

九州大学 学生会員 O与儀新二
九州大学 正会員 烏野 清
九州大学 正会員 小华清真

1. 緒言

最近の長大スパンを有する橋梁において、合理的な耐震設計を行うためには、単に同一地震波が各支点に同時に作用した場合の応答計算だけでなく、各支点に働く地震波の相異ないしは位相差を考慮して応答計算を行う必要がある。そのうち同一地震波が各基礎に作用し、地動位相差がある場合については、先の論文⁽¹⁾で取り上げたので、本研究では橋梁の各基礎に異なる地震波が作用した場合の地震応答解析を取り上げ、実橋に対して4種類の地震波を作用させて、応答スペクトルを用いて応答を求めた。また一方、振動型解析法による直接応答計算で応答を求め、両者を比較検討した。

2. 応答解析理論

直接応答計算においては、S次の基準座標 Q_s に関する運動方程式

$$\ddot{Q}_s + 2h_s n_s \dot{Q}_s + n_s^2 Q_s = - \sum_{j=1}^N \beta_{sj} \ddot{\phi}_j(t) \quad \text{----- (1)}$$

に於て $\left\{ \begin{array}{l} h_s: \text{減衰定数}, n_s: \text{固有円振動数}, N: \text{支点数}, m: \text{質点数}, \\ \phi_j: \text{支点}j\text{のみが}\phi_j=1\text{なる静変位を生じた時の}i\text{点の静的弾性} \\ \text{変形曲線}, Y_{is}: \text{変位モード} \end{array} \right.$ $\beta_{sj} = \frac{\sum_{i=1}^m \frac{W_i}{g} Y_{is} \phi_{ij}}{\sum_{i=1}^m \frac{W_i}{g} Y_{is}^2}$

から直接 Q_s を求め、応答変位、曲げモーメントを次式

$$y_i(t) = \sum_{s=1}^S Q_s Y_{is}, \quad M_i(t) = \sum_{s=1}^S Q_s M_{is} \quad \text{----- (2)}$$

に於て M_{is} : 曲げモーメントモード

により求めることができる。

次に応答スペクトルを用いた解析理論の概略を説明する。

まず(1)式の解は次式で求められる。

$$Q_s = - \frac{1}{n_s} \sum_{j=1}^N \beta_{sj} \int_0^t \ddot{\phi}_j(\tau) e^{-h_s n_s(t-\tau)} \sin n_s'(t-\tau) d\tau \quad \text{----- (3)}$$

$$= - \frac{1}{n_s} \left\{ \beta_{s1} \int_0^t \ddot{\phi}_1(\tau) e^{-h_s n_s(t-\tau)} \sin n_s'(t-\tau) d\tau \right.$$

$$\left. + \beta_{s2} \int_0^t \ddot{\phi}_2(\tau) e^{-h_s n_s(t-\tau)} \sin n_s'(t-\tau) d\tau + \dots \right\}$$

に於て $n_s' = n_s \sqrt{1-h_s^2}$

Q_s に対する各支点からの寄与分を A_{sj} とおくと、(3)式から

$$A_{sj} = - \frac{1}{n_s} \beta_{sj} \int_0^t \ddot{\phi}_j(\tau) e^{-h_s n_s(t-\tau)} \sin n_s'(t-\tau) d\tau \quad \text{----- (4)}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_j(t) = \int_0^t \ddot{\phi}_j(\tau) e^{-h_s n_s(t-\tau)} \cos n_s' \tau d\tau \\ B_j(t) = \int_0^t \ddot{\phi}_j(\tau) e^{-h_s n_s(t-\tau)} \sin n_s' \tau d\tau \end{array} \right\}$$

とおくと、(4)式は次のように変形できる。

$$A_{sj} = - \frac{1}{n_s} \beta_{sj} S_{Vj}(t) \sin(n_s' t + \alpha) \quad \text{----- (5)}$$

に於て $S_{Vj}(t) = \sqrt{\frac{A_j^2(t) + B_j^2(t)}{1-h_s^2}}$ (速度応答スペクトル)

$S_{Vj}(t)$ は時間 t による変化が少ないため、 A_{sjmax} は S_{Vjmax} の近傍における $\sin(n_s' t + \alpha) = 1$ となる時間に生じると考えよう。したがって(3)式より、

$$|Q_{smax}| \leq \sum_{j=1}^N |A_{sjmax}| = \sum_{j=1}^N \left| \frac{\beta_{sj}}{n_s} S_{Vjmax} \right|$$

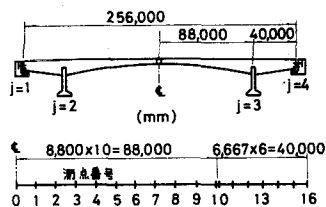


図-1

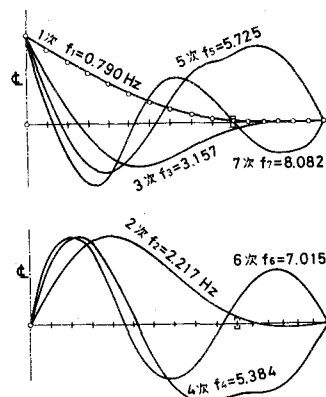


図-2

として(2)式より

$$y_{imax} \leq \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\beta_{ij}}{M_{is}} S_{Tjmax} \cdot Y_{is} \quad \text{-----}(6)$$

しかし、式(6)を用いて最大応答変位を計算すると、一般に生じる最大値より大きすぎるのが普通である。なぜなら各次数から、各支点からの寄与分が同時に最大値となることは有り得ないからである。したがって統計的には次式が適当であろう。

$$y_{imax} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (\beta_{ij} \cdot S_{Tjmax} \cdot Y_{is} / M_{is})^2} \quad \text{-----}(7)$$

最大応答曲げモーメントの計算には、(6)、(7)式の Y_{is} の代わりに M_{is} を用いればよい。

3. 名護屋大橋に対する数値計算例及びその考察

図-1に名護屋大橋の概略を示す。図-2は本橋の変位モードである。4つの各支点には、第1支点 ($j=1$): EL CENTRO地震, 第2支点:

SAN FERNANDO地震, 第3支点: TAFT地震, 第4支点: TOKYO 101地震と作用させた応答計算を行った。その際、現実性を保持せし意味で4つの地震の最大値を200 gal に統一した。応答計算としては、応答スペクトルを用いて、(6)、(7)式より最大応答変位、最大応答曲げモーメントを計算するだけでなく、直接応答計算を Runge Kutta Gill 法により行い、それらの結果を図-3にあらわした。直接応答計算(4)の結果は2乗和の平方根の結果よりやや小さめになっている。これは、図-4からわかるように各支点からの効果がいかに打ち消すような位相になっているためである。第2支点に入力させたSAN FERNANDO地震を逆符号にして入力すると、直接応答計算(4)にあらわれているように、変位・曲げモーメントともかなり増加する。また図-3の最大応答曲げモーメントの絶対値和(4b)の結果は、2乗和の結果や直接応答計算に比べかなり大きめに示している。これは曲げモーメントの場合2次以後の影響が大きいためであろう。このようなことから、本解析法による応答計算を行う場合には、あらゆる場合を想定して2乗和の平方根(式(7))だけでなく、絶対値の和(式(6))をも求める、地震に対する安全性の検討を行うべきであろう。以上の計算例より長大橋梁の各支点到異なる地震波が作用した場合の応答解析には、応答スペクトルを用いた本解析法が有効であり、かつ計算労力も少なく済むことがわかる。

4. 結論

各支点到異なる地震波を受ける場合の構造物の応答計算には上述の方法により応答スペクトルが利用できる。直接応答計算による応答値は1つの実現値であって、本解析法による方がさまざまな地震に対しての総合的な相定が可能である。

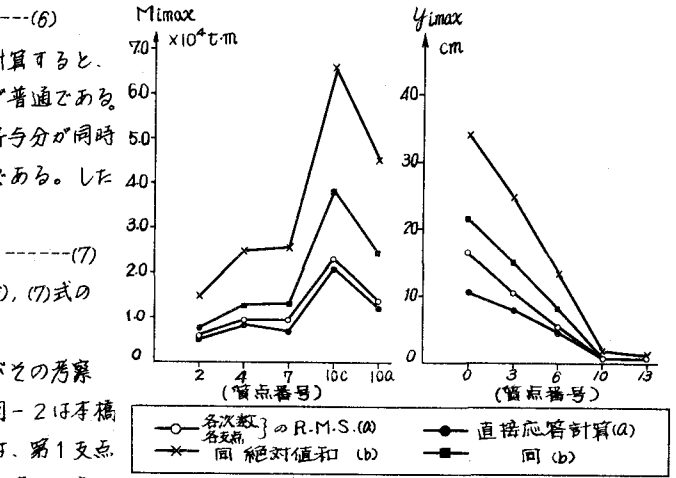


図-3 各質点の最大応答変位、最大応答曲げモーメント

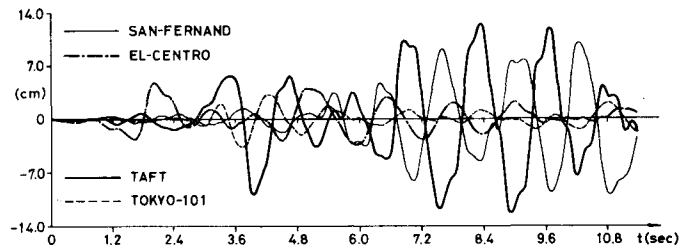


図-4

(参考文献)

- (1) 小坪・高野・園田; 進行地震波による橋梁応答解析への応答スペクトルの利用, 工学会論文報告集, 第270号
- 青柳; 地震動の位相差を考慮した長大吊橋の地震応答について, 工学会論文報告集, 第190号