071% と 0.060% であり、乾燥密度が小さいケース RC-3 のほうがケース RC-2 よりも残留ひずみは若干小さくなり、締固め密度の違いの影響は明確には現れなかった。

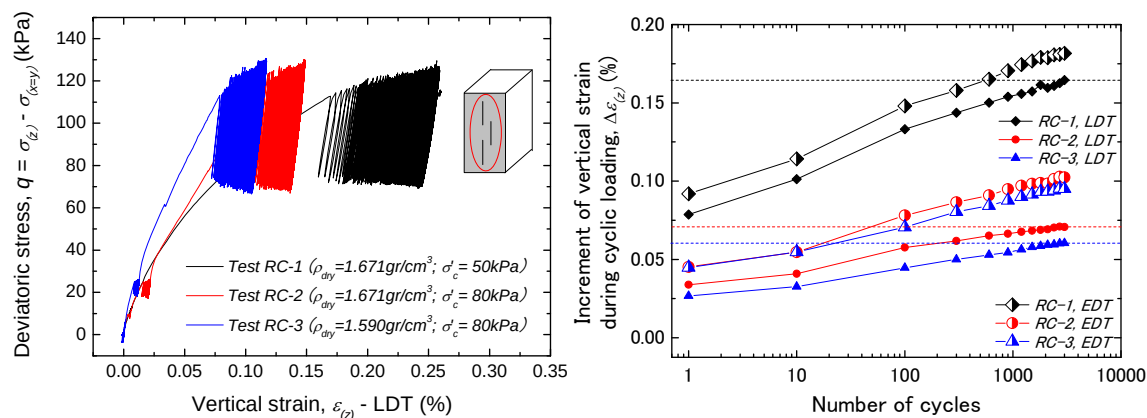


図 4-4 (a) 繰返し载荷終了までの応力ひずみ関係の比較（LDT でひずみ計測），
(b) 繰返し载荷による残留ひずみと繰返し回数の関係

1, 10, 100, 1000, 2000, 3000 回目の繰返し载荷時の応力ひずみ関係から、0.01 ~ 0.1 % のひずみレベルにおける等価ヤング率とポアソン比を算定した。算定例を図 4-5 に、これらの値と繰返し回数の関係を図 4-6 に示す。図 4-6 において密度がほぼ等しく拘束圧の異なるケース RC-1 と RC-2 の比較より、拘束圧が高いほど等価ヤング率が大きくポアソン比が小さいことがわかる。また、拘束圧が等しく密度の異なるケース RC-2 と RC-3 の結果に大きな差異は見られず、締固め密度の違いの影響は明確には現れなかった。いずれのケースでも等価ヤング率は繰返し载荷 10 回目までの間で増加し、その後はほぼ一定であった。

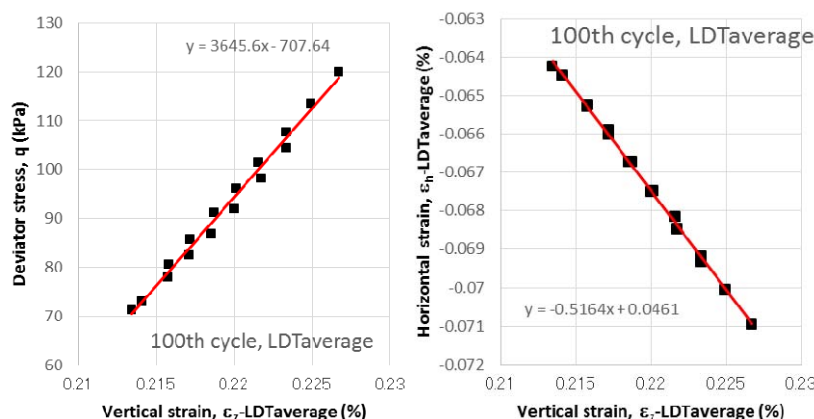


図 4-5 等価ヤング率とポアソン比の算定例

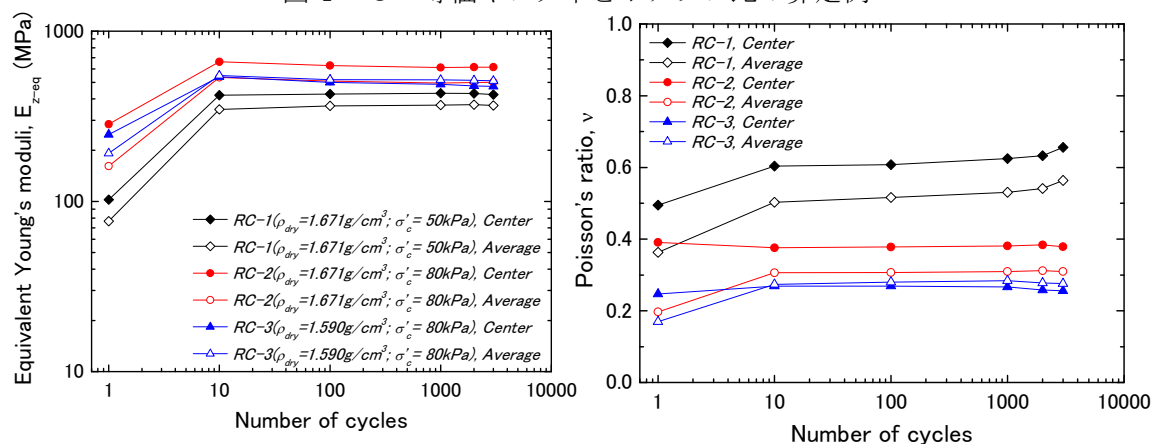


図 4-6 等価ヤング率、ポアソン比と繰返し回数の関係

繰返し载荷後に実施した単調载荷までも含む応力ひずみ関係の比較を図 4-7 に示す。高拘束圧下ほど、あるいは乾燥密度が高いほど、最大軸差応力が大きかった。このピーク応力状態でのモール円を図 4-8 に示す。乾燥密度 ($\rho_d = 1.671 \text{ g/cm}^3$) の等しいケース RC-1, RC-2 の結果から求めた内部摩擦角 ϕ は 39.0 度、見かけの粘着力 c は 2.3 kPa となり、今回の試験条件のもとでは、骨材の表面に残留していたと考えられるセメントに起因する見かけの粘着力の発現はほとんど見られなかった。

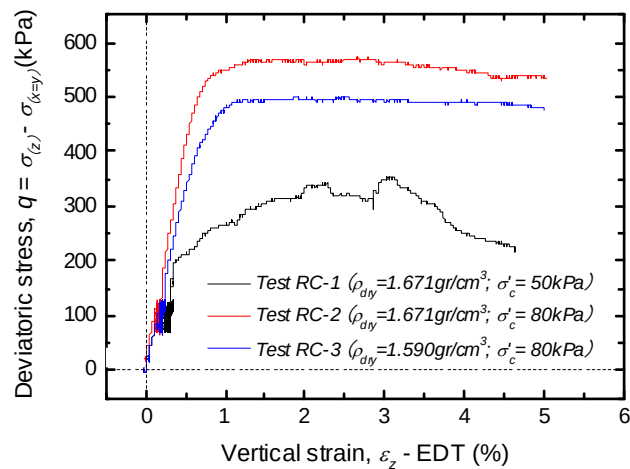


図 4-7 単調載荷終了までの応力ひずみ関係の比較（外部変位計でひずみ計測）

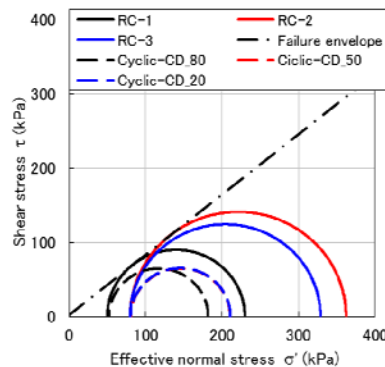


図 4-8 ピーク応力状態でのモール円（破線は繰返し載荷での最大軸差応力状態）
 (4-3) 低強度セメント改良した噴砂の一軸・三軸試験

比較的低強度のセメント改良を行った噴砂を対象に、以下を目的とした試験を実施した。

- ・ 交通荷重のような多数回の繰返し載荷を受けることにより生じる残留ひずみ量や剛性の変化特性から、埋戻し材としての性能を評価する。
- ・ 拘束圧のない一軸条件下での圧縮強さに加えて、拘束圧のある三軸条件下での強度定数も求める。

(4-3-1) 試験材料と試験方法

千葉県香取市佐原地区で採取した噴砂試料から 4.75 mm 以上の土粒子を除去して試験に用いた。粒度分布と締固め曲線を図 4-9 に示す。平均粒径は 0.16 mm，細粒分含有率は 3% であった。標準プロクター法に相当する条件（JIS A1210 で規定された A 法）での締固め試験結果はばらつきが大きく、特に試料を繰返し使用すると粒子破砕が進行して細粒化する傾向が見られた。ここでは、試料を繰返し使用しないで得られた乾燥密度の最大値 (1.455 g/cm³) を基準値として、セメント添加後もその 90% 程度の乾燥密度 (1.310 g/cm³) となるように供試体を作成した。

最初に、セメント添加率（噴砂の乾燥質量に対するセメントの質量率）を 1.5 % から 3 % までの範囲で変えた供試体を作成し、一軸圧縮強度との関係を調べた。噴砂、普通ポルトランドセメント、水をハンドミキサーで混合し、前述した締固め試験において乾燥密度の最大値が得られた際の含水比 (13.2%) となるように調整した。混合試料の全量を 10 層分に分け、各層厚が 1 cm となるようにプラスチックモールド内で突き固めて直径 50 mm，高さ 100 mm の円柱供試体を作成した。材齢 3 日目までは恒温 (20 度)、恒湿 (90 %) 状態で気

中密封養生し、4日目から水浸養生した。材齢7日目（セメント添加率 2.5 % のみ 8 日目）で一軸圧縮試験を実施した結果を図 4-10 に示す。この結果に基づいて、目標一軸圧縮強度を 200 kPa とし、対応するセメント添加率を 2 % とする配合に決定した。

次に、この配合を用いて一軸圧縮試験と同一の方法で作成した材齢7日目の供試体に対し、拘束圧を 20 kPa から 80 kPa の範囲で変えた三軸試験を計 3 ケース行なった。各ケースの試験条件を表 4-2 に示す。所定の拘束圧を载荷して等方応力状態で 1 時間圧密した後、鉛直応力を増加させて異方応力状態として 1 時間圧密した。その後、所定の応力比での繰返し载荷を 3000 回実施し、最後に単調载荷を行って強度特性を計測した。繰返し载荷の直前と 1, 10, 100, 1000, 2000, 3000 回载荷後には、微小ひずみレベルでの繰返し载荷を 11 回行い、弾性的な変形特性を評価した。試験で得られた応力ひずみ関係の例を図 4-11 に示す。

図 4-11 に示した試験結果では、外部変位計による計測値から鉛直ひずみを算定しているが、局所変位計測装置（LDT）を供試体側面に 1 対設置して、高精度な鉛直ひずみの計測も実施した。これらの設置位置を図 4-12 に示す。

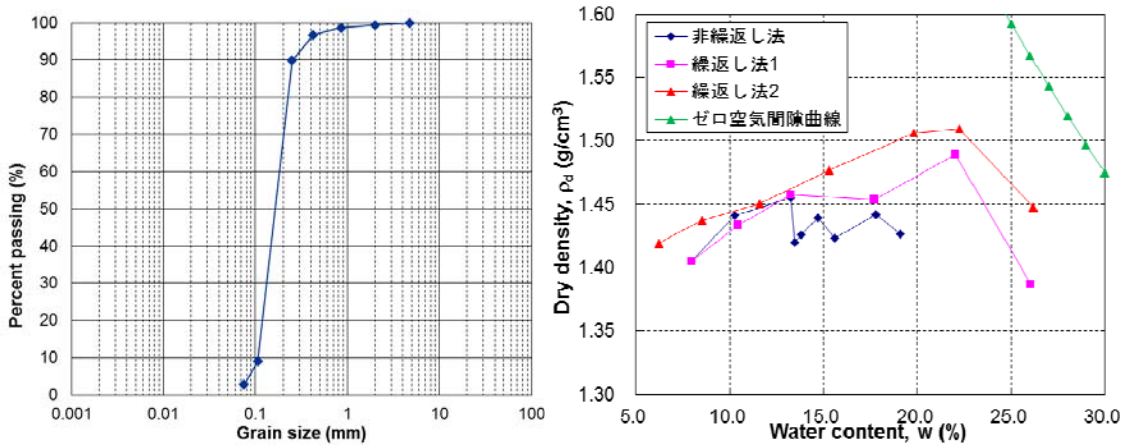


図 4-9 試験に用いた噴砂の粒度分布と締固め曲線

表 4-2 低強度セメント改良した噴砂の三軸試験条件

試験 ケース	圧密前 乾燥密度 ρ_{d0} (g/cm ³)	含水比 w %	拘束圧 σ_3' kPa	異方圧密 の応力比 $K_0 = \sigma_3'/\sigma_1'$	繰返し载荷 の応力振幅 Δq (kPa)	繰返し载荷 の応力比 σ_1'/σ_3'
CD_80	1.350	31.5	80	0.51	75~112.5	1.9~2.4
CD_50	1.369	12.5	50	0.40	75~112.5	2.5~3.3
CD_20	1.334	14.1	20	0.27	75~112.5	4.8~6.6

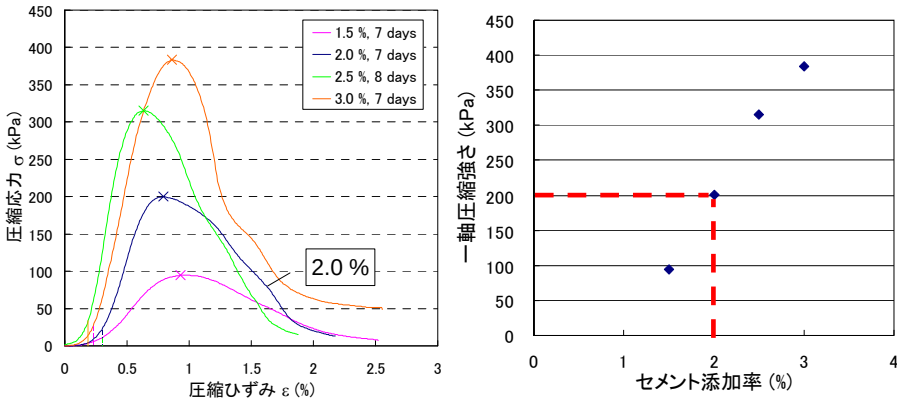


図 4-10 低強度セメント改良した噴砂の一軸試験結果

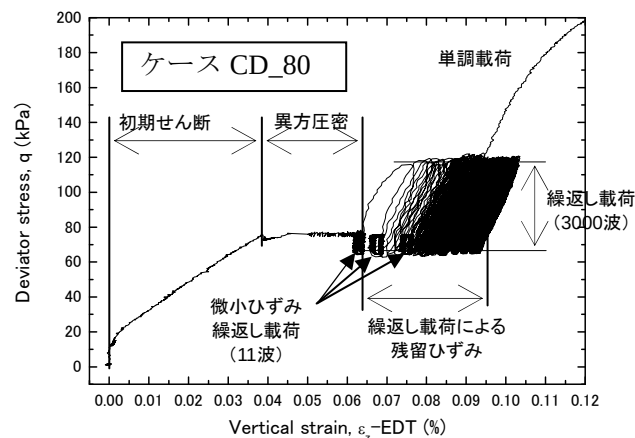


図 4-1-1 試験で得られた応力ひずみ関係の例（外部変位計でひずみ計測）



図 4-1-2 外部変位計と LDT の設置位置

（4-3-2）試験結果と考察

繰返し载荷終了時までの 3 ケースの応力ひずみ関係の比較を図 4-1-3 (a) に示す。ここでは LDT で計測したひずみを用いているが、ケース CD_80 について図 4-1-1 に示した外部変位計による計測結果と比較すると、LDT で計測したひずみのほうが小さくなっていることがわかる。この理由として、4-2-2 で述べたベディングエラーの影響が外部変位計による計測値に含まれていることが考えられる。

繰返し载荷により生じた残留ひずみ（定義は図 4-1-1 参照）と繰返し回数（図 4-1-3 (b)）に示す。ケース CD_20 では繰返し载荷の応力比が最も高かったが、残留ひずみは最も小さく、3000 回载荷後の LDT による計測値は 0.011% であった。他の 2 ケースにおける 3000 回载荷後の LDT による計測値は 0.015% と 0.023% であり、繰返し応力比が小さくても応力レベルが高いケース CD_80 において、最も大きな残留ひずみが生じた。

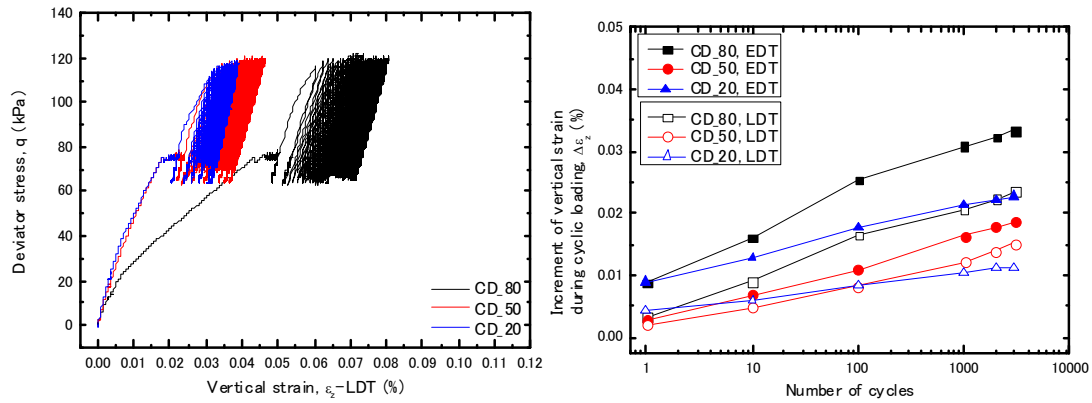


図 4-1-3 (a) 繰返し载荷終了までの応力ひずみ関係の比較 (LDT でひずみ計測), (b) 繰返し载荷による残留ひずみと繰返し回数の関係

1, 10, 100, 1000, 2000, 3000 回目の繰返し载荷時の応力ひずみ関係から、0.01%のひずみレベルにおける等価ヤング率を算定した。算定例を図 4-1-4 (a)に、これらの値と繰返し回数の関係を図 4-1-5に示す。また、これらの回数までの繰返し载荷後にそれぞれ行った微小ひずみレベルでの繰返し载荷の 10 回目における応力ひずみ関係から、0.001%のひずみレベルにおける等価ヤング率（以下では区別のために「弾性的ヤング率」と称する）を例えば図 4-1-4 (b)に示すように算定し、同様に整理した結果も図 4-1-5中に示す。

図 4-1-5において、0.001%のひずみレベルにおける弾性的なヤング率は繰返し载荷の回数によらずほぼ一定であった。一方で、0.01%のひずみレベルにおける等価ヤング率は、特に繰返し载荷の初期段階において増加した。

なお、ケース CD_20 では、乾燥密度が最も低く拘束圧も小さいにもかかわらず、他のケースと比較していずれのヤング率も逆に高かった。本試験では、LDT の供試体への固定度を高めるため、歯科用石膏で表面を部分的に置き換えた供試体側面とメンブレンとを接着剤で固定した後に、LDT のヒンジを取り付けた。しかし、低拘束圧下では LDT やヒンジの自重の影響が相対的に高まり、拘束圧の高いケースと比較して固定度が不十分だったため、ひずみを過小評価した可能性が考えられた。

繰返し载荷後に実施した単調载荷までも含む応力ひずみ関係の比較を図 4-1-6に示す。高拘束圧下ほど最大軸差応力が大きかった。このピーク応力状態でのモール円を図 4-1-7に示す。3 ケースのモール円の包絡線から求めた内部摩擦角 ϕ は 39.0 度、見かけの粘着力 c は 65 kPa となった。見かけの粘着力が、前節で述べたコンクリート再生骨材 ($c=0.5$ kPa) よりもはるかに大きかったために、今回のように比較的低い拘束圧の条件下ではその効果がより強く現れて、繰返し载荷による残留ひずみが著しく小さくなったことが考えられる。

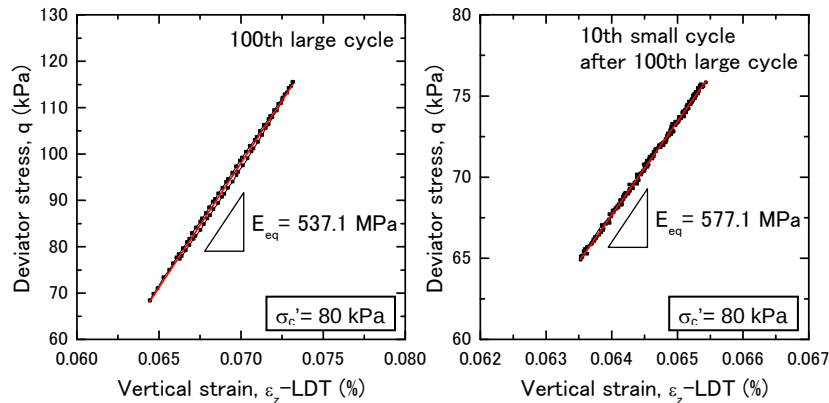


図 4-1-4 (a)等価ヤング率と(b)弾性的ヤング率の算定例

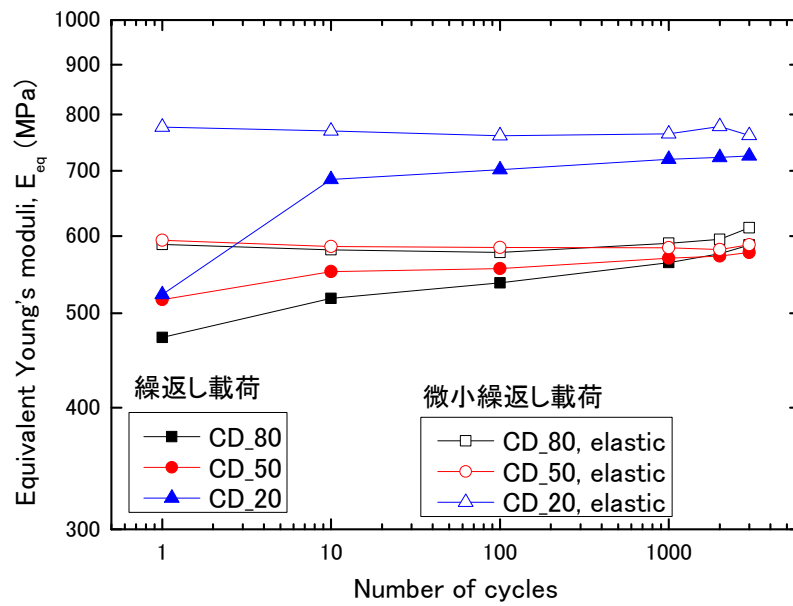


図 4 - 1 5 等価ヤング率，弾性的ヤング率と繰返し回数の関係

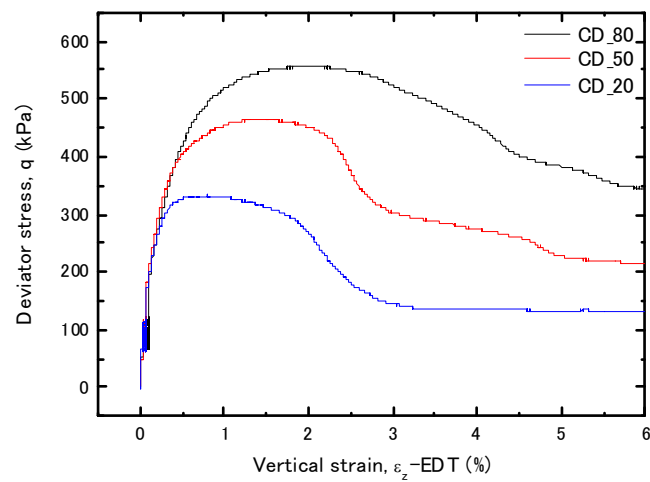


図 4 - 1 6 単調载荷終了までの応力ひずみ関係の比較（外部変位計でひずみ計測）

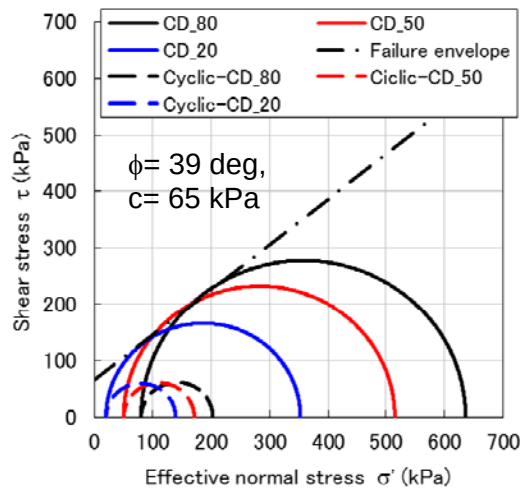


図 4-17 ピーク応力状態でのモール円（破線は繰返し載荷での最大軸差応力状態）

（4-4）試験結果のまとめ

本節で実施した試験結果を以下にまとめる。

コンクリート再生骨材：

- ・ 繰返し載荷による残留ひずみ
 - LDT を用いた局所変位計測による 3000 回載荷後の残留ひずみは最大で 0.164 %であった。
 - 繰返し応力比が高いほど残留ひずみが大きくなった。
 - 締固め密度の差が残留ひずみの大きさに及ぼす影響は明確に現れなかった。
- ・ 繰返し載荷による剛性の変化特性
 - 拘束圧が高いほど、0.01 ～ 0.1 %のひずみレベルにおける等価ヤング率が大きくポアソン比が小さかった。
 - 等価ヤング率はいずれのケースも繰返し載荷の 10 回目までの間で増加し、その後はほぼ一定であった。
 - 締固め密度の差が剛性の変化特性に及ぼす影響は明確には現れなかった。
- ・ 強度定数
 - 高拘束圧下ほど、また乾燥密度が高いほど、最大軸差応力が大きかった。
 - 乾燥密度 ($\rho_d = 1.671 \text{ g/cm}^3$) の等しい試験ケースから求めた内部摩擦角 ϕ は 39.0 度、見かけの粘着力 c は 2.3 kPa であった。

低強度セメント改良した噴砂：

- ・ 繰返し載荷による残留ひずみ
 - LDT で計測した 3000 回載荷後の残留ひずみは最大で 0.023 % であった。
 - 繰返し応力比が小さくても応力レベルが高いほうが、大きな残留ひずみが生じた。
- ・ 繰返し載荷による剛性の変化特性
 - 0.001%のひずみレベルにおける弾性的なヤング率は繰返し載荷の回数によらずほぼ一定であった。
 - 0.01%のひずみレベルにおける等価ヤング率は、特に繰返し載荷の初期段階において増加した。
 - 乾燥密度が最も低く拘束圧も小さい試験ケースでは、他のケースと比較して

ヤング率が逆に高かった。この原因として、低拘束圧下での LDT による計測ひずみが過小評価されている可能性が考えられた。

・ 強度定数

- 高拘束圧下ほど最大軸差応力が大きくなり、 $\phi = 39.0$ 度, $c = 65$ kPa であった。
- コンクリート再生骨材と比較すると見かけの粘着力が大きいために、比較的
に低い拘束圧下で実施した本試験条件のもとでは、見かけの粘着力の効果が
より強く現れて、繰返し载荷での残留ひずみが小さくなったと考えられる。

表 4－3 は、残留ひずみに着目して、以上の試験結果を既往の関連研究成果とあわせて整理したものである。繰返し载荷の応力比等の試験条件が必ずしも統一されていないが、A, B, D のリサイクル材料の残留ひずみは概ね 0.1% 以下であることから、いずれも埋戻しに適用可能であると考えられる。C については残留圧縮が大きい、この要素試験ではタイヤチップ単体の供試体を用いており、タイヤチップの粒子間の間隙が大きいことが要因の一つと考えられる。本研究で行った模型実験では、タイヤチップと珪砂を混合し、タイヤチップの間隙を砂が埋めているので、これよりは残留圧縮が小さくなることが期待される。既往の研究成果がないが、これらを用いた埋戻しは埋設管の液状化対策としても有効であることが、本研究（2－2 節参照）および既往の関連研究で示されている。

表 4－3 残留ひずみの比較

材料	締固め度 (%)	乾燥密度 (g/cm ³)	拘束圧 (kPa)	繰返し载荷の 応 力 比 σ_1'/σ_3'	残留ひずみ(%) 外部変位計	残留ひずみ(%) LDT
碎石*	85 ～ 86	1.364 ～ 1.378	20	1.5 ～ 2.3	0.026	-
	85 ～ 87	1.372 ～ 1.400	50	1.2 ～ 1.5	0.006	0.023
A. コンクリート 再生骨材	-	1.671	50	2.5 ～ 3.3	0.182	0.164
	-	1.671	80	1.9 ～ 2.4	0.102	0.071
	-	1.590	80	1.9 ～ 2.4	0.095	0.060
B. 廃ガラス 粗粒材*	95 (94 ～ 96)	1.45 (1.439 ～ 1.466)	20	1.5 ～ 2.3	0.057	-
			50	1.2 ～ 1.5	0.023	0.019
			80	1.1 ～ 1.3	0.014	0.022
	90 (87 ～ 93)	1.37 (1.334 ～ 1.426)	20	1.5 ～ 2.3	0.461	-
			50	1.2 ～ 1.5	0.116	-
			80	1.1 ～ 1.3	0.076	-
C. 廃タイヤ チップ**	-	0.676	20	1.0 ～ 2.0	4.4	-
	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-
D. 噴砂(低強度セメント改良)	92	1.334	20	4.8 ～ 6.6	0.023	0.011
	94	1.369	50	2.5 ～ 3.3	0.019	0.015
	93	1.350	80	1.9 ～ 2.4	0.033	0.023

出典 *：三上大道「リサイクル地盤材料・建設発生土の埋設管理め戻し土としての適用性に関する実験的研究」（東京大学博士論文，2010）

**：Nirmalan Shanmugaratnam 「Strength and Deformation characteristics of compacted scrap tire chips」（東京大学修士論文，2006）

(5) まとめ

【既設・新設の埋設管の耐液状化補強工法の提案】

- ・既設のライフライン地中埋設管に対して、非開削で埋め戻し地盤の液状化対策を行う工法として、管周辺への排水管の設置、管周辺埋め戻し土への薬液注入、老朽化防止シースの管への挿入を提案し、効果を確認した。
- ・排水管工法では、下水管路に沿って、一定間隔で排水管を地盤内に鉛直挿入する。地震時に発生する過剰間隙水圧の消散を促進することで、排水管周辺地盤の液状化発生を防止する。
- ・薬液による地盤の固化改良は、構造物の直下に位置する軟弱な地盤を改良する目的で既に実用化されている。本研究では本工法を埋設ライフラインに適用し、液状化被害を軽減することを目的とした。薬液（コロイダルシリカ）の費用を抑えるため、少量の薬液を用いて十分な効果を得るために、効果的な注入方法と注入量の検討を行った。
- ・老朽化防止シースの管への挿入は、液状化した土砂が継手破損部から管内に流入し、埋設管の断面が閉塞する問題への対策として、既設埋設管内にシース管を挿入する工法である。シース管は従来、老朽化した埋設管の機能延命に際して用いられる場合はあったが、この効果に加え、液状化時の土砂流入による管内閉塞を防止し、流下機能の確保も可能である。
- ・ライフライン地中埋設管の新設、あるいは、液状化被害を受けた管を復旧する際に、リサイクル埋め戻し材料や管材と管形状を工夫して合理的な液状化対策も同時に実施できる工法として、リサイクル埋め戻し材料の利用や、設計の観点から管の変位防止治具の設置を提案し、効果を確認した。
- ・リサイクル材料は、(1)廃ガラス粗粒材、(2)コンクリート再生骨材、(3)廃タイヤチップと砂の混合、(4)液状化噴砂のセメント固化改良物の4種類である。リサイクル材料を埋戻しに用いることで管路の液状化被害を軽減することが立証された。この手法は、周辺原地盤が液状化する場合にも有効であるが、その場合には、リサイクル材料に夜埋め戻し部分そのものの密度が、周辺地盤と大きく異なる場合には、埋め戻し部分全体が沈下・浮上することが分かった。したがって、埋め戻し材料の密度に注意を払うことが重要である。
- ・管の変位防止治具として、角の形状をした治具を埋設管上に設置する工法を提案した。治具の上端が道路の路床・路盤の下端に接するように設置することで、液状化中の埋設管に作用する浮き上がり力は棒部材を通して路床・路盤に直接伝達する。不飽和である表層が浮き上がり力に抵抗することで埋設管路の浮上抑制が可能となる。
- ・上記それぞれの対策工法について、実験結果に基づいて、設計に反映できる安全率等の指標の作成を試みた。

【リサイクル材を埋め戻しに用いたときの交通荷重などの繰返し载荷の影響】

- ・ライフライン地中埋設管の新設、あるいは復旧のために、液状化しにくいリサイクル材料で埋め戻す場合について、埋め戻し部分が多数回の繰返し交通荷重を受けたときの、埋設管への応力負担を、模型実験で確かめた。ゆる詰め地盤では、密詰め地盤に比べてたわみ性管に大きい応力が作用し、それに伴い大きな変位が発生した。特に、管頂部への応力

集中が生じ、管の鉛直方向の作用応力が過大であった。

- ・一方、繰返し载荷を行うと、ゆる詰め地盤の場合は埋設管の鉛直方向の作用応力が減少し水平方向の作用応力が増加する傾向が現れた。それに対して密詰め地盤では、鉛直および水平方向作用応力はほぼ一定かあるいは微増の傾向が現れた。管頂部のひずみは繰返し载荷によってゆる詰め地盤では減少し密詰め地盤では増加する。
- ・ゆる詰め地盤では、管頂部に作用応力が集中し、管のたわみが大きい。管の変形には側方からの拘束が効果的であることから、管上部より管側部の改良を要することがわかった。
- ・各種材料（特にリサイクル材）の締固め、圧縮性、強度などの基本特性を、要素試験により把握した。リサイクル材料の残留ひずみは小さくであることから、いずれも埋戻しに適用可能であると考えられる。

8. 研究成果の刊行に関する一覧表

刊行書籍又は雑誌名 (雑誌のときは雑誌名、巻号数、論文名)	刊行年月日	刊行書店名	執筆者氏名
第9回地盤工学会関東支部発表会 Proceeding CD-ROM, Paper No. A0144, “Backfilling by recycled glass for mitigation of pipeline uplift during liquefaction”	2012年10月5日	地盤工学会関東支部	Masahide Otsubo, Liu Bangan, Toshihiko Hayashida, Minh Le'Ngoc, Gabriel Simi Shigeru Goto, Ikuo Towhata
5th Taiwan-Japan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfall, Tainan, “An experimental study on development of effective and economical mitigations of damage in embedded pipelines during seismic liquefaction”	2012年11月12-15 日	地盤工学会・ 国際地盤工学会	Masahide Otsubo, Liu Bangan, Gabriel Simi, Minh Le'Ngoc, Toshihiko Hayashida, Shigeru Goto, Ikuo Towhata
The 5th International Geotechnical Symposium-Inchon, “Protection of	2013年5月22-24日	韓国地盤工学会	Ikuo Towhata, Masahide Otsubo, Taro Uchimura, Masato Shimura,

undearground lifeline from seismic liquefaction problems” 第 48 回地盤工学研究 発表会, “埋設管路の液 状化被害軽減に関する 実験 -浮上防止治具の 適用-”	2013 年 7 月 24-26 日	地盤工学会	Bangan Liu, Toshihiko Hayashida 大坪正英, Liu Bangan, 林田敏彦, 後藤茂, 東畑郁生
第 48 回地盤工学研究 発表会, “埋設管路の液 状化被害軽減に関する 実験-リサイクル材料 による埋戻し-”	2013 年 7 月 24-26 日	地盤工学会	林田 敏彦, 大坪 正 英, Liu Bangan, Minh Le ’ Ngoc, Gabriel Simi, 後藤 茂, 東畑 郁生
第 48 回地盤工学研究 発表会, “埋設管路の液 状化被害軽減に関する 実験 -薬液注入工法の 利用-”	2013 年 7 月 24-26 日	地盤工学会	志村雅仁, 大坪正 英, 内村太郎, 東畑 郁生, 後藤茂
第 48 回地盤工学研究 発表会, “Mitigation of liquefaction-induced damage on lifeline: Drainage pipe method”	2013 年 7 月 24-26 日	地盤工学会	Bangan Liu, Masahide Otsubo, Toshihiko Hayashida, Gabriel SIMI, Shigeru Goto, Ikuo Towhata
第 68 回土木学会年次 学術講演会, “シース管 挿入による既設埋設管 継手の耐震補強 ～液 状化土砂の流入防止 ～”	2013 年 9 月 4-6 日	土木学会	大坪正英, 林田敏 彦, 志村雅仁, 東畑 郁生

9. 研究成果による知的財産権の出願・取得状況

知的財産権の内容	知的財産権の 種類、番号	出願年月日	取得年月日	権利者名
該当なし (出願準備中)				

10. 成果の実用化の見通し

本研究では、上下水道管などのライフライン地中埋設管の液状化対策手法として、既設の地中埋設管の液状化対策と老朽化対策を兼ねた非開削での対策と、地震で既に液状化被害を受けた地中埋設管の将来の液状化対策を兼ねた復旧を、それぞれ経済的・効果的に実施できる技術を開発した。埋め戻し土への薬液注入、老朽化防止シース管の挿入、リサイクル埋め戻し材料の利用、管の変位防止治具の設置、継ぎ手部へのシース管の挿入など、将来の実用化に結びつく技術を提案し、模型実験、材料実験に基づいてこれらの効果と妥当性を検証した。

この過程では、他大学、(独)土木研究所や、下水管の設計コンサルタント、薬液・地盤改良の施工業者などの研究者、技術者による委員会を定期的に設けて、実用化の視点からの助言のもとで研究を進めてきた。

研究期間の終了後も、提案した各工法について室内実験を継続し、検討を続けている。

現在、この中のいくつかの対策工法（薬液注入、）については、本研究の協力企業と共同で、特許出願の手続きを進めており、実現場での適用を目指した実用化研究を予定している。

11. その他