

原位置試験による変形・強度定数の決定と設計への適用性

DETERMINATION OF DESIGN PARAMETERS FOR DEFORMABILITY AND STRENGTH OF SOILS BASED ON IN-SITU TESTING

太田 秀樹*・深川 良一**・西原 晃***

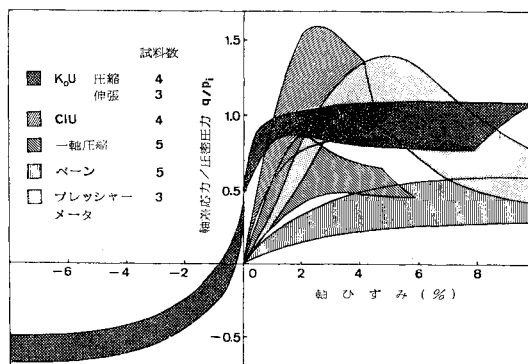
By Hideki OHTA, Ryoichi FUKAGAWA and Akira NISHIHARA

Three categories of techniques are employed in order to estimate the deformation/strength parameters of subsoils based on the data obtained from vane and pressuremeter tests : (1) theoretical procedures to convert the results of vane and pressuremeter tests into the deformation/strength parameters are proposed, (2) the deformation/strength parameters of clayey soils are derived from an elasto-plastic constitutive model, (3) deformation/strength parameters are estimated from lab/field tests through empirical equations. The use of these three categories of techniques in a number of construction sites gave an idea of applicability and limitations of using the soil parameters obtained from vane and pressuremeter tests in the deformation and stability analysis.

1. はじめに

地盤の変形・強度特性を調べる方法は、不攪乱試料を用いた室内試験と現場で直接測定する原位置試験に大別される。室内試験は明確な応力条件とある程度確立された結果の解釈法を有し、試験条件を規定しやすい反面、試料採取時の応力解放や攪乱の影響を避けがたい。特に砂質土では不攪乱試料を採取することが困難であり、運搬時の試料の取扱い方法によっても、その変形・強度特性が異なってくることが報告されている¹⁾。これに対して、原位置試験は、結果の解釈についていくつか不明確な点があるとはいえ、地盤の変形・強度特性を直接測定できるため、実際の地盤の特性把握にとって有用な手段であるとされている。

実際の設計の立場からいえば、室内試験あるいは原位置試験のいずれを用いるにしても、その構造物の境界条件や応力状態に最も適した実験を実施することが望ましい。図一¹⁾は粘土地盤を対象に各種の室内および原



図一 各種試験方法による変形・強度特性の違い

位置試験を用いて求めた非排水応力-ひずみ関係を示している。このようなデータをもとにして、たとえば盛土や掘削の安定や変形を計算する場合、計算に必要な強度や変形定数として、図一に示されたデータの中からどれを選ぶのが最も適当であろうか。地盤の挙動と直接的な対比がしやすいのは室内試験、特に三軸試験や直接せん断試験である。しかし実務面では複雑な操作と日数を必要とする三軸試験や直接せん断試験が使われることは比較的少なく、一軸試験、ベーン試験、コーン貫入試験、標準貫入試験が多用されている。必然的にこれらのルー

* 正会員 工博 金沢大学助教授 工学部 (〒920 金沢市小立野 2-40-20)

** 正会員 工修 京都大学助手 工学部 (〒606 京都市左京区吉田本町)

*** 正会員 工修 福山大学助手 工学部 (〒729-02 福山市東村町二蔵 985)

チンワークに多用される試験方法は数多くの経験をその背景にもっており、試験結果の適用性や信頼性について深く知られている。

これら各種試験方法による粘土地盤の変形・強度特性の違いは、Bjerrum²⁾によれば主として、

- (1) セン断における応力状態の違い（初期有効応力状態の異方性および載荷応力径路）
- (2) セン断速さの違い（原位置試験は非排水条件を実現したいというねらいもあって、一般に室内試験よりひずみ速度が速く、強度が高めになる）

によるものと考えられているが、特に原位置試験の場合、未解決の問題が多く残されている。本論文はより直接的に地盤の変形・強度特性を測定し得る原位置試験としてベーンおよびプレッシャーメータ試験を取り上げ、これらの試験から得られる変形・強度定数をどのようにして設計に利用することができるかという問題について考察したものであり、以下のような内容をもつ。① ベーンおよびプレッシャーメータ試験のデータ処理方法すなわち地盤の変形特性（応力-ひずみ関係）および強度定数を求める方法を提案する。② 関口・太田によって提案された構成式³⁾を用いて土の非排水強度あるいは変形係数を推定する方法を述べ、各種室内せん断試験との比較を行う。③ ①項の方法で整理された実測結果を②項で得られた計算結果とを比較することにより、ベーンあるいはプレッシャーメータ試験結果の解釈と実際の設計への適用に関して考察を加えている。なお異方性については、Ladd ら⁴⁾にならって、特に粘性土の非排水せん断強度に影響を及ぼす誘導異方性を主として考慮している。

2. ベーン試験とプレッシャーメータ試験のデータの処理法

ここではベーン試験とプレッシャーメータ試験の結果を用いて、粘性土の非排水応力-ひずみ関係を計算する方法を示す。ここに示す方法はすでに Palmer⁵⁾, Baguelin, Jezequel, Le Mee and Le Mehaute⁶⁾, Baguelin, Frank and Jezequel⁷⁾ らによって導かれている方法と本質的に異なるものではなく、より簡便な仮定から導かれたものである。ついで、プレッシャーメータ試験の結果から土の非排水せん断強度あるいは排水条件下での内部摩擦角 ϕ_d を求める方法を導く。

(1) ベーン試験による土の非排水応力-ひずみ関係の誘導^{8),9)}

ベーン試験における応力状態を図-2(a)のように表わし、なおかつせん断中の体積変化がゼロであると仮定すると

$$\epsilon_{r\phi} = 2 \cdot \sigma_{r\phi} \frac{d\theta}{d\sigma_{r\phi}} \dots\dots\dots (1)$$

なる関係が応力のつり合い式とひずみの定義式から得られる。式(1)の左辺は最大せん断ひずみであり、主ひずみ差に等しい。体積変化がゼロであれば、式(1)の左辺は結局 $2\epsilon_1$ となり、最大主ひずみ ϵ_1 が（接線方向せん断応力）×（回転角の接線方向せん断応力に対する変化率）で与えられる。ベーン先端部（ $r=r_0$ ）におけるこれらの値は計測可能であるから、図-2(c)のような応力-ひずみ関係が求められる。

柴田¹⁰⁾によれば、異方圧密された地盤ではベーン周囲におけるせん断応力 τ_v と上下両端面におけるせん断応力 τ_h は異なっており、したがって厳密には孔壁のせん断応力 $\sigma_{r\phi 0}$ として τ_v を用いるべきである。しかし τ_v と τ_h を別個に測定するためには、ベーンの羽根の高さと直径の比を少なくとも2種類変えて試験を行わなければならない。実際上 τ_v と τ_h を別個に取り扱うことは容易ではない。したがって、やむを得ず以下のベーンによる実測データはすべて $\tau_v = \tau_h = \tau$ として解析しているが、柴田・田河¹¹⁾によれば特にせん断の初期の段階で、 τ は τ_v より大きく見積られることが予想される。

(2) プレッシャーメータ試験による土の非排水応力-ひずみ関係の誘導^{8),9)}

プレッシャーメータ試験における応力状態を図-3(a)のように表わし、かつ、せん断中の体積変化がゼロであると仮定すると、応力のつり合い式とひずみの定義式と

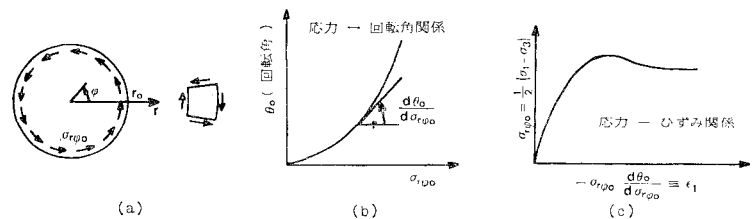


図-2 ベーン試験から非排水応力-ひずみ関係を求める方法

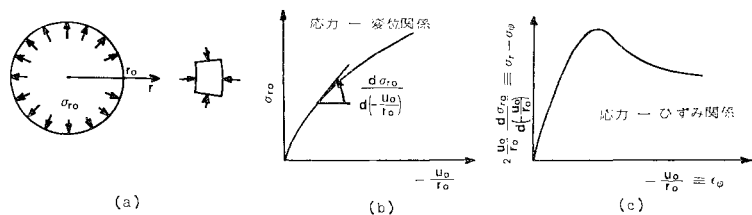


図-3 プレッシャーメータ試験から非排水応力-ひずみ関係を求める方法

から式(2)が得られる。

$$\sigma_r - \sigma_\phi = -2 \frac{u}{r} \cdot \frac{d\sigma_r}{d\left(-\frac{u}{r}\right)} \quad (2)$$

ただし、 $-u/r = \epsilon_\phi$ であり、圧縮ひずみを正とする。孔壁変位 u_0 と内圧 σ_{r0} の孔壁変位に対する変化率を図-3(b)のように算定すると、(c)のような応力-ひずみ関係を求めることができる。なお、図-1に示すプレッシャーメータおよびペーンの応力-ひずみ関係は以上の方法によって求めたものである。

(3) プレッシャーメータ試験から土の非排水強度 c_u または排水条件下での内部摩擦角 ϕ_d を求める方法

a) c_u の決定方法

非排水条件のもとで土が破壊し、残留強度が発揮される程度に変形が進行した状態を考える。この場合主応力差は一定値を保つと考えられるから、

$$\left(\frac{\sigma_r - \sigma_\phi}{2}\right)_{\text{at residual}} = c_u \quad (3)$$

とおき、 $\epsilon_{\phi 0} = -u_0/r_0$ (ひずみの定義式)、および式(3)を式(2)に代入すれば

$$\frac{d\epsilon_{\phi 0}}{\epsilon_{\phi 0}} = \frac{1}{c_u} d\sigma_{r0} \quad (4)$$

となる。これを積分すれば、

$$\ln \frac{\epsilon_{\phi 0}}{\bar{\epsilon}_{\phi 0}} = \frac{1}{c_u} (\sigma_{r0} - \bar{\sigma}_{r0}) \quad (5)$$

ここで、 $\bar{\epsilon}_{\phi 0}$ 、 $\bar{\sigma}_{r0}$ は積分定数であり、 $\bar{\sigma}_{r0}$ を破壊に達したときの内圧とすれば、 $\bar{\epsilon}_{\phi 0}$ はその時点における孔壁近傍の土のひずみを表わしている。したがって破壊に達した後の応力とひずみの増分を Δ によって表わせば、

$$\Delta\sigma_{r0} = c_u \Delta \ln(-u_0/r_0) \quad (6)$$

が得られる。すなわち、 σ_{r0} に対して $\ln(-u_0/r_0)$ をプロットすれば最終の直線部分の勾配から c_u を求めることができる。図-4は式(6)を用いて半対数紙上にプロットしたデータから c_u を求めている例である。

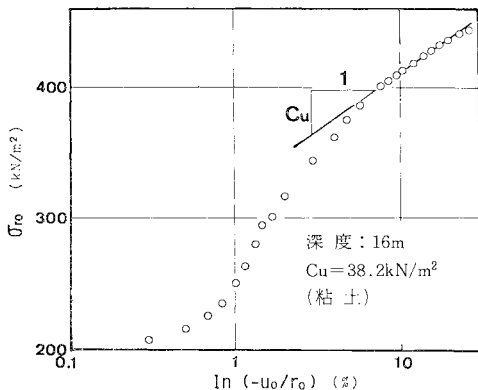


図-4 片対数法による c_u の決定

プレッシャーメータ試験より c_u を求める方法としてはこのほかにも、前述のような非排水応力-ひずみ関係から求める方法などいくつか提案されている¹²⁾。これらの方法によって求められる強度はいわばピーク強度に相当するものであり、ここで導いた残留状態を対象とする強度はそれらの値よりかなり小さめの値を与える。しかし、従来の方法は地盤の強度を大きく見積り過ぎることが知られており¹²⁾、また c_u の決定方法もここで導いた方法ほど簡単ではない。

b) 排水条件下における ϕ_d の決定方法

完全な排水条件のもとで土が破壊し、残留状態になれば、多くの場合体積変化はゼロになるため、式(2)が成立する。砂のような $c = 0$ 材料を考えると破壊状態では、

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \frac{\sigma_r - \sigma_\phi}{\sigma_r + \sigma_\phi} = \sin \phi_d \quad (7)$$

が成立する。 $\epsilon_{\phi 0} = -u_0/r_0$ 、および式(7)を式(2)に代入すると、

$$\frac{d\epsilon_{\phi 0}}{\epsilon_{\phi 0}} = \frac{1 + \sin \phi_d}{\sin \phi_d} \frac{d\sigma_{r0}}{\sigma_{r0}} \quad (8)$$

となる。上式を積分して式(6)と同様の記号を用いて表わせば

$$\Delta \ln \sigma_{r0} = \frac{\sin \phi_d}{1 + \sin \phi_d} \Delta \ln \left(-\frac{u_0}{r_0}\right) \quad (9)$$

が得られる。上式はプレッシャーメータ試験の結果から、圧力 σ_{r0} とひずみ $\left(-\frac{u_0}{r_0}\right)$ を両対数紙上にプロットすれば、破壊状態では両者は直線関係となりその勾配から ϕ_d が求められることを示している。図-5は実際に ϕ_d を求めている例である。

Hughes, Wroth and Windle¹³⁾ は、破壊時に Rowe¹⁴⁾ の stress-dilatancy 式より導かれる

$$\frac{1 + \sin \phi_d}{1 - \sin \phi_d} = \frac{1 + \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi_{cv}} \frac{1 + \sin \bar{\nu}}{1 - \sin \bar{\nu}} \quad (10)$$

が成立すると仮定し、さらに破壊時に体積変化を規定す

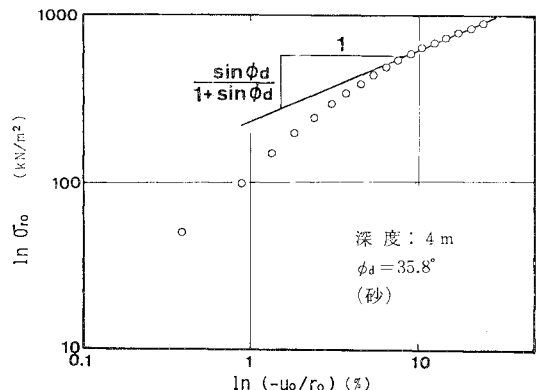


図-5 両対数法による ϕ_d の決定

る式と式(7)およびつり合い式を連立して解き、式(11)を導いている。ここに $\bar{\nu}$ はダイレイタンシー角(=一体積ひずみ増分/せん断ひずみ増分)、 ϕ_{cv} は限界間隙比状態における ϕ である。ただし体積ひずみ-せん断ひずみ関係は原点を通る直線で表わされるという単純化を行っている。

$$\Delta \ln \sigma_{r0} = \frac{(1 + \sin \bar{\nu}) \sin \phi_d}{1 + \sin \phi_d} \cdot \Delta \ln \left(-\frac{u_0}{r_0} \right) \dots\dots\dots(11)$$

式(10)と式(11)で $\Delta \ln \sigma_{r0} \sim \Delta \ln(-u_0/r_0)$ の直線部勾配を実測することにより、 ϕ_d 、 $\bar{\nu}$ 、 ϕ_{cv} に関する式が2個得られるが、なお1個不足するため、 ϕ_{cv} または $\bar{\nu}$ を仮定するかあるいは室内試験等で求める必要があり、実用的には煩雑であると考えられる。なお式(11)で破壊時に体積変化がないと仮定すれば、 $\sin \bar{\nu} = 0$ となり、式(11)は式(9)に一致する。

1つのプレッシャーマータ試験のデータを片対数、両対数の両方でプロットしてみると多くの場合どちらか一方の直線性がよいことが認められる。しかしなかにはどちらとも判別しがたいものもあり、ここに述べた方法を試験中の排水条件の判別に用いようとするのは早計であろうと考えられる。

3. 弾塑性構成式による強度・変形特性の推定

ここでは関口・太田によって導かれた弾塑性構成式³⁾を用いて地盤の強度あるいは変形定数を求める方法を要約して述べる。得られた結果はベーンとプレッシャーマータ試験の結果、あるいは他のせん断試験も含めて、土の強度・変形特性についての統一的な解釈の可能性を示唆している。

(1) 非排水せん断強度の推定

関口・太田モデルでは正規圧密粘土に対して非排水条件(非圧縮条件)が次の有効応力条件式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{M}{A} \cdot \ln \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}} + \eta^* &= 0 \\ \eta^* &= \sqrt{2 \left(\frac{S_{ij}}{\sigma'_m} - \frac{S_{ij0}}{\sigma'_{m0}} \right) \cdot \left(\frac{S_{ij}}{\sigma'_m} - \frac{S_{ij0}}{\sigma'_{m0}} \right)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(12)$$

ここで、 σ'_m 、 S_{ij} はおのおの平均有効主応力と偏差応力テンソルであり、添字0は正規圧密終了時の値を示している。また、

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}, \quad A = 1 - \frac{C_s}{C_c} \dots\dots\dots(13)$$

である。

他方、破壊条件(critical state)は次式で与えられる¹⁵⁾。

$$M - \frac{3}{2 \eta^*} \left(\frac{S_{ij}}{\sigma'_m} - \frac{S_{ij0}}{\sigma'_{m0}} \right) \frac{S_{ij0}}{\sigma'_{m0}} = 0 \dots\dots\dots(14)$$

各種せん断試験による非排水せん断強度は、式(12)、(14)にいろいろな条件を与えることによって求めるこ

とができる。

a) 平面ひずみ試験

平面ひずみ状態における中間主応力は

$$\sigma'_2 = [K_0 / (1 + K_0)] (\sigma'_1 + \sigma'_3) \dots\dots\dots(15)$$

で与えられ、これを式(12)、(14)に代入すれば、平面ひずみ状態における最大主応力方向と c_u の関係が次のように求められる¹⁵⁾。

$$\frac{c_u}{\sigma'_{m0}} = \frac{M \exp(-\Lambda)}{\sqrt{3} \cdot (\cosh \beta - \sinh \beta \cdot \cos 2\theta)} \dots\dots\dots(16)$$

ここで θ は最大主応力が鉛直方向となす角であり、また

$$\beta = \frac{\sqrt{3} \Lambda \eta_0}{2M}, \quad \eta_0 = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0} \dots\dots\dots(17)$$

である。平面ひずみ圧縮および伸張試験による c_u は、式(16)におのおの $\theta = 0, \pi/2$ を代入して、次式のようなになる。

$$c_u(A) = \frac{M \exp(-\Lambda)}{\sqrt{3} (\cosh \beta - \sinh \beta)} \cdot \sigma'_{m0} \quad (\text{圧縮}) \dots\dots\dots(18)$$

$$c_u(P) = \frac{M \exp(-\Lambda)}{\sqrt{3} (\cosh \beta + \sinh \beta)} \cdot \sigma'_{m0} \quad (\text{伸張}) \dots\dots\dots(19)$$

b) 直接せん断(一面せん断試験を含む)

畠・太田・西原¹⁶⁾は平面ひずみ状態でのせん断方向とせん断強度の関係を次のように与えた。

$$\tau = \frac{\sigma'_{m0} \cdot M \exp(-\Lambda)}{\sqrt{3} (\cosh \beta (\sqrt{1 - \tan^2 h\beta} \cos^2 2\omega - \tan h\beta \sin 2\omega))} \dots\dots\dots(20)$$

ここで ω はせん断面が水平となす角度である。したがって一面せん断試験による非排水せん断強度は、式(20)に $\omega = 0$ を代入して

$$\tau(D) = \frac{M}{\sqrt{3}} \exp(-\Lambda) \cdot \sigma'_{m0} \dots\dots\dots(21)$$

で与えられる。

c) ベーン試験

異方圧密地盤におけるベーン試験は、周面上でのせん断強度 τ_v と上下両端面におけるせん断強度 τ_h が異なる。解析のうえでは、 τ_h は一面せん断強度と等しいとみなし、式(21)で与えられる。一方、畠・太田・西原・藤田¹⁷⁾は、ベーン試験中、鉛直方向と周面に垂直な方向の全応力が一定であるという仮定のもとに、式(12)、(14)より、

$$\left. \begin{aligned} \frac{M}{A} \cdot \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}} \cdot \ln \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}} + \sqrt{3 \left(\frac{\tau_v}{\sigma'_{m0}} \right)^2 + \left[\left(1 - \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}} \right) \eta_0 \right]^2} &= 0 \\ M \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}} \right)^2 \eta^* - 3 \left(\frac{\tau_v}{\sigma'_{m0}} \right)^2 - \left(1 - \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}} \right) \eta_0^2 &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(22)$$

を導いた。式(22)は τ_v と σ'_m に関する連立方程式で

あり、これを数値的に解いて τ_v を求めることができる。このようにして求めた τ_h, τ_v をベーン試験で通常計算される非排水せん断強度の式

$$\tau(V) = \frac{1}{(1+B/3H)} \left(\tau_v + \frac{1}{3} \cdot \frac{B}{H} \cdot \tau_h \right) \dots\dots\dots(23)$$

に代入する。ここに、 B はベーン幅、 H はベーン高さを表わす。以上の手順によりベーン強度 $\tau(V)$ を τ_v, τ_h の違いを考慮に入れたうえで求めることができる。

d) プレッシャーマータ試験

関口・太田モデルでは、塑性ひずみ増分は、

$$d\epsilon_{ij}^p = \frac{3\tilde{\Lambda}}{2\eta^* \sigma_m} \cdot \left(\frac{S_{ij}}{\sigma_m} - \frac{S_{ij0}}{\sigma_{m0}} \right) \quad (\tilde{\Lambda}: \text{係数}) \dots\dots\dots(24)$$

で与えられる。鉛直方向のひずみ ϵ_z がゼロであるような平面ひずみ状態を考えれば、 $d\epsilon_z = d\epsilon_z^e = 0$ であるから式(24)より、

$$\sigma'_z / \sigma'_m = \sigma'_{z0} / \sigma'_{m0} \dots\dots\dots(25)$$

が得られる。式(25)を式(12)、(14)に代入し、 $(\sigma'_r - \sigma'_\theta) / 2 = c_u(PM)$ とおいて $c_u(PM)$ について解けば、

$$c_u(PM) = \sqrt{\frac{M^2 - \eta^2}{3}} \cdot \exp\left(-\frac{\Lambda \sqrt{M^2 - \eta_0^2}}{M}\right) \cdot \sigma'_{m0} \dots\dots\dots(26)$$

が得られる。

図-6 はこれらの式を用いて計算した結果を塑性指数に対してプロットしたものである。計算に際しては塑性指数を用いて Massarsch¹⁸⁾ の式

$$K_0 = 0.44 + 0.42 PI / 100 \dots\dots\dots(27)$$

から K_0 を、Bjerrum and Simons¹⁹⁾ の塑性指数と ϕ' の関係から ϕ' を求めている。 M は ϕ' から式(13)を用いて計算され、 Λ は軽部²⁰⁾ の式 $\Lambda \approx M/\sqrt{3}$ を用いて計算することができる。材料定数のすべてを塑性指数のみから求めているため正確さに欠けるが、図-6 のように一般的傾向を示すには都合がよい。

(2) 変形係数の推定

ここではベーンあるいはプレッシャーマータ試験から得られる変形係数と比較するために、地盤の代表的応力状態として三軸圧縮および三軸伸張試験を考えている。

関口・太田モデルにおいて、軸対称条件、非排水条件

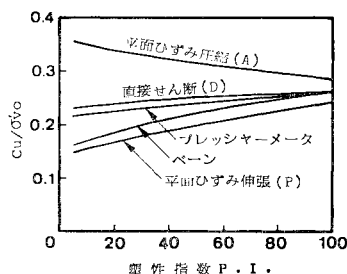


図-6 非排水強度の理論値

および破壊条件を考慮し、太田²¹⁾、飯塚・太田²²⁾の誘導に従って若干の計算を行えば、式(28)が得られる。

$$E_0 = \frac{3\sigma_{m0}(\alpha M - \Lambda\eta_0)(M - \alpha\eta_0)}{\alpha DM(1-\Lambda)(\alpha M - \eta_0 + 3)} \dots\dots\dots(28)$$

ここに、 E_0 は初期接線弾性係数、 α は圧縮で+1、伸張で-1の値をとる係数である。

4. 粘土地盤の強度定数と変形係数

(1) プレッシャーマータ試験の解析例

図-7 は瀬戸内海に面する沖積層で実施されたプレッシャーマータ試験の結果を示したものである。この地盤では以前に盛土を施工した時点で、盛土の左側にすべり破壊が生じている。ここに示す試験結果はすべり破壊が生じた後に、盛土の左右両側で実施されたものである。

図-7(a) は片対数法で求めた c_u と一軸圧縮強度をプロットしたものである。この地盤は盛土による上載荷重のもとで圧密が進行しており、ほぼ正規圧密状態にあり、プレッシャーマータおよび一軸圧縮強度とも強度はほぼ深さに比例して増加している。プレッシャーマータ試験の結果をみると明らかに左側の強度が小さく、一軸圧縮試験によれば左右の差が顕著でない。左側にすべり破壊が生じたことを考えると、プレッシャーマータ試験の方が地盤のマクロな特性をよくとらえているといえよう。

図-7(b) はプレッシャーマータ試験から得られる変形係数をプロットしたものである。プレッシャーマータ試験から変形係数を求める方法としては、非排水応力-ひずみ関係(図-3)から初期接線係数を求める方法と、従来よく用いられている弾性論の円孔押し抜けの理論

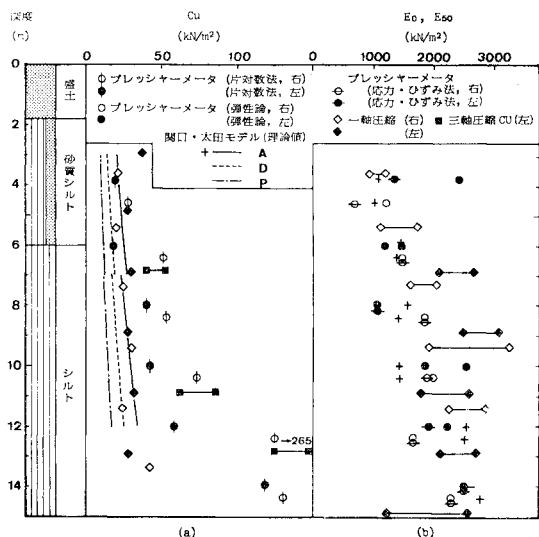


図-7 プレッシャーマータ試験結果の解析例

用いて求める方法の2通りを用いているが、図-7(b)ではこれら2通りの方法による差異はほとんどみられない。変形係数は一軸、プレッシャーメータ試験とも左右の違いによる差はほとんどみられないが、深さ8m付近で左側のプレッシャーメータ試験の結果がかなり小さくなっていることがわかる。すべり破壊の状況からみて、この付近ですべり破壊が生じたものと推定される。

図-7の結果によれば、プレッシャーメータ試験から片対数法で求めた強度あるいは変形係数は定量的にはともかく、定性的には地盤の特性をよく表わしていることがわかる。

(2) 原位置試験強度の補正

図-8は各種せん断試験から求められる非排水強度の増加率 c_u/σ'_{v0} (σ'_{v0} :有効上載圧)を塑性指数に対してプロットしたものである。異方圧密地盤の非排水強度は図-6あるいは図-8に示されるようにせん断試験によって異なるだけでなく、せん断方向の方向によっても異なる。例えば図-9は直接せん断による非排水強度とせん断方向の関係を示したものである²⁾。同図中の曲線は式(15)を用いて計算した結果である。

西原・太田・島²⁴⁾によれば、図-9右のような盛土の安定計算には、すべり面に沿う強度の平均値として、 $\omega=0$ すなわち直接せん断による強度を用いればほぼ正しい安全率が得られることがわかっており、Ladd・Foot²⁵⁾による実際の盛土の解析例でも報告されている。直接せん断による非排水強度は式(21)で与えられるが、図-8によれば、塑性指数の低い部分では若干の差がみられるものの、計算値と実測値はよい一致を示している。そこで本論文では、式(21)で与えられる直接せん断強度を安定解析に用いるべき非排水せん断強度として議論を進めることにする。

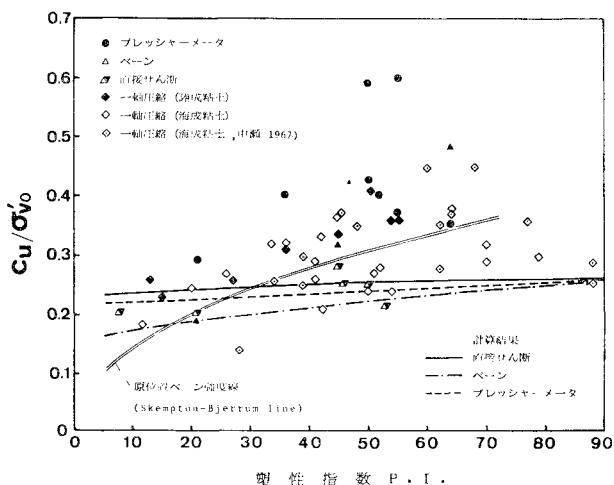


図-8 各種せん断試験による非排水強度

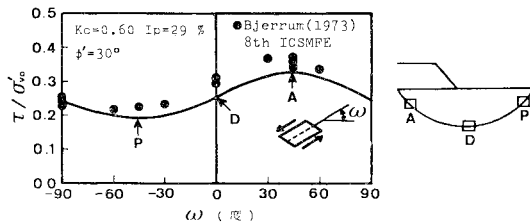


図-9 せん断方向と非排水強度の関係

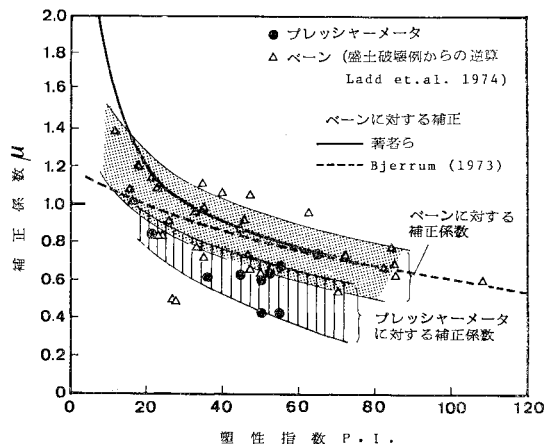


図-10 盛土の安定解析のための補正係数

ベーンやプレッシャーメータ試験では非排水条件を満たさせようとするねらいもあって一般にせん断速度が速いうえに、特にベーン試験は異方性の影響を強く受ける。Bjerrum²⁾は盛土の破壊例を解析し、ベーンせん断強度が一般に、実際にすべり面上で発揮されている強度より大きな値となることを示し、ベーン強度を安定計算に用いる場合には次式で補正することを提案している。

$$\tau_s = \tau(FV) \times \mu \dots \dots \dots (29)$$

ここに、 τ_s は計算に用いる強度、 $\tau(FV)$ は原位置ベーン強度である。 μ は補正係数で、せん断速度に関する補正係数 μ_R と異方性に関する補正係数 μ_A を用いて、

$$\mu = \mu_R \times \mu_A \dots \dots \dots (30)$$

と表わされる。

さて、図-8において、直接せん断試験の計算結果と原位置ベーン強度の比をとれば、その値は式(29)の補正係数に相当し、その結果は図-10の実線で示すようになる。同図中の点線はBjerrum²⁾が提案している補正係数である。△印は盛土の破壊例から逆算して求められた補正係数⁴⁾であり、実測値は著者らの提案する補正係数とBjerrumが提案している補正係数の中間の値となるようである。

図-10には同様の考えから、図-8におけるプ

プレッシャーメータ試験の実測値と直接せん断試験の計算結果の比をとったものが●印で示されている。これはプレッシャーメータ試験の結果を盛土の安定計算に用いる場合の補正係数を表わしており、データの数が少なく判然としないが、ベーンに対する補正係数よりやや小さい値となるようである。したがって、プレッシャーメータから求めた原位置強度（片対数法、2.(3)参照）を図-9右側に示すような盛土の安定解析に使いたい場合には、ベーンによる原位置強度よりもさらに大きく低減して設計強度としなければならない。言い換えればプレッシャーメータによる原位置強度をそのまま安定計算に使うとベーン強度を用いるよりもさらに危険側の設計になる。

図-11は一軸圧縮強度に対する補正係数を同様の手法で求めたものである。Bishop・Bjerrum²⁶⁾、中瀬²⁷⁾、松尾・浅岡²⁸⁾らによれば一軸圧縮強度の平均値を用いて安定計算を行うことが勧められているが、図-11によれば、補正係数として0.7~1.1の値をかけてやればよいことがわかる。すなわち一軸強度の平均をそのまま用いると、場合によっては若干危険側になる可能性が残る。これに対して直接せん断（一面および単純せん断）試験によって水平面上の強度を求めたものを用いて安定解析を行う場合には補正係数として1.0~1.2をかければよい。図-11上での直接せん断データのばらつき幅が小さいことを考えれば、一軸強度よりも直接せん断による非排水強度を安定解析に用いた方がいくぶん信頼性が高く、補正係数をかけない場合には若干安全側になることがわかる。いずれにしても、直接せん断または一軸圧縮強度を安定計算に用いれば、結果的にはほぼ正しい安全率を得ることができる。

図-10, 11に与えられている補正係数は実測の強度にそれをかけた補正強度を用いて安定計算を行うための

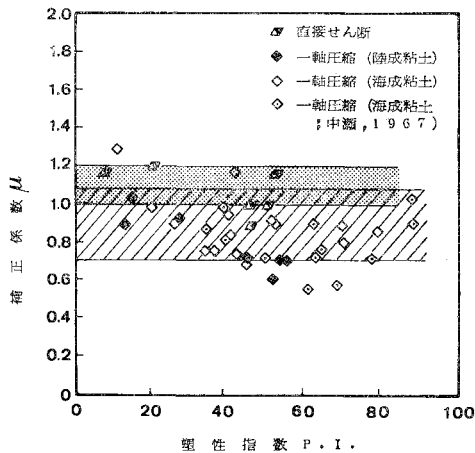


図-11 盛土の安定解析のための補正係数

係数であり、異方性すなわち試験方法による差異およびせん断速度に関する補正係数は分離されず渾然一体となっている。Bjerrumは盛土の安定計算に関して異方性およびせん断速度の2つの影響を分離して、補正係数を式(30)のように表わしたが、主働あるいは受働破壊に対する安定問題に関しても同様の補正係数を求めることが、理論的には可能である。ただしこの場合、速度に関する補正係数は実施する原位置試験が同じであれば、構造物の種類にかかわらずほとんど一定であると考えられるが、異方性に関する補正係数は対象とする構造物に対する地盤強度が主働、単純せん断、受働のうちどの強度で主として代表されるかによっておのおの異なる値を用いなければならない。

速度に関する補正係数は次のようにして求めることができる。たとえばベーン試験の場合、図-8におけるベーン計算値は速度の影響を含まないので、計算値が正しいものとすれば、この計算値と原位置ベーン強度の比が速度に関する補正係数となる。すなわち $\mu_n(vane) = \tau(V) / \tau(FV)$ として求められる。図-12の実線はこのようにして計算された補正係数であり、点線はBjerrum²⁾が半経験的に求めた補正係数を示している。P.I. ≥ 20 では著者らの補正係数とBjerrumの補正係数はほとんど一致するが、塑性指数が小さくなるにつれて著者らの補正係数はかなり大きな値となる。実際の速度の補正係数はこれら両者の中間であろうと著者らは考えている。同様の手法で求めたプレッシャーメータ速度補正係数が図-12のプロットである。数が少ないため判然としないが、ベーンよりは大きく低減する必要のあることが明らかであり、速度の影響が強いことがわかる。

(3) 変形係数

図-9右のような地盤の変形を解析することを考えてみる。強度の場合は前述のようにすべり線に沿う強度の平均をとればよいから比較的わかりやすいが、変形の場合、単純に平均をとることが妥当であるとは思われない。

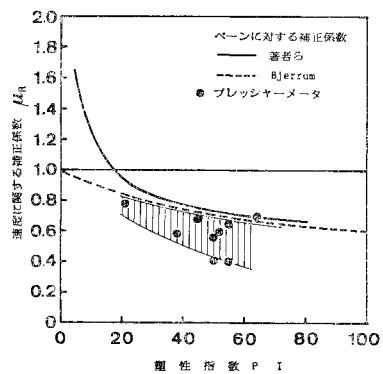
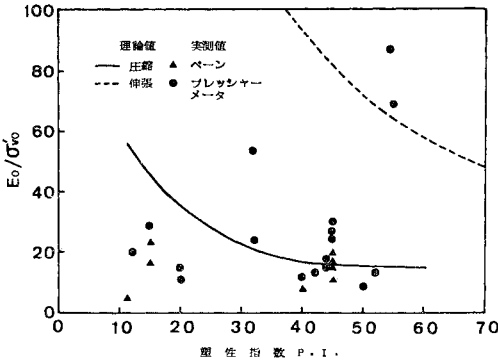
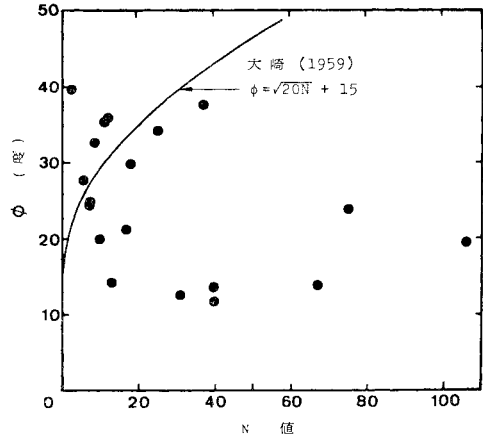


図-12 速度に関する補正係数



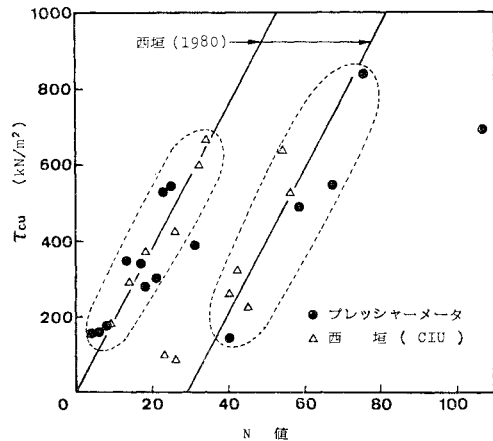
図一13 原位試験による変形係数と理論値の比較



図一14 プレッシャーマータによるφとN値の関係

したがって、地盤の変形の実測値との対比データを集積してみなければならないが、ここでは簡単に応力状態として三軸圧縮および三軸伸張状態を考え、その理論値との比較を行ってみる。

図一13はベーンおよびプレッシャーマータ試験から得られた変形係数と式(28)によって計算された圧縮・伸張に対する理論値を比較したものである。実測値特にプレッシャーマータの実測値にはかなりのばらつきがみられ、理論値との対応関係は必ずしもよいとはいえないが、プレッシャーマータから得られる変形係数は三軸圧縮状態の変形係数に近く、ベーンはプレッシャーマータとほぼ等しいか若干小さめの値を与えるようである。しかし実際の設計への適用に関しては地盤の変形の実測値との対比が必要であり、今後の課題である。



図一15 砂地盤の非排水強度とN値の関係

5. 砂地盤の強度定数と変形係数

(1) プレッシャーマータ試験から得られる砂の強度定数

砂地盤に対するプレッシャーマータ試験はほぼ完全排水条件下で行われるものと予想されるため、両対数法(2.(3)参照)でφ_aを求め、現場でのN値と対比してみたのが図一14である。比較のため大崎²⁹⁾によるカーブを併記したが、ほぼ妥当な傾向を示すデータと全く相関のないデータとの2通りに分かれるようである。

図一15は砂地盤に対するプレッシャーマータのデータから試みに非排水せん断強度c_uを片対数法(2.(3)参照)を用いて計算した結果をN値とともに示したものである。図中の2本の直線は西垣³⁰⁾によって与えられたもので、西垣はN値と砂の非排水強度が強く関係していることを10年以上にわたるデータの集積のうえで主張している。著者らのプレッシャーマータによる非排水強度は驚くほど西垣の線に沿って分布する。図一14, 15のグラフから、砂地盤のプレッシャーマータ試験は多くの場合、非排水条件(少なくとも破壊線近くでは)

で行われているものと推定される。常識とはかけはなれるが興味深く感じられる。

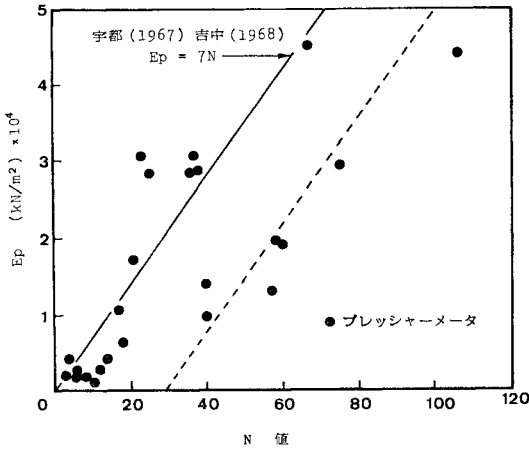
(2) プレッシャーマータ試験から得られる砂の変形係数

図一16はプレッシャーマータから得られる砂の変形係数E_pとN値との関係を示したものである。弾性論を用いると、プレッシャーマータ試験における内圧増分と内壁要素の円周方向ひずみ増分関係は式(31)のように定式化できる。

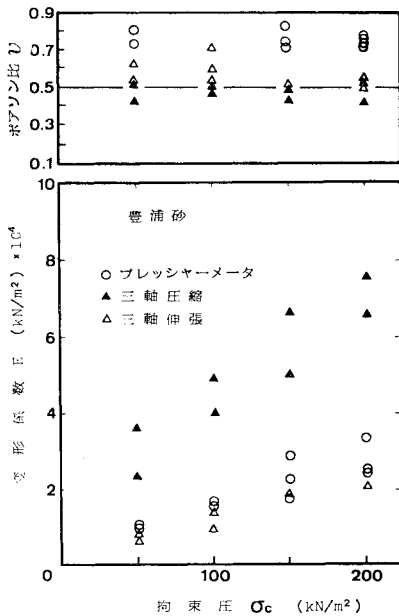
$$\Delta\sigma_{r_0} = 2G \cdot \Delta(-u_0/r_0) = |E/(1+\nu)| \cdot \Delta(-u_0/r_0) \quad (31)$$

Δσ_{r0} ~ Δ(-u₀/r₀) 関係の初期の直線部勾配より変形係数E_pを決定するためにはポアソン比νを仮定する必要がある。ここでは、ν=0.5(すなわち非圧縮)を仮定している。図一15の西垣の線にヒントを得て、宇都³¹⁾、吉中³²⁾らによる線に加えて、それに平行に、しかもN=29を通るように線を引いてみると、実測データがかなりきれいに整理されることがわかった。

通常の地盤は異方性を示すものと考えられるから、プ



図一六 プレッシャーメータによる変形係数と N 値の関係



図一七 プレッシャーメータと三軸試験による変形係数

プレッシャーメータより得られた変形係数 E_p の評価に際しては注意が必要である。たとえば白石³³⁾は鉛直方向の地盤反力係数を決定する際の変形係数の算定にあたり、プレッシャーメータから得られた変形係数を4倍して鉛直方向の変形係数とすることを提案している。また、深川・志方・太田・嶋³⁴⁾は応力条件の明確な三軸セル中でプレッシャーメータモデル試験を行い、三軸圧縮・伸張試験結果との比較を試みている。図一七にその結果を示したが、プレッシャーメータ試験から得られる E_p は三軸伸張試験から得られる E_h とほぼ等しく、三軸圧縮試験から得られる E_v のほぼ1/3であることを明らかにしている。両者の単純な比較はできないが、水平・鉛直

方向の変形係数とプレッシャーメータ試験より得られる変形係数に関して重要な示唆を与えているものと思われる。

6. ま と め

本論文は原位置試験、特にベーンおよびプレッシャーメータ試験による地盤の変形・強度特性の推定と、実際の設計への適用に関して考察したものである。まずベーンおよびプレッシャーメータ試験のデータ処理法を示し、これらの方法によって求められた強度あるいは変形特性について、弾塑性構成式等を利用して考察した。ここで得られた主な結果は以下のとおりである。

(1) プレッシャーメータ試験から本論文で述べた方法によって求めた強度・変形定数は定量的には検討の余地を残しているものの、定性的には地盤の特性をよく表わしている。

(2) 原位置試験から得られる非排水強度を設計に用いるためには、せん断速度と異方性(せん断方法の差)の影響に関して補正を行わなければならない。ここでは、関口・太田の構成式によって求められる各種せん断試験による非排水強度の理論値を用いて、盛土の安定問題に対してベーンおよびプレッシャーメータの強度の補正係数を求め、さらにせん断速度の影響について明らかにした。

(3) ベーンおよびプレッシャーメータ試験から求められる粘性土の変形係数はばらつきが大きく、また関口・太田の構成式から求めた変形係数との対応も必ずしもよいとはいえない。

(4) プレッシャーメータ試験から2.(3)の両対数法を用いて求められる ϕ_d と N 値との間には明確な相関がみられない。

(5) プレッシャーメータ試験から2.(3)の片対数法を用いて求められる砂質土の非排水強度と N 値との関係は、西垣の提案する非排水せん断強度と N 値との経験的關係と良好な一致を示し、砂地盤のプレッシャーメータ試験は多くの場合、少なくとも破壊近くでは非排水条件で行われているものと推定される。

(6) プレッシャーメータ試験から弾性論を用いて求められる弾性係数 E_p と N 値との関係は、西垣の非排水強度と N 値の関係と類似した方法でよく整理できる。実際の地盤は異方性を示すものと考えられるから、 E_p の設計への適用については適当な補正係数をかけなければならない。

本論文では粘土地盤、砂地盤を対象に原位置試験から求められる強度・変形特性について統一的な考察を加えた。ここで得られた結果の一部はすぐさま設計に役立つというものではないが、原位置試験結果の解釈と設計へ

の適用に関して、いくつかの重要な知見を得ることができた。

最後に本研究を遂行するにあたり、京都大学工学部 畠昭治郎教授ならびに基礎地盤コンサルタンツ(株) 森田悠紀雄氏から頂いたご援助に対して謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) Ohta, H., Hata, S., Fukagawa, R., Onoue, K., Yasuda, S. and Morita, Y. : Estimation of in-situ deformability of soils, 10th. ICSMFE, Vol.2, pp.533~536, 1981.
- 2) Bjerrum, L. : Problems of soil mechanics and Construction on soft clays, State of the Art Report, Section 4, 8th. ICSMFE, Vol.3, pp.109~159, 1973.
- 3) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. Specialty Session 9, 9th. ICSMFE, pp.229~238, 1977.
- 4) Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H.G. : Stress-deformation and strength characteristics, State of the Art Report, 9th. ICSMFE, Vol.2, pp.421~494, 1977.
- 5) Palmer, A.C. : Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay : a sample interpretation of the pressuremeter test, Geotechnique, Vol.22, No.3, pp.451~457, 1972.
- 6) Baguelin, F., Jezequel, J.F., Le Mee, E. and Le Mehaute, A. : Expansion of cylindrical-probes in cohesive soils, Proc. ASCE, SM11, pp.1129~1142, 1972.
- 7) Baguelin, F., Frank, R. and Jezequel, J.F. : Interpretation d'essais réariés à l'aide d'appareils autoforeurs dans les sols cohérents, Bull. Liaison Lab. P. etch., 86, pp.51~60, 1976.
- 8) 太田秀樹：粘土の非排水応力-ひずみ関係の測定, 第14回土質工学研究発表会, pp.457~460, 1979.
- 9) 松尾・木村・太田：新体系土工学, No.19, 土の力学Ⅳ, 技報堂, 1981.
- 10) 柴田 徹：粘土のベーンせん断強度に関する研究, 土木学会論文報告集, 第138号, pp.39~48, 1967.
- 11) 柴田 徹・田河勝一：粘土のベーンせん断強度に関する2, 3の考察, 京都大学防災研究所年報, 第11号B, pp.537~548, 1968.
- 12) Ladd, C.C., Germaine, J.T., Baligh, M.M. and Lacasse, S.M. : Evaluation of self-boring pressuremeter tests in Boston blue clay, FHWA Report.
- 13) Hughes, J.M.O., Wroth, C.P. and Windle, D. : Pressuremeter tests in sands, Geotechnique, Vol.27, No.4, pp.455~477, 1977.
- 14) Rowe, P.W. : The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, Proc. Royol Soc., London, Series A, Vol.269, pp.500~527, 1962.
- 15) 山下・西原・太田・畠：飽和粘性土の非排水せん断強度に関する考察, 第16回土質工学研究発表会, pp.321~324, 1981.
- 16) 畠・太田・西原：粘性土地盤の速度場と応力場について, 第17回土質工学研究発表会, pp.1969~1972, 1982.
- 17) 畠・太田・西原・藤田：ベーンせん断強度に関する一考察, 第17回土質工学研究発表会, pp.413~416, 1982.
- 18) Massarsch, K.R. : Lateral earth pressure in normally consolidated clay, Design Parameters in Geotechnical Engineering, 7th. Eur. Conf. Soil Mech. Fond. Eng., Vol.2, pp.245~249, 1979.
- 19) Bjerrum, L. and Simons, N.E. : Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays, ASCE Research Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, pp.711~726, 1960.
- 20) 軽部大蔵：規格以外の三軸試験法とその問題点, 第20回土質工学シンポジウム, pp.45~60, 1975.
- 21) 太田秀樹：正規圧密粘土の強度定数と変形係数との相互関係, 第38回土木学会年次学術講演会概要集, 1983.
- 22) 飯塚・太田：弾塑性構成式を用いた平面ひずみ条件下の応力-ひずみ関係について, 第38回土木学会年次学術講演会概要集, 1983.
- 23) 柴田 徹：粘土のダイレイタンスーについて, 京都大学防災研究所年報, Vol.16, pp.128~134, 1963.
- 24) 西原・太田・畠：強度異方性を考慮した安定解析について, 第15回土質工学研究発表会, pp.453~456, 1980.
- 25) Ladd, C.C. and Foott, R. : New design procedure for stability of soft clays, ASCE, Vol.100, GT7, pp.763~786, 1974.
- 26) Bishop, A.W. and Bjerrum, L. : The relevance of the triaxial test to the solution of Stability problems, ASCE, Research, Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, pp.437~503, 1960.
- 27) Nakase, A. : The $\phi_u = 0$ analysis of stability and unconfined compression strength, Soils and Foundations, Vol.7, No.2, pp.33~50, 1967.
- 28) Matsuo, M. and Asaoka, A. : A statistical study on conventional "Safety Factor Method", Soils and Foundations, Vol.16, No.1, pp.75~91, 1976.
- 29) 北沢・竹山・鈴木・大河原・大崎：東京地盤図, 技報堂, 1959.
- 30) 西垣好彦：乱さない砂質土の強度と N 値の関係, 第15回土質工学研究発表会, pp.397~400, 1980.
- 31) 宇都一馬：基礎地盤調査, 構造物の基礎, 土木学会関東支部, pp.46, 1967.
- 32) 吉中竜之進：横方向地盤反力係数, 土木技術資料, 10-1, pp.32~37, 1968.
- 33) 白石俊多：ピヤおよびケーソン基礎, 土質基礎工学ライブラリー No.7, 第12章, 土質工学会, pp.246, 1971.
- 34) 深川・志方・太田・畠：プレッシャーメータによる砂質土の変形係数の決定, 第18回土質工学研究発表会, pp.327~330, 1983.

(1983.8.31・受付)