

建設省土木研究所 正員 栗林 栄一
 正員 小山田 欣裕
 正員 〇飯田 裕

ま え が き

最近、構造物の長大化と構造解析法の進歩にともない、地震応答解析による耐震設計の検証が一般化しつつある。本論文では、建設省土木研究所が本州四国連絡橋の中央径間長1500 mの三径間吊橋の地震応答を明らかにするために実施してきた解析計算並びに上部構造全橋模型を用いた振動実験により得られた若干の知識について報告する。

1. 解析計算

現在まで、主として図-1に示す中央径間長1500 mの三径間吊橋を対象として17ケースにわたり解析計算を実施してきた。

本解析では、図-1に示すような三径間吊橋の上下部構造全体を図-2に示す線型多質点系モデルに置き換えて運動方程式を導き、平均応答スペクトル曲線、地震応答スペクトル曲線、地震動加速度記録を地震入力として、モーダル・アナリシスによる手法を用いて地震応答を求めた。力学モデルの自由度は最大110、また上部構造のみについて解析することも可能である。

これらの上下部構造全体の解析計算の結果は、補剛桁、主塔などの各部分の応答変位を支配する卓越モードが各部分に対して一般に存在することを示している。すなわち、

- 1) 橋軸方向地震動に対して、補剛桁では逆対称1次モードが卓越する。主塔では、塔頂ヒンジ・基部固定の梁の1次モードに似たモードが卓越する。
- 2) 鉛直方向地震動に対して、補剛桁では対称3次モードが卓越する。
- 3) 橋軸直角方向地震動に対して、中央径間補剛桁では対称1次、側径間補剛桁では対称2次、主塔では塔頂自由の片持梁の1次モードに似たモードが卓越する。

また、アンカー・ブロックの応答は補剛桁の応答に、主橋脚の応答は主塔の応答に大きな影響を与え、補剛桁の曲げモーメントは下部構造の周期が長くなるほど大きくなり、主塔基部の曲げモーメントは主橋脚と主塔の周期が接近するほど大きくなること確認された。

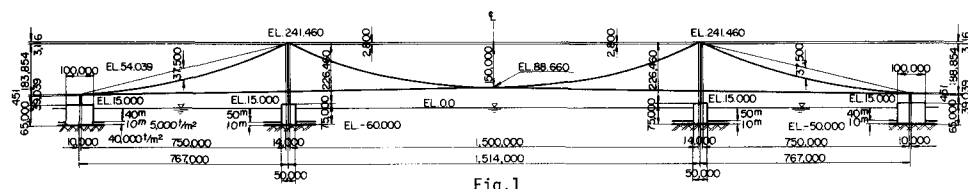


Fig.1

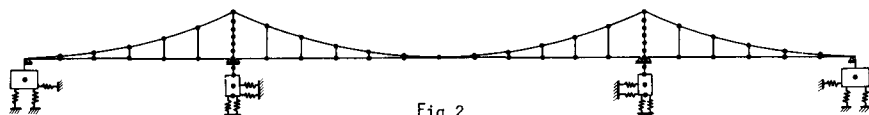


Fig.2

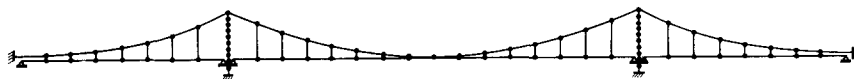
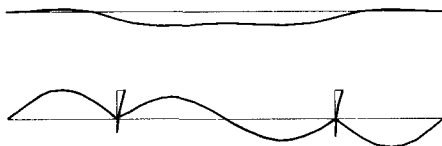
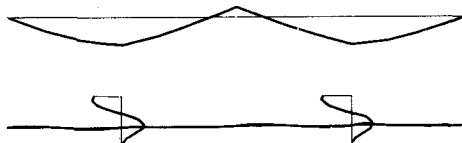


Fig.3

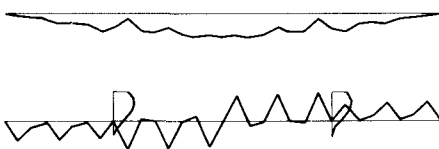
2nd $T=12.85\text{sec}$



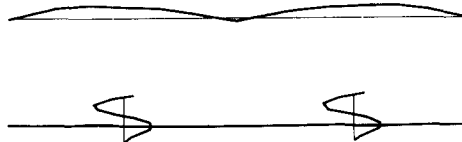
36th $T=0.63\text{sec}$



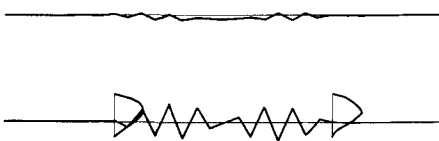
23th $T=2.03\text{sec}$



38th $T=0.51\text{sec}$



32th $T=1.65\text{sec}$



42th $T=0.27\text{sec}$

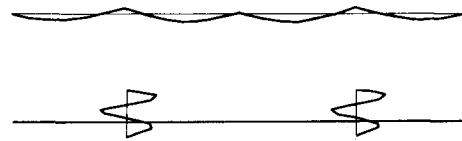


Fig.4 Computed Vibration Modes

1st $T=1.78\text{sec}$ 2nd $T=0.50\text{sec}$ 3rd $T=0.27\text{sec}$

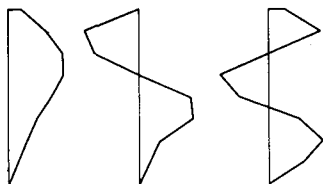


Fig.5 Measured Vibration Modes

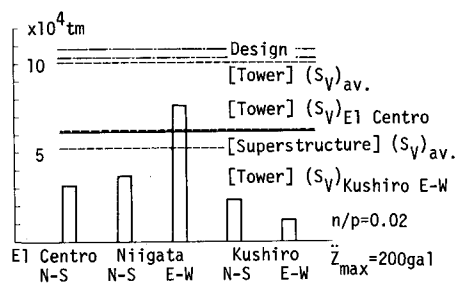


Fig.6 Measured Maximum Response for Bending Moment at the Bottom of the Tower

2. 模型実験

実験において対象としている実橋は、解析計算と同じく図-1に示す中央径間長1500 mの三径間吊橋である。模型は幾何縮尺比 1/100、重量相似比 1/50000 となっている。実験は、主塔1基を加振することにより主塔の固有周期および振動モードを求め、つぎに5種類の地震加速度入力による応答を求めたものである。

実験により得られた主塔の固有振動モードを図-5に示す。実験結果と比較するために図-3に示す上部構造のみの力学モデルについて解析計算を行なった。この解析計算において得られた固有振動モードのうち主塔の振幅が大きい並対称固有振動モードを図-4に示す。解析計算では、主塔とケーブルの連成振動が生じている。上部構造のみについて解析計算した場合、ケーブルの水平振動が主塔の応答に大きな影響を与えていることが明らかにされている。

図-6は、主塔において最も大きな曲げモーメントを生ずると思われる基部に着目し、模型における実測最大曲げモーメントを主塔基部への入力加速度の最大値を 200 gal として実橋に換算し、種々の解析結果と比較したものである。2本の1点鎖線のうち値の大きい方は震度分布を一樣とした耐震設計指針(1967)による値を示し、小さい方は震度分布を2段階とした動的応答を考慮した修正震度法による値を示している。3本の破線は主塔単独系について解析計算を行なった結果を示したもので値の大きい方から平均応答スペクトル曲線、El Centro 地震応答スペクトル曲線、釧路E-W地震応答スペクトル曲線による応答を、実線は図-3に示す力学モデルについて平均応答スペクトル曲線による応答を示している。いずれも応答の重ね合せ法としては2乗和の平方根をとり、減衰定数 η は2%とした。

実験による応答は解析計算による応答と比較して総じて低目の値を示している。しかし、主塔1基だけを加振している実験と、上部構造全体に地震動による一樣な加速度が加えられるとしている解析計算とは境界条件が異なっている。そこで簡単につぎのような解析を試みてみた。

主塔を図-7に示すような塔頂ヒンジ・基部固定の断面一定な梁と仮定し、この梁について、つぎの(a)、(b)に示すような支点変位 $\bar{y}$ が与えられたときの応答を求めてみる。

(a) 塔頂、基部ともに同一の支点変位 $\bar{y}$ が与えられた場合(図-7(a))

(b) 塔頂の支点変位は0、基部に支点変位 $\bar{y}$ が与えられた場合(図-7(b))

梁の支間長(塔の高さ)を l 、曲げ剛性を EI 、基部より塔頂に向って軸に沿う座標を x 、 x における絶対変位を y 、曲げモーメントを M 、静的支点変位 $\bar{y}=1$ が与えられたときの静的たわみ曲線を $f(x)$ とすると

$$(a) \text{ の場合 } f(x) = 1 \quad (1)$$

$$(b) \text{ の場合 } f(x) = 1 - \frac{3}{2} \left(\frac{x}{l} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{x}{l} \right)^3 \quad (2)$$

静的たわみ曲線 $f(x)$ より測った応答変位を $\bar{y}$ 、 $\bar{y}$ による曲げモーメントを $\bar{M}$ とすると

$$y = \bar{y} + f(x) \bar{y}(t) \quad (3)$$

$$M = \bar{M} - EI f''(x) \bar{y}(t) \quad (4)$$

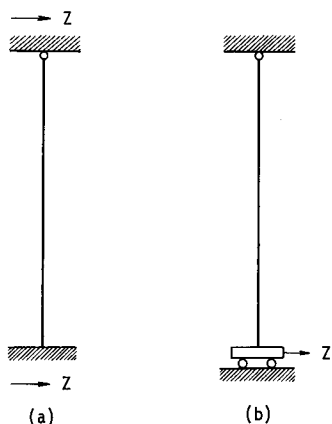


Fig. 7

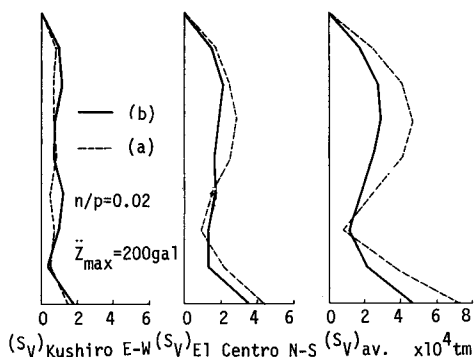


Fig. 8 Maximum Response for Bending Moment

この梁の第 i 次固有関数を $\phi_i(x)$ ，対応する規準座標を $\xi_i(t)$ とすると

$$\bar{Y} = \sum_i \phi_i(x) \xi_i(t) \quad (5)$$

$$\bar{M} = -EI \sum_i \phi_i''(x) \xi_i(t) \quad (6)$$

$$\xi_i(t) = -\frac{1}{P_{di}} \frac{\int_0^L \phi_i(x) f(x) dx}{\int_0^L \phi_i^2(x) dx} \int_0^t \ddot{z}(t-\tau) e^{-\eta_i(t-\tau)} \sin p_{di}(t-\tau) d\tau \quad (7)$$

P_{di} : 第 i 次の減衰固有円振動数

η_i : 第 i 次の減衰指数

実験により得られた主塔の固有周期より換算等断面2次モーメントを逆算し，地震応答スペクトル曲線を用い，重ね合せ法として2乗和の平方根をとり，減衰定数 $h=2\%$ として (a), (b) 2つの場合について $\bar{Y}$ による曲げモーメント $\bar{M}$ を求め，実橋に換算すると図-8に示すような結果が得られた。

あ と き

模型実験の条件を十分考慮した実験解析を実施し，解析・実験の双方を改善して，吊橋の動的挙動を明らかにして行きたい。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所，「本州四国連絡架橋調査概要」，土木研究所資料第216号，昭和41年11月
- 2) 高田・大久保・栗林，「橋梁の耐震設計に関する研究(I)」，土木研究所報告128号，昭和41年10月
- 3) 栗林，「橋梁の耐震設計に関する研究(II)」，土木研究所報告136号，昭和44年7月