ベンダーエレメントによる不飽和土のせん断弾性係数 G の測定と評価

Measurement and Evaluation of Elastic shear modulus of Unsaturated soils by Bender element method

川尻峻三*・加藤正司**・川口貴之***・澁谷啓****

Shunzo KAWAJIRI, Shoji KATO, Takayuki KAWAGUCHI, Satoru SHIBUYA

* 神戸大学大学院 博士課程前期課程 工学研究科市民工学専攻 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

** 博士 (工) 神戸大学大学院 准教授 工学研究科市民工学専攻 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

*** 博士 (工) 函館工業高等専門学校 准教授 環境都市工学科 (〒042-8501 函館市戸倉町 14-1)

**** Ph.D, 博士 (工) 神戸大学大学院 教授 工学研究科市民工学専攻 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

A consolidation apparatus equipped with a ceramic disk at the pedestal, together with a pair of bender elements (BE) at the top platen and the pedestal has been newly developed for measuring the variations of the matrix suction s , as well as the elastic shear modulus G of unsaturated soil subjected to one-dimensional compression. In this paper, the effects of the matrix suction on the elastic shear modulus G of unsaturated soils were carefully examined in the newly developed apparatus. The G -value of two kinds of unsaturated soils was also successfully characterized.

Key Words: suction, unsaturated soils, elastic shear modulus, bender element

1. はじめに

2004 年に発生した新潟県中越地震では不飽和状態にある土構造物および自然斜面で数多くの被害が生じている。これについて佐々木¹⁾は地震前の降雨が原因であり、地震のみでも降雨のみでも発生せず、地震・降雨の複合災害であると報告している。このように不飽和状態にある土構造物および自然斜面に対する降雨後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って生じる土中のサクショ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精度を左右することから、正確な評価が必要である。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^{2), 3)}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。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例についても少ないのが現状である。

そこで本研究では、BE を装着した不飽和土用一次

元圧密試験機を新たに開発し、2 種類の地盤材料における一定の鉛直応力下でのサクションの増加に伴う G の変化を観察した。そして、その結果から飽和・不飽和土における G の増減を表現しうる応力パラメーターをサクションそのものとサクション応力を用いて検討した。

2. 試料および試験装置

2.1 試料および供試体の作製

試験には 2 種類の試料を使用した。図-1 に用いた試料の粒径加積曲線を示す。一つは市販されているシルト質土の DL-Clay⁴⁾ ($\rho_s=2.65\text{g/cm}^3$, $w_L=NP$) である。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) 内部に投入したものを供試体とした。もう一つは兵庫県

図-1 試験に用いた試料の粒径加積曲線

図-2 試験システムの概要図

六甲山山腹で採取された六甲山まさ土 ($\rho_s=2.62\text{g/cm}^3$, $\rho_{d\max}=1.94\text{g/cm}^3$, $w_{\text{opt}}=11.7\%$, $w_L=\text{NP}$) の 2mm ふりい通過分である。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で $S_r \approx 100\%$ の供試体を作製し、試験に用いた。

2. 2 不飽和土用一次元圧密試験機

図-2 は本研究で用いた試験システムの概要図である。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-2 中⑱) 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) に接続されたペ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、荷重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の直径 (60mm) を一定として計算している。荷重キャップにはポラスメタル (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、ペデスタルには空気侵入値 (AEV) 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って、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。

2. 3 ベンダーエレメント (BE) 試験

BE 試験とは片持ち梁とした一対の小さなピエゾセラミック板を用いて、土供試体内に伝播するせん断弾性波を発信・受信させ、これらの記録からせん断弾性波速度を測定し、せん断弾性係数 G を求める試験である。なお、ピエゾセラミックは電圧を加えると変形 (送信用 BE) し、逆に強制的に変形させると電圧を生じる (受信用 BE) 性質がある。図-3 は BE 試験のシステムと図-2 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

シンジェネレータ (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。本試験機では載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に依存し、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⁵⁾⁶⁾。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⁷⁾。

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。

$$V_s = L / \Delta t \quad (1)$$

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。

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

ここで、 ρ_t は土の湿潤密度である。

3. 試験方法・条件

表-1 は実施した試験条件のまとめである。鉛直応力 σ_v をそれぞれ一定に保つよう載荷し、所定の σ_v 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。すなわち、DL-Clay では $3 \times 9 = 27$ 、まさ土では $3 \times 8 = 24$ の各応力点で BE 試験を行った。

所定の s を与えた後に実施された 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-4 は、六甲山まさ土において $\sigma_v = 50\text{kPa}$, $s = 200\text{kPa}$ で実施された BE 試験結果の例である。伝播距離は送・受信一对の BE における先端間の距離 (tip-to-tip) とし⁸⁾、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⁹⁾ ことや周波数および波

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¹⁰⁾。図-4 中の実線と矢印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。

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
d: ポラスメタル
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 BE 試験システムの概要図

図-4 BE 試験結果の例

表-1 試験条件のまとめ

試料	鉛直応力 σ_v (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

4. 試験結果および考察

4.1 試験中における供試体状態の変化

図-5はサクシオン増加過程における含水比 w 、間隙比 e 、飽和度 S_r の変化を表しており、図-5(a)はDL-Clay、図-5(b)は六甲山まさ土の結果である。一般的に $S_r \sim s$ 関係が水分特性曲線である(図-5(a), 図-5(b)参照)。河井ら¹¹⁾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シオンが必要であるとしている。すなわち、同一のサクシオ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 α_v と初期状態の間隙比の関係に整合性が無いが $S_r \sim s$ 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、同一のサクシオンにおいて α_v 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(図-5(a)参照)。この結果は河井ら¹¹⁾の行った試験結果と異なる傾向を示している。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に検討が必要である。また、 $w \sim s$ 関係および $S_r \sim s$ 関係の $s = 200\text{kPa}$ の領域では、 α_v に関わらず、 w および S_r が収束している傾向にあることがわかる(図-5(a)参照)。六甲山まさ土については、 α_v が大きい順に初期状態の間隙比の値が小さい。サクシオンの増加に伴う間隙比の変化はDL-Clayに比較して小さいことがわかる(図-5(b)参照)。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 α_v が大きく初期状態の間隙比が小さい方が w および S_r は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 w および S_r の収束傾向は確認できなかった(図-5(b)参照)。

図-6は表-1に示した各 α_v を一定に保ち、 s を段

階的に载荷させた際の $e \sim \ln(\alpha_v + s)$ 関係と $e \sim \ln G$ 関係を比較したものであり、図-6(a)はDL-Clay、図-6(b)は六甲山まさ土の結果である。六甲山まさ土の $\alpha_v = 200\text{kPa}$ の e が与えたサクシオンの2段階目で大きく変化していることがわかる。また、図-6(b)のまさ土の結果において、全ての α_v で s 増加の初期段階で e の変化が無いように見える部分があるが、実際は僅かに供試体が圧縮しており、 e は若干減少している。しかし、このことも含めて $e \sim \ln(\alpha_v + s)$ 関係と $e \sim \ln G$ 関係は良く類似しており、ある段階のサクシオンからは片対数紙上において、 $(\alpha_v + s)$ 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 $(\alpha_v + s)$ は良い対応関係にあることが推察される。

4.2 サクシオン応力

サクシオンは土中の水分状態によりその作用が異なり、水分状態によっては飽和土における有効応力の増加による体積圧縮だけではなく、土骨格の剛性を増加させる作用もあると考えられている¹¹⁾。軽部ら^{13),14)}は、この挙動を図-7に示すように土中の間隙水状態をバルク水(図-7(a)参照)とメニスカス水(図-7(b)参照)に分類することで説明している。図中の間隙空気圧 u_a と間隙水圧 u_w との差である $(u_a - u_w)$ がサクシオン s となる。バルク水に作用するサクシオンは土骨格の体積圧縮に寄与する(バルク応力、 p_b)。メニスカス水に作用するサクシオンは土粒子接点に垂直に働き、土骨格の剛性を高めるように作用する(メニスカス応力、 p_m)。すなわち、サクシオンによるせん断強度および剛性の寄与応力成分は p_b と p_m の和であるサクシオン応力 p_s で表現できるとし、 p_s を次式により与えている。

図-5 サクシオン増加過程における w 、 e 、 S_r の変化 ((a): DL-Clay, (b): 六甲山まさ土)

図-6 BE 試験より得られた各 α における $e \sim \ln(\sigma_v + s)$ 関係および $e \sim \ln G$ 関係 ((a): DL-Clay, (b): 六甲山まさ土)

$$p_s = p_b + p_m = \frac{S_r - S_{r0}}{100 - S_{r0}} \cdot s \quad (2)$$

ここで S_r は飽和度 (%), S_{r0} は残留飽和度 (%) である。軽部¹⁴⁾は三軸圧縮試験の結果をダイレイタンスの影響を除去するために最大体積圧縮点での応力状態を p_s で整理することにより、飽和土および不飽和土と排水条件に関わらず同一の破壊規準で評価できるとしている。また、加藤¹⁵⁾は不飽和土の一軸試験結果を破壊時のせん断応力と p_s を考慮した拘束応力で整理することによって、供試体の締固め方法や含水比に関わらず試験結果を同一の破壊線で評価できるとしている。

図-8は本試験より得られた DL-Clay および六甲山まさ土の p_s と s の関係であり、 s の増加に伴う p_s の変化を表している。DL-Clay の p_s についてはある s までは単調に増加するものの、明瞭なピークを有しており、それ以降は急激に低下し、ほぼ 0 に近づくことが分か

図-7 不飽和土の間隙水状態とサクシヨンの概念図^{13),14)}
((a): バルク応力, (b): メニスカス応力)

図-8 サクションの増加に伴うサクション応力の変化 (a) : DL-Clay, (b) : 六甲山まさ土)

る。また、DL-Clay の結果は σ_v の大きさによって p_s のピーク値が異なっている。これは、 σ_v の大きさによって水分特性曲線が異なることが原因と考えられる (図-5(a)参照)。一方、六甲山まさ土の p_s については、本試験条件の範囲内では s とともに一貫した増加傾向を示した。この2つの地盤材料の違いによる試験結果の違いは式(2)で示した p_s が S_r の関数となっているため、DL-Clay およびまさ土において両者の水分特性が異なることが要因である (図-5参照)。

4. 3 不飽和土のせん断弾性係数を表現するための応力パラメーターに関する検討

一般に各種地盤材料の G は共振法の試験結果などから次式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経験式で表現されることが多い^{16),17)}。

$$\frac{G}{P_r} = A \cdot f(e) \cdot \left(\frac{p'}{P_r} \right)^n \cdot (OCR)^k \quad (3)$$

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 、 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.⁶⁾ 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。

有効応力の関数については、式(3)中の (有効) 応力パラメーターは 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ーとした関係式も提案されている⁶⁾。本文で対象とする不飽和土の G を表

図-9 間隙比関数の検討

現するための応力パラメーターには Bishop の有効応力式¹⁸⁾ 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、少なからずサクションが考慮されるべきだと考えられる。そこで、ここでは不飽和土の有効応力に先述した p_s が寄与すると考えた場合とサクションそのものが寄与すると考えた場合について比較し、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ーに関して検討する。

図-9 は DL-Clay および六甲山まさ土について $(\sigma_v + s) = 150, 250, 400, 500 \text{ kPa}$ の各応力点で得られた G を Shibuya and Tanaka¹⁹⁾ が提案した次式で示す $f(e)$ で正規化し、 e に対して比較したものである。

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

DL-Clay の e は 0.75~0.80 付近に、まさ土の e は 0.45~0.50 付近に分布していることがわかる。本来ならば試料の違いによる e の違いが G に影響するが、得られた G を $f(e)$ で正規化することで幾分のばらつきがあるものの、試料の違いに関わらず各応力点で e によらないほぼ共通の値 ($G/e^{-1.5}$) が得られている。このことが

ら、式(4)は本研究で使用した両試料にとって適切な $f(e)$ であり、土質の違いに関して適用範囲が広い $f(e)$ であることが伺える²⁰⁾。

図-10 は不飽和土の有効応力に p_s が寄与すると考えた場合における (有効) 応力に伴う $G/e^{-1.5}$ の変化を示したものであり、(a) は鉛直 (有効) 応力 $\sigma_v + p_s$ 、(b) は静止土圧係数を 0.5 と仮定した場合の平均 (有効) 主応力 $2/3\sigma_v + p_s$ に対する変化を両対数紙上にプロットしたものである。また、図中には DL-Clay および六甲山まさ土の飽和土供試体に対して、 σ_v を 50kPa から 400kPa まで段階的に载荷した際の各応力点における G の値も示している。

図中より、DL-Clay の不飽和供試体で得られた試験結果の一部が、他の関係よりも明らかに上方に位置していることが分かる。これらの点 (計 9 点) は p_s が s の増加に反して大きく減少した以降 ($s \geq 200$ kPa) に相当しており (図-8(a) 参照)、 s の増加に伴う G の変化は p_s のようにある点でピークを迎えることなく、単調に増加していることを意味している。

図-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た場合における $G/e^{-1.5}$ の変化を示したものである ((a): $\sigma_v + s$, (b): $2/3\sigma_v + s$)。図-6 で示唆されたとおり、 G と $(\sigma_v + s)$ の間には良い対応関係があり、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 (図-11(a))。また、 $(2/3\sigma_v + s)$ との間にもほぼ同様な対応関係がある (図-11(b))。このことから、 p_s よりも s を用いた応力パラメーターの方が広範囲な応力 (s) に対する G の変化を表現しうると考えられる。ただし、先述したように本研究で得られた G は G_{vh} に相当し、鉛直・水平応力のいずれにも影響されると考えられている⁵⁾⁶⁾。本研究で実施した試験では G_{vh} の増減に与える水平応力の影響を把握することは困難であるので、今後応力条件が明確な三軸試験などを用いて同様な試験を実施し、これについて更に検討していきたいと考えている。また、以上のことは適切な $f(e)$ を選び、 p_s よりもむしろ s を用いた応力パラメーターを用いることで、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を示唆しているものと考えられ、本研究で用いた $f(e)$ や応力パラメーターの適用範囲や妥当性をより詳細に把握するためにも、今後土質や物性の異なる多くの試料を用いた同様な試験を実施していきたいと考えている。

5. まとめ

本研究では、ベンダーエレメント (BE) を組み込んだ不飽和土用一次元圧密装置を用いて不飽和土における微小ひずみレベルでの G を表現するための応力パラメーターについて検討した。得られた結果について以下にまとめる。

1) 不飽和土用一次元圧密装置にベンダーエレメント

図-10 $G/e^{-1.5}$ の変化に p_s が寄与すると考えた場合
(a): $G/e^{-1.5} \sim (\sigma_v + p_s)$ 関係,
(b): $G/e^{-1.5} \sim (2/3\sigma_v + p_s)$ 関係

図-11 $G/e^{-1.5}$ の変化に s が寄与すると考えた場合
(a): $G/e^{-1.5} \sim (\sigma_v + s)$ 関係,
(b): $G/e^{-1.5} \sim (2/3\sigma_v + s)$ 関係

を組み込むことにより、不飽和土の微小ひずみレベルにおけるせん断弾性係数を測定することができた。 α 一定で s を増加させた際の e と G の関係は α の大きさに関わらず片対数紙上でほぼ線形で、 $e \sim \ln(\alpha_v + s)$ 関係と強い相関がある。

- 2) DL-Clay については s の増加に伴う p_s の変化は明瞭なピークを示し、それ以降は急激に低下して0に近づく。六甲山まさ土に関しては本試験の範囲内では一貫した増加傾向を示した。
- 3) Shibuya and Tanaka¹⁹⁾によって提案された間隙比関数は本研究で用いた2つの試料に対しても適用可能であり、土質の違いに関して適用範囲が広い間隙比関数であると考えられる。
- 4) s の増加に伴う G の変化は p_s のようにある点でピークを迎えることなく、単調に増加しており、 p_s よりも s を用いた応力パラメーターの方が広範囲な応力(s)に対する G の変化を表現しうることが確認された。
- 5) $f(e)$ で正規化された G と s を用いた応力パラメーターは試料の違いや飽和・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確認され、適切な $f(e)$ を選び、 s を用いた応力パラメーターを用いることで、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唆された。

謝辞：本研究を進めるにあたり、神戸大学大学院 河井克之助教から貴重なご意見を頂いた。末筆ながら、記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) <http://www.jiban.or.jp/etc29>
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) Kawaguchi, T., Yamashita, S., Shibuya, S.: Inherent and Stress-induced Anisotropy of Elastic Shear Modulus for Soils, *Proc. of 14th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol.1, pp.15-18, 2007.
- 8) Viggiani, G. and Atkinson, J. H.: Interpretation of bender element tests, *Géotechnique*, Vol.45, No.1, pp.149-154, 1995.
- 9) 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.
- 10) 川口貴之, 三田地利之, 澁谷啓, 佐野信房: 室内ベンダーエレメント試験によるせん断弾性係数 G の評価, 土木学会論文集, No. 694/III-57, pp.195-207, 2001.
- 11) 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.
- 12) 例えば, 地盤工学会: 不飽和地盤の挙動と評価, 2004.
- 13) 軽部大蔵: ビショップの有効応力を含む不飽和土の応力・ひずみ式, 三軸試験方法に関するシンポジウム, pp.137-144, 1991.
- 14) 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.
- 15) 加藤正司, 吉村優治, 河井克之, 寸田亘: 不飽和土の一軸圧縮試験時の強度特性に及ぼすサクシヨンの影響, 土木学会論文集, No. 687/III-56, pp.201-218, 2001.
- 16) Hardin, B.O. and Richart, F. E. Jr.: Elastic wave velocities in granular soils, *Journal of SMF Div., ASCE*, Vol.89, No.SM1, pp.33-65, 1963.
- 17) Hardin, B.O. and Black, W.L.: Vibration modulus of normally consolidated clay, *Journal of SMF Div., ASCE*, Vol.95, No.SM6, pp.1531-1537, 1969.
- 18) Bishop, A.W.: The principal of effective stress, *Norwegian Geotechnical Institute*, No.32, pp.1-5, 1960.
- 19) Shibuya, S. and Tanaka, H.: Estimate of elastic shear modulus of Holocene soil deposits, 地盤工学論文集, Vol.36, No.4, pp.45-55, 1996.
- 20) 澁谷啓, 小高猛司, 龍岡文夫: 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. 地盤材料の変形特性 (その 1), 土と基礎, Vol.45, No.4, pp.59-64, 1997.

(2008 年 4 月 14 日 受付)