

三主応力下における有明粘土の強度変形特性

長崎大学 工学部 正 棚橋 由彦 学 ○川口 浩
同 上 学 浅岡 哲彦 学 吉良 栄一

1. まえがき

佐賀平野を中心に広く分布する有明粘土は、全国でも屈指の軟弱な沖積海成粘土としてよく知られており、今なお種々の土質工学上の問題を惹起している。現在まで、その土質工学的諸性質は、異方性も含めてほぼ解明されているが、三主応力下における強度変形特性は、未だ研究に着手されたばかりの現状である¹⁾²⁾。

著者らはこの方面の研究に資するため、乱さない有明粘土を試料とし、一連の純粹三軸圧密非排水試験を行ったので、未だ結果が十分に整理されていない現状だが、ここに中間報告をするものである。

2. 試験装置

用いた多軸試験装置は、Ladeの開発した試験機を参考に試作したもので、その原理・機能・特徴については、落合の報告³⁾や既報⁴⁾に詳しいので、ここでは省略する。

3. 試料・供試体・試験方法および条件

試料は、佐賀県蓮池町の地表面下約2mの深度で内径15cmのエンピパイプの挿入により採取した有明粘土($G_s=2.71$, $w_n=139\%$, $w_L=117\%$, $I_p=68$)で、保存のため両端面を厚さ約1cmのパラフィンコーティングを施し養生箱に水浸させている。実験の都度、その試料から一辺7.5cmの立方体の供試体を切り出し、所定の位置にセットし、圧密圧 $\sigma_c=\sigma_3=1.5(\text{kgf/cm}^2)$ で24時間等方圧密したあと、一連の純粹三軸圧密非排水試験をひずみ制御方式で行った。すなわち、最大主応力 σ'_1 をひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1=0.076\%/min$ で載荷し、 σ'_3 一定・b値 $(=(\sigma_2-\sigma_3)/(\sigma_1-\sigma_3))$ 一定の条件を満足するよう中間主応力を制御している。バックプレッシャー σ_B は $1.0(\text{kgf/cm}^2)$ 作用させ、圧密終了時のB値($\Delta u/\Delta \sigma_3$)から飽和度は90%以上であることを確認している。なお、試験条件と試料の初期およびせん断開始時の間隙比を一括して表-1に示す。表-1にみられる初期間隙比のバラツキは、試料採取場所が、農道盛土と小川に挟まれる幅約5mの草地のため、道路横断方向に外荷重の環境が異なるためと考えられる。

4. 実験結果と考察

1) 間隙水压特性

図-1に示した間隙水压 u と最大主ひずみ ϵ_1 の関係から、間隙水压はb値にかかわらず、せん断の進行と共に単調増加を示し、破壊時には圧密圧力 σ'_c の7割前後の値を示すことが認められる。b値による間隙水压挙動の差異に注目すると、b値が $b=0(\sigma_2=\sigma_3)$ 圧縮)から $b=1(\sigma_1=\sigma_3)$ 伸張)に近づくほど、換言すれば中間主応力 σ'_2 が大きくなるほど、間隙水压の初期立ち上がり勾配が大となり、せん断初期に破壊時の間隙水压 u_f に近づく傾向や、僅かに u_f が上昇する傾向が認められる。

2) 変形特性

(i) 応力ひずみ挙動

図-2(a)~(c)にそれぞれ $b=0, 0.5, 1.0$ における有効応力比 σ'_1/σ'_3 と主ひずみ $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ の関係を示す。紙数の都合で、残り2つのb値の結果は省略したが ϵ_2 は $b=0.268$ では膨張側、 $b=0.732$ では圧縮側にある。(b)図から、せん断初期を除けば $d\epsilon_2=0$ であり、有明粘土は $b=0.5$ 弱でほぼ平面ひずみの状態を満足するようである。また、破壊時の主応力比 $(\sigma'_1/\sigma'_3)_f$ は、3.0~4.0の間にあり、 $b=0$ では明瞭なピークを示さないが、 $b \neq 0$ の場合は、ほぼピーク点を特定できるようである。破壊時の最大主ひ

表-1 試験条件 試料の間隙比

b値	θ (°)	初期間隙比 e_0	せん断開始時の間隙比 e_1
0.000	0	3.997	3.030
0.268	15	3.674	2.845
0.500	30	3.886	2.964
0.732	45	3.678	2.736
1.000	60	3.796	2.816

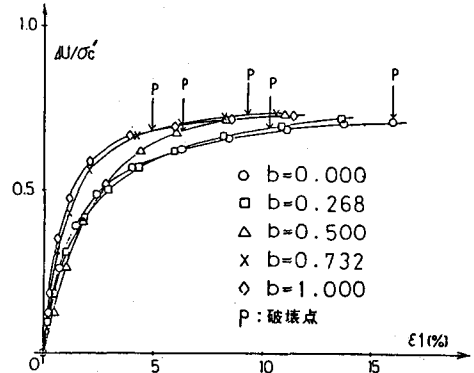


図-1 間隙水压と最大主ひずみの関係

ずみ ε_{if} は、 $b=0$ で15.9%、 $b=0.5$ で7.0%、 $b=1.0$ で4.9%であり、中間主応力の増大に伴い減少する傾向が顕著に認められる。

(ii) ひずみ増分ベクトル

図-3に正八面体面上に投影した各 b 値におけるひずみ増分ベクトルの実測値を示す。実測値は、同一応力比で整理されている。図から、 b 値の減少に伴いひずみ増分ベクトルの向きが、半径方向から逸脱する傾向が認められ、 $b=0.268$ で最大となっている。この傾向を同一 b 値内で見ただけの場合、一般にこの逸脱は塑性ひずみ増分が卓越するせん断終期ほど大きくなると言われているが、本実験の場合比較的せん断初期から認められる。なお、せん断開始時におけるベクトル方向の大きなバラツキは、ごく低応力レベルでのひずみの制御が、困難なためと考えられる。

3) 強度特性

既往の代表的な破壊基準と実測の破壊時応力点を正八面体面上に投影して図-4に示す。なお図には、破壊時のひずみ増分ベクトルもあわせて示している。有明粘土が、いわゆる‘おむすび型’の破壊基準を満足するのは認められるが、本実測値からは $Lade$ と松岡・中井の基準のいずれが妥当かはには判断し難い。なお、 $b=0.732$ ($\theta=45^\circ$) の強度が他より大きいのは、表-1に示すように、せん断開始時の間隙比がシリーズ中最小のためと考えられる。

5. あとがき

上に述べた有明粘土の強度変形特性は、 $Lade$ の報告した⁵⁾ Grandite Clayと定性的にはほぼ一致しており、今後、実験結果を種々の観点から整理してみる所存である。また構造異方性を有さない練り返した有明粘土を試料とし、同様の試験を実施中である。これらの比較と、2, 3の既往の弾塑性構成モデルと実測値の比較も検討中であり、その考察については当日会場にて報告する予定である。

謝辞 多軸試験機の試作には、九大工学部・落合英俊助教授の全面的な協力を仰いだ。また、本実験で用いた試料の採取に当たっては、佐賀大学工学部・三浦哲彦教授を始め同研究室の学生諸氏に大変お世話になった。末筆ながら、ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- (1) 三浦・梅崎：第20回土質工学研究発表会，vol.1, pp.415-, 1985. (2) 棚橋・川口他：第20回土質工学研究発表会，vol.1, pp.417-, 1985. (3) 落合英俊：土と基礎，vol.31-7, pp.35-, 1983. (4) 松本・川口他：土木学会西部支部講演概要，III-44, 1985. (5) P.V.Lade: ASCE, vol.104, GT2, pp.193-, 1978

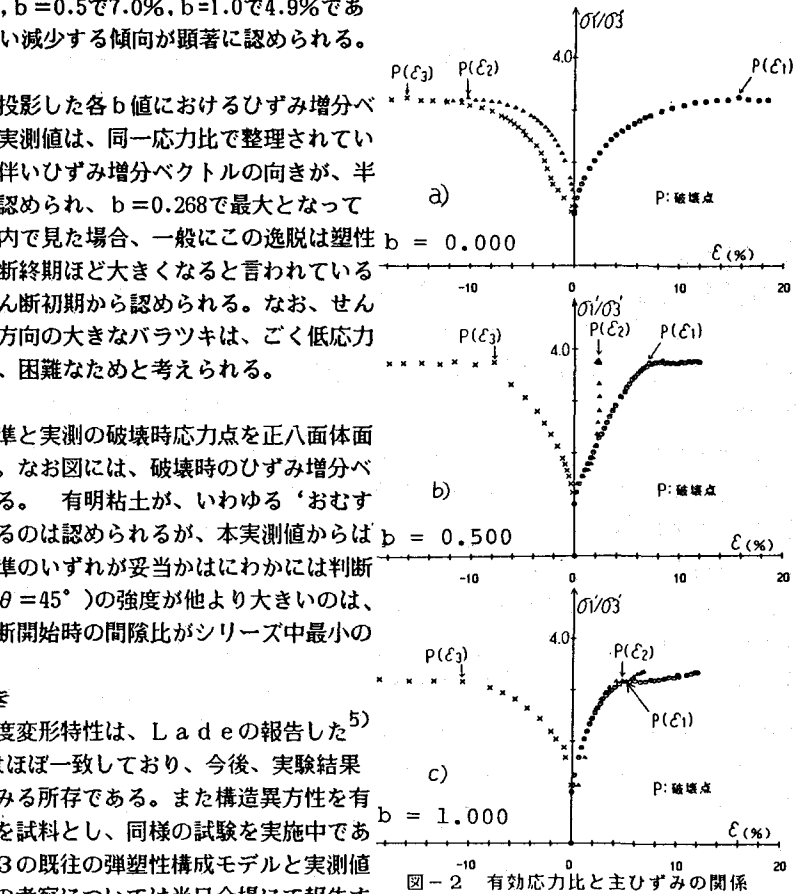


図-2 有効応力比と主ひずみの関係

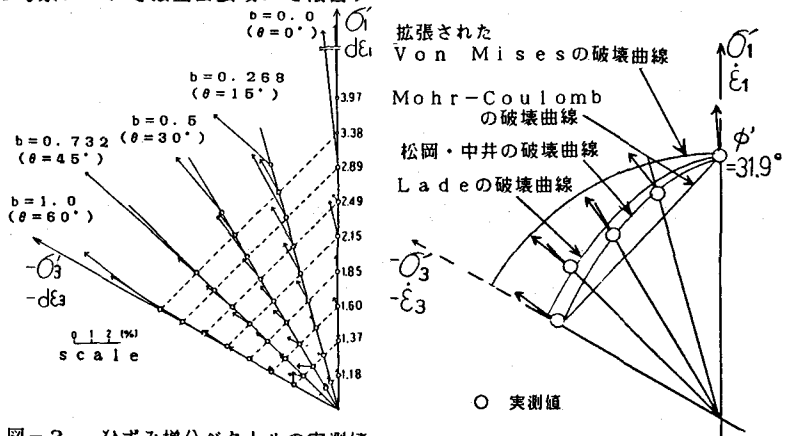


図-3 ひずみ増分ベクトルの実測値 (縦軸の数値は有効応力比を示す)

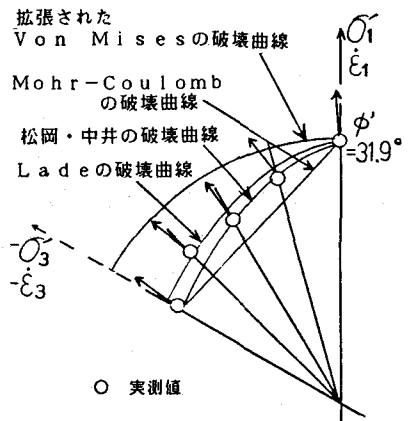


図-4 既往の破壊曲線と実測値