

粘性土における一軸圧縮試験と三軸 圧縮試験の比較について*

山 田 洋 右**
鈴 木 輝 之**

(昭和48年9月29日受理)

Comparison of the Triaxial Compression and the Unconfined Compression Test for Cohesive Soil.

by Yoou YAMADA, Teruyuki SUZUKI.

The unconfined compression test is usually used for measurement of an undrained strength of cohesive soil because of the simplicity of the test technique.

This test, however, is unapplicable for such specimens as cracky clay, very solid clay, and clayey soil which contains extra fractions of sand.

In these cases, an other strength test method such as the triaxial compression test, must be applied.

In this paper, results from the unconfined compression test for some cohesive soils were compared with results of the triaxial compression test on the same soils for the purpose of investigating the characteristics of the unconfined compression test.

1. ま え が き

一軸圧縮試験は、試験操作が簡単なため、粘性土の強度を求めるのによく使われる。この試験で求まる強さは非圧密非排水強度であり、一般に q_u で表され $q_u/2$ が粘着力になる。さらに q_u の値は、同一排水条件の三軸圧縮試験の結果と一致するとして扱われている。

一軸圧縮試験の結果は、非圧密非排水セン断条件に対応する施行終了時の短期安定解析に広く用いられ、このとき内部摩擦角 $\phi_u=0$ 、セン断強さ $\tau_f=C_u=q_u/2$ として計算される。この方法は、一般に $\phi_u=0$ 法と呼ばれている。一方、キ裂性粘土や、非常に堅い粘土に一軸圧縮試験を行なうと、圧縮に伴って、供試体中のキ裂が生じ圧縮強度を過小評価することになるので、このような場合には、他のセン断試験を行なうべきであるとされている。さらに破壊時の破壊面上の応力をその土の強度というのとらえ方をすると、理論的な破壊面の決めかたによっては、一軸圧縮強度と三軸圧縮強度とが異なる場合が出てくる¹⁾。

* 第28回土学会年次学術講演会(1973.10札幌)にて講演予定

** 北見工業大学土木工学科

このように一軸圧縮試験の結果は、広く利用されているにもかかわらず、その結果の扱い
かた、あるいはその適用性について不明確な点が多いようである。

本報告は、粘性土の一軸圧縮試験結果の特性を調べる目的で、乱した粘性土について同一
圧密条件の下で圧密した同じ試料に対する一軸圧縮試験と三軸圧縮試験の結果について比較を
を行なったものである。

2. 試 料

本実験に用いた試料は、表 1 に示す物理的性質をもった 2 種類の自然採取粘性土である。

試料の調整は、つぎの方法で行なった。採取した土の不純物を取除き、かつ均一化するた
め、水に浸し泥水状にしたものを 420 μ のフルイを通過させた。これを供試体を作ったときに、
自立し得るもっとも高い含水比になるまで自然乾燥する。含水比を調整した試料を約 1 カ月以
上養生した後、試験に供した。

表 1 試料の物理的性質
Table 1. Physical properties of sample.

試 料	採 取 地	LL (%)	Pl (%)	Gs	粘土含有率 (%)	シルト含有率 (%)	砂含有率 (%)
I	幌 内	60	30	2.64	59.8	38.5	1.7
II	金 華	67	37	2.70	20.5	65.8	13.7

3. 実 験 方 法

本実験では、先ずすべての試料について三軸セル中で等方圧密を行なった後、次の 4 種類
の実験を行なった。

- (1) 三軸セル内の圧力を変化させず、排水バルブを閉じ三軸圧縮試験を行なう。
- (2) 直ちに三軸セルから供試体を取り出し、一軸圧縮試験を行なう。
- (3) 三軸セル内の圧力を 0 にし吸水膨張後、再び排水バルブを閉じ、セル圧をもとにも
どして三軸圧縮試験を行なう。
- (4) 三軸セル内の圧力を 0 にし吸水膨張後、供試体をセルから取り出し、一軸圧縮試験
を行なう。各々の場合の応力過程を図 1 に示す。

三軸セルへの供試体のセットは、飽和土の条件を満たすために水中で行なった。供試体
のセットの状態を図 2 に示す。供試体は、直径 50 mm、高さ 120 mm の円柱形で、作製にあ
たっては真空押出法によった²⁾。以下に各々の試験過程について説明していく。

3.1 圧 密 過 程

圧密圧を 0.4, 0.8, 1.5, 4.0 kg/cm² の 4 段階とし、放射方向のみ排水を許す等方三軸圧密を
行なった。試験中、軸方向変位をダイヤルゲージ (1/100 mm 目盛) で、排水量をビューレット

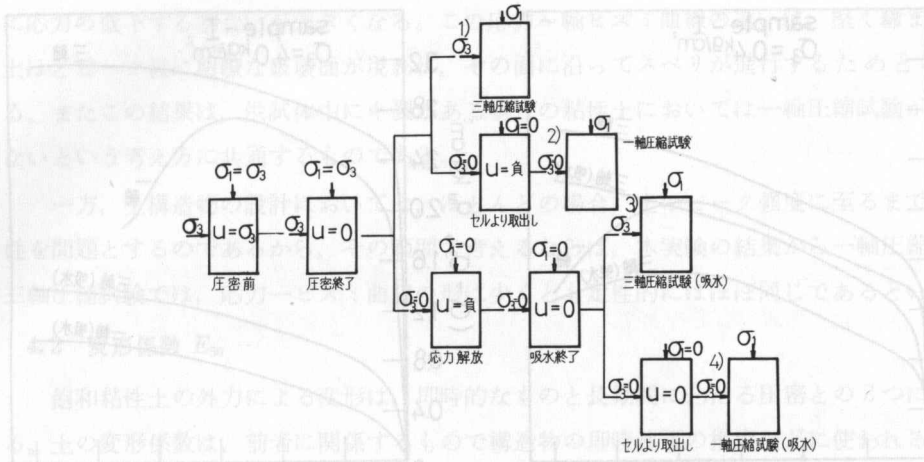


図 1 各実験シリーズにおける応力変化

Fig. 1. Stress change in each test series.

でそれぞれ測定した。軸方向変位および排水量の変化が微量となった時点で、間ゲキ水圧が 0 であることを確認し、圧密の終了とした。

3.2 セン断過程

三軸圧縮試験、一軸圧縮試験ともにヒズミ制御で、ヒズミ速度は供試体高さの 1%/min で行なった。軸方向応力の測定は軸方向変位が 0~1 mm では 0.2 mm ごとに、1~10 mm では 0.5 mm ごとに、10~40 mm では 1 mm ごとに力計の読みをとった。また一軸圧縮試験においては、供試体上下端の端面拘束条件を三軸圧縮試験の場合と同一にするため、図 2 に示すシリコーングリースを塗布したゴム膜とセルロイド枚を三軸セル中から供試体を取り出す際も終始つけたままで、一軸圧縮試験機にセットした。

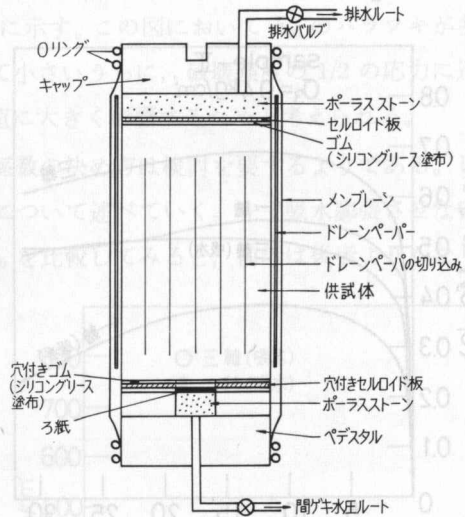


図 2 三軸供試体のセット状態

Fig. 2. Set of specimen in triaxial cell.

4. 実験結果と考察

4.1 応力一軸ヒズミ曲線

土の応力一軸ヒズミ曲線は、その土で造られる構造物の変形特性を推定するのに重要である。本実験で 2 種類の試料において得られた結果を圧密圧 $\sigma_3 = 0.4, 4.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合について、図 3~図 6 に示す。

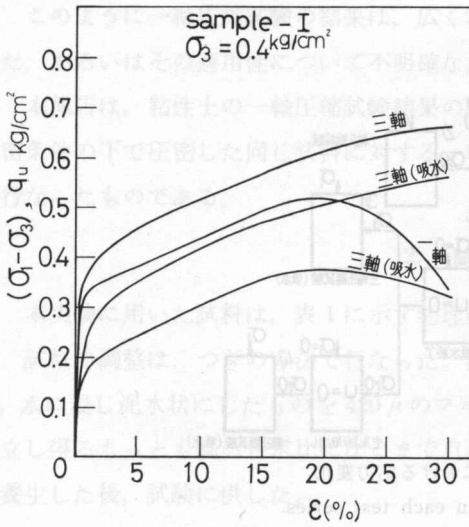


図 3 応力一軸ヒズミ曲線
Fig. 3. Stress-strain curve (1).

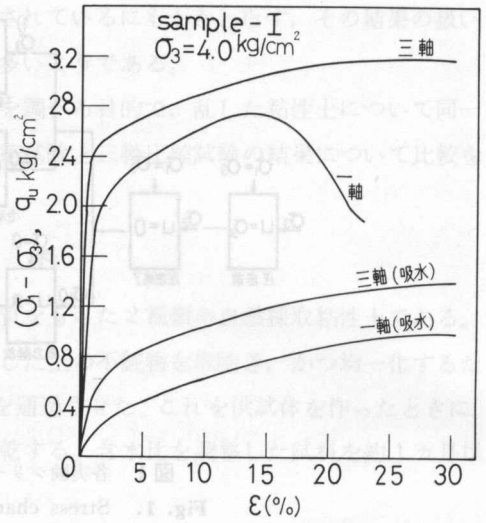


図 4 応力一軸ヒズミ曲線
Fig. 4. Stress-strain curve (2).

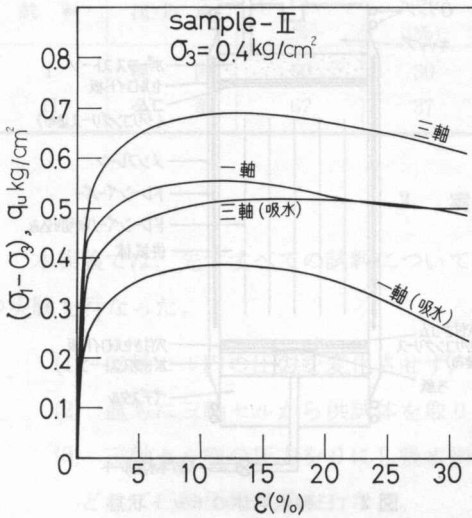


図 5 応力一軸ヒズミ曲線
Fig. 5. Stress-strain curve (3).

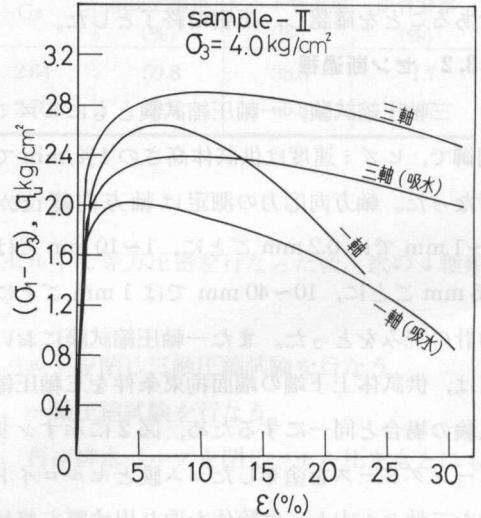


図 6 応力一軸ヒズミ曲線
Fig. 6. Stress-strain curve (4).

三軸圧縮試験における応力一軸ヒズミ曲線 (以後 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 曲線と略) と、一軸圧縮試験における応力一軸ヒズミ曲線 (以後 $q_u \sim \epsilon$ 曲線と略) を比較してみる。

すべての場合に共通していることは、ピークが現われるまでは $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 曲線、 $q_u \sim \epsilon$ 曲線は、ほぼ同じような形を示しピーク後の形は両者で異なり、その相異は圧密圧 σ_3 の大きさ、吸水条件、土の種類などによって支配される。すなわち圧密圧が大きく吸水膨張をしない方がピーク後の $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 曲線と $q_u \sim \epsilon$ 曲線の違いが大きくなり、後者の方がヒズミの進行ととも

に応力の低下する割合が大きくなる。この応力～軸ヒズミ曲線の違いは、堅く締まった粘性土ほどピーク後に明瞭な破壊面が現われ、その面に沿ってスベリが進行するためと考えられる。またこの結果は、供試体中にキ裂がある場合の粘性土においては一軸圧縮試験が適用できないという考え方に共通するものである。

一方、土構造物の設計においては、ほとんどの場合、土のピーク強度に至るまでの変形特性を問題とするのであるから、その範囲で考えるならば、本実験の結果から一軸圧縮試験と三軸圧縮試験では、応力～ヒズミ曲線の形は少なくとも定性的にはほぼ同じであるといえる。

4.2 変形係数 E_{50}

飽和粘性土の外力による変形は、即時的なものと長期間にわたる圧密との2つに分けられる。土の変形係数は、前者に関係するもので構造物の即時沈下の推定などに使われる。実験から変形係数を求める場合、接線変形係数や、割線変形係数など種々の決めかたがあるが、ここでは一般的によく用いられている方法である、破壊強さの1/2の応力における割線変形係数 E_{50} を求めてそれを変形係数としている。

求めた E_{50} と粘着力 Cu の関係を図7～図8に示す。この図において E_{50} のバラツキが多いのは、図3～図6に示すようにヒズミのきわめて小さいうちに、破壊強度の1/2の応力に達してしまうため、ヒズミの少しの誤差でも E_{50} の値に大きく影響するためと考えられる。

応力～軸ヒズミ曲線の形によっては、変形係数の決め方は検討を要するようである。しかし、ここでは一応上記の方法で求めた E_{50} の値について述べていく。まず吸水膨張させない場合の一軸圧縮試験と三軸圧縮試験から求めた E_{50} を比較してみると、前者は後者よりかなり小

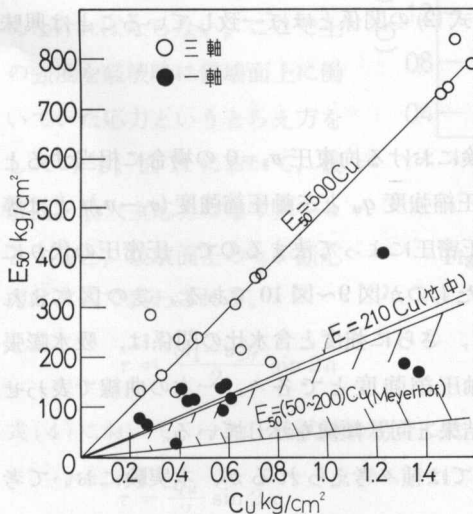


図7 変形係数と粘着力の関係

Fig. 7. Relationship between E_{50} and Cu .

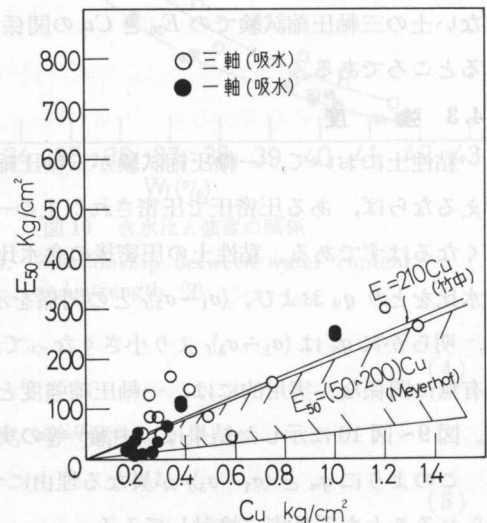


図8 変形係数と粘着力の関係

Fig. 8. Relationship between E_{50} and Cu (Swelling).

さいことが分る。一方、吸水膨張した場合は大小関係は同様であるが、その差は顕著ではない。竹中³⁾によると、三軸圧縮の際の応力～軸ヒズミ曲線の初期接線より求めた弾性係数 E と粘着力 Cu との間には、理想的な乱さない粘土試料に対して、

$$E = 210 Cu \quad (1)$$

$$\left(Cu = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)_f, \text{ 又は } Cu = \frac{1}{2} q_u \right)$$

なる関係を得ている。ただしこの関係は、塑性の高い不攪乱の海成粘土で得られたものである。西垣⁴⁾は、上下端面の影響を考慮して供試体の中間でヒズミを測定した結果

$$E_{50} = 240 q_u = 480 Cu \quad (2)$$

なる関係を得ている。

又 mayerhof は、土の変形係数として非排水セン断試験における割線変形係数をとると、 E_{50} は

$$E_{50} = (50 \sim 200) Cu \quad (3)$$

であるとした。これらの結果と本実験の結果を比較してみると、吸水膨張しない土の一軸圧縮試験と吸水膨張した土の三軸圧縮試験で得られた E_{50} は、式 (1) とほぼ一致し、吸水膨張した土の一軸圧縮試験での E_{50} は、式 (3) の範囲に入っている。さらに吸水膨張しない土の三軸圧縮試験での E_{50} は、式 (2) の結果とほぼ一致する。

以上のように、乱した土を用いた場合には、試験条件や、試験の種類によって E_{50} と Cu の関係が異なるようであるが、乱さない土においてこれまで得られている結果と大同小異のようである。又、圧密後、供試体に全く乱れない条件の下で、セン断することになる吸水膨張しない土の三軸圧縮試験での E_{50} と Cu の関係が、式 (2) の関係とほぼ一致していることは興味あるところである。

4.3 強 度

粘性土において、一軸圧縮試験が三軸圧縮試験における拘束圧 $\sigma_3 = 0$ の場合に相当すると考えるならば、ある圧密圧で圧密された土の一軸圧縮強度 q_u と三軸圧縮強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ とは等しくなるはずである。粘性土の圧密後の含水比は圧密圧によって決まるので、圧密圧の代りに含水比をとり q_u および、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ との関係を示したものが図 9～図 10 である。この図によれば、明らかに q_u は $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ より小さくなっており、さらに強度と含水比の関係は、吸水膨張の有無に関係なく実用的には、一軸圧縮強度と三軸圧縮強度とで各々、一本の曲線で表わせる。図 9～図 10 に示した結果は、中瀬⁵⁾等の実試結果と同じ傾向を示している。

このように q_u と $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ が異なる理由については種々考えられるが、本実験において考えられることを項目別に検討してみる。

(1) 微小クラックの影響

一般に、キ裂性の粘性土では、一軸圧縮試験は適用できないということは前述の通りであ

る。このことは、ピーク強度に至った後の挙動の違いの原因としてあげられているが、一軸圧縮試験での観察によれば、強度がピークに至るかなり前からセン断破壊面の位置と関係なく、供試体の上下端面に微小クラックが発生しており、これらのクラックが q_u の値を小さくしていることが考えられる。これらのクラックの発生機構や、発生の時期などについてくわしい検討が必要と思われる。

(2) 破壊面の位置

直接セン断試験では、土のセン断強さが直接的に測定されるのに対して、一軸圧縮試験や三軸圧縮試験では、セン断強さを決める場合には破壊面の方向を実測するか、又は理論的に決めなければならない。ここで土の強度を破壊時に破壊面上に働いていた応力というと考え方をしてみる。図 11 において、破壊面と最大主応力のなす角を α とすると、破壊面上のセン断応力は次式で表わされる。

$$\tau = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2} \sin 2\alpha \quad (4)$$

式(4)において、一軸圧縮試験の場合には $\sigma_3 = 0$, $\sigma_1 = q_u$ となり

$$\tau = \frac{q_u}{2} \sin 2\alpha \quad (5)$$

この式から、破壊面上におけるセン断応力が一定でも、破壊面の傾きが異なると $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, あるいは q_u の値が異なることになる。破壊面の傾きは、理論的には

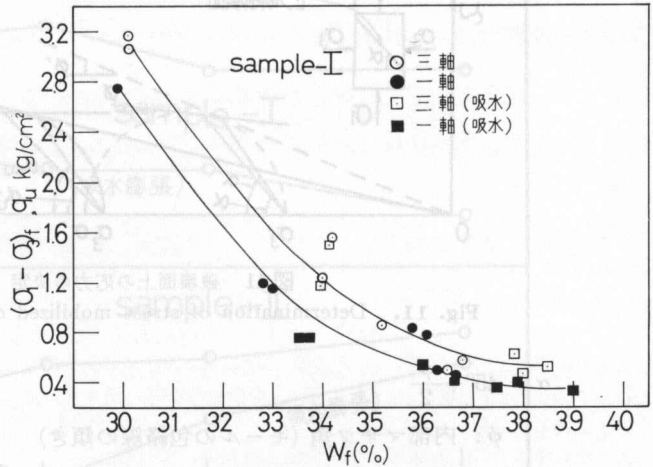


図 9 含水比と強度の関係

Fig. 9. Relationship between water content and strength (1).

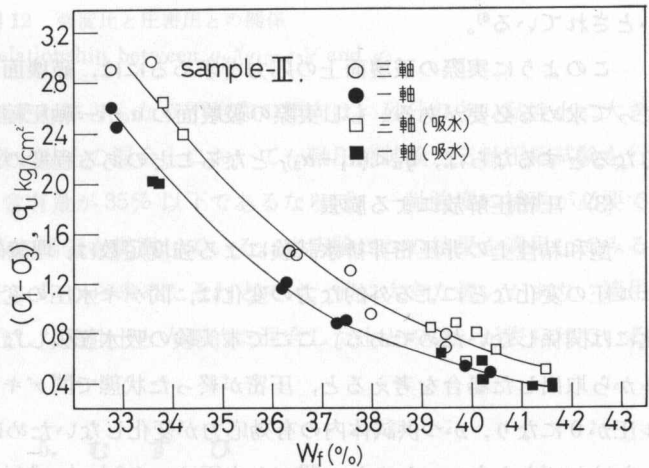


図 10 含水比と強度の関係

Fig. 10. Relationship between water content and strength (2).

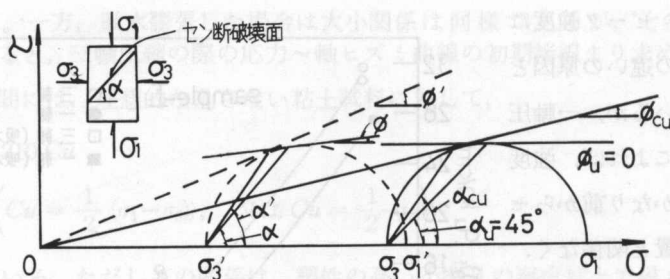


図 11 破壊面上の応力の決定

Fig. 11. Determination of stress mobilized on rupture plane.

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (6)$$

ϕ : 内部マサツ角 (モールの包絡線の傾き)

で表される。しかし、理論的に 1つのモール円に対しても内部マサツ角は、一軸圧縮試験における $\phi_u=0$ 、三軸圧縮試験における全応力表示 ϕ_{cu} 、有効応力表示 ϕ' などが考えられる。さらに、これらのどの内部摩擦角を用いて式 (5) から計算された α も、実測された α とは一致しないとされている⁶⁾。

このように実際の破壊面上の応力を求めるには、破壊面の傾きを理論計算ではなく実測によって求める必要がある。もし実際の破壊面の α が一軸圧縮試験より三軸圧縮試験の方が大きくなるとするならば、 $q_u < (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ となることのある程度の説明がつくかもしれない。

(3) 圧密圧解放による膨張

飽和粘性土の非圧密非排水試験による強度定数は、理論的には $\phi_u=0$ となる。この理由は、セル圧の変化などによる外的な力の変化は、間ゲキ水圧の変化を生じるのみで、有効応力の変化には関係しないためである。ここで本実験の吸水膨張しない試験において、供試体を三軸セルから取出した場合を考えると、圧密が終った状態で間ゲキ水圧は 0 となっている。つぎにセル圧が 0 になり、かつ供試体内の有効応力が変化しないためには、間ゲキ水圧が $-\sigma_3$ の値をとらなければならない。しかし、間ゲキ水圧は -1.0 kg/cm^2 以下にはなり得ないから、圧密圧 σ_3 が 1.0 kg/cm^2 以上の場合には、三軸セルから供試体取出すことにより、有効応力の変化があり、さらに粒子骨格の膨張という現象も考えられる。このような場合は、当然一軸圧縮強度は三軸圧縮強度より低下し、その低下の割合は圧密圧 σ_3 が大きくなる程、大きくなるはずである。また三軸セル中で、吸水膨張を行なう場合は、吸水膨張が終ったときには間ゲキ水圧、有効応力ともに 0 であるから、セルから供試体取出すことによって供試体には変化はないはずである。このような観点に立って、図 9~図 10 を書きなおし、一軸圧縮試験と三軸圧縮試験の強度比 $q_u/(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ と圧密圧 σ_3 の関係をとって見たのが図 12 である。この図によれば $q_u/(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ と σ_3 の関係は、三軸セルから供試体取出すことによる膨張という現象だけでは説明できないようである。

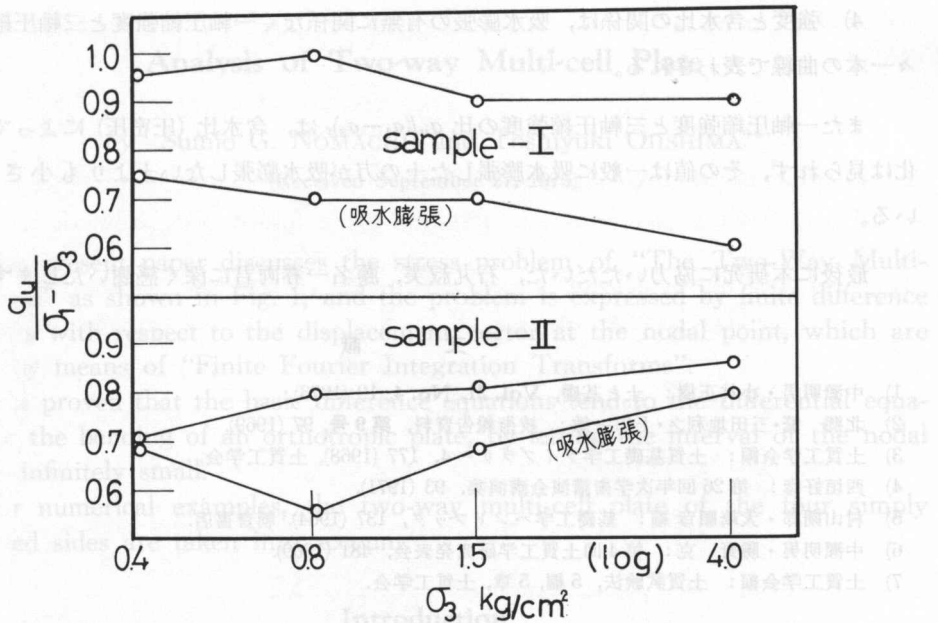


図 12 強度比と圧密圧との関係

Fig. 12. Relationship between $q_u/(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ and σ_3 .

応力の解放による膨張, さらにそれにともなう不飽和の傾向は, 砂分の多い粘性土に大きいという観点から, 中瀬⁷⁾等は, 砂と粘土の混合土において一軸圧縮試験と三軸圧縮試験を行ない, 塑性指数 I_P , あるいは粘土含有量が 35% 以下であるならば, 一軸強度に補正が必要であるとして, その補正式と補正係数の図表を提案している。本実験にこの結果を適用してみると粘土含有量から求めた補正係数と, I_P から求めたそれとでは, 値に大きな違いがあり, 適用は不可能であった。これは自然採取した粘性土と人工的に混合した土との違いが表われていると考えられる。

5. む す び

粘性土における一軸圧縮試験の特性を調べる目的で, 一軸圧縮試験と三軸圧縮試験の結果の比較を述べてきたが, この中で主な内容をあげてみると次のようになる。

1) 応力一軸ヒズミ曲線の形は, ピーク強度が現われるまでは, 一軸圧縮試験, 三軸圧縮試験ともにほぼ同じ形を示し, ピーク後の応力の低下は一軸圧縮試験の方が大きく, かつ圧密圧が大きくなるほど, すなわち含水比が低くなるほど, その度合いが大きくなる。

2) 同一圧縮条件の粘性土において, 三軸圧縮試験から求めた E_{50} は, 一軸圧縮試験の E_{50} よりも大きく測定され, さらにその差は吸水膨張しない場合の方が大きくなった。

3) E_{50} と C_u の関係は, 吸水膨張しない土の三軸圧縮試験での結果を除けば, 乱さない土について, これまで得られている結果と大同小異である。

4) 強度と含水比の関係は、吸水膨張の有無に関係なく一軸圧縮強度と三軸圧縮強度で各々一本の曲線で表わされる。

また一軸圧縮強度と三軸圧縮強度の比 $q_u/(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は、含水比 (圧密圧) によって一定の変化は見られず、その値は一般に吸水膨張した土の方が吸水膨張しない土よりも小さくなっていく。

最後に本研究に協力いただいた、石丸叔実、藤名一春両君に深く感謝いたします。

文 献

1) 中瀬明男・小林正樹：土と基礎，Vol. 21, No. 4, 19 (1973).
2) 北郷 繁・三田地利之・上田一敏：技術報告資料，第9号，97 (1969).
3) 土質工学会編：土質基礎工学ライブラリー4，177 (1968). 土質工学会.
4) 西垣好彦：第26回年次学術講演会講演集，93 (1971).
5) 村山朔郎・大崎順彦編：基礎工学ハンドブック，137 (1964). 朝倉書店.
6) 中瀬明男・勝野 克：第4回土質工学研究発表会，481 (1969).
7) 土質工学会編：土質試験法，5編，5章，土質工学会.