

プレッシャーメーターによる砂質地盤の鉛直方向変形係数の決定

USE OF PRESSUREMETER IN ESTIMATING DEFORMATION MODULUS OF SANDY DEPOSITS UNDER VERTICAL LOADING

深川良一*・太田秀樹**・畠 昭治郎***・荒井克彦****

By Ryoichi FUKAGAWA, Hideki OHTA, Shojiro HATA and Katuhiko ARAI

Deformation modulus E_v of sandy deposits subjected to vertical loading was estimated in connection with the use of pressuremeter. The deformation modulus E_{PM} measured by using pressuremeters was related to the deformation modulus E_v backcalculated from the in-situ plate loading tests and from the monitored settlement of structures. In order to ensure the E_v-E_{PM} relation, triaxial tests and miniature pressuremeter tests on sand specimens in triaxial chamber were conducted, as well as the plate loading tests and miniature pressuremeter tests both performed on/in artificially prepared sandy deposits. The ratios E_v/E_{PM} obtained from the backcalculation of the field data and obtained from the laboratory tests were found to be related to the SPT blow count N in a similar manner.

1. 序 論

プレッシャーメーター試験は当初横方向地盤反力係数など、主として地盤の水平方向の変形特性を把握するために用いられてきたが、近年変形のみならず強度特性をも把握するための総合的な原位置試験として発展しつつある。Baguelin, Jezequel and Le Mehaute¹⁾, Wroth and Hughes²⁾ によって開発されたセルフボーリングタイプのプレッシャーメーターが以上の動向への刺激剤として作用している。

砂地盤に対するプレッシャーメーター試験は現在各地で頻繁に行われるようになってきたが、その得られた情報の評価が困難であるとか、ボーリング孔壁の乱れが生じやすく、誤差を産みやすい等という理由で実際の設計への積極的な適用までには至っていない。イギリスのグループ (Wroth and Windle³⁾, Hughes, Wroth and Windle⁴⁾, Jewel, Fahay and Wroth⁵⁾) はせん断中の砂

の体積変化を規定する式を導入し結果の解釈を可能にすることにより、砂に対するプレッシャーメーター試験の適用性を広げたが、土質パラメーターが増えた分だけ不確定要因も増したおそれがある。太田・深川・西原⁶⁾はプレッシャーメーターによる土の変形強度定数の決定法を提案し、他の試験方法からの土質定数との比較を試みている。特に砂の変形係数について深川・志方・太田・畠⁷⁾は、三軸圧縮試験から得られた変形係数とプレッシャーメーター試験から得られた変形係数の間には明確な相関のあることを指摘している。

本研究はプレッシャーメーター試験から鉛直方向載荷に対する変形係数を推定し得る可能性について検討を加えたものである。まず、原地盤における平板載荷試験や実際の盛土構造物の沈下から逆算した鉛直方向の変形係数とプレッシャーメーター試験から求めた変形係数の相関性を調べた。次にこれらの相関性を検証するために三軸圧縮試験および三軸セル中でのミニチュアプレッシャーメーター試験、さらに、モデル砂地盤に対する平板載荷試験およびミニチュアプレッシャーメーター試験を行った。以上の原位置、室内試験から得られた鉛直方向変形係数 E_v とプレッシャーメーター試験より得られた変形係数 E_{PM} の相関性はほぼ統一的に説明できることがわかった。

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

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

*** 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科
(〒606 京都市左京区吉田本町)

**** 正会員 工博 福井大学助教授 工学部建設工学科
(〒910 福井市文京 3-9-1)

2. 原位置における鉛直方向変形係数の推定

砂地盤の鉛直载荷に対する変形係数 E_v を決定する場合、標準貫入試験の結果 (N 値) が利用できることが望ましい。そこで、その載荷機構の類似性からより真実の E_v に近い値を与えると考えられる平板载荷試験や実際の構造物の沈下から逆算された E_v を N 値に対してプロットしてみる (Fig. 1)。ここに E_v は Janbu, Bjerrum and Kjaernsli⁸⁾ による式 (1) を利用して決定し, Schultze and Sherif⁹⁾, D'appolonia, D. J., D'appolonia, E. and Brissete¹⁰⁾ の集積したデータを用いた。

$$E_v = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{qB}{S_i} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 S_i : 即時沈下量、 q : 平均荷重度、 B : 基礎幅、 μ_0 : 根入れ深さと基礎幅との比 D_f/B および基礎の長さとの比 L/B とによって決まる係数、 μ_1 : L/B および基礎底面から硬い地層までの深さと基礎幅との比 H/B とによって決まる係数である。Fig. 1 には同時に D'appolonia et al.¹⁰⁾ の提案している関係直線を示す。彼らは、①正規圧密された砂または砂礫地盤... $E = 77(N + 26)$ (t/m^2)、②過圧密または締固めを受けた砂地盤... $E = 102(N + 41)$ (t/m^2) なる関係を示したが、Fig. 1 をみる限りデータがこの 2 本の直線に沿って分布するとはいいがたいようである。いずれにしろ N 値から一義的に E_v を決定するにはばらつきが大きすぎる事がわかる。

N 値について E_v 決定の有効な手段であると考えられるプレッシャーメーター試験から求められた E_{PM} を N 値に対してプロットしてみる (Fig. 2)。プレッシャーメー

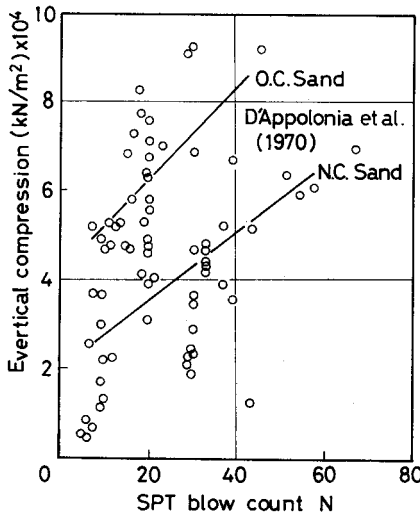


Fig. 1 Deformation modulus E_v backcalculated from plate loading tests and field monitoring.

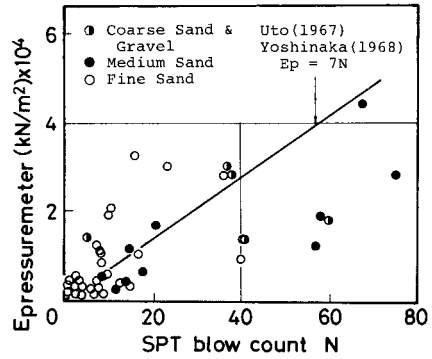


Fig. 2 Deformation modulus E_{PM} obtained from pressuremeter tests.

ター試験はすべてプレボーリングタイプのものであり、8現場で行われた試験結果を利用している。Fig. 2 で 50 より大きな N 値は 30 cm 貫入に必要な N 値として外挿的に求めており、また上載圧などによる補正は加えていない。 E_{PM} は弾性論による式 (2) を用いて計算している。

$$\Delta\sigma_i = \frac{E}{1+\nu} \Delta\left(\frac{u_i}{r_i}\right) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $\Delta\sigma_i$: 注水圧の基準状態からの増分、 ν : ポアソン比、 u_i : プレッシャーメーター壁面変位、 r_i : プレッシャーメーター半径である。プレッシャーメーター孔壁近傍の要素の ν 値は砂のダイレイタンス特性を反映し、たとえばやや密詰め豊浦標準砂では $\nu > 0.5$ となる⁷⁾ など、砂の形状、間隙比、応力経路等の影響を複雑に受けることが予想されたため、ここでは便宜的に $\nu = 0.5$ と仮定して E_{PM} を算定している。Fig. 2 中には参考までに宇都¹¹⁾、吉中¹²⁾ の提案した $E_{PM} = 7N$ (kgf/cm^2) という関係直線も示している。 E_v と同様 E_{PM} もばらつきが大きいが、 $E_{PM} = 7N$ に比較的沿うデータ群とこれから傾向的にずれるデータ群とがあるようである。また Fig. 2 では、おのおのの対象とした地盤の平均的粒形を砂礫・粗砂、中砂、細砂と大まかに分類している。細砂はシルト質砂、粘土混り砂等を含む。粒形と E_{PM} - N 関係との明確な相関を指摘することは困難であると思われる。結局 Fig. 1, 2 の結果は N 値のみから E_v を決定することは困難であることを示唆している。

ここで Fig. 1, 2 のデータ群が原点を通る直線によって近似し得るという仮定のもとに整理を行ってみる。Fig. 3 に示すように θ を取り、 θ を 0 度から 90 度まで 5 度ごとに区切り、Fig. 1, 2 でおのおののゾーンに存在するプロットの度数を百分率で表わしたものが Fig. 4 である。 E_v , E_{PM} はともに明瞭な 2 つのピークをもつことがわかる。これらはたとえば D'appolonia et al.⁷⁾ の指摘する 2 種類の地盤に対応するものと考えることが

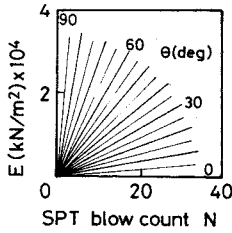


Fig. 3 Zoning of E-N space by use of θ .

できよう。そこでちなみに E_v と E_{PM} のおの対応するピーク時の係数 E/N の比を取ってみると、小さい方のピークで

$$\frac{E_v}{E_{PM}} = \frac{\tan 52.5^\circ}{\tan 15^\circ} \approx 4.9$$

大きい方のピークで

$$\frac{E_v}{E_{PM}} = \frac{\tan 75^\circ}{\tan 35^\circ} \approx 5.3$$

となることわかる。つまり地盤がどちらの状態であれ E_{PM} をおよそ5倍すれば E_v が得られることになる。もちろんこの5倍という係数はかなりの幅をもった E_v/E_{PM} を代表する値に過ぎないし、また N 値の精度やプレッシャーメーター試験の際の孔壁の乱れなど E_v/E_{PM} に影響を及ぼす要因は多いけれど、一応の目安を与えるものと考えられる。

3. 室内試験における鉛直方向変形係数とプレッシャーメーター試験から得られた変形係数の相関

(1) 試料

実験に用いた試料は豊浦標準砂であり、その物理特性を Fig. 5 に示す。実験にはあらかじめ重量を測定した炉乾燥試料を用いた。

(2) 実験装置および実験方法

a) 三軸圧縮試験

実験に用いた供試体は直径 35.5 mm、高さはおよそ 70 mm である。間隙比および圧密圧力の影響を調べるために相対密度 D_r を $D_r \approx 56, 85, 100$ (%) の3種類、圧密圧力 σ_c を $\sigma_c = 49, 98, 147$ (kN/m²) の3種類変化させて等方圧密三軸排水せん断試験を行った。

おののおの相対密度に対応する供試体の作成方法を以下に述べる。 $D_r \approx 56$ % の供試体は炉乾燥した試料をモールド中の脱気水の水面上なるべく一定の距離を保ちながら注ぎ入れることにより作成した。 $D_r \approx 85, 100$ % の供試体は3層に分け、層ごとにおののおの20回、50回、直径6mmの金属棒で突くことにより作成した。Oda¹³⁾によれば、plunging法では比較的等方的な構造が形成されやすい。

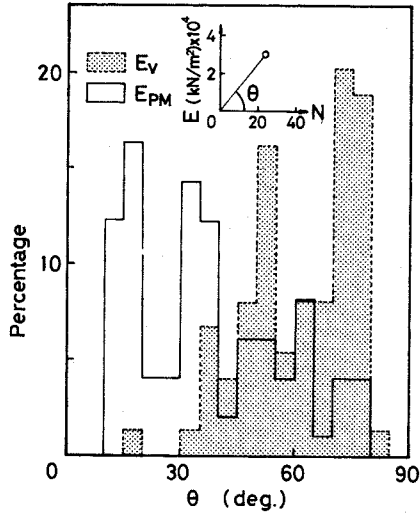


Fig. 4 Distribution of deformation modulus/blow count ratio.

b) 三軸プレッシャーメーター試験

用いた三軸プレッシャーメーター試験装置および試験方法は基本的に深川ら⁷⁾と同一である。供試体は直径 152 mm、高さ約 250 mm で、供試体を覆うゴムスリーブは厚さ 1.0 mm である。プレッシャーメーター膨張部は直径 16.8 mm、高さ 105 mm で、膨張部を覆うゴムスリーブは厚さ 0.2 mm である。また直径と高さの比は $105/16.8 = 6.25$ となる。三軸試験結果と比較するために、相対密度、圧密圧力 ($\sigma_c = 49, 98, 147$ (kN/m²)) をおののおの3種類ずつ変えて実験を行った。相対密度を三軸試験の場合に一致させることは困難であったため、供試体を作成しやすく、 D_r を合わせやすい $D_r \approx 40, 85, 100$ % について実験を行った。 $D_r \approx 40$ % の供試体はモールド中の脱気水の水面上なるべく一定の距離を保ちながら、炉乾燥砂試料を静かに注ぎ入れることにより作成した。 $D_r \approx 85, 100$ % の試料は12層に分け、層ごとにおののおの50、100回ずつ軽く突いて作成した。

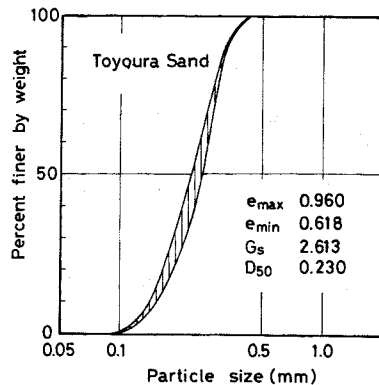


Fig. 5 Properties of Toyoura Sand.

c) モデル砂地盤に対するミニチュアプレッシャーメーター試験

Fig. 6 にモデル砂地盤に対するプレッシャーメーター試験装置の概略を示す。膨張部は三軸プレッシャーメーター試験で用いたものと同様な構造、直径をもつが、土槽の深さを考慮して、長さは 30 mm ほど短くし、75 mm とした。長さ と直径の比は 4.12 となる。実験方法は以下に示すとおりである。

① 3 個のプレッシャーメーターを土槽の所定の位置に固定する。膨張部の中心と最終的なモデル砂地盤表面との距離は、上層部より順に 75 mm, 125 mm, 200 mm である。

② 土槽に乾燥砂を 4 層に分けて詰める。各層の層厚は上層よりおおむね 50, 50, 50, 100 mm である。4 種類の間隙比を想定した。 $D_r \approx 40\%$ の地盤は静かに砂を落下させ、整地することにより作成した。 $D_r \approx 60, 75\%$ の地盤は直径 15 mm の鉄棒で各層ごとに突く強さを変えることにより作成した。 $D_r \approx 90\%$ の地盤は $D_r \approx 60, 75\%$ の場合にさらに各層ごとの Tamping を加えることにより作成した。

③ 以下、基本的に深川ら⁷⁾の三軸プレッシャーメーター試験と同様な手順で実験を行ったが、実験が比較的低下で行われたため、膨張部への注入圧の測定には特に注意を払った。

d) モデル砂地盤に対する平板載荷試験

モデル砂地盤に対するプレッシャーメーター試験結果

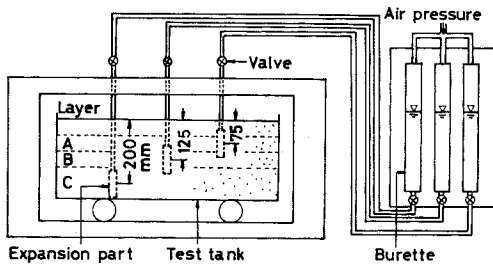


Fig. 6 Miniature pressuremeters in artificially prepared sandy deposit.

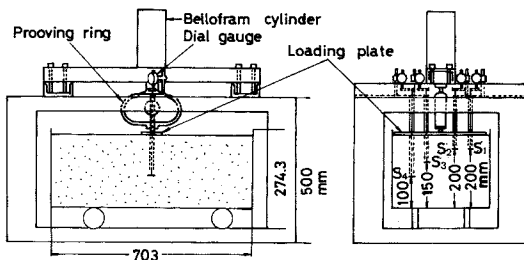


Fig. 7 Plate loading tests on artificially prepared sandy deposit.

と比較するためにプレッシャーメーター試験と同様な方法で地盤を作成し平板載荷試験を行った。Fig. 7 にモデル砂地盤に対する平板載荷試験装置の概略を示している。後述する平板載荷試験結果から変形係数を逆算する手法は平面ひずみ条件を仮定しているため、載荷板は土槽（奥行き 337.3 mm）とほぼ同じ長さ（長さ 325, 幅 75, 厚さ 10 mm）である。平板載荷により平板直下の砂地盤の垂直変位を計測するが、あらかじめ水準器を用いて平板直下の砂地盤が水平であることを確かめている。変位を計測する深さはプレッシャーメーター試験結果と対応できるように決めている。つまりある層の中心がプレッシャーメーター膨張部の中央部と対応し、その層の境界面が平板載荷試験の変位測定深さに対応している。変位測定地点は Fig. 7 に示すとおり、表層、A 層表面 (S_1 , S_2), B 層表面 (S_3), C 層表面 (S_4) である。 S_1, S_2 においてほとんど同一の鉛直変位が計測されたことにより、測定地点の位置による影響は本報告ではほとんどないと判断した。地盤の作成が終わると載荷を開始した。載荷は応力制御で行い、1 段階 49 N ずつ載荷重を増加させ、載荷後 3 分の変位を計測した。

(3) 変形係数の決定

a) 三軸圧縮試験

等方弾性体の応力-ひずみ関係より次式を用いて変形係数を決定した。なお積層異方性を仮定しても鉛直方向の弾性定数に対する定義式は同一である。

$$E_{COMP} = \frac{\Delta \sigma_a}{\Delta \epsilon_a}$$

ここに、 $\Delta \epsilon_a$ は軸方向ひずみ増分、 $\Delta \sigma_a$ は軸方向応力増分である。 E_{COMP} は $\sigma_a \sim \epsilon_a$ 曲線の初期接線勾配として求められている。

b) 室内三軸プレッシャーメーター試験およびモデル砂地盤に対するプレッシャーメーター試験

いずれも式 (2) を用いて変形係数 E を決定している。式 (2) は水平方向に無限の地盤を想定しているため、特に三軸プレッシャーメーター試験に関して三軸セル中の供試体が有限な半径であることがいかなる影響を及ぼすか検討した。等方弾性体を仮定し、供試体の外壁 ($r = r_0$) での圧力 σ_0 と無限の等方弾性地盤を想定した場合の $r = r_0$ における σ_0^* との比を調べたのが Fig. 8 である。ちなみに三軸プレッシャーメーター試験では $\sigma_0 =$ 一定 (拘束圧) である。横軸には供試体半径とプレッシャーメーター膨張部半径との比を取っている。プレッシャーメーターの内圧を σ_i とすると、変形係数決定に必要な応力レベルは高々 $\sigma_i / \sigma_0 = 2$ である。今回の試験では $r_0 / r_i = 8.9$ であるから、2, 3% の差しか生じないことがわかる。以上の結果から、室内三軸プレッシャーメーター試験でも、あるいはモデル砂地盤におけるプ

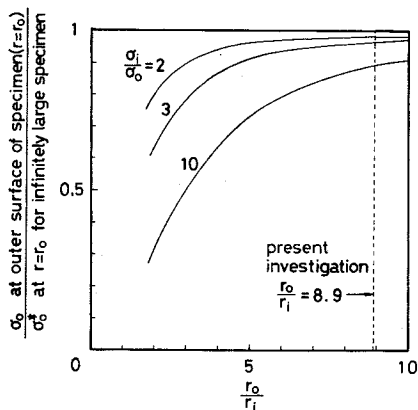


Fig. 8 Effect of size of specimen on the boundary stress state.

プレッシャーメーター試験でも、無限地盤を想定した式(2)を使うことによる誤差は無視し得るものと判断した。

c) モデル砂地盤に対する平板载荷試験

弾性体を仮定する有限要素法を用いた逆解析(Arai, Ohta and Yasui¹⁴⁾)により変形係数 E を計算した。逆解析の手順は、① E, ν を仮定して節点変位 δ を計算する、②この計算値と実測変位 δ^* の差が最小になるように、つまり目的関数が最小になるように E, ν を仮定し直して繰り返し計算を行う、というものである。目的関数としては次式を想定している。

$$J = \sum_{i=1}^n (\delta_i - \delta_i^*)^2$$

ただし、 $E > 0, 0 < \nu < 0.5$ であり、 n は観測変位数である。実際の逆解析に際しては、平板载荷試験より得られた载荷圧力 $\sigma = 29.4$ (kN/m²) 時の各層の沈下量をインプットデータとして用いている。またポアソン比は 0.3 (先に述べたように ν の決定は簡単ではない。ここでは通常よく用いられる値を採用した) と固定して計算を行った。10回の繰り返し計算を行ったが、計算変位と実測変位は良好な一致を示した。

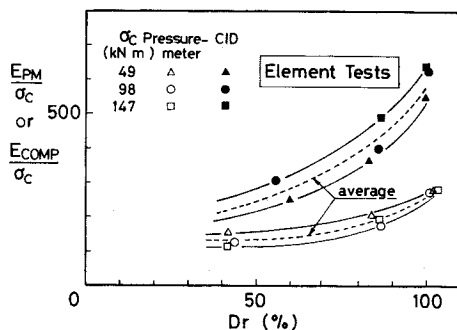


Fig. 9 Deformation modulus obtained from triaxial tests and miniature pressuremeter tests in triaxial chamber.

(4) 実験結果

a) 三軸圧縮試験および三軸プレッシャーメーター試験

三軸圧縮試験および三軸プレッシャーメーター試験より得られた変形係数 (E_{COMP}, E_{PM}) を圧密圧力で除して無次元化し、相対密度 D_r に対してプロットした (Fig. 9)。無次元化することによりおのおのほぼ類似した曲線となり、ばらつきは少ない。 $E_{COMP} / \sigma_c, E_{PM} / \sigma_c$ は双方とも D_r の増大に伴って増加する傾向にある。試みに E_{COMP} と E_{PM} の比をとり、 D_r に対してプロットした (Fig. 10)。 E_{COMP} / E_{PM} は D_r の増大に伴い漸増する傾向があり、おおむね 1.5~2.5 に分布する。ここに E_{COMP} / E_{PM} は E_{COMP} の上限値を E_{PM} の下限値で割るか E_{COMP} の下限値を E_{PM} の上限値で割ることにより幅として表わしている。図中の点線は Fig. 9 中の平均的な

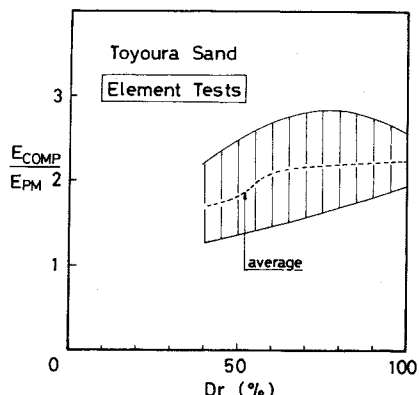


Fig. 10 Range of E_{COMP} / E_{PM} plotted against relative density.

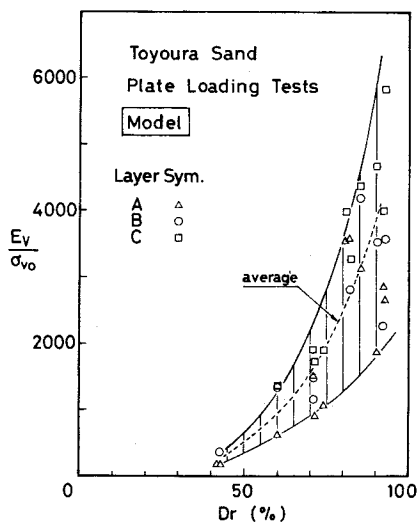


Fig. 11 Deformation moduli obtained from laboratory plate loading tests.

E_{COMP}/σ_c , E_{PM}/σ_c 曲線を用いて計算したものである。

b) モデル砂地盤に対する平板荷重試験およびミニチュアプレッシャーメーター試験

平板荷重試験より逆算し有効上載圧で除して無次元化した各層の変形係数 E_v を相対密度 D_r に対してプロットした (Fig. 11). 各層の D_r を合わせることが困難であること, 荷重板が必ずしも水平を保ったまま貫入しなかった等の理由により, 少々ばらついている。 D_r の増加に伴う E_v/σ_{vo} の増加率は Fig. 9 に比較してかなり大きいようである。有効上載圧で除して無次元化したミニチュアプレッシャーメーター試験の変形係数 E_{PM} を D_r に対して示した (Fig. 12).

次に Fig. 11, 12 のばらつきを考慮して E_v/E_{PM} の取り得る最大値と最小値の幅を示した (Fig. 13). Fig. 10 と比較すると, 逆解析からの E_v のばらつきの大きさを反映してその示す幅は大きい, D_r の増加に伴って E_v/E_{PM} が漸増する傾向は変わらない。

以上, プレッシャーメーター試験結果の力学的意味を考えるために行った三軸圧縮試験・三軸プレッシャーメーター試験, およびモデル砂地盤に対する平板荷重試験・ミニチュアプレッシャーメーター試験の方法・結果について概述し, おおのこの E_v/E_{PM} の特性を調べた。

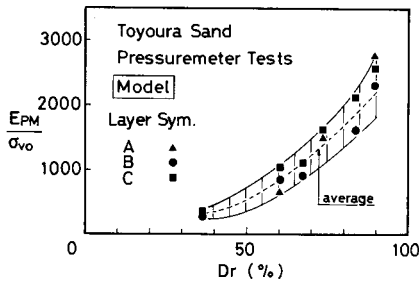


Fig. 12 Deformation moduli obtained from pressuremeter tests in artificially prepared sandy deposit.

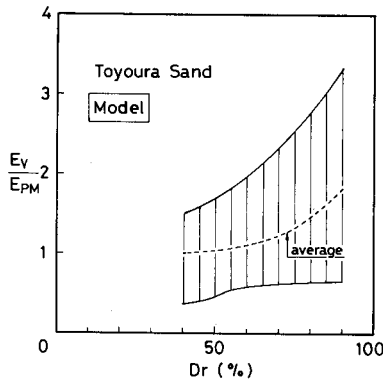


Fig. 13 $E_v/E_{PM}-D_r$ relation obtained from artificially prepared sandy deposit.

次章において, E_v/E_{PM} 特性に影響を及ぼす要因, 原位置および室内における E_v/E_{PM} 特性の関連性について考察を加える。

4. 考 察

(1) E_v/E_{PM} 特性に影響を及ぼす要因

鉛直方向荷重に対する変形係数 E_v とプレッシャーメーターより計算された E_{PM} との比は, 原位置においておよそ 5, 三軸試験と室内モデル試験においては, D_r や拘束圧の影響を微妙に受けるけれども, およそ 2 という結果が得られた。こうした E_v と E_{PM} の差の生ずる理由として, 構造異方性, せん断機構, プレッシャーメーターにおけるボーリング孔壁の乱れ等を考え, 以下に検討を加える。

1) 構造異方性

自然堆積砂地盤のみならず, 人工的に締め固めた砂地盤においても構造異方性が発達し砂の変形強度特性に大きな影響を及ぼすことはよく知られている。以下, 砂の変形特性 (特に初期の) に及ぼす構造異方性の影響を調べてみる。

Oda, Koishikawa, Higuchi¹⁵⁾ は豊浦標準砂を用いて三軸圧縮排水試験および平面ひずみ圧縮排水試験を行い応力-ひずみ関係に及ぼす構造異方性の影響を調べている (Fig. 14). Fig. 14 中のプロットは, 実験データを再整理して示したものである。三軸圧縮試験では, 粒子の長軸方向が水平方向に卓越する場合 (以下 H 試料とよぶ) と粒子の長軸方向が鉛直方向に卓越する場合 (以下 V 試料とよぶ) とで, 若干の差がみられるものの, 平面ひずみ試験ではほとんど差がないことがわかる。図中 E_H , E_v はおのこの H 試料, V 試料に対する変形係数を表わす。なお平面ひずみ試験における変形係数は, $\Delta\sigma_1 \sim \Delta\epsilon_1$, $\Delta\epsilon_v \sim \Delta\epsilon_1$ 曲線の初期接線勾配を利用して次式から求めた。

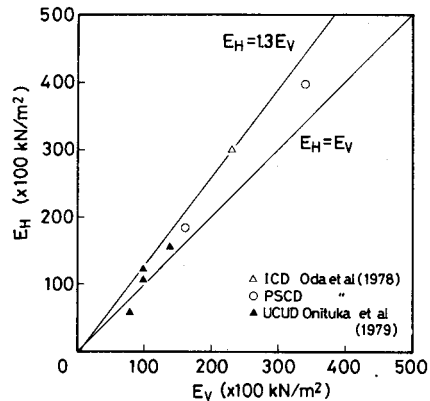


Fig. 14 Effect of inherent anisotropy of sand on deformation moduli.

$$E = (1 - \nu^2) \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \epsilon_1}, \quad \nu = \frac{\Delta \epsilon_v / \Delta \epsilon_1 - 1}{\Delta \epsilon_v / \Delta \epsilon_1 - 2}$$

また鬼塚・林・吉武・大石¹⁶⁾は砂質土の風化片岩の2.00 mm ふるい通過分の締固め試料に対して三軸圧縮試験(非圧密非排水試験)を行っているが、H 試料、V 試料で変形係数($\sigma_1 - \sigma_3 - \epsilon_1$ 曲線の初期接線勾配をとる)にはほとんど差がないという結果が得られている(Fig. 14).

Oda, Koishikawa¹⁷⁾は豊浦標準砂を試料とするモデル砂地盤に対する支持力実験を行い、地盤の異方性が荷重-沈下関係に及ぼす影響について考察している。それによると、H 試料の地盤反力係数($q - \gamma$ 曲線の初期接線勾配として定義されている)はV 試料のおよそ1.5倍となっている。

以上の結果から判断すると、構造異方性によりH 試料に対する鉛直方向変形係数はV 試料のそれのおよそ1~1.5倍程度となり、その影響はさほど大きくないようである。

2) せん断機構

力学的な機構は明確ではないが、圧縮と伸張あるいは軸方向圧縮と孔内等方水平载荷等というせん断機構の差が E_v と E_{PM} の差に大きな影響を与えていると考えられる。

深川ら⁷⁾は、 $D_r = 74\%$ の豊浦標準砂に対して三軸圧縮・伸張試験および三軸セル内でのプレッシャーメーター試験を拘束圧を変えて行い、得られた変形係数を比較した例を Fig. 15 のように報告している。これによれ

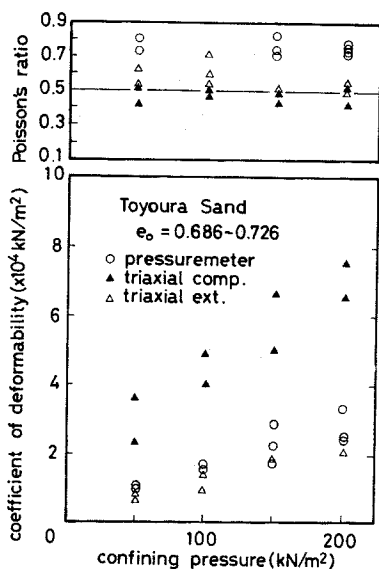


Fig. 15 Deformation moduli obtained from miniature pressuremeter and triaxial tests^{6),7)}.

ば、三軸伸張試験とプレッシャーメーター試験から得られた変形係数はほぼ等しく、これらのおよそ2.5倍が圧縮試験の変形係数に対応した。

深川ら⁷⁾はまた、等方圧密状態から種々の応力経路下で三軸試験を行い、各経路に対応する変形係数を求めているが、圧縮側、伸張側の変形係数 (E_{COMP} , E_{EXT}) は応力経路によらず、おのおのほぼ等しい値となり、かつ $E_{COMP} = 3 E_{EXT}$ であった。これらの実験は plunging によって作られた供試体について行われているから、異方的な構造は発達しにくいと考えられる。これらの実験結果もせん断機構による差の大きいことを示している。

吉中¹²⁾は湿潤砂および関東ロームからなるモデル地盤に対して、プレッシャーメーターによる孔内水平方向载荷試験および水平方向平板载荷試験を行い、両者から得られた変形係数の比較を行っている。平板载荷による変形係数は载荷幅により変化するが、载荷幅 30 cm のものを基準とすると、前者のおよそ3倍となった。このように同じ水平方向载荷でありながら、平板载荷とプレッシャーメーター試験から得られる変形係数が典型的に異なることは、せん断機構の与える影響が大きいという証左であろう。

以上の実験結果より、構造異方性よりもむしろこうしたせん断機構の差が E_v/E_{PM} 特性を規定していると考えられる。

3) E_{PM} に及ぼすボーリング孔壁の乱れの影響

Mori¹⁸⁾はゆるい砂地盤、密な砂地盤においてプレボーリングタイプのプレッシャーメーター(以下PBPとよぶ)とセルフボーリングタイプのプレッシャーメーター(以下SBPとよぶ)を行い、両者から得られた変形係数の比較を試みている。Mori¹⁸⁾によるデータを再整理し Fig. 16 に N 値に対してSBP, PBP から得られた変形係数の比をプロットしている。SBP では孔壁の乱れは比較的少ないと考えられるから、 N 値が小さいほど

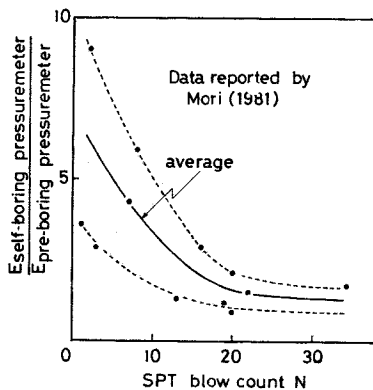


Fig. 16 Effect of disturbance of sand in vicinity of bore hole.

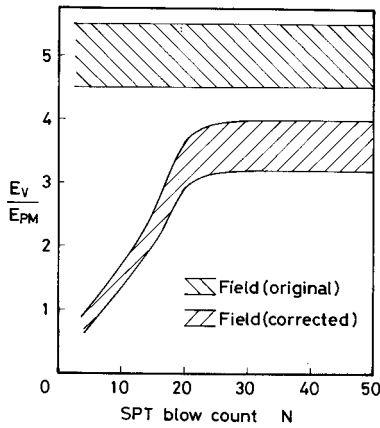


Fig. 17 Correction of bore hole disturbance on E_v/E_{PM} ratio.

PBP における孔壁の乱れが大きいことがわかる。したがって、SBP から求めた変形係数を単純に 5 倍しては、 N 値が小さいほど原地盤の鉛直方向変形係数を過大に評価してしまうことになる。Baguelin, Jezequel and Shields¹⁹⁾ も同様の傾向を指摘している。Fig. 16 よりボーリング孔壁の乱れの少ない場合の E_v/E_{PM} を決めることができる。Fig. 16 の E_{SBP}/E_{PBP} の平均値を N 値に対してとり、PBP を用いた場合の E_v/E_{PM} (4.5~5.5 の幅を想定している) を除することによって E_v/E_{PM} の乱れに対する補正值を得ることができる。このような方法で補正して得た E_v/E_{PM} を N 値に対して示している (Fig. 17)。 N 値の小さいゆるい砂地盤では E_v と E_{PM} はほぼ等しく、 N 値が大きくなると $E_v > E_{PM}$ となり、 $N > 20$ ではほぼ $E_v = 3.5 E_{PM}$ となることがわかる。

(2) 原位置および室内試験における E_v/E_{PM} 特性の関連

三軸プレッシャーメーター試験およびモデル砂地盤に対するミニチュアプレッシャーメーター試験はいずれも初期に膨張部が埋設してとり行われているから、ボーリング孔壁の乱れはないものと考えられる。そこでこれらの室内試験と原位置試験結果との比較を試みた

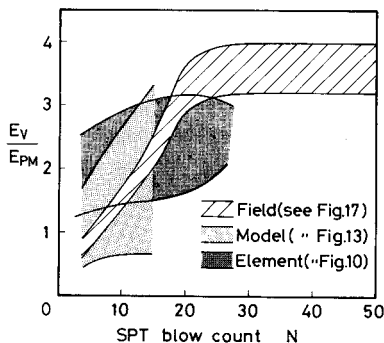


Fig. 18 E_v/E_{PM} ratio-SPT blow count relations.

(Fig. 18). ここに相対密度 D_r は有効上載圧、粒子の大きさ、含水状態を考慮し、藤田²⁰⁾のとりまとめた $N \sim D_r$ 関係に従って N 値に換算している。特に三軸圧縮試験、三軸プレッシャーメーター試験については、拘束圧を変えて実験を行っているから、相対密度と有効上載圧から個々の実験につき N 値を推定し、結果を整理した。原位置で得られた E_v/E_{PM} (ボーリング孔壁の乱れの影響を補正したもの) とモデル砂地盤から得られた平均的な E_v/E_{PM} 曲線は良好な一致を示しており、類似した力学特性に基づく対応関係であることを示唆している。要素試験から得られた E_v/E_{PM} 関係は D_r に伴って、 E_v/E_{PM} も漸増する傾向にあり、また他の 2 つと重なる部分も多いが、多少傾向を異にする。これは D_r から N 値への変換が必ずしも適切でないおそれがあること、および要素試験では試料がより等方的な構造であり、かつ拘束圧も等方的に作用していることに起因するものと考えられる。たとえば Fig. 18 で $N > 20$ の場合を考える。原地盤が積層異方的な構造を有していれば、等方的な地盤に比べて相対的に E_v は大きくなるから、結果的に E_v/E_{PM} も大きくなると考えられる。仮に構造異方性の影響を考慮して、 $E_{v,aniso} = 1.3 E_{v,iso}$ ($E_{v,aniso}$: 積層異方性を示す地盤の鉛直方向変形係数、 $E_{v,iso}$: 等方性地盤の鉛直方向変形係数) でかつ E_{PM} は異方性の影響を受けないとすれば、Fig. 18 で $E_{v,iso}/E_{PM} = (E_{v,aniso}/E_{PM}) / 1.3 = 3.5 / 1.3 \approx 2.7$ となり、要素試験より得られる E_v/E_{PM} 値にはほぼ等しくなる。

5. 結 論

本研究で得られた主要な結論を列挙すると、

- (1) 原位置において、平板載荷試験や実際の構造物の沈下から逆算された鉛直方向変形係数 E_v とプレッシャーメーター試験から求められた変形係数 E_{PM} には良好な相関性がみられ、 E_v/E_{PM} はおよそ 5 である。
- (2) 三軸圧縮試験から得られた変形係数 E_{comp} と三軸セル中でのミニチュアプレッシャーメーター試験から得られた E_{PM} との比は、 D_r の増大につれて漸増し、およそ 1.5~2.5 に分布する。
- (3) モデル砂地盤に対する平板載荷試験結果を利用して FEM による逆解析から計算した E_v と、同様な砂地盤で行ったミニチュアプレッシャーメーター試験から求めた E_{PM} との比は、 D_r に対して (2) と同様漸増傾向を示すが、増加率はより大きい。
- (4) E_v/E_{PM} 特性は、地盤の構造異方性よりも鉛直方向圧縮と孔内水平載荷というせん断機構の差によってより規定され、また地盤がゆるいほどボーリング孔壁の乱れの影響を受けやすいことがわかった。
- (5) Mori (1981) の研究を利用してボーリング孔

壁の乱れによる影響を補正した E_v/E_{PM} と、室内試験における相対密度 D_r を上載圧等の影響を考慮して変換した N 値に対する E_v/E_{PM} とを、相互に比較した結果、 N 値 $\sim E_v/E_{PM}$ はおのおのほぼ同様な関係を示すことがわかった。

謝 辞：本研究を遂行するにあたり、特に室内実験においてご協力頂いた元本学修士課程学生 中條浩憲氏・杉村 均氏（現在地域振興整備公団勤務）に対して謝意を表す。本研究はまた文部省科学研究費（一般研究C58550333）の補助を受けている。記して謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) Baguelin, F., Jezequel, J.F. and Le Mehaute, A. : Etude des pressions in evaluatielles developpees lors de l'essai pressiometrique, Proc. 8th ICSMFE, 1-1, pp. 9 ~24, 1973.
- 2) Wroth, C.P. and Hughes, J.M.O. : An instrument for the in-situ measurement of the properties of soft clays, Proc. 8th ICSMFE, 1-2, pp.487~494, 1973.
- 3) Wroth, C.P. and Windle, D. : Analysis of pressuremeter test allowing for volume change, Geotechnique, Vol. 25, No. 3, pp. 598~604, 1975.
- 4) Hughes, J.M.O., Wroth, C.P. and Windle, D. : Pressuremeter tests in sand, Geotechnique, Vol. 27, No. 4, pp. 455~477, 1977.
- 5) Jewel, R.J., Fahay, M. and Wroth, C.P. : Laboratory studies of the pressuremeter test in sand, Geotechnique, Vol. 30, No. 4, pp. 507~531, 1980.
- 6) 太田秀樹・深川良一・西原 晃：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，土木学会論文集，No. 346, pp. 77~86, 1984.
- 7) 深川良一・志方弘樹・太田秀樹・畠昭治郎：プレッシャーメーターによる砂の変形係数の決定，第18回土質工学研究発表会，pp. 327~330, 1983.
- 8) Janbu, N., Bjerrum, L. and Kjaernsli, B. : Soil mechanics applied to some engineering problems, NGI Pub-

- lication No. 16, pp. 32, 1964.
- 9) Schultze, E. and Sherif, G. : Prediction of settlement observations for sand, Proc. 8th ICSMFE, 1-3, pp. 225 ~230, 1973.
- 10) D'appolonia, D.J., D'Appolonia, E. and Brissete, R.F. : Settlement of spread footings on sand (Discussion), Proc. ASCE, Vol. 96, No. SM 2, pp. 754 ~762, 1970.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) Oda, M. : Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material, Soils and Foundations, Vol. 12, No. 1, pp. 17~36, 1972.
- 14) Arai, K., Ohta, H. and Yasui, T. : Simple optimization techniques for evaluating deformation moduli from field Foundations, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 1, pp. 107~113, 1983.
- 15) Oda, M., Koishikawa, I. and Higuchi, T. : Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 1, pp. 25~38.
- 16) 鬼塚 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.
- 17) Oda, M. and Koishikawa, I. : Effect of strength anisotropy on bearing capacity of shallow footing in a dense sand, Soils and Foundations, Vol. 19, No. 3, pp. 15~28, 1979.
- 18) Mori, H. : Studies on the properties of soils in the northern coast of Tokyo bay using a self-boring pressuremeter, Soils and Foundations, Vol. 21, No. 3, pp. 83 ~98, 1981.
- 19) Baguelin, F., Jezequel, J.F. and Shields, D.H. : The pressuremeter and foundation engineering, Trans tech publications, pp. 525~531, 1978.
- 20) 藤田圭一：土質調査試験結果の解釈と適用例，土質基礎工学ライブラリー，No. 4, pp. 53, 1980.

(1984. 8. 27・受付)