

I-113 吊橋主塔の実際風による振動について

日立造船(株)技術研究所 正員 牛尾正之

〃 〃 〃 〇植田利夫

〃 〃 〃 南条正洋

1. まえがき

吊橋主塔が架設途中、あるいは完成後独立時、風によって剛性の小さい橋軸方向に振動が生ずることが、報告され、かつ、風洞実験でも確認されている。この振動の発生の原因として、

(1) 橋軸直角方向の風によって生ずるカルマン渦によるもの。

(2) 橋軸方向の風の息、すなわち、抗力の変動によるもの。
の2つの場合が考えられる。前者では、共振状態を一応強制振動的に説明ができ、構造物のもつ減衰性能によって振動の大きさは決まる。吊橋主塔のように、フレキシブルで減衰率の小さい構造では、周期の長い大振幅の振動が発生することが、フォース橋で経験され、関門橋では風洞実験から指摘されていた。また、後者は台風時など高風速で乱れの強い場合に振幅が大きくなることもある。関門橋主塔(下関側、図1)では、(1)に対処して、フーロン減衰を利用した制振装置を設置した。S45・9 架設が始って、主塔の高さが約100 mに達した

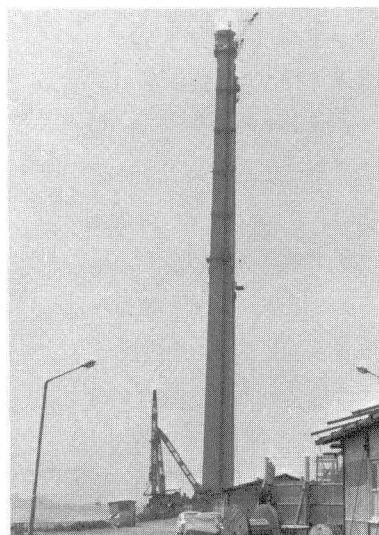


図1 関門橋主塔(下関側)

したのは、S45・12である。この頃から、約22 m/sの風で(1)の現象が生じる可能性があるとして予想されていたので、以後、S46・5完成するまで、数回に亘って、風と変位の測定を行なった。塔頂の風向・風速は塔頂に設置したコーシン・ベーン(光進工業製)で、また、塔頂の橋軸方向変位は、地上に設置した光学式コンタクトレス変位計(西独ツィンマー社製)で検出し、両者を同時に電磁オシログラフに記録した。この期間、予想された橋軸方向の風はごくまれで、橋軸方向がほとんどであった。したがって、(2)の抗力の変動によるものが主体となったが、各施工段階でみると、約100 mの高さ(状態C)のときは非常に小さく、その後、主塔が完成し、架設用クリーパークレーンが塔頂にあるときは、約15 m/sの風で片振幅1.5 cm程度であった。しかし、撤去後(状態A)、平均風速18.4 m/sの風で片振幅6.6 cmの振動が記録された。本稿では、この状態Aで得られた測定結果を中心に、地上137 mでの風の特長、および、塔の応答変位に考察を加えるため、現在までに行なったデータの解析結果を記す。なお、細長い構造物である主塔の空間相関をもった変動風と応答の関係については、現在検討中である。

2. 測定結果

測定は、4/21~4/23に実施した。このとき、測定された風向は、橋軸方向にほとんど一定で、平

[脚註] * S45・11, 土木学会第24回年次学術講演会講演集第1部。

** S45・5, 土木学会関西支部年次学術講演会にて発表している。

均風速 約 5 m/s ～ 約 18.4 m/s である。ただし、地上ではほとんど橋軸直角方向の風で、付近の小高い丘の地形の影響がよく現れているようである。以下、得られた記録の中、各風速域での代表的なものについてまとめてみた。図 2 に、低風速域（平均風速 7.7 m/s、記録番号 2）と高風速域（平均風速 18.4 m/s、記録番号 5）の記録の 1 部を示している。この図から、低風速域では比較的ランダムな成分がみられるが、高風速域になると約 0.26 % の規則的な変動が卓越している。

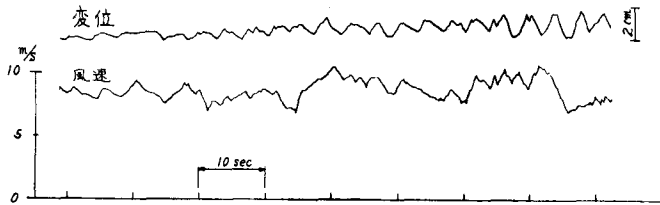
表 1 は、風について、最大風速、平均風速、変動風速の R.M.S.、ガストファクター、乱れの強さを、また、変位について、平均変動変位、最大変動変位を求めたものである。図 3 は、平均風速と変動風速の R.M.S.、ガストファクター、乱れの強さの関係を、図 4 は、平均風速と平均変動変位、最大変動変位との関係をプロットしたものである。

図 3、4 を比較してみると、変動変位は、平均風速の 2 乗と乱れの強さに関係するよう傾向が現れ

ているようであり、変動風圧力の評価の参考になるデータとなろう。

つぎに、変動風速、変動変位の測定記録から、自己相関々数、パワースペクトルを求めた。パワースペクトルの計算には、Hanning のウィンドーを用いて平滑化を行なった。記録番号 5 について、変動風速、変位 それぞれについて求めたものが図 5、6 である。また、図 7 (a) は、変動風速と変位

記録番号 2 (平均風速 7.7 m/s)



記録番号 5 (平均風速 18.4 m/s)

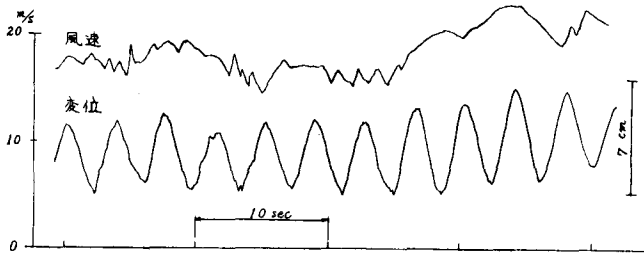


図 2 測定記録 (記録番号 2, 5)

表-1 測定値一覧表

記録番号	風 速 ($V = \bar{V} + v$)					変位 ($Y = \bar{Y} + y$)		備 考		
	平均風速 $\bar{V}$ (m/s)	最大風速 V_{max} (m/s)	変動風速 r.m.s. $\sqrt{\overline{v^2}}$ (m/s)	ガストファクター $G = V_{max}/\bar{V}$	乱れの強さ $\sqrt{\overline{v^2}}/\bar{V}$	変動変位 r.m.s. $\sqrt{\overline{y^2}}$ (cm)	変動変位 最大値 y_{max} (cm)	データ読取 間隔 (sec)	データ 個数	計測中の 平均風向 は、橋軸直 角方向とみな す。 下図参照。
1	4.7	7.0	1.09	1.48	0.23	0.93	1.83	0.06	1000	
2	7.7	10.5	1.51	1.36	0.20	0.44	0.75	0.25	880	
3	10.4	13.3	1.33	1.29	0.12	0.44	1.32	0.25	494	
4	15.0	19.8	2.18	1.32	0.09	0.72	1.88	0.1	608	
5	18.4	23.5	2.22	1.27	0.07	1.45	3.58	0.125	980	

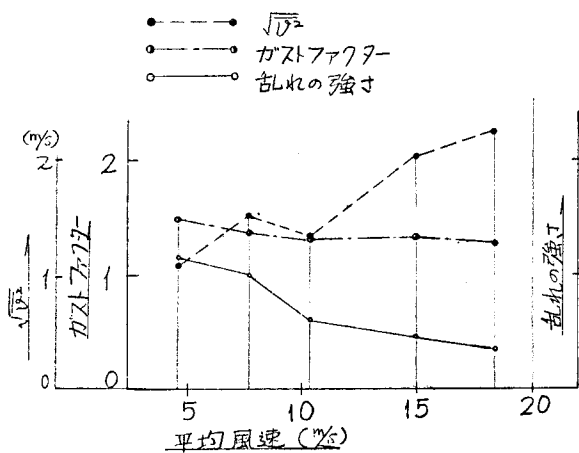


図3 風速の平均値と変動成分の関係

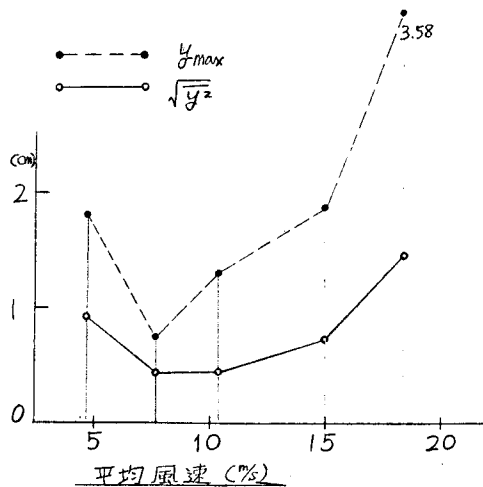
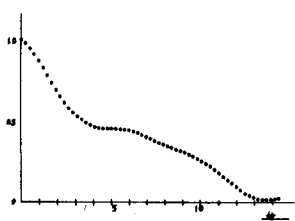
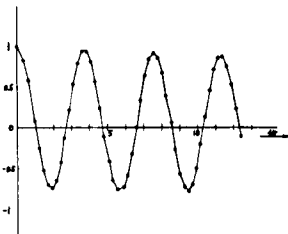


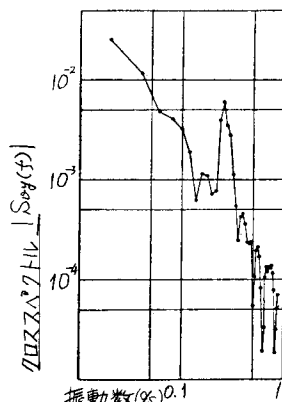
図4 風速の平均値と塔頂変位の関係



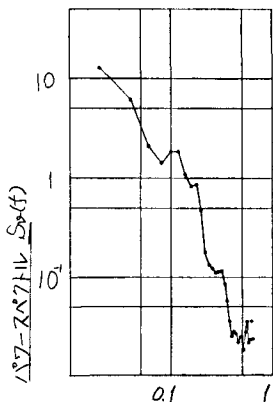
(a) 自己相関係数
(平均風速 18.4 m/s)



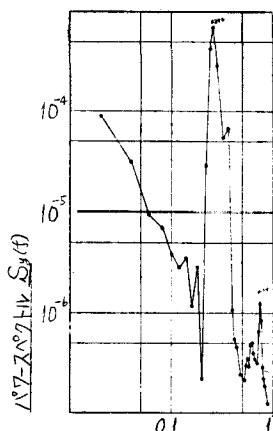
(a) 自己相関係数



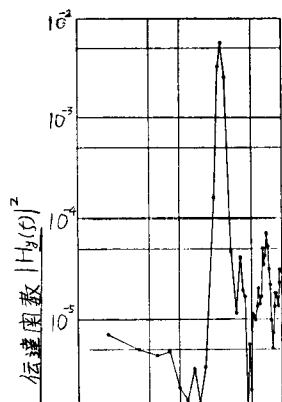
(a) 振動数(%) 0.1
クロススペクトル



(b) パワースペクトル



(b) パワースペクトル



(b) 伝達関数

図5 変動風速の自己相関係数とパワースペクトル

図6 変動変位の自己相関係数とパワースペクトル

図7 変動風と、変動変位とのクロススペクトル及び伝達関数

から求めたクロスパワースペクトルを示す。

風速のパワースペクトルは、自然風に関して報告されているものとほとんど同じ傾向を示している。変位のパワースペクトルは、約 0.26 %s に顕著なピークが見られる。これは、関門橋主塔(下関側)を図 8 (a) に示すように 8 質点からなるバネ-質点系に置換して、固有振動数・振動モードを計算すると図 8 (b)、表 2 のようになることから、1 次振動に対応していることがわかる。

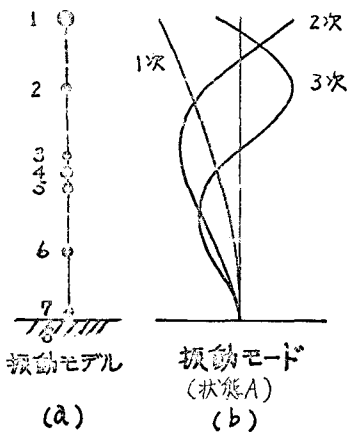


表 2 固有振動数 (c/s)

	状態 A (クレーン無)	状態 B (クレーン有 主塔高 100m)	状態 C (クレーン有 主塔高 133m)
1 次	0.266	0.239	0.387
2 次	1.366	1.315	2.269
3 次	3.933	3.886	7.171

図 8

図 7 (b) はクロスパワースペクトル $S_{uy}(f)$ と風のパワースペクトル $S_u(f)$ を用いて、 $S_{uy}(f)/S_u(f)$ として求めたものである。一質点系においては、この値は、変動成分を小さいと仮定した場合、伝達関数 $|H_y(f)|$ と一次的な比例関係にある。ところが、細長い構造物では、変動風圧力の空間的な相関がからんできて、一質点系のようには簡単でないと思われるが一応伝達関数として示しておく。

3. あとがき

以上、関門橋主塔(下関側)の完成時に測定した、変動風と変位の記録を解析した結果について示したが今後、さらに、塔状柔構造物の変動風に対する応答について考察を加えていきたいと思っている。