

等価骨格間隙比に基づく地盤材料の
動的変形特性評価に関する実験的研究

Experimental Study on the Dynamic Deformation
Characteristics of Geo-materials Based on Equivalent
Granular Void Ratio

2014年2月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科

兵 動 太 一

「等価骨格間隙比に基づく地盤材料の動的変形特性評価に関する 実験的研究」

目 次

第1章 序論

1. 1 概説	1
1. 2 本論文の構成	3

第2章 地盤材料の各種の力学特性に関する既往の研究

2. 1 はじめに	9
2. 2 各種の混合地盤材料の力学特性に関する既往の研究	9
2. 3 細粒分含有率によるせん断特性に関する既往の研究	18
2. 4 しらすのせん断特性に関する既往の研究	20
2. 5 薬液固結砂の動的変形特性に関する既往の研究	26
参考文献	36

第3章 地盤材料の骨格構造と等価骨格間隙比

3. 1 概説	41
3. 2 地盤材料の構造	42
3. 3 骨格間隙比の既往の研究	49
3. 4 しらすの骨格構造	50
3. 5 薬液固結砂の骨格構造	54
3. 6 混合地盤材料の構造評価	55
3. 7 まとめ	56
参考文献	57

第4章 等価骨格間隙比を用いたしらすのせん断弾性係数と細粒分の評価

4. 1 概説	59
4. 2 用いた試料	61
4. 2. 1 試料の物理的性質	61
4. 2. 2 しらすの骨格構造	63
4. 3 ベンダーエレメント試験	65
4. 3. 1 試験装置および実験方法	65
4. 3. 2 せん断弾性波伝達時間の決定	70
4. 3. 3 供試体作成方法	75
4. 3. 4 実験条件および実験方法	76
4. 4 しらすの初期せん断弾性係数と細粒分の評価	80
4. 4. 1 ベンダーエレメント試験によるしらすのせん断弾性係数の測定	80
4. 4. 2 しらすのせん断弾性係数の定式化の試み	85
4. 5 本章の要約	96
参考文献	97

第5章 等価骨格間隙比を用いた薬液固結砂のせん断波速度の評価

5. 1 概説	99
5. 2 薬液固結砂における等価骨格間隙比の考え方	101
5. 3 薬液固結砂の一軸圧縮強さと弾性波速度	105
5. 3. 1 使用材料	105
5. 3. 2 一軸圧縮試験	107
5. 3. 3 弾性波速度測定試験	108
5. 4 水ガラス系薬液固結砂の強度に及ぼすダイレイタンシーの影響と寄与率の決定	114
5. 5 等価骨格間隙比に基づく薬液固結砂の力学特性評価	119
5. 6 本章の要約	122
参考文献	125

第6章 結論

謝辞

研究業績

第1章 序論

1. 1 概説

1964年の新潟地震以降、液状化の発生メカニズムや液状化特性に与える要因を解明するために、主に海浜や河口付近に堆積する比較的堅固な粒子からなる沖積の砂を対象にした基礎的な研究が多く行われてきた。2011年に発生した東北地方太平洋沖地震をはじめとする、近年の地震による液状化被害は臨海部における埋立て地盤に多く見られる。いつどこで大型地震が発生するかわからない我が国において、液状化対策が急務であると考えられる。現在液状化対策で用いられるパラメータは、分類がはっきりした砂質土・粘性土についてはよく調べられているが、そのどちらとも分類されない混合土についてはあまり明確に調べられていないのが現状である。明確ではない故、これら混合土由来の埋立て地盤上の構造物の建造については経験則に頼ることが少なくなく、コスト面に関しても合理的ではない。そこで土質分類的に砂・粘土のどちらにも属さない混合土地盤の動的変形特性についてしっかり検討する必要がある。本研究では、我が国の埋立て地盤として幅広く使用されている埋立て地盤材料として、火山灰質土と、薬液注入工法によって固結した砂質土材料の薬液固結砂に注目した。

我が国は地震国であると同時に火山国家であり、全国各地に火山が分布している。故に埋立て地盤材料は、山地部の開発により発生する風化残積土や火山性堆積土であることも多い。従来、液状化は起こらないであろうと思われていた細粒分を含有した火山灰質土である「しらす」の液状化も確認されており、問題となっている。しらすのような火山灰質土を港湾・空港等の工事の埋立て材として使用する地域は国内に多く存在しており、今やいつどこで地震が起こるかわからない我が国においてこれらの地盤の液状化対策は重要事項の一つであると考えられる。

また、これらの埋立て地を中心とする沿岸地域における地盤の液状化対策工法の一つとして、既設構造物直下の地盤改良が可能である薬液注入工法に対しての需要が今まで以上に高まっている。薬液注入工法は、地盤の間隙中に薬液を注入・置換しゲル化（固化）させることにより、地盤の止水や強度増加を行うことを期待する工法である。対象とする地盤が粘性土の場合は均等に浸透させることが困難であり、薬液が脈状に浸透するいわゆる割裂注入となるが、透水性の高い砂質土地盤では、一般的に水

第1章 序論

ガラス系の薬液が用いられており，注入条件や薬液の配合にもよるが，均等な浸透が可能となり比較的均質な固結領域が得られる。

上記のしらすと薬液注入工法による固結砂は，使用される地域や施工方法は異なるが，埋立て地盤の材料として多く用いられているので，双方ともに地震時の動的な変形挙動を把握することが急務であると考えられる．しらすは，ガラス成分の砂粒子骨格と砂粒子が破碎されてできた細粒分と間隙で構成されている．また，薬液固結砂は砂粒子骨格とその間隙内に薬液ゲルを含んだもので構成される．したがって，しらす，薬液固結砂は，ともに砂粒子を主体とする混合地盤材料と考えることができる．

土の応力-ひずみ関係を表す構成モデルとして，カムクレイモデルがしばしば用いられる．このカムクレイモデルにおいては，土の間隙比 e ，平均有効主応力 p' ，主応力差 q が重要なパラメータとなっている．すなわち，土の応力-ひずみ関係は土の構造状態に密接な関係をもつ間隙比に支配されることがわかる．しかしながら，前述のようにしらすや薬液固結砂はともに混合地盤材料なので，同一の間隙比であってもその構造状態が異なることから，構造状態の違いを適切に反映できる間隙比が必要とされる．すなわち，しらすの場合には砂粒子骨格に細粒分が及ぼす影響を考慮する必要があり，薬液固結砂の場合には砂粒子骨格に薬液ゲルが及ぼす影響を考慮する必要があるので，これらを反映するように考案された間隙比が等価骨格間隙比 e_{ge} である．

また，埋立て地盤の液状化対策を目的とした設計では，地震応答解析に基づいたものが有効であると考えられる．地震応答解析を行う上で重要となってくる土の動的変形特性を表すパラメータとして，室内の動的変形試験より算出されるせん断弾性係数 G や履歴減衰率 h や，PS 検層などで計測される P 波弾性波速度 V_p ，S 波弾性波速度 V_s が挙げられる．近年では，上記のしらすや薬液固結砂のような混合地盤材料の動的変形特性は，室内において小型供試体を対象として弾性波を用いた非破壊試験であるベンダーエレメント試験や弾性波速度測定試験により，短時間かつ少量の供試体で容易に求めることができる．ベンダーエレメント試験と弾性波速度測定試験は，共に圧電素子を振動させることにより弾性波を発生させ，弾性波速度を測定する試験である．ベンダーエレメント試験装置と弾性波速度測定装置は共に，三軸試験装置の下部ペDESTAL，上部キャップに圧電素子を増設するものであり，素子の形状が異なる以外は原理的に同じ試験である．詳細については，ベンダーエレメント試験を第4章，弾性波速度測定試験を第5章に示す．

ベンダーエレメント試験は，圧電素子を供試体に直接差し込む形状をしている．火

第1章 序論

山灰質土においてはベンダーエレメント試験を採用した。薬液固結砂のように固い供試体に使用する場合、サンプルを破損させ、正確な弾性波速度を測定出来ない恐れがある。そこで、圧電素子を上部キャップ、下部ペDESTALに内蔵している、弾性波速度測定試験の方が適していることが考えられる。

また、ベンダーエレメント試験装置および弾性波速度測定装置は共通して、S波弾性波速度を測定する試験装置であるが、弾性波速度測定試験装置においてはそれに加えてP波弾性波速度を測定出来る。地震応答解析に使用する重要な動的変形特性のパラメータとして、PS検層より求められるP波・S波弾性波速度やせん断弾性係数が挙げられる。しらすについてはベンダーエレメント試験より算出されるS波弾性波速度よりせん断弾性係数を求めた。薬液固結砂については弾性波速度測定装置を用いてP波・S波弾性波速度を算出した。

本研究は、火山灰質土・しらすの細粒分が砂粒子骨格に及ぼす影響および薬液のゲル化物が固結砂の動的変形特性や強度発現で果たす役割を解明することを目的として、細粒分含有率を変化させたしらすと水ガラス濃度を変化させた特殊中性・酸性系薬液で改良した固結砂の弾性波速度測定試験や一軸圧縮試験を実施し、等価骨格間隙比の考え方に基づいて混合地盤材料の動的変形特性評価を試みたものである。

第1章 序論

1. 2 本論文の構成

本論文は以下の全5章から構成される。

第1章 序論

第2章 地盤材料の各種の力学特性に関する既往の研究

第3章 地盤材料の骨格構造と等価骨格間隙比

第4章 等価骨格間隙比を用いたしらすのせん断弾性係数と細粒分の評価

第5章 等価骨格間隙比を用いた薬液固結砂のせん断波速度の評価

第6章 結論

各章の要点を以下に示す。

本論文は6章から構成されており、以下に各章の概要を述べる。

第1章では本論文の序論および構成についてを示した。

第2章では、一般的な地盤材料である砂質土、粘性土、砂質土と粘性土の両方の性質を持ついわゆる中間土の構造と力学特性、動的変形特性の特徴を調査するとともに、さらに薬液固結砂の基本的性質、力学特性、動的変形特性に関する既往の研究の調査を行い、各地盤材料の動的変形特性評価に関する問題点を明らかにした。

第3章では、混合地盤材料の等価骨格間隙比の考え方について述べている。一般に、砂粒子と細粒分から構成される混合土の構造は、砂粒子が主体である場合と細粒分が主体である場合とで性質が異なる。細粒分含有率が低く、砂粒子の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粒子骨格の配列は自在に変化し得る。一方、細粒分含有率がある程度以上となり、細粒分が形成するマトリクスの中に砂粒子が独立して存在する状態においては、混合土の特性は、細粒分自体の持つ性質に支配される。

このような細粒分含有率の違いによる混合土の構造特性の変化は、細粒分が砂粒子骨格に及ぼす影響度に相当する寄与率の違いによって生じることに着目して、この寄与率を考慮した等価骨格間隙比 e_{ge} の考え方が誘導されていることを示した。

第4章では、細粒分含有率を変化させたしらすを用いてベンダーエレメント試験を行った結果をもとにせん断弾性係数を求め、細粒分含有率がしらすのせん断弾性係数に及ぼす影響を実験的に調査した。

用いた試料は鹿児島県始良郡隼人町の碎石場で採取した平均粒径 $D_{50}=1\text{mm}$ 程度の

第1章 序論

一次しらすであり、約 5%の礫分と約 30%の細粒分を含むものであった。実験に先立ち、まず礫分を除去し、水洗いにより 0.075mm フルイで粗粒分と細粒分に分けた後、粗粒分と細粒分を混ぜ合わせて細粒分含有率 $F_c=0, 10, 20, 30\%$ の試料を作製し実験に用いた。

試料の間隙比 e が等しい場合、しらすのせん断弾性係数 G は細粒分含有率 F_c の増加に伴って低下し、細粒分含有率 F_c が異なるしらすのせん断弾性係数 G は有効拘束圧の 0.5 乗の関数として表すことができることを示した。また、細粒分の砂粒子骨格に対する寄与率 $b=0.5$ として、等価骨格間隙比 e_{ge} を求めることにより、細粒分含有率 F_c の異なるしらすのせん断弾性係数 G が等価骨格間隙比 e_{ge} により一義的に求められることを実証した。

第5章では、水ガラス濃度を変化させた特殊中性・酸性系薬液で固結させた砂の供試体について弾性波速度測定試験、一軸圧縮試験を実施し、薬液のゲル化物が固結砂の弾性波速度や一軸圧縮強さに及ぼす影響を実験的に調査した。

実験では、平均粒径 $D_{50}=0.26, 0.18\text{mm}$ の2種類の珪砂を、目標相対密度 $D_r=60, 80(\%)$ となるように3種類の水ガラス濃度 ($N=15, 20, 25\%$) の薬液で固結させて供試体を作成した。これらの供試体について、弾性波速度測定試験により S 波弾性波速度 V_s , P 波弾性波速度 V_p を求めるとともに、一軸圧縮強さ q_u を求めた。

同一粒度の珪砂を用いた供試体では、ほぼ同等の間隙比 e の場合でも水ガラス濃度が高いほど一軸圧縮強さ、S 波弾性波速度、P 波弾性波速度は大きくなることを確認した。また、別途行われた実験結果をもとに、薬液固結砂のせん断に伴う正のダイレイタンスー特性が水ガラス濃度の違いによって異なることに着目して、水ガラス系薬液で固結された砂の等価骨格間隙比 e_{ge} の算定に必要な寄与率 b が水ガラス濃度の関数として表されることを示した。

寄与率を考慮した等価骨格間隙比 e_{ge} を用いることにより、水ガラス濃度が高いものほど寄与率が大きくなるために e_{ge} は低下するので、水ガラス濃度の違いに起因する薬液固結砂の一軸圧縮強さの違いを e_{ge} の差異で評価できることを示した。また、S 波弾性波速度についても、せん断に伴う微小ひずみ領域での正のダイレイタンスー特性による負圧が解放されないので、一軸圧縮強さと同様に等価骨格間隙比 e_{ge} により水ガラス濃度の違いによる V_s の違いを適切に評価できることを示した。一方、P 波弾性波速度は、伝播媒質の体積弾性と密接な関係を持つので、固結砂の間隙における水ガラス濃度に対応した薬液ゲル化物の存在比率によって V_p が決まる。すなわち、等価骨格間

第1章 序論

隙比 e_{ge} で整理すると、水ガラス濃度に応じた V_p の増加を説明できることを示した。さらに、水ガラス濃度の増大に対応した薬液固結砂の V_p の増加量は、 V_s よりも大きいので、原位置における薬液注入効果の確認には V_p を利用した手法が有効であることを指摘した。

第6章は本論文の結論であり、本研究で得られた主要な成果を総括するとともに今後の課題について要約した章である。

本論文の構成を図 1-9 に示している。

第1章 序論

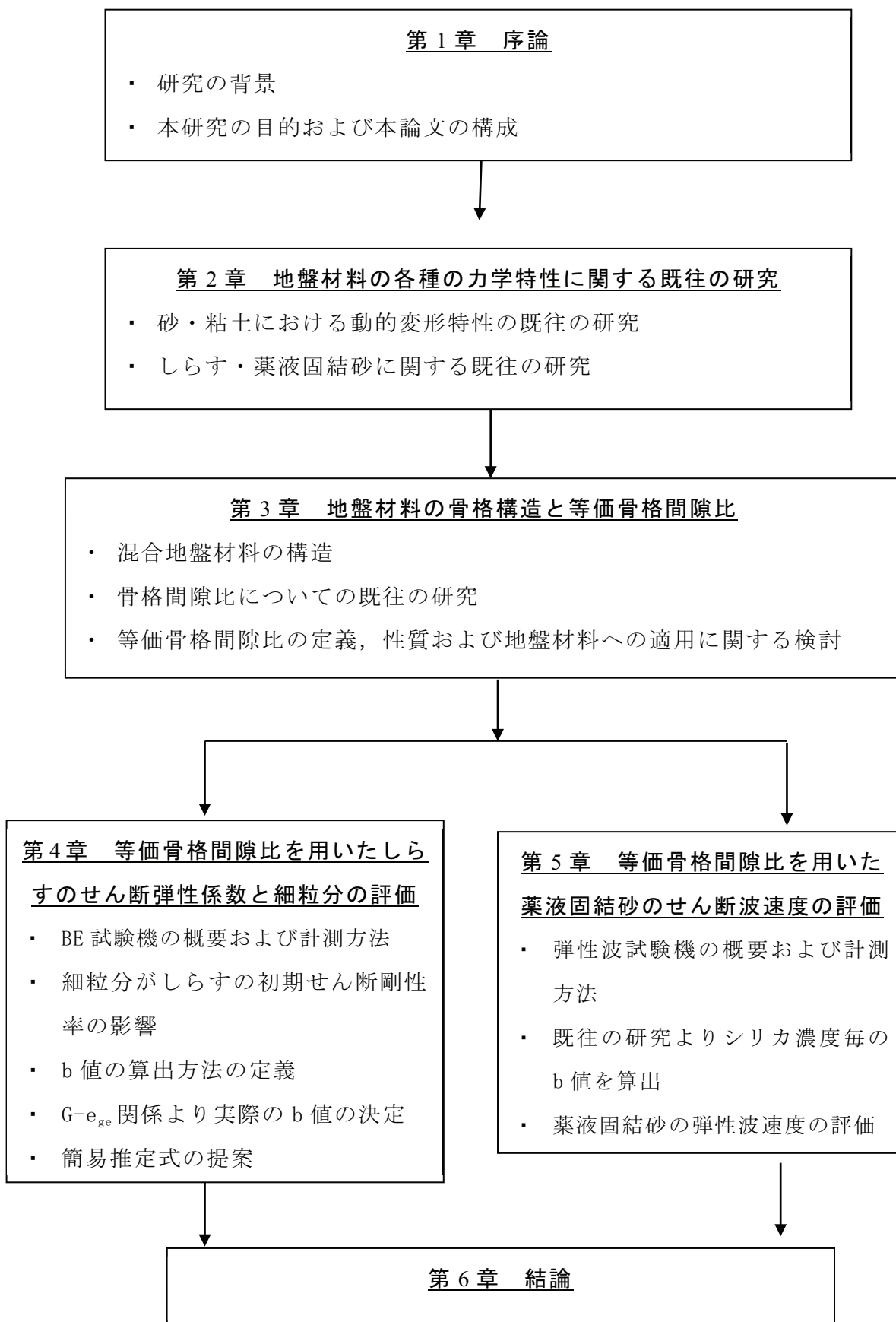


図 1-9 本論文の構成のチャート

第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究

2. 1 はじめに

本章では、火山灰質土‘しらす’と薬液固結砂の動的特性を考えるために把握すべき既往の研究を示す。

しらすは粗粒子の骨格構造と細粒分から構成される。また、薬液固結砂においては、砂骨格と間隙中のゲルによって構成される。この双方の試料について把握するため砂質土と細粒分の性質を知る必要がある。本論文の目的は、しらすと薬液固結砂の動的特性を知ることである。そのためこれら混合土の動的特性について知るため混合土自体を構成する砂および細粒分である粘土の動的特性の過去の研究を記載する。またその後、砂と粘土で構成される混合土の既往の研究を記載する。

地盤工学会・土木学会においては、火山灰質土は特殊土と呼ばれることが多い。その理由として、砂・粘土由来の混合土と比較して、しらすは骨格構造となる粗粒子の形状が角張っており、破碎性が高い。よって、別項にしらすの項目を設けた。

薬液固結砂においては、砂骨格に土とは異なる薬液ゲルを含有することから独立した項を設けた。

2. 2 砂および粘土の動的変形特性に関する既往の研究

わが国において土の動的性質が工学的問題として関心が高まるようになったのは1964年の新潟地震、アラスカ地震と1968年の十勝沖地震において、液状化、地すべり、アースダムの崩壊などの大規模な地震災害を被って以来のことである¹⁾。以後、地盤を構成する各種土質材料の動的性質の実験的研究が急速に進み、動的強度特性はSeed²⁾やIshihara・Tatsuoka・Yasuda³⁾の研究を、動的変形特性はHardin・Richart⁴⁾やIwasaki・Tatsuoka・Takagi⁵⁾、原・清田⁶⁾の研究を基に進められ、現在までに様々な知見を得ている。

土の動的変形特性の基本となる、等価せん断剛性率と履歴減衰率のせん断ひずみ依存性をIwasaki・Tatsuoka・Takagi⁵⁾は豊浦砂を用いた中空ねじり単純せん断試験により

示した。また、原・清田⁶⁾は粘土と砂の動的単純せん断試験を振動数 0.1Hz~10Hz の範囲で行い、せん断応力とせん断ひずみの履歴曲線の形状はクリープを伴うような大きなひずみでなければ、載荷速度(ひずみ速度)の影響を受けないことを明らかにした。

本節では、本研究で用いる火山灰質土‘しらす’や薬液固結砂を考える上で大切である、砂骨格である砂、及び細粒分とほぼ同義となる粘土の既往の研究を紹介し、本論文に対しての理解を深める事を目的としている。

(1) 砂の動的変形特性に関する既往の研究

表 2-1 は細粒分を含まないきれいな砂のせん断剛性率に関してこれまでに得られた主な知見を示したものであり、一般的に砂のせん断剛性率 G および G/G_0 は間隙比 e と平均有効主応力 σ'_m の関数として以下のように示される。

$$G = A(\gamma) \cdot B \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma_m^{m(\gamma)} \quad \dots \dots \dots (2-1)$$

$$\frac{G}{G_0} = \frac{A(\gamma)}{A(\gamma = 10^{-6})} \cdot \sigma_m^{m(\gamma) - m(\gamma = 10^{-6})} \quad \dots \dots \dots (2-2)$$

ここに、 $A(\gamma)$ 、 $m(\gamma)$ はいずれもせん断ひずみの関数 γ であり、 B は各砂固有の値である。

柴田ら⁷⁾は超音波パルス法により、Hardin・Richart⁴⁾は中実の供試体を共振法土質試験によってせん断剛性率の間隙比依存性を示し、それぞれ実験式を提案している。その後 Iwasaki・Tatsuoka・Takagi⁸⁾は中空供試体を用いた共振土質試験法により、きれいな砂のせん断剛性率を詳細に調べ、細粒分を含まない、均等係数の低い砂のせん断剛性率は粒子形状によらず、 $(2.17 - e)^2 / (1 + e)$ に比例することを明らかにするとともに、式(1-1)の $A(\gamma)$ および $m(\gamma)$ のせん断ひずみ依存性を示した。図 2-1 はその実験結果を示したものであるが、 $\gamma = 10^{-6}$ では $A(\gamma) = 900$ 、 $m(\gamma) = 0.40$ 、 $\gamma = 10^{-5}$ では $A(\gamma) = 850$ 、 $m(\gamma) = 0.44$ 、 $\gamma = 10^{-5}$ では $A(\gamma) = 700$ 、 $m(\gamma) = 0.5$ が与えられている。Iwasaki・Tatsuoka・Takagi⁵⁾は豊浦砂用いて共振法土質試験と中空ねじり単純せん断試験を行い、同一の間隙比に対するせん断剛性率と拘束圧の関係は、両対数グラフ上で広い範囲のひずみに対して直線関係があることを示し、せん断剛性率の拘束圧依存性を明らかにした。その結果が図 2-2 であるが、直線の傾きはせん断ひずみの増大とともに増加している

ことがわかる。Drnevich⁹⁾や、Skoglund・Marcuson・Cunny¹⁰⁾、大岡¹¹⁾、Silver・Seed¹²⁾他、多くの研究者が様々な試料および試験方法で砂の動的変形特性を調べた結果、式2-1の $A(\gamma)$ と $m(\gamma)$ はせん断ひずみの関数であり、 B は各砂固有の値であるとされた。図2-3は報告されている $m(\gamma)$ と片振幅せん断ひずみの関係をまとめたものであり、 $m(\gamma)$ はせん断ひずみの増大とともに増加していくことがわかる。このことは結果 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線も拘束圧の影響をうけることを意味しており、式2-2で示される。図2-4は豊浦砂についての $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線を拘束圧ごとに示した図であるが、拘束圧が高いものほど曲線が右側にシフトし、せん断ひずみに対するせん断剛性率の依存性が低くなることがわかる。柴田ら¹³⁾、柳沢ら¹⁴⁾、Hardin, et al¹⁵⁾、Kuribayashi, et al¹⁶⁾ は中空供試体あるいは中実供試体を用いた共振法土質試験法により、Tatsuoka, et al¹⁷⁾ は中空供試体を用いたねじり単純せん断試験により圧密時の静止土圧係数 K_0 を変化させて実験を行い、せん断ひずみが 10^{-4} 以下で平均主応力が一定であれば、 K_0 値はせん断剛性率にあまり影響しないこと、初期せん断応力が加わっている場合は初期せん断剛性率が低下するが $G/G_0 \sim \gamma$ 関係は影響を受けないことを示した。岩崎・龍岡・吉田¹⁸⁾ は、細粒分を含まない豊浦砂と、細粒分を含む金城砂4に過圧密履歴を与えた中空ねじり単純せん断試験を行い、細粒分を含まない砂のせん断剛性率は過圧密履歴の影響を受けないが、細粒分を含む砂のせん断剛性率は過圧密履歴の影響を受けて高なることを示した。また伊東・龍岡¹⁹⁾ は、砂のせん断剛性率は室内試験で供試体に原位置と同じ平均有効主応力を与えるとよく一致することを、埋立砂層と沖積砂層での原位置測定の結果と、不攪乱試料を用いた共振法土質試験結果を比較することによって示している。供試体作製方法が砂のせん断剛性率に与える影響を Tatsuoka・Iwasaki・Yoshida・Fukushima・Sudo²⁰⁾ や山下²¹⁾ が調べた結果、中空供試体を用いたねじり単純せん断試験では大きな影響がないことが報告されている。

砂の履歴減衰率についての研究はせん断剛性率よりも少ない、履歴減衰率は間隙比や圧密応力比、初期せん断応力よりも拘束圧とせん断ひずみの影響を強く受けることが Tatsuoka, et al²²⁾、Hardin²³⁾、大岡ら²⁴⁾ などの研究によって明らかにされている。

近年、液状化に関する研究手法の一つとして重力場での模型振動台実験が行われている。模型振動台実験では模型の高さが制限され、さらに重力場にて行われているので拘束圧が実地盤より小さくなってしまふ。よって、これらの解析を行う際には対象地盤の低拘束圧下での物性把握が必要となってくる。そこで安田らは低拘束圧領域での砂質土の液状化後の変形特性を調べる目的で、繰返しねじりせん断試験を行った。

第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究

通常拘束圧のものと比較すると液状化強度比は低拘束圧の方が大きくなった。また、液状化後にせん断剛性の低下する割合は低拘束圧の方が通常拘束圧よりも小さくなった。

表2-1 再調整したきれいな砂のせん断剛性率に関して現在までに得られた主な知見¹⁾

せん断剛性率に影響を及ぼす要因	影響の程度	主 な 知 見
密 度	大	① Gは相対密度よりもeによって決まる傾向がある。 ② $G = (2.17 - e)^2 / (1 + e)$ 、または $G = (2.93 - e)^2 / (1 + e)$ にほぼ比例していると考えてよい。
ひずみ振幅の大きさ	大	① $\gamma < 10^{-4}$ 程度ではGの低下は目立たない。 $\gamma > 10^{-4}$ 程度ではGの低下は顕著である。
拘 束 圧	大	① $G \propto (\sigma'_c)^{m(\gamma)}$ とすれば、 $m(\gamma)$ は0.5前後の値であるが、 γ が大きくなるに従って増加する傾向がある。 ② 拘束圧が大きくなるに従い、 $G/G_0 - \log \gamma$ の曲線はグラフ上で右へ移動する。
圧 密 応 力 比	中	軸対象の三軸試験においては、 ① $\gamma \leq 10^{-4}$ のときは K_0 が1~0.3の範囲であり、平均主応力 σ'_m が一定ならば、Gは応力比にあまり依存しない。 ② $K_0 > 1$ のときは、 K_0 値が大きいほどGの値は低下する。
初期せん断応力	中	σ'_m が一定であれば、初期せん断応力が大きいほどGは小さくなる。
圧密時間、過圧密履歴、飽和度	小	ほとんど影響を与えない。

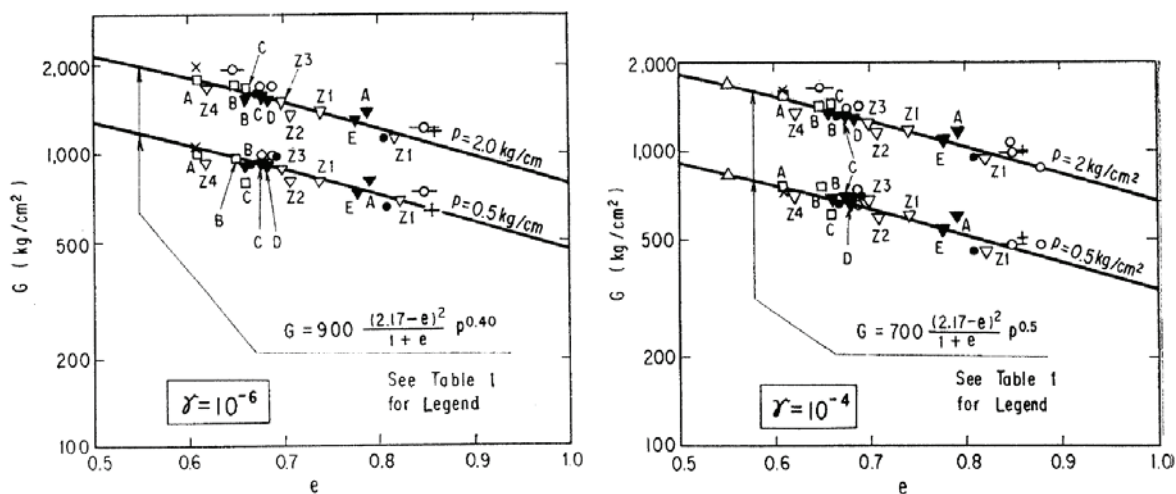


図2-1 せん断剛性率と間隙比の関係⁸⁾

($1 \text{ kgf/cm}^2 = 9.81 \times 10^4 \text{ N/m}^2$ である)

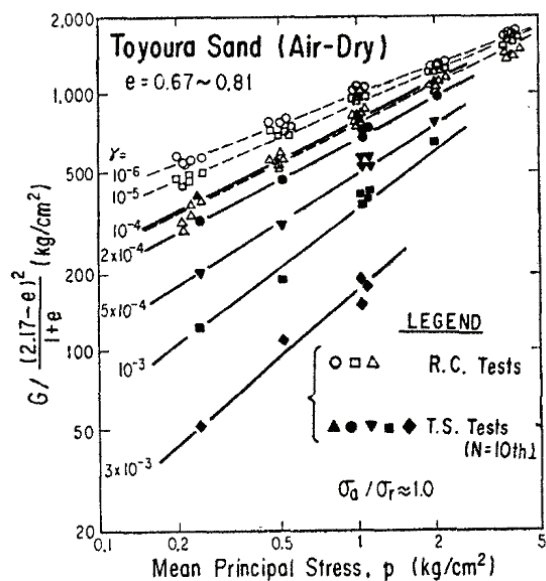


図2-2 せん断剛性率と有効拘束圧の関係⁵⁾

($1\text{kgf/cm}^2 = 9.81 \times 10^4 \text{N/m}^2$ である)

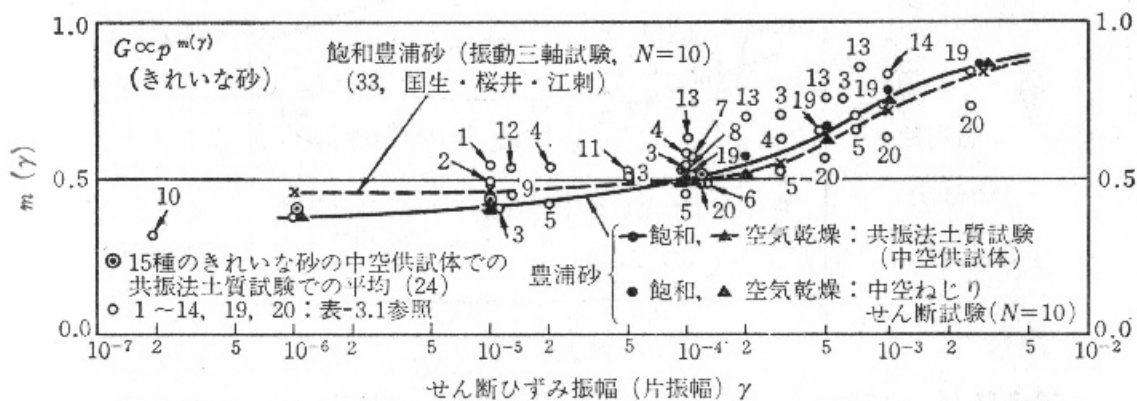


図2-3 べき乗 $m(\gamma)$ と片振幅せん断ひずみの関係

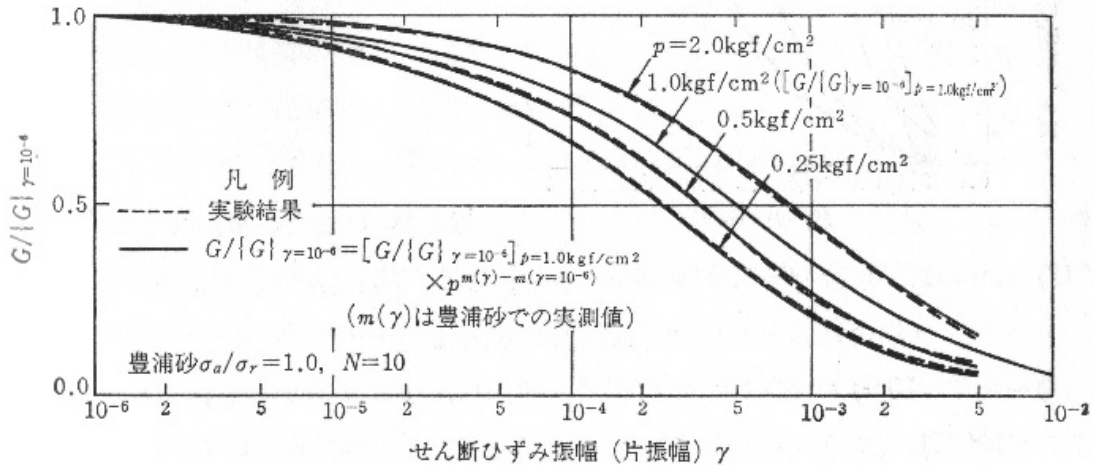


図2-4 G/G₀と片振幅せん断ひずみの関係

(2) 粘土の動的変形特性に関する既往の研究

粘土のせん断剛性率に与える影響因子は、砂の場合とほぼ同様であるが、過圧密履歴の影響がみられること、および粘性に起因する時間効果が著しいことなどが特徴として挙げられ、粘土の初期せん断剛性率は Hardin・Black²⁵⁾の式を用いて次のように表されることが知られている。

$$G_0 = A(t) \cdot (OCR)^K \cdot \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma_m^{0.5} \dots \dots \dots (2-3)$$

ここに、A(t)は圧密時間の関数、OCRは過圧密比である。

Hardin・Blackによると過圧密比のべき乗Kは塑性指数I_pの関数であり、I_p=0でK≒0、I_p=100でK=0.5である。Zen・Umehara・Hamada²⁶⁾は塑性指数の異なる数々の不攪乱海成粘土に対して共振法土質試験を行い、時間の関数A(t)は塑性指数の関数であり、塑性指数が大きいほどA(t)が大きくなることを示した。吉田・岩崎・常田・龍岡²⁷⁾は沖積粘土の動的変形特性に及ぼす長期圧密、過圧密の影響を調べた。その結果、せん断剛性率は長期圧密および過圧密の影響を受けて、広範なせん断ひずみ領域において増加するが、G/G₀~γ関係に及ぼす影響は小さいことを明らかにした。

粘土のG/G₀~γ関係については、これまでに多くの知見が得られている。岩崎・龍岡・横田²⁸⁾は数種類の不攪乱粘土を用いて共振法土質試験を行い、粘土のG/G₀~γ関係は砂の場合と異なりひずみ依存性が小さいことを示し、梅原・善・立花²⁹⁾は本牧粘土を用いた繰返し三軸試験および振動三軸試験の結果から、G/G₀~γ関係は平均有効

主応力の影響を強く受けるが、繰返し回数、ひずみ速度、間隙比の影響は小さいことを明らかにした。また、Zen・Umehara・Hamada、Kokusho・Yoshida・Esashi³⁰⁾、小笠原・沢田・谷口³¹⁾、Vucetic・Dobry³²⁾らの研究によって、粘土の $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 関係は塑性指数に大きく影響を受けることが明らかにされている。図2-5はVucetic・Dobry³²⁾によって提案された関係を示した図であるが、塑性指数が大きなものほどせん断剛性率のひずみ依存性が小さくなっていることがわかる。その後、善・山崎・梅原、森川・山崎・小池³³⁾が粘土の動的変形特性と塑性指数の関係を詳細に調べ、式2-4~2-7および表2-2、2-3に示す初期剛性率 G_0 、履歴減衰率 h 、 G/G_0 の簡易推定法を提案した。この推定式は我が国の現行の港湾施設の設計基準³⁴⁾に用いられている。図2-6はその $G/G_0 \sim \gamma$ 関係を示したものであるが、塑性指数が30以上の粘土は全て同じ $G/G_0 \sim \gamma$ 関係とされており、図2-5に示したVucetic・Dobryの提案した関係とは異なるものとなっている。

$$G_0 = (285 - I_p) \sigma'_m \quad (I_p \geq 30) \quad \dots \dots \dots (2-4)$$

$$G_0 = (1.6I_p + 185) \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \sigma_m'^{0.5}$$

($I_p < 30, I_p = \text{N.P.}$ のとき $I_p = 0$) $\dots \dots \dots (2-5)$

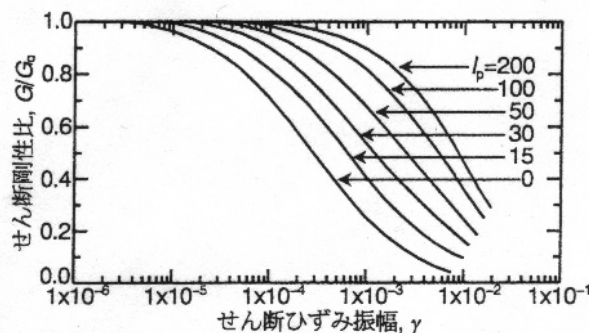


図2-5 Vucetic・Dobryによる提案³²⁾

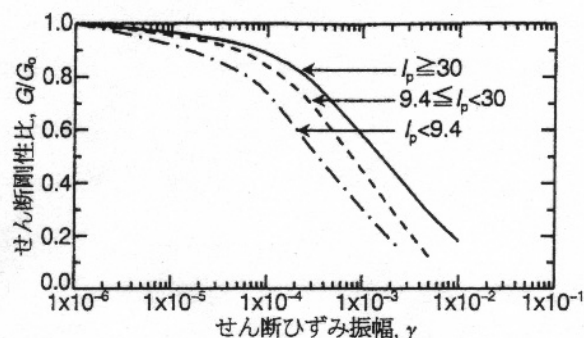


図2-6 現行の港湾施設の設計基準
($G/G_0 \sim \gamma$ 関係)³³⁾

σ'_m は原位置の平均有効主応力であり、土被り圧を σ'_v 、静止土圧係数を K とすると、 σ'_m は次式で与えられる

第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究

$$\sigma'_m = \frac{1+2K}{3} \sigma'_v \dots \dots \dots (2-6)$$

$$\frac{G}{G_0} = \bar{A}(I_p, \gamma) \sigma'_m \bar{n}(I_p, \gamma) \dots \dots \dots (2-7)$$

$\bar{A}(I_p, \gamma)$ および $\bar{n}(I_p, \gamma)$ は塑性指数とせん断ひずみの関数であり、表2-2に示される値が与えられ、図2-6の $G/G_0 \sim \gamma$ 関係が得られる。履歴減衰率は表2-3に示す実験値に基づいた代表的ひずみレベルにおける値が塑性指数の範囲別に与えられ、図2-7に示される $h \sim (\gamma)_{SA}$ 関係が適用される。

近年では、山口らが軟弱粘土地盤の地震時の地盤挙動を調べるためにオンライン試験を行った。対象は粘性土地盤上に岸壁等の構造物が存在する地盤である。実験の結果、地表面の最大加速度の上限値は地盤の動的なせん断強度とせん断剛性によって推定できることが分かった。また、粘土地盤は地震動を繰返し受けた場合、地表面の最大加速度は大きくなり、地盤のせん断ひずみの大きさには大きな変化がないことが分かった。地震動終了後に発生する粘性土地盤の沈下によって間隙比が減少し、見かけ圧密降伏応力が増加することが確認できた。

表2-2 代表的ひずみレベルにおける $\bar{A}(I_p, \gamma)$ 、 $\bar{n}(I_p, \gamma)$

せん断 ひずみ振幅 γ	塑性指数 I_p					
	N.P. ~ 9.4未満		9.4~30未満		30以上	
	$\bar{A}(I_p, \gamma)$	$\bar{n}(I_p, \gamma)$	$\bar{A}(I_p, \gamma)$	$\bar{n}(I_p, \gamma)$	$\bar{A}(I_p, \gamma)$	$\bar{n}(I_p, \gamma)$
10^{-6}	1	0	1	0	1	0
10^{-5}	0.93	0.01	0.96	0	0.97	0
5×10^{-5}	0.83	0.03	0.91	0.01	0.93	0
10^{-4}	0.75	0.05	0.84	0.02	0.89	0
2.5×10^{-4}	0.56	0.10	0.74	0.05	0.82	0
5×10^{-4}	0.43	0.16	0.59	0.09	0.70	0
10^{-3}	0.30	0.22	0.45	0.16	0.58	0
2.5×10^{-3}	0.15	0.30	0.26	0.22	0.42	0
5×10^{-3}	-	-	0.12	0.26	0.28	0
10^{-2}	-	-	-	-	0.18	0

第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究

表2-3 代表的ひずみレベルにおける履歴減衰率の値

せん断 ひずみ振幅 γ	塑性指数 $I_p < 30$			塑性指数 $I_p \geq 30$		
	履歴減衰率 h			履歴減衰率 h		
	平均	最大	最小	平均	最大	最小
10^{-6}	0.026	0.040	0.016	0.025	0.050	0.010
10^{-5}	0.030	0.040	0.018	0.030	0.054	0.010
5×10^{-5}	0.033	0.042	0.020	0.034	0.062	0.014
10^{-4}	0.037	0.048	0.026	0.038	0.070	0.018
2.5×10^{-4}	0.055	0.068	0.040	0.050	0.088	0.030
5×10^{-4}	0.080	0.098	0.060	0.066	0.108	0.042
10^{-3}	0.120	0.145	0.092	0.086	0.133	0.056
2.5×10^{-3}	0.174	0.200	0.148	0.118	0.174	0.080
5×10^{-3}	0.200	0.222	0.178	0.144	0.208	0.100
10^{-2}	0.220	0.240	0.200	0.175	-	0.125

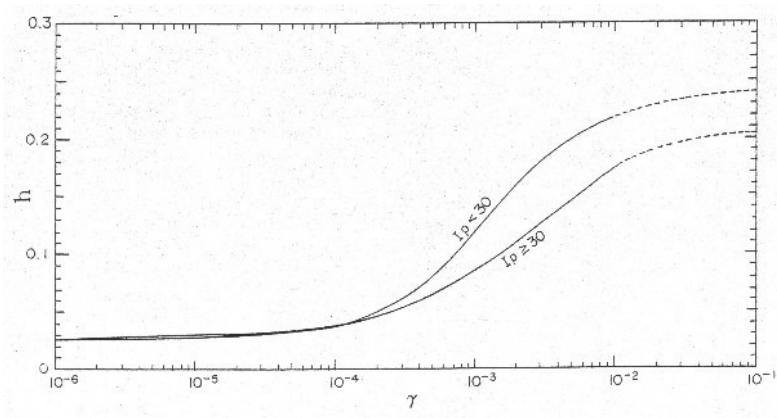


図2-7 現行の港湾施設的设计基準($h \sim \gamma$ 関係)

2. 3 砂及び粘土の混合土の動的特性に関する既往の研究

砂及び粘土の混合土に関する研究は、砂地盤と粘土地盤に対して別々の手法が用いられてきた従来の設計法の不連続点を見直す必要性から、1960年代に倉田・藤下³⁵⁾の研究によって始められた。倉田・藤下³⁵⁾は人工的に作製した2種類の混合土に対して、圧密試験、一軸圧縮試験、一面せん断試験を行い、砂と粘土の混合土の力学特性は細粒分含有率 F.C.の増加とともに砂から粘土の特性へ移行することを示し、 $F.C. \leq 20\%$ を砂質領域、 $20\% < F.C. < 40\%$ を砂と粘土の中間領域、 $F.C. \geq 40\%$ を粘土質領域と定義し、せん断強度の決定には砂質領域では内部摩擦角 ϕ を用い、粘土質領域では一軸圧縮強度 q_u を用いればよいと提言している。中瀬・中ノ堂・日下部・野村³⁶⁾は豊浦砂に粘土およびシルトを混入した混合土に対して、標準圧密試験および中型の圧密試験機を用いた圧密試験を行い、標準圧密試験の適用限界は塑性指数 10 以上の土であることを示し、細粒分を含む砂地盤は単純に排水層と判断できない可能性があることを言及している。小川・松本³⁷⁾、Kamei³⁸⁾、落合・大嶺³⁹⁾は砂とも粘土とも判定し難いいわゆる中間土の圧縮特性は塑性指数と良い相関性があることを示し、大嶺⁴⁰⁾は中間土の粒子骨格に着目し、圧密特性およびせん断特性の関係式を提案した。Ladd・Foott・Ishihara・Schlosser・Poulos⁴¹⁾や、Nakase・Kamei⁴²⁾、中瀬・日下部・亀井・鈴木⁴³⁾は、一連の三軸圧縮・伸張試験および遠心力載荷装置を用いた模型実験を行い、中間土の強度異方性と塑性指数の関係を明らかにし、Duncan・Seed⁴⁴⁾や Davis・Christian⁴⁵⁾と同様に粘性土地盤の安定問題を異方性地盤としての立場から見直す必要性を言及している。また、亀井・小林・土田⁴⁶⁾は、中間土のせん断特性から塑性指数 I_p を用いて、 $I_p = N.P.$ を砂、 $N.P. < I_p \leq 20$ の粘性土を中間土、 $I_p > 20$ の粘性土を粘土と分類を行っている。中間土の動的性質に関する研究は少ないが、伊東・兵動・藤井・山本・谷口⁴⁷⁾は広範な細粒分含有率の混合土に対して非排水単調・繰返しせん断試験を行い、砂分がマトリクスの主体をなす場合と細粒分が主体をなす場合の単調および繰返しせん断挙動の違いを3つのタイプに分けて説明している。Mesmary・Nabeshima・Matsui・Nagasawa・Saito⁴⁸⁾は豊浦砂と活性粘土と非活性粘土を混合した2種類の中間土に対して行った非排水繰返しせん断試験から、含まれる細粒分が活性の場合に液状化強度が高くなり、非活性の場合では逆に低くなることを示している。動的変形特性についての研究例は、Zen・Umehara・Hamada²⁶⁾が人工的に調整した混合土に対して共振法土質試験を行った他は、小笠原・沢田・谷口³¹⁾⁴⁹⁾などが不攪乱粘土を用いて行った粘性土の動的変形特

第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究

性に関する研究から得られた結果がある。

2. 4 しらすのせん断特性に関する既往の研究

(1) しらす地盤の力学特性

鹿児島県における沖積平野では、地質分類の面から見れば砂質土が卓越し、軟弱な粘性土がほとんど分布しないことが知られている⁶⁷⁾。このことから、大きく圧密沈下する心配がなく、従来から構造物の調査は、N値の測定のみの場合がほとんどである。しらすが主体の鹿児島市内の沖積平野では、次の4タイプにN値の深度分布を分類される⁵⁰⁾。

- ① 表土のN値は、小さく10以下であるが急激に大きくなるもの
- ② 上層のN値は、小さく10程度であるが深度10～14m程度から急増し30を越すもの
- ③ 上層から下層にかけて深度に比例して大きくなるもの
- ④ 上層から下層に至るまで変化がなく、10程度または15～20程度のもの

高田⁶⁷⁾は、これらの①～④の4タイプの支持力特性を鹿児島市内の地質と対比させ、過去に実施されたしらす地盤の基礎工法を参考にして、以下のようにしらす地盤の特性をまとめている。上記4タイプのうち、基礎工法を設計する上で特に問題となるのは、タイプ④である。またこのタイプは、鹿児島市内に限らず鹿児島県内の沖積平野部において共通したものであり、緩いしらす地盤の特徴の一つである。一方、砂質地盤では一般に③のタイプになり深度とともにN値も増加することが知られている。また、二次しらす地盤の支持力特性は、有効拘束圧に関係なく20～30m（場所によっては40～50m）に渡りN値の非常に小さなタイプ①を示すこともまれではなく、一般の砂質地盤では見られないしらす地盤の特徴として挙げられる。

しらすが他の土と比べて極めて侵食されやすいことは、しらすの土質工学上の最大の特徴であり、問題点である。藤本らの研究⁵¹⁾⁵²⁾により、非溶結あるいは溶結程度の低いしらすは特に侵食されやすい原因としては、

- ① 土粒子の比重が普通の土に比べて小さい
- ② しらす中に混在している軽石は不飽和状態ではその見かけの密度が水の密度以下であること

③ 自然状態で密度の分散性が高いこと

などがわかっている。

1968年えびの地震以来、しらすの動的問題、特に地震時の斜面安定や沖積層の液状化現象の問題が大きくクローズアップされてきた。えびの地震では、川内川の河原やえびの市の水田に噴砂現象が見られた。液状化については、乱したしらす試料を用いた大原の室内試験⁵³⁾や、山内らの沖積しらすについての実験報告⁵⁴⁾がある。それらによると、しらすは豊浦砂や新潟砂に比べても液状化が発生しやすいとされている。乱さないしらすについても大原⁵⁵⁾によって液状化発生条件が“初期液状化を生ずるに必要なせん断応力の繰返し回数は応力比によって一義的に決まる”として提案されている。その原因として、インターロッキング効果以上にしらす粒子の比重の軽さや軽石混在の影響だと考えられている。

村田ら⁵⁶⁾は、しらすの地山で調査された資料をもとに、しらすの自然含水比の粒度分布を示した。(図2-20)。この結果から、15~30%の自然含水比を持つしらすが最も一般的といえるが、しらすの種類別の自然含水比は、硬質しらすで6~14%、普通しらすで14~20%、風化しらすで22~30%⁵⁷⁾と考えられている。また、西ら⁵⁸⁾は降雨前後および無降雨時のしらす斜面の含水比を測定することで、

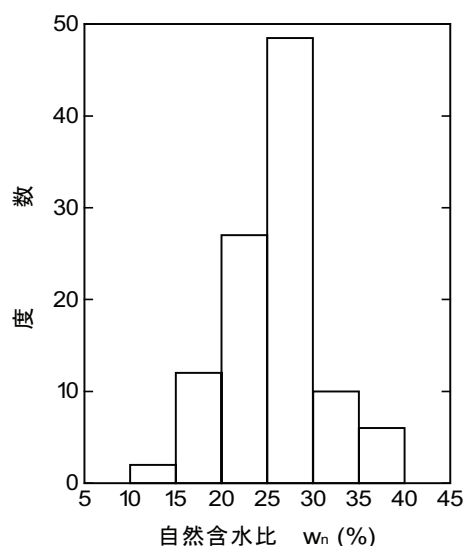


図2-20 自然含水比の度数分布 (村田ら⁵⁶⁾より引用)

- ① 降雨水の浸透による含水比の変化は地表面の裸出面からわずかな範囲に限られる
- ② 直立崖に関しては含水比の変化は上層面から約2mまでである
- ③ 晴天が続いてもそれによるしらすの乾燥は地表面から1m程度までである

という結果報告を出している。このようにしらすの含水比の変化は、地表面から僅かなところでしか、変化しないということがわかった。

また、しらすの密度については、現場においてモールドを静的に貫入させる方法⁵⁹⁾が有効であり、測定値の信頼性も高い。村田ら⁵⁹⁾はこの方法により、図2-21に示すような結果を得た。最も度数の多いしらすの湿潤密度は1.2~1.4g/cm³、乾燥密度は0.95~1.2g/cm³であることがわかる。このように、しらすの密度が通常の砂の70~90%の値であることは、しらすの粒子比重が小さいことに加えて、粒子形状の特異性および粒度分布に起因して通常の砂に比べて間隙比が大きいことによる。

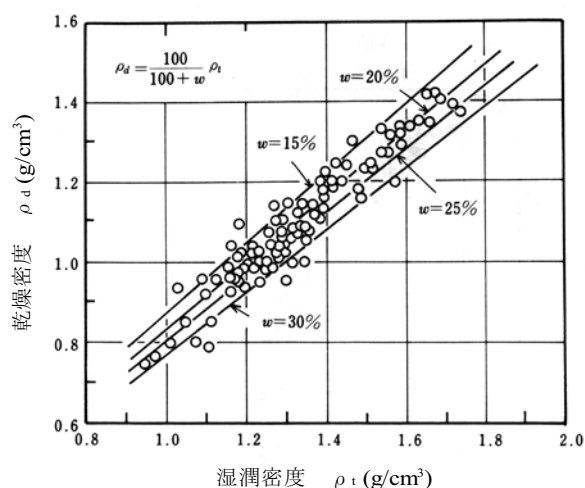


図2-21 乾燥密度と湿潤密度の関係 (村田ら⁵⁶⁾より引用)

(2) しらすの物理・化学特性

乱した試料の試験法として、しらすの粒度および物理試験の試料調整方法・しらす粒子の比重試験方法・しらすの粒度試験方法については、土質工学会しらす研究会案が得られて土質試験法に示されている、物理試験においては、

- ① しらすは極めて磨耗・破碎されやすい粒子を多量に含んでいる
- ② 粗粒子は多孔質の軽石を含み、その内部に保有する空気は試験結果に影響する
- ③ 粒径によって粒子の鉱物組成が異なることを留意しなければならない

しらすの比重の度数分布を図2-22に示す。しらすの比重の特色としては、

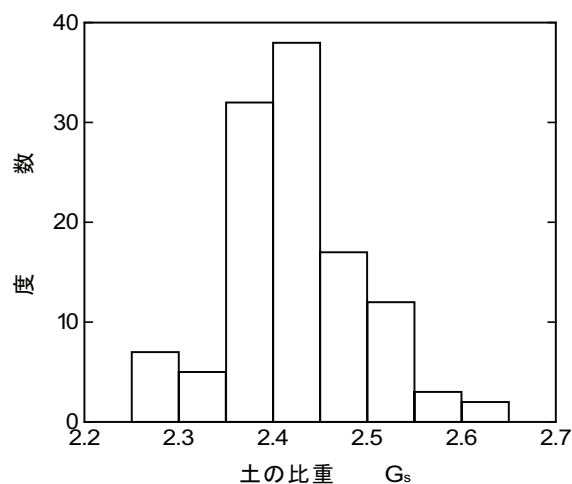


図2-22 しらすの土粒子の度数分布 (村田ら⁵⁶⁾より引用)

第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究

- ① しらすの比重は一般の土の値より小さい
- ② 最大粒径の大きな試料ほど比重は小さい
- ③ 自然粒度の試料に比べ破碎試料の比重は小さい
- ④ 最大粒系の大きな試料ほど測定値のばらつきが大きい

などである⁵⁶⁾。

しらすは2mm以上の礫分を含み、かつ75 μ m以下の細粒分を含んでいるが、大部分はシルトおよび砂分(75% \pm 10%)で粒度分布がよく、砂ないしシルト質砂(日本統一分類ではSW-SM, SM, ML)に分類され均等係数は $U_c=90$ から大きいものでは $U_c=210$ に達するものまでである。

次に化学的性質を示す。しらすの鉱物組成にみられる特徴は、

- ① 軽鉱物としての火山ガラス・石英・斜長石が含まれ、重鉱物としては紫蘇輝石・普通輝石・普通角閃石・磁鉄鉱などを含む
- ② 量的には火山ガラスが圧倒的に多く、重量比で70~90%にも達する
- ③ 重鉱物においては紫蘇輝石が最も多いことである⁷⁷⁾。

しらすの化学成分は、平均的には70%前後の SiO_2 、十数%の Al_2O_3 、3%強の Na_2O 、3%弱の K_2O 、その他微量の TiO_2 、 Fe_2O_3 、 FeO 、 MnO 、 MgO 、 CaO 、 P_2O_5 などである⁷⁸⁾。始良カルデラ源のしらすについて、化学組成の主な特徴は次のとおりである⁷⁸⁾。

- ① しらすは珪酸に著しく富み、ソーダはカリに卓越し、石灰は鉄に卓越している
- ② 全鉄含有量あるいは全鉄・ MnO ・ MgO 合計量から噴出源による違いが見られる
- ③ 始良しらすは、その噴出源から遠くなるほど FeO 含有量は減少するが、 MgO 含有量には変化が見られない
- ④ しらすは化学成分からみると岩質上は流紋岩質である

しらすは単一の地層であっても地表面からの深さにしたがって色調が変化し、しかも上位ほど軟弱化している。これは物理化学的性質の変化に伴うしらすの風化によるものである⁶⁰⁾。また、しらすは火山ガラスを主要鉱物とする未風化の火砕流堆積物であると考えられている。

第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究

最後に、材料としてのしらすの利用例を示す。しらすは、南九州では古くは埋立用土・堆肥混入土砂・磨き粉などとして利用されてきた。現在、土木建築材料としては軽量コンクリート用の天然軽量骨材・ソイルセメント用材料・埋立て用材料等として利用されている。また、耐磨耗性が低いので表層材としては不適當であるが、流水による侵食や排水対策に十分配慮すれば路床・路盤材料としてかなり有効に用いられる。さらに、水搬送埋立工法は水に弱いというしらすの性質を利用したものである。窯業関係ではしらすの化学成分に注目して表 2-5 に示すような工業化研究がすすめられている。外国においても古くから磨き粉として利用がなされ、さらにコンクリート用骨材・タイル・絶縁材のような建築用材料として重要なものとなっている⁵⁵⁾。

表 2-5 しらすの工業的利用

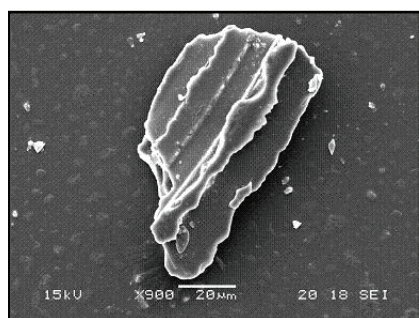
種別	形態	製品	主原料	焼成温度
焼結体	素焼体 (低温)	硬質レンガ 締焼レンガ	しらす 95% セメント 5%	970~990℃
	釉化体 (高温)	外装タイル・床タイル 化学工業用内張用レンガ	しらす 95% セメント 6%	1100~1150℃
		陶製ブロック	しらす・粘土配合	1500℃程度
発泡体	球状体	人工軽量骨材・しらすバルーン	しらす 95% 粘土・粒造	1200℃
	板状体	発泡板(断熱・吸音・軽量壁体)	しらす 95% セメント or 粘土 5%	
溶融体	ガラス体	採光・装飾用ガラス類・皿類	しらすにアルカリ土類を添加	1200~1300℃
	繊維体	岩綿体(ガラス繊維質建築用板・建築用ガラス・ブロック・遮熱線ガラス)		

澤村⁶²⁾は、しらすの破碎性に着目し緩詰め密詰め条件において単調および繰返しせん断試験を行い、拘束圧の影響について検討した。また、初期せん断の影響について比較的堅固なシリカ系の秋穂砂と比較し検討した。排水単調試験において、緩詰めは収縮傾向の挙動となり、密詰めにすることでピークが明確に現れた。しかし、拘束圧の増加に伴い収縮傾向になっていった。細粒分を除去したものにおいては、低拘束圧では原粒度しらすより高い強度を発揮し、膨張傾向にあったが、拘束圧の増加により粒子破碎が起因し強度は下がり、収縮挙動となった。繰返しせん断特性においては、原粒度しらすの緩詰め、密詰めともに拘束圧の増加に伴い強度の増加が確認された。

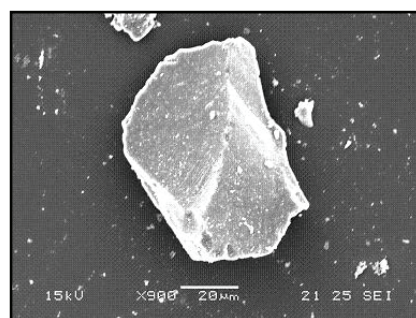
第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究

細粒分を除去したものは、ある拘束圧に達すると粒子破碎が影響し強度の低下が確認された。異方圧密の条件においては、原粒度しらすは初期せん断応力比を増加しても強度にほとんど影響しなかった。しかし、細粒分を除去したものは初期せん断の影響を受け強度の増加が確認された。しらすは、破碎性材料であるため等方応力状態、低拘束圧でも破碎が確認された。異方応力状態になると破碎はさらに進んだ。

水木⁶¹⁾は、しらすの細粒分含有率を変化させ（粒度調整しらす）、単調および繰返しせん断試験を行った。また、しらすの細粒分をシリカ系の珪砂の細粒土と置換し同じ配合（珪砂添加しらす）で同様の試験をし細粒分の違いによる影響も検討し、評価の一つとして、細粒土の粒子形状 R_c , A_r を調べ考察した。しらす細粒土の方が形状は粗く（ R_c の値が大きい）、扁平であった（ A_r が大きい）。細粒土の電子顕微鏡写真を写真 2-1 に示す。排水単調試験において、どの細粒分含有率においても粒度調整しらすのほうが初期剛性、ピーク応力比も高い強度を示した。また、粒度調整しらすの方が膨張傾向にあった。非排水単調試験においても同様の結果が得られた。繰返し試験においては、粒度調整しらす・珪砂添加しらすともに細粒分含有率の増加に伴い強度が低下した。両者を比べるとほぼ同程度の強度を示した。



(a) しらす細粒子



(b) 珪砂細粒子

写真 2 - 1 電子顕微鏡写真

2. 5 薬液固結砂に関する既往の研究

熊谷ら⁶³⁾は細粒分を含まない珪砂を対象に、供試体の締固め方法を提案し、この方法で作成した供試体にゲルタイムの長い薬液を注入し、浸透注入による固結砂の一軸圧縮試験・透水試験を行った。珪砂4, 6, 7号それぞれで作成した供試体に、飽和後にゲルタイム約10分の水ガラス系の薬液を一定注入圧で注入した。図2-23に珪砂の相対密度 D_r と一軸圧縮試験で求めた一軸圧縮強さの関係を示す。砂の種類が同一の場合、 D_r が大きくなるほど一軸圧縮強さは大きい値をとり、粒径が粗いものほどその勾配はなだらかである。

また、図2-24は固結砂供試体について湿潤密度 ρ_t と透水係数 k の関係を示す。透水試験⁶⁴⁾は、 $\phi 5\text{cm} \times 10\text{cm}$ の供試体による三軸圧縮試験装置を用いた透水試験を側圧 14.7N/m^2 、通水圧 9.8N/m^2 で実施した。注入前においては図3のように珪砂の種類により透水係数が明確に異なっていたが、注入後は砂の種類に関わらず 10^{-7}cm オーダーでほぼ一定値に低下していることがわかる。

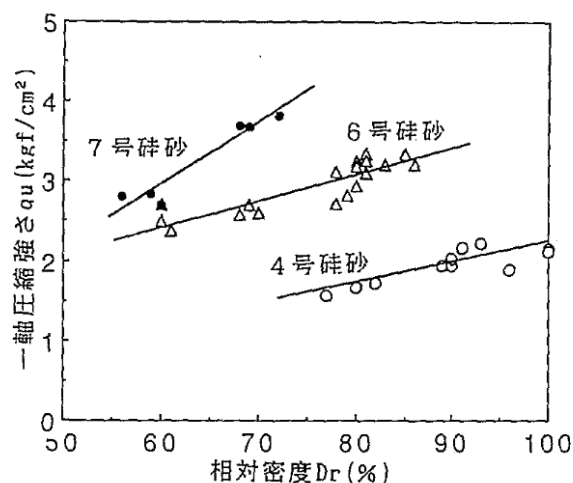


図2-23 相対密度と一軸圧縮強さ

(ただし $1\text{kgf/cm}^2=9.8\text{N/m}^2$)

第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究

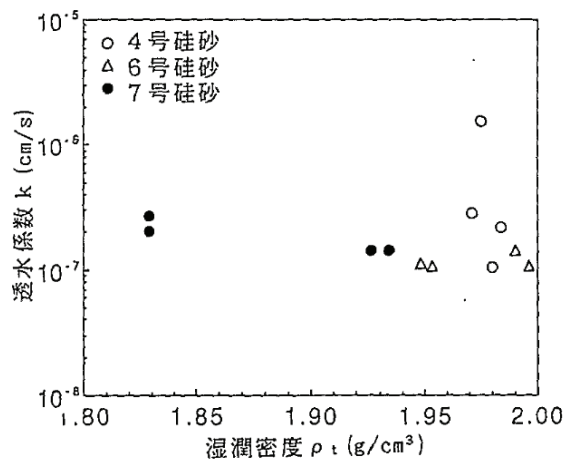


図 2-24 湿潤密度と透水係数の関係 (注入後)

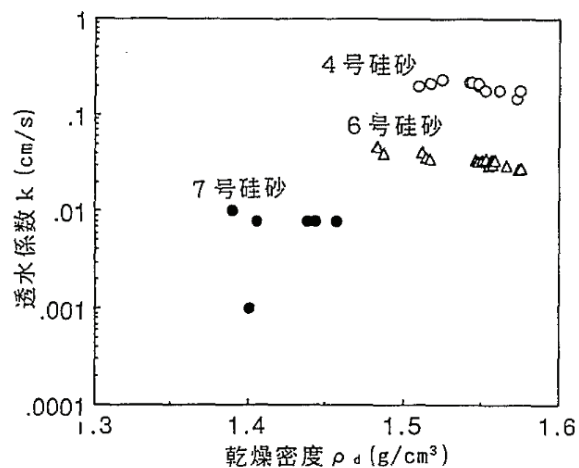
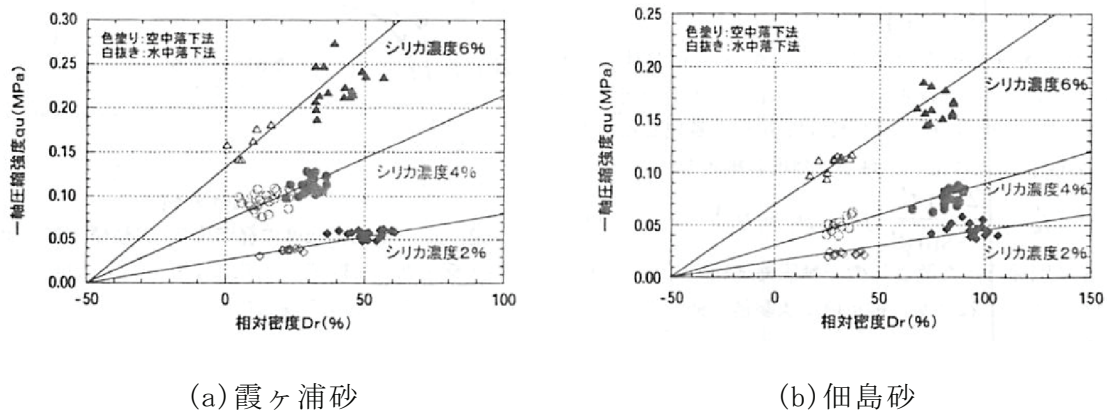


図 2-25 湿潤密度と透水係数の関係 (注入前)



(a) 霞ヶ浦砂

(b) 佃島砂

図 2-26 一軸圧縮強度と相対密度の関係

第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究

また、天利・社本ら⁶⁵⁾は霞ヶ浦砂、佃島砂を異なるシリカ濃度の特殊シリカグラウト剤で固化した試料で一軸圧縮試験を行った。図 2-27(a) (b)に薬液注入した霞ヶ浦砂および佃島砂の一軸圧縮強度と相対密度の関係を示す。図 2-27(a)において、薬液のシリカ濃度が大きくなるにつれて一軸圧縮強度は大きくなるが、一軸圧縮強度は骨格となっている砂の相対密度にも大きく依存している。同一のシリカ濃度の供試体では、両者の関係は相対密度が-50%で強度がゼロとなる点を通る直線で表すことができる。図-27(b)は佃島砂について霞ヶ浦砂と同様の分析を行ったものである。霞ヶ浦砂と同様に、相対密度と一軸圧縮強度の関係は、シリカ濃度をパラメータとした直線関係で表せ、霞ヶ浦砂と同様に両者の関係は相対密度が-50%で強度がゼロとなる点を通り直線で表すことが出来る。図 2-28 は、シリカ濃度 4%の薬液の薬液注入した鹿島産硅砂 1号, 2号, 3号, 山形産硅砂 4号, 5号の一軸圧縮強度と相対密度の関係を示す。他の砂と同様に両者の関係は相対密度-50%で強度がゼロとなる直線で表すことができる。図より粒径が大きくなると直線の傾きが小さくなることがわかる。したがって同一シリカ濃度の薬液で改良した砂供試体は、砂の粒径が大きくなると一軸圧縮強度が低くなることが分かる。

図 2-29 は、図 2-27, 2-28 に示したシリカ濃度 4%の直線の傾き α と試料の粒径 D_{50} の関係を示したものである。これより両者の関係は両対数軸上で直線関係があることがわかる。

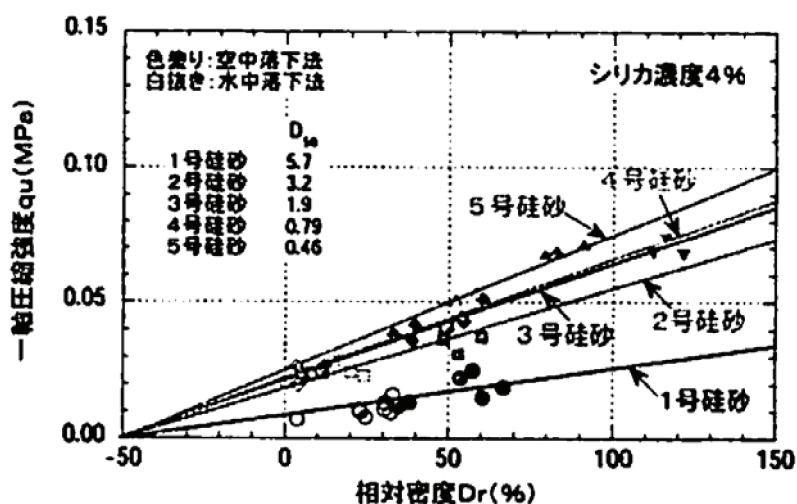


図 2-28 硅砂 1号～5号の一軸圧縮強度と相対密度の関係

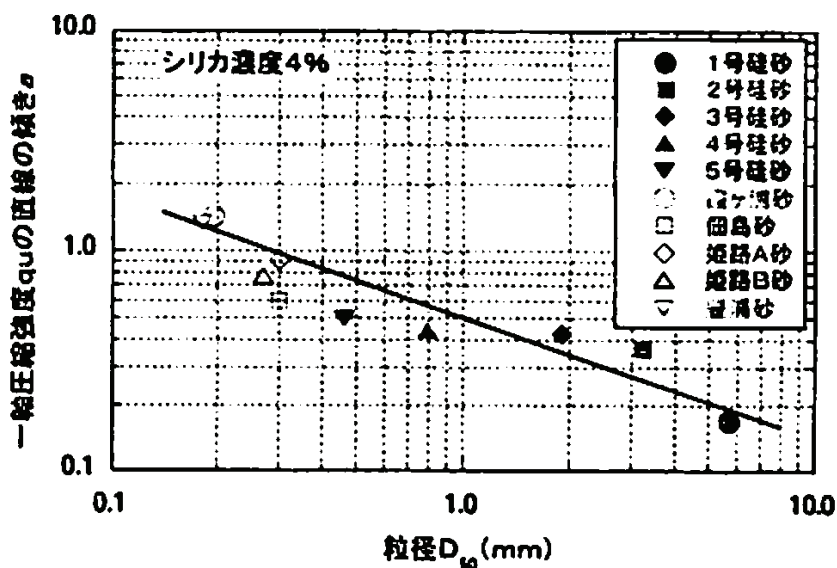


図 2-29 一軸圧縮強度の直線の傾き α と粒径 D_{50} の関係

粘着力を有さない未固結な砂に薬液が浸透して固結すると、砂に粘着力が与えられ強度が増加する。固結砂の強度特性に関する研究は、数多くなされており、三軸圧縮試験により求められる粘着力 c や摩擦角 ϕ を未固結砂と比較した研究も多い。これまでの調査研究結果から判断すると、一般の摩擦角 ϕ は注入前の未固結な状態と変わりなく、粘着力 c が付与されると考えられる。固結による c 、 ϕ の変化の特徴を理解するためには、固結砂のダイレイタンシー特性について理解する必要がある。森、田村⁶⁸⁾は薬液固結砂のダイレイタンシー特性に着目し、強度発現メカニズムについて調査、考察している。彼らが行った相馬砂（粒径 $D=0.42\sim 0.84\text{mm}$ ）を用いた拘束圧 98kPa の排水三軸圧縮試験（水ガラス濃度 $N=0, 15, 35\text{H}\%$ 、 $\rho_d=1.58\text{g/cm}^3$ ）の結果について図 1-30(a),(b)に示す。ここで、図中の N はアルカリ有機系水ガラス濃度を示し、 $N=0\%$ は未固結な飽和砂、 $N=35\text{H}\%$ は従来の薬液より硬化剤量の多い高強度水ガラスによる固結砂である。

これより、ダイレイタンシー係数($d\varepsilon_v/d\varepsilon_1$)は、変形の初期を除いて、固結砂の方が、未固結砂より大きく、さらに、水ガラス濃度が大きいほど増加していることがわかる。

また、彼らは、アルカリ有機系の薬液で固結させた豊浦砂の一軸圧縮強さと正のダイレイタンシーに基づく負圧の関係を明らかにするため、Unjacketed 試験を行っている⁶⁸⁾。この Unjacketed 試験は、ゴムスリーブを用いないで水浸状態で行われる三軸圧縮試験であり、供試体内部の間隙水圧がセル圧に等しくなるために、せん断中供試体

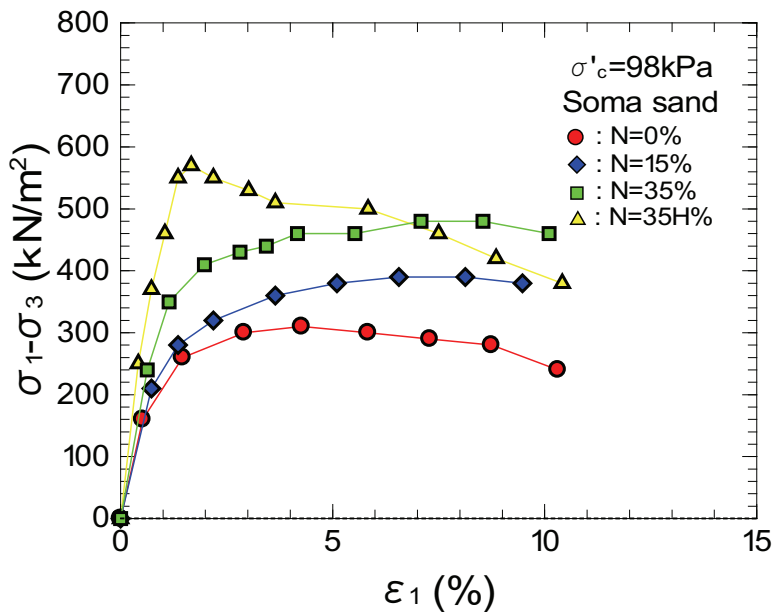
内に負圧が発生せず有効拘束圧がゼロとなる⁶⁹⁾。

図 2-31.(a)～(c)に、森，田村の行った水ガラス濃度別の豊浦固結砂の一軸圧縮強さを拘束圧 σ に対して整理した結果を示す⁶⁸⁾。ここで，Type1 は Unjacketed 試験で得られる強度 q_{u1} ，Type2 は通常の一軸圧縮試験から得られる強度 q_{u2} ，Type3 は Unjacketed の状態で，供試体に所定の拘束圧を与えた後に拘束圧を開放し，セル内の水を除去してから行った一軸圧縮試験で得られる強度 q_{u3} である。 q_{u2} と q_{u3} の違いはいずれの水ガラス濃度，拘束圧においても小さいので，以下の整理に用いる水ガラス濃度に対応する一軸圧縮強さ q_u としては， q_{u2} と q_{u3} の平均値を用いるものとする。

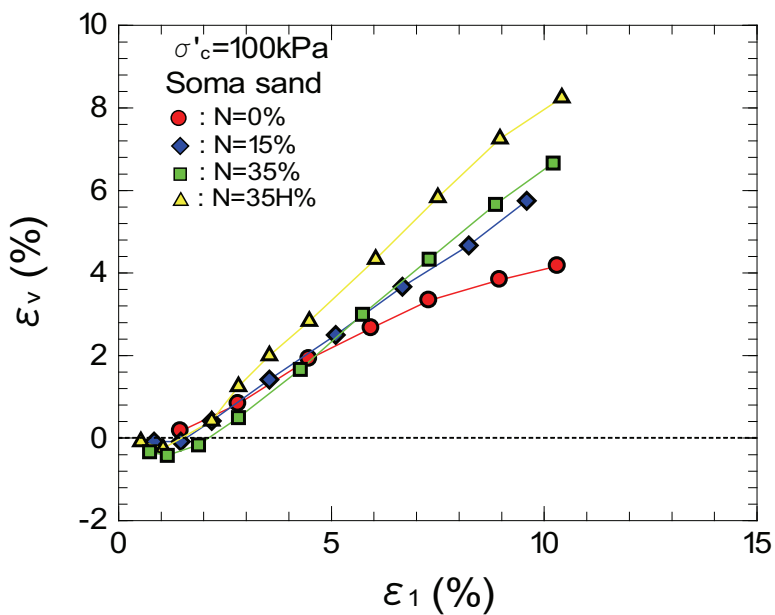
図 2-31(a)の $N=15\%$ においては q_{u1} と一軸圧縮強さはほとんど差異がないが，図 2-31.(b), (c)に示すように水ガラス濃度が増加するに伴い，その差は大きくなっている。図 2-31.(c)に示す $N=50\%$ では， q_{u1} は一軸圧縮強さの 3 割程度となり，Unjacketed 試験の強度はかなり小さくなっている。

また， q_{u1} の大きさは水ガラス濃度や拘束圧にほとんど無関係で $200(\text{kN/m}^2)$ 程度の値が得られており，これは本研究で用いた特殊中性・酸性系薬液と比べてゲル強度の高いアルカリ有機系薬液ゲル化物のせん断強度に対応した値になっているものと考えられる。なお，薬液のみを固化させたホモゲル自体の強度は水ガラス溶液と硬化剤との比率に依存することが知られており，彼らの実験で用いた薬液では硬化剤との比率が一定に保たれているのでほぼ一定のゲル化物のせん断強度が得られたものと推定される。

彼らは，Type 2 と Type3 の試験条件で得られた一軸圧縮強さのうち薬液ゲル化物のせん断強度を除いた成分は，薬液固結砂のせん断に伴う正のダイレイタンスに伴う負圧による摩擦抵抗に基づくものと考えている。一軸圧縮強さ q_u と Unjacketed 試験の強度 q_{u1} の差が大きいことは，その固結砂の正のダイレイタンスに伴う負圧の発生状態が大きいことを意味している。 q_u と q_{u1} の差は，水ガラス濃度が大きいほど大きくなっていることから，固結砂のせん断に伴う正のダイレイタンスは水ガラス濃度が大きくなるにつれて増大するものと考えられることができる。



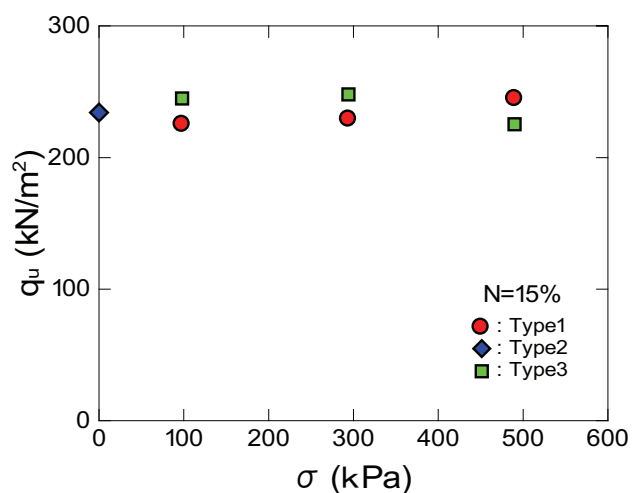
(a) 軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$)と軸ひずみ ϵ_1 の関係



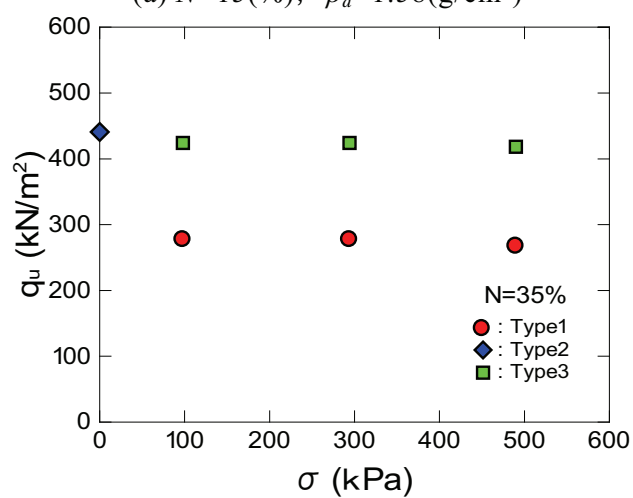
(b) 体積ひずみ ϵ_v と軸ひずみ ϵ_1 の関係

図 2-30 薬液固結砂の三軸圧縮試験結果
(森,田村ら⁶⁸⁾に加筆修正)

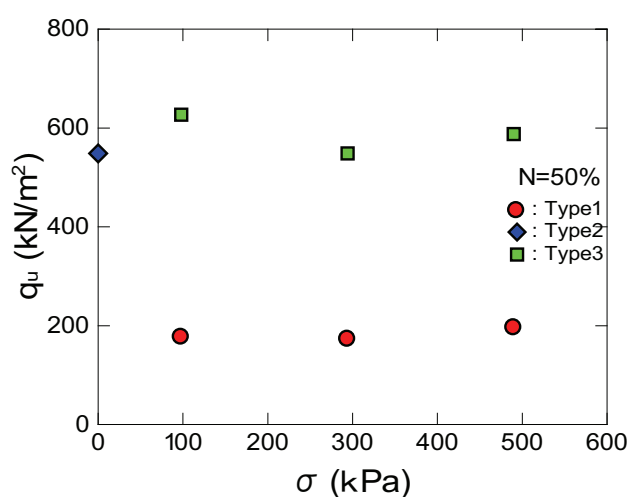
第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究



(a) $N=15\%$, $\rho_d=1.58(\text{g/cm}^3)$



(b) $N=35\%$, $\rho_d=1.57(\text{g/cm}^3)$



(c) $N=50\%$, $\rho_d=1.56(\text{g/cm}^3)$

図 2-31. 豊浦固結砂の一軸圧縮強さ(森, 田村⁶⁸)に加筆修正)

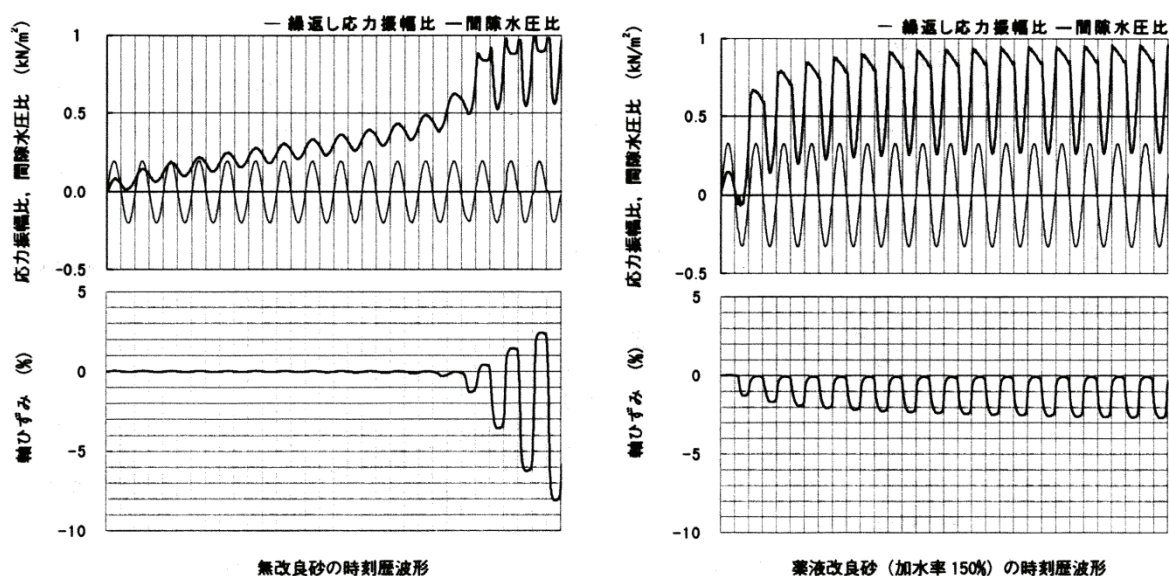
第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究

近年、耐久性の高い水ガラス系の薬液を用いた地盤の液状化対策事例が増加傾向にあり、その施行性から、特に既設構造物の液状化対策工法として、薬液注入工法が期待されている。地盤耐震の分野でも、兵庫県南部地震以降、既設タンクの液状化対策への適用性に関する研究が行われるなど、特に既設構造物を対象とした液状化対策工法として、薬液注入工法が期待されている。

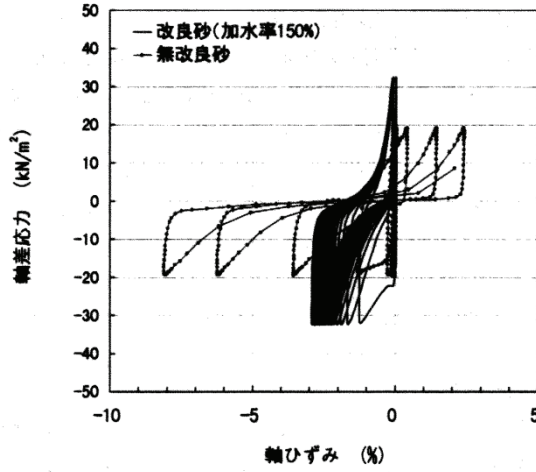
しかしながら、動的変形特性に関する研究は少なく、これらのメカニズムを把握し、設計に反映することが重要な課題となっている。

山田ら⁷⁰⁾は薬液改良砂について、繰返し非排水三軸試験、及び動的変形試験を実施し、改良砂の液状化強度特性及び動的変形特性について調べている。繰返し三軸試験において、次のような結果を示した。図 2-31 に繰返し非排水三軸試験で得られた、改良砂の時刻歴波形及び軸差応力～軸ひずみ関係の一例を無改良砂と比較して示す。無改良砂は完全液状化に至る（過剰間隙水圧比が 1 になる）が、改良砂は完全液状化に至っていない。また無改良砂では間隙水圧比が 1 に近づくと急に変形が進むのに対して、間隙水圧比が大きくなってから変形の進行が緩やかである。さらに無改良砂は間隙水圧比が 1 に近づくと圧縮側のせん断除荷過程で水圧の上昇が見受けられない。

さらに動的変形試験において得られた結果を図 1-32 に示す。これらの結果より同一 γ で比較すると、未改良砂より改良砂の方がより G_{eq} が大きくなり、 h_{eq} は小さくなっている。さらに正規化した G_{eq} も G_{eq} と同様に大きくなる傾向にある。

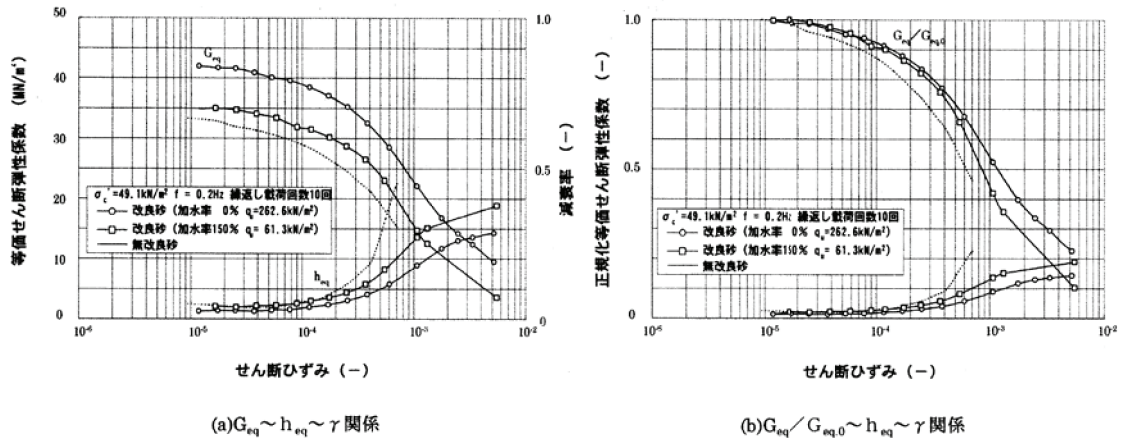


(a) 繰返しせん断応力比、過剰間隙水圧及び軸ひずみの経時変化



(b) 軸差応力～軸ひずみ関係

図. 2-32 非排水繰返し三軸試験結果



(a) $G_{eq} \sim h_{eq} \sim \gamma$ 関係

(b) $G_{eq}/G_{eq,0} \sim h_{eq} \sim \gamma$ 関係

図 2-33 薬液改良砂の動的変形特性

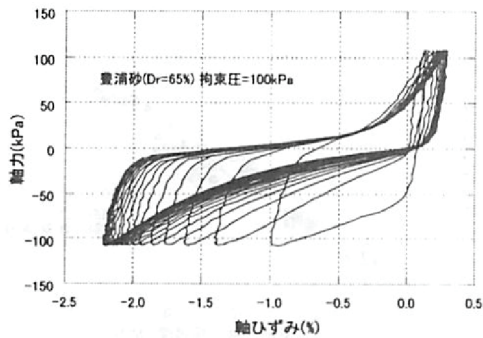


図 2-34 応力-ひずみ関係

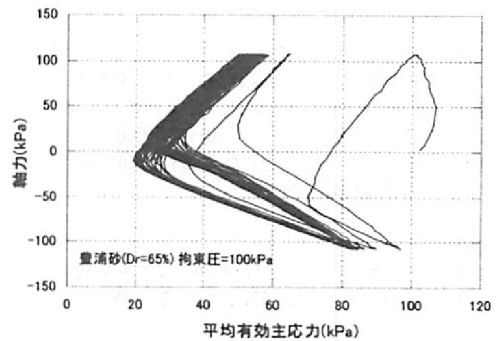


図 2-35 有効応力経路

第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究

風間・社本ら⁶⁷⁾は特殊シリカ系薬液を用いて豊浦砂を改良し、液状化試験、一軸圧縮試験を行った。図 2-34 および 2-35 は非排水せん断時の応力-ひずみ関係および有効応力経路である。薬液改良砂は砂のサイクリックモビリティと同様に逆 S 字の応力ひずみ関係を描くが、一定のせん断ひずみに収束する様子が見られる。これらの挙動を見ると、薬液固結砂を通常の液状化強度という概念でとらえることは適切ではない。しかしながら、液状化対策を目的とした配合条件を設定するため、液状化強度とシリカ濃度の関係を示す必要がある。風間らは 5% の両振幅非排水繰返しせん断ひずみが繰返し回数 20 回で生じるせん断応力比を液状化強度とみなし検討を行った。図 1-36 は液状化試験より得られた液状化強度とシリカ濃度の関係を示したものである。シリカ濃度が増加するに従い液状化強度が増加する。

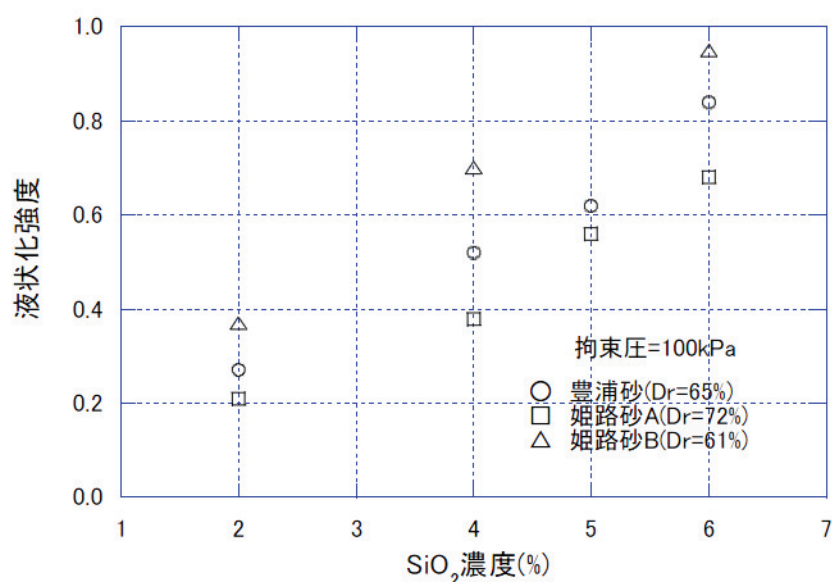


図 2-36 液状化強度とシリカ濃度の関係

本節で紹介した既往の研究より、薬液固結砂において一軸圧縮強度や液状化強度、動的変形特性は、シリカ濃度に支配されていることがわかった。

参考文献

- 1) 土木学会編：“動的解析と耐震設計 第1巻 地震動・動的物性”，技報堂出版，1989
- 2) Seed, H.B.: “Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes”, State-of-Art Report, Preprint of ASCE Annual Convention and Exposition on Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, Philadelphia, 1976
- 3) Ishihara, K., F. Tatsuoka and S. Yasuda : “Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stress”, Soils and Foundations, Vol.15, No.1, pp.29~44, 1975
- 4) Hardin, B.O. and F.E. Richart Jr. : “Elastic wave velocities in granular soils”, Jour. Of SMF Div., Proc. ASCE, Vol.89, No.SM1, Proc. Paper 3407, Feb., pp.33~65, 1963
- 5) Iwasaki, T., F. Tatsuoka and Y. Takagi : “Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading”, Soils and Foundations, Vol.18, No.1, pp.39~59, 1978
- 6) 原昭夫・清田芳治：“地盤振動解析のための土の動的性質の研究（せん断弾性定数・減衰定数の振動数依存性）”，第14回土質工学会研究発表会，1979
- 7) 柴田徹・土岐憲三・寺田邦雄：“砂中の弾性波速度について”，第4回土質工学研究発表会，1969
- 8) Iwasaki, T. and F. Tatsuoka : “Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands”, Soils and Foundations, Vol.17, No.3, pp.19~35, 1977
- 9) Drnevich, V.P. : “Effects of strain history on the dynamic properties of sand”, Ph.D. Thesis of the University of Michigan, 1967
- 10) Skoglund, G.R., W.F. Marcuson, III and R.W. Cunney : “Evaluation of resonant-column test devices”, J. GTO, Proc. ASCE, Vol.102, GT11, pp.1147~1158, 1976
- 11) 大岡弘：“飽和砂の液状化発生条件に関する研究”，東京工業大学博士論文，1974
- 12) Silver, M.L. and H.B. Seed: “Deformation characteristics of sands under cyclic loading”, J. SMFD, Proc. ASCE, Vol.97, No.SM8, pp.1081~1098, 1971
- 13) 柴田徹・田居優・：“砂質土のせん断弾性係数について”，第11回土質工学研究発表会，1976
- 14) 柳沢栄司・楊熿亮：“せん断過程における砂の動的せん断弾性係数の変化について”，第12回土質工学研究発表会，1977
- 15) Hardin, B.O. and W.L. Black : “Sand stiffness under various triaxial stresses”, J. SMFD, Proc., ASCE, Vol.92, No.SM2, pp.27~42, 1966

第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究

- 16) Kuribayashi, E., T. Iwasaki and F. Tatsuoka : “Effects of stress-strain conditions on dynamic properties of sands”, Proc. Of Japanese Society of Civil Engineers, No.242, pp.105~114, 1975
- 17) Tatsuoka, F., T. Iwasaki, S. Fukushima and H. Sudo : “Stress conditions and stress histories affecting shear modulus and damping of sand under cyclic loading”, Soils and Foundations, Vol.19, No.2, 1979
- 18) 岩崎敏夫・龍岡文夫・吉田精一 : “地盤の動的変形特性に関する実験的研究(I) - 微小ひずみ領域における砂の動的変形特性-”, 土木研究所報告, 第148号, 1977
- 19) 伊東裕・龍岡文夫 : “不攪乱砂質土のせん断変形係数”, 第32回土木学会年次学術講演会発表概要集, pp.148~149, 1977
- 20) Tatsuoka, F., T. Iwasaki, S. Yoshida, S. Fukushima and H. Sudo : “Shear modulus and damping by drained tests on clean sand specimens reconstituted by various methods”, Soils and Foundations, Vol.19, No.1, pp.39~54, 1979
- 21) 山下聡 : “砂の繰返し載荷試験結果に及ぼす諸因子の影響と試験結果の適用に関する研究”, 北海道大学博士論文, 1992
- 22) Tatsuoka, F., T. Iwasaki and Y. Takagi : “Hysteretic damping of sands and its relation to shear modulus”, Soils and Foundations, Vol.18, No.2, pp.25~40, 1978
- 23) Hardin, B.O. : “The nature of damping in sands”, Jour. Of SMF Div., Proc., ASCE, Vol.91, No.SM1, pp.63~97, 1965
- 24) 大岡弘・伊東幸爾郎 : “乾燥砂と正規圧密粘土を用いた動的一斉試験結果”, 7th Joint Meeting, US-Japan Panel on wind and Seismic Effects, UJNR, 第11回合同部会, 1979
- 25) Hardin, B.O. and Black, W.L. : “Closure to Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay”, Proc. SMFD, ASCE, Vol.95, No.SM6, pp.1531~1537, 1969
- 26) Zen, K., Y. Umehara and K. Hamada : “Laboratory tests and in situ seismic survey on vibratory shear modulus of clayey soils with various plasticities”, Proc, Japanese Symp. Earthquake Eng., Tokyo, pp.721~728, 1978
- 27) 岩崎敏夫・常田賢一・吉田精一・龍岡文夫 : “粘性土の動的変形特性に関する実験”, 第14回土質工学研究発表会発表概要集, pp.629~632, 1979
- 28) 岩崎敏夫・龍岡文夫・横田耕一郎 : “不攪乱粘性土の変形係数についての室内実験結果”, 第12回土質工学研究発表会発表概要集, pp.433~436, 1977
- 29) 梅原靖文・善功企・立花久嗣 : “繰返し載荷を受ける海成粘土の変形特性”, 第11

第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究

回土質工学研究発表会発表概要集, pp.335~338, 1976

- 30) Kokusho, T., Yoshida, Y. and Esashi, Y.: “Dynamic properties of soft clay for wide strain range”, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.4, pp.1~18, 1982
- 31) 小笠原久・沢田健吉・谷口栄一: “不攪乱粘性土の動的せん断弾性係数と歪の関係について”, 第32回土木学会年次学術講演会発表概要集, pp.255~256, 1977
- 32) Vucetic, M., and Dobry, R.: “Effect of soil plasticity on cyclic response”, *Jour. Geotech, Eng.*, 117, pp.89~107, 1991
- 33) 森川嘉之・山崎浩之・小池二三勝: “港湾地域から採取された粘性土の動的変形特性”, 第36回地盤工学研究発表会発表概要集, pp.347~348, 2001
- 34) 沿岸開発技術研究センター: “埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)”, pp.66~69, 1997
- 35) 倉田進・藤下利男: “砂と粘土の混合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, 1961
- 36) 中瀬明男・中ノ堂裕文・日下部治・野村浩: “混合土の圧密特性について”, 第13回土質工学会研究発表会発表概要集, pp.213~216, 1978
- 37) 小川富美子・松本一明: “港湾地域における土の工学的諸係数について”, 運輸省港湾技術研究所報告, Vol.17, No.3, 1978
- 38) Kamei, T.: “A study on the mechanical behavior of normally consolidated cohesive soils”, Thesis presented to the Tokyo Institute of Technology, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Engineering, 1985
- 39) 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*, Vol.41, No7, pp.11~16, 1993
- 40) 大嶺聖: “中間土の圧縮及び強度特性に関する基礎的研究”, 九州大学博士論文, 1992
- 41) Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H.: “Stress-Deformation and Strength Characteristics”, *Proc. 9th ICSMFE*, Vol.2, State-of-the-Art-Report, pp.421~494, 1977
- 42) Nakase, A. and Kamei, T.: “Undrained shear strength anisotropy of normally consolidated cohesive soils”, *Soils and Foundations*, Vol.23, No.1, pp.91~101, 1983
- 43) 中瀬明男・日下部治・亀井健史・鈴木弘之: “粘性土地盤の異方性と塑性指数”, *土と基礎*, Vol.32, No.11, pp.19~24, 1984

第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究

- 44) Duncan, J.M. and Seed, H.B.: “Anisotropy and stress reorientation in clay”, Proc. ASCE, Vol.92, No.SM5, pp.21~50, 1966
- 45) Davis, E.F. and Christian, J.T.: “Bearing capacity of anisotropic cohesive soil”, Proc. ASCE, Vol.97, No.SM5, pp.753~769, 1971
- 46) Drnevich, V.P.: “Effects of strain history on the dynamic properties of sand”, Ph.D. Thesis of the University of Michigan, 1967
- 47) 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, pp233~243, 2001
- 48) Mesmary・Nabeshima・Matsui・Nagasawa・Saito: “Cyclic behavior of saturated intermediate soils and soil properties”, 第37回地盤工学研究発表会概要集, pp.405~406, 2002
- 49) 小笠原久・沢田健吉・谷口栄一: “粘土の動的変形係数と歪の関係”, 第33回土木学会年次学術講演会発表概要集, pp.118~123, 1978
- 50) 高田誠: しらす地盤の地盤工学的特性に関する研究, 鹿児島大学学位論文, p151, 1998.
- 51) 日本住宅公団建築部調査研究課: 「特殊土壌(しらす地帯)における高層住棟の基礎工法に関する開発研究」報告書, 1974.
- 52) 久原中吾, 藤本廣, 高嶋勲: 現場実験による特殊土壌(シラス)急斜面の土壌ウ侵食について, 土と基礎, Vol.7, No.2, pp.33-46, 1959.
- 53) 藤本廣: シラス侵食とパイピング現象の問題点, 土と基礎, Vol.23, No.2, pp.41-48, 1975.
- 54) 大原資生: シラスの液状化について, 第10回自然災害科学総合シンポジウム講演集, pp.263-266, 1973.
- 55) 山内豊聡, 坂口理, 是枝慶一: 鹿児島における沖積しらす地盤—特にその地盤工学特性について, 土と基礎, Vol.24, No.7, pp.25-32, 1976.
- 56) 大原資生, 安永文夫, 藤井信夫: 乱さないシラスの動的性質, 土質工学会論文報告集, Vol.14, No.4, pp.107-114, 1974.
- 57) 村田秀一: 地山しらすの破壊機構と斜面安定に関する研究, 学位論文(九州大学), pp.9-11, 1978.
- 58) M.Harutama: Geological, physical, and mechanical properties of SHIRSU and engineering classification, Soil and Foundations, Vol.13, No.13, pp.45-60, 1973.
- 59) 西力造, 木村大造: シラス地帯研究(第2報), 鹿児島大学農学部学術報告書, No.1,

第2章 地盤材料の各種の動的特性に関する既往の研究

pp.18-28, 1952.

- 60) 山内豊聡, 後藤恵之輔, 村田秀一: 乱さないしらす試料の採取法と強度定数, 土質工学会しらす基準化シンポジウム発表論文集, pp.13-32, 1979.
- 61) 大庭昇, 露木利貞, 海老原紘子: シラスの鉱物組成, 化学組成および成因について (I), 岩石鉱物鉱床学会誌, Vol.58, No.4, pp.82-97, 1967.
- 62) 春山元寿, 宮内信文: 新期火山灰およびしらすからなる地盤の物理化学的性質, 土質工学会論文報告集, Vol.20, No.1, pp.103-111, 1980.
- 63) 澤村仁志: しらすの単調および繰返しせん断特性に及ぼす細粒分の影響, 山口大学大学院博士前期課程修士論文, 2001.2.
- 64) 水木崇文: しらすの単調及び繰返しせん断特性に及ぼす粒子形状および細粒分含有率の影響, 山口大学大学院博士前期課程修士論文, 2004.2.
- 65) 熊谷浩二, 所武彦, 柳澤栄司: "薬液注入による固結砂供試体の一軸圧縮強さに与える要因について", 土木学会論文集 No. 469/III-23, pp.121-126, 1993.6
- 66) 檜垣貫司・C. FRETTI.P. MORABJTO: 液状寒天注入による乾燥砂の単位体積重量測定, 昭和 63 年度サンプリングシンポジウム, 土質工学会, pp.75-82, 1989
- 67) 天利実, 社本康広, 風間広志: 特殊シリカ系薬液注入改良土の相対密度と一軸圧縮強度の関係に粒径が及ぼす影響, 第 41 回地盤工学研究発表会, pp.791-792, 2006.7
- 68) 森麟, 田村昌仁: 薬液により固結した砂の粘着力とダイレイタンスーについて, 土木学会論文集, 370 号/III-5, pp.123-132, 1986.
- 69) 森麟, 田村昌仁: 水ガラス系固結砂の強度に関する工学的特性, 土木学会論文集, 370 号/III-5, pp.113-122, 1986.
- 70) Skempton, A.W.: Effective stress in soils, concrete and rocks, PORE PRESSURE and SUCTION IN SOILS, London, Butterworths, pp.4-16, 1960.
- 71) 山田岳峰, 吉迫和生: 液状化対策のための薬液改良砂の動的特性, 鹿島技術研究所年報掲載論文, No.49, 2000

第3章 地盤材料の骨格構造と等価骨格間隙比

3.1 概説

実務においては、砂、シルト、粘土が複雑に入り混じった土に遭遇する事が多く、それらの強度定数の設定や液状化判定など、取り扱いに苦慮している。砂と粘土は設計の理念や取り扱い方法が全く異なることから、それらの境界の設定や砂から粘土に至る物性の異なる土の物性定数 (c , ϕ) を連続的に評価していくことが難しいのが現状である。

海浜部の埋立地においては、いろいろな地盤材料が使用される。例えば、南九州一帯において、火砕流堆積土としてのしらすが多く堆積しており、埋立て材や盛土材などの地盤材料として用いられている。都市部においては、埋立材料である砂質土等に薬液注入を行い固結させる薬液注入工法が多く使われるようになってきている。これらは共に主となる粒子の骨格構造の中に細粒分ないしは薬液固結体であるゲルを含有している。それ故、1章で述べた砂とも粘土とも判定しづらいものとなっており新たな評価方法を模索する必要がある。

土の応力-ひずみ関係を表す構成モデルとして、カムクレイモデルがしばしば用いられる。このカムクレイモデルにおいては、土の間隙比 e 、平均有効主応力 p' 、主応力差 q が重要なパラメータとなっている。すなわち、土の応力-ひずみ関係は土の構造状態に密接な関係をもつ間隙比に支配されることがわかる。しかしながら、前述のようにしらすや薬液固結砂はともに混合地盤材料なので、同一の間隙比であってもその構造状態が異なることから、構造状態の違いを適切に反映できる間隙比が必要とされる。すなわち、しらすの場合には砂粒子骨格に細粒分が及ぼす影響を考慮する必要があり、薬液固結砂の場合には砂粒子骨格に薬液ゲルが及ぼす影響を考慮する必要があるため、これらを反映するように考案された間隙比が等価骨格間隙比 e_{ge} である。

本編では、地盤材料の骨格構造についての既往の研究を紹介し、本研究で用いるしらす、薬液固結砂といった混合地盤材料を評価するのに等価骨格間隙比が適していることを示した。

3. 2 地盤材料の骨格構造

土は、砂のような粒径が識別できるものから粘土粒子のような微細なものまでの集合体である²⁾。これらの粒子が堆積する場合、土の生成過程や水中での物理化学的作用により種々の構造を有する。以下に代表的な土の構造を示す。

(a) 単粒構造：砂のように大きな粒子は、周面の数ヶ所の点で他の粒子と接触した状態で堆積し、単粒子構造を示す。(図3-6(a))。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。このような堆積構造を有する地盤は、骨格が摩擦によって構成され、圧縮性が小さく、またせん断抵抗は大きい。

(b) 蜂の巣構造：シルトや粘土のような細粒子が静水の中を沈降し堆積すると、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作り単粒子骨格よりは遙かに大きな間隙をもつ蜂の巣構造となる。(図3-6(b))。このときの間隙比は1.0~1.5にも及ぶ。このような堆積構造を有する地盤では、振動や動的な荷重を受けると構造が破壊されるため流動状態になりやすい。

(c) 綿毛構造：微細粒な粘土鉱物は、水中でコロイド状を呈しなかなか沈降しない。しかし、海水などの電解液が加わるとある粒子は荷電を失い、互いに粘着力が働き粒子は団結し、綿くず状の集団が蜂の巣構造を形成したものが綿毛構造である。(図3-6(c))。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少なくない。

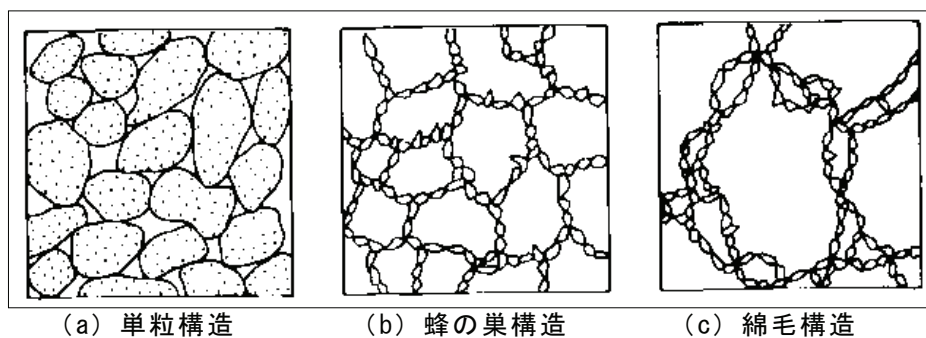


図3-6 土の構造

砂と粘土の境界が曖昧な領域であるいわゆる中間土の骨格構造については、このように明確には解明されていない部分が多い。しかし、今までに以下に示すような中間土の骨格構造に関する研究が行われている。Terzaghi は、粘土粒子の集合体が凝固の際互いに綿毛状に結合して集積する、いわゆる、綿毛構造を考えた。その後、Casagrande は、Terzaghi の構造を基に砂、シルトおよび粘土粒子を含む土の構造を提案した。このモデルは図 3-7 に示されるように、剛な砂粒子やシルト粒子が粘土粒子の集合体を通して互いにもたれかかって骨格のようなものを作り、その骨格の間隙には未圧密の粘土粒子が満たされている。

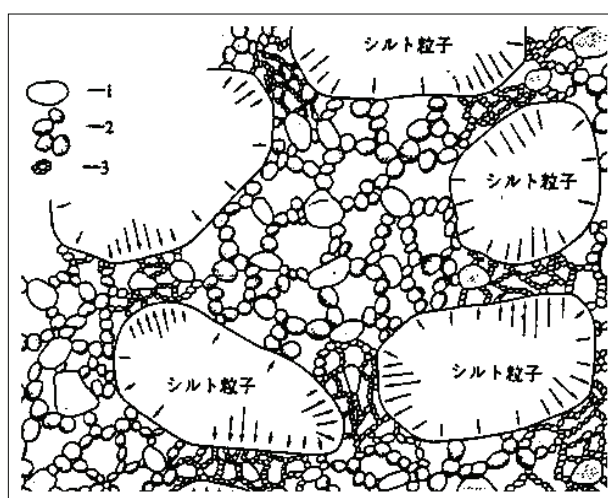


図 3-7 砂、シルトおよび粘土粒子を含む土の構造モデル
(Casagrande³⁾による)

Terzaghi や Casagrande のモデルは概念的なものであるが、最近では土の微視的な構造の研究において走査型電子顕微鏡が用いられており、土粒子の配列構造が直接観察できるようになっている。Collins と McGown 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の自然粘性土の構造について考察している。

図 3-8 は、その一例を示したものである。図で示されるように、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や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。

一方、我が国では鬼塚と吉武および柴田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。また、柴田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 3-9 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の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の試験結果から算定することも試みている。

大嶺ら²⁾は図 3-10 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している。

また、図 3-10 のような中間土の土構造を定量的に表すために粗粒子骨格とマトリックスに着目して、次のような間隙量を提案している。なお、下付き添字 v , sc , ss はそれぞれ中間土の間隙（水）、細粒子および粗粒子を、さらに添字の'は粗粒子同士が互いに接触し骨格を形成している部分を、添字の"はそれ以外の部分を表す。また、下付き添字 s , c はそれぞれ中間土内の粗粒子骨格およびマトリックスを表すものとする。

I. 粗粒子骨格に含まれる細粒子も間隙とみなした時の間隙比（粗粒子骨格の間隙比）：

$$e_s = \frac{V_v' + V_{sc}'}{V_{ss}'} \dots (2-3)$$

ここで、 V_v' , V_{sc}' および V_{ss}' は、それぞれ粗粒子骨格における間隙、細粒子および粗粒子の体積である。

II. マトリックスの間隙比：

$$e_c = \frac{V_v''}{V_{sc}''} \dots (2-4)$$

ここで、 V_v'' および V_{sc}'' は、それぞれマトリックスにおける間隙および細粒子の体積である。

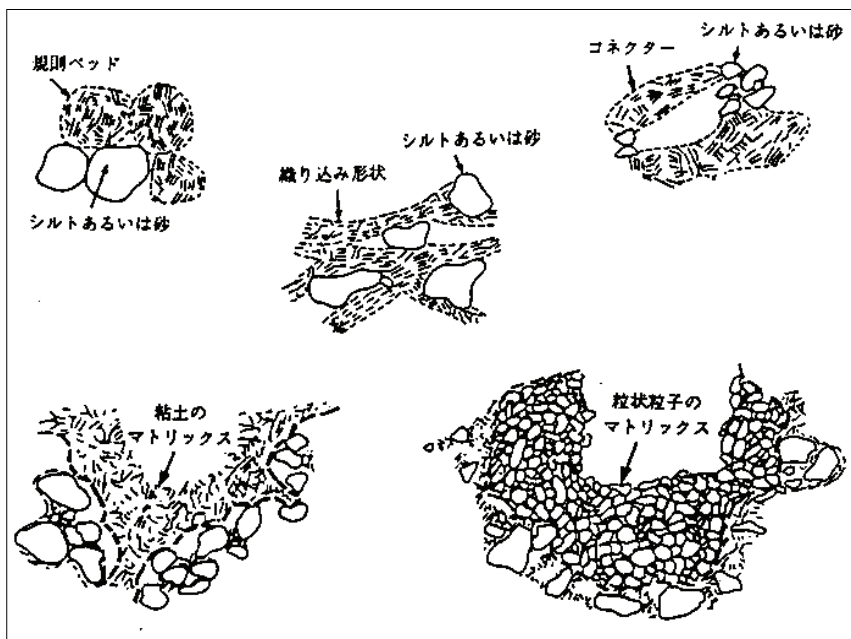


図3-8 自然粘土の構造モデル

(Collins と McGown による⁴⁾)

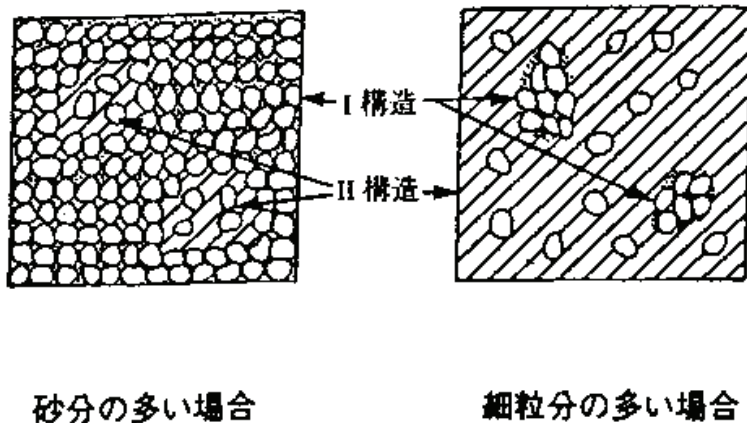


図3-9 二つの基本構造を有する土の構造モデル

(柴田による)

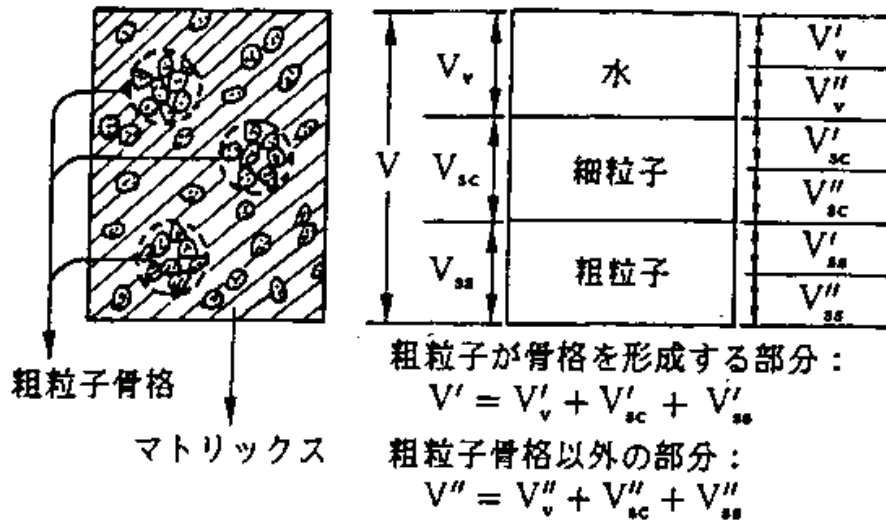


図 3 - 10 中間土の構成模式図

このような既往の研究を踏まえると、中間土は次のような構造をもつと考えられる

- ① 中間土内には粗粒子同士が互いに接触しているものと接触していないものが混在し、これらがランダムに分布している。
- ② 細粒分含有率の減少とともに互いに接触している粗粒子の割合が増え、次第に粗粒子骨格が形成されていく。

以上のことに基づいて中間土の構造を定量的に表すために、いくつかの式を導入する。

まず、粗粒子骨格と細粒子に着目して、間隙量を表す。(図 3 - 11 参照) なお、本研究における供試体は飽和供試体であるので、間隙の体積は水の体積と等しくなる。

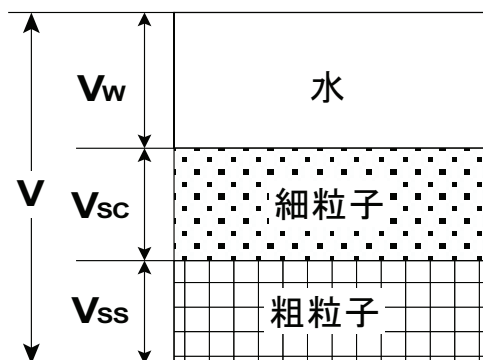


図 3 - 11 土の構造模式図①

I. 中間土の間隙比

$$e = \frac{V_w}{V_{ss} + V_{sc}} \dots (2-5)$$

II. 砂骨格間隙比

$$e_s = \frac{V_w + V_{sc}}{V_{ss}} \dots (2-6)$$

式 2 - 5 で示された中間土の間隙比は、仮に細粒分を 20%含む中間土と 50%含む中間土であっても、細粒子と粗粒子の合わせた体積が同じであればその値は同じになるといったように、含む土粒子の固体部分の種類を考慮したものではないので、様々な種類の土粒子を含む中間土の性質を表現することはできないと考えられる。それに対して、式 2 - 6 で示された砂骨格間隙比は、土粒子の固体部分を細粒子と粗粒子に分類して、細粒子も間隙であるとした場合の間隙比である。この骨格間隙比を用いることにより、粗粒子のみで形成される骨格の状態を把握することが可能になる。例えば、骨格間隙比が粗粒子のみの最大間隙比よりも小さい場合は、中間土の骨格構造は粗粒子のみで形成され、砂骨格間隙比が粗粒子のみの最大間隙比よりも大きい場合は、中間土の骨格構造には細粒分も含まれる。

次に、細粒分をシルトと粘土に分類して間隙比を求める。(図 3 - 12 参照)。

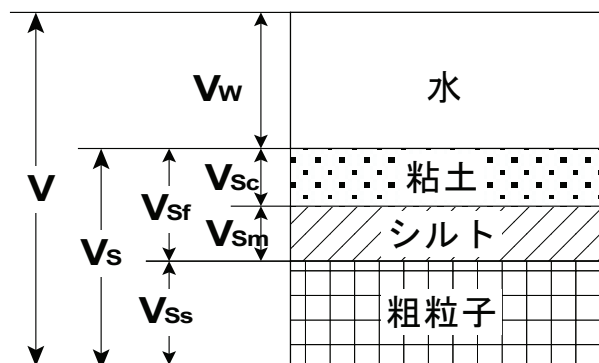


図 3 - 12 土の構造模式図②

III. シルト・砂骨格間隙比

$$e_s = \frac{V_w + V_{sc}}{V_{ss} + V_{sm}} \dots (2-7)$$

細粒分は、その粒径からシルト分と粘土分に分類されるが、シルト分は活性がなく、仮に細粒分の多い試料であっても、そのほとんどがシルトであった場合、供試体の粘着力は低い値になる。粘性土の強度を決定する大きな要因は粘着力であるので、粘着力を考慮した骨格間隙比である式 2 - 7 を用いることによって、より中間土の特性を表すことができると考える。

3.3 骨格間隙比の既往の研究

土質分類法において土は、粒度により細粒分含有率 $F_c=50\%$ を境に粗粒土と細粒土に大分類される。設計においても、土は砂か粘土かいずれかに区分され、砂と粘土では全く異なる方法により評価される。しかし、実際にはいずれにも区分しにくい、いわゆる中間土と呼ばれる土も存在し、その取り扱いに苦慮している現状にある。自然土中には、砂、シルト、粘土などの粒径と性質が異なる土粒子が様々に混在しているため、土を砂か粘土に2分して取り扱うことは問題である。これまで砂と細粒土を混ぜた混合土に関する研究は、砂に細粒土を加えたもの、あるいは逆に粘土に砂を加えたものの二通りに分けられる。前者は主に、砂質土の地震時の液状化や緩い砂の流動変形や静的液状化に関するものであるが、後者は粘性土の圧密や静的強度に関するものが多く粗粒分の混入による圧縮指数の低下や、せん断強度の低下などを調べたものが多かった。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粘土まで統一的に調べた研究はさほど多くは見られない。

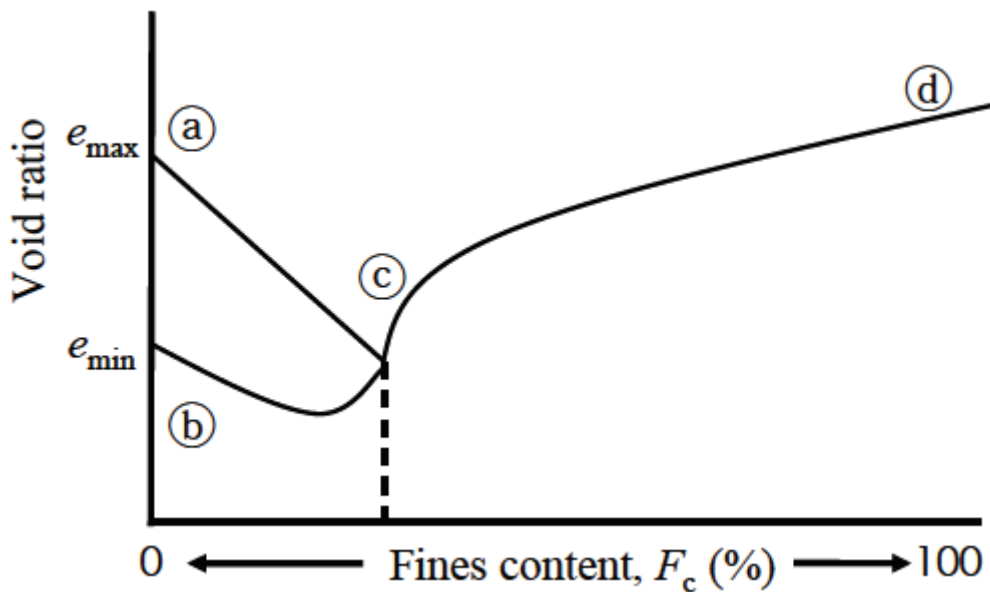
混合土の構造は、粗粒土が主体である場合と細粒土が主体である場合とで性質が異なる。細粒分含有率が低く、粗粒土の骨格が構造の主体となっているものでは、一定の細粒分含有率であっても粗粒土骨格の配列は自在に変化し得る。一方、細粒分含有率がある程度以上となり、細粒土が形成するマトリックスの中に粗粒子が存在する状態においては、混合土の特性は、細粒土自体の持つ性質に支配される。このように、混合土の構造の主体は細粒分含有率によって変化し、特に細粒分含有率の低い混合土では、粗粒土が形成する骨格構造がその特性を支配し、細粒土は補助的に影響を及ぼすと考えられる。

図 3-13 に砂から粘土に至る混合土の間隙比と強度特性の変化を模式的に示す。図 3-13(a) において、砂には、一定の拘束圧下においても最大間隙比①、最小間隙比②の範囲内で種々の間隙比が存在するのに対し、粘土では正規圧密状態では、圧密圧力に対応するユニークな間隙比③が存在する。また、砂側から細粒分含有率が増加する場合、徐々に最大・最小間隙比の差が狭まって行き、その差が 0 となってその後、粘土側に移行して行く境界の細粒分含有率④が存在する。ここで、細粒土が非活性のシルトである場合、シルトも砂同様粒状体としての構造を成すのでこの模式図とは異なる。一方、対応する強度は、図 3-13(b) のように細粒分含有率の増加に伴って変化し、砂の最大・最小間隙比に対応する強度①'、②' から粘土側に移行する強度③' を経て

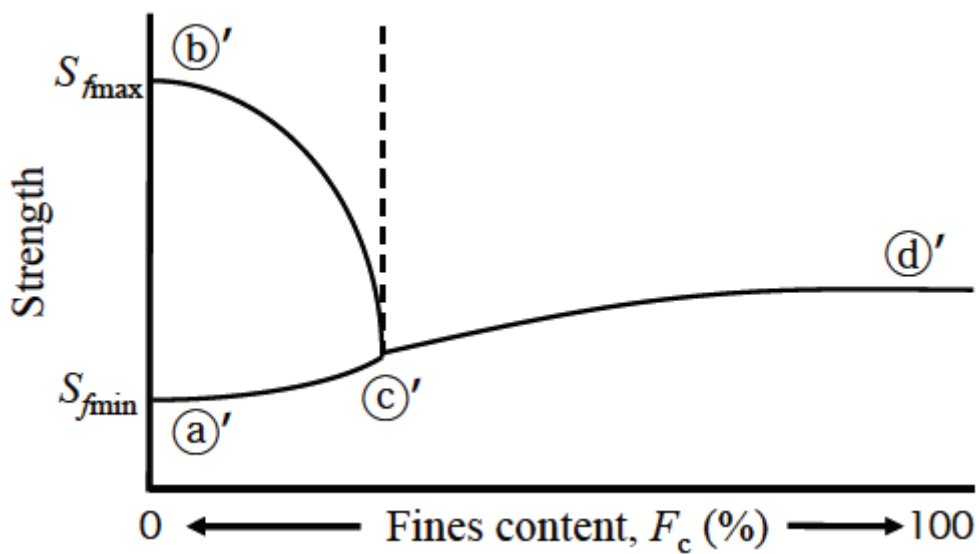
粘土の強度 σ' に至る。

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、Mitchell⁹⁾と Kenny¹⁰⁾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きた。Georgiannou ら¹¹⁾は、砂に質量百分率 10%程度以下のカオリンを混合した混合土に対し、三軸非排水圧縮・伸張試験を行い、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を示し、粘土分含有率が一定の条件では、骨格間隙比が低いほど強度が高くなることを示した。Thevanayagam・Mohan¹²⁾は、細粒分として非活性の細粒シリカ 10%とカオリン 10%と 25%をそれぞれ砂と混合し、三軸圧縮試験を行った。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た。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結果となった。

Pitman ら¹³⁾は緩詰め砂の非排水せん断強度に及ぼす細粒分の影響について調べるために、Ottawa sand に非活性の細粒シリカ($d < 0.075$ mm)、カオリン($d < 0.075$ mm)、細砂(0.075 mm $< d < 0.25$ mm)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、湿潤突固め法により作成した供試体に対し、一連の非排水三軸圧縮試験を行った。その結果、非排水強度は、細粒シリカと細砂では、間隙比と良い対応関係を示すが、カオリン混合土の場合は、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た。さらに、Thevanayagam ら¹⁴⁾は、これまでの骨格間隙比のように細粒分の体積を無視するのではなく、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た。これまでの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った。その理由は、特に初期状態の評価が曖昧で明確な基準がなかったことによると考えられる。また、これまでの多くの研究において、供試体作製方法は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てこなかったためと考えられる。



(a) 間隙比と細粒分含有率の関係



(b) 強度と細粒分含有率の関係

図 3-13 細粒分含有率の変化に伴う混合土の間隙比と強度変化の概念

3.4 しらすの骨格構造

本研究では、鹿児島県始良郡隼人町より採取した一次しらすの細粒分を水洗いし取り除き、下記の4パターンの細粒分含有率になるように任意の割合で細粒分を加えた試料を用いた。

① しらす (Fines content 0%)

原粒度しらすから 0.075mm ふるいで細粒分を水洗いしながら除去し、ふるいに残留した試料を乾燥させ、実験材料として用いた。写真 3-1(a)に、細粒分を除去したしらすの顕微鏡写真を示す。これより、粒子形状が比較的整い角張った素粒子同士が接触し合う構成を示していることがわかる。これに細粒分を加えた写真 3-1(b), (c), (d)の試料と比較しても、細粒分を除去することで粗粒分が骨格を形成し、骨格を形成する粒子が大きく変わったことが明確にわかる。

② しらす (Fines content 10%)

原粒度のしらすを 0.075mm ふるいで細粒分を水洗いしながら除去し、ふるいに残留した試料を乾燥させ、乾燥重量比で細粒分含有率 $F_c=10\%$ になるように細粒分を加えたものを実験材料として用いた。写真 3-1(b)に、細粒分含有率を 10%に粒度調整したしらすの写真を示す。細粒分含有率が 0%のものに比べると、細粒分で全体のマトリックスが形成されており、その中に粗粒分が存在する構造になっている。また、細粒分が粗粒分に付着している様子を観察することができる。

③ しらす (Fines content 20%)

原粒のしらすを 0.075mm ふるいで細粒分を水洗いしながら除去し、ふるいに残留した試料を乾燥させ、乾燥重量比で細粒分含有率 $F_c=20\%$ になるように細粒分を加えたものを実験材料として用いた。写真 3-1(c)に、細粒分含有率を 20%に粒度調整したしらすの写真を示す。細粒分含有率が 10%のものに比べると、細粒分で全体のマトリックスが形成されている傾向がより顕著にあらわれている。

④ しらす (Fines content 30%)

原粒のしらすを 0.075mm ふるいで細粒分を水洗いしながら除去し、ふるいに残留し

第3章 地盤材料の骨格構造と等価骨格間隙比

た試料を乾燥させ，乾燥重量比で細粒分含有率 $F_c=30\%$ になるように細粒分を加えたものを実験材料として用いた．写真 3 - 1(d)に，細粒分含有率を 30%に粒度調整したしらすの写真を示す．細粒分含有率が 10，20%のものに比べると，細粒分で全体のマトリックスが形成されている傾向が最も顕著にあらわれている．

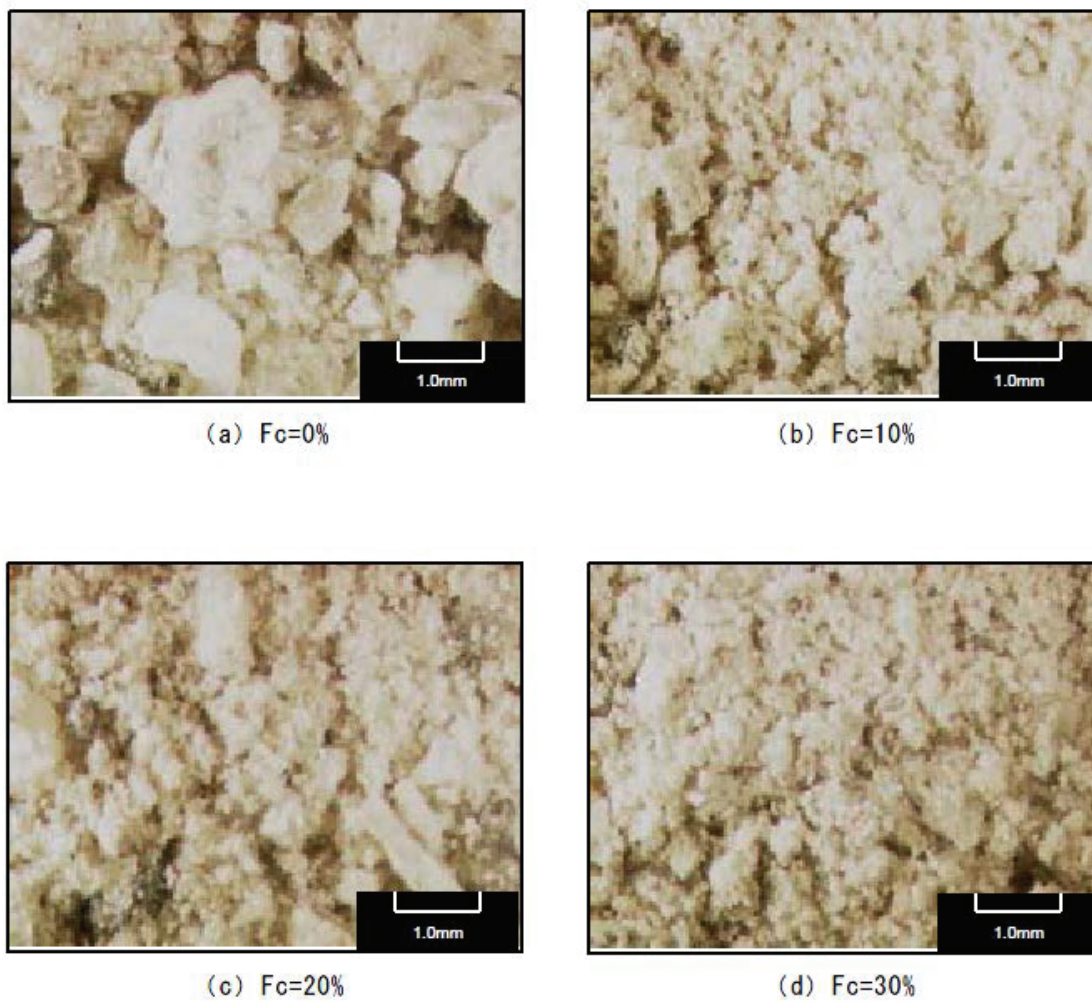


写真 3-1 しらすの顕微鏡写真

3. 5 薬液固結砂の骨格構造

薬液注入工法は砂地盤の間隙水を薬液で置換し改良する工法である。薬液は所定のゲルタイムを迎えるとゼリー状の固結体となる。図 3-14 に間隙水の置換イメージ図を示す。間隙内にゲル化した薬液を含む薬液固結砂は砂骨格を主とする構造を持ち、間隙内に細粒分を含有するしらすやいわゆる中間土に似た構造を持つといえよう。

本研究においてしらすは、上記の 4 パターンの細粒分含有率で試験を行ったが、薬液注入固結砂においては水ガラス濃度を 3 パターン変化させ試料を作成した。てん充率 100%で行ったため理論上間隙内は薬液で満たされていることになる。

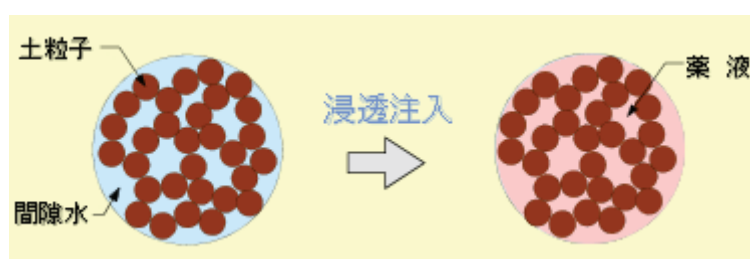


図 3-14 間隙水の置換イメージ図

3. 6 混合地盤材料の構造評価

3.4, 3.5 節で挙げた地盤材料はきれいに砂と分類をされる土と比較すると評価がしにくい土と言える。

しらす，薬液固結砂は設置方法，地域，用途等は異なるもののウォーターフロントに使用する材料として重要なものである。地震大国の日本においてどの地域においても地震の予断が許されない中，液状化対策のため動的挙動の把握を確実に行う必要があるといえよう。

3.3 節で紹介した骨格間隙比は細粒分を間隙とみなして評価するためここでは適切であると言えない。そこで間隙比と骨格間隙比の間を評価する事が出来る等価骨格間隙比を用いてこれらの地盤材料を評価する。

3.2 節で示したように大嶺らは，混合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している。しらすと薬液固結砂においては粗粒子骨格の存在が大きく下記の式で骨格間隙比が表される。

$$e_s = \frac{V_v' + V_{sc}'}{V_{ss}'} \dots (2-3)$$

ここで， V_v' ， V_{sc}' および V_{ss}' は，それぞれ粗粒子骨格における間隙，細粒子および粗粒子の体積である。

しかしながら，上記の式の導入は，しらすの細粒分および薬液固結砂の薬液ゲルを間隙とみなしてしまうことから設計上精度が高いとは言えない。そこで本研究では3-3 節で紹介した Thevanayagam らが提案した等価骨格間隙比の導入を試みた。等価骨格間隙比はこれまでの骨格間隙比のように細粒分の体積を無視するのではなく，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である。しらす，薬液固結砂に適した係数 b を見つけられれば，従来の評価方法より精度の高い評価が期待できると考えられる。そこで，しらすについては4章，薬液固結砂については5章で等価骨格間隙比の導入について示した。

3.7 まとめ

火山灰土であるしらすと薬液固結砂は共に埋立地で使用され、液状化対策のための設計を行うためデータの蓄積が叫ばれていた。設計評価基準として砂、粘土はそれぞれ異なった評価方法が確立されていたが、砂と粘土のどちらとも判別できない領域にある混合土については、砂、粘土のどちらかの基準で評価せざるを得ない状況であり適切な評価を求められていた。しらすや薬液固結砂においてもこの混合土であり適切な評価方法がないのが現状である。

そこで、本研究では Thevanayagam らが提案した等価骨格間隙比の導入し、しらすは粗粒子構造に及ぼす細粒分の影響を、また薬液固結砂は砂骨格構造に及ぼす薬液ゲルの評価を行った。

一般に、砂粒子と細粒分から構成される混合土の構造は、砂粒子が主体である場合と細粒分が主体である場合とで性質が異なる。細粒分含有率が低く、砂粒子の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粒子骨格の配列は自在に変化し得る。一方、細粒分含有率がある程度以上となり、細粒分が形成するマトリクスの中に砂粒子が独立して存在する状態においては、混合土の特性は、細粒分自体の持つ性質に支配される。

このような細粒分含有率の違いによる混合土の構造特性の変化は、細粒分が砂粒子骨格に及ぼす影響度に相当する寄与率の違いによって生じることに着目して、この寄与率を考慮した等価骨格間隙比 e_{ge} の考え方が誘導されていることを示した。

参考文献

- (1) 高田誠, 北村良介, 北田貴光, 富山貴史: 二次しらす地盤の動的力学特性と液化化ポテンシャル, 土木学会論文集, No.631, III - 48, pp.61-69, 1999.9.
- (2) 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.
- (3) 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.
- (4) Collins.K, and McGown.A, : The form and function of microfabric features in a variety of natural soils, Geotechnique, vol.24, No.2, pp223-254, 1974.
- (5) 石川智, 兵動正幸, Rolando Orense, 山田卓, 中田幸男, 吉本憲正: 粘土混じり砂の非排水繰返しせん断特性, 第12回日本地盤工学シンポジウム論文集, pp.474-477, 2006.
- (6) Mitchell, J.K. : Fundamentals of Soil Behaviour, New York, Wiley, 1976.
- (7) Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S.& Liang, J. : Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts, J.Geotech.Geoenviron.Engng 128, No.10, pp.849-859, 2002.
- (8) Ni, Q., Tan, T.S., Dasari, G.R. & Hight, D.W. : Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils, Geotechnique 54, No.9, pp.561-569, 2004.
- (9) Mitchell, J. K. : Fundamentals of Soil Behaviour, 2nd edn, John Wiley Interscience New York, pp. 172-189,. 1976.
- (10) Kenny, T.C. : Residual strengths of mineral mixture , Proc. 9th Int, Conf, Soil Mech., Tokyo 1, pp. 155-160, 1977.
- (11) Georgiannou, V. N., Burland, J. B. & Hight, D. W. : The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension.*Geotechnique*40, No.3,431-449,1990.
- (12) Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S. & Liang, J. : Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silty, J. geotechnical and geoenvironmental engineering, 128, No. 10, pp. 849-859, 2002.
- (13) Pitman, T. D., Robertson, P. K. & Sego, D. C. : Influence of fines on the collapse sands. *Can. Geotech. J.* 31, 728-739, 1994.

第3章 地盤材料の骨格構造と等価骨格間隙比

- (14) Thevanayagam, S. & Mohan, S. : Intergranular state variables and stress- strain behaviour of silty sands. *Geotechnique* 50, No. 1, 1-23, 2000.

第4章 等価骨格間隙比を用いたしらすのせん断弾性係数と細粒分の評価

4.1 概説

1964年の新潟地震以来、液状化の発生メカニズムや液状化特性に与える要因を解明するために、主に海浜や河口付近に堆積する比較的堅固な粒子からなる沖積の砂を対象にした基礎的な研究が多く行われてきた¹⁾。しかし、近年の地震による液状化被害は埋立て地盤に集中しており、その地盤材料は山地部の開発により発生する風化残積土や火山性堆積土であることも多い。南九州一帯には、火砕流堆積土としてのしらすが広く堆積しており、埋立て材や盛土材などの地盤材料として用いられている。地震大国である我が国の中で南九州は、地震の発生頻度が比較的少ない地域とされており、これまでしらすに関する動的変形・強度特性について研究の成果^{2), 3), 4), 5)}はいくつかあるが比較的少ないのが現状である。しかしながら、えびの地震(1968年, M=6.1)や鹿児島県北西部地震(1997年, M=6.5)、第2鹿児島県北西部地震(1997年, M=6.3)では一次しらすの崩積土地盤や二次しらす堆積地盤における液状化が報告^{6), 7)}されている。近年、ウォーターフロントをはじめとする海洋開発が盛んに行われており、しらすを埋立て材料として利用することも多く、地震時における安定性の的確な評価を行う必要がある³⁾。

しらすは、その生成過程で火砕流堆積物が比較的急速に冷却されたことにより、火山ガラスを主成分として構成されているが、熔結されておらず非結晶で表面形状が複雑でもろく破碎されやすい。そのため、粒子の突起部等が粉碎されてきたと思われる細粒分が多く含まれており、この細粒分の存在が液状化特性や静的強度特性に大きな影響を及ぼしていると考えられる⁴⁾。また、液状化強度特性のみならず、地震応答解析に必要な動的変形特性に関するデータも少なく、特にこの細粒分が微小ひずみ域の変形特性に与える影響は未だ解明されていない。しらすの力学特性をよりの確に把握するためには、細粒分の影響について調べることが重要と考えられる。ShanpholeとMiura⁸⁾は、北海道における火山灰土に加えて、南九州地域におけるしらすの破碎性に着目して、中空ねじりせん断試験により動的変形特性について調べ定式化をしている。その中で、しらすのせん断弾性係数 G は、その間隙比 e が大きいことを考慮にいれ

第4章 等価骨格間隙比を用いたしらすのせん断弾性係数と細粒分の評価

ると通常のシリカ砂から求められたものの延長にあり，その式から評価できることを示した．おおまかな把握のためには，この評価法は有効と思われるが，現実的には著者らの研究でしらすは細粒分を含んでおり，細粒分含有率 F_c の増加により間隙比 e は減少し密度は増加するが，液状化強度やせん断弾性係数 G は低下するという現象も把握されている⁹⁾．また，Iwasaki と Tatsuoka¹⁰⁾やSalgadoら¹¹⁾も砂に細粒分が含まれるとせん断剛性が低下することを述べている．

本研究では，三軸試験機においてベンダーエレメントにより，種々の拘束圧下において細粒分含有率 F_c の異なるしらす供試体のせん断波速度 V_s を測定してせん断弾性係数 G を評価し，細粒分含有率 F_c を考慮したしらすのせん断弾性係数 G の評価式を提案することを目的とした．

4. 2 用いた試料

4. 2. 1 試料の物理的性質

用いた試料は鹿児島県始良郡隼人町の砕石場（写真-1）で採取した一次しらすであり，約5%の礫分と約30%の細粒分を含むものであった．実験に先立ち，まず礫分を除去し，水洗いにより0.075mmフルイで粗粒分と細粒分に分けた後，砂分と細粒分を混ぜ合わせて細粒分含有率 $F_c=0, 10, 20, 30\%$ の試料を作製し実験に用いた．粒度と細粒分含有率 F_c を調整したしらすの物理特性値の一覧を表4.1に，粒径加積曲線を図-1に示す．比較のために，豊浦砂の物理特性値と粒径加積曲線を示している．

しらすは，火山ガラスと多孔質で表面形状が粗い軽石を主成分としているため，土粒子密度 ρ_s が小さく，最小間隙比 e_{\max} と最大間隙比 e_{\min} が大きいことが特徴である．また図4.1から読み取れるように，しらすは礫分，細粒分を除去した場合でも，豊浦砂と比べて均等係数 U_c が高く，良好な粒度を有する．



写真-1 試料の採取場所

表4.1 試料の物理的性質

Soil	F_c (%)	e_{max}	e_{min}	ρ_s (g/cm ³)	U_c	D_{50} (mm)
Aira shirasu	0	1.869	1.011	2.453	4.2	0.34
	10	1.767	0.888	2.454	5.8	0.30
	20	1.720	0.879	2.455	22.0	0.24
	30	1.757	0.870	2.456	36.0	0.19
Toyoura sand	0	0.968	0.628	2.636	1.2	0.20

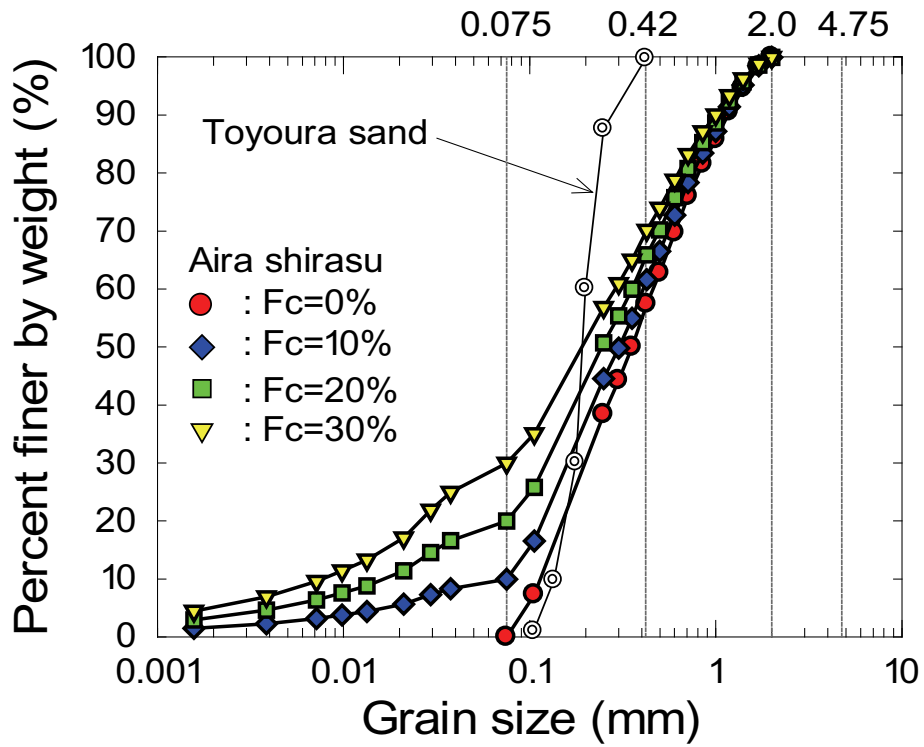


図4.1 粒径加積曲線

4. 2. 2 しらすの骨格構造

前述のとおり、しらすは破碎性材料であるので、粗粒分の突起部が破碎されてできた細粒分を含んでいる。本研究では、しらすを粗粒土と細粒土の混同土として取り扱い、その状態量の評価に骨格間隙比 e_g と等価骨格間隙比 e_{ge} を用いた。骨格間隙比 e_g は粗粒土と細粒土の混合土の力学特性を評価する際に頻繁に用いられるパラメータ^{12), 13), 14)}であり、混合土の体積に占める細粒土の体積を空隙として取り扱うものである。これは、混合土の力学特性が粗粒土のみで構成される骨格構造の働きに強く影響を受けるという考えに基づいている。骨格間隙比 e_g は、**図4.2**に示した飽和状態にある混合土の三相モデルを用いて次式で表現される。

$$e_g = \frac{V_V + V_{Sf}}{V_{Ss}} \quad (4-1)$$

ここで、 V_V は空隙の体積、 V_{Sf} は細粒分の体積、 V_{Ss} は粗粒土の体積である。

一方、等価骨格間隙比 e_{ge} は骨格間隙比 e_g を拡張したものであり、細粒分の体積を完全に無視するのではなく、ある一定の割合で粗粒子骨格と同等の役割を果たし得るという概念であり、Thevanayagamら¹⁵⁾によって提案されたものである。Thevanayagamら¹⁵⁾はこの等価骨格間隙比 e_{ge} を用いることにより、シルト・砂混合土の定常状態における間隙比—有効応力関係が細粒分含有率 Fc に関わらず一義的關係となることを示している。

混合土を構成する粗粒土と細粒土の土粒子密度 ρ_s が同等であると仮定すると、細粒分含有率は式(3-2)で表されるので、等価骨格間隙比 e_{ge} は通常の間隙比 e と細粒分含有率 Fc および寄与率 b を用いて式(3-3)で表現される。ここで寄与率 b とは、粗粒分と同等の役割を果たす細粒分の割合であり、細粒分の特長により異なる。Niら¹⁶⁾は寄与率 b が取り得る範囲について、細粒分が塑性を有する場合は $-8 \leq b \leq 0$ であり、非塑性の場合は $0 \leq b \leq 1$ としている。

$$Fc = \frac{V_{Sf}}{V_s} \quad (4-2)$$

$$e_{ge} = \frac{e + (1-b)Fc}{1 - (1-b)Fc} \quad (4-3)$$

式(3-3)より，寄与率 $b=1$ の場合に等価骨格間隙比 e_{ge} は通常の間隙比 e と等しく，寄与率 $b=0$ の場合に骨格間隙比 e_g に等しい．本研究では，様々な粗粒子骨格を持つ $Fc=10\sim 30\%$ のしらすのせん断弾性係数 G と等価骨格間隙比 e_{ge} 関係が $Fc=0\%$ のしらすの $G - e_{ge}$ 関係と等しくなるような寄与率 b を検討し，最も良い相関を示す寄与率 b をしらす細粒土の寄与率 b として採用した．

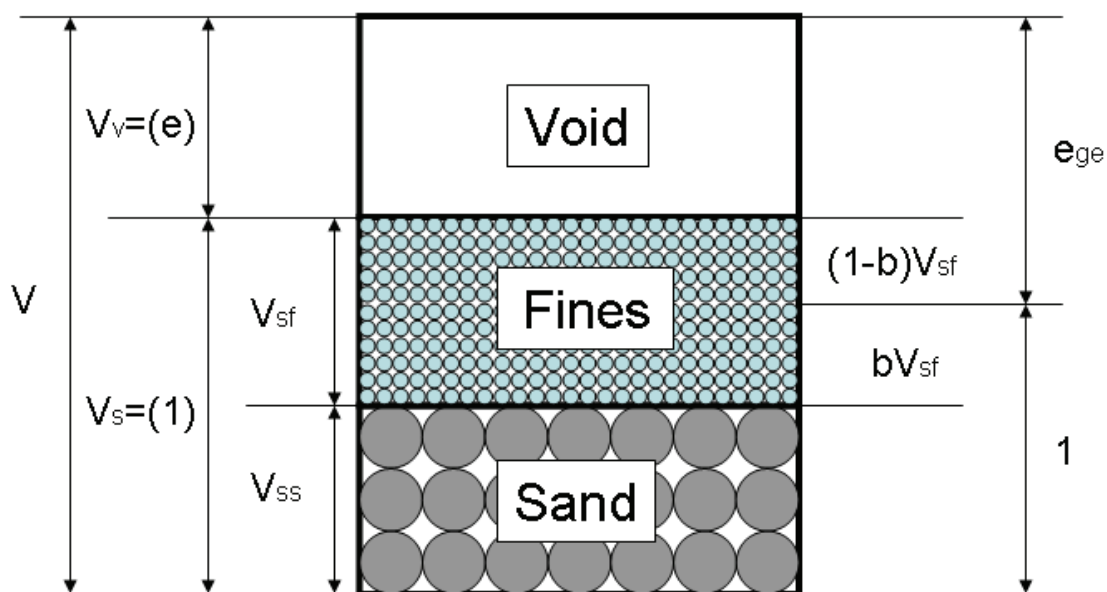


図4.2 土の構成模式図

4. 3 ベンダーエレメント試験

4. 3. 1 試験装置および実験方法

ベンダーエレメント試験(BE 試験)は Shirley and Hampton (1977)によって開発された供試体中を伝わるせん断弾性波速度を測定することにより、微小ひずみレベルにおけるせん断剛性率を求める室内試験である。ベンダーエレメント (BE) とは 2 枚の薄いピエゾセラミック板を電導板で挟みこんだセンサーであり、電圧パルスを受けると伸張または圧縮方向に変形し、変形を受けると電圧を生じる特性を有している。

図 4.3, 図 4.4 は送受信 BE の配線, 電圧素子の動きおよびエレメントの変形方向を表した模式図(Lings and Greening ; 2001)である。図 4.3 はせん断波を発生させる場合, 図 4.4 は圧縮波を発生させる場合を描いたものであり, (a)が送信側 BE, (b)が受信側 BE である。供試体端面に挿入された送信側 BE に電圧パルスを作用させると BE は図示された向きに変形を生じる。エレメントの変形がせん断波または圧縮波として供試体内を伝達して供試体他端に到達すると受信側 BE が変形して電圧を生じる。

本研究で用いた BE は図 4.3 と同様の並列配線が施してあり, せん断波を発生させる構造となっている。図 4.5(a), (b)は本研究で用いた BE の概略図であり, 送信側 BE は下部ペDESTALに, 受信側 BE は上部キャップに設置されている。また, 本研究で用いた BE はセルフモニタリング式 BE であり, 送信側 BE の変形で生じた電圧を入力電圧として取得している。最大耐電圧は 75V, 最大耐水圧は 1.0MPa である。

本研究で使用した BE 試験装置は通常の三軸圧縮せん断試験装置の下部ペDESTALおよび上部キャップに BE を組み込んだものである。図 4.6 は使用した BE 三軸試験装置の概略図である。以下に図中の記号と共に BE 試験の概略を示す。

- ① ファンクションジェネレータ [L] で入力電圧, 入力波形および周波数を指定する。
- ② 電圧増幅器 [M] で入力電圧の増幅倍率を指定する。
- ③ コンピュータ [PC] の操作によりトリガー信号をファンクションジェネレータ [L] に送り, 入力電圧を発生させる。ファンクションジェネレータ [L] から出力された電圧は電圧増幅器 [M] で指定された倍率に増幅され, 供試体下部ペDESTALに設置された送信側 BE [H] を変形させる。

第4章 等価骨格間隙比を用いたしらすのせん断弾性係数と細粒分の評価

- ④ 送信側 BE [H] で生じた電圧および供試体上部キャップに設置された受信側 BE [G] で生じた電圧をオシロスコープ [N] で取得する.
- ⑤ オシロスコープ [N] 内メモリに保存された送受信電圧データを DA 変換しコンピュータ [PC] に保存する.

本研究で使用したファンクションジェネレータおよびオシロスコープの性能については表 4.2 および表 4.3 にその一覧を示す.

BE 試験では, 送信電圧および受信電圧を取得し, 2 つの電圧波形から得たせん断弾性波伝達時間および供試体長を用いてせん断弾性波速度を算出する. 図 3.7 は三軸供試体にベンダーエレメントを設置した場合の供試体および取得した送受信電圧波形の模式図である. BE 間の距離を $L(\text{m})$, 送信波が受信側 BE に達するまでに要した時間(せん断弾性波伝達時間)を $\Delta t(\text{sec})$ すると, せん断弾性波速度 $V_s(\text{m/sec})$ は式 3-4, せん断剛性率 $G(\text{N/m}^2)$ は供試体の湿潤単位体積重量 $\rho_t(\text{kg/cm}^3)$ と $V_s(\text{m/sec})$ による式 3-5 で表される.

$$V_s = \frac{L}{\Delta t} \cdots \cdots (4-4)$$

$$G = \rho_t \cdot V_s^2 \cdots \cdots (4-5)$$

第4章 等価骨格間隙比を用いたしらすのせん断弾性係数と細粒分の評価

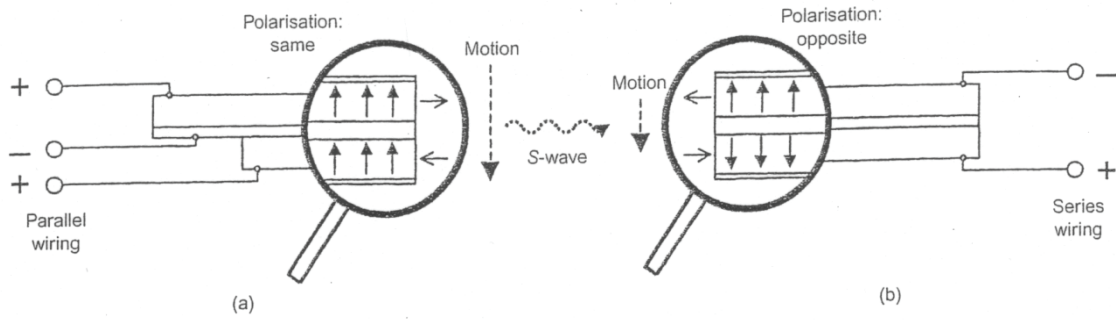


図 4.3 せん断波用ベンダーエレメント模式図(Lings and Greening;2001)

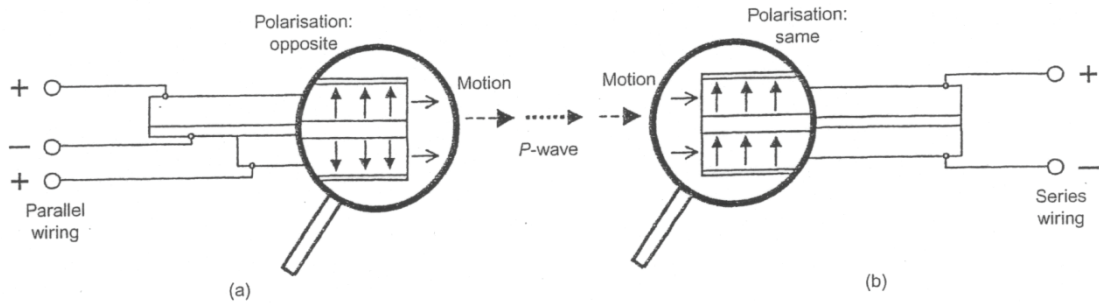
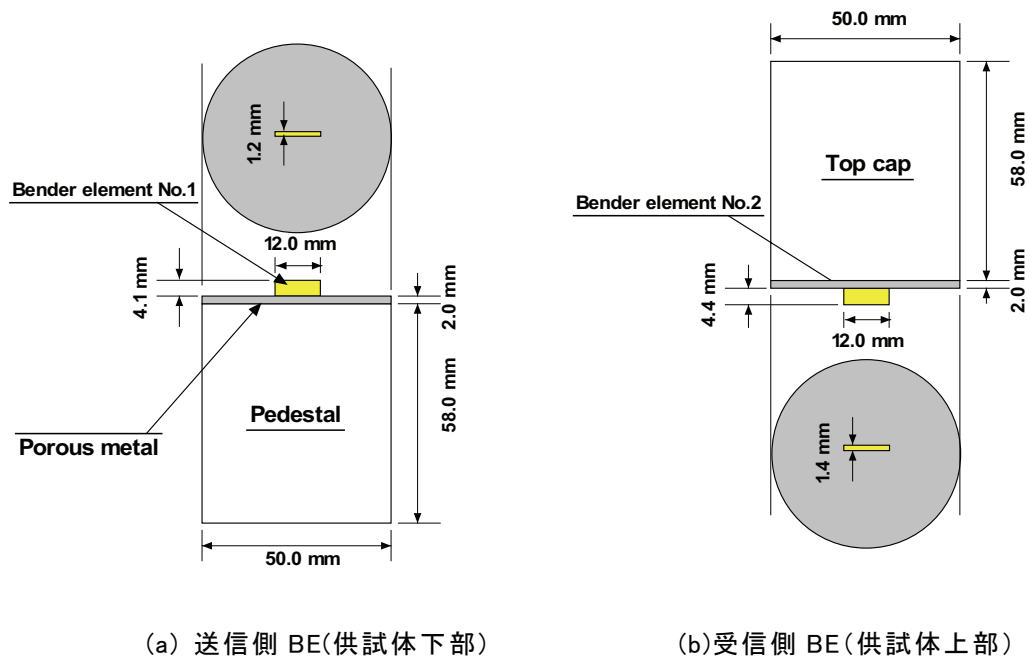


図 4.4 圧縮波用ベンダーエレメント模式図(Lings and Greening; 2001)



(a) 送信側 BE(供試体下部)

(b)受信側 BE(供試体上部)

図 4.5 エレメント部の詳細

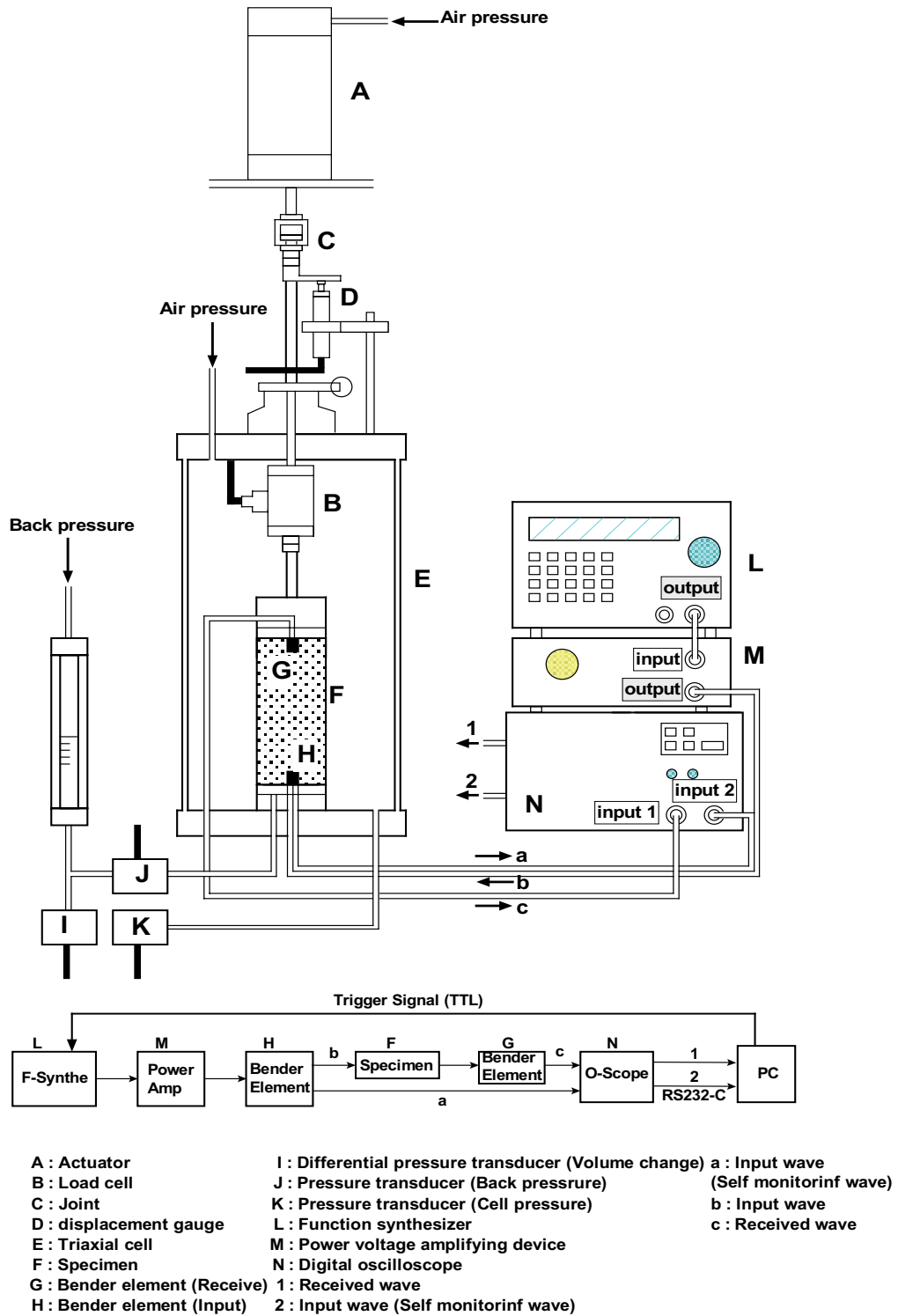


図 4.6 ベンダーエレメント試験装置

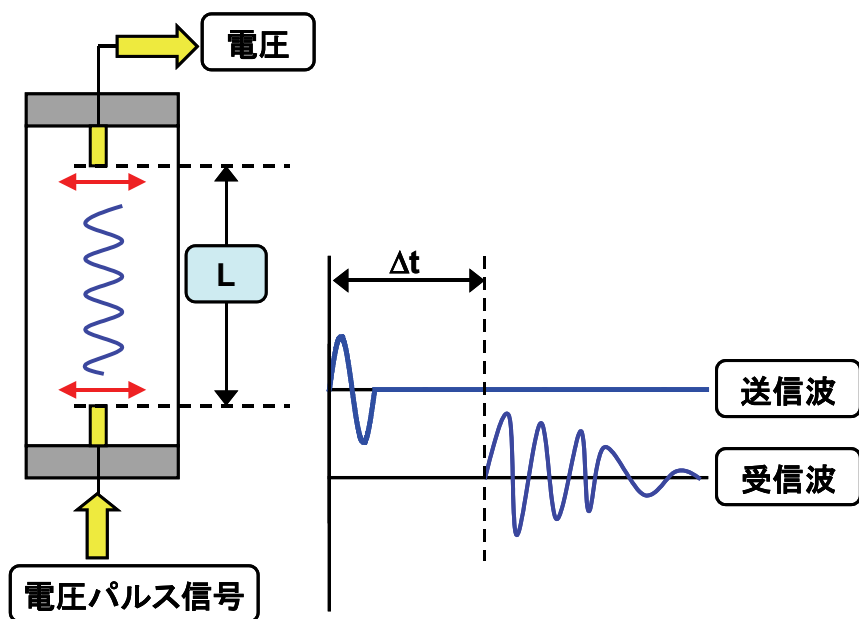


図 4.7 ベンダーエレメント試験模式図

表 4.2 ファンクションジェネレータの性能表

機種名	周波数設定分解能	周波数確度	振幅設定分解能	振幅確度
WF1943	0.01 μ Hz	± 5 ppm	1mVP-P/開放	VP-Pの2%+0.2VP-P

表 4.3 デジタルオシロスコープの性能表

機種名	入力感度	感度誤差率	掃引時間	掃引時間誤差
VC6723	$\times 1$ 5mV/div ~ 5V/div	$\times 1 \pm 3\%$	0.2 μ s/div ~ 0.2s/div	$\pm 3\%$
	$\times 5$ 1mV/div ~ 1V/div	$\times 1 \pm 5\%$		

4. 3. 2 せん断弾性波伝達時間の決定

Viggiani and Atkinson (1995) らによると、ベンダーエレメント試験から求められるせん断剛性率 G は以下に示される潜在的错误が含まれている。

$$\frac{\Delta G}{G} = \frac{\Delta \rho}{\rho} + \frac{2\Delta L}{L} + \frac{2\Delta t}{t} \quad \dots\dots(4-6)$$

ここに、 ΔG はせん断剛性率に含まれる潜在的错误であり、 $\Delta \rho$ は供試体の密度に含まれる潜在的错误、 ΔL は有効伝達距離に含まれる潜在的错误、 Δt はせん断弾性波伝達時間に含まれる潜在的错误である。これらの错误のうち、密度および有効伝達距離による错误は実験者によって限りなくゼロに近づけることが可能であるのに対して、せん断弾性波伝達時間はベンダーエレメント試験より得られる受信波形から決定されるため、せん断剛性率 G に及ぼす错误の影響は密度や有効伝達距離のそれよりも大きい。それ故にベンダーエレメント試験においてせん断弾性波伝達時間を正確に求めることが重要視され、既往のベンダーエレメント試験に関する研究においてせん断弾性波速度同定法に言及した研究(Dyvik and Madshus;1985, Jovicic et al.;1996, Viggiani and Atkinson ;1995)の占める割合は多い。

せん断弾性波速度伝達時間の決定方法に関して、これまでに幾通りかの方法が提案されているが、本研究では近年 BE 試験の結果を整理する場合に頻繁に用いられる Start-to-start および Cross correlation analysis(相互相関法)の2通りの方法を用いてせん断弾性波伝達時間を求めた。

(1) Start-to-start

Star-to-start によるせん断弾性波伝達時間決定法は送受信電圧波形から直接目視により伝達時間を決定する方法である。図 3.8 は sin 波を送信波形とした BE 試験より得られる典型的な送受信電圧波形を描いた模式図であり、縦軸は電圧、横軸は時間である。図中、Start-to-start で求まるせん断弾性波伝達時間 Δt と Peak-to-peak と呼ばれる方法で求まる伝達時間 Δt を併せて示した。図中に示した送信波の立ち上がり S 点から受信波の第 1 波と時間軸の交点 b 点の時間 Δt が Star-to-start によるせん断弾性波伝達時間であり、送信波のピーク S' 点から受信第 1 ピーク c 点の時間 Δt が Peak-to-peak によるせん断弾性波伝達時間である。川口ら(2001, 2004)は Peak-to-peak では送受信波形

のピークを伝達時間とすることから、送信波と受信波の周波数が大きく異なる場合に伝達時間を得ることが困難であると指摘し、S点からb点までの時間を伝達時間とする Star-to-start の方が適当であるとしている。

しかし、Star-to-start によるせん断弾性波伝達時間の決定には次のような問題点が存在する。まず、記録された送受信電圧から目視で伝達時間を決定する必要があり、結果に個人誤差が必ず含まれること、受信電圧に含まれるノイズが大きい場合に受信波の立ち上がりb点を判断することが困難であること、さらに near field effect と呼ばれる図 4.8 中 a 点から b 点に見られる受信波の小さな変化がせん断弾性波到達時の見極めが困難にするなどである。Brignoli et al. (1996) によると、near field effect はせん断弾性波より先に BE に到達する速度の速い波すなわち圧縮波成分である。図 4.9 は near field effect を模式的に表示した図である。Brignoli et al. (1996) は圧縮波の到達時間は図中の a 点であり、せん断波到達時点は送信波の周波数によって異なり、b 点または b' 点であるとしている。また、near filed effect の影響は伝達距離内に存在する波数によって異なり、波数が 4 以下で影響が大きく、8 以上ではほとんどないことが報告されている (Salinero et al.;1986, Mancuso et al.;1989)。したがって、Start-to-start によって真のせん断弾性波到達時間を得るためには、送信波の周波数を幾通りかに変化させた BE 試験を行い、near field effect の影響を受けない周波数条件の受信波よりせん断弾性波速度伝達時間を決定するのが良いと思われる。

本研究で行った Star-to-start による伝達時間決定では図 4.9 における b 点をせん断弾性波到達時とし、受信波が負から正に転じる電圧の数値を読み、それに対応した時間をせん断弾性波伝達時間 Δt として用いた。

(2) Cross correlation analysis

Cross correlation analysis とは 2 つの信号波形処理（類似性、時間差）に頻繁に用いられる数値解析法である。Viggiani and Atkinson (1995)、三上ら(1997)は near field effect を含む受信波形から真のせん断弾性波到達時間を決定するには、数値解析を採用する必要があるとし、式 4-8 の式を用いて BE 試験に Cross correlation analysis を適用した。

$$CC_{xy}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int X(t)Y(t+\tau)d\tau \quad \dots\dots(4-8)$$

ここに、 CC_{xy} は相互相関関数、 T は記録時間、 $X(t)$ は送信波時刻歴、 $Y(t)$ は受信波時刻歴、 τ は時間差ある。Cross correlation analysis では送信波形が形状を保ったまま伝達さ

れると仮定するコンボリューションモデルが適用され、式 4-8 は送受信波の遅延時間の位置で最大となる。すなわち CC_{xy} の最大値を CC_{xy-max} とすると、Cross correlation analysisによるせん断弾性波伝達時間は $CC_{xy}/CC_{xy-max}=1$ となる T に等しく、Peak-to-peakで求めた伝達時間と一致する。

川口ら(2001, 2004)は、送受信波の周波数が大きく異なる場合には適切な伝達時間は得られないことを指摘し、送信波と受信初期の周波数がほぼ等しく、せん断波の到達初期の振幅が最大である場合に限って Cross correlation analysis を用いることができるとしている。図 4.10 は川口らが示した BE 試験の結果であるが、Star-to-start (図中 S-C) と Cross correlation analysis の第 1 ピーク (図中 S-Pa) の時間が一致することから、S-C または S-Pa をせん断弾性波伝達時間とすることが提案されている。

図 4.11 は本研究で行った BE 試験より得られた典型的な送受信波形と Cross correlation analysis の結果を示したものであり、図中に上記の川口ら(2001, 2004)の方法を用いた Star-to-start および Cross correlation analysis より求めたせん断弾性波伝達時間を示した。図より、本研究の BE 試験結果においても Start-to-start と Cross correlation analysis の第 1 ピークから求められる時間は一致していることがわかる。

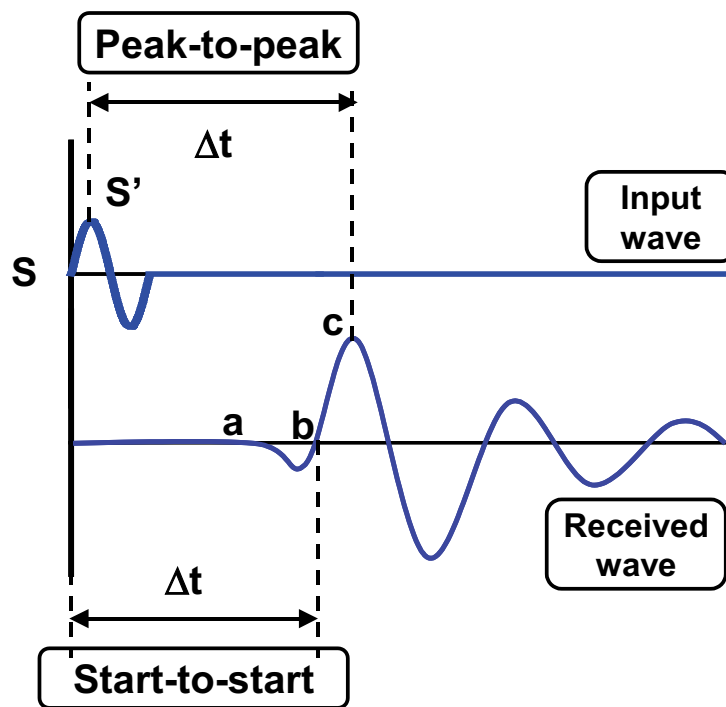


図 4.8 Peak-to-peak および Start-to-start によるせん断弾性波伝達時間の決定

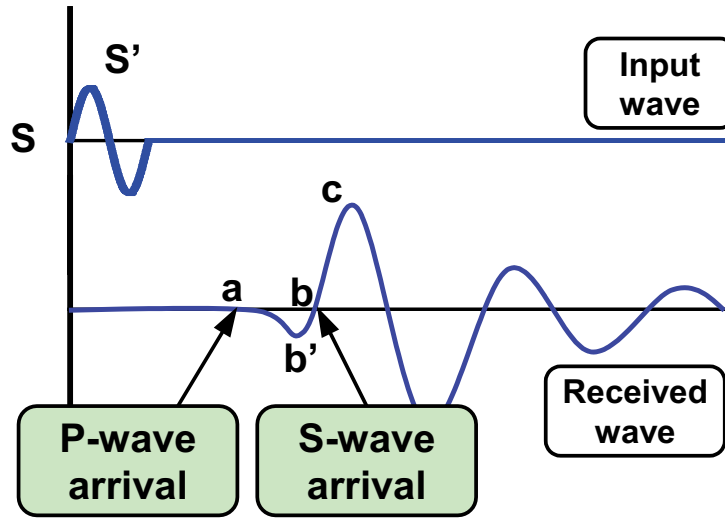


図 4.9 near field effect を含む受信波形

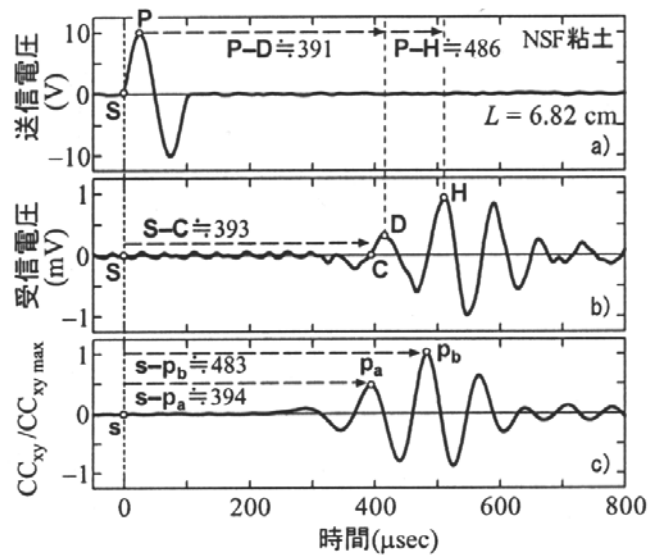


図 4.10 せん断弾性波伝達時間の決定法(川口ら;2004)

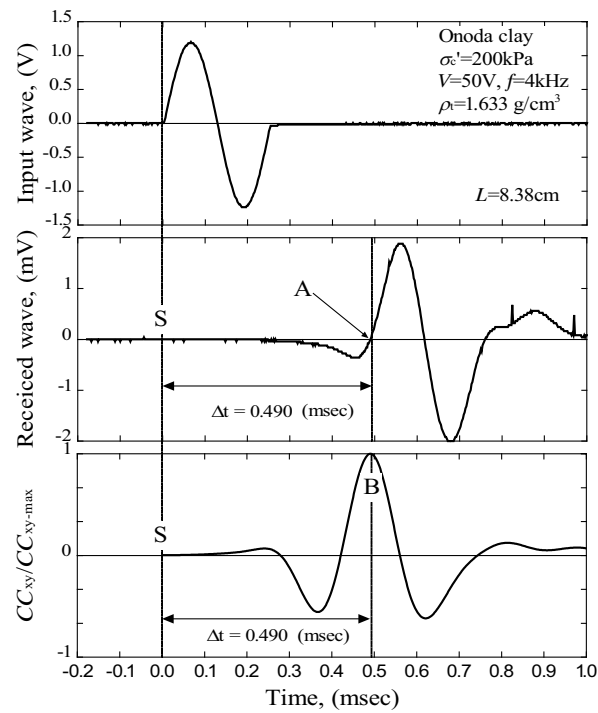


図 4.11 本研究で行った BE 試験より得られる典型的な送受信波形とクロスコリレーション解析結果

4. 3. 3 供試体作製方法

供試体は、含水比 $w=10\%$ で突固め法¹⁶⁾により $E_c=22, 113, 504\text{kJ/m}^3$ の3通りの突固めエネルギー E_c で作製した。供試体寸法は直径5cm、高さ10cmである。真空圧でゴムメンブレンを密着させたモールドを三軸セルに設置し、試料をモールド内に5層に分けて投入し、一層ずつ鉄製のランマーを用いて所定のエネルギーで突固めることによって三軸供試体を作製した。突固めエネルギー E_c の決定には次式を用いた^{18), 19), 20)}。

$$E_c = \frac{W_R \cdot H \cdot N_L \cdot N_B}{V} \quad (4-7)$$

ここで、 W_R はランマー重量(=0.00116kN)、 H は落下高さ(m)、 N_L は層数(=5層)、 N_B は1層ごとの突固め回数、 V は供試体体積(m^3)である。実際には、ランマー重量 W_R および層数 N_L は共通で、 $W_R=0.00116\text{kN}$ 、 $N_L=5$ 層とし、落下高さ H と1層ごとの突固め回数 N_B を変化させることで突固めエネルギー E_c を調整した。表4.4に所定の突固めエネルギー E_c で供試体を作製するのに必要なランマーの落下高さ H と1層当りの突固め回数 N_B の一覧を示す。ここで、各層の突固め回数 N_B が異なるのは、各層の密度が一定でより均質な供試体の作製を目指したからであり、これらの突固め回数は事前の試行により決定した。ランマーの落下高さ H は $E_c=22\text{kJ/m}^3$ の場合に $H=0.05\text{m}$ とし、 $E_c=113\text{kJ/m}^3$ および $E_c=504\text{kJ/m}^3$ では $H=0.184\text{m}$ とした。

表-4.4 突固め供試体の調整方法

Tamping energy E_c (kJ/m^3)	Number of dropping per a layer					Dropping height of a rammer (m)
	1st layer	2nd layer	3rd layer	4th layer	5th layer	
22	5	10	15	25	30	0.050
113	14	19	23	25	29	0.184
504	60	80	100	120	140	0.184

4. 3. 4 実験条件および実験方法

有効拘束圧 $\sigma_c'=20\text{kPa}$ の等方応力を供試体に与えた状態で、間隙中の空気を二酸化炭素で置換し、脱気水で通水した後に、 100kPa の背圧を加えて供試体の飽和化を図った。全ての供試体において間隙水圧係数 $B=0.95$ 以上であることを確認した。その後、等方応力条件で有効拘束圧を $\sigma_c'=50, 100, 200, 400\text{kPa}$ と段階的に載荷させ、それぞれの拘束圧下においてBE試験を実施した。

BE試験では、送信波に起振電圧 $V=20\text{V}$ の正弦波を用い、周波数を $f=2.5, 5, 10, 15, 20, 25, 30\text{kHz}$ に変化させて送受信波の時刻歴を取得した。また、せん断弾性波速度 V_s を求めるのに必要なせん断弾性波伝達距離 L は送受信BEの先端間の距離とし、せん断弾性波伝達時間 Δt はstart-to-start法によって決定した。

せん断弾性波伝達時間の同定にstart-to-start法を用いる場合にはnear field effectの影響を考慮する必要がある。既往の研究^{21), 22)}ではnear field effectの影響は伝達距離内に存在する波数によって異なり、波数が4以下で影響が大きく、8以上ではほとんどないことが報告されている。したがって、start-to-start法によって真のせん断弾性波到達時間を得るためには、送信波の周波数を幾通りかに変化させたBE試験を行い、near field effectの影響を受けない周波数条件の受信波よりせん断弾性波伝達時間 Δt を決定するのが良いと思われる。そこで本研究では、1つの拘束圧条件に対して、周波数を変化させた7回のBE試験を行い、これらのうち、伝達距離内に存在する波数が $N_w=5$ 波以上である条件のせん断弾性波伝達時間 Δt を平均して拘束圧条件を代表する Δt とすることで Δt に及ぼすnear-field-effectの影響を小さくすることを試みた。

BE試験で得られた送受信波の例を図4.12に示す。図中、せん断弾性波伝達距離内に存在する波数 N_w および目視で読み取ったせん断弾性波到達時間 Δt を示している。各周波数条件の受信波形において、near field effect (受信波の最初の立上り直前にある負の電圧部分)は、波数 $N_w<5$ である周波数条件 ($f<5\text{Hz}$)で明らかに生じているが、波数 $N_w>5$ の周波数条件 ($f\geq 10\text{Hz}$)ではほとんど観察されず、 $f=15\text{Hz}$ 以上では完全に消滅している。また、せん断弾性波到達時間 Δt はnear-field-effectが小さくなるにしたがって短くなり、波数 $N_w>5$ である $f\geq 10\text{Hz}$ の周波数条件ではほぼ同一の時間となっていることがわかる。図-4に示される例では、 $f=2.5\text{Hz}$ および $f=5\text{Hz}$ の結果を無視し、 $f=10\text{Hz}$ 以上の周波数条件で得られた Δt の平均値である 0.560msec がせん断弾性波到達時間 Δt として採用される。

第4章 等価骨格間隙比を用いたしらすのせん断弾性係数と細粒分の評価

せん断弾性波速度 V_s およびせん断弾性係数 G の算出には、式(4-5)、式(4-6)をそれぞれ用いた。

$$V_s = \frac{L}{\Delta t} \quad (4-8)$$

$$G = \rho_t \cdot V_s^2 \quad (4-9)$$

ここに、 ρ_t は供試体の湿潤密度である。

本研究で行った全てのBE試験の試験条件と供試体の状態および実験結果の一覧を表4-5に示す。表中には細粒分含有率 F_c 、突固めエネルギー E_c 、有効拘束圧 σ_c' 、と各拘束圧条件における供試体間隙比 e 、湿潤密度 ρ_t 、せん断波速度 V_s およびせん断弾性係数 G をそれぞれ示した。

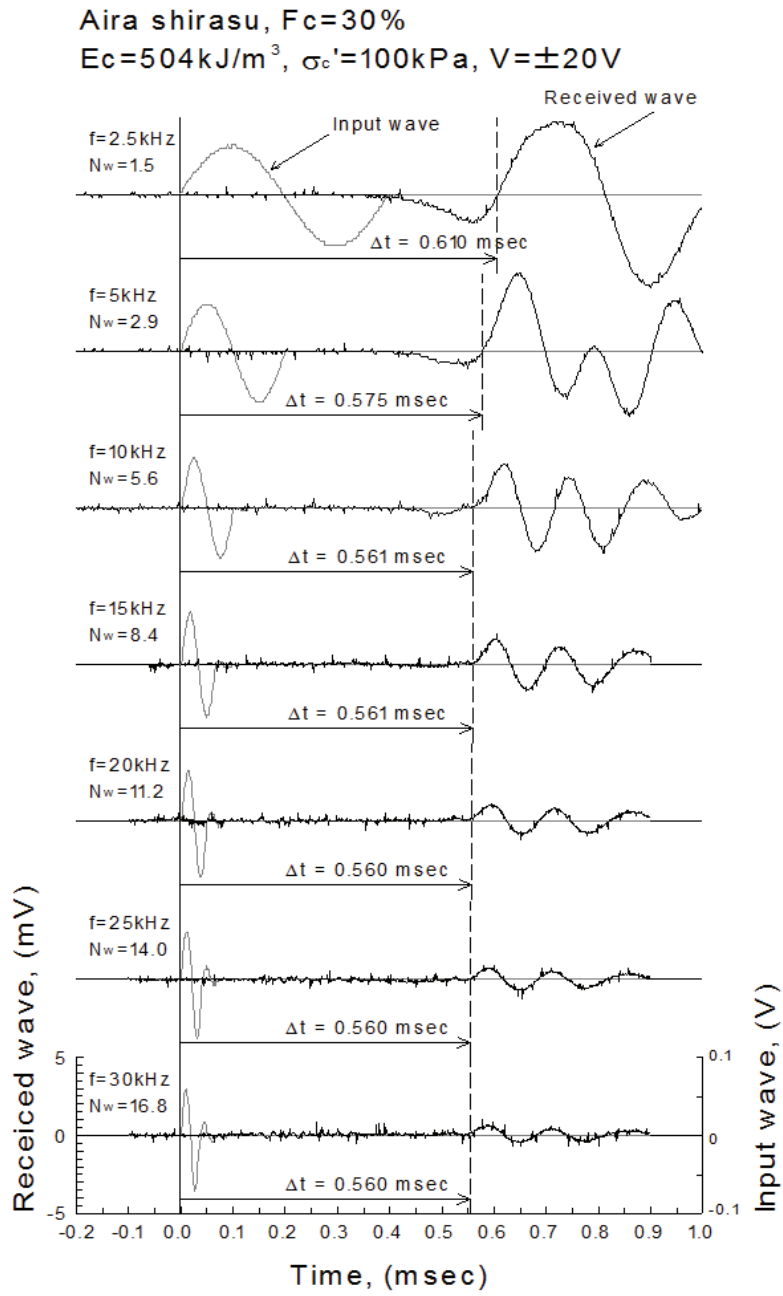


図 4.12 送受信波の時刻歴

表 4.5 実験条件および結果の一覧

Soil	F_c (%)	E_c (kJ/m ³)	σ'_c (kPa)	e	ρ_t (g/cm ³)	V_s (m/sec)	G (MPa)
Aira shriasu	0	22	50	1.194	1.664	145.4	35.2
			100	1.182	1.666	173.7	50.3
			200	1.165	1.672	210.6	74.2
			400	1.141	1.679	252.0	106.6
		113	50	1.057	1.707	159.6	43.4
			100	1.049	1.711	188.5	60.8
			200	1.039	1.713	218.6	81.9
			400	1.021	1.719	259.3	115.6
		504	50	1.018	1.720	162.6	45.5
			100	1.012	1.723	195.6	65.9
			200	1.003	1.726	234.4	94.8
			400	0.989	1.730	276.2	132.0
	10	22	50	1.168	1.671	131.4	28.9
			100	1.152	1.676	158.9	42.3
			200	1.128	1.685	196.3	64.9
			400	1.095	1.694	236.2	94.5
		113	50	1.033	1.716	146.2	36.7
			100	1.022	1.720	170.4	50.0
			200	1.000	1.729	208.4	75.1
			400	0.982	1.734	247.0	105.8
		504	50	0.928	1.754	152.3	40.7
			100	0.922	1.757	182.6	58.6
			200	0.914	1.760	220.6	85.6
			400	0.898	1.766	266.0	125.0
20	22	50	1.092	1.697	130.2	28.7	
		100	1.076	1.701	155.6	41.2	
		200	1.054	1.709	187.7	60.2	
		400	1.019	1.721	234.0	94.2	
	113	50	1.012	1.723	138.6	33.1	
		100	0.999	1.726	165.0	47.0	
		200	0.980	1.737	198.6	68.5	
		400	0.950	1.747	247.5	107.0	
	504	50	0.908	1.763	147.1	38.1	
		100	0.900	1.766	175.9	54.7	
		200	0.888	1.771	211.0	78.8	
		400	0.869	1.779	251.1	112.1	
30	22	50	1.091	1.698	116.6	23.1	
		100	1.069	1.704	146.8	36.7	
		200	1.037	1.715	184.8	58.6	
		400	0.996	1.730	228.1	90.0	
	113	50	0.986	1.733	133.8	31.0	
		100	0.973	1.738	162.1	45.7	
		200	0.955	1.745	195.5	66.7	
		400	0.928	1.755	237.8	99.2	
	504	50	0.843	1.790	143.6	36.9	
		100	0.834	1.794	170.5	52.1	
		200	0.821	1.800	202.8	74.0	
		400	0.802	1.808	249.2	112.3	

4. 4 しらすのせん断弾性係数と細粒分の評価

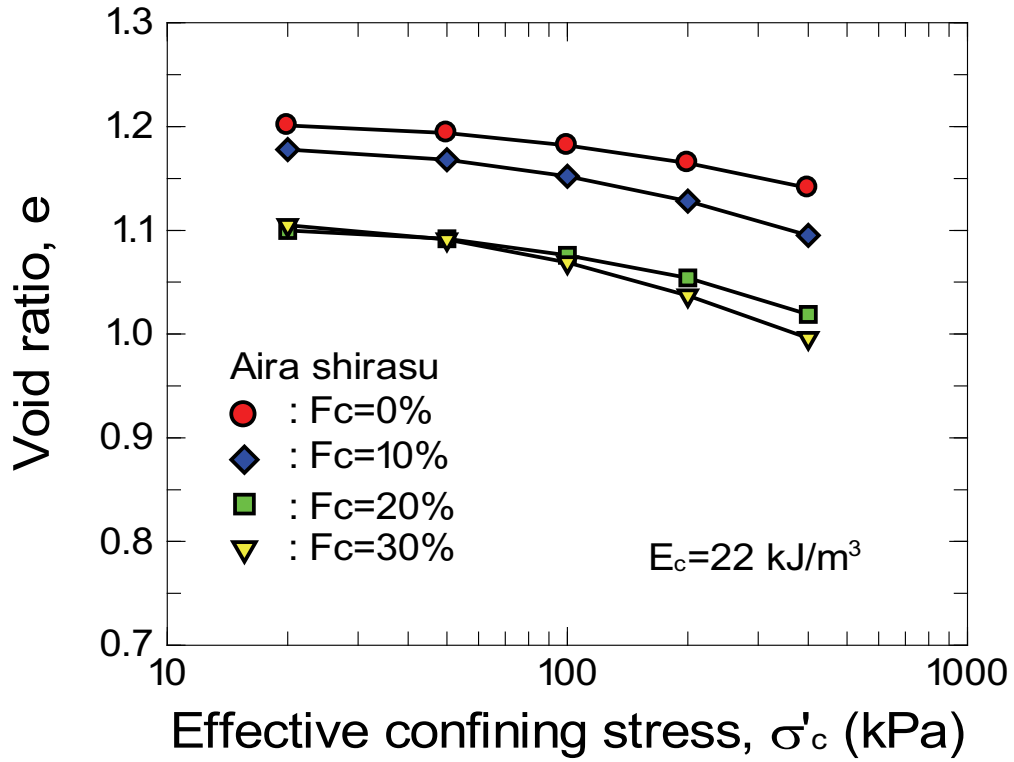
4. 4. 1 ベンダーエレメント試験によるしらすのせん断弾性係数の測定

図 4.13(a), (b), (c)はそれぞれ所定の突固めエネルギー E_c で作製した供試体間隙比 e の有効拘束圧 σ_c' に対する変化を示している。間隙比 e は供試体作製後 ($\sigma_c'=20\text{kPa}$) および BE 試験実施直前 ($\sigma_c'=50, 100, 200, 400\text{kPa}$) における供試体体積より求めた。図より、いずれの突固めエネルギー E_c においても、間隙比 e は細粒分含有率 $F_c=0\%$ の場合が最も大きく、細粒分含有率 F_c が増加するほど低下することがわかる。しかし、有効拘束圧 $\sigma_c'=400\text{kPa}$ までにおいては、有効拘束圧 σ_c' の変化に伴う間隙比 e の変化はさほど大きくはない。

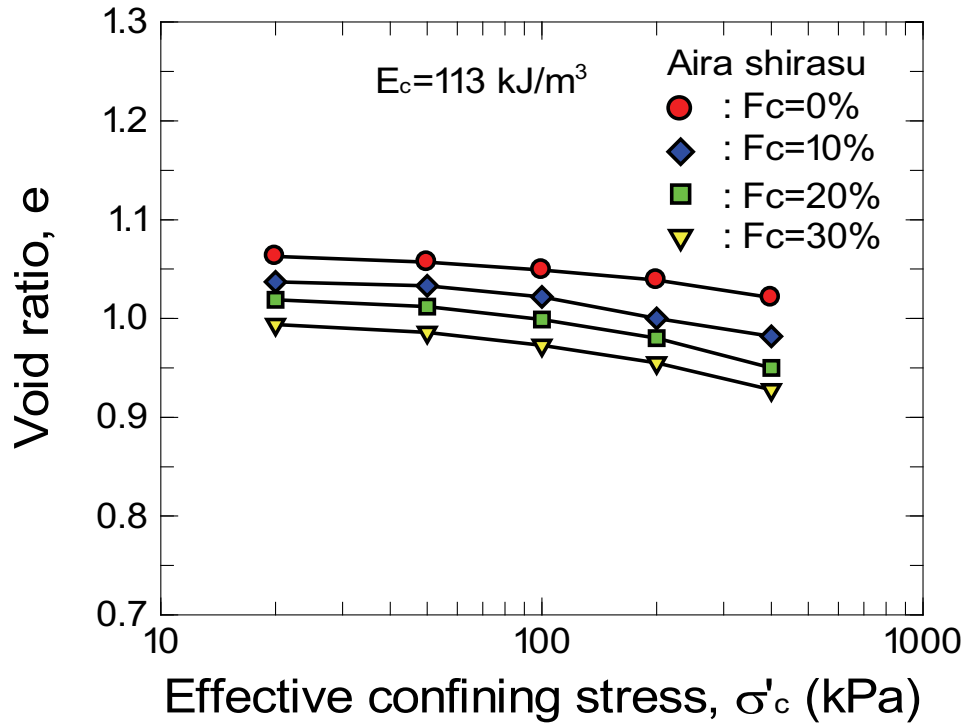
図4.14は有効拘束圧 $\sigma_c'=100\text{kPa}$ における間隙比 e および骨格間隙比 e_g と細粒分含有率 F_c の関係を示したものであり、供試体作製時における突固めエネルギー E_c ごとにプロットしている。図3.13で示したように、間隙比 e はいずれの突固めエネルギー E_c の供試体においても、細粒分含有率 F_c の増加に伴って低下する。しかし、骨格間隙比 e_g は細粒分含有率 F_c の増加に伴い大きく増加していることがわかる。このことは、しらすの骨格構造を粗粒分と細粒分に単純に分けて考えた場合に、 F_c の増加に対して粗粒分の骨格が緩い構造へと変化する様子を表している。

BE試験より得られたせん断弾性係数 G と有効拘束圧 σ_c' の関係を突固めエネルギー E_c 毎に図4.15(a), (b), (c)にそれぞれ示す。図中に $\sigma_c'=20\text{kPa}$ における間隙比 e を記している。図より、いずれの突固めエネルギー E_c においても、それぞれの有効拘束圧 σ_c' に対して、しらすのせん断弾性係数 G は細粒分含有率 F_c が大きいほど小さくなり、その結果、間隙比 e が小さいほどせん断弾性係数 G は低い値を示している。

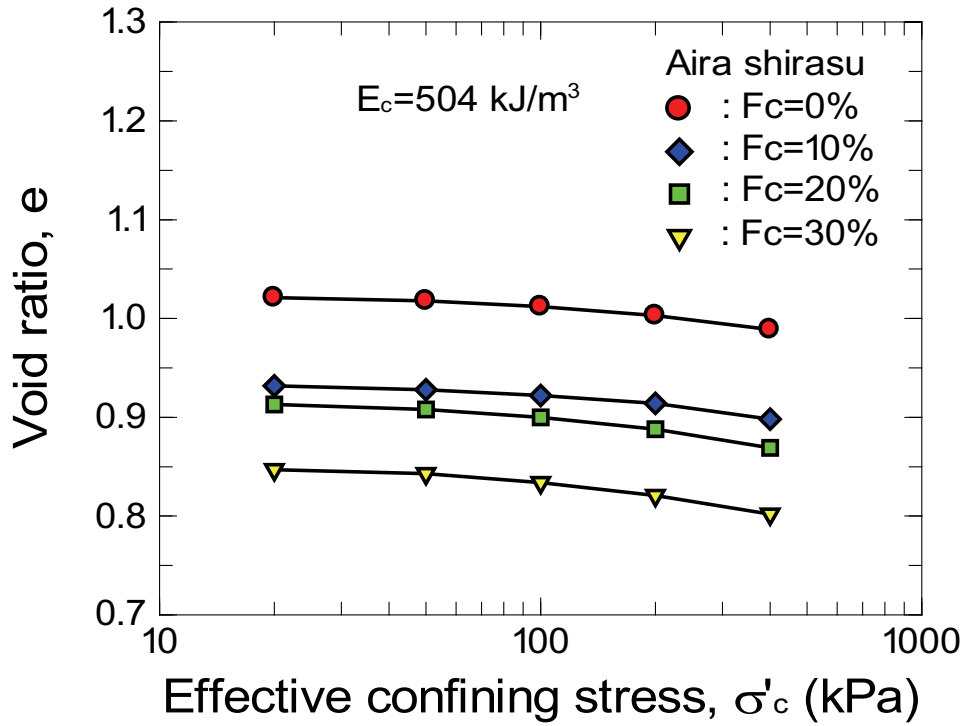
一般に、土は密度が高いほど、すなわち間隙比 e が小さいほどせん断弾性係数 G は大きいと考えられている。しかし細粒分を含むしらすの場合では、間隙比 e の低下に伴ってせん断弾性係数 G も低下する結果が得られた。これは、しらすの細粒分が粗粒分と同等に骨格構造に寄与していない、つまりせん断剛性発現に寄与する粗粒分と細粒分の割合が異なるためであると考えられる。そこで、異なる細粒分含有率 F_c を有するしらすのせん断弾性係数 G の評価に骨格構造に対する細粒分の寄与率 b を考慮した等価骨格間隙比 e_{gc} を導入し、4. 4. 2のように検討を行った。



(a) $E_c=22\text{kJ/m}^3$



(b) $E_c=113\text{kJ/m}^3$



(c) $E_c=504 \text{ kJ/m}^3$

図 4.13 間隙比と有効拘束圧の関係

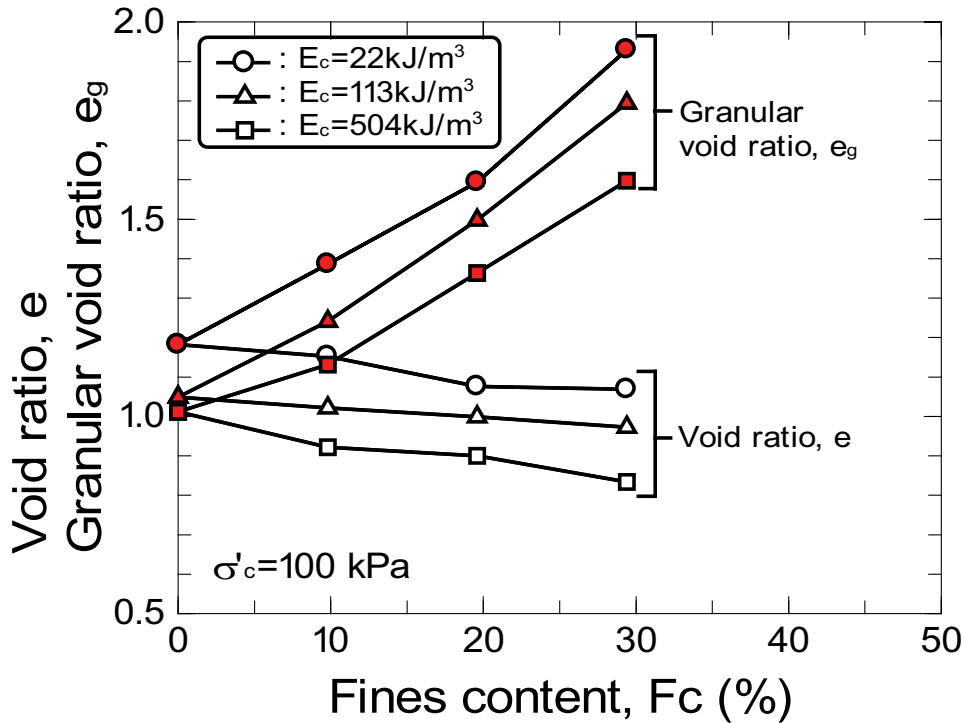
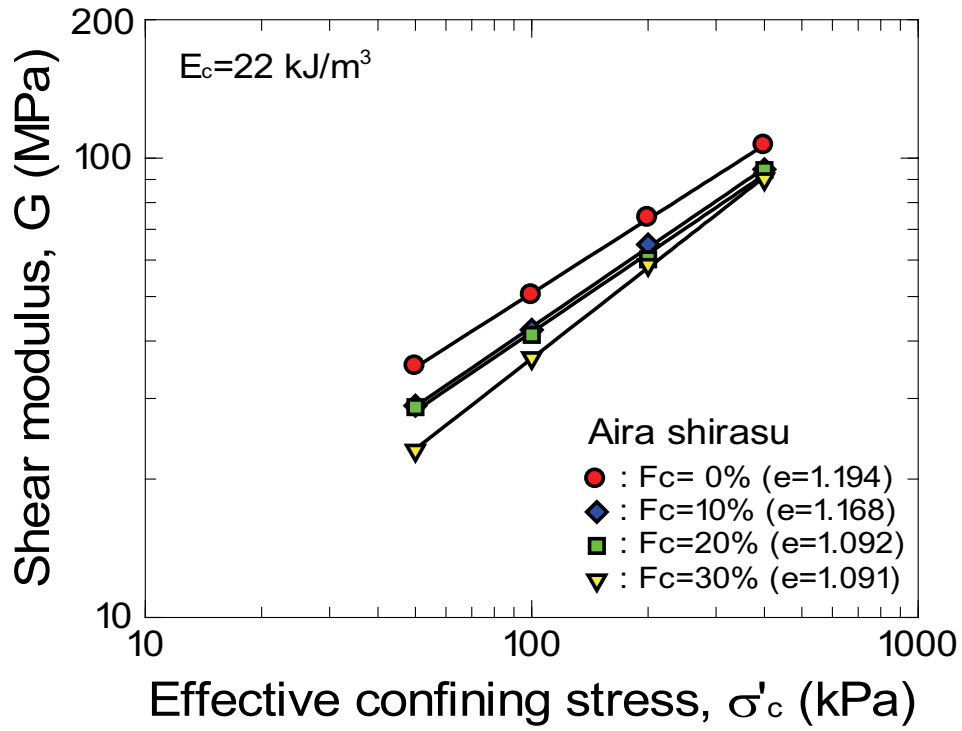
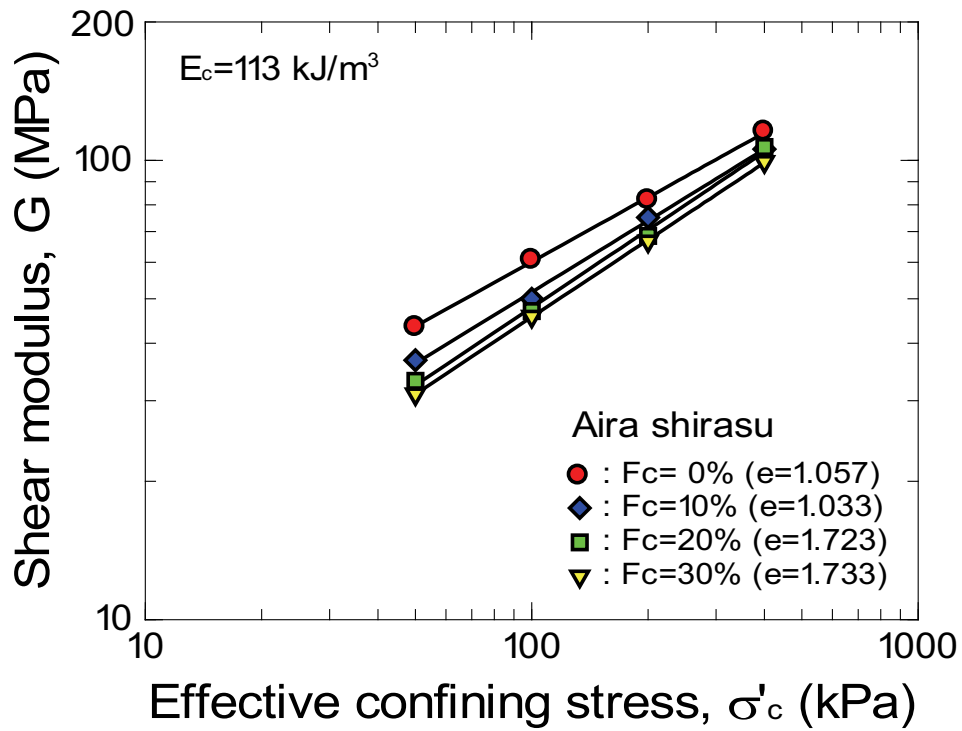


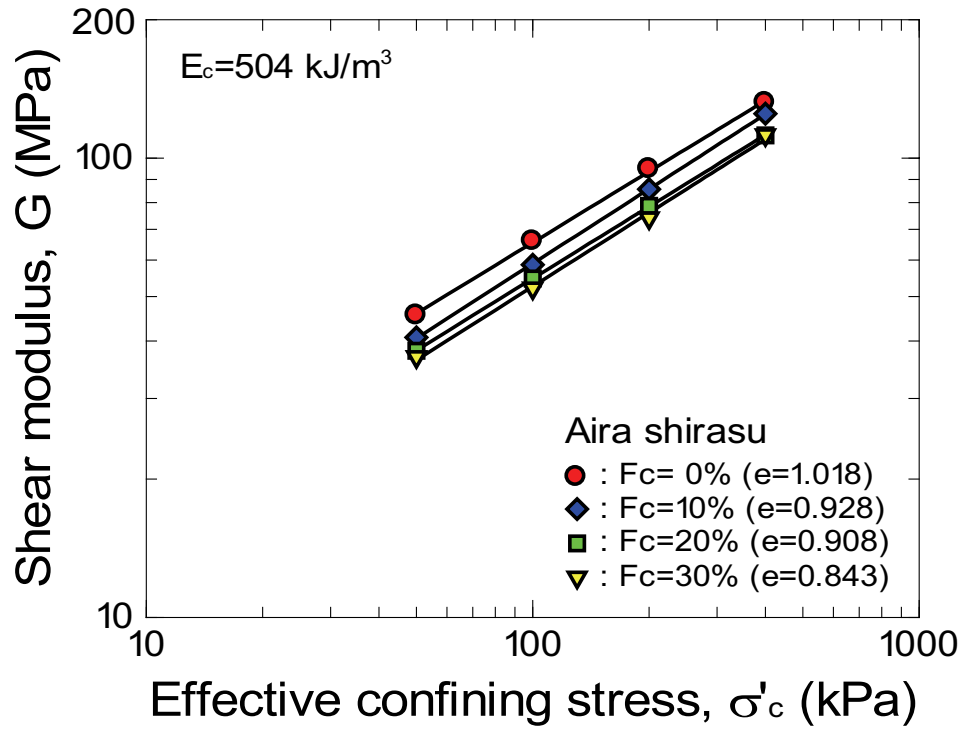
図4.14 間隙比，骨格間隙比と細粒分含有率の関係($\sigma'_c=100 \text{ kPa}$)



(a) $E_c = 22 \text{ kJ/m}^3$



(b) $E_c = 113 \text{ kJ/m}^3$



(c) $E_c=504\text{kJ/m}^3$

図4.15 せん断弾性係数と有効拘束圧の関係

4. 4. 2 しらすのせん断弾性係数の定式化の試み

土のせん断弾性係数 G を評価するための実験式は数多く提案されており、それらの多くは間隙比 e と平均有効主応力 σ'_m の影響を考慮した次式で表現される。

$$G = CP_A^{1-n} f(e) \sigma_m'^n \quad (4-11)$$

ここで、 C および n は実験定数、 $f(e)$ は間隙比 e の関数、 P_A は基準応力（一般的に大気圧 $\approx 100\text{kPa}$ ）であり平均有効主応力 σ'_m と同じ次元を持つ。なお、本研究におけるBE試験は全て等方応力条件で実施されたものであり、本文中に表記される有効拘束圧 σ_c' は平均有効主応力 σ'_m に等しい。

代表的な間隙比関数 $f(e)$ にHardinとRichart²³⁾およびJamiollowskiら²⁴⁾によるものがあり、式(4-12)および式(4-13)の形式でそれぞれ示される。

$$f(e) = \frac{(B-e)^2}{1+e} \quad (4-12)$$

$$f(e) = e^a \quad (4-13)$$

ここで、 B および a は実験定数である。細粒分を含まないきれいな砂の場合に B の値は $B=2.17$ が用いられる場合が多い^{10), 23), 24)}。式(4-12)では B の値によって適用可能な間隙比 e の上限が決定される。一方で、式(4-13)には形式の上では間隙比 e の適用限界がないことから式(4-11)は式(4-12)と比べて一般性が高い、つまり多様な密度の土への適用が可能と考えられることから、本研究では間隙比関数 $f(e)$ に式(4-9)の形式を採用した。したがって、せん断弾性係数 G は次式で表される²⁴⁾。

$$G = CP_A^{1-n} e^a \sigma_m'^n \quad (3-13)$$

実験定数 n はせん断弾性係数 G の拘束圧依存性を表すパラメータであり、両対数グラフ上に描いたせん断弾性係数 G と有効拘束圧 σ_c' の関係の傾きに相当する。Salgadoら¹¹⁾はオタワ砂と非塑性シルトの混合土を用いてBE試験を行い、細粒分含有率 F_c が増加するほど n の値が大きくなる結果を示した。Salgadoら¹¹⁾の研究によれば、式(4-14)を用いた

場合に $F_c=0, 5, 10, 15\%$ に対して、それぞれ $n=0.443, 0.458, 0.557, 0.715$ とされている。ここで、種々の細粒分含有率 F_c から成るしらすの n を求めるために、**図4-18(a), (b), (c)**の $G - \sigma'_m$ 関係より傾きを読み取り、**図4.18**に細粒分含有率 F_c との関係でプロットした。本研究結果もSalgadoら¹¹⁾の報告と同様に n の値が細粒分含有率 F_c の増加に伴い大きくなる傾向はあるが、その変化は小さいことから、細粒分含有率 F_c に関係なく n は0.5から0.6の範囲で一定とみなすことができる。また、細粒分を含まない $F_c=0\%$ のしらすの n の値は $n \doteq 0.5$ であることから、細粒分含有率が変化しても n の値は $n \doteq 0.5$ と近似しても差し支えないと判断される。したがって、式(4-14)における n の値を0.5と決定し、式(4-14)を変形すると次式を得る。

$$\frac{G}{(\sigma'_m/P_A)^{0.5}} = CP_A e^a \quad (4-15)$$

式(4-14)は平均有効主応力 σ'_m で正規化したせん断弾性係数 G と間隙比 e の関係を表す式である。本研究では、しらすのせん断弾性係数 G に及ぼす細粒分の影響を評価するために、間隙比 e の代わりに等価骨格間隙比 e_{ge} を用いる。

図4-18(a)~(e)はそれぞれ、寄与率 b をそれぞれ、1, 0.75, 0.5, 0.25, 0と変化させた場合の正規化されたせん断弾性係数 G と等価骨格間隙比 e_{ge} の関係を示したものである。図中にはHardinとRichart²³⁾が粒径の粗いオタワ砂に対して求めた次式より求まる曲線も併せて示している。

$$\frac{G}{(\sigma'_m/P_A)^{0.5}} = 3270 \cdot P_A \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \quad (\text{in kPa}) \quad (4-16)$$

本研究で対象とするしらすでは、細粒分含有率 $F_c=0\%$ の場合、HardinとRichartの式²³⁾で与えられるせん断弾性係数 G と近い値を示している。**図4.18(a)**の寄与率 $b=1$ の場合は、等価骨格間隙比 e_{ge} は通常の間隙比 e と等しいが、同一の間隙比 e においては細粒分含有率 F_c が高いほどせん断弾性係数 G は小さくなっており、細粒分含有率 F_c の異なるせん断弾性係数 G と間隙比 e に一義的關係は得られない。また、**図4.18(e)**のように寄与率 $b=0$ とすると、等価骨格間隙比 e_{ge} は細粒分の存在を無視した骨格間隙比 e_g に等しくな

第4章 等価骨格間隙比を用いたしらすのせん断弾性係数と細粒分の評価

り、この場合、細粒分含有率 F_c が高いほど高いせん断弾性係数 G となっている。これは、現実には細粒分の寄与があり、無視できないことを示唆している。

そこで、寄与率 b を $b=0\sim 1$ の範囲で変化させてせん断弾性係数 G と等価骨格間隙比 e_{ge} の関係を調べた。B値の決定方法を図4.16に示す。その結果、寄与率 $b=0.75$ および $b=0.25$ の場合に細粒分含有率 $F_c=10, 20, 30\%$ のせん断弾性係数 G と等価骨格間隙比 e_{ge} の関係が細粒分含有率 $F_c=0\%$ のプロットに近づき、寄与率 $b=0.5$ の場合に全てのプロットが細粒分含有率 $F_c=0\%$ のせん断弾性係数 G と間隙比 e の関係に最も近い曲線になっている。ここでは寄与率 $b=0.75, 0.5, 0.25$ とした結果のみを示したが、寄与率 $b=0\sim 1$ の範囲で寄与率 b を試行錯誤に変化させ調べた結果、寄与率 $b=0.5$ の場合に全ての細粒分含有率 F_c のプロットが細粒分含有率 $F_c=0\%$ の曲線に最も近い結果となった。ここで、図4.18(a)における細粒分含有率 $F_c=0\%$ のせん断弾性係数 G と間隙比 e の関係は式(4-16)の形式を用いて次式で近似される。

$$\frac{G}{(\sigma'_m/P_A)^{0.5}} = 640 \cdot P_A \cdot e^{-1.5} \quad (\text{in kPa}) \quad (4-17)$$

前述のように、寄与率 $b=0.5$ の場合に細粒分含有率 $F_c=0\sim 30\%$ のしらすのせん断弾性係数 G と等価骨格間隙比 e_{ge} の関係は細粒分含有率 $F_c=0\%$ のせん断弾性係数 G と間隙比 e の関係と一致した。したがって、細粒分含有率 $F_c=0\sim 30\%$ のしらすのせん断弾性係数 G は等価骨格間隙比 e_{ge} と平均有効主応力 σ'_m の関数として次式で与えられる。

$$\frac{G}{(\sigma'_m/P_A)^{0.5}} = 640 \cdot P_A \cdot e_{ge(b=0.5)}^{-1.5} \quad (\text{in kPa}) \quad (4-18)$$

ここで、 $e_{ge(b=0.5)}$ は寄与率 $b=0.5$ に対応した等価骨格間隙比 e_{ge} である。式(3-18)を式(3-11)の形式で表すと、

$$G = 640 \cdot P_A^{0.5} \cdot e_{ge(b=0.5)}^{-1.5} \cdot \sigma_m^{0.5} \quad (\text{in kPa}) \quad (4-19)$$

さらに式(4-19)に式(4-6)を代入することにより、しらすのせん断弾性係数 G は間隙比 e と平均有効主応力 σ'_m および細粒分含有率 F_c をパラメータとして次式で表される。

$$G = 640 \cdot P_A^{0.5} \cdot \left(\frac{e + 0.5 \cdot Fc}{1 - 0.5 \cdot Fc} \right)^{-1.5} \cdot \sigma_m'^{0.5} \quad (\text{in kPa}) \quad (4-20)$$

図4.19は細粒分含有率を $Fc=0\sim 30\%$ に変化させたしらすに対するBE試験結果と式(4-17)によるせん断弾性係数 G の計算値との比較を示したものである。図より、両者は良い対応関係にあることが認められることから、細粒分を含むしらすのせん断弾性係数 G を式(4-20)を用いて評価することが可能であると考えられる。また、式(3-20)はしらす以外の細粒分を含む地盤材料のせん断弾性係数 G の評価への適用が可能であると考えられる。しらす以外での適用に際しては、対象となる細粒分の寄与率 b を個別に求める必要がある。寄与率 b は細粒子の粒子形状や粗粒子との粒径比等の種々の影響因子を含んだパラメータであると考えられる。

図4.20は、ポートアイランドにおける地盤材料のPS検層より求めた G と動的変形試験より求めた G の比較である。PS検層と動的変形の G の間には比較的良い相関性があることがわかる。図4.21は砂質土においてベンダーエレメント試験より求めた G と室内試験より求めた G の相関性を示した図である。動的変形試験より求めた G は(◇)でプロットされている。いずれの試験においても良い相関性が得られている。図4.20、図4.21より直接ではないがPS検層とベンダーエレメント試験の結果にも相関性があることが考えられる。したがって、式(4-20)を現場の設計においても十分使用できるものだと考えられる。しかしながら、しらす自体の相関性ではないので、導入は慎重に行うべきである。

今後、せん断弾性係数 G における細粒子の寄与率 b の評価方法を確立することにより、広範な粒度を有する地盤材料のせん断弾性係数 G の評価が可能になると考えられる。

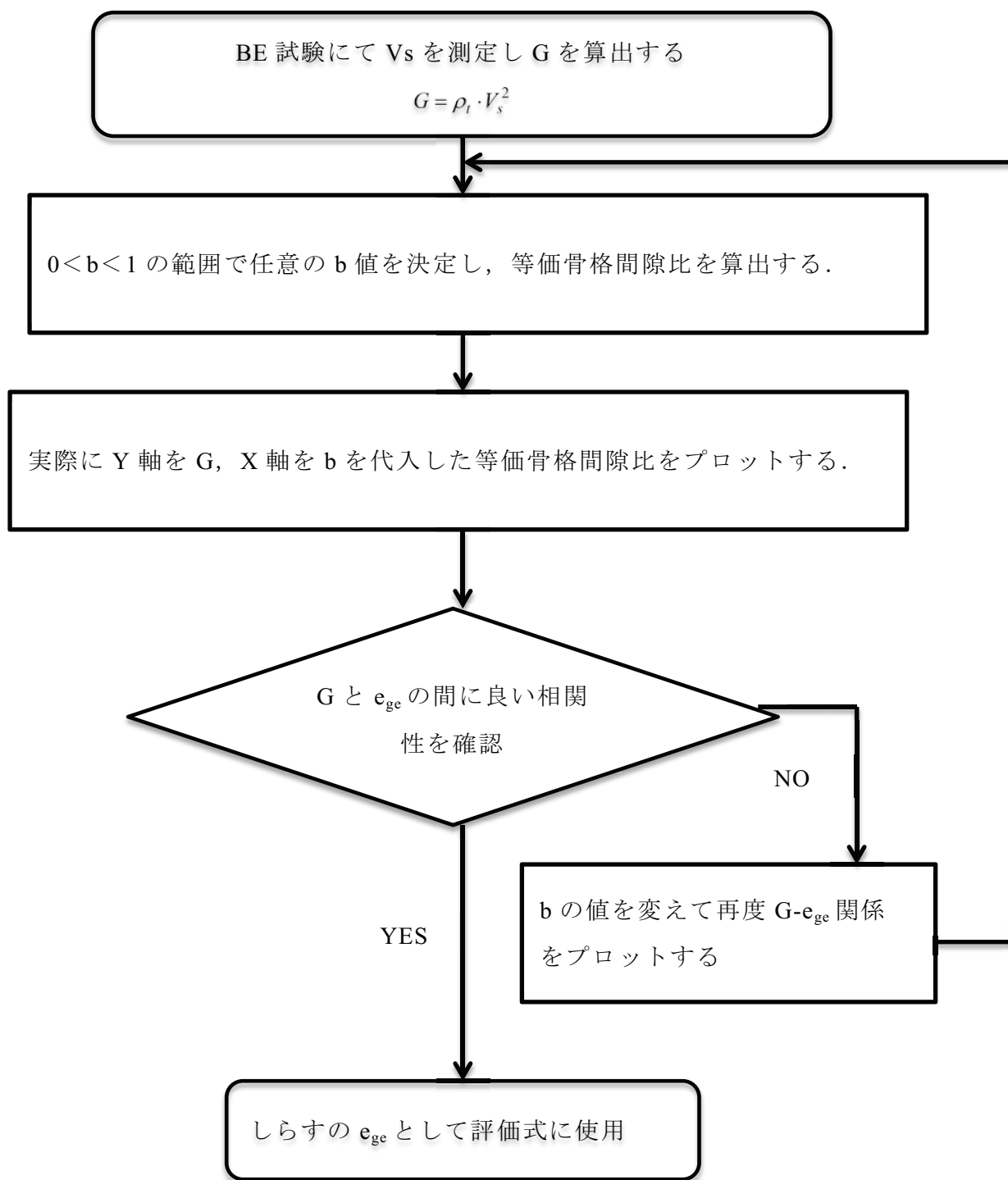


図4-16 b値決定方法のフローチャート

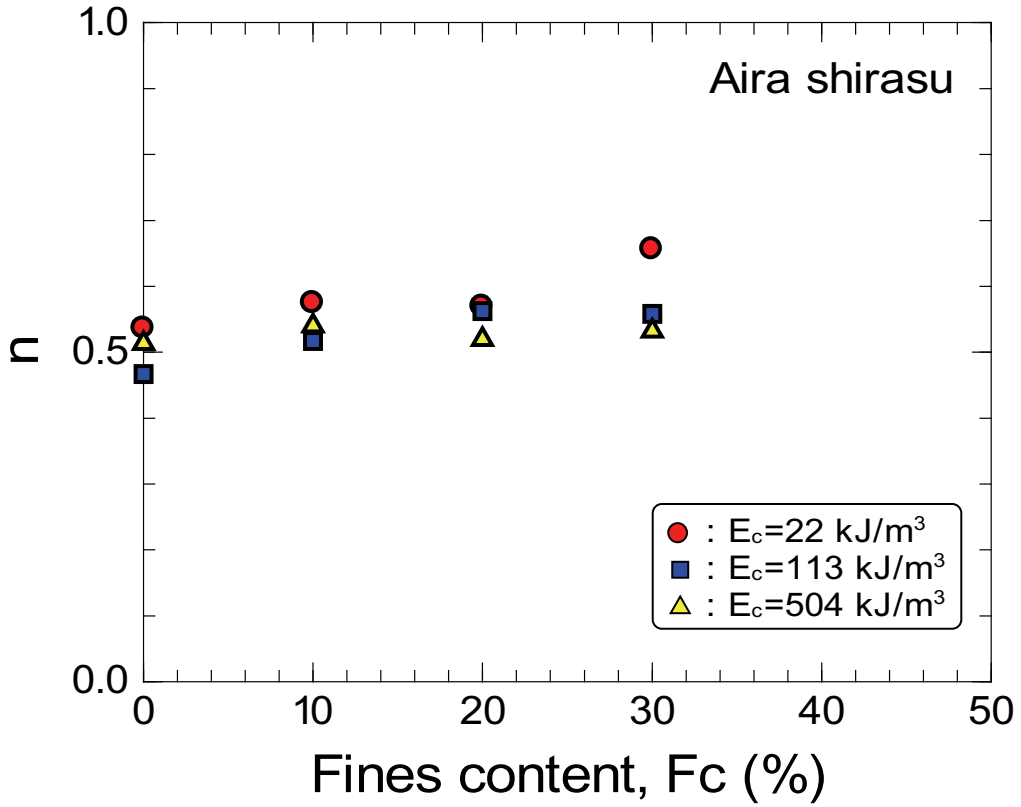
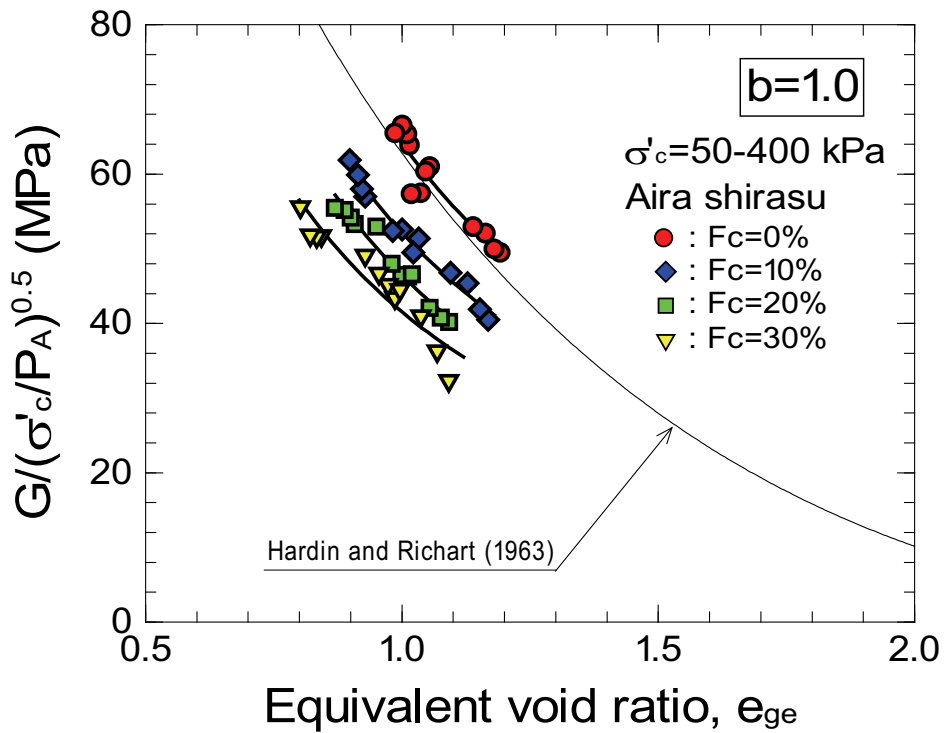
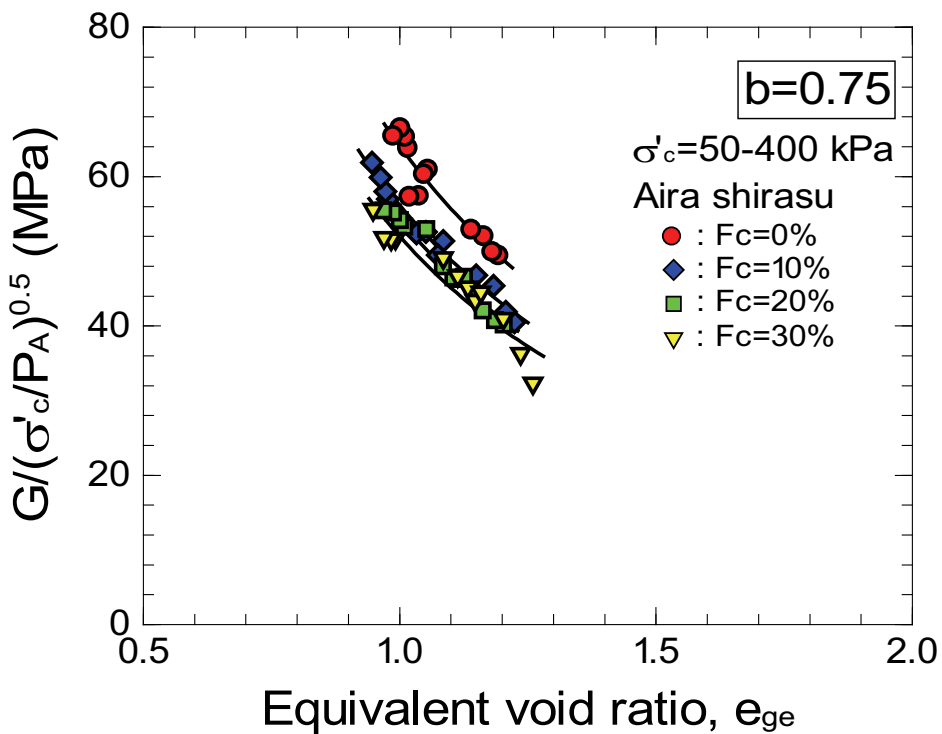


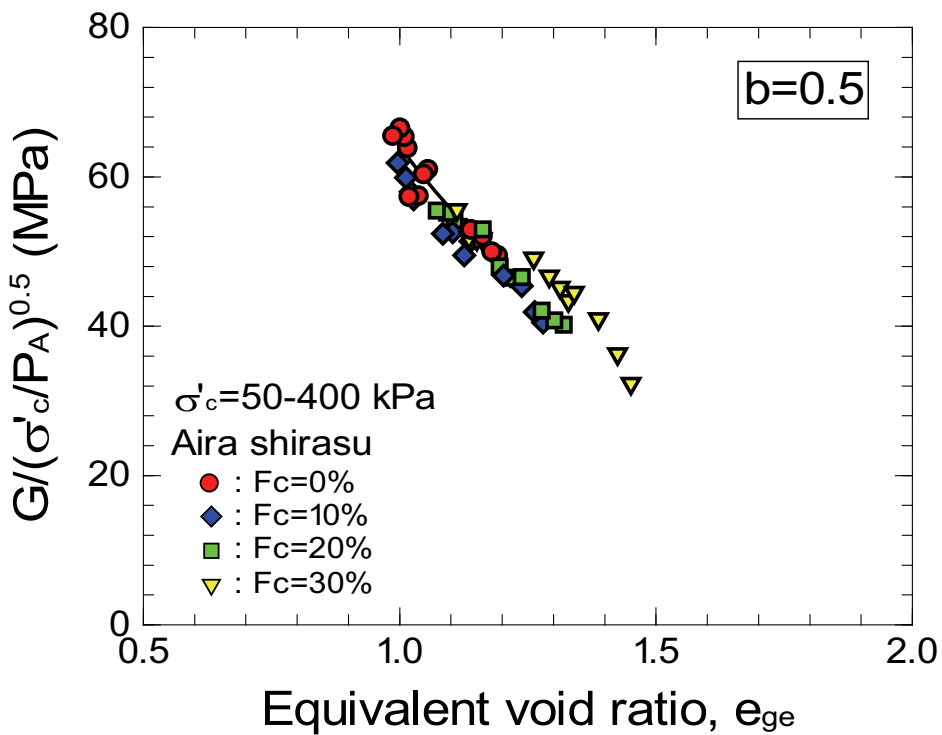
図 4.17 実験定数 n と細粒分含有率の関係



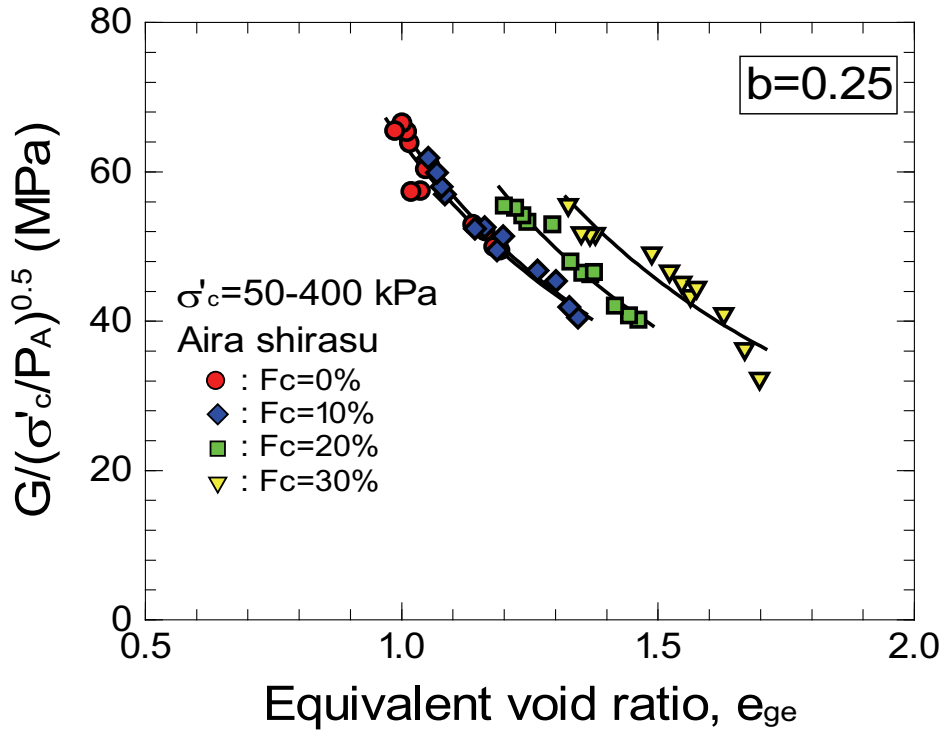
(a) $b=1.0$ ($e_{ge}=e$)



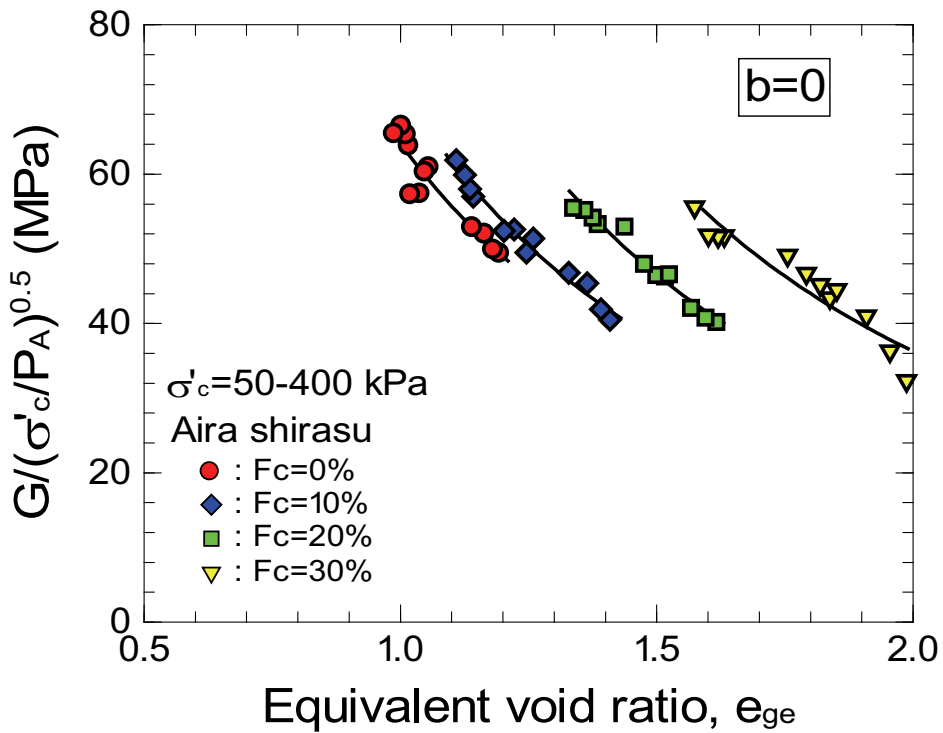
(b) $b=0.75$



(c) $b=0.5$



(d) $b=0.25$



(e) $b=0$ ($e_{ge}=e_g$)

図 4.18 平均有効主応力で正規化したせん断弾性係数と等価骨格間隙比の関係

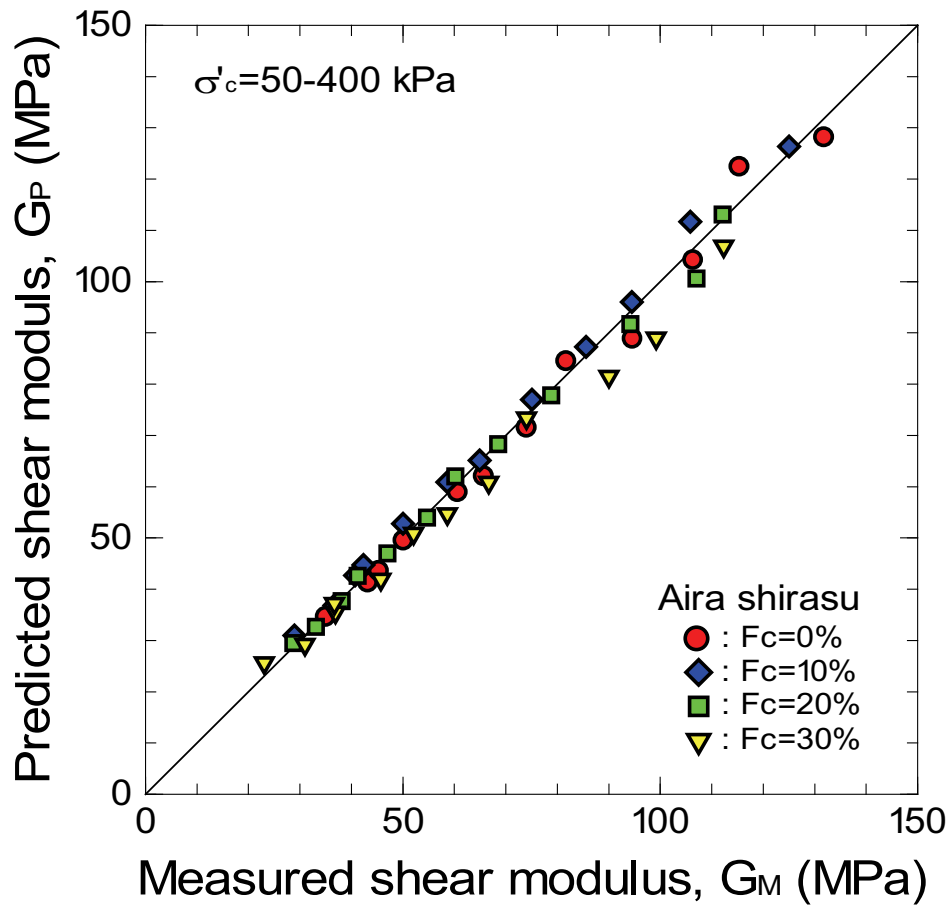


図 4.19 せん断弾性係数の実験値と計算値の比較

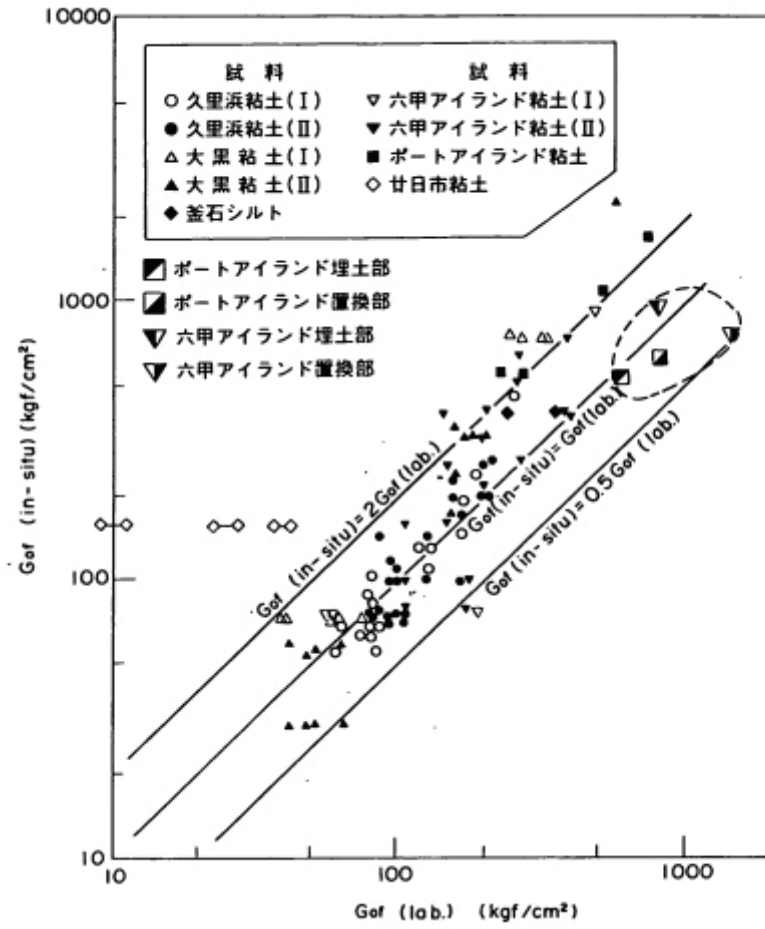


図 4.20 PS 検層の G と動的変形試験の G の相関性

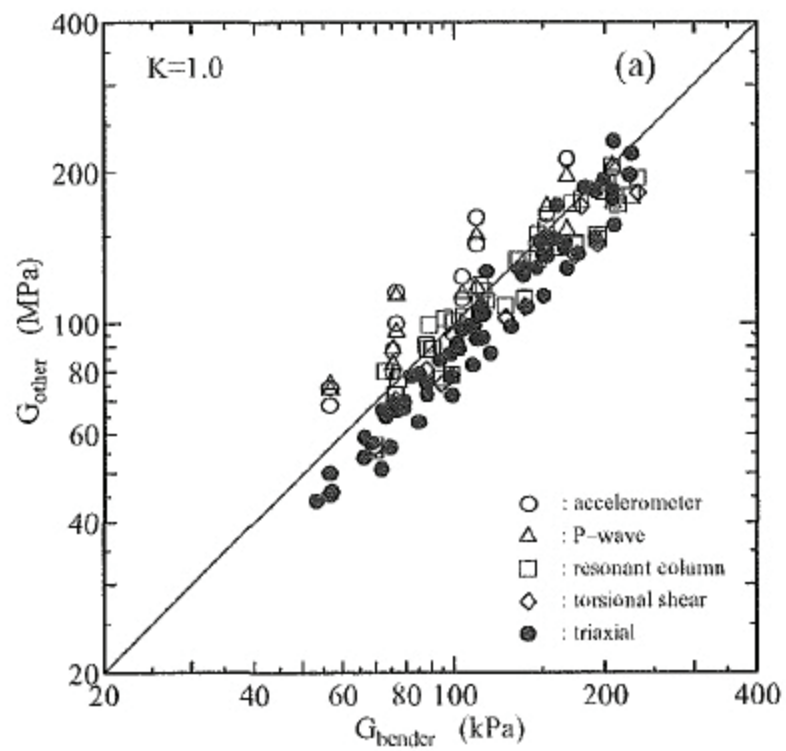


図 4.21 バンダーエレメント試験の G とその他の室内試験より求めた G の相関性

4. 5 本章の要約

三軸セル内におけるベンダーエレメント試験により, 細粒分含有率の異なるしらすのせん断弾性係数を調べ, 統一的評価方法の検討を行った. 本研究により得られた 主な知見は以下のとおりである.

1. 間隙比 e が等しい場合, しらすのせん断弾性係数 G は細粒分含有率 F_c の増加に伴って低下する.
2. 細粒分含有率 F_c が異なるしらすのせん断弾性係数 G は有効拘束圧の 0.5 乗の関数として表すことができる.
3. 細粒分の粗粒分に対する寄与率 $b=0.5$ として, 等価骨格間隙比 e_{ge} の概念を用いることにより, 細粒分含有率 F_c の異なるしらすのせん断弾性係数 G を等価骨格間隙比 e_{ge} との一義的關係で表すことができる. また, しらすのせん断弾性係数 G は式(4-16)を用いて評価できることを示した.

参考文献

- 1) Ishihara, K: Soil behaviour in earthquake geotechnics, Oxford engineering science series 46, Oxford science publications, 1996.
- 2) Hatanaka, M., Dugimoto, M and Suzuki, Y: Liquefaction resistance of two alluvial volcanic soils sampled by in situ freezing, Soils and Foundations, Vol.25, No.3, pp.49-63, 1985.
- 3) 岡林巧, 兵動正幸, 安福規之, 村田秀一: 乱した一次しらすの非排水単調および繰返しせん断挙動, 土木学会論文集, No.499/III-28, pp.97-106, 1994.
- 4) 高田誠, 北村良介, 北田貴光, 富山貴史: 二次しらす地盤の動的力学特性と液状化ポテンシャル, 土木学会論文集, No.631/ III-48, pp.61-69, 1999.
- 5) 阿曾沼剛, 三浦清一, 八木一善, 田中洋行: 火山性粗粒土の動的変形特性とその評価法, 土木学会論文集, No.708/III-59, pp.191-173, 2002.
- 6) 土質工学会シラス研究委員会: えびの地震と地盤災害, 土と基礎, Vol.16, No.9, pp.47-59, 1968.
- 7) 岡林巧, 兵動正幸, 村田秀一, 山本哲郎, 中田幸男, 北村良介, 小林孝洋, 藤井照久, 日下部伸: 1997年鹿児島県北西部地震および同第2北西部地震による液状化地盤災害, 自然災害西部会報論文集, 22号, pp.21-28, 1998.
- 8) T, Sahaphol and Miura, S: Shear moduli of volcanic soils, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 25, pp.157-165, 2005.
- 9) 兵動正幸, 中田幸男, 澤村仁志, 山脇大輔: しらすの非排水繰返しせん断強度に及ぼす細粒分の影響, 土木学会年次学術講演会講演概要集第3部 (A) , Vol.55, pp.92-93, 2000.
- 10) Iwasaki, T. and Tatsuoka, F.: Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands, Soils and foundations, Vol.17, No.3, pp.19-35, 1977.
- 11) Salgado, R., Bandini, P. and Karim, A.: Shear strength and stiffness of silty sand, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 126, No. 5, pp.451-462, 2000.
- 12) 大嶺聖, 落合英俊: 二層混合体の応力-ひずみ関係と混合土の一次元圧縮特性への適用, 土木学会論文集, No.448/III-19, pp.121-130, 1992.
- 13) 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.
- 14) 兵動正幸, 金鍾根, 福本圭祐, 山田卓, 吉本憲正: 初期せん断応力を受ける砂粘

- 土混合土の非排水繰返しせん断挙動, 土木学会論文集C, Vol. 62, No. 1, pp. 240-245, 2006.
- 15) Thevanayagam, S., Shenthan, T, Mohan, S. and Liang, J.: Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 128, No.10, pp.849-859, 2002.
- 16) Ni, Q., Tan, T.S., Dasari, G.R. & Hight, D.W. : Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils, Geotechnique 54, No.9, pp.561-569, 2004.
- 17) 石川智, 兵動正幸, Rolando Orense, 山田卓, 中田幸男, 吉本憲正: 粘土混じり砂の非排水繰返しせん断特性, 第12回日本地盤工学シンポジウム論文集, pp.474-477, 2006.
- 18) Naeini, S. A., Baziar, M. H.: Effect of fines content on steady-state strength of mixed and layered samples of a sand, Soil dynamics and earthquake engineering 24, pp. 181-187, 2004.
- 19) 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.
- 20) Ladd, R.S.: Preparing test specimens using undercompaction, Geotechnical Testing Journal,1(1), pp.39-49, 1978.
- 21) Mancuso, C., Simonelli, A. L., and Vinale, F.: Numerical analysis of in situ S-wave measurement, Proc., 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil, pp. 277-280, 1989.
- 22) 川口貴之, 三田地利之, 澁谷啓, 佐野信房: 室内ベンダーエレメント試験によるせん断弾性係数Gの評価, 土木学会論文集, No.694/III-57, pp.195-207, 2001.
- 23) Hardin, B.O. and Richart Jr. F.E.: Elastic wave velocities in granular soils, Proc. ASCE., Vol.89, SM1, pp.33-65, 1963.
- 24) Jamiolkowski, M., Leroueil, S., and Lo Presti, D. C. F.: Themelecture: Design parameters from theory to practice, Proceedings of Geo-Coast '91, pp. 1-41, 1991.

第5章 等価骨格間隙比を用いた薬液固結砂のせん断波速度の評価

5.1 概説

薬液注入工法は、地盤改良工法の一つであり、地盤の間隙中に薬液を注入・置換しゲル化（固化）させることにより、地盤の止水や強度増加を行うことを期待する工法である。対象とする地盤が粘性土の場合は均等に浸透させることが困難であり、薬液が脈状に浸透するいわゆる割裂注入となるが、透水性の高い砂質土地盤では、一般的に水ガラス系の薬液が用いられており、注入条件や薬液の配合にもよるが、均等な浸透が可能となり比較的均質な固結領域が得られる¹⁾。

薬液注入工法は地盤改良工法としては準備、設備が簡単小規模であり、狭いスペースでも施工が可能であり、振動・騒音や交通に対するトラブルが少なく短期間でできる工法であるため、我が国、特に首都圏を中心とした都市部では非常に重要な位置を占めている。従来は仮設工事の補助工法として用いられていたが、近年では耐久性が求められる本設工事にも用いられることが多くなった。

実際に、2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震により臨海部等において液状化現象が多数確認され、既存構造物基礎地盤に対する液状化対策として薬液注入工法が注目されている。また、この工法が原子力発電所の汚染水の流出を防ぐことに効果を発揮したことは記憶に新しい。

以上述べたように、今後、薬液注入工法は都市土木においてさらに重要な位置付けになると考えられ、その設計・施工はより合理的に行うことが求められる。しかしながら、実際の設計・施工においては、経験に基づいて実施されていることも少なくないのが現状である。

この要因として、水ガラス系薬液のゲル化のメカニズムが、きわめて複雑でいまだに決定的な理論が確立されていないことが挙げられる。例えば、仮説としてゲル化メカニズムは以下のように説明されている。水ガラス系薬液の反応は2段階から構成され、第1段階では水ガラス水溶液が重合してコロイド粒子を形成し、第2段階ではこれらの粒子が互いに集合し連続的な構造を作り、溶媒の水を通じて広がってゲル化に至るとされている¹⁾。

実施工では、このようなゲル化メカニズムの把握が無論重要になる。さらに、間隙

内の薬液ゲル化物が薬液改良土全体の強度にどの程度影響を与えているかを把握するべきである。従来から、多くの研究機関で水ガラス系薬液による改良土の強度試験が行われ、改良土の強度はゲル化物に含まれるシリカ濃度に支配されることが知られている²⁾。しかしながら、薬液ゲル化物が改良土全体の強度発現に果たす役割の詳細については解明されていない。

また、薬液改良固結砂において固結による強度発現を考える上で、正のダイレイタンシー成分、負圧やゲルの結合力に基づく拘束圧のために発揮される摩擦抵抗、ゲル化物自身の強度などの影響を考慮することが重要であることは、既に指摘されている^{3), 4), 5)}。

一方、薬液で固結された砂は、砂粒子、薬液ゲル化物と間隙流体で構成されているので、細粒分を含む砂のような混合土と類似した挙動を示すことが推定される。このような混合土において骨格と間隙比の関係を考えるとき、通常の間隙比は、細粒分を砂と同等の固体で骨格を形成するとみなして求められている。一方、骨格間隙比の考え方においては、細粒分を間隙とみなし、骨格形成に全く寄与しないと考えられている⁶⁾。その中間に位置し、細粒分をある程度の度合いで粗粒子と同等に骨格構造の形成に加担する要素とみなす等価骨格間隙比の考え方がある^{7), 8)}。

本研究は、薬液のゲル化物が固結砂の強度発現で果たす役割を解明することを目的として、特殊中性・酸性系の水ガラス薬液で改良した固結砂の一軸圧縮試験や弾性波速度測定試験を行い、混合土について考案された等価骨格間隙比の考え方に基づいて薬液固結砂の力学特性評価を試みたものである。

5. 2 薬液固結砂における等価骨格間隙比の考え方

混合土の組成は試料が飽和状態である場合、図4-1に示すように間隙(Void)、細粒分(Fines)および粗粒分(Sand)の三つに分けて考えることができる。

このような土の3相モデルにおいて、間隙と土粒子全体または間隙と粗粒分、細粒分の体積の比によりそれぞれ間隙比 e 、骨格間隙比 e_g が定義されている。

一般的な間隙比 e は、固体部の体積 $V_s(=V_{ss}+V_{sf})$ と間隙部の体積 V_v の比により次式で求められる。

$$e = \frac{V_v}{V_{ss} + V_{sf}} \quad (5-1)$$

しかし、細粒分を含む混合土では、粗粒分と細粒分で強度発現に対する役割が異なるため、両方を含めた間隙比で土の間隙状態を表すことは無理があると考えられる。そこで、混合土の強度の発現においては、粗粒分骨格の影響の方が大きいという考えから、細粒分を間隙とみなす骨格間隙比 e_g が次式のように提案された⁵⁾。

$$e_g = \frac{V_v + V_{sf}}{V_{ss}} \quad (5-2)$$

以上のように、細粒分を含む混合土の骨格と間隙比の関係を考えるとき、通常の間隙比は、細粒分を砂と同等の固体で骨格を形成するとみなしているのに対して、骨格間隙比の考え方においては、細粒分を間隙とみなし、骨格形成に全く寄与しないという両極端の概念が示されている。

これに対して、実際の混合土の挙動はその中間であると考えて、細粒分をある程度の度合いで粗粒分と同等に骨格構造の形成に加担する要素とみなす等価骨格間隙比の考え方がある^{6),7)}。

この等価骨格間隙比 e_{ge} は、骨格間隙比の概念を拡張したものであり、粗粒分が骨格を形成し得る範囲の細粒分含有率において成立し、次式で表される(図4-1参照)。

$$e_{ge} = \frac{V_v + (1-b)V_{sf}}{V_{ss} + bV_{sf}} = \frac{V_v + (1-b)V_{sf}}{V_s - (1-b)V_{sf}} \quad (5-3)$$

ここに、 $b(0 < b < 1)$ は細粒分の寄与率である。

著者の一人は、細粒分含有率 $F_c=0\% \sim 30\%$ のしらすのせん断弾性係数の測定結果を利用して、式(5-3)の寄与率 b に試行錯誤的に値を代入して、せん断弾性係数と一義的な関係を示す等価骨格間隙比を求めた⁸⁾。その結果、細粒分を含むしらすの場合の寄与率は、 $b=0.5$ 程度が適切であることを確認した。図5-2に、しらすのせん断弾性係数と寄与率 $b=0.5$ としたときの等価骨格間隙比の関係を示す。

一方、薬液固結砂においては砂粒子骨格の他に間隙中に固結した薬液ゲル化物が存在する。また、薬液を間隙内に100%充填させても、余剰水やゲル化する際にある程度離しょう水が生じるので間隙が存在する。したがって、薬液固結砂は、砂骨格(Sand)、薬液ゲル化物(Gel)、間隙(Void)の三相で構成されると考えられる。そこで、上記の混合土の考え方にならって、本研究では図5-1の構成図において細粒分を薬液のゲル化物と置き換えて、混合土と同じように等価骨格間隙比の考え方を適用し、薬液固結砂の力学特性評価を試みることにした。図5-3に、薬液固結砂の模式図を示す。薬液固結砂においては、図5-1で示した混合土の細粒分の代わりに薬液のゲル化物が存在して、強度発現に役割を果たすことになる。薬液ゲル化物の体積を V_{sg} とおくと、式(5-1)、(5-2)、(5-3)はそれぞれ次のように表される。

$$e = \frac{V_v}{V_{ss} + V_{sg}} \quad (5-4)$$

$$e_g = \frac{V_v + V_{sg}}{V_{ss}} \quad (5-5)$$

$$e_{ge} = \frac{V_v + (1-b)V_{sg}}{V_{ss} + bV_{sg}} = \frac{V_v + (1-b)V_{sg}}{V_s - (1-b)V_{sg}} \quad (5-6)$$

細粒分を含むしらすの場合には、寄与率 $b=0.5$ とすることにより、しらすのせん断弾性係数と e_{ge} との間に一義的な関係を求めることができた。しかしながら、砂粒子骨格内の間隙に存在する細粒分と薬液ゲル化物はその力学的特性が異なるので、薬液固結砂の寄与率 b と等価骨格間隙比、それに基づく力学特性評価については検討が必要である。

以下、薬液固結砂の一軸圧縮強さや弾性波速度を実験的に調査するとともに、式(4-6)に含まれる寄与率 b の考え方について既存の研究成果に基づいて検討を行う。

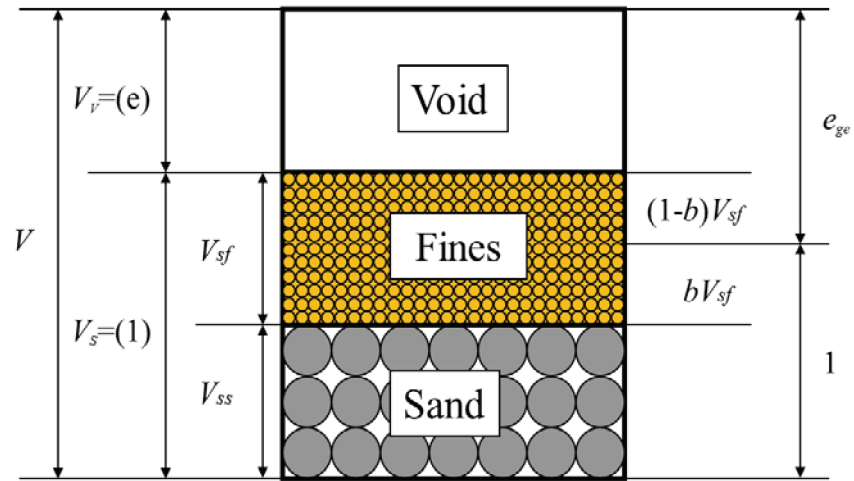


図 5-1. 混合土の模式図

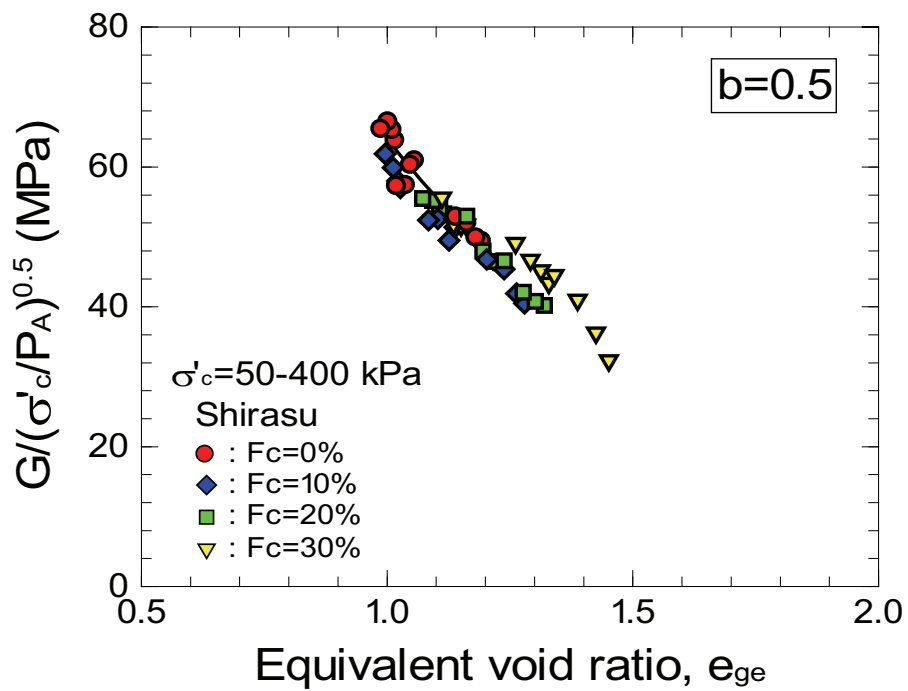


図 5-2. しらすにおける平均有効主応力で正規化したせん断弾性係数と等価骨格間隙比の関係⁸⁾

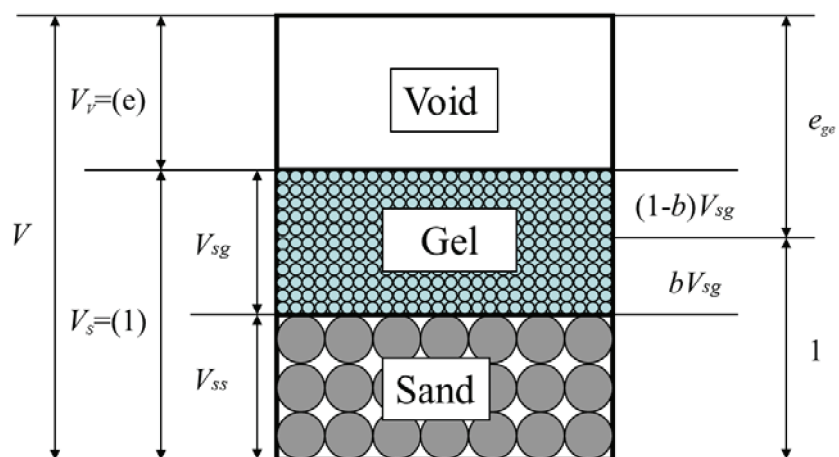


図 5-3. 薬液固結砂の模式図

5. 3 薬液固結砂の一軸圧縮強さと弾性波速度

5. 3. 1 使用材料

実験では、いずれのケースでも砂試料として珪砂6号および珪砂7号を用いた。珪砂6号および珪砂7号の物理的性質を表1に示す。また、使用した薬液は特殊中性・酸性系の水ガラス薬液であり、ゲルタイムはおよそ24時間程度である。

供試体の作成方法は、寸法φ50mm×h100mmのモールド内(写真5-1)に予め薬液を入れ、上部より砂を流し込んでそのまま固める混合方式を採用した¹⁰⁾。このとき砂は落下高さを調整して目標相対密度が $D_{r0}=60, 80\%$ となるように作成し、薬液の水ガラス濃度(水溶媒に対する3号水ガラスに硬化剤を加えた標準配合溶液の比率は、 $N=15,20,25\%$ と変化させた。薬液の中に砂を投入して24時間空気養生した後、1~2週間水中養生を行い、一定の強度となったことを確認して脱型した。写真4-2に水中養生の様子を示す。この供試体を用い、7号珪砂については、一軸圧縮試験及び弾性波速度測定試験の両者を実施し、6号珪砂については一軸圧縮試験のみを行った。

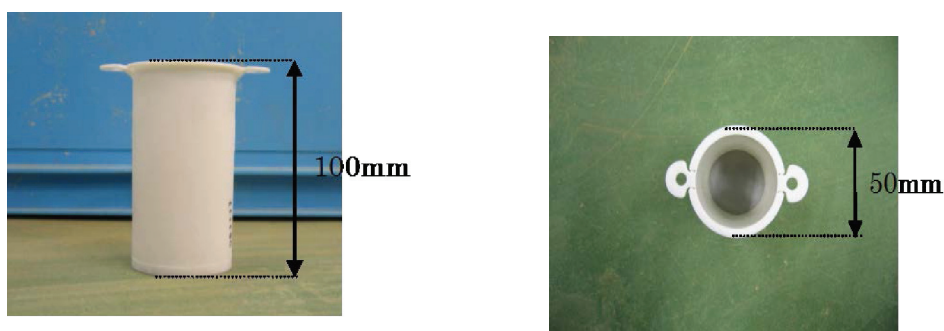


写真 5-1 使用したプラモールド

表 5-1. 砂の物理的性質

物性値	珪砂6号	珪砂7号
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.66	2.62
最大間隙比	0.982	0.931
最小間隙比	0.619	0.613
平均粒径 D_{50} (mm)	0.26	0.18



写真 5-2 供試体の水中養生の様子

このようにして作成した薬液固結砂の供試体について、湿潤密度、含水比を測定し、添加した薬液に含まれる水ガラス物性をもとに図3の薬液ゲル化物体積 V_{sg} 、間隙体積 V_v を下記のような式を用いて求めた。

$$V_v = V - (V_{ss} + V_{sg}) \quad (5-8)$$

$$V_{sg} = m_{sg} / \rho_{sg} \quad (5-7)$$

ここに、 ρ_{sg} は薬液ゲル化物の密度(g/cm^3)、 m_{sg} は薬液ゲル化物質質量(g)であり、 m_{sg} は供試体の全質量より乾燥砂質量を差し引いたものである。

5. 3. 2 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は土質材料、岩石材料、コンクリートなどに対して行われる。一軸圧縮試験は、写真 5-3 に示すような試験装置に円柱に成形した試料を設置し、側方への膨らみを許しながら、試料が破壊するまで徐々に一軸方向に圧縮荷重を加える試験である。試験で得られたデータは、加えた荷重と軸方向の変位であるが、加えた荷重は試料の面積で除した値を応力とし、軸方向の変位は試料の高さで除した値をひずみとし、両者の関係を求める。この応力の最大値を一軸圧縮強度 q_u とする。本実験では薬液改良供試体を用いて、簡易型弾性波速度試験を行った後に一軸圧縮試験を行った。

試験方法は下記のように行った。

- ① 薬液改良供試体を一軸圧縮試験機の下部加圧板中央に置き、荷重計を 0 に合わせ、供試体に圧縮力が加わらないように上部加圧板を密着させる。
- ② 変位計、荷重計を 0 に合わせる。
- ③ 試験はひずみ速度 1%/min の割合で連続的に供試体を圧縮する。圧縮中は圧縮量 0.01cm ごとに荷重計の読みを記録する。



写真 5-3 一軸圧縮試験装置の全容

4. 3. 3 弾性波速度測定試験

火山灰質土‘しらす’においては、弾性波速度および初期剛性を求めるため、ベンダーエレメント試験を行った。薬液固結砂においては、ベンダーエレメント試験装置のエレメントで供試体を破損させる可能性が高く、破損させた場合、正確な弾性波速度を計ることができない。また、ベンダーエレメント試験で用いられる起振電圧では、薬液固結砂のような硬い供試体の弾性波を測定することが難しく、また、周波数においては、弾性波が間隙内のゲルを伝達するのに十分な大きさではない。したがって、ベンダーエレメント試験装置よりも電圧、周波数共に大きなキャパシティを持つ試験装置の導入が必要になってくる。そこで薬液固結砂においては、ペDESTAL内に圧電素子を内蔵した供試体を破損しない弾性波速度測定装置を使用した。また、しらすについては、弾性波速度測定試験装置の起振電圧・周波数では出力が大きすぎ、弾性波速度を上手くとらえることが出来ないためベンダーエレメント試験を導入した経緯がある。

薬液固結砂は拘束圧を加えると、薬液ゲルから離しょう水と呼ばれるシリカを含有した水が発生する。これにより体積変化計で体積変化を読む場合、実際の体積と大きく差が出る。したがって正確な土の密度が測れないため、せん断弾性係数を算出することが難しい。そこで本節では P 波弾性波速度に加え、S 波弾性波速度をそのまま使用する。

弾性波は一般に固結度の高い地盤ほど伝播速度が速く、地球の地盤は深くなるほど硬くなるので深度が深くなるほど速度は速くなる。また地盤自体は硬くとも、地盤中に土砂や岩目などが多く存在するほど速度は遅くなる性質がある。弾性波には P 波 (Primary wave, 縦波) と S 波 (Secondary wave, 横波) があり、P 波は気体中や液体中も伝播できるため、S 波よりも速度が速く、一般には測定が容易なため P 波のみを測定するケースが多いが、その分、地下水などの影響を受けやすく、S 波は固体中しか伝播しないが、土のせん断強さをより正確に表示すると言われており、近年は S 波も利用されている。特に表層の土砂や岩目の少ない地盤に適している。弾性波の速度のことを弾性波速度と呼び、本研究では P 波の波速度を V_p とし、S 波の波速度を V_s と置く。

この弾性波を用いて、地盤を探索する方法が弾性波速度測定試験(弾性波法)である。他にも探索の目的によって地熱法、磁気法などがある。弾性波法はその中でも地盤の深い部分を探索するために有効的な方法である。その理由として弾性波は地中で吸収

されるエネルギーの程度が少ないことが挙げられる。また弾性波法は波の位相に重点をおいている方法であり、位相は波が伝播する媒体の不規則性には影響を受けにくいので、安定した測定値を得られやすい。現場においては反射法や屈折法といったものが用いられている。反射法は探査の目標深度に対し弾性波を反射面までの往復時間を測定する。屈折法では目標深度に対して、屈折面だけでなくその上下にある層についても速度及び深度を測定する。反射法は往復時間しか分からないので、他の方法で少なくとも反射面の上の層までの速度が分からないと深度を算出することができない。屈折法は屈折面の速度はそれより上のどの層より速くなければならないという前提条件がある。これらの方法に音響検層などの結果を併せて用いられる。

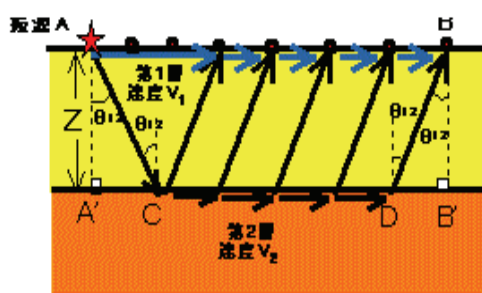


図 5-4 屈折法の概略図

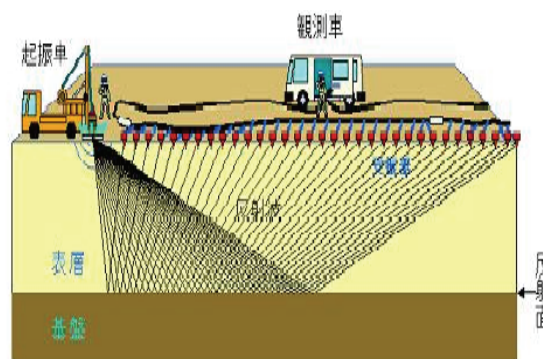


図 5-5 反射法の概略図

本研究では三軸試験装置を改造し、弾性波を測定できる弾性波測定装置を用いた。図 5-6 に弾性波速度試験装置の概要を示す。

弾性波速度測定装置は、図 5-7.(b)に示す試験セルと発信信号の発生装置および同信号の高速電圧増幅器、弾性波振動素子、振動波波形計測装置から構成される。弾性波振動素子は、いわゆるセラミック圧電素子（図 5-7.(c)）であり、図 5-7.(a)に示すように供試体の上下に位置する供試体キャップおよびペDESTAL内

に組み込まれている¹¹⁾。ペDESTAL内に組み込まれた P 波の発信に使用した素子は、電圧印加により鉛直厚さ方向に振動を起こし、その変位は数 μm である。S 波の発信に使用した素子は、電圧印加により水平方向に滑り振動を起こす素子を 8 個組み合わせでリング状にすることで擬似的にねじり振動を発生する。S 波、P 波ともに供試体キャップに埋め込まれた受信側で弾性波を受信し、送信波・受信波を PC のディスプレイに表示する。こ

第5章 等価骨格間隙比を用いた薬液固結砂のせん断波速度の評価

のときの P 波・S 波は図 4-8 のように表示される。この時の波形は矩形波とし、発信側の波の始点と受信波側の波の始点の時間差を観測し、供試体高さをこの時間差で除すことにより、P 波弾性波速度 V_p 、S 波弾性波速度 V_s をそれぞれ求めた。

試験手順は以下のとおりである。供試体を下部ペDESTAL 上に置き、供試体とペDESTAL の接地をよくするためゴムメンブレンを装着しキャップを取り付ける。なお、本研究で用いたキャップは軸と連結していないものを使った。キャップ設置前と設置後の供試体の高さを計測したが、変化がなかったため、キャップの自重による供試体の変形は無視できると考えた。さらに変位計を取り付け、試験セルを設置し空気圧により拘束圧を 100kPa 载荷した後に弾性波速度の計測を行った。

表 5-2 に、以上の試験で得られた試験結果一覧を示す。7 号珪砂については、二種類の目標相対密度 $D_{r0}=60, 80\%$ となるように試料落下高さを調整して供試体を準備したが、表 5-2 に示すように固結後に測定した両者の湿潤密度 ρ_t は結果的に同等な供試体となっている。別途行った実験により、薬液ゲル化物はゲル化後に体積収縮を生じることがわかっている¹²⁾。この薬液ゲル化物の体積収縮に伴って、薬液で固結させた砂供試体の密度は影響を受けることになるので、以後の考察においては目標相対密度の影響については考慮しないものとする。

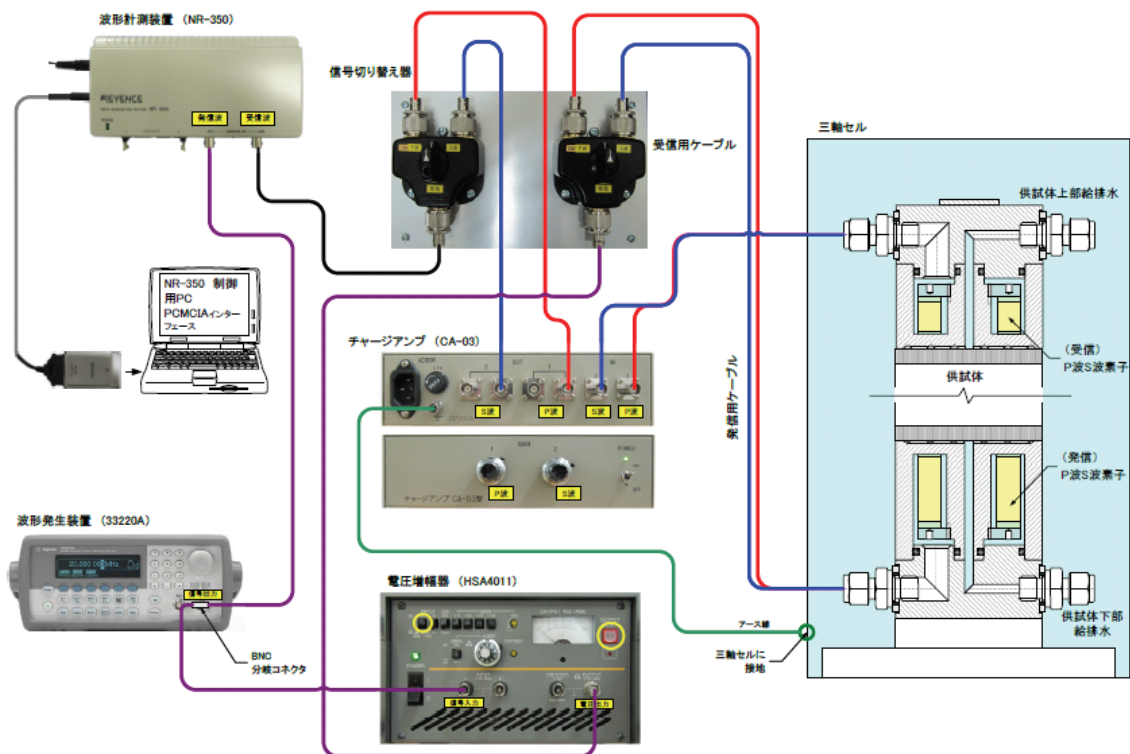
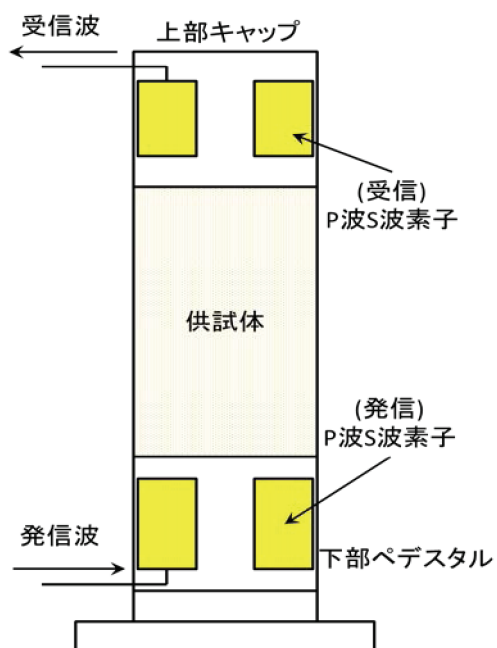
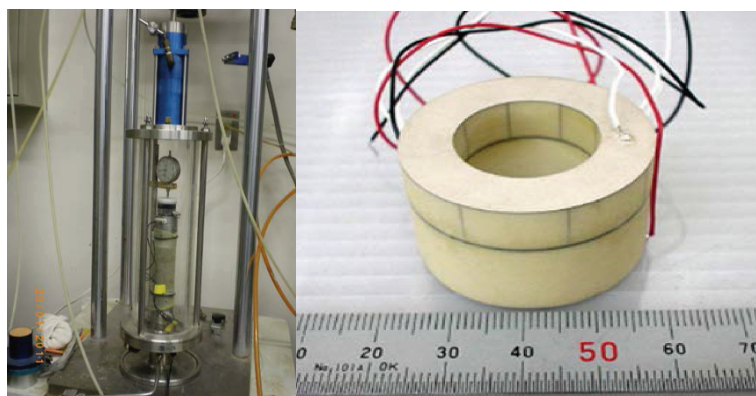


図 5-6 弾性波速度測定装置の概要



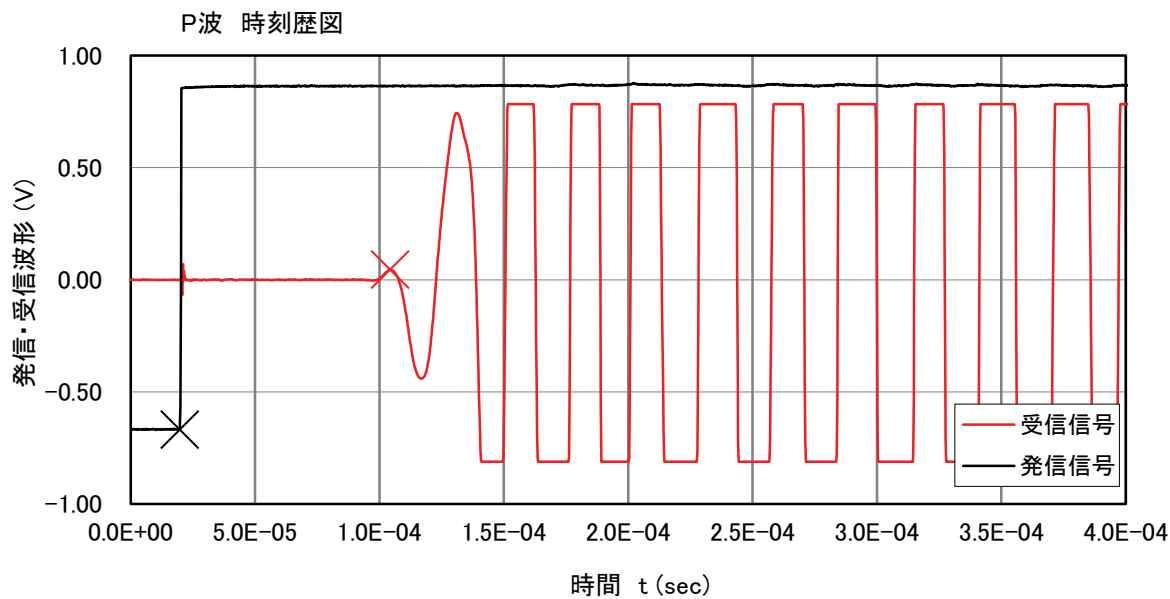
(a) 弾性波速度測定装置の断面図



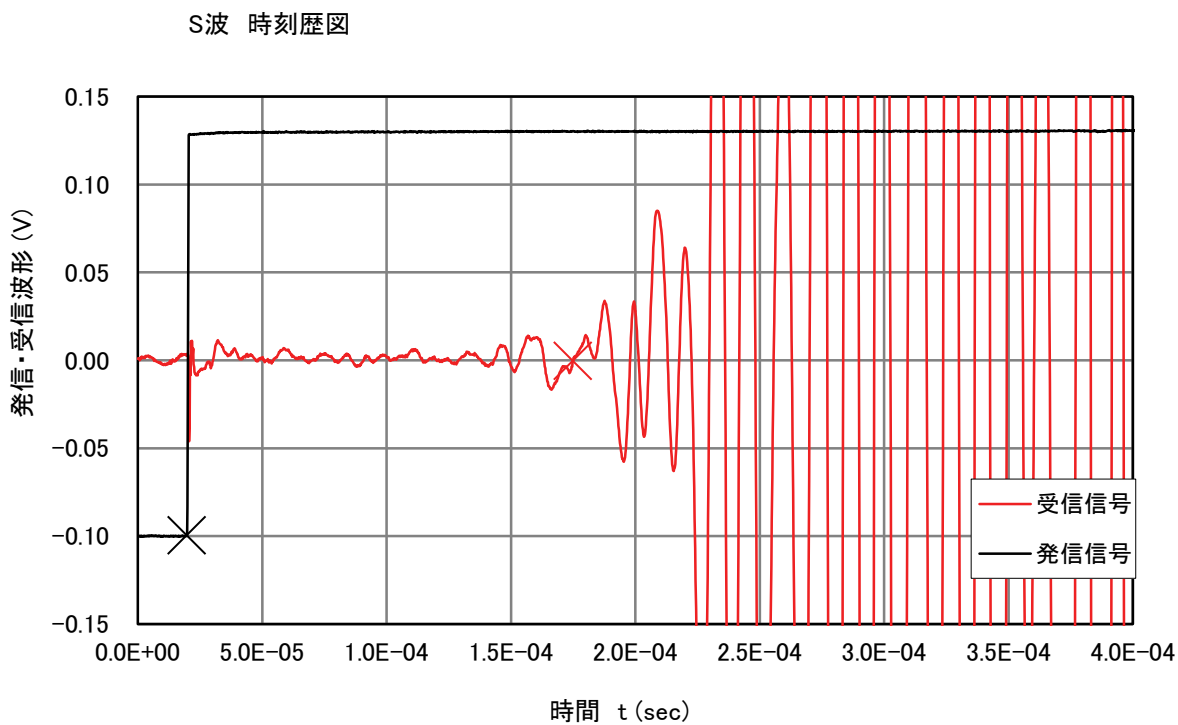
(b) 試験セル

(c) セラミック圧電素子

図 5-7. 弾性波速度測定装置



(a) P波時刻歴



(b) S波時刻歴

図 5-8 弾性波速度測定装置で計測した受信・送信波の様子

表 5-2 試験結果一覧

Soil	N(%)	Dr ₀ (%)	ρ _t (g/cm ³)	q _u (kN/m ²)	V _s (m/sec)	V _p (m/sec)	
Silica No.7	25	60	1.987	521.9	280.1	914.4	
			1.985	627.7	277.3	905.7	
			1.977	584.6	279.3	905.2	
		80	1.979	652.0	287.5	944.8	
			2.002	462.2	280.2	922.8	
			1.952	477.7	279.4	919.5	
	20	60	1.962	304.2	240.6	813.9	
			1.997	341.0	253.5	720.1	
			1.950	357.5	255.8	729.6	
		80	1.957	345.2	262.5	731.1	
			1.997	349.8	264.3	734.1	
			1.987	332.1	261.1	720.9	
	15	60	1.981	274.3	238.1	509.8	
			1.974	183.8	230.1	518.4	
			1.925	202.4	218	505.1	
		80	1.990	252.5	233.2	511.8	
			1.937	215.9	233.7	541.7	
			1.944	243.4	245.9	564.2	
	Silica No.6	25	60	1.973	82.9	-	-
				1.967	79.9	-	-
				1.975	68.7	-	-
		20		1.973	190.6	-	-
				1.964	172.8	-	-
				1.949	178.2	-	-
15		1.955		82.9	-	-	
		1.954		79.9	-	-	
		1.962		68.7	-	-	

5. 4 水ガラス系薬液固結砂の強度に及ぼすダイレイタンシーの影響と寄与率の決定

5. 2で述べたように、水ガラス系薬液固結砂においては、混合土における細粒分を薬液ゲル化物に置き換えて考えている。しかしながら、薬液固結砂における水ガラス濃度は土粒子骨格内での存在比率に相当する細粒分含有率と意味合いが違っており、水ガラス濃度によってゲル化物の力学特性が変化するので混合土と同様の方法では寄与率を決定することは困難と考えられる。

森, 田村⁴⁾は薬液固結砂のダイレイタンシー特性に着目し、強度発現メカニズムについて調査, 考察している。彼らが行った相馬砂(粒径 $D=0.42\sim 0.84\text{mm}$)を用いた拘束圧 98kPa の排水三軸圧縮試験(水ガラス濃度 $N=0, 15, 35, 35\text{H}\%$, $\rho_d=1.58\text{g/cm}^3$)の結果について図 5-9(a),(b)に示す。ここで、図中の N はアルカリ有機系水ガラス濃度を示し、 $N=0\%$ は未固結な飽和砂、 $N=35\text{H}\%$ は従来の薬液より硬化剤量の多い高強度水ガラスによる固結砂である。

これより、ダイレイタンシー係数($d\varepsilon_v/d\varepsilon_1$)は、変形の初期を除いて、固結砂の方が、未固結砂より大きく、さらに、水ガラス濃度が大きいほど増加していることがわかる。

また、彼らは、アルカリ有機系の薬液で固結させた豊浦砂の一軸圧縮強さと正のダイレイタンシーに基づく負圧の関係を明らかにするため、Unjacketed 試験を行っている³⁾。この Unjacketed 試験は、ゴムスリーブを用いなくて水浸状態で行われる三軸圧縮試験であり、供試体内部の間隙水圧がセル圧に等しくなるために、せん断中供試体内に負圧が発生せず有効拘束圧がゼロとなる¹³⁾。

図 5-10.(a)~(c)に、森, 田村が行った水ガラス濃度別の豊浦固結砂の一軸圧縮強さを拘束圧 σ に対して整理した結果を示す³⁾。ここで、Type1 は Unjacketed 試験で得られる強度 q_{u1} 、Type2 は通常の一軸圧縮試験から得られる強度 q_{u2} 、Type3 は Unjacketed の状態で、供試体に所定の拘束圧を与えた後に拘束圧を開放し、セル内の水を除去してから行った一軸圧縮試験で得られる強度 q_{u3} である。 q_{u2} と q_{u3} の違いはいずれの水ガラス濃度、拘束圧においても小さいので、以下の整理に用いる水ガラス濃度に対応する一軸圧縮強さ q_u としては、 q_{u2} と q_{u3} の平均値を用いるものとする。

図 5-10.(a)の $N=15\%$ においては q_{u1} と一軸圧縮強さはほとんど差異がないが、図 5-10.(b), (c)に示すように水ガラス濃度が増加するに伴い、その差は大きくなっている。図 5-10.(c)に示す $N=50\%$ では、 q_{u1} は一軸圧縮強さの 3 割程度となり、Unjacketed 試験の強度はかなり小さくなっている。

また、 q_{ul} の大きさは水ガラス濃度や拘束圧にほとんど無関係で $200(\text{kN/m}^2)$ 程度の値が得られており、これは本研究で用いた特殊中性・酸性系薬液と比べてゲル強度の高いアルカリ有機系薬液ゲル化物のせん断強度に対応した値になっているものと考えられる。なお、薬液のみを固化させたホモゲル自体の強度は水ガラス溶液と硬化剤との比率に依存することが知られており、彼らの実験で用いた薬液では硬化剤との比率が一定に保たれているのでほぼ一定のゲル化物のせん断強度が得られたものと推定される。

彼らは、Type 2 と Type3 の試験条件で得られた一軸圧縮強さのうち薬液ゲル化物のせん断強度を除いた成分は、薬液固結砂のせん断に伴う正のダイレイタンスーに伴う負圧による摩擦抵抗に基づくものと考えている。一軸圧縮強さ q_u と Unjacketed 試験の強度 q_{ul} の差が大きいことは、その固結砂の正のダイレイタンスーに伴う負圧の発生状態が大きいことを意味している。 q_u と q_{ul} の差は、水ガラス濃度が大きいほど大きくなっていることから、固結砂のせん断に伴う正のダイレイタンスーは水ガラス濃度が大きくなるにつれて増大するものと考えられることができる。

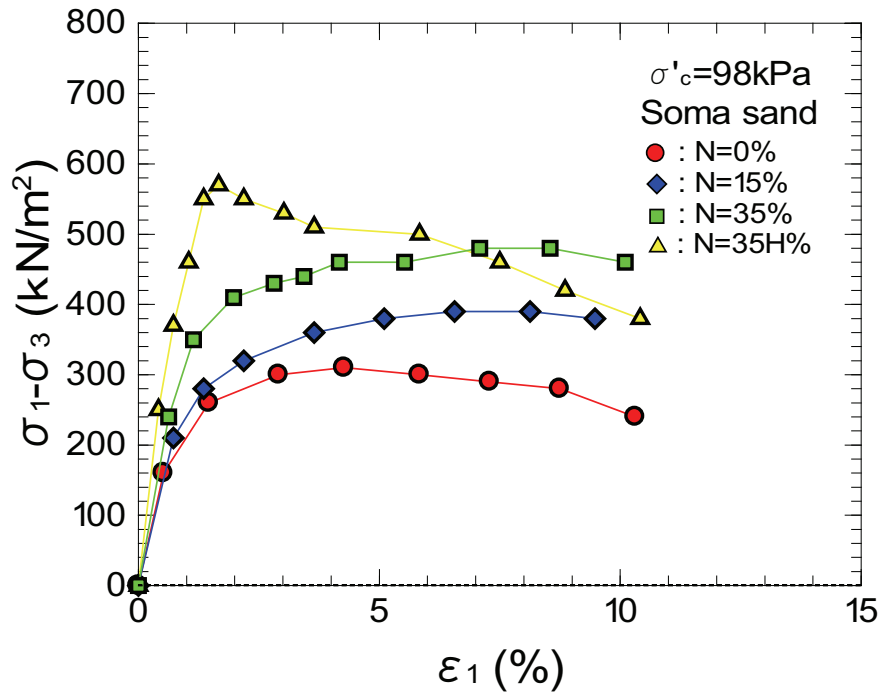
前に述べたように、等価骨格間隙比は混合土の土粒子配列構造に密接な関係を持つので、薬液固結砂の薬液ゲル化物を含む土粒子配列構造を反映した正のダイレイタンスー特性を考慮した薬液ゲル化物の寄与率を導入する際は、図 5、図 6 に示した結果からわかるように薬液の水ガラス濃度に対応した値をそれぞれ適用する必要があると考えられる。

そこで、水ガラス濃度に応じた一軸圧縮強さ q_u に対する q_u と Unjacketed 試験強度 q_{ul} の差の比率に着目して、次式(5-9)を利用して薬液固結砂の正のダイレイタンスーを考慮した寄与率 b を算出することとした。

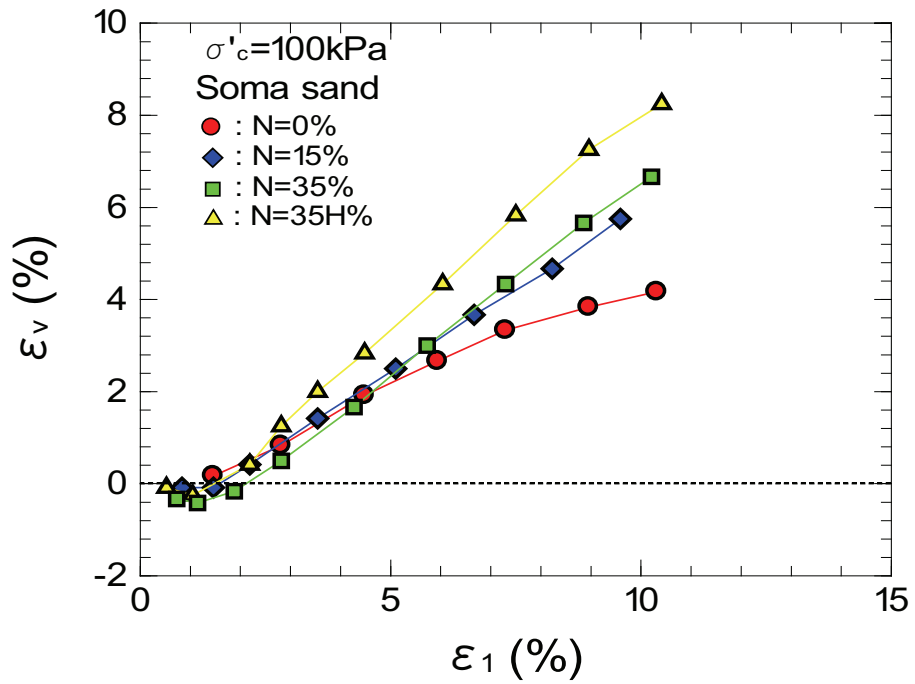
$$b = \frac{q_u - q_{ul}}{q_u} \quad (5-9)$$

表 5-3 に、水ガラス濃度別に求めた b の計算結果一覧を示す。図 5-7 には、線型近似した水ガラス濃度 N と寄与率 b の関係を示す。この関係を利用して、本研究で用いた水ガラス濃度に対応した寄与率を求め、薬液固結砂の等価骨格間隙比を算定することとした。

本研究では、水ガラス濃度を $N= 15, 20, 25\%$ の 3 種類としたので、それぞれの寄与率は図 5-7 よりそれぞれ $b=0.01, 0.10, 0.20$ となった。



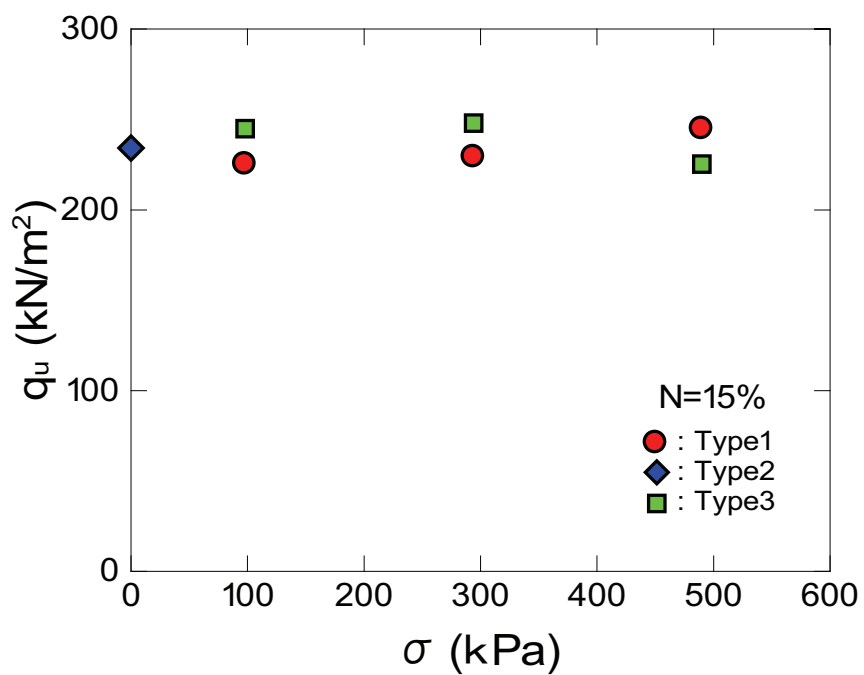
(a) 軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$)と軸ひずみ ε_1 の関



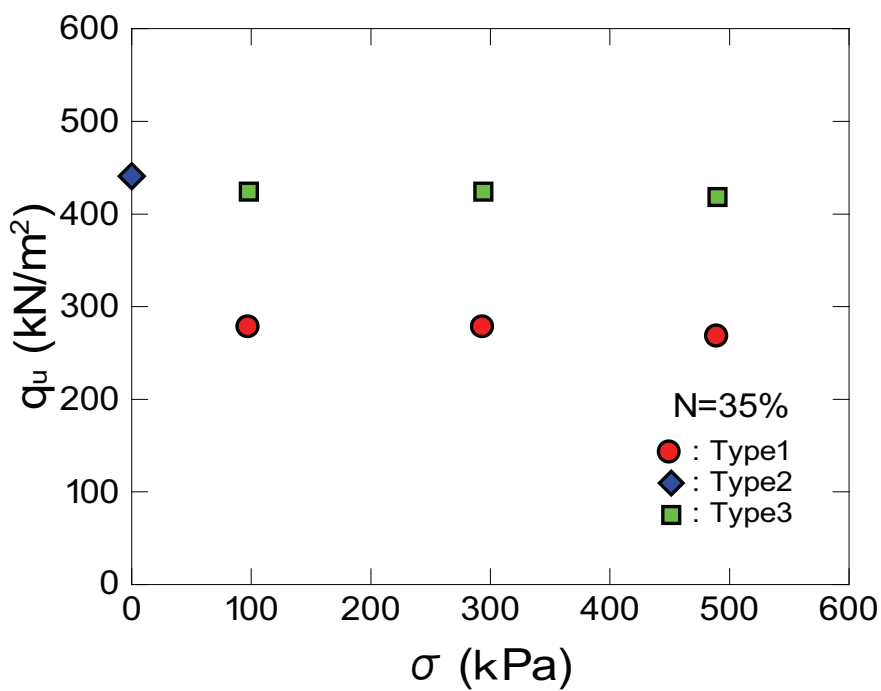
(b) 体積ひずみ ε_v と軸ひずみ ε_1 の関係

図 5-9 薬液固結砂の三軸圧縮試験結果

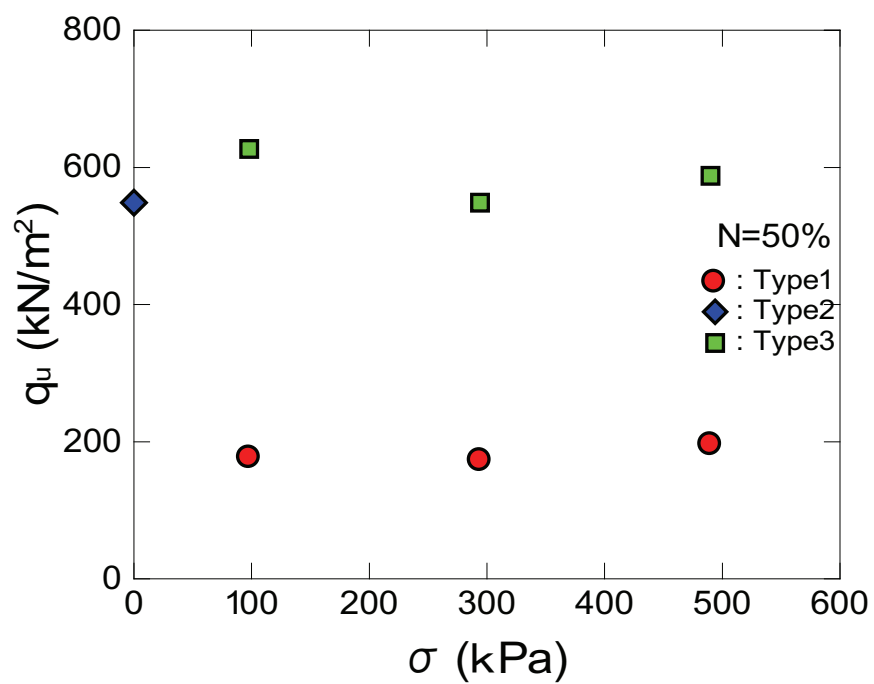
(森,田村ら⁴⁾に加筆修正)



(a) $N=15\%$, $\rho_d=1.58(\text{g/cm}^3)$



(b) $N=35\%$, $\rho_d=1.57(\text{g/cm}^3)$



(c) $N=50(\%)$, $\rho_d=1.56(\text{g/cm}^3)$

図 5-10. 豊浦固結砂の一軸圧縮強さ(森, 田村³⁾に加筆修正)

5. 5 等価骨格間隙比に基づく薬液固結砂の力学特性評価

図5-11に一軸圧縮強さと寄与率 $b=0$ に相当する間隙比 e の関係を、図5-12に一軸圧縮強さと各水ガラス濃度を考慮して求めた等価骨格間隙比 e_{ge} の関係を示す。

図5-11よりわかるように、同一の珪砂を用いた供試体では、ほぼ同等の間隙比の場合でも水ガラス濃度が高いほど一軸圧縮強さは大きくなっている。また、細粒の7号珪砂と相対的に粗粒の6号珪砂を用いた供試体では、細粒の7号珪砂の湿潤密度が大きいので6号珪砂よりも一軸圧縮強さが大きい。

これに対して、寄与率 b を考慮した等価骨格間隙比 e_{ge} を用いることにより、水ガラス濃度が高いものほど b が大きくなるために e_{ge} は低下するので、図9に示すように水ガラス濃度の違いに起因する薬液固結砂の一軸圧縮強さの違いを e_{ge} の差異である程度評価できることがわかる。

図5-13と図5-14は、7号珪砂を薬液で固結させた供試体のS波弾性波速度について通常の間隙比と等価骨格間隙比の関係を比較している。なお、これらの図には比較のために7号珪砂と豊浦砂の未固結供試体を用いて別途実施したベンダーエレメント試験で得られたS波弾性波速度の測定結果をプロットしてある。

図5-13の通常の間隙比で整理した場合には、一軸圧縮強さと同様に薬液固結砂のプロットは狭い間隙比の範囲に集中しており、また未固結砂のプロットの分布と異なっている。一方、図5-14の等価骨格間隙比で整理すると、薬液固結砂の e_{ge} は e に比べて低下するので、図5-2に示されたほど顕著ではないが薬液固結砂と未固結砂のS波弾性波速度を等価骨格間隙比でほぼ一義的に評価できることがわかる。

S波弾性波速度は、図5-2に示したせん断弾性係数と力学的に同等の意味を持つので、未固結砂を含めて薬液固結砂や細粒分を含むしらすの微小ひずみ領域でのせん断特性は、等価骨格間隙比で適切に評価できると考えてよい。

しかしながら、細粒分を含むしらすでは寄与率は $b=0.5$ で一定であったのに対して、薬液固結砂では水ガラス濃度に応じて異なる b の値を用いて等価骨格間隙比 e_{ge} を求めていることに注意する必要がある。細粒分を含むしらすの場合には、砂粒子骨格内の間隙に存在する細粒分の半分が微小ひずみ領域でのせん断に対して砂粒子骨格と協働して抵抗している。

一方、薬液固結砂においては、正のダイレイタンスに伴う負圧が発生することが、前述のように森、田村により指摘されている³⁾。薬液固結砂のベンダーエレメント試験や弾性波速度測定試験では、せん断時のひずみ速度が十分大きく給水が行われな

ために、正のダイレイタンスーに起因する負圧が解放されずに微小ひずみ領域におけるせん断抵抗に寄与するものと考えられる。

薬液固結砂のこの微小ひずみ領域における負圧に基づくせん断抵抗は、図6に示した大ひずみ領域に相当する一軸圧縮強さと同様に水ガラス濃度とともに増加すると考えられるので、そのせん断弾性係数は増加するものと考えられる。

図5-15と図5-16では、上記と同じ薬液固結供試体のP波弾性波速度の測定結果を通常の間隙比に対して整理した場合と等価骨格間隙比で整理した場合を比較している。P波弾性波速度は、伝搬媒質の体積弾性と密接な関係を持つので、砂粒子骨格の間隙比の大小よりも間隙内に存在する薬液ゲル化物の存在比率とその体積弾性によってP波速度が決まると考えられる。すなわち、同じ水ガラス濃度の場合は、間隙比の違いによらず水ガラス濃度に対応した薬液ゲル化物の存在比率によってP波速度が決まる。また、同等の間隙比の場合には、薬液ゲル化物自体の体積弾性は水ガラス濃度ともに増加するので、P波速度も約2倍に増加している。

したがって、この場合にも薬液固結砂の e_{ge} は e に比べて低下するので、狭い間隙比の範囲にある供試体のP波弾性波速度は水ガラス濃度 $N=15(\%)$ から $25(\%)$ に増加すると約2倍となる結果が、 e_{ge} の違いによって説明できることがわかる。また、水ガラス濃度増大に対応したP波速度の変化量は、S波速度の場合よりも大きいので現地における薬液注入効果の確認にはP波速度を利用した手法が有効であることが想定される¹¹⁾。ここでは、薬液固結砂のせん断に伴う正のダイレイタンスー特性と負圧に着目して、等価骨格間隙比による力学特性評価の物理的意味について考察したが、森、田村⁴⁾が指摘するように薬液ゲル化物の結合力によって砂粒子骨格に作用する拘束圧も薬液固結砂の強度発現に重要な役割を果たしている。この拘束力には、前に述べたように薬液ゲル化時の離しょう水発生に伴う薬液ゲルの体積収縮現象が関係している。別途行った薬液ホモゲルの体積収縮を観察した結果によると、水ガラス濃度の増加に伴ってホモゲルの体積収縮量が大きくなるので、それに伴って砂粒子骨格に作用する拘束圧も大きくなると考えられるので、この拘束力が薬液固結砂の強度発現に及ぼす影響に関する検討が必要である^{12,14)}。

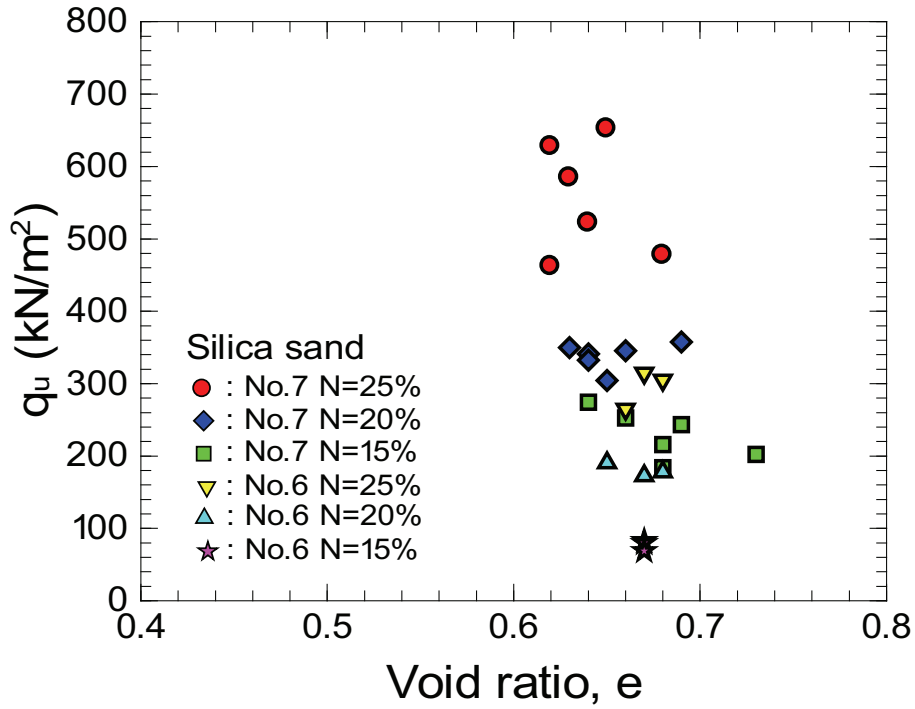


図 4-11. 薬液固結砂の一軸圧縮強さと間隙比の関係

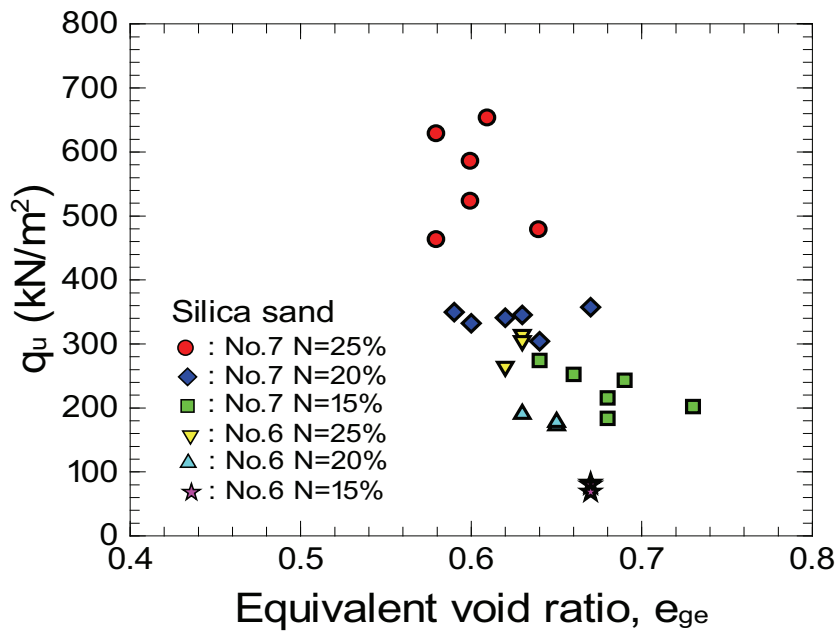


図 5-12. 薬液固結砂の一軸圧縮強さと等価骨格間隙比の関係

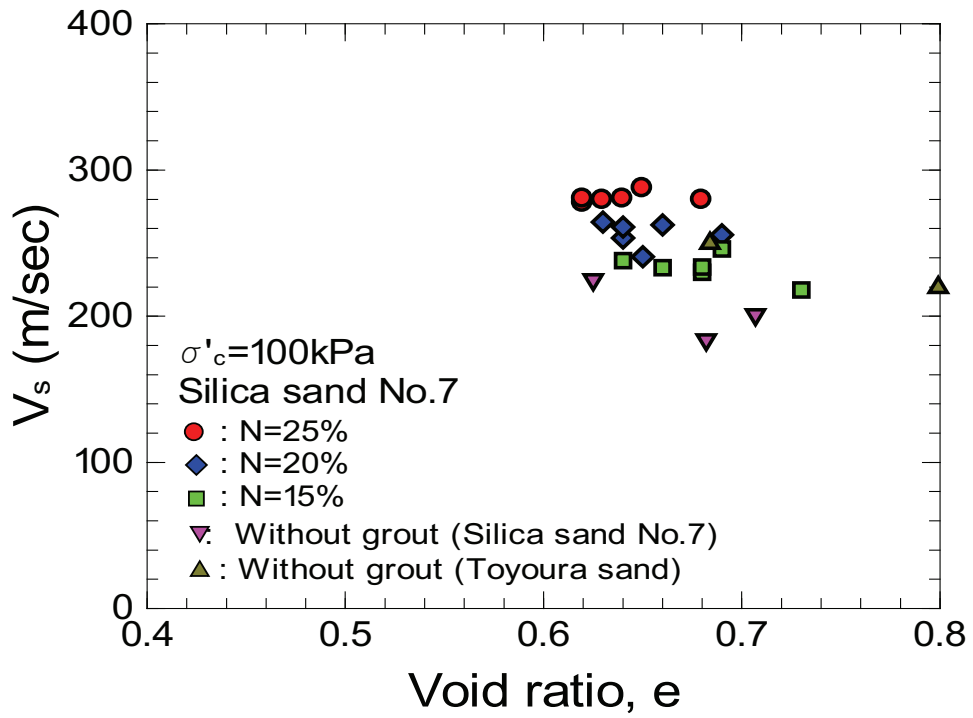


図 5-13 S 波弾性波速度と間隙比の関係

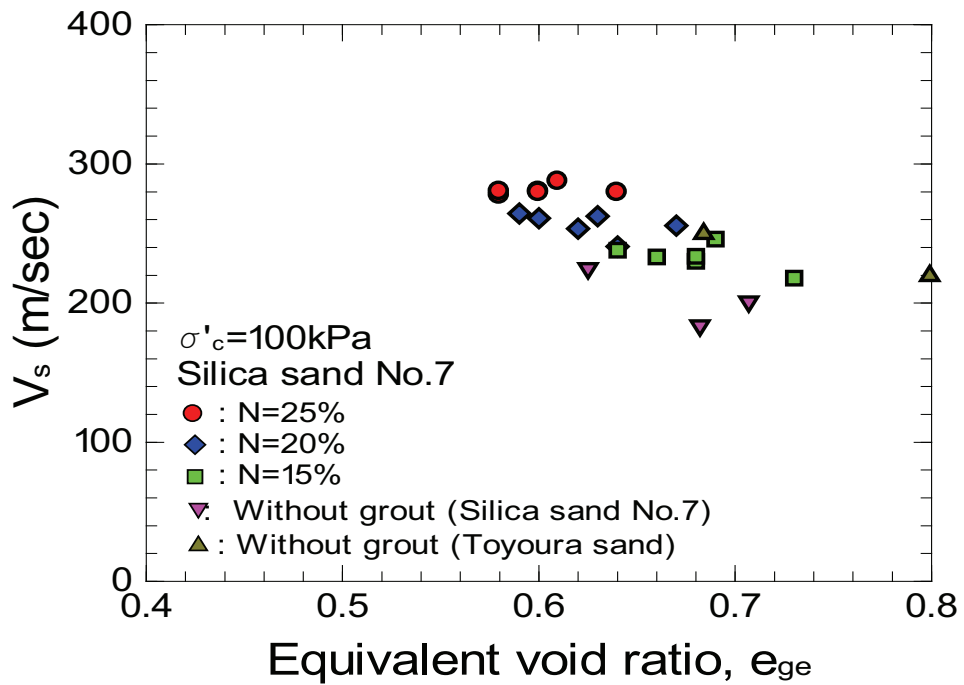


図 5-14. S 波弾性波速度と等価骨格間隙比の関係

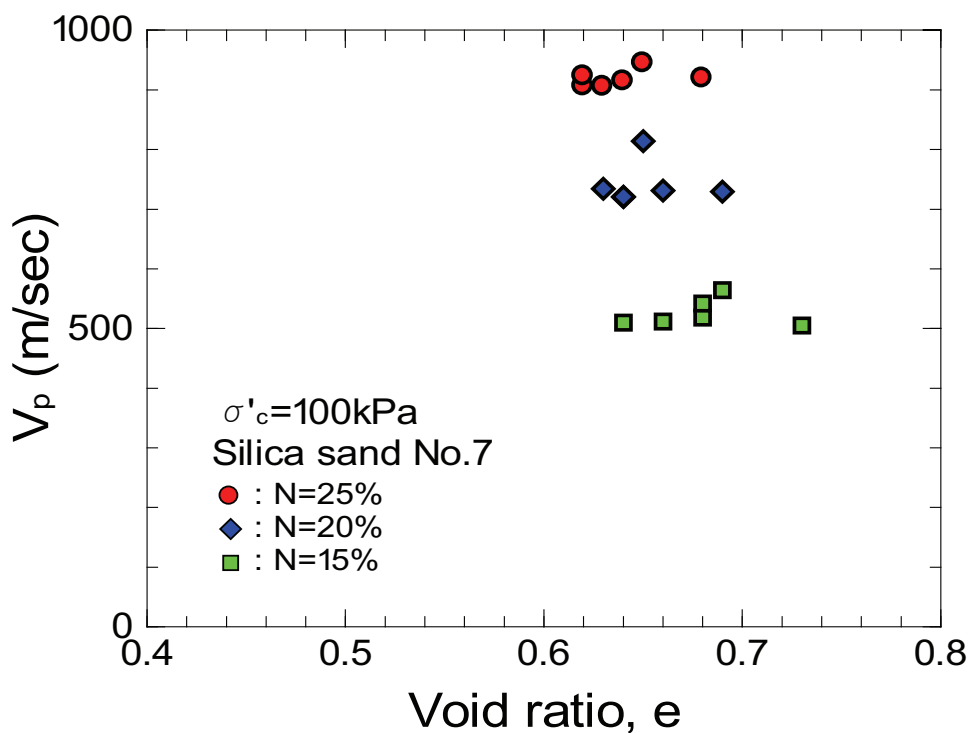


図 5-15. P 波弾性波速度と間隙比の関係

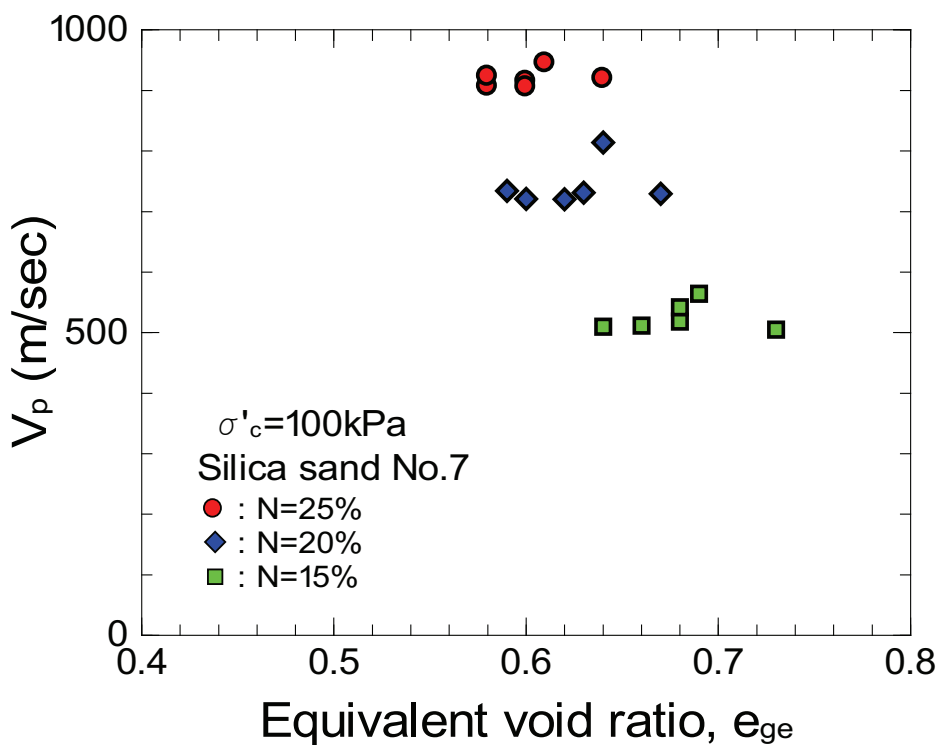


図 5-16. P 波弾性波速度と等価骨格間隙比の関係

5. 6 本章の要約

本章は、特殊中性・酸性系薬液で固結させた砂の実験結果を利用して、細粒分を含むしらすのような混合土について考案された等価骨格間隙比の考え方に基づいて整理し、薬液固結砂の強度・変形に関する力学特性の評価を試みたものである。本研究で得られた主な知見は、以下のように要約できる。

- 1) 水ガラス系薬液で固結された砂の等価骨格間隙比の算定に必要となる寄与率を、せん断に伴う正のダイレイタンスー特性が水ガラス濃度の違いによって異なることに着目して、薬液固結砂に関する通常の一軸圧縮試験と **Unjacketed** 試験結果をもとに決定した。
- 2) 寄与率を考慮した等価骨格間隙比を用いることにより、水ガラス濃度が高いものほど寄与率が大きくなるために骨格間隙比は低下するので、水ガラス濃度の違いに起因する薬液固結砂の一軸圧縮強さの違いを骨格間隙比の差異で評価できることを示した。
- 3) 大ひずみの力学特性に相当する一軸圧縮強さと微小ひずみでの力学特性に相当する S 波弾性波速度については、等価骨格間隙比により評価できるものといえる。特に、等価骨格間隙比で整理すると、薬液固結砂の等価骨格間隙比は通常の間隙比に比べて低下するので、薬液固結砂と未固結砂の S 波弾性波速度を等価骨格間隙比で一義的に評価できることを確認した。
- 4) 水ガラス濃度の増大に対応した薬液固結砂の P 波速度の増加量は、S 波速度よりも大きいので現地における薬液注入効果の確認には P 波速度を利用した手法が有効であることが想定される。
- 5) しかしながら、薬液固結砂の強度発現には、本研究で着目したせん断に伴う正のダイレイタンスー特性に基づく摩擦抵抗以外にも、薬液ゲル化物のせん断強度や結合力によって砂粒子骨格に作用する拘束圧などが相互に関係していると考えられる。

参考文献

- 1) (社)地盤工学会：薬液注入工法の理論・設計・施工，2009.
- 2) (財)沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル（改訂版），2008年.
- 3) 森麟，田村昌仁：水ガラス系固結砂の強度に関する工学的特性，土木学会論文集，370号/III-5，pp.113-122，1986.
- 4) 森麟，田村昌仁：薬液により固結した砂の粘着力とダイレイタンスーについて，土木学会論文集，370号/III-5，pp.123-132，1986.
- 5) Mori, A. and Tamura, M. : Effect of dilatancy on permeability in sands stabilized by chemical grout, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.1, pp.96-104, 1986.
- 6) 兵動正幸，金鍾根，福本圭祐，山田卓，吉本憲正：初期せん断応力を受ける砂粘土混合土の非排水繰返しせん断挙動，土木学会論文集C，Vol.62, No. 1, pp. 240-245, 2006.
- 7) Thevanayagam, S. , Shenthan, T, Mohan, S. and Liang, J. : Undrained fragility of clean sands, silty sands and sandy silts, *ASCE Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, Vol. 128, No.10, pp. 849-859, 2002.
- 8) Ni, Q., Tan, T.S., Dasari, G.R. and Hight, D.W. : Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils, *Geotechnique*, 54, No.9, pp.561-569, 2004, 2004.
- 9) 兵動 太一，山田 卓，兵動 正幸，岡林 巧：しらすのせん断弾性係数と細粒分の評価，土木学会論文集C，Vol.67, No.2, pp.174-185,2011.
- 10) 中山栄樹，横山幸也，斎藤秀樹：メタンハイドレートを胚胎するコア試料の弾性波と比抵抗特性，石油技術協会誌，Vol.74, No.4, pp.283-289, 2009.
- 11) 平岡陽，赤木寛一，澤田亮，仲山貴司：弾性波法に基づく薬液改良砂の力学特性評価について，D-02, No.415, pp.835-836, 第46回地盤工学研究発表会，2011.
- 12) 岩崎 光紀，赤木 寛一，佐藤 友彦，小川 航平，川村 淳，渡邊 陽介：薬液ホモゲルの収縮とサンドゲルの強度発現の関連性について，III-239, pp.477-478, 第9回地盤工学会関東支部発表会，2012.
- 13) Skempton, A.W.: Effective stress in soils, concrete and rocks, *PORE PRESSURE and SUCTION IN SOILS*, London, Butterworths, pp.4-16, 1960.
- 14) 平岡陽，赤木寛一，澤田亮，仲山貴司：薬液注入における填充率と注入率について，第38回土木学会関東支部技術研究発表会，2011.

第6章 結論

本研究は、しらすの細粒分が砂粒子骨格に及ぼす影響および薬液のゲル化物が固結砂の動的変形特性や強度発現で果たす役割を解明することを目的として、細粒分含有率を変化させたしらすと水ガラス濃度を変化させた特殊中性・酸性系薬液で改良した固結砂の弾性波速度測定試験や一軸圧縮試験を実施し、等価骨格間隙比の考え方に基づいて混合地盤材料の動的変形特性評価を試みたものである。

しらすにおいてはGの簡易評価式を提案することが出来たが、薬液固結砂においてはbの精度をより上げなければ評価式を定義することが難しい。しかしながら、S波弾性波速度（しらすにおいてはS波弾性波速度より算出されるせん断弾性係数G）における細粒分及び薬液ゲルが砂骨格に対する影響を寄与率bで評価することが出来た。本研究の結果は、クリーンな砂及び粘土のどちらかのサイドで評価される耐震設計においてその中間もしくは砂中に他の物質を含有している際の土に対して評価が出来たため、新たな設計基準への作成に貢献できたと言えよう。

これらの事を踏まえて、本研究により得られた主な知見は以下のとおりである。

1. 間隙比 e が等しい場合、しらすのせん断弾性係数 G は細粒分含有率 F_c の増加に伴って低下する。
2. 細粒分含有率 F_c が異なるしらすのせん断弾性係数 G は有効拘束圧の0.5乗の関数として表すことができる。
3. 細粒分の粗粒分に対する寄与率 $b=0.5$ として、等価骨格間隙比 e_{ge} の概念を用いることにより、細粒分含有率 F_c の異なるしらすのせん断弾性係数 G を等価骨格間隙比 e_{ge} との一義的關係で表すことができる。また、しらすのせん断弾性係数 G は次式を用いて評価できることを示した。

$$G = 640 \cdot P_A^{0.5} \cdot \left(\frac{e + 0.5 \cdot F_c}{1 - 0.5 \cdot F_c} \right)^{-1.5} \cdot \sigma_m'^{0.5} \text{ (in kPa)}$$

4. 水ガラス系薬液で固結された砂の等価骨格間隙比の算定に必要となる寄与率を、せん断に伴う正のダイレイタンス特性が水ガラス濃度の違いによって異なるこ

第6章 結論

とに着目して、薬液固結砂に関する通常の一軸圧縮試験と Unjacketed 試験結果をもとに決定した。

5. 寄与率を考慮した等価骨格間隙比を用いることにより、水ガラス濃度が高いものほど寄与率が大きくなるために骨格間隙比は低下するので、水ガラス濃度の違いに起因する薬液固結砂の一軸圧縮強さの違いを骨格間隙比の差異で評価できることを示した。
6. 大ひずみの力学特性に相当する一軸圧縮強さと微小ひずみでの力学特性に相当する S 波弾性波速度については、等価骨格間隙比により評価できるものといえる。特に、等価骨格間隙比で整理すると、薬液固結砂の等価骨格間隙比は通常の間隙比に比べて低下するので、薬液固結砂と未固結砂の S 波弾性波速度を等価骨格間隙比で一義的に評価できることを確認した。
7. 水ガラス濃度の増大に対応した薬液固結砂の P 波速度の増加量は、S 波速度よりも大きいので現地における薬液注入効果の確認には P 波速度を利用した手法が有効であることが想定される。
8. しかしながら、薬液固結砂の強度発現には、本研究で着目したせん断に伴う正のダイレイタンスー特性に基づく摩擦抵抗以外にも、薬液ゲル化物のせん断強度や結合力によって砂粒子骨格に作用する拘束圧などが相互に関係していると考えられる。

謝辞

本論文は、早稲田大学教授 赤木寛一先生のご指導のもとに、著者が早稲田大学で土質実験室テクニカルエキスパートの仕事をさせて頂きながら、6年間の研究成果をまとめたものです。本論文をまとめあげることができるまでには、多くの方々のご支援とご助力を頂きました。

赤木先生には、著者が早稲田大学の職に就いてから終始変わらぬ御指導と御鞭撻を賜りました。厳しくかつ熱心な御指導に、著者は大変刺激を受けました。本研究を進める上で、先生にはお忙しい中幾度も長時間に及ぶ議論をして頂きました。先生の熱意あるご指導により本論文をまとめあげることができ、深く感謝しております。また、早稲田大学教授 濱田政則先生ならびに茨城大学教授 小峯秀雄先生には、本論文をまとめるにあたり懇切丁寧な御指導を賜りました。厚くお礼を申し上げます。

実の父であり大学時代の担当教官でもある山口大学教授 兵動先生には、研究者としての道を進む機会を与えて頂いたばかりではなく、血縁を関係なく終始変わらぬ御指導と御鞭撻を賜りました。また、大阪市立大学講師 山田卓先生には、常に的確な御助言を頂き、著者はとても励まされました。第一工業大学教授 岡林巧先生には、本論文を作成に当たり、貴重なしらすの試料とデータをお送り頂き、また、論文作成に御助言を頂きました。以上の心温まる御指導に深く感謝いたします。英語の論文を作成するにあたり、英国 Sheffield 大学教授 Adrian FL Hyde 先生、ニュージーランド Auckland 大学准教授 Rolando P. Orense 先生、山口大学准教授 Azizul Moqsud 先生には、大変丁寧に御指導を賜りました。

日頃から御指導を頂いている千葉工業大学学長 小宮一仁先生ならびに早稲田大学客員教授 小西真治先生には、力強く暖かい励ましの言葉を賜りました。厚く感謝の意を表します。

公益財団法人鉄道総合技術研究所の澤田亮氏、仲山貴司氏ならびにケミカルグラウト株式会社 小林正志氏、高橋正光氏、和田忠輔氏、相馬啓氏、川村淳氏をはじめ関係者の皆様には、薬液注入工法を理解する上で、多くの御助言と御指導を賜りました。株式会社共和技研社長 瀬戸井健一氏ならびに同社 枝川賢司氏、応用地質株式会社 中山栄樹氏には、実験に関して多大な御助力をいただきました。特に、試験装置の作製や改良において無理な注文に対しても快く引き受けて下さいました。さらに、早稲田大学大学院博士課程に在籍中の Alireza Afshani 氏には、日常の議論の中で多くの御

謝辞

意見や御助言をいただいただけでなく、心温まる励ましに幾度も勇気づけられました。早稲田大学赤木研究室の学生諸君には、実験および研究に関するご協力や暖かい励ましをいただきました。早稲田大学赤木研究室秘書 有浦志緒氏には、面倒な試験装置の経理業務等を快く引き受けて頂き、温かい励ましをいただきました。ここに、深く感謝の意を表します。

早稲田大学理工学術院教育研究支援課（二系）前課長 細井肇氏，同課課長 相澤賢一氏，同課調査役 横山直樹氏，同課主任 金澤誠氏，測量実習室専任職員 木内公夫氏，環境資源工学実験室元専任職員 鈴木和男氏をはじめ職員の方々には，本論文をまとめるにあたり数々の便宜を図っていただきました。また，土質実験室嘱託職員 天野慎介氏ならびに測量実習室嘱託職員 齊藤慎一郎氏には，著者が本論文を執筆中に業務の補完をしていただいたうえ，幾度と心温まる励ましをいただきました。ここに，深く感謝の意を表します。

本論文を遂行にあたり，その他多くの方々から暖かい御支援を賜りました。今後は，この論文を第一ステップとして，さらに広い視野に立って研究を進めたいと思っています。

最後になりますが，三十路を過ぎてからの博士号取得への挑戦を快く承諾し，どのような状況においても応援してくれた素晴らしい妻 みちるならびに息子 廉侍に心から感謝します。また，これまで変わることなく暖かい励ましを与えてくれた両親ならびに妻方の両親に深く感謝いたします。

平成 26 年 2 月

兵動 太一

研究業績

(2013年 11月 現在)

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者 (申請者含む)
1. 論文	
○論文	T.Hyodo, H.Akagi, S.Yamada and M.Hyodo, : Evaluation of Mechanical Characteristics of Volcanic Soil "Shirasu" with Various Fines Content, Proceedings of the 5th China-Japan Geotechnical Symposium, pp.210-217, 2013,May
○論文	兵動太一, 赤木寛一: 等価骨格間隙比に基づく薬液固結砂の力学特性評価の試み, 地盤工学ジャーナル, 地盤工学会, Vol.8, No.1, pp.109-118, 2013年3月
○論文	兵動太一, 赤木寛一: 等価骨格間隙比に基づく薬液固結砂の力学特性評価の試み, 第57回地盤工学シンポジウム論文集, 地盤工学会, pp.51-58, 2012年11月
○論文	兵動太一, 山田卓, 兵動正幸, 岡林巧: しらすのせん断弾性係数と細粒分の評価, 土木学会論文集 C, Vol.67, No.2, pp.174-185, 2011年4月
○論文	T.Hyodo, H.Akagi, Yo.Hiraoka : Evaluation of Shear Modulus for Chemically Grouted Sand Using Bender Element Test, Proceedings of the 5th Civil Engineering Conference in the Asian Region and Australasian Structural Engineering Conference 2010, pp.486-489, 2010, August
○論文	T.Hyodo, H.Akagi, Yo.Hiraoka : Liquefaction Resistance and Durability of Fine Sand Improved with Chemical Grouting, Proceedings of the 4th China-Japan Geotechnical Symposium, pp.349-352, 2010, April
2. 講演	
○講演	兵動太一, 赤木寛一: 弾性波を用いた薬液固結砂の力学特性評価の試み, 第44回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.757-758, 2013,7月
○講演	兵動太一, 赤木寛一: 等価骨格間隙比を用いたしらすのせん断弾性係数の定式化の試み, III-362, 土木学会第67回年次学術講演会, pp.723-724, 2012年9月
○講演	兵動太一, 赤木寛一, 平岡陽, 小林正志: ベンダーエレメント試験による薬液固結砂のせん断弾性係数の評価, III-42, 第37回土木学会関東支部技術研究発表会, 2010年3月
○講演	兵動太一, 赤木寛一, 平岡陽: シリカ濃度を変えた薬液固結砂の動的特性, 第34回地震工学・応用地学に関するシンポジウム, pp.29-30, 2010年3月
○講演	兵動太一, 赤木寛一, 高橋正光, 金子洋: 飽和砂地盤における薬液注入が構造物材料に及ぼす影響, K-06, 第44回地盤工学研究発表会, pp.1427-1428, 2009年8月
3.その他	
講演	金山哲也, 赤木寛一, 兵動太一, 佐藤友彦: 動的および静的注入を行った砂質土土槽における改良効果, 第8回地盤工学会関東支部発表会, pp.310-311, 2011年11月
講演	梅谷拓馬, 兵動太一, 赤木寛一, 小林正志: 特殊中酸性薬液による固結砂における弾性波伝播特性, 第7回地盤工学会関東支部発表会, pp.107-108, 2010年11月
講演	平岡陽, 赤木寛一, 兵動太一, 和田忠輔: 薬液で改良した砂地盤の液状化抵抗と耐久性, 第6回地盤工学会関東支部発表会, pp.370-371, 2009年11月