

建設省土木研究所 正会員 吾田 洋一

建設省土木研究所 正会員 川島 一彦

建設省土木研究所 正会員 運上 茂樹

1. まえがき

動的解析においては、上部構造系に対して、2%程度の減衰定数が用いられることが多いが、既往の実橋振動実験結果によれば一般にこれよりも小さな値が求められる事例が多く未解明な点が多い。本論では斜張橋の減衰特性を減衰定数として評価した場合に減衰定数の変化に伴う応答値の変化の程度を把握すると同時に応答スペクトル法の精度に与える減衰定数の影響を試算により検討した結果を報告する。

2. 解析条件

解析対象橋、図-1及び図-2に示す高さ80mの独立一本柱の主塔によりファン形式7段のケーブルで桁を補剛するし支間380mの2径間連続斜張橋、及び、高さ122mの主塔によりファン形式4段のケーブルを有する橋長758mの3径間連続斜張橋とし、多質点フレーム平面モデルにより橋軸方向の振動に着目して解析した。入力地震動は、1987年宮城県沖地震時の開北橋記録、1968年日向灘地震時の板島橋記録及び1983年日本海中部地震時の津軽大橋記録を用いた。解析はモーダルアナリシスによる時刻歴地震応答解析とし、モード減衰定数は全モードに対して0、1、2及び5%と変化させて計算を行った。

3. 解析結果

図-3(a)及び(b)は、斜張橋の設計において重要な塔基部の曲げモーメントについて、減衰定数2%の時の応答値を基本として、その他の減衰定数を用いた場合の比を示したものである。ここでは、RMS法による応答スペクトル法、卓越モードに相当するモード応答値、及び次式による減衰定数に対する応答スペクトルの補正式¹⁾による値も示している。これに

$$\frac{S_a(T, h)}{S_a(T, 0.05)} = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \dots\dots (1)$$

よれば、時刻歴解析による応答値は、応答スペクトルの補正式よりも大きな変化を示しており、これは特に減衰定数が0~1%以下の場合にその差が大きい。その理由は斜張橋では多数のモードが曲げモーメントの応答に影響を与えるため、1自由度のみを対象とした補正式(1)が適用出来ないためである。最も卓越するモードに相当する曲げモーメントについては、時刻歴応答結果に比較し減衰定数の変化に対する曲げモーメントの変化率は小さく補正式(1)とよく一致している。これは、単一のモードのみを考えた場合にはそれぞれ一自由度の応答であるため、補正式(1)と一致するが、前途のように斜張橋では多数のモードが応答に寄与するため、卓越モードのみを考慮するだけでは不十分であることを示している。

図-4(a)及び(b)は、応答スペクトル法のモード応答値の重ね合わせをRMS法及びABS法(絶対値和法)

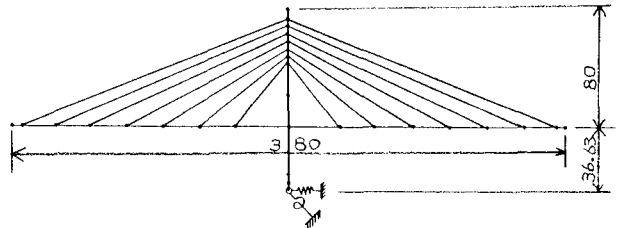


図-1 2径間連続斜張橋解析モデル

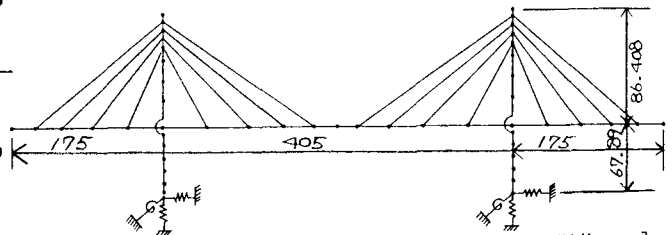


図-2 3径間連続斜張橋解析モデル [単位: m]

で行った結果の時刻歴応答解析結果に対する比を示したものである。RMS法による応答スペクトル解析値は、入力地震動により異なる例もあるが、時刻歴解析に比較して減衰定数がおおむね5%よりも小さい範囲では過少な結果を与える。特に減衰定数が0~2%程度の場合には正解の半分程度で過少評価する場合がありRMS法は適用出来ない。このようになる理由は減衰定数が小さくなるほど、各次モードの応答が減衰しないため、各次モードの最大値が重なりあうためである。RMS法を補完する方法としてABS法による応答を検討したが、この方法は減衰定数が0という限られた条件下で正解を近似する場合があるのみで、全体としては正解に対して過大な応答を与え実用的な方法とは言えない。

4. 結論

以上の結果をまとめると以下ようになる。斜張橋の地震応答には多数のモードが影響するため、曲げモーメント等、系の最大応答に対する減衰定数の影響を推定するためには、一自由度の応答を対象とした補正式(1)は適用出来ない。

また、斜張橋の動的解析では、減衰定数が5%以上の場合はRMS法はかなり

の精度があるが、減衰定数が0~2%程度の場合には、応答値を過少に評価する場合が多く、適用性が低い。このような場合には時刻歴応答解析を行う必要がある。

参考文献 1) 川島一彦、相沢興：減衰定数に対する地震応答スペクトルの補正法、

土木学会論文集第344/2-1号1984年4月

