

【パネルディスカッション2】

原位置挙動・原位置試験・室内試験による堆積軟岩の変形特性 DEFORMATION CHARACTERISTICS OF SEDIMENTARY SOFT ROCK EVALUATED BY FULL-SCALE BEHAVIOUR AND FIELD AND LABORATORY TESTS

越智健三*・壺内達也*・龍岡文夫**

Kenzo OCHI, Tatsuya TSUBOUCHI and Fumio TATSUOKA

The stiffness was evaluated from the full-scale behaviour and various types of field and laboratory tests. Strain level back-calculated from the field behavior was 0.2% or less, and the corresponding Young's modulus was about a half of the Young's modulus (E_f) from field shear wave velocities, but was much larger than that from the primary loading in pressuremeter tests and triaxial compression (TC) tests, axial strains obtained conventionally. Young's moduli from the field behavior was very similar to that obtained by reducing E_f based on the strain level-dependency of stiffness evaluated by the TC tests.

1. 堆積軟岩における調査・試験方法の考え方

堆積軟岩は、首都圏のみならず全国に亘って広く分布しており、近年大型構造物の基礎地盤や大規模な掘削問題に関連して、その力学特性の正確な把握が必要になってきている。しかしながら、従来の設計手法が必ずしも実際の現象を的確に捉えているとはいいがたく、例えば土圧計算で、実際の土圧を相当過大に評価したり、また沈下や変形解析で、著しく過大な結果を予測するなど、構造物の経済性から見ても問題が多いように思われる。

これらの解析の基本となっている変形係数は、多くの場合、一軸圧縮試験の1/2圧縮強度点の変形係数 E_{50} や孔内水平載荷試験での載荷圧力～空洞ひずみ関係の単調載荷部あるいは繰返し載荷部の包絡勾配から求めたいわゆる「変形係数」である。このような問題点が生じている背景として、従来の軟弱地盤を対象とした土質工学的手法および不連続性岩盤を対象とした岩盤力学的手法が、堆積軟岩のような比較的均一で比較的硬い地盤の変形問題に必ずしも即していないということが指摘できる。龍岡¹⁾は、表-1のように変形問題に対する従来の土質工学と岩盤力学の調査・試験法を対比している。

例えば、土質力学の分野は従来相対的に剛性の小さい地盤が主な研究対象であり、ピーク強度および1%以上の大ひずみでの変形特性が主に扱われていた。したがって、硬質地盤の実際の挙動での小ひずみレベルでの変形特性の測定を行なった室内試験データやそのひずみレベルでの変形特性の測定を行なった原位置試験のデータが極めて少ないことなどが挙げられる。一方、岩盤力学の面から見ると、従来は硬岩の岩盤が

* 正会員 東急建設（株）技術研究所土木施工研究室

** 正会員 東京大学教授 工学部土木工学科

主な研究対象であり、この場合はクラック・ジョイントや断層の不連続面の影響が大きい場合が普通であるため、原位置試験・室内試験・現場挙動の逆解析により求めた変形特性が不一致である場合が普通であった。したがって、岩盤のマスとしての変形係数は逆解析によって求めざるを得なかったことが挙げられる。

以上のようなことから、まず、堆積軟岩の変形特性の研究は、土質工学的手法かあるいは岩盤力学的手法で行なうべきかという基本的な点を明らかにする研究が必要となる。すなわち、もし原位置での不連続面の影響が小さいならば、乱れの少ないコア試料による室内試験と原位置試験による変形特性と現場挙動から求まる変形特性には統一性があるはずである。さらに、この中で従来問題とされてきた〔動的〕な変形係数と〔静的〕な変形係数のけた違いの相違の理由や、従来慣用的に用いられてきた E_{so} などのいわゆる〔静的〕な変形係数が小さすぎる理由、およびその位置づけを明らかにする必要がある。

表-1 土質工学と岩盤力学の方法論と調査・試験法の対比¹⁾

	土質工学的	岩盤力学的
連続性	粒子からなる土は本来不連続体であるが、マスとしてみた場合には連続体と仮定。	岩盤での断層・亀裂・節理・層理の影響のため不連続体と仮定。
室内試験の位置づけ	不攪乱試料が乱れていなければ、適切な室内試験で原位置の変形・強度特性は推定できる。したがって室内試験の意義は高い(1)。	亀裂を含まないコア試料の強度・変形係数は、原位置岩盤のそれより大きい。したがって、室内試験の意義は低い。岩盤の剛性は、岩盤の変形の逆解析から求める例が多い。
原位置せん断弾性波速度 V_s から求まるせん断剛性率 G_r	G_r は微小ひずみレベルでの地盤のせん断剛性率(2)。	岩盤の平均的せん断剛性率は G_r より小さい(断層・亀裂・節理・層理の影響と考えられている)。したがって、 V_s は岩盤分類のための指標として用いられることが多い(3)。
孔内水平載荷試験・平板載荷試験	原地盤で直接行なっているという理由で、その結果は室内試験よりも信頼される傾向にある。	原地盤で直接行なっているという理由で、その結果は室内試験よりも信頼される傾向にある。
強度・剛性	比較的小さい。	大きい(圧縮強度 10MPa 以上)。
変形・強度特性の線形性	非常に非線形。	比較的線形。
実荷重に対して地盤(岩盤)内に生ずるひずみ(4)	幅が大きい。 軟弱地盤: 1 %程度以上。 硬質地盤: 0.5 %程度以下。	土質地盤に比較すると小さい。 0.1 %程度以下。
変形特性に及ぼす応力レベル・応力履歴・応力経路の影響と代表的室内試験	非常に大きい。 室内試験は、一軸圧縮試験と三軸圧縮試験(5)。	小さい。 したがって、室内試験を行なう場合は、通常一軸圧縮試験で十分であると考えられている。
室内圧縮試験における軸ひずみ測定法	供試体キャップ・載荷ピストンの変位の測定で十分と考えられている(6)。	供試体上下端とキャップ・ペDESTALが完全に密着できないので、供試体側面でひずみゲージ測定。

(1) しかし、原位置での変形・強度特性を正確に求められる乱れの少ない〔不攪乱試料〕を得るのは一般に難しい。このため、設計計算に用いる変形係数を求める目的には、室内試験の信頼性は低いと考えられている傾向にある。

(2) 通常、動的載荷に対する値と考えられている。しかし、実際は0.001%程度以下のひずみレベルでは、静的載荷(繰返し載荷・単調載荷)と動的載荷に対するせん断剛性率は同一と考えてよい。

(3) 土質地盤では地下水の影響を受けずに土のせん断剛性率を測定できるせん断弾性波速度(S 波速度)の測定例が多いが、岩盤では P 波速度の測定例が多い。室内超音波速度測定による P 波速度(V_p)_{LAB}と原位置弾性波速度(V_p)_{FIELD}から求まる亀裂係数 $F=1-[(V_p)_{FIELD}/(V_p)_{LAB}]^2$ を風化度の指標として用い(道路公団〔設計要領〕等)、室内コア試験での強度・剛性を設計で低下させる場合がある。また岩盤の圧縮強度(q_{max})_{FIELD}を、一軸圧縮強度(q_{max})_{LAB}から、 $(q_{max})_{FIELD}=[(V_p)_{FIELD}/(V_p)_{LAB}]^2 \times (q_{max})_{LAB}$ として求める場合もある。

(4) 上記2つの要因の総合的結果として。

(5) 飽和軟弱粘性土の圧縮強度を求める目的で、一軸圧縮試験が行なわれる。変形係数を正確に求める目的では、三軸圧縮試験が用いられることも多い。砂質土には、三軸圧縮試験が用いられる。

(6) セメンテーションの無い土でも、常にこうはいえない(粒径が大きいほど)。

2. 慣用的変形係数の比較^{2) 3) 4) 5)}

検討の対象とした堆積軟岩は、図-1に示す神奈川県相模原市の泥岩である。堆積軟岩試料では、供試体にひずみゲージを貼り付けることが困難なために（特に飽和試料）、土質試験と同様に供試体軸ひずみを載荷板あるいは載荷ロード等間接的な変位を介して測定することが一般的である。この場合、一軸圧縮試験では1/2圧縮強度点の割線勾配 E_{50} を、三軸圧縮試験では見かけの直線部の接線勾配 E_i を変形係数として定義することが普通である。一方、供試体側面にりん青銅板のひずみ計を設置して、直接供試体の軸ひずみを測定する方法（LDT）で、0.001%以下のひずみの弾性変形係数 E_{max} を定義することが行われている。この3つの試験方法により定義した変形係数の深度分布を示したのが、図-2である。この図より、従来慣用的に用いられてきた変形係数 E_{50} と原位置有効上載圧下で圧密し供試体側面で軸ひずみを直接測定した三軸圧縮試験によるひずみレベル0.001%以下の弾性変形係数 E_{max} とは桁違いの差があることが分かる。平均的に $E_{50}=300\text{MPa}$ 、 $E_{max}=3200\text{MPa}$ という結果である。さらに、三軸圧縮試験でも外部変位計で軸ひずみを測定して求めた変形係数 E_i は平均的に800MPaで、 E_{max} に比べて相当小さい。ここで、 E_{max} と E_i は同一供試体から得られた値である。これらの相違は、剛性に及ぼす拘束圧の影響、試料採取時の乱れの影響、大きなひずみで E_i を定義していること、および供試体端面で生ずるベディングエラー（供試体端面整形時に不可避免的に生ずる薄い乱れ層および濾紙などの排水層の圧縮の影響）が大部分であると考えられる。一方同図には、繰返し一次元圧密試験から得られた変形係数 E_{oed} も示してある。この値は、平均的に E_{50} と同程度の値である。つまり、圧密試験からは従来慣用的な E_{50} と同様の変形係数しか得られていない。

図-3には、各種原位置試験で得られた変形係数の深度分布を示す。 $E_{BHLT}(1)$ と $E_{BHLT}(2)$ は、共に孔内水平載荷試験の結果で、プレボーリングタイプのものである。 $E_{BHLT}(1)$ は、載荷に伴う孔内半径方向ひずみの増分（空洞ひずみ増分）を体積変化（液体変化率）で測定した結果であり、 $E_{BHLT}(2)$ は、変位計で孔径変化（空洞ひずみ）を測定した結果である。 $E_{BHLT}(1)$ の試験では、圧力増加で生ずる配管系の体積膨張の影響を補正する必要があり、地上の鋼管パイプ内での圧力～体積変化率から補正係数を求めた。これらは共に載荷圧力～空洞ひずみ曲線の見かけの直線部の勾配で定義した値である。また、 $E_{BHLT}(3)$ はセルフボーリングタイプの孔内載荷試験で、降伏圧力近傍まで載荷した後、圧力をゼロまで除荷してゆく過程での圧力～空洞ひずみ曲線から変形係数を求めた結果で、図-3には空洞ひずみが0.1%時の変形係数を示してある。これらの孔内載荷試験の結果をみると、測定方法および結果の解釈の方法によって、大きく異なった変形係数が得られることが分かる。 $E_{BHLT}(1)$ と図-2に示した E_{50} および E_{oed} 、 $E_{BHLT}(2)$ と E_i は、それぞれほぼ同様の値である。また、 $E_{PLT}(D)$ は深度35mと50m位置で地中ひずみを詳細に測定した平板載荷試験から得られた変形係数である。平板載荷試験においても載荷板と地盤との間で生ずる偶発的なベディングエラーの影響が大きく、地中ひずみ分布を詳細に測定する必要があることが分かっている。 $E_{PLT}(D)$ と $E_{BHLT}(3)$ はほぼ同様の値が得られた。 E_r は原位置せん断弾性波速度測定（ダウンホール法）から得られた原位置の弾性係数を、 E_a は原位置有効拘束圧下での三軸超音波速度測定から得られたコアの弾性係数を示す。なお、サスペンション法による平均値とダウンホール法の結果は一致している。この両者を比べると E_r より E_a がやや大きいものの両者の一致度はよい。一方、 E_a を無拘束状態のコアで求めると E_r よりも著しく小さい結果となることが分かっており、拘束圧下での実験の重要性が指摘できる。また、図-2に示すように、 E_{max} と E_r は非常によい一致を示した。さらに、図-3のごとく E_a と E_r もよく一致しており、弾性変形係数では「静的」と「動的」の区別は見かけの区別であり、本質的区別ではないことが分かる。

図-2および図-3から、各種原位置試験および室内試験で得られる変形係数は、300～3000MPaの桁異なった範囲にあり、このような慣用的な整理方法では、実務者は非常に困惑すると言ええる。

一方、図-1に示す立坑および横坑掘削の地盤変位から、等方線形弾性体を仮定して逆算された変形係数は、概ね1000～2500MPaの値で、その時のひずみレベルは、0.04～0.2%であった。この原位置挙動からの変形係数は、図-2で見ると、 E_i と E_{max} の間にくるような値である。つまり、従来慣用的な E_{50} や $E_{BHLT}(1)$ では小さすぎる。

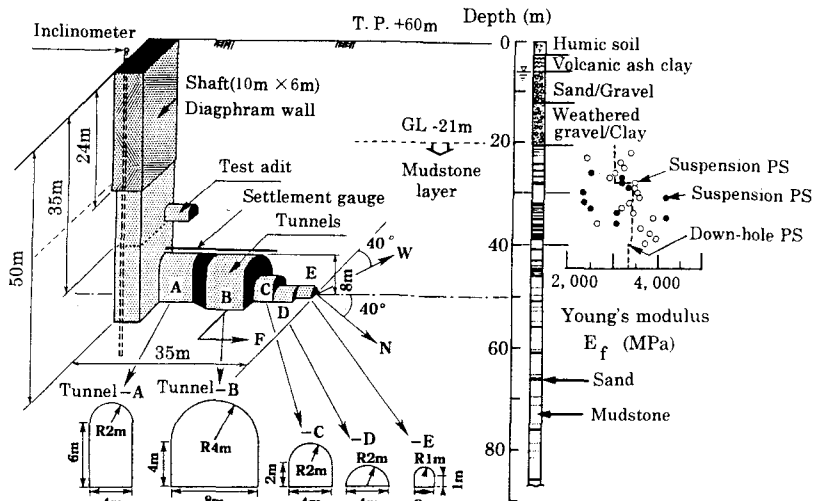


図-1 調査・試験場所の概要 (神奈川県相模原)

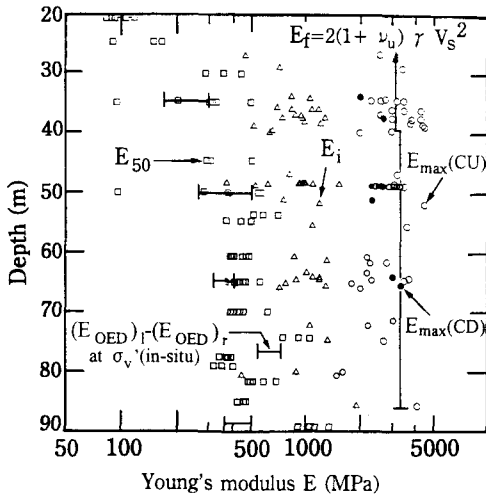


図-2 室内試験により得られた変形係数

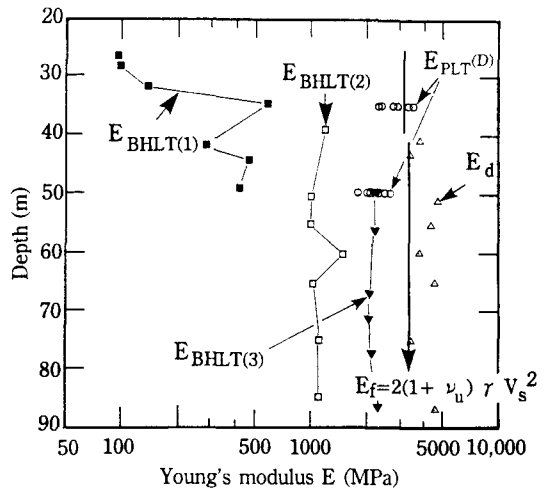


図-3 原位置試験により得られた変形係数

4. 変形特性のひずみレベル依存性^{2) 3) 4) 5)}

堆積軟岩でも、0.001%以下の小さいひずみから破壊を越えるひずみまで、連続的にかつ正確に軸ひずみを測定した静的な三軸圧縮試験による応力～ひずみ関係では、0.001%を越えたひずみレベルから非線形になることが明らかになっている。すなわち、変形係数はそれを定義するひずみレベルあるいはせん断応力レベルによって大きく異なってくる。したがって、図-2および図-3での変形係数のばらつきは、変形係数の非線形性が主要因であると思われるので、ひずみレベルを合わせて変形係数を比較検討する必要がある。

図-4は、変形特性のひずみレベル依存性を示したものである。ここで、三軸試験結果 (Pattern I) は、非排水試験 (CU) と排水試験 (CD) に分けて示している。排水ヤング率が非排水ヤング率よりやや小さくなっているのは、試験時のポアソン比 (非排水試験時 $\nu = 0.45$, 排水試験時 $\nu = 0.2$) の影響である。E_{BHLT}(M)は、孔内載荷試験の応力～ひずみ勾配の見かけの直線部から求めた結果 (図-3におけるE_{BHLT}(1)およびE_{BHLT}(2))を、E_{BHLT}(C)は図-3のE_{BHLT}(3)の結果を空洞ひずみレベルに対応させて示したものである。E_{PLT}(D)は平板載荷試験での載荷板変位から求めた変形係数を、E_{PLT}(S)は地中ひずみに基づく結果を示す (共にポアソン比 $\nu = 0.5$ と仮定して求めている)。E_{DBA}は表-2に示した立

坑・試掘横坑・横坑の地盤変位から逆算された結果である（ただし、ひずみは実測値をそのまま用いた）。 E_f は原位置せん断弾性波速度から得られた弾性変形係数で、 $E_f = E_{\max}(\text{CU})$ （非排水試験での $E_{\max}$ ）を仮定している（図-2参照）。各試験結果のひずみレベルは文献^{2) 3) 4) 5)}に基づいて求めている。

図-4より、 $E_{\text{sec}}/E_f \sim \varepsilon_1$ 関係は、各種原位置試験および現場挙動からの逆解析値と、それぞれ測定されたひずみレベルにおいて整合していることが分かる。この結果によれば、前述したような二桁にまたがるようなばらつきの多くの部分が変形係数のひずみ依存性で説明できることが分かる。この図より以下の結論が得られる。室内コア試料による応力～ひずみ関係は、原位置試験によると変形特性と整合する。同時に地盤挙動から逆算した変形特性とも整合する。したがって、今回検討した堆積軟岩ではジョイント・クラックの影響は小さく、室内三軸試験の結果から原位置挙動を予測し得ると言える。また変形特性の全体像は、 $E_{\text{sec}}/E_{\max} \sim \varepsilon_1$ 関係で整理すると統一的なものになり得る。つまり、異なった方法で異なった変形特性が得られても直ちにこの理由を試験法もしくは測定法の違いによる原因不明の相違、あるいは地盤の不確実性のためとするのは適切ではないと言える。当該堆積軟岩は、マスとして連続体を仮定し、室内コア試料によって応力～ひずみ関係を代表させるという土質工学的的方法論に近いようである。

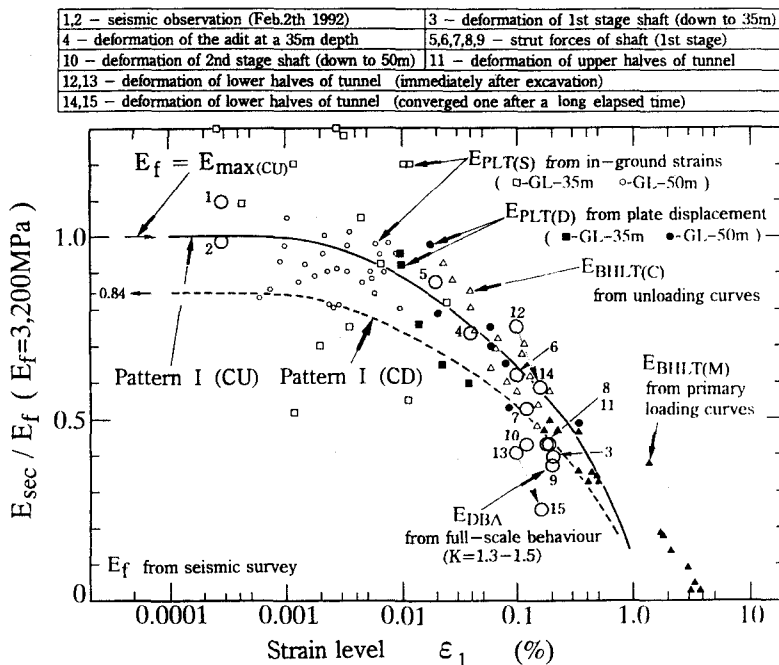


図-4 変形係数のひずみレベル依存性

5. 参考文献

- 1) 土質工学会委員会報告：土の動的変形定数試験方法基準化委員会（龍岡文夫委員長），1994.
- 2) 越智健三・金有性・龍岡文夫：ひずみ依存性と測定誤差を考慮した堆積軟岩の変形特性の検討，土木学会論文集 No.463/Ⅲ-22,pp.133-142,1993.3.
- 3) 越智健三・壺内達也・龍岡文夫：立坑掘削と原位置試験による堆積軟岩の変形特性，土木学会論文集 No.463/Ⅲ-22,pp.143-152, 1993.3.
- 4) 越智健三・壺内達也・龍岡文夫：空洞掘削と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.177-186,1994.3.
- 5) 越智健三・壺内達也・龍岡文夫：原位置試験・室内試験・原位置挙動による堆積軟岩の変形特性，材料 Vol.44,No.502,pp.856-861,1995.7.