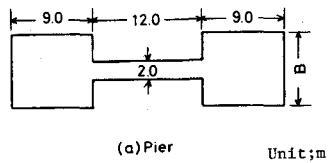
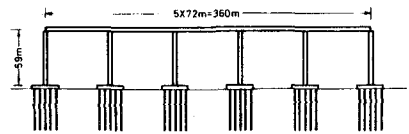


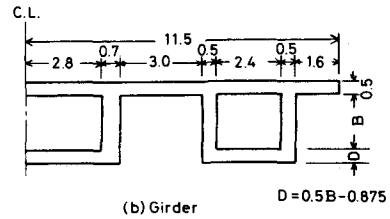
等価インピーダンスを用いた動的相互作用解析と耐震設計への応用

京都大学 正員 山田 善一 京都大学 正員 古川 浩平  
三菱重工 正員 井上 幸一

1. まえがき 構造物の地震応答における土と構造物の動的相互作用の評価は通常次の2つの方法により達成される。すなわち、地盤-構造物全体をFEMによりモデル化するか、あるいは地盤の影響を等価なバネ-ダッシュポット系に置き換えた相互作用バネを用いるかである。この相互作用バネの動的な抵抗係数は系の振動数に依存するいわゆるインピーダンス関数で表わすことができる。本研究ではこの関数とある定数に置き換える合理的な工学的近似法を示し、それによつて図1の構造物の橋軸直角水平方向の解析を行った。



(a) Pier Unit:m



(b) Girder

図1 解析対象構造物とその断面

2. 等価インピーダンス ある相互作用系に対し、厳密なインピーダンス関数を用いたときの周波数応答関数 $|H_a^e(\omega_j)|$ と、インピーダンス関数とある定数値で置き換えたときの周波数応答関数 $|H_a^e(\omega_j)|$ が、その系の各自由の自由度、第j次の固有振動数 $\omega_j$ に関して

$$|H_a^e(\omega_j)| > |H_a^e(\omega_j; \epsilon)| \dots \textcircled{1} \quad |H_a^e(\omega_j)| \approx |H_a^e(\omega_j)| \dots \textcircled{2}$$

となるようにインピーダンス関数とある定数で置き換えることができる。ここに、 $\epsilon$ は十分小さい正数である。式 $\textcircled{1}$ は $\omega = \omega_j$ で $|H_a^e(\omega_j)|$ が極大値をもつことを規定するもので、剛性の近似が成され、式 $\textcircled{2}$ は $\omega_j$ における周波数応答関数の振幅を一致させることを規定し、減衰の近似が達成される。また、式 $\textcircled{1}$ と $\textcircled{2}$ を成立させる作業において、 $\omega_j$ は工学的に重要なもの、自由度 $e$ はその系の運動とある程度代表できるような数個を選ばば十分であると考えられる。

相互作用バネを用いた地震応答解析において、その動的な抵抗係数は定数であれば便利である。この場合の基準として、この等価インピーダンスを用いることができる。

3. 応答解析 解析対象構造物の建設地点の地盤特性は表1に与えたとおりである。杭の長さは53.6m、重量2.5t/m、ヤング率 $2.1 \times 10^{10}$  t/m<sup>2</sup>で総数30本、円形断面で半径は1.0, 1.5, 2.0mの3種を考えた。フーチングは重量 $1.35 \times 10^4$  t、質量回転慣性 $1.49 \times 10^6$  t/m<sup>2</sup>、寸法は5x30x36mである。橋脚のヤング率は $2.85 \times 10^{10}$  t/m<sup>2</sup>、橋桁のヤング率は $3.5 \times 10^{10}$  t/m<sup>2</sup>、せん断剛性は $1.52 \times 10^6$  t/m<sup>2</sup>で、両部分とも単位体積重量は2.5t/m<sup>3</sup>である。また、入りはエルセントロ、タフト、開北の3種を対象地盤表層での動土に変換したものを平均し、モデル化した加速度応答スペクトル(図2)を用い、最大

Layer	Depth (m)	Shear Velocity (m/sec)	Unit weight (t/m <sup>3</sup> )	Damping
1	2.5	91.24	2.05	0.270
2	5.7	76.42	2.05	0.528
3	4.0	178.03	1.85	0.136
4	2.6	219.03	2.05	0.170
5	3.3	261.64	1.90	0.112
6	6.3	196.12	1.90	0.140
7	7.0	296.80	2.10	0.146
8	9.2	341.41	2.20	0.142
9	6.0	339.88	1.90	0.112
10	7.0	498.19	1.90	0.088

表1 地盤特性

加速度は $200gal$ とした。種々の橋脚の断面2次モーメント $I_p$ と1つの橋桁の断面2次モーメント $I_g$ に対して行った応答計算の結果を図3~6に示した。なお、その他の諸元も $I_p$ 、 $I_g$ とともに変化するように設定した。図3は系の基本固有周期の変化を示しており、曲げ振動から剛体振動へ移ってゆく領域で最小値を有する。図4は最大応答変位の変化で、この最小値も与える $I_p$ は基本固有周期の最小値も与える $I_p$ にほぼ対応している。図5と図6にはそれぞれ橋脚と橋桁に生じる最大曲げ応力の変化を示している。橋脚については、 $I_p$ の変化とともにかなり変動するが、橋桁については $I_p$ にはあまり影響を受けていないことがわかる。これらの図は、 $I_g=100m^4$ に対するものであるが、 $I_g$ が増すと系の基本固有周期は伸び、各応答値とも増加する傾向にある。なお、これらの図中に比較のために非相互作用系の変化も示してある。図7には橋脚と橋桁の耐震設計に用いられる許容応力 $270kg/cm^2$ と鉄道施設協会による列車の脱線限界の下限を制約としたときの設計可能領域を示した。杭径 $1.0m$ に対する設計可能領域は存在せず、 $1.5m$ についてはぬりつぶした部分、 $2.0m$ については斜線部である。図7において、設計可能領域の下限は応力の制約、上限は先に述べた変位の制約によって決まるものである。これより、杭の径を太くするという基礎の補強は応力に対する制約にはあまり効果がなく、変位の制約に対しては有効であることがわかる。

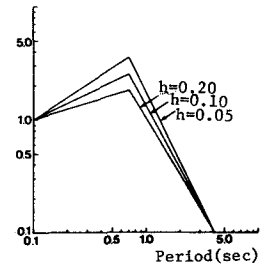


図2 応答スペクトル

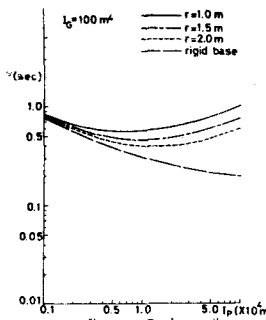


図3 基本固有周期

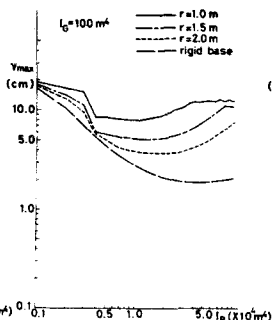


図4 最大応答変位

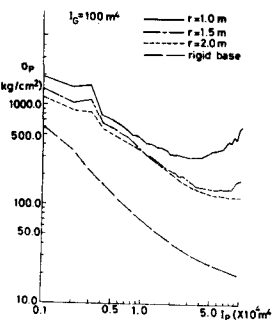


図5 最大曲げ応力(橋脚)

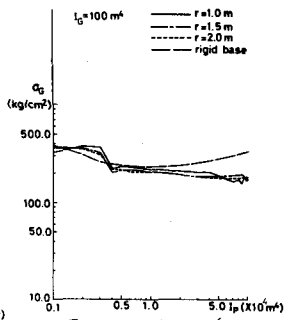


図6 最大曲げ応力(橋桁)

4. 結論 (1)相互作用系の曲げ振動が卓越する状態から剛体振動が卓越する状態へ移行してゆく領域で基本固有周期、応答変位とも最小となる。(2)橋桁の最大曲げ応力は自らの断面によって決まるが、橋脚の半径は橋桁と橋脚の断面により変化し、ある一つの橋桁の断面に対して橋脚の曲げ応力が最小となるような断面が存在する。(3)変位制約が耐震設計で重要な場合は杭の径を太くするという補強も有効であるが、応力の制約が支配的な場合には、あまり意味がない。これは、対象としたようなTop heavyな高い構造物に対しては、地盤・基礎のロッキング剛性が重要な役割をなすことにあるものである。

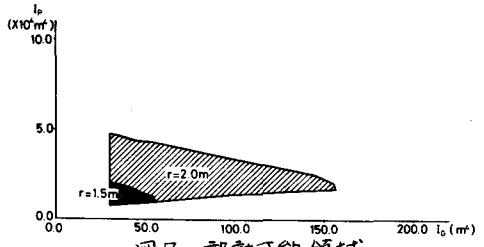


図7 設計可能領域