



北海道開発局土木試験所 正員 ○ 外崎 忍
北海道大学工学部 正員 茅村 仁

本稿は曲線橋を含む連続立体ラーメンの耐震安定計算を行う時の、水平方向振動の特性を取扱ったものである。橋脚上に曲線連続橋がある場合は、支承が円周方向に鉸結合、円周直交方向に剛結合となり厳密には扱い難い。しかし中心角が小さい時の橋横方向振動については、こゝで扱う構造に近くはると思う。報告の内容は、柱が3本の場合を例にして、精密計算、簡略計算、模型実験の結果から固有振動周期および動的倍率の応答、模型および実橋について固有振動周期に対する曲率半径、梁の撓り剛度、柱の剛度の影響、簡略計算によるときの誤差の程度などである。

振動の計算は多自由度系の振動として取扱うことになるが、自由度は各柱の上に集中しているものとする。又理論的には変位の水平変位、鉛直および水平軸まわりの回転変位による慣性力があるが、水平変位以外は影響が小さいと見て省略する。

(1) 単位荷重作用時の構造系の解法 多自由度系の振動解析には自由度に単位荷重が作用したときの影響値が必要である。このため先づ単位荷重が作用したときの不静定力を弾性方程式で求める。

橋横方向の振動に対して この場合は図~1の荷重系①~③を考える。対称荷重であるから左右の不静定力は等しくなり弾性方程式は $\sum_{j=1}^6 \delta_{ij} X_j = \delta_{i0} \quad i=1, 2, \dots, 6$ とする。

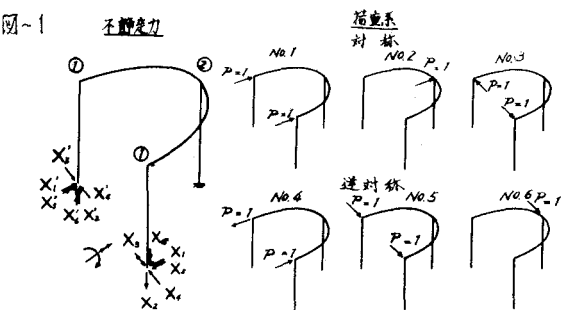
各係数は曲線梁の影響でやや複雑となるが、例えば δ_{11} については図~2を参考にして $\delta_{11}^{(1)}$, $\delta_{11}^{(2)}$ は柱の変位、 $\delta_{11}^{(3)}$ は曲線梁面内の変位、 $\delta_{11}^{(4)}$, $\delta_{11}^{(5)}$ は曲線梁の端モーメントによる変位、 $\delta_{11}^{(6)}$, $\delta_{11}^{(7)}$ は曲線梁の撓りモーメントによる変位で、結局 $\delta_{11} = \delta_{11}^{(1)} + \delta_{11}^{(2)} + \delta_{11}^{(3)} + \delta_{11}^{(4)} + \delta_{11}^{(5)} + \delta_{11}^{(6)} + \delta_{11}^{(7)}$ とする。

橋長方向の振動に対して この場合は図~1の荷重系④~⑥を考える。逆対称荷重であるから左右の不静定力は符号が異なるのみで、前項と同様に弾性方程式で求められる。各係数は中央柱のまわりの回転による変位も考えることになる。 図~1 不静定力

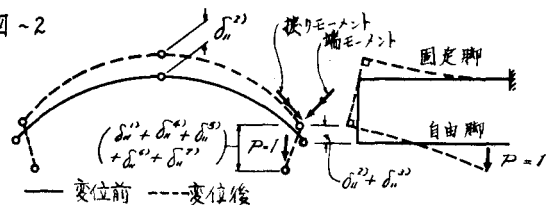
簡略計算による場合 この場合は橋横方向振動に対しては荷重系①, ②、橋長方向振動に対しては荷重系③, ④のみを考える。又不静定力についても振動方向の不静定力のみ考える。即ち橋横方向振動には X_1, X_2, X_3 、橋長方向振動には X_2, X_4, X_5 のみ考える。

(2) 固有振動周期の計算

m 箇の自由度系の固有振動周期は次の条件式より求められるが、例題の場合は3箇の荷重系であるから $m=3$ であり又簡略計算は2箇の荷重系であるから $m=2$ である。式中 μ は固有振動数、 λ は影響値、 M は質量である。



図~2



$$\begin{vmatrix} (\alpha_{11}M_1 - 1/p^2) & \alpha_{21}M_2 & \cdots & \alpha_{r1}M_r & \cdots & \alpha_{m1}M_m \\ \alpha_{12}M_1 & (\alpha_{22}M_2 - 1/p^2) & \cdots & \alpha_{r2}M_r & \cdots & \alpha_{m2}M_m \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \alpha_{1m}M_1 & \alpha_{2m}M_2 & \cdots & \alpha_{rm}M_r & \cdots & (\alpha_{mm}M_m - 1/p^2) \end{vmatrix} = 0$$

(3) 強制振動の計算 振動台の変位を $y_0 = a_0 \cos pt$ とすると復元トにおける変位は、 $y_r = U_r a_0 \cos pt$ となり、 U_r は次式により求められる。式の右辺は振動方向以外の荷重系については0となる。又例題では(2)と同様 $m=3$, 又簡略計算では $m=2$ である。

$$\alpha_{1r}M_1U_1 + \alpha_{2r}M_2U_2 + \cdots + (\alpha_{rr}M_r - 1/p^2)U_r + \cdots + \alpha_{mr}M_mU_m = -1/p^2$$

(4) 模型実験の結果 模型は図-3に示すもので、実験結果は表-1, 図4に示すように固有振動周期は精密計算とよく合ひ、簡易計算とは7%程度の誤差となっている。又強制振動による振幅の倍率は図-4に示すようであるが、減衰の影響で計算値と実測値に差が出て来ている。

(5) むすび 図-5で橋横方向振動について $C (E I_{gh} / G J_T)$ をパラメーターとし固有振動周期(T)と曲率半径(R)の関係を考え、TはCに殆ど関係がなくRが大きくなるにつれて極限值に漸近する。又柱の剛度が大きい程早く極限值に近づく。精密計算と簡略計算はRの大きい所で一致し、Rが小さくなると両者の値は離れるがその差は10%位である。

図-6は実橋についての固有振動周期と曲率半径の関係、精密計算と簡略計算の誤差の割合を示すものであるが、模型の場合と同じような傾向となっている。中心角が30°以下になると簡略計算の誤差は4%以下となる。

図-3 模型桁

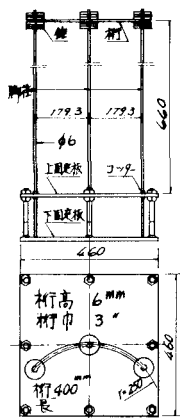
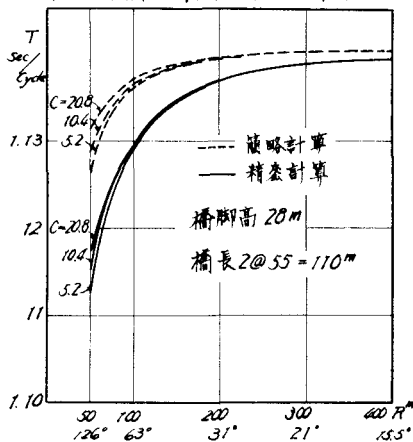


図-4 動的倍率応答曲線



	計算値	実験値	考
	0.6236	—	質量Mは回転できる
	0.3117	—	質量Mは回転できない
	0.5830	—	橋桁と橋脚がヒンジ結合 (橋横方向1次振動周期)
	0.4269 0.4630	0.635	橋桁と橋脚が剛結 (橋横方向1次振動周期)
	0.3465 0.3750	0.550	同上 (橋軸方向1次振動周期)

注) 上段は精密計算、下段は簡略計算

図-5 模型桁の周期と半径の関係

