

(26) 堆積軟岩の静的強度特性と排水条件

埼玉大学工学部 正会員 吉中龍之進 荻野亥一郎
 本州四国連絡橋公団 正会員 山下理雄 福井幸夫
 ㈱中央開発 正会員 園田昭二

1. 飽和軟岩の強度と排水条件

従来、種々の堆積軟岩の強度特性について、主として三軸試験結果から論じられ、飽和状態にある堆積軟岩の強度は、土と同様、有効応力の概念で統一的に説明できる場合が多いことが明らかにされている。

周知のように、有効応力で地盤の強度を議論するには、強度を評価すべき時点における地盤内間隙水圧が予め明らかにされていなければならない。しかし、地震やその他の原因で急激な荷重が短時間に作用した場合、軟岩内にどのような間隙水圧が発生するかを予測することは、現状では殆ど不可能に近い。このような荷重条件下での飽和軟岩は、非圧密非排水状態(UU)に近い状態で挙動すると考えられる。すなわち、急激な荷重変化が生じた場合の飽和堆積軟岩のせん断強度は、常時の荷重下で、ある応力レベルまで圧密排水せん断(CD)されて後、地震時にUU状態に移行することになる。

従って、地震荷重等の急激な荷重変化に対応するせん断強度は、現状では“全応力”強度で評価する必要がある。しかし、種々の堆積軟岩のUU、CU、及びCD強度が、岩石の種類によってどのような関係にあるかは、必ずしも十分に明らかにされてはいない。一方、構造物の設計条件の立場から考えると、軟岩地盤の安定問題は、地震時で決まるケースが少なくない。

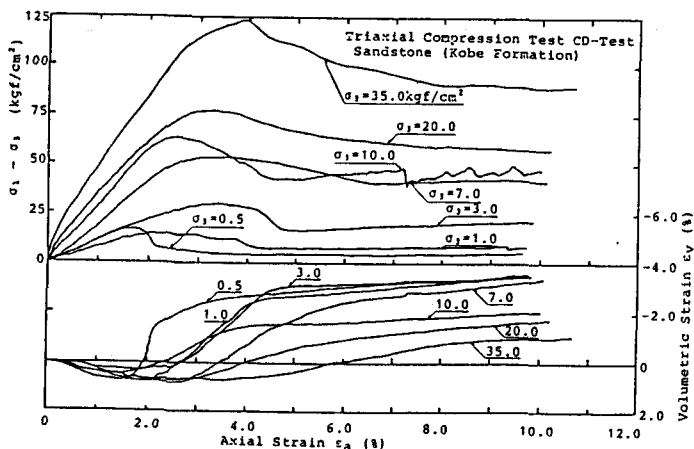
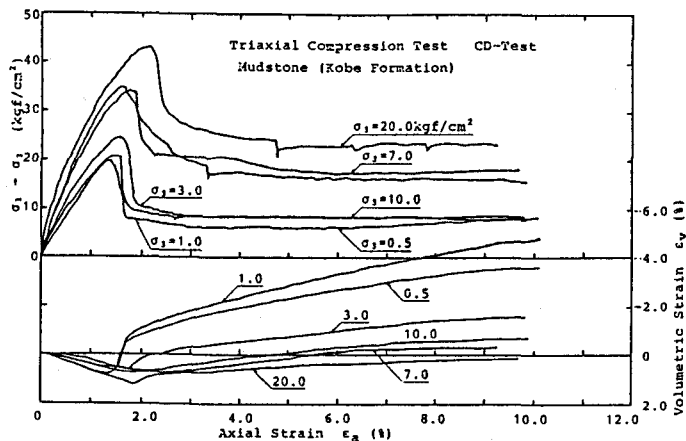
本文は泥岩、砂質泥岩および砂岩の代表的な三種類の堆積軟岩を取り上げ、種々の排水条件下での強度が如何なる関係にあるかを実験的に調べたものである。

本文は泥岩、砂質泥岩および砂岩の代表的な三種類の堆積軟岩を取り上げ、種々の排水条件下での強度が如何なる関係にあるかを実験的に調べたものである。

2. 試料および試験条件

試験した堆積軟岩は新第三紀中新世に属する神戸層である。試料は神戸市垂水区の丘陵地で実施したボーリング(深さ、約20m)のコアを用いた。地盤は、砂岩・泥岩および砂質泥岩が数mの厚さでほぼ水平に互層している。採取した深さの範囲では、深さに伴う物性の変化はない。

図1 圧密排水三軸圧縮試験による
 応力-ひずみ曲線：
 泥岩(上図)、砂岩(下図)



力学試験は、主として三軸圧縮試験によった。試験条件は、次のようである；

① バックプレッシャー：

4.5 kgf/cm²

② セン断速さ (%/min)：

C D試験；

0.0025 (泥岩)~0.025 (砂岩)

C U試験；

0.01 (泥岩) ~ 0.1 (砂岩)

U U試験； 0.1 (全ての岩種)

各供試体の物理的性質の平均値は、

以下の通りである；

	G_s	W	γ_{sat}	W _L	W _p	e
		%	g/cm ³	%	%	
泥岩	2.64	25.0	2.06	70	32	0.55
砂岩	2.60	18.3	2.16	—	—	0.38
砂質泥岩	2.62	21.7	2.08	59	24	0.50

間隙水圧係数のB値は、実測によるといずれの供試体も 0.9~1.0 の間にあることを確認している。

3. 応力-ひずみ-間隙水圧挙動

泥岩と砂岩のC D試験における代表的な応力-ひずみ関係を、図1に示す。図から明らかなように両者の変形挙動には類似性が強いが、根本的な相違点はダイレイタンスー挙動に見られる。泥岩はピーク強度に至るまで体積圧縮が続く。一方、砂岩はピーク強度に至る軸ひずみの早期の段階で体積圧縮が停止し、定体積ないし膨張傾向に転ずる。このダイレイタンスー挙動の違いがC U条件の変形挙動に顕著に現れる。図2は、泥岩の低拘束圧(0.5, 1.0 kgf/cm²) C U試験の例である。ピーク強度発生点まで間隙水圧の上昇が継続する。供試体に破断面が生じて始めて間隙水圧の減少が生じ、ひずみの増加と共に間隙水圧は負圧に転じて、せん断応力が上昇する。泥岩では、拘束圧 35kgf/cm²まで加えてもこの傾向は変わらない。

一方、砂岩の同様の例では、ピークせん断応力時の軸ひずみの 1/3程度の軸ひずみで、間隙水圧の上昇がピークに達し、以降、軸ひずみの進行と共に間隙水圧は減少する。ピークせん断応力時にはバックプレッシャーを越える負圧状態にある。

せん断変形に伴う間隙水圧挙動のこのような著しい差異が、U U状態に如何に現れるかを検討した例が、

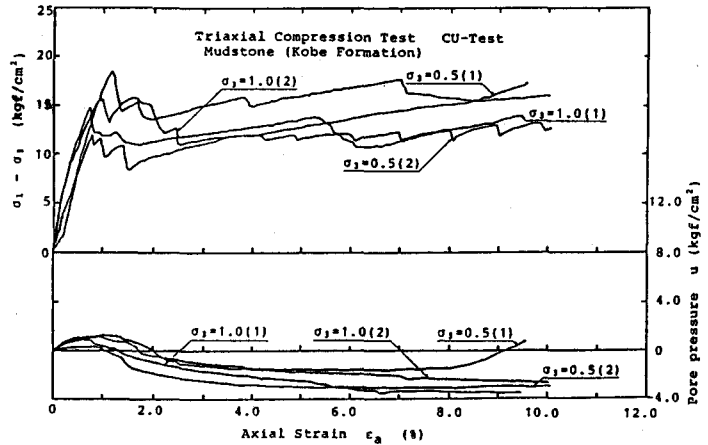


図2 低拘束圧域での泥岩の応力-ひずみ-間隙水圧挙動

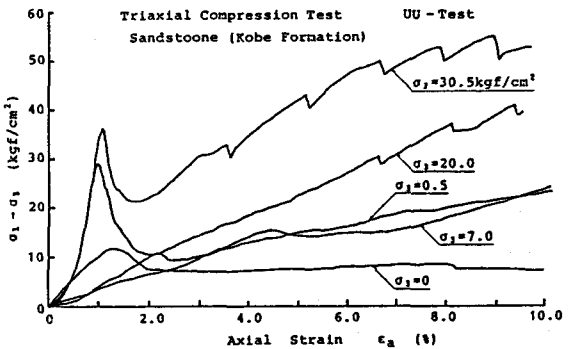
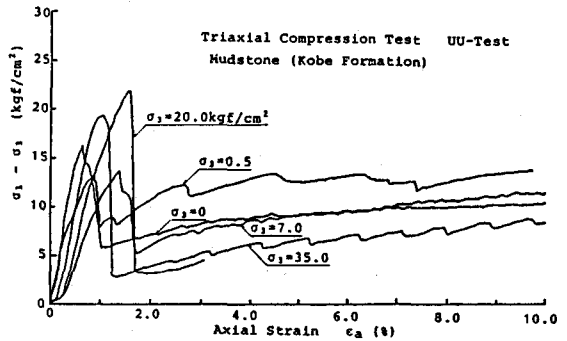
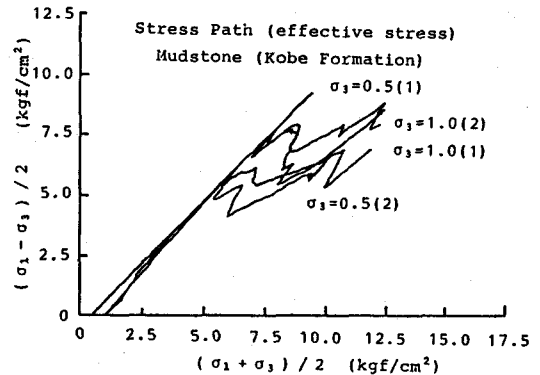


図3 U U条件での泥岩と砂岩の変形挙動
泥岩 (上図)，砂岩 (下図)

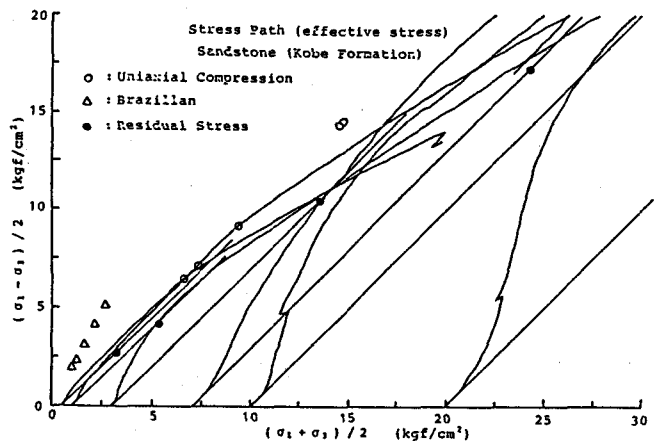
図3である。泥岩には拘束圧の影響が見られないが、砂岩ではピーク強度および残留強度に影響が見られ、特に残留強度に拘束圧の影響が著しい。

図4は、泥岩と砂岩のひずみ挙動の違いを応力経路（低拘束圧下）で示したものである。泥岩はせん断応力のピークに達して以降急激な応力低下を生じるが、平均応力の増加と共に徐々にせん断応力が回復し残留強度に至る。砂岩は応力の上昇率が低下して後もせん断応力の低下はなく、単調に応力増加を続けCU強度はCD強度に較べ著しく大きい。



4. 排水および非排水強度条件

図5はCDおよびCU試験によるピークないし最大強度を有効応力表示したものである。同図には泥岩と砂質泥岩を一括表示している。ただし、 τ_m と σ_m' は、最大せん断応力と平均有効主応力、また、分母はそれぞれを単位応力の1としている。これらの関係から、岩種に係わらず排水強度はCU条件から求めた有効応力強度とほぼ等しいこと、泥岩と砂質泥岩では強度関係に差がないこと、および強度関係は非線形であることが分かる。



次に、泥岩のCUせん断強度を図6に示す。せん断強度曲線は、実測した破断面と平均応力面上の両せん断応力を圧密拘束圧の上にプロットしたものである。

図4 低応力域における泥岩と砂岩の応力経路の差異
泥岩（上図）、砂岩（下図）

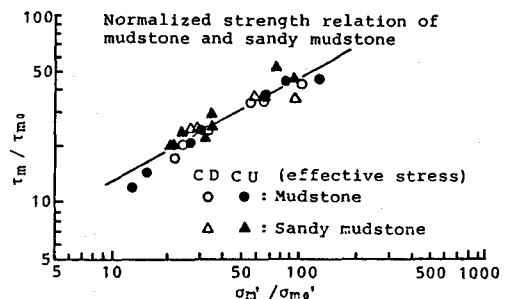
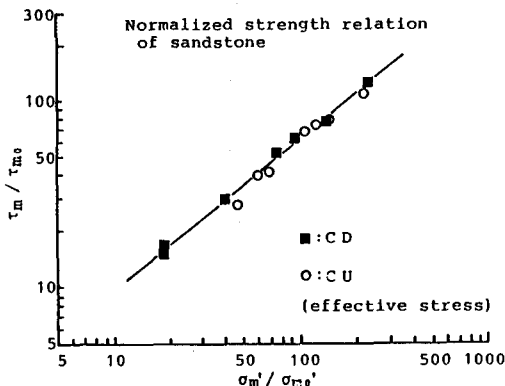


図5 有効応力で表示した破壊条件； 砂岩（左図）、泥岩（右図）

図6の応力円はピーク強度に対応する全応力を示している。図から、上述の両面上のせん断応力表示は、ほぼ等しい関係にあることが分かる。

図7は、泥岩と砂岩の全応力せん断強度関係を両対数の τ と σ 関係で示したものである。非線形関係で適切に表示されることが分かる。

5. まとめ

堆積軟岩のせん断挙動は、せん断応力のもとで進行する岩石内の微視的な破壊形態の違い（ダイレイタンス挙動）を顕著に反映している。この違いは岩石の内部組成・組織によるところが大きい。以下にその要点を列挙する；

(1) 泥質岩（泥岩及び砂質泥岩）

①全応力表示のモールの破壊応力円包絡線は、全ての応力範囲でCU強度がCD強度より低く表現される。②せん断に伴って生じる間隙水圧、或いは体積圧縮は、ピークせん断応力時まで増大し、ピーク以降に始めて減少、或いは体積膨張傾向に転ずる。③有効応力表示では、CD強度とCU強度が、ほぼ等しい。④UUせん断では、強度に拘束圧の影響はない。⑤CD・CU強度条件ともやや非線形関係にある。ただし圧密圧20kgf/cm²以下を直線近似すると、全応力（図5）および有効応力の強度定数（ c 、 ϕ ）は、ほぼ等しい。

(2) 砂岩

①全応力表示のモールの破壊応力円包絡線は、任意の圧密圧（30kgf/cm²）以下ではCU強度がCD強度より常に高く表現される。②せん断に伴って生じる間隙水圧、或いは体積圧縮は、ピークせん断応力ひずみ以前の早い段階で反転し、以降、間隙水圧の減少、或いは体積膨張傾向に転ずる。

任意の圧密圧（30kgf/cm²）以下でのCU条件では、ピーク強度時の間隙水圧は負圧ないしゼロ圧となり、せん断の進行と共にその傾向が強まる。③有効応力表示では、CD強度とCU強度は、ほぼ等しい。④UUせん断でピーク強度に拘束圧の影響が多少認められる。せん断が進行するに従いその影響がより顕著となる。⑤CD・CU強度条件とも、やや非線形関係にある。

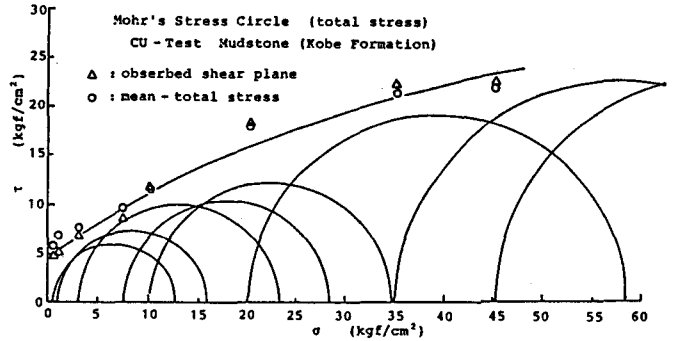


図6 泥岩のCU条件における全応力破壊条件

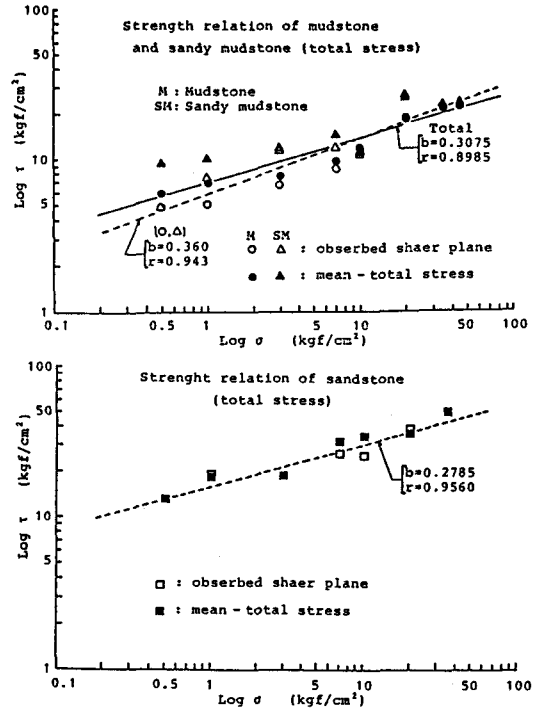


図7 圧密非排水三軸試験によるせん断強度の全応力表示（泥岩；上図、砂岩；下図）

6. 引用文献：吉中・他、(1986)、三軸圧縮試験による神戸層の力学特性の検討報告書（本四公団委託）

(26) Drained and Undrained Shear Strangth Characteristics of Soft Sedimentary Rocks

Saitama University Yoshinaka, R., & Ogino, I.
Honshu-Shikoku Bridge Authority Yamashita, T., & Fukui, U.
Chuo-Kaihatsu Corporation Sonoda, S.

A lot of studies on the strength of soft and saturated sedimentary rocks such as mudstone, sandstone, tuff, has been performed and many strength characteristics have been clarified. But most of them have been discussed from the concept of effective stress.

As far as the practical problem of the foundation design is concerned, the evaluation of the strength of soft rock when a foundation is under condition of seismic loading, is the most important. It goes without saying that, in order to using the strength relation expressed in effective stress, the pore-water pressure induced in soft rock during earthquake should be estimated. However, this is very difficult at the present state.

It is, therefore, reasonable and effective to evaluate the strength relation expressed in total stress.

This paper presents the result of the experimental study using typical sedimentary soft rocks ; mudstone, sandstone and sandymudstone. Testing conditions are of the conventional triaxial compression in ① consolidated-drained (CD), ② consolidated-undrained (CU) and ③ unconsolidated-undrained (UU) conditions. The back-pressure applied is 4.5 kgf/cm^2 .

Test specimens are 50mm diameter and 100mm high, and were prepared with boring-cores sampled from 5m~20m depth.

Conclusions are as follows ;

- (1) Pore-pressure coefficients B (defined by Skempton) of mudstone, sandstone and sandy-mudstone are nearly equal to 1.0 .
- (2) (CD) strength relations of all kinds of rocks are practically same to (CU) strength relations expressed in effective stress.
- (3) Dilatancy and/or pore-pressure behaviors clearly differ between mudstone (mudstone and sandy mudstone) and sandstone. These differences cause both of (CU) strength and stress-strain behavior between them.
- (4) (UU) condition has non-effect for mudstone, however, has the effect for sandstone.