

建設省土木研究所 正員 成田 信之  
〇横山 功一

### 1 まえがき

自然風は時間的にも空間的にも変動している。従って、自然風が作用した時の構造物の応答も静的応答に不規則な応答が重り合つたものとなる。吊橋の橋軸直角水平方向の風による不規則応答の解析は、A.G.Davenport<sup>1)</sup>により初めて行なわれた。その結果では、動的応答は静的応答の2~3倍となっている。また、本州四国連絡橋の耐風設計では自然風の乱れを考慮し、設計風速を補正しているが、1975年に改訂された「本州四国連絡橋耐風設計基準(1975)」では上記の計算方式を基本とし風速修正係数を定めている。その計算方法の概略は図-1に示す通りである。

しかし、美橋での風による種方向不規則応答が観測された例は極く僅めており、また計算式には多くの仮定が含まれていることから美橋観測により照査することが重要になる。幸い、昨年度より開始された関門橋の美橋観測により、強風時の応答が観測された。本報告では、観測結果を紹介し、実測値と理論計算値とを比較して、計算方法に含まれる諸要因に対して検討を加えた。

なお、風の特性値などの計算結果に及ぼす影響度については、宮田<sup>2)</sup>、條塚<sup>3)</sup>によつて、また数値計算上の問題点については著者<sup>4)</sup>によつて、既に検討されている。

### 2. 観測結果

風速は、中央径間1/2点、1/4点、塔頂など4台の70ロペラ型風速計を、応答は1/2点、1/4点の加速度計、1/2点の光量式変位計を用いて測定された。なお、測定データは昭和49年11月18日、21日の両日のものであり、平均風速は10~20%程度、主風向は橋軸直角方向より4°~45°程度であった。

### 3. 吊橋の構造特性

各点および1/4点の加速度のパワースペクトルを図-2に示す。同図のピーク値をとくと周波数は吊橋の固有振動数とほぼ一致するので、この値を計算による固有振動数との比較を行なった(表-1参照)。実測値は計算値とよい対応を示し、特に変位応答の大きさを左右する対称一次の固有振動数はよく一致していることから、構造系のモデル化の妥当性が確かめられた。

### 4. 吊橋補剛ゲタの種方向の平均成分

吊橋の中央径間1/2点の種方向平均変位と、同じく1/2点の平均風

### 1. 構造系の解析

基本式: Moisseiffの微分方程式  
⇒ 固有值、固有モード、

$$\text{Mechanical Admittance: } |H_r(n)|^2$$

### 2. 変動風荷重

$$Sp(n) = 4\bar{P}^2 |\chi_u(n)|^2 \cdot \frac{S_u(n)}{U_z^2}$$

$S_p(n)$ : 変動荷重のパワースペクトル

$|\chi_u(n)|^2$ : Aerodynamic Admittance

$S_u(n)$ : 風速のパワースペクトル

### 3. 空気力学的応答

(1) 变位のパワースペクトル

$$S_d(x,n) = \sum D_r(x) \cdot |H_r(n)|^2 \cdot |J_r(n)|^2 \cdot S_p(n)$$

$|J_r(n)|^2$ : Joint Acceptance

(2) 变位の標準偏差

$$\sigma_d(x) = \sqrt{\int_0^\infty S_d(x,n) dn}$$

図-1. 計算の流れ図

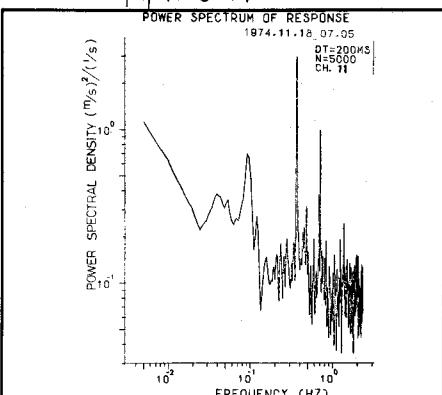


図-2. 応答のパワースペクトル

TABLE-1. NATURAL FREQUENCIES OF KANNON BRIDGE				
MODE OF VIBRATION	SYMMETRY	ORDER	NATURAL FREQUENCY(HZ)	
			THEORETICAL	OBSERVED
HORIZONTAL BENDING	SYMMETRIC	1	0.1017	0.100
		2	0.4176	0.390
		3	0.6392	0.625
	ASYMMETRIC	4	0.7961	0.750
	ASYMMETRIC	1	0.3308	0.291
		2	0.4295	0.475
		3	0.7250	0.720

速との関係を図-3に示す。同図より、風速の低い領域では実測値と計算値はよく一致しており、基本的には両者は良い対応関係にあると考えられる(ただし、実測値の零ドリフトを補正)。また高風速領域では、実測値(計算値をやや下まわる傾向を見せて)いる。この原因は、任意の40秒間のデータを用いて平均を算出したが、平均時間内での平均風速の変動が激しいことが挙げられる。横たわみの平均成分には、(i)自然風中での抗力係数、(ii)補剛ゲタとケーブルの荷重分配率、(iii)斜面にわたり振動との干渉および(iv)斜風の影響などが関係すると考えられるので、更に注意する必要がある。

### 5. 吊橋補剛ゲタの横たわみの変動成分

種方向変位の標準偏差と平均風速の関係を図-4に示す。同図には計算値(計算値I)も併記しているが、実測値は計算値と比較してその傾向は一致するものの、その値はかなり小さい。計算には(i)風の特性(空間分布・パワースペクトル)、(ii)構造特性(固有振動数・構造減衰)、(iii)空力応答特性(空力アドミタンス・空力減衰)など、多くの仮定が含まれているので、次にその影響度について調べた。固有振動数に関しては前述のようにほぼ一致しているのでその影響はない。また、実測された風速のパワースペクトルを用いて計算した結果(計算値II)も図-4に記されている。計算値IとIIとを比較すると、両者にはかなりの差があり、実測された風速のパワースペクトルにはバラツキが多く、計算値Iで用いたパワースペクトルとも異なっていると推定される。なお、計算値IIと実測値の差も大きく、実測されたパワースペクトルを用いてもさほど計算法は改善されない。更に、風の空間分布を検討するために、相互相関係数とコヒーレンスを求めた(図-5、6)。この結果より計算に用いた空間相関( $R_{uu}(x, n) = \exp(-\frac{k_n}{x})$ )とはその形が異なっており、単純な式で与えられないことが判る。しかし、空間相関が応答計算値に大きな影響を及ぼすことは既に明らかにされているが、その実測値と計算に取り込むことは非常に困難であると思われる。

### 6. あとがき

今回の実験結果では、横たわみの変動成分は計算値に較べてかなり小さい。その原因追究に空力アドミタンス、空力減衰などに着目し、風洞実験および現地観測の結果が必要と思われる。

### 参考文献

- 1) A.G.Davenport; Buffeting of a Suspension Bridge by Strom Wind, Proc. ASCE Vol.88, 1962.
- 2) 宮田利雄; 風速強度係数の算定, 本田雨風委員会(1973, 11)
- 3) 篠塚正直; 風の乱れによる吊橋の応答解析, 土木学会誌(1973, 3) 20(1974, 3)
- 4) 土木研究所; 風洞調査報告書(II), 土研資料 No. 930, 1974, 3

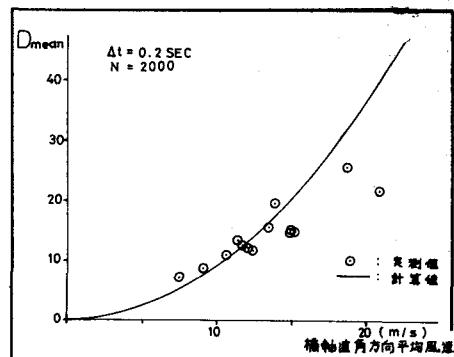


図-3 平均風速～平均変位

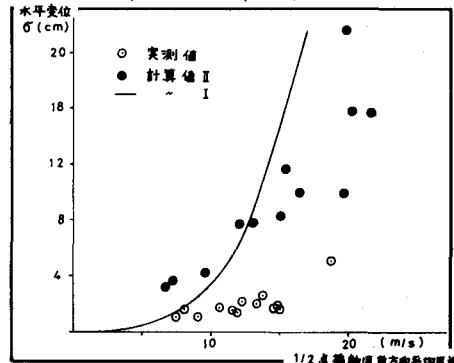


図-4 平均風速～変動変位(標準偏差)

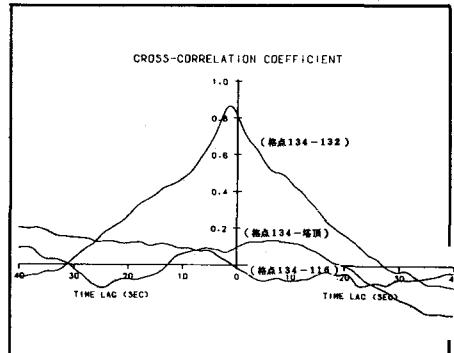


図-5. 風速の相互相関係数

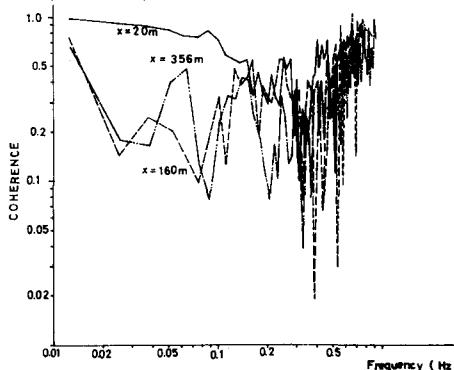


図-6. 風速のコヒーレンス