

本州四国連絡橋公団 正員 馬場賢三
 本州四国連絡橋公団 成井 信
 川重・日立共同企業体 正員 小川一志

1. まえがき 吊橋主塔はケーブルを張り渡す前の独立塔の状態では剛性が弱く、20%以下の低風速で大振幅の渦励振を生じることがあるといわれている。そのため、北備讃瀬戸大橋主塔(塔高 約169m)では塔架設時の渦励振対策としてメカニカルダンパの採用(構造減衰の増加によって渦励振を制振する方法)を考えている。

ここでは、北備讃瀬戸大橋主塔の架設時耐風性およびメカニカルダンパ(構造減衰)の制振効果を調べるために実施した風洞実験のうち、一様流中の実験結果について報告する。

2. 実験方法 風洞は川崎重工業(株)の構造物用風洞(高さ3m×幅2.5m×長さ20m)を使用した。主塔模型には3次元弾性模型(縮尺1/80)を用いて、質量分布、剛性分布および外形形状を実橋に相似させた。実験で対象とした主塔の架設状態を図1に、主塔模型の実験条件を表1に示す。主塔模型の無風時減衰は付加減衰のない状態で約0.0である。実験に当たっては電磁式減衰機によって減衰を付加して模型振動系全体の無風時減衰を調整した。風洞気流は一様流(乱れの強さ0.2%以内、風速分布±0.3%以内)を用いた。

3. 実験結果 主塔の耐風特性の概要を述べると、図2に示すように全段架設完了(塔高167.45m)、クリーンパクレン無しの場合、実橋換算風速16~18%付近で曲げ振動がピークを迎え、続いて28~35%付近と44~49%付近の2ヶ所で、ねじれ振動のピークを迎える。構造減衰が小さい状態では上記の振動以外に10%付近でも小振幅の曲げ振動(低風速)が発生する。他方、14段架設完了(塔高137.16m)、クリーンパクレン有りの場合では、図3に示すように、曲げ振動のピークを2つ迎えた後ねじれ振動のピークを1つ迎える。図4は、図2と同じ架設状態(全段架設完了、クリーンパクレン無し)で、曲げ振動とねじれ振動の無風時減衰がそれぞれ $\delta_B=0.013$ 、 $\delta_T=0.008$ のときのV-A- δ 曲線である。図2の構造減衰(無風時減衰)の増加による耐風応答特性(V-A曲線)の変化の様子を、図4のV-A- δ 曲線から、定性的には、ある程度説明できるようなのである。

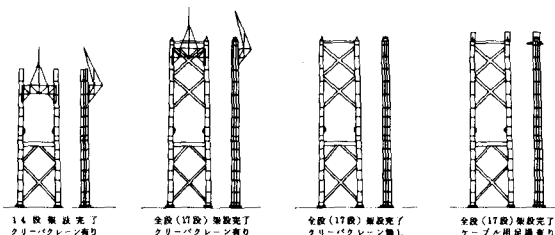


図1 対象とした架設状態

表1 模型諸元一覧(全段架設完了、クリーンパクレン無し)

	実 橋	相似比	要 求 値	実 測 値	制 差
塔 全 高	710.0 m	1/80	0.089 m	0.089 m	0%
一 般 質 量	20.6 t	1/80	39.17 g	38.91 g	-0.7%
一般質量中心	681.91 m	1/80	2.081 g	2.073 g	-0.4%
振 動 数					
曲げ振動	0.2556 Hz	—	—	2.393 Hz	—
ねじれ振動	0.5938 Hz	—	—	5.791 Hz	—
振 動 数 比	2.323	1	2.323	24.20	4.2%
無風時減衰率					
曲げ振動	0.01	1	0.01	0.013	0.003
ねじれ振動	0.01	1	0.01	0.008	-0.002
風速分布	—	—	—	8.545	—
ねじれ振動	—	—	—	8.545	—

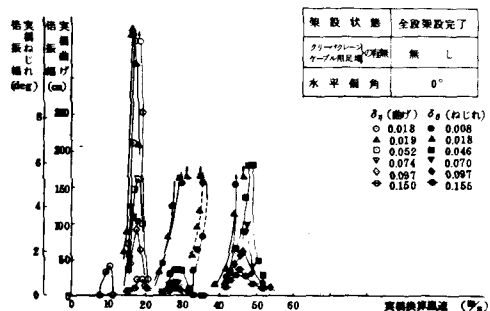


図2 V-A曲線(全段架設完了、クリーンパクレン無し、 $\beta=0^\circ$)

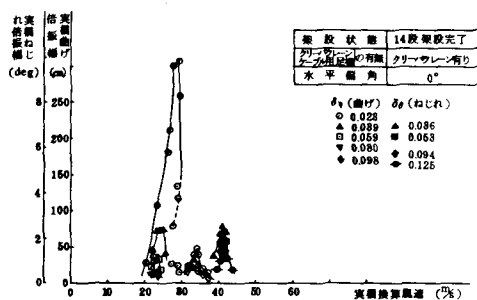


図3 V-A曲線(14段架設完了、クリーンパクレン有り、 $\beta=0^\circ$)

構造減衰と塔頂振幅の関係を調べたのが、図5(曲げ振動)と図6(ねじれ振動)である。構造減衰の増加によって塔頂振幅は減少し、構造減衰の付加による制振法は有効であることが認められる。ただし、構造減衰と塔頂振幅の関係は必ずしも反比例の関係になく、架設状態、水平偏角、振動モードなどによって影響を受けている。質量パラメータ $Me\delta_B/\rho D_T^2$, $I_e\delta_T/\rho D_T^2$ (D_T :塔先端幅, ρ :空気密度 $Me = \int m(x)\varphi^2(x)dx / \int \varphi^2(x)dx$, δ_B :曲げ振動の無風時減衰, $I_e = \int I(x)\varphi^2(x)dx / \int \varphi^2(x)dx$, δ_T :ねじれ振動の無風時減衰)を用いて、図5と図6をそれぞれ無次元化したものが図7(曲げ振動)と図8(ねじれ振動)である。図7と図8における縦軸の無次元塔頂振幅は渦の励振力(変動揚力係数)の大きさに対応する。

架設状態の耐風特性に及ぼす影響について述べると、渦の励振力は全段架設の方が14段架設よりはるかに大きくなっている。クリーパクレーンの影響は、図5(Δ 印と ∇ 印)に示すように、付設によって曲げ振動では応答振幅が減少し耐風安定性が向上する。これは、渦の励振力(無次元塔頂振幅)そのものがクリーパクレーンの存在によって小さくなること(図7, Δ 印と ∇ 印)と、クリーパクレーンの質量効果(Me の増大)によるものと考えられる。他方、ねじれ振動ではクリーパクレーンの存在によって励振力は若干大きくなるが(図8)、クリーパクレーンの質量効果(I_e の増大)により制振されて、結果として応答振幅は変わらない(図6)。塔頂部に取付けられるケーブル用足場によって、塔の耐風安定性は向上することが認められる。曲げ振動の場合、図7に示すように足場の有無によって渦の励振力(無次元塔頂振幅)はあまり変化しないことから、本橋のケーブル用足場の場合、主に足場の質量効果が耐風性の向上に貢献しているものと考えられる。

4. あとがき 本風洞実験によって、信頼性のある制振装置を設計するための設計データを得ることができたものと思われる。なお、本風洞実験で用いた風洞気流は一樣流であり、鉛直方向に風速分布を有する自然風とは異なっているが、塔頂部の定常風を一樣に塔全体に作用させた今回の実験結果は、大きめの応答振幅を見積って、設計上は安全側になるものと考えられる。²⁾(参考文献)

- 1) 小川・酒井・松田; 空力減衰と質量パラメータに関する一考察, 土木学会年次学術講演会, I部, 1983
- 2) 松田・佐岡・酒井; 北備讃瀬戸大橋主塔の耐風安定性について一乱流中の実験一, 土木学会年次学術講演会, I部, 1984

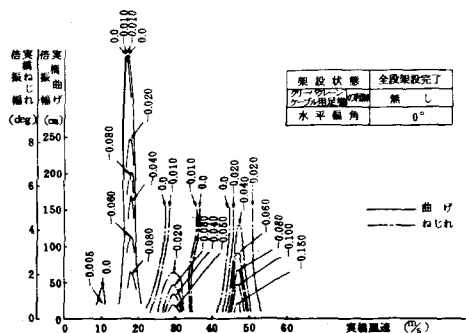


図4 V-Aの曲線(全段架設完了, クリーパクレーンなし)

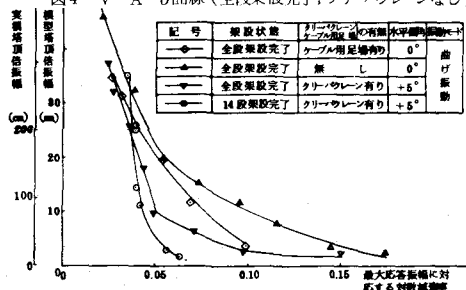


図5 δ -Amax の関係(曲げ振動)

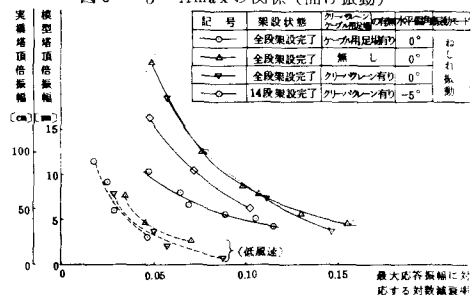


図6 δ -Amax の関係(ねじれ振動)

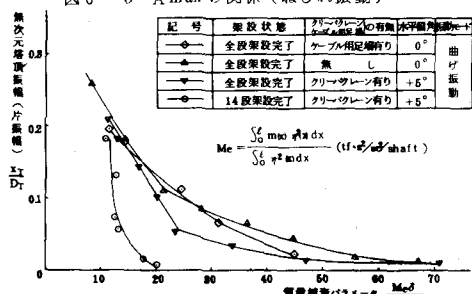


図7 質量減衰パラメータと無次元塔頂振幅(曲げ振動)

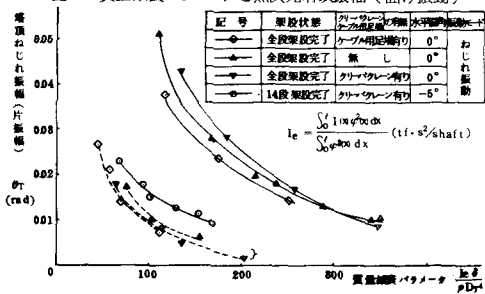


図8 質量減衰パラメータと無次元塔頂振幅(ねじれ振動)