

III-142

三軸試験における珪藻泥岩の圧密降伏特性

奈良県 岡野 年秀
金沢大学工学部 西田 義親
金沢大学工学部 太田 秀樹
金沢大学工学部 松本 樹典

1. はじめに 珪藻泥岩の圧縮応力状態における圧密降伏特性については、前川・宮北(1983)やSekiguchi et al(1985)によって詳しく調べられている。本研究では、応力比一定の異方圧密試験を行い、珪藻泥岩の伸張応力状態における圧密降伏特性を実験的に調べた。

2. 珪藻泥岩試料 本実験で用いた珪藻泥岩は、石川県能登半島に広く分布する飯田泥岩層から採取したものである。珪藻泥岩は、非常に均質な多孔質軟岩である。表-1に珪藻泥岩の物性指数を示す。珪藻泥岩は、自然状態で完全に飽和しており、自然間隙比 e_n 、自然含水比 w_n とも大きな値を持つ。このように珪藻泥岩は多孔質であるにも関わらず、高い固結力を有するため比較的大きな一軸圧縮強度($q_u=18 \text{ kgf/cm}^2$)および引張強度($\sigma_t=4 \text{ kgf/cm}^2$)を有している。このような珪藻泥岩から、高さ方向が堆積方向と一致するように、直径5cm、高さ10cmの三軸供試体を切り出した。

表-1 珪藻泥岩の物性指数

Natural water content	w_n	112-118	(%)
Natural void ratio	e_n	2.42-2.72	
Degree of saturation	S_r	100	(%)
Specific gravity	G_s	2.16-2.21	
Unit density	ρ_t	1.32-1.34	(g/cm ³)
Liquid limit	w_l	139-151	(%)
Plastic limit	w_p	93	(%)
Plastic index	PI	46-58	(%)

3. 実験方法 応力比 $\eta=q/p$ を一定に保ちながら、荷重を数段階に分けて載荷した。各荷重段階の載荷継続時間は、珪藻泥岩が降伏する以前では2時間、降伏後では24時間とした。三軸供試体からの排水は鉛直方向排水であり、供試体上端面のみが排水面となっている。供試体下端面（非排水面）において過剰間隙水圧の測定を行った。用いた背圧の大きさは、 5 kgf/cm^2 である。

4. 実験結果 図-1は、等方圧密試験における平均有効主応力 p と体積ひずみ ϵ_v の関係を示したものである。 p がある値に達するまでは、 ϵ_v は p にほぼ比例しており、圧縮性も比較的小さい。しかし、 p がある値を越えると圧縮性が急激に増大している。これと同様な関係は、応力比 η が異なる他の試験においてもみられた。したがって、全ての試験において図-1に示すように降伏応力 p_y を決定した。珪藻泥岩の降伏に伴って、その圧密挙動も著しく変化する。

図-2と図-3は、それぞれ弾性領域内の圧密($p=5 \rightarrow 10 \text{ kgf/cm}^2$)と塑性領域内の圧密($p=32 \rightarrow 34 \text{ kgf/cm}^2$)に

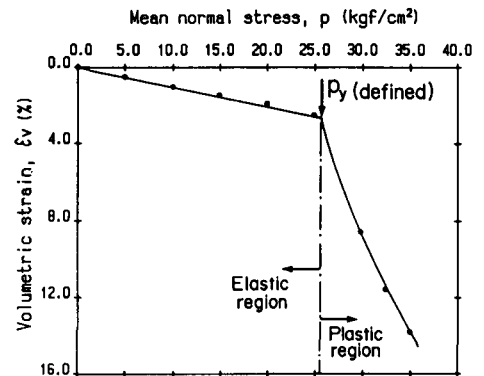


図-1 平均有効主応力 p と体積ひずみ ϵ_v の関係

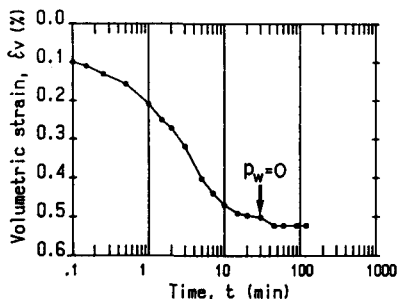


図-2 弾性領域内の圧密パターン

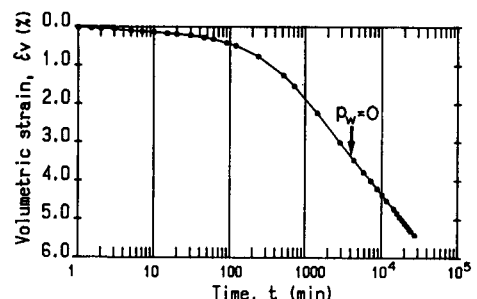


図-3 塑性領域内の圧密パターン

おける時間 t と体積ひずみ ε_v の関係を示している。弾性領域内の圧密では、圧密開始後約30分で体積ひずみの増加が終了している。この時刻は、間隙水圧 p_w がゼロとなる時刻とほぼ一致している。一方、塑性領域内の圧密では、間隙水圧 p_w がゼロとなる時刻は圧密開始後4000分であり、間隙水圧の消散速度は弾性領域内の圧密と比較して非常に小さくなっている。また、間隙水圧が消散した後も体積ひずみは増加しており、顕著な二次圧縮挙動を示している。

図-4は、行った全ての試験の応力経路と初期降伏点および破壊点を p - q 平面上に示したものである。圧縮側($\sigma_z' > \sigma_r'$)の降伏点は、Cam clay modelによる理論降伏曲面とよく一致している(Sekiguchi et al, 1985)。一方、伸張側($\sigma_z' < \sigma_r'$)の降伏曲面は、圧縮側のものに比べてかなり拡大している。伸張側の降伏曲面は、Cam clay model によっては説明できないものである。

図-5は、伸張側の試験におけるせん断ひずみ ε と体積ひずみ ε_v の関係を示したものである。わずかなひずみによって珪藻泥岩は降伏しているが、降伏を生じた後のひずみ増分比 $d\varepsilon/d\varepsilon_v$ は、各応力比においてほぼ一定の値を保っている。

図-6は、全ての試験の応力比 η とひずみ増分比 $d\varepsilon/d\varepsilon_v$ の関係を示したものである。 $d\varepsilon/d\varepsilon_v$ は、塑性ひずみ増分比 $d\varepsilon^p/d\varepsilon_v^p$ にほぼ等しいものと仮定し、 $d\varepsilon/d\varepsilon_v$ を塑性ひずみ増分ベクトルとして、図-4の降伏曲面上に太い矢印で示した。図-4より、塑性ひずみ増分ベクトルは、圧縮側および伸張側において、降伏曲面にほぼ直交していると思われる。

図-7は、伸張側の各試験の最終荷重段階において求めた応力比 η と二次圧縮指数 α [$=d\varepsilon_v/d\ln(t)$] の関係を示したものである。応力比 η に関わらず、 α の値はほぼ一定となっており、圧縮側の試験で得られた値($\alpha=0.023$)とほぼ一致している。

5. おわりに 本研究を進めるにあたり、多くの助言を頂いた京都大学・関口秀夫助教授および実験に協力して頂いた金沢大学卒業生・竹岡由積氏（矢作建設㈱）に感謝致します。

参考文献

- 1) 前川晴義・宮北啓(1983)：「珪藻質軟岩の力学的特性」、土木学会論文報告集、第334号、pp.135-143.
- 2) Sekiguchi, H., Nishida, Y., Matsumoto, T. and Uesawa, M (1985): "Characterization of a diatomaceous mudstone by elasto-viscoplasticity," Proc. 5th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol. 1, pp. 437-444.

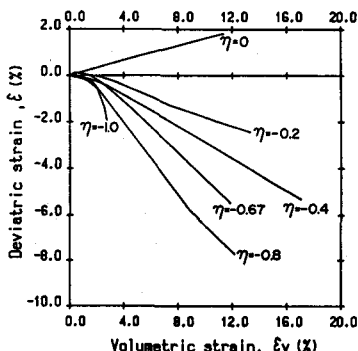


図-5 せん断ひずみ ε と体積ひずみ ε_v の関係

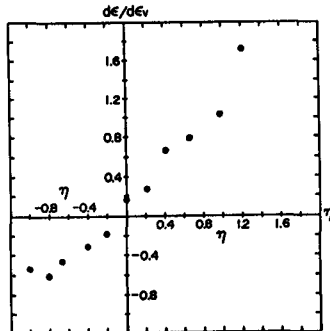


図-6 応力比 η とひずみ増分比 $d\varepsilon/d\varepsilon_v$ の関係

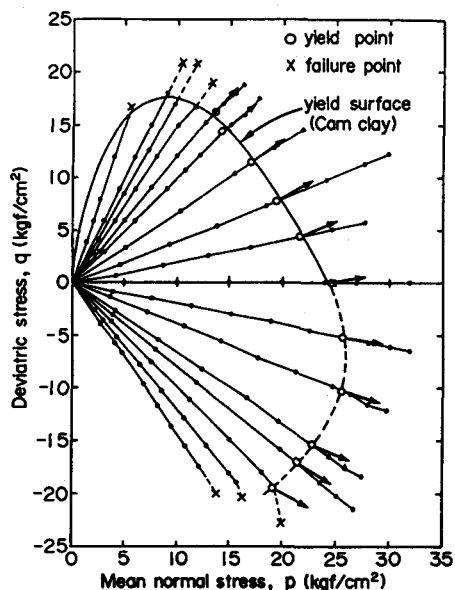


図-4 珪藻泥岩の初期降伏点と破壊点

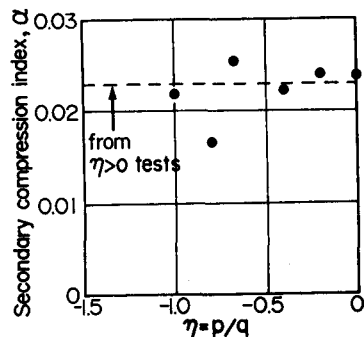


図-7 応力比 η と二次圧縮指数 α の関係