



神戸層群藍那累層泥岩の排水せん断挙動

吉田, 信之
青森, 将志
北山, 孝裕

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 6:105-111

(Issue Date)

2002-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/00317577>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/00317577>



神戸層群藍那累層泥岩の排水せん断挙動

Drained shear behaviour of mudstone of Aina Formation, Kobe Group

吉田 信之¹⁾
Nobuyuki Yoshida
青森 将志²⁾
Masashi Aomori
北山 孝裕³⁾
Takahiro Kitayama

概要: 本報では, 露頭面から採取した神戸層群藍那累層泥岩を用いて, 等方圧密排水三軸圧縮試験及び等方圧密した後平均有効主応力一定条件下で排水三軸圧縮試験を行い, そのせん断挙動について考察した。

キーワード: 神戸層群藍那累層泥岩, 三軸圧縮試験, せん断, 降伏, ダイレイタンス

1. 序論

兵庫県南部の三田盆地や神戸市西部白川地区周辺には, 神戸層群と呼ばれる第三紀堆積層が分布しており, 従来より, 神戸層群を対象とした建設では, 法面崩壊や不同沈下といった地盤変状が少なからず報告されてきた。しかしながら, 未だに神戸層群の力学特性が十分に究明されているとは言えない。

本研究では, 神戸市西区の造成現場内の露頭面から採取した神戸層群藍那累層泥岩を用いて, 等方圧密試験, 等方圧密排水三軸圧縮試験及び等方圧密した後平均主応力一定条件下で排水三軸圧縮試験を実施し, その排水せん断挙動について考察を行った。

2. 試料の特性

神戸層群は, 六甲山地北側の三田盆地および西側の白川地区に分布している。その地質年代は, 最近ではフィッシュトラック法による年代測定の結果, 3700万年前～3000万年前の古第三紀漸進世に堆積した地層であることが判明している¹⁾。神戸層群は, 泥岩・砂岩・礫岩等の碎屑岩層と多数の白色凝灰岩層より成る火山碎屑岩層の繰り返しによって構成され, この堆積サイクルに基づいて3累層に区分されている。

本研究で用いた試料は, 神戸市西区にある造成現場内の露頭面から採取した神戸層群藍那累層泥岩である。藍那累層は主に, 神戸市西区の木見峠頂上付近から北側に分布する。下部は泥岩, 砂岩, 礫岩よりなり, 数枚の凝灰岩をはさむ。上部は凝灰質の砂岩・礫岩からなる。下位の凝灰質の白川累層上部から, 非凝灰質の藍那累層下部の円礫岩への変化は著しいと言われている。

表-1に試料の基本的性質を示す。参考のため, 他の堆積軟岩や硬質粘土のデータも載せている。土粒子密度は, 沖縄の島尻泥岩やロンドンクレイとほぼ同じ値であるが, 含水比と間隙比は若干低い値を示している。さらに, 一軸圧縮強度は, ロンドンクレイの約9倍で島尻泥岩よりも少し小さい。間隙比と一軸圧縮強度だけから判断すると, ロンドンクレイ, 藍那累層泥岩, 島尻泥岩, 珪藻質泥岩の順に固結効果が大きくなっているように考えられる。

表-1 基本的性質

	藍那 泥岩	珪藻質 泥岩	島尻 泥岩	ロンドン クレイ
湿潤密度(g/cm ³)	2.142	1.353	2.10	-
乾燥密度(g/cm ³)	1.834	0.623	1.70	-
土粒子密度(g/cm ³)	2.692	2.233	2.78	2.73
含水比(%)	16.76	118.4	22.0	24.2
間隙比	0.468	2.576	0.60	0.64
飽和度(%)	96.38	100	96.0	-
一軸圧縮強度(MPa)	1.85	2.03	2.3	0.206

3. 試験装置及び試験方法

(1) 試験装置

本研究で用いた試験装置は、硬質土及び軟岩用の中容量三軸圧縮試験装置である。軸荷重はダイレクトドライブモータ（以降、DDモータと称する）を利用して発生・制御を行い、軸荷重容量は50kN、軸変位速度は0.0001～10mm/minで任意に設定できる。また側圧は、0～0.6MPaまでは圧縮空気圧を水压変換して発生・制御し、0.6～5MPaまではDDモータを利用したピストンシリンダー式水压発生装置で発生・制御する。なお、試験装置の詳細については参考文献²⁾を参照していただきたい。

(2) 試験方法

a) 供試体の作製方法

供試体の作製方法は、まず岩塊状の試料をダイヤモンドカッターで約150mm大の大きさに切り出してトリマーにセットし、ステンレス製の刃物を用いて直径50mmの円柱形に成形した。次に、試料をマイターボックスにセットしてダイヤモンドカッターで高さ100mmになるように切断し、最後に端面を研磨機で研磨して仕上げた。

b) 供試体の設置及び飽和方法

供試体に厚さ0.5mmのゴムスリーブをかぶせ、端面には直径50mmのろ紙を装着した。次に供試体をペDESTルに設置し、輪ゴムを用いてゴムスリーブをペDESTル及び载荷キャップに固定した。設置した供試体の側面に非接触変位計のターゲットを左右に2つずつ上部と下部に張り付ける。次にアクリル円筒を三軸セルに設置し、その後脱気水をセル内に満たし飽和段階に移る。

供試体の飽和は、背圧を0.49MPaまで0.049MPaずつ段階的に負荷させることによって行い、Skemptonの間隙水压係数 B が0.95以上であれば飽和と判断した。

c) 圧密過程

等方圧密試験では、有効圧密圧力を0.245MPa、0.49MPa、0.98MPa、1.96MPa、2.94 MPa、3.92MPaと段階的に負荷した。圧密時間は各段階ともに24時間とした。

圧密排水三軸圧縮試験では、0.49MPa、0.98MPa、1.96MPaの有効圧密圧力を、また等方圧密後に平均有効主応力一定条件下で行った排水三軸圧縮試験では、0.98MPa、1.47 MPa、1.96MPaの有効圧密圧力を用いた。0.49MPa以外の圧力では、一度に負荷せず0.1時間毎に0.49MPaずつ段階的に圧密圧力を増加させて所定の圧力を負荷した。圧密時間は各圧密圧力ともに24時間とした。

d) せん断過程

圧密過程終了後、引き続きせん断過程に移る。軸荷重の载荷は軸ひずみ制御で行い、軸ひずみ速度は0.005%/minで、軸ひずみが25%に達するまで载荷を行った。なお、軸ひずみ0.001%ごとにデータをサンプリングした。

4. 試験結果及び考察

(1) 等方圧密挙動

等方圧密試験結果を図-1に示す。図より、今回の実験での応力レベルでは明確な圧密降伏点は見られない。ところで、図-2には新第三紀から第四紀の泥岩およびシルト岩の $e-\log p'$ 曲線³⁾を示しているが、本研究の結果は既往の神戸層泥岩や大谷石と同様の傾向を示していることが分かる。間隙比の大きい軟岩では明確な圧密降伏点を有しているが、間隙比の小さい軟岩では明確な圧密降伏点が見られない。

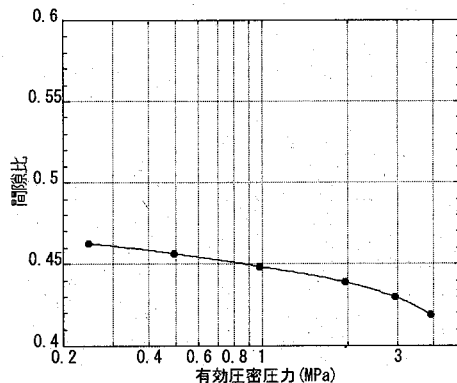


図-1 等方圧密試験結果

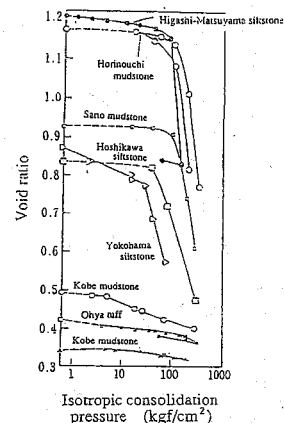


図-2 種々の軟岩の $e-\log p'$ 曲線

表-2 圧密排水三軸圧縮試験結果

供試体 No.	σ_3 MPa	圧密後 間隙比	降伏時				ピーク時				残留時			
			軸ひずみ	軸差応力	応力比	間隙比	軸ひずみ	軸差応力	応力比	間隙比	軸ひずみ	軸差応力	応力比	間隙比
			— %	— MPa	—	—	— %	— MPa	—	—	— %	— MPa	—	—
CD1	0.490	0.461	0.46100	2.830	0.006	0.458	0.59678	2.966	2.006	0.458	25	1.025	1.232	0.490
CD2	0.980	0.455	0.30156	2.931	0.003	0.453	0.54156	3.440	1.618	0.453	25	1.743	1.116	0.463
CD3	1.960	0.449	0.32306	3.935	0.002	0.447	0.55839	4.688	1.331	0.446	25	3.578	1.135	0.446

表-3 平均有効主応力一定試験結果

供試体 No.	p' MPa	圧密後 間隙比	降伏時				ピーク時				残留時			
			軸ひずみ	軸差応力	応力比	間隙比	軸ひずみ	軸差応力	応力比	間隙比	軸ひずみ	軸差応力	応力比	間隙比
			— %	— MPa	—	—	— %	— MPa	—	—	— %	— MPa	—	—
MC1-1	0.980	0.455	0.39206	2.486	0.003	0.451	0.50079	2.795	2.852	0.456	25	1.208	1.233	0.490
MC1-2	0.980	0.459	0.25142	2.328	0.002	0.455	0.45140	2.822	2.879	0.460	25	0.943	0.962	0.484
MC2-1	1.470	0.450	0.40309	2.704	0.002	0.444	0.69057	3.042	2.069	0.447	25	1.711	1.164	0.465
MC2-2	1.470	0.454	0.37136	2.843	0.002	0.449	0.45049	2.978	2.026	0.453	25	1.669	1.135	0.469
MC3-1	1.960	0.446	0.28977	3.127	0.002	0.441	0.40964	3.627	1.851	0.445	25	1.893	0.966	0.452
MC3-2	1.960	0.447	0.39898	3.777	1.926	0.441	0.60680	4.140	2.112	0.445	25	2.087	1.065	0.457

(2) せん断挙動

図-3に圧密排水三軸圧縮試験で得られた応力-ひずみ関係を示し、表-2に試験結果をまとめて示す。表中、ピーク時とは軸差応力 q が最大値を示した時であり、残留時は軸ひずみが25%に達してせん断を終了した時、降伏時は後述する方法によって求めた降伏応力に達した時である。軸差応力は、降伏時、ピーク時、残留時にかかわらず有効圧密圧力の増加に伴って増加しているが、応力比では逆に有効圧密圧力の増加とともに減少する傾向が見られる。いずれの有効圧密圧力に於いても、軸ひずみ1%までにピークに達した後、急激なひずみ軟化を示している。有効圧密圧力が小さいほど、ひずみ軟化傾向が著しくなっていることが分かる。体積ひずみの変化を見ると、初期段階で体積収縮を示しているが、有効圧密圧力0.49MPa、0.98MPaでは軸差応力がピークに達した直後膨張に転じている。一方、有効圧密圧力1.96MPaでは、軸差応力がピークに達した後も体積収縮が続き、軸ひずみ約6%前後ではほぼ一定となっている。

図-4に平均有効主応力一定試験で得られた応力-ひずみ関係を示し、表-3に試験結果をまとめて示す。等方圧密排水三軸試験の場合と同様に、軸差応力は降伏時、ピーク時、残留時にかかわらず平均有効主応力の増加に伴って増加しているが、応力比で見ると逆に平均有効主応力が増加するほど減少している。さらに、軸ひずみ1%までにピーク強度に達し、その後急激なひずみ軟化を示している。体積ひずみの変化でも、初期段階では体積収縮を示し、軸差応力がピークに達する直前に膨張に転じている。体積膨張の大きさは平均有効主応力が小さいほど著しくなる傾向がある。

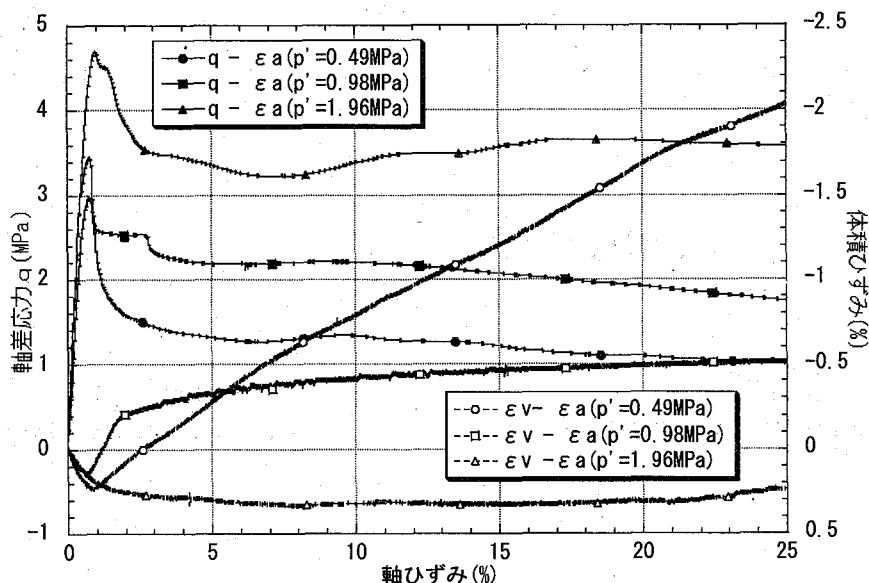


図-3 応力-ひずみ関係 (圧密排水三軸圧縮試験)

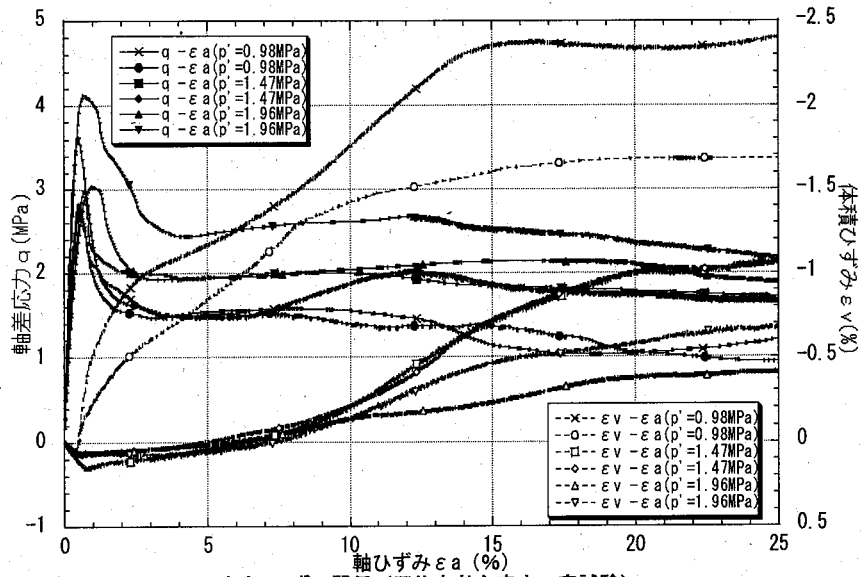


図-4 応力-ひずみ関係 (平均有効主応力一定試験)

(3) 変形特性

図-5及び図-6は、軸差応力-軸ひずみ関係及び体積ひずみ-軸ひずみ関係におけるせん断初期の軸ひずみ0～0.01%の区間で算定したせん断弾性係数 G (MPa)および体積弾性係数 K (MPa)と平均有効主応力 p' (MPa)との関係を両対数座標で示したものである。せん断弾性係数は、試験種によらず平均有効主応力が増加するに従って大きくなり、体積弾性係数も同様に大きくなる傾向がある。せん断弾性係数及び体積弾性係数をそれぞれ平均有効主応力のべき関数で回帰すると次式のようになる。

$$G = 447.23 p'^{0.308} \quad (1)$$

$$K = 736.11 p'^{0.551} \quad (2)$$

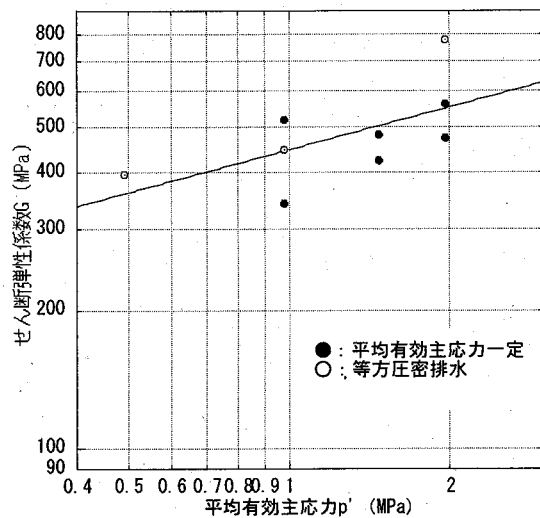


図-5 せん断弾性係数 G -平均有効主応力 p' 関係

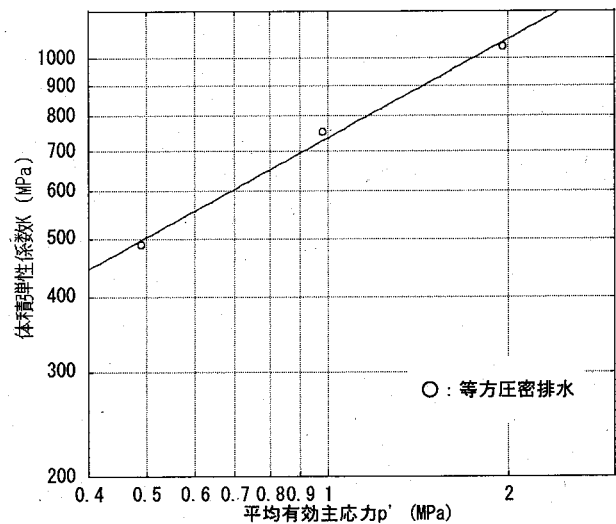


図-6 体積弾性係数 K -平均有効主応力 p' 関係

(4) 降伏特性

降伏応力を求める方法として、赤井・足立⁹⁾は軸差応力-偏差ひずみ関係を両対数上にプロットし、その変曲点を用いる方法を用いており、前川・宮北⁵⁾は軸差応力-体積ひずみ関係の変曲点を用いる方法を用いている。また、岡本ら⁶⁾はポアソン比と軸差応力の関係から求める方法を提案している。本研究では、両対数軸上における軸差応力-軸ひずみ関係の変曲点から求める方法を採用した。

図-7に、等方圧密排水三軸圧縮試験及び平均有効主応力一定試験で求めた降伏応力を p' - q 座標上に示す。図中には、降伏時の塑性ひずみ増分ベクトルも示してある。降伏応力点を結んだ降伏曲面は、試験種によらずほとんど同じであり、有効応力経路に依存しないが、降伏時の塑性ひずみ増分ベクトルは応力経路に依存する。また降伏曲面と塑性ひずみ増分ベクトルは直交していないことから、関連流動則が成立しないと考えられる。

(5) ダイレイタンスー特性

図-8に、降伏時における塑性ひずみ増分比 $(-d\varepsilon_v^p/d\varepsilon_p^p)$ -応力比 (q/p') 関係を示す。圧密排水三軸圧縮試験と平均有効主応力一定試験では傾向が異なり、平均有効主応力一定試験では塑性ひずみ増分比が大きくなると応力比も大きくなるが、圧密排水三軸圧縮試験ではそのような傾向は認められない。平均有効主応力一定試験で得られた結果に対して線形回帰すると、次式が得られる。

$$q/p' = 1.70(-d\varepsilon_v^p/d\varepsilon_p^p) + 1.66 \quad (3)$$

(6) 強度特性

図-9に、圧密排水三軸圧縮試験及び平均有効主応力一定試験から得られたピーク時及び残留時の応力状態を p' - q の両対数座標上にプロットしたものを示す。ピーク時及び残留時強度は、平均有効主応力と軸差応力の両対数軸上で直線関係になっていることが分かる。さらに、いずれの状態でも強度は試験種に依存せず1本の線になっている。足立・小川⁷⁾と同じように、次式で示すようなべき関数で回帰すると、 α_p , β_p , α_r , β_r はそれぞれ2.712, 0.417, 1.132, 0.944のようになる。

$$(q/p'_0) = \alpha(p'/p'_0)^\beta \quad (4)$$

$$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3 \text{ (MPa)}$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \text{ (MPa)}$$

ここで、

$$p'_0 = \text{単位応力(1MPa)}$$

$$\alpha, \beta = \text{強度定数}$$

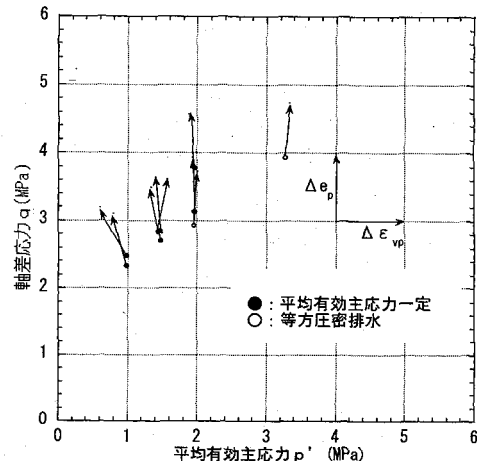


図-7 降伏応力及び降伏時の塑性ひずみ増分ベクトル

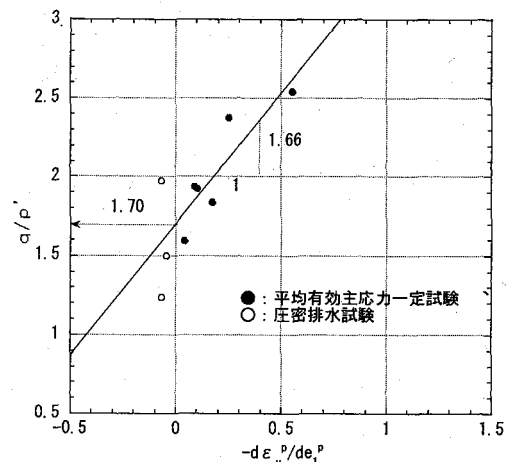


図-8 降伏時の塑性ひずみ増分比-応力比関係

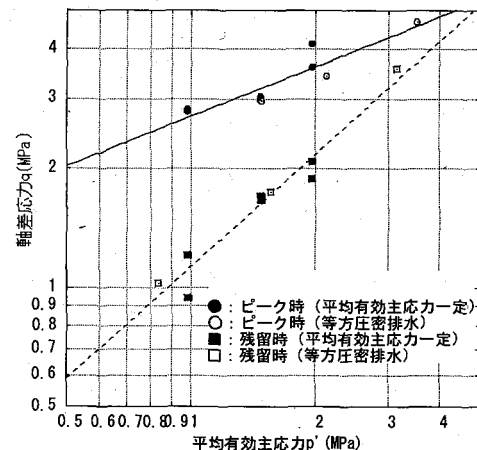


図-9 両対数表示による軸差応力-平均有効主応力関係

5. 結論

本研究から、神戸層群藍那累層泥岩について得られた結果を以下に列挙する。

- 1) 神戸層群藍那累層泥岩は圧縮性が低く、等方圧密試験における間隙比の変化は有効圧密圧力 4 MPa までの範囲では非常に小さい。また、明確な圧密降伏点を示さない。
- 2) せん断弾性係数 G 及び体積弾性係数 K は、平均有効主応力が増加するほど大きくなる傾向がある。

$$G = 447.23 p^{0.308}$$

$$K = 736.11 p^{0.551}$$

(単位系 : MPa)

- 3) 降伏曲面の形状は排水せん断時の応力経路に依存しないが、降伏時の塑性ひずみ増分ベクトルは応力経路に依存する。また、塑性ひずみ増分ベクトルが降伏曲面と直交しないことから、関連流動則が成り立たないと考えられる。
- 4) 平均有効主応力一定試験結果より、降伏時における有効応力比と塑性ひずみ増分比の関係はほぼ線形である。

$$q/p' = 1.70 \left(-d\varepsilon_v^p / d\varepsilon_1^p \right) + 1.66$$

- 5) 足立・小川による応力の両対数による破壊基準を用いると、

$$(q/p_0)_{peak} = 2.712 (p'/p_0)^{0.417}$$

$$(q/p_0)_{residual} = 1.132 (p'/p_0)^{0.944}$$

(単位系 : MPa)

参考文献

- 1) 兵庫県土質地質図編纂委員会：兵庫の地質－兵庫県地質図解説書・土地質編－，財団法人兵庫県建設技術センター，pp176-177, 1996
- 2) 吉田信之：新たに試作導入した硬質土及び軟岩用三軸試験装置について，神戸大学都市安全研究センター研究報告書，Vol. 3, pp. 81-86, 1999
- 3) Yoshinaka, Rand Yamabe, T.: Strength criterion of rocks, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 20, No4, pp. 113-126, 1980
- 4) 赤井浩一，足立紀尚，西好一：堆積軟岩（多孔質凝灰岩）の弾・塑性挙動，土木学会論文報告集，Vol. 271, pp. 83-94, 1978
- 5) 前川晴義，宮北啓：珪藻質軟岩の力学的特性，土木学会論文報告集，Vol. 334, pp. 135-143, 1983
- 6) 岡本敏郎，西好一，松井家孝：泥岩の力学的特性に関する研究（その1）せん断特性，電力中央研究所報告，No. 382011, 1982
- 7) 足立紀尚，小川豊和：堆積軟岩の力学特性と破壊基準，土木学会論文報告集，Vol. 295, pp. 51-62, 1980

筆者：1) 吉田信之，神戸大学都市安全研究センター，助教授；2) 青森将志，神戸大学大学院自然科学研究科，学生；3) 北山孝裕，神戸大学大学院自然科学研究科，学生

DRAINED SHEAR BEHAVIOUR OF MUDSTONE OF AINA FORMATION, KOBE GROUP

Nobuyuki Yoshida
Masashi Aomori
Takahiro Kitayama

Abstract

This paper describes the drained shear behaviour of Kobe-Aina mudstone sampled at a construction site in Kobe city based on the test results of a consolidated-drained triaxial compression test and a consolidated, drained triaxial compression test with mean principal stress constant. The followings can be drawn.

From the relationships between deviatoric stress and axial strain, the mudstone shows a significant strain-softening behaviour along with dilatancy for an effective confining stress and/or effective mean principal stress from 0.49 to 1.96 MP.

The shear modulus, G , and bulk modulus, K , both increase with mean effective principal stress and are expressed by a power function.

The shear strengths for the peak and residual states are represented by linear relationships of deviatoric stress and mean principal stress in both-logarithmic coordinates and are expressed in the form of a power function.

The yield surface is not influenced by the difference of stress path, and there exists a linear relationship between the plastic strain increment ratio, de_v^p/de_1^p , and the stress ratio, q/p , at yielding.

