

京都大学防災研究所 正会員 土岐憲三
和歌山県土木部 正会員 久保田勝

1. まえがき

長大な橋梁においては一般に支間が大きいことから、基礎間の距離が数百メートル以上にもなるが、このような場合には地震波動の伝播に伴う位相差や支持地盤の動特性の相違に起因する位相差などにより、橋脚基礎ごとに入力される地震動の振幅や位相に相異が生じる。また、レーレー波のような型の波動の場合には鉛直面内での回転成分が生じる。本研究は長大橋梁を対象として、入力地震動のもつ上記の3つの要因について検討したものであり、瀬戸大橋を基にして作成した数値計算モデルに、サンフェルナンド地震により得られてかつその伝播特性の調べられている強震記録を適用して応答性状を調べた。

2. 力学モデル

瀬戸大橋を下敷として図・1のような力学モデルを設定した。すなわち、中央支間にヒンジを持つ5径間連続橋であり、全長600mである。これを橋脚、基礎を含めて32の質点で表わし、それぞれに対して鉛直、水平および回転成分を考慮した自由度が96の離散系モデルである。図中の立体数字は質点番号を表し、斜体数字は力要素の番号である。各力要素には軸ばね、回転ばね、せん断ばね、摩擦ばねが含まれている。

桁と橋脚はいずれも図・2に示すようなはりモデルにより表わした。すなわち、それぞれの要素は剛であり、はりの変形は要素間に設けたせん断力、モーメントおよび軸力を伝達するばねにより表わされ、それらは次式で定義される。

$$\left. \begin{aligned} k_{m,i+1} &= 2EI_{i+1} / (l_i + l_{i+1}) \\ k_{s,i+1} &= 2GA_{i+1} / (l_i + l_{i+1}) \\ k_{n,i+1} &= 2EA_{i+1} / (l_i + l_{i+1}) \end{aligned} \right\} (1)$$

ここに、 E 、 G は弾性定数、 A は断面積であり、他の諸記号は図・2中に示されている。 $(i+1)$

点での回転ばねの回転角 α_{i+1} 、せん断ばねの圧縮量 β_{i+1} 、軸ばねの伸び γ_{i+1} はその変形が小さいと仮定すれば、

$$\alpha_{i+1} = \phi_{i+1} - \phi_i, \quad \beta_{i+1} = z_{i+1} - z_i - \frac{1}{2}(l_i \phi_i + l_{i+1} \phi_{i+1}), \quad \gamma_{i+1} = x_{i+1} - x_i \quad (2)$$

と表わせる。また、各質点の運動方程式は次式で表わされる。

$$m_i \ddot{z}_i = S_{i+1} - S_i + F_{zi}, \quad m_i \ddot{x}_i = N_{i+1} - N_i + F_{xi}, \quad J_i \ddot{\phi}_i = M_i - M_{i+1} + \frac{1}{2} l_i (S_i + S_{i+1}) \quad (3)$$

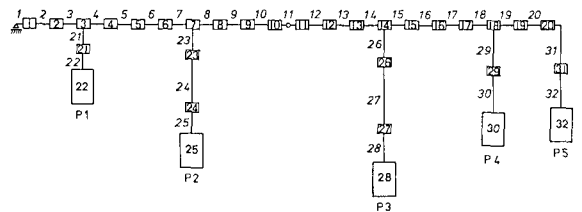


図-1 力学モデル

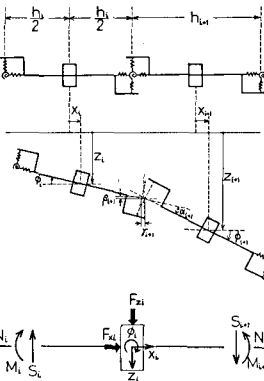


図-2 桁・橋脚の力要素と座標

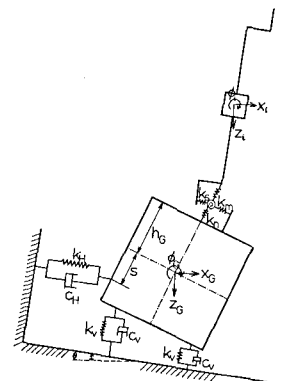
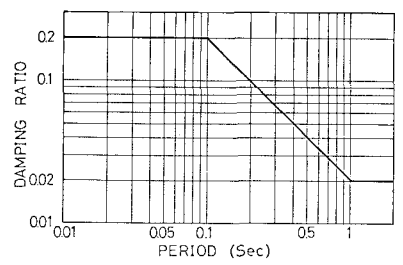
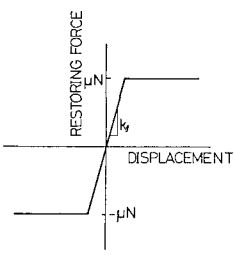


図-3 基礎の力要素と座標

ここに、 m_i, J_i は i 番目の要素の質量ならびに質量慣性モーメント、 S_i, N_i, M_i はせん断力、軸力およびモーメント、 F_{xi} は摩擦ばねからの反力である。この

$$\left. \begin{aligned} M_i &= -k_{m,i} \cdot \dot{x}_i \\ S_i &= k_{s,i} \cdot \beta_i \\ N_i &= k_{n,i} \cdot \gamma_i \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

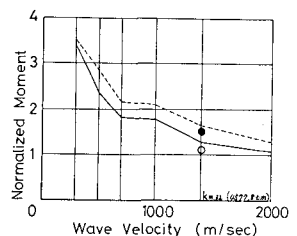


であるから、式(1)、(3)を式(2)に用い 図・4 支承の弾塑性モデル
ることによって運動方程式が定まる。

図・5 固有周期と減衰定数

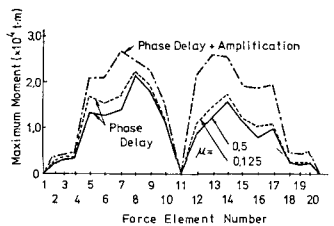
基礎は剛体とし、地盤ならびに橋脚とは図・3のごとくに連結しているもの
と考えると運動方程式は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} M_a \ddot{x}_{ga} &= -(C_H + C_s) \dot{x}_{gr} + (SC_H - h_a C_s) \dot{\phi}_{gr} + C_s \dot{x}_i - \frac{1}{2} h_i C_s \dot{\phi}_i \\ &\quad - (k_H + k_s) x_{gr} + (SK_H - h_a k_s) \phi_{gr} + k_s x_i - \frac{1}{2} h_i k_s \phi_i \\ M_a \ddot{z}_{ga} &= -(C_N + C_r) \dot{z}_{gr} + C_N \dot{z}_i - (k_n + k_r) z_{gr} + k_n z_i \\ J_a \ddot{\phi}_{ga} &= (SC_H - h_a C_s) \dot{x}_{gr} - (C_m + h_a^2 C_s + S^2 C_H + C_R) \dot{\phi}_{gr} + h_a C_s \dot{x}_i \\ &\quad + (C_m - \frac{1}{2} h_a h_i C_s) \dot{\phi}_i + (SK_H - h_a k_s) x_{gr} - (k_n + h_a^2 k_s + S^2 k_H + k_R) \phi_{gr} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$



図・6 P5 橋脚下端の四モーメントと波動伝播速度の関係

上式中の諸記号は図・3に示すとおりである。地盤の水平変位を u 、鉛直変位を w 、回転変位を θ とすると、



図・7 地表層の増幅の影響(析部)

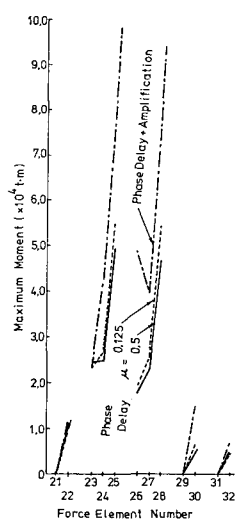
$$x_{ga} = x_{gr} + u + b'\theta, z_{ga} = z_{gr} + w, \phi_{ga} = \phi_{gr} + \theta \quad (5)$$

であるから、これらを式(4)に用いて運動方程式が定まる。 b' は基礎下端から重心までの距離である。

橋脚と橋脚の間のすべり支承は図・4に示すような弾塑性ばねにより表
わした。また、減衰定数については各モードの固有周期に応じて図・5で
表わされる特性を仮定した。

3. 入力地震動と応答特性に及ぼす位相差の影響

1971年サンフェルナンド地震の際にカリフォルニア工科大学ならびにジェット推進研究所の両地点で得られた同時強震記録から算定した分散曲線を用いて位相特性を定めた。地震動は橋軸方向の水平成分と上下成分とが橋軸方向に伝播するものとし、同時に回転成分をも考慮した。数値計算は1/1000秒さざみの時間差分により行った。すべり支承の摩擦係数は0.125-0.5の間で変動させた。各質点ごとの時刻応答歴から最大応答値を示したのが図・6-8である。図・6はNO.5の橋脚下端でのモーメントに対応しており、縦軸は位相差を考慮しない場合の値に対する比率であり、横軸は位相速度である。○、●印は分散曲線を用いた場合である。また、モデル2はモデル1における地盤反力係数を3倍にした場合の値である。図7、8は横軸に示す番号に対応する力要素ごとの絶対最大モーメントを示している。基礎の支持地盤はP1は岩盤、P2は洪積地盤であるが、P3~5は順次沖積地盤が厚くはっている。この沖積層での増幅効果を考慮したのが図7、8の1点鎖線である。一般に位相差の影響は応答変位において小さく、橋脚下端のモーメント、桁中央部の軸力において顕著である。



図・8 地表層の増幅の影響(橋脚・基礎部)