

混合微粒子注入材の浸透注入による
地盤改良技術に関する研究

2019年3月

上村健太郎

目次

第 1 章 序論	1
1-1. 研究背景.....	1
1-2. 本研究の目的と実施内容.....	2
1-3. 既往の研究.....	3
1-3-1. 液状化被災事例.....	3
1-3-2. フィルター材の内部安定性と微粒子の浸透可否評価について.....	5
1-3-3. 微粒子の浸透注入に関する既往の研究.....	7
1-3-4. 懸濁型注入材の浸透注入による地盤改良に関する既往の研究.....	9
1-3-5. 非セメント系の地盤改良材に関する既往の研究.....	10
1-3-6. 固化改良土の液状化強度評価に関する既往の研究.....	11
1-3-7. 遠心場振動台実験および液状化実験の再現解析に関する既往の研究.....	13
1-4. 本論文の構成.....	15
第 2 章 微粒子の分析および粉砕技術	23
2-1. 概説.....	23
2-2. 使用した微粒子の概要.....	24
2-3. レーザー回折式粒径分布測定装置による分析.....	24
2-4. SEM による観察.....	26
2-5. 粉砕による微粒子化技術.....	28
2-5-1. 粉砕装置.....	28
2-5-2. 粉砕結果.....	29
2-6. まとめ.....	31
第 3 章 微粒子の浸透可否評価	35
3-1. 概説.....	35
3-2. 代表粒径を用いた透水係数算定法と代表間隙径.....	36
3-3. 混合砂の透水試験による代表間隙径の考察.....	37
3-3-1. 透水試験概要.....	39
3-3-2. 透水試験結果.....	41
3-4. 間隙指標の導出と透水試験結果への適用.....	43
3-4-1. 間隙指標の導出.....	43
3-4-2. 間隙指標の透水試験結果への適用.....	44
3-5. 間隙指標を用いた微粒子の浸透可否評価.....	45

3-5-1.	使用した試料について	46
3-5-2.	均等係数が間隙指標に与える影響	46
3-6.	微粒子の一次元注入実験と浸透可否評価	49
3-6-1.	注入実験概要	49
3-6-2.	注入量と注入時間の関係	50
3-6-3.	注入材濃度と浸透距離の関係	53
3-6-4.	微粒子の浸透可否評価	54
3-7.	まとめ	55
第4章	非セメント系の微粒子注入材の固化特性	59
4-1.	概説	59
4-2.	非セメント系注入材の選定	60
4-2-1.	2種類の微粒子を用いた配合実験	60
4-2-2.	FA, BS, Si _{ii} を用いた配合実験	61
4-3.	Si と CH を用いた注入材の基礎的な物理特性の確認	63
4-3-1.	Si と CH の物理特性と C-S-H の生成過程について	63
4-3-2.	C-S-H の成長と注入材の物性の変化	64
4-4.	Si と CH の配合条件の検討	66
4-4-1.	CH/Si が強度変化に及ぼす影響	67
4-4-2.	P/W が強度変化に及ぼす影響	68
4-5.	注入条件が注入特性に与える影響の検討	69
4-6.	養生条件と浸透距離に伴う強度変化の確認	71
4-6-1.	短期的な強度変化の確認	72
4-6-2.	温度条件が強度変化に及ぼす影響	73
4-6-3.	浸透距離に伴う圧縮強度の変化	74
4-7.	まとめ	77
第5章	改良砂の液状化強度特性	81
5-1.	概説	81
5-2.	繰返し非排水三軸圧縮試験	81
5-2-1.	試験概要	81
5-2-2.	試験結果	83
5-3.	まとめ	91
第6章	改良地盤の遠心場振動台実験	93
6-1.	概説	93
6-2.	遠心場振動台実験の概要	93
6-2-1.	遠心載荷装置の概要	93
6-2-2.	実験装置, センサーの概要	94

6-2-3.	実験概要.....	100
6-3.	実験結果.....	105
6-3-1.	加速度計.....	105
6-3-2.	間隙水圧計.....	110
6-3-3.	せん断土槽の水平変位.....	116
6-3-4.	せん断ひずみと応力比の関係.....	118
6-3-5.	表面変位と構造物の傾斜角度.....	122
6-4.	まとめ.....	126
第7章	遠心場振動台実験の再現解析	129
7-1.	概説.....	129
7-2.	再現解析.....	130
7-2-1.	解析モデル.....	130
7-2-2.	動的解析のパラメータの設定方法.....	131
7-2-3.	要素シミュレーション.....	133
7-2-4.	解析結果.....	135
7-3.	改良範囲の検討.....	141
7-3-1.	解析モデル.....	141
7-3-2.	解析結果.....	142
7-4.	液状化層の層厚の影響.....	145
7-4-1.	解析モデル.....	145
7-4-2.	解析結果.....	146
7-5.	まとめ.....	148
第8章	結論	151
8-1.	各章のまとめ.....	151
8-2.	課題と今後の展望.....	153

謝辞

第1章 序論

1-1. 研究背景

日本は年間を通して数多くの地震が発生する地震大国であり、インフラなどの社会基盤や個人住宅に大きな被害を与える巨大地震が数年おきに発生している。巨大地震による被害は、地上構造物の損傷と液状化や地盤変位に伴う地中構造物の損傷に大別できる。これらの地震による構造物の被害は、それぞれの時代、地域に存在する構造物の種類に依存し、このような被害の調査や観察などに基づく知見から、設計法や対策工に関する検討が着実に進んできた。このことは液状化によりもたらされる被害やその対策工法についても同様である。

液状化現象は1964年に発生した新潟地震において発生した被害から認知¹⁾された。これ以降、伊豆大島近海地震(1978年)²⁾、メキシコ地震(1985年)³⁾、千葉県東方沖地震(1987年)⁴⁾、新潟県中越沖地震(2004年)、兵庫県南部地震(1995年)^{2),5)}、カンタベリー地震(2010年、2011年)^{6),7)}などで液状化が確認されている。1964年に発生した新潟地震では、橋梁の落下や道路の寸断など、公共施設が受けた被害が注目され、それ以降図1-1に示すような、道路橋の下部構造物や大型建築物などの公共施設を対象とした大規模で効率の良い液状化対策工法の研究が進んだ。これらの成果によって、2011年に発生した東北地方太平洋沖地震においても、鉄道の施設や湾岸高速道路における液状化被害はほとんど無かった⁸⁾。

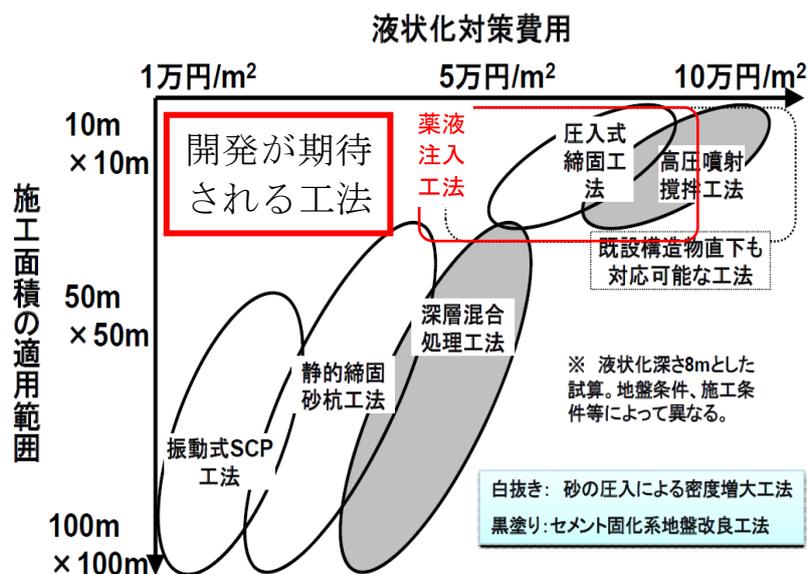


図 1-1 液状化対策の費用と施工面積の関係^{9),10)}

(造成宅地の耐震対策に関する研究委員会報告書-液状化から戸建て住宅を守るための手引き-に加筆修正)

しかしながら、2011年の東北地方太平洋沖地震や2016年の熊本地震では、埋立地や旧河川上に造成された宅地における液状化によって、住宅の不等沈下や周辺地盤の相対変位に伴う線状構造物の破壊などの被害が確認された。このような背景から東北地方太平洋沖地震以降、宅地における液状化対策の必要性が議論されているが、図1-1に示す通り、現在の液状化対策は安価であるが大型の施工機械を用いる工法や小規模な施工機械を用いるが高価な工法に限られることに加え、既往の液状化対策工法の多くは、狭隘な土地における既設構造物直下地盤の改良工事が困難である。このような背景から、各所で液状化対策について議論されているが、図1-1の赤枠に示すような狭隘な土地においても適用可能な新しい工法の開発が望まれている。

1-2. 本研究の目的と実施内容

既設構造物直下における液状化対策工法には、溶液型注入材の浸透注入による注入工法が適用されている。しかし、地盤のpHの影響によって注入材のゲルタイムが変化や土に浸透後から固化するまでの時間が長い場合に発生する垂れ下がり現象¹¹⁾によって、十分な出来形が得られない場合がある。その一方で、近年の粉碎技術の発達によって微粒子の浸透注入による地盤改良技術が注目されている。既往の研究では、微粒子を含む注入材として溶液型注入材にセメントなどの微粒子を加えた懸濁型注入材が提案されており、強度や耐久性に期待が持てることから高レベル放射性廃棄物の地層処分場などの高水圧環境下の止水対策に用いられている¹²⁾。しかし、懸濁型注入材は、溶液型注入材と比較して浸透性に関して不利とされてきた¹³⁾。これは、懸濁液中の微粒子の大きさが間隙の大きさに近く、目詰まりを発生させる恐れがあるためである。懸濁型注入材の地盤への浸透可否の評価が重要であるが、従来の微粒子の浸透可否評価法では、これを正しく評価できない場合があることが報告されている¹⁴⁾。さらに、セメント系の懸濁型注入材は、六価クロムの溶出が懸念され、周辺環境を害する可能性がある。

以上のような理由から、微粒子を含む注入材の浸透注入による地盤改良技術を液状化対策として用いるためには、下記について述べる必要がある。

- 1) 周辺環境への影響が少なく、液状化対策として必要な改良強度を得られる注入材の選定
- 2) 微粒子の浸透注入による地盤改良のために、対象地盤に浸透可能な微粒子の粒径の把握
- 3) 浸透注入に求められる粒径まで微粒子を細粒化することが可能な方法の提案
- 4) 微粒子により改良した地盤の液状化ポテンシャルを評価する方法の提示

本研究では、上記の課題を解決する目的として、以下に示す内容を実施した。

まず、地盤注入に用いるための微粒子の製造方法や粉碎技術について触れ、レーザー回折式粒径分析装置および電子顕微鏡を用いて、その粒径や形状を分析するとともに渦崩壊を用いた新たな粉碎技術を提案し、微粒子の粉碎特性について調べた。

次に、これらの微粒子の浸透可否評価を行うために、土の透水係数に着目し、種々の間隙の中でも土の間隙状態に最も寄与する間隙の大きさ(以下では代表間隙径と呼称する)を既往の研究において提案された透水係数算定法から推定する。このように算定された代表間隙径のみでは、土に存在する種々の大きさの間隙を表現することは困難であると考えられることから、粒度の広が

りを表す指標として均等係数 U_e を加えた微粒子の浸透可否評価法を提案する。さらに、微粒子を用いた次元注入実験の結果から、その妥当性を確認する。

さらに、微粒子シリカ(Silica : 以下では Si と呼称する)と微粒子水酸化カルシウム($\text{Ca}(\text{OH})_2$: 以下では CH と呼称する)を用いた注入材について、その固化特性を検討する。

次に、Si と CH を混合した注入材について、液状化試験、遠心場振動台実験を行い、液状化に対する抵抗性を調べる。最後に、遠心場振動台実験の再現解析を行うことによって、Si と CH を混合した注入材の改良効果をパラメトリックに考察する。

1-3. 既往の研究

1-3-1. 液状化被災事例

1964 年の新潟地震以降、液状化現象が注目されるようになり、地震発生後の液状化被害に着目した災害調査が行われた。液状化による構造物の被害分類は安田ら¹⁵⁾によってまとめられており、下記にそれを列挙する。

- A). 液状化による地すべり
- B). 土構造物の被害 ……斜面崩壊、沈下、流動
- C). 基礎の被害 ……沈下および傾斜、杭基礎への被害、上部構造物への被害
- D). 護岸の被害 ……矢板の崩壊、護岸の流動、重力壁の傾斜
- E). 地中構造物への被害 ……地中埋設管の抜け、変形、浮上、スラブの破損

沿岸部または河川堤防などは地下水位が高いことから、過去の地震においても、大きな液状化被害を受けている。東北地方太平洋沖地震における被害事例を写真 1-1 に示す。写真 1-1(a)は浦安市内における噴砂現象、写真 1-1(b)は阿武隈川における河川堤防の変形の状況である。特に、2011 年の東北地方太平洋沖地震において、浦安市では道路網における液状化被害延長が 111.8km に達し、図のような河川堤防においても広域的な被害をもたらした。



(a) 噴砂現象¹⁶⁾



(b) 河川堤防の崩壊¹⁷⁾

写真 1-1 液状化被害

(a) 転倒したアパート¹⁸⁾(b) 傾いたアパート¹⁹⁾(c) 崩落した昭和大橋¹⁸⁾(d) 側方流動による護岸の被害¹⁸⁾

写真 1-2 地上構造物の液状化被害

液状化の発生を予測する方法としては FL 法が挙げられるが、液状化被害の規模は構造物の基礎の堅固さや地震動の継続時間の影響も受ける。そのため、このような簡易法で精緻な予測を行うことは困難である。また、これらの構造物の被災予測には、原子力発電所のような社会的に重要な構造物が優先的に対策されることが普通である。このような背景もあり、数多くの構造物が液状化の被害を受けてきた。新潟地震および東北地方太平洋沖地震における地上構造物の液状化被害を写真 1-2(a), (b), (c), (d)に示す。液状化が認知されていなかった新潟地震以前では、砂地盤は鉛直支持力に優れ、地震による被害はほとんどないとされていた。しかし、支持層であった砂地盤が広く液状化し、多くの土木構造物が被害を受けた。写真 1-2(a), (b)は、それぞれ 1964 年の新潟地震地盤、2011 年の東北地方太平洋沖地震の液状化によって転倒、傾斜したアパートである。また、写真 1-2(c)は、竣工直後の昭和大橋が 1964 年の新潟地震に起因する液状化によって落橋した際の様子である。昭和大橋はピン-ローラー支承の構造がそれぞれ連結して構成された静定構造であったため、液状化により橋脚が沈み込むことによって落橋した。写真 1-2(d)は、1964 年の新潟地震における側方流動による護岸の被害である。写真には、側方流動によって河川側に向かって護岸が大変形し、沈下した地盤が浸水している様子が示されている。

(a) 浮上したマンホール²⁰⁾(b) 管路における被害²¹⁾

写真 1-3 地中構造物の被害

液状化時は地盤が泥水となり、その浮力によって比重の小さい中空の地中構造物は浮上する。また、周辺地盤との相対変化によって地中埋設管などは破損する場合がある。地中構造物がこのような被害を受ける要因は、大きな相対変位によるもの、沈下などによる永久変形によるもの、過剰間隙水圧の揚圧力によるもの¹⁵⁾などに分類できる。そのため、構造の形式によって受ける被害が限定される。例えば、写真 1-3(a)に示すようにマンホールのような中空の構造物は浮力の影響を受ける場合がある。写真 1-3(a)は、新浦安地域におけるマンホールの浮き上がりの様子であり、東北地方太平洋沖地震ではこのようなマンホールの浮き上がりが数多く見られた。一方で、写真 1-3(b)のように、管路においては液状化に伴う地盤の相対変位によって、弱部となる継手部分から破壊する場合がある。写真 1-3(b)は鰐川浄水場の管路における東北地方太平洋沖地震の液状化に伴う被害であり、上下水道管の折れや破断により管路内に流入した土砂によって、上下水道の利用が困難となった。

1-3-2. フィルター材の内部安定性と微粒子の浸透可否評価について

土骨格の間隙に対する微粒子の浸透は、微粒子の粒径が間隙の大きさよりも小さい場合に可能となる。既往の研究では、土の粒径分布におけるある粒径 D が土骨格の間隙の大きさに概ね比例していることから、その粒径 D と微粒子の粒径分布のある粒径 G の比を使用して、微粒子の浸透可否を評価する方法が提案されている(例えば森ら¹⁴⁾、Akbulut et al.²²⁾)。このような浸透可否評価法は、フィルター材の内部安定性を評価するための指標を基に示されたものであり、既往の研究では、フィルター材の内部安定性を求めるための様々な指標が提案されている。

フィルター材内部の安定性を設計するための指標は、フィルター材と細粒分が 1 つの粒径分布を形成すると捉えて判定する方法とフィルター材と細粒分を別の粒径分布と捉えて判定する方法に分類できる。フィルター材の内部安定性指標を評価するこれらの指標には、評価パラメータとして、フィルター材の粒径、細粒分の粒径、均等係数および細粒分含有率などが用いられている。フィルター材と細粒分が 1 つの粒径分布を形成すると捉えて判定する方法として、Burenkova²³⁾による規準では、均等係数が 200 までの砂および礫を対象として、粒径分布の D_{15} 、 D_{60} および D_{90}

を使用して下記の式(1-1)が提案されている。

$$0.76 \log(h') + 1 < h' < 1.86 \log(h') + 10 \quad (1-1)$$

ここに、 h' は D_{90}/D_{15} 、 h' は D_{90}/D_{60} であり、式(1-1)を満たせば内部安定となる。また、Istomina²³⁾の規準では、内部安定条件を示す指標として、式(1-2)のように均等係数を使用している。

$$U_c \leq 20 \quad (1-2)$$

さらに、Chang and Zhang²⁴⁾は、段差状の粒径分布を有する土のギャップ比を使用して、フィルター材の内部安定性について式(1-3)のように示している。

$$\begin{aligned} \text{Gr} < 3 & \quad (F_c < 10\%) \\ \text{Gr} < 0.3 F_c & \quad (10\% \leq F_c \leq 35\%) \end{aligned} \quad (1-3)$$

ここで、Gr はギャップ比であり、 d_{\max} 、 d_{\min} で表される。ここで、 d_{\max} 、 d_{\min} はそれぞれ段差状に変化する粒径分布の曲線部分における粗粒側の粒径と細粒側の粒径を示している。

Chang and Zhang は、式(1-3)を満たせば内部安定であるが、 F_c が大きい土については内部不安定となることを示している。

次に、フィルター材と細粒分の粒径分布を別と捉えて判定する方法として、Terzaghi²⁵⁾はフィルター材の粒径と細粒分の粒径の大きさを比較する方法を提案しており、式(1-4)を満たすと内部安定となる。

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4-5 \quad (1-4)$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} < 4 \quad (1-5)$$

Terzaghi の指標は、暗渠外周部分のフィルター材の条件を決定するものであり、フィルターの間隙を細粒分が通過しない条件(式(1-4))とフィルターに求められる適度な透水性を有するための条件(式(1-5))を示したものである。さらに、Honjo and Veneziano²⁶⁾は、フィルター材の15%粒径(D_{15})、細粒分の95、85、75および15%粒径(d_{95} 、 d_{85} 、 d_{75} 、 d_{15})を使用して内部安定性を評価している。

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5.5 - 0.5 \frac{d_{95}}{d_{15}} \quad (d_{95}/d_{75} < 7.5) \quad (1-6)$$

Honjo and Veneziano によれば、式(1-6)を満たすと内部安定となる。また、Lafleur²⁷⁾は一様な砂試料については細粒分の85%粒径(d_{85})がフィルターの開口径 O_f よりも小さい場合に内部安定として以下の式(1-7)を定義している。

$$O_f = d_{sf} \quad (1-7)$$

以上のように、フィルター材の内部安定性を示す指標は数多く提案されている。これらの指標を微粒子の浸透可否評価法として適用する場合、フィルター材と細粒分の粒径を一つの粒径分布と捉える方法では、注入する微粒子と砂試料の粒径加積曲線を合成し、その粒径分布から判断する必要があると考えられる。しかし、浸透注入した注入材に含まれる微粒子重量は、注入対象となる試料の重量に対して非常に小さいため、このような判定法を適用することは困難である。従って、微粒子注入の浸透可否評価法に対しては、フィルター材と細粒分の粒径加積曲線を別とし

て捉える方法を適用することが妥当である。

このような考えから、微粒子の浸透可否評価として主に用いられている指標として、式(1-8)に示すような Terzaghi のフィルター材の内部安定性指標を拡張したグラウタビリティー比 (Groutability ratio: 以下 G_r)²⁸⁾が提案されている。

$$G_r = \frac{D_{15}}{G_{85}} \quad (1-8)$$

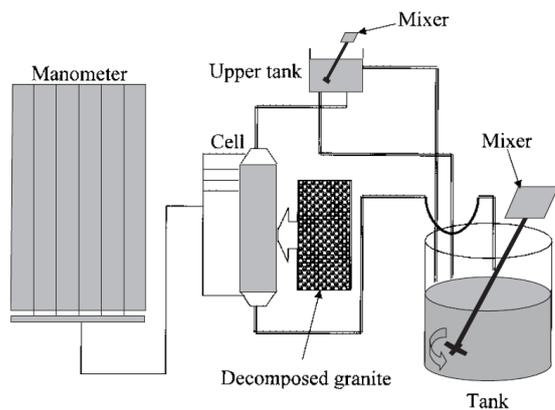
G_r 比の判定では、微粒子は G_r 比 > 15~25 で浸透可能、 G_r 比 < 11 で浸透不可となることが示されている。しかし、求められた G_r 比が浸透可能とされる値でも、微粒子の注入ができない場合があることも報告されている¹⁴⁾。

1-3-3. 微粒子の浸透注入に関する既往の研究

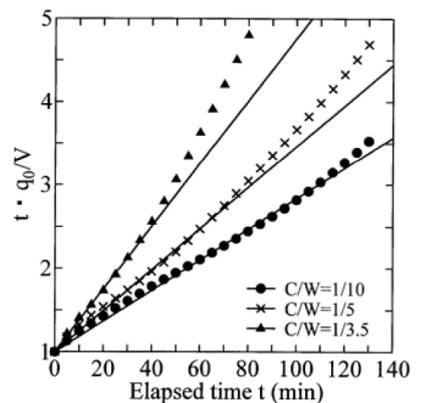
懸濁型注入材に含まれる微粒子の浸透可否に関する研究は、地盤改良や岩盤亀裂の補修・補強の分野で数多く行われてきた。微粒子の浸透特性は、その粒径のみならず、注入材の性質にも影響される。例えば、米田ら²⁹⁾は、懸濁型注入材を砂層や岩盤亀裂に注入することで、懸濁液中の微粒子の粒径やセメントの配合に伴う粘性の変化が、浸透性に与える影響を確認している。また、古賀ら³⁰⁾は図 1-2(a)に示すような一次元注入実験装置を用いて微粒子の濃度が異なる注入材を土試料に注入している。その結果、図 1-2(b)に示すように注入材濃度によって注入材の浸透特性が異なることを述べている。さらに、これらの実験的事実とともに、注入材の条件を考慮した微粒子の浸透予測が提案されている。このように、米田らや古賀らの研究で行われている砂層に対する室内浸透実験は、図 1-2(a)に示す一次元砂層を想定したものである。その一方で、Akbulut et al.²²⁾は、直径 100mm、高さ 200mm の小型土槽を用いて懸濁型注入材を三次元的に注入し、その際の注入圧力、相対密度、細粒分含有率および注入材濃度が浸透特性に影響を与えることを指摘するとともに、これらのパラメータを使用した微粒子の浸透可否評価を試みている。

懸濁型注入材の岩盤亀裂中の浸透性も確認されている。米山ら¹²⁾は、図 1-3(a)に示した岩盤亀裂を想定した実験装置を使用し、開口幅の異なるスリットに対して懸濁型注入材の浸透注入実験を行っている。その結果、図 1-3(b)に示すようにスリット内における微粒子の目詰まりが、懸濁型注入材の初期の注入流量を注入材の流量で除した相対流量に相関することを確認している。さらに、米山らは、岩盤亀裂中に浸透する注入材を粘性流体として表現し、懸濁型注入材の注入量によって目詰まりが進展するモデルを用いて、微粒子の浸透挙動を解析的に求めている。西垣ら³¹⁾は、懸濁型注入材の亀裂中への注入特性や浸透挙動を把握するために、亀裂を模擬したスリットに対する懸濁型注入材の注入実験を行い、微粒子の微細亀裂中における浸透性に及ぼす注入材の粘性や注入量の影響を理論的に検討している。西垣らはこれによって、亀裂性岩盤に対する懸濁型注入材の理論的根拠に基づく設計方法の確立が可能であることを指摘している。

ここまでの研究は、懸濁型注入材の濃度に伴って変化する注入材の粘性や懸濁液中に含まれる微粒子の粒径など注入材の特性に関する検討を中心としている。しかしながら、微粒子の浸透特性は、懸濁型注入材の特性だけでなく、注入の対象となる地盤の間隙特性によっても変化することが指摘されている。例えば、Zebovitz et al.³²⁾は超微粒子セメントを注入材として使用し、微粒子



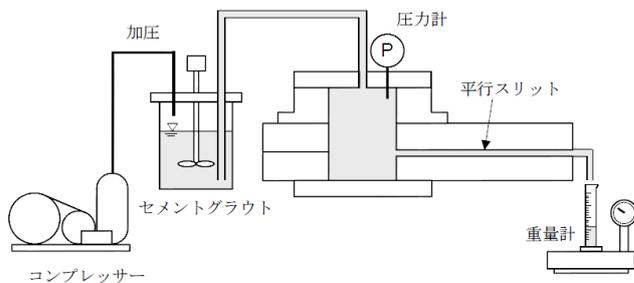
(a) 注入実験装置



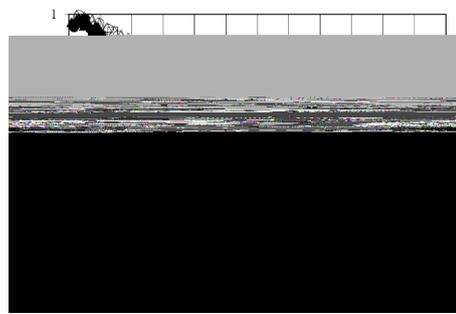
※C/W：セメント水比

(b) 古賀ら³⁰⁾の実験結果に加筆

図 1-2 古賀ら³⁰⁾の注入実験装置と結果



(a) 平行スリット注入実験装置



※スリット A : 0.15mm, スリット B : 0.05

(b) 米山ら¹²⁾の実験結果に加筆

図 1-3 米山ら¹²⁾の亀裂性岩盤を模擬した平行スリット実験

の浸透特性が地盤の相対密度や細粒分含有率などの条件によって変化することを示している。また、米田ら¹³⁾はセメントミルク系およびセメント-水ガラス系の懸濁型注入材を砂層に浸透注入し、強度特性、透水性などとともに、改良砂の微視的構造を光学顕微鏡で観察した。さらに、米田らは間隙構造を詳細に検討するために、水銀圧入ポロシメーターにより土骨格の間隙状態を微視的に観察し、土の間隙開口幅と微粒子の浸透特性の関係性を指摘している。神谷ら³³⁾は、長良川砂の間隙径分布と懸濁型注入材の滞留特性を調べるために、飽和試料に圧入した空気量から間隙径分布を求める圧入法、水分特性曲線のサクシオンおよび体積含水率を間隙径分布に変換する水分法を適用している。図 1-4(a), (b)には、両手法で測定される懸濁型注入材注入前後の間隙径分布に注入した微粒子の粒度曲線を併記している。神谷らは、両手法における間隙径分布の差異について、圧入法では流れに寄与する間隙部分のみが計測されるが、水分法ではこれに加えて流れに寄与しない瘤状の間隙部分も測定されることに起因すると述べている。また、図 1-5 は神谷らによって測定された懸濁型注入材注入前後の間隙体積の変化である。この結果から神谷らは、注入初期の懸濁型注入材の滞留特性は、土粒子表面に付着する滞留が支配的であり、注入が進むにつれて圧入法で評価し難い瘤状の間隙に微粒子が滞留すると推測している。

W/C : 水セメント比

図 1-6 小泉ら³⁴⁾の三次元注入実験における浸透距離と改良強度の関係に加筆

2000kN/m²以上であり、液状化対策に用いるために十分な強度が得られたことを報告している。米田ら¹³⁾は、セメントミルク系およびセメント-水ガラス系の懸濁型注入材で改良された砂質土の圧縮強度と微視的構造を比較している。その結果、圧縮強度はいずれの注入材でも同程度であったものの、空隙に充填された注入材の微視的構造の違いによって、改良後の透水性が異なることを確認している。一方で柴田³⁵⁾の研究においても、セメント-水ガラス系の懸濁型注入材による改良体の圧縮強度が検討されているが、長期強度が低下することを報告している。

以上のような研究で取り扱われている懸濁型注入材は、高耐久性であることからダム基礎などの高水圧環境下での施工や重要構造物の耐震化などの用途に用いられ、その一軸圧縮強度も1000kN/m²を超える場合が多い。しかし、この改良強度は宅地に対する液状化対策としては過大であり、改良後の掘削効率の観点から宅地の将来の利用に制限を設けないために、細谷ら³⁶⁾は改良強度を500kN/m²以下に抑えるべきと述べている。また、セメント系材料の混合による安定処理に関する既往の研究では^{37), 38)}、水和物に固定されていない六価クロムが、地盤に溶出する可能性が指摘されている。

1-3-5. 非セメント系の地盤改良材に関する既往の研究

非セメント系懸濁型注入材は、六価クロムの発生源がなく、セメント系材料と同等の強度を発現する^{39), 40)}ことから、これを用いた地盤改良に関する研究が行われている。例えば、増田ら⁴¹⁾、原田ら⁴²⁾、寺戸ら⁴³⁾はシリカフェームとアルカリ反応材としてCHを混合し、ポズラン反応を誘起させることで固化させるシリカライムを提案している。これらの研究の中で、増田らは引張強度の小さい軟岩の基礎岩盤への浸透特性の確認のために、高速ミキサーで解砕したシリカフェームとCHを混合した注入材を砂地盤および現場砂岩に浸透注入するとともに、シリカライムのホモゲルに対して一軸圧縮試験を行い、その圧縮強度を検討している。また、高い信頼性が求められる高レベル放射性廃棄物の地層処分施設への適用を目的に⁴⁴⁾、天然珪石を高温火炎中に溶射することによって生成される球状シリカ⁴⁰⁾と反応材として粉碎したCHを混合した超微粒子球状シリカ注入材が開発され、経時的な粘性変化や配合に伴うpHの推移などの注入材の基礎物性の確

認や走査型電子顕微鏡(Scanning Electron Microscope : 以下 SEM)を用いた形態観察を行っている。さらに、超微粒子球状シリカ注入材の液状化対策効果を確認するために、荒木ら⁴⁵⁾、串橋ら⁴⁶⁾は、細粒分まじりの現場砂に対して超微粒子球状シリカ注入材を浸透注入し、濃度に伴う浸透性や改良強度の変化を確認している。

以上の研究においては、主剤として Si、アルカリ反応材として CH が用いられているが、他の微粒子を用いた非セメント系の地盤改良材も提案されている。例えば、山田ら⁴⁷⁾は酸化マグネシウム(以下 MgO と称す)を用いた改良材を提案し、MgO と関東ロームを混練した改良土の強度を確認している。藤原ら⁴⁸⁾は MgO を用いた改良体の固結特性が、Si や酸化アルミニウム(以下 Al₂O₃ と称す)、酸化鉄(III)などの非晶質成分の量と密接に関係することを指摘している。また、小池ら⁴⁹⁾、橋詰ら⁵⁰⁾は、高炉スラグ微粉末(Blast-furnace Slag : 以下 BS)を主成分とした懸濁型注入材を提案し、BS 系の懸濁型注入材を現場採取砂に浸透注入することで、浸透距離と一軸圧縮強度の関係としてまとめ、浸透距離が 200cm 程度であっても一軸圧縮強度が 3000kN/m²であることを報告している。橋詰らは、BS 系の注入材の浸透性を検討するために、高さ 200cm および 400cm で作製した砂 5 号の供試体に対する一次元注入実験によって、400cm の供試体においては注入距離に伴い強度低下するものの、一軸圧縮強度は 50kN/m² 以上であり、十分な浸透性が得られたことを報告している。さらに、近年の建設泥土の再利用を目的として、茶園ら⁵¹⁾はフライアッシュ(Fly Ash : 以下 FA と称す)を藤森粘土と混合し、改良率 29% でコーン指数が 400kN/m² 程度となることが報告されている。

1-3-6. 固化改良土の液状化強度評価に関する既往の研究

溶液型または懸濁型注入材を用いた改良工事は、止水や孔壁の安定、ヒービング防止など仮設工事の地盤強化を目的として使用されてきた。しかし、近年においては液状化対策や耐震補強などの用途として利用される場合が増加しており、本設工事としても利用される。さらに、薬液注入工法に用いられる施工機械は小規模であることから、狭隘部に建設された既設構造物直下地盤における施工も可能である。このような背景から、薬液注入工法を液状化対策などの本設施工に用いた事例が増えており、その強度特性を求めるための研究も行われている^{52), 53)}。

山崎ら⁵⁴⁾は、溶液型注入材の液状化対策への適用性を検討するために、相対密度 50% の砂に溶液型注入材を浸透注入することで作製した改良土に対して、繰返し非排水三軸試験を実施している。図 1-7 に示した山崎らによる試験では、一軸圧縮強度が 100kN/m² 以下の改良体であっても、改良土の液状化強度が未改良土の 2 倍以上になったことを報告している。さらに、図 1-8(a), (b) は山崎らによる液状化試験から得られた、未改良砂と改良砂の軸ひずみの時刻歴である。図 1-8 に示すように未改良砂の軸ひずみは液状化の発生に伴って急激に進展するが、改良砂の軸ひずみは一般的な液状化現象とは異なり、繰返し载荷によって徐々に大きくなる。この結果から、山崎らは溶液型注入材によって改良された土が繰返し载荷を受けた際の挙動は、粘土の挙動に類似することを指摘している。さらに、中澤ら⁵⁵⁾はシンウォールサンプリングにより得た不攪乱試料 T-11, T-12, 現場注入実験からブロックサンプリングした改良土 PG-1, 現場の N 値から推定した原位置

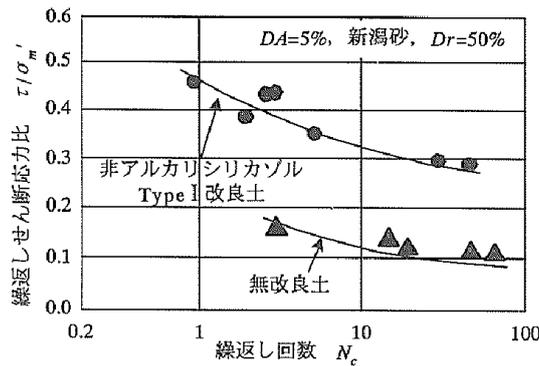


図 1-7 山崎ら⁵⁴⁾による液状化試験結果⁵⁴⁾

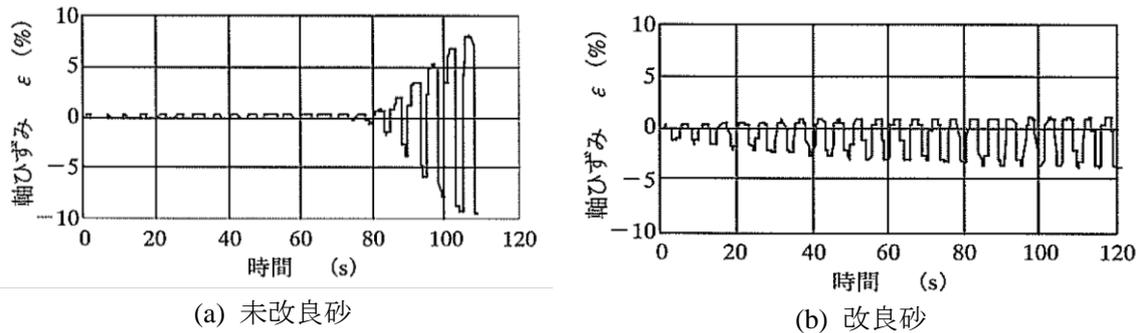


図 1-8 軸ひずみの時刻歴⁵⁴⁾

相当の相対密度に調整した現場採取砂 AP について繰返し非排水三軸試験を実施し、溶液型注入材によって改良された土の液状化強度が未改良土と比較して増加することを確認している。また、図 1-9 は、中澤らによって行われた繰返し三軸圧縮試験から得られた液状化後の体積ひずみを表している。この結果から、中澤らは最大せん断ひずみ 10%を超える範囲では、液状化後の圧密沈下量を過大に評価する傾向にあること、溶液型注入材によって改良された土の圧密沈下量が抑制されたことを報告している。

以上のような改良土の繰返し試験法として、一般的な方法は一定応力振幅による非排水繰返し三軸圧縮試験であり、予め決められた軸ひずみに達した際の载荷回数とその時に適用した応力振幅の値をプロットしていくことで液状化強度曲線を作図する。しかしながら、この方法では砂質土の液状化による軟化と粘性土のように繰返し载荷に伴う軟化を明確に区別できない。このような問題を克服することのできる手法として、エネルギーの理論を用いた研究が行われている。Towhata et al.⁵⁶⁾は、繰返し試験の履歴ループから算出される累積損失エネルギーが、過剰間隙水圧の増加と良い相関関係になることを報告している。また、下村ら⁵⁷⁾は、累積損失エネルギーと液状化後の体積ひずみの関係を指摘している。さらに、大島ら⁵⁸⁾は溶液型注入材で改良された砂に対して、定ひずみによる非排水繰返し三軸圧縮試験を実施し、その結果から改良土の体積ひずみと有効拘束圧で正規化された正規化累積損失エネルギーの関係を示している。図 1-10、図 1-11 はそれぞれ、大島らによって求められた正規化累積損失エネルギーと剛性低下率、体積ひずみとシリカ濃度の関係を示している。図 1-10 から明らかなように、未改良砂では正規化累積損失エネルギーが繰返し载荷によって 0 に近づくのに対して、改良土においては正規化累積損失エネルギー

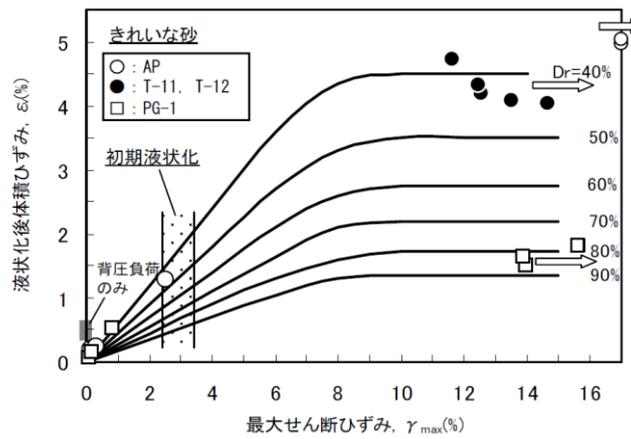


図 1-9 液状化後の体積ひずみ⁵⁵⁾

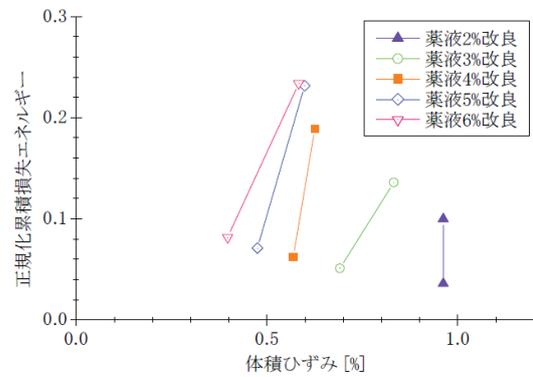
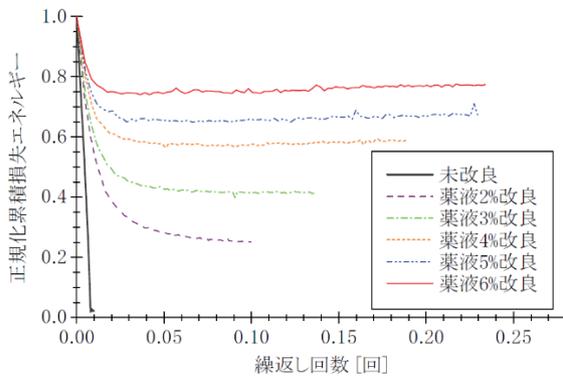


図 1-10 正規化累積損失エネルギーと剛性低下率⁵⁸⁾

図 1-11 体積ひずみと薬液シリカ濃度⁵⁸⁾

が一定の値に収束することから、履歴ループが扁平とならずに剛性を保っていることが確認できる。また、図 1-11 から正規化累積損失エネルギーに対して発生する体積ひずみが薬液濃度の増加に伴って小さくなるのが分かる。これらの結果を用いて、大島らは正規化累積損失エネルギーの関係から適切な薬液シリカ濃度を設定可能であることを指摘している。

1-3-7. 遠心場振動台実験および液状化実験の再現解析に関する既往の研究

地盤や構造物が液状化によって示す挙動や液状化対策効果の有効性を確認するために、小型模型地盤を用いた遠心場振動台実験が行われてきた。Jafarian et al.⁵⁹⁾や Hayden et al.⁶⁰⁾の研究では、隣接した直接基礎を有する構造物の液状化時の沈下挙動を調べるために、遠心場振動台実験を行っている。図 1-12 は Jafarian et al.が使用した 1/80 の実験模型の一例であり、括弧外の寸法は模型スケールを cm、括弧内の寸法は実スケールを m で表している。Jafarian et al.は結果の一例として、構造物の離間が近いほど振動の応答が大きく、沈下量も大きくなることを指摘している。また、Horikoshi et al.⁶¹⁾は、液状化地盤の側方流動が杭基礎に及ぼす影響を確認するために、1/50 スケールの模型を用いた遠心場振動台実験を行い、境界からの距離によって異なる杭の変位や非液状化層の存在が杭の変形に大きな影響を与えることを確認している。北ら⁶²⁾は既往の液状化抵抗推定法の有効性を確認するために、せん断土槽内に水の 50 倍の粘性であるシリコンオイル中に、砂

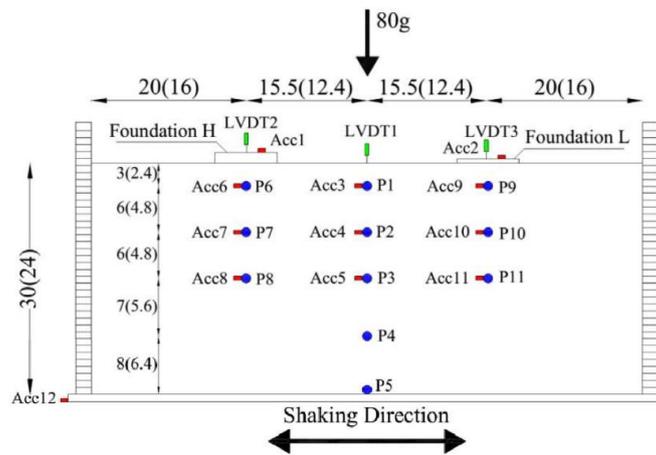


図 1-12 Jafarian et al.⁵⁹⁾が使用した実験模型

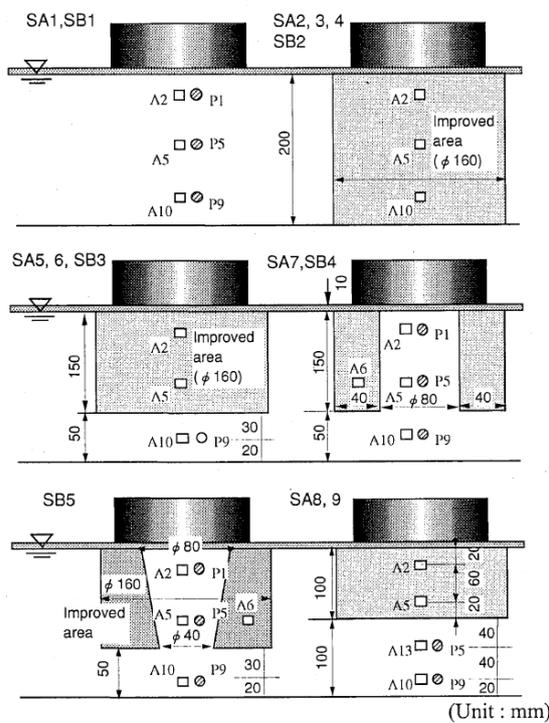


図 1-13 今村らの実験ケース⁶³⁾

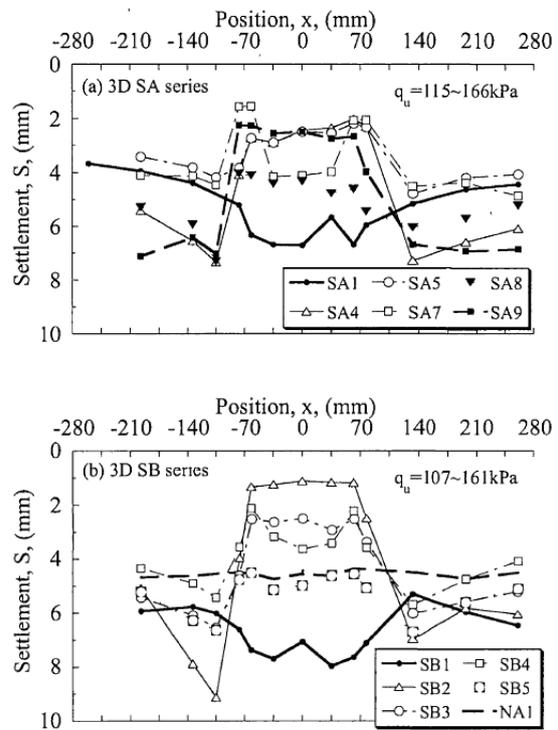


図 1-14 タンク基礎および周辺地盤の沈下⁶³⁾

8号を水中落下させることによって作製した1/50スケールの模型地盤を使用して、遠心加速度50G場における振動台実験を行っている。その結果から、コーン貫入試験およびせん断波測定試験

の液状化強度推定に対する有効性を指摘している。さらに、固結改良による効率的な改良範囲を検討するために、今村ら⁶³⁾は模型既設タンク直下地盤を薬液注入によって改良し、遠心場振動台実験によってパラメトリックな考察を行っている。図1-13は今村らによる遠心場振動台実験の実験ケースの概略図である。それぞれの実験ケースにおけるタンク基礎および周辺地盤の沈下を図1-14に示す。図に示すように、改良したケースでは液状化後の沈下を抑制できており、その対策効果は改良体の剛性が同じであれば、改良体積率および改良深さに依存することが指摘されて

いる。さらに、これらの実験から、沈下の抑制に必要な改良範囲はタンクの基礎よりも実物換算で0.5m程度広く改良する必要があることが示されている。

液状化現象をシミュレートするための手法はいくつか提案されているが、土の構成則やパラメータによって解析の結果は大きく変化する。そのため、実現象に則した解析結果を得るための土の構成則や解析方法、パラメータの選定が行われる。例えば、上田ら⁶⁴⁾は、地震時の自立式矢板の動的変形挙動を把握するために動的遠心場振動台実験を実施するとともに、解析コードFLIPを用いて再現解析を行っている。この解析において、上田らは実験の手順を踏まえた静的解析として多段階解析を採用し、その静的解析の結果を通常の手順の解析結果と比較している。その結果、地震応答解析において精度の良い解析結果を得るためには、静的解析から得られる初期条件を正確に再現することが重要であることを指摘している。また、吉澤ら⁶⁵⁾は河川堤防が長周期地震動を受けた際の予測変形量を検討するために、短周期地震動に対して適用実績のあるLIQCAおよびFLIPを用いて解析を行っている。この結果から、吉澤らは長周期地震動を入力波とした有効応力解析では、短周期地震動を入力した場合よりも解析結果の精度が低下することを示唆し、液状化後の大ひずみを考慮した構成モデルのキャリブレーションの必要性を指摘している。さらに、池野ら⁶⁶⁾は、1G場の模型振動台実験の結果を解析コードLIQCAおよびFLIPを用いて再現解析を行っている。池野らの再現解析では、履歴ループや有効応力の低減具合をそれぞれのパラメータを変化させることによって再現しており、加速度応答や過剰間隙水圧の推移に関する解析結果は実験結果と比較的整合していることを示している。その一方で、変形量に関しては両解析コードともに実験結果よりも過大に評価されることを示している。この原因として、池野らは溶液型注入材によって改良された土の粘り強さを表現できていないことを挙げている。

1-4. 本論文の構成

本論文の構成を図1-15に示す。本論文は全8章より構成される。

第1章では、本論文の社会的背景と本論文の主目的について説明するとともに、本研究に関わる既往の研究や事例をまとめた。

第2章では微粒子の粉砕技術と本研究において用いる微粒子の特性について調べる。微粒子の特性の検討には、レーザー回折式粒度分布測定装置を用いた粒度測定およびSEMを用いた表面観察を行う。また、旋回流を用いた微粒子の粉砕方法について検討するとともに、レーザー回折式粒度分布測定装置でその粉砕結果を確認する。

第3章では、微粒子の地盤に対する新しい浸透可否評価法について述べる。まず、微粒子の浸透可否は土の間隙特性によって変化することから、使用する試料の透水試験結果および透水試験算定法から土の代表的な間隙を表す間隙指標を算出する。次に、微粒子の一次元注入実験により得られた微粒子の浸透可否の結果と間隙指標を用いた浸透可否評価法による判定結果を比較し、

提案法の妥当性を確認する。

第4章では、微粒子の固結による地盤改良の可能性について検討する。まず、第3章までで使用した微粒子の固化可能性について調べる。その中でも、最も強度発現の顕著であった **Si** と **CH** を混合した注入材の配合や注入条件に伴う注入特性および強度の推移を調べる。次に、選定した注入材について、短期的な強度変化を検討する。

第5章では、**Si** と **CH** を混合した注入材の液状化強度について述べる。まず、繰返し非排水三軸圧縮試験を適用し、液状化強度曲線を求めるとともに、軸ひずみ進展後の体積圧縮特性を累積損失エネルギーの観点から考察する。

第6章では、未改良地盤と **Si** と **CH** を混合した注入材で改良した地盤を作製するとともに、遠心場振動台実験を行うことで、注入材の改良効果を検討する。

第7章では、遠心場振動台実験結果をもとに、有効応力解析である **LIQCA** による遠心模型実験の再現解析を行い、改良体寸法が沈下量や加速度応答に与える影響を検討する。

第8章では、本論文において得られた知見をまとめる。

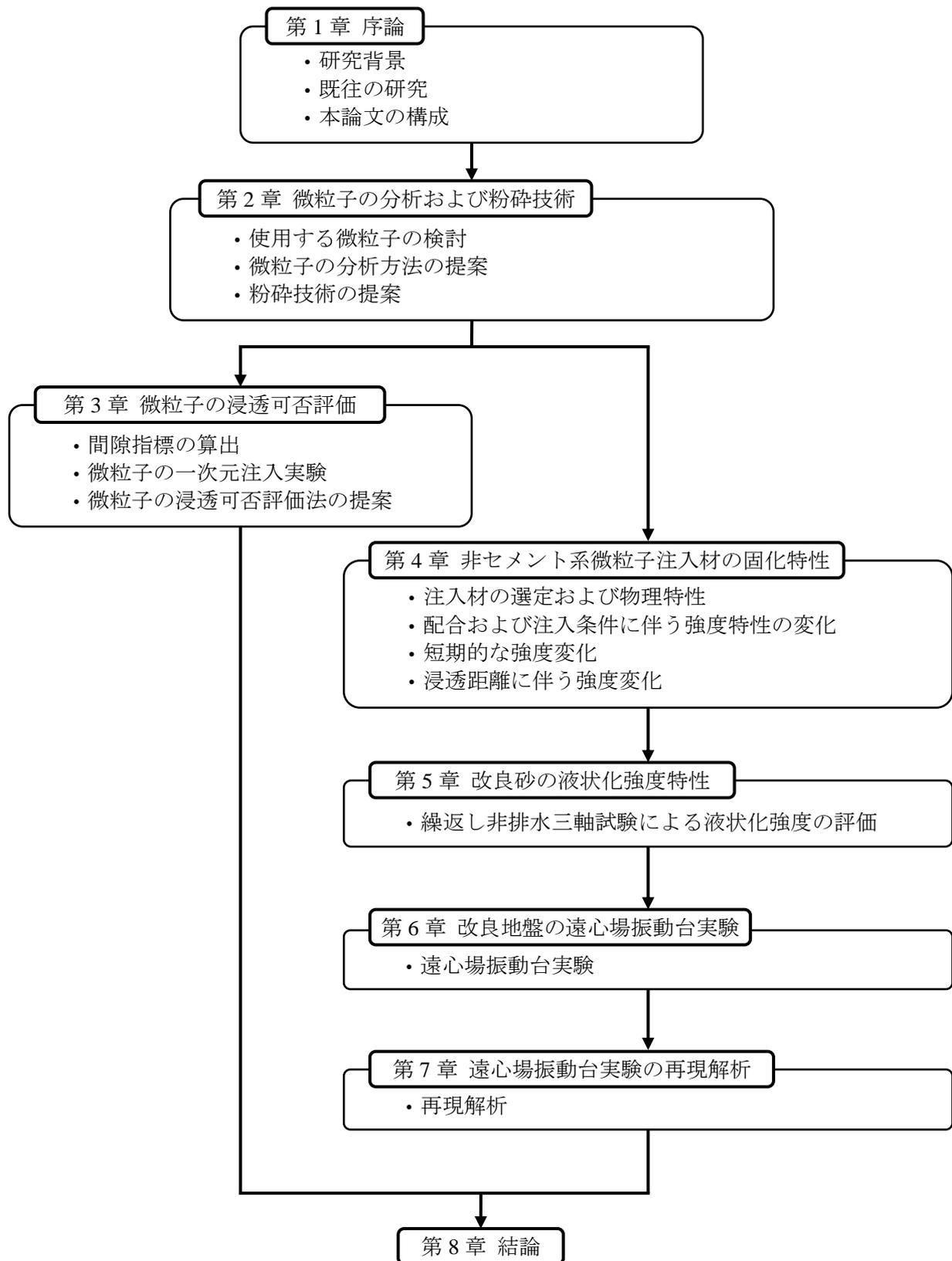


図 1-15 本論文の構成

参考文献

- 1) 東畑郁生：液状化対策技術の歴史，地質と調査，Vol. 4, pp. 1-5, 2013.
- 2) 森伸一郎，高橋嘉樹：液状化メカニズム・予測法と設計法 2. 兵庫県南部地震とそれ以降の地震の液状化被害(その 1)，土と基礎，pp. 49-53, 2002.
- 3) 風間了：メキシコ地震における建築構造物の被害，土と基礎，Vol. 35/No. 9, pp. 9-14, 1987.
- 4) 古東田喜久雄，若松加寿江：千葉県東方沖地震による液状化とその被害，土と基礎，Vol. 36, No.12, pp. 19-24, 1988.
- 5) 土質工学会：Brief explanation on pictures taken at the moment of Niigata Earthquake, Soils and Foundations, Vol. IV, No.1, pp. i-vi, 1966.
- 6) Cubrinovski, M., Bray, J. D., Taylor, M., Giorgini, S., Bradley, B. Wotherspoon, L. and Zupan J.: Soil liquefaction effects in the central business district during the February 2011 Christchurch earthquake, Seismological Research letters, Vol. 82, No. 6, pp. 893-904, 2011.
- 7) Moore, C. : Earthquake-Christchurch 22 Feb 2011, *RANDOM HOUSE NEW ZEALAND*, 187p., 2011.
- 8) 石原研而：地盤の液状化 発生原理と予測・影響・対策，pp. 97-100, 朝倉書店，2017.
- 9) 造成宅地の耐震対策に関する研究委員会：造成宅地の耐震対策に関する研究委員会報告書-液状化から戸建て住宅を守るための手引き-, 地盤工学会関東支部，p. 209, 2014.
- 10) 浦安市液状化対策検討委員会:第3回 浦安市液状化対策技術検討委員会 資料3-3-1, pp. 28-44, 2011.
- 11) 林健太郎，山崎浩之，善功企：溶液型薬液注入工法の施工管理方法に起因する改良土の強度低下メカニズム，土木学会論文集 C, Vol. 70, No. 4, pp. 387-394, 2014.
- 12) 米山一幸，登坂博行，奥野哲夫，西琢郎：岩盤亀裂中のセメントグラウト材の浸透挙動予測手法に関する基礎的研究，地盤工学ジャーナル，Vol. 10, No. 4, pp. 545-557, 2015.
- 13) 米田俊一，岡林茂生，田村昌仁，森麟：微粒子セメントを用いたグラウトの細砂地盤への間隙浸透形態に関する微視的研究，土木学会論文集，No. 493/III-27, pp. 109-118, 1994.
- 14) 森麟，田村昌仁，青木康司：超微粒子注入材の浸透限界，土木学会論文集，No. 426/V-14, pp. 237-240, 1991.
- 15) 安田進：液状化の調査から対策工まで，pp. 154-169, 鹿島出版社，1997.
- 16) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会：平成 23 年度 浦安市液状化対策技術検討調査報告書，浦安市，p. 10, 2012.
- 17) 国土交通省 東北地方整備局:阿武隈川水系 河川整備計画, 国土交通省 東北地方整備局，p. 59, 2012.
- 18) 若松加寿江：1964 年新潟地震直後に撮影された写真に基づく液状化被害の状況，日本地震工学会，164p, 2014.
- 19) 石川輝海：東北地方太平洋沖地震における液状化現象について，名古屋大学論文集 人文・自然科学篇，Vol. 48/2, pp. 31-40, 2012.
- 20) 平田裕一，高橋直樹，富田勝利，高岡裕二，瀬藤慎一：【東日本大震災 調査報告 3】東北地方太平洋地震における東京湾沿岸地域の液状化被害，三井住友建設技術センター報告，Vol. 9,

- p. 140, 2011
- 21) 神戸大学 水道地震対策研究会：東日本大震災に対する水道被害調査と給水・復旧支援の実際～神戸大学と兵庫県南部水道事業体による知見集積～，水道地震対策研究会，p. 10, 2012.
 - 22) Akbulut, S. and Saglamer, A.: Estimating the groutability of granular soils: a new approach, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 17, No. 4, pp. 371-380, 2002.
 - 23) Lin, K. and Takahashi, A.: Experimental investigations on suffusion characteristics and its mechanical consequences on saturated cohesionless soil, *Soils and Foundations*, Vol. 54, No. 4, pp. 713-730, 2014.
 - 24) Chang, D. S. and Zhang, L. M.: Extended internal stability criteria for soils under seepage, *Soils and Foundations*, Vol. 53, No. 4, pp. 569-583, 2013.
 - 25) Terzaghi, K. and Peck, R. B.: *Soil mechanics engineering practice*, John Wiley & Sons, Inc., pp. 50-51, 1948.
 - 26) Honjo, Y. and Veneziano, D.: Improved filter criterion for cohesionless soils, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol. 115, No. 1, pp.75-94, 1989.
 - 27) Lafleur, J.: filtration of broadly graded cohesionless soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115, No. 15, pp. 1747-1768, 1989.
 - 28) Johnson, S. J.: Cement and clay grouting of foundations: grouting with clay-cement grouts, *Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 85, No. 1, pp. 1-12, 1958.
 - 29) 米田俊一，中川浩二：粒子径を変えた各種セメントグラウトの基礎的性質と浸透性比較，土木学会論文集，No. 462/VI-18, pp. 101-110, 1993.
 - 30) 古賀誠，島田英樹，松井紀久男：グラウト材の模擬地盤への注入実験とろ過理論を導入した注入解析の適用性-グラウチングにおけるグラウト材の浸透挙動に関する研究(第2報)-，資源と素材，Vol. 118, No. 1, pp. 29-35, 2002.
 - 31) 西垣誠，小松満，山本浩志，見掛信一郎：亀裂性岩盤におけるグラウトの浸透挙動と目詰まり特性に関する研究，土木学会論文集，No. 715/III-60, pp. 311-321, 2002.
 - 32) Zebovitz, S., Krizek, R. J. and Atmatzidis, D. K.: Injection of fine sands with very fine cement grout, *J. Geotech. Eng., ASCE*, Vol. 115, No. 12, pp. 1717-1733, 1989.
 - 33) 神谷浩二，宇野尚雄，加藤阿由美，山田義之：間隙径分布からみた懸濁系注入材の滞留特性，土木学会第54回年次学術講演会，III-A283, pp. 566-567, 1999.
 - 34) 小泉悠，田中俊行，竹内仁哉，金沢智彦，西垣誠：極超微粒子セメント注入材による砂質土地盤への注入工法の開発，*Journal of the society of Material Science*, Vol. 61, No. 1, pp. 52-57, 2012.
 - 35) 柴田英明：超微粒子セメント注入材(固結砂)の長期強度特性に関する研究，国土館大学工学部紀要，Vol. 27, pp. 11-17, 1994.
 - 36) 細谷芳巳，松尾龍之，西林清茂：深層混合処理改良地盤の掘削を目的とした低強度調整改良法に関する研究(その2)，大林組技術研究所，No. 46, pp. 69-74, 1993.
 - 37) 恒岡伸幸：セメント改良土からの六価クロムの溶出とその周辺地盤での挙動に関する研究，京都大学博士論文，pp. 7-29, 2004.
 - 38) 嘉門雅史，勝見武：固体系廃棄物の地盤工学的有効利用と環境影響の概況，廃棄物学会誌，

- Vol. 12, No. 3, pp. 140-149, 2001.
- 39) 米倉亮三, 島田俊介: 薬液注入の長期耐久性と恒久グラウト本設注入工法の設計施工—環境保全型液状化対策工と品質管理—, pp. 93-104, 近代科学社, 2016.
 - 40) Naito, M. Kishi, H. Fukuoka, N. Yamada, T. and Ishida, H.: Development of superfine spherical silica grout as alternative grouting material for the geotechnical disposal of long-lived radioactive waste, Proc. of 18th int. conf. on nuclear eng., pp. 1-7, 2010.
 - 41) 増田修一, 松井健一, 寺戸康隆, 寺本勝三: シリカフェームを用いたグラウトの開発, ダム工学, Vol. 8, No. 3, pp. 206-218, 1998.
 - 42) 原田耕司, 寺本勝三, 寺戸康隆: 新しいグラウト材の研究開発(その1), 土木学会第47回年次学術講演会, IV-191, pp. 404-405, 1992.
 - 43) 寺戸康隆, 松井健一, 原田耕司, 小菅啓一: 新しい注入材『シリカライム』の開発研究, 第30回土質工学研究発表会, K-2/808, pp. 2111-2112, 1995.
 - 44) 川口昌尚, 中西達郎, 岸裕和, 延藤遵, 山田勉, 藤田朝雄, 畑中耕一郎: 地層処分を対象としたグラウト材料の開発(2), JAEA-Data/Code 2012-007, 2012.
 - 45) 荒木昭俊, 串橋巧, 岡田和成, 長田貴絵, 飛田善雄, 山田晶: 超微粒子球状シリカによる実地盤注入実験(その1), 土木学会第68回年次学術講演会, III-90, pp.179-180, 2013.
 - 46) 串橋巧, 荒木昭俊, 岡田和成, 増沢光也, 飛田善雄, 山口晶: 超微粒子球状シリカ注入材による実地盤注入実験(その2), 土木学会第68回年次学術講演会, III 091, pp. 181-182, 2013.
 - 47) 山田哲司, 西形達明, 西田一彦: 酸化マグネシウムの製造方法が改良土の性質に及ぼす影響について, 土木学会論文集 C, Vol. 68, No. 4, pp. 732-741, 2012.
 - 48) 藤原信吾, 西形達明, 西田一彦, 山田哲司: 酸化マグネシウムの改良地盤への適用に関する研究(その6: 非晶質物質の定量試験結果), 土木学会第60回年次学術講演会, III-040, pp. 79-80, 2005.
 - 49) 小池裕之, 平井貴雄, 三原孝彦, 熊谷浩二: 超微粒子懸濁型地盤改良材の室内浸透試験と強度分布, 第60回土木学会年次学術講演会, III 279, pp. 557-558, 2005.
 - 50) 橋詰豊, 小山直輝, 金子賢治: 懸濁型浸透固化処理工法の薬液浸透距離と改良強度の関係, 土木学会第70回年次学術講演会, III-023, pp. 45-46, 2015.
 - 51) 茶園裕二, 斎藤悦郎, 望月美登志, 平野訓相, 新谷登, 斉藤直, 安野孝生, 羽田準一: 石炭灰を活用した地盤改良材について, 第37回地盤工学研究発表会, pp. 697-698, 2002.
 - 52) 米倉亮三, 島田俊介: 薬液注入の長期耐久性と恒久グラウト本設注入工法の設計施工—環境保全型液状化対策工と品質管理—, 近代科学社, pp. 7-25, 2016.
 - 53) 薬液注入工法の設計・施工法および試験法に関する研究委員会: 薬液注入工法の設計・施工法および試験法に関する研究委員会活動報告書, 地盤工学会関東支部, pp. 1-55, 2015.
 - 54) 山崎浩之, 善功企, 河村健輔: 溶液型薬液注入工法の液状化対策への適用, 港湾空港技術研究所報告, Vol. 41, No. 2, 2002.
 - 55) 中澤博志, 菅野高弘, 池野勝哉, 三藤正明: 溶液型薬液改良砂の非排水せん断挙動および液状化後の体積圧縮特性に関する研究, 土木学会論文集 C, Vol. 66, No. 3, pp. 595-608, 2010.

- 56) Towhata, I. and Ishihara, K.: Shear work and pore water pressure in undrained shear, *Soils and Foundations*, Vol. 25, No. 3, pp. 73-84, 1985.
- 57) 下村修一, 安達俊夫, 朝枝亮太, 酒匂教明: 地盤の液状化による地表面沈下量の推定 エネルギーの釣合に基づく地盤の地震時挙動の評価に関する研究 その3, *日本建築学会構造系論文集*, Vol. 77, No. 680, pp. 1545-1552, 2012.
- 58) 大島貴充, 風間基樹, 仙頭紀明, 河村健輔, 林健太郎: 溶液型薬液改良砂の液状化抵抗および繰返しせん断後の変形特性の評価, *土木学会論文集 C*, Vol. 64, No. 4, pp.732-745, 2008.
- 59) Jafarian, Y., Mehrzad, B., Lee, C. J. and Haddad, A. H.: Centrifuge modeling of seismic foundation-soil-foundation interaction on liquefiable sand, *Soil Dynamics and Earthquake Eng.*, Vol. 97, pp. 184-204, 2017.
- 60) Hayden, C. P., Zupan, J. D., Bray, J. D., Allmond, J. D., and Kutter, B. L.: Centrifuge test of adjacent mat-supported buildings affected by liquefaction, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 141, No. 3, 2015.
- 61) Horikoshi, K., Tateishi, A. and Fujiwara, T.: Centrifuge modeling of a single pile subjected to liquefaction-induced lateral spreading, *Special issue of Soils and Foundations*, pp. 193-208, 1998.
- 62) 北勝利, 柴田徹: 飽和砂地盤の液状化に関する遠心力載荷実験, *京都大学防災研究所年報*, Vol. 65, B-2, pp. 67-78, 1993.
- 63) 今村眞一郎, 平野孝行, 萩原敏行, 高橋章浩, 竹村次郎: 注入固化工法を用いた既設タンク基礎地盤の液状化対策効果に関する遠心模型実験, *土木学会論文集*, No. 764/III-67, pp. 101-120, 2004.
- 64) 上田恭平, 飛田哲男, 井合進: 自立式矢板護岸の動的有効応力解析, *京都大学防災研究所年報*, Vol. 51/B, pp. 339-346, 2008.
- 65) 吉澤睦博, 酒井久和, 渦岡良介: 河川堤防の耐震性評価における継続時間の長い地震動に対する有効応力解析の適用性の検討, *構造工学論文集 A*, Vol. 55, pp. 415-4210 2009.
- 66) 池野勝哉, 吉田誠, 安楽宗一郎, 風間基樹, 渦岡良介, 仙頭紀明: 溶液型薬液注入工法を用いた盛土直下の液状化対策とその数値解析, *土木学会論文集 A1*, Vol. 65, No.1, pp.622-628, 2008.

第2章 微粒子の分析および粉砕技術

2-1. 概説

本章は、既往の研究において提案された微粒子を浸透注入による地盤改良材として使用するために、その基礎的な物理特性を確認するとともに、微粒子の粉砕による細粒化を確認すること目的とする。

既設構造物直下に対する地盤改良工法としては、供用中の構造物への影響を考慮し、薬液の浸透注入による改良工法がよく用いられるが、溶液型注入材は薬液の垂れ下がり¹⁾によって、十分な改良体を形成できない場合がある。均質な改良体を形成するためには、注入対象となる土質に合ったゲルタイムの設定や注入速度の管理など高い水準での施工管理が求められる。

一方で、セメント系に代表される懸濁型注入材は、高強度と耐久性が期待されることから重要構造物直下における地盤改良や高水圧環境下における止水対策などに用いられている³⁾。しかし、懸濁型注入材は溶液型注入材と比較して浸透性において不利とされている⁴⁾。これは、懸濁液中の微粒子の粒径が注入の対象となる土骨格の間隙径に近い場合、目詰まりを発生させるためである。そのため、一般的に粒径の大きな粒子を含む懸濁型注入材は、透水性の高い砂礫地盤や空洞充填のために用いられている⁵⁾。しかし、近年では粉砕技術や粉砕助剤に関する微粒子化技術⁶⁾が発達したことにより、浸透性の良い微粒子セメントが実用化されている。さらに、粒径が数 μm 以下の極超微粒子セメント⁷⁾の開発によって、粒径の小さな砂や細粒分質の砂に対しても浸透注入が可能^{8),9)}となっている。これにより、浸透注入による改良工事において懸濁型注入材が検討される¹⁰⁾など、微粒子を用いた注入材の適用範囲が拡大している。

しかし、セメント系材料の混合による安定処理に関する既往の研究では^{11),12)}、水和物に固定されていない六価クロムが、地盤に溶出する可能性が指摘されている。一方、非セメント系懸濁型注入材は、六価クロムの発生源がなく、液状化対策として使用するために十分な強度を発現することが報告されている^{13),14)}。そこで本研究では、浸透注入を目的とした地盤改良材として非セメント系の微粒子を使用することを目的として、1-3-4項における既往の研究で提案されている微粒子について基礎的な物性を確認する。まず、それぞれの微粒子について、レーザー回折式粒径分布測定装置およびSEMによる粒径分布や表面観察によって、その基礎的な物理特性を確認する。次に、基礎物性の評価の結果から、粒径が最も大きい微粒子について粒子粉砕技術を適用することによる細粒化を試みるとともに、その粉砕効果を確認する。

2-2. 使用した微粒子の概要

1-3-4 項において既往の研究で提案されている非セメント系注入材に使用されている微粒子を用いた。試料の一覧を表 2-1 に示す。まず、Case2-1 ~Case2-3 には、粒径の異なるシリカ微粒子である Si_I , Si_{II} , Si_{III} を用いた。なお、添え字は単に微粒子の粒径の違いを表すものである。次に、Case2-4, 2-5 では、アルカリ反応材である水酸化カルシウムである CH および酸化マグネシウムである MgO を用いた。Case2-6 は、アルミナである酸化アルミニウム Al_2O_3 の微粉末である。また、Case2-7, 2-8 はセメントの混和材として用いられるフライアッシュ(FA)および高炉スラグ微粉末(BS)である。ここで挙げた Si , Al_2O_3 はそのものに自硬性はないが、 CH や MgO などから溶出したアルカリの刺激を受けてケイ酸カルシウム水和物を生成して硬化する性質がある^{15),16)}。また、FA および BS は、そのものの化学組成にもよるが自硬性を有する微粒子であり¹⁷⁾、アルカリ反応材によって硬化が促進される¹⁸⁾。

2-3. レーザー回折式粒径分布測定装置による分析

粒度分布測定に用いた装置は、レーザー回折式・散乱式法を測定原理とする粒径分布測定装置であり、写真 2-1 に示す島津製作所製の SALD-3100 を用いた。粒径分布測定に用いた試料はいずれも、気中乾燥状態にある粉末である。それぞれの粉末をイオン交換水で希釈し、分析装置の分散槽に投入するとともに、超音波ホモジナイザー(周波数:約 42kHz)を3分間作動させることで凝集した粒子を解砕させ、微粒子の粒径分布を測定した。

粒径分布測定結果を図 2-1, 図 2-2(a)~(c)に示す。なお、図 2-2 は図 2-1 の結果をそれぞれのケー

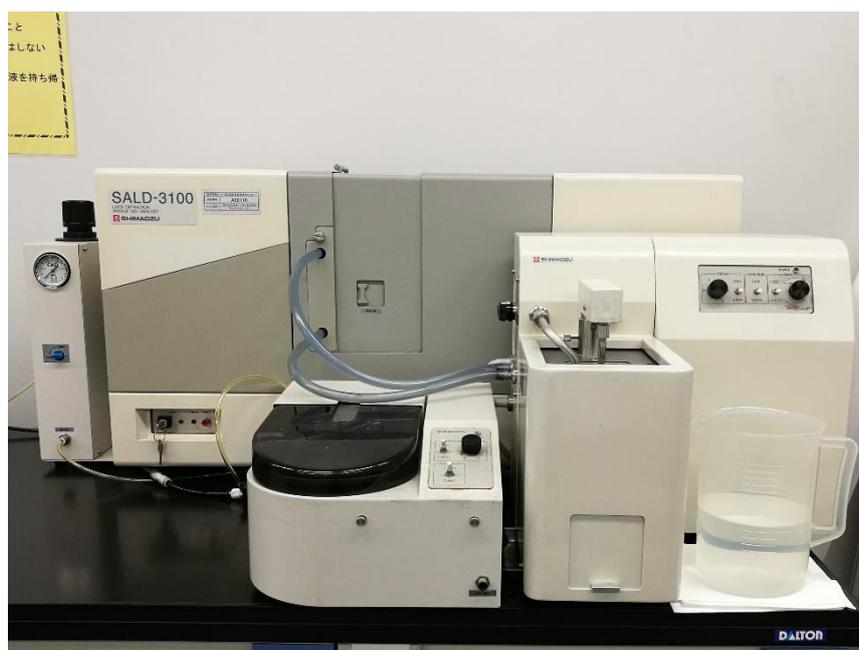


写真 2-1 レーザー回折式粒径分布測定装置(SALD-3100)

スごとに分割して示したものである。なお、図中の相対粒子量は、ある粒径の粒子が全体に対して含まれる割合を体積基準で表した指標であり、古河ら¹⁹⁾によってレーザー回折式と沈降分析により測定された粒径分布は、近い結果になることが示されている。図2-1に示すとおり、Case2-3, 2-6を除いたすべてのケースで D_{50} は $10\mu\text{m}$ 以下であり、超微粒子セメントの $D_{50}(4\mu\text{m})$ ²⁰⁾と同程度である。その一方で、Case2-3, 2-6では D_{50} がそれぞれ $18.5\mu\text{m}$, $33.0\mu\text{m}$ であった。

次に図2-2(a)~(c)に図2-1の結果をケースごとに分割して示す。まず、図2-2(a)について、選定した微粒子Siの中でCase2-1の Si_I の粒径が最も小さい。次に、アルカリ反応材であるCHとMgO、アルミナの微粉末である Al_2O_3 の粒径分布を図2-2(b)に示す。Case2-4とCase2-5の微粒子の粒径を比較すると D_{50} は同程度であるが、Case2-4は $1\mu\text{m}$ 以下の細粒側、 $10\mu\text{m}$ 以上の粗粒側の微粒子を含んでいる。図2-2(c)はコンクリート混和材であるCase2-7と2-8の結果であるが、本研究で選定した微粒子では、Case2-8の粒径が小さい結果となった。

表 2-1 粒度測定実験のケースおよび試料名一覧

Case	2-1	2-2	2-3	2-4	2-5	2-6	2-7	2-8
試料名	Si_I	Si_{II}	Si_{III}	CH	MgO	Al_2O_3	FA	BS

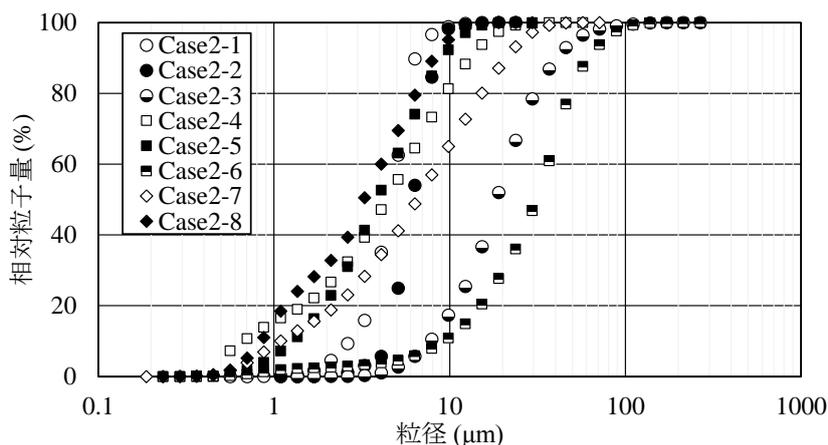


図 2-1 微粒子の粒度曲線

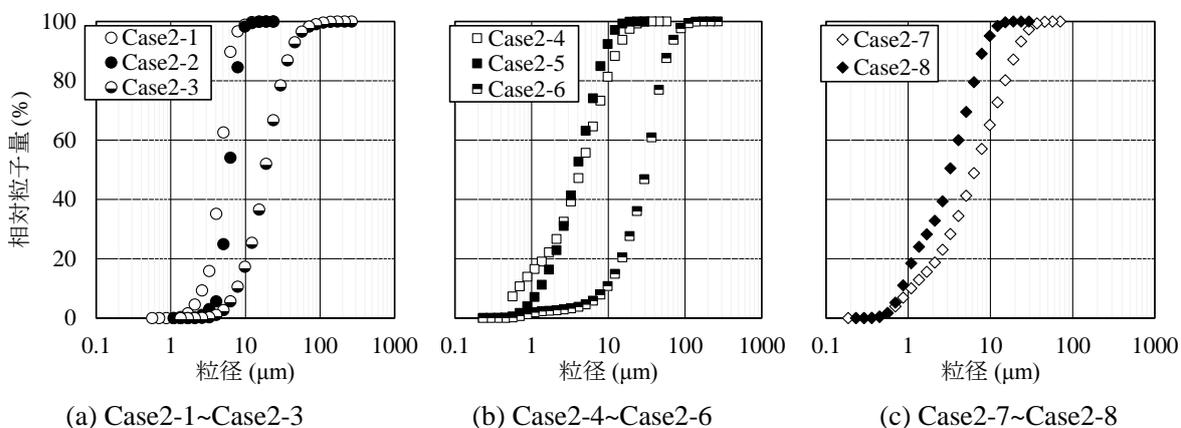


図 2-2 図 2-1 を分割した結果

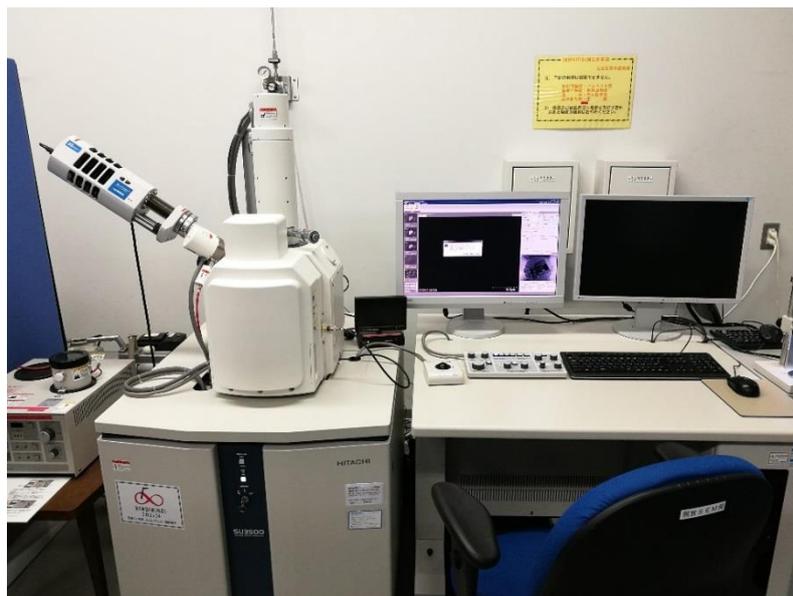


写真 2-2 SEM (SU3500)

2-4. SEMによる観察

表 2-1 に示した微粒子の形状やレーザー回折式粒径分布測定装置により求められた粒径や各微粒子の形状を確かめるために、SEMによる表面観察を行った。本実験において用いたSEMは、写真 2-2 に示す日立ハイテクノロジーズ製のSU3500である。SU3500は、低真空モードと高真空モードでの観察が可能であり、低真空モードであれば事前処理無しの試料が湿潤状態で観察可能となる。しかし、高真空状態であれば、入射電子の散乱の低減性やエネルギーの低い反射電子の効率の良い検出性が得られることから、低真空モードでの撮影より高真空モードでの観察は高倍率で鮮明な写真の撮影が可能である²¹⁾。そのため、本研究ではいずれの試料も高真空モードで観察を行った。また、電気伝導性の小さい試料を高真空モードで観察する場合、試料表面に電子が蓄積し、安定した観察が難しい。このようなチャージアップ現象を防ぐために、試料表面に白金を蒸着させた²²⁾。さらに、安定的な観察を行うためには、蒸着膜の厚さを試料全体で均一にする必要がある。そのため、観察用の試料台上に試料がなるべく均一となるように配慮するとともに、白金の蒸着時間をすべてのケースで40sに統一した。

それぞれの微粒子の観察結果を写真 2-3～写真 2-10 に示す。写真 2-3～写真 2-5 は、Case2-1～Case2-3のSi_I、Si_{II}、Si_{III}の観察結果である。写真に示すとおり、Si_Iは丸みを帯びた粒子であり、その粒径は2-3節の粒度曲線の結果と同様に、Case2-5が最も大きい。また、Case2-5のSi_{III}には、亀裂を有する粒子が多く存在しており、粉碎による細粒化の可能性を示唆している。写真 2-6はCHの観察結果であり、不定形な結晶構造の粒子であり、1 μ m以下の微細な粒子から10 μ m以上の粗大な粒子が存在することが写真からも確認できる。

写真 2-7から、Case2-5のMgOは、結晶状および板状の粒子から構成されていることが分かる。また、写真 2-8は、Case2-6のAl₂O₃の観察結果であり、ポーラスな構造であることが観察できる。

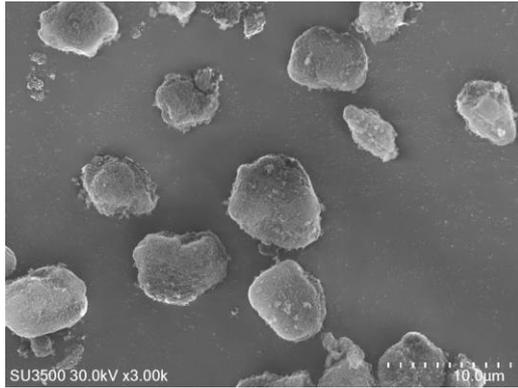


写真 2-3 Case2-1(Si_I)の観察結果(3000倍)

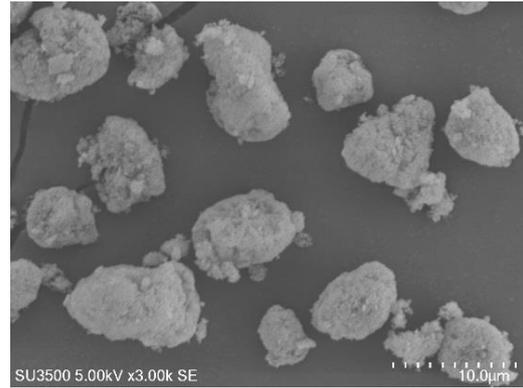


写真 2-4 Case2-2(Si_{II})の観察結果(3000倍)

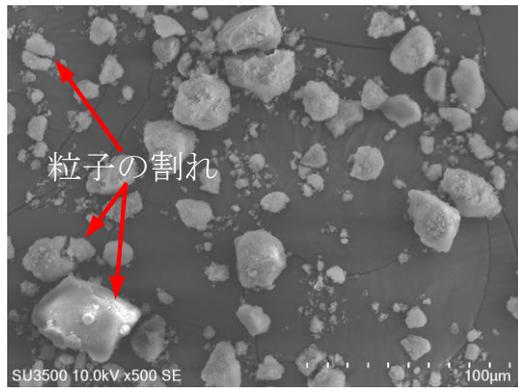


写真 2-5 Case2-3(Si_{III})の観察結果(500倍)

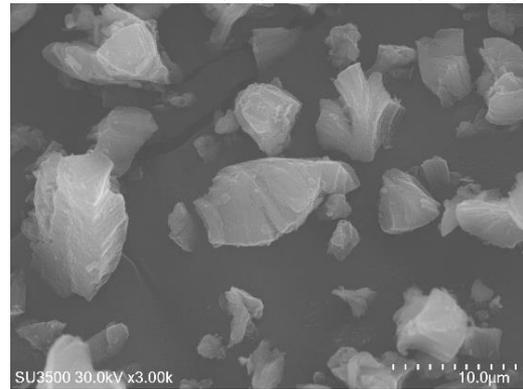


写真 2-6 Case2-4(CH)の観察結果(3000倍)

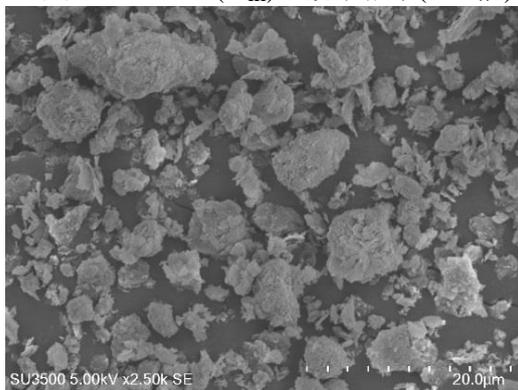


写真 2-7 Case2-5(MgO)の観察結果(2500倍)

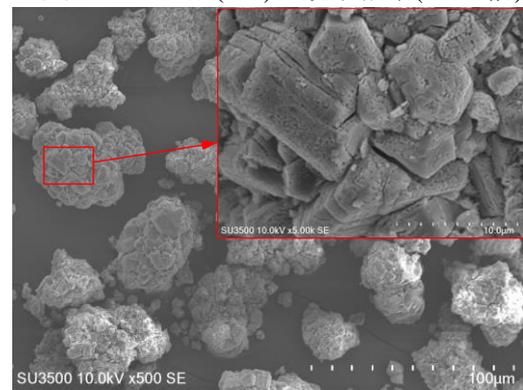


写真 2-8 Case2-6(Al₂O₃)の観察結果(500倍)

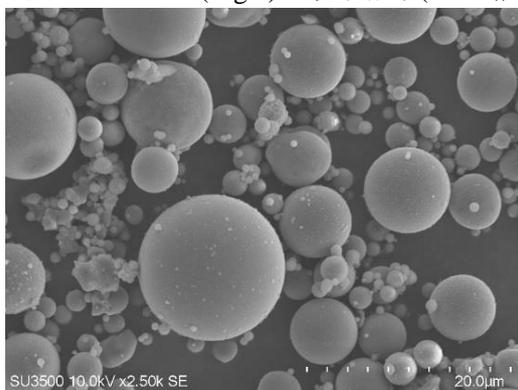


写真 2-9 Case2-7(FA)の観察結果(2500倍)

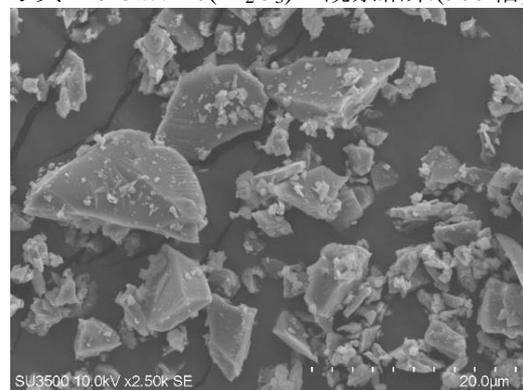


写真 2-10 Case2-7(BS)の観察結果(2500倍)

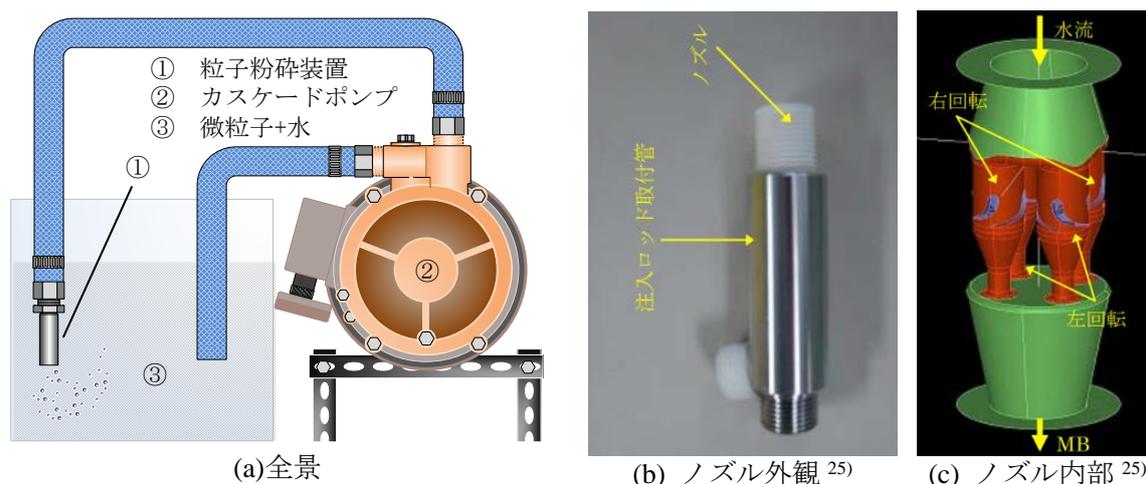


図 2-3 渦崩壊を利用した粉砕装置

写真 2-9, 写真 2-10 は, 混和材である FA と BS の観察結果である. 写真から FA は非常に整った球形粒子であるのに対して, BS は不定形な結晶構造であることが確認できる. このような, 球形粒子の浸透性は, 不定形の粒子よりも浸透性が高いことが粉体工学の知見から明らかとなっている²³⁾.

以上の観察結果から, 粒径の最も大きく, 割裂した粒子を含む Case2-3 の Si_{III} が, 最も粉砕効率が高いと考え, 以下の章では Case2-3 の粒子についての粉砕特性および粉砕装置による粉砕効果を確認する.

2-5. 粉砕による微粒子化技術

2-5-1. 粉砕装置

微粒子の作製技術は様々であるが, 基本的には, 固体に対してエネルギーを加えて細粒化する粉砕法と原子や分子の集合体を成長させることによる成長法に大別される²⁴⁾. 本節では, 粉砕法によって粒子の細粒化を試みる. 本実験で用いる粉砕装置を図 2-3(a)~(c)に示す. 図 2-3 は渦崩壊を利用した湿式の粉砕装置であり, 図 2-3(a)のカスケードポンプと図 2-3(b)²⁵⁾の旋回型微細気泡発生ノズルから構成されている. カスケードポンプが粒子と水の混合物を吸い上げることによって, 吐出部の旋回型微細気泡発生ノズルに吐出圧力がかかる. 旋回型微細気泡発生ノズルは旋回流を発生させるベーン, 縮流部および急拡部から構成されており, ノズル内の流体に流れが生じることにより回転流が発生する. 旋回型微細気泡発生ノズルの内部構造を図 2-3(c)²⁵⁾に示す. 旋回型微細気泡発生ノズル内に取り付けられたベーンを通過することで発生した旋回流は縮流部, 急拡部を経て圧力開放される. この時, ベーンにおいて発生した渦は急拡部にて壁面に張り付き, 変形する. この現象は渦崩壊と呼ばれ, 渦内ではせん断力が発生する. このせん断力や旋回中の微粒子同士の衝突によって粒子を粉砕または解砕する仕組みである. 粉砕過程では, カスケードポンプを一定時間稼働させ, これらのプロセスを繰り返すことで, 徐々に粒子を細粒化させる.

表 2-2 粉砕実験の条件

Case	微粒子の濃度(%)	粉砕時間(min)	静置時間(h)
Case2-3-a	7.5	0	0
Case2-3-b	7.5	15	0
Case2-3-c	7.5	30	0
Case2-3-d	7.5	45	0
Case2-3-e	7.5	60	0
Case2-3-f	7.5	75	0
Case2-3-g	7.5	30	1
Case2-3-h	7.5	30	24
Case2-3-i	4.0	30	0
Case2-3-j	10.0	45	0

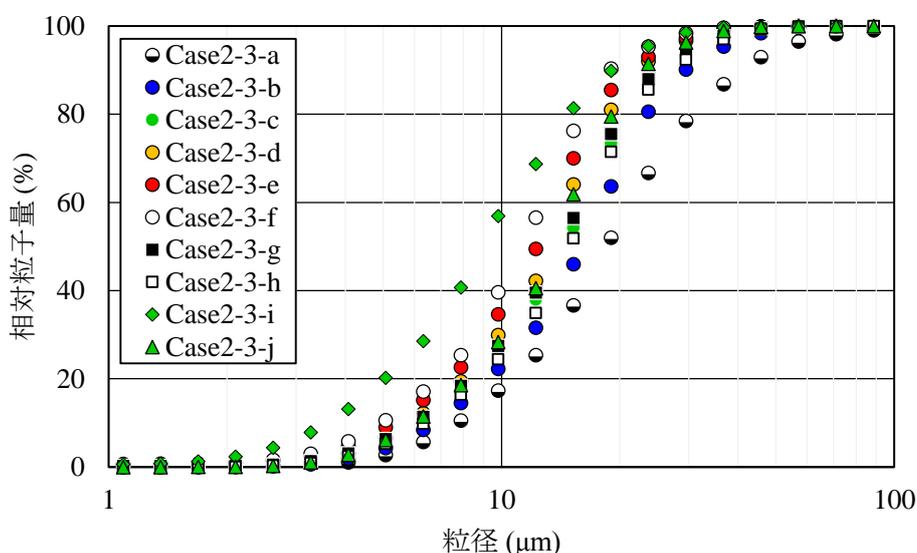


図 2-4 粉砕後の Si の粒度曲線

本実験では、特に粒径の大きかった Case2-3 の S_{III} に対して、渦崩壊を利用した粉砕装置を使用し、濃度や粉砕時間に伴う粒子の粒径の変化および粉砕後の微粒子の再凝集の傾向を確認した。表 2-2 に実験条件を示す。式(2-1)に示すように、微粒子の濃度は微粒子の重量を加えた水の重量で除した値であり、本実験では 7.5% または 4.0% に設定した。

$$C = \frac{M_m}{M_w} \times 100 \quad (2-1)$$

ここに、 M_m ：微粒子の重量、 M_w ：水の重量である。また、粉砕時間は 0~75min のいずれかとし、粉砕後、0~24h の間、静置することで再凝集の傾向を確認した。

2-5-2. 粉砕結果

図 2-4 に粉砕結果を示す。図から、渦崩壊による粉砕によって S_{III} の粒子が細粒化されたことを確認できる。さらに、表 2-3 にそれぞれのケースの D_{50} をまとめた結果、図 2-5(a)~(c)、図 2-6(a)~(c)に粉砕実験の結果を条件ごとに分割した結果を示す。表 2-3、図 2-5(a)にまとめた結果から、粉砕時間に伴って粒子が細粒化されていることが確認できる。しかしながら、粉砕時間を

表 2-3 各ケースの D_{50}

Case2-3 (S_{100})									
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
18.5 μm	16.1 μm	14.5 μm	13.3 μm	12.3 μm	11.3 μm	14.1 μm	12.2 μm	9.0 μm	13.6 μm

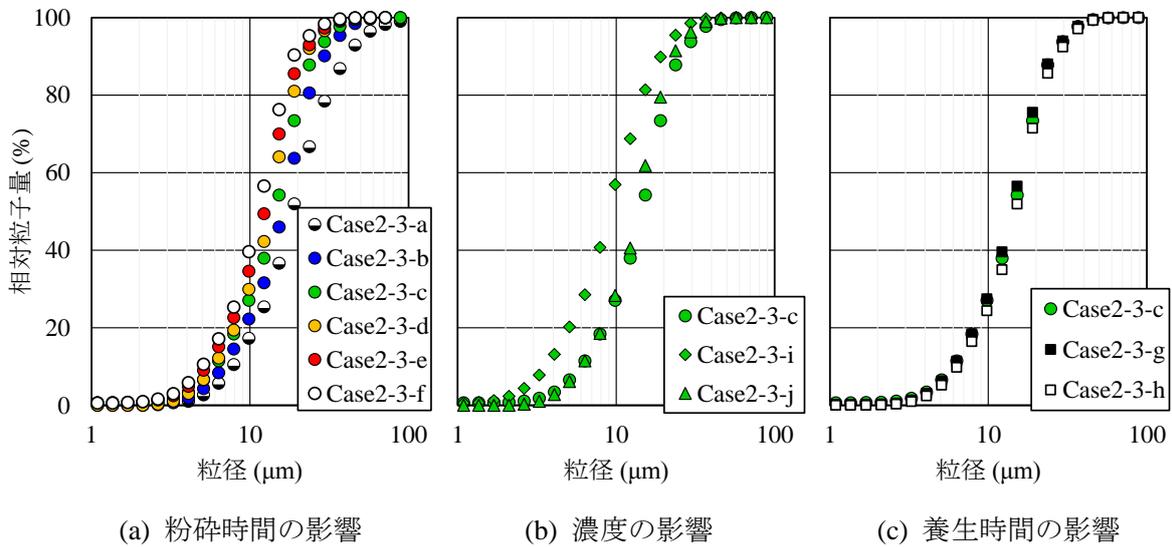


図 2-5 図 2-4 を条件ごとに分割した結果

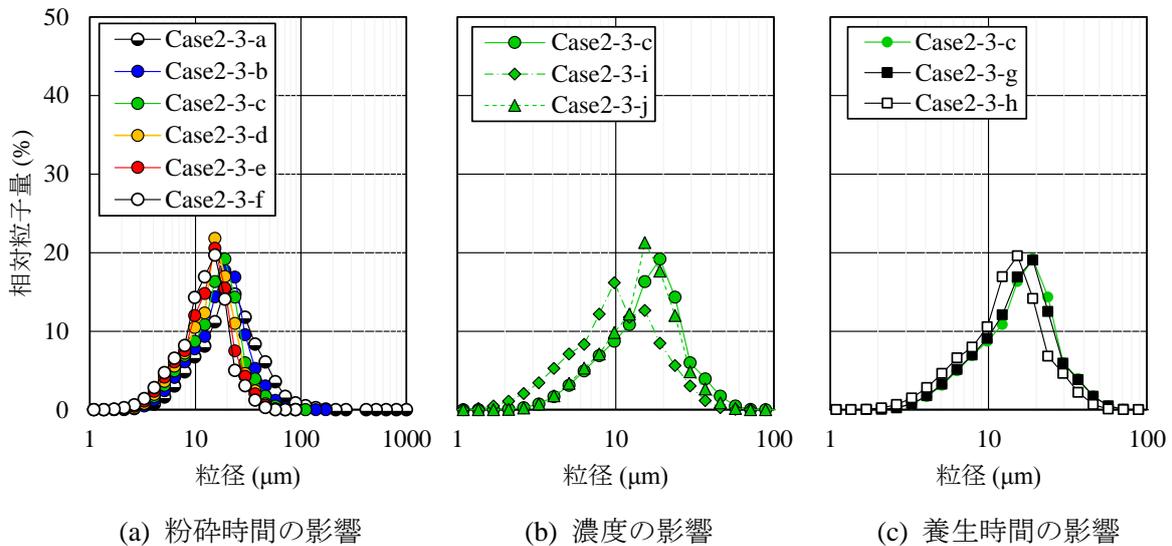


図 2-6 図 2-5 の度数分布

Case2-3-c ~ Case2-3-f のように長くしても、粉砕効率はあまり良くない。また、図 2-6(a)から、粒度曲線に含まれる粒径が 15 μm 以上の粒子が粉砕時間に伴って細粒化されていることが分かる。このことから、始めの 15min で凝集した二次粒子が解砕され、1 次粒子の粒径に近い大きさまで細粒化されたと推察される。

次に、図 2-5(b)は微粒子の濃度に伴う粒径の変化を示している。図 2-5(b)の結果から、微粒子の濃度が低くなるほど粉砕の効率が良くなる。特に、微粒子の濃度が 4.0%である Case2-3-i では、

D_{50} が $10.0\mu\text{m}$ 以下となることがわかる。また、Case2-3-jの微粒子の濃度10.0%の結果では、粉砕時間を長くすることによって、7.5%の粉砕結果であるCase2-3-cとほぼ同程度の粒径まで粉砕することができる。

図2-5(c)は、静置状態で養生することによって、粉砕後の凝集の傾向を観察した結果である。図2-5(c)に示されるとおり、粉砕後の粒径はほとんど変化しないことから、粉砕後の凝集は発生しないことが確認できる。

2-6. まとめ

本章では、使用する微粒子の表面観察および粒度の測定を行った。また、粒径が粗大であったCase2-3の Si_{III} の微粒子について渦崩壊を利用した粉砕装置を使用して、粒子の粉砕および解砕を行った。

2.3節では、島津製作所製SALD-3100を使用して、微粒子の粒度を測定した。測定結果では、ほとんどの粒子の D_{50} は $10\mu\text{m}$ 以下であった。その一方で、 Si_{III} 、 Al_2O_3 であるCase2-3、2-6の粒子は、 D_{50} が $10\mu\text{m}$ 以上の粗大な粒子を形成していた。そのため、これらの微粒子を用いた懸濁型注入材の地盤に対する浸透性は低いと考えられる。

2.4節では、日立ハイテクノロジーズ製のSEM(SU3500)を使用して、微粒子の表面観察を行った。表面観察の結果、ほとんどの粒子の形状は不定形である一方で、Case2-6に示すFAは整った球形の粒子であった。

2.5節では、2.3節において最も粗大な粒子を形成し、割裂した粒子を含むCase2-3の Si_{III} を、渦崩壊を利用した粉砕装置を使用して粉砕した。粉砕の結果、粉砕時間に伴って粒子の粒径が小さくなった。しかし、粉砕時間に対して線形的に粒子が小さくならず、粉砕時間が長い場合の粉砕効率は良好とはいえない。一方、濃度が低くなるほど粒子を細粒化することができた。また、粉砕後に静置養生することによる微粒子の再凝集が、ほとんどないことを確認した。

参考文献

- 1) 林健太郎, 山崎浩之, 善功企: 溶液型薬液注入工法の施工管理方法に起因する改良土の強度低下メカニズム, 土木
- 2) 学会論文集 C, Vol. 70, No. 4, pp. 387-394, 2014.
- 3) 米山一幸, 登坂博行, 奥野哲夫, 西琢郎: 岩盤亀裂中のセメントグラウト材の浸透挙動予測手法に関する基礎的研究, 地盤工学ジャーナル, Vol. 10, No. 4, pp. 545-557, 2015.
- 4) 最新地盤注入工法技術総覧編集委員会編: 最新地盤注入工法技術総覧, 産業技術サービスセンター, pp. 104-107, 1997.
- 5) 地盤工学会 薬液注入工法の調査・設計から施工まで編集委員会: 薬液注入工法の調査・設計から施工まで, 社団法人地盤工学会, pp. 127-129, 1985.
- 6) 斉藤進六: 超微粒子ハンドブック, pp. 866-867, フジ・テクノシステム, 1990.
- 7) 金沢智彦: 極超微粒子セメントの地盤工学への応用, 岡山大学大学院環境学研究科博士論文, pp. 29-40, 2012.
- 8) 吉田了三, 磯田英典, 福山誠, 渡辺将之: 超微粒子セメントの細粒分質砂への浸透性向上に関する考察, 太平洋セメント研究報告, No. 169, pp. 62-69, 2015.
- 9) 西原聡, 瀬古一郎, 王寺秀介, 塚本良道, 金沢智彦: 極超微粒子セメント注入による液状化対策工の開発, 地質と調査, No. 3, pp. 27-32, 2014.
- 10) 斎藤潤, 田中俊行, 北本幸義, 竹内仁哉, 金沢智彦, 西垣誠: 超大型地震に対する極超微粒子注入材による液状化対策, 第66回土木学会年次学術講演会概要集, CD-ROM, III-038, pp. 75-76, 2011.
- 11) 恒岡伸幸: セメント改良土からの六価クロムの溶出とその周辺地盤での挙動に関する研究, 京都大学博士論文, pp. 7-29, 2004.
- 12) 嘉門雅史, 勝見武: 固体系廃棄物の地盤工学的有効利用と環境影響の概況, 廃棄物学会誌, Vol. 12, No. 3, pp. 140-149, 2001.
- 13) 米倉亮三, 島田俊介: 薬液注入の長期耐久性と恒久グラウト本設注入工法の設計施工—環境保全型液状化対策工と品質管理—, pp. 93-104, 近代科学社, 2016.
- 14) Naito, M., Kishi, H., Fukuoka, N., Yamada, T. and Ishida, H.: Development of superfine spherical silica grout as alternative grouting material for the geotechnical disposal of long-lived radioactive waste, Proc. of 18th Int. Conf. on Nuclear Eng., pp. 1-7, 2010.
- 15) 藤原信吾, 西形達明, 西田一彦, 山田哲司: 酸化マグネシウムの地盤改良への適用に関する研究(その6: 非晶質物質の定量試験結果), 土木学会第60回年次学術講演会, III 040, pp. 79-80, 2005.
- 16) 増田修一, 松井健一, 寺戸康隆, 寺本勝三: シリカフェームを用いたグラウトの開発, ダム工学, Vol. 8, No. 3, pp. 206-218, 1998.
- 17) 片岡哲之, 岡本敏郎, 緒方信英: 石炭灰埋立地盤の物理的・力学的特性-締固めによる強度増加特性-, 電力中央研究所報告, No. U91025, pp. 1-23, 1991.
- 18) スラッグの有効利用に関する基礎研究部会: 鉄鋼スラッグの性質と再利用, 鉄と鋼, Vol. 65, No. 12,

pp. 1787-1811, 1979.

- 19) 古河幸雄, 藤田龍之, 國廣忠之, 深沢誠: レーザー回折/散乱式粒度分析装置の粒度試験方法への適用, 土木学会論文集, No. 687/III-56, pp. 219-231, 2001.
- 20) 金沢智彦: 超微粒子セメントの地盤工学への応用, 岡山大学博士論文, 2012.
- 21) 川崎通夫, 松田智明: 作物の形態研究法: マクロからミクロまで 走査型電子顕微鏡の特徴と試料作製方法, 日本作物学会紀事, Vol. 75, No. 4, pp. 586-589, 2006.
- 22) 永谷隆, 斉藤稔: SEMによる蒸着膜の検討, 真空, Vol. 18, No. 1, pp. 9-14, 1975.
- 23) 三輪茂雄: 粉体工学通論, 245p, 1981
- 24) 斎藤進六: 超微粒子ハンドブック, 株式会社フジ・テクノシステム, p. 192, 1990.
- 25) 国土交通省国土技術政策総合研究所 都市研究部: 宅地地盤液状化対策のためのマイクロバブル水注入工法 報告書, 国土交通省国土技術政策総合研究所 都市研究部, p. 35, 2011.

第3章 微粒子の浸透可否評価

3-1. 概説

本章では、浸透注入による微粒子注入工法の確立のために、地盤に浸透可能な微粒子の粒径を把握することを目的とする。

薬液注入工法で用いられる懸濁型注入材は、懸濁液に含まれる微粒子の目詰まりによって、十分な大きさの改良体を形成できない可能性がある。そのため、微粒子の地盤に対する浸透可否の評価は重要である。

地盤に対する微粒子の浸透は、土骨格の間隙の大きさが、少なくとも注入する微粒子径以上の場合に可能となる。既往の研究では微粒子の浸透可否を簡易に評価する手法として G_r 比^{1), 2)}が用いられてきた。 G_r 比は経験的に土の間隙がある粒度の粒径に依存しているという考えから、Terzaghi³⁾が提案した暗渠などの周辺に使用するフィルター材に求められる条件を基に表される。 G_r 比は以下の式(1-8)で表される。

$$G_r = \frac{D_{15}}{G_{85}} \quad (1-8)$$

ここに、 D_{15} ：注入対象である土粒子の15%粒径、 G_{85} ：浸透する微粒子の85%粒径である。 G_r 比に関する既往の研究^{2), 4), 5)}において、微粒子は G_r 比 $>15\sim 25$ で浸透可能、 $G_r < 11$ で浸透不可となることが示されている。しかし、求められた G_r 比が浸透可能とされる値でも、微粒子の注入ができない場合があることも報告されている²⁾。

このような微粒子の浸透性に関する研究は、1-3-2 項においても示したように数多く行われている。しかしながら、上記で説明したように地盤に対する微粒子の浸透は、少なくとも微粒子径よりも間隙径が大きい場合に注入することが可能となるが、微粒子浸透の観点から地盤の間隙状態を検討した例は少ない。例えば神谷ら⁶⁾は、空気圧入法によって砂骨格の間隙径分布を測定した。その結果に基づいて、毛管のように広がる間隙径と粒度との関係を福田ら⁷⁾の提案した粒度評価径 D_e を用いて定式化した⁶⁾。神谷の方法では、均等係数 U_c や間隙比 e 、50%粒径 D_{50} 、空気圧入法から求められる比表面積などから砂骨格内の透水現象に関わる間隙径の最小値を求め、これを微粒子の粒径と比較し、その浸透可否を評価している。さらに、Kenny et al.⁸⁾はフィルターの安定指標を構築するために、一様な間隙径分布を有する複数枚のフィルター層を想定し、これらのフィルター層の間隙括れ径から粒子の流出に関するフィルター材の安定条件を提案している。

しかしながら、既往の研究において、間隙構造同定のためのパラメータを把握には、特殊な試験を必要とすることから実務上これを適用することは難しい。一方で、本章で対象としている地盤注入工法では、通常、粒度試験などの土質試験とともに、事前注入試験を実施し、限界注入圧

や現場透水係数を調べている。従って、これらの試験から把握される土質パラメータを用いた微粒子の浸透可否評価法が構築できれば、地盤特性を調べるための新たな調査工程を設ける必要もなく、実務的に有用であると考えられる。

そこで、本章では透水係数から種々の間隙の中でも最も透水性に寄与する間隙の大きさ(以下では代表間隙径と称す)を推定し、これを用いて微粒子の浸透可否評価を行うことを提案する。後述するように Creager 法や Hazen 法では、 D_{10} や D_{20} のような、ある粒度の粒径(以下では代表粒径と称す)から透水係数が大凡推測できるとされている。この事実は、代表粒径が代表間隙径そのものであるか、あるいはそれと比例関係にあると見做せることを意味している。そのため、透水係数が既知であれば、代表間隙径を逆推定することも可能である。

本章では微粒子の浸透可否評価のために代表間隙径を適用することを目的として、まず Creager 法の事例から代表粒径を用いた透水係数算定法の有効性と問題点を検討するとともに、混合砂に対する透水試験結果とその骨格構造の観点から、代表間隙径について考察する。次に、Kozeny-Carman 式を用いて、透水係数から代表間隙径を推定する方法を導出する。特に、この方法で推定した代表間隙径を微粒子の浸透可否を評価するための指標として間隙指標と定義し、微粒子の一次元注入実験を通して、間隙指標により微粒子の浸透可否を判定できることを示す。

3-2. 代表粒径を用いた透水係数算定法と代表間隙径

G_r 比は、代表粒径である D_{15} が代表間隙径と相関があるという考えから用いられている。 G_r 比と同様に、代表粒径を用いる評価手法の一つとして、 D_{20} から透水係数を算定する Creager 法⁹⁾が挙げられる。式(3-1)に Creager 式¹⁰⁾を示す。

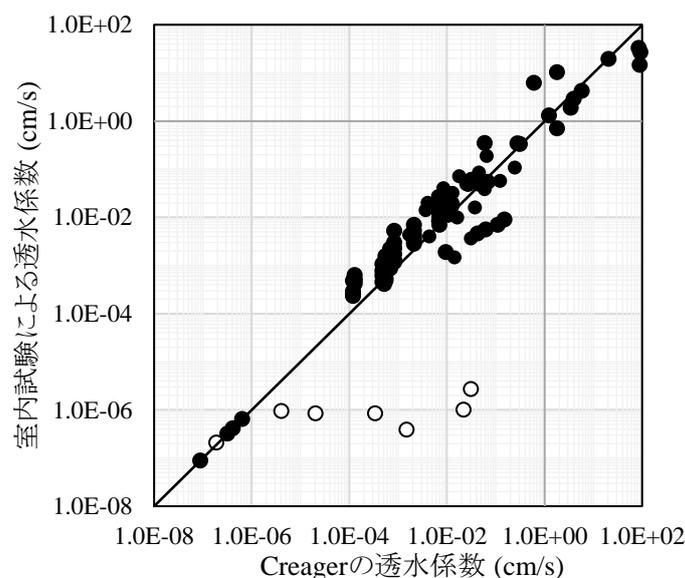


図 3-1 室内試験と Creager 法による透水係数の関係^{11)~18)}

$$k = 0.359D_{20}^{2.37} \quad (3-1)$$

ここに、 k ：透水係数 (cm/s)， D_{20} ：20%粒径 (mm)である。図 3-1 は様々な密度および粒度を有する土の室内試験結果^{11)~18)}と Creager 法による予測透水係数の関係である。図から D_{20} で求めた透水係数の予測値は、実験値との相関性が高い。しかし、図中の白抜きのプロットで示すように、細砂や細粒分に粗粒分が混合した土の透水係数の予測値は、室内試験の試験値と比べて、 10^{-3} 以上のオーダーで異なる場合がある。

以上の問題を考察するために、図 3-2 に土の構造の模式図を示す。図は、比較的整った粒径の細砂の構造(模式図 A)に粗粒分が加わることによる構造の変化(模式図 B, C)を模式的に示したものである。また、図中には、それぞれの模式図で想定される土の粒度曲線およびその土骨格(土骨格 I-III)の例も示してある。なお、図 3-2 中の模式図 B, C は、簡便のため粒径が明確に異なる 2 種類の土を混合した混合土の構造の模式図を示しており、粗粒分に対して相対的に粒径の小さな細砂とその間隙で構成される部分を本論文ではマトリクスと定義する。これに従えば、図 3-2 において模式図 A では土全体が、模式図 B ならびに C では粗粒分間の細砂とその間隙の部分がマトリクスであるとともに、土骨格 I, II でマトリクスが代表間隙径を構成すると考えることができる。また、土骨格 III は、粗粒分間にマトリクスが充填していない状態を想定しており、この際、土骨格は主として、粗粒分が構成している。なお、以上のような土骨格 I, II の定義は、混合土の一次元圧縮問題を扱った大嶺ら^{19), 20)}によるマトリクスの概念²¹⁾と類似する。ただし、本論文において、間隙が粗粒分で形成される土骨格 III で、粗粒分間に存在する細砂とその間隙もマトリクスと呼称する点については大嶺らの定義とは異なる。

ここで、粗粒分を混合した模式図 B, C の土骨格 II に着目すると、間隙に細砂が充填されている場合、それぞれのマトリクスの密度が同じであれば、マトリクス中の間隙の大きさは変化しないことから代表間隙径は土骨格 I と土骨格 II で等しいと言える。しかしながら、図 3-2 の模式図 B, C の粒度曲線を参照すると、代表粒径は粗粒分の影響によって、粗大となる側に移動する。以上から、図 3-1 の白抜きのプロットにおける透水係数の実験値と予測値の相違は、いずれも代表粒径が粗側に移動²²⁾することで、代表間隙径を過大に評価したことが原因の 1 つであると考えられる。つまり、代表粒径から透水係数を推定できない場合、代表粒径は代表間隙径も表現し得ないことが示唆される。

3-3. 混合砂の透水試験による代表間隙径の考察

3-2 節の考察を検証するために、細砂に対して粗粒分を混合した 5 種類の混合砂に対して透水試験を実施した。本節では、この結果から粗粒分の混合に伴う土骨格の変化を考察する。さらに、マトリクスの密度を表す指標としてマトリクス間隙比を定義し、マトリクス間隙比と透水試験結果の関係から混合砂の代表間隙径について考察する。

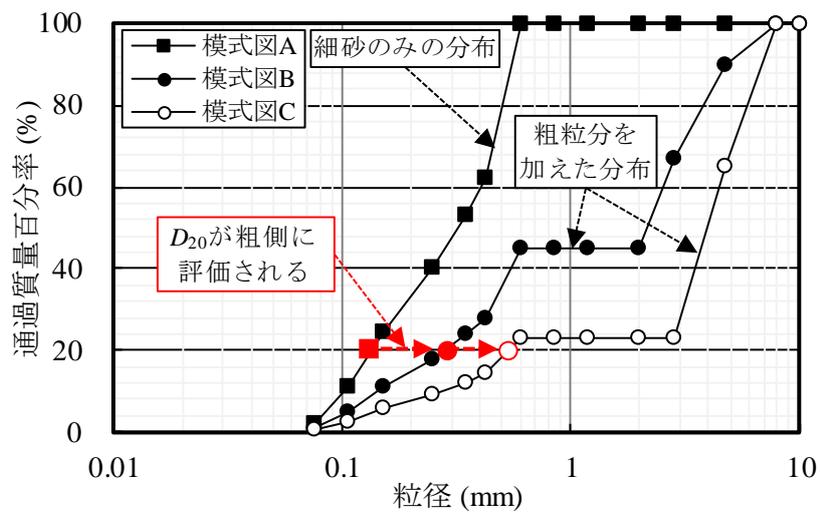
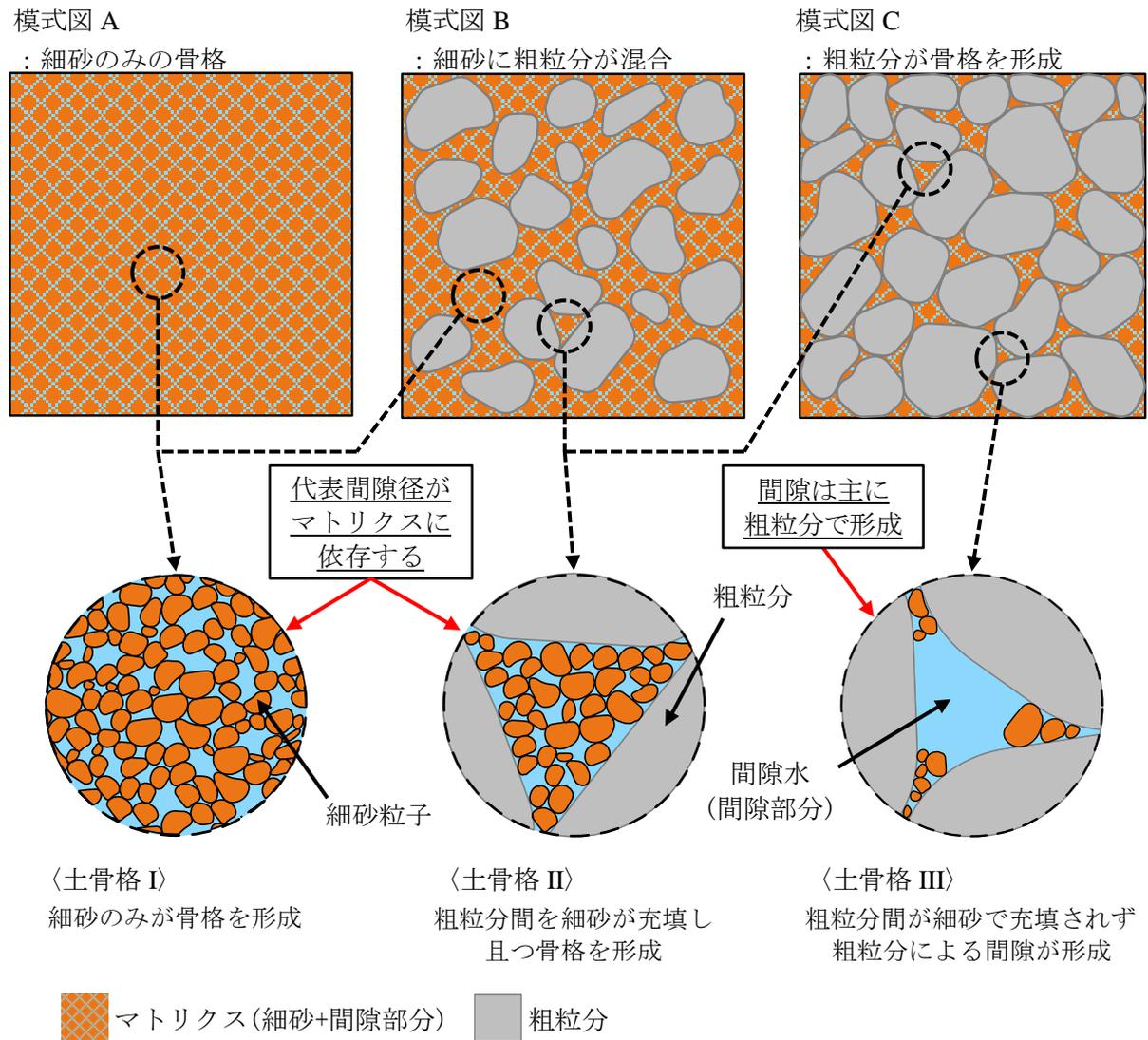


図 3-2 構造の模式図ならびにそれぞれの粒度曲線と土骨格の一例

表 3-1 混合砂の混合条件

Case	粗粒分		細砂(マトリクス)	
	試料	粒径 (mm)	試料	粒径 (mm)
Case3-A	粗粒分 A	0.250~0.425	細砂	0.105~0.250
Case3-B	粗粒分 B	0.600~0.850	細砂	0.105~0.250
Case3-C	粗粒分 C	1.190~2.000	細砂	0.105~0.250
Case3-D	粗粒分 D	2.000~3.360	細砂	0.105~0.250
Case3-E	粗粒分 E	3.360~4.750	細砂	0.105~0.250

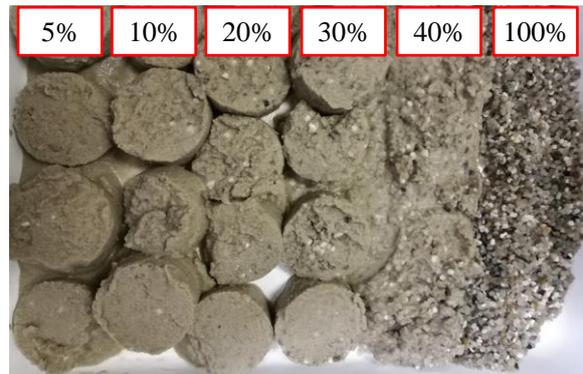


写真 3-1 粗粒分の配合例(Case3-E)

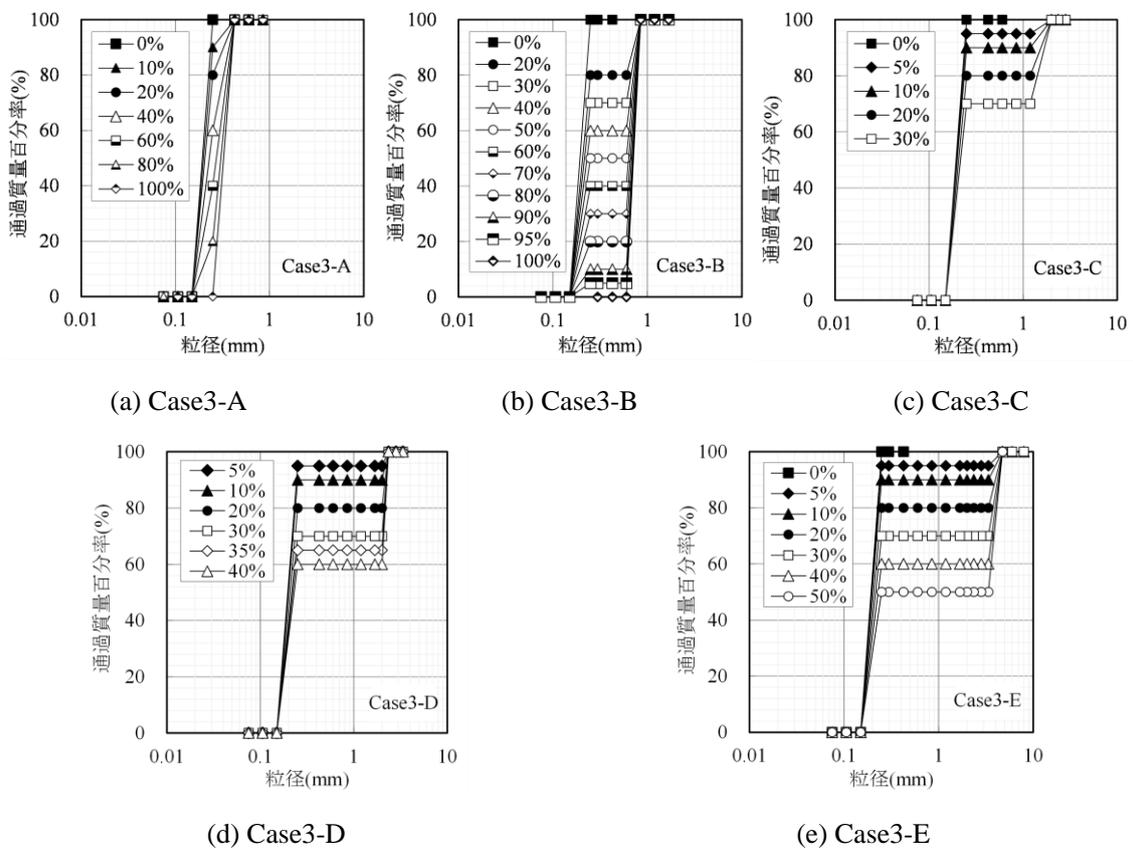


図 3-3 混合砂の粒度曲線

3-3-1. 透水試験概要

透水試験に使用した試料は、表 3-1 に示す粒径の細砂に 1 種類の粗粒分を混合した混合砂であり、表中の試料の名称区分は単に粒径の違いを表すものである。各試料の中で最も粒径が小さい細砂とその間隙をマトリクスとし、この部分の密度を表す指標としてマトリクス間隙比 e_m を定義した。マトリクス間隙比 e_m は、土の間隙体積 V_v を細砂の体積 V_{sf} で除すことによって式 (3-2) のように求められる。

表 3-2 混合砂供試体の条件

粗粒分 混合率	Case 3-A		Case 3-B				Case 3-C		Case 3-D		Case 3-E	
	e	e_m	e	e_m	e	e_m	e	e_m	e	e_m	e	e_m
0%	0.841	0.841	0.841	0.841	0.821	0.821	0.821	0.821	-	-	0.841	0.841
5%	-	-	-	-	-	-	0.829	0.864	0.718	0.737	0.800	0.841
10%	0.831	0.922	-	-	-	-	0.830	0.912	0.703	0.778	0.759	0.841
20%	0.832	1.038	0.837	1.048	0.816	1.028	0.829	1.027	0.699	0.877	0.677	0.841
30%	-	-	0.835	1.196	-	-	0.826	1.175	0.704	1.003	0.595	0.841
40%	0.823	1.384	0.833	1.393	0.828	1.373	-	-	0.697	1.171	0.512	0.841
50%	-	-	0.831	1.669	-	-	-	-	-	-	0.428	0.841
60%	0.829	2.076	0.824	2.084	-	-	-	-	-	-	-	-
70%	-	-	0.827	2.774	-	-	-	-	-	-	-	-
80%	0.829	4.154	0.825	4.155	0.817	4.133	-	-	-	-	-	-
90%	-	-	0.823	8.298	0.823	8.274	-	-	-	-	-	-
95%	-	-	0.822	16.584	-	-	-	-	-	-	-	-
100%	0.836	-	0.821	-	-	-	0.827	-	0.696	-	-	-

$$e_m = \frac{V - V_{sc} - V_{sf}}{V_{sf}} = \frac{V_v}{V_{sf}} \quad (3-2)$$

ここに、 V : 供試体の体積 (cm^3), V_{sc} : 粗粒分の体積 (cm^3), V_{sf} : 細砂の体積 (cm^3), V_v : 間隙体積 (cm^3) である。ここで、使用した試料の一例として Case 3-E の試料の粗粒分混合率に伴う外観の変化を写真 3-1 に示す。写真から粗粒分の混合率の変化が目視で確認できる。さらに、図 3-3 は細砂と粗粒分を混合した混合砂の粒度曲線を示しており、粒径の異なる 2 種類の土を混合するため粒度曲線は階段状となる。それぞれのケースの粗粒分混合率は、各供試体に用いる試料の全重量のうち、混合した粗粒分が占める重量の百分率であり、0%~100%の範囲で変化させた。

以上のような条件の試料を、直径 5.0cm のモールド内に高さが概ね 10.0cm、目標の間隙比 e となるように締め固めることで供試体を作製した。目標とした間隙比 e は、Case 3-A, 3-B, 3-C で 0.83 とし、Case 3-D についてはその間隙比 e での供試体作製が困難であったため 0.70 とした。次に、Case 3-E では、マトリクス間隙比 e_m が一定となるような間隙比 e を目標とし、粗粒分混合率が透水性に与える影響を確認した。各試料の粗粒分混合率と供試体の間隙比 e 、マトリクス間隙比 e_m を表 3-2 に示す。ここで、Case 3-B について、粗粒分混合率 0%, 20%, 40%, 80%, 90% では、2 本ずつ供試体を作製した。また、Case 3-C, 3-D, 3-E おいては、混合した粗粒分と細砂の粒径が大きく異なることから、砂詰めを行なう際に分級し、供試体が不均一になる可能性があった。そのため、これらのケースについては試料をそれぞれ 5 分割した後、混合してモールド内に詰めた。なお、Case 3-C, 3-D, 3-E においては、目標密度での供試体作製が可能であった配合の間隙比 e 、マトリクス間隙比 e_m のみを表 3-2 に示している。

混合砂をモールドに詰め供試体を作製後、定水位透水試験を実施した。透水係数 k は、流速が動水勾配に比例していること、透水時の内部侵食の影響がないことを確認した上で、各々の供試体において動水勾配が 0.5 以内となる範囲で全水頭を 3 回以上変えて計測した値を平均化したものである。

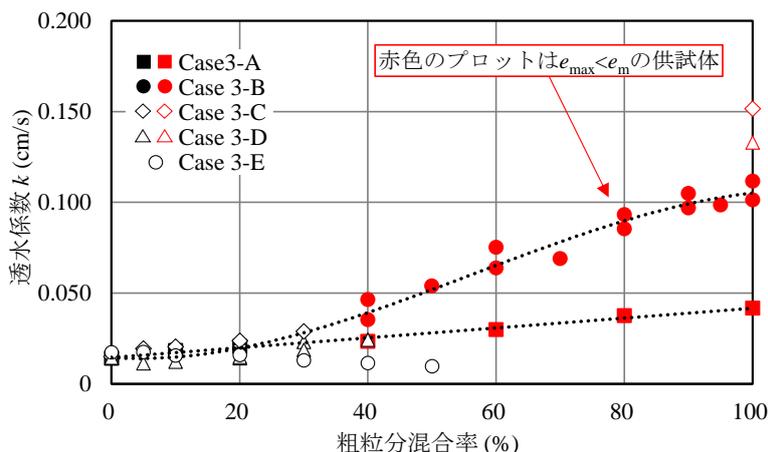


図 3-4 透水試験結果のまとめ

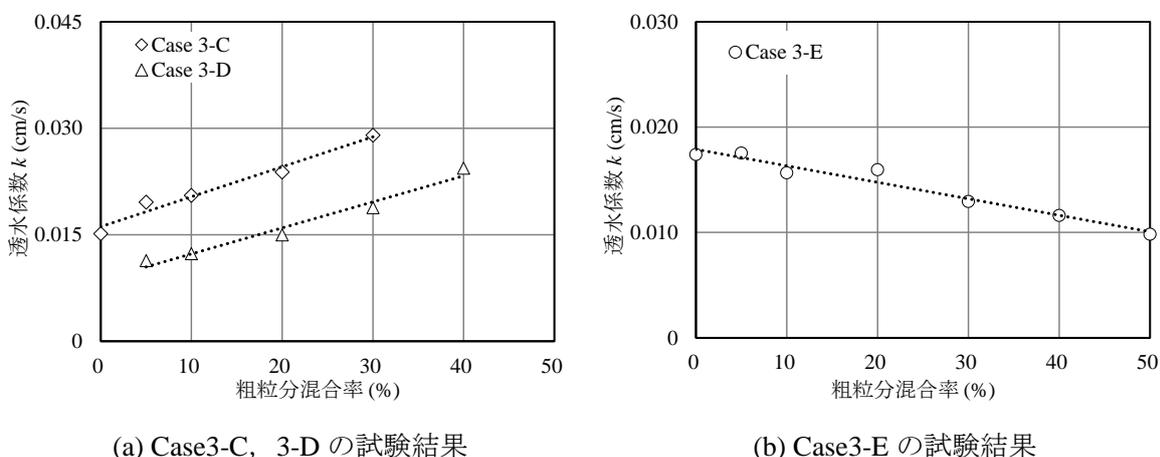


図3-5 粗粒分 50%までの透水試験結果

3-3-2. 透水試験結果

図 3-4 に全ての試験結果のまとめを示す。ここで、図 3-4 中の赤いプロットは、マトリクス間隙比 e_m が計算上、細砂の最大間隙比 e_{max} より大きく(以下 $e_{max} < e_m$)なるような供試体の透水試験結果を示している。図 3-4 から、いずれのケースも粗粒分の混合率に伴って透水係数 k が変化した。粗粒分混合率を幅広く変化させた Case 3-A, 3-B に着目すると、Case 3-A では細砂と粗粒分 A の粒径が近いために、透水係数 k が概ね線形的に変化している。一方で、Case 3-B では $e_{max} < e_m$ の範囲で透水係数 k が急増した。また、粗粒分混合率が 80% ~ 100% の範囲におけるプロットの透水係数の増加率は 40% ~ 70% のプロットに対して小さい。この結果は、 $e_{max} < e_m$ では図 3-2 の土骨格 III のように、粗粒分によって形成される間隙が支配的となることを示している。

次に図3-5(a), (b)には Case 3-C, 3-D および Case3-E の粗粒分混合率 50%までの結果を抜粋して示す。まず、図3-5(a)の結果から、両ケースの透水係数 k は粗粒分混合率に伴って増加していることがわかる。ここで Case 3-C, 3-D は、いずれの粗粒分混合率においても、マトリクス間隙比 e_m

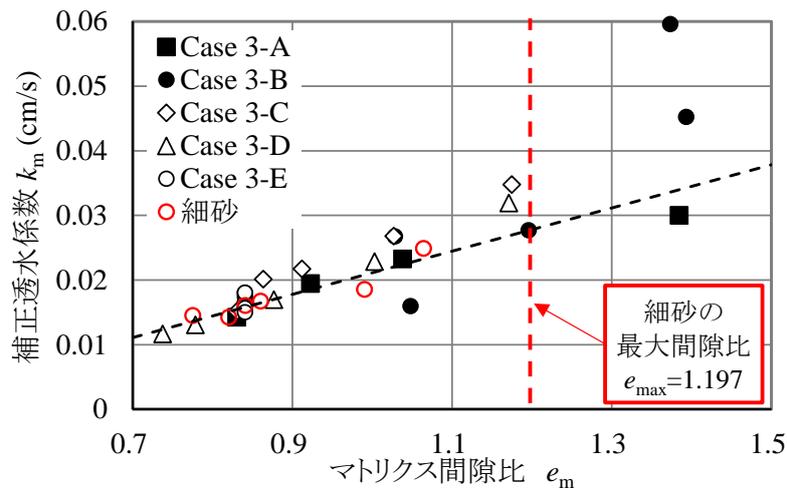


図 3-6 e_m と k_m の関係

がマトリクスの最大間隙比 e_{max} 以下(以下 $e_{max} \geq e_m$)であることから、供試体の骨格は、図 3-2 の土骨格 I, II のような構造となることが分かる。 $e_{max} \geq e_m$ においては、マトリクスの間隙が透水性を支配することから、マトリクス間隙比 e_m を用いて代表間隙径を評価できると考えられる。

図 3-5(b)は Case 3-E の透水試験結果である。図から、粗粒分混合率が増加するほど透水係数 k が減少した。この透水係数 k の減少は、粗粒分の混合による土の体積 V_s の増加に伴う断面損失により発生すると考えられる。この結果は、 $e_{max} \geq e_m$ においても、マトリクス間隙比 e_m のみでは代表間隙径を評価できない場合があり、粗粒分による断面損失も考慮することが必要であることを示している。

以上の考察から、 $e_{max} \geq e_m$ の範囲における Case 3-A ~ Case 3-E の透水試験の結果を粗粒分の断面損失で補正し、マトリクス間隙比 e_m との関係性を考察する。式 (3-3)に補正透水係数 k_m の算定式を示す。

$$k_m = \frac{k}{(1 - r_v)} \tag{3-3}$$

ここに、 k : 実測の透水係数 (cm/s), k_m : 補正透水係数 (cm/s), r_v : 粗粒分の体積占有比である。式 (3-3)の粗粒分の体積占有比 r_v は粗粒分の体積 V_{sc} を供試体の体積 V で除すことで求められ、マトリクス間隙比 e_m と細砂の体積 V_{sf} から式 (3-4)のような関係性が得られる。

$$r_v = \frac{V_{sc}}{V} = 1 - \frac{(e_m + 1)V_{sf}}{V} \tag{3-4}$$

図 3-6 は補正透水係数 k_m とマトリクス間隙比 e_m の関係性を示しており、 $e_{max} \geq e_m$ にある全てのプロットの最小二乗法による近似線を黒い破線で付記してある。また、図中には間隙比 e を種々変えた細砂だけの透水試験結果を赤いプロットで、 e_{max} を破線で付記した。

図 3-6 からいずれのケースのプロットも、混合した粗粒分や間隙比 e の変化によらず、粗粒分の体積占有比で補正した透水係数はマトリクス間隙比 e_m と比例関係にある。この結果は、粗粒分

が断面損失として働く $e_{\max} \geq e_m$ の範囲では、混合砂の代表間隙径の大きさの変化がマトリクス間隙比 e_m によって表せることを示している。一方、 $e_{\max} < e_m$ となると実験結果のプロットが近似線から大きく離れる傾向にある。従って、 $e_{\max} < e_m$ では図 3-2 の土骨格 III のように、粗粒分同士で骨格が形成されることで個々の間隙が大きくなり、マトリクス間隙比 e_m と断面損失補正のみでは代表間隙径の変化を説明できなくなる。

3-4. 間隙指標の導出と透水試験結果への適用

マトリクス間隙比 e_m と断面損失補正の考え方は、例えば現場試料の透水試験時にその適用粒径を超える粗粒分を取り除く場合にも応用できることから、実務的にも有用であろう。しかしながら、代表間隙径を求めるという観点からは、マトリクス間隙比 e_m に適用限界があることや粗粒分骨格を考慮できていないことなど、制約が多い。そこで、微粒子の浸透可否判定に用いるための代表間隙径を透水係数 k から直接的に推定する方法を導出する。さらに、3-3 節の透水試験結果との関係から、推定した代表間隙径の妥当性を検討する。

3-4-1. 間隙指標の導出

透水係数に関する既往の研究において、間隙の状態を考慮した透水係数算定法がいくつか提案²³⁾されているが、本章においては Kozeny-Carman 式²⁴⁾に着目した。Kozeny-Carman 式は、土の粒度だけでなく、間隙率 n 、土粒子の粒径、流路の屈曲による補正を取り入れた式で表され、間隙構造を表現できる透水係数算定法の一つである。

Kozeny-Carman 式は Hagen-Poiseuille 式²⁵⁾から導出される。土骨格の間隙を毛管であると仮定すると、ある間隙径 r の毛管内を流れる流体の実流速 v' は、Hagen-Poiseuille 式を用いて以下の式 (3-5) のように表すことができる。

$$v' = \frac{r^2 \rho_w g}{32 \mu_w} \frac{\partial h}{\partial x} \quad (3-5)$$

ここに、 r : 間隙径 (cm), ρ_w : 水の密度 (g/cm^3), μ_w : 水の粘性 ($\text{g/(cm} \cdot \text{s)}$), g : 重力加速度 (g/cm^2), $\partial h/\partial x$: 動水勾配である。

土のような様々な形状、大きさの粒状体の層を想定する場合、式 (3-5) の間隙径 r は、種々の形状および形状を有する間隙を均質な形状および大きさと捉えたものであり、これが透水係数 k から推定される代表間隙径である。本論文ではこの方法で推定される代表間隙径を微粒子の浸透可否を判定するための指標として区別するために、以後では間隙指標 d と呼称する。

次に、式 (3-5) を粒状体内の透水現象として適用するために、実流速 v' をダルシー流速 v に変換する。実流速 v' は屈曲した間隙経路内を通る流体の流速であるため、ダルシー流速 v に変換するには、流路の屈曲に伴う流路の延長を考える必要がある²⁶⁾。このような関係を一般化して以下の式 (3-6) として表す。

$$v' = \frac{1}{n} \frac{l_r}{l} v \quad (3-6)$$

ここに、 l ：供試体の長さ (cm)， l_r ：屈曲した間隙の長さ (cm)， n ：土全体の間隙率である。ここで、 l_r は実際の流路の平均長さを示していると言える。式(3-6)を式(3-5)に代入し、間隙径 r に間隙指標 d を代入すると式(3-7)を得る。

$$v = \frac{l}{l_r} \frac{nd^2 \rho_w g}{32 \mu_w} \frac{\partial h}{\partial x} \quad (3-7)$$

ここに、 d ：間隙指標 (cm)である。また、浸透流にダルシー則が適用できるとすると、式(3-7)は式(3-8)に書き換えることができる。

$$k = \frac{1}{32} \frac{l}{l_r} \frac{nd^2 \rho_w g}{\mu_w} \quad (3-8)$$

ここに、 k ：実測の透水係数 (cm/s)である。

間隙は Hagen-Poiseuille 式による円管流れを想定しており、Carman²⁷⁾によれば実際の流路の平均長さと供試体の長さの比 l_r/l は、概ね 2.5 程度である。そのため、ある透水係数 k を示す土の間隙指標 d は、以下の式(3-9)で表せる。

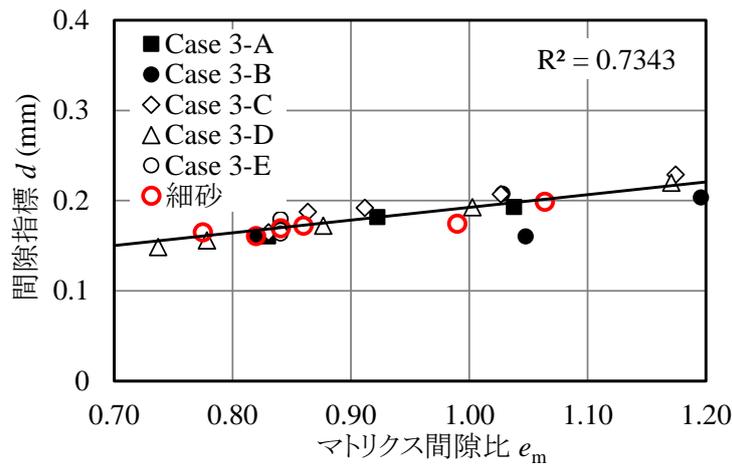
$$d = 4 \sqrt{5 \cdot k \frac{\mu_w}{n \rho_w g}} \quad (3-9)$$

式(3-9)より、間隙指標 d は土の粒径によらず、透水係数 k や間隙率 n から得られることが分かる。また、粘性のパラメータを含むことから、注入材を粘性流体と見なす場合にも適用可能である。しかし、間隙指標 d はそれぞれの間隙を均質な大きさとして想定しているため、この指標がそのまま微粒子の浸透可否評価に対して有用であるかについては検証が必要である。

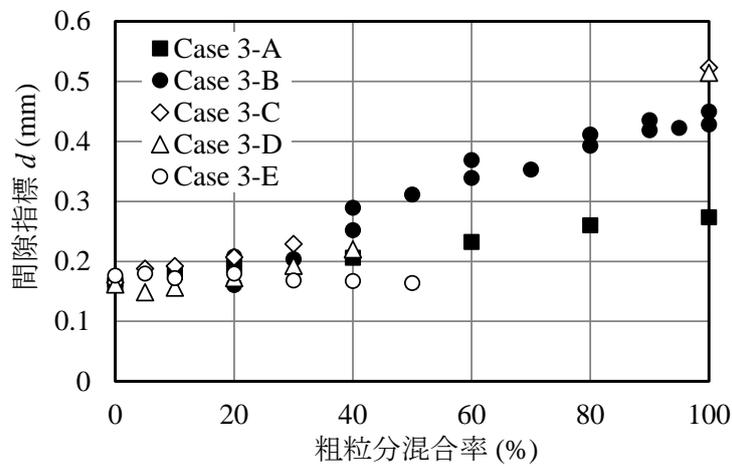
3-4-2. 間隙指標の透水試験結果への適用

図 3-7(a)に 3-3 節で計測した透水係数 k から算出した間隙指標 d と $e_{\max} \geq e_m$ におけるマトリクス間隙比 e_m の関係を示す。また、図中には最小二乗法で求めた各プロットの近似線を黒い実線で表した。図から、混合砂の透水係数 k を用いた場合でも、マトリクス間隙比 e_m と間隙指標 d は概ね線形関係にある。また、マトリクス間隙比 e_m の増加に伴う間隙指標 d の増加により、マトリクス間隙比 e_m の変化が、構成される間隙の大きさの変化を表していることが示された。このことから、間隙指標 d は代表間隙径の変化を十分に表し得ると言える。

次に、 $e_{\max} < e_m$ の範囲を含めた各ケースの透水試験結果から算出した間隙指標 d と粗粒分混合率の関係で表したものが図 3-7(b)である。図から、粗粒分混合率に伴う間隙指標 d の増加は、粗粒分により形成される間隙が支配的になることで、代表間隙径が大きくなることを示している。また、図 3-7(b)において、粗粒分混合率が 100%における間隙指標 d は、粗粒分のみによって形成される間隙の大きさを表しており、その大きさは混合した粗粒分の大きさと関連することが分かる。なお、粗粒分混合率が 100%における Case 3-C, 3-D の間隙指標 d は同程度の値をとるが、これは



(a) $e_{max} \geq e_m$ における e_m と d の関係



(b) 粗粒分混合率と d の関係

図 3-7 式(3-10)の適用結果

間隙比 e の違いが反映された結果である。

以上から、本実験条件の範囲において、間隙指標 d が少なくとも定性的には土の代表間隙径を表し得ることが確認できる。また、マトリクス間隙比 e_m が変化しない Case 3-E では、粗粒分混合率の変化によらず間隙指標 d が一定である。この結果から、間隙指標 d はマトリクス間隙比 e_m に伴って変化する代表間隙径も表現できる。

3-5. 間隙指標を用いた微粒子の浸透可否評価

3-4 節までは、細砂に対して粗粒分を混合することによって変化する間隙径を透水係数から評価することを実施してきた。その結果、細砂が骨格を形成している場合、間隙指標によって評価される間隙径が細砂部分に依存し、その一方で粗粒分の混合率が増加すると、間隙径が粗粒分によって構成される間隙に支配されることから、間隙指標は大きくなることを示した。しかしながら、実際の土は様々な粒度を有するとともに、2 種類の試料のみから構成された土骨格よりも複雑な

表 3-3 試料の条件

分布	D_{15} (mm)	D_{20} (mm)	U_c
1	0.276	0.285	1.30
2	0.273	0.311	2.20
3	0.271	0.322	3.12
4	0.269	0.367	5.11
5	0.228	0.290	5.07
6	0.180	0.230	5.06
7	0.140	0.173	5.09
8	0.200	0.250	5.14
9	0.208	0.250	4.06
10	0.308	0.367	2.97
11	0.288	0.350	3.86
12	0.238	0.314	5.35
13	0.217	0.289	5.51
14	0.470	0.488	1.44
15	0.257	0.269	1.57
16	0.210	0.230	1.43
17	0.120	0.126	1.62

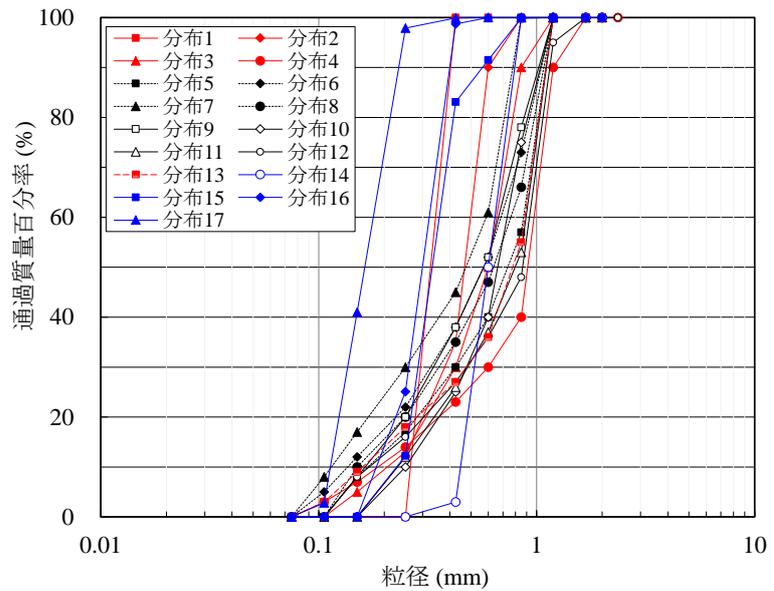


図 3-8 粒度曲線

骨格構造を形成することが考えられる。従って、粒度の幅や代表粒径を様々に変えた 17 種類の試料を用意し、これらに対して透水試験ならびに微粒子の次元注入実験を実施した。さらに、このような土骨格の間隙径のばらつきが均等係数 U_c によって表現できると仮定し、均等係数と間隙指標 d を用いて微粒子の浸透可否を評価する。

3-5-1. 使用した試料について

実験に使用した試料は 0.075mm ~ 2.000mm の各ふるいで分級した砂を混合した混合砂である。試料の条件および粒度分布を表 3-3、図 3-8 に示す。まず、供試体に用いた混合砂の試料は、均等係数 U_c や G_r 比に用いられる 15% 粒径 D_{15} が微粒子の浸透可否に与える影響を考察するために、あらかじめふるいによって分級しておいた砂を混合することで作製した。

分布 1 ~ 分布 4 は試料の D_{15} が同程度となるように調整した試料であり、均等係数や粗粒部分の土の粒径を変化させることによる透水性の変化や微粒子の浸透性の変化を考察した。分布 5 ~ 分布 13 は均等係数 U_c が 3.0 ~ 5.5 程度となるように条件を設定し、均等係数 U_c や透水係数 k が微粒子の浸透可否に与える影響について検討する。また、分布 14 ~ 分布 17 は均等係数 U_c の範囲が狭く、粒径を変化させることで透水係数 k のみが大きく変化するように調整した試料である。

3-5-2. 均等係数が間隙指標に与える影響

均等係数 U_c が透水性に影響を与えることは過去の研究^{28), 29)}でも指摘されていることから、図 3-8 に示す試料に対して透水試験を行い、均等係数 U_c の影響を確認した。透水試験に使用する供試体は、直径 5.0cm のモールド内に全体の間隙比 e が 0.82 程度、高さが概ね 10.0cm となるように作製した。なお、分布 16 を用いた供試体に関しては、試料の特性から密になり易かったため、間隙比 e が 0.7 前後となるように作製した。その後、 CO_2 、脱気水を用いて飽和度を高めた供試体

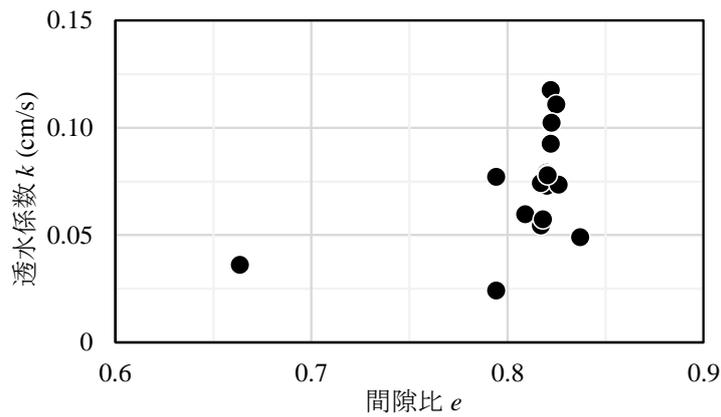
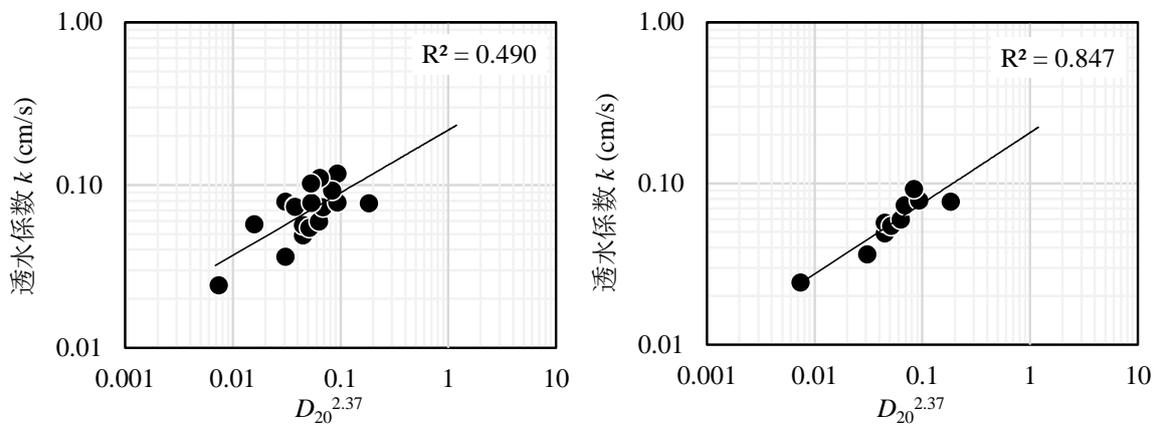


図 3-9 e と k の関係



(a) すべての試料における D_{20} と k の関係 (b) $U_c < 4$ の試料における D_{20} と k の関係

図 3-10 D_{20} と透水係数の関係

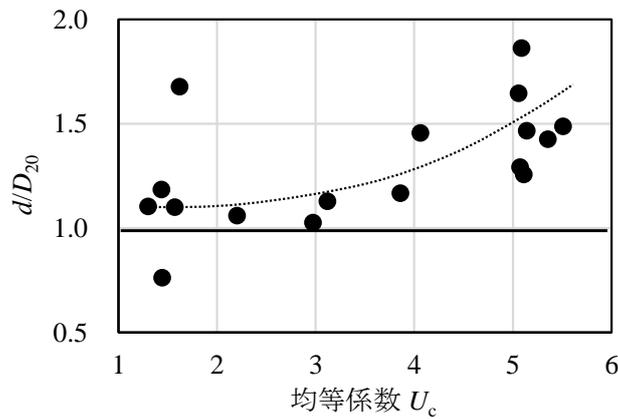


図 3-11 d/D_{20} と U_c の関係

に対して透水試験を行った。なお、透水係数 k は動水勾配が 0.5 以内の範囲で、全水頭を 3 回以上変えて測定して得られた値の平均値である。

図 3-9 に透水試験の結果を示す。全体の間隙比 e がほぼ等しくなるように供試体を作製したため、図における透水係数のばらつきは、試料の粒径や均等係数 U_c の違いに起因している。

図 3-10(a) に Creager 式¹⁰⁾において用いられる $D_{20}^{2.37}$ と透水係数 k の関係を示す。供試体の間隙

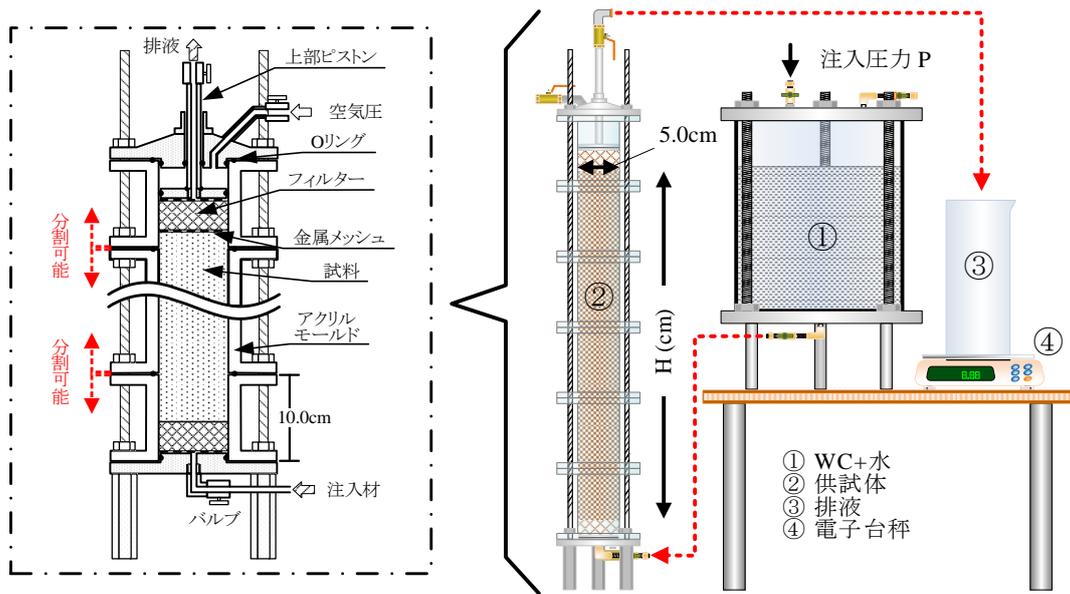


図 3-12 一次元注入実験装置の概要

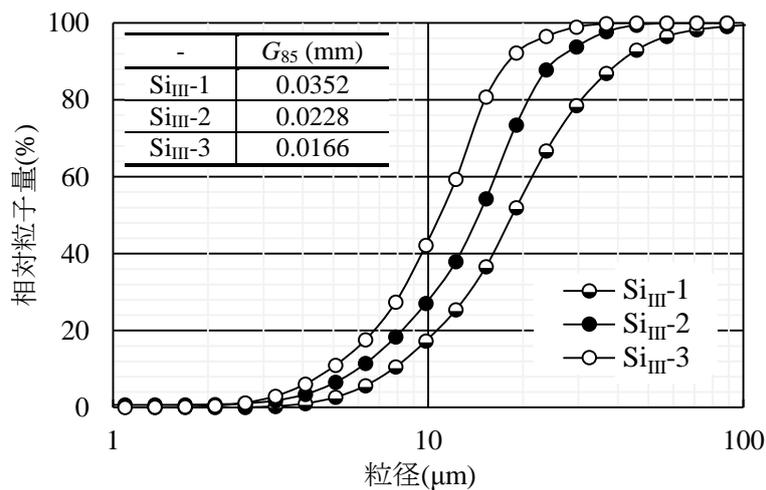


図 3-13 使用する微粒子の粒度曲線

比 e がほぼ同じであるにも関わらず、相関性はあまり高くない。この要因は均等係数 U_c が大きくなり粒度が広がることで、 D_{20} で粒群の間隙径の大きさを評価できなくなることにあって考えられる。そこで、図 3-10(b) に粒度の幅が狭い試料の透水試験結果として、均等係数 U_c が 4 未満の透水係数をまとめる。図 3-10(b) の結果を図 3-10(a) と比較すると相関性が高い。このことから、均等係数 U_c の影響によって代表粒径が代表間隙径を表現できない場合があることがわかる。

図 3-11 に d/D_{20} と均等係数 U_c の関係を示す。図において均等係数 U_c が小さく、整った粒径の試料はいずれの間隙も均一となることから、代表粒径である D_{20} と間隙指標 d が概ね一致している。しかし、均等係数 U_c が 4 を超えると d/D_{20} が大きくなる傾向にある。これは、本試験で用いた試料においては、均等係数 U_c が大きくなると、粗粒部分の粒子が増加し間隙指標 d が大きくなるためである。

表 3-4 一次元注入実験の条件

Case	分布	供試体高さ H (cm)		注入する 微粒子の種類	G_r 比
Case3-1	1	14.97	-	Sim-1	7.85
Case3-2	2	14.90	-	Sim-1	7.75
Case3-3	3	15.02	50.11	Sim-1	7.69
Case3-4	4	14.96	50.02	Sim-1	7.65
Case3-5	5	9.97	50.02	Sim-1	6.47
Case3-6	6	10.00	49.81	Sim-1	5.11
Case3-7	7	9.99	-	Sim-1	3.98
Case3-8	8	9.98	-	Sim-1	5.68
Case3-9	9	10.03	50.00	Sim-1	5.92
Case3-10	10	10.02	49.98	Sim-1	8.76
Case3-11	11	10.01	49.99	Sim-1	8.17
Case3-12	12	9.99	49.89	Sim-1	6.75
Case3-13	13	9.95	50.11	Sim-1	6.16
Case3-14	14	15.00	50.00	Sim-1	13.33
Case3-15	15	15.00	-	Sim-1	7.29
Case3-16	16	90.00	-	Sim-2	9.68
Case3-17	17	90.00	-	Sim-2	5.53
Case3-18	17	90.00	-	Sim-3	7.23

以上の結果から、本試験に用いた試料において、均等係数 U_c が 4 以下では、 D_{20} と間隙指標 d はほぼ同程度であると言える。一方で、均等係数 U_c が 4 を超えると、 D_{20} は間隙指標 d を代替する指標とはならず、 D_{20} を用いて透水性を評価することが困難になる。

3-6. 微粒子の一次元注入実験と浸透可否評価

3-6-1. 注入実験概要

透水試験に使用した図 3-8 の試料を用いて一次元注入実験を行った。注入実験では、まず供試体の高さ 10.0cm もしくは 15.0cm の供試体(以下、短尺供試体という)を作製し、微粒子の注入実験を行った。なお、薬液注入工法において改良の最小範囲としては、注入口から半径 50cm が必要³⁰⁾とされている。そのため、短尺供試体において注入が可能であったケースについては、改めて供試体の高さが 50.0cm あるいは 90.0cm の供試体(以下、長尺供試体という)を作製し、一次元注入実験を行った。実験に使用した装置全体と供試体部の拡大図を図 3-12 に示す。いずれの供試体も締固めにより作製し、供試体の上端と下端には微粒子が一樣に浸透するように、フィルター層として細礫(粒径 D : 2.000mm ~ 3.360mm)を敷いた。また、図 3-12 に示す実験装置は、ピストン上部に空圧を作用させることによって、拘束圧を再現させることが可能である。さらに、アクリルモールドは 10.0cm ごとに分割可能であり、各モールドを組み合わせることによって任意の長さの供試体を作製することができる。

注入した微粒子は 2 章において用いた Case2-3 の微粒子(Sim-1)であり、レーザ回折式粒径分布測定装置(株式会社島津製作所製: SALD 3100)を用いて測定した粒径加積曲線を図 3-13 に示す。ここで、一次元注入実験には微粒子の粒径によって異なる浸透性を確認するために、

Si_{III}-1($D_{50} = 18.5\mu\text{m}$)の粒子を粉砕することによって細粒化した Si_{III}-2($D_{50} = 14.9\mu\text{m}$), Si_{III}-3($D_{50} = 8.9\mu\text{m}$)の微粒子も使用した. なお, 図中には G_r 比の算定に必要な微粒子の 85% 粒径 G_{85} も付記してある. これらの微粒子を水と混合して注入材を作製し, 所定の注入材濃度 C_0 となるように調整した後, 微粒子の沈殿が発生しないように攪拌しながら供試体へ浸透注入した. 注入材濃度 C_0 は, いずれのケースにおいても重量百分率で 10% とし, 式 (2-1) により求めた. なお, 注入前後の注入材濃度 C_s , C_f を測定するとともに, 攪拌養生した注入材中の微粒子径を計測し, 分離および凝集がないことを確認した.

表 3-4 に微粒子を注入したケースの供試体の高さ, 式 (1-8) により求めた G_r 比を示してあり, 従来の判定方法において微粒子の浸透が不可能とされる G_r 比 ($G_r < 11$) を赤字で表した. 表から, 従来の微粒子の浸透可否評価法においては, ほとんどのケースで浸透不可と判定される.

注入材の注入は空圧によって行い, 注入によって排出される排液を電子台秤によって計測し, 経時的な注入量の変化を測定した. この際の注入圧力は, Case3-1 から Case3-15 で初期の動水勾配が 20 程度となるように設定し, 目詰まりの発生によって注入速度が 0 に近づいた時点で, 短尺供試体では注入圧力を 100kPa, 長尺供試体では 200kPa まで上昇させた. ここでの注入圧力の上限は, 注入材のリークや割裂注入をしないように設定するとともに, 注入中に浸透破壊による試料の流出や割裂がないことを確認した. 一方, Case3-16 ~ Case3-18 については, 注入圧力を一律 10kPa として注入を行った. さらに, 注入材の注入時は供試体の体積変化を抑制するため, 注入圧力+5kPa の圧力を上部ピストンに作用させた.

微粒子の浸透可否については, 長尺供試体において, 間隙体積以上の注入材を注入することができれば浸透可能であると定義した. つまり, 短尺供試体で浸透可能であっても, 長尺供試体で浸透不可であれば, そのケースは浸透不可であると判定される. また, 注入完了後に供試体を分割し, 間隙水を採取した. 採取した間隙水から炉乾燥法により間隙水の注入材濃度 C_p を測定し, 浸透距離ごとにまとめた.

3-6-2. 注入量と注入時間の関係

供試体に浸透した注入材の量を間隙体積で正規化した値と注入時間の関係を供試体高さ H ごとに分類し, 図 3-14(a)~(d) に示した. 図において, 縦軸は注入量を間隙体積で除した値であり, 1 以上となると注入材が供試体の間隙水を完全に置換したことを示している. また, 供試体高さ H が高くなるごとに縦軸の相対量は小さくなる.

図から, 注入初期の注入速度はいずれのケースもほぼ同程度であることが分かる. また, 目詰まりの発生が少なく, 注入量/間隙体積が 1 を越えるケースでは, 注入速度がほぼ変化しないケース(例えば図 3-14(b)の Case3-14)と注入初期では注入速度が変化しないが, 注入が進むとある部分で注入速度が低下し最終的に注入速度が一定となるケース(例えば図 3-14(a)の Case3-12, 図 3-14(c)の Case3-10)に分類できる. 前者においては, 間隙の大きさが微粒子に対して十分に大きく目詰まりを発生させないためと推察される. その一方で, 後者における注入速度が十分大きい注入初期では, 目詰まりが発生せず注入量は線形に変化するが, 注入が進むにつれて間隙の一部に微粒子が貯留され, 流路が縮小することによって単位時間あたりの注入量が低下する. ただし, この時

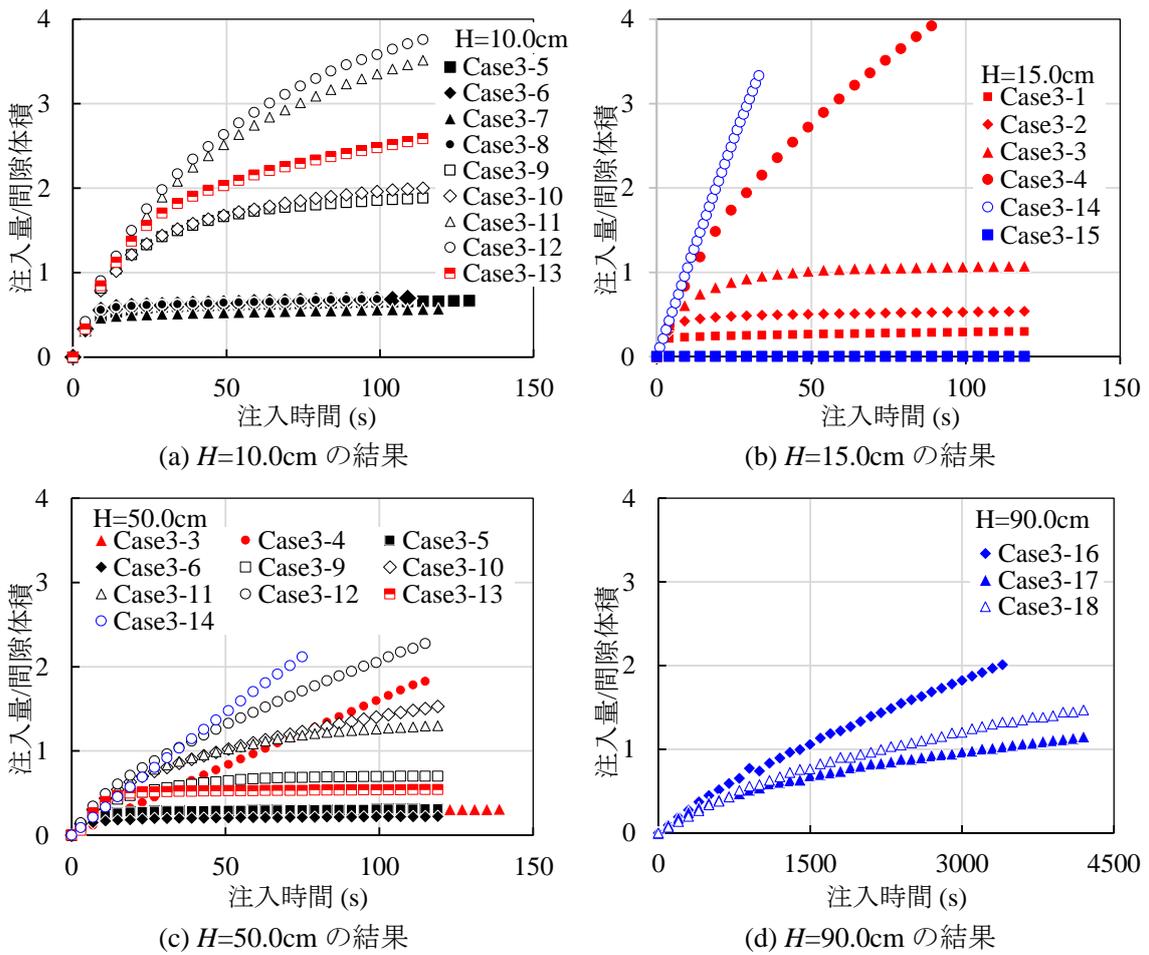


図 3-14 供試体の高さごとの一次元注入実験の結果

の流路の縮小は注入材の流れに関連しない瘤状の間隙部分³¹⁾に微粒子が蓄積したものと推察される。つまり、流れに強く寄与する間隙部分では、ある程度の流速を保つことができるため、目詰まりが進展しないことから、最終的に注入速度が一定となったと考えられる。

次に、目詰まりが発生するケースでは、注入材の注入ができないケース(例えば図 3-14(b)の Case3-15)と一定量注入できるが注入が進むと急激に目詰まりが進展するケース(例えば図 3-14(a)の Case3-5, 図 3-14(c)の Case3-13)に分類できる。前者は、微粒子の粒径が間隙の大きさよりも十分に大きいケースであると考えられる。後者は、微粒子が間隙に滞流または蓄積することによって間隙の大きさが縮小することにより、注入速度が徐々に低下し、最終的に間隙の閉塞が発生したものと考えられる。

このような目詰まりの傾向は、供試体高さや注入圧力の違いの影響もあるが、いずれのケースも注入量が増加すると注入速度が低下し、その減少傾向は試料の物性によって異なることが分かる。そこで、試料の粒度特性や透水係数による微粒子の浸透特性の違いを検討するために、図 3-14(a)に示した高さ 10.0cm の供試体に対する注入実験結果を分割し、図 3-15(a)~(c)に示す。なお、各々の図は Case3-5 を基準として、透水係数 k (図 3-15(a)), 均等係数 U_c (図 3-15(b)), 15% 粒径 D_{15} (図 3-15(c))のうち 2 つの指標がほぼ同一の値で、残り 1 つが異なる値となるように整理した。

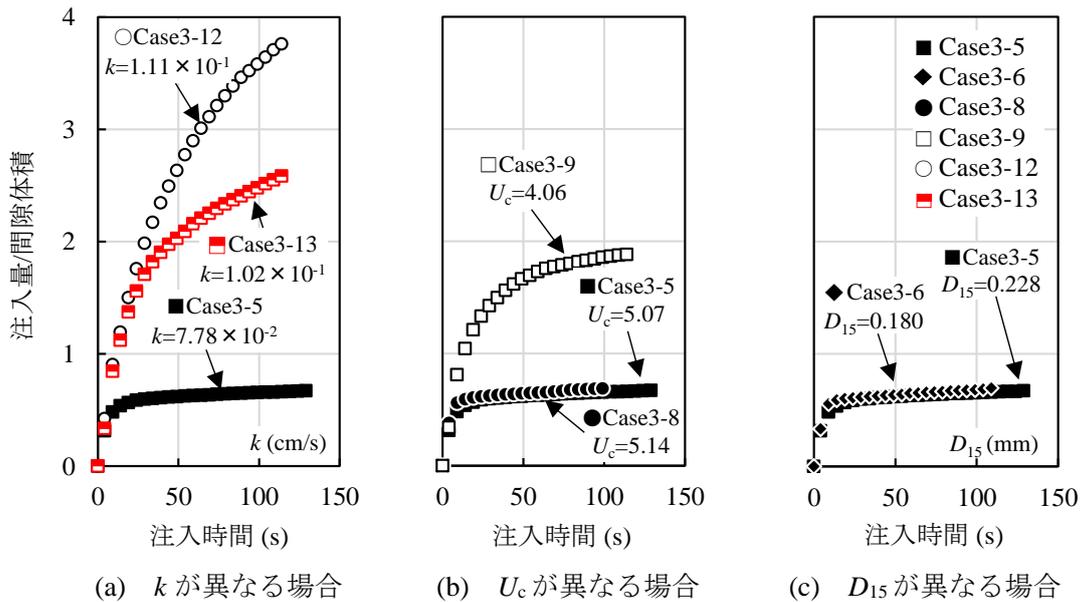


図 3-15 $H=10.0\text{cm}$ における結果の分割

以下にそれぞれの違いについて考察する。

(a). 透水係数 k が異なる場合

図 3-15(a)から、透水係数 k が Case3-5 の 1.4倍程度である Case3-12, 3-13 では、供試体の間隙体積を複数回置換するだけの注入材を浸透注入することができた。さらに、透水係数 k が大きいほど注入速度が低下しにくいことが分かる。これは、透水係数 k が大きいケースほど代表間隙径が大きく、目詰まりが発生しにくいためである。ただし、注入速度の低下率は Case3-13 の方が大きい。これは、透水係数 k の違いに起因する。一方で、Case3-5 においては注入初期から目詰まりが発生し、注入材が供試体内の間隙水を完全に置換するには至らなかった。

(b). 均等係数 U_e が異なる場合

図 3-15(b)から、透水係数 k が同程度であれば、均等係数 U_e の小さい試料において微粒子の浸透性が高いことがわかる。Case3-5, 3-8 のように均等係数 U_e が大きい試料は、様々な粒径の粒子が間隙を形成することから、粒径の小さい粒子で形成される間隙において、微粒子の目詰まりが発生すると考えられる。これにより、局所的な目詰まりが発生すると、浸透可能部分の面積が低下し、目詰まりが早期に進行するとともに微粒子の浸透性は低下する。一方で、Case3-5, 3-8 と比較して均等係数の小さい Case3-9 では、徐々に注入速度が低下する傾向を示している。この結果は、均等係数 U_e が微粒子の浸透性に影響を与える重要な要因の一つであることを示したとも言える。

(c). D_{15} が異なる場合

図 3-15(c)においてはすべてのケースで目詰まりが急激に発生し、注入速度がほぼ 0 になる。図 3-15(c)は D_{15} のみが異なるが、目詰まりの傾向にはほとんど変化がない。これは、試料の粒径が大きい Case3-5 においても、微粒子の粒径が間隙の大きさに近かったためと考えられる。一方で、図 3-14(a)に示す Case3-13 のように、 D_{15} が Case3-5 よりも小さい場合でも、注入性が良いケ

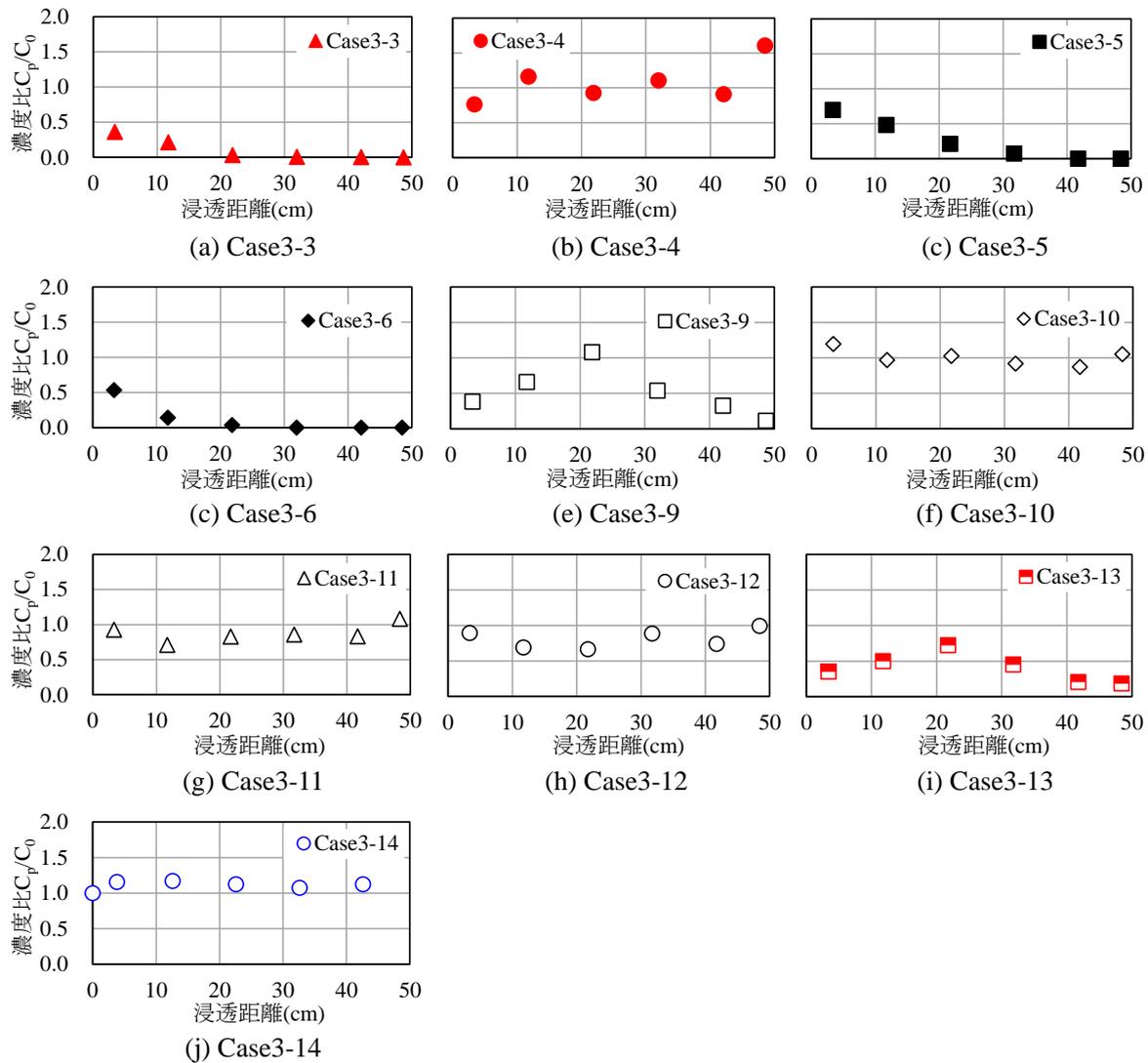


図 3-16 浸透距離と濃度比の関係

ースもある. このことから, 代表粒径のみで微粒子の浸透特性を表すことは困難であると言える.

3-6-3. 注入材濃度と浸透距離の関係

採取した注入材の濃度 C_p を注入前の注入材濃度 C_0 で除した値を濃度比として, 注入材の浸透距離との関係を図 3-16(a) ~ (j)に示す. 図 3-15, 図 3-16 から, 目詰まりによって注入速度が低下した Case3-3, 3-5, 3-6, 3-9, 3-13 では, 供試体全体で濃度比が均一ではなく, 注入孔付近で注入材濃度が高いことが確認できる. しかし, Case3-9, 3-13 では注入体積/間隙体積が 1 を越えないが, 注入孔付近の濃度が低く, 供試体中央部で注入材濃度が高いことが確認できる. ここで, 図 3-14(c) の結果を参照すると, Case3-9, 3-13 は注入初期においては注入速度が大きい, 注入体積/間隙体積が 0.5 となる付近で急激に注入速度が低下している. このことから, Case3-9, 3-13 では供試体中央部の間隙において, 骨格に寄与していない微量な粒子の移流や注入した微粒子が, 供試体中腹において急激な目詰まりを発生させたと推察される.

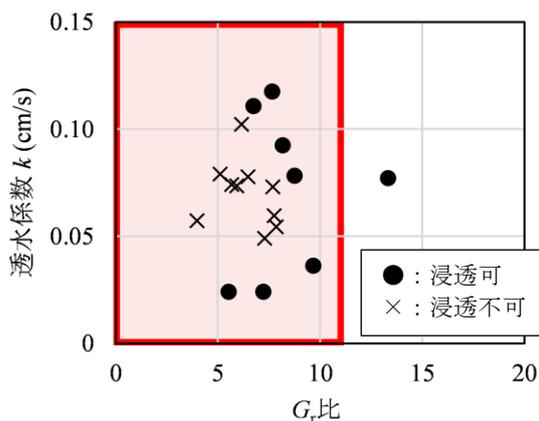


図 3-17 G_r 比と k の関係

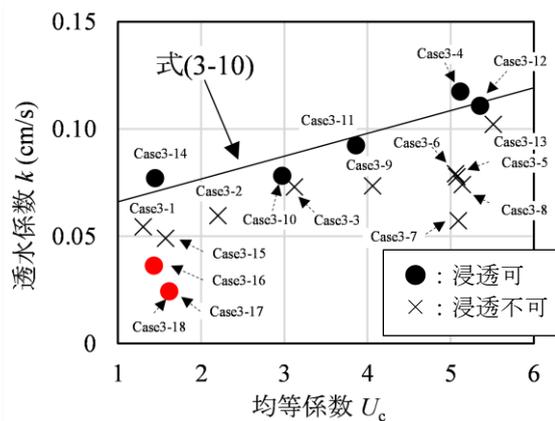


図 3-18 k と U_c の関係

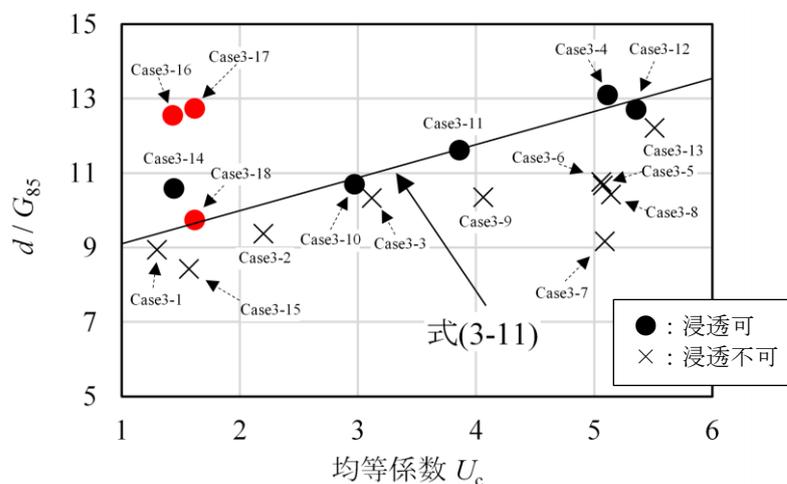


図 3-19 d/G_{85} と U_c の関係

注入体積/間隙体積が 1 を越えるケースでは、供試体全体において注入材が広がっていることが確認できる。一方で、注入量が増加しても、濃度比が 1 を超えるプロットは少ない。これは、供試体内の微粒子が間隙水の流れによって運ばれ、明確な目詰まりや貯留が発生しなかったことに起因すると考えられる。

以上の実験から、注入速度を保ったまま注入材を注入可能な場合、注入材が供試体の間隙内に均一に広がることを確認した。それに対して、目詰まりが発生し注入速度が低下すると、注入口付近など供試体の一部で多くの微粒子が補足され、供試体間隙内の注入材濃度に偏りが生じる。

3-6-4. 微粒子の浸透可否評価

微粒子の注入実験の結果から、微粒子の浸透可否を判断した。図 3-17 は G_r 比と透水係数の関係であり、図中の赤枠は、過去の研究^{2), 4), 5)}から浸透不可とされている $G_r < 11$ の範囲を示している。本実験では、 G_r 比が 11 以上の試料については、 G_r 比に則した結果となり、微粒子の浸透が可能であった。一方で、 G_r 比の判定で微粒子の浸透が不可とされている条件の範囲においても、浸透可能となるようなケースが多数存在している。

以上のように、粒径のみで評価する G_r 比では浸透可否について明確な区分けをすることができない。そこで、図 3-18 に透水係数と均等係数 U_c の関係をまとめ、図中に $Si_{III}-2$ 、 $Si_{III}-3$ を注入した際の実験結果を赤いプロットで示した。図から、同じ透水係数 k であれば、均等係数 U_c が大きいケースほど微粒子の浸透性が低下することがわかる。また、 $Si_{III}-1$ のみの結果を見ると、浸透可否が均等係数 U_c に対して一様に示せることから、 $Si_{III}-1$ についての浸透可能のプロットを直線近似すると式(3-10)のようになる。

$$k < 0.0106 U_c + 0.554 \quad (3-10)$$

このように、透水係数と均等係数 U_c の関係から微粒子の浸透可否を評価できる。しかし、間隙比 e に伴う透水性つまり代表間隙径の変化を考慮できていないことや異なる粒径の微粒子については浸透可否が判定できない。

そこで、これらを改善するために、微粒子の 85% 粒径 G_{85} で正規化した間隙指標 d と均等係数 U_c の関係を図 3-19 に示す。なお、図 3-18 と同様に赤いプロットは、 $Si_{III}-2$ および $Si_{III}-3$ の微粒子を浸透注入させた場合の結果を示している。図から、粒径の異なる微粒子の浸透可否も明確に分類することが可能である。ここで、図 3-18 と同様に浸透可能側の境界にあるプロットの近似線を引くと、近似線の式は試料の均等係数 U_c 、間隙指標 d および G_{85} を用いて式(3-11)のように表せる。

$$\frac{d}{G_{85}} > 0.887 U_c + 8.215 \quad (3-11)$$

微粒子の浸透実験から求められる均等係数 U_c と d/G_{85} の関係が、式(3-11)を満たせば浸透可能と判定できる。ただし、得られた値は実験で調べた試料の均等係数 U_c と微粒子の粒径の範囲であり、濃度や注入速度などの注入材の条件に関しては触れていない。そのため、その高精度化には実験データの蓄積が必要となる。

3-7. まとめ

本章では、Creager法の事例と混合砂に対する透水試験から代表間隙径について考察した。さらに、透水係数から推定した代表間隙径を微粒子の浸透可否を評価するための間隙指標 d と定義し、これを用いて微粒子の浸透可否評価を行い、その有用性を示した。本章で行った検討から得られた知見を以下にまとめる。

3-2 節では、細砂に粗粒分が混合した混合砂では、Creager法で用いられる D_{20} のような代表粒径から透水係数を推定できない場合があることを、既往の研究における透水試験の事例から示した。このように、代表粒径によって代表間隙径が評価できない原因としては、代表間隙径が同じ混合砂においても、粒度曲線から評価される代表粒径が粗粒分混合率によって異なることが挙げられた。

3-3 節では、細砂に対して粗粒分を混合することで作製した 5 種類の混合砂を使用して、透水試験を行うことによって代表間隙径について考察した。一連の実験結果から、代表粒径から代表間隙径を評価できない混合砂においても、粗粒分が断面損失として働く $e_{\max} \geq e_m$ の範囲では、マト

リクス間隙比 e_m によって代表間隙径の変化を表せる。一方で、 $e_{max} < e_m$ の範囲では、粗粒分によって作られる間隙が支配的となるため、マトリクス間隙比 e_m から代表間隙径の変化を表すことができなかった。

3-4 節では、透水係数 k から直接的に代表間隙径を算出するために、Kozeny-Carman 式を用いることを提案するとともに、この式から算出する代表間隙径を間隙指標 d と呼称することとした。また、Kozeny-Carman 式から導出した間隙指標 d は、土の粒径によらず、透水係数、間隙率、流体の粘性から算出される。3-3 節の実験結果に対して間隙指標 d を適用したところ、間隙指標 d はマトリクス間隙比 e_m の変化を表し得るとともに、粗粒分の骨格形成による間隙の増大も表現可能であることが示された。

微粒子の浸透性は均等係数 U_c によっても変化することから、3-5 節では均等係数 U_c が異なる 17 種類の試料を用いて、透水試験ならびに微粒子の一次元注入実験を行った。まず、透水試験の結果から、粒径の均一な土では間隙指標 d と D_{20} をほぼ同意に用いることができるが、均等係数 U_c が大きい土では、 D_{20} は間隙指標 d を代替する指標となり得ないことが示された。次に、微粒子の一次元注入実験から、透水係数 k が小さく、均等係数 U_c が大きいほど微粒子の浸透性は低くなることが分かった。また、微粒子目詰まりするケースでは注入口付近や供試体中央部での微粒子の濃度が高い結果となった。さらに、これらの注入実験の結果から、間隙指標 d と均等係数 U_c を用いた評価法を提案し、実験結果から得られた微粒子の浸透可否を提案法により判別できることを確認した。

参考文献

- 1) Johnson, S. J.: Cement and clay grouting of foundations: grouting with clay-cement grouts, Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 85, No. 1, pp. 1-12, 1958.
- 2) 森麟, 田村昌仁, 青木康司: 超微粒子注入材の浸透限界, 土木学会論文集, No. 426/V-14, pp. 237-240, 1991.
- 3) Terzaghi, K. and Peck, R. B.: Soil mechanics engineering practice, John Wiley & Sons, Inc., pp. 50-51, 1948.
- 4) Johnson, J.: Cement and clay grouting of foundations: Grouting with clay-cement grouts, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers, Vol. 84, No. SM1, pp. 1-12, 1958.
- 5) Mitchell, J. K.: In-place treatment of foundation soils, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceeding of American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 91, No. SM1, pp. 73-110, 1970.
- 6) 神谷浩二: 砂質土の間隙径分布の評価とその利用, 岐阜大学学位申請論文, pp. 57-74, 1999.
- 7) 福田光治, 宇野尚雄: 「粒度評価径」の提案とそれに基づく日本統一土質分類法の分析, 土木学会論文集, No. 582/III-41, pp. 125-136, 1997.
- 8) Kenny, T. C., Chahal, R., Chiu, E., Ofoegbu, G. I., Omenge, G. N. and Ume, C. A.: Controlling constriction sizes of granular filters, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, pp. 32-43, 1984.
- 9) Creager, W. P., Justin, J. D., and Hinds, J.: Engineering for Dams Vol III, Earth Rock-fill, Steel and Timber dams, John Wiley & Sons, Inc., pp. 645-649, 1945.
- 10) 木村隆行: コア土材料における透水係数の簡易推定式, 土地改良の測量と設計, Vol. 70, pp. 40-43, 2009.
- 11) 藤倉祐介, 國生剛治: 砂礫の浸透破壊と透水係数に及ぼす粒度の影響, 土木学会論文集, No. 687/III-56, pp. 27-36, 2001.
- 12) 名越庸雄, 岸洋一: レキ混合による細粒土の工学的性質の変化について - フィルダム不透水性材料として -, 土木試験所月報, No. 320, pp. 1-6, 1980.
- 13) 新越俊也: さんご砂の透水係数に及ぼす細粒分の影響, 琉球大学農学部学術報告, No. 47, pp. 67-74, 2000.
- 14) Yin, J. and Hachiya, Y.: Permeability of drainage base course materials at laboratory tests, Journal of Pavement Engineering, JSCE, Vol. 3, pp. 175-182, 1998.
- 15) 藤澤和謙, 西村伸一, 中谷亜友美, 村上章: 上向き浸透流による浸透破壊時の砂粒子の移動速度, 農業農村工学会論文集, No. 281, pp. 35-42, 2012.
- 16) De Leon, M. P., 西隆一郎, 北村良介: 海浜底質の粒度特性と透水係数について, 海洋開発論文集, Vol. 24, pp. 1201-1206, 2008.
- 17) Hatanaka, M., Uchida, A. and Takehara, N.: Permeability characteristics of high-quality undisturbed sands measured in a triaxial cell, Soils and Foundations, Vol. 37, No. 3, pp. 129-135, 1997.
- 18) 池田謙信, 坪田邦治, 久保裕一: 細粒分含有率が与える土の圧密排水三軸圧縮試験への影響,

- 中部地質調査業協会ミニ・フォーラム, 2009.
- 19) 大嶺聖, 落合英俊: 砂と粘土の混合土の一次元圧縮特性, 九州大学工学集報, Vol. 64, No. 4, pp. 225-232, 1991.
 - 20) 大嶺聖, 落合英俊: 二種混合体の応力-ひずみ関係と混合土の一次元圧縮特性への適用, 土木学会論文集, No. 448/III-19, pp. 121-130, 1992.
 - 21) 兵動正幸, 金鍾根, 福本圭祐, 山田卓, 吉本憲正: 初期せん断応力を受ける砂粘土混合土の非排水繰返しせん断挙動, 土木学会論文集 C, Vol. 62, No. 1, pp. 240-245, 2006.
 - 22) 乾一幸, 石川明, 三宅紀治, 石崎長俊, 清水考昭, 古茶直己: 建築分野での透水性評価 1-砂礫層における簡便法(単孔式透水試験と Creager 法)の精度-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 551-552, 2005.
 - 23) 石原研而: 土質力学, 丸善株式会社, pp. 66-70, 1988.
 - 24) 最上武雄: 土質力学, 技法堂出版, p 30, 1982.
 - 25) 林泰造: 基礎水理学, 鹿島出版社, pp. 127-128, 2007.
 - 26) 中島耀二, 田中達夫: 透過法による粒度測定について, 北海道大学工学部研究報告, No. 60, pp. 1-10, 1971.
 - 27) Carman, P. C.: Fluid flow through granular beds, Institution of Chemical Engineers, Vol. 15, pp. 32-48, 1937.
 - 28) 福田光治, 宇野尚雄: 透水係数に関する粒度分布と間隙指標, 土木学会論文集, No. 561/III-38, pp. 193-204, 1997.
 - 29) 森田悠紀雄, 坪田邦治, 西垣誠, 小松満: 粒度分布と締り度を考慮した概略透水係数推定式の提案, 第39回地盤工学研究発表会講演集, pp. 1159-1160, 2004.
 - 30) 最新地盤注入工法技術総覧編集委員会編: 最新地盤注入工法技術総覧, 産業技術サービスセンター, pp. 56-58, 1997.
 - 31) 神谷浩二: 砂質土の間隙径分布の評価とその利用, 岐阜大学学位申請論文, pp. 57-74, 1999.

第4章 非セメント系の微粒子注入材の固化特性

4-1. 概説

本章では、使用する非セメント系注入材の選定を行うとともに、その強度特性を検討することを目的とする。

セメント系材料の混合による安定処理に関する既往の研究では^{1),2)}、水和物に固定されていない六価クロムが、地盤に溶出する可能性が指摘されている。その一方で、非セメント系懸濁型注入材は、六価クロムの発生源がなく、高い一軸圧縮強度を発現することが報告されている^{3),4)}。

1-3-4 項で述べたように非セメント系改良材に関する既往の研究はいくつか行われており、数十 kN/m^2 以上の強度領域で固結させることが可能であることから、液状化対策としても有用であると考えられる。そこで、本章では液状化を抑制するための地盤改良として非セメント系の微粒子注入材を適用することを目的として、注入材の物性や強度を評価する。

地盤改良後の当該地盤の将来の利用に制限を設けないためには、改良強度を 500kN/m^2 以下に抑えるべきであるが、本研究で用いる微粒子は低濃度で固結させることによって低改良度領域で固結させることも可能である。ただし、求められる改良範囲に必要な強度領域で微粒子を固結させるためには、注入材そのものの物理的な特性や適切な配合条件、浸透性を確認しておく必要がある。さらに、この注入材を液状化対策として適用するためには、実地盤中での反応挙動や生成される固結物の長期耐久性などの検討すべき課題があるが、本論文では提案した注入材が、液状化対策として十分な強度を発揮するための条件を種々の室内試験から検討する。

本章では2章において提案した微粒子を改良材として用いることを想定し、まず、改良材に砂を水中落下させることによって作製した供試体の一軸圧縮試験を行い、強度発現性の良好な微粒子の組合せを選定する。さらに、選定した注入材について強度特性を検討するために以下のような検討を行う。

- ・ 使用する非セメント系の微粒子の選定
- ・ 選定した微粒子の物理的特性の確認
- ・ 微粒子の適切な配合割合の検討
- ・ 微粒子の注入条件が注入特性に与える影響の確認
- ・ 微粒子で改良した改良体の養生条件と浸透距離に伴う強度変化の確認

最後に、これらの結果をまとめることで、選定した注入材の液状化対策としての適用性を評価した。

表 4-1 注入材の配合実験

Case	反応材 配合割合		P/W	相対密度 D_r (%)
	-			
Case4-1-a	FA	CH	0.1	60±2
Case4-1-b	BS	CH	0.1	60±2
Case4-1-c	Si _I	CH	0.1	60±2
Case4-1-d	FA	MgO	0.1	60±2
Case4-1-e	BS	MgO	0.1	60±2
Case4-1-f	Al ₂ O ₃	MgO	0.1	60±2
Case4-1-g	Si _I	MgO	0.1	60±2

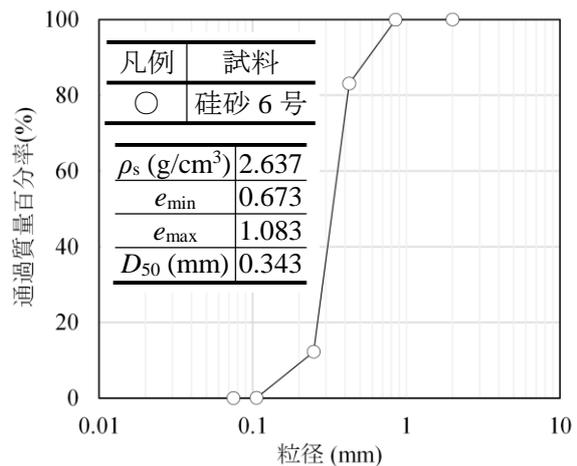


図 4-1 硅砂 6 号の物性

4-2. 非セメント系注入材の選定

4-2-1. 2 種類の微粒子を用いた配合実験

本節では、非セメント系の注入材として用いる微粒子を選定するために、配合条件を変えた改良材を作製し、砂と混練することによって作製した改良体に対して一軸圧縮試験を行うとともに固化形態を SEM によって観察した。

本実験に用いた改良体の注入材の配合と使用した砂の物性を表 4-1、図 4-1 に示す。本実験ではポゾラン反応性を利用した固化材料としてアルカリ反応材である水酸化カルシウム(CH)、または、酸化マグネシウム(MgO)にシリカ(Si)、フライアッシュ(FA)および高炉スラグ微粉末(BS)を混合した注入材で検討を行った。また、MgO を使用した改良土に関する既往の研究⁹⁾をもとに、MgO に対して Al₂O₃ を混合した注入材を検討した。なお、表 4-1 に示す配合では、これらの微粒子を 1 : 1(重量比)で配合するとともに粉体と水の重量比(P/W)を 0.10 とした注入材を作製した。また、以後の実験で使用する Si は、第 2 章の Case2-1 で用いた Si_Iである。本実験ではプラスチックモールド内の注入材中に硅砂 6 号を注入材中に落下させることで作製した。供試体作製方法の概要を図 4-2 に示す。プラスチックモールドには、脱型を容易にするためにあらかじめグリースを塗布し、供試体の下端にろ紙を敷いた。供試体作製過程では、常に湛水部ができるように砂と注入材を投入し、木槌で側面を叩くことで密度を調整した。投入完了後、供試体上端にろ紙および有孔板を設置し、供試体上端部を水平に均すとともに、相対密度 D_r が 60±2% の範囲にあることを確認した。供試体作製後、空調を 25°C に保った室内で 7 日間養生し、一軸圧縮試験を行った。

一軸圧縮試験の結果を図 4-3 に示す。図より Case4-1-c を除くいずれの配合も非常に大きな改良強度を発現しなかった。本実験で行った配合では Case4-1-c を除けば、Case4-1-b、4-1-e の BS を用いた注入材の強度発現性が良好であった。BS は潜在水硬性を有しており、アルカリ反応材の影響により固化する性質があり、pH が異なるアルカリ反応材である CH および MgO でも同程度の強度となった。しかしながら、液状化対策として使用するための注入材としては強度が低い。

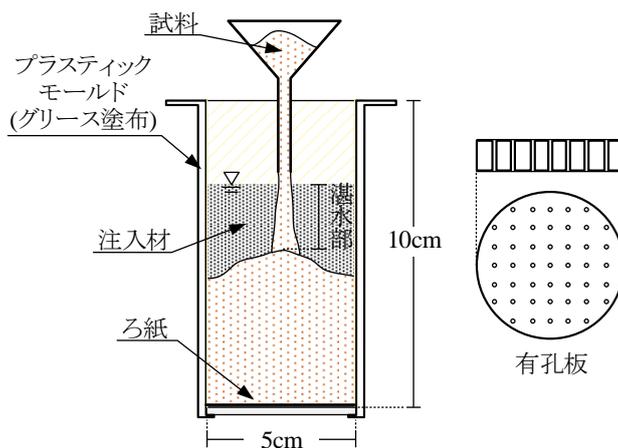


図 4-2 供試体の作製方法

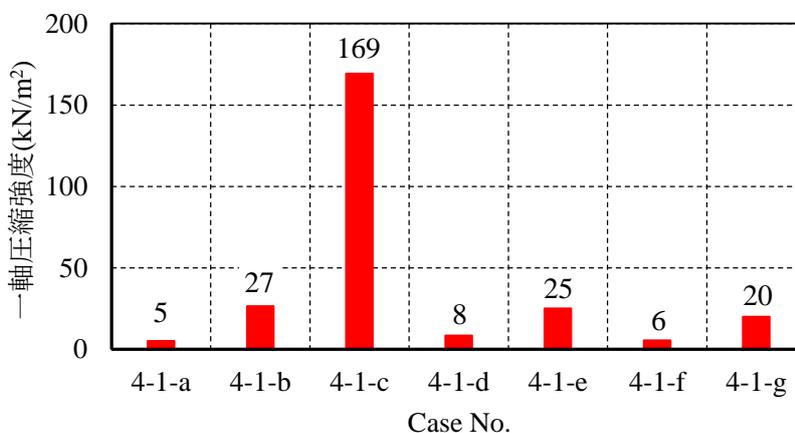


図 4-3 2種の微粒子の混合した注入材を使用した改良体の一軸圧縮試験の結果

FAを混合したCase4-1-a, 4-1-dでは、自立する程度の強度しか得ることができなかった。これは、FAは長期的に強度が発現していくことから、短い養生日数では強度がほとんど発揮されなかったと推測される。そのため、FAを混合した注入材において初期段階での強度発現を得るには、 Si_1 やBSなどの養生初期の強度発現性に優れた主材を添加する必要があると考えられる。また、FAと同様に、主材に Al_2O_3 、アルカリ反応材としてMgOを使用したCase4-1-fはほとんど強度が得られなかった。

4-2-2. FA, BS, Si_1 を用いた配合実験

本項では、4-2-1項で初期強度発現性が良好であったBS, Si_1 にFAを添加した注入材を検討する。また、アルカリ反応材としては、NaOH, CH, MgOを使用し、それぞれのアルカリの種類に伴う強度変化の違いを確かめた。配合表を表4-2に示す。表に示す各微粒子の配合割合は、大木ら⁹⁾の研究を参考とし、重量比で示してある。改良体は4-2-1項で示した方法で作製し、7, 14日間養生後に脱型し、一軸圧縮試験を行った。さらに、固結した注入材の微視的な観察を行なうために、SEMによる表面観察を行なった。観察する試料は、注入材の固化を確認後、乾燥炉で炉乾

表 4-2 BS, FA, Si_l を使用した注入材の配合条件

Case	配合割合				P/W	相対密度 D _r (%)
	FA	BS	Si _l	NaOH		
Case4-2-a	0.367	0.464	0.044	0.125	0.1	60±2
	0.367	0.464	0.044	0.125		
Case4-2-b	0.367	0.464	0.044	0.125	0.1	60±2
	0.367	0.464	0.044	0.125		
Case4-2-c	0.367	0.464	0.044	0.125	0.1	60±2
	0.367	0.464	0.044	0.125		

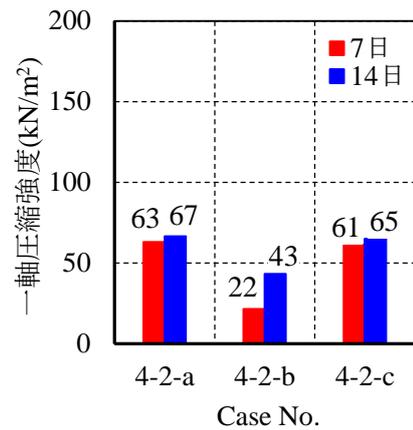
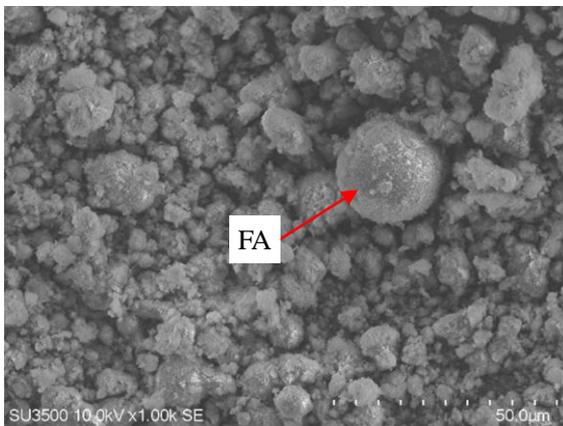
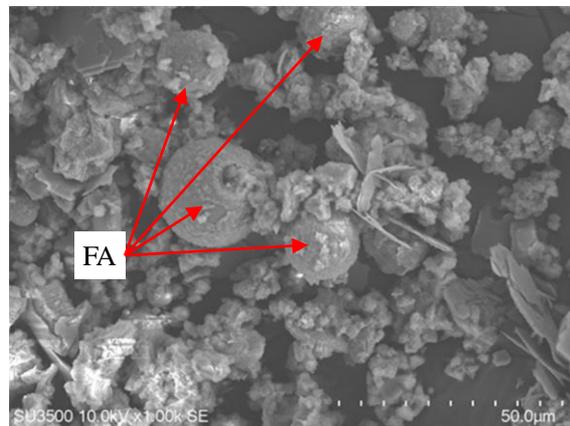


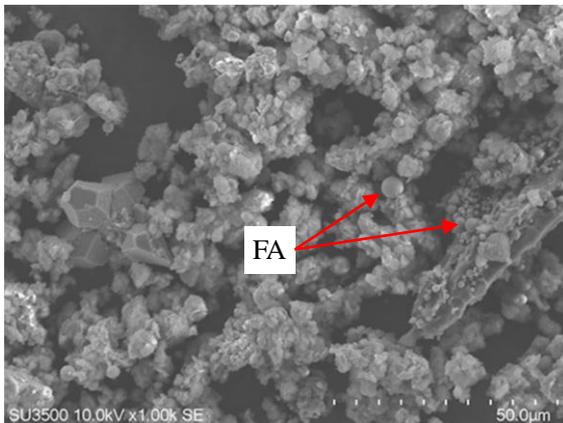
図 4-4 改良体の一軸圧縮試験の結果



(a) Case4-2-a (1000 倍)



(c) Case4-2-b (1000 倍)



(c) Case4-2-c (1000 倍)

20µm

写真 4-1 Case4-2-a ~ 4-2-c の SEM 写真

燥させることによって作製した。

一軸試験結果を図 4-4 に示す。図から、図 4-2 に示す結果よりも良好な強度発現性を示しているが、Case4-2-b については他のケースと比較して強度が小さい。ただし、Case4-2-b の改良体は、養生 7 日から 14 日にかけて 2 倍近く強度が増加したことから、養生に伴って主材と反応材が反応し、長期的に強度増加する可能性が示唆された。

次に、各ケースの SEM 写真を写真 4-1(a)~(c)にまとめる。写真から強度発現が良好であった Case4-2-a, 4-2-c では、球状粒子である FA が少なく、結晶状のアルカリ反応材も観察できない。その一方で、強度が最も小さかった Case4-2-b では、粒径の大きな未反応の FA が観察され、アルカリによって完全に溶解されていないことが観察できる。つまり、Case4-2-b の配合では、本実験の養生期間で主材とアルカリ反応材が十分に反応しなかったことから、強度発現が小さかったものと推測できる。

4-2-1 項、4-2-2 項の実験から、様々な配合の注入材の強度発現性を検討したが、Si₁ と CH を混合した注入材で改良した改良体の一軸圧縮強度が最も高かった。そのため以後の実験では、Si₁ と CH を混合した注入材の基礎的物性および強度特性について検討する。

4-3. Si と CH を用いた注入材の基礎的な物理特性の確認

Si と CH の注入材は、ポズラン反応によって固化すると考えられる。ポズラン材である Si にアルカリ反応材である CH を混合し、ポズラン反応を誘起させることによって、ケイ酸カルシウム水和物(以下 C-S-H)が生成される。さらに、これが土骨格を補強することによって改良体の圧縮強度が増加すると考えられる。しかし、Si と CH を混合した注入材を浸透注入による改良工法に用いる場合、生成物の成長に伴う注入材の基礎物性の変化を把握する必要がある。しかしながら、本研究において用いる Si₁ と CH を混合した注入材について、その生成物の成長に伴う注入材の経時的な粘性変化や注入材中の微粒子の粒径変化は確認されていない。

そこで本節では、まず、Si₁ と CH の基礎的な性質を確認するとともに、混合後に生成される物質の性質について調べた。その後、Si₁ と CH を混合した注入材の粘性および粒径の経時変化について確認した。

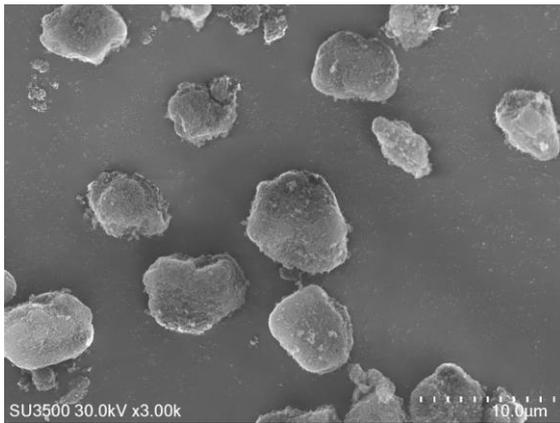
4-3-1. Si と CH の物理特性と C-S-H の生成過程について

SEM により撮影した Si₁ と CH は 2 章において用いた Case2-1, 2-4 と同様であり、写真 4-2, 写真 4-3 にそれを再掲する。写真 4-2, 写真 4-3 から、Si₁ は丸みを帯びた粒子であるが、CH は不定形な結晶構造の粒子である。また、図 4-5 に 2 章で示した微粒子の粒度曲線を再掲する。図 4-5 より、Si₁ と CH の D₅₀ は同程度であることが分かる。

Si と CH によるポズラン反応は、コンクリートの強度発現や緻密性に寄与することが知られている⁷⁾。CH は水中で Ca²⁺を電離(式(4-1))することで、注入材をアルカリ雰囲気とする。

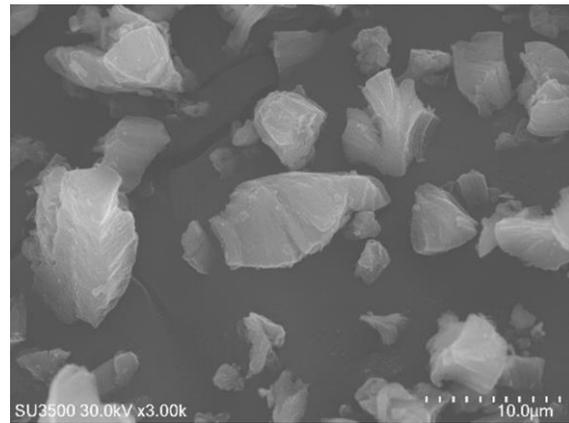


このアルカリ雰囲気の注入材中において Si が溶出し、Ca²⁺と反応することによって C-S-H を生成する現象がポズラン反応⁸⁾である。また、アルカリ環境下において、ポズラン材である Si の溶出が比較的緩慢⁹⁾であることから、ポズラン反応による C-S-H は徐々に生成されると考えられる。このようなポズラン反応により生成された C-S-H を写真 4-4 に示す。写真に示す C-S-H は、Si₁ と CH を混合した注入材を 3 日間湿潤養生した後、低温で炉乾燥させた絶乾試料を観察した結果である。なお、養生温度は年間を通して安定的に調整可能な室温である 25°C で養生を行った。また、



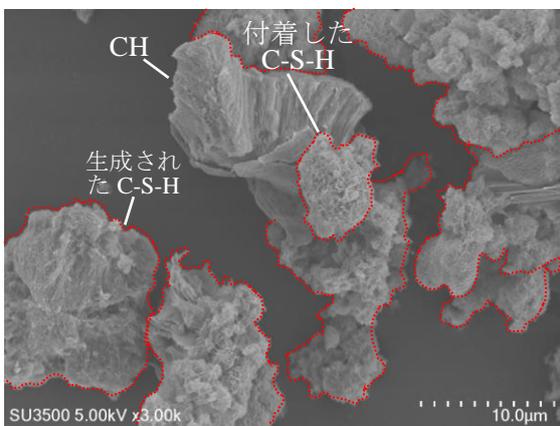
10μm

写真 4-2 Si_I の SEM 写真 (3000 倍)



10μm

写真 4-3 CH の SEM 写真 (3000 倍)



10μm

写真 4-4 C-S-H の SEM 写真 (3000 倍)

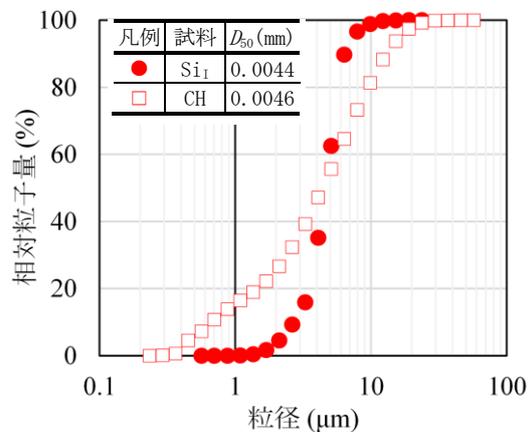


図 4-5 Si_I および CH の粒度曲線

本実験で使用した注入材は、注入材全体で混合した微粒子をなるべく均一に混合するため、CHの微粒子に水を加えることによって作製したアルカリ雰囲気懸濁液に、Si_Iの微粒子と水の懸濁液を混合し、ミキサーで5分間混練することによって作製した。以後の実験でもこの方法に従って注入材を作製した。写真4-4から顆粒状のC-S-Hが生成され、固結物を形成している様子が観察できる。さらに、CH表面には生成されたC-S-Hが付着していることが視認できる。このような、ポズラン反応によって生成されたC-S-Hが土骨格を取り巻き、補強することで強度を発現すると考えられる。さらに、注入材中や生成されたC-S-H中に未反応のCHが存在する場合、pHの高い溶出液が発生するが、CHに起因するアルカリは、炭酸ガスにより容易に中和される。そのため、水源付近を除けば、周辺に対する環境影響が少ない¹⁰⁾。さらに、C-S-Hは難溶性化合物であり、長期的に変質が少ないことが古澤¹¹⁾や横関ら¹²⁾の研究において確認されており、恒久性を必要とする液状化対策工法にも適用可能であることが示唆される。

4-3-2. C-S-Hの成長と注入材の物性の変化

SiとCHを混合した注入材の制御に関する研究¹³⁾では、遊離したCa²⁺がSiの表面へ吸着するこ

とによる流動性の低下が指摘されている。また、Mitchell¹⁴⁾や Akbulut and Saglamer¹⁵⁾は、注入材の濃度や微粒子の粒径が浸透性に影響することを指摘していることから、C-S-Hの成長に伴って浸透性が変化すると考えられる。そこで、本実験では注入材の粘性や養生に伴う懸濁液中の微粒子の粒径の経時変化を確認した。なお、粘性測定および粒径分析には、SiとCHの重量比(以下CH/Si)で5/5となるように混合した注入材を用いた。

粘性の測定には、音叉型振動式粘度計(A&D製SV-10)を使用した。測定試料には、濃度に伴う粘性の経時変化を確認するためにP/Wが0.05, 0.10の懸濁液を使用した。また、ポズラン反応においては養生温度¹⁶⁾が反応速度に影響を及ぼすことが指摘されていることから、粘性測定中における試料の温度が常に $25\pm 1^{\circ}\text{C}$ になるように養生した。さらに、養生方法に伴う粘性変化を考察するために、粘性測定にはスターラーで常に攪拌混合した試料と静置状態で養生した試料を使用した。なお、静置するケースでは固結および沈殿によって、粘性係数が著しく大きくなると予測されたため、 $50\text{mPa}\cdot\text{s}$ を上回った時点で計測を打ち切った。

図4-6に測定開始から200minまでの粘性測定結果を示す。図から、混合攪拌しながら養生したケースでは、いずれのP/Wにおいても粘性の変化がほとんどないことが分かる。一方で、静置状態で湿潤養生したケースでは、測定開始直後から粘性が上昇している。これは、微粒子の沈殿およびC-S-Hの生成に伴った注入材の固結が粘性の変化に影響したものと考えられる。また、静置状態における粘性変化は、P/W=0.10である試料の方が大きい。このことから、濃度のコントロールによって、固結時間の調整が可能であり、濃度が低くなるほど固化までの時間が長くなることが示唆される。この点は、セメント系の懸濁型注入材と類似しており、分散剤を用いた固化時間の調整も可能であることが既往の研究¹³⁾において示されている。しかしながら、この結果は間隙における微粒子の目詰まりによって部分的に濃度が高まった場合、粘性の増加速度が大きくなることや強度が著しく高くなる可能性を示唆している。

経時的な粒径分布の変化は、レーザー回折式粒径分布測定装置を用いて測定した。使用した試料は、CH/Si=5/5, P/W=0.10に調整した注入材であり空調を 25°C に設定した室内で養生した。測定した時間は混合直後から0h, 6h, 12h, 72hであり、6h以降はスターラーによる攪拌を停止し、

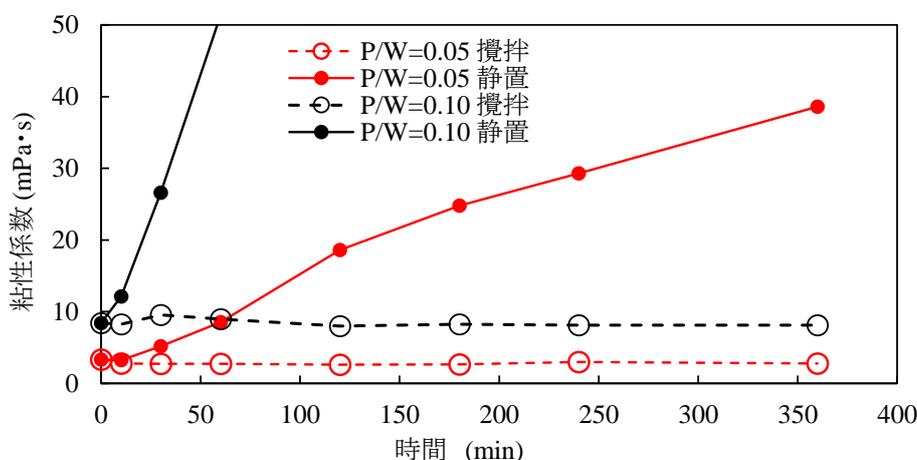


図4-6 粘性測定の結果

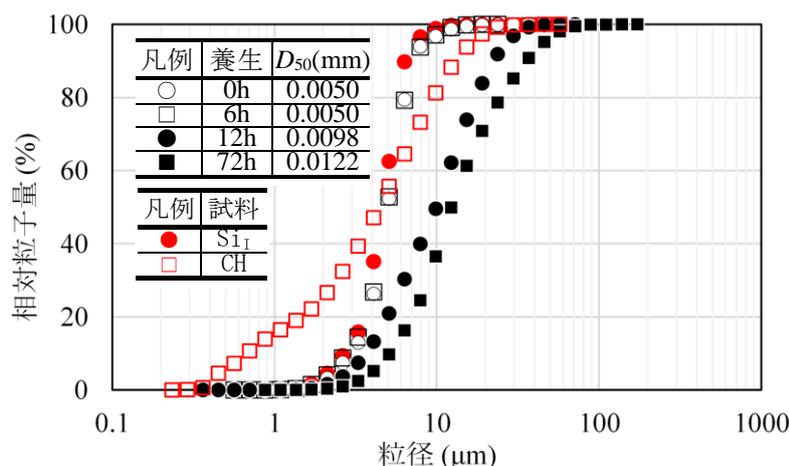


図 4-7 経時的な粒径の変化

静置状態の注入材を測定した。また、72hの注入材については、固結していたため試料をスプーンで十分に解きほぐしてから測定装置投入し、超音波ホモジナイザーを3分間作動させることで凝集した試料を解砕させた。

図 4-7 に混合物の粒径分布測定結果を示す。図中の赤いプロットは、Si_IおよびCH単体の粒径分析の結果であり、2-3節におけるCase2-1、2-4の粒度曲線の測定結果を再掲したものである。図 4-7 から、混合直後および養生6h時点の粒径分析結果は、Si_Iのみの測定結果とほぼ一致する。しかし、混合直後0hの粒径分布において、CHの粒径分布が反映されていない。これは、レーザー回折式粒径分布測定装置の湿式測定では、多重拡散の影響を避けるために、測定試料を蒸留水で希釈しなければならない¹⁾ことに起因する。つまり、注入材中にある未反応のCHが、蒸留水中に溶解することで、Si_Iおよび生成されたC-S-Hのみが計測されたと考えられる。一方、攪拌を停止してから6hが経過した養生12hの試料では、C-S-Hが成長して見かけの粒径が大きくなり、養生72h経過後の試料の粒径が最も大きい。このことから、P/W=0.10の注入材について、攪拌を停止した養生6h以降ではホモジナイザーを用いても解砕されにくいC-S-Hが形成され、固結物が養生に伴って成長すると言える。また、これらの結果から、注入材の攪拌によってC-S-Hの生成による凝集が低減できることが示唆される。

4-4. Si と CH の配合条件の検討

Si と CH を混合した注入材は、ポズラン反応によってC-S-Hを生成するが、土骨格を補強するために最適なSiおよびCHの配合は不明である。さらに、浸透注入を目的とした改良工法の場合、注入材が飽和地盤に浸透した際に間隙水によって希釈されるため、注入口から遠ざかるにつれて注入材のP/Wが低下することが懸念される。従って、P/Wの低い配合の注入材で改良した改良体の強度特性も把握しておく必要がある。そこで、本実験ではSiとCHの配合比やP/Wに伴う強度変化を調べた。

表 4-3 CH/Si の条件と供試体の作製条件

Case	CH/Si	P/W	供試体		
			相対密度 D_r (%)	寸法	
				H (cm)	R (cm)
Case4-3-a	7/3	0.10	60±2	9.5	5
Case4-3-b	6/4	0.10	60±2	9.5	5
Case4-3-c	5/5	0.10	60±2	9.5	5
Case4-3-d	4/6	0.10	60±2	9.5	5
Case4-3-e	3/7	0.10	60±2	9.5	5

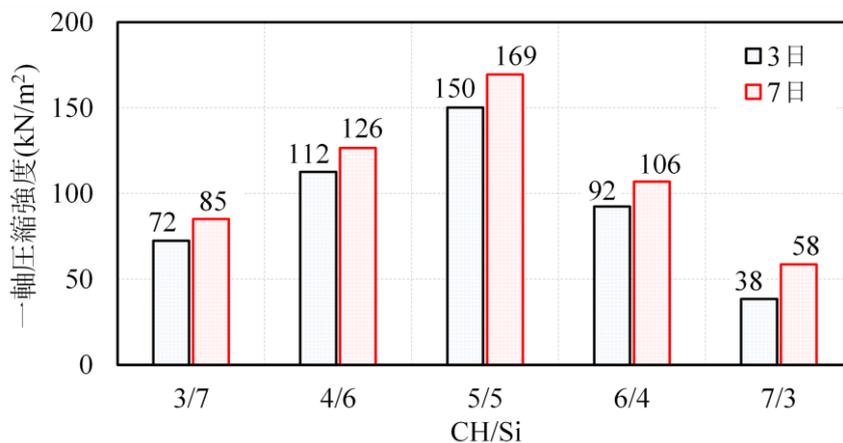


図 4-8 CH/Si が一軸圧縮強度に及ぼす影響

4-4-1. CH/Si が強度変化に及ぼす影響

表 4-3 は注入材と改良体の作製条件である。本実験においては $P/W=0.10$ で一定とし、 CH/Si を変化させることによって、 CH/Si が改良体の強度特性に与える影響を調べた。また、供試体に用いる試料は図 4-1 に示した硅砂 6 号であり、高さ H が 9.5cm、相対密度 D_r が $60\pm 2\%$ となるように調整した。なお、本章で使用する Si_i と CH を混合した注入材は浸透注入による改良を想定していることから、改良後の強度特性を調べるためには、浸透注入によって改良体を作製する必要があるが、作製する供試体の本数が極めて多くなるため、本実験ではプラスチックモールド内の注入材中に硅砂 6 号を注入材中に落下させる 4-2 節と同様の方法で改良体を作製した。なお、供試体の相対密度調整を、モールド側面をハンマーで叩くことによって調整した。供試体作製後、空調を 25°C に設定した室内で 3 日および 7 日間、湿潤養生した。所定期間養生後、プラスチックモールドから脱型し端面を整形してから、一軸圧縮試験を行った。

図 4-8 に一軸圧縮試験結果を示す。図から、一軸圧縮強度は $CH/Si=5/5$ のケースで最も高い。次いで Si_i の量が CH に対して若干多い $4/6$ の配合で高い強度を発現した。これらの配合によって生成される $C-S-H$ の量は不明であるが、 Si_i と CH の重量比によって $C-S-H$ の生成量に違いが生じたことは明らかである。また、改良体の一軸圧縮強度は、 CH を減らした配合よりも Si_i を減らした配合の方が低強度となった。これは、主材である Si_i と比較して CH の量が多い場合、生成された

表 4-4 P/W の条件と供試体の作製条件

Case	CH/Si	P/W	供試体		
			相対密度 D_r (%)	寸法	
				H (cm)	R (cm)
Case4-4-a	5/5	0.10	60±2	9.5	5
Case4-4-b	5/5	0.08	60±2	9.5	5
Case4-4-c	5/5	0.05	60±2	9.5	5
Case4-4-d	5/5	0.03	60±2	9.5	5
Case4-4-e	4/6	0.10	60±2	9.5	5
Case4-4-f	4/6	0.08	60±2	9.5	5
Case4-4-g	4/6	0.05	60±2	9.5	5
Case4-4-h	4/6	0.03	60±2	9.5	5

C-S-H が未反応の Si_i を覆うことによって、それ以上のポゾラン反応が発生しにくくなるためと推察される。このことは、湯ら¹⁸⁾の研究においても指摘されている。一方で、CH の配合量が多いケースでは、配合した Si_i が十分に反応することで強度が発揮したと考えられる。

ここで、固結工法の液状化強度を調べた既往の研究では、液状化対策に求められる改良体の一軸圧縮強度は、80kN/m² ~ 100kN/m² であることが示されている¹⁹⁾。 Si_i と CH を混合した注入材で改良された砂の繰返し载荷に対する抵抗性は不明であるが、本実験における検討範囲では、CH/Si=5/5, 4/6 が 100kN/m² を満たしていた。そのため、以後では3日強度が 100kN/m² を超える CH/Si=5/5 および 4/6 の注入材について検討することとした。なお、繰返し载荷に対する抵抗性については、5章において検討する。

4-4-2. P/W が強度変化に及ぼす影響

表 4-4 に注入材の配合表および供試体の条件を示す。実験に用いた注入材は、CH/Si が 5/5 あるいは 4/6 であり、それぞれの配合で作製した注入材の P/W を 0.10 から 0.03 で変化させることによって、P/W に伴う改良体の強度変化を確認した。供試体の作製方法は、4-2 節の方法と同様で、図 4-2 に示す通りプラスチックモールド内の注入材に試料を水中落下させることで作製した。また、供試体の密度はプラスチックモールド側面をハンマーで叩くことによって調整した。供試体作製後、空調を 25°C に設定した室内で7日間養生した後、プラスチックモールドから脱型し、一軸圧縮試験を行った。

実験結果を図 4-9 に示す。Case4-4-d の供試体は、固化していたものの強度が著しく低く、脱型が困難であったため一軸圧縮試験を行えなかった。図から P/W が 0.08~0.10 である Case4-4-a, b, e, f においては、CH/Si=5/5 である供試体の一軸圧縮強度の方が高くなる。一方で、P/W=0.05 である Case4-4-c, g では、その逆の関係となった。全体的な強度変化の傾向として、CH/Si=4/6 である供試体は P/W の低下に伴う強度変化が緩やかである。これは、CH/Si=5/5 のケースでは 4/6 のケースよりもポゾラン材である Si_i の量が少ないことから、P/W の低下に伴って C-S-H の生成量が減少するためと推察される。さらに、C-S-H が未反応の Si_i の表面に生成されることによって、Ca²⁺ との反応を妨げる。これが Case4-4-e, f のように Si_i の量が多い場合でも強度がそれほど大きくな

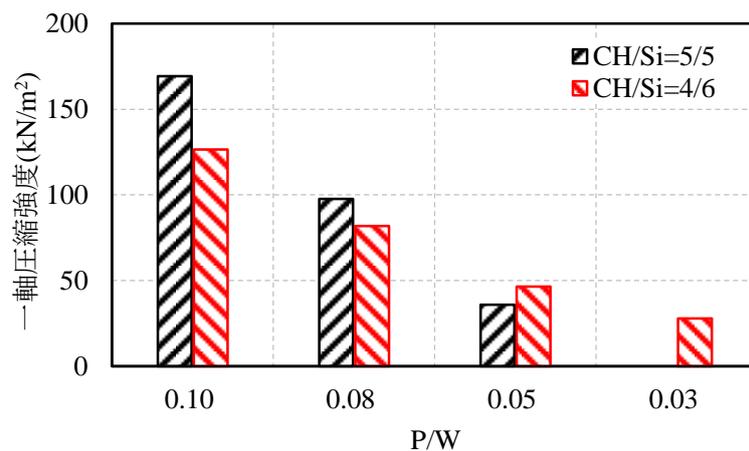


図 4-9 P/W が一軸圧縮強度に及ぼす影響

らない要因の一つであると考えられる。

以上の結果から、CH/Si=5/5 である配合で最大の一軸圧縮強度を示したが、実際には間隙水による希釈現象などにより、浸透距離が長くなるほど注入材の成分濃度が低下する。そのため、以後の実験では P/W の減少に伴う強度の低下量が小さい、CH/Si=4/6 である配合を用いて、その一軸圧縮強度を確認した。

4-5. 注入条件が注入特性に与える影響の検討

浸透注入によって微粒子の目詰まりの影響なく供試体を作製するためには、配合試験によって選定された CH/Si=4/6 である注入材の砂地盤に対する注入特性を確認しておく必要がある。ここでは、砂供試体に対して注入材を浸透注入させ、注入圧力や注入材の特性によって変化する注入特性を確認した。なお、注入材の注入特性は、供試体の高さ H によっても変化するが、本実験では粘性や注入圧力に着目した。

供試体に用いた試料は図 4-1 に示す物性の硅砂 6 号であり、空中落下法で相対密度 D_r が $60 \pm 2\%$ となるように、図 4-11 に示すモールド内に作製した。砂詰め終了後、 CO_2 の透気および脱気水の通水によって飽和度 S_r を高めた。注入材の注入特性は、粘性によって変化する。そのため、表 4-5 に示すように、P/W が異なる 3 種類の配合の注入材を 2 種類の注入圧力で供試体に浸透注入させた。なお、注入材作製時の注入材の温度が $25 \pm 1^\circ\text{C}$ であり、Si および CH の粒径を合成した粒径分布の d_{85} と硅砂 6 号の均等係数および間隙指標 d から事前に浸透可能であることを確かめた。間隙指標による浸透可否の検討結果を図 4-10 に示す。また、3 章の粒径分布測定の結果から、一定の養生期間を経ることで、ホモジナイザーでも解砕困難な固結物が生成されることに加え、微粒子の沈殿によって注入材の P/W がばらつくことが推測される。そのため、Si および CH の懸濁液を混合した後、注入材を攪拌しながら速やかに注入した。さらに、注入圧力による供試体の体積膨張を抑制するため、注入圧力+5kPa の圧力を上部ピストンに作用させるとともに、目視によって割裂注入がないことを確認した。

注入材の注入量は、電子台秤によって連続的に計測するとともに、試料の最小粒径以下の目開

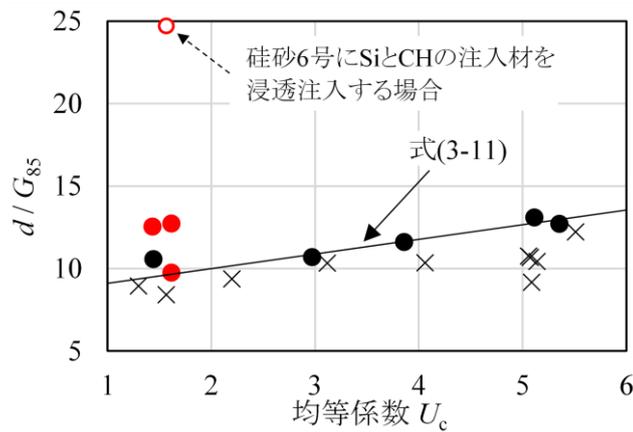


図 4-10 硅砂 6 号に Si と CH の注入材を使用する場合の浸透可否評価

表 4-5 浸透実験に用いる供試体と注入材の条件

Case	配合		供試体の寸法		注入 圧力 (kPa)
	CH/Si	P/W	H (cm)	R (cm)	
Case4-5-a	4/6	0.05	11	5	40
Case4-5-b	4/6	0.05	11	5	100
Case4-5-c	4/6	0.07	11	5	100
Case4-5-d	4/6	0.10	11	5	40
Case4-5-e	4/6	0.10	11	5	100

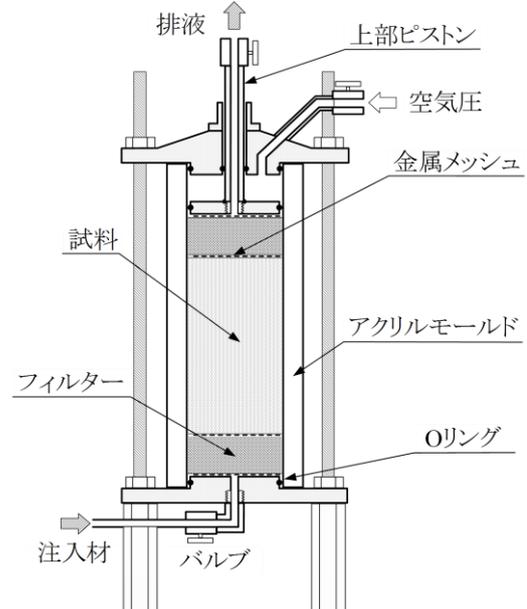


図 4-11 供試体作製装置

きのふるいに排液を通すことで試料の流出がないことを確認した。また、注入前後の注入材の濃度変化を確認するために、注入前と排液の P/W を炉乾燥法で測定した。なお、粒径や形状の影響により、Si_i と CH それぞれで間隙に捕捉される傾向は異なると考えられるが、本実験ではこのことについては考慮しない。

図 4-10 に注入時間と排液重量の関係を示す。図から、Case4-5-a, b, c, e では、ほぼ一定速度で注入できている。一方で、P/W が高く注入圧力の小さい Case4-5-d では、注入速度が注入時間に対して一定でなく、微粒子の目詰まりによって経時的に減少した。ここで、表 4-6 に測定された注入前後の P/W を示す。注入速度が減少しない Case4-5-a, b, c, e では、注入前と排液の P/W が同じであるのに対して、注入速度が低下する Case4-5-d では、排液の P/W が注入前よりも減少している。

以上のような結果は、注入圧力の小さいケースでは、微粒子の目詰まりによって注入速度が低

下することで、更なる目詰まりを促進させることを示唆している。つまり、目詰まりの影響なく改良体を作製するためには、注入速度を低下させることなく、注入材を注入する必要がある。

4-6. 養生条件と浸透距離に伴う強度変化の確認

本章では、CH/Si=4/6である注入材で改良した砂の養生に伴う強度変化を確認するために一軸圧縮試験を行った。さらに、4-5節の実験結果から、注入圧力が目詰まりに影響を与えることから、異なる注入圧力で注入材を注入することによって、微粒子の目詰まりが一軸圧縮強度に与える影響を考察した。また、ポズラン反応の反応性は養生温度によっても変化することが指摘されていることから¹⁰⁾、養生温度が改良体の強度に与える影響を確認した。次に、目詰まりが浸透距離や改良強度の分布に与える影響を確認するために、100cmの長尺供試体に対して一次元注入実験を行った。

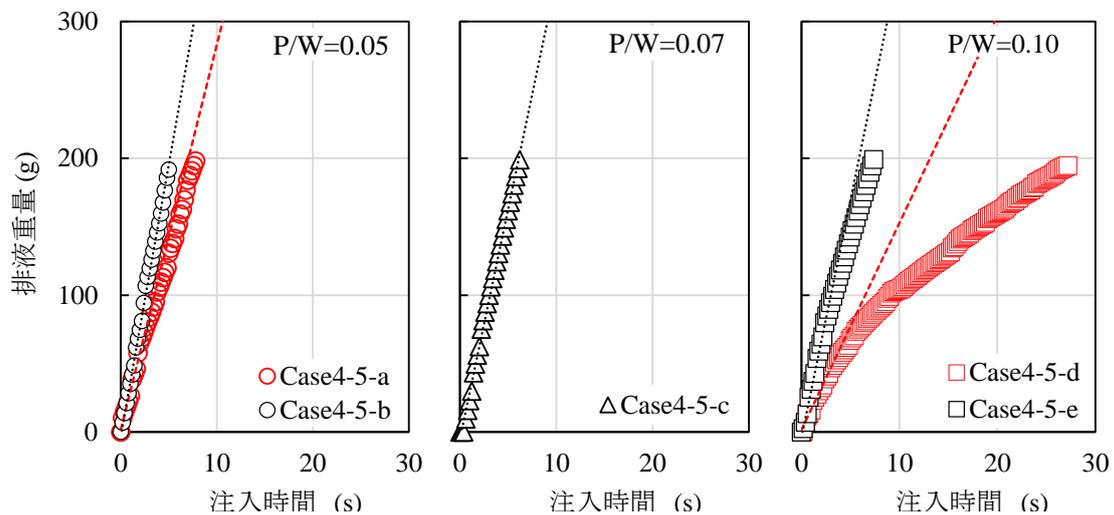


図 4-12 注入時間と排液重量の関係

表 4-6 濃度測定の結果

-	P/W				
	4-5-a	4-5-b	4-5-c	4-5-d	4-5-e
注入前	0.05	0.05	0.07	0.10	0.10
排液	0.05	0.05	0.07	0.09	0.10



写真 4-5 作製した改良体の一例

4-6-1. 短期的な強度変化の確認

実験に使用した試料は硅砂6号であり、供試体は4-5章と同様の手順で作製した。注入する注入材は、表4-7に示す配合で作製し、所定の注入条件で間隙体積の約2倍の量の注入材を注入した。注入時には、上部ピストンに注入圧力+5kPaとなる圧力を作用させ、注入中に割裂注入や試料の流出がないことを確かめた。注入完了後、上部ピストンに作用させた圧力を大気圧まで戻し、空調を25°Cに設定した室内で所定期間養生してから脱型した。なお、設定した養生期間は、3日~1年である。写真4-5は脱型後の供試体の一例を示している。一軸圧縮試験には、高さHが10cmとなるように整形した供試体を使用し、養生に伴う強度変化を確認した。

図4-13に養生期間と一軸圧縮強度の関係を示す。ここで、P/W=0.05であるCase4-6-a, bの供試体は、養生3日では脱型困難であったため、7日目の供試体から一軸圧縮試験を行った。図から、すべてのケースにおいて養生初期(3日~7日)では一軸圧縮強度が上昇しているが、7日を過ぎると1年までの範囲では強度はほとんど増加せず、いずれの配合の注入材においても、7日程度で28日強度のほとんどを発現する。なお、液状化対策として適用するに当たっては、より長期的な強度の推移を確認する必要があるが、養生期間1年の範囲においては強度が低減せず、注入圧力による強度変化もないことが示されている。しかしながら、半年以降ではCase4-6-c, 4-6-dで強度が低下するが、これは供試体の乱れが影響したものと考えられる。

P/W=0.10である注入材を注入したCase4-6-c, dにおいて、一軸圧縮強度はP/W=0.05である注

表 4-7 浸透注入法により作製する改良体の作製条件

Case	配合		供試体			注入圧力 (kPa)
	CH/Si	P/W	相対密度 D_r (%)	寸法		
				H (cm)	R (cm)	
Case4-6-a	4/6	0.05	60±2	11	5	40
Case4-6-b	4/6	0.05	60±2	11	5	100
Case4-6-c	4/6	0.10	60±2	11	5	40
Case4-6-d	4/6	0.10	60±2	11	5	100

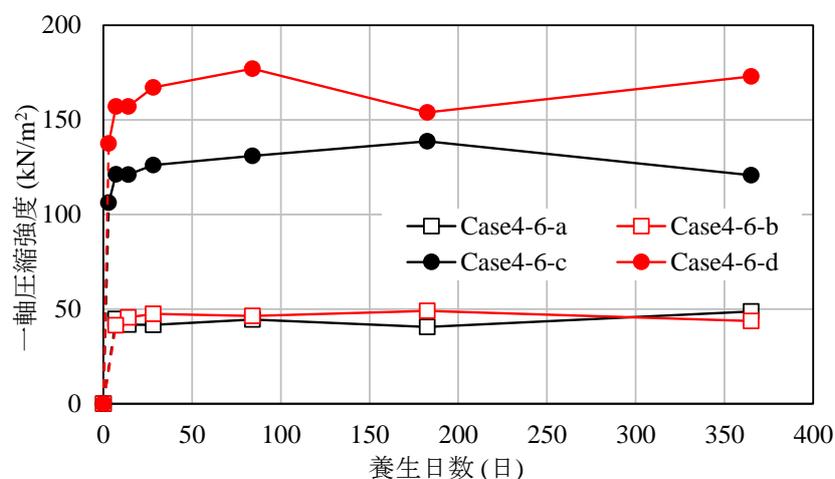


図 4-13 養生日数と一軸圧縮強度の関係

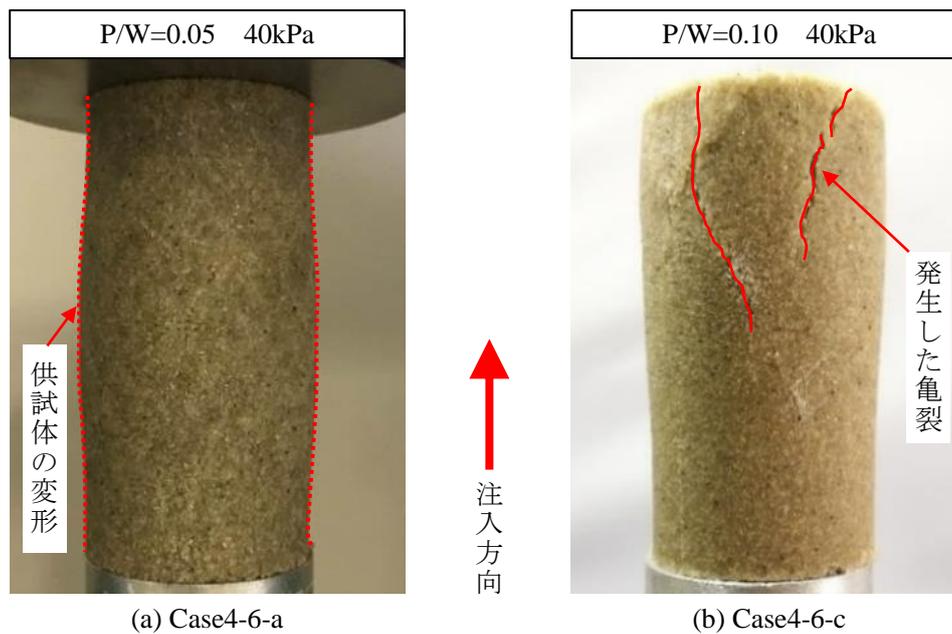


写真 4-6 供試体の破壊状況

表 4-8 供試体, 注入材および養生の条件

Case	配合		供試体			注入圧力 (kPa)	養生温度 (°C)
	CH/Si	P/W	相対密度 D_r (%)	寸法			
				H (cm)	R (cm)		
Case4-7-a	4/6	0.10	60±2	11	5	100	30
Case4-7-b	4/6	0.10	60±2	11	5	100	20

入材を注入した Case4-6-a, b の 2 倍以上となった。一方で, Case4-6-c, d では注入圧力によって強度が異なることが分かる。これは, Case4-6-c では目詰まりによって供試体中の注入材が不均一に分布していたためと考えられる。このことについて考察するために, 注入圧力 40kPa で注入材を注入した Case4-6-a, c の改良体の破壊状況の一例を写真 4-6(a), (b)に示す。写真 4-6(a)は, 高い注入圧力で注入材を注入したケースである。その一方で, 写真 4-6(b)では微粒子の目詰まりによって改良が不均質となっていることを示唆する供試体上端部における変形の集中が観察できる。一方で Case4-6-a の改良体においては, 変形が中心部分に集中し破壊に至っている。このことから, P/W が低いケースでは注入圧力が比較的小さい場合でも, 均一に注入できることが示唆される。

以上の結果から, 1 年以内の強度低下は発生しないが, 注入圧力が 40kPa であり, P/W=0.10 であるケースでは, 注入圧力 100kPa のケースと比較して強度が低くなる。これは, 微粒子の目詰まりの影響により, 供試体の上端と下端の改良が不均一となるためである。

4-6-2. 温度条件が強度変化に及ぼす影響

ポゾラン反応の反応速度は養生温度に影響されることが指摘されている。そこで, 本項では温度条件が強度に及ぼす影響を確認するために, 本実験では 4-5 節の供試体作製方法で作製した改良体を 20°C および 30°C, 湿度 90%に設定した恒温恒湿槽内で所定期間養生した後, 一軸圧縮試

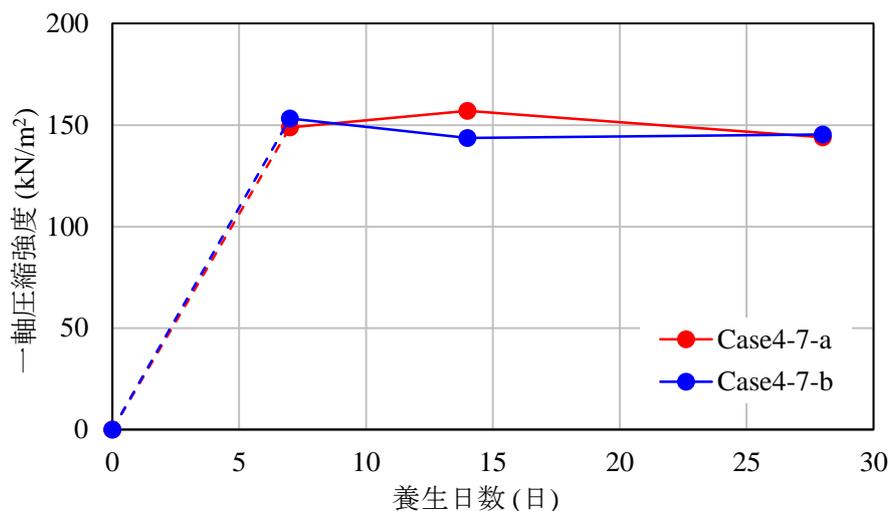


図 4-14 養生温度が一軸圧縮強度に与える影響

表 4-9 長尺供試体の作製条件および使用する注入材の条件

Case	配合		供試体				注入圧力 (kPa)
	CH/Si	P/W	試料	相対密度 D_r (%)	寸法		
					H (cm)	R (cm)	
Case4-8-a	4/6	0.10	珪砂 6 号	60±2	100	5	100
Case4-8-b	4/6	0.10	珪砂 6 号	60±2	100	5	150
Case4-8-c	4/6	0.07	珪砂 6 号	60±2	100	5	150

験を行なった。

供試体の作製条件と注入材の配合条件を表 4-8 に示す。供試体に用いた試料は図 4-1 に示す物性の珪砂 6 号であり、空中落下法により所定の相対密度で作製した。注入材の注入圧力は 4-6-1 項の結果から 100kPa に設定し、供試体の間隙体積の約 2 倍の量の注入材を注入した。なお、一軸圧縮試験は、注入完了から 7 日、14 日、28 日で行い、養生に伴う強度変化を確認した。

一軸圧縮試験の結果を図 4-14 に示す。図から、本実験において行なった養生期間では、一軸圧縮試験結果で強度にほとんど差がないことがわかる。このことから、本実験における養生期間では、養生温度によって強度が変化することはない。ただし、注入材を地盤に注入する場合、養生初期における注入材の粘性や微粒子の粒径の変化が浸透性に影響を及ぼす重要なパラメータとなる。そのため、養生 7 日以前の注入材について、養生温度が注入材の粘性や微粒子の粒径に与える影響も検討する必要がある。

4-6-3. 浸透距離に伴う圧縮強度の変化

微粒子の目詰まりは、改良体の出来形や強度に影響を及ぼす²⁰⁾ことから、本実験では 100cm の長尺供試体において、注入圧力や P/W の違いによる改良体の強度分布の変化を確認した。

実験条件および供試体の寸法を表 4-9 に示す。供試体はすべて空中落下法にて作製した。供試体作製装置は 3 章で用いた長尺の供試体作製装置と同様であり、10.0cm のアクリルモールドを組み合わせることによって、100cm の長尺供試体用を作製した。作製後の供試体の外観を写真 4-7 に

示す。供試体作製後、CO₂および脱気水で飽和度 S_r を高めた後、表 4-9 に示す配合の注入材を攪拌しながら速やかに供試体下部から浸透注入させた。なお、4-5 節の実験から、目詰まりが発生した $P/W=0.10$ である注入材と、目詰まりの発生が少なかった $P/W=0.07$ である注入材を用いた。さらに、注入材の注入速度に伴う改良体の強度変化を確認するために、注入時の注入圧力は、100kPa と 150kPa に設定した。この際、注入圧力+5kPa の圧力を上部ピストンに作用させるとともに、割裂注入や試料の流失がないことを確認した。

粒状体における微粒子の目詰まりは徐々に進展すると考えられることから、目詰まりの発生時点を明確に定義することは困難である。そのため、本実験においては、排出された注入材の流量が 0.1 g/s 以下となった時点で、注入を打ち切った。なお、注入開始前と終了後における注入材を採取し、注入前後で P/W のばらつきがほとんどないことを確認した。注入が完了した供試体は、空調を 25°C に設定した室内で 7 日間養生した後、10cm ごとに分割してから脱型した。写真 4-8 は脱型後の供試体の様子を示しており、それぞれの供試体位置における一軸圧縮強度を確認した。

図4-15 に注入時間と注入量/間隙体積の関係を示す。図から、すべてのケースで供試体の間隙体積を一回分以上入れ替えることができ、注入圧力を増加させるほど、多くの注入材を注入することができた。しかし、 P/W が高い Case4-8-a, b においては、目詰まりが進展し注入量が得られる前に、注入材の質量流量が 0.1 g/s となった。一方で、 P/W が低い Case4-8-c では、注入初期に注入

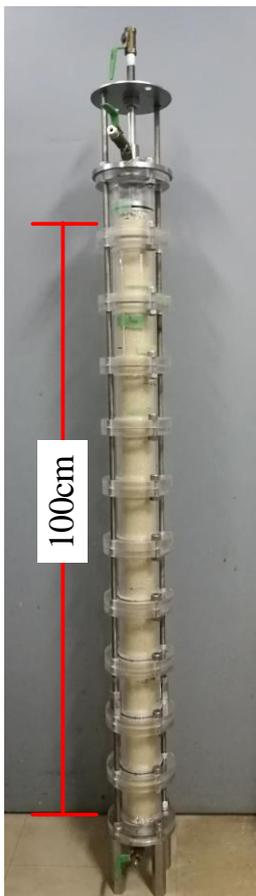


写真4-7 供試体の外観



写真 4-8 脱型した供試体

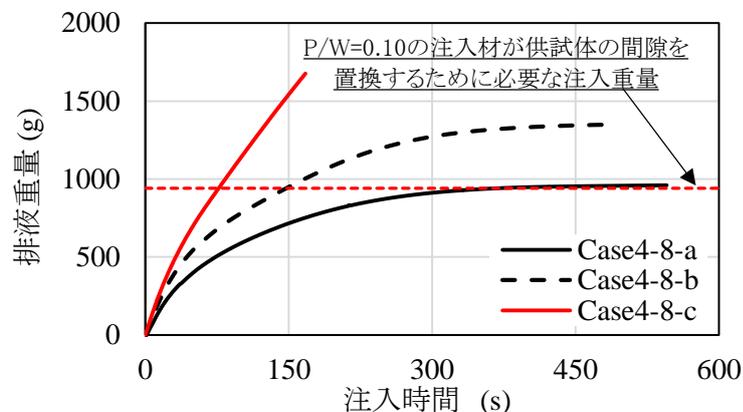
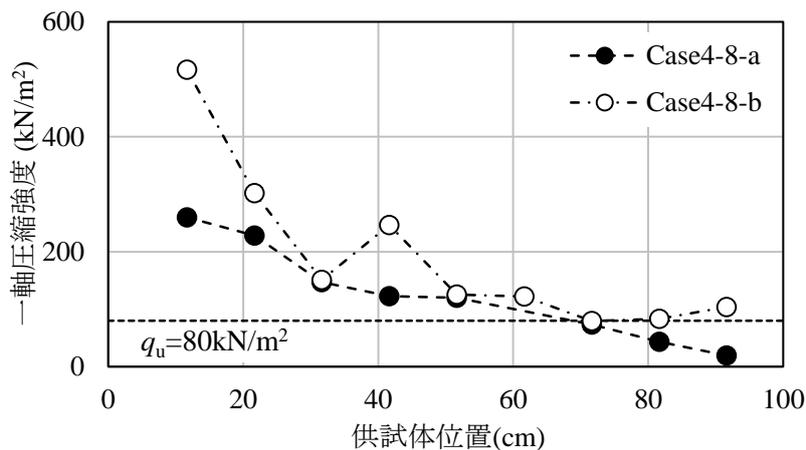
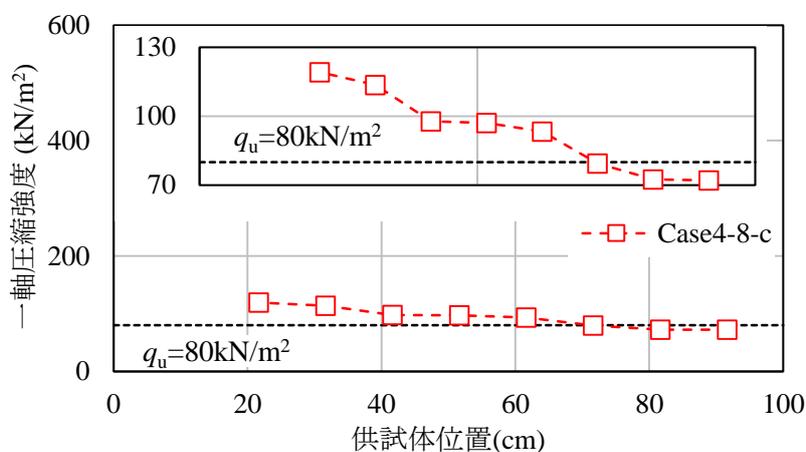


図4-15 注入時間と注入量/間隙体積の関係



(a) 注入材濃度 0.10 の結果



(b) 注入材濃度 0.07 の結果

図 4-16 供試体位置と一軸圧縮強度の関係

質量の増加量が減少するものの、注入量/間隙体積が 0.8 を超えたあたりから、ほぼ一定の割合で注入量/間隙体積が増加している。以上のことから、P/W を低く、注入圧力を高く設定することで、目詰まりを抑制できると言える。

次に、図 4-16(a), (b) に供試体位置と一軸圧縮強度の関係を示す。図中の黒い点線は、液状化対策に求められる一軸圧縮強度の下限値($q_u=80\text{kN/m}^2$)を示している。また、注入材の固化が不十分で脱型が困難であった Case4-8-c の注入口に最も近い部分の一軸圧縮試験結果はプロットから除いている。図 4-16(a) から、Case4-8-a, b では、注入点からの距離が長くなるほど、強度が低下する傾向にある。特に、Case4-8-a は目詰まりが顕著になったケースであり、供試体位置が概ね 70cm を超えたあたりで、一軸圧縮強度が 80kN/m^2 を下回るが、高い注入圧力を設定した Case4-8-b は、一軸圧縮強度が 80kN/m^2 以下とならない。しかしながら、注入口付近では Case4-8-a で 500kN/m^2 を超えることが確認できる。このことから、目詰まりによって注入材の濃度が部分的に高くなることで、改良後の一軸圧縮強度が高くなる場合があり、均質な改良を行うためには目詰まりを低減させる必要があることが示唆された。

一方で、図 4-16(b)に示す Case4-8-c の結果では、注入口付近の強度は、排出口付近の強度の 1.6 倍程度となるが、Case4-8-a, b と比較して強度変化の傾向が緩やかになっている。また、供試体位置が概ね 80cm に到達する前まで、一軸圧縮強度が 80kN/m^2 以上であり、液状化強度に求められる一軸圧縮強度の基準値を満たしている。

以上の結果から、 P/W が高く、注入圧力が低くなるほど目詰まりし易くなると言える。また、一般的に地盤注入工法において求められる改良の必要半径は、最低で $0.5\text{m}^{21)}$ とされているが、すべてのケースにおいて、供試体位置 50cm では、一軸圧縮強度が 80kN/m^2 を超えており、本実験において取り扱った供試体の粒度と注入材の配合条件では、十分な浸透性を有することが分かった。

4-7. まとめ

浸透注入による地盤改良によって液状化を対策するために、 Si_i と CH を混合した非セメント系微粒子注入材を提案し、その強度発現について確認した。種々の実験結果から、 Si_i と CH を混合した注入材で改良した改良体が、液状化対策として十分な効果を発揮することを確認した。

4-2 節では、既往の研究において提案されている微粒子を用いた改良材を列挙するとともに、最も強度発現性の良好な改良材を検討した。提案した微粒子について配合を検討するとともに、その改良材を用いて改良体を作製し、一軸圧縮試験を行った。その結果、 Si_i および CH を混合した改良材の改良効果が最も高いことを示した。

4-3 節では、 Si_i および CH を混合した非セメント系の微粒子を注入材として用いるために、注入材の粘性測定および注入材中の微粒子の粒径分析を行なった。その結果から注入材を攪拌しながら養生することで 3h までは粘性と粒径は変化しないことを示した。しかしながら、攪拌せずに養生すると粘性が上昇し、養生開始から早段に段階でホモジナイザーでも解砕困難な C-S-H が生成される。さらに、粘性の測定結果から、注入材濃度の高いケースで粘性の上昇が顕著となり、固化までに必要な時間は注入材濃度によって管理できることが示唆された。そのため、浸透注入を目的とした改良工事に用いるためには、攪拌しながら養生するとともに注入材濃度を管理する必要があると考えられる。

4-4 節では、 CH/Si および P/W の配合に伴う強度特性の変化を検討した。まず、 P/W が 0.10 に設定した注入材の CH/Si が強度特性に及ぼす影響を確認するため、 CH/Si を種々に変化させた注入材を使用して改良体を作製し、一軸圧縮試験を行った。その結果、 CH/Si が 7/3 の配合を除いて、養生 3 日で液状化対策に必要な改良強度である 80kN/m^2 を超えた。次に、各 CH/Si の配合について、強度発現性の良好であった $\text{CH/Si}=5/5$ および $4/6$ の配合について、 P/W が強度特性に及ぼす影響を調べた。その結果、 $\text{CH/Si}=5/5$ である注入材では $P/W=0.05$ 以下の低濃度領域で強度が著しく低下することが分かった。このことから、間隙水による注入材の希釈の影響を考慮すると、浸透注入に用いるためには $\text{CH/Si}=4/6$ の配合が注入材として適していることを確認した。

4-5 章では、注入材の P/W が浸透性に及ぼす影響を確認するために、微粒子の浸透注入実験を行った。注入材の浸透注入結果から、 P/W の小さい注入材の浸透性が高く、注入圧力が高い方が目詰まりに伴う注入速度の低下を抑制できることがわかった。さらに、 P/W の大きい注入材では、

注入圧力が小さい場合、排液の P/W が低下することから、供試体の間隙で微粒子が目詰まりしていることが示唆された。以上の結果から、改良範囲において均質な改良を行うためには、十分な注入速度を確保できる圧力で注入を行なう必要がある。

4-6章では、以前の節までの実験結果により、強度発現および浸透性が良好であった配合の注入材(CH/Si=4/6, $P/W=0.10$ または 0.05)で改良した試料について、温度や養生期間などの養生の条件や浸透距離に伴う強度変化を確認した。その結果、すべてのケースにおいて、養生3日で1年強度の80%を発現した。ただし、一部の供試体では養生期間中に強度低下を発生させたが、これは、供試体の乱れによるものである。さらに、1年以内の強度低下は発生しなかった。さらに、養生温度を 20°C および 30°C に設定した恒温恒湿槽で養生を行なった改良体の一軸圧縮試験の結果、養生温度に伴う強度変化はほとんどなかった。さらに、長尺供試体に対する浸透注入実験において、注入圧力を 100kPa から 150kPa 、 P/W を 0.10 から 0.07 に変化させることによって、供試体全体の強度分布を一定にすることができ、高さ 80cm までの供試体で液状化対策に求められる一軸圧縮強度を満足した。その一方で、 P/W が 0.10 の改良体では、注入口付近における目詰まりの影響によって、一軸圧縮強度が 500kN/m^2 を超える場合があり、均質な改良を行うためには、微粒子の目詰まりを低減させる必要があることが示唆された。

参考文献

- 1) 恒岡伸幸：セメント改良土からの六価クロムの溶出とその周辺地盤での挙動に関する研究，京都大学博士論文，pp. 7-29, 2004.
- 2) 嘉門雅史，勝見武：固体系廃棄物の地盤工学的有効利用と環境影響の概況，廃棄物学会誌，Vol. 12, No. 3, pp. 140-149, 2001.
- 3) 米倉亮三，島田俊介：薬液注入の長期耐久性と恒久グラウト本設注入工法の設計施工—環境保全型液状化対策工と品質管理—，pp. 93-104, 近代科学社，2016.
- 4) Naito, M., Kishi, H., Fukuoka, N., Yamada, T. and Ishida, H.: Development of superfine spherical silica grout as alternative grouting material for the geotechnical disposal of long-lived radioactive waste, Proc. of 18th Int. Conf. on Nuclear Eng., pp. 1-7, 2010.
- 5) 山田哲司，西形達明，西田一彦：酸化マグネシウムの製造方法が改良土の性質に及ぼす影響について，土木学会論文集 C, Vol. 68, No. 4, pp. 732-741, 2012.
- 6) 大木信洋，東原実，佐藤隆恒，上原元樹：ジオポリマー法による環境負荷低減 PC まくらぎの試作，土木学会第 71 回年次学術講演会概要集，V-206, pp. 411-412, 2016.
- 7) 山本武志，金津努：フライアッシュのポゾラン反応に伴う組織緻密化と強度発現メカニズムの実験的考察，土木学会論文集 E, Vol. 63, No. 1, pp. 52-65, 2007.
- 8) 山本武志，金津努：フライアッシュのポゾラン反応に関する研究—ポゾラン反応機構の解明と促進化学試験法(API法)の最適化—，電力中央研究所報告，No. 4008, pp. 1-27, 2004.
- 9) 小松公志郎，梅村靖弘，露木尚光：フライアッシュのポゾラン反応におけるケイ酸構造の影響，Cement Science and Concrete Technology, No. 65, pp. 40-45, 2011.
- 10) 独立行政法人土木研究所：建設発生土利用技術マニュアル 第 4 版，土木研究センター，pp. 10-12, 2013.
- 11) 古澤靖彦：カルシウムの溶出によるコンクリート劣化とモデル化に関する研究動向，コンクリート工学，Vol. 35, No. 12, pp. 29-32, 1997.
- 12) 横関康祐，渡邊賢三，古澤靖彦，大門正機，大即信明，久田真：カルシウムイオンの溶出に伴うコンクリートの変質に関する実態調査と解析的評価，土木学会論文集，No. 697/V-54, pp. 51-64, 2002.
- 13) 中川裕太，新大軌，荒木昭俊，坂井悦郎：超微粒子水酸化カルシウム—球状シリカ系スラリーの分散と反応性，Cement Science and Concrete Technology, Vol. 67, No. 1, pp. 65-70, 2013.
- 14) Mitchell, J. K.: In-place treatment of foundation soils, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceeding of American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 91, No. SM1, pp. 73-110, 1970.
- 15) Akbulut, S. and Saglamer, A.: Estimating the groutability of granular soils: a new approach, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 17, No. 4, pp. 371-380, 2002.
- 16) 大塚拓，森慎一郎，石川基樹，坂井悦郎：フライアッシュの鉱物組成とポゾラン反応性，Cement Science and concrete Technology, No. 63, pp. 16-21, 2009.
- 17) 古河幸雄，藤田龍之，國廣忠之，深沢誠：レーザー回折/散乱式粒度分析装置の粒度試験方法

- への適用, 土木学会論文集, No. 687/III-56, pp. 219-231, 2001.
- 18) 湯衛平, 武田真一, 田里伊佐雄: Ca(OH)₂ 溶液中における SiO₂ の反応挙動(第1報), Journal of the Ceramic Society of Japan, Vol. 102, No. 11, pp. 1028-1031, 1994.
 - 19) 山崎浩之, 善功企, 河村健輔: 溶液型薬液注入工法の液状化対策への適用, 港湾空港技術研究所報告, Vol. 41, No. 2, pp. 119-151, 2002.
 - 20) 西垣誠, 金沢智彦, Chegbeleh, L. P.: セメント系注入材の注入によるしらす斜面崩壊防止対策に関する検討, 地盤工学ジャーナル, Vol. 6, No. 2, pp. 213-224, 2011.
 - 21) 最新地盤注入工法技術総覧編集委員会編: 最新地盤注入工法技術総覧, 産業技術サービスセンター, pp. 56-58, 1997.

第5章 改良砂の液状化強度特性

5-1. 概説

本章では、4章において用いた Si_1 と CH を混合した注入材で改良した砂の動的な強度特性を繰返し非排水三軸圧縮試験により検討する。

繰返し非排水三軸試験や繰返し中空ねじり試験、繰返し単純せん断試験は、砂の液状化強度を検討するための室内試験法である。これらの試験法は、一定の拘束圧下において主応力を増減させることや要素に直接的なせん断力を作用させることによって液状化させる方法であるが、このような室内試験によって液状化強度を求める場合、高価となることから、実務においては一軸圧縮強度から簡易的に液状化強度を推定するが多い。しかし、一軸圧縮試験のような静的な強度を測定する試験では、注入材で改良された砂の繰返し载荷に対する抵抗性や靱性を評価できない。

以上のことから本章では、4章において浸透注入材として使用した $CH/Si=4/6$ の配合の注入材で改良した改良砂の液状化強度を確認するために非排水繰返し三軸圧縮試験を行った。さらに、累積損失エネルギーの観点から改良体の靱性および再圧密沈下特性を評価した。

5-2. 繰返し非排水三軸圧縮試験

5-2-1. 試験概要

本試験に用いた三軸試験装置は図 5-1 に示す通りであり、図はサーボバルブ制御装置によって载荷機構を制御する電気-空圧制御式三軸試験装置のシステムの概要を示している。試験に使用した荷重計、間隙水圧計、セル水圧計、変位計はそれぞれ、誠試工製 KLP-2K、新興通信工業製 PR-10、共和電業製 PGMC-A-500KP、共和電業製 DLT-20AS である。さらに、これらのセンサから得られた信号を誠試工製ストレインセンサ増幅器 KA-610 で増幅するとともに、共和電業製 PDC-320A でデータを計測する。また、荷重計からの増幅信号をフィードバック信号として、サーボバルブ制御装置に送信し、空圧サーボを制御する。なお、本試験装置のサーボバルブ制御装置は誠試工製 KO-240B であり、発信周波数を 0.01Hz から 100Hz の間で変化させることができ、発信波形は sin 波、発信電圧は 0-10Vp-p(± 5 Vp-p)である。

試験条件を表 5-1 に示す。試料には図 4-1 に示す硅砂 6 号を使用した。未改良砂を扱った Case5-a は、二つ割りモールド内にメンブレンを設置し、空中落下法で相対密度 D_r が 60% となるように作製した。一方、Case5-b, c は Si と CH で改良した改良体を用いたケースである。供試体作製には、

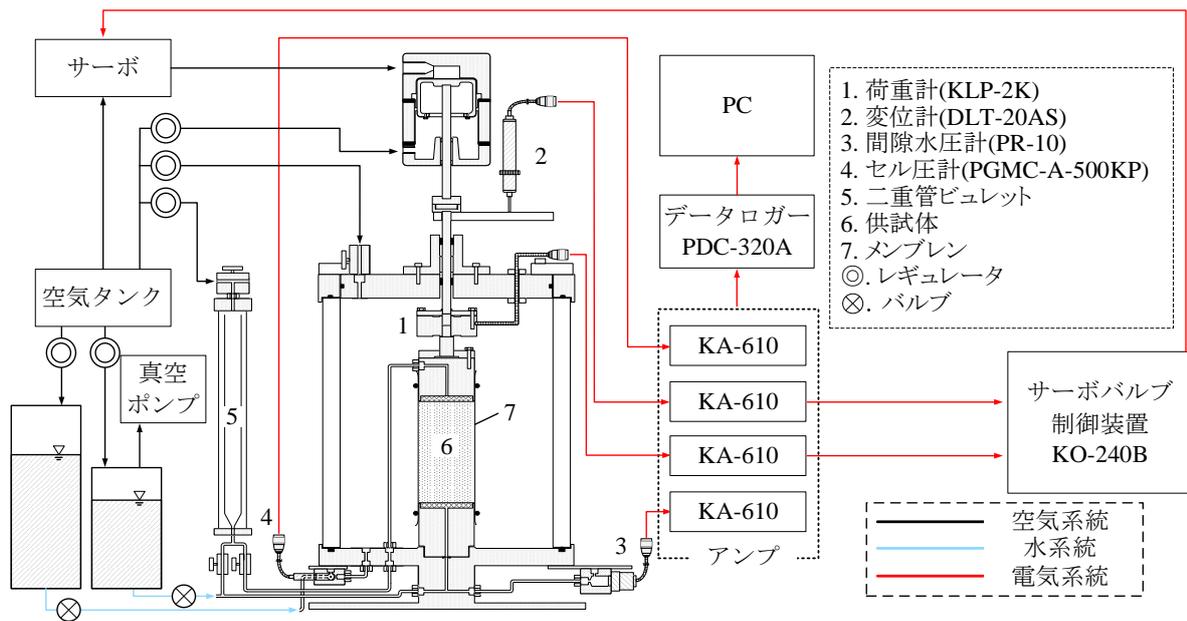


図 5-1 三軸試験装置

表 5-1 試験条件

Case	試験番号	注入材		B 値	B.P. (kPa)	σ'_0 (kPa)	応力比 $P/2A_c\sigma'_0$
		CH/Si	P/W				
Case5-a (未改良)	a-1	-	-	0.95	100	100	0.151
	a-2	-	-	0.99	100	100	0.154
	a-3	-	-	0.96	100	100	0.162
	a-4	-	-	0.96	100	100	0.171
	a-5	-	-	0.95	100	100	0.177
Case5-b (改良)	b-1	4/6	0.07	0.92	100	100	0.201
	b-2	4/6	0.07	0.94	100	100	0.268
	b-3	4/6	0.07	0.92	100	100	0.328
	b-4	4/6	0.07	0.94	100	100	0.379
	b-5	4/6	0.07	0.92	100	100	0.395
Case5-c (改良)	c-1	4/6	0.10	0.93	100	100	0.409
	c-2	4/6	0.10	0.93	100	100	0.497
	c-3	4/6	0.10	0.94	100	100	0.596
	c-4	4/6	0.10	0.94	100	100	0.696
	c-5	4/6	0.10	0.92	100	100	0.794

図 4-11 に示すアクリルモールドを使用した。まず、空中落下法でモールド内に試料を詰め、CO₂ および脱気水を使用して飽和した後に、注入材を浸透注入させた。

液状化試験用の改良体は、CH/Si=4/6 の注入材を浸透注入させることで作製した。さらに、4章における P/W を変化させた改良体の一軸圧縮試験の結果では、注入材濃度の低下によって一軸圧縮強度が著しく低下することが示されている。従って、P/W が液状化強度や再圧密沈下特性に与える影響も確認する必要があり、本試験においては P/W=0.07(Case5-b)および 0.10(Case5-c)の2種類の注入材を使用した。また、3章および4章の結論から微粒子系注入材の浸透注入では、高い

P/W や低い注入速度では、供試体下部の目詰まりが顕著になり、改良体内部の微粒子の濃度分布が不均一になることが分かっている。従って、4-5節の結果に示したように注入圧力を100kPaとして、目詰まりの影響が顕著にならないように配慮した。なお、4章の図4-10に示した通り、注入材の d_{85} と硅砂6号の均等係数および間隙指標から浸透可能であることを確認している。供試体作製後、空調を25°Cに設定した室内で7日間養生した。所定期間養生後、直径 R が5cm、高さ H が10cmとなるように供試体を整形し、図5-1に示す三軸試験装置に設置した。それぞれの供試体作製後、CO₂を透気、脱気水を200ml以上通水して飽和し、間隙水圧係数 B 値を確認した。表5-1には各供試体の B 値も示しており、未改良砂については B 値が0.95以上となった供試体のみを用いた。一方、注入材で改良した砂においては、0.95以上まで B 値を上昇させることができなかった。これは、微粒子によって微細な気泡が注入材中に連行されるためと推測されるが、完全に固結した改良体において、このような気泡を取り除くことは困難である。そのため、不飽和改良体から得られた液状化強度は割り引いて評価される必要がある。ただし、不飽和砂の液状化強度に関する研究^りでは、 B 値が0.95から0.6に低下した場合でも、その強度は概ね10%増加する程度であることから、割引率はそれほど高くなく、本実験の B 値の範囲では結論に影響を及ぼさないと判断した。

B 値を確認後、所定の有効拘束圧 σ'_0 で、排水がほとんど発生しなくなるまで圧密した。この際、未改良砂および改良砂においても、15分間の圧密で排水はほぼ0となったが、さらに15分間圧密してから、所定の応力比で試験を開始した。なお、試験時の載荷周波数は、供試体端部での局所的な水圧の上昇を避けるために0.01Hz²)とし、軸ひずみが5%を越えた後も繰返し載荷を続けた。繰返し載荷終了後の供試体の体積変化を計測することで液状化後の体積ひずみを算定した。

5-2-2. 試験結果

a). 繰返し試験結果

それぞれのケースの軸ひずみの時刻歴、有効応力経路、過剰間隙水圧比の時刻歴、軸差応力と軸ひずみの関係を図5-2、図5-3、図5-4、図5-5に示す。

図5-2は軸ひずみの時刻歴である。未改良砂であるa-1～a-5においては、いずれの応力比においても、時刻歴のある時点でひずみが急激に増加する液状化の挙動を示している。一方で、改良体に対する試験結果であるb-1～b-5、c-1～c-5については、繰返し回数を経るごとに軸ひずみが徐々に増加する傾向にある。これは、液状化した砂の特徴とは異なり、粘性土や溶液型注入材により改良された砂の繰返し載荷時の挙動に類似している。ただし、改良砂において最も応力比が小さいb-1では、繰返し回数が200回を過ぎた付近で、軸ひずみが徐々に増加する傾向にある。これは、濃度の低い注入材においては、供試体間隙中に間隙水が存在するため未改良砂と同様の挙動を示したと推察される。しかしながら、土骨格を固結した注入材が補強しているため、軸ひずみが増加し始めてから5%を超えるまでの繰返し載荷回数は、未改良砂の試験結果よりも多いことが確認できる。

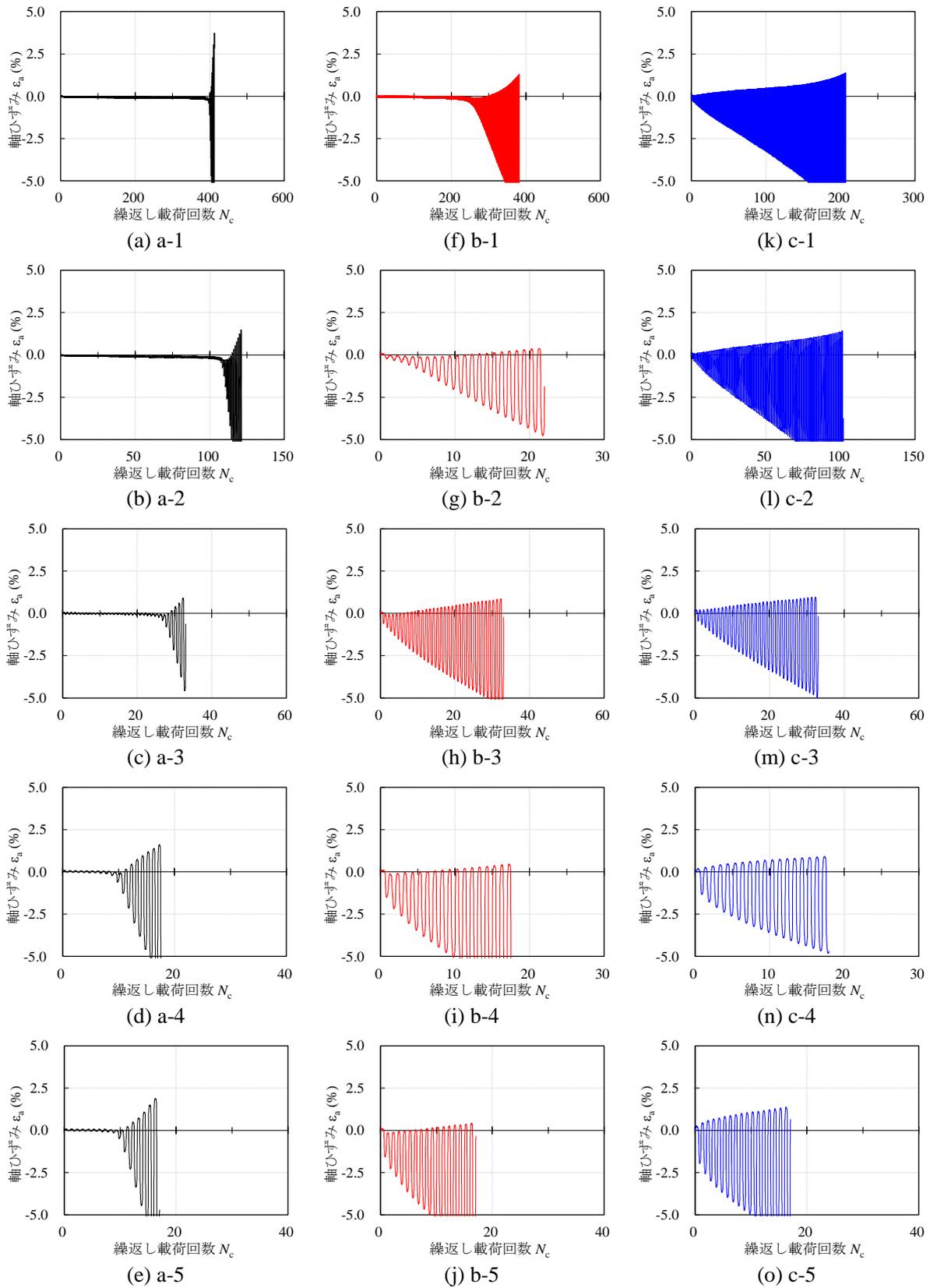


図 5-2 軸ひずみの時刻歴

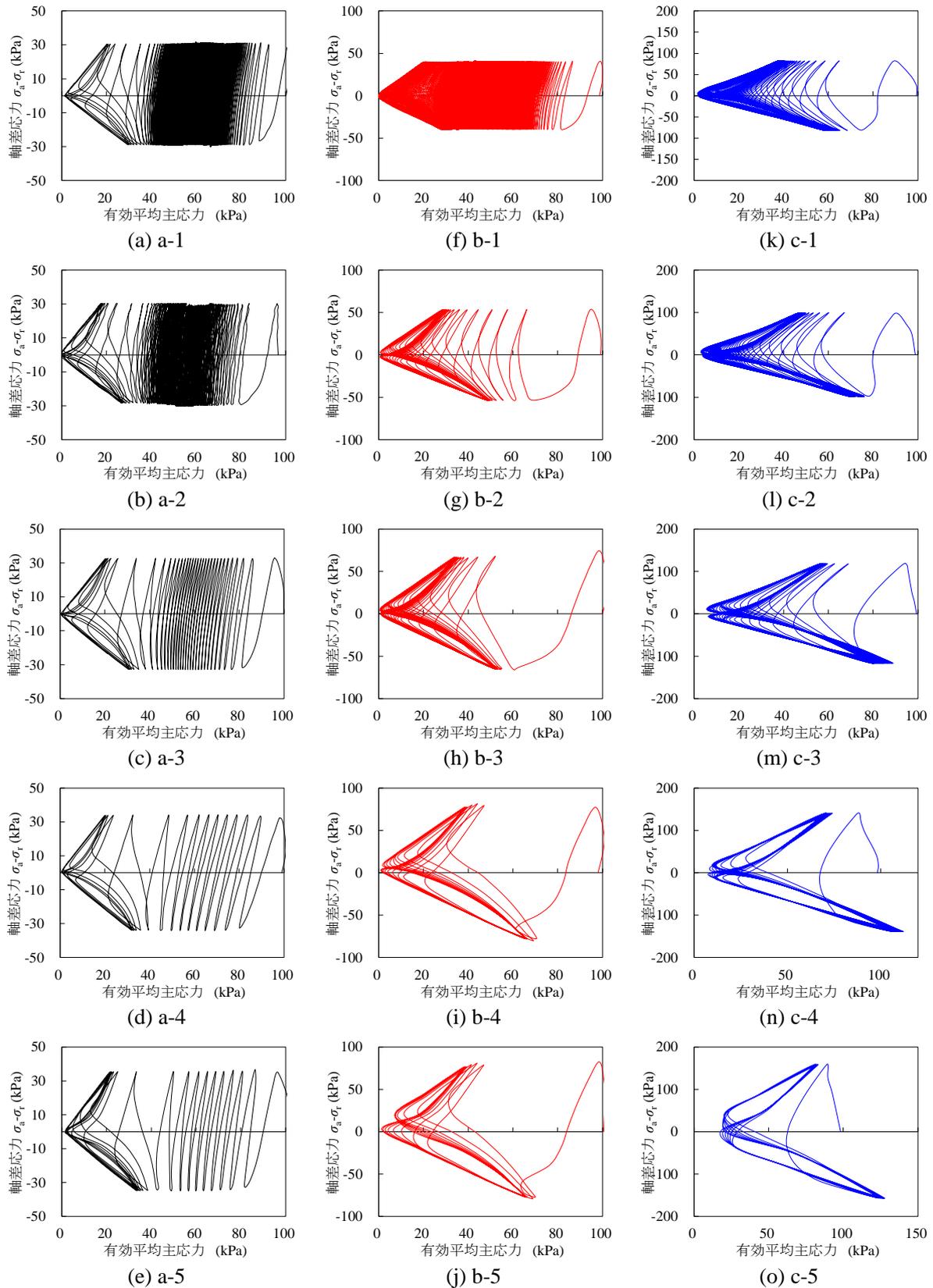


図 5-3 有効応力経路

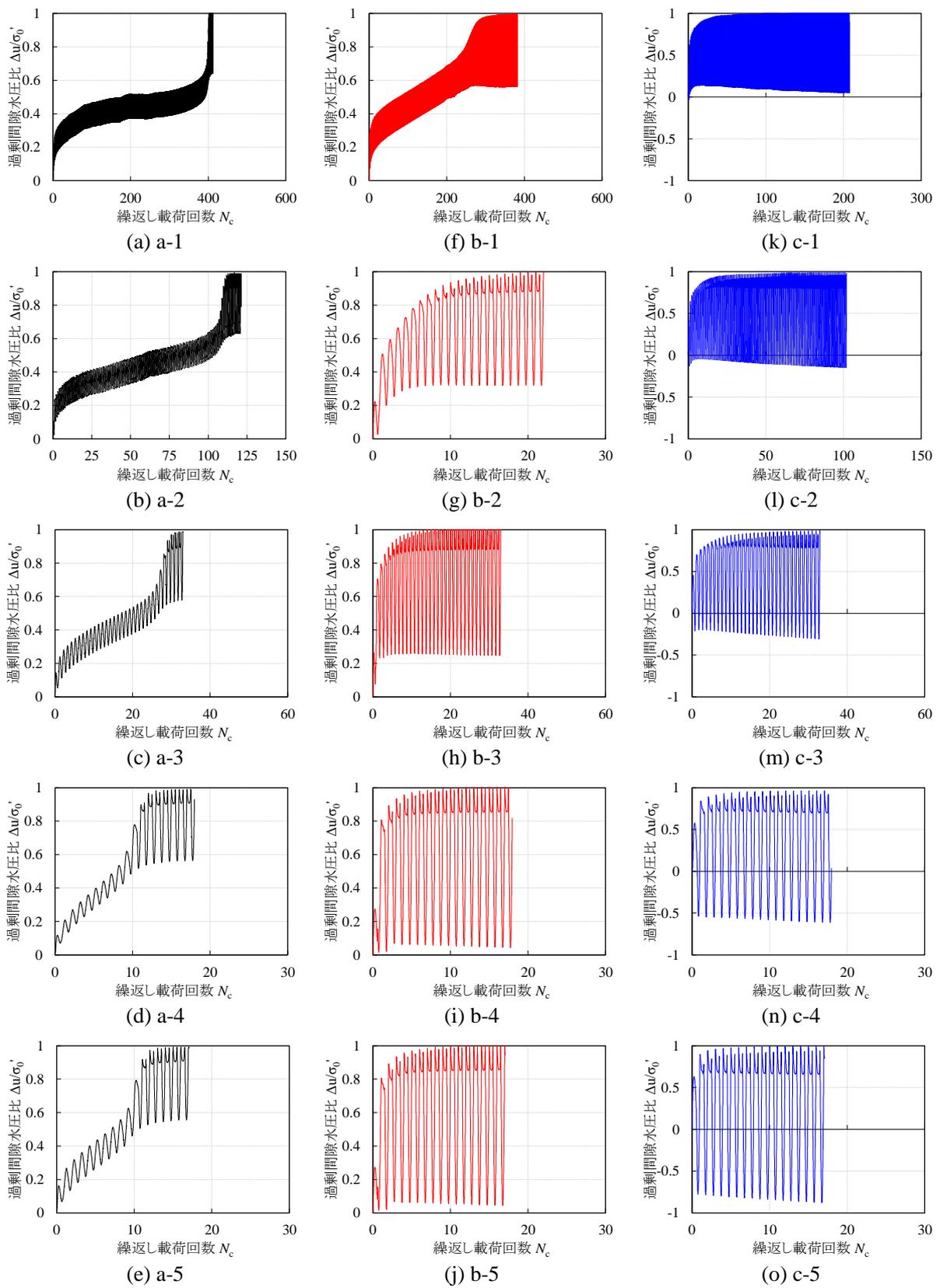


図 5-4 過剰間隙水圧の時刻歴

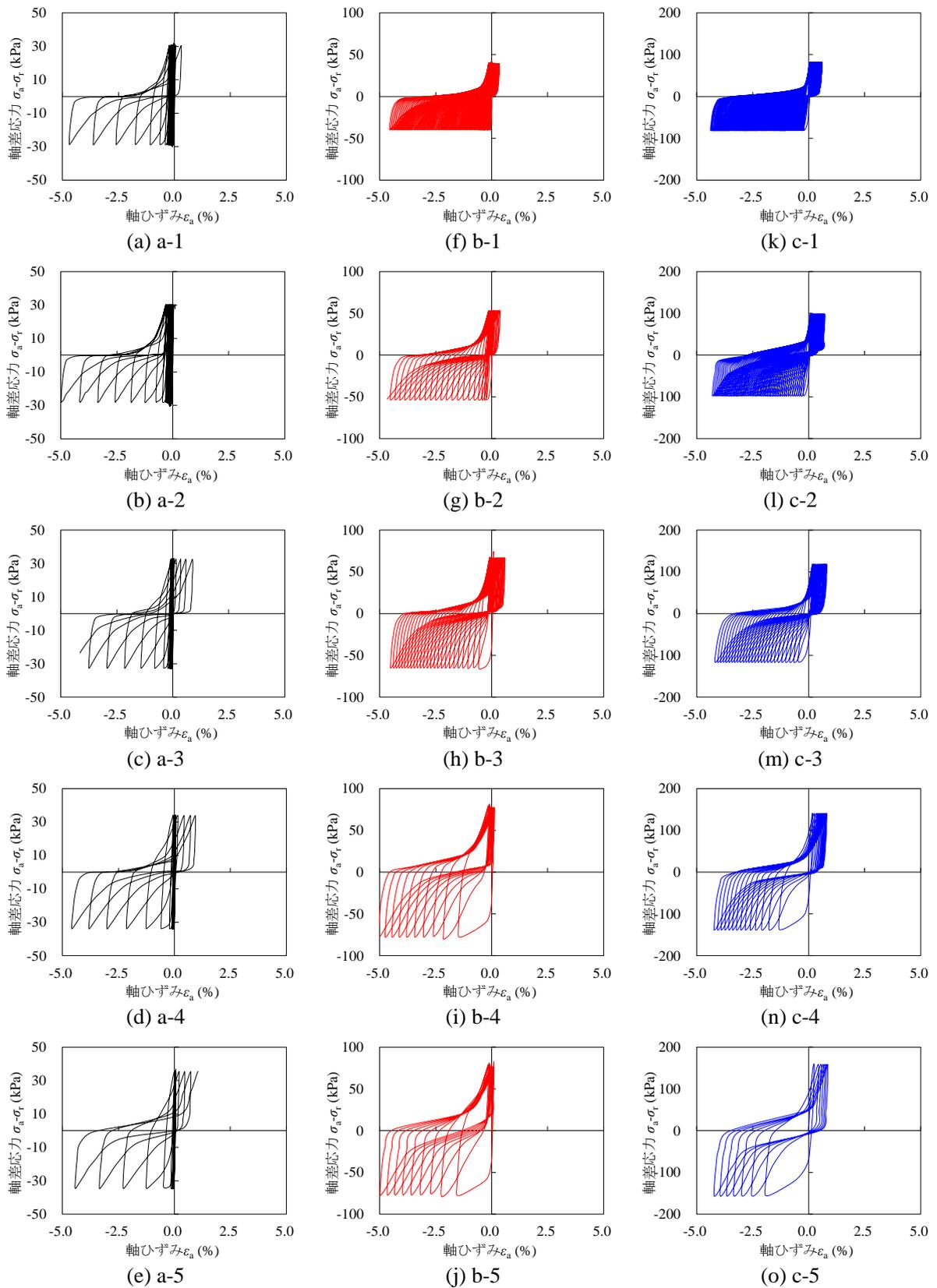


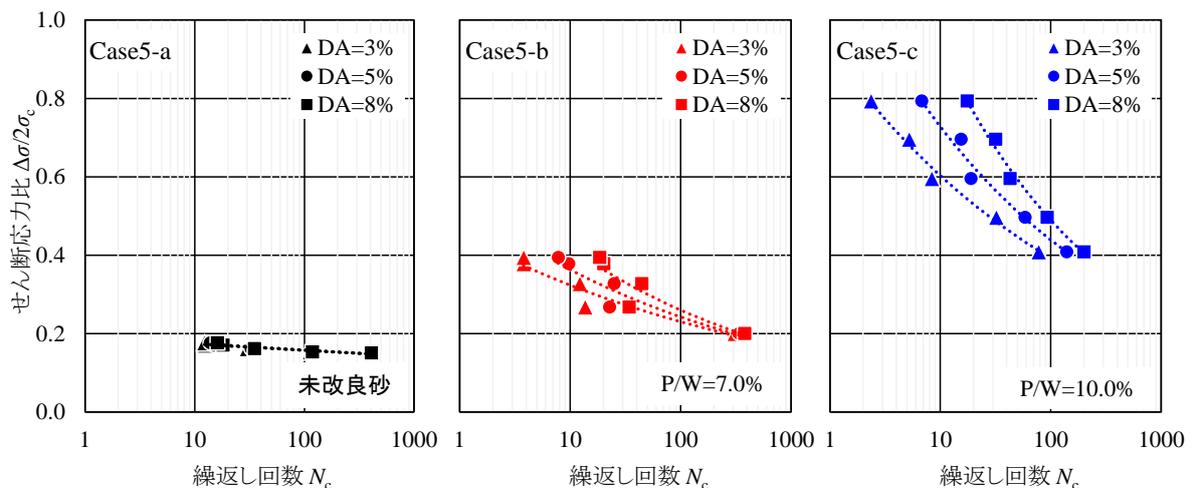
図 5-5 軸差応力と軸ひずみの関係

図5-3は有効応力経路を示している。a-1～a-5の有効応力経路から、未改良砂では平均有効応力が徐々に低下し、0に達することが分かる。この傾向はb-1～b-5においても同様であるが、これは、注入材の濃度が低く、供試体内部に多くの間隙水を有するためと考えられる。それに対して、 $P/W=0.10$ の注入材を注入したc-1～c-5では、固結砂の有効応力経路は载荷初期から平均有効応力が低下するものの、繰返し载荷を数回経る間にほぼ一定の値に収束する。特に、 $P/W=0.10$ の注入材で改良したc-3～c-5の結果では、平均有効応力の最小値が0よりも大きい。この結果からも、 Si_f とCHを混合した注入材によって改良した砂の挙動は、溶液型注入材で改良された砂に対する繰返し非排水せん断時に得られる結果と同様である。

次に、図5-4に過剰間隙水圧の時刻歴を示す。図5-2、図5-4におけるa-1～a-5の結果から未改良砂においては、いずれのケースにおいても過剰間隙水圧比が0.7を超える繰返し载荷回数で、軸ひずみが急増することが分かる。その一方で、改良砂の試験結果である、b-1～b-5、c-1～c-5については、载荷初期から過剰間隙水圧が上昇している。しかしながら、図5-2のb-1～b-5、c-1～c-5を参照すると、改良砂の試験結果では軸ひずみの急激な増加が発生していないことから、改良砂が非排水条件で繰返し载荷を受けた際の挙動は、液状化とは異なることが確認できる。さらに、図5-5は軸ひずみが5%に達するまでの軸差応力と軸ひずみの関係を示している。図から、未改良砂では、液状化の発生によってひずみが急激に増加するとともに剛性が失われる。一方で、改良砂では、繰返し载荷の過程で徐々にひずみが増加するとともに剛性の低下が緩やかである。

b). 液状化強度曲線

次に、図5-6(a)～(c)に両振幅ひずみが3%、5%、8%に至った際の繰返し回数と応力比の関係を示す。未改良砂の結果である図5-6(a)から、3%、5%、8%の液状化強度曲線はほぼ合致している。また、繰返し载荷回数が小さい範囲での液状化強度曲線の立ち上がりが顕著ではなく、緩い砂の挙動を示していることがわかる。その一方で、図5-6(b)、(c)においては、それぞれの両振幅ひずみを基準として得られた液状化強度曲線が離れている。特に、 $P/W=0.10$ の結果においては、繰返し载荷回数が小さい範囲では液状化強度曲線の立ち上がりが顕著である。このような挙動は、繰返し



(a) Case5-a(未改良砂)の結果 (b) Case5-b($P/W=0.07$)の結果 (c) Case5-c($P/W=0.10$)の結果

図5-6 各ケースの液状化強度曲線

し载荷に伴う軸ひずみの進展が緩やかになったことを示しており、密な砂の液状化強度曲線と一致している。

次に、図5-7に基準両振幅ひずみと繰返し载荷回数の関係を示している。未改良砂の結果であるCase5-aの繰返し強度 R_{L20} は0.170前後であるが、Case5-bにおいて各両振幅ひずみの結果では、乾燥砂と比較して、それぞれ約1.7倍、約1.9倍、約2.1倍である。さらに、Case5-cについては、約3.1倍、約3.7倍、約4.5倍の液状化強度が得られている。さらに、基準両振幅ひずみが増加するほど、それぞれのケースの繰返し強度の差が大きくなる。以上の結果から、改良砂のB値を考慮しても液状化対策効果は十分であり、P/Wが高くなるほど改良体の粘り強くなる。

c). 改良体の靱性評価

図5-8に、繰返し载荷回数と各繰返し回数における両振幅ひずみの関係を示す。なお、図中には、繰返し载荷初期のひずみの増加傾向が同程度のケースをプロットしている。未改良砂の試験結果であるCase5-aの両振幅ひずみは、繰返し载荷回数が10回未満ではほとんど増加しないが、10回を超えると両振幅ひずみが急激に増加し破壊に至ることから、靱性に乏しいことが分かる。一方で、改良したケースであるCase5-b, cでは、設定した応力比が大きいため、初期から両振幅ひずみが発生するものの、繰返し载荷に伴う両振幅ひずみは徐々に増加し、急激なひずみの増大はない。このことから、 Si_f とCHの注入材で改良したことにより、改良体の靱性が高まったことが分かる。

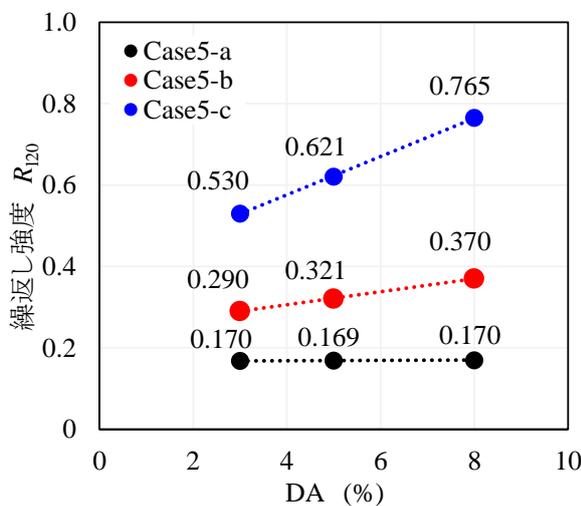


図5-7 基準両振幅ひずみと繰返し回数

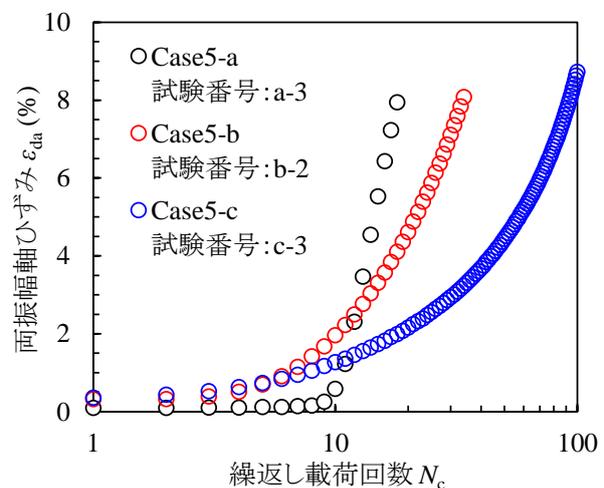


図5-8 繰返し载荷回数と両振幅軸ひずみの関係

d). 液状化後の体積ひずみの評価

液状化後の体積ひずみを評価するために、Ishihara and Yoshimine³⁾による最大せん断ひずみ γ_{\max} と液状化後の体積ひずみ ε_v の関係でまとめた。ここで、繰返し試験中に発生した最大せん断ひずみ γ_{\max} は、軸ひずみ ε_{DA} の絶対値の最大値により求めた。最大せん断ひずみ γ_{\max} を求める式を式(5-1)に示す。

$$\gamma_{\max} = \frac{1.5|\varepsilon_{DA}|}{2} \quad (5-1)$$

最大せん断ひずみ γ_{\max} と体積ひずみ ε_v の関係を図 5-9 に示す。図中の実線は、Ishihara and Yoshimine によってまとめられた、各相対密度における砂の供試体が液状化後に呈する体積ひずみ ε_v と与えられた最大せん断ひずみ γ_{\max} との関係である。図から、Case5-a の結果では、最大せん断ひずみ γ_{\max} の増加に伴い体積ひずみ ε_v が増加していることに加え、Ishihara and Yoshimine によって示されている $D_r = 60\%$ の線上に体積ひずみ ε_v の値が、大凡プロットされる。一方で、注入材で改良した Case5-b, c では、最大せん断ひずみ γ_{\max} に対する体積ひずみ ε_v が P/W に伴って小さくなる傾向にある。しかしながら、繰返し載荷後の体積ひずみ ε_v は、それぞれの液状化強度と比較して大きな差はない。これは、SiI と CH を混合した注入材においては、P/W=0.10 程度では間隙に充填される微粒子が間隙体積の 10%程度となるためである。従って、補強された骨格構造が壊されるとともに、余剰水が排水されることで、未改良砂とほぼ同程度の体積ひずみ ε_v を呈したと思われる。従って、本改良材の改良効果を評価するためには、骨格構造の破壊に至るまでの挙動に着目すべきと考えられる。

ここで、体積ひずみ ε_v が繰返し履歴に依存することは、仙頭ら⁴⁾や海野・谷⁵⁾の研究において指摘されているまた、風間ら⁶⁾は繰返し履歴を考慮した指標として、正規化累積損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_0$ を提案した。さらに、応力制御の繰返し載荷試験を取り扱った既往の研究^{7,8)}において、履歴ループから算出された正規化累積損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_0$ と体積ひずみ ε_v が一意の関係で表せることを確認している。そこで、本研究においても、正規化累積損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_0$ と体積ひずみ ε_v の関係を調べた。ここで、正規化累積損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_0$ は、式(5-2)を用いて算出される⁹⁾。

$$\frac{\Delta W}{\sigma'_0} = \frac{1}{\sigma'_0} \int_0^t \tau(\gamma) \dot{\gamma}(t) dt \quad (5-2)$$

ここに、 $\dot{\gamma}(t)$ はせん断ひずみ速度であり、式(5-2)から正規化累積損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_0$ は履歴ループの面積の積分することで求められる。図 5-10 は、各ケースの履歴ループから求めた繰返し載荷終了までの正規化累積損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_0$ と体積ひずみ ε_v の関係を示している。未改良砂は正規化累積損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_0$ に対する体積ひずみ ε_v の値が大きいことから、少ないエネルギーで構造破壊を呈し、大きな体積ひずみ ε_v を生じさせることが分かる。一方で、改良砂の結果は未改良砂と比較して体積ひずみ ε_v に対する正規化累積損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_0$ が大きい。特に、P/W=0.10 の注入材においては、正規化累積損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_0$ に対して体積ひずみ ε_v の増加が緩やかである。このことから、改良砂は靱性の高い材料であることが分かる。ただし、図 5-10

では蓄積される正規化累積損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_0$ に従って体積ひずみ ε_v が単調に増加しているが、実際は土骨格の体積変化量は有限であると考えられる。そのため、エネルギーの蓄積に伴う体積ひずみ ε_v の増加傾向は、一定の値に収束すると考えられるが、応力制御で行った本試験においては、その傾向が見られなかった。これらの結果から、正規化累積損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_0$ によって、未改良砂および改良砂の体積ひずみ ε_v の発生量の違いや土骨格の靱性を評価することができた。

5-3. まとめ

本章では、Si₁とCHを混合した注入材を注入した改良砂に対して繰り返し非排水三軸圧縮試験を行い、注入材の有する液状化強度、靱性を評価した。

繰り返し非排水三軸圧縮試験から得られた有効応力経路から、 $P/W = 0.10$ の改良砂では有効応力が一定の値に収束した。また、軸ひずみの時刻歴は、繰り返し载荷に伴って徐々に軸ひずみが増加した。このような傾向は、溶液型注入材の繰り返し挙動と類似している。さらに、 $P/W = 0.10$ の注入材で改良した供試体の液状化強度は、未改良砂の3.7倍であり、十分に高い液状化強度が得られた。Si₁とCHを混合した注入材で改良した砂の靱性を、正規化累積損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_0$ を用いて評価した。未改良砂は少ないエネルギーで構造破壊を呈すが、改良砂の結果は正規化累積損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_0$ が大きくなった。特に、 $P/W=0.10$ の注入材においては、正規化累積損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_0$ に対して体積ひずみ ε_v の増加が緩やかであり、靱性の高い材料であることが分かった。

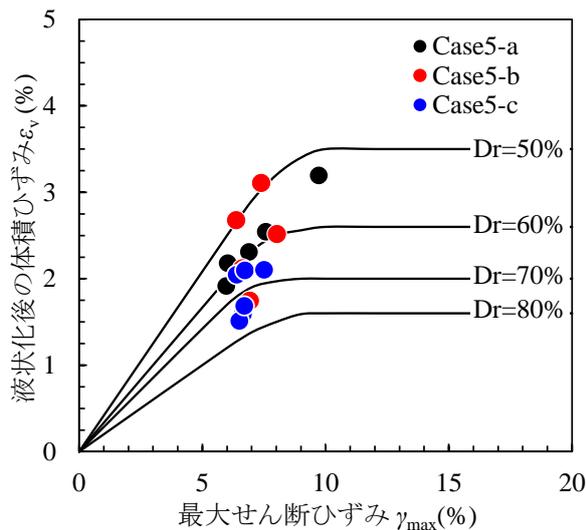


図 5-9 γ_{max} と ε_v の関係

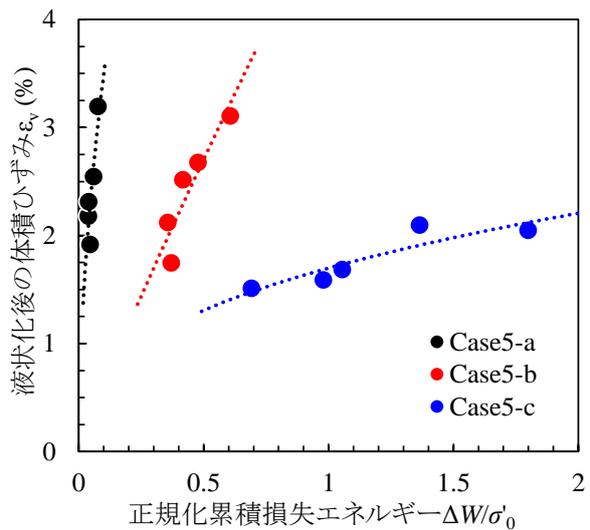


図 5-10 ε_v と $\Delta W/\sigma'_0$ の関係

参考文献

- 1) Tsukamoto, Y., Ishihara, K., Nakazawa, H., Kamada, K. and Huang, Y.: Resistance of partly saturated sand to liquefaction with reference to longitudinal and shear wave velocities, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 6, pp 93-104, 2002.
- 2) 薬液注入工法の設計・施工法および試験法に関する研究委員会：薬液注入工法の設計・施工法および試験法に関する研究委員会活動報告書，地盤工学会関東支部，pp. 5-13, 2015.
- 3) Ishihara, K. and Yoshimine, M.: Evaluation of settlement in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 1 pp. 173-188, 1992.
- 4) 仙頭紀明，風間基樹，渦岡良介：非排水繰返しせん断履歴後の再圧密実験と体積収縮特性のモデル化，*土木学会論文集*，No. 764/III-67, pp. 307-317, 2004.
- 5) 海野寿康，谷茂：繰返しせん断ひずみ履歴に基づく液状化後の体積収縮量の評価に対する試験制御や試験条件の影響，*土木学会論文集 C*，Vol. 64, No. 4, pp. 776-781, 2008.
- 6) 風間基樹，増田昌昭，山口晶，柳澤栄司：神戸ポートアイランドまさ土層の液状化強度の推定，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp. 465-468, 1997.
- 7) 西澤元良，保坂吉則，大川秀雄：累積損失エネルギーによる液状化後の体積ひずみ評価，第62回土木学会年次講演会，III-312, pp. 623-624, 2007.
- 8) 下村修一，安達俊夫，朝枝亮太，酒匂教明：地盤の液状化による地表面沈下量の推定 エネルギーの釣合に基づく地盤の地震時挙動の評価に関する研究 その3，*日本建築学会構造系論文集*，Vol. 77, No. 680, pp. 1545-1552, 2012.
- 9) 風間基樹，鈴木崇弘，柳澤栄司：地盤に入力された累積損失エネルギーの評価法と液状化予測への適用，*土木学会論文集*，No. 631/III-48, pp. 161-177, 1999.

第6章 改良地盤の遠心場振動台実験

6-1. 概説

本章では、 Si_1 と CH を混合した非セメント系注入材の改良効果を確認するために遠心場振動台実験を行なった。

改良地盤の強度や改良範囲の決定、改良地盤の挙動を予測するために、遠心載荷装置を用いた様々な検討が行なわれてきた。例えば、今村ら¹⁾は液状化被害を抑制するために必要なタンク直下の地盤の改良範囲について、遠心場振動台実験によって、パラメトリックな考察を行なっている。また、Gallagher ら²⁾は地下水による希薄な溶液型注入材で改良された地盤の加速度応答や沈下特性について遠心場振動台実験により検討している。これらの固結工法以外にも、Ye et al.³⁾はソイルセメント杭とバーチカルドレーンを組み合わせた改良工法の改良効果を検討するために遠心載荷装置を用いた検討を行い、杭状ソイルセメントの寸法による改良効果の違いを検証している。さらに、Binh et al.⁴⁾は遠心載荷装置を用いた杭式の深層混合改良地盤の破壊メカニズムの実験的検討およびその逆解析を行なっている。以上のような研究は、改良パターンに伴う改良効果および破壊形態を実スケールよりも小さな模型地盤を用いて検討したものであり、実験条件を理想化することによって結果の解釈を単純化している。これによって、実験条件が与える影響のパラメトリックな考察が可能となり、合理的な設計の一助となる。特に、本研究において検討する地盤注入工法では、改良後地盤の工学的性質を確認することが重要である⁵⁾。

そこで本章では、まず遠心加速度 50G 場において、小規模構造物を想定した模型を設置した未改良地盤と Si_1 と CH で改良した改良地盤に対して振動台実験を行う。さらに、この実験から得た加速度、過剰間隙水圧、沈下量などのデータから、改良材による改良によって小規模構造物が受ける沈下や加速度応答の変化を確認する。

6-2. 遠心場振動台実験の概要

6-2-1. 遠心載荷装置の概要

遠心載荷実験には、写真 6-1、図 6-1 に示す労働安全衛生総合研究所(以下では JNIOOSH と呼称する)の遠心模型実験装置(Mark II Centrifuge)を使用した。Mark II Centrifuge は、静的実験と動的実験それぞれでプラットフォームを専用化した非対称ビーム型の遠心載荷装置である。特に動的側のプラットフォームは着座用のバックプレートを有しており、加振時におけるプラットフォームの共振現象⁶⁾やピッチング⁷⁾を抑制することができる。遠心載荷装置の中心軸からプラットフォー

ム底盤までの距離は静的側で 2.38m, 動的側で 2.20m であり, 静的側, 動的側の最大遠心加速度は, それぞれ 100 G, 50 G である. また, 遠心場における油圧, 水圧および空圧を供給するために, 中心軸付近にロータリージョイントを設置されている. さらに, 動力および制御のための電気供給はスリッピングを介して行なう. 以上のような遠心载荷装置の主要な諸元を表 6-1 にまとめる. なお, 計測データの通信は, 遠心制御室と遠心模型実験装置間の無線 LAN による伝送によって行なわれる. 遠心模型実験装置中心軸付近に搭載された耐 G 用計測アンプから A/D コンバーター, GP-IB を介して無線 LAN によって外部にデータを取り出すことができる.

6-2-2. 実験装置, センサーの概要

a). せん断土槽

本実験では, 土槽境界における反射波の影響を少なくするために積層型のせん断土槽を用いた. せん断土槽の詳細を写真 6-2, 表 6-2 に示す. なお, 表 6-2 には 1G 場, 実大換算したせん断土槽の内寸も示してある. 17 層ある積層枠はアルミ製であり, アルミ枠の下のボールベアリングを介することによって, アルミ枠同士の摩擦を低減する. また, 加振時におけるせん断土槽の変位を測定するために, アルミ枠側面に変位計設置用の治具を取り付けた. さらに, せん断土槽底部には, 地盤を飽和するために 4 箇所 of 注入バルブを設けている.

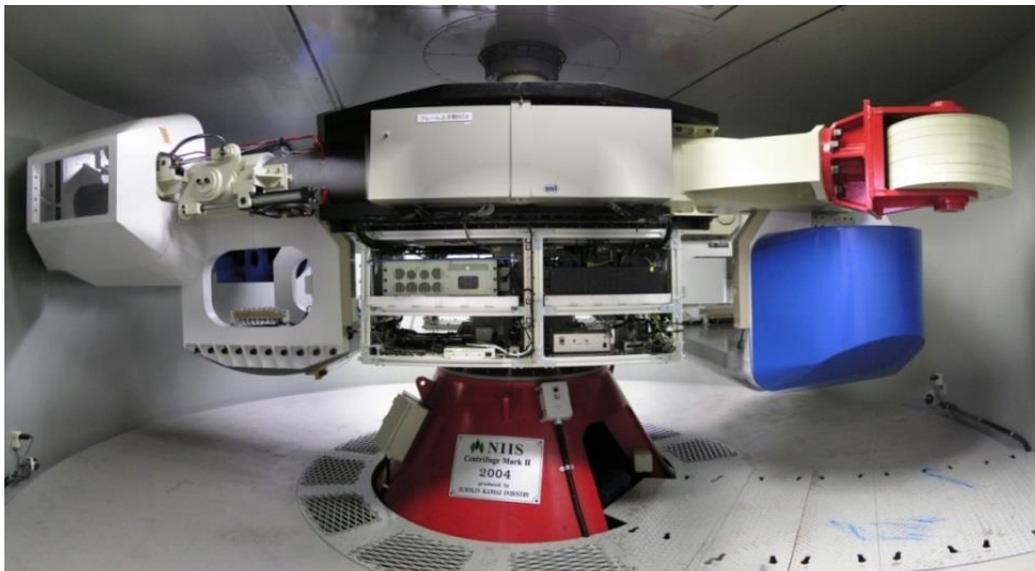


写真 6-1 Mark II Centrifuge 全景

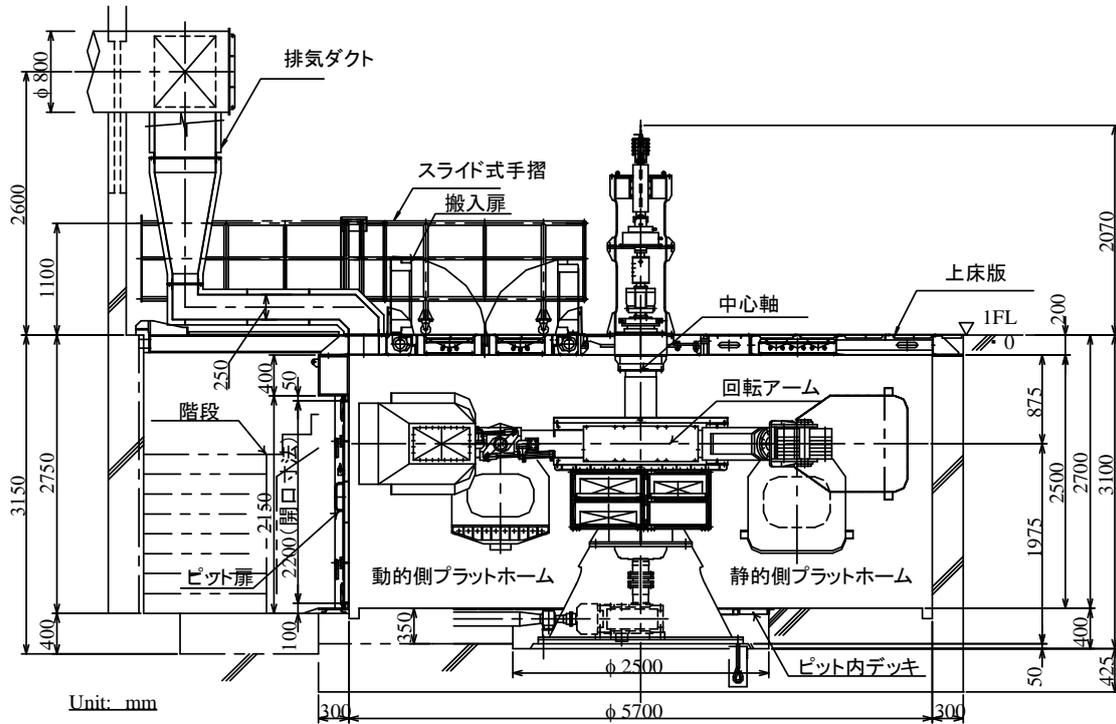


図 6-1 Mark II Centrifuge

表 6-1 Mark II Centrifuge の主要諸元

回転半径	動的側	2.20 m	
	静的側	2.38 m	
最大加速度	動的側	50 G	
	静的側	100 G	
搭載質量	動的側	1000 kg	
	静的側	500kg	
載荷容量	動的側	50 G・ton	
	静的側	50 G・ton	
ロータリージョイント	油圧	圧力	21.0 MPa
		ポート	2 ポート
	空圧	圧力	0.7 MPa
		ポート	1 ポート
	水圧	圧力	0.5 MPa
		ポート	2 ポート
スリップリング	動力用	2 極	
	制御用	44 極	

b). 振動台

本実験では、飽和した模型地盤に地震を模擬した振動を加えることで液状化させ、その挙動を観測した。模型の加振には、写真 6-3 に示す振動台を用い、動的側プラットフォーム上に設置して使用した。本実験において使用した振動台の諸元を表 6-3 に示す。加振は電磁弁で制御される油圧シリンダーを介して行なう。油圧式加振装置は小規模な加振装置でも大きな加振力を得られるとともに、加振振動数を制御しやすい。また、写真 6-3 に示す加振装置は、ロータリージョイントを介して油圧を供給することにすることによって、アキュムレータを必要とせずセンサーや実験装置の設置スペースを確保することができる。

c). 加速度計

振動台の加振加速度や地盤内や構造物の加速度応答を計測するために、本実験では加速度計を使用した。加速度の測定には、写真 6-4、写真 6-5 に示す ASHT-A-100(共和電業製)および A6H-100(SSK 製)を使用した。また、それぞれの加速度計の性能を表 6-4、表 6-5 に示す。写真 6-4 に示す ASHT-A-100 は 3 軸加速度計であり、加速度計内部のひずみゲージによって加速度に比例した変位量をひずみ量として検出する。このような加速度計を振動台上に固定することで、遠心装置のプラットフォーム垂直方向と振動台の振動により発生する加速度を直接測定した。

また、地盤の加速度は A6H-100 により計測した。A6H-100 は、一軸方向のみの加速度を測定可能であり、加速度計内部の半導体ひずみゲージによって加速度を検出する。さらに、この加速度計は、軽量であることに加え耐衝撃性を有しており、動的現象にも追従可能である。

d). 間隙水圧計

地盤の間隙水圧の挙動を確認するために、本実験では間隙水圧計を地盤内に設置した。使用した間隙水圧計は、写真 6-6(a), (b)の P303AV(SSK 製), P306AV(SSK 製)であり、それぞれの性能を表 6-6、表 6-7 に示す。間隙水圧計の定格容量は 2kgf/cm^2 , 5kgf/cm^2 であり、浅層には定格容量 2kgf/cm^2 、深層部には 5kgf/cm^2 の間隙水圧計を使用した。本実験で使用した間隙水圧計は、軽量かつ小型であることに加え、応答周波数が高いことから動的問題の計測にも用いることができる。ただし、液中で使用する場合、発生した水圧を正確に計測するためには、センサヘッド内部を間隙流体で満たし、気泡を取り除く必要がある。

e). 変位計

加振時のせん断土槽の変位や構造物、地表面の沈下量を計測するために、変位計を使用した。使用した変位計を写真 6-7(a), (b)に示す MLT-38000202(Honeywell 製), MLT-38000204(Honeywell 製)であり、それぞれの性能を表 6-8、表 6-9 に示す。MLT-38000202 および MLT-38000204 は小型の直線変位計であり、高周波数の振動にも対応可能である。

表 6-2 せん断土槽の内寸法

高さ H (1G / 50G)	270mm / 13.5 m
奥行 D (1G / 50G)	150mm / 7.5 m
幅 W (1G / 50G)	420mm / 24 m
段数	17

表 6-3 振動台の性能

駆動システム	油圧サーボ アクチュエーター
最大周波数	200 kHz
最大速度	±70 cm/s
最大変位	±3 mm
最大加速度	11G
最大出力	210 kg/cm ²
質量	277 kg
加振方向	プラットフォーム 可動方向(天地方向)



写真 6-2 せん断土槽



写真 6-3 振動台

表 6-4 三軸加速度計(ASHT-A-100)の性能

定格容量	±100 G
定格出力(RO)	0.5 mV/V
ヒステリシス	±1%RO 以内
非直線性	±1%RO 以内
許容温度範囲	5 ~ 40 °C
応答周波数範囲	1.2kHz
質量(ケーブル無し)	45 g
外形寸法	16(H)×38(W)×30(D) mm

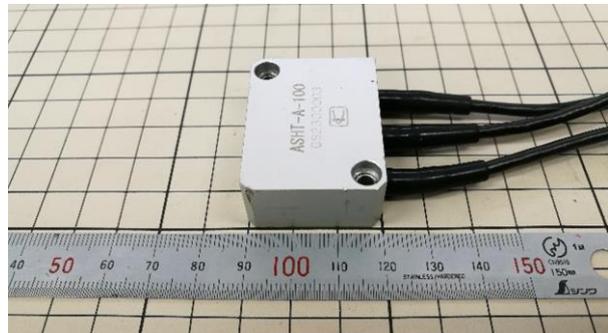


写真 6-4 三軸加速度計(ASHT-A-100)

表 6-5 一軸加速度計(A6H-100)の性能

定格容量	±100 G
定格出力(RO)	2.5 mV/V
ヒステリシス	±1%RO
非直線性	±1%RO
許容温度範囲	-15 ~ 75 °C
質量(ケーブル無し)	1.1 g
外形寸法	6(H)×6(W)×6(D) mm

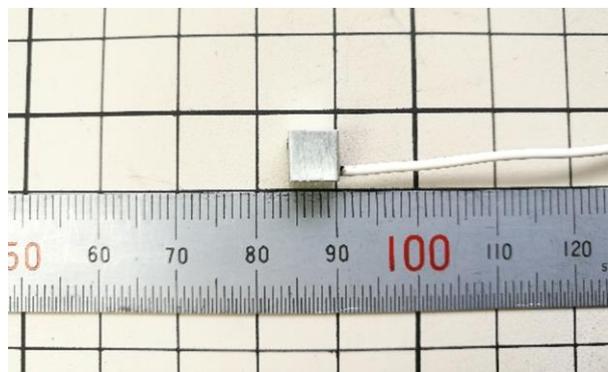
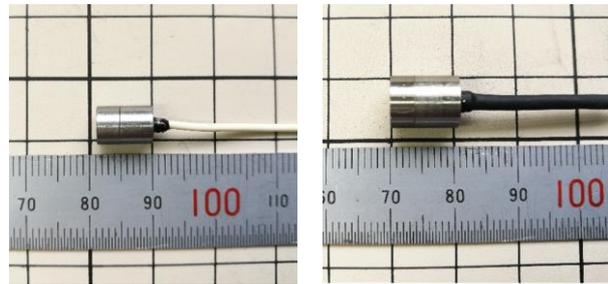


写真 6-5 一軸加速度計 (A6H-100)

表 6-6 間隙水圧計(P303AV)の性能

定格容量	5 kgf/cm ²
定格出力(RO)	5 mV/V
ヒステリシス	±1%RO
非直線性	±1%RO
許容温度範囲	-10 ~ 55 °C
外形寸法	6(φ)×8.5(W) mm



(a) P303AV

(b) P306AV

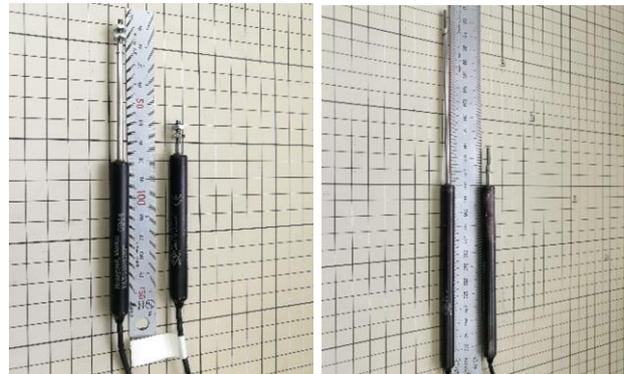
写真 6-6 間隙水圧計

表 6-7 間隙水圧計(P306AV)の性能

定格容量	2 kgf/cm ² / 5 kgf/cm ²
定格出力(RO)	5 mV/V
ヒステリシス	±1%RO
非直線性	±1%RO
許容温度範囲	-10 ~ 55 °C
外形寸法	8(φ)×10(W) mm

表 6-8 変位計(MLT-38000202)の性能

最大計測可能長さ	50.8 mm
機械長さ	52.07 mm
必要作動力	28.3 g
全抵抗	3000Ω / 25.4mm
直線性	0.5 %
許容温度範囲	-40 ~ 80 °C



(a) MLT-38000202

(b) MLT-38000204

写真 6-7 変位計

表 6-9 変位計(MLT-38000204)の性能

最大計測可能長さ	101.6 mm
機械長さ	102.87 mm
必要作動力	28.3 g
全抵抗	6000Ω / 25.4mm
直線性	1.0 %
許容温度範囲	-40 ~ 80 °C

表 6-10 HS カメラ(MEMRECAM Q1m)の性能

撮影素子	131 万画素 固体撮影素子
電子シャッター	1/100 ~ 1/16600 s
耐衝撃性能	150 G / half sine 10 ms
質量(本体のみ)	470 g
外径寸法	62(H)×62(W)×65(D) mm



写真 6-8 HS カメラ(MEMRECAM Q1m)

表 6-11 小規模構造物の寸法

高さ H (1G / 50G)	17 mm / 0.75 m
幅 W (1G / 50G)	125 mm / 6.25 m
奥行 D (1G / 50G)	70 mm / 3.50 m
質量	412 g
接地圧(1G / 50G)	0.48 kPa / 24 kPa

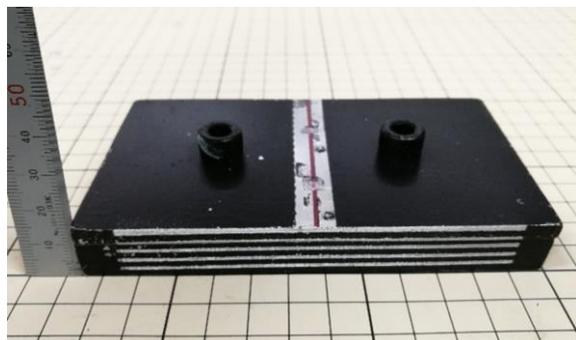


写真 6-9 構造物

f). ハイスピードカメラ(HS カメラ)

液状化の様子および液状化時の構造物の動きを観察するために、HS カメラ(nac イメージテクノロジー製)を使用した。使用した HS カメラの外観および性能を写真 6-8、表 6-10 に示す。耐衝撃性に優れていることから、衝撃や振動が加わる環境での使用に適している。また、小型かつ軽量であるため、小スペース、高い G 環境においても使用可能である。電子シャッターの間隔は 1/100 ~ 1/16600 の間で調節することが可能である。なお、本実験では振動台の加振開始の信号を映像撮影のトリガーとした。

g). 構造物

未改良、改良地盤が地震の応答を受けた際の構造物の挙動を確認するために、構造物を模擬した模型を設置した。設置した模型の外観と寸法を写真 6-9、表 6-11 に示す。なお、表 6-11 には 1G 場、50G 場におけるせん断土槽の寸法も示してある。なお、建築基準法においては、小規模構造物の基礎構造としてべた基礎を採用できる地盤の許容応力度には、20 kPa 以上が求められている¹⁰⁾。そのため、構造物の接地圧は遠心加速度 50G 場で 24kPa となるように調整した。

h). 地表面変位の計測システム

加振前による地表面変位をレーザー変位計により測定した。表面変位計測装置の全景を写真 6-10 に示す。計測装置には、地表面変位を測定するためのレーザー変位計(KEYENCE 製)を使用した。レーザー変位計は、写真 6-10 におけるアルミ枠上のレールに設置されており、地表面に対して平行に可動である。また、レーザー変位計の地盤平行方向の X、Y 座標を計測するためにワイヤ式変位計(共和電業製)を 2 つ設置した。使用したレーザー変位計、ワイヤ式変位計の性能および外観を表 6-12、表 6-13、写真 6-11、写真 6-12 に示す。

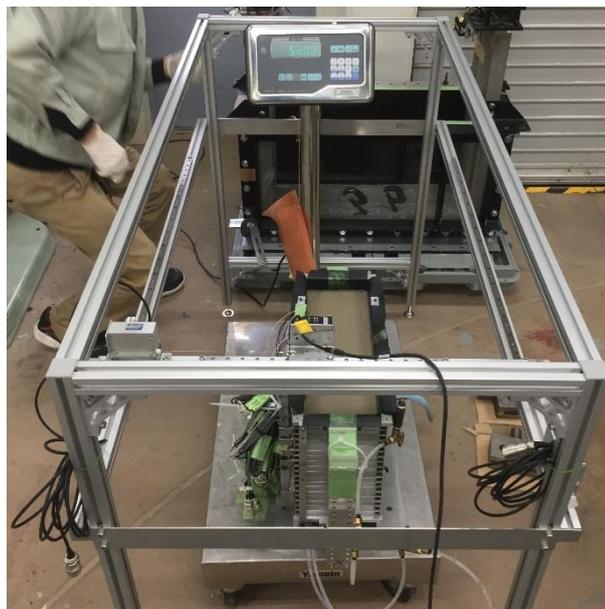


写真 6-10 表面変位計測装置

表 6-12 レーザー変位計(IL-600)の性能

測定距離	200~1000 mm
光源	赤色半導体レーザー
直線性	±0.25% of F.S. (200~600mm で使用) ±0.50% of F.S. (200~1000mm で使用)
温度特性	±0.08% of F.S./°C
許容温度範囲	-10 ~ 50 °C
外形寸法	50.7(H)×66(W)×27.2(D) mm



写真 6-11 レーザー式変位計 (DTPA-A-500)

表 6-13 ワイヤ式変位センサー(DTPA-A-500)の性能

定格容量	500mm
定格出力(RO)	2.5mV/V ±10%
ヒステリシス	±0.3%RO
非直線性	±0.3%RO
許容温度範囲	-10 ~ 80 °C
外形寸法	50(H)×75(W)×57(D) mm



写真 6-12 ワイヤ式変位計 (DTPA-A-500)

6-2-3. 実験概要

a). 相似則

土の強度や変形特性は応力レベルに強く依存する。一般的には、小型模型を用いた実験では、実大レベルの応力状態を再現することは困難である。遠心模型載荷実験は、小型模型に対して遠心加速度を作用させることによって、実大レベルの応力状態を再現する実験方法である¹¹⁾。既往の研究では、応力-ひずみ関係が模型と実物とで同一であるという仮定のもと、模型実験により得られた結果から実物の挙動を評価するための相似則が導かれている^{12), 13), 14)}。

縮尺 $1/N$ の模型を遠心加速度 NG におくと、実大と模型との長さ l 、面積 A 、体積 V の比は以下の式(6-1)、式(6-2)、式(6-3)で表される。

$$l_m = \frac{l_p}{N} \quad (6-1)$$

$$A_m = \frac{A_p}{N^2} \quad (6-2)$$

$$V_m = \frac{V_p}{N^3} \quad (6-3)$$

ここに、添え字 p 、 m は、ある物理量が実物(prototype)、模型(model type)における物理量であることを示している。実大および模型に使用される各材料の密度 ρ_p 、 ρ_m を以下の式(6-4)のように仮定すると、実大および模型の土の自重による鉛直応力 σ_m は式(6-5)のように表される。

$$\rho_p = \rho_m \quad (6-4)$$

$$\sigma_m = \rho_m \cdot \frac{g_m}{N} \cdot h_m = \rho_p \cdot g_p \cdot \frac{h_p}{N} = \sigma_p \quad (6-5)$$

なお、式(6-5)において g_p , h_p , g_m , h_m は、それぞれ模型、実大における重力加速度 g 、深さ h である。

次に、時間 t は距離 Δl を流れる間隙水の流速を v とすれば以下の式(6-6)、式(6-7)で表せる。

$$t_m = \Delta l_m \cdot \frac{1}{k} \cdot \frac{\Delta l_m}{\Delta h_m} \quad (6-6)$$

$$t_p = \Delta l_p \cdot \frac{1}{k} \cdot \frac{\Delta l_p}{\Delta h_p} \quad (6-7)$$

上の式について、長さ Δl のスケールを実大と模型とで合わせると、以下の式(6-8)のようになる。

$$t_m = \frac{t_p}{N^2} \quad (6-8)$$

従って、ダルシーの法則が成り立てば、遠心場における模型の透水現象は、加えた遠心加速度 N の2乗に比例する。

さらに、入力地震波を簡単のために \sin 波と考えると、実物および模型における変位 y 、振幅 a 、角速度 ω は以下の式(6-9)、式(6-10)で表せる。

$$y_m = a_m \cdot \sin \omega_m t \quad (6-9)$$

$$y_p = a_p \cdot \sin \omega_p t \quad (6-10)$$

また、上式を2回微分すれば、加速度が式(6-11)、式(6-12)のように得られる。

$$\alpha_m = -a_m \cdot \omega_m^2 \cdot \sin \omega_m t \quad (6-11)$$

$$\alpha_p = -a_p \cdot \omega_p^2 \cdot \sin \omega_p t \quad (6-12)$$

ここに、実大と模型における加速度を比較すると以下の式(6-13)のような等式が成り立つ。

$$\alpha_m = N \cdot \alpha_p \quad (6-13)$$

従って、式と式から、角速度 ω は以下の式(6-14)のようになる。

$$\omega_m = N \cdot \omega_p \quad (6-14)$$

つまり、動的問題における時間の相似則は以下の式(6-15)になる。

$$t_m = \frac{t_p}{N} \quad (6-15)$$

式(6-8)、式(6-15)から砂地盤の液状化現象のような浸透と動的現象が連成した問題では、時間の相似則が合致しない。そのため、一般的にはシリコンオイルなどの粘性が N 倍の間隙流体で地盤を飽和することによって、浸透現象と動的現象の時間の相似則を合わせて実験を行う。以上の式から導いた相似則を表 6-14 にまとめる。

表 6-14 相似則

項目	実物	模型
応力 σ	1	1
ひずみ ε	1	1
密度 ρ	1	1
変位 l	1	1/N
速度 v	1	1
加速度 a	1	N
周波数 ω	1	N
時間 t	動的現象	1/N
	浸透現象	1/N ²

b). 地盤作製およびセンサー設置条件

図 6-2 にセンサーの設置位置と地盤の作製条件を示す。模型地盤には、図 4-1 に示す物性の硅砂 6 号を使用し、ゴムメンブレンを挿入したせん断土槽内にサンドホッパーで気中乾燥状態の試料を空中落下させることで作製した。土槽下部には、間隙水を均一に浸透させることを目的としてろ過層を敷いた。ろ過層直上の下部層には、相対密度 D_r を約 80% に調整した非液状化層を設けた。さらに、上部層には相対密度 D_r を約 60% の液状化層を作製した。

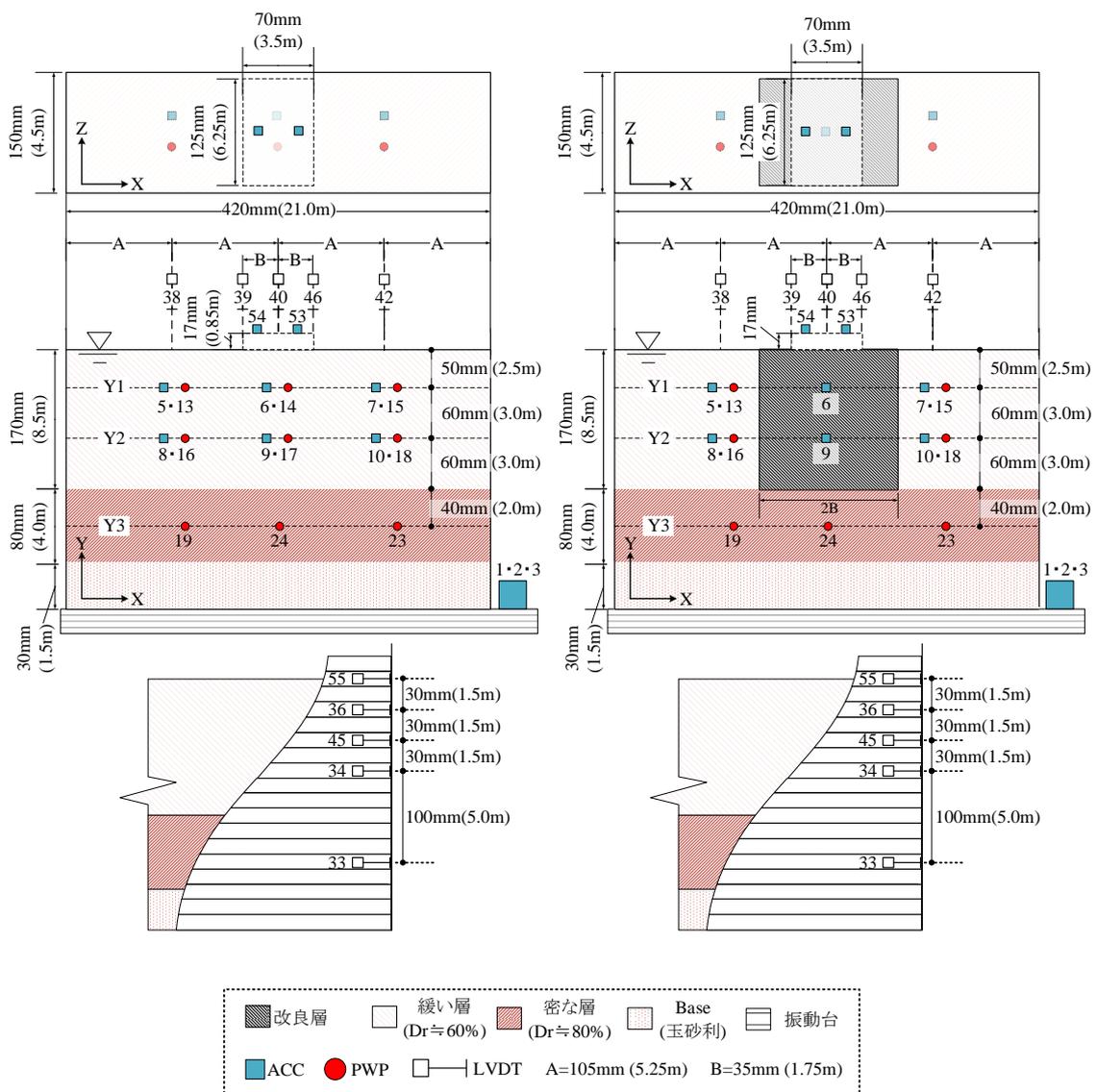
一方、Case6-2-b では CH/Si=4/6, P/W=0.10 の注入材で、構造物直下の液状化地盤を改良した状態を想定した。なお、本実験で使用する矩形の改良体を浸透法で作製する場合、微粒子注入材を 3 次元的に浸透させる必要があるが、その際の浸透速度は注入点から円周方向に遠くなるほど遅くなる。その場合、4 章の結果にも示される通り、微粒子の目詰まりによって均質な改良体が作成できない可能性がある。そこで、本実験では矩形土槽内に 10 層に分けて注入材中に試料を落下させることで改良体を作製した。なお、材料分離を小さくするために、常に湛水部ができるように各層の試料を注入材中に落下させ、土槽側面を木槌で叩くことによって密度調整を行った。この方法は 4-2 節における供試体作製方法と同様である。また、矩形供試体作製時の注入材を使用して、同様の供試体作製方法で円柱改良体を作製し、一軸圧縮試験を行った。その際の一軸圧縮強度が 171kN/m² であったことから、浸透注入で作製した 4-6 節、4-7 節で作製した改良体と同等の強度を有すると判断した。供試体が固化した後、改良体の一部をブロック状にサンプリングし、所定の寸法に整形した。なお、改良体両側の未改良層は、整形した改良体を非液状化層の中央部直上に設置後、未改良部分である改良体の両側の液状化層を空中落下法によって作製した。

センサー類は図 6-2 に示す通り、Y1(地表面から 50mm/2.5m : 模型/実大)、Y2(地表面から 110mm/5.5m : 模型/実大)、Y3(地表面から 210mm/11.0m : 模型/実大)の位置に設置した。なお、図中の寸法は、括弧外に模型スケール、括弧内に実大スケールを示してある。ここで、Case6-2-b では改良体内部に加速度計のみを設置した。改良体内部の加速度計は、改良体側面を削孔して作製した孔にセンサーを設置し、注入材と砂の混合物を詰めることでシーリングすることで加速度計を固定した。設置後の改良体を写真 6-13 に示す。供試体作製後、図 6-3 に示すように脱気したシ

リコーンオイルを真空中槽内で緩速浸透させることで飽和度を高めた．供試体作製後の地盤の密度および飽和度などの供試体の条件を表 6-15 にまとめる．

c). 実験条件

作製した地盤を遠心加速度 50G 場に置き，加振することによって液状化実験を行った．入力した入力波を図 6-4 に示す．周波数は実大換算で 2Hz の入力波は sin 波に設定した．なお，加振した波の振幅は実大換算で 0.2 G, 0.3 G, 0.4 G であり，各波は加速度の小さい順に過剰間隙水圧の消散を待ってから作用させた．各入力波の加速度，振幅を表 6-16 に示す．また，実験前後の模型地盤の表面形状を計測した．ただし，この時計測される実験後の表面変位は，3つの波を加振した後の表面変位である．



(a) Case6-1-a

(b) Case6-1-b

図 6-2 センサーの設置箇所



写真 6-13 改良体の出来形と加速度計の設置状況

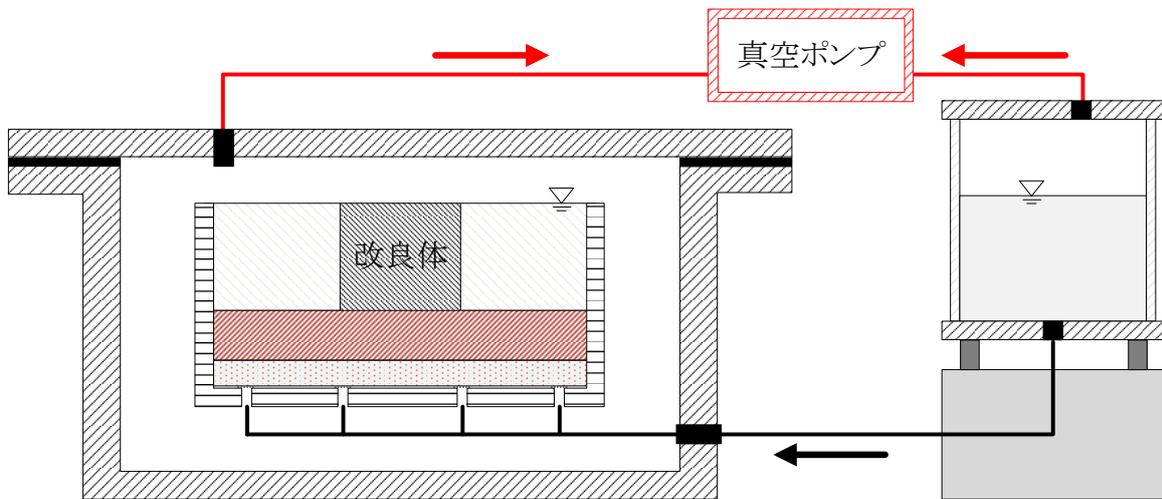


図 6-3 真空圧下浸透法

表 6-15 供試体の条件

	相対密度 D_r		飽和度 S_r	センサー設置数		
	Loose	Dense		加速度計	水圧計	変位計
Case1	58.3 %	79.5 %	99.9 %	11	9	10
Case2	57.7 %	84.5 %	99.2 %	11	6	10

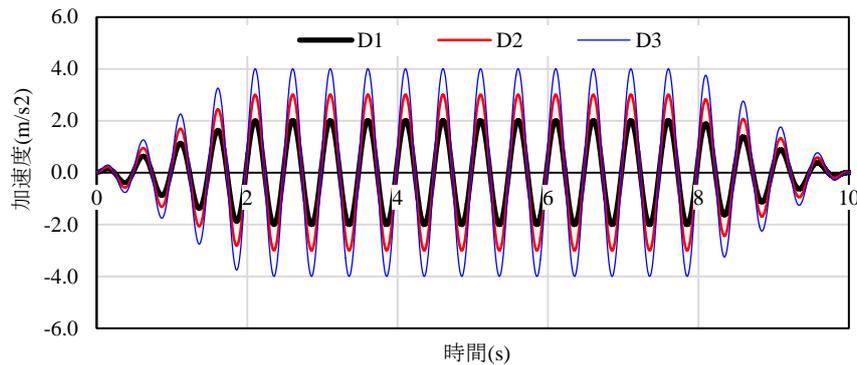


図 6-4 設定した入力波

表 6-16 入力波の条件

	加速度		両振幅		周波数	
	実大	模型	実大	模型	実大	模型
D1	2.0 m/s ²	100 m/s ²	100 mm	2 mm	2 Hz	100 Hz
D2	3.0 m/s ²	150 m/s ²	150 mm	3 mm	2 Hz	100 Hz
D3	4.0 m/s ²	200 m/s ²	200 mm	4 mm	2 Hz	100 Hz

6-3. 実験結果

本節では、遠心場振動台実験において設置した加速度計，間隙水圧計で計測されたデータをまとめる。なお，以下で示す計測結果は，すべて実大スケールで示す。

6-3-1. 加速度計

a). Case6-1-a (無体策地盤)

未改良砂を使用した Case6-1-a の各加速度計の設置条件と CH1 の加速計の測定結果を図 6-2，図 6-5 に示す。図から，振動台上で計測された加速度振幅の最大値は，設定した入力加速度と同程度であった。

次に，図 6-7(a)~(f)，図 6-8(a)~(f)，図 6-9(a)~(f)に D1 ~ D3 で計測された地盤内の加速度計の計測結果を示す。図から，D1 において，Y1 両端のセンサー(CH5, CH7)で計測された加速度は，Y2(CH8, CH10)と比較して減衰が著しい。さらに，構造物直下の Y1 では加速度が減衰したものの，加振後半でも一定の加速度応答が見られる。従って，構造物直下においては，有効応力が大きくなり液状化の発生を抑制するものと推測できる。入力加速度を大きくした D2, D3 の結果を参照すると，D1 と同様にいずれのセンサーでも，加振中に応答加速度が減衰することが確認できる。また，入力加速度が大きくなるごとに，加速度が減衰するまでに要する波数が少なくなる。この結果は，Y1, Y2 層に関わらず同じである。ただし，せん断土槽境界部の反射波やせん断土槽枠の変位の片振れの影響により，土槽両端に設置された加速度計で計測された加速度は，片方に大きくなる傾向を示す。

b). Case6-1-b (対策地盤)

構造物直下に改良体を設置した Case6-1-b の各加速度計の設置条件と CH1 の加速計の測定結果を図 6-2, 図 6-6 に示す. 図から, Case6-1-a と同様に振動台上で計測された加速度振幅の最大値は, 設定した入力加速度と同程度であった.

図 6-10 (a)~(f), 図 6-11 (a)~(f), 図 6-12 (a)~(f)に, D1 ~ D3 で計測された地盤内の加速度計の計測結果を示す. いずれの加振条件においても, 改良体周辺の液状化地盤における加速度は減衰する. ただし, 加速度の減衰は D3, D2, D1 の順に入力加速度が大きくなるほど加振初期で発生する. この結果は, 無体策地盤の Case6-1-a と同様である.

図 6-13 は改良体中央のセンサー(CH6, CH9)で計測された加振開始から 2.5s までの加速度応答の FFT 結果である. 図 6-13 から, D1, D2, D3 のいずれの FFT 結果においても上方の加速度が増幅する傾向にある. 一方で, 図 6-11 および図 6-12 の(a), (c), (d), (e)の結果では, 加速度応答が加振時間を経るごとに減衰することが確認できる. これは, 改良層周辺の地盤が液状化することによって, 改良体に入力波が伝播しにくくなることに起因すると考えられる. また, 改良体内部に設置した Y2 における加速度計では, D2, D3 において 4 s 付近で応答加速度が減少し, 再び増加する傾向にある. これは, 周辺地盤が液状化することによって改良体に影響する構造物の上載圧が大きくなることに起因している. つまり, 周辺地盤の液状化によって側方方向への構造物の上載圧の伝播割合が低下し, 改良体下部への伝播割合が増加する^り. その結果, 有効応力が増加し加速度応答が大きくなったと推測できる.

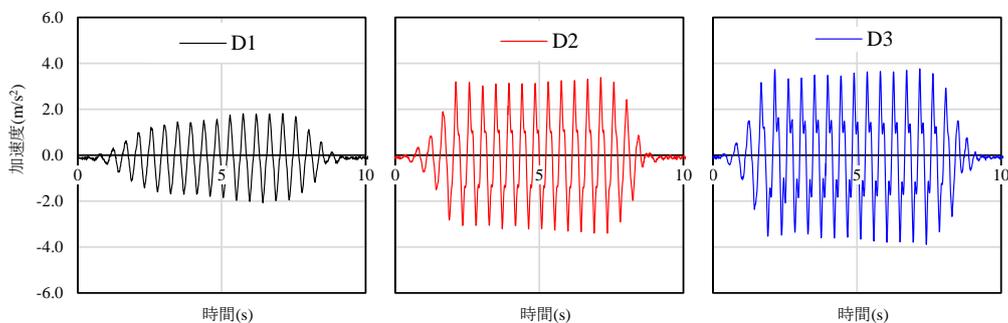


図 6-5 入力波 (Case6-1-a CH1)

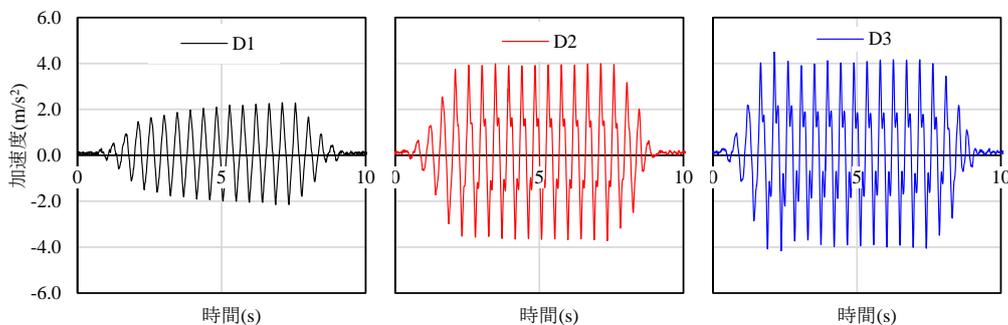


図 6-6 入力波 (Case6-1-b CH1)

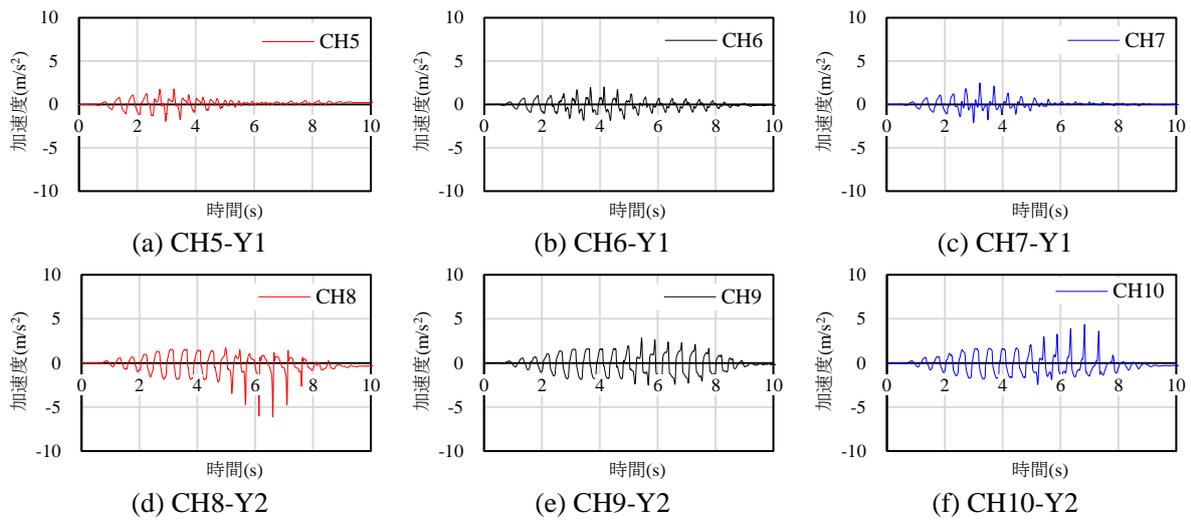


図 6-7 D1(2.0 m/s²)加振時の加速度の時刻歴 (Case6-1-a)

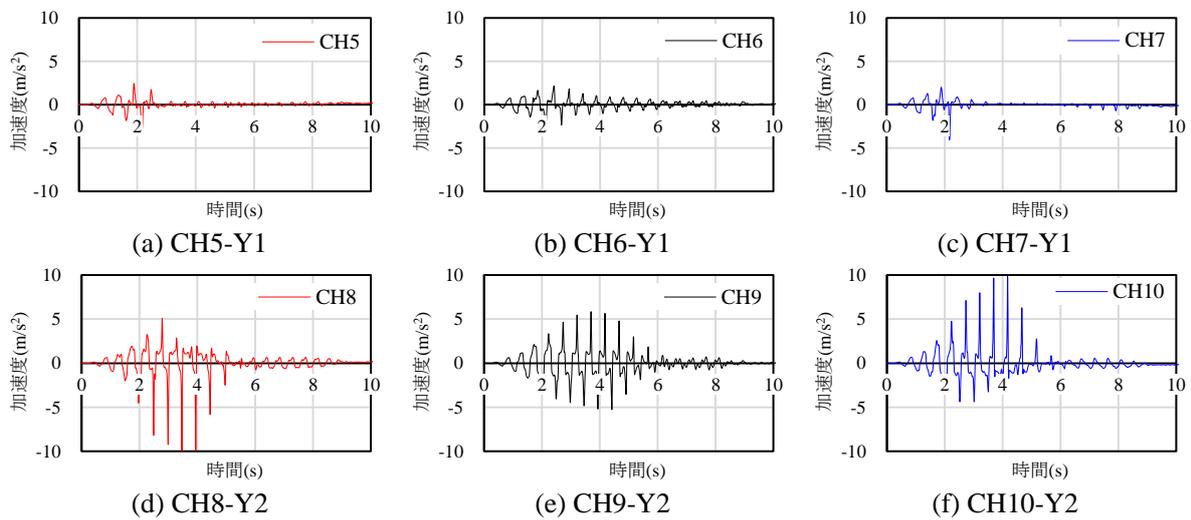


図 6-8 D2(3.0 m/s²)加振時の加速度の時刻歴 (Case6-1-a)

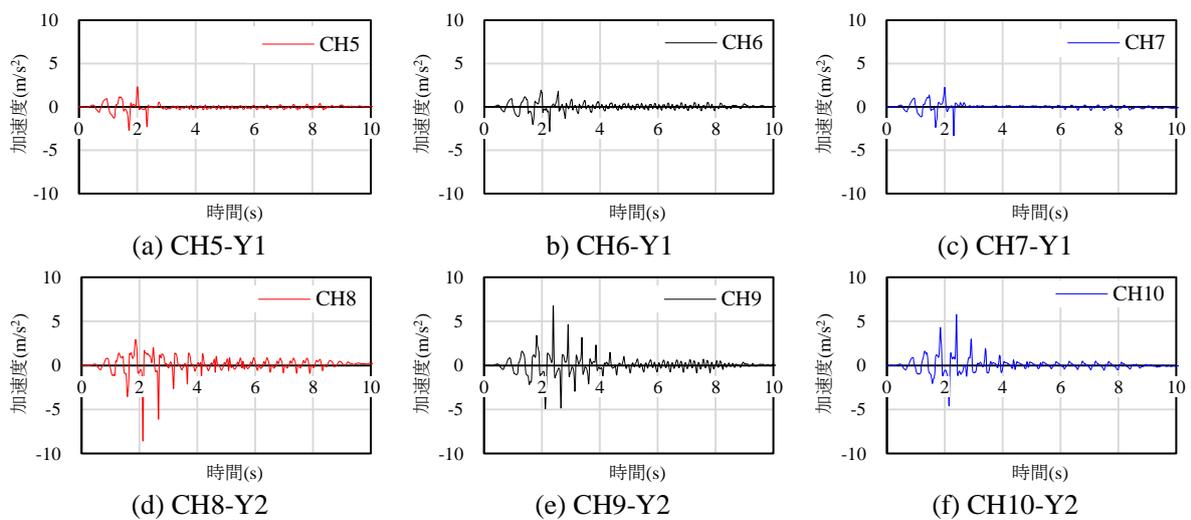


図 6-9 D3(4.0 m/s²)加振時の加速度の時刻歴 (Case6-1-a)

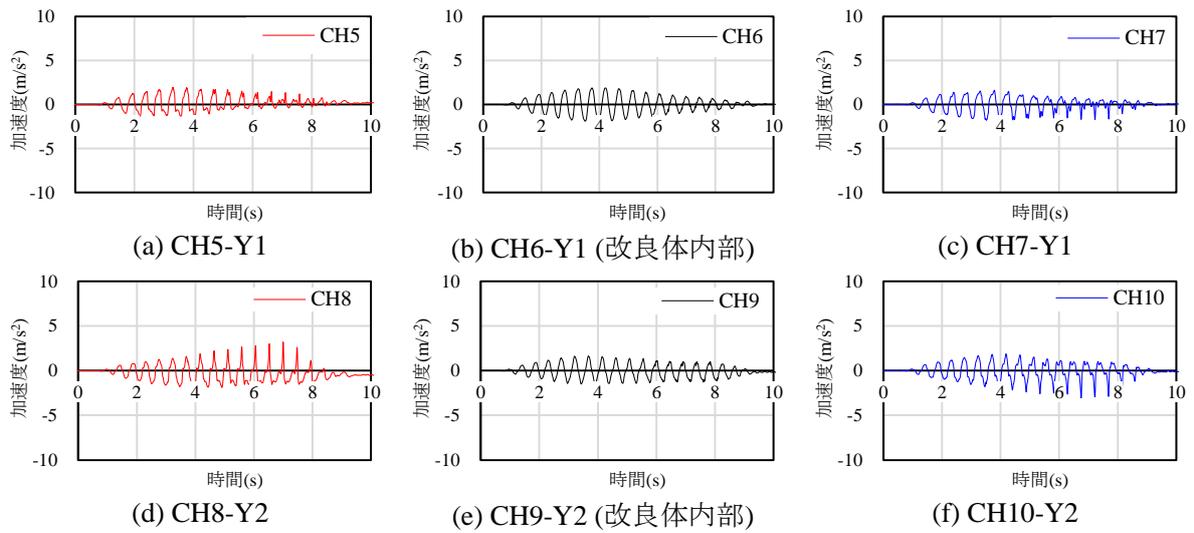


図 6-10 D1(2.0 m/s²)加振時の加速度の時刻歴 (Case6-1-b)

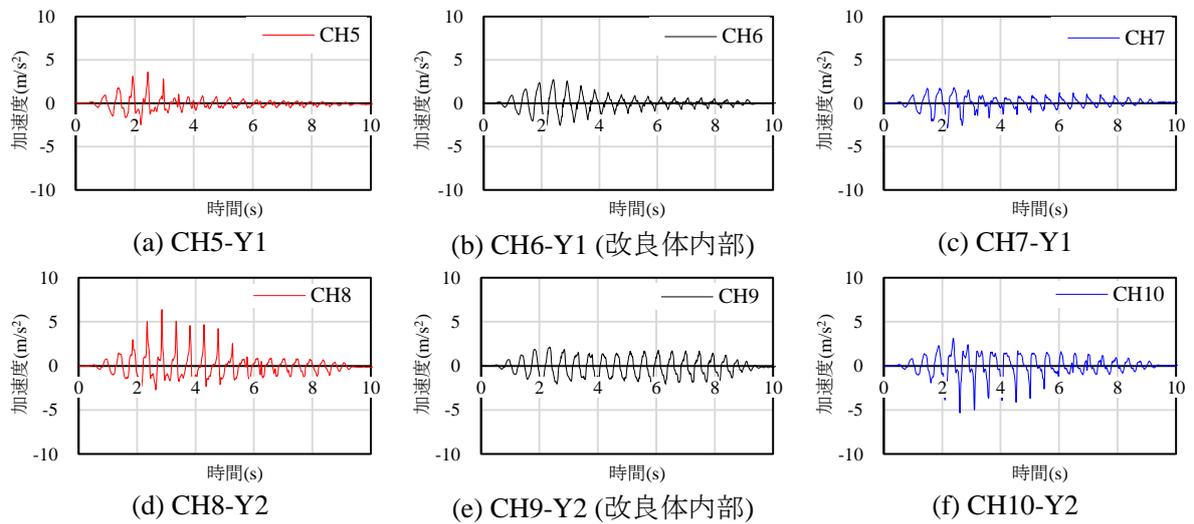


図 6-11 D2(3.0 m/s²)加振時の加速度の時刻歴 (Case6-1-b)

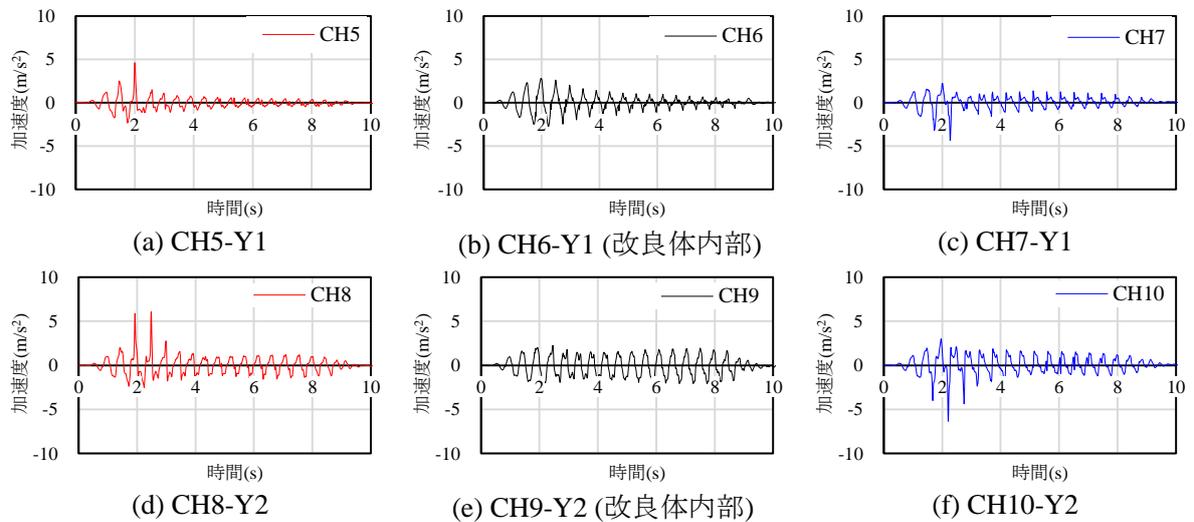


図 6-12 D3(4.0 m/s²)加振時の加速度の時刻歴 (Case6-1-b)

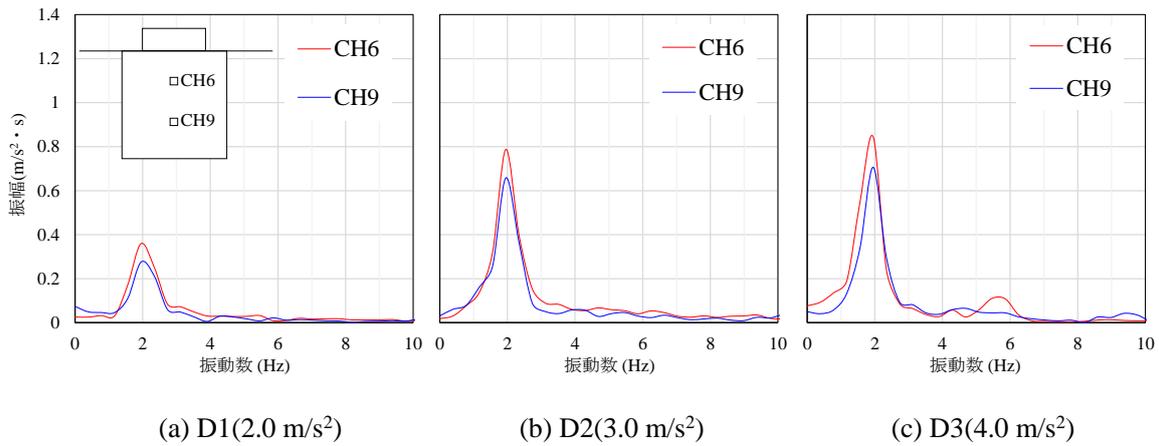


図 6-13 Case6-1-b の加振 2.5s までの加速度応答の FFT の結果

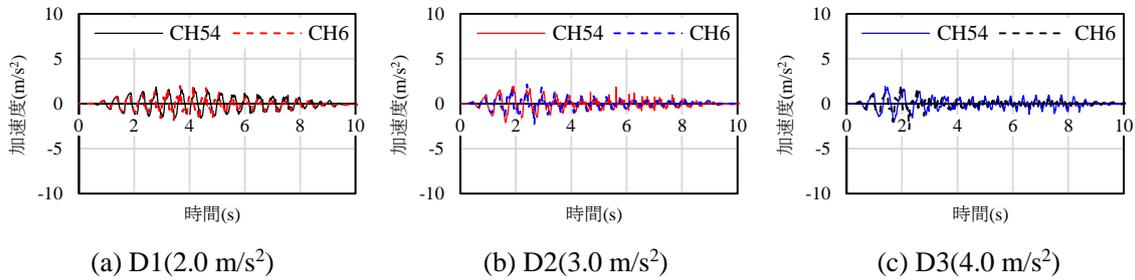


図 6-14 Case6-1-a における構造物上と構造物直下の加速度応答

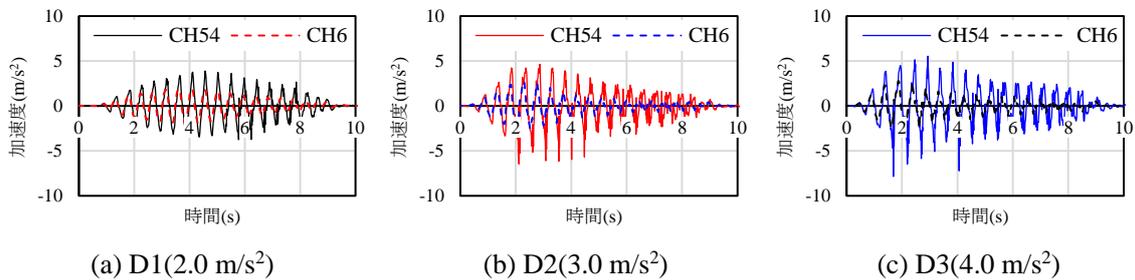


図 6-15 Case6-1-b における構造物上と構造物直下の加速度応答

図 6-14, 図 6-15 に構造物上の加速度計と構造物直下の加速度計の計測結果を示す. いずれのケース, 加振波においても, 構造物上(CH54)の加速度は構造物直下(CH6)の加速度に追従して変化する. ここで未改良砂では, 入力波と構造物直下および構造物上の加速度のレベルは同程度である.

構造物直下を改良した Case6-1-b では, 構造物直下の加速度は入力波と同じレベルとなる. その一方で, 構造物の加速度は入力波よりも増幅している. 構造物と地盤の加速度応答特性が異なることも考慮しなければならないが, これらの結果は構造物直下地盤の全層改良によって構造物上の加速度が増幅する可能性を示唆している. 改良に伴う加速度の増加は, 既往の研究¹⁵⁾においても示されており, これらの結果は液状化による沈下量だけでなく, 改良による加速度応答の変化も考慮して改良体の設計を行う必要があることを示唆している.

6-3-2. 間隙水圧計

a). Case6-1-a

間隙水圧の測定結果から算定した、間隙水圧計の各設置位置における過剰間隙水圧の結果を図 6-16 に示す。まず、液状化層である Y1 における各加振時の過剰間隙水圧の上昇は、D1 が最も遅く、間隙水圧の消散速度が最も速い結果となった。また、両端に設置された CH13, CH15 の過剰間隙水圧は各加振においてもほとんど変化しない。その一方で、加振中における構造物直下の過剰間隙水圧は、入力加速度が大きくなるにも関わらず、加振を経るごとに減少している。これは、地表面に設置した構造物が沈下し、せん断土槽中央部に設置した CH14 の周辺地盤に構造物の上載圧が及ぼす影響が大きくなったことや液状化によって地盤が密になったことに起因していると考えられる。以上のような挙動は、液状化層を想定した Y2 においても同様である。また、非液状化層である Y3 に設置した間隙水圧計の値は、加振開始から加振終了までに徐々に上昇し続け、加振の終了とともに過剰間隙水圧が消散している。この傾向は、各加振において同様である。

図 6-17 は各加振における 0 s, 2.5 s, 5.0 s, 9.0 s, 40.0 s における過剰間隙水圧比のコンターを示している。なお、間隙水圧の測定点数が少ないため、各間隙水圧計間のデータを補完することでコンター図を描いた。まず、各間隙水圧計間の間隙水圧が線形的に変化すると仮定し、センサー間の間隙水圧の値を補完した。また、隣り合った間隙水圧計がない Y1 以浅および Y3 以深における過剰間隙水圧比は、それぞれ Y1 以浅ならびに Y3 以深の過剰間隙水圧比が変化しないと仮定して補完した。その後、等高線・3D 地表マップ作成ツールである Surfer に実際の測定点と線形的に補完した点を既知点データと仮定して挿入し、クリギングによってコンター図を描画した。

図 6-17(A)の D1 においては加振開始から 2.5 s では液状化層全域で過剰間隙水圧比 > 1 とならず、Y1 における両端のみにおいて過剰間隙水圧比が高まっていることが確認できる。その後、加振時間を経るごとに過剰間隙水圧比が上昇し、構造物直下および非液状化層を除く部分で過剰間隙水圧比が高まっていることが確認できる。図 6-17(B)は D2 を加振した際の過剰間隙水圧比のコンターを示している。D2 加振時は 5.0 s で液状化層全域の過剰間隙水圧比 0.75 以上であり、初期液状化状態にあることが確認できる。さらに、9.0s になると非液状化層においても過剰間隙水圧が高まっていることが確認できる。このような挙動は、図 6-17(C)に示す D3 加振時の過剰間隙水圧のコンターにおいても同様であり、図から加振初期から液状化が発生していることがわかる。また、以上のようなコンター図の結果は、加速度計の測定結果において示した、液状化の発生によって加速度が減衰するまでの時間に対応する結果となった。

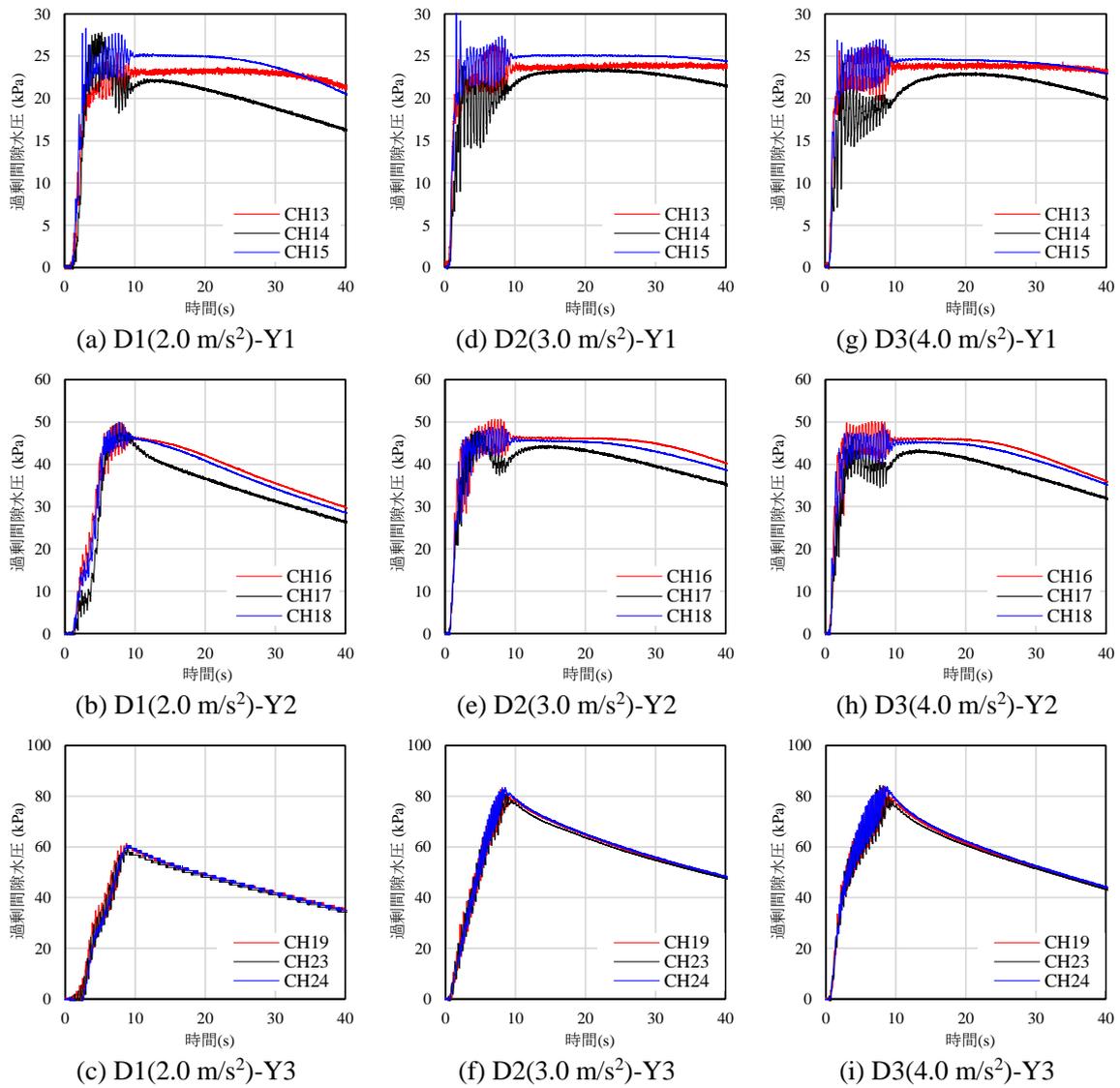


図 6-16 Case6-1-a における過剰間隙水圧の時刻歴

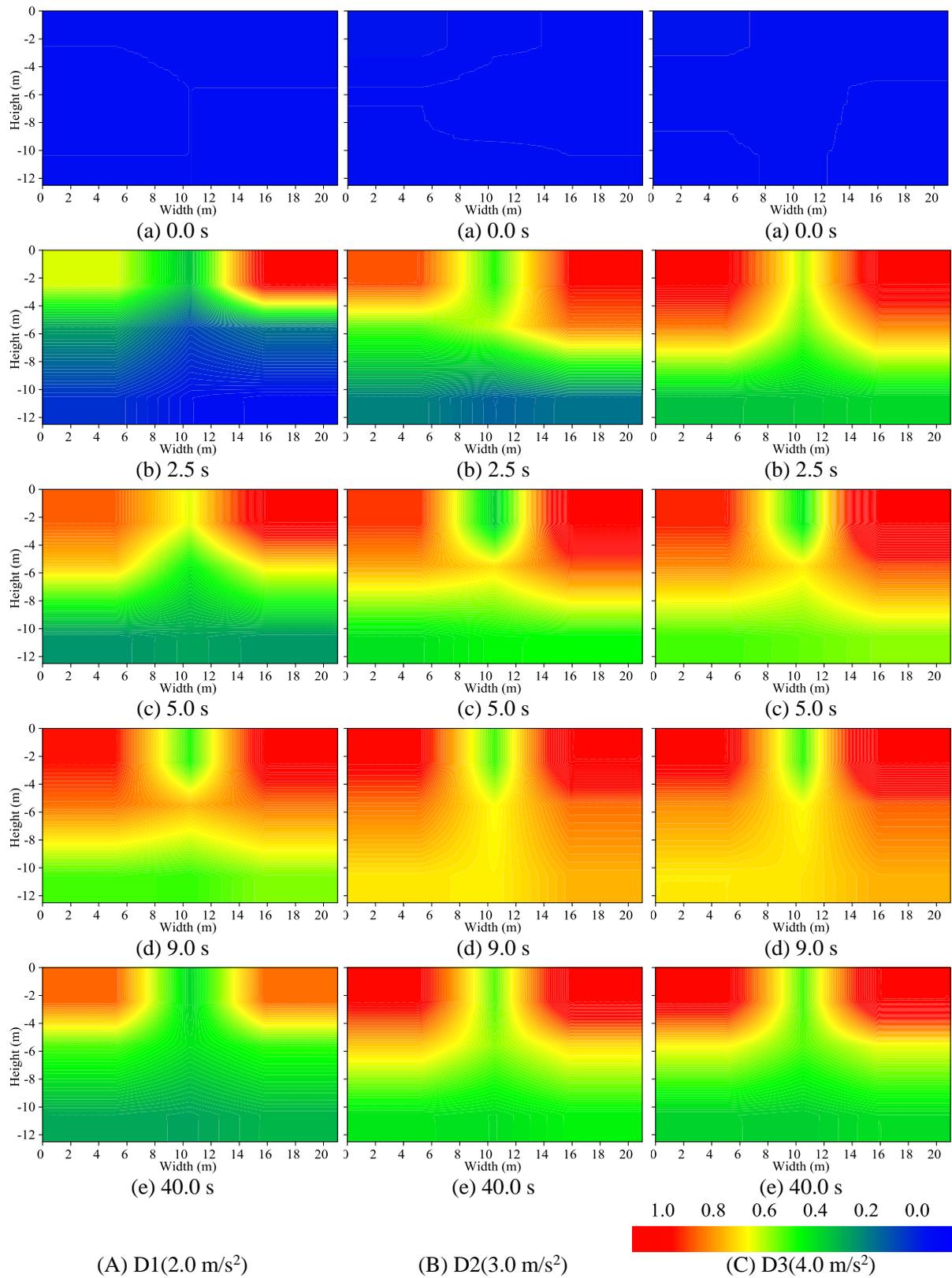


図 6-17 Case6-1-a における過剰間隙水圧比のコンター

b). Case6-1-b

間隙水圧の測定結果から算定した Case6-1-b の過剰間隙水圧を図 6-18 に示す。なお、Y1 の CH13 は計測機の不良によって正確な値を計測することができなかつたため、結果を除外してある。Case6-1-a と同様に Y1 における各加振時の過剰間隙水圧の上昇速度は、D1 が最も遅く、加振加速度が大きくなるほど早い。また、両端に設置された CH15 の過剰間隙水圧は各加振においてもほとんど変化しない。非液化化層である Y3 に設置した間隙水圧計も、Case6-1-a と同様に加振開始から加振終了までに徐々に上昇し続け、加振の終了とともに過剰間隙水圧が消散するが、いずれの加振においても CH23 の過剰間隙水圧が最も小さい。これは、改良体の単位体積重量が周辺地盤の単位体積重量よりも大きいことに起因する。

図 6-19 に Case6-1-b の各加振における 0 s, 2.5 s, 5.0 s, 9.0 s, 40.0 s における過剰間隙水圧比のコンターを示している。なお、不良であった CH13 の結果および改良体の改良体の過剰間隙水圧比はそれぞれ白抜きおよび青の塗り潰しで示す。まず、図 6-19(A)の D1 においては加振開始から 2.5 s ~ 5.0 s において、液化化層全域で過剰間隙水圧比 > 1 とならずに、Y1 における両端のみにおいて過剰間隙水圧比が高まっていることが確認できる。また、5.0 s までの過剰間隙水圧比は Case6-1-a よりも小さい。これは、改良体を設置したことによってせん断変形が抑制されたことで過剰間隙水圧の上昇速度が遅くなったものと推察される。このことは、図 6-7, 図 6-10 の加速度応答の違いにもからも確認できる通り、改良体を設置したケースでは加速度応答が 0 にならず、一定の大きさを保っている。しかしながら、加振終了直前の 9.0 s では、過剰間隙水圧比が Case6-1-a と同程度まで上昇する。

次に、図 6-19 (B), (C)は D2, D3 を加振した際の過剰間隙水圧比のコンターを示している。D2 加振時も同様に、Case6-1-a よりも過剰間隙水圧比の上昇速度が遅く、9.0 s で液化化層全域の過剰間隙水圧比 0.75 以上となり、初期液化化状態にあることが確認できる。

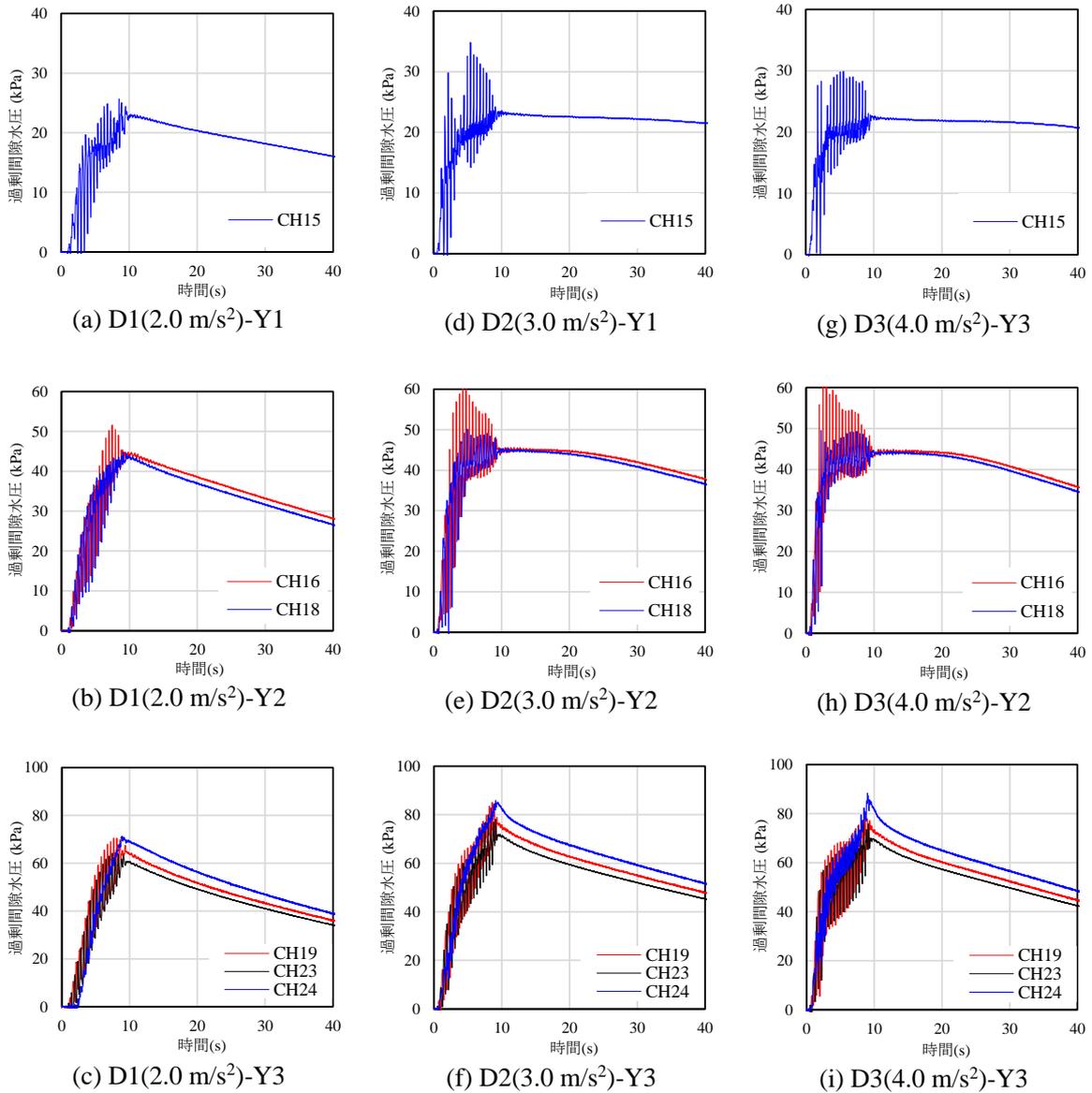


図 6-18 Case6-1-b における過剰間隙水圧の時刻歴

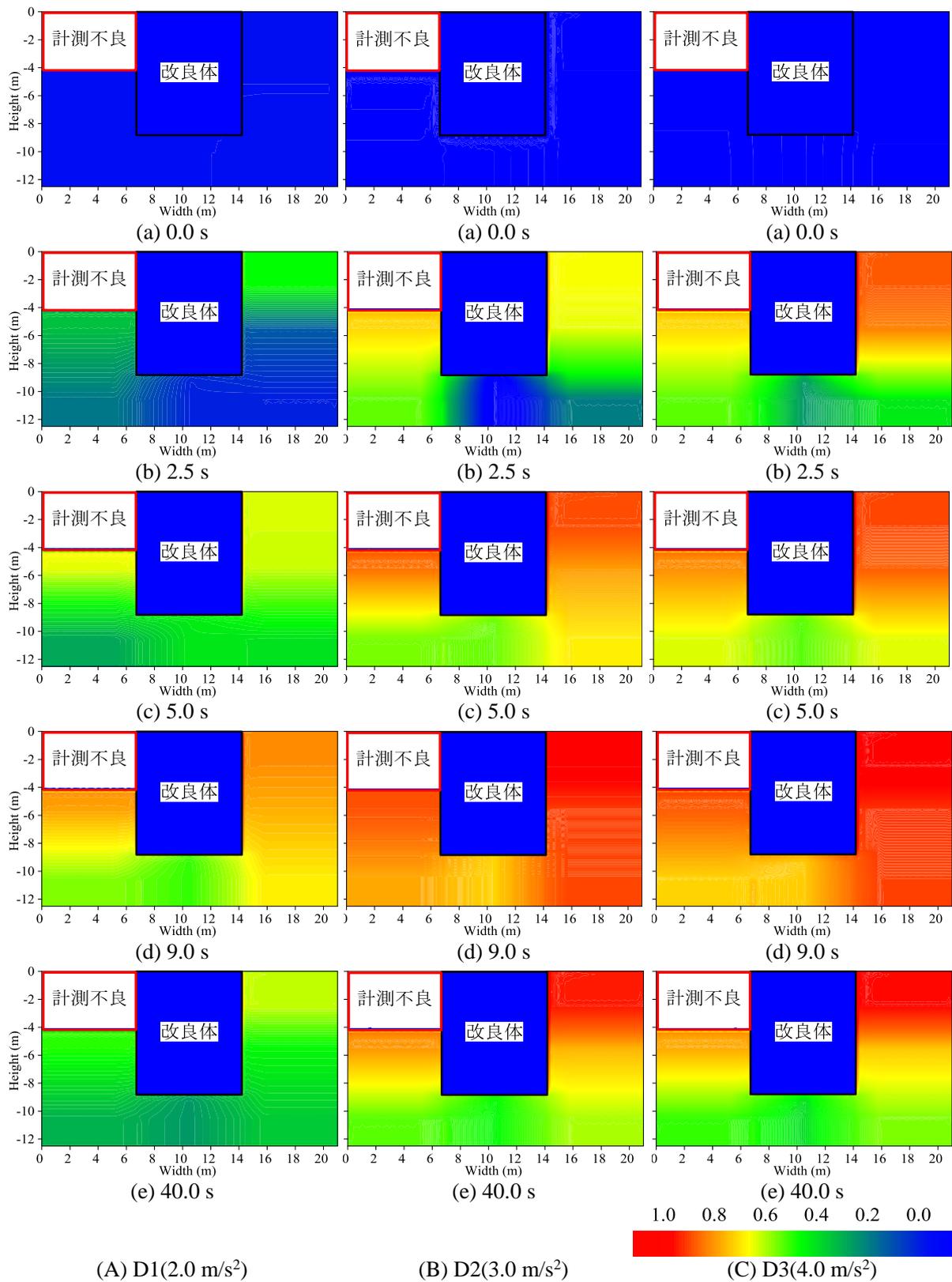


図 6-19 Case6-1-b における過剰間隙水圧比のコンター

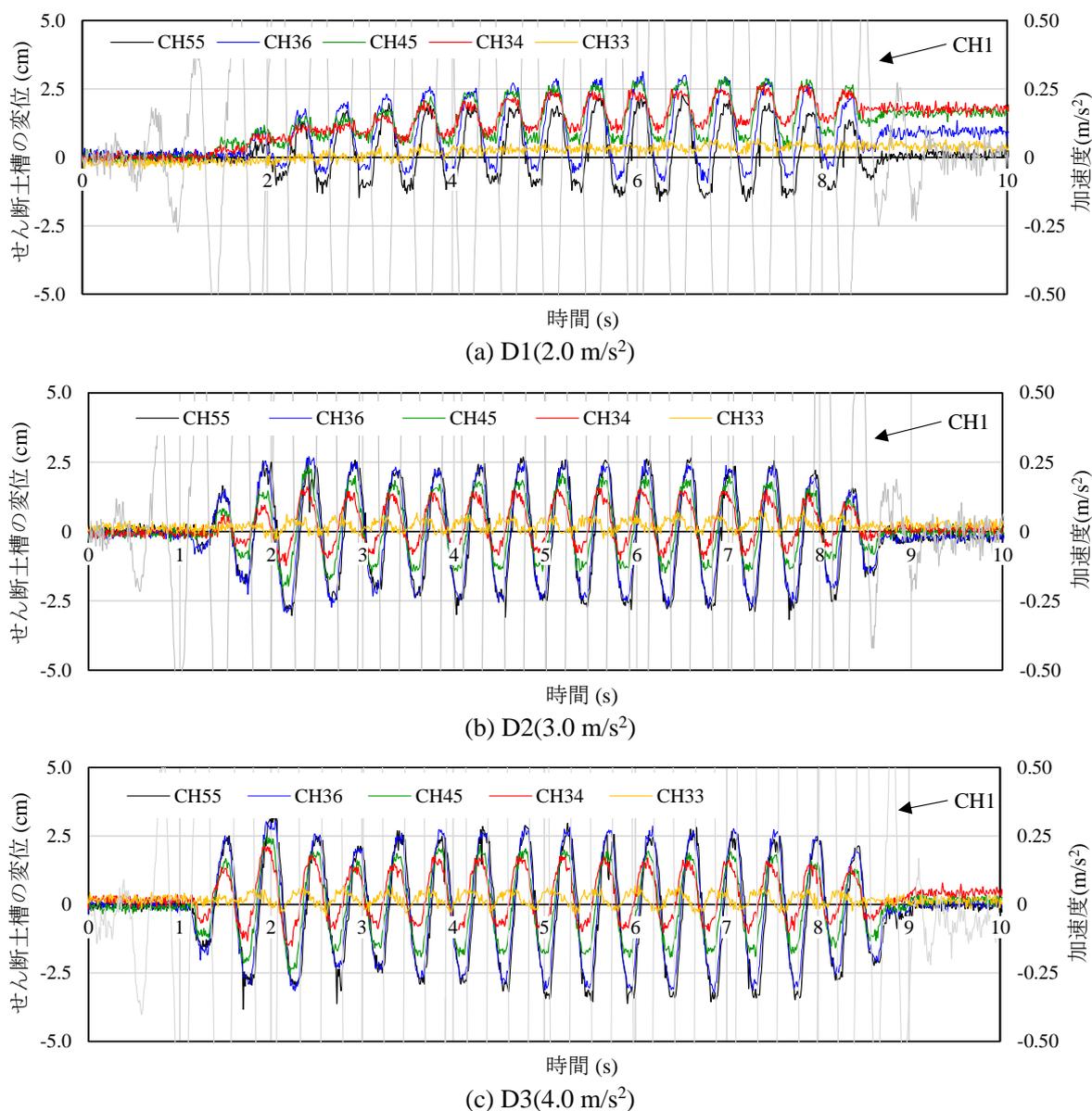


図 6-20 Case6-2-a におけるせん断土槽の水平変位

6-3-3. せん断土槽の水平変位

せん断土槽の水平変位の測定結果を図 6-20(a) ~ (c), 図 6-21(a) ~ (c)に示す. なお, 各図において振動台の加振の目安として CH1 の波形の計測結果も付記してある. それぞれの図において, せん断土槽の水平変位は, 加振加速度とほぼ一致している.

図 6-20(a), 図 6-21(a)は各ケースの D1 加振時のせん断土槽の水平変位の測定結果であるが, 過剰間隙水圧比の上昇量が少なかった D1 では, 特に初期においてせん断土槽の水平変位が少ない. ここで, D1 の結果では液状化の発生によっていずれのケースにおいても最終的な変位が 0 に戻らず, 片方に軸ズレすることが確認できる. また, その軸ズレの方向は加速度振幅ではなく, 最初に水平変位が計測される方向と一致している.

次に、図 6-20(b), (c), 図 6-21(b), (c)は各ケースにおいて D2 および D3 を加振した際のせん断土槽の水平変位の計測結果を示す。D2, D3 加振時には軸ズレが少なく、また、ほぼ一定の振幅でせん断土槽の枠が稼動している。

以上のせん断土槽の水平変位の最大および最小値を加振ごとにまとめた結果が図 6-22 である。図から、表層ほど水平変位の変位量が大きく非液化状化層に設置された CH33 が最も小さい値を示している。この傾向は、過剰間隙水圧の深度方向の分布と一致している。

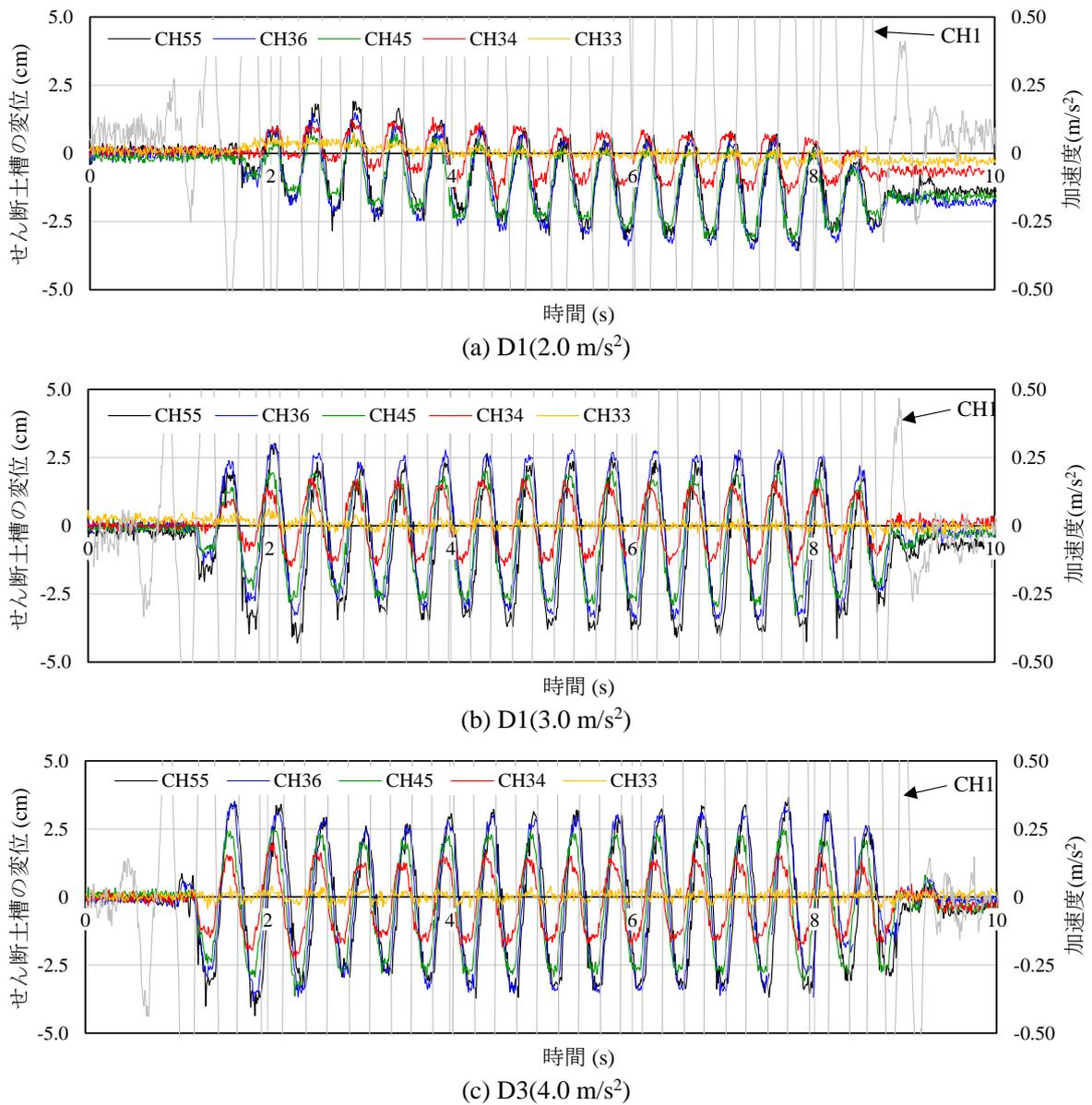


図 6-21 Case6-2-b におけるせん断土槽の水平変位

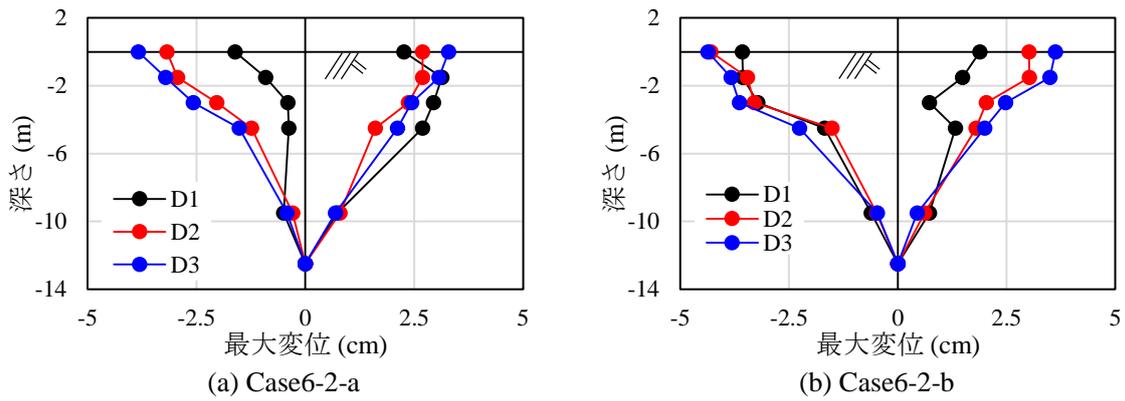


図 6-22 各層のせん断土槽の最大水平変位

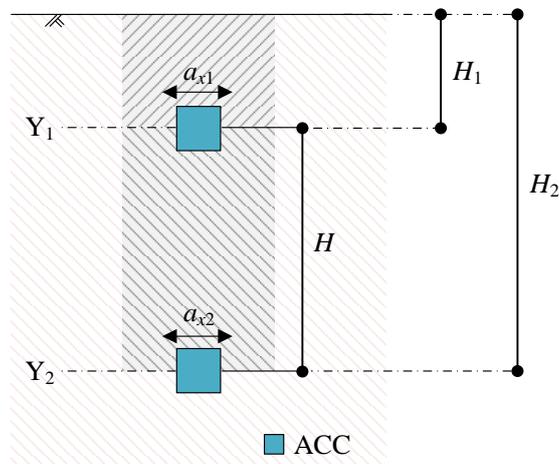


図 6-23 加速度計の設置位置における加速度の方向(大矢ら¹⁶⁾に加筆)

6-3-4. せん断ひずみと応力比の関係

本節では、水平成層構造の地盤に水平方向の振動が作用することを想定して、応力比とせん断ひずみの関係を模型地盤内に設置した加速度計により計測した加速度から算出した。

まず、図 6-23 に示す土中の黒色の斜線部が剛体運動をしていると仮定して、式(6-16)からせん断力を算定し、初期有効応力 σ'_0 で除すことによって、せん断応力比を求めた^{17),18)}。

$$\frac{\tau}{\sigma'_0} = \frac{\rho_t H_i a_{xi}}{\sigma'_0} \tag{6-16}$$

ここに、 ρ_t は地盤の湿潤密度(g/cm^3)、 H_i は剛体と仮定した土柱の高さ(cm)、 a_{xi} は各加速度計で計測した加速度の測定値(cm/s^2)である。次に、CH5-CH8、CH6-CH9、CH7-CH10 では、加速度計で計測された加速度の差分値を積分するとともに、加速度計間の距離で除すことによって、せん断ひずみを求めた¹⁹⁾。なお、加速度計から計測した加速度は、フーリエ変換によって加速度波形を周波数領域に変換してから、ハイパスフィルタで 100Hz 以下の長周期成分を除き、式(6-17)のように周波数領域で積分することによって求めた。

$$\gamma(t) = \frac{\int \int a_{x2}(t) - a_{x1}(t) dt dt}{H} \quad (6-17)$$

ここに、 γ はせん断ひずみ(%), H は加速度計同士の距離(cm)である。

これらの式から求めた Case6-1-a における応力比とせん断ひずみの関係を図 6-24, 図 6-25, 図 6-26 に示す。なお, 図中には入力が 2 波目, 6 波目, 12 波目に算定される応力比とせん断ひずみの関係をそれぞれ, 赤, 青, 緑の実線で示してあり, CH No.は算出したせん断ひずみおよびせん断応力が作用する位置を示している。D1 加振時の応力比-せん断ひずみ関係である図 6-24 では, Y1 層において加振初期ではループが閉じずにある程度の剛性を保っていることが確認できるが, 加振回数を経るごとにループが閉じるとともにせん断ひずみが増加し, 剛性が小さくなる。その一方で, 有効応力が大きい Y2 層においては, せん断ひずみが大きくなるもののループが閉じきらないとともに, ある程度の剛性を保っている。

加速度振幅の大きい波を作用させた D2, D3 の結果である図 6-25, 図 6-26 の Y1 では, 図 6-24 と同様に加振初期ではある程度の剛性を保っているが, 加振 6 回目ではせん断ひずみが増加するとともにループが扁平となる。さらに, 加振回数 12 回ではせん断ひずみも小さくなる傾向にある。これは, 特に有効応力の小さい Y1 層においては, 液状化によって加速度応答が小さくなり, 結果としてせん断ひずみも小さくなったことに起因している。また, D2, D3 を加振させた際の Y2 層の結果においても, D1 加振時と同様に加振回数が多くなるとループが閉じる傾向にある。また, 図 6-24, 図 6-25, 図 6-26 の結果において, Y1 および Y2 では有効応力が大きい方の剛性が高いことが確認できる。

次に, 図 6-27, 図 6-28, 図 6-29 に Case6-1-b の結果から算出した, 応力比とせん断ひずみの関係を示している。D1 加振時の応力比-せん断ひずみ関係を示す図 6-27 では, Case6-1-a と同様に, 有効応力が小さいほど剛性が小さく, ループが閉じる傾向にある。さらに, ループから確認でき減衰特性は, 有効応力が小さいほど大きい。このような傾向は, 特に改良層の中に設置した CH6, CH9 の結果で顕著である。

図 6-25, 図 6-26 に D2, D3 を加振させた際の応力比-せん断ひずみ関係を示す。図から, 未改良部分である, CH5, CH7, CH8, CH10 における全体的な傾向は, Case6-1-a の結果と同様である。その一方で, 改良層における応力比-せん断ひずみの関係を示している, CH6, CH9 では入力波の加速度に伴って減衰が大きくなることに加え, 入力加速度が大きくなってからもループが扁平とまらない。さらに, 改良地盤の Y2 層における応力比-せん断ひずみ関係では, 剛性が一定の値に収束し, 減少しない。

以上のような応力比-せん断ひずみ関係からも, 未改良地盤と改良地盤の応答の違いは明らかであり, 特に改良層では液状化した砂において観察されるような, 剛性の低下やループの面積が小さくなる傾向は観察されなかった。

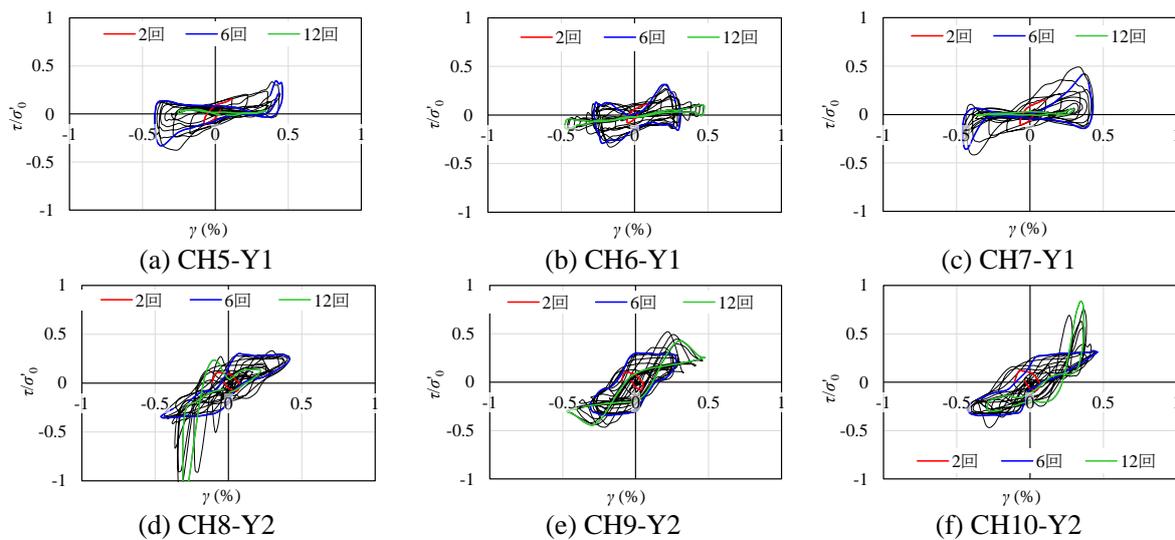


図 6-24 Case6-1-a D1(2.0 m/s²)のせん断ひずみと応力比の関係

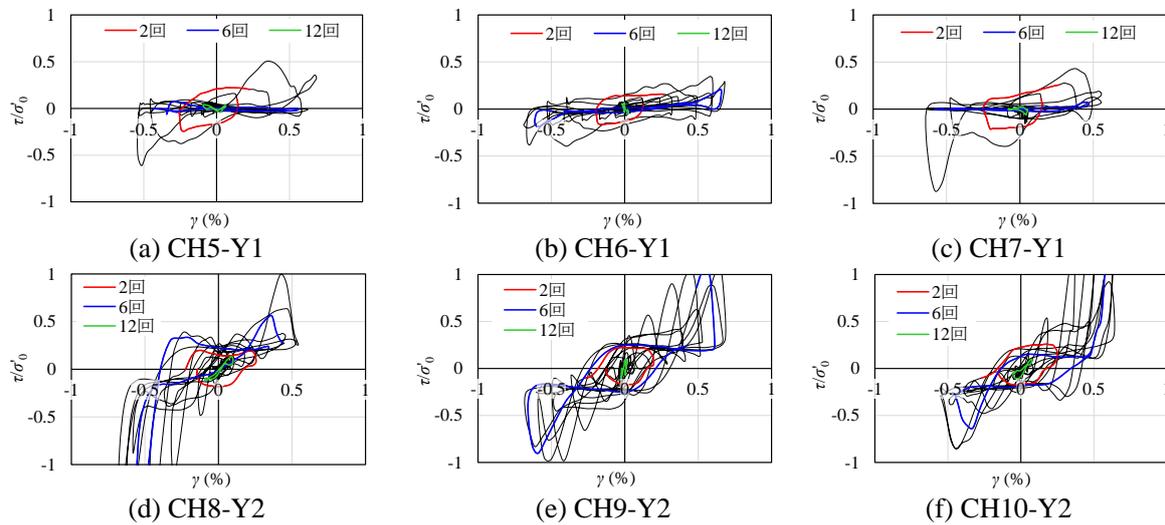


図 6-25 Case6-1-a D2(3.0 m/s²)のせん断ひずみと応力比の関係

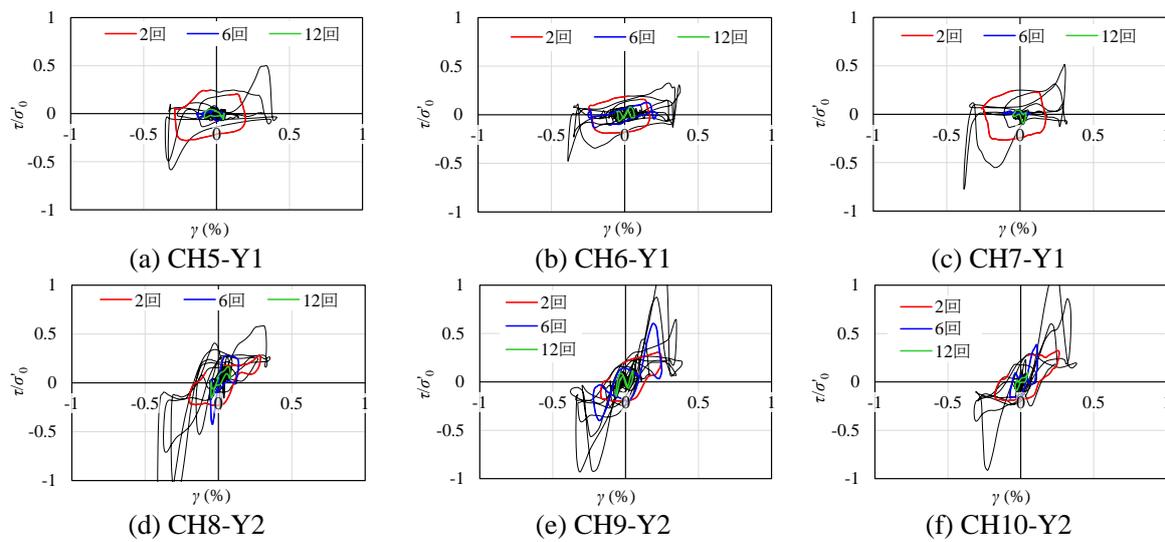


図 6-26 Case6-1-a D3(4.0 m/s²)のせん断ひずみと応力比の関係

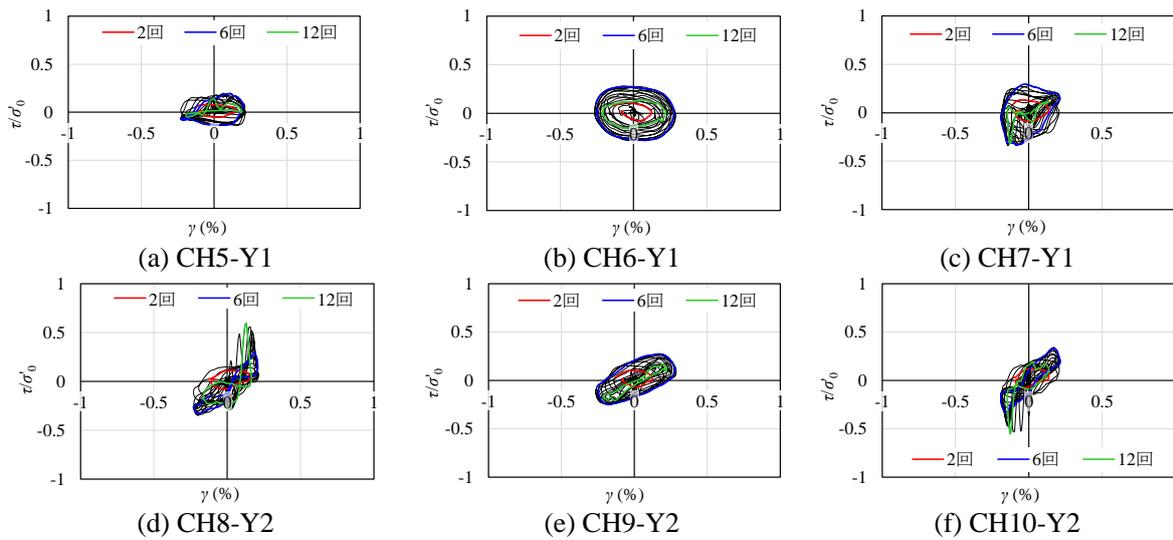


図 6-27 Case6-1-b D1(2.0 m/s²)のせん断ひずみと応力比の関係

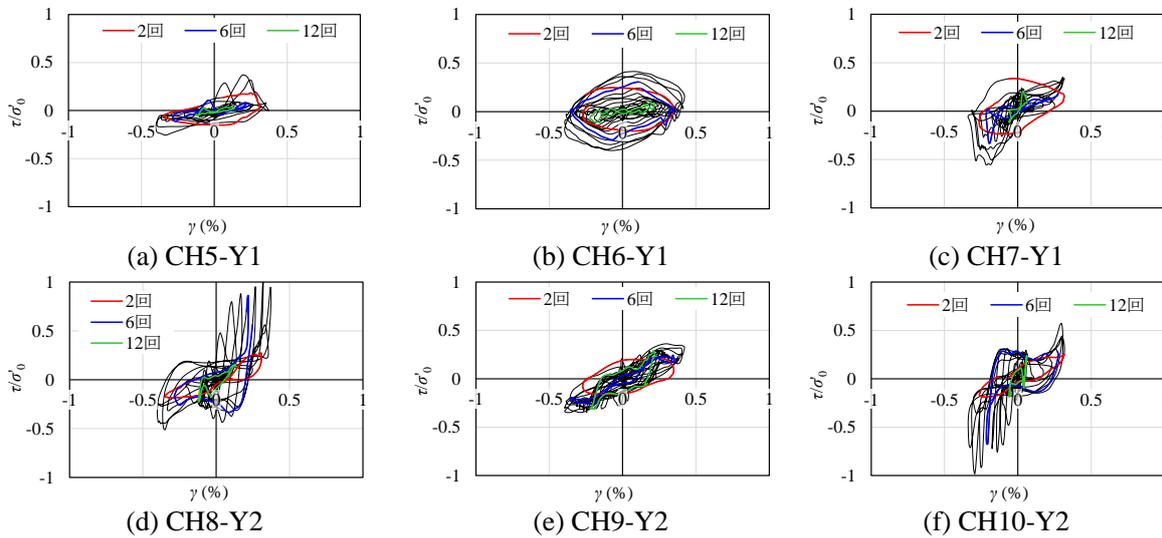


図 6-28 Case6-1-b D2(3.0 m/s²)のせん断ひずみと応力比の関係

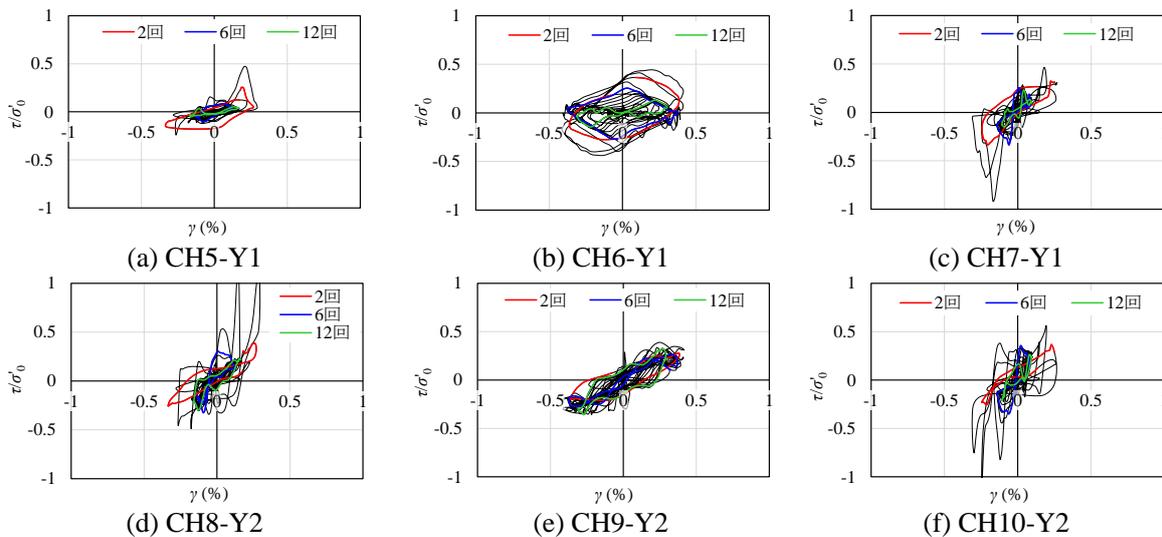


図 6-29 Case6-1-b D3(4.0 m/s²)のせん断ひずみと応力比の関係

6-3-5. 表面変位と構造物の傾斜角度

せん断土槽の上部に設置した変位計によって地表面変位および構造物の鉛直変位を図 6-30 ~ 図 6-35 に示す。なお、図中において CH39, CH46 は構造物の両端, CH40 は構造物の中央, CH38, CH42 は未改良地盤上部に設置した変位計の計測結果を示している。また, CH38, CH42 の変位計は, 地盤の液状化によって, 地表面に設置した変位計の先端部が地盤内に埋没している可能性が考えられるが, 本実験においてはその影響を考慮したデータ整理は行なっていない。まず, 未改良地盤の結果である図 6-30, 図 6-31, 図 6-32 では, いずれの変位計においても実大換算で 0.1m 以上の沈下量があることを示している。また, 各加振における構造物の沈下量は, D1 において大きく, 加振を経るごとに小さくなることを確認できる。これは, D1 加振後の構造物の沈下によって, 構造物直下の地盤が密になったことや構造物の沈下および地表面に浮き出た間隙水による浮力の影響によって, 構造物による上載圧が小さくなったことに起因すると考えられる。一方, Case6-1-b の結果である図 6-33, 図 6-34, 図 6-35 では, 未改良部分である CH38, CH42 の沈下量は未改良のケースとほとんど差がない。その一方で, 構造物の沈下はほとんど発生せず, いずれの加振においても, 最終的な沈下量は 0.01m 程度に収束することがわかる。

次に, 構造物の沈下量と傾斜角度の関係を図 6-36, 図 6-37 に示す。まず, Case6-1-a の結果である図 6-36 では, いずれの加振においても大きな沈下量が発生している。さらに, その沈下挙動は大きな傾斜を伴うものではなく, 加振が進むにつれて沈下量が大きくなる傾向にある。この傾向は, いずれの加振においても同様である。一方で, Case6-1-b の結果を示す図 6-37 では, 各ケースにおいて沈下はほとんど発生せず, 加振中における構造物の傾斜も, D1 を除けば Case6-1-a よりも比較的小さい結果となった。しかしながら, 構造物の鉛直変位が隆起する方向にも動いていることが分かる。これは, ロッキングの影響によるものと考えられる。

図 6-38(a), (b)は, D1, D2, D3 の加振結果によって発生した総沈下量と傾斜角度の関係をまとめた結果である。なお, 図中の各プロットは加振開始時点(D1_s, D2_s, D3_s)と液状化後の圧密沈下が終了した時点(D1_f, D2_f, D3_f)の沈下量と傾斜角度の関係である。また, 図中の構造物の傾斜角度は, CH39 の沈下が卓越すれば+方向の傾斜となり, CH46 方向の沈下が卓越すれば-方向の傾斜となる。図から, Case6-1-b の液状化後の沈下の抑制効果は明確である。ここで, 図 6-38(a)に着目すると, Case6-1-a では D1, D2, D3 の各加振中において-方向に傾斜する傾向にある。さらに, D2 終了時には構造物の傾斜角が-方向に卓越し, 一度, -方向に傾斜が進展すると D3 加振中も+方向に傾斜することはない。その一方で, 改良層上部に構造物を設置した Case6-1-b では, 若干の沈下量が計測されたものの, 最終的な構造物の傾斜および構造物の鉛直沈下量は D1 加振前とほとんど変化しない結果となった。

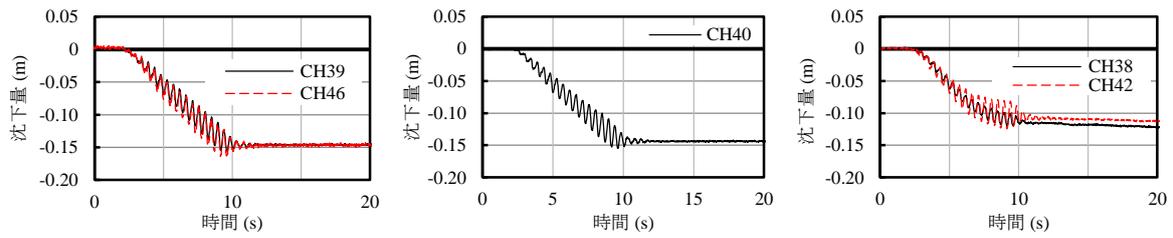


図 6-30 Case6-1-a D1(2.0 m/s²)の鉛直変位量

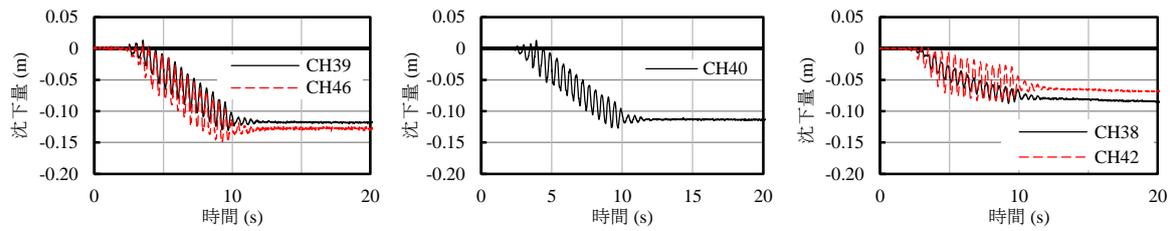


図 6-31 Case6-1-a D2(3.0 m/s²)の鉛直変位量

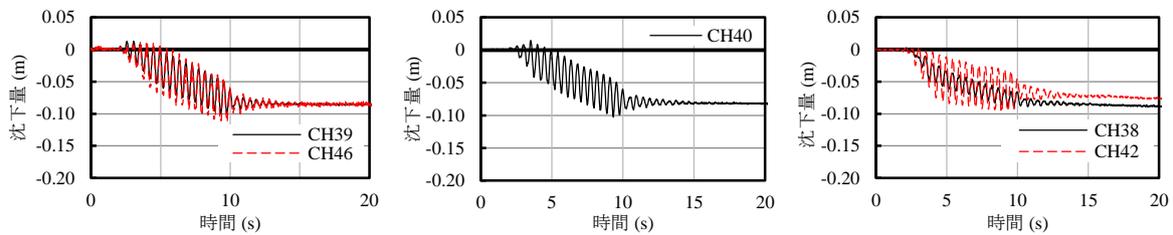


図 6-32 Case6-1-a D3(4.0 m/s²)の鉛直変位量

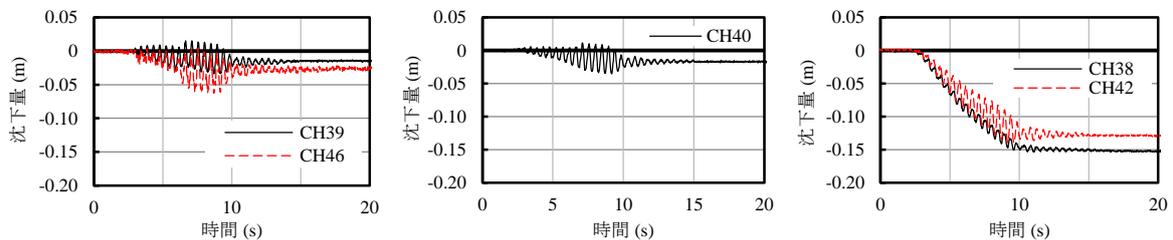


図 6-33 Case6-1-b D1(2.0 m/s²)の鉛直変位量

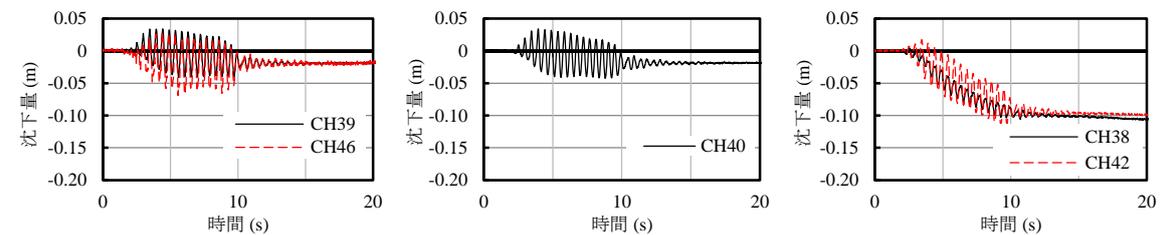


図 6-34 Case6-1-b D2(3.0 m/s²)の鉛直変位量

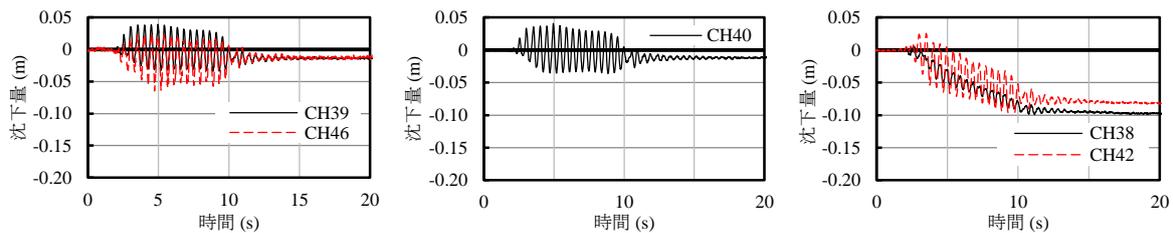


図 6-35 Case6-1-b D3(4.0 m/s²)の鉛直変位量

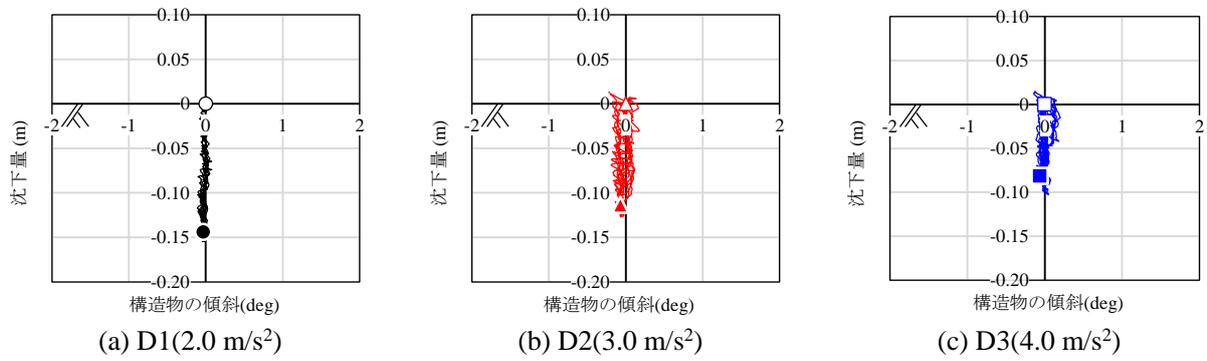


図 6-36 Case6-1-a における構造物の傾斜と鉛直変位の関係

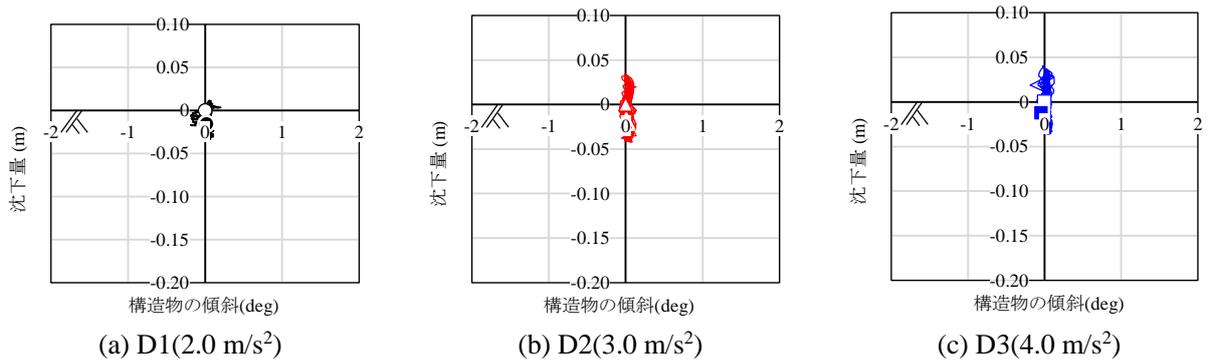


図 6-37 Case6-1-b における構造物の傾斜と鉛直変位量の関係

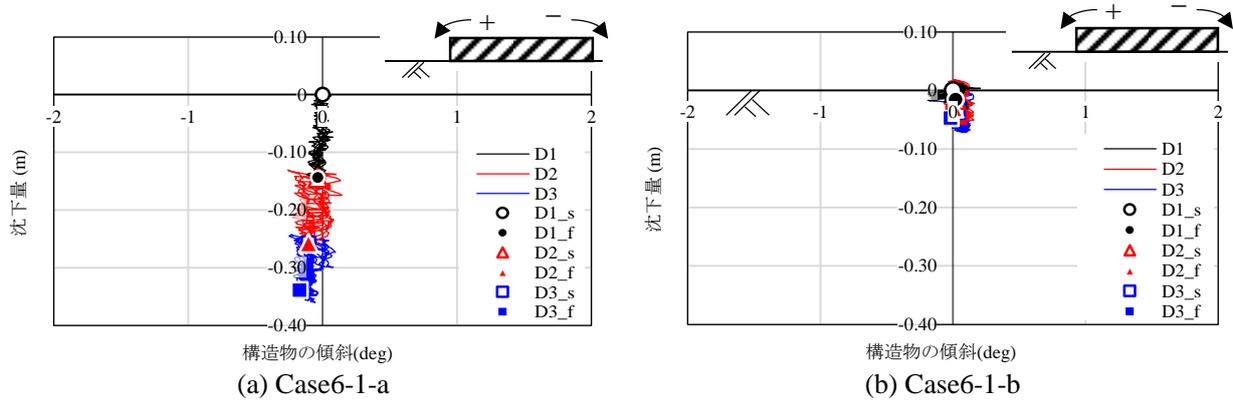


図 6-38 鉛直総沈下量と構造物の傾斜の関係

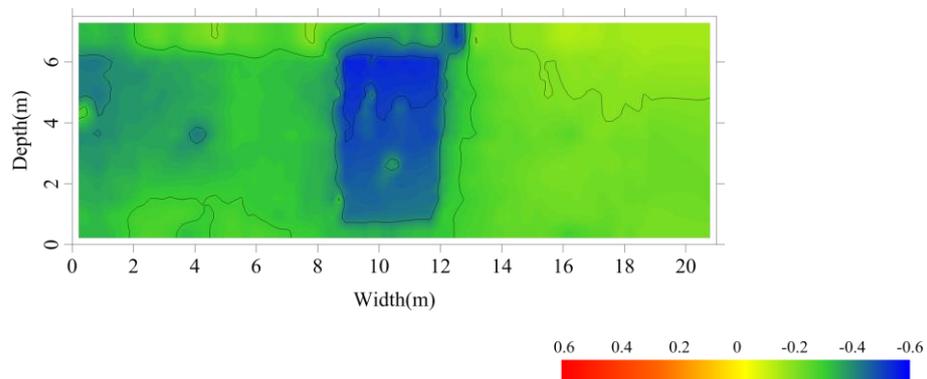


図 6-39 Case6-1-a における表面変位

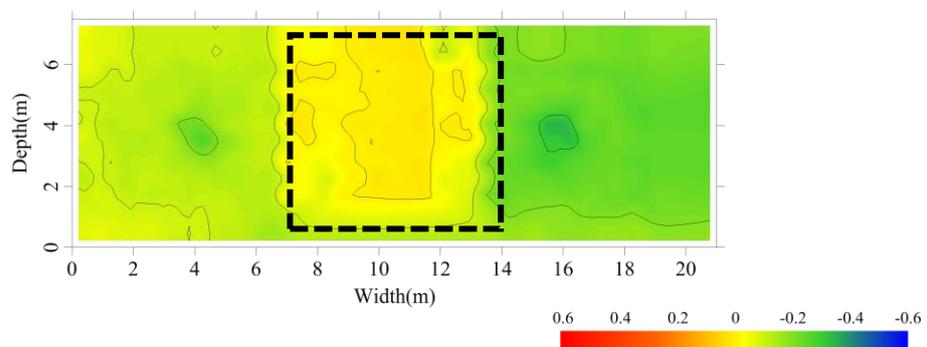


図 6-40 Case6-1-b における表面変位

次に、図 6-39、図 6-40 にレーザー変位計を使用して測定した実験前後の地表面変位を示す。レーザー変位計は半導体レーザーを物体に照射して、その反射光を受光レンズで検知し、その受光角度の変化から対象物までの距離を測定する。そのため、シリコンオイルの油面からの反射波を受光部が検知し、正しい地表面変位を測定できない可能性があった。そのため、レーザー照射時は地表面に油面ができないようにシリコンオイルを抜いた。また、せん断土槽端部では対象物に照射したレーザーの反射光を読み取れない可能性があるため、せん断土槽外枠から 1.0cm 以内の地表面変位は、せん断土槽外枠から 1.0cm 地点の変位と等しいと仮定した。なお、図 6-39、図 6-40 に示す実験開始前と開始後の地表面変位のコンター図は、それぞれのケースの実験開始前の平均地表面高さを GL とし、GL よりも隆起していれば暖色で、沈下していれば寒色で示す。

まず、図 6-39 は Case6-1-a における地表面変位のコンター図を示している。図から、未改良砂の結果である Case6-1-a は、全面的に地表面が沈下していることが分かる。次に、図 6-40 は Case6-1-b の結果であり、図中の黒い破線は改良範囲を示している。中央部に改良層を設置した Case6-1-b の結果では、改良体周辺の未改良層において、大きな沈下量を生じていることが確認できる。その一方で、改良範囲における沈下量は非常に少なく、加振前とほとんど変化がない。

6-4. まとめ

S_{li} と CH を混合した注入材の改良効果を確認するために、遠心場振動台実験を行った。その結果、 S_{li} と CH を混合した注入材を使用した地盤改良によって、液状化が発生せず沈下量が大きく減少した。

6-3-1 項では、地盤内および構造物上面に設置した加速度計の結果をまとめた。未改良地盤においては、加速度計で計測したすべての加速度が減衰する。ただし、構造物直下の加速度計で計測される加速度は、減衰後も一定の加速度を計測しており、構造物直下において、有効応力が大きくなり液状化の発生を抑制することが示唆される。この傾向は改良地盤でも同様であり、改良体内部の加速度も加振とともに減衰する。しかし、この減衰は改良体の液状化によって発生するものではなく、改良層周辺の未改良地盤が液状化することに起因する。構造物の加速度応答については、未改良地盤では構造物上と直下地盤の加速度のレベルは同程度であるが、改良地盤では増幅する。以上の結果は液状化による沈下量だけでなく、改良による加速度応答の変化も考慮して改良体の設計を行う必要があることを示唆している。

6-3-2 項では間隙水圧計から測定した過剰間隙水圧の挙動についてまとめるとともに、土槽全体の過剰間隙水圧比をコンター図として示した。これらの実験結果から、過剰間隙水圧の最大値は、未改良部分ではいずれのケースにおいても同程度の値を示した。その一方で、間隙水圧の消散速度は Case6-1-a よりも Case6-1-b の方が遅かった。これは、改良体によって過剰間隙水圧の排水経路の一部を遮断していたからと考えられる。

6-3-3 項では、せん断土槽の水平変位をまとめた。各層の水平変位量は液状化最上部で最も大きく非液状化層で小さくなる結果となった。また、このような分布は過剰間隙水圧の深度方向の分布と一致していた。

6-3-4 項では、各加速度計から算出したせん断ひずみと応力比の関係をまとめた。これらの結果から、液状化層においては加振が進むと地盤の剛性が低下し、ループの面積が小さくなることが確認された。その一方で、改良層のせん断ひずみと応力比の関係では、加振中においても一定以上の剛性を保っていた。

6-3-5 項では、表面変位測定結果をまとめた。液状化層の直上に構造物を設置した未改良砂のケースでは、構造物直下を改良したケースと比較して、沈下と傾斜角が大きくなる傾向にあることが分かった。その一方で、改良体の直上に位置する構造物では加速度応答が大きくなる。ただし、最終的な構造物の傾斜角は未改良地盤の直上に設置した構造物より小さく、液状化による不等沈下を防げたと言える。

参考文献

- 1) 今村眞一郎, 平野孝行, 萩原敏行, 高橋章浩, 竹村次郎: 注入固化工法を用いた既設タンク基礎地盤の液状化対策効果に関する遠心模型実験, 土木学会論文集, No. 764/III-67, pp. 101-120, 2004.
- 2) Gallagher, P. M., Ahmet, P. and Abdoun, T.: Stabilization of liquefiable soils using colloidal silica grout, *J. Materials in Civil Eng.*, Vol. 19, No. 1, pp. 33-40, 2007.
- 3) Ye, G., Zhang, Q., Zhang, Z. and Chang, H.: Centrifugal modeling of a composite foundation combined with soil-cement columns and prefabricated vertical drains, *Soils and Foundations*, Vol. 55, No. 5, pp. 1259-1269, 2015.
- 4) Binh, T. T., Takeyama, T., Kitazume and M.: Deep mixing column group reinforcement by a shallow mixing layer beneath embankment, *Deep Mixing conf. 2015*, pp. 689-698, 2015.
- 5) 地盤工学会: 薬液注入工法の調査・設計から施工まで, 丸善株式会社, pp. 109-137, 2004.
- 6) 伊藤和也, 玉手聡, 豊澤康男, 堀井宣幸: 新型遠心模型実験装置(NIIS-Mark II Centrifuge)の開発, *Research Report of the NIIS, NIIS-RR-05*, pp. 57-77, 2006.
- 7) 吉迫和生, 内藤幸雄, 本田満彦: 遠心模型実験装置高剛性バスケットの動特性, 鹿島建設技術研究所年報, Vol. 46, pp. 215-216, 1998.
- 8) 岡村未対, 竹村次郎, 上野勝利: 遠心模型実験—実験技術と実務への適用— 2. 遠心模型の相似則, 実験技術—利点と限界, 土と基礎, Vol. 52, No. 10, pp. 37-44, 2004.
- 9) 日下部治, 谷口栄一: 遠心模型実験 9. 適用事例—動的問題—, 土と基礎, Vol. 36, No. 8, pp. 83-39, 1988.
- 10) 建築行政情報センター, 日本建築防災協会: 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, pp. 75-89, 2015.
- 11) 古関潤一, 龍岡文夫: 地盤工学における遠心力載荷実験, 生産研究, Vol. 47, No. 9, pp. 9-16, 1995.
- 12) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, No. 275, pp. 69-77, 1978.
- 13) 飛田哲男: 地盤工学における模型実験の相似則と遠心模型実験, 関西大学理工学会誌 理工学と技術, Vol. 23, pp. 11-17, 2016.
- 14) 高田直俊, 日下部治: 遠心模型実験 3. 原理, 土と基礎, Vol. 13, No. 12, pp. 89-94, 1987.
- 15) 高橋直樹, 岸下崇裕, 山本陽一, 兵動正幸, 三浦房紀, 吉本憲正: 液状化対策としての多層固化改良に関する振動台実験, 土木学会論文集 C, Vol. 62, No. 2, pp. 502-518, 2006
- 16) 大矢陽介, 小濱英司, 佐伯嘉隆, 佐藤成: 液状化地盤における地下構造物周辺地盤のひずみ履歴と地表面沈下に関する模型振動実験, 土木学会論文集 B3, Vol. 72, No. 2, pp. I_360-I_365, 2016.
- 17) 石原研而: 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, pp.238-242, 1998.
- 18) 風間基樹, 豊田浩史, 東畑郁生, 柳原栄司: 遠心振動実験から求めた砂地盤の応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.535/III-34, pp. 73-82, 1996.
- 19) 高橋英紀, 森川嘉之, 早野公敏, 大草陽太郎: 造粒固化処理土を裏埋めに用いた重力式岸壁

の振動特性, 地盤工学ジャーナル, Vol. 6, No.2, pp. 169-179, 2011.

第7章 遠心場振動台実験の再現解析

7-1. 概説

本章では有効応力に基づいた解析手法である液状化解析プログラム LIQCA を用いて、遠心場振動台実験の再現解析を行ない、適切な改良範囲を検討する。

LIQCA は固相(土骨格)と液相(間隙水)に対して別々の運動方程式を与える Biot の提案した 2 相混合体理論¹⁾が用いられており、間隙水の移動を考慮できる。そのため、加振中における排水および液状化発生後に生ずる水圧消散過程を考慮した残留変形を予測することができる^{2),3)}。また、LIQCA の支配方程式は固相の変位 u と間隙水圧 p を未知数とした u - p 定式化⁴⁾に基づいており、支配方程式に組み込まれている土の構成式としては、弾性モデル、繰返し弾塑性モデル、R-O モデル、繰返し弾粘塑性モデル、弾完全塑性モデルが挙げられる。なお、液状化の発生に伴う変形を表現するためには、繰返し载荷中に発生するひずみレベル(せん断ひずみ 10.0%程度)を再現できる必要がある⁴⁾。このようなひずみレベルを再現できる構成式として、LIQCA では Oka et al⁵⁾によって提案された砂の繰返し弾塑性モデルを使用する。また、この支配方程式の離散化には、有限要素法(FEM)、有限差分法(FDM)を使用するとともに、時間の離散化には Newmark の β 法を用いている。

LIQCA を用いた解析的検討は、既往の研究でも行われている。加藤ら⁶⁾は、グラベルドレーンで改良した地盤の間隙水消散効果や抑制効果の現地計測結果を再現している。また、Okochi et al⁷⁾は液状化時の変形を抑制するための格子状地盤改良工法における格子間隔を決定するために遠心模型実験を行うとともに、LIQCA を用いた 3 次元解析も行なっている。これらの解析結果は、実験結果をある程度過大に評価するが、格子間隔が広い場合でも変形抑制効果を期待できることが確認されている。池野ら⁸⁾は、盛土直下に改良層を設置し振動台実験によってその対策効果を確認するとともに、LIQCA、FLIP による再現解析を実施している。各解析パラメータは要素シミュレーションによって応力-ひずみ関係や有効応力経路を表現できるように設定され、これによって、実験結果を概ね再現できることが確認されている。さらに、関口ら⁹⁾はタンク直下地盤の改良工事における経済的な改良範囲を決定するために、LIQCA を使用して全面改良とリング状改良の対策効果を比較することによって、改良範囲が小さいリング状改良においても十分な対策効果が得られることを確認している。

本章では、有限要素解析コード LIQCA を用いて、遠心場振動台実験の再現解析を行なう。まず、5 章の要素試験をもとに、LIQCA に用いるパラメータを決定する。次に、設定したパラメータを用いて 6 章で行なった遠心場振動台実験の再現解析を行うとともに、改良体の改良厚さや改良幅をパラメトリックに変更し、改良体寸法が沈下量や加速度応答に与える影響を検討する。

7-2. 再現解析

7-2-1. 解析モデル

再現解析に用いたプログラムコードは、LIQCA2D17である。6章で行った遠心場振動台実験の供試体寸法を基に作成したFEMメッシュを図7-1に示す。側面の境界条件は、遠心模型実験にせん断土槽を使用したことを考慮し、動的解析においては繰返し境界とした。また、底面の境界条件は、上下左右方向を固定し回転のみを許した。地表面には、地下水位線および排水境界を設定した。さらに、構造物と土の境界にはジョイント要素を設定し、その際の面せん断方向ばね定数 k_s および面垂直方向ばね定数 k_n は、加振時に地表面から構造物が離れることのない十分大きな値として、 $1.5 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ とした。また、改良体と地盤の間にもジョイント要素を挿入した。なお、改良体-地盤間のジョイント要素は試行錯誤的に決定した。まず、既往の研究¹⁰⁾を参考に k_s を $1.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ 、 k_n を $1.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ として解析を行なった。6-3-5項の図6-39に示した実験結果では改良領域と未改良領域の沈下量が異なり、地表面が段差状に変形していることを確認できる。しかしながら、設定したジョイントのパラメータでは実験結果に則した変形が得られなかった。そのため、Case6-1-bである改良砂の解析モデルにおいては、改良体と土の境界に滑りを考慮したジョイント要素を挿入した。この際の k_s および k_n は、それぞれ $1.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$ 、 $1.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$ である。なお、摩擦係数 $\tan \phi$ は、5章において行った珪砂6号に対する繰返し非排水三軸圧縮試験

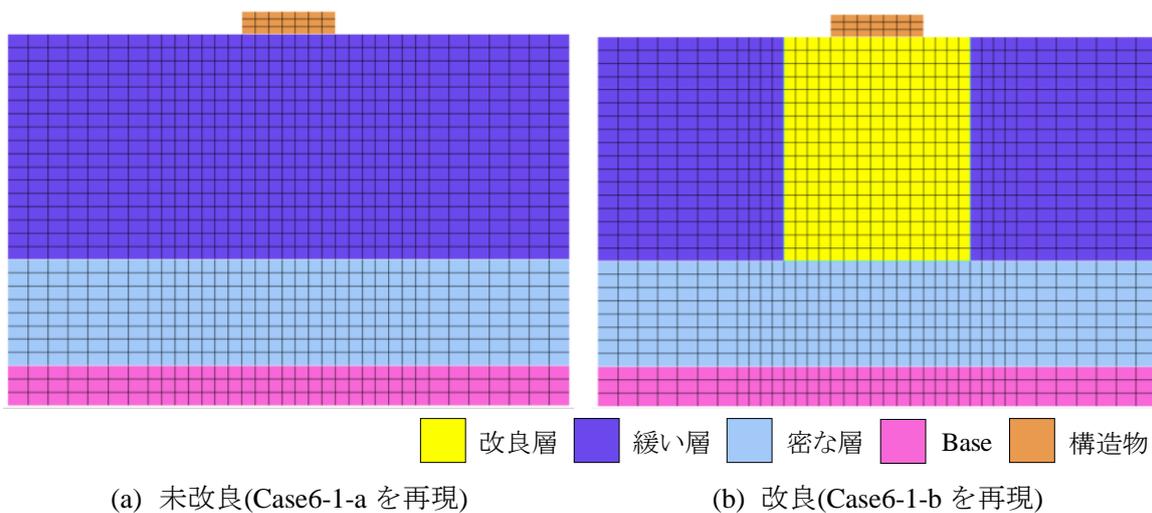


図 7-1 FEM メッシュ

表 7-1 ジョイント要素のパラメータ

パラメータ	未改良	改良	
	構造物-地盤	構造物-地盤	改良体-地盤
せん断方向ばね定数(k_s)	$1.5 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$	$1.5 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$	$1.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$
垂直方向ばね定数(k_n)	$1.5 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$	$1.5 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$	$1.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$
摩擦係数 $\tan \phi$	0	0	0.9

の結果を参考に0.9とした。ジョイント要素のパラメータを表7-1にまとめる。

動的解析に用いる初期応力は、図7-1に示したFEMメッシュと同様のモデルを用いた初期応力解析から求めた。なお、地盤は弾完全塑性モデル、構造物は弾性モデルとして初期応力解析を行った。動的解析の計算時間増分は地盤の透水係数を参考として計算結果が発散しない0.002秒とした。また、Newmarkの β 法の係数は、LIQCAの公開版¹¹⁾において安定性が確認されている、 $\beta=0.3025$ 、 $\gamma=0.6$ を採用した。ここで、減衰定数 h は初期合成比例型のRayleigh減衰の係数 α_1 と地盤の i 次の固有振動数 f_i から以下の式(7-1)で表される。

$$h = f_i \alpha_1 \pi \quad (7-1)$$

既往の研究¹¹⁾では、地盤の1次固有周期 f_1 に対して減衰定数 h が1~3%は、Rayleigh減衰の係数 α_1 と0.001~0.003に相当するとして解析が行なわれている。本解析では、 α_1 を試行錯誤的に変化させて解析を行なった結果、LIQCA公開版において推奨されている値である0.001を用いることとした。

7-2-2. 動的解析のパラメータの設定方法

動的解析に用いたパラメータは、5章において行った珪砂6号の繰返し非排水三軸圧縮試験の結果や文献値を参考に設定した。各層のパラメータの設定方法を以下に示す。

a). 構造物

構造物は弾性モデルを用いてモデル化した。構造物の単位体積重量は6章の遠心模型実験において用いた構造物の重量および体積から算定した。また、Lame定数 λ および μ は、構造物のヤング係数 E およびポアソン比 ν から以下の式(7-2)、式(7-3)を用いて算定した。

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (7-2)$$

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (7-3)$$

また、構造物は不透水材料であるため、透水係数は0 m/sとした。

b). 緩い層

緩い層には相対密度 D_r が60%相当の珪砂6号に対する繰返し非排水三軸圧縮試験の結果および文献値をもとにパラメータを設定し、繰返し弾塑性モデルを用いてモデル化した。飽和単位体積重量 γ_{sat} および間隙比 e は、遠心模型実験に用いた土層の寸法および重量から算定した。膨潤指数 C_c および膨潤指数 κ 、初期せん断係数比 G_0/σ'_{m0} には、珪砂6号の詳細な室内試験結果がなかったため、相対密度 $D_r=60\%$ の豊浦砂で使用されている値¹¹⁾を用いた。また、透水係数の設定では、3章において行った透水試験結果を参考にした。変相応力比 M_m および破壊応力比 M_f については、5章において行った珪砂6号に対する繰返し非排水三軸試験の結果から求めた。さらに、ダイレイタンスー係数 D_0 および n 、硬化関数中のパラメータ B_0 、 B_1 、 C_f 、異方性消失パラメータ C_d 、塑性規準ひずみ γ^{p*} 、弾性規準ひずみ γ^{E*} については、5章において行った珪砂6号に対する繰返し非排水三軸試験の結果における有効応力の低減具合および液状化強度と合うように各種パラメータを設定した。

c). 改良層

改良層において、飽和単位体積重量 γ_{sat} 、間隙比 e 、膨潤指数 C_c 、膨潤指数 κ 、初期せん断係数比 G_0/σ'_{m0} 、変相応力比 M_m および破壊応力比 M_f の設定方法は、b) に示した方法と同様である。ダイレイタンシー係数 D_0 、 n 、硬化関数中のパラメータ B_0 、 B_1 、 C_f 、異方性消失パラメータ C_d 、塑性規準ひずみ γ^{p*}_r および弾性規準ひずみ γ^E_r は、5章において行った $P/W=10.0\%$ の注入材で改良した砂 6 号の供試体に対する繰返し非排水三軸試験の結果を参考とした。ただし、繰返し弾塑性モデルにおいては、Si と CH を混合した注入材で改良した供試体の有する粘り強さを想定しておらず⁸⁾、液状化強度の大きい供試体の液状化強度曲線の解析値を実験値に完全にフィッティングさせることは困難である。そのため、本解析では繰返し回数 20 回の時の液状化強度および有効応力の低減具合、ひずみの増加具合が室内試験の結果と合うようにパラメータを設定した。なお、改良砂は難透水材料と仮定した。

d). 密な層, Base

密な層は、非液状化層を想定した相対密度 $D_r=80\%$ の砂 6 号の層である。改良層において、飽和単位体積重量 γ_{sat} 、間隙比 e は b) に示した方法と同様である。膨潤指数 C_c 、膨潤指数 κ は過去の研究¹²⁾において用いられた値を参考にした。初期せん断係数比 G_0/σ'_{m0} は、Iwasaki and Tatsuoka¹³⁾ によって提案された式を用いて算定した。Iwasaki and Tatsuoka の提案式を式(7-4)に示す。

$$G_0 = 14092 \frac{(2.17 - e)}{1 + e} \sigma'_m{}^{0.4} \tag{7-4}$$

なお、この際の σ'_{m0} は密な層の中央付近の有効応力として、98.0kPa とした。変相応力比 M_m およ

表 7-2 パラメーター一覧

パラメータ名		緩い層	改良層	密な層	Base	構造物
		繰返し弾塑性モデル				弾性モデル
透水係数 m/s	k	5.2×10^{-4}	1.0×10^{-9}	4.5×10^{-4}	5.2×10^{-4}	-
飽和単位体積重量 kN/m ³	γ_{sat}	18.2	20.0	18.8	20.3	30.0
無次元化初期せん断係数	G_0/σ'_m	1317.0	1317.0	1059.8	1133.0	-
初期間隙比	e_0	0.849	0.849	0.739	0.510	-
圧縮指数	λ	0.025	0.025	0.036	0.0004	-
膨潤指数	κ	0.0025	0.0025	0.005	0.00008	-
擬似過圧密比	OCR	1.0	1.0	1.0	1.2	-
ダイレイタンシー係数	D_0	3.5	1.1	0.52	0.12	-
	n	18.0	25.0	8.5	4	-
破壊応力比	M_f	1.406	1.745	1.476	1.476	-
変相応力比	M_m	0.734	0.734	1.087	1.087	-
硬化関数中のパラメータ	B_0	3000	6000	3924	54000	-
	B_1	60	60	65.4	140	-
	C_f	0	0	0	0	-
規準ひずみ(塑性剛性)	γ^{p*}_r	0.001	0.006	0.004	0.001	-
規準ひずみ(弾性剛性)	γ^E_r	0.002	0.090	0.250	0.032	-
異方性消失のパラメータ	C_d	2000	2000	2000	2000	-
Lame 定数 kN/m ²	λ	-	-	-	-	5.8×10^7
	μ	-	-	-	-	2.6×10^7

び破壊応力比 M_f は、緩い層における値よりも大きくなるように設定した。ここで、ダイレイタンシー係数 D_0 、 n 、硬化関数中のパラメータ B_0 、 B_1 、 C_t 、異方性消失パラメータ C_d 、塑性規準ひずみ γ^p_r および弾性規準ひずみ γ^e_r は、過去の研究¹²⁾において行われた繰返し非排水三軸圧縮試験により得られた液状化強度曲線に合うように設定した。

次に、Base は玉砂利で作製した最大密度に近い密度を有する非液状化層である。そのため、既往の研究¹⁴⁾において用いられている相対密度 $D_r=90\%$ の豊浦砂における LIQCA のパラメータを参考に設定し、透水係数は、玉砂利の透水試験結果から決定した。

ここまでで得られたパラメータの一覧を表 7-2 に示す。

7-2-3. 要素シミュレーション

図 7-2、図 7-3 および図 7-4 に緩い層の要素シミュレーションから得られた有効応力経路、軸差応力と軸ひずみの関係および液状化強度曲線を示す。なお、図 7-2、図 7-3 は、同じ応力比における有効応力経路および軸差応力と軸ひずみの関係を示している。また、本解析で行った要素シミュレーションは片振幅ひずみ 2.5% を上限としているため、図 7-2、図 7-3 に示した実験結果は片振幅ひずみが 2.5% 以下のひずみレベルにおける結果を示している。これらの図で要素シミュレーションにおいて、ひずみが急激に増加し始めた後の繰返し回数が、実験値と比較して若干少ない。ただし、図の有効応力経路から、载荷初期の有効応力が高い領域においては、徐々に有効応力が

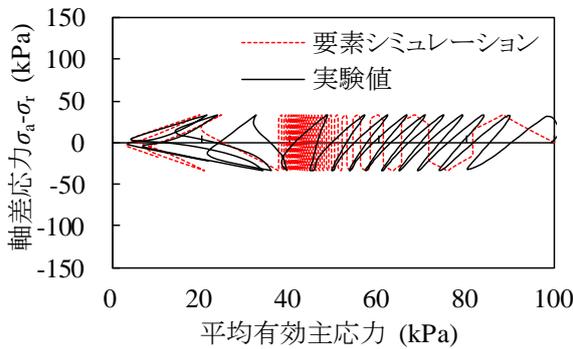


図 7-2 緩い砂の有効応力経路

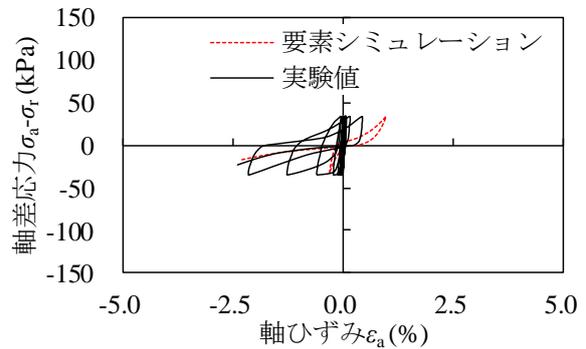


図 7-3 緩い砂の軸ひずみと軸差応力の関係

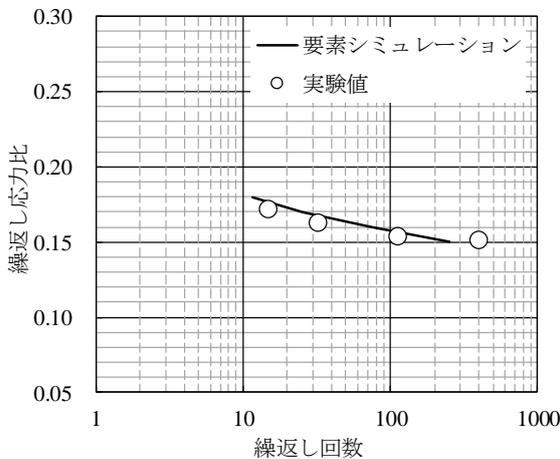


図 7-4 緩い砂の液状化強度曲線

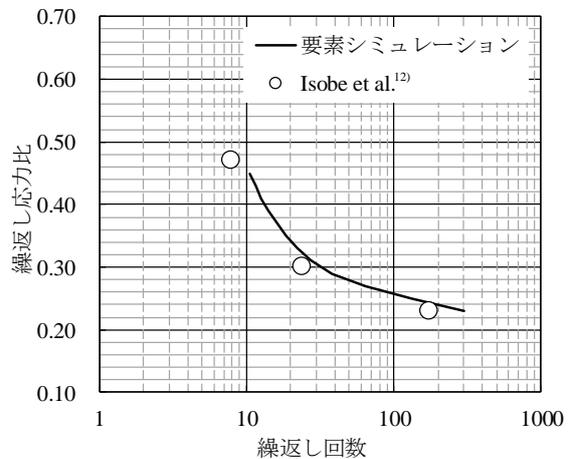


図 7-5 密な砂の液状化強度曲線

低下し最終的に一定の値に収束しゼロに近づく傾向が良くシミュレートできている。また、軸差応力と軸ひずみの関係における要素シミュレーションの結果は、実験結果と同様に有効応力の低下とともにひずみが急増している。このことから、設定した緩い層のパラメータは実験結果の軸ひずみの発達と有効応力の低減具合を良好に再現できていると言える。さらに、図 7-4 に示す液状化強度曲線は、要素シミュレーションと実験結果がよく一致している。

図 7-5 に密な層の要素シミュレーションにより算出された液状化強度曲線を示す。密な砂の要素シミュレーション結果は、Isobe et al.による液状化試験結果を良く再現できていることがわかる。

次に、図 7-6、図 7-7 および図 7-8 は、改良層の要素シミュレーションから得られた有効応力経路、軸差応力と軸ひずみの関係および液状化強度曲線を示している。なお、図 7-8 の赤いプロットは改良砂を応力比 0.6 でせん断した際の繰返し载荷回数の解析値を示している。図の有効応力経路から、有効応力が一定の値に収束するまでに要する繰返し载荷回数や収束する有効応力の値を良く再現できている。さらに、軸差応力と軸ひずみの関係において、軸ひずみが繰返し载荷によって一定の増加割合で徐々に増加する傾向は実験結果とよく一致している。

以上に示したパラメータによって有効応力低減の傾向や液状化強度の実験値を良く再現することができることを確認した。そのため、以後の解析では表 7-2 に示すような解析パラメータを用いることとする。

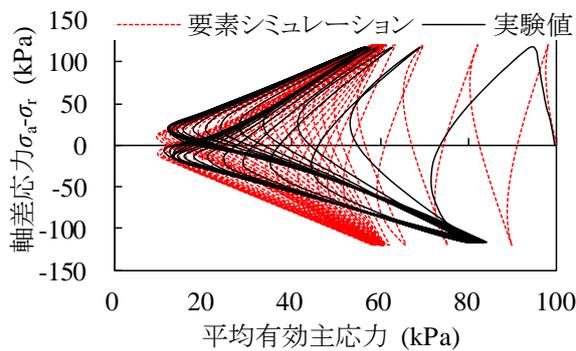


図 7-6 改良砂の有効応力経路

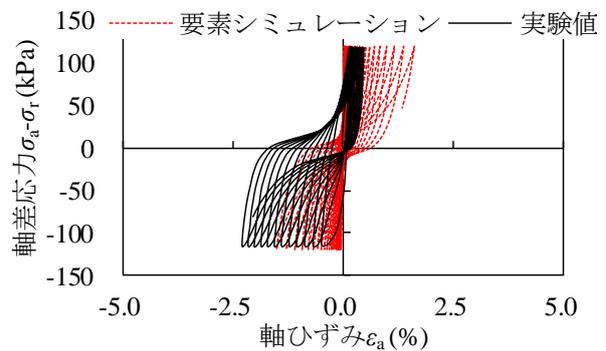


図 7-7 改良砂の軸ひずみと軸差応力の関係

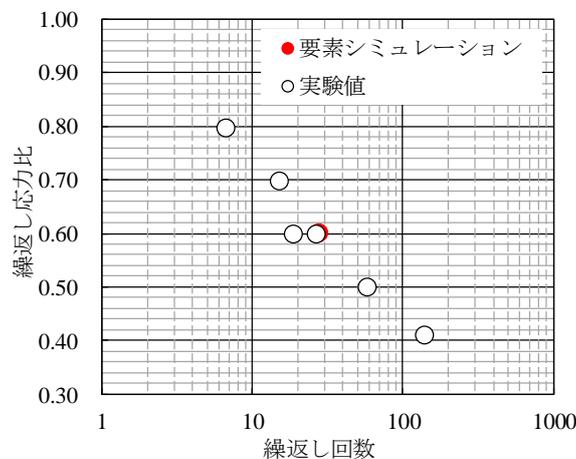


図 7-8 改良砂の液状化強度曲線

7-2-4. 解析結果

解析結果を抽出した要素及び節点を図 7-9 に示す. 解析結果は, いずれも遠心模型実験におけるセンサーの設置位置と同じ場所からの抽出した. なお, 加速度, 鉛直変位は赤い丸で塗りつぶされた節点, 間隙水圧は赤い四角で示された要素から解析結果を抽出した. LIQCA による動的解析から得られた結果を以下に示す.

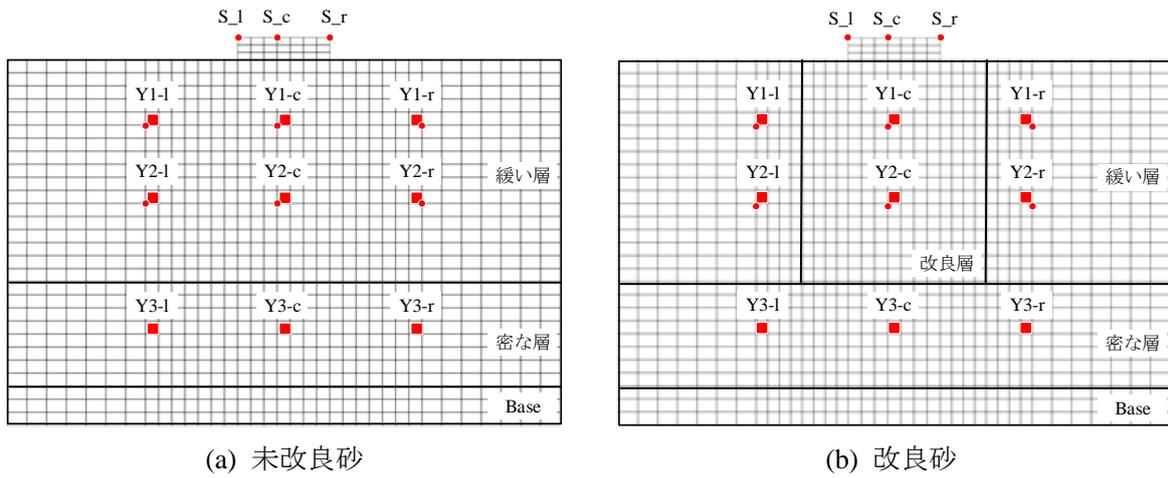


図 7-9 解析結果の抽出要素, 節点

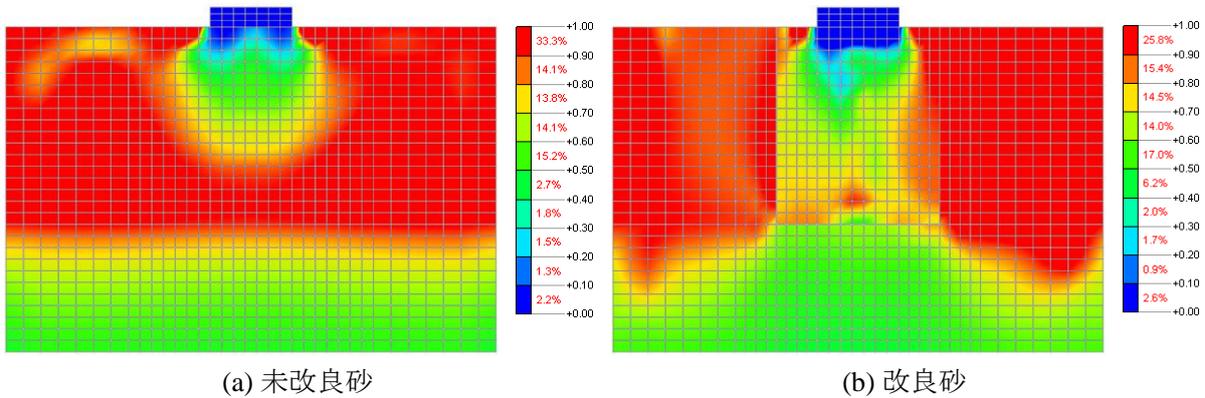


図 7-10 過剰間隙水圧比のコンター

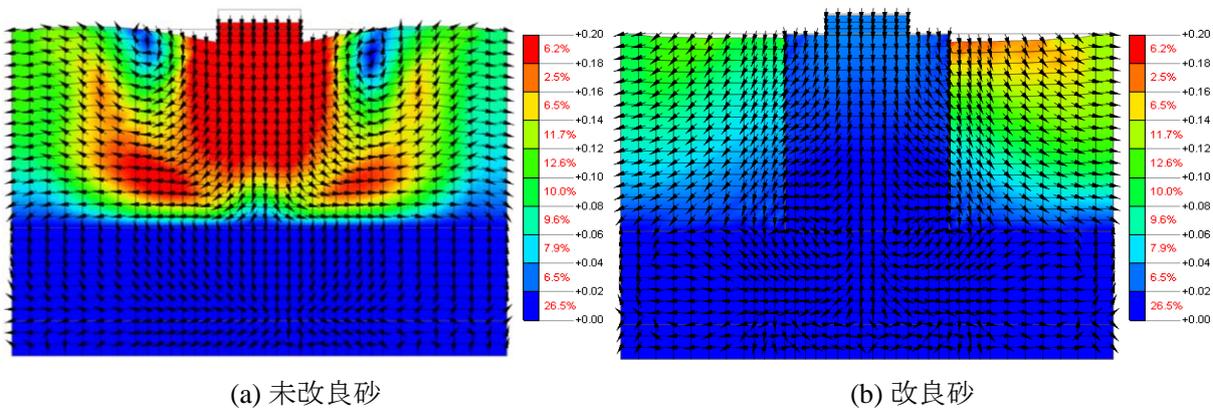


図 7-11 合成変位のコンターとベクトル

a). 過剰間隙水圧比と鉛直変位のコンター

加振開始から 9.0 s 時点の過剰間隙水圧比のコンターを図 7-10(a), (b)に示す. なお, 図中の白い破線は, 改良範囲を示している. 未改良砂の過剰間隙水圧比の結果である図 7-10(a)では, 構造物直下や非液化化層の過剰間隙水圧比が大きく上昇せず, 液化化層が加振によって完全に液化化する様子は, 6章に示した実験結果とよく整合している. また, 改良砂のケースにおいても改良砂周辺で過剰間隙水圧比が非常に大きくなり, 改良体直下では過剰間隙水圧比の上昇が抑制される挙動を再現できている. さらに, 改良体内部においても過剰間隙水圧比が高まる部分が存在するが, その大きさは液化化層よりも小さい.

次に, 図 7-11(a), (b)は, 加振開始から 40 s 経過後の合成変位のコンターとベクトルを示している. なお, 図 7-11(a), (b)は鉛直方向の変形図を示しており, 変形倍率は 2 倍に設定した. まず, 図 7-11(a)に示した未改良砂の変形図では, 構造物の付近が大きく沈下しており, 実験結果と類似している. ただし, 解析領域両端の地盤の表面が隆起している. これは, 図中のベクトルから読み取れるように, 解析においては構造物の沈下に伴う地盤の変位に伴い, 土槽両端部の地盤がすべるように変形したためである. 一方, 改良砂のケースでは構造物の沈下量が大きく低減されて

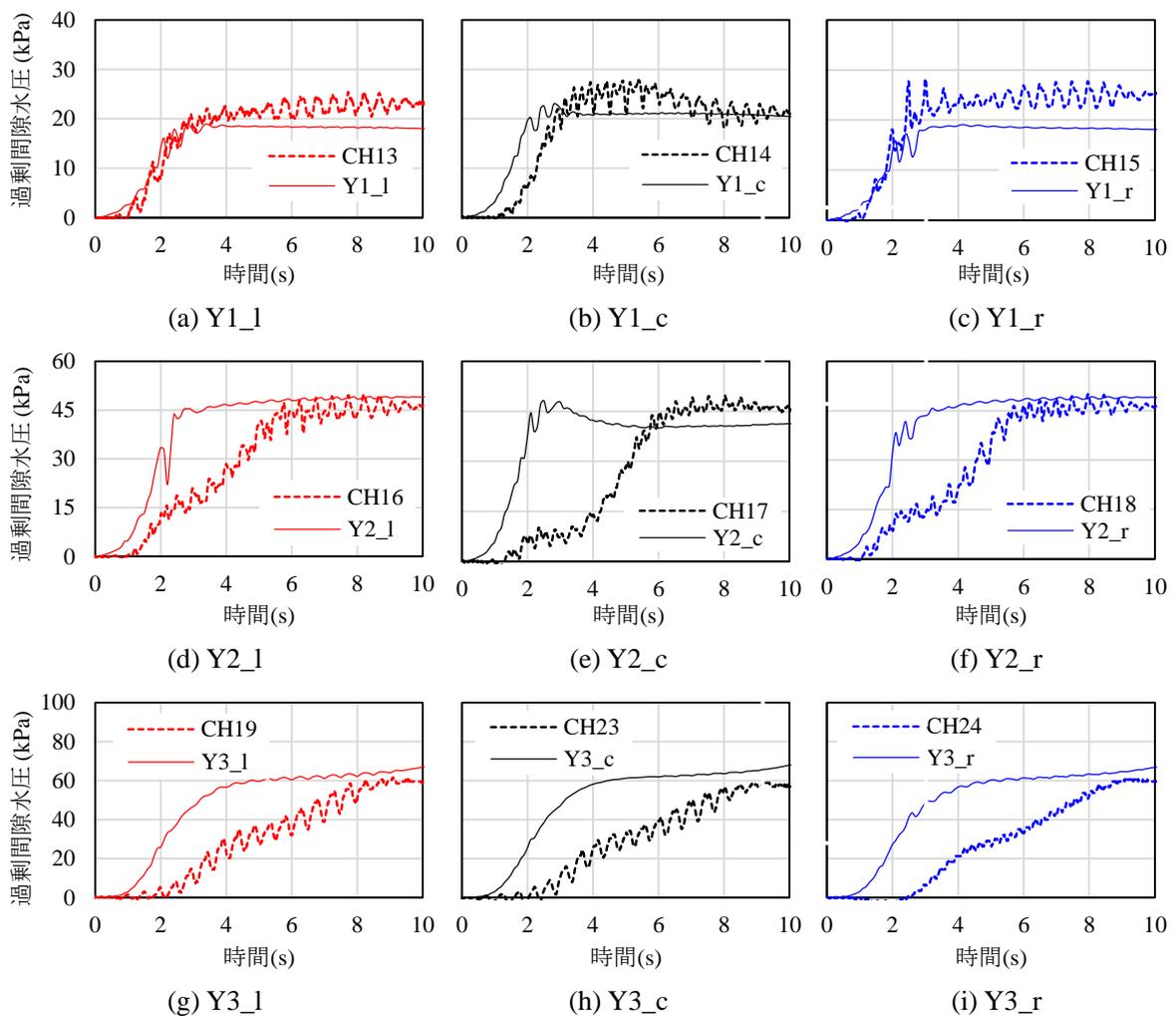


図 7-12 未改良砂における過剰間隙水圧の時刻歴

いることが分かる。さらに、改良砂両端部においては大きな沈下が発生しており、これらの傾向は実験結果と類似している。また、液状化層と比較して地盤の変形量は小さいものの、非液状化層である改良体の直下地盤においても非液状化層が押し拡げられるように変形している。

b). 過剰間隙水圧の時刻歴

図 7-12(a) ~ (i)は未改良砂における過剰間隙水圧の時刻歴であり、各センサーの設置位置における要素の過剰間隙水圧の解析結果を抜粋したものである。なお、図 7-9 にも記述した通り、Y 方向の位置を浅い場所から順に Y1, Y2, Y3, X 方向の位置を l, c, r で示す。また、実験値はそれぞれ CHNo. で示す。図から、すべての位置において最終的な過剰間隙水圧の解析結果は、概ね実験結果に則した値となっていることが確認できる。ただし、解析結果では Y2, Y3 における過剰間隙圧の立ち上がりが若干早い。これは遠心模型実験において、Y2 層および Y3 層付近の地盤の密度が密になっていたことから、解析では地盤の密度を若干過小に評価していることや実験ではセンサー付近の地盤が部分的に不飽和であったことが可能性として考えられる。また、解析結果では、実験結果に見られるようなスパイク状の間隙水圧の変動が見られなかった。これは、要素シミュレーションにおいてサイクリックモビリティ後の繰返し回数を若干過小に評価しているた

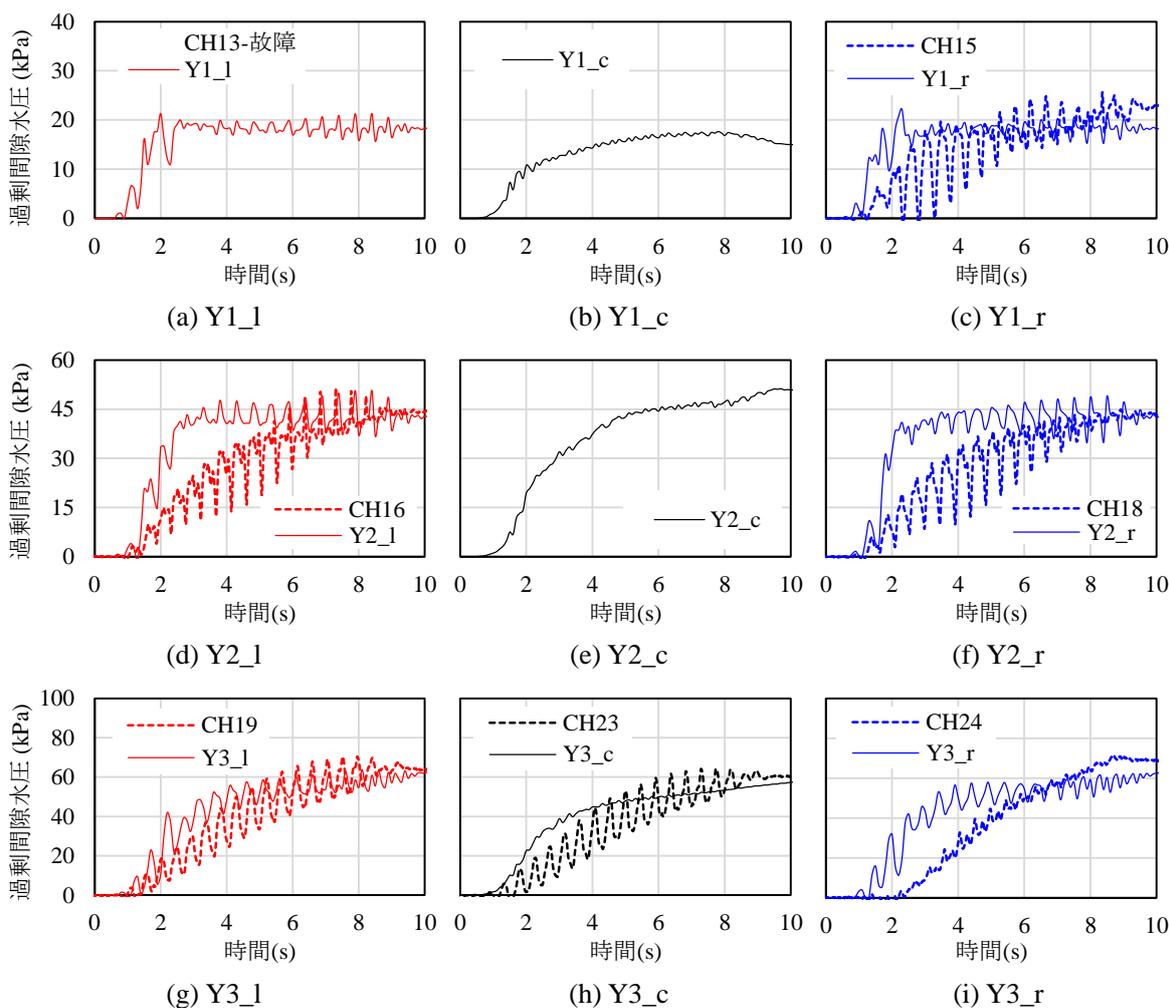


図 7-13 改良砂における過剰間隙水圧の時刻歴

めであると推測される。

次に、図 7-13(a) ~ (i)は、改良砂における過剰間隙水圧の時刻歴を示している。なお、Y1_l, Y1_c, Y2_c は、遠心载荷実験においてセンサーの故障またはセンサーを設置していない箇所であるため、解析結果のみを示している。図から、解析結果は未改良砂と同様に過剰間隙水圧の挙動を概ね再現できていることが分かる。過剰間隙水圧の立ち上がりは、いずれの抽出位置においても実験結果と解析結果で大きな差はなく、この点においては設定したパラメータより得られた解析結果と実験結果は整合していると言える。未改良地盤である改良砂側方における地盤(1 および r)では、未改良砂の解析結果とは異なり、スパイク状の間隙水圧の変動が見られる。これは、改良砂の揺動に影響されたものと考えられ、その変動は実験値と比較して小さい。

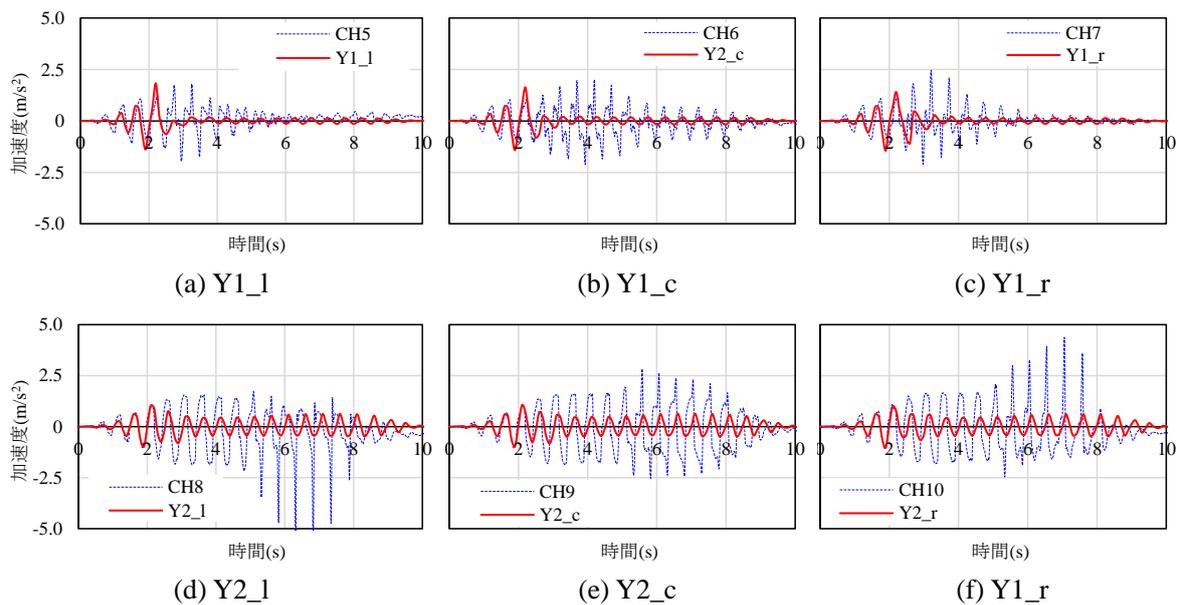


図 7-14 未改良砂における加速度の時刻歴

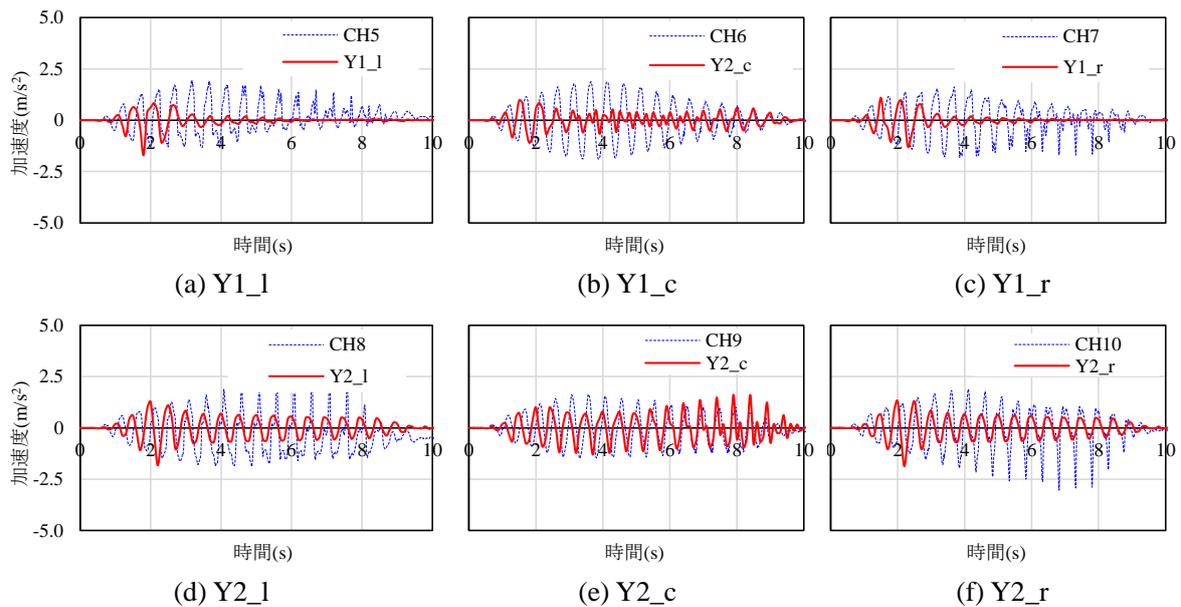


図 7-15 改良砂における加速度の時刻歴

c). 加速度の時刻歴

各ケースの加速度の時刻歴を図 7-14(a) ~ (f), 図 7-15(a) ~ (f)に示す. 図 7-14(a) ~ (f)は, 未改良砂における加速度の時刻歴を示している. まず, 未改良砂において, Y1_l, Y1_rにおいて加速度応答が小さくなる傾向や構造物直下で液状化後も一定の加速度応答が見られることは実験結果と一致している. しかしながら, いずれの位置においても解析から得られた加速度は実験結果よりも小さく, スパイク状の加速度応答が見られない. これは, 要素試験におけるサイクリックモビリティ後の繰返し回数の過小評価が影響しているためと推測される. また, 未改良砂の解析結果から抽出した加速度は, いずれの抽出位置においても実験値と比較して解析値が小さい. これは, 解析モデルが実験と比較して液状化しやすかったことを示唆しており, 過剰間隙水圧の結果と整合する.

次に, 図 7-15(a) ~ (f)に改良層における加速度の解析結果を示す. 未改良砂における結果と同様に, 改良砂でも, 解析結果における加速度は実験結果よりも過小に評価されている. ただし, Y2_cにおける加速度の大きさは, 実験結果と概ね等しい. また, 改良砂の節点から抽出した加速度は, 土槽両端の未改良砂部分と比較して大きい値を示した.

解析における加速度応答は, いずれの設置位置においても実験結果よりも小さい結果となり, 解析では実験において見られたようなスパイク的な応答が再現できなかった. このような過小な加速度応答は, Rayleigh 減衰の係数を大きくすることによって改善されると考えられる¹⁵⁾. しかし, Rayleigh 減衰の係数を大きくした場合, 加振初期の加速度が過小評価されたことや今回の解析から得られた過剰間隙水圧の全体的な挙動が実験結果と概ね一致していたことから, 今後の解析でも, 同様の Rayleigh 減衰の係数 α_1 を用いる.

d). 構造物の応答

各ケースの構造物の加速度応答を図 7-16(a), (b)に示す. なお, 図中の赤い実線と黒い実線は構造物(S_c)と構造物直下地盤(Y1_c)における加速度応答の解析値, 青い破線は構造物の応答加速度の実験値を示している. まず, 未改良砂の結果では, 解析から抽出した構造物と直下地盤の加速度の位相がずれているが, これは解析結果を抽出した位置が離れているためである. また, 未改良砂の解析における最大加速度は, 実験値と概ね一致している. また, 構造物の加速度もほとんど増幅しておらず, 実験と整合していると言える. しかしながら, 構造物天端中央部で観察され

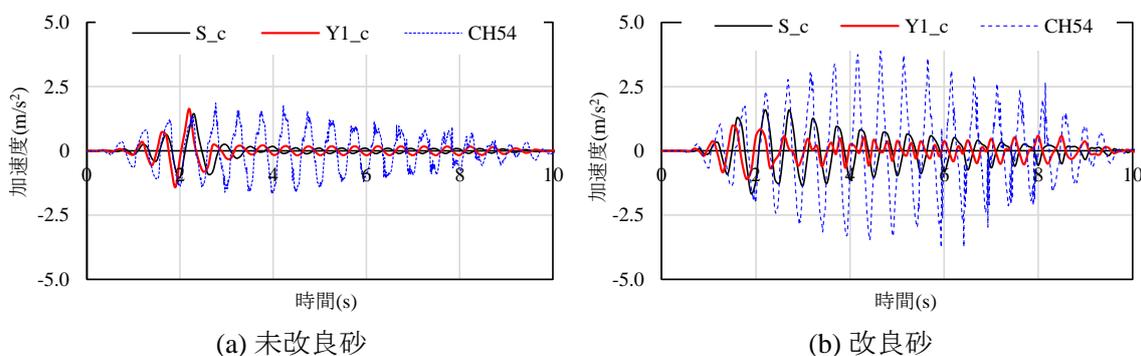


図 7-16 構造物の加速度応答

た加速度の実験値は、加振後半においても一定以上の値を示しており、この点において解析は実験の傾向を再現できなかった。図7-16(b)は改良砂のケースである。改良砂においては構造物の加速度がかなり過小評価されているものの、構造物直下地盤の加速度よりも大きくなる傾向は再現されている。

図7-17(a), (b)は、構造物の沈下量の時刻歴であり、黒い実線と青い実線はそれぞれ、解析結果と実験結果の値を示している。未改良砂，改良砂においても過剰間隙水圧が高まる2.0s付近から沈下が発生することは、解析結果と実験結果で一致している。ただし、未改良砂においては沈下量の解析値が実験値よりも1.5倍程度大きくなった。これは、過剰間隙水圧や加速度の応答と同様に、解析モデルが実験よりも液状化しやすかったことに起因すると推察される。

次に、図7-18(a), (b)は加振終了直後の構造物の傾斜角と沈下量の関係の解析値を赤い実線で示している。なお、図中には、遠心模型実験から得られたD1加振時の沈下量と構造物の傾斜の関係を黒い実線で付記してある。図から、未改良砂では沈下量が若干安全側に評価されるが、構造物の最終的な傾斜角は実験値と解析値でほぼ同じ値である。その一方で、改良砂の解析結果である図7-18(b)では、加振中の構造物の傾斜の挙動や最終的な傾斜角は概ね一致している。

以上の結果から、構造物や地盤の加速度の大きさは実験値よりも小さくなる結果となった。しかしながら、加振により発生する過剰間隙水圧の大きさや沈下の傾向は、解析モデルによって概

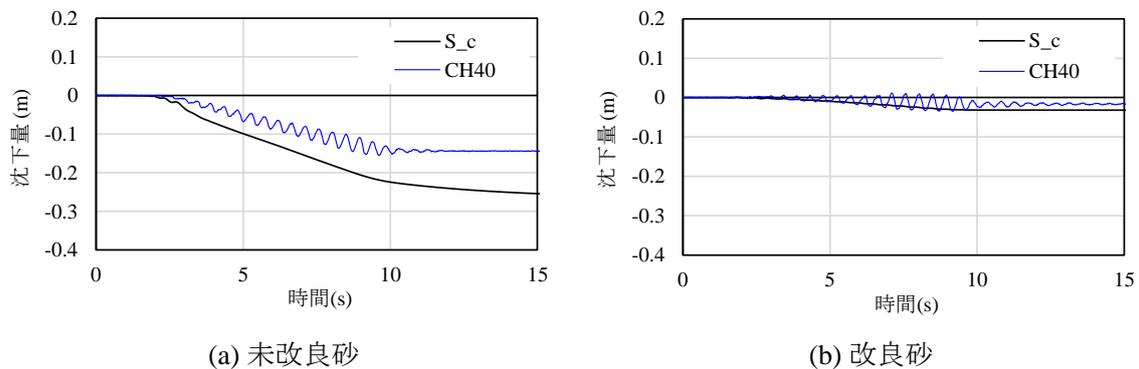


図7-17 構造物の沈下量

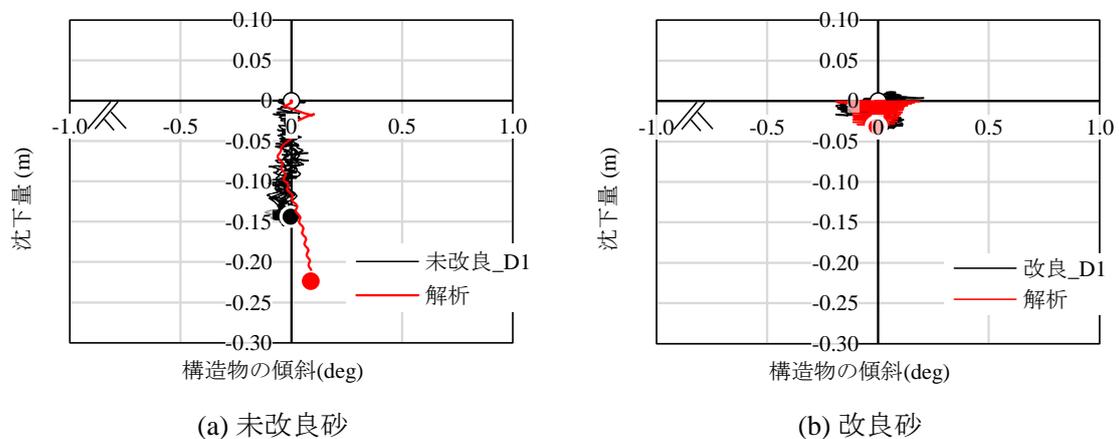


図7-18 構造物の傾斜角と沈下量の関係

ね再現されていることが分かった。

7-3. 改良範囲の検討

7-2節で行った再現解析では、設定したパラメータやモデルを用いることによって、構造物の沈下挙動を概ね再現できることが確認された。そこで、本節では改良体の寸法を変化させることで改良幅や改良深さが構造物の沈下量や傾斜角に及ぼす影響を検討した。なお、使用するパラメータは表 7-2 に示したものである。なお、以下の節では加振直後の沈下量のみを対象とし、加振終了後の圧密沈下に伴った沈下量は考慮しない。

7-3-1. 解析モデル

解析に使用するモデルおよび改良体寸法を図 7-19 に示す。解析には改良体の寸法に応じた沈下や加速度応答の違いを考察するために、改良体の幅 w および改良体の厚さ h を種々に変えたモデルを設定した。Case7-1-b ~ Case7-1-d は、改良体の厚さ h を 4.0 m として改良体の幅 w を種々に変えたケースである。また、Case7-1-e ~ Case7-1-g は改良体の厚さを 6.5 m としたケースである。表 7-3 には各ケースの改良体寸法および各ケースの寸法から計算した改良体の厚さと幅の比(h/w)、液状

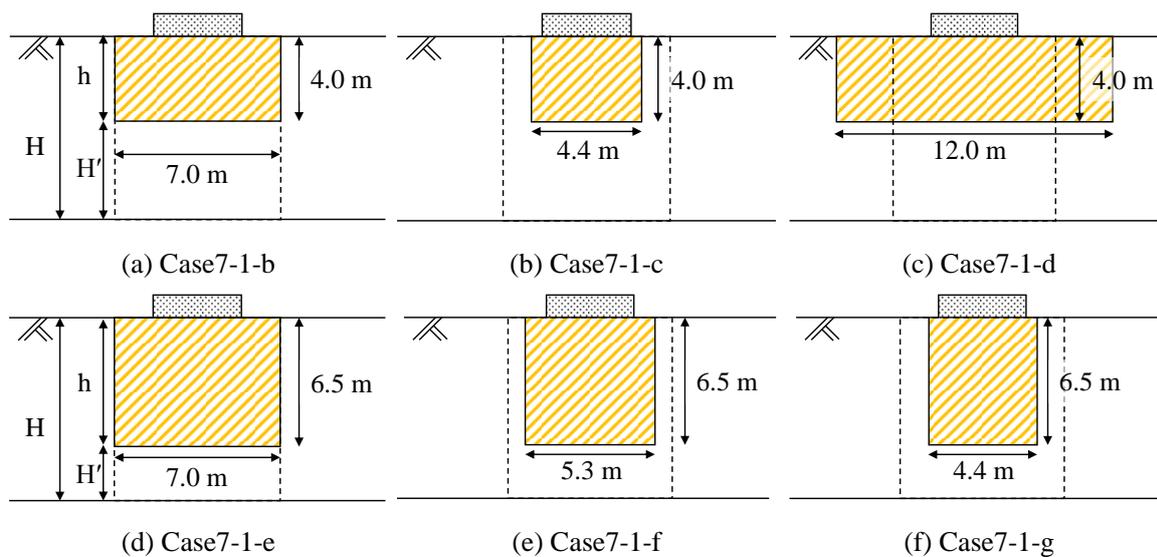


図 7-19 改良体の寸法

表 7-3 各ケースの寸法一覧

	改良体高さ h	改良体幅 w	液状化層高さ H'	h/w	H'/w	V/V'	B/w
Case7-1-a	8.5 m	7.0 m	0 m	1.21	0.00	1.00	0.50
Case7-1-b	4.0 m	7.0 m	4.5 m	0.57	0.64	0.47	0.50
Case7-1-c	4.0 m	4.4 m	4.5 m	0.91	1.02	0.30	0.80
Case7-1-d	4.0 m	12.0 m	4.5 m	0.33	0.38	0.81	0.29
Case7-1-e	6.5 m	7.0 m	2.0 m	0.93	0.29	0.76	0.50
Case7-1-f	6.5 m	4.4 m	2.0 m	1.48	0.45	0.48	0.80
Case7-1-g	6.5 m	5.3 m	2.0 m	1.23	0.38	0.58	0.66

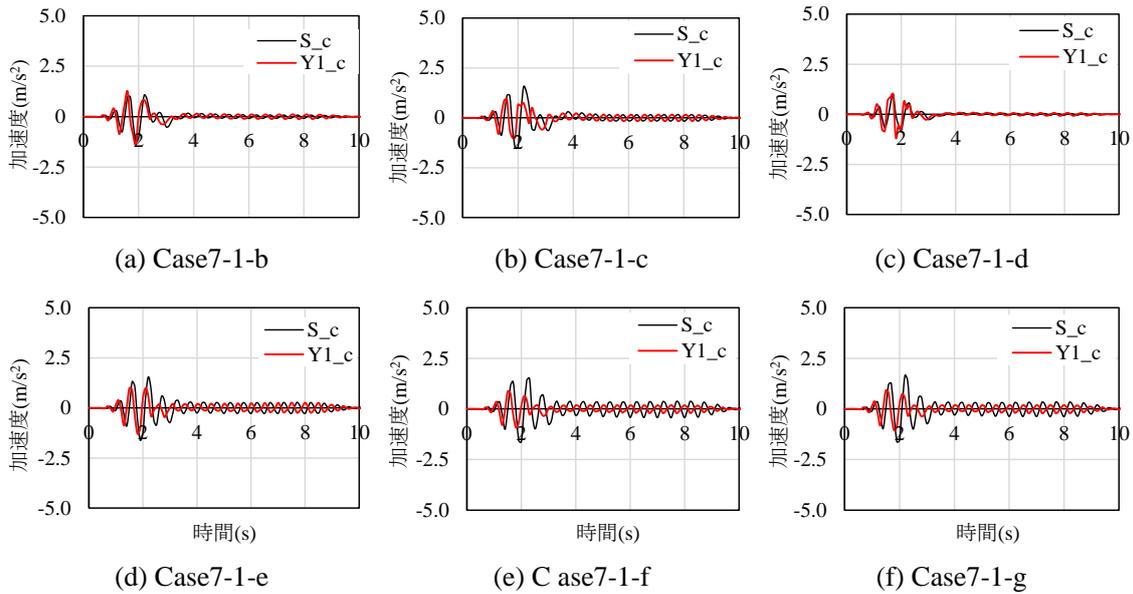


図 7-20 加速度応答

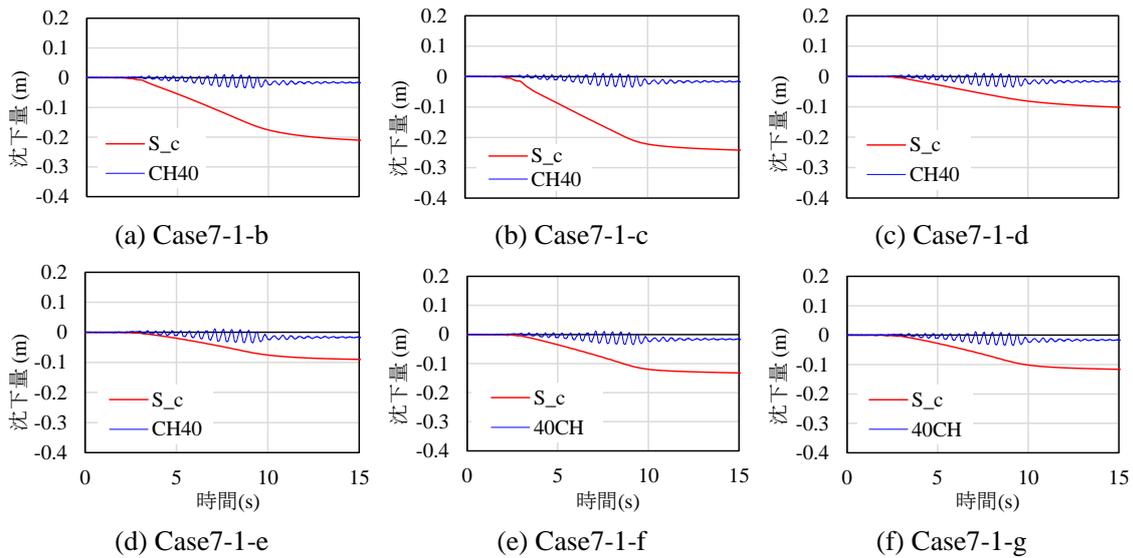


図 7-21 構造物の傾斜と沈下量の関係

化層の厚さ H' と改良体幅 w の比(H'/w), 7-2 節の解析で使用した改良体の単位奥行き当たりの体積 V と解析の改良体の単位奥行き当たりの体積 V' の比(V/V'), 改良体幅 w で正規化した基礎幅 $B(B/w)$ の値を示す. なお, 表において Case7-1-a は 7-2 節で行った改良砂における解析モデルの寸法を示している.

7-3-2. 解析結果

各ケースにおける構造物の加速応答の結果を図 7-20(a) ~ (f)に示す. 図中の黒い実線および赤い実線は, 構造物(S_c)および構造物直下地盤(Y1_c)から抽出した加速度の解析値である. 改良体の厚さが薄い Case7-1-b~ Case7-1-d では, 構造物の応答加速度の大きさが構造物直下地盤における加速度の大きさと一致しており位相のずれも少ない. その一方で, Case7-1-e~ Case7-1-g では構造物と直下地盤の加速度応答の大きさが異なる. さらに, いずれのケースにおいても加速度の位相差

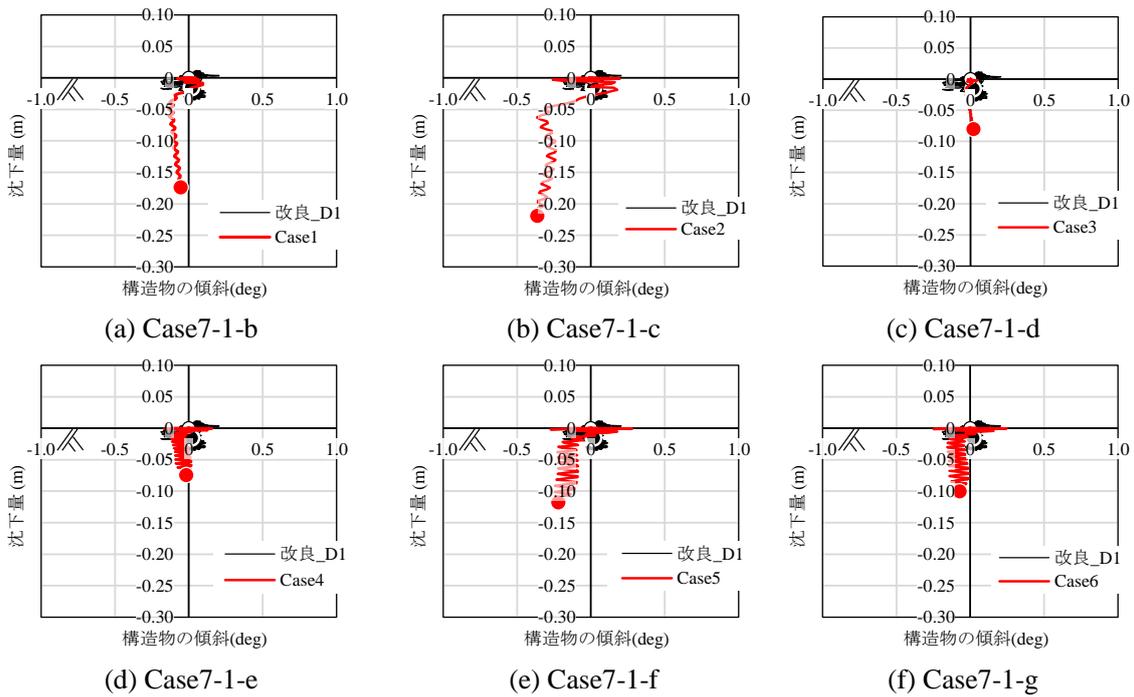


図 7-22 構造物の傾斜と沈下量の関係

が異なり，加振後半になると位相が逆転し，ロッキングが発生している可能性が示唆される．以上の結果から，改良体の層厚が厚く，幅が小さい場合，構造物に応答する加速度が大きくなることが考えられる．

図 7-21(a) ~ (f)は，沈下量の時刻歴であり，赤い実線および青い実線はそれぞれ，解析値と実験値を示している．なお，実験値は構造物中央部の変位計(CH40)の値である．いずれのケースにおいても，実験値とは異なり加振中の沈下量の変動がない．さらに，実験値よりも解析値の方が沈下量は大きくなった．また，その沈下量は改良体が厚く，幅が大きいほど小さくなることがわかる．

図 7-22(a) ~ (f)に加振直後の構造物の傾斜と沈下量の関係の実験値および解析値をそれぞれ，黒い実線および赤い実線で示す．なお，構造物の傾斜は図 7-9 に示した S_{-1} および S_{-r} における鉛直変位の時刻歴の解析値から算出した．図から，構造物と構造物直下地盤の加速度応答が一致している Case7-1-b ~ Case7-1-d では，構造物の揺動が小さい．その一方で，Case7-1-e ~ Case7-1-g では，加振中の構造物の傾斜が大きくなる傾向にある．

以上のような沈下や加振時の加速度応答の違いを表 7-3 に示した改良体寸法から考察する．図 7-23 は，構造物の加速度応答の最大値 a_s を構造物直下地盤の加速度応答の最大値 a_{Y1_c} で正規化した値と改良体の層厚 h の関係を示している．なお，図中には改良層の層厚ごとにプロットの種類を分けて示す．図から，改良体の層厚 h に伴って，構造物の加速度(S_c)の増幅が大きくなる傾向にある．しかしながら，図 7-20 から明らかなように構造物の加速度応答は改良体の幅によっても変化する．そのため， a_s/a_{Y1_c} と改良体の層厚 h を改良体の改良幅で正規化した値の関係を図 7-24 に示す．図 7-24 から，多少のばらつきはあるものの h/w に伴って， a_s/a_{Y1_c} が直線的に増加し

ている。従って、改良体の厚さに対して改良体の幅が大きいと $a_s/a_{Y1,c}$ が小さくなることが示唆される。

構造物の最大鉛直変位量 D_{Vmax} と液状化層の層厚 H' の関係を図 7-25 に示す。図から、 H' の厚さに伴って D_{Vmax} が増加することわかる。しかし、図はそれぞれの液状化厚さによってばらつきが大きい。また、 D_{Vmax} は改良体の幅 w によっても変化することは図 7-22 から明らかである。そこで、図 7-26 に H' を w で正規化した値と D_{Vmax} の関係を示す。図から、 H'/w に伴って D_{Vmax} が直線的に増加することが分かる。ただし、 H'/w が 0.6 以上となる範囲では、 D_{Vmax} の増加量が小さ

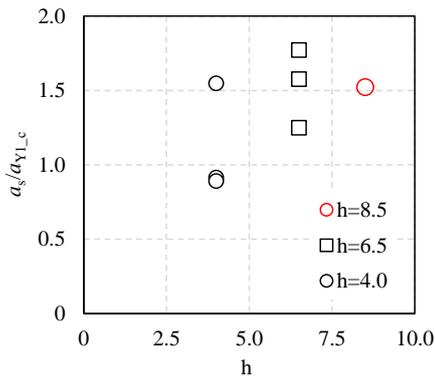


図 7-23 $a_s/a_{Y1,c}$ と h の関係

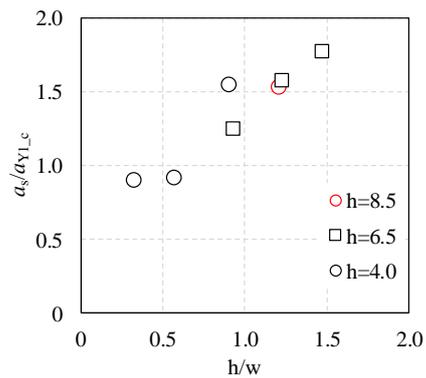


図 7-24 $a_s/a_{Y1,c}$ と h/w の関係

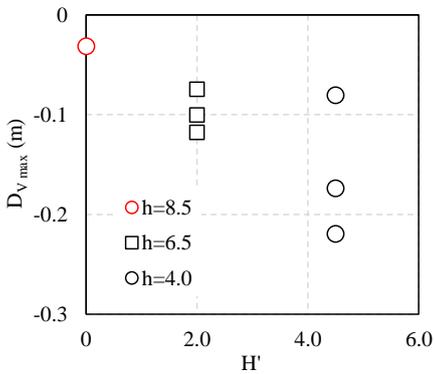


図 7-25 D_{Vmax} と H' の関係

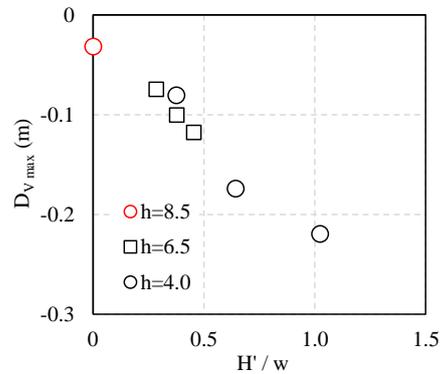


図 7-26 D_{Vmax} と H'/w の関係

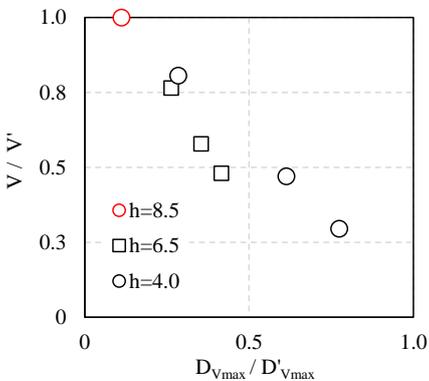


図 7-27 V/V' と D_{Vmax}/D'_{Vmax} 関係

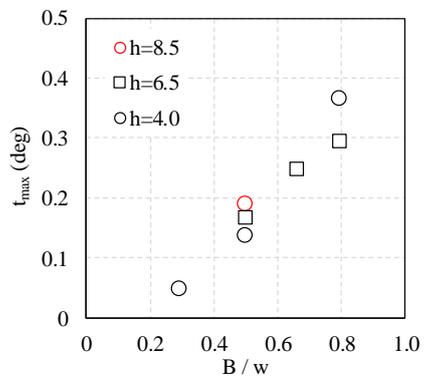


図 7-28 t_{max} と B/w の関係

くなる。このことは、基礎幅 B に対して改良体の改良幅 w が大きくなると構造物の荷重が改良層によって分散することで D_{Vmax} が小さくなることを示している。

図 7-27 に、 V/V' と各ケースの構造物の最大鉛直変位 D_{Vmax} を 7-2 節において行った未改良砂のケースの構造物の最大鉛直変位 D'_{Vmax} で正規化した値の関係を示している。図から、改良体の改良体積が減少するほど、沈下量が増加することが分かる。

次に、図 7-28 に構造物の最大傾斜角 t_{max} と B/w の関係を示す。図 7-28 から、改良幅が広がるほど構造物の傾斜が小さくなり、不等沈下を抑制できることが分かった。従って、図 7-26 や図 7-28 の結果から、改良体の層厚が薄く、液状化層の厚さが厚い場合でも改良幅を変えることによって構造物の不等沈下や沈下量を抑制できることが示唆された。

以上の関係から、改良体が厚くなるほど構造物の加速度応答が大きくなることが分かった。一方、改良体の厚さが薄くなると加速度の応答が小さくなるが、沈下量が大きくなる傾向にあることが確認された。また、改良体の改良幅に伴って、構造物の傾斜および沈下量が小さくなる。さらに、改良体の厚さによって構造物の応答加速度が大きくなることから、設計する構造物に許容される沈下量や傾斜に応じて、改良体の幅や厚さ、液状化層の厚さをなどの改良範囲を決定する必要がある。

7-4. 液状化層の層厚の影響

7-3 節では同じ層厚の緩い層に対する地盤改良を想定した解析を行い、改良体の改良幅と改良深さが構造物の沈下量や傾斜に与える影響を確認した。しかしながら、液状化層の層厚は場所によって変化するとともに、液状化層の層厚が液状化後の沈下量に影響することが指摘されている¹⁶⁾。そこで、本節においては緩い層の層厚と改良層の層厚を変えることによって、液状化層の層厚を変化させたいいくつかの解析モデルを作成し、液状化層の厚さが沈下量に与える影響を考察した。

7-4-1. 解析モデル

解析モデルの概要と寸法を表 7-4、図 7-29 に示す。本節では、液状化層のみの沈下量を確認す

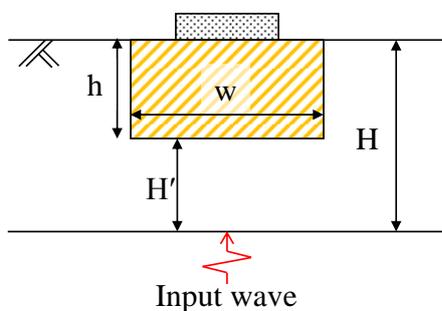
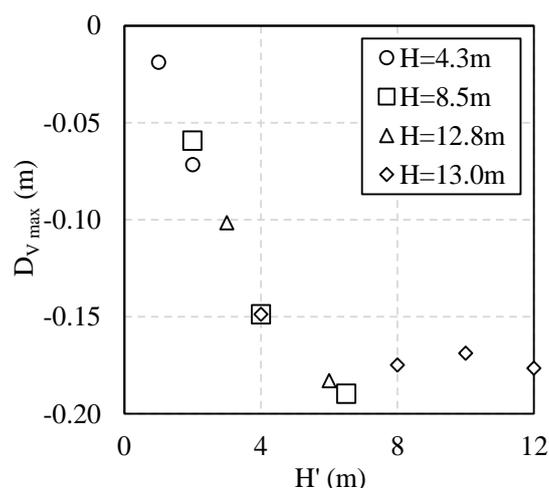


図 7-29 解析モデルの概要

表 7-4 解析モデルの寸法

Case	H	h	H'	w
Case7-2-a ○	4.3 m	2.3 m	2.0 m	7.0 m
Case7-2-b ○	4.3 m	3.3 m	1.0 m	7.0 m
Case7-2-c □	8.5 m	2.0 m	6.5 m	7.0 m
Case7-2-d □	8.5 m	4.5 m	4.0 m	7.0 m
Case7-2-e □	8.5 m	6.5 m	2.0 m	7.0 m
Case7-2-f △	12.8 m	6.8 m	6.0 m	7.0 m
Case7-2-g △	12.8 m	9.8 m	3.0 m	7.0 m
Case7-2-h ㊦	13.0 m	1.0 m	12.0 m	7.0 m
Case7-2-i ㊦	13.0 m	3.0 m	10.0 m	7.0 m
Case7-2-j ㊦	13.0 m	5.0 m	8.0 m	7.0 m
Case7-2-k ㊦	13.0 m	9.0 m	4.0 m	7.0 m

図 7-30 D_{Vmax} と H' の関係

るために緩い層のみをモデル化し、緩い層の層厚 H と改良層の層厚 h を種々に変えることで液状化層の層厚 H' に伴う加振中の沈下量を考察した。また、解析モデルには、7-2 節で行った改良砂のモデルの密な層と緩い層の境界部の節点から得られた水平加速度を入力した。動的解析モデルの境界条件は、7-2 節の解析と同様に側方は繰返し境界とした。なお、使用する地盤パラメータは、表 7-2 に示す通りである。

7-4-2. 解析結果

各ケースの解析結果から得られた加振直後の最大鉛直変位 D_{Vmax} と液状化層厚 H' の関係を図 7-30 に示す。図から、液状化層厚 H' が 5.0m 以下範囲では、緩い層の層厚 H に関わらず、 H' に伴って沈下量が一様に増加する傾向にあることがわかる。その一方で、液状化層の層厚が 5.0m を超えると沈下量は横ばいとなる。従って、構造物の重量や改良層の幅などの条件が同一であれば、加振中の沈下量は液状化層の層厚に依存し、また、その沈下量は一定の値に収束することが示唆される。

次に、構造物直下の各要素における鉛直ひずみを図 7-31(a) ~ (k) に示す。各要素の鉛直ひずみは、いずれのケースにおいても改良層の直下で少ない傾向にある。これは、改良体の設置圧力によって有効応力が増加するためである。また、図から液状化層の層厚 H' が厚くなるほど改良体直下における各要素の鉛直ひずみが小さくなり、 H' が薄い場合、改良体直下の要素の鉛直ひずみが大きくなるのが分かる。

図 7-32(a) ~ (d) は、緩い層の厚さが同じ解析ケースである Case7-2-h ~ Case7-2-k の合成変位のコンターと変形の方向と大きさをベクトルで示す。なお、図における要素の変形は鉛直方向の変位のみを反映している。図から、Case7-2-h ~ Case7-2-k では改良体直下に楔状の部分が現れ、改良体とほぼ同じ方向に移動するとともに、改良体両側の未改良地盤はすべるように側方に変形している。また、改良体両側部分のコンターで赤く示される通り、すべりによる変形が大きく発生する層は改良体の厚さ h に伴って深くなり、特に液状化層の層厚 H' が 8.0m である図 7-32(c) では底面境界付近にある。一方で、図 7-32(d) の Case7-2-k の結果では、改良体底面と底面境界の距離が近

いことから、改良体直下近傍においても水平方向の変形が大きくなる。ただし、変形が発生する範囲は Case7-2-h ~ Case7-2-j と比較して狭く、これが液状化層厚 $H=5.0\text{m}$ 付近で沈下量が頭打ちとなった原因と考えられる。さらに、これらの結果を図 7-31 と比較すると、楔状の部分では鉛直ひずみは小さく、改良体側方部分の地盤のすべりが発達する層において、鉛直ひずみが大きくなる傾向にある。

以上の結果から、改良体の改良幅が同じであれば、加振中の沈下量は緩い層の層厚 H によらず

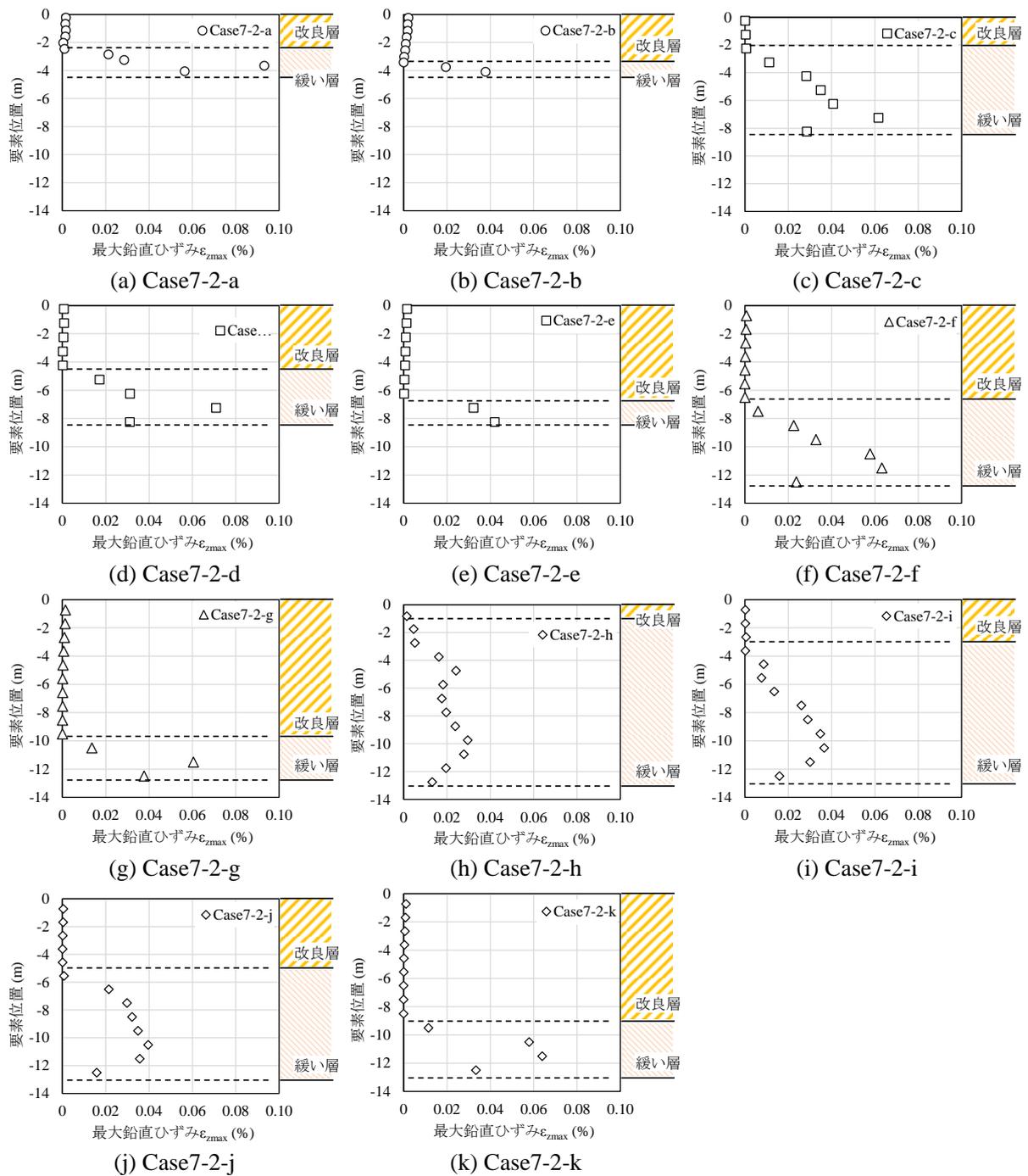


図 7-31 各要素の鉛直ひずみ

Hが薄くなるほど減少する。さらに、液状化地盤直下の支持層の液状化による沈下がないと仮定すれば、加振中の沈下量は液状化層 H'を 5.0m 以下の範囲では、液状化層厚の減少に伴って小さくなる。

7-5. まとめ

LIQCA2017 を用いて、6章の遠心模型実験の再現解析を行った。さらに、改良体の寸法を種々に変化させることによって、改良体の寸法をパラメトリックに変化させ、改良体寸法が構造物の応答加速度や沈下量に与える影響を検討した。

7-2節では、遠心模型実験の再現解析を行った。LIQCA2017による解析から得られた加速度応答は、いずれのケースにおいても実験結果よりも小さく、加速度応答を過小評価していた。その一方で、構造物の沈下量はいずれのケースにおいても解析結果が実験結果を安全側に評価していることを確認した。また、発生した過剰間隙水圧は、実験結果と解析結果でほぼ一致した。

7-3節では、改良体の寸法が構造物の応答に与える影響を考察した。解析の結果、改良体の改良

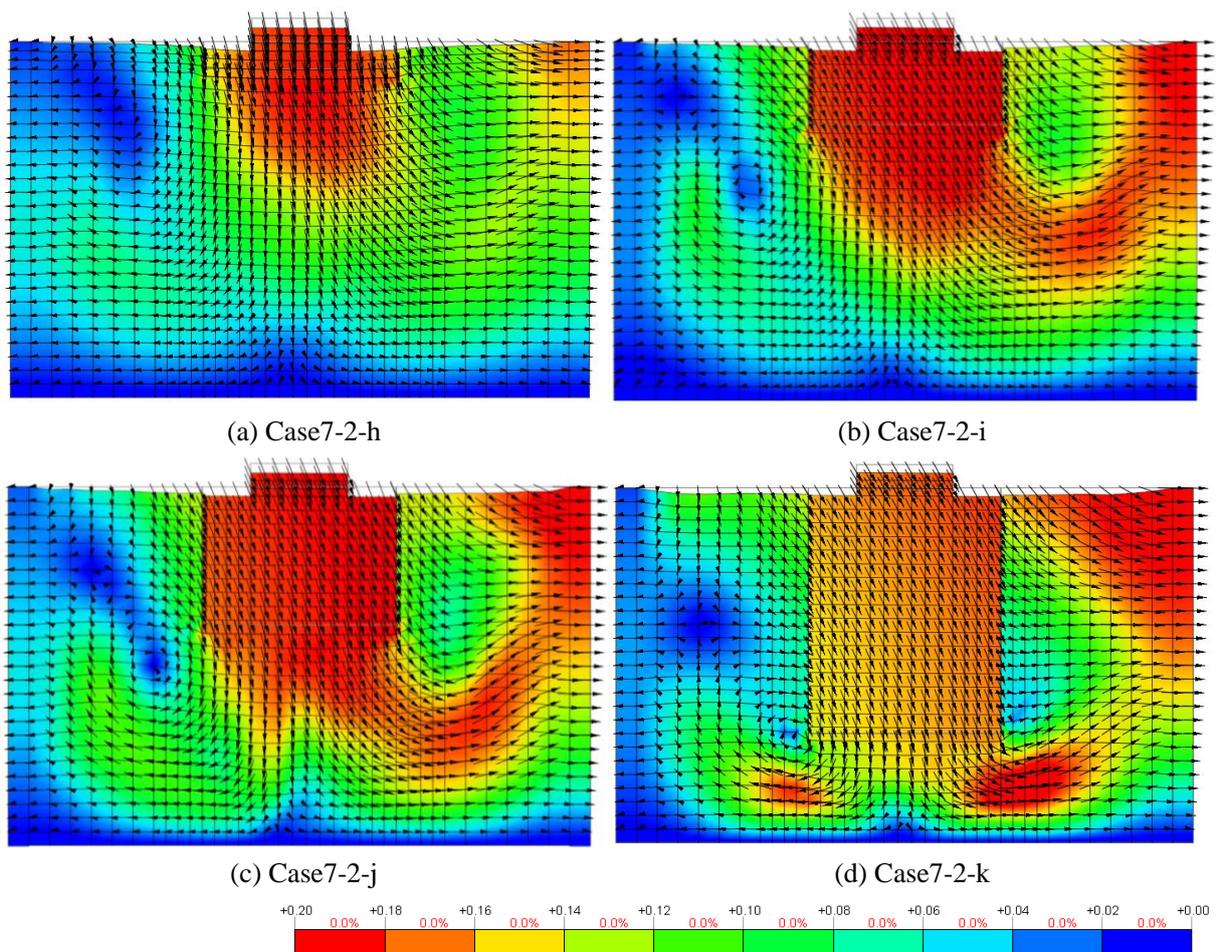


図 7-32 合成変位のコンターとベクトル

厚さが厚くなるほど構造物の沈下量は小さくなったが、加速度応答が大きくなる結果となった。また、改良体の改良幅は構造物の傾斜や沈下量に影響を与え、改良幅に伴って構造物の傾斜が抑制される。このことから、沈下量や構造物の傾斜を小さくするためには、改良体の改良幅を広くとる必要がある。しかしながら、改良体の厚さに伴って構造物の応答加速度が大きくなることから、構造物に許容される加速度応答、傾斜や沈下量の大きさを考慮し、構造物直下の改良範囲を決定する必要がある。

7-4節では、緩い層と改良層の層厚を変えることによって、液状化層の層厚を変化させた解析モデルを作成した。解析の結果、液状化層が薄いほど加振中の沈下量が抑制される。また、本解析では液状化後の圧密沈下量は考慮できていないが、加振中の沈下量は、液状化層 H' を 5.0m 以下となるように改良することで、液状化層厚の減少に伴って減少する。

参考文献

- 1) Biot, M. O.: Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media, *J. of Applied Physics*, Vol. 33, No. 4, pp. 1482-1498, 1962.
- 2) 岡二三生: 地盤液状化の科学, 近未来社, pp. 125-147, 2001.
- 3) 山本卓生: 神戸空港島における地盤問題と対応策に関する研究, 神戸大学博士論文, pp. 77-100, 2012.
- 4) 一般社団法人 LIQCA 液状化地盤研究所: LIQCA2D17・LIQCA3D2 017(2017年公開版)資料 第II編 実践編, 一般社団法人 LIQCA 液状化地盤研究所, pp. I-1-I-104, 2017.
- 5) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol. 49, No. 5, pp. 661-680, 1999.
- 6) 加藤満, 岡二三生, 矢島厚, 田中幸芳: グラベルドレーンによる地震時間隙水圧抑制と数理解析による実証, *土と基礎*, Vol. 42, No. 4, pp. 39-44, 1994.
- 7) Okochi, Y., Sreng, S., Matsumoto, M., Miki, H., Tsuda, M. and Ito, H.: Numerical simulation of centrifuge model tests on embankment with a new liquefaction countermeasure by ground improvement considering constraint effect, *Proc. of the 6th ICE GE*, pp. 337-340, 2015.
- 8) 池野勝哉, 吉田誠, 安楽宗一郎, 風間基樹, 渦岡良介, 仙頭紀明: 溶液型薬液注入工法を用いた盛土直下の液状化対策効果とその数値解析, *土木学会論文集 A1*, Vol. 65, No. 1, pp. 622-628, 2009.
- 9) 関口宏二, 恩田邦彦, 浜田謙二郎, 松尾淳, 大野康年, 小山忠雄: 超多点注入工法による地盤の液状化技術, *NKK 技報*, No. 175, pp. 1-5, 2001.
- 10) 財団法人 沿岸技術研究センター: 沿岸技術ライブラリー No.33 浸透固化処理工法技術マニュアル(改訂版), pp. 125-143, 2008
- 11) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ, LIQCA2D17 LIQCA3D2017(2017年公開版)資料 第I編 理論編 第II編実践編, 2017.
- 12) Isobe, K., Sawamura, Y., Kimura, M. and Soga, Y.: Shaking table test and numerical simulation on seismic performance of a bridge column integrated by multiple steel pipes with directly-connected piles, *Proc. Of the 19th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2017.
- 13) Iwasaki, T. and Tatsuoka, F: Dynamic soil properties with emphasis on comparison of laboratory tests and field measurements, *Proc. of 6th World Conf. Earthquake Eng.*, pp. 2303-2309, 1977.
- 14) 立石章, 宇野浩樹: 3次元有効応力解析による杭模型の遠心場における液状化実験のシミュレーション, *大成建設技術センター報*, Vol. 36, pp. 1-6, 2003.
- 15) 渦岡良介: 地盤の液状化発生から流動までを予測対象とする解析手法に関する研究, 岐阜大学学位論文, pp.143-160, 2000.
- 16) 佐々木康, 宇高薫, 宮元康司: 地盤液状化に伴う盛土の変形量, *土木学会中国支部第49回研究発表会*, III-23, pp. 301-302, 1997.

第8章 結論

8-1. 各章のまとめ

近年、粉砕技術の発達に伴って、様々な材料を微粒子化することが比較的容易になってきており、土木分野では微粒子による地盤改良技術が注目されている。そこで、本研究では微粒子を地盤に浸透注入させることで、液状化の発生を抑止できるような地盤改良方法を提案することを目的とする。この目的の達成のために、1)周辺環境に与える影響が少なく、液状化抑止に求められる改良強度が得られる材料を選定し、2)改良対象である地盤へ浸透させるために必要な微粒子の粒子径を把握し、3)必要な粒子径まで微粒子を粉砕できる方法を提案することが必要である。さらに、4)微粒子の浸透注入によって改良した地盤の液状化抑止効果を確認する方法を提示することが求められる。本論文では、上記の課題を解決するために実施してきた種々の実験および解析の結果を整理し、微粒子の浸透注入による地盤改良の可能性とそれによる改良効果についての知見を取りまとめた。

本論文では、まず、地盤注入に用いるための微粒子の製造方法や微粒子化技術について調査し、粒径分析、電子顕微鏡による性状観察を行った。さらに、微粒子の浸透可否評価を行うために、土の透水係数から代表間隙径を提案し、その有効性を確認した。次に、非セメント系の微粒子注入材として Si と CH を用いた注入材について、その固化特性を検討した。最後に、有効応力解析ソフトである LIQCA を用いて、遠心場振動台実験の再現解析を行い、改良体の寸法に伴う構造物の沈下量の違いを考察した。以下に得られた結果の詳細をまとめる。

第1章

第1章では、過去の巨大地震から受けた液状化被害や既往の研究を調査し、本研究の目的を示した。微粒子の浸透性に関する既往の研究では、微粒子の浸透性はその粒径のみならず注入材の粘性などの性質や注入の対象となる間隙の特性により変化する。現在、これらの特性を考慮した微粒子の浸透予測法が提案されているが、地盤の間隙構造を評価することは実務上難しいことを述べた。次に、微粒子を使用した注入材により改良した改良体の強度評価法を確認するとともに、これらの注入材が高い改良強度を有することを示した。

第2章

第2章では、既往の研究において使用された微粒子の表面観察および粒度の測定によって微粒子の性状を調べるとともに、渦崩壊を利用した凝集粒子の粉砕および解砕の方法を示した。

レーザー回折式粒度分布測定装置による粒径分析では、選定したほとんどの粒子の D_{50} は $10\mu\text{m}$ 以下であった。一方で、Si、 Al_2O_3 の D_{50} は $10\mu\text{m}$ 以上の粗大な粒子を形成していた。さらに、SEM を使用した表面観察では、粒径分布測定の結果が概ね正しいことを示した、また、 Si_{100} が最も粗大

な粒径であることに加え、粒子表面に亀裂を有しており、解砕および粉砕による細粒化の可能性が示唆され、渦崩壊を利用した Si_{III} の粉砕を試みた。粉砕の結果、Si_{III} の細粒化が確認され、注入材の濃度に伴って粉砕効率が変化することを示した。また、粉砕後の再凝集の傾向は少ないことを確認した。

第 3 章

微粒子の浸透可否評価の従来法は、代表粒径が代表間隙径に相関するという考えから、微粒子と土の粒径を用いて微粒子の地盤に対する浸透可否が評価される。しかし、過去の研究において微粒子の浸透性はその粒径だけでなく、注入材の粘性や地盤の間隙構造に影響されることが指摘されている。そこで第 3 章では、まず、Creager 法のような代表粒径を用いる透水係数算定法から代表間隙径について考察した。さらに、透水係数から推定した代表間隙径を微粒子の浸透可否を評価するための間隙指標 d と定義した。

細砂に粗粒分が混合した混合砂では、代表間隙径が同じ混合砂においても、粒度曲線から評価される代表粒径が粗粒分混合率によって異なるため、Creager 法で用いられる D_{20} のような代表粒径から透水係数を推定できない場合があることを示した。この結果から、新たにマトリクス間隙比を定義し、代表間隙径の変化を表現できないか確認した。その結果、粗粒分が断面損失として働く $e_{\max} \geq e_m$ の範囲では、マトリクス間隙比 e_m によって代表間隙径の変化を表せるが、 $e_{\max} < e_m$ の範囲では粗粒分によって作られる間隙が支配的となるため、マトリクス間隙比 e_m から代表間隙径の変化を表すことができないことが示された。

そのため、透水係数 k から直接的に代表間隙径を算出するために、Kozeny-Carman 式から間隙指標 d を導出した。間隙指標 d は土の粒径によらず、透水係数、間隙率、流体の粘性から算出され、粗粒分の骨格形成による間隙の増大も表現可能である。さらに、間隙指標 d と均等係数 U_c を用いた評価法を提案するとともに、提案法と微粒子の次元注入実験の浸透可否結果を比較し、微粒子の浸透可否が提案法により判別できることを確認した。

第 4 章

第 4 章では、非セメント系微粒子注入材の浸透注入による液状化対策を提案し、その強度発現について確認した。

まず、既往の研究において提案されている微粒子を用いた注入材を列挙し、それぞれの注入材により改良した砂の圧縮強度を検討した。その結果、Si および CH を混合した改良材の改良効果が最も高いことを示した。その注入材の粘性測定および微粒子の粒径分析を行い、注入材を攪拌しながら養生することで 3h までは粘性と粒径は変化しないことを示した。ただし、攪拌せずに養生すると粘性が上昇し、ホモジナイザーでも解砕困難な C-S-H が生成されることが示唆された。次に、CH/Si および P/W の配合に伴う強度特性の変化を検討し、地盤への浸透注入時の間隙水による注入材の希釈の影響を考慮すると、浸透注入に用いるためには CH/Si=4/6 の配合が注入材として適していることを示した。さらに、これらの注入材について目詰まりの影響を低減するためには、十分な注入速度を確保できる圧力で注入を行なう必要があることを確認した。最後に、浸透注入法で改良した供試体に対する一軸圧縮試験から、養生 1 年経過後も強度低下はなく、養生温度に伴う強度変化が少ないこと、珪砂 6 号程度の粒径の試料であれば浸透距離 80cm の地点に

においても液状化対策工法に求められる一軸圧縮強度を満足することを確認した。

第5章

第5章では、Si と CH を混合した注入材を注入した改良砂に対して繰り返し非排水三軸圧縮試験を行い、注入材の有する液状化強度および靱性を評価した。

繰り返し非排水三軸圧縮試験の結果、十分な液状化強度を有するとともに溶液型注入材の改良体と類似する有効応力や軸ひずみの進展挙動が確認された。さらに、正規化累積損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_0$ を用いた供試体の靱性評価から、 $P/W=0.10$ の注入材においては、正規化累積損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_0$ に対して体積ひずみ ε_v の増加が緩やかであり、靱性の高い材料であると結論付けた。

第6章

第4章、第5章で得られた Si と CH を混合した注入材の改良効果を遠心場振動台実験によって確認した。

未改良地盤では実大換算で 20cm 以上の沈下量が確認されたが、地盤改良によって、沈下量を 1/8 程度に抑えることができた。さらに、加振後の構造物の傾斜角度も小さくなることを確認した。しかしながら、構造物直下に改良体を設置したケースでは、構造物の加速度応答が入力波よりも増幅する傾向にある。従って、液状化による沈下量だけでなく、改良による加速度応答の変化も考慮して改良体の設計を行う必要がある。

第7章

第7章では有効応力解析である LIQCA2017 を用いて、第6章の結果の遠心模型実験の再現解析を行うとともに、改良体の寸法をパラメトリックに変化させ、改良体の寸法が構造物の沈下量に与える影響を考察した。

遠心実験の再現解析の結果、加速度応答を過小評価する傾向にあるが、構造物の沈下量や過剰間隙水圧は概ね一致した。さらに、設定したパラメータを用いて、改良範囲が構造物の沈下や加速度応答に与える影響を、改良体の寸法をパラメトリック変化させることによって考察した。解析の結果、改良体の幅が狭いほど構造物の傾斜が大きくなり、改良層の層厚に関係なく液状化層の層厚に伴って液状化による沈下量が増加し、その沈下量は液状化層の層厚が 5.0m 以上になると頭打ちとなることを確認した。ただし、この関係は構造物の重量や改良層の幅などの条件が解析モデルにおける解析から得られた結果である。また、改良体の厚さに伴って構造物の応答加速度が大きくなることから、構造物に許容される沈下量や加速度応答を考慮し、構造物直下の改良範囲を決定する必要がある。

8-2. 課題と今後の展望

本論文は微粒子系注入材を浸透注入による地盤改良を目的として、微粒子の粒径などの物性やその浸透性、改良土の強度を明らかにするための実験的および解析的検討を行った。これらの検討結果を踏まえて、微粒子系注入材の浸透注入による地盤改良技術の適用について、解決すべき課題および今後の展望について述べる。

一次元砂層に対する微粒子の浸透注入実験から、微粒子の浸透可否評価法を提案しているが、

実施工では注入材が三次元的に浸透する。三次元浸透では注入半径が大きくなるほど注入速度が低下し、微粒子の目詰まりを促進するため、本論文で提案した指標で求めた浸透可否は危険側の評価になる可能性がある。従って、一次元と三次元供試体に対する微粒子の浸透性の違いについて検討が必要である。また、本論文で取り扱った微粒子系注入材の浸透限界は、細砂程度である。しかし、実地盤では、本論文で取り扱った砂試料の間隙よりも非常に小さな間隙が存在する場合がある。このような間隙の小さな土に対して、微粒子系注入材を適用するためには、微粒子の粒径を更に細粒化することが求められる。

Si と CH の注入材で改良した土の強度を確認した実験では、既設構造物直下の液状化対策への適用を目的として、一軸圧縮強度が 150kPa 前後となるような配合について検討した。しかし、5章に示した長尺供試体に対する浸透注入実験の結果から、Si と CH の注入材の濃度などの配合によっては、数百 kPa 以上の改良強度が得られることが示されている。従って、この注入材を幅広い用途へ適用するためには、微粒子の様々な配合についての検討が必要である。また、遠心模型実験の LIQCA による再現解析では、間隙水圧や沈下の傾向が概ね再現できることを示したが、加速度応答は加振初期を除いて一致していなかった。液状化解析の精度向上のためには、実験モデルの詳細な物性やヨイント要素の物性の確認、改良体に適用するモデルについての詳細な検討が求められる。

本論文で得られた実験的および解析的検討の結果は、微粒子系注入材の浸透注入によって、地盤の支持力を失うことなく、地盤改良を行うことが可能であることを示している。注入材として使用する微粒子の配合や種類については、今後、更なる検討が必要であるが、本論文で使用した Si と CH の注入材には明確なゲルタイムが見られないことから、この材料を使用した現場の注入工事の時間的制約は小さいと考えられる。このことは、浸透注入を目的とした改良工事において、微粒子系注入材を適用するための大きな利点となり得る。さらに、微粒子の配合によって改良強度を幅広く変化させることが可能であり、液状化対策だけでなく様々な改良工事への適用に期待が持てる。以上のことから、今後、微粒子系注入材の地盤改良への適用は拡大していくと考えられ、その際に本論文の成果が、微粒子を使用した地盤改良技術の更なる発展の一助となることを望む。

謝辞

本研究は、平成25年4月から開始した微粒子の浸透に関する研究の成果をまとめたものです。この論文を完成させるにあたり多くの方のご助力、ご助言をいただきました。深く感謝申し上げます。

末政直晃先生(東京都市大学工学部教授)には、実験や解析の実施および本論文を執筆するにあたって、厳しくも暖かいご指導をいただきました。本論文の大きなテーマである「微粒子を地盤に浸透させることによる地盤改良技術」は、元々、末政先生からいただいたものです。この研究を開始した当初の打合せでは、粒状体である土に対して更に小さい粒状体を浸透注入するということが、漠然と困難に感じたことを覚えております。微粒子の浸透に関しては、まだまだ解決すべき課題がありますが、この研究を学位論文としてまとめられたことは、先生のご指導の賜物だと感じております。また、末政先生からは、地盤工学や土木だけでなく、他分野にも広く目を向けることの大切さをご教授いただきました。このことは、私が今後、研究者として学び、身に付けなければならない重要なことの一つと考えております。

本論文の審査にあたり、高橋章浩先生(東京工業大学教授)、吉田郁政先生(東京都市大学教授)、栗原哲彦先生(東京都市大学准教授)、伊藤和也先生(東京都市大学工学部准教授)には、注意深く拙稿を読んでいただきました。高橋先生には、本論文が補うべき部分を的確にご指導いただきました。高橋先生のご指導により、本論文をよりわかりやすくまとめることができました。吉田先生には、学位論文としてのまとめ方について重点的にご指導いただくとともに、本論文の結論や今後の展望についての貴重なアドバイスをいただきました。栗原先生には、本論文の内容だけでなく、一語一句に至るまで、きめ細かいご指導をいただきました。伊藤先生には、学術論文の審査だけでなく、実験の様々なノウハウやデータ整理の方法、原著論文の書き方について、多くのご指導をいただきました。特に、6章で行なった遠心模型実験の実施は、伊藤先生と労働安全衛生総合研究所の所員の方々のご縁と伊藤先生の多大なご尽力によって実現することができたものです。さらに、伊藤先生には、他の研究者の方々との繋がりについてもご教授いただきました。遠心模型実験を通じたオークランド大学との共同研究などの機会をはじめ、私が博士課程で経験してきたことは、先生のご助力なしには得難いものであり、私の財産です。

片田敏行先生(元東京都市大学工学部教授)には、研究に関する貴重なご意見をいただきました。微粒子の研究を始めた学部生の頃に、「何を目的にその研究するのか」と尋ねられたことを覚えています。片田先生からご指摘いただいたことは、私自身の研究の軸とすべき部分であり、今後もより一層考えを深めなければならない大切なテーマの一つです。

永尾浩一氏(佐藤工業株式会社)には、微粒子の浸透実験や粉碎実験の実施にあたり、実験施設をお貸しいただくとともに、お忙しい時間を縫って実験にご助力いただきました。特に、実験の際

謝辞

には貴重な知識やノウハウを惜しみなくご教示いただきました。より現場的な観点から、種々の実験をご指導いただけたことで、地盤注入に関する実践的な知識を身に付けることができ、貴重な経験をさせていただきました。

佐々木隆光氏(現強化土エンジニアリング株式会社)には、貴重な試料のサンプルをご提供いただくとともに、浸透注入実験の実験装置をお貸しいただきました。加えて、浸透注入に関するノウハウもご教示いただきました。佐々木氏からご提供いただいた試料や実験装置、ノウハウがなければ、本論文で行ったような実験をこなすことは到底でき得ないものでした。

吉川直孝 博士, 平岡伸隆 博士(独立行政法人労働者健康安全機構 労働安全衛生総合研究所)には、遠心模型実験に関する全般について、数多くのご助言とご助力をいただきました。また、実験の際には、貴重な実験の装置や計測機をいくつもお貸しいただくとともに、実験模型の完成度や実験の安全性について注意深くご指導いただけたことで、安心して実験を行うことができました。

本論文における遠心模型実験は Gonzalo Barrios 氏(オークランド大学)の行なった遠心模型実験の条件をベースに行ったもので、同氏とは、実験条件や結果について、様々な議論をさせていただきました。また、同大学の Rolando Orense 准教授, Nawawi Chouw 准教授には、実験結果や再現解析について、貴重なご助言をいただきました。

東京都市大学工学部都市工学科 地盤環境工学研究室の皆様には、田中剛 技士, 石田直子 女史, 岡裕子 女史, 三森章太氏(現首都高技術株式会社), 蓮沼佑晃氏(現日鐵住金建材株式会社), 高德亮太氏, 馬上拓也氏をはじめとして、大変お世話になりました。田中技士は、研究に関するだけでなく、公私にわたって様々な相談に乗ってくださいました。石田女史には、研究活動を円滑に行なうための諸手続きについて、その全般で大変お世話になりました。岡女史は、これらの手続きとともに、英文の校正を快く引き受けてくださいました。三森氏, 蓮沼氏, 高德氏, 馬上氏には、微粒子の浸透実験や固化実験, 遠心模型実験で大変お世話になりました。

以上にお名前を挙げた方々以外にも、多くの方々の暖かいご指導, ご支援をいただきました。深く感謝申し上げます。

最後に、長い間、学生でいることを理解し、背中を押してくれた家族に感謝します。
ありがとうございました。