

長野県西部地震による松越地区の斜面崩壊

Slope failure at Matsukoshi by the Naganoken-seibu Earthquake

谷口栄一* 久保田哲也**
 柴原 徹郎***

1. まえがき

1984年9月14日に発生した長野県西部地震により長野県王滝村の松越地区において大規模な斜面崩壊が発生した。この崩壊地および隣接する非崩壊地においてボーリング、PS 検層等の土質調査を行い、不攪乱試料を用いた静的三軸試験、繰返し三軸試験、繰返しねじり試験を行った。これらの土質調査結果に基づいて2次元、3次元の地震時斜面安定解析、有限要素法による地震応答解析を行ったのでその結果を以下に報告する。

2. 斜面崩壊の概要

今回の地震により松越地区の大又川右岸斜面に大規模崩壊が発生した。最大崩壊深は35m、崩壊幅は150m、崩壊長は250mであり、崩壊土量は約27万m³であった。口絵写真-16に崩壊後の斜面を示す。崩壊地は溶岩層が狭在する倉越山(標高1100m)の山麓部に位置している。口絵写真-16に見られるように2つの切り立った滑落崖があり、かなり深いすべりが発生している。崩れた土塊は大又川を越え対岸の河床に近い位置にあった生コンプラントを対岸斜面に約35m押し上げた後、大又川に沿って流下した。流下した崩土は崩壊地点から約900m離れた牧尾ダムの貯水池(御岳湖)に達して堆積した。崩壊当時、御岳湖の湛水量は満水時の23.5%で湖底が現れており、そこに土砂が堆積した。この崩土は直径1~2mの流れ山注1)や流木を含んでおり、大部分は火山灰土から成っていた。

また、この崩壊を北側から目撃した上松氏の話によると、ゆれ始めてから約5秒後に窓の外を見た時には隣の建物がゆっくりと下へ動いており、その後、土塊が滑落する過程で速度が増し、下方では泥となって流れていったという。この談話により、崩壊は本震の最中に始まったこと、および崩土はかなりの水を含んで泥流化して流下したことが分かる。

3. 地質の概要

図-1に示す位置においてボーリング、土研式貫入試験

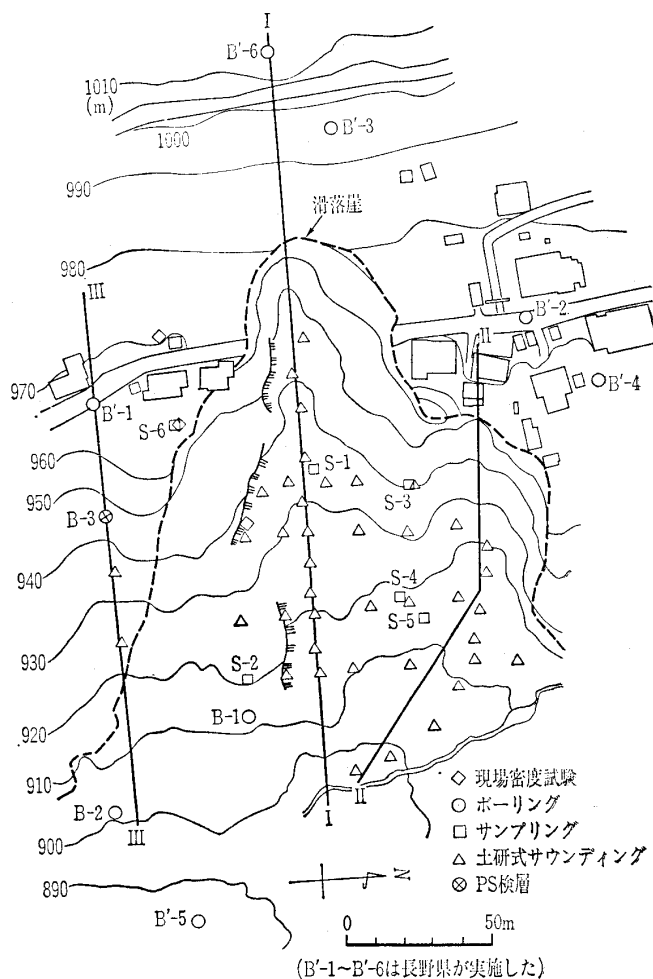


図-1 松越地区の崩壊後の平面図

機によるサウンディングを行った。なおB'-1~B'-6までのボーリングは長野県が実施したものである。

図-2は崩壊地内の断面Iおよび非崩壊地内の断面IIIの地質断面図を表している。断面IIIの下部斜面において地震の前後で若干標高差があるが、これはごく表層の剝離あるいは隣接する崩壊地からの土砂の流入によるものであると推定されるので、断面IIIでは本格的なすべりは発生しなかったと考えることができる。崩壊前の断面は崩壊前の航空写真より1/500の平面図を作成して求めたものであり、地質断面はボーリングおよび露頭観察より推定した。崩壊地

*建設省土木研究所 動土質研究室主任研究員
 **建設省土木研究所 地すべり研究室研究員
 ***建設省土木研究所 振動研究室研究員

注1) 流れ山とは土砂崩壊において地山の土塊が、攪乱されずにそのまま移動したものを指す。

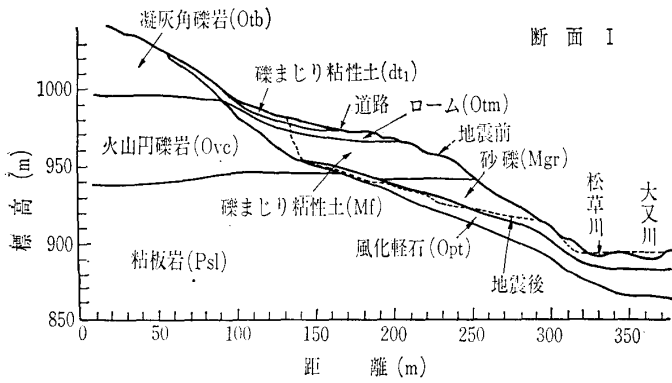


図-2(a) 崩壊地の地質断面図

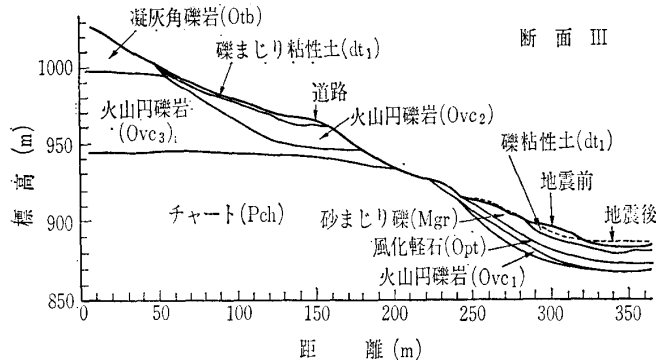


図-2(b) 非崩壊地の地質断面図

の地質を見ると、美濃帯の中生層の粘板岩が基盤になっており、その上に御岳火山の噴出物が堆積している。この噴出物は凝灰角礫岩 (Otb), 火山円礫岩 (Ovc) からなる古期噴出物と風化軽石 (Opt), 砂礫 (Mgr), 礫まじり粘性土 (Mf), ローム (Olm) からなる新期噴出物に分けることができる。古期噴出物が崩壊地内まで連続していないので、新期噴出物が堆積する前に古期噴出物が侵食されたものと思われる。このように基盤をなす中生層の表面には2つの小さな侵食谷が存在しており、その上に堆積した火山噴出物は非常に不安定であったと考えられる。またこの地区は、南側断面Ⅲに旧崩落地形がみられることにより、過去においても今回と同様な崩落履歴を持っていたと推定される上に、この松越地区の段丘面では水が伏流し、上述の埋積谷部分に地下水が集中しやすい構造を持っていた。

以上のことから、風化軽石 (Opt) 層が、この崩壊のすべり面となったと考えられる。

表-1 採取試料の土質特性

土質名	試料採取地点	日本統一土質分類	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	含水比 w_p (%)	間隙比 e	塑性指数 I_p	土粒子の比重 G_s	粘着力 c_{cu} (kgf/cm ²)	内部摩擦角 ϕ_{cu} (度)
風化軽石 (Opt)	S-1	火山灰質砂 (SV)	1.64	53.8	1.59	18	2.76	0.288	24.3
	S-2	火山灰質砂 (SV)	1.38	86.9	2.54	—	2.60	0.453	18.3
	S-3	火山灰質砂 (SV)	1.49	85.5	2.35	32	2.68	0.602	20.4
	S-4	火山灰質粘性土 (VH ₂)	1.41	103.4	2.73	39	2.59	0.551	19.6
	S-5	粘質土 (CL)	1.58	32.2	1.17	11	2.58	0.758	11.3
礫まじり粘性土 (Mf)	S-6	火山灰質粘性土 (VH ₂)	1.37	77.6	2.42	46	2.64	—	—

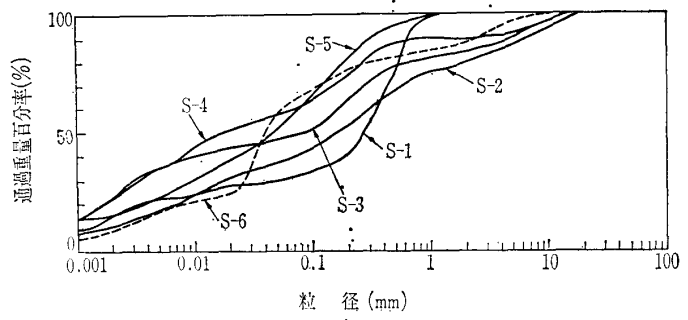


図-3 採取試料の粒度分布

4. 土質調査

図-1 に示す S-1 ~ S-6 の 6 箇所においてブロックサンプリングを行い、すべり面になったと推定される風化軽石 (Opt) 層および礫まじり粘性土 (Mf) 層の不攪乱試料を採取した。これらの試料を用いて静的三軸試験 (CU), 繰返し三軸試験, 繰返しねじり試験を行った。表-1 に採取試料の土質特性を、図-3 に粒度分布を示す。図-3 に見られるように、この風化軽石は粘土から礫まで幅広く含んでおり、均等係数は 180 以上である。静的三軸試験 (拘束圧 $\sigma_c = 0.5, 1, 2 \text{ kgf/cm}^2$) の結果が表-1 に示されており、内部摩擦角 ϕ_{cu} がかなり小さいことが分かる。

繰返し三軸試験は初期せん断応力が作用している状態で非排水条件で行った。初期せん断応力を求めるために後述の方法を用いて 2 次元の静的斜面安定解析を行った。この安定解析では崩壊後の地表面をすべり面と仮定し、地下水位はすべり面上にあったと仮定している。また崩壊前の断面は概略の形状を用いているので後述の計算結果と若干異なっている。ここでは斜面安定解析から求められる安全率の逆数が初期せん断応力比に等しいと考える。

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)_s \div \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)_f = \frac{\tau_m}{\tau_r} = \frac{1}{F_s} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、

$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)_s$: 三軸試験における初期せん断応力

$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)_f$: 三軸試験における破壊時のせん断応力

τ_r : すべり面における平均抵抗せん断応力

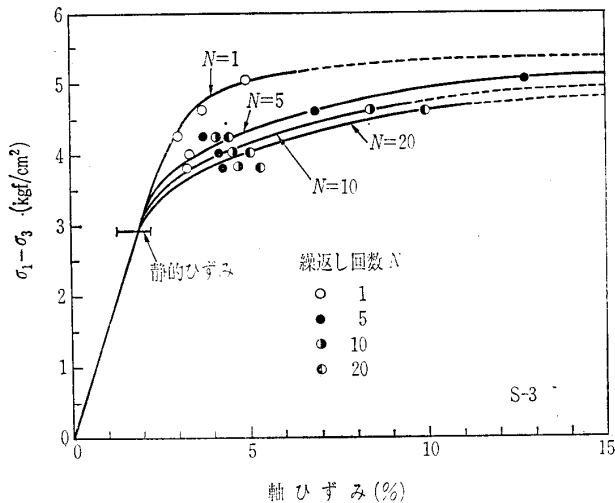


図-4 風化軽石 (Opt) を用いた繰返し三軸試験結果

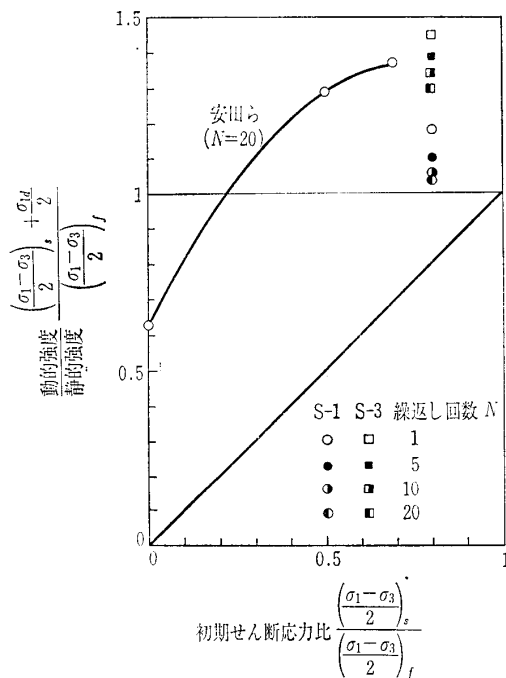


図-5 (動的強度)/(静的強度) に対する初期せん断応力の影響

τ_m : すべり面に発生する平均せん断応力

F_s : すべりの安全率

計算の結果、断面 I のすべりの安全率が1.26、断面 II のすべりの安全率が1.38 となり、その逆数はそれぞれ 0.794、0.725 となる。それで、ここでは式(1)の初期せん断応力比として 0.8 を作用させて試料 S-1、S-3 を用いて繰返し三軸試験を行うことにした。

図-4、図-5 に繰返し三軸試験の結果を示す。図-5 の縦軸は (動的強度)/(静的強度) を表しており、初期せん断応力が静的非排水強度の 0.8 である場合には動的強度は静的強度より大きくなっている。例えば繰返し回数が10 回の場合に、試料 S-1 では動的強度は静的強度の1.06倍、試料 S-3 では1.34倍となり、平均で 1.2 倍となる。なお、図-5 に示されている繰返し軸応力 σ_{1a} としては図-4 に示すように軸ひずみが15%あるいは応力がピークとなる点

をとっている。静的な応力～ひずみ曲線がピークに達するときの軸ひずみは試料 S-1 では 5%、試料 S-3 では 7% である。それで、この軸ひずみに対応する軸応力 σ_{1a} をとると、繰返し回数が 10 回のときに試料 S-1 では動的強度は静的強度の 1.01 倍、試料 S-3 では 1.21 倍となり、平均で 1.11 倍となる。なお、ここで用いている静的強度は非排水強度であり、繰返し三軸試験で用いている初期せん断応力は排水状態で作用させて、繰返し荷重は非排水状態で作用させているので、図-5 の横軸の値が 1 のときに縦軸の値は 1 にはならない。また、図-5 には松越の同一の崩壊地より採取した試料を用いた安田ら¹⁾ の試験結果 (繰返し回数=20回) も示されている。

次に風化軽石層 (Opt) より採取した試料 S-1 および礫まじり粘性土層 (Mf) より採取した試料 S-6 を用いて繰返しねじり試験を行い、せん断弾性係数 G 、減衰定数 h とひずみの関係を求めた。

風化軽石層より上層の土の密度を求めるために図-1 に示す位置において現場密度試験を行った。大きい礫が入っているためにマトリックス²⁾の密度を実測により求め、礫混入率を目視より決めて表-2 に示すように密度を決めた。

図-1 に示すボーリング No. B-3 の位置において PS 検層を行った。この位置では深度 8 m までが火山円礫岩でその S 波速度は 500~710 m/sec、8 m 以深がチャート層でその S 波速度は 1 250 m/sec であった。

5. 斜面安定解析

5.1 2次元斜面安定解析

図-1 に示す断面 I、II、III について 2 次元の斜面安定解析を行った。断面 II は折線になっているが、計算上は一直線上にあるものと仮定した。崩壊が発生した断面 I、II については崩壊後の断面をすべり面と仮定してすべりの安全率を計算し、未崩壊地の断面 III については円弧すべり面を仮定して最小安全率を計算した。計算式を以下に示す。

〔断面 I、II に対して〕

$$F_s = \frac{\sum [cl + \{(1 - kv) \cdot W \cdot \cos \alpha - k_H \cdot W \cdot \sin \alpha\} \tan \phi]}{\sum [(1 - kv) \cdot W \cdot \sin \alpha + k_H \cdot W \cdot \cos \alpha]} \quad \dots \dots \dots (2)$$

表-2 上載土の密度

土質名	マトリックス密度 (t/m ³)	礫混入率 (%)	密度 ρ_t (t/m ³)
砂 礫 (Mgr)	1.30	50	1.93
ロ ム (Olm)	1.10	20	1.39
礫まじり粘性土 (Mf)	1.42	40	1.87
礫まじり粘性土 (dt)	0.99	50	1.77

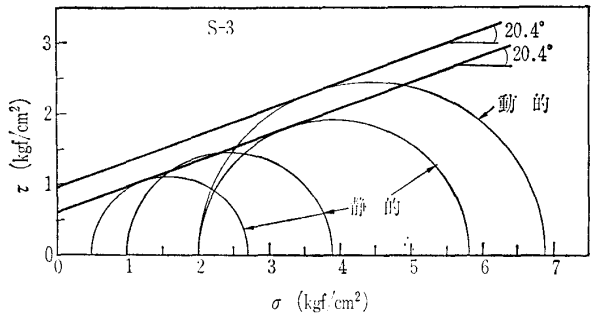
注 2) マトリックスとは礫と礫の間を埋めている土のことを指す。

〔断面Ⅲに対して〕

$$F_s = \frac{\sum R \cdot [cl + \{(W - k_v \cdot W - ub) \cdot \cos \alpha - k_H \cdot W \cdot \sin \alpha\} \tan \phi]}{\sum [R \cdot (1 - k_v) \cdot W \cdot \sin \alpha + k_H \cdot W \cdot h]} \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 c ：粘着力 ϕ ：内部摩擦角
 l ：すべり面の長さ W ：各スライスの重量
 k_H ：水平震度 k_v ：鉛直震度
 R ：すべり面の半径 b ：スライスの幅
 α ：すべり面の中心とすべり面を円弧とする円の中心とを結ぶ直線が鉛直線となす角
 h ：すべり面を円弧とする円の中心と各スライスの重心との鉛直距離
 u ：間隙水圧（地下水位による静水圧のみ）

断面Ⅰ、Ⅱにおいては地下水面がすべり面上にあると仮定しているので式(2)では間隙水圧を考慮していない。断面Ⅲにおいてはボーリングの結果より地下水面が判明しているので、式(3)の u として地下水位による静水圧のみを考慮し、せん断中に発生する間隙水圧は考慮していない。なお式(2)では地震力をすべり面に作用させ、式(3)では地震力をスライスの重心に作用させている。この違いが結果に与える影響を見るために断面Ⅲの同一のすべり円に対して式(2)、(3)を適用した結果、安全率にあまり大きな差は見られなかった。断面Ⅰ、Ⅱ、Ⅲのいずれの場合にも c 、 ϕ としては c_{cu} 、 ϕ_{cu} を用いて全応力解析を行っている。断面Ⅰ、Ⅱの安定解析では今回の調査で求めた風化軽石層の土質定数 c 、 ϕ および許 τ ²⁾のデータを用いた。前節で述べたように繰返し三軸試験の結果を用いると、風化軽石層の動的強度は静的強度の約1.2倍になる。このことを表現するために、図一6に示すように動的な内部摩擦角 ϕ は静的な内部摩擦角と変わらないと仮定すると、動的な粘着力 c は静的な粘着力より大きくなる。図一6にはS-3の試料のデータが示されているが、S-1についても同様のデータが得ら



図一6 静的三軸試験および繰返し三軸試験より求めたモールの応力円

表一3 安定解析に用いた土質定数(断面Ⅲ)

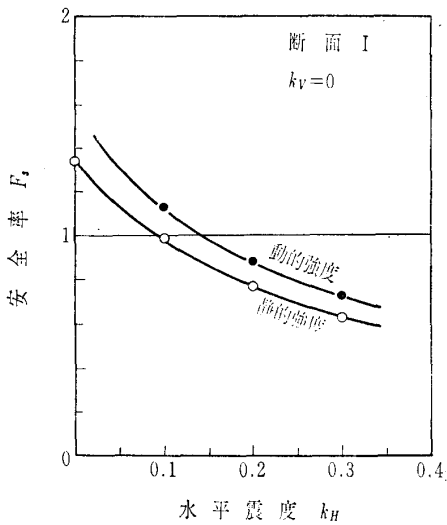
土質名	単位体積重量 γ_t (tf/m ³)	粘着力 c (tf/m ²)		内部摩擦角 ϕ (度)
		静的	動的	
礫まじり粘性土(dt ₁)	1.77	2.0	3.3	35
チャート (Pch)	2.70	15.0	15.0	45
砂 礫 (Mgr)	1.93	2.0	3.3	35
風化軽石 (Opt)	1.38	4.53	7.47	18.3
火山円礫岩 (Ovc ₁)	1.61	4.53	7.47	18
火山円礫岩 (Ovc ₂)	1.61	4.53	7.47	18
火山円礫岩 (Ovc ₃)	2.60	10.0	10.0	45

表一4 安全率=1となる水平震度($k_v=0$)

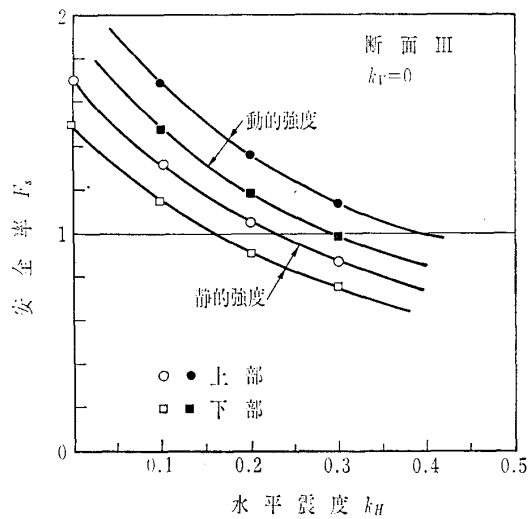
断面	安全率 $F_s=1$ となるときの水平震度 k_H		
	静的強度を用いた場合	動的強度を用いた場合	
崩壊	Ⅰ	0.095	0.15
	Ⅱ	0.10	0.18
非崩壊	Ⅲ 上部	0.23	0.40
	Ⅲ 下部	0.16	0.29

れており、両者を平均すると、動的な粘着力は静的な粘着力の約1.65倍になるので c を1.65倍した場合についても安定解析を行った。断面Ⅲについては表一3に示すような土質定数を用いた。

図一7に安定解析の結果を示す。図一7は鉛直震度 $k_v=0$ の場合である。図一7において静的強度の1.2倍の動的

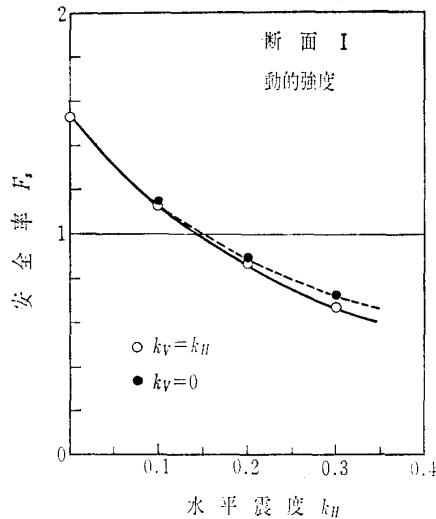


(a)



(b)

図一7 すべりの安全率と水平震度(断面Ⅰ)(断面Ⅲ)



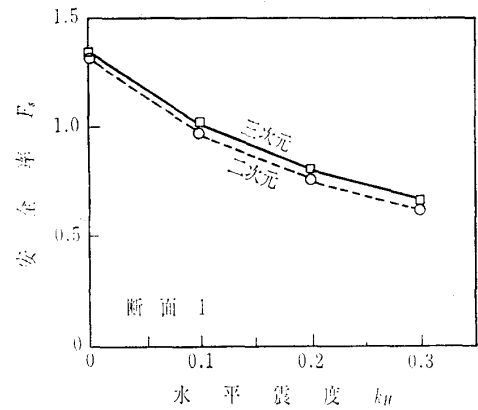
図一八 すべりの安全率に対する鉛直震度の影響

強度（具体的には c を1.65倍した）を用いるとすべりの安全率が若干増大している。なお、断面Ⅲではチャート層が露頭している部分より上部と下部に分けて計算している。表一四はすべりの安全率 $F_s=1$ となるとききの水平震度を図一七より読み取った値を示している。表一四によると動的強度を用いた場合、すべりの安全率が1となるとききの水平震度は崩壊した断面Ⅰ、Ⅱでは0.15, 0.18, 崩壊しなかった断面Ⅲでは0.29~0.4となる。もしも実際に作用した震度が0.18と0.29の間であれば、断面Ⅰ、Ⅱが崩壊し、断面Ⅲが崩壊しなかったことがこの計算より説明できる。

今回の地震は直下型地震であり鉛直方向の震動を強く感じた人が多かった。それで鉛直震度 k_v を水平震度 k_H と同じだけ作用させた場合のすべりの安全率の計算結果が図一八に示されている。図一八によると鉛直震度を作用させてもすべりの安全率はほとんど変化していない。図一八は断面Ⅰの結果であるが、断面Ⅱ、Ⅲについてもほぼ同様の結果を得た。

5.2 3次元斜面安定解析

松越地区の崩壊斜面は、その横断形が複雑な谷地形を呈



図一九 2次元と3次元の斜面安定解析によるすべりの安全率

しているの、2次元安定解析と比較する意味で、3次元安定解析を行った。解析に使用したプログラムは“HOVL-AND”²⁾であるが、これは土塊を多くの三角柱に切断し、それぞれの底面に作用する滑動力と抵抗力を計算し、それらの合力を求めて安全率を算出する簡便法によるものである。計算に用いた土質定数は2次元の解析に用いたものと同じである。計算は断面Ⅰについて行った。

図一九に計算結果を示すが、2次元解析と大きな相違はなく、水平震度 $k_H=0.1$ 以上で安全率1.0以下となることが分かる。断面Ⅰでは、3次元解析の結果が2次元解析のものより少し安全率 F_s が高目となっている。

また、2次元解析と3次元解析の結果があまり異ならないのは、斜面中部~下部の横断形が比較的平坦でかつ隆起もない2次元的な形状であることによるのが大きな原因と思われるが、計算法が簡便法であり要素柱間の内部応力を無視していることも相違を小さくする方向に働くであろう。

6. 地震応答解析

断面Ⅰ、Ⅲについて地震応答解析を行った。解析には2次元の有限要素解析プログラム“FLUSH”を用いた。“FLUSH”では入力地震動について水平方向、鉛直方向の同時入力ができないため、境界条件を変え個別に計算を行い結

表一五 地震応答解析に用いた土質定数

土質名	土質記号	単位体積重量 $\gamma_t(\text{tf/m}^3)$	S波速度 $V_s(\text{m/sec})$	せん断ひずみ 10^{-6} におけるせん断弾性係数 $G_0(\text{kgf/cm}^2)$	減衰定数の初期値 $h_0(\%)$	ポアソン比 ν	G, h のひずみ依存性
礫まじり粘性土	dt ₁	1.77	140	350	5	0.49	あり B
火山灰(ローム)	Olm	1.39	160	360	5	0.49	あり B
礫まじり粘性土	Mf	1.87	230	1010	5	0.49	あり A
砂礫(軽石凝灰岩含む)	Mgr	1.93	280	1540	5	0.49	あり A
風化軽石	Opt	1.48	210	600	5	0.49	あり B
火山円礫岩	Ovc ₁	1.61	240	950	5	0.49	あり B
火山円礫岩	Ovc ₂	1.61	190	590	5	0.49	あり B
火山円礫岩	Ovc ₃	2.6	620	10000	5	0.3	なし
凝灰角礫岩	Otb	2.6	600	9500	5	0.3	なし
粘板岩	Ps1	2.7	1250	43000	2	0.3	なし
チャート	Pch	2.7	1250	43000	2	0.3	なし

注) A 風化軽石(Opt)の G, h とひずみの関係を用いた
 B 礫まじり粘性土(Mf)の G, h とひずみの関係を用いた

果の合成を行った。断面Ⅰの有限要素モデルは節点数 294, 要素数 289 とし断面Ⅲについては節点数 224, 要素数 217 とした。地震動の入射基盤は断面Ⅰ, Ⅲとも標高 850m とし, 断面の左側(標高の高い方)には伝達境界を適用し右側にはローラーヒンジを用いた。要素分割は表層地盤部分を密に分割し断面Ⅰでは特にすべり線近傍で分割を密にした。

表一 5 に地震応答解析に用いた土質定数を示す。S波速度 V_s は粘板岩 (Psl), チャート (Pch) については PS 検層の結果より求め, その他については標準貫入試験の N 値より式(4)を用いて求めた。ただし, 礫まじり粘性土 (Mf), 火山円礫岩 (Ovc₂), 凝灰角礫岩 (Otb) については N 値が得られていないので推定値を用いた。

$$V_s(\text{m/sec}) = 80 \cdot N^{1/3} \dots\dots\dots(4)$$

せん断ひずみ 10^{-6} におけるせん断弾性係数 G_0 は, 風化軽石 (Opt) については繰返しねじり試験の結果を用いているが, その他については単位体積重量 γ_t および S 波速度 V_s より式(5)を用いて求めた。

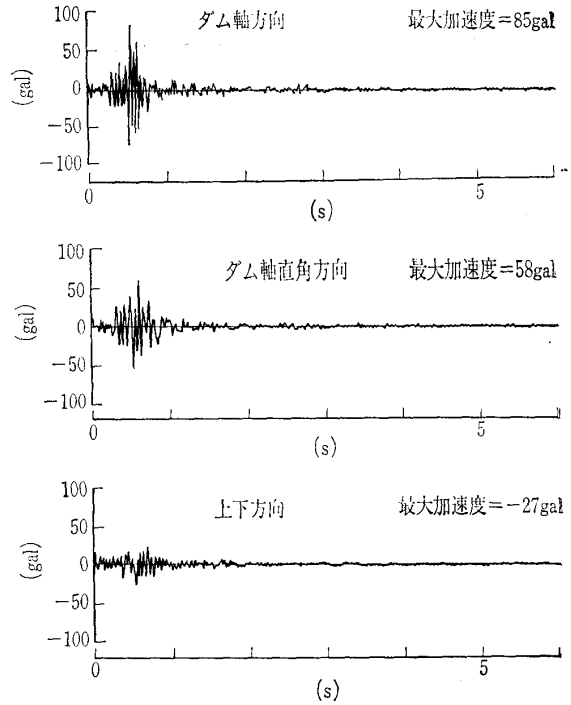
$$G_0 = \frac{\gamma_t}{g} \times V_s^2 \dots\dots\dots(5)$$

ここに g : 重力加速度

繰返し計算における減衰定数の初期値 h_0 およびポアソン比 ν は推定値を用いた。なお風化軽石 (Opt) および礫まじり粘性土 (Mf) のせん断弾性係数 G , 減衰定数 h とせん断ひずみの関係が繰返しねじり試験より求められており, 表一 5 に示すようにこのひずみ依存性をほかの土質についても準用した。

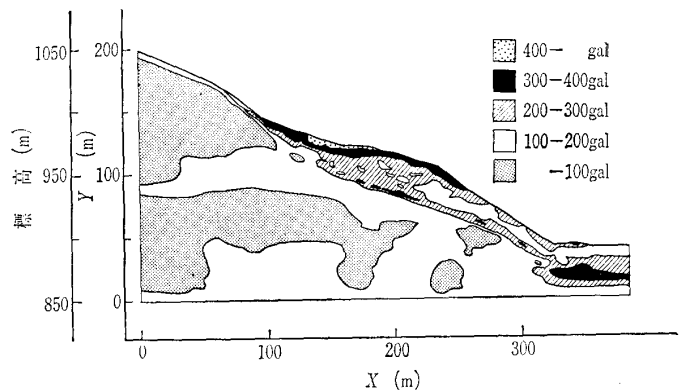
本震の震央は松越地区斜面崩壊地点の北方約 1.5 km に位置し, 推定断層面は東北東から西南西の走向を示している。水資源開発公団の牧尾ダムには電磁式強震計が設置されていたが, 300 gal を上限とするよう感度が設定されていたためスケールオーバーし記録は得られなかった。科学技術庁が本震の地震動について実施した調査⁴⁾によれば, 松越地区での地震動強度は震度 VI に近いものであり, 短周期成分を多く含み, 上下動成分がかなり大きく, 継続時間の短い衝撃型の地震動であったと報告されている。今回の解析に用いた入力地震動は, 本震後土木研究所フィルダム研究室が牧尾ダム岩盤に設置した強震計により得られた図一 10 に示す余震記録である。この余震記録のうち水平方向として最大加速度の大きいダム軸方向の記録を用い, 最大水平加速度 100 gal, 最大鉛直加速度 50 gal に振幅を調整して入力地震動とした。この値は崩壊地上部の道路付近における最大水平加速度が墓石の転倒率より推定される最大水平加速度 440 gal⁴⁾程度となるように試行錯誤により求めたものである。

図一 11 は断面Ⅰに対して計算した各節点の水平応答加速度の最大値の分布を示している。この図より表層地盤において応答加速度が大きく増幅し, 崩壊土塊の中では 200 gal



地震諸元: 発生年月日 1984年10月9日09時18分(日本標準時)
震源 北緯 35°51' 東経 137°37' 深さ 2km
規模 4.1(気象庁マグニチュード)

図一 10 牧尾ダムで観測された余震記録



図一 11 応答加速度の最大値分布(断面Ⅰ, 水平方向)

以上の最大値を示している。特にすべり面となったと考えられる風化軽石 (Opt) 層内では 300 gal 以上の応答加速度となっている。これは上下の堅い層にはさまれた軽石層で振動が増幅されたため, このように大きな加速度が斜面崩壊の誘因となったと考えられる。

表一 6 は, すべり面より上の崩壊土塊中における応答加速度の最大値の平均値を示している。なお断面Ⅲについては斜面安定解析において最小の安全率を与える円弧すべり面をとっている。表一 6 によると断面ⅠとⅢでほぼ同程度の加速度が発生している。最大加速度 A を等価震度 k_e に変換する式として次の 2 つの式が提案されている^{5), 6)}。

$$k_e = 0.65 \cdot \frac{A}{g} \dots\dots\dots(6)$$

$$k_e = \frac{1}{3} \left(\frac{A}{g} \right)^{1/3} \dots\dots\dots(7)$$

表一6 崩壊土塊中の応答加速度の最大値の平均値および等価震度

断面	方向	加速度の最大値の平均値 A_{ave} (gal)	等 価 震 度		
			$0.65 \times \frac{A_{ave}}{g}$	$\frac{1}{3} \left(\frac{A_{ave}}{g} \right)^{\frac{1}{3}}$	
I	水平	280.3	0.186	0.220	
	鉛直	187.0	—	—	
III	上部	水平	304.4	0.202	0.226
		鉛直	156.5	—	—
	下部	水平	313.7	0.208	0.228
		鉛直	233.8	—	—

g : 重力加速度 (980 gal)

式(6), (7)を用いて計算した等価震度が表一6に示されている。水平方向の等価震度を見ると断面Iの場合には0.19~0.22となっており、この震度を図一7(a)に適用して動的強度を用いてすべりの安全率を求めると $F_s=0.90\sim0.84$ となる。また断面IIIでは水平方向の等価震度は上部で0.20~0.23, 下部で0.21~0.23となり、この震度を図一7(b)に適用して動的強度を用いてすべりの安全率を求めると、上部で $F_s=1.37\sim1.29$, 下部で $F_s=1.16\sim1.11$ となる。すなわち崩壊が発生した断面Iではすべりの安定率が1以下になり、崩壊が発生しなかった断面IIIではすべりの安全率が1以上となっており、ここで用いた解析は妥当な結果を与えている。

7. ま と め

今回実施した調査・解析により得られた結論をまとめると以下ようになる。

- 1) 松越地区の崩壊斜面においては中生層の上に堆積した風化軽石層がすべり面になった。また崩壊地は基盤となる中生層が埋積谷地形をなしており、中生層の上にある風化軽石層に水が集まりやすい地形になっていたことが崩壊の一つの原因となった。
- 2) 風化軽石層より採取した不攪乱試料を用いて、初期せん断応力を作用させた状態で繰返し三軸試験を行った結果、風化軽石の動的強度は静的強度より約20%高くなった。

3) 崩壊地およびそれに隣接する非崩壊地の断面に対して地震応答解析および斜面安定解析を行った結果、崩壊地の断面におけるすべりの安全率が0.84~0.9, 非崩壊地の断面におけるすべりの安全率が1.11~1.37となった。したがってここで用いた解析方法は妥当なものであると考えられる。なお、非崩壊地の断面の地形・地質より判断すると、以前に崩壊が発生して斜面が安定しているものと思われる。

4) 有限要素法による地震応答解析の結果、すべり面より上の土塊に発生する水平加速度の最大値の平均値は崩壊地の断面では280 gal, 非崩壊地の断面では300~310 gal, 等価震度は崩壊地の断面では0.19~0.22, 非崩壊地の断面では0.2~0.23となり、両者の値に大きな差は見られなかった。したがって入力地震動の大きさの差によって崩壊・非崩壊の差が発生したのではなく、崩壊地にはせん断強度の低い風化軽石層があり、堆積物がすべりやすい形に堆積していたためにすべりが発生したと考えられる。

謝 辞

本調査の実施に当たり多大の御協力を頂いた建設省土木研究所の佐々木康, 古賀泰之, 中村浩之, 吉松弘行, 安田成夫, 森下 義, 高橋和之の各氏, 長野県木曾建設事務所の各位, 基礎地盤コンサルタントの安田 進, 間鍋正哉の各氏に対し深く感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 安田 進・石原研而・山田真一・池端 譲：王滝村における軽石層の動的強度特性, 第20回土質工学研究発表会, 1985.
- 2) 許 海龍・中角 功・石原研而・吉田喜忠・吉田 望：長野県西部地震による斜面崩壊の考察, 第20回土質工学研究発表会, 1985.
- 3) H.J. Hovland: Three-Dimensional Slope Stability Analysis Method, Proc. ASCE, GT9, pp. 971~986, 1977.
- 4) 地震予知総合研究振興会：長野県西部地震における震度分布調査, 1985.
- 5) 松尾 稔・板橋一雄・佐々木康：実際事例の逆解析による土木構造物の耐震性に関する研究, 土木学会論文報告集, 第343号, pp. 25~33, 1984.
- 6) 土田 肇他：港湾・海岸施設耐震性調査手法について, 港湾技術研究所資料, No. 336, pp. 34~36, 1980.
(原稿受理 1985.7.22)