

吊橋の耐風性に関する風洞実験とその考察*

ON THE RESULTS OF WIND TUNNEL TESTS FOR SUSPENSION BRIDGES

平井 敦**・岡内 功***・宮田 利雄****

By Atsushi Hirai, Isao Okauchi and Toshio Miyata

1. 緒 言

Tacoma Narrows 橋の落橋事故以来、吊橋に対する風の動的影響が新たに注目され、その問題に関して多くの研究が重ねられてきたことは周知のとおりである。中でも F.B. Farquharson¹⁾, G.S. Vincent²⁾, C. Scruton³⁾, A. Selberg⁴⁾らの実験的研究, F. Bleich⁵⁾, D.B. Steinman⁶⁾らの理論的検討が有名であり、また筆者らも 1942 年以来数回にわたって若干の実験および理論的考察の結果を発表してきた^{7),8),9)}。このような研究の成果が、New Tacoma 橋, Mackinac 橋, Forth 道路橋, Severn 橋, Tagus 橋あるいはわが国では若戸大橋など、それぞれ吊橋の技術史上画期的意義をもつ大吊橋の設計において広く反映されていることもよく知られているところである。

しかしながら、その半面、従来の諸研究の結論は必ずしも軌を一にするとはいいがたく、また、スパンの長大化、あるいは強風地域での建設など、吊橋の耐風設計に関しては今後ますます厳しい条件を要求される傾向が看取される。さらに、従来に例を見ない新しい形式の吊橋の計画もさかんに立てられていて、これらの事情から耐風設計方法の合理性や経済性を一層向上させるための研究の進展が要望されていることは強調されなければならないことである。

これらの点に関して、筆者らは、従来の研究の大多数が風による自励振動現象に主として着目しているのに対し、その視野をより広げて、強風下における吊橋の挙動を全般的に把握することが重要と考えるものである。また、吊橋の耐風性を検討する方法として、吊構造部の断面形状が複雑かつ多種多様であるので風洞実験によるのが現在なお最良の方法として考えられているが、上記のごとく吊橋の挙動を全般的に把握するためには、その挙

動が吊橋の構造と風の作用の三次元的要因によっても影響されると見られることから、精度さえ確保されれば全橋模型を用いた風洞実験によるのが最も望ましいと考えている。

以上のような見地において、筆者らは、ここ数年来、各種形式の吊橋全橋模型に対し、東大土木工学科所属風洞および石川島播磨重工業技術研究所所属風洞を利用して風洞実験を実施してきた⁹⁾。これらの実験の結果、吊橋の耐風性を支配する現象として、横たわみ、横座屈および自励振動の3つの現象があげられることを見出したが、もともと、横たわみ現象については Moisseiff の理論¹⁰⁾が、横座屈現象については筆者の一人平井の理論⁷⁾が、また自励振動現象については Bleich の理論⁵⁾がそれぞれ基礎的理論として提示されている。したがって、これら各理論によって実験結果を数値的に検討し、あわせて吊構造部の断面形状や剛性、振動特性などの諸因子が上記3現象におよぼす影響を考察した。

現在、なお多くの未解決の問題点を残しているのであるが、一応吊橋の耐風性に関して基本的資料がまとまった段階であるので、これまでに得られた実験結果とその考察結果を要約して本論文に述べることにする。

2. 風洞実験方法

(1) 風 洞

実験に使用した風洞は、東大土木工学科に所属する風洞および石川島播磨重工業技術研究所に所属する風洞であって、それぞれの風洞内部の模様を写真-1および2に示す。これらの風洞はいずれも吊橋など長尺構造物の試験用として新設されたものであって、つぎのような性能を有している。

東大土木風洞

風洞形式：還流式 (Göttingen 型)

吹出口：扁平長方形 (16m×1.9m)

風速：最大 17m/sec, オイルモーターの回転量により調節

風向：水平から ±10°, 吹出口に設けられたデフレクターの回転により調節

動力：風量 120m³/sec の送風機 4台を 75kW のオイルモーター 4台で駆動

石川島播磨技研風洞

* 本論文は、筆者らによって発表された "On the Behaviour of Suspension Bridges under Wind Action" Proc. of International Symposium on Suspension Bridges at Lisbon, Nov. 1966. の内容に説明を補足したものである。

** 正会員 工博 東京大学教授 工学部土木教室

*** 正会員 中央大学助教授 理工学部土木教室

**** 正会員 工修 東京大学助手 工学部土木教室

写真-1 東大土木風洞内部

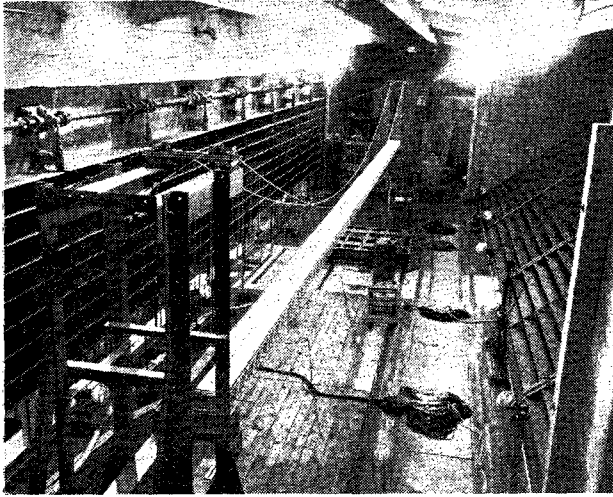
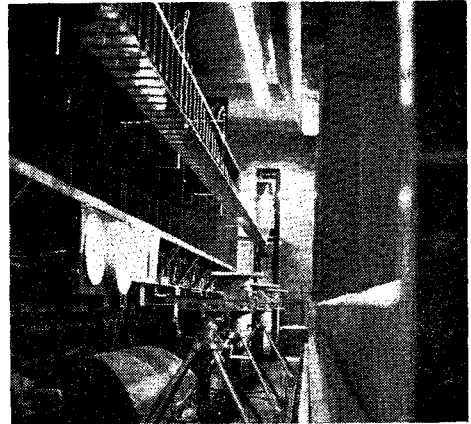


写真-2 石川島播磨重工業技研風洞内部



風洞形式：還流式（Göttingen 型）
 吹出口：扁平長方形（8m×1.2m）
 風速：最大13m/sec、送風機前方におかれた電動ダンパーの開閉により調節
 風向：水平から ±10°、吹出口部全体の回転により調節
 動力：風量 145 m³/sec の送風機 3 台を 30 kW 3 相誘導電動機 3 台で駆動

に関して特別な考慮は払われていない。しかし、A および A' 型はトラス、B 型はプレート ガーダーを補剛桁とする吊橋を空気力学的特性において代表する模型と考えており、一方C型は理想平板に近いものである。な

(2) 実験模型と相似性

実験された吊橋模型は、平板あるいはH型のように単純な断面形をもつ模型や、形状、剛性とも実橋にできる限り忠実に相似させた模型など多種類にわたっているが、このうち代表的な模型の補剛桁断面形や基本寸法を 図-1 に示す。各模型のスパンは吹出口の長さに合わせて 8m あるいは 16m とし、また単径間形式をとらせている。その後、側径間を有する場合の影響などについても検討を進めているが、ここではふれない。

図-1 模型の基本寸法

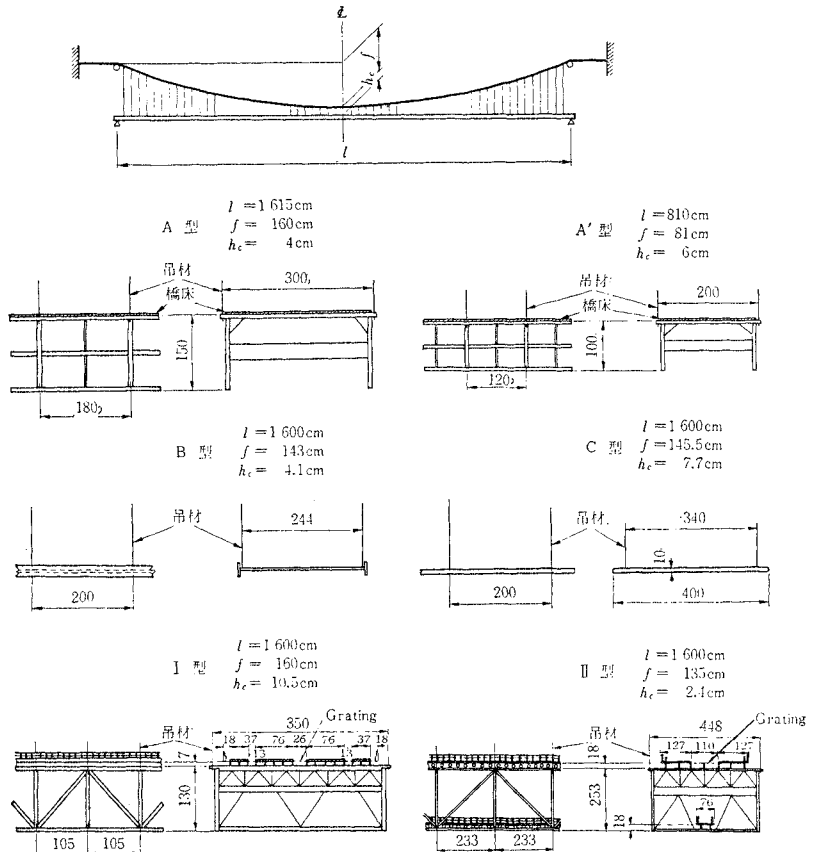


図-1 に示した模型において、A, A', B および C 型模型は、風の作用のもと吊橋に生ずる現象を基本的に検討する目的に基づいて作られたものであって、実橋との相似性

単位：特記のほかは mm

写真-3 A 型 模型

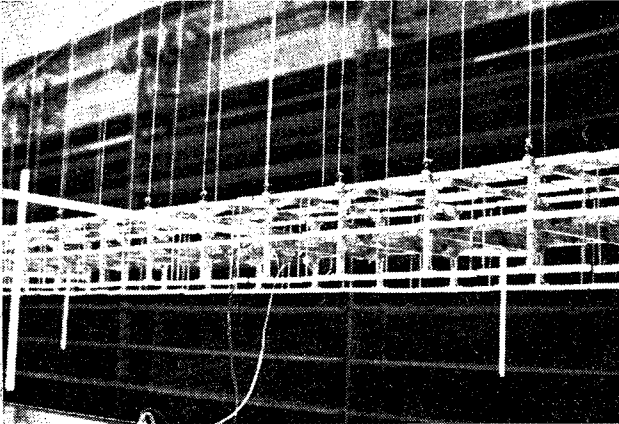
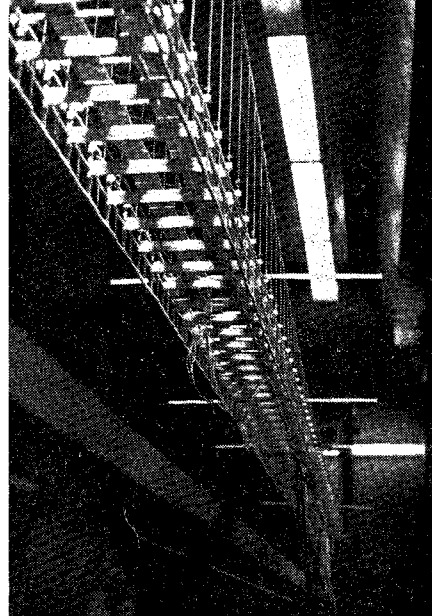


写真-4 A' 型 模型



お、A と A' 型模型は、断面形が 1.5:1 の寸法比で相似しており、また吊橋の耐風性に重要な関係をもつ諸要素、すなわち、補剛桁や橋床の形状、重量、さらに曲げ剛性やねじれ剛性を容易に変更し得るような構造としている。写真-3~6 にこれら A, A', B, C 型模型を示す。

これに対して、I 型（道路橋）およびII型（道路・鉄道併用橋）の方は、実橋を相似する模型の代表的なものであって、本州四国連絡橋設計試案の一例を相似するものである。したがって、形状や重量、剛性などに関して空気力学的に要求される相似条件をできるだけ満足するよう製作されている。写真-7 および 8 はI型とII型模型を示す。

吊橋全橋模型の風洞実験における相似則としては、断面形状の相似のほかに、次元解析により表-1 に示した 5 つの無次元パラメーターの一致が要求されるが^{11), 12)}、このうち粘性パラメーターすなわちレイノルズ数の条件は、I 型およびII型模型が角ばった断面をもつ部材で構成されているので無視している。表-1 の弾性パラメーターおよび重力パラメーターの条件から、風速 V や弾性係数 E に関しては、つぎの関係が得られる。ここで B は長さ、 n は縮尺率であり、添字 p は原型、 m は模型に対する値であることを意味する。

$$\frac{V_p}{V_m} = \sqrt{\frac{B_p}{B_m}} = \sqrt{n}, \quad \frac{E_p}{E_m} = \frac{B_p}{B_m} = n$$

.....(1)

このような相似条件により、原型値から模型に要求される値と、I 型およびII型模型の実際値を比較すると表-2 のような結果となっている。この表から、模型の諸元はおおむね所要値に近いところにあることが知られるが、曲げねじれ剛性

写真-5 B 型 模型

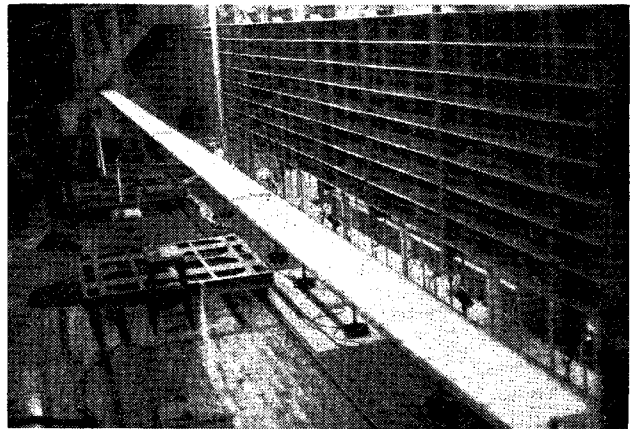


写真-6 C 型 模型

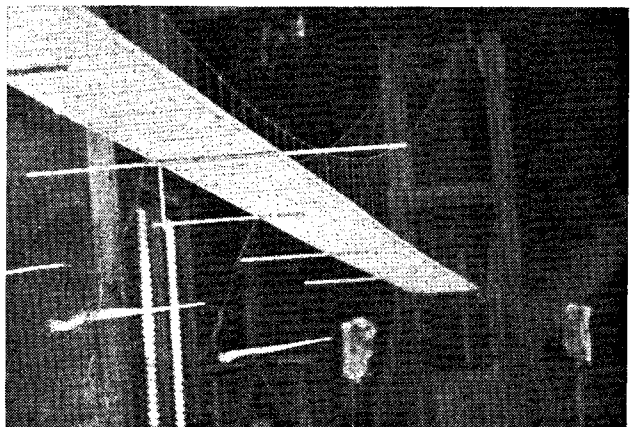


写真-7 I型模型

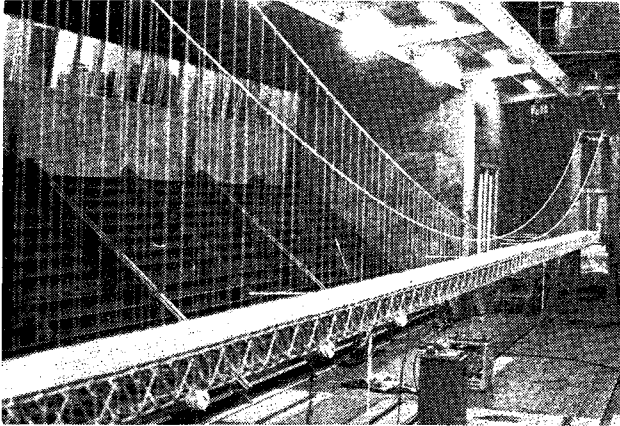
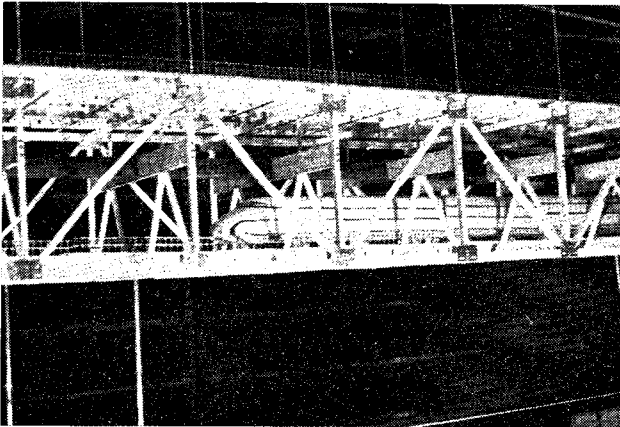


写真-8 II型模型



EC_w とケーブルの伸び剛性 $E_c A_c$ の値において大きな差異が見られる。これは、材料の入手と模型製作技術の面で困難な事情があったためであるが、両者のうち、 EC_w の方は、長大スパン吊橋の場合耐風性におよぼす影響が普通わずかであるので、現状でもほぼ許容されると考えられる。しかし、 $E_c A_c$ の方は固有振動数や振動形に対し、かなりの影響をもつことが知られ、その後の研究ではこれを改良している。

以上のように模型の諸元を所要値に合致せしめることは、模型製作上種々の苦心を要する点であるが、とくに形状を相似させつつ諸剛性を相似させることには困難がともなう。I型およびII型模型では、写真-8に示すように、所要の剛性値をもつところの補剛棒と称する特別の部材を設け、この部材に吊構造部の形状を相似する部材を外装として取り付けている。したがって、形状の面において、実橋には存在していない部材が模型に存在する難点をもつことになるのであるが、補剛棒が存在する模型と存在しない模型に対して静的空気力測定や部分模型による風洞実験を行なった結果、補剛棒の存在は抗力値を増大するほかにほとんど影響をもたないことが確かめられた。したがって、補剛棒が特別に大きなものとならない限り、全橋模型による風洞実験においてもその影響は小さいと考えている。

図-1の各模型に対しては、図示の場合のほか、吊構造部の形状、剛性さらに重量などを変化

表-1 原型と模型の間で一致すべき無次元パラメーター

無次元パラメーター	弾性パラメーター	慣性パラメーター	重力パラメーター (フルード数)	粘性パラメーター (レイノルズ数)	対数減衰率
表示式	$E/\rho V^2$	a/ρ	gB_l/V^2	$\rho VB/\mu$	δ
力学的意味	構造物の/空気の 弾性力/慣性力	構造物の/空気の 慣性力/慣性力	構造物の/空気の 重力/慣性力	空気の/空気の 慣性力/粘性力	散逸エネルギー/振動の全エネルギー

表-2 模型の相似性

相似条件		I 型			II 型			
		原型	模型		原型	模型		
			所要値	実際値		所要値	実際値	
縮尺率	$1/n$	1	1/94.4		1	1/53.6		
スパン	l (m)	1510	16.0	16.07	858	16.0	16.0	
ケーブル間隔	b (m)	33	0.35	0.35	24	0.446	0.448	
補剛桁高	h (m)	12	0.127	0.125	13	0.242	0.241	
死荷重	w (t/m/br.)	$1/n^2$	31.0	34.8×10^{-4}	33.26×10^{-4}	26.0	90.4×10^{-4}	82.5×10^{-4}
慣性モーメント	θ (t sec ² /br.)	$1/n^4$	5.266×10^2	6.64×10^{-6}	6.40×10^{-6}	2.387×10^2	28.87×10^{-6}	21.79×10^{-6}
ケーブル水平張力	H_w (t/cable)	$1/n^3$	2.945×10^4	3.504×10^{-2}	3.305×10^{-2}	1.709×10^4	11.09×10^{-2}	9.78×10^{-2}
鉛直曲げ剛性	EI (tm ² /br.)	$1/n^5$	1.274×10^8	1.71×10^{-2}	1.70×10^{-2}	2.743×10^8	6.186×10^{-1}	5.13×10^{-1}
横方向曲げ剛性	EI_h (tm ² /br.)	$1/n^5$	9.64×10^8	12.89×10^{-2}	9.88×10^{-2}	9.348×10^8	21.08×10^{-1}	21.0×10^{-1}
ねじれ剛性	GK (tm ² /br.)	$1/n^5$	5.217×10^7	6.97×10^{-3}	6.11×10^{-3}	2.842×10^7	64.09×10^{-2}	45.0×10^{-2}
曲げねじれ剛性	EC_w (tm ⁴ /br.)	$1/n^7$	2.03×10^{10}	3.04×10^{-4}	1.22×10^{-6}	1.996×10^{10}	1.565×10^{-2}	1.22×10^{-4}
ケーブル伸び剛性	$E_c A_c$ (t/br.)	$1/n^3$	9.032×10^6	1.075×10	1.825×10	8.037×10^6	5.21×10	2.47×10

した場合について実験を行ない、これら諸要素の影響を検討した。その変化の内容とこれらに対する記号を表-3に示す。表-3の各ケースにおける模型の諸元は、全橋模型と全く同形に別途製作された小型模型(全長約1m内外)に対する測定によって決定しているが、その一覧表を表-4に掲げる。なお、表-4には、各断面の空気力係数も与えてあるが、これらは写真-9のように部分模型に対する静的空気力の測定試験を行なって求めたものである。

表-4の数値の妥当性を検証するために、風洞測定部に完成された全橋模型に対しても、風洞実験に先立ち静的載荷試験や固有振動数の測定試験を実施したが、その結果の一例を図-2および表-5に示す。これらの図および表に示した計算値は、表-4の数値に基づき線形撓度理論により計算された値である。図-2

図-2 全橋模型に対する静的載荷試験結果の一例

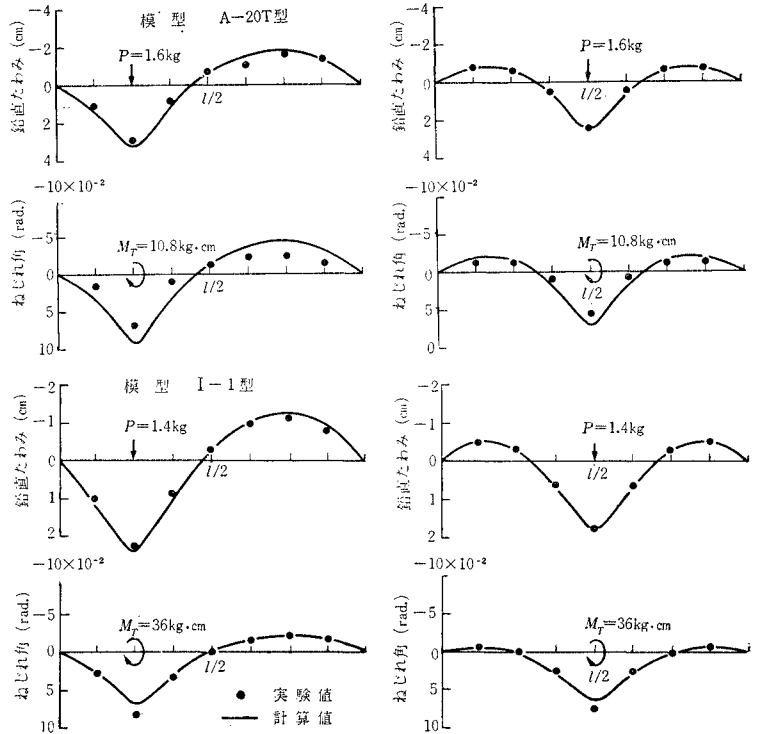
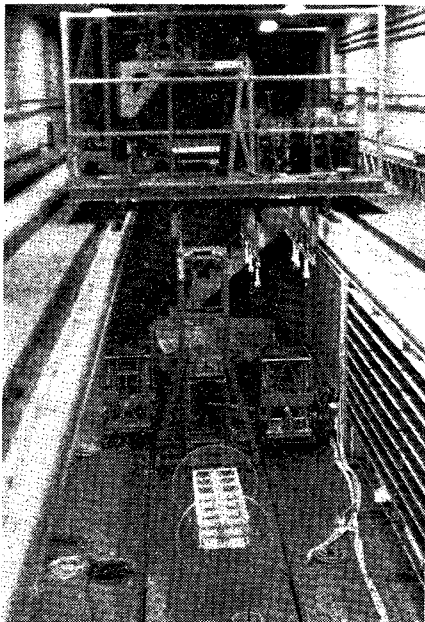


写真-9 静的空気力の測定



示した表-4の模型諸元に
に関する諸
数値はほ
ぼ妥当で
であると判
断される。ただし、A、
A' およ
びB型模
型のねじ
れ剛性の
値につい
ては、表
-4の値
が一般的
に小さ
さるよう
に見受け
られるが、これは補剛棒の構造に起因するものと考えられ、風洞実験値の検討にあたり注意する
必要が認められた。

(3) 測定対象と測定方法

風洞実験では、風を受けた時模型が示す挙動を風速と対応して観測したのであるが、したがって、測定対象と

表-3 各模型の記号と特徴

模型記号		特 徴		
模型原 型記号	断面記号	補 剛 桁	橋 床	剛 性 其 他
A 型	1 ST	トラス $\varphi^*=22\%$	閉 床	A-1型より EI , KG , EI_h を大幅に 減少したもの。
	1 SP**	" $\varphi=38\%$	"	
	1 OT	" $\varphi=22\%$	開 床	
	1 OP	" $\varphi=38\%$	"	
	2 ST	" $\varphi=22\%$	閉 床	
	2 SP	" $\varphi=38\%$	"	
	2 OT	" $\varphi=22\%$	開 床	
	2 OP	" $\varphi=38\%$	"	
A' 型	1 ST	トラス $\varphi^*=22\%$	閉 床	A'-1型より EI , KG , EI_h を大幅に 減少したもの。
	1 SP**	" $\varphi=38\%$	"	
	1 OT	" $\varphi=22\%$	開 床	
	1 OP	" $\varphi=38\%$	"	
	2 ST	" $\varphi=22\%$	閉 床	
	2 SP	" $\varphi=38\%$	"	
	2 OT	" $\varphi=22\%$	開 床	
	2 OP	" $\varphi=38\%$	"	
B 型	1	H 型 $h/b=0.1$	閉 床	
	2	" $h/b=0.2$	"	
C 型	1	平 板	閉 床	重量が C-1型より大
	2	"	"	
I 型	1	トラス $\varphi=33\%$	開 床	I-1型の地覆部分を 除去したもの。
	2	"	"	
	3	"	閉 床	
II 型	1	トラス $\varphi=43\%$	開 床	
	2	"	閉 床	

注：* φ はトラスの充実率を表わす。

** AおよびA'型模型においてPの記号をつけたケースは、トラス面に紙を貼り、それによって充実率を大きくしたものである。したがって、このケースはプレートガーター補剛桁に類似すると考えることもできる。

表-4 橋 型 諸

模 型 記 号		吊 橋 全 体				補 剛			
模型原型	断面記号	死 荷 重 $w \times 10^3$ kg/cm/ca.	慣性モーメント $\Theta \times 10^3$ kg sec ² /br.	換算曲げ剛性 $EJ \times 10^{-4}$ kg cm ² /br.	換算ねじれ剛性 $GK \times 10^{-3}$ kg cm ² /br.	重 量 $w_s \times 10^3$ kg/cm/ca.	曲 げ 剛 性 $EI \times 10^{-4}$ kg cm ² /br.	ね じ れ 剛 性 $GK \times 10^{-3}$ kg cm ² /br.	
A 型	1 ST	19.71	5.49	540.6	25.82	15.94	10.04	7.6	
	1 SP	19.77	5.51	542.4	25.88	16.00	10.04	7.6	
	1 OT	19.07	5.28	523.5	25.24	15.30	10.04	7.6	
	1 OP	19.13	5.30	525.2	25.30	15.36	10.04	7.6	
	2 ST	14.91	4.72	403.5	16.27	11.14	1.57	2.58	
	2 SP	14.97	4.74	405.2	16.33	11.20	1.57	2.58	
	2 OT	14.27	4.46	385.0	15.64	10.50	1.57	2.58	
	2 OP	14.33	4.51	386.7	15.70	10.56	1.57	2.58	
A' 型	1 ST	8.67	1.25	31.25	2.69	6.58	2.065	0.90	
	1 SP	8.69	1.26	31.32	2.69	6.60	2.065	0.90	
	1 OT	8.20	1.20	29.66	2.59	6.11	2.065	0.90	
	1 OP	8.23	1.21	29.76	2.60	6.14	2.065	0.90	
	2 ST	7.95	1.15	27.05	2.03	5.86	0.294	0.42	
	2 SP	7.99	1.16	27.18	2.04	5.90	0.294	0.42	
	2 OT	7.49	1.10	25.49	1.94	5.40	0.294	0.42	
	2 OP	7.52	1.11	25.59	1.94	5.43	0.294	0.42	
B 型	1	8.28	1.86	260.6	27.59	8.18	19.8	21.6	
	2	8.98	2.05	280.5	28.05	8.88	19.8	21.6	
C 型	1	9.15	4.19	282.4	61.6	8.80	16.6	49.1	
	2	10.14	4.40	311.2	62.8	9.80	16.6	49.1	
I 型	1	16.63	6.40	449.4	81.35	10.12	17.0	61.1	
	2	16.45	6.32	441.8	80.99	10.00	17.0	61.1	
	3	16.63	6.40	449.4	81.35	10.18	17.0	61.1	
II 型	1	41.24	21.79	1780	548.3	28.84	513.0	450.0	
	2	41.24	21.79	1780	548.3	28.84	513.0	450.0	

表-5 (a) 各模型の固有振動数 (c/s)

模 型 記 号		1次逆対称振動形				1次対称振動形			
模型	断面	曲 げ 振 動		ね じ れ 振 動		曲 げ 振 動		ね じ れ 振 動	
原型	記号	実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値
A 型	1 ST	0.99	0.88	1.87	1.34	1.31	1.27	2.29	1.91
	1 SP	0.99	0.88	1.85	1.34	1.31	1.27	2.27	1.91
	1 OT	0.94	0.88	1.88	1.35	1.32	1.27	2.28	1.93
	1 OP	1.00	0.88	1.88	1.35	1.32	1.28	2.30	1.93
	2 ST	0.94	0.88	1.57	1.14	1.26	1.25	1.92	1.63
	2 SP	0.95	0.88	1.57	1.14	1.27	1.25	1.91	1.62
	2 OT	0.97	0.88	1.57	1.15	1.30	1.25	1.92	1.64
	2 OP	0.99	0.88	1.57	1.15	1.27	1.25	1.92	1.64
A' 型	1 ST	1.36	1.27	2.39	1.81	1.92	1.89	3.00	2.60
	1 SP	1.37	1.27	2.38	1.81	1.92	1.89	3.05	2.58
	1 OT	1.38	1.27	2.53	1.81	1.95	1.89	3.23	2.62
	1 OP	1.37	1.27	2.50	1.81	1.93	1.89	3.39	2.62
	2 ST	1.30	1.24	2.18	1.64	1.80	1.78	2.44	2.34
	2 SP	1.32	1.24	2.17	1.64	1.81	1.78	2.53	2.33
	2 OT	1.33	1.24	2.17	1.64	1.82	1.79	2.53	2.35
	2 OP	1.32	1.24	2.17	1.64	1.82	1.79	2.53	2.35
B 型	1	1.07	0.96	2.78	2.41	1.46	1.42	3.39	3.03
	2	1.08	1.00	2.62	2.32	1.45	1.41	3.17	2.90
C 型	1	1.01	0.94	2.77	2.33	1.41	1.38	3.82	3.30
	2	1.01	0.93	2.71	2.29	1.41	1.37	3.74	3.23
I 型	1	0.93	0.89	2.19	2.22	1.31	1.27	2.60	2.65
	2	0.93	0.88	2.13	2.23	1.31	1.27	2.56	2.67
	3	0.93	0.89	2.13	2.22	1.29	1.27	—	2.65
II 型	1	1.16	1.13	3.11	3.14	1.38	1.38	2.72	2.43
	2	1.18	1.13	3.11	3.14	1.38	1.38	2.72	2.43

表-5 (b) 各模型の自由振動 (無風時) の対数減衰率

模 型 記 号		1次逆対称振動形		1次対称振動形	
模型原型	断面記号	曲 げ 振 動	ね じ れ 振 動	曲 げ 振 動	ね じ れ 振 動
A 型	1 ST	0.045	0.069	0.026	0.059
	1 SP	0.051	0.083	0.031	0.071
	1 OT	0.039	0.068	0.013	0.072
	1 OP	0.038	0.021	0.013	0.068
	2 ST	0.043	0.049	0.037	0.039
	2 SP	0.051	0.045	0.037	0.037
	2 OT	0.027	0.045	0.016	0.036
	2 OP	0.027	0.049	0.018	0.038
A' 型	1 ST	0.072	0.055	0.061	0.044
	1 SP	0.079	0.047	0.045	0.091
	1 OT	0.049	0.047	0.050	0.049
	1 OP	0.055	0.059	0.055	0.047
	2 ST	0.047	0.042	0.059	0.049
	2 SP	0.044	0.066	0.053	0.038
	2 OT	0.042	0.032	0.088	0.018
	2 OP	0.047	0.023	0.045	0.025
B 型	1	0.050	0.075	0.060	0.054
	2	0.100	0.075	0.110	0.065
C 型	1	0.025	0.091	0.019	0.083
	2	0.020	0.088	0.019	0.075
I 型	1	0.057	0.058	0.052	0.027
	2	0.068	0.073	0.066	0.036
	3	0.055	0.062	0.047	—
II 型	1	0.025	0.050	0.045	0.035
	2	0.025	0.064	0.050	0.035

元 一 覧

桁		ケ ー ブ ル			空 気 力 係 数		
曲げおじれ剛性 $EC_{10} \times 10^{-4}$ kg cm ² /br.	横方向曲げ剛性 $EI_h \times 10^{-4}$ kg cm ² /br.	重 量 $w_c \times 10^3$ kg/cm.ca.	ケーブル水平張力 H_w kg/ca.	伸び剛性 $E_c A_c \times 10^{-4}$ kg/ca.	抗力係数 C_d	揚力勾配 S	横座屈に関する定数 μ
1004.0	53.6	3.77	40.16	6.7	0.361	4.0	2.13
1004.0	53.6	3.77	40.29	6.7	0.435	3.5	1.86
1004.0	53.6	3.77	38.86	6.7	0.395	1.1	1.46
1004.0	53.6	3.77	38.99	6.7	0.465	0.1	1.16
7.95	1.49	3.77	30.42	6.7	0.326	3.9	2.17
7.95	1.49	3.77	30.55	6.7	0.422	2.5	1.73
7.95	1.49	3.77	29.02	6.7	0.357	0.9	1.42
7.95	1.49	3.77	29.15	6.7	0.465	0.0	1.13
51.63	6.87	2.09	8.78	1.825	0.361	4.0	2.13
51.63	6.87	2.09	8.80	1.825	0.435	3.5	1.86
51.63	6.87	2.09	8.30	1.825	0.395	1.1	1.46
51.63	6.87	2.09	8.33	1.825	0.465	0.1	1.16
0.66	0.323	2.09	8.05	1.825	0.326	3.9	2.17
0.66	0.323	2.09	8.09	1.825	0.422	2.5	1.73
0.66	0.323	2.09	7.58	1.825	0.357	0.9	1.42
0.66	0.323	2.09	7.61	1.825	0.465	0.0	1.13
2996.0	280.0	0.10	18.57	1.825	0.250	5.0	2.65
2996.0	280.0	0.10	20.10	1.825	0.430	1.2	1.43
5240.0	515.0	0.344	20.12	6.7	0.05	5.7	1.62
5240.0	515.0	0.344	22.30	6.7	0.05	5.7	1.62
12.2	0.99	6.45	33.05	1.825	0.294	1.5	1.16
12.2	0.99	6.45	32.47	1.825	0.280	1.2	1.16
12.2	0.99	6.45	33.05	1.825	0.260	3.1	1.15
1220.0	21.0	12.40	97.75	2.47	0.453	0.9	1.36
1220.0	21.0	12.40	97.75	2.47	0.429	1.6	1.53

しては模型の振動と風速が主なものである。

模型の振動の測定には、電気抵抗線ひずみ計または可

写真-10 小型加速度計

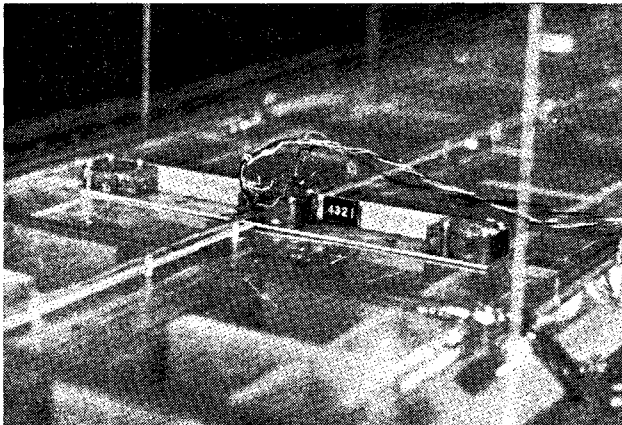
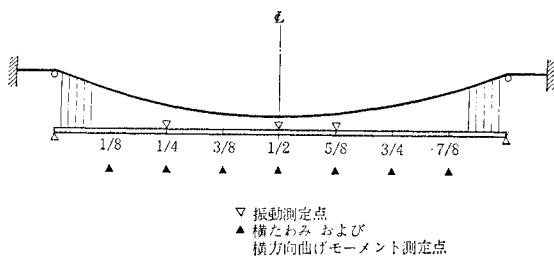


図-3 測定点



変インダクタンスを利用した小型加速度計を使用した。

写真-10 にその写真を示すが、この加速度計の出力を2回積分回路に入れて変位に変換し、これをペン書オシログラフに記録した。振動測定点は、図-3 に示すようにスパンの 1/4, 1/2 および 5/8 点におき、これら各点の曲げとねじれ振動を測定している。

振動のほかに、スパン8等分点における補剛桁の横たわみおよび横方向曲げモーメントを測定した。横たわみは、補剛棒に取り付けた標尺の横方向移動量を読みとって求め、横方向曲げモーメントは補剛棒に貼付した電気抵抗線ひずみ計により測定している。なお、これらの測定にさいし模型が振動している場合には平均値を記録した。

風速測定はピトー静圧管によったが、必要に応じて熱線風速計も利用した。

(4) 実験の進め方と実験資料の整理

風洞実験は、とくに異常な現象が見られる場合を除いて、最低約 1 m/sec から 0.5~1.0 m/sec の間隔で順次風速を上昇し、その各風速において前項に述べたそれぞれの測定を実施するといった経過によって進めた。風の作用方向、すなわち模型の迎角についても、模型の挙動を堪察しつつ適宜変化させて上述の一連の測定をくり返した。各模型に対しては、表-6 に示すような迎角変化

表-6 各模型に対して与えた迎角変化

模型記号		迎角 (度)
模型原型	断面記号	
A 型	1 ST	8, 5, 3, 0, -3, -8
	1 SP	8, 5, 0, -1, -3, -8
	1 OT	8, 0, -8
	1 OP	8, 0, -8
	2 ST	8, 2, 0, -2, -5, -8
	2 SP	8, 5, 0, -5, -8
	2 OT	8, 0, -8
	2 OP	8, 3, 0, -8
A' 型	1 ST	5, 0, -5
	1 SP	5, 0, -5
	1 OT	3, 0, -3
	1 OP	5, 0, -5
	2 ST	6, 3, 0, -3, -6
	2 SP	5, 0, -5
	2 OT	5, 0, -5
	2 OP	5, 0, -5
B 型	1	10, 0, -9
	2	10, 0, -9
C 型	1	8, 5, 4, 3, 1, 2, 0, -1, -2, -5, -8
	2	8, 5, 3, 2, 1, 0, -1, -3, -5, -8
I 型	1	10, 5, 4, 3, 2, 1, 0, -1, -2, -3, -5, -9
	2	10, 5, 2, 0, -5, -9
	3	10, 5, 4, 3, 2, 0, -3, -5, -9
II 型	1	10, 0, -9
	2	10, 8, 5, 0, -9

を結局与えている。したがって、表-6 の一つの断面の一つの迎角に対する実験が、実験の1ケースを形成するわけである。

上の一つの実験ケースで求められた各種測定資料は、普通の場合、後掲の図-4 に示すような形にまとめられた。すなわち、スパン1/2点および1/4点で測定された曲げとねじれ振動の振動数と振幅、ならびに1/2点の横たわみ量をそれぞれ風速の変化に応じてプロットしたのである。こうして、資料の整理を1/2点および1/4点の測定値に一応限定したのは、次節以下に述べる吊橋の耐風性を支配する現象がこれらの資料によっておおむね説明できるからである。もちろん必要のある場合には他の測定点における資料が参照されたことはいまでもない。なお、振幅および振動数の測定値としては、1/2点においては1次対称振動形、1/4点においては1次逆対称形に属すると推定される値を取り出しプロットしている。これは、より高次の振動形の振動が顕著に発達した例がほとんどなかったためである。

3. 風洞実験結果の総括

風を受けた時、模型が示した挙動を総括すれば、つぎのようである。

(1) 低風速域では、主として微小で不規則な曲げ振動をともないつつ、わずかながら横方向にたわむ。

(2) 風速を上昇させると、不規則振動の振幅と横た

わみ量がしだいに増加するが、さらに風速が高くなると、終局的にはつぎの3つの状態のいずれかに到達して、吊橋の破壊の現象がもたらされる。

- 横たわみが過大となる。
- 急激に大きな鉛直曲げとねじれの変形が連成して生ずる。すなわち、横座屈現象が発生する。
- 自励的振動が生じ、その振動が発達して振幅が著しく大きくなる。

このような実験結果から、吊橋の耐風性は、横たわみ現象、横座屈現象、および自励振動現象の3現象に対する抵抗力によって決定されることを認めるに至ったが、表-3 に示した各模型において耐風性を支配した現象の

表-7 各実験ケースにおける極限現象とその発生風速

模型記号	迎角	発生風速	現象	模型記号		迎角	発生風速	現象	
				模型原型	断面記号				模型原型
A 型	-8	8.5	L	A' 型	1 ST	-5	7.4	L	
		0	7.1~7.3*			L	0	6.7	L
		+8	4.7~5.0			FS	+5	7.0	L
	1 SP	-8	8.4		L	1 SP	-5	6.9	L
		0	4.0		FS		0	6.6	L
		+8	5.7		FS		+5	6.1	L
	1 OT	-8	10.0		L	1 OT	-3	8.5	L
		0	9.2~9.4		L		0	8.0	L
		+8	8.9		L		+3	8.1	L
	1 OP	-8	8.7		L	1 OP	-5	7.5	L
		0	9.1		L		0	7.9	L
		+8	8.5		L		+5	7.6	L
2 ST	-8	4.0	FS	2 ST	-6	5.0	FS		
	0	5.6~5.8	FC		0	6.1	FC		
	+8	3.7	FS		+6	4.2	FS		
2 SP	-8	4.3	FS	2 SP	-5	5.5	FS		
	0	2.3	FS		0	2.7	FS		
	+8	2.1	FS		+5	2.9	FS		
2 OT	-8	6.8	B	2 OT	-5	6.6	B		
	0	6.7	B		0	6.1	B		
	+8	6.8	B		+5	6.7	B		
2 OP	-8	6.9	B	2 OP	-5	7.0	B		
	0	6.8	B		0	6.1	B		
	+8	6.5	B		+5	5.6	B		
I 型	1	-9	7.0	B	B 型	1	-9	2.8	FS
		0	5.7	FS			0	2.9	FS
		+10	7.1	B			+10	2.8	FS
	2	-9	8.2	B		2	-9	2.6	FS
		0	8.0	B			0	2.2	FS
		+10	7.1	B			+10	2.4	FS
3	-9	8.3	FS	C 型	1	-8	5.3~5.6	FS	
	0	8.1	B			0	7.5~7.7	FC	
	+10	3.3	FS			+8	4.7~5.0	FS	
II 型	1	-9	12.9	B	2	-8	5.2	FS	
		0	12.8	B		0	7.2	FC	
		+10	12.0	B		+8	5.2	FS	
	2	-9	13.2	B		2	-8	5.2	FS
		0	13.2	B			0	7.2	FC
		+10	8.8	FS			+8	5.2	FS

* 7.1~7.3は風速を7.1m/sから7.3m/sへ上昇中に現象が発生したことを意味する。

種類と、その現象を発生した時の風速（横たわみ現象が支配した場合は限界が明瞭でないので実験最大風速とする）をまとめれば表-7 になる。ここで、記号BとLはそれぞれ横たわみ、または横座屈現象が耐風性を決定した場合を表わし、記号Fは自励振動の発生が耐風性を支配した場合を表わす。Fの後にCまたはSを付しているが、前者は後に述べる曲げねじれフラッター型振動を生じた場合、後者は失速フラッター型振動を生じた場合をそれぞれ意味する。

表-7 によって、最終的にどの現象が耐風性を支配するかという問題については、吊構造部の形状と剛性、固有振動特性、さらに迎角が主として関係すると認められるが、これらの点に関する考察結果を、以下各現象別に述べる。

4. 横たわみ現象

(1) 横たわみ現象に関する実験結果の概要

風速の増加とともに吊構造部が横方向にたわんでいく現象は、他の2つの現象が耐風性を支配した場合を含めてすべてのケースにおいて見られる現象である。しかし、写真-11 のように吊構造部の横たわみが著しく大きくなって、これ以上風速を上昇すると模型の破損するおそれがあり実験を打切ったケース、すなわち横たわみ現象が耐風性を支配したケースの特徴は、表-7 から明らかなように一般的に言って横方向曲げ剛性が小さく、しかも橋床が開床構造であることである。こうしたケースの実験記録の一例を示せば図-4 のようであって、この図から、風速の上昇に対して、振動数には曲げ、ねじれともほとんど変化がないこと、振幅はわずかながら増

写真-11 横たわみ現象

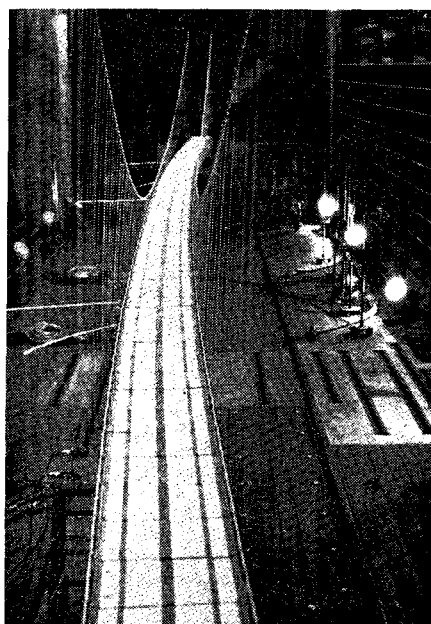
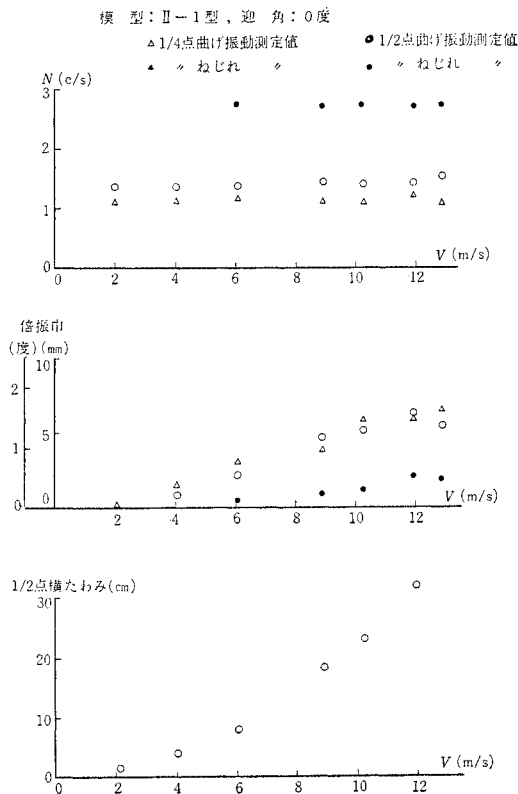


図-4 実験記録例：その1
(横たわみ現象が耐風性を支配したケース)



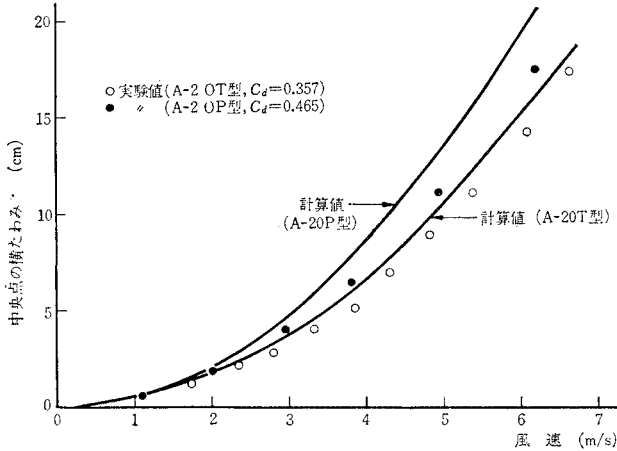
加する傾向を示すが量的には微小な範囲にとどまっていることなどが認められる。しかし、横たわみ量は風速の2乗にほぼ比例して増加し、その値は風速約 10 m/sec では1/2点で 20 cm 以上、すなわちスパン長の 1/80 以上にも達している。したがって、模型が強度に関しても相似させていれば、この状態ではほとんど極限的狀態にあったと推測され、横たわみ現象がこのケースの耐風性を決定したと考えられるものである。

(2) 数値的検討

横たわみ現象に関して、吊橋の場合他の形式の橋梁にくらべて異なるところは、ケーブルと補剛桁の横変位差だけ吊材が傾き、吊構造部に作用する抗力の一部が、その傾いた吊材を通じてケーブルに移りし塔頂に伝達されることである。すなわち、ケーブルが補剛桁とともに風荷重の伝達部材となり、風荷重に対して二次的ながら抵抗するということであって、その結果、補剛桁に作用する横方向曲げモーメント、あるいは補剛桁の横たわみ量は、補剛桁のみが風荷重を負担する場合にくらべ、とくにスパン中央点付近において著しく軽減される。

このような吊橋の風荷重による横たわみ現象については、Moisseiff が理論的解析の基礎を築き¹⁰⁾、その後、Ellis, Erzen, 伊藤らによってフーリエ級数あるいは差分方程式などを応用した解法が発表されていることは良

図-5 中央点横たわみ量と風速の関係



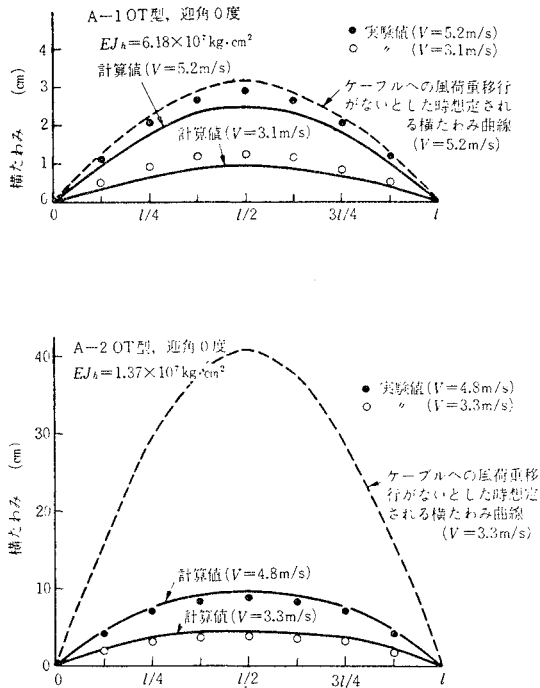
く知られている。これらの研究が基本とする微分方程式は、ケーブルおよび補剛桁の横変位をそれぞれ u, v , 作用する抗力を p_c, p_s , x 点における吊材長を $h(x)$ とすれば、

$$\left. \begin{aligned} -H_w \frac{d^2 u}{dx^2} - \frac{w_s}{h(x)} (v-u) &= p_c \\ EI_h \frac{d^2 v}{dx^2} + \frac{w_s}{h(x)} (v-u) &= p_s \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

であるが、式(2)から吊橋の横たわみ現象には抗力、補剛桁の横方向曲げ剛性や重量、ケーブルの水平張力などが関係することが知られる。そこで、風洞実験結果に関してこれらの因子の影響を考察すれば、図-5~図-7のような結果が得られる。

図-5 はスパン中央点の横たわみ量と風速の関係を示

図-6 横たわみ曲線



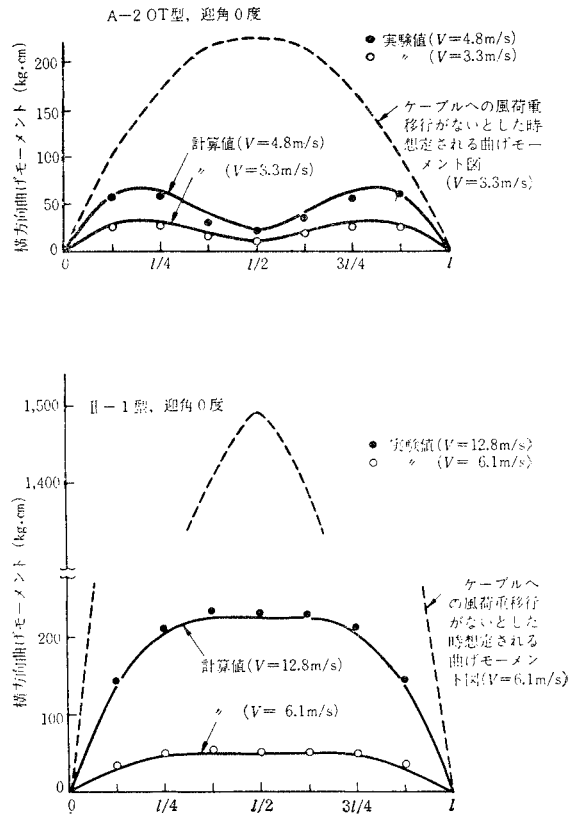
す実験結果であって、ここに抗力係数の異なる2つのケースの結果を併記してある。この図から、横たわみ量が風速の2乗にほぼ比例して増大すること、抗力係数の大きい場合の方が横たわみ量も大きいことなどが見出される。補剛桁単位長当りに作用する抗力 p_s は、空気密度を ρ とする時、

$$p_s = C_d \frac{\rho V^2}{2} b \dots\dots\dots (3)$$

として表わされるから、図-5 は横たわみ量が抗力 p_s に比例して増大することを意味する。

つぎに図-6 は横たわみ曲線に関する実験結果の例である。図-6 には、吊構造部に作用する抗力がケーブルに移行せず、そのまま補剛桁に働くとした時に想定される横たわみ曲線を記入しているが、この曲線を実験値と比較すれば、ケーブルへの風荷重の移行が明確に認められる。なお、図-6 には2つの模型の実験結果を並列させているが、これは吊橋の換算横方向曲げ剛性の影響を示すためである。先に述べたように、吊橋の横荷重に対する抵抗力にはケーブルの二次的抵抗力も考慮しなければならないが、この点に関して、伊藤・星野は¹³⁾、吊橋全体としての横方向曲げ剛性を、ケーブルの寄与を含めてはりの場合に換算し、次式のよ

図-7 補剛桁に作用する横方向曲げモーメント図



$$EJ_h \approx EI_h \left\{ 1 + \left(\frac{\nu_h}{n\pi} \right)^2 \right\} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $\nu_h = l\sqrt{2H_w/EI_h}$ である。図-6 に示した2つの実験結果を比較すれば、 EJ_h により横たわみ量についておおよその目安をつけ得ることがわかる。

さらに図-7は、補剛桁に作用する横方向曲げモーメント分布の実測結果であって、ここにも p_s を補剛桁のみで負担するとした時の曲げモーメント図を併記したが、横たわみ曲線の場合より一層中央点における軽減率の大きいことが知られる。

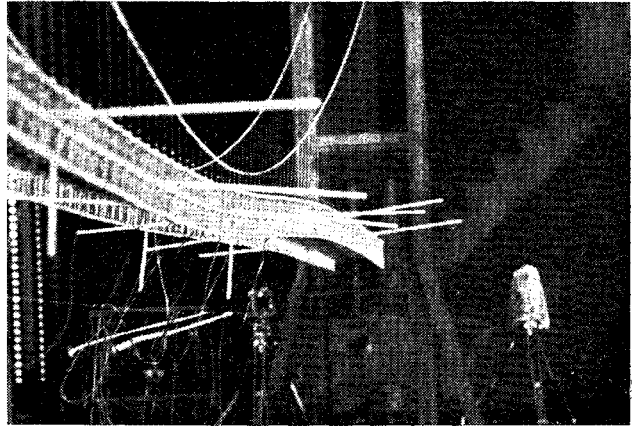
以上、横たわみ現象に着目して実験結果を考察した数例を示したが、図-5～図-7にはさらに、Moisseiffの弾性分配理論に関するEllisの解法¹⁴⁾によって計算した値を実線をもって記入している。また、表-8に、横たわみ現象により耐風性が決定された各ケースにおける中央点横たわみおよび1/4点曲げモーメントの実測値を、上の方法による計算値と比較して示す。これらの結果を見れば、場合により多少の差異は見られるものの、大体において実測値と計算値の一致度は良好と認められ、したがって、横たわみ現象に関してはMoisseiffの弾性分配理論が一応信頼するに足る結果を与えると考えられた。

表-8 中央点の横たわみ および 1/4 点の曲げモーメントに関する計算値と実験値の比較 (迎角 0度)

模 型 記 号	風 速 (m/s)	計 算 値	実 験 値	風 速 (m/s)	計 算 値	実 験 値	
1/2 点 横 た わ み (cm)	A-2 OT	3.3	4.6	4.0	4.8	9.7	9.0
	A-2 OP	3.0	4.8	3.8	5.0	13.1	11.2
	A'-2 OT	2.8	2.0	1.8	5.3	7.0	6.2
	A'-2 OP	2.8	2.4	2.0	5.5	9.0	8.2
	I-2	4.0	5.5	6.3	8.0	23.5	26.7
	I-3	4.1	5.5	6.5	8.1	22.3	25.5
	II-1	6.1	7.2	7.7	12.8	31.7	36.7
	II-2	6.0	6.7	7.7	13.2	32.2	38.0
1/4 点 曲 げ モー メ ン ト (10 ³ kg cm)	A-2 OT	3.3	0.29	0.22	4.8	0.63	0.54
	A-2 OP	3.0	0.32	0.21	5.0	0.87	0.70
	A'-2 OT	2.8	—	—	5.3	—	—
	A'-2 OP	2.8	—	—	5.5	—	—
	I-2	4.0	0.29	0.34	8.0	1.18	1.46
	II-3	4.1	0.28	0.34	8.1	1.09	1.34
	II-1	6.1	0.45	0.48	12.8	2.05	2.12
	II-2	6.0	0.46	0.50	13.2	2.30	2.08

しかしながら、もともと風が吊構造部におよぼす空気力には、抗力のほかに揚力と弾性中心回りの空力モーメントの成分が普通存在し、また補剛桁とケーブルが伸びの非常に小さい吊材によって結ばれているなどの理由によって、補剛桁が風を受けて横にたわむさいには、鉛直たわみやねじれ変形をともなっているはずである。風速が大きくなって横たわみ量が相当に増大した場合や、吊構造部の断面形状あるいは迎角に関連して揚力やモー

写真-12 横 座 屈 現 象



メントの成分が無視できないほど大きい場合などには、鉛直曲げならびにねじれの連成の影響を考慮して問題を扱う必要が生ずると考えられる。

5. 横座屈現象

(1) 横座屈現象に関する実験結果の概要

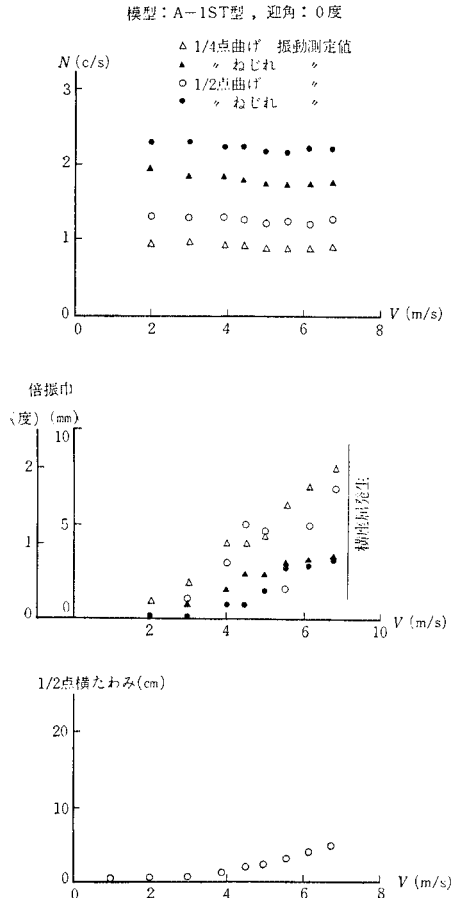
表-7 からわかるようになりかなりのケースにおいて、写真-12に見られるようなはりの横座屈と同様な現象の発生が実験的に確認された。すなわち、ある限界風速に至って、鉛直曲げとねじれ変形が急激に連成して生じて、吊構造部が破壊の危険に瀕する現象が観測されたのである。

表-7によれば、このような横座屈現象の発生が明確に認められたケースは、一般的に言って補剛桁のねじり剛性に比較して横方向曲げ剛性が大きく、また後述の自励振動の起こりにくい断面の場合であったといえる。このケースの実験記録については図-8にその一例を示すが、その特徴として、振動数、振幅とも前節の横たわみ現象が耐風性を支配した図-4のケースとほとんど変わらないが、横たわみ量の増大傾向において大きな違いのあることが認められる。そして、図-8のケースでは、7.3 m/sec の風速の時、急に鉛直曲げとねじれ変形が同時に生じて崩壊状態に陥ったわけであって、したがって、横座屈現象により耐風性が支配されたと見なされるのである。

(2) 数値的検討

吊橋補剛桁の風圧による横座屈現象は、補剛桁の剛度が同規模の他の橋梁形式の主桁と比較してかなり小さいために発生しやすくなると考えられる現象である。この現象については筆者の一人平井が、Tacoma Narrows橋の落橋直後の1942年に初めて発現の可能性を指摘した¹⁵⁾、その後、平井は吊橋の風による曲げとねじれの連成振動の安定条件を吟味し、その結果から逆対称一次座屈形に対応する限界風速 V_h を与える式をつぎのように導いた⁷⁾。

図-8 実験記録の例：その2
(横座屈現象が耐風性を支配したケース)



$$V_k^2 = \frac{4\pi\sqrt{128}\sqrt{EJ\cdot\overline{GK}}}{\mu C_d \rho b l^3} \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 EJ と \overline{GK} は吊橋全体をはりに置換した時、換算される曲げとねじれ剛性であって、

$$\left. \begin{aligned} EJ &= EI + \frac{l^2}{2\pi^2} H_w \\ \overline{GK} &= \frac{4\pi^2}{l^2} EC_w + GK + \frac{b^2}{2} H_w \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(6)$$

となる。また μ は揚力の影響を表わすと考えられる係数であって、次式により計算される。

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{\sqrt{128}}{4\pi^2} \left(1 + \frac{S}{C_d}\right)} \dots\dots\dots(7)$$

式(5)~(7)によって表-7のうち迎角0度の場合全部について V_k を計算し、これを風洞実験において観測された限界風速値と比較したのが表-9である。したがって、表-9には横座屈現象以外の現象によって耐風性が決定されたケースも含まれているが、そのケースの V_k の計算値と他の現象の発生風速を比較することにより互いの現象間の関連性をうかがうことができるであろう。

多くの場合、横座屈現象は風速を増加しつつある段階で発生し、したがって限界風速の実測値の精度はあまり

表-9 横座屈限界風速の計算値と実測値の比較 (迎角0度)

模型原形	断面記号	V_k (m/sec)		他現象発生風速 (m/s)
		計算値	実測値	
A 型	1 ST	6.6	7.1~7.3	—
	1 SP	6.5	—	4.0 FS
	1 OT	7.5	9.2~9.4	—
	1 OP	7.8	9.1	—
	2 ST	5.7	—	5.6~5.8 FC
	2 SP	5.6	—	2.3 FS
	2 OT	6.6	—	6.7 B
	2 OP	6.5	—	6.8 B
A' 型	1 ST	6.4	6.7	—
	1 SP	6.2	6.6	—
	1 OT	7.2	8.0	—
	1 OP	7.4	7.9	—
	2 ST	6.0	—	6.1 FC
	2 SP	5.9	—	2.7 FS
	2 OT	6.9	—	6.1 B
	2 OP	6.8	—	6.1 B
B 型	1	6.8	—	2.9 FS
	2	7.2	—	2.3 FS
C 型	1	20.4	—	7.5~7.7 FC
	2	21.1	—	7.2 FC
I 型	1	11.8	—	5.7 FS
	2	12.1	—	8.0 B
	3	12.6	—	8.1 B
II 型	1	17.7	—	12.8 B
	2	17.1	—	13.2 B

高くないのであるが、表-9によれば、計算値が大体において実測値に近い値を示すと認めてよいと思われる。しかし、全般的に実測値が計算値を若干上回る傾向が見られ、また一部の模型では計算値より高い風速で他の現象により耐風性が支配されたケースも見られた。元来空力モーメントの存在その他により限界風速の実測値は計算値より多少下回ると考えられるのであるが、それと逆の傾向が認められた理由としては、式(5)が前節に述べたケーブルへの風荷重移行の影響を無視していること、全橋模型のねじれ剛性が表-4に示した値より若干大きいと推測されることなどが考えられる。とくに前者については、図-6などからわかるように補剛桁に作用する横方向曲げモーメントが場合により著しく軽減されるので、その影響は大きい。なお、式(5)は逆対称一次座屈形を対象としているが、長大な側径間を有する場合などでは対称座屈形についての配慮も必要になると予想される。式(5)の適用に関するこれらの問題点に関しては、現在二、三の検討を進めており¹⁶⁾、別の機会にこれを示す予定である。

6. 自励振動現象

(1) 自励振動現象に関する実験結果の概要

ここに示す 図-9 (a), (b) および 図-10 (a), (b) あるいは前掲の 図-4 または 図-8 の実験記録例に見られるように、風が模型に作用すると低風速域から微小ながら振動を生じていることが、すべてのケースに共通し

て認められている。この種の振動の発生機構については詳細は明らかでないが、その振動が不規則であることから、風洞気流自体の小さな乱れあるいは模型から生ずる不規則な渦などの影響が強いと推測される。しかし、その振動は模型の安全をおびやかすまでに至らず、したがって実用的見地からはほとんど問題はないと考えられる。

これに対して 図-9 および 図-10 の実験記録に見られるように、模型の断面形や固有振動性状あるいは迎角と関連して相当多数のケースにおいて橋を崩壊に導くような大振動が自発的に発生している。こうしたケースは、表-7 を参照すれば、閉床でしかもねじれ剛性の小さい場合、または充腹桁あるいは充実率の大きいトラスなど補剛桁前縁で流れを阻止する面を大きく持つ断面の場合に多い。

図-9 および 図-10 はともに以上に述べた振動の典型的特性が見られたケースの実験記録であるが、図-9 (a) は平板、図-9 (b) は充実率の小さいトラスを補剛桁とする場合の記録である。これらの場合に注目されることは、自励振動を顕著にひき起こす風速よりやや低い風速から 1/4 点におけるねじれ振動数の低下と曲げ振動

数の増大が始まり、発振風速に至って両者がほぼ一致するとともにこの点の曲げとねじれ振動の振幅が急激に増大していることである。すなわち、この記録は 1/2 点を節点とする逆対称一次振動形で曲げとねじれの連成振動の発生したことを示しているものである。

一方、図-10 (a) は H 型、図-10 (b) は充実率の比較的大きいトラスを補剛桁とする場合の記録であるが、これらの場合と上に述べた 図-9 の場合と違うところは、振動数にほとんど変化がないこと、および 1/4 点のねじれ振動の振幅だけが発振風速に至ってとくに大きくなっていることである。すなわち、これらの記録は、逆対称一次のねじれ振動の発達により耐風性が決定されたことを示している。

以上の各ケースにおいて、発振風速時に得られた模型の振動記録を 図-11 (a), (b) および 図-12 (a), (b) に示すが、これらを見ても上述の振動特性をはっきり認めることができる。

つぎに 図-13 は、自励振動を生じた各ケースの発振風速と迎角の関係を示したもので、この図から知られる主な事からは、迎角によって発振風速がかなり変化していること、充腹桁あるいは充実率の大きいトラスを補剛

図-9 (a) 実験記録例：その 3
(曲げとねじれの連成振動が耐風性を支配したケース)

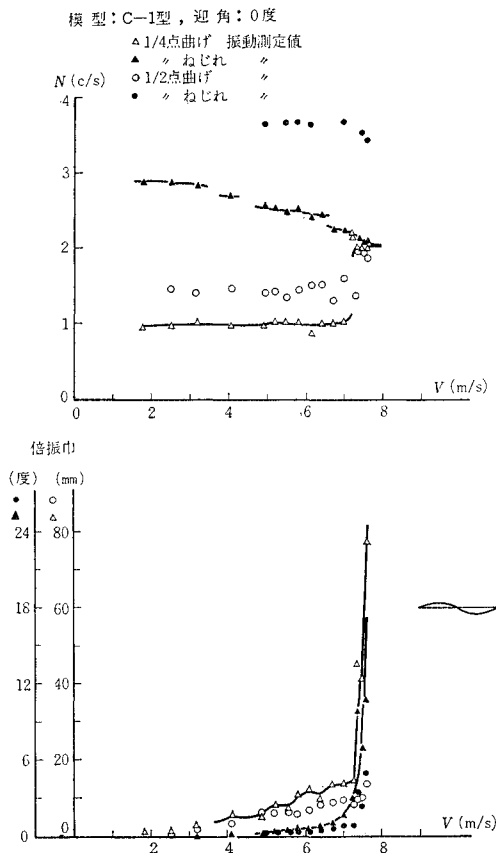


図-9 (b) 実験記録例：その 4
(曲げとねじれの連成振動が耐風性を支配したケース)

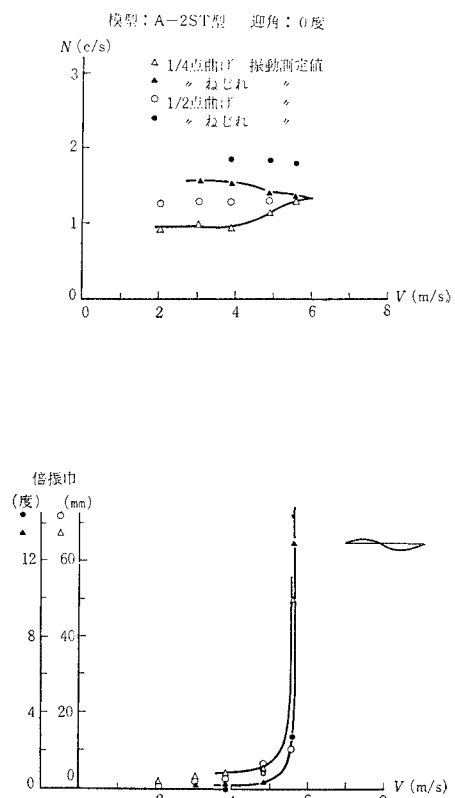


図-10 (a) 実験記録例: その 5
(ねじれ振動の発達が耐風性を支配したケース)

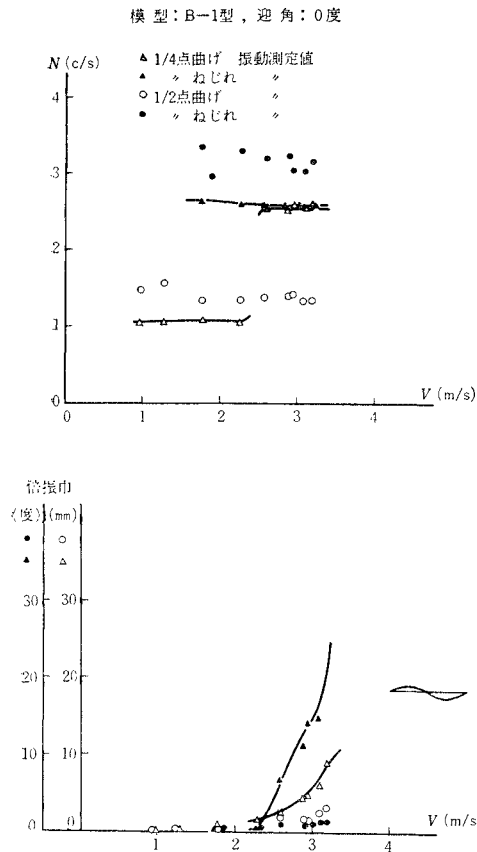


図-11 (a) オシログラフ記録例: その 1

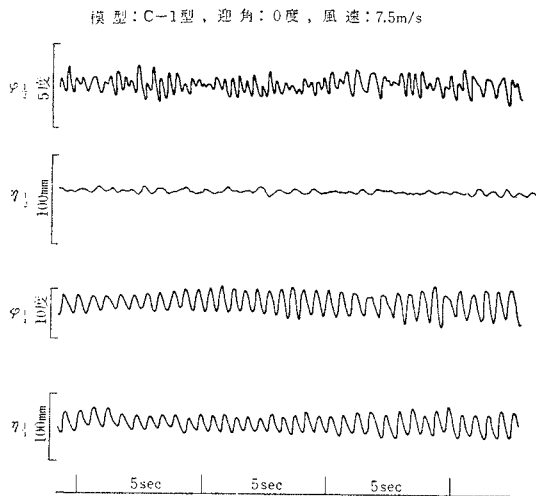


図-10 (b) 実験記録例: その 6
(ねじれ振動の発達が耐風性を支配したケース)

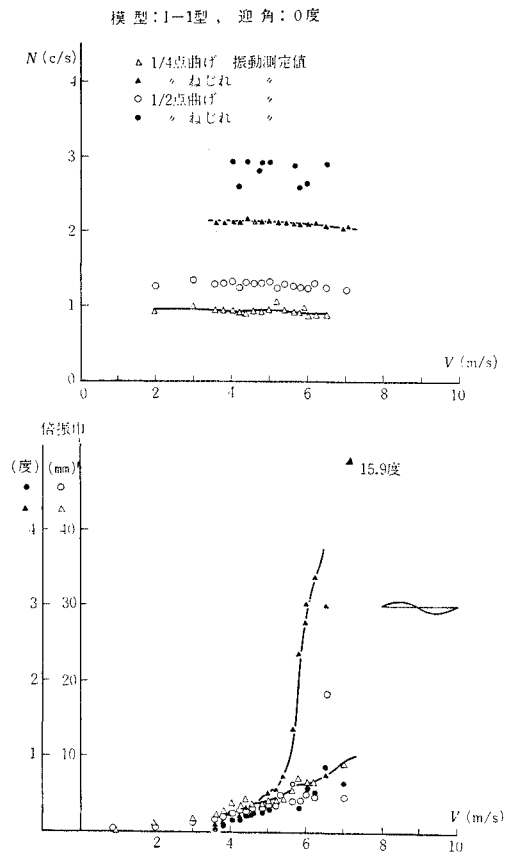
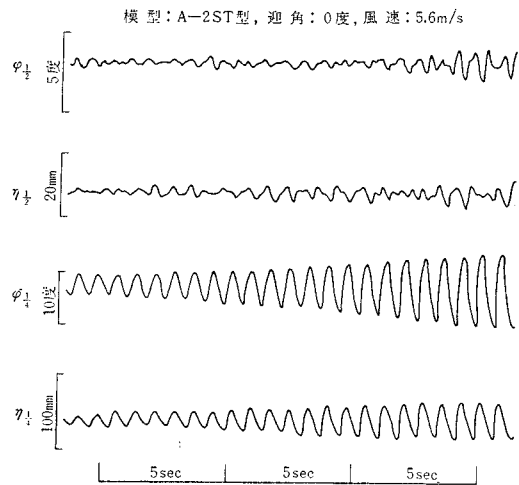


図-11 (b) オシログラフ記録例: その 2



桁とする場合の発振風速は、平板または充実率の小さいトラスを補剛桁とする場合の発振風速にくらべて全般的に低いこと、さらに、平板や充実率の小さいトラスを補剛桁とする場合も迎角が水平から離れると発振風速が相当に低下する傾向のあることなどである。

以上実例をもって、観測された自励振動の特性を示してきたが、これを総合的に示せばつぎのようである。

(i) 平板または充実率の小さいトラスを補剛桁とする模型が水平に近い風を受ける時生ずる振動は、曲げとねじれの連成振動であって、発生後急激に発達するきわ

図-12 (a) オッシログラフ記録例：その 3

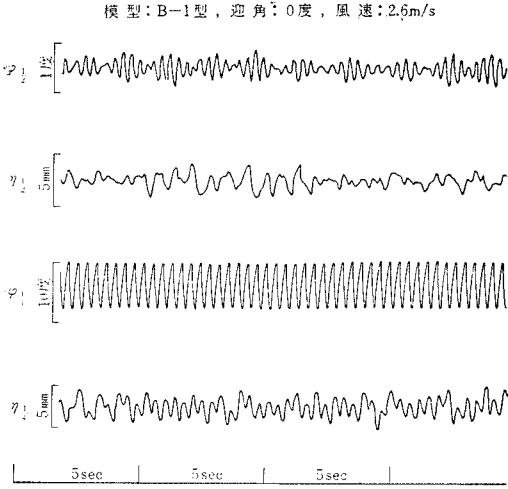
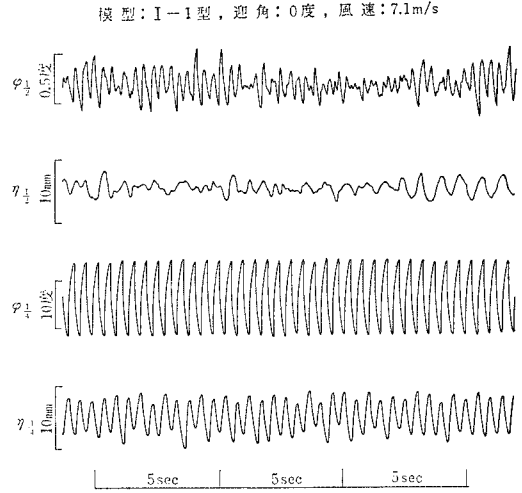
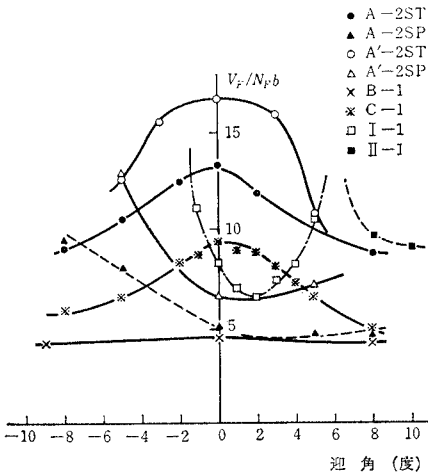


図-12 (b) オッシログラフ記録例：その 4



めて不安定な特徴を示す。さらにその発振風速と振動数は、後に述べる平板空気を適用して計算される値に比較的近い値である。

図-13 発振風速と迎角の関係



(ii) 充腹桁または充実率の大きいトラスを補剛桁とする場合、および平板または充実率の小さいトラスを補剛桁とする場合でも迎角が水平から離れた時に見られる振動は、ねじれのみ1自由度振動に近く、その振動数はねじれの固有振動数とほとんど変わらない値を示す。発振風速は平板空気を適用して計算される値よりかなり小さい値となっている。

筆者らは、かつて若戸大橋の耐風性を検討した風洞実験の報告⁹⁾において、振動性状の類似性および振動中の補剛桁に作用する動的空気力の推測値の傾向から判断して、風により吊橋に生ずる振動は、空気力の負減衰効果による自励振動の一種に属し、しかも航空機の翼の研究¹⁷⁾においてよく知られている曲げねじれフラッター型と失速フラッター型に分けられることを指摘した。これを上に示した振動特性と対照すれば、(i)の振動は曲げねじれフラッター型自励振動、(ii)の振動は失速フラッター型自励振動であると類推されるものである。

ところで、橋床にグレーティングを配置するなどして開床部を設けることにより、自励振動の発生もしくは発

達をかなりの程度抑制しうることが従来から知られているが、この事実は筆者らの行なった風洞実験結果からも明瞭に認めることができる。すなわち、表-7に示されているように、閉床の場合自励振動が発生した模型でも、これを開床とすると自励振動が発生せず他の現象により耐風性が支配されたケースが多く見られるからである。これは、開床構造にすると、自励振動の主因となる揚力や空力モーメントが著減するためと考えられるのであるが、ここで注意を要することは、開床化による抑制効果の度合には、I-1型模型の例に見られるように、補剛桁前縁における部材の形状や配置状態が大きく影響することであって、開床構造とすればそれだけで抑制効果が発揮されるとはいちがいにいうことができない。

(2) 数値的検討

Tacoma Narrows 橋の落橋原因となったねじれ振動が自励振動現象の一種として考えられたため、吊橋の風による自励振動についてはすでに多くの研究がなされているが、そのうちとくに知られているのが Bleich の研究⁹⁾である。Bleich は、Theodorsen が与えた平板に対する動的空気力¹⁸⁾をそのまま吊橋の運動方程式に適用して自励振動の発振風速を求めようとする方法を提示したが、この方法によって得られる値はいわゆる翼の曲げねじれフラッター速度に相当するものになるわけである。そこで、開床構造をもつすべてのケースに対して上述の Bleich の方法により発振風速 V_F と連成振動数 N_F を計算し、これを実験値と対比したのが表-10である。

表-10 によって前項に示した吊橋の自励振動の特性、すなわち、平板あるいは充実率の小さいトラスを補剛桁とする模型が水平に近い風を受ける場合に限って V_F と N_F の実験値が Bleich の方法による計算値に近い値を示していること、その他の場合には V_F の実験値が計算値を大幅に下まわり、 N_F の実験値はねじれの固有振動数とほとんど変わらず計算値をかなり上まわっている

表—10 自励振動の発振風速および振動数に関する計算値と実験値の比較

模型記号	固有振動数 (c/s)	計 算 値 (迎角 0度)					迎 角 (度)	実 験 値									
		逆 対 称 I 次 曲 げ	逆 対 称 I 次 ね じ れ	V_F (m/s)	N_F (c/s)	$V_F/N_F b$		V_F (m/s)	N_F (c/s)	$V_F/N_F b$	他現象発生 風速 (m/s)						
A 型	1 ST	0.99	1.87	6.21	1.58	13.1	0 +8	— 4.7~5.0	— 1.65	— 9.5~10.1	7.1~7.3 L —						
	1 SP	0.99	1.85	6.13	1.57	13.0	0 +8	4.0 5.7	1.85 1.85	7.2 10.3	— —						
	2 ST	0.94	1.57	4.26 (4.84)*	1.40 (1.30)	10.1 (12.4)	-8 0 +8	4.0 5.6~5.8* 3.7	1.50 1.32 1.45	8.9 14.1~14.6 8.5	— — —						
	2 SP	0.95	1.57	4.23 (4.83)	1.41 (1.30)	10.0 (12.4)	-8 0 +8	4.3 2.3 2.1	1.55 1.55 1.55	9.3 4.9 4.5	— — —						
A' 型	1 ST	1.36	2.39	(5.8)	(1.92)	(15.1)	0	—	—	—	6.4 L						
	1 SP	1.37	2.38	(5.8)	(1.92)	(15.1)	0	—	—	—	6.7 L						
	2 ST	1.30	2.18	(4.8)	(1.80)	(13.3)	-6 0 +6	5.0 6.1 4.2	1.95 1.80 1.90	12.8 16.9 11.0	— — —						
	2 SP	1.32	2.17	(4.9)	(1.79)	(13.7)	-5 0 +5	5.5 2.7 2.9	2.10 2.05 2.15	13.1 6.6 6.8	— — —						
B 型	1	1.07	2.78	6.6	1.86	14.2	-9 0 +10	2.8 2.9 2.8	2.70 2.60 2.65	4.2 4.5 4.2	— — —						
							2	1.08	2.62	6.7	1.77	15.1	-9 0 +10	2.6 2.2 2.4	2.55 2.55 2.50	4.1 3.5 3.8	— — —
													1	1.01	2.77	7.62	2.02
C 型	2	1.01	2.71	7.86	1.99	9.9	-8 0 +8	5.2 7.2 5.2	2.20 2.04 2.40	5.9 8.8 5.4	— — —						
							1	0.93	2.19	8.60	1.69	16.2	0 -9 +10	5.7 8.3 3.3	2.11 1.90 2.00	8.5 13.9 5.3	— — 8.1 B —
													1	1.16	3.11	15.66	2.06
II 型	2	1.18	3.11	15.46	2.06	20.1	-9 0 +10	— — 8.8	— — 2.60	— — 9.1	— — —						

* () 中の値は Bleich の簡易計算表によって求めた値である。

** 太字のものは曲げねじれフラッターと目されるケースである。

ことなどが明らかに認められる。したがって、吊橋の自励振動に関して実用上とくに問題となるところは、充実率の小さいトラスを補剛桁とする吊橋が水平に近い風を受ける場合を除いて失速フラッターの現象が現われてくることであると考えられるが、その場合の発振風速を推定するには、Bleich が提案したように平板に対する動的空気力を適用することは妥当でなく、その代りに吊橋の断面の実際に即した動的空気力の適用が必要とされる。この問題に関しても、すでに Bleich 自身のほかに Steinman⁶⁾、Selberg⁴⁾、Klöppel¹⁹⁾ あるいは筆者ら⁸⁾ が究明を試みているが、最近笠口展宏・坂田 弘²⁰⁾ は動的空気力の直接的測定装置による実測を行ない、吊橋断面に

作用する動的空気力が一般には平板に対する空気力と異なる点を明らかにしている。筆者らも現在同じ装置を利用し、各種断面の空気力の実測を実施しつつあるが、表—10 に示した失速フラッター的現象を定量的に説明するまでには至っていない。また、自励振動現象に関しては、吊橋の一部を取り出しこれを剛体模型としてばね支持したところのいわゆる部分模型による実験結果と、全橋模型による実験結果とが密接な関連をもつと考えられるのであるが、この点についても検討を進めつつあるものの、まだ確固とした結論が得られていない段階である。今後の研究によりこれらの問題点について報告する機会を得たいと考えている。

7. 結 言

吊橋の全橋模型に対する風洞実験より求められた実験結果と、それに関する一般的考察結果を報告したが、ここにその結論的事項を要約すればつぎのようである。

(1) 吊橋の耐風性は、横たわみ、横座屈、自励振動の3現象に対する抵抗力によって定まると考えられる。

(2) 横たわみ現象については、Moisseiffの弾性分配理論が一応信頼するに足る結果を与える。

(3) 横座屈現象については、平井の提案した考え方が実験的にも裏付けられたが、ケーブルへの風荷重の移行など、なお考慮すべき問題点が若干残されている。

(4) 空気力の負減衰効果による吊橋の自励振動現象には、曲げねじれフラッター型と失速フラッター型があって、吊橋構造部の断面形状、振動特性、迎角などがこれらの振動の発生に密接な関連性をもつ。そして、自励振動の問題を取り扱うさいには、共振風速がBleichの提案した曲げねじれフラッター理論による計算値よりかなり低下する場合の多い点に注意しておくことが重要である。

以上によって、吊橋の耐風設計にあたっては上記3現象に対する十分な検討が必要と考えられ、さらにできれば各現象に対する抵抗力を均衡のとれた形で保持させるよう配慮することが望ましく思われる。3現象のうち、横たわみおよび横座屈現象に関しては、Moisseiffや平井の理論により相当の精度で安全性を検討できると考えられるが、自励振動現象については、複雑かつ多種多様な吊橋の断面に作用する動的空気力に関して十分な資料が集積されていない現在では、風洞実験による検討が重要な価値を有すると考えられるものである。

本論文に示した風洞実験結果における問題点については、各現象に関する考察の末尾においてそれぞれふれているが、そのほかに、本実験が時間的にも空間的にも変動の非常に小さい定常的な気流によるものであることを注意しておきたい。最近、A.G. Davenport²¹⁾が自然風の時間的、空間的変動性が吊橋の耐風性に与える影響に関して新しい見解を発表し、大きな反響を呼んだが、筆者らも本論文に述べた吊橋の耐風性を決定する3現象に対して自然風の変動性がいかなる影響をおよぼすかという問題を、耐風設計の合理性と経済性を高めるためにぜひ究明しなければならない重要課題として考えているものである。そして多少ながら現在研究を進めていることを付言する。

終りに、本研究に関して文部省科学研究費の補助を受け、また日本国有鉄道、日本鉄道建設公団、建設省土木研究所の委託研究成果の含まれていることを記して、関係者各位に謝意を表す。また風洞の利用にさいして東大航空学教室、石川島播磨重工業(株)のご厚意をいただいたことを感謝する。さらに本風洞実験の遂行にあた

り仰いだ東大および中大橋梁研究室に所属された多数の方々のご協力ならびに本州四国連絡橋耐風設計小委員会委員各位のご助言に対しても心からのお礼を申し述べる次第である。

参 考 文 献

- 1) Farquharson, F.B.: Aerodynamic Stability of Suspension Bridges with Special Reference to the Tacoma Narrows Bridges, Bull. Univ. of Washington, Eng. Exp. Station, No. 116, Part I~V, 1949~1954.
- 2) Vincent, G.S.: A Summary of Laboratory and Field Studies in the United States on Wind Effects on Suspension Bridges, Proc. International Conference on the Wind Effects on Buildings and Structures, Paper 20, 1963.
- 3) Scruton, C. et al.: A Summarized Account of the Severn Bridge Aerodynamic Investigation, NPL/Aero/222, 1952.
- 4) Selberg, A.: Oscillation and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges. ACTA Polytechnica Scandinavica, Ci 13, 1961.
- 5) Bleich, F.: Dynamic Instability of Truss-stiffened Suspension Bridges under Wind Action, Trans. A.S.C.E., Vol. 114, 1949.
- 6) Steimman, D.B.: Aerodynamic Theory of Bridge Oscillations, Trans. A.S.C.E., Vol. 115, 1950.
- 7) 平井 敦: 吊橋の流体力学的安定性について, 土木学会論文集, 1947.
- 8) 平井 敦・岡内 功: 吊橋の耐風安定性に関する風洞実験報告, 若戸吊橋の耐風安定性に関する実験的研究, 中大橋梁研究室・日本道路公団, 1960.
- 9) 平井 敦・岡内 功・宮田利雄ほか: 全径間吊橋模型による風洞実験について, 第16, 17, 19, 20, 21, 22回土木学会年次講演会講演概要, 1961~1967.
- 10) Moisseiff, L.S. and Lienhardt, F.: Suspension Bridge under the Wind Action of Lateral Forces, Trans. A.S.C.E., Vol. 98, 1933.
- 11) Walshe, D.E.: The Use Models to Predict the Oscillatory Behaviour of Suspension Bridges, Proc. International Conference on the Wind Effects on Buildings and Structures, Paper 17, 1963.
- 12) 本州四国連絡橋耐風設計指針(1964)解説, 土木学会, 1965.
- 13) Ito, M.: Lateral Rigidity of a Suspension Bridge, Proc. Symp. on Suspension Bridges at Lisbon, 1966.
- 14) Pratley, P.L. and Ellis, C.A.: Discussion 10).
- 15) 平井 敦: 吊橋のねじり振動に対する安定性について, 土木学会誌, 28, 1942.
- 16) 岡内 功ほか: 吊橋の風圧による横座屈について, 第22回土木学会年次講演会講演概要, 1967.
- 17) 鷲津久一郎: 空力弾性学, 応用力学講座, 共立出版.
- 18) Theodorsen, T.: General Theory of Aerodynamic Instability and the Mechanism of Flutter, NACA, TR 496, 1935.
- 19) Klöppel, K.: Teilmodellversuche zur Beurteilung des Aerodynamischen Verhaltens von Brücken, Der Stahlbau, 1963.
- 20) 釜口殷弘・坂田 弘: 吊橋の耐風安定性に関する基礎研究, 日本航空学会誌, 第13巻, 1965.
- 21) Davenport, A.G.: Buffetting of a Suspension Bridge by Storm Winds, Proc. A.S.C.E., Vol. 88, 1962.