

## 委員会報告

### 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

#### SEISMIC RESISTANCE EVALUATION METHODS FOR FOUNDATION GROUND OF NUCLEAR POWER PLANT AND FOR CRITICAL CIVIL ENGINEERING STRUCTURES

原子力土木委員会地盤部会地盤の耐震設計分科会

*By A Seismic Design Working Group, Ground Integrity Subcommittee,  
Committee of Civil Engineering of Nuclear Power Facilities*

#### 1. ま え が き

わが国は世界有数の地震国であり、原子力発電所の安全を確保するうえで、適切な耐震設計を行うことはきわめて重要である。

発電用原子力設備の耐震安全性評価は、原子力安全委員会が定めた「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針（以下「指針」と略記）」<sup>1)</sup>を基本として実施されている。原子力発電所の地盤についても、指針に加えて、原子炉安全専門審査会が定めた内規「原子力発電所の地質・地盤に関する安全審査の手引き」<sup>1)</sup>に示された基本に従い、綿密な調査・試験、さらに信頼できる手法による解析と設計を行って、信頼性の高い施工を行うことが求められてきた。しかしながら、地質・地盤は多様であり、その調査・試験・解析・評価・設計・施工の一連の関係を体系化することは、土木技術者の実務上はもとより立地に関心を寄せている国民の理解と信頼を得るためにも有意義なことと考えられる。このため、昭和54年9月に、土木学会原子力土木委員会の下に地盤部会を設置し、そのもとに地盤の耐震設計分科会と地質・地盤の調査・試験法標準化分科会の2分科会を設け、鋭意検討を加えた。その成果は59年3月にとりまとめることができた。なお、地盤部会の活動概要については、すでに土木学会誌上に紹介した<sup>2)</sup>。

本報告では、2分科会のうち、下記の3つのワーキング・グループ(WG)から構成された地盤の耐震設計分科会(分科会長：川本朧万)での主な検討結果の概要について紹介する。

原子炉建屋基礎地盤の耐震安定性評価 WG

(主査：土岐憲三)

周辺斜面の耐震安定性評価 WG (主査：小林昭一)

屋外重要土木構造物の耐震安全性評価 WG

(主査：片山恒雄)

#### 2. 基本的考え方

「原子力発電所耐震設計技術指針、重要度分類・許容応力編」<sup>3)</sup>によれば直接支持構造物から荷重を受ける建物、構築物については耐震重要度の分類は行わず、その支持する設備の耐震設計に適用される地震動に対して、支持機能を損なわないこととされている。

したがって、非常用の海水系設備を支持する構造物(具体的には、海水ポンプ基礎、海水管ダクトなど)は間接支持構造物として定義づけられており、その支持する設備の耐震設計に適用される地震動に対して当該設備を支持する機能を損なわないことが要求される。原子炉建屋基礎地盤に関しては、上記の間接支持構造物にも該当するものではないが、原子炉建屋基礎地盤が支持するのはAsクラスを含む建物・設備であるため、その耐震安定性の評価には間接支持構造物に準じた扱いが必要となろう。原子炉建屋周辺斜面に関しては、それ自体は自ら放射性物質を内蔵したり、内蔵している施設が直接構築されるものではないため、放射能による環境への影響が問題とはならない。したがって、原子炉建屋周辺斜面の耐震安定性の評価にあたっては、その崩壊が原子炉施設等に波及的影響を及ぼさないことを確認すればよいことになる。一方、非常用取水設備の中でも、取水口、取水路、取水管等の海からポンプ室に至る構造物については間接支持構造物の範ちゅうにも入らず、また、その構造形式が多様であるため一律に重要度を規定するのは困難であるが、最も安全側の判断として間接支持構造物に準じた

取扱いとすることが適当であるといえよう。

上記より、原子炉建屋基礎地盤、原子炉建屋周辺斜面および屋外重要土木構造物の耐震性は、①A～Asクラスを含めた建物・設備の支持機能を損なわないこと、あるいは②これら建物・設備の機能保持に波及的影響を及ぼさないこと、という観点から基準地震動あるいはこれらに等価な地震力に対して評価することとした。

### 3. 原子炉建屋基礎地盤と周辺斜面の耐震安定性評価手法

#### (1) 安定性評価の基本的な考え方

今回まとめられた耐震安定性評価手法は以下の特徴を有している。

基礎地盤および周辺斜面の安定性評価は、地質調査・試験結果をもとに適切な地盤モデルを定め、設計法として実績があり取り扱いも容易なすべり面法等の慣用法とより複雑な条件にも対応し得る有限要素法などを用いる静的解析や動的解析により行うものとした。

この場合、図-1の例に示すように慣用法、静的解析、動的解析の順に検討を行い、原則として各解析段階までに所定の安定性評価基準値を満足した場合にはそれ以上

の精度を上げた解析は必要としない。また、必ずしも段階的に行う必要はなく事前調査の結果を踏まえていずれの解析段階から始めてもよいとしている。ここに、評価基準値は、解析の結果得られた安全率が評価基準値以上あれば安全性が十分確保されており、それ以上の精度を上げた詳細な検討を必要としない地盤であると判断するための指標として定めたものである。

基礎地盤の場合には、原則として十分に支持力のある安定した地盤が選定されるために、一般には安定性が問題となることは少ないが、卓越した異方性あるいは顕著な不均質性が認められる場合には応力的な不均衡が生じる可能性があるため、たとえば弱層等に沿った地盤のすべり、支持力、沈下などを詳細に検討することが必要となろう。

一方、周辺斜面の場合には、原子炉建屋との離間距離、斜面の規模などを考慮して安定性評価の対象とすべき斜面を決めることがまず必要となってくる。

この点については、図-2、3に示す既往の斜面崩壊事例の調査結果から、斜面のり尻と原子炉建屋の離間距離が約50m以内の斜面あるいは斜面高さの約1.4倍以内の斜面が対象となるものと考えられる。斜面には岩盤

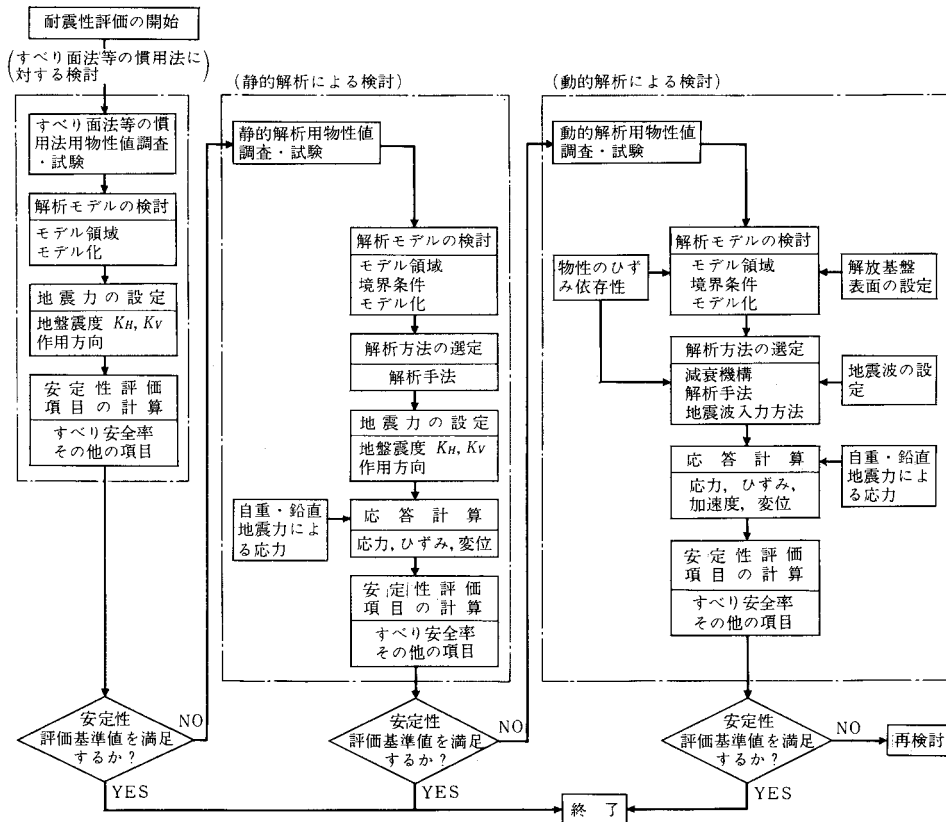


図-1 耐震安定性検討の流れ図 (原子炉建屋基礎地盤の例)

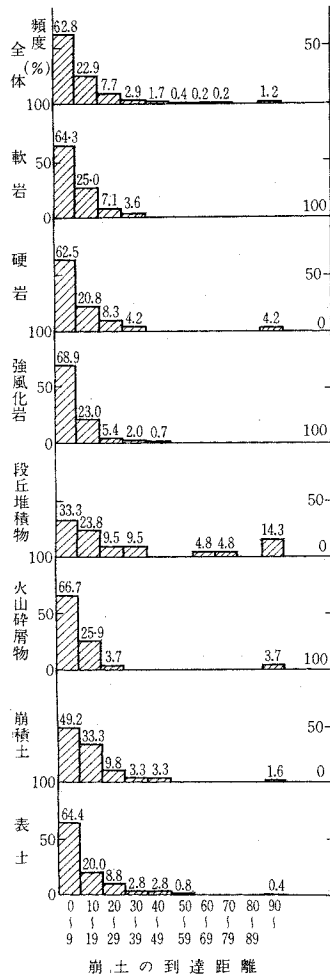


図-2 斜面構成土質別崩土の到達距離頻度<sup>4)</sup>

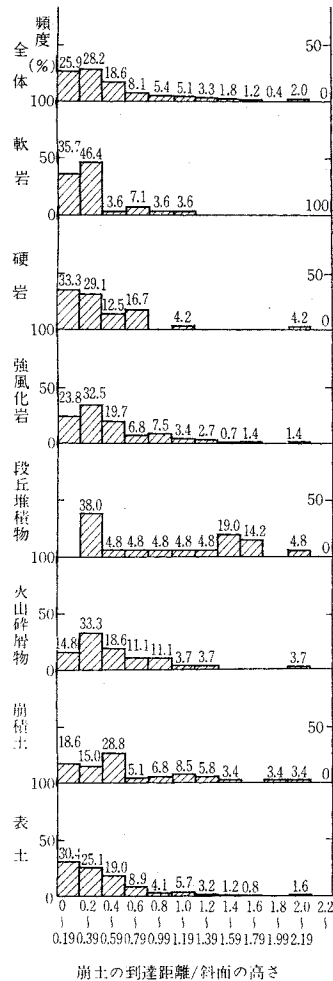


図-3 傾斜構成土質別崩土の到達距離/斜面の高さ<sup>4)</sup>

斜面、土質斜面などがあり、安定性評価に際しては、これら構成材料の特性をよく把握して、適切な解析方法を用いることが重要である。

(2) 設計用地震力

a) 原子炉建屋基礎地盤の場合

基礎地盤の耐震安定性は耐震重要度分類 As クラスに準じて検討することになるため、動的検討には基準地震動  $S_2$  を使用し、静的検討には基準地震動  $S_2$  と同等の効果をもつ等価な地震力を使用することが要求される。

本分科会では、すべり面法等の慣用法や静的解析に用いる地盤震度として基準地震動  $S_2$  と等価なおおむね全国に適用できる震度として「0.2」を提案したが、以下にその根拠について述べる。なお、基準地震動  $S_2$  については、固有地点ごとに、活断層や歴史地震等の詳細な調査結果をもとに設定されることになっている。

検討に際しては、①原子炉建屋基礎地盤の動的応答解析から、等価な地盤震度を算定する方法と②水平地盤震度 0.2 を用いた静的解析と基準地震動  $S_2$  を用いた動的解析とのすべり安全率を比較することによりその妥当性を検討する方法の 2 方法を採用した。

まず、基礎地盤の応答特性から地盤震度を算定した結果について述べる。ケーススタディーに用いた地盤モデルを図-4 に示す。検討には解放基盤表面(岩盤の S 波速度 700 m/s 以上の層の上面)で与えられた、表-1 に示す 5 種類の地震動を採用した。模擬地震動 No.2 の時刻歴と応答スペクトルを一例として図-5 に示す。

等価な地盤震度の算定法としては、動的解析によって地盤に発生する最大せん断応力分布を生ぜしめるのに必要な震度分布を求める第 1 の方法(地中震度  $K_m$ 、解析モデル図-6 参照)と地盤中に仮想したすべり面上の土

塊全体としての慣性力の最大値で表現する第2の方法  
(最大震度  $K_H$ , 解析モデル図-7参照) の2方法を採

用した。各方法の具体的な求め方を示すと次のようになる。

表-1 検討用地震動

地震波名	最大加速度 (gal)	マグニチュード	備考
模 擬 地震波	No.2	340	直下型(S <sub>2</sub> )
	No.6	388	近 地(S <sub>2</sub> )
	No.7	407	遠 地(S <sub>2</sub> )
TAFT(EW)	147	7.7	検討時に加速度値変化
開北橋(TR)	287	7.4	検討時に加速度値変化

\* 通産省, 軽水炉改良標準化耐震設計小委員会による地震動

$$地中震度 K_{Hi} = \frac{2|\tau_{i,max} - \tau_{i-1,max}|}{h_{i-1} \cdot \rho_{i-1} + h_i \cdot \rho_i}$$

ここに,

$K_{Hi}$ : 地中  $i$  点における地中震度

$\tau_{i,max}$ :  $i$  層に発生する最大せん断応力

$\rho_i$ :  $i$  層の単位体積重量

$h_i$ :  $i$  層の層厚

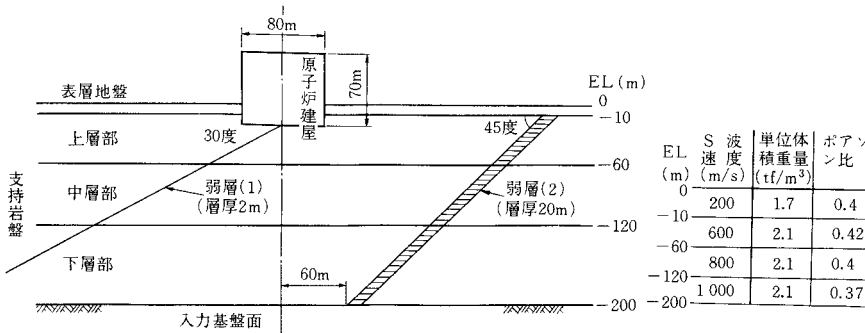
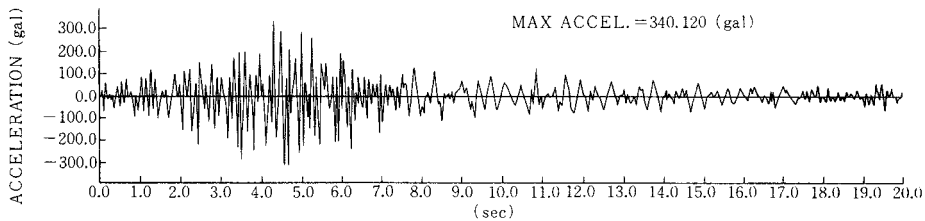
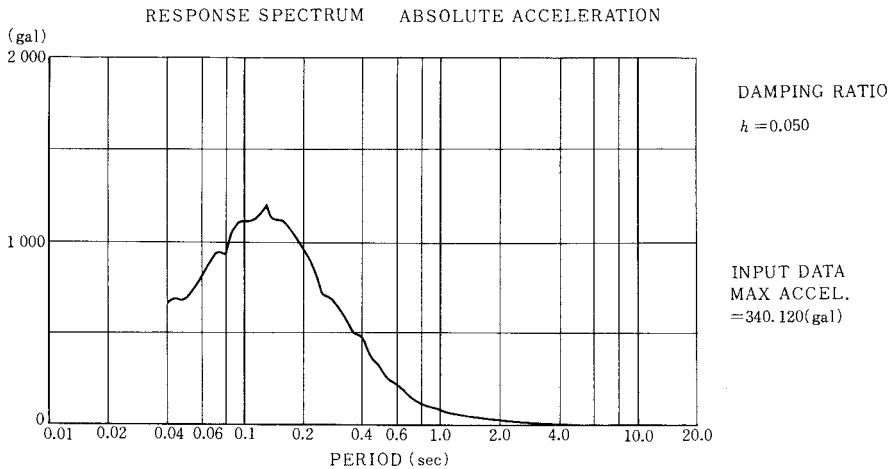


図-4 例示用モデル



(a) 時刻歴



(b) 応答スペクトル(減衰定数5%)

図-5 検討用地震動例 (改良標準波 No.2)

$$\text{最大震度 } K_H = \left( \frac{\sum_i^N \alpha_{it} \cdot m_i}{\sum_i^N m_i \cdot g} \right)_{\max} = (K_{HD})_{\max}$$

ここに、

$K_{HD}$ : 時刻  $t$  における等価加速度

$i$ : すべてと仮想された土塊の解析モデル上の地盤要素  $i$

$N$ : すべてと仮想された土塊の解析モデル全地盤要素数

$\alpha_{it}$ :  $i$  要素の  $t$  時刻における水平加速度

$m_i$ :  $i$  要素の質量

$g$ : 重力加速度

最大震度  $K_H$  を求めるときに用いた仮想すべり面が図-7中に示されている。これらのすべり面は、すべり面法による検討の結果弱層を通るすべり面の中で所定すべり面深さごとに最小値を示したすべり面を主として選定した。

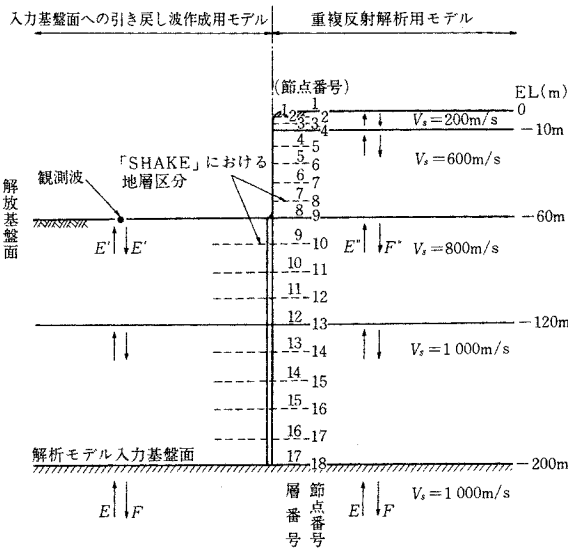


図-6 地中震度  $K_H$  検討用モデル

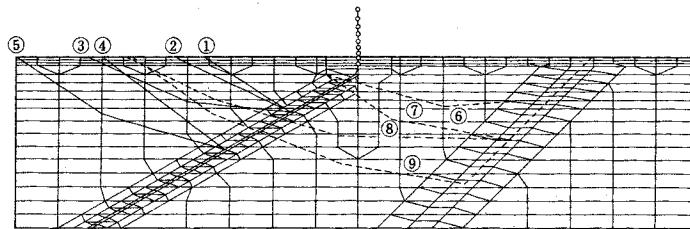


図-7 最大震度  $K_H$  検討用モデル

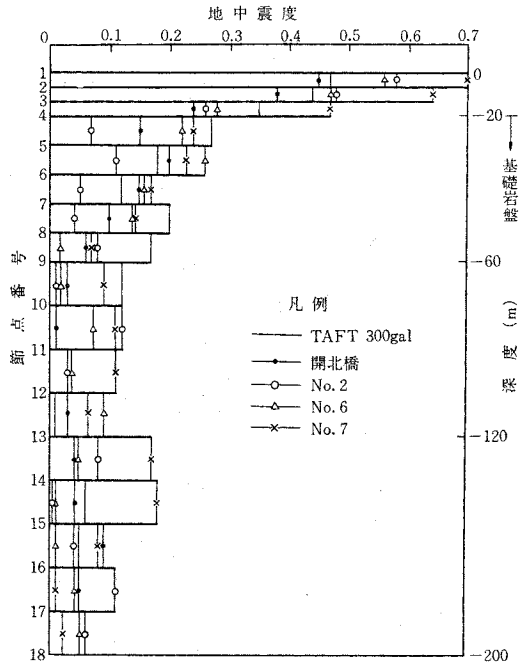
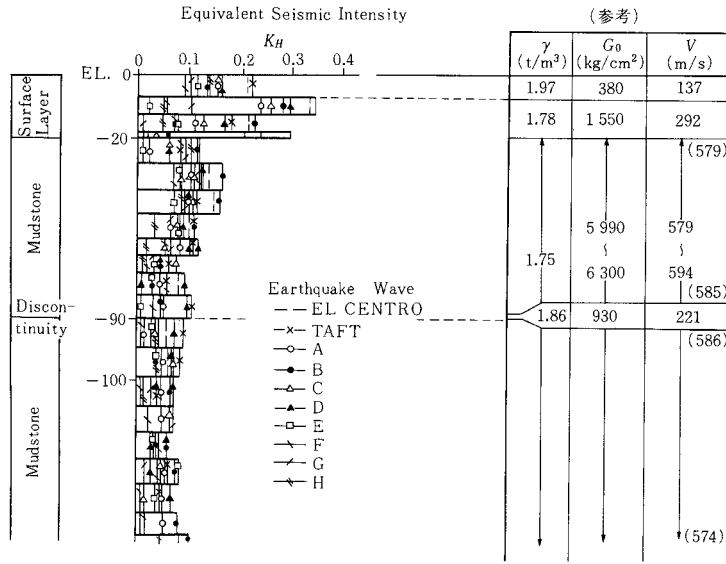


図-8 最大動的せん断応力の深さ方向分布から求めた地中震度分布

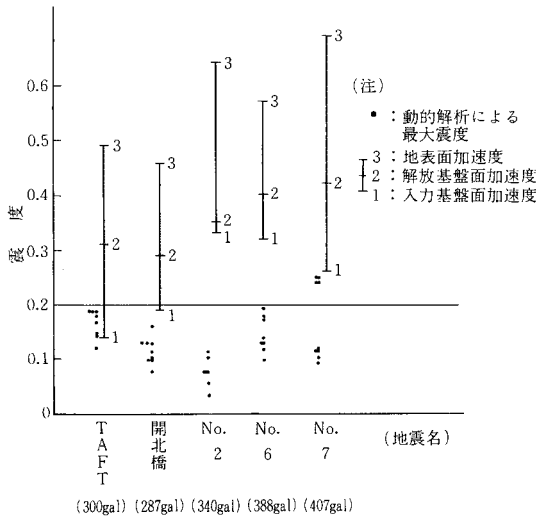
地中震度  $K_H$  の解析結果を図-8に示す。この結果より、解放基盤表面 (EL-60 m,  $V_s=800$  m/s) で最大入力加速度振幅は 300~400 gal に達するが岩盤表層部分での震度は 0.2 程度であり、地中深くなるとともにその値は小さくなる傾向にあることがわかる。

図-9には泥岩盤の例<sup>9)</sup>が示されているが、同様の結果を示している。

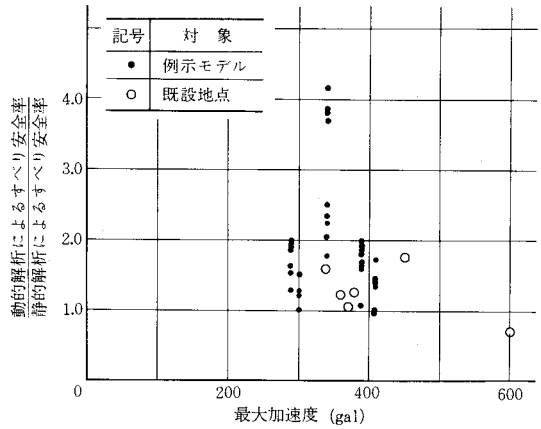
最大震度  $K_H$  の解析結果を図-10に示す。同図中の・印は、各すべり面に対する  $K_H$  を示している。この図より、 $K_H$  は改良標準波 No. 7 に対する以外は 0.2 よりも小さく、また、改良標準波 No. 7 に対する  $K_H$  も、図-11に示した例のよう



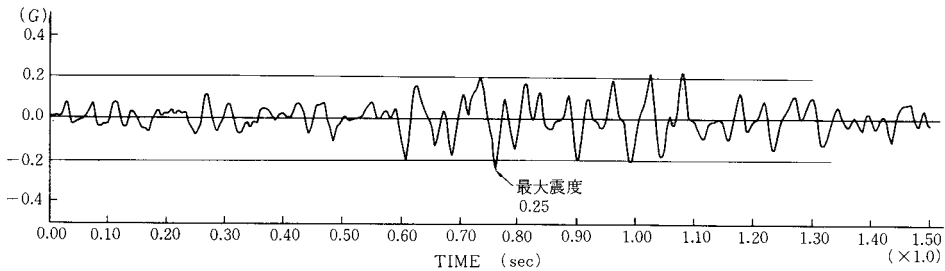
図—9 最大動的せん断応力の深さ方向分布から求めた地中震度分布(例)<sup>5)</sup>



図—10 最大震度、応答加速度(震度表示)と震度 0.2 との比較



図—12 基準地震動  $S_0$  の最大加速度値と動的解析によるすべり安全率と静的解析によるすべり安全率との関係



図—11 標準用地震動 No. ⑦に対する  $K_{H0}$  の時刻歴(すべり面①に対する結果)

に、最大値は0.25を示すもののその値は瞬時であることがわかる。すなわち、地盤の耐震安定性評価に用いる等価地盤震度として0.2は、今回対象とした基準地震動  $S_2$  に基づく地震力に対して妥当に評価した値とすることができる。

次に、地盤震度0.2を用いて静的解析から求めたすべり安全率と基準地震動  $S_2$  を用いて動的解析から求めた瞬時すべり安全率の比較を行った。図-12には、前述したケーススタディー結果および既設原子力発電所基礎地盤での検討結果を用いて、静的解析から得られたすべり安全率に対する動的解析結果の比 ( $R$  と略記) と基準地震動  $S_2$  の最大加速度値との関係が示されている。この図より、基準地震動  $S_2$  の最大加速度が概略 500 gal

以下では  $R$  は 1.0 以上を示すことがわかる。

以上の検討事例および既設地点の検討実績より、地盤震度については「S波速度 500 m/s 程度以上の岩盤で、かつ、基準地震動  $S_2$  の最大加速度が 500 gal 程度以下の地点については、地盤震度 0.2 が適用できる」と結論できる。

b) 周辺斜面の場合

原子炉建屋の周辺斜面の耐震安定性も、耐震重要度分類 As クラスに準じて検討しなければならず、基礎地盤の場合と同様の取り扱いとなる。周辺斜面の場合の震度については基礎地盤と同じ考えに従って定めた 0.2 を標準設計震度とし、地盤条件、斜面形状等を考慮して定め

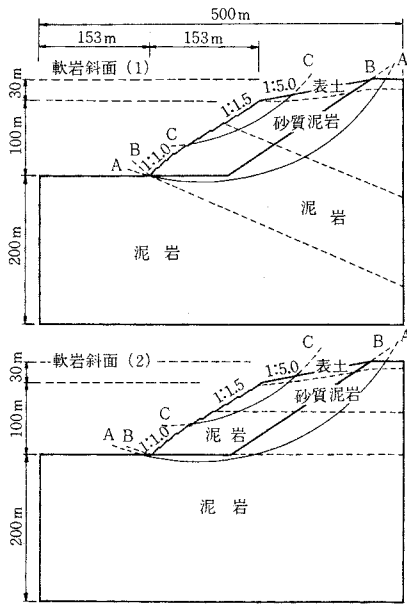


図-13 軟岩斜面例モデルと想定すべり面の形状

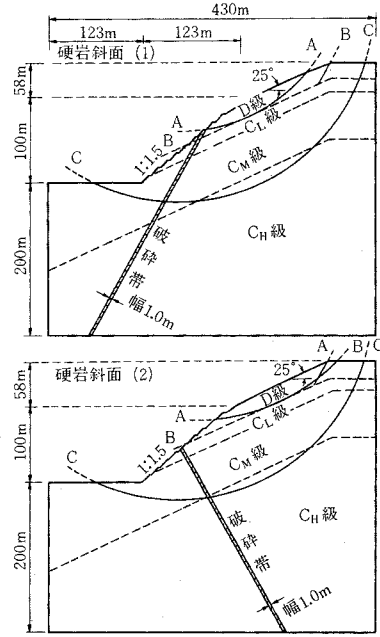


図-14 硬岩斜面例モデルと想定すべり面の形状

表-2 例モデル構成地盤の基本物性値

項目	単位	表層地盤	砂質泥岩	泥岩	花崗岩(C <sub>L</sub> ~C <sub>H</sub> 級)
静的弾性係数 (E)	kgf/cm <sup>2</sup>	400~5 000	4 000~13 000	13 000~60 000	60 000~
静的ポアソン比 (ν)	-	0.3~0.4	0.3~0.4	0.2~0.3	0.1~0.2
単位体積重量	tf/m <sup>3</sup>	1.6~2.0	1.8~2.0	2.0~2.6	2.0~
粘着力 (c)	kgf/cm <sup>2</sup>	0.5~2.0	2.0~5.0	5.0~10.0	10.0~50.0
内部摩擦角 (φ)	度	10~20	20~30	20~40	30~50
S波速度 (V <sub>S</sub> )	m/s	100~300	300~500	500~1 000	500~
せん断弾性係数 (G)	kgf/cm <sup>2</sup>	150~2 000	1 500~5 000	5 000~25 000	25 000~
動弾性係数 (E <sub>d</sub> )	kgf/cm <sup>2</sup>	400~5 000	4 000~13 000	13 000~60 000	60 000~
動ポアソン比 (ν <sub>d</sub> )	-	0.3~0.4	0.3~0.4	0.2~0.3	0.1~0.2
減衰定数 (h)	%	5~25	5~20	5~15	5~10
備考		静的・動的解析で E, G, h の応力、ひずみ依存性を考慮		静的解析で E の応力依存性を考慮	同左

\* 破砕帯および D 級岩盤の物性については別途定める。

\*\* 静的・動的な弾性係数、ポアソン比、せん断弾性係数は弾性波速度を基準として定めた。

表-3 最大震度とすべり安全率の対応<sup>6)</sup>

解法	すべり面 地震力と安全率		軟岩斜面 (1)			軟岩斜面 (2)			硬岩斜面 (1)			硬岩斜面 (2)		
			A-A	B-B	C-C	A-A	B-B	C-C	A-A	B-B	C-C	A-A	B-B	C-C
			等価震度			等価震度			等価震度			等価震度		
動的安定解析 線形 等価線形	No.6 388.37 gal	等価震度	0.207	0.223	0.294	0.261	0.262	0.356	0.365	0.302	0.172	0.375	0.311	0.202
		すべり安全率 (SF <sub>2</sub> )	2.34	2.19	3.57	2.32	2.10	2.92	1.72	1.35	7.28	1.69	1.55	7.22
	No.6 388.37 gal	等価震度	—	—	—	0.211	0.232	0.358	0.206	0.189	0.165	—	—	—
		すべり安全率 (SF <sub>2</sub> )	—	—	—	2.41	2.44	2.86	2.53	1.98	7.65	—	—	—
	TAFT (EW) 500 gal	等価震度	—	—	—	0.258	0.289	0.400	0.407	0.359	0.270	—	—	—
		すべり安全率 (SF <sub>2</sub> )	—	—	—	2.15	2.34	2.71	2.02	1.53	6.43	—	—	—
すべり面法解析	K <sub>H</sub> =0.3	すべり安全率 (SF <sub>1</sub> )	1.81	1.83	3.16	1.91	1.91	3.70	1.50	1.40	5.96	1.41	1.39	6.48

た増幅係数 1.5 を乗じるものとした。すなわち、水平震度 0.3 を提案している。以下に水平震度 0.3 の根拠について述べる。

図-13, 14 に示した 4 種類の硬岩斜面と軟岩斜面を検討用モデル斜面として採用した。その物性値を表-2 に示す。検討用地震動としては表-1 に示した地震動のうち模擬地震動および TAFT (EW) 波を用いた。

検討は、同図中に示した斜面に対して水平震度 0.3 の地震力が作用した場合のすべり面法による最小すべり安全率 (図中の円弧すべり面 A および弱層を含む複合すべり面 B) とそれらのすべり面が基準地震動 S<sub>2</sub> に対して示したすべり安全率とを比較することにより行った。

なお、同図中に示すように最小すべり安全率を示す円弧すべり面は、軟岩の場合には深く、硬岩の場合には浅いすべり面となるがさらに斜面全域の震度が評価できるように、軟岩の場合には浅いすべり面、硬岩の場合には深いすべり面を、それぞれすべり面 C として追加して検討した。

表-3 に、線形および等価線形解析による結果が示されている。この表より、表層地盤のすべりを対象とする浅いすべり面に一部例外が認められるものの、震度 0.3 を用いたすべり面法によるすべり安全率は、基準地震動 S<sub>2</sub> による動的解析結果より小さな値を示していることがわかる。

また、図-15 には、斜面の応答特性の一例が示されている。この例が示すように斜面の高さ方向に地震動は増幅するが、表層の一部を除けば、解放基盤表面の加速度の約 1.2~1.5 倍程度の増幅率である。

以上の検討事例より、「基準地震動 S<sub>2</sub> の最大加速度値が 500 gal 以下で、表土や崖錐厚 (S 波速度 100~200 m/s) が薄く、平均勾配 1.2 割以上、高さ 150 m 以下の斜面 (S 波速度 300 m/s 以上) に対しては K<sub>H</sub>=0.3 が適用できる」と結論できる。

(3) 安定性評価基準値

基礎地盤には、すでに述べたように十分に支持力のある安定した岩盤が選ばれるため支持力や沈下が特に問題

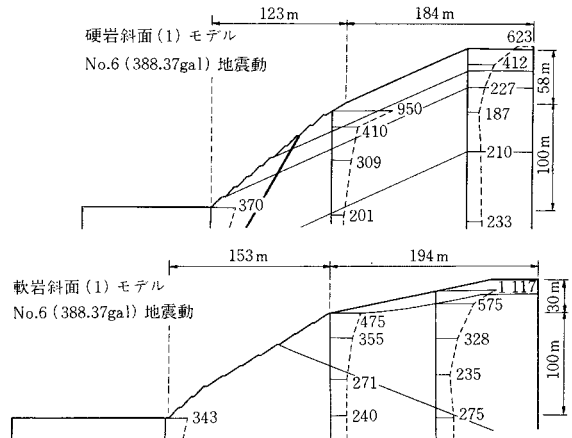


図-15 線形解析による斜面内の最大加速度分布<sup>6)</sup>

表-4 すべりに対する評価基準値

(a) 原子炉建屋基礎地盤の場合		
すべり面法*	静的解析	動的解析
2.0	2.0	1.5

\* 不均質地盤や異方性地盤ではさらに余裕をみた値とすることが望ましい。

(b) 周辺斜面の場合		
すべり面法	静的安定解析	動的安定解析
1.5	1.5	1.2

となることはなく、ほとんどの場合、耐震安定性評価にあたっては、弱層等に沿ったすべり安定性の検討に重点を置けばよい。

また、ここで検討対象とした周辺斜面は、その崩壊が原子炉建屋等に直接影響を与え、原子炉施設の機能維持に支障をきたす可能性がある斜面に限っているため、耐震安定性評価にあたっては、同様にすべり安定性の検討に重点を置けばよい。

これらの検討においては、すべりに対する耐震安定性評価の目安としての評価基準値 (3.(1), 図-1 参照) が必要となる。その値としては表-4 を提案した。

ここに示した値は、下記のような点を総合的に勘案して設定したものである。



① 動的検討には基準地震動  $S_2$  を使用し、静的検討には基準地震動  $S_2$  と同等の効果をもつ地震力を使用す

る。この考え方は、一般の重要公共施設のそれに比べても厳しい荷重条件を設定している。

② 地盤・斜面調査は計画段階の調査、詳細設計段階の調査として行い各段階において国が審査するため、その信頼性は高い。

③ 原子炉建屋基礎地盤は重要施設を直接支持するのに対し、周辺斜面はその崩壊が波及的にしか影響しない。したがって、原子炉建屋基礎地盤に対する評価を斜面よりも厳しくする。

④ 動的解析は震度法よりもより現実に則した解析法である。すなわち、物性評価ならびに解析精度のいずれの面においても動的解析は静的解析に比べ、より信頼度が高いと考える。したがって、解析結果の信頼度に応じて評価基準値を設ける。

⑤ 動的解析では瞬時に発生する最小すべり安全率により安定性を評価することとしているのでなお余裕含みである。

(4) その他

解析を行ううえで問題となる解析モデル寸法の取り方、静的FEM解析モデルの側方境界条件とモデル幅、動的FEM解析モデルの基礎盤深さおよび検討対象とすべきすべり面深さ、弱層に沿った破壊の到達深さなどについても検討を行ったが、紙面の都合で割愛する。

4. 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価手法

(1) 基本的考え方

原子力発電所の屋外重要土木構造物としては非常用補機冷却用海水取水設備に関連する構造物すなわち取水口、取水路、取水ビット（ポンプ室）、海水管ダクトなどが代表的である。これらの構造物の機能は重要度の高いポンプ、配管などを支持して非常時においても一定量の取水を確保することにあり、大部分が地中に埋設された長大な構造物であることが特徴である。

このような地中構造物を対象として、今回まとめられた耐震安全性評価手法は以下の特徴を有している。

① 地中構造物の地震時安定性は周辺地盤の安定性に大きく依存している。地盤の安定性にかかわる要因としては、斜面等による地盤のすべり、砂質地盤の液状化などがある。構造物の耐震設計の第一歩としてまずこれらの地震時地盤破壊現象に対する安定性を検討する。

② 周辺地盤の地震時安定性が確保されてい

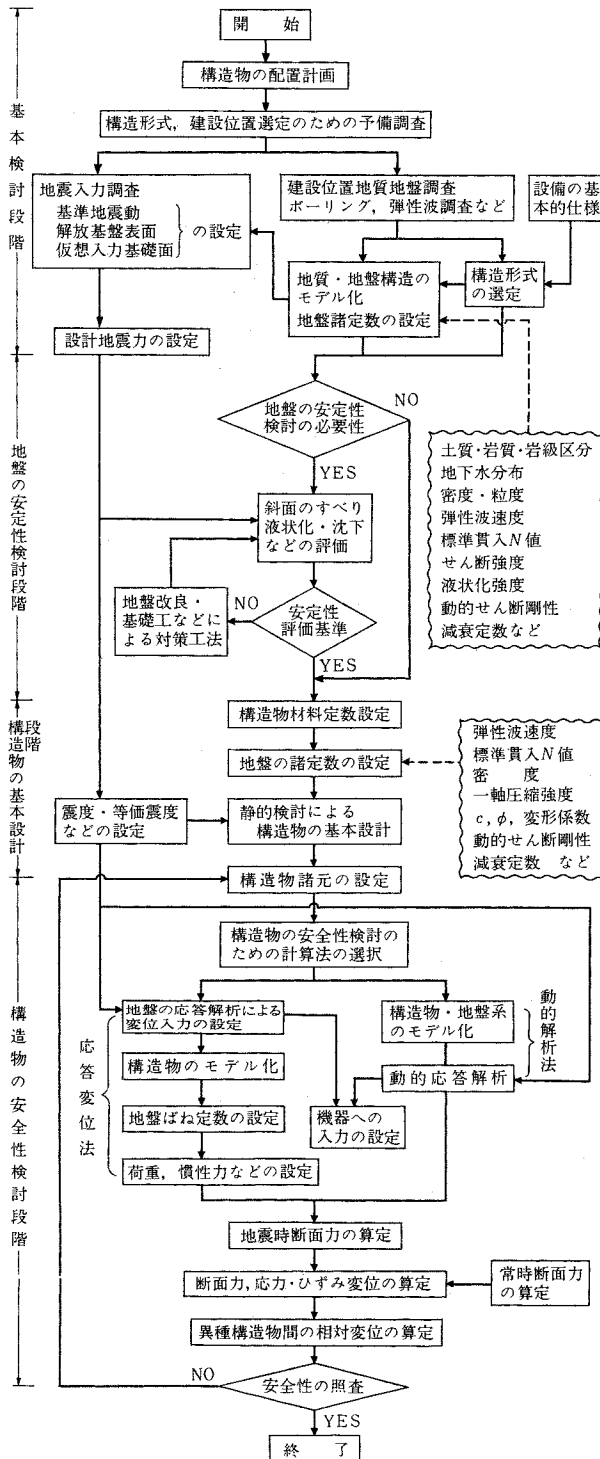


図-16 屋外重要土木構造物の耐震設計手順フローの一例

る場合、地中構造物の耐震設計法としては、地震時の地盤変形に基づき、構造躯体が受ける影響を算定する方法が合理的である。

③ 取水ピットやダクト断面の耐震設計は、従来、物部・岡部の地震時土圧を用いた震度法により設計されてきたが、周辺地盤の安定性を前提としているにもかかわらず、物部・岡部土圧論のような擁壁背後地盤の破壊状態に対応した土圧により躯体設計をすることは合理的とはいえない。しかし従来の設計法との連続性や簡便さも考慮し、構造物の基本設計段階での大まかな構造断面の設定には原則として0.2～0.3の水平震度による震度法を適用してもよい。

④ 詳細設計に当たる安全性検討段階は、基準地震動に基づいた応答変位法（地盤の一次元震動解析を行い、その地盤変形を構造物にばねを介して加える方法）もしくは動的解析法により検討する。また、上部の支持される設備への地震入力を動的解析法などにより設定する。

⑤ 対象とする構造物のいくつかはいわゆる間接支持構造物<sup>3)</sup>として位置づけられており、その安全性は原則として基準地震動によってその構造物の機能が保持されることをもって照査する。したがって、構造物の機能保持限界を考慮した設計が可能であれば、従来の許容応力度設計法の枠内にとどまる必要はない。

これらの点を踏まえ、評価の手順の一例を示したのが図一16である。

上述のようにこの評価法の耐震計算法からみた最大の特徴は、構造物の安全性検討を震度法ではなく応答変位法や動的解析法に基づいて行うことであるが、応答変位法は動的解析法よりも簡便なことから設計法としての価値が高い。

一方、応答変位法は、地盤と地中構造物の連成震動現象を静的な簡易モデルにより表現しているため、近似が

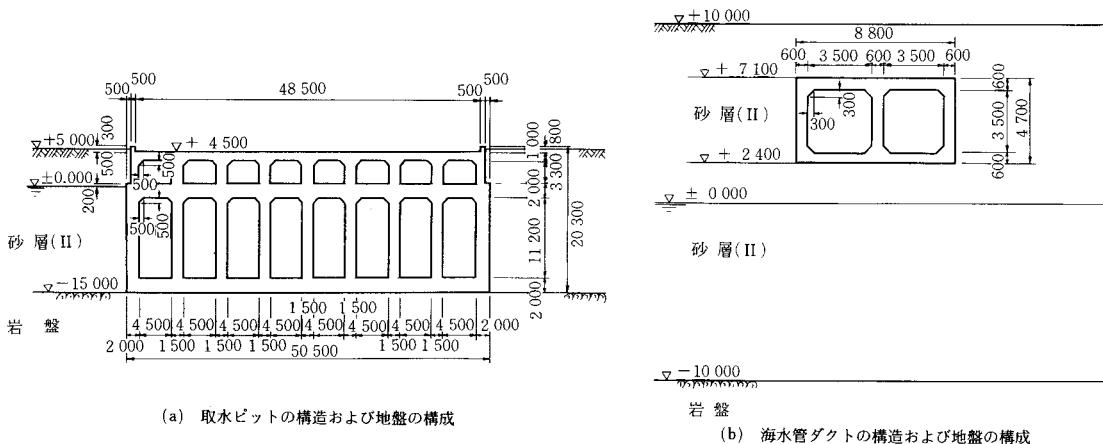
導入されておりそれらの妥当性を他の計算との比較により明らかにする必要がある。また、地盤と構造物の連成を表現する地盤ばねの定数を精度よく設定することは容易ではないため、ばね定数の設定誤差が結果に及ぼす影響度合を明らかにしておく必要がある。

本検討では非常用海水取水設備のうち、鋼製構造物として取水立坑、取水管路、そして鉄筋コンクリート構造物として取水ピット、海水管ダクトの例示用モデルを設定し、応答変位法や動的解析法を用いた耐震安全性評価の試算例を示した。ここではそれらのうちから、主要な成果として、応答変位法を中心とした種々の耐震計算法による取水ピットと海水管ダクトの耐震安全性評価の比較と、ばね定数の変化による応答変位法の感度解析などの結果を示し、上記の問題点を明らかにする。

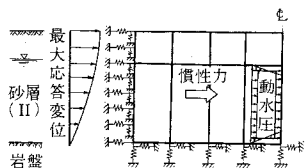
## (2) 各種耐震計算法の比較

検討の対象とした例示モデルは図一17 (a), (b) に示す取水ピットと海水管ダクトである。両者ともにせん断波速度  $V_s=300$  m/s の密な砂層内に建設されるが、前者は底面が  $V_s=700$  m/s の岩盤上に設置されるのに対し、後者は砂層の中間に埋設される。

図一18は取水ピットを対象として行った応答変位法、多入力集中質量系モデル解析法<sup>7)</sup>それに動的FEM解析法<sup>8)</sup>による比較計算の概要を示している。応答変位法では、等価線形系にモデル化した地盤の一次元的応答解析から求められた地盤の相対変位の最大値を、躯体および上乗荷重の慣性力とともに静的FEM解析で求めた地盤ばねを介して構造物に加えて計算している。慣性力は、同じ一次元的応答解析により求めた地盤の最大加速度と構造物の質量の積により算定した。集中質量系解析では地盤の一次元的解析により求められた、地盤の各深度ごとに異なる応答の時刻歴をやはり静的FEM解析で求めた地盤ばねを介して集中質量系でモデル化し



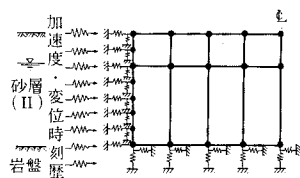
図一17 検討対象とした2種類の地中構造物例示モデル (単位 mm)



地盤応答計算により得られた最大応答値より

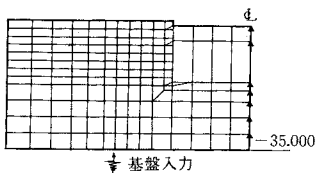
1. 最大応答変位を両側面の直ばねを介して同方向に入力
2. 最大応答加速度分布より水平震度を設定し、躯体および床版上載荷重の慣性力載荷
3. 2.で設定した水平震度の平均値を用いて「水道施設耐震工法指針・解説」より動水圧載荷

(a) 応答変位法



地盤応答計算により得られた各層の応答(加速度、変位時刻歴)を側面直ばねおよび底面せん断ばねを介して多入力

(b) 集中質量系



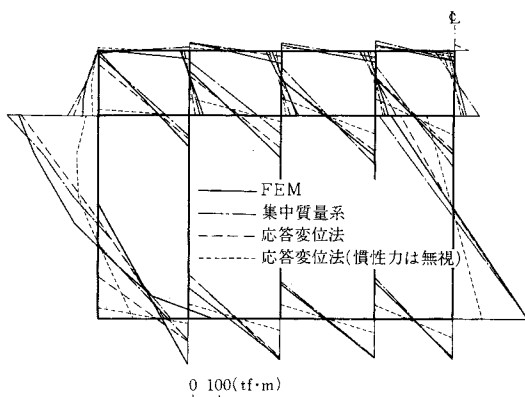
地盤応答計算により得られた仮想地震入力基礎面(EL-35,000)での応答(加速時刻歴)を剛体基礎より入力

(c) 動的FEM

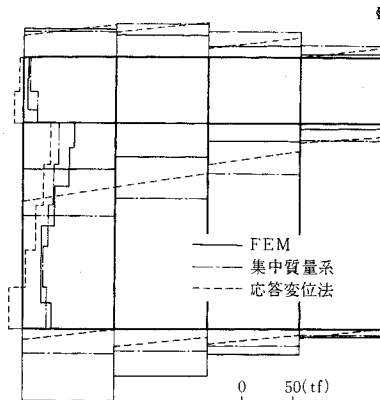
図一18 ピットの解析モデル

た構造物に入力して動的解析を行っている。またFEM解析では地盤をソリッド要素に、構造体をビーム要素にモデル化し、下部の基礎面から地震動を入力して複素応答法により動的解析を行っている。基準地震動は各計算法共通に表一1の模擬地震動 No.6を用い、地盤の物性値、構造物の諸定数は同一とした。

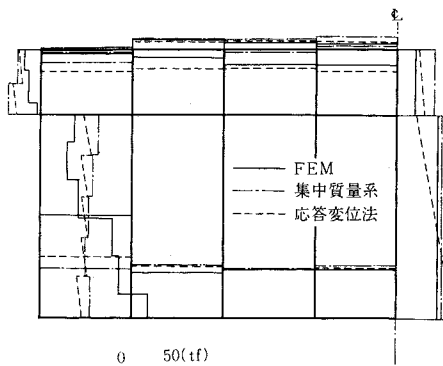
図一19に曲げモーメント、軸力、せん断力についての3種類の計算結果の比較を示す。モデル化や計算法の大幅な違いにもかかわらず、3種の方法による部材力は比較的良好に一致していることがわかる。曲げモーメントの分布は特によく一致している。応答変位法や集中質量系解析では地盤ばねを静的FEM解析に基づいて算



(a) 曲げモーメント



(b) 軸力



(c) せん断力

図一19 解析手法の違いによるピット部材力の比較

定しているが、後述のように道路橋示方書<sup>11)</sup>によるばね定数を用いても曲げモーメントに大きな差異はない。

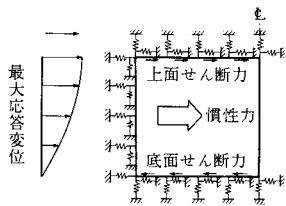
すなわち、常時荷重などの影響も考えると、応答変位法により動的FEM解析法とほぼ同等の耐震安全性評価が行えることがわかる。

ところで、図一19(a)において、躯体と上載荷重の慣

性を無視して応答変位法を適用した場合の曲げモーメント分布は、動的解析結果を大幅に下回っている。取水ピットのような重量構造物では地盤変位と同時に構造物の慣性力を考慮して応答変位法による計算を行うことが必要であると判断される。

図-20は海水管ダクトを対象として行った応答変位法と動的FEM解析法による比較計算の概要を示している。動的FEM解析の方法は取水ピットの場合とほぼ同様であるが、応答変位法についてはダクトが非岩着で上載土があるため、ダクト全周面に直角方向とせん断方向のばねを考え、さらに上載土からの水平力の影響を考えている。

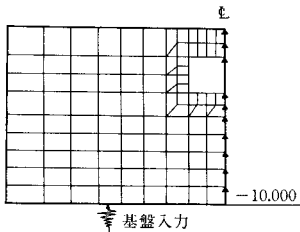
図-21は計算法の違いによるダクト曲げモーメントを比較したものである。応答変位法では、上載土の水平慣性力に基づく頂版せん断荷重（そのレベルでの自由地盤のせん断応力で近似）が重要であると考え、力として作用させている。このモデルにおいて、頂版にせん断ばねを介して水平変位を入力した場合が図-21中の①で



地盤応答計算より得られた最大応答値より

1. 最大応答変位（底面からの相対変位）を両側面の直ばねおよび上面のせん断ばねを介して同方向に入力。
2. 最大応答加速度分布より水平震度を設定し、躯体および配管荷重の慣性力載荷。
3. 最大せん断応力分布より上面レベルのせん断応力を上面に、その上面せん断力と慣性力との和に等しい水平反力を底面に作用させる。

(a) 応答変位法



地盤応答計算により得られた仮想地震入力基礎面（EL -10.000）での応答（加速度時刻歴）を剛体基礎より入力

(b) 動的FEM

図-20 ダクトの解析モデル

- FEM
  - - - 応答変位法①（上面ばねあり）\*
  - 応答変位法②（上面ばねなし）
  - - - 応答変位法③（慣性力を無視）\*
- \* 上面からも変位入力

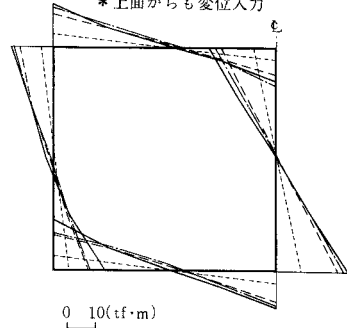


図-21 解析手法の違いによる海水管ダクト部材力の比較<sup>9)</sup>

あり、これを考慮しない場合が図-21中の②である。後者の方が多少動的FEM解析結果との一致度が高い。ダクトの埋設深度に応じて①、②の選択が行われる余地があると考えられるが、いずれも動的FEM解析結果と大差のないことは応答変位法の適用性の高さを示している。

なお、図-21中の③のケースは、応答変位法①において上載土および躯体の慣性力を無視したものであるが、この場合は他のケースより曲げモーメントが小さく適切でないことがわかる。

(3) 応答変位法における地盤ばねの設定誤差の影響

a) 基本的検討

応答変位法や集中質量系解析法において用いられる地盤ばねは、地盤物性、構造物の形状や剛性、モデル化の方法などによって変化し、その値を厳密に求めることは難しい。

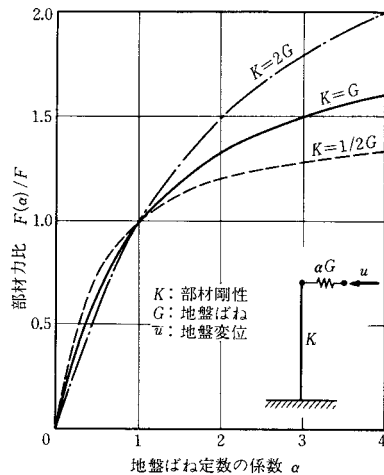


図-22 地盤ばねの大小と部材力との関係<sup>10)</sup>

ここでは、地盤ばね定数がある幅で変動した場合に、応答変位法で評価した構造物の部材力が受ける影響を検討する。まずはじめに、図-22中に示すような応答変位法の単純なモデルを対象として下端固定条件で部材力と地盤ばね定数との関係を求めてみる。部材の頂部に付した地盤の集中ばね定数を  $G$ 、その点での地盤変位を  $u$ 、部材剛性を  $K$  とすれば、部材頂部での部材力  $F$  は次式で表わすことができる<sup>10)</sup>。

$$F = \frac{u \cdot G}{K + G} \cdot K \dots \dots \dots (1)$$

式(1)中で、地盤ばねの変化を表現するために、 $G$  に乗ずる係数  $\alpha$  を導入し、地盤ばね定数が  $\alpha$  倍になったときの部材力  $F(\alpha)$  を求め、上記  $F$  との比を求めれば、地盤ばね定数の変化に伴う部材力比  $F(\alpha)/F$  の変化を得ることができる。図-22は、このようにして算出した部材力比の変化を示したものである。さらに、部材剛性と地盤ばね定数との相対的な大小関係が結果に及ぼす影響も調べるために、①  $K=1/2 \cdot G$ 、②  $K=G$ 、③  $K=2G$  の3通りについて試算した結果を示している。

この図から、たとえば、地盤ばね定数が初期設定値の2倍 ( $\alpha=2$ ) になったときの部材力の変化は、構造物が柔らかい場合 ( $K=1/2 \cdot G$ ) には20%増であるのに対し、剛な場合 ( $K=2G$ ) には50%増にもなることが読み取れる。すなわち、地盤ばね定数に比べて構造物の剛性が小さい場合の方が、地盤ばね定数の設定誤差が

結果に及ぼす影響が小さく、それだけ応答変位法の適用性が高いともいえる。

一般に剛とみなされている、取水ピット、ダクトの断面でも、せん断型の変形を考えたときには、掘削前地盤のせん断剛性と比べればその剛性はそれほど大きくないことが知られる(表-5)。ケーススタディーの結果が(3)、b)に示されるが、これらの構造物についても応答変位法の適用性が高いことがわかる。

ところで、既述のように応答変位法で重量の大きな構造物を対象とする場合は躯体慣性力の影響を無視するわけにゆかず、それを考慮した場合には、図-22のグラフのカーブの傾向が慣性力の大きさにより変化し、慣性力が大きい場合、図-22と異なり右下がりの関係となることも示される。しかし、いずれにしても  $K \leq G$  の範囲においてはばね定数の変動は部材力にそれほど大きな影響を与えないことは同様である。

b) ケーススタディーによる検討

表-5 地中構造物と地盤のせん断剛性の比較

地中構造物 等価せん断剛性	条 件	岩着取水ピット	海水管ダクト (断面方向)
	底部完全固定	12 800	9 180
掘削前地盤 せん断剛性	底部両端ピン	11 200	6 870
	底部柱脚ピン	11 700	6 890
線形物性 ひずみ依存性を考慮した物性	線形物性	18 400	16 500
	ひずみ依存性を考慮した物性	11 000	11 700

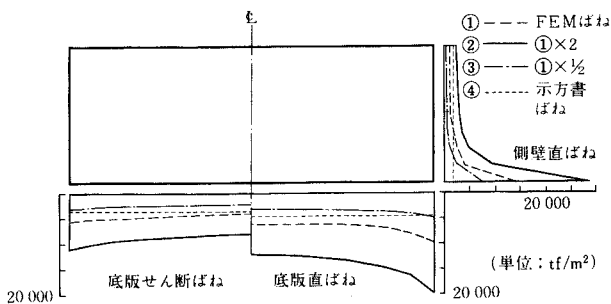
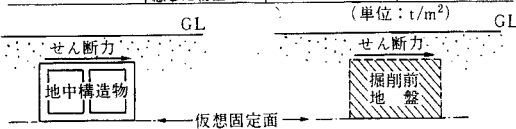


図-23 ピットに対する地盤ばね定数

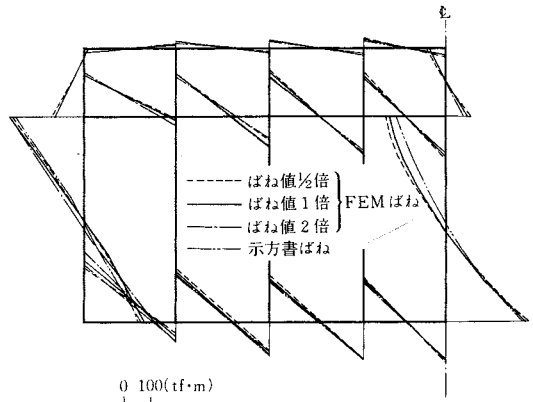


図-24 ばね定数の違いによる曲げモーメントの比較

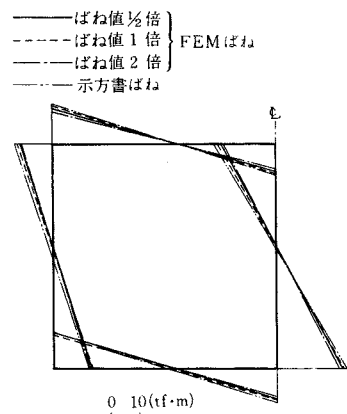


図-25 ばね定数の違いによる海水管ダクト曲げモーメントの比較

実際の構造物についてはばね定数の変動の影響を検討するため、図—17 (a), (b) に示す取水ピット、海水管ダクトを対象としてケーススタディーを行った。方法は図—18と図—20の(a)に示すが、まず基準地震動による地盤の一次元応答解析(等価線形解析)を行い、求めた水平相対変位を地盤ばねを介して構造物に慣性力と同時に加えて部材力算定を行った。地盤ばね定数は静的FEM解析により構造物と接する地盤に等分布荷重を加えたときの各点の変位から算定した。この際用いた地盤のせん断弾性定数は、自由地盤の一次元等価線形震動解析から求めたひずみ振幅レベルを考慮して低減した値である。図—23は取水ピット周辺地盤について求めたばね定数の例である。図中には静的FEM解析によるばね定数とそれを2倍と1/2倍にした値、さらに道路橋示方書<sup>11)</sup>に従って標準貫入試験の $N$ 値より算定した値が示されている。

図—24はこれら4種類の地盤ばね定数を用いて応答変位法により計算されたピットの曲げモーメントの分布である。これより、ばね定数を同じ分布形のまま相似的に2倍や1/2倍しても部材力に与える影響はわずかであること、道路橋示方書による値、分布形ともかなり異なるばね定数を用いても部材力に与える影響はそれほど大きくはなく、常時荷重や鉛直震度の影響を加え合わせれば、設計に大きな影響を及ぼすものではないことがわかる。

図—25はダクト断面について同様の検討を行った場合であるが、ピットの場合よりもさらに曲げモーメントの差は小さく、道路橋示方書のばね定数によって部材力の算定が可能であることを示している。

このように、従来比較的剛であるといわれてきた鉄筋コンクリート構造物も、掘削前地盤のせん断剛性との比較においては、その等価的なせん断剛性は同等かそれ以下であることから、地盤ばね定数の変動がその部材力に及ぼす影響はあまり大きくないことが知れた。地震時部材力の増分にはさらに躯体慣性力や上載土の慣性力の影響も含まれるので、全体として地盤ばねに対する部材力の感度が鈍くなっていることが指摘できる。一方、詳細は示さないが、取水管路の軸方向挙動のように、対象構造物の剛性が相対的に高く、かつ慣性力の影響の小さい場合は、地震時部材力の増分が地盤ばね定数に敏感となるので注意すべきである。

## 5. あとがき

以上、最近の学問と技術の知見をもとにとりまとめた原子炉建屋基礎地盤、周辺斜面および屋外重要土木構造物に対する耐震性評価手法についてその成果の一部を報

告した。

現在、ここで取り上げた内容も含めて全体の成果について報告書<sup>12)</sup>を準備中であるが、会員諸兄が今後ともこの課題について、関心を寄せられることを期待するとともに、ご助言を頂ければ幸いです。

おわりに、本検討にあたり実施した調査・解析などにご尽力をいただいた関係各位に感謝の意を表する。

執筆者

川本 眺万, Toshikazu Kawamoto, 正会員, 工博 名古屋大学大学院工学研究科教授

塩見 哲, Satoshi Shiomi, 正会員 工博 (財)電力中央研究所土木研究所耐震構造部原子力構造研究室長

国生 剛治, Takeji Kokusyo, 正会員 工博 (財)電力中央研究所研究開発本部課長

## 参考文献

- 1) 科学技術庁原子力安全局原子力安全調査室(監修):原子力安全委員会安全審査指針集, 大成出版社, 1981年。
- 2) 土木学会原子力土木委員会地盤部会:原子力発電所地盤の耐震性評価手法の標準化, 土木学会誌, pp.59~63, 1984年12月。
- 3) 日本電気協会, 電気技術基準調査委員会:原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編, JEAG 4601・補-1984, 昭和59年9月。
- 4) 建設省河川局, 土木研究所砂防部:がけ崩れ災害実態について, 土木研究所資料第1109号, 昭和51年2月。
- 5) Okabe, T., Kishi, K. and Ohtsuki, H.: Evaluation of Seismic stability of Non-homogeneous Soft Bed Rock, International Symposium on Weak Rock, pp.61~64, 1981-9.
- 6) 伊藤 洋・北原義浩・平田和太:原子力発電所周辺斜面の入り地震動と震度の大きさに関する一考察, 電力中央研究所研究報告(準備中)。
- 7) Penzien, J., Scheffey, C.F. and Parmlee, R.A.: Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, Proc. ASCE, Vol.90, EM 3, 1964.
- 8) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F. and Seed, H.B.: FLUSH, A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, Report EFRS 75-30, University of California, Berkeley, 1975.
- 9) 当麻純一・国生剛治・岩橋敬広:原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震安全性評価(その1)応答変位法と動的解析手法の比較検討, 電力中央研究所報告(準備中)。
- 10) 当麻純一・国生剛治・岩橋敬広:原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震安全性評価(その2)応答変位法に用いる地盤ばねの検討, 電力中央研究所報告(準備中)。
- 11) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説, 昭和55年。
- 12) 土木学会原子力土木委員会地盤部会:「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」, 社団法人土木学会(準備中)。

(1985.2.13・受付)