

## 【委員会報告】

# 上下動を考慮した原子力発電所 基礎地盤及び周辺斜面の地震時安定性評価

SEISMIC STABILITY EVALUATION OF FOUNDATION GROUND AND SURROUNDING SLOPE  
OF NUCLEAR POWER STATIONS CONSIDERING VERTICAL MOTION

原子力土木委員会・地盤安定性評価部会  
Sub-Committee on Stability Evaluation of Ground,  
Committee on Nuclear Civil Engineering

**Key Words** : nuclear power plant, foundation ground, surrounding slope,  
vertical motion, seismic stability

原子力発電所基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価手法の体系化にあたり、動的上下動を考慮した地盤安定性評価に関する基本的な検討を行った。岩盤上で観測された地震記録から、水平動と上下動の加速度ピーク値の発生時間差を整理・分析し、入力地震動としての両者の加速度ピーク値発生時間差が基礎地盤や周辺斜面の最小すべり安全率のばらつきに及ぼす影響を解析的に検討した結果、大きな影響を及ぼさないことを示した。また、等価線形化法に基づく水平動・上下動同時入力による動的解析における地盤の減衰ならびに剛性(体積弾性係数)の設定方法に関しても合わせて基本的な検討を行った。

## 1. はじめに

地盤安定性評価部会(主査:渡邊啓行, 埼玉大学教授表-1)は, 原子力土木委員会(委員長:加藤正進, 電力中央研究所理事我孫子研究所長)の下に設置され, 平成13年10月から平成15年3月の1年6ヶ月に亘って活動してきた。

原子力発電施設は, 地震により主要設備が被害を受けると公衆の放射線障害をひき起こす可能性があるため, 高い耐震安全性を確保できるように, 独自の耐震設計法に基づいて設計されている。

一方で, 1995年に発生した兵庫県南部地震以降, 耐震

設計に対する関心が高まるとともに, 耐震設計に関する諸基準類の見直しも行われており, 原子力施設の耐震設計についても, 近年の耐震設計研究の進展を踏まえて, より一層の信頼性向上を図ることが望まれている。

そこで, 当部会では, 原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価手法の体系化を目的に, 平成12年度から平成14年度にかけて実施した電力共通研究「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価手法の高度化に関する研究」などの研究成果を中心に課題の審議を行ってきた。

本報告では, そのうち, 動的上下動を考慮した地盤安定性評価に関する検討結果を紹介する。

## 2. 研究項目

従来から, 動的解析による基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価は, 基本的に以下の方法に基づいて行われてきた<sup>1,2)</sup>。

地震力: 水平動に関しては基準地震動 $S_2$ に基づく地震動を, 上下動については震度に基づく静的地震力を考慮

安定性評価: 等価線形解析による想定すべり面のすべり安全率の算定と, 基準安全率との照合による安定性評価

表-1 地盤安定性評価部会委員

主査	渡邊啓行			
委員	伊藤 洋	伊藤 裕	入佐伸夫	岩佐英昭
	岩下和義	大津宏康	金谷賢生	鎌田正隆
	川原修司	北川陽一	京谷孝史	河村精一
	國生剛治	古関潤一	佐伯武俊	酒井俊朗
	東畑郁生	当麻純一	野口雅之	濱田政則
	伴 一彦	前川 功	三浦房紀	
幹事長	金谷 守			
幹 事	石川博之	大鳥靖樹	岡田哲実	金戸俊道
	河井 正	佐藤浩章	高尾 誠	栃木 均

表-2 研究項目と研究工程

	H12	H13	H14
○地震観測データの整理・分析	■		
○数値解析手法の検討		■	
・上下動の減衰特性の検討		■	
・地盤剛性の設定方法の検討		■	
○すべり安全率のばらつき検討			■

動的上下動については、学術的な観点から必ずしも全てが解明されているわけではないが、今回の検討では、従来の安定性評価の方法との連続性を考慮して、①等価線形化法に基づく動的解析を用いる、②水平動と上下動を同時に入力する、ことを前提に、表-2に示す項目について検討を行った。

### 3. 研究成果

#### (1) 地震観測データの整理・分析

水平動と上下動の同時入力による地盤や構造物の動的解析では、両者の位相特性の違いをできるだけ反映した地震動の設定が望ましい。なかでも、水平動と上下動の最大値の出現時間差は地盤や構造物の応答に影響を与える可能性があるため、これを把握することは耐震設計上重要である。

ここでは入力地震動としての水平動と上下動の組合せについての基礎的資料を得ることを目的として、上下動最大加速度と水平動最大加速度の出現時間差の特徴について岩盤上の記録を用いて検討した。

##### a) 岩盤上強震観測データベース

本検討で用いた地震記録は、電力中央研究所が展開している岩盤上強震観測網[例えば、矢島<sup>3)</sup>]の1980年から1997年までの18年間のデータである。図-1に今回用いた地震記録の震央分布を示す。地震の数は448個で、使用した記録は、3成分のうち少なくとも1成分は最大値が10Galを超えるという条件を満たした760個の記録である。今回使用したデータは、北海道から近畿地方にかけての38箇所の地点におけるデータであり、なかでも南関東や伊豆地方に観測点が密に配置されていることもあり、この地域の記録が数多く含まれている。なお、地震計は3成分の加速度強震計を使用している。

##### b) 地震動最大値の出現時間差についての検討

図-2に760個の記録に対して、水平動の最大加速度(以下、 $H_{max}$ と略称)と上下動の最大加速度(以下、 $UD_{max}$ と略称)の出現時間差(以下、 $T_{DIF}$ と略称)と地震の震央距離との関係を示す。なお、 $T_{DIF}$ は式(1)で定義し、水平動の最大加速度については、NS成分とEW成分のうち、最大加速

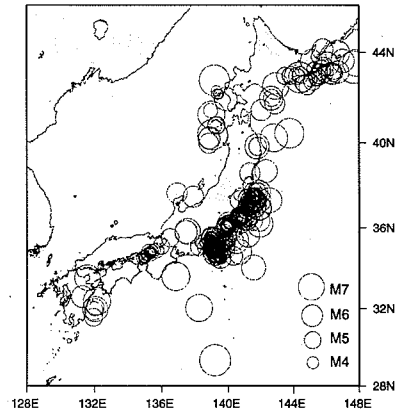


図-1 観測された地震の震央分布

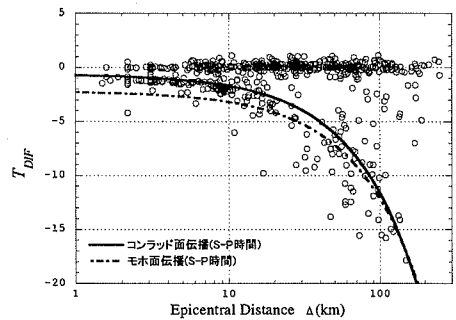


図-2 上下動最大値と水平動最大値の出現時間差

度の大きい方を用いている。

$$T_{DIF} = UD_{max} \text{出現時間} - H_{max} \text{出現時間} \quad (1)$$

図-2から、 $T_{DIF}$ はほぼ0秒に近い値を示すものと震央距離の変化に対する依存性を持つものの2つのタイプにおおむね大別できることが分かる。

瀬尾<sup>4)</sup>によれば、P波初動とS波初動の走時差は次式のように表すことができる。

$$\text{走時差} = \left( \frac{1}{V_p} - \frac{1}{V_s} \right) \times \Delta + (\tau_p - \tau_s) \quad (2)$$

ここに、 $V_p$ 、 $V_s$ はそれぞれ地盤のP波速度とS波速度を表し、 $\Delta$ は震央距離を表す。また、 $\tau_p$ 、 $\tau_s$ は観測点直下の構造を反映した時間遅れの項である。図-2には、地震波の初動がコンラッド面を伝播した場合とモホ面を伝播した場合のP波初動とS波初動の走時差が併せて示されている。図から、震央距離の変化に対して依存性を持つタイプの $T_{DIF}$ は、震央距離20km以上では伝播経路の不均質性の影響と考えられるばらつきがややみられるものの、全体的にコンラッド面伝播を仮定したP波とS波の初動の走時差でおおよそ表現できることがわかる。このこと

は、水平動の最大値がS波で発生することを考慮すると、このタイプの上下動の最大加速度は、P波によってもたらされていると考えるのが妥当であると考えられる。なお、走時差の計算では、瀬尾<sup>4)</sup>を参考に、コンラッド面伝播では $V_p=6.7(\text{km/s})$ ,  $V_s=3.9(\text{km/s})$ ,  $(\tau_p - \tau_s) = -0.6(\text{s})$ 、モホ面伝播では、 $V_p=7.5(\text{km/s})$ ,  $V_s=4.3(\text{km/s})$ ,  $(\tau_p - \tau_s) = -2.2(\text{s})$ とした。

一方、 $T_{DIF}$ がほぼ0秒に近いタイプの上下動については、出現時間差が非常に小さいことから、おもに地表面付近におけるS-P変換波により上下動が発生していることが考えられる。

以上から、水平動と上下動の最大加速度の出現時間差としては、0秒程度のケースと想定地震との位置関係と地下構造により推定されるP波とS波の初動の走時差によるケースを入力地震動の策定の際には考慮することが望ましいと考えられる。

### c) まとめ

岩盤上の観測データから、水平動と上下動の最大加速度の出現時間差について調査した結果、上下動と水平動の最大値の出現時間差としては、0秒程度のケースとP波とS波の初動の走時差によるケースを考慮する必要性があることが分かった。また、本研究で用いたデータによれば、最大10秒程度の出現時間差を考慮することにより、おおむね震央距離100km程度までの地震に対する出現時間差を対象としていると考えられることが分かった。

## (2) 数値解析手法の検討

地盤の上下動応答を解析的に評価する際に、応答に影響を及ぼす物性として、地盤の減衰ならびに剛性の設定方法が重要となる。ここでは、上下動の減衰特性に関し、鉛直アレーによる既存の観測記録から $Q_p$ 及び $Q_s$ を同定するとともに、減衰の違いが上下動応答に及ぼす影響について検討を行った。また、剛性の設定方法に関しては、等価線形解析手法により水平動と上下動を同時に入力することを想定して、上下動応答に影響を及ぼす体積弾性

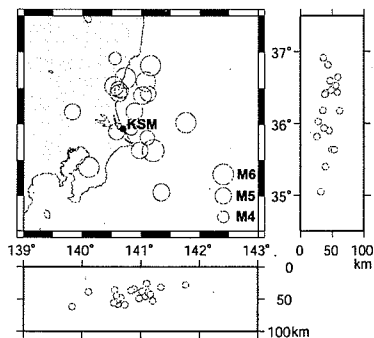


図-3 鹿島地点(KSM)の位置と解析対象とした地震の震源分布

係数の考え方を中心に検討した。

### a) 観測データに基づく上下動の減衰特性

#### 解析データ

対象とした茨城県鹿島地点の位置を図-3に示す。この地点は第四紀層が厚く堆積した成層地盤で、地下水面である最も浅い観測点(GL-1m, 以下G9)から第三紀層が確認されている最も深い観測点(GL-502m, 以下G1)までに上下動4ヶ所、水平動9ヶ所の地震計が設置されている。図-4にPS検層<sup>5)</sup>による速度構造と地震計位置を示す。上下地震計が設置されている地点には観測点コードが示されている。

観測記録は、上下動で32地震、水平動で47地震が得られており、本研究では水平動と上下動が同時に観測され、地表面での水平動の最大加速度が20galを超える20地震の平均スペクトル比を解析の対象とした。スペクトル比については、 $Q_p$ の同定には上下成分のP波初動からS波初動の直前までの部分、 $Q_s$ の同定にはTransverse成分のS波初動部から5秒間の部分の観測スペクトル比を用いた。解析の対象周波数は1Hzから20Hzとし、スペクトル比には0.4HzのParzenウィンドウで平滑化を施した。なお、当該地点では、地震によるスペクトル比の差が小さく、得られた記録の範囲内において地盤の非線形性の影響がないことを確認している。

#### 解析方法

解析には、 $Q_p$ ,  $Q_s$ ともに上下地震計が設置されている区間の観測スペクトル比を用いて行った。同定の手順は、既往の多くの研究と同様に、観測スペクトル比の分子を地表面の観測点で固定し、分母を深さ方向に順次変えながら、それぞれの区間に対して減衰及び弾性波速度を求める方法で行った。観測スペクトル比の逆解析には遺伝的アルゴリズム<sup>6)</sup>(以下、GAと略称)を用い、層厚と密度は検層結果<sup>7)</sup>で固定し、未知数を弾性波速度と減衰のみとした。理論スペクトルの計算には、鉛直入射を仮定した1次元重複反射理論を用いた。GAの探索範囲は、S波速度がPS検層の±15%、P波速度はPS検層による理論スペ

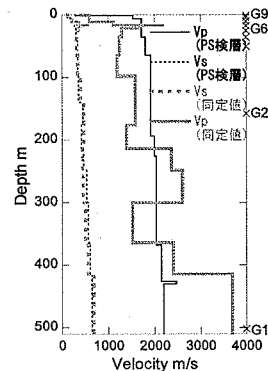


図-4 鹿島地点(KSM)の弾性波速度構造と地震計位置

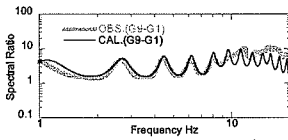


図-5 観測スペクトル比と理論スペクトル比の比較

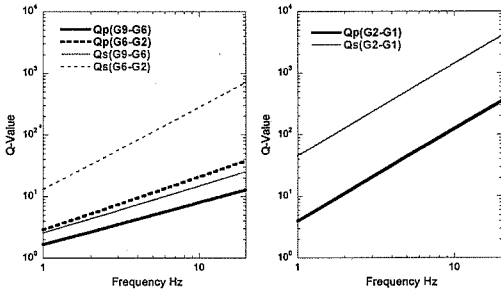


図-6 同定された  $Q_p$  および  $Q_s$  の比較

クトル比と観測スペクトル比のピーク位置が異なるため、探索範囲を比較的広く、同定された S 波速度からポアソン比 0.49 を介して求められる値を上限とした。また  $Q$  値は、周波数( $f$ )依存性を考慮した  $Q=Q_0 \cdot f^\alpha$  でモデル化し、 $Q_0$  は減衰定数にして 0.1% から 80%、 $\alpha$  は周波数依存性がない場合を同時に探索できるように、0.0001 から 1.5 とした。

#### 解析結果

図-5 に、G9/G1 における上下動の同定結果によるスペクトル比と観測スペクトル比の比較を示す。同定結果の理論スペクトル比は、観測スペクトル比と良く整合していることが分かる。

図-6 には、本検討で推定された  $Q_p$  と  $Q_s$  が示されている。 $Q_p$  と  $Q_s$  の大小関係に着目すると、 $Q_p < Q_s$  が成り立ち、同一の周波数において P 波の減衰の方が S 波より大きいことが分かる。また、両者の周波数依存性については、G9-G6 及び G6-G2 間ではその傾向が若干異なるものの G2-G1 間ではほぼ同様の傾向を示す結果となっている。当該地点では、G2 の上層付近から N 値が 50 を超えることから、硬質な地盤になるほど  $Q_p$  と  $Q_s$  の周波数依存性が一致する傾向が同われる。なお、本検討で得られた  $Q_p$  は、同様に第四紀層の  $Q_p$  を求めた藤堂ら<sup>7)</sup>による結果と調和的な結果となっている。

#### 上下動シミュレーションにおける減衰の影響

図-7 には、G1 での記録を入力として、同定された P 波速度と減衰 ( $Q_p$  または  $Q_s$ ) を用いた 1 次元解析による地表面上下動の計算結果の一例を示す。図から、減衰に  $Q_p$  を用いた場合は、最大加速度及び波形の形状が観測記録を比較的良く再現できることが分かる。一方、 $Q_s$  を用いた場合には、最大加速度は観測値の約 2 倍となり、主要動の継続時間は長くなっている。

図-8 には、当該地点の 20 地震に対する同様のシミュレ

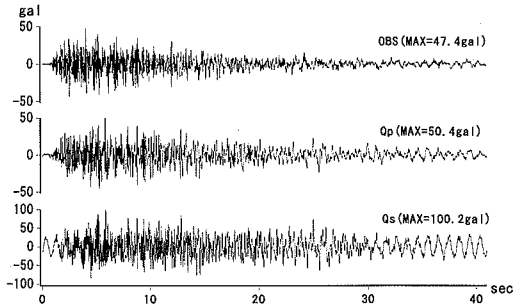


図-7 異なる減衰による地表上下動の計算結果の比較

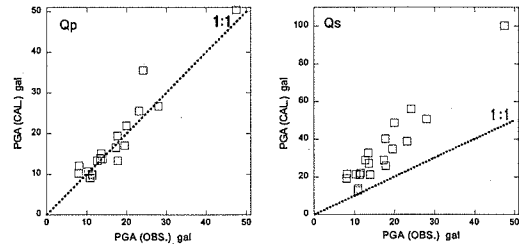


図-8 計算結果と観測値の地表上下最大加速度の比較

ーション解析と観測記録の地表最大加速度(PGA)の比較を示す。 $Q_p$  を用いた場合、観測値と計算結果の最大加速度は全体的によく一致しているが、 $Q_s$  の場合は最大加速度がすべての地震で観測値よりも大きくなる。

#### まとめ

現状では水平動と上下動を同時に入力した等価線形解析において、 $Q_p$  と  $Q_s$  の両方を考慮することは困難であるため、 $Q_s$  を用いるのが一般的となっている。そこで、減衰として  $Q_s$  を用いる妥当性についての検討を目的として、第四紀地盤における鉛直アレーの記録から  $Q_p$  及び  $Q_s$  を同定するとともに、1 次元の線形解析により減衰の違いが上下動の応答に及ぼす影響について検討を実施した。その結果、同一周波数においては  $Q_p < Q_s$  の関係が成り立つことが分かった。またさらに、 $Q_p < Q_s$  の関係から、上下動を考慮した計算において  $Q_s$  を与えることは、安全側の応答結果を与えることが分かった。

#### b) 上下動解析における地盤剛性の設定方法の検討

##### 地盤の上下動応答に影響を及ぼす地盤剛性

飽和地盤のように間隙が水で満たされた多孔質弾性体(二相混合等方均質弾性体)の  $V_s$ 、 $V_p$  (側方変位拘束)は次式で表される(Biot<sup>8),9)</sup>。

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3)$$

$$V_p = \sqrt{\frac{1}{\rho} \left( K_b + \frac{1 - K_b}{K_s} + \frac{4}{3} G \right)} \quad (4)$$

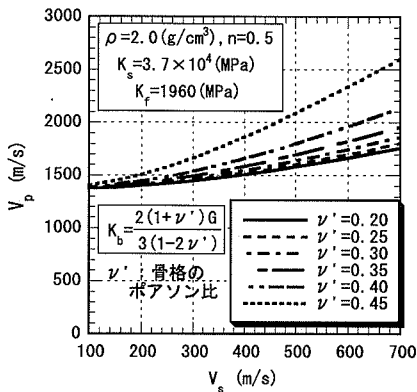


図-9 飽和多孔質弾性体の \$V\_s\$-\$V\_p\$ 関係の例

ここに、 $\rho$  : 地盤密度、 $G$  : 骨格のせん断弾性係数、 $K_b$  : 骨格の体積弾性係数、 $K_s$  : 粒子の体積弾性係数、 $K_p$  : 間隙水の体積弾性係数、 $n$  : 地盤の間隙率である。ここで、代表的な土の物性を適用して  $V_s$  と  $V_p$  の関係をプロットしたのが図-9 である。 $V_s$  が小さいほど  $V_p$  も小さくなる傾向にあるが、 $V_p$  は  $V_s$  の低下とともにある値に漸近していく。この  $V_p$  の漸近値は、主に間隙水の体積弾性係数に依存する P 波速度であり、次の 2 つの側面を有している。

- ① 骨格の体積弾性係数が、間隙水による体積弾性係数より小さいため、 $V_p$  は間隙水の体積弾性係数に支配される。軟弱な土質地盤の  $V_p$  が概ね水中での音波速度 1400 m/s 程度であることはこれによる。
- ② 初期状態での骨格の体積弾性係数は、間隙水による体積弾性係数より大きいが、地盤の軟化にともない骨格の体積弾性係数の低下が生じても、最終的に  $V_p$  は間隙水の体積弾性係数によって定まる  $V_p$  より小さくなり得ない。

したがって、飽和地盤の上下動応答を評価する場合には、この点に十分注意したうえで、物性を適切に評価しなければならない。

#### 等価線形解析における地盤剛性の取り扱いと上下動応答解析

式(4)で示した二相系飽和地盤の  $V_p$  に対して、従来の一相系解析における地盤の  $V_p$  は、次式で表現される。

$$V_p = \sqrt{\frac{1}{\rho} \left( K + \frac{4}{3} G \right)} \quad (5)$$

一相系の解析では、骨格や間隙水という概念は含まれないが、式(5)にある  $K$  は、骨格と間隙水を含む混合体としての体積弾性係数に相当すると考えて良い。

通常の等価線形解析では、収束計算から得られた  $G$  と一定値のポアソン比  $\nu$  から弾性論によって  $K$  を設定するような流れの解析を行っているため、ひずみが大きく  $G$

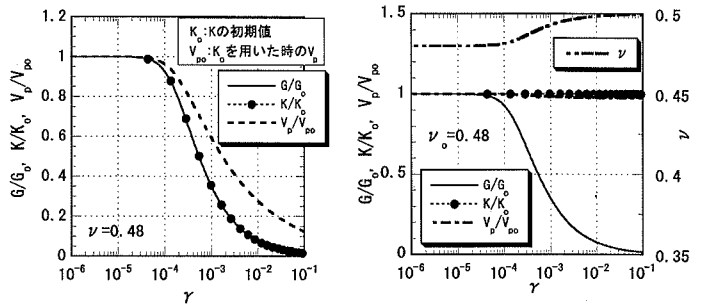


図-10 非線形カーブの例 ((a)  $\nu$  一定, (b)  $K$  一定)

の低下が激しくなると、結果的に  $K$  や  $V_p$  も大きく低下することになり(図-10(a)), 飽和地盤の  $V_p$  特性に対して矛盾を生じる可能性がある。このような矛盾点を改善する方法として、初期の  $V_s$ ,  $V_p$  から求められるポアソン比からあらかじめ  $K$  を求めておき、 $G$  が変動しても  $K$  は常に初期値一定となるようにポアソン比を変更する方法が考えられる(図-10(b))。この場合、 $G$  はひずみの増加と共に低下するが、 $K$  及び  $V_p$  はひずみによらず、ほぼ一定値を示し、軟弱土質地盤のように、間隙水の体積弾性係数が地盤の体積弾性係数として支配的となる場合でも、物性評価上の整合性を保持できることになる。初期状態で骨格の体積弾性係数の方が間隙水の体積弾性係数より大きく、 $V_p$  に対して支配的である場合には、間隙水の体積弾性係数が支配的となる条件まで、 $G$  の低下と共に  $K$  が低下すると考えることができるが、この点については後述する。

#### 地震観測記録を対象とした等価線形解析による上下動応答に関する比較

上記において示した従来型の  $\nu$  一定等価線形解析と  $K$  一定等価線形解析に対し、上下動応答の比較を行うため、1995 年兵庫県南部地震においてポートアイランドで観測された地震記録を対象に比較解析を行った。当地点は、地震によって表層の埋立土において液状化が発生したと言われており、等価線形解析手法を用いて解析を行うことに対して議論の余地はあるが、ここでの検討は、観測記録を正確に模擬することを目的としているのではなく、 $\nu$  一定等価線形解析と  $K$  一定等価線形解析とでどちらがより正確に上下動応答を評価できるか相対的な比較を行うことが目的としている。そのためには、できるだけ地盤の非線形性が顕著で、深さ方向にできるだけ多くの観測点があり、地盤物性の情報が豊富であることが望ましいとの観点から、本地震観測記録を比較解析の対象とした。

#### (解析条件)

解析には、FLUSH 系等価線形解析を用いた。解析ケー

ス以下の通りとした。解析用の基本的な地盤物性値ならびに動的変形特性は、神戸市開発局<sup>10)</sup>が実施した調査結果に基づいて設定した。また、地下水面はGL-4.0mに設定した。

CASE1：すべての層に対して、 $G$ の変化に連動して、ポアソン比一定の条件で $K$ も変化する方法。

CASE2：すべての層に対して $K$ が常に初期値一定とする方法。

CASE3：地下水が浅は従来型、地下水が深は体積弾性係数を初期値一定とする方法。

(解析結果)

図-11に最大上下加速度の深度分布を示す。全層ポアソン比一定とした従来型のCASE1は、他に比べて全体的に応答が小さくなっており、特に地表付近における上下動の増幅が十分に再現されていない。それに対して、CASE2及びCASE3では、地表付近で上下動が大きく増幅する傾向が現れており、地表での観測結果との一致度もCASE1に比べて良好である。地表付近の観測データが十分でないため、即断は難しいが、少なくとも地表面での加速度値はCASE3の方が一致度が高いといえる。

$\nu$ 一定等価線形解析の適用範囲の検討

地震観測記録の解析で示した結果は、軟質地盤では元々骨格の剛性が間隙水の剛性に比べて小さいことによる。一方、地盤が硬質になるにしたがって、骨格の剛性も高くなることを考慮すると、地盤条件によっては従来の $\nu$ 一定等価線形解析を用いることで、上記の $K$ 一定等価線形解析と同等の上下動応答を得ることができると考えられる。以下では、軟岩クラスまでの飽和地盤を想定し、パラメータ解析を通じて、 $\nu$ 一定等価線形解析の適用範囲に関する検討を行った結果について示す。

(解析手法と解析条件)

解析モデルは、100mの均一な1次元地盤モデルとし、地下水位を地表面に設定した。用いた解析手法は、 $\nu$ 一定等価線形解析と $K$ 一定等価線形解析である。ここではBiotの二相系理論を忠実に運動方程式として採用している時刻歴非線形解析NAFSS<sup>11)</sup>(以下、二相系解析と呼ぶ)による解析も実施して、この結果との比較により両解析結果の正当性を判断した。

解析では、密度を $\rho=2.0(\text{g/cm}^3)$ 、非線形特性はR-Oモデルに従うとした。解析ケースと主要な条件について表-3に示すが、詳細な解析条件については、参考文献12)を参照されたい。入力地震動には、水平最大加速度450Gal、上下最大加速度300Galの模擬地震波を用いた。

(解析結果)

解析結果の内、特徴的な例として、 $n=0.5$ で $V_{so}=200\text{m/s}$ 及び $V_{so}=600\text{m/s}$ の結果を紹介する。図-12は、それぞれ最大上下加速度の深度分布の比較を、図-13には同様に $V_s$ の低下率に関する深度分布の比較を示している。

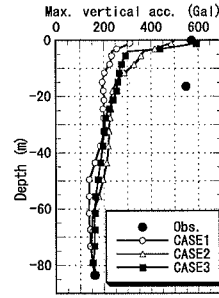


図-11 最大上下加速度の深度分布の比較

表-3 解析ケース・条件一覧表

間隙率 $n$ *1	$V_s$ m/s	$\nu$ *1	$V_p$ *2 m/s	$\nu$ *2
0.5	100	0.30	1376	0.497
	200	0.30	1411	0.490
	300	0.30	1468	0.478
	450	0.30	1589	0.456
	500	0.30	1637	0.449
0.2	600	0.30	1743	0.433
	100	0.30	2015	0.499
	200	0.30	2037	0.495
	300	0.30	2074	0.489
	450	0.30	2154	0.477
	500	0.30	2187	0.472
	600	0.30	2262	0.462

\*1 二相系解析に用いる物性値

\*2 等価線形解析に用いる物性値

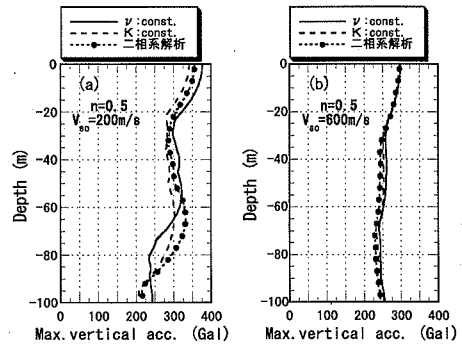


図-12 最大上下加速度の深度分布の比較

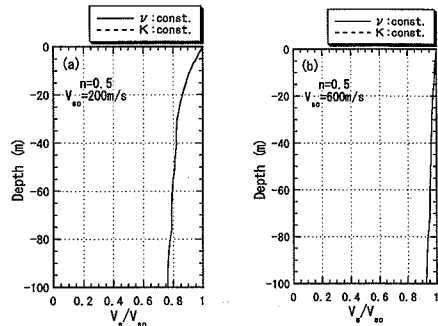


図-13  $V_s$ の低下率の深度分布の比較

$V_{so}=200\text{m/s}$  の軟質な地盤では、ポートアイランドの結果と同様に  $K$  一定の解析の方が二相系解析結果に近い応答となっている。それに対して、 $V_{so}=600\text{m/s}$  の硬質地盤ではいずれの解析結果もほとんど一致した応答を示している。これらの結果は、等価線形解析で水平・上下動同時入力を伴う地震応答解析を行う場合には、 $K$  が初期値一定という条件で解析を行うことが基本であり、地盤が硬質で、地震時発生ひずみが小さい場合には、 $\nu$  一定解析も適用可能であることを示唆している。

#### $\nu$ 一定等価線形解析の適用範囲の簡易推定法

二相系飽和地盤の  $V_p$  は、式(4)で表現されるが、多くの場合、 $K_s \gg K_b$ ,  $K_s \gg K_f$  と見なし得ることから<sup>13)</sup>、近似式として次式を適用することが多い。

$$V_p = \sqrt{\frac{1}{\rho} \left\{ \left( K_b + \frac{4}{3}G \right) + \frac{K_f}{n} \right\}} \quad (6)$$

間隙水の剛性に関連する  $K_f/n$  は、一定値であることを考慮すると、等価線形解析で飽和地盤の上下応答を正当に解析するためには、式(6)に対して次式のような条件が求められるべきと考えられる。

$$K + \frac{4}{3}G \geq \frac{K_f}{n} \quad (7)$$

さらに、この境界値に相当する  $V_s$  を  $V_{st}$  とすると、次式が成立する。

$$V_{st} = \sqrt{\frac{(1-2\nu)K_f}{2n\rho(1-\nu)}} \quad (8)$$

ポアソン比  $\nu$  をパラメータとして、 $V_{st}$  と初期  $V_{so}$  の比を  $V_{so}$  に対してプロットした例が図-14 である。それぞれのポアソン比  $\nu$  に対して、収束計算による  $V_s$  と  $V_{so}$  との比が曲線より上方に位置するようであれば、通常の  $\nu$  一定解析でよいが、それより下方に位置するようであれば、 $K$  一定の解析を行う方が好ましいことになる。同図には、前述のパラメータ解析( $n=0.5$ )の結果、収束した平均的な  $V_s$  と  $V_{so}$  との比を求め、各  $V_{so}$  に対して●印で記載している。 $V_{so}=200\text{m/s}$  の場合には、曲線の下方に位置するため  $K$  一定解析が望ましいが、 $V_{so}=600\text{m/s}$  では、曲線の上方に位置していることから  $\nu$  一定解析でも良いことになり、解析結果もそれを裏付けている。

#### まとめ

等価線形解析を用いて、水平動と上下動の同時入力による飽和地盤の地震応答解析を行う場合には、体積弾性係数  $K$  が初期値一定の条件で解析を行うのが基本である。ただし、岩盤のような硬質な地盤で、地震時に発生するひずみレベルが小さい場合には、従来の  $\nu$  一定等価線形解析を用いても、 $K$  一定等価線形解析とほぼ同等の上下動応答を得ることができ、その適用限界は式(8)を用いる

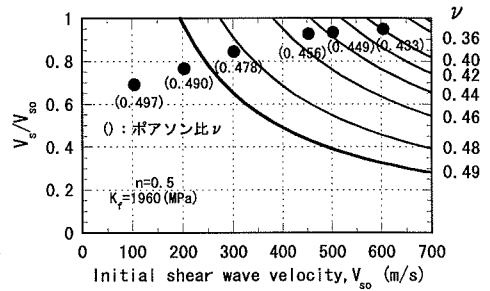


図-14  $\nu$  一定等価線形解析の適用境界の例

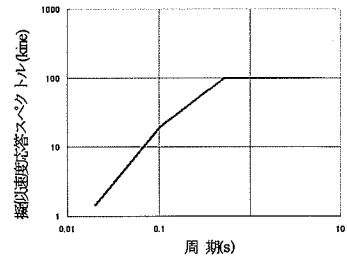


図-15 目標スペクトル(擬似速度応答スペクトル, 減衰5%)

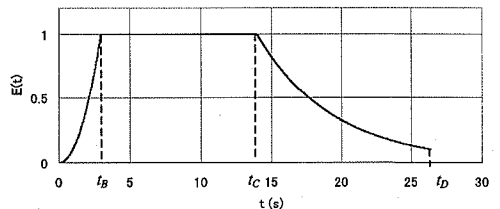


図-16 包絡関数

ことで簡易に推定できる。

### (3) すべり安全率のばらつきを検討

2.において示したとおり、現状の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価では、等価線形解析を用いた想定すべり面のすべり安全率によって安定性が検討される。

一方、現在検討が行われている入力地震動としての水平動と上下動は、それぞれの目標スペクトルに適合する地震動を策定することが基本とされており、両者の位相等については特に規定されない方向にある。したがって、地盤の安定性に影響を及ぼすと考えられる水平動と上下動の加速度ピーク値発生時間差が、すべり安全率のばらつきに及ぼす影響を事前に検討しておくことが望ましい。そこで、軟岩、硬岩から成る基礎地盤及び周辺斜面の代表的なモデル、地盤物性を用いて、水平動と上下動の加速度ピーク値の発生時間差が、すべり安全率のばらつきに与える影響について解析的に検討した。以下では、紙面の都合で軟岩基礎地盤の検討結果のみを紹介する。

### a) 地震動の設定

動的解析に用いる入力地震動(以下、検討用入力地震動という)は、水平動と上下動との組合せで与えることとし、以下に示す方法によって、加速度ピーク値発生時間差が異なる36組の地震動を設定した。

#### 検討用入力地震動の作成

本研究では想定地震を設定していないことから、検討用入力地震動は、既往の震源近傍における観測記録の速度応答スペクトルを包絡した図-15に示す目標応答スペクトル<sup>14)</sup>(擬似速度応答スペクトル,  $h=5\%$ )に適合するような地震動として作成した。波形の位相はランダムに発生させ、包絡関数は図-16のようなNishimura et al.<sup>15)</sup>による次式により与えた。

$$E(t) = (t/t_B)^2 \quad (0 < t \leq t_B) \quad (9a)$$

$$E(t) = 1 \quad (t_B < t \leq t_C) \quad (9b)$$

$$E(t) = e^{-\ln(0.1)(t-t_C)/t_D} \quad (t_C < t \leq t_D) \quad (9c)$$

ここに、 $t_B$ 、 $t_C$ 、 $t_D$ は所与のマグニチュード( $M=6.8$ )と等価震源距離( $X_{eq}=10\text{km}$ )から、 $t_B=2.96$ 秒、 $t_C=13.92$ 秒、 $t_D=26.39$ 秒と算定される。

#### 水平動・上下動の組合せ

上記で作成した110波の模擬地震動のうち、2波を組み合わせ、水平・上下動の加速度ピーク値発生の時間差が0秒、0~1秒、1~2秒、・・・、10~11秒となる12グループに分類した。時間差の範囲を0~11秒に設定した根拠は、前述(1)の分析結果に基づいている。12分類したグループから無作為に3組ずつ抽出して合計36組の検討用地震動(No.1地震動~No.36地震動)を設定した。

水平動の最大加速度値は450Gal、上下動の最大加速度値は300Galである。図-17に36組の検討用地震動における水平動と上下動の加速度ピーク値の発生時間差の分布を示す。また、No.1地震動の組合せの場合を例として図-18に時刻歴波形を示す。

### b) 動的解析とすべり安全率の算定

軟岩基礎地盤を想定したモデルを対象に、36ケースの水平動、上下動の組合せによる検討用地震動の同時入力による二次元等価線形解析を実施し、各ケースにおける想定すべり面上の安全率を算定した。なお、等価線形解析は、ポアソン比 $\nu$ 一定の条件で解析を行った。この場合、体積弾性係数 $K$ は収束せん断弾性係数 $G$ に対応する値が用いられることになる。

### c) 解析モデル

解析モデルは、図-19に示すように、軟岩相当の強度・剛性を有する上部層、中部層及び下部層成層地盤と2本の弱層から構成され、これらの地層は表層地盤に覆われ

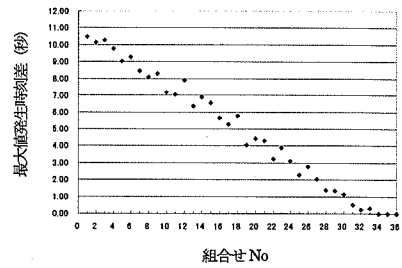


図-17 検討用地震動No.と水平・上下動の加速度ピーク値発生時間差

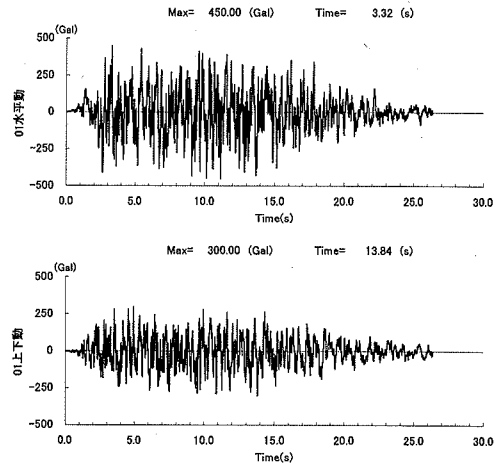


図-18 検討用地震動の時刻歴波形(No.1地震動)

ている。また、地下水面は表層地盤底面とした。

解析上考慮する最大周波数 $f_{max}$ を15Hzとし、要素分割にあたっては、要素の最大高さを $V_s/(5 \times f_{max})$ とした。ここに、 $V_s$ は収束剛性から設定されるせん断波速度である。弱層(1)についてはジョイント要素でモデル化した。モデル底面を解放基盤表面と設定し、先に示した水平動と上下動を入射波として同時入力した。動的解析時の境界条件は、モデル側方をエネルギー伝達境界、モデル底面を粘性境界とした。

### d) 想定すべり線

本検討の想定すべり線を図-20に示す。これらは、地層構成や震度法に基づく静的解析によるモビライズド面の位置などを考慮して設定した。

### e) 地盤物性値

地盤物性値は、軟岩サイトの既設原子力発電所における値を参考にして設定した。地盤物性値一覧を表-4に示す。基本的に、解放基盤層を除く全ての地層に対して図-21に示す非線形性を考慮した。なお同図では、大ひずみ領域における岩盤部の減衰が極端に大きくなる傾向になっているが、これはひずみレベル1%程度までの試験データを指数関数で単純にモデル化して表示したためであり、



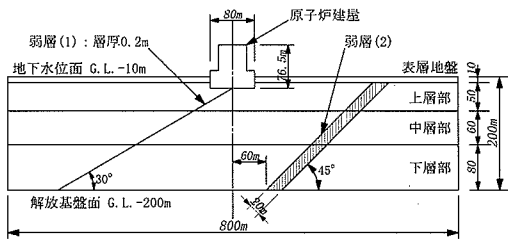


図-19 解析モデル

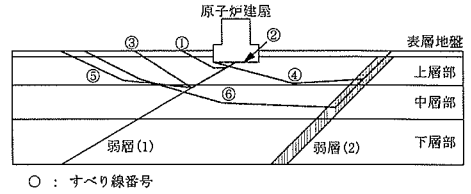


図-20 想定すべり線位置図

表-4 各層の地盤物性値

項目	単位	表層地盤	弱層(1) 弱層(2)	岩盤			解放基盤	備考
				上層部	中層部	下層部		
単位体積重量( $\gamma$ )	kN/m <sup>3</sup>	18	18	17	18	19	19	
せん断強度( $C_u$ )	kPa	49+0.58 $\cdot\sigma_{m0}$	49+0.36 $\cdot\sigma_{m0}$	1200	1400	1600	-	$\sigma_{m0}$ :初期平均有効主応力(kPa)
せん断強度( $\tau_u$ )	kPa	-	-	510	580	730	-	
引張強度( $\sigma_t$ )	kPa	-	-	200	200	290	-	
S波速度( $V_s$ )	m/s	300	-	450	500	600	700	
初期せん断弾性係数( $G_0$ )	MPa	170	2.2 $\cdot(\sigma_{m0})^{0.6}$	340	450	690	930	$\sigma_{m0}$ :初期平均有効主応力(kPa)
動弾性係数( $E_d$ )	MPa	470	-	980	1300	2000	2800	
動ポアソン比( $\nu_d$ )	-	0.45	0.45	0.43	0.43	0.42	0.41	
$G/G_0 \sim \gamma$ $\gamma$ : (%)	-	1/(1+4.5 $\gamma^{0.8}$ )	1/(1+4.8 $\gamma^{0.7}$ )	1/(1+2.8 $\gamma^{1.1}$ )	1/(1+2.3 $\gamma^{1.2}$ )	1/(1+0.8 $\gamma^{1.5}$ )	1.0	(一定)
$h \sim \gamma$ $\gamma$ : (%)	%	11.4 $\gamma^{0.2}+2.0$	18.0 $\gamma^{0.2}+2.0$	14.0 $\gamma^{0.8}+2.0$	9.1 $\gamma^{0.8}+1.8$	5.9 $\gamma^{1.2}+1.0$	3.0	(一定)
減衰定数 $h$ の下限值	%	5.0	5.0	3.0	3.0	3.0	-	
備考		表層地盤は地下水位以下であるため、 $\sigma_{m0} = \sigma_{m0}$		上層部、中層部、下層部の強度は、低圧部を放物線、高圧部を $\phi=0$ の直線とした破壊包絡線として設定				

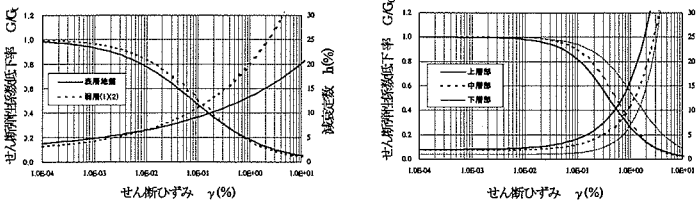


図-21 各層のせん断弾性係数及び減衰定数のせん断ひずみ依存特性

実際に今回の入力条件で地盤に発生するせん断ひずみは0.1%程度であったことを踏まえても、結果に影響を与えるものではなかったことを付記しておく。また、水平方向と上下方向の地盤の減衰については、同一に扱った。上層・中層・下層の岩盤部の破壊包絡線は、図-22に示す放物線と直線で形成される形状とした。表層地盤のせん断強度  $C_u$ 、弱層(1)(2)のせん断強度  $C_u$  及び初期せん断弾性係数  $G_0$  は、初期平均有効主応力  $\sigma_{m0}$  に依存する形で設定した。

f) 初期応力の算定

初期応力は、単位体積重量を各地層に応じた値とし、変形係数  $E$  及びポアソン比  $\nu$  については一律  $E=980\text{MPa}$ 、

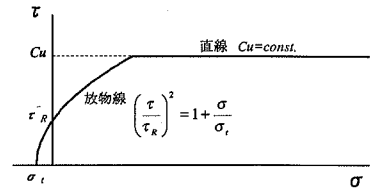


図-22 岩盤部の破壊包絡線形状

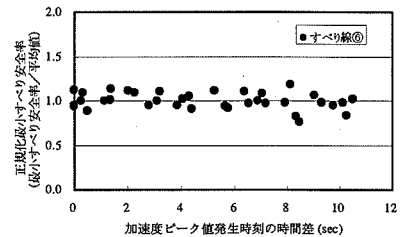
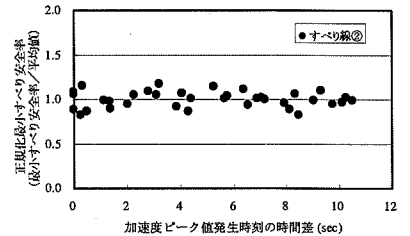


図-23 最小すべり安全率と加速度ピーク値発生時刻の時間差の関係

$\nu=0.45$  とした自重解析によって求めた、初期応力解析時の境界条件は、モデル側方を鉛直ローラ、モデル下端を固定条件とした。

g) すべり安全率の算定方法

すべり安全率は、各要素内のすべり線上に作用するせん断応力の総和と各要素が発揮する強度の総和の比から算定する方法とし、次式によった。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{\sum_{i=1}^n S_i} \quad (10)$$

ここに、 $F_s$ : すべり安全率、 $R_i$ : 各要素内のすべり面上で発揮される抵抗力、 $S_i$ : 各要素内のすべり面上に作用する

せん断力,  $n$ : 想定すべり線が通過する要素の総数である。

#### h) すべり安全率のばらつきの評価

水平動と上下動の加速度ピーク値の発生時間差を変化させた水平・上下動の組合せ No.1~No.36 の検討用地震動に対して算出した最小すべり安全率と加速度ピーク値発生の時間差との関係を図-23(紙面の都合上, すべり線②, 及びすべり線⑥を記載)に示す。同図より, 加速度ピーク値発生の時間差によって最小すべり安全率のばらつきは変化せず, 加速度ピーク値発生の時間差は最小すべり安全率のばらつきに対して大きな影響を及ぼさないことがわかる。

#### i) まとめ

水平動と上下動の組合せを複数設定し, 水平動と上下動の加速度ピーク値の発生時間差が地盤の最小すべり安全率のばらつきに及ぼす影響を解析的に検討した結果, 最小すべり安全率のばらつきに大きな影響を及ぼさないことを示した。なお, 硬岩の基礎地盤, 軟・硬岩の周辺斜面に対しても上記と同じ検討が行われ, 同様の傾向が得られていることを付記しておく。

## 4. 結語

原子力発電所基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価手法の体系化にあたり, 本報告では動的上下動を考慮した地盤安定性評価に関する基本的な検討を行った結果について紹介した。地震動については, 岩盤上で観測された地震記録から, 水平動と上下動の加速度ピーク値の発生時間差の実体を整理・分析した。これらの分析結果に基づいて, 水平動と上下動の加速度ピーク値発生時間差が基礎地盤や周辺斜面の最小すべり安全率のばらつきに及ぼす影響を解析的に検討した結果, 大きな影響を及ぼすほどではないことを示した。また, 等価線形化法に基づく水平動・上下動同時入力による動的解析における地盤の減衰ならびに剛性(体積弾性係数)の設定方法に関しても合わせて基本的な検討を行った。その結果, 同一周波数の P 波の減衰( $Q_p^{-1}$ )は S 波の減衰( $Q_s^{-1}$ )よりも大きいこと, 地下水水面以深の地盤に対する体積弾性係数は初期値一定として解析するのが望ましいが, 岩盤のように本来剛性が高く, 地震時に発生するひずみレベルが小さい地盤では, 従来のポアソン比一定条件で解析しても上下動応答に大きな影響を及ぼさないことを示した。

なお, 本報告の詳細は, 土木学会ホームページの部門/委員会活動 調査研究部門 原子力土木委員会 地盤安定性評価部会 (<http://www.jsce.or.jp/committee/ceofnp/geotech.html>)に掲載されているので, 参照いただきたい。

## 参考文献

- 1) (社)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, 1985.
- 2) (社)日本電気協会: 原子力発電所耐震設計技術指針, JEAG4601, 1987.
- 3) 矢島浩: 強震観測資料集 第17巻(1998年観測地震), 電力中央研究所報告, U99028, 1999.
- 4) 瀬尾和大: 初動の走時から推定される地震波の南関東における伝播経路, 地震2, 32, pp.267-279, 1979.
- 5) 金谷守, 当麻純一, 矢島浩: 地震記録に基づく地盤の非線形解析手法(NAFSS)の適用性検討—鹿島地点での地震観測とその数値シミュレーション—, 電力中央研究所研究報告, U95027, 1996.
- 6) 佐藤浩章, 金谷守, 石川博之, 金戸俊道: 鉛直アレー記録に基づく上下動の減衰特性とシミュレーション, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.149-150, 2002.
- 7) 藤堂正喜, 羽鳥敏明, 千葉脩, 高橋克也, 武村雅之, 田中英朗: 堆積地盤における上下地震動の特性と  $Q_p$  構造, 日本建築学会構造系論文集, 475, pp.45-54, 1995.
- 8) Biot, M. A. : General theory of three dimensional consolidation, Journal of Applied Physics, Vol.12, pp.155-169, 1941.
- 9) Biot, M. A. : Mechanics of deformation and acoustic in porous propagation media, Journal of Applied Physics, Vol.33, pp.1482-1498, 1962.
- 10) 神戸市開発局: 兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査(ポートアイランド, 六甲アイランド) 報告書, 1995.
- 11) 金谷守, 西好一, 当麻純一, 大波正行: 有効応力に基づく地盤の非線形解析手法の開発とその検証, 土木学会論文集, No.505/III-29, pp.49-58, 1994.
- 12) 金谷守, 石川博之, 金戸俊道: 等価線形解析を用いた地盤の上下動応答に関する一考察, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, CD-ROM, 2002.
- 13) Ishihara, K. : Approximate forms of wave equations for water-saturated porous materials and related dynamic modulus, Soils and Foundations, Vol.10, No.4, pp.10-38, 1970.
- 14) 武村雅之, 大野晋, 高橋克之: 強震記録から見た震源近傍での硬質地盤上における地震動—レベル2地震動の共通基準—, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, pp.61-64, 1999.
- 15) Nishimura, I., Noda, S., Takahashi, K., Takemura, M., Ohno, S., Tohdo, M. and Watanabe, T. : Response spectra for design purpose of stiff structures on rock sites, SMIRT 16, Washington DC, Paper #1133, 2001.

(2003. 3. 20 受付)

Analytical studies were carried out on the fluctuations of the minimum sliding safety factors of the foundation ground and surrounding slope of nuclear power stations at various combinations of the horizontal and vertical earthquake motions. The range of the combinations were determined from the investigations on the phase difference between horizontal and vertical motions actually recorded at the rock sites. It was revealed that the fluctuations of the minimum sliding safety factors were not seriously affected by the phase differences between them.

Furthermore, fundamental studies on the damping and stiffness (bulk modulus) of the ground are conducted in order to more reasonably analyse the ground response by employing the equivalent linear analysis method with dynamic horizontal and vertical input motion.