

強地震動下の大規模切取り斜面における設計震度の適用性に関する一考察

CONSIDERATION ON THE APPLICABILITY OF THE DESIGN SEISMIC COEFFICIENT OF A LARGE CUTTING SLOPE UNDER THE STRONG EARTHQUAKE

伊藤 洋*・沢田義博**・佐藤清隆***

By Hiroshi ITO, Yoshihiro SAWADA and Kiyotaka SATOU

In this study, the characteristic of equivalent seismic coefficient and the applicability of the design seismic coefficient of a large cutting rock slope around Nuclear Power Plant were examined by analytical parameter survey. As the results, the equivalent seismic coefficient by dynamic analysis become great with increase of transverse elastic wave velocity and the case of long period motion. That is, as the wave length of rock mass become longer, the equivalent seismic coefficient become great parabolically. Moreover, there is a inverse proportion relation between the ratio (dynamic safety factor/static safety factor) and wave length. In addition, the graph to forecast the dynamic sliding safety factor under the input seismic motion of the max. acceleration 500 gal from the result of static simple method was proposed and the applicable range of design seismic coefficient of rock slope was indicated.

Keywords: rock slope, seismic stability, design seismic coefficient, equivalent seismic coefficient

1. はじめに

原子力発電所建屋あるいは屋外重要構造物に隣接する周辺斜面の耐震安定性評価は、土木学会原子力土木委員会の評価手法¹⁾および日本電気協会の指針²⁾等によれば、「すべり面法」、「静的解析」、「動的解析」により行うこととし、原則として各手法ごとに設定されている所定の安定性評価のための基準値を満足すれば、特別な場合を除きそれ以上の精度の高い解析手法による検討は省略してもよいことが述べられている。しかも、この場合、すべり面法および静的解析で採用すべき設計用の震度について、

① 原子炉建屋等の重要構造物の耐震設計に対して適用される設計用限界地震による基準地震動 S_2 ^{2),3)}と安定性の検討の面から等価となる震度とする、

② 斜面内の震度の大きさは基準地震動 S_2 に、斜面形状、斜面を構成する地盤の剛性などが反映された震動

性状を加味したものとする、

③ 地域による補正係数は、当面、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針³⁾」に従って、全国一律に同じ値とする、

④ 鉛直震度については原子炉建屋基礎地盤における地盤震度との整合を図る、

などの基本的な考え方にに基づき、静的地震力に対応する震度（水平震度0.3、鉛直震度0.15）を設定している。この震度の設定にあたっての詳細は文献1)ならびに4)に記述されており参照されたい。一方、上述のような地震動による動的地震力を静的な地震力と関連づけようとする最近の研究として、地震時の被害例の逆解析により逆算震度と地表の推定最大加速度との関係を示した、野田⁵⁾、松本⁶⁾、松尾⁷⁾、谷口⁸⁾らの研究、原子力発電所周辺斜面の地震時安定性評価のための震度を提案した伊藤⁹⁾らの研究があり、また、文献9)、10)にも若干とりまとめられている。しかしながら、これらの文献のうち、実際の複雑な地盤構造からなる斜面を対象とし、基準地震動 S_2 のような強地震動を取り扱ったものは文献4)のみであるものの、その報告ではその検討内容、事例の数などの関係から2~3の制約条件が付されており、し

* 正会員 工修 (財)電力中央研究所我孫子研究所主任研究員 立地部地盤研究室 (〒270-11 我孫子市我孫子 1646)

** 正会員 工修 同研究所耐震構造部次長 (同上)

*** 正会員 工修 同研究所担当研究員 耐震構造部耐震研究室 (同上)

かもその適用の範囲もあまり明確となっていないのが現状である。そこで、本研究では発電用原子力施設の設計において考慮される基準地震動 S_a 相当の地震力を用い、周辺斜面の設計震度を適用し得る地震動の大きさ、地盤剛性をより明確にするために、それらの条件をパラメーターとした解析的な検討を行った。さらに、これらの検討結果をもとに設計震度を用いた静的なすべり安全率から岩盤斜面を伝播する地震動の特性に応じた動的解析による安定性を簡便に評価するための関係図を作成し、周辺斜面の耐震設計の合理化を図った。

なお、以下に、検討内容、検討結果の記述において用いる種々の用語とその定義について示す。

- 設計震度；原子力発電所周辺斜面の耐震性評価のための静的地震力で水平震度 $K_H=0.3$ 、鉛直震度 $K_V=0.15$
- 等価震度；動的解析の震動応答が反映された平均的な加速度より求められる作用震度

- 作用震度；仮想すべり土塊に働く震度の総称
- 静的すべり安全率；設計震度を用いたすべり面法解析および静的 FEM 解析で求まるすべり安全率で、前者を SF_{st} 、後者を SF_{st2} と表示
- 動的すべり安全率；地震動を入力した動的解析により求まる時刻歴すべり安全率の最小値で SF_d と表示

2. 検討条件と検討方法

(1) 検討用モデルの設定

本研究の検討に用いる斜面は、既設の原子力発電所サイトの岩盤斜面の地形や斜面形状、地質構造・地盤特性などの調査結果、ならびに文献 4) に示すモデル等を参考に作成した実規模大の岩盤斜面である。図-1 および表-1 は検討に用いた斜面形状、地盤構造、物性値であり、表-2 にはこれらの組合せを示す（詳細は文献 11) を参照）。なお、各地盤区分において、せん断弾性波速

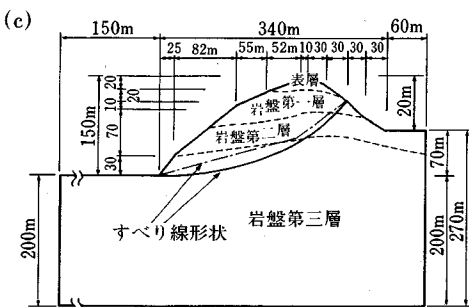
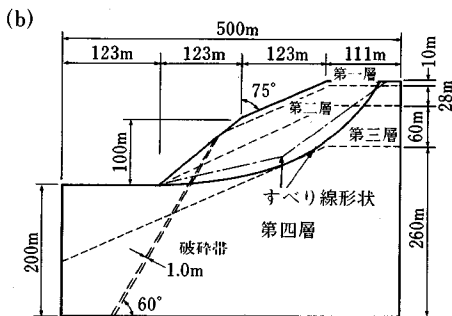
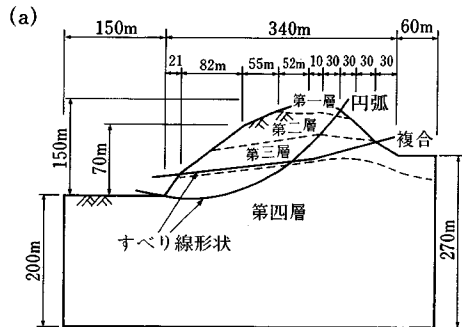


図-1 検討用斜面モデルと検討用すべり面の例

表-1 斜面を構成する地盤の物性値

地盤層区分	物性値	V_s (km/s)	γ_t (tf/m ³)	E (tf/m ²)	ν	C (tf/m ²)	ϕ (度)	h (%)
(i)	第一層	0.2	1.7	1.94×10^4	0.40	12.5	15	10
	第二層	2.0	2.5	2.71×10^6	0.33	400	45	2
	第三層	2.2	2.6	3.39×10^6	0.32	400	45	2
	第四層	2.5	2.8	4.64×10^6	0.30	500	50	2

地盤層区分	物性値	V_s (km/s)	γ_t (tf/m ³)	E (tf/m ²)	ν	C (tf/m ²)	ϕ (度)	h (%)
(ii)	第一層	0.3	1.8	4.62×10^4	0.40	20.	20	10.0
	第二層	1.0	2.2	61.51×10^4	0.37	100.	40	3.0
	第三層	1.2	2.3	91.94×10^4	0.36	200.	40	3.0
	第四層	1.5	2.4	148.77×10^4	0.35	300.	40	3.0
破碎帯	0.2	2.0	2.28×10^4	0.40	4.0	25	15.0	

地盤層区分	物性値	V_s (km/s)	γ_t (tf/m ³)	E (tf/m ²)	ν	C (tf/m ²)	ϕ (度)	h (%)
(iii)	表層	0.5	2.0	14.28×10^4	0.40	50	30	5.0
	第一層	1.3	2.3	107.88×10^4	0.36	250	40	3.0
	第二層	1.5	2.4	148.77×10^4	0.35	300	40	3.0
	第三層	1.8	2.5	219.85×10^4	0.33	400	45	3.0
	破碎帯	0.2	2.0	2.28×10^4	0.40	4.0	25	15.0

表-2 検討用斜面モデルの形状と物性値の組合せ

斜面モデル	形状	地盤物性値	備考
A モデル	文献4)の軟岩斜面(2)		詳細は文献12)
B モデル	文献4)の硬岩斜面(1)		同上
C モデル	図-1の(a)	表-1の(i)	詳細は文献11)
D モデル	図-1の(b)	表-1の(ii)	同上
E モデル	図-1の(b)	表-1の(iii)	同上
F モデル	図-1の(c)	表-1の(ii)	同上
G モデル	図-1の(c)	表-1の(iii)	同上

度 $V_s=1.0 \text{ km/s}$ 以上の岩盤は既設サイトのデータなどから線形材料として取り扱うものとし、 $V_s=1.0 \text{ km/s}$ 以下の岩盤に対しては変形特性の非線形性を考慮する非線形材料として取り扱い、文献12)と同様のものを用いることとした。動的変形特性はHardin-Drnevichモデルの非線形表示としたが詳細は文献12)を参照されたい。

(2) 解析手法と解析条件

本研究では上述の検討用斜面モデルを用い、震度法による静的なすべり面法解析ならびにFEMを用いた静的・動的解析を行い、地震動によって斜面に働く平均的な加速度と等しくなるような等価な斜面に働く作用震度を斜面の安定性の観点から検討する。すなわち、動的解析で得られる安全率を下回らないようにするための静的な作用震度の大きさをどの程度に設定すべきかの検討を行う。この検討のため、ここでは静的な解析手法として、Bishop法あるいはJanbu法によるすべり面法とFEMによる線形・非線形弾性解析を、動的解析法としてFLUSH系のプログラムを用いた二次元の線形および等価線形の周波数応答解析を用いた。

(3) 検討用地震力

検討に用いる地震力は、本研究が原子力発電所周辺斜面¹⁾を対象としていることを考慮し、既設原子力地点の地震力の大きさから次のように定めた。すなわち、静的地震力は土木学会原子力土木委員会¹⁾が定めた一様な震度とし、水平震度 (K_H) を0.3、鉛直震度 (K_V) を水平震度の1/2とした。なお、鉛直震度の作用方向はすべり面法による事前検討の結果や文献12)を参考に鉛直下向きとした。一方、動的解析では検討用地震動として、軽水炉改良標準化耐震設計小委員会の標準用地震動(昭和55年度報告書)のうち¹³⁾、基準地震動 S_2 に相当する模擬地震動No.2波(最大加速度340.13 gal, マグニチュード6.5, 直下型)とNo.7波(最大加速度407.10 gal, マグニチュード8.5, 遠地型)の波形を採用し、両者の最大加速度 (α_{max}) を400 gal, 450 gal, 500 galとして解析に用いるとともに、観測地震波のTAFT波形(最大加速度147.0 gal, マグニチュード7.7)も加速度値を変えて一部の斜面モデルの検討に用いた。また、動的解析においては上記の水平地震動のほか上下動の地震力も鉛直震度として同時に与えることとし、静的地震力と同様、 $K_V=0.15$ の大きさを鉛直下向きに与えた。なお、上述した検討用地震動は地震動の解放基盤表面上で定義されたものであるため、本研究ではおのおのの検討用斜面モデルの解放基盤表面を斜面のり尻の水平地盤表面と仮定した。したがって、動的解析では検討用地震動を解放基盤表面より各解析用基盤面(モデルの下方境界)まで一次元波動論に基づく解析プログラムSHAKE

により引き戻した値を解析用入力地震動としている。

3. 地盤剛性の違いによる等価震度の大きさと斜面安定

(1) 等価震度の特性

ここでは岩盤斜面の地震動による震動特性が反映された等価な震度が、岩盤斜面の剛性(ここでは岩盤斜面を構成する地盤のせん断弾性波速度 V_s をいう)や入力地震動の大きさによってどのように変化するか、動的解析により検討しその大きさを調べた結果を示す。なお、震動応答から等価な震度を算定するための方法として、地盤内のせん断応力の応答分布から求める方法や仮想のすべり土塊に作用する平均的な加速度から求める方法¹⁴⁾などが提案されているが、本研究では後述の安定性評価と

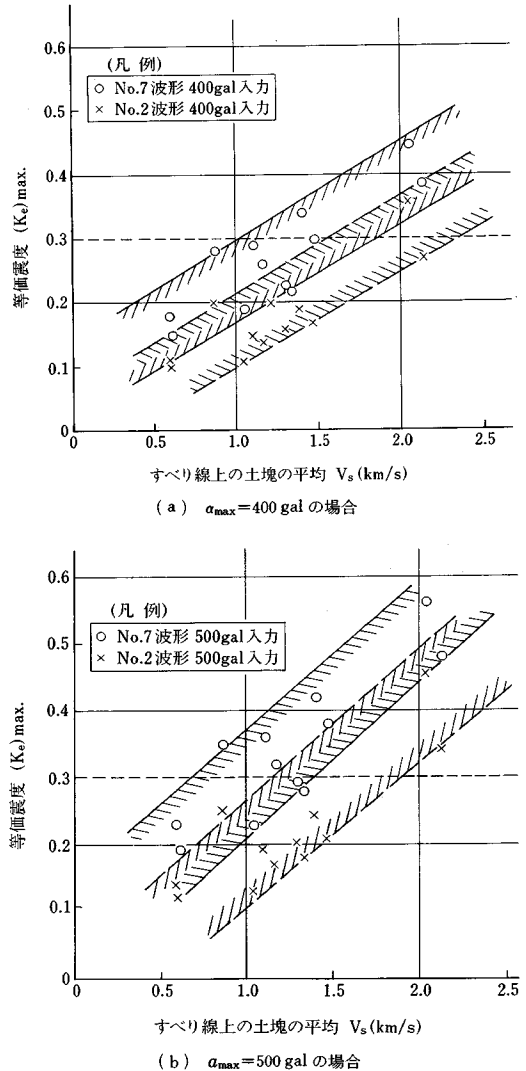


図-2 等価震度とすべり土塊の平均的な V_s との関係

の関連や斜面形状の影響を受けたせん断応力の分布が導入できないなどの理由から前者の手法を用いることが不適切であると判断し、後者の方法で検討することとした。図一2はNo.2波形およびNo.7波形の最大加速度 α_{max} = 400 gal, 450 gal, 500 gal の地震動を入力して得られた仮想すべり土塊の等価震度とその土塊の平均的なせん断弾性波速度 V_s との関係のうち、 α_{max} = 400 gal と 500 gal の結果を示したものである。ここで等価震度を算定した仮想すべり線の形状は図一1で述べたものであり、すべり面法で事前検討で得られた最小すべり安全率を示す円弧ならびに複合すべり線に相当している。これらの結果より、入力地震動の大きさが同じならばすべり線上のすべり土塊のせん断弾性波速度 V_s が速いほど等価震度は大きくなり、しかも入力地震動の α_{max} が 400 gal, 450 gal, 500 gal と大きくなるにつれて等価震度も 0.1 ~ 0.45, 0.12 ~ 0.48, 0.12 ~ 0.55 と若干大きくなる傾向にある。一方、入力地震動の波形の違いが等価震度に与える影響を No.2 波形と No.7 波形とで比較した結果、入力地震動の α_{max} が同じ場合、長周期成分の卓越する No.7 波形（遠地型）による等価震度の方が短周期成分が卓越する No.2 波形（直下型）よりも全般的に大きくなり、その比率は、

$$\frac{(\text{No.7 波形による等価震度})}{(\text{No.2 波形による等価震度})} \approx 1.5 \sim 1.6$$

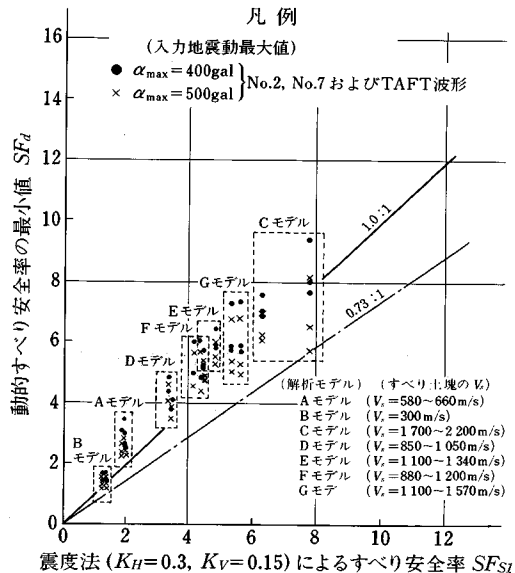
程度となっている。このように長周期成分の地震動の等価震度が大きくなる理由は、今回用いた No.7 波形の地震動の卓越周期が検討に用いた斜面モデルの固有周期に No.2 波形の地震動よりも近く、斜面モデル全体が震動しやすいためと考えられる。

(2) 静的・動的地震力とすべり安全率評価に関する考察

ここでは周辺斜面の設計震度 ($K_H=0.3, K_V=1/2 \cdot K_H$) を用いたすべり面法解析および静的 FEM 解析によるすべり安全率と地震動の最大加速度値を変化させた動的解析によるすべり安全率を比較し、両者の大小関係や傾向を調べるとともに、設計震度を用いた安定性評価の位置づけについて、岩盤斜面の剛性の違い、入力地震動の大きさととの関係から考察を行った。

図一3は前述の検討用斜面モデルで設定した円弧および複合すべり線を対象に、最大加速度 α_{max} を 400 gal, 500 gal とした No.2 波形, No.7 波形および TAFT 波形の入力地震動を用いて得られた時刻歴ごとのすべり安全率の最小値 SF_a (以下、動的すべり安全率という) と周辺斜面の設計震度を用いたすべり面法解析のすべり安全率 SF_{st} との関係を示したものである。図中の V_s 値は検討用モデルにおける設定すべり面上のすべり土塊の平均的なせん断弾性波速度 V_s を示す。図に示すよう

に、すべり土塊の V_s 値の増加とともに動的すべり安全率 SF_a およびすべり面法解析によるすべり安全率 SF_{st} は増加する傾向を示す。ただし、すべり土塊の V_s 値が速くなるほど、(SF_a/SF_{st}) の比率が低下する傾向を示し、1.0 以下となる場合が生じやすい。現実的な岩盤斜面の剛性の範囲と考えられる今回の検討用斜面モデルによれば、両者の比率 (SF_a/SF_{st}) の最小値は α_{max} = 400 gal 入力の場合 1.0 以上であるが、 α_{max} = 500 gal 入力の場合 0.73 程度となることもある。しかしながら、 α_{max} = 500 gal 入力に対する (SF_a/SF_{st}) の比率が 0.73 となる場合の SF_a は 5.0 以上の値であり、岩盤斜面の剛性が高くなることによって (SF_a/SF_{st}) < 1.0 なる場合が生じても特に斜面の安定性が問題となるものではない。すなわち、この比率と斜面の安定度とは無関係であることをここに断っておきたい。ところで、入力地震動の α_{max} が大きくなるほど設計震度による SF_{st} の値よりも SF_a の方が小さくなる理由は、動的解析で SF_a が発生するときのすべり土塊に働く地震力が設計震度による地震力よりも大きくなるためと考えられる。そこで、本研究ではすべり土塊に働く震度の大きさと静的・動的すべり安全率の両者の関係を解析的に検討した。図一4は検討用斜面モデルごとに設定された同一想定すべり線に対して求めた動的解析とすべり面法解析のすべり安全率比と震度の比率との関係を示したものである。同様に、図一5は動的解析と静的 FEM 解析による両者の関係を示す。これらの図は基本的には動的解析による等価震度の大きさと動的すべり安全率の関係を表わしたものであり、同一岩盤斜面ごとに α_{max} = 400 gal, 500 gal の入力



図一3 動的すべり安全率とすべり面法による安全率の関係 (α_{max} = 400 gal, 500 gal の場合)

地震動の下での結果を静的な解析法でのすべり安全率と設計水平震度でおのおの規準化して示したものである。図に示すように (SF_d/SF_{s1}) および (SF_d/SF_{s2}) と (K_H/K_e) との間には強い相関があり、両者ともほぼ同様の傾向を示す。図には curve fitting で求めた回帰曲線も示すが、たとえば、 $\alpha_{max}=500$ gal を入力した場合には動的解析とすべり面法解析の間に

$$(SF_d/SF_{s1}) = \frac{(K_H/K_e)}{0.566(K_H/K_e) + 0.18}$$

なる関係が成立し、静的 FEM 解析との間には

$$(SF_d/SF_{s2}) = \frac{(K_H/K_e)}{0.639(K_H/K_e) + 0.311}$$

なる関係がよく適合することがわかる。したがって、これらの関係を用いることにより設計震度による静的な検討結果から、動的解析結果の概略的な安定性の目安を推定することができる。

また、これらの関係によれば、 SF_d と SF_{s1} あるいは SF_{s2} がおのおの等しくなる時の設計震度の比率 (K_H/K_e) の値は入力地震動の大きさに応じて、おのおの以下のとおりである。すなわち、すべり面法解析の対応として、 $\alpha_{max}=400$ gal, 450 gal, 500 gal の場合、おのおの (K_H/K_e) の比率は 0.699, 0.702, 0.732 であり、静的 FEM 解析に対しては、おのおの (K_H/K_e) の値が 0.759, 0.777, 0.861 であった。これより、最大加速度 $\alpha_{max}=400$ gal, 500 gal の入力地震動による動的すべり安全率と静的な検討によるすべり安全率が等しくなるためには、現在、耐震性評価のために設定されている設計震度の 0.7~0.86 倍の震度でもよいことがわかる。逆にまた、このことは動的解析で求められる等価震度 K_e が 0.35~0.43 以下であれば、そのときの動的すべり安全率より静的な検討で得られるすべり安全率の方が厳しい評価となることを示唆している。したがって、等価震度

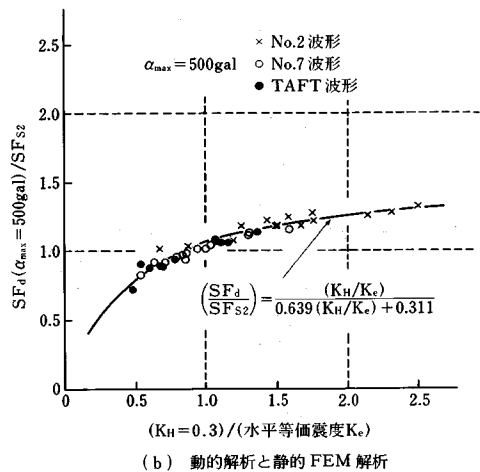
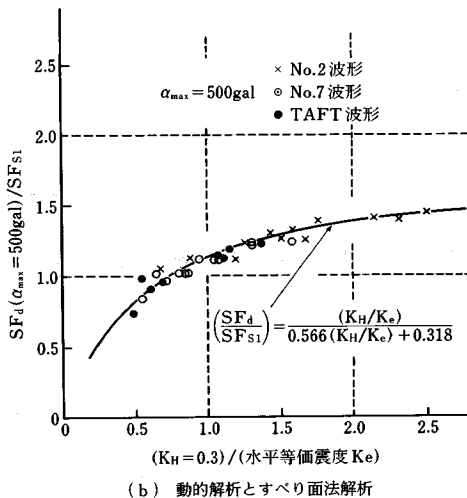
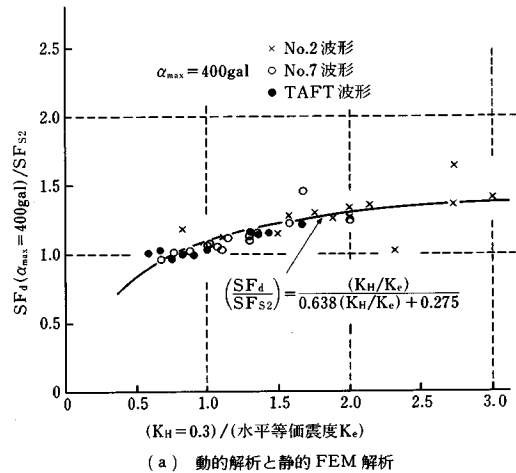
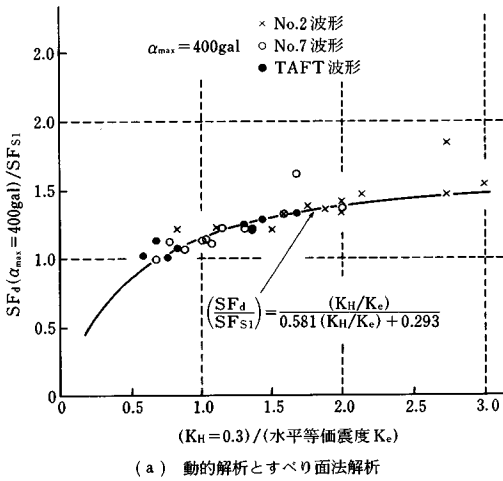


図-4 すべり安全率比と作用震度比の関係

図-5 すべり安全率比と作用震度比の関係

の大きさが0.35～0.43以下で、しかも静的な解析法の結果が動的解析より厳しい評価となる岩盤斜面の地盤条件の範囲は入力地震動の大きさ、静的な解析法の種類によって異なるが、今回の検討モデルから推察すると次のとおりである。すなわち、 $\alpha_{max}=400$ gal, 500 galまでの入力地震動の大きさに対して、すべり面法の結果が動的解析結果より厳しくなる斜面は、おのおの平均的なせん断弾性波速度 $V_s=1.8\sim 3.1$ km/s 以下、1.2～2.5 km/s 以下の地盤特性からなる岩盤斜面であり、同様に静的 FEM 解析との対応によれば、おのおの $V_s=1.6\sim 2.9$ km/s 以下、0.9～2.1 km/s 以下の岩盤斜面である。

以上のことから、斜面の形状、入力地震動の周波数特性の違いによりばらつきが認められるものの、通常、出現する岩盤斜面の場合、水平震度 0.3 を用いた静的な検討手法でも入力地震動 $\alpha_{max}=500$ gal 程度以下の動的地震力による斜面全体のすべり安定性とほぼ同様の評価ができるものと考ええる。

4. 設計震度の適用性の検討

前章で述べたように、今回想定した検討用斜面モデルについて斜面の震動応答と安定性の観点から等価震度を検討した結果、

- ① 平均的な応答加速度から評価したすべり土塊の等価震度の大きさは、岩盤斜面の剛性ととも大きくなること、
- ② 動的解析、すべり面法解析のすべり安全率を比較した場合、入力地震動による震動応答の違いによっては等価震度が大きくなり、[(動的すべり安全率)/(設計震度によるすべり安全率)] < 1.0 となる場合も生じること、

などがわかった。これらの結果から、等価震度の評価にあたっては入力地震動の大きさや岩盤斜面の剛性の違いばかりでなく、地震動の伝達特性も反映した指標との関係で整理しなければ一般的な傾向を把握し得ないものと判断される。そこで、本章では等価震度の適用性の評価に際して、入力地震動の特性と岩盤斜面を構成する地盤の剛性も加味できるものとして斜面を伝播する地震動の波長に着目して解析的な結果の整理・分析を行った。さらに、それらの検討結果を踏まえ、設計震度との関連についての検討も行った。以下に、これらの検討結果を示す。

(1) 等価な震度と地震動の波長との関係

図-6 は $\alpha_{max}=400$ gal, 500 gal 入力の場合の動的解析によって得られた円弧・複合の想定すべり線のすべり土塊に作用する等価震度 K_e とすべり土塊を伝播する地震動の波長 λ_0 との関係を示したものである。ここで検討に用いた想

定すべり線は 3. で述べたものであり、そのすべり線上の土塊の波長 λ_0 はすべり土塊の平均的なせん断弾性波速度 (V_s) と検討に用いた入力地震動の卓越周期 (T_0) の積として表わしたものである。なお、No.2 波形, No.7 波形および TAFT 波形の T_0 はおのおの、0.13 s, 0.22 s, 0.40 s として検討した。図に示すように、震動応答値のみから判断される等価震度の大きさはすべり土塊の波長 λ_0 が長くなるとともに大きくなり、しかも検討に用いた入力地震動の最大加速度値が大きいほど、その増加傾向も著しい。ただし、全体的に頭打ちの傾向を示し、おのおの一定の値に漸近する。図には今回の検討で得られた K_e と λ_0 との関係の上・下限値の範囲と curve fitting で求めた平均的な値に対する関数表示曲線

$$K_e = \frac{\lambda_0}{a\lambda_0 + b}$$

ここに、 a, b : 定数。

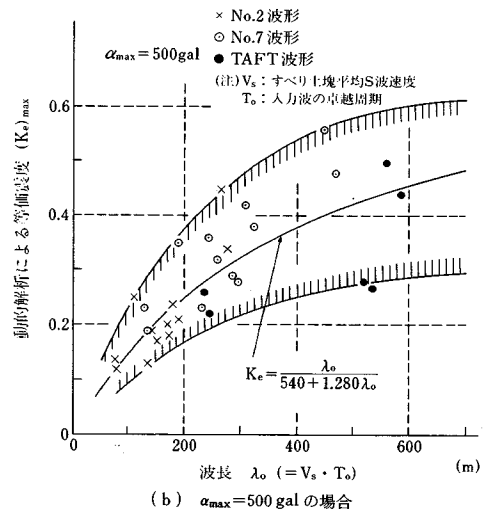
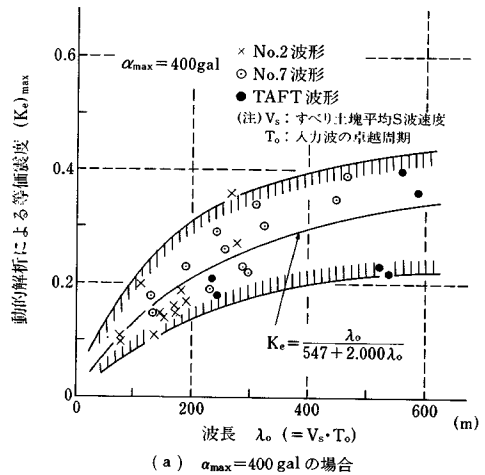


図-6 すべり土塊の等価震度と波長との関係

も示されている。これらの検討結果から判断すると K_e と λ_0 の間には地震波の特性や岩盤斜面の地盤条件によってばらつきがあるものの、想定すべり線上の土塊に働く等価震度が設計震度 $K_H=0.3$ 以下となるためには、すべり土塊の波長が入力地震動の大きさ $\alpha_{max}=400 \text{ gal}$, 500 gal に応じておのおの、 $\lambda_0 \approx 410 \text{ m}$, 260 m 以下でなければならないことがわかった。

(2) 設計震度の適用性と動的解析結果の簡易推定法

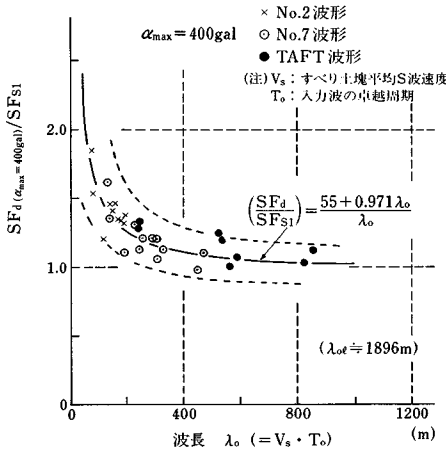
図一7, 8は $\alpha_{max}=400 \text{ gal}$, 500 gal 入力地震動による動的すべり安全率 SF_d と設計震度によるすべり面法解析の安全率 SF_{s1} との比率をすべり土塊の波長 λ_0 との関係で示したものである (なお, $\alpha_{max}=450 \text{ gal}$ 入力地震動の場合も同様の傾向を示す。文献11)を参照)。図一9, 10は同様に、静的FEM解析のすべり安全率 SF_{s2} との関係で示したものである。これらの結果によれば、すべり面法解析・静的FEM解析の場合とも同

様の傾向を示し、すべり安全率の比率 (SF_d/SF_{s1}) は波長の増加とともにほぼ反比例的に減少する。すなわち、検討したモデルの範囲では、(SF_d/SF_{s1}) の比率と λ_0 との平均的な値に対して、

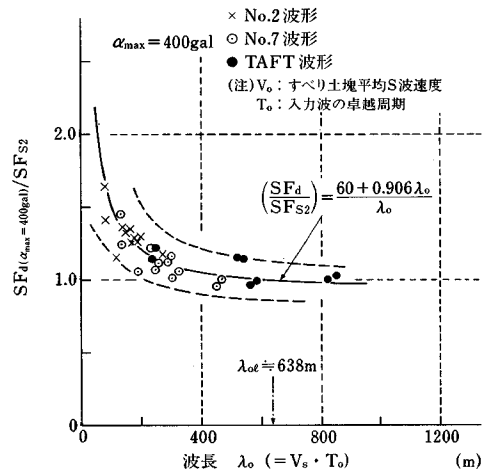
$$(SF_d/SF_{s1}) = \frac{\alpha' + b'\lambda_0}{\lambda_0}$$

ただし、 α' , b' : 定数, $i=1, 2$ とする。

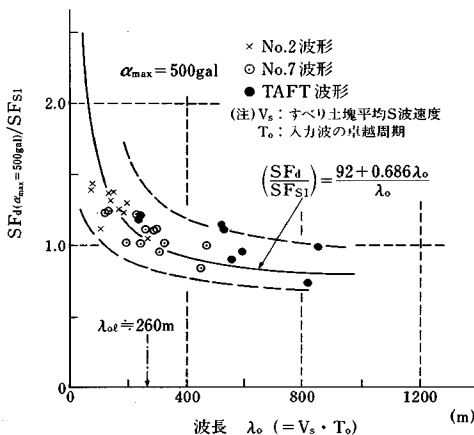
の関数関係がほぼ成立している。おのおのの図には curve fitting により求めた回帰曲線を示した。また、設計震度で評価したすべり安全率 (SF_{s1}) より動的すべり安全率 SF_d が小さくなるのがすべり土塊の波長の長さによって生じる場合がある。今回の検討結果の回帰曲線によれば、すべり面法解析において (SF_d/SF_{s1}) = 1.0 となる波長 λ_0 は設計震度を適用する際の1つの判断材料として活用し得る有益な資料となるもので、



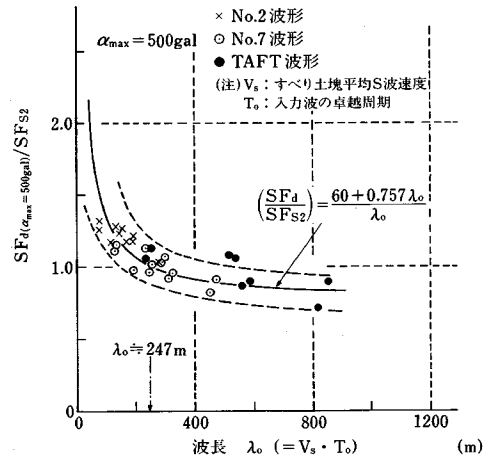
図一7 すべり土塊の (SF_d/SF_{s1}) と波長の関係 ($\alpha_{max}=400 \text{ gal}$, すべり面法の結果)



図一9 すべり土塊の (SF_d/SF_{s2}) と波長の関係 ($\alpha_{max}=400 \text{ gal}$, 静的FEMの結果)



図一8 すべり土塊の (SF_d/SF_{s1}) と波長の関係 ($\alpha_{max}=500 \text{ gal}$, すべり面法の結果)



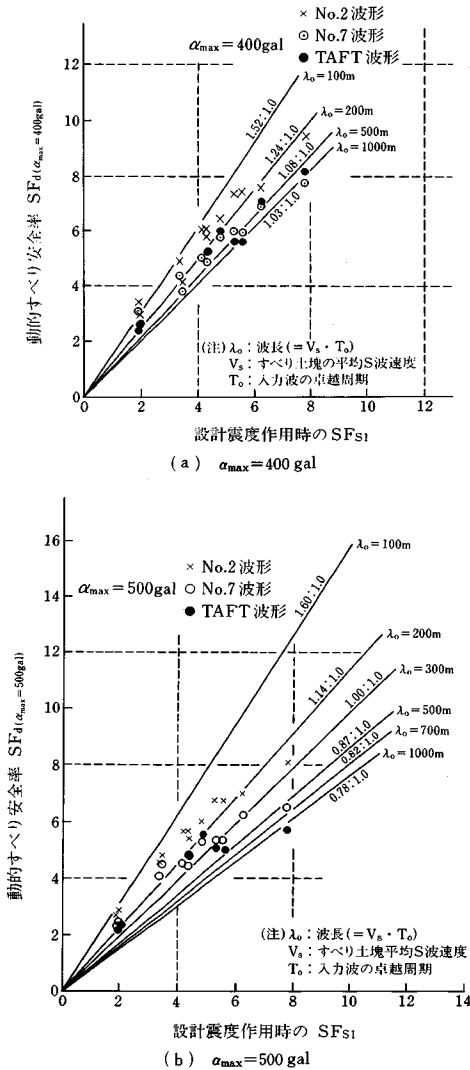
図一10 すべり土塊の (SF_d/SF_{s2}) と波長の関係 ($\alpha_{max}=500 \text{ gal}$, 静的FEMの結果)

$\alpha_{max}=400$ gal 相当の入力地震動の場合、 $\lambda_0=1900$ m、
 $\alpha_{max}=500$ gal 相当の入力地震動の場合 $\lambda_0=290$ m と
 なる。同様に、静的 FEM 解析においても、 $\alpha_{max}=400$ gal、
 500 gal 相当の入力地震動に対しおのおの λ_0 は 640 m、
 250 m となっている。

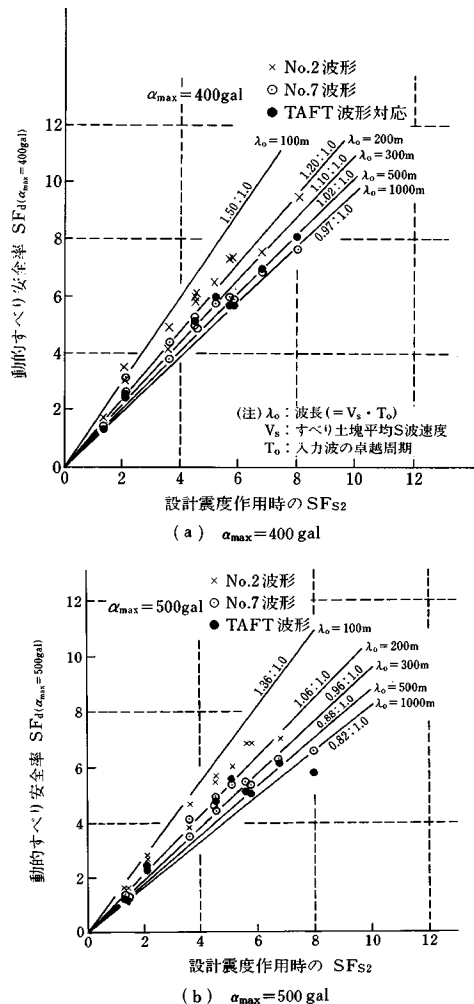
したがって、想定すべり線上の土塊の波長 λ_0 が上記
 の値以上の場合には、おのおのの入力地震動の動的解析
 によるすべり安全率が設計震度を用いたすべり面法解
 析、静的 FEM 解析のすべり安全率よりも小さくなる
 場合もある。しかしながら、このことは 3.(2) でも述
 べたように $(SF_a/SF_{st}) < 1.0$ となったとしても、動的
 解析によるすべり安全率 SF_a が大きければ特に斜面の
 安定上問題となることでもない。問題となるのは SF_{st}
 の値が小さい（一応の目安として周辺斜面の安定性評価

基準値¹⁾が考えられる）場合であり、そのときには等価
 震度を用いた検討を行う必要があろう。

次に、図一11、12 は上述の関係式をもとに、各サイ
 トにおける動的すべり安全率 SF_a を簡単に推定するた
 めの関係図を示したものである。図一11(a)、(b) は設
 計震度を用いたすべり面法解析による SF_{s1} とそのす
 べり土塊の波長 λ_0 より $\alpha_{max}=400$ gal、500 gal 入力時の
 SF_a を求めるためのものであり、図一12(a)、(b) は設
 計震度を用いた静的 FEM 解析の SF_{s2} と λ_0 より SF_a
 を同様に求めるためのものである（なお、 $\alpha_{max}=450$
 gal 入力の場合については文献 11) を参照されたい）。
 これらより、すべり面法解析の例をとれば、 $\lambda_0=500$ m
 の斜面では $SF_{s1}=8.0$ のときの $\alpha_{max}=500$ gal 相当の地
 震動に対して $SF_a=6.96$ と読み取ることができ、
 (SF_a/SF_{s2}) が 1.0 以下でも、安定性上、特に問題と
 なるものでないことが直接把握できる。このようにこれ



図一11 SF_a とすべり面法解析による SF_{s1} の関係



図一12 SF_a と静的 FEM 解析による SF_{s2} の関係

らの関係図は多大な労力と経費を必要とする動的解析を行う必要があるか否かの目安を定量的に評価できる資料として活用できるものと考えらる。

5. ま と め

本研究では原子力発電所周辺斜面における設計震度 ($K_H=0.30$, $K_0=0.15$) の適用性に関し、設計上の観点から種々の岩盤斜面モデル、入力地震動の波形とその大きさなどをパラメーターとして解析的な検討を行った。得られた主な知見を以下にとりまとめて示す。

(1) 動的解析によるすべり土塊の等価震度はその土塊のせん断弾性波速度 V_s が速いほど大きくなる。また、入力地震動の最大加速度 α_{max} が同じ場合、長周期成分の卓越する地震動の等価震度が短周期成分の卓越する地震動のものよりも全般的に大きくなる傾向を示す。

(2) すべり安全率は作用震度の増加に伴い、反比例的に減少することが一般に知られているが、動的・静的すべり安全率の比率とそのときの両者の作用震度の比率との間には双曲線的な関係があることがわかった。この関係から、 $\alpha_{max}=400\sim 500$ gal の入力地震動による動的すべり安全率と静的な検討によるすべり安全率が等しくなるためには、現在、耐震性評価のために設定されている設計震度 (K_H) の $0.7\sim 0.86$ 倍程度でもよいことがわかった。

(3) 今回の検討で得られた (2) の結果より $\alpha_{max}=500$ gal 程度までの岩盤斜面の安定性評価は、水平震度 0.3 を用いた静的な検討手法でも動的解析とほぼ同様の評価ができることが確認できた。

(4) 等価震度 K_0 の大きさはすべり土塊の波長 λ_0 が長くなるとともに大きくなる。しかも、検討したモデルの範囲内において動的・静的なすべり安全率の比率 (SF_d/SF_{s1}) あるいは (SF_d/SF_{s2}) はすべり土塊の λ_0 の増加とともに反比例的に減少し、両者の間にはほぼ

$$(SF_d/SF_{s1}) = \frac{a' + b'\lambda_0}{\lambda_0} \quad (i=1, 2)$$

なる関係が成立することがわかった。

(5) 上記の定式化した関係を用いて、設計震度によるすべり安全率とそのすべり土塊における波長 λ_0 から、動的すべり安全率を簡便に推定できる一般的な関係図を作成した。この関係図は対象とする岩盤斜面全体の安定性評価に設計震度が適用できるか否か事前に検討し得る判断材料であるとともに現場技術者の概略的な動的解析結果の推定に便利な資料となるものと考えらる。

謝 辞：本研究を遂行するにあたり、終始貴重なご

助言等を賜った川本眺万博士 (名古屋大学教授)、小林昭一博士 (京都大学教授)、土岐憲三博士 (京都大学教授)、片山恒雄博士 (東京大学教授)、渡辺啓行博士 (埼玉大学教授)、ならびに浜田政則博士 (東海大学教授) に深謝の意を表する次第である。また、当所ならびに東京電力 (株) をはじめとする各電力会社の関係各位など、多大なご教示・ご協力を頂いた諸氏に御礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) 土木学会原子力土木委員会：「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」第5編周辺斜面の耐震安定性評価手法，昭和60年8月。
- 2) 日本電気協会電気技術基準調査委員会：電気技術指針原子力編，原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987，昭和62年8月。
- 3) 科学技術庁原子力安全局原子力安全調査室：原子力安全委員会安全審査指針集，大成出版社，pp. 376～391，1984年5月。
- 4) 伊藤 洋・北原義浩・平田和太：原子力発電所周辺切取り斜面の耐震性評価のための入力地震動と震度の関係に関する一考察，土木学会論文集，第370号/Ⅲ-5，pp. 47～56，1986年6月。
- 5) 野田節男・上部達生・千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度，港湾技術研究所報告，第14巻，第4号，1975。
- 6) 松本徳久・近藤 悟：1978年宮城県沖地震災害調査報告，第7編ダムの被害，建設省土木研究所報告，第159号，1983年3月。
- 7) 松尾 稔・板橋一雄：斜面および土構造物の耐震性評価に関する研究，土木学会論文集，第352号/Ⅲ-2，pp. 139～147，1984年12月。
- 8) 谷口栄一・久保田哲也・桑原徹郎：長野県西部地震による松越地区の斜面崩壊，土と基礎，Vol. 33，pp. 59～65，1985。
- 9) 日本建築学会：地震動と地盤—地盤震動シンポジウム10年の歩み—，丸善，pp. 307～318，昭和60年7月。
- 10) 日本建築学会：地震荷重—その現状と将来の展望—，丸善，pp. 8～11 および pp. 307～328，昭和62年11月。
- 11) 伊藤 洋・沢田義博・佐藤清隆・緒方正徳：強地震動下の大規模切取り斜面における設計震度の適用性に関する一考察，電力中央研究所研究報告，U 87093，昭和63年10月。
- 12) 伊藤 洋・北原義浩・平田和太：原子力発電所周辺斜面の入力地震動と震度に関する一考察，電力中央研究所研究報告：385022，昭和61年3月。
- 13) 土木学会原子力土木委員会：「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」第4編建屋基礎地盤の耐震安定性評価例示編，昭和60年8月。
- 14) 原子力土木委員会地盤部会地盤の耐震設計分科会：原子力発電所地盤と屋外重要土木構造物の耐震性評価手法，土木学会論文集，No. 356/I-3，pp. 11～24，1985年4月。(1988.10.26・受付)