

東京大学 正員 伊藤 学
住友重機械工業 正員 ○北原 俊男
東京大学大学院 学生員 砂川 孝志

1. まえがき

わが国における針張橋の架橋技術は、昨年の豊里大橋および今年3月の荒川大橋の完成によつて、中央径間200m級までの各種問題点が、実用上においては解決されたものと考えられる。本州四国連絡橋架橋計画においては、1,500mの吊橋の実現へ努力している現在の架橋技術を持つてすれば、中央径間1,000mまではまだむりとしても、500m級の斜張橋は近い将来必ず実現するものと思う。そのとき、吊橋同様に、既存の斜張橋で考慮された以上の各種パラメーターを加えた上での耐震性、耐風性の検討が要求されるものとする。

本論では、2面ザイルを用いた中央径間約500mの3径間連続斜張橋の耐風性について、全径間風洞を用いて実施中の実験のうち、図-1に示される2ケースの動的特性について、中間報告を行なうものである。

2. 模型の諸元

想定実橋は縮尺したときの模型との関連を考えて、表-1のように定めた。巾員は本四連絡橋案を参考にして、30mを仮定、図-2のような箱形横断面を用いた。塔は門型とA型の両者を用意したが、現在門型について実験中であり、A型は別の機会に譲る。図-1において、ケーブル設定が美的に優れないが、この理由は、ケーブルの最も経済的有効な設置角度が45°付近であることから採用したものである。

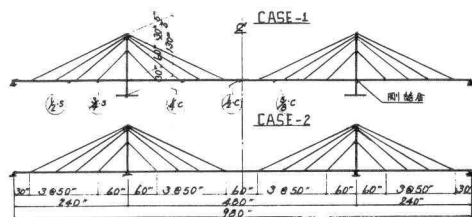


Fig. 1 想定実橋寸法

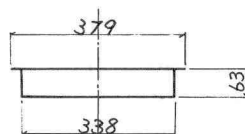
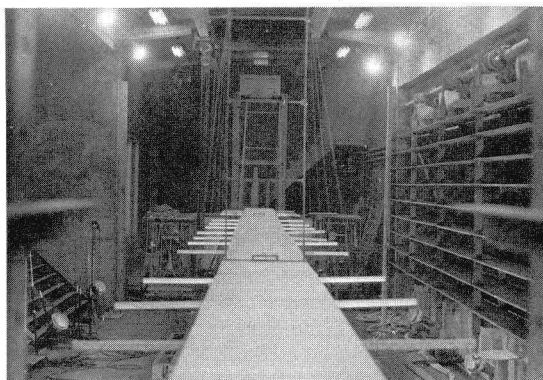


Fig. 2 模型断面図

写真：送風中

表-1

	想定実橋	縮尺率	模 型
橋 長	240 ^m +480 ^m +240 ^m	n	3 ^m +6 ^m +3 ^m
幅 員	30m	n	37.9cm
桁 高	5m	n	6.3cm
主桁曲げ剛性	2.3×10 ⁸ t m ²	n ⁵	6.98×10 ⁵ kg cm ²
主桁横方向曲げ剛性	2.8×10 ⁹ t m ²	n ⁵	1004×10 ⁶ kg cm ²
塔曲げ剛性	6.4×10 ⁷ t m ²	n ⁵	132.2×10 ⁴ kg cm ²
主桁ねじり剛性	2.3×10 ⁷ t m ²	n ⁵	4.91×10 ⁵ kg cm ²
死 荷 重	2 t/m	n ²	34 g/cm
慣性モーメント	1.2×10 ² t sec ²	n ⁴	2.86 g sec ²
ケーブル伸び剛性	1.1×10 ⁶ t	n ³	20.8×10 ³ kg
塔の高さ(桁上)	100m	n	125cm



3 実験結果とその考察

(a) 予備実験と固有振動解析：静的荷重載荷重実験においては、計算値と近い値を記録でき、静的に模型の信頼性を確認した。固有振動数を手で加振する方法で求めたが、高次振動を記録することは出来なかつた。減衰率は、対称1次、逆対称1次共に模型の減衰率として比較的小さい値が得られた。2次以上の振動に対しては減衰率は得られなかつた。

理論計算は、静的・動的共に伝達マトリックスを用いて汎用プログラムを作成し、そのプログラムを用いて行なつた。振動波形は、Case-1、Case-2共にほぼ同一波形であるため、両者の比較検討は困難であるが、両者共に対称2次振動以上の振動波形が複雑となり、減衰も大きいことが、容易には2次以上の波形を作り得なかつた最大の原因と考える。

(b) 送風結果：送風実験は図-1に示したように、側径間の $l/2$ 、 $3l/4$ 、中央径間の $l/4$ 、 $l/2$ 、 $5l/8$ に測定点を設け、鉛直曲げ振動とねじれ振動をビデオアナライザーを使ってビジュグラフで記録した。実験風速の範囲は予備送風実験と、実橋と模型の相似律を考慮して、風洞風速 $1\text{m/sec} \sim 4\text{m/sec}$ までは 0.1m/sec 以下の増幅になるよう努め、 4m/sec 以上では発散風速の近傍を除いて、 0.5m/sec の増幅を目標に風速の増加を行ない、各風速段で振動状態を記録した。また測定迎角は $0^\circ, \pm 2^\circ, \pm 4^\circ, \pm 6^\circ$ について実験を行なつた。

図-4に測定結果の一例を示した。Case-1においては、各迎角とも 1.5m 前後から、後流の渦による曲げの限定振動が現われた。しかし、一定風速において、従来のこの種実験で見られた曲げの限定振動のように継続することなく、

	CASE-1			CASE-2		
	理論値	実験値	減衰率	理論値	実験値	減衰率
対称1次	2.819	2.79	2.583	2.64	0.050	
逆対称1次	4.074	3.10	0.044	3.849	3.78	0.044
対称2次	7.327	7.28		7.015		
逆対称2次	8.490			8.409		
対称3次	10.439			9.297		
逆対称3次	11.071			10.74		
対称4次				6.83		

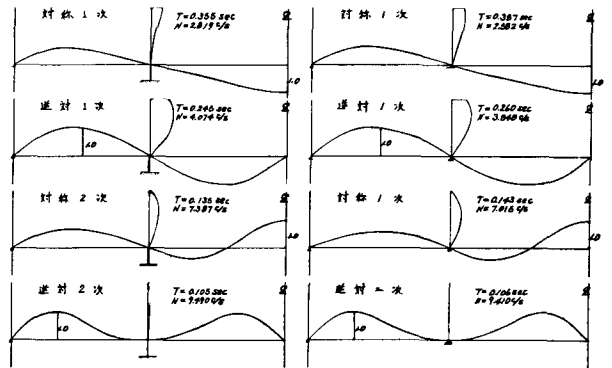


Fig.3 振動モード

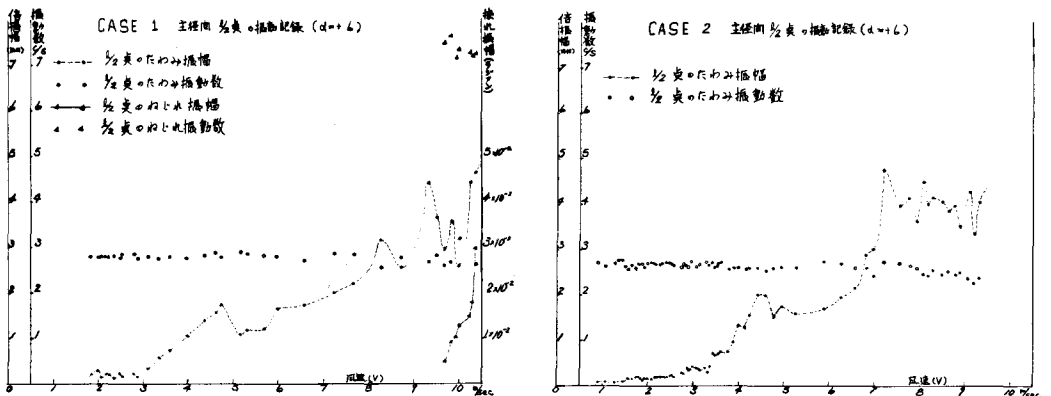


Fig.4 送風実験記録

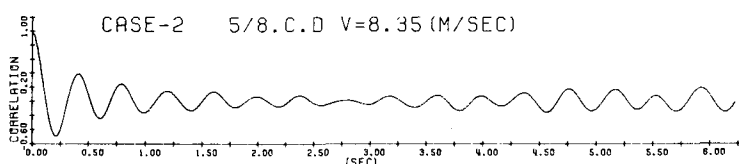
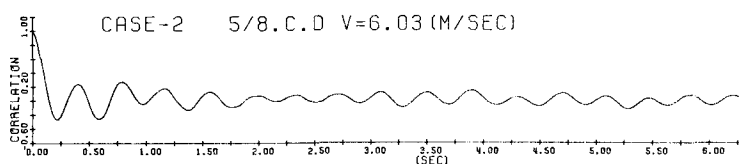
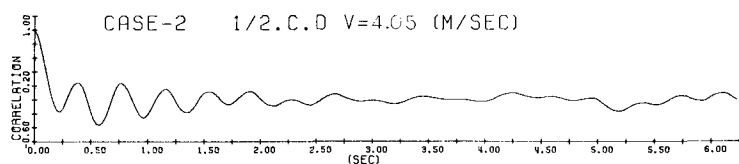
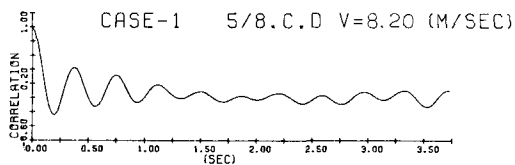
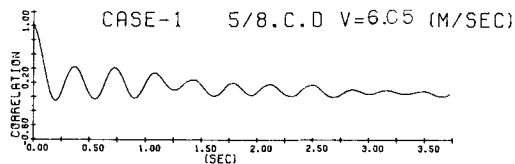


Fig.5 自己相関

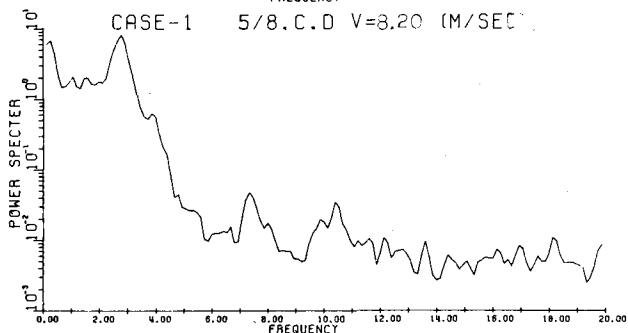
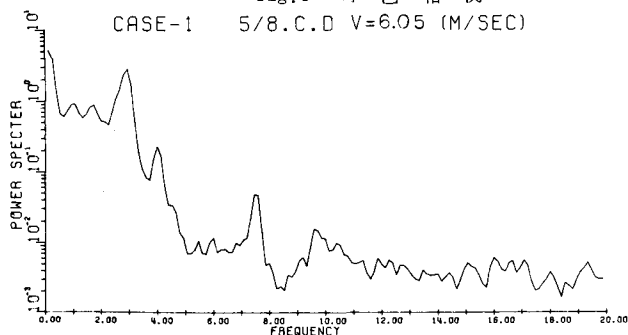


Fig.6(a) パワースペクトル

発振・静止・また発振という、不連続な曲げの限定振動が風速約 3.5 m/sec まで繰り返された。それ以上の風速では、ほとんど同一の傾向を持った不規則振動が風速と共に振幅の増大を伴つて、発散直前まで持続した。この不規則振動の中に時々振幅の卓越した振動を起すため、この卓越振動による崩壊を恐れて、迎角+6°以外正確に発散状態を捕えることは出来なかつた。迎角+6°の記録と

縦横比 $H/B \approx 0.18$ であることから迎角が正の場合は少なくとも失速フラッターによる発散を生ずるものと考えられる。なお図-4の $V=5$ m/sec で一旦振幅が減少している。この現象は吊橋の曲げ限定振動において、モードが変化するとき振幅が零に近づく現象と類似しているものとする。

Case-2 においては、Case-1 と特に異つた現象はなかつた。

ただ、曲げの限定振動の始まりが 1 m/sec 前後から始まつたこと、また、不規則振動の卓越振動現象が Case-1 より激しく、ねじれ振動の発振まで増速出来なかつたことが注目された。

(c) 周波数分析：以上述べたように、低風速では、振動が明確に現われず、高風速では、不規則振動で構造全体の風による動的特性が明確でないで、風速 4 m/sec, 6 m/sec および 8 m/sec の近傍で自己相関とパワースペクトルの計算を行なつた。図-5の自己相関から考察すると一定の振動波形の中に他の波形が合成されているのではなく、ランダムに各種波形が合成されていることを明らかにしている。図-6のパワースペクトルからは

各風速とも固有振動数が卓越していることが、明確になった。パワースペクトルの対称1次振動より低いピークは、一つには波長の長いうねりの現象と考えられるが、これは風による静的揚力の影響から振動の中心位置が常に変化している状態にあることが大きな原因と考えられる。図-6(b)において、 $V=4.05\text{ m/sec}$ では対称1.2次が卓越し、 $V=6.03\text{ m/sec}$ では対称1.2.3次と逆対称1.2次が卓越し、 $V=8.35\text{ m/sec}$ では対称1次と逆対称1次が卓越している。このように高風速において、低次振動が卓越することは、低次モードのフラッター現象に移ろうとすることを示すと考える。

4 まとめ

今回の実験においては、桁が箱桁断面であり、吊橋においては低風速で後流渦による曲げの限定振動がはつきり確認出来ると思われる構造であるのに、振動数以外余り明らかな記録が出なかつた。ここで以前行なつた荒川大橋の風洞実験記録について述べると、この記録には曲げの限定振動が対称1次から順次逆対2次まで現われている。

本実験では、これに反して明確な渦励振が

見られなかつたのは、けた断面が純粋な箱形断面でないために後流の乱れがかなり大きいことが一つの原因と思われる。また、斜張橋は吊材が連続する膜状部材とみなしうる吊橋構造とは異なり、高次の不静定構造の特性が顕著な discrete な構造であるので、ケーブルの作用の相違などが、その挙動に敏感に反映するものと考えられる。すなわち、桁と塔とケーブルの連成状態により、動的特性が微妙に変化すると考えられる。この桁と塔とケーブルの連成が動的に有利になるよう計画することが、長大斜張橋架橋の重要な要素であると思われる。

今後の実験において、斜張橋の風に対する動特性を上記の点を中心に検討したいと考えている。

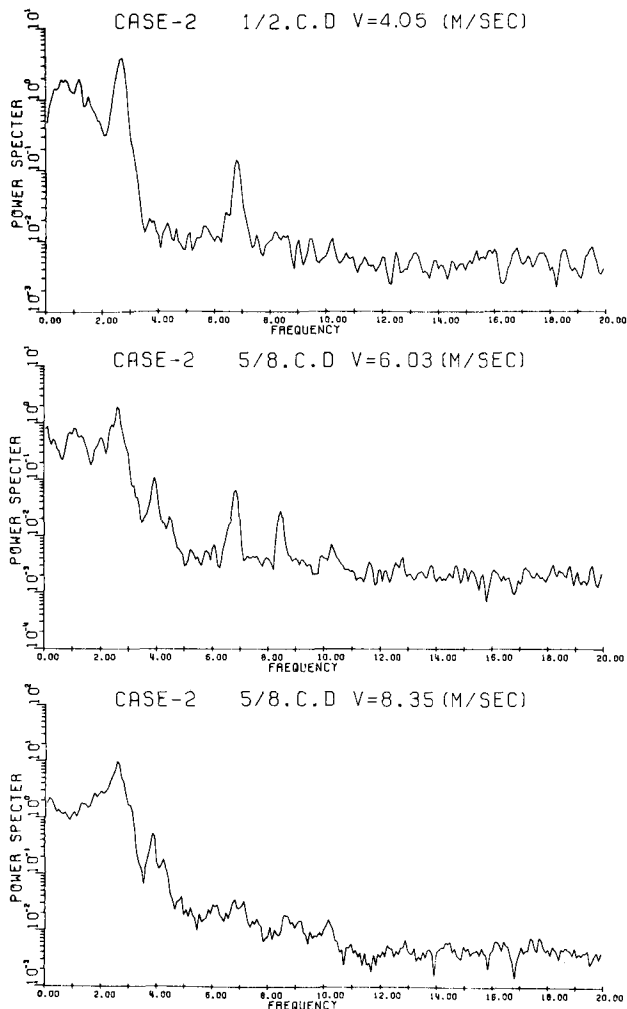


Fig. 6(b) パワースペクトル