



室内試験による不飽和地盤挙動の評価に関する研究

川尻, 峻三

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2011-03-25

(Date of Publication)

2015-08-10

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲5253

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1005253>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博士論文

室内試験による不飽和地盤挙動の評価 に関する研究

平成 23 年 1 月

神戸大学大学院工学研究科

川尻 峻三

目 次

1. 序論

| | | |
|---------|---|----|
| 1. 1 | 研究の背景 | 1 |
| 1. 2 | 本研究に関する既存の研究 | |
| 1. 2. 1 | 不飽和土の力学に関する既存の研究 | 2 |
| 1. 2. 2 | 三軸試験装置およびベンダーエレメント試験に関する既存の研究 | 7 |
| 1. 2. 3 | 地盤材料の微小ひずみ域における変形特性および弾性係数の定式化に関する既存の研究 | 13 |
| 1. 2. 4 | 地盤材料の締固めに関する既存の研究 | 19 |
| 1. 3 | 研究の目的 | 22 |
| 1. 4 | 本論文の構成 | 23 |

2. 不飽和および飽和地盤材料に対応可能な高精度三軸試験装置の開発

| | | |
|---------|-------------------|----|
| 2. 1 | 試験システムの性能・特長 | |
| 2. 1. 1 | 試験システムの概要 | 25 |
| 2. 1. 2 | 軸変位・軸応力の制御・測定システム | 29 |
| 2. 1. 3 | セル圧制御およびデータ収録システム | 32 |
| 2. 2 | 試験方法に関する検討 | |
| 2. 2. 1 | 微細多孔質膜の利用 | 33 |
| 2. 2. 2 | 局所軸ひずみの測定について | 35 |
| 2. 2. 3 | 側方ひずみの測定について | 37 |
| 2. 2. 4 | ベンダーエレメント試験 | 40 |
| 2. 3 | 試験手順 | |
| 2. 3. 1 | 準備・供試体セット過程 | 41 |
| 2. 3. 2 | 通水および B 値の測定 | 43 |
| 2. 3. 3 | 圧密過程および不飽和化 | 43 |
| 2. 3. 4 | 弾性係数の測定 | 44 |

3. 不飽和地盤材料の微小ひずみ領域における弾性係数の測定と評価

| | | |
|------|---------------------------|--|
| 3. 1 | 本研究で使用する試料と供試体および試験装置について | |
|------|---------------------------|--|

| | | |
|---------|--------------|----|
| 3. 1. 1 | 試料および供試体について | 45 |
| 3. 1. 2 | 試験装置の概要 | 46 |
| 3. 1. 3 | 試験条件および方法 | 49 |
| 3. 2 | 試験結果および考察 | |
| 3. 2. 1 | 一次元変形条件下の挙動 | 51 |
| 3. 2. 2 | 軸対称応力条件下の挙動 | 56 |

4. 締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす諸要因の影響

| | | |
|---------|-------------------------------------|----|
| 4. 1 | 築堤中の河川盛土から採取した試料の締固め特性について | |
| 4. 1. 1 | 試料および試験方法 | 61 |
| 4. 1. 2 | 試料の一次的性質と締固め特性のばらつき | 62 |
| 4. 2 | 広範囲のひずみレベルにおける変形・強度特性について | |
| 4. 2. 1 | 試料および試験概要 | 65 |
| 4. 2. 2 | 圧密量に及ぼす締固め度および有効拘束圧の影響 | 68 |
| 4. 2. 3 | 微小ひずみ領域の変形係数に及ぼす締固め度 および有効拘束圧の影響 | 69 |
| 4. 2. 4 | 非排水せん断強度に及ぼす締固め度と有効拘束圧 の影響 | 73 |
| 4. 2. 5 | 締固め時の含水比の影響 | 76 |
| 4. 2. 6 | 締固め方法の影響 | 80 |

5. 不飽和地盤の挙動評価に関する事例研究

| | | |
|---------|------------------------------|-----|
| 5. 1 | ジオテキスタイル補強土壁の変状メカニズムに関する事例研究 | |
| 5. 1. 1 | 変状が発生した補強土壁の概要 | 88 |
| 5. 1. 2 | 現場調査 | 91 |
| 5. 1. 3 | 室内試験 | 94 |
| 5. 1. 4 | 当該補強土壁の変状メカニズムの推定 | 100 |
| 5. 2 | 砂丘斜面の安定性評価に関する事例研究 | |
| 5. 2. 1 | 調査地の概要 | 103 |
| 5. 2. 2 | 現地調査 | 105 |
| 5. 2. 3 | 室内試験 | 107 |
| 5. 2. 4 | 地山掘削による見かけの粘着力の推定 | 115 |

| | | |
|---------|-----------------|-----|
| 5. 2. 5 | 斜面安定解析 | 118 |
| 5. 2. 6 | 砂丘斜面の崩壊メカニズムの推定 | 121 |

6. 結論

| | | |
|------|-----------------------------------|-----|
| 6. 1 | 不飽和および飽和地盤材料に対応した三軸試験装置の開発に関するまとめ | 122 |
| 6. 2 | 不飽和地盤材料の微小ひずみ領域での弾性係数に関するまとめ | 123 |
| 6. 3 | 締固めた地盤材料の強度・変形特性に及ぼす諸要因に関するまとめ | 123 |
| 6. 4 | 不飽和地盤の挙動評価についての事例研究に関するまとめ | 125 |
| 6. 5 | 今後の展望と課題 | 126 |

参考文献

謝 辞

1. 序論

1. 1 研究の背景

昨今の地球全体の気候変動に伴い、日本でも記録的な豪雨が多く観測されている。それに加え、地震も多発している。2004年に発生した台風23号では片切・片盛施工による道路盛土の被害が数多く確認され、補強土工法による盛土の被害例も複数確認されている。兵庫県養父市では盛土高20mのテールアルメ壁が大規模崩壊を起こした。その原因として Shibuya et al.¹⁾は記録的な豪雨により不飽和状態にある補強盛土内の飽和度が上昇して、盛土全体の強度・剛性が低下して崩壊に至ったことが一因であったとしている。また、当該事例を現行の補強土の設計・施工時の摘要マニュアルに照らし合わせたところ、当該補強土の設計・施工には欠点・欠陥は確認できないとして現行の設計・施工マニュアルに不備があることを報告している。1995年に発生した兵庫県南部地震や2004年に発生した新潟県中越地震では地震前後の降雨により高含水比状態にある土構造物に数多くの被害が生じている。これは地震および降雨の複合災害であるとする報告もある^{2),3)}。現行の設計法で施工された道路・鉄道・砂防分野に代表される不飽和状態にある盛土は全国に多数存在している。よって、このような不飽和状態にある盛土が崩壊することで地域住民の安全・安心を脅かす可能性が常にある。

以上のような理由から、一般的には不飽和状態にある既存および新設の盛土に関して不飽和土の変形・強度特性に及ぼす影響因子を解明し、それらの影響を適切にモデル化することにより、変形予測・地震応答解析によって不飽和盛土の挙動をより正確に把握することが重要となる。一般に地盤や土構造物の変形予測・地震応答解析では、地盤材料の $10^{-3}\%$ 程度以下の微小ひずみレベルで得られるせん断弾性係数 G やヤング率 E が必要となる。これらの弾性係数の値が解析結果を左右することから、正確な評価が必要である。また、より正確な変形予測・地震応答解析を行うためには、ひずみや応力レベル依存性といったせん断弾性係数あるいはヤング率の非線形性を定量的に評価することが重要となる。このような背景から、飽和状態の地盤材料の微小ひずみ～小ひずみ領域における変形特性に関する研究が精力的に行われ始めた。近年では、室内試験レベルでの土供試体に対して、 0.001% 程度のひずみレベル、それに応じた微小な応力の制御・計測が可能となり、破壊時の挙動を把握することを目的としていた三軸試験を用いて、微小ひずみから破壊に至るまでの変形・強度特性について測定することが可能となった。しかし、微小ひずみ領域における変形特性に関するこれまでの研究において対象となっている地盤材料をみると、不飽和土に関する研究が極めて少ない。これは不飽和土に特有の試験方

法および試験結果の解釈における困難さによる影響が大きいと思われる。以上のことより、不飽和土の微小ひずみ域での変形特性の測定方法の確立とそれに及ぼす水分状態およびサクシジョンの影響の評価は急務であると考えられ、また、この研究成果は不飽和土における統一的な試験方法を確立する視点からもその意義は大きいものと考えられる。

一方、盛土のような締固め土を材料とする土構造物の施工には、締固め度 D_c (= (盛土の乾燥密度 ρ_{df}) / (室内締固め試験による最大乾燥密度 ρ_{dmax})) が基準となっている。例えば河川堤防における施工管理では D_c の下限値として、JIS A 1210 (突固めによる土の締固め試験方法) の最大乾燥密度の 80%以上 ($D_c = 80\%$) の乾燥密度を規定している⁴⁾。しかし、 D_c は ρ_{df} と ρ_{dmax} から算出されているため、その値の大きさが盛土の変形・強度特性と直結していない。すなわち、現状では盛土施工に使用する地盤材料の変形・強度特性が陽な形で設計に反映されているとは言い難い。 D_c が大きくなれば盛土材料の透水性やせん断強度などの工学的性質が向上することは容易に想像ができる。しかし、現在の設計・施工管理体系では D_c の増加による盛土材料の工学的性質の向上を定量的に評価して反映する事例は稀である。つまり、 D_c の増加に伴う盛土材料の工学的性質の改善効果を定量化することは、これまで低く設定されてきた品質管理値を実体に見合うように設定できることになる。良く締固めた盛土材料の工学的性質を正当に評価することでより経済的な設計が可能となり、土構造物であってもレベル II 地震に耐え得る設計・施工が可能となる。近年、締固め土の変形・強度特性に及ぼす締固め時の乾燥密度や含水比⁵⁾、供試体サイズの影響⁶⁾についての研究が行われている。しかし、締固め土の微小ひずみレベルでの変形係数と非排水せん断強度についての報告例は少なく、これらの関連性を検討することは今後、既存盛土の現状把握や変形予測・破壊強度推定に寄与する可能性があり、その意義は大きい。

1. 2 本研究に関する既存の研究

1. 2. 1 不飽和土の力学に関する既存の研究

近年、不飽和土の力学体系が広く認知され、工学の現場への適用が試みられるようになってきた。しかし、不飽和状態にある地盤材料の力学特性はサクシジョンの増加(乾燥過程)によって剛性が増加すること、サクシジョンの消失(湿潤過程)による剛性の低下に伴うコラプス沈下が生じることなど、サクシジョンの増減による水分特性の変化に密接に関連している。また、飽和土の力学と不飽和土の力学を本質的に異なるものとみなし、複雑化する傾向にある。特に、不飽和土の有効応力が土の力学では確立しておらず、不飽和土の研究は、飽和土の有効応力の概念を不飽和土へ拡張することから始まったと言える。そ

ここで以下に、不飽和土に作用する内部応力について紹介し、Bishop⁷⁾が提案した不飽和土の有効応力と軽部ら⁵⁾が提案したサクション応力の概念について紹介している。

a) 不飽和土に作用する内部応力

地表面から地下水面までの土中の水分状態について考えると、この部分は通常土の間隙に空気と水が混在している不飽和状態となっている。そしてこの部分への水の供給は、地表面からの雨水等の浸透と地下水面以下の水の毛管作用による作用がある。そこで、土中の間隙は複雑に絡み合う無数の毛細管から成り立つと考えられるが、その下端を水中に浸した半径 r の円管で代表させたものが図 1-1 である。この毛細管を単純化した円管にはある高さまで水が上昇し、これを毛管作用という。毛管作用は水の表面張力に起因する現象であり、表面張力とは水分子の引力に基づいて生じる水表面に沿う張力である。薄い水膜が円管の内壁に付着し、この表面張力によって円管内部の水を引っ張るために水面が上昇するのである。図 1-1 を参照して、単位長さあたりの表面張力 T の鉛直方向成分と引き上げられた水の重量のつり合い式を立てると次式を得る。

$$T \cos \alpha (2\pi r) = \gamma_w h_c (\pi r^2) \quad \text{式 1-1}$$

$$\therefore h_c = 2T \cos \alpha / \gamma_w r$$

ここで水の上昇高さ h_c は、毛管の半径 r が小さくなる程、反比例して大きくなることが分かる。また、図 1-1 を用いて大気圧 p_a とその下側のメニスカス部分の水圧 u_w と表面張力 T との関係をつり合い式により求める。

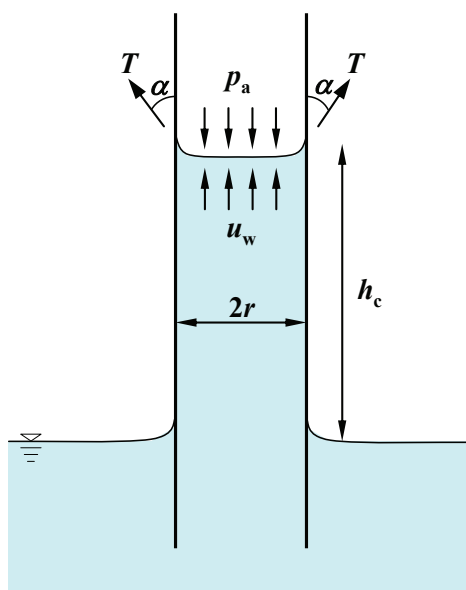


図 1-1 円管内の毛管上昇

$$u_w (\pi r^2) = p_a (\pi r^2) - T \cos \alpha (2\pi r)$$

$$u_w = p_a - (2T \cos \alpha) / r$$

式 1-2

式 1-2より毛管作用で引き上げられた水の中の水圧は大気圧 p_a より小さくなり負圧になっているのが分かる. この表面張力に基づく大気圧 p_a と間隙水圧 u_a の差 $p_a - u_a = 2T \cos \alpha / r$ をマトリックサクションと呼び, s で表す. ここで, 式 1-1 で表される毛管上昇高さ h_c を考慮すれば次式が得られる.

$$s = p_a - u_w = (2T \cos \alpha) / r = \gamma_w h_c$$

式 1-3

つまりメニスカス部分におけるサクションは, 毛管上昇高さ h_c に相当する水圧に等しい事が分かる. 式 1-3 より次式が得られる.

$$u_w = p_a - s = p_a - \gamma_w h_c$$

式 1-4

大気圧 p_a をゼロとすれば, 上式より毛管作用を受けた水の間隙水圧はその頂部(メニスカス部分)で $-\gamma_w h_c$ となる負の値をとり, 深さ方向に直線的に地下水面以下にある静水圧分布に繋がる.

ここで, 不飽和土の内部では図 1-2 に示すように, 間隙水が土粒子間の接点付近の隙間に集まって水のメニスカスが形成される. この状態では, 細い円管の場合と同様に, 水の表面張力のため水の内部の圧力(間隙水圧) u_w が空気の圧力(間隙空気圧) u_a よりも小さくなっている. 間隙空気圧 u_a は一般に大気圧 p_a と異なるが, メニスカス部分に作用する力の状態は, 毛管のメニスカスの場合と同じである. 図 1-3 を参考にして力のつり合いを考えると, 粒子間に次式のような結合力 F が生じることが分かる.

$$F = (u_a - u_w) \pi a^2 + T (2\pi a)$$

式 1-5

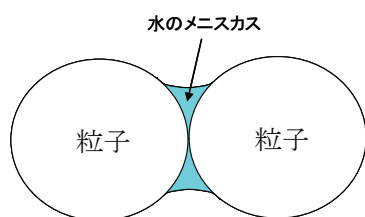


図 1-2 2 粒子間の水のメニスカス

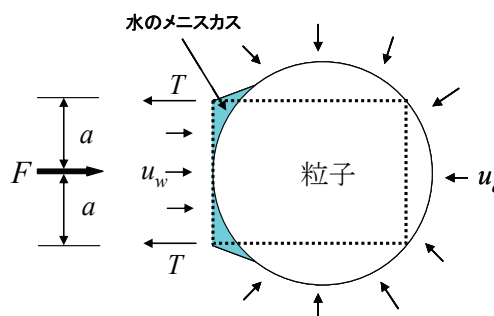


図 1-3 見かけの粒子間結合力 F

このような粒子間の結合力は土のせん断強度に寄与する要因の一つで、特に粘性土では含水比が小さくなる程大きくなる。しかし、飽和化するとメニスカスが消失するため、水の表面張力に基づくこのような粘着力は見かけの粘着力と呼ばれることがある。また、一般にマトリックサクシオン s は式 1-3 の大気圧 p_a を間隙空気圧 u_a で置き換えた次式で定義される。

$$s = u_a - u_w \quad \text{式 1-6}$$

b) Bishop の有効応力式

飽和土の力学挙動においては、Terzaghi⁸⁾の定義した有効応力原理が現在でも広く一般に用いられている。不飽和土の初期段階の研究では、飽和土に関する有効応力原理を拡張して、全応力、間隙水圧、間隙空気圧を組み合わせることで力学的挙動を説明しようとしてきた。これまでに、いくつかの不飽和土に対する有効応力式が提案されてきたが、その中でも Bishop⁷⁾は、不飽和土と飽和土の破壊強度の違いがサクシオンの有効応力への寄与に起因すると考え、間隙空気圧及び間隙水圧を含んだ以下の有効応力式を提案した。

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) = \sigma_{\text{net}} + \chi s \quad \text{式 1-7}$$

ここで σ' : 有効応力, σ : 全応力, u_a : 間隙空気圧, u_w : 間隙水圧, σ_{net} : 実質応力 (net stress), s : サクシオン, χ : Bishop の有効応力係数 ($0 \leq \chi \leq 1$) である。

式 1-7 におけるパラメータ χ は、土の種類、応力履歴等で決まり、0 と 1 の間の値を取る実験定数を表している。Bishop and Donald⁹⁾ は、不飽和シルトを用いて、軸圧縮中に $(\sigma - u_a)$ と $(u_a - u_w)$ を一定に保つ条件下で排水三軸圧縮試験を行い、図 1-4 の結果を得た。そして、図に示した試験結果より二つの結論を得ている。第一は、側圧 σ_3 、間隙水圧 u_w 、間隙空気圧 u_a を $(\sigma - u_a)$ と $(u_a - u_w)$ が一定となるように変化させても応力～ひずみ関係には影響を与えないということである。第二に $(\sigma_3 - u_a)$ あるいは $(u_a - u_w)$ のどちらか一方を変化させると、応力～ひずみ関係は影響を受けることである。この二つの結論に基づき、Bishop and Donald は、不飽和土の力学挙動は σ , u_w , u_a の個々の値とは無関係で、式 1-7 に示した有効応力式によって支配されるとしている。

このような Bishop の有効応力式に対して、Jennings and Burland¹⁰⁾ は、ある上載圧下において締固めシルトの浸水試験を行い、その実験結果を基に、体積変化に対する Bishop の有効応力式の適用限界をはじめ、矛盾点を指摘している。具体的には、不飽和土を浸水させたとき Bishop の有効応力式に従うと、サクシオン $(u_a - u_w)$ の解放により有効

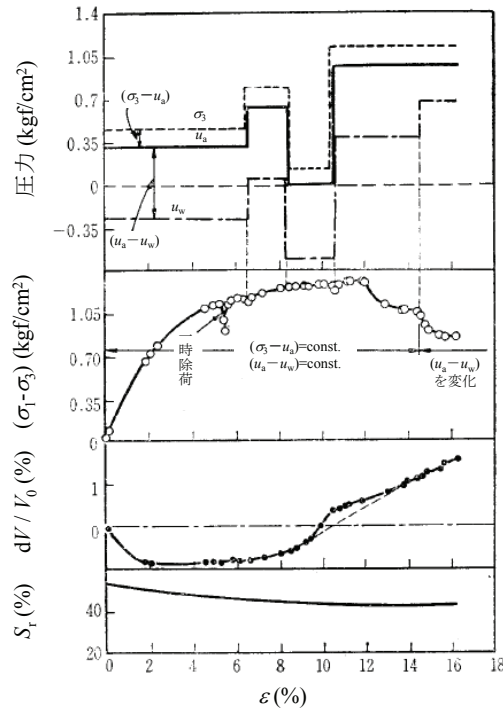


図 1-4 不飽和シルトの排水三軸試験結果 (Bishop and Donald⁹⁾に加筆)

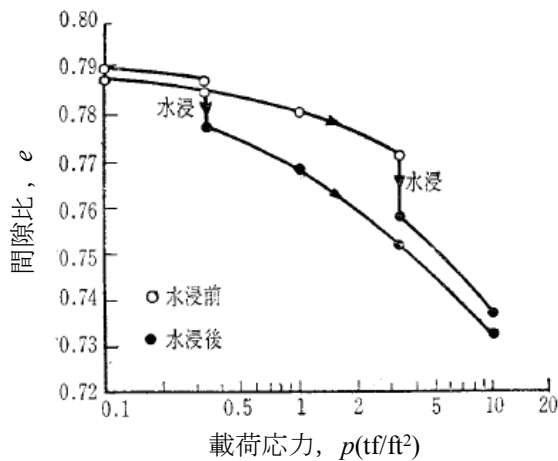


図 1-5 コラプス現象 (Jennings and Burland¹⁰⁾に加筆)

応力が減少するため、体積膨張が予想される。しかし、実際には図 1-5 のように浸水による体積の減少いわゆるコラプス現象が生じ、有効応力の定義を満たしていないとしている。この現象に対して Jennings and Burland は、不飽和土中では、粒子間接点に存在するメニスカスが引き起こすサクション($u_a - u_w$)によって、粒子間接点に垂直力が作用し、粒子間の安定性が増加すること、浸水することでサクションが解放されることによって内部抵抗力が減少してコラプスが生じると考えた。すなわち、 $(\sigma_3 - u_a)$ は外力で、 $(u_a - u_w)$ は内力であり、本質的に性質の異なる応力成分を同一に扱うべきではないと指摘している。

1. 2. 2 三軸試験装置およびベンダーエレメント試験に関する既存の研究

原位置試験における弾性波速度探査や、室内試験における共振法試験は動的載荷試験と呼ばれる。一方、一軸・三軸試験や平板載荷試験は静的載荷試験と呼ばれ、前者と後者の試験から得られる弾性係数は見かけ上異なるため区別されてきた。また、近年の測定技術・測定機器の進歩に伴い、一軸・三軸試験に使用する荷重計、圧力計、変位計などの測定システムの精度は著しく向上した。その結果、室内試験において広範囲のひずみ領域での変形・強度特性を高精度に測定することが可能となった。この恩恵により、応力条件および境界条件が明確で、かつ広範囲なひずみ・応力レベルでの変形挙動の全体像を把握することができる要素試験のメリットを生かして、実地盤の変形挙動を把握することが期待される。

ここで、「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」¹¹⁾では、ベディングエラーの影響を含まない軸ひずみを0.001%以下から1%程度まで精密に測定することに重点をおいている。そこで、ベディングエラーの影響を含まない供試体中央部のひずみ(局所ひずみ)を直接測定するための手法や工夫が必要となる。また、近年、このような問題を別な手法により解決するために試験結果の解釈に関する幾つかの問題点^{12), 13)}を有するものの、土供試体の変形と応力の直接測定に頼らず、せん断弾性波速度の測定によってせん断弾性係数を得るベンダーエレメント(以下 BE と略記)試験が急速に普及しつつある。そこで以下に、繰返し三軸試験を実施する際に重要となる載荷装置および供試体の局所ひずみの測定手法や BE 試験方法およびその解釈に関する研究例を幾つかの項目に分けて紹介する。

a) 繰返し三軸試験に用いる載荷装置

「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」¹²⁾では、一定のセル圧のもとで軸変位を強制的に変化させる変位制御方式で繰返し三軸試験を実施する場合には、載荷方向が反転した場合にギアなどの遊び(バックラッシュ)がなく連続した正確な変位制御・繰返し載荷ができなければならないとしている。また、軸ひずみ速度が速い場合にも対応できる必要もある。近年、モーター技術ならびにその周辺機器は飛躍的に進歩を遂げ、室内土質試験における載荷装置が抱える問題のすべてを克服し、供試体の荷重・変位制御の高精度化と多様化に役立つモーターが登場している。以下に示すサーボモーターを用いた載荷システムは、その代表例である。

図1-9はACサーボモーターを用いた載荷システム例¹⁴⁾である。ACサーボモーターの上下にある2個のギアは互いに逆方向に回転しており、必要に応じてこの上下のギアを電磁クラッチで適宜切り替えることにより載荷方向を反転させ、反転時のバックラッシュゼロを実現している。このようなACサーボモーターを用いた載

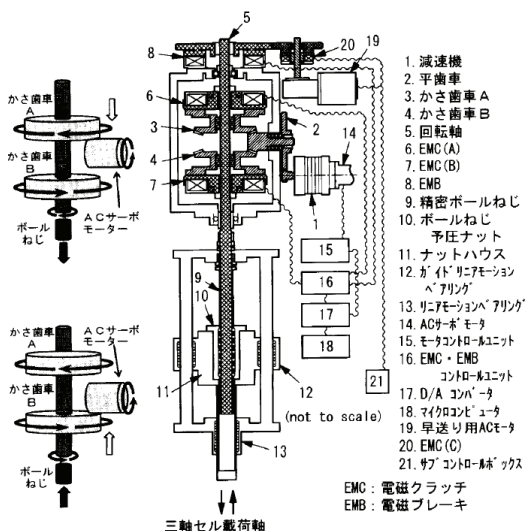


図 1-9 AC サーボモーターを利用した
載荷システム例¹⁴⁾

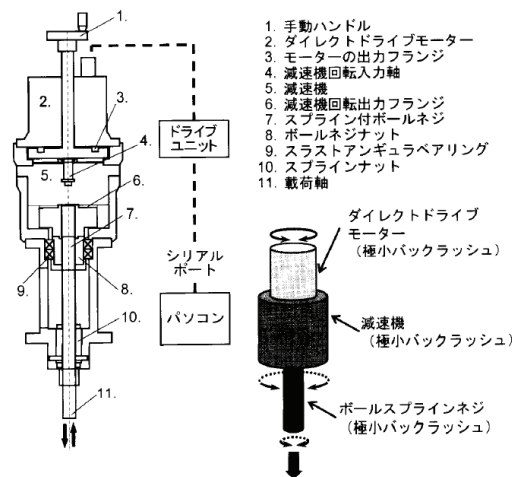


図 1-10 ダイレクトドライブモーターを
利用した載荷システム例^{15),16)}

荷システムは、クリープが顕著な地盤材料や剛性が高い地盤材料の変形係数と履歴減衰係数を正確に求めるために多用されている。

図 1-10 はダイレクトドライブモーターを利用した載荷システム^{15),16)}である。このモーターには減速機を取り付け、そこにボールスプラインネジを取り付けることによって、モーターの回転運動をスムーズな軸方向の上下運動に転換している。川口ら¹⁶⁾が、提案した粘性土用に開発した高精度・多機能三軸試験に用いられた載荷システムでは、軸変位の制御精度は $0.00015\mu\text{m}$ であり、これは高さ 10cm の供試体の場合、 1.5×10^{-9} の軸ひずみに相当する。また、モーターの回転量から計算した軸ひずみとトップキャップの動きから測定した軸ひずみが一致することから、ダイレクトドライブモーターを利用した載荷システムを用いると供試体の軸変位測定用の変位計が不要となる。以上のようなサーボモーターを利用した載荷システムの特長は、バックラッシュゼロと高精度の変位制御の自動化が市販のプログラミング言語を用いて容易に実現できる点にある。近年では、AC サーボモーターを利用した三主応力制御試験装置¹⁴⁾やダイレクトドライブモーターを一面せん断試験装置¹⁾への利用、ねじり変位および軸変位制御用に二つのダイレクトドライブモーターを取り付けた中空ねじりせん断試験装置、等も開発されている¹⁷⁾。

b) 繰返し載荷時の軸ひずみの測定方法

軸変位の測定を目的として載荷軸の変位をセル外部で測定した場合、測定値には測定箇所からトップキャップ下端までの圧縮量も含まれる。そこで、この影響を取り除くことを目的として、トップキャップ直上の変位を測定する方法がある。

しかし、供試体端部はトップキャップおよびペダスタルとの接触摩擦・端部拘束によって供試体中心部のひずみ分布とは異なることが予想される。また、軟弱粘性

土以外の地盤材料ではベディングエラーと呼ばれる供試体上下端面のゆるみ層やトップキャップおよびペDESTALとの不完全接触による測定誤差が含まれる可能性がある¹⁸⁾。このようなベディングエラーの影響を含まない供試体中心部の軸ひずみ（局所軸ひずみ）を直接測定するための様々な装置・手法が提案されている。

Goto et al.¹⁹⁾ は図 1-11 に示すような供試体に固定されたヒンジ間の変位を、ひずみゲージが貼り付けられた薄い隣青銅板の曲げによって測定する LDT (Local Deformation Transducer)を開発している。また、黄ら²⁰⁾ は、図 1-12 に示すように4つの非接触型変位計を組み合わせた微小ひずみ測定システム(LSMS)を開発している。このシステムでは、供試体との接触面積を減らし、非接触型変位計を用いることで治具による拘束および変位計による抵抗力の問題を改善している。

図 1-13 は、澁谷ら²¹⁾ が局所ひずみ測定およびキャッピングの必要性に関して検証した試験を実施した際のキャッピングをした場合における割線ヤング率~軸ひずみ関係である。また、局所ひずみの測定には1対のLDTを使用し、ベディングエラーの影響を低

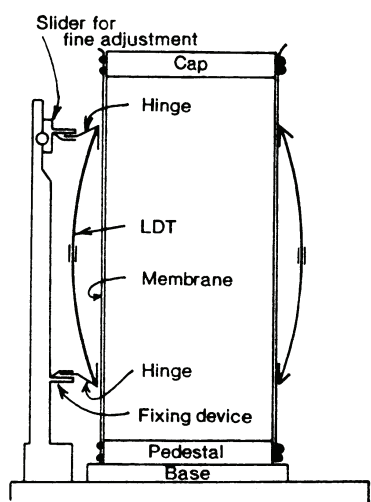


図 1-11 LDT の概要図 (Goto et al.¹⁹⁾)

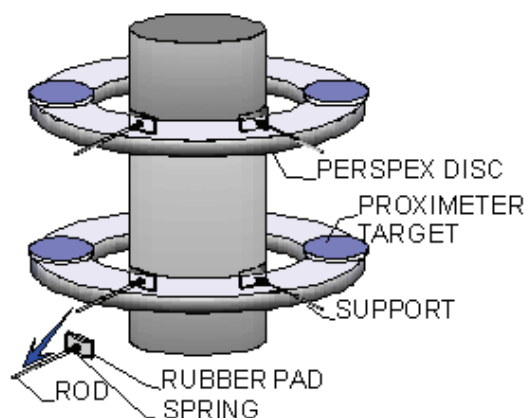


図 1-12 LSMS の概要図 (黄ら²⁰⁾)

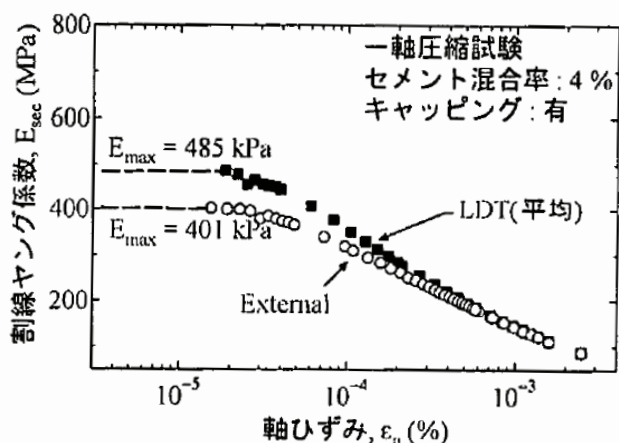


図 1-13 LDT および外部変位計で測定した割線ヤング率~軸ひずみ関係の比較 (澁谷ら²¹⁾)

減するため、供試体端面は石膏によってトップキャップおよびペDESTALと固定(キャッピング)している. 図より, 外部変位計による軸ひずみより求めた割線ヤング率は, 局所ひずみ(平均値)より求めた割線ヤング率よりも小さいことがわかる. すなわち, 外部変位計からの軸ひずみによって求めた弾性係数は, 真の弾性係数を過小評価する恐れがあると言える.

c) ベンダーエレメント(BE)試験に関する既存の研究

BE とは, 片持ち梁とした二枚貼り付けた piezo セラミック板を用いて, 土供試体にせん断弾性波(以下, せん断波と略記)を発生・受信し, せん断波速度を測定するものである. piezo セラミックは日常生活において必要不可欠な存在となっている. その使用方法の代表例がガスレンジの点火装置や電話の受話器である. 片持ち梁にした piezo セラミックは電圧を加えると変形し, 逆に強制的に変形させると電圧を生じる性質がある. BE 試験もこの特性をうまく利用して, 電圧を加えると振動する BE と, 振動を電圧に変える BE の2種類を用いており, 前者は起振に, 後者は受振に用いられる. BE の最大の特徴は, それ自身が小さいため, 比較的小さな供試体を有する室内試験でも容易に取り付けることが可能であり, 周囲を拘束した圧密容器や側方の拘束が自由な三軸セル内において任意

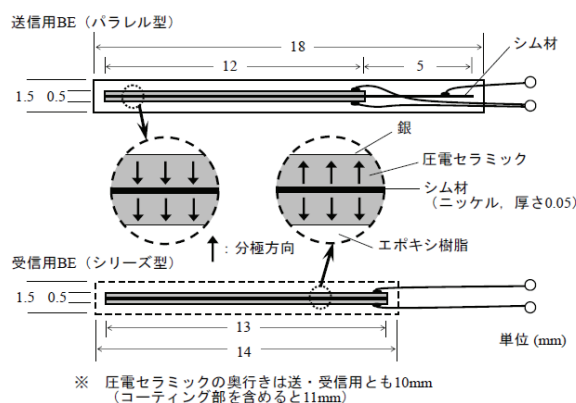


図 1-14 BE の一例²²⁾

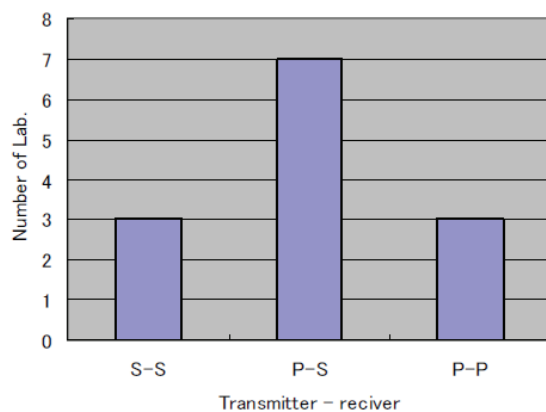


図 1-15 BE の結線方法²²⁾

の時点で簡単にせん断弾性波速度を計測できる。このため最近になって急速に普及しつつあるが、試験結果の解釈に関しては国際的なコンセンサスを得られていない点も多く、これが基準化や普及を妨げているのも事実である^{12), 13), 22)}。

図 1-14 は、BE の一例を示したものである²²⁾。厚み方向に分極された圧電素子を弾性補強かつ電極の役割を果たすニッケルなどのシム材の両面に貼りあわせた構造(バイモルフ)となっている。圧電素子の材質は一般に通称 PZT と呼ばれるチタン酸ジルコン酸鉛 ($\text{Pb}(\text{Ti}, \text{Zr})\text{O}_3$) である。このような構造を持つバイモルフに電圧を印加すると上部の圧電素子は圧電横効果によって縮み、下部の圧電素子は伸びる。その結果、全体としては上部に曲がることとなる。また、変形を与えると電圧を発生する特性も有している。この特性を利用してキャップやペダスタルに取り付けた BE の一方に電圧を加え、土中にせん断波を発生させ、他方の BE でせん断波を受信することによって土中を伝播するせん断波速度を求めるものである。地盤材料の微小ひずみにおける変形特性を求める室内試験装置・方法の最適化に関して BE を用いた国際一斉試験²²⁾では、参加機関の全ての BE が図 1-14 に示すようなバイモルフタイプであり、その材質はすべての機関で PZT が用いられていたようである。また、せん断波を送信・受信するための結線方法には、平行型とシリーズ型がある。分極方向が同一方向になるように貼りあわせた平行型は、同じ印加電圧に対して、分極方向が異なる方向に貼りあわせたシリーズ型よりも大きく振動する特性を有しているため送信用に用いられる場合が多い。一方、シリーズ型は、同じ振動に対して平行型よりも生じる電圧が高くなるので受信側に用いられる場合が多い。このことから国際一斉試験においても送信側に平行型(P)、受信側にシリーズ型(S)を用いている場合が主流のようである²²⁾(図 1-15 参照)。

BE 間距離が短い場合などに圧縮波(P 波)やその他の電氣的な雑音、反射等の影響により、せん断波の到達前に near-field-effect と呼ばれる現象のため波形に乱れが生じ、到達時間の読み取りが困難な場合がある。near-field-effect に関して、Salinero et al.²³⁾ は 3 次元等方弾性体を伝播するせん断波を数式で表現している。この論文で Salinero et al. は 3 つの成分、すなわちせん断波を 3 項からなる数式で表現している。この 3 つの成分のうち 2 つはせん断波 (V_s) 速度で伝播するが、もうひとつが圧縮波 (V_p) 速度で伝播する。この V_p は V_s に比べて速度が大きく、減衰しやすいために得られた時刻歴から V_s で伝播したせん断波の到達時点を見極めることが困難となる。Salinero et al. は、この現象を near-field-effect と呼び、この near-field-effect によって伝播したせん断波 V_s の到達時点を見極めることが困難であることを示している。また、near-field-effect の有無を評価する指標として、式 1-8 に示す伝播距離内の波数 R_d が有効であるとしている。

$$R_d = d / \lambda = df / V_s$$

式 1-8

ここで、式 1-8 の d は伝播距離 (BE 先端間の距離), λ は送信波の波長, f は送信波もしくは受信波の周波数, V_s はせん断波速度である. 解析結果より, R_d が 2 以下の場合には near-field-effect が大きく, 8 以下の場合にはその影響がほとんどないことを示している.

せん断波の伝播距離に関しては, 国際一斉試験に参加した 23 機関のうち 21 機関は BE の先端間距離である tip-to-tip が用いられており, 伝播距離に関しては先端間距離を採用することで国際的なコンセンサスを得られているようである²²⁾. 一方で, 伝播時間の同定法に関しては, いまだに国際的なコンセンサスは得られておらず, 伝播時間の同定法に関しては機関によって異なっている. しかし, これまでにいくつかの同定法が提案されており, 現状では time domain technique (T. D.法)において送信波と受信波の立ち上がり点の時間差 (start-to-start) を伝播時間とする方法が主流のようである start-to-start によるせん断波の伝播時間同定法は送受信電圧波形から直接目視により伝播時間を決定す

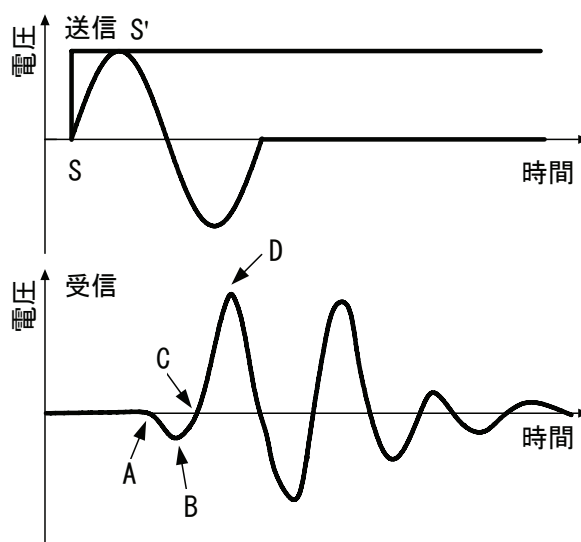


図 1-17 送・受信電圧時刻歴の概念図 (川口ら^{24), 25)}に加筆)

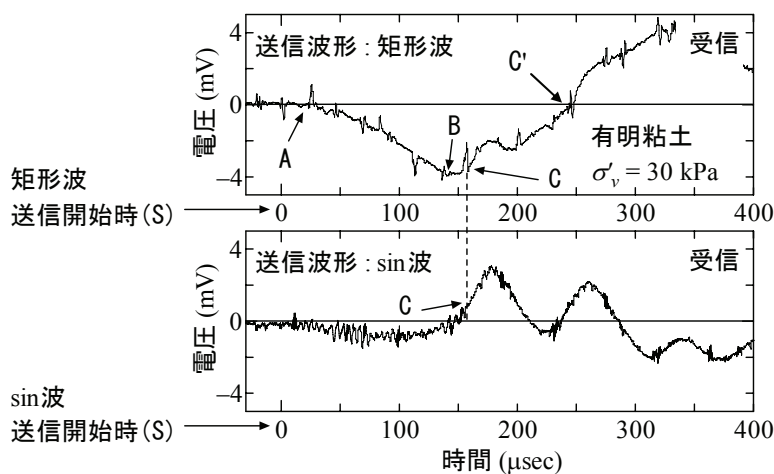


図 1-18 同一応力点において sin 波と矩形波を送信した際の受信電圧時刻歴の比較 (川口ら^{24), 25)}に加筆)

る方法である。図 1-17 は川口ら^{24), 25)} が、せん断波速度の測定方法について検討を行った際の送受信電圧履歴の概念図である。図中に示した送信波の立ち上がり S 点から C 点(S-C)の時間 Δt が start-to-start によるせん断波速度伝播時間であり、送信波のピーク S'点から D 点(S-D)の時間 Δt が peak-to-peak によるせん断波速度伝播時間である。川口らは、実験結果から送受信波形のピークを伝播時間とする peak-to-peak では、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は困難であると指摘し、S 点から C 点までの時間である S-C を伝達時間とする start-to-start が適当であるとしている。

また、図 1-18 は川口らが乱れの少ない有明粘土試料に対して、最大原位置有効土被り圧のおよそ 5 倍まで圧密試験を実施したときの BE 試験結果である。図は、同一応力点 ($\sigma_v = 30$ kPa) 低応力域における 10kHz の sin 波と矩形波を送信した際の結果を比較している。矩形波の結果(図 1-18, 上図)に着目すると、電圧のシフト現象によって図中の C'点を図 1-17 で説明した C 点と解釈しがちであるが、sin 波の結果(図 1-18, 下図)では電圧のシフト現象が抑制され、図 1-17 で説明した C 点が矩形波とは異なることがわかる。このことから、異なる送信波形を用いた際の受信電圧時刻歴を比較することによって伝達時間測定法の妥当性を検証できる場合があることから、1 回の測定において複数の波形・周波数を用いた BE 試験を行うべきとしている。また、BE 試験に関する国際一斉試験の結果²²⁾ からも圧密容器など剛な容器や BE 間距離が伝播距離に対して短い場合には、複数の同定法を用いるなどして伝播時間を相対的に判定することを提案している。また、Jovičić et al.²⁶⁾ は BE 試験におけるせん断波の伝播時間同定法に関して、様々な方法による検討を試み、試験結果を比較することによって伝播時間を決定するべきだとしている。

1. 2. 3 地盤材料の微小ひずみ域における変形特性および弾性係数の定式化に関する既存の研究

本研究で対象とする 0.001%程度以下での微小ひずみ領域での弾性係数は擬似弾性係数とも呼ばれ、載荷速度、応力履歴、載荷方法にほとんど影響を受けない。この擬似弾性係数は密度や応力レベルの関数となり、地盤材料における数少ない安定して物性値であることから材料固有の定数と考えることができる。このような微小ひずみ領域での弾性係数は、地震応答解析や地盤の変形問題を取り扱う場合に必要不可欠なパラメーターであり、応力 ~ ひずみ関係の初期状態に対応する。

また、先述したように微小ひずみ領域での弾性係数が地盤材料の固有の物性値であると考え、PS 検層やサイスマックコーン、表面波探査などの原位置弾性波速度試験より得られる原位置でのせん断弾性係数 G_f などと、室内試験において原位置の密度・応力状態を再現した条件下や今後予想される応力状態やひずみレベル条件下で得られる弾性係数を比較することは原地盤の変形を予測するにあたり重

要な指標となる。

a)変形特性に及ぼす B 値の影響

中空ねじり試験や BE 試験などから測定された微小ひずみ域における G の値は、排水条件にほとんどよらないことが知られている(例えば、千葉ら²⁷⁾、川口ら²⁸⁾。しかし、非排水三軸試験において測定されるヤング率は B 値に応じて異なることが予想される。図 1-19 は山下ら²⁹⁾ が行った B 値を意図的に変化させた一連の繰返し三軸試験結果である。試料には、繰り返して再構成した NSF 粘土と豊浦砂を用いている。また、図中の method①は、繰返し載荷前に供試体を非排水状態にし、セル圧を等方応力状態に保ったままで 50kPa だけ減少させたときの B 値と、次に増加させたときの B 値の平均値を B 値とする方法である。一方、method④は NSF 粘土のみに対して実施した方法で、繰返し載荷前に供試体を非排水状態にし、セル圧を等方応力状態に保ったままで 50kPa 増加させた際の B 値を求めている。両試料とも B 値が小さくなるほど、 10^{-5} 以下のひずみレベルで測定されたヤング率($E_{measured}$)は小さくなっている。また、 B 値が 1 (ポアソン比 $\nu = 0.5$ と仮定)の場合に測定されたヤング率の 95 %以上のヤング率を得るためには、豊浦砂で 0.7, 繰り返して粘土で 0.9 以上の B 値が必要であることが分かる。また、供試体の B 値が 0.9 以上であれば、両試料とも E_{eq} , $h \sim (\epsilon_a)_{SA}$ 関係に及ぼす B 値の影響はほとんどなく、非排水条件下のポアソン比は 0.4~0.5 の範囲にあるとしている。図 1-20 は斉藤ら³⁰⁾が、豊浦砂供試体に対して任意の B 値において実施した繰返し載荷三軸試験結果である。これより、 B 値が小さくなるほど、非排水条件下でのヤング率が小さくなる傾向にあることがわかる。この結果は、山下らと同様な傾向を示している。

b) 変形特性に及ぼす拘束圧の影響

図 1-21 は Tatsuoka et al.³¹⁾ が行った飽和砂の繰返し中空ねじり試験結果である。

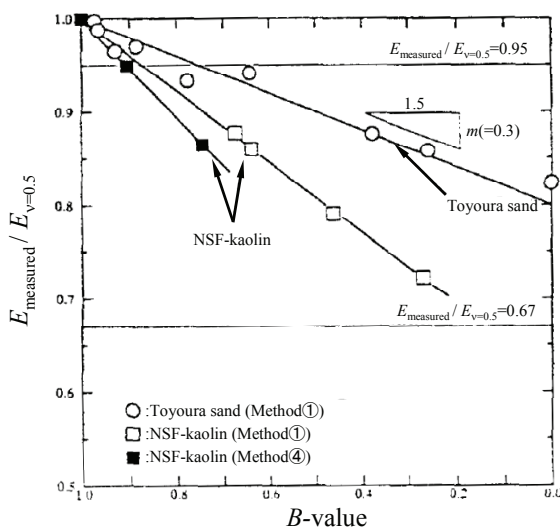


図 1-19 非排水条件下におけるヤング率におよぼす B 値の影響(山下ら²⁹⁾に加筆)

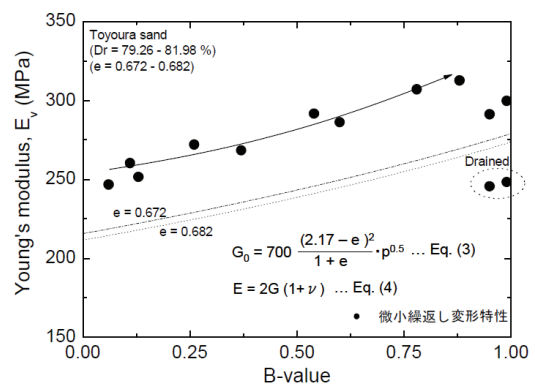


図 1-20 非排水条件下におけるヤング率におよぼす B 値の影響(斉藤ら³⁰⁾)

この試験では、平均主応力 p' を一定に保ったまま、所定の応力比 $K (= \sigma'_h / \sigma'_v)$ を変化させたときの排水条件下で G を測定している。この結果より、 K が 0.25~1.0 の範囲内であれば、 G は p' にほとんどよらないとしている。一方、上野・プラダン³²⁾ は東京湾海成粘土を用いた非排水繰返し三軸試験結果から所定の p' あるいは σ'_v まで K 値一定 ($K=0.5, 0.7, 0.85, 1.0$) で圧密をした後に、 $G_{max} (= E_{max}/3)$ を測定している。この結果より、 G_{max} は p' に強く依存し、 K 値の影響は小さいとしている。

図 1-22 は Hoque and Tatsuoka³³⁾ が行った乾燥状態にある SLB 砂の平面ひずみ試験結果であり、鉛直・水平それぞれの方向における応力とヤング率の関係を比較している。この結果より、 E はその面に作用する直応力のみ依存するとしている。他にも、Hardin^{34), 35)} は粘着力のない土のヤング率は直応力のみ依存すると報告しており、Bellotti et al.³⁶⁾ は砂の圧縮波速度測定 (P 波) によって、この事実を報告している。

c) 弾性係数の定式化

先に示したような多くの試験結果を基に、弾性係数に関する幾つかの経験式が提案されている。Hardin^{34), 35)} はセメンテーションのないきれいな砂に対して実施した共振法試験より得られた G に関して、式 1-9 に示すような関係式を提案している。

$$G = A \cdot f(e) \cdot (p' / p'_r)^n \tag{式 1-9}$$

ここで、 A は定数、 $f(e)$ は間隙比関数、 p'_r は無次元化するための基準応力であり、

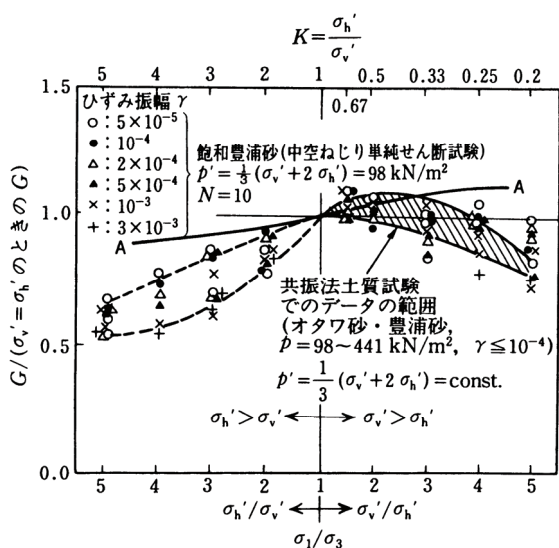


図 1-21 応力比の変化に伴うせん断弾性係数の変化 (Tatsuoka et al.³¹⁾)

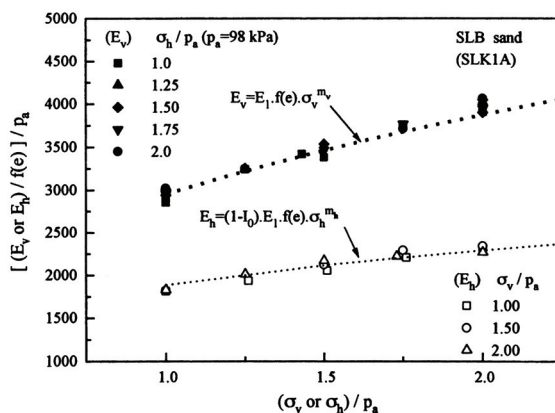


図 1-22 鉛直・水平ヤング率と鉛直・水平応力 (Hoque and Tatsuoka³³⁾)

n は 0.5 に等しいとしている. Roesler³⁷⁾ はせん断波速度測定試験により, G はせん断波の進行方向に作用する応力 (σ'_a) と粒子が振動する方向に作用する応力 (σ'_p) のみに依存し, もう一つの応力には依存しないことを示し, 式 1-10 のような関係式を提案している.

$$G = A \cdot f(e) \cdot P_r^{1-n-m} \cdot \sigma'_a{}^n \cdot \sigma'_p{}^m \quad \text{式 1-10}$$

Jamiolkowski et al.³⁸⁾ は, Hardin and Bladford³⁶⁾ が提案した式 1-11 を紹介し, 独自の解釈を付け加えた上で, 6 種類のイタリア粘土の BE 試験および共振法試験結果と比較している.

$$G_{vh} = S_{vh} \cdot f(e) \cdot (OCR)^k \cdot P_r^{1-nv-mh} \cdot \sigma'_v{}^{nv} \cdot \sigma'_h{}^{mh} \quad \text{式 1-11}$$

ここで, S_{vh} は土の構造を表す無次元の材料定数, k は塑性指数 IP に依存する指数, 砂の場合 $nv \approx nh$ とし, $f(e)$ については適切な $f(e)$ を選ぶことによって $k=0$ になることを示している.

図 1-23 は, これまでに提案された実験式の $A \cdot f(e)$ 部分を比較したものであり, 共通して $n \approx 0.5$ である. 我が国の自然堆積地盤の間隙比 e が 0.5 ~ 5 程度であることを考慮すると, Shibuya et al.³⁹⁾ と Shibuya and Tanaka⁴⁰⁾ が提案する推定式の適用範囲は広いと言える.

一方, Kawaguchi and Tanaka⁴¹⁾ は, 粘性土の圧密・膨張時に伴う G の変化は $e \sim \log$

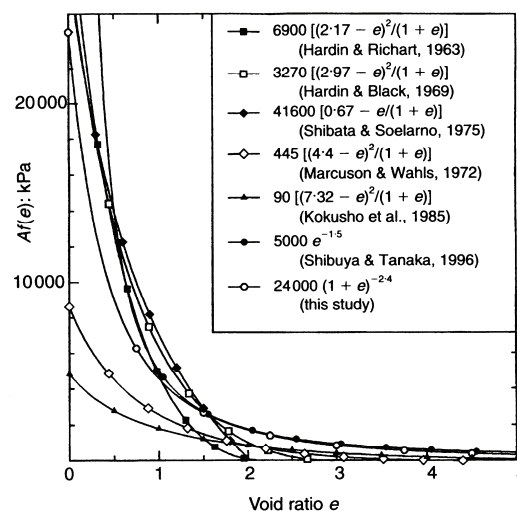


図 1-23 せん断弾性係数の各種提案式の比較 (Shibuya et al.³⁸⁾)

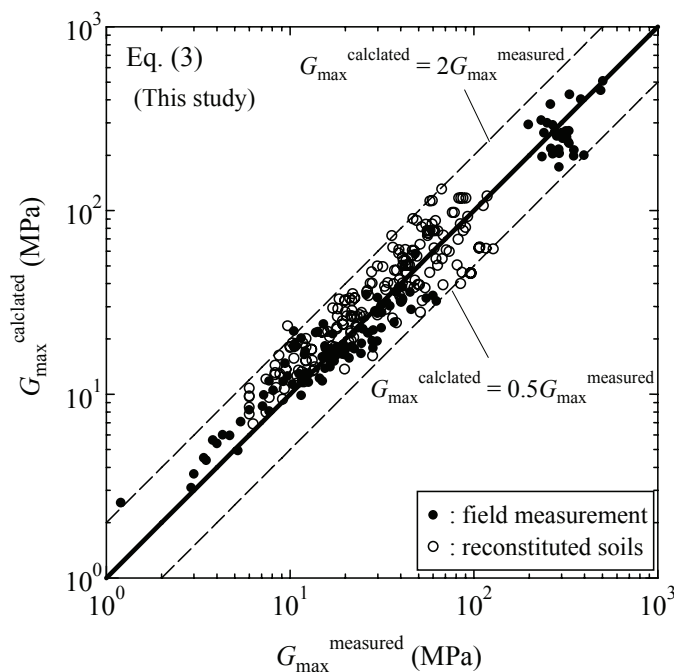


図 1-24 式 1-12 による計算値と実測値の比較 (Kawaguchi and Tanaka⁴¹⁾)

p' 関係と強い相関があることに着目して、 e を用いずに原位置での有効土被り圧 σ'_{v0} 、液性限界 w_L 、過圧密比 OCR を変数として G を推定する式 1-12 を提案している。図 1-24 に式 1-12 による計算値と実測値の比較を示す。

$$G = 20000 \cdot w_L^{-0.8} \cdot f(OCR) \cdot \sigma'_{v0}{}^{0.8} \tag{式 1-12}$$

間隙比 e を変数としている従来の提案式では、再構成試料についての計算値が過大評価する結果となるが、Kawaguchi and Tanaka の提案式では e を用いていないため再構成粘土だけでなく原位置弾性波速度探査結果をも良く表現し得ることを報告している。

不飽和土の弾性係数の定式化に関する研究例は、乾燥もしくは飽和土と比較して極端に少ない。Mancuso et al⁴²⁾は不飽和状態の fine-grained soil (塑性指数 $I_p = 13.7\%$) を用いた共振法試験を実施して、式 1-13 を提案している。

$$\begin{aligned} G_{\max(\text{unsat})} &= A \cdot \left\{ \frac{[(p-u_a)_c + s]}{P_r} \right\}^n \cdot OCR^m \\ G_{\max(\text{unsat})} &= G_{\max(s^*)} \cdot \left\{ [1-r] \cdot e^{-\beta \cdot [s + s_b]} + r \right\} \end{aligned} \tag{式 1-13}$$

ここで、 A , m , n は係数、 $G_{\max(s^*)}$ は空気侵入値 (A.E.V.) s_b における G_{\max} 、 β はサクシヨンの増加に対する剛性の増加をコントロールするための係数、 $(p-u_a)_c$ はネ

ットストレスである。この式は、水分特性曲線における空気侵入値 (A.E.V.) の前後で G の増加に対するサクシオン $s (= u_a - u_w)$ の効果が異なることを表しており、この式を用いることで試験結果をよく表現できるとしている。

また、Oh and Vanapalli⁴³⁾はいくつかの砂質土に対して実施した BE 試験結果からサクシオンの増加による G の増減を式 1-14 を用いて表現できるとしている。

$$G_{\max(\text{unsat})} = G_{\max(\text{sat})} \cdot [1 + \zeta \cdot (s / P_r) \cdot (S)^\xi] \quad \text{式 1-14}$$

ここで、 S は飽和度、 ζ および ξ はフィッティングパラメータである。異なる 4 種類の砂質土 ($I_p = \text{NP}$) に対しての ζ は 2.5 ~ 3.5、 ξ は 0.5 ~ 1.0 の範囲で変化すると報告している。

以上のように不飽和土の弾性係数についての経験式はいくつか提案されているものの、サクシオンや飽和度などを変数として用いているため乾燥および飽和土の提案式と比較してやや煩雑となっている。また、異なる土質を持つ地盤材料への適用性を検討した研究も少ないのが現状である。

d) 微小ひずみ領域のせん断弾性係数の測定による異方性の評価

地盤材料の弾性係数は原位置ではダウンホール法やクロスホール法などによる原位置弾性波速度探査、室内においては繰返し三軸試験や BE 試験などで測定される。ダウンホール法では水平方向に振動、鉛直方向に伝播するせん断弾性波速度 V_{vh} 、クロスホール法では振動・伝播方向ともに水平の V_{hh} 、あるいは鉛直方向に振動、水平方向に伝播する V_{hv} からせん断弾性係数 (順に G_{vh} 、 G_{hh} 、 G_{hv}) が算出されるが、同地盤の同深度においても方法によって得られる値が異なること、砂層と粘土層によって各種せん断弾性波速度の大小関係が異なる場合があることも報告されている^{44), 45)}。また、室内試験においても鉛直・水平方向のヤング率 E_v と E_h や G_{vh} と G_{hh} の大小関係が実験条件や土質の違いによって異なることが報告されている⁴⁶⁾。

山下ら⁴⁷⁾や Kawaguchi et al.^{48), 49)} は、BE を取り付けた三軸試験装置や予圧密容器を用いて砂質土および粘性土の異方性の程度や大小関係が異なる原因や異方性の発現メカニズム、さらには増減を支配する因子などについて詳細に研究している。一般に、強度や透水係数といった異方性の原因は堆積時の異方的な土粒子の配列によって生じる固有異方性 (構造異方性) と異方的な応力 (履歴) によって生じる (応力) 誘導異方性の 2 つがあると考えられている。山下ら⁴⁸⁾ は砂質土中を伝播するせん断弾性波速度は進行方向と粒子の振動方向に作用する応力のみ依存し、もう一方の応力には依存しないと (応力) 誘導異方性が存在し、豊浦砂では G_{hh} / G_{vh} は 1.1 程度であると報告している。図 1-25 は、Kawaguchi et al.⁴⁹⁾ が実施したスラリー状態の NSF 粘土および乾燥もしくは飽和状態にある豊浦砂の予圧密過程における G_{hh} / G_{vh} の変化を観察している。NSF

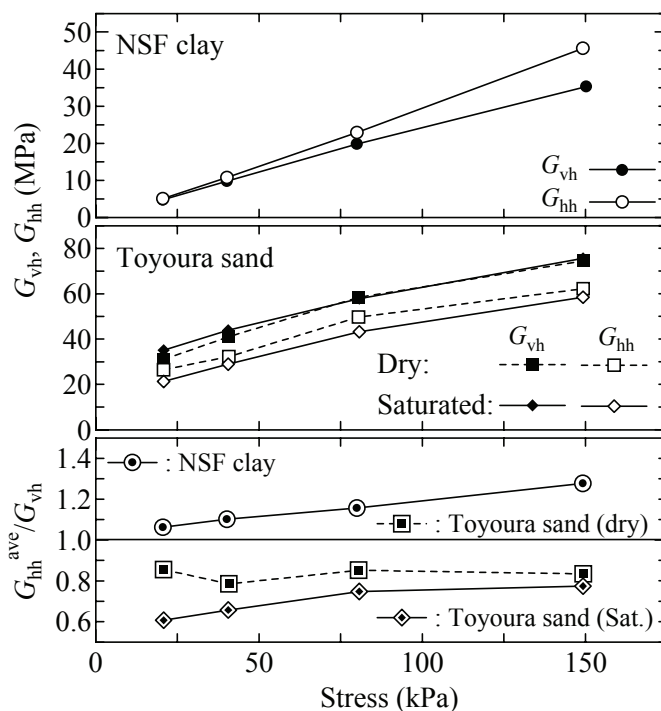


図 1-25 NSF 粘土および豊浦砂の予圧密応力に伴う G_{vh} , G_{hh} , G_{hh}/G_{vh} の推移
(Kawaguchi et al⁴⁹⁾ に加筆)

粘土についての試験結果から、粘性土粒子は主な粒子と比較して扁平であるため圧密が進行すると G_{hh} / G_{vh} が大きくなり、これは粘土粒子の配向性が強まったためと推察している。また、豊浦砂については G_{vh} , G_{hh} が圧密応力とともに増加するものの、 G_{hh}/G_{vh} はさほど変化しなかった。また、常に $G_{vh} > G_{hh}$ だった。これは圧密容器内で鉛直応力が水平応力よりも大きいことによって生じる応力誘導異方性の影響だと推察している。すなわち、砂質土系の地盤材料における弾性係数の異方性は応力誘導異方性によって大部分が支配され、堆積構造によって生じる固有異方性の影響は小さいと考えられる。一方、粘性土系の地盤材料では応力誘導異方性の影響を隠してしまうほど、扁平な粘土粒子で形成された堆積構造によって生じた固有異方性に大きく支配されていると報告している。すなわち、 G_{hh}/G_{vh} は土構造の配向した状態では大きくなり、ランダムな状態では小さくなると言える。

1. 2. 4 地盤材料の締固めに関する既存の研究

締固め土の力学特性については、古くから研究が行われている。図 1-26 には Seed et al.⁵⁰⁾ が実施した異なる締固め方法で同一の含水比および乾燥密度で締固めたシルト質土の三軸圧縮試験における強度特性の比較を示している。最適含水比 w_{opt} より乾燥側の含水比で締固めた場合は締固め方法の影響を受けないが、湿潤側の含水比で締固め

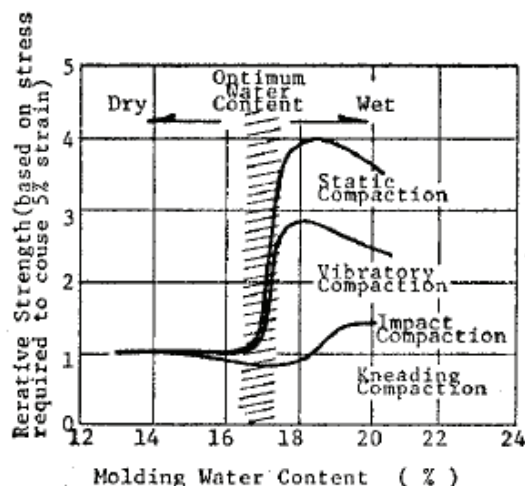


図 1-26 締固め方法の違いがシルト質土の強度特性に及ぼす影響 (Seed et al⁴⁴⁾)

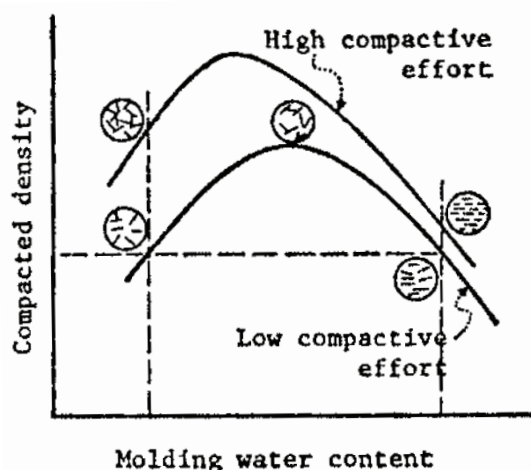


図 1-27 Lambe⁴⁵⁾に締固め土の土構造の模式図

た場合には締固め方法によって、強度特性が異なると報告している。また、Seed et al.はこの試験結果を図 1-27 に示す Lambe⁵¹⁾の提案する土構造の概念を用いて定性的に説明している。すなわち、乾燥側に締固められた際の土構造はランダムな配列を有する。一方、湿潤側では配列方向が整然とした土構造を呈するとしている。しかし、三軸圧縮試験などの主応力載荷型のせん断試験における堆積構造異方性が強度特性に与える影響として堆積面と最大主応力方向のなす角が 90° の時に最も強度が大きくなる⁵²⁾ことを考慮すると、Seed et al.や本研究で得られた試験結果のすべてを Lambe の提案する土構造で説明できるとは言い難い。一方で、Yong and Warkentin⁵³⁾は Lambe とは異なる締固め土の土構造を提案している。図 1-28 は鬼塚らが実験事実に基づいて示した Yong and Warkentin が提案した土構造を示している。鬼塚ら^{54), 55)}は、静的および動的に締固めたブロックサンプルから堆積面に対して垂直方向と平行方向に切り出した供試体を用いて一面せん断試験を実施することで締固め土の土構造はほぼ Yong and Warkentin が提案

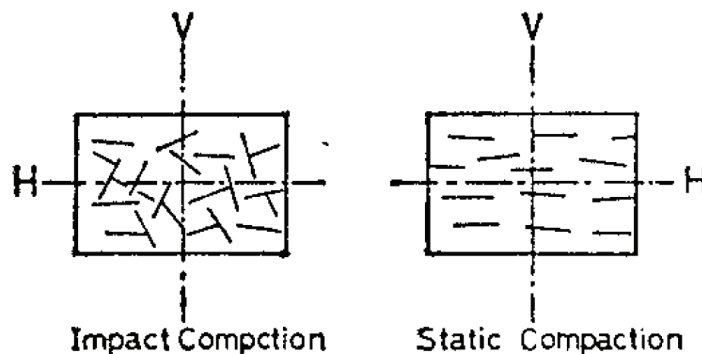


図 1-28 鬼塚ら^{54), 55)}が示した Yong and Warkentin⁵³⁾の提案した 締固め土の土構造の模式図

したものと等しいとして, 図 1-28 に示す土構造の模式図を示した. すなわち, 動的に締固めた供試体ではランダムな構造となり, 静的に締固めた供試体では, より配向した構造になるとしている. なお, 鬼塚らは, 白色粘土と豊浦砂の混合量を変えた一面試験結果から, 豊浦砂の混合量が多くなると図 1-28 で示した Impact compaction と Static compaction による土構造の差が少なくなると報告しており, 締固め土の土構造は粒度分布に依存すると考えている.

近年では, 平川ら⁵⁶⁾, 清田ら⁵⁷⁾, 龍岡ら⁵⁸⁾によって様々な地盤材料に対して締固め度 D_c や締固め時の含水比を変えた一連のせん断試験を実施して, 締固め度 D_c の増加に伴う地盤材料の変形・強度特性の変化を定量化するとともに, 変形・強度特性と高い相関を持つ乾燥密度の指標を見出すための室内試験を実施している.

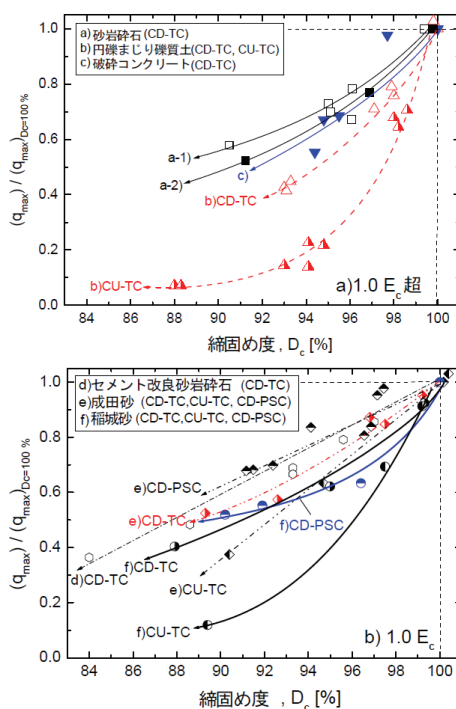


図 1-29 D_c の減少に伴う q_{max} の推移 (平川ら⁵⁶⁾)

図1-29は様々な地盤材料に対しての D_c の低下に伴う最大偏差応力 q_{max} の変化を示している。所定の基準締固めエネルギーに対して、最適含水比で締め固めた場合の強度・変形特性は、 D_c が90～100%の間で変化すると大きく変化し、 q_{max} は D_c が90%を超えて増加すると著しく増加するとしている。また、砂礫の強度・変形特性は、同一の D_c でも盛土材の粒子特性(粒径, 粒度, 粒子形状および粒子破碎性等)に強く依存すると報告している。また、同一の D_c であっても締固め時の含水比が基準締固めエネルギーで求められた w_{opt} よりも小さく、より高いエネルギーで締固めた方が高剛性・強い膨張挙動を示し、逆に w が大きくなると、剛性が著しく減少し、正のダイラタンシー特性も著しく減少することを報告している。

1. 3 研究の目的

前節で述べたように、乾燥および飽和土に関しての微小ひずみ領域における弾性係数についての研究は系統的に多くの地盤材料に対して実施されているが不飽和土に関する研究事例は未だに少ない。また、締固め土の微小ひずみレベルでの変形係数と非排水せん断強度についての報告例は少なく、これらの関連性を検討することは、後述する表面波探査などの原位置弾性波探査などから既存盛土の締固め度等の現状把握や変形予測・破壊強度の推定に寄与する可能性があり、その意義は大きい。

そこで本研究では、まず不飽和および飽和土の弾性係数の測定をするために不飽和および飽和土の試験に対応可能な高精度三軸試験装置・方法の開発を試みた。高分解能な軸応力・軸ひずみを得られること、任意のサクシオンを与えることが可能であること、载荷速度・応力履歴などの多様な条件設定が可能であること、試験の長期化に耐え得ること、体積変化を直接計測が可能なこと等、高精度かつ多機能な三軸試験装置の開発を試みる。

つぎに、不飽和土の弾性係数に及ぼすサクシオンおよび拘束圧の影響の把握を試みた。試験方法としては、近年、急速に普及しつつあるせん断弾性波速度の測定によってせん断弾性係数を得るBEを装着した不飽和土用一次元圧密試験機および新たに開発した不飽和土用高精度三軸試験装置を用いて、数種類の地盤材料を用いて、鉛直応力一定条件下でのサクシオンの増加過程とサクシオン一定条件下で拘束圧増加時の G の変化を観察した。一連の試験結果から不飽和土における微小ひずみ領域での弾性係数の増減を表現し得る応力パラメータについて議論する。

締固めた地盤材料の工学的特性の検討として、開発した高精度三軸試験装置を用いて、実施工に用いられた細粒分を多量に含んだ地盤材料に対して、広範囲のひずみ領域での変形・強度特性に与える影響因子を同定するために一連の実験を実施し

た。また、BE 試験から測定した異方性の程度から土構造を推定することで締め固め時の締め固め度および含水比の影響や異なる締め固め方法で作製した供試体に対しての非排水三軸圧縮試験結果の説明を試みる。

さらに、本研究で用いた一連の室内試験手法や不飽和土の解釈の工学的な応用として、補強土壁の変状メカニズムを解明した事例と砂丘斜面の安定性評価についての事例研究を示すことで、不飽和土の室内試験の必要性和工学的有用性について議論する。

1. 4 本論文の構成

本論文は6章から構成されている。

第1章は序論とし、本研究の背景・目的について記述するとともに、本研究に関連する文献を、不飽和土の力学に関する研究、三軸試験装置およびBE 試験に関する研究、弾性係数の定式化、地盤材料の締め固めに関する研究のそれぞれの項目に分けて簡単にまとめている。

第2章では、本研究で新たに開発した不飽和および飽和土の試験に対応可能な高精度三軸試験装置・方法の開発とし、高精度の軸変位の載荷・測定を可能にしたデジタルサーボモーターの性能について述べる。試験時間の短縮を図るために採用した微細多孔質膜の利用に関する結果、繰返し載荷時の局所軸ひずみの測定方法、体積変化の直接測定の方法など、本研究のために開発した試験システムのメカニカルな部分の特長を詳述している。

第3章では、一次元圧縮条件下でのBEを装着した不飽和土用一次元圧密試験(一次元応力条件下)と三軸試験(軸対称応力条件下)により得られた4種類の地盤材料を対象の飽和・不飽和状態での各種弾性係数における拘束圧依存性およびサクシヨンの影響について検討し、その結果から飽和・不飽和土における弾性係数の増減を統一的に表現し得る応力パラメータと弾性係数の相関について議論している。

第4章では、主に締め固めた地盤材料の強度・変形特性に及ぼす諸要因の影響を検討するにあたり、非排水せん断時の広範囲のひずみにおける変形挙動を測定して、微小ひずみレベルから破壊に至るまでの変形・強度特性に及ぼす締め固め効果と拘束圧の影響について検討した。さらに異方性の程度をBE 試験によって測定することにより、土構造の観点から締め固め土の強度特性の違いについて議論している。

第5章では、ジオテキスタイル補強土壁の変状メカニズムの解明と砂丘斜面の安定性評価に関する事例研究について述べる。原位置試験および不飽和土の室内試験の有用性について議論している。

第6章は結論とし、第2章～第5章で得られた知見をまとめた上で、今後の展望

と課題について述べている.

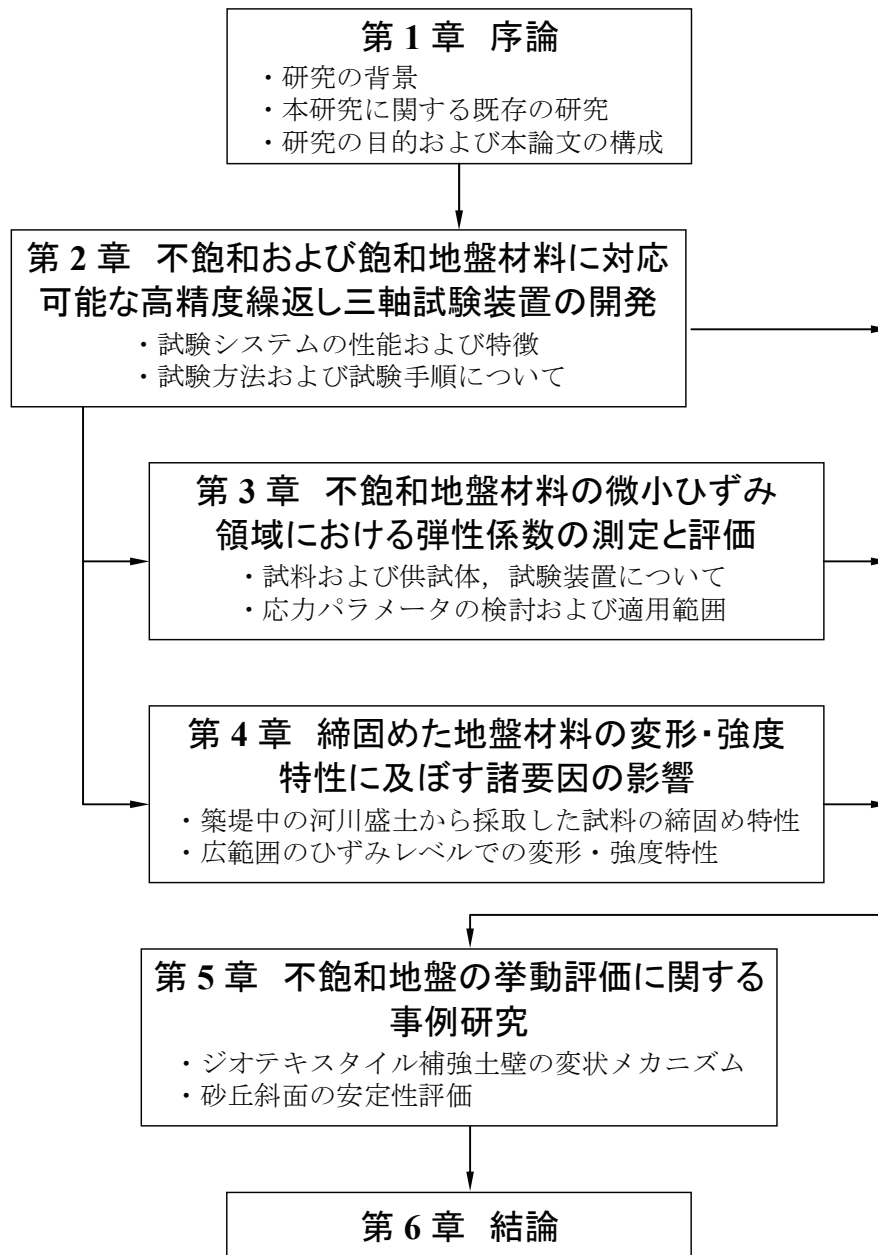


図 1-30 本論文の構成

2. 不飽和および飽和地盤材料に対応可能な高精度三軸試験装置の開発

不飽和状態にある盛土の破壊・変形挙動の予測には、要素試験を実施することにより、広範囲なひずみ領域での単調・繰返し載荷時の変形・強度特性に及ぼすサクシオン、密度、拘束圧等の影響をそれぞれ評価する必要がある。一方、不飽和土の微小ひずみ領域における変形特性に関する研究例は極めて少ないのが現状である。

そこで不飽和土の水分状態・サクシオンが微小ひずみ領域での弾性係数などを与える影響を明らかにすることを目的として、不飽和土の試験に対応可能な繰返し三軸試験装置を開発した。本章では、開発した試験装置システムのメカニカルな部分の特長を詳述している。

2. 1 試験システムの性能・特長

2. 1. 1 試験システムの概要

図 2-1 は本試験システムの概要である。以下に、各部の仕様および目的等を簡単にまとめる。

① ダイレクトドライブモーター

①' ドライブユニット(日本精工(株)製, メガトルクモーターシステム)

本モーターは産業用ロボットや工作機械分野において広く用いられており、高精度かつメンテナンスフリーである。本来減速機を必要とせず、ギヤなどによるバックラッシュが無い。また、32 bit CPUを搭載したドライブユニットはRS232C回線(シリアルポート)を介してパソコンと接続可能であり、位置決めなどの動作をリモートコントロール可能である。

② 減速機(株)ハーモニックドライブシステム製)

モーターの所定の速度設定範囲では、三軸試験での使用に適した軸方向の載荷速度が得られないため、本機器を搭載している。なお、同機種で最小の1/50の減速比を採用している。本減速機では、IH 歯形の歯形理論を進展させ、遊星減速機では不可能なバックラッシュレス、高回転精度、軽量化を実現している。

③ スプライン付きボールねじ(日本精工(株)製)

回転運動を軸方向の上下運動に転換するために搭載している。予圧によって幾何学的軸方向スキマをゼロとした機種を採用しており、ネジ棒の振り剛性や伸縮による以外のバックラッシュは無い。ただし、本システムの機構を考慮した際、ネジ棒の振り

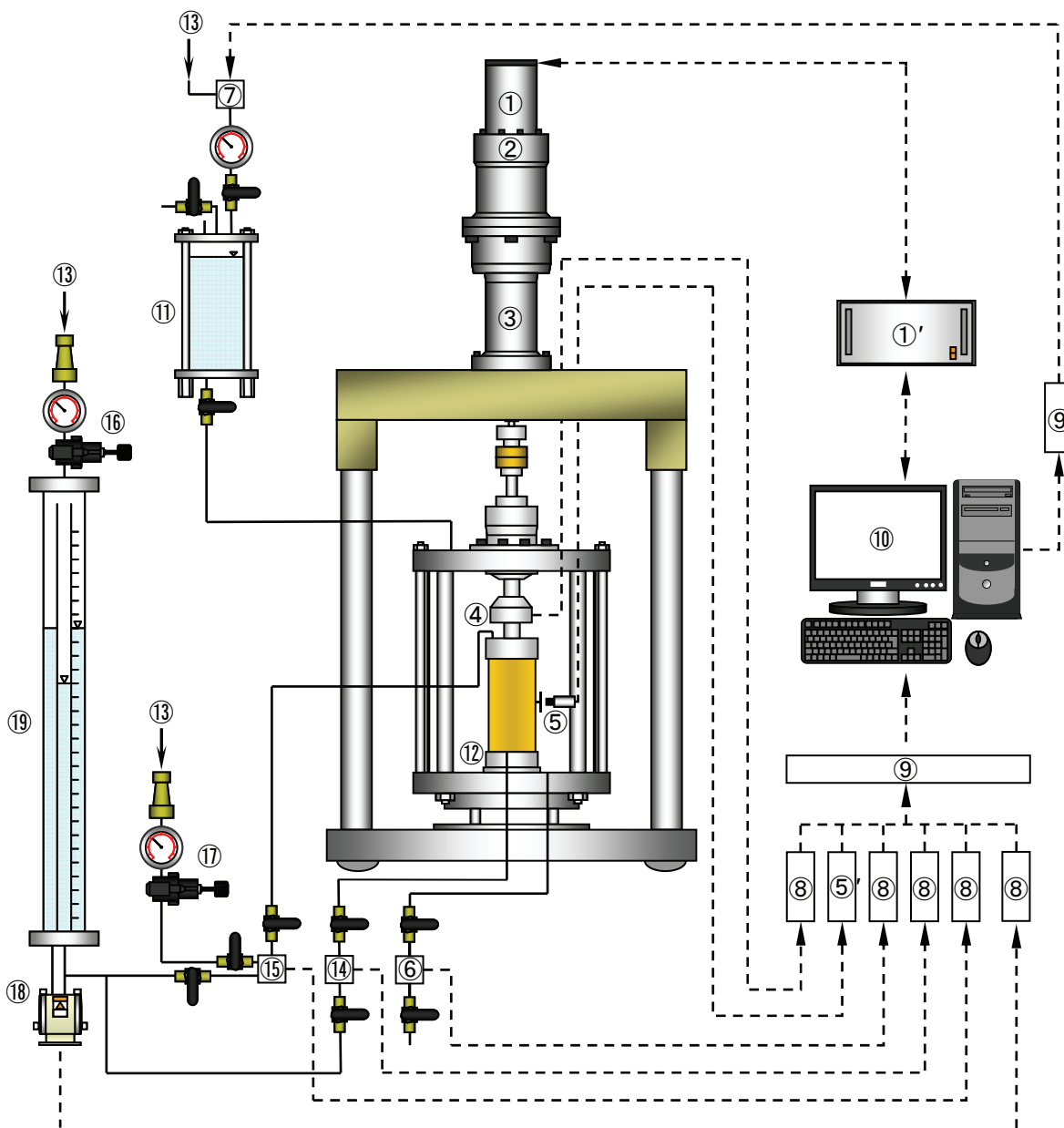


図 2-1 試験システム概要図

剛性や伸縮の影響は極めて小さいと考えられる。

④ ロードセル (誠研社製, LP-2T, LP-1T, LP-500, LP-100, LP-50)

本研究の試験で使用したひずみゲージ式ロードセルは、不飽和地盤材料の強度を考慮し、容量10kNを使用している。また、20kN, 10kN, 5kN, 1kN, 500Nの各ロードセルにも付け替えが可能であるため、飽和・不飽和に関わらず幅広い強度を示す地盤材料に対応可能である。また、耐水性を用いることで三軸セル内を水没させることに成功した。

⑤ 非接触式変位計 (株電子応用, PU-05, PU-08)

⑤ 専用アンプ (株電子応用, AEC-5505)

センサに高周波コイルを使用し, センサ電磁界内に導電体が近づいた時, 導電体内に発生する渦電流による損失の変化を電圧変化に変換することによって変位を測定できる. AD ボードのチャンネル数に限界があるが, 本システムでは側方変位の測定を主たる目的とし, 最大 3 機まで使用可能である. 用途によって, 容量 4 mm と 2 mm を使い分けている.

⑥ セル圧測定用圧力変換機 (株共和電業, PG-10KU)

変換機内部にダイアフラムを有し, フラッシング用のノズルが付いたタイプのひずみゲージ式変換機である. 試験条件を考慮して容量は 980 kPa としている.

⑦ セル圧制御用電空変換機 (藤倉ゴム工業株, RT・E/P-8-2)

供給電圧を変化させることにより, ムービングコイルとノイズフラッパーの特性を利用して空気圧を連続的にコントロールすることが可能である.

⑧ ストレインアンプ (NEC 三栄株, AS1201 およびユニパルス株, LC240)

ひずみゲージ式各種変換機への使用に適した交流ブリッジ電源計ストレインアンプであり, 高感度, 高安定, 耐ノイズ性に優れている.

⑨ DA/AD 変換ボード (株Interface, PEX-361216)

本研究の試験には, 16 bit 同時変換方式の DA/AD 変換ボードを使用した. 最大 16 チャンネルまで使用可能であるが, 耐ノイズ性に優れた差動入力方式を採用しているため, 8 チャンネルを装備している. さらに, ⑩と⑪の間には, 市販のターミナルを設置している.

⑩ パーソナルコンピュータ

制御プログラム言語には Visual BASIC を用いた制御プログラムを用いている. 本ソフトではタイマーコントロールなどと呼ばれる所定の時間間隔でイベントを生じさせることが可能なオブジェクトを多用しており, これを用いることによって制御・計測・記録をそれぞれ適切な時間間隔で実施している. なお, 本ソフトでは最高 0.01 秒程度の間隔で計測・制御・記録を行うことが可能である.

⑪ セル圧供給用小型セル

水没させた三軸セルと接続し, 本セル内の水面でセル圧として供給された空圧を水压に転化している. 一般に, 不飽和土の試験は長時間を要するため, ラテックス製のメンブレンを用いると, セル水中の溶存空気がメンブレンを透過し, 排水量を正確に測定できなくなる場合がある. そこで本試験システムでは, 空気の進入に対する耐久時間を確保するために, 三軸セルに接続された小型セルを介してセル圧を供給する工夫をした⁵⁹⁾.

⑫ ペDESTAL

ペDESTALには 2 つのタイプがあり, 1 つはセラミックディスク (A.E.V. =

300kPa) が埋め込まれているタイプ, もう1つは不飽和土における試験時間の短縮を図るために注目され始めている微細多孔質膜が貼り付け可能なポーラスストーンがある. いずれのタイプもセラミックディスクおよびポーラスストーンに通じた経路とは別にポーラスメタルに通じた経路があるため, 後者の経路を用いることで供試体への通水を迅速にできる.

⑬ セル圧および背圧供給用元圧

コンプレッサーより, およそ 800 kPa の空気圧が安定供給されている.

以上の機器に関しては, 飽和・不飽和土の試験に関わらず用途は変わらない. しかし, 以下の間隙水圧測定圧力変換機などは, 飽和土に対する試験と不飽和土に対する試験で, その使用目的が異なるため, それぞれの試験時における使用目的を説明する.

a) 飽和土の試験時

飽和土の試験をするときは, ⑭と⑰と⑱を接続して⑮のレギュレーターを用い, 背圧を供給することができる状態とする. また, 上部に設けた排水ルートからの排水量を差圧計で読み取り, この測定値を用いて供試体の体積変化を計算する.

⑭ 間隙水圧測定用圧力変換機 (株)共和電業, PG-5KU)

変換機内部にダイヤフラムを有し, フラッシング用のノズルが付いたタイプのひずみゲージ式変換機である. 二重負圧法実施時には供給水側の圧力を測定する目的を兼ねて設置している. 容量は 500kPa である.

⑮ 背圧測定用圧力変換機 (株)共和電業, PG-5KU)

⑬と同じひずみゲージ式変換機を用いている.

⑯ 背圧調整用超精密減圧弁 (レギュレーター) (藤倉ゴム工業(株), RS-4-2)

手動式のレギュレーターであり, これによって所定の背圧を供給する.

⑰ 体積変化測定用差圧変換機 (株)共和電業, PD-100GA)

長期測定などの安定性に優れたひずみゲージ式差圧変換機であり, 容量は 10 kPa のものを採用している. また, ライン圧として 980 kPa までの载荷が可能であり, 背圧を供給する場合に適している.

⑱ 体積変化測定用二重管式ビュレット

供試体からの排水は内管に接続され, 一定に保たれた外管との水頭差を⑯によって測定している. また, 背圧はビュレット上部から供給しており, ここで空圧から水圧に転換されている.

b) 不飽和土の試験時

不飽和土の試験をするときは、⑬と⑰と⑱を接続して⑮のレギュレーターを用い、間隙水圧を、⑭と⑯を接続して間隙空気圧を供給することができる状態にする。ペDESTALに設置されたセラミックディスクまたは微細多孔質膜を介して、下部に設けた排水ルートからの排水量を差圧計で読み取る。

⑭ 間隙水圧測定用圧力変換機 (株)共和電業, PG-5KU)

⑬と同じひずみゲージ式変換機を用いている。

⑮ 間隙空気圧測定用圧力変換機 (株)共和電業, PG-5KU)

⑭と同じひずみゲージ式変換機を用いている。

⑯ 間隙水圧調整用超精密減圧弁 (レギュレーター) (藤倉ゴム工業株, RS-4-2)

手動式のレギュレーターであり、これによって所定の間隙水圧を供給する。

⑰ 間隙空気圧調整用超精密減圧弁 (レギュレーター) (藤倉ゴム工業株, RS-4-2)

手動式のレギュレーターであり、これによって所定の間隙空気圧を供給する。

⑱ 排水量測定用差圧変換機 (株)共和電業, PD-100GA)

⑰と同じひずみゲージ式変換機を用いている。

⑲ 排水量測定用二重管式ビュレット

供試体からの排水は内管に接続され、一定に保たれた外管との水頭差を⑯によって測定している。また、間隙空気圧はビュレット上部から供給しており、ここで空圧から水圧に転化されている。

2. 1. 2 軸変位・軸応力の制御・測定システム

a) 軸変位

先述したように、軸方向の载荷システムはモーター(図 2-1 中の①)・減速機(②)・ボールネジ(③)の組み合わせで構成されており、モーターの回転運動がボールネジの上下運動に転換される仕組みである。モーターの駆動(位置決め)は、パソコンからドライブユニット(①')に対して、所定のコマンドを送信することによって行われる。本モーターの位置決め分解能 M_R は、一回転を 2621440 に分割して制御できるため 1.37×10^{-4} 度となる。また、採用した減速機の減速比 R は 1/50、ボールスプラインネジのリード長 L は 10 mm/回転である。したがって、軸変位の分解能 M_A は式 2-1 のように表現できる。

$$M_A = M_R \cdot R \cdot L = (1/2621440) \cdot (1/50) \cdot 10 = 7.629 \times 10^{-8} \text{ mm} \quad \text{式 2-1}$$

さらに、ドライブユニット(①')は現在位置読み出し機能を有している。所定のコマンドを送信することにより、相対座標上の現在位置を読み出すことが可能である。この相対座

標は任意の時点でリセットとすることが可能であり、読み取り範囲は-2147483648～2147483648(軸変位に換算して、原点を中心におよそ±327.7 mmに相当)である。よって、相対座標上の現在位置を X_R とすると、この機能により算出される軸変位 D_A は式2-2のように表現できる。なお、1回のコマンド送信による連続回転の設定範囲は-99999999～99999999であり、最大軸変位量は原点を中心に±7.63 mmである。

$$D_A = X_A \cdot M_A$$

式 2-2

すなわち、本システムにおける軸変位の制御・計測分解能はともに、 M_A に等しいということになる。しかし、 D_A はあくまで各機器の仕様に従って計算されたものであるため、幾つかの検証実験を実施した。図2-2は軸変位速度およびセル圧が異なる際の非接触型変位計によるトップキャップの変位と D_A の比較である。 D_A は载荷(回転)速度、セル圧などの影響を受けず正確であることが分かる。

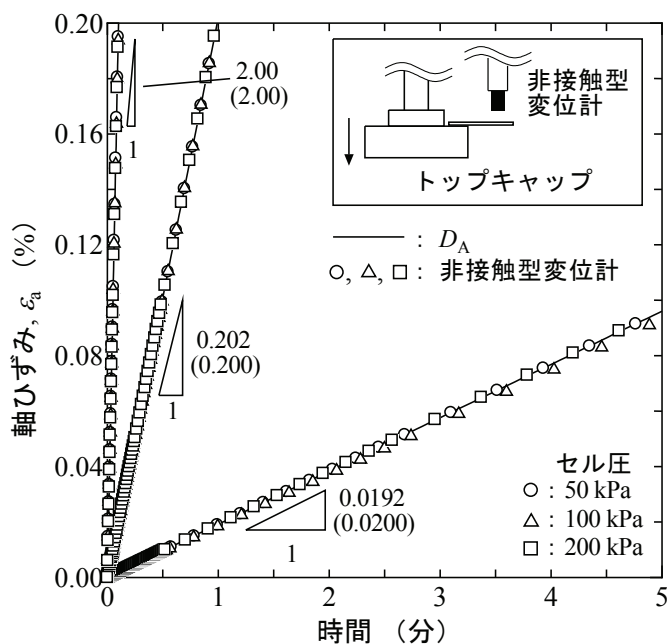


図 2-2 载荷速度およびセル圧が異なる条件下での D_A の検証

b) 軸変位速度

軸変位速度の設定値が実際とほぼ等しいことは図2-2より伺える。モーターの回転速度は0.001～10 rpsの範囲を分解能0.001 rpsで設定可能である。よって、軸変位速度の最大値 $(V_A)_{max}$ および最小値 $(V_A)_{min}$ は式2-3のように表現できる。

$$(V_A)_{max} = 0.001 \cdot R \cdot L = 2.0 \times 10^{-4} \text{ mm/sec}$$

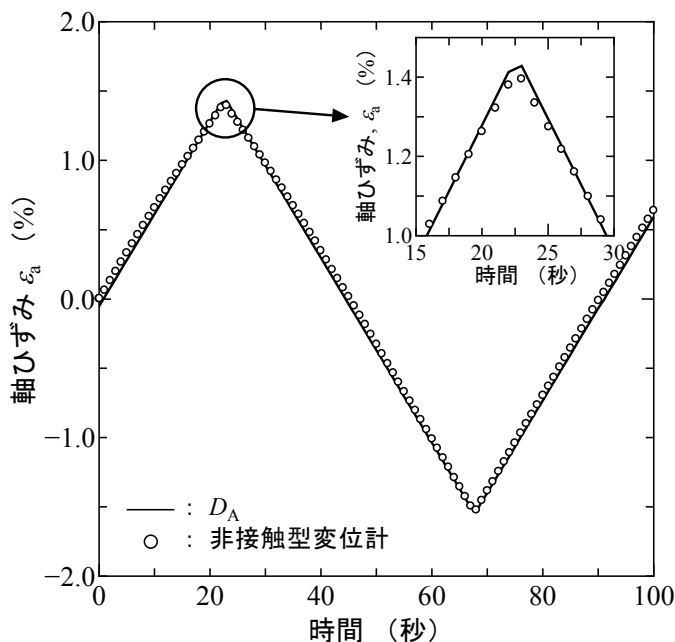


図 2-3 繰返し載荷時における軸ひずみ ~ 時間関係

$$(V_A)_{\min} = 1.0 \cdot R \cdot L = 2.0 \text{ mm/sec}$$

式 2-3

しかし、不飽和土の排水せん断試験等ではセラミックディスクの透水性が低い
ため、 $(V_A)_{\min}$ よりもさらに小さい速度が要求されることが考えられる。そこで、
 $(V_A)_{\min}$ 以下の載荷速度を実施するために、ソフト面でモーターを制御し、時間
に対して微小変位を繰返し段階的に載荷している。載荷速度の調整は、一段階の微
小変位量とその載荷時間間隔を変化させることで対応し、あらかじめ所定の載荷
速度になるよう検定してから試験を行っている。この方法によって理論的には際
限なく遅い載荷速度を設定することが可能である。

c) バックラッシュ

「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」¹¹⁾ では、載荷反転
時の軸ひずみ（あるいは軸応力）の経時変化の連続性を厳しく要求している。先述
したように、本システムにおけるモーター・減速機・ボールネジのバックラッシュ
は極めて小さくなるように設計されており、モーター・減速機については公称ゼロ
バックラッシュである。しかし制御プログラム上、載荷反転時にはモーターの駆動
を一旦停止させるため、最終的な軸変位に表れるバックラッシュの影響を次のよう
な方法で評価した。

図 2-3 は非接触型変位計で測定した軸ひずみ制御繰返し載荷時の軸ひずみ ~ 時
間関係である。なお、この際トップキャップへの荷重は一切作用していない。この
図において、載荷反転時の停止時間や不安定な速度変化はほとんど確認できず、載
荷方向反転時のバックラッシュは極めて小さいことが分かる。また、非接触型変位

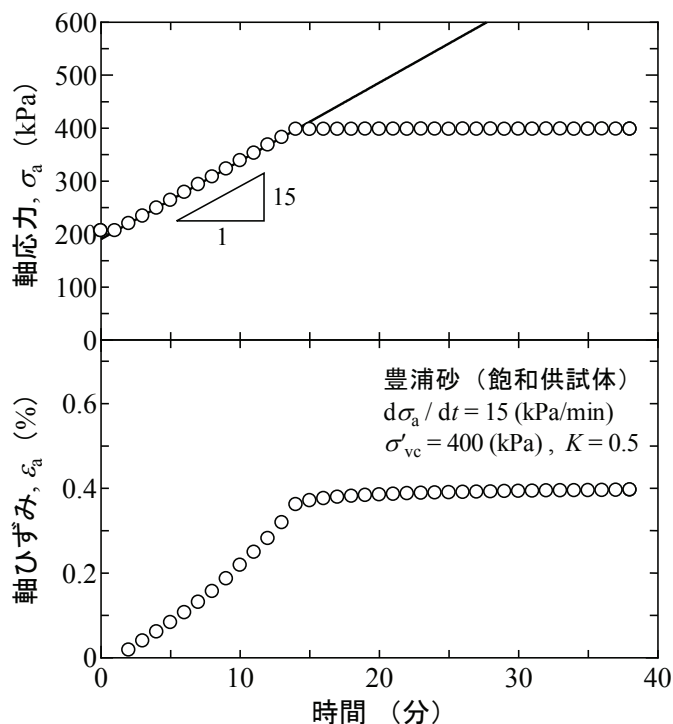


図 2-4 軸応力制御の検証

計によるトップキャップの変位とモーターの回転量から計算した変位が良く一致していることがわかる。

d) 軸応力

軸応力は、荷重計の測定値をフィードバックしながら微小軸変位を調整することにより制御している。この際、与える軸変位が小さい場合には、目標の応力に到達するまでに多くの時間を有することになり、逆に大きい場合には制御が発散する恐れがある。そこで、対象となる供試体の剛性に合せて適切な軸変位量を与えるよう制御プログラム上で工夫している。図 2-4 は飽和状態にある豊浦砂供試体を用いて実施した軸応力増加速度一定の圧密試験結果であり、軸応力と軸ひずみの時刻歴を比較している。この図から、高精度の軸応力制御が行われていることが分かる。

2. 1. 3 セル圧制御およびデータ収録システム

セル圧の制御は、各種測定機器より得られた物理量に基づくフィードバック方式により行っている。セル圧は、分解能 16 bit の DA ボード (図 2-1 中の⑫) を介して電空変換機 (⑩) により制御しており、およそ 0.1 kPa の精度で制御可能である。

モーター以外の各種測定機器からのデータは、ストレインアンプ (⑪) を介して AD ボード (⑫) に収録される。AD ボードの分解能 D_{AD} は、16 bit ($= 2^{16}$) である。入力レンジはバイポーラ方式で、共通に ± 10 V である。したがって、アンプによっ

て入力レンジ内で測定する物理変化量（圧力，変位など）を T_R に調整した時，測定分解能 D_T は式 2-4 のように表現できる．

$$D_T = T_R / D_{AD} \quad \text{式 2-4}$$

しかし，本システムでは AD ボードに収録される電圧に数 mV 程度のノイズが混入してしまう．この場合，実質の測定分解能は，式 2-4 による計算値よりも低下する．そこで，本試験システムでは，実施する試験において生じる各種物理変化量を想定して T_R を随時調整し，できる限り高分解能な測定値が得られるようにしている．また，ノイズの低減処理を十分に試み，更には得られた測定値を平均化処理することなどによって可能な限り D_T に近づけるよう努めている．表 2-1 にノイズ等による分解能の低下を考慮しない場合の本システムにおける主な測定機器の分解能 (D_T) をまとめている．なお，表中の差圧変換機については体積変化の換算値を用いて表示している．

表 2-1 本試験システムにおける D_T のまとめ

| 測定機器 | 測定範囲 T_R | 測定分解能 D_T |
|-------------------|------------|--------------|
| 軸力用荷重計 | 10000 (N) | 0.15 (N) |
| 間隙水圧用圧力計 | 500 (kPa) | 0.008 (kPa) |
| 背圧用圧力計 | 500 (kPa) | 0.008 (kPa) |
| セル圧用圧力計 | 800 (kPa) | 0.01 (kPa) |
| 体積変化用差圧計 | 70 (cc) | 0.001 (cc) |
| 側方変位用非接触式変位計(4mm) | 4 (mm) | 0.00006 (mm) |
| 側方変位用非接触式変位計(2mm) | 2 (mm) | 0.00003 (mm) |

2. 2 試験方法に関する検討

2. 2. 1 微細多孔質膜の利用

不飽和土の試験におけるサクシヨンの制御・計測には，セラミックディスクを用いるのが一般的である．しかし，セラミックディスクの透水性が低いために試験に長時間を要するのが現状である．そこで，西村ら⁶⁰⁾は微細多孔質膜を用いた保水性試験や一面せん断試験などの試験結果を基に微細多孔質膜を用いた加圧膜法の有効性について報告している．また，渡邊ら⁶¹⁾は不飽和土の液状化強度特性の把

握に、所ら⁶²⁾は不飽和透水試験に、伊藤ら⁶³⁾は三軸試験にそれぞれ加圧膜法の適用を試みており、セラミックディスクと比較して微細多孔質膜を用いることで試験時間を大幅に短縮できるとの共通の結論を得ている。そこで本研究では、まず微細多孔質膜を用いた保水性試験を行い、用いた微細多孔質膜の性能についての検証を行った。

保水性試験は図2-1中に示す三軸セルを用いて行った。図2-5に示すようにペDESTALに直径10cm、高さ9.5cmの亚克力製の容器を設置し、所定の相対密度となるように単一ノズル空中落下法で豊浦砂 ($\rho_d = 2.635\text{g/cm}^3$, $e_{\max} = 0.968$, $e_{\min} = 0.628$) を容器内に投入した。その後、十分に時間をかけて脱気水を浸透させた。このときの u_a は σ_c (セル圧内の空気圧) に相当する。その後、 $u_a = u_w = 30\text{kPa}$ を与え、 u_a を一定として u_w を制御することで所定のサクションを与えた。供試体の高さ変化は供試体上端の中央部付近にターゲットを設置し、非接触型変位計によって

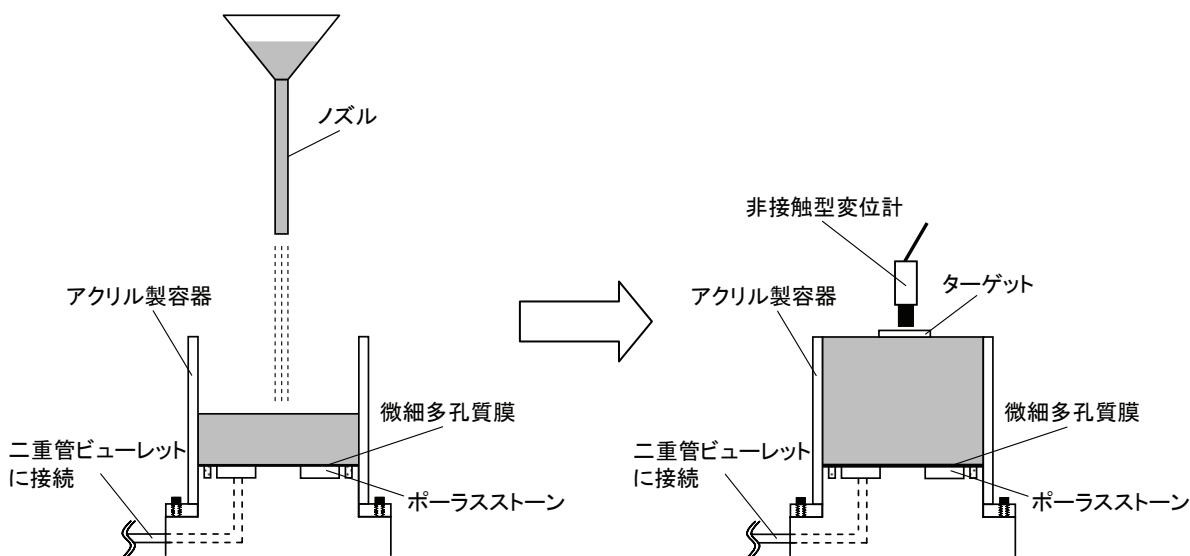


図2-5 保水性試験システム概要

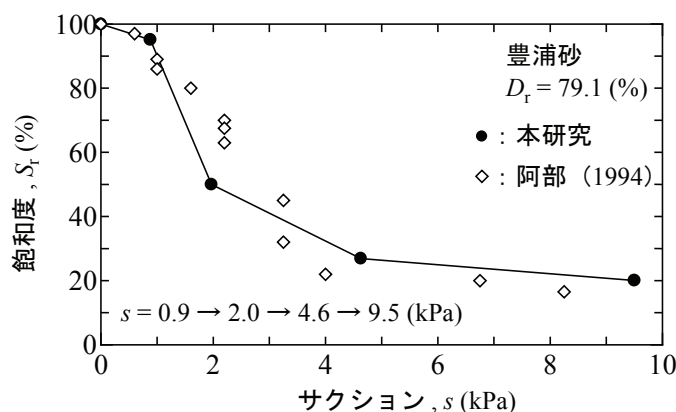


図2-6 豊浦砂の水分特性曲線

計測した。なお、体積変化は供試体の直径が変化しないものとして計算した。本研究で使用した微細多孔質膜の材質は親水性ポリエーテルスルホンで、直径 90mm、孔径 $0.2\mu\text{m}$ 、膜厚 $145\mu\text{m}$ 、空気侵入値（以下、*A.E.V.*） = 350kPa のものを用いた。また、微細多孔質膜はゴム系シリコンを用いてポーラスストーンが装着されているペDESTALに貼り付けた。

図 2-6 は保水性試験から得られた水分特性曲線である。得られた水分特性曲線は、供試体の *A.E.V.* がこれまでの研究成果（例えば文献 64）と比較してやや低いものの、水分特性曲線の全体的な傾向に大きな差異は無いと判断した。また、セラミックディスクを用いれば試験終了までに 2 週間 ~ 1 ヶ月程度の期間を必要とするのに比べ、微細多孔質膜を用いた本試験では約 1 ~ 2 日程度で試験が終了するため、試験時間の大幅な短縮が可能となった。

2. 2. 2 局所軸ひずみの測定について

一般に三軸試験におけるベディングエラーとは、成型時に形成された供試体端面のゆるみ層の存在および供試体端面とトップキャップおよびペDESTAL面との平行性・平滑性の欠如が理由で生じる「トップキャップや載荷ピストンの動きから求めた軸ひずみ」に含まれる測定誤差である¹⁸⁾。一般に、再構成粘性土や沖積粘性土試料を用いた三軸圧縮試験では、供試体の圧密中の軸ひずみ 1%以上になると、0.001%程度のひずみレベルにおいては、ベディングエラーの影響は無視できることが知られている。一方、硬質粘性土や軟岩などの硬質地盤材料を用いた場合、軸ひ

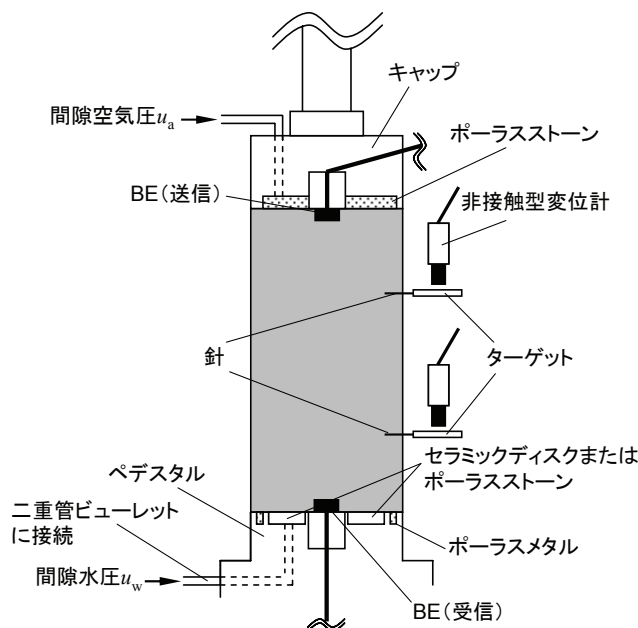


図 2-7 局所軸ひずみ測定システム

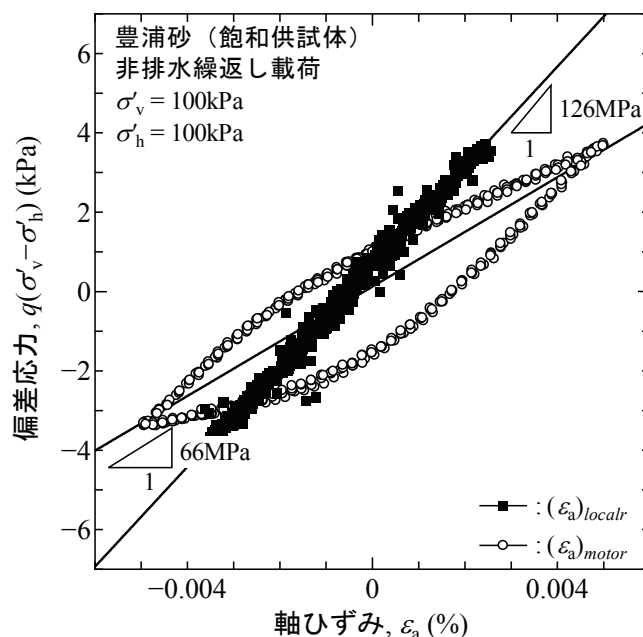


図 2-8 $(\varepsilon_a)_{motor}$ と $(\varepsilon_a)_{local}$ を用いた場合の $q \sim \varepsilon_a$ 関係の比較

ずみが 1%未満の小～微小ひずみレベルにおいても顕著なベディングエラーが確認できる。

豊浦砂の微小ひずみ領域におけるヤング率については、すでに多くの研究成果が報告されている。本試験装置を用いて飽和状態にある豊浦砂を用いて繰返し試験を実施した結果、モーターの回転量から計算された軸ひずみ $(\varepsilon_a)_{motor}$ を用いた場合に得られる排水条件下でのヤング率 $(E_v)_d$ ならびに非排水条件下でのヤング率 $(E_v)_u$ は、これまでの研究成果に比べてかなり小さかった。これは本試験装置の供試体との接触面の大部分がポーラスストーンになっており、特にペDESTAL部分のポーラスストーンが剛結されていないことが原因の一つであると考えられる。山下ら⁶⁵⁾も同様な状況下においてヤング率が過小評価される可能性を指摘している。以上のことから、 $(\varepsilon_a)_{motor}$ は供試体以外の変形、供試体の端部のゆるみ層、ベディングエラーなどによって、供試体の平均的な軸ひずみを過大評価していると判断した。図 2-7 は本試験システムで採用した局所軸ひずみの測定システムである。供試体端部とトップキャップやペDESTALとの接触摩擦やベディングエラーの影響を考慮して、供試体側面 2 箇所に供試体中央部から同程度の位置となるようにステンレス製ターゲットを設置し、それらの変位を非接触型変位計で計測することによって局所ひずみ $(\varepsilon_a)_{local}$ を測定した。なお、ターゲットには 2 本の針が取り付けられており、供試体との連動性を高めることを目的として供試体に挿入されている。

図 2-8 は、 $(\varepsilon_a)_{motor}$ と $(\varepsilon_a)_{local}$ を用いた場合の $q \sim \varepsilon_a$ 関係を比較したものである。

$(\epsilon_a)_{motor}$ を用いた場合に得られるヤング率は、 $(\epsilon_a)_{motor}$ を用いた場合に比べて半分以下であることが分かる。これらの差は約2割～6割程度であり、有効拘束圧が大きいほど差が大きくなる傾向があった。このことから、有効拘束圧が比較的大きい場合であっても供試体端部のゆるみ層やベディングエラーの影響は大幅には改善されていないことが推測される。一方で、 $(\epsilon_a)_{local}$ を用いた場合のヤング率はこれまでの研究成果³³⁾と同程度であった。よって、本研究におけるヤング率は繰返し載荷時の $q \sim (\epsilon_a)_{local}$ 関係を用いて算出している。

2. 2. 3 側方ひずみの測定について

不飽和土の場合、(供試体の体積変化) \neq (排水量) となるため、供試体全体の体積変化を測定する目的で二重セル型の三軸試験装置が多用されている。しかし、

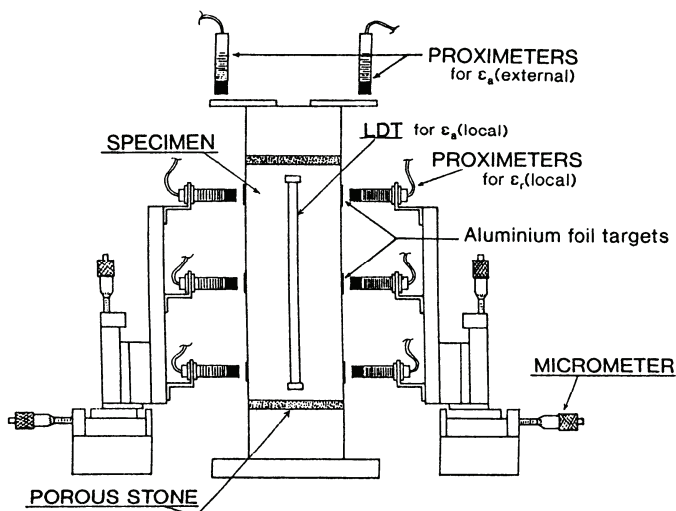


図 2-9 非接触型変位計を用いた側方変位の測定例⁶⁶⁾

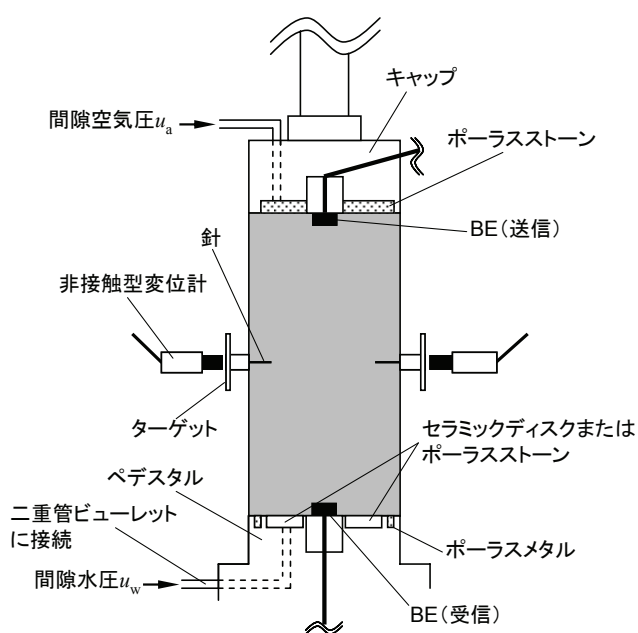


図 2-10 本試験システムで用いた側方変位測定システム

二重セルを用いる場合、精度の高い測定を行うためには内セルの飽和化などの熟練した技術や水の表面張力による影響、微差圧変換機の選定など、多くの問題を抱えている。一方、高精度な側方ひずみ測定が要求される K_0 圧密試験や微小ひずみ域におけるポアソン比測定のために、体積ひずみおよび側方ひずみを直接測定する方法が幾つか提案されている。代表的なものに図 2-9 に示すような非接触式変位計を用いた方法⁹²⁾ が普及し始めており、ターゲットとしてはアルミホイルなどをメンブレン表面に貼り付けることが多い。そこで、本試験システムでは非接触型変位計を用いて、供試体の側方変位を直接測定し、その結果を用いて体積変化の算出を試みている。非接触型変位計を用いた側方変位の測定方法を先に紹介したが（図 2-9 参照）、例えばアルミ箔のターゲットをメンブレンに貼り付ける方法では、圧密時等の供試体の変形に伴い、ターゲットと変位計表面の平行性に問題が生じる。そこで、本システムでは図 2-10 に示すように、平滑なステンレス製ターゲットに対して鉛直に針を取り付け、メンブレンを通過して供試体に差し込むことによってターゲットと変位計測定面の平行性を確保している。また、ゴム片をターゲットと供試体との間に挿入することにより、メンブレン内に進入する針の長さを常に一定にし、メンブレンとの間を瞬間接着剤にて接着させることで止水の役割を果たしている。測定箇所は供試体高さのほぼ中央とし、直径方向に対極な 2 箇所側方変形を測定している。

図 2-11 はターゲットの作製および設置の再現性を高めるために用いる器具の概要である。ターゲット作成器具の底部にはターゲットと同形の溝が設けられている。

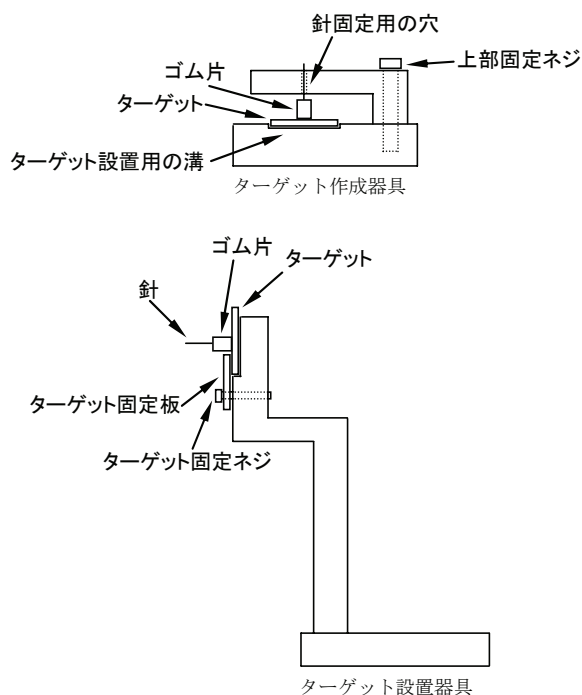


図 2-11 ターゲット作製・設置器具の概要

上部には針よりわずかに大きな穴があり、ゴム片に挿入された針を通した上で、ネジで下部と固定する。この状態でターゲットと針（ゴム片）を瞬間接着剤で剛結させる。なお、上部にある穴はターゲット中心の直上にあり、針とターゲットが直角になるよう設計されている。ターゲット設置器具にはターゲットを挟み込むための板が設けられており、ネジで軽く固定することができる。この状態で供試体に差込み、瞬間接着剤でゴム片とメンブレンを接着する。その後ネジをゆるめ、設置器具をとりはずすことによって、精度良く供試体側面と平行、かつ非接触式変位計と直角にターゲットを取り付けることが可能である。

しかし、本試験システムは A/D ボードのチャンネル数の制限から非接触型変位計を最大で3つしか使用することができない。そこで図 3-12 に示すように、供試体の側方変位は供試体中央部の変位を1つの非接触変位計を用いて計測し、その結

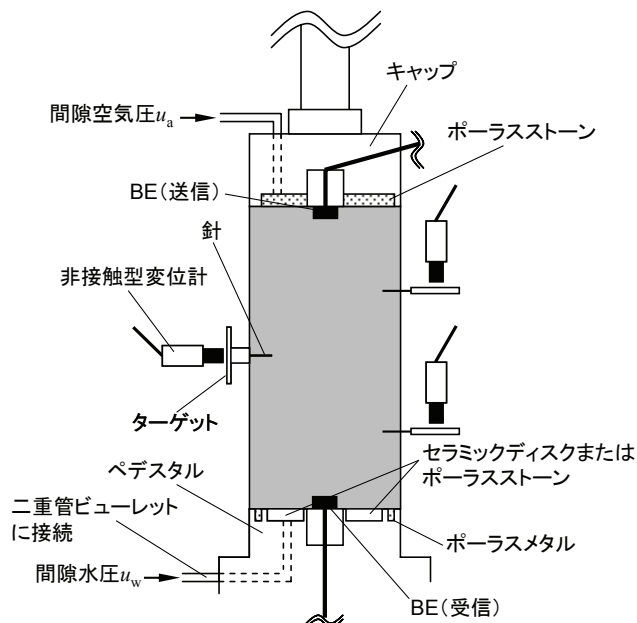


図 2-12 側方変位および局所軸ひずみ測定システム

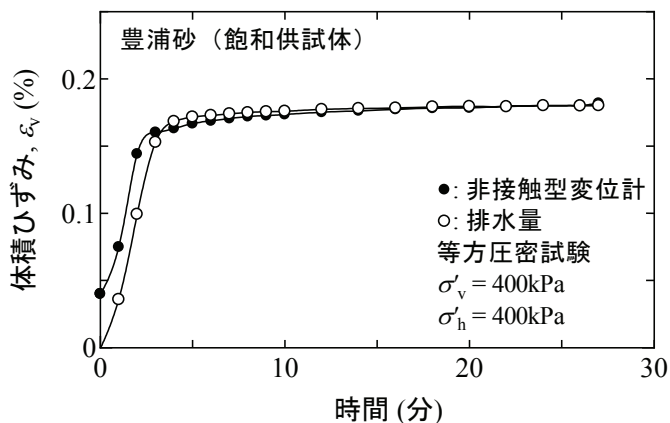


図 2-13 非接触型変位計を用いた体積ひずみ測定の検証

果から体積変化を算定した。図 2-13 は、 $D_r = 51\%$ の豊浦砂を $\sigma_v = 200$ kPa で異方状態 ($K = 0.5$) にある供試体を σ_v 一定で等方圧密した結果である。排水量より計算された体積ひずみ (図中○印) と、図 2-12 に示した方法で直接測定した側方ひずみより求めた体積ひずみ (●印) を比較している。測定時間の初期段階で体積ひずみの計算値と測定値には誤差があるが、圧密が完了してひずみが収束する値を比較すると計算値と測定値はほぼ一致している。このように、本側方ひずみ測定システムは微小ひずみ領域での測定結果には問題があるものの、不飽和土の K_0 圧密制御などの小～大ひずみ領域における側方ひずみ・体積ひずみを直接測定する方法としては、十分に有用だと考えられる。

2. 2. 4 ベンダーエレメント試験

本試験システムでは、载荷キャップに送信用 BE，ペDESTALに受信用 BE が装着されている。これにより、送信用 BE により生じたせん断弾性波は鉛直方向に進行し、土粒子の振動方向は水平方向であるため、本試験で得られるせん断弾性係数は G_{vh} に相当する。図 2-14 は飽和供試体に対して実施された BE 試験結果の例である。BE 試験は 1 波長の sin 波 (2, 5, 10, 15kHz) および矩形波 (10Hz) を送信し、それぞれの送・受信電圧波形を記録した。せん断弾性波の伝播時間は送・受信一対

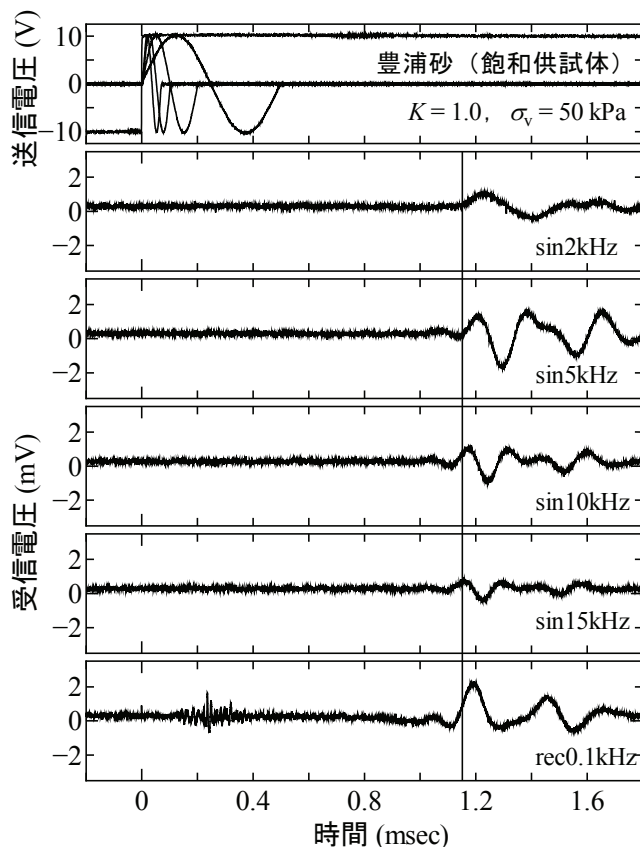


図 2-14 BE 試験結果の例

の BE における先端間の距離先端間の距離 (tip-to-tip) とし⁶⁷⁾, 伝播時間は, 受信波の立ち上がり点は送信用 BE と初動の向きが一致すること⁶⁸⁾や周波数および波形の異なる送信波によって得られた受信波形から near-field-effectなどを考慮し, 送信波と受信波の立ち上がり点の時間差 (start-to-start) とした^{24), 25)}. 図 2-14 の実線は同定したせん断弾性波の受信開始時点を示したものであり, 送信波形・周波数によらずほぼ等しい伝播時間が得られていることが分かる.

BE 試験におけるせん断弾性波速度 V_s は次式によって求めることができる.

$$V_s = L / \Delta t \quad \text{式 2-5}$$

ここで, L はせん断弾性波の伝播距離, Δt は伝播時間である. また, V_s より測定される G が次式により算定する.

$$G = \rho_t \cdot (V_s)^2 \quad \text{式 2-6}$$

ここで, ρ_t は土の湿潤密度である.

2. 3 試験手順

2. 3. 1 準備・供試体セット過程

a) 試験前々日の準備

- 十分に乾燥させたセラミックディスク付きペDESTALをデシケーターの中に逆向きに挿入し, 十分に空脱気を行う (この準備は, セラミックディスク付きペDESTALを用いた不飽和供試体に対する試験のみ).

b) 試験前日の準備

- 二重管ビュレットおよび蒸留水タンクと管路内を脱気する. (飽和供試体のみ)
- セラミックディスク付きペDESTALを脱気水の入ったデシケーターの中に逆向きに挿入し, 十分に脱気を行う (セラミックディスク付きペDESTALを用いた不飽和供試体に対する試験のみ).
- 微細多孔質膜を所定の大きさに切り取り, ポーラスストーン付きペDESTALに貼り付ける (微細多孔質膜を用いた不飽和供試体に対する試験のみ).
- 各種機器の電源を入れ, 制御プログラムを起動する.
- 各種圧力変換機を大気圧下で 0 kPa とする (初期化する).
- 煮沸したポーラスストーンをペDESTALに設置し, この状態でロードセルを初

期化する（飽和供試体のみ）。

c) 供試体の作成

- ペDESTALにメンブレンをかぶせてから、モールドにつけた 2 つの O-リングを転がしてペDESTALにつける。
- 2 つの O-リングで二つ割れモールドを合体させて、供試体位置にセットする。メンブレンはモールドの中から出しかぶせる。
- 受け皿を取り付け、真空ポンプでモールド内の枝管に-90kPa の負圧をかけてメンブレンを外側のモールドに貼り付ける。
- 規定のノズルから目標の乾燥密度になるように高さを一定に保ちながら、モールド内に試料を降らせる。
- 供試体上端面はストレートエッジでカットする。
- 受け皿に落ちた砂を集め、質量を量り、供試体質量を計算する。
- 静かにセル上板を取り付け、固定ネジを十分に締める。
- トップキャップを下ろし供試体にタッチさせる。このとき、軸荷重は 5kPa 前後であることが好ましい。
- モーターと載荷ロッドを直結させる。メンブレンをトップキャップにかぶせてから、軸制御に入る。
- 供試体内に背圧供給用レギュレーターを回し背圧-10kPa を与える。
- モールドについている O-リングをトップキャップにかけ、モールドを静かに解体する。
- 背圧を-25kPa に上げ、供試体の直径と高さ測定する。
- 測定後、供試体情報を入力、再び軸制御に入り局所ひずみ測定用・側方変位測定用のターゲット設置器具を用いてターゲットの針を供試体に差込む。
- 軸力制御を止めて、モーターと載荷ロッドを一旦はずす。セルをかぶせた後再び剛結し、軸力制御を開始する。
- セル内に水を送る、ここでセル内が大気開放されていることを確認し、フラッシングも行う。
- セル水を注入する。供試体の側方応力が 25kPa を維持するように背圧供給用レギュレーターを調節する。
- セル内は水没させ、セル圧供給用タンクの約半分まで注入する。この過程でセル圧用圧力変換機のフラッシングを行う。
- ギャップセンサーを初期化する。
- セル圧を 25kPa に上げながら負圧用レギュレーターで負圧を弱め、メンブレン内の負圧をセル圧に置き換える。

2. 3. 2 通水および B 値の測定

- ・ 軸力制御を開始する。上部排水ルートを開き、真空ポンプを使って脱気水集水タンクから背圧を与え、有効応力を 25kPa に維持したまま I.P.供給ルートを断ちセル圧供給用タンクを大気開放する（バルブを開く）。
- ・ 再びバルブを閉じ、セル圧供給用タンクにレギュレーターによって、 -5kPa の負圧を与える。
- ・ つぎにレギュレーターより背圧をさらに -5kPa 与える。セル圧と背圧を交互に上げていき、背圧 -90kPa 、セル圧 -65kPa になるように調整する。
- ・ 脱気水注入用タンクと、供試体につながる管路内に -85kPa 程度の負圧を与える。
- ・ 脱気水注入用タンクから供試体につながるバルブを静かに開き、背圧と間隙水圧の圧力差によって脱気水を供試体とメンブレン間に通水させる。
- ・ タンク一本分の脱気水を通水させる（90分程度）。
- ・ 脱気水が注入するバルブを閉じる。背圧、セル圧の順に負圧を 5kPa ずつ落としていき、有効応力が 25kPa となるように調節する。
- ・ 有効応力を維持したまま、セル圧供給用タンクの負圧を止めて I.P.供給ルートを開放し与圧を少しずつ与え、背圧をさらに低下させる。
- ・ セル圧を 25kPa 、背圧を 0kPa にする。

2. 3. 3 圧密および不飽和過程

- ・ 飽和供試体の場合、トップキャップにつながる管路と二重管ビュレットを接続し、背圧用圧力変換機をフラッシングする。また、元圧を二重管ビュレットに接続する。飽和供試体の場合、トップキャップにつながるタンクは大気開放する。
- ・ 制御プログラムでセル圧を 50kPa 増加させながら、背圧供給用レギュレーターで背圧を 50kPa ごと増加させる。
- ・ 作用圧が安定したら再びセル圧、背圧を 50kPa 増加させる。これを繰り返し行い、背圧を 100kPa とする。ただし、最終段階では B 値の測定を行う。
- ・ 不飽和供試体の場合、トップキャップにつながる経路を間隙空気圧供給用レギュレーターへつながる経路に、ペDESTALにつながる経路を排水量測定用差圧計・二重管式ビュレット・間隙水圧供給用レギュレーターへつながる経路に接続する。
- ・ 間隙空気圧供給用レギュレーターで間隙空気圧 $u_a = 100\text{kPa}$ 、間隙空気圧供給用レギュレーターで間隙水圧 $u_w = 100\text{kPa}$ を与える。 u_w を調整することで任意のサクション ($s = u_a - u_w$) を排水量が平衡状態になるまで与える。

- ・ 目標応力比，軸応力速度を入力して圧密開始ボタンを押し，飽和供試体の場合はトップキャップからつながる排水用管路を，不飽和供試体の場合はペDESTALからつながる排水用管路を開放する。

2. 3. 4 弾性係数の測定

- ・ 目標応力に到達時点で BE 試験を開始する。
- ・ 繰り返し回数，片振幅ひずみ，せん断速度を入力し，排水用バルブを閉める。片振幅ひずみ，繰り返し回数を入力し，繰り返し載荷試験開始ボタンを押し。
(非排水条件は飽和供試体のみ)
- ・ 排水用バルブを開け過剰間隙水圧を消散させた後，片振幅ひずみ，繰り返し回数を入力し，排水条件下で繰り返し載荷試験開始ボタンを押し。
- ・ 弾性係数の測定が終了したら，つぎの圧密過程に入る。

3. 不飽和地盤材料の微小ひずみ領域における弾性係数の測定と評価

不飽和状態にある土構造物および降雨後の自然斜面の地震時の安全性を評価するためには、降雨による水分状態の変化による土中のサクシヨンの変化が土の強度定数や弾性係数などに及ぼす影響を明らかにする必要がある。

一方で、地盤の変形予測解析や地震応答解析においては $10^{-3}\%$ 以下程度の微小ひずみレベルで得られるせん断弾性係数 G やヤング率 E が必要となる。これらの弾性係数の値が解析結果を大きく左右することから、弾性係数の正確な測定が必要である。また近年、せん断弾性波の伝播距離や伝播時間の決定方法など、試験結果の解釈に関する幾つかの問題点^{12), 13)} を有するものの、供試体の変形と応力の直接測定に頼らず、せん断弾性波速度の測定によってせん断弾性係数を得る BE 試験が急速に普及しつつある。しかし、不飽和土を対象とした BE 試験結果の報告例は極めて少なく、不飽和土の微小ひずみ域における変形特性全般に関する研究は不十分なのが現状である。

そこで本章では、4 種類の地盤材料を対象に飽和・不飽和供試体の一次元圧縮条件下での BE を装着した不飽和土用一次元圧密試験機（一次元変形条件下）と第 2 章で開発した三軸試験装置（軸対称応力条件下）を用いて得られた各種弾性係数の拘束圧依存性およびサクシヨンの影響について検討し、その結果から飽和・不飽和土における弾性係数の増減を統一的に表現し得る応力パラメータと弾性係数の相関について議論している。

3. 1 本研究で使用した試料と供試体および試験装置について

3. 1. 1 試料および供試体について

a) 一次元変形条件下での試験に用いた試料について

試験には 3 種類の試料を使用した。図 3-1 に用いた試料の粒径加積曲線を示す。用いた試料は、シルト質土の DL-Clay、幅広い粒度分布のまさ土、そして砂質土である網野砂である。シルト質土の DL-Clay⁶⁸⁾ ($\rho_s = 2.65\text{g/cm}^3$, $w_L = NP$) は、一般に市販されている気乾燥状態の試料に水を加え、飽和度 S_r が 100% となるよう含水比 w を 30% に調整して、スラリー状態にし、圧密リング（内径 60mm、高さ 40mm）内部に投入して供試体を作製した。まさ土は、兵庫県六甲山山腹で採取された六甲山まさ土 ($\rho_s = 2.62\text{g/cm}^3$, $\rho_{dmax} = 1.94\text{g/cm}^3$, $w_{opt} = 11.7\%$, $w_L = NP$) の 2mm ふるい通過分である。図 3-2 に締固め曲線を示す。所定の締固め度 ($D_c = 88\%$) となる量の試料を圧密リングに投入し、静的に締固めた後、12 時間以上浸水させること

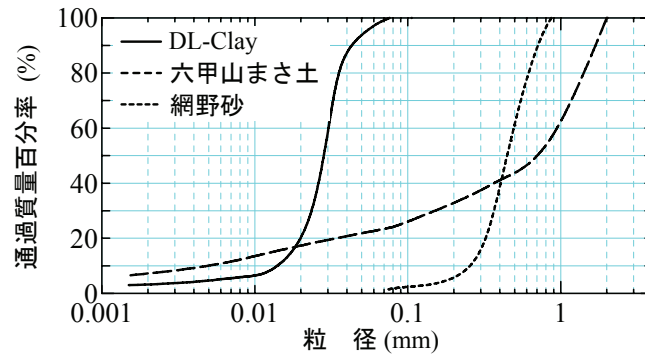


図 3-1 試験に用いた試料の粒径加積曲線

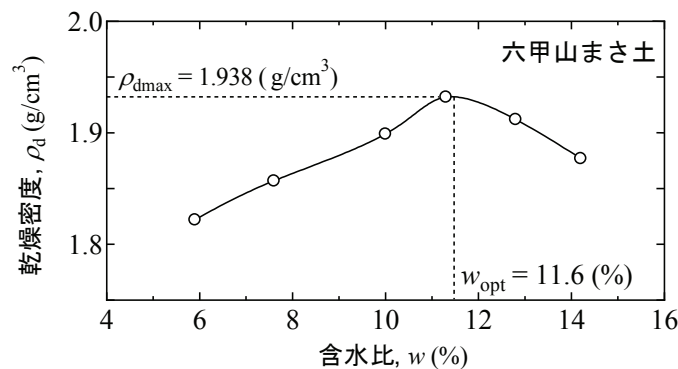


図 3-2 六甲山まさ土の締固め曲線

で $S_r \approx 100\%$ の供試体を作製し、試験に用いた。網野砂は京都市北部の網野町で採取された非常に均質な(分級した)砂質土 ($\rho_s = 2.62 \text{ g/cm}^3$, $e_{\min} = 0.605$, $e_{\max} = 0.934$, $U_c = 1.85$, $U'_c = 1.01$) である。これは相対密度 $D_r = 50\%$ となるよう水中落下法で供試体を作製した。

b) 三軸応力条件下での試験に用いた試料について

試験に用いた試料は豊浦砂 ($\rho_d = 2.635 \text{ g/cm}^3$, $e_{\max} = 0.968$, $e_{\min} = 0.628$) であり、直径 10cm、高さ 21cm の供試体を単一ノズル空中落下法によって作製し、落下高さを変えることによって目標相対密度 $D_r = 50\%$ とした。

3. 1. 2 試験装置の概要

a) 一次元変形条件下での試験装置

図 3-3 は一次元変形条件下での試験で用いた試験システムの概要である。不飽和土用一次元圧密試験機に後述する BE 試験システムを組み込んでいる。試験中のデータの取り込みおよび制御は全てパーソナルコンピュータ (図中⑯) によって自動化されている。軸方向の応力 (鉛直応力 σ_v) は電空変換機 (⑮) に接続されたベロフラムシリンダー (①) によって制御している。軸力を計測するための荷重変換機 (②) は軸変位の測定点より上方に設置していることにより、測定された軸変位

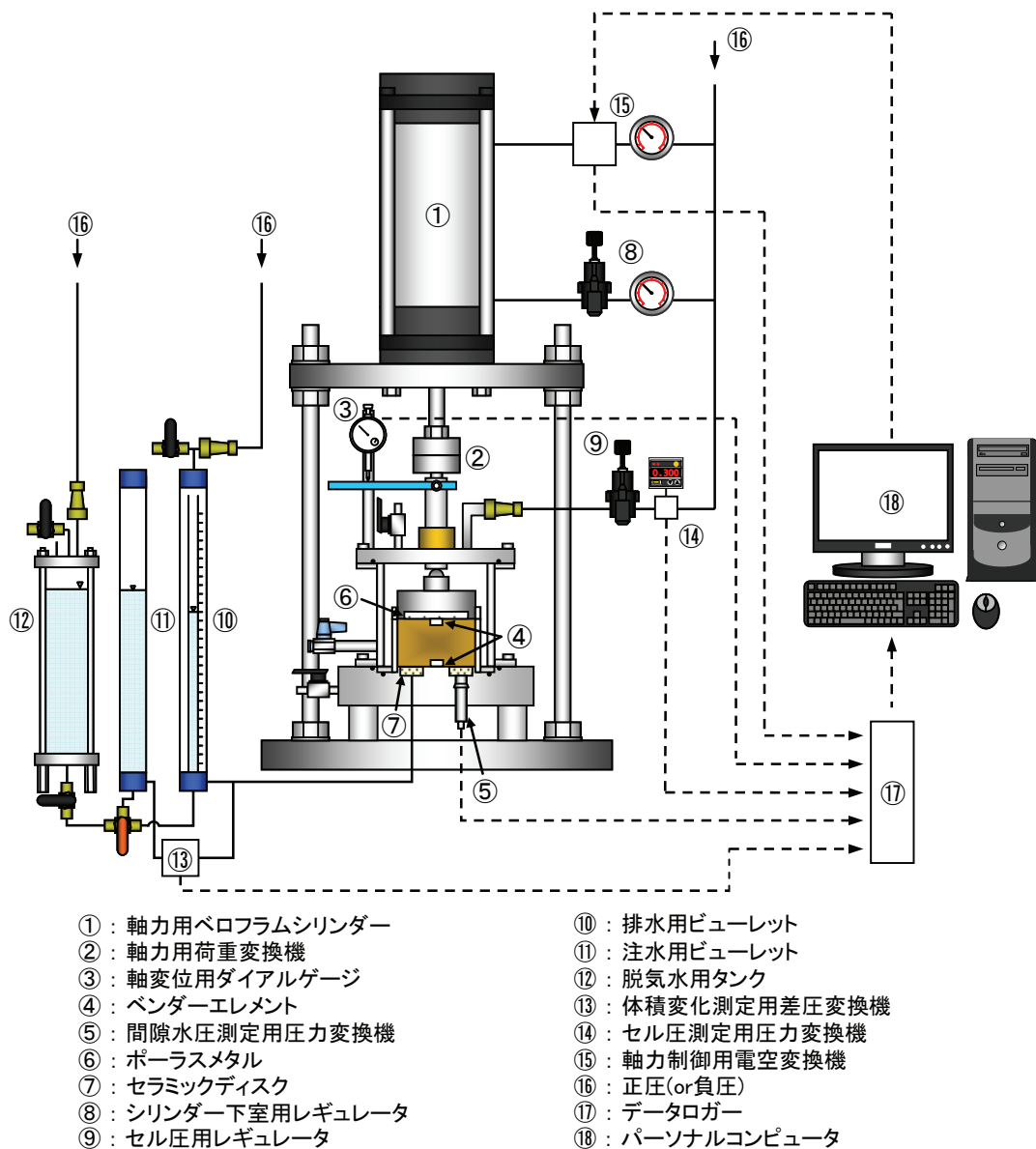
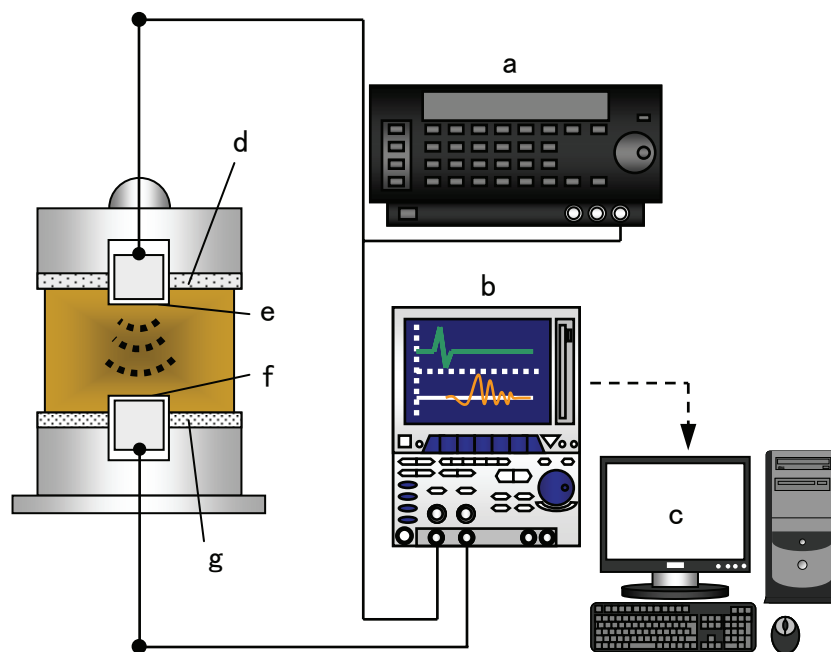


図 3-3 試験システムの概要図

には荷重変換機の変形量を含まない。供試体の吸排水はビューレット (⑩) の水位に反映され、差圧計 (⑬) によって測定される。しかし、不飽和土の場合、ビューレットで測定された吸排水量が体積変化量とは異なるため、体積変化は、载荷軸の変位をダイヤルゲージ (③) によって計測した軸変位により供試体径 (60mm) を一定として計算している。载荷キャップにはポーラスメタル (⑥) が埋め込まれており、与えたセル圧が間隙空気圧として供試体に作用する。排水経路は排水用ビューレット (⑩) を通じて大気開放されているため、セル圧が供試体に対するサクションとして与えられる。また、ペダスタルには空気侵入値 (A.E.V.) が 500kPa のセラミックディスク (⑦) が設置している。セラミックディスクは水で飽和させることによ



- a: ファンクションジェネレーター
- b: デジタルオシロスコープ
- c: パーソナルコンピューター
- d: ポーラスメタル
- e: 送信用ベンダーエレメント
- f: 受信用ベンダーエレメント
- g: セラミックディスク

図 3-4 BE 試験システムの概要図

て、侵入してくる空気は通さず、セラミックディスク内の水と連続している間隙水だけを通過させる性質を有している。

図 3-4 は BE 試験のシステムと図 3-3 の供試体周辺を拡大した図である。送信用 BE (e) への電圧波形供給にはファンクションジェネレータ (a)、送・受信電圧信号の観察にはデジタルオシロスコープ (b) を用いた。オシロスコープに表示された電圧信号は USB ディスクに記録し、後にパソコン (c) を用いて伝播時間の同定を行った。本試験機では载荷キャップに送信用 BE が、ペDESTAL に受信用 BE が装着されている。これにより、送信用 BE により生じたせん断弾性波は鉛直方向に進行し、土粒子の振動方向は水平方向であるため、本試験で得られるせん断弾性係数は G_{vh} に相当する。一般に各種地盤材料のせん断弾性係数は異方性を有しており、砂質土中を伝播するせん断弾性波速度は進行方向と粒子の振動方向に作用する応力のみ依存し、もう一方の応力には依存しないといった (応力) 誘導異方性が存在することが報告されている^{37), 47)}。また、粘性土における弾性係数の異方性は (応力) 誘導異方性よりもむしろ堆積構造によって生じた固有異方性に大きく支配されることが報告されている^{48), 49)}。

b) 三軸応力条件下での試験装置

三軸応力条件下での試験では、第2章で開発した不飽和土に対応した繰返し三軸試験装置を用いた。また、供試体が直径 10cm、高さ 21cm と大きいため試験時間の短縮を図るためにペDESTALに微細多孔質膜を貼り付けている。試験装置の詳細は第2章を参照されたい。

3. 1. 3 試験条件および方法

a) 一次元変形条件下での試験条件および方法

表 3-1 は実施した試験条件のまとめである。不飽和供試体に対しては鉛直基底応力 $\sigma_{v,net}$ をそれぞれ一定に保つよう载荷し、所定の $\sigma_{v,net}$ に到達後、DL-Clay に関しては 10kPa から 400kPa まで9段階、六甲山まさ土については 8kPa から 300kPa まで 8 段階、網野砂については 2kPa から 100kPa まで 5 段階で段階的にサクシオン s を与え、各段階での s を与えた後に排水量が十分に落ち着いたことを確認後、BE 試験を行った。一方、飽和供試体については所定の $\sigma_{v,net}$ に到達後、沈下量が十分に落ち着いたことを確認後、BE 試験を行った。

BE 試験では、1 波長の sin 波 (10, 12, 15kHz) および矩形波 (10Hz) を送信し、それぞれの送・受信電圧波形を記録した。図 3-5 は、六甲山まさ土において $\sigma_{v,net} = 50\text{kPa}$, $s = 200\text{kPa}$ で実施された BE 試験結果の例である。図 3-5 中の実線は同定したせん断波の到達点を示したものであり、送信周波数・波形に関わらずほぼ等しいせん断弾性波の到達時間が得られていることが分かる。なお、BE 試験におけるせん断弾性波の伝播距離 L , 伝播時間 Δt の同定方法等の BE 試験の詳細については 2.

2. 4 を参照されたい。

b) 三軸応力条件下での試験条件および方法

供試体の作製後、脱気水を二日間通水させ、セル圧 $\sigma_c = 125\text{kPa}$, 背圧 $u_b = 100\text{kPa}$ の状態で供試体を飽和化し、 B 値が 0.96 以上であることを確認した後に試験を実施した。不飽和供試体を用いた試験では、通水後 B 値が 0.96 以上であることを確認

表 3-1 試験条件のまとめ

| 試料 | 鉛直基底応力 $\sigma_{v,net}$ (kPa) | サクシオン s (kPa) |
|------------|-------------------------------|--|
| DL-Clay | 50, 100, 200 | 10kPa→20kPa→30kPa→50kPa→100kPa →150kPa→200kPa→300kPa→400kPa |
| 六甲山 まさ土 | | 8kPa→12kPa→15kPa→30kPa →50kPa→100kPa→200kPa→300kPa |
| 網野砂 | 50, 100 | 2kPa→5kPa→10kPa→50kPa→100kPa |

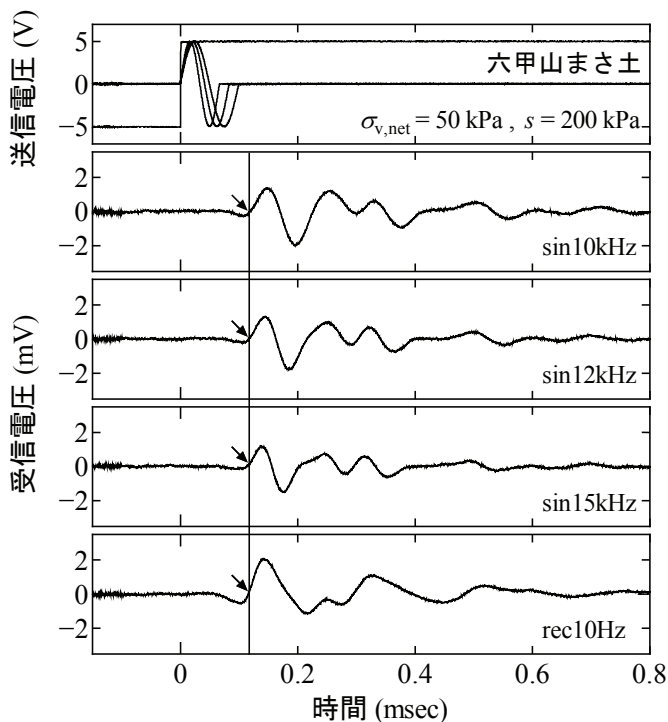


図 3-5 BE 試験結果の例

し、拘束圧 $\sigma_c = 125\text{kPa}$ 、間隙空気圧 $u_a =$ 間隙水圧 $u_w = 100\text{kPa}$ を与えた。平均基底応力 $p_{\text{net}} = 25\text{kPa}$ を保った状態で、 u_w を減少させて制御することで任意のサクシオン ($s = 2\text{kPa}$, 10kPa , 50kPa) を与えた (図 3-6 参照)。

本試験システムでは、载荷キャップに送信用 BE、ペDESTAL に受信用 BE が装着されている。これにより、送信用 BE により生じたせん断弾性波は鉛直方向に進行し、土粒子の振動方向は水平方向であるため、本試験で得られるせん断弾性係数は G_{vh} に相当する。また、繰返し载荷試験から得られる偏差応力 $q \sim$ 軸ひずみ ε_a 関係の傾きは鉛直方向のヤング率 E_v に相当し、飽和供試体における排水条件下でのヤング率を $(E_v)_d^{\text{sat}}$ とする。一方、不飽和供試体における排気・排水条件下でのヤング率を $(E_v)_d^{\text{unsat}}$ とする。

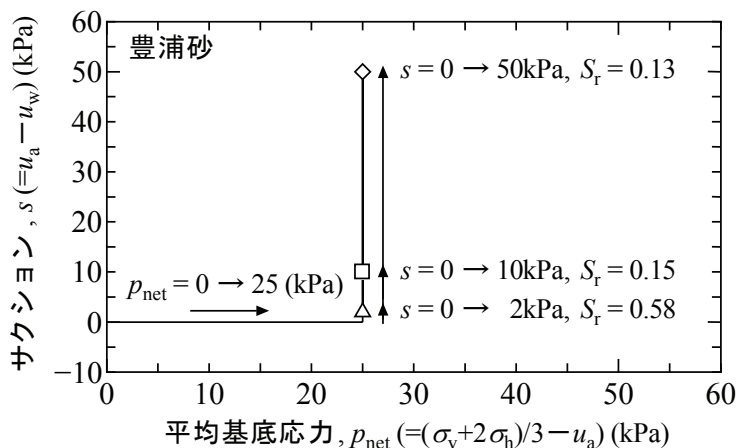


図 3-6 不飽和供試体の応力経路

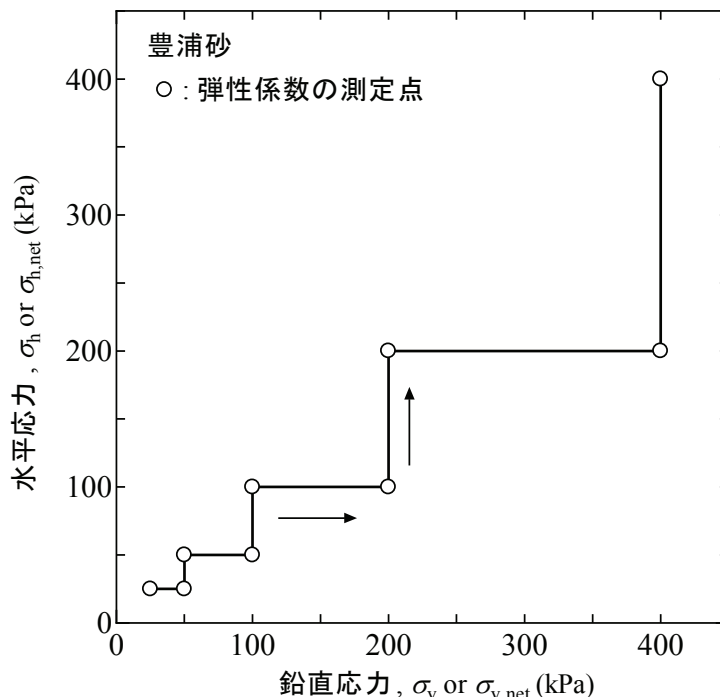


図 3-7 弾性係数の測定点

また、BE 試験により得られた飽和供試体のせん断弾性係数を G_{vh}^{sat} ，不飽和供試体のせん断弾性係数を G_{vh}^{unsat} と表す。

図 3-7 は供試体に与えた応力履歴と弾性係数の測定点を示したものであり、 σ_v ($\sigma_{v,net}$) = 50, 100, 200, 400kPa, 応力比 $K = 0.5$ の各段階で飽和供試体では繰返し試験より非排水条件下でのヤング率(E_v) $_u^{sat}$ と排水条件下でのヤング率(E_v) $_d^{sat}$ および BE 試験より G_{vh}^{sat} ，不飽和供試体では排気・非排水条件下でのヤング率(E_v) $_u^{unsat}$ と排気・排水条件下でのヤング率(E_v) $_d^{unsat}$ および BE 試験より G_{vh}^{unsat} を測定した後、 σ_v 一定条件下で一旦等方応力状態 ($K = 1.0$) にし、各弾性係数を測定した。各応力段階での弾性係数の測定については、飽和供試体の場合には所定の応力状態を約 10 分間保った後に、不飽和供試体の場合には排水量が十分に落ち着いたことを確認した後に BE 試験と繰返し載荷試験を実施した。また、飽和・不飽和供試体に関わらず繰返し載荷時における片振幅軸ひずみ(ϵ_a) $_{SA}$ は 0.005% とした。

3. 2 試験結果および考察

3. 2. 1 一次元変形条件下の挙動

a) サクシヨン増加過程の供試体の状態量変化

図 3-8 は、サクシヨン増加過程における飽和度 S_r の変化を表しており、一般的に $S_r \sim s$ 関係が水分特性曲線である。河井ら⁶⁹⁾は、水分特性曲線は初期状態に測定した間隙比に依存し、間隙が小さければ、間隙中の水を排出するためには高いサク

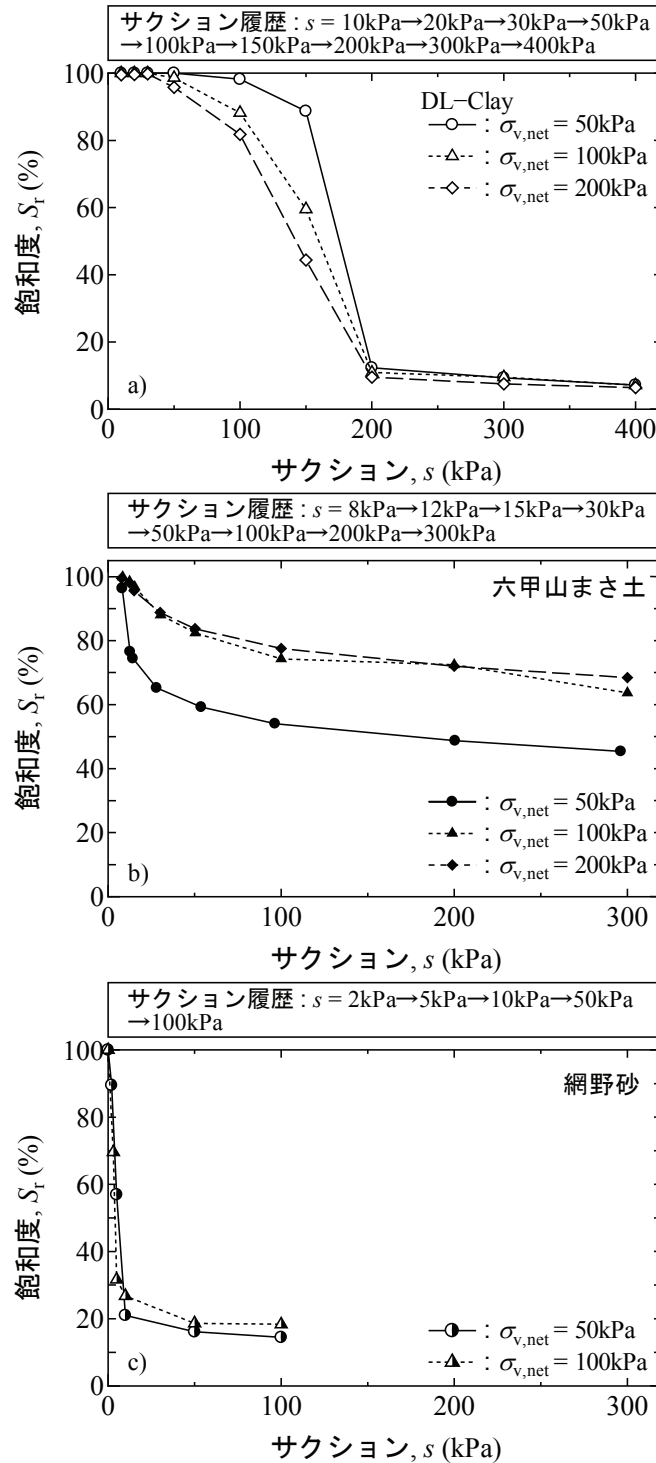


図 3-8 サクション増加過程における S_r の変化
(a):DL-Clay, b):六甲山まさ土, c):網野砂)

シオンが必要であるとしている。すなわち、同一のサクションであっても間隙比が小さい方が S_r は大きくなる。しかし、DL-Clay の結果を見ると $\sigma_{v,net}$ と初期状態の間隙比の関係にこのような傾向は見られないが、 $S_r \sim s$ 関係である水分特性曲線には初期状態の間隙比の依存性は確認できず、同一のサクションにおいて $\sigma_{v,net}$ が大きいほど S_r は小さくなる傾向にあることがわかる。この結果は河井らの実施した試験

結果と異なる傾向である。このことについてはスラリー状態から供試体を作製した点など今後十分な検討が必要である。また、 $s = 200\text{kPa}$ の領域では、 $\sigma_{v,net}$ にかかわらず S_r が収束している傾向にあることがわかる。一方、六甲山まさ土では、 $\sigma_{v,net}$ が大きい程に初期状態の間隙比が小さい。また、DL-Clay の結果とは異なり、同一のサクシオンにおいては $\sigma_{v,net}$ が大きく初期状態の間隙比が小さい方が S_r が大きいことがわかる。しかし、本試験で与えたサクシオンの範囲では、 S_r の収束傾向は確認できなかった。網野砂については、 $\sigma_{v,net}$ の違いによる $S_r \sim s$ 関係への影響が確認できない。これは $\sigma_{v,net}$ の違いによる間隙比の違いが DL-Clay と六甲山まさ土と比較して小さいため、間隙比の違いが水分特性曲線に与える影響が小さかったためだと考えられる。また、 $s = 50\text{kPa}$ 以降の領域では、 S_r が収束する傾向にある。

図 3-9 は表 3-1 に示した $\sigma_{v,net} = 100\text{kPa}$ を一定に保ち、 s を段階的に载荷させた際の $e \sim \ln(\sigma_{v,net} + s)$ 関係と $e \sim \ln G$ 関係を比較したものである。DL-Clay、六甲山まさ土、網野砂の順にサクシオン増加に対する間隙比 e の減少が小さくなる傾向にある。特に、網野砂はサクシオンを増加しても e がほとんど変化していない。同様にサクシオンの増加に対する G の増加も緩慢である。しかし、このことも含めて $e \sim \ln(\sigma_{v,net} + s)$ 関係と $e \sim \ln G$ 関係は互いに類似であり、ある段階のサクシオンからは片対数紙上において、 $(\sigma_{v,net} + s)$ と G は e の減少とともにほぼ線形に増加しており、両者の関係には強い相関があることが分かる。このことより G と $(\sigma_{v,net} + s)$ は良い対応関係にあることが推察される。

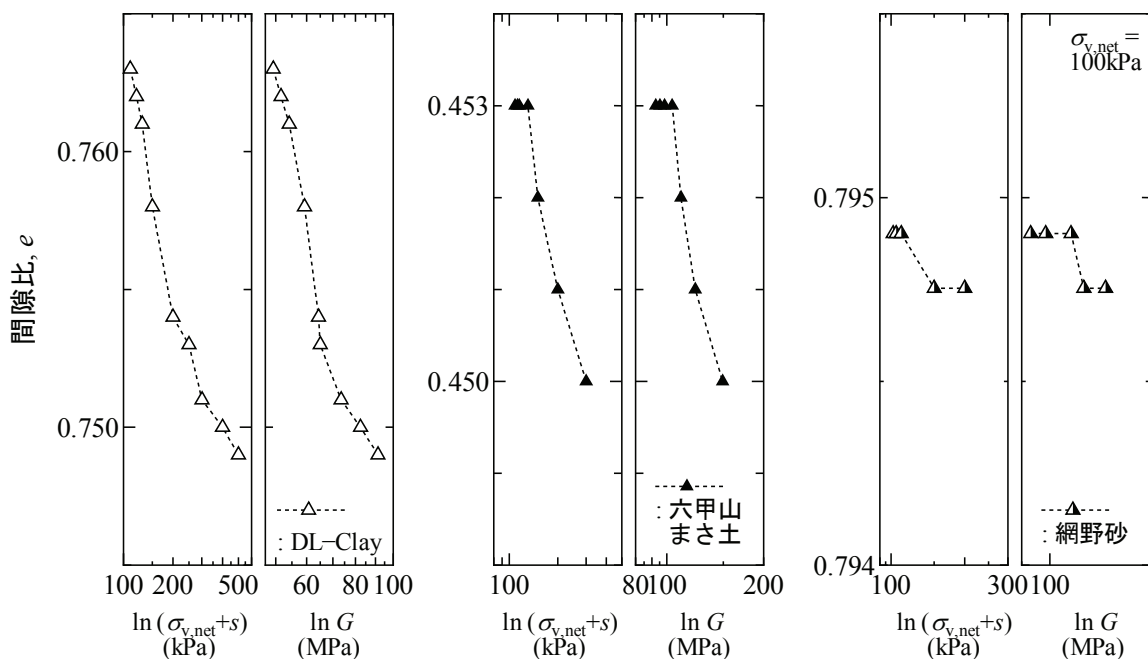


図 3-9 BE 試験より得られた $\sigma_{v,net} = 100\text{kPa}$ における $e \sim \ln(\sigma_{v,net} + s)$ 関係

b) サクシヨン増加によるせん断弾性係数の変化

図 3-10 は、それぞれの試料の不飽和供試体に対してはサクシヨン増加過程における G の変化を、飽和供試体に対しては鉛直応力の増加に対する G の変化を表したものである。DL-Clay と六甲山まさ土は不飽和供試体については s および $\sigma_{v,net}$ とともに G が増加し、飽和供試体については σ_v とともに G が増加していることがわかる。しかし、網野砂は飽和供試体については σ_v とともに G が増加しているが、不飽和供試体については s を与えた初期段階では G が若干増加するものの、その後は s の増加に対して G はほとんど変化しない。これらの結果から、不飽和土の G は基底応力 ($\sigma_{v,net}$) とサクシヨンに依存しており、特にサクシヨンの依存の程度は土の物性によって異なると推察できる。なお、DL-Clay と六甲山まさ土の試験結果は同様な粒度分布を持つ試料を用いて実施されたこれまでの研究成果 3),4),5) とほぼ同様の傾向にある。しかし、網野砂のようなきれいな砂に対しての試験結果の報告例は極めて少なく、試験結果の解釈にはさらに試験データを蓄積する必要がある。

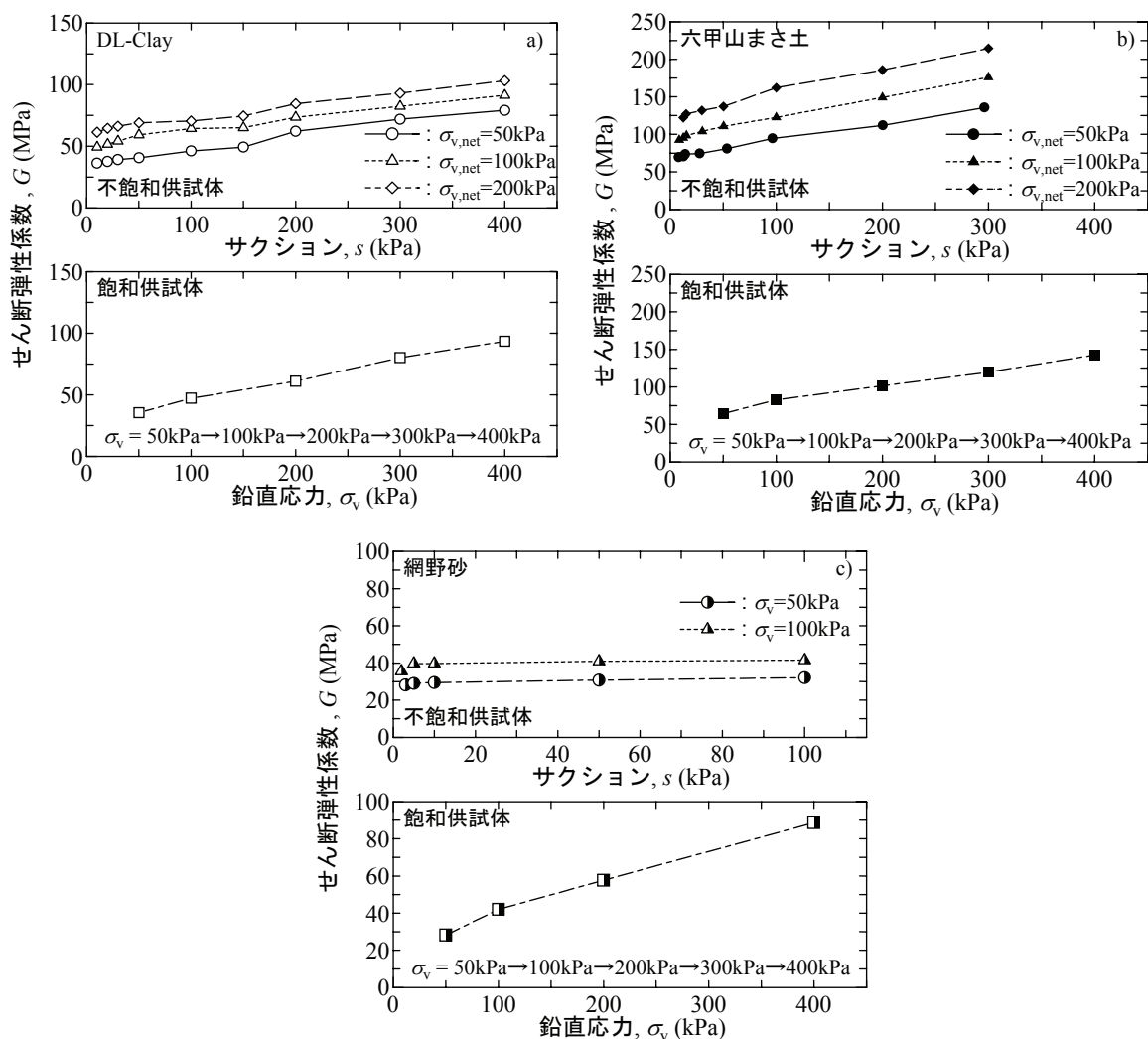


図 3-10 サクシヨンおよび鉛直応力増加過程でのせん断弾性係数の変化 (a) : DL-Clay, b) : 六甲山まさ土, c) : 網野砂)

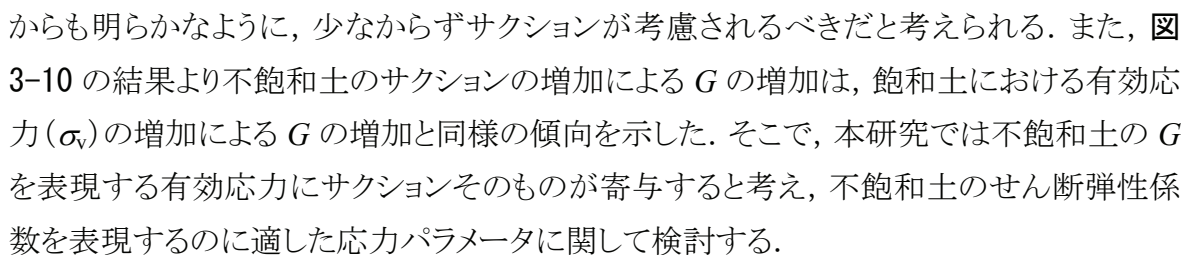
第1章で示したように一般に各種地盤材料の G は式 1-1 のような間隙比と有効応力をそれぞれ独立変数(パラメーター)とした関数の積からなる関係式で表現されることが多い^{34), 35), 36)}.

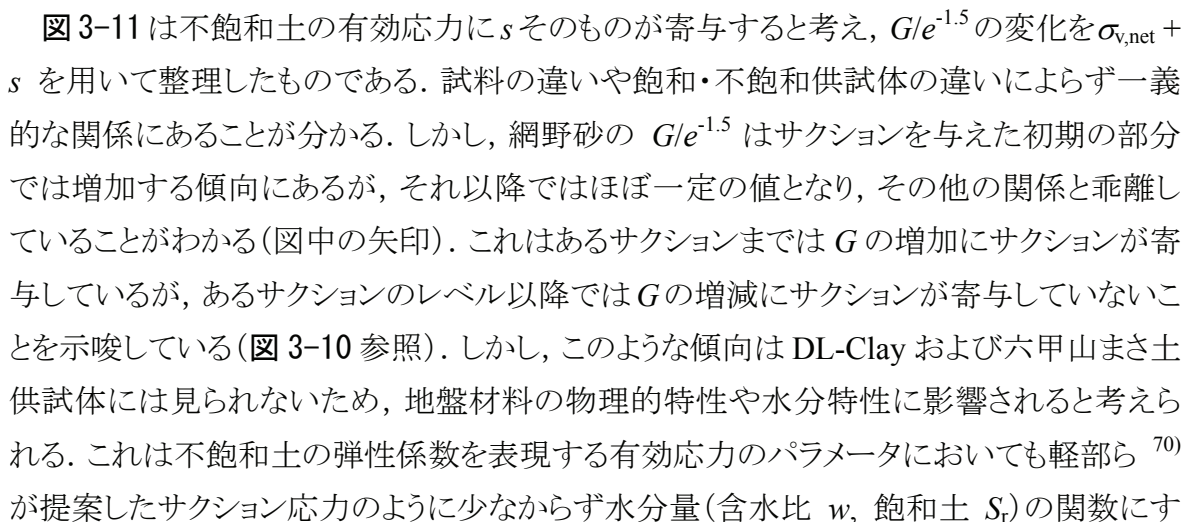
$$G/P_r = A \cdot f(e) \cdot (p'/P_r)^n (OCR)^k \quad \text{式 3-3}$$

ここで、 A は実験定数、 $f(e)$ は間隙比関数、 p' は平均有効主応力、 OCR は過圧密比であり、 P_r は無次元化するための基準応力、 n と k は指数である。

間隙比関数は、一般に同一の応力条件下における e の違いを取り除くために用いられるが、Jamiolkowski et al.³⁸⁾ は粘性土を用いた実験から適切な $f(e)$ を選べば $k \approx 0$ となり、 G は OCR によらずに表現できることを示している。本研究では、土質の違いに関して適用範囲が広い $f(e)$ である Shibuya and Tanaka⁴⁰⁾ が提案した次式で示す $f(e)$ を用いて G を正規化した。

$$f(e) = e^{-1.5} \quad \text{式 3-4}$$

有効応力の関数については、式(3)中の(有効)応力パラメータは p' であるが、先述したような G の(応力)誘導異方性を表現するために鉛直・水平方向の有効応力をそれぞれ独立パラメータとした関係式も提案されている³⁸⁾。本文で対象とする不飽和土の G を表現するための応力パラメータには Bishop 式⁹⁾ に代表される不飽和土の各種有効応力式からも明らかなように、少なからずサクシオンが考慮されるべきだと考えられる。また、 図 3-10 の結果より不飽和土のサクシオンの増加による G の増加は、飽和土における有効応力 (σ_v) の増加による G の増加と同様の傾向を示した。そこで、本研究では不飽和土の G を表現する有効応力にサクシオンそのものが寄与すると考え、不飽和土のせん断弾性係数を表現するのに適した応力パラメータに関して検討する。

 図 3-11 は不飽和土の有効応力に s そのものが寄与すると考え、 $G/e^{-1.5}$ の変化を $\sigma_{v,net} + s$ を用いて整理したものである。試料の違いや飽和・不飽和供試体の違いによらず一義的な関係にあることが分かる。しかし、網野砂の $G/e^{-1.5}$ はサクシオンを与えた初期の部分では増加する傾向にあるが、それ以降ではほぼ一定の値となり、その他の関係と乖離していることがわかる(図中の矢印)。これはあるサクシオンまでは G の増加にサクシオンが寄与しているが、あるサクシオンのレベル以降では G の増減にサクシオンが寄与していないことを示唆している(図 3-10 参照)。しかし、このような傾向は DL-Clay および六甲山まさ土供試体には見られないため、地盤材料の物理的特性や水分特性に影響されると考えられる。これは不飽和土の弾性係数を表現する有効応力のパラメータにおいても軽部ら⁷⁰⁾ が提案したサクシオン応力のように少なからず水分量(含水比 w , 飽和土 S_r)の関数にす

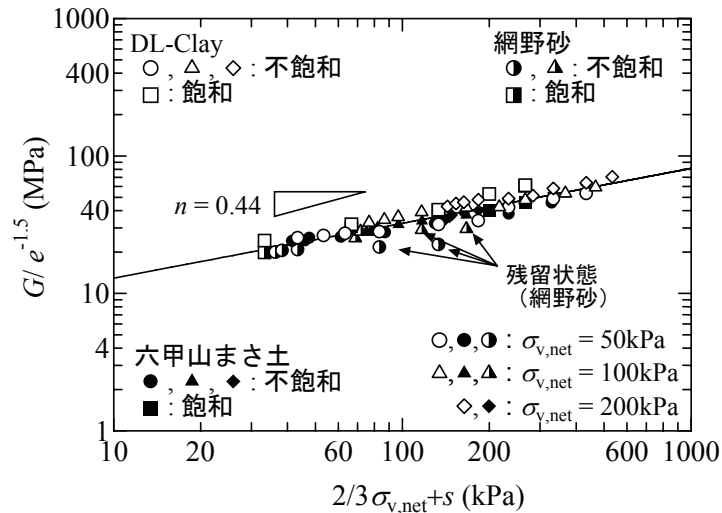


図 3-11 $G/e^{-1.5} \sim (2/3\sigma_v+s)$ 関係

る必要性を示唆している。今後、砂質土を中心とした試験結果を蓄積して水分状態の影響を取り入れた不飽和土の変形係数の増減を表現できる応力パラメータの更なる検討が必要である。

3. 2. 2 軸対称応力条件下の挙動

a) 不飽和土の微小ひずみ領域における弾性係数の相関について

図 3-12 は飽和供試体について平均有効応力 p' に対する $3G_{vh}^{sat}$ と $(E_v)_u^{sat}$ を比較したものである。ここで、等方弾性体を仮定した際、せん断弾性係数 G とヤング率 E の関係は、 $E = 2(1+2\nu)G$ となる。なお、 ν はポアソン比である。非排水条件下におけるヤング率を E_u 、ポアソン比を ν_u とすると、 G は排水条件によらないので $E_u = 2(1+2\nu_u)G = 3G$ となる。しかし、 B 値が完全に 1 でないこと、メンブレンペネトレーションの影響、BE 試験より得られる G と繰返し試験より得られる E_u の測定条件におけるひずみレベルの違い等を考慮すると、 E_u と $3G$ は完全に一致することは無く、 $E_u \approx 3G$ となることが予想される。ここで、飽和供試体

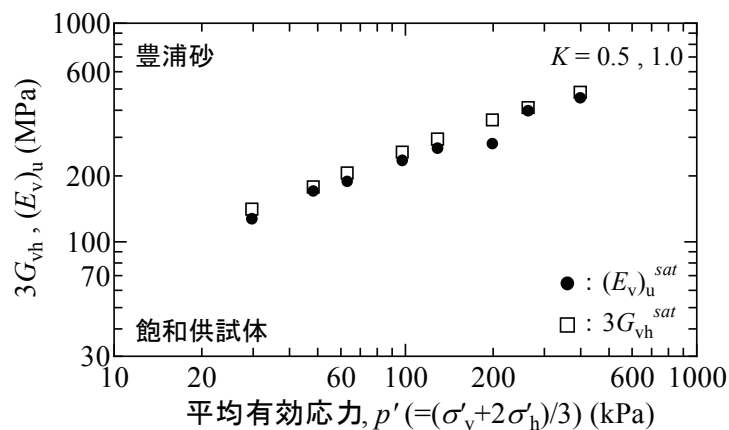


図 3-12 $3G_{vh}^{sat}, (E_v)_u^{sat} \sim p'$ 関係

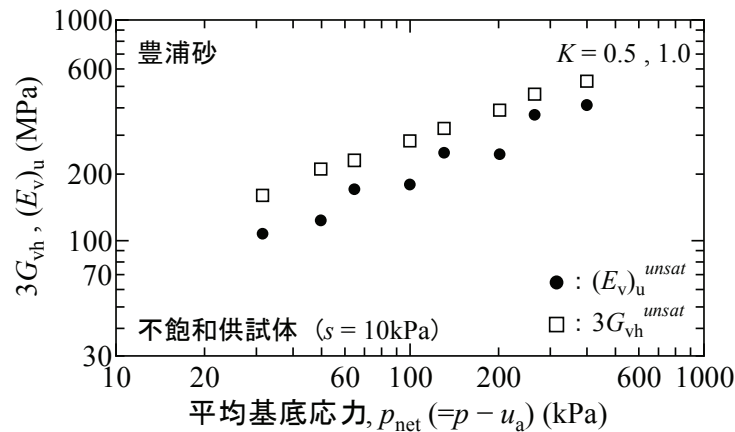


図 3-13 $3G_{vh}^{unsat}, (E_v)_u^{unsat} \sim p_{net}$ 関係

についての結果を見ると $(E_v)_u^{sat}$ と $3G_{vh}^{sat}$ の差は幾分あるものの、ほぼ $(E_v)_u^{sat} \approx 3G_{vh}^{sat}$ となっている。この結果は、非排水条件における飽和供試体におけるポアソン比が $\nu_u \approx 0.5$ となっていることの裏づけでもある。一方、図 3-13 は不飽和供試体について p_{net} に対する $3G_{vh}^{unsat}$ と $(E_v)_u^{unsat}$ を比較したものである。明らかに $(E_v)_u^{unsat} < 3G_{vh}^{unsat}$ となっていることが分かる。これは不飽和土の場合、たとえ非排気・非排水条件下でも間隙空気が圧縮することによって体積が変化する。すなわち、非排気・非排水条件下であっても間隙空気の存在により $\nu_u \approx 0.5$ にはならないと言える。この結果から、繰返し三軸試験から不飽和土のせん断弾性係数 $G \sim$ せん断ひずみ γ 関係、履歴減衰率 $h \sim$ せん断ひずみ γ 関係を得るには、ポアソン比の測定が必要であると言える。

図 3-14 は不飽和供試体に対して実施した繰返し試験より得られた $(E_v)_u^{unsat}$ と $(E_v)_d^{unsat}$ を $\sigma_{v,net}$ で整理したものである。一般に、乾燥あるいは飽和状態にある砂質土における排水条件下での鉛直方向のヤング率は、鉛直有効応力のみの関数として表現できることが知られている³³⁾。本試験より得られた結果を見ると排水条件に関わらず $(E_v)_u^{unsat}$ および $(E_v)_d^{unsat}$ は $\sigma_{v,net}$ に依存していることがわかる。なお、本試験装置は間隙空気圧の供給経路(トップキャップ)に撥水性のポリフロンフィルター等を取り付けていない。そのため排

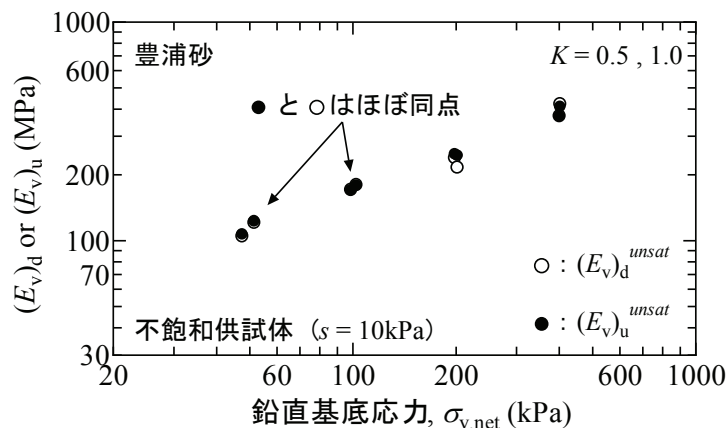


図 3-14 $(E_v)_d^{unsat}, (E_v)_u^{unsat} \sim \sigma_{v,net}$ 関係

気・非排水条件下では、供試体からの排水を許す(水分移動がある)状態にあることから排水条件下と非排水条件下でのヤング率が同程度の値となったと考えることができる。しかし、サクシオン $s = 10\text{kPa}$ では供試体の飽和度 $S_r = 15\%$ 程度であったことから、仮に完全な非排水条件下であったとしても間隙空気は圧縮するために供試体内では擬似的な排水・排水条件下に近いと考えられる。すなわち、飽和度が低い場合には $(E_v)_u^{unsat} \approx (E_v)_d^{unsat}$ となることを本試験結果は示唆していると言える。

b) 軸対称応力条件下でのせん断弾性の増減を表す応力パラメータについて

3. 2. 2で鉛直応力 σ_v を一定とした圧密容器内でサクシオン s を増加させた際の G の変化を測定し、 $K = 0.5$ と仮定して算出した $p_{net}(=2/3\sigma_{v,net})$ とサクシオン s を応力パラメータとして用いることで、比較的広範囲な地盤材料の飽和・不飽和状態における G を統一的に表現できる可能性を示した。本試験結果においても、不飽和土の G を表現するための応力パラメータには Bishop 式などに代表される不飽和土の各種有効応力式からも明らかかなように、サクシオンが考慮されるべきだと考える。一方、不飽和土は間隙水の分布形態によってサクシオンの作用が異なると考えられる⁶⁵⁾。そこで、不飽和土の試験結果については応力パラメータにサクシオンのみを考慮した p_{net+s} とサクシオンおよび飽和度を考慮した $p_{net+s} \cdot S_r$ を用いて試験結果を整理した。ここで、 S_r は飽和度であり、 $0 \sim 1.0$ の範囲にある(図 3-6 参照)。

図 3-15 および図 3-16 は飽和供試体については平均有効応力 p' 、不飽和供試体については p_{net+s} (図 3-15) および $p_{net+s} \cdot S_r$ (図 3-16) に対する G_{vh}^{sat} 、 G_{vh}^{unsat} の変化を比較したものである。図より、不飽和供試体の応力パラメータとして p_{net+s} を用いると $s = 50\text{kPa}$ での p_{net+s} が小さい領域ではその他の関係と若干の乖離が確認できるが、概ね p_{net+s} または $p_{net+s} \cdot S_r$ を用いることで、 G_{vh}^{unsat} は飽和供試体の $G_{vh}^{sat} \sim p'$ 関係を含めて本試験で与えたサクシオンの範囲では統一的に表現できることが分かる。これは先述した応力状態が不明確な圧密容器内で得られた推論がほぼ正しいことを裏付けていると考えられる。

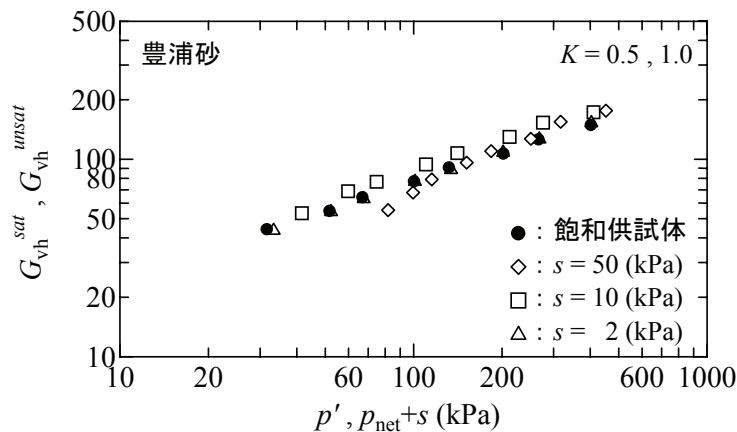


図 3-15 $(E_v)_d^{unsat}$, $(E_v)_u^{unsat} \sim \sigma_{v,net}$ 関係

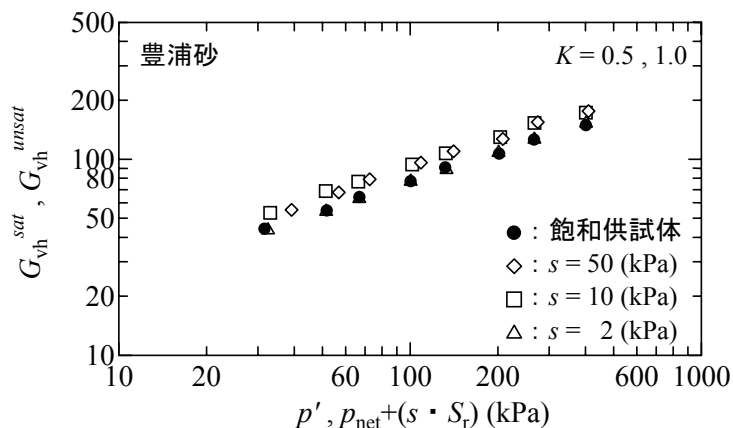


図 3-16 $(E_v)_d^{unsat}, (E_v)_u^{unsat} \sim \sigma_{v,net}$ 関係

図 3-17 は前節の一次元変形条件下で得られた飽和・不飽和供試体の G と三軸応力条件下で得られた飽和・不飽和供試体の G を一次元変形条件下の結果に対しては $2/3\sigma_v$ と $2/3\sigma_{v,net}+s$ ($K = 0.5$ と仮定) で、三軸応力条件下の結果に対しては p' と $p_{net}+s$ を用いて整理したものである。なお、 G は $f(e) = e^{-1.5}$ で正規化している。一次元変形条件下では $\sigma_{v,net}$ 一定でサクシオンを増加させて G の測定を実施した。一方、三軸応力条件下ではサクシオン一定で p_{net} を増加させて G の測定を実施している。すなわち、両試験での応力経路が異なるが、それぞれの応力パラメータに対する $G/f(e)$ の増加傾向はほぼ同様であることがわかる。しかし、試験条件の違いによって $G/f(e)$ の値が二分されていることがわかる。これについては次のように解釈することができる。すなわち、圧密試験容器を用いた一次元変形条件下の試験では、供試体と容器との隙間やトップキャップとガイドリングとの間に摩擦が生じる。このため所定の $\sigma_{v,net}$ を得るためには必要以上の軸変位が生じると考えられる。供試体の間隙比は軸変位に基づく体積変化から計算されているため、一次元変形条件下の試験では三軸応力条件下での試験より大きな間隙比の減少が生じ

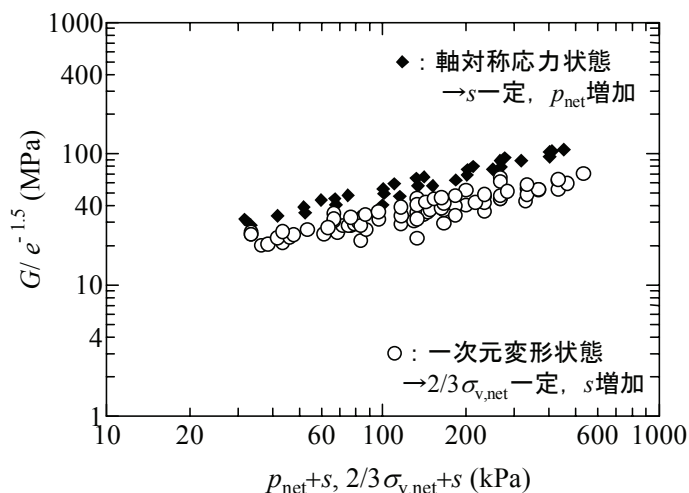


図 3-17 一次元変形状態と三軸応力状態で得られた $G/f(e)$ の比較

ているように計算されていると考えられる。同様な結果は荻野ら⁷¹⁾が行った剛な容器を用いた一面試験装置と三軸試験での比較でも確認されている。間隙比が小さいと $G/f(e)$ はそれに応じて小さく計算されることから一次元変形条件下と三軸応力条件下での試験結果で乖離が生じたと考えられる。すなわち、両試験間の結果の違いは試験方法上の誤差によるものと解釈できる。この誤差は、一次元変形条件下の試験においてキャップと圧密リング間および供試体と圧密リング間での摩擦の影響を定量的にすることで推定できると考えられ、今後の検討課題と言える。

以上のことから、今回の実験の範囲では、不飽和土における基底応力とサクシジョンの和が乾燥・飽和土のせん断弾性係数を支配する有効応力パラメータであると考えられる。しかし、サクシジョン(あるいは飽和度)の適用範囲、さらに排水・排気条件では載荷速度の影響などの不明な点も多いため、今後更なる検討が必要である。

4. 締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす諸要因の影響

本章では、大阪府にある淀川河川堤防の河川堤防改修工事現場において採取した試料を用いて、振動ローラーにより締固めた同一層内における土質のばらつきを調べ、土の物理特性が締固め特性に及ぼす影響について検討した。そして、締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす諸要因の影響を検討した。本実験では D_c の違いが変形・強度特性に与える影響を把握することを目的としているため、ランマーを用いた突き固めによる供試体の作製方法よりも正確かつ簡便に $D_c(\rho_d)$ のコントロールが可能である静的締固めによる供試体の作製方法を採用して、非排水せん断時の広範囲のひずみにおける変形挙動を測定して、微小ひずみレベルから破壊に至るまでの変形・強度特性に及ぼす締固め効果と拘束圧の影響について検討した。また、突き固めなどの動的な締固めによる供試体と静的な締固めによる供試体では力学挙動が異なることが予想されるため、動的および静的に締固めた供試体に対して非排水三軸圧縮試験を実施して供試体の作製方法が強度・変形特性に及ぼす影響を検討した。なお、締固め度を一定として締固め時の含水比を変えた供試体群を用いて非排水三軸圧縮試験を実施して、含水比が強度特性に及ぼす影響についても検討している。さらに異方性の程度をベンダーエレメント試験によって測定して、構造の観点から地盤材料の締め固めメカニズムについて議論している。

4. 1 築堤中の河川盛土から採取した試料の締固め特性について

4. 1. 1 試料および試験方法

図4-1は、本研究で検討を行った盛土層の概略およびRI検層の測定箇所を示している。図中に示した点においてRI検層を実施した後に、物理試験用の試料を採取した。また、RI検層および試料採取は、同一盛土層内の2箇所(A群およびB群)で実施した。

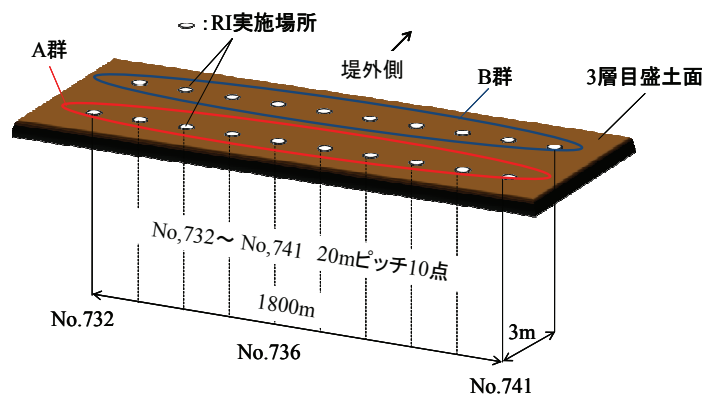


図4-1 試験実施および試料採取箇所の概略図

4. 1. 2 試料の一次的性質と締固め特性のばらつき

a) 一次的性質について

それぞれの箇所における試料の一次的性質を把握するために土粒子の密度試験 (JIS A 1202) , 粒度試験 (JIS A 1204) , 土の液性塑性限界試験 (JIS A 1205) を実施した. 図 4-2 に粒径加積曲線を示す. 図中の代表試料は, 本研究で対象とした盛土の施工管理を実施するにあたり選定された試料である. すなわち, 本研究で対象とした盛土の設計および施工管理は代表試料の物理特性, 締固め特性および強度特性を用いて実施されている. 粒径加積曲線を比較する限り, 採取した盛土材料の土質特性の違いはそれほど顕著ではない. 図 4-3 は土粒子密度のまとめである. 平均値 $\mu = 2.674 \text{ g/cm}^3$, 標準偏差 $\sigma = 0.00838 \text{ g/cm}^3$ であった. 採取箇所によらず同程度の値であることが確認できる. また, 図 4-4 は液性限界 w_L , 塑性限界 w_p および塑性指数 I_p のまとめを示している. それぞれ

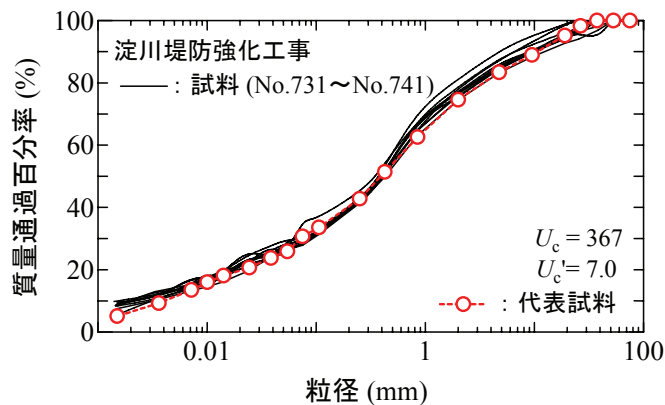


図 4-2 試験実施および試料採取箇所の概略図

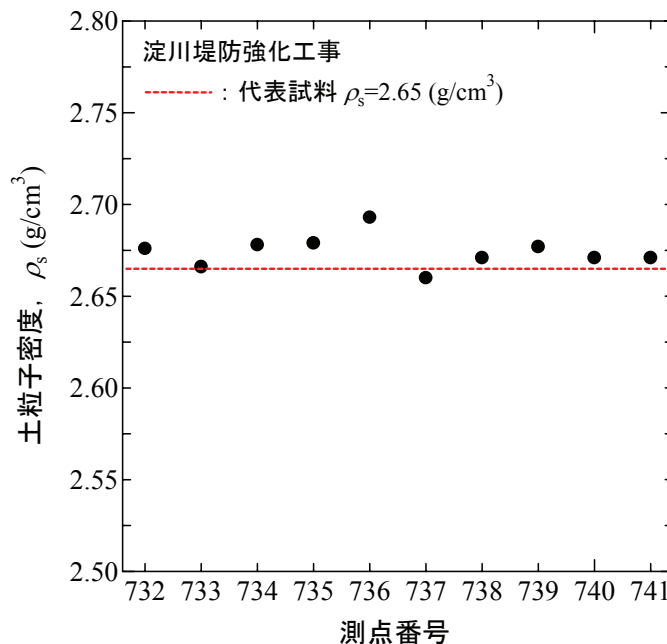


図 4-3 土粒子密度の結果

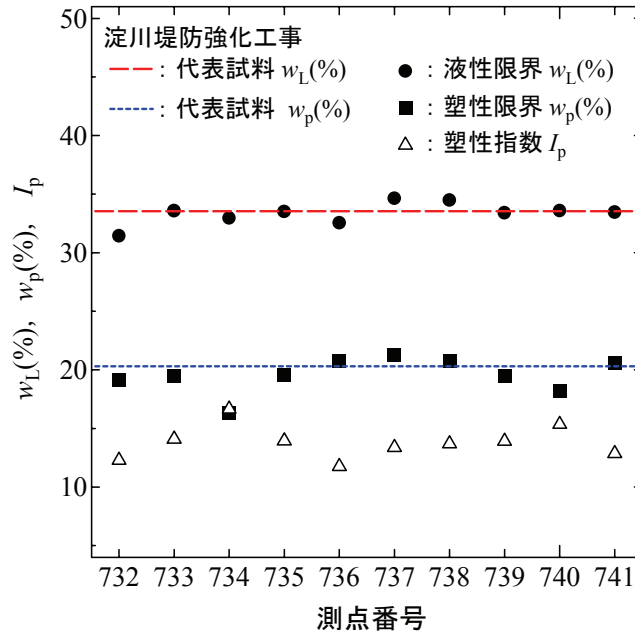


図 4-4 液性・塑性限界のまとめ

の μ および σ は, w_L については $\mu = 33.36\%$, $\sigma = 0.87\%$, w_P については $\mu = 19.57\%$, $\sigma = 1.39\%$, I_p については $\mu = 13.79$, $\sigma = 1.35$ となった. この結果についても採取箇所での大きな違いはない. これらの結果から試料採取箇所によらず盛土材料の一次的性質は極めて一様であるため, 当該盛土層は極めて均質な状態にあると言えよう.

b) 締固め特性について

現場の施工管理に用いた最大乾燥密度 ρ_{dmax} は室内締固め試験(B-c 法)で求められた. ここで, 各箇所では採取した試料の量に制限があり可能な限り試料を節約する必要が

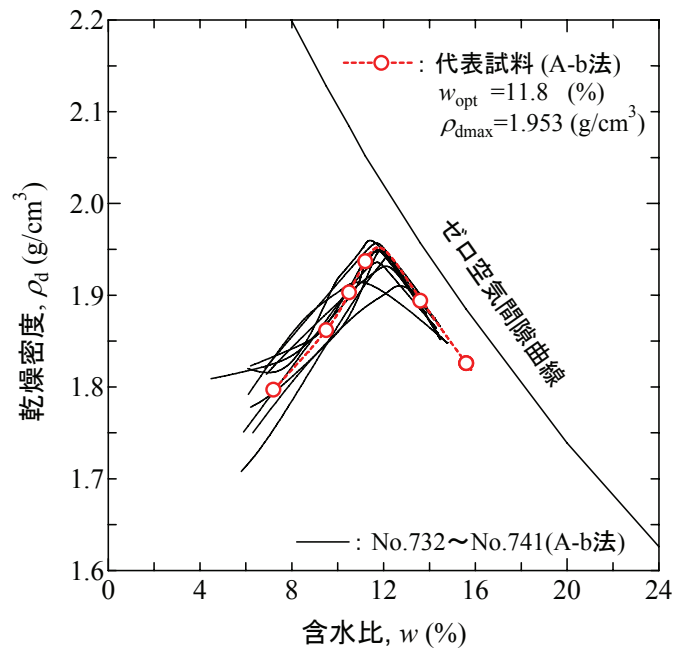


図 4-5 締固め曲線のまとめ

あったため、各箇所の試料に対して実施した締固め試験ではB法より必要試料量の少ないA-b法を採用した。そこで試験法の違いが締固め特性に与える影響を調べるため、試料の量に余裕のある代表試料を用いて異なる試験法で締固め試験を実施した。

図4-5は各箇所で採取した試料の締固め曲線である。図中には代表試料の締固め曲線も示している。採取地点No.734およびNo.741の結果を除けば、全体的には大きな違いが見られないことがわかる。図4-6は各箇所の締固め曲線より求めた最大乾燥密度 ρ_{dmax} と最適含水比 w_{opt} を示す。 ρ_{dmax} および w_{opt} ともに採取地点による差は小さく、当該盛土は均質な盛土材料を用いて施工されたといえる。これは図4-2の粒度分布の結果と整合している。なお、 ρ_{dmax} についての μ および σ は $\mu = 1.940 \text{ g/cm}^3$ 、 $\sigma = 0.011 \text{ g/cm}^3$ となり、 w_{opt} については $\mu = 11.8\%$ 、 $\sigma = 0.46\%$ となった。

図4-7は、施工後にRI検層によって測定した ρ_{df} を各採取試料の最大乾燥密度 $\rho_{dmax,t}$ で除して求めた真の $(D_c)_t$ および施工後の ρ_{df} を代表試料の $\rho_{dmax,a}$ で除して求めた見掛けの $(D_c)_a$ の比較である。また、図中には各箇所で測定した現場の自然含水比も示している。なお、現場の各測点において2ヶ所でRI検層を実施したため、A群およびB群(図-1参照)の結果を示している。この図から、 $(D_c)_t$ と $(D_c)_a$ はわずかながら異なることが確認できる。今回対象とした現場では、 $(D_c)_a$ が $(D_c)_t$ より小さい値を示したため安全側の結果となっているが、代表試料の選定の方法によっては危険側に評価してしまう可能性があることを示唆している。今回の現場では真の締固め度と見掛けの締固め度の違いは小さいが、現場の各箇所における見かけの締固め度の違いが大きい場所(No.738, No.739など)や自然含水比が大きく異なることが確認でき、さらに平面方向に見かけの締固め度および自然含水比のばらつきが存在することが明らかとなった。

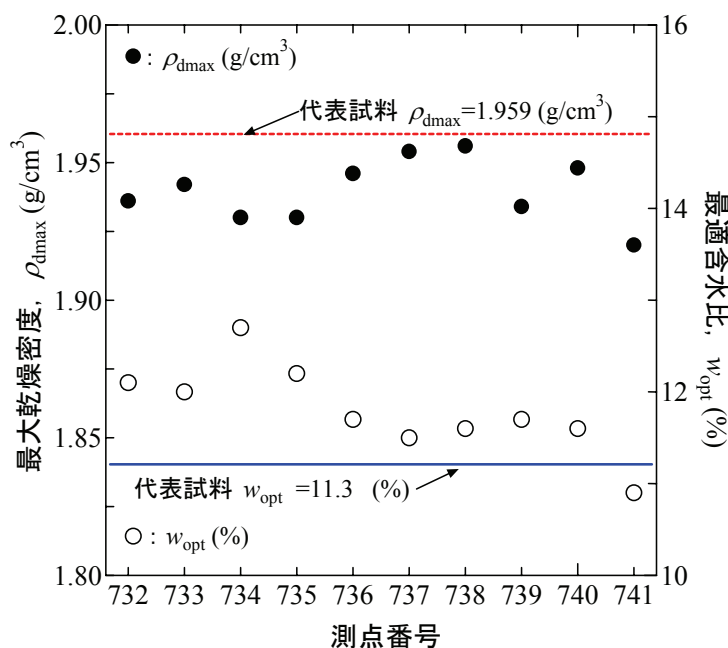


図4-6 ρ_{dmax} および w_{opt} のまとめ

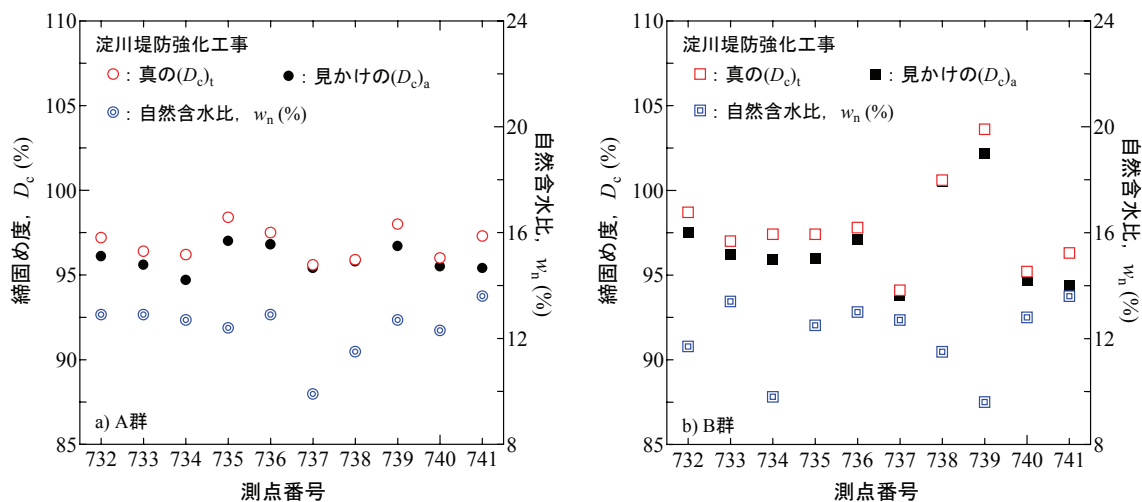


図 4-7 $(D_c)_t$ と $(D_c)_a$ の比較 (a)A 群, b)B 群

4. 2 広範囲のひずみレベルにおける変形・強度特性について

4. 2. 1 試料および試験概要

a) 試料および供試体

図 4-8 は試験に用いた試料の粒度曲線であり、用いた試料は淀川の堤防強化工事で使用されている細粒分質礫質砂(SFG) ($\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $w_L = 33.9\%$, $w_p = 20.8\%$)である。試料は供試体のサイズ(直径 10cm×高さ 20cm)を考慮して、 $D_{\max} = 19\text{mm}$ に粒度調整した。図 4-9 は JIS A 1210 に規定される A 法および B 法に準じて実施した締固め試験結果である。ここで、A 法はモールド内径 10cm, 締固め回数 25 回, 許容最大粒径 19mm と規定されている。一方、B 法はモールド内径 15cm, 締固め回数 55 回, 許容最大粒径 37.5mm と規定されている。具体的には、A-b 法では $D_{\max} = 19\text{mm}$ に粒度調整した試料を用いて、B-c 法では原粒度の試料を用いてそれぞれ締固め試験を実施しているこ

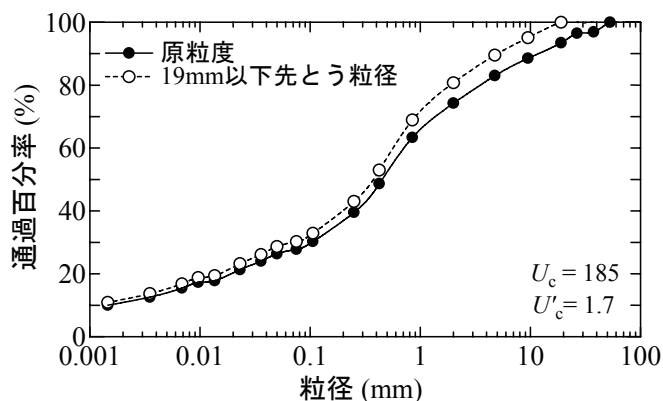


図 4-8 試験に用いた試料の粒度分布

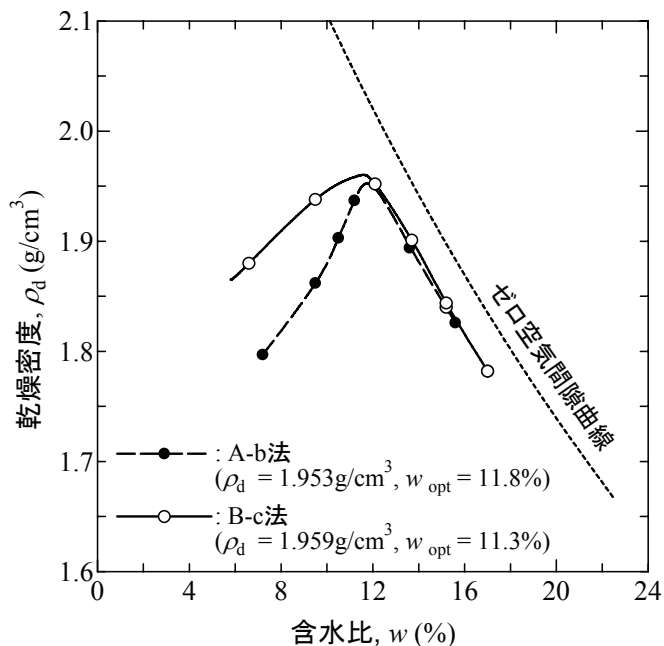


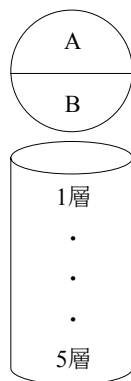
図 4-9 試験に用いた試料の締固め曲線

となる。締固めエネルギーはA, B法によらず $E_c = 550\text{kJ/m}^3$ である。本試験に用いた試料の締固め曲線は、乾燥側で若干の乖離があるもののA-b法とB-c法の違いによる最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$ および最適含水比 w_{opt} の違いは小さい。これは $D_{\max} = 19\text{mm}$ に粒度調整した試料と原粒度との粒度分布の違いの影響があまり反映されず、同一の締固めエネルギーで締固められたため、同程度の $\rho_{d\max}$ および w_{opt} が得られたと考えられる。以上の結果を勘案して本研究では、原粒度の試験結果であるB法より得られた $\rho_{d\max}$ および w_{opt} を採用して供試体を作製した。

供試体は自然乾燥状態にある試料に蒸留水を加え、一様に混合して w_{opt} になるように含水比調整を行った。その後、所定の $D_c(\rho_d)$ が得られる量の試料を直径 10cm および高さ 20cm の供試体作製の二つ割れモールドに5層に分け入れ、载荷フレームに油圧ジャッキを取り付けた装置を用いて静的に締固めた。表 4-1 は作製した供試体の含水比分布

表 4-1 供試体の含水比分布

| 層 No. | 静的締固め | | 動的締固め | |
|-------|-------|------|-------|------|
| | A | B | A | B |
| 1 | 11.2 | 11.3 | 10.8 | 10.7 |
| 2 | 10.5 | 10.3 | 10.8 | 9.0 |
| 3 | 11.4 | 11.3 | 10.9 | 10.7 |
| 4 | 10.9 | 11.6 | 9.9 | 9.9 |
| 5 | 10.0 | 10.8 | 10.2 | 10.2 |



布をまとめたものである。なお、表中の静的締固めおよび動的締固めは供試体の作製方法の違いであり、静的は油圧ジャッキを用いて、動的はモールド内に全断面ピストンを挿入し、それを打撃して締め固める方法である(4. 2. 6 参照)。供試体の目標含水比は $w_{opt}(= 11.3\%)$ に設定したが、加水調整中における水分の蒸発などによって供試体完成時の含水比が幾分低下していることがわかる。しかし、各層ごとの含水比分布は一様性が高いことが伺える。寺島⁷²⁾や後藤ら⁷³⁾が静的に締固めた珪砂 8 号の締固め後の含水比を詳細に調べた結果、締固め時の含水比によっては供試体の下方ほど含水比が高くなり、含水比分布が非一様になると報告している。含水比分布が発生する主たる要因として水分特性を挙げている。本実験で使用する細粒分質礫質砂は珪砂 8 号よりも粒度分布が良いため保水性が高い($A.E.V$ が大きい)と考えられることから、含水比分布の一様性が高い供試体が作製できた。

b) 試験方法および条件

試験装置は第2章で開発した三軸試験装置を用いた。メンブレンを装着した供試体を三軸セル内に設置後、二重負圧法と背圧(200kPa)を併用することで飽和化を図っている。なお、 B 値はすべての試験で 0.96 以上である。また、飽和による体積変化は $D_c = 85\%$ の供試体については 0.1%程度の体積収縮があり、 $D_c = 100\%$ の供試体については 0.2%程度の体積膨張があった。 $D_c = 90\%$ の供試体については体積変化が極めて小さかった。

表 4-2 は試験条件のまとめである。 B 値を確認後にそれぞれの D_c の供試体に対して、軸応力増加速度 1kPa/min で所定の有効拘束圧まで等方圧密を実施し、所定の有効拘束圧で一時間程度排水クリープさせた。その後、セル圧 σ_c 一定のまま非排水状態で $\varepsilon_a = 15\%$ まで軸ひずみ速度 $d\varepsilon_a / dt = 0.05\%/min$ の単調載荷を行った。また、すべての試験で圧密終了後(単調載荷前)に載荷モードの違いがヤング率に与える影響を検討するため、繰返し載荷試験を実施した。具体的には、まず非排水条件下での繰返し載荷試験を実施して、一旦過剰間隙水圧を消散させた後、排水条件下での繰返し載荷試験を実施した。その際、繰返し載荷時における片振幅軸ひずみは $(\varepsilon_a)_{SA} = 0.005\%$ とし、非排水繰返し載荷は載荷速度 $d\varepsilon_a / dt = 0.2\%/min$ 、繰返し回数 $N_{cyc} = 5$ 、排水繰返し載荷は載荷速度 $d\varepsilon_a / dt = 0.02\%/min$ 、繰返し回数 $N_{cyc} = 2$ とした。なお、 $(\varepsilon_a)_{SA}$ はあくまでも先述した $(\varepsilon_a)_{motor}$ に基づいて設定された値であるため、実際の $(\varepsilon_a)_{local}$ は $(\varepsilon_a)_{motor}$ と比較すると 4 ~ 5

表 4-2 試験条件のまとめ

| 目標締固め度, D_c (%) | 乾燥密度, ρ_d (g/cm ³) | 有効拘束圧, p' (kPa) |
|-------------------|-------------------------------------|-------------------|
| 85 | 1.665 | 50, 100, 150 |
| 90 | 1.763 | |
| 98 | 1.920 | |

割程度小さくなる。また、本研究では微小ひずみレベルにおける変形・強度特性の正確な把握を目的としているため供試体上下端面にろ紙などは一切敷いていない。なお、本章における微小ひずみ領域での繰返し載荷および単調載荷時のヤング率は偏差応力 q ~ 局所軸ひずみ(ε_a)_{local} 関係を用いて算出している。

4. 2. 2 圧縮量に及ぼす締固め度および有効拘束圧の影響

図 4-10a), b), c)は、それぞれ $D_c = 85\%$, 90% , 98% で締固めた供試体の等方圧密時の体積ひずみ ε_v と経過時間 t の関係である。それぞれの供試体で有効拘束圧 p' が大きくなるほど ε_v が大きくなることがわかる。また、 D_c が大きくなると p' の増加に対する ε_v の増加が著しく小さくなっていることがわかる。図 4-11 は圧密終了時の体積ひずみ ε_v と D_c の関係である。 $p' = 150\text{kPa}$ の結果に着目すると、 $D_c = 85\%$ と $D_c = 98\%$ での ε_v は約4倍程度の違いがある。これらの結果は、良く締固める(D_c を増加させる)ことによって施工時の盛土の変形を著しく抑制できることを示唆している。

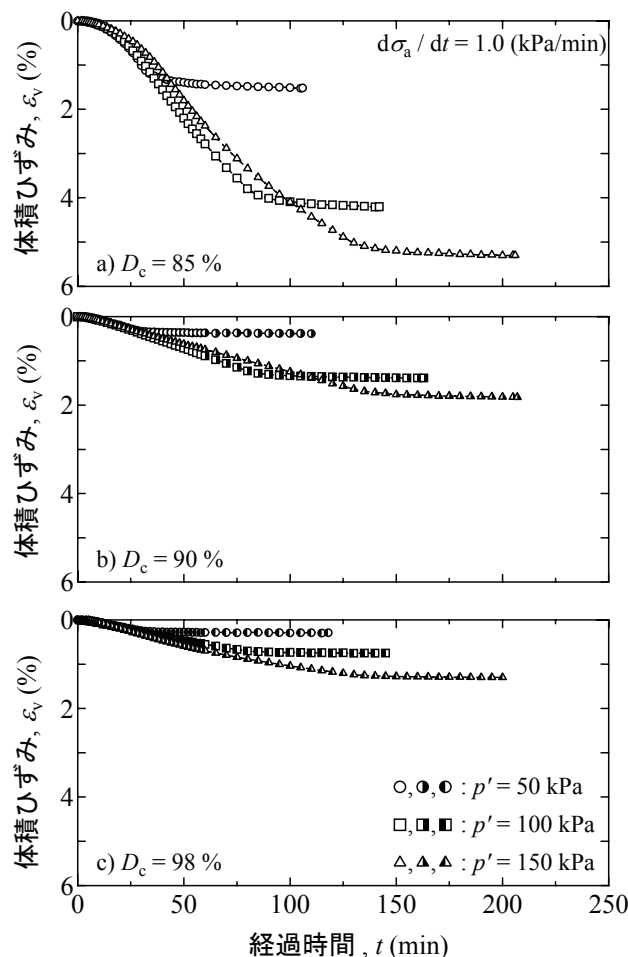


図 4-10 体積ひずみ ~ 経過時間関係 (a) $D_c = 85\%$, b) $D_c = 90\%$, c) $D_c = 98\%$)

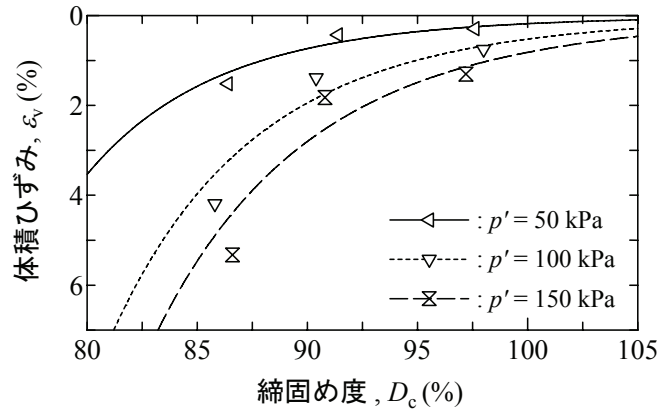


図 4-11 体積ひずみ ~ 締固め度関係

4. 2. 3 微小ひずみ領域の変形係数に及ぼす締固め度および有効拘束圧の影響

構造物の変形や変位が問題となる際に地盤内で発生するひずみは 1%以下(硬質地盤では 0.1%以下)である⁷⁴⁾ことから, 土構造物の精確な変位・変形予測には地盤材料の微小ひずみ~小ひずみ領域の変形特性を把握する必要がある。

本研究では微小 ~ 小ひずみ領域での測定したヤング率を図 4-12 のように定義した。最大ヤング率 E_{max} は単調載荷時の偏差応力 q ~ 軸ひずみ ϵ_a 関係における $\epsilon_a \leq 0.001\%$ までの $q \sim \epsilon_a$ 関係を線形近似したときの傾きとした。等価ヤング率 E_{eq} は $(\epsilon_a)_{SA} = 0.005\%$ とした繰返し載荷試験から得られた $q \sim \epsilon_a$ 関係の頂点を結ぶ傾きとした。割線ヤング率 E_{sec} は単調載荷を行った際の $q \sim \epsilon_a$ 関係における $\Delta q / \Delta \epsilon_a$ とした。なお, 得られたそれぞれのヤング率は非排水条件下でのヤング率であり, ヤング率を算出したひずみ領域については測定するひずみおよび軸応力の分解能, 採取可能なデータ数, そして十分な線形性を有していることを考慮して決定している。

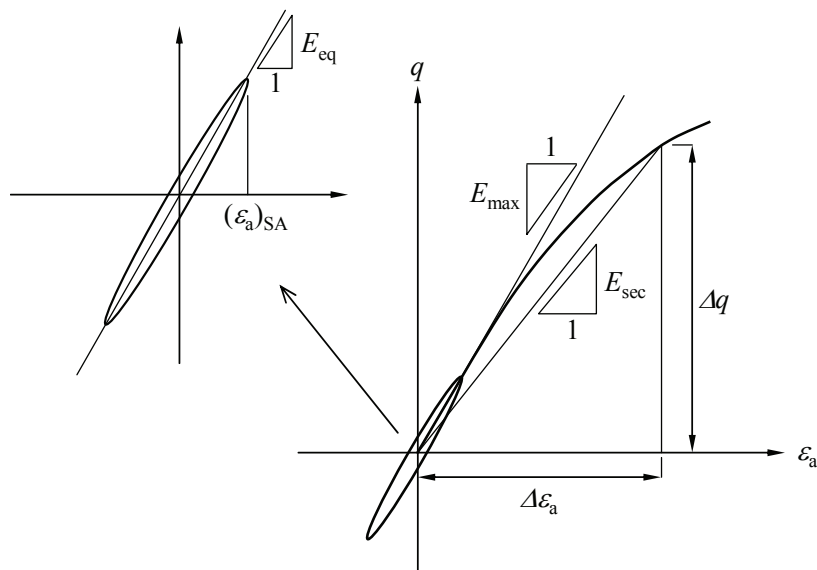


図 4-12 本実験におけるヤング率の定義

図4-13a), b), c)はそれぞれ $D_c = 85, 90, 98\%$ の供試体に対する E_{max} を比較している。 $q \sim \varepsilon_a$ 関係の傾きで表すことができる E_{max} は D_c および p' とともに大きくなっている。図4-14は D_c と p' の増加に対する E_{max} の変化を表している。 D_c および p' の増加とともに E_{max} は増加している。図中の式に示した指数は E_{max} の p' の依存性を示している¹⁴⁾が、その値が $0.40 \sim 0.47$ の狭い範囲にあることから E_{max} の p' 依存性は D_c には大きく影響されないと

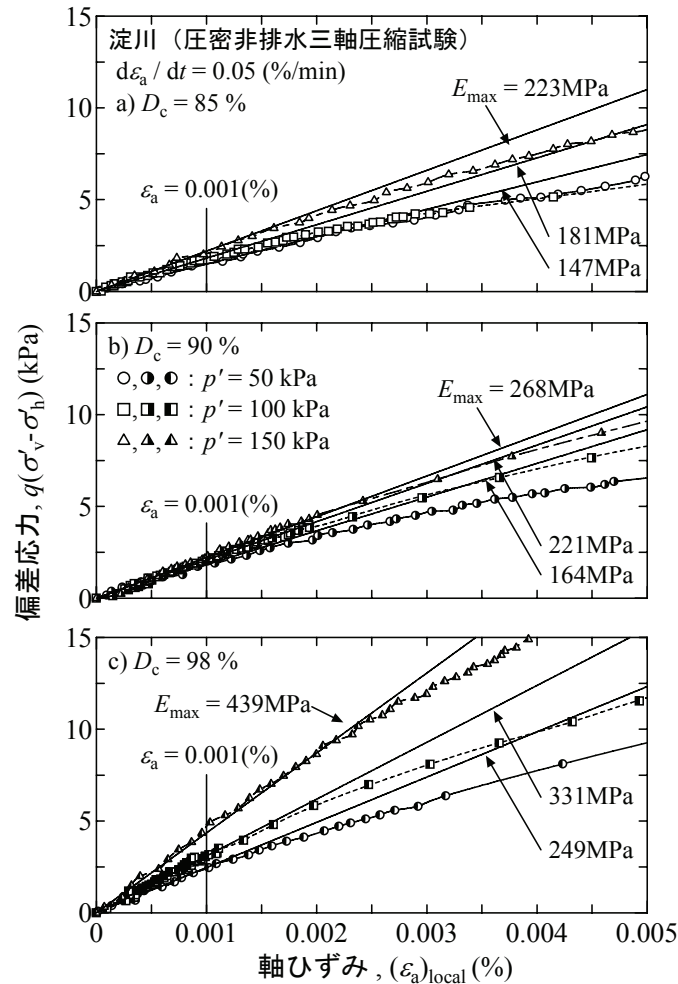


図4-13 異なる D_c および p' における $q \sim \varepsilon_a$ 関係 (a) $D_c = 85\%$, b) $D_c = 90\%$, c) $D_c = 98\%$)

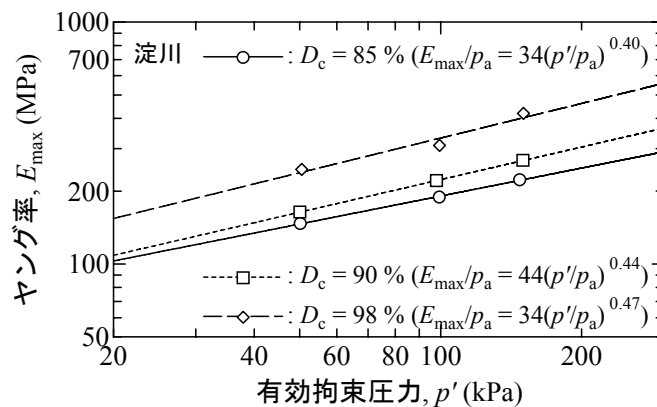


図4-14 $E_{max} \sim p'$ 関係

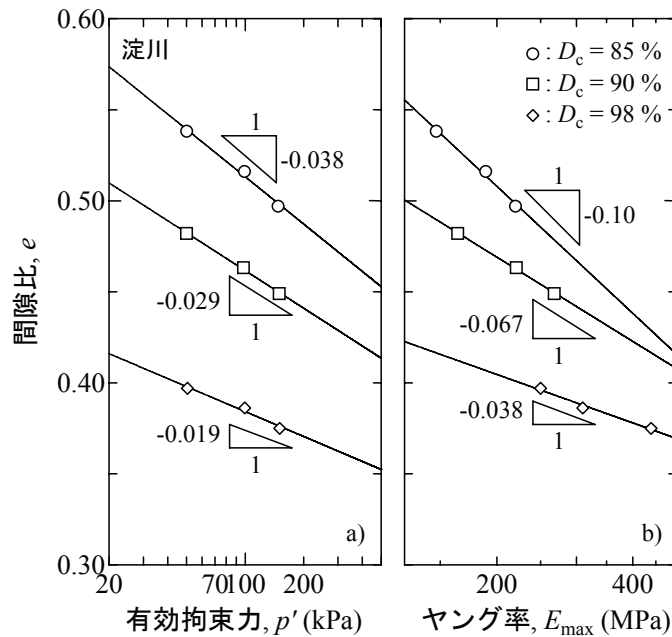


図 4-15 等方圧密時における E_{max} の変化 (a) $e \sim \ln p'$ 関係, b) $e \sim \ln E_{max}$ 関係)

言える. なお, 式中の p_a は無次元化するための基準応力である.

図 4-15a) は一連の試験から得られた間隙比 $e \sim \ln p'$ 関係, 図 4-15b) は間隙比 $e \sim \ln E_{max}$ 関係である. 両図からこれらの関係は強い相関があることわかる. しかし, 締固め時の乾燥密度の違い (D_c の違い) で $e \sim \ln p'$ 関係および $e \sim \ln E_{max}$ 関係の傾きが異なっている. これは, 締固め時の乾燥密度の違いによって圧密特性が大きく異なり, それに伴う E_{max} の増減の程度も異なることを示唆している.

図 4-16a), b), c) はそれぞれ $D_c = 85, 90, 98\%$ に対する微小ひずみ ~ 小ひずみ領域での $E_{sec} \sim \epsilon_a$ 関係を示している. 図中には図 4-13 で算出した E_{max} の値も示している. すべての試験結果において E_{sec} はひずみに対する強い非線形性があることを確認できる. また, データにばらつきがあるが, 全体の傾向として $D_c = 98\%$ では E_{sec} の低下が確認できるひずみ領域が $D_c = 85, 90\%$ と比較して大きいと言える.

図 4-17 は E_{sec} を E_{max} で正規化した E_{sec} / E_{max} と ϵ_a の関係を示している. 図 4-16 で弾性体として扱えるひずみ領域が D_c によって異なることを示したが D_c の違いによって弾性体として扱えるひずみ領域の絶対値の差が小さいため, 本研究で用いた試料に関しては D_c および p' によらず E_{max} を用いることで概ね正規化できる. 一方, これまでの研究成果からおおよその傾向としてきれいな砂や粘性土では $\epsilon_a = 0.1\%$ 程度付近で $E_{sec} / E_{max} = 0.5$ 程度になることが報告されている⁷⁵⁾. しかし, 本試験結果は $\epsilon_a = 0.1\%$ 程度付近で $E_{sec} / E_{max} = 0.21$ であり, $\epsilon_a = 0.01\%$ 程度付近では $E_{sec} / E_{max} = 0.61$ となった. すなわち, 本研究で用いた試料の微小 ~ 小ひずみ領域での変形特性は, これまでに報告されている試料の結果と比べて脆性的であるといえる. 今後, 物性が異なる試料に対して同様な試験を実施して, 試料の一次的性質が微小ひずみ ~ 小ひずみ領域での変形係数のひず

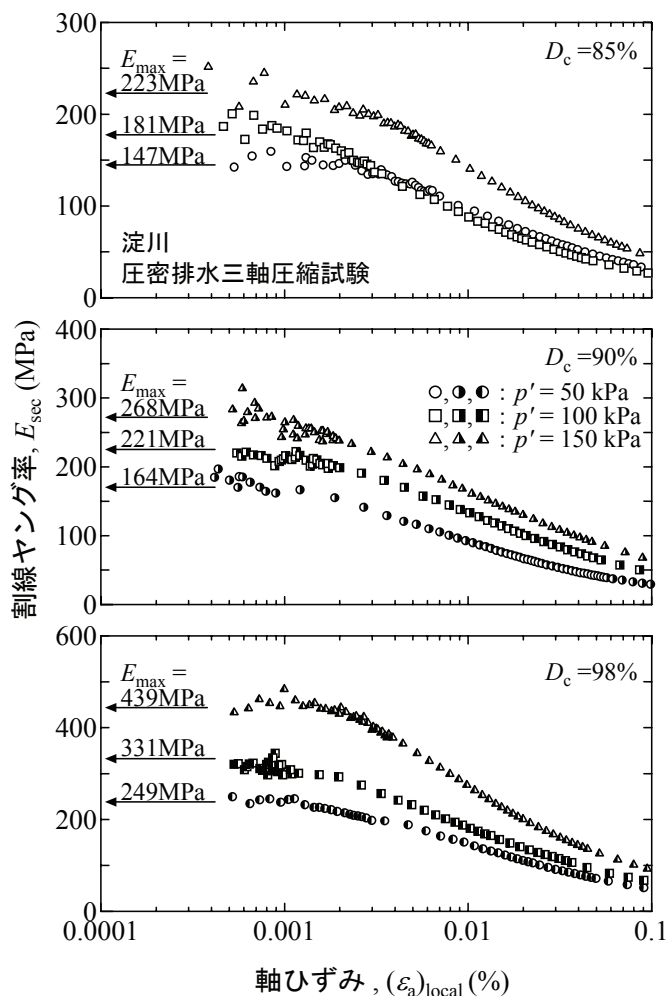


図 4-16 $E_{sec} \sim \varepsilon_a$ 関係 (a) $D_c = 85\%$, (b) $D_c = 90\%$, (c) $D_c = 98\%$)

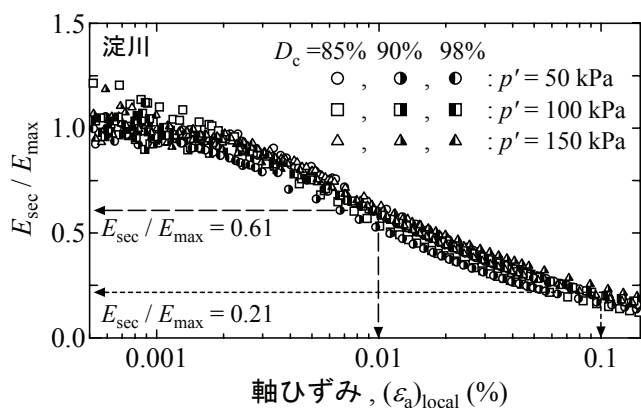


図 4-17 $E_{sec} / E_{max} \sim \varepsilon_a$ 関係

み依存性に及ぼす影響についての検討が必要であると考えている。

近年、微小ひずみレベルでの変形係数(せん断弾性係数 G やヤング率 E)は単調載荷と繰返し載荷の違いや、載荷周波数、ひずみ速度の違いなどの載荷モードによらないことが報告されている^{76), 77)}。しかし、これらの研究成果はきれいな砂や粘性土を対象としたものが多く、本研究で用いたような幅広い粒度分布を持つ中間土のような地盤材料の

研究成果は少ない。図 4-18 は繰返し載荷と単調載荷での試験結果の代表的な結果であり、載荷モードの違いによるヤング率の違いを比較している。 E_{eq} は E_{max} と比較してわずかに小さい。しかし、 E_{max} は図 4-13 で示したように $\varepsilon_a \leq 0.001\%$ での試験結果から算出しており、一方で E_{eq} を求めるための繰返し載荷時の $(\varepsilon_a)_{SA,local} = 0.002\%$ となり、ひずみが大きいため E_{eq} が過小評価されていると解釈すると、本研究で用いた試料はこれまで多くの研究で対象となっていたきれいな砂や粘性土と同様に、微小ひずみ領域での変形特性である E_{max} と E_{eq} は載荷モードによらず等しいと考えられる。

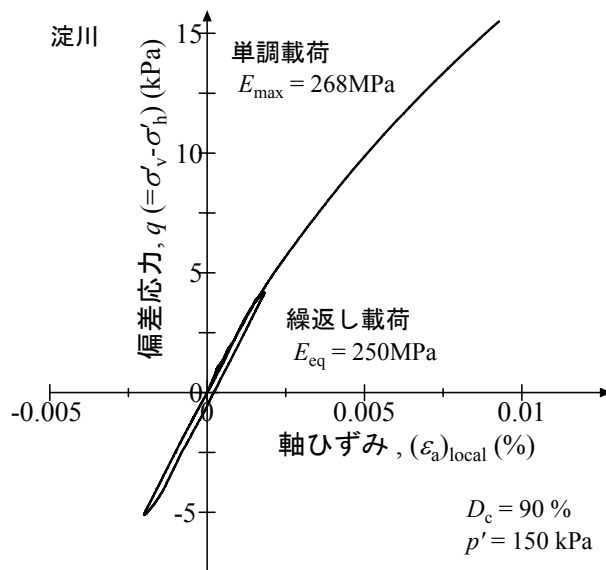


図 4-18 単調および繰返し載荷の $q \sim \varepsilon_a$ 関係の比較

4. 2. 4 非排水せん断強度に及ぼす締固め度および有効拘束圧の影響

図 4-19a), b), c) および図 4-20a), b), c) はそれぞれ $D_c = 85\%$, 90% , 98% の供試体を用いて実施した非排水条件下での単調載荷時における $q, \Delta u_w \sim \varepsilon_a$ 関係と有効応力経路である。

図 4-19a), b), c) の $q, \Delta u_w \sim \varepsilon_a$ 関係をみると、 $D_c = 98\%$ の供試体では $\varepsilon_a = 2\%$ 程度までは急激に偏差応力は増加したがそれ以降は増加が止まり、明確なピークは確認できない。また、過剰間隙水圧はせん断の初期段階では正の過剰間隙水圧が発生するが、その後は負の過剰間隙水圧が発生し、その後は増加し続けた。 $D_c = 90, 85\%$ の供試体では、せん断の初期段階でピーク強度を示し、その後は減少して残留状態に至っている。過剰間隙水圧に関しては、せん断初期から増加し続けている。

図 4-20a), b), c) の有効応力経路をみると、 $D_c = 98\%$ の供試体はせん断初期の初期段階では正の過剰間隙水圧の発生によって平均有効応力が減少するものの、すぐに正のダイレイタンスによって負の過剰間隙水圧が発生して平均有効応力が増加し、偏差応

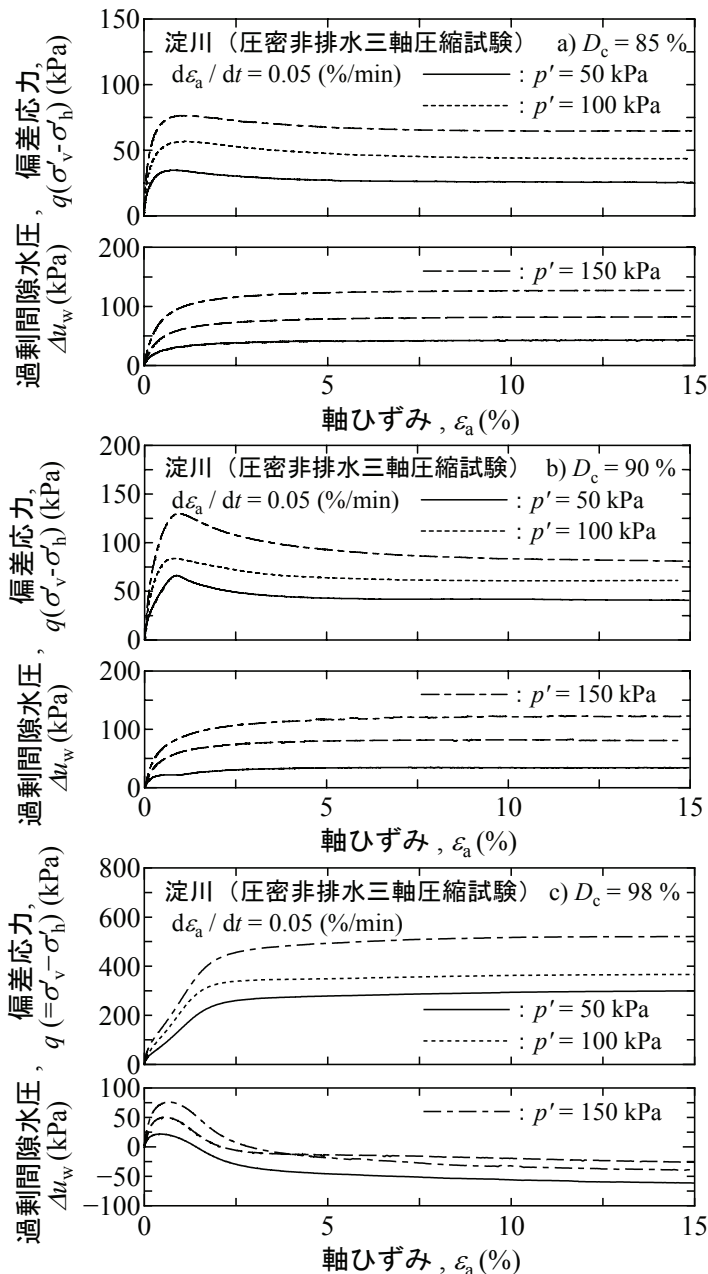


図 4-19 q および $\Delta u_w \sim \varepsilon_a$ 関係 (a) $D_c = 85\%$, (b) $D_c = 90\%$, (c) $D_c = 98\%$

力も増加していることがわかる。これは密詰め砂あるいは過圧密状態の粘性土の典型的な挙動である。一方、 $D_c = 90, 85\%$ の供試体では、せん断初期から正の過剰間隙水圧が上昇することによって平均有効応力は減少し続けて破壊に至る。これはゆる詰め砂あるいは正規圧密状態にある粘性土の典型的な挙動である。また、破壊時の応力比 $M (= q/p')$ は D_c の増加とともに大きくなる。

さらに注目すべき点は $D_c = 98\%$ の供試体と $D_c = 90, 85\%$ の供試体におけるピーク時もしくはせん断終了時の q_{max} の違いである。非排水単調載荷試験で得られた q_{max} を 1/2 倍することで非排水せん断強度 s_u を得ることができる。 $p' = 150\text{kPa}$ の場合で s_u を比較すると、 $D_c = 98\%$ では $s_u = 262\text{kPa}$ であり、 $D_c = 90, 85\%$ ではそれぞれ $s_u = 64\text{kPa}, 39\text{kPa}$ となる。

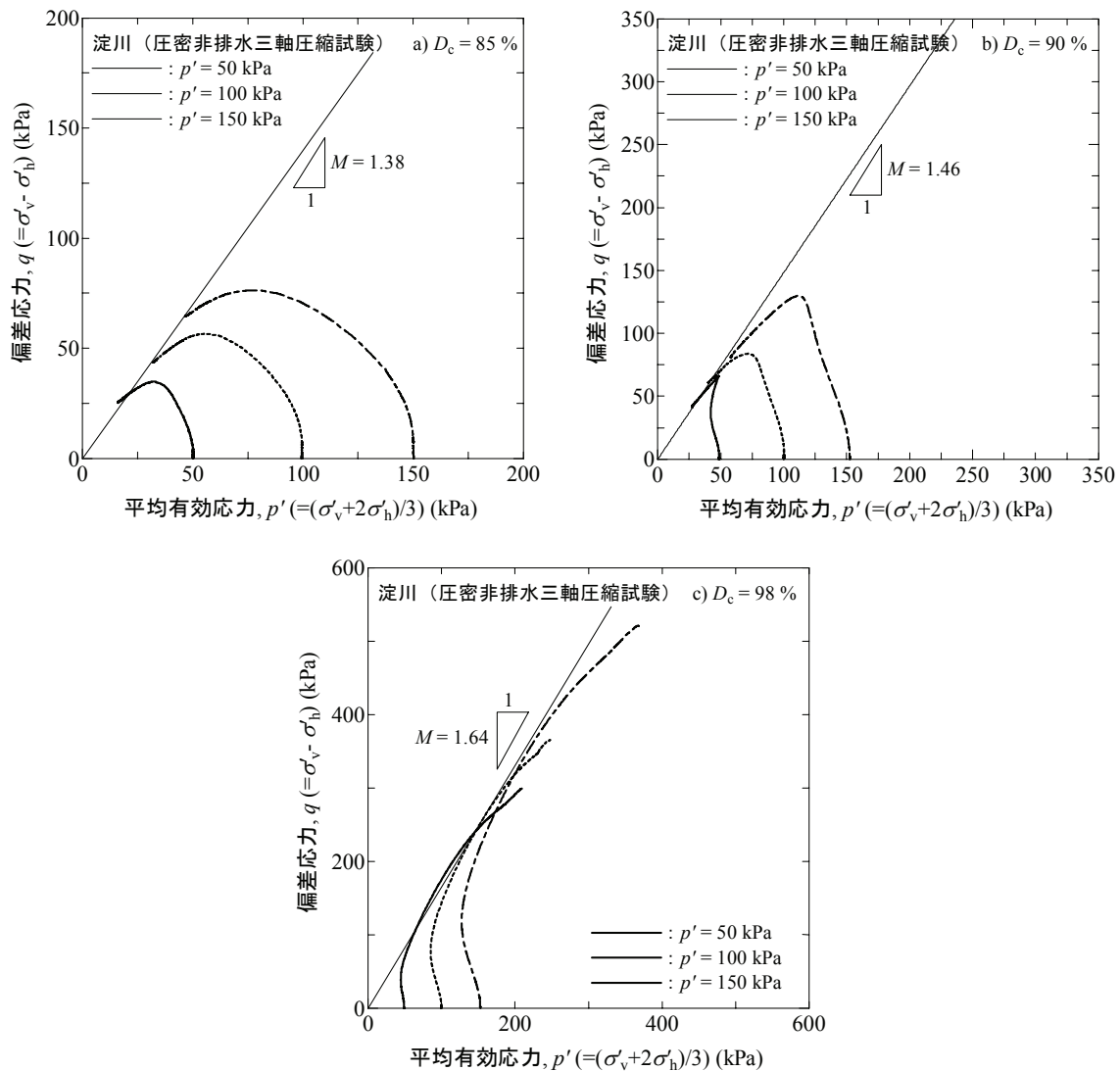


図 4-20 有効応力経路(a) $D_c = 85\%$, b) $D_c = 90\%$, c) $D_c = 98\%$

s_u は D_c を変化させるだけで最大で 7 倍程度も大きくなる。

図 4-21 は E_{max} および s_u を圧密終了時の有効拘束圧 p'_0 で除した強度増加率 s_u / p'_0 と D_c の関係である。 E_{max} および s_u / p'_0 は D_c とともに増加することがわかる。 E_{max} は有効拘束圧による影響がはっきりと現れている。しかし、一般に s_u / p'_0 は p' に対して一定値であるため本研究で用いた試料における s_u / p'_0 は p' にあまり影響せず s_u / p'_0 と D_c には一義的な関係がある。これは D_c を用いることで s_u / p'_0 を大まかに推定できることを示唆している。また、 E_{max} は D_c に対して線形的に増加する傾向にあるが、 s_u / p'_0 は D_c に対して指数的に増加する傾向にある。今後、物性が異なる地盤材料についても同様な関係性があるか検討する必要がある。

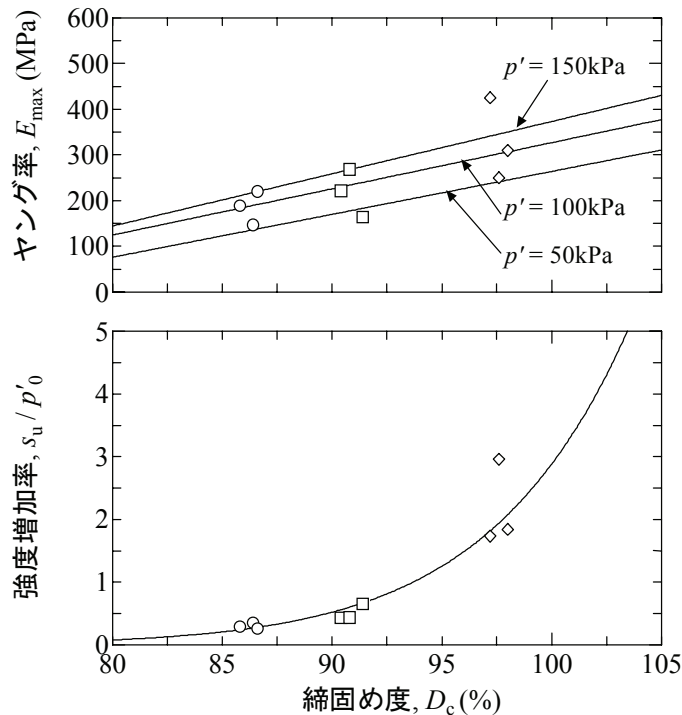


図 4-21 E_{\max} および $s_u / p'_0 \sim D_c$ 関係

4. 2. 5 締固め時の含水比の影響

4. 1 で対象とした盛土層内では、盛土材料の一次性質や含水比および乾燥密度のばらつきは極めて小さかった。しかし、河川堤防など線状土構造物は同一盛土層であっても施工時期が異なることが予想される。その際は施工時の含水比に違いが生じ、それに伴い乾燥密度も異なると考えられる。そこで、締固め時の締固め度や含水比の影響を検討するため、施工時の含水比の違いを再現した供試体を用いて非排水三軸圧縮試験を実施して、供試体作製時の含水比の違いが変形・強度特性に及ぼす影響を検討した。

a) 供試体および試験方法

試験に使用した試料および供試体、試験装置は 4. 2 と同様のものである。締固め度を固定し、含水比の異なる供試体の作製には、自然乾燥状態にある試料に蒸留水を加え、一様に混合して所定の w (目標含水比 $w_a = 8.5 \sim 14.0\%$) になるように含水比調整を行った。その後、 $D_c = 100\%$ となる量の試料を直径 10cm および高さ 20cm の供試体作製の二つ割れモールドに 5 層に分け入れ、載荷フレームに油圧ジャッキを取り付けた装置を用いて静的に締固めた。試験は供試体を三軸セル内に設置後、二重負圧法と背圧 200kPa を与えることで飽和化を図り、 B 値が 0.96 以上であることを確認した後にそれぞれの供試体に対して、軸応力増加速度 1kPa/min で所定の有効拘束圧 $p' = 50$ kPa まで等方圧密を実施した。所定の p' に到達後、一時間程度排水クリープさせた。その後、セル

圧 σ_c 一定のまま非排水状態で $\varepsilon_a = 15\%$ まで軸ひずみ速度 $d\varepsilon_a / dt = 0.05\%/min$ の単調載荷を行った。

b) 等方圧縮特性

図4-22は代表的な試験結果として締固め時の含水比が $w = 8.9, 11.0, 14.2\%$ の供試体における等方圧密時の体積ひずみ ε_v と経過時間 t の関係である。供試体作製時の含水比が w_{opt} に近い $w = 11.0\%$ の ε_v が最も小さいことから、締固め時の含水比は圧縮性に影響を与え得ると言える。図4-23はすべての試験における圧密終了時の体積ひずみ $\varepsilon_{v(end)}$ と締固め時の含水比の関係である。圧密終了時の体積ひずみは w_{opt} よりやや乾燥側の含水比で締固めた供試体において最も小さいことがわかる。 $w = 14.2\%$ における ε_v は 0.38% 程度なり、 $w = 10.5\%$ で ε_v は 0.19% 程度であり、締固め時の含水比の違いによって、圧密終了時の体積変化に2倍程度の違いが生じた。

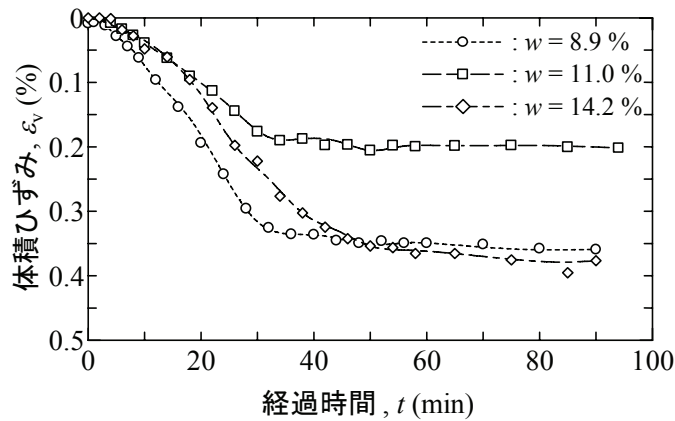


図4-22 体積ひずみ ~ 経過時間関係 ($w = 8.9, 11.0, 14.2\%$)

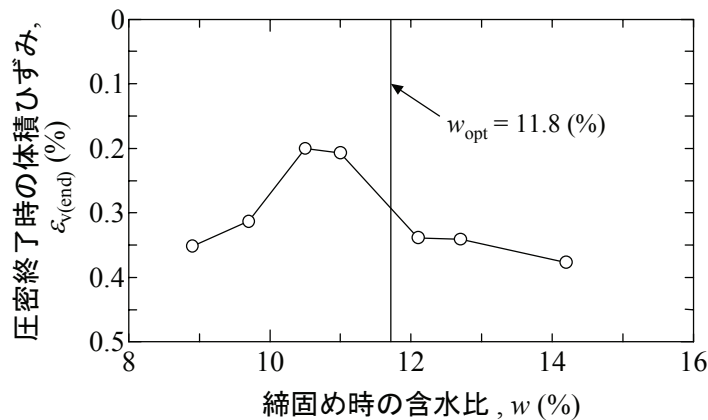


図4-23 圧密終了時の体積ひずみ ~ 含水比関係

c) 単調載荷時の変形・強度特性

図4-24は、圧密終了後に非排水条件下での単調載荷時の偏差応力 $q \sim$ 軸ひずみ ε_a 関係である。また、図4-25は図4-24の $q \sim \varepsilon_a$ 関係より求めた最大偏差応力 q_{max} と供試体作製時の w の関係である。なお、 $q \sim \varepsilon_a$ 関係においてピークが確認できない試験結果

については $\varepsilon_a = 15\%$ の q を q_{max} とした。これらの結果から、 $q \sim \varepsilon_a$ 関係は締固め時の含水比に大きく影響することがわかる。さらに w_{opt} よりやや乾燥側の含水比で q_{max} の最大値を示し、試料作製時の含水比が最も高い所で最小値を示していることがわかる。

また、図4-26は $w = 8.9, 11.0, 14.2\%$ の供試体における単調載荷中の過剰間隙水圧の挙動を示している。含水比によらず単調載荷の初期では、正の過剰間隙水圧が発生している。 $w = 8.9\%$ と 11.0% では、その後は負の過剰間隙水圧が発生し、 $w = 8.9\%$ では

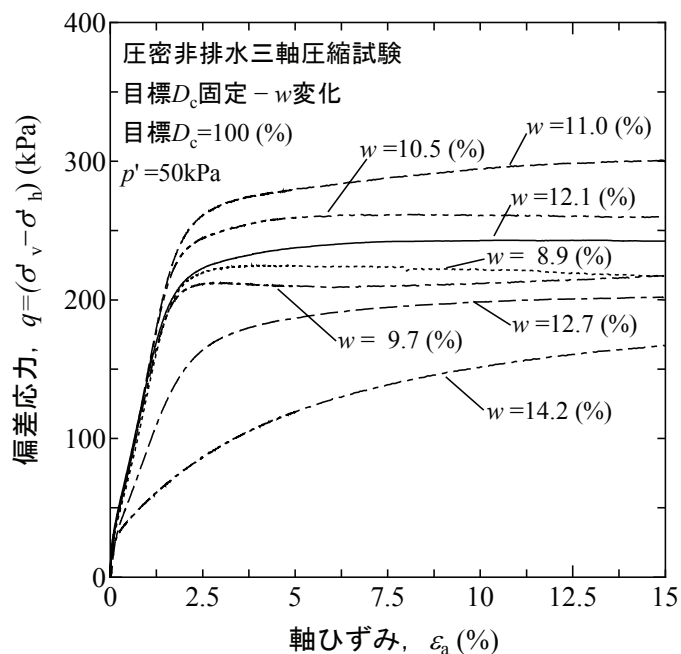


図4-24 異なる含水比で作製された供試体の $q \sim \varepsilon_a$ 関係

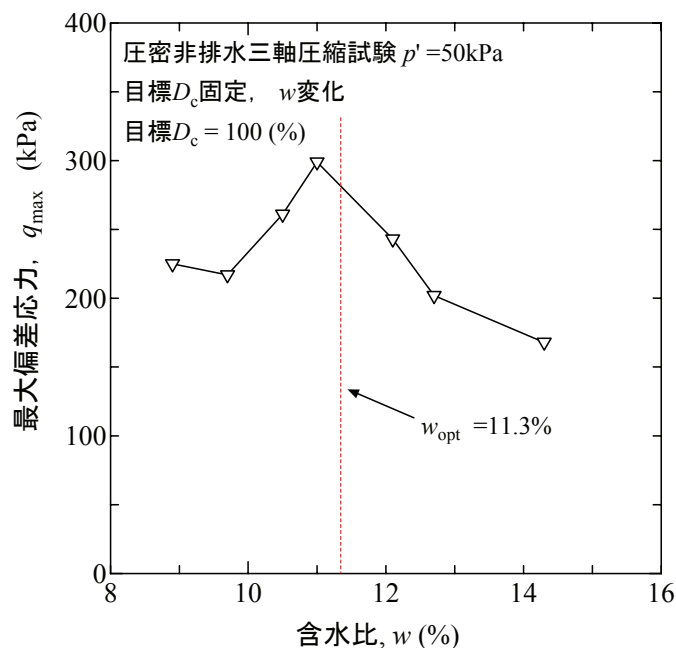


図4-25 異なる含水比で作製された供試体の $q_{max} \sim w$ 関係

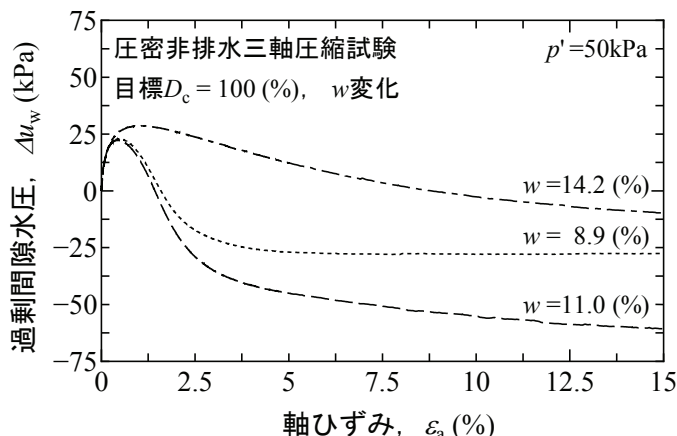


図 4-26 単調載荷中の過剰間隙水圧挙動 ($w = 8.9, 11.0, 14.2\%$)

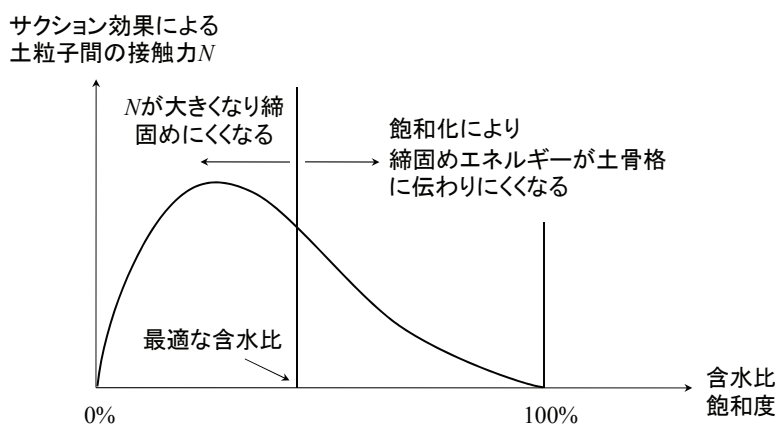


図 4-27 含水状態による不飽和土の粒子間力⁷⁸⁾

-25kPa 程度で一定となり、 $w = 11.0\%$ では単調載荷終了時 ($\epsilon_a = 15\%$)まで増加し続けている。

以上のように締固め時の含水比の変化によって、締固めた地盤材料の変形・強度特性は同一の $D_c(\rho_d)$ であっても大きく異なることがわかった。また、これらの結果はすべて飽和供試体に対して実施した結果であるため、締固め時の含水比の違いによるサクシオン効果はないと考えられる。このことから、平川ら⁵⁶⁾が指摘しているように締固め時の土構造の形成に含水比は影響し、その結果、変形・強度特性に違いが生じると考えられる。

図 4-27 は、土中の水分量と不飽和土の土粒子間接触力の関係を模式的に示している⁷⁸⁾。水分量と土粒子間の接触力 N の関係は、ある水分量で N がピークを示す曲線で示される。すなわち、締固め時の含水比が低いと土粒子間の接触力 N が土粒子を互いにずらせようとする外力に対して抵抗するため締固めにくくなり、含水比が上昇し飽和状態に近づくと、間隙水の影響で締固めエネルギーが土粒子に十分に伝達されないため締固めにくくなることを示している。これは、含水比が異なる試料に対して同一の乾燥密度の供試体を作製しようとした際には、 w_{opt} よりもやや乾燥側の試料では同一の乾燥密度の供試体を得るために最も締固めエネルギーが必要であることを示している。すなわち、

図 4-25 に示したように w_{opt} よりもやや乾燥側の含水比で q_{max} が最も大きい値となったのは、締固めエネルギーが最も大きくなり、より安定した土構造を形成したためと推察できる。

現在の盛土施工では、降雨や谷水の浸入によるコラプス沈下の抑制のため w_{opt} よりも湿潤側の含水比で施工されているが、図 4-23 と図 4-25 の結果を勘案すると乾燥側の含水比で施工して L 型排水盛土工法⁷⁹⁾などの工法を用いて排水処理を十分に行い盛土内に水が入らないような対策をとる方が工学的に有利であるといえる。

4. 2. 6 締固め方法の影響

補強盛土などの施工において壁面直近の締固めを行う際は小型の振動コンパクターやタンパーが用いられる。これは大型の締固め機械(振動ローラー、タイヤローラー)などで締固めを実施すると壁面工のはらみだしが懸念されるためである。しかし、壁面工の直近以外の箇所をタイヤローラーなどの静的な荷重によって締固めを実施し、壁面直近は振動コンパクターやタンパーによって動的な荷重によって締固めを実施した際には同一の乾燥密度および含水比の状態ではあるが盛土内に締固め方法が異なる部分が存在することとなる。そこで本研究では、静的締固めによって作製した供試体と動的締固めによって作製した供試体の強度特性の違いを非排水三軸圧縮試験より検討した。さらに両者の異方性の程度をベンダーエレメント試験によって測定することで構造の違いが強度特性に及ぼす影響を明らかにしている。

a) 供試体および試験方法

静的および動的な方法で供試体を作製した。締固め方法によらず、まず、供試体作製の二つ割れモールド(直径 10cm および高さ 20cm)に含水比調整した所定量の試料を投入した。その後、動的供試体の作製は、全断面ピストンをモールド内に挿入して、所定の乾燥密度が得られるまで全断面ピストンをゴムハンマーで打撃することで作製した。静的供試体の作製は、載荷フレームに油圧ジャッキを取り付けた装置を用いて、所定の乾燥密度が得られるまで全断面の載荷キャップによって静的に載荷した。また、締固め方法によらず締固め層数は 5 層とした。なお、締固め時の含水比は $w_{opt}(= 11.3\%)$ とし、 D_c は 100% ($\rho_d = 1.959\text{g/cm}^3$) とした。試験手順は、4. 2. 5 と同様であるが、有効拘束圧 p' は 50, 100, 150kPa とした。

b) 等方圧縮特性

図 4-28 は代表的な試験結果として $p' = 100\text{kPa}$ における等方圧密時の体積ひずみ ε_v と経過時間 t の関係である。同一の D_c および含水比であっても供試体の作製方法によって圧縮特性が大きく異なり、動的供試体に比べ静的供試体の圧縮性が高いことがわかる。また、図 4-29 は圧密時の体積ひずみが軸ひずみの 3 倍に等しいと仮定した際の体積ひずみ $3\varepsilon_a (= \varepsilon_v)$ と排水量から測定した体積ひずみ ε_v の比較を示している。完全等方供試

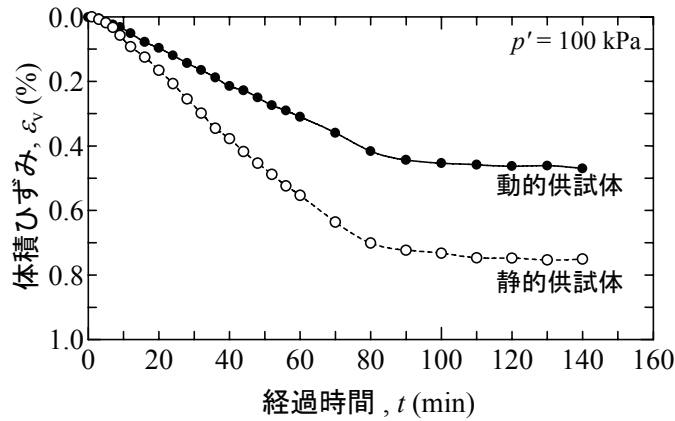


図 4-28 体積ひずみ ~ 経過時間関係 ($p' = 100\text{kPa}$)

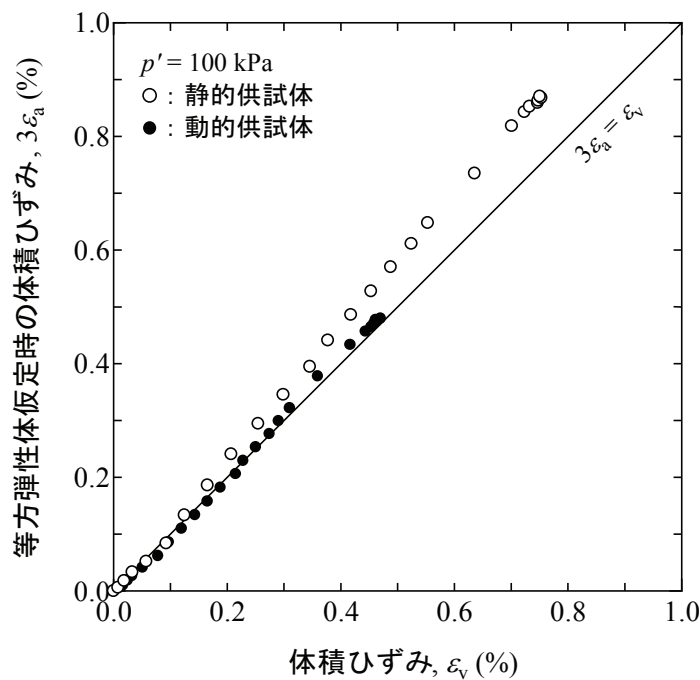


図 4-29 $3\varepsilon_a \sim \varepsilon_v$ 関係の比較 ($p' = 100\text{kPa}$)

体であれば、 $3\varepsilon_a = \varepsilon_v$ となる。図より、静的供試体は圧密中には ε_a が増加し、明らかに $3\varepsilon_a > \varepsilon_v$ となることがわかる。一方、動的供試体が静的供試体と比較して $3\varepsilon_a = \varepsilon_v$ に近いことがわかる。このことから、動的供試体が静的供試体に比べて等方的な構造を有していると推察できる。すなわち、締固め方法の違いによって異なる土構造が形成されることが考えられる。

c) 単調載荷時の変形・強度特性

図 4-30 は、締固め時の含水比が w_{opt} および $D_c = 100\%$ となるように作製した供試体に対して実施した非排水三軸圧縮試験の偏差応力 $q \sim$ 軸ひずみ ε_a 関係を示している。同一の含水比および乾燥密度の供試体であっても静的供試体の q_{max} が p' によらず動的供試体よりも 2 倍程度かそれ以上大きいことがわかる。

図4-31は、図4-30の試験における有効応力経路を示している。 p' が小さいと動的供試体の応力経路は静的供試体と比較して正規圧密的な挙動を示していることがわかる。

また、図4-32は $p' = 100\text{kPa}$ の供試体における単調载荷中の過剰間隙水圧の挙動を示している。動的供試体では、正の過剰間隙水圧が発生後に負の過剰間隙水圧が -25kPa 程度まで発生し続けている。一方、静的供試体では正の過剰間隙水圧が発生後にやや過剰間隙水圧が減少するが、負の過剰間隙水圧に転ずることはなく、正の過剰間隙水圧が発生した状態である。

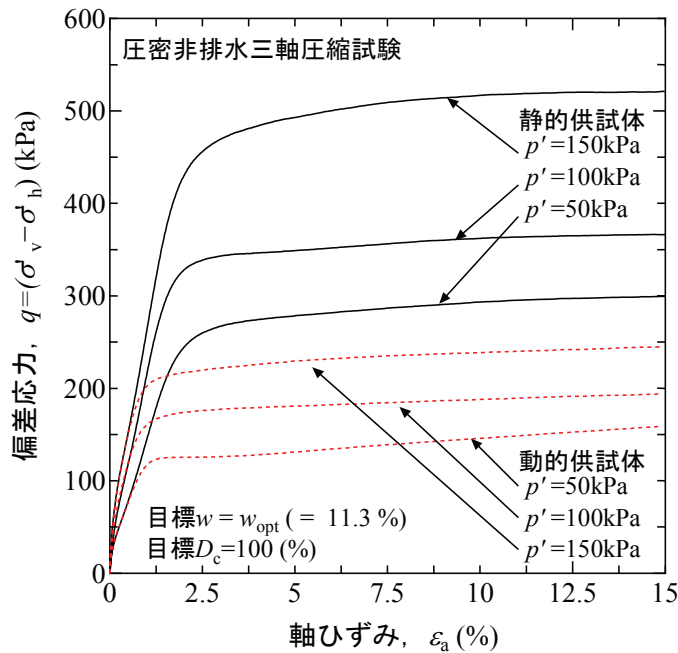


図4-30 偏差応力～軸ひずみ関係

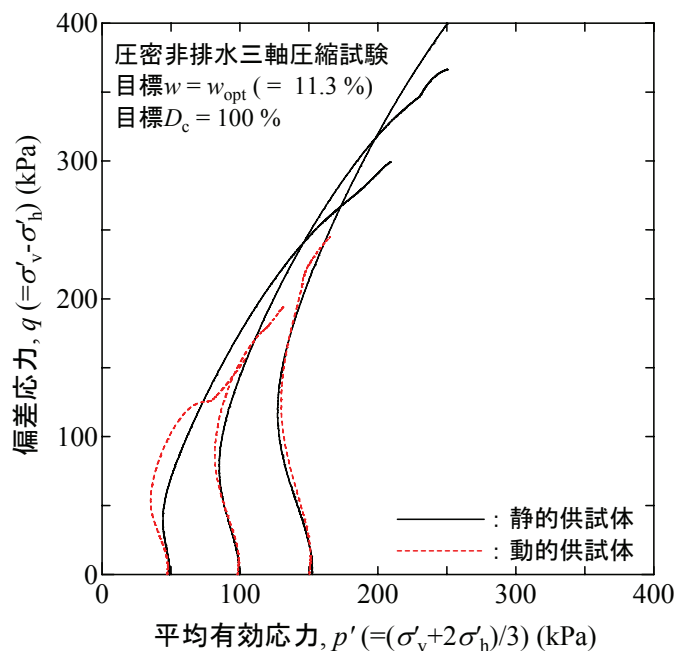


図4-31 有効応力経路

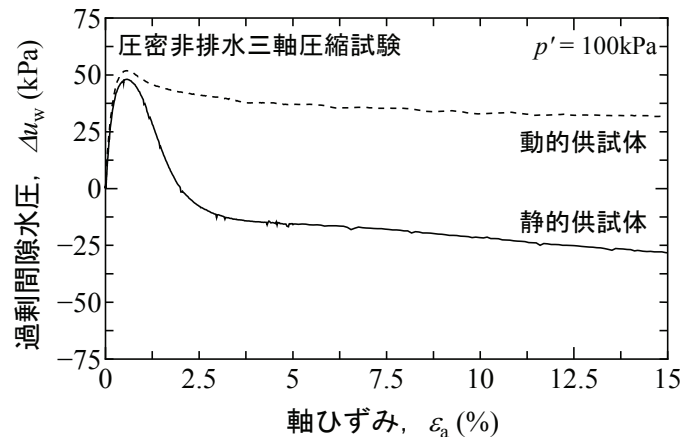


図 4-32 単調載荷中の過剰間隙水圧挙動 ($p' = 100\text{kPa}$)

この試験結果の傾向は、1. 2. 4で示した Seed et al.⁵⁰⁾ の試験結果の傾向と一致する。すなわち、Seed et al.は異なる締固め方法 (Static compaction, Vibration compaction, Impact compaction, Kneading compaction) で作製したシルト質土供試体を用いた三軸圧縮試験結果から、 w_{opt} 付近に含水比調整された供試体では static compaction がその他の締固め方法と比較して最も大きな強度を示すと報告している。また、Seed et al.は試験結果を Lambe⁵¹⁾ が提案した締固め土の土構造によって説明できるとしている。一方で、鬼塚ら^{54), 55)}は、静的および動的に締固めたブロックサンプルから供試体の切り出し角を変えた一連の一面せん断試験結果から締固め土の土構造は Yong and Warkentin⁴⁶⁾が提案しているものにほぼ等しいと報告している。

以上のように締固め土の構造と変形・強度特性との関連性についての統一的な考え方は、未だ確立されていない。そこで本研究では、締固め方法および締固め時の含水比の違いが土構造に与える影響の検討を BE 試験による異方性の程度を観察することで検討した。

b) BE 試験による弾性係数の異方性の測定と締固め土の構造

試験に用いた供試体の作製方法は非排水三軸圧縮試験と同様である。図 4-33 は試験に用いた供試体の作製条件を締固め曲線上に示している。供試体の乾燥密度は静的および動的供試体に対して $D_c = 85, 90, 100\%$ 、含水比については $D_c = 100\%$ の供試体に対して 9, 11.3 (= w_{opt}), 13% の供試体を準備した。すなわち、静的および動的供試体に対して 5 本ずつ、合計 10 本の供試体に対して無拘束圧状態で BE 試験を実施した。図 4-34 に示すように試験では 2 対のベンダーエレメントを用いて、水平方向に振動、鉛直方向に伝播するせん断弾性波速度 V_{vh} と振動・伝播方向ともに水平の V_{hh} を測定し、式 4-1 を用いて算出した。

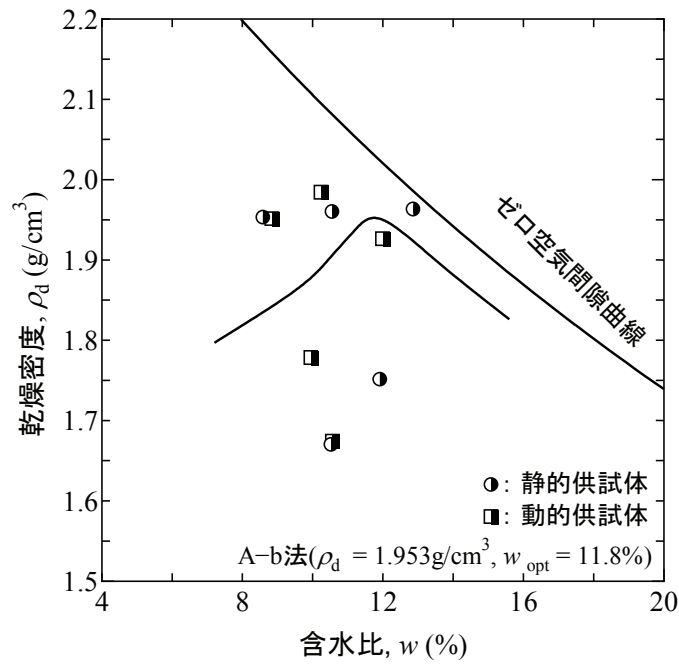


図 4-33 供試体の作製条件

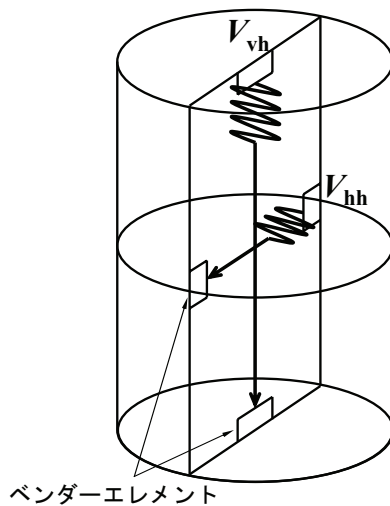


図 4-34 バンダーエレメントの設置位置とせん断弾性波の伝播方向の概略図

$$V_{vh} \text{ (or } V_{hh}) = L / \Delta t \tag{式 4-1}$$

ここで、せん断弾性波の伝播距離 L および伝播時間 Δt の決定方法の詳細については 3. 2. 4 を参照されたい。なお、せん断弾性波速度からせん断弾性係数 G_{vh} と G_{hh} を湿潤密度 ρ_t を用いて式 4-2 から算出した。

$$G_{vh} = \rho_t \cdot V_{vh}^2, \quad G_{hh} = \rho_t \cdot V_{hh}^2 \tag{式 4-2}$$

図 4-35 は、 D_c に対する G_{vh} と G_{hh} の変化および G_{hh} / G_{vh} の変化を示している。供試体

の作製方法および D_c によらずと G_{hh} は G_{vh} よりも大きく、 G_{hh} / G_{vh} の値は D_c の増加とともに大きくなっていることがわかる。さらに、 G_{hh} / G_{vh} は動的供試体よりも静的供試体が大きい値となっている。

図 4-36 は、締固め時の w に対する G_{vh} と G_{hh} の変化および G_{hh} / G_{vh} の変化を示して

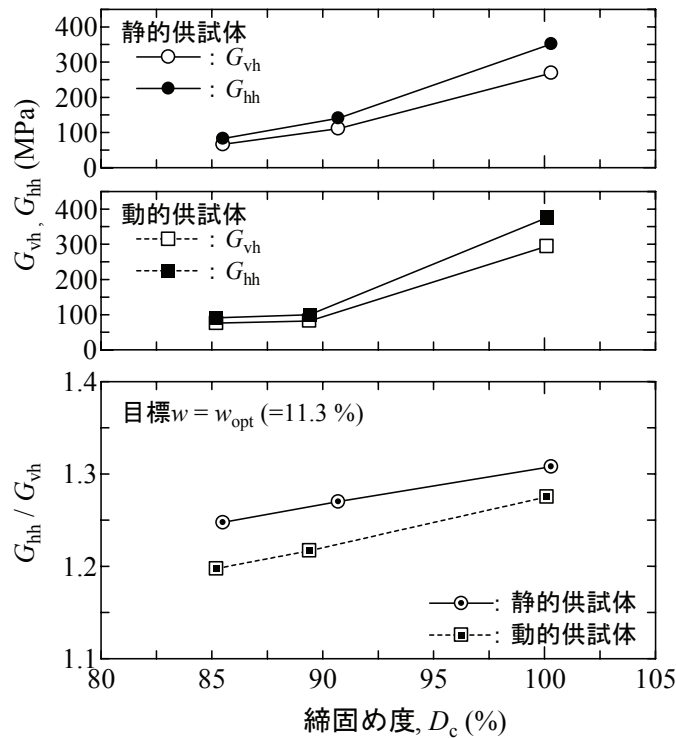


図 4-35 D_c の変化に対する G_{vh} と G_{hh} および G_{hh} / G_{vh} の変化

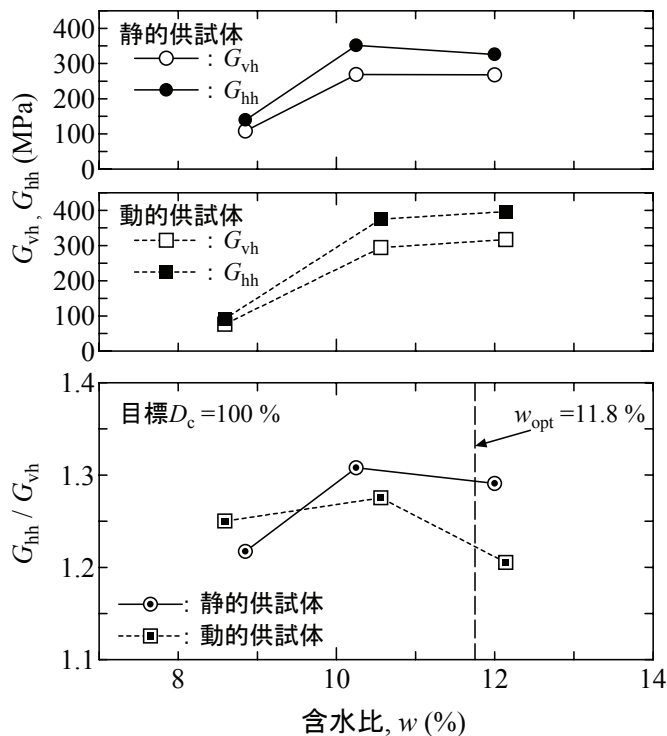


図 4-36 w の変化に対する G_{vh} と G_{hh} および G_{hh} / G_{vh} の変化

いる。 w の変化に対しても供試体の作製方法および D_c によらずと G_{hh} は G_{vh} よりも大きい。しかし、 D_c とともに G_{vh} と G_{hh} は増加する傾向にあったが、 w の増加に対する G_{vh} と G_{hh} は一定値になっていることがわかる。 G_{hh} / G_{vh} の値は動的供試体よりも静的供試体が大きい値となり、 w_{opt} より乾燥側の含水比でピークの値をとることがわかる。

以上の結果は、一連の非排水三軸圧縮試験より得られた D_c の増加によって q_{max} が大きくなること、締固め時の w を変化させた際の q_{max} が w_{opt} 付近で最大値を示すこと、同一の D_c および w で締固めた静的供試体と動的供試体で q_{max} を比較すると静的供試体が大きいこと、と整合している。すなわち、より高い D_c を得るためには高いエネルギーで締め固める必要があるため D_c の増加に伴い配向性が進み、 D_c とともに G_{hh} / G_{vh} が増加したと考えられる。さらに w の違いによる G_{hh} / G_{vh} の変化は、4. 2. 5で示した変形・強度特性への影響と同様のメカニズムに起因しており、 w_{opt} 付近に調整された試料で同一の乾燥密度の供試体を得るためには最も締固めエネルギーが必要であるため w_{opt} 付近では配向性が高くなり、 G_{hh} / G_{vh} が大きくなったと考えられる。そして、締固め方法の違いによる G_{hh} / G_{vh} の変化は、締固め方法のメカニズムの違いによって動的供試体よりも静的供試体の方が配向の度合いが大きいととらえられる。

以上の結果から、本研究で使用した細粒分質礫質砂を締固めて作製した供試体の変形・強度特性は、締固め時の密度および含水比、締固め方法によって影響を受ける土構造それに起因する過剰間隙水圧の発生挙動(ダイレイタンシー挙動)に支配されていると考えられる。

これらの考察に加え、堆積構造異方性が強度特性に与える影響として堆積面と最大主応力方向のなす角が 90° の時に最も強度が大きくなること⁵²⁾を考慮すると、 D_c および w 、締固め方法による三軸圧縮試験での強度特性の違いは土構造の配向の程度によって解釈することができると言えよう。さらに、本研究で用いた試料で作製した供試体については、Yong and Warkentin が提案した土構造モデルに近い状態であると推察できる。

しかし、今回の供試体作製時には締固めエネルギーを算出するための応力などを測定していないため、今後は締固めエネルギーを算出して検討する必要がある。また、締固め土の土構造を支配する要因として、砂質土系の地盤材料であれば粒子形状や粒子の大小、粘性土系の地盤材料であれば粘土粒子間の物理化学的な作用などが考えられ、今後は本研究で用いた地盤材料よりも分級された礫質土や細粒分を多量に含むシルト質土に対する検討が必要である。

5. 不飽和地盤の挙動評価に関する事例研究

本章では、壁面工に変状が発生したジオテキスタイル補強土壁の変状メカニズムの解明と砂丘斜面の安定性を評価した事例研究について述べている。いずれの事例も不飽和状態にある盛土および自然斜面を研究の対象としている。まず、原位置試験として表面波探査、PS 検層、RI 検層、ボーリング調査および標準貫入試験から補強土壁および砂丘斜面の現況を詳細に調査した。つぎに、採取した試料を用いた詳細な各種室内試験を実施した。そして、原位置試験結果と各種室内試験結果を踏まえて、不飽和地盤の特性を考慮することにより、補強土壁変状のメカニズムの推定および砂丘斜面の安定性について議論している。

5. 1 ジオテキスタイル補強土壁の変状メカニズムに関する事例研究

鳥取自動車道は平成 24 年度の全面開通に向けて現在工事が進行しているが、一部の工事箇所においてジオテキスタイル補強土壁工（以下、補強土壁と呼ぶ）の変状が確認された。動態観測の結果、壁面工の変形が継続する兆候が確認された。したがって、壁面工の変状の原因および変形メカニズムを解明し、効果的な対策工を実施する必要性が生じた。木幡は、北海道において平成 17～19 年に施工された補強土壁の 88 件のうち変状事例が報告された 18 例に対して、変状事例とその推定される変状原因についてまとめている⁸⁰⁾。その中には、当該補強土壁のように壁面工が最大 140mm 程度もはらみ出すような変状を起こした事例があり、それらの原因は寒冷地特有の凍結土の問題に加えて局所的な締固め不良や施工精度としている。また、その他の変状要因として不適切な盛土材料の使用などを挙げている。しかし、建設残土の有効利用などの観点から近年の盛土施工において良質な地盤材料を盛土材料と使用することは困難であることから基本的には現地発生土を盛土材料とすることが多い。さらに、現地発生土が必ずしも良質な盛土材料であるとは限らず、盛土材料の工学的性質を良く見極めて使用することが重要であると言える。

本事例では、補強土壁の現況を把握するために、当該補強盛土で表面波探査、PS 検層、RI 検層、ボーリング調査および標準貫入試験を実施し、せん断弾性波速度 V_s 、含水比 w 、湿潤密度 ρ 、 N 値を測定した。つぎに、当該補強土壁から採取された試料を用いた物理試験および締固め試験、ボーリング調査の際に採取された乱した試料を原地盤の密度・含水比とほぼ等しくした供試体を用いた室内ベンダーエレメント試験、一面せん断試験、水浸圧密試験を実施した。そして、原位置と室内試験でのせん断弾性波速度 V_s を比較・検討することにより、変状箇所における現況の応力状態およびせん断強度を推定した。同時に、変状箇所における盛土材料の水

浸時の沈下特性を明らかにしている。これらの原位置試験および室内試験結果を総合的に判断することにより、当該補強土壁の変状メカニズムを推察している。

5. 1. 1 変状が発生した補強土壁の概要

図5-1は、当該補強土壁の平面図および立面図である。変状箇所における壁面高さは14.4mであり、壁面工の延長は約150mである。図中には後述する表面波探査、PS検層、RI検層、ボーリング調査および標準貫入試験の実施地点を示している。

写真5-1～写真5-4は、補強土壁および図5-1中に示した変状箇所付近の様子である。これらの写真から、補強土壁工上部の路盤には有害な沈下等は発生していないものの、変状箇所では壁面工の変位が進行し、局所的なはらみ出しや壁面工が回

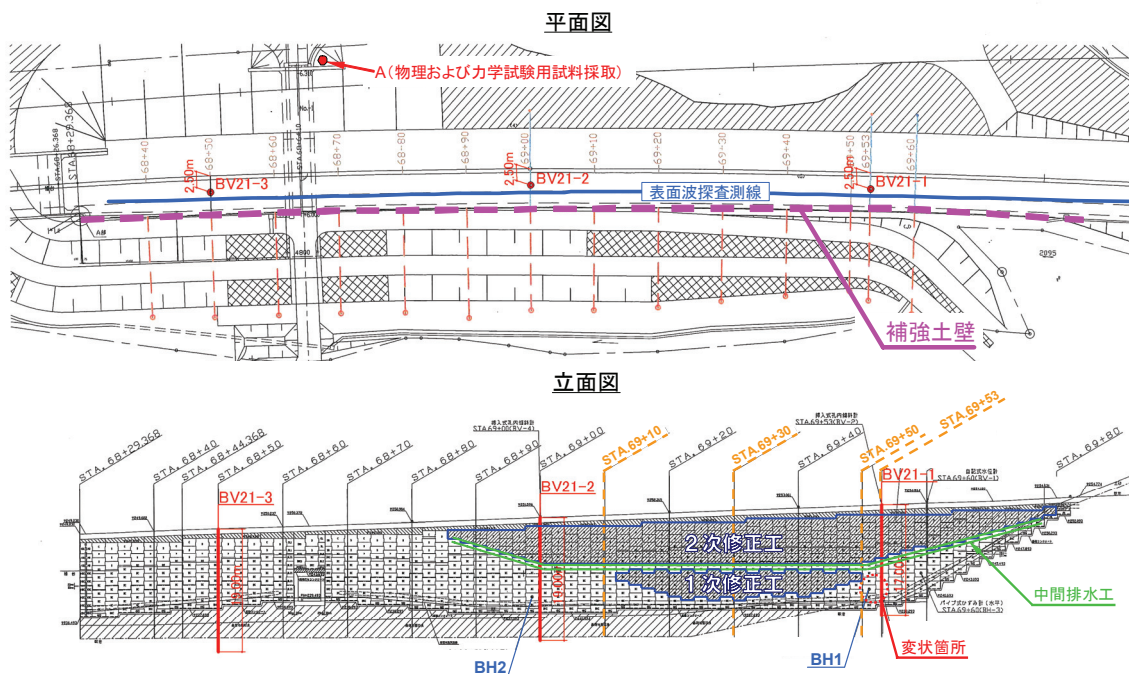


図5-1 当該補強土壁工の平面図および立面図



写真5-1 当該補強土壁工の全体像と変状箇所



写真5-2 当該補強土壁工上部の路盤状態



写真 5-3 変状箇所における壁面工の状態



写真 5-4 壁面工の圧縮破壊の様子

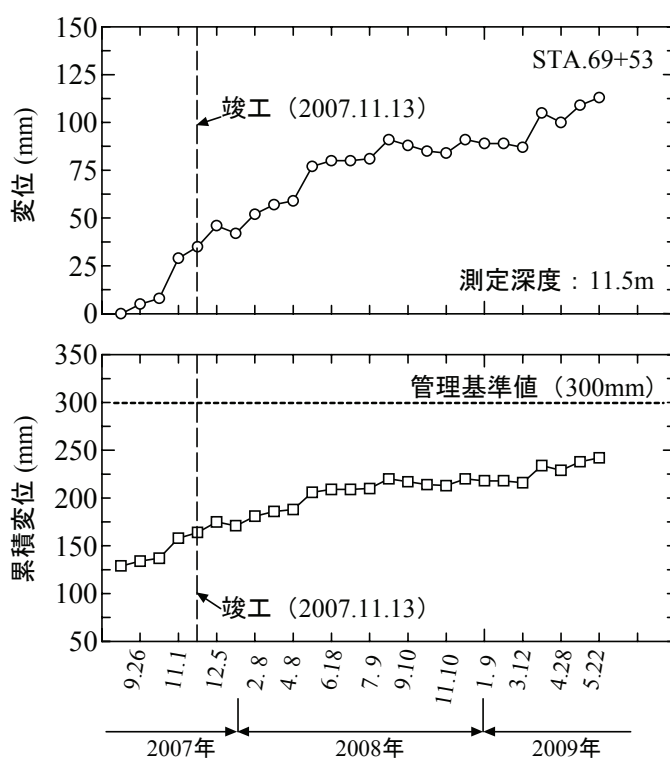


図 5-2 壁面工の水平変位の経時変化 (STA.69+53)

転した結果、壁面工に目開きおよび座屈が生じていることがわかる。

図 5-2 は、図 5-1 中に示した STA.69+53 付近における壁面工変位量の経時変化を示している。なお、過去 2 回の壁面工が変位した経緯から STA.69+53 を含むいくつかの点で竣工前から壁面工の変位を計測している。図より、竣工後から 80mm 程度、さらに施工過程における変位を含む累積変位量は 200mm 程度まで進行していることがわかる。

当該補強土壁は、2006 年 5 月に着工したが同年 11 月時点で壁面工の 6 段目の施工が完了した段階で、施工過程に生じた壁面工の水平変位（はらみ出し）が

STA.69+40 において 166mm 発生した。なお、管理基準値は 300mm である。変位抑制の対策として、図 5-1 中に示す範囲で施工済みの壁面工を撤去して、盛土材料としてセメント改良土（セメント混合率 50kg/m³）を用いる修正工が実施された（1次修正工）。その後、2007 年 3 月時点で壁面工は完成高近くまで完了したが、1次修正工の対策を実施したにもかかわらず再度壁面工に最大 297mm の変位が生じた。最大変位が管理基準値である 300mm に達するおそれがあったため再度、施工済みの壁面工を大幅に撤去し、セメント改良土による修正工（2次修正工）を行い、竣工に至った。しかし、竣工後に図 5-1 中に示した STA.69+53 において壁面工の無視できない継続的な変位の増加を確認した。

また、図 5-3 は図 5-1 中の STA.69+10、STA.69+30 および STA.69+53 に直近の STA.69+50 で計測された壁面工の変位を併せて示している。ほぼ同程度の深さの層で 200mm 程度の壁面工の変位が確認できる。しかし、写真 5-1 ~ 写真 5-4 における極端な壁面工の目開きや座屈は、STA.69+50 と STA.69+53 付近において著しく生じていることから、当該変状箇所では施工過程に他の箇所で生じた変位とは異なるメカニズムで変位が進行していると推定される。なお、当該変位箇所は、上部には中間排水工があり、低透水性のセメント改良された裏込め土および基礎と地山に囲まれている。また、変状箇所背面は、小さな沢地形となっている。

当該補強土壁は、高密度ポリエチレン製の補強材（ジオグリッド）を一定のまき出し厚で敷設したジオテキスタイル補強土壁である。一般に補強土壁工では、盛土壁面を鉛直またはそれに近い状態にできるため建設土量の削減や用地確保などの観点からコスト削減効果はその他の工法と比較して大きい。また、鋼製枠などの壁

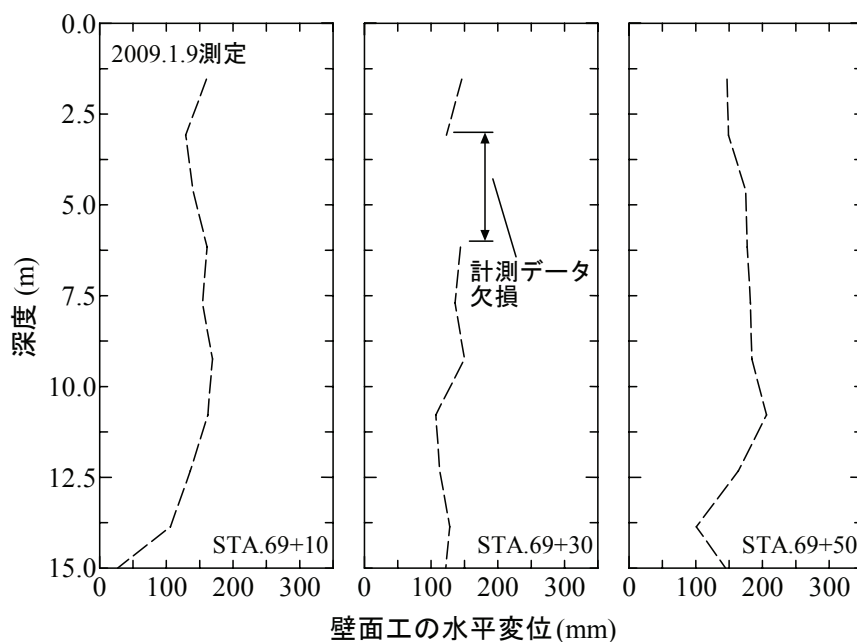


図 5-3 各点での壁面工の水平変位

面工を採用して盛土内の適切な排水処理と十分な締固めによって盛土高 20m 以上の巨大な壁面を有する盛土を築造することも可能である^{81),82)}。一方、当該補強土壁は剛な壁面工ではないために、盛土材料の締固め等が不十分な場合には、施工中および施工後の盛土材の圧縮により、壁面工自体の破壊や壁面工と補強材との結合箇所の破断などが生じる危険性がある。なお、当該補強土壁の施工に用いた盛土材料は現況の設計・施工時の摘要マニュアルの基準を満足していることを確認している。また、当該補強土壁の施工管理は、締固め度 D_c を用いて実施している。所定の土量を締固め後に RI 検層で求めた乾燥密度より算出された D_c は土質が変化しなければ管理基準値を満たしていることを確認しており、室内締固め試験に用いた試料が盛土全体を代表する試料とすれば、施工管理においては基準を満足していると言える。なお、壁面工付近の締め固めは、 D_c の管理基準値を満たす仕上げ厚になるように小規模小型機械（タンパー）を用いて実施している。

5. 1. 2 現場調査

a) 表面波探査

PS 検層、ボーリング調査および標準貫入試験に先立って、補強土壁の広範囲での地盤情報を得ることを目的として表面波探査を実施した。標準貫入試験をはじめとするサウンディングや PS 検層などから得られる地盤情報は一次元的な線情報であり、二次元の情報を得るには多大な費用と労力が必要である。一方、表面波探査は非破壊探査であり、乱さない状態における原地盤の二次元的な力学情報を得ることができる。地盤の地表付近を伝播する表面波（レイリー波）を測定・解析することにより、ボーリング孔を掘ることなく深度 20m 程度までの地盤の二次元的な S 波速度 V_s と P 波速度 V_p の分布を迅速に得ることができる⁸³⁾。最近、地盤工学における表面波探査の適用が広まりつつあり^{84),85)}、中山ら⁸⁴⁾は高盛土の S 波速度 (V_s) 構造探査に表面波探査を適用した事例を報告している。

図 5-1 の平面図に、探査測線を示している。起振にはかけやを用い、測線長は 166m、受信点数は 84 点で受信点間隔は 2m とした。なお、表面波探査の結果は後述する PS 検層の結果を反映することで精度向上を図っている。図 5-4 は、図 5-1 における BV21-2 から変状箇所付近 (BV21-1) までの V_s および V_p の分布を示したものである。補強土壁部分と地山部分で V_s が大きく異なっていることがわかる。

一般に補強土壁や盛土では、深さに比例して上載圧（鉛直応力）が大きくなるため V_s は深さに対して増加する。しかし、変状箇所である BV21-1 付近（標高約 240m、距離程 110~115m）において局所的な V_s の低速度層が確認できる。この低速度層の深さ方向の位置が変状箇所の位置と一致することが確認された。すなわち、変状箇所では上載圧（鉛直応力）の減少等が原因で、 V_s が低下していることが推定された。

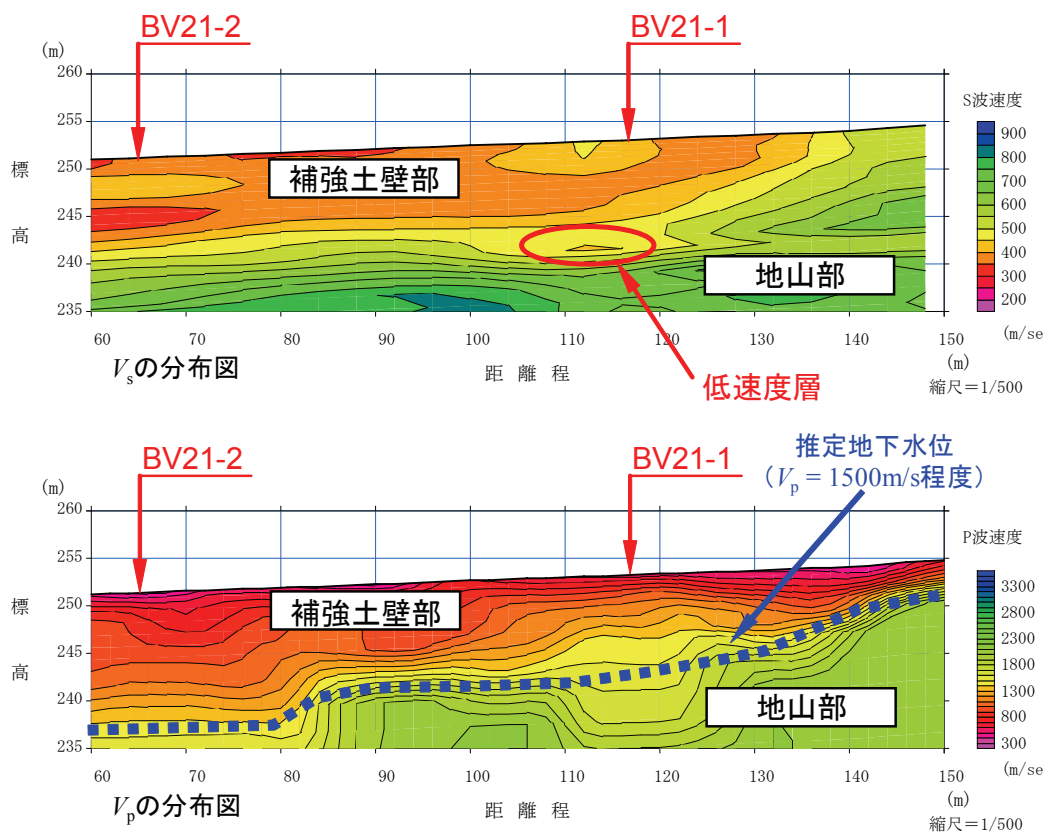


図 5-4 表面波探査から得られた V_s と V_p の分布

V_p は、飽和地盤での速度である $V_p = 1500\text{m/s}$ の速度領域が中間排水工以深で確認でき、その領域内に变化箇所がある。このことから、変状箇所では盛土が飽和に近い状態にあると考えられる。

b) PS 検層，標準貫入試験，密度試験

表面波探査の結果から、変状箇所付近において V_s の減少が確認できた。そこで、図 5-1 中の BV21-1, BV21-2, BV21-3 において、深さ方向の V_s の分布をより正確に測定するために PS 検層を実施した。さらに、 N 値を求めるために標準貫入試験、密度および含水比の変化を調べるために RI 検層を実施した。なお、PS 検層はダウンホール法であり、RI 検層は物質密度の関数となる γ 線強度を測定することにより、地盤の湿潤密度 ρ と含水比 w を測定した。

図 5-5 a), b), c) はそれぞれ BV21-1, BV21-2, BV21-3 (図 5-1, 図 5-4 参照) の V_s , N 値, ρ および乾燥密度 ρ_d , w の変化である。なお、BV21-3 での RI 検層はケーシングパイプと孔壁との間に隙間が生じて信頼性の高い結果を得ることができなかったため記載していない。

図5-5より、粘土質砂礫層で V_s , N 値および ρ_d の低下が確認できる。また、これらの値が低下している箇所では w が相対的に高いことがわかる。そして、BV21-1において V_s が極端に低い深度は、表面波探査で確認された低速度層とほぼ一致している。一方、粘土質砂礫層以外の層では概ね深度の増加に伴う上載圧の増加によって V_s , N 値および ρ_d が増加する傾向にある。また、基礎部分の改良土層において

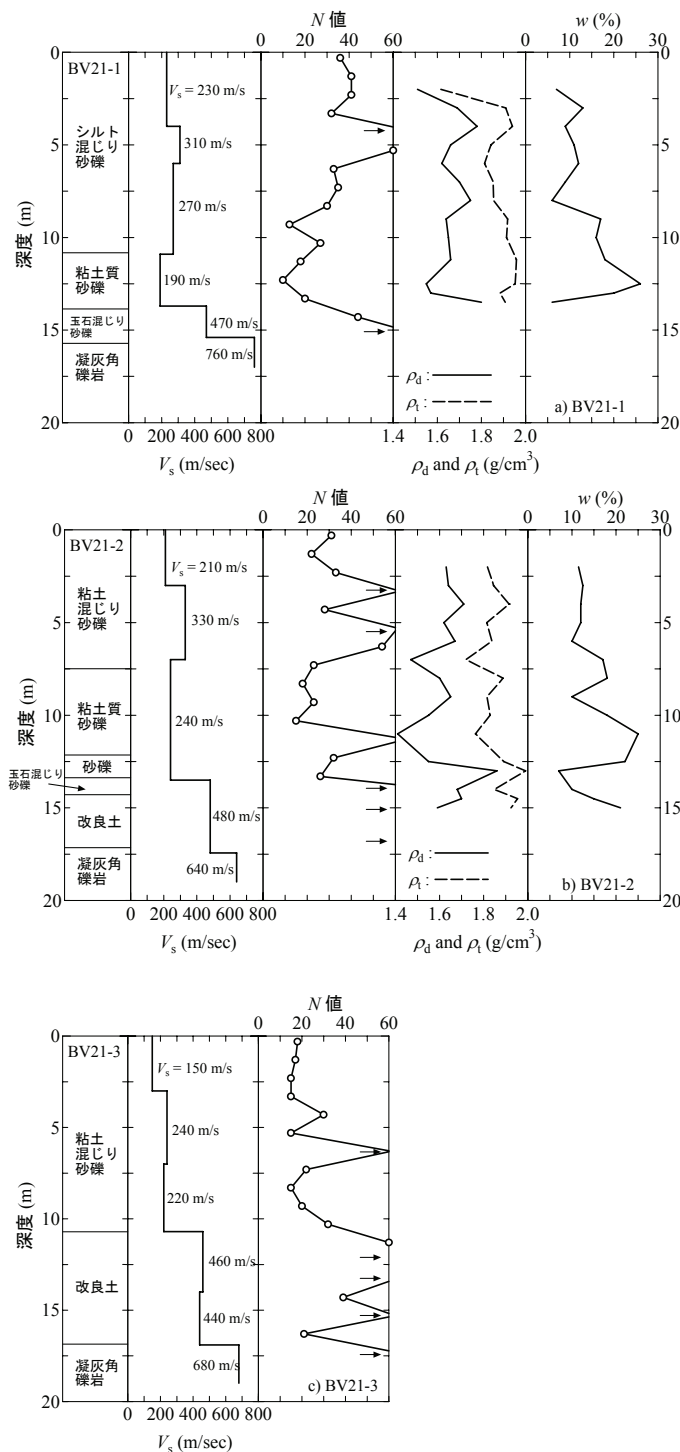


図5-5 深度方向の V_s , N 値, ρ_t , ρ_d , w の分布
(a)BV21-1, b)BV21-2, c)BV21-3

も V_s , N 値ともに高い値が得られた. 以上のことから, 変状箇所では, V_s が低く, N 値および ρ_d がともに小さく, w が高い状態にあることがわかった.

また, 変状箇所よりも下層では壁面工の顕著な変位が確認できなかった. これは変状箇所の下層が $V_s = 700\text{m/s}$ 程度で, N 値 40 以上の礫岩であったため, 変形が抑制されたためと考えられる.

5. 1. 3 室内試験

a) 採取試料の粒度分布および締固め特性

変状箇所における盛土材料が当該補強土壁の施工環境において適当な盛土材料であったのかを検討するために変状箇所試料 (BH2 のボーリングコア試料) と当該補強土壁の代表的な裏込め土を用いて室内土質試験を実施し, 工学的性質の比較・検討を行った. 物理および締固め試験に用いた試料は, V_s , N 値および ρ_d の低下が確認された変状箇所を含む水平層の 2 ヶ所 (BH1 および BH2) で実施した水平ボ

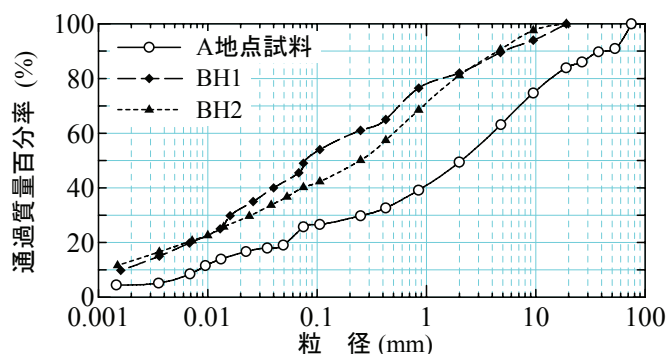


図 5-6 採取試料の粒度分布

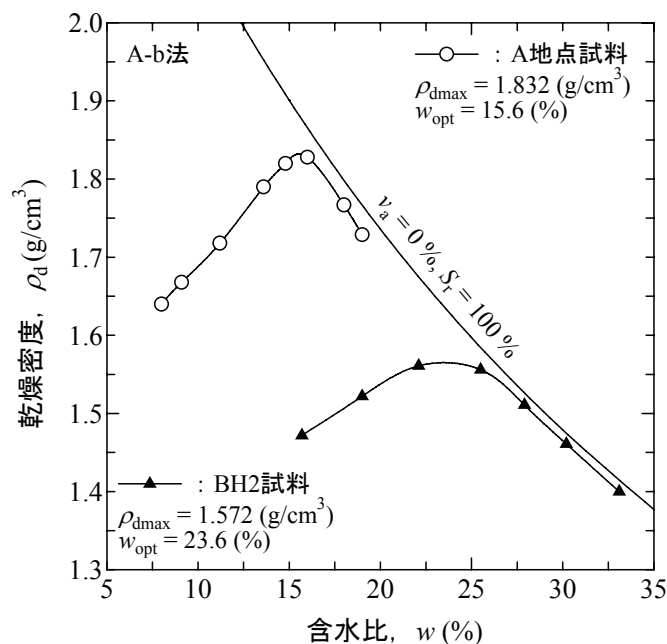


図 5-7 採取試料の締固め曲線

ーリングのコアより採取した（図 5-1 参照）。当該補強土壁は、背面の尾根部を切り土して、盛土材料としている、したがって、変状箇所試料との比較試料として、図 5-1 の A 地点における裏込め土を採取した（以降、A 地点試料と呼ぶ）。

採取したそれぞれの試料の粒径加積曲線を図 5-6 に示す。BH1 試料および BH2 試料は、A 地点試料と比較して粒径が小さく細粒分が多いことがわかる。0.075mm ふるいを通過した試料の含有質量百分率である細粒分含有率 F_c を比較すると、A 地点試料では $F_c = 25.2\%$ 、BH1 試料では $F_c = 49.0\%$ 、BH2 試料では $F_c = 40.2\%$ であり、変状箇所の BH1 試料の F_c は A 地点試料の 2 倍程度である。

図 5-7 に A 地点試料と BH2 試料を用いて A-b 法で実施した締固め試験の結果を示す。BH2 試料は A 地点試料と比較して最大乾燥密度 ρ_{dmax} が小さく、最適含水比 w_{opt} が高い。すなわち、 V_s 、 N 値および ρ_d の低下が確認された変状箇所の盛土材料は、 ρ_{dmax} が小さく、 w_{opt} が大きい細粒分を多量に含んだ土質であることが分かった。

b) 室内一面せん断試験および BE 試験

変状箇所の周囲には改良土および地山があるため、変状箇所の変形・破壊モードを考えた場合、平面ひずみに近い状態でのせん断変形が生じると考えられる。このことから、供試体の変形が単純せん断に近い状態でせん断が可能であり、供試体が剛な容器中に設置されているためせん断時には平面ひずみ変形状態を容易に再現できる室内一面せん断試験によってせん断強度を求めた。

室内要素試験では、原位置における盛土の密度および応力状態を正しく再現することが重要となる。そこで、PS 検層より得られた原位置でのせん断弾性波速度 $V_{s,f}$ と室内 BE 試験より得られたせん断弾性波速度 $V_{s,lab}$ を比較することにより、補強土壁内の土要素の応力状態を BE 試験結果から推定した。一般に V_s は湿潤密度 ρ_t 、間隙比 e および上載圧の関数で表現される。本試験では、室内供試体の ρ_d （あるいは e ）と含水比をそれぞれ原位置とほぼ等しくして、 $V_{s,lab}$ と $V_{s,f}$ を比較・検討することで実地盤の応力状態を推定した。5. 2 で後述するが、セメンテーションの無い砂丘斜面で採取された試料を原地盤地表面付近の含水比と乾燥密度に調整した供試体に対して実施したベンダーエレメント圧縮試験結果から、表面波探査で得られた原地盤の $V_{s,f}$ とベンダーエレメント試験から得られた $V_{s,lab}$ が土被り圧（鉛直応力）に対して一致することを確認している。すなわち、原地盤の含水比および乾燥密度が室内試験の供試体のそれと一致していると仮定できた場合、 V_s によって原地盤の応力状態を推定できるといえる。

図 5-8 は、使用した室内一面せん断試験装置である。鉛直および水平方向の応力あるいは変位制御にダイレクトドライブモーターを用いている。試料に作用する垂直力は、下箱の下部に設置されたロードセルによって測定される。また、せん断中はせん断層の発達を妨げないように、上下せん断箱に土試料のせん断層厚に相当す

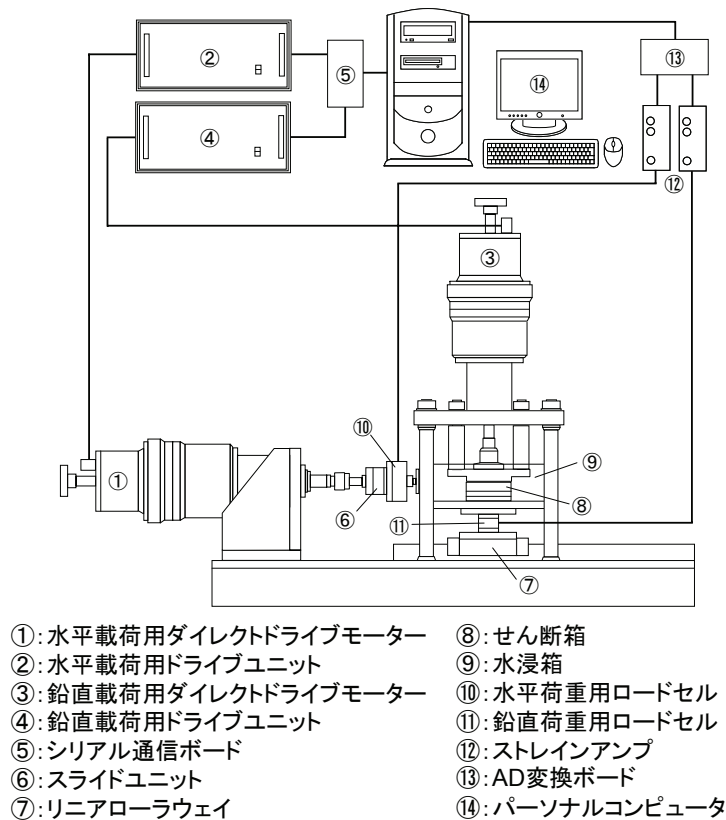


図 5-8 一面せん断試験装置

ると考えられる平均粒径の 10 倍程度の隙間を設けた⁸⁶⁾。供試体はディスク状であり、そのサイズは直径 60mm、高さ 40mm である。A 地点試料と BV21-1 のボーリング調査の際に採取した変状箇所付近での試料の 2mm ふりい通過分を実験試料として用いた。RI 検層より得られた変状箇所の含水比である $w = 25\%$ に調整した試料を、BV21-1 における地表面付近の乾燥密度 ($\rho_{di} = 1.50\text{g/cm}^3$ 程度) となるよう慎重にせん断箱に投入した。BE 試験から得られる供試体の $V_{s,lab}$ と PS 検層からの $V_{s,f}$ 、供試体の乾燥密度と原位置での乾燥密度の両方が一致するような鉛直応力 σ_v を載荷した。その後、せん断速度を $0.05\%/\text{min}$ 、上下せん断箱の隙間を 0.2mm で一定に保持した状態で、定圧一面せん断試験を行った。なお、水浸箱に水を入れることで供試体を擬似的に飽和状態とした。ここでの"擬似的"とは三軸試験のように B 値の計測によって飽和の状態を確認することができないために"擬似的に飽和状態"と表現している。なお、試験には 2mm ふりい通過分の試料を用いたため V_s を原地盤と比較して過小評価する⁸⁷⁾ 恐れがあるが、原粒度の 80% 以上が 2mm 以下であるためその程度は小さいと考えられる。

図 5-9 は、BE 試験システムの概要図である。一面せん断試験装置のトップキャップおよびペDESTAL に BE を設けている。これにより室内試験において、原位置弾性波速度試験では実現が困難な様々な応力・水分状態などを設定することができる。なお、BE 試験におけるせん断弾性波速度 $V_{s,lab}$ の算出に関する詳細は 2. 2.

4を参照されたい.

図5-10はPS検層とBE試験で得られた V_s の比較である. 図からわかるように, BE試験で得られた $V_{s,lab}$ はPS検層からの $V_{s,f}$ に比べてわずかに小さい程度あり, 水浸による吸水膨張によって $\rho_d = 1.43 \text{ g/cm}^3$ であったことなどを考慮すると, $\sigma_v = 22.5\text{kPa}$ での $V_{s,lab}$ とPS検層からの $V_{s,f}$ はよく一致している. すなわち, $V_{s,f} = 190\text{m/s}$ であった変状箇所付近では, 上載圧が22.5kPa程度しかないことが推定される.

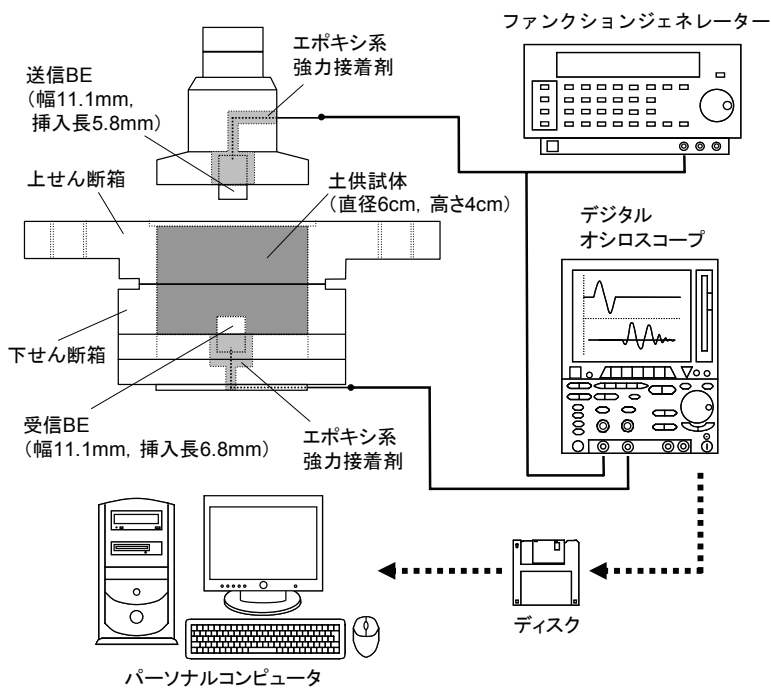


図5-9 BE試験システム概要図

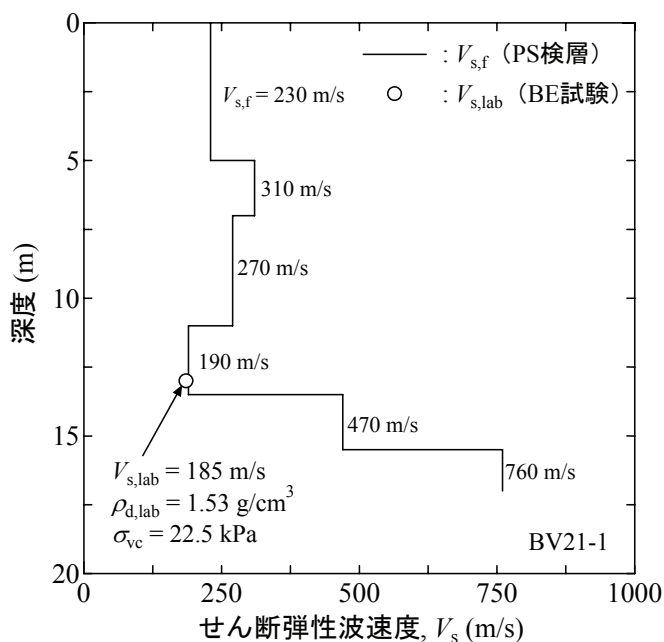


図5-10 $V_{s,f}$ (PS検層)と $V_{s,lab}$ (BE試験)の比較

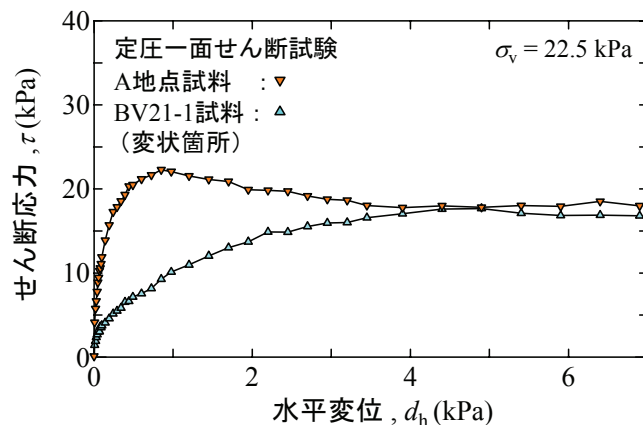


図 5-11 定圧一面せん断試験の結果

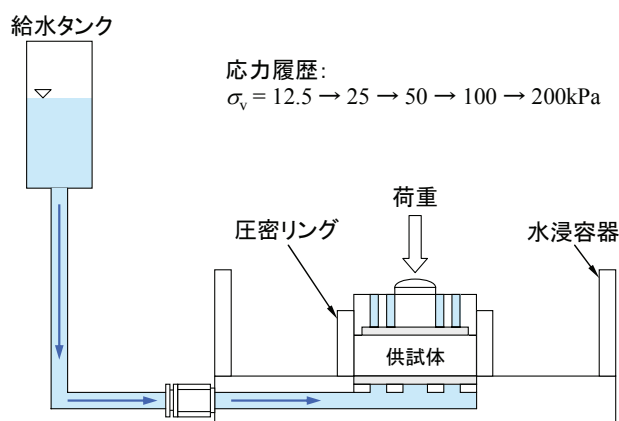


図 5-12 水浸圧密試験に用いた試験装置の概要図

図 5-11 は、A 地点試料および BV21-1 試料（変状箇所）を用いて実施した一面せん断試験におけるせん断応力～変位関係である。A 地点試料と BV21-1 試料では、せん断応力～変位関係が大きく異なることがわかる。同一の ρ_d および σ_v であっても、A 地点試料と BV21-1 試料は物理特性が異なるためであろう。また、推定上載圧を加えた変状箇所付近の BV21-1 試料では、最大せん断強度 $\tau_{max} = 17\text{kPa}$ 程度となり、上載盛土高さ 10m を超える盛土部のせん断強度としては極めて低い値となった。

以上、一連の BE 試験および一面せん断試験の結果から、変状箇所付近では上載圧が所定値の 1/10 程度とかなり小さく、せん断強度ならびに剛性が極めて低い脆弱層が介在していることが推定できた。

c) 水浸圧密試験

不飽和状態にあるゆるい粘性土やシルト質土は、降雨などによって吸水することでサクションが解放され、コラプスと呼ばれる体積収縮（沈下）を生じることが知られている⁸⁸⁾。このような懸念から、A 地点試料および BV21-1 試料（変状箇所）を用いて、全応力一定条件下で、不飽和状態にある供試体に吸水を許す水浸圧密試験を実施してコラプスの発生の有無について調べた。

図5-12は、水浸圧密試験装置の概要である。供試体は、直径60mm、高さ20mmの円盤状である。用いた試料は2mmふるいを通過したA地点試料およびBV21-1試料である。降雨によって変状箇所に雨水が浸入する過程をできるだけ忠実に再現するため、供試体の初期含水比をA地点試料の w_{opt} と等しくした。また、初期乾燥密度についてはBV21-1における地表面付近の乾燥密度($\rho_{di} = 1.50\text{g/cm}^3$)とした。試験は含水比調整した試料を所定の乾燥密度となるよう圧密リングに投入し、不飽和供試体に対して変状箇所付近の土被り圧に相当する鉛直応力 $\sigma_v = 200\text{kPa}$ まで段階的に σ_v を増加させた。所定の応力に到達後、3t法で圧密終了を確認した。その後、供試体下面から約1mの水頭差を設けて、供試体体積の数倍の蒸留水を供給し、鉛直変位の変化を観察した。

図5-13は、A地点試料の圧縮ひずみの経時変化である。A地点試料では、水浸に伴う大きな沈下が確認できなかった。これは、 $\sigma_v = 200\text{kPa}$ 到達後の乾燥密度($\rho_{dl} = 1.73\text{g/cm}^3$)が比較的大きいことと、2mmふるい通過分の試料ではあるがシルトや粘性土分に対して砂分が多いことが理由であろう。一方、図5-14は、BV21-1試料の圧縮ひずみの経時変化である。水浸直後に僅かに沈下し、370分経過時点で急

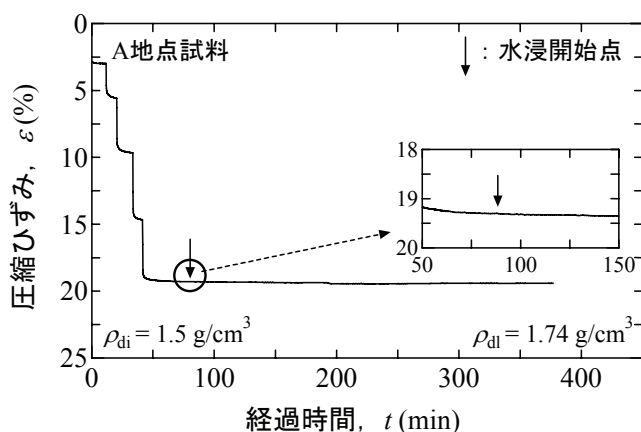


図5-13 水浸圧密試験結果(A地点試料)

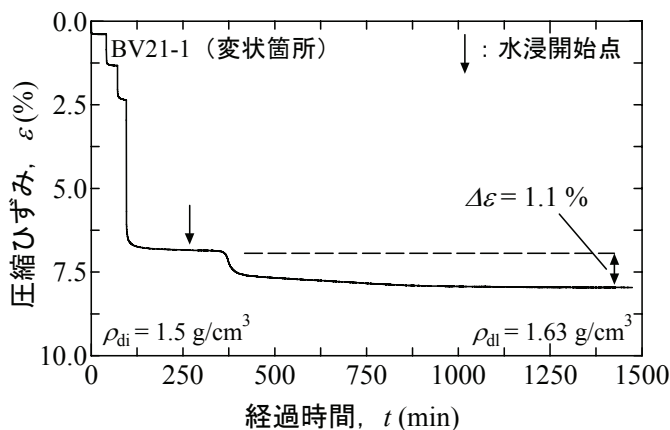


図5-14 水浸圧密試験結果(BV21-1試料)

激な沈下が生じていることがわかる。最終的には、水浸前と水浸後で約1%程度の沈下が生じた。この結果から、変状箇所における盛土材料は、本試験と同程度の含水比および乾燥密度状態において、水浸による体積圧縮（沈下）が生じることが分かった。

5. 1. 4 当該補強土壁の変状メカニズムの推定

一般の盛土では、深さに比例して上載圧が大きくなるため、少なくとも V_s は深さ方向に指数的に増加する。しかし、当該補強土壁の大変状箇所においては、表面波探査、PS 検層、RI 検層、ボーリング調査および標準貫入試験の結果から、上載盛土高さが 10m を越えるにもかかわらず V_s 、 N 値および ρ_d が極端に小さい値を示す脆弱層が存在することが確認できた。

一方、室内 BE 試験および室内一面せん断試験結果から、PS 検層による $V_{s,f}$ と室内 BE 試験の $V_{s,lab}$ 、現場と室内供試体の w および ρ_d の両方がそれぞれ一致する場合、脆弱層に作用している鉛直応力は、本来の値の 1/10 程度であり、発揮されるせん断応力もこれに応じて極めて小さいことが推定された。また、降雨による水の浸入を再現した室内での水浸圧密試験結果から、この脆弱層の土は水浸により無視できない即時沈下（圧縮ひずみで約 1.1%）が生じることが確認された。

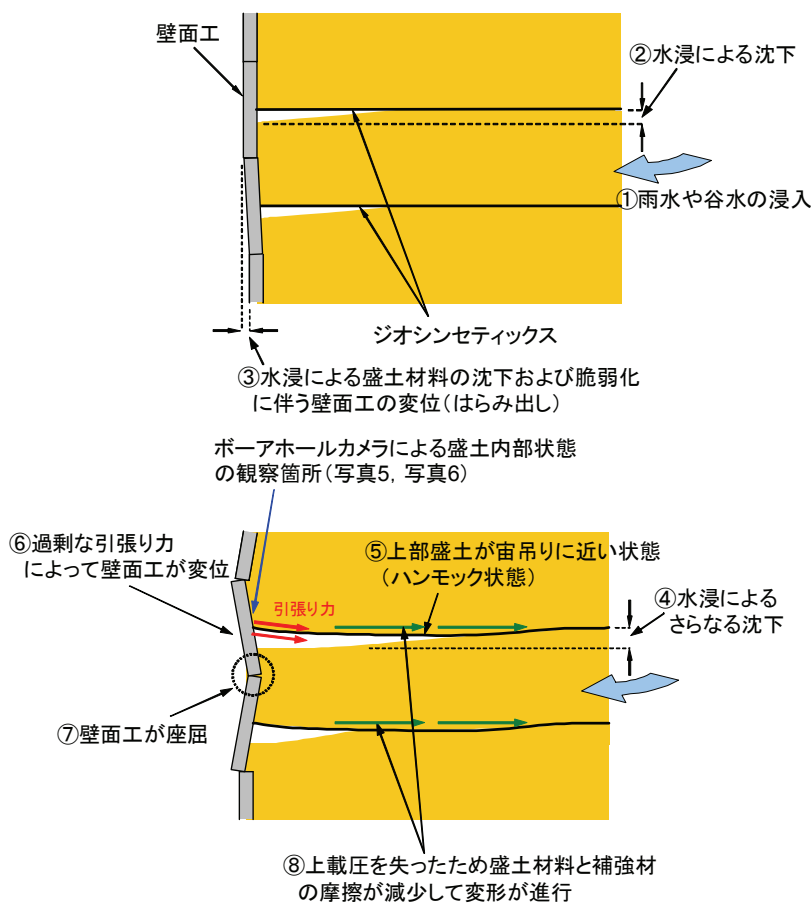


図 5-15 当該補強土壁の変状メカニズム

図 5-15 はこれまでの原位置試験および室内土質試験の結果を総合的に判断して得られた当該補強盛土の変状メカニズムの模式図である。当該補強土壁工の変状箇所上部に中間排水工があり、降雨時には背面の沢水を盛土内へ導く水路となっているため、変状箇所に雨水が浸入する可能性が極めて高い状態にあった。一方、変状箇所の盛土材料は、細粒分を多量に含む材料であり、水浸によってサクションが消失され、体積圧縮（沈下）が生じることも明らかとなった。変状箇所でのボーリング調査結果（図 5-4 参照）から、変状箇所ではその他の箇所と比較して含水比が高いことから変状箇所には雨水もしくは谷水が浸入したと考えられる。

盛土材料が沈下した結果、改良土によってジオテキスタイルと盛土材料が一体化した変状箇所より上部の盛土全体が、壁面パネルを支点とした複数のジオテキスタイルに吊り下げられた状態（以下、ハンモック状態）にあったことが推定される。ハンモック状態にあると、盛土の鉛直荷重が下部の盛土層に 100%伝達しないおそれがある。また、ハンモック状態にある補強土壁に対して表面波探査や PS 検層などの弾性波探査を実施した際に計測される V_s の低速度層は、通常は深さに比例して上載圧が大きくなるため V_s は深さ方向に指数的に増加するが、ハンモック状態では所定の上載圧が下部の盛土に伝達されないため V_s が低下したと解釈できる。

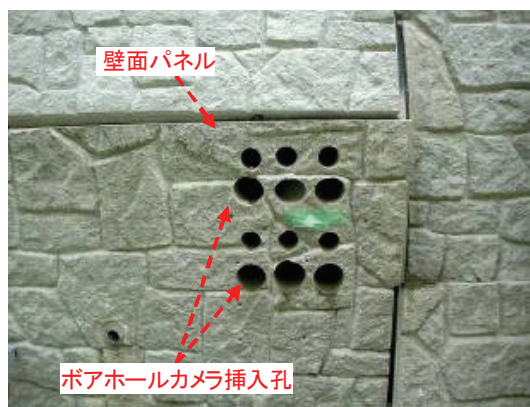


写真 5-5 ボアホールカメラに観察箇所の様子
(写真 5-4 と同じ壁面パネル)

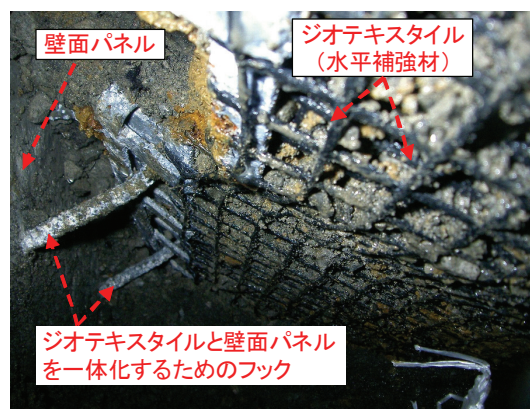


写真 5-6 補強土壁内のジオテキスタイルと壁面工の状況
(写真 5-4 と同じ壁面パネル)

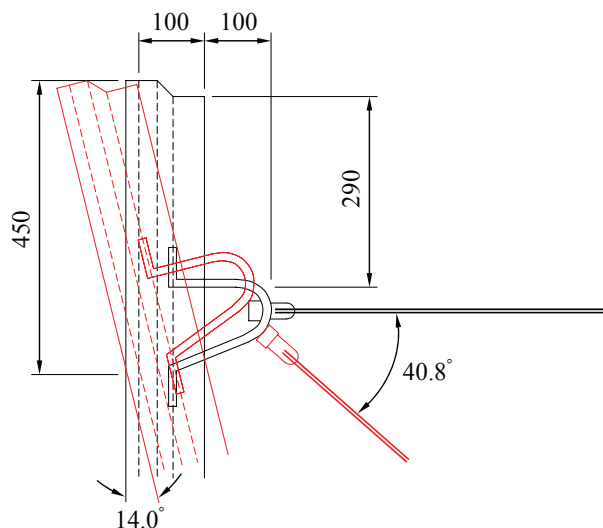


図 5-16 壁面工の変位前後での位置関係

写真 5-5 および写真 5-6 は、STA.69+53 における変状箇所の補強土壁内にボアホールカメラを挿入して撮影した盛土内部の様子である。変状箇所では、壁面工付近の盛土材料の沈下が確認できた。さらに盛土材料の沈下によってジオテキスタイルが下方に引き込まれ、上述のハンモック状態が盛土内部で発生していることが確認できた。なお、壁面工付近の盛土材料が局部的に沈下している理由として、以下に示す原因が考えられる。すなわち、当該変状箇所で採取された細粒分を多量に含む盛土材料に対しては小規模小型機械（タンパー）では十分な締め固めが困難であったため、壁面工付近の盛土材料が締め固め時にその他の箇所と比較して相対的に密度が低い状態にあり、谷部から浸透水の影響により圧縮沈下が生じた。

図 5-16 は、ボアホールカメラを挿入した壁面工の変位前後での位置関係を示している。図より、壁面工は 14° 程度前方に傾き、水平に敷設されたジオテキスタイルは 41° 程度下方に引き込まれていた。なお、図中における壁面工変位後のジオテキスタイルの位置は、写真 5-5 および写真 5-6 に示したボアホールカメラで撮影した写真を基に推定した結果であり、連結部の詳細な変形についてはボアホールカメラの結果からでは推定することが困難であったため、壁面工の変位前後で連結部の形状については同様な図を示している。写真 5-6 から、少なくともジオテキスタイルよりも下層部では壁面パネルと連結部と破断は確認できなかった。

以上のようなハンモック現象により、変状箇所の盛土の脆弱部分には本来よりも極端に小さな鉛直応力が作用し、その結果、地盤が本来発揮すべきせん断抵抗が期待できないため、せん断変形が進行して変状がさらに進行した可能性が高い。

これらの知見を踏まえて、補強土壁背面からの谷水の侵入を防ぐ防水工を設置した後に、変状箇所の脆弱層を含む補強土壁下部を剛な壁面工とアンカー工の組み合わせにより補強した上で供用を開始している⁸⁹⁾。

5. 2 砂丘斜面の安定性評価に関する事例研究

京都府北部に斜面勾配が急なために進行性小崩壊を繰り返し、安息角より大きい勾配で堆積した砂丘がある。この小規模崩壊は今後も継続すると予想され、崩壊土砂が近接する家屋を直撃する可能性が高い。そこで本事例では、まず始めに当該斜面で表面波探査、ボーリング調査、密度検層を実施し、せん断弾性波速度 V_s 、含水比 w 、湿潤密度 ρ の計測を行った。次に、原地盤の密度・含水比とほぼ等しい乱した試料を対象とする室内ベンダーエレメント試験を実施し、 V_s に関する異方性が小さいことや V_s の圧力依存性が原地盤と一致することから原地盤の砂粒子間には付着力（セメンテーション）が存在しないことを推定した。そして、これを根拠に乱した試料による室内一面せん断試験、現場での掘削試験、地山のサクシオン計測を実施し、これらから得られた強度パラメーターをもとに砂丘斜面の安定性について評価している。

5. 2. 1 調査地の概要

調査地は、鳴き砂で有名な京都府京丹後市網野町にある砂丘である。図 5-17 は調査地周辺の平面図である。建物の背後には等高線の幅が著しく狭い急勾配斜面が形成されていることがわかる。写真 5-7～写真 5-12 は、それぞれ図 5-17 に示す位置から撮影した急勾配斜面の様子である。これらの急勾配斜面の写真から以下の事柄が分かる。(1) 斜面崩壊土砂が家屋に押し寄せており、崩壊土砂が家屋を直撃する可能性が高い(写真 5-7, 写真 5-8 参照)。(2) 進行性の小崩壊を繰り返している(写真 5-9, 写真 5-10 参照)。(3) 表層崩壊が確認でき、植生などの影響によりオーバーハング状態になっている地点がある(写真 5-11, 写真 5-12 参照)。

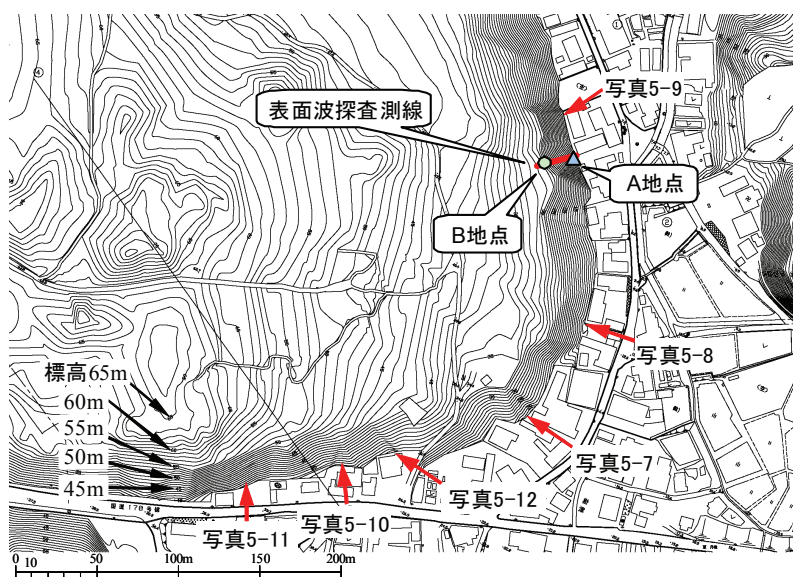


図 5-17 調査地周辺の平面図



写真 5-7 急勾配斜面の状況
(斜面表層には植生が確認できる)



写真 5-8 住宅地の背後における急勾配
斜面の状況(斜面崩壊土砂が家屋に接近
している)



写真 5-9 急勾配斜面の破壊形態
(進行性破壊を繰り返し、崩壊土砂の一部
が家屋に達している)

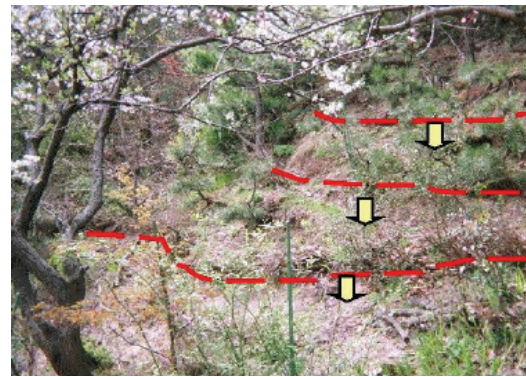


写真 5-10 急勾配斜面の進行性破壊の
状況(進行性小破壊により斜面に段差が
発生している)



写真 5-11 急勾配斜面の表層崩壊形態
(表層崩壊の進行が確認できる)



写真 5-12 急勾配斜面のオーバーハングの
状況(斜面中断の表層崩壊が進行し、上段が
オーバーハング状態になっている)

5. 2. 2 現場調査

a) 表面波探査

測線長は 47m, 受信点数は 48 点で受信点間隔は 1m とした. このとき, 測線長は水平距離にして約 40m となる.

図 5-18 は図 5-17 に示す測線で実施した表面波探査による周波数 (周期) と位相速度 (伝播速度) の関係を示した分散曲線である. 別途実施した測量より, 調査対象斜面の水平方向に対する傾斜角は約 34° である. 図中に示している測線の終点側で他点に比べてやや速度の高い分散曲線が得られた. これは測線の端部であるため, 一般にその測定の信頼性は低いが, 距離程 35m 付近で行った直交方向の測定にお

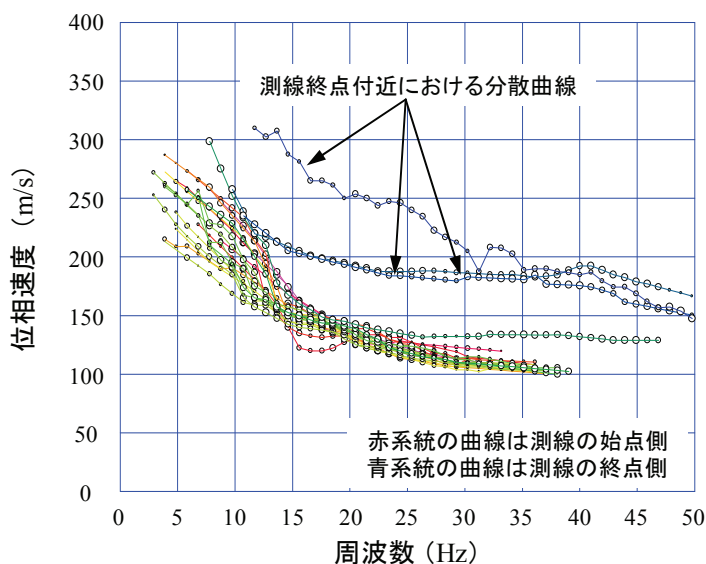


図 5-18 表面波探査より得られた分散曲線

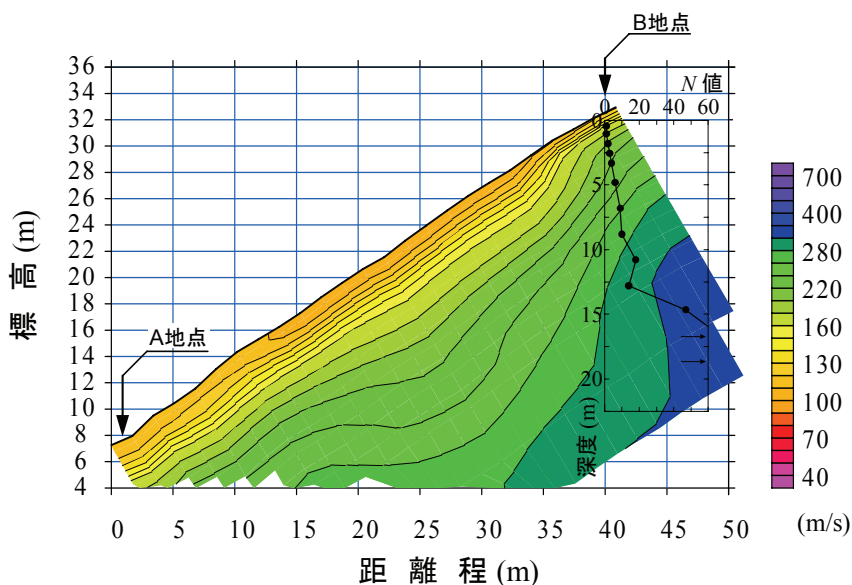


図 5-19 表面波探査より得られた V_s の分布

いても高速度の分散曲線が得られたため、測線の終点部では伝播速度がやや高い可能性があるかと判断できた。なお、表面波探査の解析において N 値の情報がある場合はその情報を用いて解析精度を向上させる手法もあるが、本研究では行っていない。

図 5-19 は V_s の分布を示している。地表面から約 2m 程度までは $V_s = 120$ m/s 以下の低速度層がある。この低速度層は、測線の終点付近でやや薄くなっていると考えられる。一方、深度約 2m 以深では、 V_s が深度とともに次第に大きくなっている。図 5-19 には、斜面法尻から水平距離 40m の地点 (B 地点) で実施した標準貫入試験による N 値を示している。 N 値の増加は、 V_s の増加とほぼ同様の傾向を示していることが分かる。

b) 標準貫入試験および RI 検層

図 5-20 はボーリング調査地点 (B 地点) における表面波探査より得られた V_s と V_p の深さ方向の変化 (図 5-20a)、 N 値の深さ方向の変化 (図 5-20b) および密度検層による原地盤の湿潤密度 ρ_t の深さ方向の変化 (図 5-20c) を示している。本報の密度検層は物質密度の関数となる γ 線強度を測定することにより、地盤の密度を測定することができる RI 密度検層を用いている。なお、得られる密度は湿潤密度 ρ_t である。図 5-20 より、14.5m 付近までは上載圧の増加により N 値、 ρ_t および V_s が増加する傾向にある。14.5m 以深では、 N 値および ρ_t が急増し、 V_s は微増していることがわかる。この結果は、14.5m 以深と 14.5m 以浅との土質の違いを反映したと考えられる。これは 14.5m 以深ではセメンテーションが発達したような基盤層で

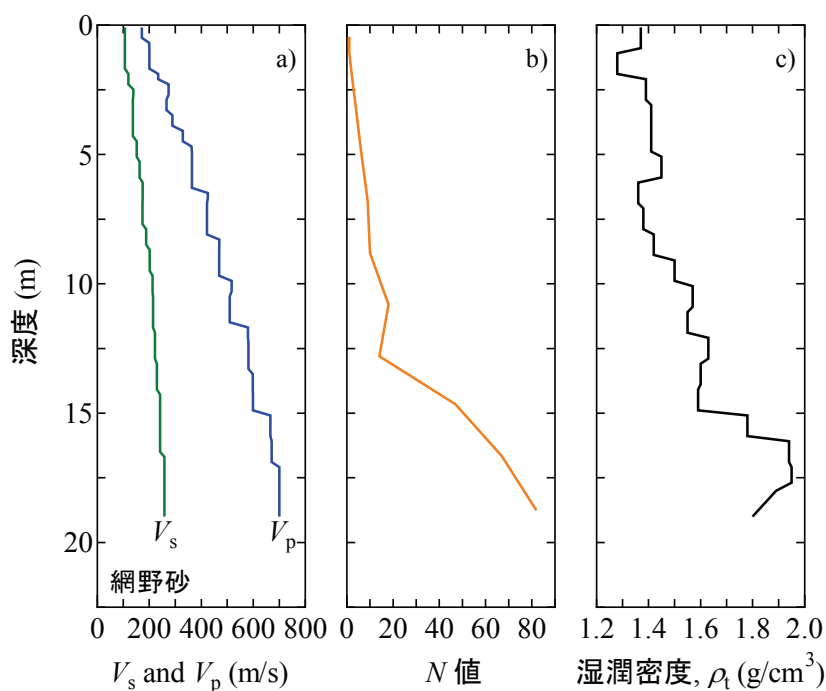


図 5-20 原位置試験によって得られた V_s と V_p , ρ_t および N 値
(a): V_s と V_p , b): N 値, c): ρ_t

ある可能性を示唆しており、14.5m 以浅まではセメンテーションのないきれいな砂が堆積していると推察できる。なお、同時に測定したP波速度 (V_p) は、飽和地盤の速度である $V_p = 1500 \text{ m/s}$ よりも小さかったことより、砂山斜面には地下水がないことが伺える。

5. 2. 3 室内試験

a) 三軸 BE および圧密 BE 試験装置

極限つりあい法による斜面の安定解析には強度定数 (c, ϕ) が必要となる。しかし、乱した試料を用いて強度定数を推定する場合、まず、乱した試料を用いること自体の妥当性を確認する必要がある。そこで、原地盤の異方性の程度とセメンテーションの有無を確認するため、ベンダーエレメント (BE) を装着した三軸試験機および圧密試験機を用いて試験を実施した。

図 5-21 は本研究で用いた試験システムの概要である。図 5-21a) は BE 試験によるせん断弾性波速度測定を伴う三軸 BE 試験、図 5-21b) は圧密 BE 試験の概略である。

三軸 BE 試験機のキャップとペDESTALに取り付けた BE からは水平方向に振動しながら鉛直方向に伝播する際のせん断弾性波速度 V_{vh} 、供試体側面の中央部に設置した一対の BE からは水平方向に振動しながら水平方向に伝播する際のせん断弾性波速度 V_{hh} の測定が可能であり、それぞれせん断弾性係数 G_{vh} と G_{hh} を算出することができる。

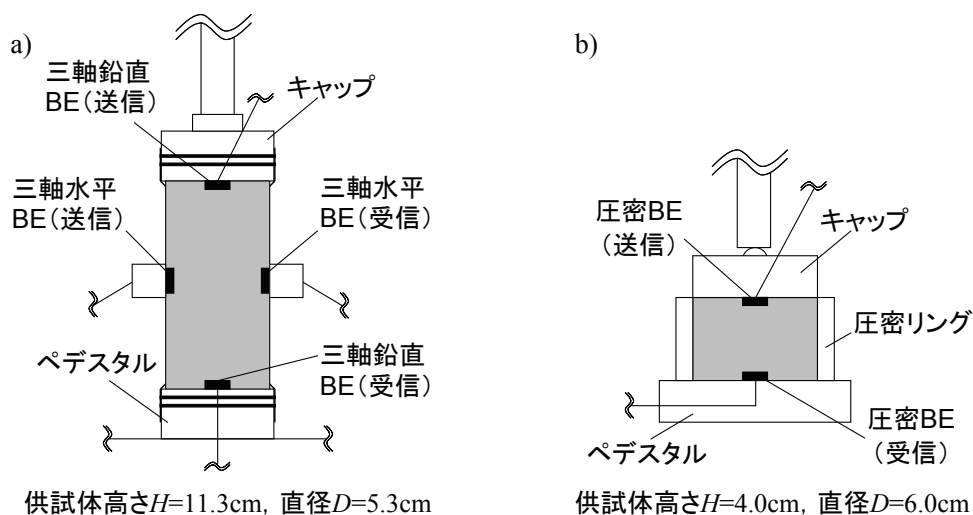


図 5-21 BE 試験システムの概要図
(a)三軸 BE 試験, b)圧密 BE 試験

なお、土供試体が直交異方性を有すると仮定すれば、この二種類のせん断弾性係数を比較することによって異方性の程度を確認することができる。また、圧密 BE 試験機のキャップには送信用 BE、ペDESTALには受信用 BE が取り付けられており、圧密リング内にある土供試体中を伝播する V_{vh} が測定できる。

b) 三軸 BE 試験

試験に用いた試料は、図 5-17 の A 地点で採取された乱れた試料である。試料の粒径加積曲線を図 5-22 に示す。均等係数 U_c および曲率係数 U'_c の値から、採取した試料が非常に均質な（分級した）砂であることが分かる。一方、現場密度試験からの ρ （図 5-20c）参照）と含水比 w （後述の図 5-33 参照）の計測結果から、原地盤の表層部は、乾燥密度 $\rho_d = 1.27\text{g/cm}^3$ 程度（ $\rho_{dmin} = 1.32\text{g/cm}^3$, $\rho_{dmax} = 1.59\text{g/cm}^3$ ）と極めてゆるい状態で砂が堆積していることが分った。しかし、 $\rho_d = 1.27\text{g/cm}^3$ 程度の三軸供試体を作製することは容易ではないため、乾燥試料を用いた落下高さがほぼゼロの単一ノズル空中落下法により、 $\rho_d = 1.47\text{g/cm}^3$ を初期乾燥密度 ρ_{di} とする直径 5.3cm、高さ 11.3cm の供試体を用いた。

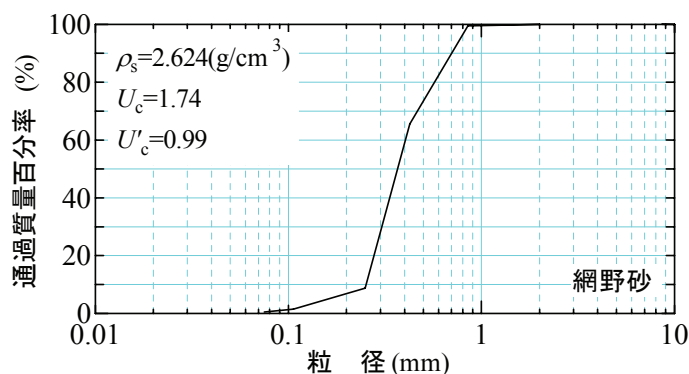


図 5-22 試験に用いた試料の粒径加積曲線

図 5-23 は供試体に与えた応力履歴である。図中の○と●で示した各応力段階に到達した後に 10 分間その状態を保ってから BE 試験を実施した。本試験では体積変化（側方変位）を測定していないため、等方応力状態では体積ひずみが軸ひずみの 3 倍に等しく、異方応力状態（ $K = \sigma_h / \sigma_v = 0.5$ ）では軸ひずみと体積ひずみが等しいと仮定して、各载荷段階での体積変化を計算した。なお、せん断弾性波速度の各測定段階では先述した 2 対の BE を用いており、供試体側面の BE は供試体内に負圧が与えられた供試体作製直後において、あらかじめ小さな切れ目を入れたメンブレンの外側から挿入することによって設置した。

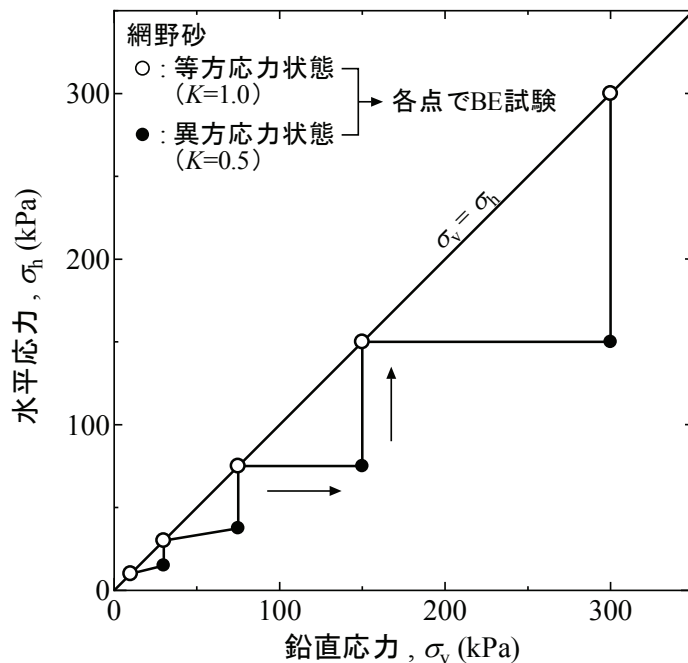


図 5-23 応力経路図

Roesler et al.³⁷⁾はせん断弾性係数の異方性に関して、砂質土中を伝播するせん断弾性波速度は進行方向と粒子の振動方向に作用する応力のみ依存し、もう一方の応力には依存しないことを示しており、山下ら⁴⁷⁾は豊浦砂における等方応力状態での G_{hh}/G_{vh} は 1.1 程度であり、水平応力が一定の条件下で鉛直応力のみを大きくすると、 G_{hh}/G_{vh} は低下することを示している。一方、Kawaguchi et al.^{48), 49)}は、粘性土における G_{hh}/G_{vh} が薄片や針状の粒子形状に伴う堆積構造（配向性）に起因して、水平応力よりも鉛直応力の方が大きい条件下においては、大きく 1 を上回ることを示している。

図 5-24 は本試験より得られた G_{vh} と G_{hh} の関係、図 5-25 は平均有効応力 p' に対する G_{hh}/G_{vh} の変化を示したものである。等方応力状態における G_{hh} と G_{vh} はほぼ等しく ($G_{hh}/G_{vh} \approx 1$)、鉛直応力の方が大きい異方応力状態 ($K = \sigma_h / \sigma_v = 0.5$) では、 G_{vh} の方が幾分大きいことが分かる。これは先述したように G_{vh} は鉛直・水平いずれの応力にも依存するが、 G_{hh} は水平応力のみ依存するためだと考えられる。また、 p' の増加に伴ってわずかながら G_{hh}/G_{vh} も増加しているが、これについては供試体作製当初は極めてゆるい状態にあり、堆積構造（砂粒子の配列構造）が不安定であったものが、拘束圧が増加し、さらに異方応力状態と等方応力状態が繰り返されることで土粒子の配向がより顕著となったためだと考えられる。

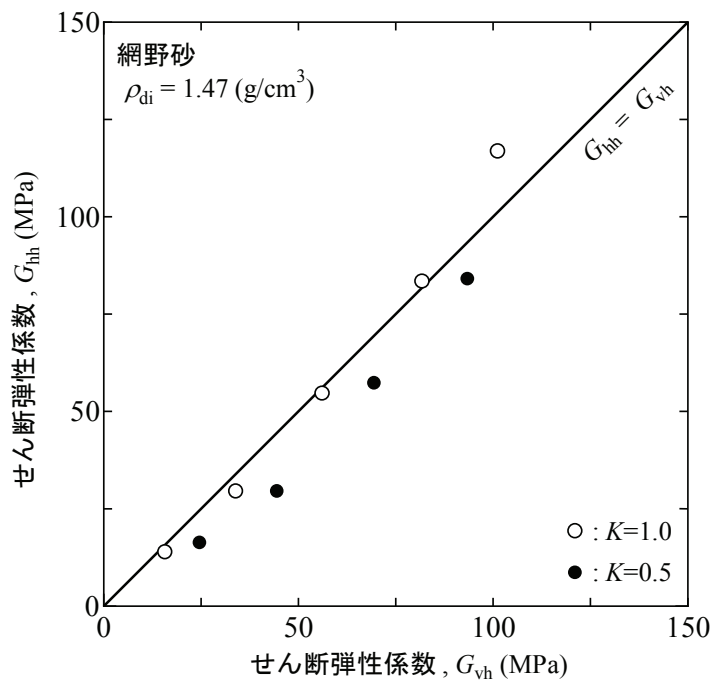


図 5-24 $G_{vh} \sim G_{hh}$ 関係

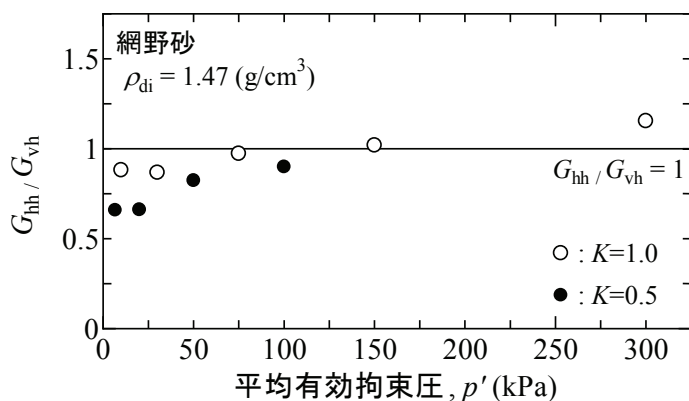


図 5-25 せん断弾性係数の異方性と拘束圧の関係

本試験に用いた供試体は再構成された（乱れた）試料であり，原地盤に比べて ρ_d が大きい．また，原地盤内の応力状態（応力比）についても不明であるため，原地盤内において局所的に比較的大きな異方性を有している可能性も否定できないが，等方応力状態における G_{hh}/G_{vh} が密度変化や応力履歴によらず1前後であることを考えれば，後述の安定解析において特に異方性を考慮しなければならないような粒子形状を有する砂ではないと考えられる．

一方，山下ら⁴⁷⁾は直交異方弾性体で仮定される $G_{vh} = G_{hv}$ ($V_{vh} = V_{hv}$) がほぼ成立することを豊浦砂による実験で実証している．これは後述する室内での圧密 BE 試験によって得られた V_{vh} と現場表面波探査より得られた V_{hv} との直接的な比較が可能であることを意味している．

c) 圧密 BE 試験

圧密 BE 試験には、図 5-17 中の B 地点で実施されたボーリング調査で得られた完全に乱れた砂試料を用いた。試料の粒径加積曲線を図 5-26 に、物理的性質を表 5-1 に示す。地表面から 14.5m までの採取試料を深さ方向にプロット (0.00~3.00m, 3.00~3.75m, 3.75~6.50m, 6.50~10.50m, 10.50~14.50m) した結果である。それぞれの試料の粒度分布には大きな違いはない。また、物理的性質についても大きな違いがないことから、当該斜面地盤の深さ 14.50m までの土質は深度方向に対して粒径の揃った均質なきれいな砂が堆積していることがわかる。なお、本試験では、試験に用いるのに十分な試料の量を確保するために 0.00~14.50m 間の 0.00~3.00m を除いた上半分の試料である 3.00~3.75m と 3.75~6.50m の試料を混合して試験に用いた。

表 5-2 は、試験条件のまとめである。水分状態が V_s に与える影響を調べることを目的として、ボーリング調査 (無水掘り) で深度 5m までの範囲で測定した原地盤の含水比 $w = 8\%$ を中心とした 3 種類の含水比に調整し、密度検層より得られた原位置の地表面付近の密度 ($\rho_{di} = 1.27 \text{ g/cm}^3$) となるよう慎重に圧密リングに投入した。その後、表 5-2 に示す鉛直応力 σ_v を順次载荷した。各応力段階で σ_v を载荷した後に、沈下量が十分に落ち着いていることを確認して、BE 試験を行った。すなわち、所定の含水比に調整した 1 つの供試体に対して 6 段階の鉛直応力レベルで

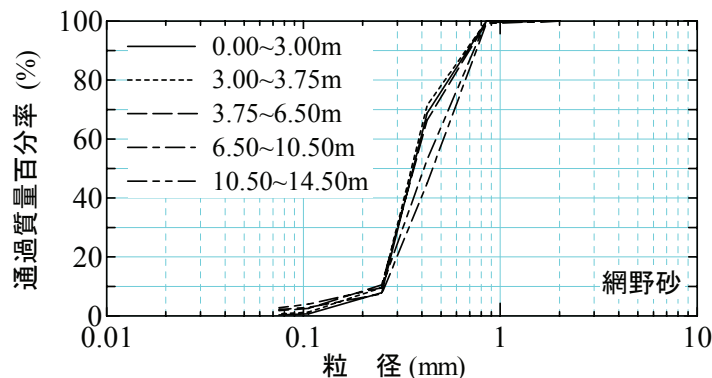


図 5-26 各採取深度の粒径加積曲線

表 5-1 試料の物理的性質

| 採取深度 (m) | 土粒子密度 ρ_s (g/cm^3) | 最小間隙比 e_{\min} | 最大間隙比 e_{\max} | 均等係数 U_c | 曲率係数 U'_c |
|---------------|------------------------------------|------------------|------------------|------------|-------------|
| 0.00 ~ 3.00 | 2.649 | 0.642 | 0.943 | 1.44 | 0.91 |
| 3.00 ~ 3.75 | 2.659 | 0.669 | 0.951 | 1.58 | 0.99 |
| 3.75 ~ 6.50 | 2.649 | 0.639 | 0.977 | 1.74 | 1.04 |
| 6.50 ~ 10.50 | 2.636 | 0.605 | 0.934 | 1.85 | 1.01 |
| 10.50 ~ 14.50 | 2.648 | 0.561 | 0.869 | 2.00 | 0.89 |

表 5-2 試験条件のまとめ

| 採取深度(m) | 含水比 w (%) | 鉛直応力 σ_v (kPa) |
|-------------|-------------|--------------------------|
| 3.00 ~ 6.50 | 4, 8, 12 | 15→30→50→100→150→200 kPa |

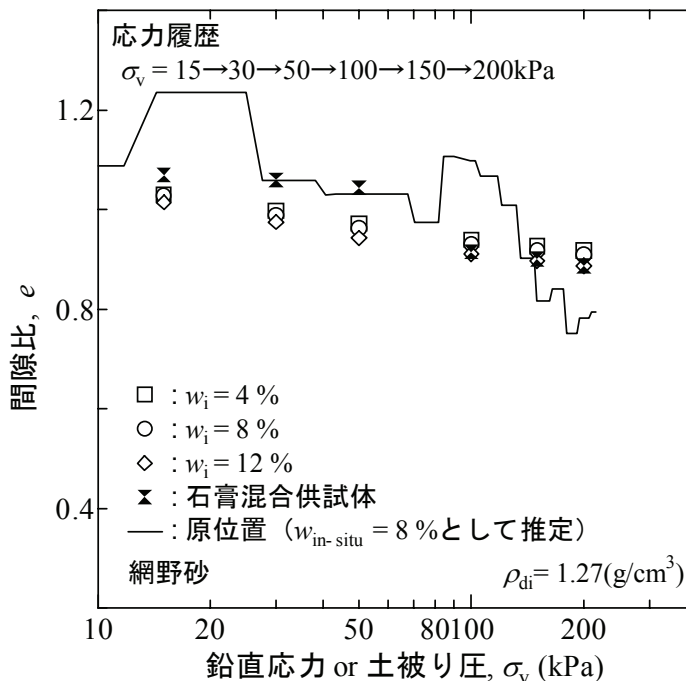


図 5-27 原位置および室内試験での $e \sim \ln \sigma_v$ 関係の比較

の BE 試験を実施した。また、上記の試験に加えて原位置でのセメンテーションの有無を確認する目的で、 $w = 8\%$ の試料に石膏を混合攪拌した供試体を用いた同様の BE 試験を実施した。李ら^{90), 91)}は自然堆積粘土の年代効果によるセメンテーション効果を力学試験から定量的に評価するにあたり、粘土にセメントを混合した試料を用いた BE 試験を実施しているが、本研究ではセメントよりも時硬性の影響が少ないであろう石膏を混合することで、化学的作用による土粒子間のセメンテーション効果を擬似的に再現することを試みた。なお、石膏を混合した試料を圧密リングに投入後、無拘束状態下（トップキャップの自重は有り）として一定時間間隔で BE 試験を実施した結果、約 50 時間までは無拘束状態にもかかわらず V_s が増加したが、それ以降は V_s の値が一定となったため、石膏混合供試体の含水比の変化がないようセル内に若干の水を張り、3 日間放置した後に試験を開始した。ここで、石膏の混合率（(石膏質量)/(試料全体の質量)）は 2.0%とした。

図 5-27 は、原位置および室内試験より得られた間隙比 $e \sim \ln \sigma_v$ 関係である。実線で示した原位置の e の変化は、密度検層より得られた湿潤密度 ρ_t とボーリング試料を測定して得られた含水比 ($w = 8\%$) から乾燥密度 ρ_d を計算し、表 1 で示した土粒子密度 ρ_s を用いて算出している。原位置の e は σ_v (土被り圧) が増加するに従い、

小さくなる傾向にある。室内試験の結果についても σ_v の増加に伴い、 e が減少する傾向にあり、原位置の e の変化を良く再現していると言える。また、圧密の過程で一貫して含水比が大きいほど e の値が小さくなっている。この原因として、水分量の違い(含水比の違い)によるサクシジョンの影響が考えられるが、 $w = 4\%$ と $w = 12\%$ における最終的な e の値の違いは高々3%程度であり、含水比の違いが圧縮特性に及ぼす影響は比較的小さいと言える。以上のことから、本試験で行った含水比の範囲では、堆積環境の違いによる影響などがあるものの原位置における e の増減は σ_v の関数として概ね表現できると考えられる。

図5-28は σ_v と原位置での表面波探査より得られた V_s と圧密BE試験より得られた V_s との比較(図5-28a)および原位置における ρ_d と圧密BE試験に使用した供試体の ρ_d を比較したものである(図5-28b)。□表面波探査および室内BE試験結果ともに、 σ_v (土被り圧)が大きくなるにつれて V_s も大きくなっている。一方、石膏混合供試体は、 $\sigma_v = 100\text{kPa}$ より小さい範囲では、 ρ_d が原位置および石膏を混合していない圧密BE試験結果と比較すると同程度かそれ以下であるにもかかわらず、 V_s の値が相対的に大きいことがわかる。この低拘束圧領域での V_s の挙動は、石膏を混合したことによって砂粒子間に付着力が発生した化学的なセメンテーション効果によるものと考えられる。さらに σ_v が増加して $\sigma_v = 100\text{kPa}$ 以上になると

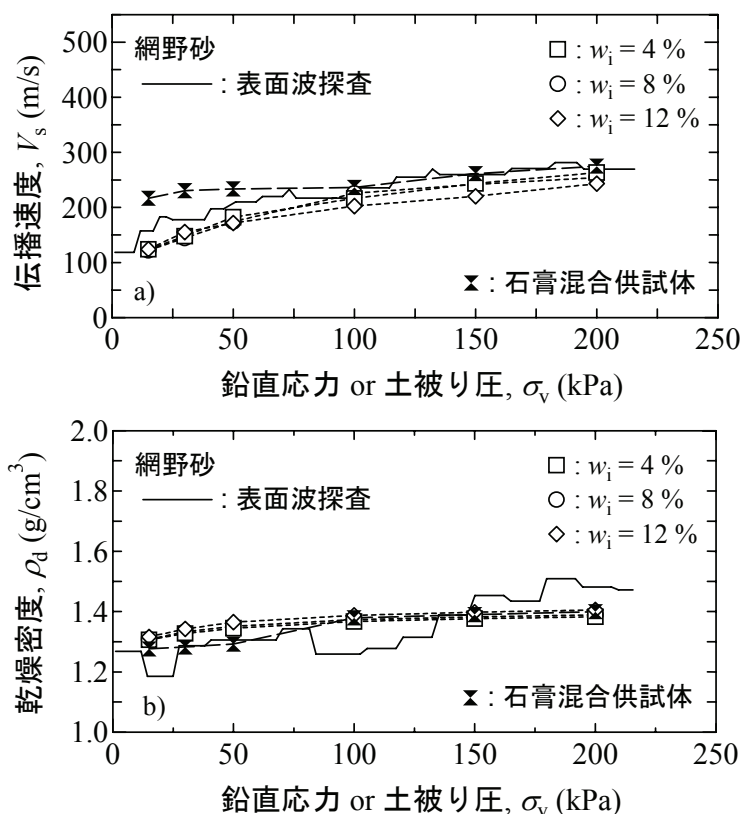


図5-28 原位置および室内BE試験から得られた $\sigma_v \sim V_s$ 関係および $\sigma_v \sim \rho_d$ 関係の比較
(a): $\sigma_v \sim V_s$ 関係, b): $\sigma_v \sim \rho_d$ 関係

V_s および ρ_d ともに漸増して、原位置と室内 BE 試験結果にほぼ一致する挙動を示している。これは、 σ_v の増加に伴い拘束応力が増加したことによって化学的セメンテーション（粒子間付着力）が損傷を受け、セメンテーションのない状態に遷移したためと解釈できる。

以上の結果から、当該砂丘は現状において粒子間のセメンテーションが無く、長年かけて非常にゆるい状態で堆積してきたことが推察される。さらに、このような砂丘の深さ方向の圧縮性およびせん断弾性係数の変化を室内で再現するためには、原地盤の表層部と同じ含水比と密度で作製した再構成試料を用いて、単調的に圧力を載荷しても差し支えないと考えられる。

d) 室内一面せん断試験

前述した知見を踏まえて、乱した試料を用いた室内一面せん断試験を行い、極限つりあい法による斜面の安定解析に必要な強度定数 (c, ϕ) を求めた。使用した室内一面せん断試験装置は図 5-8 と同じである。供試体は 6.50 ~ 14.50m 付近で採取した試料の含水比を 0%および 8%に調整して原位置の地表面付近の乾燥密度 ($\rho_{di} = 1.27\text{g/cm}^3$) となるよう慎重にせん断箱に投入し、所定の鉛直応力 $\sigma_v = 50, 100, 150\text{kPa}$ でそれぞれ圧密後に、せん断速度を $0.2\%/min$ 、上下せん断箱の隙間を 1.0mm で一定に保持した定圧試験を行った。また、初期間隙比 e_0 の違いが内部摩擦角 ϕ に与える影響を調べるために $e_0 = 1.061$ ($\rho_d = 1.28\text{g/cm}^3$), 0.75 ($\rho_d = 1.51\text{g/cm}^3$), 0.65 ($\rho_d = 1.60\text{g/cm}^3$) とした供試体に対しても上記と同様の試験を実施した。

図 5-29 に現場の ρ_d を再現して、 $w = 0, 8\%$ の 2 種類で定圧一面せん断試験を行った試験結果を示す。この図から分かるように、含水比によらず内部摩擦角 ϕ は、約 32° であった。一方、湿った試料では土中の水分（サクション）の影響による見かけの粘着力が発揮されると推測されるが、見かけの粘着力 c の差はわずかであり、この結果のみから c の値を求めることはできない。しかし、 c は低拘束圧状態にあ

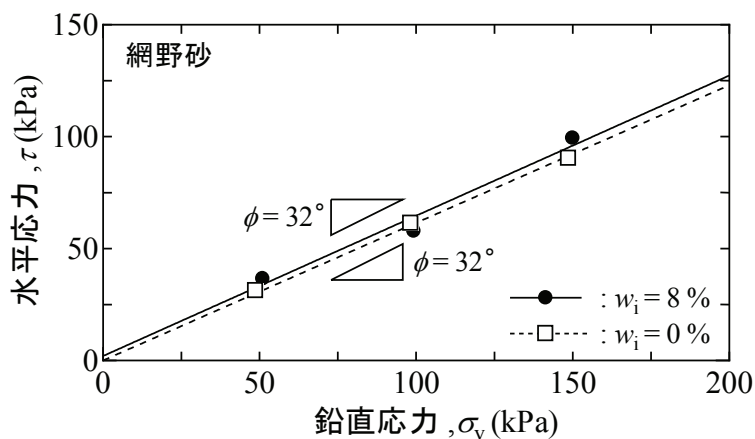


図 5-29 定圧一面せん断試験結果

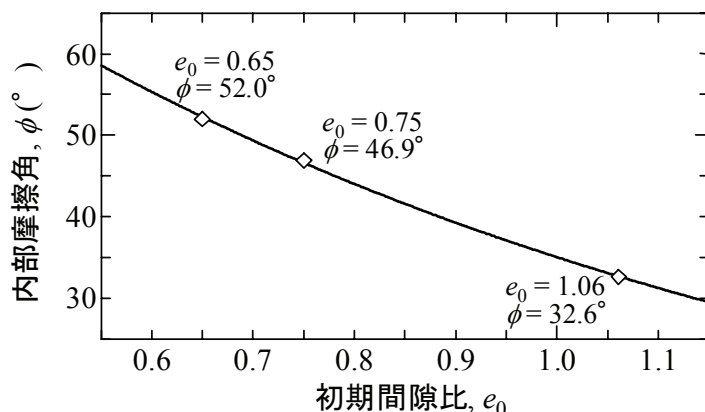


図 5-30 内部摩擦角 ϕ に及ぼす初期間隙比 e_0 の影響

る斜面表層部の安定解析において無視することができないため、原地盤の含水比 ($w = 8\%$) に相当する見かけの粘着力 c は、後述する地山掘削時の限界高さ H_c を測定することによって別途推定することとした。

図 5-30 は、 $e_0 \sim \phi$ の関係である。これより、 e_0 が小さいほど（すなわち密度が大きいほど） ϕ が増加する傾向にあることがわかる。

5. 2. 4 地山掘削による見かけの粘着力の推定

現場斜面の比較的水平的な箇所において、斜面の上部に位置する水平砂地盤を鉛直に掘削し、図 5-31 に示す主働破壊パターンを仮定して、式 5-2 に示す限界高さ H_c を測定することにより強度定数 (c, ϕ) の関係を求めた。具体的には、図 5-32 に示すようなテストピットを 0.3m ずつ鉛直方向に孔壁が崩れるまで掘削した。また、図に示すように所定の深度で地山のサクシオンを計測し、崩壊後に崩壊斜面の含水比の計測を行った。

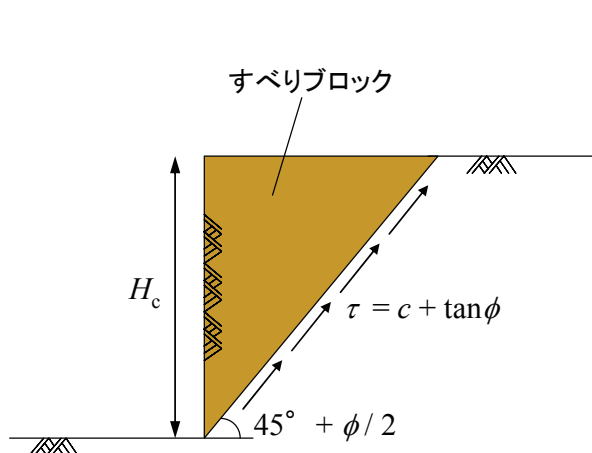


図 5-31 限界高さ H_c の算定概念図

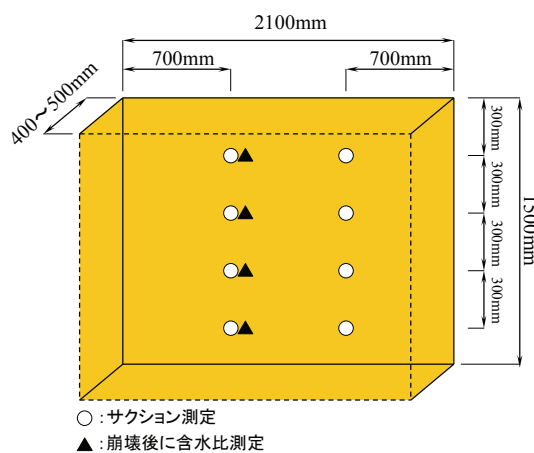


図 5-32 テストピットの概略図ならびにサクシオン・含水比の測定位置

$$H_c = (2c / \gamma) \cdot \{\tan(45^\circ + \phi / 2)\} \quad \text{式 5-2}$$

ここで、 H_c ：限界高さ、 c ：見かけの粘着力、 γ ：単位体積重量、 ϕ ：内部摩擦角である。

図 5-33 は測定したサクシオンと崩壊後の斜面における含水比の深さ方向に対する分布を示している。これよりサクシオン s および含水比 w は深さ方向に対して s は約 3kPa、 w は約 8%と深さ方向にそれぞれほぼ一定であることがわかる。

写真 5-13 は崩壊前、写真 5-14 および写真 5-15 は崩壊後の写真である。崩壊は、地表面から約 1.48m 掘削した時に発生した（写真 5-16 参照）が、表層部約 0.3m 程度は根茎の影響を受けているため（写真 5-15 参照）、 H_c は表層部の 0.3m を除いた

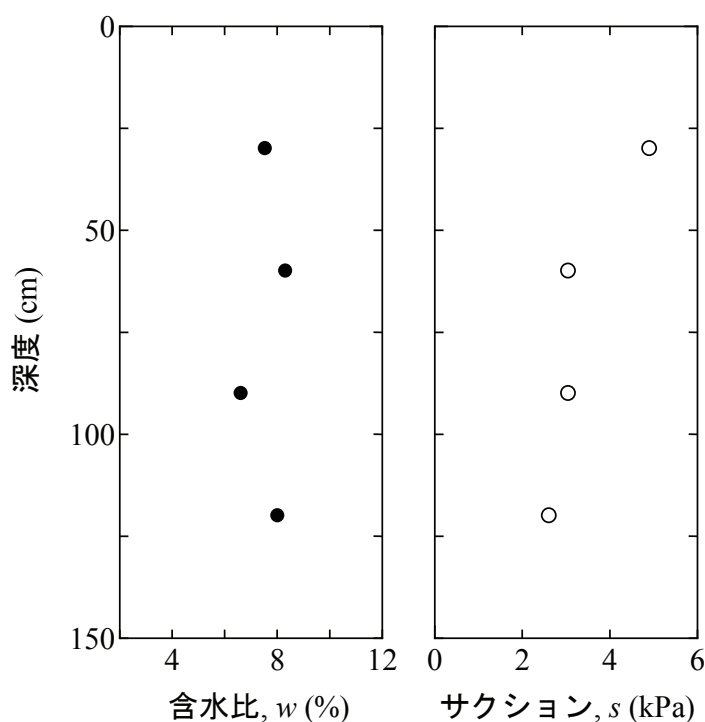


図 5-33 原位置で得られた深さ方向に対する含水比およびサクシオンの変化



写真 5-13 崩壊前のテストピットの状況



写真 5-14 崩壊後のテストピットの状況(1)



写真 5-15 崩壊後のテストピットの状況 (2)



写真 5-16 限界高さ H_c の測定

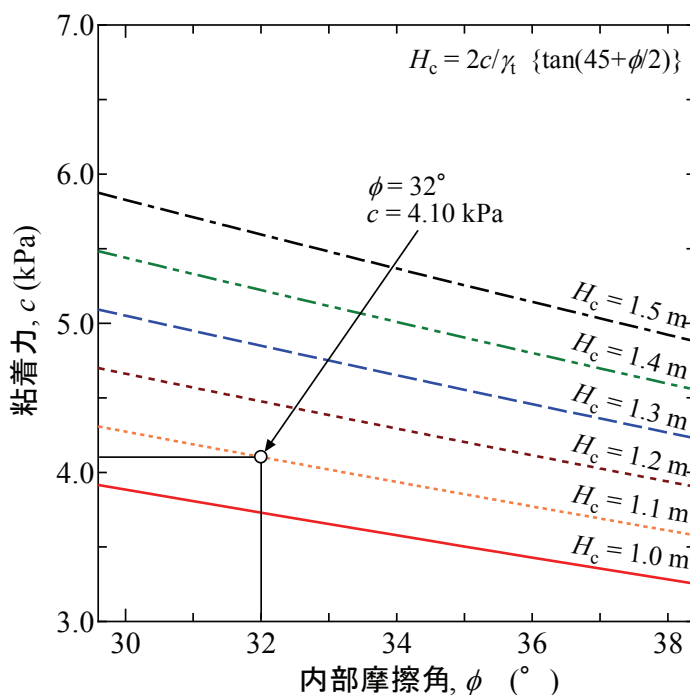


図 5-34 各限界高さにおける粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の関係

1.1~1.2m 程度と考えた．なお，式 5-2 における単位体積重量 γ は，密度検層より得られた表層部 5m までの平均値 ($\gamma = 13.46\text{kN/m}^3$) を代入した．

図 5-34 は， $H_c = 1.0 \sim 1.5\text{m}$ の範囲における c と ϕ の関係である．ここで，一面せん断試験結果から表層部の $\phi = 32^\circ$ を代入すると，サクシヨンによる見かけの粘着力 c の値として，図に示すようにおおよそ 4kPa が得られる．しかし， H_c は破壊した領域よりも上部に位置する砂層 (写真 5-14, 写真 5-15 参照) による拘束効果によって，過大評価されたと考えられることができる．また，図 5-33 より深さ方向に対してサクシヨン s は約 3kPa であった．サクシヨンによる見かけの粘着力 c がサクシヨンの値よりも大きいとは考え難い．よって， H_c が過大評価されたことおよび見

かけの粘着力 $c <$ サクシオンであることを勘案して、見かけの粘着力 c は 3kPa 未満であると推定できる。

原地盤では、深くなるにつれ密度が大きくなるため、 ϕ は大きくなる (図 5-30 参照)。一方、 c についても深くなるにつれ大きくなることが予想される。不飽和土のサクシオンは、土粒子間の毛管圧力に基づく粒子間結合力である。土粒子間の毛管が小さくなる、すなわち e が小さくなるとサクシオンは大きくなることが予想される。調査対象地盤は、土被り圧の増加に伴い e が小さくなること (図 5-27 参照) から、サクシオンは土被り圧の増加に伴い大きくなると推察できる。粒子間結合力であるサクシオンが増加するため、 c の値も増加するものと考えられるが、 e の減少は微量であるため、サクシオンおよび c の増加はわずかであると考えられる。すなわち、深さ方向に対する c の増加についてはわずかであると考えても差し支えないと言える。

上述したように、原位置で求めた H_c は表層の根茎の影響を考慮すると約 1.1m であり、図 5-29 に示した室内試験結果 ($\phi = 32^\circ$) と比較すると、概ね一致することがわかる。

5. 2. 5 斜面安定解析

斜面の安定性は式 5-3 に示した無限長斜面安定解析式により検討することとした (図 5-35 参照)。

$$F_s = (c + \gamma \cdot H \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi) / (\gamma \cdot H \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta) \quad \text{式 5-3}$$

ここで、 F_s : 安全率、 H : すべり面深さ、 β : すべり面の傾斜角、 γ : 単位体積重量、 c : 粘着力、 ϕ : 内部摩擦角である。

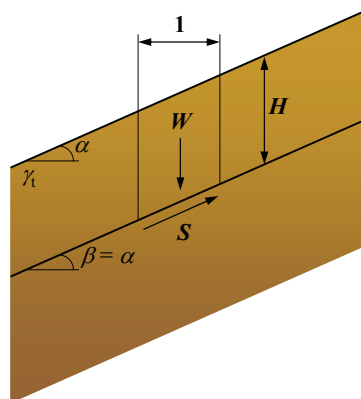


図 5-35 無限長斜面安定解析の概念図

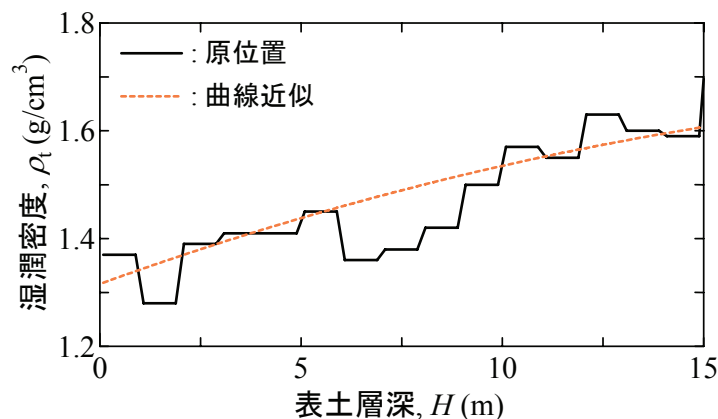


図 5-36 安定計算で用いた $\rho_t(\gamma)$ の近似曲線

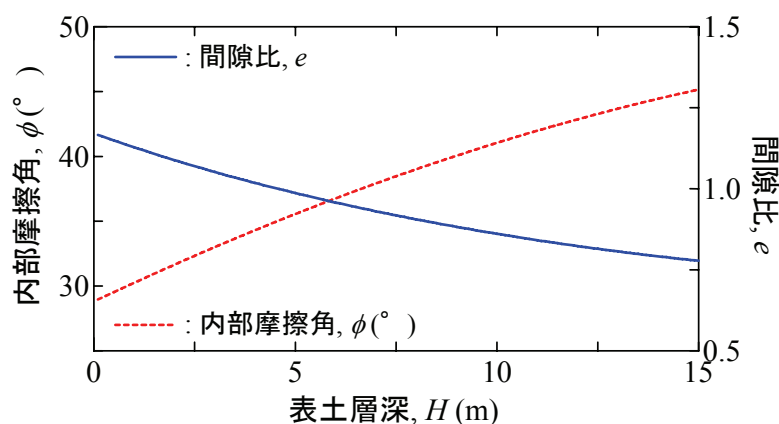


図 5-37 間隙比 e と内部摩擦角 ϕ の深度分布

また、図 5-20c) の密度検層結果と図 5-27 の圧密試験の結果から、深度が大きくなるにつれて密度が増加（間隙比が低下）することも分かった。そこで、まず単位体積重量 γ は、図 5-20c) の結果から ρ_t と深度の関係を図 5-36 に示すように曲線で近似した。一方、図 5-28 に示したように e が低下することにより ϕ が増加していることが分かった。すなわち、対象地の斜面では深くなるにつれ、内部摩擦角が増加していると考えられる。そこで、 e の変化に対する ϕ の変化（図 5-28 参照）を深さに対して e および ϕ が増加するとして、図 5-37 に示すようにそれぞれ近似した。この図より、内部摩擦角 ϕ は深度が深くなるにつれて 29° から 45° に増加していることが分かる。この深さに対する γ および ϕ が変化する関係を用いて、各傾斜角 β における表土層深 H と安全率 F_s の関係を求めた結果を図 5-38 に示す。

これらの図より、 c が低下することにより、各 ϕ における F_s が減少していくことが分かる。これは調査対象とした $\phi=34^\circ$ の斜面における表層部の ϕ が 32° であるにもかかわらず崩壊に至らないのは、わずかなサクションにより発揮される見かけの粘着力の効果であると言えよう。また、サクションによる見かけの粘着力 c がある場合、安全率 F_s が表土層深 $H=1.5\sim 2.5\text{m}$ 付近に極小値をもつ下向きに凸な曲線を

示していることが分かる。これは、例えば豪雨時に斜面内の飽和度が急激に上昇して c が減少したとき、深さ 1.5~2.5m 程度の表層崩壊が発生する可能性を示唆しており、写真 5-7 ~ 写真 5-12 に示したように対象地で深さ 2m 程度の表層崩壊が発生している事実と一致している。

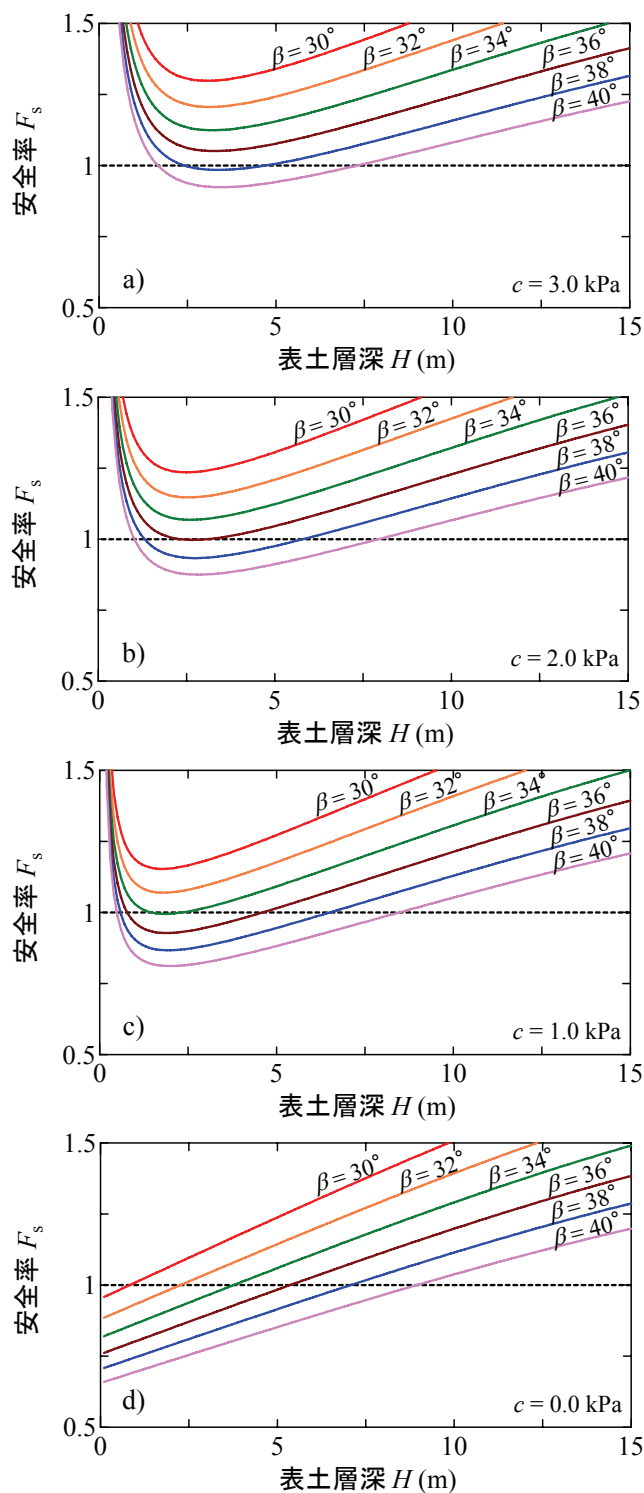


図 5-38 各傾斜角 β における H と F_s の関係
(a) $c=3.0$ kPa, (b) $c=2.0$ kPa, (c) $c=1.0$ kPa, (d) $c=0.0$ kPa)

5. 2. 6 砂丘斜面の崩壊メカニズムの推定

砂がゆるく堆積した砂丘において、まず、現地測量、ボーリング調査、標準貫入試験、室内物理試験、新しい調査技術である表面波探査および密度検層試験、等の結果を総合的に判断し、当該調査地の斜面の堆積状況を把握した。その後、原地盤掘削時での限界高さおよび現場サクシオン測定結果、室内一面せん断試験結果、室内ベンダーエレメント試験（せん断弾性波速度測定試験）結果および無限長すべりを仮定した斜面安定解析結果を総合的に判断し、当該調査地の斜面の安定性に関して以下の結論を得た。

当該砂丘は、セメンテーション効果などは殆ど無く、長年に亘りゆるい砂が静かに堆積して形成されたものと推定され、その意味で非常に危険な状態にあると言えよう。一方、不飽和状態にある自然斜面の安定にとって、サクシオン効果によるわずかな見かけの粘着力が斜面の安定性を大きく左右することが分かった。事実、調査斜面の傾斜角は 34° であり、一面せん断試験から得られた表層部の内部摩擦角は 32° よりも大きいのは、サクシオンによる見かけの粘着力の影響である。また、 c の影響を考慮した安定計算より、例えば豪雨時に斜面内の飽和度が急激に上昇して c が減少したとき、現地踏査でも確認されたように深さ 1.5 ~ 2.5m 程度の表層崩壊が発生することが推定される。

一方、わずかな粘着力を室内試験で測定するのは困難である。一つの解決策として、原地盤のサクシオン、含水比および密度を測定し、現場の密度と含水比に調整した乱した試料を用いた一面せん断試験により内部摩擦角 ϕ を、原地盤の自立高さから粘着力を求め、安定解析に必要な強度定数を求める手法を提案した。ここで、表面波探査等による現場での V_s の測定結果と現場の密度と含水比に調整した試料を用いた室内試験による V_s の測定結果が一致すれば、原地盤にセメンテーションがないことが推定され、乱れた試料を用いた各種室内試験結果の有効性が担保される。

6. 結論

本研究では、まずベンダーエレメントを装着した不飽和および飽和地盤材料に対応可能な高精度三軸試験装置を新たに開発した。そして、異なる地盤材料における不飽和および飽和状態の微小ひずみ領域でのせん断弾性係数 G およびヤング率 E の変化を観察し、飽和・不飽和土における G と E の増減を支配する応力パラメータを検討した。さらに開発した三軸試験装置を用いて、締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす諸要因について実験的に検討を行った。また、本研究で用いた一連の室内試験手法や不飽和土の力学特性の解釈の工学的な応用として、補強土壁の変状メカニズムの解明と砂丘斜面の安定性評価を試みた。以下に、本研究で得られた主な知見についてまとめる。

6. 1 不飽和および飽和地盤材料に対応可能な高精度三軸試験装置の開発に関するまとめ

- 1) ダイレクトドライブモーターを用いることにより、極めて高分解能 (10^{-7} mm) での軸変位の制御・計測が実現でき、試験機・荷重計の伸縮が小さい場合、変位計を使用せずに微小ひずみから破壊に至るまでの広範囲なひずみレベルにおける変形挙動の把握が可能となった。また、これにより任意の軸ひずみ履歴を有する載荷試験等の実施が可能になった。
- 2) 本試験機のような変位制御型三軸試験装置であっても、制御プログラム上の工夫により、精度の高い応力制御が可能となった。
- 3) 微細多孔質膜を用いて実施した保水性試験より得られた豊浦砂の水分特性曲線は、供試体の $A.E.V.$ がセラミックディスクを用いたこれまでの研究成果と比較してやや低いものの、水分特性曲線の全体的な傾向に大きな差異は無かった。また、セラミックディスクを用いた場合と比較して、微細多孔質膜を用いることで試験時間の大幅な短縮が可能となった。
- 4) 供試体側面に2枚のターゲットを設置し、供試体中央部の軸変形量を非接触型変位計で計測する方式により、供試体端部とトップキャップやペDESTALとの接触摩擦やベディングエラーの影響を受けない、供試体中央部の局所軸ひずみを測定することができた。
- 5) 不飽和土用の繰返し三軸試験装置の開発により、サクションを制御した条件下での広範囲のひずみでの不飽和土のヤング率とせん断弾性係数の測定に成功

した。

6. 2 不飽和地盤材料の微小ひずみ領域での弾性係数に関するまとめ

- 1) 鉛直基底応力 $\sigma_{v,net}$ 一定でサクシヨン s を増加させた際の間隙比 $e \sim \ln G$ 関係は $\sigma_{v,net}$ の大きさに関わらず片対数紙上でほぼ線形で、 $e \sim \ln(\sigma_{v,net} + s)$ 関係と強い相関がある。
- 2) 不飽和土の G は $\sigma_{v,net}$ と s に依存しており、 s の依存の程度は土の物性によって異なると推察できる。とりわけきれいな砂質土では、水分特性曲線における残留状態において G の増加が確認できなかった。
- 3) 間隙比関数 $f(e)$ を用いて正規化された G と s を用いた応力パラメータは、試料の違いや飽和・不飽和供試体の違いによらず概ね一義的な関係にあることが確認され、適切な $f(e)$ を選定し、 s を用いた応力パラメータを用いることで、比較的広範囲な地盤材料の飽和・不飽和状態における G を統一的に表現できる可能性が示された。
- 4) 三軸応力状態における飽和供試体では、 $(E_v)_u^{sat} \approx 3G_{vh}^{sat}$ となり、不飽和供試体では $(E_v)_u^{unsat} < 3G_{vh}^{unsat}$ となった。
- 5) 一次元変形状態と三軸応力状態における試験方法上の誤差を考慮すると一次元変形状態において $\sigma_{v,net}$ 一定で s を増加させた際と三軸応力状態において s 一定で p_{net} を増加させた際の $G/f(e)$ 増加傾向は、 $2/3\sigma_v$ と $(2/3\sigma_{v,net} + s)$ および p' と $(p_{net} + s)$ をそれぞれ応力パラメータとして用いることで、応力経路が異なっても増加傾向はほぼ同様であることがわかった。以上のことから、不飽和土における基底応力とサクシヨンの和が乾燥・飽和土のせん断弾性係数を支配する有効応力パラメータであると考えられる。

6. 3 締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす諸要因の影響に関するまとめ

a) 築堤中の河川盛土から採取した試料の締固め特性について

- 1) 今回調査した盛土現場では平面方向における締固め特性の違いは顕著ではなかった。
- 2) 盛土現場で締固め管理を行う際には代表試料の選定方法が重要となる。

b) 広範囲のひずみレベルにおける変形・強度特性について

- 1) 締固め度 D_c が大きくなると等方圧密終了時の体積ひずみは $D_c = 85$ と $D_c = 98\%$ では最大 4 倍程度の違いがあり、良く締固めることが盛土の沈下抑制に効果的であること示した。
- 2) 軸ひずみ $\varepsilon_a = 0.001\%$ での微小ひずみ領域から得られる E_{\max} は、締固め度および有効拘束圧の増加とともに大きくなるが、締固め度の違いによる E_{\max} の有効拘束圧の依存性は小さい。また、粒度分布が広い締固め土に対しても載荷モードに影響されない真のヤング率(弾性係数)が測定された。
- 3) 割線ヤング率 E_{sec} は強い軸ひずみ依存性を有しているが、 E_{\max} で正規化することで締固め度および有効拘束圧によらない $E_{\text{sec}} / E_{\max} \sim \varepsilon_a$ 関係を示した。
- 4) 締固め度が大きくなると非排水せん断強度および s_u/p'_0 が著しく大きくなる。このことは施工時の締固め度の下限値を高め設定して、その締固め度に応じた強度定数を用いることでより経済的な設計が可能であることを示唆している。本研究で使用した試料では s_u/p'_0 と締固め度には有効拘束圧の影響を受けず一義的であった。
- 5) 同一の締固め度で締固め時の含水比を異なる 7 種類に変化させて作製した供試体に対して実施した非排水三軸圧縮試験結果から、締固め時の含水比が w_{opt} よりやや乾燥側で圧縮強度 q_{\max} の最大値を示し、締固め時の含水比が最も高い場合に最小値を示し、締固め時の含水比の変化が最大偏差応力に影響を及ぼすことがわかった。
- 6) 締固め度および含水比をそれぞれ一定にして静的および動的な方法で作製された供試体に対して実施した非排水三軸圧縮試験の結果、同一の含水比および乾燥密度の供試体であっても静的供試体の最大偏差応力 q_{\max} が動的供試体よりも大きいことがわかった。また、 p' が小さいと静的供試体の有効応力経路は動的供試体と比較して過圧密的な挙動を示した。これらの結果から動的供試体よりも静的供試体が高い締固めエネルギーで締め固められ、静的供試体のほうがより過圧密土的な挙動を示した。
- 7) 異なる D_c , w , 締固め方法で作製された供試体に対してベンダーエレメント試験を実施して、異方性の程度を示す $G_{\text{hh}} / G_{\text{vh}}$ から締固め土の土構造を推定した。その結果、 D_c が大きく、含水比が w_{opt} 付近で静的に締め固められたとき土構造が最も安定的に配向していることがわかった。また、 $G_{\text{hh}} / G_{\text{vh}}$ と強度特性の大小関係が同様の傾向にあったことから、本研究で使用した試料の諸要因が変形・強度特性に及ぼす影響は土構造の配向性の程度で説明できると考えられる。

6. 4 不飽和地盤の挙動評価についての事例研究に関するまとめ

a) ジオテキスタイル補強土壁の変状メカニズムに関する事例研究

- 1) 一連の原位置試験結果から、変状箇所近辺においてせん断弾性波速度 V_s 、 N 値および乾燥密度 ρ_d の全てが相対的に小さな脆弱層が確認できた。また、この脆弱層における含水比 w は、盛土の他の部分よりも相対的に高かった。今回調査した盛土現場では平面方向における締固め特性の違いは顕著ではなかった。
- 2) 変状箇所での盛土材料は、他の盛土部と比較して粒径が小さく細粒分含有率が高く締固めにくい土質であることが判明した。また、変状箇所の盛土材料は、水浸により体積圧縮（沈下）を生じる材料であることが判明した。
- 3) 原位置および室内試験結果から、当該補強土壁の変状原因および変状のメカニズムは以下のように推定される。変状箇所を含む水平層には、相対的に粒径が小さく細粒分が多い土材料が転圧されており、未舗装の道路表面からの雨水や盛土背面からの谷水の浸透により、含水比が高い状態となった。その結果、この脆弱層のサクションが消失され、無視できない沈下が発生した。一方、ジオテキスタイル補強材があるために、盛土の沈下がある程度抑制されると同時に、上部盛土荷重の一部がジオテキスタイル補強材の引っ張り力により支えられる状態（ハンモック状態）となった。この結果、脆弱層において上載圧が所定の値よりも小さくなり、これに応じて補強材と盛土との摩擦力も極端に小さくなり、壁面工に大変形が発生した。

b) 砂丘斜面の安定性評価に関する事例研究

- 1) 表面波探査および室内ベンダーエレメント試験の V_s を比較した結果、当該砂丘斜面は土粒子間のセメンテーションはなく、長年に亘りゆるい砂が静かに堆積して形成されたものと推定され、非常に危険な状態にあると言える。
- 2) 当該砂丘斜面の傾斜角は 34° であり、一面せん断試験から得られた表層部の内部摩擦角は 32° であった。
- 3) c の影響を考慮した安定計算より、例えば豪雨時に斜面内の飽和度が急激に上昇して c が減少したとき、現地踏査でも確認されたように深さ 1.5 ~ 2.5m 程度の表層崩壊が発生することが推定できた。すなわち、現状で斜面が安定を保っている要因としてサクションによる見かけの粘着力の影響であることがわかった。

6. 5 今後の展望と課題

本研究は、過去の研究例が少なく、その力学挙動の全体像が不明な不飽和地盤材料を研究対象とした。

第2章では、不飽和土の試験対応した繰返し三軸試験装置の開発を行った。しかし、礫質材料を用いたときのターゲットの設置方法など多くの課題も顕著化した。

第3章では、不飽和土の微小ひずみ領域における弾性係数の測定と評価を試みた。本研究は、将来的に不飽和状態にある盛土などの実地盤の弾性係数の予測や原位置弾性波速度探査などで得られた弾性係数の評価、さらには得られた弾性係数によって微小ひずみ～小ひずみ域での変形挙動や他の力学的諸性質を把握することに広く利用されることを視野に入れている。しかし、間隙比関数およびサクシオンを用いた応力パラメータには地盤材料の違いによる適用限界があることが示唆された。その意味では今後、物性の異なる多くの試料を対象に広範囲のサクシオンおよびひずみ領域での変形特性の把握を目的とした試験を重ねていくことが重要である。一方で、第5章で示した砂丘斜面などの実地盤で発揮されるサクシオンの範囲を考えた場合、本研究で得られた応力パラメータでも十分適用できる可能性もある。今後、実地盤のサクシオンの計測および表面波探査などの原位置弾性波速度試験より得られるせん断弾性係数を併せて評価し、本研究で得られた応力パラメータの工学的適用性について検討する必要がある。また、不飽和地盤材料の変形・強度特性に関する研究全般においてひずみ速度依存性や間隙空気圧の影響については研究例が少なく不明な点が多いため、今後試験結果の蓄積が重要である。

第4章では、締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす諸要因について実験的に検討を行った。本研究で使用した地盤材料について、変形・強度特性へ与える影響因子を概ね把握できた。今後は、物性が異なる地盤材料についても同様の試験を実施する必要がある。また、ベンダーエレメント試験から異方性の程度を測定して締固めた地盤材料の土構造における配向性の程度を推察することで、締固め度や含水比が強度特性に及ぼす影響について説明を加えた。今後は、配向性の大小に関係すると考えられる締固めエネルギーを算定して、考察を加える必要がある。また、本研究で対象としたような中間土的な地盤材料では、変形・強度特性は土構造における配向性の程度に加えて、礫材粒子相互のかみ合わせにダイレイタンシー特性による影響も大きいと考えられる。今後は、近年急速に地盤工学分野での利用が増加している X 線 CT スキャン⁹²⁾などを利用して非破壊で供試体中における礫材の空間的に分布を詳細に把握し、考察を加える必要がある。

第5章では、室内試験および原位置試験結果に不飽和土の解釈を加えることの工学的な応用事例としてジオテキスタイル補強土壁の変状メカニズム解明と砂丘斜

面の安定性評価の事例研究を示している。本事例研究から澁谷・川口⁹³⁾の報告にあるように室内試験と現場調査の両方を合理的に相互補完するツールとして表面波探査が有用であることが示された。また、桑野⁹⁴⁾の報告にもあるよう今後自然斜面や盛土の健全性評価手法を確立する際には、非破壊試験である表面波探査は有望であると考えられる。しかし、現状では表面波探査より得られる V_s から既存盛土の乾燥密度や含水比を推定するまでには至っていない。今後は、 V_s と地盤材料の状態量との相関についての研究が重要である。

上記に挙げたような課題に対して試験結果を蓄積することによって、将来的には原地盤(盛土)の表面波探査から得られる地盤情報と降雨による盛土の応力・水分状態の推移を再現した室内弾性波速度試験を用いて、盛土の内部構造の把握や劣化の程度を非破壊探査によって評価することが可能となり、既存盛土の安全・健全性を評価する手法の確立が期待できる。

参考文献

- 1) Shibuya, S., Kawaguchi, T., Chae, J. : Failure of Reinforced Earth as Attacked by Typhoon No.23 in 2004, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.1, pp.153-160, 2007.
- 2) 沖村孝, 二木幹夫, 岡本敦, 南部光弘 : 兵庫県南部地震による宅地地盤被害と各種要因との関係分析, 土木学会論文集, No.623/IV-43, pp.259-270, 1999.
- 3) 佐々恭二, 福岡浩, 汪発武, 王功輝二 : 2004 年新潟県中越地震による斜面災害, 京都大学防災研究所年報, 第 48 号, pp.1-20, 2005.
- 4) (財)国土技術研究センター : 河川土工マニュアル, 2009.
- 5) 例えば, 龍岡文夫 : 盛土の締固め管理と設計の協働の必要性, 特集 : 盛土の設計と締固め, 基礎工, Vol.37, pp.2-9, 2009.
- 6) 例えば, 小高猛司, 板橋一雄, 李圭太, 中島康介, 岸賢吾, 天野留実, 坪田邦治, 加藤雅也 : 三軸試験による河川堤防礫まじり砂の強度評価, 第 43 回地盤工学研究発表会 CD-ROM, pp.373-374, 2008.
- 7) Bishop, A. W. : The principal of effective stress, *Norwegian Geotechnical Institute*, No.32, pp.1-5, 1960.
- 8) Terzaghi, K. : Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen,spannungserschleunigen,*Mathematisch-naturwissenschaftliche Klasse,Part II a*, Vol.132, pp.125-138,1923.
- 9) Bishop, A. W. and Donald, I. B. : The experimental study of effective stress in partly saturated soil in the triaxial apparatus, *Proc. 5th ICSMFE*, Vol.1, pp.13-21, 1961.
- 10) Jennings, J. E. and Burland, J. B. : Limitation to use of effective stress in partly saturated soils, *Geotechnique*, Vol.13, No.3, pp.177-197, 1963.
- 11) 地盤工学会 : 地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法 (JGS 0542-2000) , 土質試験の方法と解説 第一回改訂版, 第 7 編, 第 7 章, pp.658-678, 2000.
- 12) 清田芳治, 木幡行宏, 山崎浩之, 西垣好彦, 田中洋行 : 地盤材料の小ひずみでの非線形性と地盤変形問題への適用 2.室内試験法 (その 2) , 土と基礎, Vol.45, No.3, pp.59-64, 1997.
- 13) Yamashita, S., Kawaguchi, T., Nakta, Y., Mikami, T., Fujiwara, T. and Shibuya, S. : Interpretation of international parallel test on the measurement of G_{max} using bender elements, *Soils and Foundations*, Vol.49, No.4, pp.631-650, 2009.
- 14) AnhDan, L. Q. and Koseki, J. : Small strain behaviour of dense gravel and sand by true triaxial tests, *Soils and Foundations*, Vol.45, No.3, pp.21-38, 2005.
- 15) 澁谷啓, 三田地利之, 細見明彦, 小澤裕 : 高性能デジタルサーボモーターを用いた多機能三軸試験装置, 地質と調査, No.1, pp.48-57, 1996.
- 16) 川口貴之, 三田地利之, 澁谷啓, 佐野侅房 : 粘性土の変形特性を求めるため

- の高精度三軸試験装置・方法の開発，土木学会論文集，No.708/III-59，pp.175-186，2002.
- 17) Yamashita, S. and Suzuki, T. : Stress and strain controlled cyclic undrained tests on soils, *Proc. of the 11th Asia Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol.1, pp.533-536, 1999.
 - 18) 龍岡文夫，木幡行宏：ベディングエラー，土と基礎，42-9 (440)，pp.231-233，1994.
 - 19) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y.S. and Sato, T. : A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.1, pp.169-180, 1991.
 - 20) 黄聖春，三田地利之，澁谷啓，館市弘達：微小ひずみレベルから破壊に至るまでの乱さない粘土の変形と非排水強度特性，土木学会論文集，No.589/III-42，pp.305-319，1998.
 - 21) 澁谷啓，三田地利之，小澤裕：セメント混合砂の変形・強度特性における時硬性および拘束圧履歴依存性，土木学会論文集，No.687/III-56，pp.249-257，2001.
 - 22) 山下聡，中田幸男，川口貴之，三上武子，藤原照幸，澁谷啓：ベンダーエレメント試験方法の標準化に関する研究，科学研究費補助金 研究成果報告書，2006.
 - 23) Salinero, I. S., Roesset, J. M. and Stokoe, K. H. : Analytical studies of body wave propagation and attenuation, *Report GR86-15*, University of Texas at Austin, 1986.
 - 24) 川口貴之，三田地利之，澁谷啓，佐野侷房：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.
 - 25) 川口貴之：粘性土の弾性係数の測定および評価に関する研究，北海道大学，博士学位論文，2001.
 - 26) Jovičić, V., Coop, M. R. and Simić, M. : Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests, *Géotechnique*, Vol.46, No.2, pp.357-362, 1996.
 - 27) 千葉隆仁，山下聡，土岐祥介：三軸試験と中空ねじり試験による砂の繰返し変形特性，「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性－試験法・調査法および結果の適用－」に関する国内シンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.181-186，1994.
 - 28) 川口貴之，三田地利之，佐野侷房，小原隆志，松浦公樹：三軸 BE 試験による豊浦砂の弾性係数の評価，地盤工学会北海道支部技術報告集，Vol.45，pp.89-94，2000.
 - 29) 山下聡，澁谷啓，稲原英彦，古川卓：砂および粘性土の繰返し変形特性に及ぼす B 値の影響，「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性－試験法・調査法および結果の適用－」に関する国内シンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.137-142，1994.
 - 30) 斉藤朋子，鎌田敏幸，川辺翔平，塚本良道，龍岡文夫：静的測定による不完

- 全飽和砂質土の微小繰返し変形特性, 第 43 回地盤工学研究発表会概要集, pp.727-728, 2008.
- 31) Tatsuoka, F., Iwasaki, S., Fukushima, S. and Sudo, H. : Stress conditions and stress histories affecting shear modulus and damping of sand under cyclic loading, *Soils and Foundations*, Vol.19, No.2, pp.29-43, 1979.
 - 32) 上野恭宏, プラダン テージ : 粘性土の繰返し変形特性に及ぼす圧密条件の影響, 第 30 回土質工学研究発表会講演概要集, 3 分冊の 2, pp.915-918, 1995.
 - 33) Hoque, E. and Tatsuoka, F. : Anisotropy in elastic deformation of granular materials, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.1, pp.163-179, 1998.
 - 34) Hardin, B.O. : The nature of stress-strain behavior for soils, *Proc. Geotechnical Div. Specialty Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Vol.1, pp.3-90, 1978.
 - 35) Hardin, B.O. and Bladford, G.E. : Elasticity of particulate materials, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.89, No.6, pp.788-805, 1989.
 - 36) Bellotti, R., Jamiolkowski, M., Lo Presti, D.C.F. and O'Neill, D.A. : Anisotropy of small strain stiffness in Ticino sand, *Géotechnique*, Vol.46, No.1, pp.115-131, 1996.
 - 37) Roesler, S.K. : Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy, *Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE*, Vol.105, No.GT7, pp.871-880, 1979.
 - 38) Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. and Lo Presti, D.C.F. : Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays, *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Balkema, Vol.2, pp.817-836, 1994.
 - 39) Shibuya, S., Hwang, S.C. and Mitachi, T. : Elastic shear modulus of soft clays from shear wave velocity measurement, *Géotechnique*, Vol.47, No.3, pp.593-601, 1997.
 - 40) Shibuya, S. and Tanaka, H. : Estimate of elastic shear modulus of Holocene soil deposits, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.4, pp.45-55, 1996.
 - 41) Kawaguchi, T. and Tanaka, H. : Formulation of G_{\max} from reconstituted clayey soils and its application to G_{\max} measured in the field, *Soils and Foundations*, Vol.48, No.6, pp.821-831, 2008.
 - 42) Mancuso, C., Vassallo, R. and d'Onofrio, A. : Small strain behaviour of a silty sand in controlled-suction resonant column –torsional shear tests, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.39, No.1, pp.22-31, 2002.
 - 43) Oh, W. T. and Vanapalli, S. K. : The relationship between the elastic and shear modulus of unsaturated soils, *Proceedings of the 5th International Conference on Unsaturated Soils*, Vol.1, pp.341-346, 2010.
 - 44) Lo Presti, D.C.F, Jamiolkowski, M. and Pepe, M. : Geotechnical characterisation of the subsoil of Pisa Tower, SOCRATES PROGRAMME, 2002.
 - 45) Hight, D.W., Bennell, J.D., Chana, B., Davis, P.D., Jardine, R.J. and Provic, E. : Wave velocity and stiffness measurements of the Crag and lower London Tertiaries at Sizewell, *Géotechnique*, Vol.47, No.3, pp.451-474, 1997.

- 46) Yimsiri, S. and Soga, K. : Application of micromechanics model to study anisotropy of soils at small strains, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.15-26, 2002.
- 47) 山下聡, 堀智仁, 鈴木輝之 : 異方応力状態でのせん断波速度に及ぼす伝播方向と堆積方向の影響, *土木学会論文集*, 722/III-61, pp.387-392, 2002.
- 48) Kawaguchi, T., Yamashita, S., Kawajiri, S., Kataoka, S. and Shibuya, S. : Inherent and induced anisotropy of three natural sedimentary clays reflecting on the elastic shear modulus, *Deformation Characteristics of Geomaterials*, IS-Atlanta, Vol.2, pp.575-578, 2008.
- 49) Kawaguchi, T., Yamashita, S. and Shibuya, S. : Inherent and stress-induced anisotropy of elastic shear modulus for soils, *Proc. of 13th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol.1, pp.15-18, 2007.
- 50) Seed, H. B., Mitchell, J. K. and Chan, C. K. : Structure and strength characteristics of compacted clays, *Journal of SMFD*, Proceeding of ACSE, SM5, pp.87-125, 1959.
- 51) Lambe, T. W. : The structure of compacted clay, *Proceeding of ACSE*, Vol.84, SM2, pp.1655-1-1655-35, 1958.
- 52) 龍岡文夫, 朴春植 : 地盤の異方性 4.砂の変形・強度特性の異方性 I -要素試験における強度異方性-, *土と基礎*, Vol.41, No.7, pp.79-87, 1993.
- 53) Yong, R. N. and Warkentin, B. P. : Introduction to soil behaviour, 山崎不二夫, 山内豊聡 監修・訳, 鹿島出版会, pp.106-107, 1966.
- 54) 鬼塚克忠, 林重徳, 吉武茂樹, 大石英隆 : 締固めた土の圧縮及び強度異方性について, *土質工学会論文報告集*, Vol.19, No.3, pp.113-123, 1979.
- 55) 鬼塚克忠, 吉武茂樹 : 締固めた混合土の強度異方性について, *土質工学会論文報告集*, Vol.23, No.4, pp.149-156, 1983.
- 56) 平川大貴, 川原園美幸, 龍岡文夫 : 砂礫盛土材の変形強度特性に与える締固め条件の影響, *土木学会論文集 C*, Vol.64, No.2, pp.253-266, 2008.
- 57) 清田隆, 原大地, 清田健司, 望月一宏, 永井裕之, 龍岡文夫 : 砂・礫質土系盛土材の変形強度特性に及ぼす締固め度の影響, *基礎工*, Vol.37, No.7, pp.27-31, 2009.
- 58) 龍岡文夫, DUTTINE Antoine, 原大地, 望月勝紀, 望月一宏, 奥野大輔, 平川大貴, 清田隆 : 多様な砂礫のせん断強度と締固め度・相対密度との相関, 第45回地盤工学研究発表会 CD-ROM, pp.371-372, 2010.
- 59) Oda, Y. and Mitachi, T. : Stress relaxation characteristics of saturated clays, *Soils and Foundations*, Vol.28, No.4, pp.69-80, 1988.
- 60) 西村友良, 古関潤一 : セルロース膜を用いた非塑性シルトの水分特性, *土木学会第62回年次学術講演会*, pp.265-266, 2007.
- 61) 渡邊裕介, 佐藤剛司, 古関潤一, 西村友良 : 飽和・不飽和稲城砂の繰返し三軸試験, *生産研究*, Vol. 60, No. 4, 2008.
- 62) 所哲也, 石川達也, 三浦清一 : 多孔質膜を用いた不飽和透水試験機の試作, 平成20年度不飽和土研究会 研究発表論文集, pp.37-40, 2008.

- 63) 伊藤康平, 石川達也, 三浦清一: 不飽和土試験におけるバーサポアメンブレンの利用方法の検討, 平成 20 年度不飽和土研究会 研究発表論文集, pp.41-44, 2008.
- 64) 阿部廣史: 不飽和土の力学特性の評価手法に関する実験的研究, 東京大学学位論文, 1994.
- 65) 山下聡, 太田佳之, 星和則, 鈴木輝之: 繰返し試験と BE 試験による砂と火山灰質土のせん断剛性, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol.40, pp.135-142, 2000.
- 66) 佐藤剛司, 澁谷啓, 龍岡文夫, 金有性, Techavorasinskun, S., 朴春植, Lo Presti, D.C.F.: 三軸および一軸供試体の微小ひずみでの変形係数の測定方法, 三軸試験方法に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.173-180, 1991.
- 67) Viggiani, G. and Atkinson, J. H. : Interpretation of bender element tests, *Géotechnique*, Vol.45, No.1, pp.149-154, 1995.
- 68) 桑野二郎, 本江邦旬, 内田智也: ベンダーエレメントによる三軸供試体内せん断波速度計測, 第 34 回地盤工学研究発表会概要集, 1, pp.991-992, 1999.
- 68) 阿部廣史, 畠山正則: 不飽和土の一斉一軸・三軸圧縮試験の結果について, 不飽和地盤の調査・設計・施工に関する諸問題シンポジウム発表論文集, pp.23-58, 1993.
- 69) 河井克之, 軽部大蔵, 芦田渉, 嘉戸善胤: 間隙比の影響を考慮した水分特性曲線モデル, 土木学会論文集, No. 666/III-53, pp.291-302, 2000.
- 70) 軽部大蔵, 加藤正司, 浜田耕一, 本田道識: 不飽和土の間隙水の状態と土塊の力学的挙動の関係について, 土木学会論文集, No.535/III-52, pp.83-92, 1996.
- 71) 荻野俊寛, 三田地利之, 澁谷啓, 及川洋: 圧密定体積一面せん断試験による粘性土の変形・強度特性ーベンダーエレメントによるせん断弾性係数の測定ー, 土木学会論文集, No.673/III-54, pp.15-26, 2001.
- 72) 寺島祐樹: 不飽和土の力学から観た締固めによって生じる供試体内不均一性の把握, 神戸大学, 修士学位論文 2010.
- 73) 後藤浩司, 河井克之, 寺島祐樹: 不飽和土の力学から観た締固めによって生じる供試体内部状況の把握, 第 45 回地盤工学研究発表会 CD-ROM, pp.669-670, 2010.
- 74) Atkinson, J. H. : Rankin Lecture : Non-linear soil stiffness in routine design, *Géotechnique*, Vol.50, No.5, pp.487-508, 2000.
- 75) 例えば, 李徳建, 澁谷啓, 三田地利之: 大阪湾海底粘土の力学特性と年代効果, 土木学会論文集, No.736/III-63, pp.273-285, 2003.
- 76) Shibuya, S., Mitachi, T., Fukuda, F. and Degoshi, T. : Strain rate effects on shear modulus and damping of normally consolidated clay, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.18, No.3, pp.365-375, 1995.
- 77) Tatsuoka, F. and Shibuya, S. : Deformation Characteristics of soils and rocks from

- field and laboratory tests, *Proceedings of the Ninth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Vol.2, pp.101-177, 1991.
- 78) 常田賢一, 小田和弘, 佐野郁雄, 澁谷啓, 新納格: 土質力学, 理工図書, pp.51-53, 2010.
- 79) 原健二, 澁谷啓, 齊藤雅彦, 鳥居宣之, 蔡鍾吉, 榎尾孝之: ジオシンセティックスを用いた L 型排水盛土防水工実物大実験による評価, 第 23 回ジオシンセティックスシンポジウム論文集, Vol. 23, pp.147-154, 2008.
- 80) 木幡行宏: 寒冷地における補強土壁工法の信頼性, 基礎工, Vol.38, No.2, pp.42-45, 2010.
- 81) 藤田泰秀, 杉本敏彦, 甲羽智武, 津田雅丈: 富士山静岡空港における高盛土への補強土壁工法の適用について—その 1 (計画・設計)—, 第 42 回地盤工学研究発表会, pp.1599-1560, 2007.
- 82) 藤田泰秀, 杉本敏彦, 甲羽智武, 津田雅丈, 伊藤修二, 五十嵐充: 富士山静岡空港における上載盛土 (H=45m) を有する補強土壁工法の適用—その 1 (計画・設計・施工)—, 第 43 回地盤工学研究発表会, pp.1517-1518, 2008.
- 83) 林宏一, 鈴木晴彦: 二次元表面波探査の地盤調査への適用, 第 38 回地盤工学研究発表会 CD-ROM, pp.33-34, 2003.
- 84) 中山文也, 林宏一, 石田章司: 高盛土の S 波速度構造把握への表面波探査の適用, 第 36 回地盤工学研究発表会, pp.143-144, 2003.
- 85) 澁谷啓, 渡部要一, 田中政典, 山下聡, 林宏一, 荘司泰敬: 遺跡の保守・保全のための地盤調査法: Pisa の斜塔を例として(<小特集>維持・管理および更新のための計測・解析技術: 地中構造物・遺跡を対象として), 土と基礎, Vol.52, No.6, pp.35-37, 2004.
- 86) Shibuya, S., Mitachi, T., Tamate, S. : Interpretation of direct shear box testing of sands as quasi-simple shear, *Géotechnique*, Vol.47, No.4, pp.769-790, 1997.
- 87) Tanaka, Y., Kudo, K., Nishi, K., and Okamoto, T. : Shear modulus sand damping ratio of gravelly soil measured by several methods, *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Vol.1, Balkema, pp.47-53, 1994.
- 88) 例えば, 加藤正司, 榎原辰雄: 不飽和土の水浸後の圧縮曲線に与える締固めの影響について, 土木学会論文集 C, Vol. 63, No. 3, pp.742-751, 2007.
- 89) 澁谷啓, 原健二: 補強土壁の弱点と対策, 基礎工, Vol. 38, No. 2, pp.18-24, 2010.
- 90) 李徳建, 澁谷啓, 三田地利之, 富田泰史: 人工的にセメンテーションを負荷した粘性土の圧密及びせん断挙動, 第 38 回地盤工学研究発表会, pp.591-592, 2003.
- 91) 李徳建, 澁谷啓, 三田地利之, 松田圭大: セメント混合粘土の圧縮・せん断特性, 第 39 回地盤工学研究発表会, pp.229-230, 2004.
- 92) 例えば, 菊池喜昭, 水谷崇亮, 永留健, 畠俊郎: マイクロフォーカス X 線 CT スキャナの地盤工学への適用性の検討, 港湾空港研究所資料, No.1125, 2006.

- 93) 澁谷啓, 川口貴之 : 17. 土質試験法・地盤材料の変形特性, 地盤工学会誌, Vol.58, No.1, pp.36-37, 2010.
- 94) 桑野二郎 : 補強土壁工法の耐震性に関する課題, 基礎工, Vol.38, No.2, pp.12-17, 2010.

謝 辞

本論文は、著者が神戸大学大学院 市民工学専攻 地盤安全工学教育研究分野 澁谷研究室に所属した平成 19 年から平成 23 年の 4 年間で得られた研究成果をまとめたものです。本論文の完成は、多くの良き方々より心温かいご指導ならびにご援助があつてのものです。

神戸大学大学院教授 澁谷 啓先生には、本研究の内容および展開、論文の作成全般に渡つて、一貫して御指導していただきました。また、数多くの心温まる励ましの御言葉を頂いただけでなく、海外での研究発表や委員会の参加など研究者を目指す著者にとって多くの活動の機会を与えて下さったことで 4 年間で有意義に過ごすことができました。また、研究および教育者としてのあるべき姿勢を学ばせていただきました。

同大学都市安全研究センター教授 田中泰雄先生、同 飯塚 敦先生には、本論文の副査をお引き受け頂きました。今後、大いに参考となる詳細かつ的確な御指摘を頂いたばかりでなく、多くの温かい御言葉を頂きました。

同大学院准教授 加藤正司先生には、飽和土の土質力学もままならない著者に不飽和土についての試験方法や理論についての御指導を頂いたばかりでなく、日々の研究生活を送るにあたり有益な御指導と御配慮を頂きました。

同大学院助教 鳥居宣之先生ならびに都市安全研究センター准教授 河井克之先生には、論文執筆や博士課程進学について数多くの御教示を頂いただけでなく、日々の研究・学生生活や学位取得後の進路など、公私共に有益な御示唆といつも温かい励ましの御言葉を頂きました。

北見工業大学教授 山下聡先生、北海道大学大学院准教授 石川達也先生には、ベンダーエレメント試験結果の解釈や不飽和土の力学について数多くの御教示を頂いただけではなく、筆者の学位取得後の進路についても多くの御助言を頂きました。

函館工業高等専門学校助教 片岡沙都紀先生には、地盤工学において化学的なアプローチの重要性について御教示を頂きました。

函館工業高等専門学校准教授 川口貴之先生には、神戸大学大学院への進学と研究者としてのチャンスを頂いただけでなく、本研究の遂行に際して多くの御指導・御指摘を頂きました。また、公私に渡つて多くの御助言を頂きました。さらに、先生には遠く離れた函館からいつも温かく見守っていただき、研究者を目指す筆者に自信を与えて頂きました。

そして、研究室で研究を進めていた先輩であつた蔡鍾吉氏（現 韓国建設技術研究院）、鄭珉守氏（現 韓国建設技術研究院）、金秉洙氏（現 神戸大学大学院博士研究員）には試験装置の操作方法を始め、多くの御指導・御助言を頂きました。また、著者に対して常に明るく振舞っていただきました。栗山靖崇氏（現 和歌山市）、後藤大尚氏（現 近畿日本鉄道株）、高山晃平氏（現 株建設技術研究所）、津野沙織氏（現 株NTT ドコモ）には、右も左もわからず本研究室での研究を始めた著者の進むべきベクトルを理想的な方向へ導いて頂いただけでなく、試験方法や装置・器具の基本的な使用方法などに関する様々な御指導と温かい御言葉を頂きました。そして、澁谷研究室で同期生あつた浅野幸継氏（現 神戸市）、三井仁哉氏（現 株大林組）、福田充氏（現 東日本高速道路株）の 3 人には、3 人のタフな笑顔に著者は幾度と無く救われました。また、同時期に苫小牧高専専攻科から神戸大大学院へ進学した

福津宇基氏（北海道電力㈱）には、同郷である氏の存在が筆者の励みとなり、慣れない本州の地での生活を円滑にスタートすることができました。さらに、澁谷研究室の卒業生である石田文彦氏（現 ニッセイ）、中村曜子氏（現 サントリー㈱）、河井研究室の卒業生である山田竜太郎氏（現 清水建設㈱）、寺島裕樹氏（現 西日本旅客鉄道㈱）、鳥居研究室の卒業生である竹内信氏（現 鹿島建設㈱）、竹口智穂氏（現 東海旅客鉄道㈱）、そして澁谷研究室および地盤安全工学教育研究分野に在籍中の多くの後輩諸君には、試験の実施や試験結果の考察などに関して多くの協力を頂きました。特に締固め&表面波チームとして一緒に研究を実施した上本雄也氏、高橋正和氏、三浦みなみ氏、竹園紘樹氏には、筆者の後輩であるにもかかわらず、いつも筆者の体調に気を掛けて頂いただけでなく、温かい励ましの御言葉で著者の心に安らぎと元気を頂きました。このメンバーで研究ができたことを心より嬉しく思います。社会人博士課程として澁谷研究室に在籍されていた皆様には、いつも温かい励ましの御言葉を頂きました。特に藤原照幸氏（㈱地域地盤環境研究所）、原健二氏（太陽工業㈱）、荒木繁幸氏（㈱ダイヤコンサルタント）、深田隆弘氏（西日本旅客鉄道㈱）には、本論文に対して氏らの幅広い経験と深い知識に裏打ちされた的確な御助言を頂きました。

また、増井明典氏には、本研究で開発した三軸試験装置やそれに関わる試験装置の作製・改良に関して、ご多忙にも関わらず常に快く協力をして頂きました。

本論文の第 5 章における事例研究では、原位置試験の実施等に際して、西本健亮氏（西日本高速道路㈱津山工事事務所）から多大な協力を受けました。神戸大学名誉教授 沖村孝先生には、当該補強土壁の変状原因に関して数々の貴重なご意見を頂戴しました。また、伊藤史朗氏（東洋建設㈱）、南部光広氏、林宏一氏（応用地質㈱）、鏡原聖史氏（㈱ダイヤコンサルタント）、岩崎哲雄氏には原位置試験の結果等に関して貴重なご意見を頂きました。

そして、小原隆志氏（現 鹿島建設㈱）、金子広明氏（北海道大学大学院博士後期課程）、所哲也氏（北海道大学大学院博士後期課程）、外山明宏氏（東海旅客鉄道㈱）、堤彩人氏（北海道大学大学院博士後期課程）には、同世代の研究者として学会先での議論によって刺激を頂き、飲み会では英気を与えて頂きました。

最後に、これほどまでに充実した学生生活を送らせて頂き、様々なところで著者を心身ともに支え、大学院への進学を支援してくれた家族に心から感謝します。そして、筆者が澁谷研究室に所属したその年からどのような状況においても筆者の傍で励まし、支えてくれた妻沙織とその家族に心から感謝します。