

鹿児島大学工学部 正員 河野健二
 鹿児島大学工学部 正員 吉原 進
 鹿児島市役所 高野裕隆治

1. まえがき

構造物が長大化するに従って各支点での地震動入力はいずれも同一のものではないという考えのもとに、位相差などを取り入れた扱いがなされるようになった。これは同時記録に基づいた構造物の各支点への入力地震動の特性が十分に説明されていないため工学的な取り扱い易さなどによるものである。特に地震波の波長に比較して構造物の代表的な支間長などの大きさが無視できない場合、地震応答解析では各支点で位相差をもつ入力による応答について検討を加える必要があること、また多点入力系としての構造物の地震応答は地盤の振動特性や振動モードなどにより大きな影響を受けることが従来の研究で指摘されている。

本研究では地震応答解析に応答スペクトルを利用するとき各支点での入力位相差を導入する方法を用いて、斜張橋の応答特性に及ぼす影響について検討を加えた。

2. 斜張橋の地震応答解析に及ぼす入力位相差の影響

斜張橋は主桁、主塔 および ケーブル によって構成されるためその振動特性は複雑であり、解析においては正確なモデル化が必要になる。斜張橋の振動解析は主桁、主塔 および ケーブル の振動特性が異なるため有限要素法を適用して行なうことにする。本研究では Fig. 1 に示すような斜張橋の振動モデルを用いて橋軸直交方向の振動に注目して解析を行なうことにする。質量マトリックスは集中質量として扱い、各支点は地盤に固定されているものとする。各支点に入力される地震動の構造物各点での大きさは影響マトリックスを用いて評価される。運動方程式を求め固有値解析を行なうと、各次モードごとの応答を用いて斜張橋の地震応答解析を行なうことができる。この場合、各次モードの減衰定数として 2% を用いている。固有値解析の結果によると、1 次の振動モードは主塔と主桁部の連成振動であり、固有周期は 1.25 秒である。

また 2 次、3 次モードは主塔だけの振動からなり 4 次から 6 次のモードは主塔と主桁部の連成振動となっている。本研究で扱う斜張橋は中央支間が 350m で、全長が 600m を越えるため各入力点での地震動は必ずしも同じものとは考えられない。そこで斜張橋が、その橋軸方向に進行性の地震波を受ける場合を想定し、各入力点にある位相差をもって作用するものとする。このようする場合の解析に応答スペクトルを用いると、入力位相差の影響は各次振動に対する刺激係数を用いて表わすことができる。Fig. 2 は刺激係数の値が入力の位相差によって変化する様子を示したものである。1 次の刺激係数が最も大きく、位相速度が大きくなり入力位相差が小さくなるにしたがって応答に及ぼす影響が大きくなることばかりである。また 2 次以上の刺激係数は位相速度が 500 m/s から 1500 m/s にかけて複雑に変化を示している。特に 5 次モードは顕著に変化を示しており、入力の位相差が小さくなると、1 次モードについて応答に及ぼす影響が大きくなり、中央

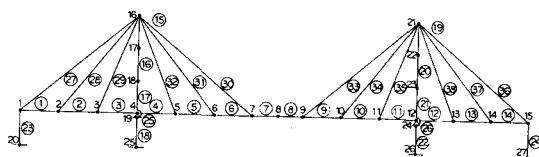


Fig. 1 解析モデル

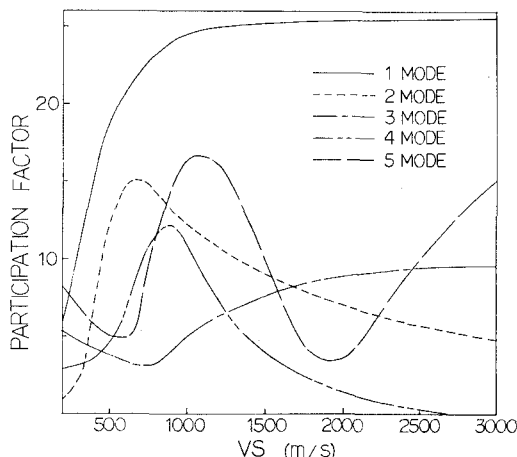


Fig. 2 入力の位相差が刺激係数に及ぼす影響

支間側と支間の主桁部の応答が増加するものと思われる。このように制振係数は入力位相差によって大きく変化することがわかる。Fig. 3は各支点に入力する地震動に位相差があるときモード間の連成が応答に及ぼす影響を調べたものである。各次モード間の連成を考慮すると、点における応答は、

$$x_j^2 = \sum_{j=1}^n (\bar{x}_j^s \bar{y}_j^s)^2 + \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n \frac{(\bar{x}_j^s \bar{y}_j^s)(\bar{x}_k^s \bar{y}_k^s)}{1 + \varepsilon_{jk}} \quad (1) \quad \text{ただし} \quad \varepsilon_{jk} = \frac{\omega_j - \omega_k}{\omega_j + \omega_k}$$

で表わされる。ここに $\bar{y}_j, \bar{y}_k$ はそれぞれ j 次、 k 次モードの応答を表わし、 $\bar{x}_j^s, \bar{x}_k^s$ はそれぞれの1-モードを表わしている。また ω_j, ω_k はそれぞれ j 次の固有振動数と減衰定数を表わしている。モード間の連成を考慮した場合、主桁部で若干の相違がみられるものの全体の応答に関して、その影響は小さいものと思われる。

Fig. 4は入力位相差を考慮した場合の主桁部の変位応答を示したものである。細線はEL CENTRO 1940 NSから求めた応答スペクトルを利用して求めた変位応答であり、太線は同地震波に対する応答をβ法を用いて直接求めたものである。側方支間部の応答は位相速度が500 m/sから1000 m/sで変化しており、この部分では1次モードより2次以上の振動モードが応答に影響を及ぼしているものと思われる。一方中央支間の応答は位相速度にしたがって増加しており入力位相差が小さくなるほど一定値に近づくことがわかる。応答スペクトルを用いて求めた主桁部の応答はβ法より求めた応答と全体により一致を示していることがわかる。

Fig. 5は同様に主桁部の変位応答を示したものである。主桁部では位相速度が約500 m/sのとき最大応答を示しており、この傾向は主桁上部において大きいことがわかる。応答スペクトルによる応答はβ法による応答にくらべ若干小さい値を示している。

Fig. 6は主桁および主桁部の曲げモーメント応答を示したものであり地震波としては同様にEL CENTRO 1940 NSを用いている。

主桁部を除く応答スペクトルとβ法によるそれぞれの応答の間に相違がみられる。入力位相差の影響は位相速度500 m/s ~ 1500 m/sで大きいことがわかる。

3. あいさき

入力位相差が制振係数の地震応答解析に及ぼす影響は特に主桁部で大きく、位相速度の把握が重要であることがわかる。

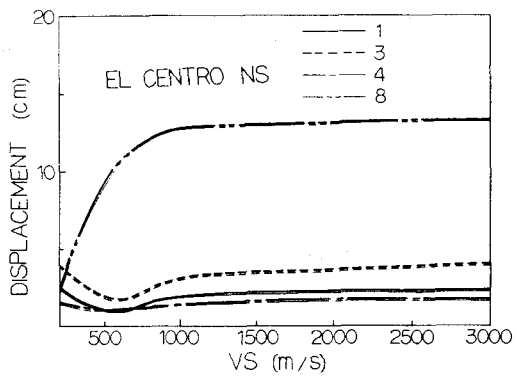


Fig. 3 モード間の連成が応答に及ぼす影響

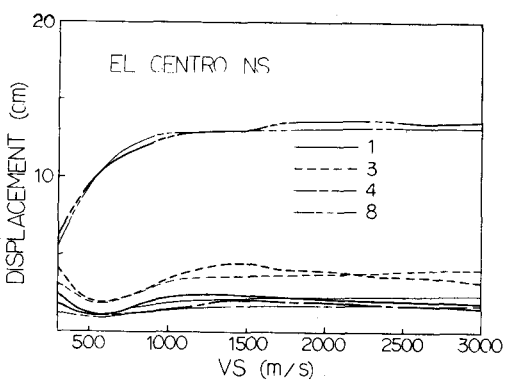


Fig. 4 入力位相差による主桁部の変位応答

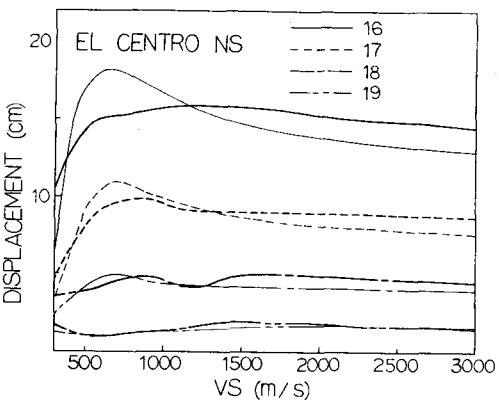


Fig. 5 入力位相差による主桁部の変位応答

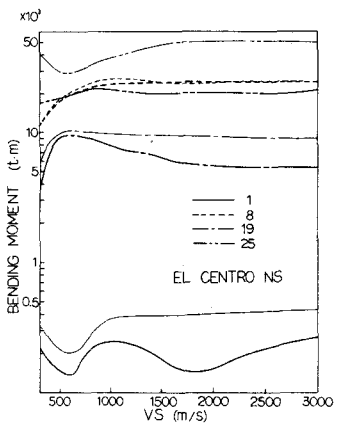


Fig. 6 入力位相差による曲げモーメント応答