

三菱重工株式会社 正員 湯治秀郎
 三菱重工株式会社 正員 坂田 弘
 三菱重工株式会社 正員 ○齋藤 通

§1. まえがき

吊橋主塔がカルマン渦により、ある限られた風速領域において橋軸方向の渦励振振動を起す事は、衆知の事である。しかしながら、その耐風特性は定性的にはある程度判明しているが、定量的には、未だ明らかにされていないのが現状である。また、この渦励振振動を抑制するために、従来よりスライディングブロックや、トラワイヤーを用いる方法が採られてきたが、本四連絡橋の明石架橋のような超大型吊橋の場合には、地形的な制約（近くに岸がない）や、船舶の航行上の制約があり、従来の方法を用いる事が困難であると思われる。本研究では、本四連絡橋明石大橋主塔(案)を中心に、風洞テストを行ない、主塔の耐風特性を明らかにするとともに、主塔断面、主塔構成部材の主塔耐風特性に及ぼす影響を調べた。（尚、今回風洞試験に用いたモデルの種類を（表-1）にまとめて示す。）更に、スライディングブロックや、トラワイヤーの張る事のできない地域における主塔架設時の防振対策を調べた。

§2. 吊橋主塔の耐風特性

吊橋主塔主柱断面の代表例として、十字形断面及び矩形断面を有する主柱の風洞試験結果を（図-1）及び（図-2）に示す。横軸には風洞風速を、左側縦軸には塔頂最大倍振幅を、右側縦軸には渦の発生振動数を示す。

（図-1）及び（図-2）よりわかるように、この2種の断面の間には、応答特性に顕著な差がある。即ち、断面が十字形の場合には、渦の発生振動数は模型固有振動数に一致すると考えられる風速より低い風速で模型固有振動数に一致し、振動振幅は徐々に増大し、やがてPeakを迎えた後、急激に振幅は消滅する。一方、断面が矩形の場合には、振動は渦の発生振動数に一致すると考えられる風速で急激に大振幅振動として発生し、やがてPeakを迎えた後風速の増加にとまぬ、徐々に振幅は消滅する。この2種の応答特性のそれぞれの場合について、渦の発生振動数変化を調べると、図中に↑印で示すように、共振域の前後のどちらにも、振動数のjumpが存在するが対応づけられる。これは明らかに主柱断面の

	SRO	SR	SC	PRI	PRII	PC	TC
断面							
縮尺	1/705	1/100	1/705	1/100	1/100	1/100	
H/m	2.61						
Dr/Dm	117.0	106.4	118.0	106.4	106.4	118.0	
Dp/Dm	148.9	146.0	146.0	148.9	146.0	146.0	
λ ₀ /m	73.8	70.0	73.8	73.8	70.0	70.0	
λ ₀ /H	560.0/625.9						
λ ₀ /D _p	4.05.0						
λ ₀ /D _m	0.391	0.387	0.364	0.847	0.871	0.725	0.761

表-1 風洞モデル一覧表

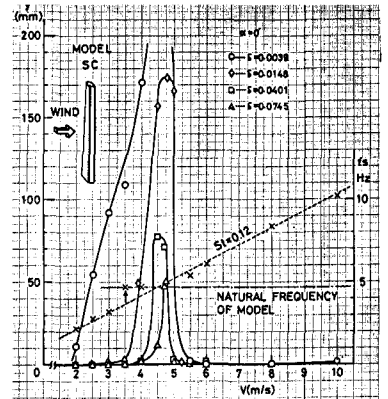


図-1 AMPLITUDE-WINDVELOCITY

。これは明らかに主柱断面の

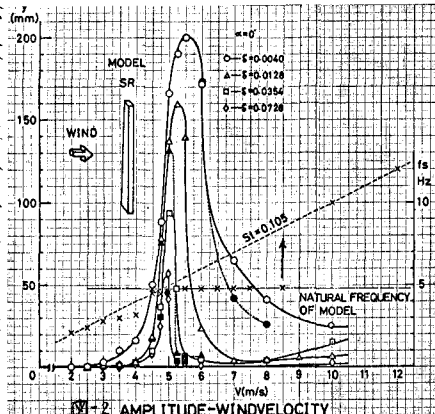


図-2 AMPLITUDE-WINDVELOCITY

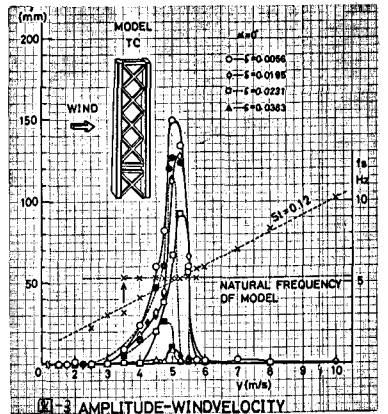


図-3 AMPLITUDE-WINDVELOCITY

特性であり、斜材のない主塔（PRI, PRII, PC モデル）、及び完全な塔体（TCモデル）の場合にも、その支柱断面の特性は、顕著に表われている。（図-3）に本四連橋橋明石大橋主塔(案)の風洞試験結果を示す。図よりわかるように、本主塔の支柱断面は十字形であり、その応答特性には前述の十字形断面の応答特性が表われている。また主塔のストローハル数（ St ）は、支柱のストローハル数に等しく $St = 0.12$ である。次に本主塔の（ $V-A-\delta$ 図）及びそれを立体的に描いた見取り図を（図-4）に示す。この（ $V-A-\delta$ 図）は、風洞風速を横軸に、塔頂倍振幅を縦軸にとり、ある風速、ある振幅における振動系の減衰（構造減衰+空力減衰）を等高線上に表わしたものである。従ってこのグラフは、逆に考えると、振動系の構造減衰が振幅によって変わらないとすると、各々の等高線が、そのまま様々の構造減衰を有する振動系の風速に対する応答曲線を表わしていることになる。このように考えると（図-4）より次のような事がわかる。まず初めに、振動系の構造減衰が小さくなると振動は共振風速以下の風速でも起り得る。即ち、大振動の発生する共振風速以下の風速でも小さなPeakを持つ不安定振動が生ずる事がある。（（図-4）中斜線部分の領域）次に構造減衰が大きな場合には、1種類の風速で2種の安定な振動振幅が存在する。（（図-4）中 \leftrightarrow 印の風速領域）

（図-5）は横軸に質量減衰パラメーター（ $Me\delta/PD^2$ ）を、縦軸に無次元塔頂最大倍振幅をと、両者の関係をPCモデル、及びTCモデルについて示したものである。図よりわかるようにTCモデルはPCモデルより安定であり、これは斜材の影響と考えられる。また（図-5）より実機主塔の振動振幅を推定すると実機の質量減衰パラメーターは約12（ $\delta = 0.03$ と仮定）であるので、無次元塔頂倍振幅は約0.37となる。従って明石大橋主塔(案)は、塔頂において倍振幅約4.4 mの渦励振振動が発生するものと考えられる。尚この時の実風速は、ストローハル数を0.12とすると約16 m/sec である。

§3. 主塔の防振対策

本研究では、明石大橋主塔(案)を対象に、まえがきで述べた諸条件を考慮し、流体的に渦の発生を抑制し、主塔を制振する空力ダンパーの開発を目的とし、数十種類の空力ダンパーについて風洞試験を行ない、制振効果を調べた。また効果のあるものについては取り付け位置を様々に変化させ、最適な取り付け位置を調べた。（表-2）に、防振対策試験結果の教例を示す。表中、 h_u は空力ダンパー取り付け上端より塔頂までの距離を、 h_l は取り付け下端より塔頂までの距離を示し、 L は取り付け長さを示す。表よりわかるように、シートや金網を支柱間に張り渡す方法は、制振効果があるが、これは無風時の空力減衰が増したためと考えられ、橋軸方向の静的抗力が大きくなるという欠点がある。しかしながら（図-6）に示すようなカウリングを取り付けた場合には、無風時の空力減衰の増加はほとんどなく（橋軸方向の静的抗力係数の増大がほとんどないと考えられる）、かつ制振効果は、塔高の23%取り付け時で、対策前の振幅の1/6に、塔高の38%取り付け時で1/10に減少する事が可能である。

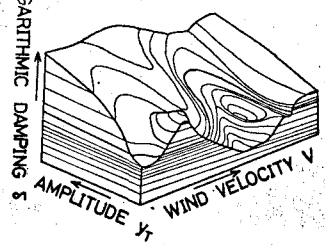
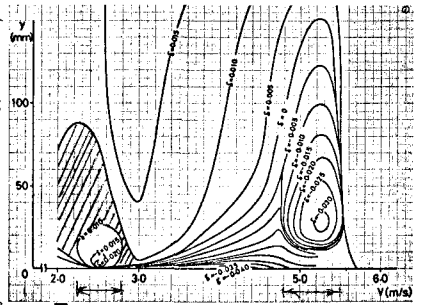


図-4 V-A- δ 図

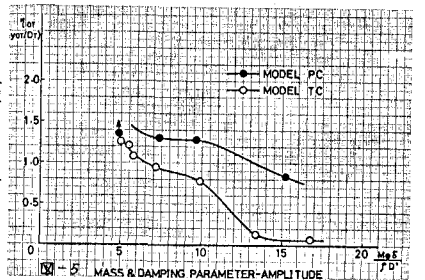


図-5 MASS & DAMPING PARAMETER-AMPLITUDE

	h_u	h_l	L	V_{R1}	y_{Tmax}	減衰率	f_{n1}	st	δ	
対策なし	0	0	0	5.25	125.3	1.000	5.318	0.12	0.0138	0.0141
シート	0	950	950	4.75	12.9	0.103	5.190	0.13	0.0225	0.0199
金網	0	1170	1170	4.00	26.4	0.211	5.120	0.15	0.0381	0.0281
カウリング	100	700	600	4.00	20.8	0.167	5.159	0.15	0.0166	0.0092
	100	1100	1000	5.50	13.1	0.105	5.066	0.11	0.0180	0.0098

表-2 防振試験結果

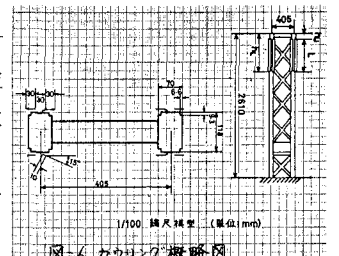


図-6 カウリング概略図