

原子炉建屋の地下逸散減衰の検討

中川 恭次 金子 正孝
安井 謙

Examination of Radiation Damping of Nuclear Power Plants

Kyoji Nakagawa Masataka Kaneko
Yuzuru Yasui

Abstract

The authors have proposed a simple and handy method by which the radiation damping of the fundamental mode of a nuclear power plant can be calculated. Using this method the authors examined the damping of an existing nuclear power plant and checked another nuclear power building which was in the design stage. As the results of the investigations it was confirmed that depending on the configuration of the nuclear power building greater damping than in usual practice may be expected on the basis of radiation damping.

概 要

原子炉建屋の設計において、基礎の浮き上がりの問題が発端となって、基礎の並進と回転に対する減衰を再検討する必要があることがある。そこで、手計算と簡単なプログラムにより、原子炉建屋の地下逸散減衰を概算するための簡単な方法を提案してみた。この方法を用いて既存の原子炉建屋の減衰を検討すると同時に、調整設計中の原子炉建屋の地下逸散減衰を検討した。その結果により、原子炉建屋の形状によっては、大きな地下逸散減衰が期待出来ることを示した。また、地下逸散減衰理論にもとづいた減衰を基礎に与えることにより、浮き上がりの問題を解決できる可能性があることを示した。

1. まえがき

原子炉建屋の設計において、しばしば、基礎の浮き上がりの問題が発端となって、基礎の並進と回転に対する減衰を再検討する必要があることがある。というのは、現在多くの場合基礎の並進で回転に対して一律に5%を与える場合が慣用的になってはいるが、その数値自体さして科学的根拠を持たないからである。ところで一方では地盤上の基礎で減衰を半無限弾性波動理論にもとづいた地下逸散減衰で説明しようとする多くの理論的研究がある。我々も比較的剛な建物あるいは機械基礎の減衰はその地下逸散減衰理論で説明でき得ることを実験的に確認してきた¹⁾²⁾。そこで、ここでは、原子炉建屋の地下逸散減衰を概算するための簡単な方法を提案し、その方法を用いて原子炉建屋の地下逸散減衰を検討してみることとした。

2. 地下逸散減衰理論の紹介

一般に地盤上の基礎面に動的な力 $P \cdot e^{i\omega t}$ を加えるとそれに応ずる変位 w との間に、 k_S を静的剛性として、

$$w = \frac{P \cdot e^{i\omega t}}{k_S} \{g_1(\omega) - ig_2(\omega)\} \quad (1)$$

の関係が生じる。この w と $P \cdot e^{i\omega t}$ の間の比例因子が地盤の振動アドミッタンスとか Ground Compliance とかと呼ばれているものである。 $g_1(\omega)$ は円振動数 ω の関数を表わす。(1)式の実数部はばね剛性に、虚数部は地下逸散減衰に関係する量である。地盤の振動アドミッタンスが求まれば、地下逸散減衰を求めることができる。例えば地盤に質量 m の剛基礎が載っている場合の自由振動方程式は次式で表わされる。

$$m \frac{d^2 w}{dt^2} + k_S : \frac{1}{g_1(\omega) - ig_2(\omega)} w = 0 \quad (2)$$

(2)から次の様な振動数方程式を得る。

$$-\omega^2 + \frac{k_s}{m} \cdot \frac{1}{g_1(\omega) - g_2(\omega)} = 0 \quad (3)$$

(3)式から固有振動数 ν と固有減衰係数 ε を求めることができる。即ち $\omega = \nu + i\varepsilon$ として(3)式に代入して得られる次式を ν, ε について解けばよい。

$$-(\nu^2 - \varepsilon^2) 2\varepsilon \nu i + \frac{k_s}{m} \cdot \frac{1}{g_1(\nu + i\varepsilon) - ig_2(\nu + i\varepsilon)} = 0 \quad (4)$$

実際の計算は、繰り返し計算によって漸近的に求めていくことになる。ここで ε/ν は減衰定数 h に相当し地下逸散減衰である。基礎上に質点がついた系の地下逸散減衰についても同様の考えのもとに求められる。

ところが円形基礎に関する振動アドミッタンスの研究は Reissner をはじめとして多くの研究者によりなされてきた。ここでは既往の解のうち、その解が Fourier-Bessel 積分を含まず一般式で表わされるよう工夫された田治見の解を用いることとする。それらの解を簡単に次の様に表わしておく。詳細については文献(3), (4)を参照されたい。即ち半無限弾性地盤の表面の半径 a なる領域に水平方向に単弦振動する合力 Q なる分布荷重が作用しているとする。このとき円形領域の中心における変位 u を次式で表現する。

$$u = \frac{1}{k_s} \cdot \frac{1}{f_1(\kappa_2 a) - if_2(\kappa_2 a)} \cdot Q \cdot e^{i\omega t} \quad (5)$$

回転振動についても同様にして合モーメントを M , 中心回転角を θ として、 θ を次式で表現する。

$$\theta = \frac{1}{k_R} \frac{1}{g_1(\kappa_{1a}) - ig_2(\kappa_{1a})} M \cdot e^{i\omega t} \quad (6)$$

$$\text{ここに } \kappa_{1a} = \frac{\Gamma_1 a \omega}{V_T}, \quad \kappa_{2a} = \frac{\Gamma_2 a \omega}{V_T}, \quad \Gamma_1 = 1.33$$

$$\Gamma_2 = 0.48\mu^2 - 0.6\mu + 1.04$$

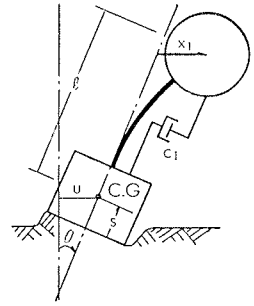
V_T ; せん断波の速度, μ ; 地盤のポアソン比
 ついでながら、(5), (6)式を用いて上述した方法で剛基礎の地下逸散減衰を計算した結果次の様なことがわかっていく。即ち、水平振動の減衰は av/V_T に比例すること、回転振動の減衰は av/V_T の自乗に比例し、 av/V_T が小さい範囲では無視できる程度に小さい等である。なお、(5), (6)式中の k_s, k_R は夫々、地反力分布に対応する静的な水平ばねと回転ばねである。

3. 原子炉建屋の地下逸散減衰

3.1. 基本式

原子炉建屋の地下逸散減衰を求めるためには、後に述べるように、少なくとも原子炉建屋を剛基礎と上部一質点からなる系にモデル化してその減衰性を論じるのが良いであろう。そこで、以下に剛体と上部一質点からなる系の固有振動数と固有減衰係数、固有モード

等を求めるための基本式を記しておく。図—1に示した様な系を考える。上部質点の質量を m_1 , ばねとして複素ばね $k_1 + ik_2$ を考える。更に上部質点の減衰として粘性減衰 C_1 を考える。この質点と剛基礎の重心との距離を l とする。半径 a の基礎は



図—1 解析モデル

半無限弾性地盤に載っているものとし、その質量 m_0 , 重心に関する質量慣性モーメントは I_G とする。また基礎の重心とその底面までの距離を s とする。このとき基礎の重心変位を u , 基礎の重心回りの回転角を θ , 上部質点の弾性変位を x_1 とし、(5), (6)式を用いるとこの系の自由振動方程式は次の様になる。

$$m_1(\ddot{x}_1 + \dot{u} + l\ddot{\theta}) + k_1 x_1 + ik_2 x_1 + c_1 \dot{x}_1 = 0$$

$$m_0 \ddot{u} + k_s \cdot \frac{1}{f_1 - if_2} \cdot u - s\theta \cdot k_s \cdot \frac{1}{f_1 - if_2} - k_1 x_1 - ik_2 x_1 - c_1 \dot{x}_1 = 0 \quad (7)$$

$$I_G \ddot{\theta} + \left(k_R \frac{1}{g_1 - ig_2} + k_s \frac{1}{f_1 - if_2} \cdot s^2 \right) \theta - k_s \frac{1}{f_1 - if_2} s u - (k_1 x_1 + ik_2 x_1 + c_1 \dot{x}_1) \cdot l = 0$$

$x_1 = X_1 \cdot e^{i\omega t}$, $u = U \cdot e^{i\omega t}$, $\theta = \Theta \cdot e^{i\omega t}$ として(7)式に代入し整理すると次式を得る。

$$\mathbf{A} \cdot \mathbf{X} = 0 \quad (8)$$

上式の \mathbf{X} は X_1, U, Θ を成分とする変位ベクトルであり \mathbf{A} は次の様なパラメーターにより定まる要素 A_{ij} を有する 3×3 の行列である。即ち諸パラメーターとは $\omega/\omega_0, \beta, \omega_1/\omega_0, h_1, h^*, l/i_0, e_0/i_0, i_0/s, a\omega_0/V_T, \Gamma_1, \mu$ (あるいは Γ_2) である。

$$\text{ここに, } \beta = \frac{m_1}{m_0}, \quad \omega_0^2 = \frac{k_s}{m_0}, \quad \omega_1^2 = \frac{k_1}{m_1}$$

$$h_1 = \frac{c_1}{2\sqrt{m_1 k_1}}, \quad h^* = \frac{k_2}{2k_1}, \quad i_0^2 = \frac{I_G}{m_0}, \quad e_0^2 = \frac{k_R}{k_s} \quad (9)$$

(8)式中の \mathbf{X} が零でない解を有するためには係数 \mathbf{A} の行列式が零となる必要がある。即ち

$$|\mathbf{A}| = 0 \quad (10)$$

この(10)式が固有値を求めるための振動数方程式である。(10)式の固有値は $\omega = \nu + i\varepsilon$ を(10)式の左辺に代入し $|\mathbf{A}|$ が零となるよう繰り返し計算により漸近的に求めていくことになる。地下逸散減衰を含んだ減衰定数は $h = \varepsilon/\nu$ として求まる。この方法の特色は、地盤の物理定数と建物の力学的ディメンジョンを与えれば減衰定数が自動的に求まるところにある。また、同様な研究⁵⁾と比較すると、振動アドミッタンスをある曲線でシュ

ミレーションしないで直接用いているところにその違いがある。

3.2. モデル化の考え方

原子炉建屋を実物に比較的忠実に質点系でモデル化するとスウェイとロッキングをする剛な基礎上に3本の串ダンゴ状の質点系が載ったものになる。3本の串ダンゴは夫々、外部遮蔽、格納鉄製容器、内部コンクリートに対応する。このモデルについて固有値および固有ベクトルを求めると、通常、その1次振動型は外部遮蔽に相当する質点列が他の質点列に比して卓越して変形するモードとなる。ところで、基礎の浮き上がりに関係する転倒モーメントは基本振動型の振動により支配されることが考えられる。そこで、格納容器、内部コンクリートを剛体と考えそれらと剛基礎を加えたものをあらたにスウェイとロッキングをする剛な基礎とし、外部遮蔽をその上に連結された1質点と仮定することが考えられる。1質点系への置換は次の様に考えて行なう。基部で固定された外部遮蔽が1次の固有振動型で振動しているときにその基部に生じるせん断力と転倒モーメントと同じ固有振動数を有する1質点のせん断力と転倒モーメントとが等しくなるようにすることによってその質量 m_1 、質点高さ \bar{l}_1 を決めるわけである。(7)式に含まれるは l 、基礎重心と基礎天端との距離を \bar{s} とすると $l = \bar{l}_1 + \bar{s}$ から求められる。

3.3. 検討例と諸パラメータの設定

タイプの異なる2つの原子炉建屋を例として取り上げる。一つは既に詳しい実験結果が得られているA原子炉建屋であり、他の一つは調整設計中であるB原子炉建屋である。B原子炉建屋については、いくつかの調整段階のうち、慣例にもとづいて基礎に減衰を与えた場合、基礎に浮き上がりが生ずるものを特に選んだ。A原子炉建屋については実験結果との比較を行なう。またB原子炉建屋については転倒モーメントの検討を行なう。以後、A原子炉建屋に関する数値計算モデルをAモデルと呼び、B原子炉建屋のものをBモデルと呼ぶことにする。

モデル化に必要な諸元の値を表一1に示した。同表中Aモデルの k_S, k_R は実験値を参考にして

	Aモデル	Bモデル
$m_1(\text{ton}\cdot\text{sec}^2/\text{m})$	9.12×10^2	2.18×10^4
$\omega_1(\text{radi}/\text{sec})$	70.6	39.9
$l(\text{m})$	39.6	31.8
h_1	0.05	0.05
h^*	—	—
$m_0(\text{ton}\cdot\text{sec}^2/\text{m})$	4.75×10^3	3.97×10^4
$I_0(\text{ton}\cdot\text{sec}^2\cdot\text{m})$	1.16×10^6	5.07×10^7
$a(\text{m})$	19	59.4
$s(\text{m})$	9.9	9.06
$k_S(\text{ton}/\text{m})$	7.85×10^7	1.16×10^8
$k_R(\text{ton}\cdot\text{m})$	1.29×10^{10}	2.48×10^{11}
$V_T(\text{m}/\text{sec})$	1500	1500
μ	0.3	0.3

表一1 諸元の値

定めた。またBモデルの k_S, k_R は V_T, μ の仮定のもと、基礎の接地圧分布をそれぞれ一様分布と三角形分布とした場合の静的なばねとして定めた。Bモデルの

	Aモデル	Bモデル
$\beta = m_1/m_0$	0.192	0.549
ω_1/ω_0	0.545	0.738
h_1	0, 0.05	0, 0.05
h^*	0, 0.05	0, 0.05
$(l/i_0)^2$	6.4	0.792
$(e_0/i_0)^2$	0.670	1.67
$(s/i_0)^2$	0.4	0.0641
$a\omega_0/V_T$	1.63	2.14
μ	0.3	0.3

表一2 諸パラメータの値

a は面積を等しいと

おいて定めた等価半径である。表一2には数値計算に必要な諸パラメータの値を表一1をもとに定めたものを示した。AモデルとBモデルとでは $(l/i_0)^2, (e_0/i_0)^2, (s/i_0)^2$ について特にきわだった違いが見られる。この違いはBモデルの方が並進を多く起すことを示している。また振動アドミッタンスについては、 e_0 を一定にして接地圧分布が Boussinesq 分布の場合と一様分布の場合について計算した。

3.4. 計算結果とその考察

以上に述べた方法と諸値を用いて求めた減衰定数と固有振動数を表一3, 4に示した。表一4中の $\frac{1}{\omega}$ は静的ばねを用いた場合の基本振動型の固有振動数である。またUは基礎と地盤との接地圧分布が一様分布の場合を示し、Bは Boussinesq 分布の場合を示す。表一3に見られる如くAモデルとBモデルとでは減衰定数に大きな差がある。この相違は次の様な原因により生じたと考えられる。即ち $a\omega/V_T$ の値はAモデルよりBモデルの方が2倍程大きいこと、またBモデルの方が並進を多く起すこと等が原因としてあげられる。これら

	Aモデル		Bモデル	
	U	B	U	B
接地圧分布				
$h_1 = h^* = 0$	1.66	2.34	10.1	13.1
$h_1 = 0.05, h^* = 0$	2.64	3.27	11.5	14.3
$h_1 = 0, h^* = 0.05$	3.19	3.80	12.1	14.9

表一3 減衰定数 (%)

	Aモデル		Bモデル	
	U	B	U	B
接地圧分布				
固有振動数(Hz)	7.15	7.07	4.61 ~4.65	4.52 ~4.56
$\frac{\nu}{\omega}$	0.975	0.964	0.968 ~0.977	0.949 ~0.958
$\frac{a\omega}{V_T}$	0.569	0.562	1.14 ~1.16	1.12 ~1.13

表一4 固有振動数

	実験値	計算値
固有振動数	6.75	7.07
減衰定数(%)	4.3	3.8
ロッキング中心距離(m)	1.15	14.0

表一5 実験値と計算値との比較 (Aモデル)

の結果が示すように、減衰は $\alpha\omega_0/V_T$ の値に左右される。従って、 ν に対して一律に5%の減衰を与える慣用法は再考を要する点があることがわかる。実際、後に述べるようにBモデルについて慣用法で減衰を求めると4.43%となる。

表一5にAモデルの計算結果と実験結果の比較を示した。計算値はBoussinesq分布の場合で、 $h=0$ 、 $h^*=0.05$ の場合である。固有振動数、減衰定数とも比較的良好に合っているが、ロッキング中心距離については大きな違いが見られる。この相違の原因は側壁土の影響によるものと思われる。

3.5. 転倒モーメントの検討

地下逸散減衰を考慮した場合、慣用法に従って基礎に減衰を与える場合に比較してどの程度その転倒モーメントが転減されるかをBモデルを例にとって示す。転倒モーメントの計算はレスポンス・スペクトラムを用いた略算モデル法によった。なお、地下逸散減衰を考慮した場合にはBoussinesq分布、 $h_1=0.05$ 、 $h^*=0$ のものを使用した。表一6に略算モデルに必要な数値を示した。これらの数値を用いてElcentro, 1940 NS, 341 gal 入力の場合について最大転倒モーメントを計算してみた。その結果、地下逸散減衰を考慮した場合で

	本 法	慣用法	
固有振動数(Hz)	4.52	4.98	
h (%)	14.3	4.43	
固有モード	$U + \ell \textcircled{II} + \lambda_1$	1	
	U	0.245	0.276
	\textcircled{II}	0.688×10^{-1}	0.342×10^{-1}
刺激係数 γ_1	1.187	1.289	

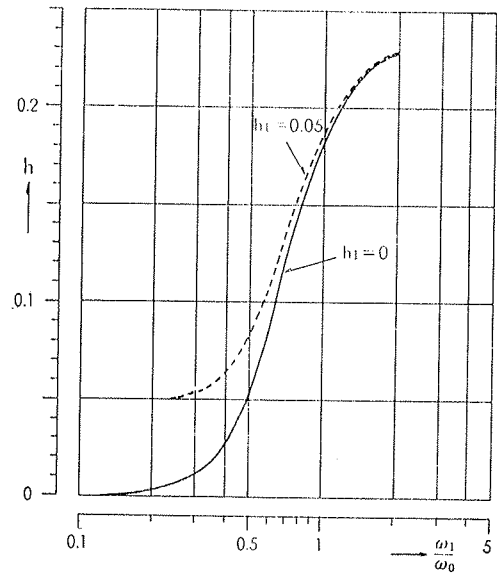
表一6

84.5 ton・m、慣用法で103ton・mと得られ、前者の方が後者に比して約2割減となった。更に上下動震度を0.15と仮定して基礎の浮き上がりを検討してみた。その結果、慣用法では基礎の底面積の約1

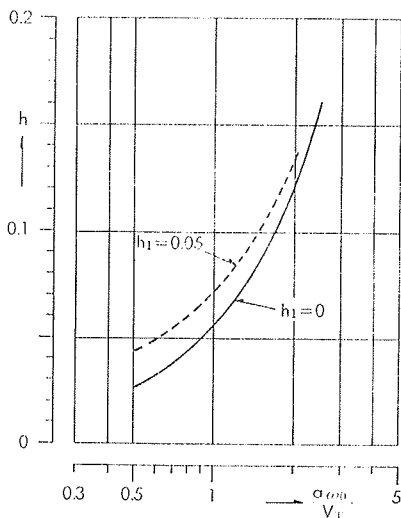
割が浮き上がることになるのに対して、地下逸散減衰を考慮した場合にはその浮き上がり率は1%弱となり殆んど浮き上がらないという結果を得た。

3.6. パラメトリック・サーヴェイ

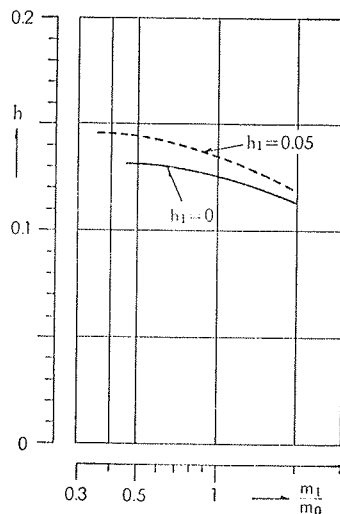
前節までで、基礎の減衰を地下逸散減衰を根拠にして与えることの妥当性、またその場合設計が楽になり得ることもあることを示したわけである。ここでは更に、地下逸散減衰の性質をさぐるため、表一2に示した諸パラメータの値が減衰に与える影響を調べてみる。標準型としてBモデルを用いる。簡単のため、表一2に示した諸パラメータの値を起点として1つのパラメータのみを取り上げて変化させることにする。なお、 $h^*=0$ とし、基礎底面の応力分布としてBoussinesq分布を考えた。計算結果を図一2~7に示した。図一2をみると $\omega_1/\omega_0 < 1$ の範囲ではhは ω_1/ω_0 の値によ



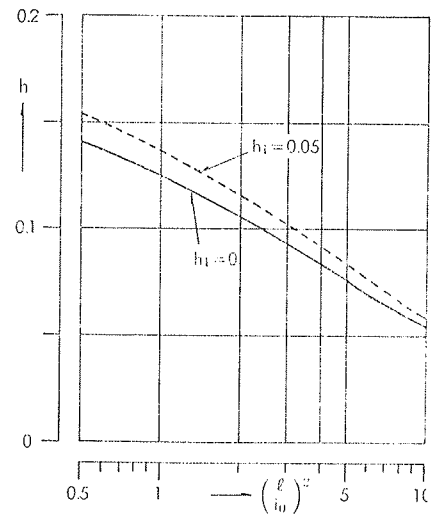
図一2 減衰定数~ ω_1/ω_0



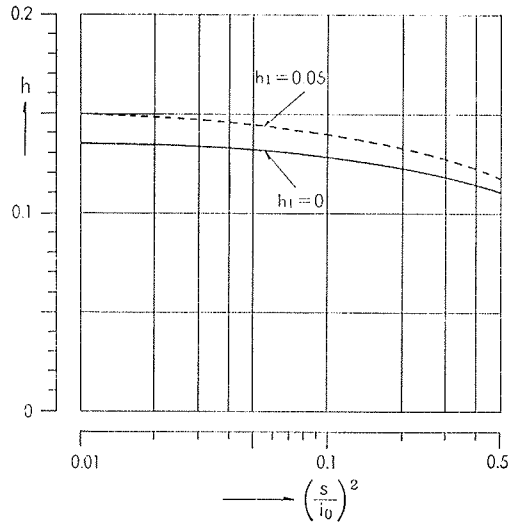
図一3 減衰定数~ $\alpha\omega_0/V_T$



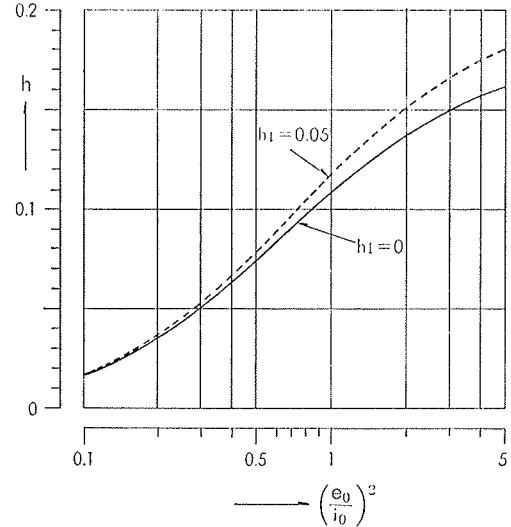
図一4 減衰定数~ m_1/m_0



図一5 減衰定数~ $(\ell/i_0)^2$



図一6 減衰定数 $\sim (s/i_0)^2$



図一7 減衰定数 $\sim (e_0/i_0)^2$

て大きく変化するようである。また当然のことであるが ω_1/ω_0 が小さい程、即ち上部構造物が柔らかい程地下逸散減衰は小さいことがわかる。図一3は h との $a\omega_0/V_T$ の関係を示したものである。 $a\omega_0/V_T$ の値によって減衰は大きく変化するようである。図一3から、基礎の底面積が大きくなる程、また支持地盤が軟らかくなる程、減衰は大きくなることがわかる。図一4には h と m_1/m_0 の関係を示した。この図から上部建屋の質量が増すと減衰が小さくなることがわかる。図一5は h と $(l/i_0)^2$ の関係を示したものである。この図から建屋の重心が高くなる程減衰が小さくなることがわかる。図一6は h と $(s/i_0)^2$ の関係を示したものである。この図から減衰は $(s/i_0)^2$ の値にはさ程影響を受けないことがわかる。最後の図一7は h と $(e_0/i_0)^2$ の関係を示したものである。この図から回転剛性が大きくなる程減衰が大きくなることがわかる。

以上の考察から、地下逸散減衰の大小に大きな影響を与え且つ設計時に確定しにくいパラメータは ω_1/ω_0 , $a\omega_0/V_T$ であることがわかる。従って設計時にこれらのパラメータの値を扱うときには注意する必要がある。

なお、本節では上部構造物の減衰として粘性減衰を仮定している。この仮定は便宜的なものである。構造物の減衰がどんな性質を有するかの問題も1つの大きな課題であることを付記しておく⁶⁾。

4. まとめ

1) 原子炉建屋の地下逸散減衰を概算する方法を示した。

2) 上記の方法により既往の実験結果を解析した結果、基本振動型の固有振動数と減衰定数については計算値と実験値は比較的良好一致を示した。

3) 並進、回転の減衰として地下逸散減衰を用いた場合、基本振動型による転倒モーメントは、Elcentro, 1940, NS に対して、慣例法に従う場合より18%減になる場合があることを示した。

4) 地下逸散減衰を根拠として基礎に減衰を与える場合、 ω_1/ω_0 , $a\omega_0/V_T$ の値の設定を特に注意する必要があることを示した。

今後、他の実験結果を本法で解析することにより地下逸散減衰を根拠にして基礎に減衰を与えることの妥当性を確認したい。更に進んで原子炉建屋の高次のモードの減衰に地下逸散減衰がどのような割合で寄与するかという問題にも取り組みたい。

参考文献

- 1) 中川他：大型実験棟の動特性について，大林組技術研究所報，No. 11, (1975)
- 2) 中川他：成層地盤の地下逸散減衰に関する予備的検討，大林組技術研究所報告書，(1977.2)
- 3) 田治見：耐震理論に関する基礎的検討，東京大学生産技術研究所報告，(Mar. 1959)
- 4) 中川他：原子炉建屋の地下逸散減衰に関する基礎的検討，大林組技術研究所報告，(1976.7)
- 5) 志賀他：地盤—建物連成系の近似解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，(東海) (1976.10)
- 6) 武田他：構成要素の履歴減衰性に基づく構造物の動特性評価，大林組技術研究所報，No. 13, (1976)