

(36) 非線形模型軟弱地盤中の基礎の振動実験

国鉄・構造物設計事務所 正員 西村 昭彦

1. まえがき

地震時の軟弱地盤の挙動および基礎との動的相互作用の検討をするため、振動台上に模型軟弱地盤および基礎を作成し、静的載荷試験および振動実験を行なった。試験は軟弱地盤が線形の場合と非線形を有する場合で行なったが、線形の場合はすでに報告したので、ここでは非線形の場合について報告する。

2. 実験の概要

実験を行なうにあたり、まず模型地盤の材料について検討した。地盤には非線形性を与えるため、アクリルアミド系の注入剤に砂を混入して作成した。配合は所定のせん断弾性波速度が得られるように試練りを行なって決定した。次に模型の大きさを検討し、表-1のように決定した。

模型地盤は、まず地盤材料をミキサーで攪拌し、液性にして土槽へコンクリートポンプで打設して製作した。そして模型基礎は別の土槽の中に設置した。模型地盤および基礎の大きさを図-1に示す。基礎は単杭、群杭、ゲートソンの3種類とし、いずれも地盤中央に設置した。図-1はそのうち群杭の場合であるが、他の場合も地盤の大きさ、配合は同一である。この地盤および基礎に対し、静的載荷試験、振動台加振実験、起振機加振実験を行ない、地盤の固有振動数、振動モード、基礎に生ずる変形応力等を測定した。

また、地盤の非線形性を見るために、振動台加振実験では、入力加速度の大きさを変化させて実験を行なった。ここでは紙面の都合で群杭のケースについて述べる。

3. 実験結果

3.1 地盤の変形係数

模型地盤の変形係数(E_0)の値を求めるため、平板載荷試験、せん断弾性波速度等の各種試験を行なった。それらから得られた E_0 の値を表-2に示す。また表層、基盤層とも非線形性があるため動的めじりせん断試験を行ない、土依存性を調べた。その結果を図-2に示す。この結果、表層、基盤層とも歪が大きくなるとせん断剛性率が低下していくことがわかる。

3.2 振動台加振実験結果

地盤の非線形性を見るため、振動台の入力加速度を20、

表-1 模型諸元一覧表

物理量	実物	相似率	理想模型	想定模型	備考
H	10 m	1/16	62.5 cm	64 cm	日東SS30+砂
V_{s1} (表層)	75~95 m/sec	1/4	18.8~23.8 m/sec	20 m/sec	P.S.検層による
V_{s2} (支持層)	> 250 m/sec	1/4	> 62.5 m/sec	60 m/sec	P.S.検層による
γ_{o1} (表層)	1.6 g/cd	1	1.6 g/cd	1.6 g/cd	
γ_{o2} (支持層)	1.7 g/cd	1	1.7 g/cd	1.7 g/cd	
f_1	2.0 Hz	4	8.0 Hz	8.0 Hz	1次固有振動数
f_2	6.0 Hz	4	24.0 Hz	24.0 Hz	2次固有振動数
D	0.8 m	1/16	5.0 cm	4.8 cm	
	E	2.1×10^4 kgf/cd	1.31×10^3 kgf/cd	3.12×10^4 kgf/cd	ポリ塩化ビニール
	EA	6.34×10^8 kgf	1.55×10^3 kgf	1.73×10^3 kgf	$\phi = 48$ mm
	EI	4.20×10^{11} kgf/cd	4.01×10^3 kgf/cd	4.21×10^3 kgf/cd	$t = 4$ mm
イ	ℓ	10 m	62.5 cm	64 cm	
	D	6.0 m	37.5 cm	37.0 cm	ポリ塩化ビニール
	ℓ	10 m	62.5 cm	64 cm	$t = 11.2$ mm

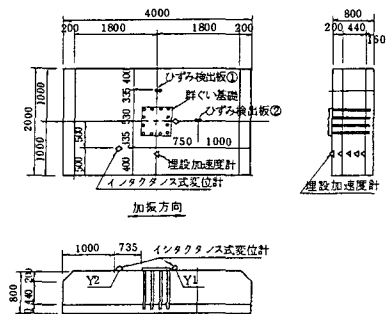


図-1 模型地盤

表-2 地盤の弾性定数

試験名	単位	一軸圧縮試験	弾性波速度測定	平板載荷動的めじりせん断試験
地盤	数	E_0 (kgf/cm ²)	V_s (m/s)	E_0 (kgf/cm ²)
表層	1.667	10.43	9.3	20.0
基盤	1.693	47.41	7.0	48.9

50, 80 gal の3段階に変化させて正弦波加振実験を行なった。その結果得られた共振曲線を図-3に示す。この時フーテング上には橋脚の重さ分として鉄板4枚(重さ15.2 kgf $\times$ 4 = 60.8 kgf)と起振機ベースと起振機(重さ18.1 kgf)を載荷した。この図を見ると、入力加速度が大きくなるに従って、共振振動数が低下していることがわかる。なお、地盤上で測定した共振振動数は図-3のものと一致している。

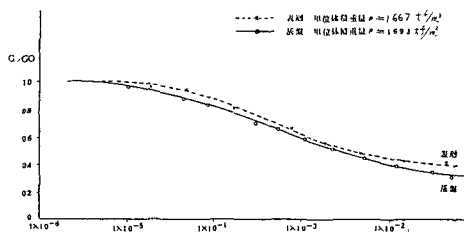


図-2 動的ねじりせん断試験 (G/G₀ ~ A 曲線)
凡例

3.3 起振機加振実験

フーテング上に取り付けられた起振機により、強制振動実験を行なった。その結果を図-4に示す。この結果を見ると、フーテング上では2つの共振点が見られる。このうち低い共振振動数は地盤の固有振動数と考えられ、高い方は構造物と地盤系の固有振動数と考えられる。また構造物近傍の地盤の共振曲線を見ると、低い共振振動数は明瞭にあらわれるが、高い方はあまり顕著にはあらわれない。これは参考文献1の結果と同様である。

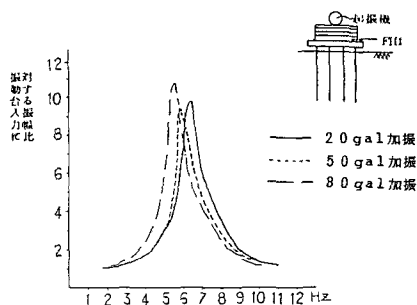


図-3 振動台による正弦波試験(地盤+群くい)

4. 実験の解析

4.1 地盤の固有振動数解析

地盤の固有振動数は、地盤がせん断振動をすることを、次の方程式で解析した。

$$\frac{d^2 y_i}{dt^2} = v_{si}^2 \frac{d^2 y_i}{dx_i^2} \quad (1)$$

ここに、 v_{si} : 第*i*層のせん断弾性波の伝播速度

y_i : 地盤の水平方向変位

x_i : 地盤の地表面からの深さ

実験結果によれば、入力加速度の増加に伴い、共振振動数が低下している。これは地盤中に生じた歪によりせん断剛性率*G*が低下したことによると考えられる。

そこでこの低下を考慮した解析を行なうこととした。表層内では深さ方向に歪の大きさが異なることから*G*の低下率も異なると考え、表層を3層、基礎層1層の4層で解析した。まず初期値としてせん断弾性波速度を用い、応答計算を行ないその結果得られた歪から図-2に示したグラフより*G*の低下率を求めた。それより各層の*v_{si}*を求め、再び応答計算を行ない固有振動数と変位振幅を求めた。得られた結果を表-3に示す。ただし歪は有効歪として最大値の0.7倍を用いた。これを見ると表層では最大0.5程度まで*G*が低下している。また、この時の地盤の振動モードおよび歪の一例を図-5に示す。このモードは実験値とかなり良く一致している。

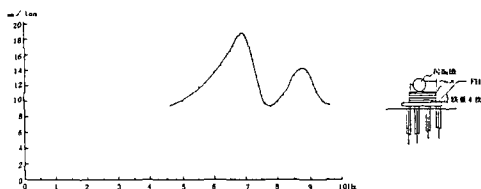


図-4 起振機試験による構造物の共振曲線：測点F・H

表-3 地盤の共振振動数解析結果

振動台入力 (gal)	<i>V_s</i> の初期値 (m/sec)	地盤のひずみ $\times 10^{-3}$	推定 <i>V_s</i> (m/sec)	共振振動数 (Hz) 計算値 実験値
20	20.0 48.9	1.909 0.636	15.9 43.2	6.1 6.4
50	20.0 48.9	5.278 1.744	15.1 40.6	5.7 5.9
80	20.0 48.9	7.709 2.547	14.7 39.1	5.6 5.5

注) 上段は表層(第3層)
下段は基礎

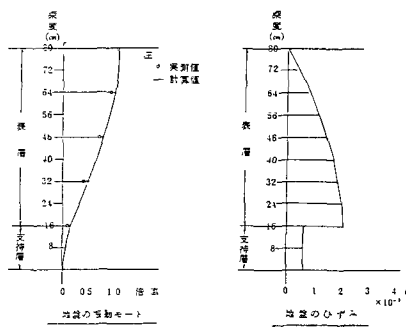


図-5 地盤の振動モード及び地盤のひずみ分布

4.2 多自由度系モデルによる振動実験解析

(1) 振動モデル

3の項で述べたように、振動台加振と起振機加振の場合ではその共振曲線の性状が異なり、これを解析するために地盤の質量とばねをもちつ系と考え、基礎と地盤の動的相互作用を評価できる振動モデルを作成した。そのモデルを図-6に示す。起振機を含む橋脚く体の部分は剛体とし、水平と回転を仮定した。杭の部分ははり部材と考え、杭と地盤は水平ばねで結合した。地盤の質点は左右の圧縮ばねおよび上下のせん断ばねで支持され、水平にのみ動く仮定した。地盤は縦横に分割し、土の質量は区分したブロックの中央に集中させ、ばねは質点に結合した。

(2) 計算方法

解析は図-6のモデルについて運動方程式を作成し、モード分解法により、2行なうこととした。そして地盤の振動歪を計算し、その歪に応じて地盤のせん断剛性率を低下させるものとした。計算のフローチャート図を図-7に示す。この場合地盤の歪は4.1と同様有効歪をとるものとした。また地盤の歪の評価は、振動台実験の場合は最外縁の地盤質点列、起振機実験の場合は、基礎に一番近い地盤質点間の相対変位に応じて剛性低下率を決定し、他の層内では一定とした。

(3) 計算に用いる諸定数の算出

土のばね定数は式により算出した。ただし記号は図-6に示したものをを用いた。杭と地盤間のばね $k_{ei} = 4E_i D S_i / C$ 、地盤の質点間のばね $k_{ii} = 2E_i D S_i / C$ 、地盤の質点間のせん断ばね $f_{ii} = 2G_i b C / S_i$ (ただし最下端の f_{ii} のみ $f_{ii} = 4G_i b C / S_i$)、ここに E_i : 地盤の変形係数、 G_i : 地盤のせん断弾性係数、 D : 構造物の幅、 S_i : 地盤を分割したときの縦、横の長さ、 b : 地盤の幅である。また群杭の曲げ剛性は1本当りの曲げ剛性の本数倍とし、群杭の広がり効果は杭頭部の回転ばねを考慮することとした。なお、回転ばねは群杭の鉛直載荷試験より求めた。地盤の分割長は縦16 cm、横40 cmとした。また減衰定数は1次固有振動数について実験で得られたものをを用いた。

(4) 計算結果

a) 起振機加振実験

計算結果を図-8に示す。実験では2つの共振点があつた2おり、計算でも2つのピークがある。しかし、1次の共振点、はうまく合っているものの、2次の共振点は計算値の方が高くなつた。なお地盤は塑性化しなかった。図-9に固有モードを示す。

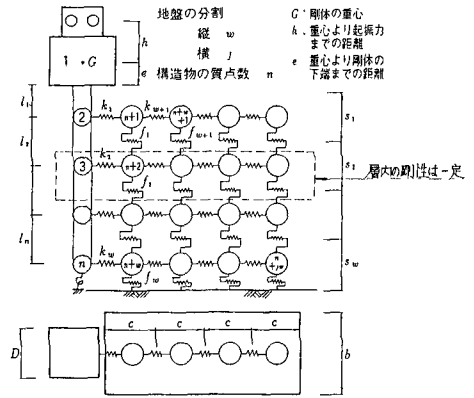


図-6 振動モデル

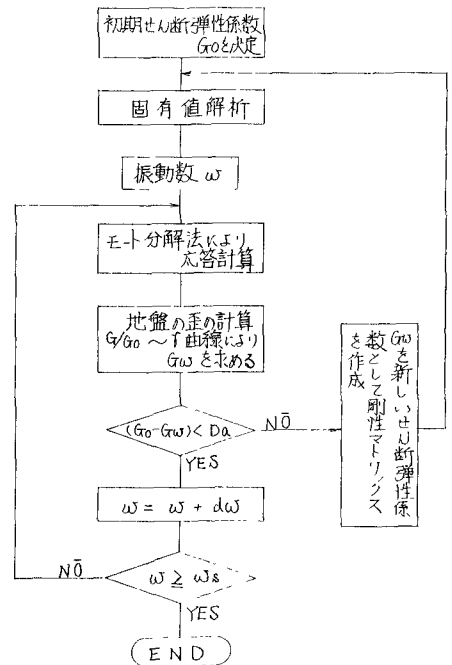


図-7 解析フローチャート

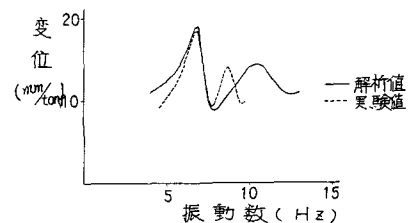


図-8 共振曲線(起振機加振)

b) 振動台加振実験

振動台加振実験の解析結果を図-10に示す。この図には振動台入力 20, 50, 80 gal の場合を示した。なお 80 gal の場合には、最大歪が生じたときの地盤のせん断弾性係数の低下率も示した。これを見ると最大低下率は表層で 0.48 となり、4.1 倍低下した。地盤の解析の場合とかなりよく合っている。また振動数は初期の 6.59 Hz から 5.66 Hz まで低下している。またこの最大塑性時のモードを図-11に示す。これを見ると図-9の起振機加振の場合とあまり変化はしていない。また 2 次モードについてもあまり変化はなかった。この共振曲線には示していないが 10 Hz 以上計算しても振動台加振の場合は 2 次のピークがあらわれない。この理由としては次のことが考えられる。図-9に示したように、1 次モードは地盤の固有振動であり、地盤と構造物が同一方向に振動している。しかし 2 次モードでは構造物近傍の地盤は構造物と同一方向に動くが、遠い地盤は逆位相で動くモードとなっている。従って 1 点に載荷する起振機加振の場合は、この 2 次モードは共振点としてあらわれるが、全質点に慣性力のかかる振動台加振では、逆位相で振動する部分が打ち消しあがり、共振点としてあらわれなかったものと推定される。

5. おわりに

以上地盤の歪依存性に着目して実験および解析結果を述べた。振動実験のシミュレーションの結果、振動台の入力加速度の増加に伴って共振振動数が低下する現象は、振動による地盤中に生じた歪により地盤のせん断弾性率が低下すると考えた方法でかなりよく説明できたと考えられる。しかし、起振機加振の場合の 2 次の共振点が合わない事など未だ研究すべきことが多い。そこで今後はこのモデルの数値の取り方などを検討するとともに水平載荷試験と振動試験による杭の応力や地盤と杭の間のばね定数の違いや、さらに振動台加振実験では正弦波ばかりでなく実地震波を入力とした加振も行なっているため、これらについても解析を行なう予定である。

この研究は、国鉄の技術課題「鉄道地震対策の研究」委員会（委員長 岡本 敏三 東京大学名誉教授）の第 3 分科会で行なうもので、御指導を頂いた分科会委員の方々および実験を担当された K.K. 福山コンサルタントの皆様にも厚く御礼申し上げます。

（参考文献）

1) 西村、高橋；模型軟弱地盤中の基礎の振動実験；第 16 回地震工学研究発表会

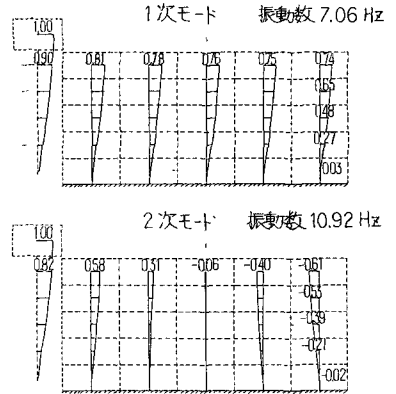


図-9 振動モード（起振機加振）

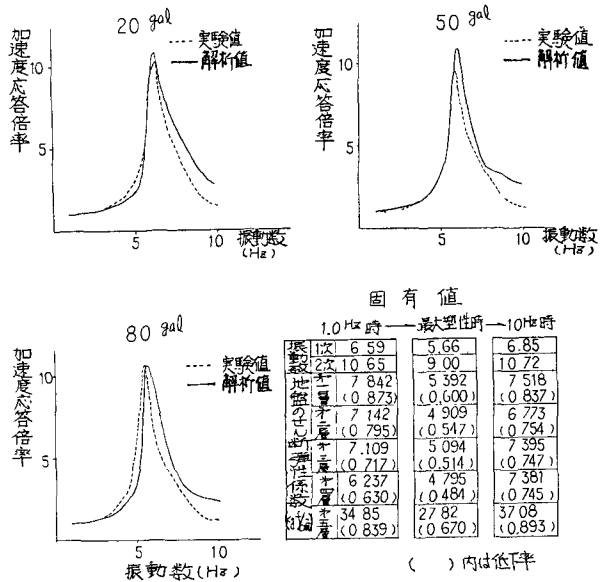


図-10 共振曲線（振動台加振）

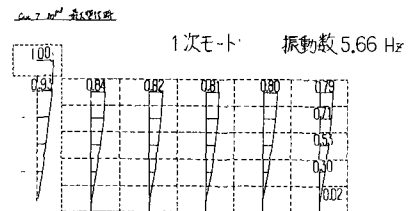


図-11 振動モード（振動台加振）