

# 博士論文

## 砂質土の液状化特性に及ぼす 土粒子構造とセメンテーション効果の影響 Effects of soil fabric and cementation on liquefaction characteristics of sandy soil

2021 年 3 月

志賀 正崇

東京大学大学院 工学系研究科 社会基盤学専攻

主査：清田 隆 准教授





## 1. 概要

---

本論文は、現行の液状化判定法の高精度化を目的として、原位置攪乱試料を用いた再構成供試体と人工的にセメンテーションを付加した供試体に対し、圧密並びに応力振幅一定の非排水繰り返し载荷を与え、土粒子のかみ合わせ効果とセメンテーション効果が砂質土の液状化特性に与える影響を検討したものである。

研究背景と目的を以下に示す。1964 年新潟地震や 2011 年の東北地方太平洋沖地震において、都市部の湾岸地域や内陸部の旧河道において深刻な液状化被害が発生した。この被害に対し適切な対応策を事前に講じるべく、1980 年代より標準貫入試験の  $N$  値を用いた液状化簡易判定法が制定、改定されてきた。しかし、2011 年東北地方太平洋沖地震において土木研究所が行った調査によると、199 地点の内 76 地点で  $FL$  値が 1 を下回っているものの液状化が発生しなかった(以下、空振りと呼ぶ)。この一方で、 $FL$  値が 1 を上回っているものの液状化が発生した地点は存在しなかった。これは原位置の液状化特性が  $N$  値では評価が難しい要因により支配されており、現行の液状化判定法が原位置液状化強度を過小評価しているためと考えられる。

より高精度に原位置液状化強度を求めるためには、室内液状化試験が必須である。しかしながら、土粒子構造が発達した原位置試料を、乱れのない状態で試験装置にセッティングするのは困難である。このため原位置攪乱試料を用いて、原位置の液状化強度を再現する手法が模索されてきた。

Tokimatsu and Hosaka (1986)では、比較的乱れが少ないとされる凍結サンプリング試料と、微小せん断剛性率を原位置の値と揃えた再構成供試体の二つを比較し、原位置の液状化特性を再現した。これは供試体に生じた乱れを上記の 2 つの効果の劣化と同一視することで、微小せん断剛性率やせん断波速度によって原位置の液状化特性を再現できることを示唆している。

Seed and Idris (1979)では液状化に影響を与える諸要因として、土質区分、密度、土粒子構造、応力履歴、年代効果、応力状態が挙げられている。Kiyota et al. (2017) は、攪乱試料を用いた再構成供試体でこれらの要因を再現する場合、土粒子構造、応力履歴、年代効果の 3 つの効果をかみ合わせ効果とセメンテーション効果の 2 つに集約できるとし、これらの効果をせん断波速度で代表できるのではないかと考えた。Wu (2018) はこれらの考えを利用し、豊浦砂を用いたせん断波速度計測と液状化強度の関係を調べ、細粒分の含まない試料であればせん断波速度と液状化強度に一定の関係が成立することを示した。

本研究では、上記のアイデアに基づき、かみ合わせ効果がせん断波速度と液状化特性の両者に与える影響を議論するべく、2011 年東北地方太平洋沖地震において空振りであった 4 地点の攪乱試料を用いて再構成供試体を作製し、せん断波速度計測と応力振幅一定の非排水繰り返し三軸試験を実施した。次にかみ合わせ効果とセメンテーション効果がせん断波速度と液状化特性の両者に与える影響を議論するべく、人工的にセメンテーションを付加した供試体を作製し、せん断波速度計測と応力振幅一定の非排水繰り返し三軸試験を実施した。

本論文の構成と研究内容を以下に示す。

第1章では、研究背景、研究目的を設定し、論文構成を示した。

第2章では、関連する既往の研究を整理し、本研究で取り組むべき課題を抽出した。

第3章では、試験計画と試験方法を整理し、本研究で取り組むべき課題へのアプローチの方法を示した。

第4章では、現場で実施したボーリング並びに標準貫入試験の結果を整理し、試験対象層を決定した。また対象層の攪乱試料に対し、せん断波速度の計測と応力振幅一定の非排水繰り替えし三軸試験を実施し、かみ合わせ効果が液状化特性に与える影響を議論した。

第5章では、早強ポルトランドセメントと珪砂を混合養生した改良供試体を、複数の供試体作成方法で準備し、かみ合わせ効果とセメンテーション効果の両方を変化させた供試体を準備した。この供試体に対し、せん断波速度の計測と応力振幅一定の非排水繰り替えし三軸試験を実施し、両効果が液状化特性に与える影響を議論した。

第6章では、前2章の試験結果を損失エネルギーの観点から整理を行い、既往研究との比較を実施した。

第7章では、本研究の結論と今後の課題を示した。

本研究により得られた主な結論の概略を示す。

1. 神奈川県川崎市浮島町で採取された細粒分砂質土と北海道網走郡美幌町で採取された火山性粗粒土について、いずれも過圧密によりかみ合わせ効果が強化されせん断波速度の上昇が見られた。また同時に液状化強度も上昇し、正規化せん断波速度と正規化液状化強度の関係は、既往研究と整合した。
2. 上記2試料について、原位置PS検層の結果から推定される原位置せん断波速度を用いて原位置液状化強度並びにFL値を計算したところ、いずれもFL値は1を上回った。東京都葛飾区東金町と千葉県千葉市若葉区で採取された砂質土についても、既往のFL値よりも高い値が得られた。
3. セメンテーションを加えた供試体のせん断波速度は大幅に増加したが、同様のセメント添加率の場合でも、異なる作製法によって供試体は異なるせん断波速度、液状化強度を持った。
4. せん断波速度と正規化損失エネルギーの関係は、過圧密された川崎市浮島町の試料では強い相関がみられたが、セメント添加を行った珪砂においてはばらつきが大きく、セメント添加率や供試体作製方法による影響を見出すことはできなかった。

# 目次

2	研究背景と既往研究の整理.....	1
2.1	概要 .....	1
2.2	研究背景 .....	1
2.2.1	液状化のメカニズム.....	1
2.2.2	過去の地震による液状化被害.....	2
2.2.3	液状化被害の予測.....	4
2.2.4	セメンテーションの効いた地盤における液状化.....	9
2.2.5	せん断波速度と液状化特性に関する研究.....	11
2.3	本研究の目的.....	14
3	研究手法 .....	33
3.1	概説 .....	33
3.2	原位置地盤調査.....	33
3.2.1	サンプリング.....	33
3.2.2	標準貫入試験.....	30
3.2.3	PS 検層.....	30
3.2.4	密度検層.....	30
3.3	物理試験結果.....	31
3.4	実験手法 .....	31
3.4.1	三軸試験装置で得られるパラメータ .....	31
3.4.2	ひずみ制御式三軸試験装置の概要.....	32
3.4.3	キャリブレーション.....	33
3.5	試験手順 .....	37
3.5.1	下準備 .....	37
3.5.2	供試体作製.....	38
3.5.3	供試体基本指標の計測とセンサー類の設置.....	42
3.5.4	脱気 .....	43
3.5.5	通水 .....	44
3.5.6	背圧の作用とフラッシング.....	45
3.5.7	B 値の測定.....	46
3.5.8	圧密・液状化試験.....	46
3.6	実験ケース .....	48

4	原位置再構成試料を用いた土粒子構造が液状化特性に与える影響の評価 .....	64
4.1	概要 .....	64
4.2	神奈川県川崎市浮島町 .....	64
4.2.1	地形と地質 .....	64
4.2.2	ボーリング・標準貫入試験調査結果 .....	64
4.2.3	液状化判定 .....	65
4.2.4	実験仕様 .....	66
4.2.5	圧密特性 .....	66
4.2.6	せん断波速度と微小せん断剛性率 .....	67
4.2.7	液状化特性 .....	67
4.3	北海道美幌町字報徳で採取された火山性砂 .....	69
4.3.1	地形と地質 .....	69
4.3.2	ボーリング・標準貫入試験結果[19] .....	69
4.3.3	液状化判定 .....	70
4.3.4	試験仕様 .....	70
4.3.5	せん断波速度 .....	70
4.3.6	液状化特性 .....	71
4.3.7	試験前後における粒度特性の変化 .....	72
4.4	東京都葛飾区東金町で採取された砂質土 .....	72
4.4.1	地形と地質 .....	72
4.4.2	ボーリング・標準貫入試験結果 .....	73
4.4.3	液状化判定 .....	73
4.4.4	せん断波速度の計測結果 .....	73
4.4.5	液状化特性 .....	73
4.5	千葉県千葉市若葉区大草町で採取された砂質土 .....	74
4.5.1	地形と地質 .....	74
4.5.2	ボーリング・標準貫入試験結果 .....	74
4.5.3	液状化判定 .....	74
4.5.4	せん断波速度 .....	74
4.5.5	液状化特性 .....	75
4.6	結果の整理 .....	75
4.6.1	N 値と比較した場合の PS 検層と室内試験のせん断波速度に関する考察 .....	75
4.6.2	液状化強度とせん断波速度に関する考察 .....	76
4.7	まとめ .....	77

5	セメンテーション効果とかみ合わせ効果が液状化特性に与える影響 .....	121
5.1	概要 .....	121
5.2	圧密時における力学挙動.....	121
5.3	液状化強度特性.....	124
5.3.1	応力経路と応力ひずみ関係.....	124
5.4	セメンテーション効果とかみ合わせ効果が液状化強度に及ぼす影響 .....	126
5.5	一軸圧縮試験結果.....	128
5.6	画像解析 .....	128
5.6.1	フェノールフタレイン溶液による画像解析.....	128
5.7	まとめ .....	130
	引用文献 .....	156
6	累積損失エネルギーの観点から整理したかみ合わせ効果とセメンテーション効果が液状化強度特性にもたらす影響.....	157
6.1	概要 .....	157
6.2	正規化累積損失エネルギーと繰り返し応力比、過剰間隙水圧のモデル化 .....	158
6.2.1	累積損失エネルギー.....	158
6.2.2	正規化累積損失エネルギー.....	159
6.2.3	各定義の比較.....	160
6.3	異なる CSR が及ぼす $E2N - du/\sigma c'$ 関係, $E2N - DA$ 関係への影響 .....	161
6.4	土粒子構造とセメンテーションがエネルギー特性に及ぼす影響 .....	162
6.5	せん断波速度と正規化累積損失エネルギーの相関.....	162
6.6	まとめ .....	163
	参考図表 .....	164
7	結論と今後の課題.....	171
7.1	結論 .....	171
7.2	今後の課題 .....	173



## 2 研究背景と既往研究の整理

---

### 2.1 概要

本章では本研究の研究背景と既往研究の整理を行う。

2.2 節では研究背景について、液状化のメカニズム、過去の主要な地震における液状化の発生状況、液状化被害の予測、セメンテーション効果が地震時の地盤特性にもたらす影響について示した。

2.3 節で既往研究で判明している事実と本研究の目的を示した。

### 2.2 研究背景

#### 2.2.1 液状化のメカニズム

まず液状化の定義について確認する。液状化の定義には大きく分けて広義と狭義のものが存在する。まず前者は、土質やメカニズムはさておき、「地震によって地盤の強度や剛性に低下が生じ、構造物の沈下や斜面崩壊などの現象を引き起こすもの」を指す[1]。一方後者は、「地震時の繰り返しせん断応力によって飽和した砂や砂礫などの緩い非粘性土からなる地盤内で間隙水圧が上昇・蓄積し、有効応力がゼロまで低下し液体状となり、その後地盤の『流動』を伴う現象、または『流動ポテンシャル』を持った地盤となる現象」を指す[2]。ここで「流動」や「流動ポテンシャル」は、通常の意味合いとは異なり、ある程度のひずみ(例として多くの液状化判定基準で用いられている両振幅軸ひずみ $\epsilon_{a(DA)}5\%$ )が発生した、あるいは発生しうる状態を指す。

また同様の現象を指す用語として、サイクリックモビリティやサイクリックソフトニングなどがある。これらの内前者は、繰り返し载荷において限られた範囲ではせん断抵抗が小さくなるものの、ひずみが大きく成長しようとする正のダイラタンシー特性により、せん断抵抗が急激に作用する現象を指す。また後者は繰り返し载荷の過程で生じる剛性低下によってある程度のせん断ひずみが発生するが、ダイラタンシー特性や粘性により加速度的な変位の増大が見られない現象を指す。上述の広義の液状化は狭義の液状化、サイクリックモビリティ、サイクリックソフトニングを包含したものと定義される[2]。

ここで狭義の液状化を力学の観点から説明を行う。図 2-1 にダイラタンシーのよる狭義の液状化を説明する模式図を示した。図 2-1(a)に示すように、通常の弾性体は応力の作用方向とひずみの増分成分は等しい。すなわちせん断応力 $d\tau$ が作用すれば、その応力の作用方向にせん断ひずみ $d\gamma$ のみが生じる。しかしながら、粒状体である砂質土は、粒子同士のかみ合わせが変化するため、応力の作用方向とひずみの増分方向は異なる。例として、図 2-1(b1)に緩い砂質土を示す。粒状体にせん断応力 $d\tau$ が作用すれば、砂地盤はせん断ひずみ $d\gamma$ が生じるが、同時に粒子が間隙を減らすように上の粒子が下の粒子に噛みこんでくるため(図 2-1(b2))、結果として軸ひずみ(体積ひずみ $d\epsilon_a$ )が生じる。結果として砂質土はせん断応力に

対して応力ベクトルに平行と鉛直なひずみ成分の2つが生じる。

ここで飽和した地盤を仮定する。一般に土粒子の体積弾性率よりも間隙水の体積弾性率の方が小さい。例として珪砂粒子の主化学成分である二酸化ケイ素の体積弾性率は36.4GPaであるのに対して[3]、水の20度における体積弾性率は2.2GPaである。このため生じた体積ひずみは間隙水の体積変化となり、微小要素内の間隙水の出入りが生じる。この間隙水の出入りに対して仮定した地盤の透水係数が低かった場合、間隙水は元の位置に留まらざるを得ず、結果として間隙水圧は上昇する。

さらにこの間隙水圧の上昇が繰り返され、繰り返し載荷によって蓄積することによって、有効応力が低下し最終的には現在の地盤の初期有効応力と等しくなることによって、著しいせん断変形が生じる。Pradhan et al.[4]は中空ねじり試験装置を用いて豊浦砂の繰り返しせん断中のストレスーダイラタンシー特性について調べた。実験は平均有効主応力一定で行われた。実験結果を図2-2に示す。図2-2からは繰り返され載荷が進行するに従って、体積ひずみが蓄積している点、ストレスーダイラタンシー特性がせん断ひずみの増分方向によって異なる点が見て取れる。またこのストレスーダイラタンシー特性の変化は、載荷が反転するまさにその時点で発生している点も見て取れる。非排水状態での間隙水圧の蓄積はこうしたダイラタンシー特性の違いによって発生すると考えられている[5]。

## 2.2.2 過去の地震による液状化被害

一旦地盤の液状化が発生すると、土は流体のように振る舞い、せん断力に対して抵抗できなくなる。これは実現象としては、地震発生直後に発生するひび割れ、ひび割れから土砂が噴出する現象(噴砂)や、構造物の不等沈下、地中埋設物の浮き上がり等がある。こうした地震時に発生する地盤の剛性低下に伴う挙動は、歴史上の文献や遺跡の発掘現場において広くその存在が確認できる。

図2-3は大阪府に存在する西三荘・八雲東遺跡の液状化による砂脈痕であり、深さ1.5m程度のトレンチの側壁において、50cm程度の砂脈痕が複数確認できる。門真市教育委員会[6]によれば、この液状化を引き起こした地震とされるのは1595年9月5日に発生した慶長伏見地震であり、この地震により京阪神地域は大きな被害を受けていることが、「板坂ト斎覚書」や「言経卿記」に記されている。

1923年の関東地震では、地質調査所[7]の報告によれば、噴砂による逆すり鉢状の小山が、芝や京橋、深川などの東京湾岸の低地において観測されている。草野[8]は関東地震における被害調査報告の文献や当時の被災者へのインタビューなどを通して、液状化などの地盤災害を調べた。調査結果から、現旧河川沿いの地域と湾岸の埋立地・干拓地において液状化が発生したことが確認された。また液状化発生地域の砂層の粒度特性を見ると、河川沿いの自然地盤では細粒分が20%以下かつ平均粒径が0.15mm以上と比較的粒径の粗い砂層が堆積していた。一方、埋立地盤では細粒分が30%以上の地盤であっても、液状化が発生したことが確認されている。



1964 年の新潟地震は、液状化によって複数棟からなる団地の倒壊などが大きく報道され、液状化現象が世に広く知られる契機となった地震である。最大震度 5 程度と中程度の揺れであったが、新潟平野や酒田平野の軟弱な砂質地盤で、とりわけ液状化による建物や橋梁の損傷が目立った(図 2-5, 図 2-6)。大崎[9]によれば、300 年前よりも新しい時代に堆積した地域と被害が甚大であった地域が一致していることが確認された。また浜田ら[10]は、液状化による地盤の永久変位に影響を及ぼす諸要因の分析を行った。この地震は国内外の多くの地盤の研究者の注目を集め、事前の地盤調査による液状化の発生可能性に関する定量的評価のきっかけとなった。

1983 年の日本海中部地震では、液状化現象に伴う被害が住宅地で著しかった。松田ら[11]は能代市においてボーリング、および標準貫入試験の情報を収集し、N 値 10 以下の層厚と住家被害率の関係を調べたが、両者の相関はあまり高くなかった(図 2-7)。陶野ら[12]は現地地盤調査結果から、液状化した地点は砂丘間低地、砂丘と沖積低地の境界付近、陸成砂の堆積した沖積低地、海岸付近の人工地盤、沼沢地や水田盛土などの人工地盤に分類されとした。また、Tokimatsu and Yoshimi[13]の方法と岩崎ら[14]の方法に基づく液状化判定を行い、検討範囲内では両判定法とも調査結果と整合したと述べている。

1993 年の釧路沖地震では、釧路港付近において液状化による埠頭の被害が観測された(図 2-8)。基礎地盤コンサルタント[15]による報告では岸壁やエプロン部に段差や噴砂が確認された。採取された噴砂の粒度分布は D50 が 0.12~0.5mm で均等係数の小さい液状化しやすい砂であった(図 2-9)。

1995 年の兵庫県南部地震では、観測加速度波形がパルス波的な挙動を示しており、値そのものも大きかった点、礫質土に分類される真砂土が液状化した点が注目を浴びた。被害の大きかったポートアイランドでは埋立材料として真砂土が用いられた地盤において、最大地表面加速度 524gal を記録した。地震後はこうした強震時の地盤の動的変形特性に対して大きな注目が集まり、とりわけ地盤の非線形性を解析で表現できるかに焦点を当てた研究が数多く行われた[16], [17]。

2003 年の十勝沖地震では、震源に近い太平洋沿岸の地域と震央から遠く離れた札幌や北見市などの内陸部でも発生した。とりわけ北見市では東西成分の最大加速度が 123.6gal と比較的小さいにも関わらず、斜面崩壊や液状化による大規模な地盤流動が生じた。また札幌市清田区では沢部を火砕流堆積物で埋め立てた地点において、道路や家屋の沈下が見られた[18]。この地震を契機としてレベル 1、レベル 2 地震動を考慮に入れた液状化判定法に改訂が加えられた。

2004 年の新潟県中越地震では砂丘と三角州の境界付近や砂丘間低地、旧河道上に全壊家屋が集中し、その一部が液状化による被害であると確認されている[19]。とりわけ柏崎市松波町では、旧河道の埋め立て地を中心に段差や噴砂、建物の不等沈下などが発生したが、排水溝やや杭支持基礎など十分な対策を講じていた地点では、液状化の被害は軽微であった。

2011 年の東北地方太平洋沖地震では、太平洋岸と東京湾岸、また内陸部の旧河道や河川

堤防沿いに幅広く液状化被害が生じた。土木研究所[20]は当時の液状化判定法の検証を目的として、関東地方を対象に 196 箇所の地点を選定し、液状化の有無と判定結果に比較を行った。液状化の有無は噴砂や噴水の確認された地点を液状化した範囲とし、該当地点では発生しなかったもののその地点の近傍で確認されたものは「近傍で液状化」の区分とした。また液状化判定に用いる観測加速度は、国土交通省、気象庁、防災学研究所の強震観測記録を単純型クリグリング法で保管した地震動分布を用いている。結果を表 2-1 に示す。結果としては現行の液状化判定手法は安全側の評価となっていることが分かり、一致しなかった箇所でも表層に到達しない範囲において液状化が発生していると考え、より高精度の判定で可能性がある、報告では結論付けられている。また同報告では標準貫入試験結果と液状化の有無を比較している(図 2-10)。表 2-1 と比較して点数が異なる理由は、せん断応力比  $L$  の推定には、実際に液状化したと思われる深度を抽出する必要がある、データの整理方法が異なるためである。図中の実線は道路橋示方書に記されている液状化強度推定式であり、液状化したほぼすべての箇所は推定式よりも上に位置しており、この検討からも現行の判定法は安全側となっていると言える。

2016 年の熊本地震では熊本平野の河道周辺や臨海部において広く液状化被害が見られた(図 2-11)。若松ら[21]は現地踏査と空中写真の判読による液状化発生の実態調査を行い、本震により噴砂範囲が拡大している点、液状化発生地点の微地形区分は熊本平野では河川氾濫原や干拓地で多かった点、同一の地震動レベルで比較すると前震よりも本震の方が液状化発生率が高かった点を指摘している。

### 2.2.3 液状化被害の予測

前項で述べたように、液状化の発生は過去多くの地震によって観測されてきた。とりわけその発生メカニズムと予測手法に関する研究に着目すると、1964 年の新潟地震以降それらは活発化してきていると言える。実務でもよく用いられる液状化判定法は簡易法と詳細法に大別される。簡易法には粒度と  $N$  値による方法と応力法が存在し、詳細法には全応力解析と有効応力解析が存在する。本研究では主に簡易法の応力法について、検討を行う。

応力法は、地盤本来が持つ液状化に対する抵抗力( $R$  : Resistance)に対して、発生した地震による地震外力( $L$  : Load)がどの程度作用したかを、その比で表すことで地盤の液状化に対する安全率( $FL$  値)を求める方法である。実際には抵抗力や地震外力は有効上載圧で正規化された値を取る。抵抗力は主に柱状図による簡易的な土質区分、動的貫入試験による打撃回数、また原位置から採取された物理試験から求められた塑性指数、粘土分含有率、細粒分含有率などから計算される。また地震外力は調査地点において観測された地表面加速度と、深度による補正係数から計算されることが多い。次項において、日本国内における代表的な液状化判定手法である道路橋示方書[22]と、米国における標準的手法である Youd and Idriss[23]の手法を示す。

### 2.2.3.1 道路橋示方書

道路橋示方書における地震外力の計算式は一般に 2-1 式のように表現される。ここでの  $L$  は地震時せん断応力比と呼ばれる。

$$L = r_d k_s \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad 2-1$$

ここで、 $r_d$  は深さ方向の低減係数、 $k_s$  は設計水平震度、 $\sigma_{v0}$  は全上載圧、 $\sigma'_{v0}$  は有効上載圧である。 $L$  の物理的意味はある想定深度における単位体積の土要素に作用する慣性力を、有効上載圧で正規化し、さらに深さ方向の低減率を掛け算したものである。 $r_d$  は 2-2 式が用いられることが多い。

$$r_d = 1 - 0.015z \quad 2-2$$

この式は Iwasaki et.al.[24]において地震動の周期が異なるサイトにおける 6 試料を用いて、SHAKE による弾性解析の結果から求められた平均値である。Seed and Idris[25]では $r_d$ の値の値について図 2-12 のように示した。この図では表層 12m までであれば、低減係数の誤差は 5%未満であるため、ばらつきの影響を無視できるとしている。

設計水平震度は、通常地表面における加速度が採用される。これは表層地盤による地震動の増幅を考慮したためであるが、調査地と同一位置において地震波形が得られることは稀であること、地域的な地盤特性の影響が出やすいこと、液状化が発生したことによる波形の変化を考慮できないことなどから、とりわけ近傍の観測点の値をそのまま取り入れることには注意する必要がある。

また、動的せん断強度比  $R$  は次のように定義されている。

$$R = C_w R_L \quad 2-3$$

$$C_w = \begin{cases} 1.0 & \text{if type 1} \\ 1.0 & \text{if type 2 and } R_L \leq 0.1 \\ 3.3R_L + 0.67 & \text{if type 2 and } 0.1 < R_L \leq 0.4 \\ 2.0 & \text{if type 2 and } 0.4 < R_L \end{cases} \quad 2-4$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & \text{if } N_a < 14 \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} & \text{if } 14 \leq N_a \end{cases} \quad 2-5$$

ここで  $C_w$ 、 $R_L$ 、 $N_a$  はそれぞれ地震動特性による補正係数、繰り返し三軸強度比、補正 N 値である。補正 N 値の計算は砂質土と礫質土の場合で異なり、砂質土の場合は

$$N_a = c_1 N_1 + c_2 \quad 2-6$$

$$N_1 = 170N/(\sigma'_v + 70) \quad 2-7$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & \text{if } 0\% \leq F_c < 10\% \\ (F_c + 40)/50 & \text{if } 10\% \leq F_c < 60\% \\ F_c/20 - 1 & \text{if } 60\% \leq F_c \end{cases} \quad 2-8$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & \text{if } 0\% \leq F_c < 10\% \\ (F_c - 10)/18 & \text{if } 10\% \leq F_c \end{cases} \quad 2-9$$

の式で計算され、礫質土の場合は

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\}N_1 \quad 2-10$$

の式で計算される。ここで、 $c_1$ 、 $N_1$ 、 $c_2$ 、 $N$ 、 $\sigma'_v$ 、 $F_c$ 、 $D_{50}$ はそれぞれ細粒分含有率による  $N$  値の第 1 補正係数、有効上載圧 100kN/m<sup>2</sup> 相当に換算した  $N$  値、細粒分含有率による  $N$  値の第 2 補正係数、標準貫入試験から得られる  $N$  値、有効上載圧、細粒分含有率、50%粒径である。

上記の式で示すように、既往の液状化判定の式は細粒分含有率が増加するほど、より同じ  $N$  値でもより大きな  $R_L$  が出るようになっている。図 2-13 に示すように、いずれの細粒分含有率においても、液状化推定式の左上に液状化が発生しなかった箇所が多く存在する。これは現行の液状化判定法では細粒分の性質や量が液状化に及ぼす影響について、精度よく分類することができないためあると考えられる。

また図 2-14 に示すように、造成年代によって地盤の液状化発生有無は異なり、古い地盤ほど液状化しにくい傾向が確認されたが、現行の液状化判定法では地盤の造成や堆積年代を考慮することができない点も、既往報告[20]では課題とされた。

#### 2.2.3.2 Youd and Idriss の手法

Youd and Idriss[23]では Seed and Idriss[25]で提案された次式から繰り返し応力比 CSR(Cyclic Stress Ratio)を求めるとしている。

$$CSR = 0.65(a_{max}/g)(\sigma_{v0}/\sigma'_{v0})r_d \quad 2-11$$

ここで  $a_{max}$ 、 $g$  はそれぞれ地表面最大水平加速度、重力加速度である。また  $r_d$  の推定に当たっては、日常的かつ重要度の高くない計画において、Liao and Whitman[26]による次式を用いることが提案されている。

$$\begin{aligned} r_d &= 1 - 0.00765z & \text{for } z \leq 9.15\text{m} \\ r_d &= 1.174 - 0.0267z & \text{for } 9.15\text{m} < z \leq 23\text{m} \end{aligned} \quad 2-12$$

しかしながら Golesorkhi[27]によると、図 2-12 に示すように $r_d$ にはかなりのバラつきが存在し、深さと共に $r_d$ のバラつきが増加する点には留意が必要である。

Youd and Idriss[23]では繰り返し抵抗比 CRR(Cyclic Resistance Ratio)の算出方法として、標準貫入試験(SPT)、コーン貫入試験(CPT)、せん断波速度( $V_s$ )、ベッカー貫入試験(BPT)の 4 つを提案している。SPT による手法では次式によってマグニチュード 7.5 相当の地震時における CRR,  $CRR_{7.5}$ を計算する。

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{\{10(N_1)_{60cs} + 45\}^2} - \frac{1}{200} \quad 2-13$$

ここで、 $(N_1)_{60cs}$ は以下の条件を考慮して正規化された N 値である。

- ・ 有効上載圧 100kPa 相当(有効上載圧の増加による N 値の増加を考慮済み)
- ・ 標準砂相当(細粒分含有率の変化を考慮済み)
- ・ ハンマーのエネルギー効率が 60%と仮定(ハンマーの種類による打撃効率の違いを考慮済み)

なお $(N_1)_{60cs}$ は次式で計算される。

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad 2-14$$

$$\alpha = \begin{cases} 0 & \text{for } F_c \leq 5\% \\ \exp(1.76 - 190/F_c^2) & \text{for } 5\% < F_c \leq 35\% \\ 5.0 & \text{for } 35\% \leq F_c \end{cases} \quad 2-15$$

$$\beta = \begin{cases} 0 & \text{for } F_c \leq 5\% \\ 0.99 + F_c^{1.5}/1000 & \text{for } 5\% < F_c \leq 35\% \\ 1.2 & \text{for } 35\% \leq F_c \end{cases} \quad 2-16$$

ここで $\alpha$ ならびに $\beta$ は補正係数である。また $(N_1)_{60}$ は $(N_1)_{60cs}$ から細粒分による補正を除いた正規化 N 値であり、次式で計算される。

$$(N_1)_{60cs} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad 2-17$$

ここで $N_m$ ,  $C_N$ ,  $C_E$ ,  $C_B$ ,  $C_R$ ,  $C_S$ はそれぞれ測定された N 値, 上載圧に関する補正係数, ハンマーの種類によるエネルギー効率に関する補正係数, 孔径に関する補正係数, ロッドの長さによる補正係数, ライナーの有無による補正係数である。それぞれの補正係数の代表値を表 2-2 に示す。また $C_N > 1.7$ となる場合, Seed and Idriss[28]によって提案された次式を用いるのが望ましいとされる。

$$C_N = 2.2 / (1.2 + \sigma'_{v0}/P_a) \quad 2-18$$

一方 CPT による手法では、 $CRR_{7.5}$  は次式で計算される。

$$CRR_{7.5} = \begin{cases} 0.833\{(q_{c1N})_{cs}/1000\}^3 + 0.05 & \text{for } (q_{c1N})_{cs} < 50 \\ 93\{(q_{c1N})_{cs}/1000\}^3 + 0.08 & \text{for } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \end{cases} \quad 2-19$$

ここで $(q_{c1N})_{cs}$ は有効上載圧 100kPa における標準砂換算のコーン貫入抵抗値であり、次式で計算される。

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N} \quad 2-20$$

ここで $K_c$ 、 $q_{c1N}$ はそれぞれ粒状に関する補正係数、正規化貫入抵抗値である。 $q_{c1N}$ については次式で計算される。

$$\begin{aligned} q_{c1N} &= C_Q (q_c / \sigma'_{v0}) \\ C_Q &= (P_a / \sigma'_{v0})^n \end{aligned} \quad 2-21$$

$K_c$ については Robertson[29]によって提案された正規化コーン貫入抵抗値  $Q$  と正規化摩擦比  $F$  による土質分類図から求められる。

$$K_c = \begin{cases} 1.0 & \text{for } I_c < 1.64 \\ -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 & \text{for } 1.64 \leq I_c \end{cases} \quad 2-22$$

$$I_c = \{(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2\}^{0.5} \quad 2-23$$

$$Q = \{(q_c - \sigma_{v0}) / P_a\} \left( P_a / \sigma'_{v0} \right)^n \quad 2-24$$

$$F = \{f_s / (q_c - \sigma_{v0})\} \times 100\% \quad 2-25$$

ここで $I_c$ 、 $q_c$ 、 $P_a$ 、 $n$ 、 $f_s$ はそれぞれ土質性状指数、実際に計測されたコーン貫入抵抗値、100kPa に相当する応力の値、応力依存性係数、周面摩擦応力である。ここで $n$ の値の決定に際して、以下のような手順を取る。

1. まず $n = 1$ を仮定し、 $I_c > 2.6$ であった場合、対象地盤は粘土的性質を持つため液状化しないと考える。 $I_c < 2.6$ であった場合、手順 2 に進む。
2.  $n = 0.5$ を仮定し、 $I_c < 2.6$ であった場合、対象地盤は非塑性な砂質土と分類され、計算された $I_c$ を用いて液状化抵抗が計算される。
3.  $I_c \geq 2.6$ であった場合、この対象地盤はシルト質であり塑性的であると見なす。 $n = 0.7$

を仮定し、一旦式 2-21 を用いて  $q_{c1N}$  を計算する。次に  $q_{c1N}$  を式 2-24 と式 2-25 中の  $q_c$  と置き換え、式 2-23 を用いて  $I_c$  を再計算し、この  $I_c$  を用いて液状化抵抗が計算される。

図 2-15 に示すように、Robertson[29]の文献では Q-F 平面が9つの領域に分割されており、それぞれの領域に対して代表的な土質分類が割り当てられている。式は変形すると

$$I_c^2 = (3.47 - \log Q)^2 + (1.22 - (-\log F))^2 \quad 2-26$$

という形になっており、Q-F 平面上で  $Q = 2951$ ,  $F = 0.0602$  を中心とする半径  $I_c$  の円を描く。

これはより細かい粒度で塑性的な土であるほど、 $I_c$  は増加することを意味する。また式 2-22 は  $I_c < 6.97$  の領域では単調増加であり、これは塑性細粒分を持つ地盤の液状化強度は持たない地盤の液状化強度と比較して大きくなる事実を反映する。

#### 2.2.4 セメンテーションの効いた地盤における液状化

近年の地震において観測される地表面加速度は現行の設計基準値を上回っている。図 2-16 は東北地方太平洋沖地震で観測された地表面の加速度応答スペクトルと道路橋示方書の設計標準値を比較した図である。観測加速度は 0.5Hz 未満の周波数において標準値を大幅に上回っていることが見て取れる。通常構造物や地盤に大きな被害を与えるのは 1Hz 以上の振動数であると言われているが、こうした設計標準値を大きく上回る加速度は、今まで液状化判定の検討対象外であった地盤に対して、新たな検討を迫るものであると言える。このような地盤の一例として年代効果を持つ地盤を取り上げる。

年代効果については様々な定義が存在する。龍岡ら[30]は年代効果を時間経過に伴って変形強度特性(物性)が変化する現象と定義し、メカニズムとしてセメンテーションや砂礫の粒子間の locking 等の正の年代効果や風化等の負の年代効果があるとしている。また地質学分野において続成作用と呼ばれる現象は、過圧密に伴う間隙の減少などによる物理的安定化と初期状態と異なる組成を持つ物質が形成される化学的安定化に分けられる。廣木ら[31]は砂から砂岩への形成過程として、砂粒子の固着には圧力溶解による結合とセメンテーションによる結合の二種類の過程が存在するとしている。圧力溶解は地表からの深度が数 100m から数 1000m 以深において、粒子の接触点における周辺との応力差により化学ポテンシャルを高め粒子が溶解する。一方でセメンテーションは間隙水中に溶解した鉱物イオンが結晶化することによって発生するものである。本研究では、地表から深度十数 m までの浅層領域を対象とするため、圧力溶解の影響を無視し、セメンテーション効果のみを取り上げる。

セメンテーション効果を持つ地盤として主に取り上げられるのは、更新統の砂質土である。更新統は約 258 万年前から約 1 万年前を表す更新世に堆積した地層を指す用語である。近年観測地震動の高まりを背景として、原子力発電所等の重要インフラの災害リスク再評

価の流れがある。この中で従来は液状化しないと考えられてきた更新統砂質土が、新たな検討対象として挙げられている。

複数の既往研究では過去の地震によって更新統砂質土が液状化したと思われる痕跡が地質学的調査によって発見されている。森・池田[32]によれば、東京都新宿区四谷付近のトレンチ調査によって、更新統の地層から発したと思われる砂脈が発見されている(図 2-22)。また Munson et al.[33]ではアメリカ合衆国のインディアナ州及びイリノイ州において、後期更新統あるいは前期完新統において発生した地震によって液状化が発生したと思われる地点が複数報告されている(図 2-23)。

図 2-16 に東北地方太平洋沖地震で観測された地震動と道路橋示方書の設計値との比較を載せる[34]。図中の設計標準値はレベル 2 地震動タイプ 1 とタイプ 2 の両方を載せている。両社とも 0.5 秒よりも短い周期で設計地震動を超える加速度応答が得られていることが見て取れる。東京電力ホールディングス株式会社[35]は原子炉建屋等の支持地盤である古安田層の内比較的新しい洪積砂層について、液状化試験によって液状化強度特性を設定する考え方を検討している。また古谷ら[36]は茨城県的高速道路盛土区間において発見された N 値の低い洪積砂層について、室内試験結果と現行の液状化判定法を比較したところ、後者が低い液状化強度を示したと記している。

Towhata et al.[37][38]は過去の複数の年代効果に関する結果を整理し、図 2-17 のように地盤の造成・形成年代と液状化強度についての関係図を取りまとめた。結果として地盤の液状化強度は年代を経ることに上昇し、実用的な値として 400 年よりも造成年代が古ければ液状化強度を最大で 40%上昇させることを提案している。

また Andrus et al.[39]は図 2-18 に示すように、原位置で計測したせん断波速度と CPT の先端抵抗値から計算したせん断波速度の比を MEVR(Measured to Estimated Velocity Ratio)と定義し、堆積年代との比較を行った。結果として年代を遡るごとに、データにばらつきが出るものの、MEVR は次の式で表現されたとした。

$$MEVR = 0.0820 \log_{10}(t) + 0.935 \quad 2-27$$

この値を元に、後述する 2-29 式と合わせて、原位置のせん断波速度から CRR を推定する式として、次式を提案した。

$$CRR_{7.5y} = 0.022a \left( \frac{V_{s1}}{100MEVR} \right)^2 + 2.8 \left( \frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}/MEVR} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \quad 2-28$$

以上のように原位置で計測されたせん断波速度が年代効果を反映しているため、直接 CRR の補正項としてとして導入できるという考えは、欧米を中心に主流となってきた。しかしながら、重要構造物などでは応力法による安全率以外にも、変位や応答性能といっ



た性能設計における複数の照査項目が存在する。こうした詳細な照査に当たってはサンプリングを実施し、室内試験を行うことでより詳細な力学特性に関するデータを得る必要があり、原位置のせん断波速度と堆積年代から液状化強度を評価する手法は要求されるパラメータに対して不十分である可能性がある。

一方こうしたセメンテーション効果を室内試験で再現を行った先行研究は複数、存在する。後藤・東畑[40]は繰り返しせん断履歴や高温環境における圧密を砂試料に加えて、その液状化特性に関する考察を行った。とりわけ後者の実験では、豊浦砂を用いた液状化試験の結果からは高温圧密によって液状化強度上昇は見られなかったが、細粒分を 20%あるいは 30%混入した試料では最大で 60%程度の液状化強度の上昇が認められる(図 2-20)。

伊藤ら[41]は同一供試体で小型コーン貫入試験と液状化試験を行える三軸試験装置を用いて、年代効果を人工的に再現した供試体に対して一連の試験を行った。この実験の結果では細粒分含有率の増大とともに年代効果による固結作用が顕著になり、液状化強度が上昇した可能性が指摘された(図 2-21)。

以上のように多くの研究において、細粒分含有率の増加によってより砂質土がセメンテーション効果を持つようになり、結果として液状化強度が上昇するという結論が得られている。しかしながら、実際に現場でセメンテーション量やセメント配合率などのパラメータを知ることは困難であり、また仮に原位置の土を採取でき、化学的分析が可能であった場合でも、採取による乱れによって力学特性が異なる場合が考えられる。このため、乱れがない非破壊原位置試験と乱れがある前提の室内試験の組み合わせによって、より高精度にセメンテーション効果が力学特性に与える影響を評価する必要があると言える。

#### 2.2.5 せん断波速度と液状化特性に関する研究

土の微細構造を表現する微小せん断剛性率やせん断波速度と、土の大域的な変形挙動である液状化が、関連があることは古くから盛んに研究されていた。

豊田ら[42]は 2011 年東北地方太平洋沖地震において、千葉県浦安市で発生した液状化について、液状化と非液状化箇所について DCPT と表面波探査試験の両方を行ったが、結果に大きな違いが見られなかった点について言及した。これについて室内三軸試験を用いて比較したところ、過圧密履歴によって液状化強度は上昇したものの、せん断波速度の増加は見られなかった。この原因として著者らは塑性ひずみ領域における割線剛性の違いが、液状化強度の違いを引き起こしたと考察している。

Andrus and Stokoe[43]は地震のマグニチュードと深度方向の応力低減を考慮した繰り返しせん断応力比(CSR)と原位置で計測されたせん断波速度を比較した(図 2-30)。横軸のせん断波速度は応力による変化分は除去してある。この図中の実線あるいは破線は Andrus and Stokoe[44]で提案された次式を用いて引かれたものである。

$$CRR = \left\{ a \left( \frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left( \frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right\} MSF \quad 2-29$$

ここで CRR はせん断抵抗比,  $a, b$  は回帰係数, MSF はマグニチュード補正係数,  $V_{s1}^*$  は繰り返し載荷によって液状化が発生する上限の  $V_{s1}$ ,  $V_{s1}$  は上載圧補正済みせん断波速度である.

鈴木・時松[45]は強震記録と液状化事例がそろっている地域にサイスミックコーン貫入試験を実施し, せん断波速度と地震外力の比較を行った. 図 2-24 に繰り返しせん断応力比と換算せん断波速度の関係を示す. 後者は計測されたせん断波速度を有効上載圧 98kPa 相当に直した値である. 図に示すように, 液状化と非液状化の地点に明瞭な境目がない. この理由として著者らは細粒分含有率や平均粒径が影響を与えるためと考察している. 著者らは論文の中で Robertson and Fear[46]が提案した  $I_c$  を用いて, 補正せん断波速度を求めることにより高精度な液状化判定が可能になると結論付けた(図 2-25).

また要素試験でせん断波速度と力学特性を論じた既往研究は多く存在する. 黒坂ら[47]はベンダーエレメントによるせん断波速度計測, 三軸圧縮試験及び一軸圧縮試験を行い, 薬液注入改良砂および海底粘土等の地盤改良土の強度情報の推定を行った. 図 2-26, 図 2-27 にせん断波速度と粘着力, せん断強さなどの実験結果を示す. 図 2-26 に示すように, 薬液注入改良砂の粘着力は 40kN/m<sup>2</sup> 程度上昇するのに対し, せん断波速度は 50m/s 程度しか上昇しなかった. また図 2-27 において示すように, 全ての種類の土においてせん断波速度の上昇に伴い, せん断強さが上昇する結果となったが, 増加度合いは種類によって大きく異なり, 粘着力の小さな薬液改良砂や粘性土のせん断強さをせん断波速度で評価することは難しいと著者らは結論付けている.

西尾[48]は洪積砂礫試料のせん断波速度と液状化特性を調べる目的で, 原位置凍結法で採取した試料に対して液状化試験を中心とした一連の室内試験を実施した. 実験結果からは洪積砂礫と比較して再構成砂礫のせん断波速度は 20~30%程度低下しており, 原位置のせん断波速度が大きいときに再構成砂礫のせん断波速度がより著しく低下することが判明した.

Tokimatsu and Uchida[49]は微小せん断剛性率と液状化抵抗の関係を見るために, 様々なタイプの砂に対して非排水繰り返し載荷試験を行った. 図 2-31 と図 2-32 に示すように, 結果は正規化された微小せん断剛性率と液状化強度は良い相関関係を持っており, 液状化の基準となる各繰り返し回数に対して適当な回帰曲線を引くことで, 地震時の地盤のせん断抵抗比を推定することができるとされた.

Kiyota et al.[50]は, 攪乱試料の密度と微小せん断剛性率を揃える Tokimatsu and Hosaka[51]の手法を利用して, 原位置攪乱試料から不攪乱試料の挙動を再現できるかどうかの実験を実施した. 結果としては土粒子間のセメンテーション効果がない利根川洪積砂は再構成試料による再現は十分であったが, セメンテーション効果が高い江戸川洪積砂では液状化挙動の模擬は難しいという結論となった.

Kiyota et al.[52]は、浦安市で採取された埋立土や沖積堆積土を用いて、再構成供試体を作製し液状化試験を実施した。この試験で得られたパラメータを用いて有効応力解析を実施したところ、当該地の地盤は 2011 年東北地方太平洋沖地震では液状化するものの、1987 年の千葉東方沖地震では液状化しない判定となった。これには再構成供試体の密度や入力加速度について不確実性があったものの、再構成供試体を液状化アセスメントに用いる可能性を示したと言える。

梅原ら[53]は不攪乱試料と再構成試料の液状化強度や繰り返し載荷中の力学特性に着目した実験を行った。図 2-28 に示すように、実験では同等の密度とせん断波速度を持つにも関わらず、液状化特性に違いが生じた。著者らは等方圧密中の体積ひずみとせん断ひずみの違いが出たことから、セメンテーション効果や構造異方性による微視的構造の差異が影響を及ぼしているのではないかと推察している。

呉ら[54]は初期繰り返しせん断を与えた異なる密度の豊浦砂供試体を用いて、同一密度における微小せん断剛性率と液状化特性を調べた。実験結果より排水・非排水繰り返し載荷履歴を加えることで、供試体を伝播するせん断波速度に変化が生じ、液状化特性に影響を及ぼす傾向が確認された。図 2-29 は排水繰り返しせん断履歴が液状化強度にもたらす影響を示したものであり、履歴なしの供試体と比較して 3000 回の繰り返しせん断を与えた供試体は 2 倍程度  $RL_{20}$  が異なることが見て取れる。

清田・呉[55]は同一密度に調整し、構造を変化させた複数の試料に対して、非排水繰り返し三軸試験を実施し、同じ密度で異なる構造を有するセメンテーション効果の弱い砂質土について、液状化強度とせん断波速度のそれぞれの比の間には高い相関があることを示した。図 2-33 では、洪積層の不攪乱試料を除いて同一密度に調整した試料の  $V_s/V_s^*-CRR/CRR^*$  の関係には、高い相関があることが見て取れる。

國生ら[56]は年代効果が液状化特性に与える影響を調べるために、原位置で採取された不攪乱試料とそれを解きほぐした再構成試料を用いて非排水繰り返し載荷試験を行った。またベンダーエレメントを用いてせん断波速度を計測し、年代効果の定量化にも取り組んだ。結果を図 2-34 に示す。不攪乱試料は  $RL_{10}$  及び  $V_s$  ともに高い値となり、とりわけ前者の違いが顕著であることが判明した。

以上の既往研究を整理すると、既往研究の中でせん断波速度あるいは微小せん断剛性率と液状化特性を論じた既往研究は多く存在するが、多くの研究は密度の影響を完全に除去できていない。密度はせん断波速度と液状化特性の両方に影響を与えるため、パラメトリックな検討には、この要因を極力排除するよう、液状化試験直前の密度を揃えるなどの工夫が必要である。また原位置試料や実験試料を用いて、セメンテーション効果と液状化特性を検討した研究も存在するが、セメンテーション効果を同一密度においてせん断波速度や微小せん断剛性率で比較した研究は少ない。

## 2.3 本研究の目的

以上の既往研究のレビューを纏める.

1. 現行の液状化判定法は安全側に寄った推定式が提案されており, それらは造成年代や細粒分含有率などのパラメータで説明をすることができない.
2. 観測加速度の増大により, 重要構造物の再アセスメントや計画段階において, 今まで液状化の対象外であった更新統砂質土が検討対象層として加味されるようになってきている.
3. 主に欧米などでは原位置のせん断波速度から直接繰り返しせん断抵抗比を求める計算がなされているが, 重要構造物の詳細な性能設計に対しては要素試験と原位置試験を組み合わせた形の方が望ましい.
4. せん断波速度や微小せん断剛性率と力学特性(液状化特性)を論じた既往研究は多く存在するが, セメンテーション効果をせん断波速度で定量的に論じた論文は多くない.
5. また上記の既往研究の中で, 実地盤の試料を用いてせん断波速度と液状化特性を論じた論文は存在するが, それらの関係を実際の液状化判定に適用した事例は少ない.

このような点から本研究の目的は次の3点である.

- ・原位置攪乱試料を用いてせん断波速度と液状化特性の相関を検討し, 原位置で計測したせん断波速度を用いた簡易的な液状化判定手法を提案を行う
- ・更新統砂質土を模擬したセメント改良土を用いてせん断波速度と液状化特性の相関を定量的に検討する

参考図表

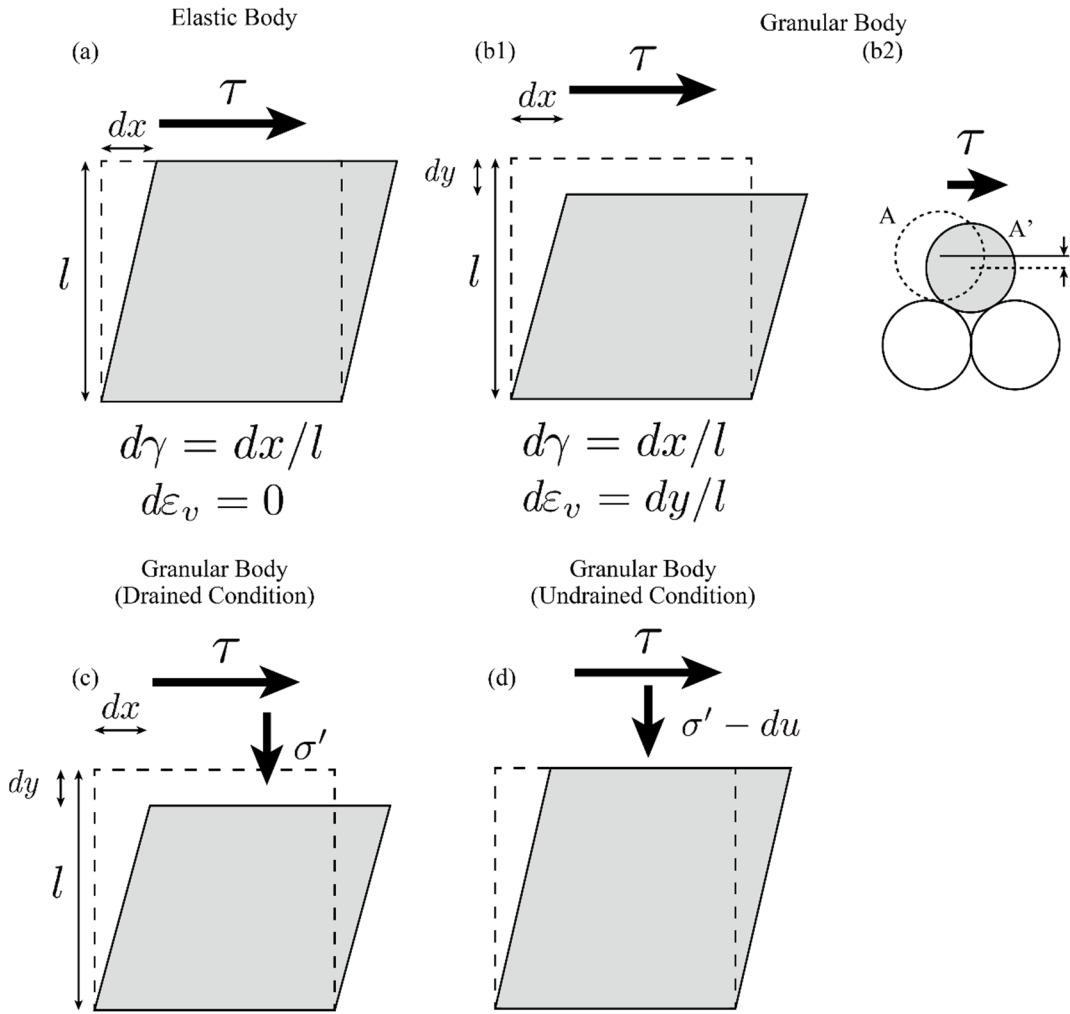


図 2-1 ダイレタンスによる狭義の液状化の説明

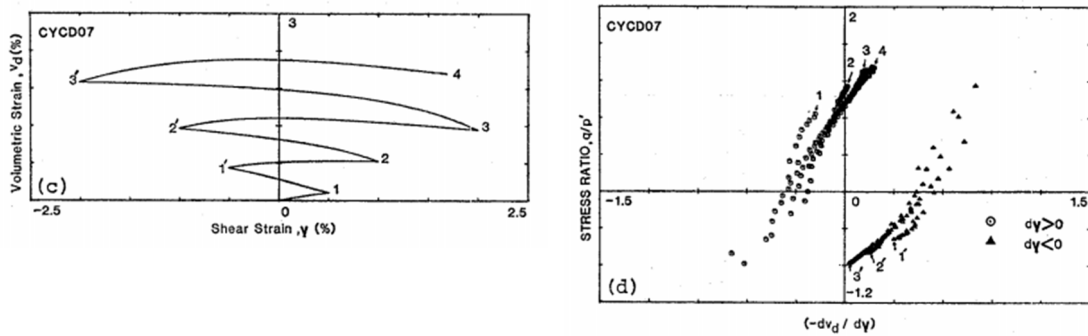


図 2-2 Pradhan et al.[4]による豊浦砂の中空ねじり試験結果 (左) せん断ひずみ-体積ひずみ関係 (右) ストレス-ダイレタンス特性



図 2-3 大阪府門真・守口市の西三荘・八雲東遺跡の液状化砂脈跡[6]

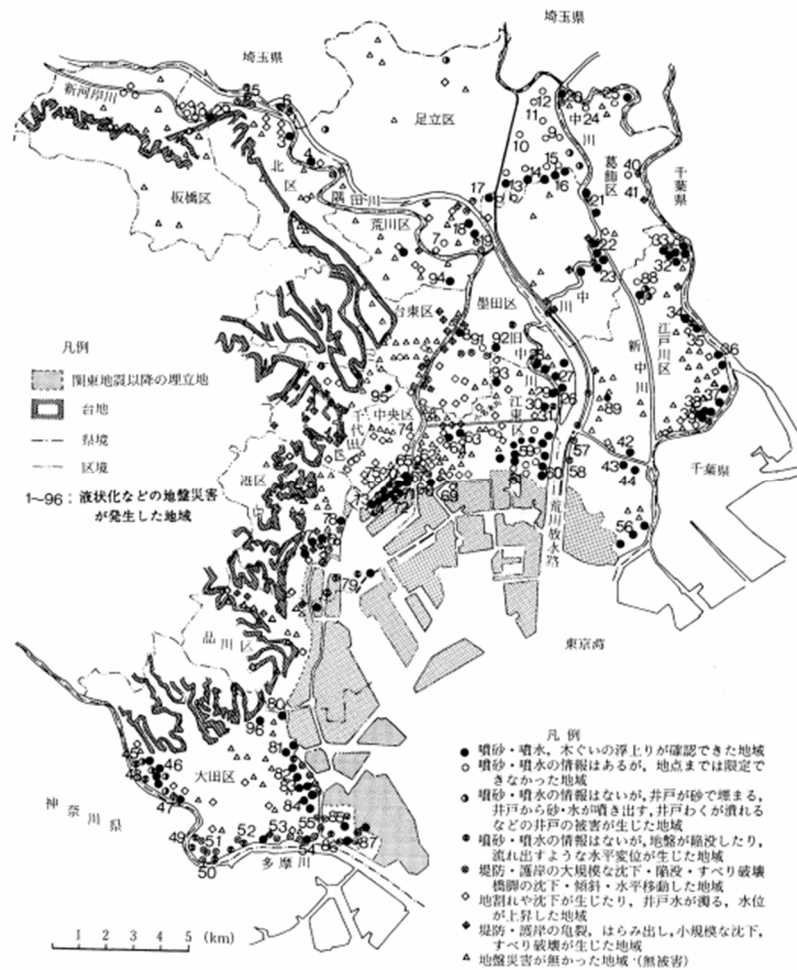


図 2-4 関東地震における地盤災害分類図[8]



図 2-5 新潟地震における川岸町県営アパートの被害[9]

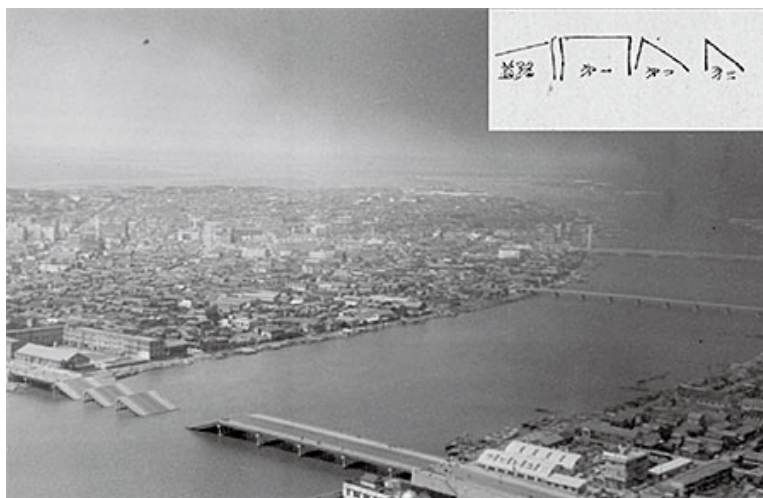


図 2-6 新潟地震における昭和大橋の被害[57]



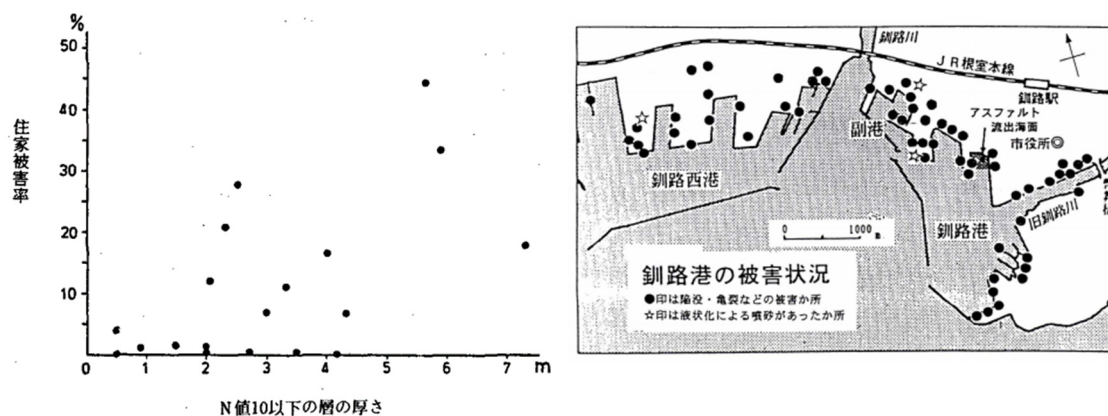


図 2-7 日本海中部地震において能代市での 図 2-8 釧路沖地震による釧路港の液状化被害状況[15]  
住家被害率と N 値 10 以下の層厚の関 係[11]

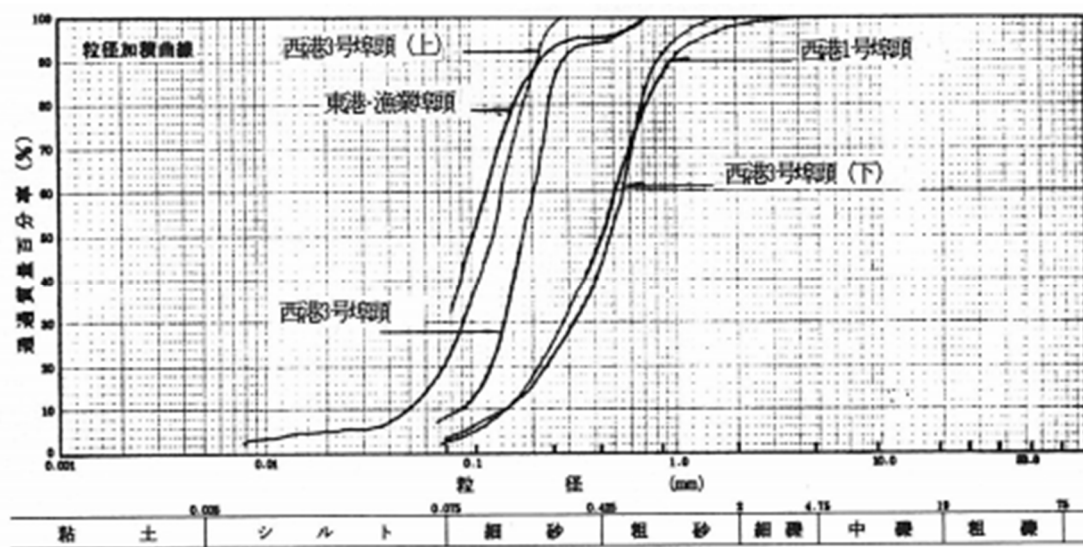


図 2-9 釧路港の噴砂試料の粒度分布[15]

表 2-1 東北地方大平洋沖地震における液状化判定結果と液状化の有無[20]

	最小 FL≤1	最小 FL>1	計
液状化あり	55	0	55
近傍で液状化	9	1	10
液状化なし	97	34	131
計	161	35	196



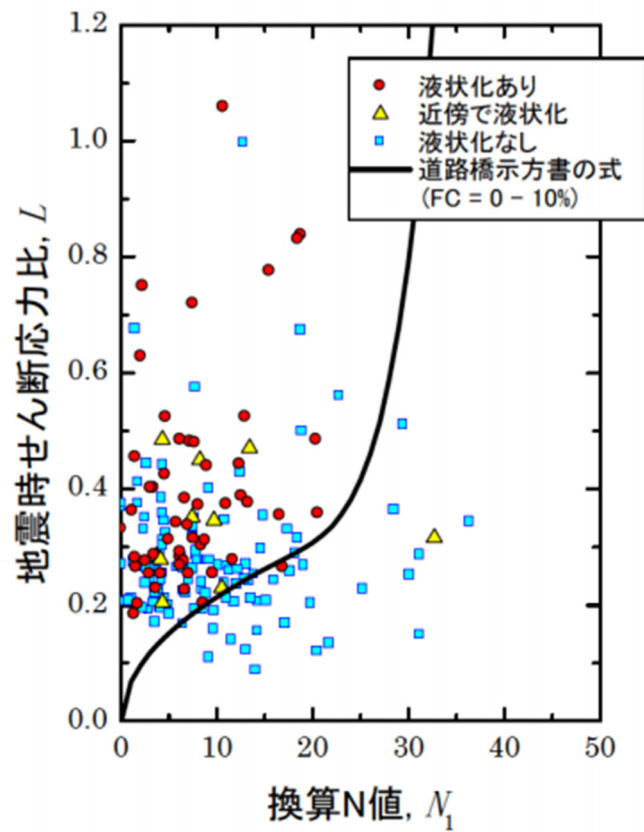


図 2-10 東北地方太平洋沖地震における換算 N 値と地震時せん断応力比の関係[20]

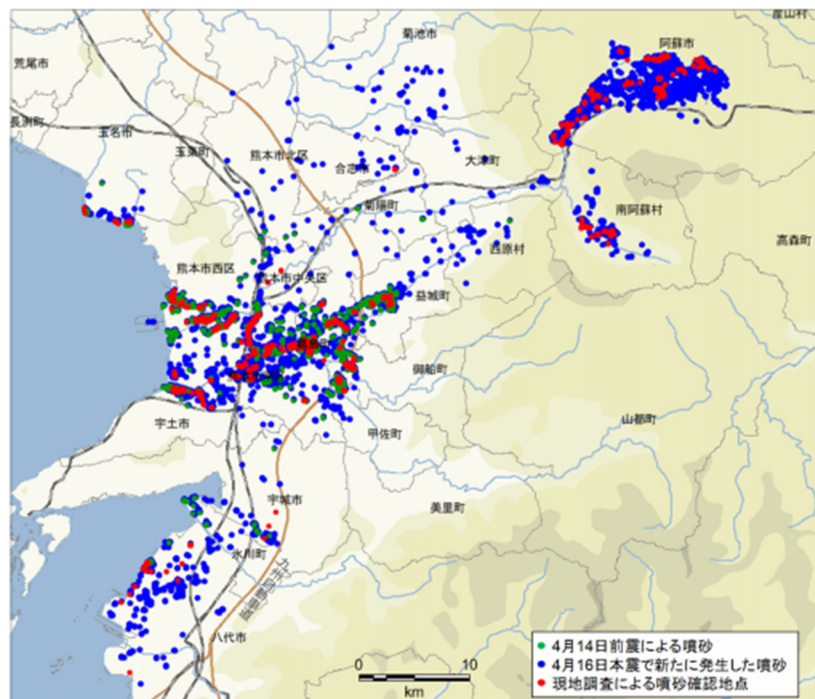


図 2-11 熊本地震による液状化発生地点[21]

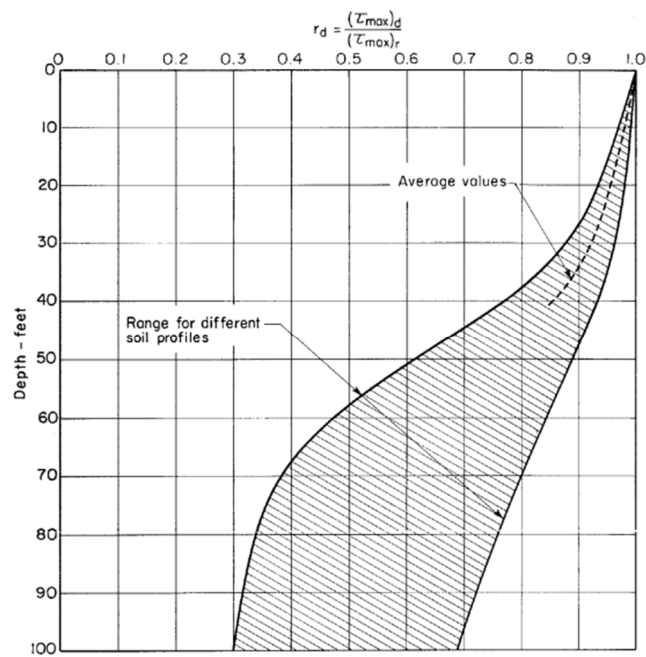


図 2-12 異なる土質の深さ方向の低減係数のばらつき[25]

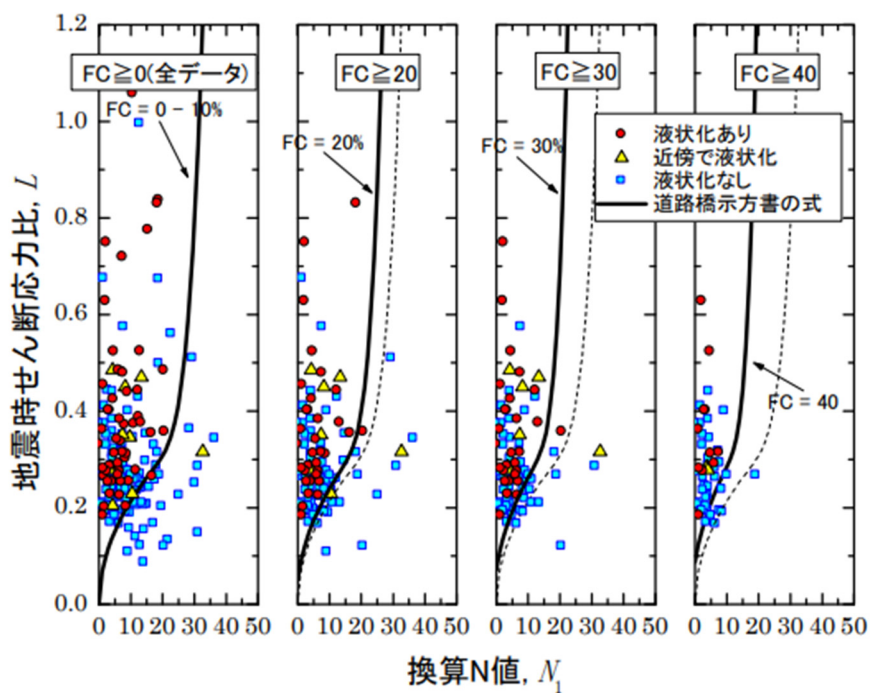


図 2-13 東北地方太平洋沖地震における細粒分含有率別の換算 N 値と地震時せん断応力比の関係[20]

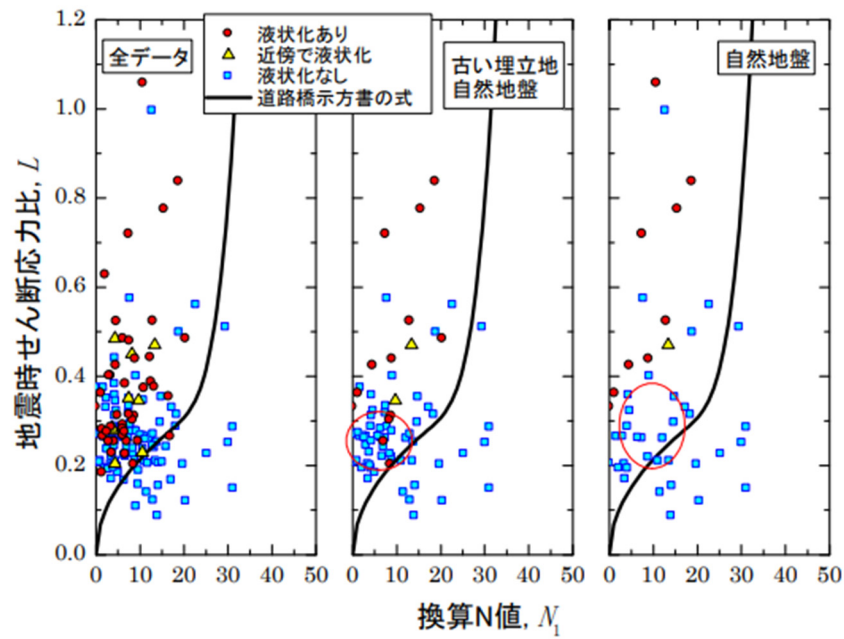
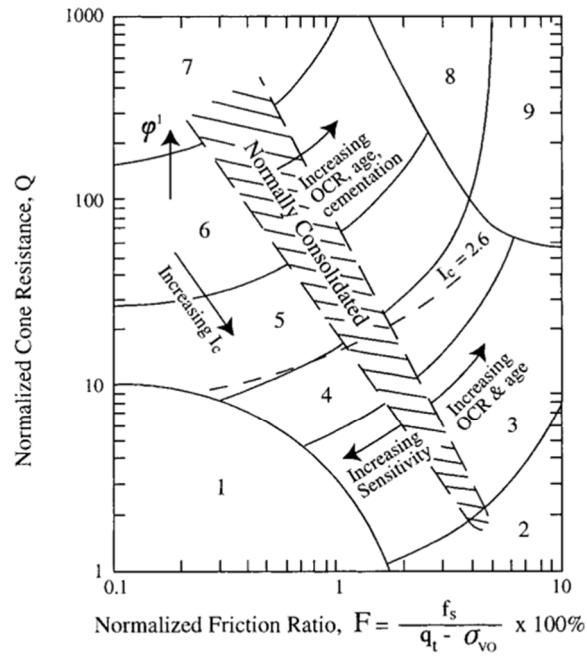


図 2-14 造成年代別の換算 N 値と地震時せん断応力比の関係[20]

表 2-2 Youd and Idriss[23]による標準貫入試験 N 値の補正係数

Factor (1)	Equipment variable (2)	Term (3)	Correction (4)
Overburden pressure	—	$C_N$	$(P_a/\sigma'_{v0})^{0.5}$
Overburden pressure	—	$C_N$	$C_N \leq 1.7$
Energy ratio	Donut hammer	$C_E$	0.5–1.0
Energy ratio	Safety hammer	$C_E$	0.7–1.2
Energy ratio	Automatic-trip Donut-type hammer	$C_E$	0.8–1.3
Borehole diameter	65–115 mm	$C_B$	1.0
Borehole diameter	150 mm	$C_B$	1.05
Borehole diameter	200 mm	$C_B$	1.15
Rod length	<3 m	$C_R$	0.75
Rod length	3–4 m	$C_R$	0.8
Rod length	4–6 m	$C_R$	0.85
Rod length	6–10 m	$C_R$	0.95
Rod length	10–30 m	$C_R$	1.0
Sampling method	Standard sampler	$C_S$	1.0
Sampling method	Sampler without liners	$C_S$	1.1–1.3



- |  |                                     |
|--|-------------------------------------|
| 1. Sensitive, fine grained                   | 6. Sands - clean sand to silty sand |
| 2. Organic soils - peats                     | 7. Gravelly sand to dense sand      |
| 3. Clays - silty clay to clay                | 8. Very stiff sand to clayey sand*  |
| 4. Silt mixtures - clayey silt to silty clay | 9. Very stiff, fine grained*        |
| 5. Sand mixtures - silty sand to sandy silt  |                                     |
- \*Heavily overconsolidated or cemented

図 2-15 CPT に基づく土質分類表[29]

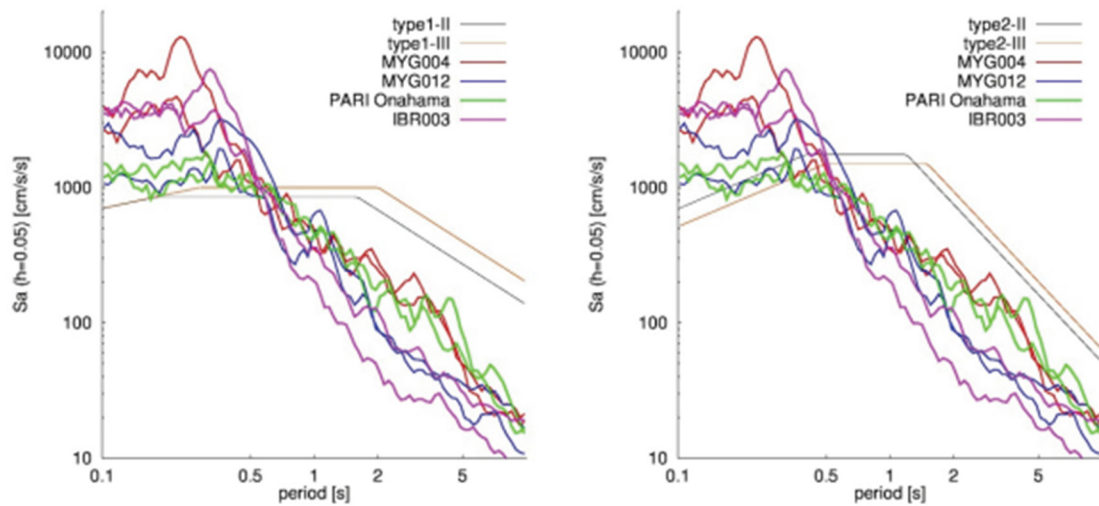


図 2-16 東北地方太平洋沖地震で観測された地震動と道路橋示方書の設計標準値との比較  
(左)レベル 2 タイプ 1 (右)レベル 2 タイプ 2[34]

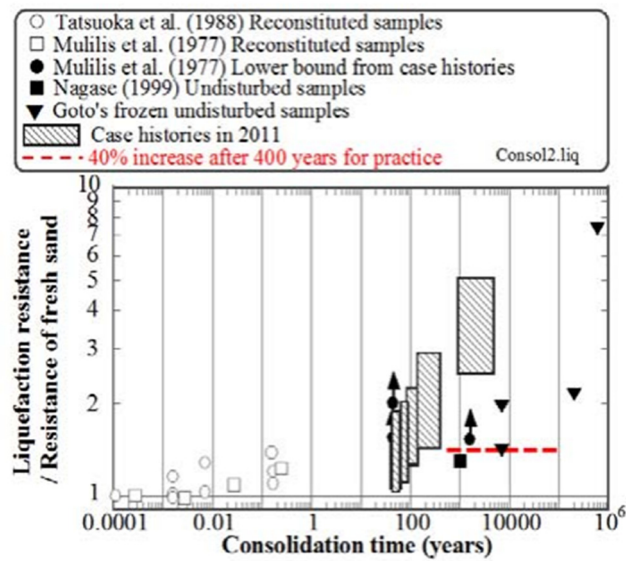


図 2-17 圧密時間と液状化強度の関係[38]

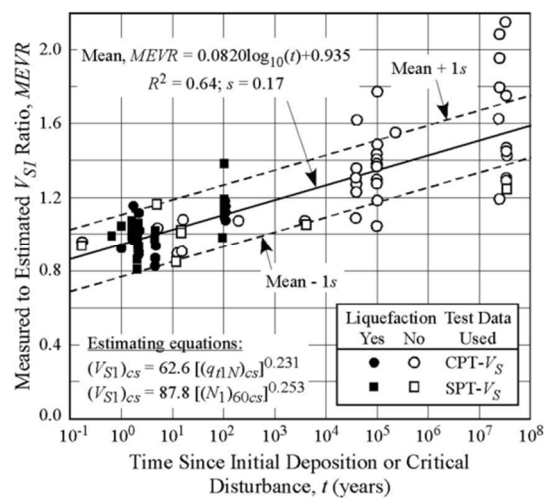
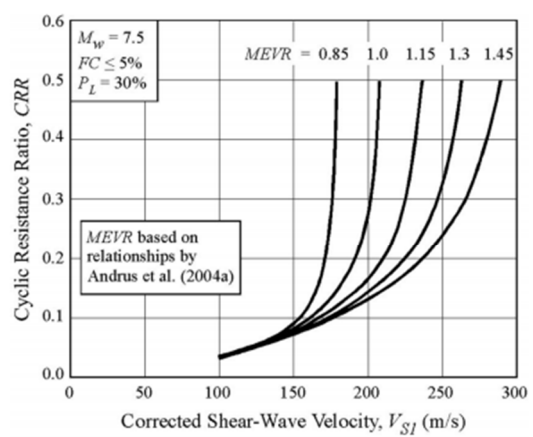


図 2-18 推定せん断波速度(MEVR)と堆積年  
図 2-19 MEVR の適用によるせん断波速度から CRR 推定する式の変化[39]



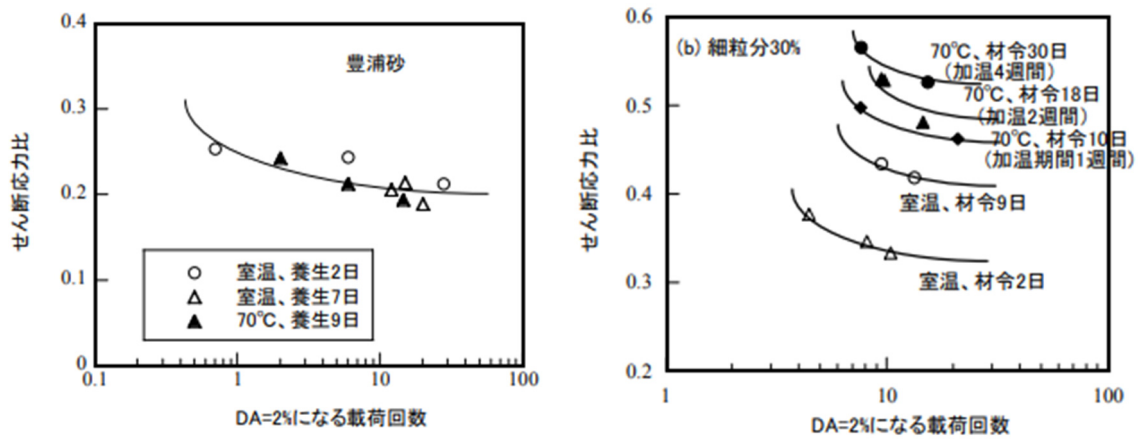


図 2-20 高温圧密の液状化強度曲線に対する影響[40] (左)豊浦砂, (右)細粒分 30%

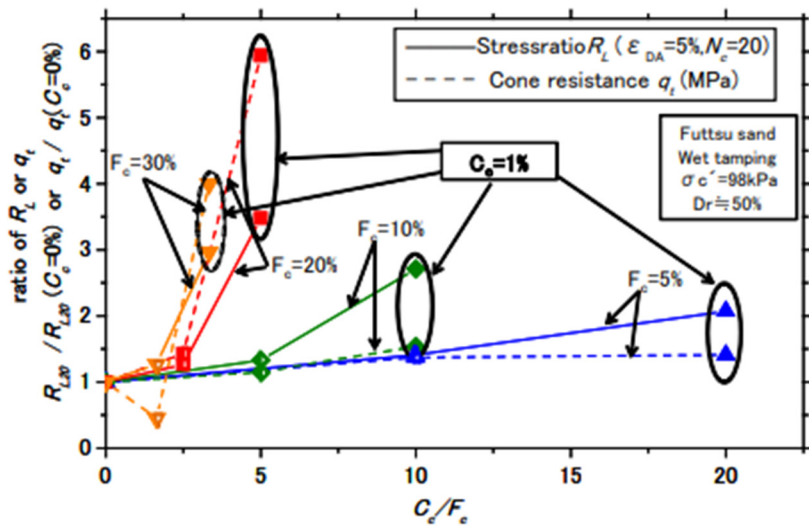


図 2-21 単位細粒分活性度と正規化液状化強度, 並びに正規化コーン貫入抵抗の関係[41]



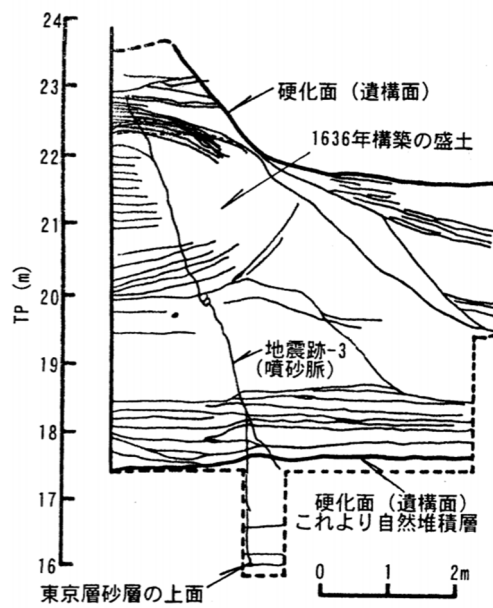


図 2-22 四谷駅付近のトレンチ調査で発見された砂脈[32]

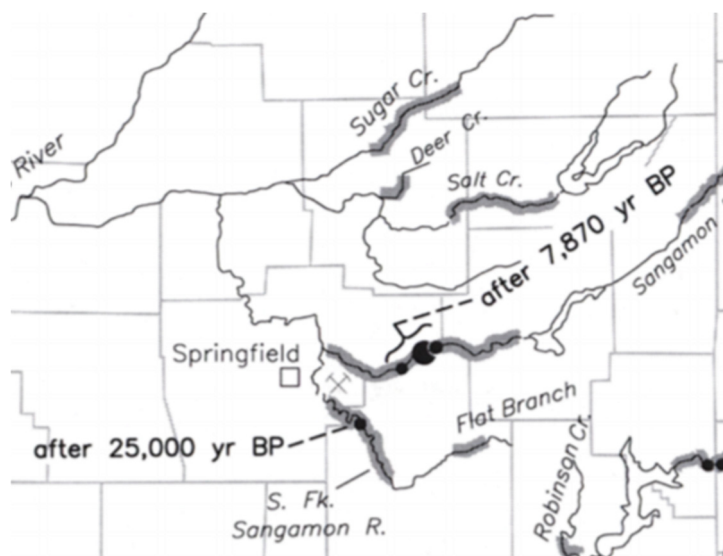


図 2-23 アメリカ合衆国のインディアナ州及びイリノイ州において後期更新統あるいは完新統に液状化が発生したとされる地点[33]

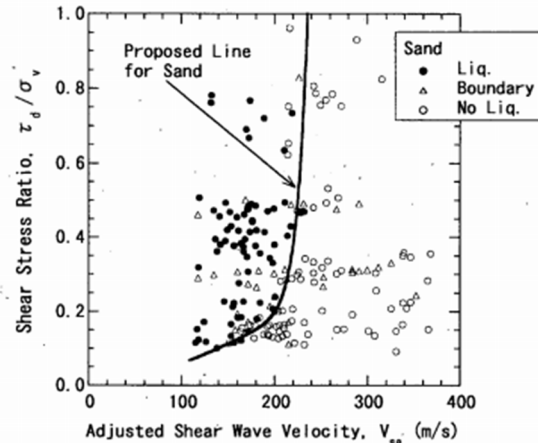
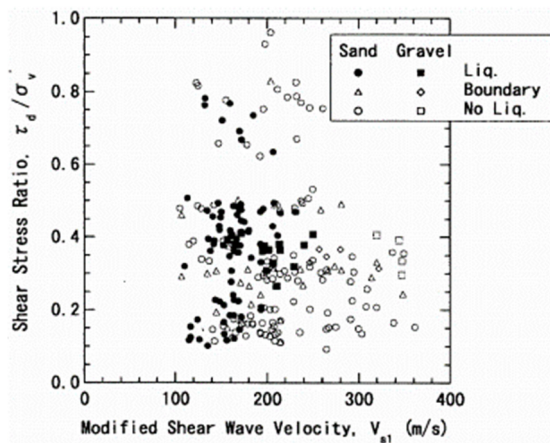


図 2-24 繰り返しせん断応力と換算せん断波図 2-25 繰り返しせん断応力比と補正せん断波速度の関係[45]

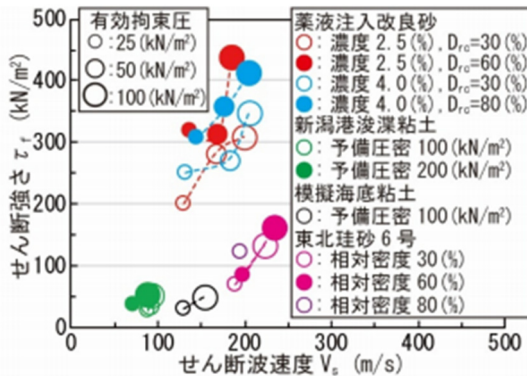
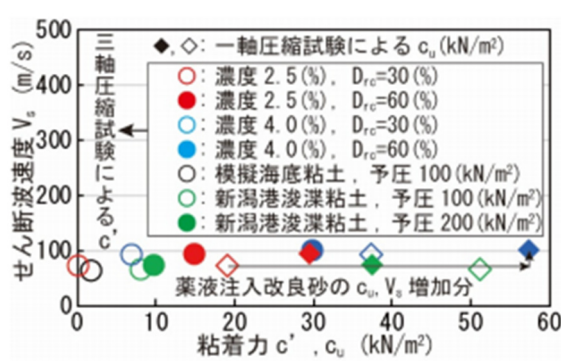


図-7 せん断強さとせん断波速度  $V_s$  の関係

図 2-26 せん断波速度と粘着力の関係[47] 図 2-27 せん断強さとせん断波速度の関係[47]

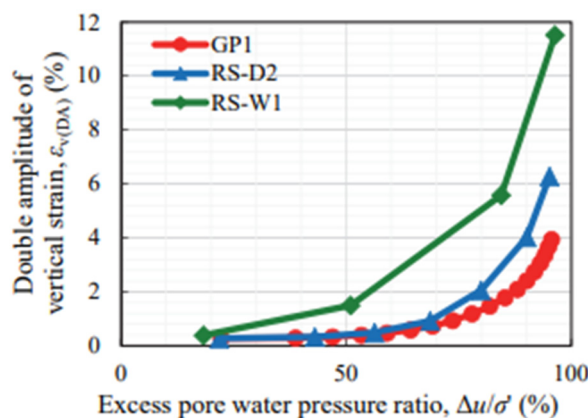


図 2-28 不攪乱試料と再構成試料の過剰感劇水圧と両振幅軸ひずみの関係[53]



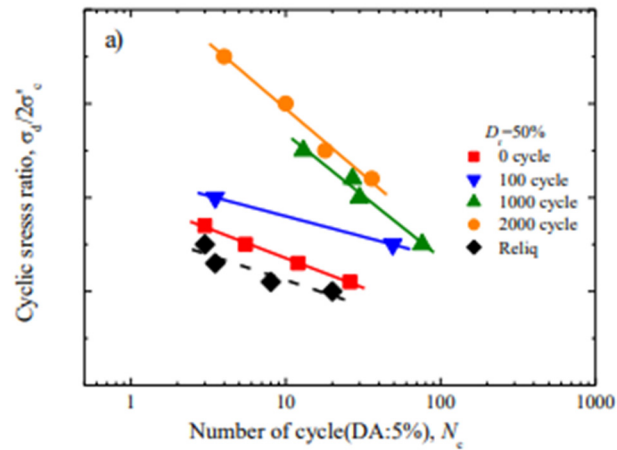


図 2-29 相対密度 50%の豊浦砂供試体における排水繰返しせん断履歴が液状化強度曲線にもたらす影響[54]

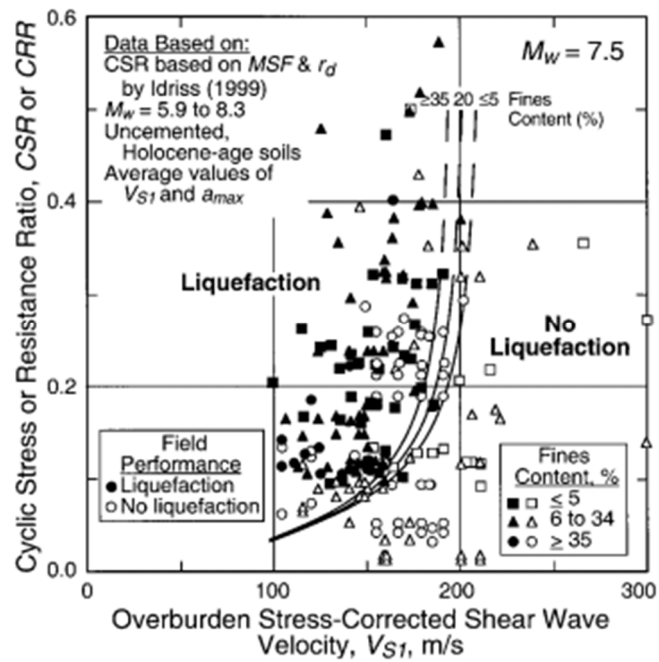


図 2-30 MSF と  $r_d$  を考慮したせん断波速度と CSR の関係図[43]

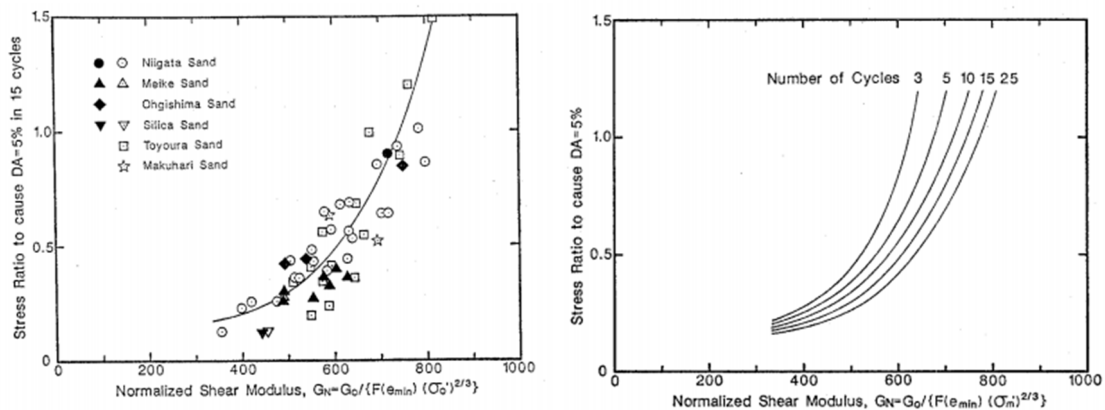


図 2-31 正規化された微小せん断剛性率と図 2-32 提案された正規化された微小せん断剛性率と CRR の関係[49]

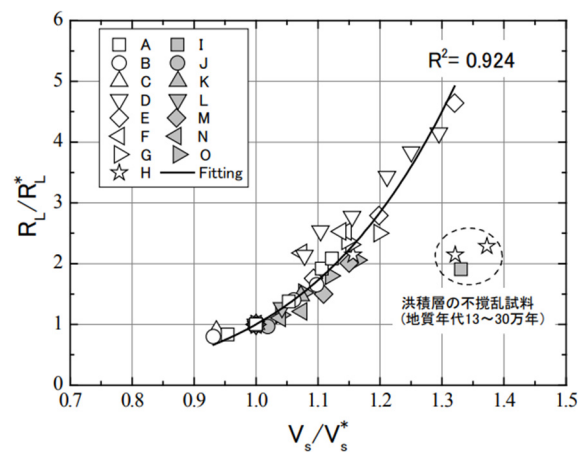


図 2-33 清田・呉[55]による液状化強度比とせん断波速度比の関係

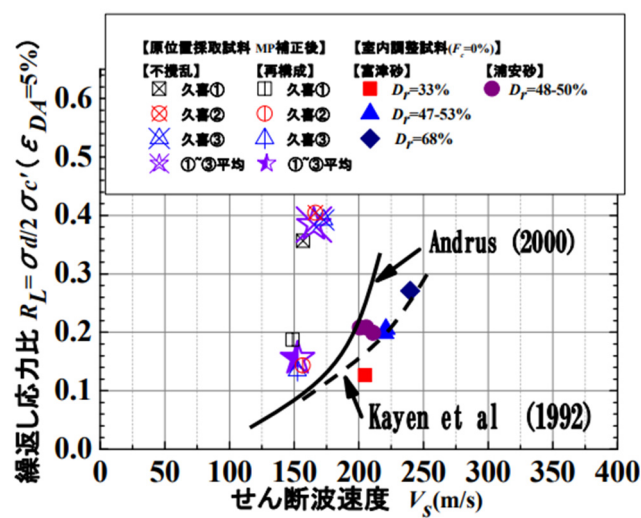


図 2-34 不攪乱試料と再構成試料を用いたせん断応力比とせん断波速度の関係[56]

## 引用文献

- [1] W. F. Marcuson, “Definitions of terms related to liquefaction,” *J. Geotech. Eng. Div.*, vol. 104, no. 9, pp. 1197–1200, 1978.
- [2] 土木学会地震工学委員会レベル2地震動による液状化研究小委員会, “レベル2地震動による液状化研究小委員会活動成果報告書-土の物性から見たレベル2地震動に対する動的挙動の検討-.” 土木学会, 2003.
- [3] 株式会社ネオトロン, “酸化物結晶 Quartz Single Crystals (SiO<sub>2</sub>).” [Online]. Available: <http://www.neotron.co.jp/crystal/11/SiO2.html>.
- [4] T. B. S. Pradhan, F. Tatsuoka, and Y. Sato, “Experimental Stress-Dilatancy Relations of Sand Subjected to Cyclic Loading,” *Soils Found.*, vol. 29, no. 1, pp. 45–64, 1989.
- [5] 吉見吉昭, 砂地盤の液状化, 第二版. 1991.
- [6] 門真市教育委員会他, “西三荘・八雲東遺跡発掘調査概要 - 全国遺跡報告総覧,” 門真市教育委員会, 1993. [Online]. Available: <https://sitereports.nabunken.go.jp/ja/17701>. [Accessed: 24-Jan-2021].
- [7] 地質調査所, “地質調査所特別報告 第1号 関東地震調査報告. 第1,2,” 地質調査所. [Online]. Available: <https://ndlonline.ndl.go.jp/#!/detail/R3000000003-I2387660-00>. [Accessed: 24-Jan-2021].
- [8] 草野郁, “関東地震における東京低地の液状化履歴,” 土木学会論文集, vol. 1989, no. 406, pp. 213–222, 1989.
- [9] 大崎順彦, “土質工学的にみた新潟市における建築物の被害,” 写真測量, vol. 4, no. 3, pp. 126–135, 1965.
- [10] 浜田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利, “液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究,” 土木学会論文集, vol. 376, pp. 221–229, 1986.
- [11] 松田磐余, 望月利男, 荏本孝久, 川島正雄, “昭和58年日本海中部地震の被害—とくに住家の被害について,” 総合都市研究, vol. 20, pp. 79–90, 1983.
- [12] 陶野郁雄, 安田進, 社本康広, “日本海中部地震における液状化現象とその被害状況,” 土と基礎, vol. 31, no. 12, pp. 13–20, 1983.
- [13] K. Tokimatsu and Y. Yoshimi, “Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on Spt N-value and Fines Content,” *Soils Found.*, vol. 23, no. 4, pp. 56–74, Dec. 1983.
- [14] 岩崎敏男, 龍岡文夫, 常田賢一, 安田進, “砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例,” in 日本地震工学シンポジウム講演集, 1978, pp. 641–648.
- [15] 基礎地盤コンサルタンツ株式会社, “平成5年(1993年)釧路沖地震調査報告書,” 1993.
- [16] 國生剛治, “1995年兵庫県南部地震での地盤の非線形震動特性,” 土と基礎, vol. 43, no. 9, pp. 39–43, 1995.
- [17] 吉田望, 中村晋, 末富岩雄, “1995年兵庫県南部地震における地盤の非線形とその予測,” 第23回地盤震動シンポジウム講演発表集, 1995, pp. 39–52.

- [18] 三浦清一, 安田進, 山下聡, 規矩大義, “2003年十勝沖地震による地盤災害について,” 2003.
- [19] 国土交通省, “平成19年(2007年)新潟県中越沖地震における液状化に関する被害調査報告について,” 2008.
- [20] 独立行政法人土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム, “東北地方太平洋沖地震における液状化を踏まえた液状化判定法の検討,” 2014.
- [21] 若松加寿江, 先名重樹, 小澤京子, “平成28年(2016年)熊本地震による液状化発生の特性,” 日本地震工学論文集, vol. 17, no. 4, pp. 81–100, 2017.
- [22] 日本道路協会, 道路橋示方書V. 耐震設計編. 2017.
- [23] T. L. Youd and I. M. Idriss, “Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils,” *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 127, no. 4, pp. 297–313, 2001.
- [24] T. Iwasaki, “A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan,” in *Proc. Second Int. Conf. Microzonation Safer Construction Research Application, 1978*, 1978, pp. 885–896.
- [25] SEED HB and IDRIS IM, “Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential,” *ASCE J Soil Mech Found Div*, vol. 97, no. SM9, pp. 1249–1273, 1971.
- [26] S. S. C. Liao and R. V. Whitman, “Catalogue of liquefaction and non-liquefaction occurrences during earthquakes,” 1986.
- [27] R. Golesorkhi, “Factors influencing the computational determination of earthquake-induced shear stresses in sandy soils,” University of California at Berkeley, 1989.
- [28] H. B. Seed and I. M. Idriss, “Ground motions and soil liquefaction during earthquakes,” 1982.
- [29] P. K. Robertson, “Soil classification using the cone penetration test,” *Can. Geotech. J.*, vol. 27, no. 1, pp. 151–158, 1990.
- [30] 龍岡文夫, 西恭彦, H. Di Benedetto, “年代効果を受けて粘性がある地盤材料の変形強度特性のモデル化,” 第37回地盤工学研究発表会講演発表集, 2002, pp. 815–816.
- [31] 廣木義久, 吉本直弘, 平松和彦, “砂岩の続成作用を教示するための実験: 球状氷を砂粒子に見立てた砂の固結化作用の検証,” 地質学雑誌, vol. 123, no. 8, pp. 627–636, 2017.
- [32] 森伸一郎, 池田悦夫, “東京層砂層の液状化の痕跡調査と一考察,” 土木学会論文集, vol. 1997, no. 552, pp. 247–263, 1997.
- [33] P. J. Munson, S. F. Obermeier, C. A. Munson, and E. R. Hajic, “Liquefaction Evidence for Holocene and Latest Pleistocene Seismicity in the Southern Halves of Indiana and Illinois: A Preliminary Overview,” *Seismol. Res. Lett.*, vol. 68, no. 4, pp. 521–536, 1997.
- [34] 後藤浩之, “土木学会東日本大震災被害調査団 緊急地震被害調査報告書 第4章 地震及び地震動の特性,” 2011.
- [35] 東京電力ホールディングス株式会社, “柏崎刈羽原子力発電所 6号及び7号炉 液状化影響

- の検討方針について,” 2017.
- [36] 古谷嘉康, 萩原裕樹, 太田雅之, 新井新一, 日下寛彦, “洪積砂質土層での液状化判定方法の一考察,” 地盤工学ジャーナル, vol. 9, no. 4, pp. 633–643, 2014.
  - [37] I. Towhata, S. Goto, Y. Taguchi, T. Hayashida, Y. Shintaku, and Y. Hamada, “On ageing of liquefaction resistance of sand,” *Japanese Geotech. Soc. Spec. Publ.*, vol. 2, no. 21, pp. 800–805, 2016.
  - [38] I. Towhata *et al.*, “Liquefaction perspective of soil ageing,” *Géotechnique*, vol. 67, no. 6, pp. 467–478, 2017.
  - [39] R. D. Andrus, H. Hayati, and N. P. Mohanan, “Correcting Liquefaction Resistance for Aged Sands Using Measured to Estimated Velocity Ratio,” *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 135, no. 6, pp. 735–744, 2009.
  - [40] 後藤茂, 東畑郁生, “排水条件下の繰返しせん断履歴や高温環境での圧密によって年代効果を付与した砂質土試料の液状化特性,” 地盤工学ジャーナル, vol. 9, no. 4, pp. 707–719, 2014.
  - [41] 伊藤文樹, 國生剛治, 長尾洋太, “非塑性細粒分を含む砂の液状化強度～コーン貫入抵抗関係への年代効果の影響,” 土木学会論文集C (地圏工学), vol. 67, no. 1, pp. 26–35, 2011.
  - [42] 豊田浩史, 高田晋, 原忠, 竹澤請一郎, “室内要素試験による既存の液状化被害調査結果の解釈,” 日本地震工学会論文集, vol. 15, no. 7, pp. 114–120, 2015.
  - [43] R. D. Andrus and K. H. Stokoe II, “Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity,” *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 126, no. 11, pp. 1015–1025, 2000.
  - [44] R. D. Andrus and K. H. Stokoe, “Liquefaction Resistance Based on Shear Wave Velocity,” in *Proceedings of NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, 1996, pp. 89–128.
  - [45] 鈴木康嗣, 時松孝次, “地震時の液状化事例とせん断波速度の関係,” 日本建築学会構造系論文集, vol. 69, no. 578, pp. 67–74, 2004.
  - [46] K. P. Robertson and E. C. Fear, “Liqucfaction of sands and its evaluation,” in *Proceedings of the First International Conference on Earthquake Geotechnical*, 1995.
  - [47] 黒坂明善, 海野寿康, 秋本哲平, 上野一彦, “せん断波速度計測による粘着力を有する改良土の強度評価,” 土木学会論文集B3 (海洋開発), vol. 76, no. 2, pp. 696–701, 2020.
  - [48] 西尾伸也, “洪積砂礫試料のせん断波速度,” 地震工学研究発表会講演概要, 1987, vol. 19, pp. 221–224.
  - [49] K. Tokimatsu and A. Uchida, “Correlation Between Liquefaction Resistance and Shear Wave Velocity,” *Soils Found.*, vol. 30, no. 2, pp. 33–42, 1990.
  - [50] T. Kiyota, J. Koseki, T. Sato, and R. Kuwano, “Aging Effects on Small Strain Shear Moduli and Liquefaction Properties of in-situ Frozen and Reconstituted Sandy Soils,” *Soils Found.*, vol. 49, no. 2, pp. 259–274, 2009.

- [51] K. Tokimatsu and Y. Hosaka, “Effects of Sample Disturbance on Dynamic Properties of Sand,” *Soils Found.*, vol. 26, no. 1, pp. 53–64, 1986.
- [52] T. Kiyota, T. Ikeda, Y. Yokoyama, and H. Kyokawa, “Effect of in-situ sample quality on undrained cyclic strength and liquefaction assessment,” *Soils Found.*, vol. 56, no. 4, pp. 691–703, 2016.
- [53] 梅原由貴, 清田隆, 柳浦良行, “同等の供試体密度とせん断波速度を有する不攪乱試料と再構成試料の液状化強度特性,” *土木学会論文集A1 (構造・地震工学)*, vol. 73, no. 4, pp. 180–186, 2017.
- [54] 呉杰祐, 清田隆, 片桐俊彦, “初期繰返しせん断が豊浦砂のせん断剛性率の異方性と液状化特性に及ぼす影響,” *土木学会論文集A1 (構造・地震工学)*, vol. 73, no. 4, pp. 761–768, 2017.
- [55] 清田隆, 呉杰祐, “原位置と室内試験による  $V_s$  を用いた液状化強度比の推定法,” *地盤工学ジャーナル*, vol. 12, no. 4, pp. 375–383, 2017.
- [56] 國生剛治, 金森大樹, 佐藤寛明, 奈佐利香子, “砂の三軸試験による液状化強度~S波速度の関係,” *第9回地盤工学会関東支部発表会講演概要集*, 2012.
- [57] 防災科学技術研究所, “1964年新潟地震オープンデータ特設サイト,” 防災科学技術研究所.

### 3 研究手法

---

#### 3.1 概説

本章では本研究で用いた原位置地盤調査手法，得られた実験試料の物理特性，ひずみ制御式三軸試験装置を用いた試験方法，および実験ケースについて述べる．前章で述べたように，本研究では原位置の砂質土とセメンテーション効果を疑似的に付与した改良体を用いて，非排水繰り返し載荷試験を行うことによりそれらの土の液状化特性の検討を行った．これに先立って，原位置の砂質土に対してはその採取と  $N$  値，せん断波速度，湿潤密度などのパラメータを取得する必要があった．このため，ボーリングコアによるサンプル採取，標準貫入試験，PS 検層および密度検層を行った．また得られた試料に対して物理試験を行い，原位置と同様の密度条件を達するための基本指標を取得した．また同様の物理試験は珪砂 7 号に対しても実施した．

3.2 節では実施した原位置地盤調査の手法について示す．

3.3 節では原位置試料と珪砂 7 号，早強ポルトランドセメントの物理試験結果を示す．

3.4 節では主に用いたひずみ制御式三軸試験装置の概要を示す．

3.5 節ではひずみ制御式三軸試験装置を用いた通常砂の実験手順を示す．

3.6 節では本研究で行った実験ケースを示す．

#### 3.2 原位置地盤調査

検討に用いた原位置攪乱試料は以下の 4 種類である．これらの地点は，いずれも過去の地震に液状化に起因する地盤変状が観測されなかった地域に位置する．ここでの地盤変状とは具体的には，噴砂や顕著な地盤沈下や側方流動などが観測されなかった地点を指す．図 3-1 にそれぞれの調査地点の位置を示す．これらの地点の周辺地質や原位置調査結果については次章で示す．

1. 神奈川県川崎市川崎区浮島町で採取されたシルト質砂
2. 北海道網走郡美幌町字報徳で採取された火山性砂
3. 東京都葛飾区東金町江戸川右岸で採取された砂質土
4. 千葉県千葉市若葉区大草町都川左岸で採取された砂質土

##### 3.2.1 サンプルリング

原位置試料の採取にはロータリーボーリングマシンを使用し，トリプルサンプルリングあ

るいはシンウォールサンプリングによって不攪乱試料を採取した。なおこの不攪乱試料は該当敷地における建設工事の地盤調査に使用されたため、入手ができなかった。ロータリーボーリングは、ロッドの先端に取り付けられたビットに回転と給圧を与えて、土砂～岩を掘進する方法である。採掘の際に生じた掘り屑は清水やベントナイト泥水で排除する。孔壁の崩壊の恐れがある場合には、ケーシングパイプを挿入するなどして、孔壁の安定化を図った。また自然地下水面を確認するまでは原則無水掘りで実施した。図 3-2 にサンプリングの実施状況を示す。

### 3.2.2 標準貫入試験

試料採取と同時に標準貫入試験も実施した。標準貫入試験は JIS A1219 の規格に準拠し原則深度 1m 毎に実施した[1]。標準貫入試験は質量  $63.5\text{kg} \pm 0.5\text{kg}$  のハンマーを高さ  $65 \pm 1\text{cm}$  から自由落下させて、貫入量 10cm 毎の打撃回数を記録し、先端に接続したサンプラーを 30cm 貫入するのに要した打撃回数を N 値として報告する原位置試験である。また、この標準貫入試験時にスプリットバレルとコネクターヘッドからなる鋼製のサンプラーにより、攪乱ペネ試料を入手した。

### 3.2.3 PS 検層

PS 検層は地盤内の微小変形特性を求める目的で行われ、2種類の弾性波(P 波と S 波)の伝達速度を測定する原位置試験である。今回は地盤工学会の「地盤の弾性波速度検層方法」に則り[2]、主にサスペンション法を使用し、一部ケーシングを外れた地点においてはダウンホール法を使用した。

サスペンション法は、発信機と 2 つの受信機を組み込んだプローブをボーリング坑内に挿入し、坑内の各深度において発信機を作動させ、受信機で観測された波形から区間の伝播時間並びに伝播速度を求める手法である(図 3-3)。一方ダウンホール法は、ボーリング坑口付近でハンマーによる手動発信源を設置し、この発信源から発せられた人工地震波を坑内の所定深度に圧着させた受信機によって観測する手法である。

### 3.2.4 密度検層

密度検層は放射性同位体をガンマ線発生源として用い、ガンマ線が物質を通過する際に発生するコンプトン効果を利用して、地盤密度を計測する手法である。本研究では地盤交賀会の JGS 1614-2012「RI 計器による土の密度試験方法」に則った手法で計測を実施した[3]。検出方法としてはガンマ線源と検出器が一体化したゾンデを孔内に下し、側面に設置された板バネなどを通して、孔壁にゾンデを密着させた状態でゆっくりと引き上げる。この際、土粒子は線源からガンマ線を受け、散乱ガンマ線だけが検出器に入射する構造となっている。この検出器で計測されるガンマ線のエネルギーを計数率として表現することで、地盤中の電子密度ひいては物質密度を計測することができる。今回の使用した核種は  $^{60}\text{Co}$  であり、



強度は 10MBq である。

### 3.3 物理試験結果

採取した原位置試料に対して、JIS A1202:2009 の「土粒子の密度試験方法」並びに JIS A1204:2009 の「土の粒度試験方法」を実施し、土粒子密度と粒径加積曲線を得た([4], [5]).

#### 土粒子の密度試験

表 3-1 に本試験で使用した試料の一覧と、主な物理指標を示す。また図 3-5 から図 3-11 まで、該当試料の粒径加積曲線を示す。

### 3.4 実験手法

#### 3.4.1 三軸試験装置で得られるパラメータ

現在液状化の室内試験では、三軸試験装置、単純せん断試験装置、中空ねじりせん断試験装置が用いられている。三軸試験装置は、試験体の作製が容易である一方、等方応力状態のみが可能である点や、主せん断面が供試体に対して 45 度傾く点、軸対象変形のみが可能である点などが現地盤と状況と異なる。単純せん断試験装置は、最も簡単に供試体を作製でき、かつ異方応力状態や平面ひずみ条件などが達成できる利点があるが、異方応力状態における  $K_0$  が計測できない点が欠点となる。中空ねじりせん断試験装置は等方、異方のどちらの応力状態も再現可能であり、平面ひずみ条件を満たした様々な荷重が载荷可能である。一方で今回のセメント供試体のような予め養生期間が必要な場合は、均一な供試体を作製することが難しい。また単純せん断試験装置や中空ねじりせん断試験装置では、動的微小変形特性を計測する方法が確立されていない。本研究では微小変形特性と液状化特性の関連を見る目的から使用する試験装置は三軸試験装置とした。

三軸試験装置で直接計測可能なパラメーターは、軸力  $F_a$  (圧縮が正)、軸変位  $d_a$  (圧縮が正)、最小主応力  $\sigma_3$ 、最小有効主応力  $\sigma'_3$ 、体積変化量  $\Delta V$  (圧縮が正) の 5 つが存在する。また事前に計測した供試体固有のパラメータとして初期供試体高さ  $L_0$  と初期供試体直径  $D_0$  が存在する。これらのパラメータを用いて、現在の供試体体積  $V$ 、現在の供試体高さ  $L$ 、現在の供試体断面積  $S$ 、最大主応力  $\sigma_1$ 、最大有効主応力  $\sigma'_1$ 、間隙水圧  $\Delta u$ 、軸ひずみ  $\varepsilon_a$ 、体積ひずみ  $\varepsilon_v$  を次式で計算する。

$$V = L_0 D_0^2 \pi / 4 - \Delta V \quad 3-1$$

$$L = L_0 - d_a \quad 3-2$$

$$S = V / L \quad 3-3$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + F_a / S \quad 3-4$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + F_a/S \quad 3-5$$

$$\varepsilon_a = -\ln(L/L_0) \quad 3-6$$

$$\varepsilon_v = -\ln(V/(L_0 D_0^2 \pi/4)) \quad 3-7$$

$$\Delta u = \sigma_3 - \sigma'_3 \quad 3-8$$

さらに平均有効主応力 $p'$ と軸差応力 $q$ を次式で計算する.

$$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3 \quad 3-9$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 = F_a/S \quad 3-10$$

### 3.4.2 ひずみ制御式三軸試験装置の概要

本試験で使用したのは主にひずみ制御式三軸試験装置である. 一部の試験には空圧による応力制御式三軸試験装置を使用した. 本章ではひずみ制御式三軸試験装置の概要について述べる. 使用した装置の概略図と外観写真をそれぞれ図 3-27, 図 3-28 に示す. ひずみ制御式三軸試験装置は載荷装置として AC サーボモーターを用いており, 高精度のひずみ制御による載荷が可能である. 試験装置全体としては円柱供試体に側圧と軸差応力を作用させ, 2 か所の供試体の軸ひずみ, 体積変化量, 間隙水压を測定することで, 砂の微小要素としての力学変形特性を調べる試験である. 供試体サイズは 100mm×200mm であり, 使用したメンブレンの厚みは 0.3mm である. 供試体の上下端で接するキャップとペDESTALはいずれもステンレス製であり, 中央部に直径 1cm のポーラスストーンが埋め込まれている. またキャップにはねじりせん断波を生じさせるためのアクチュエータが直径に対称な位置に 1 組設置してある.

キャップの上部には荷重を計測するロードセルが設置してあり, 最大容量は 300N から 1kN である. また軸ひずみは外部変位計(EDT)を用いて計測したほか, 一部の供試体では供試体側面に設置した局所変位計(LDT)を用いて計測を行った. またセル圧は供試体上部の差込口を経由した圧力計で計測され, 供試体の体積変化はビュレットを用いて, 2 つの管内の水面差を低差圧計(LCDPT)を用いて計測を行った. また有効応力はセル圧と背圧の差を高差圧計(HCDPT)を用いて計測を行った.

各センサーは動ひずみ計を介して PC と接続される. センサーの種類によって異なるが, ここではロードセルを例に説明する.

ロードセルの基本となる電気回路は 4 つの抵抗で構成されたホイートストンブリッジ回路である. ホイートストンブリッジ回路は電圧や電流の変化に寄らず, 3 つの既知の抵抗が存在すれば, 残る一つの抵抗値を精度よく求められるという利点がある. しかしながら, 印加電圧が高いと, 回路中の熱起電力や加熱による抵抗値の変化によって測定誤差が生じるため, 印加電圧(出力電圧)を低く抑え, 別の機器で増幅されることが多い.

ホイートストンブリッジ回路から出力された電圧は、動ひずみ計で増幅される。ここで動ひずみとは比較的短周期で時間と共に変化するひずみ量を指す。動ひずみ計は指定した増幅率で出力電圧を変化させることができるほか、ハイパス・ローパスフィルタなどの機能を持つものが多い。

動ひずみ計で設定できるパラメータの中でも重要なものとして、校正ひずみ値と出力電圧値の2種類がある。これらのパラメータはそれぞれ、センサーの最大定格容量と後述するAD変換ボードの最大入力電圧によって決定される。校正ひずみ値はセンサー毎によって異なるが、最大入力電圧は5Vか10Vの場合が多い。

複数の動ひずみ計を並列して使用する場合には、増幅に伴って電気回路から発生するビートノイズの発生を低減するために、同期を取って使用することが望ましい。DPM-951Aの場合は、動ひずみ計背面にあるオシレータープラグをマイナス同士、プラス同士を接続し、同背面にあるスイッチの内、1台だけ内部オシレーターの設定をOFF(INT)、他をON(EXT)に設定することで設定を完了する。

動ひずみ計で増幅された電圧は過電流突入防止用のフューズ回路やローノイズフィルターを介してAD変換ボードに接続される。AD変換ボードは入力されたアナログ電圧を離散化(量子化)しデジタルデータに変化する装置である。

AD変換ボードにはアナログ入力側に2種類の方式が存在する。一つはシングルエンド入力方式であり、ある信号線とGND(グラウンド)からの電位差を量子化する。メリットとしては使用可能なチャンネル数が増えることが挙げられるが、GNDに他の機器や他のチャンネルからのノイズが入ると、それが変換データにも反映されてしまうというデメリットがある。もう一つは差動入力である。これは2組の信号線を利用する方法である。ここに信号線Aと信号線BとGND線を考え、信号線Aのみにアナログ電圧の印加があるとする。この際信号線AとGND、信号線BとGNDについてそれぞれの電位差を測定する。次に、それぞれの電位差の差を測定し、その値を量子化する。差動入力のメリットはGNDのノイズを低減できる点がある一方で、利用可能なチャンネル数が低くなってしまうというデメリットも存在する。

AD変換ボードの性能の高さを表す指標として、変換速度(サンプリング周期)があるが必ずしも速度が速ければ性能がよいとは限らないのが実情である。複数チャンネルのサンプリングの方法には、マルチプレクサ(切替器)を用いるマルチプレクサ方式と同時サンプリング方式がある。前者の方式は比較的安価に製造できる一方で、あまりにも変換スピードが速いと、一つ前の測定時の電圧が残存する場合がある。この結果、一つのチャンネルの電圧が他のチャンネルにも波及するクロストーク現象が生じる。これを防ぐためには、チャンネル数と同等のA/Dコンバータを持つ変換ボードを購入するか、変換速度を下げることを望ましい。

### 3.4.3 キャリブレーション

各センサー(ひずみ計)を通して取得できるのは電圧値であり、試験の際には実際の物理値に変換する補正式が必要である。この補正式は、試験の特性に応じて変更するのが望ましいが、一般的には各センサーが持つ定格最大容量が動ひずみ計の最大出力電圧に対応するように設定する。

異なる動ひずみ計を用いた場合でも、ローパスフィルタ閾値、校正ひずみ値の2つが記録されていれば、同じ電圧—物理値特性が反映できる。なお旧式の動ひずみ計(DPM-601A)はブリッジ印加電圧が2Vと0.5Vの2種類で固定されている場合があるため、印加電圧が移行前の動ひずみ計と異なる場合には校正ひずみ値の補正が必要である。

図 3-12 から図 3-20 にロードセル、外部変位計、セル圧、LCDPT、HCDPT、2 種類の LDT、セル圧 EP、Loading Rate のキャリブレーション結果を示す。

#### 3.4.3.1 ロードセル(荷重計)

ロードセルは、荷重の変化を微小な抵抗変化に変換する装置である(図 3-21)。ロードセルのキャリブレーションは動作確認も兼ねて、無荷重状態、死荷重、繰り返し荷重の3ステップに分けて行う。

無荷重状態では、ロードセルを単独の状態で放置し、出力電圧の変化を連続的に計測する。期間は一般的な供試体作製から試験終了までに要する時間と同程度行う。出力電圧の変化の要因としては、大気圧変動、温度変化、室内空調機の風、ひずみゲージの接着不良、動ひずみ計の非同期、配線のはんだ不良、他の電子機器からのノイズ、大型試験装置の稼働によるコンセント電圧の低下などの様々な理由がある。このため上記の理由を極力排除した環境下において計測を実施することが望ましい。

次に死荷重を用いて、電圧と荷重特性を計測する。使用するのは複数の100Nと250Nの重りであり、ロードセルの容量に対して、なるべく全範囲を網羅するように重りを組み合わせて計測を行う。ここでは500Nのロードセルに対する手順を示す。

まずロードセルを単独の状態で放置し、出力値の原点調整(ゼロセット)を行う。次に、ロードセルをロッドの下に固定し、ペDESTALとキャップの間にダミー供試体を設置した状態で放置する。これによってロードセルにロッドや載荷板の重量が作用し、出力電圧が変化する。この時の出力電圧値を $V_1$ とする。

次に、500N(250N×2)の重りを載せる。乗せた後の出力電圧値を $V_2$ とする。またこの時のCAL値を $C_{cal}$ とすると、新しく設定すべきCAL値 $C_{cal}^*$ は次式で計算される。

$$C_{cal}^* = C_{cal} \frac{V_2 - V_1}{10 - V_1} \quad 3-11$$

この式中での分母(10)は、動ひずみ計 DPM-951 の最大出力電圧であり、古い動ひずみ計の場合は2Vや0.5Vの場合もある。またロードセルの最大定格容量まで使用することがない

場合は、想定される最大荷重と同じ重さの重りを載せた状態で、上記と同じ手順を行うと、使用範囲に合わせた高精度な測定ができるようになる。

CAL 値を変更後、出力電圧が 10V 付近で表示されることを確認した後、一旦重りを下ろす。その後、100N, 200N, 250N, 300N, 350N, 400N, 450N, 500N と重りを載せていき、その都度電圧と荷重を記録する。なお上記の荷重は所持する重りの個数によって変化する。500N まで載せ終わった後は、逆の手順で荷重を次第に軽くしていく。この際にもその都度電圧と荷重を記録する。

またこの計測においては、荷重と電圧の値を目視で読み取るだけでなく、PC を用いて出力電圧の変化を連続に計測するのが望ましい。これは載荷と除荷の過程においてロードセルの残留ひずみの値を求めるためである。除荷した際の出力電圧が、最大容量を印加した際の出力電圧の 1% 以上であった場合、ロードセルは過去に定格容量以上の荷重を受け、塑性変形を起こしている可能性がある。この場合はロードセルのひずみゲージの張替えや、交換を検討することが望ましい。

#### 3.4.3.2 外部変位計

外部変位計はバネによって伸縮する金属棒の長さの変化を、抵抗値の変化に変換する装置である(図 3-22)。外部変位計のキャリブレーションについては、規定の高さを持つ金属片を用いてキャリブレーションを行う。手順としてはまず、伸び切った状態で動ひずみ計のゼロセットを行う。この時点における動ひずみ計の CAL 値を  $C_{cal}$  とする。この後外部変位計を完全に縮み切った状態にし、動ひずみ計の出力電圧値  $V_2$  を読み取る。この値から、動ひずみ計の最大出力電圧が 10V の場合の、設定すべき CAL 値  $C_{cal}^*$  が下記の計算式から求まる。

$$C_{cal}^* = C_{cal} \frac{V_2}{10} \quad 3-12$$

CAL 値を修正した後、計測板と外部変位計の先端部の間に、金属片を小さい順に挟み、変位量と電圧の関係を記録する。

#### 3.4.3.3 圧力計(セル圧)

圧力計は入力圧と標準圧の差を圧電素子で計測することで抵抗値として読み出す装置である(図 3-23)。圧力計のキャリブレーションについては、円筒セルを設置し、セル内部を密閉した状態で行う。圧力を制御するレギュレーターのバルブとセル内部から延びるバルブをホースで接続する。またセル内部から延びるもう片方のバルブに、リリースコネクタを付け大気圧状態にする。この状態で、動ひずみ計のゼロセットを行う。

ゼロセット後、リリースコネクタを取り外し、代わりに電子圧力計を接続する。この時電子圧力計の値が 0kPa を示していることを確認する。この時点における動ひずみ計の CAL 値

を $C_{cal}$ とする。この後、セル圧を 500kPa まで上昇させる。この時の動ひずみ計の出力電圧値  $V_2$  を読み取る。この値から、動ひずみ計の最大出力電圧が 10V の場合の、設定すべき CAL 値  $C_{cal}^*$  が 3-2 式から求まる。

CAL 値を修正した後、セル圧を 0kPa に戻し、リリースコネクタを付け、セル内部を大気圧状態とする。この状態から 50kPa 間隔でセル圧を上昇させる。上昇させた段階で電子圧力計と電圧の値を記録する。

#### 3.4.3.4 高差圧計，低差圧計

差圧計は感圧素子を間に挟んだ 2 室から構成される装置である(図 3-24 および図 3-25)。それぞれの部屋に計測したい流体を入れ、その圧力差に応じて感圧素子の変形し、抵抗値が変化することで、2 室の圧力差を直接計測する。感圧素子は金属のダイアフラムにひずみゲージが取り付けられた構造になっており、上述したホイートストンブリッジによって所定の定格電圧に対して出力電圧が変化することで、圧力差を検知する。今回の試験では、最大圧力容量が大きい高差圧計で有効応力を計測し、最大圧力容量が小さい低差圧計で体積変化を測定する。また差圧計には低圧側と高圧側の 2 つがあり、今回使用した差圧計はいずれもメーターに向かって右側が高圧側となる。誤って低圧側に高圧を加えると故障の原因となるので注意する。

高差圧計のキャリブレーションでは、まず低圧側と高圧側にそれぞれ脱気水を入れたタンクを接続する。タンクの水の量は底面から 2~3cm 程度に調整しておく。両タンクと差圧計間のチューブのフラッシングを行うために、レギュレーターからのチューブを接続する。20kPa 程度の圧力をタンクにかけた後、差圧計上部にあるバルブを開放状態にし、気泡が出てこなくなるまで水通しを行う。

フラッシングの後、一旦両タンクの上部のバルブを開放状態にし、タンク内の圧力を大気圧と等しくする。この状態で差圧計の下部にあるバルブを右方向にし、圧力差を 0 にする。この状態で、出力電圧が 1V になるように差圧計下部にあるダイヤルをマイナスインプで回す。1V に調節後、再び差圧計の下部にあるバルブを左方向に戻す。その後高圧側のタンクに圧力計とレギュレーターを接続し、50kPa ずつ圧力を増やしていく。この時の圧力計と PC の画面上での電圧の値の記録を取る。

#### 3.4.3.5 局所変位計(LDT)

局所変位計は薄い金属版のひずみを裏表に対になるように貼ったひずみゲージで計測し、ホイートストンブリッジ回路を構成することで、微小な変位を抵抗値に変換することを目的とした装置である(図 3-26)。通常 LDT は供試体のひねり状態の補正するために、供試体の直径方向に対象に 1 組設置する。

局所変位計のキャリブレーションは小数点第 3 位まで計測できるキャリブレータで行う。まず LDT が完全に伸び切った状態で動ひずみ計に接続し、出力値のゼロセットを行う。次

にキャリブレーターの両端の固定具の間に LDT を設置し、現在の変位をメモする。次に LDT の全長の 1%程度縮めた状態にし、この時の電圧値を計測する。金属板に貼られているひずみゲージ自体は 10%程度の曲率には耐えられるが、ひずみゲージと金属板の接着が繰り返し変形を与えると弱くなるため、1%程度を LDT の最大許容ひずみとする。なお、液状化試験では片振幅ひずみでも 2.5%を超えるため、液状化試験前に LDT を外す必要がある。LDT を縮めた後、LDT ここで動ひずみ計から出力されている電圧が、A/D ボードの最大入力電圧と同程度になるように校正ひずみを変更する。その後、LDT を伸び切った状態に戻し、電圧がゼロ付近に戻ることを確認する。

その後、再度 LDT をキャリブレータにセットし、1V ごとの変位を記録する。なお LDT の電圧-変位曲線は 2 次曲線となることに注意する。

### 3.5 試験手順

#### 3.5.1 下準備

実験に当たり必要な下記の物品を用意する。

1. メンブレンは所定の直径のものを用意し、供試体の長さ+5 + 1.5 + 1.5cm の範囲を切る。+5cm 分は、キャップやペデスタルに接着させる分であり、+1.5cm 分はキャップやペデスタルにメンブレンを接着させるためのバンドである。なお、 $\phi 100\text{mm}$  の中型供試体を使用し、高い CSR、軸差応力が想定される場合は、液状化後の変位によってメンブレンを引張応力が作用し、メンブレンが離脱する可能性がある。これを防ぐために、最小軸差応力が $-80\text{kPa}$ を下回る際にはバンドは 4 本必要となる。メンブレンの切断の際には空気の漏れを防ぐため、切断線が分岐しないように注意が必要である。メンブレンの切断後は、3D プリンタで作成した簡易的な漏れを検知する器具を用いて、微細な穴の有無を確認する。この器具はダンベルのような構造をしており、両端の拡幅部の中心から空気を流入することができる仕組みになっている。流入された空気は中央からメンブレン内に放出され、メンブレン両端を固定することによって、メンブレンを若干膨らますことができる仕組みになっている。5kPa 程度の正圧をメンブレン内に導入した状態で、水に浸し気泡がないことを確認したメンブレンを今後使用する。
2. また事前に想定される圧密後の乾燥密度から、必要な砂重量を計算しておく。乾燥振動法や乾燥突き固め法など、層毎に投下する量が決まっている場合には、事前にプラスチックバック等にあらかじめ等分量に分けておくことが望ましい。
3. 脱気水タンクに蒸留水を入れ、12 時間程度真空状態に晒し、溶存空気を可能な限り減らしておく。溶存空気の確認は、木槌でタンク下部をたたき、小気泡が出てくるかどうかで判断する。等間隔で泡の発生が継続して見られる場合、タンクの止水が機能

していないことが疑われる。この際はタンクを一度分解し、Oリング部に付着した砂や粘土の洗浄と 1/8 径チューブ接続部の交換を行い、再度負圧を引いて漏れがないかチェックを行う。

4. 所定の供試体サイズに等しいダミー供試体を、キャップとペデスタルの中間に挟み、軸受け部と変位計板の間隔を計測する。これにより、次式を用いてセル外において供試体高さを計測できるようにしておく。

### 3.5.2 供試体作製

1. キャップとペデスタルに接着させる同心円状のメンブレンを用意する。内円はキャップやペデスタルにはめ込まれたポーラスストーンよりも若干大きいサイズとし、外円はキャップやペデスタルの直径よりも 1-2mm 短くする。またペデスタルとキャップにはめ込むポーラスストーンは、グリスや細粒分による目詰まりが飽和の妨げとなるため、超音波洗浄機で事前に洗浄したものを用いる。洗浄は 2 段階に分けられ、1 回目は中性洗剤を溶かした溶媒の中で 5 分間、2 回目は水のみで 5 分間それぞれ洗浄を行う。
2. 次にペデスタル上にグリスを塗る。グリスを過度に塗り込むことを防ぐため、蓮根状に穴が空いた薄い金属板をキャップとペデスタルの上に置き、高真空グリースを薄く塗布する。グリスが一様に伸び、かつ余分なグリスを定規等で取り除いた後、金属板を外して同心円状のメンブレンを設置する。この時接着部の色が変わるため、指で軽くメンブレンを撫でつつメンブレンを接着させる。
3. Oリングの取り付けを行う。極力メンブレンとの摩擦を減らすため、一旦ベビーパウダーをまぶし、摩擦を取った状態でペデスタルの下部に取り付ける。
4. 供試体作製方法はセメント添加を行わないものと、セメント添加を行うもので異なる。以降はセメント添加を行わない供試体の場合の手順である。
5. ペデスタルの側面に高真空グリスを塗る。指の腹の部分を使い、側面全体に均一に伸ばすようにする。グリスの量が足りない場合は、引っ張り応力が供試体に作用した際に、メンブレンが外れる原因となるので、特に高い CSR が作用すると考えられる時は入念に行う。
6. メンブレンをキャップに設置する。手で若干広げた状態で、ペデスタルに覆い被せるようにして設置する。設置後は側面からメンブレンの色を観察し、グリスとの接着が不十分である箇所や気泡が入っている箇所をゆっくりと撫で、メンブレンをしっかりと密着させる。
7. ゴムバンドでメンブレンを固定する。予め切断した 1-1.5cm 幅のメンブレンの輪を切断し、細長い帯状にする。帯状にした状態で、メンブレンとペデスタルが密着している部分の上に、帯の片方の端部を当て、上から見て時計回りに巻きつける。この時反時計回りに巻きつけると、ペデスタルと台座のネジが緩み、引っ張り方向の場合、載荷荷重が



非連続な変化をするので注意する。また、高い CSR が作用すると考えられる場合には、帯状のバンドを同じ位置に 2 回巻くなどして、よりメンブレンとキャップ、ペDESTAL の接着を強くする。バンドを巻きつけたのち、下に設置した O リングをバンドの上かつキャップの端部まで動かす。この時、O リングの位置が正しくないと、砂を投入した際にペDESTAL の側面に砂が回り込み、飽和の妨げとなるため注意する。

8. O リングの設置が終わった後、モールドを設置する。ペDESTAL との組み合わせによってはモールドの高さとペDESTAL の高さが一致しない場合があるため、適宜 3D プリンターでスペーサーを作製し、モールドの内側にある段差とペDESTAL の上端面を揃える。モールドを装着する際には、極力メンブレンとの摩擦を切るため、モールドの内周面にベビーパウダーをまぶしておく。また、モールド同士の接合面から空気が入り込むことを極力防ぐため、接合面の段差部に緑色のシリコングリスを塗る。モールドは左右からゆっくりペDESTAL に密着させるように移動させ、同時に軽くメンブレンを上部に引っ張る。これによって、接合部にメンブレンが噛むことを防ぐ。接合面が見えなくなった段階で、モールドの上部と下部にクランプを取り付け、接合面を締め付ける。上から出ているメンブレンをモールドの上端に引っ張り被せる。この時爪などでメンブレンに穴を開けないように注意する。
9. この後、コントロールパネルの左端の入力差込口 1 に正圧ホースを接続し、出力差込口 1 とモールドを接続する。コントロールパネルとモールドを接続するホースは、頻繁に取り外しを行うことから、主にホースの付け根の部分の劣化が著しい。このため、一つのモールドにつき一つのホースを準備することが望ましい。この状態でダイヤルを回し、30kPa 程度の負圧を作用させる。負圧が正しくメンブレンに作用していると、指の腹でメンブレンを擦っても動かない程度にメンブレンとモールドが密着するようになる。もしこの段階で、密着が十分でない場合は、以下の点に注意する必要がある。
  - ・ ホースが折れ曲がっている部分に、穴が空いていないか→穴が空いている場合は交換
  - ・ 負圧切り替えユニットから空気は出ているか→出ていない場合は正圧供給用のホース内か一次タンクに水が溜まっている可能性があるため、水を除去する
  - ・ O リングは正しい位置に固定されているか、モールドが高すぎる位置に設置されていないか→左記の場合はモールド底面から空気が流入しているため、ペDESTAL かモールドのどちらかを交換する
  - ・ メンブレンに穴が空いていないか→特に接合部でメンブレンを挟み込んでしまうことで発生することが多い。この段階で直接確認する方法はないため、メンブレンを交換する
  - ・ クランプの締め忘れ
10. 負圧を作用させた後、砂を投入する。まずポーラスストーンの上に、ポーラスストーンの直径よりも若干大きい紙を設置する。

11. 次に所定の砂を計量する．今回の実験では圧密後の乾燥密度を原位置の密度と揃えている．このため，事前に指標試験として段階载荷の過圧密試験を行い，圧密に伴う体積圧縮量を推定する．例として今回のセメント添加砂の場合には30kPa から 100kPa までの平均体積ひずみは 0.08%であった．また，緩い砂資料の場合には通水時のサクシヨンによる収縮量も無視できない．例として川崎市浮島町で採取された砂質シルトの通水前後における体積変化量を示す．この試料の特徴としては，供試体作成時の密度が小さすぎると，通水時に過大な体積収縮を示した．このためこの試料を用いた供試体では，過圧密後の試料を原位置と同じ密度に揃えることは不可能であったため，異なる過圧密の比較の際には，原位置の密度よりも若干大きい密度で作製を行った．
12. 砂は 4 層に分けて作製を行った．砂の投下は開口部が 14mm×1.4mm の漏斗を用いて行った．開口部は同じ場所にあり続けると，分級の原因となり，供試体中心部と周辺部が不均一になってしまう．このため，開口部はモールドの内側面をなぞるように一周させ，突き固めや振動によって密度を大きくしていく際，各層に等量の砂を投入すると，下層の密度が高くなる現象が生じる．これはとりわけ非排水繰返し载荷を行なった際に，初期液状化の後の歪みの局所化に大きく影響する．すなわち供試体上部においてネッキングが生じ，供試体全体が一要素としてみなせなくなる．これを防ぐためにやや経験的ではあるものの，下層の砂重量は若干小さめに，上層の砂重量は若干多めに調整した．例として 4 層から成る供試体作製の際には，下から順に全体の砂重量の 4 分の 1 を-2%，-1%，1%，2%だけ変化させた．さらに，メンブレンにあらかじめ 4 等分の線を引き，突き固めの目印とするが，第 1 から 3 層目までは線よりも若干の状態で突き固めあるいは振動を止める．また，各層の境界部は弱部となりやすいため，突き固めや振動が終了した後，割り箸やピックなどで表面を乱した状態にし，連続的な供試体を作製することを目指した．振動法で供試体を作成する際には，同一の振動方向による異方性を防ぐため，数回ごとに叩く方向を変える．
13. 全ての砂をモールド内に投入し終わったのち，ポーラスストーンの直径よりも若干大きく切ったろ紙を載せる．またペデスタルの上に設置した二重円のメンブレンをキャップにも同じ要領で張り付け，キャップの側面にもグリスを塗る．
14. キャップの準備が終了したのち，上部台座を供試体の上に据え付け，ネジで固定する．この時上部台座から下に垂れる配線類が，台座を支えるロッドに噛まないよう注意する．
15. ロッドの重さを打ち消す分のカウンターウェイトを設置する．カウンターウェイトは空き缶にヒートンを通し，中に鉛玉を入れるタイプを用いると，複数の試験機で使いまわしが可能となる．カウンターウェイトは手を離した際にロッドがゆっくりと下がる程度の重さにしておくと，引張荷重によって供試体に伸長履歴を与えずに済む．カウンターウェイトの設置後，動ひずみ計のロードセルの出力値をゼロセットする．
16. PC の DigitShowBasic を開き，キャリブレーションファイルを読み込む．読み込み後ロ

ードセルの荷重出力値が0になるように、こちらでもゼロセットを行う。

17. キャップから延びるホースのコネクターを、下部台座から延びるホースのコネクターと繋げる。下部台座から延びるホースを直接キャップの雌ネジ部に取り付ける方法もあるが、ホースの雌ネジを締めるあるいは緩める際に、コネクターとキャップのネジ部が動き、止水用のシリコン系接着剤が機能しなくなる場合が多かった。このため極力ペデスタルとキャップのコネクターには触れない配管構造とした。
18. ロッドをゆっくりと下げ、キャップの端面と供試体の端面を接着させる。この際 DigitShowBasic のロードセルの出力値を見ながら、接着後 2~4N 程度の出力値になる状態を保つ。この状態で上部台座のクランプを閉め、ロッドの高さを固定する。
19. 接着時に砂が舞い、モールドの縁の部分に砂粒子が乗ってしまう場合がある。この粒子は空気や水の漏れにつながるため、メンブレンをモールドから外す際にしっかりと筆やはけで取り除いておく。この際誤ってモールド内部の砂粒子を取り除かないように注意する。
20. モールドの縁のメンブレンをキャップに被せる。この際爪でメンブレンを傷つけてしまう恐れがあるため、試験前は詰めを丸く短く切っておくことが望ましい。被せた後、グリスが接着面に満遍なく広がるよう、指の腹を使って丁寧に撫でていく。気泡がすべてなくなったことが確認出来たら、ペデスタルの時の同じ要領で 1 本あるいは 2 本のゴムバンドで、メンブレンとキャップをしっかりと固定する。
21. 排水タンクを用意する。後に空気の出入りを確認するために、排水タンクには 1cm 程度の水を張っておく。
22. 下部台座の左下のコネクターに 1/4 インチのホースの片側を接続し、もう片側を排水タンクの下部のコネクターと接続する。また排水タンクの上部に 3/8 インチのホースの片側を接続し、もう片側をコントロールパネルの出力差込口 4 に接続する。さらにコントロールパネルの入力差込口 2 とバキュームポンプの出力口を別の 3/8 インチのホースで接続する。
23. 負圧導入の確認を行う。コントロールパネルの右側のダイヤルが完全に開放状態にあることを確認して、バキュームポンプのスイッチを入れる。この状態では供試体内に背圧は作用しておらず、圧力計は 0kPa の状態を指したままである。その後排水タンク上のバルブを閉じ、排水タンク下のバルブを開け、下部台座の上二つのバルブを閉じた状態、下二つのバルブを開けた状態にする。
24. ゆっくりとコントロールパネル右側のダイヤルを回し、-10kPa 程度の負圧を作用させる。この際下部台座の左側のコネクターから空気が吸い込まれており、排水タンクの水面に気泡が出てきていることを確認する。その後、下部台座の左下のバルブを閉じる。この時、排水タンクの気泡がすぐに出てこなくなることを確認する。もし気泡が断続的に出続ける場合には、原因の切り分けを行い、ホースの交換やコネクターの交換を行う。確認が完了したら、いったんコントロールパネル右側のダイヤルを回し、負圧を 0kPa

に戻す。

25. 下部台座の左下のバルブを閉じた状態で、右上と左上のバルブを内向きに開く。この時バルブは長さの短い端部がいずれも内向きに向いている状態となる。これによって排水タンクと供試体内部がつながった状態となり、背圧をコントロールパネルで制御できるようになる。
26. 上部台座のクランプを開け、ロッドを動ける状態にする。
27. 背圧を-10kPa までゆっくりと下げる。この際、以下の理由により DigitShowBasic 上のロードセルの値に注視する必要がある。供試体の有効応力が増加するため、供試体は縮もうとし、キャップがわずかに下がる。しかしながらモールドから上向きに抵抗を受けるため、ある一定以上は下がらず、結果としてロードセルに 1~3N 程度の引張力が作用する。DigitShowBasic 上でこの低下が見られなかった場合、メンブレンに穴が開いているか、配管の止水が壊れている可能性がある。
28. モールドに作用させている負圧を-10kPa 程度までゆっくりと上昇させる。
29. モールドのクランプを外す。その後モールドの溝に精密マイナスイライバーを噛ませ、鑿の要領で木づちで少しずつモールドを割っていく。この際、横からマイナスイライバーを打ち込むと、溝幅が大きくなった瞬間メンブレンに到達し、メンブレンを破ってしまう可能性がある。このためモールドの縁の上部から小刻みに叩き、ある程度溝幅が大きくなったら、ドライバを捻り間隔をあけるようにするのが望ましい。
30. モールドをセルから取り出す。
31. 背圧を-30kPa までゆっくりと減少させる。減少後供試体の側面を触り、指で軽くつかんでもへこまない程度に硬くなっていることを確認する。

### 3.5.3 供試体基本指標の計測とセンサー類の設置

1. 上部台座のクランプを閉じる。
2. 供試体の高さを計測する。供試体の高さは直接計測するのではなく、事前に計測しておいた規定の箇所の間隔を計測することで間接的に求める。誤差を除くため、3 回同じ場所を計測し、その平均値から供試体の高さを求める。
3. 供試体の半径を計測する。パイメータを使用して、供試体の上部と中部と下部を mm 単位で小数点第 1 位まで読み取る。
4. 加速度計を設置する。今回使用した小型加速度計(型番)は 1 軸加速度計であり、卓越方向が存在する。そのため、事前にダミー供試体に三方向に分けて設置し、極性を見極めを行った(図 3-30)。設置場所は供試体の上端と下端からそれぞれ供試体の全長の 1/8 だけ中央に向かった地点であり、アロンアルファで接着後、加速度計間距離をノギスで計測する。
5. LDT を設置する。LDT は最初下側用の固定用ピンをアロンアルファで接着した後、動ひずみ計の最大出力電圧の 1/2 から 2/3 あたりを目標に曲げた状態になるように、上部

の固定用ピンを設置する。設置後、後で取り外せるよう上部台座から延びた紐の先端に付けたクリップを LDT 本体に取り付ける。

6. DigitShowBasic に上記の計測値を入力する。この時にメンブレンの厚みをあらかじめ除いておくようにする。

#### 3.5.4 脱気

1. 下部台座に落ちている砂粒子を刷毛で取り除き、下部台座の O リングとセル円筒が接する部分にグリスを塗る。砂粒子が付着した場合、セル水の漏水やセル圧の安定性に問題が出る可能性がある。
2. セル円筒を被せる。この際中のケーブル類が円筒に噛まないように注意する。
3. セル円筒のストッパーを三か所固定する。
4. カウンターウェイトを取り外す。
5. 载荷装置のロッドをセル円筒が入る位置まで引き上げる。
6. セルを载荷装置の下に固定する。
7. 変位計を設置する。この際レベルを用いて、変位計が完全に垂直になるよう固定する。また変位計の初期位置は液状化試験の際は伸長側にひずみが大きく出るため、伸長側に余裕を持たせた位置に設置する。一方、一軸圧縮試験の際には圧縮側に余裕を持たせた位置に設置する。
8. DigitShowBasic のロードセルの出力値を確認する。通常はこの時点で-1 から-3N 程度の値を示していることが多い。現在の値がこれよりも大きい場合は、負圧が正しく引けていない可能性があるため、再度配管やメンブレンを状態の確認を行い、必要であればパテやアロンアルファ等で埋める。
9. DigitShowBasic のロードセルの出力値を見ながら、手で载荷装置のロッドをゆっくりと下げていく。出力値が急激に上昇する瞬間に、载荷装置を停止させ、载荷装置のロッドと供試体側のロッドをネジで接合する。
10. 手動载荷装置の電源を切り、コントローラーの载荷を手動から PC 制御に切り替える。
11. DigitShowBasic で外部変位計、LDT の出力値を両方ともゼロにする。
12. 途中で外部変位計を外す事態に備え、DigitShowBasic で現在の物理量の記録を開始する。Sampling Rate は 5s にセットし、Start Recoding を押す。
13. Control ID を 1 にセットし、クランプを緩めるのと同時に Start Loading を押す。
14. ギアが正常に回転し、偏差応力の値が 0 付近に近づくのを確認する。
15. 軸差応力が安定したことを確認したうえで、セル水を下部台座から注入する。今回は加速度計の都合上、供試体下端までセル水を入れる。
16. コントロールパネルの左側のダイヤルを開放状態にしたうえで、上部台座のコネクターとコントロールパネルの出力差込口 1 を 3/8 インチホースで接続する。
17. 供試体に二重負圧を作用させる。この際有効応力を 30kPa 未満に保つため、最初にセル

圧側の圧力を 10kPa ゆっくりと下げる。この時、供試体の有効応力が下がるためひずみ制御試験装置の場合、一時的に軸差応力が増える。今回用いた装置の初期設定では軸差応力の絶対値が 1kPa を超えると、それを打ち消す方向にロッドを動かす制御方法となっている。このため、目安としては絶対値が 1kPa を超えないように、負圧を制御するのが望ましい。セル圧を 10kPa 分下げ終わったのち、今後は背圧側を 10kPa 下げ-40kPa とする。この際も軸差応力が下がろうとするが、-1kPa より下回らないよう注意しながら、背圧を制御する。また軸差応力がマイナスに大きく振れるような場合は、有効応力が 30kPa を超えていることが考えられ、セル圧が十分に引けていない可能性があるため、接続を入念にチェックする。

18. 17 の手順をセル圧が-70kPa、背圧が-100kPa 付近になるまで繰り返す。この間、排水タンクの底面から常に気泡が出てくるのを確認する。100mm×200mm の供試体でも漏れがなければ、通常は気泡の出は数分程度で収まる。逆に収まりを見せない場合には、どこかしらに漏れがあるため、一旦セルを解体し、メンブレンの状況を入念にチェックする。
19. 二重負圧の導入の終了後、排水タンクから気泡が 2 分間観測されなくなるまで放置する。

### 3.5.5 通水

20. 排水タンクから気泡が見られなくなったら、全てのバルブを一旦閉じる。
21. 脱気水タンクを設置する。脱気水タンク上部とコントロールパネルの出力差込口 4 を 3/4 インチチューブで接続し、コントロールパネルの入力差込口 2 とバキュームポンプを 3/4 インチチューブで接続する。脱気水タンクの下部のコネクターと下部台座の左下のコネクターを 1/8 チューブで接続する。また下部台座に右下のコネクターに接続されているチューブを左上のコネクターに移し替える。また、排水タンク下部に接続されているチューブの先端を、排水タンク上部に移し替える。
22. 同じ背圧がふたつのタンクに作用していることを確認した上で、排水タンクに近いバルブから開いていく。なお下部台座のバルブは左下と左上のみを開け、左上の三方向バルブは左向きである。水が流れていることを確認したのち、脱気水タンクの位置をゆっくりと上昇させていく。またタンクの現在の水面の位置をテープなどで記録しておく。通水が十分な速度で進行していることが確認でき次第、段階的に脱気水タンクの位置をあげて、水頭差をつける。
23. 通水の時間は 100×200mm の供試体でおよそ 30 分程度である。セメント水和物や細流分が含まれる場合には、1～2 時間程度で終了する。通水中は試料にもよるが、供試体側面の色の変化によって進行度合いを確認できる。通水中は、とりわけゆるい砂試料の場合、下から来る水のサクションによって、供試体全体が体積収縮する。この影響を考慮するためにこの間の体積変化量を供試体の軸変位と断面積の積から見積もった。

この時点で通水不良の場合は、後に計測する B 値が高く出るとは基本的にない。しかしながらいくつか方法が存在する。

(ア) セル圧を変化させる方法。 供試体の有効応力を変化させるのと同時に、水の流入あるいは空気の流出をバルブでコントロールすることで、強制的に水を供試体内に通す方法である。例えば現在のセル圧と背圧がそれぞれ-68kPa, -98kPa であるとする。まず、排水タンクに接続されている下部台座の左上バルブを閉めた状態にする。ここから有効応力を下げるためセル圧を-73kPa まで上昇させる。この時供試体は膨張しようとするため、外部から空気あるいは水を吸い込もうとするが、排水タンク側は閉まっているため、空気の流入はない。このため、脱気水タンク側の水のみが供試体内に流入することになり、必然的に供試体の飽和度は上昇する。この飽和度上昇の過程で、供試体は圧縮するため、一旦 Loading を停止させてロードセルの値の変化を見るか、あるいは LDT の値の変化を見る。この変化がなくなった段階で次のステップに移る。次のステップでは下部台座の左上バルブを開け、左下バルブを閉める。これにより供試体には水の流入がなくなり、空気の流入のみが可能となる。この状態からセル圧を-68kPa まで上昇させる。これにより供試体は収縮し、間隙から空気と水を押し出そうとするが、前述の通り空気のみが出入りできるため、結果として飽和度は上昇する。この手順を繰り返すことにより、供試体に強制的に水を流入させることができる。

(イ) 2 つ目の方法は二つのタンクにさらに水頭差をつける方法である。この方法では、コントロールパネルを二台必要とする。片方のコントロールパネルを排水タンク専用とし、もう片方のコントロールパネルを脱気水タンク専用とする。ここで排水タンク内の圧力を-98kPa とした状態で、脱気水タンクの圧力を-88kPa までゆっくりと下げる。この時供試体下端の間隙水圧は現時点での脱気水タンク内の水頭と 10kPa 分の圧力水頭が作用している。このことにより、水が供試体内の間隙を通過しやすくなることことができる。

24. 以上の方法で、供試体の体積と同程度の水が脱気水タンクから供給され、排水タンクから気泡が観測されなくなったことを確認して、通水のステップは終了となる。

### 3.5.6 背圧の作用とフラッシング

25. 通水が終了した後、有効応力を一定にした状態で背圧とセル圧を上昇させる。脱気の手順と同様に、供試体の有効応力が常に 30kPa 以下になるように、背圧→セル圧→背圧の順で圧力を変化させる。
26. セル圧が 0kPa になった段階で、セルからコントロールパネルに繋がっているチューブを外し、代わりにレギュレータと接続する。またレギュレータとコンプレッサーを接続し、セル上部の空いている差込口にセル圧力計と接続されているチューブをつなげる。

27. この状態から、さらにセル圧と背圧を上昇させ、セル圧を 30kPa、背圧を 0kPa の状態にする。
28. フラッシングを行う。フラッシングは主に供試体内部と高差圧計並びに低差圧計をつなぐチューブ内に存在する気泡を取り除くために、水を通す作業を指す。まず、下部台座の空いているバルブと排水タンク並びに脱気水タンクのバルブをすべて閉める。この後、下部台座の右側にビュレットと接続されたチューブをつなげる。つなげた後、脱気水タンクのバルブ、下部台座の右下と左下のバルブ、ビュレットのバルブを開く。このようにすることで、ビュレット内に水が供給される。またビュレットは内径の大きい方を参照管、小さい方を計測管と呼び、片方が必要量供給された後、バルブを反対方向にし、必要量水を供給する。
29. 水が供給され終わった後、一旦すべてのバルブを閉じる。ビュレットに 30kPa 程度の正圧を供給する。また高差圧計の低圧側と接続されたチューブを下部台座の右下に、高圧側と接続されたチューブを下部台座のコネクターとつなげる。この状態から高差圧計と低差圧計の上部にあるバルブを開き、現在接続されているすべてのチューブのフラッシングを行う。
30. フラッシングの終了後、下部台座の右上と左上のバルブを開き、供試体内部と接続を行う。この時点より、供試体の有効応力と体積変化量が正しく計測できるようになる。
31. 背圧を 200kPa、セル圧を 230kPa まで上昇させる。背圧の増加により、通水で水が十分に浸透しなかった部分まで、強制的に水を流入させることができる。このため背圧増加に伴い、供試体の体積変化量は見かけ上マイナス(膨張)になる。この変化量が供試体の体積の 1%を超える場合、供試体の飽和が不十分である可能性が大きい。逆にこの体積変化量が 0.1%未満であった場合、供試体の飽和は十分である場合が多い。背圧作用の終了判断は、上記の見かけの体積変化が無くなるか、供試体をいったん非排水状態にし有効応力が変化しない点の確認で行う。

### 3.5.7 B 値の測定

32. B 値の測定を行う。一旦供試体を非排水状態とし、セル圧を 20kPa 程度上昇させ、再度減少させる。この時にセル圧の変化量を  $\Delta\sigma_3$  とし、有効応力の変化量を  $\Delta\sigma'_3$  とすると

B 値は  $1 - \frac{\Delta\sigma'_3}{\Delta\sigma_3}$  で計算され、この値を上昇、減少の 2 回に対して計算し、平均値を取る。

33. B 値は 0.90 以上を目安とし、あまりにも低い場合は、再度脱気、通水過程に戻る。

### 3.5.8 圧密・液状化試験

34. 再び供試体を排水状態に戻し、等方圧密を行う。等方圧密は有効応力 100kPa を目標とし、応力増分は 10kPa/min である。また圧密過程にせん断波速度を連続的に計測し、



圧密過程における微小変形特性を計測する。

35. 圧密終了の判断は 3t 法によって行った。圧密終了後偏差応力振幅一定の非排水繰返し載荷試験を実施する。この際の軸ひずみ速度は 0.1%/min である。また一部の試験では液状化試験中のせん断波速度の変化の計測も行った
36. 両振幅軸ひずみが 5%を超えた段階で試験を終了し、偏差応力が 0kPa の状態までロードを移動させる。この後、排水状態にし再圧密時の体積変化量を計測する。

### 3.6 せん断波速度の計測

飽和した供試体は土粒子と水の二相状態である。また水のその物理的性質上せん断抵抗力を持たない。このことから、せん断応力が連続的に伝播していくことで伝わるせん断波は、供試体の土粒子の骨格構造を強く反映するパラメータであると言える。このため、本研究では応力履歴や供試体作製方法、あるいはセメンテーション効果による土粒子構造の変化を定量的に計測するため、せん断波速度の計測を行った。

せん断波速度の測定は図 3-29 に示すようにキャップ側面に取り付けた一対の圧電素子からなるアクチュエータから発信されたねじりせん断波を、供試体の異なる高さに取り付けた一対の加速度計で計測し、その加速度計の波形の到達時間の差を読み取ることによって、計測する。

Wicaksono[6]らはこの手法の計測方法として、波形の明瞭性の観点からアルミブロックを介して加速度計を受信することを推奨している。このため本研究でも同様の方法を用いて設置した。また加速度計の極性については、今回用いたものが 1 軸の加速度計であったため、卓越方向を検証するために金属のダミー供試体を用いて、事前の検討を行った。結果を図 3-30 に示す。結果としては  $\theta Z$  方向に取り付けた場合が最も振幅が大きく、波の到達時間も速かった。他の設置方向でも波が計測されている理由としては、アクチュエータが完全に水平に取り付けられておらず振動時にノイズが発生する、または粒状体を伝わるせん断波が粒子の接触点の方向によって途中で縦波に変換されるなどが考えられる。

山下[7]はベンダーエレメントによるせん断波速度の計測の際に、波形の読み取り法として主に 3 つの方法を挙げている。一つは送受信波形から時間軸上で伝播時間を読み取る方法であり、Time Domain 法と呼ばれる。この方法は簡易な一方で、せん断波の到達前に先進波が計測される Near Field Effect が存在し、波形の立ち上がりの読み取りが困難になる場合がある。これを排除するために、送信波を Sin 波ではなく矩形波やステップ波に変更するなどの試みが存在する。また波形のどの部分を読み取るかによっても複数の方法が存在し、主に波形の立ち上がり時刻を見る Rise-Rise 法、立ち上がり後の最初にピーク値に到達した時刻を見る Peak-Peak 法、立ち上がり後最初に原点に戻ってきた時刻を見る Cross-Cross 法、立ち上がり付近の波形の最大曲率値を取った時刻を見る Maximum Curvature 法などが存在する。

二つ目の方法はクロスコリレーション法とよばれる方法である。これは波形全体の位相

が変化しないという前提のもと、送信波と受振波の相互相関関数を取り、その関数が最大値を取った時刻を伝播時間とする方法である。この方法の利点としては、Time Domain 法と比較して、読み取りに解析者の恣意が入りにくい点が挙げられる。しかしながら、ベンダーエレメント並びに TA 法のいずれにおいても、比較する二つの波形が同位相である場合は少なく、相互相関関数の最初の極大値が最大値とならない場合が多くある。

三つ目の方法は送受信波形のクロススペクトルを取る Frequency Domain 法である。求めた周波数一位相関係の傾きから、供試体を伝播する群速度あるいは位相速度が求まり、それをせん断波速度とする方法である。Greening and Nash[8]は粘性土のせん断波速度計測を目的として、Frequency Domain 法を用いた群速度と位相速度の分散関係の検討を行った。結果として図に示すように群速度、位相速度いずれも分散性を持ち、この分散は主に供試体の振動モードに起因すると結論付けられた。利点としては各計測結果に対して、両方の速度の分散関係の導出までは測定者や解析者による差異は生じない点が挙げられる。しかしながら、波形が分散性を持つ以上、一組の波形データから得られるせん断波速度はある程度のバラつきがある。これらの値から一つの値を導くには、平均値や中央値あるいは入力派の固有振動数の値を取るなどの方法があるが、現在の段階でも確固たる方法は確立されていないのが実情である。以上の点を踏まえ、本研究では Time Domain 法の Rise-Rise 法を採用する。これはこの手法のみが供試体内の最も伝播経路を伝わっているという物理的明確性があるからである。

図 3-32 に周波数を変えた場合の計測波形を示す。計測は全て液状化試験直前の有効主応力 100kPa で行った。今回のアクチュエータへの入力周波数は 0.1kHz, 0.2kHz, 0.4kHz, 0.8kHz, 1kHz, 2kHz, 4kHz, 8kHz, 10kHz と 20kHz である。まずノイズの有無について見ると、0.2kHz 未満と 2kHz 以上においてノイズが顕著である。また 8kHz 以上は特に下部の加速度計での波形の立ち上がりが読み取りにくくなっており、20kHz では上下いずれの波形においても、明瞭な立ち上がりが存在しない。Greening and Nas[8]における群速度の分散関係を見ると、2.5kHz 以上の周波数では比較的群速度が安定して取得できていることを考慮すると、ノイズが少ないかつより高い周波数を入力すると、周波数に寄らないせん断波速度が取得できると言える。このため今回は 1kHz の周波数を入力周波数とした。

### 3.6 実験ケース

実験ケースを表 3-2 から表 3-6 に示す。なお表 3-5 と表 3-6 の供試体作製方法における WT, DT, DV はそれぞれ、Wet Tamping(湿潤突き固め)、Dry Tamping(乾燥突き固め)、Dry Vibrating(乾燥振動)を表す。

参考図表



図 3-1 検討に用いた原位置試料の採取位置

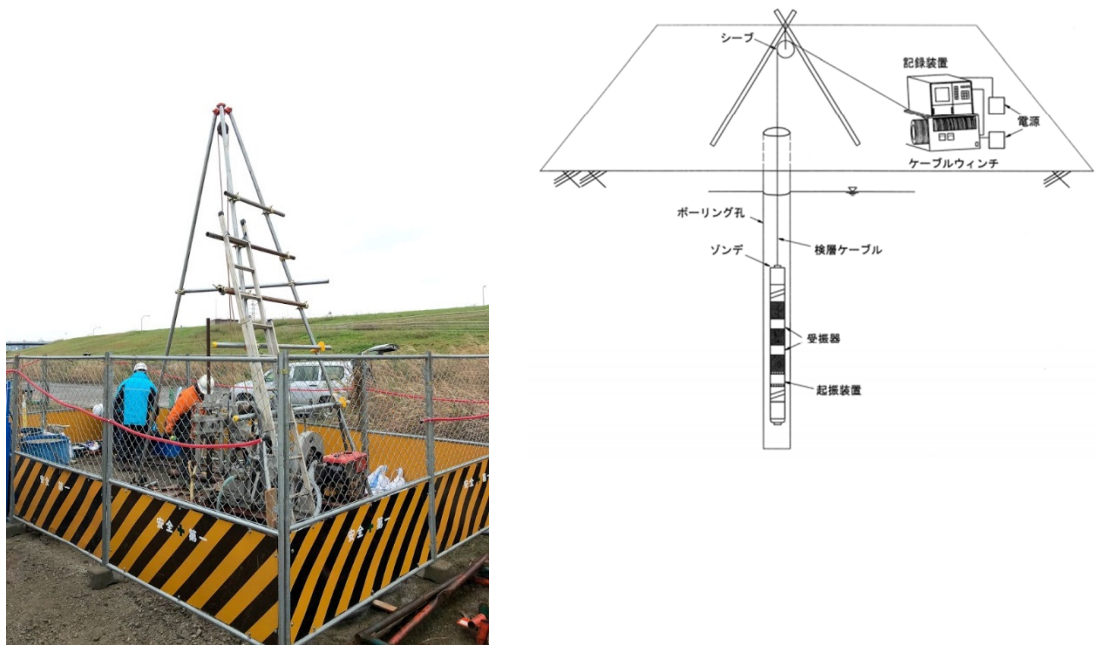


図 3-2 葛飾区東金町における標準貫入 図 3-3 サスペンション方式の PS 検層の概略図  
試験並びにサンプリングの実施 [2]  
状況

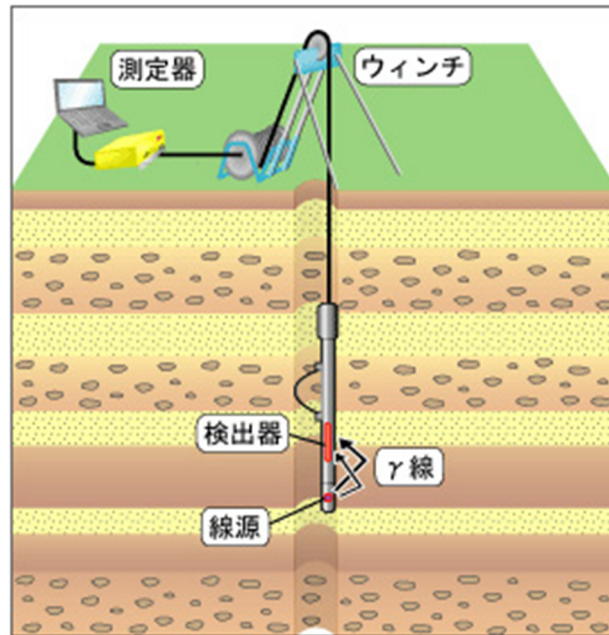


図 3-4 密度検層の概念図[9]

表 3-1 実験で使した試料一覧

採取地/ 試料名	川崎市 浮島町	美幌町 字報徳	葛飾区東金町	若葉区 大草町	珪砂 7 号	早強ポルト ランドセメ ント
採取深度(m)	7.3	3.3	4.3	7.3	5.3	-
土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.702	2.547	2.826	2.576	2.414	2.617
均等係数 $U'_c$	25.5	4.8	2.4	2.3	2.6	3.1
平均粒径 $D_{50}(\text{mm})$	0.110	0.443	0.261	0.363	0.330	0.143
細粒分含有率 $F_c(\%)$	34.4	1.3	1.9	0.8	1.2	5.7
最小間隙比 $e_{max}$	-	-	-	-	-	0.671
最大間隙比 $e_{max}$	-	-	-	-	-	1.145
目標乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	1.45	1.47	1.39	1.44	1.28	1.43(Dr=65%相当)

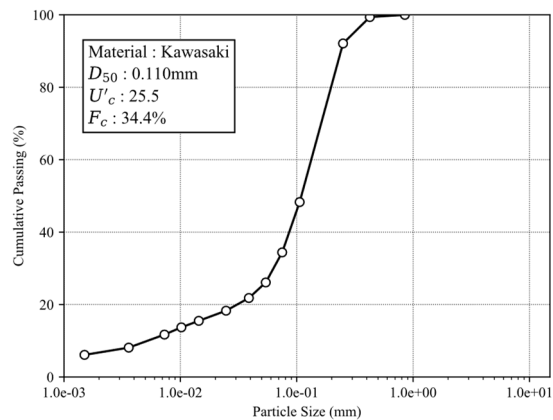


図 3-5 川崎市浮島町で採取された試料の粒径加積曲線

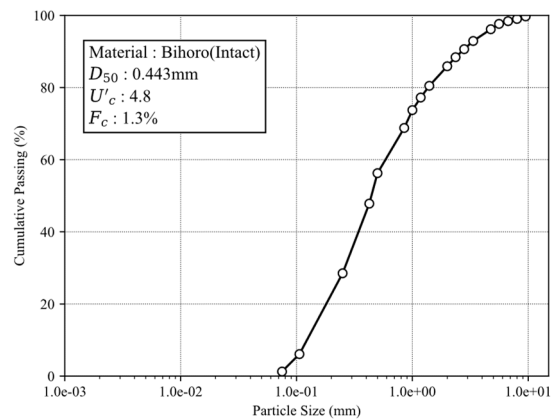


図 3-6 美幌町字報徳で採取された試料の粒径加積曲線

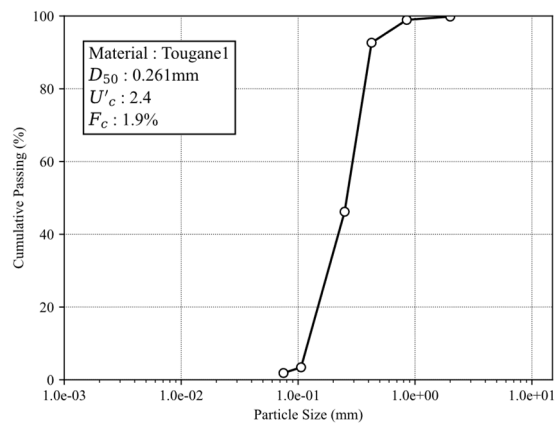


図 3-7 葛飾区東金町の深さ 4.3m から採取された試料の粒径加積曲線

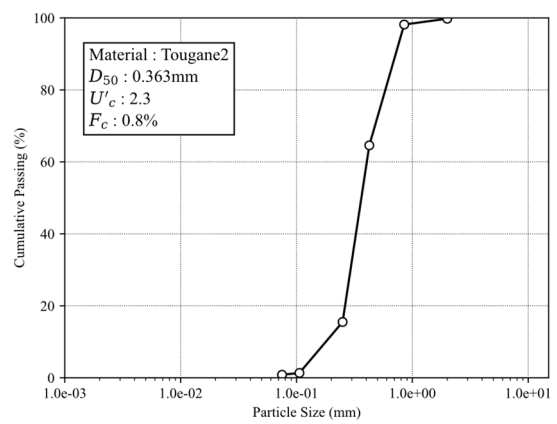


図 3-8 葛飾区東金町の深さ 7.3m から採取された試料の粒径加積曲線

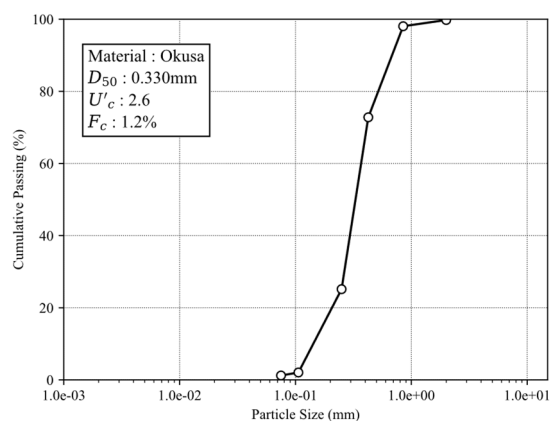


図 3-9 若葉区大草町から採取された試料の粒径加積曲線

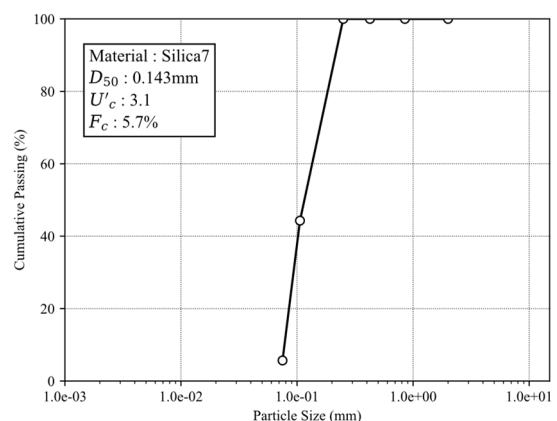


図 3-10 珪砂 7 号の粒径加積曲線

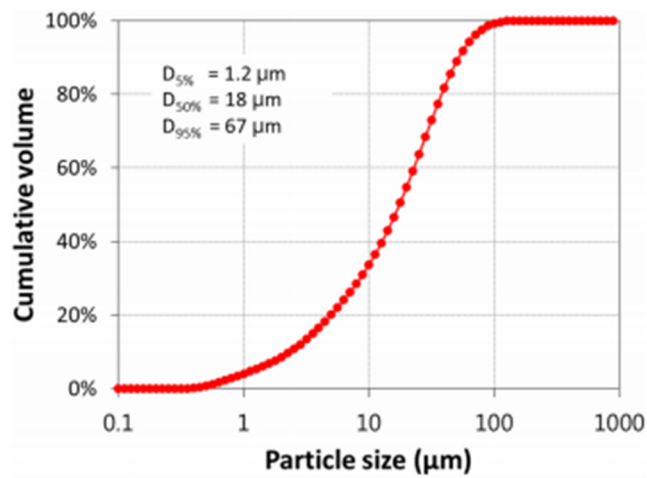


図 3-11 早強ポルトランドセメントの粒径加積曲線[10]

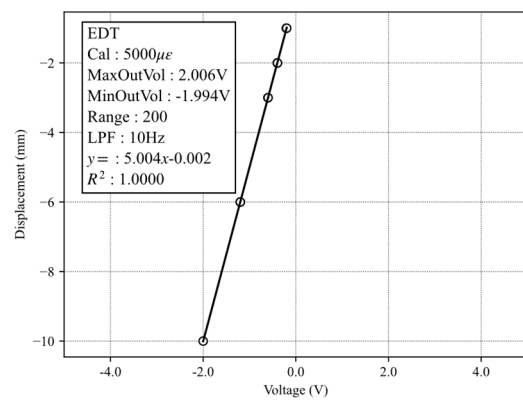
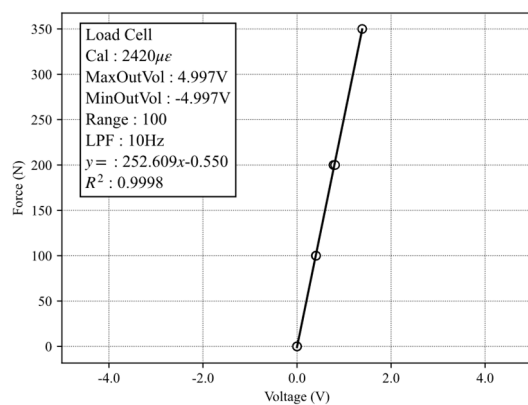


図 3-12 ロードセルのキャリブレーション結果 図 3-13 外部変位計のキャリブレーション結果

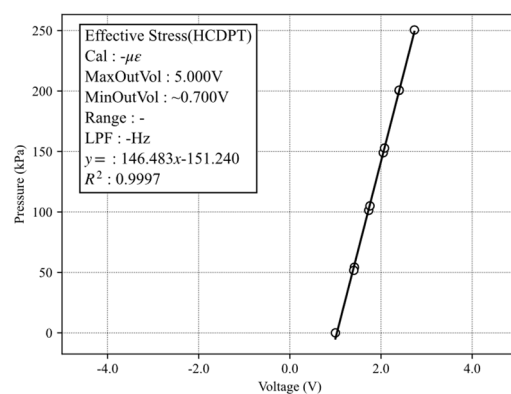
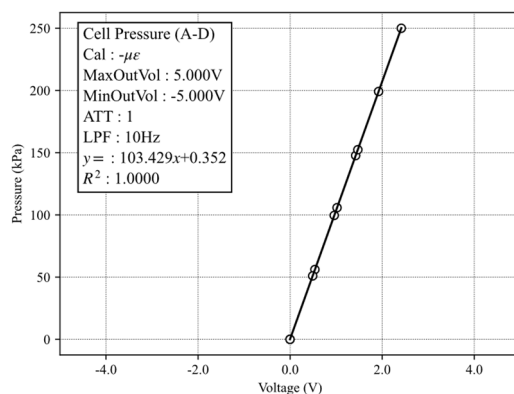


図 3-14 セル圧力計のキャリブレーション結果 図 3-15 HCDPT のキャリブレーション結果

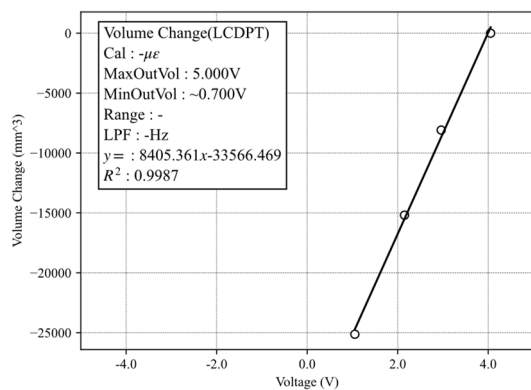


図 3-16 LCDPT のキャリブレーション結果

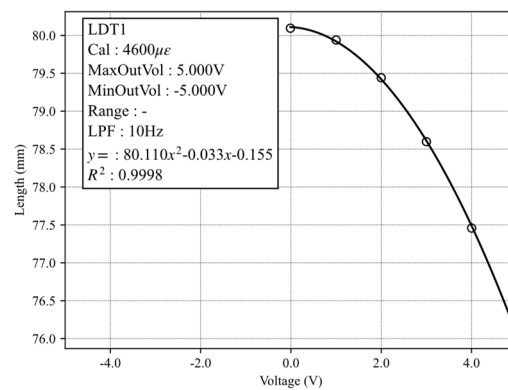


図 3-17 LDT1 のキャリブレーション結果

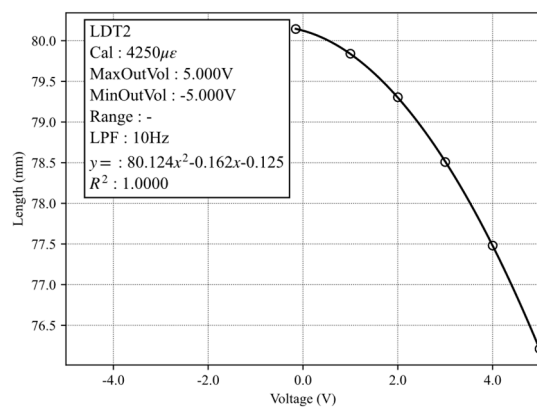


図 3-18 LDT2 のキャリブレーション結果

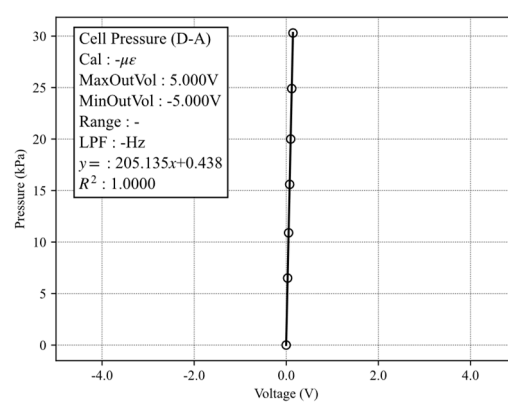


図 3-19 セル EP のキャリブレーション結果

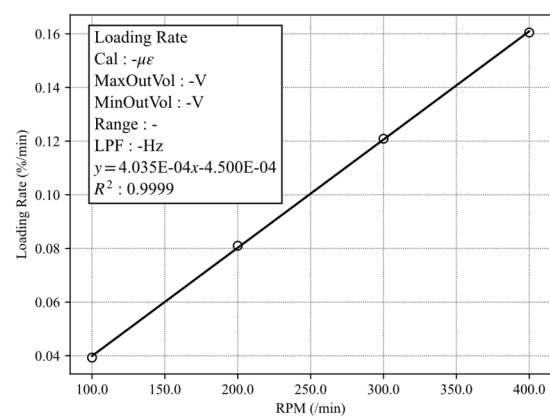


図 3-20 载荷速度のキャリブレーション結果





図 3-21 ロードセルの外観



図 3-22 外部変位計の外観



図 3-23 圧力計の外観

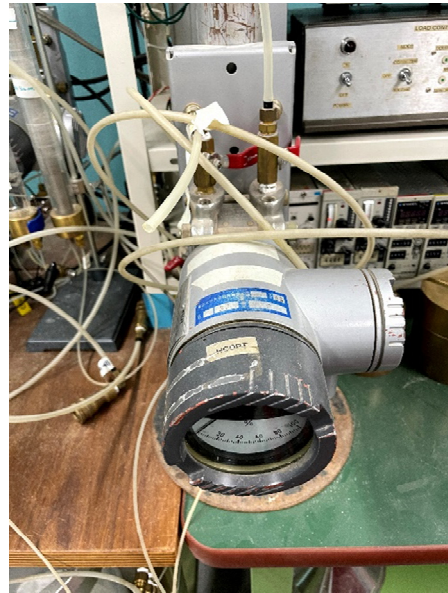


図 3-24 高差圧計(HCDPT)の外観





図 3-25 低差圧計(LCDPT)の外観

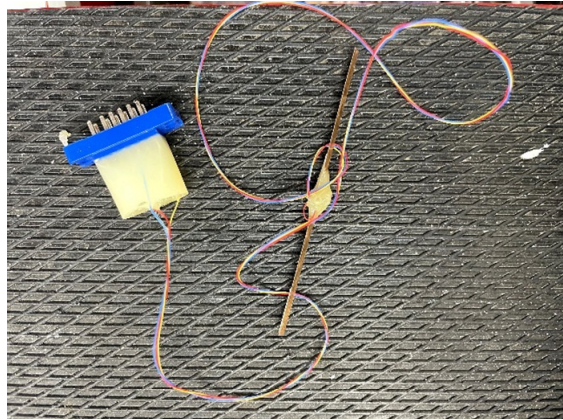


図 3-26 LDT の外観





図 3-28 ひずみ制御式三軸試験装置の外観写真

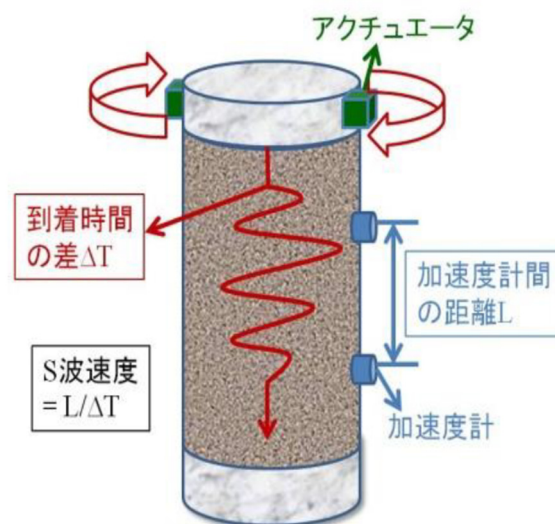


図 3-29 加速度計とアクチュエータを用いたせん断波速度の計測方法

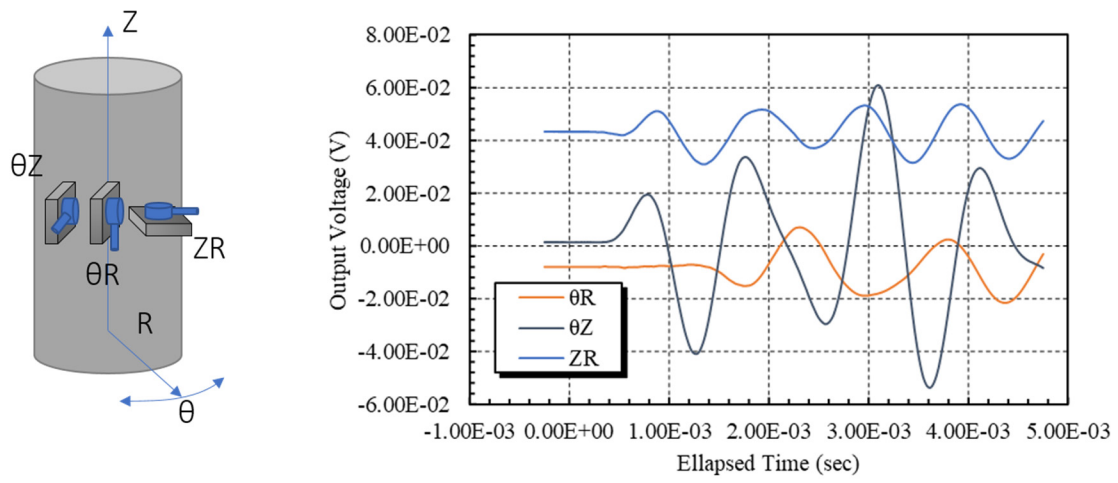


図 3-30 加速度計の極性

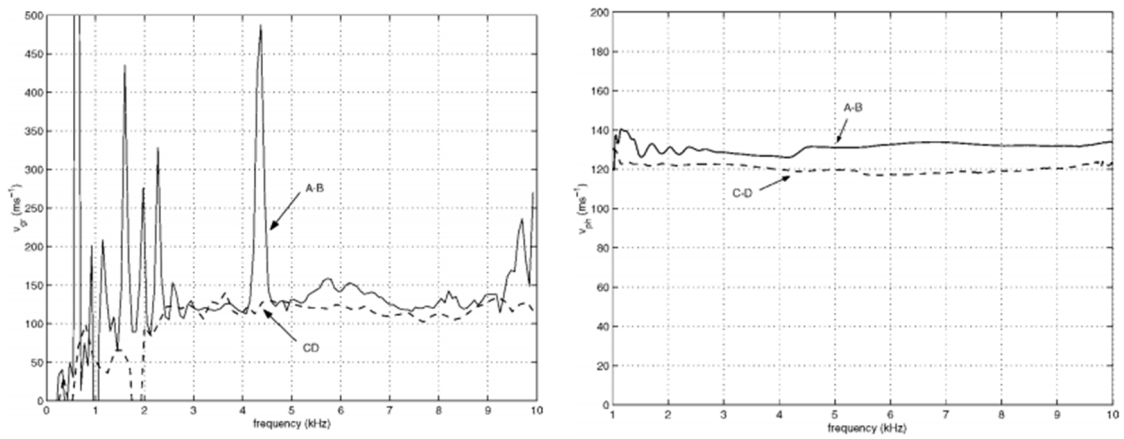


図 3-31 Greening and Nash[8]における Frequency Domain 法による群速度，位相速度の分散性

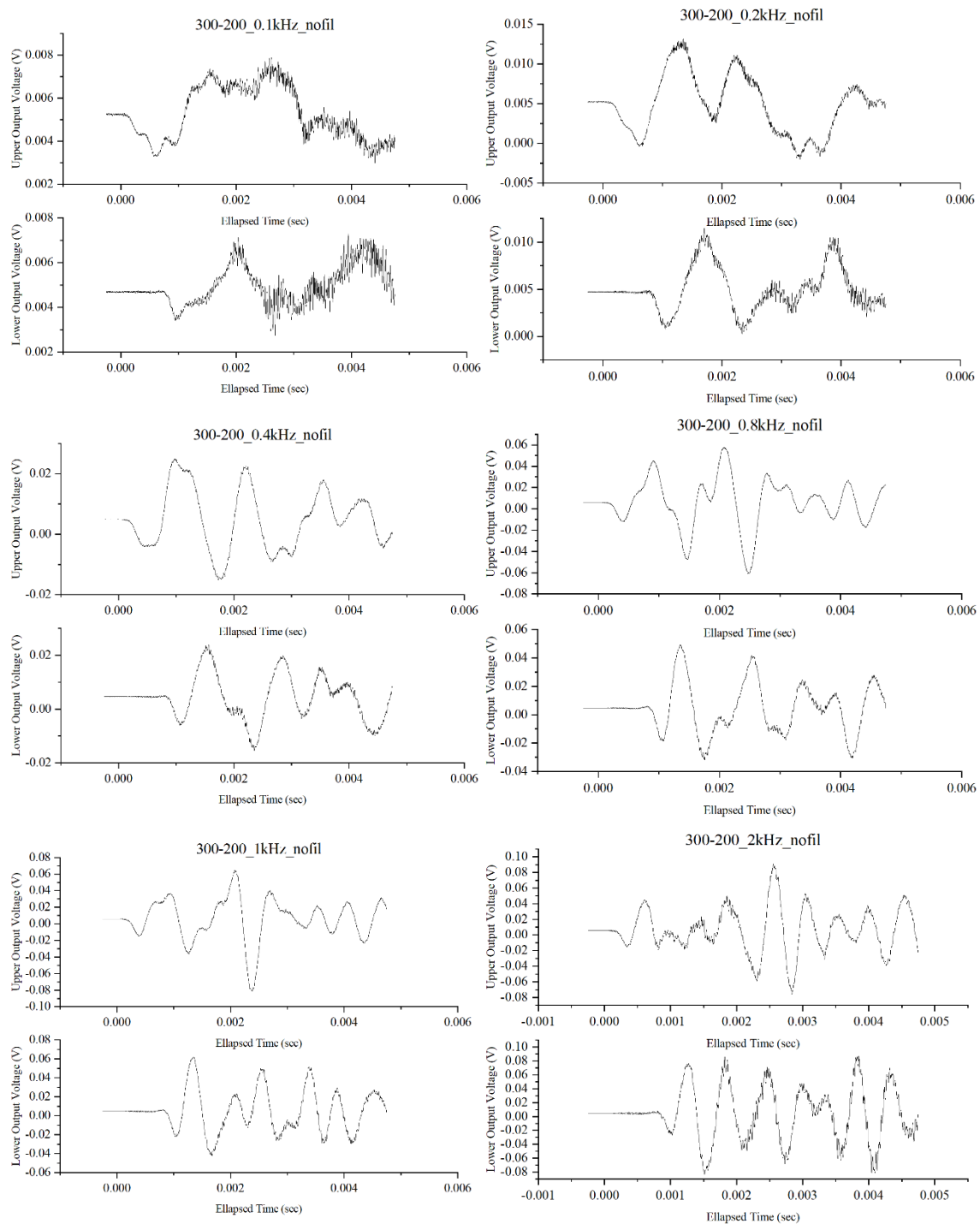


図 3-32 Trigger and actuator 法の観測波の周波数依存性(0.1kHz~2kHz)

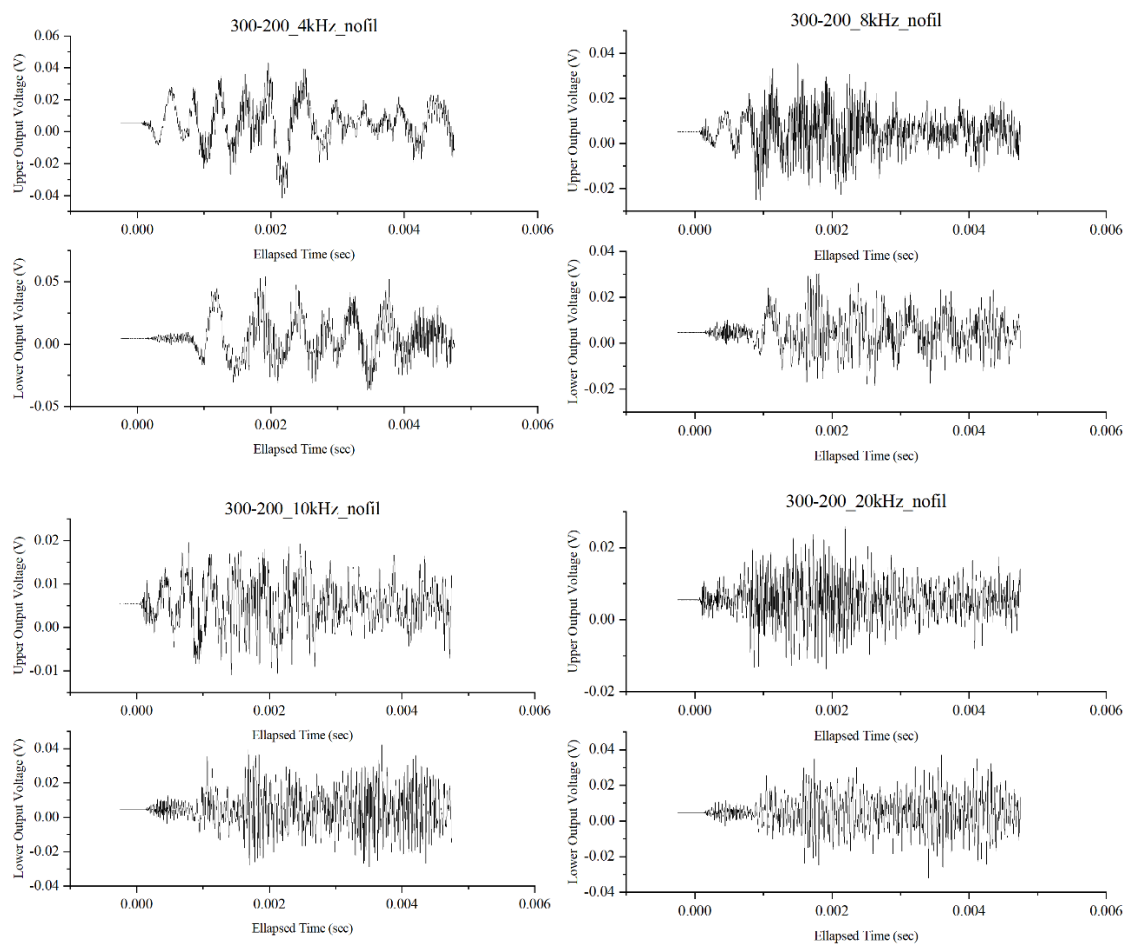


図 3-32 Trigger and actuator 法の観測波の周波数依存性(4kHz~20kHz)

表 3-2 実験ケース一覧(川崎)

試験名	有効拘束圧 $\sigma'_c$ (kPa)	繰り返しせん断応力比 <i>CSR</i>	過圧密比 <i>OCR</i>	圧密後乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
Kawa_01	55	0.08	1	1.517
Kawa_02		0.10		1.448
Kawa_11		0.12		1.432
Kawa_12		0.12		1.527
Kawa_14		0.08		1.444
Kawa_16		0.10	5	1.585
Kawa_04		0.25		1.502
Kawa_17		0.30		1.543
Kawa_18		0.40	3	1.525
Kawa_19		0.25		1.556
Kawa_20		0.15		1.520
Kawa_21		0.20		1.521

表 3-3 実験ケース一覧(美幌)

試験名	有効拘束圧 $\sigma'_c$ (kPa)	繰り返しせん断応力比 <i>CSR</i>	過圧密比 <i>OCR</i>	圧密後乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
Biho_01	30	0.4	5	1.492
Biho_05		0.25	1	1.503
Biho_08		0.2	1	1.450
Biho_11		0.3	5	1.465
Biho_12		0.35	5	1.478

表 3-4 実験ケース一覧(江戸川, 都川)

試験名	有効拘束圧 $\sigma'_c$ (kPa)	繰り返しせん断応力比 <i>CSR</i>	過圧密比 <i>OCR</i>	圧密後乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
Edo_02	60	0.15	1	1.392
Edo_03		0.17		1.423
Miya_01	40	0.18		1.317
Miya_02		0.20		1.317
Miya_03		0.19		1.380



表 3-5 実験ケース一覧(珪砂 7 号+早強ポルトランドセメント, WT 法並びに DT 法)

試験名	有効拘束圧 $\sigma'_c$ (kPa)	供試体作 製方法	セメント 添加率 C (%)	繰り返し せん断応 力比 CSR	圧密後乾 燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	相対密度 $D_r$ (%)
WT_C00_7	100	WT	0	0.15	1.424	64.7%
WT_C00_8				0.20	1.427	65.5%
WT_C00_9				0.23	1.422	64.1%
WT_C01_6			1	0.12	1.432	66.9%
WT_C01_5				0.17	1.418	63.1%
WT_C01_4				0.23	1.425	65.0%
WT_C01_3			2	0.30	1.436	68.1%
WT_C02_2				0.17	1.425	64.9%
WT_C02_3				0.23	1.417	62.9%
WT_C02_1			3	0.30	1.439	68.7%
WT_C03_1				0.30	1.405	59.6%
WT_C03_2				0.30	1.418	63.0%
WT_C03_3			5	0.23	1.421	63.9%
WT_C05_1				0.30	1.438	68.6%
DT_C00_1		DT	0	0.17	1.416	62.6%
DT_C00_2				0.12	1.416	62.7%
DT_C00_7				0.15	1.422	64.3%
DT_C00_8			1	0.10	1.424	64.8%
DT_C01_1				0.30	1.411	61.2%
DT_C01_3				0.23	1.417	62.7%
DT_C01_6			2	0.15	1.431	66.7%
DT_C01_7				0.12	1.421	64.0%
DT_C02_3				0.17	1.426	65.3%
DT_C02_4			3	0.30	1.423	64.4%
DT_C02_5				0.23	1.423	64.4%
DT_C03_1				0.30	1.417	63.0%
DT_C03_2			5	0.37	1.418	63.1%
DT_C03_3				0.50	1.424	64.8%
DT_C05_1				0.44	1.426	65.4%



表 3-6 実験ケース一覧(珪砂 7 号+早強ポルトランドセメント, DV 法)

試験名	有効拘束圧 $\sigma'_c$ (kPa)	供試体作 製方法	セメント 添加率 C (%)	繰り返し せん断応 力比 CSR	圧密後乾 燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	相対密度 $D_r$ (%)
DV_C00_3	100	DV	0	0.12	1.422	64.3%
DV_C00_5				0.15	1.416	62.5%
DV_C00_6				0.15	1.417	63.0%
DV_C01_1			1	0.23	1.413	61.8%
DV_C01_2				0.12	1.403	59.0%
DV_C02_1			2	0.23	1.425	64.9%
DV_C02_2				0.30	1.417	62.8%
DV_C03_1			3	0.30	1.408	60.3%
DV_C03_2				0.35	1.418	63.1%

#### 参考文献

- [1] 日本産業標準調査会, 日本工業規格 JIS A1219. 2010.
- [2] 地盤工学会基準部, 地盤工学会基準 JGS1122 地盤の弾性波速度検層方法. 2002.
- [3] 地盤工学会基準部, 地盤工学会基準 JGS1614 RI計器による土の密度試験方法. 2012.
- [4] 日本産業標準調査会, 日本工業規格 JIS A1202. 2012.
- [5] 日本産業標準調査会, 日本工業規格 JIS A1204. 2012.
- [6] R. I. Wicaksono and R. Kuwano, “Small Strain Shear Stiffness of Toyoura Sand Obtained from Various Wave Measurement Techniques,” *Bull. ERS*, vol. 42, pp. 107–119, 2009.
- [7] 山下聡, “ベンダーエレメント試験,” 土と基礎—技術手帳—, vol. 55, no. 4, pp. 47–48, 2007.
- [8] P. D. Greening and D. F. T. Nash, “Frequency domain determination of G0 using bender elements,” *Geotech. Test. J.*, vol. 27, no. 3, pp. 288–294, May 2004, doi: 10.1520/gtj11192.
- [9] 日本地下探査, “物理探査 | 密度検層.” [http://www.chikatansa.co.jp/tansa-kensou\\_03.html](http://www.chikatansa.co.jp/tansa-kensou_03.html).
- [10] 太平洋セメント株式会社, “早強ポルトランドセメント.” [https://www.mys.co.jp/wp-content/uploads/2019/04/high-early-strength\\_pc.pdf](https://www.mys.co.jp/wp-content/uploads/2019/04/high-early-strength_pc.pdf).

## 4 原位置再構成試料を用いた土粒子構造が液状化特性に与える影響の

### 評価

---

#### 4.1 概要

本章では、原位置再構成試料を用いてせん断波速度と液状化特性との相関を議論する。まず試料採取を行った地点の原位置地盤調査結果を示し、既往の液状化判定を用いた液状化発生可能性に関する検討を議論する。その後、簡単な実験仕様と実験手順を列挙した後、せん断波速度計測結果と非排水繰返し載荷試験結果を示す。また火山灰質土については試験前後における粒度特性に関する結果も示す。最後にこれらの結果を用いて、N値とせん断波速度の関係、せん断波速度と液状化強度の関係、並びに既往研究によって提案された液状化判定に関する新しい補正の妥当性に関する考察を行った。

#### 4.2 神奈川県川崎市浮島町

##### 4.2.1 地形と地質

採取位置は川崎浮島ジャンクションの北西 500m に位置する工場敷地内にある(図 4-1)。今回の調査地は、明治時代から昭和時代にかけて造成が行われた川崎埋立地に位置する。図 4-2 に示すように、国土地理院の旧版地形図[1]において、明治 45 年時点では調査地点は多摩川左岸の三角州上に位置している。川崎市による資料[2]では該当地区の埋め立ては、昭和 31 年 4 月の川崎市の港湾審議会で決定された計画に基づき、昭和 26 年から昭和 45 年にかけて行われたことが見て取れる。土地分類基本調査の表層地質図[3]では、調査地は「埋立土(F)」に分類されており、また沖積層基底の谷筋は調査地の西方を北東から南西方向に対して走行していることが見て取れる。

2011 年の東北地方太平洋沖地震の後に行われた広域の LiDAR 測定の結果では、個々の建造物での変位は観測できるものの、局所的かつ面的に広がる液状化に伴う沈下は、川崎浮島ジャンクション周辺以外では観測されていない(図 4-4)[4]。また地震後の現地被害調査では浮島町公園にて一部噴砂が確認されたものの[5]、岸壁の側方流動や建造物の不同沈下といった大規模な被害は報告されていない。また調査地の工場敷地内においても、地表面沈下や建造物への被害などは確認されなかった。

##### 4.2.2 ボーリング・標準貫入試験調査結果

図 4-5 に今回のボーリング並びに標準貫入試験結果を示す。また図 4-6 に PS 検層と密度検層の結果を示す。観測された孔内水位は G.L. -0.6m であった。今回の調査では、自然地下

水面を確認するまでは無水掘りで実施したため、観測された孔内水位は地下水位とほぼ等しいとみなしてよい。

表層から G.L. -1.8m まではコンクリートガラが大量に混入しており、鉄くずや木片などが見られたことから埋立土であると考えられる。また G.L. -1.8m から G.L. -3.0m までは N 値が 2 前後と低い暗灰色のシルト層が堆積している。また図 4-6 に示す密度検層の結果でも同区間の密度平均値は  $1.69\text{g/cm}^3$  となっており、上部と下部の層と比較すると、若干低い値となっている。G.L. -3.0m から G.L. -6.0m までは細砂が堆積しており、N 値も 4 前後と非常に緩い地層となっている。密度検層による湿潤密度は深度を増すごとに若干増加しており、層内での平均値は  $1.85\text{g/cm}^3$  である。G.L. -6.0m から G.L. -7.2m までは砂質粘土が堆積しており、その下層には G.L. -9.0m 付近まで細砂が堆積している。

せん断波速度について見ると、表層から G.L. -3.0m までは  $100\text{m/s}$  前後と一定の値を保つが、その後 G.L. -3.0m 以深から G.L. -4.0m にかけて  $200\text{m/s}$  程度まで上昇する。そのため、G.L. -3.5m 付近にシルト層と砂質土層の境界面があると考えられる。G.L. -4.0m 以深においてはせん断波速度は  $150\sim 175\text{m/s}$  程度の値を維持しており、大きな差は見られない。

#### 4.2.3 液状化判定

前項の結果を踏まえ G.L. -20m 以浅における調査地の地盤物性を図 4-7 に示す。また図 4-7 には日本建築学会による建築基礎構造設計指針[6]に基づく 2011 年東北地方太平洋沖地震の液状化判定の結果も記した。なおこの判定の際に用いる加速度には、調査地から 1km 西南西に位置する神奈川県地震観測データを用いた。観測された最大加速度は水平 2 成分合成で最大  $128.1\text{gal}$  であった[7]。

液状化判定の結果では GL-5.0m~11.5m にかけて FL 値が 1 を下回っている。また GL-7.3m では FL 値 0.85 となっており、上述の現地調査の結果とは反する値となっている。

一方でこの深度におけるせん断波速度の値は GL-7.0m で  $171.2\text{m/s}$  である。道路橋示方書[8]では N 値からせん断波速度  $V_s$  に変換する式として、

$$V_s = 80N^{1/3} \quad 4-1$$

を提案している。また今井・殿内[9]や、太田・後藤[10]はそれぞれ、

$$V_s = 97.0N^{0.314} \quad 4-2$$

$$V_s = 68.79N^{0.171}H^{0.199}Y_gS_t \quad 4-3$$

を提案している。ここで H は地表面から層中心までの深度、 $Y_g$  は地質年代係数であり(沖積層の場合は 1.0)、 $S_t$  は土質に応じた係数である(細砂の場合は 1.086)。

図 4-8 にこれらの補正式を用いて推定されたせん断波速度と実際に観測されたせん断波

速度の比較を示す。図 4-7 の標準貫入試験の N 値とも比較しつつ見ると、G.L. -4m 程度から -11m までの N 値が 5 程度の層では全体として、推定せん断波速度が現場の実測値よりも低い傾向がある。これは加藤らの既往研究[11]でも報告されており、調査地の地盤が過去の応力履歴や年代効果によって、より強化された土粒子構造を持つためと考えられ、この強化された土粒子構造を原位置液状化強度の推定の際に考慮する必要がある。

以上の結果並びに考察から、FL 値が最も低い GL-7.3m に分布する沖積砂質土層での再構成試料を用いた液状化試験並びにせん断波速度計測を行い、原位置の液状化特性の再現を試みた。

#### 4.2.4 実験仕様

実験試料は GL-7.3m と同様の地質年代を持つと考えられる GL-7.15m~15.45m に分布する沖積砂質土層である。通常の液状化試験では当該深度から得られた試料のみを用いて力学試験を行うが、今回は各深度から 30g 程度しか試料を得ることができなかったため、表 1 に示す貫入試験試料を混ぜた試料を用いて一連の実験を実施した。この試料の選択は土粒子密度と平均粒径がほぼ同じであること、細粒分含有率が 16~50%の間であること、また目視での色合いに大きな差が存在しないことを条件に行った。

使用した試験装置は空圧制御式三軸試験装置である。事前の状況から相対密度が低いことが想定されたため、供試体は湿潤つき固め法によって作製した。供試体サイズは高さ 10cm、直径 5cm の円筒供試体である。供試体の密度は、原位置の密度を考慮して、圧密完了時の飽和単位体積重量が  $18.6\text{kN/m}^3$  となることを目標とした。試験前の供試体の状態を図 4-9 に示す。

供試体は有効拘束圧  $10\text{kPa}$  で初期圧密を行った後、15 分程度二酸化炭素を供試体内部に通し、その後 15 分程度通水を行った。その後背圧  $200\text{kPa}$  まで上昇させ、B 値の測定を行った。なお、原位置の有効上載圧  $\sigma'_v$  が  $70\text{kPa}$  と推定されたため、圧密時の有効平均主応力は、 $K_0 = 1/2$  を仮定し  $\sigma'_c = 55\text{kPa}$  とした。圧密後、 $V_s$  計測を Bender Element 法により実施した。液状化試験は応力振幅一定の非排水繰返し三軸試験である。繰返し载荷の周波数は  $0.1\text{Hz}$  とした。

なお、異なる土粒子構造の供試体を得る目的で実施した過圧密载荷は、 $\text{OCR}=1, 3, 5$  と設定した。しかし、当該試料の圧縮性が比較的高いことから、過圧密履歴を与えた供試体の密度を上記の飽和単位体積重量に揃えることは困難であった。このため、当該試料の飽和単位体積重量は  $19.3\text{kN/m}^3$  程度とした。簡易な試験結果一覧を表 4-1 に示す。

#### 4.2.5 圧密特性

図 4-10 に当該試料の供試体作製時から圧密(過圧密)終了時までの間隙比の変化を示す。当該試料の特徴として挙げられるのは、通水に伴う高い圧縮性である。例として供試体作製時の間隙比が 1.35 であった供試体 A の間隙比は、通水終了後に 1.00 となった。一方で作製

時の間隙比は 1.05 であった供試体 B は、通水終了後に 0.97 となりそれほど高い圧縮性を示さなかった。これはある程度間隙が大きいとサクシヨンの作用が大きくなり、通水時の収縮量がより大きくなるためであると考えられる。Sun et al.[12]や桑野ら[13]でも同様の傾向が確認されている。

こうした高い圧縮性のため、OCR3 や OCR5 の供試体の圧密後間隙比を原位置の湿潤単位体積重量(18.6kN/m<sup>3</sup>)と同様に揃えることは困難であった。このため、過圧密によって構造を変化させた供試体群は、やや大きめの飽和単位体積重量(19.3kN/m<sup>3</sup>)で揃えることとなった。

#### 4.2.6 セン断波速度と微小せん断剛性率

図 4-12 から図 4-15 にベンダーエレメントで計測した液状化試験のせん断波の波形を示す。また図 4-16 と図 4-17 に液状化試験直前に実施した微小繰り返し載荷試験による静的微小せん断剛性率 $G_s$ の結果を示す。なお、 $G_s$ の計算に当たっては、局所変位計とロードセルから計測された微小ヤング率 $E$ を用いて、次式を用いて計算した。

$$G_s = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad 4-4$$

ここで、 $\nu$ はポアソン比である。ここでは微小繰り返し載荷中は非排水状態としたため、 $\nu = 0.5$ として計算を行っている。

結果として、OCR が増加するごとにせん断波速度も増加した。具体的には OCR1 と OCR5 の同一密度におけるせん断波速度の平均値はそれぞれ、105.6m/s と 121.4m/s であり、15%の上昇が認められた。また動的微小せん断剛性率 $G_d$ と比較すると、242.1kN/m<sup>2</sup> と 268.9kN/m<sup>2</sup> であり、上昇率は 11%であった。Gu and Yang[14]で示されている結果(図 4-18)と比較すると、この値はやや大きい。この過大な増分は細粒分含有率が 30%と含まれていることにより、過圧密の影響がせん断波速度の増分に与える寄与がより大きくなるためと考えられる。

また図 4-19 に $G_d$ と $G_s$ の値を示した。結果を見ると全体として $G_d$ の方が高い値が出ている。堤ら[15]は乾燥豊浦砂を用いて等方圧密と異方圧密状態における $G_d$ と $G_s$ の値を比較した。図 4-20 に示すように、等方圧密状態(Ic\_80)における微小せん断剛性率の値は、 $G_s$ が全ての応力レベルに渡って低い値を示している。これは $G_d$ の計測はせん断波の立ち上がりの点の間隔を用いて計算を行っており、この計測方法によって数あるせん断波の伝播経路において最も総距離が短い部分の土粒子構造が取得されているためであると考えられる。

#### 4.2.7 液状化特性

図 4-21 から図 4-24 に応力振幅一定の非排水繰り返しせん断試験の結果を示す。今回の試験は両振幅軸ひずみが 5%を超えた段階で終了させた。しかしながら、一部の試験におい

て過剰間隙水圧比が 95%に到達しなかったものが存在する．その場合には $N_{c\left(\Delta u/\sigma'_c=0.95\right)}$ の  
 回数の横に、観測された最大の過剰間隙水圧比を併記した．応力経路について見ると、OCR1  
 の供試体は左側を中心として弧を描き、载荷直後から過剰間隙水圧の増分が大きくなって  
 いるのに対し、OCR5 の供試体は応力経路が最初から右側を中心とした弧になっており、過  
 剰間隙水圧の増分は小さくなっている．また、応力ひずみ関係について見てみると、Kawa\_04  
 を除くほとんどの供試体で、軸ひずみが 1%を超えると急激にせん断変形が加速する傾向が  
 見て取れる．そのため、全ての試験において $N_{c\left(\Delta u/\sigma'_c=0.95\right)}$ と $N_{c(DA=5\%)}$ の差は 1 未満となっ  
 ている．

図 4-25 に $N_{c\left(\Delta u/\sigma'_c=0.95\right)}$ で正規化された $N_c$ と 1 サイクル中に発生した最大過剰間隙水圧  
 比の関係を示した．ここでも同じく、正規化繰り返し回数が 1 に近づくにつれ、過剰間隙  
 比が急激に上昇する傾向が見て取れる．また OCR1 の結果に注目すると、今回実施した 2 つ  
 の密度の範囲内( $\rho_{sat} = 1.90 \sim 1.99 \text{g/cm}^3$ )では、密度が両者の関係に与える影響は少ないと言  
 える．また OCR3 や OCR5 の結果において、CSR が高い(繰り返し回数が少ない)試験をほど  
 同じ正規化繰り返し回数でも過剰間隙水圧が速く発達している．これはより大きなせん断  
 応力が作用するほど、負のダイレタンスによって蓄積する間隙水圧の量が大きくなるた  
 めである．

この傾向は正規化累積損失エネルギー $W_n/\sigma'_c$ と過剰間隙水圧比の関係を見た場合でも、同  
 様である(図 4-26)．OCR1 の結果を見るとほぼすべての供試体は密度に寄らず、 $W_n/\sigma'_c$ が 0.01  
 程度で $\Delta u/\sigma'_c$ が 0.9 に到達している．一方で、OCR3 と OCR5 の供試体ではその分布にばら  
 つきがあり、傾向として CSR が高い条件ほど、同じ $W_n/\sigma'_c$ に対して、大きな $\Delta u/\sigma'_c$ が出て  
 いる．各 OCR 間で比較した場合、 $\Delta u/\sigma'_c$ が 0.8 に到達するのに必要なエネルギーは、OCR  
 が増すごとに増加している．

図 4-27 に今回の試料の液状化強度曲線を示す．図中の異なる色はそれぞれ、DA1%、  
 DA3%、DA5%、 $\Delta u/\sigma'_c 95\%$ で定義された繰り返し回数を表す．この図からも、今回の試料  
 は $\Delta u/\sigma'_c$ が 95%に到達する前に、ひずみが発達する供試体であることが読み取れる．また  
 図中の曲線は DA5%の結果から推定される各過圧密比毎の液状化強度曲線である．原位置  
 と同じ密度である供試体について、CRR は 0.09、過圧密後に密度を揃えた供試体では、OCR1、  
 3、5 について、それぞれ 0.12、0.18、0.28 という値が得られた．

Seed and Peacock[16]は Monterey sand を用いて過圧密比が液状化強度曲線に与える影響を  
 繰り返し単純せん断試験装置を用いて調べた(図 4-28)．結果として OCR1 と OCR6 の液状  
 化強度を比較すると 2.5 倍程度上昇しており、本研究の結果と整合的である．

### 4.3 北海道美幌町字報徳で採取された火山性砂

#### 4.3.1 地形と地質

採取位置は北海道美幌町字報徳に位置する美幌バイパスの盛土区間である(図 4-29)。調査地は南から北に流れる網走川と美幌川の合流地点に存在し、調査地周辺の地形は、南西部に山地、南部と南東部に台地、さらに山地と台地の間に存在する低地の 3 種類に分類される。

山地は網走川の左岸に発達する標高 100m 以上の峰が連なり、新第三期中新世津層群津別層シルト岩層のシルト岩および砂岩から構成される。一方台地は、美幌川と網走川のそれぞれの右岸に発達しており、最上部に第四紀更新世新規屈斜火山碎屑流堆積物の軽石と火山灰からなる層が堆積し、下部には礫や砂層からなる美幌層と中期屈斜路火山碎屑流堆積物が堆積している。低地は網走川、美幌川の流域に広がる沖積層が広がる。これらの層は砂礫や粘土、および泥炭からなる第四紀沖積世氾濫原堆積物と、第三紀から第四紀にかけて堆積したシルト岩層あるいは火山碎屑流堆積物から構成される。

調査地点は昭和 40 年より建設が開始された美幌バイパス上に存在する。美幌バイパスは平成 5 年に工事着手が行われ、平成 12 年に部分共用、平成 17 年に完成共用がなされた。調査地点は美幌インターチェンジへのアプローチ部にあたり、3~4m 程度の盛土がなされている。

平成 15 年に北海道釧路沖の深さ 42km で発生した十勝沖地震では、震源に近い太平洋岸を中心に液状化が主要因とみられる被害が、港湾構造物やライフライン施設に生じた[17]。北海道南西部に広がる軟弱泥炭地域では、1~2m 程度の盛土をした箇所において不同沈下が見られた。調査地から南西に 3km の地点に位置する気象庁の地震観測所「美幌町東 3 条」では水平 2 成分の最大加速度として 85.3gal を観測した[18]。しかしながら、当該地点の付近において液状化の被害は観測されていない。

#### 4.3.2 ボーリング・標準貫入試験結果[19]

図 4-30、図 4-31 に該当地点でのボーリング並びに標準貫入試験結果を示す。また物理試験結果を表に示す。観測された孔内水位は 2.48m であった。

地表面から G.L. -0.5m までは腐葉土と細粒化した火山灰で構成される。G.L. -0.5m から G.L. -3.35m までは、細粒火山灰から構成され、とりわけ上部において N 値が 0~1 程度と極めて小さい値をとる。G.L. -3.35m から G.L. -3.6m まではレンガを含む有機質土が含まれることから、この地点が盛土と原地盤の境界面であると考えられる。G.L. -3.6m から G.L. -10.1m までは N 値が 10 前後で火山灰由来の砂質~シルト質土で構成されている。

標準貫入試験結果では、G.L.-2.3m では打撃を加える前に鉄管が自沈し、N 値が計測されていないなど、G.L.-2m から G.L.-4m にかけて非常に緩い火山灰質土が堆積していることが見て取れる。一方でせん断波速度は 95m/s 程度であり、あるひずみ域までは一定の剛性を維

持できる地盤であることが予想される。

#### 4.3.3 液状化判定

現行の道路橋示方書による液状化判定によると、G.L. -3.3m の地層の動的せん断強度比は 0.077、等価繰返しせん断応力比は 0.099 と予想されており、FL 値は 0.78 と 1 を下回っている。江川らは 1993 年の北海道南西沖地震において液状化が確認された北海道森町とその周辺の非液状化地点について、トリプルサンプリング試料による液状化試験を実施し、現行の液状化判定法との比較を行った。結果としては、トリプルサンプリング試料による液状化発生の有無の推定は実現象とほぼ整合するものの、現行の液状化判定法は液状化強度を過小評価していることが判明した。今回の調査地でも同様の状況が推定されるため、非排水繰返し載荷試験とせん断波速度の計測から、原位置の液状化特性を再現することを試みた。

#### 4.3.4 試験仕様

使用した試験装置はひずみ制御式三軸試験装置である。ひずみ速度は 0.1%/min であり、背圧は 200kPa であった。非排水繰返し載荷試験に先立って、供試体は有効拘束圧 30kPa の状態で、二重負圧法による脱気、並びに通水を行った。原位置の有効上載圧 $\sigma'_v$ が 40kPa と推定されたため、目標有効平均主応力は、 $K_0 = 1/2$ を仮定し $\sigma'_c = 30\text{kPa}$ と計算されたため、圧密は実施しなかった。また異なる土粒子構造を得る目的で、過圧密を与えた供試体も準備した。今回の過圧密比は 5.0 に設定した。また過圧密後の密度は過圧密を受けなかった供試体の密度と同等になるよう、調整を行った。

#### 4.3.5 せん断波速度

表 4-2 に今回の実施した試験仕様と得られた物理パラメータを示す。また図 4-32 と図 4-33 にそれぞれの試験で得られた加速度波形を示す。Bihoro\_05 については加速度計の不具合からせん断波速度を正しく計測できなかった。また番号の間隔が大きく空いているのは、B 値が低いあるいは応力ひずみ関係が大きく偏っているものを除いたためである。計測されたせん断波速度は OCR1 が 1 供試体のみで 118.8m/s、OCR5 の供試体が 127.6m/s で、上昇率は 7.4%であった。

山下ら[20]は屈斜路火山灰を用いて様々な方向から計測した微小せん断剛性率と拘束圧の関係を図 4-34 のようにまとめた。この結果は相対密度が 80%であることに留意すると、今回の計測と同じ VH 波の $\sigma'_c = 30\text{kPa}$ における微小せん断剛性率 $G_{BE}/F(e)$ はおよそ 56~88MPa と読み取れる。今回の OCR1 の供試体の $G_{BE}/F(e)$ は $F(e)$ を文献[20]と同じ

$$F(e) = e^{-2} \quad 4-5$$



とすると 138MPa となり、既往研究に対して大きな値を取る。これについては本試験ではなるべく原位置と同じ状態とするために粒度調整を行わずに試験を実施した点や、既往研究とのせん断波の取得方法の違いが理由として考えられる。

#### 4.3.6 液状化特性

試験結果として応力ひずみ関係と応力経路を図 4-35 と図 4-36 に示す。まず载荷初期の応力経路に着目すると図 4-37 に示すように、全体として OCR1 の供試体の過剰間隙水圧の上昇速度は、OCR5 の供試体のそれよりも少ないことが見て取れる。しかしながら、OCR1 の 2 つの供試体において大きな差があることから、同じ過圧密比であっても供試体ごとにダイレタンシー特性が異なる可能性がある。

一方で、図 4-35 と図 4-36 において初期液状化後の応力ひずみ関係に着目すると、浮島町の試料とは異なり、過圧密比に寄らず、軸ひずみが徐々に蓄積している様子が見てとれる。後述のように、OCR1 と OCR5 の供試体で比較したところ、試験後の細粒分含有率は 10.5% 異なっている。このような事実から、少なくとも数%から 10%程度の粒子破碎、並びに過圧密による構造の変化は、応力ひずみ関係の形状を大きく変化させるものではないと言える。

山崎ら[21]は火山灰質土の液状化強度を支配する要因として初期有効拘束圧を取り上げ、種々の拘束圧化における非排水繰返し三軸試験を行った。結果として高い破碎性を有する当幌火山灰土では、同一繰返しせん断応力比でも有効拘束圧によって液状化強度が異なる結果となった。具体的には図 4-38 に示すように有効拘束圧 100kPa で液状化強度は最小値を取り、その値から離れるに従って液状化強度は回復する傾向が観察された。これらの理由として、著者らは破碎性を有する土の場合、粒子破碎による細粒分増加による負の影響と、拘束圧増加による密実化(相対密度の上昇)による正の影響の二つを考慮する必要があると結論付けている。今回の実験ケースでは、同一密度であっても液状化強度が上昇したことから、細粒分含有率の増加が直接液状化強度に及ぼす影響は限定的であったが、後者の影響が卓越する試料であったと言える。

図 4-39 に本実験における正規化繰返し回数 $N_c/N_{c(DA=5\%)}$ と両振幅軸ひずみの関係を示す。また図 4-40 には $N_c/N_{c(DA=5\%)}$ と過剰間隙水圧比 $\Delta u$ の関係を示す。この結果によると、CSR が大きい供試体ほど速くひずみが発達し、過剰間隙水圧が発達している傾向が見られる。加えて、それらの影響を除き過圧密比毎の際に注目すると、両振幅軸ひずみについて発達の傾向は似通っているのに対し、過剰間隙水圧については OCR5 の供試体の方が、若干発達が遅れている傾向が見て取れる。

図 4-40 を詳しく見ると、 $N_c/N_{c(DA=5\%)}$ が 0.8 よりも小さい範囲では、過剰間隙水圧の発達は供試体ごとによって異なるもの、 $N_c/N_{c(DA=5\%)}$ が 0.9 程度で過剰間隙水圧が 27.5kPa から 30kPa に到達している点は共通している。以上の点から、 $N_c/N_{c(DA=5\%)}$ の観点から見た場合、本試料において過圧密やそれに伴うせん断波速度の変化は、初期液状化前の過剰間隙水圧の発達には影響を与えるものの、ひずみの発達には影響を与えにくいと言える。

図 4-41 に今回の試料の液状化強度曲線を示す。限られた本数の供試体から液状化強度曲線を引くと、OCR1 の CRR は 0.22、OCR5 の CRR は 0.33 であった。三浦・八木[22]は北海道内の複数の地点から採取された火山灰質土について、再構成供試体を作製し、非排水繰り返し三軸試験を実施した。結果を図 4-42 に示す。図内の実験は全て有効拘束圧 49kPa で行われたことと、破碎性粒子が含まれる場合は拘束圧が 100kPa 程度までは液状化強度が低下する既往研究[21]を踏まえると、今回の試料の CRR0.22 という値は、他の火山灰質土と比較しても妥当な値であると言える。

#### 4.3.7 試験前後における粒度特性の変化

図 4-43 に試験前後における粒度特性の変化を示す。OCR1 の供試体の粒度特性はほぼ変化がなかった一方で、OCR5 の供試体は 0.075mm~0.1mm の範囲で増加が見られる。細粒分含有率の増加量は OCR5 の供試体で 10.5%であった。現行の液状化判定法では補正 N 値の計算に細粒分含有率が使用されている。しかしながら、今回の該当深度の N 値の場合、細粒分が 10.5%だけ変化した場合でも、計算される動的せん断強度比は 0.77 から 0.78 とほぼ変化しない。また Singh[23]や三浦ら[24]が指摘するように、火山灰質土で細粒分含有率が増加した場合、液状化強度は減少するケースが多い。このような理由から今回の液状化強度の増加は、供試体の粒度特性の変化によるものでなく、過圧密がもたらす土粒子構造の強化が支配的な要因であったと言える。

### 4.4 東京都葛飾区東金町で採取された砂質土

#### 4.4.1 地形と地質

採取位置は東京都葛飾区東金町の江戸川右岸に存在する河川敷である。調査地は中川と江戸川を結ぶ小合溜と、江戸川の接続地点に位置している(図 4-44)。1896 年から 1909 年にかけて作製された 1/20000 「千住」によれば、調査地は江戸川の氾濫原に位置し、荒れ地として記述されている。地質的には江戸川の両岸の複数地点に過去の自然堤防堆積物からなるやや標高が高い地域と、江戸川の河川堆積物からなる標高の低い氾濫平野から構成される。また調査地の北側 100m の地点には、治水地形分類図上では小合溜から接続していた旧河道が位置している。

土木研究所[25]の解析による 2011 年東北地方太平洋沖地震の当該地点の加速度は 262gal と見積もられているが、同報告にある液状化発生地点を表した図には、発生地点として記載されていない(図 4-45)。しかしながら、南西に 1km 移動した東金町 7 丁目では戸建て住宅に沈下や傾斜、電柱の沈下などの液状化特有の被害が見られた。この地域は治水地形分類図において小合溜から流出する旧河道があったとされる場所であり、周辺よりも緩い砂層が堆積していた可能性がある(図 4-44)。

#### 4.4.2 ボーリング・標準貫入試験結果

図 4-46 に調査地点におけるボーリング・標準貫入試験結果を示す。観測された孔内水位は G.L. -1.3m であった。この値は自然地下水面が現れるまでは無水掘りを実施したことから、自然状態の地下水面とみてよい。

地表面から G.L. -0.75m までは盛土で覆われており、そこから G.L. -2.4m までは暗灰色の細砂から構成される。この層の代表的な N 値は G.L. -2.3m における 3 である。その下は G.L. -5.0m まで細粒分が少ない砂層が堆積しており、N 値の平均値は 10.5 である。G.L. -5.0m から G.L. -7.5m は N 値が平均して 17.5 と中程度の微量の礫分が混じる砂層となる。

#### 4.4.3 液状化判定

図 4-47 に標準貫入試験と並行して行われた PS 検層と道路橋示方書の液状化判定の結果を示す。FL 値は G.L. -5.3m の地点以外で 1 を下回り、最低値は G.L. -7.3m の 0.243 であった。一方でせん断波速度は G.L. -1m から G.L. -4m 付近までは深度と共に上昇し、G.L. -6m までは 150m/s 程度を維持した後、G.L. -8m にかけて 100m/s まで減少している。通常液状化対象層厚が薄い場合は、対象層の FL 値が小さい場合でも表層に被害が現れないことがある。しかしながら今回は砂層のほぼ全域に渡って、FL 値が低い範囲が広がっており、そのような現象は考えにくい。

このような理由から FL 値が最も小さい G.L. -7.3m の地層を対象に、せん断波速度の計測を伴う非排水繰返し三軸試験を実施した。なお、原位置の有効上載圧 $\sigma'_p$ が 75kPa と推定されたため、圧密時の有効平均主応力は、 $K_0 = 1/2$ を仮定し $\sigma'_c = 60\text{kPa}$ とした。

#### 4.4.4 せん断波速度の計測結果

本試験において 2 つの有効な供試体の内 1 つの測定が加速度計の不具合により行えなかった。図 4-48 が得られた唯一のせん断波速度の波形である。これによるとせん断波速度は 137.9m/s であった。この計測では下の加速度計において、Near Field Effect の影響が強く出ている点が特徴である。

#### 4.4.5 液状化特性

今回の液状化試験結果を図 4-49、液状化強度曲線を図 4-50 に示す。本試験で有効な液状化試験は通水の影響からこの 2 本のみであった。本試料では CSR が 0.15 と 0.17 と非常に近いにも関わらず、DA5%に至る繰返し回数には 5 回、45 回と大きく差が出た。想定される CRR は 0.16 となった。

## 4.5 千葉県千葉市若葉区大草町で採取された砂質土

### 4.5.1 地形と地質

調査地の周辺の航空写真を図 4-51 に示す。調査地の北側を東西に流れる都川は、幅 500m に渡って氾濫平野を形成し、調査地はその中に位置する。都川の南北には下総下位面からなる標高の高い段丘面が存在する。

2011 年の東北地方太平洋沖地震においては、千葉市は震度 5 強を若葉区や美浜区において観測し、主に沿岸部の美浜区において液状化による噴砂や構造物の傾斜、地下タンクの浮上などが発生した[26]。しかしながら、内陸部の若葉区においては地震の被害の報告は上がっていない。土木研究所[25]が計算した空間補間によって得られた加速度分布図によると、調査地の地震の加速度は 243gal と見積もられている。

### 4.5.2 ボーリング・標準貫入試験結果

図 4-52 に実施されたボーリングならびに標準貫入試験結果を示す。表層から G.L.-1.2m までは表土並びに盛土が堆積しており、その下の G.L.-3.25m までは有機質を含む N 値が 2 と非常に柔らかい粘性土層が存在する。またその下の G.L.-6.7m までは一部分に有機質を含む細粒砂が堆積しており、上層は N 値が 3~4 程度、下層は N 値が 11 程度である。また G.L.-6.7m から G.L.-12.0m までは暗黄灰色の有機質土が堆積している。

### 4.5.3 液状化判定

図 4-47 に N 値に基づく液状化判定結果と PS 検層の結果を示す。FL 値は全層に渡って 1 を下回っており、G.L.-5.3m の地点で最低値 0.43 を取る。またせん断波速度の分布は、G.L.-1m から G.L.-4m 付近まで緩やかに減少し、G.L.-4m で 50m/s という最小値を取った後、G.L.-6.5m 付近にかけて上昇し、その後再度減少している。

本研究では FL 値が最低の値を取った G.L.-5.3m の地層を対象に、せん断波速度の計測と非排水繰り返し液状化試験を実施した。なお、原位置の有効上載圧 $\sigma_v'$ が 55kPa と推定されたため、圧密時の有効平均主応力は、 $K_0 = 1/2$ を仮定し $\sigma_c' = 40\text{kPa}$ とした。

### 4.5.4 せん断波速度

本試験において 3 つの有効な供試体の内 2 つの測定が加速度計の不具合により行えなかった。図 4-54 が得られた唯一のせん断波速度の波形である。これによるとせん断波速度は 133.0m/s であった。この計測でも下の加速度計において、Near Field Effect の影響が強く出ている点が特徴である。

#### 4.5.5 液状化特性

図 4-56 と図 4-56 に液状化試験結果，図 4-57 に液状化強度曲線を示す．前項の葛飾区の試料と同様に CSR のわずかな変化に対して，繰返し回数が鋭敏に変化する点が特徴である．また一部データにノイズが多くみられるが，これは後の検査において，ギアのコンローラーから漏電によるものであると判明した．液状化強度は 0.185 と見積もられた．

#### 4.6 結果の整理

##### 4.6.1 N 値と比較した場合の PS 検層と室内試験のせん断波速度に関する考察

今回の 4 地点の試料について，N 値から推定されるせん断波速度，PS 検層によるせん断波速度，再構成試料のせん断波速度の 3 つを記したものを表 4-3 に示す．なおここでの PS 検層の値は，測定点の誤差を低減するために該当層の平均値を取った．まず，いずれの試料においても，原位置のせん断波速度は室内試験のせん断波速度を上回った．これは原位置の状態の土がより発達した土粒子構造を持つためと考えられ，この発達した土粒子構造は，浮島町や美幌町の実験結果が示すように，液状化強度の上昇の原因となると言える．

また，既往研究で提案された 3 つの N 値と  $V_s$  の関係式から推定された値と PS 検層の値を比較すると，川崎の試料を除いて，3 つの推定値よりも PS 検層の値の方が高い結果となった．また川崎の試料についても，既往研究の中で最も値が高く出る今井・殿内[9]の関係式を除くと，残りの 2 つの推定値はいずれも PS 検層の値を下回っている．これは同程度の N 値の土の中でも，今回の試料のせん断波速度は高い部類に入ることの意味しており，調査地が周辺地域と比較して異なる応力変動や物理特性を持つことを示唆している．

東京湾周辺地域を例にとると，N 値が 5 未満と極めて緩いにも関わらず，既往の N 値-せん断波速度の回帰式よりもせん断波速度が高い地点が多く存在する．例として栗塚・小川[27]は新中川の橋台建設現場において，地中 5~7m の範囲に N 値とせん断波速度がそれぞれ平均して 3.5，170m/s の地層が堆積していると報告している．また永田ら[28]は千葉市内で実施された 23 本の PS 検層のデータを用いて，土質別の N 値とせん断波速度の相関を求めた．

表 4-4 に条件別の推定式の比較を，図 4-58 に沖積砂質土層の複数の推定式の比較を記す．表 4-4 では N 値に対する依存度合いを示すパラメータ  $\beta$  は全データの場合 0.209 であるのに対し，沖積砂質土では 0.085 と低くなっているが，図 4-58 では，主に N 値が 5 未満の領域において，千葉市のデータの推定式が他の推定式よりも高い値を取ることが分かる．

東京湾北部において洪積砂質土層の大部分は有楽町層から構成される．石綿[29]によれば有楽町層における -10~20m 以浅の砂質土層の堆積年代は 3000~2000 年前と見積もられている．今回の地層の堆積年代はこれよりもさらに若いと考えられ，このような若い地盤のせん断波速度が上がる原因としては，地下水面の年変動による微小な有効応力の変化や遠隔地の地震による微小なせん断力の作用，または化学的な安定化作用などが考えられる．

表 4-3 では北海道美幌町の地点でも推定されるせん断波速度に対して実測値が大きく出

ている。これは土粒子の多孔質な性質がせん断波速度に何らかの影響を与えているためと考えられる。Chang et al.[30]による DEM を用いた既往の研究では、せん断波速度や微小せん断剛性は粒子の配位数に強く依存するという結果が出ている。火山性地盤はその堆積環境から、粒子内部にも間隙を多く持つ場合が多い。粒子内部に存在する間隙と外部に存在する間隙がそれぞれ配位数に与える影響を議論した既往研究は、現時点では見つけることができなかったが、粒子内に存在する間隙が見かけの配位数を増加せしめたことにより、N 値とせん断波速度の関係図において火山性地盤が既往の回帰式よりも上に来ることは十分考えられる。

#### 4.6.2 液状化強度とせん断波速度に関する考察

表 4-5 に 4 地点の試料の液状化判定と室内試験結果を示す。なお表中の  $V_{s1}$  は Sykora[31]あるいは Robertson et al.[32]によって提案された応力補正済せん断波速度であり、以下の式によって計算される。

$$V_{s1} = V_s \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad 4-6$$

ここで  $V_s$  は PS 検層等から計測された原位置のせん断波速度(m/s)、 $P_a$  は標準大気圧(kPa)あるいは 100kPa、 $\sigma'_v$  は鉛直有効上載圧(kPa)である。今回の実験で使用した 4 つの試料はいずれも現行の液状化判定法において空振り(FL 値が 1 を下回る地層が存在するものの、実際の地震では液状化が観測されなかった)地点から採取されたものである。こうした空振り判定は、判定法で最も基本的なパラメータである N 値のみでは、原位置の液状化特性を十分再現できないという事実を反映している。

また図に、Andrus and Stokoe[33]らの結果に、川崎区浮島町の試料と美幌町字報徳の試料の PS 検層によるせん断波速度と液状化強度の関係を加えものを示す。この図から、米国において主流であるせん断波速度から直接 CRR を推定する方法においても、今回の試料ではいずれも推定式の上側に位置し、同様に空振りの判定となることが見て取れる。これはせん断波速度のみを用いた場合でも、原位置の液状化特性を十分に再現することは難しいという事実を示唆する。

Kiyota et al.[34]は原位置と同じ密度でせん断波速度(微小せん断剛性率)を変化させた供試体を複数作製し、非排水繰返し載荷試験を実施した。用いた試料は豊浦砂並びに浦安砂であり、また他の同様の研究結果と合わせ、正規化したせん断波速度と正規化した CRR の関係を図 4-60 のように示した。通常せん断波速度と CRR の関係は、試料ごとあるいは密度ごとによって異なるが、図 4-60 はそれらの関係を異なる応力履歴(土粒子構造)を有する試料同士の結果を合わせて正規化することによって、一つの回帰曲線で表せることを示している。図 4-60 には今回実施した試料のうち、過圧密履歴によって同一密度で複数のせん断

波速度を持たせた 1.川崎区浮島町の試料と 2.美幌町字報徳の試料の結果を併記した。これらの試料はいずれも既往の関係とよく整合しており、正規化されたせん断波速度-CRR 関係の幅広い適応対象を示すものと言える。

また同論文では、この関係を用いた原位置 CRR(CRR\*)の推定法についても言及している。これは原位置のせん断波速度 $V_s$ を PS 検層等で求めた後、攪乱試料を原位置と同等の密度に揃え、室内試験におけるせん断波速度 $V_s^*$ の計測、ならびに非排水繰り返し試験による CRR の計測を行う。次に上記のパラメータから図 4-60 で提案された回帰式、

$$CRR = CRR^* \left( \frac{V_s}{V_s^*} \right)^{5.02} \quad 4-7$$

によって、原位置 CRR を計算し、この値を現行の液状化判定法の繰り返しせん断強度比 R として使用する方法である。この手順と同等の手続きを踏んで現行の液状化判定結果を修正したものを表 4-5 の右側に示した。結果としては、全ての地点において R 値が上昇し、1.川崎区浮島町と 2.美幌町字報徳の地点については FL 値が 1 を上回り液状化しない判定結果となった。一方で 3.葛飾区東金町と 4.若葉区大草町の地点については、依然として FL 値が 1 を下回った。FL 値を用いた判定法は簡易的であるため、3.葛飾区東金町の 0.98 という値については、実務上ではより詳細な有効応力解析と組み合わせるなど詳細な検討が必要になると予想される。また 4.若葉区大草町については、PS 検層の計測地点が河川堤防上であったことから、局所的にノイズが発生しやすく、結果としてせん断波速度が低く見積もられた可能性がある。

現行の日本の液状化判定手法は N 値のみに基づく手法である。また米国ではせん断波速度を用いた簡易判定法が一定の評価を得ている。しかしながら、両手法を用いて今回の 4 地点の液状化の有無を正しく判定することは困難であった。今回、室内試験の結果と PS 検層の結果を組み合わせることにより、高精度な液状化判定を行うことが可能となることが示せた。

#### 4.7 まとめ

本章では原位置再構成試料を用いて、土粒子構造を表すと考えられるせん断波速度と液状化特性の相関について実験結果の整理と考察を行った。以下に本章での結論を示す。

1. 川崎市浮島町の砂質土層について、非排水繰り返しせん断試験の直前で計測したせん断波速度は、OCR1 と OCR5 の供試体群の平均値を比較すると、15%程度の上昇が見られ、また液状化強度は 2.5 倍上昇した。
2. 美幌町字報徳の火山灰質土について、非排水繰り返しせん断試験の直前で計測したせん断波速度は、OCR1 と OCR5 の供試体群の平均値を比較すると、7.4%程度の上

昇が見られ、また液状化強度は 1.5 倍上昇した。

3. 全ての試料の採取深度において、PS 検層のせん断波速度の値は標準貫入試験の N 値から推定されるせん断波速度の値を上回った。こうしたせん断波速度の上振れは、微小な応力変化や粒子内の骨格構造に起因すると考えられる。
4. 川崎市浮島町の砂質土と美幌町字報徳の火山灰質土について、せん断波速度と液状化強度の関係は、既往研究と良く整合した。また提案された回帰式を用いて原位置の液状化強度を推定したところ、4 地点中 3 地点は液状化しない判定となった。
5. N 値のみやせん断波速度のみで 4 地点の液状化の有無を正しく判定することは困難であったが、室内試験の結果と PS 検層の結果を組み合わせることにより、高精度な液状化判定を行うことが可能となる。



参考図表



図 4-1 川崎市浮島町の調査地点(治水地形分類図に加筆)



図 4-2 1881 年時点での川崎埋立地周辺の地形図[1]

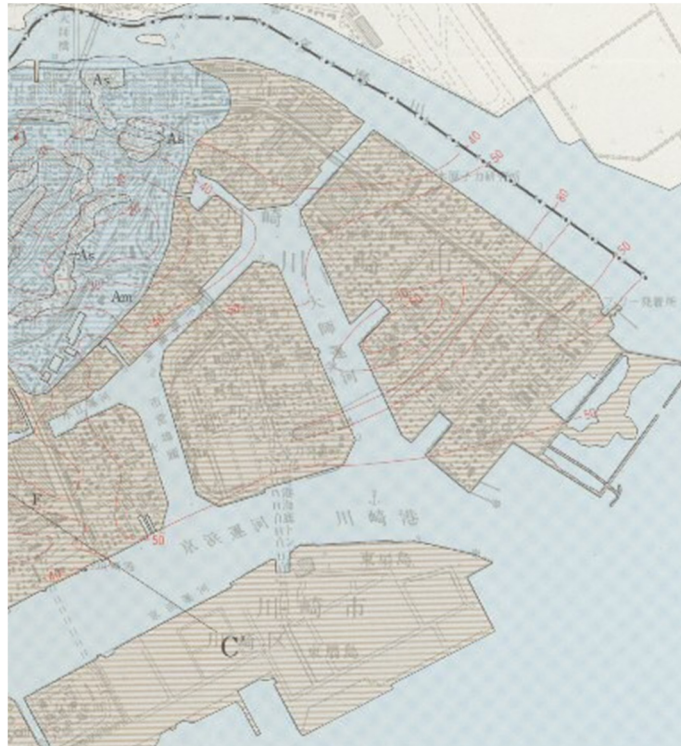


図 4-3 土地分類基本調査における調査地の表層地質[3]

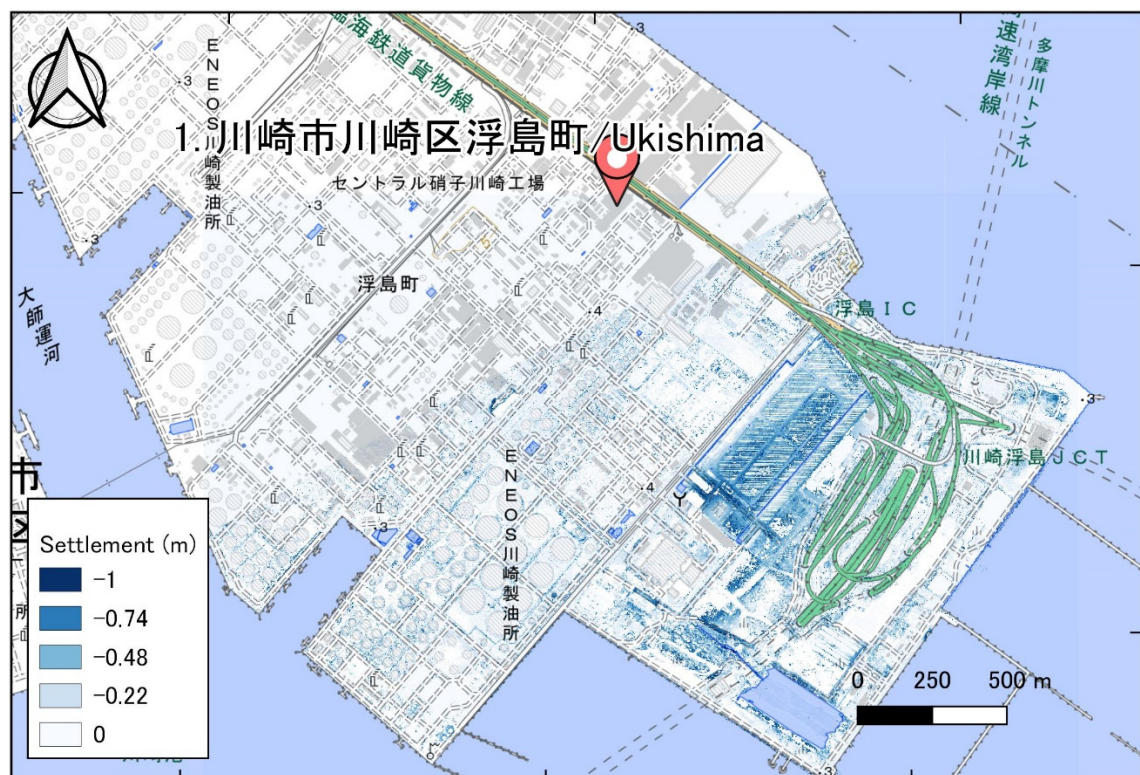


図 4-4 2011 年東北地方太平洋沖地震における浮島周辺の地盤沈下量の分布[4]



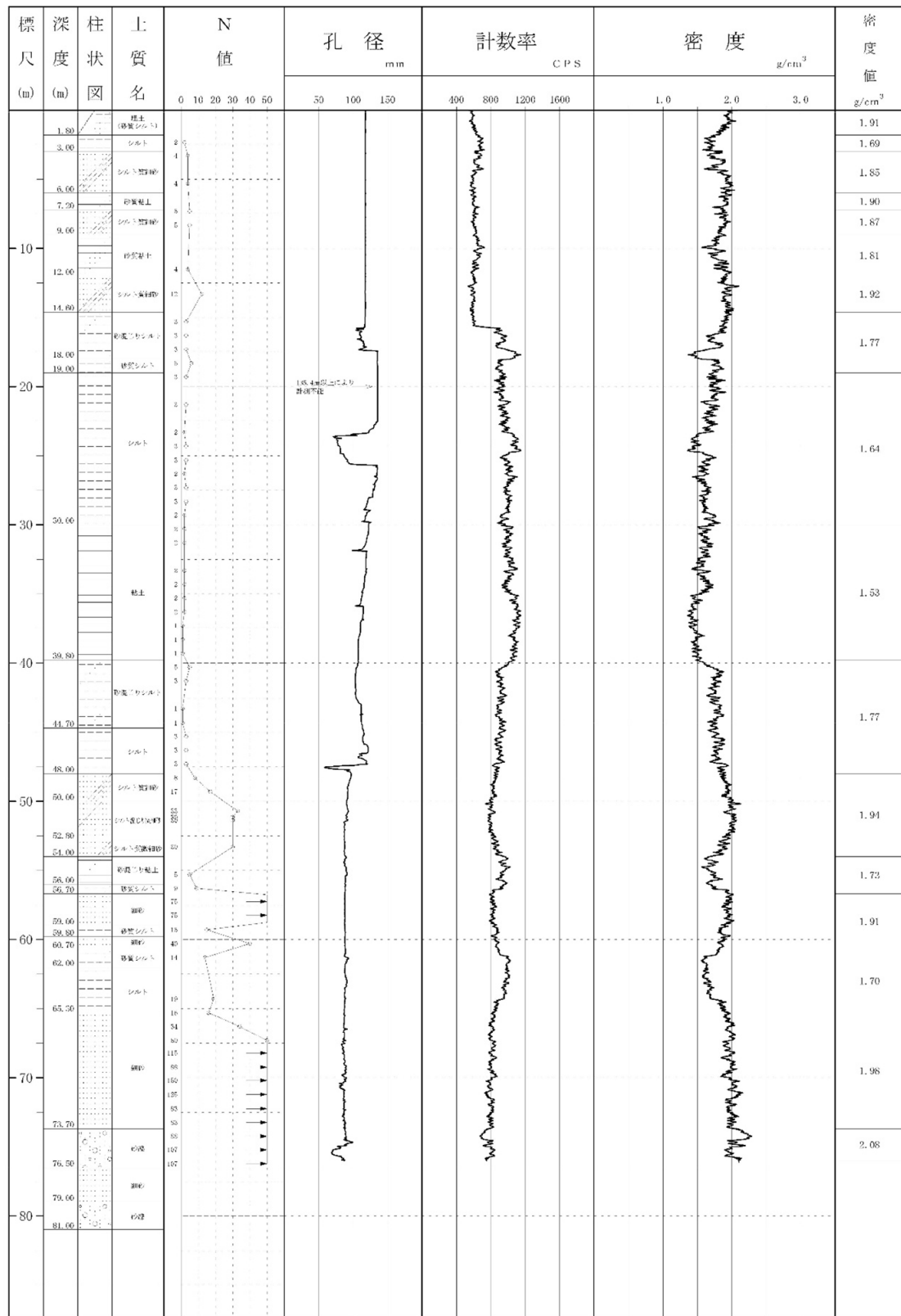


図 4-6 原位置地盤調査結果



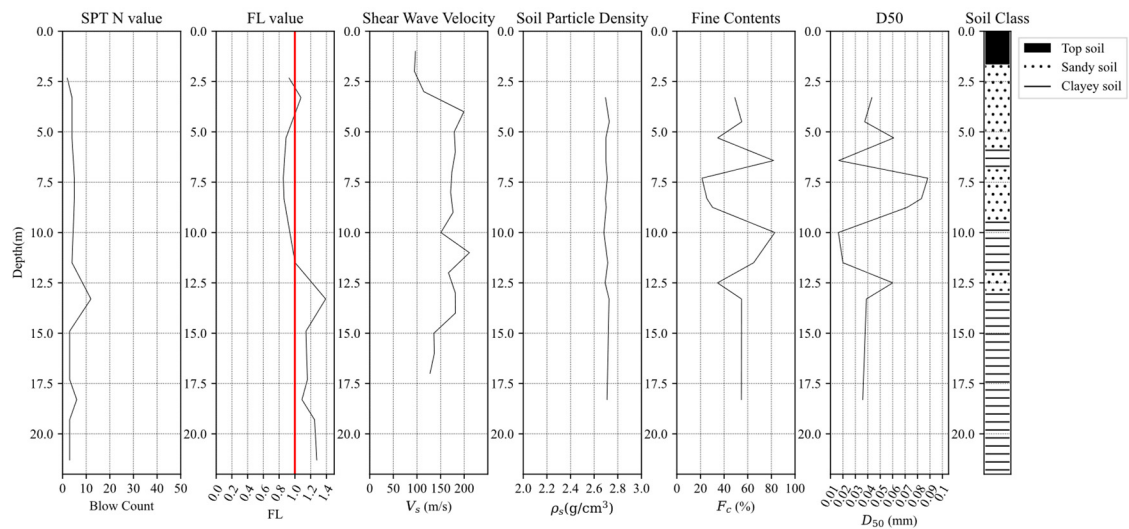


図 4-7 川崎市川崎区浮島町における地盤物性

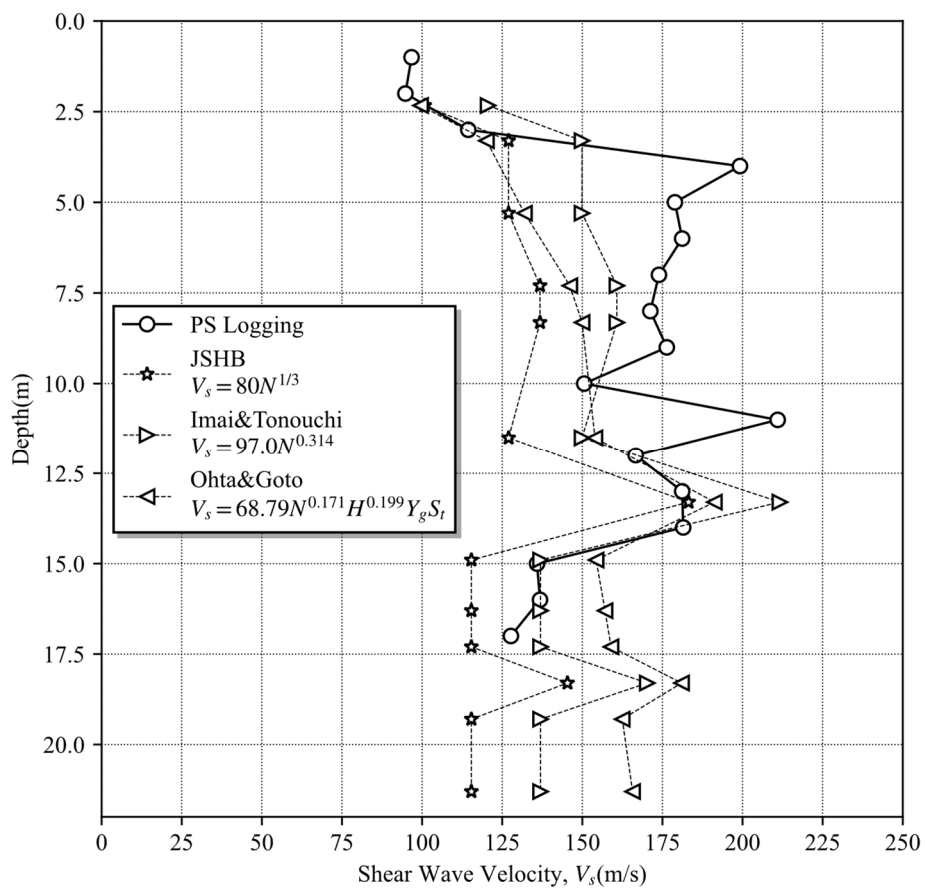


図 4-8 観測されたせん断波速度と既往研究[8]–[10]の補正式の比較



図 4-9 試験前の供試体の状態

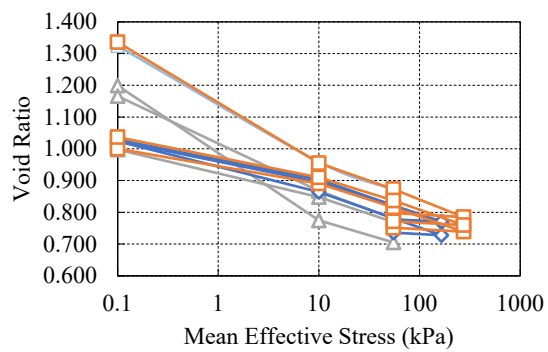


図 4-10 川崎市川崎区浮島町の試料の圧密特性

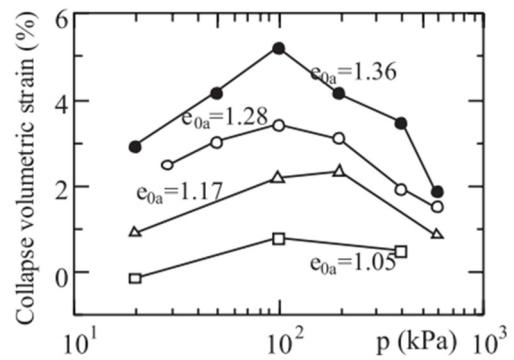
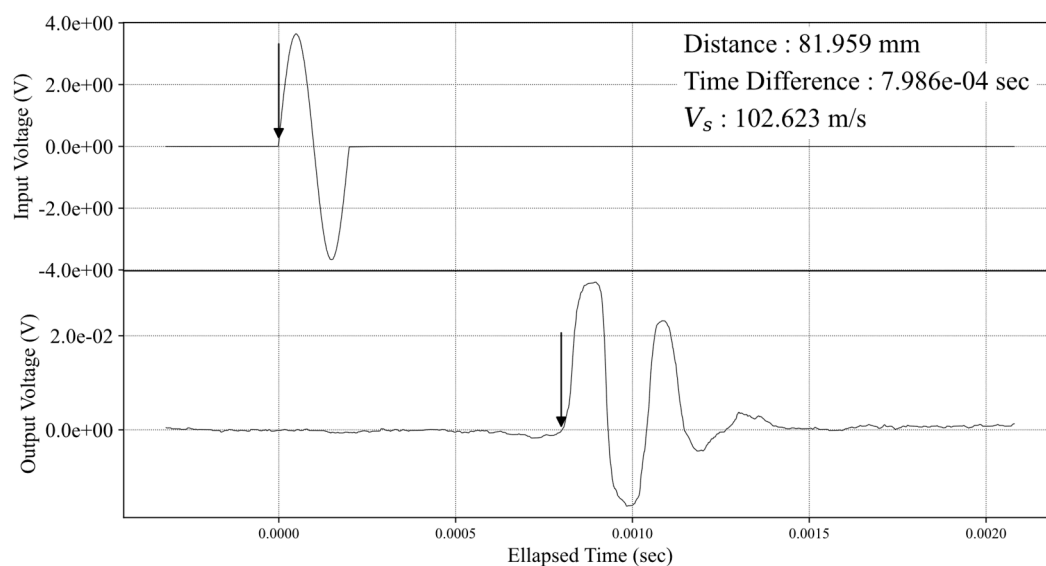


図 4-11 異なる密度で作製した突き固め供試体のコラプス特性[12]

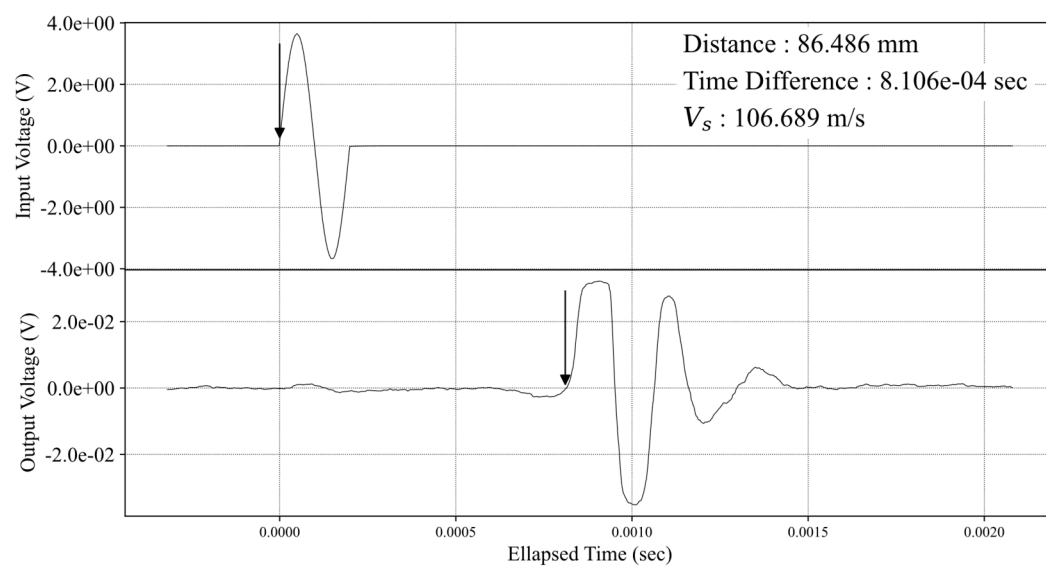
表 4-1 川崎市川崎区浮島町の試料に対する実験結果

試験名	OCR	CSR	$N_{c(du)}$	$V_s$ (m/s)	$e$	$\rho_{sat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$G_d$	$G_s$	Volume Change after Consolidation(cm <sup>3</sup> )
Kawa_01	1	0.08	147	102.7	0.781	1.956	202.39	184.58	13.30
Kawa_02	1	0.10	14	106.1	0.886	1.902	210.04	173.80	10.79
Kawa_04	5	0.25	119	123.0	0.798	1.946	288.82	318.15	4.64
Kawa_11	1	0.12	6	102.7	0.871	1.909	197.52	184.85	10.50
Kawa_12	1	0.12	25	107.8	0.705	1.998	227.77	186.63	N/A
Kawa_14	1	0.08	146	103.4	0.866	1.912	200.54	179.10	8.19
Kawa_16	1	0.10	19	102.8	0.769	1.962	203.40	207.36	8.96
Kawa_17	5	0.30	11	122.4	0.751	1.972	289.83	253.69	6.21
Kawa_18	5	0.40	5	118.9	0.771	1.961	271.96	244.64	7.80
Kawa_19	3	0.25	8	112.9	0.776	1.958	244.83	219.02	7.17
Kawa_20	3	0.15	172	113.2	0.736	1.980	248.90	206.28	5.27
Kawa_21	3	0.20	18	111.4	0.777	1.958	238.37	221.70	7.91

Kawa\_01



Kawa\_02



Kawa\_04

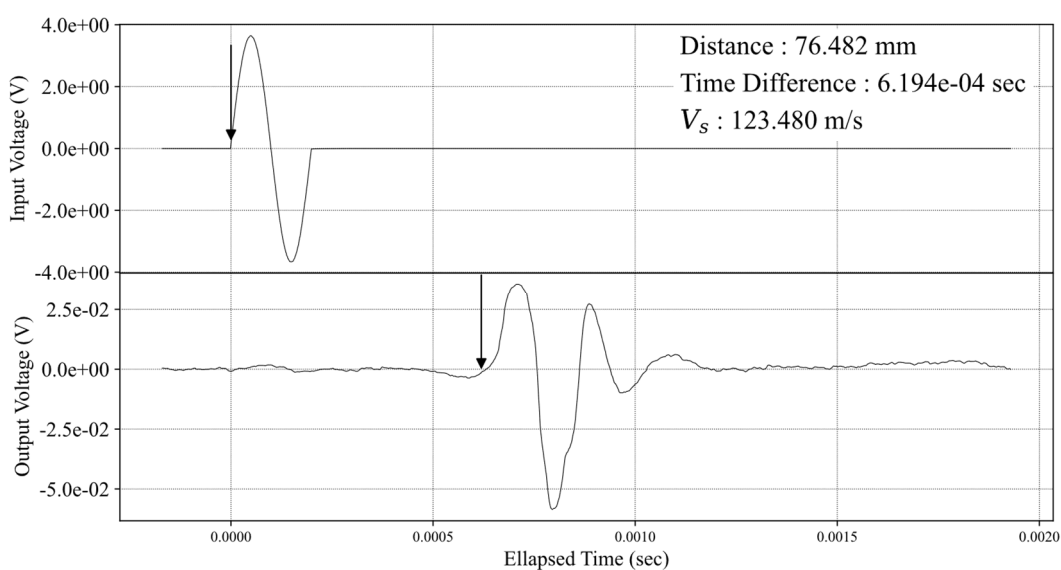


図 4-12 ベンダーエレメントによるせん断波波形(Kawa\_01, Kawa\_03, Kawa\_04)



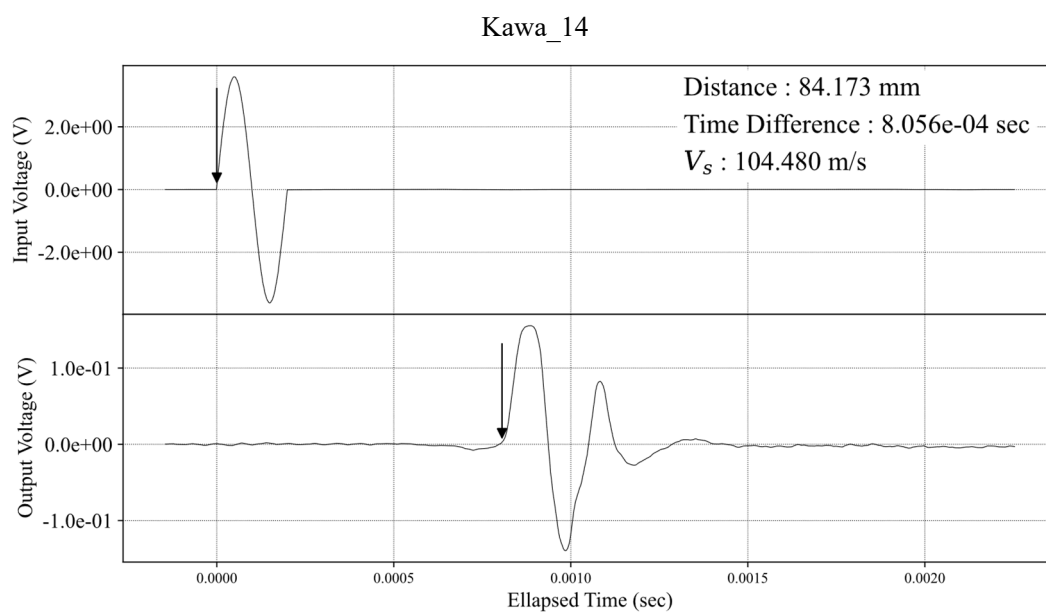
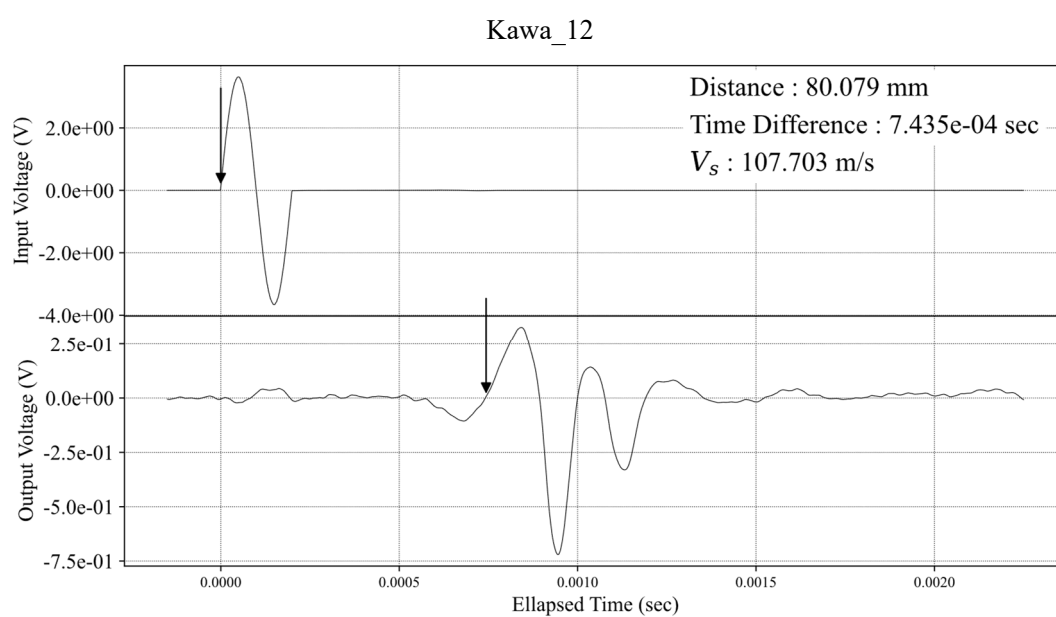
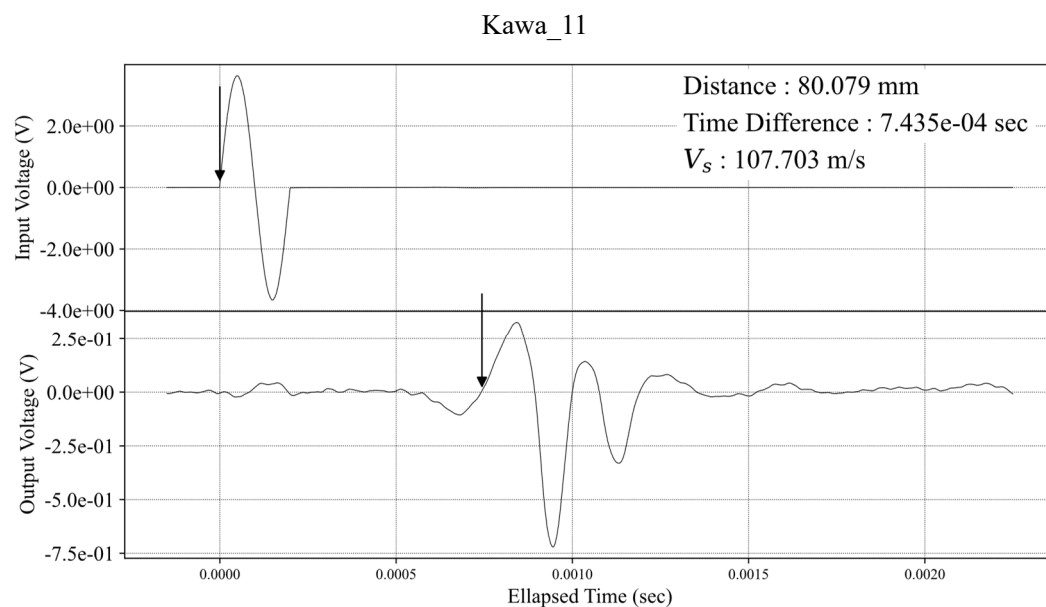
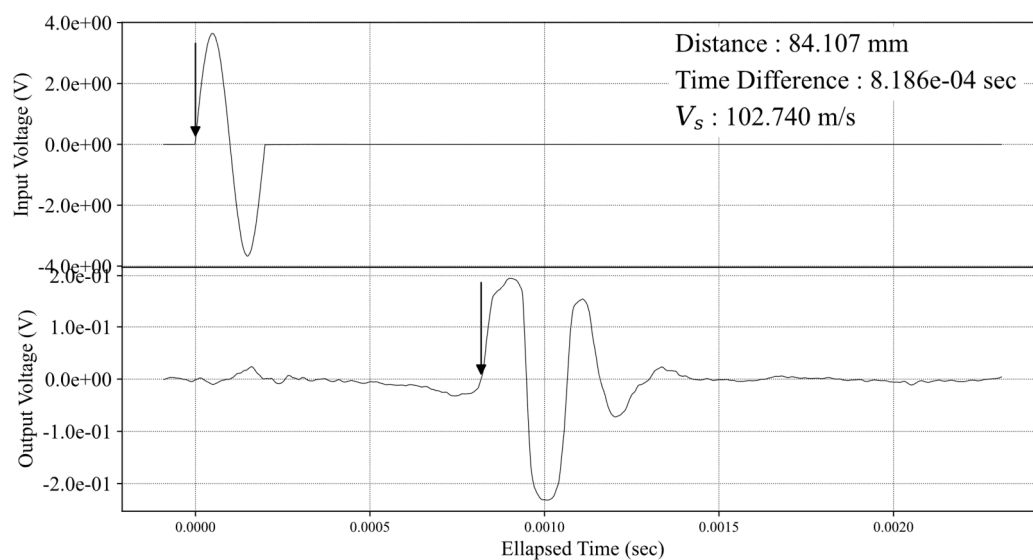
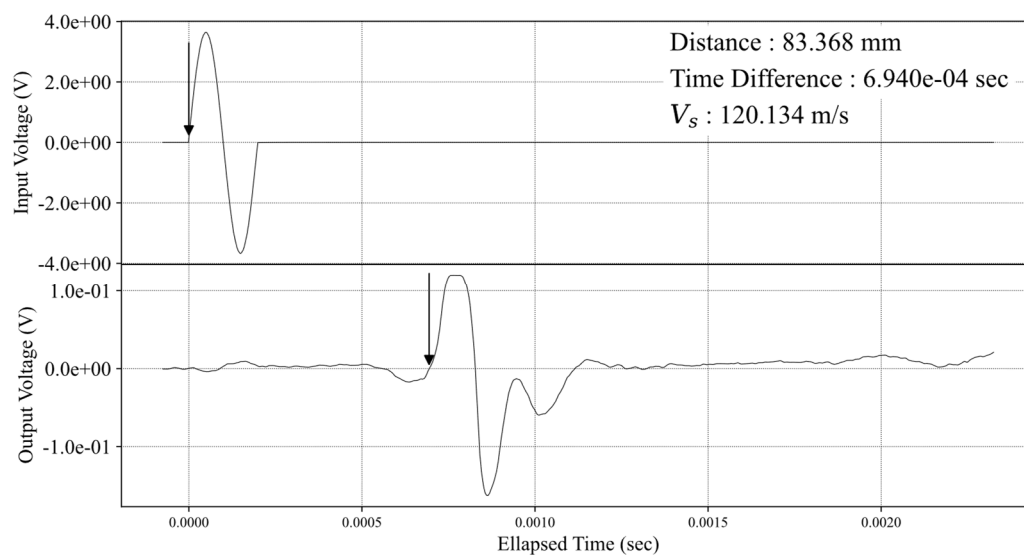


図 4-13 ベンダーエレメントによるせん断波波形(Kawa\_11, Kawa\_12, Kawa\_14)

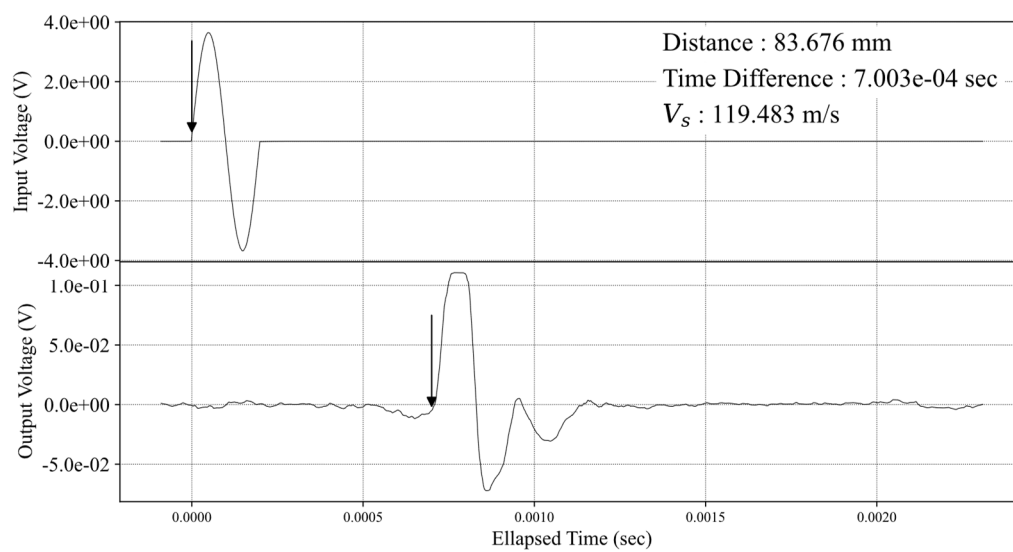
Kawa\_16



Kawa\_17

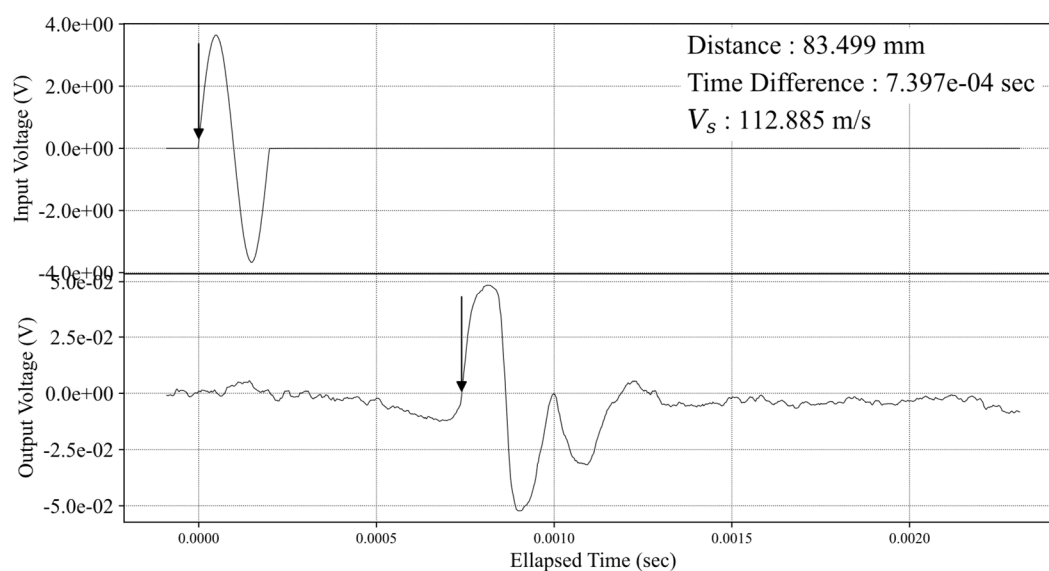


Kawa\_18

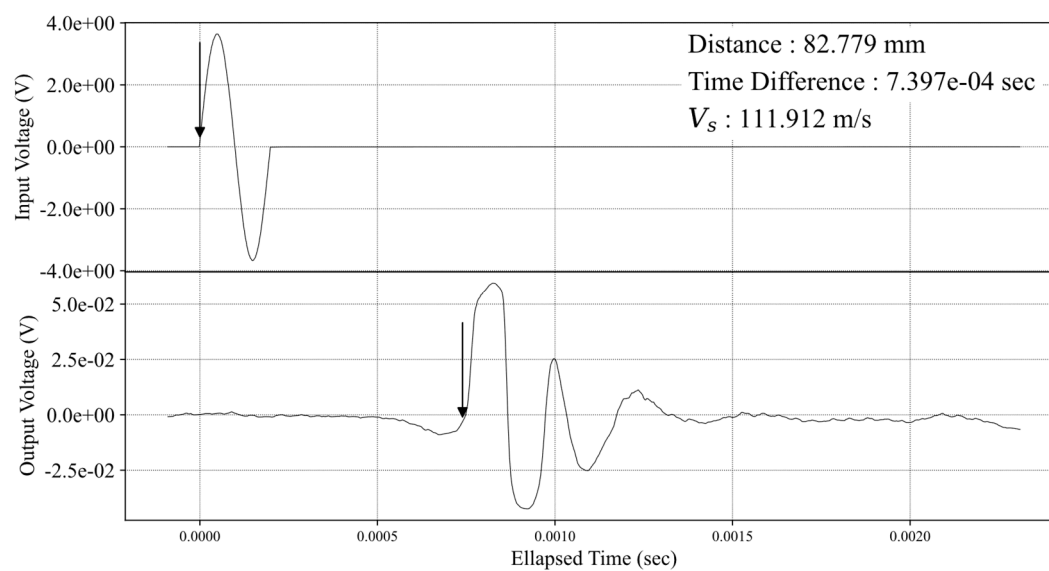


☒ 4-14 ベンダーエレメントによるせん断波波形(Kawa\_16, Kawa\_17, Kawa\_18)

Kawa\_19



Kawa\_20



Kawa\_21

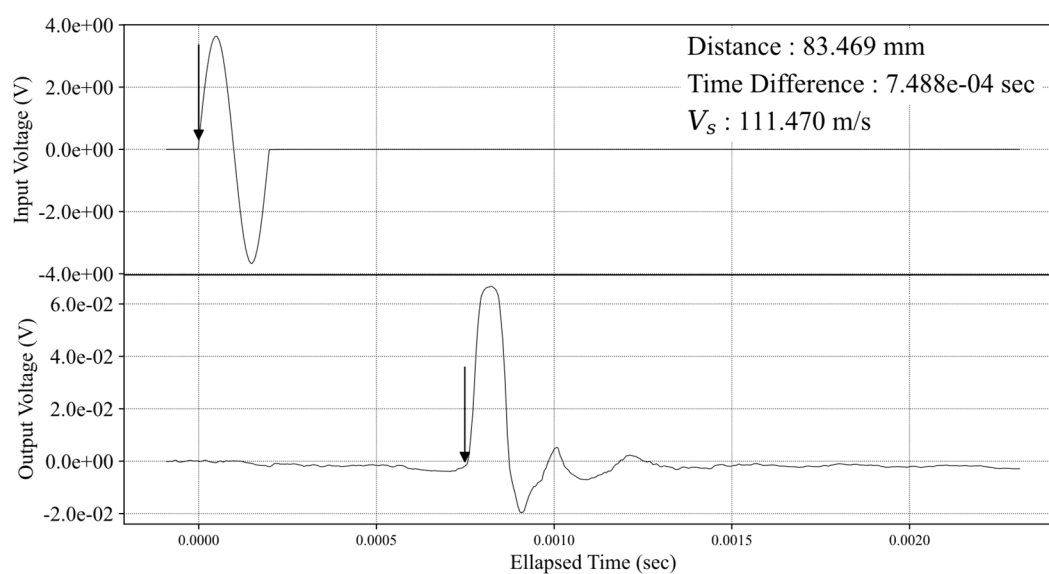


図 4-15 ベンダーエレメントによるせん断波波形(Kawa\_19, Kawa\_20, Kawa\_21)

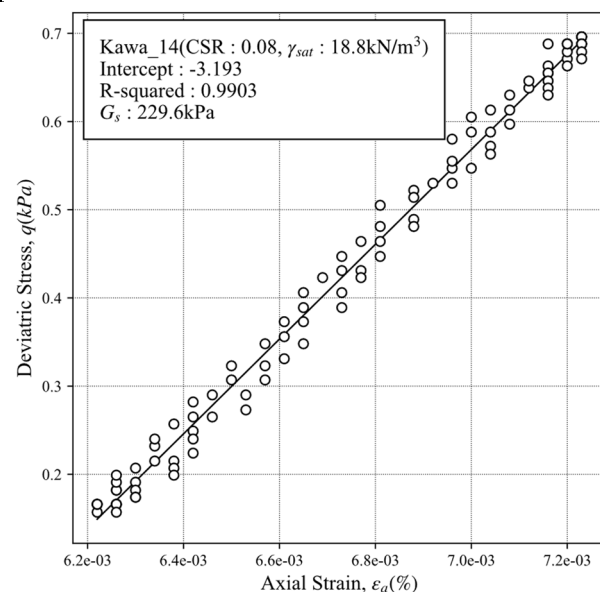
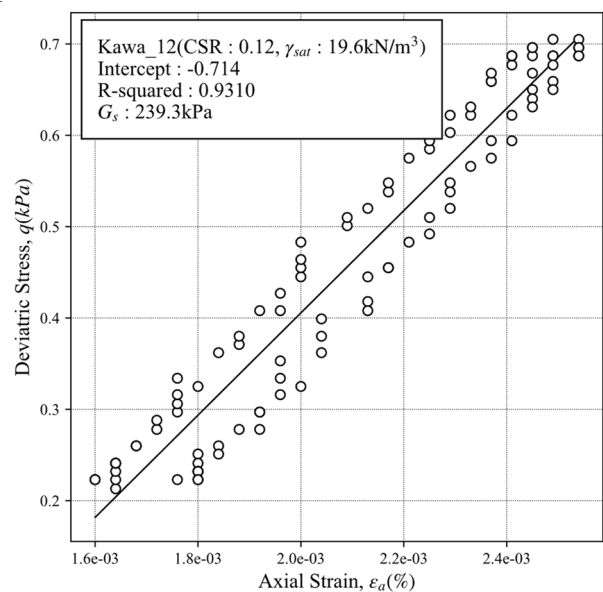
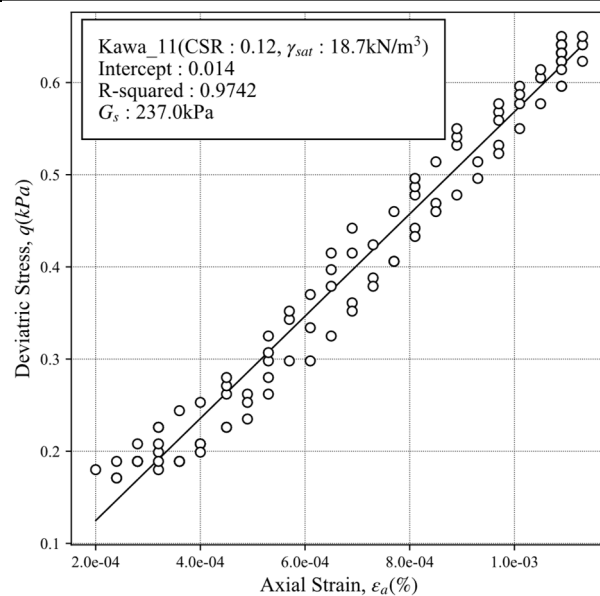
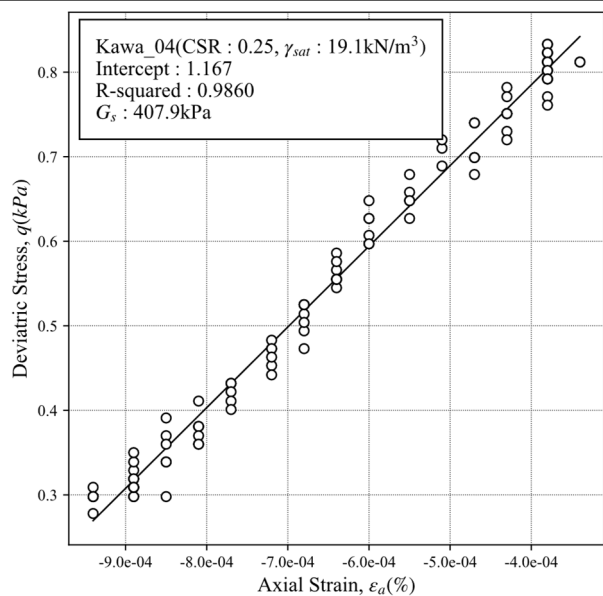
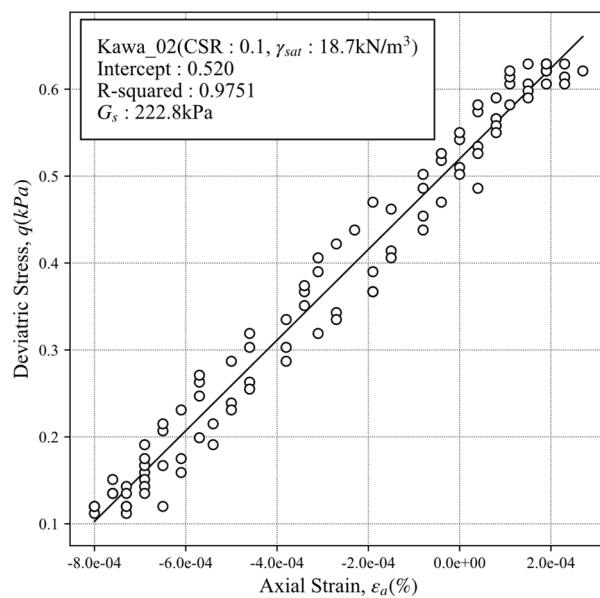
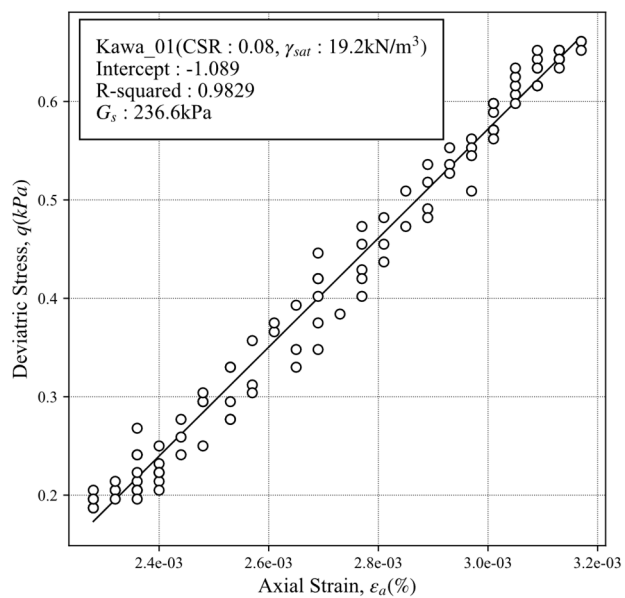


図 4-16 局所変位計による静的微小せん断剛性率の計測結果(Kawa\_01~Kawa\_14)

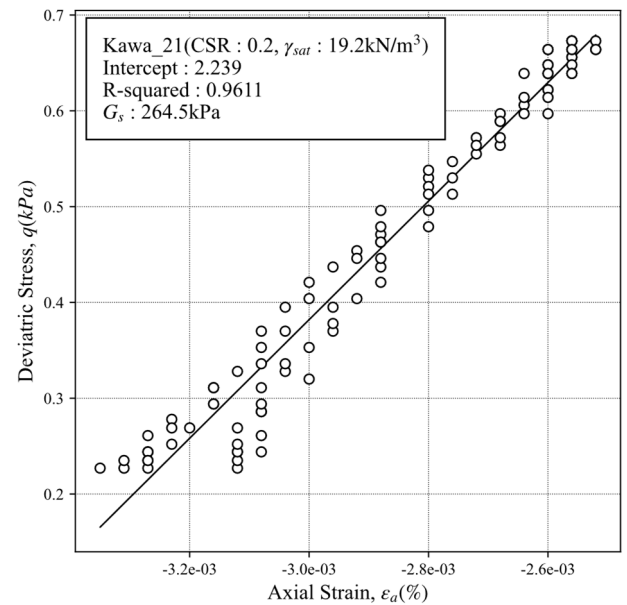
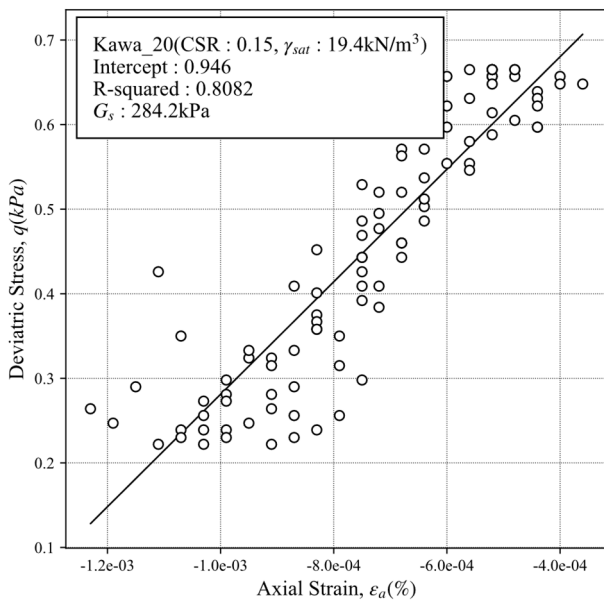
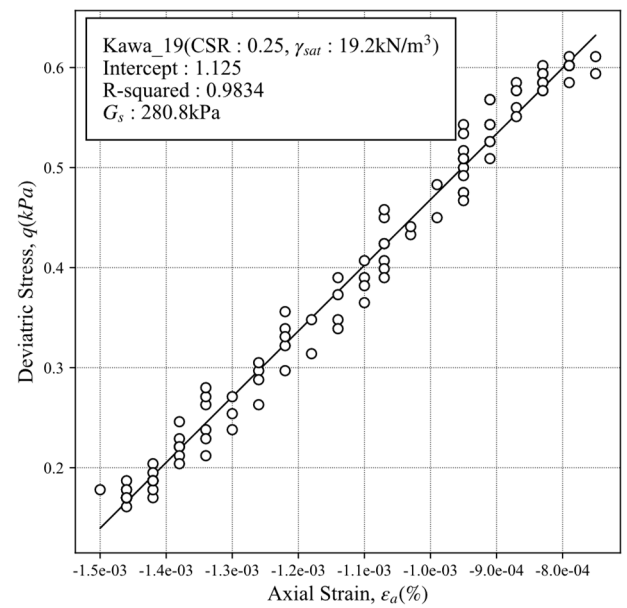
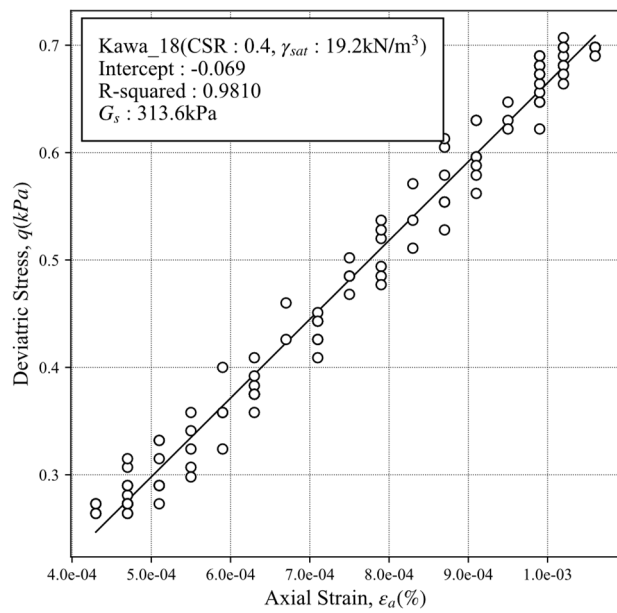
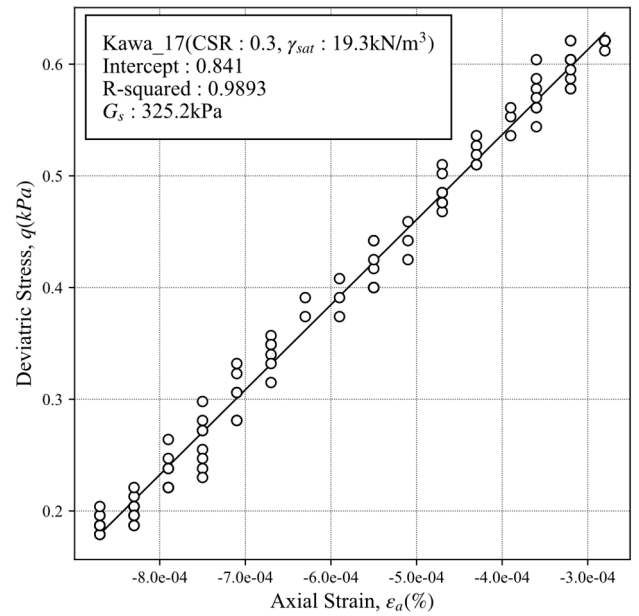
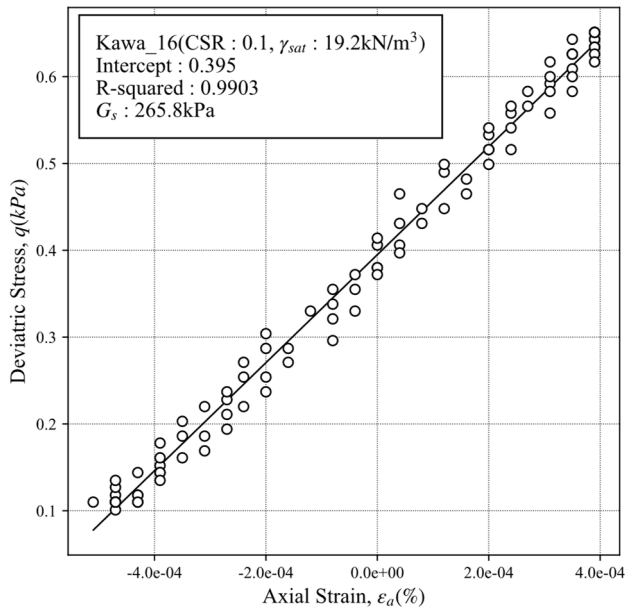


図 4-17 局所変位計による静的微小せん断剛性率の計測結果(Kawa\_16~Kawa\_21)

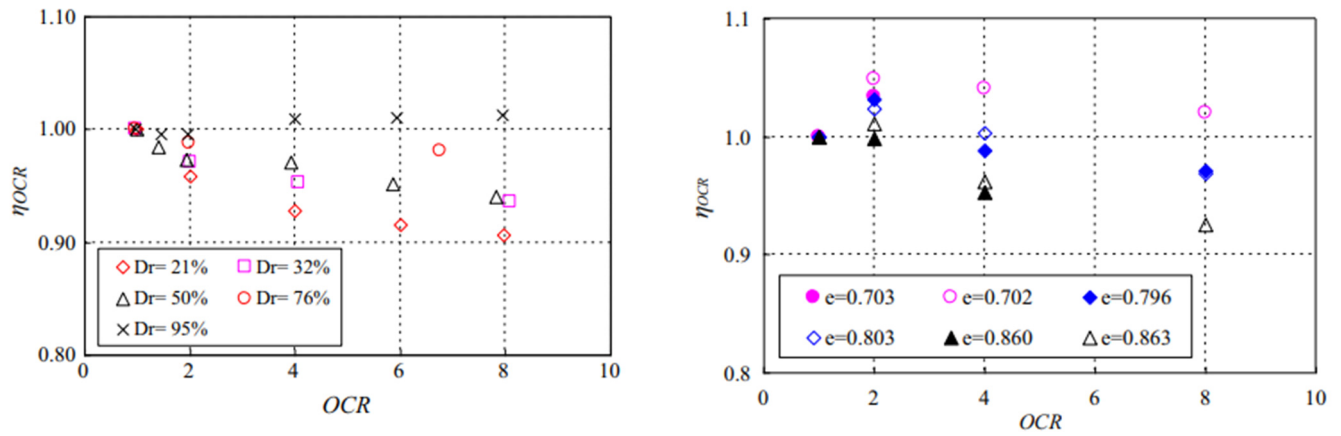


図 4-18 過圧密による微小せん断剛性率への影響(左:Ottawa 砂, 右:豊浦砂)[14]

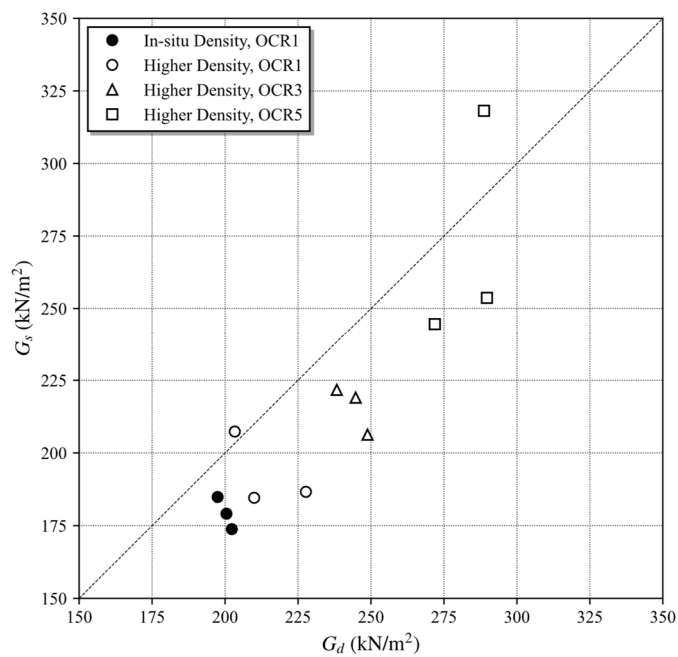


図 4-19 動的微小せん断剛性率と静的微小せん断剛性率の比較

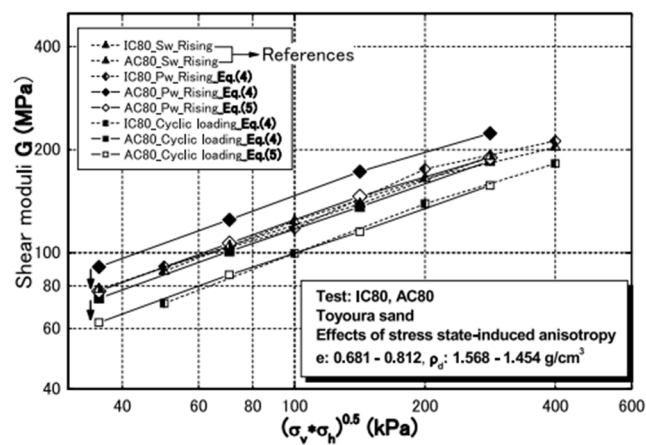


図 4-20 堤ら[15]による相乗平均有効主応力と動的, 静的せん断剛性の比較

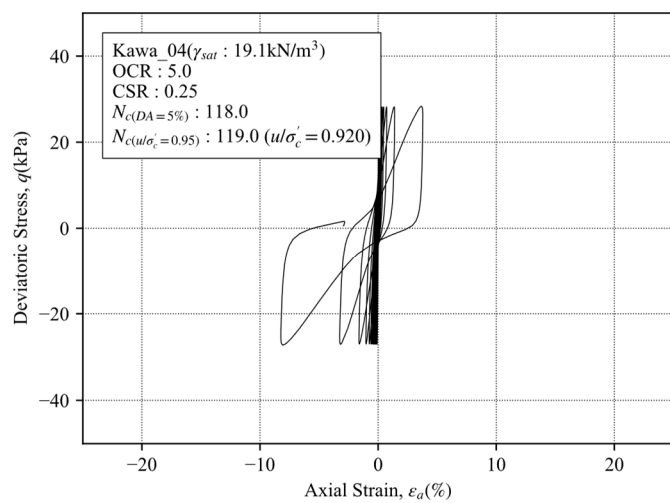
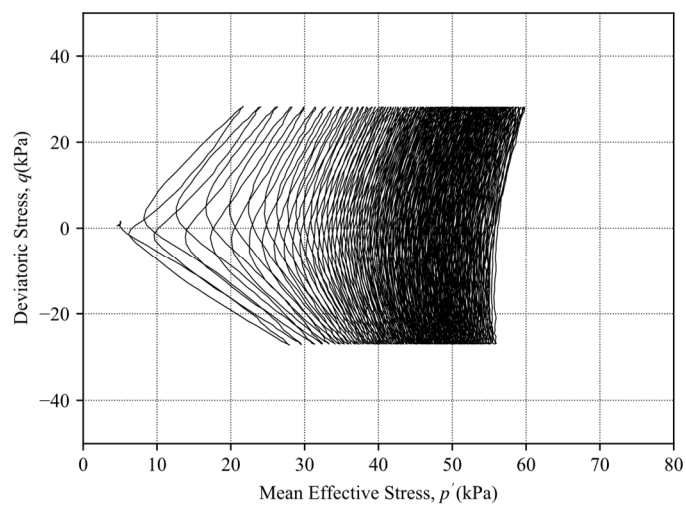
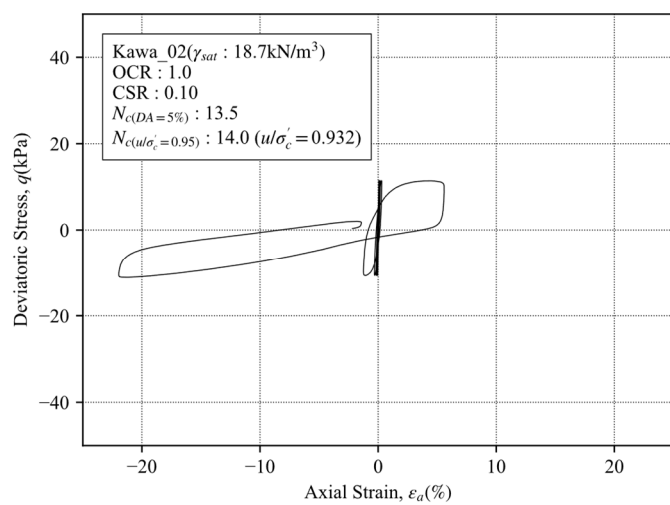
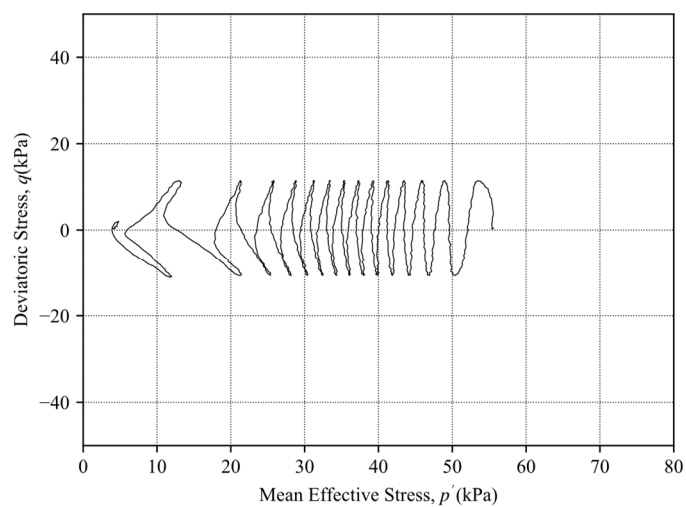
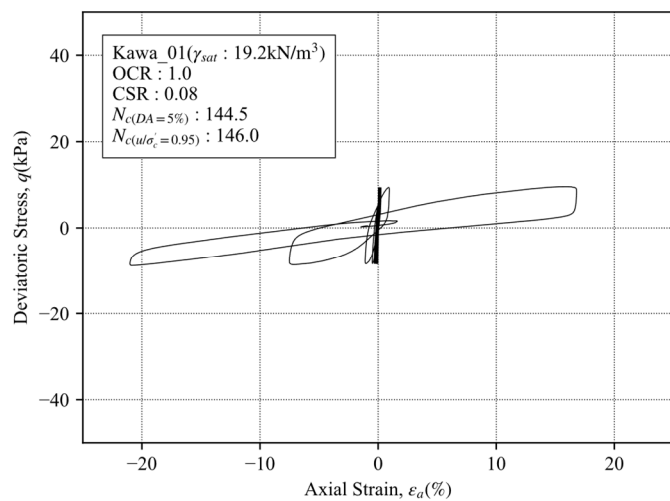
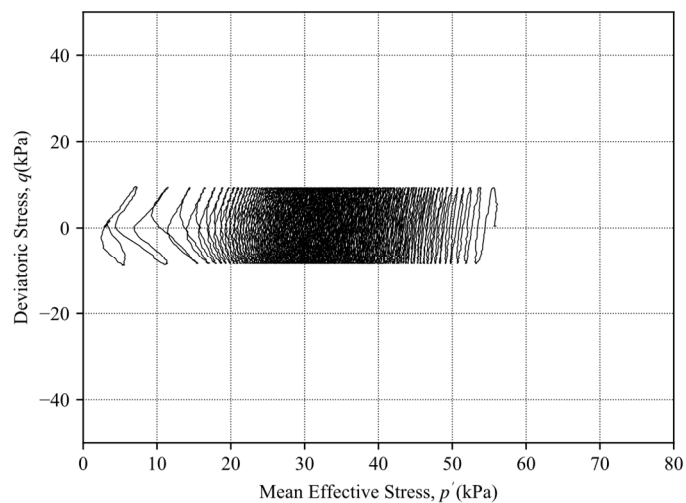


図 4-21 川崎市で採取された試料の非排水繰返し三軸試験結果(Kawa\_01, Kawa\_02, Kawa\_04)

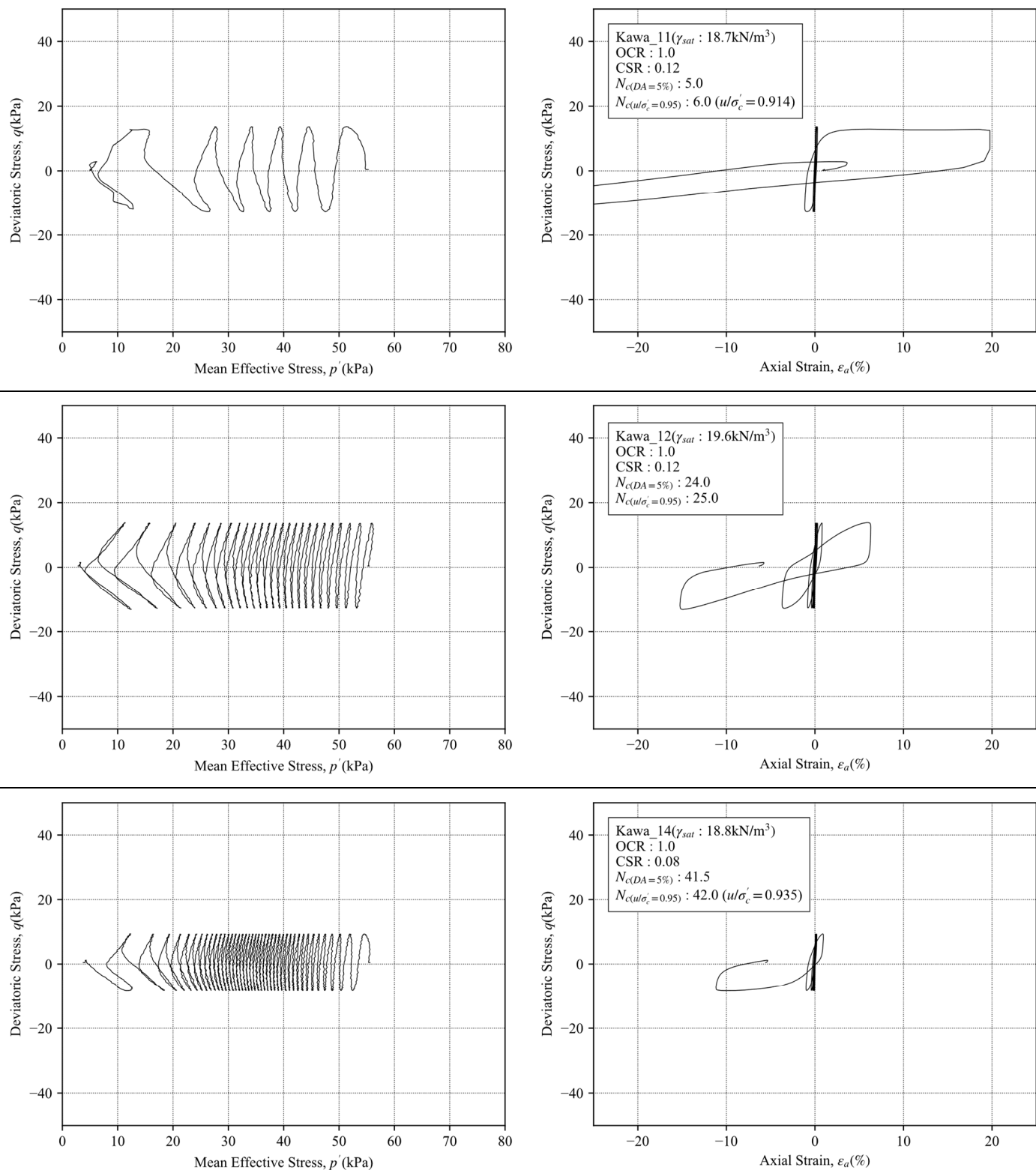


図 4-22 川崎市で採取された試料の非排水繰返し三軸試験結果(Kawa\_11, Kawa\_12, Kawa\_14)



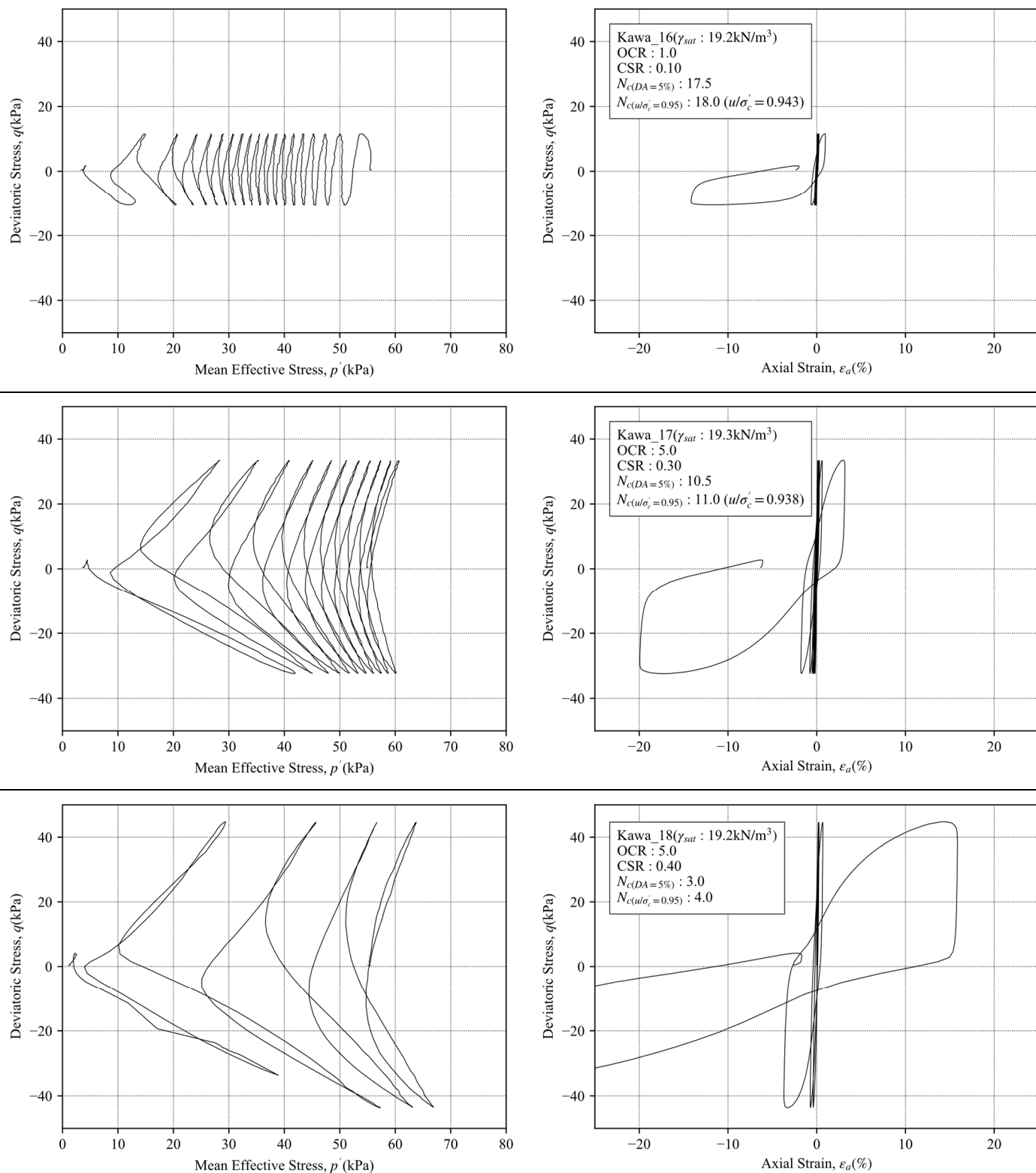


図 4-23 川崎市で採取された試料の非排水繰返し三軸試験結果(Kawa\_16, Kawa\_17, Kawa\_18)

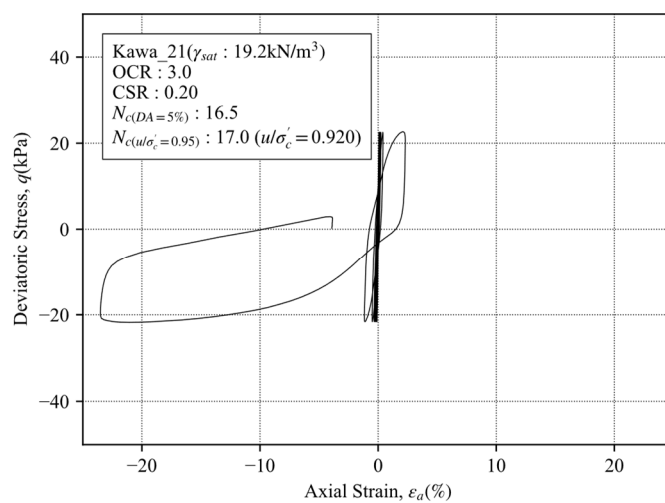
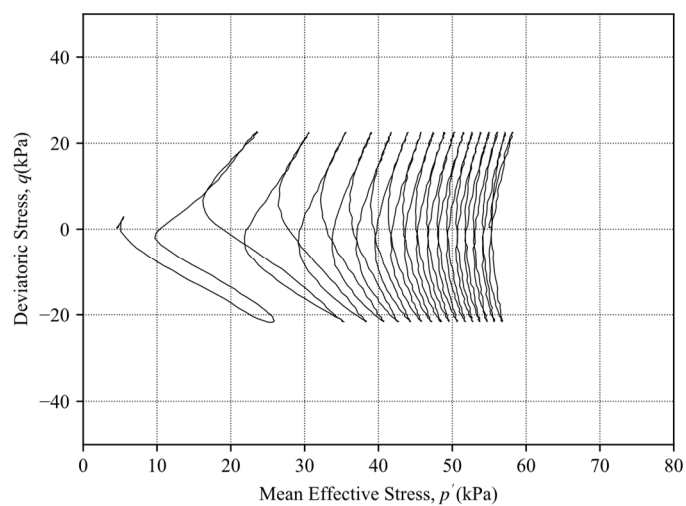
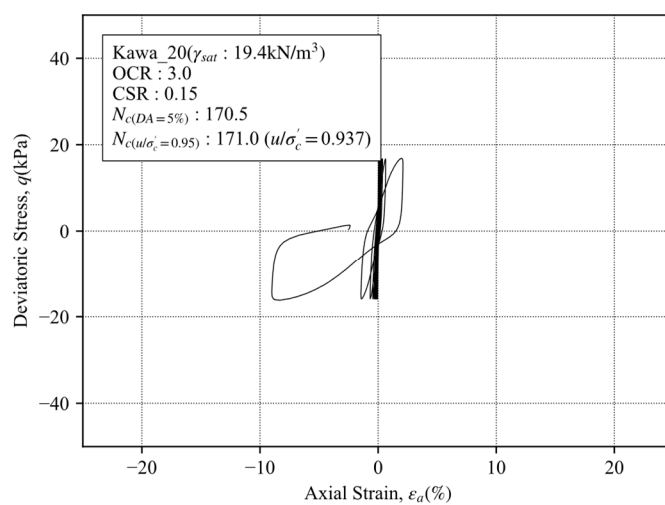
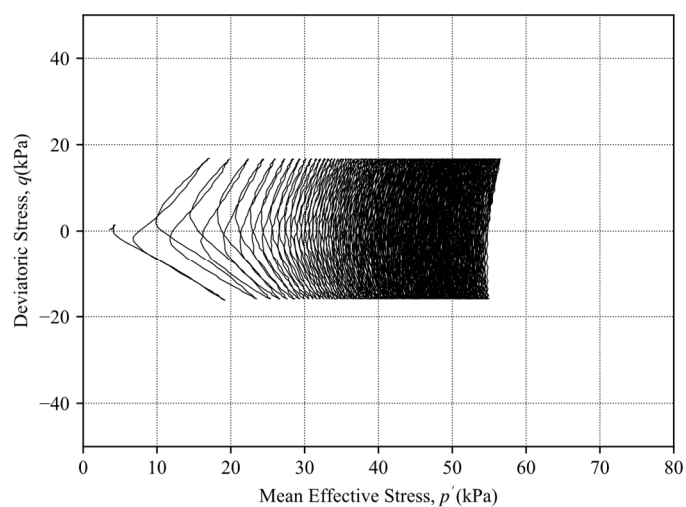
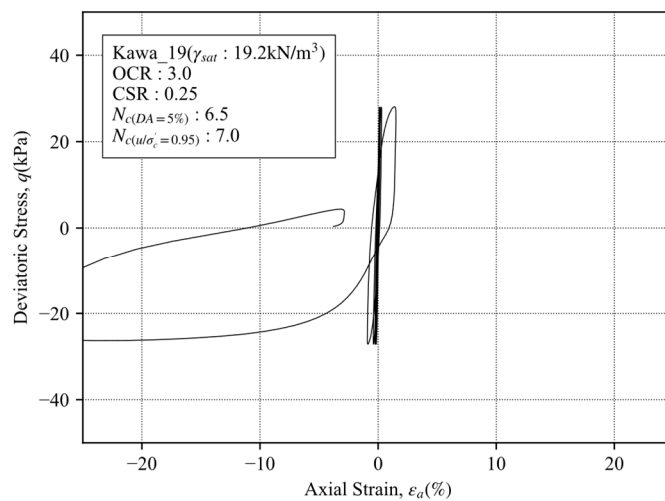
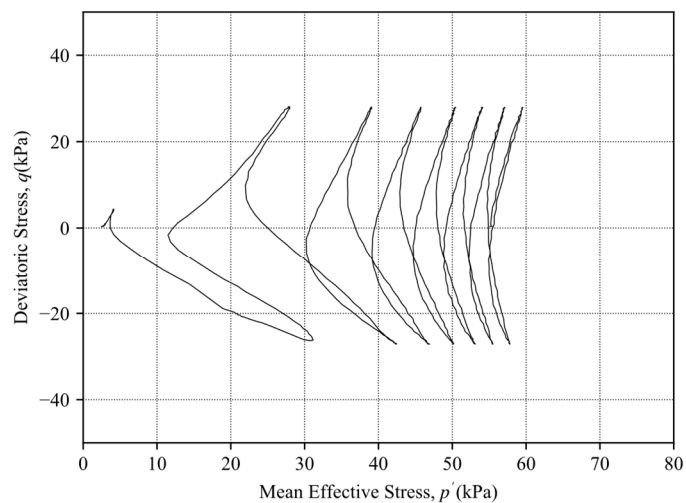


図 4-24 川崎市で採取された試料の非排水繰返し三軸試験結果(Kawa\_19, Kawa\_20, Kawa\_21)

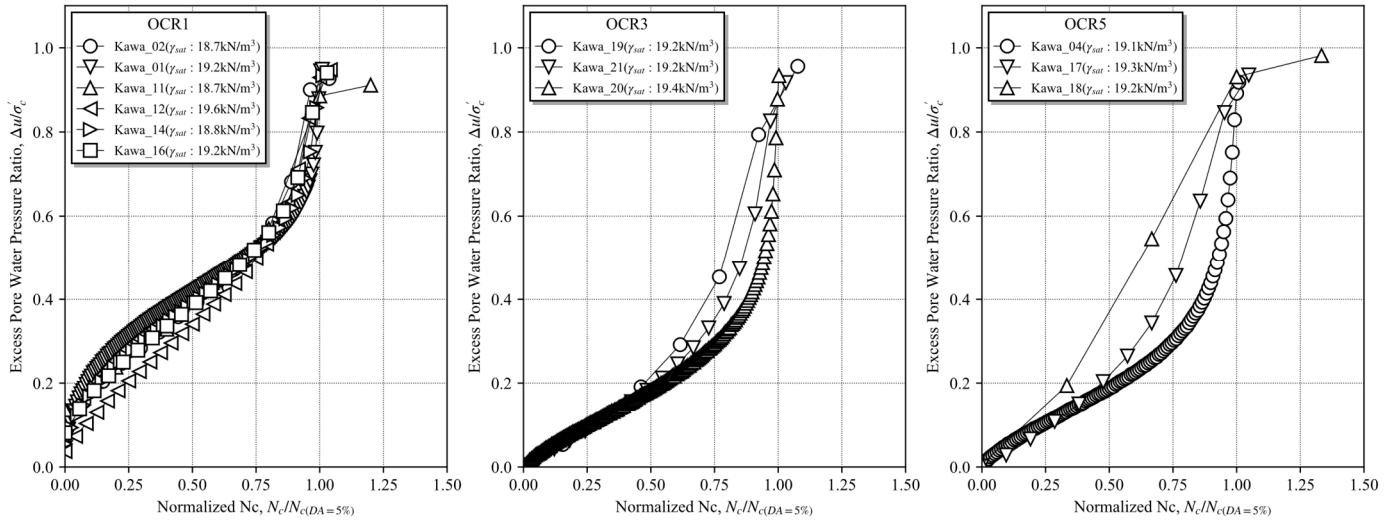


図 4-25 正規化繰返し回数と過剰間隙水圧比の関係

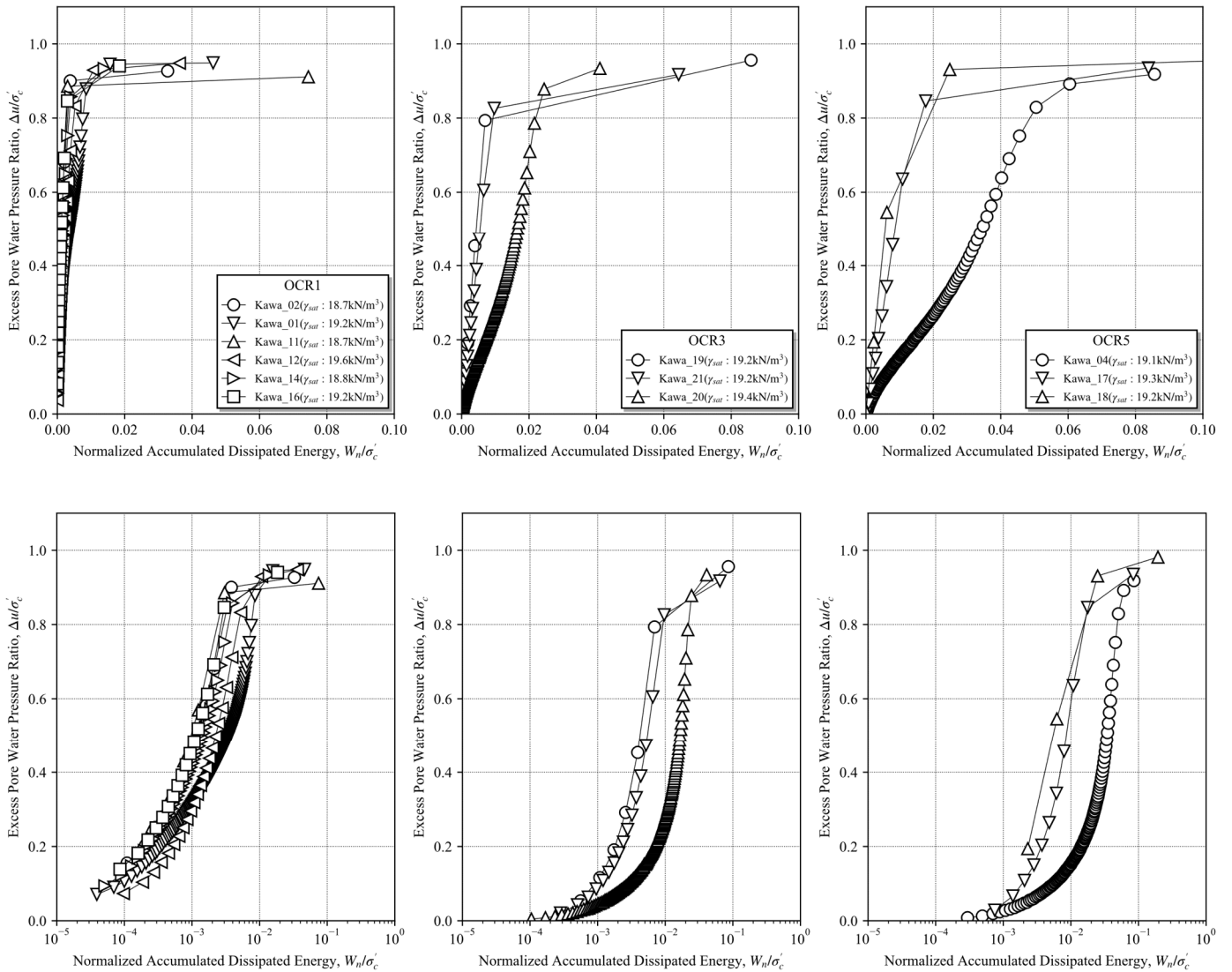


図 4-26 正規化累積損失エネルギーと過剰間隙水圧比の関係(上：横軸線形軸，下：横軸対数軸)

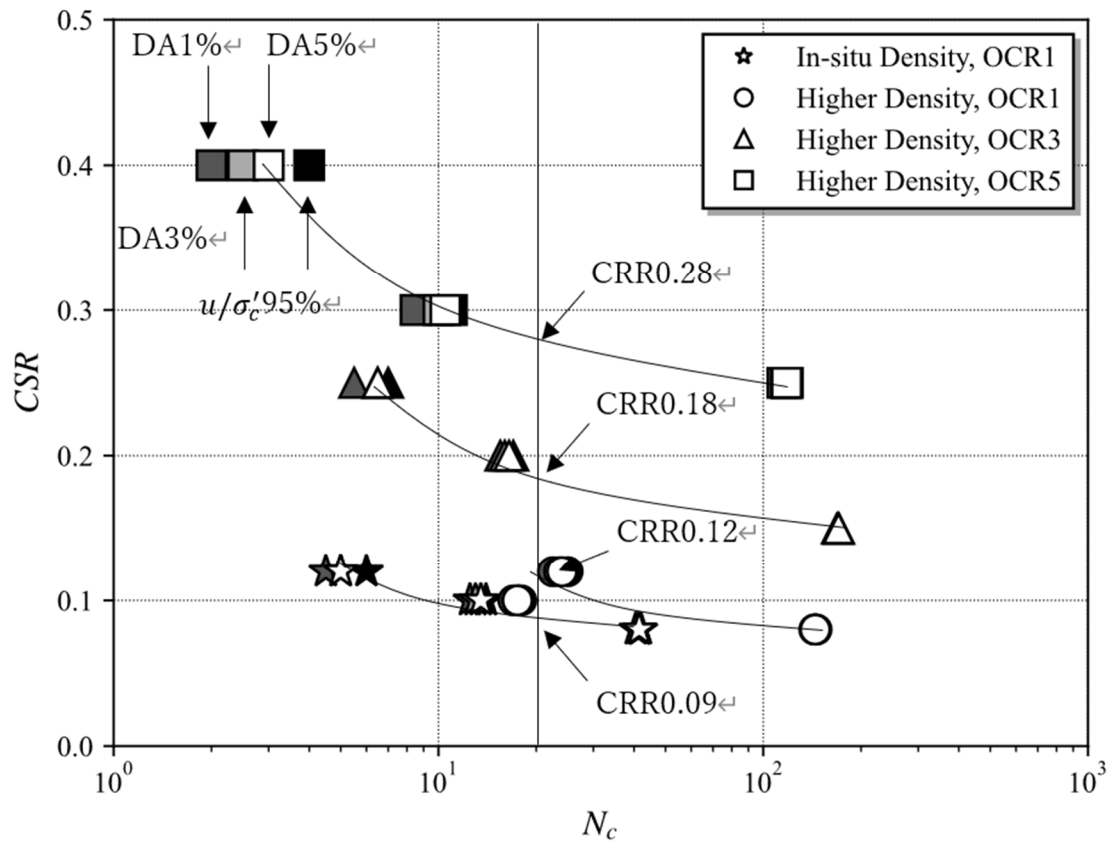


図 4-27 川崎市で採取された試料の液状化強度曲線

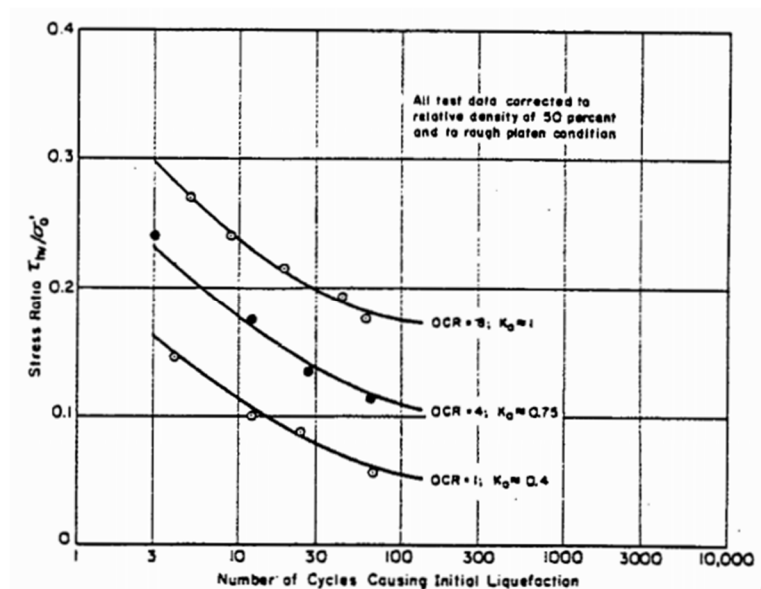


図 4-28 過圧密比が液状化強度曲線に与える影響[16]

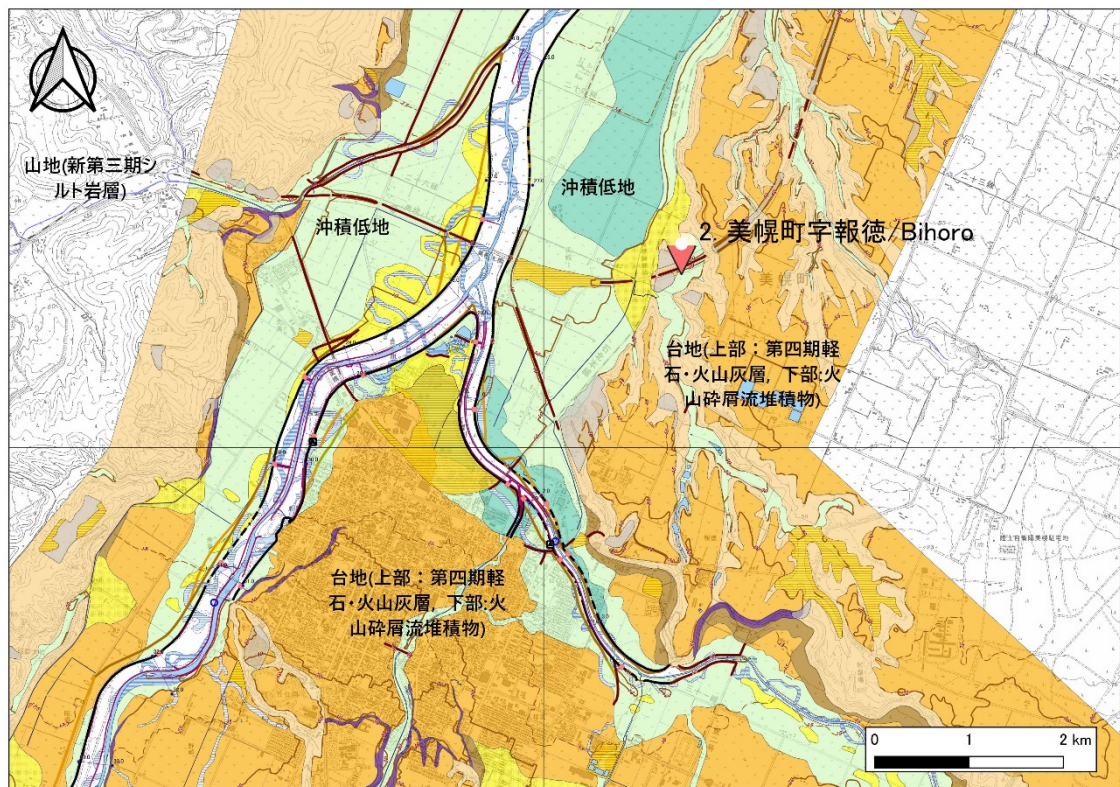


図 4-29 北海道美幌町の現地周辺の地質(背景地図:治水地形分類図)

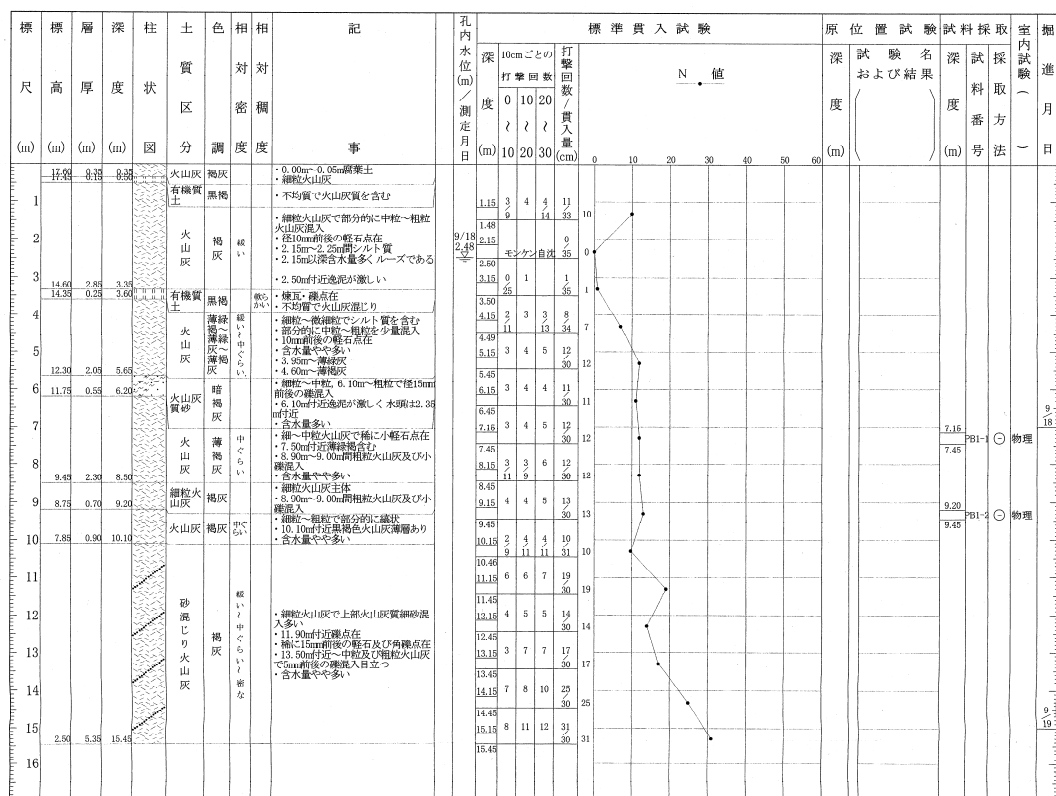


図 4-30 美幌町字報徳におけるボーリング柱状図[19]

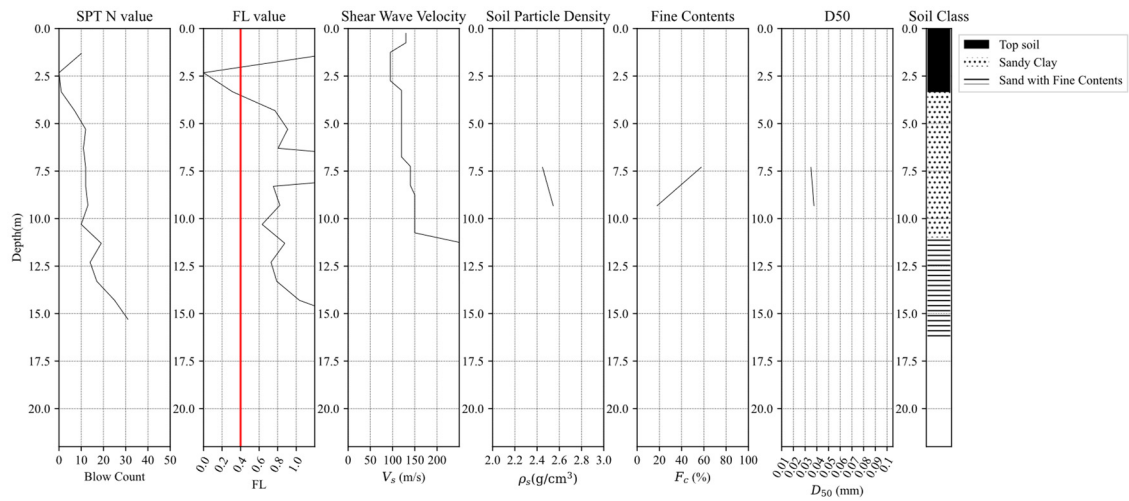


図 4-31 美幌町字報徳の調査地点における原位置地盤調査結果[19]

表 4-2 美幌町字報徳で採取された試料で実施した試験仕様一覧

Name	$\sigma'_c$ (kPa)	CSR	OCR	B- value (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$V_s$ (m/s)	$N_c$ ( $\epsilon_{a(DA)}=5\%$ )	$N_c$ ( $\Delta u/p'_0=95\%$ )
Biho_01		0.4	5	0.964	1.492	128.9	14.5	12.5
Biho_05		0.25	1	0.976	1.503	N/A	6.5	5.5
Biho_08	30	0.2	1	0.947	1.450	118.8	59.5*	51
Biho_11		0.3	5	0.906	1.465	126.2	39.0	34.5
Biho_12		0.35	5	0.945	1.478	127.7	18.0	15

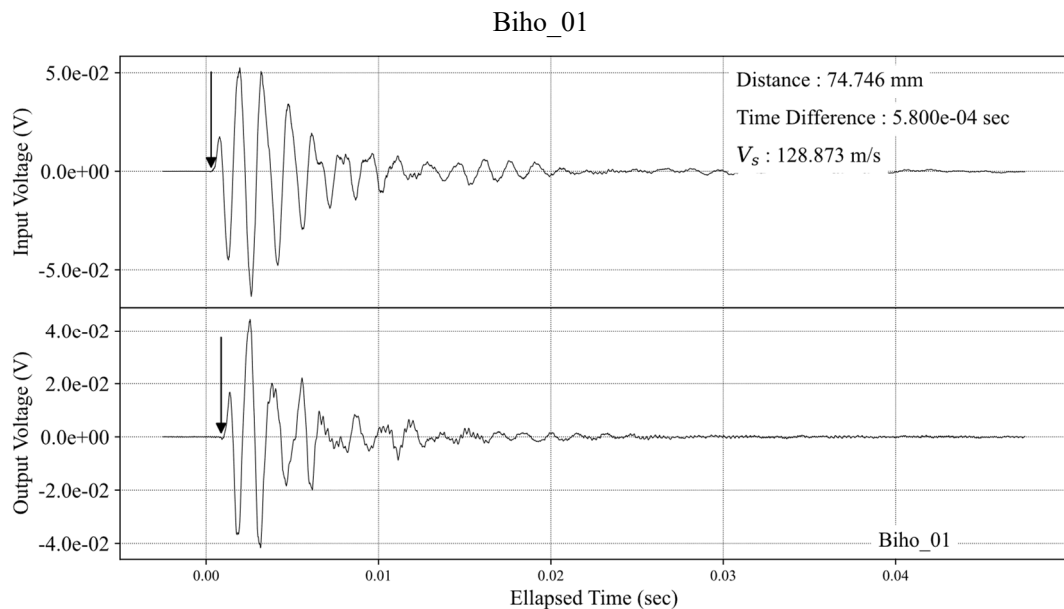
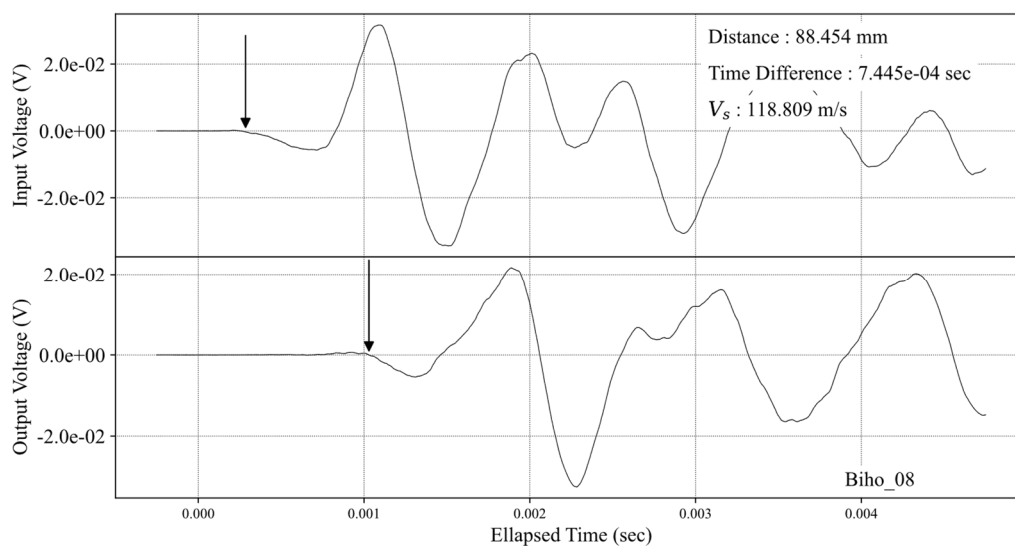


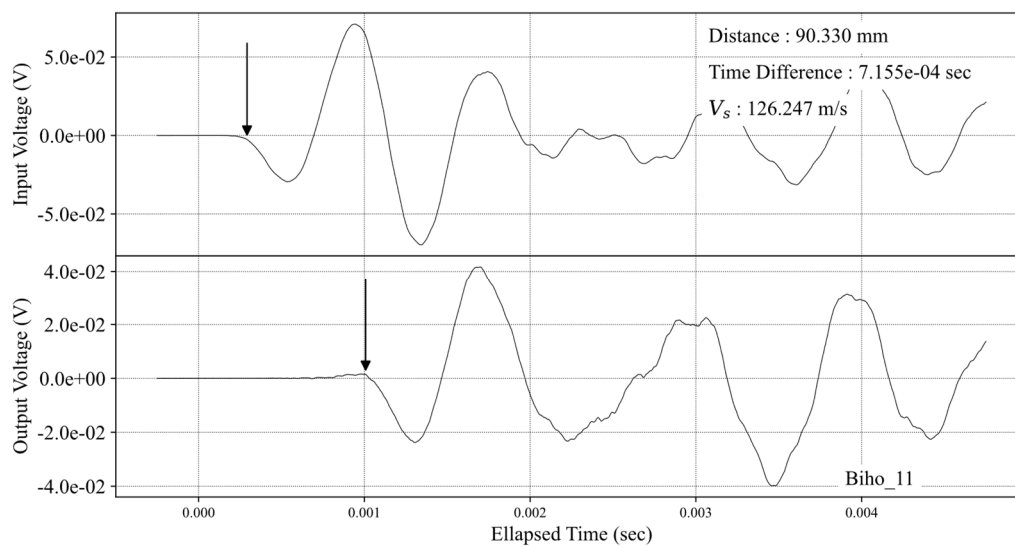
図 4-32 美幌町で採取された試料のせん断波速度の時刻歴波形(その 1)



Biho\_08



Biho\_11



Biho\_12

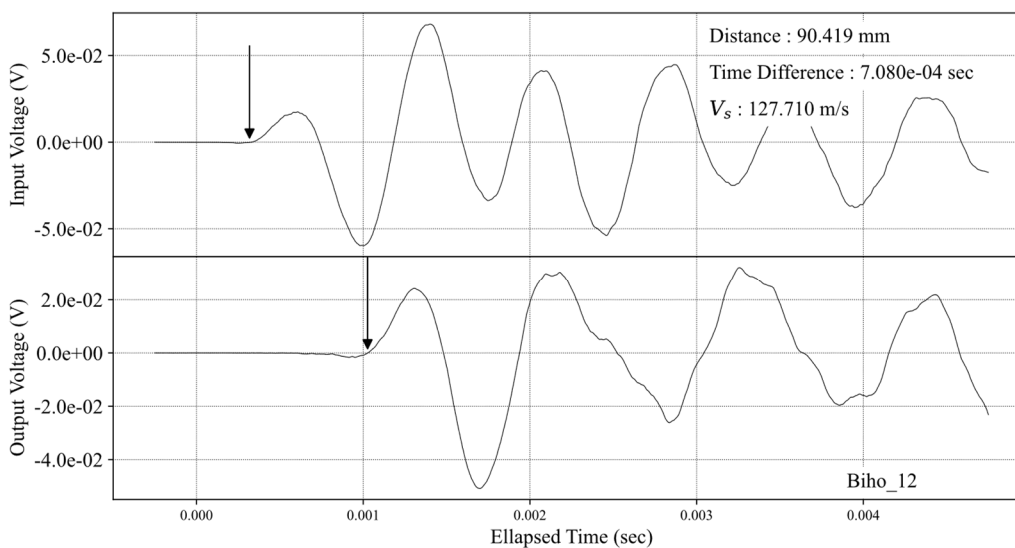


図 4-33 美幌町で採取された試料のせん断波速度の時刻歴波形(その 2)

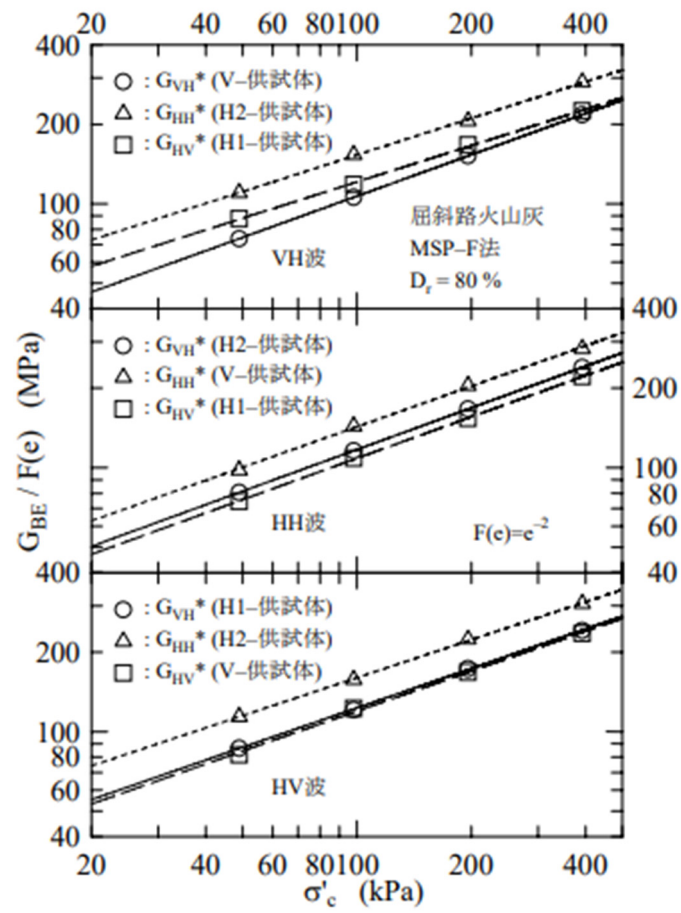
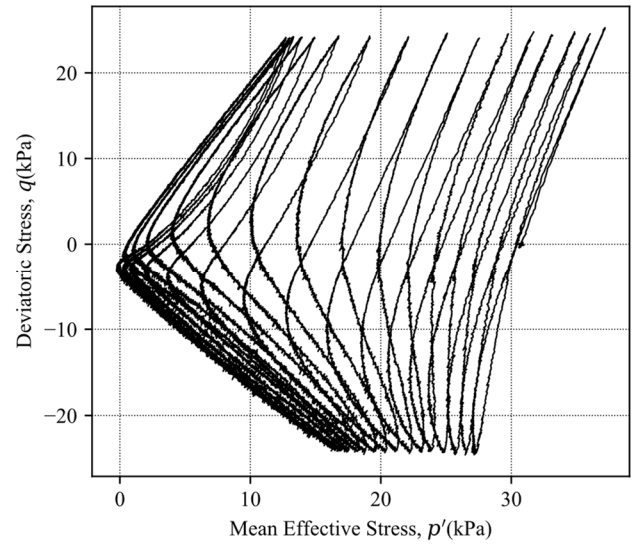
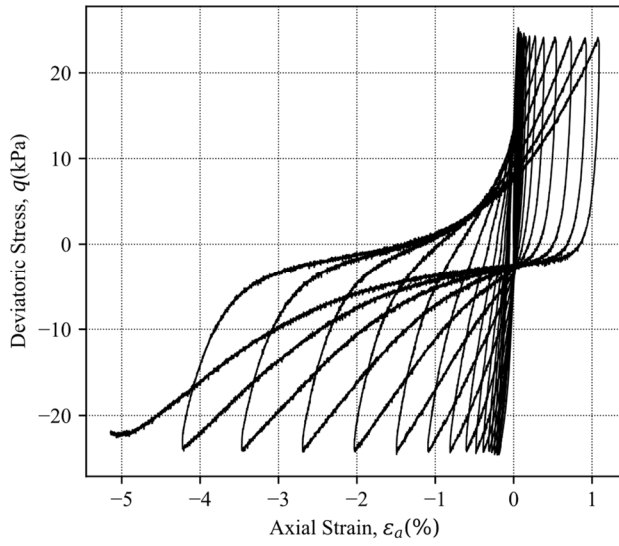


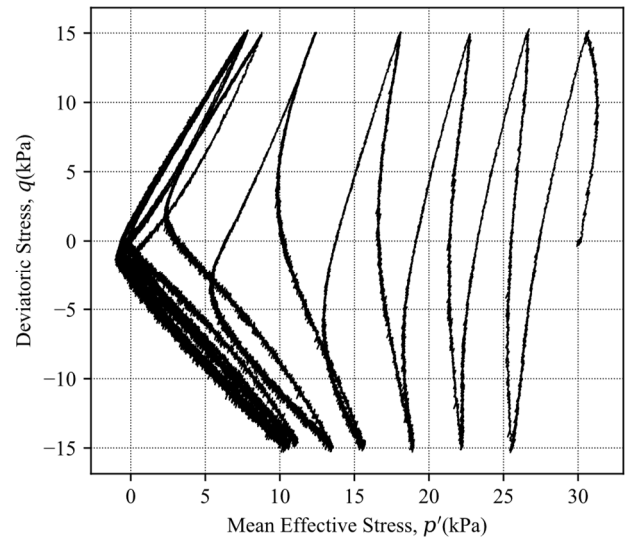
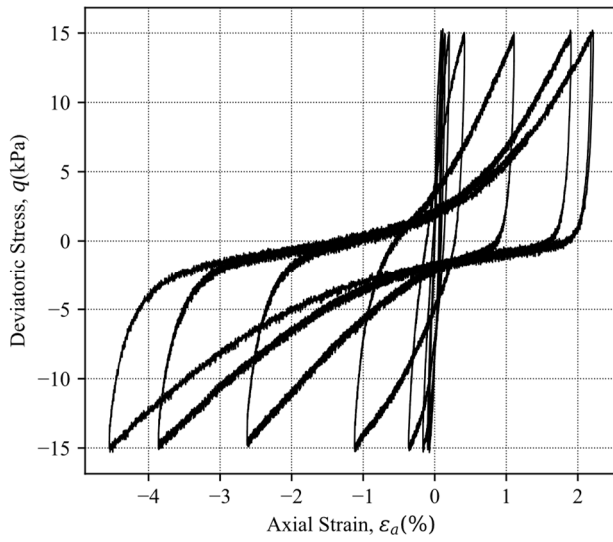
図 4-34 屈斜路火山灰の微小せん断剛性率と拘束圧の関係[20]



Biho\_01



Biho\_05



Biho\_08

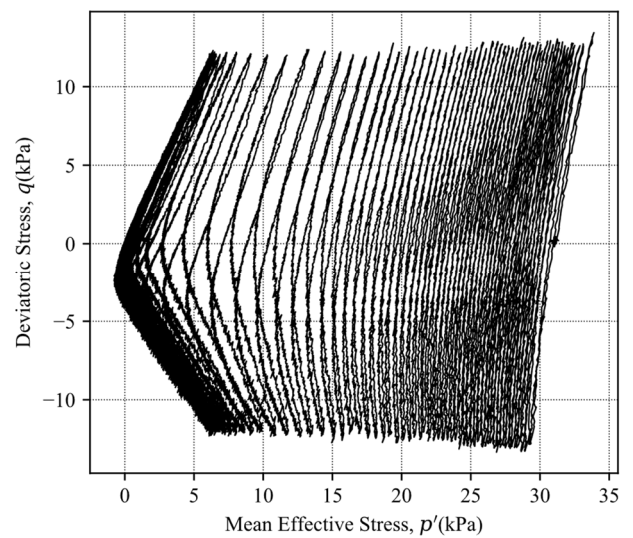
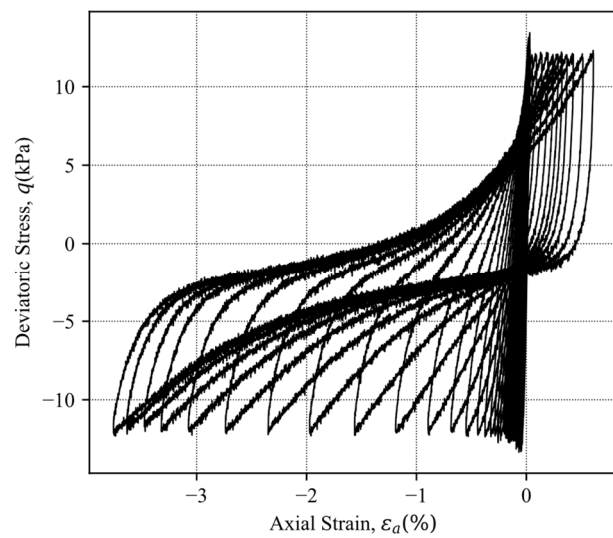
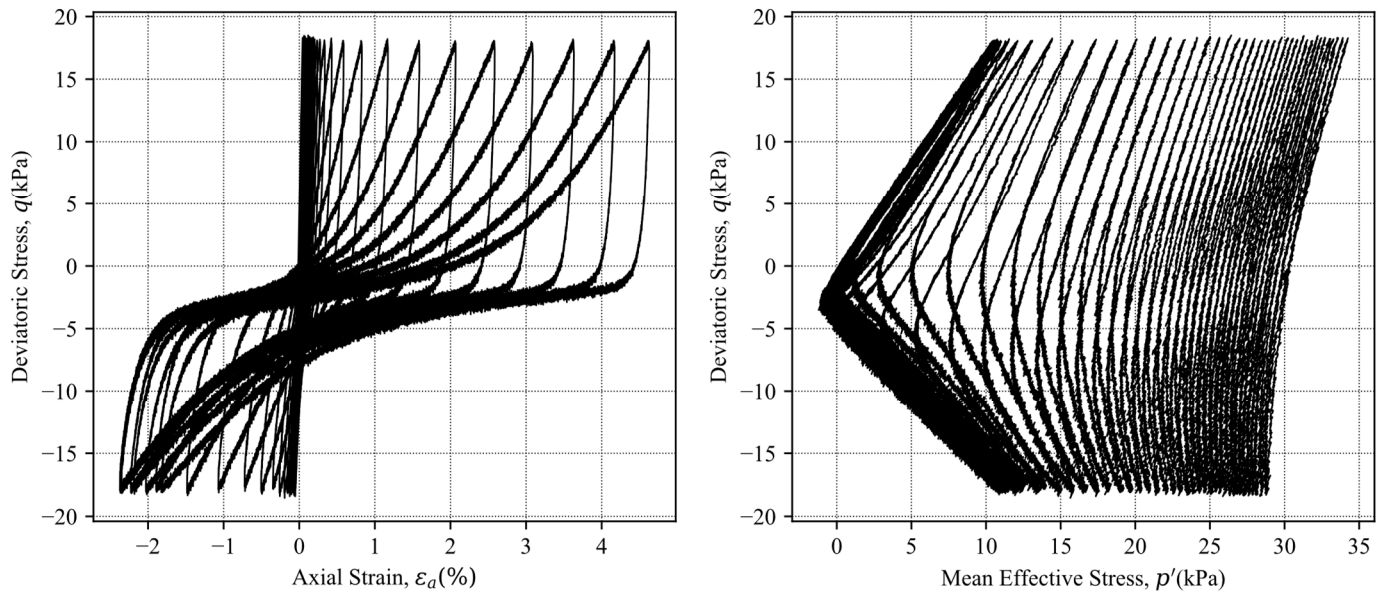


図 4-35 火山灰質土の非排水繰返し載荷試験での応力経路と応力ひずみ関係(その 1)

Biho\_11



Biho\_12

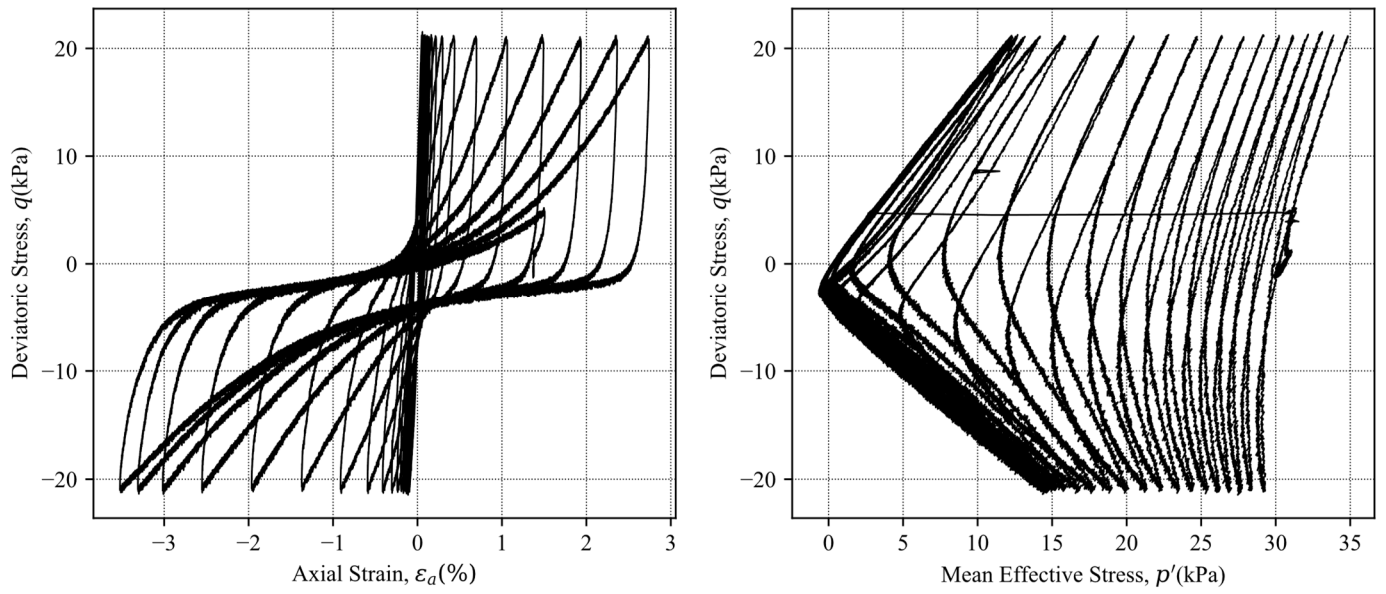


図 4-36 火山灰質土の非排水繰り返し载荷試験での応力経路と応力ひずみ関係(その 2)

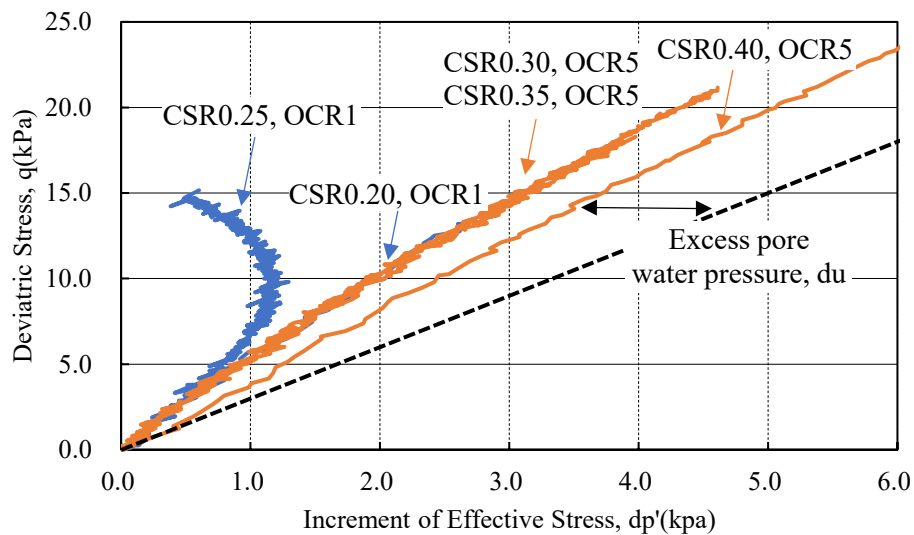


図 4-37 载荷初期の応力経路

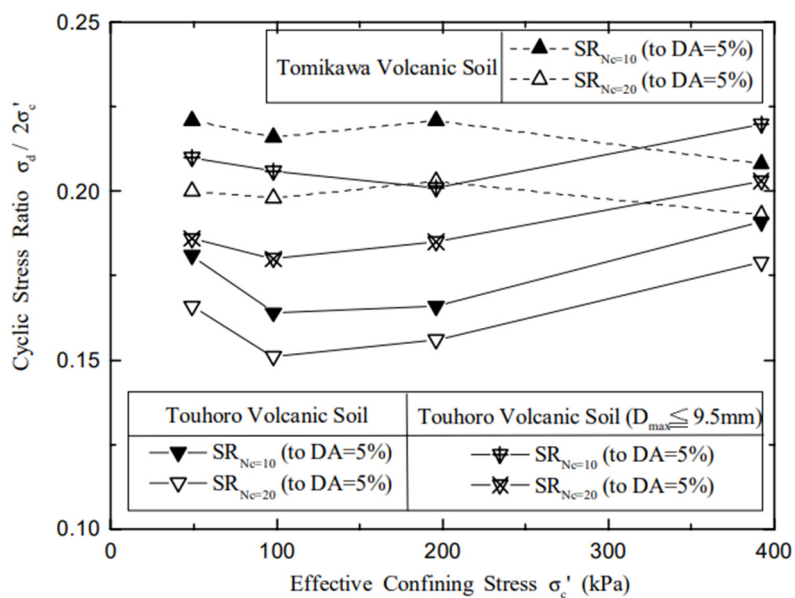


図 4-38 液状化強度の拘束圧依存性[21]

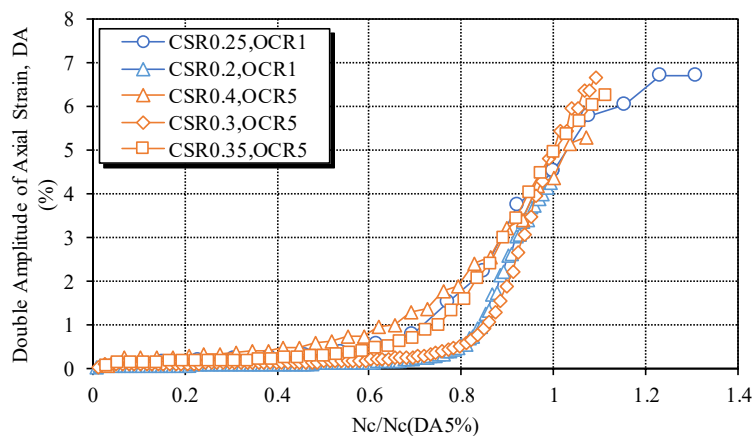


図 4-39 火山灰質土の正規化繰返し回数と両振幅軸ひずみの関係

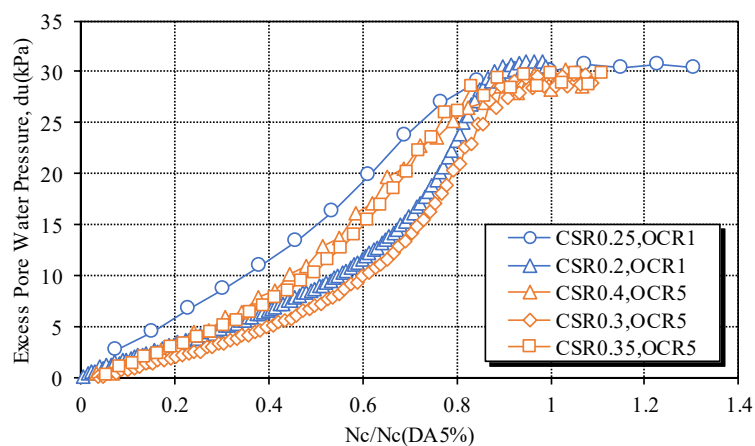


図 4-40 火山灰質土の正規化繰返し回数と過剰間隙水圧比の関係

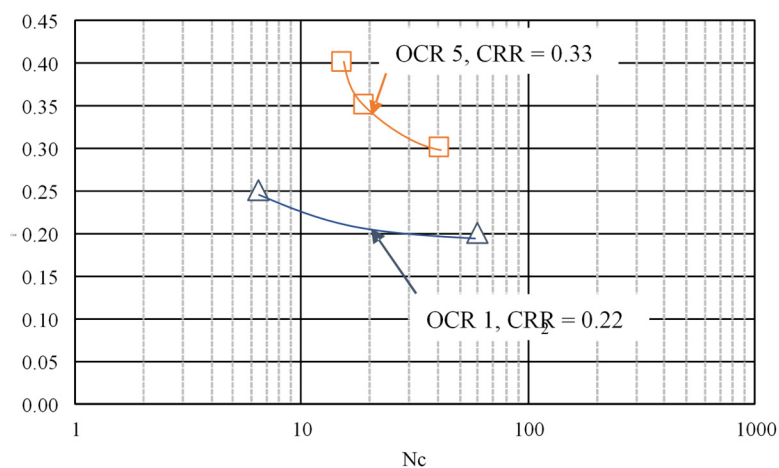


図 4-41 火山灰質土の異なる過圧密比での液状化強度曲線

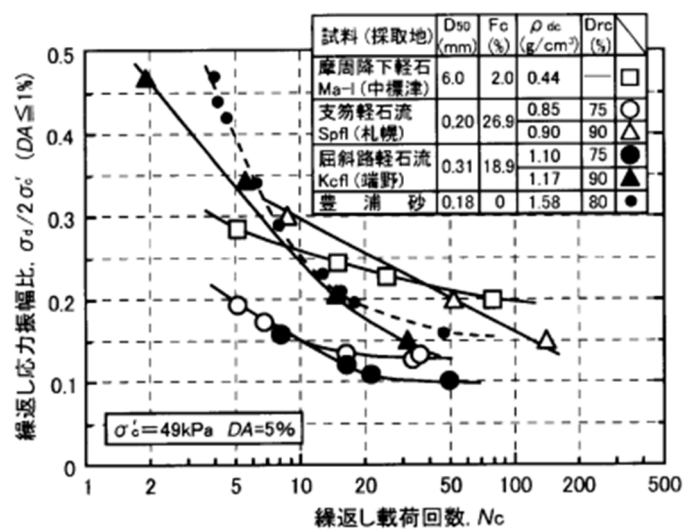


図 4-42 液状化した北海道火山灰質土の液状化強度曲線[22]



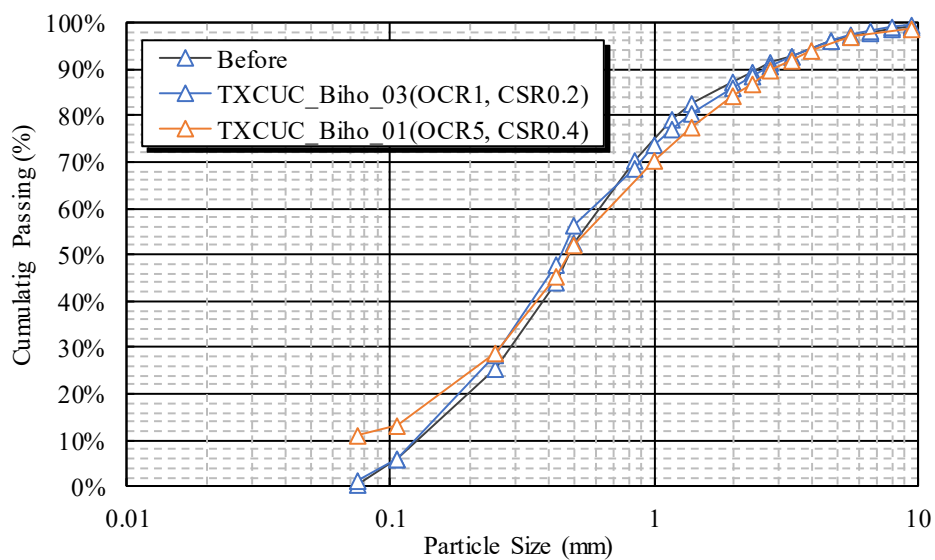


図 4-43 火山灰質土の試験前後の粒度分布の変化



図 4-44 葛飾区東金町周辺の治水地形分類図[1]

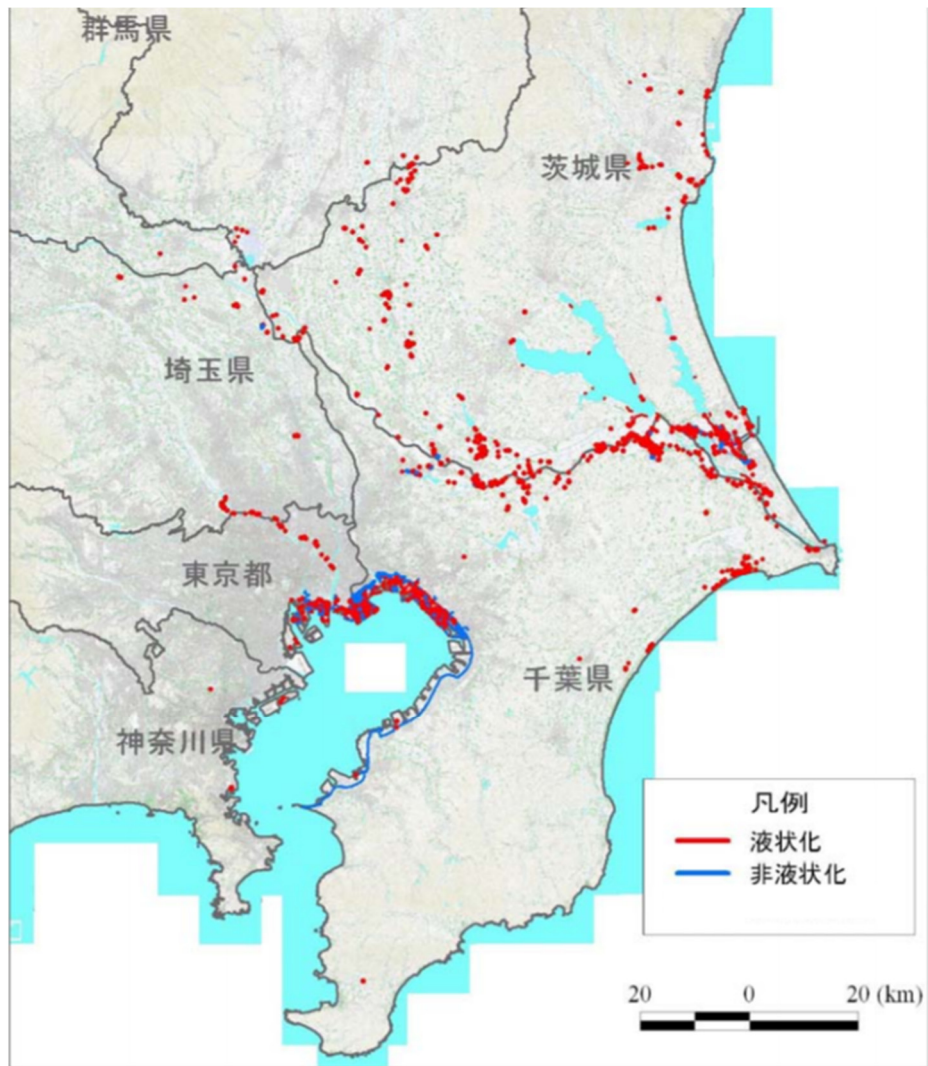


図 4-45 土木研究所[25]による東北地方太平洋沖地震における関東地方の液状化地点の分布図

標高	層厚	柱状土質	色対	相対	記	標準貫入試験	原位置試験	試験名	試験結果	採取方法	室内試験
尺	高	厚	度	状	区	調	度	度	度	号	月
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	図	分	度	(m)	(m)	号	日
1	0.10	0.10	0.10	0.10	表土	表土	表土	表土	表土	表土	表土
2	0.40	0.40	0.40	0.40	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土
3	1.80	2.40	1.80	2.40	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土
4	1.10	3.50	1.10	3.50	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土
5					砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土
6					砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土
7	4.30	7.50	4.30	7.50	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土
8					砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土
9					砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土
10					砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土
11					砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土
12					砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土
13					砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土
14	7.80	16.00	7.80	16.00	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土

図 4-46 葛飾区東金町におけるボーリングならびに標準貫入試験結果

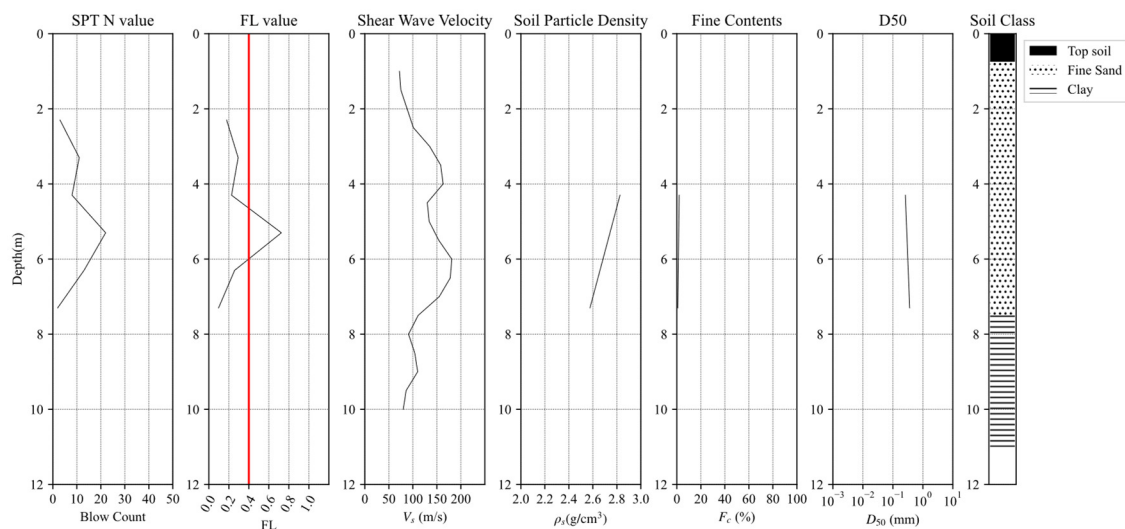


図 4-47 標準貫入試験とせん断波速度の計測結果

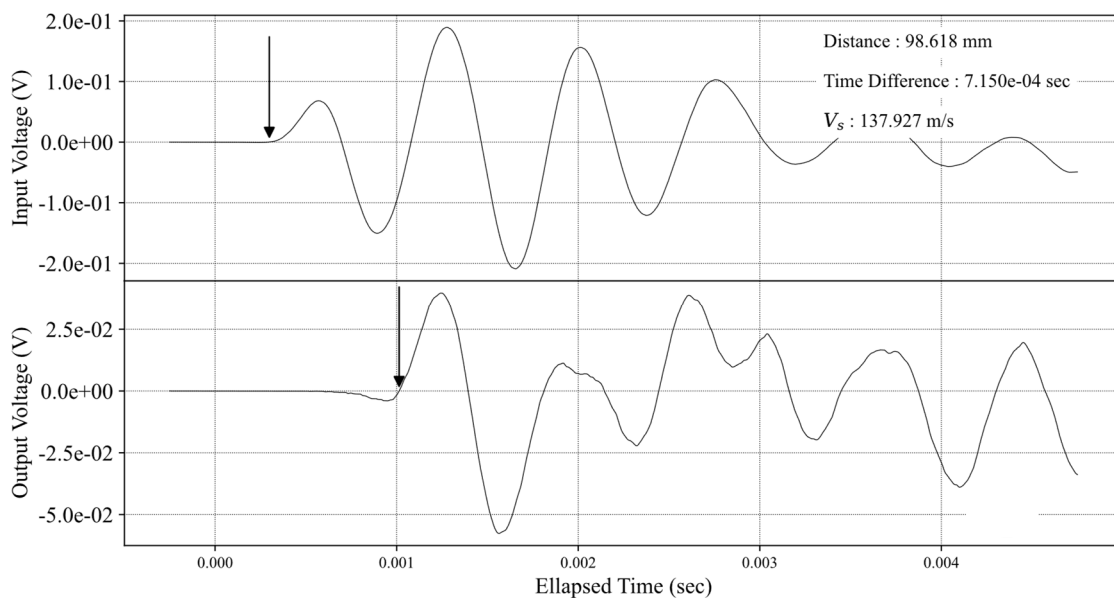
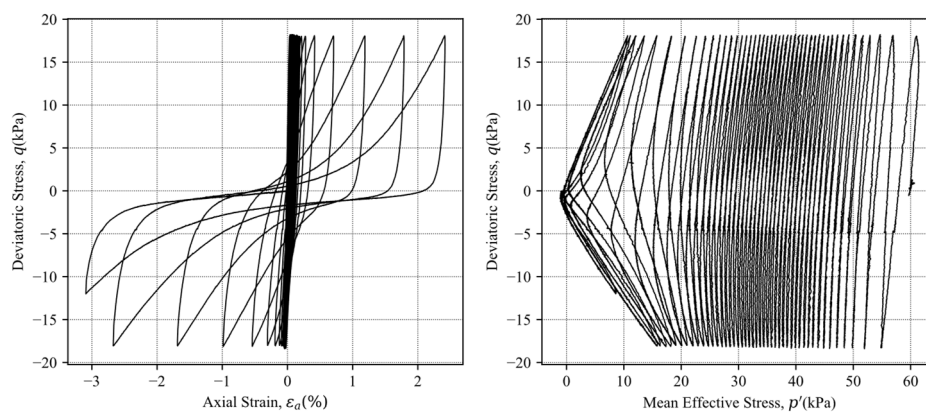


図 4-48 葛飾区で採取された砂質土のせん断波波形(Edo\_02)

Edo\_02



Edo\_03

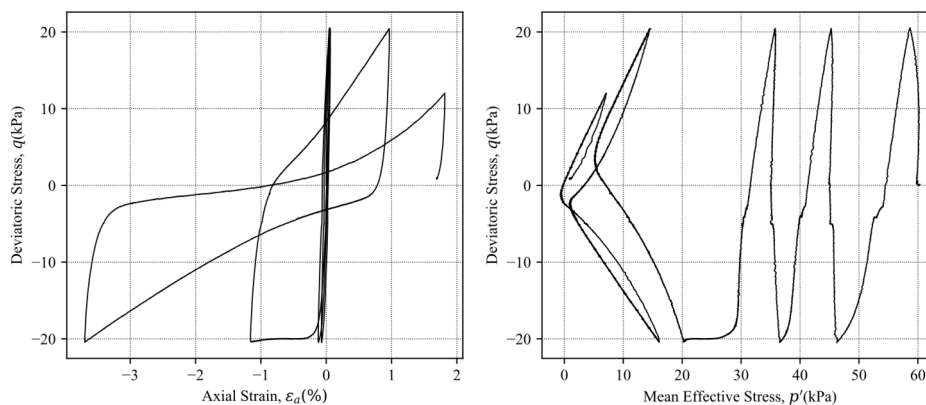


図 4-49 葛飾区で採取された砂質土の応力経路と応力ひずみ関係



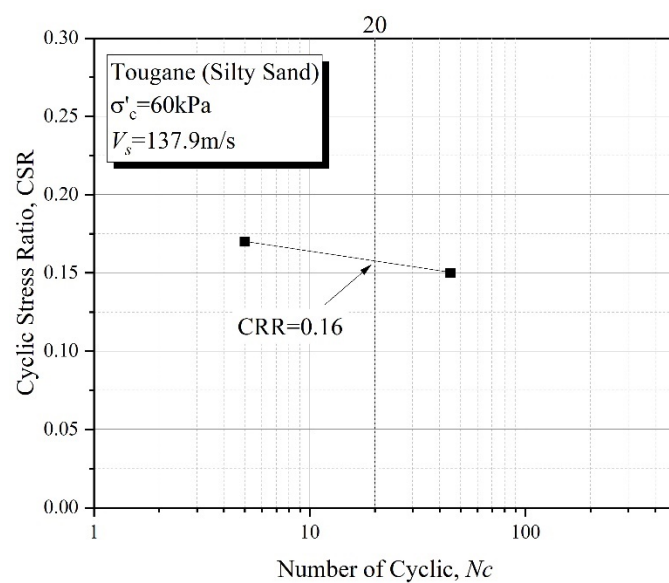


図 4-50 葛飾区で採取された砂質土の液状化強度曲線



図 4-51 若葉区大草町の周辺航空写真図[1]

標尺	層高	厚	深	柱状図	土質区分	色	相対密度	相対稠度	記	孔内水位(m)／測定月日	標準貫入試験					原位置試験		試験採取番号	室内試験(月日)	掘進			
											深 度 (m)	10cmごとの 打撃回数	打撃回数 ／貫入量 (cm)	N 値	深 度 (m)	試験名 および結果							
		0.30	0.30		盛土(粘性土)	暗褐色			表土(碎石含む)		2.15	1/18	1/12	2/30	2								
1		0.90	1.20		盛土(粘性土)	暗褐色			元耕作土の盛土		2.45							1.50	T1	①			
2		1.30	2.50		有機質シルト	暗黄			非常に柔らかく粘性大 繊維状の腐植物混入する	12/2	3.15	1/18	3/12	4/30	4			2.00	T2	①			
3		0.75	3.20		腐植土	暗黄			腐植物主体で有機質シルト含む 粘性中位、含水多い		3.45							2.50					
4		1.45	4.70		細砂	暗灰			粒度不均一、緩い含水多い細砂 不規則に有機質シルト、腐植物を含む		4.15	1/17	2/18	3/35	3			3.00	T3	①			
5											4.50							3.50					
6		2.00	6.70		細砂	暗灰			粒度不均一細砂、含水多い 不規則に有機質シルト、腐植物を挟み ブロック状に腐植土が所々に点在する。		5.15	1/15	1/7	1/11	3/33	3		4.00	T4	①			
7											5.45							4.50					
8											6.15	3	3	5	11/30	11		5.00	T5	①			
9											6.45							5.50					
10											7.15	1/29	1/6	2/35	2			6.00	T6	①			
11											7.50							6.50	T7	①			
12		5.30	12.00		腐植土	暗黄			上部有機質シルトと腐植土の互層状 変わり目付近未風化の木片を挟む 繊維状と未風化の木片が多く、非常に掘削に時間を要する 若干透水するところがある								7.00						
		1.00	13.00		細砂	黄			粒度均一の細砂、含水少ない									7.50					

図 4-52 若葉区大草町でのボーリング・標準貫入試験結果

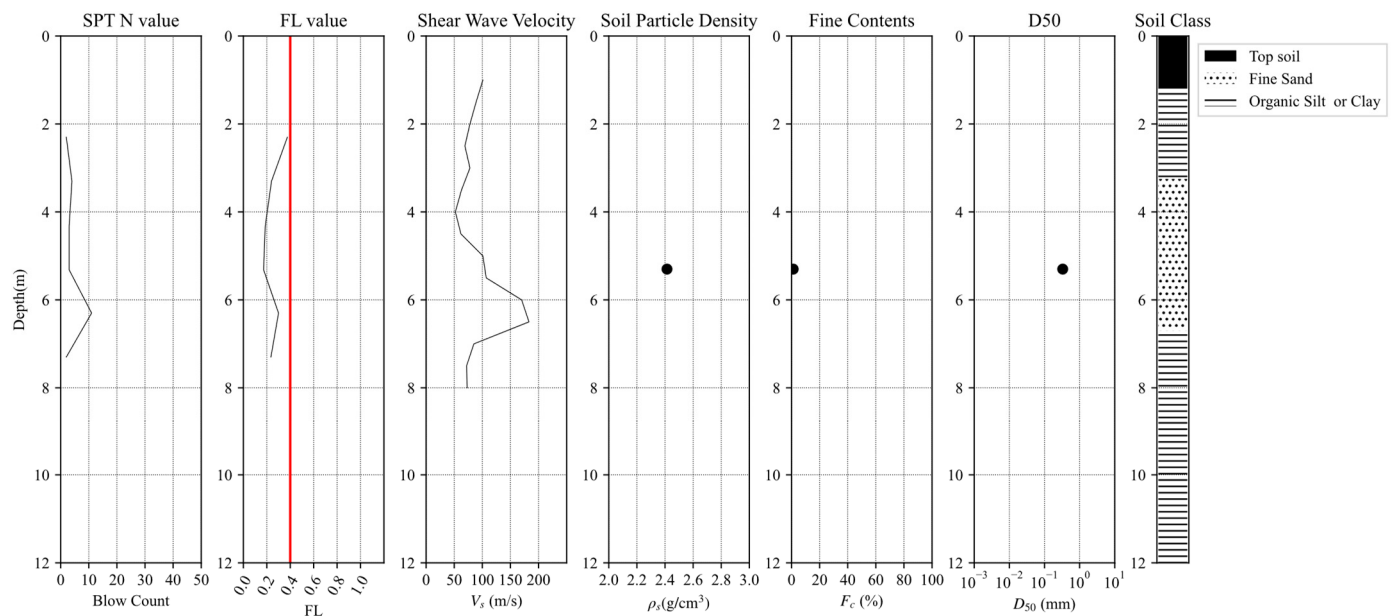


図 4-53 若葉区大草町の FL 値並びにせん断波速度計測結果

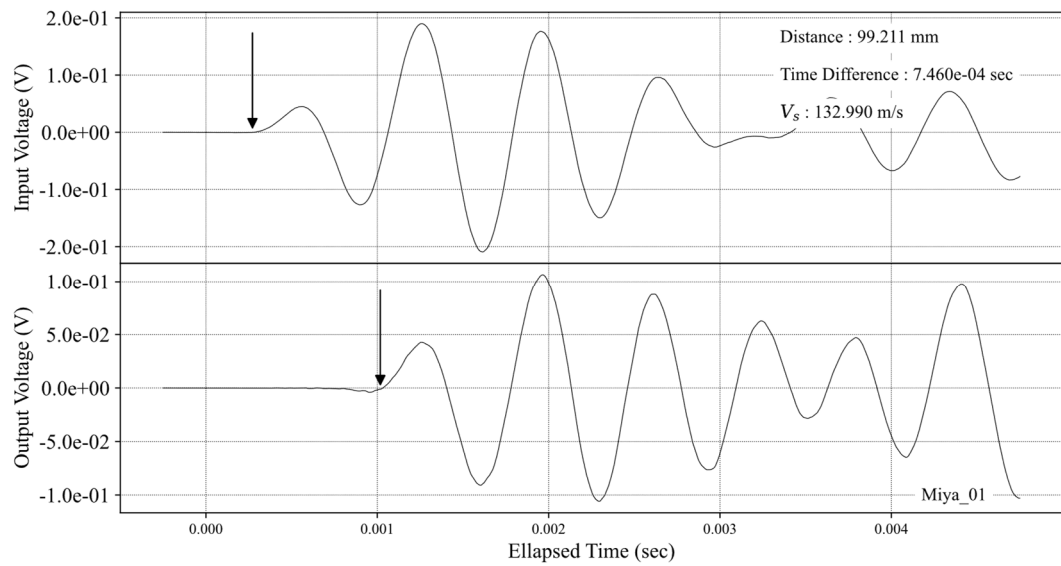
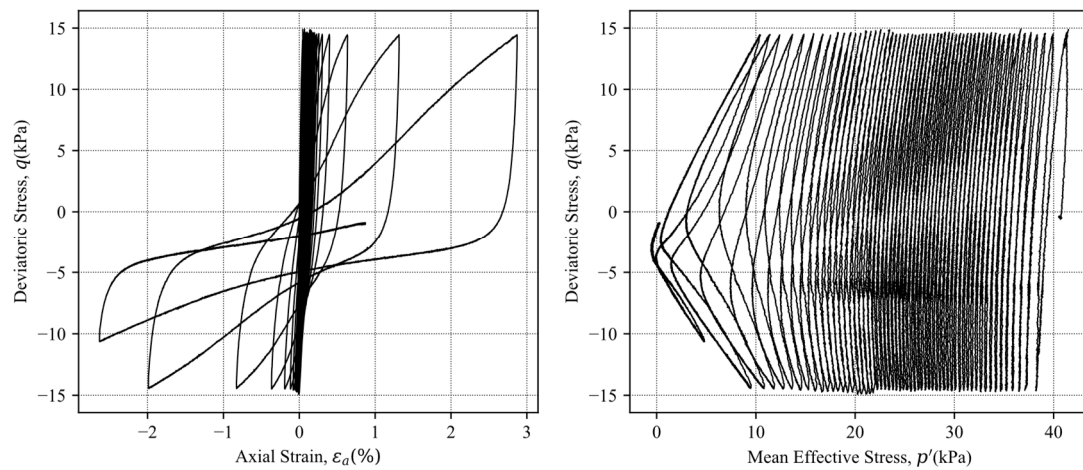


図 4-54 若葉区大草町のせん断波速度計測結果

Miya\_01



Miya\_02

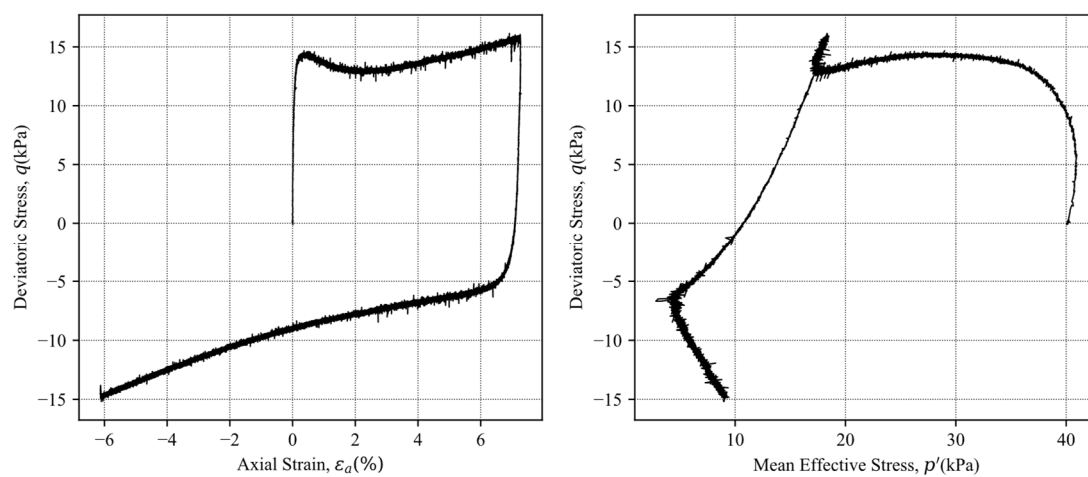


図 4-55 若葉区大草町の液状化試験結果(その 1)

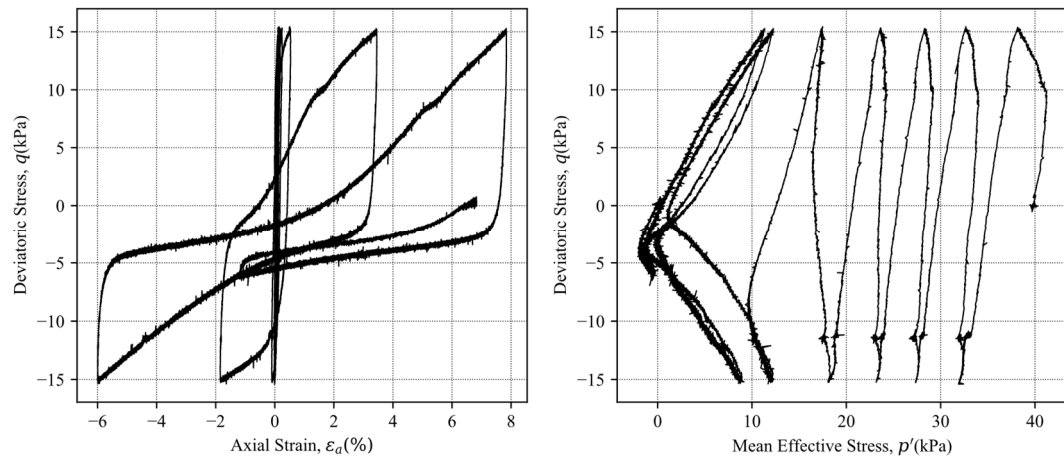


図 4-56 若葉区大草町の液状化試験結果(その 2)

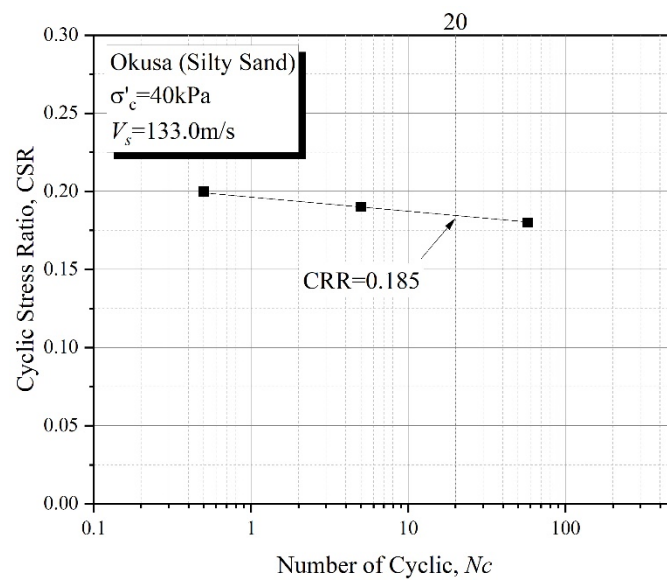


図 4-57 若葉区大草町の液状化強度曲線



表 4-3 4 地点の試料のせん断波速度

	1. 川崎	2. 美幌	3. 東金	4. 大草
N 値	5	1	2	3
深度(m)	7.3	3.3	7.3	5.3
Vs(N 値, m/s[8])	137	80	101	115
Vs(N 値, m/s[9])	161	97	121	137
Vs(N 値, m/s[10])	146	95	125	126
Vs(PS 検層, m/s)	150	124	155	140
Vs(室内, m/s)	104	119	128	133

表 4-4 千葉市内の地盤における条件別の N-Vs 回帰式の比較[28]

対象データ		データ数	説明変数	推定式( $V_s = \alpha N^\beta H^\gamma$ )			誤差 $\sigma$
				$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	
全データ		588	$N$	116.5	0.283	----	0.102
			$H$	95.3	----	0.362	0.130
			$N, H$	92.5	0.209	0.155	0.090
年代	埋土(F)	47	$N$	101.4	0.150	----	0.114
			$H$	115.7	----	0.068	0.124
			$N, H$	97.1	0.146	0.059	0.112
	沖積層(A)	120	$N$	139.4	0.123	----	0.086
			$H$	133.8	----	0.096	0.100
			$N, H$	98.7	0.134	0.133	0.079
	洪積層(D)	421	$N$	158.0	0.216	----	0.077
			$H$	146.2	----	0.263	0.099
			$N, H$	140.6	0.180	0.075	0.075
土質	粘性土(c)	116	$N$	131.0	0.270	----	0.112
			$H$	84.4	----	0.324	0.144
			$N, H$	92.5	0.207	0.164	0.095
	砂質土(s)	461	$N$	102.6	0.314	----	0.094
			$H$	101.4	----	0.361	0.113
			$N, H$	91.8	0.230	0.132	0.088
年代ごとの土質別	埋土(Fc)	16	$N$	106.4	0.172	----	0.120
			$H$	103.3	----	0.189	0.112
			$N, H$	81.2	0.211	0.221	0.075
	埋土(Fs)	29	$N$	93.8	0.178	----	0.112
			$H$	123.2	----	-0.048	0.126
			$N, H$	93.8	0.178	0.000	0.112
	沖積粘性土(Ac)	39	$N$	136.6	0.195	----	0.089
			$H$	112.7	----	0.107	0.110
			$N, H$	116.6	0.208	0.060	0.088
	沖積砂質土(As)	80	$N$	145.1	0.100	----	0.083
			$H$	117.3	----	0.184	0.075
			$N, H$	99.5	0.085	0.175	0.071
	洪積粘性土(Dc)	61	$N$	164.8	0.211	----	0.092
			$H$	99.3	----	0.327	0.099
			$N, H$	125.5	0.145	0.137	0.089
	洪積砂質土(Ds)	352	$N$	170.0	0.198	----	0.065
			$H$	184.7	----	0.205	0.080
			$N, H$	163.4	0.183	0.029	0.065

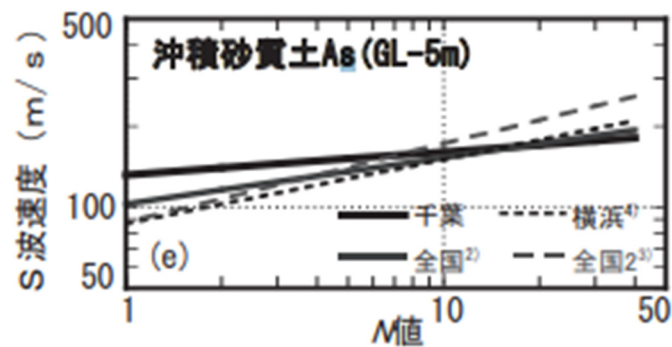


図 4-58 沖積砂質土層の N-Vs 関係式の比較[28]

表 4-5 4 地点の試料の液状化判定と室内試験結果

No.	対象地名	L	CRR(N 値)	FL (L/CRR)	原位置 Vs (Vs*)	室内 Vs (Vs)	$V_{s1}$	室内 R (CRR)	CRR*	修正 FL (L/CRR*)
1	川崎区浮島町	0.187	0.159	0.85	150	103.8	164	0.09	0.571	3.05
2	美幌町字報徳	0.099	0.077	0.78	124	118.8	154	0.22	0.277	2.42
3	葛飾区東金町	0.429	0.104	0.24	155	128.0	167	0.16	0.420	0.98
4	若葉区大草町	0.158	0.366	0.43	140	133.0	163	0.185	0.239	0.65

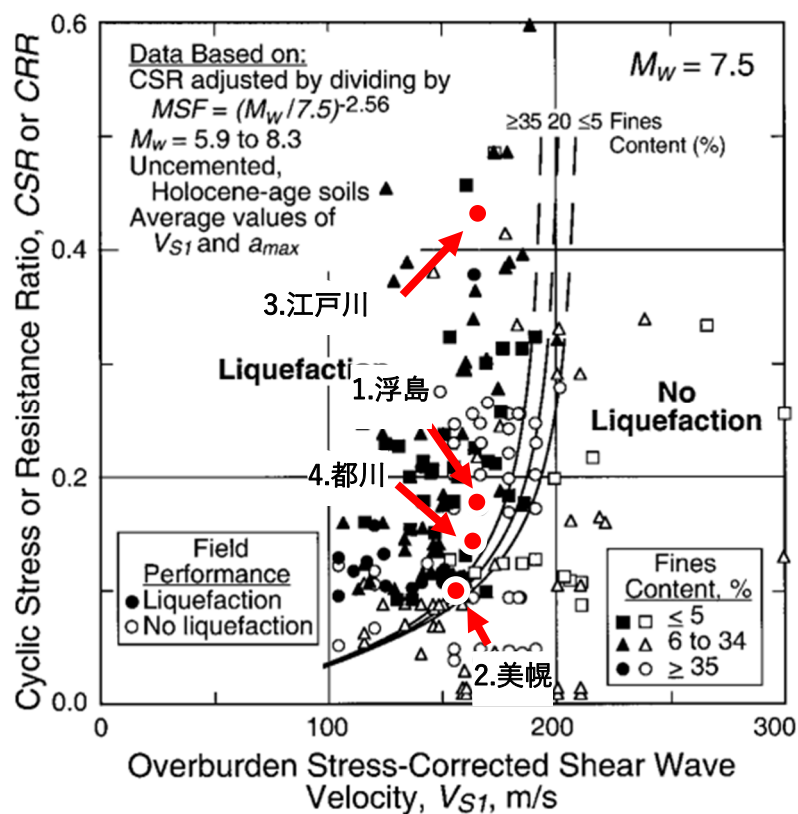


図 4-59 応力補正済みせん断波速度と CRR の関係(Andrus and Stokoe[33]に加筆)

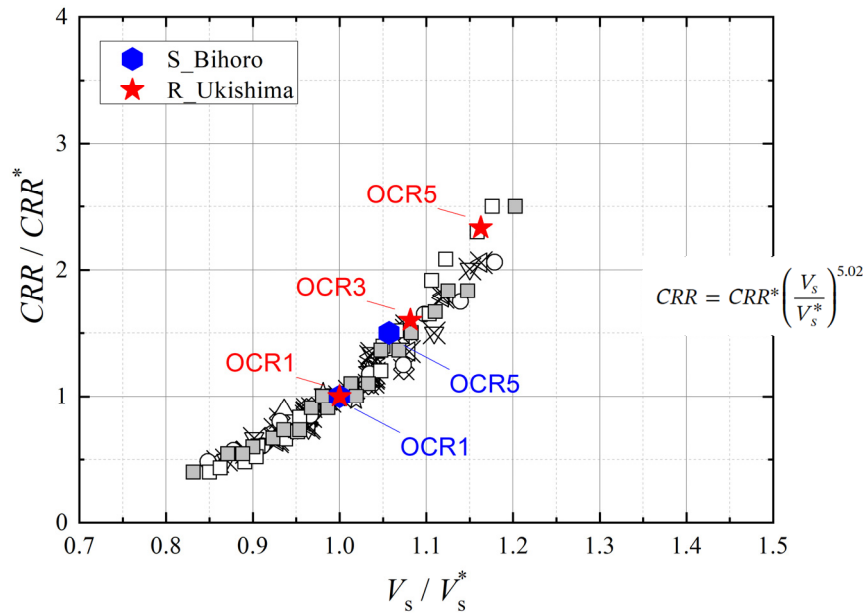


図 4-60 正規化せん断波速度と正規化 CRR の関係図(Kiyota et al.[34]に加筆)

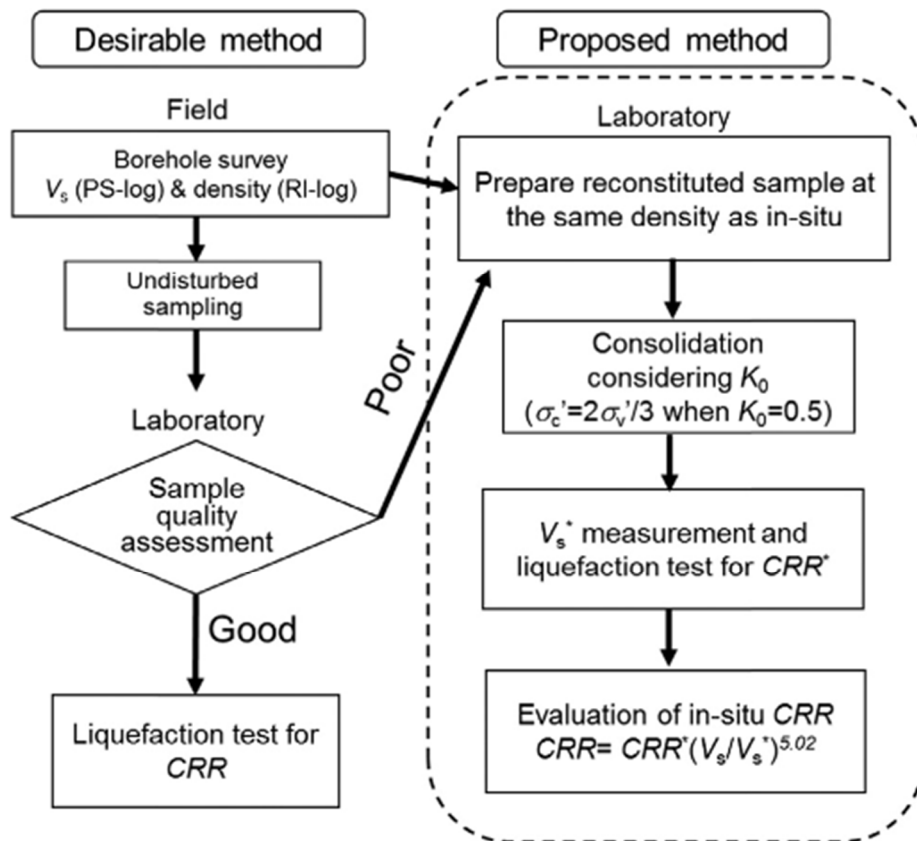


図 4-61 Kiyota et al.[34] によって提案された原位置 CRR 導出のフローチャート

## 参考文献

- [1] 国土地理院, “地図・空中写真閲覧サービス.”  
<https://mapps.gsi.go.jp/maplibSearch.do?searchMethod=2&zoomLevel=11&listNumber=76-4-%0A3-1#1> (accessed Oct. 23, 2020).
- [2] 川崎市, “川崎港の歴史～江戸時代から続く埋立ての大成～.”  
<https://www.city.kawasaki.jp/kurashi/category/29-6-1-15-2-0-0-0-0.html>.
- [3] 国土交通省, “5 万分の1都道府県土地分類基本調査—横浜・東京西南部・東京都南部・木更津—.” <https://nlftp.mlit.go.jp/kokjo/inspect/landclassification/land/5-1/prefecture14.html>.
- [4] 梶原和博, “液状化ハザード評価の高度化に向けた取り組み—東京湾臨海部への適用例—,” 横浜国立大学大学院, 2017.
- [5] 日本共産党川崎市議会議員団, “川崎臨海部（浮島・東扇島）の液状化・被害を調査,” 2011. <http://www.jcp-kawasaki.gr.jp/archives/4223>.
- [6] 一般社団法人日本建築学会, 建築基礎構造設計指針. 2019.
- [7] 気象庁, “地方公共団体震度計の波形データ.”.
- [8] 公益社団法人日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編. 2017.
- [9] 今井恒夫, 殿内啓司, “N値とS波速度の関係およびその利用例,” 基礎工, vol. 16, no. 6, pp. 70–76, 1982.
- [10] 太田裕, 後藤典俊, “S波速度を他の土質諸指標から推定する試み,” 物理炭鉱, vol. 29, no. 4, pp. 251–261, 1976.
- [11] 加藤巧祐, 田守伸一郎, “各種土質データに基づくS波速度推定式の提案,” 日本建築学会技術報告集, vol. 17, no. 36, pp. 467–471, 2011.
- [12] D. Sun, D. Sheng, and Y. Xu, “Collapse behaviour of unsaturated compacted soil with different initial densities,” *Can. Geotech. J.*, vol. 44, no. 6, pp. 673–686, Jun. 2007, doi: 10.1139/T07-023.
- [13] 桑野玲子, ベルトランガルビスアドリアナルシア, “細粒分混じり砂の繰返し浸水時の体積変化特性,” 生産研究, vol. 61, no. 4, pp. 686–689, 2009, doi: 10.11188/seisankenkyu.61.686.
- [14] X. Gu and S. Yang, “Why the OCR may reduce the small strain shear stiffness of granular materials?,” *Acta Geotech.*, vol. 13, no. 6, pp. 1467–1472, Dec. 2018, doi: 10.1007/s11440-018-0695-9.
- [15] 堤千花, 佐藤剛司, 古関潤一, “動的および静的に求めた乾燥豊浦砂の弾性変形係数,” 生産研究, vol. 58, no. 6, pp. 521–524, 2006, doi: 10.11188/seisankenkyu.58.521.
- [16] H. Seed and W. H. Peacock, “Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics,” *J. Soil Mech. Found. Div.*, vol. 97, no. 8, pp. 1099–1119, 1971.
- [17] 三浦清一, 安田進, 山下聡, 規矩大義, “2003年十勝沖地震による地盤災害について,” 2003. [Online]. Available: <https://www.jsce.or.jp/report/25/pdf/ziban.pdf>.
- [18] 気象庁, “強震波形（十勝沖地震（本震））,” 気象庁, 2003.



- [https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/030926\\_tokachioki/index.htm](https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/030926_tokachioki/index.htm) (accessed Jan. 29, 2021).
- [19] 寒地土木研究所, “火山灰質土の液状化強度特性に関する基礎的研究,” 2019.
  - [20] 山下聡, 喜多川俊介, 堀智仁, 鈴木輝之, “堆積構造と応力の異方性が砂質土の初期せん断剛性に及ぼす影響,” 土木学会論文集, vol. 2001, no. 694, pp. 319–329, Dec. 2001, doi: 10.2208/jscej.2001.694\_319.
  - [21] 山崎雅仁, 三浦清一, 松田正大, “火山灰質土の液状化強度を支配する要因とその評価法,” 2002.
  - [22] 三浦清一, 八木一善, “北海道火山灰土の地盤工学的特性,” 土と基礎, vol. 53, no. 5, pp. 5–7, 2005, Accessed: Mar. 29, 2021. [Online]. Available: <https://ci.nii.ac.jp/naid/110003975960>.
  - [23] S. Singh, “The influence of fine type and content on cyclic strength. Ground failures under seismic condition,” *Geotech Spec. Publ ASCE*, vol. 44, pp. 17–33, 1994.
  - [24] 三浦清一, 八木一善, 川村志麻, “北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破碎,” 土木学会論文集, vol. 1996, no. 547, pp. 159–170, Sep. 1996, doi: 10.2208/jscej.1996.547\_159.
  - [25] 土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム, “東北地方太平洋沖地震における液状化を踏まえた液状化判定法の検討,” 2014.
  - [26] 千葉市建設局, “東日本大震災千葉市災害記録.”  
[https://www.city.chiba.jp/kensetsu/doboku/dobokukanri/documents/00\\_saigaishi.pdf](https://www.city.chiba.jp/kensetsu/doboku/dobokukanri/documents/00_saigaishi.pdf) (accessed Jan. 29, 2021).
  - [27] 栗塚一範, 小川好, “強震動を受けた地盤のS波速度低下に関する一考察,” 2016.
  - [28] 永田葉子, 中井正一, 関口徹, “千葉市を中止とした千葉県北東部における土質別S波速度の検討,” 日本建築学会技術報告集, vol. 14, no. 28, 2008.
  - [29] 石綿しげ子, “東京湾北部沿岸域の沖積層と堆積環境,” 第四紀研究, vol. 43, no. 4, pp. 297–310, 2004.
  - [30] C. S. Chang, A. Misra, and S. S. Sundaram, “Properties of granular packings under low amplitude cyclic loading,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 10, no. 4, pp. 201–211, May 1991, doi: 10.1016/0267-7261(91)90034-W.
  - [31] D. W. Sykora, “Creation of a data base of seismic shear wave velocities for correlation analysis,” Geotechnical Laboratory (U.S.), 1987. Accessed: Mar. 29, 2021. [Online]. Available: <https://erdc-library.erdc.dren.mil/jspui/handle/11681/10226>.
  - [32] P. K. Robertson, D. J. Woeller, and W. D. L. Finn, “Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading,” *Can. Geotech. J.*, vol. 29, no. 4, pp. 686–695, 1992, doi: 10.1139/t92-075.
  - [33] R. D. Andrus and K. H. Stokoe II, “Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity,” *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 126, no. 11, pp. 1015–1025, Nov. 2000, doi:

10.1061/(asce)1090-0241(2000)126:11(1015).

- [34] T. Kiyota, Y. Maekawa, and C. Wu, “Using in-situ and laboratory-measured shear wave velocities to evaluate the influence of soil fabric on in-situ liquefaction resistance,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 117, pp. 164–173, Feb. 2019, doi: 10.1016/j.soildyn.2018.11.016.

## 5 セメンテーション効果とかみ合わせ効果が液状化特性に与える影響

### 5.1 概要

本章ではセメンテーション効果とかみ合わせ効果が液状化特性にもたらす影響を明らかにするべく、セメンテーションを人工的に付加した供試体を作製し、等方圧密と非排水繰返し三軸試験を実施した。また等方圧密過程中に連続的にせん断波速度を計測することにより、土粒子構造の定量化を行った。以下に本章の内容を記す。

5.2 項では等方圧密時における軸ひずみと体積ひずみの関係、並びにせん断波速度と応力パラメータの関係を図に示し、かみ合わせ効果とセメンテーション効果が圧密特性に与える影響を議論する。

5.3 項では非排水繰返しせん断試験中における応力経路ならびに応力ひずみ関係について示し、かみ合わせ効果とセメンテーション効果が液状化特性に与える影響を議論する。

5.4 項では得られたせん断波速度と液状化強度の関係から、セメンテーション効果を持つ地盤の原位置液状化強度の簡易的な推定法を提案する。

5.5 項ではかみ合わせ効果とセメンテーション効果が一軸圧縮試験結果に及ぼす影響を議論する。

5.6 項では画像解析を用いて両者の効果が供試体の内部構造に与える影響を可視化する。

また本章で実施した実験の基本的な試験結果を表 5-1 に示す。

### 5.2 圧密時における力学挙動

図 5-1 に異なるセメント添加率の供試体における、等方圧密時の LDT で計測した軸ひずみ $\epsilon_a$ と体積ひずみ $\epsilon_v$ の関係を示す。いずれの供試体においても圧密終了時における $\epsilon_v$ は、等方的に圧密された場合の軸ひずみと体積ひずみの関係を表す直線( $3\epsilon_a = \epsilon_v$ )よりも、大きく出ている。また微小な差ではあるが、セメント添加率が上昇するごとに、圧密終了時の $\epsilon_a - \epsilon_v$ 関係は上記の $3\epsilon_a = \epsilon_v$ を表す直線に近づいていることが見て取れる。さらに載荷初期の $\epsilon_a - \epsilon_v$ 関係は全ての供試体においてほぼ同じような傾向を示している。

図 5-2 に異なる供試体作製法による等方圧密時の $\epsilon_a - \epsilon_v$ 関係を示す。これらの供試体のセメント添加率は全て 2%である。この図によると、 $3\epsilon_a = \epsilon_v$ を表す直線と比較した場合、載荷初期において一旦 $\epsilon_v$ が上昇したのち、次第に $\epsilon_a$ が上昇する点は、全ての供試体において共通である。一方、 $\epsilon_a$ の上昇量は作製法毎によって異なり、DT(Dry Tamping)供試体と、DV(Dry Vibrating)供試体はいずれも等方圧密線よりも下側に最終的には位置している。一方で、WT(Wet Tamping)供試体は、等方圧密線の上に位置している。

吉村・小川 [1]は粒子形状が圧密及びせん断特性にもたらす影響を解明するため、粒度が

等しく粒子形状のみが異なる試料を用いて、等方圧密試験を行った。図 5-3 に等方圧密時の体積ひずみと軸ひずみの関係を示す。この実験では複数の密度の供試体を有効拘束圧 29.4kPa から 49~147kPa までに増大させている。この実験結果では $\epsilon_v$ が若干大きめの挙動を示したが、吉村・小川 [1]この範囲内の挙動としては大きな異方性とは捉えていない。またメンブレンペネトレーションの影響を議論しているが、平均粒径が供試体直径の 1/250 ときわめて小さいことから、この影響はないものとして考えている。また三浦ら [2]による豊浦標準砂を含む約 80 種類の砂試料の等方圧密試験では、少なくとも 196kPa 未満の等方圧密による粒子破碎の変形挙動に及ぼす影響は存在しなかった。

以上の点を踏まえると、 $\epsilon_a - \epsilon_v$ 関係に影響を与える要因として考えられるメンブレンペネトレーションや粒子破碎の影響は、本実験の条件においても少ないと考えられる。今回の試料が異方性を持つかどうかについてはより詳細な試験が必要と考えられるが、その異方性の度合いはセメンテーションやかみ合わせ効果によって変わりうると言える。

また図 5-4 から図 5-6 にそれぞれ、異なるセメント添加率と異なる供試体作製方法の場合の、有効主応力 $\sigma'_3$ -動的微小せん断剛性率 $G_d$ を示す。図中ではセメント添加率の上昇と共に、 $\sigma'_3$ - $G_d$ の関係も上に移動していることが見て取れる。またいずれの供試体作製方法においても、圧密前の微小せん断剛性率が 400MPa を超えると、等方圧密過程における $G_d$ はほぼ変化しない結果となっている。また DT 供試体の C=5%では、 $G_d$ の値が圧密過程に 10%程度減少する結果となった。これはセメント水和物による粒子間の結合が有効応力の増加に伴って破壊され、本来の有効応力増加に伴う $G_d$ の増加分を打ち消す、剛性の低下が起こったためと考えられる。

Chaing and Chae [3]はセメント含有率と拘束圧が動的微小せん断剛性率に及ぼす影響を調べた(図 5-8)。結果ではセメント含有率が上昇するほど、動的微小せん断剛性の応力依存性は増加する傾向となっている(図 5-8 中の 0%と 6%の供試体の直線の傾きはそれぞれ 0.5, 0.86)。

今回の実験でも同様の考察をするために、表 5-2 にせん断波速度と応力依存性と寄与率の値を示した。ここでそれぞれのパラメータについて説明する。Hardin and Richard [4]は Ottawa 砂を用いてせん断波速度の間隙比 $e$ と拘束圧との相関を次のように定義した。

$$V_{s(f/s)} = 78.2(2.17 - e)\sigma'_{c(psf)}{}^{1/4} \quad 5-1$$

ここで $\sigma'_{c(psf)}$ はポンド/平方フィートで表された有効拘束圧であり、 $V_{s(f/s)}$ はフィート/秒で表されたせん断波速度である。一般的には

$$V_s = A(B - e)\sigma'_c{}^n \quad 5-2$$

の形式が広く用いられている。ここで $A, B, n$ はそれぞれ定数である。この定数の内最後の $n$

を応力依存性と呼ぶ。表 5-2 に示した応力依存性の値は式 5-2 を用いて供試体作製方法とセメント添加率が異なる供試体について、非線形回帰を行った結果である。値を見ると全体としてセメント添加率が上昇するほど、応力依存性の値は下がっていることが見て取れる。これは前述の Chaing and Chae [3]らの結果とは真逆である。また供試体の作製方法の違いで見ると、よりせん断波速度の大きい、DV 供試体の拘束圧依存性が最も低い値となっている。これらが有意な差であるかは他の供試体に対する調査が必要があるが、現時点では、応力比依存性の値そのものも有効応力に依存する可能性を示唆していると言える。

また兵頭 [5]らは薬液固結砂のせん断剛性を定量的に評価するために、等価骨格間隙比  $e_{ge}$  の概念を導入し、寄与率  $b$  を計算した。まず寄与率についての説明を行う。

寄与率  $b$  は図 5-7 に示すように、細粒分を含む混合土において細粒分の内どれほどの割合が粒径の大きい砂や礫分と力学的に同等とみなせるかを表す指標である。また著者らはこれらの概念を用いて、等価骨格間隙比  $e_{ge}$  を以下のように定義した。

$$e_{ge} = \frac{e + (1 - b)F_c}{1 - (1 - b)F_c} \quad 5-3$$

ここで  $F_c$  は百分率ではない形で表記した細粒分含有率である。今回は 5-1 式における  $e$  を  $e_{ge}$  とみなし、Hardin and Richard [4]で提案された定数項と実際に計測された  $e, \sigma'_c, V_s$  を用いて各供試体の寄与率  $b$  を逆算した。ここで逆算される寄与率  $b$  は 0 に近ければ近いほど、供試体のせん断波速度の間隙比あるいは応力依存性が Ottawa 砂に近いと見なすことができる。結果としては、まずセメント添加率が上昇するに従い、寄与率が上昇している点が挙げられる。ある特定の土について検討する場合、寄与率が取りうる値の範囲は 0 から 1 までである。しかしながら、今回は Ottawa 砂と珪砂 7 号という粒度分布や粒子形状が異なる砂質土を比較しているため、珪砂 7 号のせん断波速度が Ottawa 砂と比較して低い場合は、寄与率は負の値も取りうる。またセメンテーションが効いた砂の場合、水和物の生成度合いによっては寄与率は 1 以上の値も取りうる。またセメント添加率 2% かつ異なる作製方法の供試体を比較すると、最大値と最小値の差は 0.14 と比較的小さいように見える。この差が有意な差であるかは、より詳細な検討を要する。

また図 5-4 から図 5-6 の圧密終了時に着目すると、有効応力が 100kPa に達した後の状態において、顕著なせん断波速度の上昇は見られない。WT\_C03\_1, WT\_C05\_1 の供試体は値が上昇しているように見えるが、これはせん断波速度が速い場合、波形の立ち上がりが急激になり、立ち上がり点の読み取り値のわずかなずれが、大きなせん断波速度の値の変化に繋がってしまうためである。よって、これらの結果から少なくとも砂質土の 1 次圧密が終了する程度の時間では、せん断波速度は大きく変化しないことを示唆される。Styler and Howie [6]はベンダーエレメントを用いて、圧密-クリープ-せん断の連続した過程においてせん断波速度の計測を行った。クリープの 100 分間におけるせん断波速度の上昇はおおよそ 5m/s 程

度であり、上昇率は最大で 3%であった(図 5-9).

### 5.3 液状化強度特性

#### 5.3.1 応力経路と応力ひずみ関係

図 5-10 から図 5-31 にかけて、セメント添加率と供試体作製方法を変化させた場合の応力ひずみ関係と応力経路について示す。またこの結果から過剰間隙水圧比が 95%に到達した時点での繰り返し回数( $N_{c(du/\sigma'_c=0.95)}$ ), 両振幅軸ひずみが 1, 3, 5%に到達した場合の繰り返し回数( $N_{c(\epsilon_{a(DA)}=1\%)}$ ,  $N_{c(\epsilon_{a(DA)}=3\%)}$ ,  $N_{c(\epsilon_{a(DA)}=5\%)}$ )を表 5-1 に示した。

まず応力ひずみ関係について纏める。まず全体的な特性としてセメント添加の有無を問わず引張方向へのひずみが卓越しやすい試料であると言える。これは、三軸試験の供試体作製時において、重力の作用方向への圧縮が出にくくなるという特性のためである。いずれの供試体でも $\epsilon_{a(DA)} = 5\%$ に到達するまでに発生する圧縮方向のひずみは最大 1.5%程度である。また引張方向への軸ひずみの卓越はセメント添加率が上昇するにつれ顕著となる。

なお、複数の供試体において $\epsilon_{a(DA)}$ が 5%に到達するまでに、メンブレンがキャップから外れてしまう現象が発生した(例として WT\_C05\_01 など)。この現象は特にセメント添加率が高い供試体において、高い頻度で発生した。供試体せん断中のタイムラプス画像から判断するに、この供試体のメンブレンの外れは、過剰間隙水圧比が 95%を超え、軸ひずみが卓越する過程において顕著であることが判明した。このことから以後の試験結果の考察における繰り返し回数は特に明記しない限り、過剰間隙水圧比で定義された $N_{c(du/\sigma'_c=0.95)}$ を用いるものとする。

またメンブレンの外れが発生しなかった場合でも、圧縮側に軸ひずみが全く発生しない供試体が、主にセメント添加率が高い場合に存在した(例として DV\_C02\_1, DT\_C03\_1 など)。こうした供試体の破壊形態について観察すると、セメント添加率の低い供試体のせん断面が水平面となす角度は、セメント添加率の高い供試体におけるそれよりも、大きかった。また試験後、破壊していない部分を持ち上げると、添加率の低い供試体はぼそぼそとまとまらない状態で崩れ落ちるのに対し、添加率の高い供試体は横断面に対してほぼ平行に、断面が円の状態のまま割れる場合が多かった。この破断面の位置は供試体作製時の層境界とほぼ一致していた。

以上の観察と実験結果から、セメント供試体における引張方向へのひずみの卓越は、以下の 3 つの理由が考えられる。

1. セメント添加率が上昇すると供試体全体の剛性が増加し、圧縮方向へのひずみが出にくくなる。
2. 供試体の層境界において引張破壊が卓越し、引張方向のひずみが集中する。

次に図 5-10 から図 5-31 の応力経路について見る。セメント添加率の上昇に伴い、有効応力の減少が緩やかになり、試験全体に要した繰返し回数が上昇している。また 1 サイクル目の応力経路に着目すると、セメント添加率が上昇すると初期の有効主応力の変化が抑えられていることが見て取れる。この傾向は供試体作製方法が変化した場合でも、ほぼ同様である。

以上の結果を総合して検討するために、図 5-32 にセメント添加率の異なる供試体の、図 5-33 には作製方法の異なる供試体の、正規化繰返し回数 $N_c/N_{c(du/\sigma'_c=0.95)}$ と過剰間隙水圧比 $du/\sigma'_c$ 並びに両振幅軸ひずみ $\epsilon_{a(DA)}$ の関係を示した。図 5-32 は $N_c/N_{c(du/\sigma'_c=0.95)}$ が 0.95 を下回る範囲において、セメント添加率が大きいほど過剰間隙水圧の発達が早い傾向が見て取れる。また同様の範囲において、セメント添加率が大きいほど両振幅軸ひずみも早く上昇する傾向にある。しかしながら $N_c/N_{c(du/\sigma'_c=0.95)}$ が 1 を超える範囲ではこの関係は逆転し、セメント添加率の小さい供試体ほど両振幅軸ひずみが出やすくなっている。

Porcino et al. [7]は異なる複数の方法で薬液注入を行った砂質土に対して、非排水繰返し載荷試験を行い、正規化繰返し回数と過剰間隙水圧比の関係を平均的な傾向として図 5-34 のように示した。図では、より改良度合いが高い供試体ほど高い過剰間隙水圧の発生が見られた。論文中ではこうした傾向を非改良土の経験式で表現することができず、新たな回帰式を用いて回帰を行っている。具体的には非改良土については Booker et al. [8]によって提案された arcsin 型の式を用いている一方、改良土については指数関数型の式を用いている。

$$du/\sigma'_c = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left( \frac{N_{cycles}}{N_f} \right)^{\alpha/2} \quad (\text{非改良土}) \quad 5-4$$

$$du/\sigma'_c = a \left( \frac{N_{cycles}}{N_f} \right)^b c^{\frac{N_{cycles}}{N_f}} \quad (\text{改良土}) \quad 5-5$$

この関数を用いて実験結果をフィッティングしたもの図 5-34 の 4 本の線として表現されている。この関数形を見ると非改良土は正規化繰返し回数が 0.8 程度になると、過剰間隙水圧比が急激に上昇する傾向を示すが、改良土の場合は過剰間隙水圧比の増分は単調に減少する関数となっていることが分かる。同様の傾向は Booker et al. [8]や Clough et al. [9]でも示されているが、これらの研究においてこのメカニズムについての詳細な記述は存在しなかった。

図 5-33 の右図を見ると、作製方法の違いが過剰間隙水圧比に与える影響は少ないと言える。一方で両振幅軸ひずみについては $N_c/N_{c(du/\sigma'_c=0.95)}$ が 1 を超える範囲において、明瞭な違いが見られるが、せん断波速度との間には明確な相関は見られない。

図 5-35 および図 5-36 は正規化累積損失エネルギーと過剰間隙水圧比並びに両振幅軸ひ

ずみの関係を表した図である。図 5-35 ではセメント添加率のみが異なる供試体の結果を載せ、図 5-36 では作製方法が異なる供試体の結果を載せた。これについての詳細な考察は次章で行い、本章では既往研究との比較を行う。國生らの研究結果によれば、富津砂を用いた実験から、異なる応力振幅かつ異なる密度の場合でも正規化累積損失エネルギーと過剰間隙水圧関係は一意に定まるとしている(図 5-37)。富津砂の場合はエネルギーが 0.02 程度になった段階で、ほぼ過剰間隙水圧比が 100%に到達している。本研究の場合でも、あくまで同一のセメント添加率かつ作製方法の供試体同士で比較した場合、ほぼ同等のエネルギーで過剰間隙水圧比が 100%に到達していると言える。一方で、例えば過剰間隙水圧の発達過程においては、各供試体間でもばらつきがある。図中では、セメント添加率が大きく、繰り返し回数が少ないものほど(CSR が大きいものほど)、左上にプロットが位置していることが見て取れる。また、両振幅軸ひずみとの対応では、エネルギーの値が 0.1 程度から上昇を始める点は共通しているが、軸ひずみの増分は供試体ごとによってまちまちである。

また図 5-36 に示すように、供試体作製方法がエネルギー特性に与える影響は、同じ作製方法の場合は CSR が大きいものほど、過剰間隙水圧や両振幅軸ひずみが早く増加するという傾向があるが、異なる作製方法間で比較した場合、せん断波速度と明瞭な差は存在しない。

#### 5.4 セメンテーション効果とかみ合わせ効果が液状化強度に及ぼす影響

図 5-38 は供試体作製方法毎に CSR と  $N_c(du/\sigma'_c=0.95)$  の関係をプロットした図である。なお今回は十分なデータ数が得られなかったため、液状化強度曲線は直線でフィッティングを行った。また表 5-3 に本実験におけるせん断波速度と CRR の値を示す。

まず、セメント添加率 2%の WT 供試体と DT 供試体について比較すると、CRR は 0.22 と 0.27 と大きく異なる。これは供試体作製方法によって同じセメント添加率であっても発現されるセメンテーション効果が異なるためであると言える。またそれぞれの作製方法について見ると、WT 供試体は C=0%における CRR が他の作製法として比較して高い(WT:0.185, DT:0.145, DV:0.15)が、セメント添加率の上昇に伴う CRR の上昇は他の作製方法と比較した場合緩やかである。これは液状化強度曲線の間隔がより密であることからも見取れる。この理由としては次のような理由が考えられる。

1. WT 供試体で作製した場合、セメント粒子が珪砂粒子表面に満遍なく付着する。一方で DT 供試体や DV 供試体で作製した場合は振動によってセメント粒子がもともとの形成された土粒子同士の接点に集まる。このため養生後、土粒子間の固着に寄与する水和物が全体に占める割合は、WT 供試体よりも他の 2 つの方法が高くなり、結果として同じセメント添加率であっても WT 供試体の強度が弱く出る。
2. 次項で示すが、WT 供試体で作製した場合、供試体内の微小要素における類似度のバラつきが大きくなっている。また供試体内部にはセメント粉末同士が反応した結



果生じたと考えられる、直径数 mm の比較的大きな粒子が生成されていることを確認した。この結果は供試体内の不均一性が WT 供試体で作製した場合大きくなる事実を示していると考えられる。

図 5-39 と図 5-40 はせん断波速度と CRR 上でかみ合わせ効果とセメンテーション効果の両方を整理した図である。図 5-39 は想定図であり、図 5-40 は実際の実験結果である。いずれの結果においても、セメンテーションを含まない  $V_s$ -CRR 関係は、先行研究の Kiyota et al.によって提案された

$$CRR/CRR^* = (V_s/V_s^*)^{5.02} \quad 5-6$$

によって規定された式である。ここからセメント添加率を上げていくことに、液状化強度やせん断波速度は上昇していくが、その上昇度合いは  $C=0\%$  の傾向とは異なることが予想される。またセメント添加率が上昇していく毎に、かみ合わせ効果の影響が次第になくなり、やがてある一定量の添加率になった時点でかみ合わせ効果の液状化強度とせん断波速度に与える影響が無視できると考えていた。

図 5-40 はある程度この予想に沿ったものとなった。まず  $C=0\%$  の結果について見ると、若干回帰式よりも下側に点群が位置しているものの、概ね提案された回帰式と整合していると言える。またセメント添加率の上昇に伴い、せん断波速度と液状化強度は両者とも上昇しているが、その傾向は  $C=0\%$  の回帰式とは異なり、せん断波速度の増加が卓越している。そして異なる供試体作製方法の影響はせん断波速度が 300~350m/s 地点において無くなっていることも見て取れる。

しかしながら、図 5-40 の結果は次の点において、図 5-39 と異なっている。

1. 同じセメント添加率であっても、作製方法によって発揮される液状化強度やせん断波速度が異なる。これはセメンテーション効果はセメント水和物による土粒子間の結合力の強化だけでなく、土粒子のかみ合わせ効果の影響もうけうることを示唆している。そのため、セメント添加率で閾値を決定するのは困難である。
2. セメント添加率の増加はせん断波速度に対して大きく寄与する一方で、液状化強度に対しては、大きな効果がない。
3.  $C=5\%$  のせん断波速度と CSR の結果を見ると、せん断波速度-CRR 関係は一つのラインに収束せず、作製方法毎に異なる傾向を取る可能性がある。これはセメンテーション効果はかみ合わせ効果を打ち消すことはできず、地盤の初期堆積構造や応力履歴などの影響は、セメンテーションが効いた地盤でも残存し、力学特性に影響を与える可能性があることを示唆している。

## 5.5 一軸圧縮試験結果

図 5-41 にセメント添加率と供試体の作製方法を変えた場合の一軸圧縮試験結果を示す。セメント添加率に着目すると、セメント添加率の上昇と共にピーク強度や 0.1%未満の初期剛性が上昇しているのが見て取れる。一方でピーク強度を迎えるひずみレベルについて着目すると、セメント添加率の大きい供試体が、より小さいひずみレベルで破壊していることが読み取れる。また 5%の供試体はロードセルの容量である 220kPa に達しても破壊しなかった。

一方で、セメント添加率 1%の供試体について供試体の作製方法の違いを見てみると、ピーク強度は WT 供試体の供試体のバラつきを見ると、有意な差はない一方で、0.1%未満の初期剛性を見ると、DT 供試体と DV 供試体は同程度であるが、WT 供試体は 4 割程度小さい結果となった。

WT 供試体とセメント添加率 1%という限定された条件下ではあるものの、セメンテーション効果とかみ合わせ効果の応力ひずみ関係にもたらす影響という観点から考えると、セメント添加率は強度や剛性において著しい増加を示すものの、供試体作製方法による強度や剛性への影響は少ないという結果が、液状化試験と一軸圧縮試験の両方で確認されることとなった。

## 5.6 画像解析

### 5.6.1 フェノールフタレイン溶液による画像解析

セメント供試体は水和反応によりアルカリ性を示す。このためフェノールフタレイン溶液を霧状に散布することによって、供試体の一様性を見ることができる。

供試体は乾燥突き固め法と湿潤つき固め法で行った。セメント添加率は 5%であり、水中養生は 1 日、気中養生は 6 日(内 1 日は炉乾燥機内)である。下記に手順を示す。

1. 液状化試験と同様に供試体を作製する
2. 養生後、炉乾燥機で乾燥させる。これは濡れた状態で供試体を切断するとサクシヨンが効き切断面がより乱れるためである。
3. 養生終了後モールドを割り、糸鋸で鉛直に割る。
4. 鉛直に割った後、端面をブラシで揃え、固定されていない土粒子を完全に取り除く。
5. 片方の供試体を寝かせ、中央部から数 mm の立方体を糸鋸で切り出す。この立方体は光学顕微鏡の撮影用に用いる。この時切断面が、どちらの向きに向いていたかを記録しておく。
6. もう片方の供試体は寝かせた状態で、切断面を上にした状態にし、0.25%に調整したフェノールフタレイン溶液をスプレーで満遍なく塗布する。塗布終了の判断は、目視で色の変化しなくなった段階で行う。

7. 塗布終了後すぐに、フラッシュを焚いた状態で写真撮影を行う。これは影の画像解析結果への影響を低減するためである。

図 5-42 に乾燥突き固め法と湿潤つき固め法の結果を示す。全体として乾燥突き固め法の供試体は全体として、均一にセメントが分布していることが見て取れる。また上部には一部色が薄いところが見られるが、これは供試体作製時に最上部層が若干緩く作られてしまったことに起因すると考えられる。一方、湿潤つき固め法の場合は、供試体の複数の領域に直径数 mm 程度の砂塊が生成されていることが見て取れる(図 5-43)。この砂塊は次項の光学顕微鏡における観察で、考察を行った。また砂塊以外の部分にも着目すると、主に断面の中央部において紫色の濃淡の間隔が若干大きくなっている点が見て取れる。これらの非均質な分布は、主に供試体作成時における、セメント粒子同士の固着に起因するものと考えられる。すなわち、珪砂とセメントと水を同時に添加した際に、珪砂とセメント粒子が固着するよりも前に、微細なセメント粒子同士が接合してしまい、供試体内にセメント粒子の存在頻度が多い個所と少ない個所が生まれてしまうためであると考えられる。

これらの画像から定量的な情報を得るために、ユークリッド距離を用いた画像解析を行った。ユークリッド距離は画像処理において RGB の 3 次元空間に貼られる 1 対のベクトル間の距離を表す。この距離は類似度と呼ばれ、この距離の値が 0 に近ければ近いほど、そのベクトルは近いものとして見なせる。

今回の解析では供試体の上部、中部、下部から 200 ピクセル四方の範囲を指定し、その画像の中心を縦に  $i$  ピクセル、横に  $j$  ピクセルだけ動かした際の類似度  $S_{ij}$  を次式で計算した。

$$S_{ij} = \sum_{k,l} \frac{\sqrt{\sum_n (I_{kln} - I_{(k-i)(l-j)n})^2}}{\sqrt{\sum_n I_{kln}^2} \sqrt{\sum_n I_{(k-i)(l-j)n}^2}} / \sum_{k,l} \quad 5-7$$

ここで  $I_{kln}$  は指定した範囲における左上から縦方向に  $k$  番目、横方向に  $l$  番目の RGB 値のいずれかを指す。

解析結果を図 5-44 に示す。DT 供試体の中部は全体として類似度が低い結果となった一方で、上部と下部の類似度は高い。一方で WT 供試体は上部から下部にかけて全体として類似度が中程度であることが見て取れる。この類似度はセメント水和物と珪砂粒子の混ざり具合を表していると考えられ、類似度が高いとその供試体は一様であり、セメント水和物か珪砂粒子のどちらかが、満遍なく存在している可能性が高い。これは、あくまで切り取られた領域周辺の分布を表しており、供試体全体で見た場合、その分布と真逆の分布を持つ領域が存在することを示唆する。これを供試体の異方性と関連づけると、今回切り取られた 3 つの領域で、似た類似度の分布が見られた場合、供試体は一様に混ざっており、異方性が少ないと言える。逆に、類似度の分布に差がある場合、供試体のセメント水和物の分布は偏在

している可能性があり、それが異方性となって現れる可能性がある。

## 5.7 まとめ

本章ではセメンテーション効果とかみ合わせ効果が液状化特性にもたらす影響を検討する目的で、早強ポルトランドセメントと珪砂7号を用いて、セメンテーションを人工的に付加した供試体を作製し、等方圧密と非排水繰返し三軸試験を実施した実験結果を示した。以下に本章で得られた知見を記す。

1. 供試体作製方法やセメント添加が圧密時の $\epsilon_d - \epsilon_v$ 関係に与える影響は限定的であった。また初期異方性がどの程度変化しうるかについてはより詳細な検討を要する。
2. 圧密時の $\sigma'_3 - G_d$ 関係は、セメント添加率の上昇と共に顕著な増加を示した。またいずれの供試体作製方法においても、圧密前の微小せん断剛性率が400MPaを超えると、等方圧密過程における $G_d$ はほぼ変化しないか、あるいは減少する結果となった。これはセメント水和物による粒子間の結合が有効応力の増加に伴って破壊され、本来の有効応力増加に伴う $G_d$ の増加分を打ち消す、剛性の低下が起こったためと考えられる。
3. 非排水繰返し三軸試験において、WT 供試体はC=0%におけるCRRが他の作製法として比較して高いが、セメント添加率の上昇に伴うCRRの上昇は他の作製法と比較した場合緩やかである。これは土粒子間表面に生成されるセメント水和物の反応領域の偏りに起因すると考えられる。
4. 非排水繰返し三軸試験において、かみ合わせ効果のみを変化させた既往の研究と比較した場合、セメント添加率の増加はせん断波速度に対して大きく寄与する一方で、液状化強度に対しては、大きな効果がない。
5. 非排水繰返し三軸試験において、同じセメント添加率であっても、作製方法によって発揮される液状化強度やせん断波速度が異なった。これはセメンテーション効果はセメント水和物による土粒子間の結合力の強化だけでなく、土粒子のかみ合わせ効果の影響も受けうることを示唆している。
6. 一軸圧縮試験において、WT 供試体とセメント添加率1%という限定された条件下において、セメント添加率は強度や剛性において著しい増加を示すものの、供試体作製方法による強度や剛性への影響は少なかった。これは液状化試験結果と整合的である。

参考図表

表 5-1 実験仕様と主な試験結果

Name	Method	Cement Content Rate, C(%)	CSR	Relative Density (%)	Nc (DA=5%)	Nc (DA=3%)	Nc (DA=1%)	Nc (du/s=95%)	Vs (m/s)
WT_C00_7	WT	0	0.15	64.7%	45.5	42.5	37.5	37.5	209.0
WT_C00_8			0.20	65.5%	21.5	18.5	12.5	13.5	207.5
WT_C00_9			0.23	64.1%	2.5	2.5	2.5	1.5	208.3
WT_C01_6		1	0.12	66.9%	-	150.0	142.0	142.5	212.1
WT_C01_5			0.17	63.1%	15.5	13.5	10.5	11.5	321.2
WT_C01_4			0.23	65.0%	12.0	8.5	4.5	5.5	384.1
WT_C01_3			0.30	68.1%	6.5	2.5	0.5	2.0	227.8
WT_C02_2		2	0.17	64.9%	92.0	80.5	66.0	63.5	315.6
WT_C02_3			0.23	62.9%	23.5	16.5	11.0	10.5	321.6
WT_C02_1			0.30	68.7%	6.5	3.5	1.5	2.5	299.1
WT_C03_1		3	0.30	59.6%	2.5	1.5	0.5	1.5	375.7
WT_C03_2			0.30	63.0%	16.5	10.5	4.5	4.5	364.5
WT_C03_3			0.23	63.9%	45.5	37.5	24.5	19.5	363.7
WT_C05_1		5	0.30	68.6%	-	29.5	16.5	12.5	466.8
DT_C00_1	DT	0	0.17	62.6%	6.5	5.5	3.5	4.0	194.7
DT_C00_2			0.12	62.7%	59.5	57.5	54.5	54.5	194.7
DT_C00_7			0.15	64.3%	11.5	10.5	8.5	9.5	192.9
DT_C00_8			0.10	64.8%	121.5	119.5	118.5	119.0	185.1
DT_C01_1		1	0.30	61.2%	5.5	3.5	1.5	2.0	274.2
DT_C01_3			0.23	62.7%	11.5	8.0	3.5	4.5	280.2
DT_C01_6			0.15	66.7%	-	16.5	13.0	13.5	274.2
DT_C01_7			0.12	64.0%	190.5	185.5	179.5	176.5	271.9
DT_C02_3		2	0.17	65.3%	-	-	-	156.5	385.4
DT_C02_4			0.30	64.4%	17.0	12.0	6.5	8.5	356.5
DT_C02_5			0.23	64.4%	-	331.5	253.5	159.5	366.5
DT_C03_1		3	0.30	63.0%	-	84.5	60.5	42.5	459.9
DT_C03_2			0.37	63.1%	-	47.5	36.5	27.5	461.6
DT_C03_3			0.50	64.8%	9.5	5.5	1.5	2.5	455.8
DT_C05_1		5	0.44	65.4%	-	-	-	89.5	689.9
DV_C00_3	DV	0	0.12	64.3%	430.5	426.5	421.5	420.0	201.3
DV_C00_5			0.15	62.5%	-	102.5	98.5	97.5	193.0
DV_C00_6			0.15	63.0%	14.5	12.0	9.5	10.0	194.3
DV_C01_1		1	0.23	61.8%	2.5	2.0	0.5	1.5	288.0
DV_C01_2			0.12	59.0%	212.5	204.5	191.5	182.5	-
DV_C02_1		2	0.23	64.9%	-	86.5	63.5	44.5	421.6
DV_C02_2			0.30	62.8%	-	33.5	20.5	17.5	425.4
DV_C03_1		3	0.30	60.3%	-	-	93.5	64.5	469.1
DV_C03_2			0.35	63.1%	-	-	-	128.5	471.1

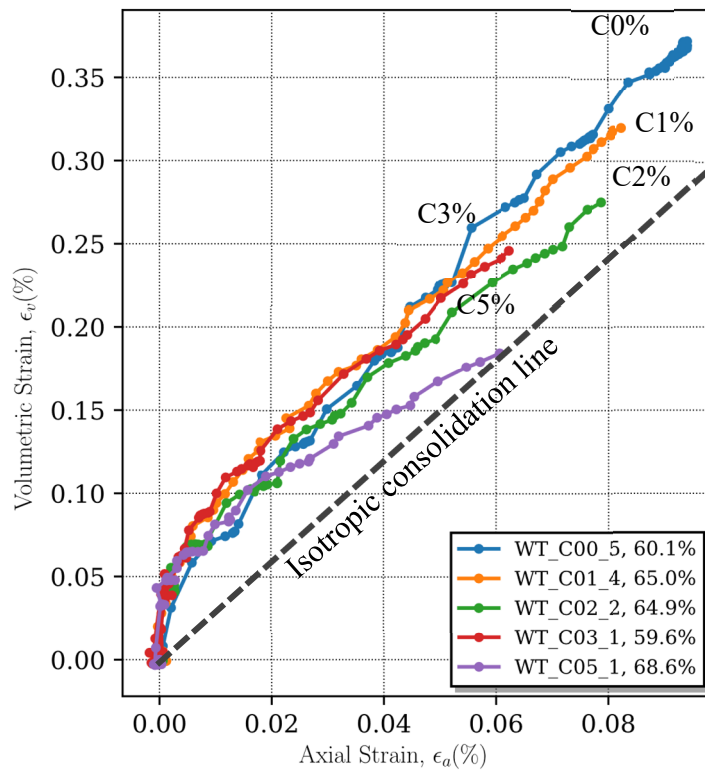


図 5-1 異なるセメント添加率が等方圧密時の軸ひずみ-体積ひずみにもたらす影響

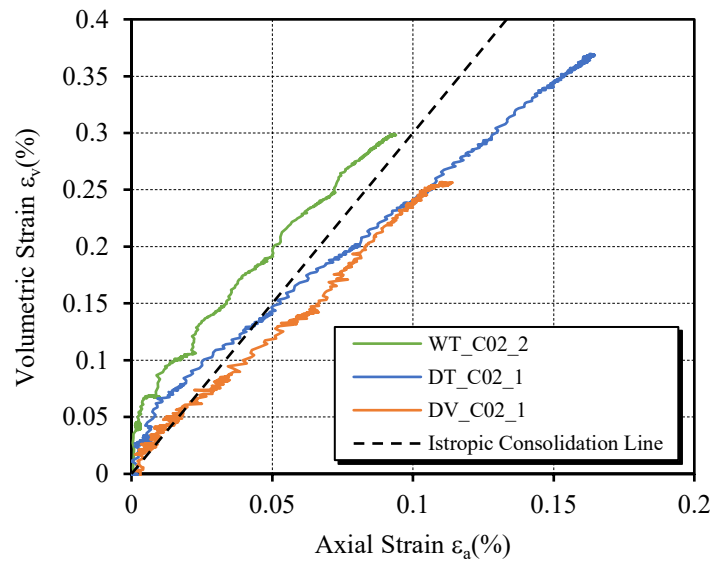


図 5-2 異なる供試体作製方法が等方圧密時の軸ひずみ-体積ひずみにもたらす影響

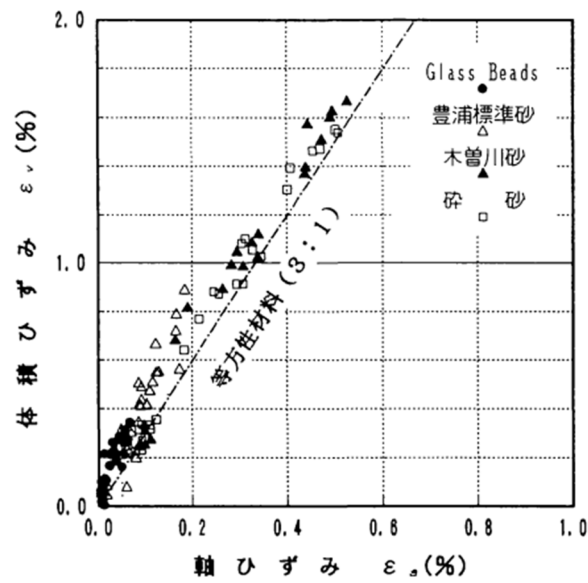


図 5-3 等方圧密時の体積ひずみと軸ひずみの関係 [1]

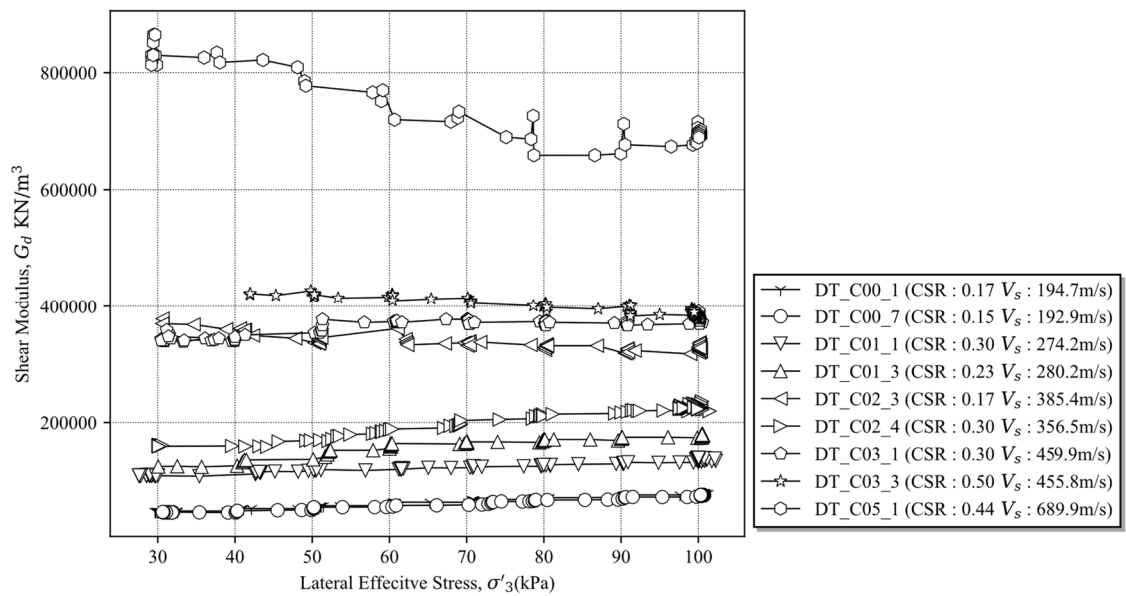


図 5-4 異なるセメント添加率による等方圧密中のせん断波速度の変化(DT 法)

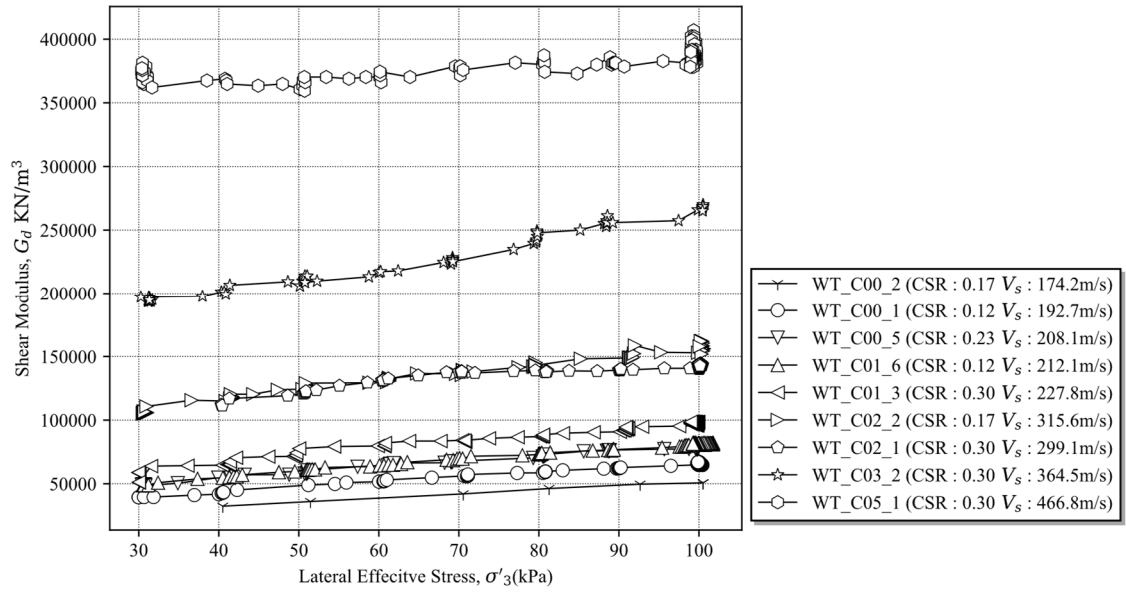


図 5-5 異なるセメント添加率による等方圧密中のせん断波速度の変化(WT 法)

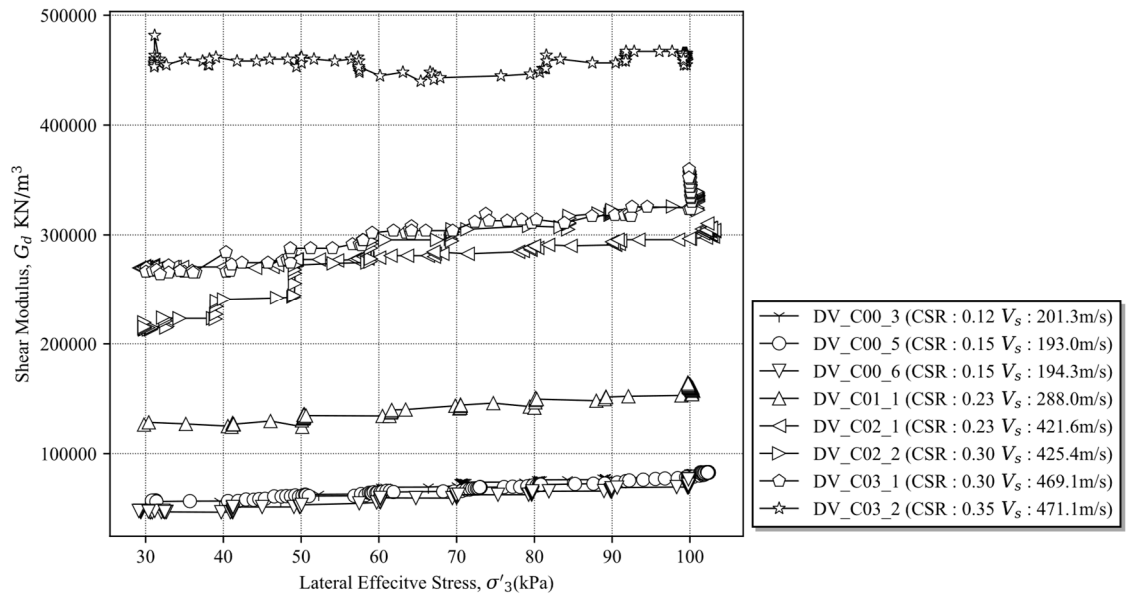


図 5-6 異なるセメント添加率による等方圧密中のせん断波速度の変化(DV 法)



表 5-2 圧密中の拘束圧依存性と寄与率の値

試験名	拘束圧依存性 $n$	寄与率 $b$
WT_C00_5	0.17	-1.68
WT_C01_6	0.21	-0.66
WT_C02_2	0.16	0.66
WT_C03_1	0.15	1.79
WT_C05_1	0.02	3.83
DV_C02_1	0.05	0.80
DT_C02_4	0.16	0.73

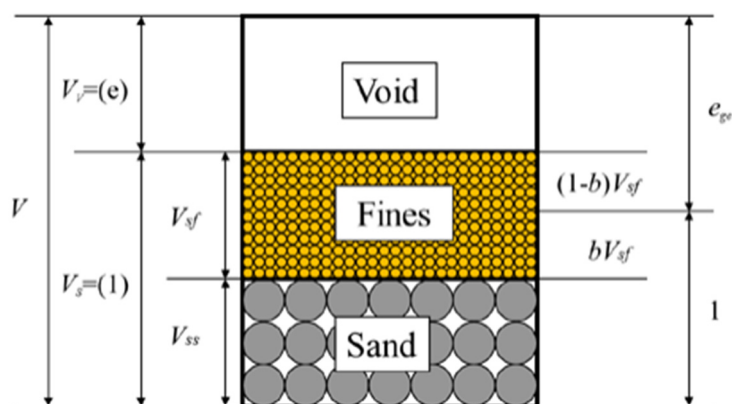


図 5-7 細粒分を含む土における寄与率の模式図 [5]

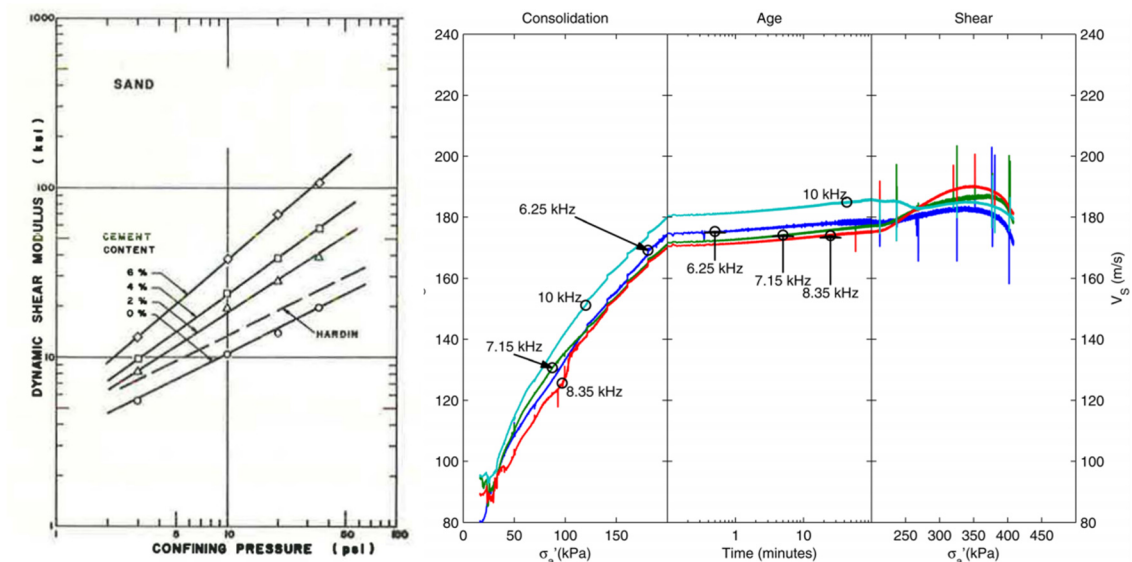


図 5-8 セメント含有率と拘束圧による動的微小せん断剛性率の変化 [3]      図 5-9 ベンダーエレメントによって計測された圧密-クリップ-排水せん断中のせん断波速度の変化 [6]

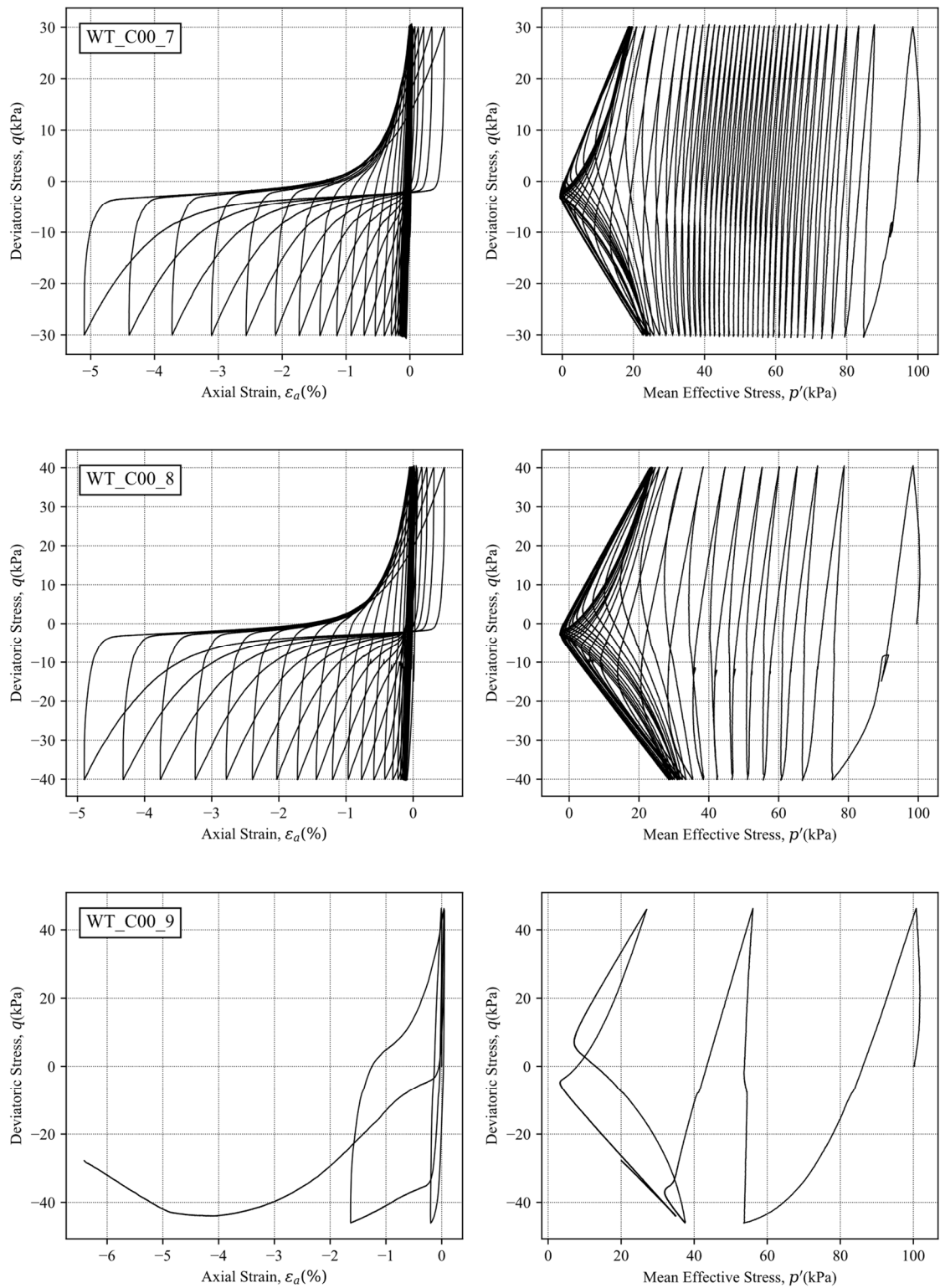


図 5-10 非排水繰り返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係(WT 法,  $C=0\%$ )

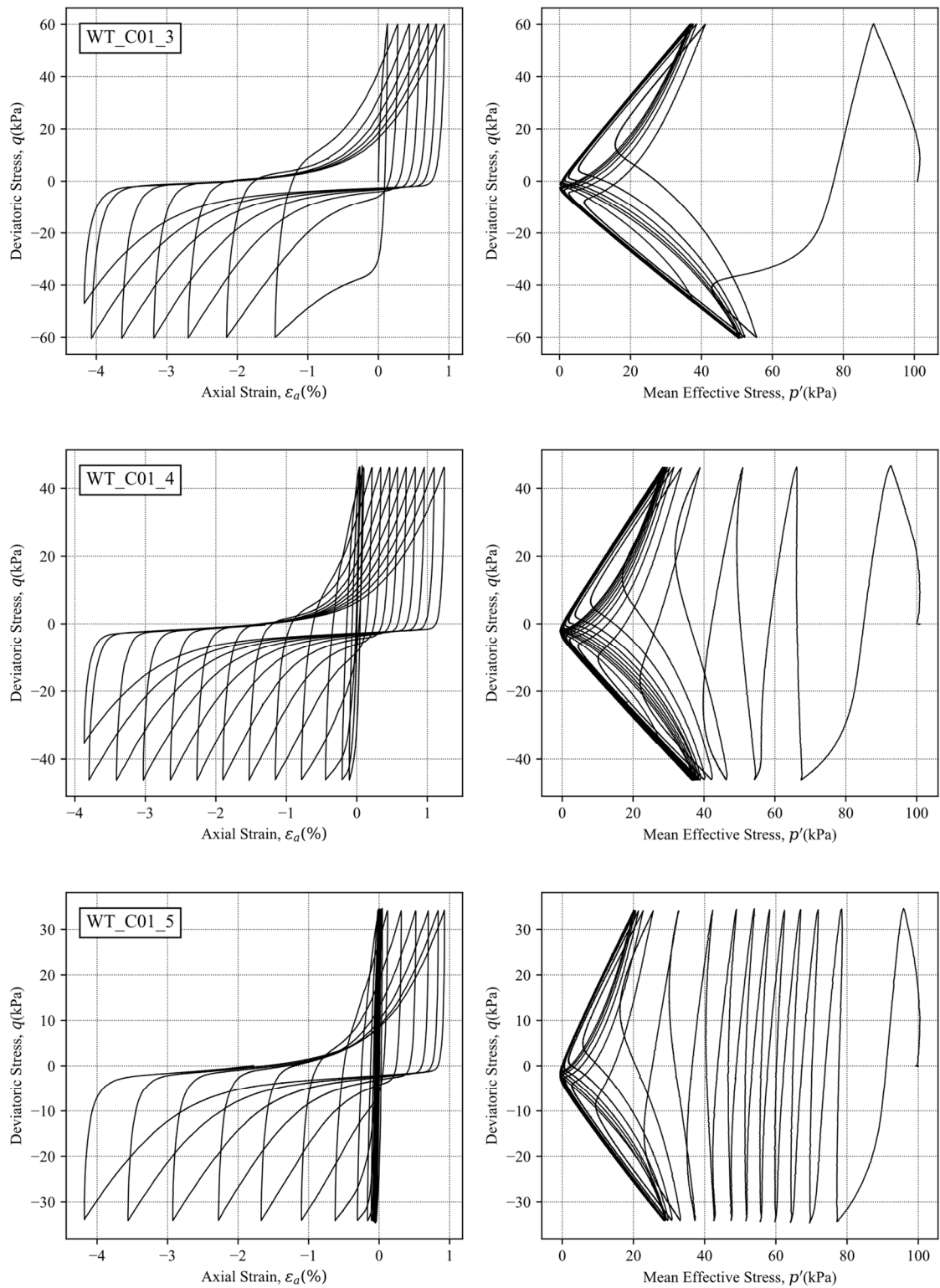


図 5-11 非排水繰返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 1(WT 法,  $C=1\%$ )

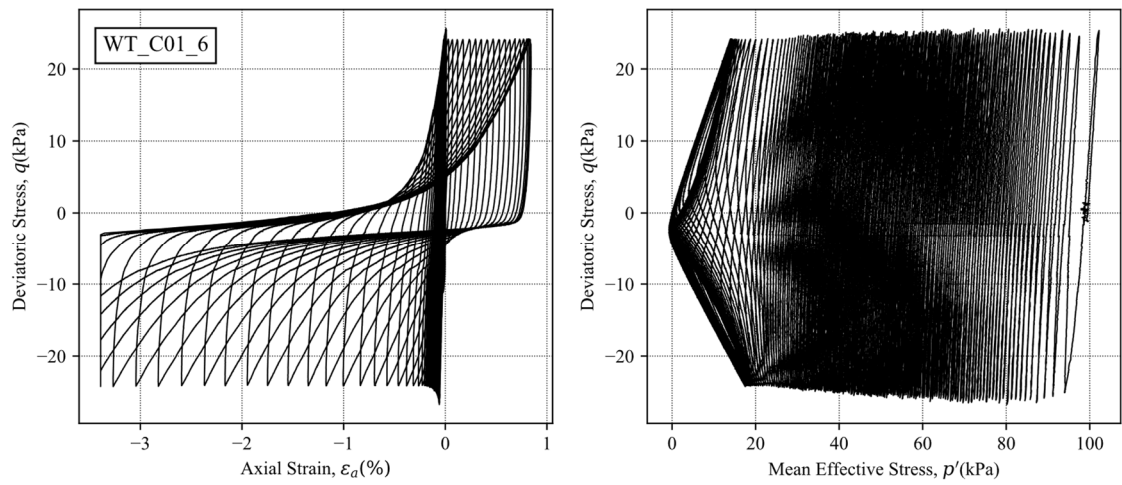


図 5-12 非排水繰返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 2(WT 法, C=1%)

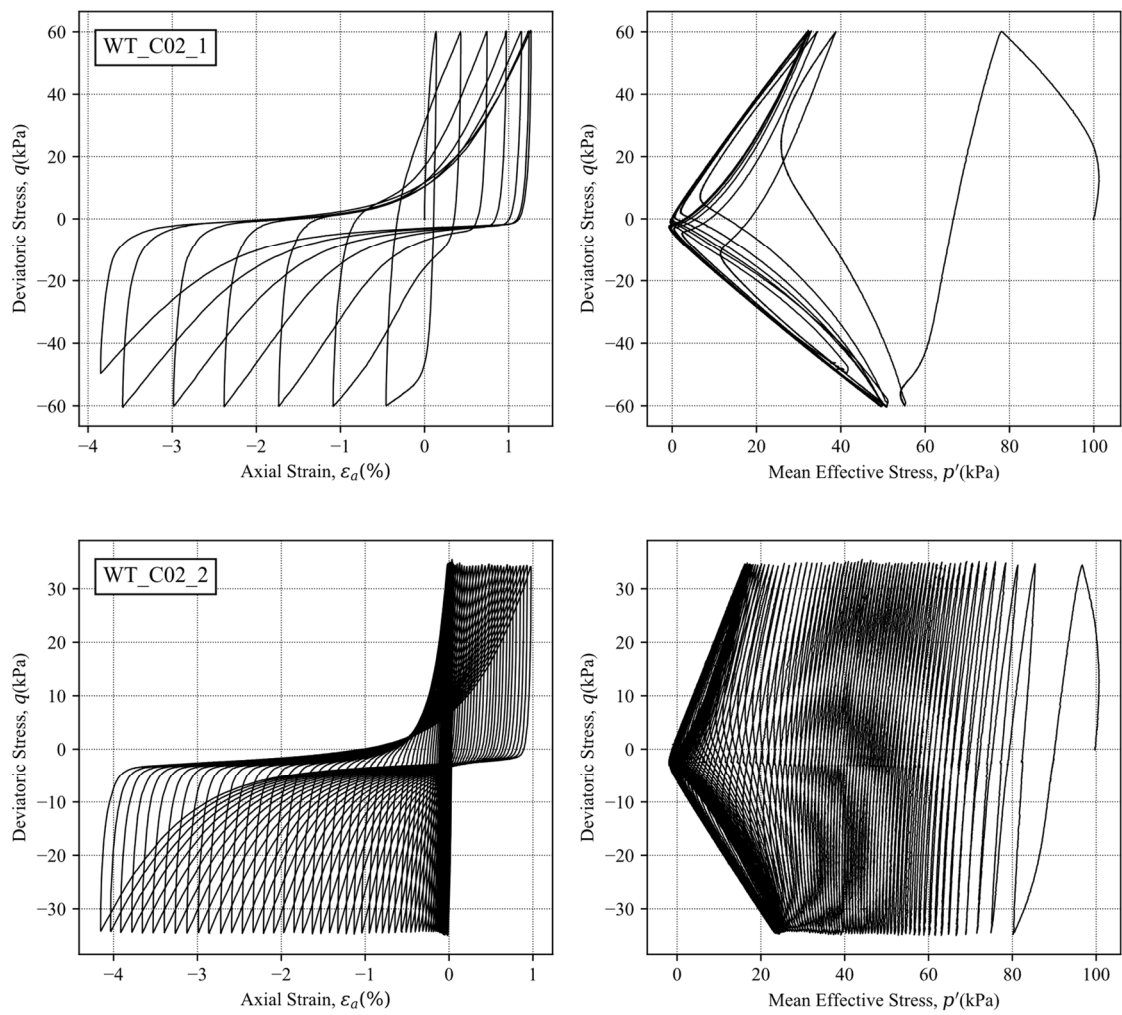


図 5-13 非排水繰返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 1(WT 法, C=2%)

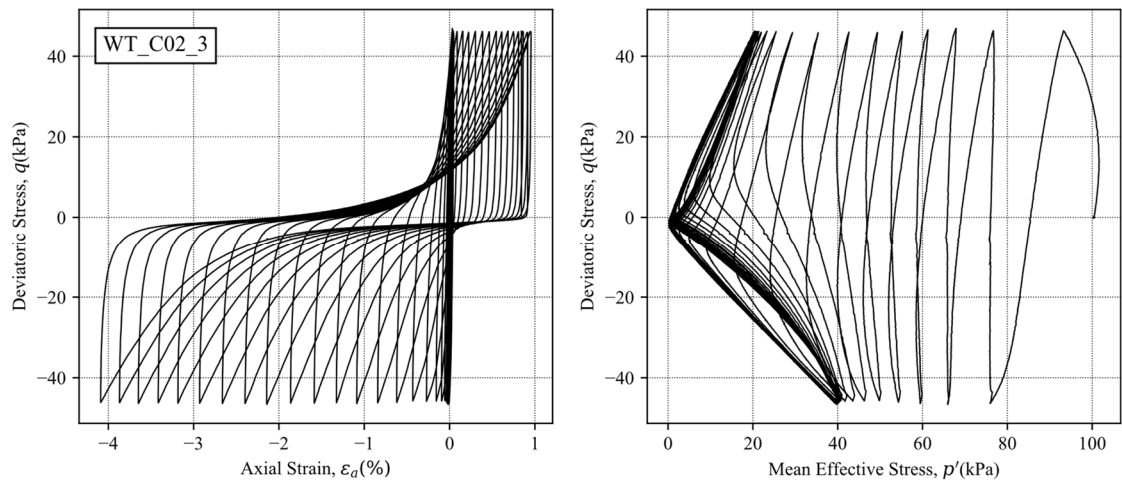


図 5-14 非排水繰り返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 2(WT 法, C=2%)

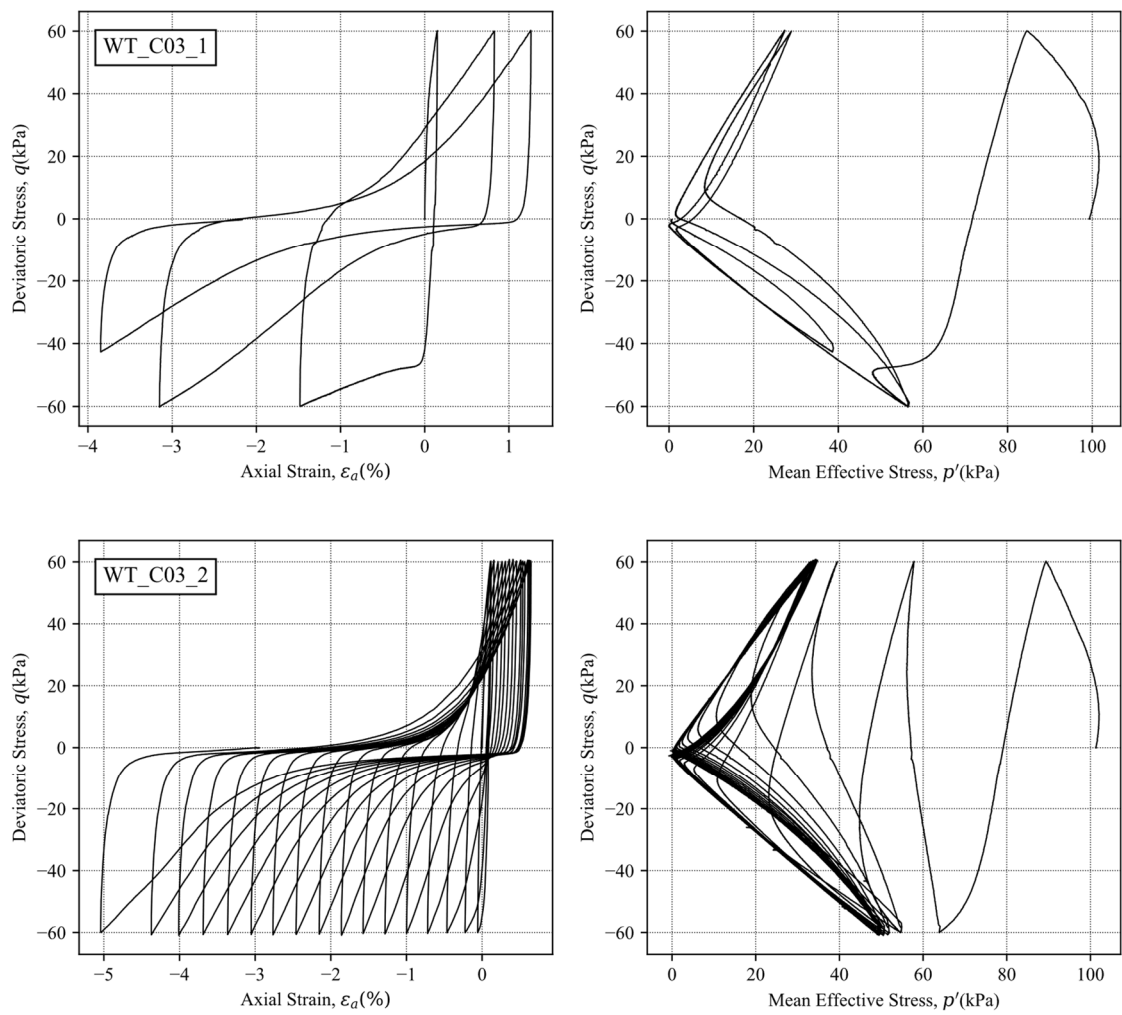


図 5-15 非排水繰り返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 1(WT 法, C=3%)

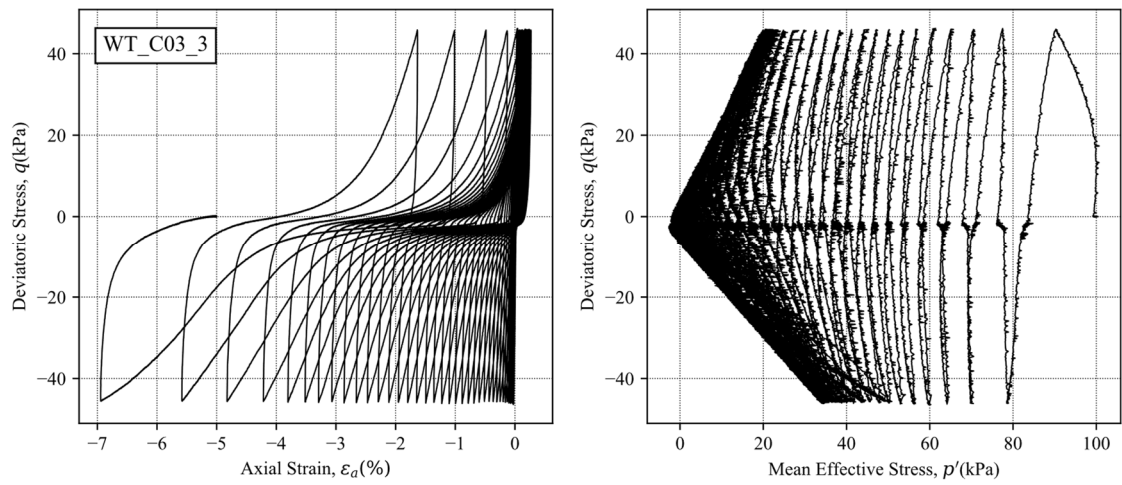


図 5-16 非排水繰返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 2(WT 法, C=3%)

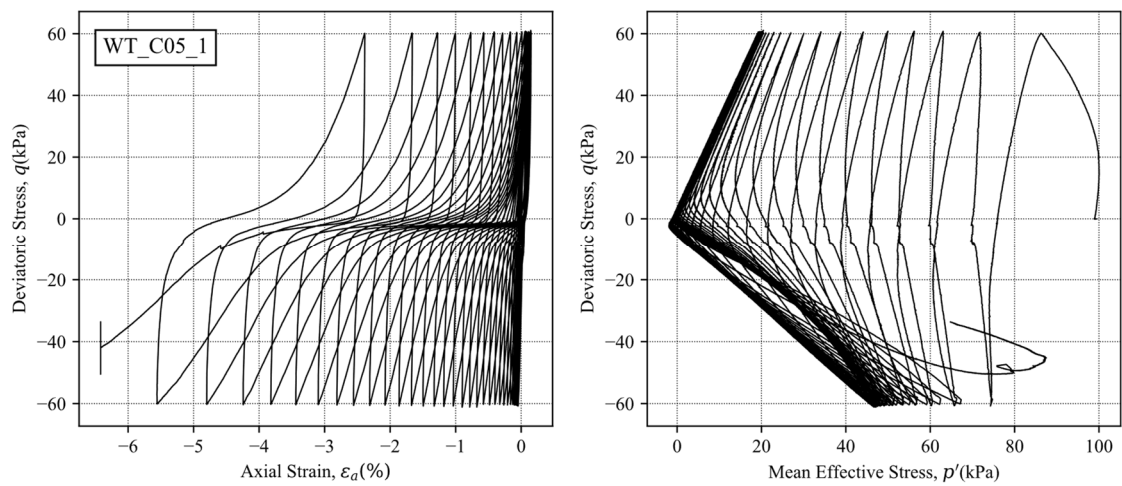


図 5-17 非排水繰返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係(WT 法, C=5%)

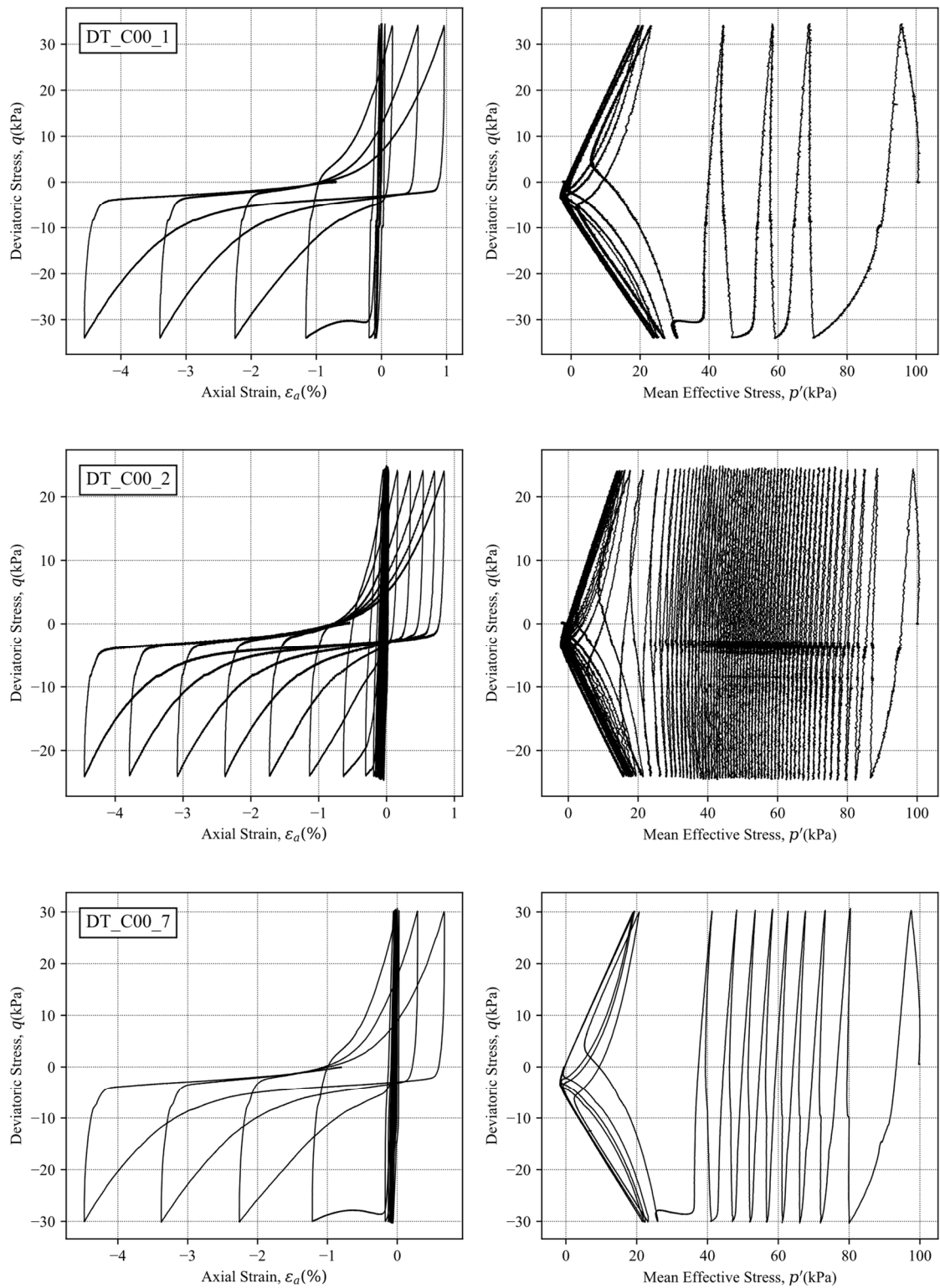


図 5-18 非排水繰返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 1(DT 法,  $C=0\%$ )

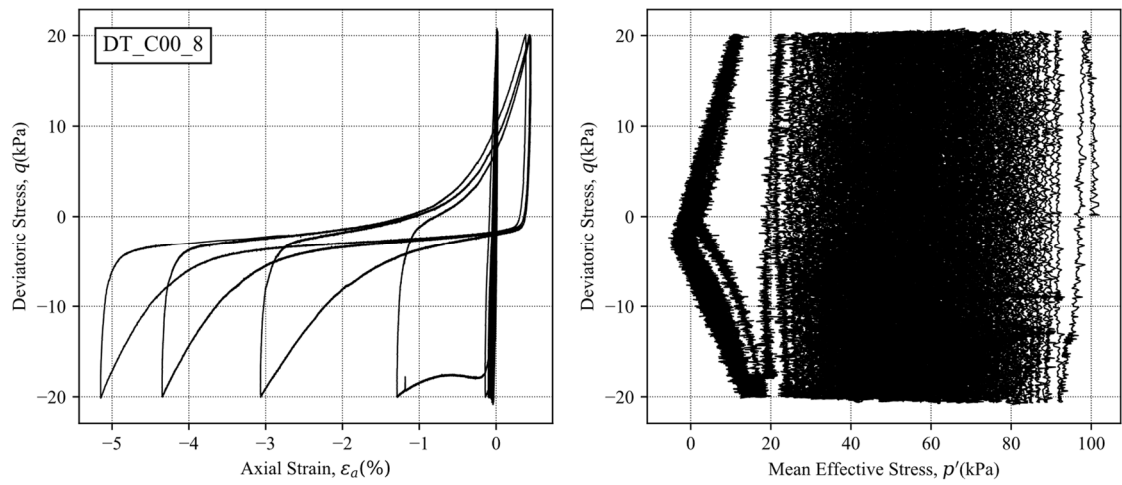


図 5-19 非排水繰り返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 2(DT 法,  $C=0\%$ )

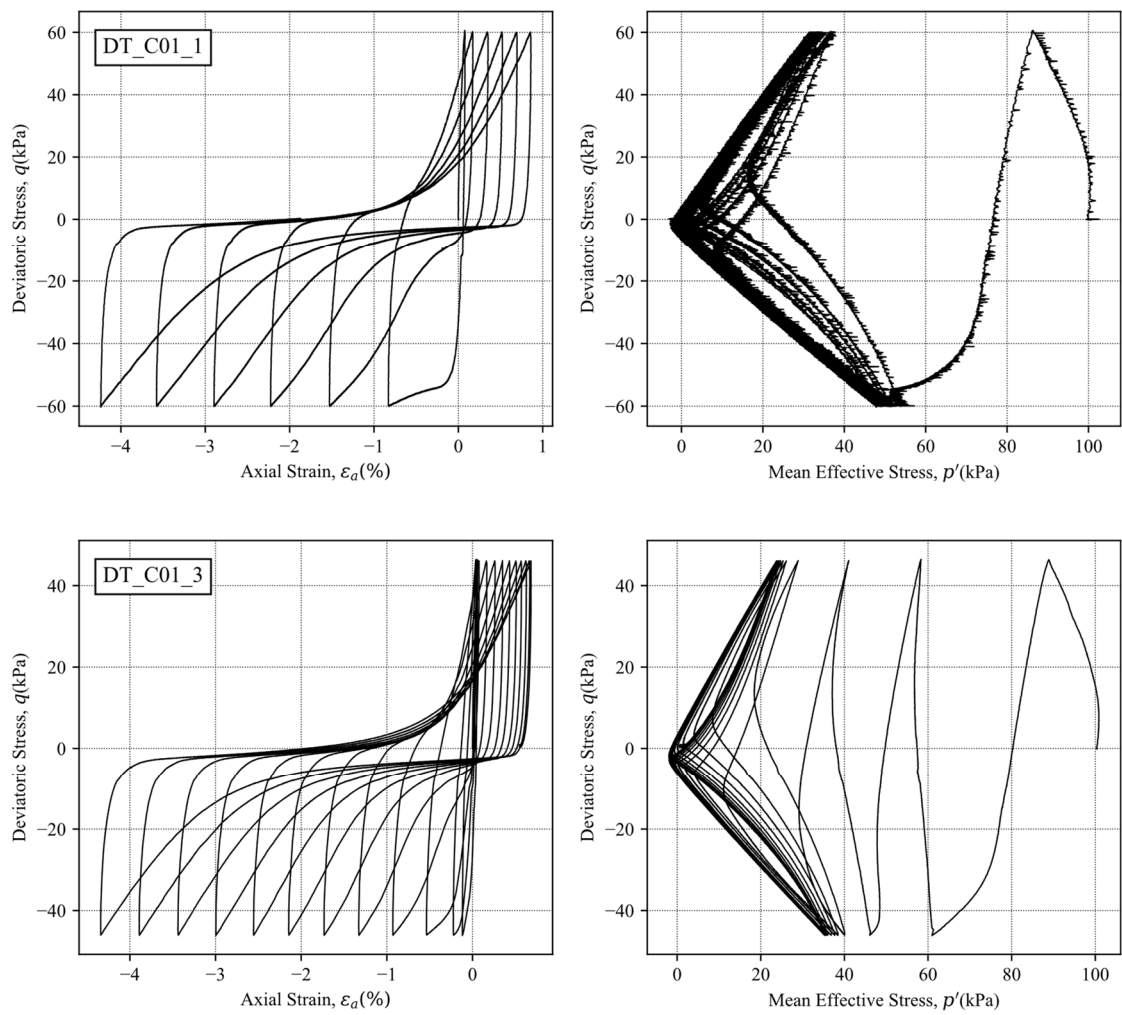


図 5-20 非排水繰り返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 1(DT 法,  $C=1\%$ )



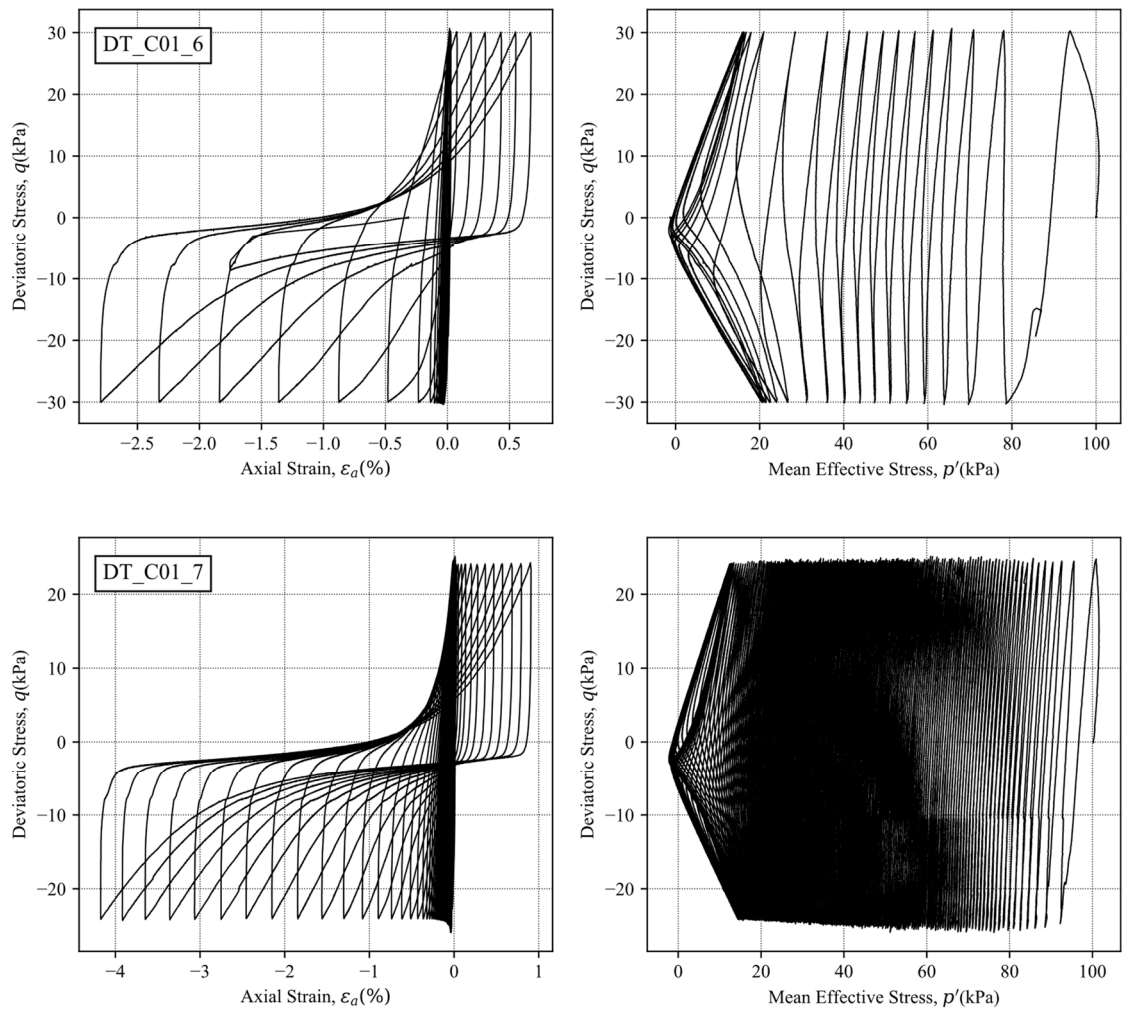


図 5-21 非排水繰返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 2(DT 法,  $C=1\%$ )

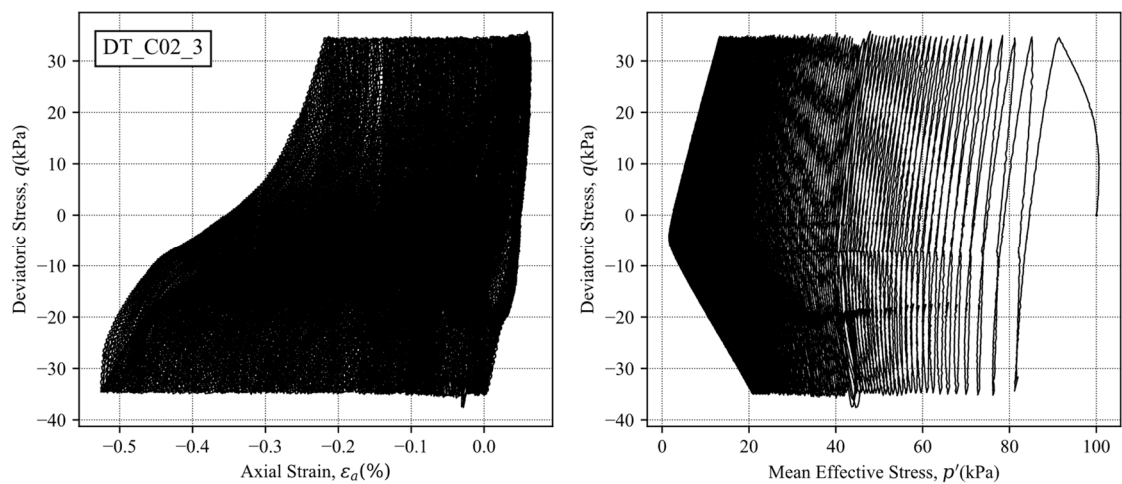


図 5-22 非排水繰返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 1(DT 法,  $C=2\%$ )

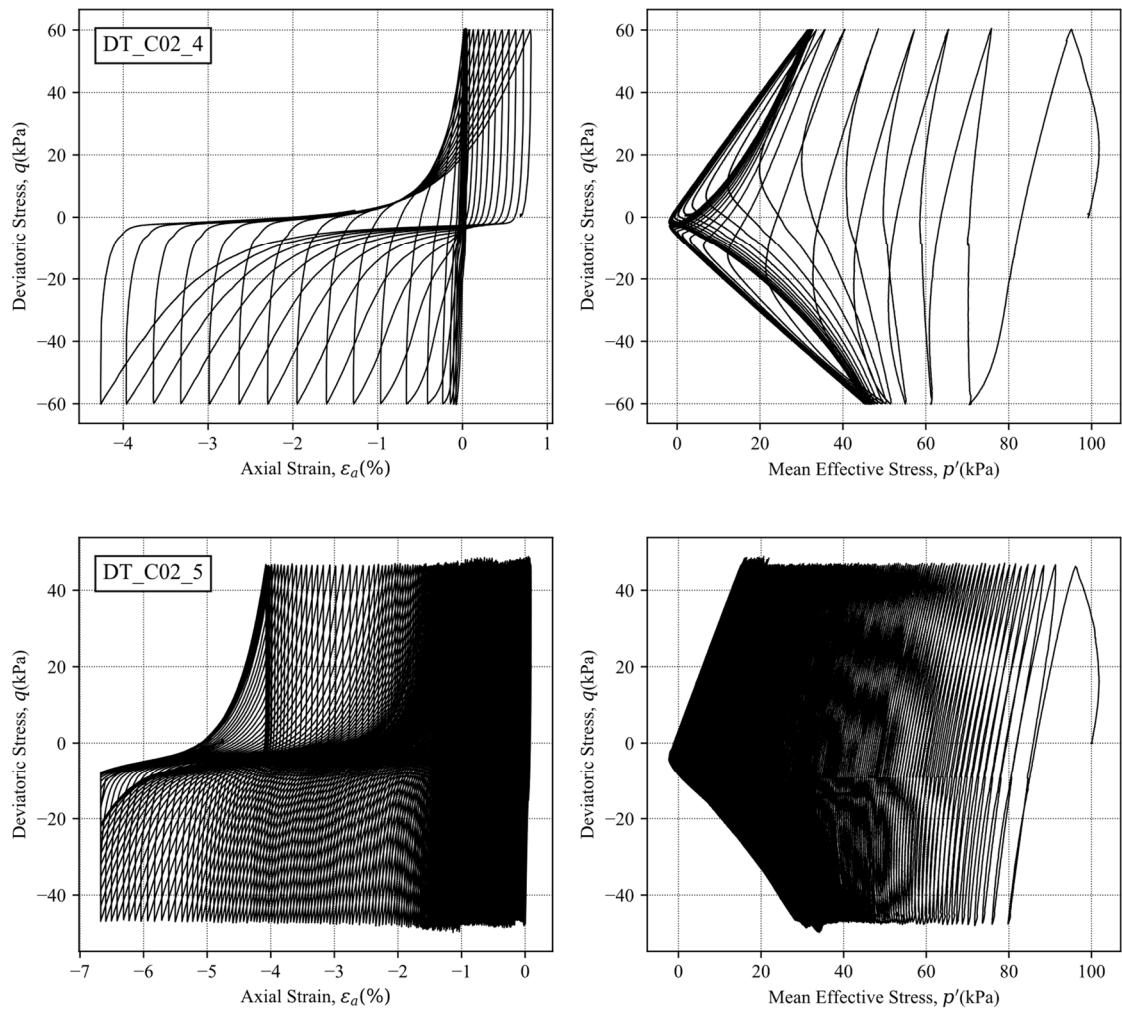


図 5-23 非排水繰返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 2(DT 法,  $C=2\%$ )

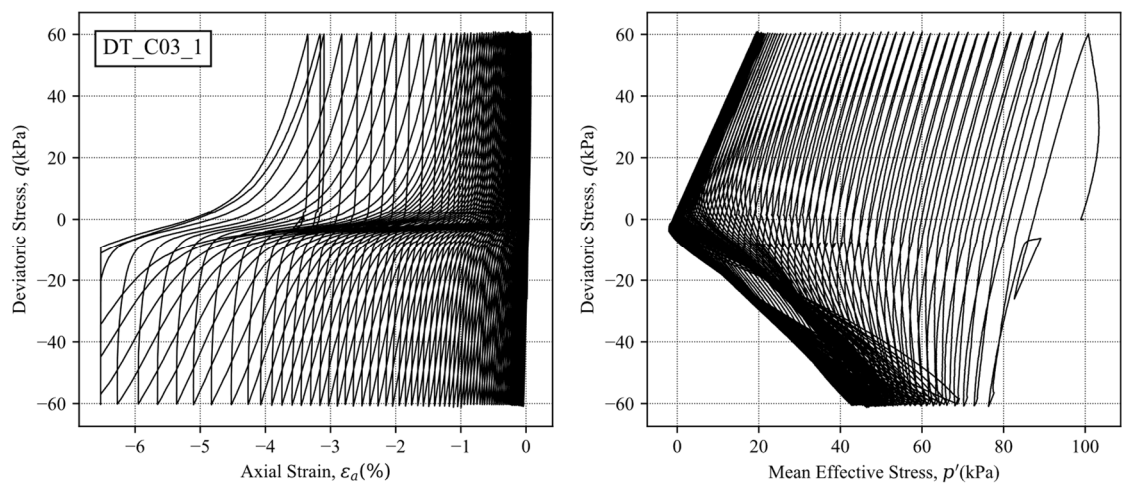


図 5-24 非排水繰返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 1(DT 法,  $C=3\%$ )

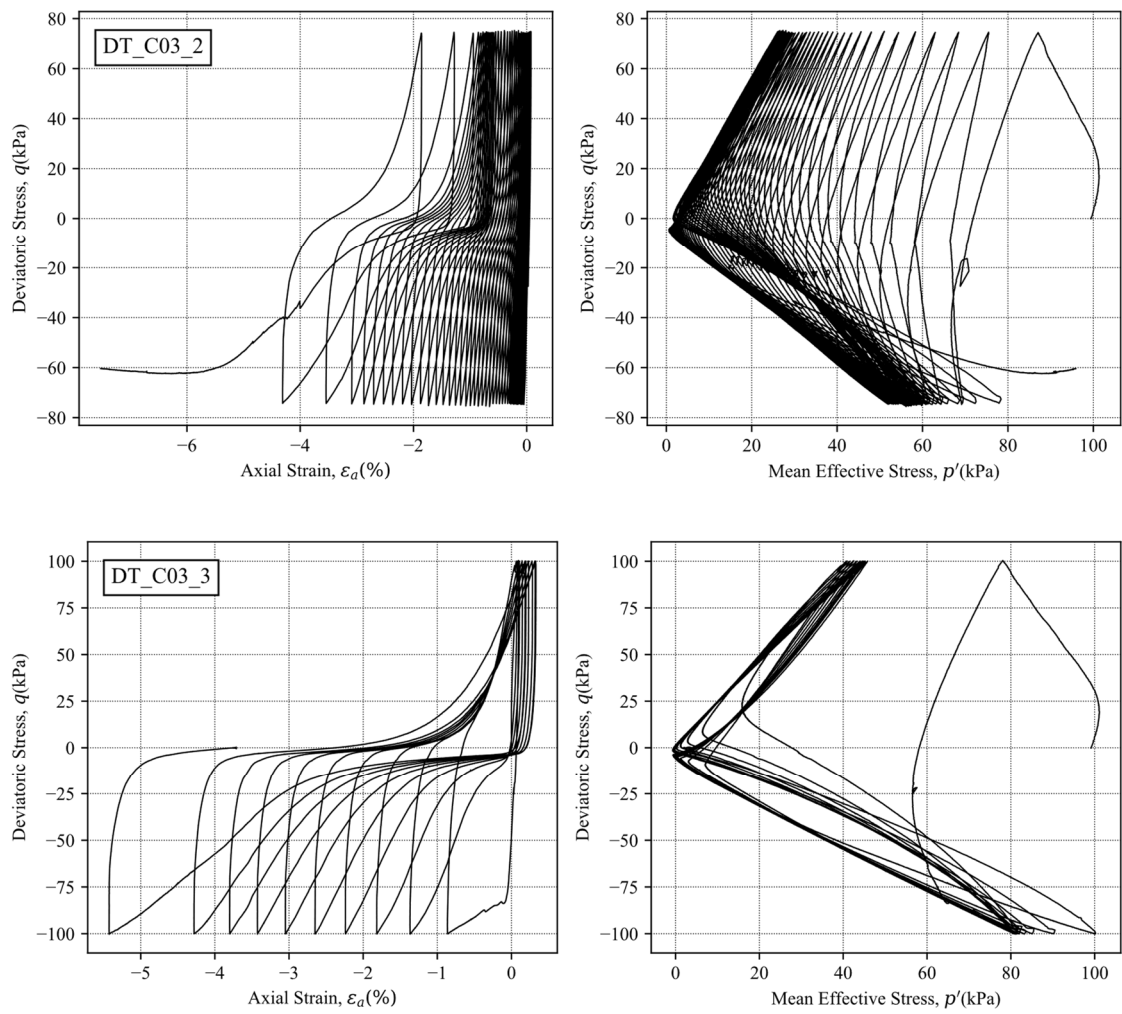


図 5-25 非排水繰返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 2(DT 法,  $C=3\%$ )

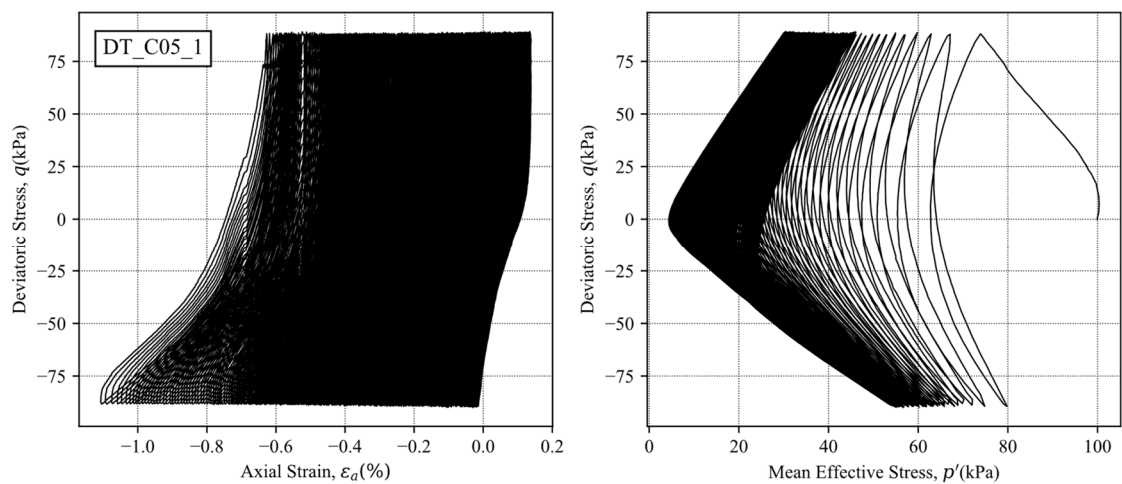


図 5-26 非排水繰返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係(DT 法,  $C=5\%$ )

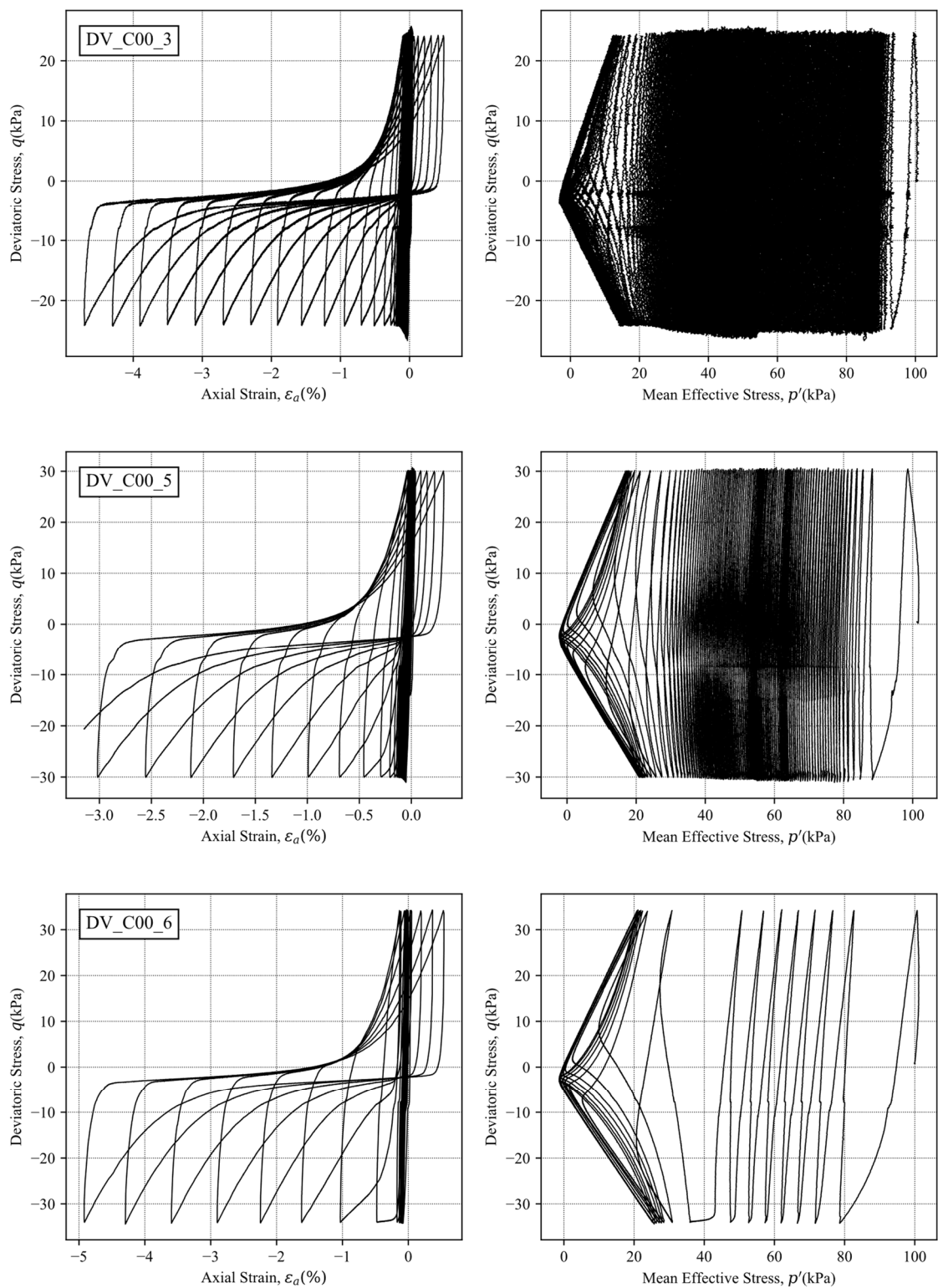


図 5-27 非排水繰返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 1(DV 法,  $C=0\%$ )

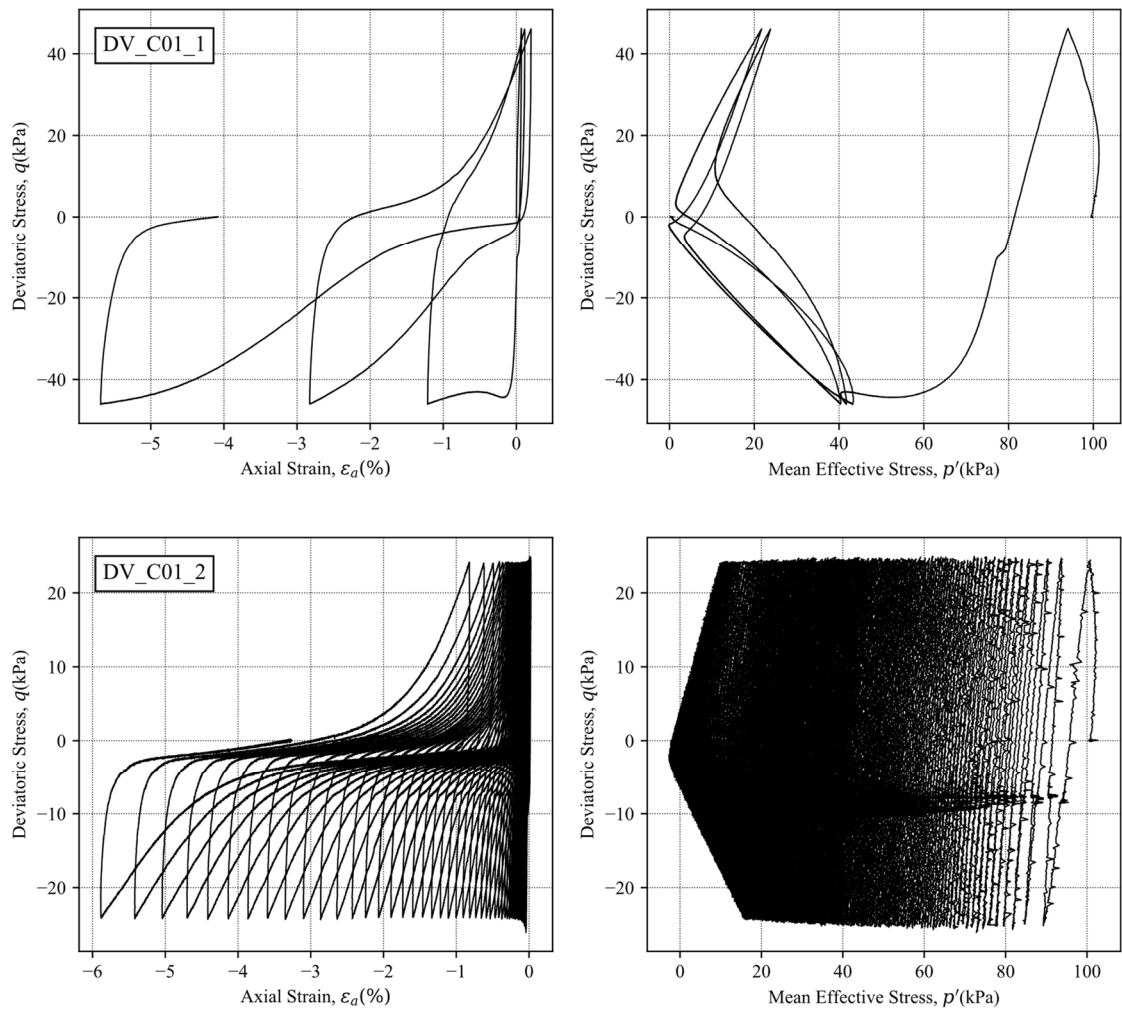


図 5-28 非排水繰り返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 2(DV 法,  $C=1\%$ )

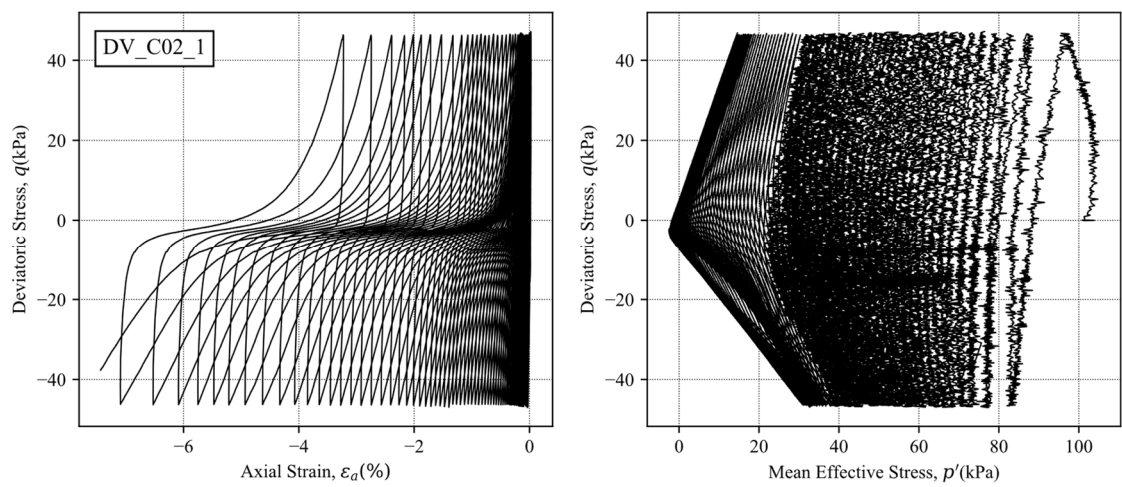


図 5-29 非排水繰り返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 1(DV 法,  $C=2\%$ )

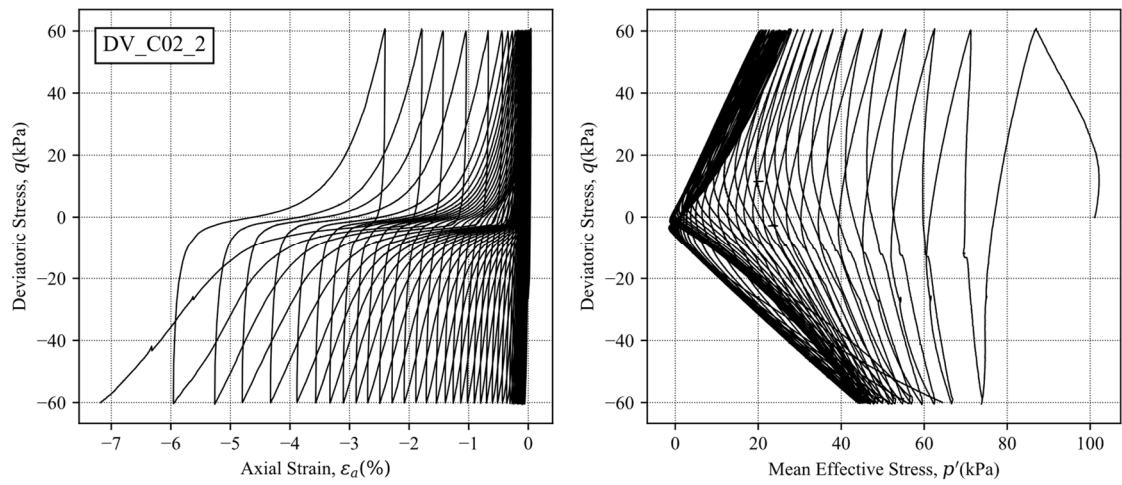


図 5-30 非排水繰返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係 2(DV 法, C=2%)

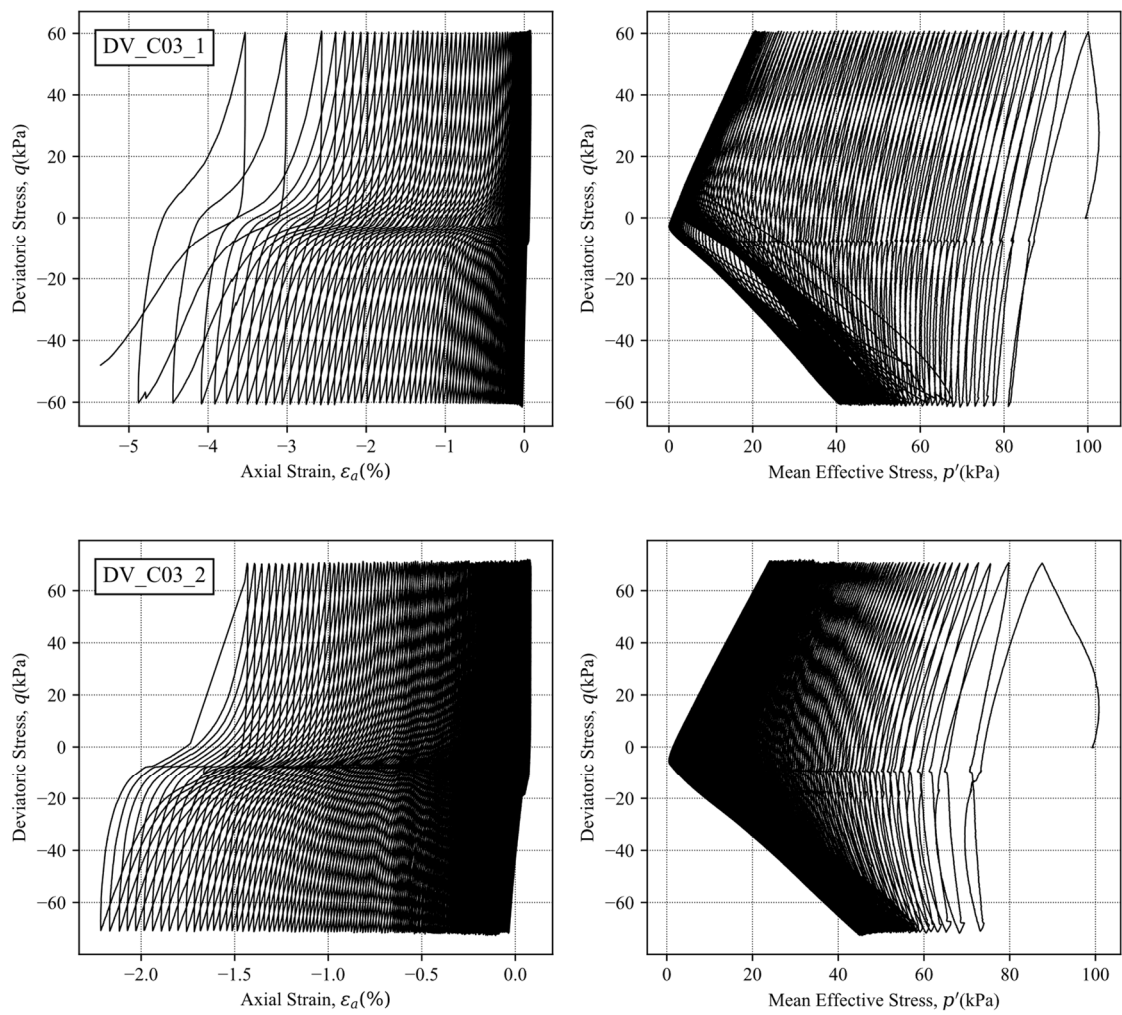


図 5-31 非排水繰返しせん断中の応力経路と応力ひずみ関係(DV 法, C=3%)

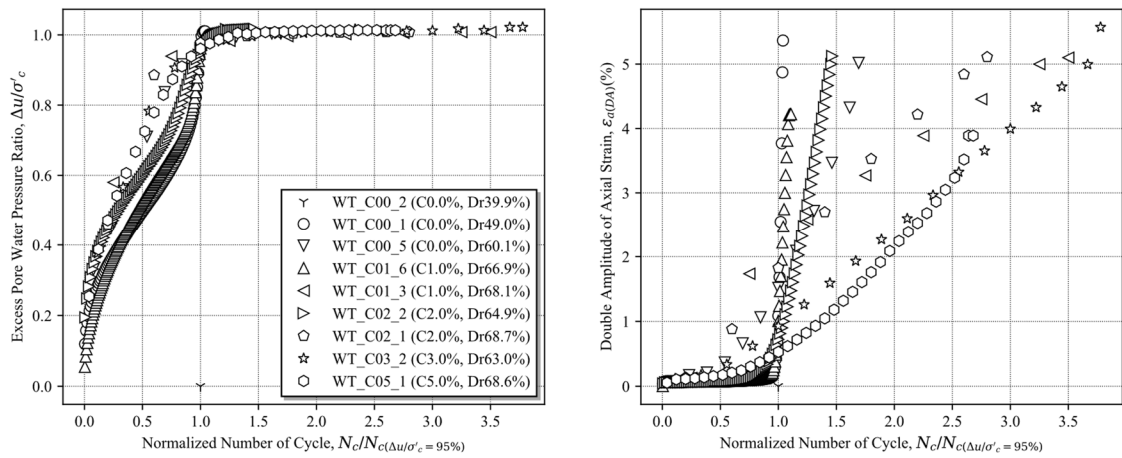


図 5-32 セメント添加率の異なる供試体の正規化繰り返し回数と過剰間隙水圧比の関係

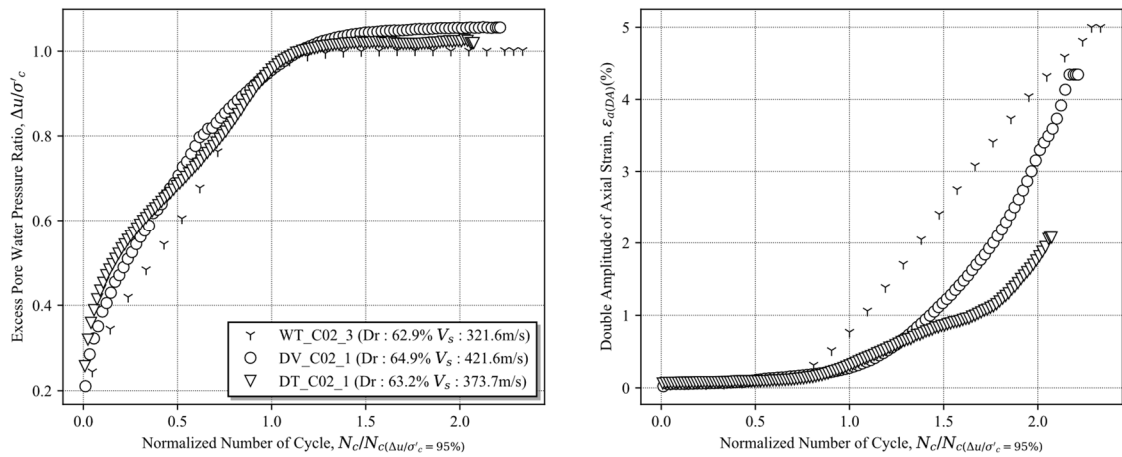


図 5-33 作製方法の異なる供試体の正規化繰り返し回数と過剰間隙水圧比の関係

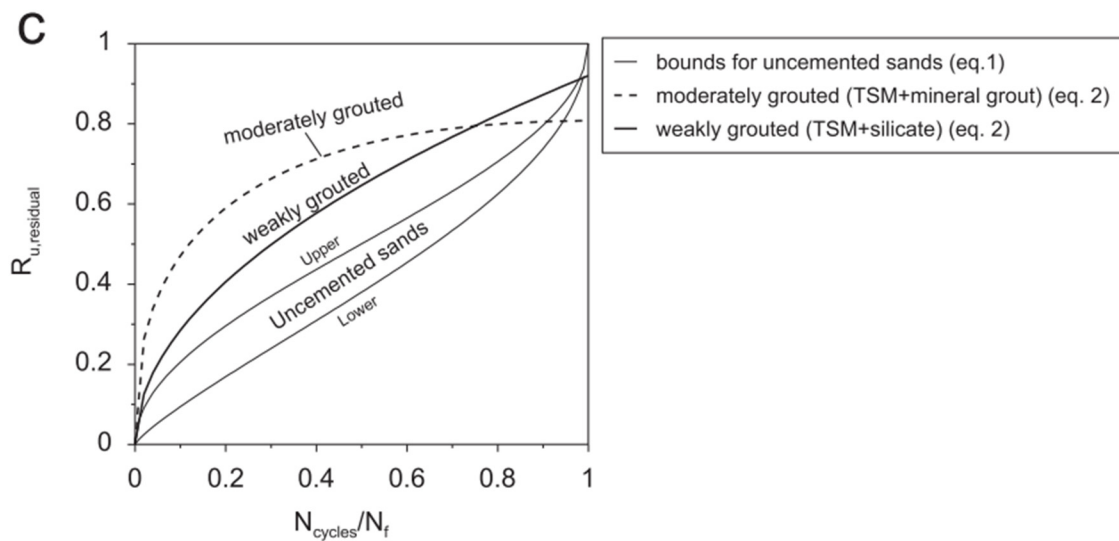


図 5-34 セメント改良体の正規化繰り返し回数と過剰間隙水圧比の関係(Porcino et al. [7])



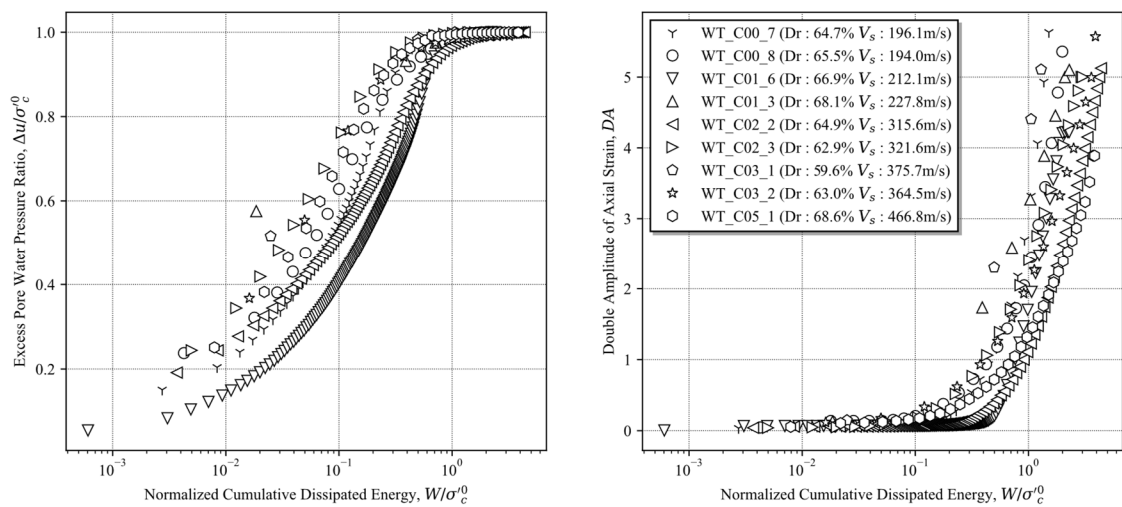


図 5-35 セメント添加率の異なる供試体の正規化累積損失エネルギーと過剰間隙水圧比の関係

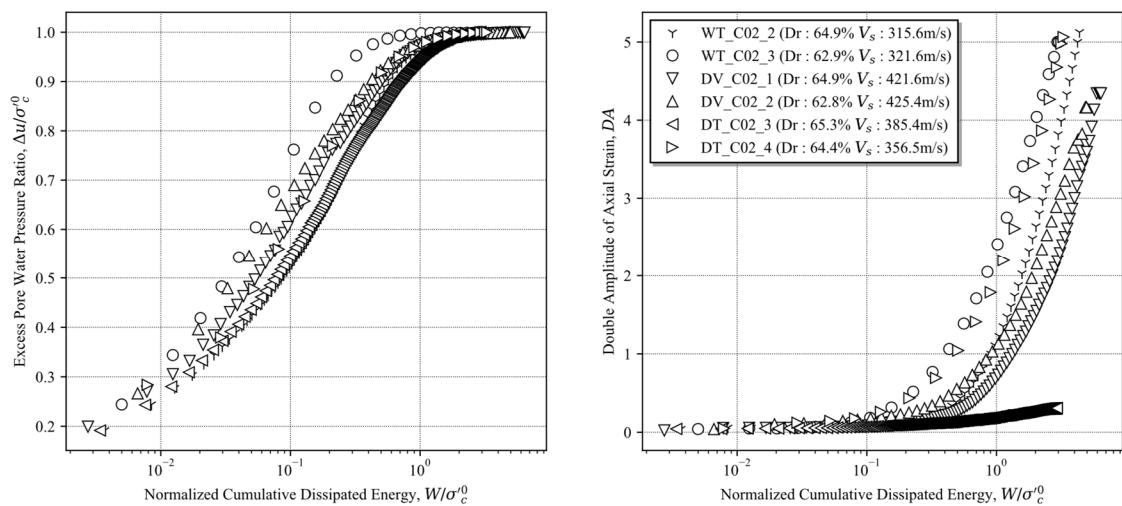


図 5-36 作製方法の異なる供試体の正規化累積損失エネルギーと過剰間隙水圧，両振幅軸ひずみの関係

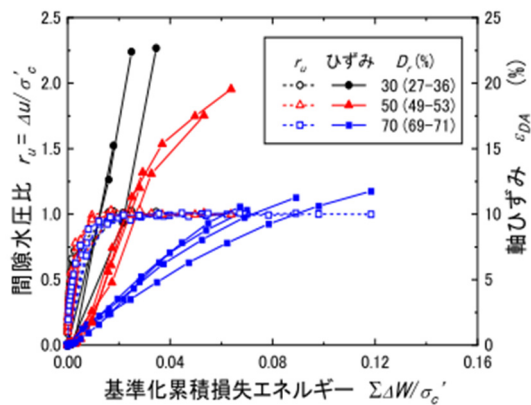


図 5-37 國生らによる異なる密度が正規化累積損失エネルギー特性に及ぼす影響



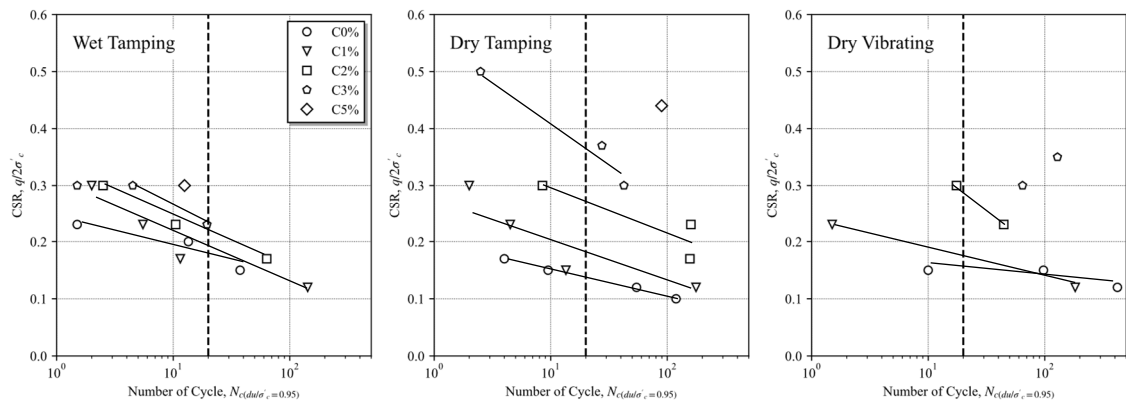


図 5-38 異なる供試体作製方法毎に整理した液状化強度曲線

表 5-3 液状化試験結果とせん断波速度のまとめ

Preparation Method	Cement Content, C (%)	Shear Wave Velocity (m/s)	CRR
DV	0	200.5	0.15
	1	288.0	0.175
	2	423.4	0.28
DT	0	191.3	0.145
	1	275.0	0.185
	2	369.0	0.27
	3	459.1	0.36
WT	0	209.2	0.185
	1	219.5	0.195
	2	315.6	0.22
	3	363.7	0.23
	5	466.8	0.27

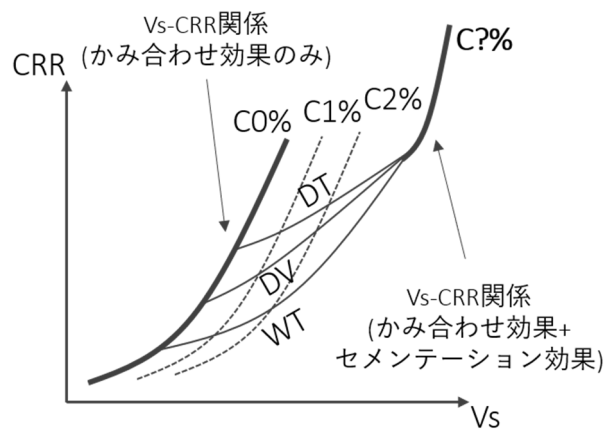


図 5-39 かみ合わせ効果とセメンテーション効果を考慮したせん断波速度-液状化強度関係(予想図)

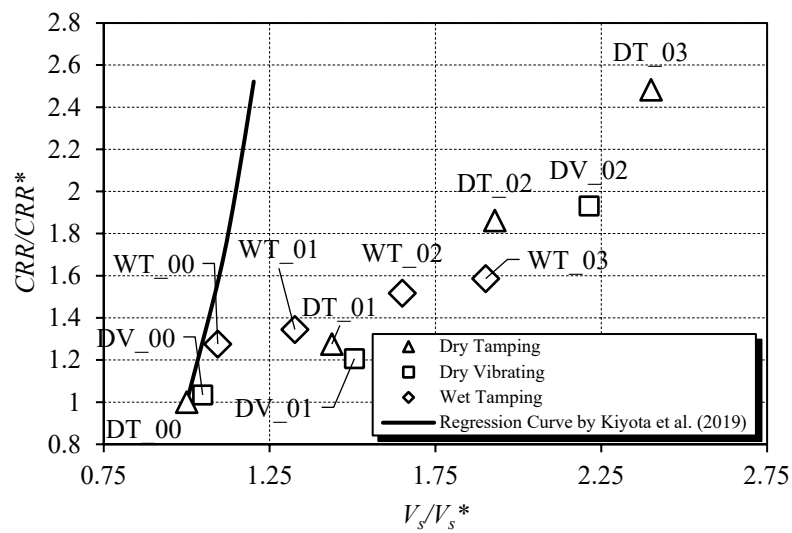


図 5-40 かみ合わせ効果とセメンテーション効果を考慮したせん断波速度-液状化強度関係(実験結果)

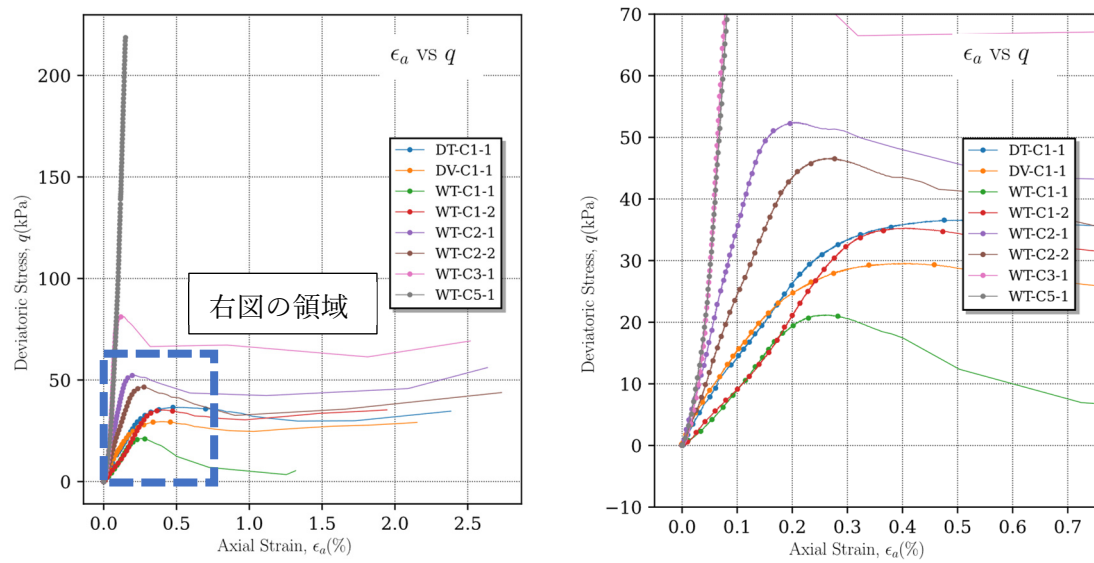


図 5-41 供試体作製方法による一軸圧縮試験の応力ひずみ関係の違い

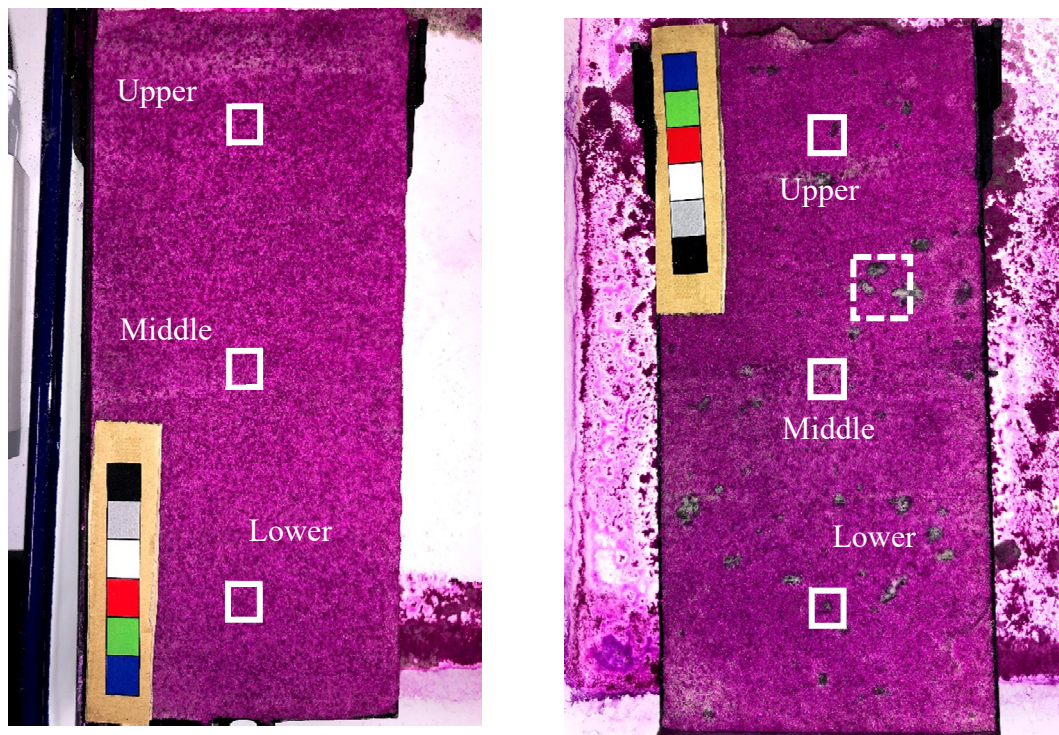


図 5-42 供試体作製方法によるセメンテーションの分布の異なり  
(左:DT C5%, 右:WT C5%)



図 5-43 WT 供試体内に形成された直径 2~5mm の粒状体

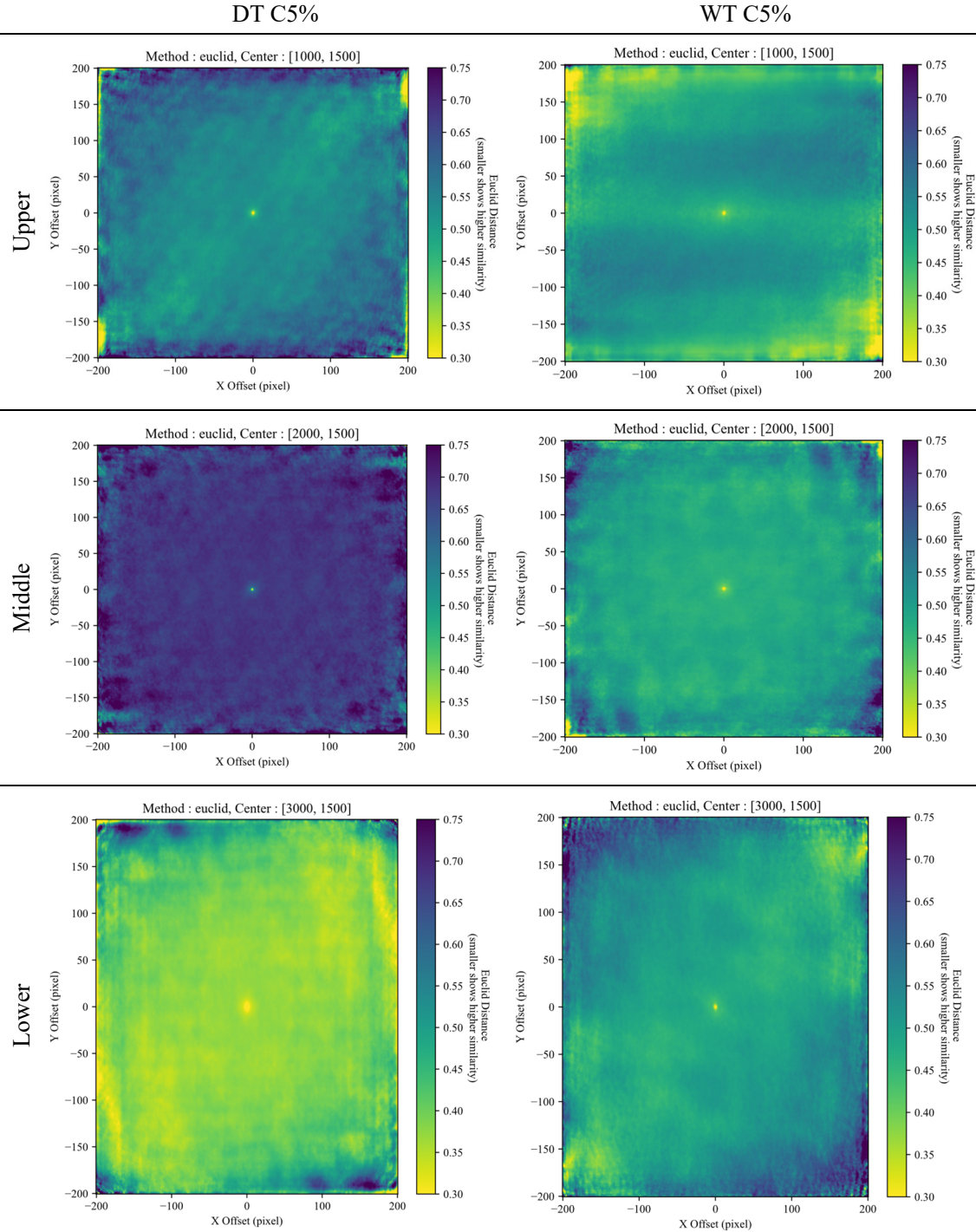


図 5-44 ユークリッド距離を用いた類似度行列の可視化

## 引用文献

- [1] 吉村優治 , 小川正二, “砂の等方圧密およびせん断特性に及ぼす粒子形状の影響,” 土木学会論文集, 1994.
- [2] 三浦均也, 長谷川敬寿, 松本吉英 , 土岐祥介, “砂の力学的性質に及ぼす粒子形状および粒度分布の影響,” 北海道大学工学部研究報告, 1990.
- [3] Y.-C. Chiang , Y. S. Chae, “Dynamic Properties of Cement-treated Soils,” Highway Research Record, 1972.
- [4] O. B. Hardin , R. E. F., “Elastic Wave Velocities in Granular Soils,” Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1963.
- [5] 兵動太一, 塚本良道, 野田翔兵, 橋本和佳, 荒井靖仁 , 掛川智仁, “微細なセメント改良材で固結した砂供試体の動的変形特性に及ぼす水セメント比の影響,” 土木学会論文集 B3 (海洋開発), 2019.
- [6] M. Styler , J. Howie, “Continuous Monitoring of Bender Element Shear Wave Velocities During Triaxial Testing,” Geotechnical Testing Journal , 2014.
- [7] D. Porcino, V. Marciàno and R. Granata, "Cyclic liquefaction behaviour of a moderately cemented grouted sand under repeated loading," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 79, no. A, pp. 36-46, 2015.
- [8] J. R. Booker, M. S. Rahman , H. B. Seed, “GADFLEA: A computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation during cyclic or earthquake loading,” *A Report on Research Sponsored by the National Science Foundation*, pp. 1-21, 1976.
- [9] G. W. Clough, J. Iwabuchi, N. S. Rad and T. Kuppusamy, "Influence of Cementation on Liquefaction of Sands," *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 115, no. 8, pp. 1102-1117, 1989.

## 6 累積損失エネルギーの観点から整理したかみ合わせ効果とセメンテーション効果が液状化強度特性にもたらす影響

### 6.1 概要

本章では近年様々な研究で用いられている損失エネルギーの概念を用いて、かみ合わせ効果とセメンテーション効果が、エネルギーの消散過程に及ぼす影響を議論する。またせん断波速度と液状化に要するエネルギーに関する考察を行う。

6.2 節では既往の累積損失エネルギーに関するレビューを行い、複数の定義が試験結果にもたらす影響について議論する。具体的には4章と5章における過圧密によってかみ合わせ効果を変化させた供試体と5章のセメンテーション効果を変化させた供試体を用いて、3つの定義による差を比較する。

6.3 節では異なる CSR がもたらす正規化損失エネルギーと液状化に関する指標への影響を議論する。具体的には前節で取り上げた定義の内1つを用いて、過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみの両者との相関を見る。

6.4 節では前節の影響を考慮したうえで、土粒子のかみ合わせ効果とセメンテーション効果が損失エネルギー特性に与える影響を議論する。具体的には過圧密比や供試体の作製方法、セメント添加率によって試験中の損失エネルギーがどのように増加するかを検討する。

6.5 節では前章の液状化強度を CRR を過剰間隙水圧が上昇するまでに要する正規化累積損失エネルギーに置き換え、せん断波速度で液状化に要するエネルギーの評価が可能かの検討を行う。

なお本章では、明示しない限りは、供試体において計測された応力とひずみから計算された単位体積当たりのエネルギーの内、単位が  $\text{kN/m}^3$  となるものを累積損失エネルギー、単位が無次元となるものを正規化累積損失エネルギーと呼ぶ。

ロードセルや各種の変位計が計測するのは、それぞれ供試体に作用する外力とそれによって供試体に発生する変位である。このため厳密には積分計算で求まるものは仕事である。後述するように、この仕事は供試体内部で、等方的な圧縮力によって供試体を変形させる能力とせん断力によって供試体を変形させる能力に分解することができる。本章では供試体を変形させる能力をエネルギーと定義する。また、非排水条件下において体積ひずみ成分は0であるため、結果的に外力とひずみから計算される仕事とせん断力によるエネルギーは等しくなる。

また、1サイクルにおける応力ひずみ関係を考えた際に、囲まれる範囲の面積は供試体に入出力した正味の仕事となる。この仕事は1サイクル終了時点で、供試体にせん断力によって生じた塑性変形分のエネルギーとして変換されており、これを損失エネルギーと定義す



る．この損失エネルギーが繰り返し载荷中に蓄積していくことで，累積損失エネルギーが計算される．

## 6.2 正規化累積損失エネルギーと繰り返し応力比，過剰間隙水圧のモデル化

非排水繰り返しせん断载荷中の力学特性をエネルギーの概念を用いて整理した既往研究は多く存在する．しかしながらそれぞれの既往研究において独自の定義がなされている．ここでは代表的な4つの定義について説明する．

### 6.2.1 累積損失エネルギー

Towhata and Ishihara[1]は中空ねじり試験装置を用いて，主応力軸回転の過剰間隙水圧の発生に与える影響を議論した．その議論の過程において，単位体積あたりに蓄積するひずみエネルギーの増分 $dW_1$ を次のように定義した．

$$dW_1 = \sigma'_v d\epsilon_v + 2\sigma'_h d\epsilon_h + \tau_{vh} d\gamma_{vh} \quad 6-1$$

ここで $\sigma'_v$ ,  $d\epsilon_v$ ,  $\sigma'_h$ ,  $d\epsilon_h$ ,  $\tau_{vh}$ ,  $d\gamma_{vh}$ はそれぞれ，鉛直有効主応力，体積ひずみ増分，側方有効主応力，側方ひずみ増分，せん断応力，せん断ひずみ増分である．一方この $dW_1$ は，等方的な圧縮力による仕事成分 $dW_c$ とせん断力による仕事成分 $dW_s$ を用いて次のように表現される．

$$dW_1 = dW_c + dW_s \quad 6-2$$

$$dW_c = \frac{1}{3}(\sigma'_v + 2\sigma'_h)d\epsilon_v \quad 6-3$$

なお，非排水条件では $d\epsilon_v = 0$ となるため，上式をまとめて $dW_s$ は

$$dW_s = 2\sigma'_h d\epsilon_h + \tau_{vh} d\gamma_{vh} \quad 6-4$$

と表現される．Towhata and Ishihara[1]は様々な载荷経路による $dW_s$ と過剰間隙水圧 $du$ の関係を検討し，この関係はせん断応力の経路に依存しないこと(図 6-1)，応力経路上の等エネルギー線も応力経路に依存しないことを発見した(図 6-2)．

Figuroa[2]は中空ねじり試験装置を用いた等ひずみ振幅の非排水繰り返し载荷試験によって，過剰間隙水圧比が100%に到達するまでの単位体積当たりの累積損失エネルギー $E$ を

$$E = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2}(\tau_i + \tau_{i+1})(\gamma_{i+1} - \gamma_i) \quad 6-5$$



と定義した．ここで $\tau_n, \gamma_n$ はそれぞれある時刻ステップ $n$ におけるせん断応力とせん断ひずみである．この定義を用いて異なる有効拘束圧 $\sigma'_c$ と相対密度 $D_r$ の試験結果を整理すると、ひずみ振幅に寄らず次式で $E$ を求めることができるとした．

$$\log_{10} E = 2.002 + 0.00477\sigma'_c + 0.0116D_r \quad 6-6$$

## 6.2.2 正規化累積損失エネルギー

前項の定義はいずれも有効拘束圧を含んでいない．一方で、あらかじめ有効応力で正規化した正規化累積損失エネルギーを定義し、液状化特性との相関を調べたの研究も存在する．

### 6.2.2.1 國生らの方法

國生ら[3], [4]は単位体積当たりの正規化損失エネルギー $\Delta W/\sigma'_c$ を次式で定義した．

$$\Delta W/\sigma'_c = \int \tau d\gamma / p'_0 \quad 6-7$$

ここで $p'_0$ は液状化試験前の初期有効拘束圧である．この $\Delta W/\sigma'_c$ を用いて過剰間隙水圧比 $du/\sigma'_c$ と両振幅軸ひずみ $\epsilon_{a(DA)}$ の関係を表したものが図 6-3 である． $\Delta W/\sigma'_c - du/\sigma'_c$ 関係は、相対密度の増加に寄らず一定であり、 $\Delta W/\sigma'_c = 0.02$ かそれ以下でほぼ $\Delta u/\sigma'_c = 100\%$ に到達していることが見て取れる．一方、 $\Delta W/\sigma'_c - \epsilon_{a(DA)}$ 関係は相対密度ごとに大きく異なる．しかしながら、供試体ごとの密度のばらつきを考慮した場合、ある相対密度における累積損失エネルギーは、応力振幅や載荷繰返し回数に寄らず、一定であると結論付けられている．

### 6.2.2.2 Koseki らの方法

青柳ら[5], [6]は、Koseki et al.[7]によって提案された応力経路の原点付近の微小なオフセットから定義される液状化試験時の応力比の概念を用いて、多層リングせん断試験装置における正規化累積損失エネルギー $\sum \Delta W/p'$ を定義した．

$$\sum \Delta W/p' = \int \frac{\tau_{avg.} - \Delta \tau}{p' - \Delta p'} d\gamma \quad 6-8$$

ここで、 $\Delta \tau, \Delta p'$ はそれぞれ図 6-4 に示すような、原点から応力経路の頂点に補正量である．

### 6.2.2.3 本多らの方法

本多ら[8]は各サイクルにおける終了時の有効主応力 $p'_n$ を用いて、正規化累積損失エネルギー $U_n / \sigma'_c$ を次のように定義した。なお別の文献[9]では、 $p'_n$ は各サイクルにおける開始時の有効主応力となっている。

$$U_n / \sigma'_c = \sum_n \frac{\int \tau d\gamma}{p'_n} \quad 6-9$$

著者らは微小な応力履歴が $U_n / \sigma'_c - du / \sigma'_c$ 関係にもたらす影響を検討した(図 6-5)。結果として、同一の微小排水繰り返し载荷を行った場合、CSR が同関係にもたらす影響は少ない点が見て取れる。一方で異なる微小繰り返し载荷回数で比較すると、各サイクルでの過剰間隙水圧の発達は、繰り返し回数が大きいほど抑えられていることが分かる。

### 6.2.3 各定義の比較

今回は上述した、正規化累積損失エネルギーの観点から、液状化特性を検討する。その前段階として、まずは上記の3種類の定義の比較を行う。今回は全て単位は無次元量である。このため、6.2.2.1 目、6.2.2.2 目、6.2.2.3 目で定義されたエネルギーは比較の簡略化のため、それぞれ以下のように表現する。

$$E_1^N \equiv \Delta W / \sigma'_c, E_2^N \equiv \sum \Delta W / p', E_3^N \equiv U_n / \sigma'_c \quad 6-10$$

また正規化累積損失エネルギー全体を指す際には $E^N$ を用いる。

本項での比較対象は第4章で使用した川崎市浮島町で採取された原位置試料と、第5章で使用した早強ポルトランドセメントと珪砂7号の混合土の非排水繰り返し三軸試験結果である。

図 6-6 から図 6-8 に各試料の $E^N - du / \sigma'_c$ 結果を示す。図 6-6 には川崎市浮島町で採取された原位置試料について、同一作製条件で CSR の異なる3本の結果が記載してある。全体として見ると、液状化の進展とともに有効応力が減少していくため、正規化時の有効応力の値の大小関係から基本的には $E^N$ の値は $E_3^N \geq E_2^N > E_1^N$ となることが分かる。図 6-6 において $E_3^N$ で整理した場合は、最終サイクルと最終サイクルの一つ前のサイクルにおいて、累積損失エネルギーが急激に増加しているように見える場合がある。これは最終サイクルの損失エネルギーが試験終了時点での有効応力によって正規化されるため、 $E^N$ の値が非連続的に変化してしまうことに由来する。

一方で図 6-6 において残りの2つの方法は、最終サイクルにおいて発散する傾向は見られない。また $E_2^N$ は $E_1^N$ と比較して、全体的なプロットが右に移動しており、その移動量は $du / \sigma'_c$ が増加するほど顕著である。しかしながら、正規化累積損失エネルギーの絶対値は変化する一方で、途中で各供試体の結果が大きく乖離するなどの全体的な傾向変化は見られ

ない。

図 6-7 に供試体作製方法は Wet Tamping 法で揃え、セメント添加率のみを変えた場合の  $E^N - du/\sigma'_c$  関係、および  $E^N - DA$  関係を示す。まず  $E^N - du/\sigma'_c$  関係に着目すると、試験終了時点での  $E^N$  の値は、 $E_2^N > E_3^N \geq E_1^N$  となっている。 $du/\sigma'_c$  が大きくなるほど、 $E^N - du/\sigma'_c$  に変化が生じ、特に  $E_2^N$  の定義を用いて方法では、初期液状化から試験終了前に要されるエネルギーが多く見積もられている。次に  $E^N - DA$  関係について見ると、供試体間の結果の差異が最も大きいのは  $E_2^N$  である。これらの傾向は同じセメント添加率で、作製方法のみが異なる結果を載せた図 6-8 においても同様である。

以上の検討を纏めると以下ようになる。

1.  $E_3^N$  の定義は初期液状化付近で急激に有効応力が変化する場合、エネルギーが不連続的に変化する場合がある。
2.  $E_2^N$  と  $E_3^N$  の定義を比較すると、初期液状化からのエネルギーの増加量は  $E_2^N$  の定義が顕著である。

次項からは主にエネルギーの増加量に着目するため、その差異がより明確になると考えられる  $E_2^N$  の定義を用いて議論を進める。

### 6.3 異なる CSR が及ぼす $E_2^N - du/\sigma'_c$ 関係、 $E_2^N - DA$ 関係への影響

再度図 6-6 から図 6-8 の(b)の図を詳しく検討する。まず  $E_2^N - du/\sigma'_c$  に関するについては、図 6-6 の同一 OCR の場合、より高い CSR の供試体の方が  $du/\sigma'_c$  の発達が速いことが見て取れる。またこの特性は OCR1 の供試体ではそれほど顕著でないが、OCR3 や OCR5 の供試体においてより明瞭となっている。一方で図 6-7 の結果を見ると、同じセメント添加率で CSR が異なる場合、 $E_2^N - du/\sigma'_c$  に関係に大きな差は存在しない。既往の研究[1]では、累積損失エネルギーと応力経路は載荷経路に寄らず一意な関係に定まるという結論がなされており、図 6-7 は整合する結果となった。一方で石橋ら[10]は、破碎性を有するまさ土を用いた排水繰り返し試験を実施し、同じエネルギーを供試体に与える際に、より大きい応力振幅であるほど、密度の増加が大きかったことを示している。排水条件下における密度増加と非排水条件下における過剰間隙水圧の発達に正の相関があるとすれば、この考察は図 6-6 と整合する結果となる。いずれにせよ試料の粒子形状や細粒分含有率、あるいは土粒子構造の与え方によって、 $E_2^N - du/\sigma'_c$  関係の CSR 依存性が異なるのか否かについては、さらなる追加実験を要するが、現段階では依存性に変化がないとすることができる。

また図 6-6、図 6-7 について見ると、 $du/\sigma'_c = 0.8$  を超えると、CSR の違いによる  $E_2^N - du/\sigma'_c$  関係の差は明瞭では無くなってくる。これは破壊基準線に応力経路が到達した後は、有効応力と軸差応力の関係は CSR に寄らないためであると考えられる。このことは、エネルギー的な観点から初期液状化以降の過剰間隙水圧の変化について見ると、応力振幅は影響を与えないと言える。しかし、特に図 6-6 において試験が応力制御式三軸試験装置で実

施されたため、初期液状化後のデータプロットが少なく、プロットが十分に取れない点には留意する必要がある。

次に $E_2^N - DA$ 関係に着目する。図 6-7 と図 6-8 では CSR が大きいほど、結果の線は左上に移動している。これは同じエネルギーを供試体に与えても CSR が大きいほど、ひずみが発達しやすいということを示している。これは CSR が大きいほど早い段階から破壊基準線に到達し、ひずみが発達しやすいためであると考えられる。

#### 6.4 土粒子構造とセメンテーションがエネルギー特性に及ぼす影響

図 6-9 から図 6-11 にかけて川崎市浮島町の原位置試料とセメント添加を行った珪砂における、各要素と正規化累積損失エネルギーの関係を示す。ここでの各要素とは、原位置試料の場合は過圧密比であり、珪砂の場合は、供試体作製方法与セメント添加率である。また図中の正規化累積損失エネルギーは、各パラメータが初めて閾値に到達した時点での値である。例として図中の円記号は $DA5\%$ に初めて到達した時点での、各供試体の $E_2^N$ の値であり、実線は異なる CSR の結果の相加平均を結んだものである。

図 6-9 においては、過圧密比の上昇と共に、全ての $E_2^N$ に関する指標は上昇していることが見て取れる。またこの供試体の特徴として、 $DA5\%$ に達する際の $E_2^N$ の値が、 $du/\sigma'_c = 0.9$ に達する際の $E_2^N$ の値よりも小さく、軸ひずみの発達が過剰間隙水圧の上昇しきる前に起こるのが特徴的である。

図 6-10 の結果はセメント添加率 2%の供試体について作製方法与 $E_2^N$ の値を整理したものである。 $du/\sigma'_c = 0.95$ 時点での $E_2^N$ の値は 0.05 未満であり目立った差はない一方で、 $DA3\%$ 時点での $E_2^N$ の値は作製方法毎に大きくばらついている。

図 6-11 の結果には Wet Tamping 法の供試体について、セメント添加率と正規化損失エネルギーの関係を整理したものである。 $du/\sigma'_c = 0.95$ や  $DA1\%$ 時点の $E_2^N$ の値について、大きな違いは見られない。この事実は図 6-7 からでも観察され、図 6-7(b)において上記の値までは $E_2^N - du/\sigma'_c$ や $E_2^N - DA$ 関係が大きく変化していないことが見て取れる。一方  $DA3\%$ と  $DA5\%$ の値についてはセメント添加率によって大きく値がばらついている。とりわけ  $C2\%$ の値が他の添加率のケースと比較して最も高くなっている点が、特徴的である。

#### 6.5 せん断波速度と正規化累積損失エネルギーの相関

図 6-12 にせん断波速度と $du/\sigma'_c$ が規定値に達した際の正規化累積損失エネルギー $E_2^N$ の関係について示す。ここで規定値とは川崎市浮島町で採取された試料の場合は 90%、セメント添加を行った珪砂の場合は 95%である。値が異なる理由は、川崎市浮島町の原位置試料は過剰間隙水圧の発達がひずみの発達よりも遅れる傾向があるため、複数の供試体が 95%に達する前に試験が終了してしまったためである。

原位置試料については、せん断波速度が上昇するほど $E_2^N$ の値も顕著に上昇する傾向が見

られた。一方でセメント添加を行った珪砂は、セメント添加率を変えた場合であっても、供試体作製方法を変えた場合であっても、 $E_2^N$ の値に大きな変化は見られなかった。

また図 6-13 に正規化したせん断波速度と正規化した正規化累積損失エネルギーの関係を示す。この時の分母はそれぞれ、過圧密やセメント添加を行っていない供試体のせん断波速度と正規化累積損失エネルギーである。原位置試料については良い相関が得られているが、セメント添加を行った珪砂については、そもそもの値のバラつきが大きく、またせん断波速度の増加に伴う、正規化 $E_2^N$ の明瞭な増加は見られなかった。

## 6.6 まとめ

本章では複数の正規化累積損失エネルギーの定義について述べた後、それが CSR や土粒子のかみ合わせ効果やセメンテーション効果にどの程度影響され、最終的にせん断波速度で評価が可能かどうかについて議論を行った。

本章の結論を下記に示す。

1. 複数の正規化累積損失エネルギーの定義では、本多らの手法では過剰間隙水圧が劇的に変化する場合において、エネルギーが非連続的に変化するケースがあった。また國生らの方法と比較して、Koseki らの手法は載荷の後半にエネルギーが増加しやすい傾向が見られた。
2. 川崎市浮島町で採取された原位置試料やセメント添加を行った珪砂について CSR の $E_2^N - du/\sigma'_c$ 関係に及ぼす影響を検討した。しかしながら同一条件で CSR のみを変化させた場合でも、供試体ごとに $E_2^N - du/\sigma'_c$ 関係は異なり、明確な傾向は見られなかった。一方で、 $E_2^N - DA$ 関係に対しては、CSR が大きいほど DA が増えやすい傾向が見られた。
3. 川崎市浮島町で採取された原位置試料では、過圧密比の上昇と共に、全ての $E_2^N$ に関する指標が上昇した。一方で、セメント添加を行った珪砂については、セメント添加率と正規化損失エネルギー、並びに供試体作製方法と正規化損失エネルギーについて系統だった傾向は見られなかった。
4. せん断波速度と正規化損失エネルギーの関係は、過圧密された川崎市浮島町の試料では強い相関がみられたが、セメント添加を行った珪砂においてはばらつきが大きく、セメント添加率や供試体作製方法による影響を見出すことはできなかった。

参考図表

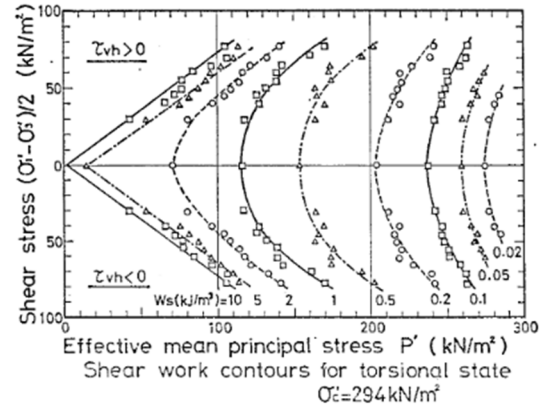
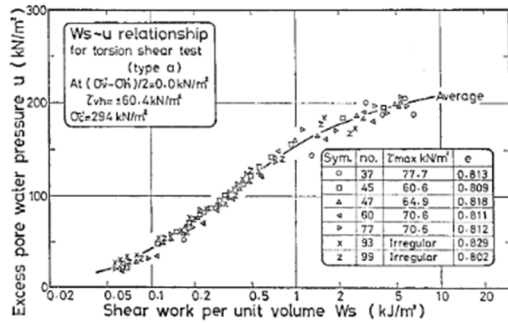


図 6-1 中空ねじり試験装置を用いた異なる振幅の繰り返しせん断によるせん断仕事と過剰間隙水圧の関係[1]

図 6-2 中空ねじり試験装置による  $p'$ - $q$  平面上の等エネルギー線[1]

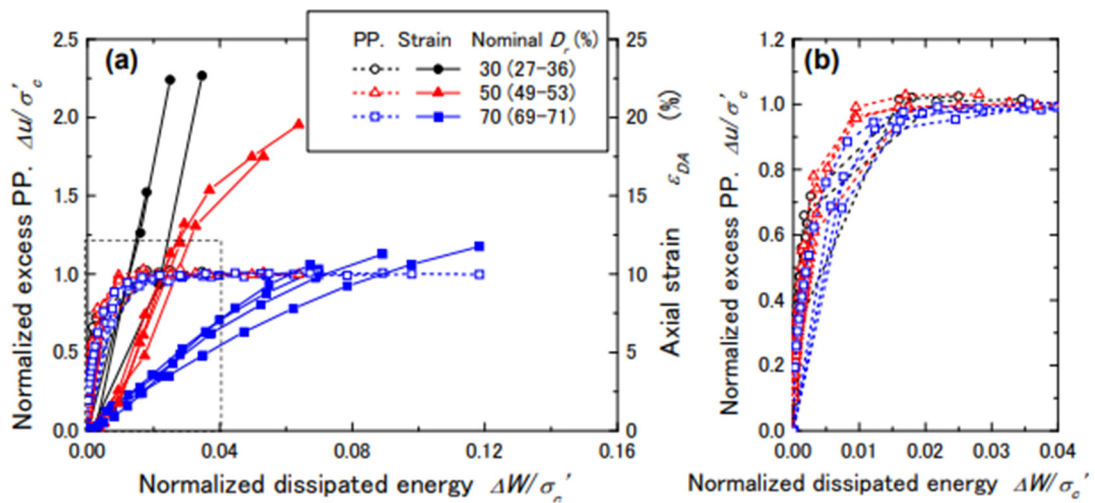


図 6-3 累積損失エネルギーと両振幅軸ひずみ，過剰間隙水圧比の関係

(a)全体図 (b)詳細図 [4]

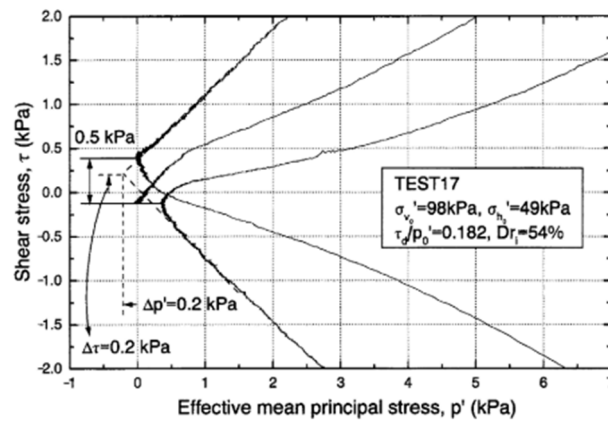


図 6-4 Koseki et al.[7]での応力経路における有効応力とせん断応力の補正值

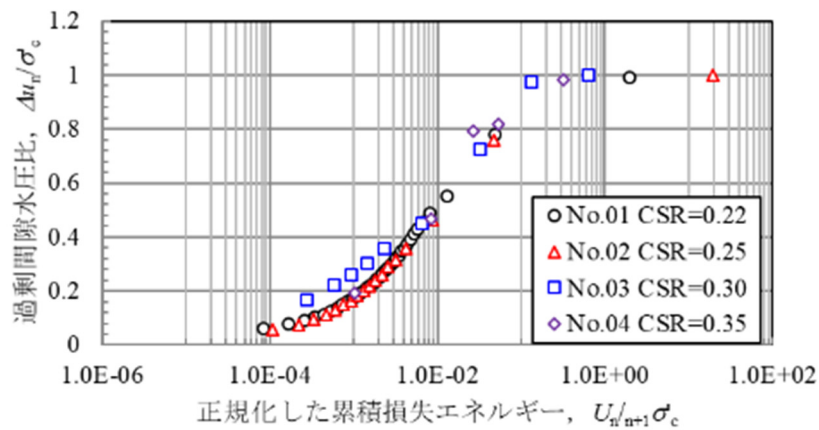
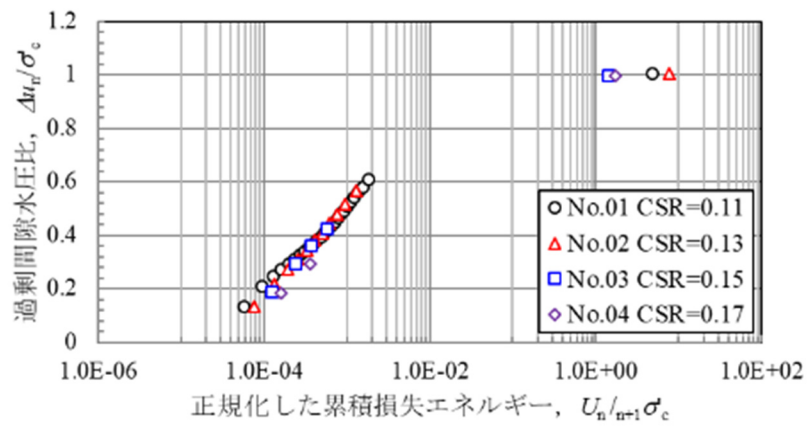
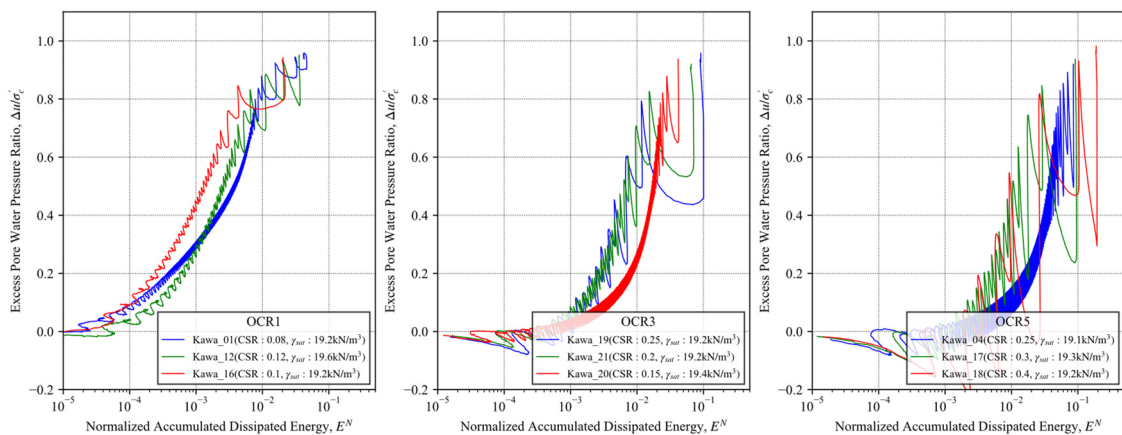
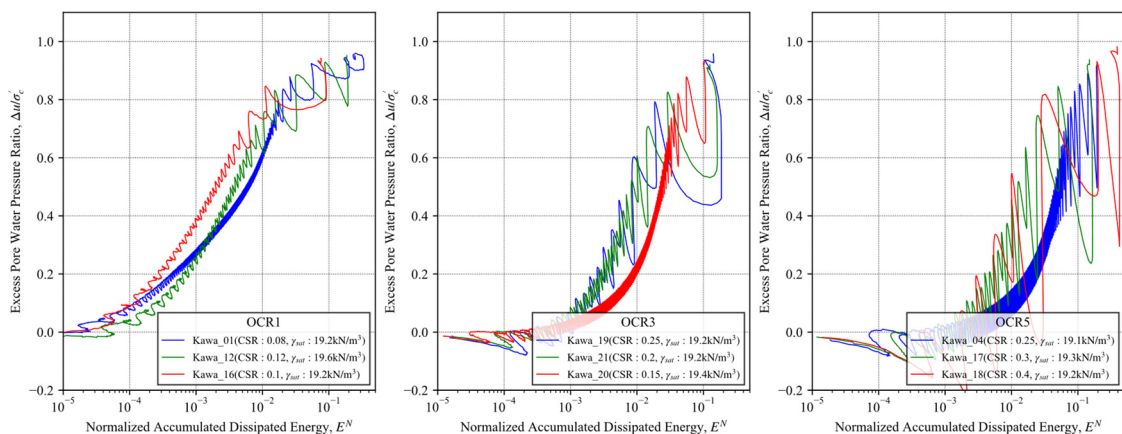


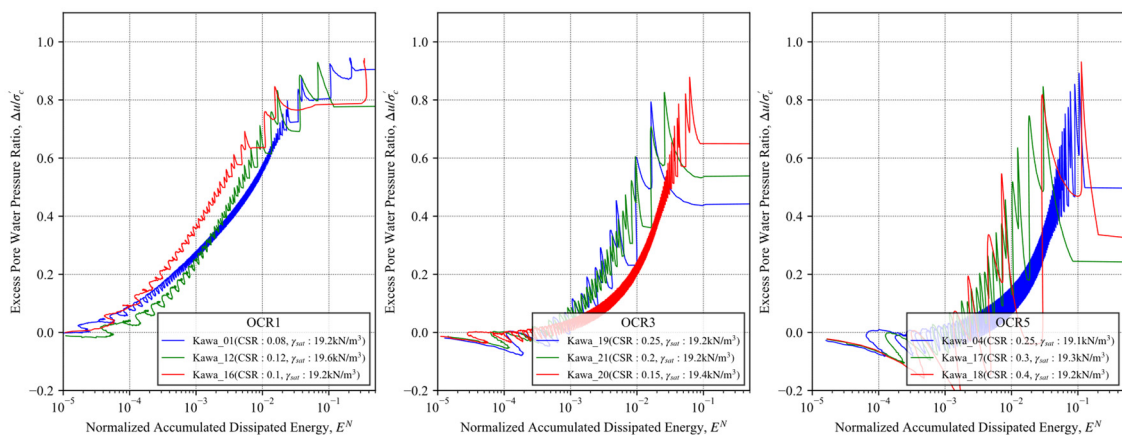
図 6-5 豊浦砂における正規化累積損失エネルギーと過剰間隙水圧比の関係[8] (上) 応力履歴無し (下) 微小排水繰り返し 3000 回



(a)  $E_1^N$  による定義



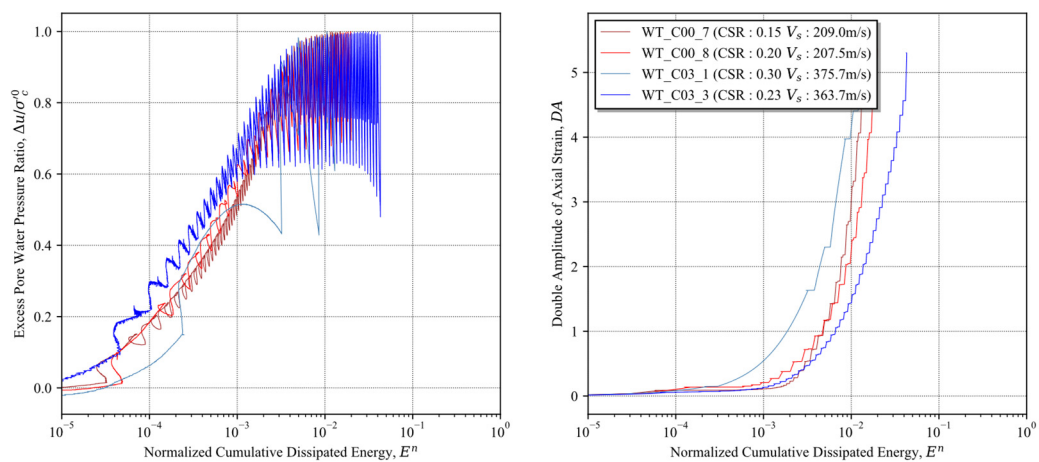
(b)  $E_2^N$  による定義



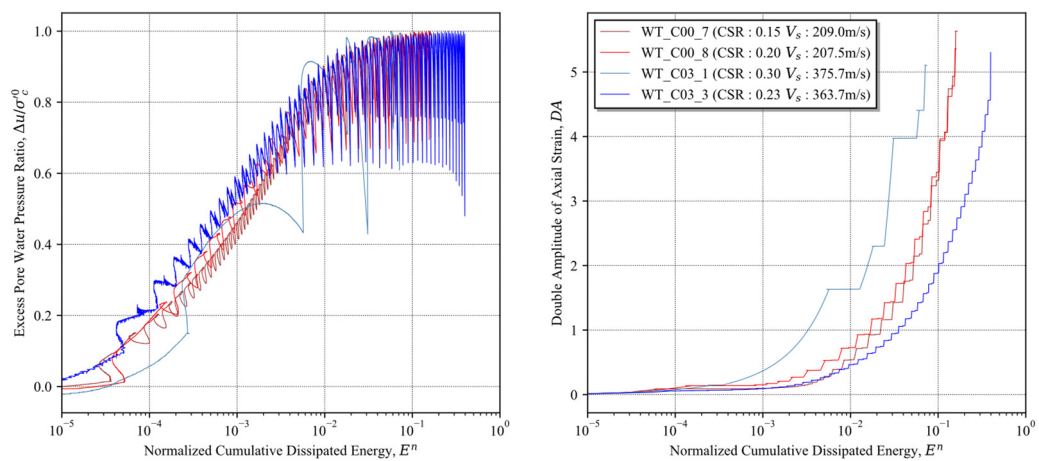
(c)  $E_3^N$  による定義

図 6-6 川崎市浮島町の試料の液状化試験中の正規化累積損失エネルギーと過剰間隙水圧比の関係

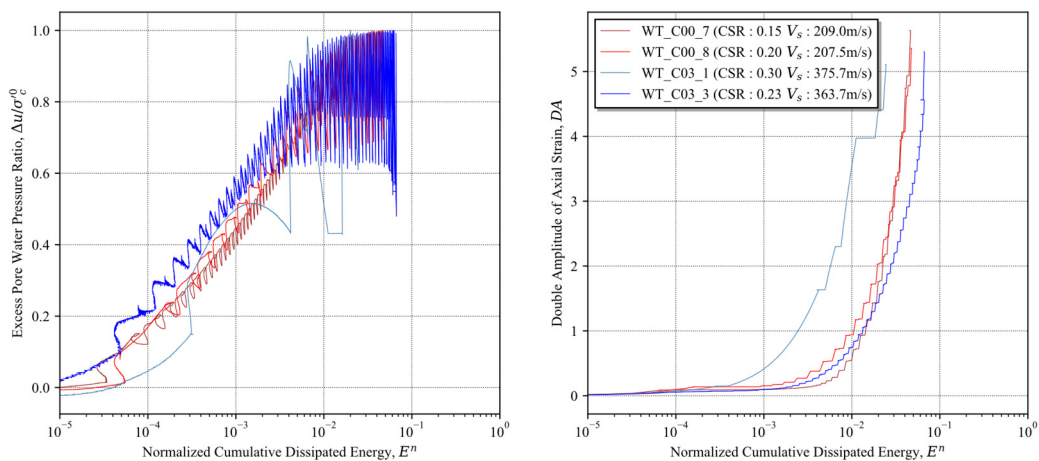




(a)  $E_1^N$  による定義

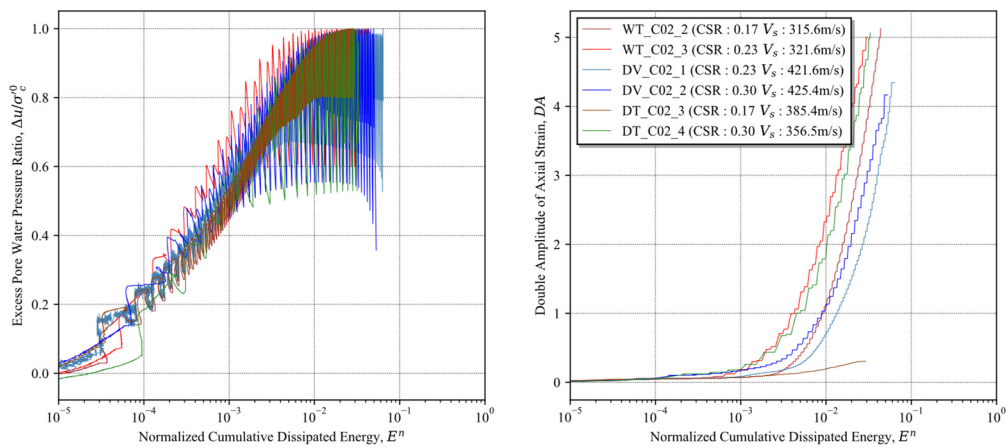


(b)  $E_2^N$  による定義

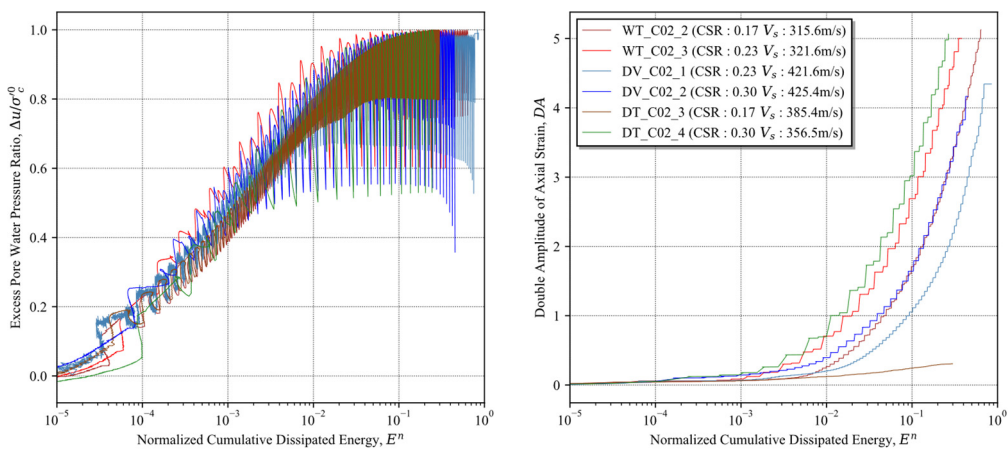


(c)  $E_3^N$  による定義

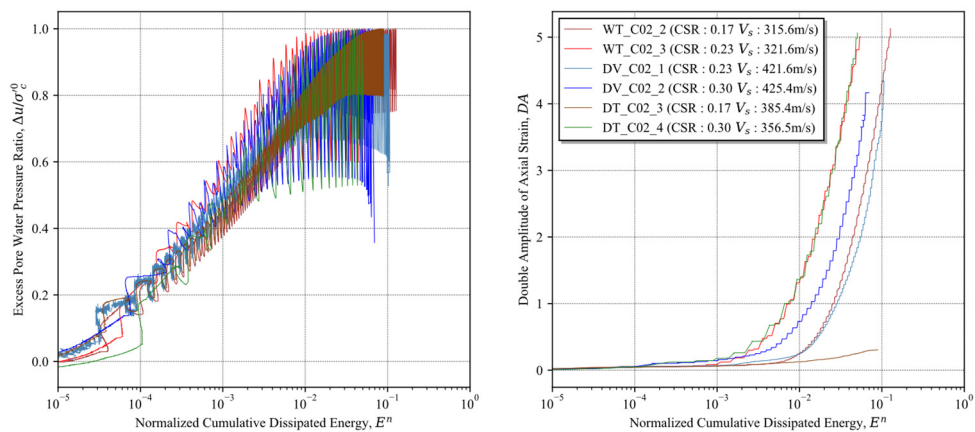
図 6-7 異なるセメント添加率の供試体における正規化累積損失エネルギーと過剰間隙水圧比、両振幅軸ひずみの関係(Wet Tamping 法)



(a)  $E_1^N$  による定義



(b)  $E_2^N$  による定義



(c)  $E_3^N$  による定義

図 6-8 異なる作製方法の供試体における正規化累積損失エネルギーと過剰間隙水圧比，両振幅軸ひずみの関係(C2%)

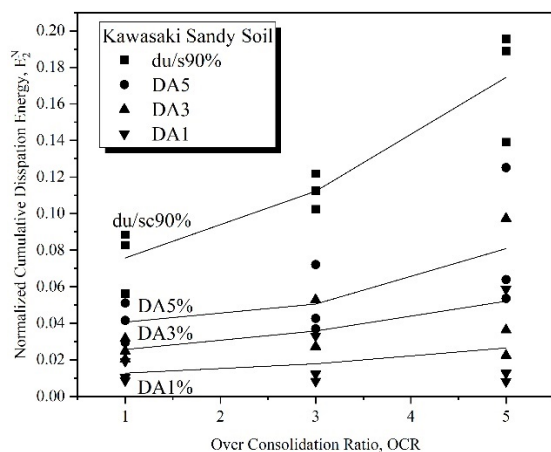


図 6-9 川崎市浮島町の砂質土における正規化損失エネルギーと OCR の関係

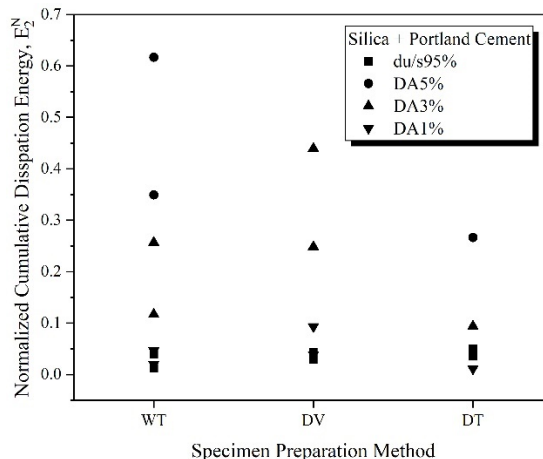


図 6-10 珪砂 7 号における供試体作製方法と正規化損失エネルギーの関係(C2%)

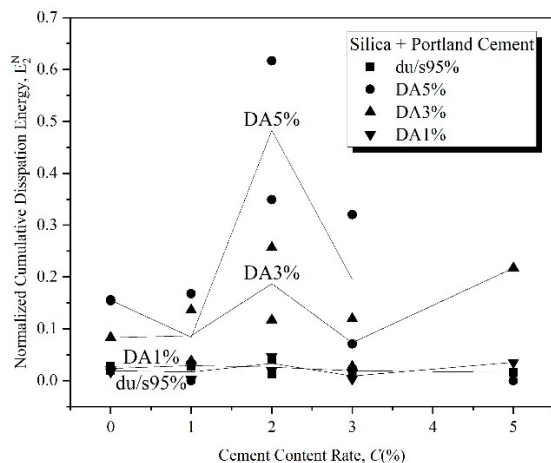


図 6-11 珪砂 7 号におけるセメント添加率と正規化損失エネルギーの関係(Wet Tamping 法)

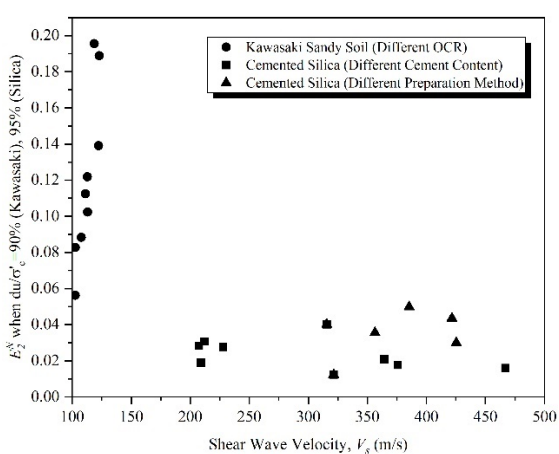


図 6-12 せん断波速度と正規化損失エネルギーの関係

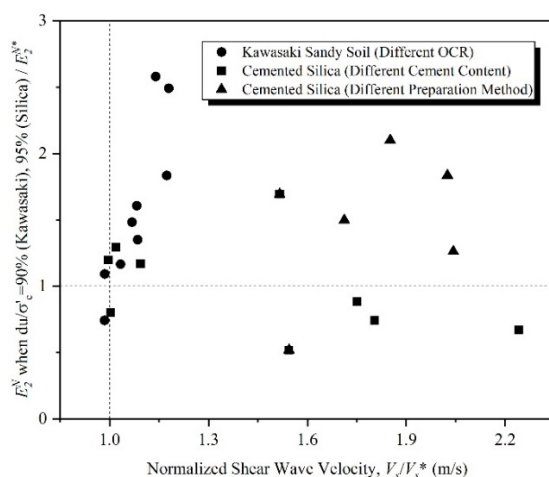


図 6-13 正規化せん断波速度と正規化 $E_2^N$ の関係

- [1] I. Towhata and K. Ishihara, “Shear Work and Pore Water Pressure in Undrained Shear,” *Soils Found.*, vol. 25, no. 3, pp. 73–84, Sep. 1985.
- [2] J. L. Figueroa, A. S. Saada, L. Liang, and N. M. Dahisaria, “Evaluation of Soil Liquefaction by Energy Principles,” *J. Geotech. Eng.*, vol. 120, no. 9, pp. 1554–1569, Sep. 1994.
- [3] 國生剛治, “エネルギーによる液状化判定法の適用性検討とエネルギーによる液状化判定法の適用性検討とFL法との対比,” *地盤工学ジャーナル*, vol. 8, no. 3, pp. 463–475, Sep. 2013.
- [4] 國生剛治, “エネルギーによる液状化予測法の実用化に向けて,” *地盤工学ジャーナル*, vol. 15, no. 1, pp. 1–13, Mar. 2020.
- [5] 青柳悠大, S. WAHYUDI, 古関潤一, 佐藤剛司, and 宮下千花, “大小様々な液状化ひずみ履歴を与えた複数回 液状化試験と消散エネルギーを用いた分析,” *土木学会論文集A1 (構造・地震工学)*, vol. 72, no. 4, pp. 167–176, 2016.
- [6] 青柳悠大, 古関潤一, “平均有効主応力で正規化した消散エネルギーに基づく複数回液状化試験の分析,” *第 52 回地盤工学研究発表会講演発表集*, pp. 1525–1526, 2017.
- [7] J. Koseki, T. Yoshida, and T. Sato, “Liquefaction properties of Toyoura sand in cyclic torsional shear tests under low confining stress,” *Soils Found.*, vol. 45, no. 5, pp. 103–113, 2005.
- [8] 本多剛, 清田隆, 呉杰祐, 重野喜政, “累積損失エネルギーを用いた液状化強度曲線の算定方法,” *地盤工学ジャーナル*, vol. 15, no. 2, pp. 213–224, Jun. 2020.
- [9] T. Honda and Y. Shigeno, “Evaluation of liquefaction strength curves using energy dissipation Evaluation de courbes des forces de liquéfaction utilisant la dissipation d’énergie,” in *Proceedings of International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2017, pp. 1023–1026.
- [10] 石橋弘康, 吉本憲正, 中田幸男, “様々な応力条件下での緩いまさ土の高密度化とエネルギー,” *公益社団法人地盤工学会中国支部論文報告集 地盤と建設*, vol. 37, no. 1, pp. 81–88, 2019.

## 7 結論と今後の課題

### 7.1 結論

本研究は、せん断波速度を用いてセメンテーション効果とかみ合わせ効果が液状化特性に与える影響を様々な観点から検討を行った。

研究背景として挙げられるのは、以下の2点である。すなわち現行の液状化判定法が原位置の液状化強度を過小評価しており、その原因の一つとしてN値のみでは液状化に関する諸要因を網羅することができない点、並びに観測地震動の高まりにより、今まで液状化の検討対象外であった地層に対して、高精度な液状化判定法の確立が望まれている点である。

本研究では上記のN値での考慮が難しい要因の中でも、土粒子同士のかみ合わせ効果とセメンテーション効果に着目し、既往研究のレビューなどを通して密度が同じ条件の下、せん断波速度を用いてこれらの効果が定量的に評価可能であるとの着想に至った。これに基づき、次に記す二つの目的と手法によって、検討を行った。

1. 原位置試料を用いた場合の応力履歴によるせん断波速度と液状化強度の変化はどの程度相関があるのか、また原位置のせん断波速度の情報と比較した場合、原位置の液状化強度はどのように推定されるのか、その推定結果は実際の現地の状況を再現するのかを検討した。この目的に対して、現行の液状化判定法では液状化すると予想されていたものの、過去の地震において液状化が発生しなかった地点を抽出し、標準貫入試験やPS検層などの原位置物理試験を行った。また採取した攪乱試料を用いて再構成供試体を作製し、圧密・液状化特性を検討した。
2. セメンテーション効果とかみ合わせ効果の両者が含まれる地盤において、せん断波速度と液状化特性はどのような相関を持つのか、そしてその発現機構はどのようなものかを検討した。この目的に対して、早強ポルトランドセメントと珪砂7号を用いて、複数の作製方法による異なるセメント含有率を持つ供試体を作り、圧密・液状化特性を検討した。

次に得られた結論を示す。

1. 試料を採取した4地点において、標準貫入試験のN値から推定されるせん断波速度の値は実際にPS検層で得られた値よりも小さい。これは東京湾低地地域の堆積環境や火山灰質土特有の多孔質性に起因するものと考えられる。
2. 川崎市浮島町の砂質土層や北海道美幌町の火山灰質土について、過圧密履歴を加えたところ圧密後の試料の密度を揃えた状態でも、せん断波速度、液状化強度共に上昇した。また正規化繰り返し回数で整理した結果では、過剰間隙水圧や両振幅軸ひずみに関して、過圧密による大きな違いは見られなかった。
3. 川崎市浮島町の砂質土と美幌町字報徳の火山灰質土について、同じ密度で異なる応力履歴を有する供試体のせん断波速度と液状化強度の関係は、既往研究と良く

整合した。また提案された回帰式を用いて原位置の液状化強度を推定したところ、4 地点中 3 地点は液状化しない判定となった。

4. 早強ポルトランドセメントと珪砂 7 号を混合させた供試体の、等方圧密中のひずみの発達過程では、セメンテーション効果の増加(セメント添加率の上昇)やかみ合わせ効果の変化(供試体作製方法の変化)によって、供試体の異方性に若干の変化があったが、有意な差であるかはより詳細な検討を要する。
5. セメンテーションを変化させた場合の供試体の等方圧密過程のせん断波速度の変化については、セメント添加率の上昇と共に応力依存性の値が減少する傾向が見られた。また等価骨格間隙比の寄与率の観点から見た場合、等方圧密中のせん断波速度の変化に与える影響は、かみ合わせ効果よりもセメンテーション効果の方が大きい結果となった。
6. セメンテーション効果の増加は顕著なせん断波速度と液状化強度の増加をもたらした。また同じセメント添加率でもかみ合わせ効果が異なる場合、セメンテーション効果の出方が異なり、せん断波速度の値も変化する。
7. 正規化繰り返し回数による整理では、セメンテーション効果が大きいものほど速く過剰間隙水圧と両振幅軸ひずみが上昇するが、初期液状化後は関係が逆転する。一方、正規化累積損失エネルギーによる整理ではセメンテーションやかみ合わせ効果による有意な影響は確認できなかった。
8. 上述の原位置試料のせん断波速度と液状化強度の関係と比較した場合、セメンテーション効果が増加するとせん断波速度が顕著に増加するものの、液状化強度の上昇度合いは少ない結果となった。これは前者はセメンテーションが土粒子間の微小空隙を埋めることによって配位数が増加するためであり、後者はセメンテーション効果によりボンディングは、かみ合わせ効果と異なり一度壊れると元の抵抗力を保持することができないためであると考えられる。
9. 川崎市浮島町で採取された原位置試料やセメント添加を行った珪砂について CSR の  $E_2^N - du/\sigma_c'$  関係に及ぼす影響を検討した。しかしながら同一条件で CSR のみを変化させた場合でも、供試体ごとに  $E_2^N - du/\sigma_c'$  関係は異なり、明確な傾向は見られなかった。一方で、 $E_2^N - DA$  関係に対しては、CSR が大きいほど DA が増えやすい傾向が見られた。
10. せん断波速度と正規化損失エネルギーの関係は、過圧密された川崎市浮島町の試料では強い相関がみられたが、セメント添加を行った珪砂においてはばらつきが大きく、セメント添加率や供試体作製方法による影響を見出すことはできなかった。

## 7.2 今後の課題

1. 今回の 3 つの供試体作製方法では、液状化強度の観点から見ると、既往研究ほど大きな土粒子構造の差を作ることができなかった。これは水中置換法や空中落下法など伝統的な複数の作製方法が、今回セメントを添加したことにより、行えなかったためである。かみ合わせ効果とセメンテーション効果の複合的な影響を詳細に検討するためには、例として、同一の供試体作製方法を用いて、二重負圧中に微小繰り返しせん断を与え、応力履歴によるかみ合わせ構造を変化させるなどの方法が必要と考えられる。
2. 今回は重量ベースでセメント添加率を調整した。本来セメント粒子と珪砂粒子の土粒子密度は異なることから、厳密には全ての供試体において間隙比が同じではない。言い換えれば土質そのものが変化していると言える。このため真のセメンテーション量を評価するためには、セメント粒子と同一粒度分布かつ同一粒子形状を持つ炭酸カルシウムなどを混合し、同一の間隙比の下で試験を行う必要がある。
3. 標準貫入試験の N 値と PS 検層によるせん断波速度を比較した事例は多く存在するが、応力履歴やセメンテーション、あるいは初期堆積構造が N 値に与える影響を系統的に研究した事例は現時点では見られない。この影響を検討するため、大型土槽による実物大の模型実験により、小規模な地震や複数の堆積環境などを再現して、N 値とせん断波速度に関する相関を調べる必要がある。
4. 既往研究においては、粒状体を伝播するせん断波速度、あるいは微小せん断剛性率は、粒子の平均的な配位数と比例するという研究結果がある。しかしながら、粒子内に多孔質な構造を持つ粒状体の場合、粒子内の空隙は配位数にどの程度換算され、また微小せん断剛性率に対してどの程度影響があるのかは検討されていない。もし、粒子内部の構造もせん断波速度に影響する場合、今回のような多孔質な火山灰質土が、同じ N 値を持つ地盤と比較して高いせん断波速度を持つ一つの理由になる可能性がある。
5. 今回の実験において、セメントを 1%加えた場合でも、せん断波速度は大きな上昇を見せた。セメンテーションが進行する過程において、養生時間とせん断波速度あるいは微小せん断剛性率は線形に上昇するのか、それとも非線形な挙動を示すのか検討する余地がある。
6. 同一密度、同じセメント添加率において可能な最大のせん断波速度は存在するのか。せん断波速度の上昇または下降はどのような応力状態によって発生するのか。



## 謝辞

本論文の執筆において、非常に多くの方々に貴重なご意見、ご協力をいただきました。僭越ながら紙面をいただき感謝の言葉を述べさせていただきます。

指導教員の清田先生には入学前からお世話になりました。全く異なる分野に挑戦したこともあり最初は失敗の連続でした。そうした中で時には激励を、時には優しさを合わせた指導をしていただきました。清田研でなければ、これほど実りある3年間を過ごすことができなかったと思います。

副査の古関先生、桑野玲子先生、渡邊先生、塚本先生には Ph.D Seminar や副査面談、事前、中間審査において大変お世話になりました。先生方のコメントにより、より論文の内容に磨きをかけることができました。本当にありがとうございます。将来、先生方と同じフィールドに立って戦えるだけの、知識と経験を蓄えて参ります。

技術職員の片桐さん、秘書の高橋さんには、技術指導の面あるいは経費や物品購入において非常にお世話になりました。お二人なくしては研究室が回らないなど、常日頃感じている次第です。今まで本当にありがとうございました。これからも末永いお付き合いのほど、よろしく願いいたします。

桑野研の佐藤さん、久野さんには主に試験装置や周辺機器について相談に乗っていただきました。お二人の広範かつ深遠な知識をさらに吸収するのみならず、後輩や研究室のメンバーに伝えていけるよう精進していきたいと考えております。

応用地質の野坂様、川原様、持田様には、博士課程2年次のインターンシップでお世話になりました。あの特訓期間が自分の中の上手くいくきっかけだったと、思っております。一から試験装置のことを勉強し直すターニングポイントとなりました。

寒地土木研究所の江川様、ケミカルグラウト株式会社の川村様、北山様、鹿島建設の山田様には、主に原位置試験やそのデータのやり取りに際して、大変お世話になりました。本論文の少なくない結果が、頂いたデータをもとに得られたものになります。また土木研究所の石原様には、江戸川と都川での原位置地盤調査の許可に係る手続きにおいてお力添えを頂きました。謹んで感謝申し上げます。

小長井先生、池田先生にはお会いする機会は少なくなりましたが、少ない時間でもお会いするたびに声をかけ、相談に乗ってくださいました。コロナ禍で実地で会えないのが心苦しいですが、またいつかお会いできたらと思います。

清田研、桑野研の皆さんには都合6年間になりますが、大変お世話になりました。小学校と同じぐらいの期間をあの部屋に通い詰めていたと考えると、なんだか不思議な気分になります。運よく前の大学からの同期や後輩と同じ研究室になれたことは、辛い時分でもなんとか持ちこたえるセーフティネットとなっていたような気がします。

とりわけこの1年間はコロナ禍という特異な日常と常に隣り合わせでした。去年の緊急事態宣言が発出される前まではこの論文のデータの4章半分までしか取れておらず、人がいない新宿駅を幽霊のような顔付きで歩いていたことだろうと思います。しかしその中で



も、清田先生やウマル先生を始めとする、教職員の方のバックアップがあったおかげで、何とか緊急事態宣言中でも試験を続行することができ、最終発表まで漕ぎつけることができました。また幾分逆説的ではありますが、留学生が多い清田研で、不慣れな英語でしかコミュニケーションが取れない環境が長く続いたからこそ、日本語では考えられないような込み入った話ができるようになったというのも、一つの収穫であります。

末筆となりますが、ここまで支えてくれた家族。とりわけ文字通りすべてを擲って10年以上一人私を育ててくれた母親に、感謝を申し上げたいと思います。