

講座

地盤材料の小ひずみでの非線形特性と地盤変形問題への適用

4. 原位置試験法 (その2)

谷 和 夫 (たに かずお)
(財)電力中央研究所 地盤耐震部

菅 原 紀 明 (すがわら のりあき)
応用地質(株) 計測技術研究所

園 田 玉 紀 (そのだ たまき)
(株)ダイヤコンサルタント 東京事業本部

鍛 治 義 和 (かじ よしかず)
中央開発(株) 技術本部

4.1 総 括

4.2 原位置弾性波速度測定 以上 6月号掲載

4.3 プレッシュャーメーター試験と平板載荷試験

4.3.1 概説

この節では、グループBに分類される原位置試験について説明する(表—4.1, 図—4.1参照)。原位置では、地盤を静的に載荷・除荷し、これに対する地盤の応答を計測する。試験の結果は、主に、載荷・除荷する荷重(応力)に対する地盤の表面や内部の変位(ひずみ)の関係にまとめられ、これを境界値問題として理論的に解析するのがグループBの特徴である。

理論的な解析には2種類ある。地盤の非線形な変形特性をモデル化して試験そのものを順解析でシミュレーションするケースと、試験結果を逆解析して地盤材料の変形特性を推定するケースである。前者の順解析の場合、試験結果はモデルを検討するための事例(ケーススタディ)と考えられ、6章(ケースヒストリー)に詳しく紹介されているので割愛する。一方、後者の逆解析によって、目的とする非線形な「応力～ひずみ関係」にたどり着くのは容易ではない。もし、地盤内部に応力とひずみが一様に分布する領域(これを「要素」と言う)が存在し、その境界で荷重と変位を計測するならば、領域内の応力とひずみは容易に計算できる。しかし、このようなことが可能なのは、供試体に対して行う「要素」試験のように、極めて単純な境界条件の場合に限られる。一般に、原位置試験の境界条件は複雑で、応力やひずみは一様に分布しない。そうすると、地盤内部のある1点(微小な「要素」)で応力もひずみも計測しなければならないが、現状の計測技術で高い精度を望むことは難しい。

「応力～ひずみ関係」を直接に計測するのは、あきらめなければならないことが分かった。さて次にどうするかと言うと、計測した地盤の応答を最もうまく説明できる「応力～ひずみ関係」を解析的に探すこと、つまり境界値問題を逆解析することが考えられる。具体的には、あらかじめ「応力～ひずみ関係」に適当なモデルを想定し、その中で最適なものを数学の力を借りて探すことになる。

数学的な取扱いを考慮すると、このカテゴリー(グループB)に分類できる原位置試験は境界条件(載荷モード)が単純で明確なものに限られる。代表的なものとし

て、二次元軸対称問題のプレッシュャーメーター試験³⁰⁾と三次元軸対称問題の平板載荷試験³¹⁾が挙げられるが、注意が必要である。プレッシュャーメーター試験や平板載荷試験ならば、必ずグループBの地位が保証されるわけではない。この点に関しては、後節で詳しく説明する。

4.3.2 線形モデルによる解析

解析にあたっては、あらかじめ「応力～ひずみ関係」に適当なモデルを想定するが、最も簡単なのは線形モデルである。実務で実施されるプレッシュャーメーター試験や平板載荷試験の解析は、ほとんどこの線形モデルに基づいている。除荷に対しても同じ「応力～ひずみ関係」を想定すれば、線形弾性モデルとなる。地盤材料の「応力～ひずみ関係」は、本来、非線形であるのに、これを最初から線形だと仮定してしまうのが線形モデルである。非線形な変形特性を求めたいと言っても、土台無理な相談で、話が難しくなるのは当たり前である。この節では、まず、この線形モデルを簡単に復習しておく^{30)～33)}。

プレッシュャーメーター試験は、ボーリングされた孔壁に、ゴム膜を介して均一な圧力 p_c を加える試験である。等方で均質な地盤が半径方向にのみ変形するならば、つまり軸対称平面ひずみの条件が仮定できるならば、一次元の問題として扱える。この単純さがプレッシュャーメーター試験の最大の魅力と言える。

$$\left. \begin{array}{l} \text{釣合い条件} : \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \\ \text{変位の適合条件} : \varepsilon_r = -\frac{\partial u}{\partial r}, \varepsilon_\theta = -\frac{u}{r} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

ここでは、円筒座標 (r, θ) を採用し、 σ と ε は直応力と直ひずみ、 r 方向の変位を u とする。

平板載荷試験は地盤表面を円盤によって載荷する試験で、ダイアフラムを利用する等応力方式と、剛な載荷板を利用する等変位方式の載荷方法がある。等方で均質な地盤を鉛直に載荷するならば、軸対称条件が仮定でき、プレッシュャーメーター試験より一つ次元が増えて二次元の問題になる。釣合い条件と変位の適合条件には、深さ方向(z 軸)の式(5)が式(4)に追加され、やや複雑になる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{釣合い条件} : \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\tau_{rz}}{r} = \rho \cdot g \\ \text{変位の適合条件} : \varepsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z}, \gamma_{rz} = -\frac{\partial w}{\partial r} - \frac{\partial u}{\partial z} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

講 座

ここでは、極座標 (r, θ, z) を採用し、 τ と γ はせん断応力とせん断ひずみ、 ρ は密度、 g は重力加速度、 z 方向の変位を w とする。

式(4)と(5)に示す釣合い条件と変位の適合条件に、線形な「応力～ひずみ関係」という構成関係（フック（Hooke）の法則）を組み合わせると、両試験法の計測結果に対応する理論解が求められる。プレッシャーメーター試験では、

$$p_c + p_0 = 2G \cdot \varepsilon_c \cdot \frac{r_{c0}}{r_c} \cong 2G \cdot \varepsilon_c \quad (6)$$

ここで、 p_0 は初期の地圧、 p_c は孔壁に p_0 を越えて載荷する圧力、 G はせん断係数、 $\varepsilon_c (=u_c/r_{c0})$ は孔壁ひずみ、 r_c は孔壁の半径、 u_c は孔壁の変位、添え字の 0 は初期の値を示す。また、平板載荷試験では、

$$\text{等応力方式} \quad w = \frac{2(1-\nu^2) \cdot a \cdot p}{E} \quad (7a)$$

$$\text{等変位方式} \quad w = \frac{(1-\nu^2) \cdot P}{2a \cdot E} \quad (7b)$$

ここで、 p と P は地盤に載荷する圧力と荷重、 E はヤング率、 ν はポアソン比、 a は載荷面の半径を示す。

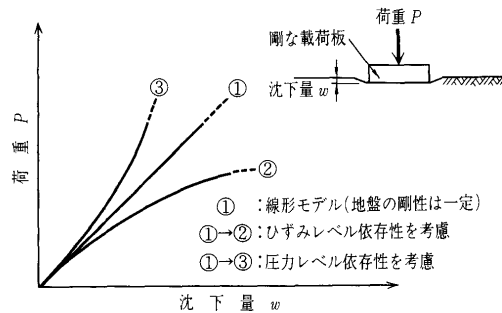
式(6)と(7)に示す理論解は、地盤材料の構成関係と境界条件が先に与えられる順解析で、解の唯一性が保証されている。したがって、プレッシャーメーター試験なら、計測した孔壁の圧力 p_c と変位 u_c の関係（プレッシャーメーター曲線）の線形な部分から、式(6)を利用してせん断係数 G を求めることができる。この線形モデルで注目すべきことは、地盤内部の半径方向と円周方向の応力の変化が相殺し合うため、平均圧力は変化しないことである（ $\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta = 0$ ）。したがって、孔壁周辺の地盤はせん断されるだけで、圧縮はされない。せん断係数 G をヤング率 E に変換する時は、設計時の排水条件に応じて適切なポアソン比 ν を選択することになる³⁴⁾。

$$\left. \begin{array}{l} \text{非排水条件: } E_u = 2G \cdot (1-\nu_u) \\ \text{排水条件: } E' = 2G \cdot (1-\nu') \end{array} \right\} \quad (8)$$

ここで、添え字の u と $'$ は、それぞれ非排水状態と排水状態を示す。ちなみに、微小ひずみ～小ひずみの範囲ならばせん断係数 G はプレッシャーメーター試験を行う時の排水条件にあまり依存しないので、試験の結果はせん断係数 G で整理する方が適切である³²⁾。

平板載荷試験はどうかと言うと、載荷板の荷重 P （または応力 p ）と沈下 w の関係を計測しても、ポアソン比 ν を決めなくては式(7)を用いてせん断係数 G やヤング率 E を求めることができない。これは、試験地盤をせん断すると同時に圧縮もするためである。したがって、平板載荷試験によって得られる剛性は、試験を行う時の排水条件に依存する³²⁾。

式(6)や(7)は、通常の試験で最も計測しやすい部分における荷重（または応力）と変位（またはひずみ）の関係に対応する理論解である。しかし、計測することが可能ならば、地盤のどの部分の関係を利用しても構わない。実際、平板載荷試験では、ベディング・エラーを避けるために、載荷板の沈下でなく地盤内部の変位やひず



図—4.9 等変位載荷方式の平板載荷試験

みを計測して解析するケースも多い³⁵⁾。しかし、どのような部分で計測しようとも「応力～ひずみ関係」が線形である限り、つまり線形モデルを仮定する限り、試験による地盤の応答は必ず線形な関係になる。そして、その勾配から、剛性が一定の値として確定されるのである。

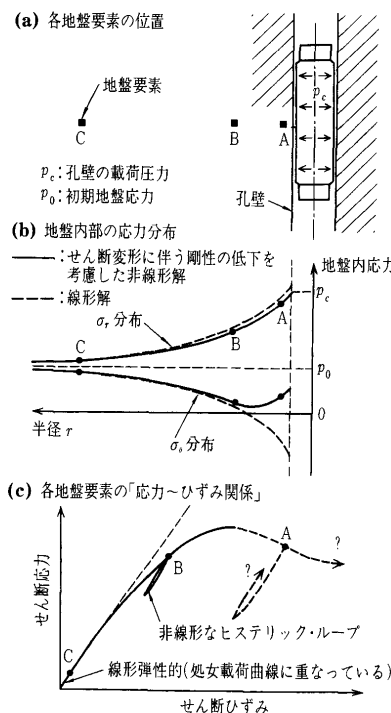
4.3.3 線形モデルの問題点

線形モデルは分かりやすいが、地盤材料の「応力～ひずみ関係」は非線形で、剛性は一定値ではなく、圧力の増減やせん断変形に伴って変化する。この非線形性を考慮することによって、試験による地盤の応答はどのような影響を受けるかを見てみる。図—4.9は、等変位方式の平板載荷試験で、載荷板の荷重 P と沈下量 w の関係を模式的に示している。①の線形な $P \sim w$ 関係は、前節に説明した線形モデル（式(7b)）によるものである。

まず、「応力～ひずみ関係」がせん断変形の影響によってのみ非線形になる場合を考えてみる。地盤材料の剛性はせん断ひずみの増加に伴って低下するので、沈下量が大きくなって地盤のせん断変形が進行すると軟らかくなる。その結果、上に凸の $P \sim w$ 関係②が得られる。次に、圧力の影響によってのみ非線形になる場合を考えてみると、今度は、圧力の増加に伴って剛性が大きくなるので、荷重が大きくなるにつれて硬くなる。その結果、下に凸の $P \sim w$ 関係③が得られる。いずれにせよ、「応力～ひずみ関係」の非線形性を考慮すると、試験による地盤の応答も非線形な関係になることが理解できる。

地盤材料の剛性は、ひずみレベルにも圧力レベルにも依存するので、実際の試験では、両方の効果が重なった挙動が観察されるはずである。せん断変形の影響が卓越する場合には②のタイプ、逆に、圧力の影響が卓越する場合には③のタイプの傾向が強く反映される。注目すべきことは、荷重（または圧力）を載荷する試験では、両者の効果が相反することである。非線形性の影響が同程度ならば、地盤の応答は見掛け上線形になる可能性がある。たとえ計測された $P \sim w$ 関係が直線的であったとしても、等圧下での「応力～ひずみ関係」が線形弾性であると早合点してはならない。このことは、逆解析では解の唯一性が保証されないことに対応している。

次に地盤内部の様子を分析してみる。図—4.10は、プレッシャーメーター試験を行った時の各地盤要素の状況を模式的に示している。孔壁に作用する圧力 p_c が大きくなるに従い、孔壁から地盤深部に向かって塑性域や破壊域が徐々に広がる。もちろん、応力分布もひずみ分布も

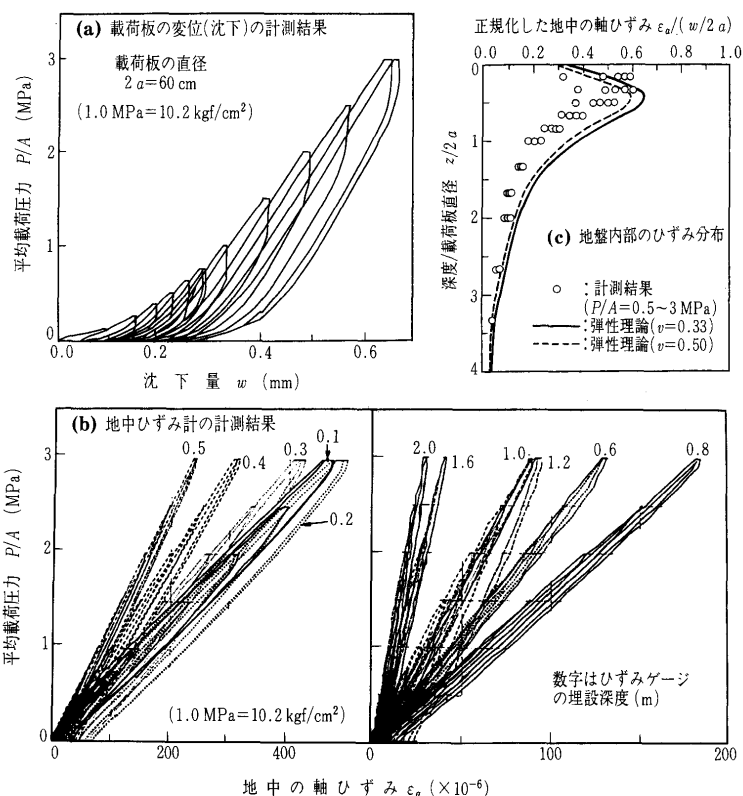


図—4.10 プレッシャーメーター試験時の各地盤要素の状況

著しく非一様で、A～Cで示す地盤要素は、孔壁からの距離に応じてせん断履歴の程度が異なり、それぞれ完全塑性(破壊)状態、弾・塑性状態、弾性状態に至っている。

さて、このような状況から試験を継続した場合、A～Cの地盤要素はどのような挙動を示すだろうか？ 孔壁に作用させる圧力 p_c をさらに増やした場合には、要素Cは初期剛性を、要素Bはせん断変形の影響でやや低下した剛性を発揮するのに対して、破壊した要素Aの剛性は著しく低下したものになる。今度は、同じ状況で小さい除荷・再載荷を行った場合を想定してみる。やはり、孔壁からの距離に応じて除荷を開始するまでに被ったせん断履歴も除荷・再載荷による応力振幅の大きさも異なるため、全く違った挙動を示すと考えられる。決して、線形モデルのように、孔壁の圧力変化に対して、地盤内部のどこでも同じ接線剛性が発揮されているわけではない。孔壁で計測される $p_c \sim u_c$ 関係は、このように孔壁からの距離に応じて異なる振る舞いをする地盤要素の挙動をすべて足し合わせたものである。

図—4.10に示した事情は、平板載荷試験でも同じである。プレッシャーメーター試験で孔壁以外の部分を計測することは、キャリブレーション・チャンバーを利用した模型実験を除いて難しいが^{(36),(37)}、平板載荷試験では地盤内部のひずみや変位を計測することが可能である。堆積軟岩に対しては数多くの計測事例があり、新第三紀の堆積軟岩における計測例を図—4.11に示す^{(38),(39)}。直径 $2a$ が60 cmの剛な載荷板を用いた等変位方式の試験で、載荷板の沈下量 w と、中心軸上の異なる深度で地中の軸ひずみ ϵ_a を計測して、平均載荷圧力 P/A ($A = \pi \cdot a^2$)は載荷板の面積)に対してプロットした。地盤内部のひずみ挙動は、極めて線形弾性的であることが読み取ることができる(図—4.11 (b))。図—4.11 (c)には、



図—4.11 平板載荷試験の計測例⁽³⁸⁾

地中のひずみ分布の形状に関して、計測値とポアソン比 $\nu = 0.33, 0.5$ とした時の線形モデル(Boussinesq (ブーシネスク)の解)による理論解を比較している。プレッシャーメーター試験の場合の応力分布(図—4.10 (b))と同じく、地盤内部のひずみ分布は著しく非一様である。その形状はおおむね線形モデルの解に近く、載荷板の半径よりやや浅い深度で最大となることが分かる。

4.3.4 非線形な変形特性の評価

従来の線形モデルによる解析では、非線形な変形特性を評価するのが難しいことを説明してきた。また、試験中に地盤内部の応力とひずみが一様でないため、地盤の各部分で発揮される剛性が異なることも指摘した。では、どうしたら良いのだろうか？ この節では、地盤の剛性が圧力やひずみの大きさに依存することを考慮し、非線形な変形特性を評価する三つの方法について説明する。

一つ目は、線形モデルを用いて等価な線形剛性(割線剛性)を計算し、これに対応する圧力レベルやひずみレベルを試験地盤の平均的な値で代表させる方法である。地盤の「応力～ひずみ関係」は相変わらず線形と仮定し、剛性の求め方も4.3.2に説明したものと変わらない。

プレッシャーメーター試験の場合、代表ひずみには孔壁変位 u_c を試験孔の初期半径 r_{c0} で割った孔壁ひずみ ϵ_c ($= u_c / r_{c0}$)が用いられることが多い。せん断ひずみは孔壁で最大で、その約1/2が孔壁ひずみ ϵ_c で、線形体ならば最大主ひずみ ϵ_r に等しい。一方、平板載荷試験の場合、代表ひずみには沈下量を載荷板の直径で割った値 $w/2a$ が用いられることが多い。載荷方式(等応力または等変位)やポアソン比に依存するが、せん断ひずみが最大になるのは載荷板の中心軸上の直径の1/3～1/2の深さで、 $w/2a$ はそれより大体2割～5割大きい値であ

講 座

る。また、地盤の内部に埋設したひずみ計の計測結果で代表することもできる。圧力レベルは、両試験法とも、載荷している圧力ないし平均応力で代表することが多い。この線形モデルに基づいて求めた等価線形剛性に対応する代表ひずみや代表応力に関しては、もう少し厳密な考察をした整理法も幾つか提案されている^{40),41)}。しかし、もともと平均値的な話をしているので、本質的に大きな違いはないと考えて良い。

二つ目は、数式解析によって非線形な「応力～ひずみ関係」を直接求める方法で、プレッシャーメーター試験にのみ適用することができる^{42)~44)}。円孔拡大という特殊な変形モード（軸対称平面ひずみ条件）が、この例外的な解析法を可能にしている。しかも特徴的なことは、この解析法における「応力～ひずみ関係」に関する仮定が、飽和土の非排水条件（体積変化がないこと）だけで、剛性については一切の仮定をしていないことである。

$$\varepsilon_r + \varepsilon_\theta = 0 \quad \dots\dots\dots (9)$$

式(4)と(9)より、孔壁ひずみ $\varepsilon_c (=u_c/r_0)$ に対して、孔壁に位置する地盤要素に作用するせん断応力 τ は以下の関係式で計算される。

$$\tau = \frac{1}{2} \varepsilon_c \cdot (1 + \varepsilon_c) \cdot (2 + \varepsilon_c) \cdot \frac{\partial p}{\partial \varepsilon_c} \div \varepsilon_c \cdot \frac{\partial p}{\partial \varepsilon_c} \quad \dots\dots\dots (10)$$

この時の孔壁のせん断ひずみは、孔壁ひずみ ε_c のほぼ2倍である。線形モデルでも、結果的に体積変化がない条件（式(9)）が導かれる。しかし、式(10)はプレッシャーメーター曲線（ $p_c \sim \varepsilon_c$ 関係）から非線形な「応力～ひずみ関係」がそのまま得られるのが特徴で、もちろん、 $p_c \sim \varepsilon_c$ 関係が線形な場合には、線形モデルの関係（式(6)）に一致する³²⁾。

式(10)の適用性に関しては、以下の問題点が指摘されている。①滑らかな $p_c \sim \varepsilon_c$ 関係を求めるのが困難なため、適当な関数でフィッティングする必要がある^{44),45)}。②粘性土のせん断特性はひずみ速度に依存するが、試験時のひずみ速度は、中心軸からの距離の2乗にほぼ反比例して一様ではない³²⁾。③載荷初期の $p_c \sim \varepsilon_c$ 関係にはベディング・エラーの影響が大きい。④非排水条件を満足しているか確認できない。したがって、その適用に当たっては特別な配慮が要求される。計測精度を考慮すると、ひずみレベルが 10^{-3} 以下の非線形な変形特性を精度良く求めるのは難しいのが現状である。

三つ目は、非線形モデルを用いて果敢に逆解析にチャレンジする方法である。地盤材料の非線形な変形特性を定式化するモデルは、3章（土の変形特性）に紹介されたようにさまざまなタイプが存在する。しかし、非線形問題の逆解析は数学的にも簡単ではないので、適用例は非常に限られている。ここでは、プレッシャーメーター試験から砂の非線形な変形特性を求める例を示す^{46),47)}。非線形モデルの定式化には、以下の二つの式を用いる。

$$\frac{G_0}{p_a} = C \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n \quad \dots\dots\dots (11a)$$

$$\frac{G}{G_0} = 1 - f \left(\frac{\tau}{\tau_{\max}} \right)^g \quad \dots\dots\dots (11b)$$

式(11a)は、せん断弾性係数 G_0 が有効拘束圧 p' に指数関数の形で依存するモデルである。ちなみに、このせん断弾性係数 G_0 は原位置でせん断波の伝播速度 V_s を計測して評価される。 p_a は大気圧で、 C と n は無次元の変数である。そして式(11b)は、剛性がせん断に伴って低下する影響を修正双曲線モデルで表している。 $\tau_{\max}$ はせん断強度、 f と g は無次元の変数である。非線形な変形特性を求めることは、要するに、プレッシャーメーター試験の結果を用いて式(11)に表れる四つの変数 C, n, f, g を逆解析することにほかならない。逆解析のテクニックそのものには、複数の除荷カーブにFEMの解析結果をフィッティングする手法が提案されている。

4.3.5 二つの重要なハードル

プレッシャーメーター試験や平板載荷試験がグループBのカテゴリーに分類されるためには、厳正な資格試験にパスしなければならない。チェックするポイントは、境界値問題であることを十分に認識しているかどうかで、以下に示す二つの重要なハードルが存在する。

- (1) 地盤の真のレスポンスを計測しているか？
- (2) 解析モデルが適切なものか？

もし、これらのハードルを乗り越えていく努力を放棄するならば、ベンチマーク試験でなくインデックス試験と認識され、グループCのカテゴリーに降格される。

試験結果を経験則に基づいて解釈するグループCの試験の場合には、簡便さを優先させるため、多少の計測の誤差やモデルの不適切さには目をつぶらざるを得ない。理論的な厳密さは失われてしまうが、その影響は、経験的に決まるさまざまな説明パラメーターによってある程度対応することができる。しかし、計測結果をそのまま逆解析に用いる場合、試験結果や解析法の厳密さが、そのまま解析結果の信頼性に反映されてしまう。したがって、計測誤差やモデルの妥当性に対する要求は厳しく、簡便さをある程度犠牲にしても、精度を追求しなければならない。このハードルの高さの違いが、グループBとグループCの分水嶺と言える。

たとえ同じ試験法であっても、実施に際しての考え方によっては、グループBにもグループCにもなりうる。その典型的なケースが、フランスとイギリスにおけるプレッシャーメーター試験法の開発経緯にはっきり表れている⁴⁸⁾。プレッシャーメーター試験の発祥地フランスでは、設計定数を求めるための実務的な試験（グループC）としての側面が強調され、膨大な試験実績が蓄積されてきたのに対して、イギリスでは、地盤の物性を解析的に評価する試験（グループB）として位置付けて研究開発が進められてきた。一方が、経験則に基づく解析法と単純な装置（例えばMenard（メナード）型）が特徴の簡便な試験⁴⁹⁾に、もう一方が、理論的な解析法と複雑な装置（例えばCamkometer（カムコメーター）型）が特徴の精緻な試験⁵⁰⁾に発展したのは容易に理解される。

話を一つ目のハードルに戻そう。正しい計測をするための努力は何かと言うと、ベディング・エラーを極力小さくすることである。図—4.11に示した平板載荷試験の

計測例³⁸⁾では、地中のひずみ挙動が極めて線形弾性的であるのに、載荷板の変位挙動は非線形で塑性変形も小さくない。これは、ベディング・エラーによって、載荷板の見掛けの沈下量が過大評価された典型的な例である。

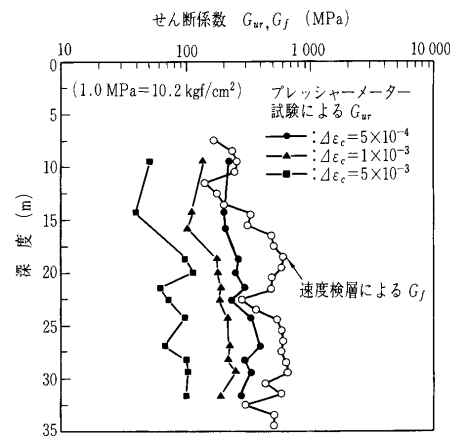
ベディング・エラーは、①載荷面近傍の試験地盤の乱れ、②載荷面のなじみ、③計測システムのコンプライアンスの三つから成る。①の乱れの影響は、室内試験法にとってサンプリングの問題に当たり、原位置試験でもアキレス腱である。②のなじみの影響は、載荷面でしか計測が行えないプレッシャーメーター試験の場合、2本目のアキレス腱になる³⁷⁾。これらを厳密に補正することは現状の技術では不可能である。

しかしあきらめてはいけない。工学的に無視できる範囲にまでベディング・エラーの影響を小さくすることはできる。まず、①試験地盤の乱れの影響を小さくするには、平板載荷試験なら、試験地盤の丁寧な整形や、乱れの影響が小さい地中での計測が考えられる。プレッシャーメーター試験なら、プレ・ボーリングよりセルフ・ボーリングによるプローブ挿入が望ましい。また、②載荷面のなじみの影響は、処女載荷で大きく、除荷で小さいので、試験の途中に除荷・再載荷のサイクルを実施する試験が勧められる。さらに、③計測システムのコンプライアンスの影響は、可能な限り厳密にキャリブレーションを実施して補正をする努力と、コンプライアンスそのものが小さい計測システムのデザインにかかっている。プレッシャーメーター試験では、孔壁変位計のキャリブレーションは特に重要である。厚いゴム膜の内壁で計測する場合、計測範囲を考慮して、複数の異なる径の厚肉鋼管で誤差の補正量を正確に評価する必要がある³²⁾。

図—4.12に、ベディング・エラーの影響をなるべく受けないように努力して、非線形な変形特性をプレッシャーメーター試験より評価した例を示す⁵¹⁾。地盤は固結度がそれほど高くない堆積軟岩で、セルフ・ボーリング型の試験装置⁵²⁾を用いた。除荷・再載荷サイクルによるループの割線勾配から線形モデルによって等価なせん断係数 G_{ur} とを求め、これに孔壁ひずみ振幅 $\Delta\epsilon_c$ を対応させる方法で整理している。小～中ひずみに対応したせん断係数がPS検層で求めたせん断弾性剛性 G_f とも調和的に得られていることが分かる。

次に二つ目のハードルに話を移そう。ここで言う解析モデルの適切さとは、解析モデルが仮定する条件を逸脱せず、試験がきちんと行われたかを意味する。つまり、地盤は等方で均質と見なして良いか、プレッシャーメーター試験なら軸対称平面ひずみ条件が、平板載荷試験なら軸対称条件が守られたか、という点をきちんとチェックすることが大切である。もし、不適切な部分があったなら、これを考慮するように解析モデルを改良すべきである。

問題となるのは、試験地盤の不均質性、異方性、節理等の不連続面、クリープなどの影響が無視できない場合と、試験によってせん断層や引張りクラックが発達する場合である。特に、引張り強度の弱い軟岩で行うプレッ



図—4.12 プレッシャーメーター試験の計測例⁵¹⁾

シャーメーター試験では、放射状にクラックが発達しやすいので要注意である^{53),54)}。

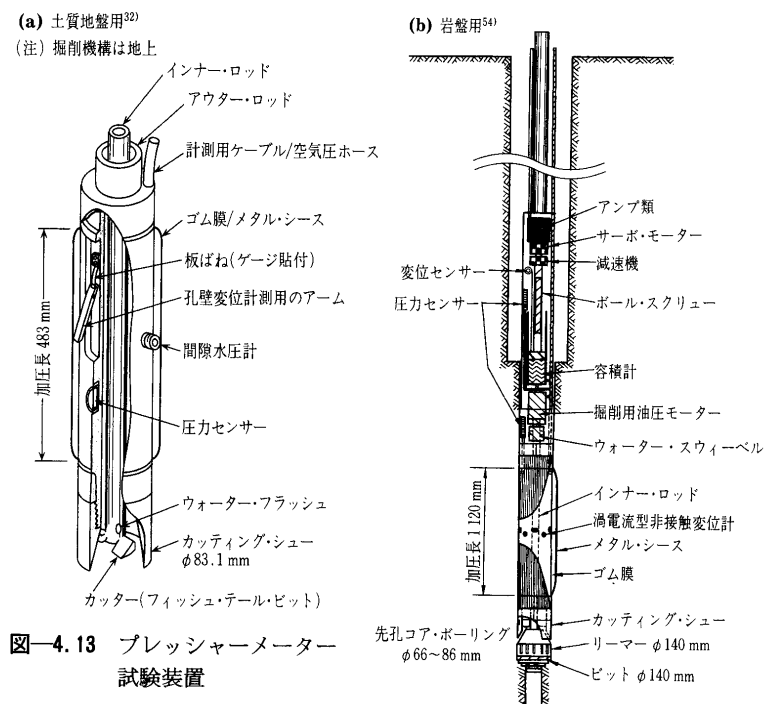
4.3.6 グループBのプレッシャーメーター試験装置

プレッシャーメーター試験を実施する上での哲学は、試験装置の開発コンセプトにはっきり表れる。以下に、前節に説明した二つのハードルを越えるために装置（プローブ）に要求される主な条件を列挙する。①セルフ・ボーリング式で、掘削機構はプローブの直上。②地盤に応じて適切なビット、リーマー、シュウを選択。③大型で重い。④ゴム膜は薄く、軟らかい。⑤孔壁の変位を断面内で多方向計測する。⑥システム・コンプライアンスが小さい。⑦孔壁の間隙水圧を計測するなど、情報量を増やす。

最後に、これらの要件を徹底的に追求したデザインのセルフ・ボーリング型のプレッシャーメーター試験装置を二つ紹介する。ただし、厳密な試験を目指したため、簡便さは相当犠牲にされていることに留意されたい。図—4.13 (a)は、土質地盤を対象として開発されたCamkometer と呼ばれる装置である³²⁾。孔壁の変位は、ストレイン・アームと呼ばれるゲージを貼付した板ばねをゴム膜の内壁に当て断面内で3方向計測する。システム・コンプライアンスを減らすため、非常に薄いゴム膜を用い、孔壁の間隙水圧も測定する機能が付いている。

図—4.13 (b)は、岩盤を対象として開発された直径140 mmの大型装置である⁵⁴⁾。孔壁の変位は、渦電流型の非接触変位計でゴム膜の外側にあるメタル・シースの移動を計測するため、システム・コンプライアンスは非常に小さい。堆積軟岩での孔壁の引張り破壊や、硬岩での節理の影響を感知するため、薄いゴム膜を用い、孔壁の変位は断面内で8方向計測する。図—4.14は、この装置を用いて均質な堆積軟岩（シルト岩）で行った試験結果を示す。図—4.14 (a)の実線で示すプレッシャーメーター曲線は、A～Hの8方向で計測した孔壁変位の平均値を用いて孔壁ひずみを計算しており、破線はプローブへの加圧液の送液量を軸対称平面ひずみの変形を仮定して孔壁変位に換算した。孔壁変位分布を示す図—4.14 (b)を見ると、①～③の低い加圧レベル ($p_c \leq 3$ MPa) では試験孔は一樣に変形しているのに対し、④と⑤の高い加圧レベル ($p_c \geq 4$ MPa) では東西（図中

講 座



A, E) 方向の変位が急増し、放射状に2本のクラックが発達したと推定できる。したがって、この試験ケースでは、少なくとも $p_c \geq 4$ MPa の部分に対して、軸対称条件を仮定した解析を適用するのは適切ではない。

参 考 文 献

- 30) 土木学会：孔内載荷試験法の現状と課題，1988。
- 31) 土木学会：原位置岩盤の変形およびせん断試験の指針，1983。
- 32) Mair, R. J. and Wood, D. M.: Pressuremeter testing, CIRIA Ground Engineering Report, Butterworths, 1987。
- 33) Clarke, B. G.: Pressuremeter in geotechnical design, Blackie Academic & Professional, 1995。
- 34) Wroth, C. P. and Houlsby, B. T.: Soil mechanics property characterization and analysis, Proc. 12th ICSMFE, Vol. 1, pp. 1~55, 1985。
- 35) ISRM: Suggested methods for determining in situ deformability of rock, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 16, No. 3, pp. 195~214, 1979。
- 36) Koike, Y. Furuta, I., Fujitani, M. and Shimada, M.: Strain distribution of artificial soft rock induced by cyclic pressuremeter testing, Proc. 4th Int. Sym. on Pressuremeters, pp. 281~288, 1995。
- 37) O'Reilly, M. P.: Discussion on "Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter tests in sand", Geotechnique 40, No. 3, p. 527, 1990。
- 38) 越智健三・壺内達也・龍岡文夫：空洞掘削と実験調査および線形逆解析による堆積軟岩の変形特性，土木学会論文集，No. 487/Ⅲ-26, pp. 177~186, 1994。
- 39) 船戸明雄・小倉 均：平板載荷試験における載荷板変位と地中ひずみによる弾性係数の比較，第26回岩盤力学に関するシンポジウム，pp. 559~563, 1995。
- 40) Wood, D.M.: Strain-dependent moduli and pressuremeter tests, Geotechnique 40, No. 3, pp. 509~512, 1990。
- 41) Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Robertson, P. K. and Peterson, R. W.: Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter tests in sand, Geotechnique 39, No. 2, pp. 269~292, 1989。
- 42) Palmer, A. C.: Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay, Geotechnique 22, No. 3, pp. 451~457, 1972。
- 43) Ladanyi, B.: In-situ determination of undrained stress-

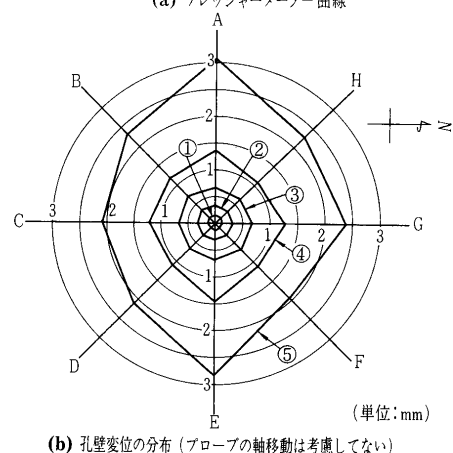
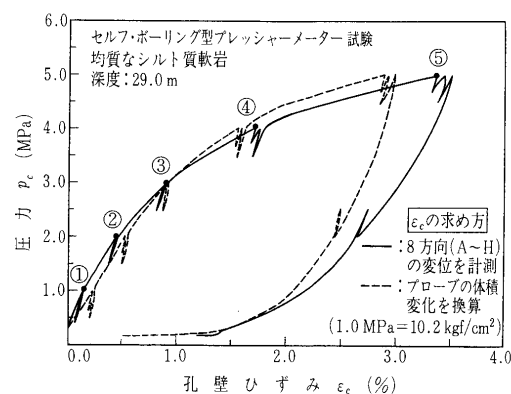


図-4.14 プレッシャーマーター試験の計測例⁵⁴⁾

- strain behaviour of sensitive clays with the pressuremeter, Can. Geotech. J. 9, No. 3, pp. 313~319, 1972。
- 44) Baguelin, F., Jezequel, J.F., Le Mee, E. and Le Mehaute, A.: Expansion of cylindrical probes in cohesive soils, Proc. of ASCE, Vol. 98, SM11, pp. 1129~1142, 1972。
- 45) Prevost, J.-H. and Hoeg, K.: Analysis of pressuremeter in strain softening soil, Proc. of ASCE, Vol. 101, GT8, pp. 717~732, 1975。
- 46) Fahey, M. and Carter, J.: A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear elastic plastic model, Can. Geotech. J. 30, No. 2, pp. 348~362, 1993。
- 47) Fahey, M. and Soliman, A. A.: Measuring the small-strain behaviour of sand in situ, Proc. Int. Sym. on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol. 1, pp. 217~222, 1994。
- 48) Clough, G. W., Briaud, J.-L. and Hughes, J. M. N.: The development of pressuremeter testing, Proc. 3rd Int. Sym. on Pressuremeters, pp. 25~45, 1990。
- 49) Baguelin, F., Jezequel, J. F. and Shields, D. H.: The pressuremeter and foundation engineering, Trans. Tech. Publications, 1977。
- 50) Wroth, C. P.: The interpretation of in situ soil tests, Geotechnique 34, No. 4, pp. 449~489, 1984。
- 51) 古賀泰之・西村浩二・菅原紀明：孔内載荷試験(プレッシャーマーター)による軟岩の変形係数の評価，第27回土質工学研究発表会，pp. 1241~1244, 1992。
- 52) Clarke, B. G. and Allan, P. G.: A self-boring pressuremeter for testing weak rock, Proc. 12th ICSMFE, Vol. 1, pp. 211~213, 1989。
- 53) Haberfield, C. M. and Johnston, I. W.: Model studies of pressuremeter testing in soft rock, Geotech. Testing J., Vol. 12, No. 2, pp. 150~156, 1989。
- 54) 谷 和夫・西 好一・吉田保夫・岡本敏郎：岩盤用セルフ・ボーリング型プレッシャーマーターの開発，電力中央研究所報告，No. U95012, 1995。