

## 地盤材料におけるせん断試験とその適用について

Key Word：せん断試験，一軸圧縮試験，三軸圧縮試験，動的変形特性

坪田 邦治\*

### 1. はじめに

本講座第4回目は、「せん断試験」について解説するが、改訂となった地盤材料試験の方法と解説ではせん断試験は「変形・強度試験」とまとめられている<sup>1)</sup>。これらの変形・強度試験のなかで実務によく適用されている試験は表1のように区分される。本編では、これらの試験について、教科書的なことは省略し、主として試験結果における評価方法などについて記述する。

一般的に、軟弱地盤上に盛土した場合には、地盤は変形し、地盤の有する支持力以上の盛土を載荷すると地盤は破壊する。従来の設計手法では、地盤の変形に関しては主に線形弾性体として扱い、地盤の破壊に関しては、剛塑性論による極限釣り合い解析が適用されている。このように、地盤の変形問題と安定問題は別々に扱われてきた。

近年では、コンピューターの進化と連動して、土の構成モデルに関する研究と解析技術の発展、地盤材料試験における計測技術の向上などによって、対象とする土を区別なく、強度と変形を同時に扱える（例えば、GEOASIA<sup>2)</sup>など）ようになって

きた。

しかしながら、土の場合には、歪みと応力の関係は、非線形が一般的であり、弾性・塑性・粘性が混在するとともに、異方性も有している。また、よく知られていえるように、地盤の破壊に対して、瞬時に破壊面が完成するのではなく、進行性破壊が一般的であり、支持地盤の土のピーク強度はせん断層全体にわたって同時には発揮されない。

これらのことから、現在の実務における設計面では、数値解が比較的容易に得られ、問題の全体像が把握しやすい従来のながれでせん断定数を設定している傾向が強いといえる。

地盤が破壊しないためには、せん断破壊させようとする荷重に耐えうる強さを有する必要がある。この強さを土の強度と称し、土のせん断試験を実施してこの土の強度を把握する。

一般に、前述したように、せん断試験には主として表1に示すような試験があるが、ここでは実務で多く適用されている一軸圧縮試験、三軸圧縮試験の静的試験を中心に、試験結果に与える影響、評価方法、留意点などについて記載する。

表1 実務で適用されているせん断試験の分類と適用（文献1）を加筆修正）

実務で適用される主な試験手法の区分			求める地盤の力学特性		対応する工学的問題	試験の原理
主応力載荷型	軸対象型	一軸圧縮試験 三軸圧縮試験	強度定数	粘着力(c)、内部摩擦角( $\phi$ )	(地盤の変形・破壊) ・静的変形 ・支持力、斜面安定 ・土圧	
			変形特性	変形係数(E)		
		繰返し三軸試験	液化化特性	液化化強度曲線	(地盤の動的問題) ・液化化の判定	
			動的変形特性	E- $\gamma$ 曲線、h- $\gamma$ 曲線	(地盤の動的問題) ・動的変形	
せん断応力載荷型	側方変位非拘束型	繰返しねじりせん断試験	動的変形特性	G- $\gamma$ 曲線、h- $\gamma$ 曲線	(地盤の動的問題) ・動的変形	
	側方変位拘束型	一面せん断試験	強度定数	粘着力(c)、内部摩擦角( $\phi$ )	(安定問題) ・斜面、掘削面の安定 ・擁壁の支持力 ・地すべりなど安定	

\* 中部土質試験協同組合（ジオ・ラボ中部）専務理事

## 2. 一軸圧縮試験

### (1) 試験結果を見る際の留意点

本書の読者の中には、試験結果を見る際に、最大圧縮力と、そのときの歪み、変形係数の  $E_{50}$  だけをチェックする傾向が多いと考えられる。JISA 1216 では、一軸圧縮試験を実施した場合に、圧縮力が最大となって、引き続き歪みが 2%以上生じるか、圧縮力が最大値の 2/3 程度に減少するか、または圧縮歪みが 15%に達したら圧縮を終了することとしていることに留意されたい。

また、圧縮歪みの速度については、上記の JIS であれば、毎分 1%の圧縮歪みを標準とすることが多いが、歪み速度の違いによって、どの程度、最大圧縮力に差異が生じるかを理解しておくことも必要と考えられる。この点に関して、清水・高田<sup>3)</sup>は、図 1 のように、試料の塑性指数に関らず  $q_u$  は歪み速度が小さくなると低下すること、図に示した圧縮速度の範囲では、低塑性試料で最大約 10%、高塑性試料で約 8%変化することを示している。なお、ここで適用されている試料は、高塑性試料 ( $w_L=104.6\%$ ,  $w_p=28.6\%$ ,  $I_p=76.0\%$ )、低塑性試料 ( $w_L=55.8\%$ ,  $w_p=31.8\%$ ,  $I_p=24.0\%$ ) を用いて試験を実施されている。

(2) 一軸圧縮強度から圧密降伏応力 ( $p_c$ ) の推定  
土の強度は圧密圧力に比例する。したがって、 $p_c$  は一軸圧縮強度からもある程度推定できる。全国の港湾地区の沖積粘性土は、 $c/p=1/3$  で代表され、 $q_u/p=2/3$  とおくことができることから、 $p_c \approx 1.5 q_u$  となる。ただし、有機質粘性土となると、 $c/p=1/2$  となることが多く、 $p_c \approx 2.0 q_u$  の関係を示すことが多くなることに留意されたい<sup>4)</sup>。

図 2 は東海地域における相関を示したものであるが、このことを裏付けている。なお、洪積粘性土では  $q_u=100\sim 400 \text{ kN/m}^2$  と幅広く分布し、 $p_c=200\sim 800 \text{ kN/m}^2$  で、 $p_c \approx (1.5\sim 3.0) q_u$  を示す。

多くの試験を実施した場合には、この関係を用いて、各試験のデータをチェックすることが可能

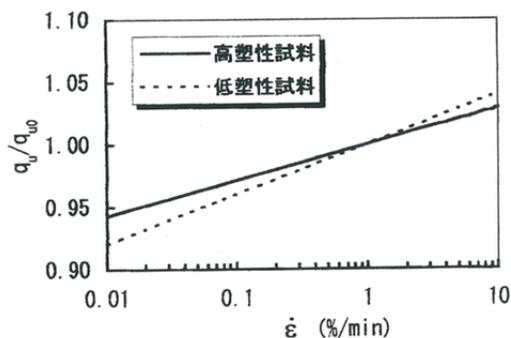


図 1 一軸圧縮強さ比と圧縮速度の関係<sup>3)</sup>  
(有効応力履歴が同じ供試体)

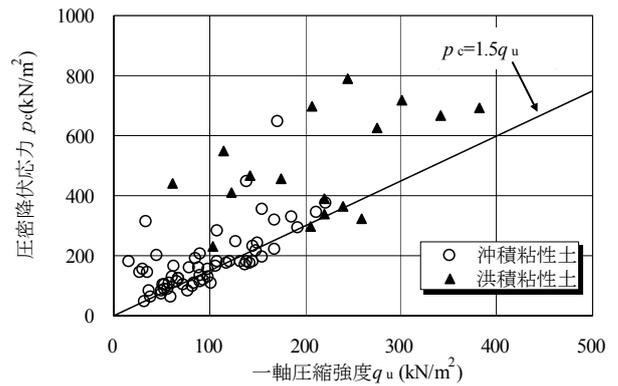


図 2 一軸強度と圧密降伏応力<sup>5)</sup>

である。試験を実施する立場からの要望として、単に圧密試験の結果を利用するだけでなく、深度方向に変化する堆積環境・強度分布などを考慮して、設計値を設定してほしいと考えている。

### (3) サンプルチューブ内一軸圧縮強度分布

港湾関係業務であれば、サンプルチューブ内で、力学試験の供試体の採取深度が決まっている。伊勢湾沿岸地域で採取された、細粒土分 90%以上の沖積層の乱さない試料（現在、公益社団法人地盤工学会の表記委員会では、「乱れの少ない試料」は確定されておらず、「乱さない試料」で統一していることから、本編では、元の表記で記載する）28本の試験結果を図 3 に示す。この結果をみると、サンプル最下端を 0cm として正規化してプロットしたが、チューブ先端から 40~50cm のところが最も高い  $q_u$  値が得られていることが判る。最も下位の  $q_u$  値と比較すると、20%程度高い値が得られていることが判る。一方、同様に得られた正規化した湿潤密度は、それほど大きな差は見あたらない。

これらの傾向は、現在分析中であるが、沖積層

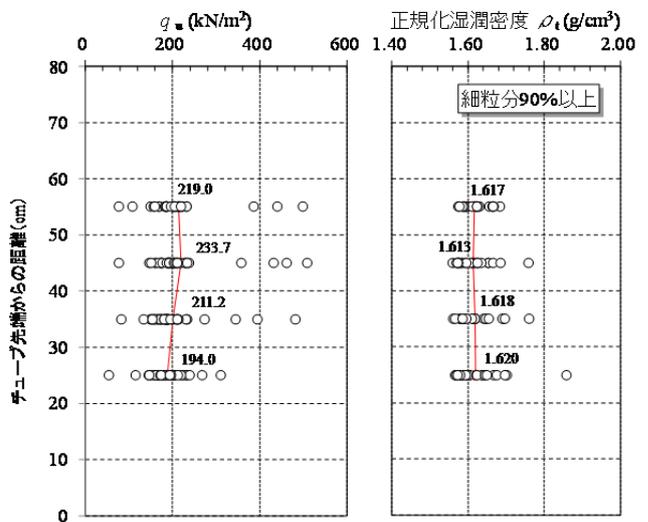


図 3 伊勢湾岸地域における沖積層のサンプルチューブ内の  $q_u$  値と湿潤密度分布 (試料: 細粒分 90%以上)

のみならず洪積層でも全く同様な傾向を示すことが判明している。今後、サンプリングチューブ内の試料の歪み発生などを解析し、図3の結果を検証していきたいと考えているが、試験を実施される場合に一考したい事象であると考えている。

#### (4) 攪乱による一軸圧縮強度の低下

サンプリングされた試料は、試料の採取過程において、有効応力の低下と解釈し次式で定義される攪乱比 ( $R$ ) によって、攪乱の影響を評価することが提案されている<sup>6)</sup>。

$$R = \sigma'_v / \sigma'_s$$

ここで、 $\sigma'_v$ : 完全試料の残留有効応力

$\sigma'_s$ : 試験時における試料の残留有効応力

攪乱強度比は、攪乱によって強度が完全試料の強度に対して低下する割合<sup>6)</sup>である。正規圧密状態にあるとされる本牧海底粘土とポストンブルークレーで、攪乱強度比との相関を図4に示す。粘土によって、同一の  $R$  に対する強度低下は異なるが、 $R$  は平均的には5程度であるとされ、本牧粘土の場合では、強度比=0.7に対応していることが読み取れる。つまり、一般的な乱れが与えられた試料に対して行われた一軸圧縮試験から得られる非排水せん断強度は、3割程度小さな強度が得られているものと考えられる。なお、ここでポストンブルークレーと比較されていることは、我が国の粘土のみならず、世界的なデータと比較することで特異性を消去するために適用されている。

また、我が国の臨海地域では、下末吉海進によって堆積した洪積粘土層のように、採取深度が大きくなると、潜在クラックが入っていることが多く、このような供試体に一軸圧縮試験を適用すると、潜在クラックの存在によって、強度が低下することが多くなる。このような場合には、後述する三軸圧縮 (UU) 試験を適用することが適切であるといえる。

#### (5) 調査結果から設計値の設定に際する留意点

森田<sup>7)</sup>は、遠賀バイパスの調査体験に基づき一軸圧縮強度を用いて設計値設定に際する留意点の事例を示している。

軟弱地盤であったことから、情報化施工が採用され、順調に施工が進められていたが、盛土高が3.0mに到達すると、急に沈下量が大きくなりすべり破壊が生じた。この原因を究明するために、詳細な追加地盤調査が実施された。

図5に事前調査を含めた追加調査に基づく地層断面図、図6に該当区間の土質特性深度分布図を示す。地盤特性の設定に際しては、一般的によく採用されているように、該当区間の平均値を採用

して、当初設計値として深度方向に増分する代表値を設定されていた。

$$q_u = 15 + 2.0 \times Z \quad (Z: \text{深度 m}, q_u : \text{kN/m}^2)$$

追加調査の結果、2つの問題点が明らかになった。最初の問題点は、破壊が生じた地域は、当初想定されていたような単純な地層構成ではなく、図5に示されるように、基盤の第三紀層に起伏があることが明らかにされるとともに、破壊の発生した付近では著しく厚い軟弱粘性土が分布していることが判明した。2点目は、追加調査を実施すると、この付近の一軸圧縮強度特性 (図6の▽) は、全体のばらつきの範囲の下限値付近に分布し、含水比は上限付近に分布することが判明した。この結果、破壊が生じた付近の一軸圧縮強度は、当初設計値よりも小さい強度であることが判った。

しかし、事前の試験値をよく分析すると、すべり破壊が生じた近傍の試験値 (No.115) に着目すると、追加調査で判明したこのすべり破壊ヶ所の代表値に近いことも判明した。

この事例では、事前の調査段階で問題のある区間の地盤特性を見抜き、他の区間と区別した小さい設計値を設定しておくことが必要であることを

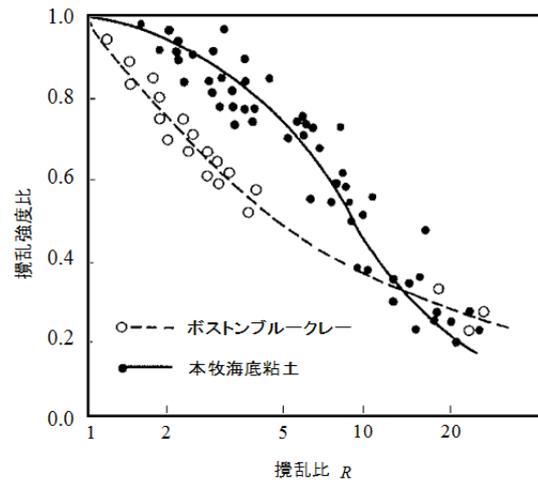


図4 攪乱比と攪乱強度比の関係<sup>6)</sup>

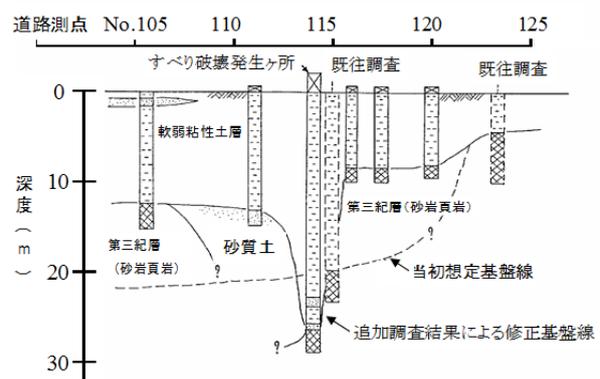


図5 追加調査に基づく地層断面図<sup>7)</sup>を一部編集

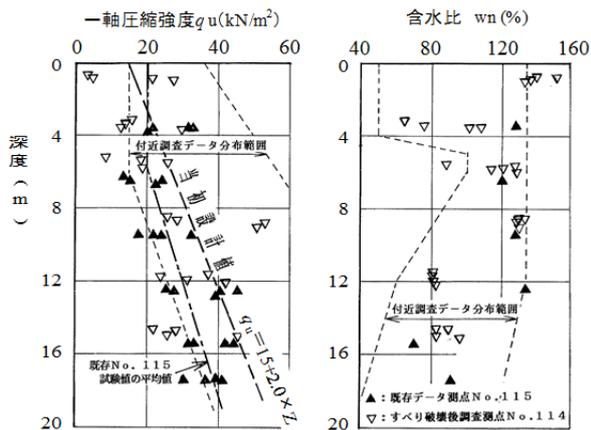


図6 地盤特性深度分布<sup>7)</sup>を一部編集

示唆している。最近のように、自分でプロットせずに、パソコンでデータを一括整理する時代となつては、こうした特性を見抜くことが難しいが、ここで示した事例は、地盤技術者にとって、地域限定の特異なデータの存在を見抜くことが重要であることを示している。

これらの点について、図7に示すように、地盤工学ライブラリー<sup>8)</sup>では、河川や潮汐の影響で滞水するような地域では局部的に強度の低い地盤が堆積していることがあると解説している。また、海成粘土が砂層の上位に厚く堆積しているような地域では、淡水化の影響で、砂層と海成粘土の境界付近では鋭敏比が高くなっていることがあることに留意されたいとしている。

ここで事例として示した留意点は、地盤技術者に対して、周囲の地形を読み、地盤の堆積環境を考慮したうえで、各種の地盤条件を設定することを求めているともいえる。

### 3. 三軸圧縮試験

#### (1) 三軸圧縮試験の供試体について

一般の三軸圧縮試験の供試体形状は、直径( $D$ )が3.5~10cm (JGS 0520)とされ、粗粒土対象では、30cm(JGS 0530)を標準としている。一方、供試体の高さ( $H$ )は標準では $H=D \times (1.5 \sim 2.5)$ 、粗粒土では $H=D \times (2.0 \sim 2.5)$ とされている。このような供試体寸法比( $H/D$ )が内部摩擦角に与える影響を、Bishop & Green(1965)は均等な砂を用いて、 $D=10\text{cm}$ 、 $H=10 \sim 20\text{cm}$ として実験し、図8を得ている<sup>9)</sup>。この図から、各種の端面摩擦補正処理を行っても $H/D=1$ の供試体は、 $H/D=2$ の供試体に比較して、大きめの値が得られている。一方、 $H/D=2$ の供試体はその補正処理に影響のない値が得られていることが判る。これにより、粗粒土の場合には、2.0~2.5倍を標準にしたとされている<sup>6)</sup>。

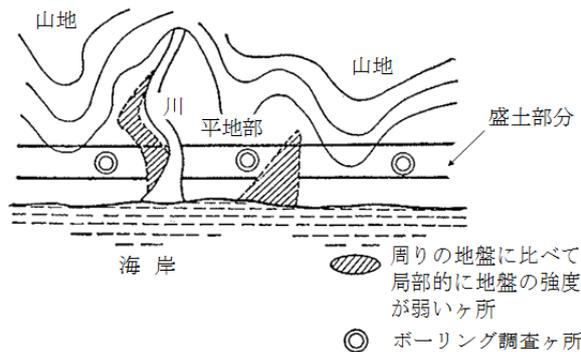


図7 局部的に軟弱地盤が分布する地域<sup>8)</sup>

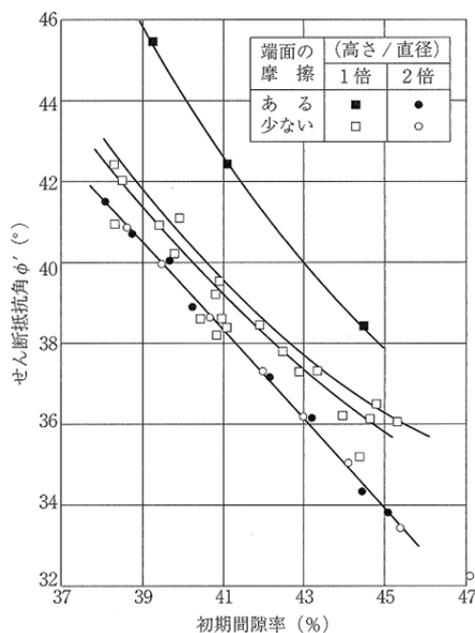


図8 供試体寸法比がせん断抵抗角に及ぼす影響<sup>9)</sup>

一方、今井等は、直径と最大粒径との関係は、均等係数が10程度の粒径幅が広い試料を用いて、図9に示すように直径( $D$ )は、最大粒径の5倍以上あればせん断抵抗角( $\phi$ )に及ぼす影響が小さくなることを示している<sup>10)</sup>。

現在新しく改訂された地盤工学会基準 (JGS) では、三軸圧縮試験毎に適用する供試体について表2のように記載しているので参考にされたい。

#### (2) 一軸圧縮強度と三軸圧縮強度の適用性

阪口<sup>11)</sup>は、東京上部層(更新世後期)で実施した一軸圧縮強度 $q_u$ と三軸圧縮(UU)試験で求めた軸差応力( $\sigma_1 - \sigma_3$ )をそれぞれ図10、図11に示した。図10の①、②、③層に区分して、両者を比較すると、表3のようになる。この結果、軸差応力( $\sigma_1 - \sigma_3$ )は $q_u$ に比較すると、1.5倍となることを示した。

この事例のように、洪積層を対象(特に潜在クラックを有しているような場合)とするような場合には、三軸圧縮(UU)試験を適用することが望ましいといえる。

(3) 簡易三軸 CU 試験を用いたせん断特性の推定  
 新しく改訂された港湾の施設の技術上の基準  
 ・同解説では、一軸圧縮試験と三軸圧縮試験による強度を併用して粘性土地盤のせん断定数を定める方法を提案している<sup>12)</sup>。

この手法は、乱さない試料であるシンウォールサンプリングについて、3本の一軸圧縮試験(平均 $s_u$ )と1本の簡易三軸CU試験を実施する。これらから求めた $q_u$ と簡易三軸CU試験( $s_u$ )の強度を組みあわせ、試料の乱れの程度を評価して強度を決定する方法である。簡易三軸試験を実施する場合、原位置の平均有効応力( $K_0=0.5$ のとき、 $2\sigma'_{v0}/3$ になる)で等方圧密した後、非排水圧縮する三軸CU試験を対象としており、得られた非排水せん断強さを経験的に0.75倍するといった補正を用いて設計値を採用している。ただし、本手法は自然地盤を対象としており、埋立地の未圧密地盤には適用できないことに留意が必要である。

(4) 中間土のせん断試験の選定<sup>12)</sup>

砂分含有率が50~80%の範囲にある土は、砂質土と粘性土の中間的な土であり透水係数と設計条件から判断して砂質土または粘性土としてせん断強さを算定することが望ましい。新港湾基準<sup>12)</sup>によると以下のような試験選定に対する示唆を与えてくれているので参考にされたい。

- ① 透水係数が  $10^{-6}m/s$  以上の場合は、地盤を排水条件と考え、 $c_d=0$  として  $\phi_d$  を電気式コーン貫入抵抗値あるいは三軸 CD 試験により求めた値を用いることができる。
- ② 透水係数が  $10^{-6}m/s$  以下の場合は、粘性土地盤として性能照査を行う。ただし、中間土では試料採取時の拘束圧の解除による影響が粘性土よりも大きいため、 $q_u$  法によるせん断強さは過小となる。
- ③ 一軸圧縮強度を粘土分含有率や塑性指数によって補正する方法が適用されているが、中間土地盤の強度評価法としては一軸圧縮試験と三軸圧縮試験を併用するか、一面せん断試験の強度を用いることが望ましいとされている。

4. 動的変形試験について

伊勢湾沿岸地域における動的変形試験結果と既存の各種データとの整理・比較を行った結果を図12に示す<sup>13)</sup>。

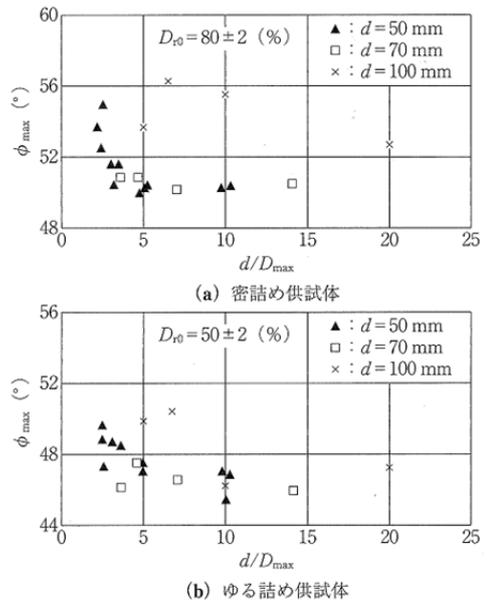


図9 最大粒径と供試体直径が $\phi$ に及ぼす影響<sup>10)</sup>

表2 供試体作成基準と三軸圧縮試験の供試体

供試体作成基準, 三軸圧縮試験種別	供試体寸法比(H/D)	備考
JGS 0520-2009	1.5~2.5	Dは最大粒径の20倍以上(粒径幅の広い場合は最大粒径の5倍程度まで許容される)
JGS 0530-2009	2.0~2.5 (D=30cm標準)	Dは最大粒径の10倍以上(均等係数5以上では最大粒径の5倍程度まで許容される)
UU (JGS0521-2009)	2.0以上	粗粒土(20mm以上)の場合, JGS0530に従う
CU (JGS0522-2009) CU (JGS0523-2009)	JGS 0520-2009 JGS0530-2009	
CD (JGS0524-2009)	JGS 0520-2009 JGS0530-2009	

表3 一軸圧縮強度と軸差応力の比較<sup>文献11)を編集</sup>

地層区分	一軸圧縮強度	軸差応力
	$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )
①	1.28 ± 1.05	2.13 ± 1.05
②	1.55 ± 0.64	
③	1.82 ± 0.81	3.03 ± 0.87

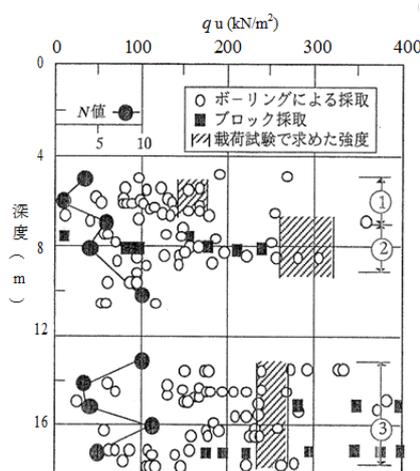


図10 一軸圧縮強度深度分布<sup>11)を編集</sup>

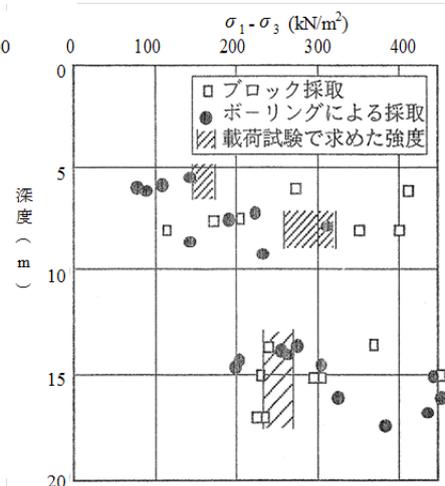


図11 三軸圧縮強度深度分布<sup>11)を編集</sup>

この図はせん断定数  $G$  とせん断歪  $\gamma$  の関係を H-D モデルにより得られた初期せん断剛性定数  $G_0$  でそれぞれ正規化しプロットした。沖積粘性土は岩崎・常田等<sup>14)</sup>、沖積砂質土は岩崎・龍岡等<sup>15)</sup>、洪積砂質土は国生・佐々木<sup>16)</sup>によるデータに、大橋・森本<sup>17)</sup>による濃尾平野の代表的データをそれぞれ比較した。各データとも歪みレベルが小さい領域において、 $G/G_0$  の低下の割合が小さいことが特徴的であり、洪積の砂質土層においては国生等のデータに比べて特に違いが大きいことが判った。

この結果、公表されている代表的特性を適用するよりも検討地点の地盤の乱さない試料を採取し、動的変形試験を実施したうえで、動的解析を実施することの重要性を示していると考えられる。

### 5. まとめ

試験に際しては、できる限り乱さない試料を採取し、地盤材料試験を実施すること、地盤技術者は、JGS 試験法を讀破し守るべき試験条件を確保して、適切にせん断試験を行い、設計指針に適用することが重要と考えている。また、現地の地盤環境を考慮した上で、特異なデータが存在するかどうかを十分チェックして、代表的設計値の設定を行うなど細心の注意を払うことが重要と考えている。紙面の都合で、静的なせん断試験を中心とした内容となったが、実務者にとって、せん断定数の設定に際して役立てば望外の喜びである。

### 引用・参考文献

- 1) 地盤工学会編:地盤材料試験の方法と解説-二分冊の 2-, pp.535~536, 2009.11.
- 2) 野田利弘:部分排水振動三軸試験における砂の締固め、液状化・液状化後の圧密挙動の水～土連成計算, ジオ・ラボ中部ニュースレターNo.17, 大学の研究室紹介 - 東海シリーズ No.17-, 平成 20 年 10 月
- 3) 清水正喜・高田 亮:一軸圧縮強さに対する圧縮速度の影響-有効応力による評価-, 第 41 回地盤工学シンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.29-32, 1996.
- 4) 渡辺崇博・鈴木一正・菅原紀明・栃木 博:軟弱地盤対策工事ポケットブック, 山海堂, pp. 74-76, 1986.
- 5) 久保裕一・坪田邦治:伊勢湾および濃尾平野地域の圧密特性について, 平成 19 年度中部地質調査業協会ミニ・フォーラム, 2007.
- 6) 奥村樹郎:粘土の攪乱とサンプリング方法の改善に関する研究, 港湾技研資料, No.193, 1974.
- 7) 森田悠紀雄:地盤調査結果の解釈と評価-失敗例を交えて-, 平成 4 年度第 1 回愛媛県土質工学研究発表会, 1992.
- 8) 地盤工学会:土質基礎工学ライブラリー-32, 設計における強度定数 -c,  $\phi$ ,  $N$  値-, p.93, 1988.
- 9) 地盤工学会編:地盤材料試験の方法と解説-二分冊の 2-,

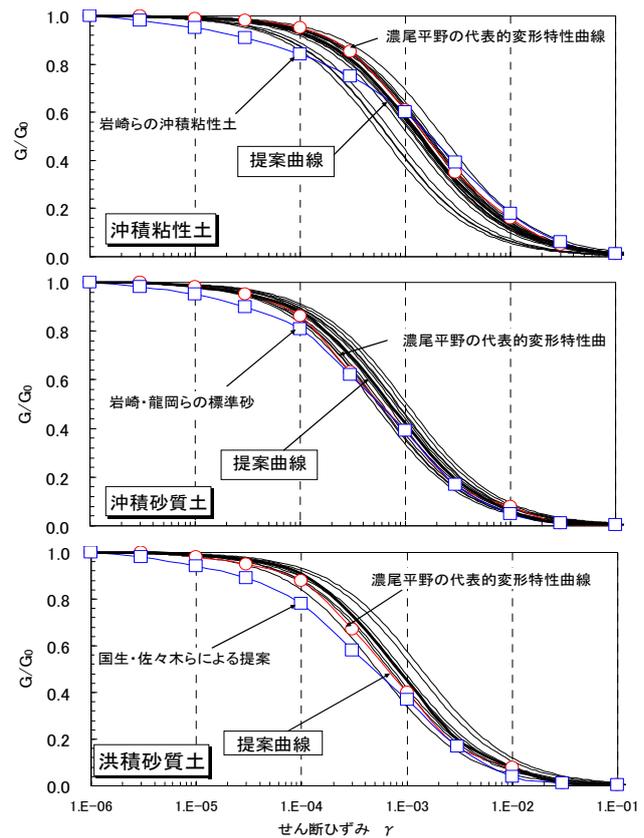


図-12 濃尾平野地域の  $G/G_0 \sim$ せん断歪  $\gamma$  の関係<sup>13)</sup>

p.563, 2009.11.

- 10) 今井五郎・プラダンテージ・鎌田隆司:粒状体のせん断特性に及ぼす寸法効果, 土木学会第 46 回年次学術講演会概要集, 第 3 部, pp.444~445, 1991.
- 11) 阪口 理:丘陵地地盤の調査法と課題, 日本応用地質学会関西支部・関西地質調査業協会, 丘陵地域の応用地質学的特性と課題シンポジウム, pp.69~78, 1993.
- 12) 日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.319~320, 2007.
- 13) 久保裕一, 坪田邦治:伊勢湾沿岸地域における動的変形特性とその動的解析結果の一考察, 理学・工学情報が海岸平野の地盤環境に果たす役割に関するシンポジウム, 地盤工学会中部支部・中部地質調査業協会・日本応用地質学会中部支部, 2007.
- 14) 岩崎敏男・常田賢一他 1 名:沖積粘性土の動的変形, 土研資料 1504 号, 1979.
- 15) 岩崎敏男・龍岡文夫他 1 名:広範囲な歪領域の砂の動的せん断変形特性-低周波動的せん断試験装置の開発-, 土研資料 1080 号, 1975.
- 16) 国生剛治・佐々木正美:繰返し三軸試験による不攪乱洪積砂の動的物性試験, 第15回地盤工学会研究発表会, pp.537~540, 1980.
- 17) 大橋正・森本巖:濃尾平野地域の地盤の動的変形特性について, 第25回地盤工学会研究発表会, pp.841~842, 1990.