

1. はじめに

昭和59年9月14日に発生した長野県西部地震により、御岳山南東尾根上の標高2550m付近より、1900m付近まで長さ約1300m、幅約400m、崩壊土量約3000万 m^3 の大規模な崩壊が発生した。この地震による御岳山大規模崩壊の発生機構を解明するため、崩壊地の主断面についての二次元有限要素モデルを作成し(図-1、2)、これを用いて地震応答解析を行なうとともに各要素の安全率等について検討を加えたので、その結果を報告する。なお数値計算には林業試験場 FACOM M-140型電算機を使用した。

2. 崩壊斜面のモデル化

今回の地震によって崩壊した所は、図-1に示す実線で囲まれた部分である。崩壊地の東半分には黄色～白色の千本松軽石層と呼ばれる降下軽石層が露出しており、これがすべり面になったと推定される。この軽石層の下には角礫を含んだ集塊岩層があり、それより下部には安山岩質や流紋岩質の岩盤があると推定される。軽石層上部は崩壊地の滑落崖の観察により、溶結した火砕岩とスコリア等の互層構造になっていると推定される。これらの結果から崩壊地の主断面をモデル化し、三角形及び四角形アイソパラメトリック平面歪要素からなる、374節点348要素の線形弾性体モデルを作成した(図-2)。山体を構成する材料定数を表-1に示す。材料番号①②③④⑤⑥⑦は流紋岩や安山岩を中心とした硬岩類、⑤はスコリア、⑥は千本松軽石層に相当する。①②③⑤⑥⑦の弾性係数、ポワソン比、内部摩擦角は文献等を参考とし、④については不攪乱三軸試験結果⁽¹⁾を参考とした。弾性係数は一般に材料の異方性や不連続線等の影響により、岩石の値と比較して岩盤の値はかなり低くなっている。岩盤としての粘着力を求めることは、原位置試験を行なっても非常に困難である。したがって材料番号④の粘着力は文献⁽¹⁾を参照し、他は安全率が1.0になるように粘着力の値を逆算によって求めた。各々対応する材料分布を図-2に示す。

3. 解析手法

気象庁気象研究所で断層モデルから作成された、御岳山山頂における地震加速度波形を図-3に示す。この地

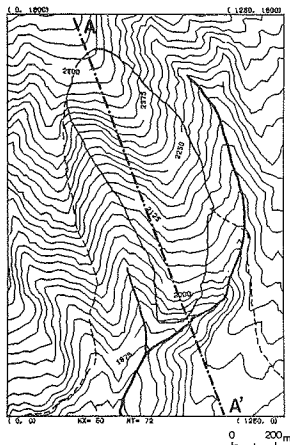


図-1 崩壊地の主測線

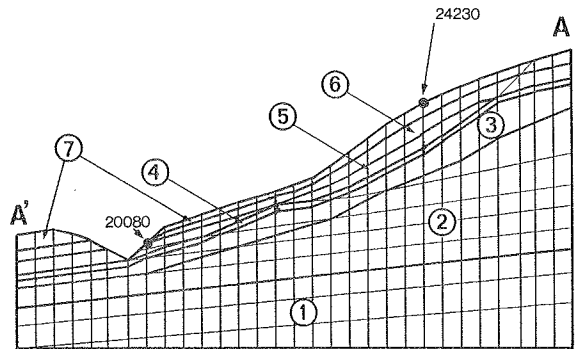


図-2 解析モデルと材料分布

震波形は長周期の成分によりモデル化した波形に、短周期のランダムノイズを発生したものを加え、実際の地震動に近い形にしたものである。この地震加速度のデータを水平と鉛直方向にそれぞれスケールファクター 1.0 でモデルに入力し、時間ステップ 0.5秒間隔で50ステップ計25秒間にわたり解析を行った。拘束条件は底面がX、Z方向、側面がY方向に拘束した。動的解析方法は、モード法過渡応答解析を用いた。モード解析で何次までのモードを含めるかは、厳密には動的平衡方程式の近似解を求めることになるため、十分なモード数を用いなければならない。しかし実際の解析には高次振動数に対するモード形の応答を求めてもほとんど意味がない。したがって今回の解析では1次から7次までの固有値を求めることとした。固有値の抽出にはサブスペース法を使用し、出発反復ベクトルの構成方法はジェニングス法を用い、一般化ヤコビ法のスウィープ最大反復回数は60回とした。固有値抽出の結果を値を表-2に示す。モード法による解析では、地質を含んだ振動問題ではそれぞれの減衰を表現できない欠点がある。したがって本解析では7種類の異なる材料分布をもつが、モデル全体の減衰定数を0.04として計算した。

表-1 計算に使用した材料定数

材料番号	弾性係数 (E) kg/m ²	ポアソン比 (ν)	比重 (γ)	粘着力 (C)kg/m ²	内部摩擦角 (φ)°
①	8.00・10 ⁸	0.18	2.49	3.5・10 ³	38
②	8.75・10 ⁸	0.19	2.62	3.0・10 ³	35
③	4.24・10 ⁸	0.17	2.11	7.0・10 ²	30
④	3.70・10 ⁸	0.23	2.35	1.5・10 ²	15
⑤	6.70・10 ⁸	0.21	2.26	4.0・10 ²	25
⑥	8.12・10 ⁸	0.17	2.46	2.5・10 ³	35
⑦	7.68・10 ⁸	0.16	2.58	2.0・10 ²	30

表-2 固有値解析の結果

モード番号	固有値 (λ)	角振動数 (ω)	振動数 (f)	一般化剛性率
1	3.84	1.96	0.31	3.84
2	4.08	2.02	0.32	4.06
3	4.70	2.17	0.34	4.69
4	7.46	2.76	0.44	7.64
5	8.73	2.96	0.47	8.73
6	9.40	3.07	0.49	9.40
7	11.65	3.41	0.54	11.65

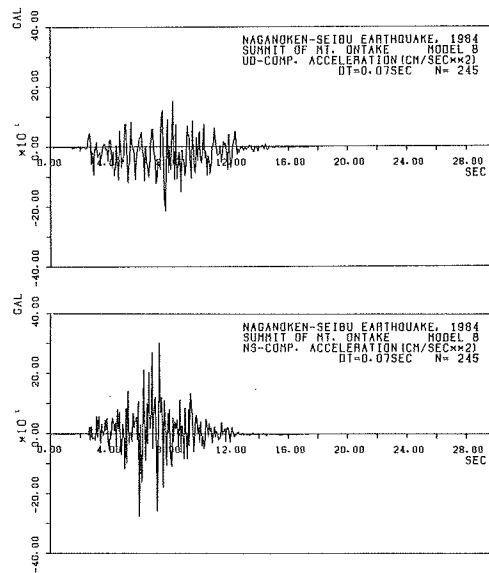


図-3 計算に使用した地震波形

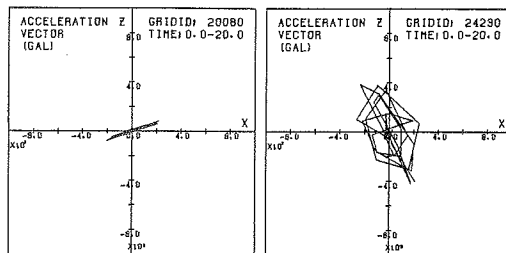


図-4 各節点における加速度の変化

4. 結果と考察

4.1 加速度の変化

図-4に今回崩壊した末端部分に相当する節点と、上部域の地表面上に位置する節点の加速度の時刻歴の変化を示す。伝上川に通じる崩壊地下部域の節点番号 20080では第一象元から第三象元にかけての振幅がみられ、加速度の絶対値はさほど大きくないものの、伝上川に通じる自由空間に突出する形で加速度の方向が卓越している。同様に変位についても時刻歴の変化を追ってみたが、いずれも加速度と同じような傾向を示した。この加速度の方向が斜面上部域になるにつれて加速度の絶対値が大きくなるとともに、その方向が斜面傾斜方向と直行する形で振幅も直線から楕円形に変化してくる。このように斜面上部域になるほど上下方向の振幅が卓越してくるが、これはRaylei波の発生、および拘束条件による影響と思

われる。地表面上の節点24230では最大加速度も461.4galと入力加速度の1.5倍となり大きな加速度が発生したことがわかる。また全節点について応答加速度と入力加速度の比を求めたが、最大では約2.3倍となった。

図-5に、地震入力開始後3.0秒後から4.0秒おきに19.0秒までの加速度の時刻歴の変化をプロットしたものを示す。加速度は軽石層を境界として、その上部域で大きく増幅しているのがわかる。また軽石層の上部は同じような材料定数をもったスコリア層であるが、両者を合わせた地層厚が厚いほど、その上部域において大きな加速度が発生する傾向があった。増幅率が最も大きくなった節点も軽石、スコリア層が厚く堆積した上部の節点であった。

4.2 安全率の変化

安全率(F_s)の算出は各時刻歴ごとに、各要素の最大主応力(σ_1)、最小主応力(σ_3)、内部摩擦角(ϕ)、粘着力(C)を用いて、以下の計算式で求めた。

$$F_s = \frac{\cos \phi \{ 2C + (\sigma_1 + \sigma_3) \tan \phi \}}{\sigma_1 - \sigma_3}$$

図-6に各時刻歴における安全率が1.0以下になる要素の広がりを示す。斜線で囲まれた部分が安全率1.0以下の部分である。入力後3.0秒後には大きな加速度は生じていないが(図-5)、7.0秒から15.0秒にかけて加速度の発生とともに、軽石層上部層において斜面の下部から上部の方にかけての各要素が安全率1.0を下まわっていくようすがわかる。この結果は、剛体・バネモデルによる解析でもこの付近にすべり線が発達することと一致する(2)。また伝上川に続く崩壊地下部にも安全率1.0を下回る要素の広がりがみられる。崩壊は瞬時に起こるのではなく、ある程度の変位の累積効果により崩壊すると考えられる。したがって、下部、中上部域では地震加速度の変化により何回も安全率1.0を下回り、変位の累積効果が生じたと推定される。

全時刻歴を通じて、千本松軽石層に相当する材料番号

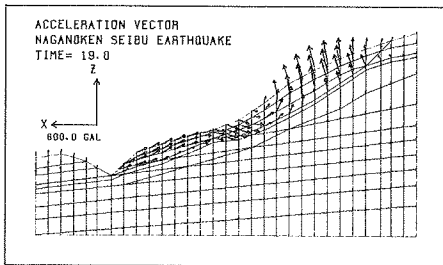
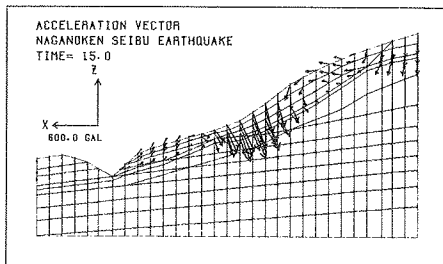
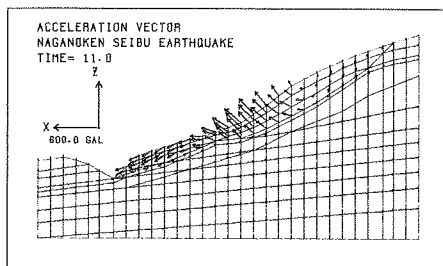
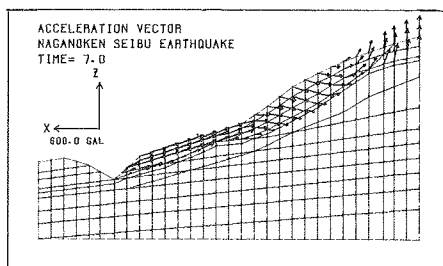
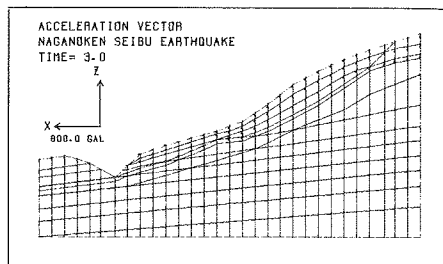


図-5 各時刻における加速度の変化

④をみると安全率 1.0以下となっている。これは安全率 1.0の値をとるためには逆算によると約 500kN/m³の粘着力が必要であるが、実際は静的三軸圧縮試験の結果の値である150kN/m³を採用しているためである。しかし火山性粘性土に不規則波形を入力した結果では、動的強度は静的な強度の約1.5~3.0倍と大きな値が得られることがわかった^(3,4)。これは内部摩擦角よりも粘着力の増加によるものと考えられている。したがって、本解析ではこの部分で安全率1.0以下であるが、実際の挙動では大きな粘着力を発揮すると考えられ、このため安全率は大きくなると予想される。

モデルの表面および材料番号⑥の上部域付近において、小さい加速度にもかかわらず時刻 3.0秒ですでに安全率 1.0 以下になっているのは、静的解析の段階で引張り応力が生じているためである。動的応答解析では通常連続体の仮定に基づいて計算されるため、各節点に発生する動的応力は圧縮側にも引張側にも同じように変動する。したがって加速度の荷重が加わっていない時の応力状態の影響は全時刻歴を通じて認められる。しかしこのような引張り応力の分布は、引張り強度が低い地盤を扱う場合あまり現実的でないので、今後 NO-TENSION 解析等による検討を加える必要があろう。

参考文献

- (1)許 海龍ほか：長野県西部地震による斜面崩壊の考察、第20回土質工学発表予稿集、P1462、1985
- (2)三藤正明ほか：長野県西部地震による御岳山大規模崩壊の剛体・バネモデルによる解析、P19、土と基礎、33-11、1985
- (3)真野亮二ほか：不規則荷重裁荷時の不攪乱ロームの動的強度特性、第17回土質工学発表予稿集、p1584、1982
- (4)Ishihara, k., et al. : Strength of a Cohesive Soil in Irregular Loading, Proc. 8th World Conference in Earthquake Engineering, 1984

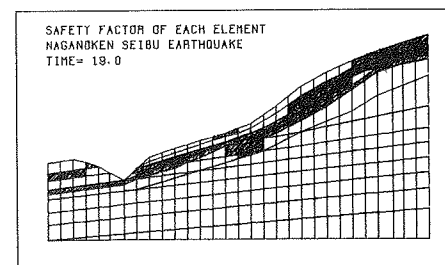
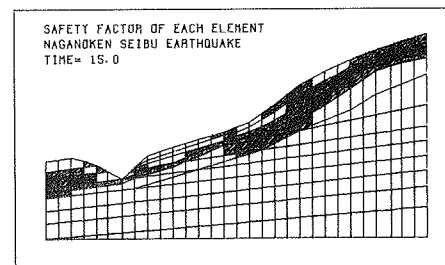
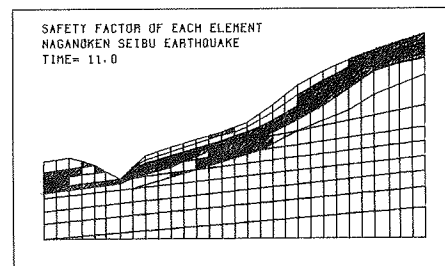
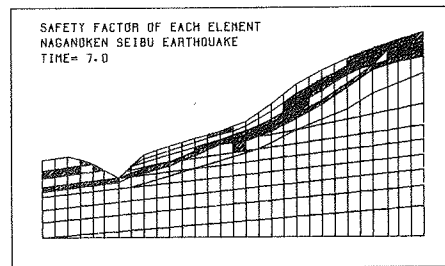
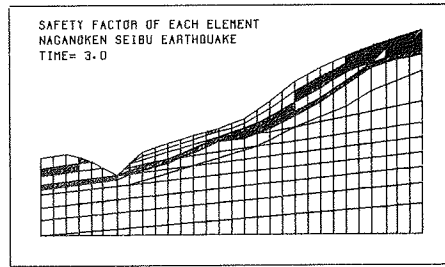


図-6 各時刻における安全率の変化