

御岳土石流など不飽和土石流の流動機構について

佐 々 恭 二

THE MECHANISM OF UNSATURATED DEBRIS FLOWS SUCH AS THE ONTAKE DEBRIS FLOW, 1983, IN JAPAN

By *Kyoji* SASSA

Synopsis

A big debris flow of 36 million m³ was caused by the Nagano Seibu earthquake at Mt. Ontake, 1983, in Japan. This debris flow seemed to be apparently different from the ordinary debris flow, because it looked to be not saturated.

Then, the opinion which this flow was a dry avalanche supported by pore air pressure was presented in Newspapers & TV. Others insisted that it was an ordinary debris flow because there can be no cause of such a high pore air pressure.

This paper proposed the mechanism of unsaturated debris flow in use of the idea of un-drained shear of the saturated torrent deposit, which is analogous to the hydro-planing phenomenon in a rainy high way.

1. 緒 論

1983年9月に、長野県西部地震によって御岳山において、3600万 m³ の大崩壊が発生し、その土塊が約9 km, 深床勾配4度以下のところまで流れて、王滝川本線に流入し、そこに、約2500万 m³ の土砂が堆積した。そして、その流動土塊が、通常の土石流と異なり、飽和していなかったと思われることから、この土砂流動は、粉体流であるとの説明が、NHK-TV や、主要新聞に報道された。

粉体流は、過剰間ゲキ空気圧により、土塊の有効マサツ角が減少する現象である。

過剰間ゲキ空気圧の作用のしかたには、2種あり、1つはホーバークラフトのように、空気のクッションの上に乗るものであり、Shreve による Blackhawk 地すべりの説明¹⁾ が有名である。もう1つは、粉雪の雪崩のように、細かな粒子が空気中に浮遊し、雪崩内の間ゲキの空気の密度が上昇し、粒子に浮力が作用し、マサツ抵抗が減少するものである。前者は、移動物体の底部にのみ空気圧が作用するのに対し、後者は移動粒子全体に浮力が作用している。

9 km もの距離をホーバークラフトのように、空気の上に乗ると言うのは考えにくく、深さ100 m 前後と思われる土塊を支えるだけの空気の取込みの原因は考えられない。高橋²⁾ は、セントヘレンズ火山の土石なだれについて、細粒部が空気中に浮遊することによる浮力の増大(間ゲキ空気圧の増大)によって説明できるとしている。セントヘレンズの場合、火山の爆発によって、大きな過剰間ゲキ空気圧が、初期条件として与えられているので、そのような現象が発生したかも知れないが、御岳の場合、地震による地すべりであり、地すべり土塊が粉状になり空気中に浮遊したとは思えない。

芦田³⁾ は、御岳の土石流について、間ゲキ空気圧によって、この現象を説明するのは困難として、間ゲキ水への細粒部の浮遊による浮力の増大と空隙の増大によって、マサツ抵抗が減少したとして、基本的に土

石流の考え方から、この現象の説明を試みている。

佐々⁴⁾は通常の水で飽和した土石流については、飽和した粒状体が高速で攪乱されつつ流動する時、細粒の浮遊、および、細粒でなくても粒子の衝突による瞬間的な浮遊のため、流動速度に比例して、間ゲキ水の密度が増大し、間ゲキ水圧が増大することを、実験的に確かめ、流動土塊の内部マサツ角が減少しなくても、飽和土塊が攪乱状態にあれば、土石流における低いマサツ抵抗が説明できることを示した。

しかし、御岳土石流の場合地すべり土塊がそのまますべっており、土塊全体が飽和されていたとも、土塊内の粒子が衝突によって攪乱され、間ゲキ水に浮遊したとも思えない。したがって、不飽和の土塊が移動する時、流動中に何等かの原因で土の内部マサツ角が減少しているか、間ゲキ空気圧や、間ゲキ水の密度増大以外の原因による何等かの間ゲキ水圧の増大がなければならない。

2. 流動中の土砂の内部マサツ角について

土砂の内部マサツ角は、一般に、三軸圧縮試験や、一面せん断試験等の土質試験によって求められている。土質試験は、その主目的が土構造物の安定性を調べるためであり、動きが生じるまでの微小な変形範囲における内部マサツ角の測定を対象としている。

大変形を起こした後の内部マサツ角の測定を目的としたものに Bishop⁵⁾ のリングせん断試験があるが、これも変形が生じた後の安定性の研究を目的としており、運動中のマサツ角の測定を目的としたものではない。したがって、変形の範囲は、数 10cm から数 m、変形速度は数 mm/時 以下である。日本での最近の研究には、宜保等⁶⁾がある。

したがって、土塊の安定性 (Stability) ではなく、運動性 (Mobility) の研究には、従来のものとは異なった新しい試験機が必要である。そこで、佐々⁷⁾は土石流を対象として、運動中の土の内部マサツ角を調べる試験機を試作した。

試験機は、大型高速のリングせん断試験機であり、土石流の運動を対象とするため、せん断箱の外壁を透

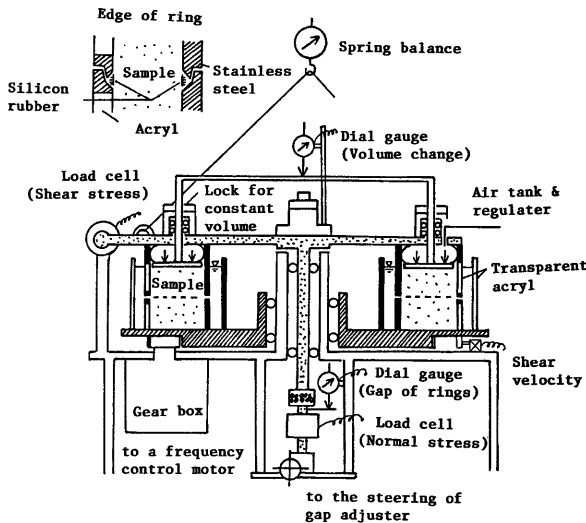


Fig. 1 Schematic diagram of the new high speed ring shear apparatus.

明アクリルとして、外からの視察ができるようにした。言いかえれば、回転水路の上に垂直荷重の載荷装置を設け、水路の下半分を回転させ、上半分を静止させ、流動速度だけでなく、垂直応力、せん断応力、体積変化等の測定を可能にしたものと言える。設計、制作にあたっては、種々の重点があり、設計、製作、修理、部分的な再制作を繰り返し、次に示す実用的な試験機を製作することに成功した(佐々⁸⁾)。

Fig. 1 に試験機の模式図を示す。

測定するサンプルの形状は、外径 48 cm、内径 30 cm、断面 9×9 cm のドーナツ状のものである。このサンプルの上から所定の垂直荷重を載荷し、荷重一定、あるいは、体積一定の条件のもとで、その下半分を回転し上半分を静止させて、サンプルにせん断を与えるものである。垂直荷重は上盤と載荷板の間にあるゴムチューブに空気を供給することにより与え、回転力は周波数制御モーターとギヤによって与えている。垂直応力の測定は、上盤と本体をつなぐロッドの中間に取り付た応力計によって測定し、せん断応力は上盤の回転を止めるための当て板に取り付けた応力計によって測定する。また、サンプルの体積変化は、載荷板と上盤の間の間隙の変化よりダイヤルゲージによって測定する。せん断箱上下のスリットの開口は、試験機中央のロッドの昇降により行ない、その測定はロッドと本体間に取り付けたダイヤルゲージによって行なう。サンプルの割れを防ぐため、上リングのエッジにシリコンゴムを接着し、下エッジに接触させつつ、すべらせる。そのシリコンゴムのせん断抵抗力は、1 cm/sec 以下の速度では無視でき、90 cm/sec では 2~3 gf/cm² になり、その分は補正した。せん断速度は通常のリングせん断の速度である 1 mm/時 程度から、実際の上石流の流速のオーダーである 1 m/sec 程度まで変化させることができる。垂直応力の範囲は、御岳のような大規模なものだけでなく、通常の上石流の流動深さ数 m を対象として 0~0.4 kgf/cm² になるよう設計した。

Photo. 1 は、サンプルをサンプル箱にいれたところ、Photo. 2 は載荷ユニット(上盤、載荷板)を取り付けたところ、Photo. 3 はせん断中のガラスビーズである。

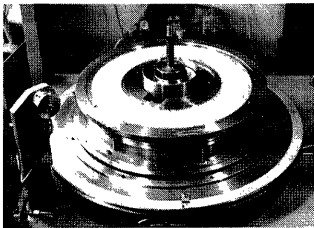


Photo. 1 The ring shear apparatus without the loading unit.
(Sample in the ring shear box)

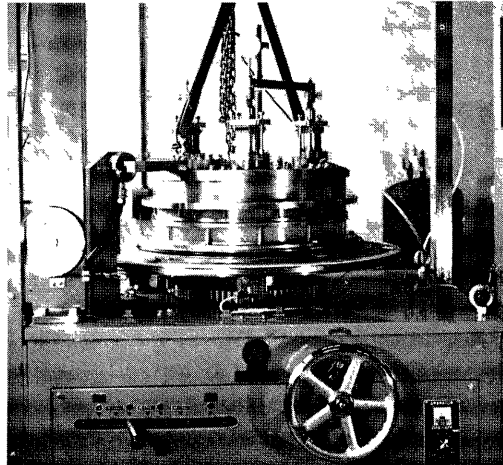


Photo. 2 The ring shear apparatus with the loading unit.



Photo. 3 Glass beads of 2.0 mm during shear (20 cm/sec).

Fig. 2 は 1 mm のガラスビーズを用いて、乾燥状態で行なった定圧せん断条件での試験結果である。せん断速度を 0.01 cm/sec から 90 cm/sec の間で変化させたが、図のごとく、内部マサツ角は、18度（この値は、ガラスビーズの通常のマサツ角の値である）で一定である。その間の体積変化は、垂直応力に比例して上下している。Fig. 3 は宇治川砂を用いて、乾燥状態で行なった試験の結果であるが、やはり内部マサツ角の速度依存性は見られず、砂の通常の残留時のマサツ角の値を示している。

これらの実験結果より、土砂の流動時にも土の内部マサツ角は減少しないことが推定された。

この実験は、通常の土石流を対象として低い応力レベルで行なっているが、岩層なだれ (rock avalanche) の機構を調べることを目的として、佐々の研究⁷⁾⁸⁾とは独立、かつ、同時期に Morgenstern 等⁹⁾¹⁰⁾も、同様な発想から小規模 (外径 30 cm, 内径 22 cm, 断面 4×2 cm) の高速リングせん断試験機を試作し、2 kgf/cm² 程度のより高い応力レベルでの実験において、内部マサツ角が速度に依存しないとの試験結果を発表している。

次に、同じ試験機を用いて、間ゲキ流体の粘性項の影響を調べた。Fig. 4 は、粘性係数の高い (水の約 1500 倍の値を持つ) グリセリンでガラスビーズを飽和して行なった試験の結果である。予備実験より、粘性

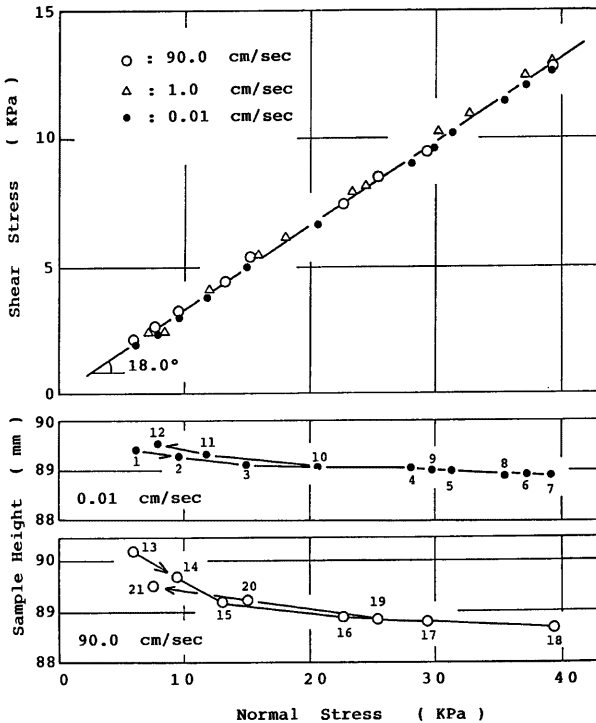


Fig. 2 Internal friction angle of glass beads during motion under the dry and constant normal stress condition.
 Sample: Glass beads (1.0 mm in diameter)
 Dry density: 1.52 - 1.53 g/cm³

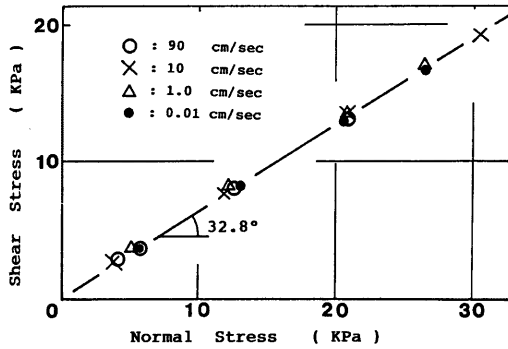


Fig. 3 Internal friction angle of river sands during motion under the dry and constant normal stress condition (Sassa & Kaibori).
 Sample: Ujigawa river sands (0.084 - 3.0 mm in diameter)
 Dry density: 1.38 - 1.41 g/cm³.

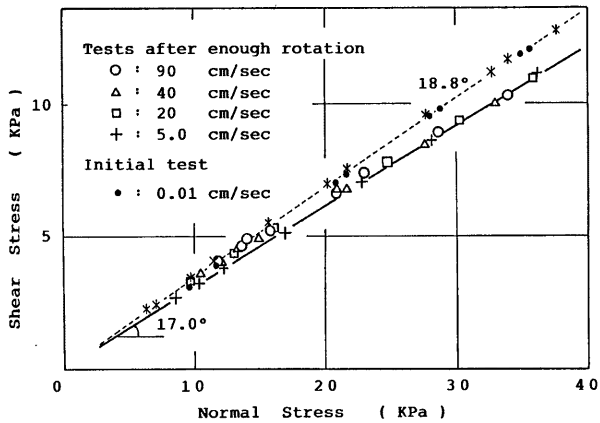


Fig. 4 Shear resistance of glass beads during motion saturated with glycerin.
 Sample: Glass beads (1.0 mm in diameter)
 Dry density: 1.52 - 1.53 g/cm³
 (*: Initial test in the dry state at shear speed 1.0 cm/sec.
 For comparison between the dry and the glycerin saturated state).

項の影響が大きいことが推定されたことと、せん断の継続によってガラスビーズがせん断方向に配列する影響が、わずかながら出ているように思われたので、まず、ガラスビーズをグリセリンで飽和した後の最初の試験結果（・印）が、乾燥状態での最初の試験結果（比較のため、図中に*印で示した）と同じマサツ角であることを確認し、その後、十分なせん断（約 1.5 km）を与えてから、速度を変化させて試験を行ない、

間ゲキ流体の粘性項の影響を調べた。図にあるごとく、垂直応力の小さいところで幾分影響が出ているようでもあるが、さだかではない。むしろ、通常の土石流の応力レベルでは、誤差の範囲程度と思われる。

3. 不飽和移動土塊にかかる間ゲキ水圧について

高速流動中も土砂の内部マサツ角が減少しないことが推定されたことから、御岳のような不飽和の土塊の流動中にも、何等かの間ゲキ水圧が作用しているに違いない。

水で飽和したかゆ状の一般の土石流や、生コンクリートの流動とは異なり、水で飽和していない物質が、低いマサツ抵抗ですべる現象として身近なものには、アイススケートや、泥道でのスリップ、雨で濡れた高速道路でのハイドロプレーニング現象等がある。Fig. 5 はハイドロプレーニング現象を説明するものである。路面に水の膜がある時、車が高速で走ると、タイヤの前面よりタイヤの下へ侵入する水の速度が、タイヤの側方への排水速度を上回るようになり（すなわち、非排水状態になり）、タイヤと路面の間に車重を一部支えるだけの水圧を持った水膜が形成され（すなわち、高い間ゲキ水圧が発生し）、タイヤと路面間のマサツ抵抗が減少する。この現象は、すべる物体内に浮力が作用しなくとも、すべる物体の下に間ゲキ水圧が発生すれば、低いマサツ抵抗ですべることを意味し、基本的にスケートも、泥道で足をすべらす現象も同じである。そして、御岳土石流など不飽和の移動土塊にかかる間ゲキ水圧も同様に考えられると思われる。

Fig. 6 において、不飽和の移動土塊が、飽和した堆積物の上に乗った場合を考える。イメージ的には、Fig. 5 の場合のタイヤが不飽和の移動土塊、地山が路面、堆積物が水膜に相当する。

土に非排水載荷を与えた時に発生する間ゲキ水圧を表現する式としては、非排水三軸試験に対する Skempton⁽¹⁾ の次式が良く知られている。

$$\Delta u = B \{ \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \} \dots\dots\dots (1)$$

Δu : 間ゲキ水圧の増分

A, B : 間ゲキ水圧係数

$\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_3$: 最大, 最小主応力の増分

間ゲキ水圧係数 B は、0~1.0 の値をとり、載荷された σ_3 (この場合 3 次元等方圧縮応力) のうち、どれだけが間ゲキ水圧増加に寄与するかの係数であり、土と間ゲキ流体の体積圧縮係数より、次式で表現される。

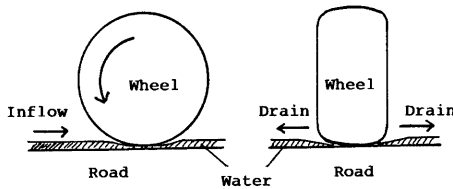


Fig. 5 The hydro-planing phenomenon (Undrained shear by rapid loading).

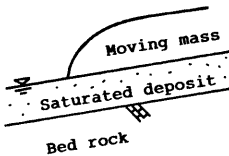


Fig. 6 Rapid loading of saturated deposit by unsaturated moving mass.

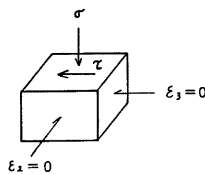


Fig. 7 Soil element under direct shear.

$$B = \frac{1}{1 + \frac{nC_w}{C_{e3}}} \dots\dots\dots(2)$$

n : 空げキ率

C_{e3} : 土の3次元等方圧縮状態での体積圧縮係数

C_w : 間ゲキ流体（100%飽和時は水、不飽和の時は水+空気）の体積圧縮係数

間ゲキ水圧係数 A は、軸圧載荷時に載荷される偏差応力 ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$) がどれだけの間ゲキ水圧増分に寄与するかに関する係数であり、Bjerrum 他¹²⁾によれば砂の場合、 $-0.3 \sim 2.6$ の値を取る。砂が密であれば、偏差応力の載荷によって体積増加傾向を持ち、負の値を、粗な状態であれば正の値を取る。

(1)式は、三軸試験機を用いて、まず等方応力 (σ_3) を載荷し、次いで軸圧を載荷する非排水圧縮試験における間ゲキ水圧の増分を表現するためのものであり、Fig. 6 のような場合に堆積物内に生じる間ゲキ水圧と、そのせん断を考える場合には、適当ではない。ある平面に対する垂直応力、せん断応力の増大によって、いくら間ゲキ水圧が発生するかを表現する式が必要である。Fig. 7 はこれに相当するところの直接せん断状態にある土の要素を示している。この土の要素に対して、側方変位ゼロの条件下で垂直応力、せん断応力が、その上面に載荷された場合の間ゲキ水圧増分は、(1)、(2)式と同じ考え方から次のように表わすことができる(佐々他¹³⁾)。

$$\Delta u = B_D(\Delta\sigma + A_D \cdot \Delta\tau) \dots\dots\dots(3)$$

A_D, B_D : 直接せん断状態での間ゲキ水圧係数

$\Delta\sigma, \Delta\tau$: 垂直応力、せん断応力の増分

B_D は垂直応力増分のうち、どれだけの間ゲキ水圧の増加に寄与するかの係数であり、1次元圧縮状態での間ゲキ水圧係数である。1次元圧縮試験における間ゲキ水圧係数は、 C で表わされ、ここで用いた B_D は C と同じものである。 B_D , すなわち、 C は、(2)式と同様にして(4)式で表わされる(Lambe & Whitman, 1979¹⁴⁾)。

$$B_D = \frac{1}{1 + \frac{nC_w}{C_{e1}}} \dots\dots\dots(4)$$

C_{e1} : 1次元圧縮状態での土の体積圧縮係数

間ゲキ水圧係数 A_D は、定体積 ($B_D=1.0$ に相当する) 一面せん断試験における垂直応力の変化量(間ゲキ水圧の変化量に相当する)と載荷したせん断応力の増分の比より求められる。また、 B_D は非排水一次元圧縮試験より求められる。したがって、(3)式によって、飽和した地盤に、ある移動土塊が乗った時に、地盤内に発生する間ゲキ水圧を表現できる。

間ゲキ水圧係数 A, B と A_D, B_D の関係が求められれば、より一般的に行なわれている三軸試験により、 A_D, B_D を推定することができ、好都合である。三軸試験におけるサンプル内の最大せん断応力は、($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$) の半分なので、(1)、(3)両式の比較より、三軸試験における間ゲキ水圧係数 A 値は A_D 値の半分になることが推定できる。

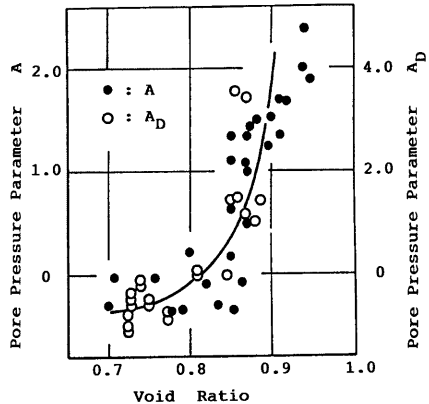


Fig. 8 Pore pressure parameters, A, A_D at failure.

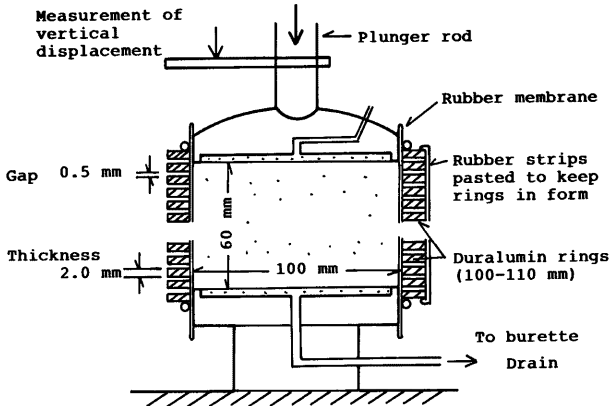


Fig. 9 Schematic diagram of the method to measure the one dimensional compressibility of soils.

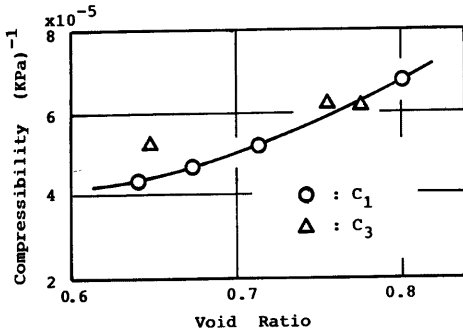


Fig. 10 Comparison with the one dimensional compressibility with the three dimensional (all round) compressibility of sands (Sassa & Fukuoka).

両者の間ゲキ水圧係数を実験的に比較するために、豊浦標準砂を用いて、定体積一面せん断試験より A_D 値を求め、 $B=1.0$ に近い状態での非排水三軸試験における間ゲキ水圧増分と偏差応力増分の比より、 A 値を求めた。Fig. 8 は、両者の破壊時の間ゲキ水圧係数を比較したものである。ほぼ、 $A_D=2A$ の関係が見られ、上記の推定が裏付けられている。

一方、(2)式と(4)式の比較より、 B 値と B_D 値の差は、 C_{e1} と C_{e3} の差であることが分かる。 B_D の直接測定には、非排水状態で一次元圧縮しなければならぬが、技術的な難点が多いことから、 C_{e1} 、 C_{e3} を測定して両者を比較した(福岡¹⁵⁾)。

C_{e3} は通常の三軸試験の等方圧縮応力とその時の体積変化より求め、 C_{e1} は厚さ 2mm のジュラルミンのリングを 0.5 mm 間隔に並べ、その外側に厚さ 1 mm のゴムのシートを帯状に貼って、その形状を保ち、縦圧縮は自由、水平変位を拘束し、一次元圧縮変形を起こせるようにした。Fig. 9 にその模式図を示す。サンプルの直径は 10 cm、高さは 6 cm にした。体積変化は、軸変位の測定より行なった。Fig. 10 は御岳の土石流が流れた伝上川の溪床より採取したサンプルを用いて測定した載荷応力 0~6 kgf/cm² の範囲での体積圧縮

係数である。 C_{e1} の値は、ほぼ、 C_{e3} と等しいといえる。したがって、 $B=B_D$ の関係にあることが分かり、測定が容易であり、一般的に用いられている B 値を、 B_D 値の代わりに用いることが、近似的に可能と考えられる。

4. 不飽和土石流の流動について

不飽和の土塊が移動する時も、土塊が移動する経路上の地盤が飽和（または、それに近い状態）していれば、間ゲキ水圧が発生し、マツ抵抗が減少し得ることが推定された。

これをもとに、次に、1)不飽和土石流の流動機構、2)御岳土石流の場合、について述べる。

4.1 不飽和土石流の流動機構

Fig. 11 は、溪床堆積物の上に崩落土砂が乗って進んでいる場合を表わしている。

この時、溪床堆積物内の各点 $A-E$ の有効応力がどのように変化するか、堆積物内の要素にかかる応力が、Fig. 7 に表わした直接せん断状態に相当するとして、Fig. 12 に示す。

一般に土石流が発生するような溪流では、川幅いっぱいには水が流れていることは少なく、たとえば伝上川のスケッチ (Fig. 13) のように一部に水が流れていることが多い。すなわち、溪床表面は、全体としては不飽和の時が多いので、標準的な場合として、 $A-B-C$ と飽和度が増大し、 C, D, E 点は、97~98%前後の飽和状態にあると考える。

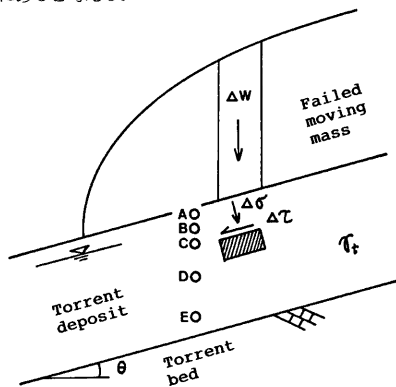


Fig. 11 Rapid loading of torrent deposit by failed mass (Loading similar to direct shear).

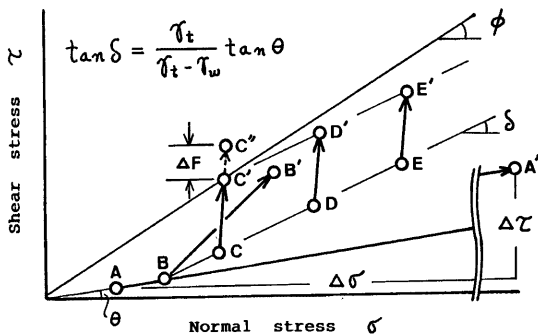


Fig. 12 Stress shift at each point by undrained loading.

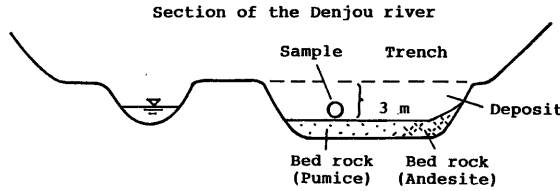


Fig. 13 Sketch of the sampling point at the Denjou river.

そのとき、 ΔW の載荷による応力増分 $\Delta\sigma$, $\Delta\tau$ は、(5)式で表わされる。

$$\Delta\sigma = \Delta W \cdot \cos \theta \quad \Delta\tau = \Delta W \cdot \sin \theta \quad \dots\dots\dots(5)$$

有効応力の増分 $\Delta\sigma'$ は(3)式を用いて、(6)式で表わされる。

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = \Delta W \cdot \cos \theta \{1 - B_D(1 + A_D \cdot \tan \theta)\} \quad \dots\dots\dots(6)$$

B_D 値は、飽和度が低ければ、0 に近くなり、飽和度が高ければ、1.0 に近くなる (Fig. 13)。 A_D 値は、破壊時の値 (Fig. 8) では、粗な時には、2~4 に、密な時には、-0.4~0 に、中間であれば、0~2 程度になる (Fig. 8)。いま、 $A_D=0$ とし、 B_D 値を、A点では $B_D=0$ 、C、D、E点では、 $B_D \doteq 1.0$ 、B点ではその中間と想定して Fig. 12 に応力変化を矢印で示す。

まず、各点の初期応力は、

水面以上では、 $\sigma = \gamma_t \cdot z \cdot \cos^2 \theta$

$$\begin{aligned} \tau &= \gamma_t \cdot z \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \\ \frac{\tau}{\sigma} &= \tan \theta \quad \dots\dots\dots(7) \end{aligned}$$

水面以下では、 $\sigma = (\gamma_t - \gamma_w) \cdot z \cdot \cos^2 \theta$

$$\begin{aligned} \tau &= \gamma_t \cdot z \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \\ \frac{\tau}{\sigma} &= \frac{\gamma_t}{(\gamma_t - \gamma_w)} \tan \theta \quad \dots\dots\dots(8) \end{aligned}$$

したがって、A、B 点の初期応力は、勾配 θ の線上にあり、B、D、E 点は Fig. 12 に示す勾配 δ の線上にある。

移動土塊がこの堆積物の上に乗ることにより、A点の応力は、 $A_D=B_D=0$ なので、間ゲキ水圧の発生はなく、(5)式の関係で、すなわち、深床勾配と同じ勾配 (θ) で A' 点に移る。B点の応力は、間ゲキ水圧が発生するので、 $\Delta\sigma'$ が小さくなり、より急な勾配で B' に移る ($\Delta\tau$ は A点の場合と同じである)。C点の応力は、 $A_D=0$ 、 $B_D \doteq 1$ なので、ほぼ、真上に移行する。

そして、C点の応力に、 $\Delta\sigma$, $\Delta\tau$ を加えた点 C'' が破壊包絡線を越えれば C' 点でせん断が生じる。Fig. 11 のC点近傍の各点の応力が破壊包絡線を越える場合、その中でせん断抵抗力とせん断応力の比、すなわち、安全率が最小になる点でせん断が生じる。

C'' と C' 点のせん断応力の差 ΔF は、土塊の加速に消費され、せん断面以下にはC点にかかるせん断抵抗力に等しいせん断応力のみが伝達され、D、E 点の応力増分は、C-C' 間の応力増分に等しい。したがって、せん断は生じない。

せん断が生じる条件を式で表わせば、

$$F_s = \frac{c + (\sigma_0 + \Delta\sigma') \tan \phi}{\tau_0 + \Delta\tau} \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots(9)$$

せん断が生じる深さは、(9)式を満足する点の中で、安全率 (F_s) が最小になる点で生じる。また、せん断が生じる時点は、移動土塊の接近と載荷に伴い、堆積層内の応力、間ゲキ水圧が増加し、 $F_s=1.0$ になった時に生じ、それ以降の応力増大により、破壊包絡線を越えた分の応力 (Fig. 12 の ΔF) は、土塊の加速に消費される。

実際の深床堆積物の中は、かならずしも均質ではなく、水面下が同じ飽和度でも、間ゲキ比が大きなところ (粗なところ) で、 A_D が大きくなり、安全率が小さくなる。また、飽和度が高く、間ゲキ比が一定値より大きい所があれば、そこで液状化が発生し得る。そして、一般に深床勾配が大きいところでは、 θ が ϕ に近くなり、Fig. 12 より容易に想像されるごとく、深いところでせん断が生じやすい。

液状化の場合には、破壊包絡線より小さな応力で破壊が生じる。土石流が多発する有珠山の小有珠川の深床堆積物を用いた液状化の発生条件は、佐々他¹³⁾により求められている。

4.2 御岳土石流の場合

4.2.1 伝上川の溪床堆積物の間ゲキ水圧係数

御岳土石流の場合、どの程度の間ゲキ水圧が発生したか調べるために、御岳大崩壊と伝上川—濁川の合流点の中間で、伝上川の深床堆積物のサンプルを採取した。Fig. 13 が深床堆積物を約 5 m トレンチカットしたところのサンプル採取点のスケッチである。溪床堆積物の表面は流水によってふるい分けがなされているので、表面より 3 m 下で、地山より上の土砂 (粒径 0~5 cm, 平均粒径 1 mm) を採取し、4.76 mm のふるいでふるって、大きな粒子を去除き、まず、Fig. 10 に示した体積圧縮係数の測定を行なって、 B_D 値が B 値とほぼ、同じであることを確かめた後、三軸試験機を用いて、 B 値 (すなわち、 B_D 値) の測定を行なった。Fig. 14 は、深床表層部に数 10 m の土塊が乗った場合を想定して、 σ_3 を 0.2~6.0 kgf/cm² まで変化させた時の B_D 値である。飽和に近づくにつれて、 B_D 値は 1.0 に近づいている。しかし、 B_D を 0.9 以上にするには、1.0 kgf/cm² 以上のバックプレッシャー (水圧) が必要であったことから、地下水面下 10 m 以上のところは別として、一般には、0.9 までの値を取ると考えられる。

今、この B_D 値をもとに御岳土石流の流動現象が説明できるか否か、移動距離の面から検討する。

4.2.2 移動距離の計算

移動距離の計算には、まず、土塊の運動式を決めることが必要である。土石流の運動式としては、Johnson¹⁸⁾ のビンガム流体の式や、Bagnold¹⁹⁾ のダイラタント流体の式など、土石流のせん断抵抗力を、歪速度の関数とする流体力学的な考え方もあるが、Fig. 2, 3 の実験により、砂の流動中のせん断抵抗は、歪速度によらず、垂直応力のみ依存するマサツ抵抗である事が認められた。また、間ゲキ液体の粘性項も、Fig. 4 の実験により、砂礫を主体とする実際の土石流の応力レベルでは、あまり問題とならないことが推定された。したがって、土石流の運動式として、マサツによる運動モデルを用いることにする。マサツのモデルとしては、Heim (1932) のそりモデルが良く知られている (Körner による紹介¹⁶⁾¹⁷⁾ 等がある)。Heim のそりモデルは、質点が、一定のマサツ係数 f_r で斜面をすべるモデルであり、(10)式で表わされる。

$$m \frac{dv}{dt} = mg \cdot \sin \theta - f_r \cdot mg \cdot \cos \theta \quad \dots\dots\dots(10)$$

m : 質量, g : 重力加速度, θ : 斜面勾配, v : 速度, t : 時間

Fig. 15 は、(10)式の関係を図示したものである。図のエネルギー線が、エネルギー量を表わし、エネルギー線の角度が、マサツでエネルギーが消費されたと考えた時のマサツ角、すなわち、運動時の見かけのマサツ角 (これを ϕ_a で表示することにする) であり、 $f_r = \tan \phi_a$ の関係にある。また、エネルギー線と地表との

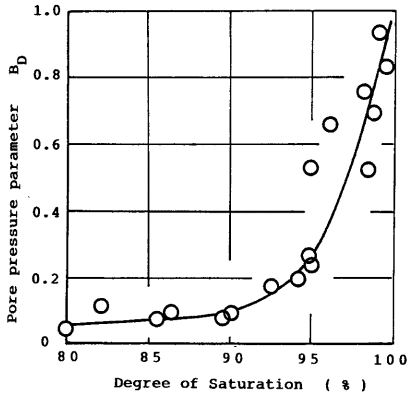


Fig. 14 B_D value of the Denjou river deposit (Sassa & Fukuoka) (Void ratio: 0.61-0.72, Grain size: 0-4.76 mm).

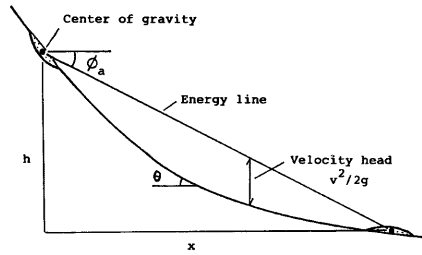


Fig. 15 Geometry of motion of landslide in the sled model.

交点が運動の停止地点であ、エネルギー線と地表との鉛直距離が運動エネルギー ($v^2/2g$) を表わす ($h/x = \tan \phi_a$ は、等価マサツ係数、または、平均マサツ係数と呼ばれている)。

運動時の見かけのマサツ角 ϕ_a は、前2節の研究により、土砂の内部マサツ角と間ゲキ水圧係数とによって、実験的に決めることができる。

御岳の場合 100 m 前後の移動土壌の厚さに比較して、堆積物内のせん断深さがそう大きくないことから、Fig. 15 と同様に溪床表面ですべているとして近似すると、せん断面にかかる全垂直応力は、垂直応力の増分 ($\Delta\sigma$) であり、同じく有効垂直応力は ($\Delta\sigma - \Delta u$) なので、みかけのマサツ角 ϕ_a は (11) 式で表わされる。

$$f_r = \tan \phi_a = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\sigma} \tan \phi = \frac{\Delta\sigma - \Delta u}{\Delta\sigma} \tan \phi \dots\dots\dots(11)$$

上式の中の間ゲキ水圧は、土の破壊時に発生している間ゲキ水圧なので、(3) 式の A_D に、破壊時の間ゲキ水圧係数 (A_{Df} と表わすことにする) を入れ、 $\Delta\tau$ に破壊時のせん断応力、すなわち、せん断抵抗力を入れることにより得られる。この時、間ゲキ水圧は、 $\Delta\sigma$ を用いて次のように表わせる (溪床堆積物の粘着力、および、運動時 (残留時) の土砂の粘着力は、一般にゼロに近いので、 $c=0$ とする)。

$$\begin{aligned} \Delta u &= B_D \{ \Delta\sigma + A_{Df} \cdot (\Delta\sigma - \Delta u) \tan \phi \} \\ \Delta u &= \frac{1 + A_{Df} \cdot \tan \phi}{1 + B_D \cdot A_{Df} \cdot \tan \phi} B_D \cdot \Delta\sigma \dots\dots\dots(12) \end{aligned}$$

(11), (12) 式より、

$$\tan \phi_a = \frac{1 - B_D}{1 + B_D \cdot A_{Df} \cdot \tan \phi} \tan \phi \dots\dots\dots(13)$$

したがって、土石流の運動式は、(14) 式で表わされる。

$$m \frac{dv}{dt} = mg \cdot \sin \theta - mg \cdot \cos \theta \cdot \frac{1 - B_D}{1 + B_D \cdot A_{Df} \cdot \tan \phi} \tan \phi \dots\dots\dots(14)$$

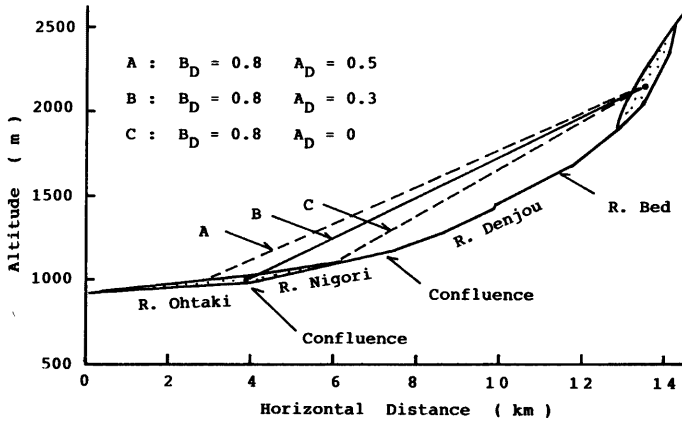


Fig. 16 Motion of the Ontake debris flow in use of the proposed pore pressure parameters.

(14)式を用いた場合も、Fig. 15 の Heim のそりモデルと同様に、崩落土砂のスタート時の重心の位置を通り、水平から運動時の見かけのマサツ角 (ϕ_a) 分だけ下を向いた線 (エネルギー線) が地表と交わるところが、崩壊土砂の停止地点になる。次に、御岳土石流の場合の ϕ_a の値について検討する。

土石流が流れた伝上川、濁川の深床堆積物は土石流発生時には、ほぼ、飽和していたと思われることと、間ゲキ水圧係数 B_D は、0.9 以上の値は出にくかったことから、土塊が流動した伝上川、濁川、王滝川の深床堆積物の全体の平均としては、大旨、 $B_D=0.8$ 前後であったと思われる。(もし流動区間での土塊の流速をも推定する場合には、全体の平均ではなく、各区間での間ゲキ水圧係数、内部マサツ角が必要である。この場合、エネルギー線は Fig. 16 のような直線ではなく、各区間毎の折線になる。) 伝上川の深床堆積物の A_D 値の測定はまだ行っていないが、Fig. 8 の実験結果と、深床堆積物は、元々、移動して来て堆積したもので、残留状態 $A_D=0$ からあまり離れた値は取れないと考えられる事から、 $A_D=0\sim 0.5$ 前後が適当と思われる。そして、土砂の内部マサツ角は、Fig. 3 の実験を参考に、粒子の丸み度 (roundness) が宇治川砂より小さいことを考慮すれば、 $\phi=35^\circ$ 前後を取ることが適当と考えられる。

これらの値を(13)式に代入すると、

$$\phi=35^\circ, B_D=0.8, A_D=0 \text{ の時, } \tan \phi_a=0.14, \phi_a=8.0^\circ$$

$$\phi=35^\circ, B_D=0.8, A_D=0.5 \text{ の時, } \tan \phi_a=0.11, \phi_a=6.2^\circ$$

Fig. 16 に御岳土石流の移動斜面の断面と、崩落発生前の位置、及び、堆積位置を示す。上記の ϕ_a の計算値より、エネルギー線のとり得る範囲を点線 (A, C) で書き込んであるが、実際の土砂の停止位置とほぼ一致する。なお、実際の停止位置と一致する間ゲキ水圧係数は、 $B_D=0.8, A_D=0.3$ (または、 $A_D=0$ にすると、 $B_D=0.83$) である (図中の B)。用いた数字のすべてが、伝上川、濁川の堆積物の値ではないが、実験より求めた測定値によって、御岳の流動を説明することができる。したがって、数値の決定法とその精度に研究すべき点が多いが、御岳崩壊土砂の流動は、ここで提案した飽和堆積物の非排水載荷によって生じたと推定できるだろう。

5. 結 論

御岳土石流等不飽和の土石流機構を調べるために、土砂流動中の内部マサツ角の測定と不飽和の移動土塊

にかかりうる間ゲキ水圧について、飽和土層に対する非排水載荷の考え方から、理論的、実験的な検討を行ない次の結果を得た。

- 1) 新しく試作した高速リングせん断試験機を用いた実験結果より、流動中の内部マサツ角は速度によって変化せず、静的な変形に対する土の残留時の内部マサツ角と同じであることが推定された。
- 2) 飽和した土層（たとえば、御岳土石流における伝上川の深床堆積物等）の上に、急速に土塊が乗った場合、高速道路におけるハイドロプレーニング現象や、泥道で足を滑らせるのと基本的に同じ原理、すなわち、水の速度よりも載荷速度の方が大きいため、非排水載荷状態になり、荷重の一部が水が支える形（すなわち、過剰間ゲキ水圧が発生した状態）になり、マサツ抵抗が減少する事が推定された。
- 3) 非排水載荷により発生する間ゲキ水圧を表現する式としては、三軸圧縮試験に対する Skempton の式があるが、移動土塊によって急速載荷される地盤内の間ゲキ水圧推定に用いることは困難である。そのため、Skempton の式と同じ考え方により、直接せん断状態における間ゲキ水圧を表現する式とそのパラメータの測定方式を提案した。
- 4) 非排水直接せん断状態で発生する間ゲキ水圧の式を用いて、深床堆積物が崩落土砂や土石流土塊によってせん断される条件式、および、Heim のそりモデルを基本とした土石流の運動式を提案した。
- 5) 御岳の土石流が流下した伝上川の堆積物を 5 m トレンチカットした場所において、表面より 3 m 下で、基岩より上の土砂を採取し、間ゲキ水圧係数の測定を行なった。この値と、川砂の残留時のマサツ角など上記の提案式に代入し、御岳土石流の運動停止位置の計算を行なったところ、実際に生じた現象を無理なく説明できた。

謝 辞

この研究は、第11回国際土質基礎工学会議の討論セッション「地すべりと土石流の運動」において、テーマレクチャーとして講演を行なった“速い地すべりと土石流”の研究の一部に、御岳での調査結果を加えたものである。テーマレクチャーの取りまとめを助めていただいたカナダの N. Morgenstern 教授と、国際土質基礎工学会地すべり委員会委員長の P. La Rochelle 教授、及び、アメリカ地質調査所の R. Schuster 博士に感謝の意を表します。

研究の実施にあたり、絶えず御協力、御指導いただいた京都大学防災研究所の島通保教授、及び、実験を手伝っていた院生の海堀正博、福岡浩尚氏に感謝致します。

引 用 文 献

- 1) Shreve, R.L.: The Backhawk Landslide, Geological Society of America, Special Paper 108, 1968, 47 p.
- 2) 高橋 保: セント・ヘレンズ火山の噴火に伴う災害現象と対応, 京大防災研年報, 第24号 A, 1981, pp. 15-34.
- 3) 芦田和男・江頭進治: 長野県西部地震における御岳崩れの挙動, 京大防災研年報, 第28号 B-2, 1985, pp. 263-281.
- 4) Sassa, K.: The Mechanism of Debris Flows, Proc. 11th Inter. Conf. Soil. Mech. and Found. Engi., San Francisco, Vol. 3, 1985, pp. 1173-1176.
- 5) Bishop, A.W., G.E. Green, V.K. Garga, A. Andresen and J.D. Brown: A New Ring Shear Apparatus and its Application, Géotechnique 21, 1971, pp. 273-328.
- 6) Gibo, S.: The Ring Shear Behavior and Residual Strength, Proc. 4th Inter. Conference and Field Workshop on Landslides, Tokyo, 1985, pp. 283-288.

- 7) 佐々恭二・他：リングせん断型土石流発生，流動，停止現象再現試験機の試作研究，昭和58年度科学研究費補助金研究成果報告書，1984.
- 8) Sassa, K.: The Mechanism Starting Liquefied Landslides and Debris Flows, Proc. 4th Inter. Symposium on Landslides, Toronto, Vol. 2, 1984, pp. 349-354.
- 9) Hungr, O., N. Morgenstern: High Speed Ring Shear Tests on Sand, Géotechnique 34, No. 3, 1984, pp. 415-421.
- 10) Morgenstern, N.: Geotechnical Aspects of Environmental Control, Proc. 11th Inter. Conf. Soil Mech. and Found. Engi., Vol. 1, 1985, pp. 155-185.
- 11) Skempton, A.W.: The Pore Pressure Coefficients A and B, Géotechnique 4, 1954, pp. 143-147.
- 12) Bjerrum, L., S. Kringstad and O. Kummeneje: The Shear Strength of Fine Sand, Proc. 5th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Engi. Vol. 1, 1961, pp. 29-37.
- 13) Sassa, K., M. Kaibori and N. Kitera: Liquefaction and Undrained Shear of Torrent Deposits as the Cause of Debris Flows, Proc. Inter. Symposium on Erosion, Debris Flow and Disaster Prevention, Tokyo, 1985, pp. 231-236.
- 14) Lambe, W. and R. Whitman: Soil Mechanics, SI Version, John Wiley & Sons, 1979, p. 395.
- 15) 福岡 浩：間ゲキ水圧を考慮した地震時斜面安定解析，京大理学研究科修士論文，1986.
- 16) Körner, H.: Modelle zur Berechnung der Bergsturz- und Lawinenbewegung, Proc. International Symposium "INTERPRAEVENT 1980", Austria, Vol. 2, 1980, pp. 15-55.
- 17) Körner, H.: 山崩れとなだれの運動の予測のためのモデル，国際自然災害防止シンポジウム (INTERPRAEVENT 1980) 論文集 (日本語訳)，砂防学会，1982，pp. 169-206.
- 18) Johnson, A.: Physical Process in Geology, Freeman, Cooper & Co., 1970.
- 19) Bagnold, R.A.: Experiments on a Gravity-free Dispersion of Large Solid Spheres in a Newtonian Fluid under Shear, Proc. Royal Society of London, Vol. 225 A, 1954, pp. 49-63.