

地震による斜面崩壊の研究 (I)

崩壊の発生と滑動の過程

川 辺 洋*

Landslides Caused by Earthquakes (I)

Occurrence of Landslides and Their Sliding Process

Hiroshi KAWABE*

目 次

序 論	49	7. 地震動と地盤条件の種々の組み合わせによる崩壊特性	64
I. 地震による斜面崩壊の機構	52	III. 地震による斜面の崩壊過程	
1. 概 要	52	——昭和 59 年長野県西部地震を例として——	
2. 地震時の斜面の運動方程式	5266	
3. 斜面のすべり加速度・速度・変位量	53	1. 地震の概要	66
4. せん断強度の変化	54	2. 御岳崩れの概況	66
(1) 振動による土の動的強度の変化	54	3. 御岳崩れすべり面試料の土質特性	67
(2) すべりによる土の強度変化	55	4. 御岳崩れすべり面試料の振動による間隙水	
5. 間隙水圧の発生	56	圧の発生	74
(1) 弾性変形に伴う間隙水圧	56	5. 御岳崩れの崩壊過程	76
(2) 塑性変形に伴う間隙水圧	57	IV. 地震による崩壊発生の予測	
6. 崩壊発生の有無の指標	57	——静岡県由比地すべり地を例として——	79
II. 地震動と地盤条件の違いによる崩壊特性	57	1. 対象地の概要	79
1. 斜面のモデル	57	2. 地震による地すべりの発生予測	80
2. 初期間隙水圧の影響	59	結 語	85
3. 加速度振幅の影響	60	要 旨	85
4. 地震動の周期の影響	61	引用文献	87
5. 斜面の傾斜の影響	62	Summary	88
6. すべり面の深さによる崩壊特性	62		

序 論

砂防工学の対象となる山地での土砂生産, 流送現象を解明するためには, 素因, 誘因の追究が必要となる。

土砂生産とは, 深層崩壊, 浅層崩壊, 地すべり等の現象による結果であるが, これらは基本的には長い地質学的な山体の履歴が大きな素因となっている。

* 東京大学農学部林学科
Department of Forestry, Faculty of Agriculture, University of Tokyo.

その1つとして、長期的な地殻変動の結果の母岩の風化があり、また、雨水、気温等による長期的な母岩の風化が挙げられる。これらに伴った風化生成物、たとえば粘土鉱物等の存在が重要な因子になっている。その他の素因としては、地震や火山活動に伴った短期的、瞬間的な母岩の破壊が考えられる。

このような素因を有する山体に、誘因としての地震、火山噴出等による地殻の急激な破壊、あるいは豪雨や凍結融解などの気象要素が作用した時、山体の崩壊、崖崩れ、地すべりや表面侵食、さらに土石流の発生、溪床の洗掘、過剰堆積による土砂災害、氾濫災害等が発生する。

これらの災害は、数千年～数万年に1回程度発生する超大規模災害、数百年に1回程度の割合で発生する大規模災害、数十年に1回程度の割合で発生する局所的な通常災害に分けて考えることができる。前二者は直接被害を及ぼすだけではなく、その残留土は長期間山体や溪床に不安定に保有される。通常災害では、この不安定土砂が再活動して被害を拡大せしめた例が多い。

災害の規模は、前述の2つの誘因に大略対応していると見なすことができる。つまり、地震、火山噴出等による地殻の急激な破壊は、主に超大規模災害、大規模災害を発生させ、豪雨や凍結融解などの気象現象は、主に通常災害を発生させてきた。

砂防工学の従来を中心課題としては、気象現象に起因する通常災害が取り上げられてきた。これは、その頻度から考えて当然のことであった。しかし、通常災害の媒体となる土砂の多くを供給するのが、大規模災害であることを考えれば、これの究明も重要な課題となる。本論文は、その中でもとくに地震を取り上げ、地震による山地災害の発生機構、崩壊過程、あるいは崩壊分布を論じ、砂防計画に資することを目的としたものである。

わが国では、歴史上、いくつかの地震による大規模災害が発生している^{1,2)}。

1586年の岐阜県帰雲山の地すべりは、 $M 8.1$ の地震が誘因となり、濃飛流紋岩からなる山腹が3kmほど押し出して、城、民家300余戸を埋没させた。崩壊土量は1000万 m^3 が見積られている。

1703年の元禄地震($M 8.2$)に関係があると見られている安倍川最上流部の大谷崩れは、土石流が10km以上下流に押し出し、安倍川上流部の支谷をすべて堰き止めた。その崩壊土量は1億2000万 m^3 に達する。

1792年の島原眉山の崩壊は、地震(2回強い地震が記録されている)だけではなく、水蒸気爆発やマグマ・熱水による地下水位の上昇などの火山活動も関与していたという説もあるが、1億1000万～4億8000万 m^3 の土砂が山麓および海底へ6kmほど押し出し、有明海一帯に大津波を発生させた。津波による犠牲者は15,000人に上るといふ。

1858年に起こった立山麓崩れは、 $M 6.8$ の地震に誘発され、立山カルデラ南縁の大鷲山が崩壊したものである。2億7000万～4億1000万 m^3 の崩壊土砂が岩屑流となってカルデラ底から6.5kmほど押し出した。それ以後、常願寺川は荒廃し、たびたび土石流を発生させるような荒れ川となって現在に至っている。

明治に入ると、誘因が地震とは断定できないが、1911年の長野県稗田山の崩壊が挙げられる。1億5000万 m^3 の土砂が浦川を約6km流下し、姫川を堰き止めたが、翌年決壊、土石流は姫川河口にまで達した。

このような歴史的な大災害ほどの規模はないが、最近10年間の被害地震を抽出しても、伊豆大島近海地震(昭和53年)、宮城県沖地震(昭和53年)、浦河沖地震(昭和57年)、日本海中部地震(昭和58年)、長野県西部地震(昭和59年)が挙げられる。さらに東海地震の可能性などと

も絡んで、最近地震災害に対する関心が急速に高まってきている。

しかし、その関心の中心は所謂「都市型災害」といわれるものに向けられ、自然斜面の地すべり、山崩れのような旧来の災害は等閑に付されてきた嫌いがある。上記の5つの地震の中で、山地部に影響を及ぼした伊豆大島近海地震と長野県西部地震の場合、前者は死者25名中24名、後者は死者・行方不明者29名全員が斜面崩壊とそれに伴う土石流による犠牲者であることを見ても、自然斜面の崩壊による二次災害が重要な位置を占めていることがうなずける。もちろん、人間だけではなく、崩壊による交通網の遮断、長年に亘る山地荒廃なども含め、その人的物的被害は計り知れない。

このような山地部での地震災害が、山間僻地の過疎化によって減少していくという考え方は成り立たない。むしろ、道路網の発達および山麓部の第2次産業用地化に伴って、過飽和な都市から沖積地周辺の山麓部あるいは山間部への人口の移動現象が見られ、そのような地域が人間生活の場として漸次開発されているのが、現在のわが国の土地利用形態からみた現状である³⁾。そして、その兆しは都市型災害の典型であった宮城県沖地震で発生した宅地造成地の地すべりに現われている。

したがって、地震による斜面災害の研究は益々重要になってくるのであるが、地質的、地形的な複雑さの故に、現在に至るまで研究が盛んに行われたことはなかった。

地震工学の分野では、沖積地上の構造物の耐震設計に資する目的で、沖積地内での地震動の伝播を数値的に解析する研究が進んでいる。また、土質工学の分野では、砂の液状化の問題に関連して、室内実験が盛んに行われている。その中で、有限要素法などを用いた、斜面や不整形地盤の挙動に関する研究が時折散見される程度である。

一方、砂防工学の分野では、地震のたびに崩壊調査が行われ、地質・地形などとの関連が検討されてきた。しかし、それらは地震毎に独立したもので、共通した特性やその物理的な意味にまで及ぶものではなく、山口ら⁴⁾による試みが見られる程度である。また、山地の地下での地震動の伝播を調べるために、川辺ら⁵⁾によって重複反射理論を用いた研究も行われたが、そのような理論を適用するには山地の地質・地形は余りにも複雑である。

本論文では、そのような地震による山地災害の解析に関する1つの試みとして、地震による大崩壊の発生と滑動の過程について考察を加えた。すなわち、ある斜面が想定地震によって、①崩壊に至るのか、不安定化するだけなのか、あるいは全く影響がないのか、②崩壊したとすると、どの程度の土量がどの程度の速度、加速度で滑動していくのか、③その土砂はどの位置でどの程度の厚さで堆積するのか、④流動区間や堆積区域に災害を被るような施設があるのかどうか、等を判断する資料を提供することを目的としている。とくに、本論文では①と②が中心課題となっているが、最終的にはある地域の多数の斜面について①～④を検討して、その地域の地震による山地災害危険地区の判定を行い、災害対策の基本資料にしようとするものである。

まず、I章では、地震時の斜面を簡単なブロックに置き換え、それに地震動や土質の変化あるいは間隙水圧の発生といった種々の要因を考慮して、斜面の破壊と運動を論ずる方法について述べている。重複反射理論や有限要素法では、斜面内の震動の伝播の様子や発生するせん断応力などについては解析できるが、上記の方法のように、斜面の破壊と運動を同時に論ずることはできない。ここでブロックという簡単なモデルにした理由は、複雑な山地の条件をそのまま考慮するのが不可能な上に、その条件そのものも不明なものが多いので（とくに地下に関する事柄につい

て)、かえって極く単純にした方が概観するには都合が良いと判断したからである。

II章では、I章で提案した方法を用い、このモデルに種々の条件——加速度・周期・地盤特性など——を入れて、斜面崩壊のシミュレーションを行い、崩壊に対する諸条件の影響の程度を調べた。この検討を踏まえて、III章では、長野県西部地震における御岳中腹の大崩壊の過程を論じている。

IV章では、東海地震により災害が憂慮されている静岡県由比の地すべり地に、上記の方法を適用して、崩壊発生の予測を行っている。

本研究を行うに当たって、東京大学農学部砂防工学教室の山口伊佐夫教授には種々の御指導を頂いた。また、同教室の西尾邦彦助教授、芝野博文助手をはじめ学生の方々には、調査・実験などで御助力を頂いた。記して深く感謝の意を表す。

I. 地震による斜面崩壊の機構

1. 概 要

地震動を受けると、斜面内にはせん断応力が発生し、また間隙水圧の上昇が起こる。せん断応力がその地点のせん断強度を上回ったときに、破壊が行われるが、間隙水圧の上昇は、せん断強度を低下させる方向に働く。破壊された土体は、斜面上を滑動しながら、すべり面のせん断強度を益々低下させ、急速に加速して崩落し、ある場合は谷底を土石流となって流下する。このような複雑な斜面崩壊の機構を、どのように単純化し、モデル化するかが第一の問題となるが、本論文では、一様な傾斜の斜面上を、ブロックと見なした崩落土塊が滑動するという、最も単純なモデルを採用する。

地震時の斜面の安定計算で、最も簡単なものは、水平震度による慣性力を考えて、静的平衡状態にあるかどうかを検討する方法である。この方法の欠点は、水平震度が限界加速度（安全率が1となる時の加速度）を超えると斜面は崩壊してしまい、地震動の振動としての特性が全く考慮されていないことである。

この欠点を補うために、NEWMARK⁶⁾は1周期の地震動による斜面の変位を求め、それが地震動の継続時間だけ繰り返したときの累積変位量より、崩壊の有無を調べる方法を提案した。また駒村⁷⁾は、ブロックの運動方程式を立て、地震動が減衰振動であった場合のブロックの移動量を計算した。しかし、ここでいう1周期とは、ピークの震度がある時間継続したものを意味し、震度の経時変化や逆方向の加速度といった因子は入ってこない。

一方、藤野ら⁸⁾は、ブロックの運動方程式に実際の地震動を入力して、斜面の傾斜がすべり量に及ぼす影響を調べた。また沢田ら⁹⁾は、対数らせん形のすべり面を持つ崩壊の変位特性を、実測波を使って調べた。

本論文では、以上のような経過を踏まえながら、ブロックと見なした崩壊土体の運動方程式を立て、振動やすべりによるせん断強度および間隙水圧の時々刻々の変化も考慮に入れて、ブロックのすべり変位を求め、崩壊の過程を検討する方法について述べる。

2. 地震時の斜面の運動方程式

完全剛塑性体と見なす斜面のすべりを、ブロックのすべりと考える。本来は、基盤からブロックへ振動が伝わる時の相対運動も考慮しなければならないが、ここでは基盤に座標系を置き、

基盤の振動がそのままブロックに伝わるものとする。

また、鉛直方向の引張力に対する強度が、あまり期待できない場合には、上下動を考慮すべきであり¹⁰⁾、計算の上からもその傾向が見られるが⁸⁾、自然斜面では上下動を無視しても、誤差はそれほど大きくならないと考えられるので¹¹⁾、以下では水平動のみを対象とする。

時刻 t において、このブロックに限界加速度 $A_c(t)$ gal が作用しているとする、安全率は 1 であるから、次式が成り立つ。

$$\tan \phi(t) \cdot \{M(g \cos \theta - A_c(t) \sin \theta) - u(t)L\} + c(t)L = M(g \sin \theta + A_c(t) \cos \theta) \quad \dots (1-1)$$

ここで、 M : ブロックの質量、 L : ブロックの底長、 θ : すべり面の傾斜、 g : 重力加速度、 $c(t)$: 粘着力、 $\phi(t)$: 内部摩擦角、 $u(t)$: 間隙水圧、である。 $c(t)$ 、 $\phi(t)$ 、 $u(t)$ は、地震動の経過と共に、刻々と値を変えていくので、 t の関数である。したがって、(1-1) 式を変形した (1-2) 式より、 $A_c(t)$ も時刻の関数となる。

$$A_c(t) = \frac{g(\cos \theta \cdot \tan \phi(t) - \sin \theta) + (L/M) \cdot (c(t) - u(t) \cdot \tan \phi(t))}{\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \phi(t)} \quad \dots (1-2)$$

ところで、時刻 t に $A(t) > A_c(t)$ である水平加速度 $A(t)$ が斜面の傾斜方向に作用しているとする、このブロックは斜面下方に加速度を生ずる。斜面下方を x 軸の正の方向とすると、ブロックの運動方程式は、粘性抵抗も考えて、次式のように表わすことができる。

$$Mx''(t) + \eta \cdot (L/H) \cdot x'(t) + \tan \phi(t) \cdot \{M(g \cos \theta - A(t) \sin \theta) - u(t) \cdot L\} + c(t) \cdot L = M(g \sin \theta + A(t) \cos \theta) \quad \dots (1-3)$$

(1-1)、(1-3) 式より

$$x''(t) + \eta \cdot (L/M/H) \cdot x'(t) = (\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \phi(t)) \cdot (A(t) - A_c(t)) \quad \dots (1-4)$$

なお、 η は粘性係数、 H はブロックの厚さである。粘性抵抗を表わす項の係数は、粘土の場合、 $10^{-3} \sim 10^{-4}$ のオーダーであるので、この項を省略すると、(1-4') 式が得られる。

$$x''(t) = (\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \phi(t)) \cdot (A(t) - A_c(t)) \quad \dots (1-4')$$

したがって、ブロックのすべり加速度は、(1-4') 式によって計算される。

3. 斜面のすべり加速度・速度・変位量

地震波形で、波の極大値が限界加速度を超えているような振幅を持つ部分を主要動とする。この主要動を取り出し、適当な時刻 t の加速度振幅 $A(t)$ を読み取っていく。一方、(1-2) 式より、その時刻の限界加速度 $A_c(t)$ を計算し、これらの値を (1-4') 式に代入して、ブロックのすべり加速度 $x''(t)$ を求める。その後の計算は、基本的には線形加速度法によって行う。

最初に $x''(t)$ が負から正に変わる時点で、ブロックには正の速度 $x'(t)$ が生ずる。その時刻 t_s は、 $x''_{i-1} \leq 0$ 、 $x''_i \geq 0$ とすると、

$$t_s = (x''_i t_{i-1} - x''_{i-1} t_i) / (x''_i - x''_{i-1}) \quad \dots (1-5)$$

$x'_s = 0$ 、 $x''_s = 0$ であるが、 x'_i は

$$x'_i = x''_i (t_i - t_s) / 2 \quad \dots (1-6)$$

$x'(t)$ が正である間は、 t_{j-1} と t_j の間で加速度が直線的に変化するものとするれば、 x'_j はテイラー展開により、次式で与えられる。

$$x'_j = x'_{j-1} + (x''_{j-1} + x''_j) \cdot (t_j - t_{j-1}) / 2 \quad \dots (1-7)$$

$x'(t)$ が正から負に変わる時点で、ブロックの運動は止まる。この時刻 t_e は、 $x'_{k-1} \geq 0$ 、 $x'_k \leq 0$

として、

$$t_e = t_{k-1} + \frac{-x''_{k-1}(t_k - t_{k-1}) \pm \sqrt{x''_{k-1}^2(t_k - t_{k-1})^2 - 2(x''_k - x''_{k-1})x'_{k-1}(t_k - t_{k-1})}}{x''_k - x''_{k-1}} \quad \dots(1-8)$$

ただし、 $t_{k-1} \leq t_e \leq t_k$ である。 $x'_e = 0$ であるが、 x''_e は次式より求まる。

$$x''_e = x''_{k-1} + (x''_k - x''_{k-1}) \cdot (t_e - t_{k-1}) / (t_k - t_{k-1}) \quad \dots(1-9)$$

ブロックに負の速度が働くときは、抵抗が非常に大きいものとして、その速度を零として扱う。つまり、ブロックは x の正の方向にのみすべり変位を起こすものとする。

再び、速度が負から正に変わったならば、(1-5) 式からの計算を繰り返す。

以上のようにして、各時刻におけるすべり速度、すべり速度が求まれば、すべり変位量の累加値は、 x_n のテイラー展開より、

$$x_n = x_{n-1} + x'_{n-1}(t_n - t_{n-1}) + (2x''_{n-1} + x''_n) \cdot (t_n - t_{n-1})^2 / 6 \quad \dots(1-10)$$

となる。

ところで、時刻 t の取り方によっては、上で述べたような単純な場合ばかりではなく、次のように t_{n-1} と t_n の間でブロックが停止した後、同時刻間で再びすべり出す場合がある⁹⁾。

$$1) \quad x''_{n-1} \leq 0, \quad x''_n \geq 0 \quad \text{かつ} \quad x'_{n-1} \geq 0, \quad x'_n \leq 0$$

この場合、(1-8) 式で計算される時刻にブロックは停止し、 $x'_s = 0$ となる時刻に再びすべり出す。この時刻 t_s は (1-5) 式より計算される。 x'_s は計算上は負になるが、実際には零である。したがって、 t_s 以後の速度は、次のように置き換えられる。

$$x'_n \rightarrow x'_n - x'_s, \quad x'_{n+1} \rightarrow x'_{n+1} - x'_s$$

$$2) \quad x''_{n-1} \leq 0, \quad x''_n \geq 0 \quad \text{かつ} \quad x'_{n-1} \geq 0, \quad x'_n \geq 0 \quad \text{かつ} \quad x'_s \leq 0$$

$x'_s = 0$ となる時刻 t_s ((1-5) 式) における x'_s は (1-7) 式より計算される。この場合も、(1-8) 式の時刻にブロックは停止する。ただし、ここでは (1-8) 式の $k-1$ を $n-1$ に、 k を s に置き換えた式を用いる。 t_s の時刻の x'_s は負であるが零とし、以下次のように置き換える。

$$x'_n \rightarrow x'_n - x'_s, \quad x'_{n+1} \rightarrow x'_{n+1} - x'_s$$

このような置き換えは、置き換えた速度が零となって、ブロックが停止するまで続けられる。

4. せん断強度の変化

Coulomb-Navier の破壊条件は、 c を破壊面における物質のせん断強度 (粘着力)、 $\mu = \tan \phi$ をそれに対する内部摩擦係数とすると、次のように表わせる。

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad \dots(1-11)$$

ここで、 σ 、 τ は、破壊面での垂直応力およびせん断応力である。

(1-11) 式は破壊後のすべりに対しても適用できる¹²⁾。このとき、 μ はすべり摩擦係数、 c はすべり面の粗さを示す定数と考えられる。

そこで、(1-11) 式を地震による斜面の破壊と、それに続くすべりの過程を、連続して表現するものと考え、その間の土質の変化を c と μ (あるいは ϕ) の変化に帰せしめることにする。

地震による斜面崩壊を考える場合、 c 、 μ に影響を与える要因として、(1) 振動、(2) すべり、の 2 種類が挙げられる。次にそれぞれについて説明を加える。

(1) 振動による土の動的強度の変化

土の動的な強度に及ぼす振動の影響は、大きく次の 2 つに分けられる¹³⁾。

- ①速度効果……周期的に荷重が作用している場合、その周期の長短が及ぼす影響。
- ②繰り返し効果……周期的に荷重が作用している場合、その繰り返し回数が及ぼす影響。

それぞれの効果の現われ方は、対象が砂質土か粘性土かによって異なってくるが、ここでは粘性土について概要を述べる。

純粋な砂やれきはほとんど速度効果を示さないが、粘着性に富んだ土ほど一般に速度効果は大きくなる。そして、その傾向は、速度が大きくなる、つまり振動が短周期になるほど、土の破壊強度が

大きくなっていく。バラツキは大きい、多くのデータをまとめてその平均的な値をとると、例えば、周期 0.4 秒で荷重を作用させた場合、動的強度は静的強度の約 1.5 倍に増える。

データのバラツキの原因で最も重要なものは含水比である。含水比が 20% 以上から明確な速度効果が現われ、含水比が大きいほど、強度増加が著しい傾向にある。

このように、粘性土の動的強度は、速度効果によって一旦は静的強度よりかなり大きくなるが、繰り返しが進行するにつれて弱化し、締め固め粘性土の場合、100 回程度の繰り返しで、ほぼ静的強度に等しくなる（繰り返し効果）。しかし、実際の主要動は 100 回も続かないので、地震動を受けている間の土の強度は、静的強度より大きいことになる。

以上の 2 つの効果のほかに、場合によってはそれ以上の影響力を及ぼすのが、土の流動化（液状化）である。振動によって土の骨格構造が破壊され、間隙水圧が急激に上昇することによって起こるとされている。この現象は砂地盤で大きな問題となっているが、粘性土ではほとんど研究されておらず、盛土の崩壊例としていくつかが報告されているに過ぎない¹⁴⁾。本論文では、この現象を土の強度変化ではなく、間隙水圧の上昇という観点から取り入れていく。

(2) すべりによる土の強度変化

静止状態ではなく滑動しながら地震動を受ける場合、このすべりに伴う土の繰り返しによる物性の変化も考慮しなければならない。この影響による強度の低下は著しいものと思われ、硬岩の場合はすべり面の摩耗による平滑化、粘性土の場合は繰り返しによる流動化が主な原因となっている。

試料に人工的にせん断を起こさせた場合のせん断応力-水平変位曲線は、模式的に図 1-1 のように表わせる。A で破壊された後の B~C が、破壊面（すべり面）でのすべりに対応している。硬岩ではピークが鋭く、せん断応力の減少も急激かつ大きい、粘性土になるほどピークは低くならなくなり、せん断応力の減少も小さく緩やかである。

つまり、硬岩地帯を短周期大加速度の地震動が襲ったとすると、最初の一撃で破壊された後は、急激なせん断強度の低下のために、一気に崩落する形態をとり、粘性土の場合は、たとえ破壊されても地すべり性の崩壊として滑動する形態をとる、と定性的には説明される。

なお、せん断強度の変化は、 c と μ の変化で表わすことができるが、 μ の変化の中には、静止摩擦係数から動摩擦係数への変化も、包含されていることはいうまでもない。

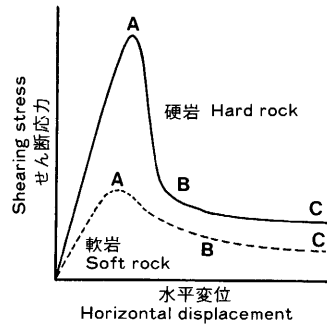


図1-1 せん断過程の模式図

Fig. 1-1. Type diagram of shearing process.

本論文では、すべりによる強度低下のみを取り上げる。図 1-1 の A~B~C の変化を土質試験によって確認し、それによって得られた $c(t)$, $\phi(t)$ を (1-2), (1-4') 式に適用することによって、滑動中のせん断強度の変化を計算に導入することにする。

5. 間隙水圧の発生

間隙水圧は、地震によるクラックの発生などにより、時として下降することも有り得るが、一般的には上昇する。その機構はいくつかあって、複雑に絡み合っているが、整理すると以下のようになる。

- 1) 媒体を弾性体としてみた場合
 - ・弾性歪に伴う間隙の体積変化
 - ・固体（骨格）と液体の振動の位相差
- 2) 媒体を塑性体としてみた場合
 - ・振動やすべりによる土粒子の配列の変化
- 3) 媒体を剛体としてみた場合
 - ・間隙水の流動による動水圧
 - ・P 波の疎密間の間隙水中の圧力勾配

透水係数の低い粘性土は、振動的な力に対しては非排水と仮定してよいので、大きな影響を及ぼす項は、1) の第 1 項と 2) である。1) の第 1 項による水圧は、地震動に従って変化する動的な水圧であり、地震の終了と共に消える。一方、2) による水圧は、階段状に上昇していき、地震が終了しても残留水圧として残る。

(1) 弾性変形に伴う間隙水圧

動的な間隙水圧の発生は、従来の数多くの振動実験によって確かめられ、また地震時の現地観測によっても捉えられている^{15, 16)}。

SV 波による弾性変形に起因する間隙水圧は、次式で求められる¹⁷⁾。

$$p(z, \omega) = [\{K_f(K_0 - K_s)\} / \{n(K_0 - K_f)\}] \cdot e(z, \omega) \quad \dots (1-12)$$

$$e(z, \omega) = [\{r_{sp} \sin(\omega z / V_p)\} / (2\omega V_p)] \cdot A_{sv}(z=0, \omega) \\ + [\{r_{sp} \cos(\omega z / V_p)\} / (2V_p)] \cdot \{A_{sv}(z=0, \omega) / (i\omega)\} \quad \dots (1-13)$$

ただし、入射波は地表に垂直に入ってくるものとする。ここで、

$p(z, \omega)$: 深さ z における間隙水圧

z : 深さ, ω : 角速度, n : 間隙率

K_0 : 固体部分の体積弾性率

K_f : 流体の体積弾性率

K_s : 飽和土体の体積弾性率

$e(z, \omega)$: 体積歪, V_p : 表層の P 波速度

r_{sp} : 地表での反射係数 (SV→P)

$A_{sv}(z=0, \omega)$: 地表での水平加速度

(1-13) 式の右辺第 2 項は、加速度に 1/4 周期遅れており、間隙水圧には地表速度に比例する成分のあることがわかる。

本論文では、(1-12), (1-13) 式を用いて、動的間隙水圧の推定を行うことにする。

(2) 塑性変形に伴う間隙水圧

土粒子の配列の変化に起因する間隙水圧については、砂地盤の液化化との関連で多くの研究が行われており、それらの振動実験の結果では、次第に累積していく間隙水圧の存在が確認されている。しかし、現地においては、ある程度の加速度がなければ発生しにくく、観測例は極めて少ない¹⁸⁾。

実験によると、周期 0.5 秒、振幅 τ のせん断応力を、砂試料 ($G_s=2.67$, $e=0.70$) に作用させた場合、 N サイクル目終了時の間隙水圧の増分 Δu_N は、次のように表わされる¹⁹⁾。

$$\Delta u_N/\sigma_0 = (1 - u_{N-1}/\sigma_0) \cdot \{6.13N/(N^{1.77} - 0.46)\} \cdot (\tau/\sigma_{N-1})^{2.4} \quad \dots (1-14)$$

u_{N-1} : ($N-1$) サイクル終了時の間隙水圧

σ_0 : 初期有効封圧

σ_{N-1} : ($N-1$) サイクル終了時の有効封圧

粘性土に関するこのような実験あるいは観測は、ほとんど行われていない。

今述べた事柄は、振動による粒子配列の変化に関してであるが、すべりに伴う粒子配列の変化は、不確定要素が多く解析は不可能である。したがって、本論文では前者のみを対象とし、(1-14) 式を用いて過剰間隙水圧の推定を行う。

6. 崩壊発生の有無の指標

地震の主要動終了時点で、崩壊が発生しているか否かの判断は、限界加速度 A_c の値によってなされる。粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ 、間隙水圧 u が、地震によって不利な方へ値を変化させていくため、(1-2) 式より A_c は次第に減少していくが、最終的に A_c が負になった時点で、崩壊が発生したものと判断される。すなわち、主要動終了後も、 $x' > 0$ かつ $x'' \geq 0$ ($A_c \leq 0$)、あるいは、 $x' = 0$ かつ $x'' > 0$ ($A_c < 0$) である場合である。このとき、地震動が加わらなくても、斜面の安全率は 1 を切り、斜面はすべり続ける。

ただし、動の間隙水圧の影響が大きい場合、 A_c も振動して正負の値を交互にとる可能性がある。このような時は、主要動終了直後に動の間隙水圧のみが零になったものとして A_c を計算し、その結果によって判断しなければならない。

A_c の値が正のままであった場合には、ブロックは全く動かないか、たとえ動いたとしても、主要動終了時点では再び静止している。そのときの最終的なすべり変位量 (移動量) は、高々クラックの幅程度の値であることが期待される。

II. 地震動と地盤条件の違いによる崩壊特性

本章では、次に述べる 2 つの斜面を基本モデルとし、地震動や地盤条件に関するいくつかの主要な因子の値を、種々変化させることによって、斜面の動態に対するその因子の影響の及ぼし方を検討する。解析には I 章で述べた方法を用いる。

1. 斜面のモデル**1) 斜面モデル I**

このモデルは軟質な地盤で、次章で述べる御岳の大崩壊をモデル化したものである。

ブロックの密度 ρ : 1.8 g/cm³

ブロックの底長 $L: 1.58 \times 10^5 \text{ cm}$

ブロックの厚さ $H: 6.5 \times 10^3 \text{ cm}$

斜面傾斜 $\theta: 25^\circ$

土の強度変化については、間隙水圧に関係するもの以外では、すべりによるもののみを考える (I章4節(2))。III章3節で詳述する御岳崩れの試料の土質実験より、粘着力 c は 200 g/cm^2 で一定、内部摩擦係数 μ は (3-6) 式に従って減少していくものとする。

$$\mu(e) = 0.381 / (1 + 320e^2) + 0.959 \quad \dots(3-6)$$

e は、ブロックの厚さに対する、すべり変位量の比である。

弾性変形に起因する間隙水圧の推定には、(1-12), (1-13) 式を用いる。各定数は次のように定める。なお、 A_{sv} は地表での水平加速度なので、ブロック内での増幅率を 2 とし、入力加速度を 2 倍にしたものを用いる。

$$A_{sv} = 2A \sin(\omega t) \text{ gal}, \quad \omega = 2\pi/T \quad (A: \text{入力加速度振幅}, T: \text{周期})$$

$$n = 0.4, \quad z = H / \cos \theta = 7.2 \times 10^3 \text{ cm}$$

$$V_p = 1.0 \times 10^5 \text{ cm/sec}, \quad r_{sp} = 0.01$$

$$K_0 = 4.0 \times 10^{11} \text{ dyne/cm}^2, \quad K_t = 2.0 \times 10^{10} \text{ dyne/cm}^2$$

$$K_s = 1.1 \times 10^{10} \text{ dyne/cm}^2$$

ここで、 V_p は崩壊地内外で行った簡易弾性波探査の結果より推定し、 K_s は V_p , ρ , ポアソン比 ν (≈ 0.3) より、次式で求めた。

$$K_s = [(1 + \nu) / \{3(1 - \nu)\}] \rho V_p^2 \quad \dots(2-1)$$

土粒子の配列の変化に起因する間隙水圧については、砂試料に関する実験式ではあるが、(1-14) 式をそのまま用いることにする。各定数は次のようにして求める。

深さ z におけるせん断応力 τ は、地表における水平加速度 A_0 との関係から、次式で得られる¹³⁾。

$$\tau / A_0 = \rho \cdot z \cdot \{\sin(\omega z / V_s) / (\omega z / V_s)\} \quad \dots(2-2)$$

ここで問題としているのは、すべり面での間隙水圧であるから、地表からの深さ $z = H / \cos \theta = 7.2 \times 10^3 \text{ cm}$, $A_0 = 2A \text{ gal}$, V_s はブロック内の S 波速度で、次式で計算される。

$$V_s = \sqrt{(1 - 2\nu) / \{2(1 - \nu)\}} \cdot V_p \quad \dots(2-3)$$

$$\therefore V_s = 5.3 \times 10^4 \text{ cm}$$

σ_0 と σ_{N-1} は、すべり面における、その面に垂直な面に作用する受働土圧として、

$$\sigma = \rho g H \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2c \tan(45^\circ + \phi/2) \quad \dots(2-4)$$

より求める。ただし、 σ_{N-1} は内部摩擦角 ϕ の変化や間隙水圧の発生に伴って減少していくが、ここでは簡単のために、初期の ϕ より計算される σ_0 を使って、常に $\sigma_{N-1} = \sigma_0$ が成り立つものとする。 c , ϕ には次章の実験結果を用いて、

$$\therefore \sigma_{N-1} = \sigma_0 = 1.05 \times 10^8 \text{ dyne/cm}^2$$

以上の数値を使って (1-14) 式を計算すれば、各サイクル終了時における Δu_N が求まり、 N サイクル終了時の間隙水圧 u_N は、

$$u_N = u_{N-1} + \Delta u_N \quad \dots(2-5)$$

より、順次得られていく。ただし、 u_{N-1} と u_N の間は、直線で補間するものとする。

(2-5) 式を計算するためには、初期間隙水圧 u_0 を与えなければならない。例えば、初期安全率

が 1.5 になるように定めると、

$$u_0 = 5.2 \text{ kg/cm}^2 = 5.1 \times 10^6 \text{ dyne/cm}^2$$

となる。

2) 斜面モデル 2

このモデルは、硬質な地盤あるいは岩盤を想定している。

ブロックの密度 ρ : 2.0 g/cm^3

斜面傾斜 θ : 60°

ブロックの底長、厚さは、モデル 1 と同様である。また、地下水は存在しないと仮定して、間隙水圧については考慮しない。

地盤の強度定数の変化については、花こう岩による実験結果²⁰⁾を参考にして、次のように定める。

内部摩擦角 ϕ : 50° (一定)

粘着力 c : $20 \rightarrow 0 \text{ kg/cm}^2$

粘着力のすべりに伴う減少の様子は、図 1-1 でも説明したように、硬岩の場合ほど非常に急激になるであろう。瞬間的と言ってもよい。式の形は、次章 3 節で説明する (3-2) 式を仮定し、係数は次のように置いた。

$$c = 20 / (1 + 10^8 \cdot e^2) \quad \dots (2-6)$$

ここで、 c は粘着力 (kg/cm^2)、 e はブロックの厚さに対するすべり変位量の比である。これを図示すると、図 2-1 のようになる。粘着力が半減するのは $e = 10^{-4}$ 、つまりすべり変位量が 0.65 cm になったときである。

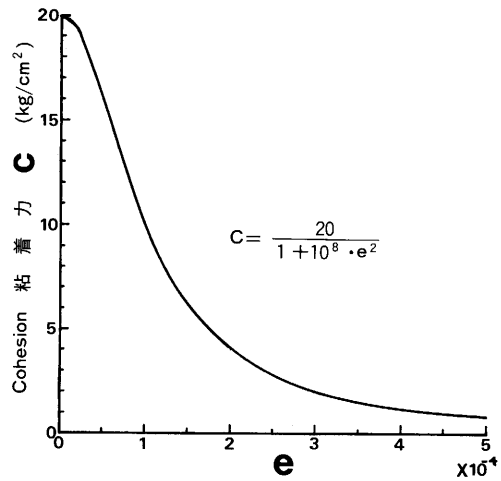


図 2-1 すべりに伴う粘着力の減少

Fig. 2-1. Decrease of cohesion caused by sliding.

2. 初期間隙水圧の影響

前節で、モデル 1 の斜面の初期間隙水圧を 5.2 kg/cm^2 とすると、初期安全率が 1.5 になることを述べたが、本節では、モデル 1 の斜面の初期間隙水圧が変化することによって、主要動終了時のブロックの移動量 (すべり変位量) がどのような値を示すか調べることにする。地震動としては、加速度振幅 500 gal, 周期 0.5 秒の正弦波を 7 波 (継続時間 3.5 秒) 入力した。計算結果を図 2-2 に示す。

初期間隙水圧が 2.3 kg/cm^2 以下のときは、崩壊には至らず (その判断は I 章 6 節に従う)、高々 1 m 程度のクラックができて留っているが、 2.3 kg/cm^2 を超えると急激に移動量を増し、そのまま崩壊へと進んでいく。初期間隙水圧が 7 kg/cm^2 では、主要動終了時の移動量は 20 m に及ぶ。ただ、間隙水圧が 7.1 kg/cm^2 を超えると、地震動が加わる前に既に安全率が 1 以下となっており、そのような斜面は地震時には存在しないことになる。

限界加速度が正から負に移行する時をもって、破壊時刻と定義すれば、この時刻は初期間隙水圧が大きくなるに従って早まり、わずかな移動量で破壊に至るようになる。破壊時移動量の大きさは、1.1~1.2 m 以下である。

なお、主要動終了時には、間隙水圧は約 4.5 kg/cm^2 ほど上昇している。

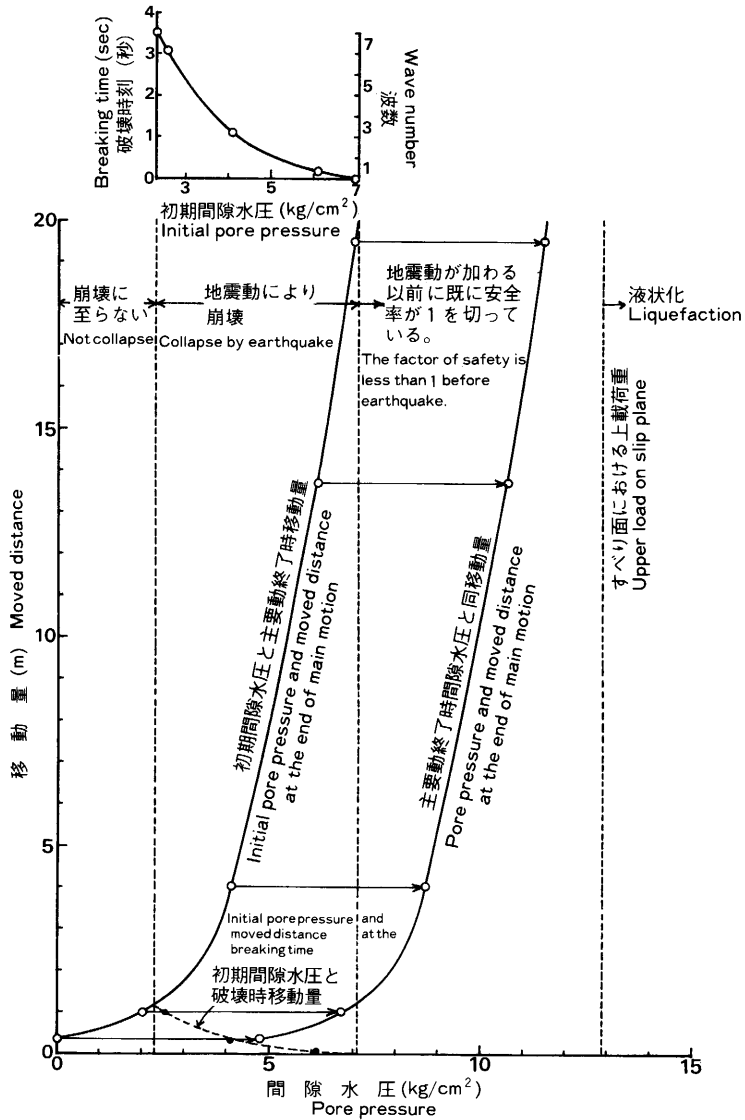


図 2-2 初期間隙水圧と移動量の関係

Fig. 2-2. Relationship between initial pore pressure and moved distance.

3. 加速度振幅の影響

モデル 1 の斜面で、入力加速度の振幅を種々変えた場合の、主要動終了時の移動量および間隙水圧を図 2-3 に示す。ただし、波形は正弦波で、周期、継続時間はそれぞれ、0.5 秒、3.5 秒（7 波）である。

加速度振幅が 365 gal 以下の場合には、崩壊にまで至らないが、その値を超えると急激に移動量を増して崩壊する。700 gal のときの主要動終了時移動量は約 27 m である。

主要動終了時の間隙水圧も、加速度振幅と共に増大するが、630 gal に至ってすべり面における上載荷重と一致する。間隙水圧が上載荷重を超えた状態を液状化と定義すれば、加速度振幅 630 gal 以上の場合に液状化が生起することになる。

破壊の時刻は、加速度振幅と共に急速に早まり、520 gal を超えると、最初の第1波の間に破壊してしまうことがわかる。ここでも、破壊時の移動量は 1 m 以下である。

4. 地震動の周期の影響

斜面モデル 1 への入力地震動の周期を、加速度振幅と共に変化させると、図 2-4 のようになる。波数はすべて 7 波としたので、地震動の継続時間はそれぞれ異なる。また、間隙水圧に関する (1-14) 式は、周期 0.5 秒の場合の実験式であるが、ここではそれを他の周期にもそのまま適用した。

加速度振幅が等しい場合、周期の長い方が当然のことながら移動量も大きい。また、一定の移動量を得るためには、短周期の地震動ほど大加速度であることが必要である。例えば、5 m 移動させるためには、周期 0.6 秒ならば 370 gal でよいところを、0.5 秒ならば 460 gal, 0.4 秒ならば 715 gal の加速度振幅が必要である。

これを、崩壊発生の有無という観点から眺めると、益々周期の影響の大きいことがわかる。例えば、モデル 1 の斜面は、同じ 400 gal の地震動でも、周期が 0.4 秒の場合は崩壊を起こさないが、周期が 0.5, 0.6 秒の場合は崩壊している。300 gal の地震動では、0.6 秒のみが崩壊する。しかし、これは計算上の結果であって、実際の地震動の性質は、周期が長くなれば、加速度が急速に小さくなり、加速度が大きくなれば、継続時間が短くなるので、計算上崩壊が発生しても、実際には有り得ない場合が多いであろう。

図 2-4 では、崩壊が発生する限界の移動量（破壊時の移動量）は、いずれの周期も 1.1~1.2 m であり、この値は図 2-2, 図 2-3 とほぼ等しい。このことは、ここで想定している地盤では、高々

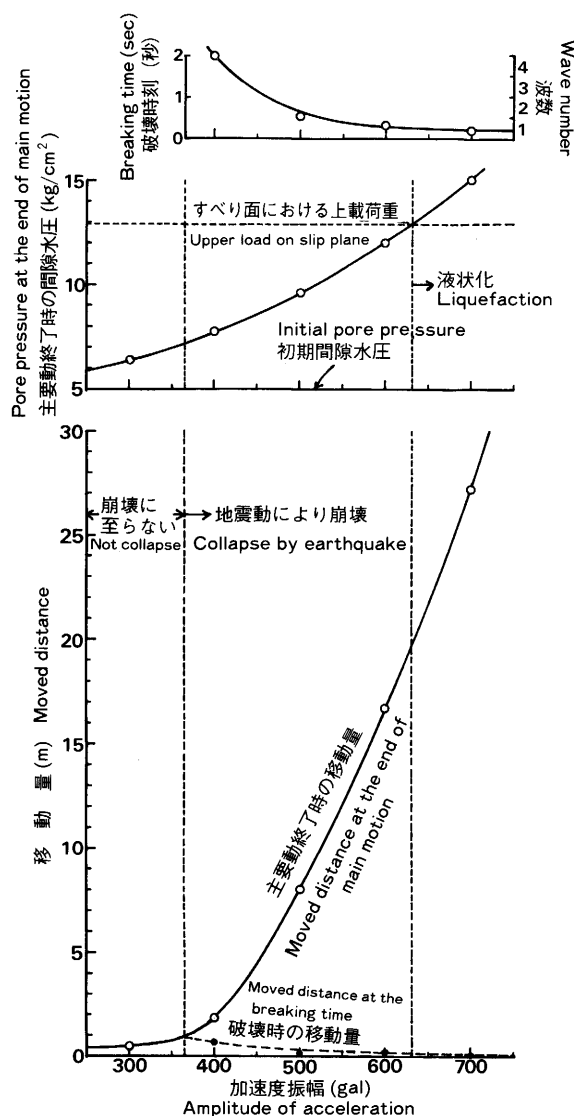


図 2-3 加速度振幅と移動量の関係

Fig. 2-3. Relationship between amplitude of acceleration and moved distance.

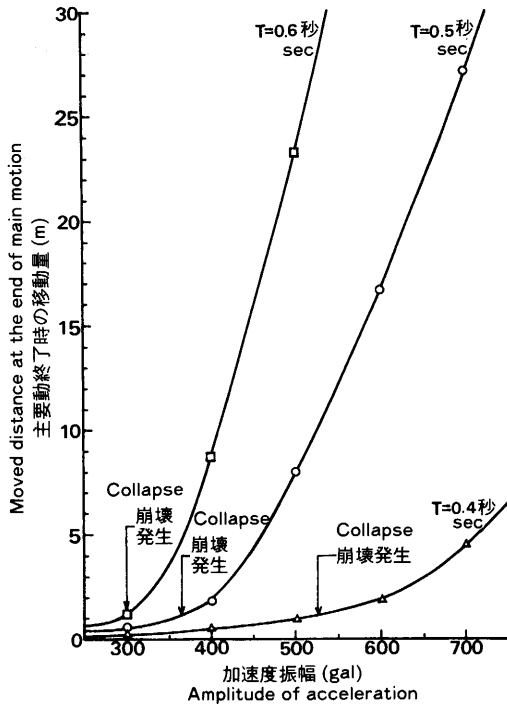


図 2-4 加速度振幅・周期と移動量の関係

Fig. 2-4. Relationship between amplitude of acceleration, period and moved distance.

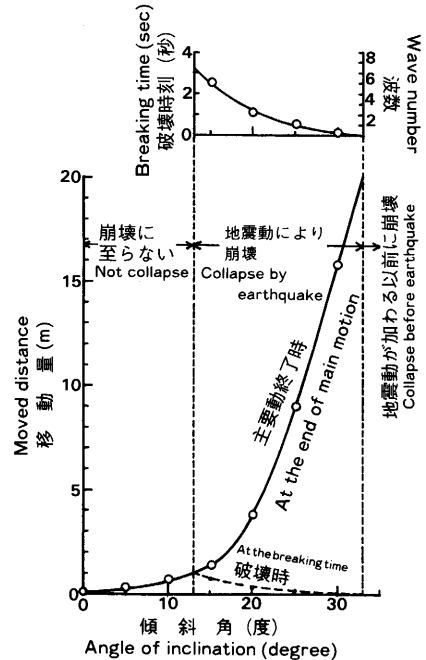


図 2-5 斜面傾斜と移動量の関係

Fig. 2-5. Relationship between inclination and moved distance.

1.1~1.2 m のクラックが入った段階で、崩壊が発生することを示唆している。つまり、地震時の斜面すべりは、亀裂が入る程度で済むか、あるいは全面的にすべるかの二者択一である⁸⁾ことが、ここでも認められる。

5. 斜面の傾斜の影響

モデル 1 の斜面に、加速度振幅 500 gal、周期 0.5 秒の震動を 7 波（継続時間 3.5 秒）作用させ、さらに斜面の傾斜を種々変化させた場合の移動量は、図 2-5 に示す通りである。

いずれの傾斜でも、主要動終了時に累積している間隙水圧は 9.8 kg/cm^2 に及ぶが、傾斜 13° までは崩壊に至らず、高々 1 m 程度のクラックができるに過ぎない。また、 33° を超える斜面では、地震動を考慮する以前に、安全率が 1 を切っている。

傾斜が 13° に近い場合は、間隙水圧の上昇をまたなければならず、破壊時刻は主要動が終了する 3.5 秒に近いが、傾斜が 33° に近づくほど、間隙水圧の上昇をまつまでもなく、ほとんど震動開始と同時に破壊するようになる。破壊時の移動量は 1 m にも満たないが、主要動終了時には最大で（傾斜 33° ）20 m にも達する。

6. すべり面の深さによる崩壊特性

この節では、すべり面が形成される深さについて考察する。使用する斜面モデルは 2 で、ブ

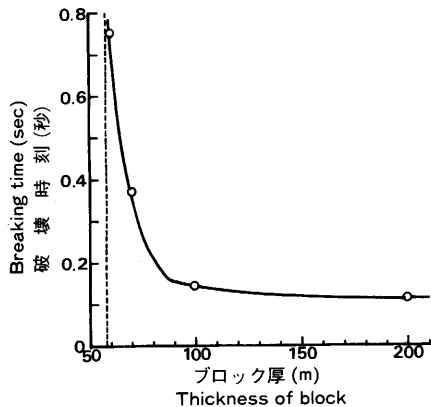


図 2-6 ブロック厚と破壊時刻の関係
(c_0 は深さによらず一定)

Fig. 2-6. Relationship between thickness of block and breaking time (c_0 is constant in spite of depth).

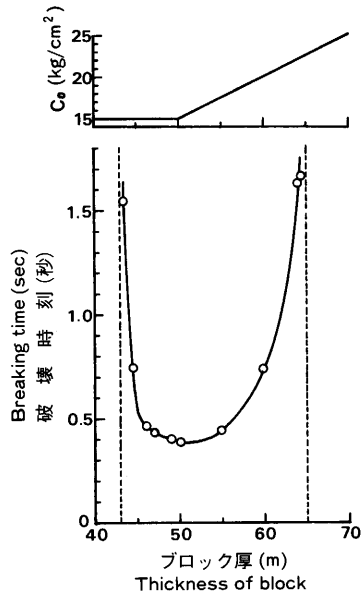


図 2-7 ブロック厚と破壊時刻の関係
(c_0 は深さによって変化)

Fig. 2-7. Relationship between thickness of block and breaking time (c_0 changes in compliance with depth).

ロックの厚さのみを種々に変える。入力地震動は、加速度振幅 1000 gal, 周期 0.3 秒, 継続時間 2.1 秒 (7 波) とした。対象が硬岩地帯の表層 0~100 m 程度なので, 深さの違いによる地震動の増幅あるいは減衰は考えない。

ブロックの厚さ (斜面に直角方向の深さに相当) を変えて, それぞれの破壊時刻を求めると, 図 2-6 のようになる。厚さが 58 m 以下では崩壊に至らず, 60~80 m の間で破壊時刻は著しく早くなる。つまり, 深いところほどすべり面が早い時期に形成されることになり, (1-2) 式によると, 370 m 以深では限界加速度が負になって, 地震動が加わらなくても崩壊してしまう結果となる。

しかし, 実際にはこのようなことは起こり得ず, たとえ弱線のようなものが存在しなくとも, ある有限の深さに破壊面が形成される。この相違は, 図 2-6 を求める際の条件の中で, 深さに拘らず地盤のせん断強度を一定としたことによる。確かに, 垂直応力の増加に伴うせん断強度の増大は考慮しているが, c と ϕ , とくに粘着力 c の深さに伴う増加の影響は大きい。ここでは対象が岩盤であるので, 粘着力というより物質そのものの持つせん断強度といった方が適切かもしれない。

斜面モデル 2 では, 初期の c (c_0 とする) を 20 kg/cm^2 (ブロック厚 65 m) としていた。そこで, 今仮りに, 深さ 50 m までは $c_0 = 15 \text{ kg/cm}^2$, 深さが 50 m を超えると, 1 m 毎に 0.5 kg/cm^2 増加するような岩盤層を考える。すなわち, (2-6) 式の分子の値を上記のように変化させる。以上のような条件下での破壊時刻は, 図 2-7 によって示される。

同図によると, ブロック厚が 43 m 以下および 65 m 以上の場合は, 崩壊に至らない。つまり,

すべり面は 43~65 m の間に形成される。中でも、50 m 前後が最も破壊時刻が早く（約 0.38 秒）、まずこの位置にすべり面が発生する。その後、2次、3次のすべり面が作られるかどうかは、その場の状況によるであろう。しかし、図 2-7 に従う限り、それらのすべり面はすべて、43~65 m の間に存在する。

ところで、最初にすべり面が形成される 50 m という深さは、 c_0 の値が変化し始める屈曲点の深さに一致している。これは、 c_0 が一定の間は、図 2-6 から明らかなように、破壊時刻のグラフは右下がりとなり、図 2-7 のような増加率で c_0 を増加させた場合には、グラフは右上がりとなるので、当然の結果であった。しかし、 c_0 の変化のさせ方で、一致しない場合もあるのはもちろんである。

以上をまとめると、次のようになる。

岩盤地帯に地震動が作用した場合、初期粘着力 c_0 が深さによらない部分では、深いところほど破壊されやすい。しかし、 c_0 が深さと共に増大するとすれば、最も破壊されやすい深さが存在し、それは c_0 が増大し始める深さに一致する場合が多い。

今仮りに、深さ 50 m にすべり面が形成されてそこから崩壊し、この面が新たに地表面として露出したとしよう。極く表面近くは滑動により、また深さ 15 m（元の斜面では 65 m）までは地震動により、相当に乱されているであろう。さらに、長い期間には、風化作用が深部にまで及んでいく。しかし、100 年程度の期間では、岩質にそれほどの変化は起こらないとすれば、問題になるのは 15 m 以浅の部分である。この部分の初期粘着力 c_0 の値が、どの程度低下しているかによって、次に襲う地震動あるいは豪雨の際の挙動が決定される。したがって、最初の崩壊の後、当面は同程度の規模の新たな崩壊の心配はないが、新しく表層を形成している部分が、新鮮な状態ではないので、それに対する注意は必要である。

なお、崩壊後の斜面の c_0 の値が、図 2-7 のブロック厚 50 m 以上の部分の値を、そのまま保持しているものとする、前と同規模の地震動では、新たな崩壊を起こさないことが、計算から導かれている。

7. 地震動と地盤条件の種々の組み合わせによる崩壊特性

地震動の崩壊発生への係わり方には、大きく分けて 2 通り考えられる。1 つは、短周期大加速度の地震動が衝撃的に作用して、瞬間的に破壊し崩壊する場合であり、もう 1 つは、比較的加速度が小さく周期が長い地震動が、ある時間作用して、次第に破壊へと導く場合である。地盤の特性によっても、それらの地震動の受け方は異なるであろう。

そこで、斜面モデル 1 と 2 の両地盤に、周期 0.3 秒、加速度振幅 1000 gal の地震動と、周期 0.5 秒、加速度振幅 500 gal の地震動を与えて、それぞれの地盤の応答を調べてみよう。図 2-8 は移動量と限界加速度の経時変化を示したものである。

波数はいずれも 7 波なので、主要動継続時間は周期 0.3 秒の場合 2.1 秒、周期 0.5 秒の場合 3.5 秒である。また、モデル 1 の斜面に、周期 0.3 秒の地震動を作用させたときの、土粒子の配列変化による間隙水圧の計算は、(1-14) 式（周期 0.5 秒の場合の実験式）をそのまま利用した。

モデル 1 に、周期 0.5 秒、加速度振幅 500 gal の地震動が働いた場合、0.53 秒後（第 2 波が入力された直後）に地盤は破壊し、主要動終了時のブロックのすべり速度は 5.6 m/sec、移動量は 8.0 m に達している。一方、加速度振幅は 2 倍の 1000 gal であるが、周期が短い 0.3 秒の地震動

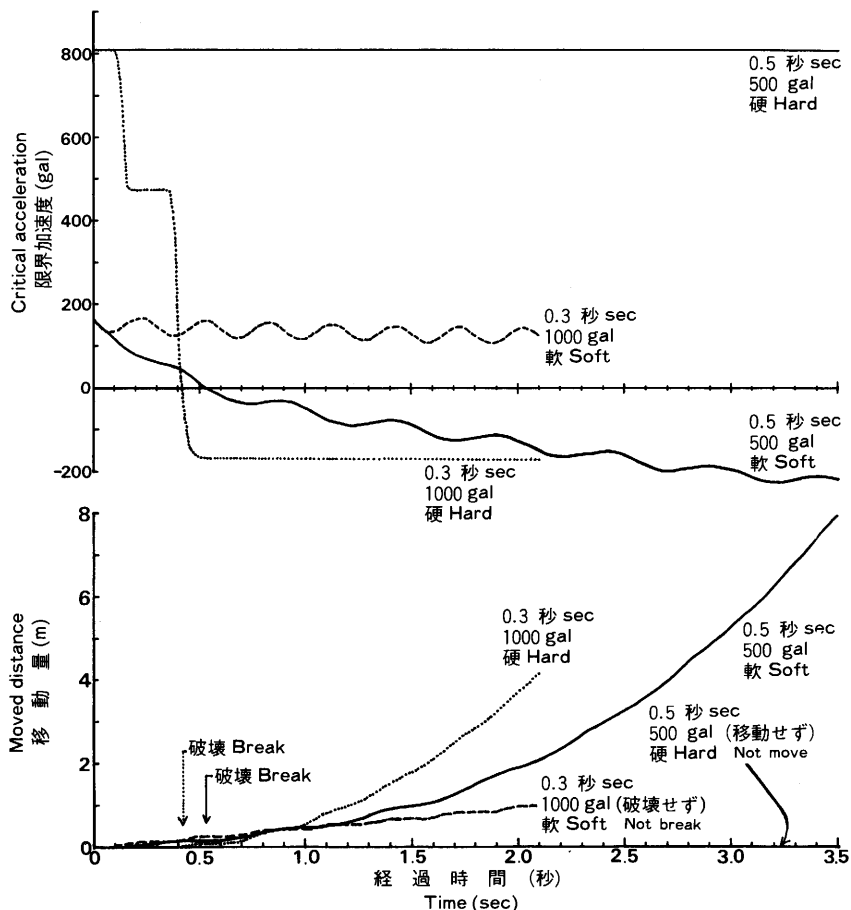


図 2-8 地盤と地震動の種々の組合せによる移動量と限界加速度の経時変化
(軟: 斜面モデル 1, 硬: 斜面モデル 2)

Fig. 2-8. Change of moved distance and critical acceleration under various combination of grounds and earthquake motions (Soft: Model 1, Hard: Model 2).

が働いた場合は、地盤は破壊されず、主要動終了時の移動量約 1 m で停止している。言い換えれば、1 m のクラックが入っただけで崩壊せずに済んだことになる。

ところが、モデル 2 の地盤に、周期 0.5 秒、加速度振幅 500 gal の地震動が作用しても、地盤には全く変化が起こらず、周期 0.3 秒、加速度振幅 1000 gal の地震動の場合は、0.42 秒後（第 2 波の半ば近く）に破壊し、主要動終了時のブロックのすべり速度は 4.0 m/sec、移動量は 4.1 m である。

以上のことから、地下水の豊富な軟質の地盤では、加速度はそれほど大きくなくとも、周期の比較的長い地震動が崩壊に関係し、地下水の存在しない硬質な地盤では、周期が短く、加速度の大きい地震動が崩壊に係わってくるという一般的な傾向が確認できるのである。

III. 地震による斜面の崩壊過程——昭和59年長野県西部地震を例として——

前章では、モデル斜面を用い、その中の1つの因子を種々変化させることによって、その因子の斜面の挙動に対する影響力を調べた。本章では、具体的な事例として、昭和59年長野県西部地震によって発生した御岳の大規模崩壊（御岳崩れ）に、I章で述べた方法を適用し、その崩壊過程を検討する。

1. 地震の概要

昭和59年9月14日午前8時48分頃に発生した長野県西部地震は、マグニチュード6.8、震源は気象庁によると北緯 $35^{\circ}49.3'$ 、東経 $137^{\circ}33.6'$ 、深さ2kmの極浅発地震であった。震源近傍における強震計データは得られなかったが、牧尾ダムで設定加速度200galをスケール・アウトしていることなどを考え合わせて、瞬間的に400~500gal程度の最大加速度が生じたものと推測されている²¹⁾。また、王滝村中心部の墓地における墓石の転倒から、400gal前後の値が得られている²²⁾。

直下型地震の一般的な性質から、短周期成分は減衰せず、地震動の継続時間は短かったであろう。因みに、翌15日午前7時14分頃の最大余震（震央：北緯 $35^{\circ}47.1'$ 、東経 $137^{\circ}28.2'$ 、マグニチュード6.2）の強震計データからは、卓越周期0.5秒が読み取られ、また200gal以上の振動の継続時間は3~5秒といわれている²¹⁾。

なお、震央付近の山頂や尾根で、多くの石や樹木が飛び散った事実から、震央付近の極く限られた範囲では、瞬間的に重力加速度を遙かに越える加速度が生じたようである²³⁾。

この地震の原因となった震源断層は、現地調査では見い出されていないが、いくつかの理論的な計算が行われており、例えば、ほぼ本震と最大余震の震央を通るような、走向 $N70^{\circ}E$ 、長さ14kmの断層モデルが提案されている²⁴⁾。

この地震により、御岳崩れをはじめとして、いくつかの斜面崩壊が発生した。死者・行方不明者29名のすべてが、斜面崩壊またはそれによって生じた土石流による被災者であったことは、山地における地震災害の特徴をよく表わしている。

2. 御岳崩れの概況

地震による崩壊の中で、最も規模の大きいものは、御岳八合目で発生した所謂「御岳崩れ」である。その規模は次のように計測されている。

標高：1900~2550 m、長さ：1350 m、幅：350 m

最大厚さ：150 m、平均傾斜角： 25°

見掛けの崩壊土量：約3600万 m^3

崩壊前の元の地形では、標高2000m付近に伝上川による侵食谷が形成され、この急崖の上縁部から、地下水の湧水によるガリーが6~7本形成されていたことが、崩壊前の空中写真から確認される。したがって、この崩壊斜面の下方部標高2000m付近には、かなりの規模の帯水層があったと考えられる。この帯水層には、9月2日から14日までの211mmの降雨が、浸透の良好な火山性堆積物を通して貯留されていたであろう。

このような状態のところ、地震動が加わって間隙水圧が上昇し、標高2350m付近以下の土

体が地すべり状に滑動、続いて上方部の山体が不安定化して崩落したものと推測される²⁵⁾。この上方部の山体の滑動は、千本松軽石層をすべり面として行われ、それより上位の地層からなる巨大なシート状ブロックが、旧谷地形の方向に飛び出したものと考えられている²⁶⁾。

このような火山性堆積物地帯における大規模崩壊は、地震による崩壊の典型的なもので、今市地震、伊豆大島近海地震など火山性堆積物が分布する地域で発生した地震では概ね起こっている。

ところで、一般に、短周期大加速度の直下型極浅発地震は、火山性堆積物のように水を多く含んだ固結度の低い地盤よりも、硬岩に大きな破壊力を及ぼすと考えられ、実際に多くの例が見られる。ところが、今回の御岳では、かつての岩崩壊の跡で、今なお不安定な急勾配斜面をなす地獄谷には、何等の異常も認められなかった。

このような相違が生じた理由として、前章7節で述べた機構が関与していると考えられる。つまり、以下に記すような理由から、地震動の周期が比較的長くなったため、軟質な地盤に御岳崩れが発生し、硬質な地獄谷に特別の変化が認められない結果になったのである。

直下型極浅発地震にも拘らず、比較的周期が長くなった理由としては、厚い火山性堆積物の影響が挙げられる。すなわち、震央距離に比べて震源が浅いため（波線を直線とすると、入射角は約 65° になる）、表面波成分が現われ、これが厚い火山性堆積物層によって大きく励起されたのである。火山性堆積物のような軟質な地盤では、加速度が大幅に増幅されるが、現地での余震観測でも、安山岩溶岩地帯に対する火山性堆積物地帯の最大振幅の平均振幅比が 3.4 倍強であったことが報告されている²⁹⁾。

また、変形の大きな表層部分では高歪振幅となり、短周期成分が大きく減衰したであろう。とくに、地下水の存在下でこの傾向が著しく、長周期の振動を卓越させたものと思われる。

これらは全く推測の域を出ないが、もし以上のような推測が成り立つならば、御岳崩れの発生の 1 つの説明になるものと考ええる。

3. 御岳崩れすべり面試料の土質特性

御岳崩れのすべり面は、千本松軽石層の中に形成された。そこで、崩壊地の東斜面に露出している同層から試料を 3 種 (No. 1~No. 3) 採取し、以下の土質実験を行った。なお参考までに、清滝で起きた御岳高原地すべりのすべり面試料 (軽石) 1 種 (No. 4) の結果も併記した。

湿潤単位体積重量は、試料 No. 1~No. 3 が 1.5 g/cm^3 前後、試料 No. 4 が 1.62 g/cm^3 、土粒子の比重は次の通りである。

No. 1: 2.51 No. 2: 2.40 No. 3: 2.37 No. 4: 2.69

粒度分布を図 3-1 および表 3-1 に示す。

No. 1 の著しい特徴は、コロイド分が 23% も占めていることである。そのため、表 3-1 では 10% 粒径を読み取ることはできず、均等係数、曲率係数とも非常に大きな数値になる。この No. 1 はもちろんであるが、千本松軽石は概して均等係数が大きく、粒度の配合が非常によい。したがって、一見パサパサで砂状に見えるが、細粒分には水分が含まれ、練り返すとその水分が浸出して泥状になる性質が認められる。

次に、No. 2~4 の試料についての流動曲線を図 3-2(1)~(3) に示す。千本松軽石の上記のような性質から、液性限界や塑性限界の測定は非常に困難で、結局、No. 1 の液性限界と No. 1~

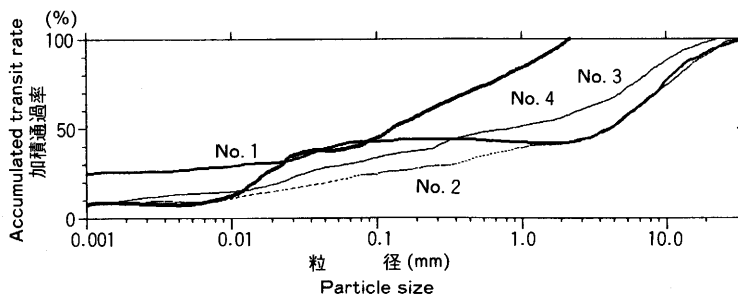


図 3-1 粒径加積曲線

Fig. 3-1. Particle size accumulation curves.

表 3-1 粒度試験結果

Table 3-1. The results of mechanical analyses.

試料 Sample No.	巨大崩壊 Huge collapse			地すべり Landslide
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
4.76 mm 以上の粒子 Particle size 4.76 mm <	33%	34%	24%	0%
4.76~2 mm の粒子 Particle size 4.76~2 mm	15%	15%	15%	0%
2~0.42 mm の粒子 Particle size 2~0.42 mm	3%	11%	13%	28%
0.42~0.074 mm の粒子 Particle size 0.42~0.074 mm	5%	9%	12%	30%
0.074~0.005 mm のシルト分 Silt 0.074~0.005 mm	18%	19%	19%	31%
0.005 mm 以下の粘土分 Clay <0.005 mm	26%	12%	17%	11%
0.001 mm 以下のコロイド分 Colloid <0.001 mm	23%	6%	6%	6%
2000 μ フルイ通過重量百分率 Weight percentage through 2000 μ sieve	52%	51%	61%	100%
420 μ フルイ通過重量百分率 Weight percentage through 420 μ sieve	49%	40%	48%	72%
74 μ フルイ通過重量百分率 Weight percentage through 74 μ sieve	44%	31%	36%	42%
最大粒径 Maximum particle size	25.4 mm	25.4 mm	19.1 mm	2.0 mm
60%粒径 60% particle size	3.2 mm	3.3 mm	1.8 mm	0.23 mm
30%粒径 30% particle size	0.011 mm	0.060 mm	0.029 mm	0.0205 mm
10%粒径 10% particle size	— mm	0.0020 mm	0.0015 mm	0.0048 mm
均等係数 Uniformity coefficient	—	1650	1200	48
曲率係数 Curvature coefficient	—	0.55	0.31	0.38

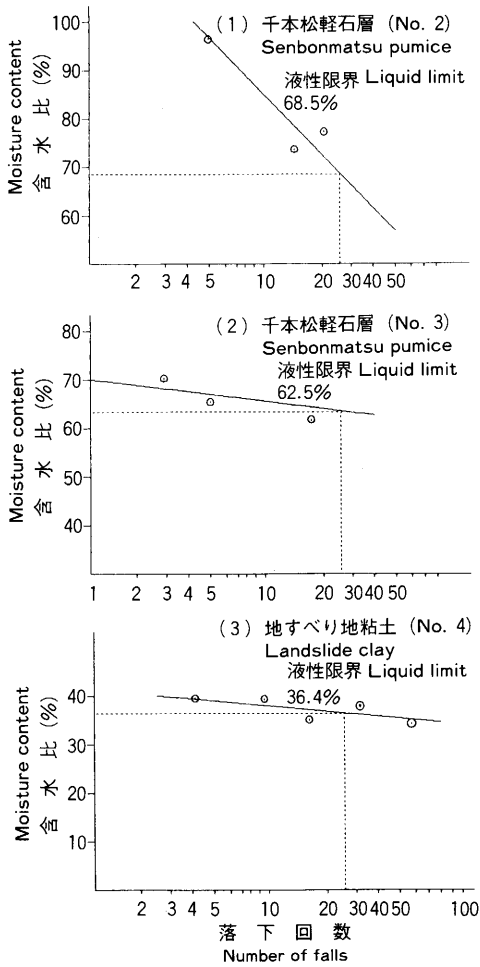


図 3-2 流動曲線

Fig. 3-2. Flow curves.

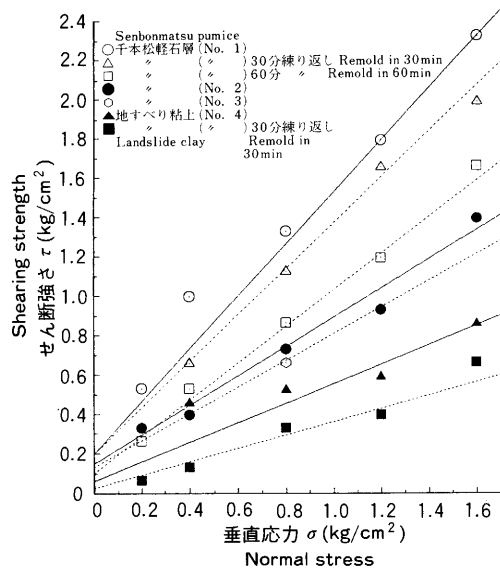


図 3-3 一面せん断試験 (τ - σ 曲線)

Fig. 3-3. Single shear tests (τ - σ curves).

No. 4 の塑性限界は測定不能であった。No. 2, No. 3 の液性限界にしても、それぞれ 3 点の実験値から流動曲線を引かざるを得なかったが、その傾きには大きな違いが見られる。

図 3-2 より、千本松軽石と地すべり粘土の液性限界はそれぞれ、60~70%、30~40% と判断される。千本松軽石の自然含水比は 100% 前後であったとされており²⁶⁾、これから考えると、わずかの刺激で液状化するような状態に置かれていたものと思われる。

一面せん断試験は圧密急速で行った。採取した試料は既に攪乱されているが、さらに、No. 1 については 30 分と 60 分、No. 4 については 30 分の人為的な練り返しを施した場合のせん断試験も行った。その結果を図 3-3 と表 3-2 に示す。

千本松軽石では、No. 2 と No. 3 はほとんど一致していると見なしてよいが、No. 1 はそれらに対して内部摩擦角が著しく大きい。また、地すべり粘土 (No. 4) のせん断強度は、千本松軽石より大分低い値を示している。練り返しを行った試料については、練り返しと共にせん断強度が低下

表 3-2 一面せん断試験結果

Table 3-2. The results of single shear tests.

試料 Sample No.	Remold (min)	粘着力 (kg/cm ²) Cohesion	内部摩擦角 (°) Angle of internal friction	内部摩擦係数 Coefficient of internal friction
No. 1	0	0.20	53.3	1.34
	30	0.20	47.7	1.10
	60	0.10	42.0	0.900
No. 2	0	0.12	37.3	0.762
No. 3	0	0.11	33.7	0.667
No. 4	0	0.05	28.6	0.545
	30	0.01	16.7	0.300

表 3-3 試料の状態

Table 3-3. Conditions of samples.

Remold (min)	0	30	60
密度 Density (g/cm ³)	1.5	1.6	1.5
含水比 Moisture content (%)	84.2	70.8	67.2
間隙比 Void ratio	2.1	1.8	1.8

していく様子が明らかである。

一概には言えないが、均等係数が大きいほど、粘着力も内部摩擦角も大きい傾向にあるようである。言い換えれば、粒度の配合がよいほど、せん断強度は大きいということになる。

ここで、土質実験の結果を用いて、すべりに伴うせん断強度の低下を見積る方法について考えよう。これには、練り返し試料に関する実験も行われた No. 1 の試料を用いる。練り返し時間別の試料の状態は、表 3-3 の通りである。試料はすべて、ほぼ飽和状態である。

せん断応力-水平変位曲線を図 3-4(1)~(5) に示す。 σ は垂直応力、図中の時間は練り返し時間を表わす。図から明らかなように、練り返し時間が増すに従って、せん断強度は低下していく。練り返し時間によって、含水比に差があるので (表 3-3)、単純に比較できないが、すべて 85% 程度に統一したならば、低下の度合いは益々大きくなるであろう。それぞれのせん断強度と垂直応力の関係から得られる c と ϕ は、表 3-2 の通りである。粘着力の傾向は不明確であるが、内部摩擦角は練り返し時間と共に減少している。

ところで、このような実験から、練り返しによる強度低下、あるいは内部摩擦角 (係数) の減少という事実は明らかになるが、すべりに伴う練り返しの程度と人為的な練り返しの時間との間に、関連を求めることはできない。それは、すべりに伴う練り返しの程度は、すべり変位量に関係すると考えられるからである。

そこで、練り返しを行わない試料のせん断応力-水平変位曲線に注目する (図 3-4)。異なる垂直応力のもとで 5 つ得られているが、いずれもピークに達した後、減少して緩やかにある一定値

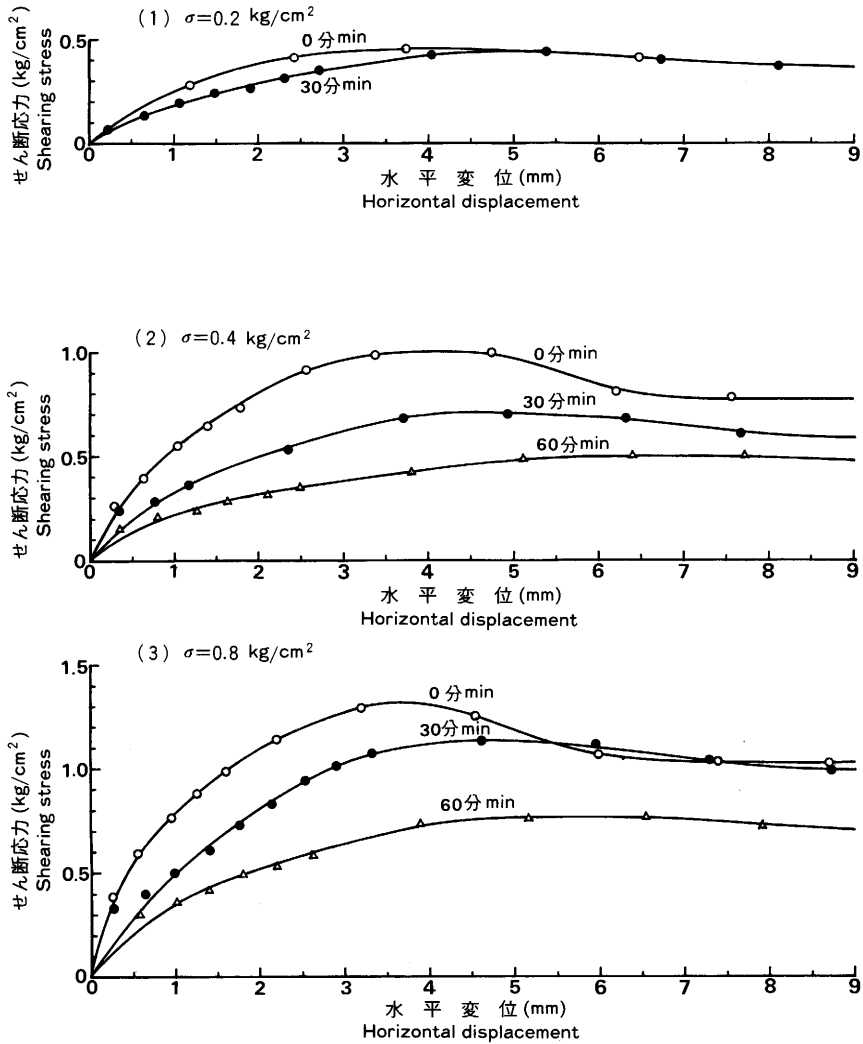


図3-4 せん断応力—水平変位曲線 (No. 1)

Fig. 3-4. Shearing stress—horizontal displacement curves (No. 1).

に収束している。このピークのところで破壊が起り、その後、水平変位の増加に伴ってせん断応力が低下していく過程が、すべりに伴うせん断強度の低下に相当すると考えてよい。せん断応力が最終的に落ち着いて、定常状態になったときの c と ϕ は表3-4の通りである。 c の値にほとんど変化はないが、 ϕ は 10° ほど減少している。

図3-4からわかるように、(2) $\sigma = 0.4 \text{ kg/cm}^2$ の場合を除いて、最終的にせん断応力が落ち着く値は、30分繰り返した試料の場合も、繰り返さない試料とほぼ等しい。ところが、60分繰り返すと、せん断すべりでは実現不可能なほどの攪乱が起こされるらしく、その時のピークのせん断応力は、すべりによる最終的なせん断応力よりも低くなっている。

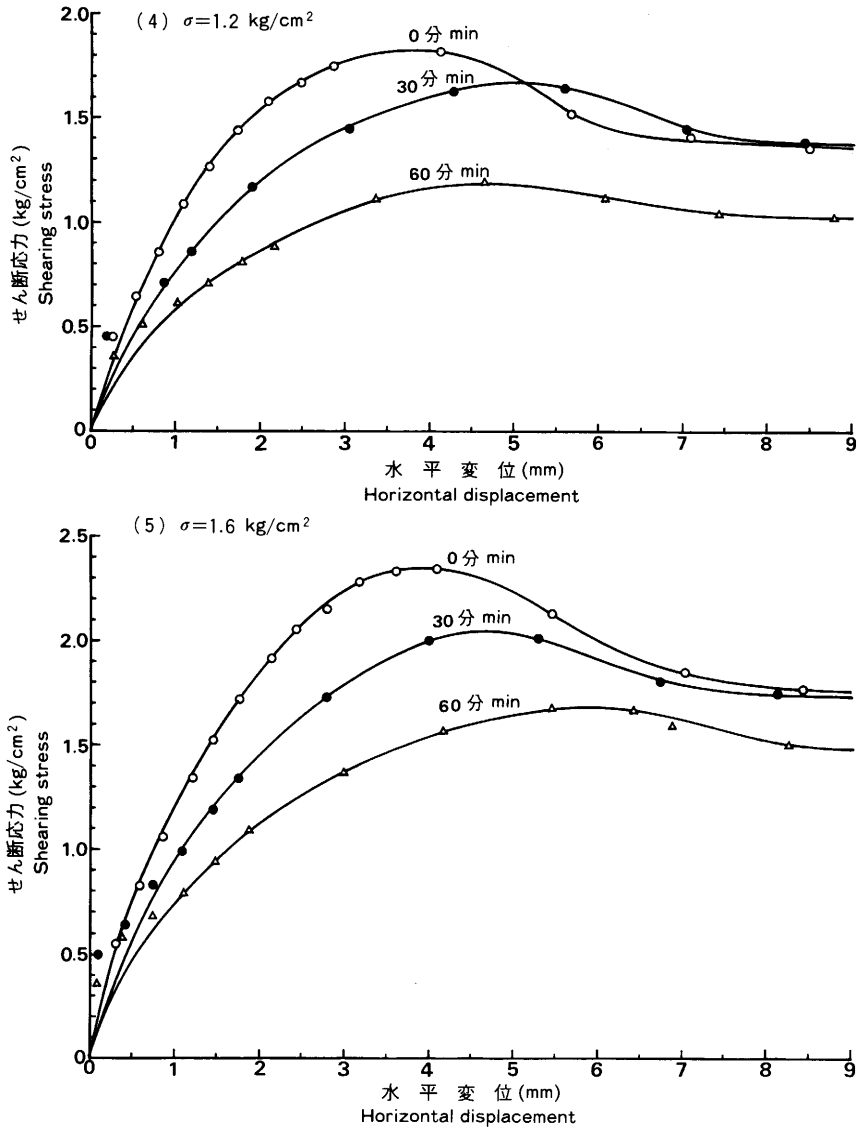


図3-4 (つづき)

Fig. 3-4. (Continued.)

そこで、次に検討しなければならない問題は、実験によって得られたせん断応力-水平変位曲線を、どのように現場の大規模な土体のすべりに適用するかである。この問題を実際に確認するのは、不可能なので、適当な仮定を設けることになる。その仮定とは次のようなものである。

土体のすべりによるせん断強度の低下は、実験によるせん断応力-水平変位曲線のピーク以降の曲線形に従う。ただし、せん断応力はピーク値で除し、水平変位はピーク以降の変位を試料の底面の長さで除し、それぞれ無次元化した値を使う。

ある変位率 ε (ピーク以降の変位を試料の底面長で除した値) における減少中のせん断応力 τ

表 3-4 破壊時と定常時の土質強度定数

Table 3-4. Constants on the soil strength at the breaking time and stationary state.

	粘着力 (kg/cm ²) Cohesion	内部摩擦角 (°) Angle of internal friction	内部摩擦係数 Coefficient of internal friction
破壊時 Breaking time	0.201	53.3	1.34
定常時 Stationary state	0.205	43.8	0.960

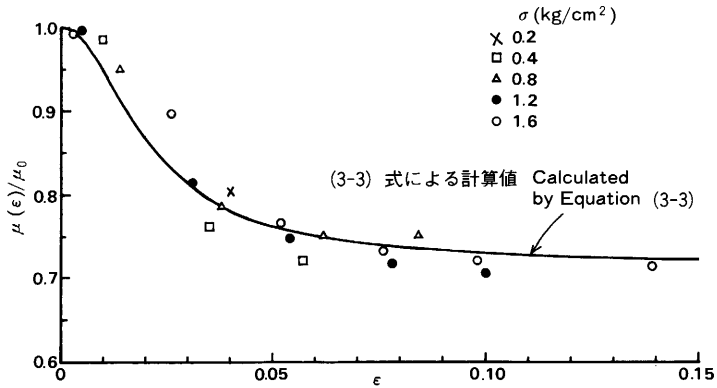


図 3-5 $\mu(\epsilon)/\mu_0$ と ϵ の関係

Fig. 3-5. Relationship between $\mu(\epsilon)/\mu_0$ and ϵ .

は、常にクーロンの法則を満足しているものとする、次式が成り立つ。

$$\tau(\epsilon) = c + \sigma \cdot \mu(\epsilon) \quad \dots (3-1)$$

c は実験結果 (表 3-4) より一定とすると ($c = 0.20 \text{ kg/cm}^2$), τ は μ と比例関係になり、内部摩擦係数の変化はせん断応力の変化と相似になる。

そこで、各 ϵ に対する $\mu(\epsilon)$ の値を (3-1) 式より計算し、 $\epsilon=0$ での μ の値、つまりピークでの μ の値 μ_0 (この最小二乗法による値が、表 3-4 の 1.34 である) で除した $\mu(\epsilon)/\mu_0$ を、 ϵ に対してプロットしたものが図 3-5 である。 σ の値によって分けてプロットしたが、本来一致すべきものであり、事実同一曲線上に載りそうである。

この曲線を、次式のような分数関数で近似しよう。

$$\mu(\epsilon)/\mu_0 = (1-b)/(1+a\epsilon^2) + b \quad \dots (3-2)$$

$\epsilon \rightarrow \infty$ のときの $\mu(\epsilon)$ を表 3-4 より 0.960 とし、 $\mu_0 = 1.34$ であるから、 $b = 0.716$ となる。したがっ

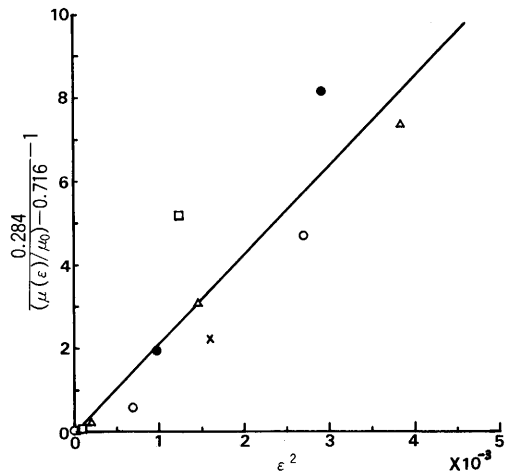


図 3-6 係数 a を決定するためのグラフ

Fig. 3-6. Decision of a .

て、(3-2) 式は

$$\mu(\varepsilon)/\mu_0 = 0.284/(1 + a\varepsilon^2) + 0.716 \quad \dots(3-3)$$

となり、変形して

$$0.284/\{(\mu(\varepsilon)/\mu_0) - 0.716\} - 1 = a \cdot \varepsilon^2 \quad \dots(3-4)$$

のように、左辺と ε^2 の間の一次式となる。これを図示すると、図 3-6 が得られる。ただし、左辺が 10 以下のもののみを対象とした。この範囲外は、誤差が加速度的に大きくなるからである。図 3-6 より、 $a = 2.13$ が得られる。したがって、 $\mu(\varepsilon)$ は次式のように表わされる。

$$\mu(\varepsilon) = 0.381/(1 + 2.13 \times 10^3 \cdot \varepsilon^2) + 0.959 \quad \dots(3-5)$$

この式は、静止した状態での内部摩擦係数が、すべりに伴う繰り返しによって、減少していく様子を表わしている。なお、図 3-5 には (3-3) 式による計算値も併記してある。

ところで、(3-5) 式の ε は、土体の長さに対するすべり変位量の比であるが、これを実験と現場を結ぶパラメータと見なすことはできない。そこで、ここでは土体の厚さ（高さ）に対するすべり変位量の比 e を、そのようなパラメータと仮定する。 ε より e の方が、せん断変形におけるせん断歪の定義により近いからである。 e を用いると、(3-5) 式は次のように書くことができる。

$$\mu(e) = 0.381/(1 + 3.20 \times 10^2 \cdot e^2) + 0.959 \quad \dots(3-6)$$

なお、振動に伴うせん断強度の変化は、間隙水圧に関係した面のみ考慮し、次節で扱うことにする。

4. 御岳崩れすべり面試料の振動による間隙水圧の発生

土体に振動が加えられることによって発生する、間隙水圧の様子を調べるために、御岳崩れすべり面の千本松軽石を用いた振動実験を行った。実験装置は、直径 30 cm、高さ 30 cm のアクリル製試料用円筒を固定した台に、上下方向の加速度振幅を与えるようになっている。

円筒の底から 23 cm まで、水で飽和した軽石試料を詰め、底から 10 cm の円筒中央に、加速度計と間隙水圧計を埋設した。試料の含水比は 92.1%，間隙比 3.44，密度 1.34 g/cm³，土粒子の比重 2.4 である。

振動数は 2.5, 5, 10, 15, 20, 25 Hz に設定し、上載荷重のない場合と、14.7 kg (20.8 g/cm²) の上載荷重をかけた場合の 2 通り行った。いずれも間隙水圧の累積は見られず、加速度と等しい周期で振動する動的な水圧のみ測定された。加速度振幅と間隙水圧振幅の関係を図 3-7 に示す。

加速度の増大に伴って、間隙水圧も上昇していく。同じ加速度では、上載荷重の大きい方が間隙水圧も大きい傾向にある。このような図 3-7 の関係が、振動数によらないならば、間隙水圧は加速度のみの関数として考えてよいが、実際には振動数の影響も大きい。つまり、同一加速度ならば、振動数の小さい方が間隙水圧は大きくなる。図 3-7 はプロット毎に振動数が異なるので、加速度と振動数を同時に考慮するために、次式で得られる値を変数に採る。

$$E = (1/2) \cdot \rho \cdot (A/\omega)^2 \quad (\text{erg/cm}^3) \quad \dots(3-7)$$

(3-7) 式は、1 波長についての単位体積当たり平均弾性波動エネルギーを表わしている²⁷⁾。 ρ は密度、 ω は角振動数、 A は加速度振幅である。(3-7) 式の E と間隙水圧振幅との関係を図示すると、図 3-8 のようになる。

図 3-8 の傾向は、図 3-7 と全く同様である。しかし、実際の崩壊土塊の大きさに比べて、実験試料が余りにも小さく、現場での応力状態や固有振動数が再現できないので、実験値をそのまま

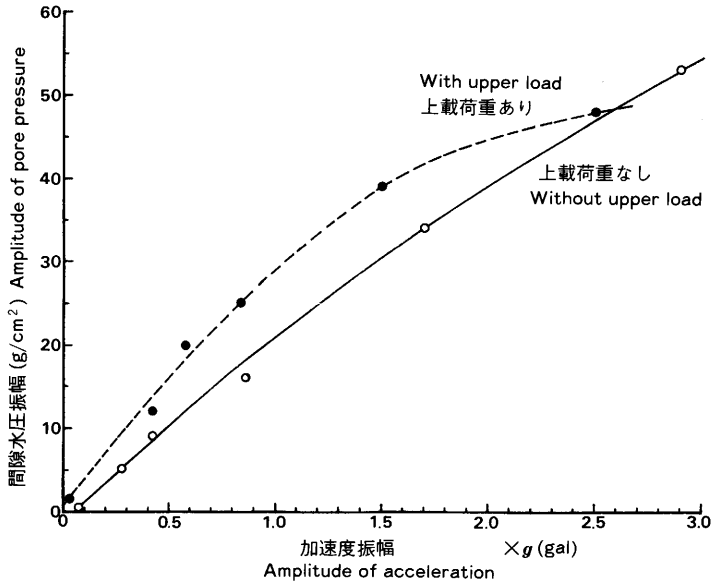


図 3-7 加速度と間隙水圧の関係

Fig. 3-7. Relationship between acceleration and pore pressure.

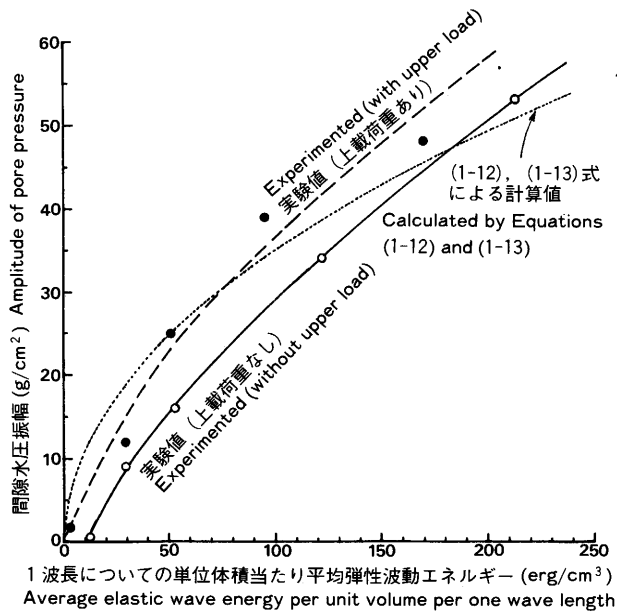


図 3-8 弾性エネルギーと間隙水圧の関係

Fig. 3-8. Relationship between elastic energy and pore pressure.

現場に適用することはできない。そこで、実験データを用いて、(1-12) 式、(1-13) 式の検討を行い、その結果が良好ならば、現場にはこの両式を適用することにする。(1-12)、(1-13) 式はせん断波についての理論式であるのに対して、実験では上下振動を与えており、この両者を単純

に比較するのは非常に乱暴であるが、参考までに試みた。

図3-8には計算値が点線で示されている。この程度の上載荷重の違いは、計算結果にほとんど差を生じない。上記のような、理論式と実験値を比較することに対する問題点や、計算に用いた諸数値に仮定が多いことなどを考えると、(1-12)、(1-13)式は十分実用に耐えるものと見なされる。したがって、今後、現場での動的な間隙水圧の推定は、この両式を用いて行うことにする。

なお、上の計算で使用した諸数値は、次の通りである。

$$V_p: 0.5 \text{ km/sec} \quad V_s: 0.3 \text{ km/sec}$$

$$n: 0.75 \quad r_{sp}: 0.01$$

$$K_r: 2 \times 10^{10} \text{ dyne/cm}^2 \quad K_0: 4 \times 10^{11} \text{ dyne/cm}^2$$

実験では、上載荷重の有無によって、発生する間隙水圧に差が生じている。これは、上載荷重による圧密が原因と思われる。事実、振動中に次第に上載荷重の沈下が起こり、最終的には約3.5 cmの圧密量であった。これにより、間隙率は約0.94倍に減り、(1-12)式より間隙水圧は約1.06倍に増えることがわかる。

なお、先に述べたように、この実験では累積していく過剰間隙水圧は測定されなかった。試みに(1-14)式によって、2.5 Hzの場合の過剰間隙水圧を計算してみると((1-14)式もせん断変形に対する実験式であることに注意を要する)、上載荷重のないときで $7.4 \times 10^{-4} \text{ g/cm}^2$ 、上載荷重のあるときで $6.2 \times 10^{-4} \text{ g/cm}^2$ であった((1-14)式は周期0.5秒の場合の実験式であるので、それに最も近い2.5 Hzを選んだ)。ただし、これは1周期経過後の値であって、さらに振動が継続すれば、より大きな値になるが、動の間隙水圧の振幅に対する割合が、それぞれ 6.1×10^{-5} 、 1.1×10^{-4} であることを考えると、検出不可能ということになる。したがって、この実験では、過剰間隙水圧は、たとえ発生しても、動の間隙水圧に比べて極く微小であったために、検出できなかったことが、計算の上からも推定されるのである。なお、この計算では次の数値を用いた。

$$\sigma_0 = \sigma_{N-1} = 1.3 \times 10^6 \text{ dyne/cm}^2 \text{ (上載荷重なし)}$$

$$= 1.5 \times 10^6 \text{ dyne/cm}^2 \text{ (上載荷重あり)}$$

$$u_0 = 0$$

上のような、動の間隙水圧と過剰間隙水圧の大小関係は、規模の大きい現場の応力状態下では逆転する。このことは、次節の結果にも現われている。

5. 御岳崩れの崩壊過程

I章で述べた方法を、実験結果なども考慮して、御岳崩れの崩壊過程に適用してみたい。本章2節でも触れたように、巨大なシート状ブロックが滑動したという推定が正しければ、ここで使用するモデルに最も適していると言えよう。

御岳崩れの縦断面は、図3-9のようになっている。本章2節で説明したように、実際の崩壊は、まず斜面下方が崩れ、続いて上方が不安定化して滑動するという2段階に分かれていたと推定されるので、ブロックも図3-9のように上下に2分し、それぞれについて計算を行う。ただし、上下のブロック間で及ぼし合う作用は考えない。つまり、それぞれのブロックは単独で斜面上にあり、その安定に他のブロックは関与しないものとする。したがって、計算の結果、2つのブロックが離れた状態のまま滑動していくならば、上の仮定は、最初の静止状態で及ぼし合う土圧と、離れた瞬間にその土圧が0になる過程のみを無視することを意味する。この場合、例えば下のブ

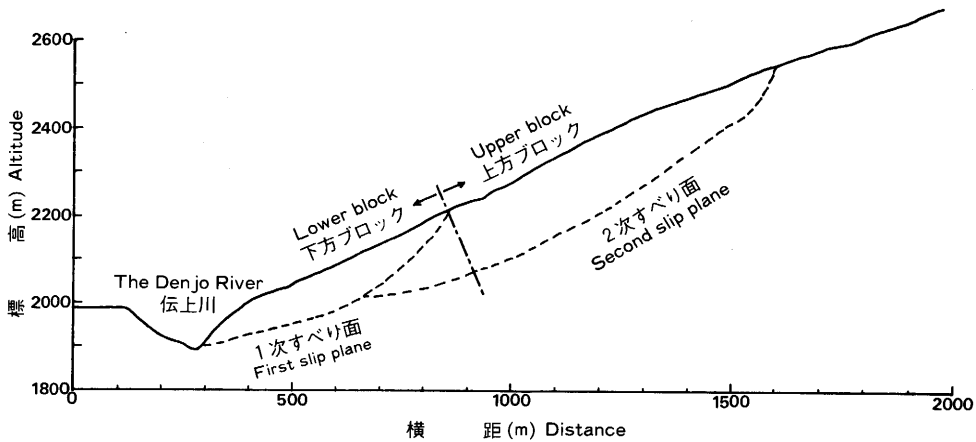


図 3-9 御岳崩れ縦断面

Fig. 3-9. Longitudinal section of the landslide on the side of Mt. Ontake.

ロックがすべり始めたために、上のブロックが不安定化するというような現象を、計算の過程に入れることはできない。

計算に必要な各ブロックの諸元は次の通りである。ただし、 ρ をブロックの密度、 L を崩壊面の長さ、 H をブロックの厚さ、 θ を崩壊面の傾斜角とする。

(下) $\rho: 1.8 \text{ g/cm}^3$	(上) $\rho: 1.8 \text{ g/cm}^3$
$L: 6.9 \times 10^4 \text{ cm}$	$L: 8.9 \times 10^4 \text{ cm}$
$H: 6.5 \times 10^3 \text{ cm}$	$H: 6.5 \times 10^3 \text{ cm}$
$\theta: 25^\circ$	$\theta: 30^\circ$

崩壊面に入射された地震動は、実測データがない以上、想定する他はない。本章の1節で述べたように、地表では瞬間的に400~500 gal程度の最大加速度が生じたと考えてよい。崩壊地は震央からある程度離れているために、震央付近で見られたような重力加速度を越える大加速度は生じなかったと思われるが、標高が高いのでいくらかは増幅されたであろう。そこで、崩壊面には500 galの最大加速度が入力されたと仮定する。

入力地震動の卓越周期と主要動継続時間は、9月15日午前7時14分頃の最大余震の牧尾ダムにおける記録を参考にして、それぞれ0.5秒、3.5秒とする。したがって、波数は7波である。つまり、振幅500 gal、周期0.5秒の正弦波が、7波続いたものとする。

土の強度変化や間隙水圧については、前章の1節で説明した斜面モデル1と同様である。ただし、ここでは斜面を2ブロックに分けて考えているので、それに関する部分のみ以下に記す。

(1-12), (1-13), (2-2) 式中の z の値は、次の通りである。

上方ブロック: $7.5 \times 10^3 \text{ cm}$

下方ブロック: $7.2 \times 10^3 \text{ cm}$

初期間隙水圧 u_0 については、上方ブロックでは、初期安全率が2.0になるように、また下方ブロックでは、地下水が豊富にあったことを考慮して、初期安全率が1.5になるように定める。したがって、次の通り計算される。

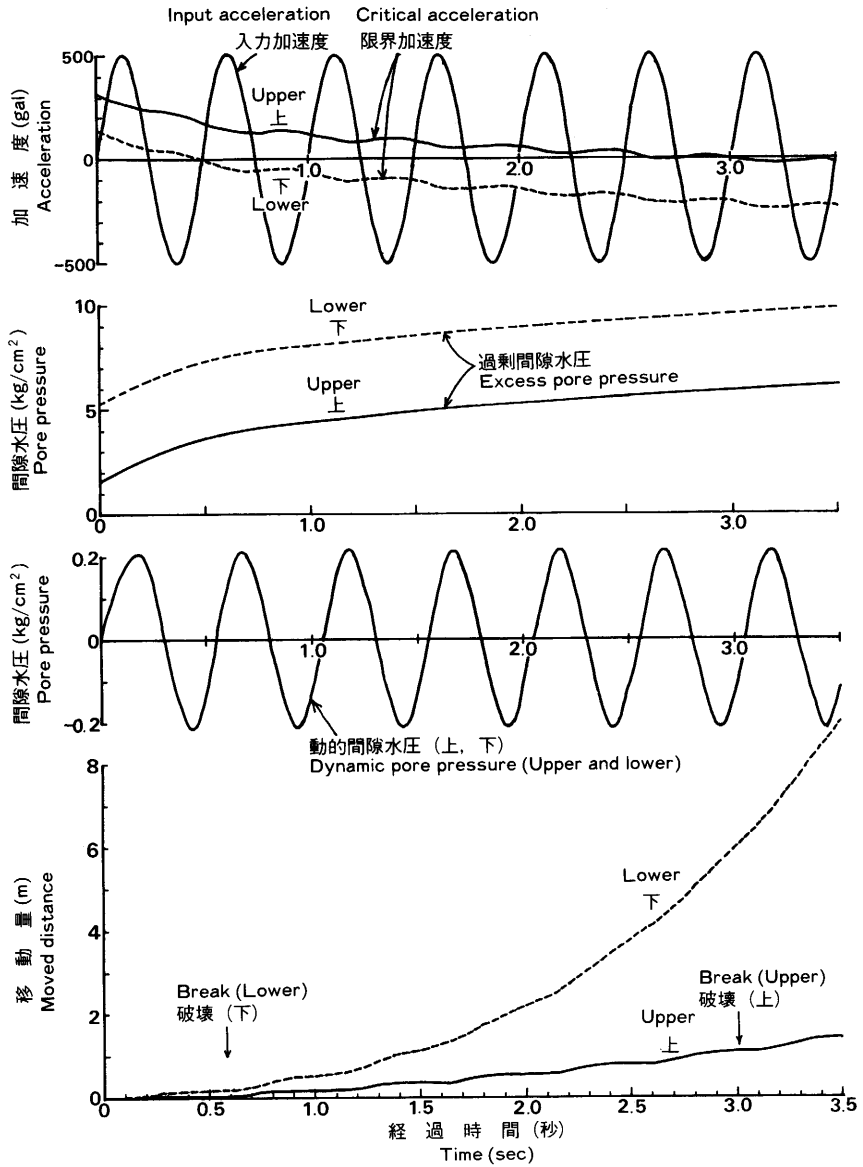


図 3-10 御岳崩れの崩壊過程 (計算による)

Fig. 3-10. Sliding process of the landslide on the side of Mt. Ontake (Calculated).

上方ブロック: $u_0=1.5 \text{ kg/cm}^2$

下方ブロック: $u_0=5.2 \text{ kg/cm}^2$

以上の諸式を用いて行った計算の結果を図 3-10 に示す。計算に仮定が多いので、この結果が現実の状況を忠実に再現しているとは思われないが、崩壊の経過はこのようなものであろう。

限界加速度が、上方ブロックで約 3 秒後、下方ブロックで約 0.5 秒後に 0 となって、以後正の

値になることはないので、ブロックは常に斜面下方向きの速度を持ち、すべり変位量を累積していく。主要動終了時の加速度、速度、変位（移動量）はそれぞれ、

上方ブロック：0.28 m/s², 0.13 m/s, 1.4 m

下方ブロック：3.1 m/s², 6.3 m/s, 9.0 m

である。これから判断して、下方ブロックが伝上川に押し出したときの速度は、6~7 m/s としてよいであろう。

動の間隙水圧の最大値は約 0.2 kg/cm² で、ほとんど影響を与えないが、過剰間隙水圧は、上方ブロックで 6.2 kg/cm²、下方ブロックで 9.8 kg/cm² まで上昇する。上載荷重が 13 kg/cm² 前後であるから、下方ブロックはもう少しで液状化するところであった。

なお、内部摩擦角は、上方ブロックで 53.3°→52.3°、下方ブロックで 53.3°→45.5° のように減少した。地震終了後もすべりは継続するので、この値はさらに減少していく。

以上の結果より、崩壊発生に大きな影響を及ぼす因子は、内部摩擦角の低下と過剰間隙水圧の上昇であることがわかる。とくに後者の影響が著しい。

従来の安定解析では、限界加速度は一定で、最初に入力加速度と限界加速度が一致した時点で、崩壊が発生したものと判断された。例えば、上方ブロックは 0.05 秒後に、下方ブロックは 0.02 秒後に崩壊となる。ところが、本解析法では、上方ブロックは移動と停止を繰り返しながら、7 波目に入ってやっと崩壊に移行する条件が整うのである。崩壊に移行した時点での移動量は、上方ブロックで 1.1 m、下方ブロックで 0.2 m であった。

IV. 地震による崩壊発生の予測——静岡県由比地すべり地を例として——

1. 対象地の概要

静岡県由比町は駿河湾最奥部の西岸に位置し、東南方向に開けた斜面は、典型的な地すべり地帯となっている。古くから交通の要所にあり、度重なる地すべり、土石流の発生によって、たびたび被害を被ってきた。対策工事は現在も継続中であり、とくに昭和 53 年度より、駿河湾地域における大地震を想定した地震防災対策強化地域に指定されたのを契機に、震災対策調査および工事が実施され現在に至っている。

この地すべり地帯の一角に、東京大学砂防工学教室によって試験地が設けられ、間隙水圧計、地中歪計、傾斜計、伸縮計などによる種々の地すべり観測が続けられている。そこで、地すべり地帯に何本かの断面を採り、I 章で述べた方法を用いて、地震による崩壊の予測を行ってみよう。

図 4-1 に示すように、地すべり地内に 9 本のサンプル断面を選んだ。弾性波探査およびボーリング調査によると、これらの断面では、表層 3~10 m に粘性土やれき混り粘土 ($V_p=0.3\sim0.5$ km/s) が存在し、その下は第三紀鮮新世の風化砂岩や泥岩 ($V_p=0.8\sim1.0$ km/s) となっている。地すべりが発生するとすれば、この表層部が滑動すると考えられる。そこで、各断面の表層部を、必要に応じていくつかのブロックに分け、ブロック毎に I 章の計算を実施することにする。各ブロックの大きさと傾きを整理したものが表 4-1 である。

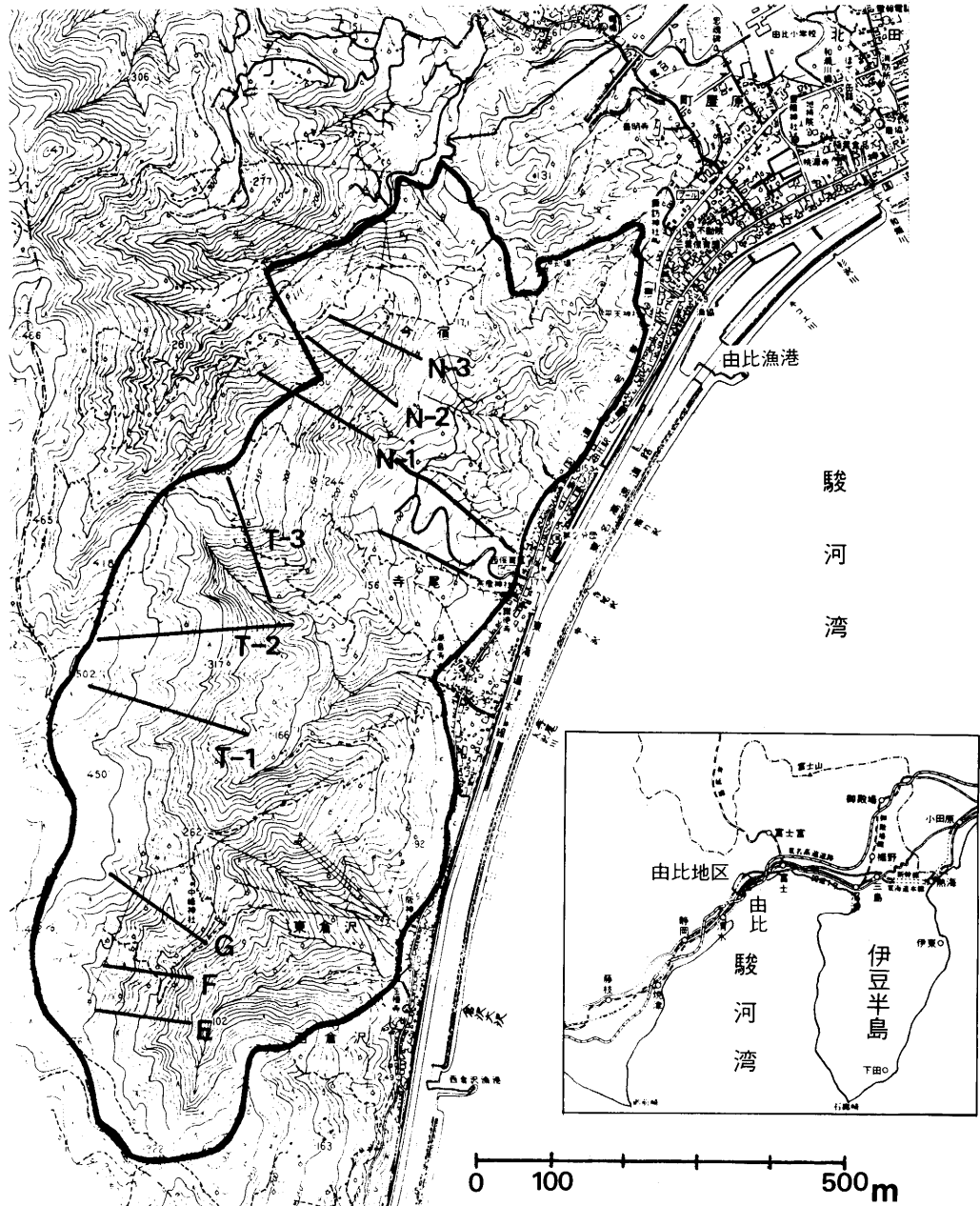


図 4-1 由比地すべり地平面図

Fig. 4-1. The plane figure of the landslide area in Yui, Shizuoka Prefecture.

2. 地震による地すべりの発生予測

将来、由比一帯を襲うであろう地震についての情報がほとんどないので、加速度振幅 300, 500, 700 gal の 3 種類の地震動について計算を行う。周期はいずれも 0.5 秒で、10 周期継続するものと仮定する。

表 4-1 各ブロックの諸元
Table 4-1. Several elements of each block.

地 区	断 面 Section	ブロック Block	厚 さ(m) Thickness	長 さ(m) Length	傾 斜(°) Inclination	
西 倉 沢	E	上 Upper	10	70	35	
		下 Lower	5	40	35	
	F	上 Upper	8	65	40	
		下 Lower	4	80	35	
	G	上 Upper	8	95	30	
		下 Lower	5	60	25	
寺尾大沢	T-1	上 Upper	5	50	20	
		中 Middle	3	150	35	
		下 Lower	3	70	45	
	T-2	上 Upper	8	55	30	
		中 Middle	8	70	35	
		下 Lower	4	115	35	
	T-3	全体 Whole	5	220	40	
	濁 沢	N-1	北向 Facing north	12	55	30
			南向 Facing south	5	60	40
N-2		北向 Facing north	10	85	25	
		南向 Facing south	5	50	40	
N-3		北向 Facing north	8	80	20	
		南向 Facing south	5	65	40	

上記の地震動が、表 4-1 に示す各ブロックに作用した場合の応答を、前章にならってシミュレーションしよう。まず、必要な定数を次のように定める。

表層の密度は 1.8 g/cm^3 、土質強度とそのすべりに伴う減少は、軽石層について求められた数値ではあるが、II 章 1 節のモデル 1 の斜面と同様とする。動の間隙水圧に関しては、 $A_{sv} = (\text{入力加速度振幅}) \times \sin(4\pi t)$ (つまり、表層がそれほど厚くないので、表層内での地震動の増幅を考慮しない)、 $V_p = 500 \text{ m/s}$ 、 $K_s = 2.8 \times 10^9 \text{ dyne/cm}^2$ ((2-1) 式より) とし、それ以外の定数はモデル 1 に等しいとした。

過剰間隙水圧については、 $V_s = 270 \text{ m/s}$ ((2-3) 式より) として (2-2) 式より τ を求め、(2-4) 式より H の値に応じた σ_{N-1} 、 σ_0 を求める。初期間隙水圧は、ボーリング孔の状況から判断して 0 とするが、土中水によって飽和されているものとする。

計算結果を表 4-2(1)~(3) に示す。崩壊するかどうかの判断は、I 章 6 節に従った。つまり、限界加速度が全く正の値を採らなくなったか、あるいは正負を繰り返しながら、10 周期終了時点で偶々正の値になったが、動の間隙水圧が消散すると、安全率が 1 以下になってしまう場合に、崩壊が発生したものと見なした。

300 gal の場合、崩壊に至るブロックは存在しない。ただ、F 断面の上方ブロックと T-1 断面の下方ブロックには、約 6 cm のクラックが生ずる。また、T-3 断面と、N-1、N-2、N-3 断面の各南向きブロックには、約 1 cm のクラックが生ずる結果となっている。しかし、概ね 300 gal 程度では問題はないと判断される。

入力加速度振幅が 500 gal になると、F 断面の上方ブロックは 10 周期目で破壊される。10 周

期経過後の移動量は 4.6 m, 速度は 2.3 m/s である。したがって, 同断面の下方ブロックはその影響を受けて, 上方ブロックと共に崩壊していく可能性が大きい。

T-1 断面の下方ブロック, T-3 断面, 濁沢地区の各南向きブロックは, 主要動終了後に安全率が 1 以下になって崩壊する。T-1 断面では, 下方ブロックが崩壊することにより, 中, 上のブロックにも影響が及ぶことが十分考えられる。

これらのブロックの破壊は, いずれも 10 周期目に入ってからであり, 主要動の継続時間がもっと短ければ, 崩壊にまでは至らないことになる。

表 4-2 各ブロックの破壊・移動状況

Table 4-2. Situations of breakdown and movement of each block.

(1) 300 gal

地 区	断 面 Section	ブ ロ ッ ク Block	破壊状況* Situation of breakdown	破 壊 時 At the breaking time		10 周 期 経 過 時 After ten periods					
				時刻 Time sec	(周期) (Period)	移動量 Moved distance m	間隙水圧 kg/cm ² Pore pressure		速 度 Velocity m/s	移動量 Moved distance m	
							動 的 Dynamic	過 剰 Excess			
西 倉 沢	E	上 Upper	×	—	—	—	0.12	0.18	0	0	
		下 Lower	×	—	—	—	0.13	0.09	0	0	
	F	上 Upper	△	—	—	—	0.12	0.17	0	0.06	
		下 Lower	×	—	—	—	0.13	0.07	0	0	
	G	上 Upper	×	—	—	—	0.12	0.13	0	0	
		下 Lower	×	—	—	—	0.13	0.07	0	0	
寺 尾 大 沢	T-1	上 Upper	×	—	—	—	0.13	0.06	0	0	
		中 Middle	×	—	—	—	0.13	0.05	0	0	
		下 Lower	△	—	—	—	0.13	0.07	0	0.06	
	T-2	上 Upper	×	—	—	—	0.12	0.13	0	0	
		中 Middle	×	—	—	—	0.12	0.14	0	0	
		下 Lower	×	—	—	—	0.13	0.07	0	0	
	T-3	全 体 Whole	△	—	—	—	0.13	0.10	0	0.01	
	濁 沢	N-1	北向 Facing north	×	—	—	—	0.12	0.18	0	0
			南向 Facing south	△	—	—	—	0.13	0.10	0	0.01
N-2		北向 Facing north	×	—	—	—	0.12	0.14	0	0	
		南向 Facing south	△	—	—	—	0.13	0.10	0	0.01	
N-3		北向 Facing north	×	—	—	—	0.13	0.11	0	0	
		南向 Facing south	△	—	—	—	0.13	0.10	0	0.01	

* 振動開始から 10 周期の間の破壊状況を次の記号で表わす。

- 破壊した (限界加速度が正の値を採らなくなったか, あるいは 10 周期経過時に安全率が 1 以下となった)。
- 限界加速度は正負を繰り返しているが, 10 周期終了時には正の値を採り, 安全率も 1 以上であった。
- △ 限界加速度は常に正であるが, わずかにブロックの移動が見られる。
- × 全く変化がない。

* The situations of breakdown from the start of shock to the tenth period are showed by the following symbols.

- Breakdown (The critical acceleration had not become positive, or the factor of safety became less than 1 after ten periods.)
- The critical acceleration had repeated positive and negative, but it was positive after ten periods and the factor of safety was more than 1.
- △ The critical acceleration was positive at all times, but little movement of block existed.
- × Not change at all.

表 4-2 (つづき)
Table 4-2. (Continued.)

(2) 500 gal

地区	断面 Section	ブロック Block	破壊状況* Situation of breakdown	破 壊 時 At the breaking time		10 周 期 経 過 時 After ten periods				
				時刻 (周期) Time (Period) sec	移動量 Moved distance m	間隙水圧 kg/cm ² Pore pressure		速 度 Velocity m/s	移動量 Moved distance m	
						動的 Dynamic	過 剰 Excess			
西倉沢	E	上 Upper	○	—	—	0.20	0.59	-0.21	1.32	
		下 Lower	○	—	—	0.21	0.30	0	0.95	
	F	上 Upper	●	4.5	(10)	3.32	0.21	0.56	2.28	4.55
		下 Lower	○	—	—	—	0.21	0.23	0	0.76
	G	上 Upper	△	—	—	—	0.21	0.43	0	0.38
		下 Lower	△	—	—	—	0.21	0.23	0	0.02
寺尾大沢	T-1	上 Upper	×	—	—	—	0.21	0.22	0	0
		中 Middle	○	—	—	—	0.21	0.17	0	0.53
		下 Lower	●	5.0	(10)	2.74	0.21	0.23	0.60	2.74
	T-2	上 Upper	△	—	—	—	0.21	0.43	0	0.38
		中 Middle	○	—	—	—	0.21	0.49	-0.24	1.28
		下 Lower	○	—	—	—	0.21	0.23	0	0.76
T-3	全体 Whole	●	5.0	(10)	2.32	0.21	0.35	0.46	2.32	
濁 沢	N-1	北向 Facing north	△	—	—	—	0.20	0.62	0	0.44
		南向 Facing south	●	5.0	(10)	2.32	0.21	0.35	0.46	2.32
	N-2	北向 Facing north	△	—	—	—	0.21	0.48	0	0.07
		南向 Facing south	●	5.0	(10)	2.32	0.21	0.35	0.46	2.32
	N-3	北向 Facing north	×	—	—	—	0.21	0.36	0	0
		南向 Facing south	●	5.0	(10)	2.32	0.21	0.35	0.46	2.32

* 表 4-2 (1) 参照

* Same to those of Table 4-2 (1)

それ以外のブロックは、計算上崩壊はしないが、Eの上下、Fの下、T-1の中、T-2の中下の各ブロックは、最終的な移動量が0.5~1.3 mに及び、非常に不安定化するのには確かである。地震前の降雨などによる初期間隙水圧の存在を考えたとすれば、崩壊するブロックはさらに増えるであろう。

G、T-1の上、T-2の上、濁沢地区の北向きの各ブロックについては、それほど問題にする必要はないと思われる。

加速度振幅が700 galになると、Gの下、T-1の上、N-2の北、N-3の北を除く、他のブロックはすべて崩壊する。さらに、G、T-1断面のように、いずれかのブロックが崩壊すれば、その断面全体が崩壊する危険性が多分にある。また、N-2、N-3断面の各北向きブロックは、崩壊しないとは言っても、移動量が1~2 mにもなるので注意を要する。

最も早い時期に崩壊するのは、F断面の上方ブロックである。約1秒後(3周期目に入っすぐ)に破壊し、主要動終了時には、速度18 m/s(65 km/h)、移動量36 mにも達している。

表4-2の(1)~(3)を見ると、間隙水圧の中で動的水圧の占める割合が、前章の御岳崩れの例と比較して、非常に大きい。御岳崩れでは、主要動終了時の過剰水圧に対する、動的水圧の振幅の比率は0.02~0.03であったが、由比の500 galの場合、その値は0.3~1.2である。また、前章4節の振動実験の規模では、過剰水圧は測定されなかったが、計算上、上記の比率は10⁴のオー

表 4-2 (つづき)

Table 4-2. (Continued.)

(3) 700 gal

地区	断面 Section	ブロック Block	破壊状況* Situation of breakdown	破 壊 時 At the breaking time		10 周 期 経 過 時 After ten periods				
				時刻 (周期) Time (Period) sec	移動量 Moved distance m	間隙水圧 kg/cm ² Pore pressure		速 度 Velocity m/s	移動量 Moved distance m	
						動的 Dynamic	過 剰 Excess			
西 倉 沢	E	上 Upper	●	1.6 (4)	0.87	0.29	1.31	9.3	17.5	
		下 Lower	●	5.0 (10)	10.7	0.29	0.66	5.6	10.7	
	F	上 Upper	●	1.0 (3)	0.74	0.29	1.22	17.7	35.6	
		下 Lower	●	5.0 (10)	7.03	0.30	0.52	3.4	7.0	
	G	上 Upper	●	5.0 (10)	5.01	0.29	0.94	2.2	5.0	
		下 Lower	○	—	—	0.30	0.52	0	1.6	
寺 尾 大 沢	T-1	上 Upper	○	—	—	0.30	0.48	0	0.8	
		中 Middle	●	5.0 (10)	3.69	0.30	0.37	0.7	3.7	
		下 Lower	●	4.5 (10)	23.4	0.30	0.50	15.4	30.8	
	T-2	上 Upper	●	5.0 (10)	5.04	0.29	0.94	2.3	5.0	
		中 Middle	●	2.0 (5)	1.50	0.29	1.08	9.0	17.1	
		下 Lower	●	5.0 (10)	7.03	0.30	0.52	3.4	7.0	
	T-3	全体 Whole	●	2.0 (5)	2.60	0.29	0.76	14.0	27.6	
	濁 沢	N-1	北向 Facing north	●	3.5 (8)	2.14	0.28	1.36	2.7	5.6
			南向 Facing south	●	2.0 (5)	2.60	0.29	0.76	14.0	27.6
N-2		北向 Facing north	○	—	—	0.29	1.05	-0.1	2.0	
		南向 Facing south	●	2.0 (5)	2.60	0.29	0.76	14.0	27.6	
N-3		北向 Facing north	△	—	—	0.29	0.79	0	1.0	
		南向 Facing south	●	2.0 (5)	2.60	0.29	0.76	14.0	27.6	

* 表 4-2 (1) 参照

* Same to those of Table 4-2 (1)

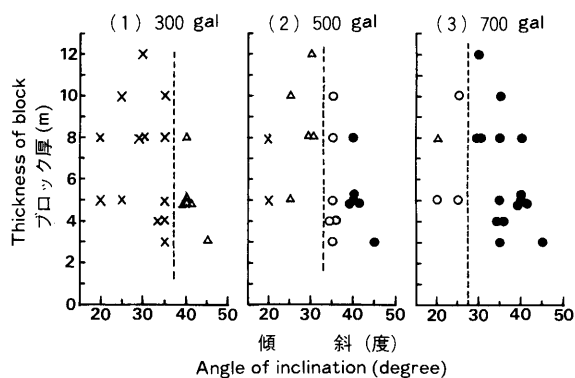


図 4-2 傾斜・ブロック厚と破壊状況の関係

Fig. 4-2. Relationship between inclination, thickness of block and state of breakdown.

ダーであった。動的水圧と過剰水圧の間のこのような大小関係は、対象とする土体の規模に関係しており、規模が大きくなるに従って、動的水圧の占める割合は小さくなっていく。

ところで、表 4-1 と表 4-2 を比較すると、斜面の破壊・移動状況には、斜面の傾斜とすべり面の深さ（移動層の厚さ）が大きく関与していることがわかる。これらの関係を図示したものが、

図 4-2(1)~(3) である。図中の記号の意味は、表 4-2 の脚注の通りである。

同図によると、地震動に対する斜面の応答は、傾斜に強く支配されている。300 gal では×と△の境は 35~40° にあり、500 gal では△と○の境は 30~35° である。また、700 gal になると、○と●の境は 25~30° にある。したがって、500 gal を想定した場合には、35° 以上の傾斜の斜面に、とくに注意を払うべきであると判断できる。

以上の結果は、地震動や土質の特性、初期間隙水圧などによって、多少は異なってくると思われるが、いずれにしても想定せざるを得ない数値を多数含む以上は、上記の方法を発展させることによって、斜面の地震時における挙動を解析し、それを具体的な対策施工へ結びつけていかなければならない。

結 語

本論文では、ブロック・モデルを用いた斜面の崩壊過程のシミュレーションについて考察を加えてきた。

ブロックの滑動という極めて単純化したモデルに地震動を与え、さらに土の強度の変化や間隙水圧の増大を考慮して、ブロックの運動を論ずる方法を示したものである。これにより、地震動の特性や地盤条件の違いによる崩壊過程の違いが説明された。

しかし、場合によっては、ブロック・モデルそのものが実態と掛け離れている恐れがある。このモデルによって、可能な限り実態に近づけようとするれば、ブロックの切り方を細かくする以外にない。この場合には、ブロック間の土圧や衝突なども考慮に入れなければならない。問題は非常に複雑になる上に、現状でも仮定あるいは想定すべき因子が多々あるところに、さらにそのような因子を増やすことになる。しかも、解析結果を実地に検証することはほとんど不可能である。つまり、解析方法をたとえ精密化しても、不確定な因子がその効果を低下させてしまう可能性が多分にある。したがって、解析方法の精密化は今後の課題としても、対策施工を前提とした崩壊予測の方法としては、本論文の方法で一応は十分であると考えられる。

上記のように、この方法は現象をできるだけ単純化した結果得られたものであるが、実用的には問題ない範囲で現象を説明しているものと見なせるので、今後はそれらを対策施工へどのように結びつけていくのかを論議しなければならない。

要 旨

砂防工学の従来を中心課題として、豪雨や凍結融解などの気象現象に起因する災害が、主に採り上げられてきた。しかし、気象と並んで重要な誘因である地震は、頻度こそ少ないが、気象災害をはるかに超える大規模災害を発生させる可能性が大きいだけでなく、気象災害の媒体となる土砂の多くを供給する元凶ともなっている。

本論文では、このような地震による山地災害を採り上げ、その発生機構、崩壊過程について論じ、砂防計画、特に特定の斜面に対する具体的対策の基礎とすることを目的としている。

地震による斜面崩壊の複雑な機構を、ここではブロックと見なした崩壊土塊が、一様な傾斜の斜面上を滑動するという、最も単純化されたモデルに置き換える。時刻 t において、ブロックに作用する限界水平加速度 $A_h(t)$ (斜面の安全率が 1 になるような水平加速度) は、次式で表わされる。

$$A_c(t) = \frac{g(\cos \theta \cdot \tan \phi(t) - \sin \theta) + (L/M) \cdot (c(t) - u(t) \cdot \tan \phi(t))}{\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \phi(t)}$$

ここで、 M : ブロックの質量, L : ブロックの底長, θ : すべり面の傾斜, g : 重力加速度, $c(t)$: 粘着力, $\phi(t)$: 内部摩擦角, $u(t)$: 間隙水圧, である。

時刻 t に $A(t) > A_c(t)$ である水平加速度 $A(t)$ が, 傾斜方向に作用しているとすると, このブロックの運動方程式は次式ようになる。ただし, 斜面下方を x 軸の正の方向とする。

$$x''(t) = (\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \phi(t)) \cdot (A(t) - A_c(t))$$

これより, 線形加速度法を用いて, ブロックのすべり速度, すべり変位量 (移動量) を求める。

$$x'_i = x'_{i-1} + (x''_{i-1} + x''_i) \cdot (t_i - t_{i-1}) / 2$$

$$x_i = x_{i-1} + x'_{i-1}(t_i - t_{i-1}) + (2x''_{i-1} + x''_i) \cdot (t_i - t_{i-1})^2 / 6$$

ただし, ブロックに負の速度が働く時は, 抵抗が非常に大きいものとして, その速度を 0 として扱う。

ところで, 土体のせん断強度は, 振動を受けることにより, また滑動に伴う繰り返しによって, 著しく影響を受ける。このうち, 本論文では滑動に伴うせん断強度の低下を考慮に入れる。すなわち, Coulomb の破壊条件が, 破壊時のみではなく, 破壊後の滑動に対しても適用できるものとして, せん断試験による破壊後のせん断応力の低下を, c と ϕ の変化に帰せしめるのである。

また, 地震動を受けることにより, 土体中の間隙水圧が変化する。その機構は種々考えられ非常に複雑であるが, ここでは振動により発生する動の間隙水圧と過剰間隙水圧を採り上げる。前者については, MAVKO ら (1984) によって求められた理論式を用い, 後者については, ISHIBASHI ら (1977) による実験式を用いて計算を行うことにする。

以上の方法を, 2つの対照的な斜面モデルに適用することにより, 以下のような崩壊特性が導かれた。モデル 1 は軟質な地盤を想定し, 密度 1.8 g/cm^3 , 斜面傾斜 25° , 粘着力は 0.2 kg/cm^2 で一定, 内部摩擦係数 μ は次式に従って減少していくものとする。

$$\mu(e) = 0.381 / (1 + 320e^2) + 0.959$$

e はブロック厚に対するすべり変位量の比である。初期間隙水圧は 5.2 kg/cm^2 とする (初期安全率 1.5)。また, モデル 2 は硬質な地盤を想定し, 密度 2.0 g/cm^3 , 斜面傾斜 60° , 内部摩擦角は 50° で一定, 粘着力 c は次式に従って減少する。

$$c = 20 / (1 + 10^8 \cdot e^2) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

地下水は存在せず, したがって間隙水圧は考慮しない。地震動としては, 特に記述のない限り, 振幅 500 gal, 周期 0.5 秒の正弦波を 7 波入力している。

1) モデル 1 の斜面の初期間隙水圧を変化させて計算した結果, 2.3 kg/cm^2 以下では高々 1 m 程度のクラックが生ずるだけであるが, それを超えると急激に移動量を増し崩壊に至る。

2) モデル 1 の斜面で, 入力加速度振幅を変化させた場合, 365 gal 以下では崩壊せず, また 630 gal を超えると, すべり面における間隙水圧が上載荷重を上回る。

3) モデル 1 への入力地震動の周期を, 加速度振幅と共に変化させると, 加速度が等しい場合は長周期の方が移動量が大きく, また移動量が一定ならば, 短周期の地震動ほど大加速度が必要となることがわかる。

4) モデル 1 の斜面の傾斜を変化させた場合, 13° を超えると崩壊に至る。傾斜の小さい間は, 間隙水圧の上昇をまって初めて破壊されるが, 急になるに従って破壊時刻は早まる。

5) モデル2の斜面で、初期粘着力が深さ50 mまでは 15 kg/cm^2 、それを超えると1 m毎に 0.5 kg/cm^2 増加するものとし、入力地震動を振幅1000 gal、周期0.3秒、7波とすると、すべり面は深さ43~65 mの間に形成され、中でも50 m前後の破壊時刻が最も早い。

6) モデル1と2の両斜面に、周期と加速度振幅が各々、0.3秒、1000 galと0.5秒、500 galの2種類の地震動を作用させた場合、モデル1は500 galでは崩壊するが、1000 galでは1 mのクラックが生ずるだけである。一方、モデル2は500 galでは全く影響を受けないが、1000 galでは崩壊する。つまり、軟質地盤では周期の比較的長い地震動、硬質地盤では短周期大加速度の地震動が、崩壊に関与している傾向が認められる。

具体例として、昭和59年長野県西部地震による御岳中腹の大規模崩壊に、上記の方法を適用した。崩壊ブロックをほぼ中央で上下2つのブロックに分け、初期間隙水圧に差をつけた。下方ブロックで約0.5秒後、上方ブロックで約3秒後に限界加速度は0になり、下方ブロックが伝上川に押し出した時の速度は6~7 m/sと推定された。崩壊発生に大きな影響を及ぼす因子は、内部摩擦角の低下と過剰間隙水圧の上昇で、特に後者の影響が著しい。

また、静岡県由比の地すべり地のいくつかの断面に、上記の方法を適用して、地震による地すべりの予測を行ったところ、地震動に対する斜面の応答は、傾斜に強く支配されており、例えば500 galの場合は、 40° 以上の傾斜の斜面が崩壊に至るという結果が得られた。

引用文献

- 1) 町田 洋：巨大崩壊，岩屑流と河床変動。地形，Vol. 5, No. 3, 1984.
- 2) 東京天文台編：理科年表。丸善，1984.
- 3) 山口伊佐夫：再び山間部に展開する人口移住。河川レビュー，夏季号，新公論社，1985.
- 4) 山口伊佐夫・川辺 洋：地震による山地災害の特性。新砂防，Vol. 35, No. 2, 1982.
- 5) 川辺 洋・山口伊佐夫：地すべりに及ぼす地震動の影響。新砂防，Vol. 36, No. 2, 1983.
- 6) NEWMARK, N. M.: Effects of earthquakes on dams and embankments. Geotechnique, Vol. 15, No. 2, 1965.
- 7) 駒村富士弥：地震による地すべりの発生および移動機構について。科研報告「地震動を考慮した地すべり発生に関する研究」(代表者：山口伊佐夫)，1981.
- 8) 藤野陽三・佐々木有三・伯野元彦：地震動による物体のすべりについて。震研彙報，Vol. 53, 1978.
- 9) 沢田知之・能町純雄・Wai F. CHEN：斜面の安定問題における地震時すべり変位について。土木学会論文集，No. 358, 1985.
- 10) 佐々木有三・藤野陽三・伯野元彦：地形が地震被害に及ぼす影響について。震研彙報，Vol. 53, 1978.
- 11) 小林芳正：斜面崩壊の予測。自然災害特別研究研究成果 No. A-56-3「東海地方における大地震の被害予測に関する研究」(代表者：村松郁栄)，1981.
- 12) JAEGER, J. C.: Elasticity, fracture and flow. (飯田波事訳：弾性・破壊・流動論。共立出版，1972).
- 13) 石原研而：土質力学の基礎。鹿島出版会，1978.
- 14) 小林芳正：盛土と斜面の震害機構。地震，第2輯，Vol. 21, No. 2, 1968.
- 15) HARP, E. L., SARMIENTO, J. & CRANSWICK, E.: Seismic-induced pore-water pressure records from the Mammoth Lakes, California, earthquake sequence of 25 to 27 May 1980. Bull. Seis. Soc. Amer., Vol. 74, No. 4, 1984.
- 16) 林業試験場・東京営林局：地すべり対策調査報告書(静岡県庵原郡由比町東倉沢)，1985.
- 17) MAVKO, G. M. & HARP, E.: Analysis of wave-induced pore pressure changes recorded during the 1980 Mammoth Lakes, California, earthquake sequence. Bull. Seis. Soc. Amer., Vol. 74, No. 4, 1984.
- 18) ISHIHARA, K., SHIMIZU, K. & YAMADA, Y.: Pore water pressures measured in sand deposits during an earthquake. Soils and Foundations, Vol. 21, No. 4, 1981.
- 19) ISHIBASHI, I., SHERIF, M. A. & TSUCHIYA, C.: Pore-pressure rise mechanism and soil liquefaction. Soils and Foundations, Vol. 17, No. 2, 1977.

- 20) 小野寺 透・吉中龍之進・小田匡寛：花こう岩の風化に伴う強度低下. 第10回岩盤力学に関するシンポジウム講演概要, 1976.
- 21) 川島一彦：長野県西部地震による構造物の被害. 「長野県西部地震—メカニズムと災害」報告会資料, 土木学会, 1984.
- 22) 伯野元彦・飯田昌弘・岩下和義・植村大輔：1984年長野県西部地震被害調査報告. 震研彙報, Vol. 60, 1985.
- 23) 梅田康弘・黒磯章夫・伊藤 潔・飯尾能久・佐伯龍男：1984年長野県西部地震による震央付近の大振動. 地震学会講演予稿集, No. 2, 1985.
- 24) 山科健一郎・多田 堯：1984年長野県西部地震の断層モデル—三角点測量データの解析—. 震研彙報, Vol. 60, 1985.
- 25) 山口伊佐夫：長野県西部地震にともなう山地災害の概況解析とその緊急的対応. 治山, Vol. 29, No. 11, 1985.
- 26) 信州大学自然災害研究会：昭和59年長野県西部地震による災害. 信州大学, 1985.
- 27) 宇津徳治：地震学. 共立出版, 1977.

(1986年12月30日受理)

Summary

The usual main prompters of soil and water conservation engineering have been disasters caused by atmospheric phenomena such as heavy rains, freezing and melting, and so forth. But earthquakes, which are important events ranked with atmospheric phenomena, have good possibilities of generating large-scale disasters which far exceed the scale of those caused by atmospheric phenomena. Furthermore, they are leading supplier of most of the earth and sand-making media of disasters caused by atmospheric phenomena.

In this paper, disasters in mountainous districts caused by earthquakes are featured, and their mechanism of occurrence and the process of collapse are discussed. My purpose is to make them the bases for soil-control planning, especially practical counterplans for certain slopes.

Here, the simplest model, a quantity of earth regarded as a block sliding on a slope of uniform inclination, is substituted for the complex mechanism of a landslide. The critical horizontal acceleration $A_c(t)$ (horizontal acceleration making one the factor of safety of a slope) which acts on a block at time t is obtained by the following equation:

$$A_c(t) = \frac{g(\cos \theta \cdot \tan \phi(t) - \sin \theta) + (L/M) \cdot (c(t) - u(t)) \cdot \tan \phi(t)}{\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \phi(t)}$$

where M is the mass of a block, L is the length of the bottom of the block, θ is the inclination of the slip plane, g is the acceleration of gravity, $c(t)$ is the cohesion, $\phi(t)$ is the angle of internal friction, and $u(t)$ is the pore-water pressure.

If a horizontal acceleration, $A(t)$, that is greater than $A_c(t)$, acts on the block in the direction of the inclination of the slope at time t , the equation of motion of this block is as follows, provided that the positive direction of the x -axis is down the slope:

$$x''(t) = (\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \phi(t)) \cdot (A(t) - A_c(t)).$$

Furthermore, the sliding velocity and the distance moved of the block are calculated by the linear acceleration method as

$$x'_i = x'_{i-1} + (x''_{i-1} + x''_i) \cdot (t_i - t_{i-1}) / 2$$

and

$$x_i = x_{i-1} + x'_{i-1}(t_i - t_{i-1}) + (2x''_{i-1} + x''_i) \cdot (t_i - t_{i-1})^2 / 6,$$

respectively, provided that the velocity of the block is regarded as zero on the assumption that the resistance on the slip plane is very large when a negative velocity acts on the block.

Then, the shearing strength of earth is affected remarkably by the vibration and remodeling attendant to a slide. In this paper, a decrease of shearing strength attendant to a slide is under consideration. That is to say, on the assumption that Coulomb's criterion for failure is not applied only to failure but also to sliding after failure, the decrease of shearing stress after failure in shear tests can be expressed by changes of c and ϕ .

Furthermore, pore-water pressure in the earth is changed by earthquake motion. Although a great variety of mechanisms is thought to exist with regard to it, dynamic and excess pore-water pressures which are caused by vibration are discussed in this paper. Regarding the former, the theoretical formula by MAVKO and HARP (1984) applies, and for calculation of the latter the empirical formula by ISHIBASHI and others (1977) applies.

By applying the above-described method to two contrasting slope models, some characteristics of collapse are forthcoming. Model 1 is composed of soft ground. The density is 1.8 g/cm^3 , and the inclination of slope is 25° . The cohesion is definite at 0.2 kg/cm^2 , and it is assumed that the coefficient of internal friction μ decreases according to the following equation:

$$\mu(e) = 0.381 / (1 + 320e^2) + 0.959$$

where e is the ratio of the distance moved to the thickness of the block. The initial pore-water pressure is assumed to be 5.2 kg/cm^2 (the initial factor of safety is 1.5). Model 2 is hard ground. The density, the inclination of slope, and the angle of internal friction are 2.0 g/cm^3 , 60° , and 50° (definite), respectively. Cohesion c decreases according to the following equation:

$$c = 20 / (1 + 10^8 \cdot e^2). \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Ground water is not considered; hence pore-water pressure is not considered. Unless otherwise stated, seven cycles of a sine wave (the amplitude: 500 gal; the period: 0.5 sec) are input as earthquake motion.

1) With a changing to various initial pore-water pressure of the slope of Model 1, only a fissure one-meter wide at most occurs if the pressure is less than 2.3 kg/cm^2 , but when the pressure exceeds this, the block suddenly increases its distance moved, and the slope collapses.

2) With a changing of the amplitude of the input acceleration of the slope of Model 1, the slope does not collapse if the amplitude is less than 365 gal. The pore-water pressure on the slip plane exceeds the weight of the block if the amplitude is greater than 630 gal.

3) To relate a changing of the period of the input earthquake motion of the slope of Model 1 to the amplitude of acceleration, if the amplitude is constant, the longer the period, the greater is the distance moved. If the distance moved is to be constant, the shorter the period, the larger is the amplitude required.

4) In a changing of the inclination of the slope of Model 1, the slope collapses when it is greater than 13° . When the inclination is small, the increase of pore-water pressure greatly affects the breakdown of the slope, and the time of breakdown occurs early with an increase of inclination.

5) Provided that the initial cohesion of the slope of Model 2 is 15 kg/cm^2 to a depth of 50 m and increases 0.5 kg/cm^2 per one meter at depths of more than 50 m, and provided that the amplitude, the period, and the number of cycles of input earthquake motion are 1000 gal, 0.3 sec, and seven, respectively, the slip plane is formed at a depth of 43~65 m,

and the time of breakdown is earliest at a depth of about 50 m.

6) In an inputting of the two types of earthquake motion to the slopes of both Models 1 and 2, (that is, the period and the amplitude of the first type are 0.3 sec and 1000 gal, respectively, and those of the other are 0.5 sec and 500 gal, respectively), although the slope of Model 1 collapses by the latter input, it suffers only a fissure one-meter wide by the former input. On the other hand, although the slope of Model 2 is not affected by the latter, it is collapsed by the former. That is to say, it is recognized that long periods of earthquake motion of soft ground and short periods of earthquake motion of hard ground with large accelerations easily cause landslides.

In a practical instance, the above-described method was applied to a large-scale landslide on the midslope of Mt. Ontake caused by the western Nagano Prefecture earthquake of 1984. The sliding block was divided into upper and lower sub-blocks, and different initial pore-water pressures were given to each. On the lower sub-block, the critical acceleration became zero after about 0.5 sec, whereas on the upper sub-block this occurred after about 3.0 sec. The velocity of the lower sub-block at the time that it had pushed out into the Denjo River was estimated at 6~7 m/sec. The factors which greatly affected the occurrence of the landslide were the decrease in the angle of internal friction and the increase of excess pore-water pressure, especially the latter.

Furthermore, the method also was applied to some profiles in the landslide zone of Yui, Shizuoka Prefecture, and the movements of landslides caused by hypothesized earthquakes were estimated. Consequently, the results obtained showed that the responses of the slopes to earthquake motions were controlled mostly by the slope inclinations: for instance, the angles of inclination of slopes which collapsed were greater than 40° with amplitudes of 500 gal.