

原位置調査・室内試験・逆解析による土と岩の変形係数 (その1) ——原位置試験・室内試験・逆解析のデータの比較——

Deformation Characteristics of Soils and Rocks from Field and Laboratory Tests and Back-Analyses Part I
——Comparison of the Data from Field Tests, Laboratory Tests and Back-Analyses——

龍岡 文夫*・木幡 行宏*・金 有性**・澁谷 啓***
Fumio TATSUOKA, Yukihiko KOHATA, You-Seong KIM and Satoru SHIBUYA

各種の原位置試験と室内試験および地盤変形から逆算した土と軟岩の変形係数は、測定誤差の無い値をひずみレベルを合わせて比較すれば基本的に一致する。特に、0.001%以下の微小ひずみレベルでは地盤材料は弾性的性質を示し、原位置せん断弾性波速度から求めたヤング率 E_s と不攪乱試料の三軸圧縮試験で微小ひずみレベルで求めた変形係数は試料の乱れが無ければ基本的に一致する。

1. はじめに

土と岩の変形係数は、地盤・土構造物・構造物の常時(建設時、掘削時、建設後)および地震時の地盤・構造物の変形・安定性の解析(たとえば、トンネルのコンクリートライニングや立坑の支保工に発生する土圧の計算)に必要となる。しかし、各種の地盤調査(図1)の間で、また各種の室内試験法(図2)の間で、また地盤調査と室内試験の間、予測した値と実際の構造物・地盤の変位・変形から逆算した値の間で、一致しないのが普通である。本小論では、① これらの不一致の理由を検討し、② 土質材料はもちろん岩(特に、堆積軟岩)で

共通して変形係数にはひずみレベル依存性・応力レベル依存性があり、同一の条件のもとで(特に、同一のひずみレベル・応力レベルで)比較すれば同一の変形係数を求めることができること、③ 動弾性係数・静弾性係数と言う区別は見かけのものであること、④ 原位置での変形係数を推定する合理的な方法、について述べる。本解説(その1)では①と②を中心に述べ、後半(その2)では③、④を中心に述べる。

本論で扱うのは、対象地盤が比較的硬質であり実際に生じるひずみがせいぜい0.5%程度以下である場合の地盤の変形特性である。これは、経済活動の発展に伴うLNGタンク、大深度立坑、都市部トンネルや高層ビルの建設に伴う近接施工での地盤変形、大型橋梁基礎・大規模人工島の重要構造物の建設等に関連して注目を浴び始めている新しい分野である。これに対して、従来の土質工学は軟弱粘性土の圧密・安定問題等に代表される「1%以上の大変形やせん断強度」を対象としていた。1%以下のひずみでの変形係数は耐震設計で対象にされ

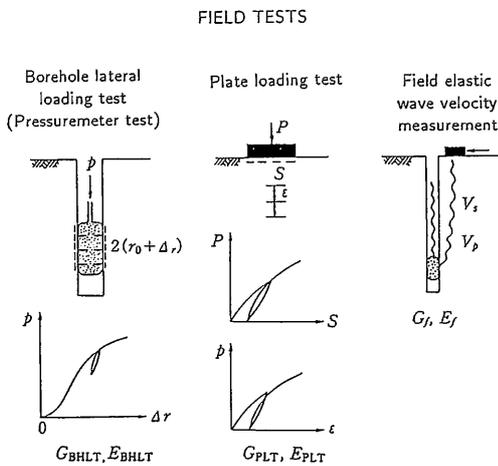


図1 地盤の変形係数の各種地盤調査法の模式図

*東京大学生産技術研究所 第5部

**韓国調達庁(元東京大学大学院学生)

***北海道大学工学部土木工学科(元東京大学生産技術研究所助手)

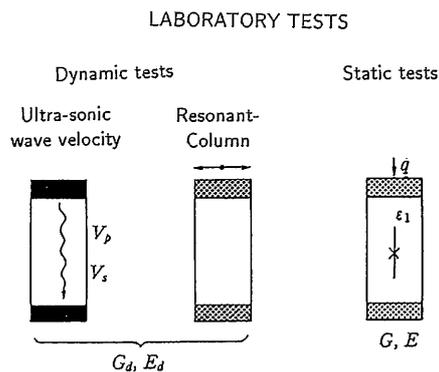


図2 地盤材料の変形係数の各種室内試験法の模式図

ていたが、常時と地震時設計における地盤の変形係数に対する考え方、調査・試験手法は比較的独立的であった。

一方、硬質地盤の代表は圧縮強度が100 kgf/cm²以上の硬岩である。従来から、岩盤力学で重要視されてきたのは原位置岩盤での節理・亀裂・断層時の不連続面の影響である。すなわち、これらの要因を含まない要素（コア）の剛性・せん断強度は、原位置岩盤の平均的剛性・せん断強度よりも大きく、不連続面の位置・大きさ・そ

の性質をとらえないと岩盤の変形・安定を解析できない。したがって、表1のように土質工学と岩盤力学では若干異なった方法論がとられてきた。硬岩地盤で節理・亀裂・断層の問題は重要であるが、本小論では議論しない。この影響が比較的少ないか無視できる堆積軟岩・風化軟岩・ロック材・礫材・砂質土・粘性土の地盤の変形問題を、共通の土俵で、かつ表1で言う土質力学的手法で議論する。より詳細は、龍岡・澁谷 (1991), Tatsuoka

表1 土質力学と岩盤力学の変形係数を求める方法論の概略的対比

	土質力学的	岩盤力学的
地盤（岩盤）の連続性に関する考え方	連続体と仮定：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	不連続体と仮定：断層・亀裂・節理の変形が、マスとしての岩盤の変形を支配する。
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)。	亀裂の無いコア試料の強度・剛性は、原位置岩盤の強度・剛性より大きい。したがって、室内試験の意義は低い。岩盤の剛性は、実測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 と V_c から求まるせん断剛性率 G_f の位置付け	G_f 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_f より小さい（断層・亀裂・節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、平板載荷試験の位置付け	原地盤で直接行っていると言う理由から、その結果は室内試験結果よりも信頼されている傾向にある。初期載荷と繰り返し載荷で得られる変形係数が異なる。	
強度・剛性	比較的小さい（圧縮強度は通常10 kgf/cm ² 程度以下）	大きい（圧縮強度は100 kgf/cm ² 程度以上）
変形の線形性	非常に非線形(4)。	比較的線形。
実荷重に対して地盤（岩盤）内に生じるひずみレベル(5)	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。 マスに対する平均ひずみで0.1%程度以下。
変形特性に及ぼす応力レベル・応力履歴・応力径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試験(5)。	小さい。したがって、室内試験を行う場合は、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(7)。	供試体上下端とキャップ・ベダスタルが完全に密着できないので、供試体側面でストレインゲイジで測定。

- (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対しては、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（繰り返し載荷・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良い。
- (3)土質地盤では、地下水の影響を受けずに土の剛性を測定できる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。室内超音波パルス測定による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 $1 - \{(V_p)_{field} / (V_p)_{lab}\}^2$ を風化度の増加として用いる。岩盤の圧縮強度 $(q_{max})_{field}$ を、一軸圧縮強度 $(q_{max})_{lab}$ から、 $(q_{max})_{field} = \{(V_p)_{field} / (V_p)_{lab}\}^2 \cdot (q_{max})_{lab}$ のように推定する提案もある（池田，1969）。
- (4)過圧密・繰り返し載荷履歴により、非線形性の程度は減る。
- (5)上記二つの要因の総合的結果として。
- (6)飽和軟弱粘性土の圧縮強度を求める目的で、一軸圧縮試験が行われる。変形係数を正確に求める目的では、三軸試験が用いられることが多い。セメンテーションの無い砂質土では、常に三軸試験が用いられる。
- (7)セメンテーションの無い土でも、常にこうは言えない（粒径が大きいほど）。

and Shibuya (1992), Tatsuoka (1992) を参照された
い。

2. 各種の地盤・岩盤での変形係数の測定例

2.1 堆積軟岩

図3は、相模原市での上総層群の泥岩が主体の堆積軟
岩(いわゆる土丹)地盤で変形係数を各種の地盤調査と
室内試験で系統的に測定した結果である。この堆積軟岩
は還元状態にありほとんど風化しておらず、また地殻的
攪乱も受けておらず全体的に亀裂・断層がほとんど無い。
 $E_f = 2(1+\nu)(\gamma_f/g)V_s^2$: 原位置せん断弾性波速度 V_s から
求めたヤング率(ひずみレベル0.0001%以下)。▽,
▼はサスペンション法による値。縦の一点鎖線はPS検
層による値(Vは鉛直ボーリング孔, Hは水平孔, Iは
鉛直から45度の孔での測定値)。

E_{BHLT} : (▲) 孔内水平載荷試験(初期載荷)から求め
たヤング率 $= (1+\nu) dp/d\epsilon_1$, $d\epsilon_1 = dr/r_0$ 。ひずみレベル
0.3%~4%程度であり、浅い部分ほどひずみが大きい。

E_{DBA} : 縦の実線。掘削により生じた立坑とトンネル
(試掘坑)の変形からFEMとBEMにより逆算したヤ
ング率(ひずみレベル0.01%から0.1%。低いヤング率
は大きなひずみレベルに対応する)。

E_d : (☆) コアボーリングで得た不攪乱試料を原位置
有効上載圧 σ'_{vo} で等方圧密した室内超音波パルス法で測
定したヤング率。

$E_{initial}$: (○) コアボーリングで得た不攪乱試料を σ'_{vo}
で等方圧密した三軸圧縮試験で得た応力・ひずみ関係の
見かけの直線部での傾き(軸ひずみは、従来の方法で
キャップの変位から求めた)。

E_{max} : (◎は非排水試験, ●は排水試験) $E_{initial}$ を求め
たのと同じの三軸圧縮試験で測定したヤング率
(0.001%以下のひずみレベルでの応力・ひずみ関係の直
線部での傾き。軸ひずみは供試体側面で精密に測定。詳
しくは後述する)。

図3で、 E_f と E_{max} の対応は非常に良い。一方、 E_d は
この両者よりも平均的に見て約20%大きい。その理由は、
今のところ良く分からない。しかし、全体的に見て微小
ひずみレベルでのこれらヤング率は、動的・静的試験法
の間で、原位置・室内試験の間で基本的に一致すると言
える。しかし、 E_{BHLT} , $E_{initial}$ はこれよりも大変小さ
く、 E_{DBA} はその中間である。このような結果は、通常
の土質地盤でも得られるが、それには一般的に以下のよ
うな理由がある。① 変形係数が異なったひずみレベル
で測定されている(特に、静的載荷試験で E_{BHLT} , $E_{initial}$
を定義したひずみは、動的試験で E_f , E_d を測定したひ
ずみよりも相当大きい)。② 通常の一軸・三軸試験で
は、載荷ピストンかキャップの軸変位を測定して軸ひず
みを求めるが、供試体上下端とキャップとベDESTALの
間の馴染みの不完全さのために過大評価されている。こ
れにより、 $E_{initial}$ は真の弾性的ヤング率よりも相当小さ
くなる。原位置静的載荷試験でも、孔内水平載荷試験で
の孔壁のボーリングによる乱れ、平板載荷試験での載荷
面の切り出しによる乱れのために変形係数を過小評価す
る可能性が高い。③ 室内試験で用いられている供試体
が、乱れている可能性が高い。この点は、セメンテー
ションの無い土質材料では良く知られている。軟岩の無
拘束状態での試験でも、地盤内にもともとマイクロクラ
ックが存在していたり、あるいは、コアサンプリン

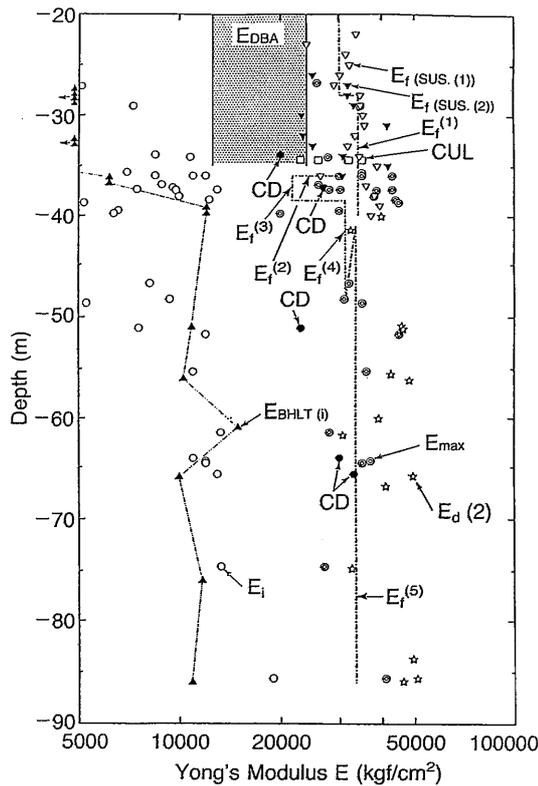


図3 相模原市における上総層群堆積軟岩地盤での各種変形
係数の比較(越智ら, 1992, 金ら1992)

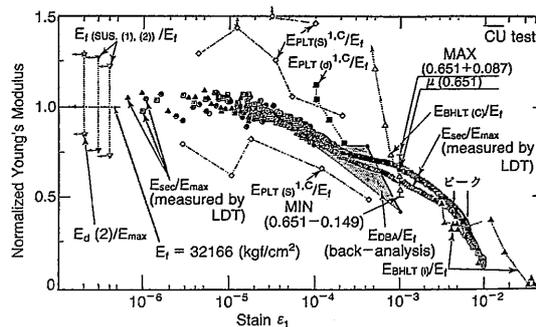


図4 相模原堆積軟岩地盤での変形係数のひずみレベル
依存性の比較

グ・試料整形時に形成したマイクロクラックが開いているために、変形係数が原位置よりも低下する可能性がある。④ その他、ひずみレベルが大きいくほど、変形係数は応力径路・圧力レベル・ひずみ速度・排水条件・単調載荷と繰り返し載荷時の相違による影響をより受ける(ただし、微小ひずみレベルでのこれらの影響は、小さいか無視できる)。

図3で、 E_{BHLT} と $E_{initial}$ が他のヤング率よりも小さい主な要因は、①プラス②であろう。また、このことが E_{BHLT} と $E_{initial}$ が類似な理由であろう。このような一致は、良く見られる。また、これらの値が動的試験で求めたヤング率 E_f 、 E_d よりもはるかに小さいことから、 E_{BHLT} 、 $E_{initial}$ を静弾性係数と呼び、 E_f 、 E_d を動弾性係数と呼ぶ慣習があるようである。

図4には、図3に示すデータに対して E_f (サスペンション法)、 E_{BHLT} 、平板載荷試験による E_{PLT} 、 E_{DBA} と E_d を「原位置せん断弾性波速度から求めた E_f の平均値」で除して ϵ_1 に対してプロットした。これを、 \overline{CU} 三軸圧縮試験で得られた代表的割線ヤング率 $E_{sec} = (q/\epsilon_1) / E_{max} - \epsilon_1$ 関係と比較した。なお、全ての \overline{CU} 三軸圧縮試験での $\epsilon_1 = 0.1\%$ での E_{sec}/E_{max} の平均値と最大値・最小値も示されている。この図で、孔内水平載荷試験(初期載荷)の E_{BHLT} (▲印)のひずみレベルは 0.3% (3×10^{-3})以上であり、同一のひずみで比較すれば三軸圧縮試験でのヤング率と類似である。孔内水平載荷試験で若干加圧してから小さな繰り返し載荷を行うとひずみも小さくなり、またボーリング孔壁の乱れの影響も小さくなる。したがって、測定される変形係数(△印の E_{BHLT})も大きくなるが、ひずみレベルが 0.1% (10^{-3})以下になると異常に大きくなる傾向がある。この原因は今のところ明確ではないが、このひずみ量は 0.04 mm の孔壁変位に相当し、原位置載荷試験には小さすぎて精度が低い可能性が高い。平板載荷試験(初期載荷と繰り返し載荷)で平板の変位と荷重から線形弾性論で求めた値(■印)が $\epsilon_1 = \text{平板沈下量}/\text{平板直径}(=60\text{ cm})$ に対してプロットされている。さらに、地盤内で測定されたひずみと平板荷重から弾性論を用いてヤング率を求めている(◇印)。いずれの場合も、三軸圧縮試験結果との対応はそれほど悪くないが、データのばらつきが大きい。

一方、地盤変形から逆算したヤング率 E_{DBA} は、同一のひずみでの三軸圧縮試験でのヤング率 E_{sec} と良く一致している。このことと、 E_{max} と E_f が近い値であることは、次の二つの非常に重要なことを意味している。

(I) 従来、室内試験と地盤調査を対立的にとらえ、室内試験と地盤調査による変形係数が一致しない場合、「原位置の変形係数に対しては原位置で測定された値の方が信頼できる」と考えて、原位置地盤調査の結果をよ

り信頼し、その原因はもっぱら室内試験側にあると考える傾向にあった。すなわち、(1)セメンテーションの無い土の場合は、試料の乱れのために、室内試験による変形係数は地盤の変形係数より過小になり、(2)岩盤の場合は、岩盤の節理・亀裂・断層の影響のため、これを含まないコア試料の変形係数は岩盤の剛性を過大する、と考えられていたようである。このため、土質工学と岩盤力学の両分野で室内試験の価値を過小評価する傾向にあった。確かに、サンプリングによる試料の乱れの影響は、一般に土質材料では砂質土で大きく、セメンテーションの大きい地盤材料では圧縮強度が 10 kgf/cm^2 以下の軟岩・セメント改良土で大きい。しかし、図3、4に示すように圧縮強度が 10 kgf/cm^2 以上あるこの堆積軟岩の場合では、上記二つの要因の影響はほとんど無い。

(II) 地盤変形から逆算したヤング率 E_{DBA} は、微小ひずみレベルでのヤング率 E_{max} ($\sim E_f$)の約1/2程度しか小さくない。このことは、常時に対するヤング率も E_f を変形係数のひずみレベル依存性を考慮して低減することで、かなり正確に推定できることを意味している。

図5は、相模原よりもやや古い静岡の相良層群堆積軟岩地盤(砂岩と泥岩の互層)での調査結果である。この場合も E_f と E_{max} の一致度は悪くない。また、約0.5%以上の同一のひずみで孔内水平載荷試験と三軸圧縮試験によるヤング率は大略一致することがわかっている。

図6は、横浜市根岸町における上総層群堆積軟岩での

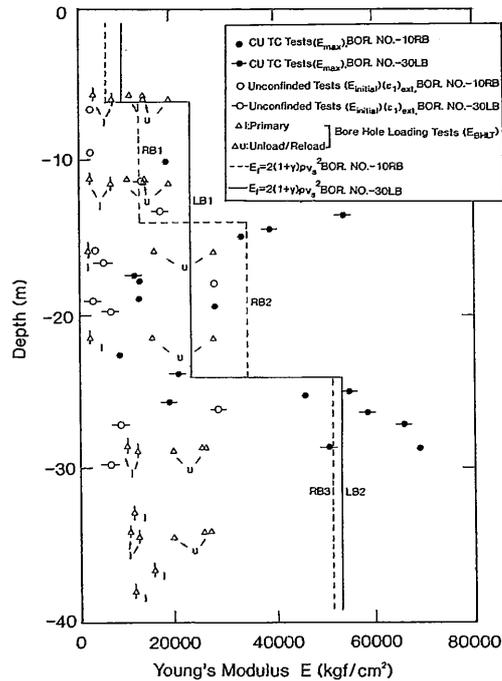


図5 静岡における相良層群堆積軟岩での各種変形係数の比較 (石ら, 1992)

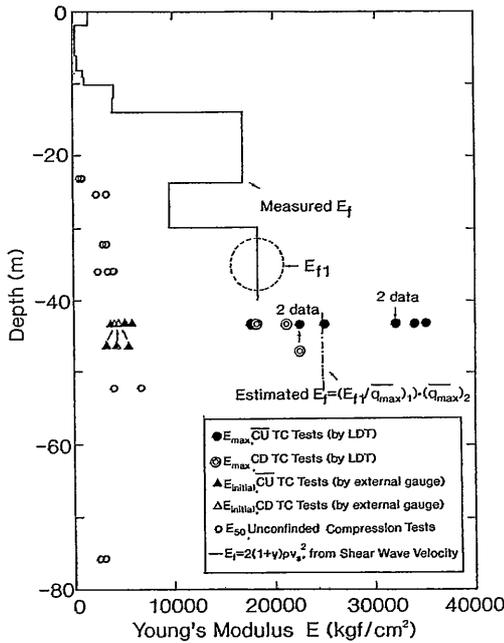


図6 横浜市根岸町堆積軟岩での各種変形係数の比較 (石ら, 1992)

PS 検層による E_f 、一軸圧縮試験による E_{50} (軸ひずみは、載荷ピストンの変位から)、タンク底面の地盤からブロックサンプリングで採取した試料を原位置上載圧で圧密した非排水三軸圧縮試験による $E_{initial}$ と E_{max} の比較である。相模原市上総層群堆積軟岩と比較すると堆積年代がやや若いらしく、圧縮強度と変形係数はやや小さい。この場合も、 E_{50} と $E_{initial}$ は E_f よりも大変小さい。この現場では、深さ 46 m、内径 58 m の円筒状掘削が LNG 地下タンクのために行われている。残念ながら、試料採取深度ではせん断弾性波速度は行われていないので、「圧縮強度と E_f の比は同一現場では一定である」と

仮定して、試料採取深度での E_f を推定したが、この値は E_{max} に良く対応した。掘削による地盤変形から逆算したヤング率は $12,000 \text{ kgf/cm}^2$ である (小松原ら, 1992) が、この値は深さ 17 m~46 m での E_f の平均値と良く似ている (図 6)。このことは、この現場の場合、変形係数のひずみレベル依存性の影響がまだ大変小さかったことを示唆している。実際、掘削で生じたひずみレベルは、掘削側壁面での円周方向の圧縮ひずみが 0.03% であり大変小さく、さらに側壁面から遠ざかるほどひずみが小さくなる。

2.2 セメント改良砂質土

東京湾横断道路の建設では、約 150 万 m^3 のスラリー状セメント改良砂質土を鉛直パイプを用いて海中に打ち込んで浮島取付部と木更津側人工島で大規模な人工地盤を建設し、その内部に世界最大の直径 (14 m) の泥水シールドトンネルを建設する。このセメント改良砂質土は、すでに川崎側人工島で連続地中壁建設に先だって鋼管矢板で閉め切った円環部に人工地盤の建設のために使用されている。また、ドライ状の事前に混合したセメント改良砂質土 (約 100 万 m^3) の使用も木更津側人工島平坦部の建設に計画されている。この二種類のセメント改良砂質土のうち、前者が後者より圧縮強度・変形係数が大きい、ともに自然堆積軟岩ときわめて良く似た性質を持っている。

この二種のセメント改良砂質土を用いた大規模水中打ち込み実験で出来上がった地盤は、自然の堆積軟岩よりも一様性が高かった。打ち込み地盤で、せん断弾性波速度測定・孔内水平載荷試験・平板載荷試験が行われ、さらに三軸圧縮試験用の大型・小型試料が採取された。図 7, 8 は、変形係数/圧縮強度~ひずみレベル関係のまとめである。この場合は、自然堆積軟岩地盤と比較するとデータのばらつきが小さく、また同一ひずみレベルで

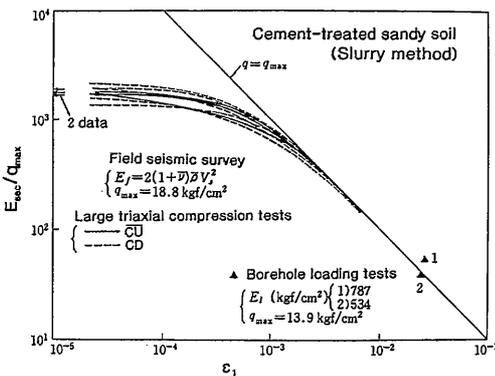


図7 東京湾横断道路計画での人工島建設に使用予定のスラリー状セメント改良砂質土の変形係数のひずみレベル依存性 (原位置データは東京湾横断道路の好意による)

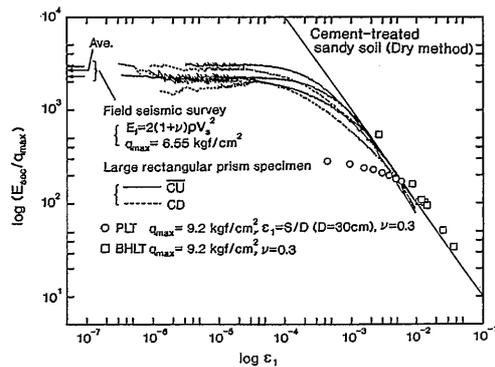


図8 東京湾横断道路計画で使用予定のドライ状セメント改良砂質土の変形係数のひずみレベル依存性 (三軸圧縮試験供試体は高さ 60 cm x 25 cm x 25 cm の矩形, 木幡ら, 1992, 鳥井原ら, 1992)

の変形係数は、室内試験と原位置調査の間で、静的載荷試験と動的載荷試験の間で非常に良く一致している。

2.3 粘性土・砂質土

図9は、洪積粘性土地盤に対する結果であり上記と同様な結果が得られている。図10, 11における○印のデータポイントは、それぞれ粘性土地盤と砂質土地盤での高層ビル等の建設における地盤掘削にともなう地盤変形から逆算したせん断剛性率 G_{DBA} を原位置せん断弾性波速度から求めた G_f で除した値 ($G_{DBA}/G_f = G_{DBA}/G_{max}$) と地盤内に生じたせん断ひずみ γ の関係である (青木ら, 1990)。ここで、 G_{DBA} と G_{max} の値は同一の拘束圧 p に対する値に換算してある。図10, 11から、地盤内に生じているひずみは最大で0.5%程度であり、それほど大きいものではない。また、「設計計算に用いるべきせん断剛性率 G_{DBA} 」の値は G_f のせいぜい1/3程度以上である。図中に示す秋野 (1990) の経験式は、別途得ている同様な現場データを基礎にした経験式である。また、孔内水

平載荷試験から得た「 $G_{BHLT}/G_f \sim \gamma$ 関係」(古賀ら, 1991) も示されているが、現場掘削工事での実測データと良い対応を示している。更に、0.0001% (10^{-6}) から1% (10^{-2}) のひずみの範囲での連続的關係は、上記現場データとは個別な室内試験 (三軸試験, ねじり単純せん断試験) から得られたものであるが、現場実測データと地盤調査結果に良く対応している。ただし、この建設問題は掘削なので除荷の問題である。図10に示す粘性土の室内非排水単調載荷試験と繰り返し載荷試験は、いずれも東京湾の洪積粘性土を用いたものであるが同一条件のものと試験ではない (繰り返し試験では、同一ひずみレベルで10回非排水繰り返し載荷しているが、ひずみレベルを増加させて次の載荷段階に移る途中で排水させている)。したがって結論は出来ないが、この二種のせん断剛性率～せん断ひずみ関係が非常に良く一致していることは、繰り返し載荷の影響が小さいことを示唆している。したがって、除荷の問題である現場データのばらつきが小さく、かつ室内試験による関係と良く対応しているのは自然である。これに対して、砂質土の場合ではせん断剛性率～せん断ひずみ関係に対する繰り返し載荷の影響が大きい (G_{max} に対する影響は殆どないが)。したがって、除荷の問題での現場データのばらつきが大きく、かつ単調載荷に対する関係と10回目の繰り返し載荷に対する関係の間に位置しているのは自然であると思われる。

以上のことから、セメンテーションの無い土でも同一のひずみレベルで比較すれば、せん断弾性波速度測定・孔内水平方向載荷試験・三軸圧縮試験によるヤング率が「基本的に」良く対応することが分かる。ここで「基本的に」と条件を入れたのは、セメンテーションが無い土の場合、セメンテーションのある堆積軟岩等に比較すると、変形係数はひずみ履歴・圧力レベル・排水条件・繰り返し載荷回数等の影響をより受けるために、これらの

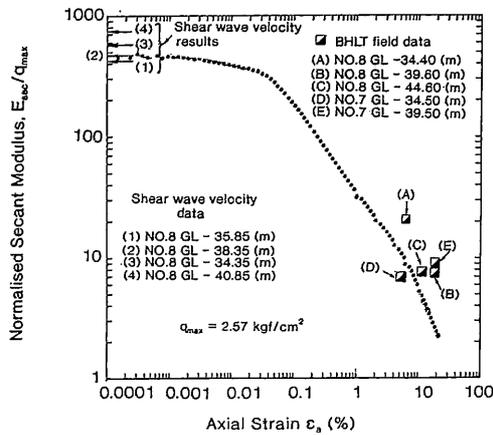


図9 東京湾湾央での洪積粘性土での変形係数のひずみレベル依存性 (Mukabi et al., 1991, 原位置データは東京湾横断道路の好意による)

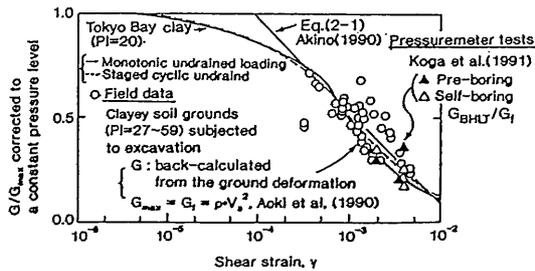


図10 粘性土地盤での $G/G_{max} \sim \gamma$ 関係の掘削による地盤変形からの逆算値 (青木ら, 1990), 秋野 (1990) の経験式, 孔内水平方向載荷試験 (古賀ら, 1991), 三軸試験 (Mukabi et al., 1991, 図17), 繰り返し三軸試験の比較

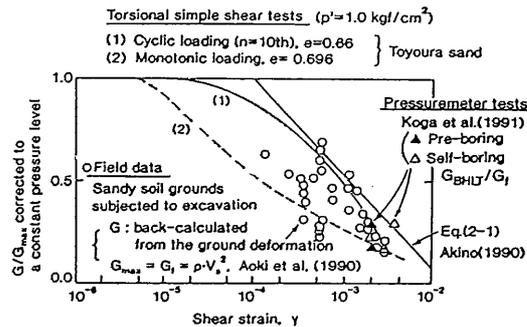


図11 砂質土地盤での $G/G_{max} \sim \gamma$ 関係の掘削による地盤変形からの逆算値 (青木ら, 1990), 秋野 (1990) の経験式, 孔内水平方向載荷試験 (古賀ら, 1991), ねじり単純せん断試験 (Teacharvorasinskun et al., 1991) の比較

要因を考慮した厳密な比較検討が必要であるからである。たとえば、砂質土の単調載荷での変形係数のひずみレベル依存性は、過圧密比が大きいと小さくなる (Tatsuoka and Shibuya, 1992)。また、繰り返しせん断履歴によっても単調載荷時の変形係数のひずみレベル依存性は減少する (Teachavorasinskun et al., 1992)。

3. ま と め

(1) 粘性土・砂質土・堆積軟岩亀裂で共通して、原位置試験・室内試験から得た変形係数、および地盤変形から逆算した変形係数は、誤差の少ない値を同一のひずみレベルで比較すれば、基本的に一致する。

(2) 粘性土・砂質土・礫・堆積軟岩・硬岩 (節理・亀裂・断層の影響の無い場合) で共通して、静的載荷試験での0.001%以下のひずみでの初期変形係数 (E_{max} , G_{max}) は、室内動的試験 (超音波パルス試験, 共振法土質試験) から求めた変形係数 (E_d , G_d)、および原位置せん断弾性波速度から求めた変形係数 (E_f , G_f) と基本的に一致する (試料の乱れがなければ)。したがって、慣用的な「動弾性係数・静弾性係数」と言う区別は見かけのものであり、単に弾性係数に統一するのが適切であろう。静的繰り返し載荷試験・動的載荷試験で得られる変形係数は、ひずみレベル・ひずみ速度・繰り返し載荷回数等の関数としての繰り返し時変形係数とでも呼ぶべきであろう。

(3) 原位置・室内試験による変形係数を報告する場合はひずみまたはせん断応力レベルも報告する (できれば、排水条件・応力径路・ひずみ速度・繰り返し載荷回数も)。

後半の解説では、土と岩の弾性的性質、一軸・三軸圧縮試験における軸ひずみの測定誤差の問題、および正確にかつ微妙に軸ひずみを測定する方法、原位置での変形係数を原位置せん断弾性波速度と精密な室内試験結果を組み合わせて推定する方法について述べる。

4. 謝 辞

本小論で示した室内試験データの大部分は東京大学生産技術研究所で職員・大学院生・研究生諸君により得られたものであり、末筆ながら感謝の意を表します。

(1992年8月10日受理)

参 考 文 献

- 1) 池田和彦 (1969) : トンネルの岩盤強度分類, 鉄道技術研究報告, No. 695, 鉄道技術研究所.
- 2) 青木雅路・柴田恭幸・丸岡正夫 (1990) : 地下工事に伴う根切り地盤の浮き上がりと沈下 (その1), 建築学会学術講演梗概集, B分冊, 1649-1650頁.
- 3) 秋野矩之 (1990) : 地盤剛性のひずみ依存性を考慮した建物沈下の非線形解析, 第25回土質工学研究発表会, 1139-1140頁.
- 4) 金 有性・澁谷 啓・越智健三・石 達民・龍岡文夫 (1991) : 人工および自然軟岩の微小ひずみでの変形係数と強度, 三軸試験方法に関するシンポジウム発表論文集, 東京, 265-272頁.
- 5) 古賀康之・松尾 修・菅原紀明 (1991) : 孔内載荷試験 (プレッシャメータテスト) による地盤の変形係数の評価, 第26回土質工学研究発表会, 長野, 203-206頁.
- 6) 木幡行宏・蛭川友司・橋本文男・鳥井原誠・森 拓雄・龍岡文夫 (1992) : セメント改良砂質土の三軸圧縮特性, 土木学会第47回年次学術講演会, III.
- 7) 小松原徹・青木浩之・西川洋二・田中佳利 (1992) : 吹付けコンクリート及びロックボルト工法による大規模円筒掘削の計測結果に関する一考察, 土木学会岩盤力学に関するシンポジウム論文集, 331-335頁.
- 8) Mukabi, J.N., Ampadu, S.K., Tatsuoka, F., Sato, T. and Hirose, K. (1991): Small strain stiffness and elasticity of clays in monotonic loading triaxial compression, 三軸試験方法に関するシンポジウム発表論文集, 東京, 257-264頁.
- 9) 越智健三・金 有性・中村和之・龍岡文夫 (1991) : 軟岩の変形係数のひずみレベル依存性と室内・原位置測定値の比較, 第8回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, 363-368頁.
- 10) 龍岡文夫・澁谷 啓 (1991a) : 三軸試験と原位置試験法との関連 (変形特性について), 土質工学会三軸試験方法に関するシンポジウム発表論文集, 東京, 39-84頁.
- 11) Tatsuoka, F. (1992): Discussion on measurement of static deformation moduli in dynamic tests, Proc. Of 10th European Regional Conference on SMFE, Florence, June, 1991, Vol. 3.
- 12) Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1992): Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, 東京大学生産技術研究所報告, Vol. 37, No. 1 (Series No. 235).
- 13) Teachavorasinskun, S., Tatsuoka, F., Kenkyo, K. and Yasuhara, K. (1992): Effect of cyclic prestraining on the liquefaction resistance of sand, Proc. Behaviour of Offshore Structures Conference (BOSS), London.
- 14) 鳥井原誠・森 拓雄・大條光太郎・高橋一成・龍岡文夫・木幡行宏 (1992) : 室内および原位置試験から求めたセメント改良砂質土の変形係数の比較, 土木学会第47回年次学術講演会, III.