

基礎起振実験による岩盤の弾性および減衰特性の評価

EVALUATION OF ELASTIC AND DAMPING CHARACTERISTICS OF
BEDROCK BY THE VIBRATION TEST OF THE FOUNDATION

上島 照幸*・平田 和太**・塩見 哲***・渡辺 啓行****
By Teruyuki UESHIMA, Kazuta HIRATA, Satoshi SHIOMI
and Hiroyuki WATANABE

1. ま え が き

構造物の地震時挙動を知るうえで構造物基礎と地盤の動的相互作用を的確に評価することは重要な課題となっている。基礎-地盤系の動的相互作用に対する理論的研究は Reissner によって円形基礎の鉛直加振問題に対する解析解が求められて以来、3次元弾性論に基づく研究が数多くなされてきた¹⁾。わが国においても田治見の振動アドミッタンス理論^{2),3)}、小堀のグラウンドコンプライアンス理論^{4),5)}等をその代表的なものとして挙げる事ができよう。これら3次元弾性論に基づく解析解では、基礎-地盤の動的相互作用特性は地盤の複素ばね、あるいは、ばね-ダッシュポットによって評価される。一方、FEMによる動的相互作用の解析は、従来この方法の難点とされていた半無限地盤における地下逸散減衰に対する評価手法が Lysmer ら^{6)~11)}によって提案されて以来、急速な発展がみられている。これらの手法は半無限地盤を FEM でモデル化する場合に地盤中に仮想的に設けられる境界の影響を、伝達境界、粘性境界等の設定によって除去しようとするものである。周知のごとく、基礎-地盤系の相互作用の解析にとって地下逸散減衰特性の正確な評価は重要課題であり、上記手法の導入によって FEM による解析は複雑な地形、地層構造を有する地盤に対する動的相互作用を評価するうえで有力な手法となろう。

以上の理論的研究に対して、実地盤における基礎-地盤系の動的相互作用特性を解明する目的で基礎の起振実験が数多く行われている。実験例としては比較的軟弱な

地盤におけるものは多いが^{12)~15)}、硬質地盤もしくは岩盤上での実験例は非常に少なく、小堀らによる実験例¹⁶⁾をみるのみである。これらの起振実験では基礎挙動から地盤の複素ばねを算定し、一方では地盤のせん断波速度をパラメトリックに変化させ、基礎応答や地盤の複素ばねに対する理論値と実験値との比較等が行われているが、実際の基礎-地盤系においては種々の因子が混入し、たとえば弾性波探査で得られた地盤の物性をもとに理論から評価した基礎-地盤系の動的相互作用特性は必ずしも実験結果との良好な一致をみていない。特に理論による解釈は実験の定性的な面に止まり、定量的な面での評価にはまだ多くの問題を残している。したがって実地盤における起振実験は単に原位置での基礎-地盤系の動的相互作用特性を知るためのみならず、理論解の適用性を把握するうえでも重要な意味をもつものと思われる。

本論文は上記の観点から岩盤上で基礎の起振実験を行い、理論解との比較、検討を行った結果について述べたものであるが、特色としては、① 表層のせん断波速度が 700 m/s の岩盤上で行われたこと、② 起振基礎として平面寸法 14 m × 14 m、高さ 7.3 m の大型基礎を設け、大型構造物基礎に対応できる寸法の基礎で起振実験を行ったこと、③ 起振基礎として平面寸法 4 m × 4 m、高さ 4.3 m の小型基礎も設け相互作用特性に及ぼす基礎の寸法効果の影響を調べたこと、④ 大型、小型基礎とも、起振力レベルを変化させた実験を行い、起振力レベルが基礎挙動に与える影響を調べ、特に大型基礎に対しては最大起振力 150 t の大型起振機を用いたこと、⑤ 従来起振実験ではおもに基礎の挙動が計測の対象となっていたが、本実験では基礎直下岩盤のひずみ、応答速度の測定、基礎の接地圧分布の測定をも行ったこと、⑥ 実験結果を半無限弾性解と比較したのにとどまらず伝達境界、粘性境界手法を取り入れた有限要素法によるシミュレーションを行ったこと、等が挙げられる。

* 正会員 工修 (財)電力中央研究所土木技術研究所

** 正会員 工修 (財)電力中央研究所土木技術研究所

*** 正会員 工修 (財)電力中央研究所土木技術研究所

**** 正会員 工博 (財)電力中央研究所土木技術研究所
(現・埼玉大学助教授 工学部建設基礎工学科)

2. 実験の概要および実験結果

(1) 実験方法

図-1 に示すように大小2種類のコンクリート製基礎を岩盤上に打設し、基礎起振実験を実施した。寸法の異なる基礎を設けたのは岩盤の弾性、減衰特性に対する寸法効果を検討するためである。

実験地点付近の岩盤は中世代の砂岩、頁岩が互層をなしているが、大小基礎は砂岩帯上に位置し、風化岩を取り除いて基礎接地面とした。PS 検層によって得られた大型基礎直下の岩盤の物性値を表-1 に示す。

小型基礎は平面寸法が4m×4m、高さ4.3m、質量166.4t、大型基礎は平面寸法が14m×14m、高さ7.3m、質量3406.1tで、小型基礎には「10t出力起振機(起振振動数2.0Hz~25.0Hz、最大起振力10t(1t=9.8kN);12Hz時)」を、大型基礎には「150t出力起振機(起振振動数2.0Hz~20.0Hz、最大起振力150t(1t=9.8kN);13Hz時)」を使用し、正弦波定常加振を行った。加振方向は岩盤の異方性の影響を調べるため、両基礎とも水平2方向とし、それぞれをH₁方向、H₂方向とした(図-1)。小型基礎では各加振方向とも偏心モーメントm₀r(起振力=m₀rω²sinωt、ω:起振円振動数)一定の起振実験を実施し、応答の起振力依存性を調べるため偏心モーメントを数段階に変化させた。大型基礎では各加振方向に対して起振力一定および最大起振力で加振した。「150t出力起振機」による起振パターンを図-2 に示す。実験は起振振動数を0.1Hzないし0.2

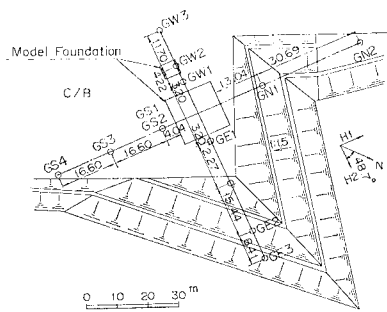


図-1 基礎配置および地上測点図

表-1 岩盤物性値

深度 (m)	P波速度	S波速度	密度 (g/cm ³)	ポアソン比	ヤング率	剛性率
	V _p (km/s)	V _s (km/s)			E (kgf/cm ²)	G (kgf/cm ²)
0~2	2.0	0.7	2.46	0.43	0.35 × 10 ⁸	0.12 × 10 ⁸
2~5	2.7	1.4	2.60	0.32	1.37 × 10 ⁸	0.52 × 10 ⁸
5~14.3	4.2	2.0	2.60	0.35	2.87 × 10 ⁸	1.06 × 10 ⁸

(1 kg/cm²=98 kPa)

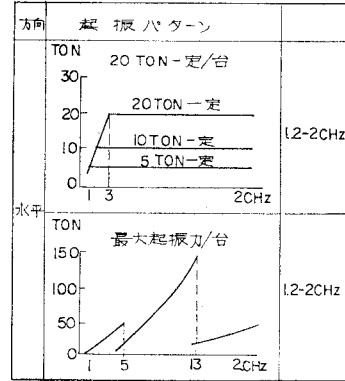


図-2 150 t 起振機による起振パターン

Hz 刻みで上昇させ、各振動数段階において基礎を定常加振した。また、起振機からは起振力パルスを発生させ、起振力に対する各種応答の位相差の計測も行った。

(2) 計測点および計測方法

基礎の挙動を調べるため、両基礎に対し図-3 に示した位置に測点を設け動線輪型速度計を設置した。測点配置は基礎のスウェイ-ロッキング挙動が完全に計測できること、他の振動モード(たとえばねじり振動)が発生しても検討可能なことを考慮して決定した。また、図-1 に示すように基礎周辺地盤上にも速度計を配置し、起振実験時の周辺地盤の挙動を調べた。

起振実験時に地盤に発生するひずみを推定するために大型基礎端14m深さのボーリング孔中に速度計およびひずみ計を埋設し、大型基礎中央直下地中1m深さのところには速度計を埋設した。起振実験時には基礎底面直下ではせん断波が平面波として地中に伝播すると考えられるので、せん断ひずみγは速度振幅*u*、岩盤のせん断波速度V_sを用いて次式により求められる。

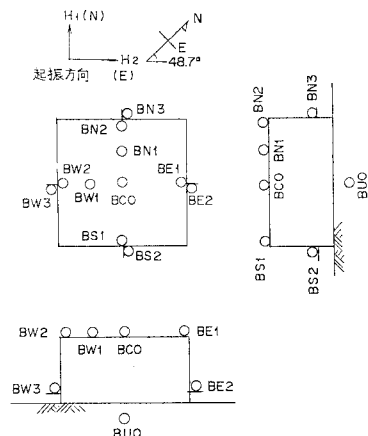


図-3 基礎上測点配置図

$$\gamma = \frac{\dot{u}}{V_s} \dots\dots\dots(1)$$

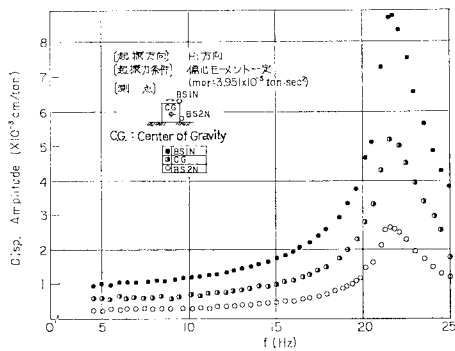
また、基礎と地盤の相互作用の検討には接地圧の分布形状が重要な因子となるため、大型基礎直下に土圧計を設置した。

データの集録、解析はデジタル計算機を利用して行い、時系列データをフーリエ変換し、振動数、応答絶対値、および応答の起振力との位相差を算出した。また、速度計で計測された応答値は振幅、位相とも変位に変換して、以後の解析に供した。

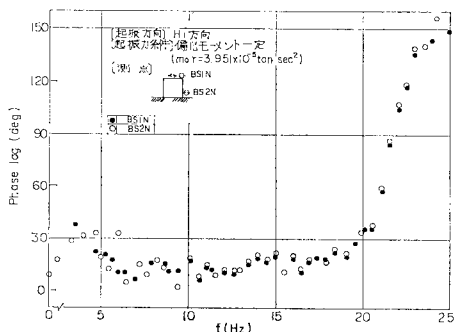
(3) 実験結果

a) 基礎の挙動

図-4, 5 に小型基礎と大型基礎の共振曲線と位相曲線の一例を示す。図中、測点名の後に続く文字は測定する運動方向を示し、 N は H_1 方向を、 E は H_2 方向を意味する。図中には基礎上面と下面における測点での応答変位および位相遅れ角が比較して示されている。これらの図より、① 基礎上面応答変位は下面応答変位よりも大きいこと、② 両測点の位相遅れ角はほとんど一致していること、がわかり、両基礎とも下心ロッキング振動しているものと判断できる。また、起振力作用方向が偏心した場合に発生する、ねじり振動の影響は無視できること、基礎は対称的に振動していることが確認された。

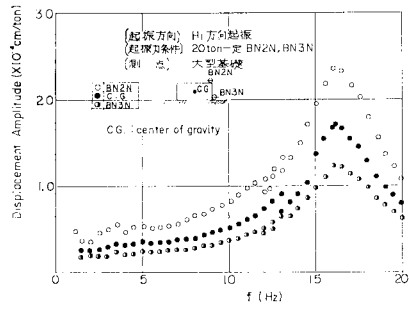


(a) 基礎上面、重心、下端測点の共振曲線比較

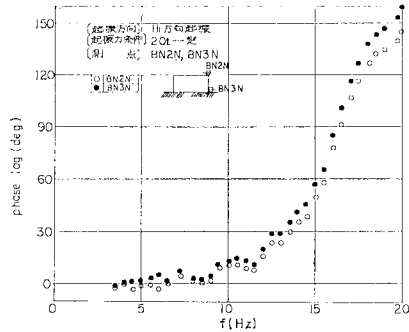


(b) 基礎上面、下端測点位相曲線比較

図-4 小型基礎応答曲線 (1t=9.8 kN)

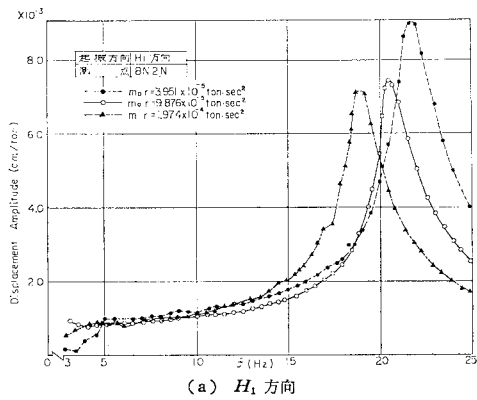


(a) 基礎上面、重心、下端測点の共振曲線比較

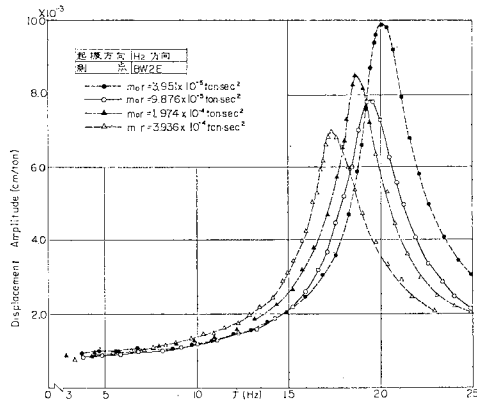


(b) 基礎上面、下端測点の位相曲線比較

図-5 大型基礎応答曲線 (1t=9.8 kN)



(a) H_1 方向



(b) H_2 方向

図-6 起振力の変化が基礎応答に与える影響 (小型基礎) (1t=9.8 kN)

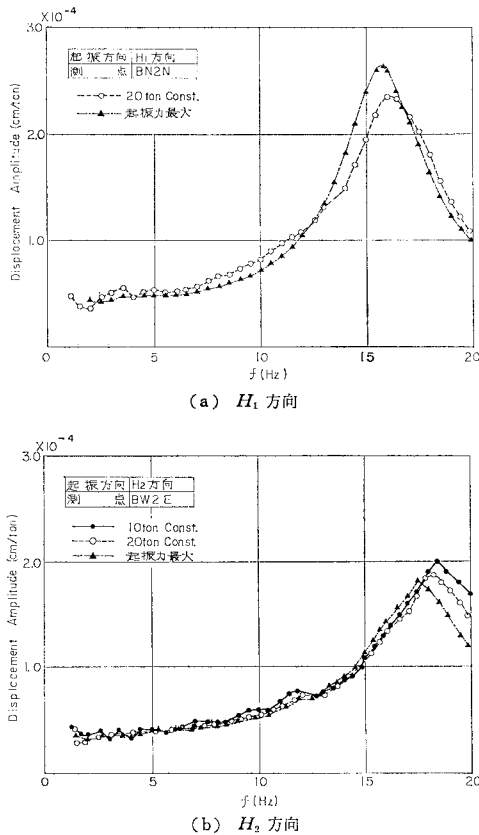


図-7 起振力の変化が基礎応答に与える影響 (大型基礎) (1t=9.8kN)

表-2 共振振動数¹⁾, 固有振動数²⁾および減衰定数

起振方向	起振条件	共振振動数 (Hz)	固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)		備考	
				1/√2法	peak法		
大型基礎	水平 H ₁	5t一定	17.4	17.5	11.4	—	図-3 (BS 1) (") (")
		20t一定	16.4	16.3	12.4	9.9	
		最大	15.8	16.0	11.2	9.4	
	水平 H ₂	10t一定	18.4	18.8	—	9.5	(BW 2) (") (")
		20t一定	18.2	18.6	11.9	10.2	
		最大	17.6	17.9	12.2	10.2	
小型基礎	水平 H ₁	m _{0r} 一定 ³⁾ (=3.951×10 ⁻⁴)	21.8	21.8	5.5	4.3	図-3 (BS 1) (") (") (")
		m _{0r} 一定 (=9.876×10 ⁻⁵)	20.4	20.4	4.9	5.8	
		m _{0r} 一定 (=1.974×10 ⁻⁴)	18.9	18.9	5.6	7.1	
		m _{0r} 一定 (=3.936×10 ⁻⁴)	16.9	16.7	4.9	—	
	水平 H ₂	m _{0r} 一定 (=3.951×10 ⁻⁵)	20.3	20.0	6.4	4.6	(BE 1) (") (") (")
		m _{0r} 一定 (=9.876×10 ⁻⁵)	19.4	19.4	8.2	6.6	
		m _{0r} 一定 (=1.974×10 ⁻⁴)	18.8	18.5	6.7	7.0	
		m _{0r} 一定 (=3.936×10 ⁻⁴)	17.2	17.2	7.1	8.7	

(注) 1) : 共振曲線で最大値を示す振動数
 2) : 位相曲線で起振力に対して 90° の位相遅れを示す振動数
 3) : 起振力 F は F=m_{0r}ω² sin ωt (ここに m_{0r}: 偏心モーメント, ω: 起振円振動数) で求まる. m_{0r} の単位として [t・s²] を採用 (1t=9.8kN)

起振力の変化が基礎応答に与える影響を調べるため共振曲線の重ね書きをしたものを 図-6, 7 に示す. 起振力の増加とともに共振振動数は低下する傾向が認められる. また, 共振時の応答値も起振力とともに減少する傾向が一部の例外を除いて認められる. 特に小型基礎の場合には起振力による応答の非線形性が顕著である. これらの応答曲線から求めた共振振動数, 固有振動数および減衰定数を表-2 に示す. ここに「共振振動数」は共振曲線がピークを示す振動数, 「固有振動数」は位相曲線が 90 度を示す振動数という意味で用いている. また, 減衰定数 h は, ① 共振曲線から $\frac{1}{\sqrt{2}}$ 法で求める方法, ② 共振曲線のピーク値から次式で求める方法, を採用した.

$$h = \frac{(z_1+l)(z_1+H-s)}{2(I_G+Mz_1^2)Y_T} m_{0r} \dots\dots\dots (2)$$

- ここに,
- z₁: 基礎重心・ロッキング回転中心間距離
 - l: 基礎重心・起振力作用点間距離
 - H: 基礎高さ
 - s: 基礎重心・接地面間距離
 - I_G: 基礎重心軸回りの質量慣性モーメント (含起振機)
 - M: ブロック質量 (含起振機)
 - Y_T: 共振時の基礎上面応答変位

表-2 から次のことがわかる.

- ① 大型基礎, 小型基礎の場合とも共振振動数は固有振動数と概略一致する. 大型基礎では共振振動数の方が幾分か小さく, 理論の示す傾向と一致する. また, 両基礎とも共振振動数の値は起振力が大きくなるに従って低下し, 応答の非線形性を示している.
- ② 大型基礎の場合, H₂ 方向加振の共振振動数は H₁ 方向よりも大きく求まった. 大型基礎設置箇所では, 岩盤に H₂ 方向にほぼ平行な節理が存在し, 節理の方向から考えてこの結果は妥当と考えられる. すなわち, 節理の影響が岩盤弾性の異方性に結びついたものと考えられる. また, 周辺地盤, 特に斜面が大型基礎応答に及ぼす影響は認められなかった.
- ③ 大型基礎の減衰定数は小型基礎に比べ大きな値を示している. これは大型基礎は小型基礎に比べ偏平な形状で, 大型基礎は小型基礎の場合より水平モードが卓越した結果と考えられる (後述

するように水平方向の減衰定数は回転方向の減衰定数より大きな値を示している (図-29, 30)。

④ 大型基礎では減衰定数の起振力依存性は認められない。また、加振方向による差異も認められない。

b) 地中ひずみ分布

地盤弾性や減衰性は地盤に生ずるひずみ量に依存するといわれ、一般には 10^{-6} 程度のひずみ量とその基準になるといわれている。起振実験時の基礎挙動がどの程度の発生ひずみ量までのものかを測定し、基礎応答の非線形性との関連づけのための資料とした。

図-8 に最大起振力で大型基礎を加振したときに大型基礎端直下岩盤に発生した圧縮ひずみの応答曲線を深さ方向測点について重ねたものを示す。図では起振力 1t (=9.8 kN) 当たりのひずみとして示されているが、実際に発生したひずみはこの図で示された値の 13 Hz 時で 150 倍、17.5 Hz 時で 38 倍であり、ひずみのオーダーとして 10^{-6} を越えていないことになる。

図-9 に孔中に埋設した速度計で計測した速度値から

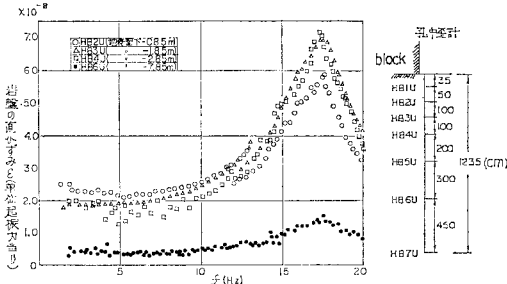


図-8 圧縮ひずみの深さ方向分布

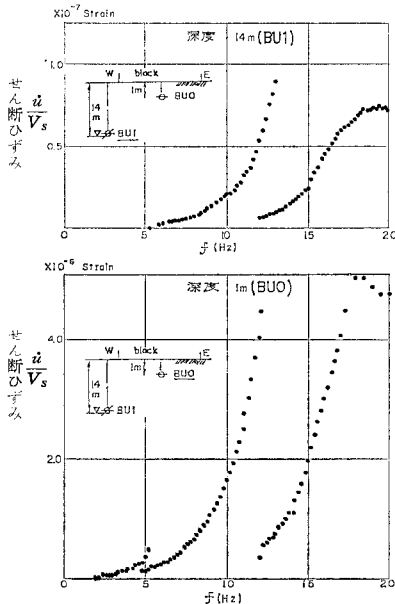


図-9 岩盤のせん断ひずみ

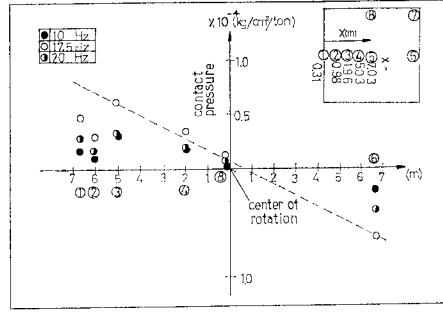


図-10 大型基礎接地圧分布 (1 kg/cm²=98 kPa, 1 t=9.8 kN)

式 (1) を用いて求めたせん断ひずみの応答曲線を示す。図より大型基礎中央直下地中 1 m 深さに発生したせん断ひずみのオーダーは 10^{-6} で圧縮ひずみと同じ程度である。また、地中 14 m の深さになると地表付近の 1/50 程度のひずみ量となっている。

以上より起振実験で発生した岩盤のひずみはたかだか 10^{-6} オーダーであり、したがって起振力レベルによる応答の非線形性は、岩盤表層の節理の影響、基礎と岩盤の接合部近傍における岩盤の局所的な乱れ等に起因するものと推論される。

c) 接地圧分布

本実験では基礎と地盤の剛性は接近しており、解析時に採用する接地圧分布を決定する目的で最大起振力加振時 (H_2 方向) に接地圧分布の測定を行った。図-10 に振動数 10 Hz, 17.5 Hz (共振時), および 20 Hz 時の起振力 1 t (=9.8 kN) 当たりの接地圧分布を示す。図中の基礎中心位置における値としては、測点 EA ⑤ の土圧計が作動しなかったため同一中心線上の測点 EA ⑧ の値を用いている。この図によれば基礎端近くの測点 EA ①, ② よりも EA ③ の接地圧が幾分大きな値を示しているが、EA ① の対称点 EA ⑥ の計測結果も参考にすれば接地圧分布として「三角形分布」で近似できるものと思われる。

3. 実験結果の解析—岩盤の複素ばねによるモデル化—

(1) 岩盤の複素ばねによるモデル化

基礎を支える岩盤を水平ばね $K_H (=K_H + iK_H')$ 、回転ばね $K_R (=K_R + iK_R')$ によりモデル化し、これらの諸係数 K_H, K_H', K_R, K_R' を各起振振動数ごとに基礎の挙動より求める。

定常加振時の基礎重心の水平変位を u 、重心回りの回転角を θ とすると基礎のスウェイ・ロッキング挙動は 2 自由度系運動方程式として次式で表わされる。

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I_G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_H & -sK_H \\ -sK_H & K_R + s^2K_H \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ \theta \end{Bmatrix} = m_0 r \omega^2 \begin{Bmatrix} 1 \\ l \end{Bmatrix} e^{i\omega t} \dots\dots\dots (3)$$

上式中ドットは時間に関する微分を表わす。 $u = Ue^{i\omega t}$, $\theta = \Theta e^{i\omega t}$ と置いて式 (3) に代入すると K_H, K_R は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} K_H &= \frac{m_0 r \omega^2 + M \omega^2 U}{U - s\Theta} \\ K_R &= \frac{(l+s)m_0 r \omega^2 + \omega^2 (sMU + I_G \Theta)}{\Theta} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4 \cdot a, b)$$

K_H, K_R の各成分は u, θ に関する応答の位相遅れをそれぞれ $\varphi_u, \varphi_\theta$ とすると次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} K_H &= \frac{[m_0 r (|u| \cos \varphi_u - s|\theta| \cos \varphi_\theta) + M \{|u|^2 - s|u||\theta| \cos(\varphi_u - \varphi_\theta)\}] \omega^2}{|u|^2 + s^2|\theta|^2 - 2s|u||\theta| \cos(\varphi_u - \varphi_\theta)} \\ K_H' &= \frac{[m_0 r (|u| \sin \varphi_u - s|\theta| \sin \varphi_\theta) + Ms|u||\theta| \sin(\varphi_u - \varphi_\theta)] \omega^2}{|u|^2 + s^2|\theta|^2 - 2s|u||\theta| \cos(\varphi_u - \varphi_\theta)} \\ K_R &= \frac{m_0 r l \omega^2 \cos \varphi_\theta + \omega^2 I_G |\theta| + K_H' s|u| \sin(\varphi_u - \varphi_\theta) + sK_H [|u| \cos(\varphi_u - \varphi_\theta) - s|\theta|]}{|\theta|} \\ K_R' &= \frac{m_0 r l \omega^2 \sin \varphi_\theta + K_H' s [|u| \cos(\varphi_u - \varphi_\theta) - s|\theta|] - K_H s|u| \sin(\varphi_u - \varphi_\theta)}{|\theta|} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5 \cdot a \sim d)$$

また、水平方向減衰定数 h_H , 回転方向減衰定数 h_R は次式で与えられる。

$$h_H = \frac{K_H'}{2K_H}, \quad h_R = \frac{K_R'}{2K_R} \dots\dots\dots (6 \cdot a, b)$$

(2) 半無限弾性解による地盤の複素ばね

地盤を半無限の様な弾性体と仮定して、3次元弾性論から地盤の複素ばねが理論的に求められている。本実験では振動アドミッタンス理論^{2),3)}を用いて実験結果を整理した。振動アドミッタンス理論による円形断面基礎に対する地盤の複素ばね係数を表-3に示す。

また、表-3中の K_H, K_H', K_R, K_R' より式(6)を用いて得られる減衰定数 h_H, h_R は次式で示されるように、無次元化振動数 $a_0 = \left(\frac{\omega r}{V_s}, r: \text{基礎半径} \right)$ のみの関数として表わされる。

(接地圧一様分布)

表-3 振動アドミッタンス理論による地盤の複素ばね係数

Circular Foundation			
	Uniform	Rigid Base	
Horizontal	k_H	$\frac{2\pi Gr}{2-\nu}$	$\frac{8Gr}{2-\nu}$
	m_a	$\frac{1}{12} \frac{2\pi Gr}{2-\nu} \left(\frac{r\Gamma_2}{V_s} \right)^2$	$\left(\frac{4}{\pi^2} - \frac{1}{4} \right) \frac{8Gr}{2-\nu} \left(\frac{r\Gamma_2}{V_s} \right)^2$
	C_H	$\frac{1}{2} \frac{2\pi Gr}{2-\nu} \left(\frac{r\Gamma_2}{V_s} \right)$	$\frac{16}{\pi} \frac{Gr}{2-\nu} \left(\frac{r\Gamma_2}{V_s} \right)$
Rotational	k_R	$\frac{1}{2} \frac{\pi Gr^3}{1-\nu}$	$\frac{8}{3} \frac{Gr^3}{1-\nu}$
	I_a	$\frac{1}{12} \frac{\pi Gr^3}{1-\nu} \left(\frac{r\Gamma_1}{V_s} \right)^2$	$\frac{2}{3} \frac{Gr^3}{1-\nu} \left(\frac{r\Gamma_1}{V_s} \right)^2$
	C_R	$\frac{1}{24} \frac{\pi Gr^3}{1-\nu} \left(\frac{r\Gamma_1}{V_s} \right)^3 \omega^2$	$\frac{32}{27\pi} \frac{Gr^3}{1-\nu} \left(\frac{r\Gamma_1}{V_s} \right)^3 \omega^2$

r : radius of foundation

$$\begin{aligned} K_H &= k_H - m_a \omega^2 & K_H' &= C_H \omega \\ K_R &= k_R - I_a \omega^2 & K_R' &= C_R \omega \end{aligned}$$

$$h_H = \frac{\Gamma_2 a_0}{4 \left(1 - \frac{\Gamma_2^2 a_0^2}{12} \right)}, \quad h_R = \frac{\Gamma_1^3 a_0^3}{24 \left(1 - \frac{\Gamma_1^2 a_0^2}{6} \right)} \dots\dots\dots (7 \cdot a, b)$$

$$\Gamma_1 \doteq 1.212, \quad \Gamma_2 \doteq 0.912 \quad \left(\nu = \frac{1}{3} \text{ のとき} \right)$$

(接地圧剛板分布)

$$\left. \begin{aligned} h_H &= \frac{\Gamma_2 a_0}{\pi \left[1 - \left(\frac{4}{\pi^2} - \frac{1}{4} \right) \Gamma_2^2 a_0^2 \right]} \\ h_R &= \frac{2 \Gamma_1^3 a_0^3}{9 \pi \left(1 - \frac{\Gamma_1^2 a_0^2}{4} \right)} \end{aligned} \right\} \dots\dots (8 \cdot a, b)$$

(3) 実験から得られた地盤の複素ばね, 減衰定数

a) 低起振力レベルでの試験結果

3.(1) で述べた方法に従い地盤の複素ばね K_H, K_H', K_R, K_R' , 減衰定数 h_H, h_R を算定した。大型基礎については起振力 20 t (1 t = 9.8 kN) 一定, 起振方向 H_1, H_2 試験で得られたものを図-11~図-16に, 小型基礎については偏心モーメント $m_0 r = 3.951 \times 10^{-5} \text{ t} \cdot \text{s}^2 (1 \text{ t}$

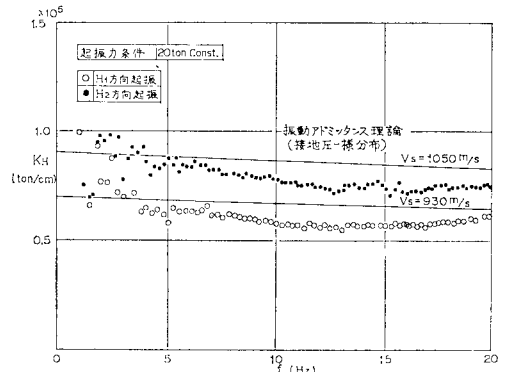


図-11 大型基礎 K_H (H_1, H_2 方向) (1 t = 9.8 kN)

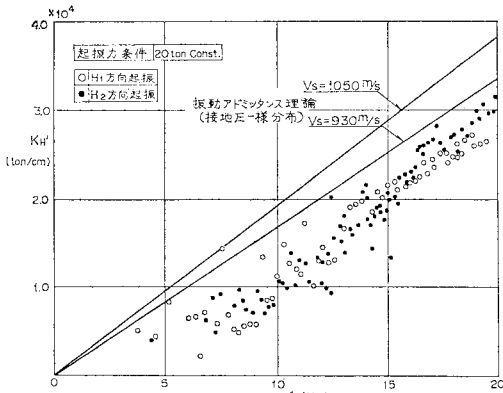


図-12 大型基礎 K_H' (H_1, H_2 方向)
(1t=9.8 kN)

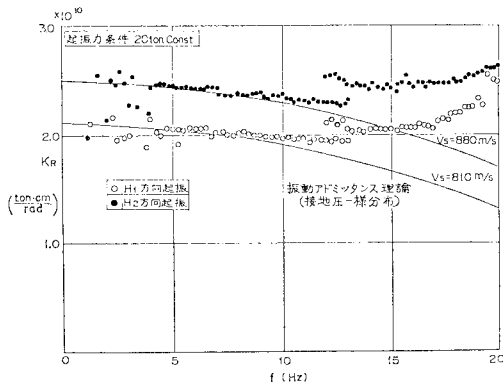


図-13 大型基礎 K_R (H_1, H_2 方向)
(1t=9.8 kN)

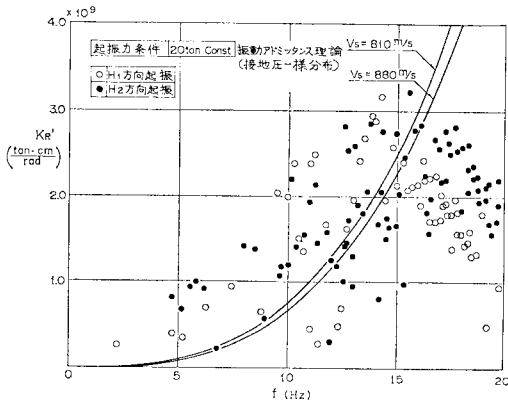


図-14 大型基礎 K_R' (H_1, H_2 方向)
(1t=9.8 kN)

=9.8 kN, 起振方向 H_1, H_2 試験で得られたものを 図-17~図-22 に示す。これらの図から以下のことがわかる。

① 大型基礎の場合には、 K_H, K_R は起振振動数に対してほぼ一定の値をとる。 K_H' は起振振動数に対して直線的に増加し、その結果 h_H も起振振動数に対して直線的に増加する。 K_R' は全体的にばらつきが大きい

く、起振振動数に対して特定の傾向はみられない。 h_R は起振振動数によらずほぼ一定の値をとる。

② 上記傾向は H_1 方向、 H_2 方向で共通しているが、 H_2 方向 K_H, K_R は H_1 方向に比べて 20~30% 程度大きめの値をとっている。これは 2.(3) で述べたように、 H_2 方向起振での共振振動数は H_1 方向起振の場合より高めにでるという結果に対応するもので、岩盤節理の方向に起因している。 K_H', K_R' についても共振振動数付近では上記と同様の傾向がみられ、また、 h_H, h_R

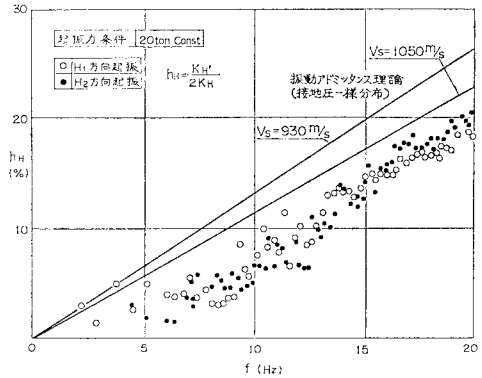


図-15 大型基礎 h_H (1t=9.8 kN)

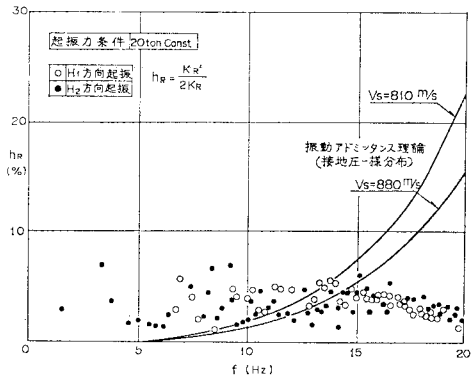


図-16 大型基礎 h_R (1t=9.8 kN)

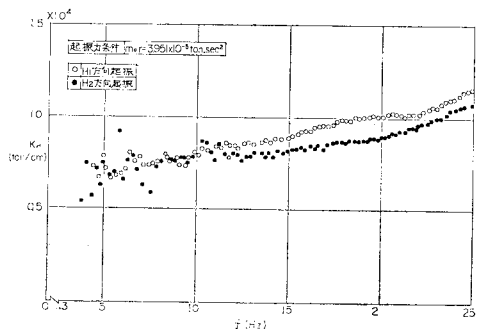


図-17 小型基礎 K_H (H_1, H_2 方向)
(1t=9.8 kN)

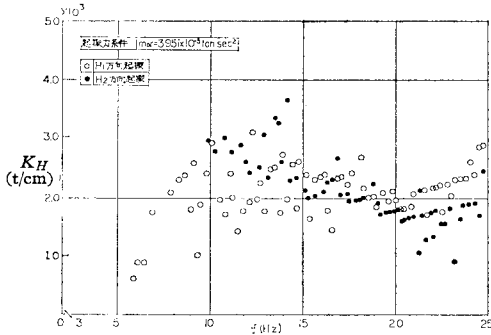


図-18 小型基礎 K_H' (H_1, H_2 方向)
($1t=9.8\text{ kN}$)

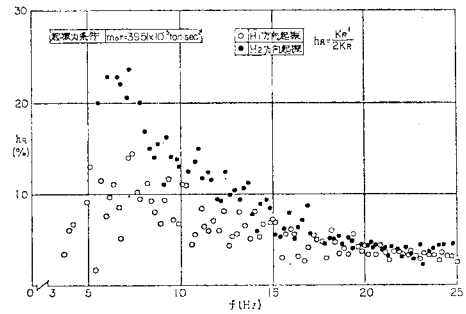


図-22 小型基礎 h_H (H_1, H_2 方向)
($1t=9.8\text{ kN}$)

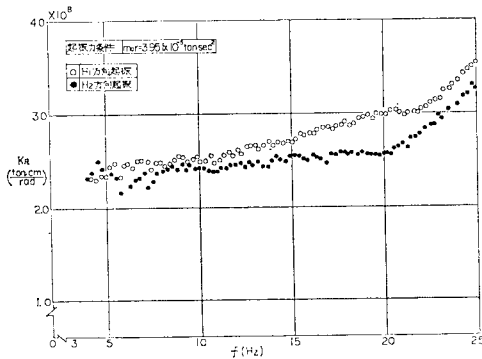


図-19 小型基礎 K_R (H_1, H_2 方向)
($1t=9.8\text{ kN}$)

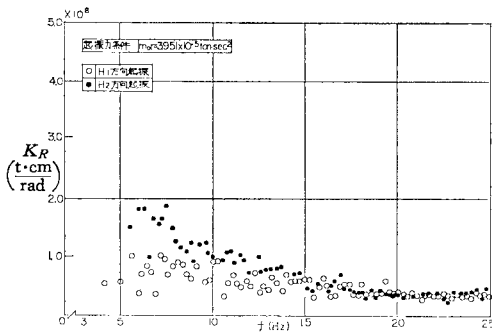


図-20 小型基礎 K_R' (H_1, H_2 方向)
($1t=9.8\text{ kN}$)

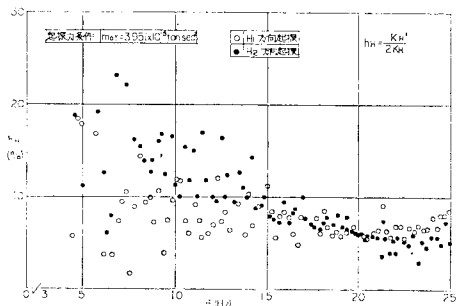


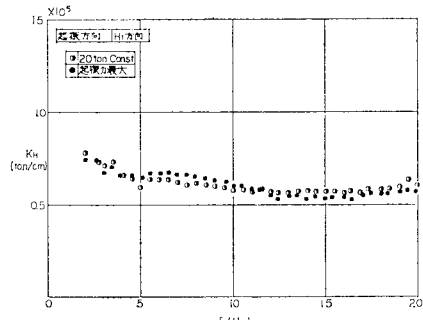
図-21 小型基礎 h_H (H_1, H_2 方向)
($1t=9.8\text{ kN}$)

は H_1 方向, H_2 方向について同程度の大きさとなる。

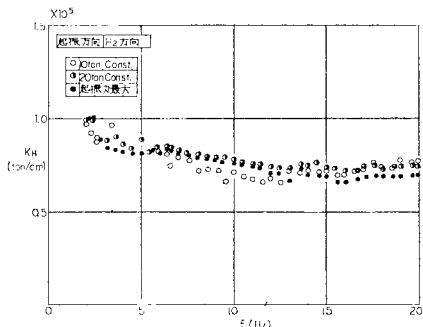
③ 小型基礎の場合には, K_H, K_R は起振振動数とともに多少増加する傾向にある。 K_H', K_R' は低振動数域では起振振動数とともに減少する傾向がみられるが, 高振動数域ではほぼ一定の値を示す。 h_H, h_R についても同様のことがいえる。

b) 地盤の複素ばね, 減衰定数の起振力依存性

2.(3) で述べたように大型基礎, 小型基礎試験とも, 起振力レベルが増大するにつれて共振振動数は低下する傾向があった。この結果は地盤の複素ばねの起振力依存性という形となって現われるが, この傾向をみるため各起振力レベルでの地盤の複素ばねの実数部分 K_H, K_R

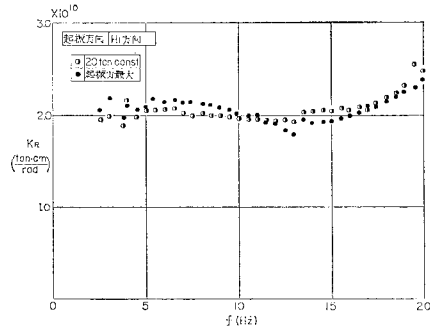


(a) H_1 方向

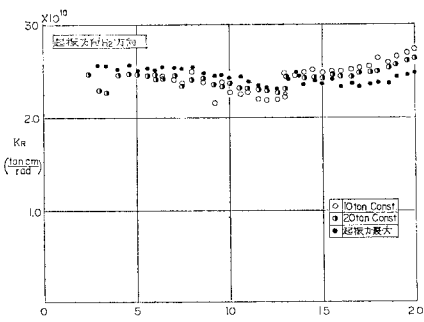


(b) H_2 方向

図-23 大型基礎 K_H の起振力依存性
($1t=9.8\text{ kN}$)



(a) H_1 方向



(b) H_2 方向

図-24 大型基礎 K_R の起振力依存性 ($1t=9.8\text{ kN}$)

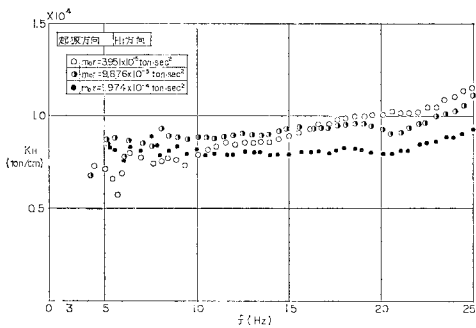


図-25 小型基礎 K_H の起振力依存性 (H_1 方向)
($1t=9.8\text{ kN}$)

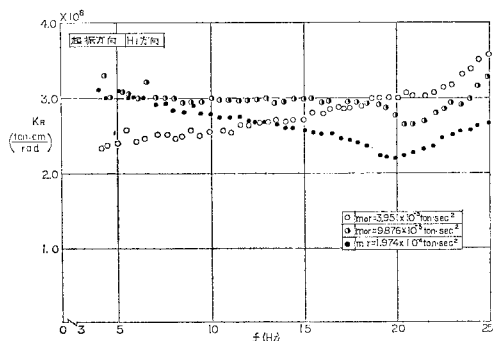


図-26 小型基礎 K_R の起振力依存性 (H_1 方向)
($1t=9.8\text{ kN}$)

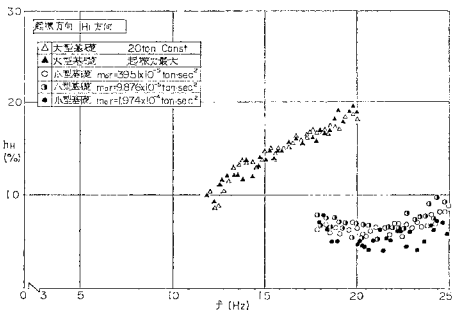


図-27 h_H の起振力依存性 (H_1 方向)
($1t=9.8\text{ kN}$)

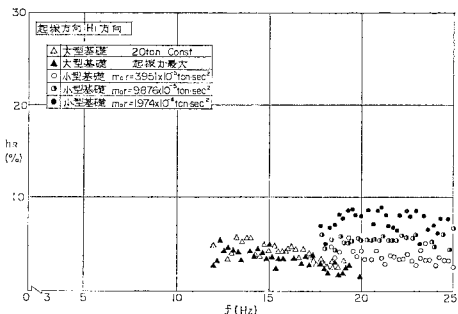


図-28 h_R の起振力依存性 (H_1 方向)
($1t=9.8\text{ kN}$)

を重ね書きしたものを 図-23～図-26 に示す。減衰定数 h_H , h_R について同様の整理をしたものを 図-27, 28 に示す。これらの図より以下のことがわかる。

① K_H , K_R の起振力依存性は大型基礎、小型基礎の場合、振動数領域によって変動はみられるものの、共振点付近から上の振動数領域では起振力レベルが上がるにつれて K_H , K_R は低下する傾向にあり、共振振動数低下の傾向に対応している。この傾向は H_1 方向、 H_2 方向に共通している。

② h_H の起振力依存性は大型基礎、小型基礎とも認められない。 h_R の起振力依存性は大型基礎では認められないが、小型基礎では起振力の増大につれて増加する

傾向が認められる。

(4) 半無限弾性解による実験結果の検討

a) 等価 V_s の算定

実験から得られた地盤の複素ばねおよび減衰定数を振動アドミタンス理論から得られたものと比較する。振動アドミタンス理論は半無限一様地盤に対して成り立つものであるが、本実験は表-1 に示される層構造をなす岩盤上で行われた。層構造岩盤に対して振動アドミタンス理論を適用するにあたり、これをできるだけ等価な値を有する一様な岩盤に置き換える。このような観

点から本実験の場合、3層からなる基礎直下の岩盤をそれと等価なせん断波速度（等価 V_s と呼称）を有する一様な岩盤で代表させた。起振実験結果から岩盤の等価 V_s を算定する方法はいくつか考えられるが、ここでは以下の2通りの方法により等価 V_s を算定した。

第1の方法は岩盤の静的なばね係数から算定するもので、起振実験から求めた K_H, K_R を外挿し、振動数0における K_H, K_R の値を求め表-3中の式($\omega=0$ とする)に代入して求めるものである。第2の方法は共振振動数を合わせ得る等価 V_s を求めるもので、共振振動数における K_H, K_R を表-3中の式に代入して求めるものである。また、接地圧分布は一様（または三角形）分布としたが、これは2.(3).c)の接地圧分布の測定結果による。以上の方法で岩盤の等価 V_s を求めると小型基礎に対する等価 V_s は水平動に対して540 m/s~680 m/s、回転動に対して500 m/s~630 m/s、大型基礎に対する岩盤の等価 V_s は水平動に対して820 m/s~1050 m/s、回転動に対して790 m/s~900 m/sの範囲の値をとる($\rho=2.6 \text{ g/cm}^3, \nu=0.36$, 基礎半径は、正方形基礎と同面積を有する円形基礎に換算して用いたもの。また、上述の第1, 第2の方法によって求めた等価 V_s 値をまとめて示したものである)。これは層構造をなす岩盤に対しては小型基礎は表面付近の V_s の低い層の影響を大きく受けるのに対し、大型基礎では深部の V_s の高い層の影響をより大きく受けるためと考えられる。また、小型基礎に対する等価 V_s はPS層で得られた最も浅い層における $V_s=700 \text{ m/s}$ を下回っているが、これは表層の近傍において掘削時の岩盤の攪乱、ゆるみ等による V_s のさらに低い層が存在しているためと考えられ、大型基礎の場合も同様にこの層の影響を受けているものと思われる。

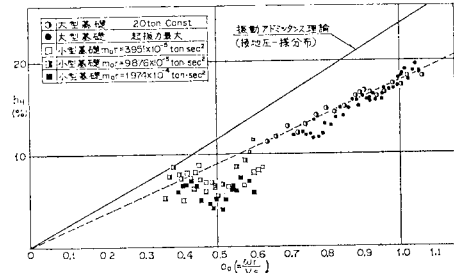
b) 実験値と理論値の対比

上記の静的 K_H, K_R から求めた等価 V_s を用いて表-3中の式を用いて、接地圧分布を一様とした場合の振動アドミッタンス理論による複素ばねと減衰定数を算定したものが図-11~図-16中に実線で示されている。水平方向の複素ばね K_H, K_H' は実験値と比較的良好な一致を示し、 h_H も実験値は理論値と同様の傾向を示すが、実験値は理論値より多少低めの値をとる。回転方向の複素ばね K_R, K_R' は理論値と実験値は特に高い振動数領域で差が大きく、 h_R についても同様である。理論値と実験値のずれは、実験においては表面付近の岩盤のゆるみ、岩盤の節理、ブロック隅角部における応力集中による岩盤の局所的な乱れ等、モデル化が困難な因子が含まれていること、理論値においては成層岩盤を等価 V_s を用いて一様な岩盤に置き換えたことに起因するものと思われる。すなわち、成層岩盤では層間での波の反

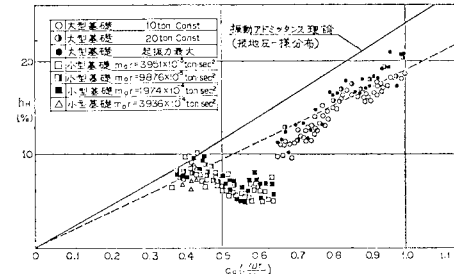
射により逸散減衰量が低下し、これが実験値と理論値における減衰定数の差となって現われてくるものと思われる。

c) 無次元化振動数による減衰定数の整理

減衰定数 h_H, h_R は振動アドミッタンス理論によれば、式(7),(8)に示されるように無次元化振動数 $\frac{\omega r}{V_s}$ の

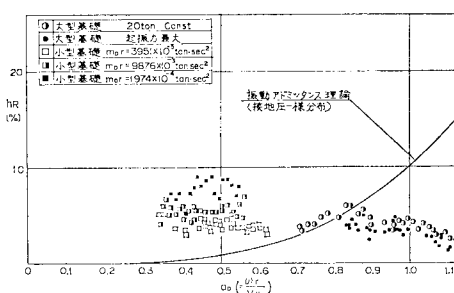


(a) H_1 方向

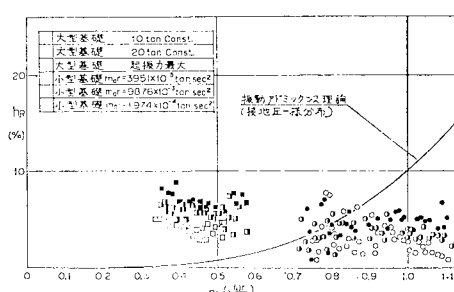


(b) H_2 方向

図-29 $h_H-\alpha_0$ 関係 ($1t=9.8 \text{ kN}$)



(a) H_1 方向



(b) H_2 方向

図-30 $h_R-\alpha_0$ 関係 ($1t=9.8 \text{ kN}$)

関数として表わされる。実験で得られた h_H , h_R を無次元化振動数で整理したものを 図-29, 30 に示す。この場合、等価 V_s としては各ケースごとに得られた静的 K_H , K_R から求めたものを用いた。図中には式 (7) による理論値が併記してあるが、 h_H については大型基礎の実験値と理論値が傾向としてはよく一致している。実験値は理論値より低めの値をとり、これは既述のように岩盤の層構造の影響と思われるが、実験値と理論値の差は基礎寸法の増大に伴って減少している。 h_R については、無次元化振動数に対する値の変化は小さく、大型、小型基礎とも同様な値をとり、基礎寸法の影響はみられない。

4. 有限要素法による実験結果の解析

前章で述べた解析手法のほかに、有限要素法（以下 FEM と記す）によって基礎-地盤系の動的相互作用を解析する手法も近年の大型電子計算機の発達と相まって多用されている。本章では FEM によって起振実験のシミュレーションを行った結果について述べる。

(1) 解析手法

FEM によって基礎-地盤系の動的相互作用の解析を行う場合、地盤中に仮想的な境界を設定するため、境界面で波動の反射が起こり地下逸散減衰の評価に難点があるとされてきた。この問題への対応として、近年、種々の手法が検討されているが、Lysmer, Waas らによって発展させられた伝達境界手法^{7)~10)} や、粘性境界手法^{9), 11)} が代表的なものとして挙げられる。

伝達境界手法とは、構造物近辺の不規則領域を有限要素モデルによって表現し、一方、水平半無限に広がる地盤を薄層要素によって表現したうえで、境界面における応力と変位の連続性を考慮して両者を接続する手法である。この手法によれば、不規則領域の境界を構造物に十分近い位置にとることができるため、側方への逸散波動を考慮に入れつつ不規則領域の節点数を少なく抑えることができるが、計算手法上の制約から周波数領域での計算とならざるを得ず、また文献 7)~10) 等で展開されている手法をそのまま用いれば、基盤を仮定した計算とならざるを得なかった。

これに対して粘性境界手法では、側面境界には表面波による逸散エネルギーを吸収するダンパーを、底面境界には実体波による逸散エネルギーを吸収するダンパーを導入するものである。この手法では逸散エネルギー吸収精度の点から有限要素領域を前者の方法に比べて一定程度広くとらなければならないが、下方への逸散波動を考慮できる利点がある。

著者らは上記両手法のそれぞれの長所を取り入れた計算プログラムの開発を行った（以下 ‘BES’ とよぶ）。「BES」では側方への逸散波動に対して、伝達境界手法ないし粘性境界手法を採用し、そのいずれの場合にも底面には粘性境界手法を採用することができるよう、手法の改善を図っている。また三次元的な逸散波動に対しては、擬似三次元化ダンパー⁹⁾ を用いてこれを考慮し得るようになっている。

(2) 起振実験のシミュレーション

(1) で述べたプログラム ‘BES’ を用いて起振実験のシミュレーションを行った。解析には側方伝達境界、底面粘性境界、擬似三次元化ダンパーを使用し、中央対称拘束とした。FEM 要素分割図例を 図-31 に示す。モデル化領域としては深さ、幅を種々変化させて検討を行ったが、図-31 に示す程度の領域をとれば十分であることを事前に確認している。

表-1 に示す大型基礎直下の PS 検層で得られた岩盤物性から出発し、起振実験時の基礎の挙動を良好に模擬し得るよう、地盤物性構造を種々変化させて検討した。図-32 に起振実験のシミュレーションの流れを示す。

また、表-4 には解析に使用した岩盤物性値および計算結果を、図-33 にはシミュレーションで得られた大型基礎の応答曲線を示す。シミュレーションの対象とした実験ケースは大型基礎については H_1 方向起振、起振力 20 t (1t=9.8 kN) 一定、小型基礎については H_1 方向起振、偏心モーメント $m_e r = 3.951 \times 10^{-5} \text{ t} \cdot \text{s}^2$ (1t=9.8 kN) のケースである。以下にシミュレーションの経過とその意味づけについて述べる。

① PS 検層で得られた地盤物性を用いて計算を行っ

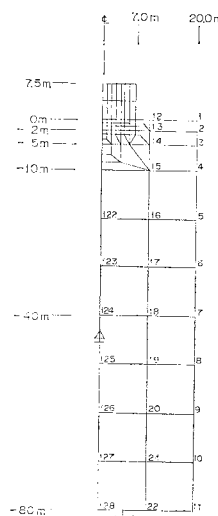


図-31 FEM 要素分割図
(大型基礎)

たところ、実験時の 1 次固有振動数 (16.4 Hz) よりもかなり高い固有振動数 (>20 Hz) を有する結果が得られ (位相遅れでみると、20 Hz 時に、まだ 40° 程度である) 表層付近の剛性を低下させる必要性を示唆した (表-4, 図-33 中の 5-1)。

② 基礎の水平・回転連成

振動を模擬する際のおもな指標として、固有振動数 f_i 、モード減衰定数 h_i 、基礎上面端点の共振時応答変位 (水平変位: $u_{1,T}$, 上下変位: $v_{1,T}$), ロッキング回転半径 z_1 を考える (添字の 1 は 1

表-4 各 FEM モデルの地盤定数と計算結果

Model No.	変化した対象層*	基準 V_s との比	f_1 (Hz)	$u_1 T$ ($\times 10^{-6}$ m/t)	$v_1 T$ ($\times 10^{-6}$ m/t)	z_1 (m)	h_1 (%)	
F	大	5-1	0~-2 m	1	>20.0	0.40	0.14	—
		5-2	0~-2 m	$1/\sqrt{2}$	19.3	0.97	0.23	—
		5-3	0~-2 m	1/2	14.8	2.20	0.44	—
		5-4	0~-5 m	$1/\sqrt{2}$	18.3	1.04	0.28	—
E	型	5-5	0~-2 m	$1/\sqrt{3}$	17.1	1.22	0.28	24.4
		5-6	0~-2 m	1/1.34	15.8	1.70	0.37	23.4
		6-2	0~-0.5 m	1/2	19.9	1.59	0.428	18.4
		6-3	0~-0.5 m	$1/2\sqrt{2}$	16.4	2.74	0.628	23.1
M	型	7-1	0~-0.5 m	$1/2\sqrt{2}$	15.8	2.4	0.615	20.5
		小型	2-1	0~-0.5 m	$1/2\sqrt{2}$	21.8	66.8	19.9
EXP	大型	—	—	16.4	2.35	0.95	9.37	9.5
	小型	—	—	21.8	89.7	28.6	3.12	4.4

* 各 FEM Model の層構造は 表-1 の層構造を基準としている。(1t=9.8 kN)

次モード, すなわち下心ロッキング時の量であることを示す)。

実験時の上記諸量を模擬し得るよう, 大型基礎について地盤物性の修正による試行を重ねた結果, 表層直近の剛性のみを, 検層時の値からゆるめた地盤モデルを用いると, 比較的良好に実験結果を模擬し得ることがわかった(表-4 中の 7-1, 図-34)。また, この地盤モデルを小型基礎に対して用いた計算では, 上記の指標について大型基礎とほぼ同程度の精度で実験時基礎挙動を模擬し得た(表-4 中の 2-1, 図-35)。

実験地点の岩盤では, 特に表面付近には応力解放による実際の表層ゆるみに加えて種々の不均一性があると考えられ, また, PS 検層では地表に非常に近い領域の測定には誤差が伴いやすいことを考えると, 地盤モデルにおいて表層直近の剛性をゆるめたことは, これらの影響を考慮したものといえよう。同一の地盤モデルを用いて

同一地盤上に設置された大型, 小型両基礎の実験時挙動を同程度に十分な精度で模擬し得たことは, 本手法の有用性を示すものといえよう。また, 本地点において, さらに大きな寸法の基礎に対する振動挙動を推定する場合, 実験結果の模擬に用いた地盤モデルを用いれば十分な精度で推定可能なものと思われる。

なお, 地盤物性修正による試行の過程で以下のことがわかった。

① FEM 解析によって得られた基礎の固有振動数が起振実験から得

られたものより大きい場合には, 地盤剛性を低下させればよいが, そのとき低減する層を深くまでとるほど減衰が大きくなっていく傾向が認められた。

② 起振時には, 基礎は水平・回転連成振動をしているが, このうち, 特に回転動をよりよく模擬するためには, 基礎直下の応力分布の急な変化に対応し得るよう, 要素分割を細かくする必要がある, とりわけ基礎端部ではその必要性が高い。大型基礎の FEM モデルのうち, メッシュ分割は 3 通り行い, 表-4 中のモデル番号の最初の数字が 5, 6, 7 とする順に基礎付近の要素分割を細かくしているが, 表より要素分割が細かくなるにつれ, 回転半径の模擬性が向上していることがわかる。しかしどのモデルによっても基礎の回転動の模擬性はまだ不十

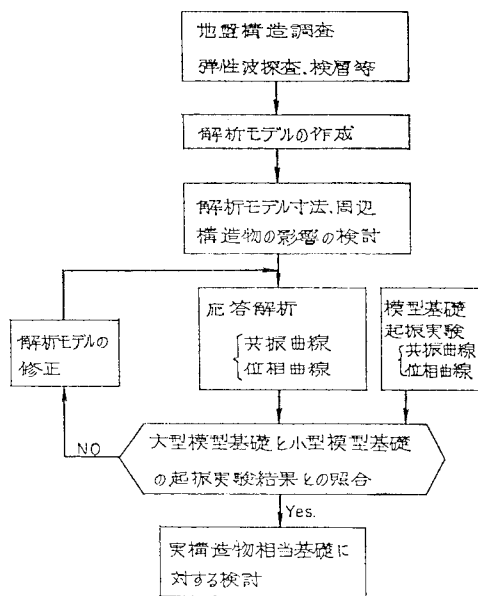


図-32 起振実験シミュレーションの流れ図

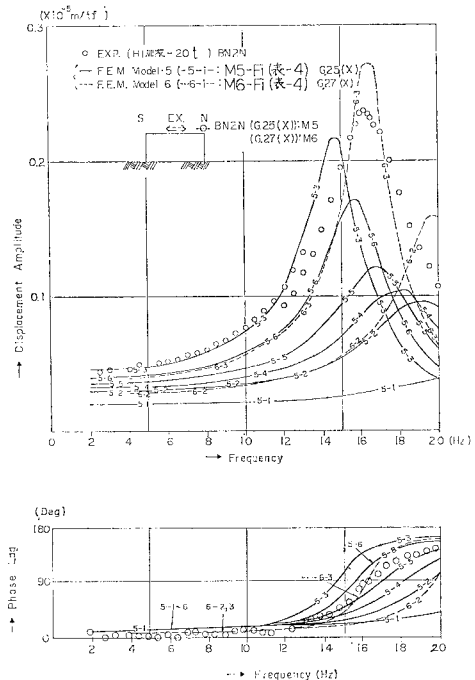


図-33 シミュレーションによる大型基礎の応答曲線 (1t=9.8 kN)

分といえよう (表-4)。

なお、表-4 中に記述した以外の地盤モデルで、大型基礎モデル 7-2 よりもさらに忠実に実験時挙動を模擬し得るモデル (たとえば回転半径 r_1 がより実験時の値に近い等) も作成して計算している。しかし、回転半径

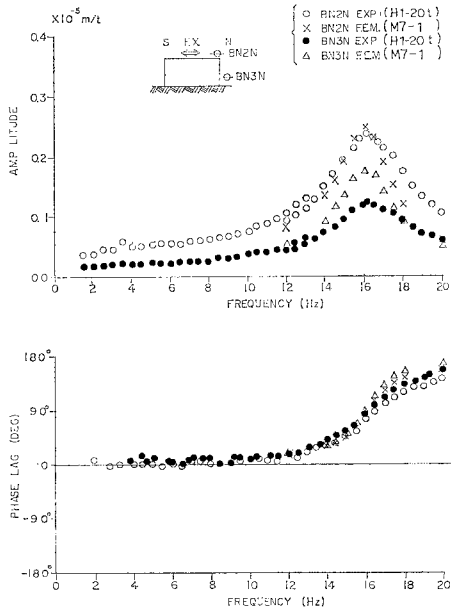


図-34 大型基礎モデル M7-1 水平起振時水平挙動：基礎上面および下端測点 (実験と計算の対比) ($1t=9.8\text{ kN}$)

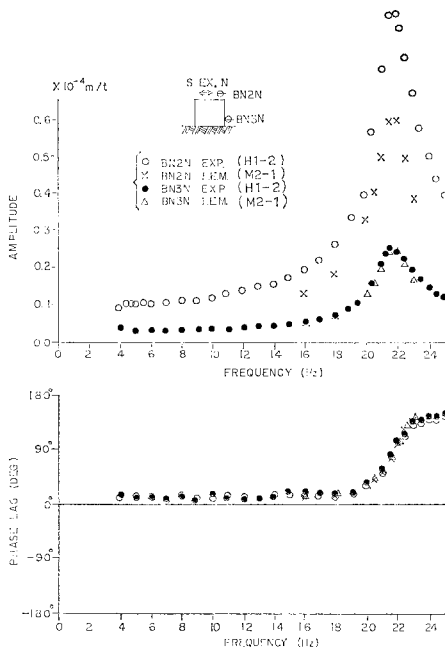


図-35 小型基礎モデル M2-1：水平起振時水平挙動：基礎上面および下端測点 (実験と計算の対比) ($1t=9.8\text{ kN}$)

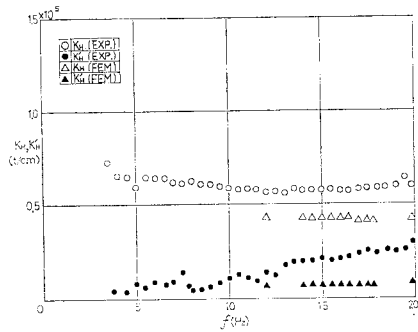


図-36 大型基礎 K_H, K_H' (実験と計算の対比) ($1t=9.8\text{ kN}$)

を減少させるために、地盤の剛性分布を成層ではなくし、基礎端付近で地盤の剛性が低くなるよう剛性の分布形状を三角形にする等の措置をとっており、こうした方法では実験時基礎挙動をよりよく模擬し得ても、大型、小型両基礎に共通の方式で適用できるとは限らず、結果の解釈に無理が伴う可能性があるかと判断した。

FEM によって計算された基礎の応答値から、3. で述べた方法を適用して地盤の複素ばね K_H, K_R を算定することにより、FEM と複素ばねモデルの関連付けを行うことも可能である。図-36 に実験と FEM によって得られた $K_H (=K_H + iK_H')$ を併記したものを示す。

5. 結論

硬質な岩盤上で基礎起振実験を行い、原位置での基礎-地盤系の動的相互作用特性を調べるとともに、半無限弾性体理論および FEM による検討を行った。以下に結論を述べる。

(1) 起振実験時の基礎挙動

水平加振時の基礎は、起振方向により共振振動数が異なり、節理の存在が岩盤弾性の異方性の原因となることが認められた。また、起振力レベルが増大するに従って共振振動数が低下する応答の非線形性がみられたが、岩盤に発生したひずみレベルは 10^{-6} オーダーであり、応答の非線形性は表層直近の種々の不整、乱れ等に起因するものと思われる。また、本実験においては、基礎と地盤の剛性は接近していたが、基礎の接地圧分布は三角形分布で近似できることが認められた。

(2) 地盤の複素ばね、減衰定数

地盤の複素ばね K_H, K_R および減衰定数 h_H, h_R については、振動数依存性、起振力依存性、起振方向依存性等の諸特性が得られた。

地盤を一樣とみなして“等価 V_s ”を用いて半無限弾

性体理論から求めた地盤の複素ばね，減衰定数の実験値との比較を行った．水平動に関する諸量 K_H , h_H は理論値と実験値との比較的良好的な一致を見たが，回転動に関する K_R , h_R については必ずしも一致しなかった．また，基礎寸法が増加するに従って地盤の“等価 V_s ”は大きくなること，実験値と理論値の差異は小さくなる傾向にあることが認められた．これらの原因を確定することは困難であるが，今後の課題として表層直近の岩盤物性の評価手法，成層構造地盤に対する評価手法の確立等が挙げられよう．

(3) 起振実験のシミュレーション

PS 検層で得られた岩盤のせん断波速度を用いて FEM によるシミュレーションを行った結果，必ずしも実験結果をよく模擬できず，実際の岩盤のゆるみ等を考慮して，表層直近の物性を変化させた試行計算の結果，大型基礎の挙動を比較的良好的に模擬し得る地盤モデルを得た．この地盤モデルを用いると，小型基礎の挙動に対する模擬も可能であることがわかり，以上のことから実験地点と同一の地点での寸法の異なる基礎に対する動的相互作用特性の推定が可能と考えられる．

謝 辞：本研究を行うにあたっては東北電力（株）土木部北松調査役を始めとする同社関係者各位の多大な協力を得た．数値解析においては（株）日本科学技術研修所震ケ関情報センター大阿久聰氏の全面的な協力を得た．また，当研究所耐震研究室の室員諸兄には実験から解析まで終始協力と指導を仰いだ．ここにこれらの方々に深く感射の意を表すものである．

参 考 文 献

1) Richart, F.E., Jr. and R.D. Woods : Vibrations of

Soils and Foundations, Prentice-Hall, 1970.

- 2) 田治見宏：耐震理論に関する基礎研究，東大生産技術研究所報告，第8巻，第9号，1959.
- 3) 田治見宏ほか：地震工学，彰国社，1977.
- 4) 小堀鐸二ほか：長方形基礎の Dynamical Ground Compliance (その1)，(その2)，京大防災研究所年報第10号A，1972.
- 5) 小堀鐸二ほか：成層構造をもつ基礎地盤の動特性，京大防災研究所年報第19号B，1976.
- 6) Lysmer, J. and R.L. Kuhlmeyer : Finite Dynamic Model for Infinite Media, ASCE EM 4, Aug. 1969.
- 7) Lysmer, J. and L.A. Drake : A Finite Element Method for Seismology, Methods in Computational Physics, Vol. 11 : Seismology, Academic Press, 1971.
- 8) Lysmer, J. and T. Udaka, et al. : A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, EERC 75-30, Univ. of California, Nov. 1975.
- 9) Kausel, E., J.M. Rössset and G. Waas : Dynamic Analysis of Footings on Layered Media, ASCE EM 5, Oct. 1975.
- 10) 田治見宏・下村幸男：3次元薄層要素による建物-地盤系の動的解析，日本建築学会論文報告集243号，1976年5月．
- 11) 花田和史・工藤豊典：地盤-構造物連成系の動的挙動に対する数値解法，Proc. of the 4th JEES, pp. 311~318, 1975.
- 12) 小堀鐸二ほか：起振実験による基礎構造の振動特性，(その1)~(その4)，京大防災研究所年報第18号B，1975.
- 13) 塩見 哲・堤 一：剛体の起振実験から得られた地盤の複素ばね特性について，土木学会第31回年次学術講演会講演概要集，1976.
- 14) 塩見 哲・堤 一：浅い基礎の根入れ効果，土木学会第32回年次学術講演会講演概要集，1977.
- 15) 入江康隆ほか：地盤・建物連成系に関する実験観測的研究(その11)―地盤・基礎系における等価剛性と等価減衰係数―，日本建築学会大会学術講演梗概集，1981.
- 16) 小堀鐸二ほか：やや硬質な地盤における正方形基礎の Dynamical Ground Compliance，日本建築学会論文報告集第305号，1981年7月．

(1981.11.25・受付)