

## 泥炭の三軸非排水試験について

東山 勇・吉田 力・石田朋靖・木村真一

(山形大学農学部農業造構学研究室)

(昭和61年9月1日受理)

### Undrained Triaxial Tests on Peaty Soil

Isamu HIGASHIYAMA, Chikara YOSHIDA, Tomoyasu ISHIDA, and Shinichi KIMURA

Laboratory of Soil Mechanics, Faculty of Agriculture,

Yamagata University, Tsuruoka 997, Japan

(Received September 1, 1986)

#### 1. はじめに

東北地方には泥炭のような高有機質土がかなりの範囲で分布している。宮城県の20%を筆頭に、次いで青森県の10%、秋田の8%と、これら泥炭地の占める面積は平野部の9.08%にもおよび、北海道が6.1%であることを考えると、かなりの面積であることがわかる<sup>1)</sup>。

こうした有機質土の三軸剪断試験については報告例も少なく<sup>2)</sup>、今後の東北地方の開発にとって、土木的な設計施工など、土質工学的には重要な課題の一つであり、本研究はこうした要請に応えるものである。

#### 2. 試料および実験の方法

高有機質土試料として、酒田市広野泥炭地区の灌漑用パイプラインの埋設現場において採取した低位泥炭を用いた。その理工学性は東北地方では標準的な低位泥炭の値を示している<sup>1)</sup>。理工学性の一部を表-1にかかげた。その試料を直径3.5 cm、高さ9.0 cmの穴のあいている砂成形用モールドにつめ、水分を除きながら突き棒で突

いた後、2つ割りのマイターボックスに移して、直径3.5 cm、高さ8.7 cmの供試体を作製した。その場合できるだけ供試体の初期状態を平均的な現場条件に揃えるよう(湿潤密度で1.13 g/cm<sup>3</sup>前後、乾燥密度で0.2 g/cm<sup>3</sup>前後)に心がけた。なお供試体には5 mmスリットの格子状のペーパードレーンをつけて三軸室にセットした。

低有機質土試料は、月山林地の表層約30 cmまでの間で得られた黒ボクを用いた。また、比較のため鉱質土試料として、同地点深さ約50 cm以深からの火山泥流起源の茶褐色ロームを採用した。それらを風乾、碎土し、標準網ふるいの2 mmを通した後、適当な含水比(黒ボクで70%前後、月山下層土で40%前後)に調整して、直径3.5 cm高さ8.7 cmの2つ割りのマイターボックスに3層につめ、2.5 kgf ランマーを各層一回半落下(JIS A 1210 1.1-a 相当)で締固め、供試体を作製した。その場合、乾燥密度は黒ボクで0.85前後、下層土で1.2前後となる。また、供試体には同様に5 mmスリットの格子状のペーパードレーンをつけた。

実験の種類は非圧密非排水剪断試験(UU試験)と等方圧密非排水剪断試験(CU試験)である。また、これは正規圧密試料と過圧密試料がある。データの取り込みについてはアクイジションコントローラにより、時間設定を行い、A/D変換データをGP-IBにより、コンピュータに取り込んだ<sup>3)</sup>。間隙水圧は、供試体下部より半導体センサーによる測定を行い、前述のアクイジションコントローラにより取り込む一方、CRTディスプレイにデジタル表示をさせた。また、軸方向変位は、最大30 mm電気式ダイヤルゲージを用いて、それぞれ、アクイジションコントローラの回路と三軸付属装置との両方で、デジタル表示を行った。側方向の変位は、非接触センサー(ギャップセンサー)を用いた。

表-1. 広野泥炭の理工学性

含水比 $w$	約450%
比重 $G_s$	2.12
乾燥密度 $\rho_d$	0.183 g/cm <sup>3</sup>
分解度	75%
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$	0.590 g/cm <sup>3</sup>
最適含水比 $w_{opt}$	71.13%
一軸圧縮強さ $q_u$	0.32 kgf/cm <sup>2</sup>

### 3. 泥炭の等方圧密非排水剪断試験

泥炭においても、粘性土と同様に有効応力の考え方が適用し得ることについて対馬らの研究<sup>24)</sup>がある、ここでは特にそのことには触れないが、それを検討する予備実験を行い酒田広野泥炭について確認した。

#### 3.1 圧密過程

テルツァギの圧密理論によれば、間隙水圧がゼロになった時、一次圧密は終了することになる。実際には間隙水圧を一々測定することも大変なので、 $\log t$ 法の時間と体積圧縮量の曲線から、最急傾斜の直線部分と、それ以降の直線部分とを延長した直線の交点をもって、一次圧密の終了時間と仮定する。しかし泥炭では $\log t$ 法で得られる100%圧密の値と、間隙水圧測定から得られた間隙水圧ゼロでの値とは非常に異なる図-1に時間と体積圧縮量、図-2に時間と間隙水圧、図-3に時間と側方向変位をそれぞれ示した。図-1の泥炭の一次圧密の終了は、 $\log t$ 法からは1,200分となるが、図-2から明らかなように、この時点での間隙水圧の値はまだ、 $0.3 \text{ kgf/cm}^2$ 程度を示しており、これがゼロになるには、

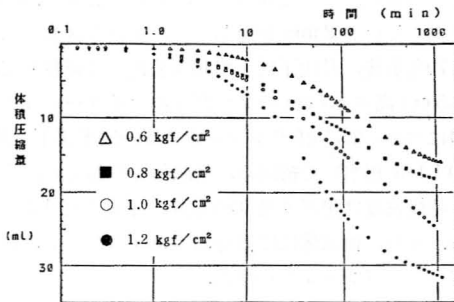


図-1 等方圧密時における泥炭の体積圧縮量と時間との関係

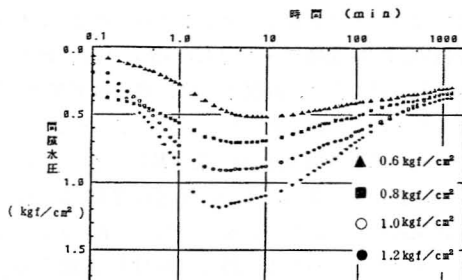


図-2 等方圧密時における泥炭の間隙水圧と時間との関係

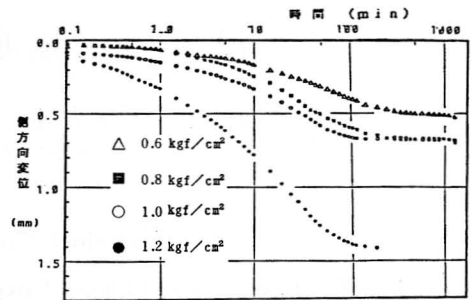


図-3 等方圧密時における泥炭の側方向変位と時間との関係

かなりの時間をよゆうするものと推定される。図から検討すると体積圧縮量と側方向変位との時間との関係は、よく対応していることがわかる。また体積圧縮量と間隙水圧の時間との関係においては、体積圧縮量が急激に変化する点は、間隙水圧が増加し、ピークを示して減少を始める点と、ほとんど時間的に一致していることがわかる。

#### 3.2 軸圧縮過程

##### 3.2.1 正規圧密泥炭と過圧密泥炭

本研究では圧密圧力と拘束圧力とを一致、または変化させることによって、正規圧密、過圧密の状態を実現し、実験を行った。正規圧密泥炭と過圧密泥炭の剪断強さについては及川<sup>25)</sup>、対馬<sup>24)</sup>の優れた研究がある。この酒田広野泥炭についても、そこで示された泥炭の剪断の特徴がよく表れているといえることができる。

##### 3.2.2 主応力差と軸ひずみ

図-4、図-5は、正規圧密泥炭と過圧密泥炭の、それぞれの主応力差、軸ひずみ関係を示したものである。正規圧密泥炭においては、軸ひずみの5%前後までは急激に主応力差が増加し、その後は鋭いピークを示さずに

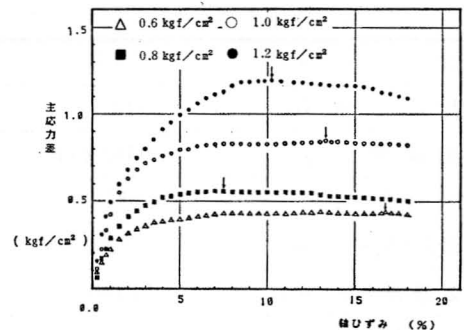


図-4 正規圧密泥炭の主応力差と軸ひずみ

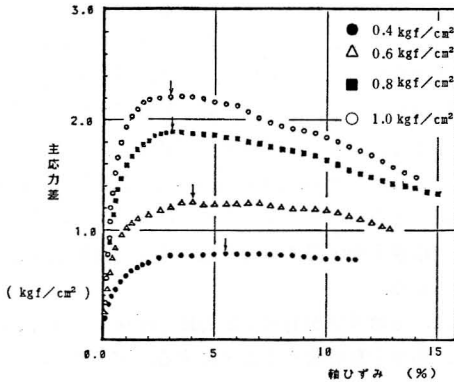


図-5 過圧密泥炭の主応力差と軸ひずみ

軸ひずみの増加に伴って直線的に伸びるか、或いは、ゆるやかな弧を描いて下降している。矢印は主応力差の最大を示しているが、正規圧密泥炭においては10%軸ひずみ前後で主応力差のピークがみられるが、15%軸ひずみを越えても、それほど主応力差の減少はみられない。

一方、過圧密泥炭の主応力差、軸ひずみの関係では、軸ひずみの増加に伴って主応力差は急激に上昇し、5%軸ひずみ以前に鋭いピークが現われ、その後、軸ひずみの増加に伴って下降してきている。

つまり正規圧密泥炭と過圧密泥炭では、はっきりと破壊の形態が異なっていることがわかる。また、主応力差の大きさに関しては、どちらも拘束圧力の大きさに対応して主応力差も大きくなっているが、同じ拘束圧力でもその大きさは全く異なっている。この原因は等方圧密後の供試体における含水比、間隙比の違いにあり、このことは有効応力経路と強度定数のところで詳しく検討することにする。

3. 2. 3. 間隙水圧と軸ひずみ

図-6、図-7に正規圧密泥炭と過圧密泥炭の、それぞれの間隙水圧と軸ひずみ関係を示した。正規圧密泥炭での間隙水圧と軸ひずみ関係においては、主応力差、軸ひずみ関係と同様に、約5%軸ひずみまでは急激に上昇し、その後、軸ひずみの増加に伴って、拘束圧力とほとんど同じ大きさの値を示して、直線的に伸びていく。

一方、過圧密泥炭においての間隙水圧、軸ひずみの関係では、正規圧密泥炭で現れるような、はっきりした拘束圧力の影響はみられず、むしろ拘束の大きさとは関係していないようにさえみられる。また、その値も比較的低い値を示した。これは過圧密によって生じた構造性が関係していると思われる。

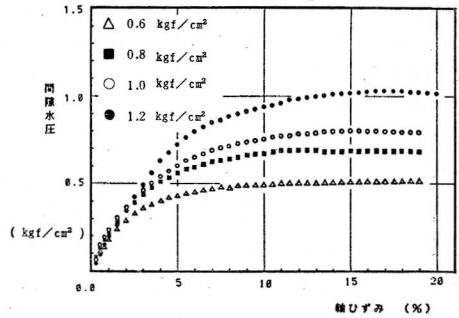


図-6 正規圧密泥炭の間隙水圧と軸ひずみ

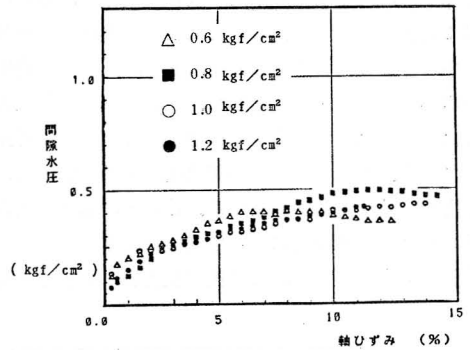


図-7 過圧密泥炭の間隙水圧と軸ひずみ

スケンプトンの間隙圧係数を用いて、正規圧密泥炭と過圧密泥炭の間隙水圧の増加やその性質を調べてみると次のようになる。すなわち、

$$\Delta U = B\{\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\} \quad (1)$$

A, Bは間隙圧係数で、それぞれA-係数、B-係数である。B-係数は、飽和度により変化し、土が飽和状態の時は、B=1である。本実験では飽和でかつ側圧一定の三軸試験であるから、(1)式において、

$$B = 1, \Delta\sigma_3 = 0, \Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3 \text{ を代入して、}$$

$$\Delta U = A(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2)$$

となり、有効主応力比  $(\sigma_1'/\sigma_3')$  が最大の時の間隙水圧  $U_f$  と主応力差  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  を用いて、間隙圧係数  $A_f$  を求めてみると、正規圧密泥炭では、ほぼ1.0前後、過圧密泥炭では、0.1前後の値を示す。つまり正規圧密か、過圧密かによって間隙圧係数の値は大きく異なることになる。

4. 有効応力経路と強度定数

4.1 泥炭

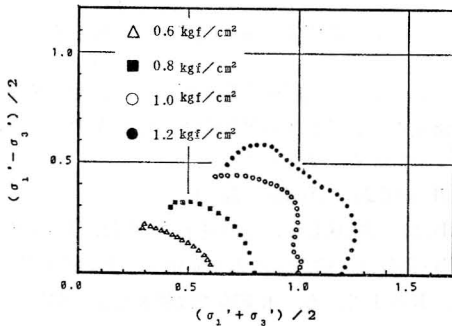
応力経路とは、土の剪断中の剪断面上に働く応力の変

化を図示したものであるが、ここでは、非排水剪断強さ  $\tau' = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$  を座標軸とする、ベクトルカーブを用いることにする。この場合、間隙水圧を考えない全応力では45度右上がりの直線で示されている。ここで正の間隙水圧が生じている場合は、この直線より左側にずれることになり、また、負の間隙水圧が生じている場合は、この直線より右側にずれることになる。図一8に、正規圧密泥炭のベクトルカーブを示した。図から、全体的に弧を描くように、左上に伸びていくことがわかる。これは、等方圧密後においても、充分、大きな間隙が残っており、これに軸方向の力が加えられると、非排水状態であるために、大きな間隙水圧となって生じる。応力が間隙水で負担されると考えることによって非排水剪断強さも、小さくなったと考えられる。また、図一9に過圧密泥炭のベクトルカーブを示した。先に述べた正規圧密泥炭とは全く異なって、右上に直線的に伸びていく経路を示している。ただし、正の間隙水圧が生じているため、全応力線よりは左にずれている。これは、過去に大きな荷重、つまり圧密圧力によって充分に排水されてしまい、間隙も小さくなり、この圧密圧力よりも小さな拘束

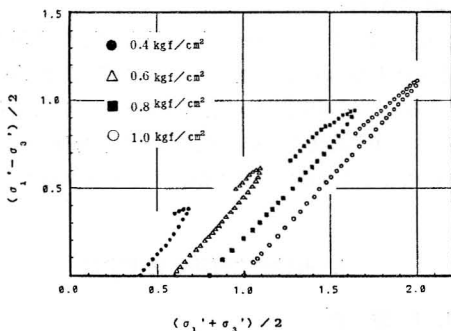
圧力中で軸圧縮を行っても、間隙水の圧力は小さなものとなる。よって間隙が大きい正規圧密の場合に、応力は間隙水に負担されていたが、逆に、過圧密泥炭の場合は、間隙が小さく、応力は土粒子自身が負担するものと考えことによって、非排水剪断強さも大きくなったと考えることができる。以上、述べてきた正規圧密、過圧密泥炭のどちらのベクトルカーブにおいても、破壊後は破壊包絡線上を下降するような、不安定な状態であると考えられる。

次に、破壊基準を有効主応力比  $(\sigma_1' / \sigma_3')$  の最大値として、強度定数を求めることにする。図一10に、正規圧密泥炭の有効応力表示におけるモール円を示した。図から非排水剪断抵抗角は  $47.6^\circ$ 、粘着力は0という値になった。泥炭のもつ繊維質構造が、剪断抵抗角に大きな値となって生じているものと考えられる。

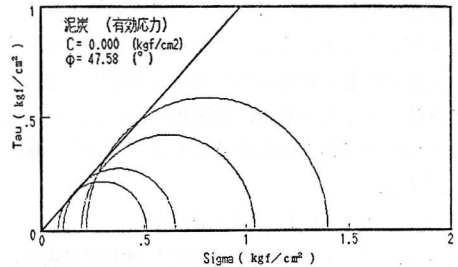
また、図一11に、過圧密泥炭の有効応力表示におけるモール円を示した。このモール円から過圧密泥炭の剪断抵抗角は、 $32.4^\circ$ 、粘着力は  $0.06 \text{ kgf/cm}^2$  という値になり、やはりここでも繊維による構造が、何らかの影響で粘着力として現れたものと考えられる。というのは、正規圧密と過圧密による泥炭の強度定数の違いは、等方圧密後の供試体における含水比、間隙比の違いが大きな原因であり、それらは、土の構造、配列、応力履歴を反映



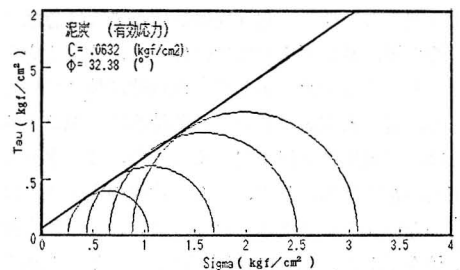
図一8 正規圧密泥炭のベクトルカーブ



図一9 過圧密泥炭のベクトルカーブ



図一10 正規圧密泥炭のモール円



図一11 過圧密泥炭のモール円

するものである。また、泥炭の場合、繊維質構造ということから、砂や粘性土の剪断抵抗のメカニズムに加えて、泥炭の繊維による(引張り)抵抗が生じているものと推測される。

ところで、非排水剪断強さ  $C_u = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$  の圧密による増加割合、つまり、非排水強度増加率は、データにバラツキはみられるが、正規圧密泥炭では0.43前後、過圧密泥炭においては、1.07程度という値が得られた。

4.2 月山下層土と月山黒ボク

図-12、図-13に、月山下層土、同黒ボクの主応力差と軸ひずみ関係を示した。どちらの図においても、泥炭同様約5%軸ひずみまでは、主応力差の急上昇がみられる。その後、主応力差に鋭いピークが生じ、軸ひずみの増加とともに下降してくる。また、図-14、図-15に、月山下層土、同黒ボクの間隙水圧と軸ひずみ関係を示し

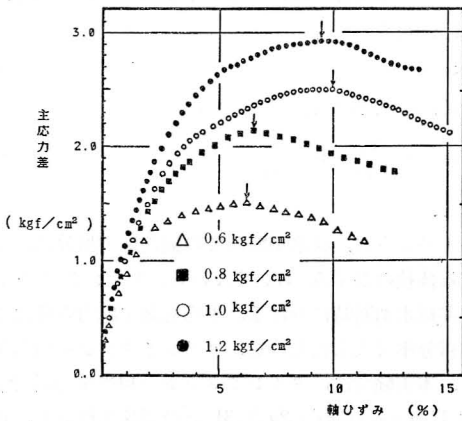


図-12 月山下層土の主応力差と軸ひずみ

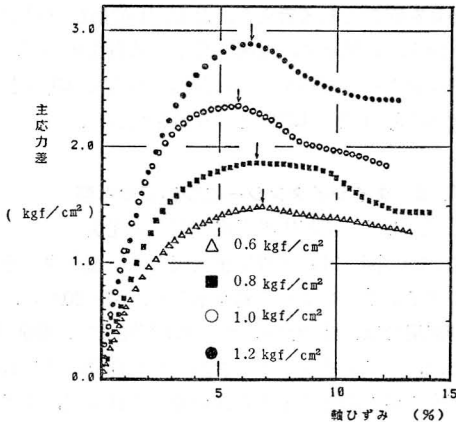


図-13 月山黒ボクの主応力差と軸ひずみ

た。ここでは拘束圧力の大きさに対応して、間隙水圧の値も大きくなっているが、比較的低い値を示している。そこで間隙圧係数を求めてみると、月山下層土で0.1程

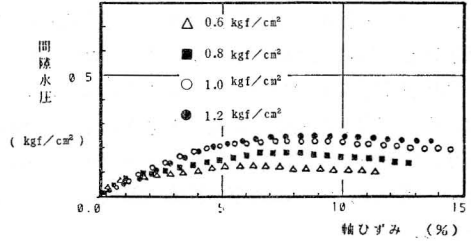


図-14 月山下層土の間隙水圧と軸ひずみ

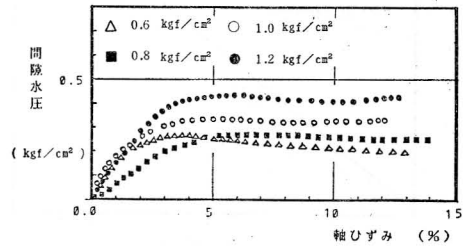


図-15 月山黒ボクの間隙水圧と軸ひずみ

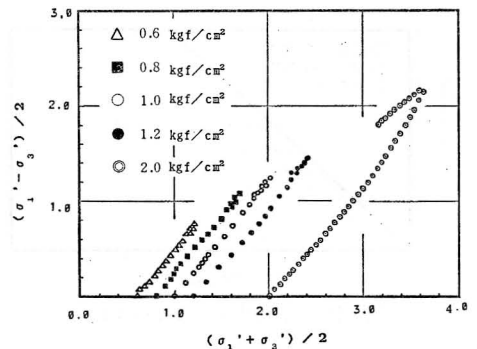


図-16 月山下層土のベクトルカーブ

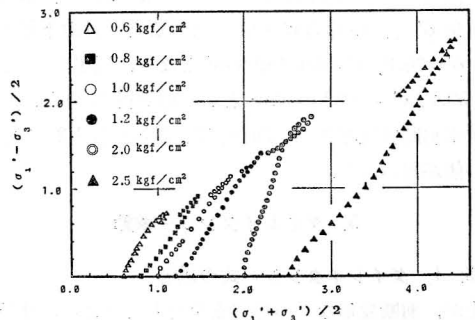


図-17 月山黒ボクのベクトルカーブ

度, 同黒ボクで0.15程度となり, 過圧密泥炭と似た低い値を示している。また, 前回同様, ベクトルカーブで示したのが図-16, 図-17である。結果は, 過圧密泥炭と同様に, 右上がりのカーブで示されている。つまり, 本研究における月山下層土, 同黒ボクの等方圧密非排水剪断試験は, 間隙係数, ベクトルカーブから推定して, 過圧密状態で実験を行っていたことになる。というのは, 圧密圧力と拘束圧力を同じ大きさにしたにもかかわらず, 供試体の作製時に, 2.5 kgf ランマーによる締固めという時点で, すでに過圧密状態の形成があったと考えられる。

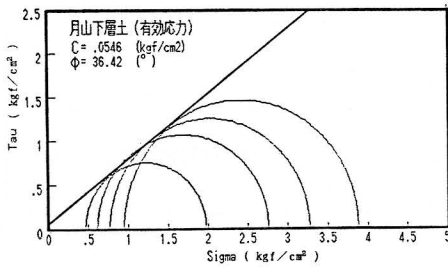


図-18 月山下層土のモール円

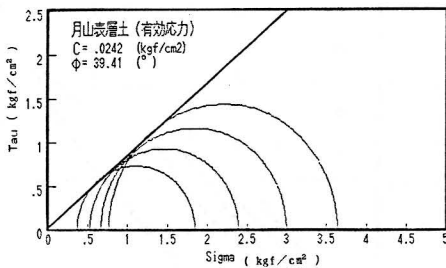


図-19 月山黒ボクのモール円

次に破壊基準を $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ として図-18, 図-19に示した有効応力表示におけるモール円から, 非排水剪断抵抗角 $\phi'$ と, 粘着力 $c'$ を求めてみると, 月山下層土では,  $\phi' = 36.4^\circ$ ,  $c' = 0.05 \text{ kgf/cm}^2$ となり, 同黒ボクでは $\phi' = 39.4^\circ$ ,  $c' = 0.02 \text{ kgf/cm}^2$ という値が得られた。また非排水剪断強度増加率 $(Cu/p)$ は, どちらも1.2程度の高い値が得られた。

## 5. ダイレイタンシー挙動

### 5.1 ダイレイタンシー式の誘導

土が, 剪断変形などの形状変化をしたときに, 体積変化する現象をダイレイタンシーという。本実験のような

非排水剪断試験の場合には, ダイレイタンシーの影響は, 間隙水圧, つまり平均有効主応力 $(p' = \sigma_1' + \sigma_3')$ の変化として現われる。すなわちダイレイタンシー式の誘導は, 排水剪断中の土要素の全体積ひずみ $(\epsilon_v)$ , 平均有効主応力増加による体積ひずみ $(\epsilon_c)$ , 偏差応力増分による体積ひずみ $(\epsilon_d)$ として,

$$\epsilon_v = \epsilon_c + \epsilon_d \quad (3)$$

となる。

平均有効主応力増加による体積ひずみ $(\epsilon_c)$ は,

$$\epsilon_c = \frac{c_c}{1 + e_0} \log \frac{p'}{p_0} \quad (4)$$

$e_0$ : 圧密終了後の間隙比

$c_c$ :  $e - \log \sigma'$ の直線勾配 (圧縮指数)

$p'$ : 平均有効主応力 $= (\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$

$p_0$ : 剪断開始時の平均有効主応力

となる。

また, 非排水条件では, 全体積ひずみ $\epsilon_v = 0$ である。よって, (3)式より

$$\epsilon_d = -\epsilon_c \quad (5)$$

となる。(4)式を(5)式に代入して,

$$\epsilon_d = -\frac{c_c}{1 + e_0} \log \frac{p'}{p_0} \quad (6)$$

となる。

以上のように, 排水剪断時での偏差応力増分によって生じる体積のひずみ $(\epsilon_d)$ , すなわち, ダイレイタンシーを, 非排水剪断時における, 平均有効主応力の変化で表現し百分率で表したものを, ダイレイタンシー相当量とした。本実験では, ダイレイタンシー相当量 $(\epsilon_d)$ と, 応力比 $\{(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1' + 2\sigma_3')/3\}$ との関係で検討し, 正のダイレイタンシー相当量を収縮, 負のダイレイタンシー相当量を膨張として考えた。なお, 圧縮指数 $(c_c)$ は, 月山下層土, 同黒ボク, 泥炭の乱した試料を用いて, 等方圧密試験を行った結果から, 月山下層土で0.3, 同黒ボクで0.533, 泥炭で1.793という値を用いた。

## 5.2 ダイレイタンシーについての考察

### 5.2.1 正規圧密泥炭と過圧密泥炭

図-20, 図-21に正規圧密泥炭と過圧密泥炭, それぞれのダイレイタンシー挙動を示した。図-20から, 正規圧密泥炭では, 応力比0.1から0.4程度まで, 膨張傾向または, ダイレイタンシーを生じない部分がみられ, ある程度の値を超えると応力比の増加に伴って, ダイレイタンシー相当量は線形的に正 (収縮) の方向に伸びて行

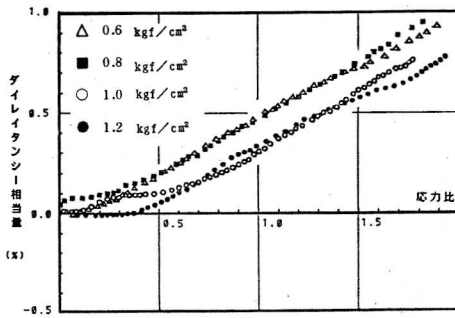


図-20 正規圧密泥炭のダイレイタンシー挙動

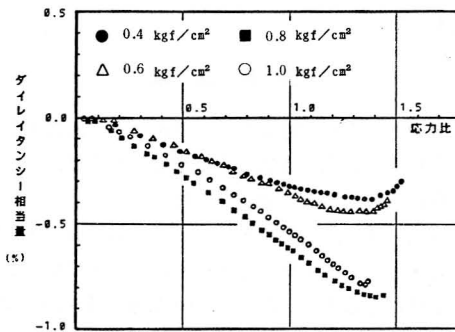


図-21 過圧密泥炭のダイレイタンシー挙動

く。ただし、ダイレイタンシーを生じる限界値にバラツキがあったり、2本の曲線に区別されたりする原因は、等方圧密後すなわち軸圧縮を行う直前の間隙比が異なるためである。つまり拘束圧力が0.6, 0.8 kgf/cm<sup>2</sup>の供試体では、軸圧縮直前の間隙比が7程度であり、また1.0, 1.2 kgf/cm<sup>2</sup>の供試体では間隙比が6程度である。このことから考えて間隙比の大きいものは、ダイレイタンシーを生じる限界値が小さく、また、ダイレイタンシー相当量が大きい、つまり収縮が大きいといえる。一方、間隙の小さなものは、大きいものに比べてダイレイタンシーを生じる限界値が大きく、逆にダイレイタンシー相当量は小さいということが言える。ただ、この2本の曲線がほぼ平行であるということは、興味深い。

また、図-21に示す過圧密泥炭のダイレイタンシー挙動では、正規圧密泥炭と同様、応力比0.2程度のダイレイタンシーを生じない部分が見られるが、それ以降の応力比においては、正規圧密泥炭とは逆に、ダイレイタンシー相当量は、線形的に負(膨張)の方向に伸びていく。また、図によると2本の曲線で区別されることがわかる。つまり正規圧密泥炭と同様に、軸圧縮直前の間隙比の違いが原因であり、拘束圧力0.4, 0.6 kgf/cm<sup>2</sup>のもの

は、間隙比が5.5程度であり、拘束圧力0.8, 1.0 kgf/cm<sup>2</sup>のものは間隙比が4程度である。すなわち、過圧密泥炭では軸圧縮直前の間隙比が小さいものほど、膨張傾向が大きくなるものといえる。

以上、述べてきた正規圧密泥炭と過圧密泥炭のダイレイタンシー挙動について、図-22を用いてまとめてみると、どちらの圧密状態においても、応力比0.2程度のダイレイタンシーを生じる限界値をもっている。その後、正規圧密泥炭では、応力比の増加に伴って、正(収縮)の方向に伸び、逆に過圧密泥炭では応力比の増加に伴って

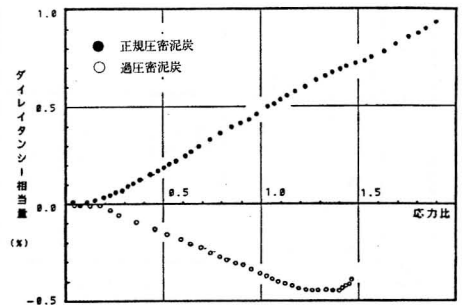


図-22 応力履歴の違いによるダイレイタンシー挙動

負(膨張)の方向に伸びていく。これは、等方圧密後の間隙比の大小に、大きく影響され、間隙比が小さくなるにつれて、ダイレイタンシー相当量も正から負へ、つまり、収縮傾向から膨張傾向へ移っていくことが明らかである。

### 5. 2. 2 月山下層土、月山黒ボクと泥炭

前項のように、非排水剪断試験においても、ダイレイタンシーが定量的に明らかになった。そこで、本研究で用いた月山下層土、同黒ボクにも適用し、泥炭との比較を試みることにした。図-23、図-24に、月山下層土と同黒ボク、それぞれのダイレイタンシー挙動を示した。過圧密泥炭と同様、応力比の増加に伴って、ダイレイタンシー相当量は、負(膨張)の方向に伸びている。したがって前述した間隙係数や、ベクトルカーブの結果から、本研究に用いた月山下層土と同黒ボクは、過圧密状態での実験であるということと、一致したことになる。そこで、過圧密状態における月山下層土、同黒ボク、泥炭の3つの試料のダイレイタンシー挙動を比較しようと試みたのが図-25である。供試体作成方法、過圧密比の違いからこの比較には論議すべき点も多いが、ただし、これまで述べてきた実験の結果から推定して図に示す通り、泥炭は普通の土と比べて、繊維質という特異性質の

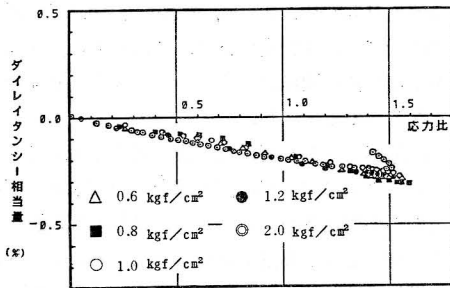


図-23 月山下層土のダイレイタンスー挙動

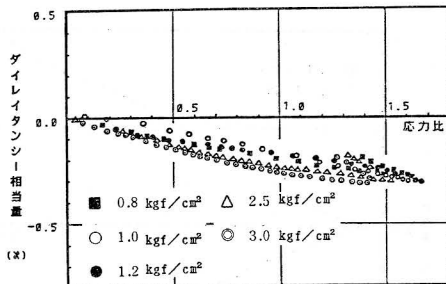


図-24 月山黒ボクのダイレイタンスー挙動

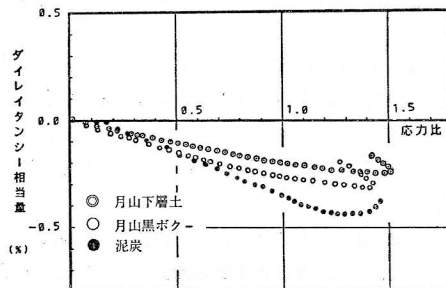


図-25 試料の違いによるダイレイタンスー挙動

ため、間隙が大きく、また、圧縮性が大きいために、ダイレイタンスー相当量、すなわち、収縮傾向、膨張傾向が非常に大きくなるものと予想される。また、この大きさは、剪断抵抗角の大きさとも充分、関連していると思われる。残念ながら今回はそれを確かめるまでには至らなかった。

## 6. おわりに

東北地方の泥炭の研究は、最初はレオロジーの問題としての<sup>(7)(8)(9)</sup>てがけたが、泥炭地に農業用パイプラインを敷設することに端を発したパソコンによる有限要素法の研究<sup>(10)</sup>も、特に弾塑性解析を、泥炭地に埋没したパイプを含む地盤について行えるようになった<sup>(11)</sup>。そのために

は東北地方の泥炭の特徴、泥炭の三軸試験、粘弾性挙動といった研究例の少ない部分を明らかにした上でとり組まなければならなかった<sup>(12)</sup>。また、パソコンによるキングサイズの剛性マトリクスを解く問題も解決しなければならなかった<sup>(13)(14)</sup>。この研究はこうした一連の研究の中から生まれたものである。

本研究を進めるに当たり色々な御便宜を与えて頂いた山形県庁ならびに県赤川土地改良事務所の関係各位に、心から御礼申し上げたい。

また、当研究室技官の山崎加津子氏、卒論実験として金野 馨、出口真弘の諸氏の協力を得たことに深く謝意を表したい。

## 引用文献

- 1) 東山 勇：東北地方のローカルな土 泥炭・黒泥、土質工学会東北支部設立三十周年記念誌，pp. 78～84，土質工学会東北支部，1985.
- 2) 東山 勇・月館光三・及川 洋・対馬雅己・矢橋農吾・吉田 力：東北地方における泥炭の分布と理工学性，土と基礎，Vol. 31, No. 1, pp 71～75, 1983.
- 3) 東山 勇：パソコンによる三軸圧密の自動計測，山形農林学会報，第43号，pp. 29～32, 1986.
- 4) 対馬雅己：泥炭性有機質土のせん断特性と強度パラメータの簡易推定法に関する実験的研究，北海道大学，pp. 1～208, 1985.
- 5) 及川 洋：泥炭質土のせん断強さの評価方法とその応用に関する研究，九州大学，pp. 1～177, 1984.
- 6) Isamu Higashiyama: The Significance of Consistency Limits of Soil, Bull. Yamagata Univ. Vol. 8, No. 3, pp. 1～18, 1980.
- 7) 東山 勇・喜田大三・大平至徳：土壌のレオロジー，土と基礎，Vol. 28, No. 11, pp. 75～82, 1979.
- 8) 東山 勇・月館光三・吉田 力：低位泥炭のコンステンション試験法，有機質土試験法シンポ，pp. 27～30，土質工学会，1979.
- 9) Isamu Higashiyama, Kōzo Tsukidate and Chikara Yoshida: Cadmium Pollution and the Physical Properties of Peat Soil—The case of the Ōyachi peat area of the Yoshino River drainage basin—, Jour. Irrig. Eng. and Rural Plan. No. 4, pp. 15～22, 1983.
- 10) 東山 勇：マイクロコンピュータ利用による埋設とう性管の有限要素法解析，山形大学紀要，9巻1



- 号, pp. 79~91, 1982.
- 11) 東山 勇・吉田 力・石田朋靖・月舘光三：パソコンによる埋設パイプ FEM 解析の手法, 第32回農業土木学会東北支部報, pp. 112~113, 1985.
- 12) 東山 勇：泥炭を含む有機質土の弾塑性解析とレオロジー的考察, 山形大学紀要, 9巻4号, pp. 93~112, 1985.
- 13) 東山 勇：パソコンによる FEM プログラムについての二・三の考察, 山形農林学会報, 第42号, pp. 49~52, 1985.
- 14) 東山 勇・吉田 力・石田朋靖・月舘光三：パソコンによる泥炭地埋設パイプの FEM 解析, 山形大学紀要, 10巻1号, pp. 69~74, 1986.

### Summary

This paper summarizes the stress/strain behavior and strength characteristics of triaxial specimens of peaty soil samples taken from the Shōnai alluvial plain close to Sakata in the Tōhoku region.

These tests were carried out over a wide range of consolidation pressures, thus ensuring adequate coverage of both the overconsolidated and the normally consolidated ranges.

The data from the different test series on peat soils were compared with data on organic volcanic ash soil from Mt. Gassan. On that basis, the following conclusions may be drawn :

(1) The deviator stress/strain relationships of the series of tests are displayed in Fig. 4 and Fig. 5, and are clearly dependent on the pre-consolidation pressures. The relationships between effective stress ratio and shear strain (not shown here), however, are almost identical, except for those with very low pre-consolidation pressures.

(2) Fig. 8 and Fig. 9 show four typical stress paths of, respectively, normally consolidated and overconsolidated peaty soils the undrained triaxial compression test. In Fig. 8, the stress path is divided into three parts. The behavior of the sample at the first stage can be considered elastic, so effective stress

paths tend to be inclined to the right side. At the second stage pore pressure begins to develop in the overstressed samples, and also the plastic component obviously emerges in these deformations. At the last stage, the sample can be found to be yielding plastically. It can be seen that the stress paths tend to be approximately parallel to the strength envelope drawn as a best fit through the points representing maximum deviator stress.

(3) The strength envelope based on the maximum obliquity ratio failure condition differs only slightly between the two sample types. In the overconsolidated sample of peaty soil, the effective strength parameters  $C$  (cohesion) and  $\phi$  (angle of internal friction) were found to be  $0.06 \text{ kgf/cm}^2$  and  $32.4^\circ$ , respectively. In the normally consolidated sample, the parameters  $C$  and  $\phi$  were  $0.0 \text{ kgf/cm}^2$  and  $47.6^\circ$ , respectively.

(4) The dilatancy parameters  $\varepsilon_d$  are defined as Eq. 4 and stress ratio  $\{(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1' + 2\sigma_3')/3\}$ , where  $\sigma_1'$ ,  $\sigma_2'$  and  $\sigma_3'$  are effective principal stresses and  $\sigma_2 = \sigma_3$  under triaxial stress conditions. The relationships of dilatancy parameters and stress ratios for normally consolidated samples are displayed in Fig. 20, and are clearly different from those of overconsolidated peaty soils as presented in Fig. 21.