

飽和粘土のせん断における間げき水圧の挙動について

赤 井 浩 一*
 山 本 順 一**
 小 沢 良 夫***

要 旨 粘土の強度特性がせん断速度によって変化することは、従来から認められているが、この現象を試料内に発生する間げき水圧の面から検討したものは非常に少ない。本文では土のせん断強度におよぼす間げき水圧の効果を重視し、三軸試験によってその挙動を綿密に調べた。その結果、沖積飽和粘土の乱さない試料では、せん断速度としては毎分供試体初期高さの約0.5%が限度であって、それより速いところでは、とうていせん断時の間げき水圧を満足に測定することができず、従って正しい強度常数が得られないことを明らかにした。

なお、土のせん断において採用すべき破壊規準や back pressure などについても検討を試み、土の強度試験法に対して新たな提案を行なった。

1. 緒 言

応力と間げき水圧の変化を受けるような土の挙動を十分解明するには、有効応力にもとづいて土の力学的性質を定義する必要がある。この有効応力の原理は土の構造を土粒子実質部分とそれ以外のものに分けて考えることに根拠をおき、飽和土のごとく間げき空間に単一流体系しか存在しないような場合には、つぎのように表わされる^{1),2)}。

① 一つの土要素の容積変化は、そこに作用している全垂直応力の変化に関係せず、全垂直応力の変化と間げき水圧の変化の差に関係して定まる。

② 土中の任意の面上での最大せん断抵抗は、その面に作用している全垂直応力の関数ではなく、全垂直応力と間げき水圧の差の関数となる。

上のいずれの場合についても、有効垂直応力を σ' 、全垂直応力を σ 、間げき水圧を u とすると次式が成立する。

$$\sigma' = \sigma - u \dots\dots\dots(1)$$

ところで一方、土の圧縮性やせん断抵抗などのような力学的特性が、鋼その他一般土木材料と違っていちじるしい非弾性応答を示し、それが高度の時間依存性を持つことはかなり以前から認められており、これら力学的応答に関する多数の研究がある。しかし、その大部分は応力の変化として上述の全応力をとっているため、土の力

学的性質について普遍的な議論をなしえないうらみがあった。そこで本文ではこのような欠陥を除き、土の強度特性を明らかにするために、飽和粘土のせん断における間げき水圧の挙動をおもにせん断速度との関連において論じようとする。

2. 土における非弾性応答

一般に材料の力学的応答はいわゆる応力-ひずみ図で表わすことができるが、周知のように土においては圧縮変形(容積変化)に対しても、せん断変形(形状変化)に対しても、応力-ひずみ関係には非直線性が現われる。いま土を粘弾性体と考えた場合、この応力-ひずみ関係に現われる曲率を支配するのは時間効果である。そして荷重の下にある粘弾性体の基本的な応答はつぎのいずれかで定義される³⁾。

$$\sigma = c_1 \epsilon + c_2 \dot{\epsilon} \dots\dots\dots(2)$$

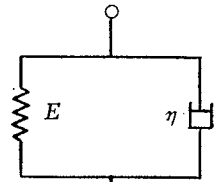
$$\dot{\epsilon} = c_3 \sigma + c_4 \dot{\sigma} \dots\dots\dots(3)$$

ここに σ は任意の種類に応力、 ϵ はそれに相当した微小ひずみを示し、 c_1, c_2, c_3, c_4 はいずれもレオロジー常数を表わす。

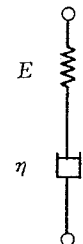
力学モデルとしては、式(2)は弾性を表わすバネと粘性を表わすダッシュポットが並列している Voigt のモデル(図-1(a))、式(3)はこれらが直列にならんだ Maxwell のモデル(図-1(b))

で示される。これらはいずれも一次の粘弾性体であるが、もし $0 < \dot{\epsilon} < \infty$ または $0 < \dot{\sigma} < \infty$ なる種々の速度で載荷されると、異なった曲率の応力-ひずみ図を示す。図-2(a)は式(2)の粘弾性体の応力-ひずみ曲線であり、一定の応力増加速度 $\dot{\sigma}$ で載荷したものである。一方 図-2(b)は式(3)の材料に対して一定ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ で載荷した場合のものを示す。これより前者が $\dot{\sigma} = 0$ なる極限状態で完全弾性体の応答をするのに反し、後者では $\dot{\epsilon} = \infty$ に対して

図-1 Voigt モデルと Maxwell モデル



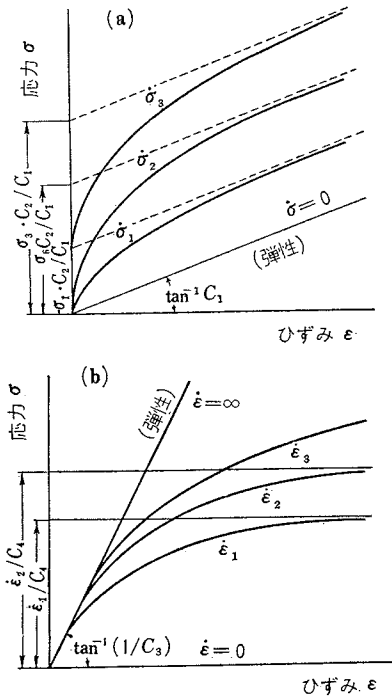
(a) Voigt Model



(b) Maxwell Model

*正員 工博 京都大学教授 工学部土木工学教室
 **正員 日本道路公団名神高速道路第一建設局
 ***正員 京都大学大学院工学研究科学生

図-2 粘弾性体の応力-ひずみ曲線



弾性的となることがわかる。

せん断速度が土の強度におよぼす影響については、Taylor⁴⁾をはじめとするかなりの研究がある。

Casagrande と Shannon⁵⁾によれば、三軸圧縮試験において、砂の場合には変形速度を毎分 1% から 1000% に増加させても、強度はわずか 10% しか増加しなかった。しかし、粘土の場合には変形速度によって強度はいちじるしく変わり、上記の範囲で強度は 50% も増加したことを報じている。

また、せん断速度の非常におそい試験が Casagrande と Wilson⁶⁾によって行なわれており、これによると普通の土は長期荷重の下で標準速度のもの 45~55% まで強度が低下するが、不飽和の突固め土および不飽和の乱さない砂質粘土では逆に強度を増すものがある。これは含水量を変化させないにもかかわらず、土が不飽和のため空気が圧縮して間げき比が減少する現象、すなわち内部圧密によって強度が増加したものと説明されている。

その他の研究においても、せん断速度の増加につれて強度が増す一般の傾向が認められるが、個々のデータについていえば必ずしもそのようではない場合もあり、たとえば非常に変形速度の大きいところで、かえって強度の減少を生ずるという報告も二、三見られる。このような原因としてはいろいろ考えられるが、その最も支配的なものは、応力として外的に加えられている全応力をとったためではないかと考えられる。ゆえにこの種の研究

では、せん断中に試料内に発生する間げき水圧の挙動について検討せねばならない。

3. 間げき圧係数と破壊規準

土の非排水せん断強度に関する問題において、主応力の変化 $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_3$ のもとで生ずる間げき水圧変化 Δu は、Skempton によってつぎの形の式で表わすことができる⁷⁾。

$$\Delta u = \Delta u_a + \Delta u_d = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \dots\dots\dots(4)$$

式中の係数 A, B を間げき圧係数という。

式(4)でわかるように、一般にこの場合の主応力変化を2段階に分けて考える。すなわち、まず最初に土要素が全体的に $\Delta\sigma_3$ に等しい周圧の変化を受け、つぎに主応力差の変化 ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$) を受けるものとし、間げき水圧変化はこの各段階の間げき水圧変化 Δu_a と Δu_d の和と考えるのである。

まず土要素が全体として周圧の変化 $\Delta\sigma_3$ を受け、式(4)の右辺の第1項に示すように、土中の間げき水圧が Δu_a だけ増加したものとすると、間げき容積はこの Δu_a により圧縮される。一方、土の構造骨格はこの場合の粒子間圧力によって圧縮されるが、非排水条件のもとでは両者の圧縮量は相等しいはずである。間げき率を n 、間げきの圧縮率を κ_v 、土の骨格の圧縮率を κ とすると、係数 B は次式で与えられる。

$$B = \frac{\Delta u_a}{\Delta\sigma_3} = \frac{1}{1+n(\kappa_v/\kappa)} \dots\dots\dots(5)$$

飽和粘土では間げきの圧縮率 κ_v はそのまま水の圧縮率 κ_w となり*、これは土の構造骨格の圧縮率 κ にくらべて無視しうるほど小さいから、式(5)で与えられる飽和粘土の間げき圧係数は $B=1$ となる。ゆえに、この場合には式(4)は

$$\Delta u = \Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \dots\dots\dots(6)$$

となる。

つぎに主応力差の変化 ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$) に対する間げき圧係数 A は、ひずみまたは応力の大きさおよび応力変化の正負によって変化し、Skempton によるとつぎの値が示されている。

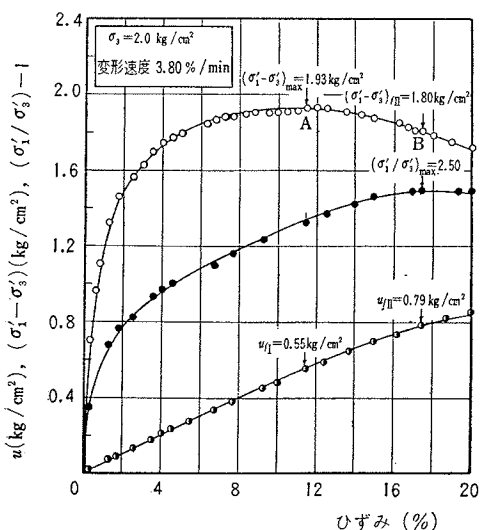
鋭敏粘土	0.75~1.5
正規圧密粘土	0.50~1.0
締固めた砂質粘土	0.25~0.75
高度の過圧密粘土	-0.50~0

つぎにせん断時の破壊点をどこにおきえるかという破壊規準の問題がある。1.で述べたように、土の最大せん断抵抗も有効応力に対して定義しておかねばならないが、通常この場合の破壊規準としてはつぎの2つが用いられている⁸⁾。

- (I) 有効主応力差 ($\sigma_1' - \sigma_3'$) が最大のとき
- (II) 有効主応力比 (σ_1'/σ_3') が最大のとき

* 水の圧縮率 $\kappa_w = 4.8 \times 10^{-5}$ kg/cm²

図-3 三軸試験における応力-ひずみ曲線および間げき水圧-ひずみ曲線



排水型の試験では、この両者の破壊規準によって求めた強度常数は一致することが実験的に認められているが、一方、非排水型の試験では、必ずしも両者による結果は一致しない。すなわち、発生間げき水圧は主応力差が最大の点のひずみにおいてまだ増加の途上であって、有効主応力比が最大の点はさらに大きいひずみにおいて生じ、この後者の破壊規準によって得られる強度常數 ϕ' は前者の規準によるものよりも大きい。著者らの実験結果の一例を図-3に示すが、図のA点が前者の規準による破壊点、B点が後者による破壊点を示す。

Kenny⁹⁾はこの現象は粘土の鋭敏比の関数であるとし、土の鋭敏比が大きいほどこの2つの破壊規準によって決定される強度常數の相違が大きくなる、と説明している。さらに Simons¹⁰⁾はクイッククレイについて非排水試験を行ない、有効主応力差が最大になるときの軸方向ひずみが大きいほど、2つの破壊規準によって得られる内部摩擦角 ϕ' の値の相違が小さくなることを示した。

著者らが実施した四日市粘土の圧密非排水三軸試験における両規準に準拠した実験の結果の比較は、表-1に示されている。これよりせん断速度がごく速い場合をのぞいて、両規準による結果はほぼ等しいとみなしうる。ゆえに以後の実験の整理にあたっては、計算が簡単な有効主応力差 $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ の最大の点をもって破壊点と考えることにする。

表-1 破壊規準による土の強度特性の比較

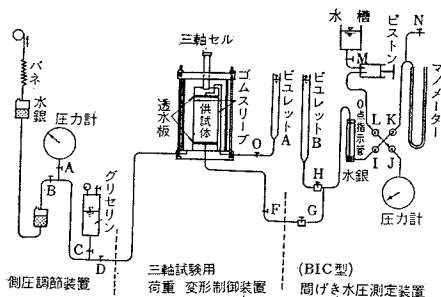
		0.068	0.29	1.15	3.8	13.6
規準(I)	主応力差(kg/cm ²)	1.79	1.79	1.84	1.93	2.07
	間げき水圧(kg/cm ²)	1.27	1.22	1.21	0.55	0.39
	破壊ひずみ(%)	9.9	10.4	11.0	11.5	12.0
規準(II)	主応力差(kg/cm ²)	1.79	1.78	1.83	1.80	2.01
	間げき水圧(kg/cm ²)	1.27	1.23	1.19	0.79	0.47
	破壊ひずみ(%)	9.9	11.2	12.2	17.5	14.5

4. back pressure の導入

飽和粘土では、周圧の変化による試料内間げき水圧の変化を表わす間げき圧係數 B が1に等しいことは、さきに述べた式(5)より明らかである。しかし、実際にボーリングによって採取された乱さない試料について実験室内で三軸試験を行なってみると、周圧の変化の数10%しか間げき水圧が発生しないことが多い。

三軸試験における間げき水圧測定は元來かなりの技術と熟練を要し、普通は試料より水分の出入りがなのまま圧力を測定する方法、いわゆる0点法が採用される。この方法の最も一般的な配管系統図は図-4に示すとおりであり、この装置の0点指示水銀柱の頭部を常に一定の指線に合わせながら、試料よりの間げき水圧と平衡を保つに要する圧力をブルドンゲージまたは水銀マンオメーターで読みとる方式である。

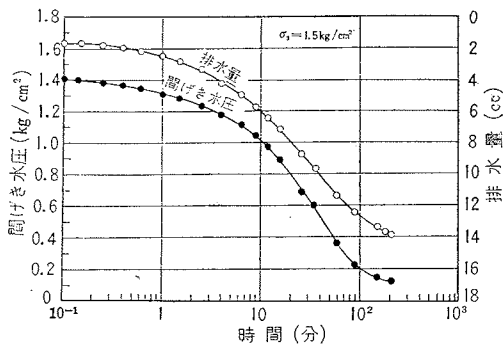
図-4 三軸試験の配管系統図



間げき水圧測定用管系の中には空気存在が許されないから、あらかじめ循環水によってこの回路中から気泡を除去しておく必要がある。これを検査するためには、バルブ F, H, K および M を閉じた状態で加圧ピストンにより約 7 kg/cm² の圧力をこの回路に与えたとき、0点指示の水銀柱頭部が約 10 mm 上昇する程度におさまっていることを確かめる。なお、測定回路中に使用する水は脱気水とし、供試体をキャップおよび底部ポーラスメタルと連結する際に空気の混入をさけるため水中設置を必要とする。

以上のような細心の注意をはらって三軸試験を行なうと、試料を設置して非排水状態で周圧を与えると同時に、ほとんど瞬間的に周圧の100%に近い間げき水圧が発生することがわかる。後述の試料を用いて測定した圧密期間中の間げき水圧と試料よりの排水量は、図-5に示すようにほぼ相似の曲線を描いて時間とともに減少する。しかしかなりの時間が経過して、もはや試料よりの排水が認められなくなった場合にも、若干の間げき水圧が残留しているのが認められ、つぎの非排水せん断時における間げき水圧の原点を0にすることができない。またこの段階で周圧を $4\sigma_3$ だけ増加させても、この増分に等しい間げき水圧が発生せず、70~80% 程度のものが

図-5 等方圧密における圧密-時間曲線
(ペーパー ドレーン使用)

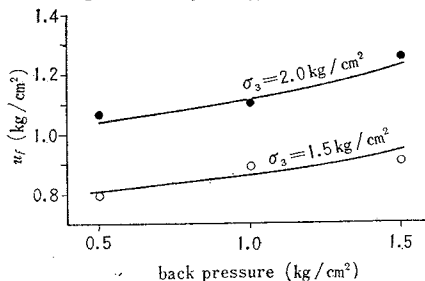


かなりの時間的おくれをともなって生ずることが知られる。これは圧密の進行によって試料内の間げき水圧が減少したため、間げき水に溶けこんでいた空気が気化して試料を不飽和にするため、式(4)の間げき圧係数を $B < 1$ ならしめるものと考えねばならない。

上記のような試料の不飽和化は、乱さない粘土を地中深くより採取してきて地上に引きあげた場合についても当然見られるはずである。この現象をなくすためには、試験の期間中適当な時期に、間げき水圧測定装置を通して供試体内部に u_b なる圧力を与えると同時に、側圧の方にも u_b の増分を与える操作を必要とし、この付加圧力 u_b を back pressure という¹¹⁾。すなわち back pressure によって乱さない試料が地中に存在していたもとの応力状態にもどし、実験室内で一度脱出した空気を再び間げき水中に溶解せしめて飽和度を増すことができる。この場合、供試体を圧密する前に与える initial back pressure と、圧密終了後せん断前に与える back pressure があるが¹²⁾、著者らの実験では先述のように、せん断時の発生間げき水圧の初期値を一定にするために後者の方を採用した。

せん断破壊時の間げき水圧 u_f と back pressure u_b の関係を示す著者らの実験結果の一例を図-6に示す。この図から u_b が大きいほど u_f が大きくなることが知られるが、一方、破壊時の主応力差 $(\sigma_1' - \sigma_3')_f$ もまた back pressure の増大につれて増加してゆくという傾向が見られることがわかった。これらの実験結果を総合して考察すると、back pressure を全然与えないで行なう従来

図-6 せん断破壊時の間げき水圧 u_f と back pressure u_b の関係



の三軸圧縮試験では、現地の状態のものよりかなり小さい強度常数が得られている疑いがある。また必要にして十分な back pressure の大きさとしては、試料が地中で有していた自然状態での間げき水圧(静水圧)をとるのが妥当と考えられるが、この点についての詳細な研究は目下実施中であるので別の機会に報告したい。

5. せん断速度による強度特性の変化

変形速度と間げき水圧との関係を調べるため、ひずみ制御型三軸試験機を用いて圧密非排水せん断試験を行なった。用いた試料は四日市市北部臨海地帯海底より採取した沖積粘土で、その一般性質を表-2に示す。試験の方法としては、まず所定の寸法(直径 35 mm, 高さ 80 mm)に成型した粘土供試体を三軸試験機の圧縮室内に水中でセットする。供試体側面には圧密加速のため濾紙をかご状に切った、いわゆるペーパー ドレーン¹³⁾を巻きつけてからゴム スリーブでおおい、供試体の上端を排水用ビュレットに、下端は間げき水圧測定装置に、いずれも有孔板(ポラス メタル)を介して連結する。この際、供試体下端と間げき水圧計のパイプとの間に空気が入らないよう注意する。

表-2 四日市新期沖積粘土の一般的性質

試料	採取深度 (m)	分類	比重	間げき比	含水比 (%)	LL (%)	PI (%)
B 207	5.4~6.5	粘土	2.670	1.57	60.9	57.8	27.9
B 208	6.5~7.7	"	2.682	1.50	56.8	62.6	31.3
B 211	9.6~10.5	"	2.650	1.78	70.8	69.5	38.1
B 214	12.3~13.2	"	2.676	2.10	81.9	98.0	54.3
B 215	13.2~14.1	"	2.610	2.05	80.6	90.2	41.0

実施した試験は間げき水圧測定をともなる4シリーズであって、各シリーズの側圧は 1.5, 2.0, 2.8, 3.5 kg/cm² であり、変形速度を初期試料高さのおよそ 0.07, 0.3, 1, 4, 14 %/min の5とおりに変化させ、いずれの場合にも $u_b = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ の back pressure を用いた。

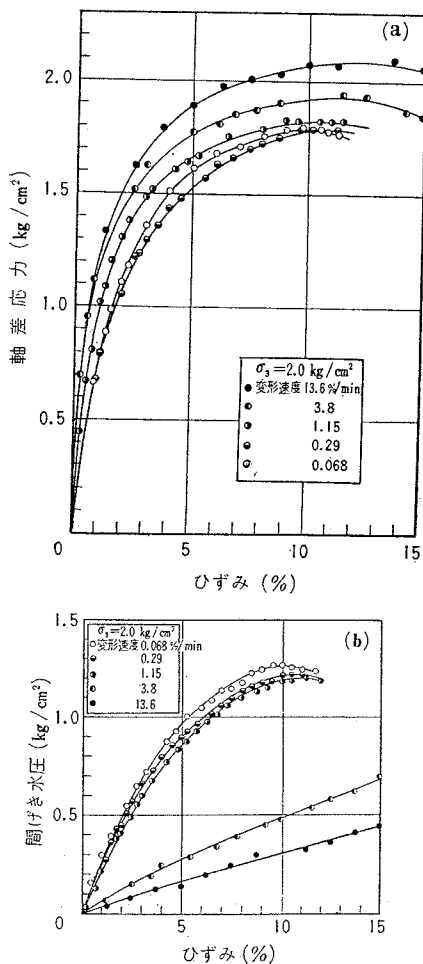
図-7(a)は種々の変形速度に対応する主応力差-ひずみ曲線を示し、図-7(b)はせん断中の発生間げき水圧-ひずみ曲線を表わしている。これらの図から、同一側圧では変形速度の増加とともに破壊時の主応力差は大きくなり、間げき水圧は逆に減少することがわかる。とくに注意すべきは、変形速度が約 1%/min を越えると間げき水圧が急激に減少することである。すなわち、これ以上のせん断速度では、せん断時の発生間げき水圧がせん断応力の増加にうまく追従していないことを示している。

種々の側圧に対する実験結果を総括するために、

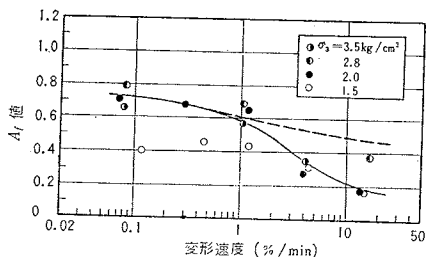
$$A_f = \Delta u_f / (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)_f \dots\dots\dots (7)$$

で定義される破壊時の間げき 圧係数 A_f を縦軸にとって整理すると図-8が得られる。式(7)で添字 f はすべて破壊時のものを示す⁷⁾。これよりわかるように、変

図一 種々の変形速度に対する応力-ひずみ曲線および間げき水圧-ひずみ曲線



図二 間げき係数 A_f と変形速度の関係



形速度が大きくなるにつれて破壊時の間げき係数 A_f は減少するが、変形速度が約 0.5~1%/min の点を境にして、それより大きいところでは減少の度合いが小さい。これはさきにも述べたように、間げき水圧の追従がよくないためであって、もし正確に間げき水圧が測定されていたとすれば、おそらく破壊線で示すような関係が得られるに違いない。ゆえに圧密非排水型の三軸圧縮試験において採用すべきせん断速度は、この種の土質に対して最大 0.5%/min 程度におさえるのが望ましいと結論される。

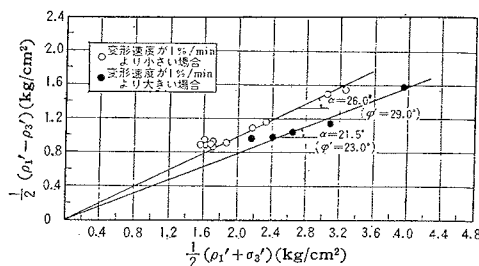
つぎに変形速度の相違による土のせん断強度常数の変化の様子を調べる。普通は土の強度常数、すなわち内部摩擦角 ϕ' および粘着力 c' を求めるには、有効応力に関するモールの応力円から破壊包絡線を描くのであるが、ここでは作図上の正確を期して、各モールの破壊円の頂点の座標を求めることにする。すなわち $(\sigma_1' - \sigma_3')_{\max}/2$ を縦軸に、 $(\sigma_1' + \sigma_3')_{\max}/2$ を横軸にとり、両者の関係をプロットするのである¹⁴⁾。この方法によって得られる点を結ぶ直線の傾斜を α 、縦軸への截片長を a とすると、有効応力で表わした内部摩擦角 ϕ' および粘着力 c' との間には、それぞれ

$$\sin \phi' = \tan \alpha, \quad c' = a / \cos \phi' \dots \dots \dots (8)$$

なる関係がある。

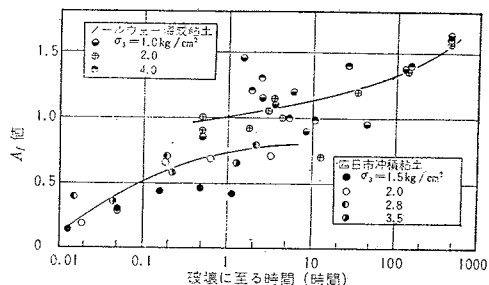
変形速度が 1%/min 以上とそれ以下とに分類して実験結果をプロットしてみると、図一⁹ のように両者の間に明らかな相違が認められる。すなわち速いせん断速度では $\alpha = 21.5^\circ (\phi' = 23.0^\circ)$ となるのに対し、せん断中の間げき水圧を満足に測定しうる程度にゆっくりした試験では $\alpha = 26.0^\circ (\phi' = 29.0^\circ)$ となる。換言すると、従来のように変形速度の大きい試験法では、粘土のせん断抵抗角(有効応力で表わした内部摩擦角)を過小に見積るおそれがある。

図一⁹ 変形速度による土の内部摩擦角 ϕ' の変化



最後に Bjerrum らがノルウェーの海成粘土(クイッククレイ)について行なった研究の結果¹⁵⁾と比較するために、種々の変形速度において供試体が破壊にいたる時間と A_f -値との関係を図一¹⁰に示す。Bjerrum らの実験はかなりおそい変形速度の領域を占めているが、これとくらべて著者らの実験は本邦の沖積海成粘土の特性をかなり明らかに示しているといえる。

図一¹⁰ 間げき係数 A_f と破壊時間の関係



6. 結 語

粘土の強度特性がせん断速度によって変化することは、従来から認められている。しかし、この現象を試料内に発生する間げき水圧の面から検討したものは非常に少ない。本文では、土のせん断強度におよぼす間げき水圧の効果を重視し、ひずみ制御型の三軸試験によってその挙動を綿密に調べた。

この研究によって明らかにされたおもな事項を列挙すると、つぎのようである。

① 土の圧縮やせん断における応力-ひずみ間の非弾性応答を調べるには、従来行なわれてきたような全応力での整理は無意味であって、応力としては有効応力とらねばならない。

② せん断試験における土の強度も有効応力に対して定義せねばならないが、この場合の破壊規準として $(\sigma_1' - \sigma_3')_{\max}$ および $(\sigma_1'/\sigma_3')_{\max}$ のいずれをとるかによって得られるせん断強度に違いがあり、その相違はせん断速度の増加とともに大きくなる。

③ 圧密非排水型の三軸試験における back pressure の効果を検討した結果、これを全然与えないで行なう従来の試験法では、現地の状態のものよりかなり小さい強度常数が得られている疑いのあることが判明した。

④ せん断速度による強度特性の変化については、飽和粘土では変形速度の増加とともに破壊時の主応力差は大きくなり、間げき水圧は逆に減少する。この間げき水圧の挙動について、間げき圧係数 A_f を用いて整理した結果、せん断速度の小さい場合の方が有効応力で表わした内部摩擦角 ϕ' は大きくなることが明らかになった。

⑤ 従って圧密非排水型の三軸試験における適当なせん断速度としては、この種の土質に対しては毎分供試体初期高さの約 0.5% が限度であって、それより速度の大きいところでは、せん断時の間げき水圧を満足に測定することができず、正しい強度常数が得られないということが結論される。

参 考 文 献

1) Bishop, A.W., Bjerrum, L. : The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems, Proc. ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 437-501.

2) Bishop, A.W. : The Measurement of Pore Pressure in the Triaxial Test, Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworth, 1961, pp. 38-46.

3) Freudenthal, A.M. : Building Materials, Their Elasticity and Inelasticity, Edited by M. Reiner, North-Holland Publ. Co., 1954, pp. 80-84.

4) Taylor, D.W. : 9th Progress Report on Shear Research to U.S. Water Engineers, MIT-Publ., 1943.

5) Casagrande, A., Shannon, W.L. : Research on Stress-Deformation and Strength Characteristics of Soil and Soft Rocks under Transient Loading, Harvard Soil Mech. Series, No. 31, 1948.

6) Casagrande, A., Wilson, S.D. : Effect of Rate of Loading on the Strength of Clays and Shales at Constant Water Content, Harvard Soil Mech. Series, No. 39, 1950.

7) Skempton, A.W. : The Use of Pore Pressure Coefficients A and B , Geotechnique, Vol. 4, No. 4, 1954, pp. 143-147.

8) Bjerrum, L., Simons, N.E. : Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays, Proc. ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 711-726.

9) Kenney, T.C. : Discussion on "The Influence of Rate of Strain on Effective Stresses in Sensitive Clay" by C.B. Crawford, Proc. ASTM 62nd Annual Meeting, 1959.

10) Simons, N.E. : Comprehensive Investigations of the Shear Strength of an Undisturbed Drammen Clay, Proc. ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 727-745.

11) Lowe, J. III, Johnson, T.C. : Use of Back Pressure to Increase Degree of Saturation of Triaxial Test Specimens, Proc. ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 819-836.

12) Casagrande, A., Rivard, P.J. : Strength of Highly Plastic Clays, Harvard Soil Mech. Series, No. 60, 1959.

13) Bishop, A.W., Henkel, D. J. : The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, Edward Arnold Ltd., 1957, pp. 81-82.

14) Simons, N.E. : The Effect of Overconsolidation on the Shear Strength Characteristics of an Undisturbed Oslo Clay, Proc. ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 747-763.

15) Bjerrum, L., Simons, N.E., Torblaa, I. : The Effect of Time on the Shear Strength of a Soft Marine Clay, Proc. Brussels Conference on Earth Pressure Problems, Vol. 1, 1958, pp. 148-158.

(原稿受付 : 1962.10.31)

ON BEHAVIOURS OF THE PORE PRESSURE IN SATURATED CLAYS DURING SHEAR

By Dr. Eng., Koichi Akai, C.E. Member, Jun-ichi Yamamoto,
C.E. Member and Yoshio Ozawa, C.E. Member

It has been well recognized that the strength characteristics of clays change with the rate of strain. There have been very few investigations, however, in which such a phenomenon has been treated in the light of the pore pressure in soil specimens. The authors have taken the effect of pore pressures on the shear strength of soils into account in this study, and investigated their behaviours precisely by means of the strain-controlled triaxial test. They also have studied some other problems, such as the failure criterion and the back pressure that should be applicable to the shear of soils. These results of investigations may be summarized as follows :

(1) In order to investigate the unelastic response between stress and strain during compression or shear of soils, one has to take the effective stress into consideration, instead of the total applied stress in the conventional analysis.

(2) The shear strength of soils changes with the definition of the failure criterion expressed as $(\sigma_1' - \sigma_3')_{\max}$ or $(\sigma_1'/\sigma_3')_{\max}$, and the difference of shear strength increases with the rate of strain.

(3) Investigating the effect of back pressure in the consolidated-undrained triaxial test, it is found that the pore pressure as well as the deviator stress at failure increases with the intensity of back pressure. It is doubtful therefore, that a conservative strength has been obtained by conventional methods where no back pressure has been used.

(4) Respecting the shear characteristics of saturated clays, the deviator stress at failure increases with the increase of rate of strain, whereas the pore pressure at failure decreases

remarkably. We can understand from Fig. 1, in which the pore pressure coefficient A_f is plotted in relation to the rate of strain, that A_f decreases abruptly when the rate of strain exceeds about 0.5~1%/min. It is also found that the angle of internal friction ϕ' in terms of effective stress at low rate of strain becomes larger than that at high velocity (Fig. 2).

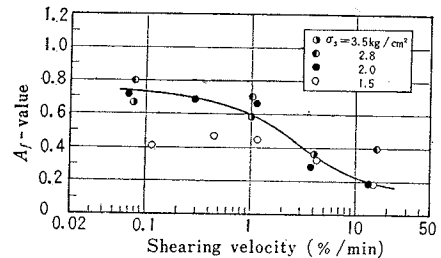


Fig. 1 Correlation between the Pore Pressure Coefficient A_f and the rate of strain.

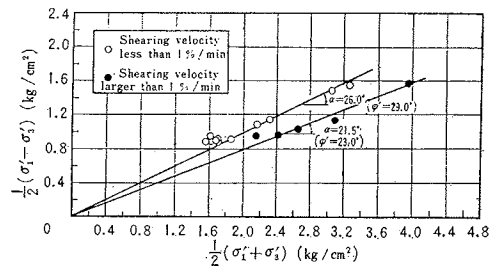


Fig. 2 Variation of the Angle of Internal Friction ϕ' with the rate of strain.

(5) It is concluded, therefore, that the suitable rate of strain in the consolidated-undrained triaxial test should be taken as smaller than about 0.5%/min of the initial height of specimens; the correct strength parameters cannot be obtained in the test using high rate of strain, because of the insufficient follow of induced pore pressure at the shear of soils.