

博士論文

広範な粒度から成る砂・細粒土混合土の
非排水繰返しせん断特性に関する研究

Undrained Cyclic Shear Characteristics of Sand-Fines Mixtures
with Wide Range of Particle Size Distribution

平成28年3月

渡邊 真悟

山口大学大学院理工学研究科

目次

第1章 序論	1
1.1 概説	1
1.2 砂・細粒土混合土に関する既往の研究	3
1.2.1 砂・細粒土混合土の範囲	3
1.2.2 非排水繰返しせん断特性に関する既往の研究	5
1.2.3 せん断特性と骨格間隙比に関する既往の研究	10
1.3 現行の液状化予測・判定手法	15
1.4 本論文の目的と構成	19
1.4.1 本論文の目的	19
1.4.2 本論文の構成	20
参考文献	22
第2章 試料特性および試験方法	25
2.1 概説	25
2.2 用いた試料の物理特性	27
2.3 試料の調整方法と供試体作製方法	30
2.3.1 試料の調整方法	30
2.3.2 供試体作製方法	31
2.4 試験方法	35
2.4.1 試験装置の概要	35
2.4.2 試験方法	37
2.5 砂・細粒土混合土の間隙比と骨格構造	39
2.5.1 砂・細粒土混合土の構造	39
2.5.2 鳥取シルト混合土の間隙比	43
2.5.3 岩国粘土混合土の間隙比	48
2.6 要約	49

参考文献	51
第3章 砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断特性	53
3.1 概説	53
3.2 試験概要	55
3.2.1 試験条件	55
3.2.2 試験結果の整理方法	64
3.3 非排水繰返しせん断挙動	65
3.3.1 砂、細粒土の非排水繰返しせん断挙動	65
3.3.2 混合土の非排水繰返しせん断挙動	70
3.4 非排水繰返しせん断強度特性	79
3.4.1 砂、細粒土の非排水繰返しせん断強度特性	79
3.4.2 混合土の非排水繰返しせん断強度特性	81
3.5 非排水繰返しせん断強度の評価	89
3.5.1 等価骨格間隙比による強度評価	89
3.5.2 等価骨格相対密度による強度評価	95
3.6 要約	99
参考文献	101
第4章 現場データを用いた砂・細粒土混合土の液状化強度評価	103
4.1 概説	103
4.2 現場データの物理特性および力学特性	104
4.2.1 当該地盤の概況	104
4.2.2 Bs層の物理特性	106
4.2.3 Bs層の力学特性	110
4.3 砂・細粒土混合土の構造境界	115
4.3.1 構造境界の把握	115

<目 次>

4.4 砂が構造の主体を成す領域における液状化強度の評価	118
4.4.1 等価骨格間隙比による液状化強度の評価	118
4.4.2 等価骨格相対密度による液状化強度の評価	125
4.5 細粒土が構造の主体を成す領域における液状化強度の評価	128
4.5.1 細粒分含有率, 間隙比と液状化強度の関係	128
4.5.2 塑性指数と液状化強度の関係	130
4.6 要約	135
参考文献	137
第5章 結論	138

第1章 序論

第1章 序論

1.1 概説

2011年に発生した東日本大震災において、東京湾岸の埋立地盤で広範囲に液状化が発生し、住宅、道路や地下埋設管などのインフラ施設等に大きな被害を引き起こした^{1), 2), 3)}。これらの地域は、東京湾の浚渫土で埋め立てた地盤であり、新しい埋立地での被害が大きく、やや粘性の細粒分を含む砂が液状化を起こした。安田ら¹⁾によると、液状化による深刻な被害が起こった浦安地区の埋立地盤には、海底で浚渫された砂に粘土が混じっていたとされている。これまでも、1987年千葉県東方沖地震^{4), 5)}において細粒分を含む地盤や、2000年鳥取県西部地震⁶⁾では非活性のシルト地盤が液状化を起こしている。このような被害事例を踏まえ、液状化に関する研究の対象も細粒分を含まない砂からより細粒分含有率の高い土に至るまで広がりを見せている。また近年では、各種液状化予測・判定基準においても、液状化強度へ影響を及ぼす細粒土の特性パラメータ（細粒分含有率、粘土分含有率、塑性指数など）が見直されつつある。一般に、正規圧密した粘性土が液状化を起こすことは考えにくいですが、浚渫に伴う高含水比状態の強度の低い粘土が、砂中に含まれる場合に液状化を起こすことは十分に考えられる。このような意味からも、砂から細粒土に至るまで検討を行い、液状化を起こす土の範囲を明確にすることが必要である。

室内試験における砂と細粒土の混合土に関する研究は、砂に細粒土を加えたもの、あるいは逆に細粒土に砂を加えたものの二通りに分けられる。前者は主に液状化特性に関するものが多く、活性のある細粒土を混入させると液状化強度は増加し^{7), 8), 9)}、非活性細粒土の混入に対し強度は減少するという解釈が多い^{10), 11), 12), 13)}。また、幾つかの研究では、液状化強度は細粒土を含めた混合土全体の空隙比より、細粒土を無視し砂のみを考慮した骨格空隙比に大きく依存するという見解も示されている^{14), 15), 16), 17)}。一方、後者は粘性土の圧密や静的強度に関するものが多く、砂の混入による圧縮指数の低下^{18), 19)}やせん断強度の低下²⁰⁾などを調べたものが多い。しかし、いずれの研究も砂側のみ、あるいは粘土側のみのもので多く、砂からシルトあるいは粘土に至るまでの挙動を統一的に調べた研究は少ない。兵動らは、砂と活性のある海成粘土を混ぜた混合土を対象に、細粒土を多く含む粘土側の領域も含め、静的せん断特性^{21), 22), 23), 24)}および繰返しせん断特性^{25), 26)}を調べている。これらの結果によると、同一の拘束圧下において、砂が骨格を形成し緩詰めから密詰めまで異なる空隙比や強度を示す領域と、粘土が構造の主体となり正規圧密土としての特性を示す領域の境界が $F_c=20\sim30\%$ 程度付近であることを示している。すなわち、混合

土の構造は、砂が主体である場合と細粒土が主体である場合とで性質が異なり、砂骨格が構造の主体となっているものでは、一定の細粒分含有率であっても砂骨格の配列は自由に変化し得る。一方、細粒分含有率がある程度以上となり、細粒土が形成するマトリックスの中に砂が存在する状態においては、混合土の特性は細粒土自体の持つ性質に支配されることを述べている。

以上のような背景を踏まえ、本研究では、このような砂と細粒土混合土の非排水繰返しせん断特性を明らかにすることを目的としている。そのため、上述した海成粘土に加え非活性シルトも用い、これらをそれぞれ珪砂と様々な割合で混合し、砂が骨格構造を作る状態から細粒土がマトリックスを構成するに至る種々の細粒分含有率からなる供試体を作製し、一連の非排水繰返しせん断試験を行った。その結果から、密詰めから緩詰めに至る砂およびそれらに細粒土としてシルトおよび粘土を混合した混合土の砂から細粒土に至るまでの非排水繰返しせん断特性の推移を取りまとめた。また、細粒分を含む埋立地盤から得られた土質試験データ（以下、本論文では「現場データ」と称す。）を用い、室内試験で明らかにした砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断特性について実証検討を行った。この一連の研究が、細粒土を含んだ砂の非排水繰返しせん断特性を解明する一助につながるものと考えている。

以下に、本章の各節を概説する。第2節では、これまでに得られている砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断特性に関する研究成果を概説した。また、第3節では、現行の各種技術基準における液状化予測・判定方法で用いられている細粒分の補正方法を整理し、第4節において本論文の目的と構成を示した。

1.2 砂・細粒土混合土に関する既往の研究

1.2.1 砂・細粒土混合土の範囲

「1.1 概説」で述べたように、砂、シルト、粘土が複雑に混入した地盤においても液状化が発生し大きな被害を及ぼしている。これらの土は、砂とシルトまたは砂と粘土の中間的な性質を示すことから中間土²⁷⁾と呼ばれる。実務においては、このような複雑な地盤に遭遇することが多く、強度定数の設定や液状化の予測・判定など、工学的な判断を行う場面で苦慮している状況である。地盤を構成する土は大きく粗粒土と細粒土に分けられ、土質材料の工学的分類体系（大分類）（JGS0051）²⁸⁾では、 $F_c < 50\%$ の土は粗粒土、 $F_c \geq 50\%$ の土は細粒土に分類される。

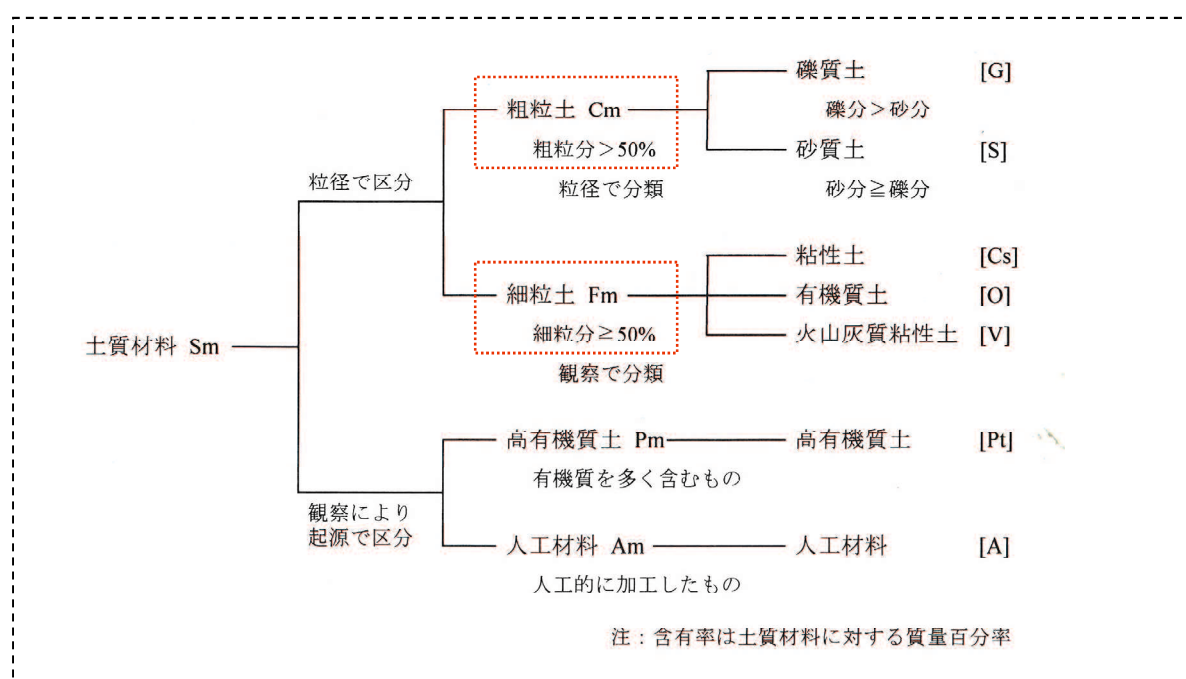


図-1.2.1 土質材料の工学的分類体系（大分類）²⁸⁾に加筆

しかし、土の力学特性は必ずしもこの分類基準によらない。例えば、中間土のせん断特性に関する研究成果において、TrollopeとZafar²⁹⁾は、カオリンと砂を様々な割合で混合して作製した試料の排水三軸試験結果から、粘性土と砂質土の境界を示す細粒分含有率が約20%であると報告している。また、倉田と藤下³⁰⁾は、砂と粘土を混合調整した一連の力学試験より砂と粘土の境界を調べ、0.05mm以下の土粒子含有量を尺度とし、20%以下を砂質土領域、40%以上を粘土領域、20～40%を砂と粘土の中間領域としている。さらに、伊東ら³¹⁾は、粒度調整した珪砂と海成粘土を所定の乾燥重量比で混合した試料の非排水単調および繰返し試験を実施し、粘土分含有率15%付近でせん断挙動に顕著な違いが認められることを示し

ている。一方、中間土の圧縮・圧密特性に関する研究成果において、鬼塚と吉武³²⁾は、細粒土として有明粘土およびカオリンを、粗粒土として豊浦砂および石粉を用い、これらを様々な割合で混合した中間土について標準圧密試験を行い、いずれの中間土も圧縮指数および膨張指数と塑性指数の関係がほぼ直線で表されることを示している(図-1.2.2)。さらに、倉田と藤下³⁰⁾は、圧密係数と塑性指数の関係を示し、塑性指数20程度で圧密係数の変化傾向が異なるとしている(図-1.2.3)。

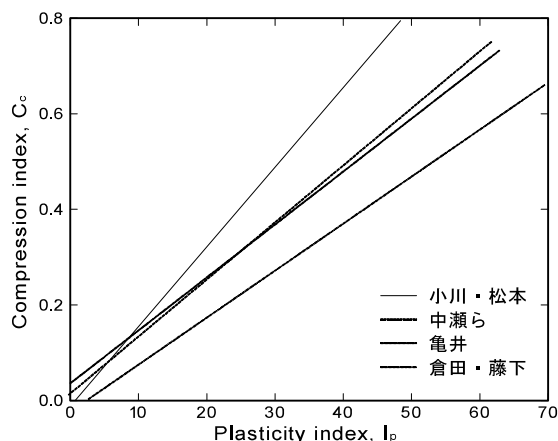


図-1.2.2 圧縮指数と塑性指数の関係
(鬼塚と吉武³²⁾による)

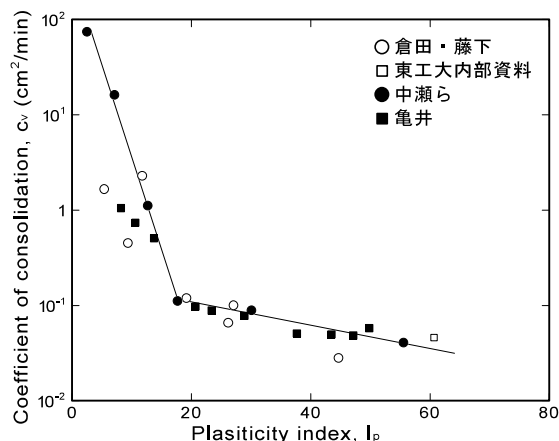


図-1.2.3 圧密係数と塑性指数の関係
(倉田と藤下³⁰⁾による)

このように、砂、シルト、粘土が複雑に混合し中間的な性質を有する土に対し、明確な分類基準は存在しないが、過去の間中土に関する研究成果を踏まえると、砂からシルトまたは粘土へ力学特性が遷移する境界は、細粒分含有率と塑性指数をパラメータとして、以下のように概略的に分類されることが一般的である²⁷⁾。

砂質土領域	: 細粒分含有率 10~30%以下,	塑性指数 NP
中間土領域	: 細粒分含有率 20~50%,	塑性指数 $NP \sim 30$
粘土領域	: 細粒分含有率 40~50%以上,	塑性指数 20~30 以上

図-1.2.4 中間土の分類基準²⁷⁾

1.2.2 非排水繰返しせん断特性に関する既往の研究

土の非排水繰返しせん断特性に関する研究は、新潟地震（1964）以来、砂の液状化特性を明らかにすることを目的として行われてきた。その後、千葉県東方沖地震（1987）、ロマプリエタ地震（1989）、北海道南西沖地震（1993）、兵庫県南部地震（1995）、鳥取県西部地震（2000）、東北地方太平洋沖地震（2011）など、多くの地震被害により細粒分を含む様々な土でも液状化を起こすことが明らかとなり、各種液状化予測・判定基準等において細粒土の影響が考慮されるようになってきた。これら、砂・細粒土混合土に対する非排水繰返しせん断特性に関する研究としては、砂に非活性シルトや活性粘土を混合した試料の液状化強度を求め、粘土分含有率、細粒分含有率、また、塑性指数の影響を評価した結果が数多く報告されている。

(1) 細粒分の混入により液状化強度が高くなるという見解

草野³³⁾は、細粒分を多く含む砂質土が低いM値を示すにもかかわらず、高い液状化強度を有することに着目し、東京低地で採取した不攪乱試料を用い非排水繰返し三軸試験を実施している。その結果、不攪乱試料の液状化強度とM値、有効上載圧、平均粒径、細粒分含有率との相関性を整理し、細粒分含有率が増加すると液状化強度が増加するという見解を示し、細粒分を含む砂の液状化強度推定式を提案している。

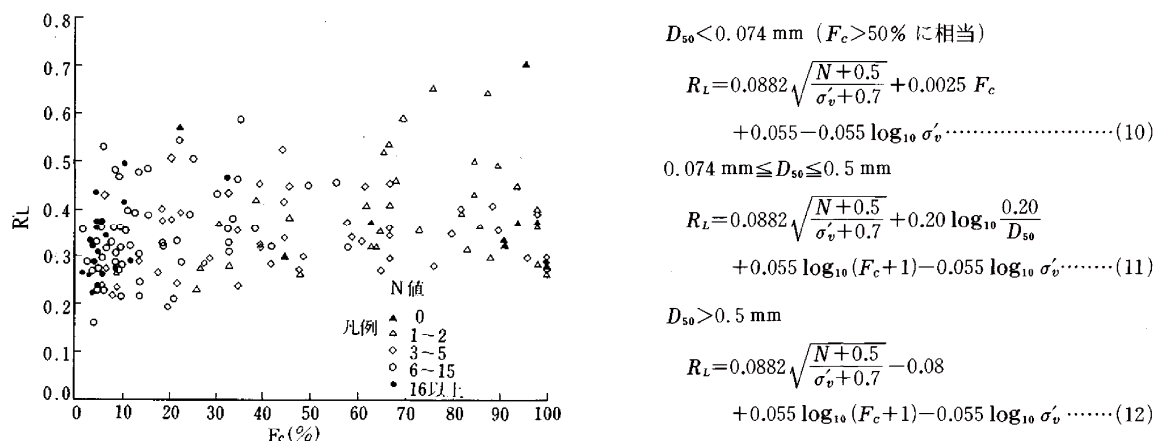


図-1.2.5 液状化強度と細粒分含有率の関係（草野³³⁾による）

また、桑野ら⁹⁾は、豊浦標準砂に活性のある藤の森粘土を混合した試料を作製し、非排水繰返し三軸試験を実施している。その結果、液状化強度と細粒分含有率の相関性を整理し、細粒分含有率の増加に伴い液状化強度も増加する見解を示している。

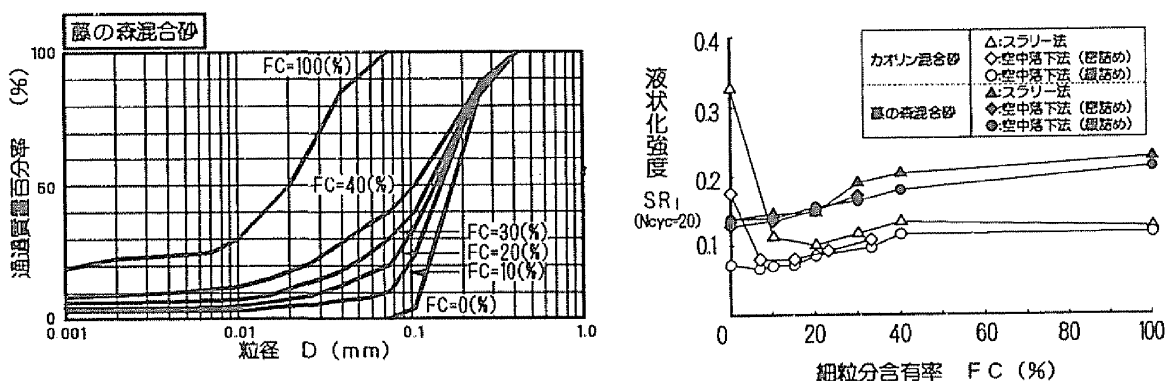


図-1.2.6 藤の森混合砂の粒径加積曲線，液状化強度と細粒分含有率の関係 (桑野ら⁹⁾による)

(2) 細粒分の混入により液状化強度が低くなるという見解

森ら⁵⁾は、千葉県東方沖地震で採取した噴砂とロマプリエタ地震で採取した噴砂の物理特性および液状化特性に関する調査を行っている。その結果、両地震で採取した噴砂は、粘土分含有率や塑性指数が小さかったことから、細粒分含有率の多少にかかわらず低い液状化強度を示すと述べている。

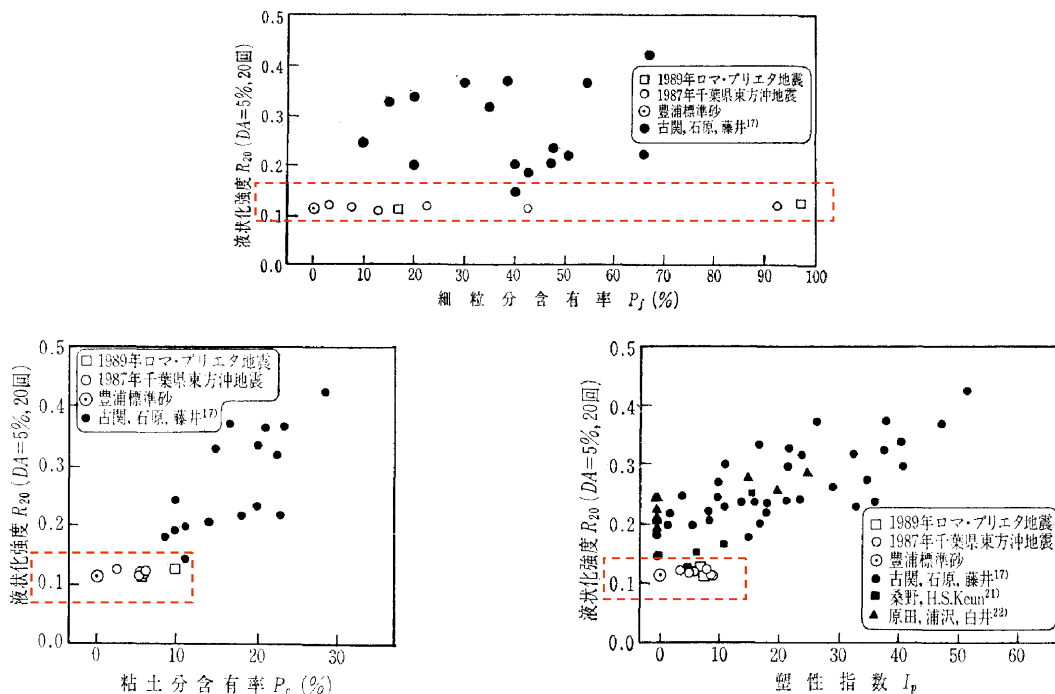


図-1.2.7 液状化強度と細粒分含有率，粘土分含有率，塑性指数の関係 (森ら⁵⁾によるに加筆)

また、黄ら¹¹⁾は、豊浦標準砂製造の際にできた細粒分の中からシルト分だけを取り出し、豊浦標準砂と非活性シルトを混合した試料に対し、非排水繰返し三軸試験を実施している。その結果、液状化強度に及ぼすシルト分含有率の影響はかなり大きく、相対密度が同じであれば、シルト分含有率 30%の試料が最も低い液状化強度を示すことを示している。また、各粒子間のダイレイタンスーによる抵抗力の違いが液状化強度に影響を及ぼす要因であるとも述べている。

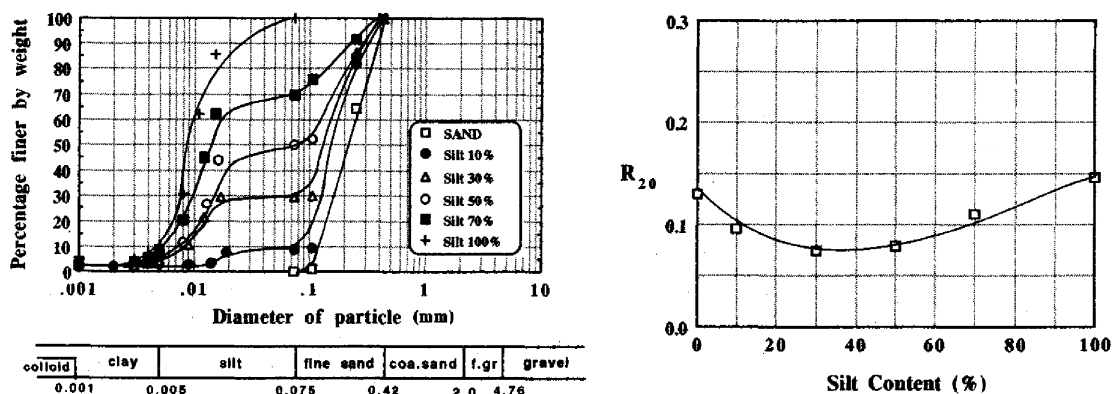


図-1.2.8 シルト混合砂の粒径加積曲線，液状化強度とシルト分含有率の関係 (黄ら¹¹⁾による)

さらに、佐藤ら¹²⁾は、豊浦砂に非活性細粒分である DL クレイを混合した試料に対し非排水繰返し三軸試験を実施している。その結果、黄ら¹¹⁾の見解同様に、非活性シルト分の増加に伴い液状化強度の低下が生じること、また、負のダイレイタンスーを強く示す試料ほど液状化強度の低下傾向が大きくなることを示している。

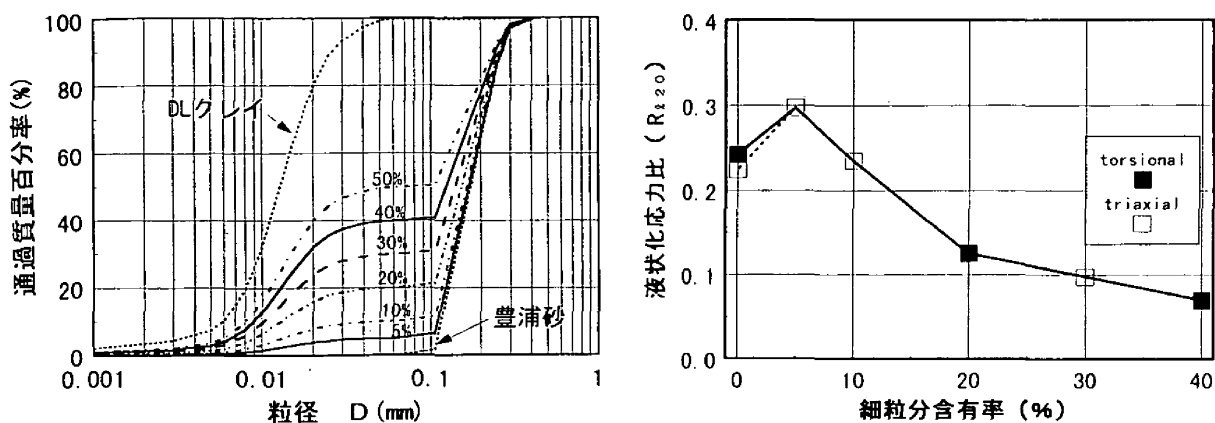


図-1.2.9 DLクレイ混合砂の粒径加積曲線，液状化応力比と細粒分含有率の関係 (佐藤ら¹²⁾による)

(3) 細粒土の種類が液状化強度に起因するという見解

前述した(1), (2)では, 液状化強度に影響を与える要因として, 細粒分含有率やシルトおよび粘土分含有率に着目した既往研究成果を述べた. しかし, 古関と石原⁷⁾は, 混合する細粒土の量ではなく, 細粒土の種類が液状化強度に及ぼす影響について評価を行っている. 古関と石原⁷⁾は, 豊浦砂に市販のベントナイト, 雲母粉, 鉍さい, 関東ロームをそれぞれ混ぜて塑性指数の異なる試料を作製し非排水繰返し三軸試験を実施している. その結果, 混合土の塑性指数が高いものほど液状化強度が高くなること, 低塑性細粒土を混合した場合には細粒分含有率が増すとかえって液状化強度が低下する例があることを示している.

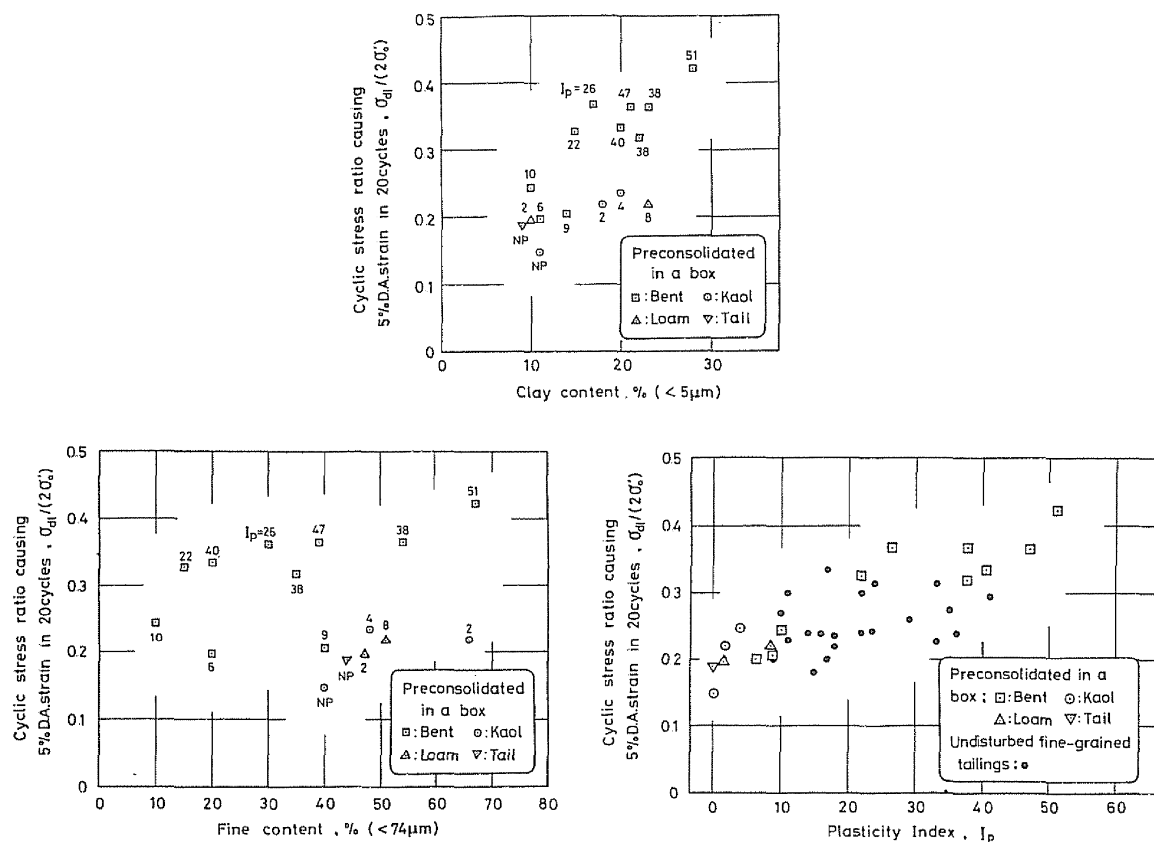


図-1.2.10 液状化強度と粘土分含有率, 細粒分含有率, 塑性指数の関係 (古関と石原⁷⁾による)

また, 原と國生³⁴⁾は, 豊浦砂とほぼ等しい粒度組成を有する河床砂 ($U_c=1.44$) および良配合な河床礫 ($U_c=13.1$) にまさ土細粒分を混合し, 非排水繰返しせん断試験を実施することで, 細粒分含有率や相対密度が砂および砂礫の非排水繰返しせん断特性に与える影響を調べている. その結果, 非活性細粒分を含む砂および砂礫の液状化強度は, 相対密度が同程度の細粒分を含まない砂および砂礫の液状化強度より低い値を示すことを述べている.

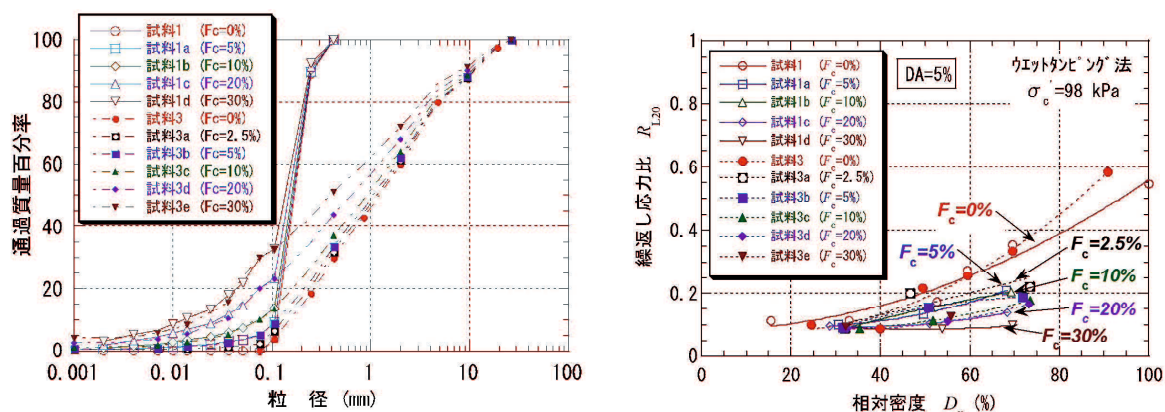


図-1.2.11 混合土の粒径加積曲線，繰返し応力比と細粒分含有率の関係
(原と國生³⁴⁾による)

一方，2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では，千葉県浦安市で大規模な液状化が発生し，これら液状化した地盤の特性が調査されている²⁾。この調査結果によると，液状化発生地盤は活性のある細粒分を15～30%程度を含み，液状化強度は0.30～0.35程度と、比較的高い値を示すことが報告されている。

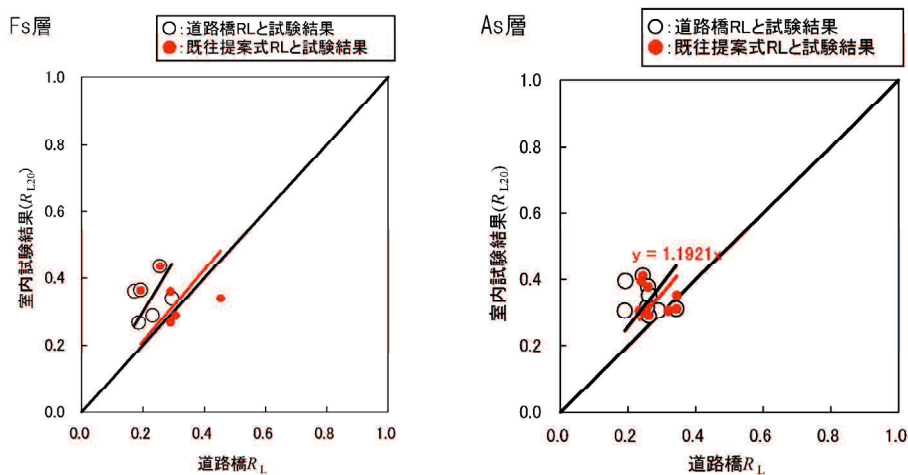


図-1.2.12 千葉県浦安市で液状化した地盤の液状化強度
(浦安市液状化対策技術検討調査委員会²⁾による)

1.2.3 せん断特性と骨格間隙比に関する既往の研究

「1.2.2 非排水繰返しせん断特性に関する既往の研究」では、細粒分含有率やシルトおよび粘土分含有率や混合する細粒土の種類に着目した研究成果について述べた。しかし、いくつかの研究においては、繰返しせん断強度は細粒分含有率より砂が成す骨格構造の構成に大きく依存することが指摘されている。これまで、砂が主体である混合土の骨格構造を表すものとして、Mitchell³⁵⁾と Kenny³⁶⁾により提案された骨格間隙比 e_g の概念が多く用いられている。

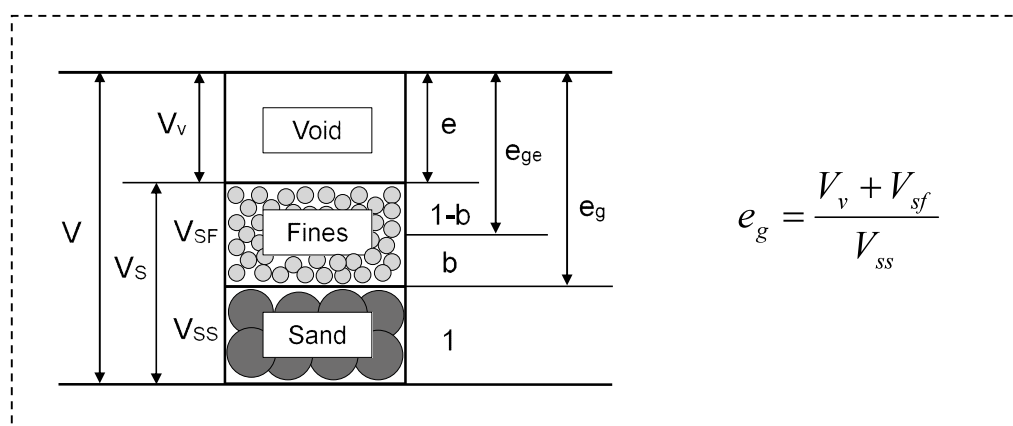


図-1.2.13 骨格間隙比の考え方

(1) 骨格間隙比によるせん断強度の評価

Georgiannou³⁷⁾らは、砂に質量百分率10%程度以下のカオリン粘土を混合した試料に対し、非排水三軸圧縮および伸張試験を実施している。その結果、混合土のせん断強度が骨格間隙比に大きく依存していること、また、粘土分含有率が一定の条件下では、骨格間隙比が低いほど強度が高くなることを示している。

また、Thevanayagamと Mohan³⁸⁾は、細粒分として非活性の細粒シリカとカオリン粘土をそれぞれ砂に混合し、三軸圧縮試験を実施している。その結果、砂単体および混合土ともに、間隙比-有効応力面上における定常状態線が、細粒分含有率によってそれぞれ異なる曲線となり一本では表せないことを示している。なお、間隙比に代わり骨格間隙比を用いれば、それぞれの曲線は近づくが完全には一致しないことも示している。

さらに、Pitman³⁹⁾らは、緩詰め砂の非排水せん断強度に及ぼす細粒分の影響を調べるため、Ottawa sandに細粒シリカ、カオリン粘土、細砂の3種類をそれぞれ質量含有率10%、20%、30%、40%となるように混合し、一連の非排水三軸圧縮試験を行っている。その結果、非排水せん断強度については、細粒シリカ混合土および細砂混合土は間隙比と良い対応関係を示すが、カオリン粘土混合土は間隙比ではなく骨格間隙比と良好な対応関係があることを示している。

一方、国内においても、混合土のせん断強度に及ぼす骨格間隙比の影響について調べた研究成果が報告されている。桑野ら⁹⁾は、豊浦標準砂に活性のあるカオリン粘土および藤の森粘土を混合した試料を作製し、非排水繰返し三軸試験を実施している。その結果、細粒分含有率の増加に伴い骨格間隙比も増加し、 $F_c=20\%$ 付近で骨格間隙比が砂の最大間隙比に達することから、 $F_c=20\%$ 付近が非排水繰返し強度の境界値であることを示している。

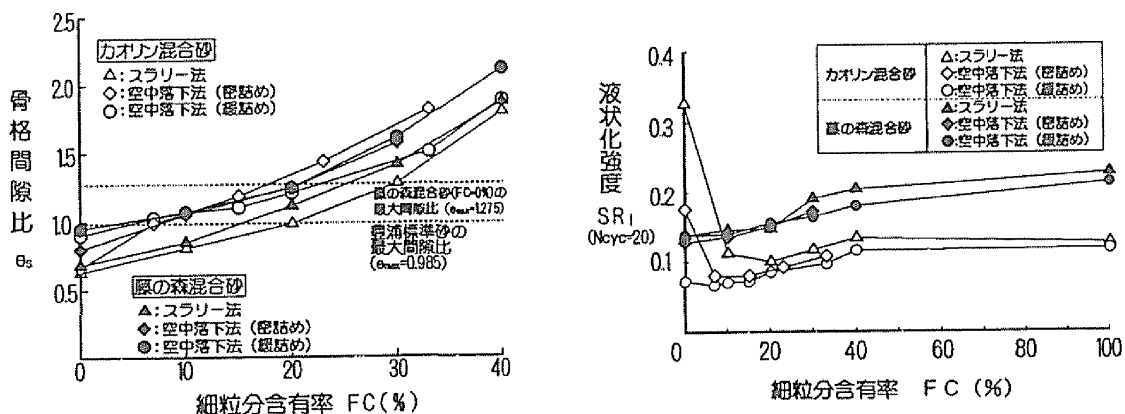


図-1.2.14 骨格間隙比と細粒分含有率の関係，液状化強度と細粒分含有率の関係 (桑野ら⁹⁾による)

また、伊東ら³¹⁾は、粒度調整した珪砂と海成粘土を所定の乾燥重量比で混合した試料における骨格間隙比と細粒分含有率の関係から、 $F_c=15\%$ 程度以下の領域では砂主体の骨格を形成するのに対し、 $F_c=15\%$ 程度以上の領域では砂粒子の骨格が失われ細粒土主体の構造に移行すると推察している。

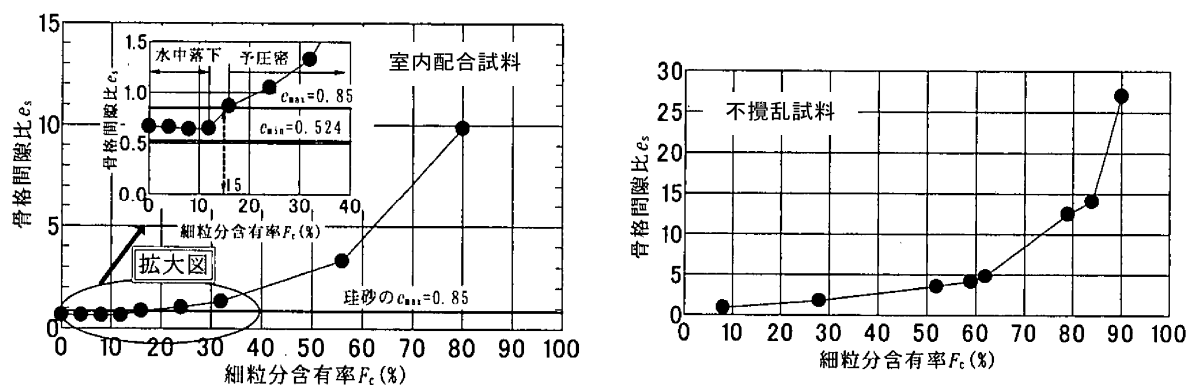


図-1.2.15 室内配合試料および不攪乱試料に対する骨格間隙比と細粒分含有率の関係 (伊東ら³¹⁾による)

(2) 等価骨格間隙比による強度評価

しかし、これら骨格間隙比による評価は、細粒分を間隙とみなし骨格形成に全く寄与しないと仮定して求めるものであり、細粒分の影響を過小評価する可能性がある。そこで、Thevanayagamら⁴⁰⁾は、骨格間隙比のように細粒分の体積を無視した考え方ではなく、細粒分の体積に係数 b を掛けたものを、粗粒分の体積に加えて求めた等価骨格間隙比の概念を提案した。この等価骨格間隙比を用いることにより、定常状態における間隙比-有効応力関係が細粒分含有率にかかわらず一義的關係となることを示している。

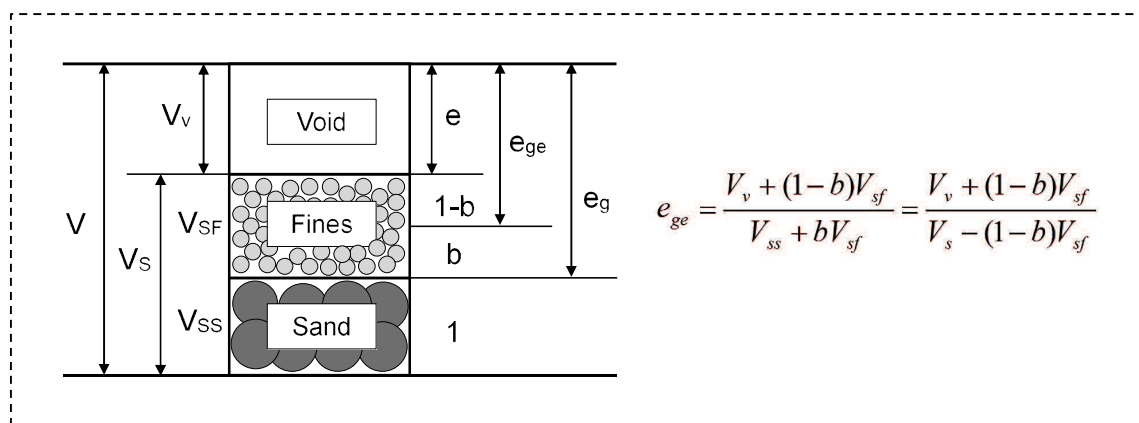


図-1.2.16 係数 b による等価骨格間隙比の考え方

このように、砂・細粒土混合土の強度に対する細粒分含有率の影響に関する解釈は、研究者によって異なり統一的評価が困難な状況にある。その理由は、特に、砂・細粒土混合土の初期状態の評価が曖昧で、明確な基準が無いためだと考えられる。これは、現行の「砂の最小密度・最大密度試験 (JIS A 1224)⁴¹⁾」における適用範囲 (細粒分含有率: 5%以下, 最大粒径: 2mm以上は適応範囲外) が改定されないこともその一例である。また、これまでの多くの研究において、砂・細粒土混合土の供試体作製方法が研究者によって様々であり、挙動を支配する混合土中の砂骨格の構造についての議論があまり行われなかったことも統一評価が確立されていない要因の一つである。

このような見解を踏まえ、兵動ら^{21), 22), 23), 24)}は、活性のある自然粘土と珪砂を様々な割合で混合し、所定のエネルギーで突固める方法あるいは予圧密法により、砂が骨格を作る状態から細粒分がマトリックスを構成するに至る種々の細粒分含有率からなる供試体を作製し、一連の非排水単調せん断試験を実施している。この結果によると、砂が骨格を形成する領域では、最大間隙比、最小間隙比の範囲内で種々の間隙比が存在するのに対し、細粒分がマトリックスを構成する領域では、正規圧密状態で圧密圧力に対するユニークな間隙比が存在することを示している。また、砂が骨格を形成する領域では、等価骨格間隙比の概念を用いることで、一義的な強度関係を見出すことができるとも述べている。

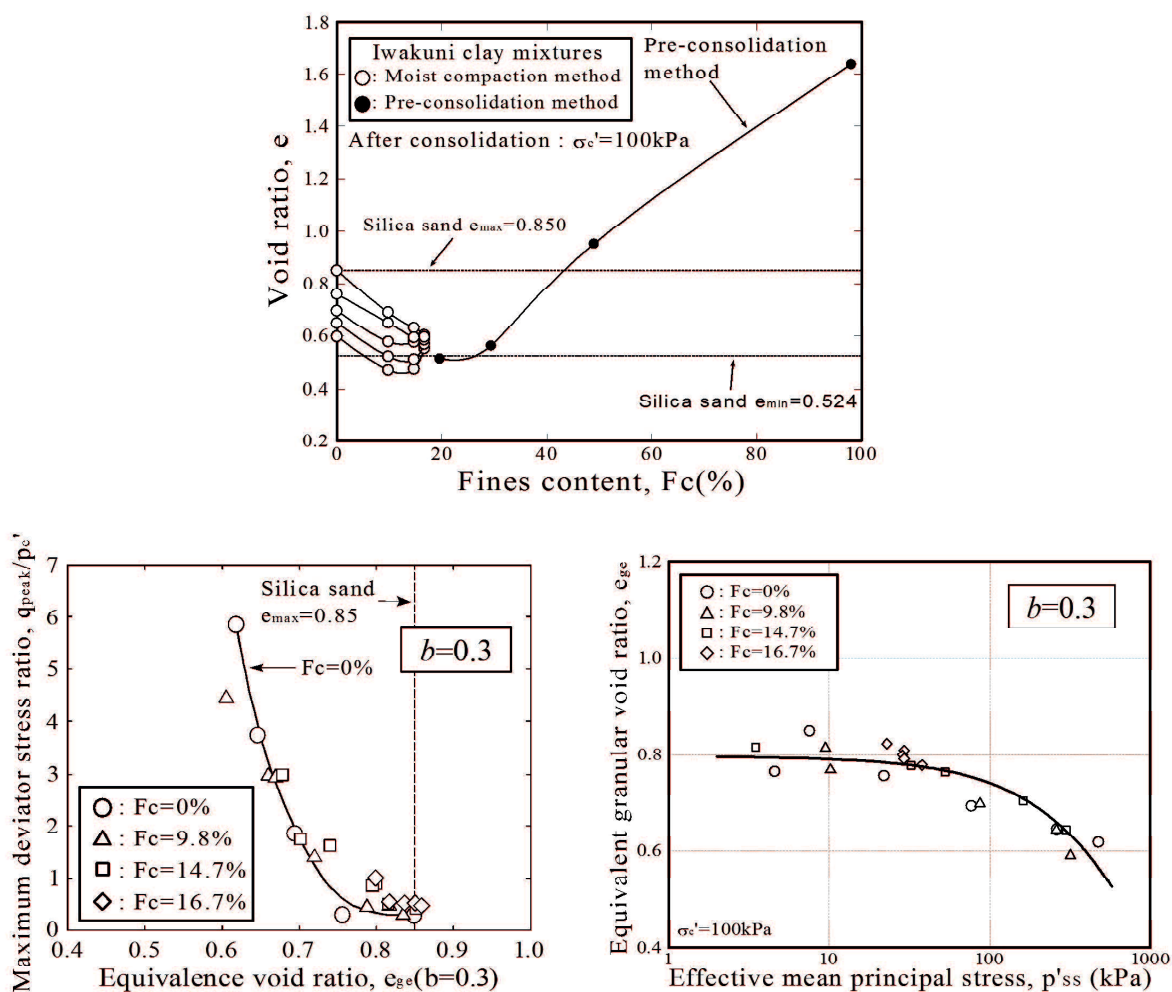


図-1.2.17 間隙比と細粒分含有率の関係，非排水せん断強度と等価骨格間隙比，等価骨格間隙比と有効主応力の関係（兵動ら^{21), 22), 23), 24)}による）

(3) その他

骨格間隙比や等価骨格間隙比の概念を用いず，最大間隙比と最小間隙比の差で表される最大・最小間隙比幅 ($e_{max}-e_{min}$) が，粒度分布や粒子形状の異なる試料の物理的性質を客観的に判断できる評価指標であるという見解を示し，液状化強度との関係性を整理した研究成果もある．中澤⁴²⁾らは，細粒分含有率が5%以下であるきれいな砂から低塑性のシルト質砂およびシルトを対象とし，最大・最小間隙比幅 ($e_{max}-e_{min}$) を基に相対密度の補正を行うことで液状化強度の推定を行っている．なお，相対密度の補正については，締固め試験により得られる ρ_{dmax} から求めた最小間隙比 e_{min}^* を規定し，補正相対密度 D_r^* を求めている．この考え方によると，最大・最小間隙比幅をパラメータとした補正相対密度を用いることで，細粒分含有率が液状化強度に及ぼす影響度合いの傾向を見出すことが可能であると述べている．

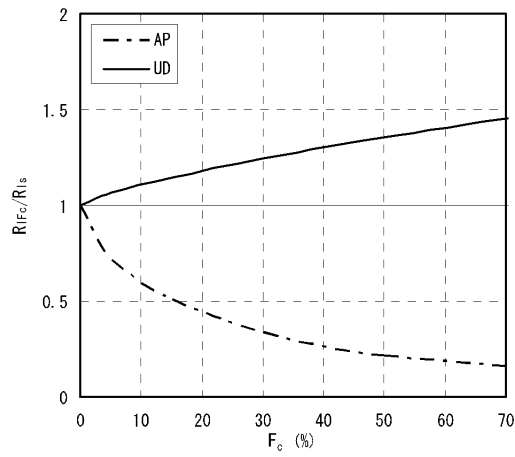
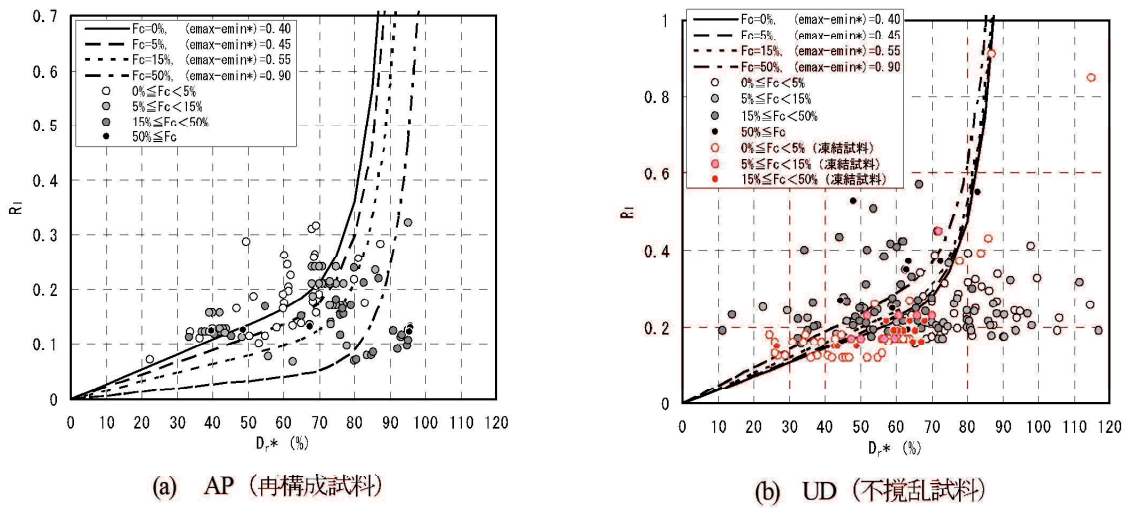


図-1.2.18 液状化強度と補正相対密度の関係，細粒分による液状化強度増加率
(中澤ら⁴²⁾による)

1.3 現行の液状化予測・判定手法

前述した砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断特性やせん断強度に関する研究成果を踏まえ、液状化する土の予測・判定手法が決定されている。本節では、現行の「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編⁴³⁾」,「建築基礎構造設計指針⁴⁴⁾」,「港湾の施設の技術上の基準・同解説⁴⁵⁾」における液状化予測・判定手法に着目し、各手法における細粒分の補正方法を整理する。

(1)道路橋示方書・同解説⁴³⁾

道路構造物に対する液状化危険度を、液状化抵抗率 ($F_L=R/L$, R : 動的せん断強度比, L : 地震時せん断応力比) によって予測・判定する手法である。液状化予測・判定を行う対象土の選定基準として、「細粒分含有率が 35%以下の土層, 又は, 細粒分含有率が 35%を超えても塑性指数が 15 以下の土層」を設定している。つまり、混在する細粒土については細粒分含有率 35%を一つの閾値として設けているが、細粒分含有率が 35%を超えても低塑性細粒土 (塑性指数 15 以下) を混合する場合は、液状化発生の可能性があるという基準である。塑性指数による液状化強度の補正は実施しないが、細粒分含有率による補正を行うことで細粒分が液状化強度に与える影響を評価している。

(3) 繰返し三軸強度比
繰返し三軸強度比 R_L は式 (8.2.7) により算出する。

$$\left. \begin{aligned} R_L &= 0.0882 \sqrt{N_a/1.7} && (N_a < 14) \\ R_L &= 0.0882 \sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} && (14 \leq N_a) \end{aligned} \right\} \dots\dots (8.2.7)$$

ここに、

<砂質土の場合>

$$N_a = c_1 N_1 + c_2 \dots\dots\dots (8.2.8)$$

$$N_1 = 170N / (\sigma_{vb}' + 70) \dots\dots\dots (8.2.9)$$

$$\left. \begin{aligned} c_1 &= 1 && (0\% \leq FC < 10\%) \\ c_1 &= (FC + 40) / 50 && (10\% \leq FC < 60\%) \\ c_1 &= FC / 20 - 1 && (60\% \leq FC) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8.2.10)$$

$$\left. \begin{aligned} c_2 &= 0 && (0\% \leq FC < 10\%) \\ c_2 &= (FC - 10) / 18 && (10\% \leq FC) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8.2.11)$$

R_L : 繰返し三軸強度比
 N : 標準貫入試験から得られる N 値
 N_1 : 有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値
 N_a : 粒度の影響を考慮した補正 N 値
 σ_{vb}' : 標準貫入試験を行ったときの地表面からの深さにおける有効上載圧 (kN/m^2)
 c_1, c_2 : 細粒分含有率による N 値の補正係数
 FC : 細粒分含有率 (%) (粒径 $75\mu\text{m}$ 以下の土粒子の通過質量百分率)

図-1.3.1 道路橋示方書・同解説⁴³⁾における細粒分補正方法

前述した、道路橋示方書・同解説 V耐震設計編⁴³⁾による液状化予測・判定手法は、広範囲に渡る液状化危険度を予測する場合にも用いられることが多く、内閣府や都道府県が公表する地震被害想定調査（液状化危険度の予測）で採用されることも多い。しかし、2011年に発生した東日本大震災では、細粒分を多く含む埋立地盤で大きな液状化が発生したことから、道路橋示方書・同解説 V耐震設計編⁴³⁾による液状化予測・判定手法をベースとし、亀井ら⁴⁶⁾による細粒分補正式を用い危険度予測を行う自治体が多数にのぼっている。

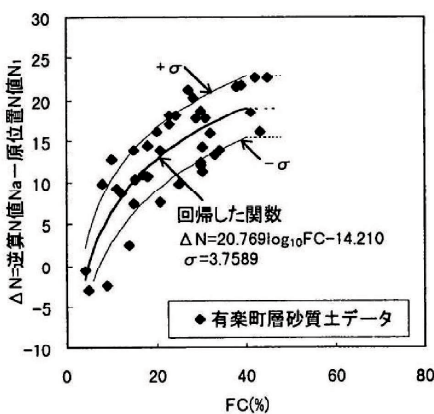
$$N_a = N_1 + \Delta N$$

$$\Delta N = \begin{cases} 0 & F_c \leq 15 \\ 20.769 \times \log_{10}(F_c) \cdot 18 & 15 < F_c < 30 \\ 15.27 & F_c \geq 30 \end{cases}$$

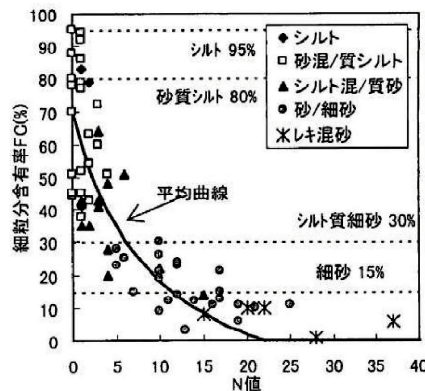
$$F_c = \begin{cases} 916 / (N + 9.21) \cdot 29.5 & N < 15 \\ 0 & N \geq 15 \end{cases}$$

ここに

- ※ N_a : 粒度の影響を考慮した補正 N 値
- ※ N_1 : 有効土被り 98kPa 換算の N 値
- ※ ΔN : 細粒分含有率による補正項
- ※ F_c : 細粒分含有率



細粒分補正関数



沖積層の N 値と細粒分の関係

図-1.3.2 亀井⁴⁶⁾らによる細粒分補正式

(2) 建築基礎構造設計指針⁴⁴⁾

建築物に対する液状化危険度を液状化安全率 ($F_l = R / (\tau_d / \sigma'_z)$), R : 液状化抵抗比, τ_d / σ'_z : 等価繰返しせん断応力比) によって予測・判定する手法である。液状化予測・判定を行う対象土の選定基準は、「細粒分含有率が 35%以下の土」を基本としている。ただし、細粒分含有率が 35%を超える場合であっても、「粘土分含有率が 10%以下、または、塑性指数が 15 以下の埋立であるいは盛土地盤」についても、液状化予測・判定の対象土としている。つまり、道路橋示方書・同解説⁴³⁾同様に、細粒分含有率が 35%を超えても低塑性細粒土を混合する場合は、液状化発生の可能性があるという基準である。そのため、標準貫入試験から得られる N 値を細粒分含有率で補正することで、細粒分が液状化強度に与える影響を評価している。

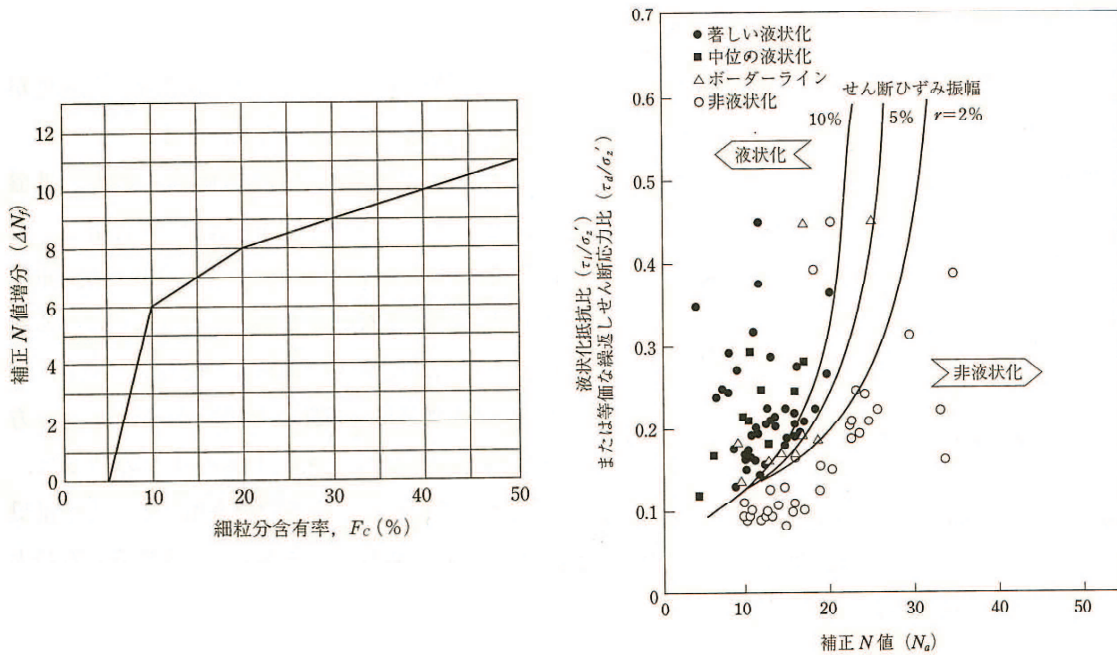


図-1.3.3 建築基礎構造設計指針⁴⁴⁾における細粒分補正方法

(3) 港湾の施設の技術上の基準・同解説⁴⁵⁾

港湾構造物に対する液状化危険度を，等価 N 値と等価加速度の関係から予測・判定する手法である．図-1.3.4 に予測・判定手法の概略を示す．

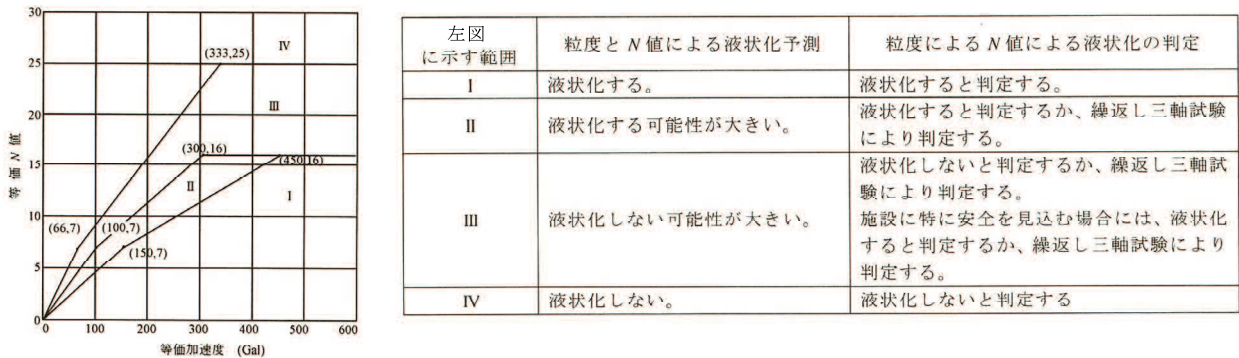


図-1.3.4 港湾の施設の技術上の基準・同解説⁴⁵⁾における液状化予測・判定手法

図-1.3.5 に示す粒度分布の範囲を基準とし，液状化予測・判定を行う対象土を決定する．港湾構造物を対象とする場合，埋立地盤を対象とするケースが多いことから，道路橋示方書・同解説⁴³⁾や建築基礎構造設計指針⁴⁴⁾と比較し，広範な粒度特性を有する地盤が液状化予測・判定の対象となる．なお，港湾の施設の技術上の基準・同解説⁴⁵⁾も道路橋示方書・同解説⁴³⁾や建築基礎構造設計指針⁴⁴⁾同様に，細粒分含有率および塑性指数を用い，標準貫

入試験から得られる N 値を補正し、細粒分が液状化強度に与える影響を評価している (表-1.3.1, 図-1.3.6).

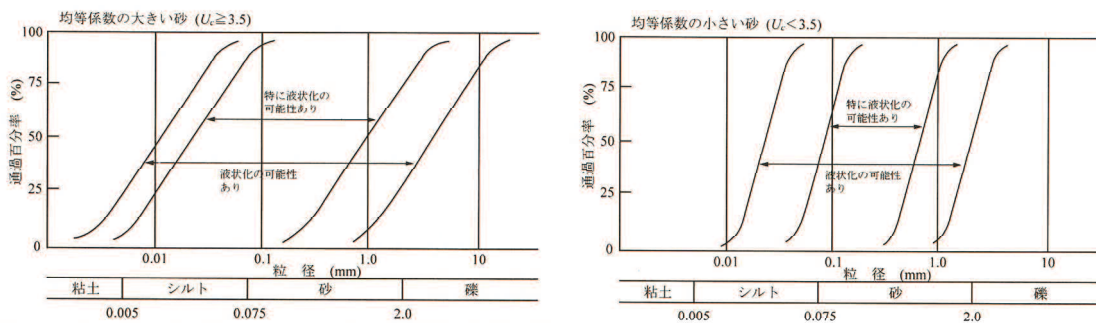
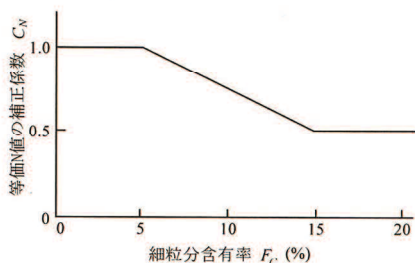


図-1.3.5 液状化の可能性のある範囲

表-1.3.1 細粒分含有率および塑性指数による N 値の補正

補正ケース	細粒分含有率による分類		塑性指数による分類	
ケース 1	細粒分含有率が 15% 未満	あるいは	塑性指数が 10 未満, または, 得られていない場合	
ケース 2	細粒分含有率が 15% 以上		かつ	塑性指数が 10 以上 20 未満
ケース 3	細粒分含有率が 15% 以上		かつ	塑性指数が 20 以上



(a) 細粒分含有率による N 値の補正

$$\Delta N = 8 + 0.4(I_p - 10)$$

(b) 塑性指数による N 値の補正

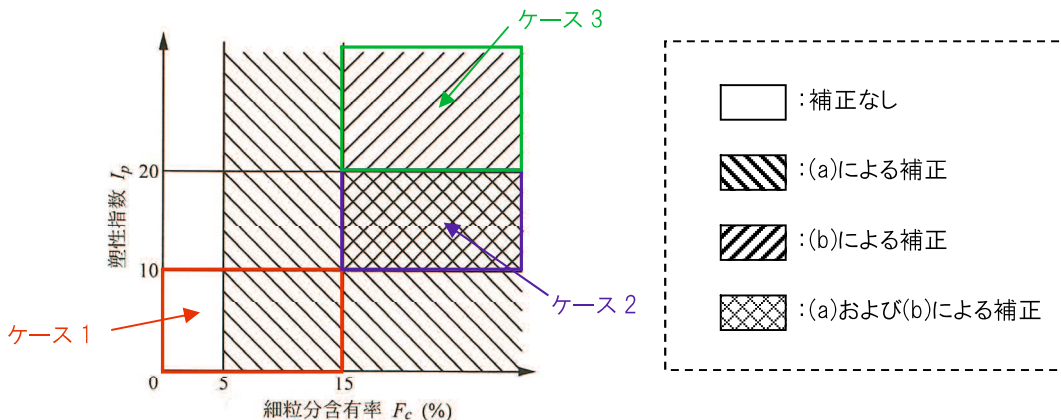


図-1.3.6 港湾の施設の技術上の基準・同解説⁴⁵⁾における細粒分補正方法

1.4 本論文の目的と構成

1.4.1 本論文の目的

本章では、砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断特性に関する研究成果を概説した。しかし、既往研究で用いられている砂・細粒土混合土供試体の作製方法は研究者によって様々であり、また、挙動を支配する混合土中の砂骨格の構造についての議論があまり行われなかったことから、統一的な評価手法が確立されていないのが現状である。さらに、2011年に発生した東日本大震災において、細粒分を多く含む埋立地盤で大きな液状化被害が発生したことから、砂・細粒土混合土の液状化特性を見直す動きも活発となってきている。

そこで、本研究では、広範な粒度から成る砂・細粒土混合土を人工的に作製し、砂からシルトまたは粘土に至るまでの混合土の構造遷移傾向、また、非排水繰返しせん断特性およびせん断強度に与える砂骨格の影響を室内試験結果から明らかにすることを目的としている。また、細粒分を含む埋立地盤から得られた土質試験データを用い、室内試験で得られた知見に対する実証検討および非排水繰返しせん断強度を適切に評価するための指標について検討を実施した。以下、本論文での検討事項を示す。

- 1) 砂に非活性細粒土および活性を有する細粒土を様々な割合で混合し、構造状態（間隙比）の異なる砂・細粒土混合土を作製する。これら作製した混合土試料の間隙状態を表すパラメータを評価指標とし、細粒分含有率の変化に伴う混合土全体の骨格構造遷移傾向を考察する。
- 2) 砂・非活性細粒土混合土および砂・活性細粒土混合土に対し、一連の非排水繰返しせん断試験を実施し、非排水繰返しせん断特性およびせん断強度へ与えるパラメータの評価を行う。特に、砂・細粒土混合土の構造状態を表すパラメータに着目し、非排水繰返しせん断強度の評価を行う。
- 3) 埋立地盤で得られた土質試験データを使用し、1) および2) で考察した事象を実証検討するとともに、砂が構造の主体を成す領域、および、細粒土が構造の主体を成す領域それぞれにおける強度評価パラメータについて考察を行う。

1.4.2 本論文の構成

本論文は、以下の5つの章から構成されている。

第1章 序論

第2章 試料特性および試験方法

第3章 砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断特性

第4章 現場データを用いた砂・細粒土混合土の液状化強度評価

第5章 結論

本論文の内容を各章ごとに要約すると以下の通りとなる。

第1章「序論」では、砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断特性および混合土の骨格構造に関する既往の研究成果を概説した。また、現行の各種技術基準から代表的な液状化予測・判定手法の事例を示し、予測・判定手法における細粒分の補正方法を示した。

第2章「試料特性および試験方法」では、本研究に用いた砂・細粒土混合土の物理特性を示し、供試体作製方法および試験方法を詳しく解説した。また、間隙比と細粒分含有率関係をモデル化し、砂・細粒土混合土の骨格構造の遷移傾向について考察を行った。

第3章「砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断特性」では、砂からシルトおよび砂から粘土に至る広範な粒度から成る土の非排水繰返しせん断特性を把握するため、一連の非排水繰返しせん断試験を実施した。また、第2章の結果を踏まえ、非排水繰返しせん断強度と細粒分含有率関係をモデル化し、砂・細粒土混合土が成す構造が非排水繰返しせん断強度に及ぼす影響についても考察を行った。さらに、砂が構造の主体を成す領域における非排水繰返しせん断強度を評価するため、細粒土の体積に寄与率を乗じて求めた等価骨格間隙比や等価骨格相対密度との対応関係を検討した。

第4章「現場データを用いた砂・細粒土混合土の液状化強度評価」では、細粒分を含む埋立地盤から得られた土質試験データを用い、室内試験で明らかとなった砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断特性の実証検討を行った。また、第2章および第3章で得られた結果を踏まえ、砂が構造の主体を成す領域については、等価骨格間隙比および等価骨格相対密度と液状化強度の対応関係を明らかにした。さらに、細粒土が構造の主体を成す領域については、細粒土の特性を表すパラメータである塑性指数に着目し、液状化強度との対応関係を検討した。

第5章「結論」では、各章ごとに得られた知見について要約し、全体の結論としている。

図-1.4.1に、本論文の構成と各章の相互関連性を示す。

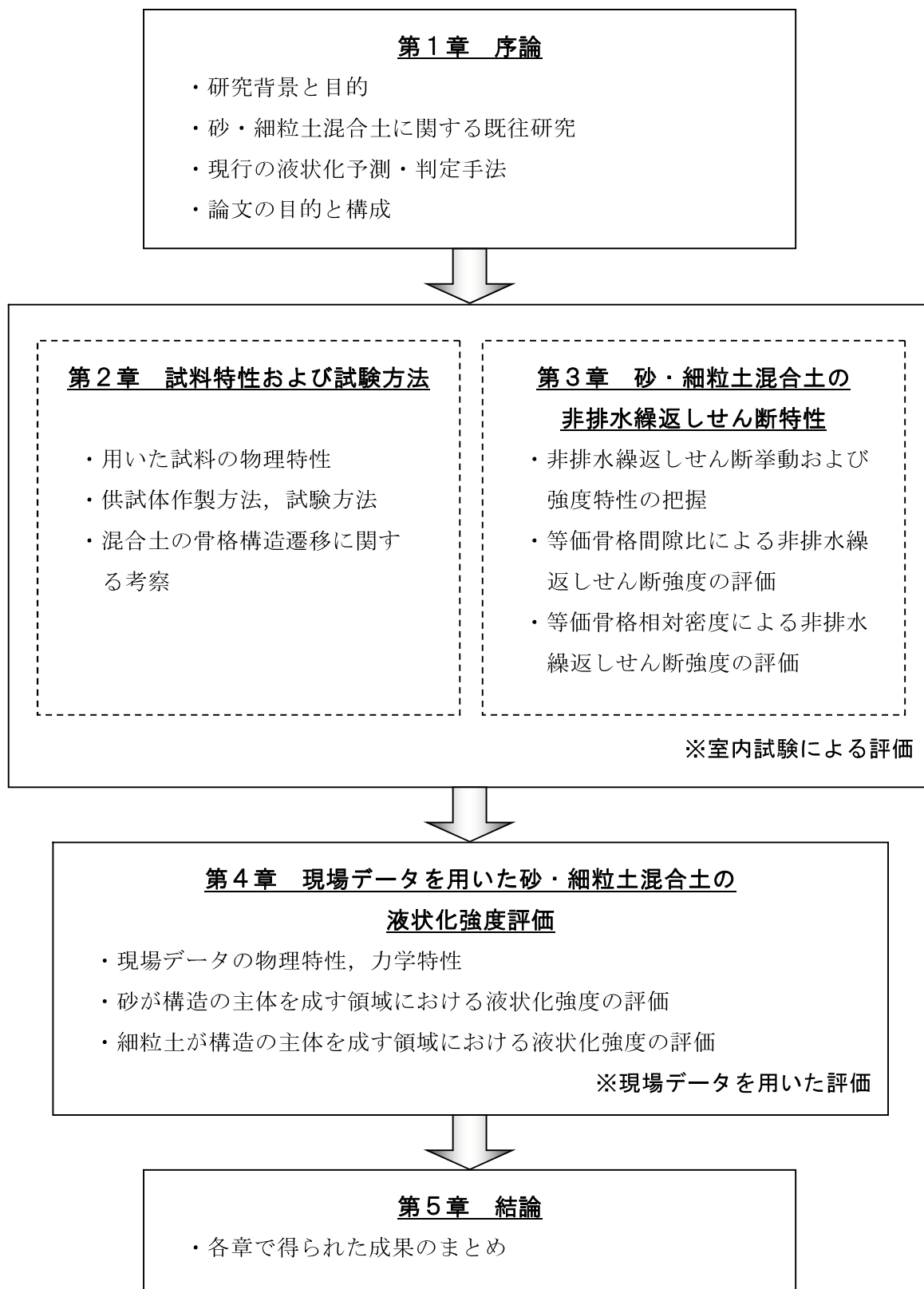


図-1.4.1 本論文の構成

参考文献

- 1) Yasuda, S., Harada, K., Ishikawa, K. and Kanemaru, Y. : Characteristics of liquefaction in Tokyo Bay area by the 2011 Great East Japan Earthquake, *Soils and Foundations*, Vol. 52, No. 5, pp. 793-810, 2012.
- 2) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会, 公益社団法人地盤工学会, 公益社団法人土木学会, 一般社団法人日本建築学会 : 平成 23 年度 浦安市液状化対策技術検討調査報告書, 2012.
- 3) 國生剛治, 向井彩子, 小島斗輝生 : 千葉県浦安市における埋立地地盤液状化と細粒分の物理特性, 第 14 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 532-539, 2014.
- 4) 沼田淳紀, 大田直之, 森伸一郎, 境野典夫, 長谷川昌弘, 滝本幸夫 : 1987 年千葉県東方沖地震で生じた噴砂の液状化特性, 第 20 回土木学会地震工学研究発表会概要集, pp. 241-244, 1989.
- 5) 森伸一郎, 沼田淳紀, 境野典夫, 長谷川昌弘 : 埋立地の液状化で生じた噴砂の諸特性, 土と基礎, Vol. 39, No. 2, pp. 17-22, 1991.
- 6) 吉本憲正, 兵動正幸, 藤井照久, 山本陽一, 伊東周作 : 2000 年鳥取県西部地震で液状化した細粒土の諸特性について, 土木学会論文集, No. 722/III-61, pp. 85-95, 2002.
- 7) 古関潤一, 石原研而 : 細粒分を含む砂の三軸液状化試験, 第 21 回土質工学研究発表会講演集, pp. 595-596, 1986.
- 8) Ishihara, K. and Koseki J. : Discussion on the cyclic shear strength of fines-containing sands, *Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil*, pp. 101-106, 1989.
- 9) 桑野二郎, 中澤博志, 杉原弘一, 矢部浩史 : 細粒分を含む砂の非排水繰返しせん断強度, 第 31 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp. 993-994, 1996.
- 10) 原田光男, 浦沢義彦, 白井伸一 : 細粒分を含む砂によって造成された海岸埋立地盤の液状化強度特性(塑性指数と液状化強度との関係), 土と基礎, 第 38 巻, 第 6 号, pp. 21-26, 1990.
- 11) 黄大振, 柳沢栄司, 菅野高弘 : シルトを含む砂のせん断特性について, 土木学会論文報告集, No. 463, pp. 25-33, 1993.
- 12) 佐藤正行, 小田匡寛, 風間秀彦, 小瀬木克己 : 細粒分が埋立地盤の液状化特性に及ぼす影響に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No. 561/III-38, pp. 271-282, 1997.
- 13) 矢島寿一, 沼田佳久, 中根淳 : 細粒分を含む砂質土の液状化特性と液状化強度評価に関する一考察, 土木学会論文集, No. 624/III-47, pp. 113-122, 1999.
- 14) Kuerbis, R., Negussey, D. and Vaid, V. P. : Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand, *Proc. Hydraulic Fill Structures, Fort Collins, USA*, pp. 330-345, 1988.

- 15) Law, K. and Ling, Y. H. : Liquefaction of granular soils with non-cohesive and cohesive fines, *Proc. 10th World Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam*, pp. 1491-1496, 1992.
- 16) Koester, J. P. : The influence of fine type and content on cyclic strength, *ASCE, Ground Failures under Seismic conditions, Geotechnical Special Publication*, No. 44, pp. 330-345, 1994.
- 17) Vaid, V. P. : Liquefaction of silty soils, *ASCE, Ground Failures under Seismic conditions, Geotechnical Special Publication*, No. 44, pp. 1-16, 1994.
- 18) 土田孝：中間土・混合土の圧密・圧縮・透水特性，土と基礎，第41巻，第7号，pp.5-10，1993.
- 19) 落合英俊，大嶺聖：砂と粘土の混合土の圧縮および強度特性，土と基礎，第41巻，第7号，pp.11-16，1993.
- 20) 倉田進，藤下利夫：砂と粘土の工学的性質に関する研究，運輸省港湾技術研究所報告，Vol.11，No.9，pp.389-424，1961.
- 21) Kim, U., Hyodo, M., Koga, C. and Orense, R. : Effect of fines content on the monotonic shear behavior of sand-clay mixtures, *Proc. Int. Symp. on Geomechanics and Geotechnics of Particulate Media (IS-Yamaguchi2006)*, pp. 133-138, 2006.
- 22) 小西義夫，兵動正幸，伊東周作：塑性の異なる細粒分と砂の混合土の圧縮・せん断特性，土木学会論文集C，Vol.63，No.4，pp.1142-1152，2007.
- 23) 伊東周作，兵動正幸，小西義夫，金郁基：塑性の異なる細粒土の非排水せん断強度，土木学会論文集C，Vol.64，No.2，pp.423-428，2008.
- 24) 兵動正幸，金郁基，中田幸男，吉本憲正：砂・粘土混合土の非排水せん断強度特性に及ぼす細粒分の影響，土木学会論文集C，Vol.66，No.1，pp.215-225，2010.
- 25) Hyodo, M., Kim, U. and Kaneko, T. : Cyclic strength of sand with various kind of fines, *Proc. of Int. Symp. on Prediction and Simulation Methods for Geohazard Mitigation (IS-Kyoto 2009)*, pp. 375-381, 2009.
- 26) 兵動正幸：砂から粘土に至る広範な粒度から成る土の繰返しせん断強度，地盤工学会中国支部論文報告集地盤と建設（招待論文），Vol.29，No.1，2011.
- 27) 社団法人土質工学会：ジオテクノート2 中間土 一砂か粘土か一，1992.
- 28) 公益社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 一二分冊の1一，pp.53-80，2009.
- 29) Trollope, D. H. and Zafar, S. M. : A study of the shear strength of saturated sand, and sand/clay mixtures, in triaxial compression, *Proc. 2nd Australia Newzealand Conf. S.M.F.E.*, pp. 7-16, 1965.

- 30) 倉田進, 藤下利夫: 砂と粘土の工学的性質に関する研究, 運輸省港湾技術研究所報告, 第11巻, 第9号, pp. 389-424, 1960.
- 31) 伊東周作, 兵動正幸, 藤井照久, 山本陽一, 谷口聡一: 砂・粘土・中間土の非排水単調及び繰返しせん断特性, 土木学会論文集, No. 680/III-55, pp. 233-243, 2001.
- 32) 鬼塚克忠, 吉武茂樹: 粘土, 砂の飽和混合土の圧縮特性, 土と基礎, 第34巻, 第7号, pp. 73-79, 1986.
- 33) 草野郁: 細粒分を含む砂質土地盤の液状化強度の推定法, 土木学会論文集, No. 418/III-13, pp. 55-64, 1990.
- 34) 原忠, 國生剛治: 砂および砂礫の非排水強度特性に及ぼす非塑性細粒分の影響, 土木学会地震工学論文集, Vol. 28, No. 93, pp. 1-8, 2005.
- 35) Mitchell, J. K. : *Fundamentals of Soil Behavior*, 2nd ed., John Wiley Interscience New York, pp. 172-189, 1976.
- 36) Kenny, T. C. : Residual strength of mineral mixtures, *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Tokyo I*, pp. 155-160, 1977.
- 37) Georgiannou, V. N., Burland, J. B. and Hight, D. W. : The undrained behavior of clayey sands in triaxial compression and extension, *Geotechnique*, Vol. 40, No. 3, pp. 431-449, 1990.
- 38) Thevanayagam, S. and Mohan, S. : Intergranular state variables and stress-strain behavior silty sand, *Geotechnique*, Vol. 50, No. 1, pp. 1-23, 2000.
- 39) Pitman, T. D., Robertson, P. K. and Sego D. C. : Influence of fines on the collapse sands, *Can. Geotech. J.*, Vol. 31, pp. 431-449, 1990.
- 40) Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S. and Liang, J. : Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 128, No. 10, pp. 849-859, 2002.
- 41) 公益社団法人地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説 一二分冊の1一, pp. 195-225, 2009.
- 42) 中澤博志, 原田健二: 細粒分を含む砂質土の相対密度および液状化強度評価に関する検討, 土木学会論文集 A1, Vol. 68, No. 4, pp. 282-292, 2012.
- 43) 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, pp. 134-141, 2012.
- 44) 日本建築学会: 建築基礎構造物設計指針, pp. 61-72, 2001.
- 45) 社団法人日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻), pp. 383-389, 2007.
- 46) 亀井祐聡, 森本巖, 安田進, 清水善久, 小金丸健一, 石田栄介: 東京低地における沖積砂質土の粒度特性と細粒分が液状化強度に及ぼす影響, 地盤工学論文報告集, Vol. 42, No. 4, pp. 101-110, 2002.

第2章 試料特性および試験方法

第2章 試料特性および試験方法

2.1 概説

砂・細粒土混合土に関する既往研究成果より、混合する細粒土の種類により異なる非排水繰返しせん断特性を示すことが明らかとなっている。また、混合土の非排水繰返しせん断強度は、混合する細粒土の種類が影響を与えるのではなく、混合土の構造状態、つまり、間隙比や等価骨格間隙比等に依存する見解も示されている。しかし、混合土供試体の作製方法が研究者によって様々であることから、砂からシルトおよび粘土に至るまでの統一的な評価手法が確立されていない。

通常、砂質土と粘性土の供試体作製方法は、その性質上、それぞれ異なった方法が用いられる。砂質土の場合、非排水繰返しせん断特性は供試体を詰める際のエネルギー、すなわち、相対密度に大きく依存することから、空中落下法や水中落下法といった方法により相対密度を調整する方法がとられている。そのため、砂分を多く含む混合土試料においては、供試体の相対密度により非排水繰返しせん断特性やせん断強度が異なることが予想される。一方、粘性土においては、その応力履歴によって非排水繰返しせん断特性が大きく異なるため、予備圧密を行い供試体の応力履歴を調整する方法が一般的である。よって、細粒分を多く含む高塑性の混合土試料は予備圧密により供試体作製が可能となる。しかし、細粒分が少なく低塑性を示す試料、または細粒分が多くても非塑性を示す試料においては予備圧密による供試体作製が難しい。このように、上述した供試体作製方法の考え方に従うと、混合土試料については混合する細粒土の種類や細粒土の配合割合によって供試体作製を変えざるを得ない。

また、砂・細粒土混合土の物理特性を把握するためには、粒子構成および構造状態の把握が不可欠となる。粒子構成による土の分類については、支配的な土粒子の大きさを基に分類するのが一般的である。例えば、土粒子の大きさが砂に属するのであれば砂となり、ほとんどの粒子が粘土に属するのであれば粘土と分類される。しかし、実際の土は幅広い粒径の土粒子を含んでいるため、同じ砂に分類されたとしても粒子構成の違いにより土粒子の配列構造が異なり、土の非排水繰返しせん断特性や強度特性に大きな影響を与える。

本章では、砂に非活性細粒土および活性を有する細粒土を様々な配合割合で混合し、その物理特性を把握するとともに、混合土全体の骨格構造の遷移傾向について考察を行った。以下、本章を節に従って概説する。まず、第2節では、本研究に用いた試料の物理特性を示す。次いで、第3節では、試料調整方法と供試体作製方法の詳細を示し、第4節では、

用いた試験機の特徴および試験方法を示す。第5節では、混合した細粒土の種類（活性、非活性）に着目し、砂から細粒土に至るまでの混合土試料に対する骨格構造の遷移についての考察結果を示す。第6節では、本章で得られた知見を整理し、要約した。

2.2 用いた試料の物理特性

本研究では、砂試料として粒度調整を行った三河珪砂 ($F_c=0\%$)、細粒土試料として鳥取県西部地震時に鳥取県境港市竹内工業団地において液状化により噴出した非活性のシルト ($F_c=98\%$, $I_p=NP$)、および、山口県岩国市岩国港で採取した活性のある海成粘土 ($F_c=98\%$, $I_p=47.5$) を用いた。砂試料である三河珪砂は、市販のV5号, R5.5号, V6号, V3号を乾燥質量比でそれぞれ1:2:2:5の割合で混合している。なお、粒度調整した三河珪砂の最大間隙比 $e_{max}=0.850$, 最小間隙比 $e_{min}=0.524$ であった。

表-2.2.1に試料の物理的性質を、図-2.2.1に粒径加積曲線を示す。

表-2.2.1 砂試料および細粒土試料の物理的性質

Sample	Fines content (%)	Clay content (%)	G_s	I_p	d_{50} (mm)	U_c	A
Silica sand	0.0	0.0	2.652	NP	0.861	4.04	-
Tottori silt	98.0	6.0	2.665	NP	0.019	2.85	-
Iwakuni clay	98.0	38.8	2.610	47.54	0.007	-	2.5

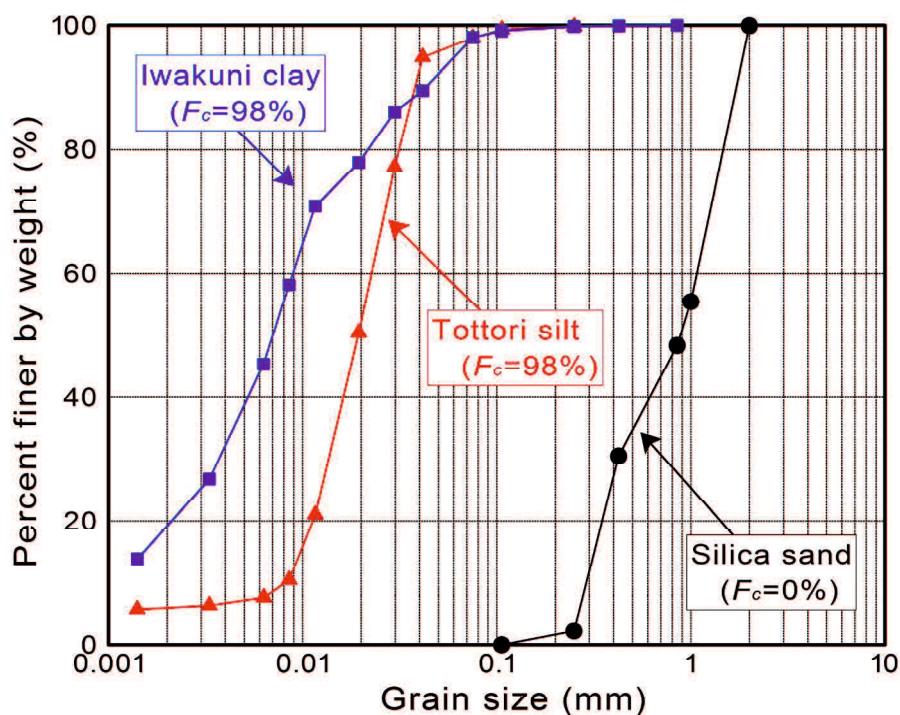


図-2.2.1 砂試料および細粒土試料の粒径加積曲線

表-2.2.2(a), (b)に混合土試料の物理的性質を, 図-2.2.2(a), (b)に混合土試料の粒径加積曲線を示す. 表-2.2.2(a)より, 鳥取シルト混合土は鳥取シルト自体が非活性細粒土であり, 全ての試料において塑性指数は NP となった. また, 表-2.2.2(b)より, 岩国粘土は $I_p=47.5$ の中塑性粘土であり, 細粒分含有率の減少に伴い塑性指数が低下し, 細粒分含有率16.7%以下で NP となった.

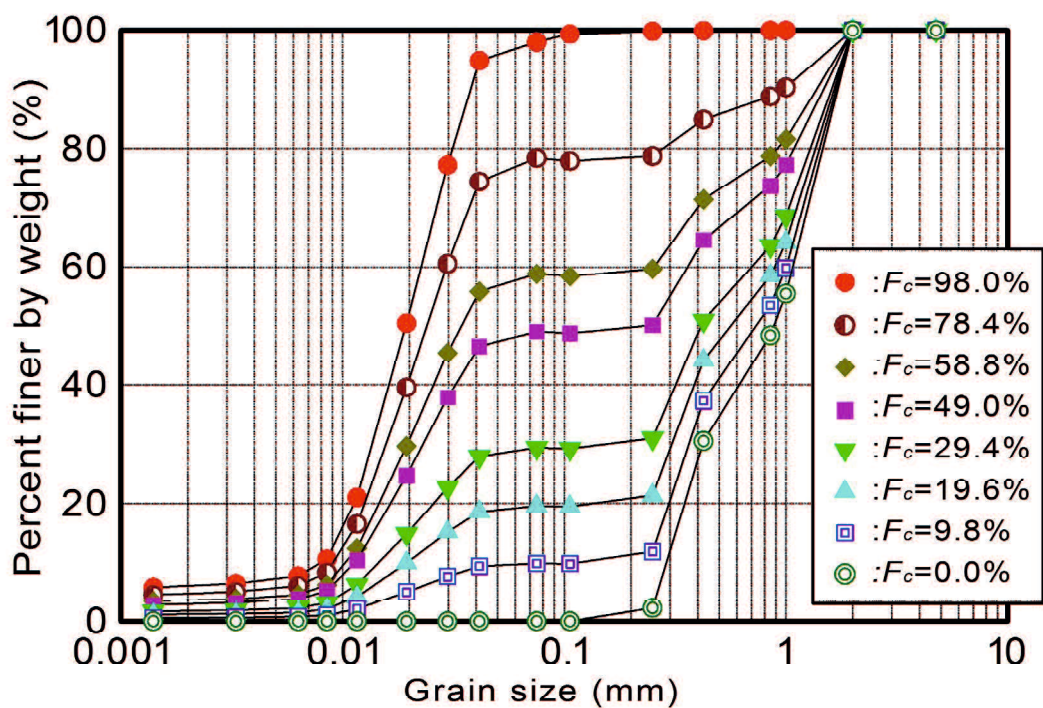
表-2.2.2 混合土試料の物理的性質

(a) 鳥取シルト混合土

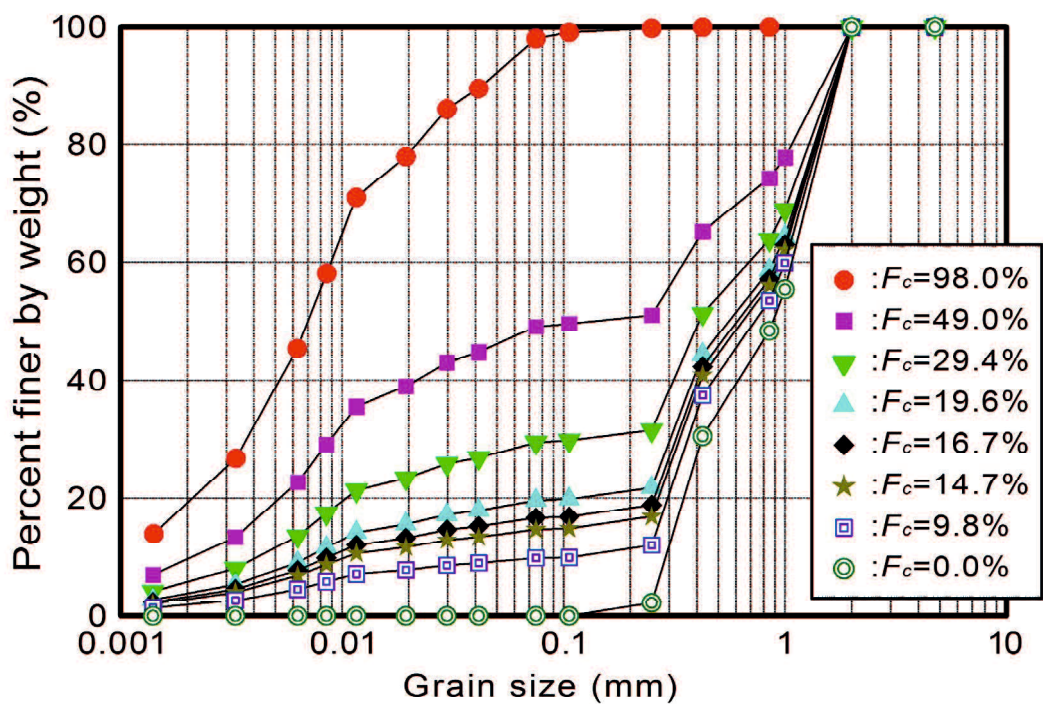
Tottori silt content (%)	Fines content (%)	Clay content (%)	G_s	I_p	d_{50} (mm)	U_c	A
100	98.0	6.0	2.665	NP	0.019	2.85	-
80	78.4	4.8	2.662	NP	0.023	3.67	-
60	58.8	3.6	2.660	NP	0.034	26.10	-
50	49.0	3.0	2.659	NP	0.139	31.99	-
30	29.4	1.8	2.656	NP	0.413	48.44	-
20	19.6	1.2	2.655	NP	0.592	45.86	-
10	9.8	0.6	2.653	NP	0.757	9.13	-
0	0	0	2.652	NP	0.861	4.04	-

(b) 岩国粘土混合土

Iwakuni clay content (%)	Fines content (%)	Clay content (%)	G_s	I_p	d_{50} (mm)	U_c	A
100	98.0	38.8	2.610	47.54	0.007	-	2.5
50	49.0	19.4	2.631	31.41	0.143	165.88	3.3
30	29.4	11.6	2.639	28.65	0.412	165.79	4.8
20	19.6	7.8	2.644	14.62	0.552	128.72	3.7
17	16.7	6.6	2.645	NP	0.611	100.00	-
15	14.7	5.8	2.646	NP	0.650	93.50	-
10	9.8	3.9	2.648	NP	0.738	9.35	-
0	0	0	2.652	NP	0.861	4.04	-



(a) 鳥取シルト混合土



(b) 岩国粘土混合土

図-2.2.2 混合土試料の粒径加積曲線

2.3 試料の調整方法と供試体作製方法

2.3.1 試料の調整方法

本研究で用いた試料は、三河珪砂に2種類の細粒土を所定の乾燥重量比で混合したものである。珪砂と鳥取シルトの乾燥質量比は100:0, 90:10, 80:20, 70:30, 50:50, 40:60, 20:80, 0:100の8タイプ, 珪砂と岩国粘土の乾燥重量比は100:0, 90:10, 85:15, 83:17, 80:20, 70:30, 50:50, 0:100の8タイプである。ここに、細粒土試料である鳥取シルトと岩国粘土は、両者とも98%は細粒分であり2%の砂分を含んでいた。このため、本論分での細粒分含有率 F_c の表記は、実際に混合した細粒土の含有率より砂分2%を差し引いた値となっている。

表-2.3.1 混合土試料の配合割合

Silica sand	Tottori silt		Iwakuni clay	
Mixture rate by weight (%)	Mixture rate by weight (%)	Fines content (%)	Mixture rate by weight (%)	Fines content (%)
100	0	0.0	0	0.0
90	10	9.8	10	9.8
85	—	—	15	14.7
83	—	—	17	16.7
80	20	19.6	20	19.6
70	30	29.4	30	29.4
50	50	49.0	50	49.0
40	60	58.8	—	—
20	80	78.4	—	—
0	100	98.0	100	98.0

本研究で対象とする混合土は、混合する細粒土の性質や乾燥質量比の違いにより非活性および活性を有する材料に分かれている。そのため、鳥取シルト混合土は湿潤突固め法で、岩国粘土混合土の内、細粒分含有率が低い試料 ($F_c=16.7\%$ 以下) は湿潤突固め法で、高い試料 ($F_c=19.6\%$ 以上) は予圧密法で供試体を作製した。このように、岩国粘土混合土においては、細粒分含有率20%付近を境に性質が変化したため、供試体作製法を変えざるを得なかった。なお、この境界は、砂に混合する細粒土の活性や含水比の違いにより異なると考えられる¹⁾。

2.3.2 供試体作製方法

(1) 湿潤突固め法

NaeiniとBaziar²⁾は、砂質系混合土の供試体作製において、湿潤突固め法は試料分離が起こらず所定の細粒分含有率で比較的均質な供試体作製が可能と評価し推奨している。そのため、本研究においても、非活性を示す混合土試料については湿潤突固め法を用い供試体作製を行った。以下、供試体の作製手順を示す。

【試料の調整方法】

- 1) 三河珪砂について、市販の V5 号，R5.5 号，V6 号，V3 号を乾燥重量比で 1:2:2:5 になるように混合する。
- 2) 珪砂と各細粒土を所定の乾燥重量比で混合し混合土試料とする。
- 3) 鳥取シルト混合土の場合，試料が均一に混ざるように含水比調整を行う。
- 4) 岩国粘土混合土の場合，岩国粘土を液性限界の含水比に調整する。
- 5) 両試料に対し混合土試料を均一に混ぜる。

【供試体作製方法】

- 1) 三軸試験機に設置したモールド内に試料を 5 層に分けて投入し，鉄製のランマーに取り付けた錘を目標高さまで引き上げ，繰返し落下することにより所定のエネルギーを与え，直径 5cm，高さ 10cm の供試体を作製する。
- 2) 供試体を負圧 10kPa で自立させた後，供試体の寸法を測定する。



写真-2.3.1 突固めに用いた鉄製ランマー

表-2.3.2に、ランマーの落下回数と突固めエネルギーの関係を示す。突固めエネルギー E_c は、 W_R をランマー重量、 H を落下高さ、 N_L を層数 (=5)、 N_B を1層ごとの突固め回数として式-2.3.1で求め、突固め回数と落下高さを変化させ調整した³⁾。

表-2.3.2 ランマー落下回数と突固めエネルギーの関係

E_c (kJ/m ³)	Number of drops per layer N_B					Drop height H (m)	Weight of rammer W_R (kN)
	1st	2nd	3rd	4th	5th		
22	5	10	15	25	30	0.050	0.00116
51	4	7	10	13	16	0.184	0.00116
113	14	19	23	25	29	0.184	0.00116
324	40	50	65	75	85	0.184	0.00116
504	60	80	100	120	140	0.184	0.00116

$$E_c = \frac{W_R \cdot H \cdot N_L \cdot N_B}{V} \quad (\text{式-2.3.1})$$

本研究では上層になるほど突固め回数を増やし、各層の目標層厚が一定となるよう試行錯誤により落下回数を定め、突固めエネルギー $E_c=22, 51, 113, 324, 504\text{kJ/m}^3$ の5通りの突固めエネルギーを設定した。これは、珪砂のみの供試体において、初期相対密度 $D_r=25, 15, 40, 60\%$ および最大相対密度 ($D_r=70\%$ 程度) を得るのに要した突固めエネルギーである。特に、最大の相対密度に関しては、 504kJ/m^3 および $1,008\text{kJ/m}^3$ の突固めエネルギーによって供試体を作製し、両者の間に有意な差が見られなかったことを確認している。

(2) 予圧密法

予圧密法による供試体の作製手順を以下に示す。

【試料の調整方法】

- 1) 三河珪砂について、市販の V5 号, R5.5 号, V6 号, V3 号を乾燥重量比で 1:2:2:5 になるように混合する。
- 2) 珪砂と岩国粘土を所定の乾燥重量比で混合し混合土試料とする。
- 3) その際、試料が均一に混ざるよう岩国粘土を液性限界の 2 倍の含水比に調整する。
- 4) 混合土試料を均一に混ぜる。

【供試体作製方法—大型予圧密装置（図-2.3.1）】

- 1) 混合土試料を大型容器内で十分練り返す。
- 2) 予備圧密装置の耐圧円筒内壁面にシリコン離型剤を塗布する。
- 3) 下部ポーラスストーンの上に直径 25cm のろ紙を乗せ、脱気水で十分飽和させる。
- 4) 混合土試料を予圧密容器内に投入する。その際、気泡が入らないようにする。
- 5) 上端面にろ紙を乗せて脱気水で飽和させた後、ポーラスストーン付きの蓋で密閉する。
- 6) 圧密応力 $\sigma_v=10, 20\text{kPa}$ をそれぞれ 1 日ずつ段階的に載荷した後、 $\sigma_v=50\text{kPa}$ で圧密を行う。
- 7) 3t 法により圧密終了後、ブロックに切り出しパラフィンでシールを施し保存する。
- 8) 試験時にこのブロックから、直径 5cm, 高さ 10cm の供試体を作製する。

【供試体作製方法—小型予圧密装置（図-2.3.2）】

- 1) 混合土試料を容器内で十分練り返す。
- 2) アクリル円筒内壁面にシリコン離型剤を塗布する。
- 3) 下部ポーラスストーンの上に直径 5cm のろ紙を乗せ、脱気水で十分飽和させる。
- 4) 混合土試料を予圧密容器内に投入する。その際、気泡が入らないようにする。
- 5) 上端面にろ紙を乗せて脱気水で飽和させた後ポーラスストーン付きの蓋で密閉する。
- 6) 圧密応力 $\sigma_v=10, 20\text{kPa}$ をそれぞれ 1 日ずつ段階的に載荷した後、 $\sigma_v=50\text{kPa}$ で圧密を行う。
- 7) 3t 法により圧密終了後、セルの下部と上部を水で飽和させて保存する。
- 8) 試験時にセルから静かに抜き、上端と下端をワイヤソーとストレートエッジで切断し、高さ 10cm の供試体を作製する。

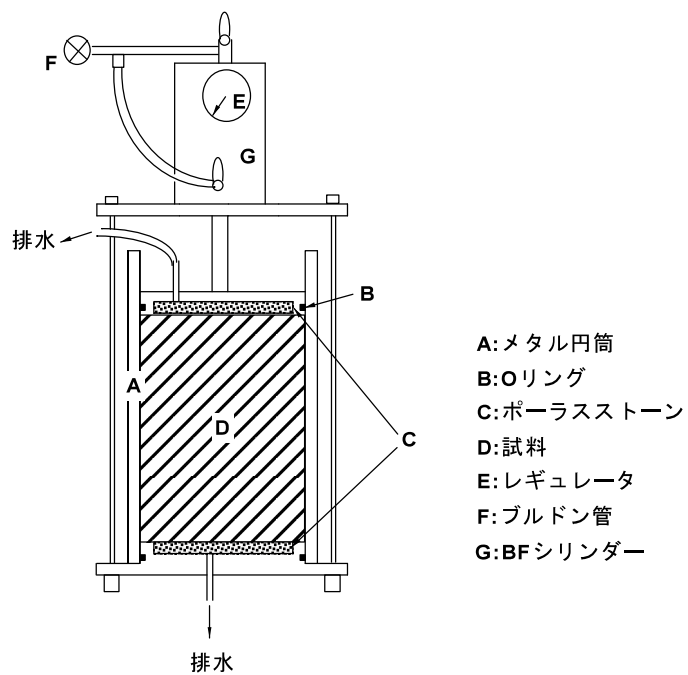


図-2.3.1 大型予圧密装置概念図

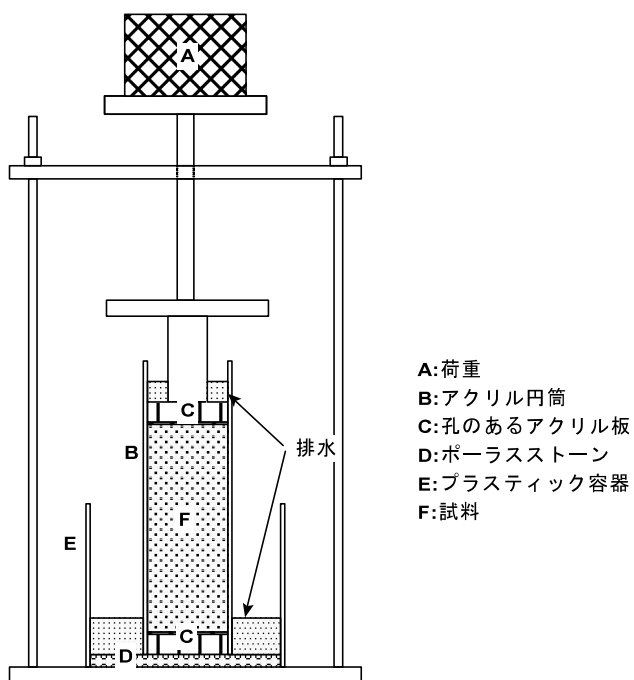


図-2.3.2 小型予圧密装置概念図

2.4 試験方法

2.4.1 試験装置の概要

本研究では、対象とする土の非排水繰返しせん断特性を調べるため、空圧制御式繰返し三軸試験機を用いた。その配管系統図を図-2.4.1に示す。この試験機の繰返し载荷システムは、ファンクションジェネレータで発生させた所定の正弦波電気信号を電空圧変換器によって正弦波空気圧に変換し、バイヤスリレーで上部と下部のバランスをとった後、ペロフラムシリンダー各室に伝えられピストンが上下する仕組みになっている。ここで、ファンクションジェネレータからの電気信号の位相を、上部と下部の電空圧変換器で逆転させることにより、位相差180度の正弦波荷重を上部および下部のペロフラムシリンダーでそれぞれ独立して载荷する。このようにして発生した繰返し荷重は、荷重振幅一定のもと0.001~0.5Hzの周波数で载荷可能である。

また、本試験機の特徴を挙げると三軸セル内において供試体上方にロードセル（容量Max. 100kgf）を設置することにより、防水対策をせずに軸荷重を計測でき、軸変位は三軸セル外部に設置した接触型変位計（容量Max. 50mm）で計測される。加えて、間隙水圧は供試体下端中央からポーラスストーンを介して三軸セル外部の間隙水圧計（容量Max. 5kgf/cm²）より計測される。以上に述べた空圧制御式繰返し試験機を用い、荷重ならびに周波数を制御することにより荷重振幅一定のもとで繰返し载荷が行われ、計測値はコンピュータによって設定した間隔で取り込まれる。

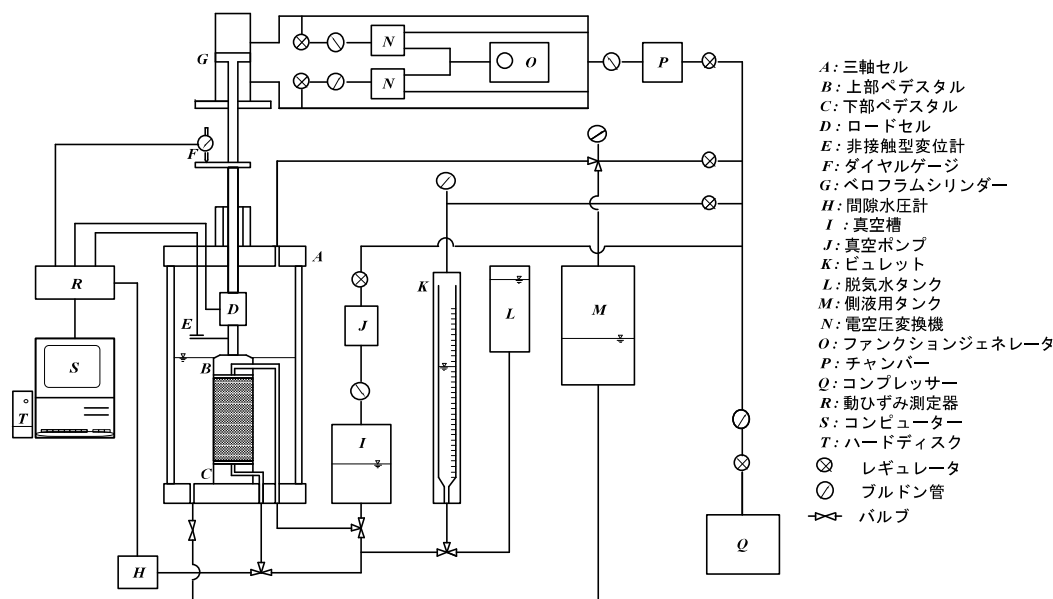


図-2.4.1 空圧制御式繰返し三軸試験機の配管系統図



写真-2.4.1 空圧制御式繰返し三軸試験機

2.4.2 試験方法

(1) 供試体セット

【湿潤突固め法による供試体】

- 1) 飽和度の上昇を図るため、供試体内の空気を炭酸ガスで置き換える。
- 2) 負圧を正圧に置換した後、脱気水を供試体下部からゆっくり通水する。
- 3) 背圧 200kPa を負荷させた後、飽和度の検定を行う。
- 4) 飽和供試体の判定は規準（間隙圧係数 B 値が 0.95 以上）に従う。

【予圧密法による供試体】

- 1) 間隙水圧計および排水径路に脱気水を満たし飽和させる。
- 2) 供試体の上下端面にろ紙、ポーラスストーンの順番で取り付け、側面にペーパードレーンを巻き付け、そのまま下部ペDESTALに設置する（図-2.4.2）。

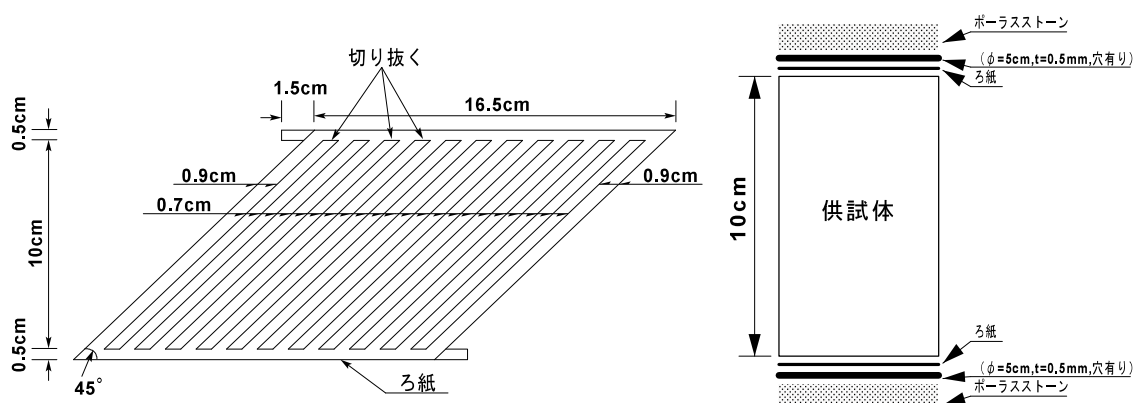


図-2.4.2 ペーパードレーンおよびペDESTAL設置

- 3) ゴムスリーブ拡張器にゴムスリーブを張り、枝管を吸いゴムスリーブを内面に密着させた状態で供試体にかぶせる。
- 4) 供試体を設置後、下部より脱気水を注入しゴムスリーブと供試体の間の空気を除去する。
- 5) セル内に側液を満たし、10kPa の負圧をセル圧に置換する。
- 6) 背圧 200kPa を負荷させた後、飽和度の検定を行う。
- 7) 飽和供試体の判定は規準（間隙圧係数 B 値が 0.95 以上）に従う。

(2) 圧密過程（等方圧密）

有効拘束圧 100kPa になるよう段階的に圧密を行う。圧密過程においては、間隙水圧が落ちつくのを確認した後に次のステップに入る。このステップを繰り返し、最終的には、3t 法により圧密終了を確認する。

(3) せん断過程（非排水繰返しせん断）

- 1) 上部のバルブを閉じ非排水状態にする。
- 2) 側圧一定、荷重振幅一定のもとで、所定の周波数の正弦波軸荷重を圧縮側より載荷する。なお、岩国粘土供試体（細粒分含有率 98%）は載荷周波数 0.02Hz、それ以外の供試体は載荷周波数 0.1Hz である。
- 3) せん断中の軸荷重、軸変位および間隙水圧をコンピュータによりリアルタイムで測定する。
- 4) 軸ひずみ両振幅で 10%以上、残留ひずみで 10%以上生じたのを確認後、載荷を停止する。
- 5) 供試体を試験機から取り出し恒温乾燥炉に入れた後、試験後の供試体乾燥質量を測定する。

岩国粘土供試体に対して載荷周波数0.02Hzを選んだ理由は、過去の粘性土の非排水繰返しせん断強度に関する研究⁴⁾の多くが0.02Hzを用いており、それらとの対応を計りたかったためである。なお、この載荷周波数0.02Hzを採用した根拠は、山本ら⁵⁾や上野ら⁶⁾が指摘しているよう、0.1Hz程度の周波数では粘土供試体内の過剰間隙水圧分布が不均一となるのに対し、周波数を低下させると過剰間隙水圧分布がより均一に近づき、要素性を十分に保つことが可能となると判断されたためである。

2.5 砂・細粒土混合土の間隙比と骨格構造

2.5.1 砂・細粒土混合土の構造

土の構造は土粒子骨格とそれ以外の間隙からなる。土粒子骨格は密な詰まり方、緩い詰まり方など様々である。また、間隙は液体と気体が種々の割合で含まれる。このような状態の違いにより、土の性質は大きく異なり、関連する力学特性は、物理・化学的性質、土の骨格構造、土の界面科学的性質等と密接な関係がある。土粒子は岩石が物理化学的風化を受けて粒状となったものの集合体である。土骨格を形成する土粒子の大きさは、粒径により、石、礫、砂、シルト、粘土に分類される(図-2.5.1⁷⁾)。図-2.5.1⁷⁾によると、石は75mm以上のものであり、礫は石片、砂は石片やそれらが個々の鉱物に分解した風化の産物であり、多くの場合単一鉱物である。シルトは砂と同様な鉱物である場合が多い。粘土は0.005mm以下の土粒子に対して呼ばれ、ほとんどの粘土鉱物はこの粒径範囲に含まれる。

		粒径(mm)								
		0.005	0.075	0.25	0.85	2	4.75	19	75	300
粘土	シルト	細砂	中砂	粗砂	細礫	中礫	粗礫	粗石	巨石	
		砂			礫			石		
細粒分		粗粒分						石分		

図-2.5.1 地盤材料の粒径区分とその呼び名⁷⁾

これら様々な粒径を含む土の構造については、Terzaghi や Casagrande⁸⁾の提案により、図-2.5.2 に示す単粒構造、蜂の巣構造、綿毛構造に大別される。

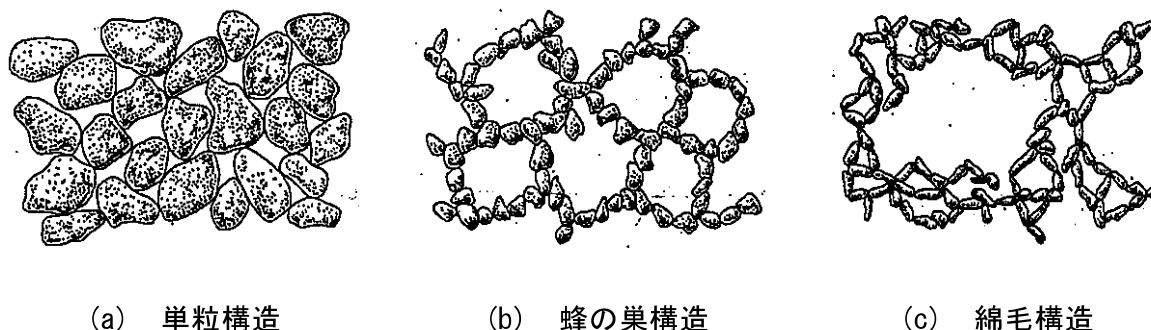


図-2.5.2 土の構造 (Casagrande⁸⁾による)

単粒構造は、砂利・砂などの粗粒な土粒子で形成される構造をいう。また、やや細かい粒子が固まり合って団粒を作り、これらの団粒が堆積したものを団粒構造と呼ぶこともある。この構造では間隙量が少ないため、圧縮性は小さく高い透水性を示し、せん断抵抗は大きい。次に、蜂の巣構造は、シルトや粘土のような細粒土が堆積し、土粒子の周辺に水中の陽イオンを吸着してイオン層膜を形成し、粒子相互が接触した位置を保とうとする力が働きアーチ状骨格を形成する。この場合、間隙比が1.0~1.5にもおよび、圧縮性が高くなる。一方、綿毛構造は、微細粒な粘土鉱物の電気化学的作用により粒子間に粘着力が働き粒子が堅固に結合し、綿くず状の集団が蜂の巣構造を形成した構造である。このような堆積構造を有する地盤は、間隙が大きく圧縮性があり、構造物の荷重によって大きな沈下を引き起こすことがある。

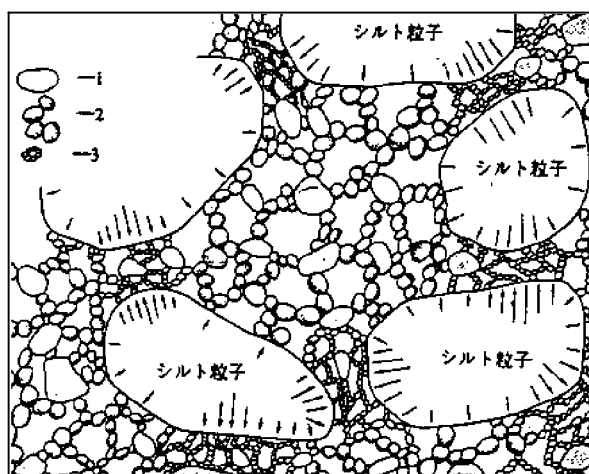


図-2.5.3 砂，シルトおよび粘土粒子を含む土の構造モデル（Casagrande⁸⁾による）

Terzaghi や Casagrande のモデルは概念的なものであるが、その後、土の微視的構造の研究に走査型電子顕微鏡 (SEM) が用いられるようになり、土粒子の配列構造が直接観察できるようになってきた。Collins と McGown⁹⁾は、O'Brien や Sides and Barden によって提案された粘土の基本構造を基に、不攪乱自然粘性土の構造について考察している。図-2.5.4 は、その一例を示したものである。図-2.5.4 に示されるよう、種々の大きさの土粒子で構成される自然粘土の構造は、砂粒子、シルト粒子および粘土粒子の集合体であるペッドの入れるパターンによっていくつかのタイプによって分類されることを提案し、これらは鉱物的性質、堆積環境などに異なることを示している。

一方、我が国では鬼塚と吉武¹⁰⁾および柴田^{11), 12)}が電子顕微鏡観察により締固めた中間土の構造について観察している。鬼塚と吉武¹⁰⁾は、砂と粘土を混合した中間土の圧縮および強度異方性が締固め方法によって異なることを明らかにし、その原因として砂粒子と粘土粒子の配列方向が異なる点を指摘している。

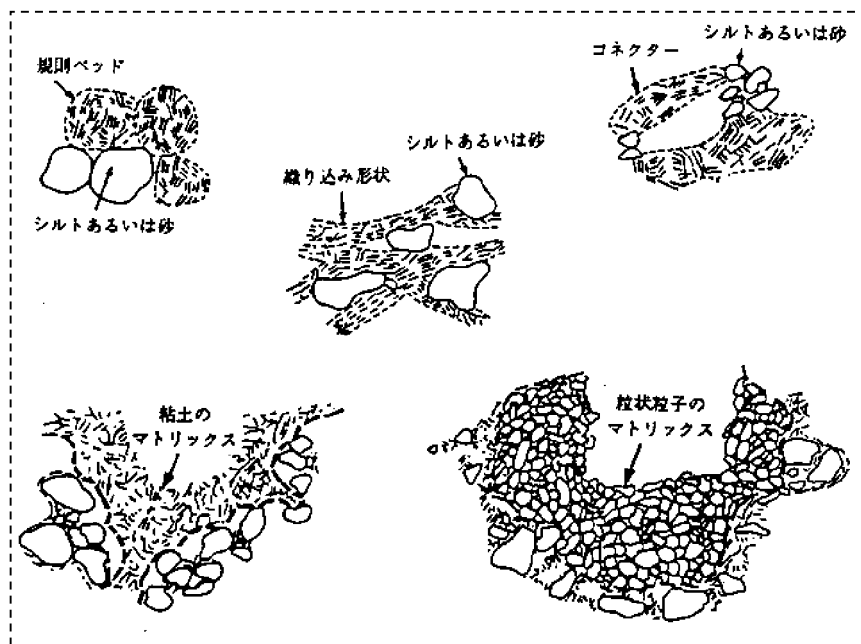


図-2.5.4 自然粘土の構造モデル (Collins と McGown⁹⁾による)

また、柴田^{11), 12)}は供試体断面の観察から、砂粒子の骨格と細粒子を主体とする二つの基本構造を有する中間土の構造モデルを提案している。図-2.5.5は、その基本構造を基に砂分の多い場合と細粒分の多い場合の中間土構造を示したものである。さらに、柴田はこれらの基本構造の混合比率を締固め試験結果から算定することも試みている。

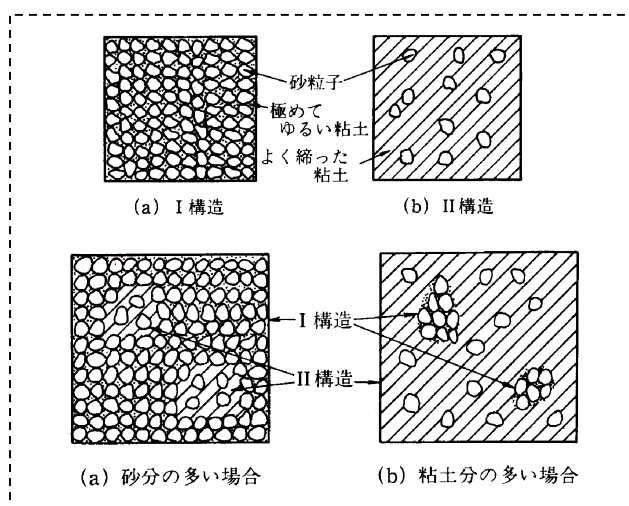


図-2.5.5 二つの基本構造を有する土の構造モデル (柴田^{11), 12)}による)

このような研究成果を踏まえ、大嶺ら¹³⁾は、図-2.5.6に示すように、中間土の構造は粗粒子骨格とマトリックスがある割合で混在し、粗粒子骨格の中にも細粒子が含まれると考えた。

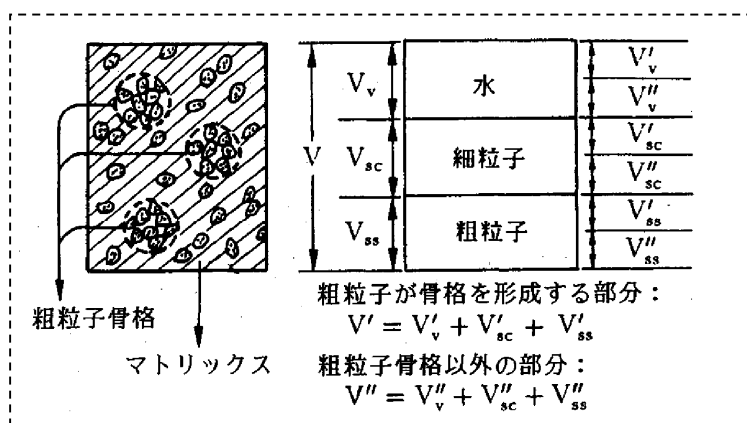


図-2.5.6 中間土の構成模式図（大嶺ら¹³⁾による）

これら既往の研究成果を踏まえると、混合土の構造は、砂が主体である場合と細粒土が主体である場合に分けて捉えることが適切である。細粒分含有率が低く砂が形成する骨格が混合土全体の構造主体となっているものでは、細粒土は砂の間隙中に存在する状態となり、一定の細粒分含有率であっても砂骨格の配列は自在に変化し得る。この場合の混合土の特性は、主として砂骨格の密度に支配されると考えられる。一方、細粒分含有率がある程度以上となり、細粒土が形成するマトリックスの中に砂が散在する状態においては、混合土の特性は細粒土自体の持つ性質に支配される。

このように、混合土の構造主体は細粒分含有率によって変化し、特に細粒分含有率の低い混合土では、砂が形成する骨格構造がその特性に強く影響を及ぼし、細粒土の影響は補助的に働くと考えられる。そのため、混合土の特性をより適切に評価するためには、砂の骨格構造と、それに与える細粒土の影響を明確にすることが重要である。

そのため、次頁以降では、混合した細粒土の種類（活性、非活性）に着目し、間隙比を一つの評価指標として、細粒分含有率の増加に伴う骨格構造の遷移傾向について考察を行った。

2.5.2 鳥取シルト混合土の間隙比

(1) 鳥取シルトの間隙比

湿潤突固め法では、供試体は不飽和状態で三軸室にセットされ、その後通水により飽和供試体とする。一般に、三軸試験では不飽和供試体をセルに装着後負圧をかけて自立させ供試体の寸法を測定し、その後セル水を入れて負圧を正圧に替え、供試体に通水し飽和を行う。この通水・飽和過程において、飽和度の上昇に伴い土に体積収縮が生じる。この体積収縮はコラプスと呼ばれ、緩い細砂やシルトに起り易い¹⁴⁾。しかし、砂・非活性シルト混合土の間隙比や相対密度は、適用範囲外でありながらも JIS A 1224 に定める「砂の最小密度・最大密度試験¹⁵⁾」から求められることが多い。そのため、「砂の最小密度・最大密度試験¹⁵⁾」から求められた砂・非活性シルト混合土の最大・最小間隙比は、図-2.5.7のように示されることがある^{16), 17)}。しかし、これは乾燥状態で得られた間隙比の変化を示したものであり、飽和状態では異なると考えられる。

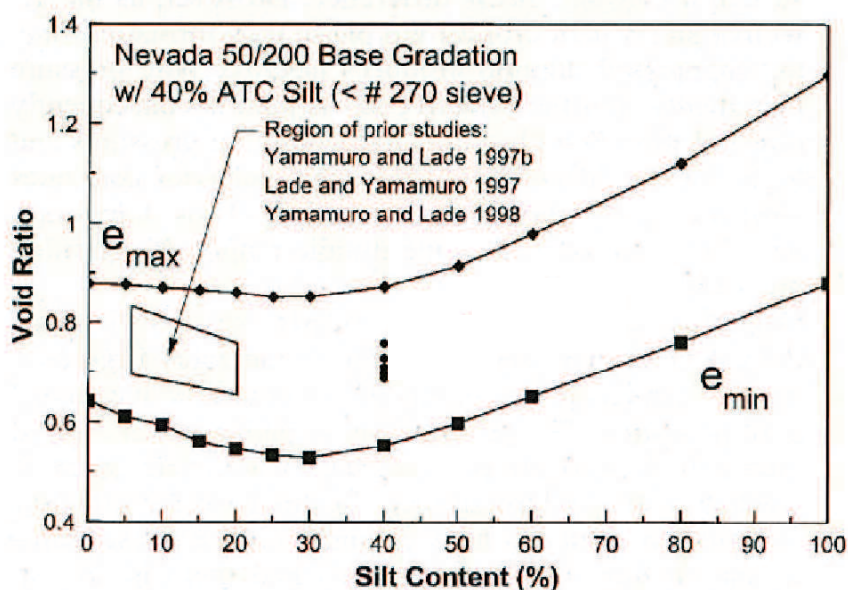


図-2.5.7 砂・シルト混合土の間隙比変化 (YamamuroとCovert¹⁶⁾による)

本研究では、飽和状態下における砂・シルト混合土の間隙状態を適切に把握することを目的とし、湿潤突固め法で作成した直後の不飽和状態の間隙比 e_1 、通水による飽和後の間隙比 e_2 、所定の拘束圧で圧密した後の間隙比 e_3 をそれぞれ求めた。ここに、間隙比 e_2 は、供試体に通水後セル水を落として供試体に再度負圧をかけ自立させ、この状態で測定した寸法から求めたものであり、間隙比 e_3 は、間隙比 e_2 よりさらに拘束圧による圧密量を加えて計算したものである。

図-2.5.8に、鳥取シルト供試体の突固めエネルギーの違いによる間隙比変化を示す。図-2.5.8より、低い突固めエネルギーで作製した供試体ほど、通水・飽和過程のコラプスによる体積収縮が大きくなり、高いエネルギーで突固めた場合はコラプスによる体積収縮がほとんど発生していない。亀井ら¹⁴⁾も指摘しているよう、コラプスによる体積収縮には、混合土の初期構造状態が大きく起因することが本結果からも明らかとなった。

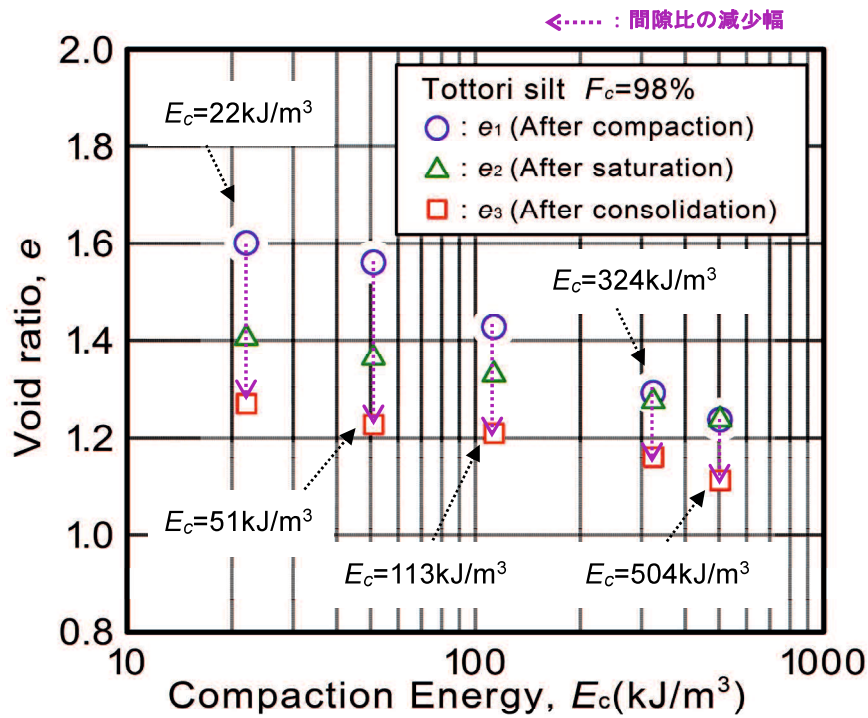
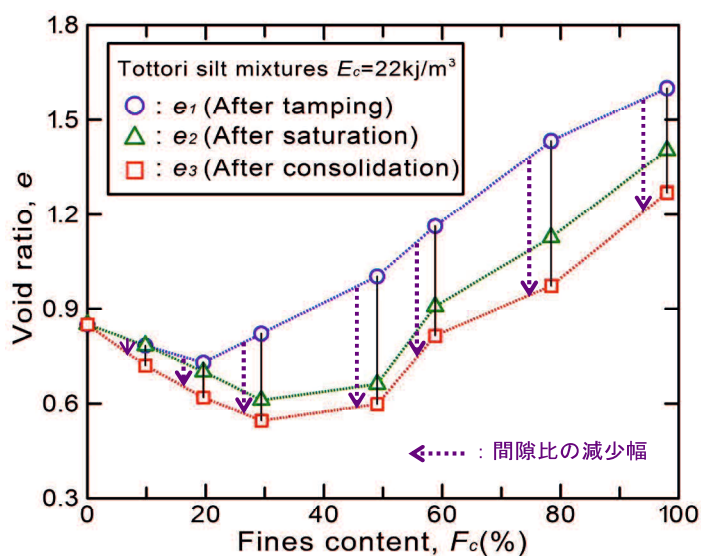


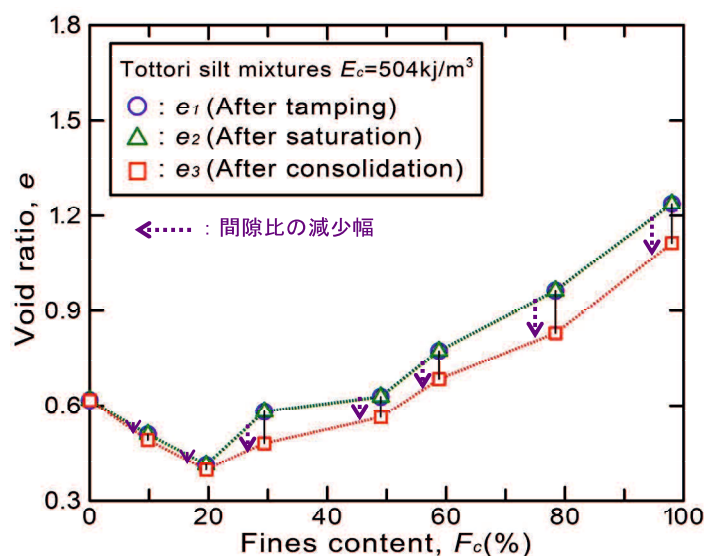
図-2.5.8 突固めエネルギーの違いによる鳥取シルトの間隙比変化

(2) 鳥取シルト混合土の間隙比

突固めエネルギー $E_c=22$, 504kJ/m^3 で作製した鳥取シルト混合土を例とし, 細粒分含有率の増加に伴う間隙比変化を図-2.5.9(a), (b)に示す. 両図より, 細粒分含有率30%付近から間隙比 e_1 , e_2 , e_3 の値に差が生じている. 低い突固めエネルギー $E_c=22\text{kJ/m}^3$ で作製した供試体においては, 図-2.5.9(a)に示すよう, $F_c=20\%$ 以下でコラプスによる体積収縮は小さく $F_c=30\%$ 以上で大きくなる傾向が認められる. 一方, 高い突固めエネルギー $E_c=504\text{kJ/m}^3$ で作製した供試体では, 図-2.5.9(b)のように, 初期状態でも安定した構造を成すことから, $F_c=30\%$ 以上においてもコラプスはなく圧密による体積収縮のみが生じている.



(a) $E_c=22\text{kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)

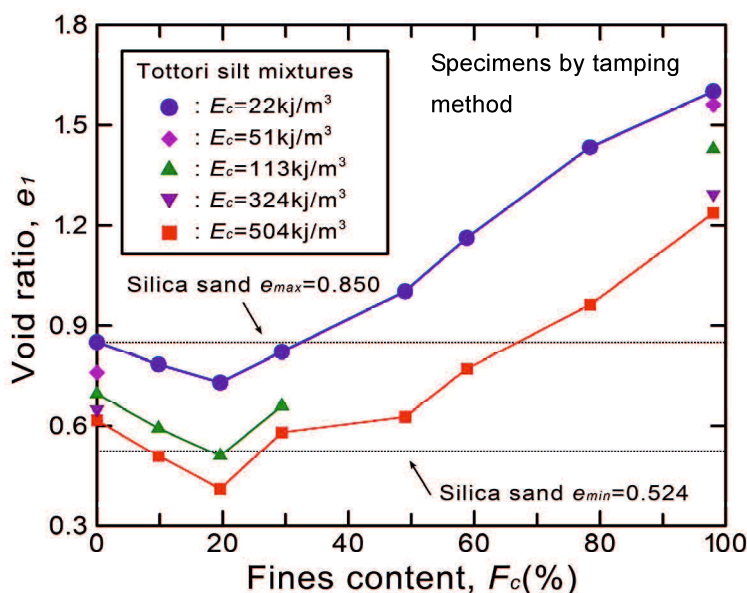


(b) $E_c=504\text{kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)

図-2.5.9 細粒分含有率の増加に伴う鳥取シルト混合土の間隙比変化

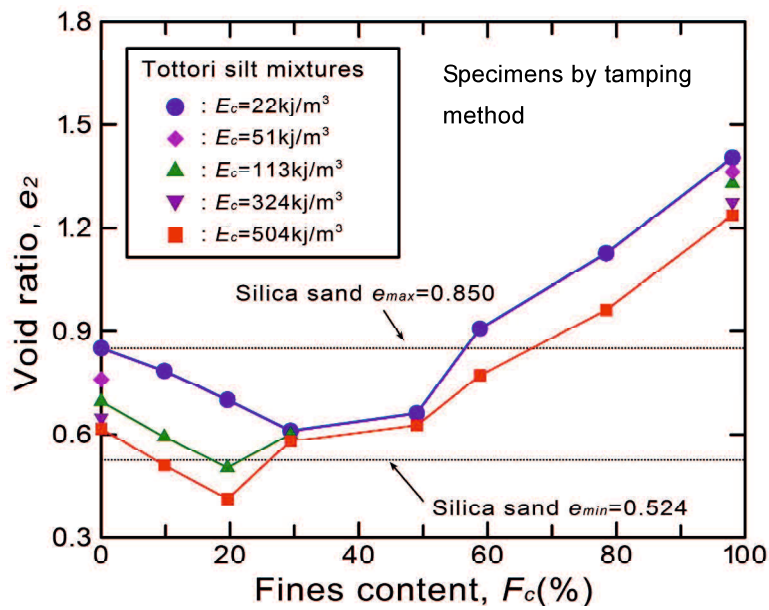
次に、図-2.5.10(a), (b), (c)に3種類の突固めエネルギーで締固めた鳥取シルト混合土の間隙比 e_1 , e_2 , e_3 と細粒分含有率の関係をそれぞれ示す。図-2.5.10(a)より、供試体作製後の間隙比 e_1 の細粒分含有率に対する変化は、突固めエネルギーの違いにより異なる。一方、通水による飽和後の間隙比 e_2 の変化を図-2.5.10(b)に、圧密後の間隙比 e_3 の変化を図-2.5.10(c)に示す。これらの間隙比は、細粒分含有率 30%以下では突固めエネルギーの違いにより異なる挙動を示すが、 $F_c=30\%$ 付近で突固めエネルギーの違いによらずほぼ同一となり、 $F_c=50\%$ 付近までその状態が続く。これは、 $F_c=30\%$ 位からシルトが構造の主体となるがこの領域では砂の混合割合も高く、シルトは砂粒子間の狭い領域に存在することになり、シルトの間隙比変化が混合土全体の挙動にほとんど影響しないためと考えられる。

また、突固めエネルギーの違いに着目すると、細粒分含有率 30%以上では $F_c=30\%$ 未満に比べ、間隙比の差が小さくなることが認められる。これは、飽和した状態では、シルトの最大・最小間隙比の差が砂に比べ小さいことによるものである。前述のとおり、シルトは、乾燥状態では最大・最小間隙比の差は大きい、飽和状態では、特に緩詰めでコラプスにより体積収縮が発生するためだと考えられる。これらの結果より、鳥取シルト混合土においてはコラプスによる体積収縮を考慮し、さらに、所定の拘束圧下で圧密された状態である圧密後の間隙比 e_3 を、非排水繰返しせん断特性を評価するための状態量と見なすこととした。

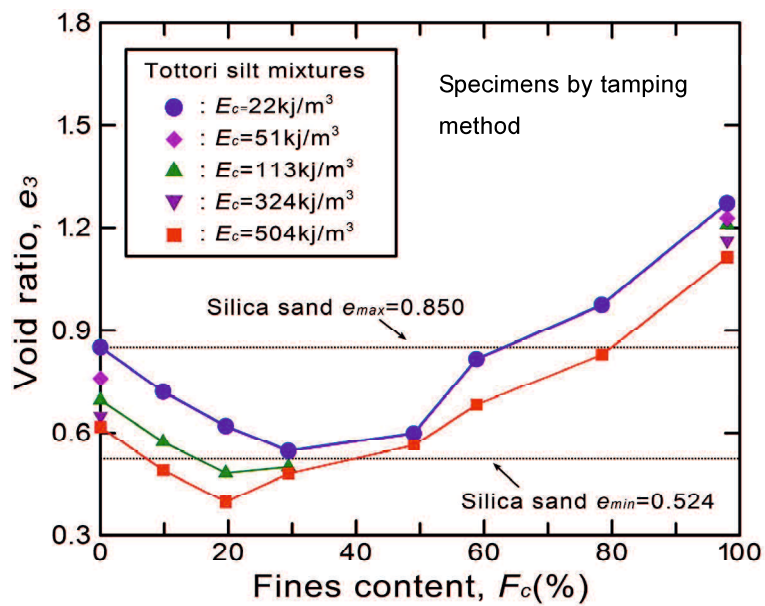


(a) 間隙比 e_1 と細粒分含有率の関係

図-2.5.10 間隙比と細粒分含有率の関係 (鳥取シルト混合土)



(b) 間隙比 e_2 と細粒分含有率の関係



(c) 間隙比 e_3 と細粒分含有率の関係

図-2.5.10 間隙比と細粒分含有率の関係 (鳥取シルト混合土)

2.5.3 岩国粘土混合土の間隙比

図-2.5.11 に、岩国粘土混合土における間隙比と細粒分含有率の関係を示す。なお、先にも述べたとおり、岩国粘土は活性を有する細粒土であるため、 $F_c=20\%$ 未満の砂が骨格をなす領域では湿潤突固め法を、 $F_c=20\%$ 以上の粘土がマトリックスを構成するところでは予圧密法により供試体を作製している。岩国粘土混合土の非排水繰返しせん断強度を評価するための状態量としては、いずれの領域においても、鳥取シルト混合土同様に所定拘束圧下での圧密後間隙比 e_3 とした。

図-2.5.11 より、鳥取シルト混合土の挙動同様に、砂側から細粒分含有率の増加に伴い緩詰めと密詰めの間隙比差が狭まり、 $F_c=20\%$ 付近で両者の差がほぼなくなる様子が認められる。この状態は、砂骨格の間隙の中が粘土で充填された状態と考えられる。その後、細粒分含有率の増加に伴い間隙比も増加し、圧密圧力に対応したユニークな間隙比となることが認められる。

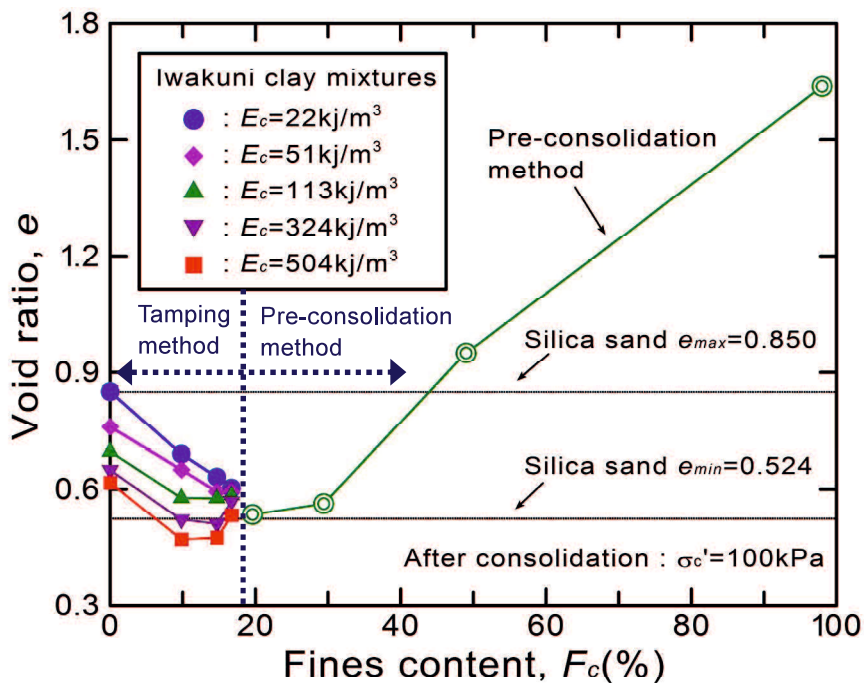


図-2.5.11 間隙比と細粒分含有率の関係 (岩国粘土混合土)

2.6 要約

本章では、非活性である鳥取シルト、活性を有する岩国粘土を用い、砂・細粒土混合土の骨格構造の遷移傾向について考察を行った。また、非排水繰返しせん断試験に用いる供試体作製方法や試験方法についても詳細に述べた。以下、本章の要約として、「砂と非活性シルト混合土」および「砂と活性粘土混合土」に対する『間隙比-細粒分含有率関係』の概念図を示し、その後、本章で得られた知見を示す。

(1) 混合土の間隙比と細粒分含有率関係

砂と非活性シルト、および、砂と活性粘土混合土について、間隙比-細粒分含有率関係の概念図を図-2.6.1(a), (b)にそれぞれ示す。両図より、砂が骨格の主体を成す領域では、混合する細粒土の違いに拘わらず、突固めエネルギーに応じて種々の間隙比が存在する。一方、細粒土が構造の主体を成す領域では、シルトの場合は図-2.6.1(a)に示すように、シルトが粒状体であることから砂と同様に同一の拘束圧下でも異なる間隙比が存在し得る。一方、粘土の場合は図-2.6.1(b)のように、それぞれの細粒分含有率において圧密圧力に応じたユニークな間隙比が存在する。すなわち、細粒分含有率が増加し砂の骨格構造が破壊され、砂から細粒土へ構造の主体が移行すると、細粒土が有する性質が間隙比に影響を及ぼすと考えられる。なお、図-2.6.1(a)には、乾燥状態での間隙比変化を破線で、飽和状態での間隙比変化を実線で示した。

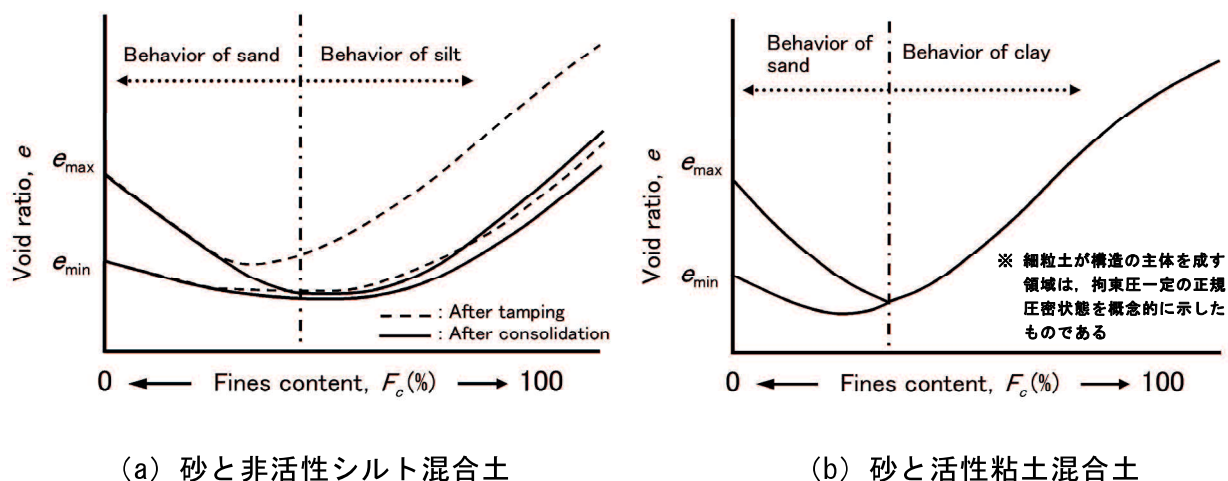


図-2.6.1 細粒分含有率の増加に伴う混合土の間隙比変化の概念

(2) 得られた知見

以下、本章で得られた知見を示す。

- 1) 砂と非活性細粒土および活性を有する細粒土との混合土供試体の作製においては、砂・非活性細粒土混合土では湿潤突固め法を、砂・活性細粒土混合土のうち、砂が構造の主体を成す領域では湿潤突固め法を、細粒土が構造の主体を成す領域では予圧密法が適用できる。
- 2) 非活性の鳥取シルト混合土においては、湿潤突固め供試体に通水する過程でコラプスによる体積収縮が生じる。この体積収縮を考慮することで、混合土の状態量を適切に表現することができる。
- 3) 砂と非活性細粒土および活性を有する細粒土混合土の「間隙比-細粒分含有率」関係から、非活性細粒分では細粒分含有率 $F_c=30\%$ 付近が、活性を有する細粒分の場合は $F_c=20\%$ 付近が砂主体と細粒土主体の構造境界となる。

参考文献

- 1) 金子崇, 兵動正幸, 立場晴司, 山田卓, 中田幸男, 吉本憲正 : 含水比の異なる粘土を混合した砂・粘土混合土の初期せん断弾性係数, 土木学会論文集 C, Vol. 68, No. 1, pp. 188-198, 2012.
- 2) Naeini, S. A. and Baziar, M. H. : Effect of fines content on steady-state strength of mixed and layered samples of a sand, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 24, pp. 181-187, 2004.
- 3) 足立雅樹, 安原一哉, 島袋淳 : 非塑性シルトの静的・繰返し非排水三軸圧縮挙動に及ぼす供試体作成法の影響, 土と基礎, 第48巻, 第11号, pp. 24-27, 2000.
- 4) Hyodo, M., Hyde, A., Yamamoto, Y. and Fujii, T. : Cyclic shear strength of undisturbed and remoulded marine clays, *Soils and Foundations*, Vol. 39, No. 2, pp. 45-58, 1999.
- 5) 山本陽一, 兵動正幸, 村田秀一, 安福規之, 杉山太宏 : 粘土の非排水繰返しせん断特性に及ぼす載荷周波数の影響, 第27回土質工学研究発表会講演概要集, pp. 903-906, 1992.
- 6) 上野恭宏, プラダンテージ, 今井五郎 : 繰返し載荷を受けた粘土の圧密特性, 第22回地震工学研究発表会講演概要集, pp. 1-4, 1993.
- 7) 公益社団法人地盤工学会 : 地盤材料試験の方法と解説 一二分冊の1一, pp. 53-80, 2009.
- 8) Casagrande. A. : The structure of clay and its importance in foundation engineering *Contributions to Soil Mechanics, Boston Society of Civil Engineering, 1925~1940*, pp. 72-112, 1932.
- 9) Collins. K, and McGown .A. : The form and function of microfabric features in a variety of natural soils, *Geotechnique*, Vol. 24, No. 2, pp. 223-254, 1974.
- 10) 鬼塚克忠, 吉武茂樹 : 締固めた混合土の強度異方性について, 土質工学論文報告集, Vol. 23, No. 4, pp. 149-156, 1983.
- 11) 柴田英明 : 電子顕微鏡観察による締固めた砂・粘土混合土の構造についての一考察, 第18回土質工学研究発表会, pp. 1433-1436, 1983.
- 12) 柴田英明 : 砂・粘土混合土の締め固め後の構造に関する一提案, 土と基礎, 第34巻, 第12号, pp. 17-22, 1986.
- 13) 大嶺聖 : 中間土の圧縮および強度特性に関する基礎的研究, 九州大学工学部博士論文, 1992.
- 14) 亀井健史, 榎本雅夫 : 締固めたシルト質土の水浸に伴うコラプス沈下挙動, 土木学会論文集, No. 505/III-29, pp. 97-103, 1994.
- 15) 社団法人地盤工学会 : 地盤材料試験の方法と解説一二分冊の2一, pp. 195-225, 2009.
- 16) Yamamuro, J. and Covert, K. : Monotonic and Cyclic Liquefaction of Very Loose Sands

with High Silt Content, *J. Geotech. Geoenviron Eng.*, Vol.127, No.4, pp.314-324, 2001.

- 17) Yang. S. L., Sandven. R., and Grande. L. : Steady-state lines of sand-silt mixtures, *Canadian. Geotechnical. Journal*, Vol.43, No.11, pp.1213-1219, 2006.

第3章 砂・細粒土混合土の 非排水繰返しせん断特性

第3章 砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断特性

3.1 概説

千葉県東方沖地震（1987）においては細粒分を含む砂地盤で、鳥取県西部地震（2000）では非活性のシルト地盤で液状化が発生した。また、東日本大震災（2011）においては、やや粘性を含む砂地盤で液状化が発生し、住宅、道路や地下埋設管などのインフラ施設に大きな被害を引き起こした。一般に、土の液状化強度を把握するためには、非排水条件下で繰返しせん断試験が実施され、新潟地震（1964）を契機に数多くの研究が実施されている。近年では、多くの液状化発生事例を踏まえ、液状化に関する研究の対象も純粋な砂からより細粒分含有率の高い土に至るまで広がりを見せている。室内試験における砂・細粒土混合土に関する研究は、砂に細粒土を加えたもの、あるいは逆に細粒土に砂を加えたものの二通りに分けられる。しかし、いずれの研究も砂側のみあるいは粘土側のみのもものが多く、砂からシルトまたは粘土に至るまでの非排水繰返しせん断特性を統一的に調べた研究は少ない。さらに、砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断強度に関する研究の多くは、混合土の配合割合や混合土の物理特性を評価指標としたものが多く、混合土が形成する骨格構造との関係性に言及したものは少ない。

以上を踏まえ、本研究では、砂に非活性細粒土および活性を有する細粒土をそれぞれ混合し、砂からシルトまたは粘土に至るまで、広範な粒度から成る混合土供試体を作製し、非排水条件下で繰返しせん断試験を実施した。本章では、砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断試験結果について述べる。以下、本章を節に従って概説する。

まず、第2節では、試験概要として混合土試料の試験条件および試験結果の整理方法の詳細を示す。第3節では、混合土の非排水繰返しせん断挙動について述べる。試験結果として、軸差応力-軸ひずみ関係および有効応力経路を示し、混合する細粒土の種類や細粒分の配合割合に着目したせん断挙動の違いについて述べる。第4節では、混合土の非排水繰返しせん断強度について述べる。試験結果は第3節に示した結果との関連を踏まえ、繰返しせん断応力比-繰返し回数関係を示し、各試料の初期状態（突固めエネルギーの違い）、混合する細粒土の種類、混合する細粒分の配合割合に着目したせん断強度の変化傾向について述べる。また、混合した細粒土の種類（活性、非活性）に着目し、砂から細粒土に至るまでの非排水繰返しせん断強度の遷移についてモデル化を行った。第5節では、第3節および第4節の結果を踏まえ、混合土の骨格構造を表すパラメータを指標とした非排水繰返しせん断強度の評価結果について述べる。既往の研究成果^{1), 2), 3), 4)}より、混合土のせん

断強度に対し細粒分がある程度寄与するという見解が示されていることから、等価骨格間隙比を評価指標とし非排水繰返しせん断強度との関係を示す。さらに、等価骨格間隙比から求めた等価骨格相対密度と非排水繰返しせん断強度との関係を示すとともに、寄与率の算定方法についての検討結果も示す。第6節では、本章で得られた知見を整理し、要約した。

3.2 試験概要

3.2.1 試験条件

表-3.2.1(a)～(m)に、非排水繰返しせん断試験の試験条件を示す。試験は応力制御式の繰返しせん断試験装置を用い、初期有効拘束圧100kPa、載荷荷重周波数0.1Hzの条件下で行った。なお、岩国粘土供試体 ($F_c=98\%$) については、載荷周波数を0.02Hzとし試験を実施している。

表-3.2.1 非排水繰返しせん断試験の試験条件

(a) 砂：三河珪砂 ($F_c=0.0\%$)

TEST No.	Method	F_c (%)	E_c (kJ/m ³)	G_s	σ_c' (kPa)	f (Hz)	e_i	e_c	$\sigma_d/2\sigma_c'$
s0max01	TM*	0.0	504	2.652	100	0.1	0.629	0.617	0.397
s0max02							0.637	0.616	0.295
s0max03							0.634	0.613	0.254
s0max04							0.639	0.622	0.500
sa60tm2			324				0.663	0.646	0.258
sa60tm3							0.659	0.642	0.295
sa60tm4							0.673	0.656	0.209
sa60tm5							0.673	0.653	0.211
sa40tm1			113				0.713	0.686	0.188
sa40tm2							0.729	0.708	0.203
sa40tm3							0.707	0.690	0.227
sa40tm6							0.716	0.699	0.157
sa15tm1			51				0.814	0.762	0.101
sa15tm2							0.810	0.757	0.089
sa15tm3							0.808	0.760	0.115
sa15tm4							0.809	0.759	0.137
sa25tm1			22				0.930	0.850	0.112
sa25tm2							0.928	0.850	0.098
sa25tm3							0.927	0.850	0.089
sa25tm4							0.935	0.852	0.102

※TM : Tamping method

表-3.2.1 非排水繰返しせん断試験の試験条件

(b) 細粒土：鳥取シルト ($F_c=98.0\%$)

TEST No.	Method	F_c (%)	E_c (kJ/m ³)	G_s	σ_c' (kPa)	f (Hz)	e_i	e_c	$\sigma_d/2\sigma_c'$
tj50t01	TM*	98.0	504	2.665	100	0.1	1.232	1.109	0.212
tj50t02							1.257	1.115	0.200
tj50t03							1.245	1.118	0.181
tj50t04							1.216	1.111	0.209
tj32t01			324				1.312	1.245	0.139
tj32t02							1.252	1.075	0.195
tj32t03							1.258	1.154	0.165
tj32t04							1.350	1.171	0.148
tj13t01			113				1.356	1.130	0.151
tj13t02							1.465	1.245	0.130
tj13t03							1.422	1.202	0.146
tj13t04							1.467	1.263	0.129
tj15t01			51				1.564	1.230	0.129
tj15t02							1.510	1.248	0.118
tj15t03							1.517	1.210	0.141
tj15t04							1.653	1.224	0.143
tj02t01			22				1.581	1.253	0.149
tj02t02							1.612	1.290	0.101
tj02t03							1.622	1.250	0.176
tj02t04							1.589	1.289	0.121

※TM : Tamping method

(c) 細粒土：岩国粘土 ($F_c=98.0\%$)

TEST No.	Method	F_c (%)	E_c (kJ/m ³)	G_s	σ_c' (kPa)	f (Hz)	e_i	e_c	$\sigma_d/2\sigma_c'$
sh100y1	PCM*	98.0	-	2.610	100	0.02	1.940	1.638	0.279
sh100y2							1.940	1.638	0.269
sh100y3							1.940	1.638	0.296
sh100y4							1.940	1.638	0.223

※PCM : Pre-consolidation method

表-3.2.1 非排水繰返しせん断試験の試験条件

(d) 混合土：鳥取シルト混合土 ($F_c=9.8\%$)

TEST No.	Method	F_c (%)	E_c (kJ/m ³)	G_s	σ_c' (kPa)	f (Hz)	e_i	e_c	$\sigma_d/2\sigma_c'$
tb50t01	TM*	9.8	504	2.653	100	0.1	0.517	0.500	0.290
tb50t02							0.504	0.485	0.326
tb50t03							0.508	0.489	0.423
tb50t04							0.505	0.490	0.389
tb13t01			113				0.603	0.584	0.280
tb13t02							0.587	0.564	0.290
tb13t03							0.568	0.548	0.300
tb13t04							0.612	0.596	0.260
tb02t01			22				0.759	0.693	0.171
tb02t02							0.786	0.728	0.139
tb02t03							0.795	0.716	0.147
tb02t04							0.797	0.745	0.114

※TM : Tamping method

(e) 混合土：鳥取シルト混合土 ($F_c=19.6\%$)

TEST No.	Method	F_c (%)	E_c (kJ/m ³)	G_s	σ_c' (kPa)	f (Hz)	e_i	e_c	$\sigma_d/2\sigma_c'$
te50t03	TM*	19.6	504	2.655	100	0.1	0.403	0.384	0.356
te50t04							0.410	0.397	0.281
te50t05							0.415	0.399	0.263
te50t06							0.421	0.408	0.232
te13t01			113				0.482	0.457	0.206
te13t02							0.504	0.477	0.191
te13t03							0.523	0.491	0.165
te13t04							0.531	0.503	0.151
te02t01			22				0.705	0.595	0.182
te02t02							0.762	0.662	0.139
te02t03							0.745	0.628	0.151
te02t04							0.707	0.593	0.188

※TM : Tamping method

表-3.2.1 非排水繰返しせん断試験の試験条件

(f) 混合土：鳥取シルト混合土 ($F_c=29.4\%$)

TEST No.	Method	F_c (%)	E_c (kJ/m ³)	G_s	σ_c' (kPa)	f (Hz)	e_i	e_c	$\sigma_d/2\sigma_c'$
tf50t02	TM*	29.4	504	2.656	100	0.1	0.597	0.502	0.151
tf50t03							0.587	0.488	0.162
tf50t04							0.562	0.456	0.180
tf50t05							0.576	0.478	0.170
tf13t01			113				0.602	0.467	0.186
tf13t02							0.642	0.487	0.164
tf13t03							0.687	0.515	0.156
tf13t04							0.708	0.532	0.142
tf02t01			22				0.867	0.578	0.151
tf02t02							0.825	0.548	0.161
tf02t03							0.817	0.536	0.172
tf02t04							0.777	0.524	0.183

※TM : Tamping method

(g) 混合土：鳥取シルト混合土 ($F_c=49.0\%$)

TEST No.	Method	F_c (%)	E_c (kJ/m ³)	G_s	σ_c' (kPa)	f (Hz)	e_i	e_c	$\sigma_d/2\sigma_c'$
tg50t01	TM*	49.0	504	2.659	100	0.1	0.601	0.534	0.191
tg50t02							0.612	0.552	0.184
tg50t03							0.623	0.574	0.174
tg50t04							0.674	0.596	0.154
tg02t01			22				1.016	0.638	0.141
tg02t02							1.001	0.628	0.153
tg02t03							0.994	0.559	0.170
tg02t04							0.999	0.571	0.159

※TM : Tamping method

表-3.2.1 非排水繰返しせん断試験の試験条件

(h) 混合土：鳥取シルト混合土 ($F_c=58.8\%$)

TEST No.	Method	F_c (%)	E_c (kJ/m ³)	G_s	σ_c' (kPa)	f (Hz)	e_i	e_c	$\sigma_d/2\sigma_c'$
th50t01	TM*	58.8	504	2.660	100	0.1	0.743	0.657	0.180
th50t02							0.765	0.678	0.160
th50t03							0.781	0.695	0.165
th50t04							0.798	0.702	0.170
th02t01			22				1.119	0.789	0.155
th02t02							1.157	0.796	0.150
th02t03							1.176	0.812	0.139
th02t04							1.198	0.865	0.129

※TM : Tamping method

(i) 混合土：鳥取シルト混合土 ($F_c=78.4\%$)

TEST No.	Method	F_c (%)	E_c (kJ/m ³)	G_s	σ_c' (kPa)	f (Hz)	e_i	e_c	$\sigma_d/2\sigma_c'$
ti50t01	TM*	78.4	504	2.662	100	0.1	0.935	0.811	0.201
ti50t02							0.948	0.815	0.191
ti50t03							0.976	0.837	0.179
ti50t04							0.994	0.851	0.171
ti02t01			22				1.411	0.964	0.154
ti02t02							1.423	0.969	0.148
ti02t03							1.441	0.977	0.140
ti02t04							1.462	0.985	0.132

※TM : Tamping method

表-3.2.1 非排水繰返しせん断試験の試験条件

(j) 混合土：岩国粘土混合土 ($F_c=9.8\%$)

TEST No.	Method	F_c (%)	E_c (kJ/m ³)	G_s	σ_c' (kPa)	f (Hz)	e_i	e_c	$\sigma_d/2\sigma_c'$
s1max01	TM*	9.8	504	2.648	100	0.1	0.485	0.470	0.292
s1max02							0.487	0.474	0.268
s1max03							0.481	0.467	0.237
s1max04							0.486	0.473	0.339
sb60te2			324				0.543	0.523	0.270
sb60te3							0.543	0.523	0.165
sb60te4							0.541	0.521	0.243
sb60te5							0.541	0.520	0.284
sb40te1			113				0.622	0.583	0.175
sb40te2							0.618	0.580	0.199
sb40te3							0.607	0.570	0.162
sb40te4							0.618	0.580	0.167
sb15te1			51				0.701	0.651	0.131
sb15te2							0.700	0.649	0.120
sb15te3							0.699	0.650	0.111
sb15te4							0.699	0.649	0.140
sb25te1			22				0.773	0.689	0.132
sb25te2							0.766	0.687	0.151
sb25te3							0.771	0.693	0.120
sb25te4							0.774	0.692	0.138

※TM : Tamping method

表-3.2.1 非排水繰返しせん断試験の試験条件

(k) 混合土：岩国粘土混合土 ($F_c=14.7\%$)

TEST No.	Method	F_c (%)	E_c (kJ/m ³)	G_s	σ_c' (kPa)	f (Hz)	e_i	e_c	$\sigma_d/2\sigma_c'$
s2max01	TM*	14.7	504	2.646	100	0.1	0.496	0.477	0.215
s2max02							0.497	0.476	0.230
s2max03							0.493	0.475	0.201
s2max04							0.490	0.471	0.179
sc60te1			324				0.541	0.509	0.204
sc60te2							0.548	0.513	0.169
sc60te3							0.545	0.512	0.188
sc60te4							0.544	0.511	0.176
sc40te1			113				0.643	0.576	0.162
sc40te2							0.644	0.578	0.151
sc40te3							0.644	0.580	0.179
sc40te4							0.641	0.573	0.138
sc15te1			51				0.684	0.592	0.131
sc15te2							0.682	0.594	0.140
sc15te3							0.688	0.590	0.122
sc15te4							0.687	0.598	0.113
sc25te1			22				0.743	0.625	0.091
sc25te2							0.750	0.631	0.131
sc25te3							0.755	0.634	0.108
sc25te4							0.756	0.635	0.097

※TM : Tamping method

表-3.2.1 非排水繰返しせん断試験の試験条件

(I) 混合土：岩国粘土混合土 ($F_c=16.7\%$)

TEST No.	Method	F_c (%)	E_c (kJ/m ³)	G_s	σ_c' (kPa)	f (Hz)	e_i	e_c	$\sigma_d/2\sigma_c'$
s3max01	TM*	16.7	504	2.645	100	0.1	0.603	0.549	0.141
s3max02							0.606	0.555	0.198
s3max03							0.602	0.554	0.127
s3max04							0.602	0.552	0.164
sd60te1			324				0.622	0.567	0.125
sd60te2							0.626	0.570	0.156
sd60te3							0.619	0.565	0.152
sd60te4							0.628	0.572	0.115
sd40te1			113				0.660	0.581	0.132
sd40te2							0.661	0.584	0.149
sd40te3							0.660	0.588	0.101
sd40te4							0.659	0.585	0.114
sd15te1			51				0.688	0.595	0.114
sd15te2							0.691	0.598	0.122
sd15te3							0.697	0.598	0.129
sd15te4							0.681	0.590	0.148
sd25te1			22				0.748	0.606	0.125
sd25te2							0.748	0.604	0.099
sd25te3							0.743	0.597	0.118
sd25te4							0.755	0.606	0.142

※TM : Tamping method

表-3.2.1 非排水繰返しせん断試験の試験条件

(m) 混合土：岩国粘土混合土 ($F_c=19.6\%$, 29.4% , 49.0%)

TEST No.	Method	F_c (%)	E_c (kJ/m ³)	G_s	σ_c' (kPa)	f (Hz)	e_i	e_c	$\sigma_d/2\sigma_c'$
se020y1	PCM*	19.6	—	2.644	100	0.1	0.586	0.535	0.276
se020y2							0.586	0.535	0.148
se020y3							0.586	0.535	0.173
se020y4							0.586	0.535	0.247
sf030y1		29.4	—	2.639			0.632	0.563	0.275
sf030y2							0.632	0.563	0.239
sf030y3							0.632	0.563	0.303
sf030y4							0.632	0.563	0.238
sg050y1		49.0	—	2.631			1.071	0.951	0.223
sg050y2							1.071	0.951	0.305
sg050y3							1.071	0.951	0.195
sg050y4							1.071	0.951	0.240

※PCM : Pre-consolidation method

3.2.2 試験結果の整理方法

(1) ひずみの定義

図-3.2.1に、繰返しせん断強度を規定する軸ひずみ両振幅 ϵ_{DA} の概念図を示す。繰返しせん断強度はある大きさのひずみを規定し、そのひずみに至るに必要な繰返しせん断応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ と繰返し回数 N の関係で定義される。本研究では、全ての試料に対し繰返しせん断による破壊の定義を、軸ひずみ両振幅 $\epsilon_{DA}=5\%$ と定義した。

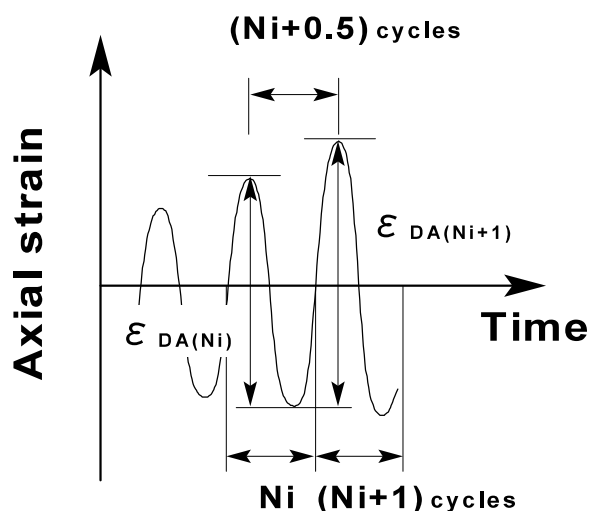


図-3.2.1 繰返し破壊を定義するひずみの概念（軸ひずみ両振幅）

(2) 繰返し回数

繰返し回数 N は荷重振幅の1波を $N=1$ 回とし、 N 周期を N 回とする。ただし、繰返し回数 N は必ずしも整数である必要はない。

(3) 繰返しせん断強度

上記(1)でも述べたように、全ての試料の繰返しせん断による破壊の定義を軸ひずみ両振幅 $\epsilon_{DA}=5\%$ と定義し、繰返しせん断応力比と繰返し回数の関係を整理している。本研究では、繰返しせん断応力比と繰返し回数の関係から、繰返し回数 $N=20$ 回時の繰返しせん断応力比を繰返しせん断強度 $R_{t(N=20)}$ として、結果の整理を行った。

3.3 非排水繰返しせん断挙動

3.3.1 砂，細粒土の非排水繰返しせん断挙動

(1) 砂，粘土の非排水繰返しせん断特性

地盤が非排水条件下で，地震，波浪，交通などによる繰返しせん断を受けるとき，支持力低下や変形および沈下等の被害を引き起こすことがある．これらの被害は土の劣化によるひずみの発達に起因するものであるが，砂地盤と粘土地盤では劣化メカニズムが大きく異なる．

一般に，非排水条件下での繰返しせん断に対する砂地盤の変形は，液状化現象と呼ばれる．液状化のメカニズムは，繰返しせん断に伴い過剰間隙水圧が上昇し有効拘束圧と等しくなり，有効拘束圧が0になることでせん断抵抗力が失われ，せん断変形が著しく大きくなるものである．砂地盤の液状化に関する研究は，数多く実施されており，図-3.3.1(a)，(b)に示すような室内試験結果が求められている⁵⁾．図-3.3.1(a)，(b)によると，繰返し回数の増加に伴い過剰間隙水圧が上昇し有効拘束圧と等しくなるとともに，平均有効主応力が減少し最終的に0となり液状化に至る様子が認められる．

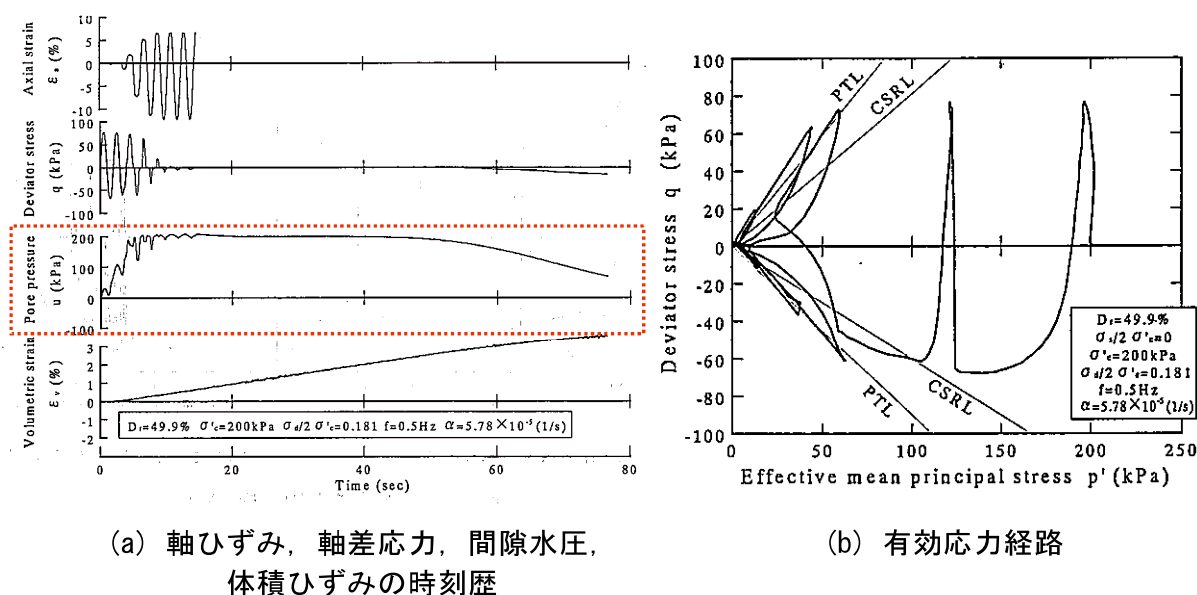


図-3.3.1 豊浦標準砂に対する非排水繰返し三軸試験結果 ($D_r=50\%$)⁵⁾

一方，粘土地盤の非排水繰返しせん断に対する変形は，液状化現象と区別されて扱われる．図-3.3.2(a)，(b)に粘土に対する非排水繰返し三軸試験結果を示す⁶⁾．図-3.3.2(a)，(b)によると，粘土では繰返し回数の増加に伴いひずみが発達し過剰間隙水圧も上昇するが，過剰間隙水圧の値は有効拘束圧と等しくならず平均有効主応力も0にならない．

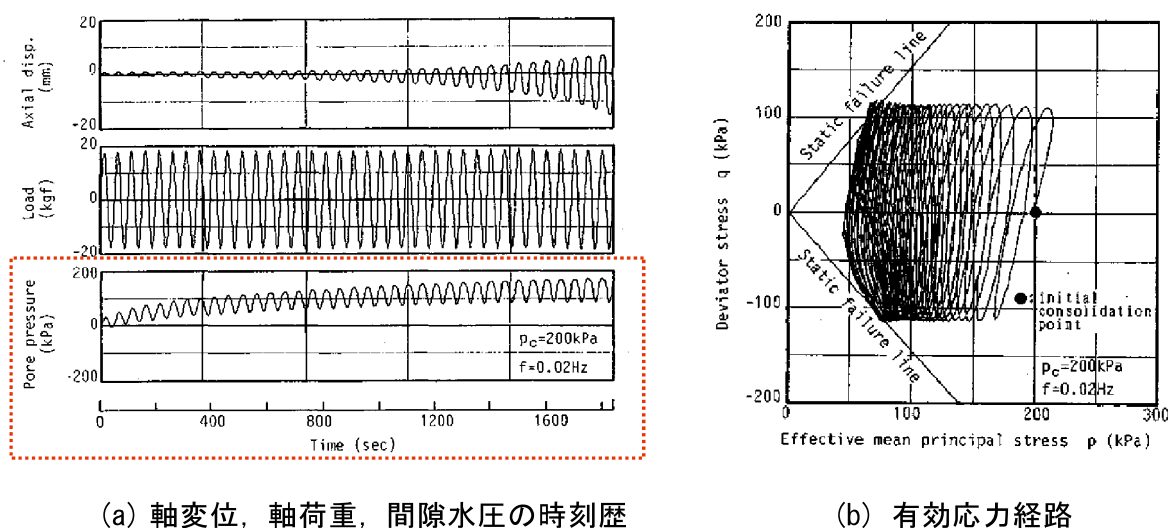
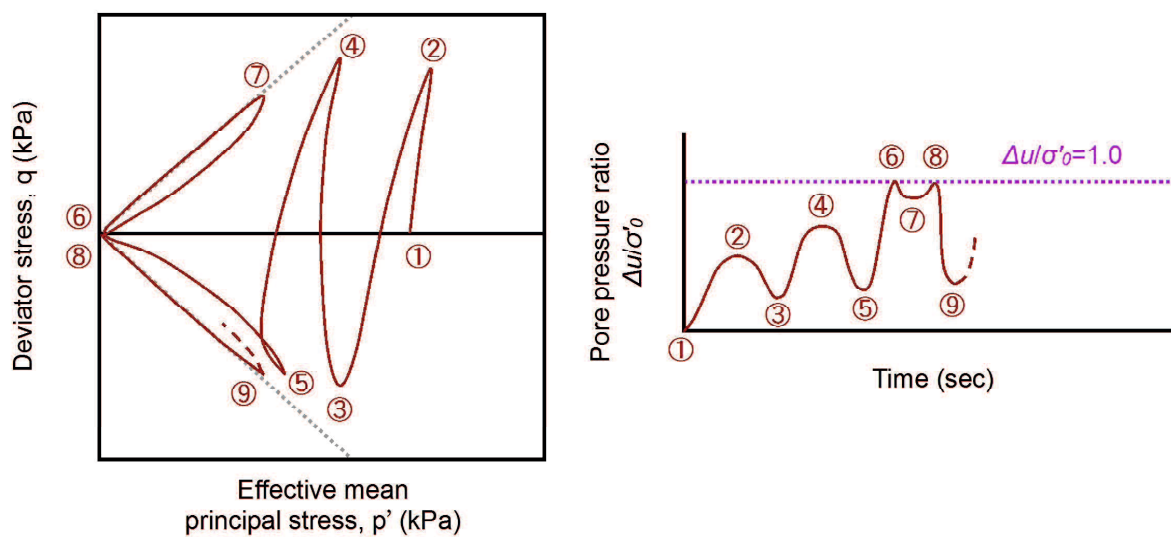


図-3.3.2 海成粘土に対する非排水繰返し三軸試験結果 ($I_p=72.8$)⁶⁾

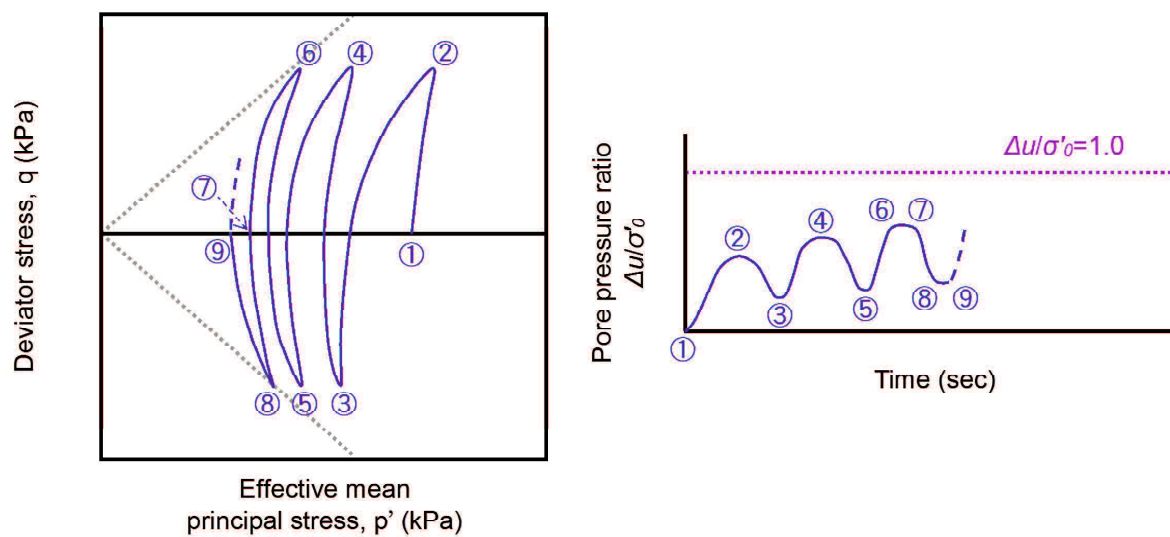
図-3.3.1 および図-3.3.2 に示した過剰間隙水圧の上昇傾向の違いは、砂と粘土のダイレイタンス特性の違いによるものである。このようなダイレイタンス特性の違いに起因する挙動の違いがあるものの、ひずみレベルによる液状化判定規範を用いれば、粘土でもこの条件を満たす場合があり“液状化する”という見解も示されている。しかし、液状化は原則として、過剰間隙水圧が大きくなることによって有効拘束圧が0に近くなり、液状体になるということを前提としたものである。つまり、砂から粘土に至る広範囲の土に対する非排水繰返しせん断特性の評価においては、ひずみの発達傾向と過剰間隙水圧の上昇に伴う有効応力の減少傾向に着目することが重要である。

そのため、本論文では、非排水繰返しせん断試験から得られる「軸差応力-軸ひずみ関係」および「有効応力経路」を示すことで、砂からシルトおよび粘土に至るまでの非排水繰返しせん断挙動の違いについて考察を行った。

図-3.3.3(a), (b)には、砂および粘土の非排水繰返しせん断挙動のうち、「平均有効主応力の減少傾向」と「過剰間隙水圧の上昇傾向」の関係をモデル化したものを示す。図-3.3.3(a), (b)ともに、非排水繰返しせん断は①→⑨の順に進むことを示している。図-3.3.3(a)に示すように、砂の場合は、⑥および⑧で過剰間隙水圧比が1.0に達し平均有効主応力も0に至る。一方、図-3.3.3(b)に示す粘土の場合は、繰返し回数が増加しても過剰間隙水圧比が1.0に到達せず平均有効主応力も0にならない。



(a) 砂に対するモデル図

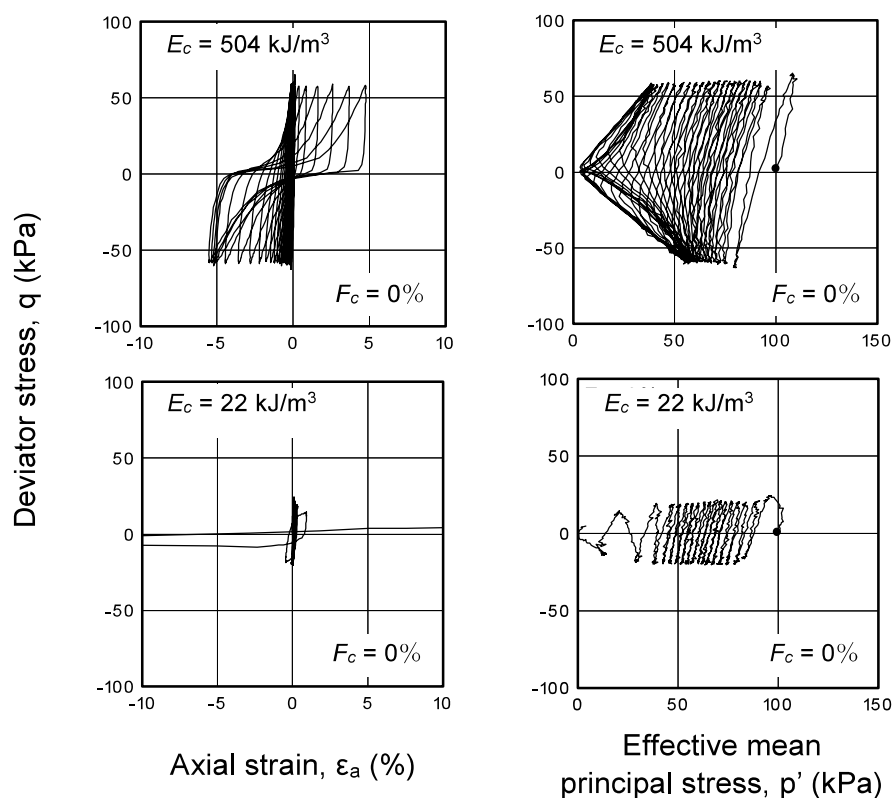


(b) 粘土に対するモデル図

図-3.3.3 平均有効主応力の減少傾向と過剰間隙水圧の上昇傾向モデル図

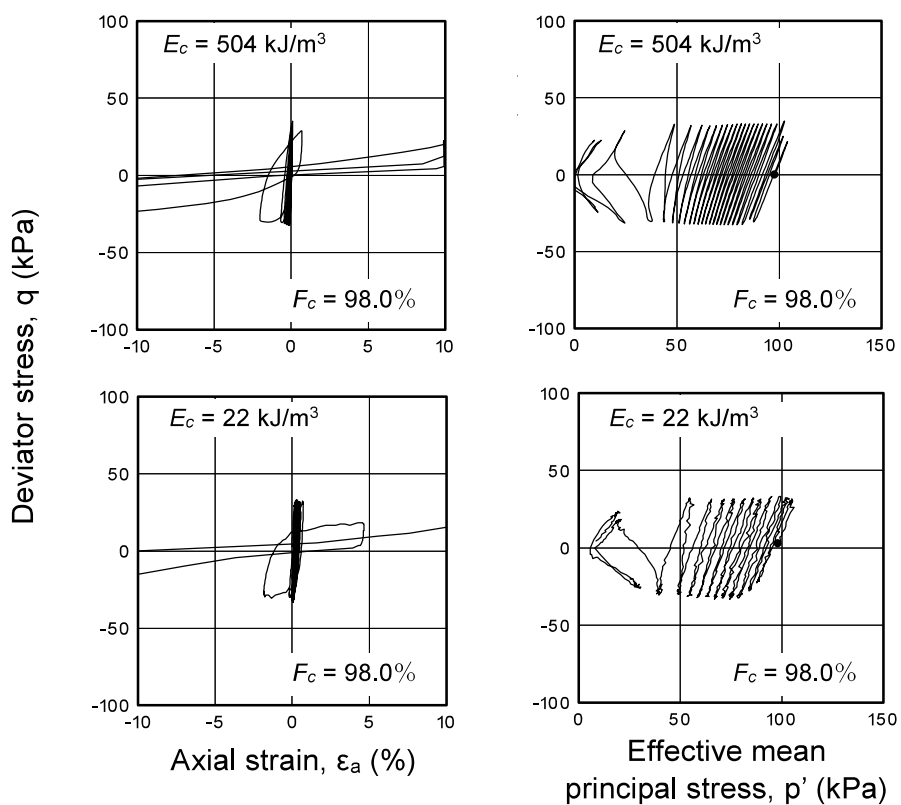
(2) 砂，細粒土の非排水繰返しせん断挙動

図-3.3.4(a), (b), (c)に，三河珪砂および細粒土である鳥取シルト，岩国粘土に対する非排水繰返しせん断試験より得られた軸差応力-軸ひずみ関係，有効応力経路をそれぞれ示す．三河珪砂および鳥取シルトについては，最大および最小の突固めエネルギー $E_c=504$ ， 22kJ/m^3 で作製した供試体に対する結果を，岩国粘土については予圧密法で作製した供試体に対する結果を示す．図には相互の比較を容易にするため，ほぼ同じ繰返し回数を与えた結果について示している．図-3.3.4(a), (b)より，突固めエネルギーの違いによらず，三河珪砂と鳥取シルトについては，繰返し回数の増加に伴い有効応力が減少し，最終的に0となり液状化に至る様子が認められる．一方，岩国粘土においては，図-3.3.4(c)に示すように，繰返しせん断により徐々に有効応力は低下し，軸ひずみ振幅が漸増していくが，最後まで有効応力は0には至らず液状化には至っていない．

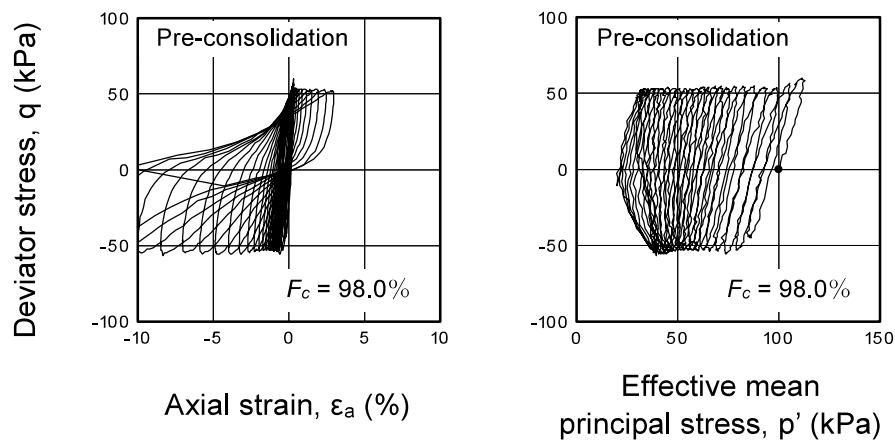


(a) 三河珪砂 ($F_c=0.0\%$)

図-3.3.4 非排水繰返しせん断試験結果 (砂，細粒土)



(b) 鳥取シルト ($F_c=98.0\%$)



(c) 岩国粘土 ($F_c=98.0\%$)

図-3.3.4 非排水繰返しせん断試験結果 (砂, 細粒土)

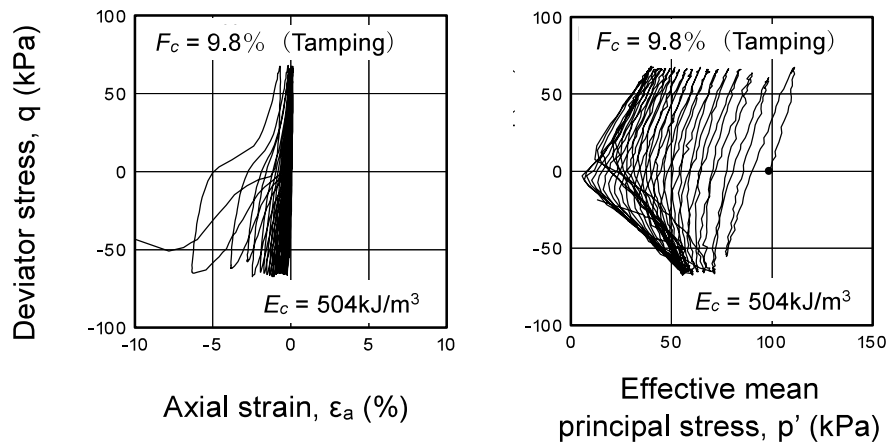
3.3.2 混合土の非排水繰返しせん断挙動

(1) 鳥取シルト混合土

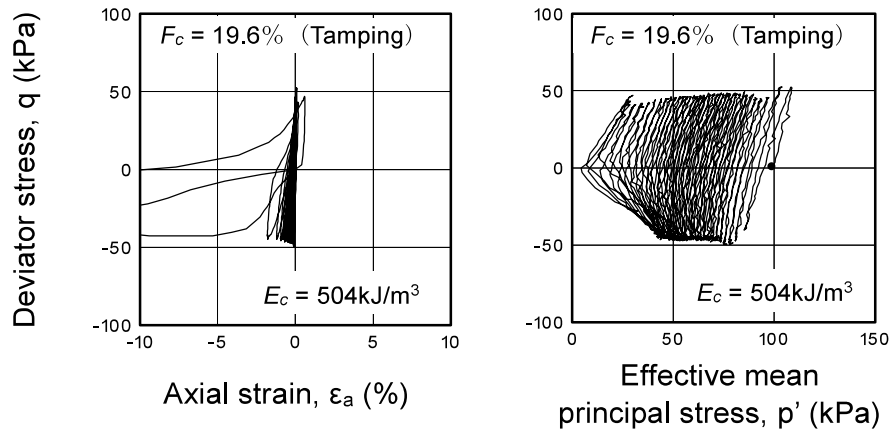
図-3.3.5(a)～(l)に、湿潤突固め法で作成した鳥取シルト含有率 10%～80% ($F_c=9.8\% \sim 78.4\%$) の鳥取シルト混合土に対する軸差応力-軸ひずみ関係および有効応力経路を示す。

図-3.3.5(a)～(f)は突固めエネルギー $E_c=504\text{kJ/m}^3$ で作製した供試体に対する結果を、図-3.3.5(g)～(l)は突固めエネルギー $E_c=22\text{kJ/m}^3$ で作製した供試体に対する結果をそれぞれ示す。

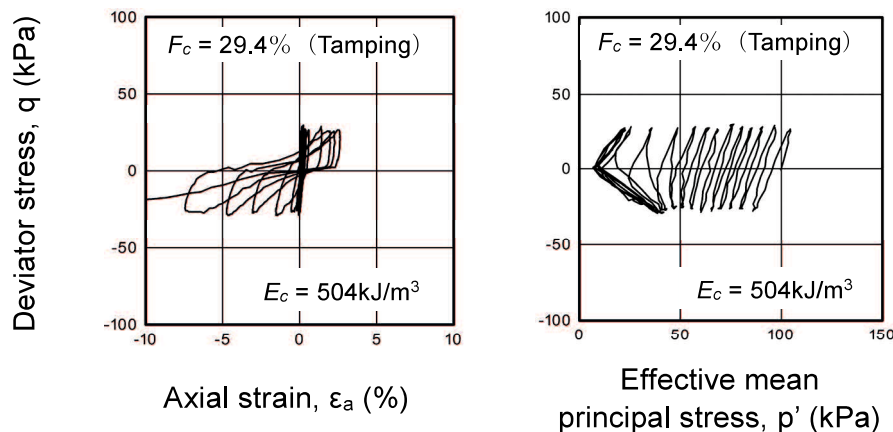
図-3.3.5より、鳥取シルト含有率20% ($F_c=19.6\%$) までは、砂の挙動が卓越し締固めの効果が顕著に現れているが、細粒分含有率29.4%以上ではシルトの性質が支配的に現れている。これらシルトの性質が支配的に現われる領域では、突固めエネルギーや細粒分含有率によらず、ある繰返し回数から有効応力が0に至るまで急激に低下し、軸ひずみが大きく発達する流動的破壊挙動が認められる。このように、非活性シルトは、締固めの程度に関わらず液状化抵抗が非常に低いことが明らかである。



(a) 鳥取シルト混合土 ($F_c=9.8\%$, $E_c=504\text{kJ/m}^3$)

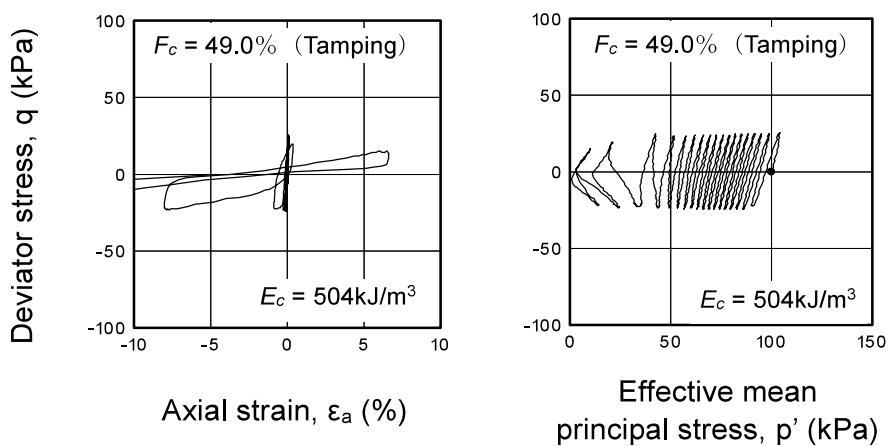


(b) 鳥取シルト混合土 ($F_c=19.6\%$, $E_c=504\text{kJ/m}^3$)

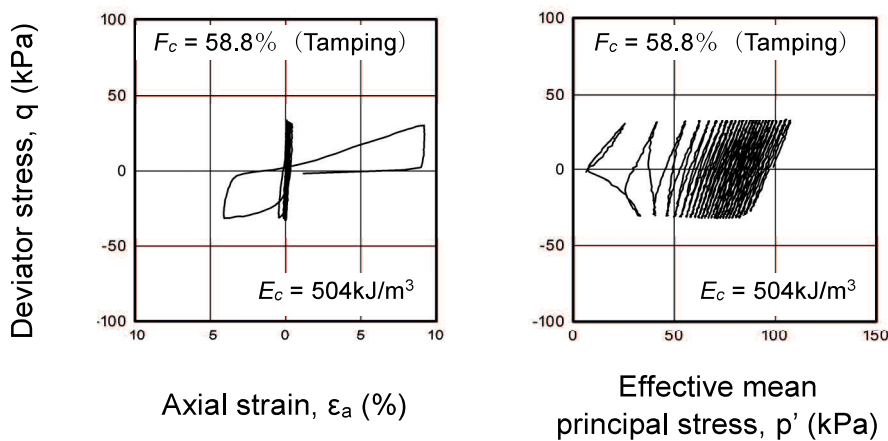


(c) 鳥取シルト混合土 ($F_c=29.4\%$, $E_c=504\text{kJ/m}^3$)

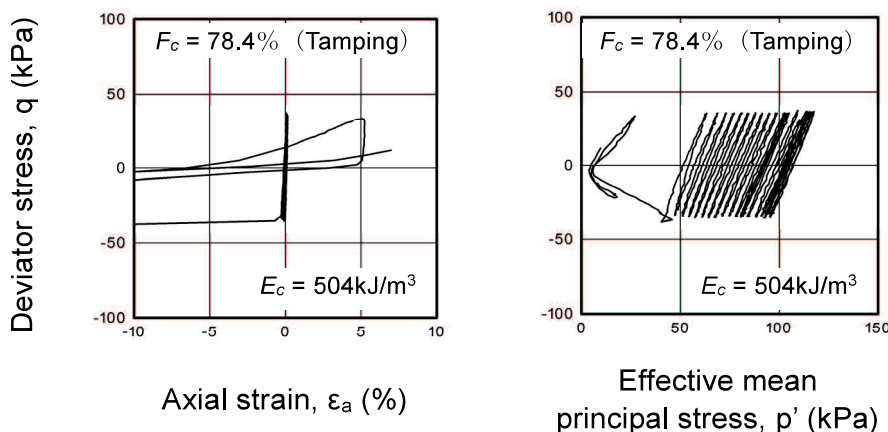
図-3.3.5 非排水繰返しせん断試験結果 (鳥取シルト混合土)



(d) 鳥取シルト混合土 ($F_c=49.0\%$, $E_c=504 \text{ kJ/m}^3$)

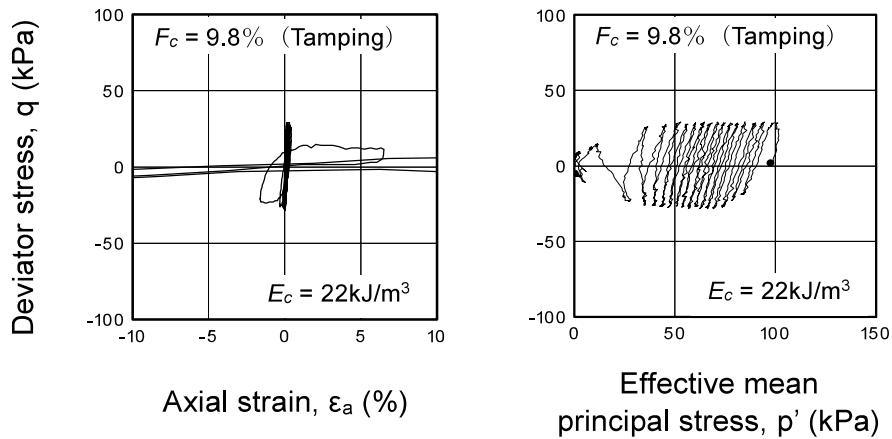


(e) 鳥取シルト混合土 ($F_c=58.8\%$, $E_c=504 \text{ kJ/m}^3$)

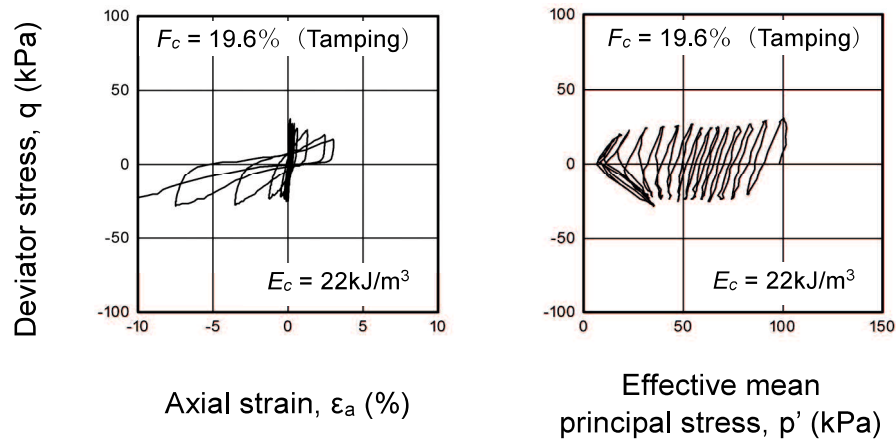


(f) 鳥取シルト混合土 ($F_c=78.4\%$, $E_c=504 \text{ kJ/m}^3$)

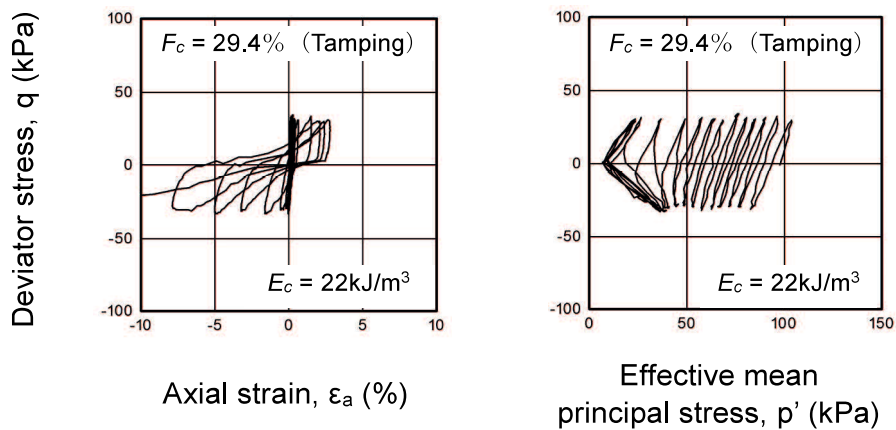
図-3.3.5 非排水繰返しせん断試験結果 (鳥取シルト混合土)



(g) 鳥取シルト混合土 ($F_c=9.8\%$, $E_c=22\text{kJ/m}^3$)

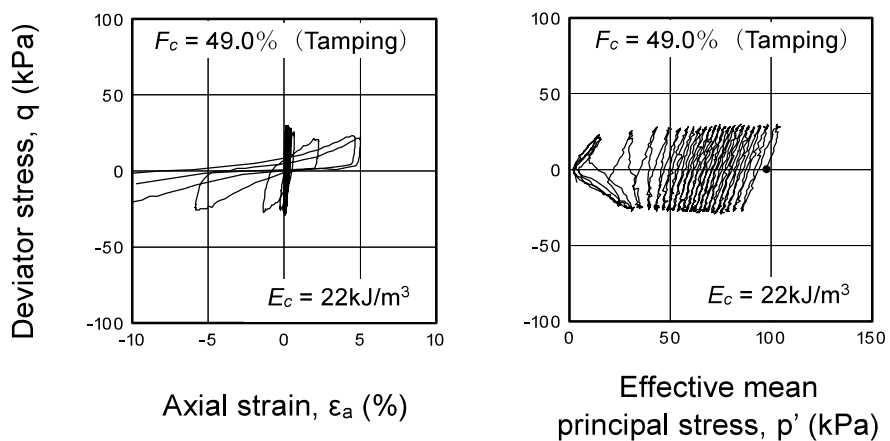


(h) 鳥取シルト混合土 ($F_c=19.6\%$, $E_c=22\text{kJ/m}^3$)

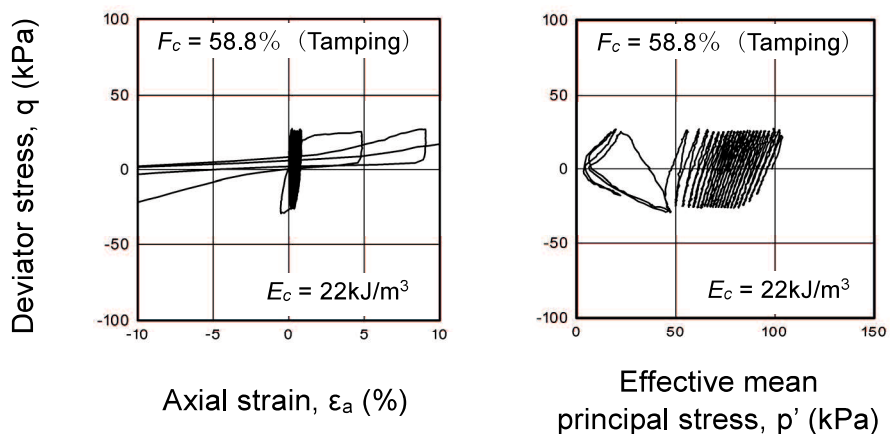


(i) 鳥取シルト混合土 ($F_c=29.4\%$, $E_c=22\text{kJ/m}^3$)

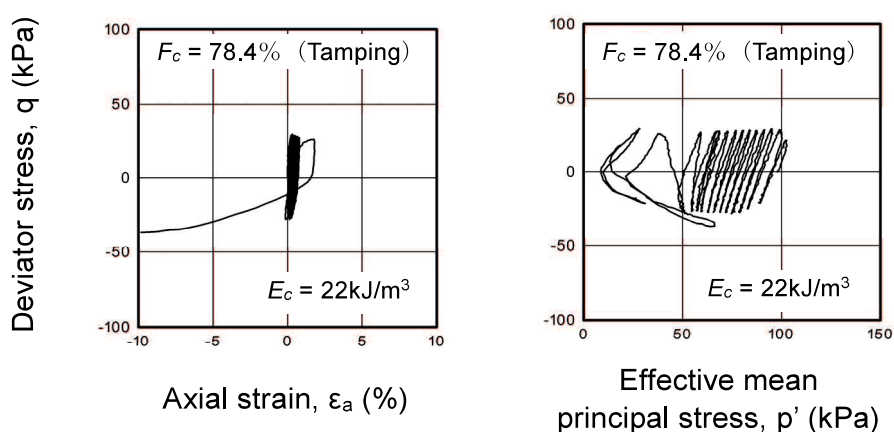
図-3.3.5 非排水繰返しせん断試験結果 (鳥取シルト混合土)



(j) 鳥取シルト混合土 ($F_c=49.0\%$, $E_c=22\text{kJ/m}^3$)



(k) 鳥取シルト混合土 ($F_c=58.8\%$, $E_c=22\text{kJ/m}^3$)



(l) 鳥取シルト混合土 ($F_c=78.4\%$, $E_c=22\text{kJ/m}^3$)

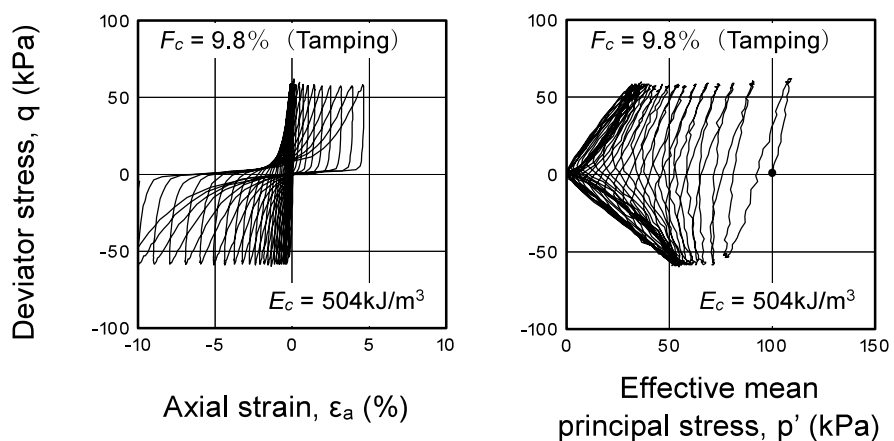
図-3.3.5 非排水繰返しせん断試験結果 (鳥取シルト混合土)

(2) 岩国粘土混合土

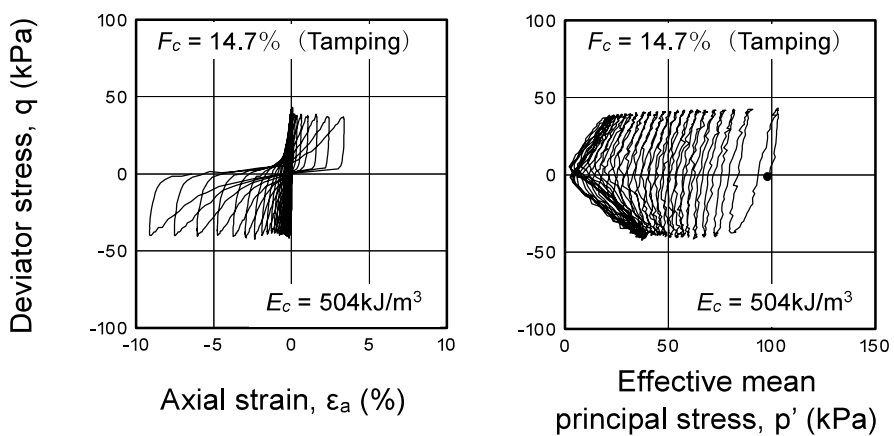
図-3.3.6(a)～(i)に、湿潤突固め法および予圧密法で作製した岩国粘土含有率10%～50% ($F_c=9.8\% \sim 49.0\%$) の岩国粘土混合土に対する軸差応力-軸ひずみ関係、有効応力経路を示す。湿潤突固め法で作製した供試体について、図-3.3.6(a)～(c)は突固めエネルギー $E_c=504\text{kJ/m}^3$ の結果を、図-3.3.6(d)～(f)は突固めエネルギー $E_c=22\text{kJ/m}^3$ の結果をそれぞれ示す。また、図-3.3.6(g)～(i)は予圧密法で作製した供試体に対する結果を示している。

図-3.3.6(a)～(f)より、細粒分含有率 $F_c=16.7\%$ 以下の試料においては、高い突固めエネルギー $E_c=504\text{kJ/m}^3$ の場合、繰返し回数の増加とともに軸ひずみが徐々に発達し、最終的にサイクリックモビリティの挙動を示し破壊に至る様子が認められる。一方、低い突固めエネルギー $E_c=22\text{kJ/m}^3$ で作製した試料は緩詰め状態であることから、低いせん断応力比であってもある繰返し回数から急激に有効応力が低下し、軸ひずみが急激に発達する挙動が認められる。なお、 $F_c=16.7\%$ においては、突固めエネルギーの違いによる繰返しせん断挙動にほとんど違いが認められない。これは、「第2章：図-2.5.11」に示したように、突固めエネルギーの違いに関わらず、混合土の間隙比がほぼ同じになったことによるものである。

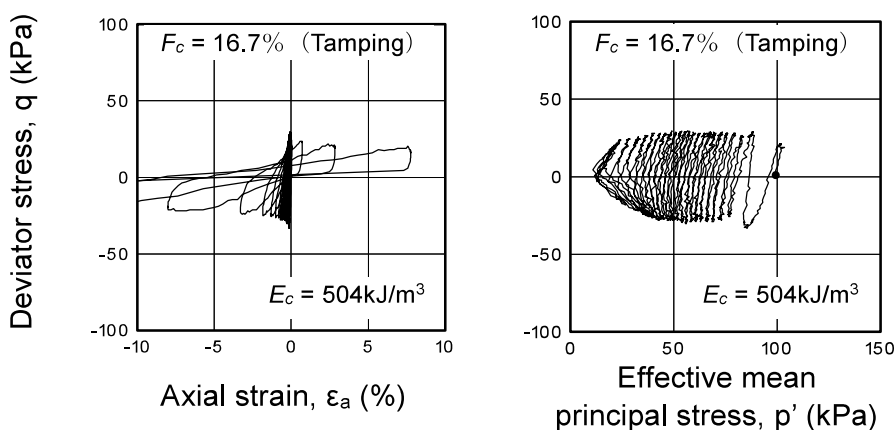
一方、図-3.3.6(g)～(i)に示すよう、予圧密法で作製した岩国粘土含有率20%～50% ($F_c=19.6\% \sim 49.0\%$) の混合土試料においては、同程度の繰返し応力振幅で行なった結果を示している。図-3.3.6(g)～(i)より、細粒分含有率が高いほど、所定軸ひずみ振幅に至るまでの繰返し回数が増加していることがわかる。また、細粒分含有率が増加し、粘土が構造の主体となるにつれ、最終的に残留する有効応力が大きくなり液状化には至らないと判断される。これは、予圧密法では、粘土は与えた拘束圧に対し正規圧密されており、湿潤突固め法で作製した砂の間隙中に存在する粘土に比べ、強度が高くなったことによるものと考えられる。



(a) 岩国粘土混合土 ($F_c=9.8\%$, $E_c=504 \text{ kJ/m}^3$)

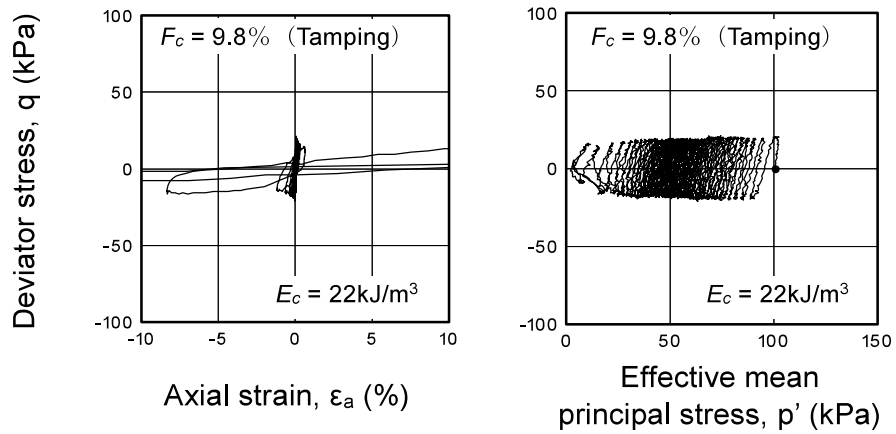


(b) 岩国粘土混合土 ($F_c=14.7\%$, $E_c=504 \text{ kJ/m}^3$)

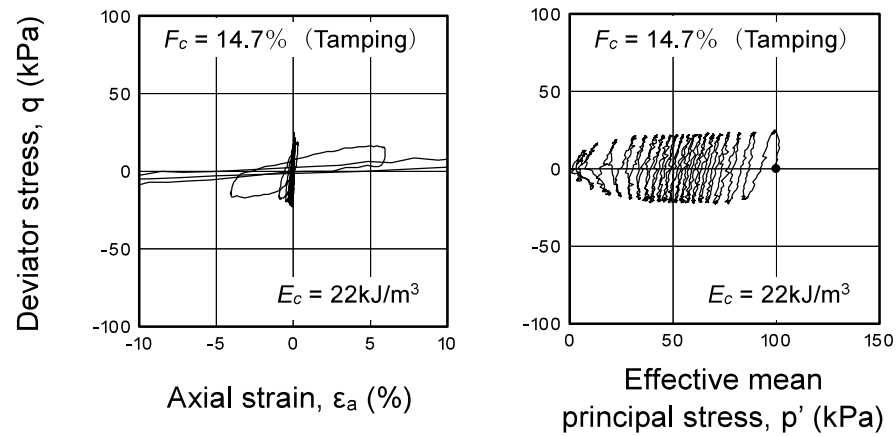


(c) 岩国粘土混合土 ($F_c=16.7\%$, $E_c=504 \text{ kJ/m}^3$)

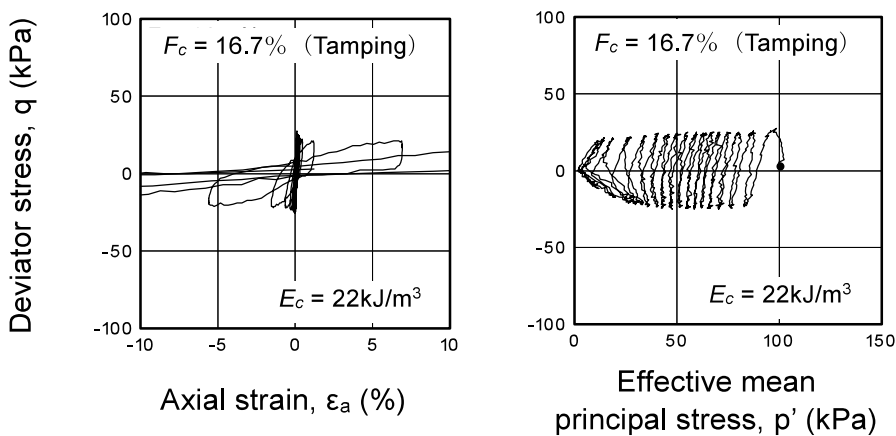
図-3.3.6 非排水繰返しせん断試験結果 (岩国粘土混合土)



(d) 岩国粘土混合土 ($F_c=9.8\%$, $E_c=22\text{kJ/m}^3$)

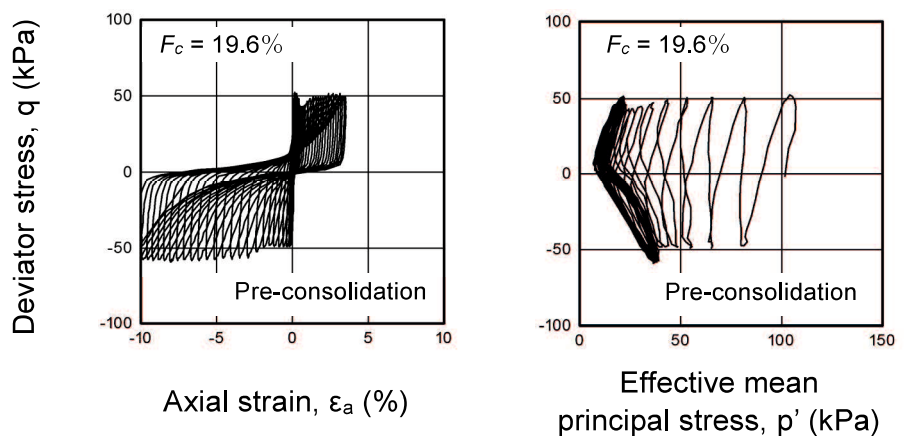


(e) 岩国粘土混合土 ($F_c=14.7\%$, $E_c=22\text{kJ/m}^3$)

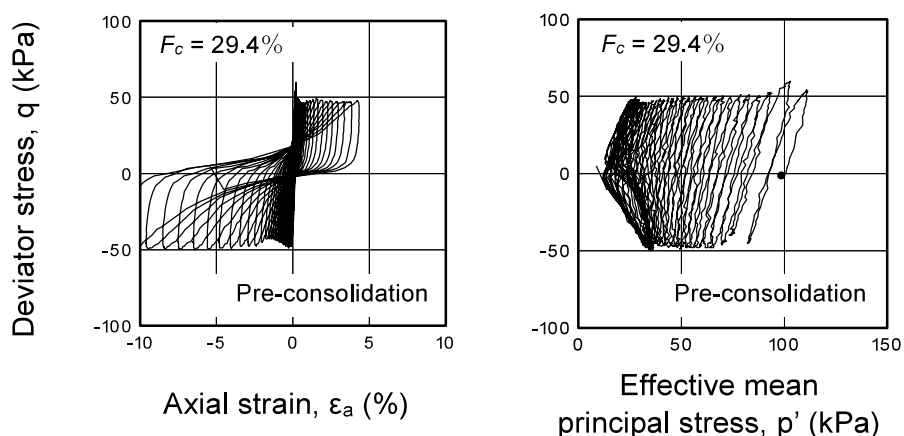


(f) 岩国粘土混合土 ($F_c=16.7\%$, $E_c=22\text{kJ/m}^3$)

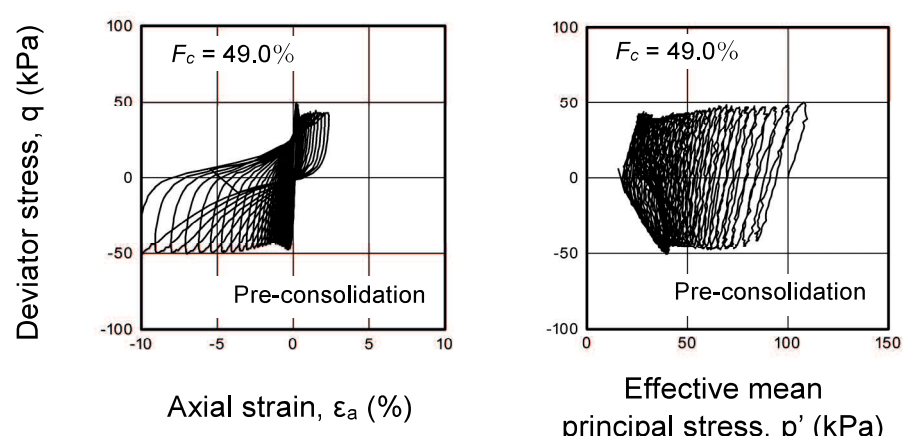
図-3.3.6 非排水繰返しせん断試験結果 (岩国粘土混合土)



(g) 岩国粘土混合土 ($F_c=19.6\%$, 予圧密法)



(h) 岩国粘土混合土 ($F_c=29.4\%$, 予圧密法)



(i) 岩国粘土混合土 ($F_c=49.0\%$, 予圧密法)

図-3.3.6 非排水繰返しせん断試験結果 (岩国粘土混合土)

3.4 非排水繰返しせん断強度特性

3.4.1 砂，細粒土の非排水繰返しせん断強度特性

前節で示したように，砂からシルト，また，砂から粘土に至るまで全ての試料が液状化を起こすわけではない．本節では，各試料に対する非排水繰返しせん断試験の結果を基に，「3.2.2 試験結果の整理方法」で述べたように，全ての試料の繰返しせん断による破壊の定義を軸ひずみ両振幅 $\varepsilon_{DA}=5\%$ とし，繰返し回数 $N=20$ 回時の繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ で結果の整理を行った．

まず，三河珪砂と細粒土である鳥取シルトについて，突固めエネルギーの違いに着目し繰返しせん断強度曲線の比較を行った．図-3.4.1に三河珪砂，図-3.4.2に鳥取シルトの繰返しせん断強度曲線を突固めエネルギー毎にそれぞれ示す．図-3.4.1より，三河珪砂は突固めエネルギーの影響を強く受け，高い突固めエネルギーで作製した供試体ほど大きな強度を示す．一方，図-3.4.2に示す鳥取シルトは，突固めエネルギーが強度に与える影響は小さく，全体的に低い強度を示している．これは，両者の粒径の違いによるもので，三河珪砂は突固めエネルギーの違いにより初期間隙比が大きく異なったのに対し，鳥取シルトでは通水・飽和および圧密後の空隙比にほとんど差が現れなかったことによるものと考えられる．

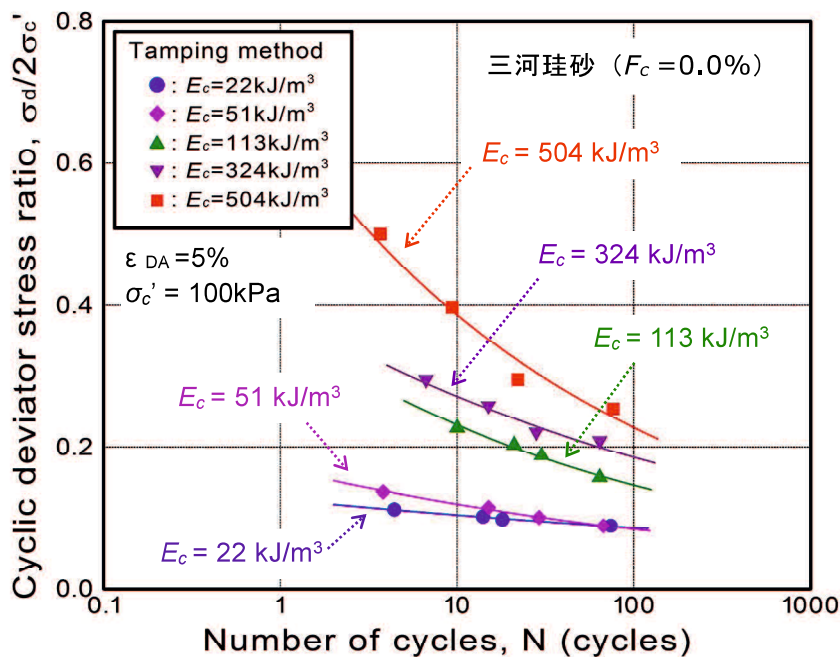


図-3.4.1 三河珪砂の繰返しせん断強度曲線 ($F_c=0.0\%$)

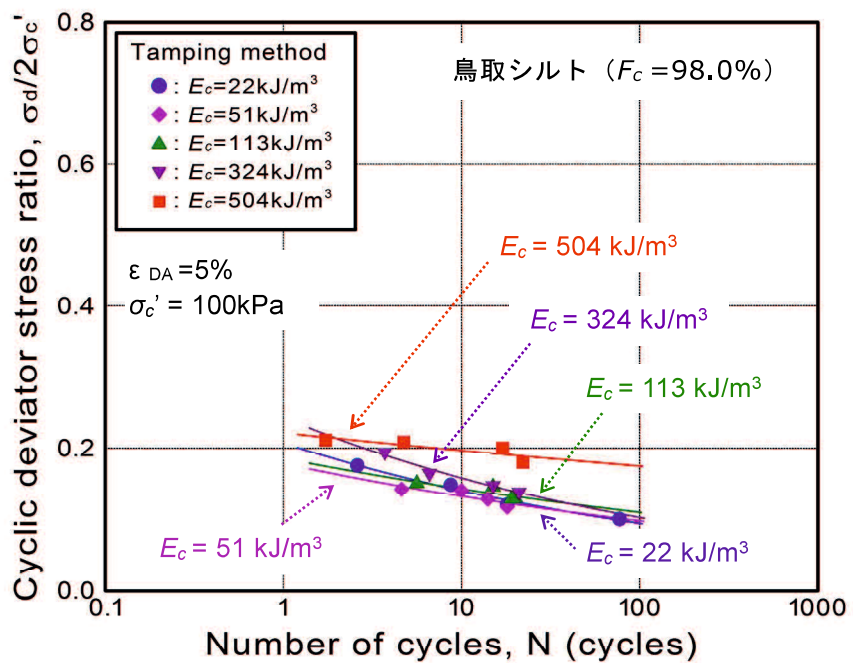
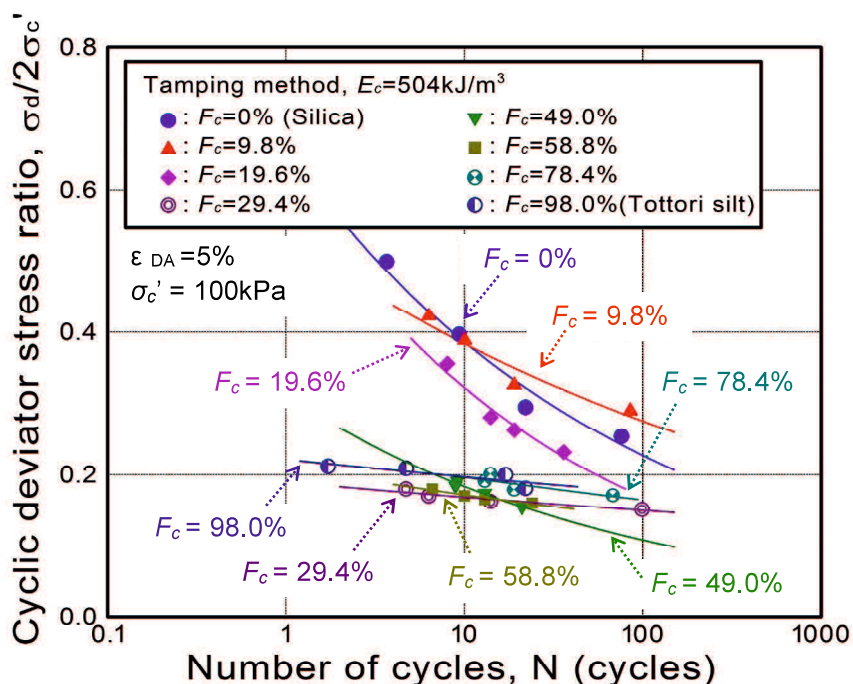


図-3.4.2 鳥取シルトの繰返しせん断強度曲線 ($F_c=98.0\%$)

3.4.2 混合土の非排水繰返しせん断強度特性

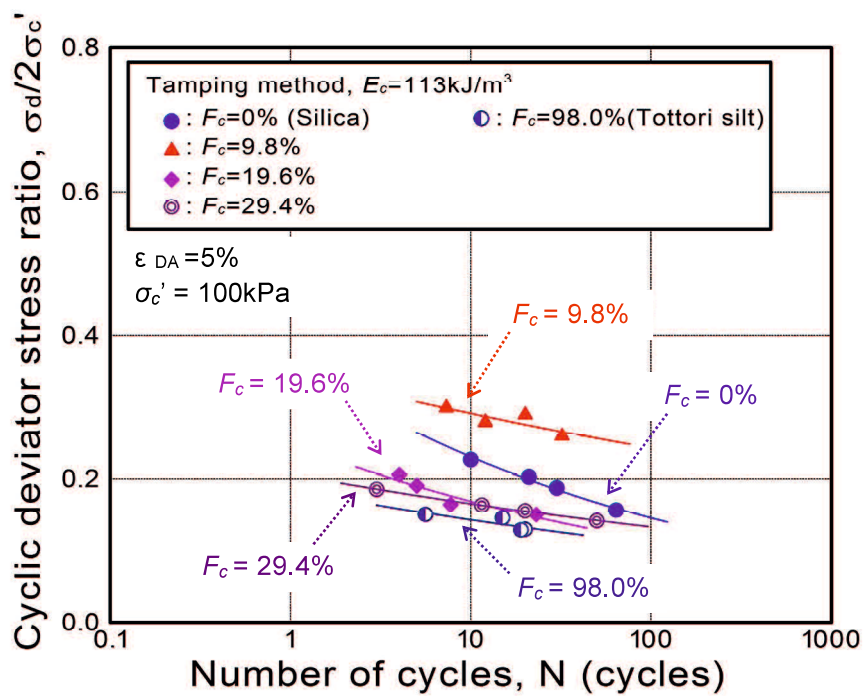
(1) 鳥取シルト混合土

図-3.4.3(a), (b), (c)に, 突固めエネルギー $E_c=504\text{kJ/m}^3$, 113kJ/m^3 , 22kJ/m^3 で作製した鳥取シルト混合土の繰返しせん断強度曲線を, 細粒分含有率をパラメータとして示す. 図-3.4.3(a)より, 最も高い突固めエネルギー $E_c=504\text{kJ/m}^3$ で作製した場合, 繰返しせん断強度は細粒分含有率の増加に伴い減少している. 一方, 図-3.4.3(c)の最も低い突固めエネルギー $E_c=22\text{kJ/m}^3$ で作製した場合においては, 繰返しせん断強度に与える細粒分含有率の影響はさほど顕著ではない. これは, 密な試料では細粒分が増加するにつれ, 砂骨格が緩み強度が低下するのに対し, 緩い試料ではもともと緩い砂骨格の中に細粒分が充填され, 若干の強度変化しか生じないためと考えられる.

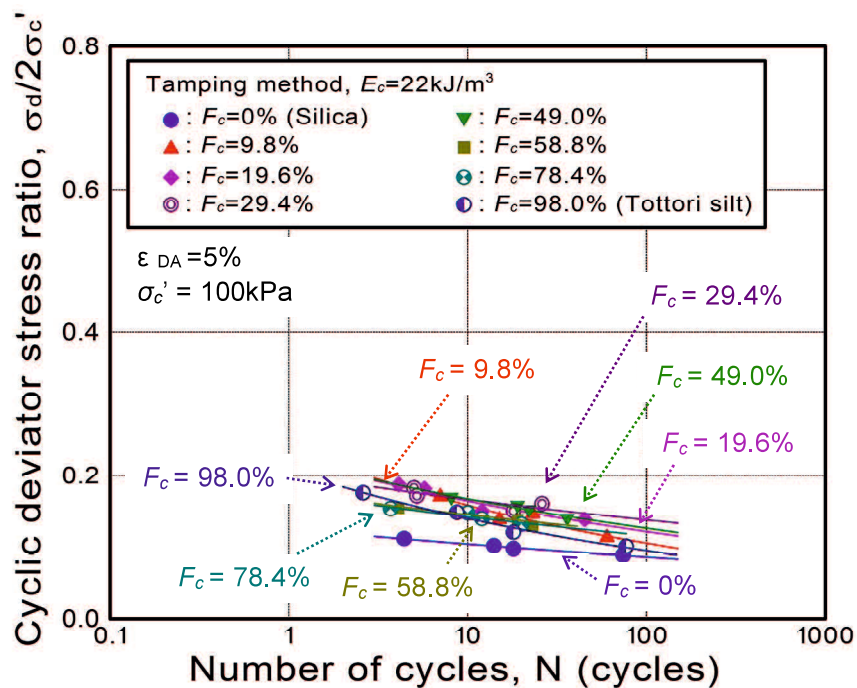


(a) $E_c=504\text{kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)

図-3.4.3 鳥取シルト混合土の繰返しせん断強度曲線



(b) $E_c=113\text{kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)

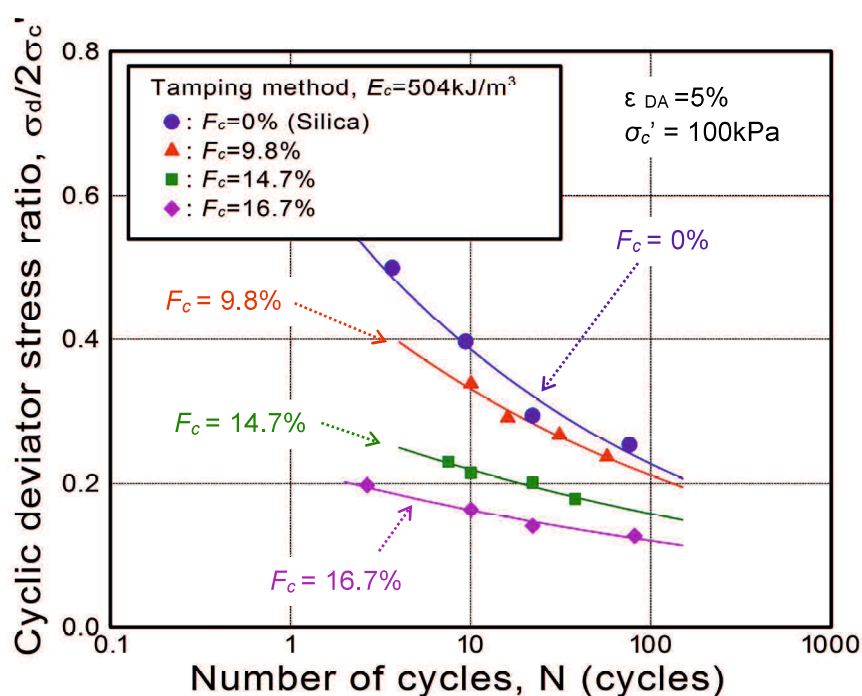


(c) $E_c=22\text{kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)

図-3.4.3 鳥取シルト混合土の繰返しせん断強度曲線

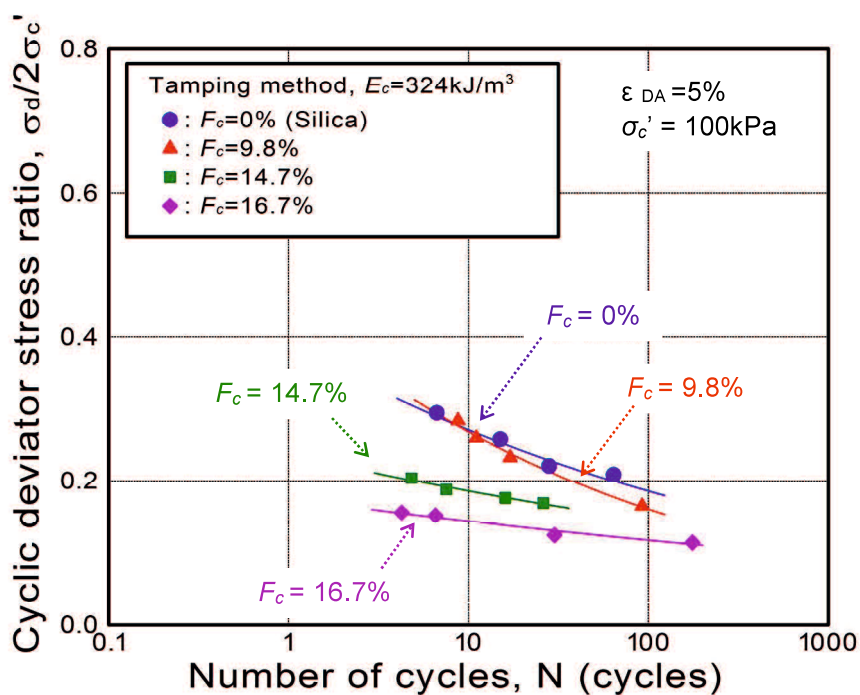
(2) 岩国粘土混合土

図-3.4.4(a)～(e)に、突固めエネルギー $E_c=504\text{kJ/m}^3$, 324kJ/m^3 , 113kJ/m^3 , 51kJ/m^3 , 22kJ/m^3 で作製した岩国粘土混合土 ($F_c=9.8\% \sim 16.7\%$) の繰返しせん断強度曲線を、細粒分含有率をパラメータとして示す。また、図-3.4.4(f)には、予圧密法で作製した岩国粘土混合土 ($F_c=19.6\% \sim 49.0\%$) の繰返しせん断強度曲線を示す。図-3.4.4(a)より、最も高い突固めエネルギー $E_c=504\text{kJ/m}^3$ で作製した場合、鳥取シルト混合土同様に、繰返しせん断強度は細粒分含有率の増加に伴い減少する。一方、図-3.4.4(e)に示すように、最も低い突固めエネルギー $E_c=22\text{kJ/m}^3$ で作製した場合、それぞれの強度にさほどの違いは見られないが、細粒分含有率の増加に伴い繰返しせん断強度が若干増加する傾向が認められる。このように、混合土の繰返しせん断強度に対しては、細粒土が有する活性や、砂の間隙を充填する細粒土の粒径が影響するものと考えられる。なお、図-3.4.4(f)に示すように、予圧密法で作製した岩国粘土混合土は、細粒分含有率が高いほど圧密による密度増加が大きく、強度が増していくことが認められる。

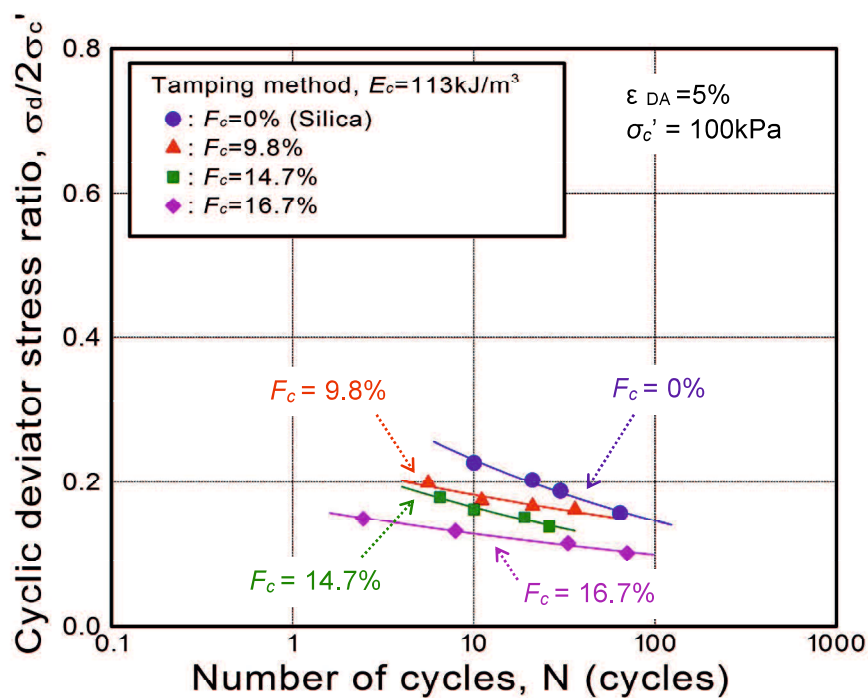


(a) $E_c = 504\text{kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)

図-3.4.4 岩国粘土混合土の繰返しせん断強度曲線

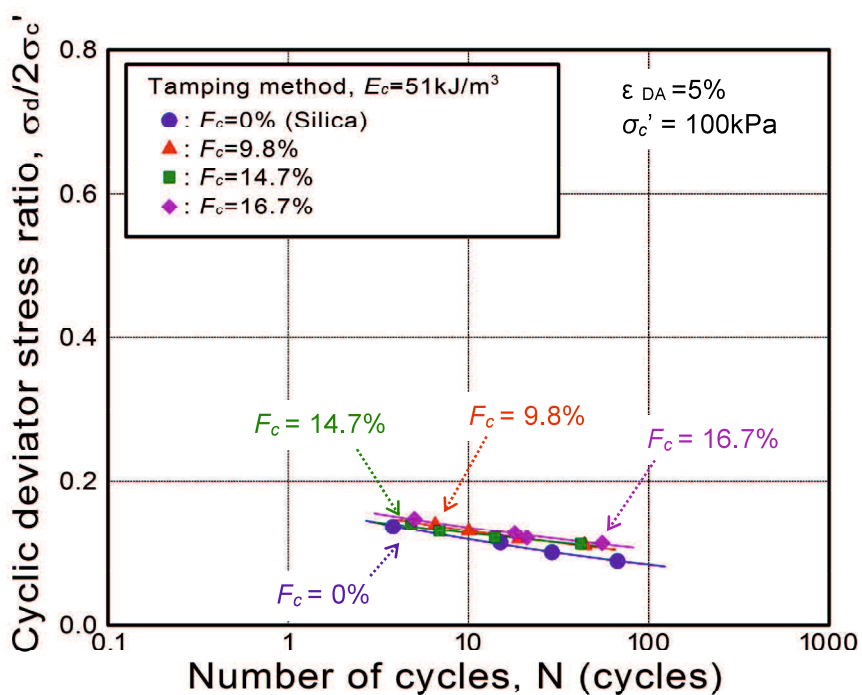


(b) $E_c = 324 \text{ kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)

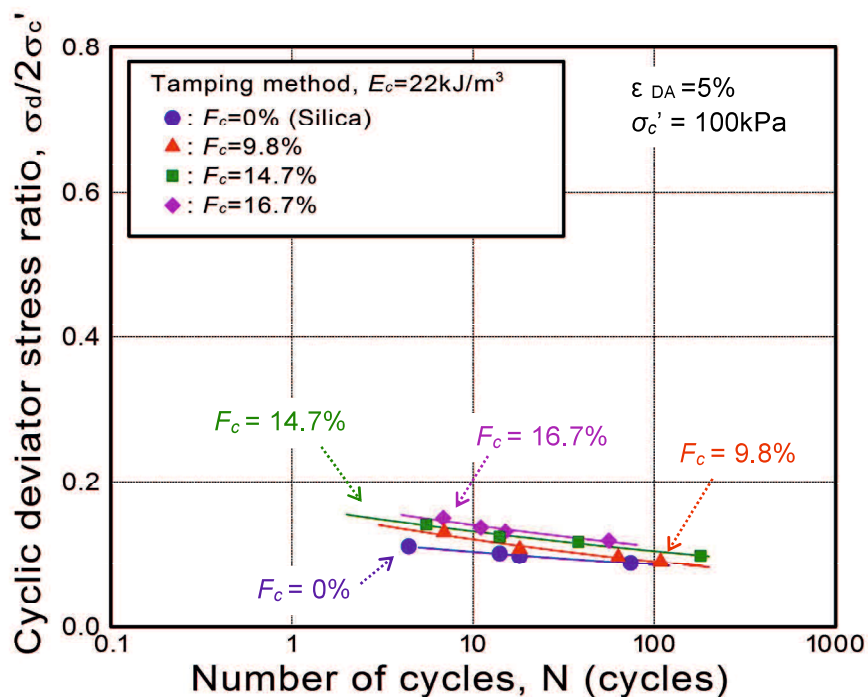


(c) $E_c = 113 \text{ kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)

図-3.4.4 岩国粘土混合土の繰返しせん断強度曲線

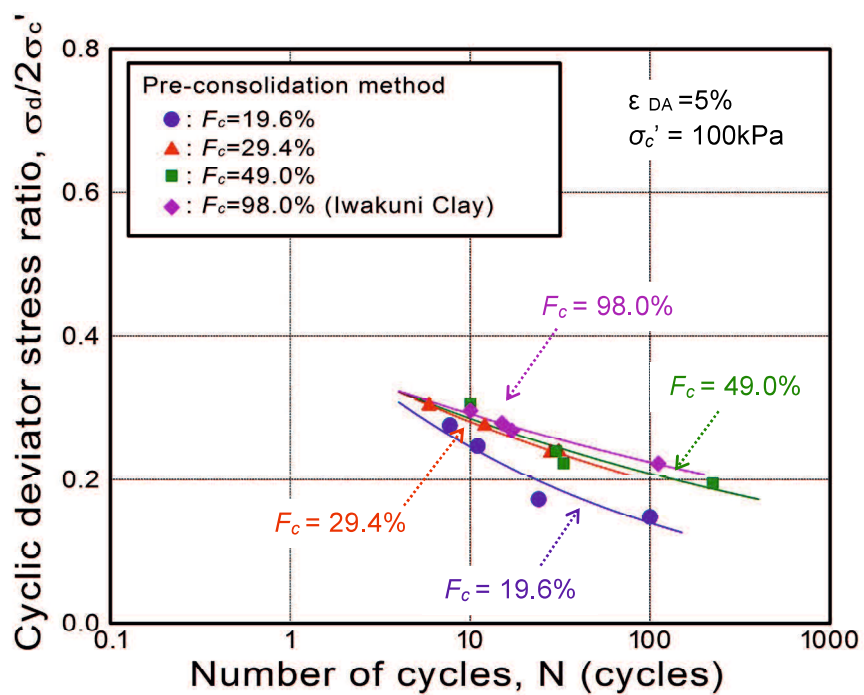


(d) $E_c=51\text{kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)



(e) $E_c=22\text{kJ/m}^3$ (突固めエネルギー一定)

図-3.4.4 岩国粘土混合土の繰返しせん断強度曲線



(f) $F_c=19.6\% \sim F_c=98.0\%$ (予圧密供試体)

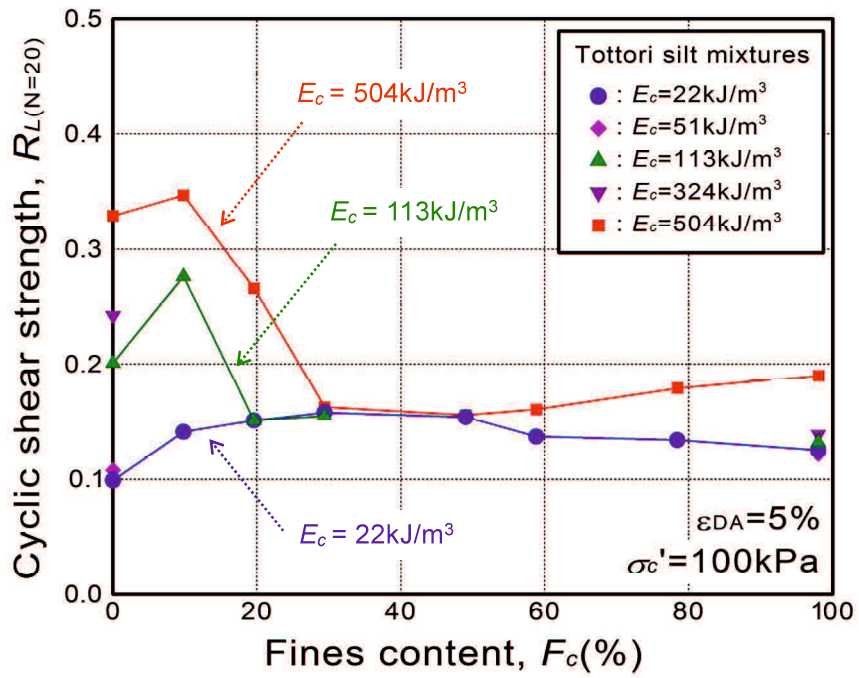
図-3.4.4 岩国粘土混合土の繰返しせん断強度曲線

(3) 非排水繰返しせん断強度に及ぼす細粒分含有率の影響

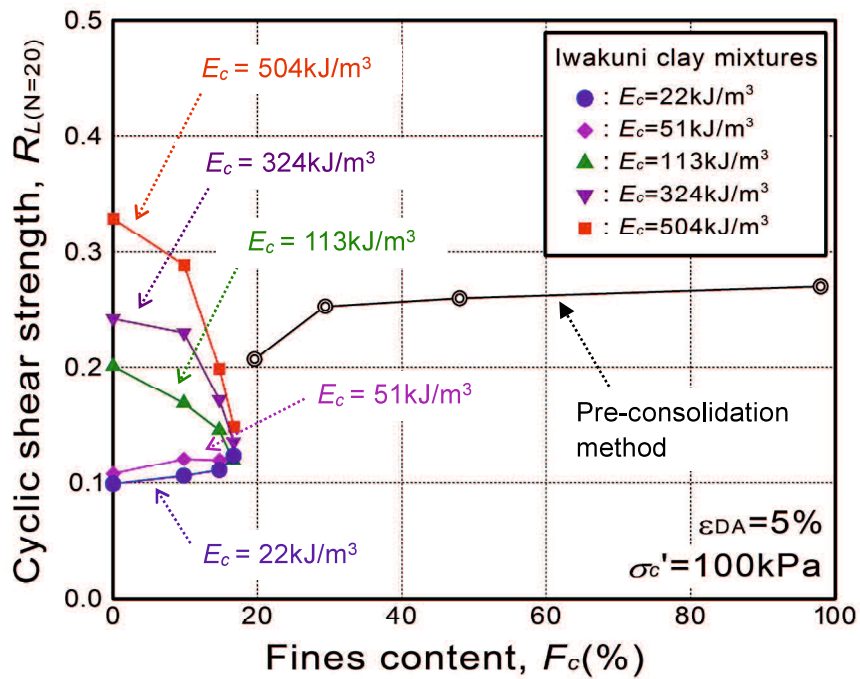
鳥取シルト混合土および岩国粘土混合土の繰返しせん断強度 $R_{L(A)=20}$ に、細粒分含有率が及ぼす影響について検討を行った。図-3.4.5(a), (b)に、鳥取シルト混合土と岩国粘土混合土の繰返しせん断強度と細粒分含有率の関係を示す。

図-3.4.5(a)より、鳥取シルト混合土において、砂主体の構造領域である細粒分含有率30%以下では、同一の細粒分含有率であっても突固めエネルギーの違いによって異なる繰返しせん断強度を示す。また、高い突固めエネルギーで突固めた場合、繰返しせん断強度は細粒分含有率の増加に伴い大きく低下するのに対し、低いエネルギーの場合はわずかな増加傾向を示す。その後、 $F_c=30\sim 50\%$ において、突固めエネルギーの違いによらず繰返しせん断強度はほぼ同一の値を示した後、 $F_c=50\%$ 以上の領域では、鳥取シルトが有する非排水繰返しせん断強度に落ちつくことが確認できる。これらの関係は、「第2章：図-2.5.10(c)」に示した間隙比と細粒分含有率の関係と良く対応している。

また、図-3.4.5(b)に示す岩国粘土混合土においては、湿潤突固め法で作成した細粒分含有率20%未満では、繰返しせん断強度が細粒分含有率により変化し、 $F_c=20\%$ 付近で突固めエネルギーの違いによる差がなくなり1点に収束することが認められる。一方、予圧密法で作成した $F_c=20\%$ 以上の混合土試料は、細粒分含有率の増加とともに若干繰返しせん断強度が増加し、最終的に岩国粘土の非排水繰返しせん断強度に落ちつく傾向を示す。 $F_c=20\%$ 付近で、湿潤突固め法と予圧密法による供試体の繰返しせん断強度が異なる理由は、予圧密法では長期圧密により粘土が十分に圧密され強度が高くなったのに対し、湿潤突固め法では砂骨格が拘束圧の多くを分担し、特に、砂の間隙内に存在する粘土の圧密が進まず強度が低い状態であったためと推察される。



(a) 鳥取シルト混合土



(b) 岩国粘土混合土

図-3.4.5 繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ と細粒分含有率の関係

3.5 非排水繰返しせん断強度の評価

3.5.1 等価骨格間隙比による強度評価

(1) 等価骨格間隙比

土の間隙比は、せん断強度や変形を表す土の状態量として用いられることが多い。細粒分を含む混合土の間隙比において、細粒分を粗粒分と同等とみなして規定すると問題があることが指摘されている。一方、Mitchell⁷⁾とKenny⁸⁾により提案された骨格間隙比は、細粒分を間隙とみなし骨格形成に全く寄与しないと仮定して求めるものであり、細粒分の影響を過小評価する可能性がある。本研究では、それらの中間に位置し、細粒分をある程度の割合で粗粒分の骨格形成に加担するとみなす等価骨格間隙比^{9),10)}の概念を用い、細粒分が混合土全体の挙動に与える影響について検討した。等価骨格間隙比は骨格間隙比の概念を拡張したものであり、間隙比の算出において、細粒分の体積にある割合を掛けたものを粗粒分の体積に加えて土粒子の体積とみなすものであり、**図-3.5.1**のモデルに基づき**式-3.5.1**で表される。

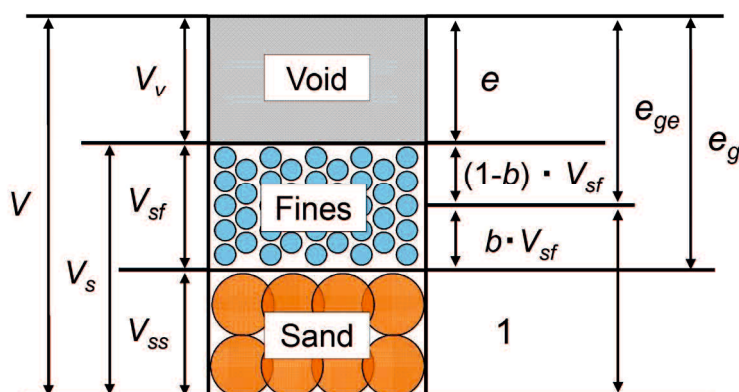


図-3.5.1 混合土の三相モデル

$$e_{ge} = \frac{V_v + (1-b)V_{sf}}{V_{ss} + bV_{sf}} = \frac{V_v + (1-b)V_{sf}}{V_s - (1-b)V_{sf}} \quad (\text{式-3.5.1})$$

ここに b は、細粒分の粗粒分に対する寄与率である。**式-3.5.1** より、等価骨格間隙比は、 $b=1$ のときは細粒分を粗粒分と同等とみなすため通常の間隙比と同値であり、 $b=0$ のときは細粒分の存在を無視した骨格間隙比と同値である。通常は $b=0\sim 1$ の間の値を持ち、その大きさにより細粒分を粗粒分と等価とみなせる程度を表している。なお、間隙比は各相の体積比として扱われ、細粒分含有率は粗粒土と細粒土の質量比として扱われる。このため、

間隙比に対し細粒分の影響を考慮した等価骨格間隙比の概念を適用する際には、質量比と体積比の関連性を論じる必要がある。以下、体積比による細粒分含有率である f_c と、質量比による細粒分含有率である F_c を以下に示す。

$$f_c = \frac{V_{sf}}{V_S} \quad (\text{式-3.5.2})$$

$$F_c = \frac{m_{sf}}{m_S} = \frac{V_{sf}\rho_{sf}}{V_S\rho_S} \quad (\text{式-3.5.3})$$

ここに、添字の sf は細粒土、 S は土粒子部（粗粒土と細粒土の和）を示し、 V は体積、 m は質量、 ρ は土粒子密度である。上記した式-3.5.2 および式-3.5.3 より、粗粒土と細粒土の土粒子密度がほぼ同等であれば $f_c = F_c$ とみなせる。本研究では、用いた試料の土粒子密度に大きな差異がなかったため、細粒分含有率はすべて質量比によるものを用いている。また、細粒分含有率を用いることで、等価骨格間隙比は式-3.5.4 で表現できる。

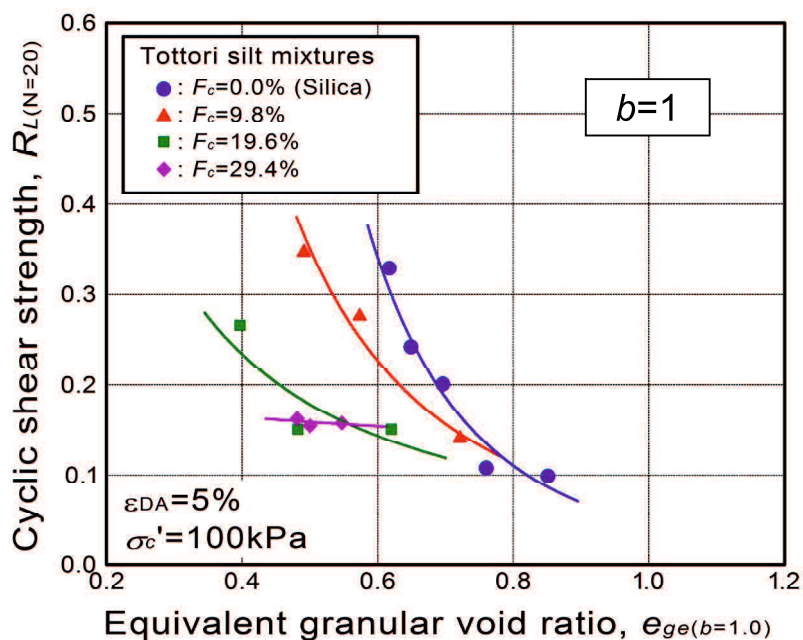
$$e_{ge} = \frac{e + (1-b)F_c}{1 - (1-b)F_c} \quad (\text{式-3.5.4})$$

Thevanayagamら¹⁰⁾やRahmanとLo^{11), 12)}は等価骨格間隙比を用い、限界状態線と間隙比の関係を表しているが、本研究では、混合土の非排水繰返しせん断試験の結果から、砂が構造の主体となる細粒分含有率の領域において、非排水繰返しせん断強度と等価骨格間隙比の関係を明らかにするものである。すなわち、鳥取シルト混合土では細粒分含有率 $F_c = 29.4\%$ 以下、岩国粘土混合土では $F_c = 16.7\%$ 以下の実験結果を対象とした。

(2) 等価骨格間隙比による鳥取シルト混合土の評価

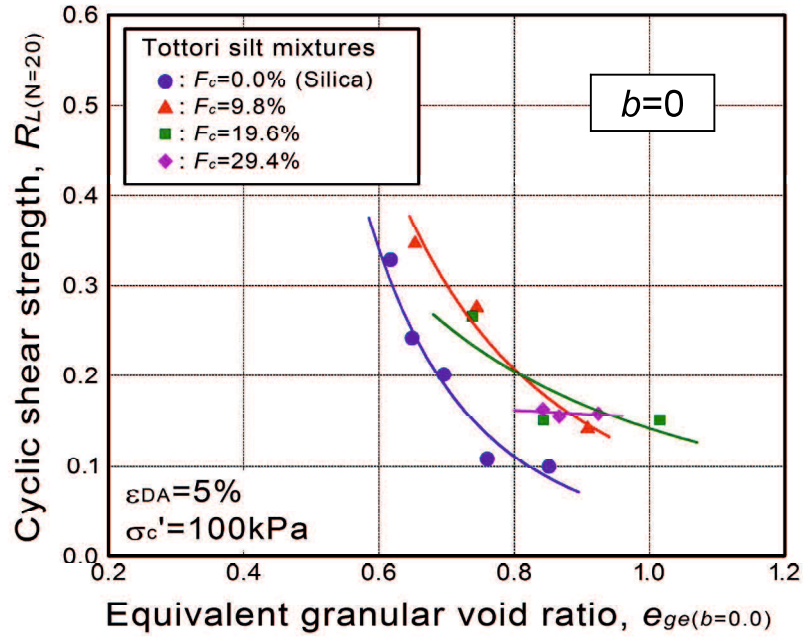
鳥取シルト混合土を対象とし、図-3.5.2(a), (b)に等価骨格間隙比の概念より $b=1$ の場合、すなわち通常の間隙比である $e_{ge}(b=1)$ と繰返しせん断強度の関係を示す。図-3.5.2(a)より、繰返しせん断強度は、間隙比が小さいほど大きくなる傾向を示すが細粒分含有率によって異なり、この間隙比 $e_{ge}(b=1)$ は混合土の繰返しせん断強度を表す初期状態量としては不適当であると考えられる。次に、細粒分の存在を無視し間隙とみなした等価骨格間隙比 $b=0$ の場合、すなわち骨格間隙比による検討も行った。図-3.5.2(b)に等価骨格間隙比 $e_{ge}(b=0)$ と繰返しせん断強度の関係を示す。図-3.5.2(b)より、細粒分含有率による違いは、通常の間隙比 $e_{ge}(b=1)$ の場合より小さくなるが若干の違いが残っている。そこで、細粒分含有率の違いによらず、混合土供試体の繰返しせん断強度と等価骨格間隙比の関係が、砂単体($F_c=0\%$)の繰返しせん断強度と等価骨格間隙比の関係に最も近づく寄与率 b を求め、その時の寄与率 b を混合土のベストフィット寄与率と定めた。

図-3.5.3に、繰返しせん断強度とベストフィットした等価骨格間隙比 $e_{ge}(b=0.48)$ の関係を示す。図-3.5.2(a), (b)との比較から明らかなように、 $F_c=29.4\%$ 以下の異なる細粒分含有率から成る混合土に対して、砂単体($F_c=0\%$)の繰返しせん断強度と間隙比の関係に最も近い関係が得られた。すなわち、鳥取シルト混合土の場合、細粒土が粗粒土の48%の体積割合で繰返しせん断強度に寄与していることを意味している。



(a) 等価骨格間隙比 $e_{ge}(b=1)$

図-3.5.2 繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ と等価骨格間隙比 e_{ge} の関係
(鳥取シルト混合土: $F_c \leq 29.4\%$)



(b) 等価骨格間隙比 e_{ge} ($b=0$)

図-3.5.2 繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ と等価骨格間隙比 e_{ge} の関係
(鳥取シルト混合土: $F_c \leq 29.4\%$)

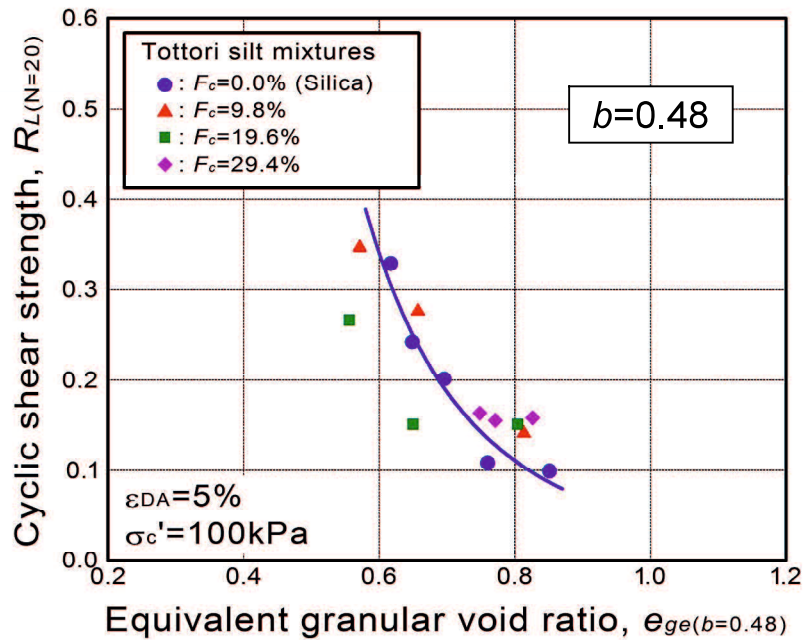
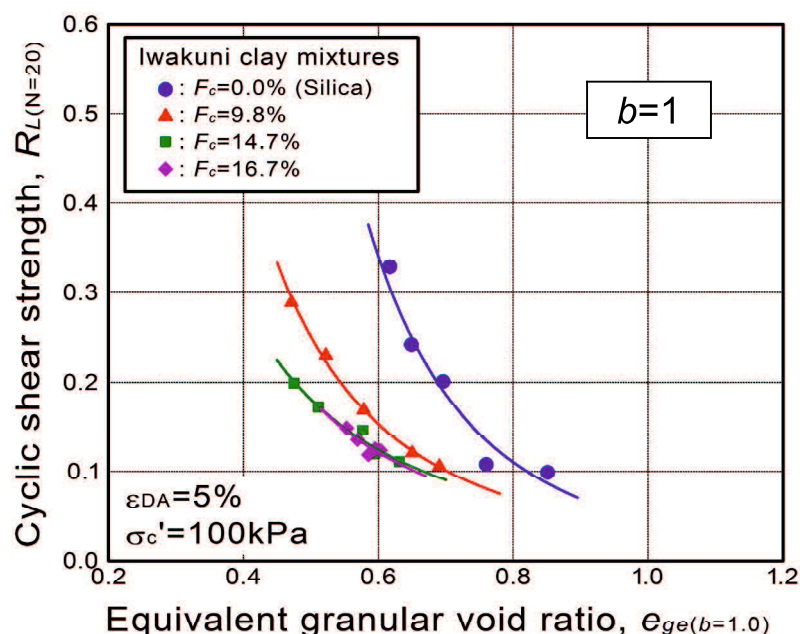


図-3.5.3 繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ と等価骨格間隙比 e_{ge} ($b=0.48$) の関係
(鳥取シルト混合土: $F_c \leq 29.4\%$)

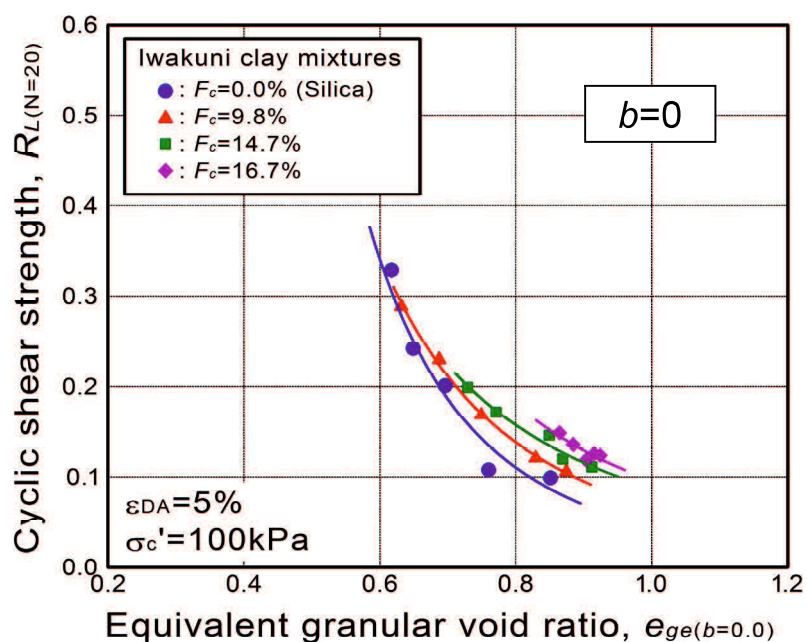
(3) 等価骨格間隙比による岩国粘土混合土の強度評価

図-3.5.4(a), (b), (c)に, 岩国粘土混合土に対する等価骨格間隙比と繰返しせん断強度の関係を示す. 図-3.5.4(a)より, 等価骨格間隙比 $e_{ge}(b=1)$ の場合, 鳥取シルト混合土同様に細粒分含有率によって繰返しせん断強度が異なり, 混合土の繰返しせん断強度を表す初期状態量としては不適當である. また, 図-3.5.4(b)に示すように, 等価骨格間隙比 $e_{ge}(b=0)$ の場合も細粒分含有率による繰返しせん断強度に違いが残る. そこで, 鳥取シルト混合土同様に, 寄与率 b について砂単体($F_c=0\%$)における関係とベストフィットする b を調べた. その結果, 図-3.5.4(c)に示すように, 岩国粘土混合土では $b=0.30$ とした場合に, 細粒分含有率の違いによらず, 繰返しせん断強度と一義的に対応する等価骨格間隙比の存在が認められる.

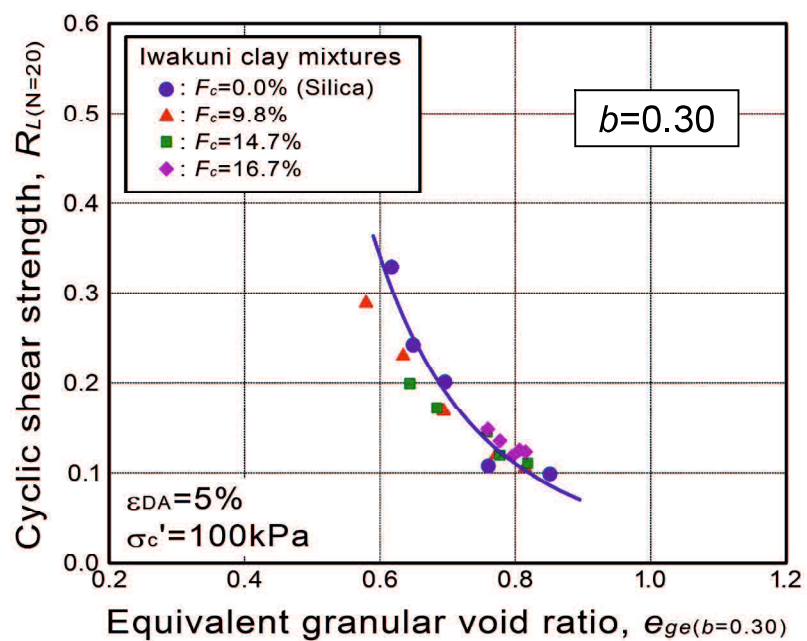


(a) 等価骨格間隙比 $e_{ge}(b=1)$

図-3.5.4 繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ と等価骨格間隙比 e_{ge} の関係
(岩国粘土混合土: $F_c \leq 16.7\%$)



(b) 等価骨格間隙比 e_{ge} ($b=0$)



(c) 等価骨格間隙比 e_{ge} ($b=0.30$)

図-3.5.4 繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ と等価骨格間隙比 e_{ge} の関係
(岩国粘土混合土: $F_c \leq 16.7\%$)

3.5.2 等価骨格相対密度による強度評価

土の液状化強度は、その土の相対密度との関連で評価されることが多い。しかし、土の相対密度は細粒分含有率5%以下の砂質土に対してのみ適用可能な指標とされている¹³⁾。細粒分を多く含む混合土の場合、細粒分含有率の変化により、密度や間隙比、砂が成す骨格構造の把握が困難となるため、液状化強度の変化についての統一的な解釈は得られていないのが現状である。相対密度を算出する際に用いる土の間隙比を、細粒分の寄与率 b を評価した等価骨格間隙比に置き換えることで、式-3.5.5に示す等価骨格相対密度 D_{rge} を得ることができ、これによって混合土においても細粒分含有率の変化に応じた相対密度を把握することが可能であると考えられる。ここに、 e_{gmax} 、 e_{gmin} は砂の最大間隙比および最小間隙比、 e_{ge} は等価骨格間隙比である。

$$D_{rge} = \frac{e_{gmax} - e_{ge}}{e_{gmax} - e_{gmin}} \times 100 \quad (\%) \quad (\text{式-3.5.5})$$

図-3.5.5に、鳥取シルト混合土、岩国粘土混合土の繰返しせん断強度と等価骨格相対密度の関係を示す。砂が骨格構造の主体を成すと考えられる領域の混合土試料については、等価骨格間隙比の概念を用いることにより、細粒分含有率の違いや混合する細粒土の種類によらず、両者に良好な対応関係が認められる。

また、相対密度の代わりに等価骨格相対密度を用いて表すことによって、図-3.5.5に示すIshihara¹⁴⁾による液状化強度と相対密度の関係式、また、現行の道路橋示方書¹⁵⁾による砂の液状化強度推定式の両者と本研究の結果に良い対応関係が得られた。このように、細粒土が骨格形成に寄与する度合いを適切に評価することにより、細粒分含有率が様々な混合土においても、既往の研究で得られた相対密度と液状化強度を適用することが可能になることが明らかとなった。

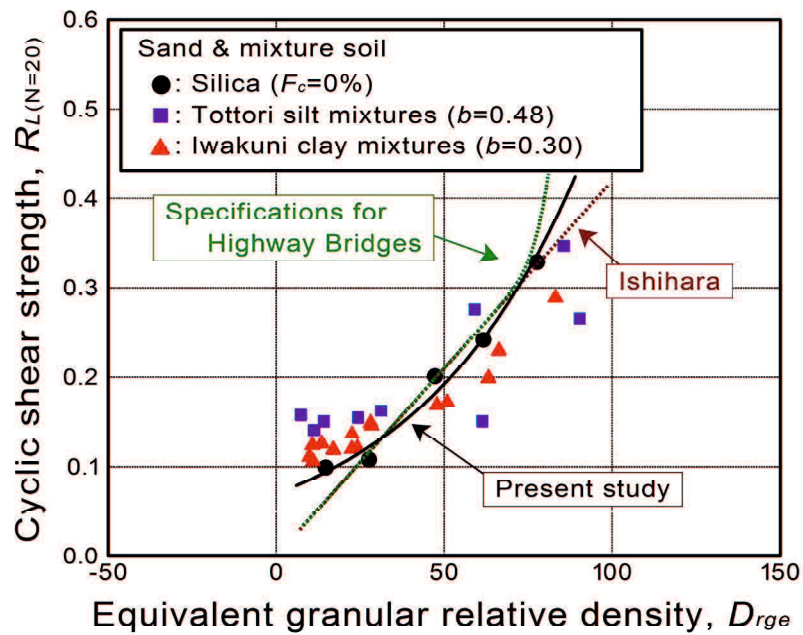


図-3.5.5 繰返しせん断強度 $R_{L(N=20)}$ と等価骨格相対密度 D_{rge} の関係

これまで述べたように、細粒分を含む混合土試料の繰返しせん断強度の評価にあたって、細粒土の粗粒土に対する寄与率 b が重要なパラメータとなることが確認された。この寄与率 b の推定において、粗粒土と細粒土の粒径比が寄与率に対して最も強い影響を与えることが推察されており、Niら¹⁶⁾、ZlatovicとIshihara¹⁷⁾は次式で示される粒径比 χ によって、非塑性細粒土を混合した砂の寄与率と物理パラメータの関係を示している。粒径比 χ の定義式を式-3.5.6に示す。

$$\chi = \frac{d_{10, Host\ sand}}{d_{50, Fines}} \quad (\text{式-3.5.6})$$

ここに、 $d_{10, Host\ sand}$ は粗粒土の有効粒径であり間隙の大きさを示す指標となり、 $d_{50, Fines}$ は細粒土の平均粒径である。表-3.5.1に、既往の研究^{10), 16), 17), 18)}で得られている寄与率および粒径比に加え、本研究で得られた寄与率および粒径比を示す。なお、既往研究結果は、非排水単調せん断試験から得られた結果であり、定常状態に至った時点の強度に対して等価骨格間隙比との関係から寄与率 b を求めたものである。本研究で求めた寄与率 b は、繰返し回数20回時の繰返しせん断応力比に対して求めたものである。いずれも、ひずみが数%のオーダーに達した場合の強度であり、寄与率の評価に対しては同等に取り扱った。

表-3.5.1 混合土の寄与率, 粒径比

Soil	Reference	Test	$d_{10 \text{ host sand}}$	$d_{50 \text{ fines}}$	b	χ
Old Alluvium	Ni et al. (2004)	Monotonic	0.200	0.045	0.70	4.4
Toyoura sand with silt	Zlatovic and Ishihara (1995)	Monotonic	0.140	0.013	0.25	11.0
Silica sand with silt	Thevanayagam and Mohan (2002)	Monotonic	0.160	0.010	0.25	16.0
Silica Mix - Iwakuni clay		Monotonic	0.272	0.007	0.30	38.9
Silica Mix - Tottori silt		Monotonic	0.272	0.019	0.43	14.3
Silica Mix - Kaolin clay		Monotonic	0.272	0.002	0.14	136.0
Silica V3 - Iwakuni clay	Hyodo et al. (2010)	Monotonic	0.965	0.007	0.04	137.9
Silica V3 - Tottori silt		Monotonic	0.965	0.019	0.10	50.8
Silica V6 - Iwakuni clay		Monotonic	0.247	0.007	0.22	35.3
Silica V6 - Tottori silt		Monotonic	0.247	0.019	0.37	13.0
Silica Mix - Iwakuni clay	Present study	Cyclic	0.272	0.007	0.30	38.9
Silica Mix - Tottori silt	Present study	Cyclic	0.272	0.019	0.48	14.3

図-3.5.6に寄与率と粒径比の関係を示す。図中、**緑丸○**で示すプロットは、活性を有する細粒土を混合した試料に対する結果である。図-3.5.6より、活性を有する細粒土を混合した場合、非活性細粒土を混合した場合と比較し概ね低い寄与率を示す。これは、活性を有する細粒土では、粘土分の増加に伴い $d_{50, \text{Fines}}$ の値が減少し式-3.5.6に示す粒径比 χ の値が大きくなるためである。本来、細粒土に分類される土は、活性を有する場合と非活性細粒土の場合では電気化学的性質の影響を受け異なる性質を示す。しかし、図-3.5.6に示すよう、粗粒土（砂）と細粒土の粒径比をパラメータとすることで、細粒土の種類によらず寄与率と粒径比の間に一定の対応関係があることが認められ、式-3.5.7のように表すことができる。

$$b = 1.0 - 0.21 \ln(\chi) \quad (\text{式-3.5.7})$$

今後、様々な混合土の寄与率および粒径比に関するデータを追加し、推定式の精度向上を図る必要があると考えるが、混合土の非排水繰返しせん断強度を評価するにあたって、粒径比 χ から推定される寄与率 b が有効なパラメータの一つになると考えられる。

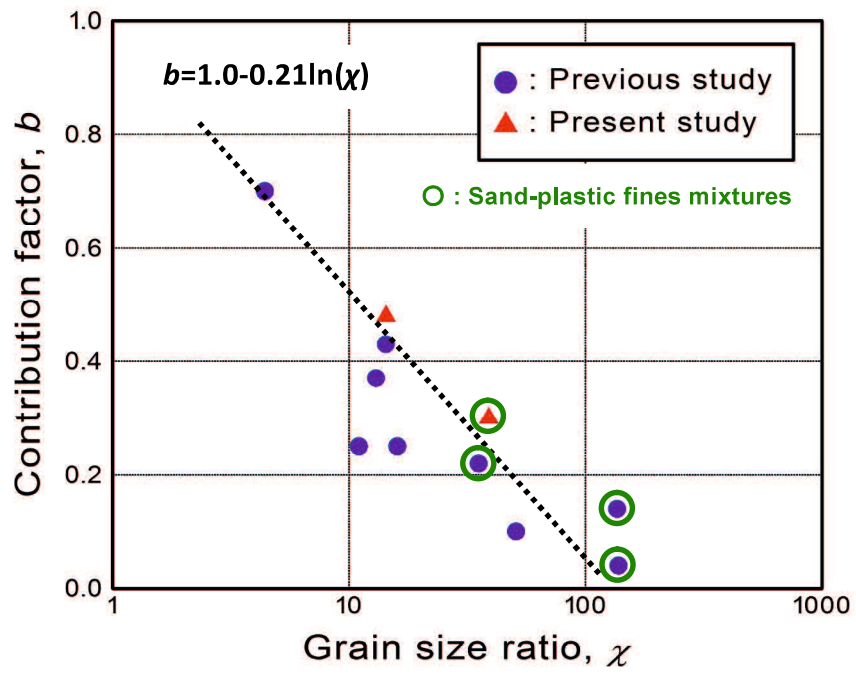


図-3.5.6 寄与率と粒径比の関係

3.6 要約

本章では、非活性である鳥取シルト、活性を有する岩国粘土を用い、砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断挙動や強度特性の違いについて検討を行った。以下、本章の要約として「砂と非活性シルト混合土」および「砂と活性粘土混合土」に対する『繰返しせん断強度-細粒分含有率関係』の概念図を示し、その後、本章で得られた知見を示す。

(1) 混合土の繰返しせん断強度と細粒分含有率関係

砂と非活性シルト、および、砂と活性粘土の混合土について、非排水繰返しせん断強度と細粒分含有率関係の概念図を図-3.6.1(a), (b)にそれぞれ示す。「第2章：図-2.6.1」に示した間隙比と細粒分含有率の関係同様に、砂が骨格の主体を成す領域では、突固めエネルギーに応じた種々の非排水繰返しせん断強度が存在する。また、細粒土が構造の主体を成す領域においては、細粒土が有する性質に依存した強度変化を示すと考えられる。特に、非活性の細粒土が混合している土においては、細粒分含有率が50%を超えるような状態であっても、低い繰返しせん断強度を示し液状化を起こす。そのため、液状化発生の有無を判断する場合には、道路橋示方書・同解説 V耐震設計編¹⁹⁾等に示されるように、混合土の細粒分含有率のみによらず、細粒土が有する活性の影響を考慮することが重要と考えられる。

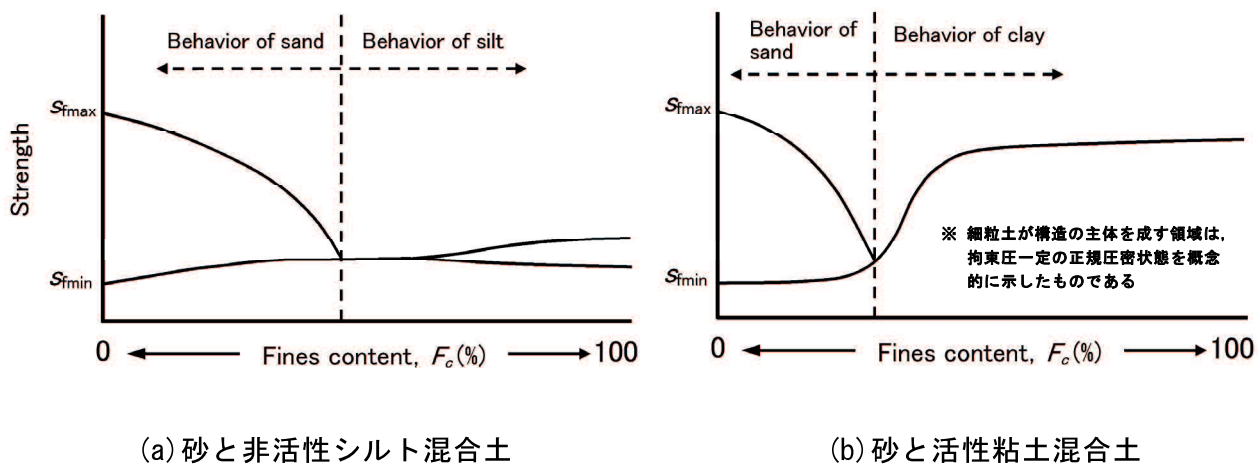


図-3.6.1 細粒分含有率の変化に伴う混合土の繰返しせん断強度変化の概念

(2) 得られた知見

以下、本章で得られた知見を示す。

- 1) 砂が構造の主体を成す領域において、密詰め状態では細粒分含有率の増加に伴い非排水繰返しせん断強度が大きく低下するが、緩詰め状態ではゆるやかに上昇する。
- 2) 細粒分含有率の増加に伴い、混合土内に存在する砂粒子の噛み合いが消失し次第に細粒土特有の挙動に近づいていく。
- 3) 砂が構造の主体を成す領域では、細粒土の体積に寄与率を乗じて求めた等価骨格間隙比および等価骨格相対密度と非排水繰返しせん断強度との間に良好な対応関係がある。
- 4) 混合土の等価骨格間隙比を求めるための寄与率は、細粒土と粗粒土（砂）の粒径比 x から推定できる。

参考文献

- 1) Kim, U., Hyodo, M., Koga, C. and Orense, R. : Effect of fines content on the monotonic shear behavior of sand-clay mixtures, *Proc. Int. Symp. on Geomechanics and Geotechnics of Particulate Media (IS-Yamaguchi2006)*, pp. 133-138, 2006.
- 2) 小西義夫, 兵動正幸, 伊東周作 : 塑性の異なる細粒分と砂の混合土の圧縮・せん断特性, 土木学会論文集 C, Vol. 63, No. 4, pp. 1142-1152, 2007.
- 3) 伊東周作, 兵動正幸, 小西義夫, 金郁基 : 塑性の異なる細粒土の非排水せん断強度, 土木学会論文集 C, Vol. 64, No. 2, pp. 423-428, 2008.
- 4) 兵動正幸, 金郁基, 中田幸男, 吉本憲正 : 砂・粘土混合土の非排水せん断強度特性に及ぼす細粒分の影響, 土木学会論文集 C, Vol. 66, No. 1, pp. 215-225, 2010.
- 5) 山本陽一 : 粘性土および砂質土地盤の地震時挙動とその評価に関する研究, 山口大学工学部博士論文, 1998.
- 6) 兵動正幸, 杉山太宏, 山本陽一, 河田頼治 : 繰返しせん断を受ける正規圧密および過圧密粘土の間隙水圧とひずみの評価, 土木学会論文集, III-26, No. 487, pp. 79-88, 1994.
- 7) Mitchell, J. K. : *Fundamentals of Soil Behavior*, 2nd ed., John Wiley Interscience New York, pp. 172-189, 1976.
- 8) Kenny, T. C. : Residual strength of mineral mixtures, *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Tokyo I*, pp. 155-160, 1977.
- 9) Thevanayagam, S. and Mohan, S. : Intergranular state variables and stress-strain behavior silty sand, *Geotechnique*, Vol. 50, No. 1, pp. 1-23, 2000.
- 10) Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S. and Liang, J. : Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 128, No. 10, pp. 849-859, 2002.
- 11) Rahman, M. and Lo, S. : Equivalent granular void ratio and state parameters for loose clean sand with small amount of fines, *Proc. 10th Australia New Zealand Conference on Geomechanics*, pp. 674-679, 2007.
- 12) Rahman, M. and Lo, S. : Effect of sand gradation and fines type on the liquefaction behaviour of sand-fines mixture, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, IV, pp. 1-11, 2008.
- 13) 社団法人地盤工学会 : 地盤材料試験の方法と解説—二分冊の2—, pp. 195-225, 2009.
- 14) Ishihara, K. : *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*, 1st ed., Oxford, Clarendon Press, 1996.
- 15) 松尾修 : 招待論文, 道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題, 土木学会論文集, No. 757/III-66, pp. 1-20, 2004.

- 16) Ni, Q., Tan, T. S., Dasari, G. R. and Hight, D. W. : Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils, *Geotechnique*, Vol. 54, No. 9, pp. 561-569, 2004.
- 17) Zlatovic, S. and Ishihara, K. : On the influence of non-plastic fines on residual strength, *1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo*, pp. 239-244, 1995.
- 18) 立場晴司, 兵動正幸, 金郁基, 黒岩友也 : 種々の砂と細粒土から成る混合土のせん断強度特性に及ぼす細粒分の影響, 第45回地盤工学研究発表会論文集, pp. 259-260, 2010.
- 19) 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, 2012.

第4章 現場データを用いた 砂・細粒土混合土の液状化強度評価

第4章 現場データを用いた砂・細粒土混合土 の液状化強度評価

4.1 概説

実地盤では、砂、シルト、粘土が複雑に混入していることから、力学特性を評価する場合、土の構造状態を適切に把握することが重要となる。しかし、砂・細粒土混合土では、砂が成す骨格構造の把握が困難となるため、非排水繰返しせん断強度の変化について統一的な解釈が得られていないのが現状である。そのため、現行の各種技術基準の液状化予測・判定手法が示すよう、細粒分を含む砂の液状化評価においては、土の構造状態を表す間隙比ではなく物理試験から得られる細粒分含有率、粘土分含有率、塑性指数が、細粒分の影響を補正する評価指標となっている。しかし、東日本大震災（2011）において、やや粘性の細粒土を含む砂地盤で液状化被害が発生したことから¹⁾、細粒分の影響を補正する評価指標についても見直しが図られるようになってきた。一方、本研究においては、第3章で述べたよう、砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断強度に影響を及ぼす因子として、混合土の構造状態を表す間隙比や混合する細粒土の種類（活性、非活性）が支配的になることを室内試験結果から明らかにしている。そのため、実験的に明らかにした影響因子と、現行の液状化予測・判定手法における細粒分補正パラメータの対応を整理し、液状化強度の評価方法を再考する必要があると考えられる。

上述した内容を踏まえ、本章では、現行の液状化予測・判定手法を基に、液状化対象層となる範囲内の土の非排水繰返しせん断強度を液状化強度とし、細粒分を含む埋立地盤から得られた土質試験データを用い、砂・細粒土混合土の構造状態や細粒土が有する物理特性に着目し、液状化強度に及ぼす影響因子について評価・考察を行った。つまり、第3章で得られた室内試験結果を踏まえ、砂が構造の主体を成す領域では混合土の構造状態を表すパラメータを、細粒土が構造の主体を成す領域では細粒土が有する物理特性を表すパラメータを評価指標とし、液状化強度との関係性を検討した。以下、本章を節に従って概説する。

まず、第2節では、本研究に用いた現場データの物理特性および力学特性を示す。第3節では、砂が構造の主体を成す領域を対象とし、現場から得られるパラメータと液状化強度の関係性を検討した。さらに、細粒土の体積に寄与率を乗じて求めた等価骨格間隙比および等価骨格相対密度を用い、液状化強度の評価を行った。次に、第4節では、細粒土が構造の主体を成す領域を対象とし、塑性指数と液状化強度の関係性を検討した。最後に、第5節では、本章で得られた知見を整理し、要約した。

4.2 現場データの物理特性および力学特性

本研究で用いた現場データは、東京湾岸の埋立地盤において、ロータリー式三重管サンプラーにより採集した試料に対する室内土質試験データである。

4.2.1 当該地盤の概況

図-4.2.1に当該地盤の地層構成モデルを、表-4.2.1に各地層の主な土質を示す。当該地盤は1989年～1992年に埋立てられた地盤であり、埋立て後、約25年が経過した若い人工地盤である。図-4.2.1より、地層は上層から埋立土層、沖積層、洪積層の順に構成されている。本研究では、埋立土層内の「建設残土層（以下、「Bs層」と称す.）」を対象とした試験結果のうち、細粒分含有率50%以下のデータを対象とし液状化強度の評価検討を行った。なお、Bs層はG.L. -2.00mからG.L. -20.00mの深度に位置し、山砂と建設残土を埋立て材料とした砂質土層である。

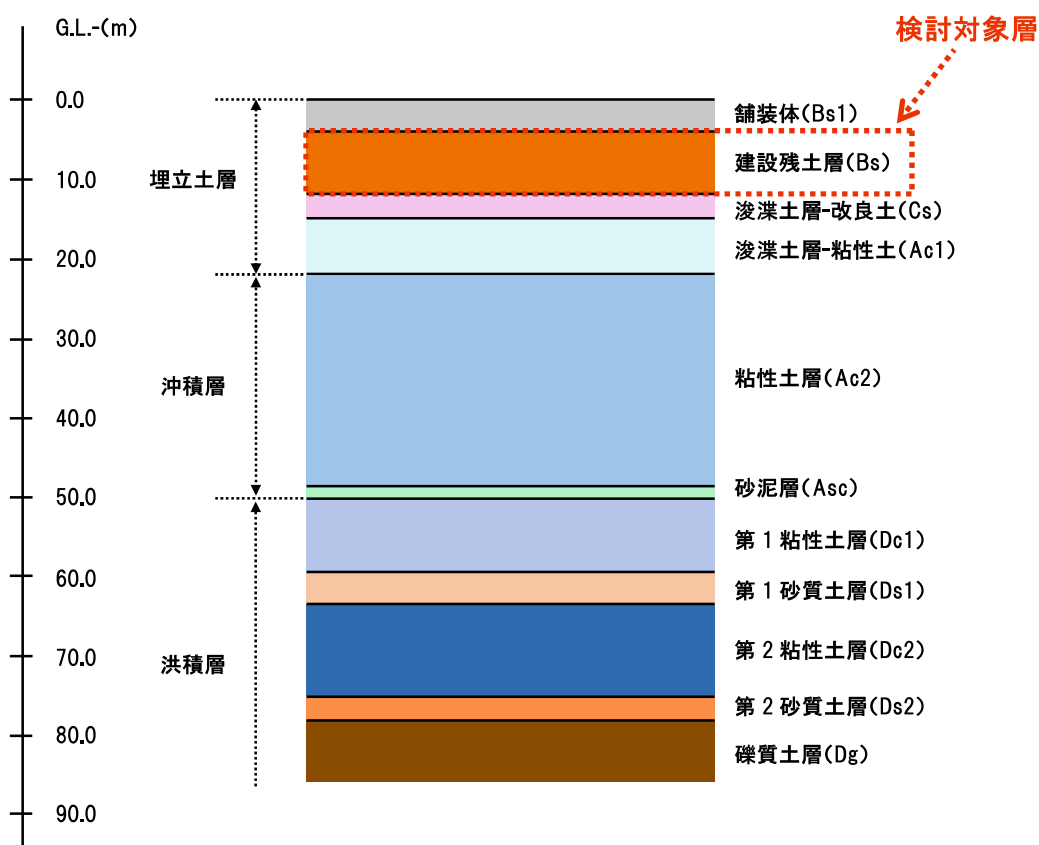


図-4.2.1 当該地盤の地層構成モデル

表-4.2.1 各地層の主な土質

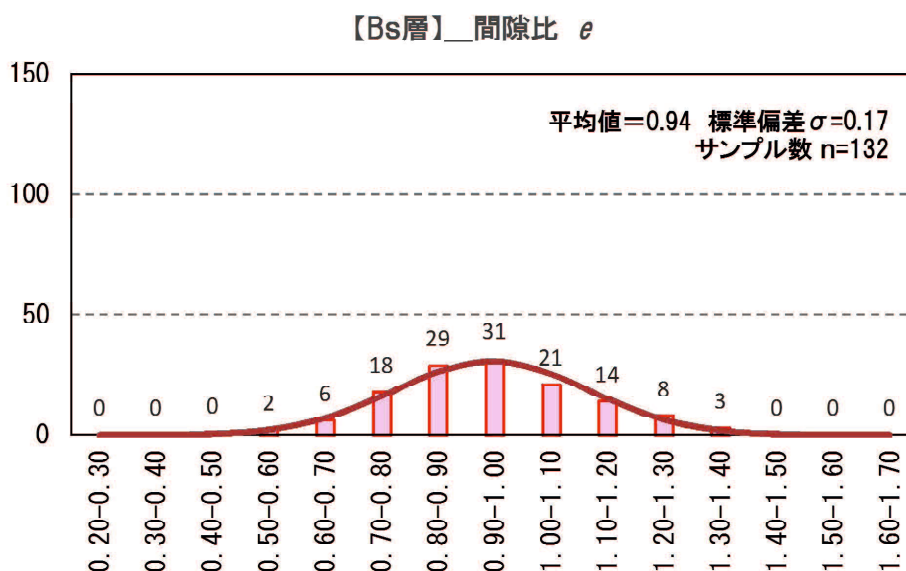
検討対象層

地質時代		地質区分		地質記号	主な土質
新生代・第四紀	現世	埋立土層	舗装体	Bs1	舗装および路床からなる。
			建設残土層	Bs	礫混じり細砂，シルト混じり砂礫層を主とする。
			浚渫土層	改良土	Cs
		粘性土		Ac1	不規則に礫が混じる砂質シルト層やシルト層を主とする。
	完新世	沖積層	粘性土層	Ac2	シルト層やシルト質粘土層を主とする。
			砂泥層	Asc	砂混じりシルト層を主とする。
	更新世	洪積層	第1粘性土層	Dc1	砂質シルト層やシルト層を主とする。
			第1砂質土層	Ds1	シルト混じり細砂層を主とする。
			第2粘性土層	Dc2	シルト質粘土層や礫混じりシルト層を主とする。
			第2砂質土層	Ds2	細砂層やシルト混じり砂層を主とする。
礫質土層			Dg	φ2mm～40mm程度の亜角～亜円礫を主とする。	

4.2.2 Bs層の物理特性

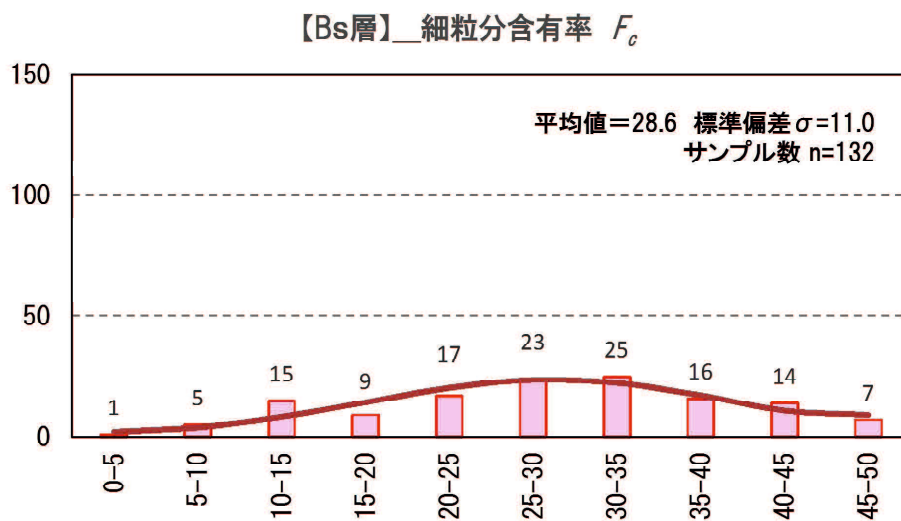
図-4.2.2(a)～(f)に、Bs層データ（132データ）の間隙比，細粒分含有率，自然含水比，液性限界，塑性限界，塑性指数の頻度分布を示す．なお，間隙比は非排水繰返しせん断試験時に計測した圧密後間隙比の平均値である．

図-4.2.2(b)より，細粒分含有率は4.0%～48.7%の範囲（平均値： $F_c=28.6\%$ ）に分布している．また，図-4.2.2(c)より，自然含水比は15.1%～47.4%の範囲（平均値： $w_f=33.3\%$ ）に，図-4.2.2(f)より塑性指数は $NP\sim 37.6$ の範囲（平均値： $I_p=18.5$ ）に分布している．なお，132データのうち，塑性指数が NP を示すデータは32データである．

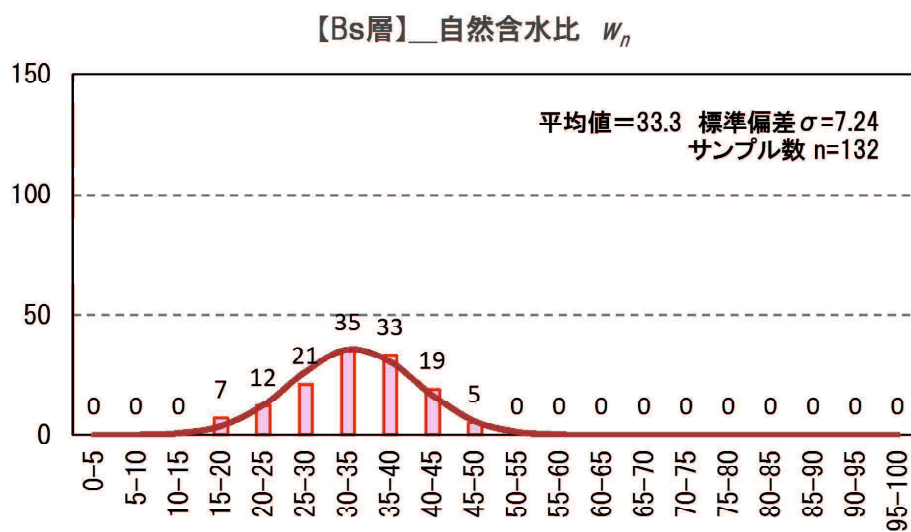


(a) 間隙比の頻度分布

図-4.2.2 物理パラメータの頻度分布 (Bs層)

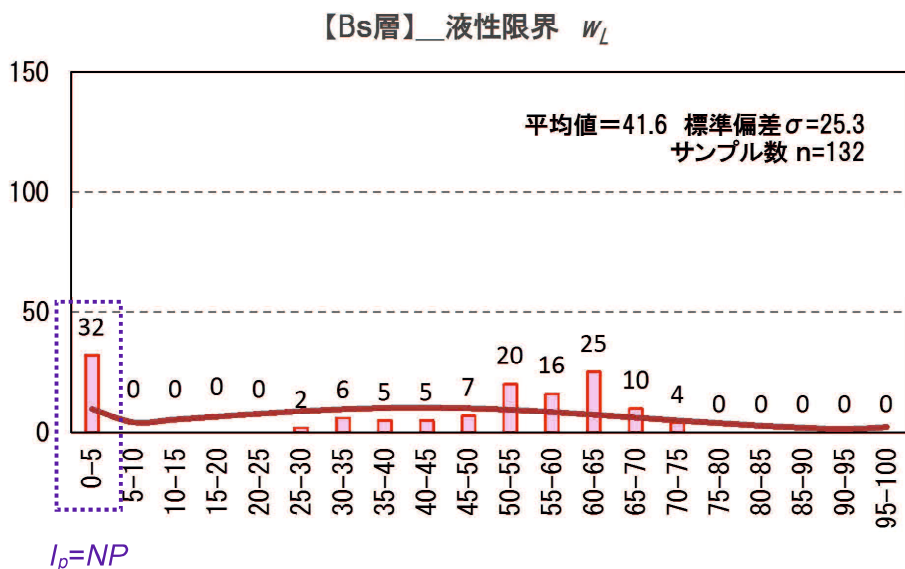


(b) 細粒分含有率の頻度分布

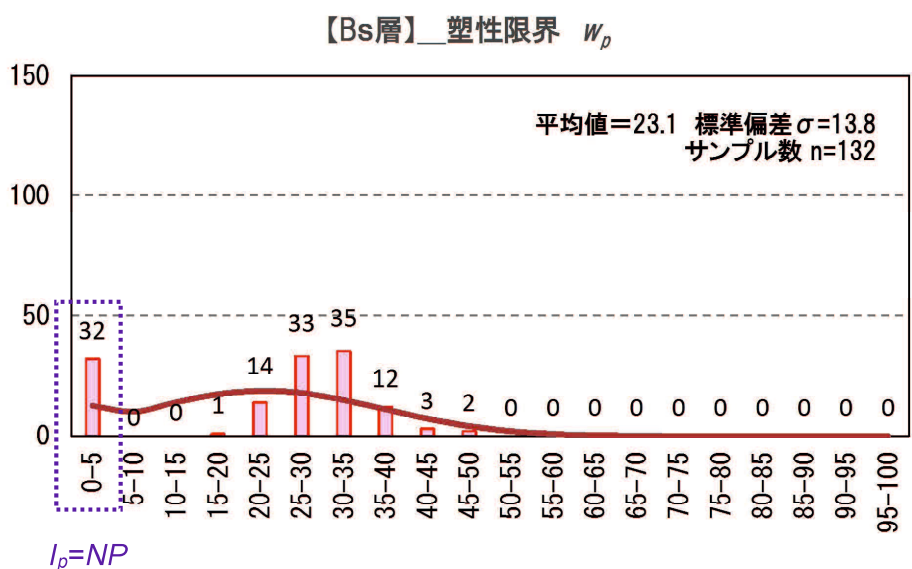


(c) 自然含水比の頻度分布

図-4.2.2 物理パラメータの頻度分布 (Bs層)

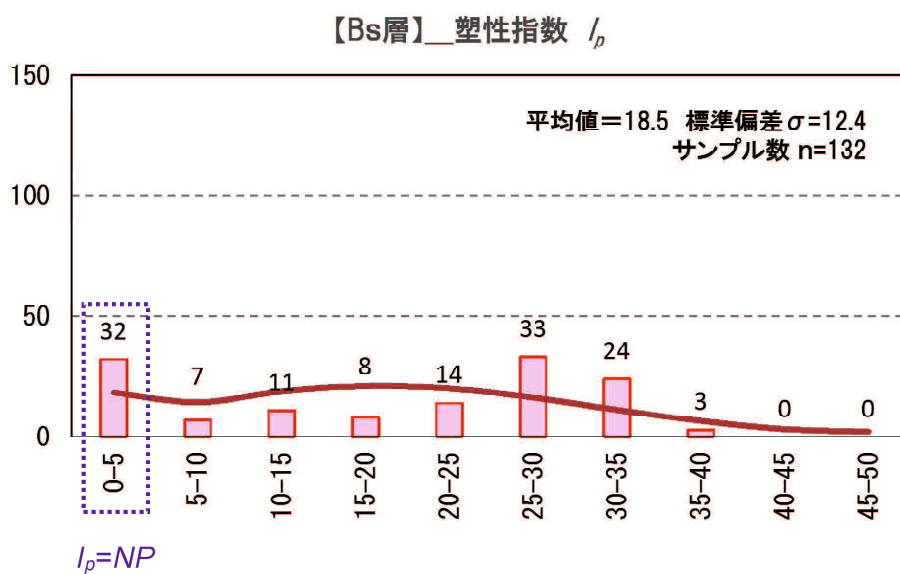


(d) 液性限界の頻度分布



(e) 塑性限界の頻度分布

図-4.2.2 物理パラメータの頻度分布 (Bs層)



(f) 塑性指数の頻度分布

図-4.2.2 物理パラメータの頻度分布 (Bs層)

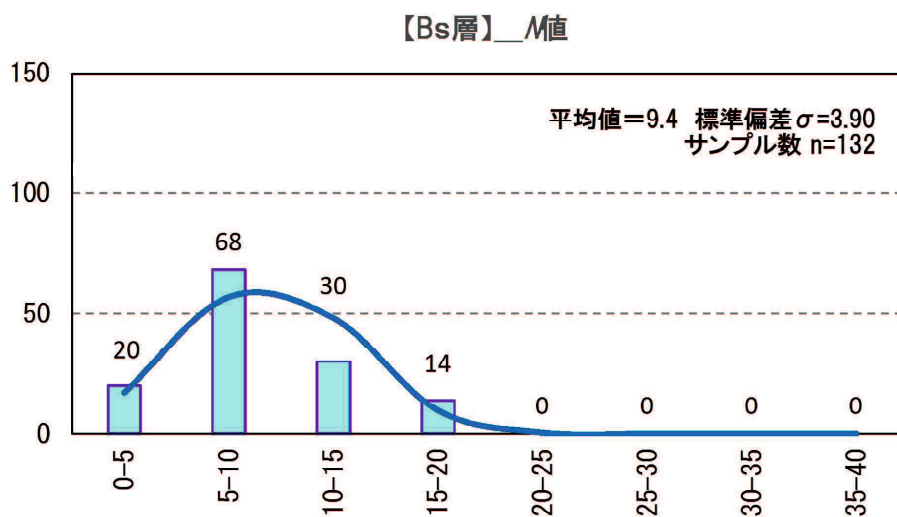
4.2.3 Bs層の力学特性

図-4.2.3(a)～(c)に、Bs層データ（132データ）の M 値，等価 M 値，液状化強度の頻度分布を示す．等価 M 値とは「港湾の施設の技術上の基準・同解説²⁾」に示されるものであり，標準貫入試験から得られる M 値を当該土層の有効上載圧力で正規化したものである（式-4.2.1）．ここに， N_{65} は等価 M 値， M は土層の M 値， σ'_v は土層の有効上載圧力である．また，液状化強度は，軸ひずみ両振幅 $\varepsilon_{DA}=5\%$ を繰返しせん断による破壊の定義とし，繰返しせん断応力比と繰返し回数の関係から，繰返し回数 $N=20$ 回時の繰返しせん断応力比として求めたものである．

$$N_{65} = \frac{N - 0.019(\sigma'_v - 65)}{0.0041(\sigma'_v - 65) + 1.0} \quad (\text{式-4.2.1})$$

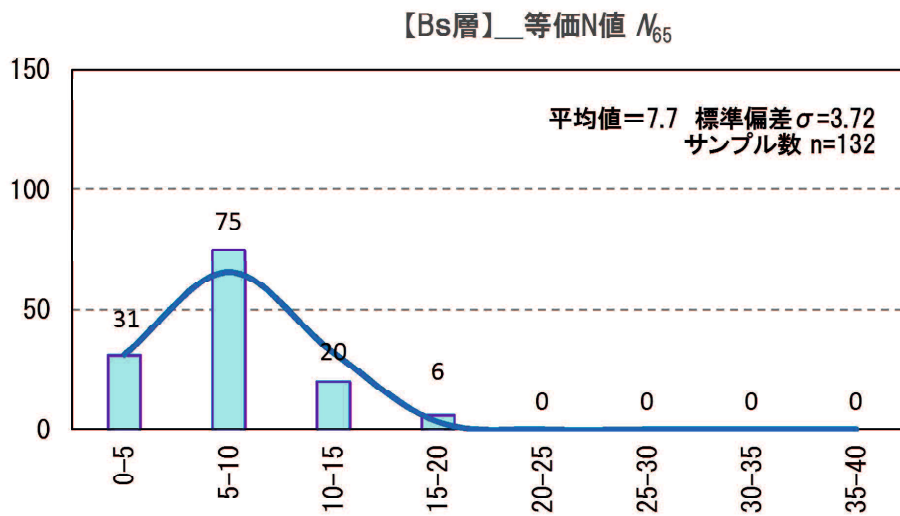
図-4.2.3(a)より， M 値は5～20の範囲（平均値： $M=9.4$ ）に分布している．また，図-4.2.3(b)より等価 M 値は2.5～19.9の範囲（平均値： $N_{65}=7.7$ ）に，図-4.2.2(c)より液状化強度は0.207～0.431の範囲（平均値： $R_{L20}=0.326$ ）に分布している．

本研究に用いたBs層データの一覧を表-4.2.2に示す．

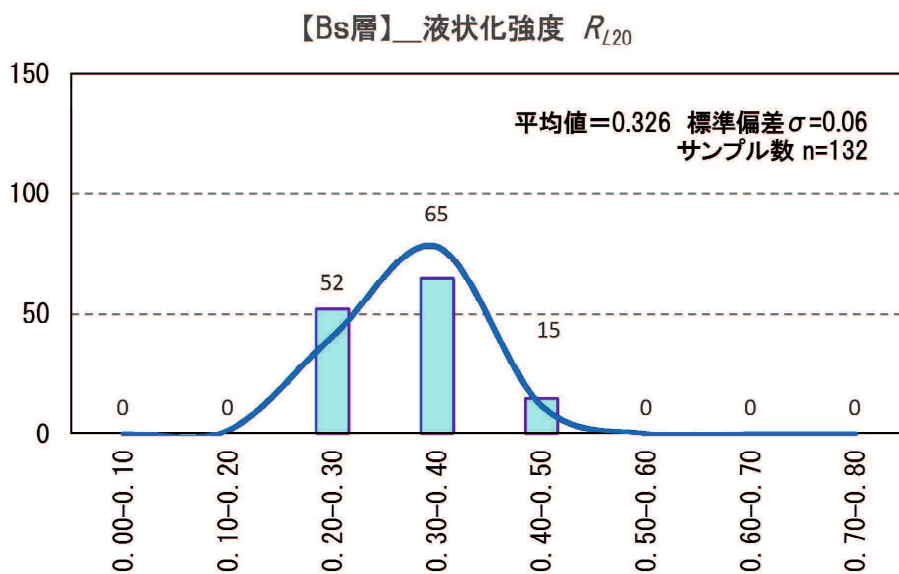


(a) M 値の頻度分布

図-4.2.3 力学パラメータの頻度分布 (Bs層)



(b) 等価 N 値の頻度分布



(c) 液状化強度の頻度分布

図-4.2.3 力学パラメータの頻度分布 (Bs層)

表-4.2.2 本研究に用いたBs層データの一覧（132データ）

番号	土層名	平均深度	液状化強度	平均間隙比	細粒分含有率	塑性指数	自然含水比	液性限界	塑性限界	N値	等価N値
		GL-(m)	R_{L20}	$e_{average}$	F_c	I_p	$w_n(\%)$	$w_L(\%)$	$w_p(\%)$		N_{65}
1	Bs	9.70	0.260	0.717	4.0	0.0	21.6	0.0	0.0	16.0	12.4
2	Bs	6.50	0.339	0.684	5.9	0.0	16.4	0.0	0.0	18.0	17.8
3	Bs	11.35	0.269	0.711	7.0	0.0	26.4	0.0	0.0	19.0	13.2
4	Bs	12.50	0.264	0.727	7.0	0.0	24.1	0.0	0.0	13.0	8.7
5	Bs	4.40	0.345	0.674	7.8	0.0	16.0	0.0	0.0	11.0	10.0
6	Bs	17.50	0.264	0.757	8.0	0.0	24.4	0.0	0.0	13.0	6.4
7	Bs	4.59	0.213	0.796	10.1	0.0	23.9	0.0	0.0	9.0	8.7
8	Bs	4.50	0.243	0.762	10.4	0.0	26.2	0.0	0.0	15.0	14.7
9	Bs	6.43	0.358	0.865	10.9	0.0	16.9	0.0	0.0	19.0	18.1
10	Bs	4.43	0.395	0.582	12.0	0.0	32.2	0.0	0.0	18.0	18.4
11	Bs	4.60	0.376	0.655	12.0	0.0	23.1	0.0	0.0	12.0	13.0
12	Bs	2.50	0.268	0.755	12.0	0.0	15.1	0.0	0.0	9.0	9.2
13	Bs	6.40	0.286	0.851	13.0	0.0	33.9	0.0	0.0	6.0	6.2
14	Bs	3.50	0.338	0.874	13.4	0.0	19.2	0.0	0.0	8.0	9.4
15	Bs	6.98	0.279	0.623	14.0	0.0	31.3	0.0	0.0	7.0	5.8
16	Bs	10.00	0.341	0.773	14.0	0.0	18.2	0.0	0.0	11.0	7.6
17	Bs	16.38	0.222	0.850	14.0	0.0	29.2	0.0	0.0	12.0	6.2
18	Bs	17.40	0.250	0.891	14.0	0.0	29.4	0.0	0.0	12.0	6.1
19	Bs	5.50	0.217	0.745	14.4	0.0	23.0	0.0	0.0	11.0	9.3
20	Bs	5.36	0.244	0.840	14.4	0.0	28.2	0.0	0.0	5.0	4.3
21	Bs	7.10	0.235	0.869	14.6	0.0	31.5	0.0	0.0	16.0	14.5
22	Bs	2.40	0.255	0.892	15.7	0.0	25.7	0.0	0.0	6.0	7.3
23	Bs	4.33	0.275	0.729	16.0	14.4	26.6	36.8	22.4	10.0	9.2
24	Bs	5.40	0.265	0.750	16.0	14.1	24.5	37.4	23.3	6.0	5.0
25	Bs	7.23	0.295	0.834	16.0	27.7	24.9	56.3	28.6	11.0	8.6
26	Bs	14.40	0.250	0.899	16.0	0.0	28.0	0.0	0.0	12.0	7.1
27	Bs	6.45	0.287	0.548	17.0	0.0	35.2	0.0	0.0	5.0	4.1
28	Bs	18.45	0.253	0.836	18.0	0.0	28.0	0.0	0.0	10.0	5.0
29	Bs	12.50	0.289	0.749	18.4	17.6	30.8	40.2	22.6	10.0	5.8
30	Bs	2.40	0.288	0.872	20.0	0.0	38.5	0.0	0.0	5.0	6.1
31	Bs	8.70	0.221	1.074	20.5	10.1	29.9	34.2	24.1	17.0	14.8
32	Bs	10.50	0.380	0.901	20.6	0.0	31.7	0.0	0.0	13.0	10.3
33	Bs	10.50	0.333	1.003	21.0	27.5	25.1	62.0	34.5	6.0	3.7
34	Bs	4.50	0.299	0.937	21.2	23.9	30.0	53.3	29.4	11.0	12.3
35	Bs	4.13	0.427	0.696	22.0	6.8	21.0	31.5	24.7	8.0	7.6
36	Bs	14.35	0.330	0.726	22.0	20.0	28.7	51.0	31.0	9.0	5.3
37	Bs	6.75	0.351	0.963	22.0	28.8	36.9	52.8	24.0	5.0	4.6
38	Bs	9.75	0.293	0.837	22.0	21.0	33.1	44.7	23.7	5.0	3.6
39	Bs	4.40	0.407	0.865	22.0	0.0	20.5	0.0	0.0	5.0	5.5
40	Bs	17.25	0.260	1.031	22.4	0.0	35.7	0.0	0.0	11.0	6.7
41	Bs	7.94	0.207	1.029	22.6	10.3	32.0	39.4	29.1	7.0	5.4
42	Bs	4.50	0.308	0.694	23.0	0.0	22.7	0.0	0.0	11.0	11.8
43	Bs	12.40	0.349	0.975	24.0	26.6	31.8	59.9	33.3	8.0	4.5
44	Bs	9.50	0.354	0.990	24.0	19.5	34.7	60.7	41.2	8.0	5.2

表-4.2.2 本研究に用いたBs層データの一覧（132データ）

番号	土層名	平均深度	液状化強度	平均空隙比	細粒含有率	塑性指数	自然含水比	液性限界	塑性限界	N値	等価N値
		GL-(m)	R_{L20}	$e_{average}$	F_c	I_p	$w_n(\%)$	$w_L(\%)$	$w_p(\%)$		N_{65}
45	Bs	11.78	0.354	0.872	24.0	0.0	37.1	0.0	0.0	6.0	4.3
46	Bs	8.45	0.355	0.852	24.0	28.4	28.3	61.1	32.7	17.0	15.5
47	Bs	4.90	0.347	1.114	25.0	27.0	38.4	52.2	25.2	10.0	10.6
48	Bs	9.35	0.364	1.072	26.0	18.7	42.7	51.6	32.9	16.0	12.6
49	Bs	6.50	0.250	1.206	26.9	0.0	36.9	0.0	0.0	6.0	5.4
50	Bs	13.05	0.370	1.046	27.0	28.2	40.1	60.5	32.3	5.0	2.6
51	Bs	8.00	0.282	1.061	27.3	14.5	30.4	45.2	30.7	17.0	14.9
52	Bs	9.50	0.370	0.972	27.4	22.2	32.8	52.7	30.5	5.0	4.0
53	Bs	15.10	0.325	1.008	27.7	33.3	36.5	62.9	29.6	6.0	3.9
54	Bs	7.00	0.385	0.715	28.0	23.1	26.5	60.0	36.9	10.0	8.0
55	Bs	2.50	0.400	0.972	28.0	30.6	32.8	59.6	29.0	6.0	6.9
56	Bs	8.78	0.388	1.017	28.0	30.6	38.4	61.8	31.2	10.0	7.9
57	Bs	9.10	0.406	1.158	28.1	26.2	37.7	55.5	29.3	9.0	7.7
58	Bs	14.50	0.355	0.898	28.3	28.6	29.0	54.0	25.4	8.0	5.1
59	Bs	7.40	0.394	1.158	28.3	30.6	37.7	62.3	31.7	8.0	6.9
60	Bs	4.50	0.286	0.757	28.9	20.4	22.8	46.3	25.9	11.0	10.9
61	Bs	10.73	0.343	0.922	29.0	32.6	34.0	61.3	28.7	19.0	14.8
62	Bs	9.40	0.335	1.233	29.4	31.4	45.0	63.8	32.4	11.0	8.3
63	Bs	7.40	0.343	1.039	29.5	29.5	38.7	60.9	31.4	9.0	8.9
64	Bs	10.80	0.300	0.910	29.7	11.1	19.9	31.3	20.2	13.0	9.9
65	Bs	18.50	0.260	0.916	30.0	27.4	31.4	56.2	28.8	10.0	5.7
66	Bs	15.50	0.337	0.948	30.0	30.1	33.8	61.3	31.2	17.0	9.9
67	Bs	3.43	0.413	0.838	30.0	14.9	31.7	36.8	21.9	13.0	14.8
68	Bs	5.50	0.364	1.128	30.0	25.8	45.9	59.6	33.8	19.0	19.9
69	Bs	8.58	0.393	0.840	30.0	28.8	32.4	63.0	34.2	15.0	13.3
70	Bs	11.43	0.319	0.739	30.0	9.3	28.8	33.6	24.3	5.0	3.3
71	Bs	8.40	0.297	0.912	30.1	29.7	36.3	64.6	34.9	6.0	5.4
72	Bs	8.95	0.237	0.726	30.6	19.1	26.6	47.8	28.7	7.0	5.1
73	Bs	9.50	0.329	0.911	30.7	25.0	32.2	53.5	28.5	9.0	7.7
74	Bs	7.40	0.354	0.861	30.8	31.8	38.0	61.9	30.1	5.0	3.7
75	Bs	4.70	0.301	0.870	31.0	11.6	36.4	45.6	34.0	13.0	12.4
76	Bs	15.40	0.345	0.957	31.0	32.3	36.9	60.5	28.2	8.0	4.4
77	Bs	5.50	0.273	0.836	31.0	18.2	31.3	40.4	22.2	5.0	5.0
78	Bs	10.65	0.417	1.075	31.3	26.9	42.5	58.2	31.3	9.0	7.2
79	Bs	4.15	0.392	1.335	31.8	32.3	43.1	68.5	36.2	14.0	15.3
80	Bs	12.28	0.281	0.825	32.0	8.8	32.6	27.3	18.5	11.0	7.4
81	Bs	10.50	0.377	0.880	32.1	26.8	31.8	56.3	29.5	5.0	3.9
82	Bs	8.40	0.342	1.298	32.1	32.1	46.0	67.6	35.5	9.0	8.2
83	Bs	8.50	0.354	0.955	32.2	28.2	35.0	57.9	29.7	7.0	6.3
84	Bs	9.50	0.329	1.139	32.3	25.6	37.1	71.1	45.5	9.0	7.8
85	Bs	13.50	0.314	1.288	32.4	29.0	47.4	65.9	36.9	7.0	4.8
86	Bs	10.40	0.403	1.169	32.4	31.8	29.4	66.6	34.8	8.0	6.7
87	Bs	12.50	0.361	0.980	32.7	22.7	33.5	52.9	30.2	6.0	4.2
88	Bs	12.40	0.260	1.109	32.7	28.3	39.6	53.6	25.3	6.0	3.2

表-4.2.2 本研究に用いたBs層データの一覧（132データ）

番号	土層名	平均深度	液状化強度	平均間隙比	細粒分含有率	塑性指数	自然含水比	液性限界	塑性限界	N値	等価N値
		GL-(m)	R _{L20}	e _{average}	F _c	I _p	w _n (%)	w _L (%)	w _p (%)		N ₆₅
91	Bs	16.10	0.364	1.052	33.1	31.0	44.6	64.9	33.9	7.0	4.2
92	Bs	6.25	0.342	0.932	34.0	13.7	36.1	43.0	29.3	9.0	7.5
93	Bs	4.30	0.378	0.900	34.0	25.9	31.3	58.5	32.6	10.0	9.7
94	Bs	7.50	0.407	0.906	34.3	25.6	30.7	52.8	27.2	11.0	10.5
95	Bs	8.68	0.318	0.895	35.0	12.4	35.9	39.1	26.7	5.0	4.1
96	Bs	6.35	0.430	1.130	36.0	31.3	42.9	73.3	42.0	5.0	4.0
97	Bs	11.38	0.324	0.873	37.6	23.3	32.0	53.0	29.7	12.0	8.3
98	Bs	10.40	0.405	1.050	37.6	36.0	40.6	69.2	33.2	9.0	7.3
99	Bs	6.40	0.336	0.911	38.0	23.7	44.5	51.0	27.3	9.0	7.8
100	Bs	7.50	0.421	1.040	38.0	22.3	41.2	54.6	32.3	7.0	6.6
101	Bs	10.58	0.324	1.313	38.6	25.5	42.0	56.5	31.0	9.0	7.3
102	Bs	12.50	0.300	1.228	38.8	29.3	43.3	56.0	26.7	9.0	6.7
103	Bs	7.35	0.291	0.807	39.0	7.9	29.0	33.8	25.9	6.0	5.9
104	Bs	10.50	0.280	1.034	39.5	22.7	33.6	50.1	27.4	5.0	3.9
105	Bs	12.40	0.396	0.942	39.5	33.0	35.9	63.7	30.7	5.0	3.4
106	Bs	14.40	0.315	0.993	40.0	30.3	39.8	66.9	36.6	5.0	2.5
107	Bs	4.50	0.424	1.030	40.0	21.9	38.7	53.4	31.5	5.0	5.7
108	Bs	4.03	0.431	0.951	40.0	19.7	35.8	48.5	28.8	6.0	6.4
109	Bs	14.40	0.315	0.993	40.0	30.3	39.8	66.9	36.6	5.0	2.5
110	Bs	4.50	0.424	1.030	40.0	21.9	38.7	53.4	31.5	5.0	5.7
111	Bs	4.03	0.431	0.951	40.0	19.7	35.8	48.5	28.8	6.0	6.4
112	Bs	13.50	0.389	1.271	40.3	28.0	44.0	65.0	37.0	8.0	5.6
113	Bs	19.50	0.300	1.073	40.8	20.6	37.3	43.3	22.7	10.0	5.5
114	Bs	17.00	0.349	0.724	41.0	8.7	30.3	29.4	20.7	15.0	8.6
115	Bs	18.50	0.250	0.921	41.6	27.3	31.8	57.6	30.3	7.0	3.7
116	Bs	2.50	0.344	1.185	42.0	28.0	41.3	61.8	33.8	6.0	7.2
117	Bs	13.50	0.290	1.184	42.3	28.4	40.6	67.5	39.1	6.0	4.0
118	Bs	12.50	0.300	0.853	42.4	28.0	29.3	54.5	26.5	6.0	4.3
119	Bs	9.35	0.345	0.966	43.0	29.2	36.0	61.8	32.6	6.0	4.5
120	Bs	7.75	0.346	1.266	43.0	25.9	43.3	60.3	34.4	14.0	12.9
121	Bs	15.25	0.280	0.962	43.5	30.6	32.5	62.8	32.2	13.0	8.8
122	Bs	5.50	0.330	1.036	43.8	31.9	35.2	65.8	33.9	6.0	6.4
123	Bs	9.40	0.408	1.370	43.9	35.1	39.0	70.5	35.4	7.0	5.9
124	Bs	6.50	0.300	1.134	44.1	27.1	39.8	54.8	27.7	9.0	9.2
125	Bs	11.40	0.327	1.010	45.0	33.8	43.7	74.9	41.1	6.0	3.8
126	Bs	15.50	0.300	0.967	45.5	32.0	32.8	61.5	29.5	12.0	8.1
127	Bs	11.50	0.290	1.233	45.8	37.6	41.0	62.7	25.1	10.0	7.9
128	Bs	20.60	0.270	0.919	47.0	33.5	31.2	56.0	22.5	11.0	5.9
129	Bs	16.63	0.387	1.171	47.0	7.8	46.8	54.4	46.6	20.0	13.2
130	Bs	15.50	0.290	1.012	47.9	30.3	35.0	60.0	29.7	8.0	5.1
131	Bs	7.48	0.315	1.119	48.0	11.2	42.4	46.5	35.3	9.0	8.8
132	Bs	12.30	0.331	1.190	48.7	31.3	45.6	68.9	37.6	8.0	5.9

4.3 砂・細粒土混合土の構造境界

4.3.1 構造境界の把握

Bs層は、山砂と建設残土を混合した材料から成る地盤である。第3章で示したように、砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断強度は、混合土の構造主体を成す土の特性に大きく左右される。そのため、細粒分含有率の増加に伴い、Bs層の構造主体がどのように推移するかを把握しなければならない。本節では、室内試験で得られた知見を踏まえ、Bs層の構造推移把握を目的とした検討結果を示す。

間隙比および塑性指数と細粒分含有率の関係を、図-4.3.1、図-4.3.2にそれぞれ示す。なお、各図中においては、細粒分含有率の違いを明確にするため、細粒分含有率の値を5.0で区切りプロット色およびプロットマークを変更している。図-4.3.1より、細粒分含有率 $F_c=20\%$ 未満では細粒分の増加に伴う間隙比変化はあまり認められないが、 $F_c=20\%$ 以上の領域では細粒分の増加に伴い間隙比も増加傾向を示す。これは、 $F_c=20\%$ 付近から細粒土の性質が発揮され始めたことによるものだと考えられる。また、図-4.3.2に示す塑性指数と細粒分含有率の関係によると、 $F_c=20\%$ 以下で多くのデータが非塑性を示すのに対し、 $F_c=20\%$ 付近を境界に塑性を有するデータが増加しはじめ、 $F_c=30\%$ 以上で全てのデータが塑性を示す結果となる。よって、本研究で用いたBs層データにおいては、 $F_c=20\%$ 付近が混合土の構造主体が変化する境界であると推察される。

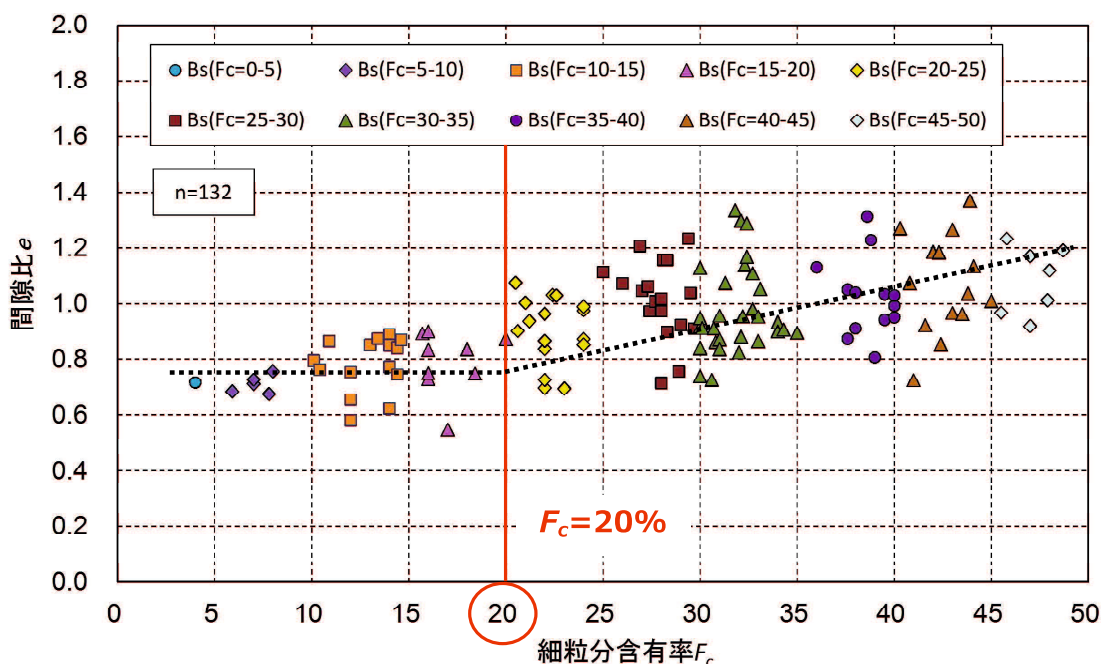


図-4.3.1 間隙比と細粒分含有率の関係 (Bs層全体)

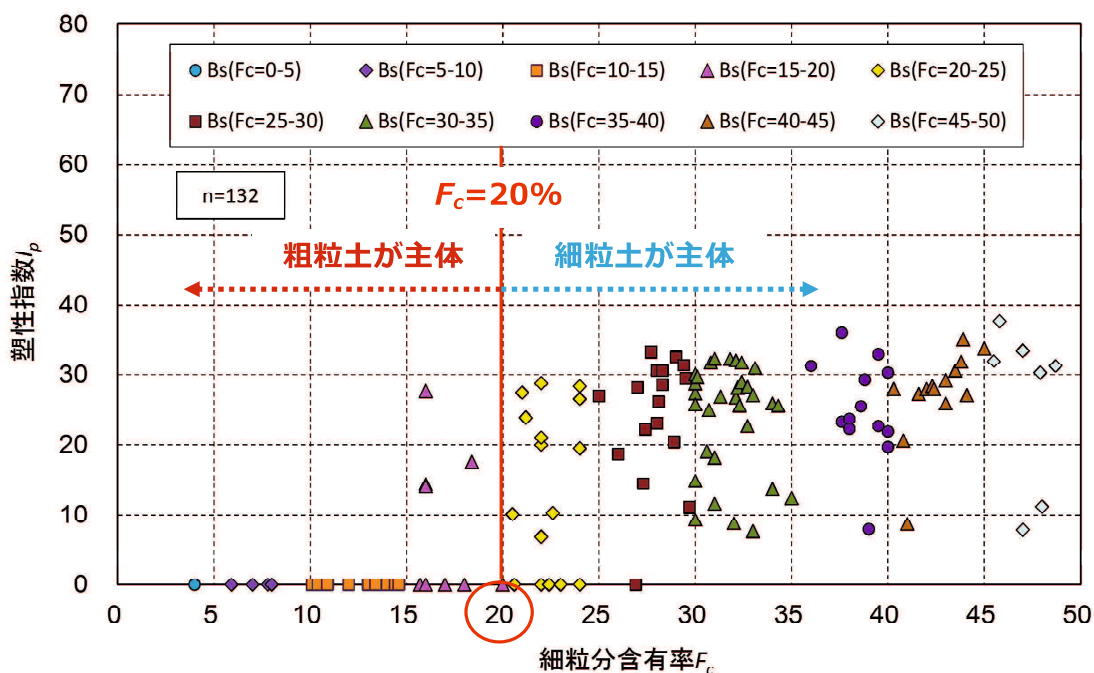


図-4.3.2 塑性指数と細粒分含有率の関係 (Bs層全体)

図-4.3.3 に液状化強度と細粒分含有率の関係を示す。液状化強度は全体的にばらつきが大きく、細粒分含有率と良い対応関係は認められないが、細粒分含有率 20%付近で液状化強度の値が収束している。

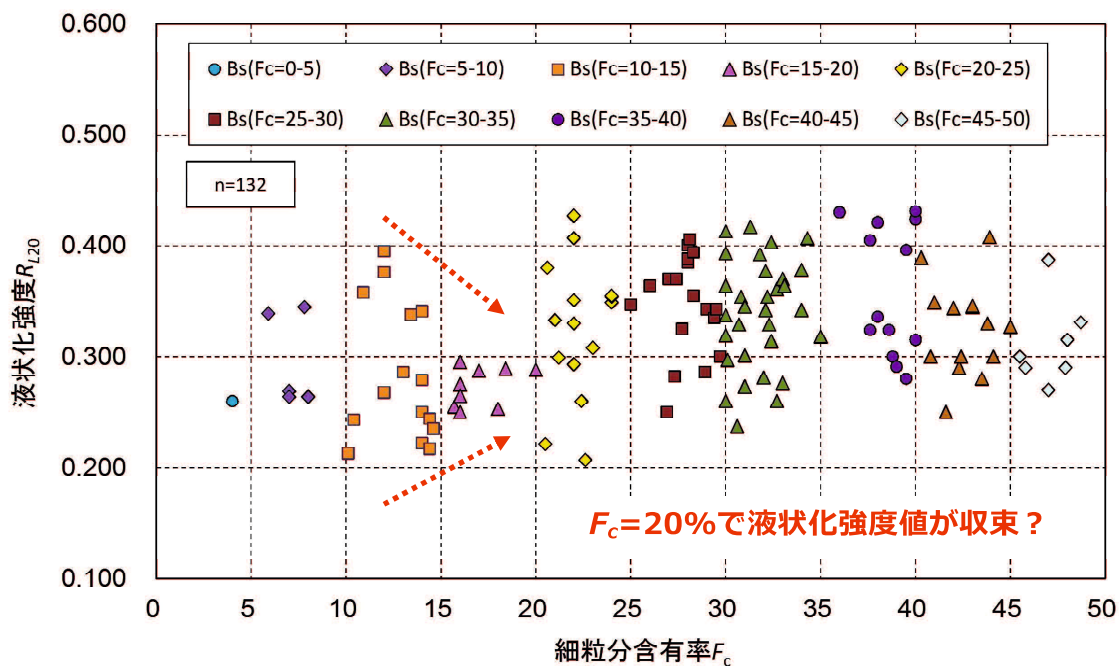


図-4.3.3 液状化強度と細粒分含有率の関係 (Bs層全体)

そこで、細粒分含有率30%以下に着目し考察を試みた。図-4.3.4、図-4.3.5に、間隙比および液状化強度と細粒分含有率の関係をそれぞれ示す。図-4.3.4、図-4.3.5より、 $F_c=20\%$ 以下の領域、つまり、砂が骨格の主体を成すと推察される領域においては、高い間隙比を示す試料(①~④)が低い液状化強度を、低い間隙比を示す試料(⑤~⑧)が高い液状化強度を示し、混合土の構造状態に応じた種々の液状化強度が存在している。この傾向は、室内試験で得られた岩国粘土混合土の傾向と類似している。よって、液状化強度と細粒分含有率の関係からも、本研究で用いたBs層データは、細粒分含有率20%付近が構造境界であると判断できる。

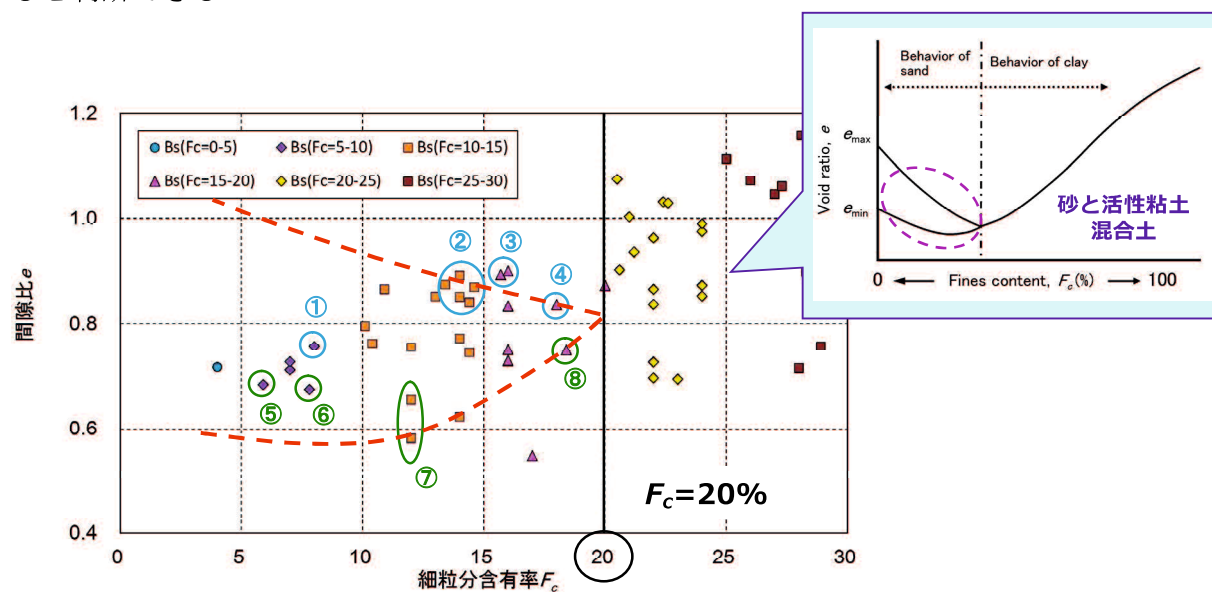


図-4.3.4 間隙比と細粒分含有率の関係 ($F_c=30\%$ 以下)

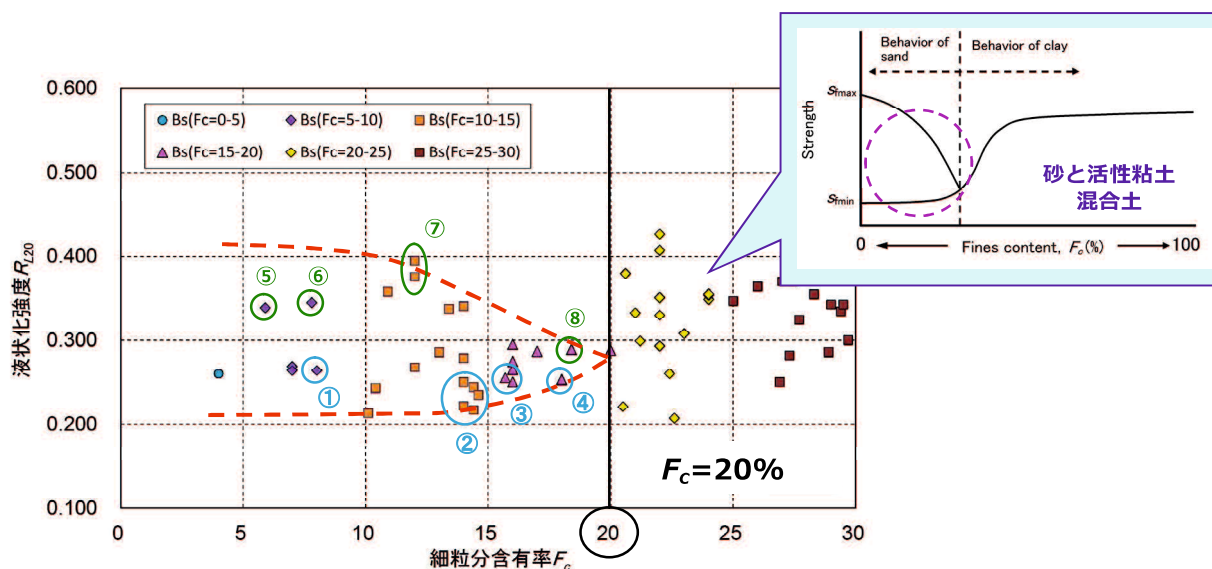


図-4.3.5 液状化強度と細粒分含有率の関係 ($F_c=30\%$ 以下)

4.4 砂が構造の主体を成す領域における液状化強度の評価

前節より、細粒分含有率20%付近がBs層データの構造境界であることが明らかとなった。そこで、細粒分含有率20%以下のBs層データ（30データ）を対象とし、液状化強度を評価するための指標について検討を行った。

4.4.1 等価骨格間隙比による液状化強度の評価

(1) 細粒分含有率，間隙比による液状化強度の評価

砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断強度に関する既往研究成果より、細粒分含有率や間隙比が強度と良い対応性を示すことが述べられている。そのため、現場データに対し、細粒分含有率および間隙比をパラメータとし液状化強度との関係性を整理した。図-4.4.1、図-4.4.2に、液状化強度と細粒分含有率および間隙比の関係をそれぞれ示す。

図-4.4.1に示す液状化強度と細粒分含有率の関係において、細粒分の増加に伴い液状化強度は若干の減少傾向を示すようにみえるが明瞭な変化が認められない。一方、図-4.4.2に示す液状化強度と間隙比の関係においては、間隙比の増加に伴い液状化強度は減少傾向を示す。しかし、全体的にばらつきが大きく、液状化強度を評価するパラメータとして適切であるとは言い難い。

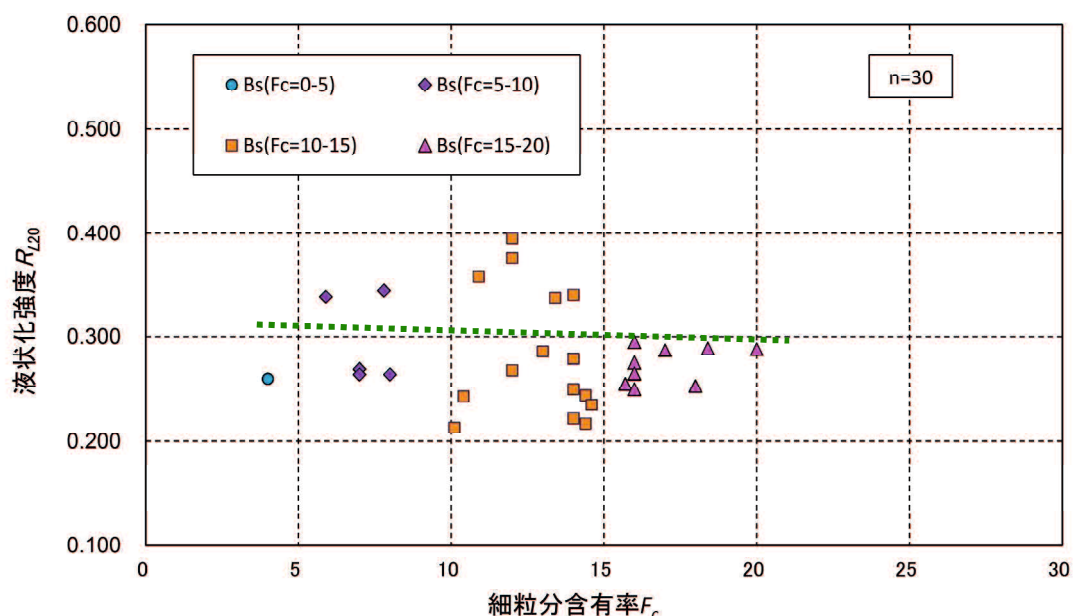


図-4.4.1 細粒分含有率をパラメータとした液状化強度の評価 (Bs層 : $F_c \leq 20\%$)

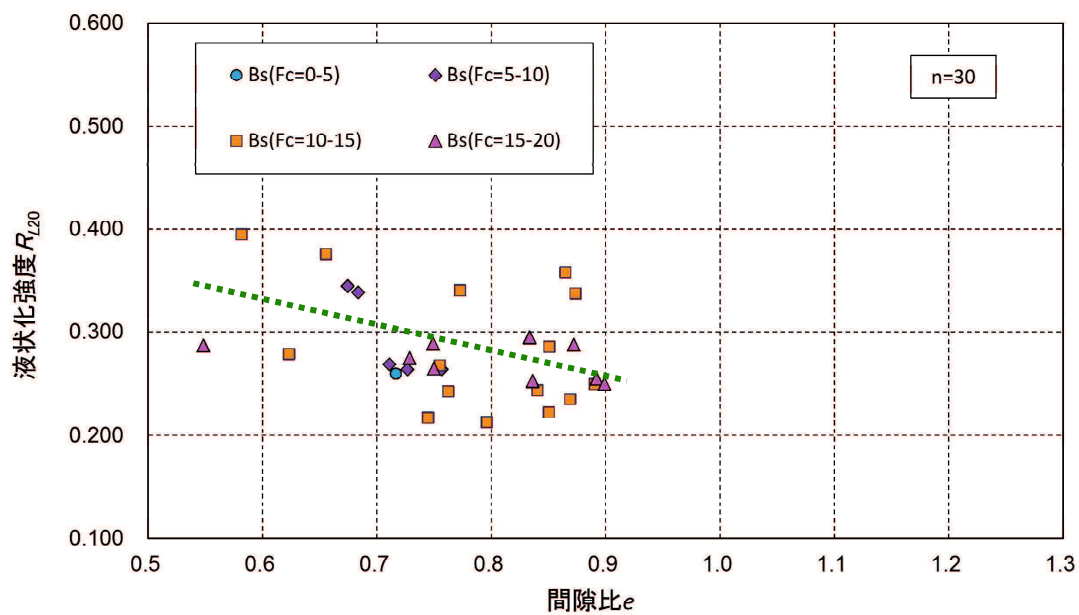


図-4.4.2 間隙比をパラメータとした液状化強度の評価 (Bs層 : $F_c \leq 20\%$)

(2) 等価骨格間隙比による液状化強度の評価

第3章で述べたように、砂が骨格構造の主体となる領域においては、細粒土がある程度の割合で砂の骨格形成に加担するとみなす等価骨格間隙比を評価指標とすることで、混合土の液状化強度が純粋な砂の液状化強度と良い対応関係を示すことを実験的に明らかにしている。そこで、細粒分含有率20%以下のBs層データを対象に、等価骨格間隙比を評価指標とし液状化強度との対応性を検討した。

① 検討方法

等価骨格間隙比の算定フローを図-4.4.3に示す。なお、詳細算定式は「第3章：式-3.5.4, 式-3.5.6, 式-3.5.7」を参照されたい。図-4.4.3より、等価骨格間隙比を算定する場合、算定対象となる混合土の粒径加積曲線を用い、混合土内に存在する土を「粗粒土（砂）」および「細粒土」に分類しなければならない。本検討では、「粗粒土（砂）」および「細粒土」の分類を行う閾値を粒径0.075mmとした（図-4.4.4）。

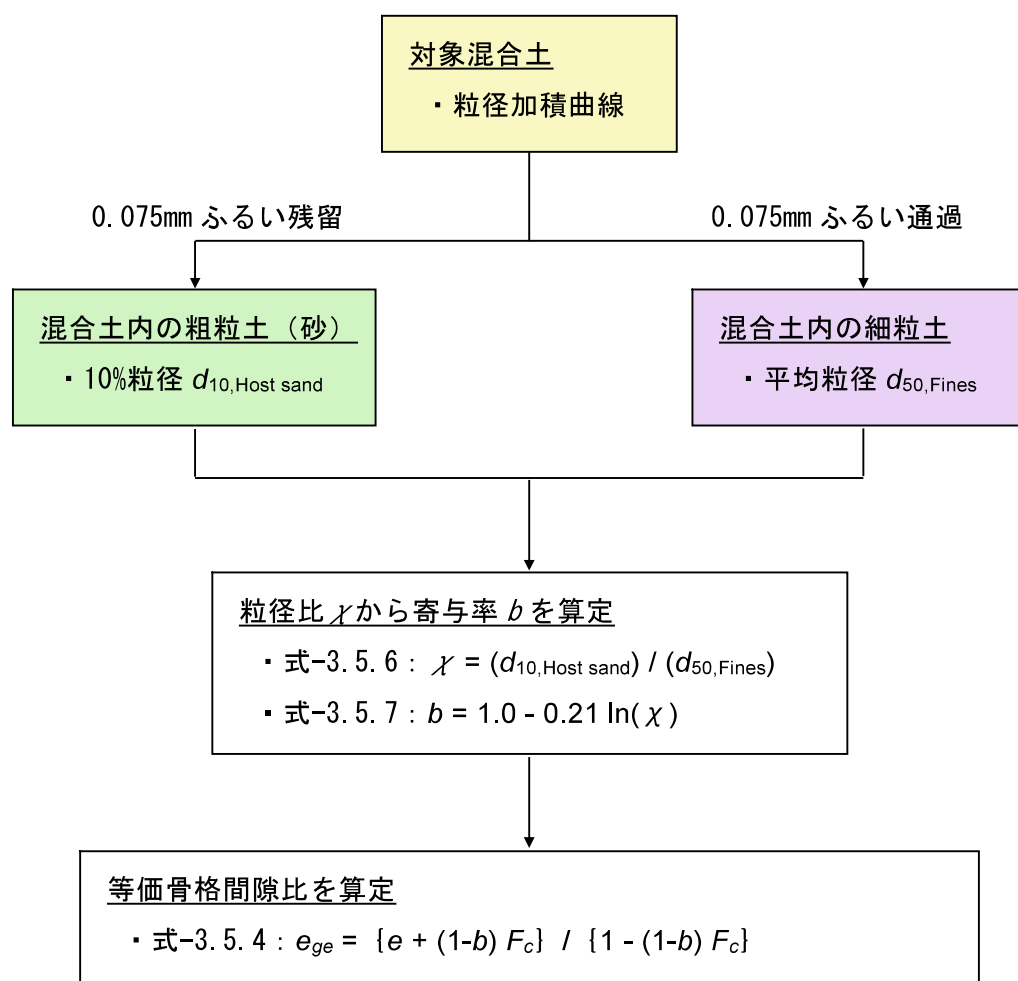


図-4.4.3 等価骨格間隙比の算定フロー

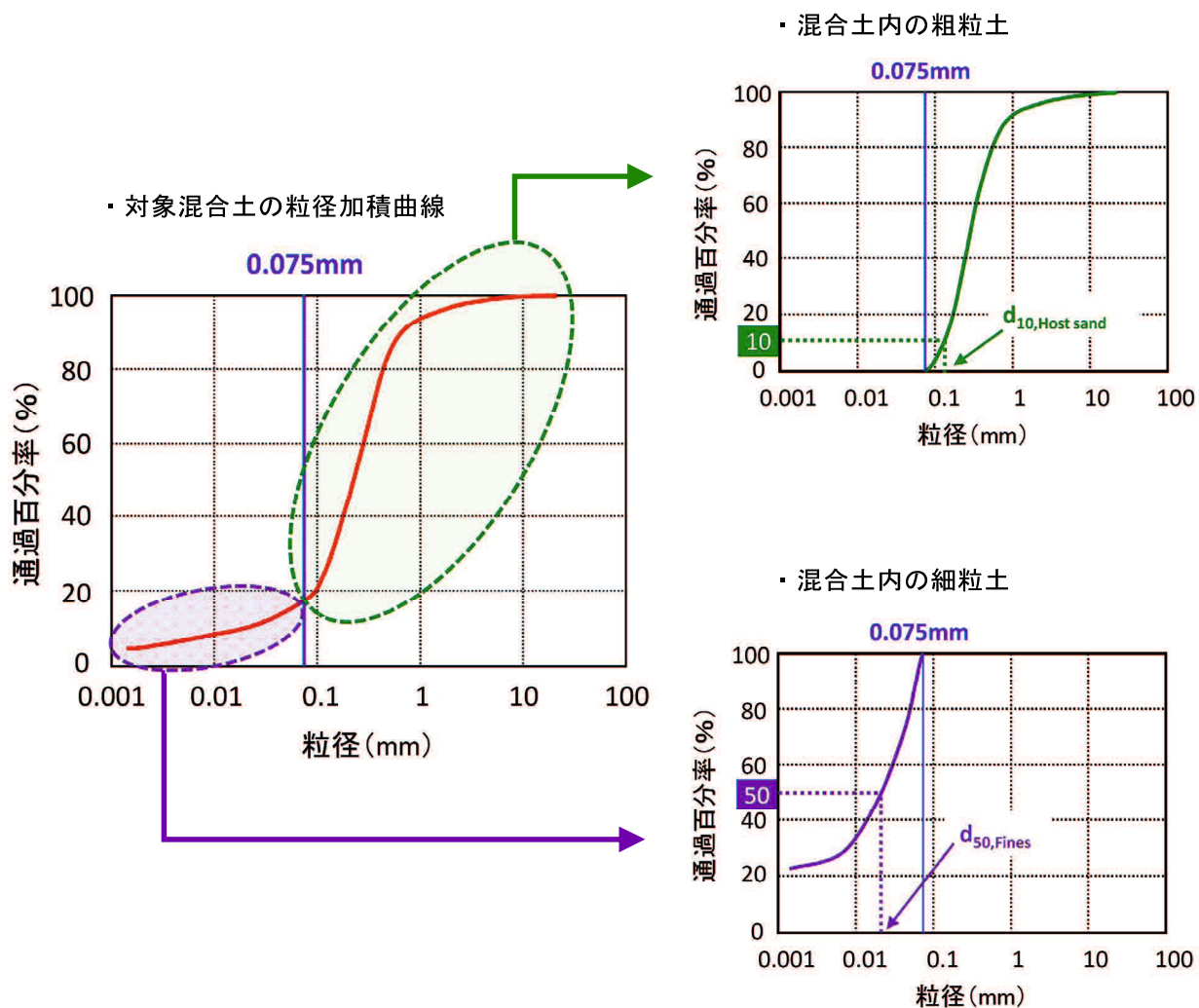


図-4.4.4 混合土の粒径加積曲線を基にした粗粒土，細粒土の分類

②検討結果

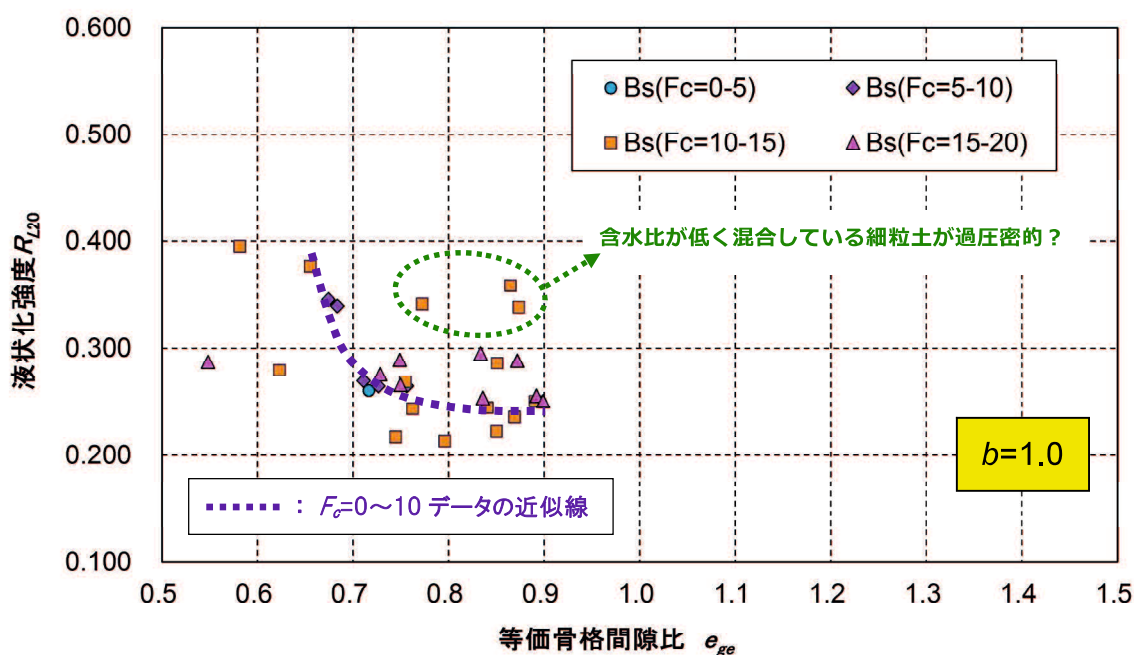
図-4.4.3, 図-4.4.4より求めたBs層データの粒径比および寄与率を表-4.4.1に示す。Bs層は、山砂と建設残土を材料とした混合土であることから、同一の粗粒土（砂）や細粒土が混合されていないと推察される。なお、現場データ全体に対する寄与率の平均値は $b=0.56$ である。

表-4.4.1 Bs層データの粒径比, 寄与率

試料 No	液状化強度	平均間隙比 e_{ave}	細粒分含有率 Fc	粗粒土の 有効粒径	細粒土の 平均粒径	粒径比 χ	寄与率 b
	RL20 (DA=5%)			$d_{10_Host\ sand}$	d_{50_Fines}		
1	0.260	0.717	4.0	-	-	-	-
2	0.339	0.684	5.9	沈降分析なし		-	-
3	0.269	0.711	7.0	0.110	0.012	9.2	0.535
4	0.264	0.727	7.0	0.110	0.026	4.2	0.697
5	0.345	0.674	7.8	0.110	0.019	5.8	0.631
6	0.264	0.757	8.0	0.130	0.010	13.0	0.461
7	0.213	0.796	10.1	沈降分析なし		-	-
8	0.243	0.762	10.4	沈降分析なし		-	-
9	0.358	0.865	10.9	0.120	0.008	15.0	0.431
10	0.395	0.582	12.0	沈降分析なし		-	-
11	0.376	0.655	12.0	沈降分析なし		-	-
12	0.268	0.755	12.0	0.120	0.025	4.8	0.671
13	0.286	0.851	13.0	0.110	0.025	4.4	0.689
14	0.338	0.874	13.4	0.110	0.025	4.4	0.689
15	0.279	0.623	14.0	0.110	0.008	13.8	0.450
16	0.341	0.773	14.0	沈降分析なし		-	-
17	0.222	0.850	14.0	沈降分析なし		-	-
18	0.250	0.891	14.0	0.100	0.022	4.5	0.682
19	0.217	0.745	14.4	沈降分析なし		-	-
20	0.244	0.840	14.4	沈降分析なし		-	-
21	0.235	0.869	14.6	0.120	0.010	12.0	0.478
22	0.255	0.892	15.7	0.110	0.012	9.2	0.535
23	0.275	0.729	16.0	0.160	0.014	11.4	0.488
24	0.265	0.750	16.0	0.160	0.014	11.4	0.488
25	0.295	0.834	16.0	0.170	0.014	12.1	0.476
26	0.250	0.899	16.0	0.120	0.012	10.0	0.516
27	0.287	0.548	17.0	0.120	0.012	10.0	0.516
28	0.253	0.836	18.0	0.110	0.019	5.8	0.631
29	0.289	0.749	18.4	0.110	0.015	7.3	0.582
30	0.288	0.872	20.0	0.140	0.013	10.8	0.501

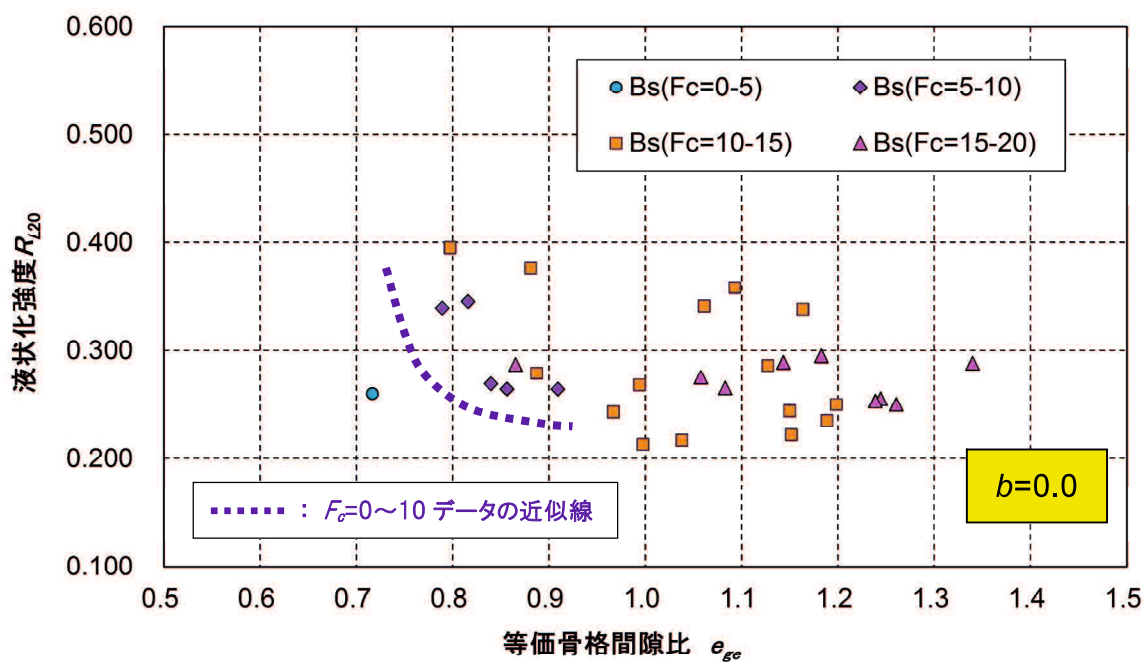
図-4.4.5(a)～(c)に、等価骨格間隙比と液状化強度の関係を示す。図-4.4.5(a)は等価骨格間隙比 e_{ge} ($b=1$)すなわち通常の間隙比を、図-4.4.5(b)は等価骨格間隙比 e_{ge} ($b=0$)すなわち骨格間隙比を、図-4.4.5(c)は粒径比から求めたそれぞれの寄与率 b に対する等価骨格間隙比を示す。なお、沈降分析を実施していないデータの寄与率は、試料採集地点近傍で得られた寄与率の値を流用している。

図-4.4.5(c)より、粒径比から求めたそれぞれの寄与率 b に対する等価骨格間隙比は、図-4.4.5(b)に示す寄与率 $b=0.0$ と比較し、細粒分含有率の少ないデータ($F_c=0\sim 10\%$)の液状化強度-等価骨格間隙比関係に漸近し、細粒分含有率の違いによらず液状化強度と概ね一義的な対応関係を示す。また、図-4.4.5(a)に示す寄与率 $b=1.0$ と比較すると、等価骨格間隙比値のばらつきは若干大きくなるが、 $F_c=0\sim 10\%$ の液状化強度-等価骨格間隙比関係(図中、青色点線)より小さな値を示す等価骨格間隙比なくなり、一義的な対応関係を示している。よって、砂が構造の主体を成す領域において、粒径比から推定した寄与率を用いた等価骨格間隙比は、液状化強度の評価において有効な指標になると考えられる。

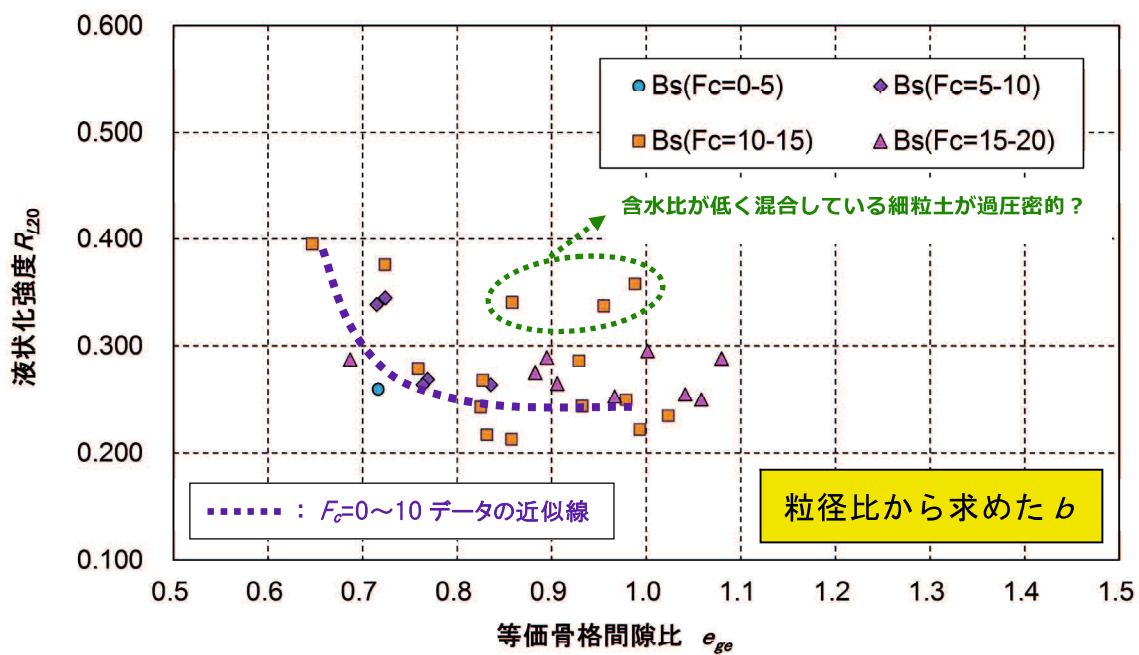


(a) 等価骨格間隙比 e_{ge} ($b=1$)

図-4.4.5 等価骨格間隙比をパラメータとした液状化強度の評価 (Bs層: $F_c \leq 20\%$)



(b) 等価骨格間隙比 e_{ge} ($b=0$)



(c) 等価骨格間隙比 e_{ge} (粒径比から求めた b)

図-4.4.5 等価骨格間隙比をパラメータとした液状化強度の評価 (Bs層 : $F_c \leq 20\%$)

4.4.2 等価骨格相対密度による液状化強度の評価

等価骨格間隙比と液状化強度の間に良好な対応関係が認められたことから、等価骨格間隙比より求めた等価骨格相対密度を評価指標とし液状化強度との対応性を検討した。等価骨格相対密度は、室内試験結果で得られた知見に従い式-3.5.5より求めるものとするが、この算定にあたっては粗粒土(砂)の最大間隙比および最小間隙比が必要となる。しかし、Bs層データにおいて、粗粒土(砂)材料である山砂の最大間隙比および最小間隙比は求められていない。そのため、Bs層データのうち、「細粒分含有率4.0%、塑性指数NP」のデータを粗粒土(砂)材料データと仮定し等価骨格相対密度の算定を行った。

(1) 粗粒土(砂)材料データの最大間隙比、最小間隙比

図-4.4.6に、粗粒土(砂)材料データ($F_c=4.0\%$, $I_p=NP$)に対する粒径加積曲線を示す。図-4.4.6より、粗粒土(砂)材料データの60%粒径 $D_{60}=0.360$ 、10%粒径 $D_{10}=0.145$ 、均等係数 $U_c=2.48$ である。

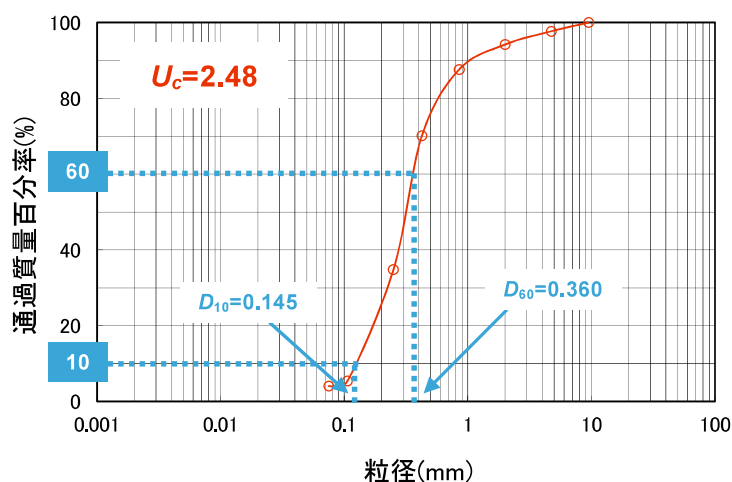


図-4.4.6 粗粒土(砂)材料データの粒径加積曲線 ($F_c=4.0\%$, $I_p=NP$)

砂の最大間隙比・最小間隙比を推定する研究は数多く実施されており、粒度特性から推定する方法が示されている。三浦ら³⁾は、珪砂と相馬砂に対し、それぞれ粒度調整した試料を作製し、最小粒径と均等係数をパラメータとして最大間隙比および最小間隙比との関係を示している。図-4.4.7に試験結果を示す。

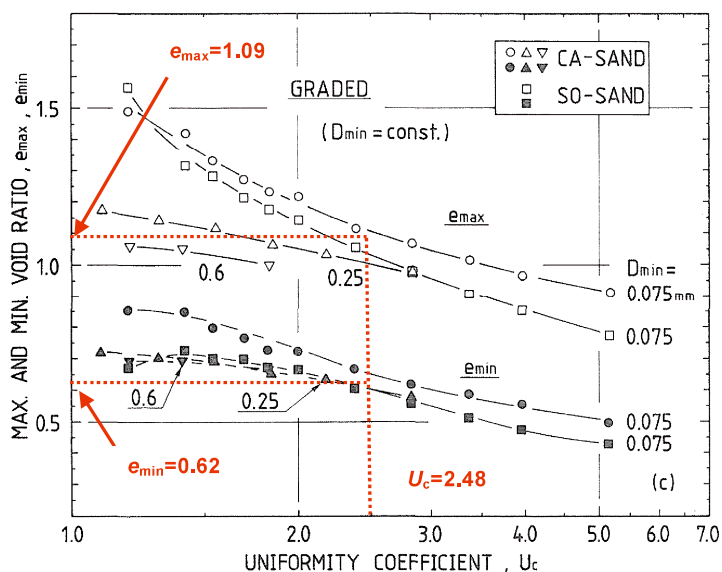


図-4.4.7 最大・最小間隙比と均等係数の関係（三浦ら³⁾によるに加筆）

本検討では、図-4.4.7に示す三浦ら³⁾の研究成果に従い、粗粒土（砂）材料データの最大間隙比および最小間隙比を求めた。表-4.4.2に算定結果を示す。表-4.4.2より、粗粒土（砂）材料データの最大間隙比 $e_{max}=1.09$ ，最小間隙比 $e_{min}=0.62$ であった。

表-4.4.2 最大間隙比，最小間隙比算定結果（Bs層：粗粒土（砂）材料データ）

手法名	最大間隙比 e_{max}	最小間隙比 e_{min}
三浦ら ³⁾ の研究成果	1.09	0.62

(2) 検討結果

図-4.4.8に、粒径比から求めたそれぞれの寄与率 b に対する等価骨格相対密度と液状化強度の関係を示す。図中、●プロットが粗粒土(砂)材料データの結果である。粗粒土(砂)材料データを純粋な砂と仮定しているため、粗粒土(砂)材料データの等価骨格相対密度は通常の相対密度と同意であると考えられる。そのため、粗粒土(砂)材料データの相対密度は式-4.4.1に示すMeyerhofの推定式から求めた。また、図中には、Ishihara⁴⁾による液状化強度と相対密度の関係式、および道路橋示方書⁵⁾による砂の液状化強度推定式も併せて示した。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{(\sigma'_v / 98) + 0.7}} \quad (\text{式-4.4.1})$$

図-4.4.8より、全てのデータに対する等価骨格相対密度は0%~100%の範囲内に収まる。全体的に等価骨格相対密度の値にばらつきは認められるが、粗粒土(砂)材料データの相対密度、および、Ishihara⁴⁾や道路橋示方書⁵⁾の液状化強度推定式に対し、全てのデータの等価骨格相対密度が漸近し液状化強度と概ね一義的な対応関係が認められる。よって、砂が構造の主体を成す領域においては、等価骨格間隙比同様に等価骨格相対密度も、液状化強度の評価において有効な指標になると考えられる。

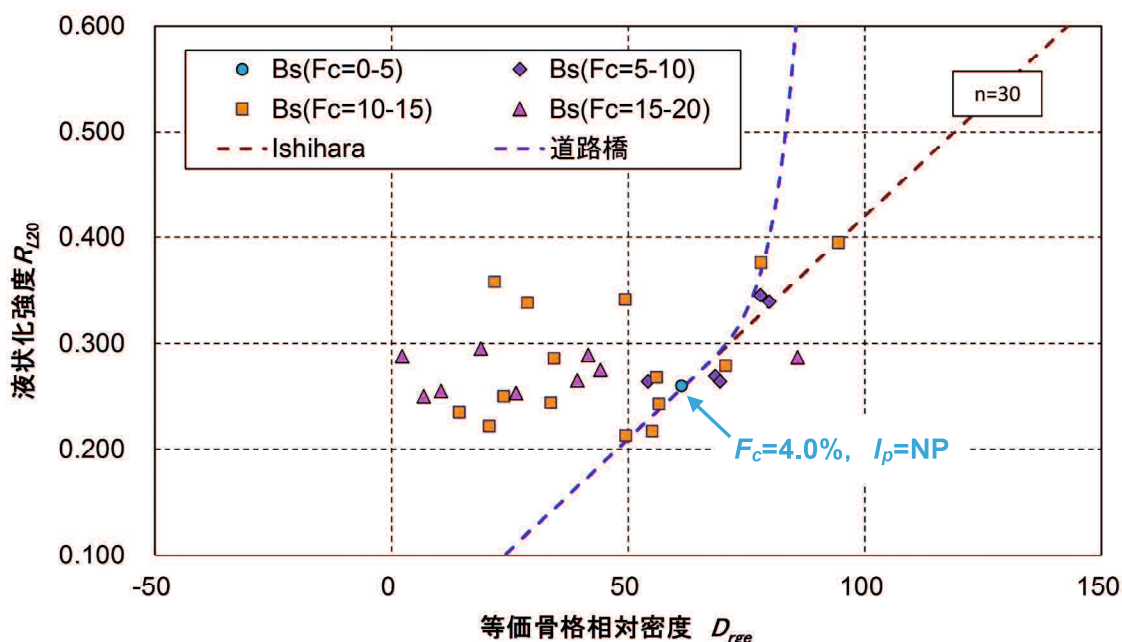


図-4.4.8 等価骨格相対密度をパラメータとした液状化強度の評価 (Bs層 : $F_c \leq 20\%$)

4.5 細粒土が構造の主体を成す領域における液状化強度の評価

細粒土が構造の主体を成すと考えられる「細粒分含有率20%~50%」のBs層データ（102データ）を対象とし、液状化強度を評価するための指標について検討を行った。

4.5.1 細粒分含有率、間隙比と液状化強度の関係

砂が構造の主体を成す領域においても、細粒分含有率および間隙比をパラメータとし液状化強度との関係性を整理した。図-4.5.1、図-4.5.2に、液状化強度と細粒分含有率および間隙比の関係をそれぞれ示す。なお、「4.4 砂が構造の主体を成す領域における液状化強度の評価」で示した結果同様、細粒分含有率の違いを明確にするため、細粒分含有率の値を5.0で区切りプロット色およびプロットマークを変更している。

図-4.5.1に示す液状化強度と細粒分含有率の関係において、同程度の細粒分含有率であっても液状化強度に大きな差が生じており、細粒分の増加に伴う液状化強度の変化傾向は認められない。また、図-4.5.2に示す液状化強度と間隙比の関係においても、間隙比の増加に伴う液状化強度の変化傾向は認められない。

これら両者の結果より、細粒分含有率20%~50%の範囲においては、液状化強度に対し細粒分含有率および間隙比の対応性は低いと考えられる。すなわち、細粒土が構造の主体を成す領域においては細粒土の性質が発揮され、混合土の構造状態を表すパラメータではなく、細粒土の特性を表すパラメータが液状化強度に影響していると推察される。

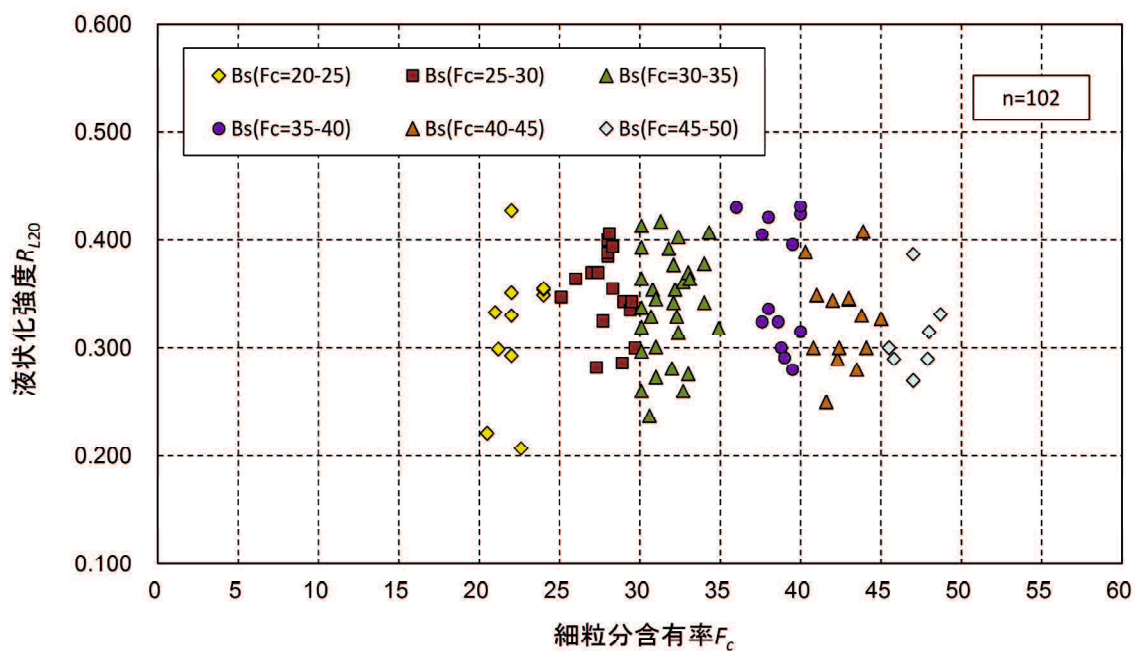


図-4.5.1 細粒分含有率をパラメータとした液状化強度の評価 (Bs層 : $20\% < F_c \leq 50\%$)

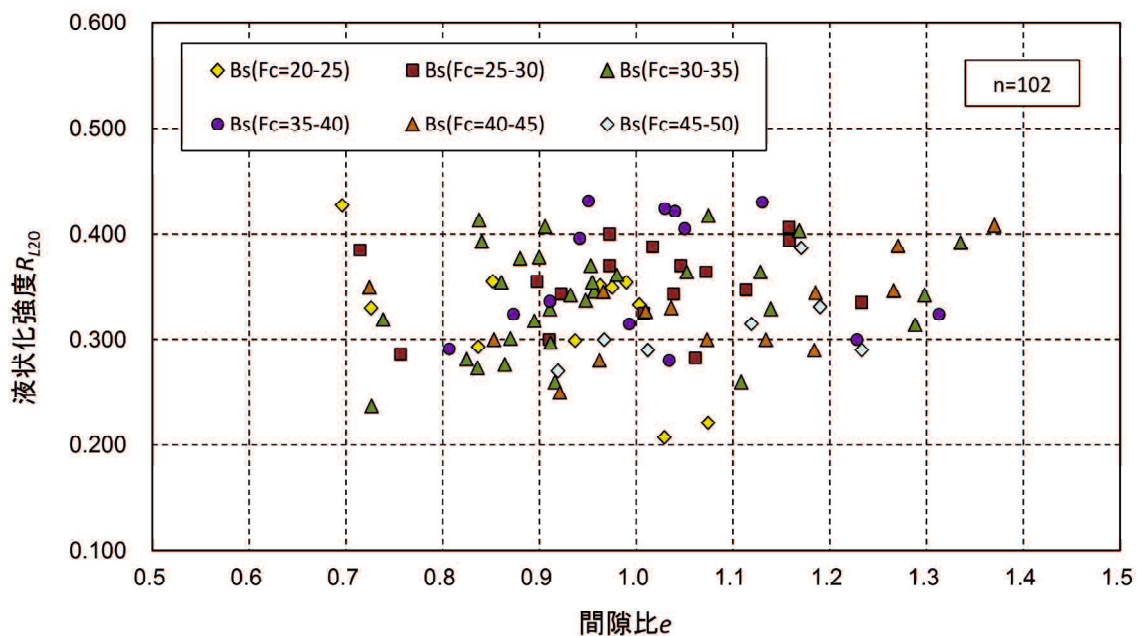
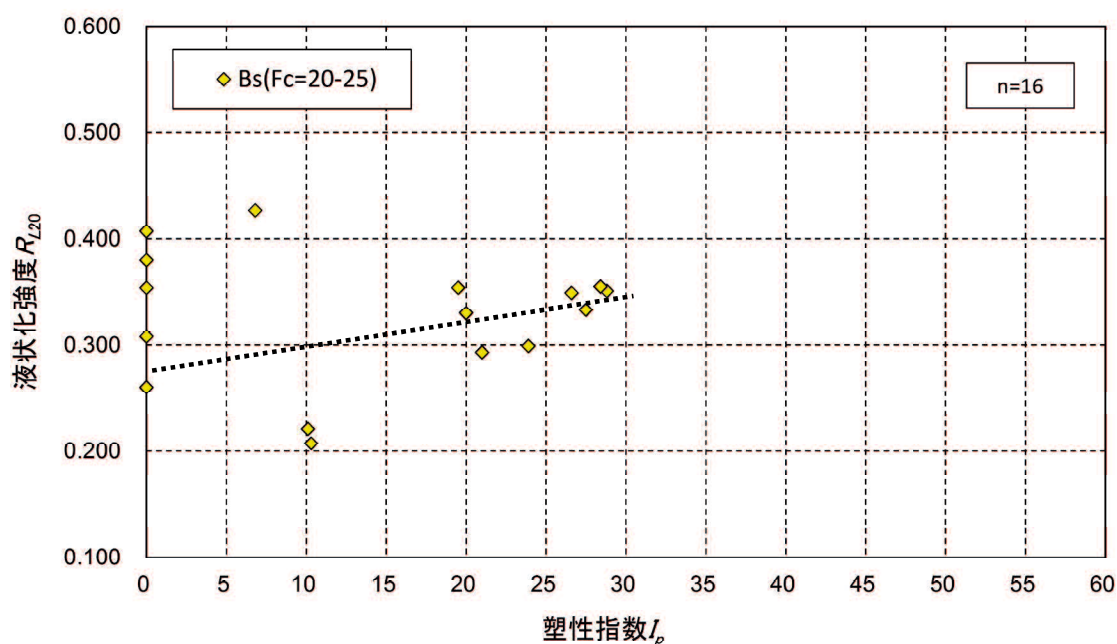


図-4.5.2 間隙比をパラメータとした液状化強度の評価 (Bs層 : $20\% < F_c \leq 50\%$)

4.5.2 塑性指数と液状化強度の関係

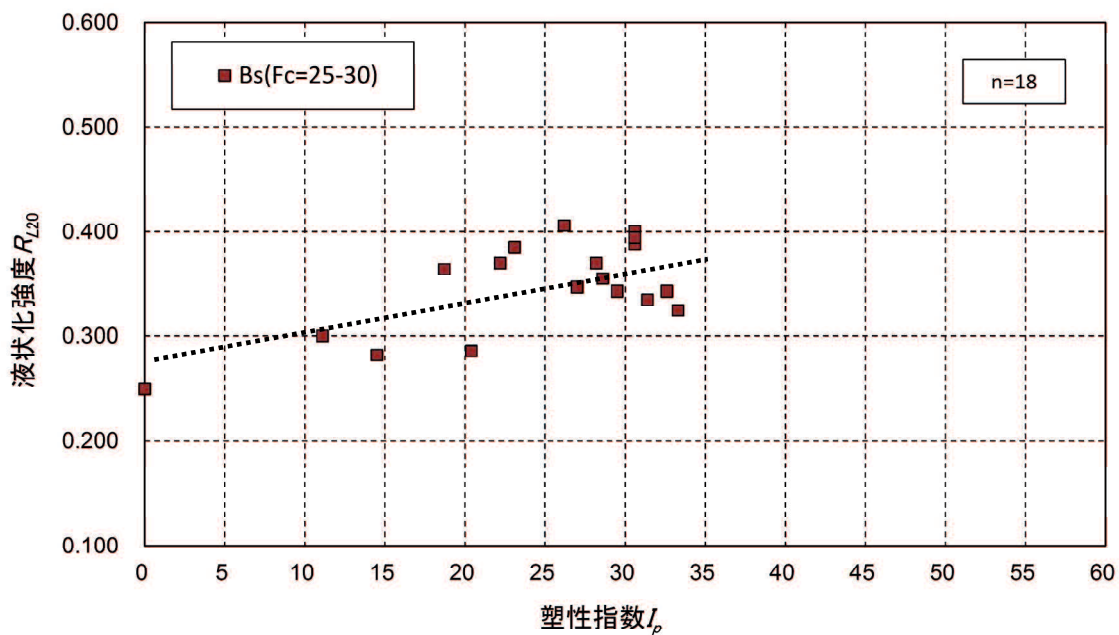
前節の結果より、細粒土が構造の主体を成す領域では同程度の細粒分混入量であっても液状化強度に大きな差が生じており、混合土の構造状態を表すパラメータではなく細粒土の特性を表すパラメータが液状化強度に影響すると推察された。そのため、細粒土の特性を表すパラメータである塑性指数と液状化強度との対応性を検討した。なお、同程度の細粒分混入量における塑性指数の影響を把握するため、細粒分含有率の値を5.0で区切り結果整理を行った。

図-4.5.3(a)～(g)に液状化強度と塑性指数の関係を示す。図-4.5.3(a)は $F_c=20\% \sim 25\%$ 、図-4.5.3(b)は $F_c=25\% \sim 30\%$ 、図-4.5.3(c)は $F_c=30\% \sim 35\%$ 、図-4.5.3(d)は $F_c=35\% \sim 40\%$ 、図-4.5.3(e)は $F_c=40\% \sim 45\%$ 、図-4.5.3(f)は $F_c=45\% \sim 50\%$ 、図-4.5.3(g)は $F_c=20\% \sim 50\%$ の結果を示す。図-4.5.3(a)～(g)より、図-4.5.3(f)を除く全ての領域において、同程度の細粒分混入量であっても、塑性指数の増加に伴い液状化強度の増加傾向が認められる。よって、細粒土が構造の主体を成す領域では、細粒土の特性を表すパラメータである塑性指数が液状化強度の評価において有効な指標になると考えられる。

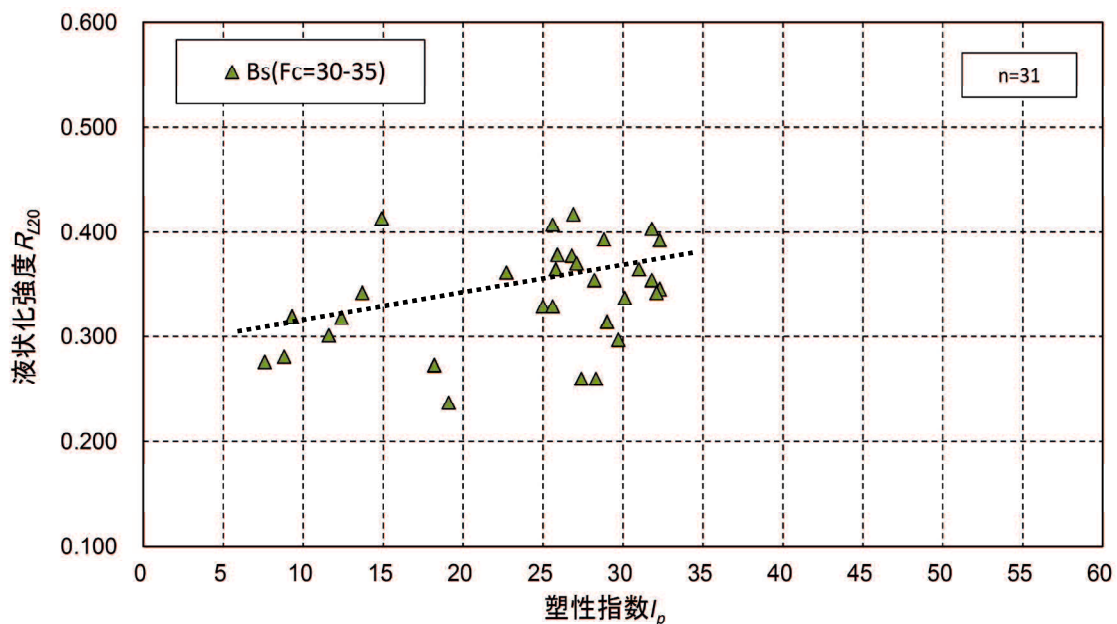


(a) 細粒分含有率： $20\% < F_c \leq 25\%$

図-4.5.3 液状化強度と塑性指数の関係 (Bs層： $20\% < F_c \leq 50\%$)

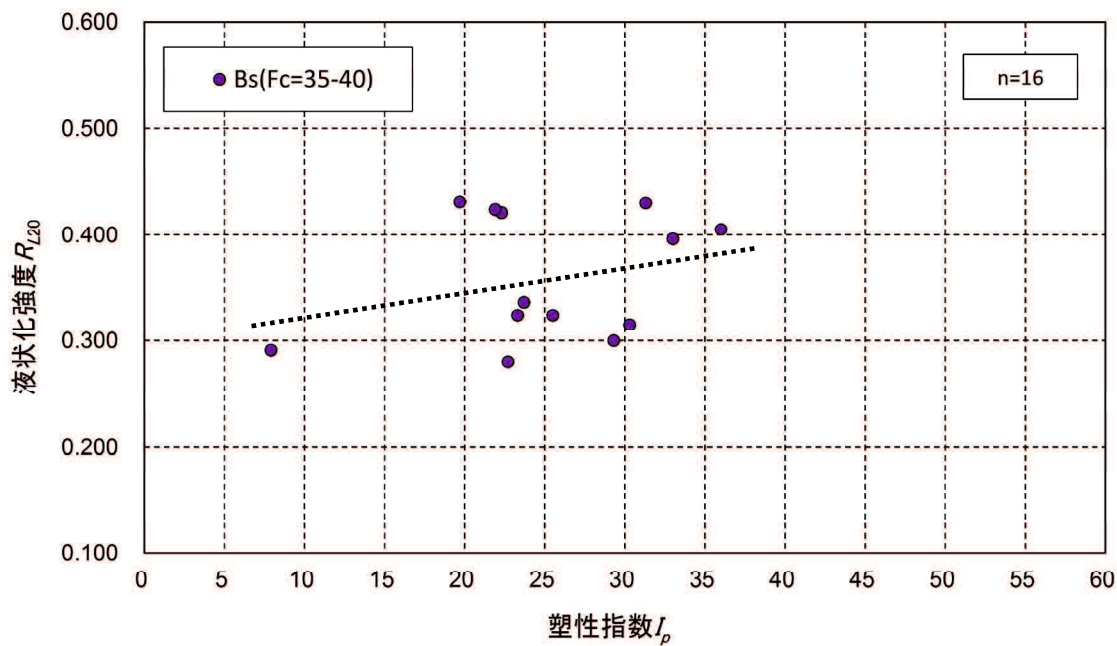


(b) 細粒分含有率 : $25\% < F_c \leq 30\%$

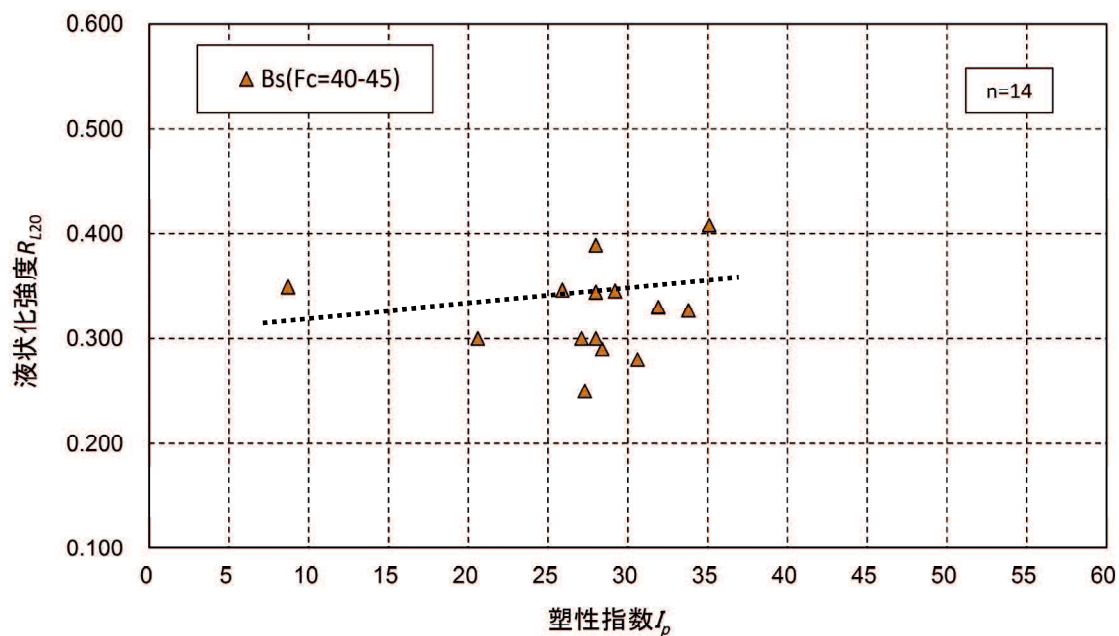


(c) 細粒分含有率 : $30\% < F_c \leq 35\%$

図-4.5.3 液状化強度と塑性指数の関係 (Bs層 : $20\% < F_c \leq 50\%$)

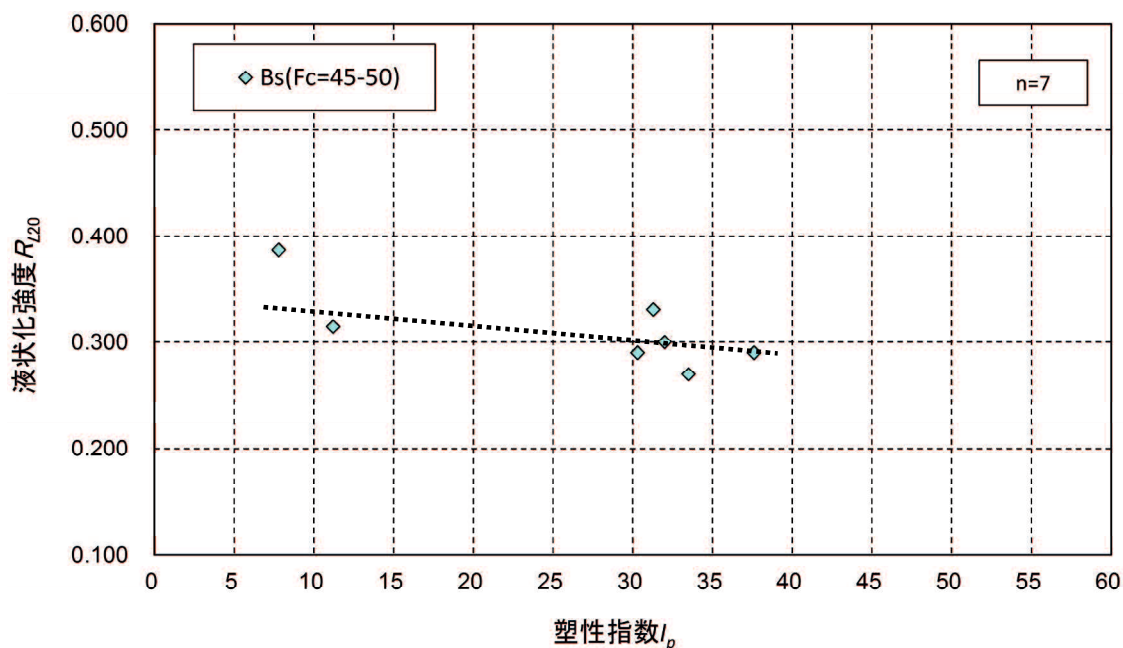


(d) 細粒分含有率 : $35\% < F_c \leq 40\%$

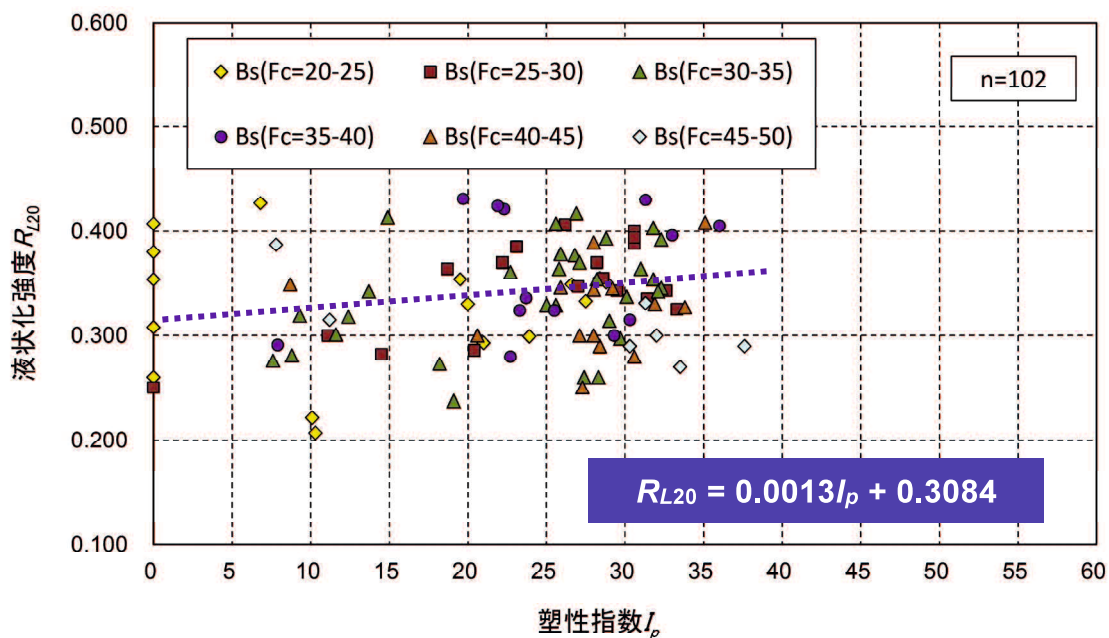


(e) 細粒分含有率 : $40\% < F_c \leq 45\%$

図-4.5.3 液状化強度と塑性指数の関係 (Bs層 : $20\% < F_c \leq 50\%$)



(f) 細粒分含有率 : $45\% < F_c \leq 50\%$



(g) 細粒分含有率 : $20\% < F_c \leq 50\%$

図-4.5.3 液状化強度と塑性指数の関係 (Bs層 : $20\% < F_c \leq 50\%$)

図-4.5.4に液状化強度と細粒分含有率の関係を示す。図中、細粒分含有率20%~50%の領域においては、塑性指数の違いを明確にするため塑性指数の値を10.0で区切り、プロット色およびプロットマークを変更している。

図-4.5.4より、多少のばらつきを含むが、 $F_c=20\% \sim 40\%$ の領域においては、塑性指数の高いデータが高い液状化強度を示し、塑性指数の低いデータが低い液状化強度を示す傾向が認められ、塑性指数が液状化強度に影響を及ぼすことが確認される。

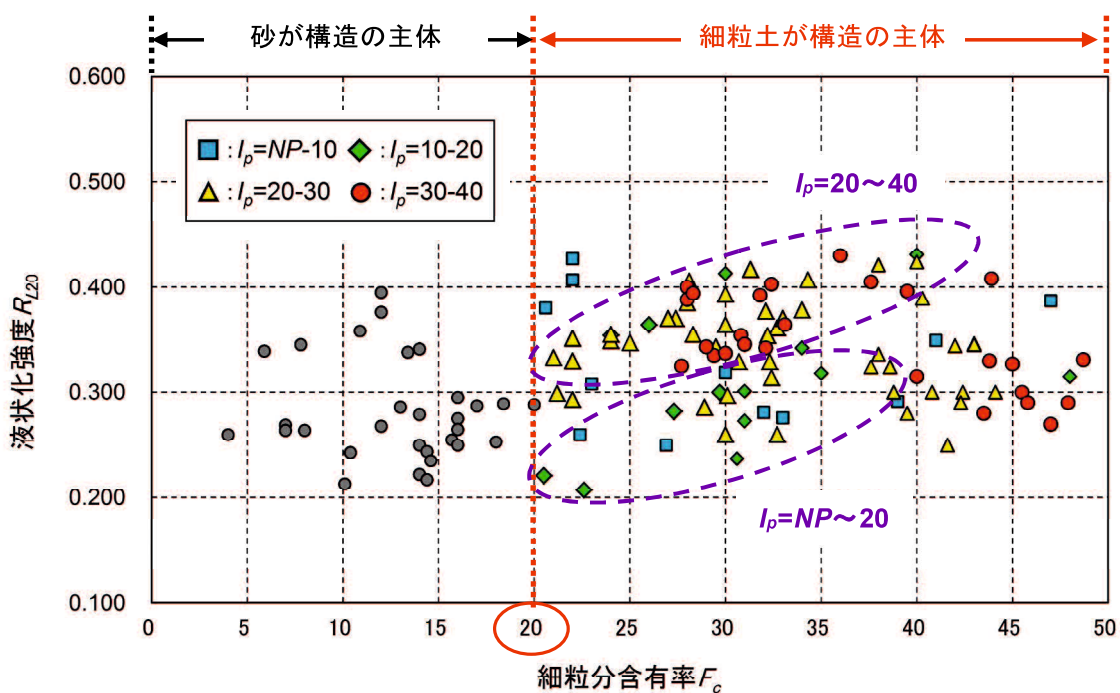


図-4.5.4 液状化強度と細粒分含有率の関係 (Bs層 : $20\% < F_c \leq 50\%$)

4.6 要約

本章では、現行の液状化予測・判定手法を基に、液状化対象層となる範囲内の土の非排水繰返しせん断強度を液状化強度とし、第2章および第3章で得られた室内試験結果を踏まえ、細粒分を含む埋立地盤から得られた土質試験データを用い液状化強度に及ぼす影響因子について検討を行った。以下、本章で得られた知見を示す。

(1) 砂・細粒土混合土の構造境界

- 1) 現場データに対する「間隙比-細粒分含有率」および「塑性指数-細粒分含有率」関係において、細粒分含有率 20%付近を境界に異なる挙動を示すことから、細粒分含有率 20%付近が砂主体と細粒土主体の構造境界となる。
- 2) 砂・細粒土混合土の構造境界の把握において、混合土の構造状態や物理特性を表すパラメータである間隙比、細粒分含有率、塑性指数が有効な指標となる。
- 3) 室内作製試料および現場データの結果から、活性を有する細粒土を含む混合土については、細粒分含有率 20%付近が構造境界となる可能性が高い。

(2) 砂が構造の主体を成す領域における液状化強度

- 1) 液状化強度の評価において、混合土の構造状態を表すパラメータを指標とする場合細粒分含有率よりも間隙比の方が液状化強度と良好な対応関係を示す。
- 2) 粒径比から推定した寄与率により求めた「等価骨格間隙比」と液状化強度に一定の対応関係が認められ、砂が構造の主体を成す領域において「等価骨格間隙比」が液状化強度を評価する有効な指標となる。
- 3) また、等価骨格間隙比から求めた「等価骨格相対密度」も液状化強度と一定の対応性を示し、液状化強度を評価する有効な指標となる。

(3) 細粒土が構造主体を成す領域における液状化強度

- 1) 本領域では、細粒分含有率および間隙比と液状化強度の対応性は悪く、液状化強度の評価にあたっては、細粒土の特性を表すパラメータを評価指標とすることが望ましい。
- 2) 細粒土の特性を表すパラメータである塑性指数は、液状化強度と良好な対応関係を示す。

上述したように、砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断強度を評価する場合、混合土の構造状態を把握することが重要であり、「砂が構造の主体を成す領域」と「細粒土が構造の主体を成す領域」それぞれにおいて、非排水繰返しせん断強度と良い対応性を示す指標が異なる。これらを踏まえ、図-4.6.1に、砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断強度の

評価モデルを示す。図中、青色点線は第3章でモデル化した非排水繰返しせん断強度と細粒分含有率の関係である。図-4.6.1より、砂が構造の主体を成す領域では、土の締めり具合に応じて異なる非排水繰返しせん断強度を示す。そのため、この領域においては、相対密度が非排水繰返しせん断強度を評価する指標となる。しかし、土の相対密度は細粒分含有率5%以下の砂質土に対してのみ適用可能な指標とされている⁶⁾。そのため、細粒分含有率が5%を超える範囲については、細粒分が粗粒分の骨格形成に加担する割合を考慮した等価骨格相対密度が、非排水繰返しせん断強度を評価するための指標として有効であると考えられる。一方、細粒土が構造の主体を成す領域では、細粒土の性質が非排水繰返しせん断強度に影響を及ぼすことから、塑性指数が非排水繰返しせん断強度を評価する指標として望ましいと考える。なお、この領域においては、第3章の室内試験結果で示しているように、細粒土の種類や圧密程度によって異なる非排水繰返しせん断強度を示すことに注意が必要である。

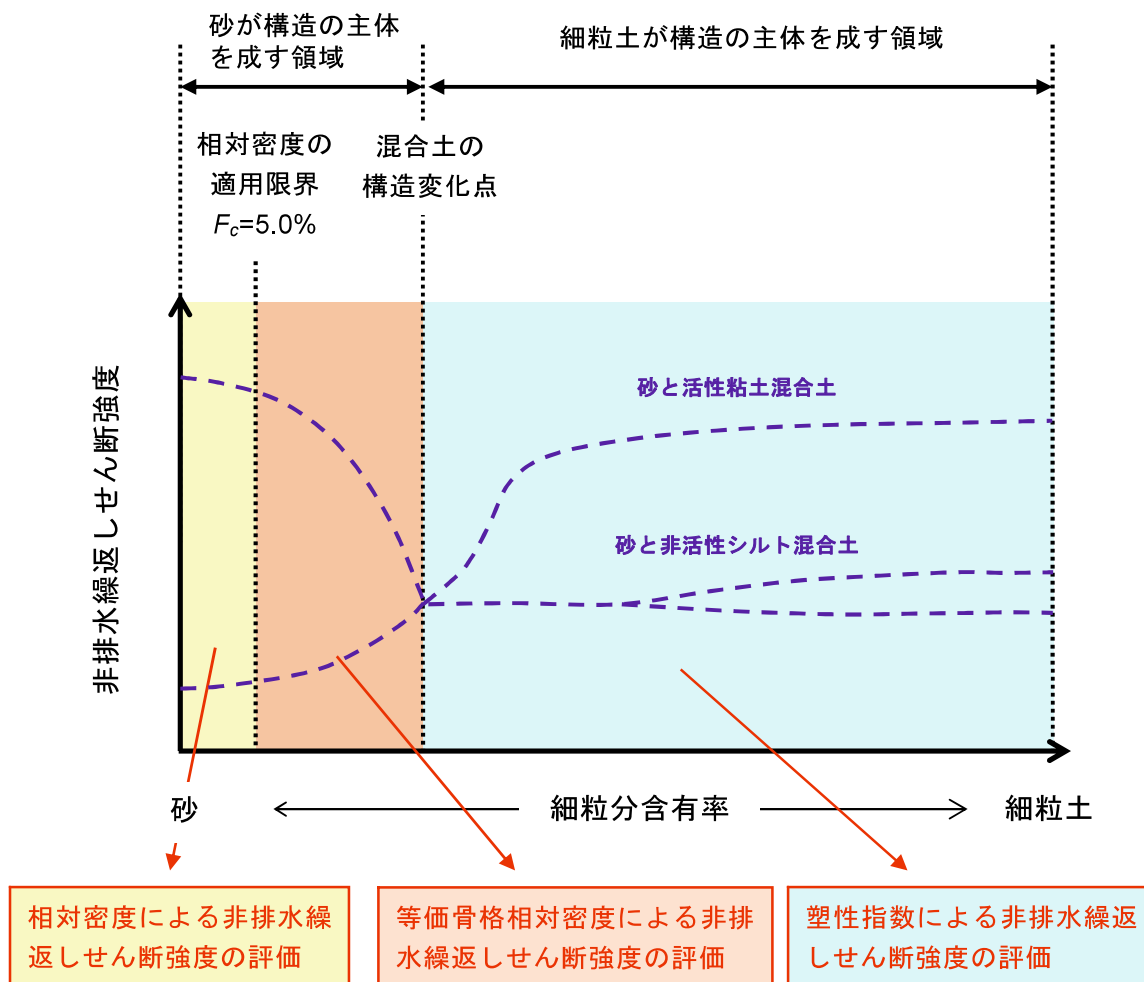


図-4.6.1 砂・細粒土混合土の液状化強度評価モデル

参考文献

- 1) Yasuda, S., Harada, K., Ishikawa, K. and Kanemaru, Y. : Characteristics of liquefaction in Tokyo Bay area by the 2011 Great East Japan Earthquake, *Soils and Foundations*, Vol. 52, No. 5, pp. 793-810, 2012.
- 2) 社団法人日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（上巻），pp. 383-389, 2007.
- 3) 三浦均也，松本吉英，長谷川敬寿，土岐祥介：砂の物理特性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，第148号，1989.
- 4) Ishihara, K. : *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*, 1st ed., Oxford, Clarendon Press, 1996.
- 5) 松尾修：招待論文，道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題，土木学会論文集，No. 757/III-66, pp. 1-20, 2004.
- 6) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説—二分冊の2—，pp. 195-225, 2009.

第5章 結論

第5章 結論

古くから砂・細粒土混合土に関する研究が行われているが、砂から細粒土に至るまで統一的な見解を示したものは少ない。また、東日本大震災（2011）での液状化被害に代表されるように、近年においては細粒分を含む地盤で液状化による被害が発生しており、液状化研究の対象も、砂からより細粒分の高い土へと拡がりをみせている。近い将来、発生が懸念される巨大地震に備えるためにも、砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断特性を明らかにし適切な対策を実施すべきである。

本論文では、砂から細粒土に至る広範な粒度から成る混合土を人工的に作製し、一連の非排水繰返しせん断試験を実施することで、砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断特性を解明することを目的とした。また、細粒分を含む埋立地盤から得られたデータを用い、室内試験より得られた知見に対する実証検討および液状化強度を適切に評価するための指標に対する検討を行った。得られた成果は、各章における要約に示しているが、総括すると以下のとおりである。

第1章 序論

第1章では、砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断特性および混合土の骨格構造に関する既往の研究成果を概説した。その中で、混合土全体の間隙状態を表すパラメータや、混合土内に存在する細粒土の特性を表すパラメータが、混合土の非排水繰返しせん断特性を評価するうえで重要になることを示した。また、現行の各種技術基準における液状化予測・判定手法を示し、細粒分の補正方法についても概説した。

第2章 試料特性および試験方法

第2章では、室内試験に用いた砂・細粒土混合土の物理特性、非排水繰返しせん断試験に用いる供試体の作製方法および試験方法について詳細を解説した。また、間隙比と細粒分含有率関係をモデル化し、細粒分含有率の増加に伴う混合土の骨格構造遷移について考察を行った。得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 砂と非活性細粒土および活性を有する細粒土との混合土供試体の作製において、砂・非活性細粒土混合土では湿潤突固め法を、砂・活性細粒土混合土のうち、砂が構造の主体を成す領域では湿潤突固め法を、細粒土が構造の主体を成す領域では予圧密法が適用できる。
- 2) 非活性の鳥取シルト混合土においては、湿潤突固め供試体に通水する過程でコラプ

スによる体積収縮が生じる．この体積収縮を考慮することで，混合土の状態量を適切に表現することができる．

- 3) 砂と非活性細粒土および活性を有する細粒土混合土の間隙比-細粒分含有率関係から，非活性細粒分では細粒分含有率 $F_c=30\%$ 付近が，活性を有する細粒分の場合は $F_c=20\%$ 付近が砂主体と細粒土主体の構造境界となる．
- 4) 細粒分含有率が増加し砂の骨格構造が破壊され，砂から細粒土へ構造の主体が移行すると，細粒土が有する性質が間隙比に影響を及ぼす．

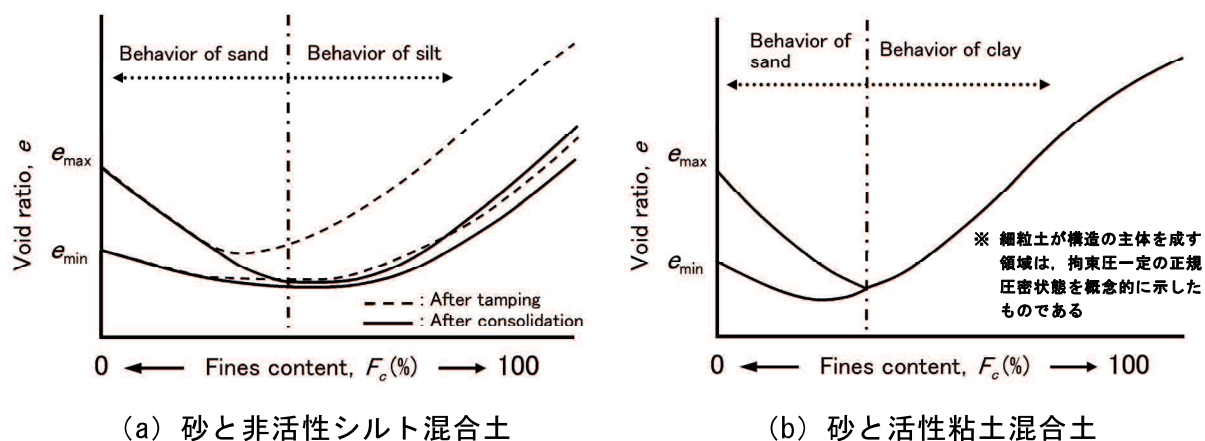


図-5.1.1 細粒分含有率の変化に伴う混合土の間隙比変化の概念

第3章 砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断特性

第3章では，砂・非活性細粒土混合土および砂・活性細粒土混合土の非排水繰返しせん断試験結果を基に，非排水繰返しせん断挙動や強度特性の評価を行った．また，非排水繰返しせん断強度と細粒分含有率関係をモデル化することで，細粒分含有率の増加に伴う非排水繰返しせん断強度の遷移傾向を考察した．さらに，細粒分の寄与割合を適切に表した等価骨格間隙比および等価骨格相対密度を用い，非排水繰返しせん断強度との関係性を検討した．得られた知見は以下のとおりである．

- 1) 砂が構造の主体を成す領域において，密詰め状態では細粒分含有率の増加に伴い非排水繰返しせん断強度が大きく低下するが，緩詰め状態ではゆるやかに上昇する．
- 2) 細粒分含有率の増加に伴い，混合土内に存在する砂粒子の噛み合いが消失し次第に細粒土特有の挙動に近づいていく．
- 3) 砂が構造の主体を成す領域では，細粒土の体積に寄与率を乗じて求めた等価骨格間隙比および等価骨格相対密度と非排水繰返しせん断強度との間に良好な対応関係がある．
- 4) 混合土の等価骨格間隙比を求めるための寄与率は，細粒土と粗粒土（砂）の粒径比 χ から推定できる．

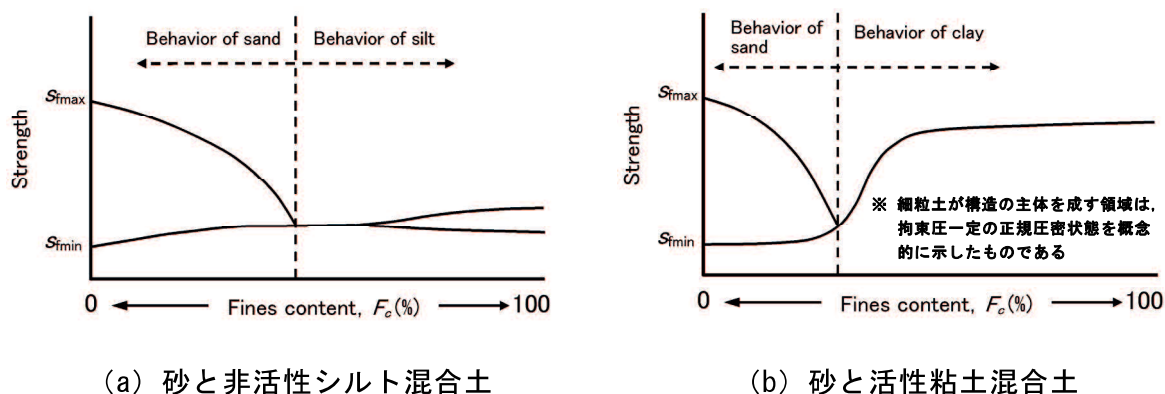


図-5.1.2 細粒分含有率の変化に伴う混合土の非排水繰返しせん断強度変化の概念

第4章 現場データを用いた砂・細粒土混合土の液状化強度評価

現行の液状化予測・判定手法を基に、液状化対象層となる範囲内の土の非排水繰返しせん断強度を液状化強度とし、第3章で得られた室内試験結果を踏まえ、細粒分を含む埋立地盤から得られた土質試験データを用い、液状化強度に及ぼす影響因子について検討を行った。得られた知見は以下のとおりである。

(1) 砂・細粒土混合土の構造境界

- 1) 現場データに対する「間隙比-細粒分含有率」および「塑性指数-細粒分含有率」関係において、細粒分含有率 20%付近を境界に異なる挙動を示すことから、細粒分含有率 20%付近が砂主体と細粒土主体の構造境界となる。
- 2) 砂・細粒土混合土の構造境界把握において、混合土の構造状態や物理特性を表すパラメータである間隙比、細粒分含有率、塑性指数が有効な指標となる。
- 3) 室内作製試料および現場データの結果から、活性を有する細粒土を含む混合土については、細粒分含有率 20%付近が構造境界となる可能性が高い。

(2) 砂が構造の主体を成す領域における液状化強度

- 1) 液状化強度の評価において、混合土の構造状態を表すパラメータを指標とする場合細粒分含有率よりも間隙比の方が液状化強度と良好な対応関係を示す。
- 2) 粒径比から推定した寄与率により求めた「等価骨格間隙比」と液状化強度に一定の対応関係が認められ、砂が構造の主体を成す領域において「等価骨格間隙比」が液状化強度を評価する有効な指標となる。
- 3) また、等価骨格間隙比から求めた「等価骨格相対密度」も液状化強度と一定の対応性を示し、液状化強度を評価する有効な指標となる。

(3) 細粒土が構造の主体を成す領域における液状化強度

- 1) 本領域では、細粒分含有率および間隙比と液状化強度の対応性は悪く、液状化強度の評価にあたっては細粒土の特性を表すパラメータを評価指標とすることが望ましい。
- 2) 細粒土の特性を表すパラメータである塑性指数は、液状化強度と良好な対応関係を示す。

本研究で得られた成果を踏まえ、砂・細粒土混合土の非排水繰返しせん断強度を評価するためのモデルを示す。図中、青色点線は第3章でモデル化した非排水繰返しせん断強度と細粒分含有率の関係である。

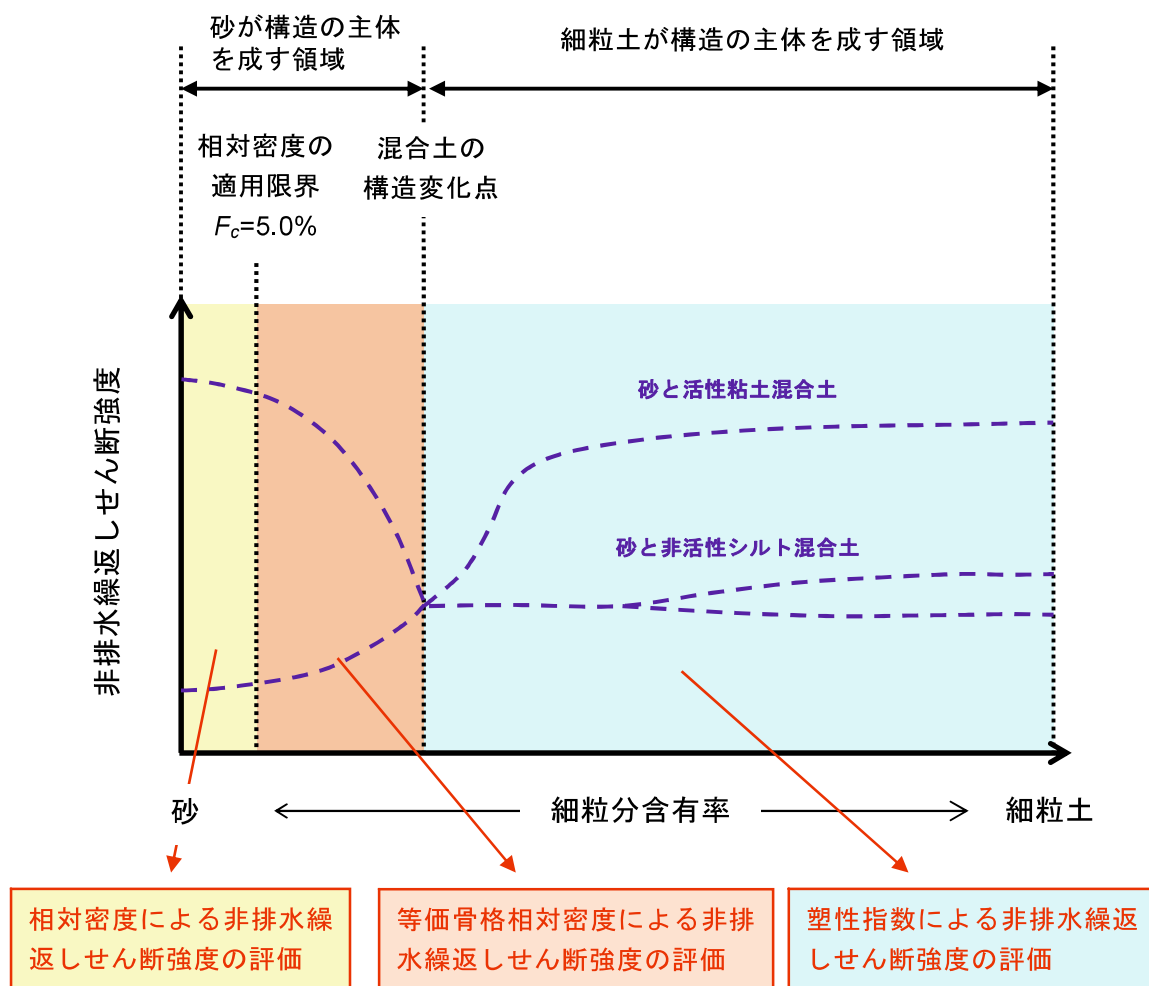


図-5.1.3 砂・細粒土混合土の液状化強度評価モデル