

位相差を伴う地震動による多径間連続橋の応答

京都大学防災研究所 正会員 土岐憲三
 京都大学大学院 学生員 今村 聡

1. まえがき 本研究は都市内高速道路においてみられるような多径間連続橋梁の地震応答特性に及ぼす入力位相差の影響およびすべり支承ごのダンパーの有無ならびにヒンジ支承との相連などについて検討したものである。入力としてはその水平方向への伝播特性の調べられているサンフェルナンド地震による強震記録を用いた。

2. 力学モデル 都市内高速道路に採用されている多径間連続橋梁を想定して図-1のような力学モデルを設定した。すなわち1スパン42m、全長294mの7径間連続桁橋である。これを橋脚、基礎を含めて46の質点で表わし、それぞれに対して鉛直、水平ならびに回転成分を考慮した自由度が138の離散系モデルである。

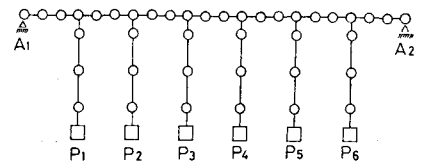


図-1 力学モデル

桁と橋脚は図-2に示されるような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、桁および橋脚の変形は要素間に設けたせん断力、モーメント、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。

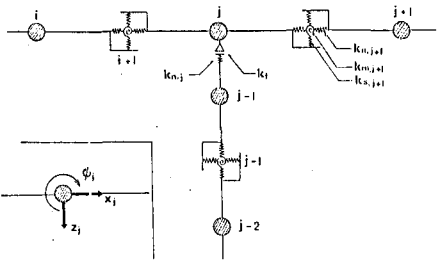


図-2 桁・橋脚の力要素と座標

$$\left. \begin{aligned} R_{m,j+1} &= 2EI_{j+1} / (R_j + R_{j+1}) \\ R_{s,j+1} &= 2GA_{j+1} / (R_j + R_{j+1}) \\ R_{n,j+1} &= 2EA_{j+1} / (R_j + R_{j+1}) \end{aligned} \right\} (1)$$

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

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{j+1} &= \phi_{j+1} - \phi_j \\ \beta_{j+1} &= z_{j+1} - z_j - \frac{1}{2}(R_j \phi_j + R_{j+1} \phi_{j+1}) \\ \gamma_{j+1} &= x_{j+1} - x_j \end{aligned} \right\} (2)$$

と表わせる。よって例えはj質点の運動方程式は次式で表わせる。

$$\left. \begin{aligned} m_j \ddot{z}_j &= -R_{s,i+1} + R_{s,j+1} \beta_{j+1} - R_{n,j} \gamma_j, & m_j \ddot{x}_j &= -R_{m,i+1} x_{i+1} + R_{m,j+1} x_{j+1} - R_f \beta_j, \\ J_j \ddot{\phi}_j &= -R_{m,i+1} + R_{m,j+1} \alpha_{j+1} \end{aligned} \right\} (3)$$

ここに、 m_i, J_i はi番目の質量ならびに質量慣性モーメントである。

基礎は剛体とし、地盤ならびに橋脚とは図-3のように連結しているものと考え、

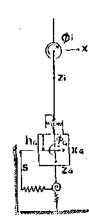


図-3 基礎の力要素と座標

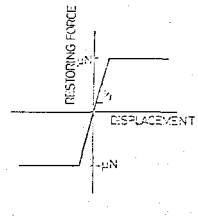


図-4 支承の弾塑性モデル

運動方程式は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} M_G \ddot{x}_G &= -(k_H + k_B) x_G + (\delta k_H - f_G k_B) \phi_G + k_B x_i \\ &\quad - \frac{1}{2} f_G k_B \phi_i \\ M_G \ddot{z}_G &= -(k_n + k_v) z_G + k_n z_i \\ J_G \ddot{\phi}_G &= (\delta k_H - f_G k_B) x_G - (k_n + f_G^2 k_B + \delta^2 k_H + k_B) \phi_G \\ &\quad + f_G k_B z_i + (k_n - \frac{1}{2} f_G k_B k_B) \phi_i \end{aligned} \right\} (4)$$

上式中の諸記号は図-3に示すとおりである。

橋桁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れ、摩擦係数 $\mu = 0.1$ とした。減衰定数については、桁、橋脚、基礎をそれぞれ別個に考え、それぞれの部分の第1次のモードについて、5%、5%、20%の値を与えた。

3. 解析条件の設定と計算結果 位相差の影響については、 P_4 のみが固定支承で、他の支承がすべてすべり支承のモデルで比較を行い、位相遅延が150m(○印)、300m(●印)、1500m(△印)のもと、位相差を考慮しないもの(X印)について比較した。各力要素ごとのせん断力、軸力、モーメントの絶対最大応答値を示したが、図5~7である。図8~10には P_4 以外の支承にすべり支承を用いたモデル(○印)、すべり支承にダンパーを設けたモデル(●印)、すべてビンジにしたモデル(X印)の3つについて各力要素ごとのせん断力、軸力、モーメントの絶対最大応答値が示されている。

位相差の影響は桁中央部の軸力において特に顕著であり、固定支承である橋脚 P_4 におけるモーメントにも差異が認められる。またダンパーを設けることにより、 P_4 でのせん断力およびモーメントの応答値に減少が見られる。移動支承にダンパーを設けた場合と同軸支承にした場合では、橋軸方向の地震応答特性には、顕著な差異は認められない。

◎参考文献

土坂・久保田, 多点集入力を受ける長大橋梁の非線形地震応答

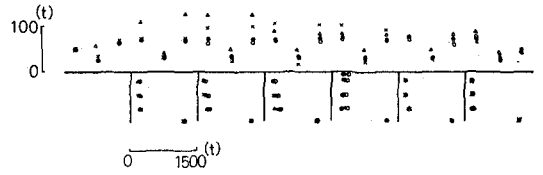


図-5 せん断力絶対最大応答値

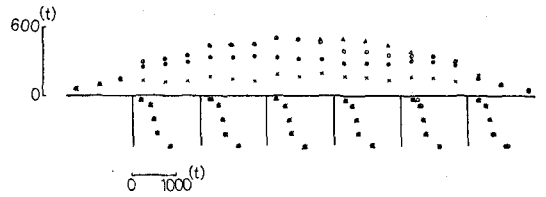


図-6 軸力絶対最大応答値

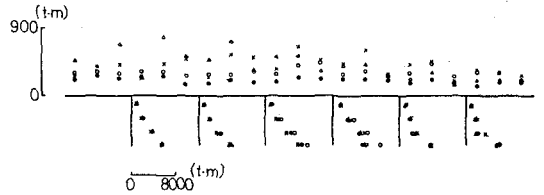


図-7 モーメント絶対最大応答値

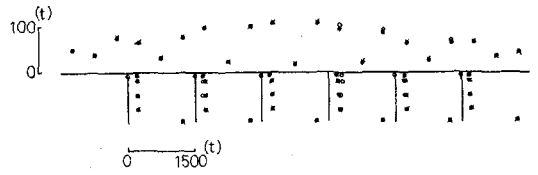


図-8 せん断力絶対最大応答値

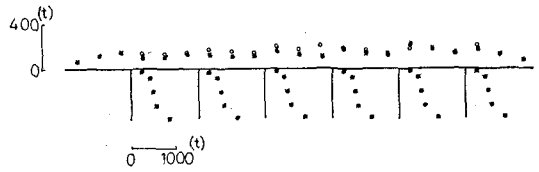


図-9 軸力絶対最大応答値

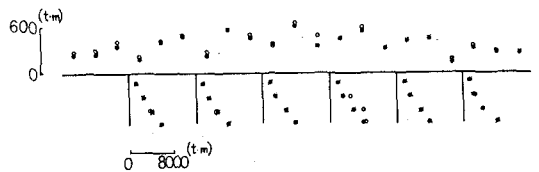


図-10 モーメント絶対最大応答値