

均等粒度の砂礫の剪断特性について

鳥山 暁司

Shearing Properties of Uniformly Graded Gravels

Koushi TORIYAMA

Abstract The drained triaxial compression tests were performed on uniformly graded gravels. The applicabilities of Mohr-coulomb, non-linear and internal friction angle equations are examined and the relations among each coefficients in the equations are considered. The following results are obtained.

- 1) Mohr-Coulomb equation is accord with experiments in the range of $\sigma_3 = 1.0-4.0 \text{ kgf/cm}^2$ but overestimates shear strength in comparison with experiments in $\sigma_3 \leq 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ and $\sigma_3 \geq 6.0 \text{ kgf/cm}^2$.
- 2) The non-linear and internal friction angle equations are in accord with experiments in $\sigma_3 = 0.5-6.0 \text{ kgf/cm}^2$.
- 3) There are no good correlation between dry density of gravels and the coefficients of the equations.
- 4) The good correlations are obtained among basic shear strength τ_0 and the coefficients of non-linear and internal friction angle equations.
- 5) The coefficients of non-linear equation A and b have good correlation with that of internal friction angle equation ϕ_m and a.

Key words: Shearing properties; graded gravels.

まえがき

建設省によるフィルダムの耐震設計指針(案)¹⁾での修正震度法の導入の提示により、現在の震度法による地震力に比べて大きな地震力を設計に用いる必要がでてきた。このため、現在のフィルダム設計において用いられている、堤体材料の剪断強度をモール・クーロン式で求めて、この内の粘着力 $c=0$ とにおいて、内部摩擦角 ϕ のみを用いる方法では経済的な堤体設計が不可能となる。そこで、指針(案)ではde Mello²⁾が垂直応力 σ が 50 kgf/cm^2 までの強度式として与えた非線形式と σ の増加とともに内部摩擦角 ϕ_0 は減少することから、 ϕ_0 を σ の関数として表す内部摩擦角式の使用を提示している。非線形式をロック材に用いた場合の強度定数の求め方とロック材での非線形式の強度定数とモール・クーロン式の強度定数の比較については松本、渡辺³⁾が行なっている。また、松本、安田、正国⁴⁾は非線形式を用いた場合と現在の $c=0$ 、 ϕ のみを用いる場合でのすべり面深さと安全率の関係を解析し、現在の方法では表面すべりが安全率最小となるのに対して、非線形式では表面すべりは生ぜず、ある深

さで安全率最小となることを示している。

内部摩擦角式については土質工学会のロックフィル材の試験と設計強度⁵⁾で、フィルダム材料では垂直応力 σ の増加とともに内部摩擦角 ϕ_0 が減少する実験データが示されているが、指針(案)¹⁾に示された $\phi_0 \sim \log \sigma$ の直線関係は検討されておらず、したがって、内部摩擦角式の係数もまったく与えられていない。モール・クーロン式、非線形式、内部摩擦角式の検討については締固めた凝灰岩と河床砂礫について鳥山⁶⁾が行なっている。この結果、同一材料では各強度定数と乾燥密度 ρ_d の間に直線関係が成り立つ場合が多いが、材料が異なるとその関係も異なること、各強度定数相互の関係についても検討した。この実験に用いた材料は締固め供試体が自立する程度に細粒分を含んでおり、フィルダムのランダム材的性質の材料である。フィルダムのロック材では剪断強度への細粒分の影響はほとんどない。そこで今回は細粒分と砂分の影響を除くため、 $2.00 \sim 9.50 \text{ mm}$ の砂礫材を用いて、三軸圧縮試験を行い、剪断強度式の諸係数の特性について検討した。

剪断強度式について

建設省のフィルダム耐震設計指針(案)¹⁾では材料の剪断強度式として次の3式を与えている。

モール・クーロン式

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

非線形式

$$\tau = A(\sigma / \sigma_0)^b \quad (2)$$

内部摩擦角式

$$\tau = \sigma \tan \phi_0 \quad (3)$$

ここに

$$\phi_0 = \phi_{\max} - a \log(\sigma / \sigma_0) \quad (\sigma > \sigma_0) \quad (4-a)$$

$$\phi_0 = \phi_{\max} \quad (\sigma \leq \sigma_0) \quad (4-b)$$

これら(1), (2)式はいずれも σ の小さな範囲で過大な剪断強度を与え, (3), (4)式では σ_0 と ϕ_{\max} の規定が困難である。そこで(1)~(4)式を修正した次式の方が設計上, 安全側にあることを示した。⁶⁾

モール・クーロン式

$$\tau = \tau_0 + \sigma \tan \phi \quad (\sigma \geq \sigma_0) \quad (5-a)$$

$$\tau = \sigma \tan \phi_1 \quad (\sigma \leq \sigma_0) \quad (5-b)$$

ここに τ_0 :モール・クーロン式における粘着力 c に等しいが, 砂礫材には粘着力はないため, これを τ_0 とおき, 基本剪断強度と呼んでいる。

ϕ_1 : $\sigma_3 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の三軸圧縮試験より求めた内部摩擦角

$$\phi_1 = \sin^{-1} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 + \sigma_3)_f} \quad (\sigma_3 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2)$$

非線形式

$$\tau = A(\sigma / \sigma_0)^b \quad (\sigma > \sigma_0) \quad (6-a)$$

$$\tau = \sigma \tan \phi_M \quad (\sigma \leq \sigma_0) \quad (6-b)$$

ここに σ_0 :基準応力で $\sigma_0 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ とする。 σ_0 : (6-a), (6-b)式の交点の応力

ϕ_M : σ が小さい範囲の内部摩擦角で $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ での三軸圧縮試験より求めた内部摩擦角 $\phi_{0.5}$ あるいは(6-a)式で $\sigma = \sigma_0 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ とにおいて,

$$\phi_M = \phi_{M1} = \tan^{-1}(\tau / \sigma_0) = \tan^{-1}A \quad (7)$$

として求めることができる。

内部摩擦角式 $\tau = \sigma \tan \phi_0$

$$\phi_0 = \phi_M - a \log(\sigma / \sigma_0) \quad (\sigma > \sigma_0) \quad (8-a)$$

$$\phi_0 = \phi_M \quad (\sigma \leq \sigma_0) \quad (8-b)$$

ここに σ_0 :基準応力で $\sigma_0 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$

σ_0 : (8-a), (8-b)式の交点の応力

ϕ_M : $\sigma = \sigma_0$ での内部摩擦角

ϕ_M : (6-b)式の内部摩擦角に等しい。

(8-a), (8-b)式を用いる場合の ϕ_M は $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ での三軸圧縮試験結果より求めた内部摩擦角 $\phi_{0.5}$ あるいは(8-a)式で $\sigma = \sigma_0 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ とにおいて

$$\phi_M = \phi_{M2} = \phi_m \quad (9)$$

としてもよい。さらに(5-a)式において $\sigma = \sigma_0 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ とにおいて

$$\begin{aligned} \phi_M = \phi_{M3} &= 0.9 \cdot \tan^{-1}(\tau / \sigma_0) \\ &= 0.9 \cdot \tan^{-1}(\tau_0 / \sigma_0 + \tan \phi) \end{aligned} \quad (10)$$

とおくこともできる。

これらの剪断強度式の諸係数の特性を求めるために均等粒度の砂礫を用いて, 三軸圧縮試験を行なった。

実験材料について

実験材料は市販の小礫3種と別報⁶⁾に用いた河床砂礫と凝灰岩材料をふるい分けしたものである。

三軸圧縮試験の供試体は直径5.0 cmであるため, 礫の最大径 D_{\max} はその1/5以下とし, 9.50mmとした。また均等粒度とするため, 2.00mmふるいで水洗して砂分以下をできる限り, 洗い流した。しかし, 河床砂礫と凝灰岩材料では完全に砂分以下を洗い流すことができず, 幾分か残っている。

材料Aは市販では「マサ」と呼ばれ, まさ土の9.50mmふるいを通し, 2.00mmふるいに残留する小礫である。粒子はやや角ばっており, 表面は粗である。

材料Bは市販の河床砂礫でほぼ球形に近く, 丸みをおびているが, 粒子表面は粗く, 9.50mmふるいを通し, 2.00mmふるいに残留する小礫である。

材料Cは市販では「ねずみ石」と呼ばれる碎石である。やや扁平な直方体ないし三角錐のような形状をしている。他の材料と異なり, 表面が非常に滑らかで光沢を有している。9.50mmふるいを通し, 2.00mmふるいに残留する小礫である。

材料Dは材料Aの粒度分布の影響をみるため, 材料Aのうちの4.75mmふるいを通し, 2.00mmふるいに残留する小礫である。

材料Eは別報⁶⁾の船上山ダム凝灰角礫岩材料の9.50mmふるいを通し, 2.00mmふるいに残留する小礫である。原材料の礫分は13%程度で, 細粒分を21%含んでいるため, 水洗しても完全に2.00mm以下を洗い流すことができず, 6%の砂分以下が残っている。材料は丸みをおびた粒子で表面は粗い。

材料Fは別報¹⁾の船上山ダムの河床砂礫の9.50mmふ

るいを通過し、2.00mmふるいに残留分である。この原材料も砂分以下が56%、細粒分を6%含んでいるため、水洗後も2.00mm以下が4.2%残っている。材料は丸みをおびた粒子で表面は粗く、見掛け上は材料EとFの区別は困難である。

これら材料の絶対乾比重 G_s 、粒度分布、吸水率 w_a 、最大間隙比 e_{max} 、最小間隙比 e_{min} を表1に示す。 e_{max} 、 e_{min} の測定法としては土質工学会の砂の e_{max} 、 e_{min} 測定法とコンクリート材料の粗骨材の e_{max} 、 e_{min} を測定する方法があるが、ここでは土質工学会の方法を準用して測定した。モールドは標準締固め用の1000cm³のモールドを用い、最大間隙比はロートをを用いて材料をモールド内に入れるよりも、材料を袋から静かにモールドに流し込んだ方が、バラツキが小さく、 e_{max} が大きくなるため、後者の方法を用いた。 e_{min} は土質工学会の方法にしたがって、10回に分けて材-をモールドに入れ、各回ごとに100回ずつモールド側面を木槌で叩いて締固めた。 e_{max} は5回以上、 e_{min} は3回以上測定し、その平均値を e_{max} 、 e_{min} とした。

吸水率から各粒子の内部間隙比 e_i を

$$e_i = G_s \cdot W_a$$

とすると、表1のようになる。凝灰岩系のE、Fは粒子内間隙比が大きいたことが特徴である。また、表面乾燥飽和状態の粒子比重 G_{sa} を

$$G_{sa} = \frac{G_s}{1 + e_i} + \frac{e_i}{1 + e_i}$$

として求めた場合の値も表1に示す。また、乾燥状態での内部間隙を含む礫の比重 G_{sd} は

$$G_{sd} = \frac{G_s}{1 + e_i}$$

として求めた値も表1に示す。

実験方法について

実験材料はまったく粘着力がないため、供試体は三軸

装置の試料台にゴムスリーブを固定後、2つ割りモールドを置き、この中で供試体を作製した。

供試体の締固めは先端にゴム製キャップの付いた突き棒で、ゆる詰め供試体は5層10回、密締め供試体は8層50回、手で突き固めた。実験は全て水浸状態で行なったため、あらかじめ、材料を1週間以上水浸して、十分に吸水させた材料を用いた。

三軸圧縮試験は試料台で供試体を作製後、0.2~0.3kgf/cm²の真空を加えて供試体を直立させて、2つ割りモールドを取り外した後、供試体の直径と高さを測り、三軸セルを組み立てた。実験の礫が砂分以下を含まないため、供試体の凹凸が激しく、ノギスで直径を測る際のノギスの位置によって、測定値の変動が大きくなった。このため、供試体諸元は細粒分を含む砂礫材の諸元に比べてばらつきが大きくなった。各材料の平均供試体諸元を表2に示す。表2の e は全間隙比で、礫の絶対乾比重 G_s を用いて

$$e = \frac{G_s}{\rho_d} - 1$$

として求めた値、また e_p は粒子間間隙比のみを求めた値

$$e_p = \frac{G_{sd}}{\rho_d} - 1$$

として求めた値である。

実験は供試体を三軸セルにセットし、側圧 σ_3 を加えた状態で20分間、動水勾配 $i = 5 \sim 6$ で透水後、圧密排水条件で行なった。材料の透水係数は大きいため、透水中の抵抗は主として上下のポーラス・ストーンによるものと思われる。粗くかつ角ばっている礫もあるため、厚さ0.5mmのゴムスリーブを用いたにもかかわらず、実験中にゴムスリーブに孔があいて、漏水する供試体が多く生じた。このため、 $\sigma_3 = 4.0$ 、6.0kgf/cm²の供試体にはゴムスリーブを2枚重ねて実験した。なお、ゴムスリーブの影響は考慮していない。

実験は側圧 $\sigma_3 = 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 6.0$ kgf/cm²

表1 材料の物理的性質

材料名	G_s	粒度分布			吸水率 %	e_{max}	e_{min}	e_i	G_{sa}	G_{sd}
		4.75mm %	2.00mm %	2mm以下 %						
A	2.571	72.5	27.3	0.2	1.51	0.859	0.616	0.039	2.512	2.475
B	2.553	94.5	5.5	0.0	4.51	0.900	0.703	0.115	2.393	2.289
C	2.727	89.5	10.5	0.0	0.35	0.988	0.656	0.001	2.711	2.701
D	2.583	—	98.5	1.5	3.35	0.918	0.658	0.087	2.457	2.377
E	2.654	42.0	52.0	6.0	14.46	1.326	0.915	0.384	2.195	1.918
F	2.624	43.5	52.8	4.2	10.08	1.132	0.760	0.265	2.284	2.075

表 2 礫の供試体平均諸元

No	ρ_d g/cm ³	e	w %	ρ_t g/cm ³	D _r %	e _p
A 1	1.467	0.753	29.3	1.896	43.5	0.688
A 2	1.525	0.688	26.8	1.932	70.4	0.625
B 1	1.415	0.808	31.7	1.859	46.5	0.621
B 2	1.492	0.713	27.9	1.907	95.2	0.535
C 1	1.492	0.829	30.0	1.945	49.5	0.812
C 2	1.608	0.697	25.6	2.018	87.6	0.681
D 1	1.445	0.788	30.5	1.886	49.9	0.645
D 2	1.504	0.705	27.3	1.925	82.0	0.569
E 1	1.170	1.268	47.8	1.729	14.0	0.639
E 2	1.304	1.037	39.1	1.813	70.4	0.472
F 1	1.308	1.007	38.4	1.809	33.6	0.587
F 2	1.417	0.853	32.5	1.877	75.0	0.465

を用いた。 $\sigma_3=0.5\text{kgf/cm}^2$ は別報¹⁾で示したように低側圧 $\sigma_3=0.5\text{kgf/cm}^2$ での内部摩擦角 $\phi_{0.5}$ を求めた方が、新しい耐震設計指針(案)¹⁾を適用する場合、より合理的な断面設計が可能となるために、追加することが望ましいものである。また、 $\sigma_3=4.0\text{kgf/cm}^2$ は農業土木で多く建設される50~60m程度のフィルダムで生じる応力を十分にカバーする圧力であり⁶⁾、 $\sigma_3=6.0\text{kgf/cm}^2$ はこれ以上の傾向を見るために追加したものである。

実験結果

圧縮強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_t$ は偏差応力 $\sigma_1 - \sigma_3$ の最大値とした。ただし、軸ひずみ ϵ が10%以上になっても $\sigma_1 - \sigma_3$ が最大値を生じない場合には $\epsilon=10\%$ での $\sigma_1 - \sigma_3$ を圧縮強度とした。

モール・クーロン式の適用性について最も非線形性の強いC1, C2の例を図1に示す。この例を含め、全ての実験結果で、 $\sigma_3=0.5\text{kgf/cm}^2$ での $(\sigma_1 - \sigma_3)_t/2$ は最小二乗法で求めた直線より下にあり、均等粒度の砂礫材でも、 $\sigma_3=0.5\text{kgf/cm}^2$ での剪断強度にモール・クーロン式をそのまま適用すると、過大な値を与えることになり、(5-a)式のモール・クーロン式は $\sigma_3 \geq 1.0\text{kgf/cm}^2$ に対して適用すべきであり、 $\sigma_3 \leq 1.0\text{kgf/cm}^2$ では、図1の原点を通る直線で与えられる(5-b)式を用いる方が合理的である。モール・クーロン式は $\sigma_3=1.0 \sim 4.0\text{kgf/cm}^2$ の範囲では実験結果をよく近似している。しかし、 $\sigma_3=6.0\text{kgf/cm}^2$ ではA1, C1点はほぼモール・クーロン式での直線上にあるが、他の10点は直線の下にある。このことから、均等粒度の砂礫の場合にも、 $\sigma_3=6.0\text{kgf/cm}^2$ まではモー

ル・クーロン式が成り立つとは限らず、モール・クーロン式の(5-a)式の適用範囲は $\sigma_3=1.0$ から $4.0 \sim 5.0\text{kgf/cm}^2$ の範囲である。50~60m程度のフィルダムではすべり面上の垂直応力は $6 \sim 7\text{kgf/cm}^2$ 程度以下であり、 $\sigma_3=4.0\text{kgf/cm}^2$ では剪断面上の垂直応力は $6 \sim 7\text{kgf/cm}^2$ であるから、(5-a)式が適用できるが、これ以上の高いフィルダムでは $\sigma_3 \geq 4.0 \sim 6.0\text{kgf/cm}^2$ に対して、さらに別の剪断強度定数 τ_0, ϕ を適用しないと、モール・クーロン式は危険側の剪断強度を与えることになる。

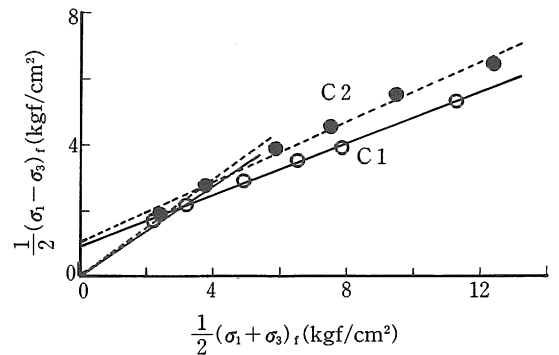


図1 実験結果とモール・クーロン式の比較

非線形式(6-a)の両辺の対数をとると

$$\log \tau = \log A + \log(\sigma/\sigma_{01})$$

実験結果を両対数目盛りでプロットしたC1, C2の例を図2に示す。いずれの材料でも $\sigma_3=0.5 \sim 6.0\text{kgf/cm}^2$ の範囲で実験結果はほぼ直線上にあり、 $\sigma_3 \geq 0.5\text{kgf/cm}^2$ あるいは $\sigma \geq 0.9 \sim 1.0\text{kgf/cm}^2$ では非線形式が成り立っている。しかし、 σ が小さい場合には非線形式では内部摩擦

角 ϕ が 90° に近づくから、過大な剪断強度を与える。このため、 $\sigma_3 \leq 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ あるいは $\sigma \leq 0.9 \sim 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ では原点を通る直線式(6-b)を用いた方が設計上、合理的である。非線形式では係数 b が小さいほど、直線からのずれが大きくなる。また、 (σ, τ) 面上にC1, C2をプロットした結果を図3に示す。図1のモール・クーロン式に比べて広い応力の範囲でよい適合性を示している。図より非線形式の原点近くでの立ち上がりが大きいの。そこで $\phi_M = \phi_{0.5}$ とした場合の(6-b)式 $\tau = \sigma \tan \phi_M$ を図3に示す。内部摩擦角式での ϕ_0 と σ の関係を図4に示す。 $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ での強度が小さくなりすぎたA1を除いて、いずれも σ_3 が 0.5 kgf/cm^2 までは ϕ_0 の最大値は求められない。

全試料の $\sigma_3 = 0.5 \sim 6.0 \text{ kgf/cm}^2$ で求めた強度定数 τ_0 , ϕ , A , b , ϕ_m , a を表3に示す。また、(5-b)式の ϕ_m の値として $\phi_{0.5}$ および ϕ_{M1} , $\phi_{M2} = \phi_m$, ϕ_{M3} も表3に示す。表3より $\phi_{0.5}$ と ϕ_{M1} , ϕ_{M2} , ϕ_{M3} の差はB2を除いてほとんど 1° 以内であり、12試料の平均値の差は $(\phi_{0.5} - \phi_{M1})_{ave} = 0.53^\circ$, $(\phi_{0.5} - \phi_{M2})_{ave} = 0.70^\circ$, $(\phi_{0.5} - \phi_{M3})_{ave} = 0.20^\circ$ となり、(6-b), (8-b)式の ϕ_M としては $\phi_{0.5}$, ϕ_{M1} , $\phi_{M2} = \phi_m$, ϕ_{M3} のいずれを用いてもよい。

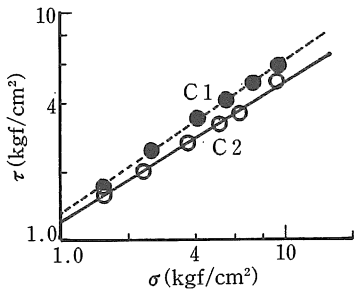


図2 両対数での非線形式と実験結果の比較

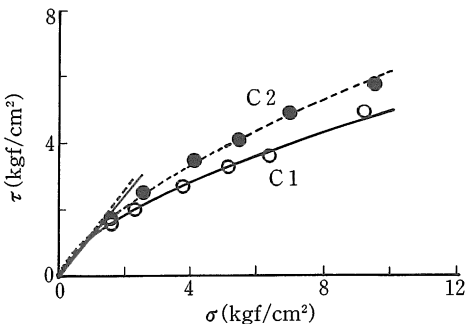


図3 実験結果と非線形式の比較

剪断強度式の諸係数について

実験に用いた砂礫材の乾燥密度 ρ_d と剪断強度式の諸係数の関係を図5~7に示す。各係数と ρ_d の関係を最小二乗法で求めると

$$\begin{aligned} \phi &= 8.68 + 13.45\rho_d & (r=0.655) \\ \tau_0 &= -0.220 + 0.653\rho_d & (r=0.355) \\ A &= 0.004 + 0.719\rho_d & (r=0.625) \\ b &= 0.699 + 0.0482\rho_d & (r=0.075) \\ \phi_m &= 16.68 + 20.17\rho_d & (r=0.677) \\ a &= 14.63 + 0.209\rho_d & (r=0.006) \end{aligned}$$

となり、ばらつきが大きく、ほとんど相関性は認められない。さらに各係数と相対密度 D_r , 間隙比 e , 粒子間間隙

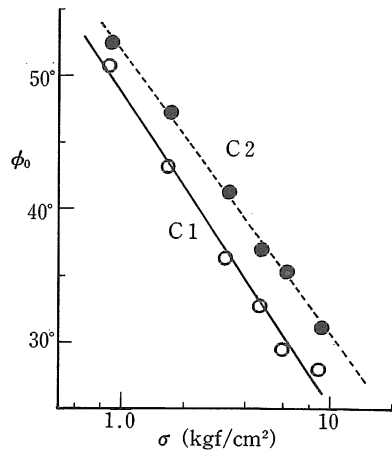


図4 内部摩擦角式の ϕ_0 と $\log \sigma$ の関係

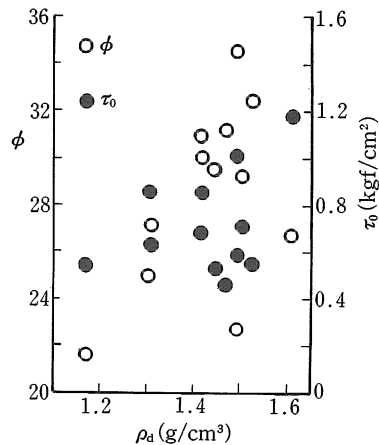


図5 乾燥密度 ρ_d とモール・クーロン式の ϕ , τ_0 の関係

表 3 砂礫材の剪断強度式の諸係数

No	ϕ	τ_0 kg/cm ²	A kg/cm ²	b	$\phi_m = \phi_{M2}$	a	ϕ_1	$\phi_{0.5}$	ϕ_{M1}	ϕ_{M3}
A 1	31.17	0.462	0.917	0.847	42.73	10.26	44.30	* 41.61	42.53	42.17
A 2	32.40	0.548	0.982	0.846	44.52	10.15	42.27	44.52	44.48	44.80
B 1	30.94	0.679	1.056	0.795	46.51	13.48	42.93	47.38	46.56	46.77
B 2	34.52	0.583	1.026	0.864	46.46	10.17	* 38.15	49.69	45.74	46.62
C 1	22.71	1.006	1.186	0.617	48.74	23.61	43.21	50.66	49.86	49.44
C 2	26.72	1.178	1.309	0.667	51.92	21.31	47.25	52.52	52.62	53.33
D 1	29.54	0.528	0.943	0.808	43.26	12.37	40.45	44.04	43.32	42.83
D 2	29.16	0.704	0.997	0.801	44.91	13.00	42.67	44.67	44.91	46.45
E 1	21.58	0.539	0.796	0.736	38.24	15.44	35.07	39.52	38.52	38.76
E 2	24.98	0.858	1.064	0.705	46.32	18.63	42.47	47.01	46.78	47.64
F 1	27.13	0.627	0.950	0.773	43.41	14.47	40.85	43.71	43.53	43.85
F 2	30.03	0.849	1.154	0.752	48.91	16.27	46.18	48.98	49.09	49.48

*前後の σ_3 での ϕ_0 の値と比較して過小な値と考えられる。

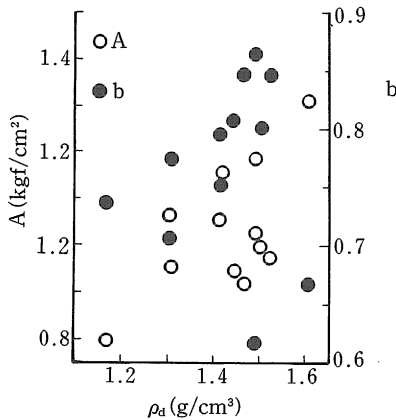


図 6 乾燥密度 ρ_d と非線形式の係数A, bの関係

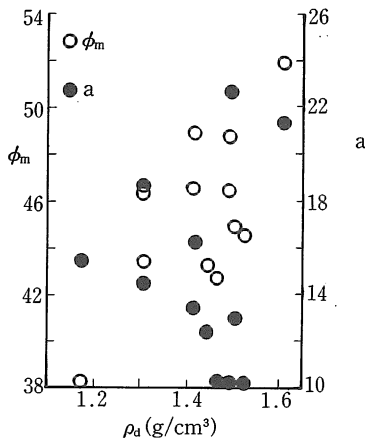


図 7 乾燥密度 ρ_d と内部摩擦角式の係数 ϕ_m , aの関係

比 e_p との関係もばらつきが大きく、相関係数は小さく、各係数と砂礫材の基本的な物理的性質との関係は求まらない。この原因の1つに材料Cが他と大きく異なった特性を示すことが考えられる。材料Cは前述のように角ばっているが表面は滑らかである。このため、締め固めにより、粒子間の噛み合わせはよくなり、基本剪断強度 τ_0 は大きくなる。しかし、粒子が滑りやすいため、内部摩擦角 ϕ が小さい。この結果、非線形式では係数Aが大きく、かつ非線形性が増して係数bが小さくなっている。また、内部摩擦角式では ϕ_m , aが大きくなっている。そこでC 1, C 2を除く10試料での各係数と ρ_d の関係を求めると

$$\begin{aligned} \phi &= -13.68 + 30.49\rho_d & (r=0.909) \\ \tau_0 &= 0.879 - 0.172\rho_d & (r=-0.143) \\ A &= 0.475 + 0.66\rho_d & (r=0.421) \\ b &= 0.279 + 0.365\rho_d & (r=0.788) \\ \phi_m &= 25.51 + 13.40\rho_d & (r=0.521) \\ a &= 36.97 - 14.44\rho_d & (r=-0.139) \end{aligned}$$

となり、 ϕ とbの相関係数rは大きくなっているがA, ϕ_m のrは小さくなり、 τ_0 , aは ρ_d との相関性がほとんどない。これらの結果より、均等粒度の砂礫でも各係数への砂礫の特性の影響が大きく、材料の物理的性質である ρ_d , e , D_r 等から剪断強度式の係数を推定することはできないことが明らかとなった。剪断強度式の各係数の関係について相関係数|r|が0.70以上のものは次のようになる。

$$\begin{aligned} b &= 0.311 + 0.161\phi & (r=0.827) \\ a &= 39.19 - 0.854\phi & (r=-0.759) \\ A &= 0.624 + 0.572\tau_0 & (r=0.910) \\ b &= 0.974 - 0.290\tau_0 & (r=-0.832) \\ \phi_m &= 35.82 + 13.56\tau_0 & (r=0.837) \end{aligned}$$

$$a=2.217+17.82\tau_0 \quad (r=0.885)$$

$$\phi_m=19.18+25.51A \quad (r=0.985)$$

$$a=59.02-57.44b \quad (r=-0.993)$$

この結果より、基本剪断強度 τ_0 と非線形式のA, b, 内部摩擦角式の ϕ_m , aとの相関性がよい。また、非線形式と内部摩擦角式は (σ, τ) 関係の非線形性の表示方法が異なっているだけであり、係数のAと ϕ_m が基本的な大きさを、bとaが非線形性を表す係数である。このため、Aと ϕ_m , bとaの相関性は非常によい。

各剪断強度式の2つの係数相互の関係は

$$\tau_0=1.373-0.0232\phi \quad (r=-0.416)$$

$$b=1.099-0.322A \quad (r=-0.578)$$

$$a=-15.75+0.6743\phi_m \quad (r=0.543)$$

となり、相関性はよくない。

あとがき

締固めた均等粒度の砂礫材の三軸圧縮試験を行い、剪断強度式の適用性と強度式の諸係数について検討した。この結果、

1. モール・クーロン式は $\sigma_3=1.0\sim 4.0\text{kgf/cm}^2$ ではよく合うが、 $\sigma_3=0.5\text{kgf/cm}^2$ では過大な剪断強度を与え、 $\sigma_3=6.0\text{kgf/cm}^2$ でも過大な剪断強度を与えることが多い。
2. 非線形式は $\sigma_3=0.5\sim 6.0\text{kgf/cm}^2$ の範囲で実験結果とよく一致する。しかし、 $\sigma_3<0.5\text{kgf/cm}^2$ では過大な剪断強度を与えるものと考えられる。
3. 非線形式と内部摩擦角式は (σ, τ) 関係を異なった非線形の方程式で表したものであるから、それぞれの係数Aと ϕ_m , bとaの相関性はよい。
4. 均等粒度でも砂礫の材質が異なると各強度定数と乾燥密度 ρ_d の相関性は悪く、利用できる式は得られなかった。

5. 内部摩擦角 ϕ と他の強度定数A, b, ϕ_m , aの相関性はあまりよくないが、基本剪断強度 τ_0 とA, b, ϕ_m , aの相関性はよい。これは細粒分を含む凝灰岩や河床砂礫と同じ傾向を示している。

砂礫材の盛立ての施工管理は乾燥密度を中心に行なわれる。現場では材料の採取場所によって粒度分布がかなり変動する。この粒度分布の変動の強度定数への影響あるいはどの程度の変動までは強度定数と乾燥密度の関係を1つの式で与えられるかを明らかにすることが望ましい。この点については今後、実験を行なう予定である。

なお、本実験を行なうにあたりましては平成5年度島根大学農学部農村工学講座の専攻生の鶴野晴延君、沖田真紀君、田中 緒君に多大のご協力を賜りました。ここに記して厚く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 建設省河川局開発課, フィルダムの耐震設計指針(案), 国土開発技術センター, 東京, 95 pp., 1991.
- 2) DE MELLO, Reflection on design decisions of practical significance to embankment dams. *Geotechnique*, **27**: 279-355, 1977.
- 3) 松本徳久・渡辺和夫, ロック材料のせん断強度. 土と基礎, **35**: 49-54, 1987.
- 4) 松本徳久・安田安夫・正国之弘, フィルダムのすべりに対する安定計算. 土木技術資料, **32**: 41-46, 1987.
- 5) 土質工学会, ロックフィル材料の試験と設計強度. 土質工学会, 東京, 287 pp., 1982.
- 6) 鳥山昶司, 非粘着性材料の剪断強度式について—凝灰岩と砂礫での事例—農土論集, **167**: 109-115, 1993.