



1

Aero-24
ST. Section

土 木 研 究 所 資 料

第 9 3 0 号

耐風調査報告書(Ⅱ)

昭和49年 3 月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

序

昭和48年度に実施した耐風調査の結果を報告する。調査項目は次の通りである。

- (1) 箱ゲタ吊橋の耐風安定性
- (2) トラス補剛吊橋に及ぼす斜風の影響
- (3) 吊橋の風の乱れによる応答解析
- (4) 変動風発生装置の製作と特性調査

昭和49年3月

構造研究室 室 長 成 田 信 之

研究員 横 山 功 一

石 川 泉

宮 沢 宏

河 野 良 次

野 村 一 夫

目 次

1. 調査の概要	1
2. 箱ゲタ吊橋の耐風安定性	3
2.1 まえがき	5
2.2 吊橋の概要	5
2.3 風洞模型実験	5
2.4 結論	7
3. トラス補剛吊橋に及ぼす斜風の影響	17
3.1 まえがき	19
3.2 風洞模型実験	22
3.3 結論	25
3.4 あとがき	25
4. 吊橋の風の乱れによる応答解析	55
4.1 まえがき	57
4.2 計算方法	59
4.3 問題点に対する検討	65
4.4 数値計算例	72
4.5 あとがき	74
5. 変動風発生装置の製作と特性調査	83
5.1 まえがき	85
5.2 変動風発生装置	89
5.3 特性試験	90
5.4 あとがき	91

1. 調査の概要

近年、構造計算技術の進歩と建設技術の発展は吊橋・斜張橋などに大規模な構造物の建設可能性をもたらし、また確率統計的手法の発達是不規則に変動する現象の解明への道を開いた。この調査では、大規模箱ゲタ吊橋建設の可能性、吊橋に作用する斜風の影響、自然風のように乱れた風が構造物に及ぼす影響などについて検討を加えている。以下に概要を記す。

「2. 箱ゲタ吊橋の耐風安定性」では、東京湾々口部に計画されている中央径間 $1700m$ の箱ゲタ吊橋に対して風洞実験を行なって、その結果この設計案では耐風性上問題があることが指摘され、更に検討する必要があることが分った。

「3. トラス補剛吊橋に及ぼす斜風の影響」では、吊橋に斜風（水平面内で橋軸直角方向と偏角を持って吹送する風）が作用した時の、吊橋に働く橋軸方向および橋軸直角方向の風荷重を検討するために三種類の模型について風洞実験を行なった。その結果、抗力係数は従来の考え方とは若干異なった値が得られた。

「4. 吊橋の風の乱れによる応答解析」では、Davenport が用いた確率統計的手法を用いた風の乱れによる吊橋の応答解析プログラムを作成し、解析上の問題、計算実行上の問題および計算精度について検討した。その結果、多くの問題点があることが分った。そして、2ヒンジ吊橋、連続吊橋の数例について計算し、乱れの及ぼす影響度を調べた。

「5. 変動風発生装置の製作と特性調査」では、風洞に備え付けた翼列を運動させることにより空気流に流れ方向の変動成分を与える実験装置を製作し、その特性が所要の値を満足していることを試験をし確認した。

2. 箱ゲタ吊橋の耐風安定性

2.1 まえがき

2.2 吊橋の概要

2.3 風洞模型実験

2.3.1 風 洞

2.3.2 風洞模型

2.3.3 実験結果と考察

2.4 結 論

2. 箱ゲタ吊橋の耐風安定性

2.1. ま え が き

吊橋の補剛ゲタ形式には従来から数多く用いられてきたトラス構造と、イギリスのセバン (Severn) 橋で初めて用いられた橋ゲタ構造の2つの構造形式が考えられる。その選択に際しては(a)耐風安定性、(b)架設上の問題点、(c)製作上の問題点、(d)補剛ゲタ関連構造を含めた工期および工費などについて比較検討する必要がある。関門橋 (中央径間長 712 m) の設計案では、箱ゲタ構造・トラス構造2案とも耐風安定性の良好な設計案を求める見通しを得たが、現場溶接継手の施工とその安全性の問題からトラス構造案が採用された。

さて、本州四国連絡橋の明石海峡および東京湾湾岸道路湾口部に架設を計画されている吊橋は中央径間が 1700 m 程度の大規模なものとなる。この規模のトラス補剛案に対しては本州四国連絡橋の調査で、その耐風安定性が検討されている。今回の調査は、既に当研究所橋梁研究室によって概略の構造設計が行なわれた中央径間 1700 m の箱ゲタ補剛吊橋設計案に対し風洞実験を実施し、その耐風安定性に関する検討を加えようとするものである。

前年度は実験条件を定め、模型図面の作成までの作業が進められ、¹⁾ 今年度は風洞実験を実施した。

2.2. 吊 橋 の 概 要

調査の対象とした吊橋は中央径間 1700 m の3径間2ヒンジ箱ゲタ吊橋で、6車線の自動車道と両側に 2 m の歩道を有する。その設計諸元を表-1に、一般図を図-1に掲げる。設計案はゲタ高を $3, 4, 5\text{ m}$ と変化させた3種に対し検討されたが、今回は 4 m 案についてのみ実験を行なうこととした。

2.3. 風 洞 模 型 実 験

2.3.1 風 洞

実験に使用した風洞は土木研究所構造研究室所属のB風洞で、その概略を示せば次の通りである。

型 式	エ ッ フ ェ ル 型
測定部寸法	$2.0\text{ H} \times 1.0\text{ W m}$
測定部風速	$1 \sim 25\text{ m/s}$ (連続)

行なった実験はバネ支持模型実験と呼ばれるもので、模型を風洞内にバネで吊り実橋の振動特

性を相似させ、風速と模型の振動振幅との関係を求めるものである。バネ支持模型実験の実験方法、実験装置、相似則については既に他で詳しく述べられているので、ここでは触れない。

設計案の振動特性を表-2に示す。また相似則より計算されるバネ支持模型実験の実験条件を表-3に掲げる。ただし、今回は実験装置の制限からたわみ振動とねじれ振動との振動数比が相似できなかった。

2.3.2 風洞模型

風洞実験は構造研究所所属のB風洞(測定部: $2H \times 1W m$)を使用して行なうこととし、これより風洞模型は $1/100$ の縮尺率で製作することにした。設計案では高欄形状は決定されていないので、他の橋梁を参照して模型化した。模型は図-2に示すとおりであり、主材料として檜材を用いることとし重量を極力軽くするように努めた。

実験は、原型であるL1700-Aと、断面を変化させたL1700-Bについて実施した。

2.3.3 実験結果と考察

実験結果のうち、風速と対数減衰率の関係を求めた $v \sim \delta$ 曲線を図-3(1)~(3)に、また、迎角と自励振動の発現風速との関係を表わした $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線を図-4に示す。これらから、原設計案はたわみ振動に関しては安定であるが、ねじれ振動は実験を行なった全迎角の比較的低風速の領域で不安定現象が発現すると予想される。

本州四国連絡橋耐風設計基準(1974)(案)に従って自励振動の限界風速を算出すると次の通りである。

基本風速 $V_{10} = 41 \text{ m/s}$

高度による補正係数 $\nu_1 = 1.35 \text{ (} h = 80 \text{ m)}$

限界風速 $V_c = V_{10} \times \nu_1 \times 1.3 = 41 \times 1.35 \times 1.3 = 72.0 \text{ m/s}$

これと比較して、原設計案は基準値を大幅に下まわり設計案としては不充分であると言えよう。

図-5に類似の断面形状の関門橋箱ゲタ案の実験結果²⁾を示す。バネ支持模型実験結果は無次元の換算風速(V/NB)を用いてフラッターの限界風速を換算できることから、この図は実験結果をL-1700と同じ風速レベルに合わせている。この図より行なった実験の $-5^\circ \sim +2.5^\circ$ までの風速範囲で安定であった。原設計案は関門橋箱ゲタ案と比較して、ねじれ剛性が非常に低く、ねじれ振動の固有振動数がおよそ $1/4$ となっており、耐風性の面からは不利になっている。

原設計案の端部を変形させた模型L-1700-BもL-1700-Aと同じような結果となり、今回のような変形による効果はあまり期待できない。

2.4. 結 論

今回の実験結果では、箱ゲタ吊橋設計案の耐風性は良くなく基準を満足しない。耐風性を向上させるためには、ねじれ剛性の増加、断面形状の改良などが考えられる。中央径間が1700mと大きくなるとねじれ剛性は非常に低下し、フラッターの発現風速を低めることになる。また、設計断面の端部の形状、高欄・地覆の形状は耐風性に影響するので注意が必要である。

この調査はまだ始められたばかりであり、設計も概略設計の段階である。長大箱ゲタ補剛吊橋の耐風性を調べると言う今回の調査の目的は達成されたと思われる。今後更に構造・耐風性の両面から検討を進める必要があると思われる。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所；耐風調査報告書，土木研究所資料№790，1973.3
- 2) 建設省土木研究所；関門橋設計施工調査，土木研究所資料№825，1973.3

表-1 設計案諸元

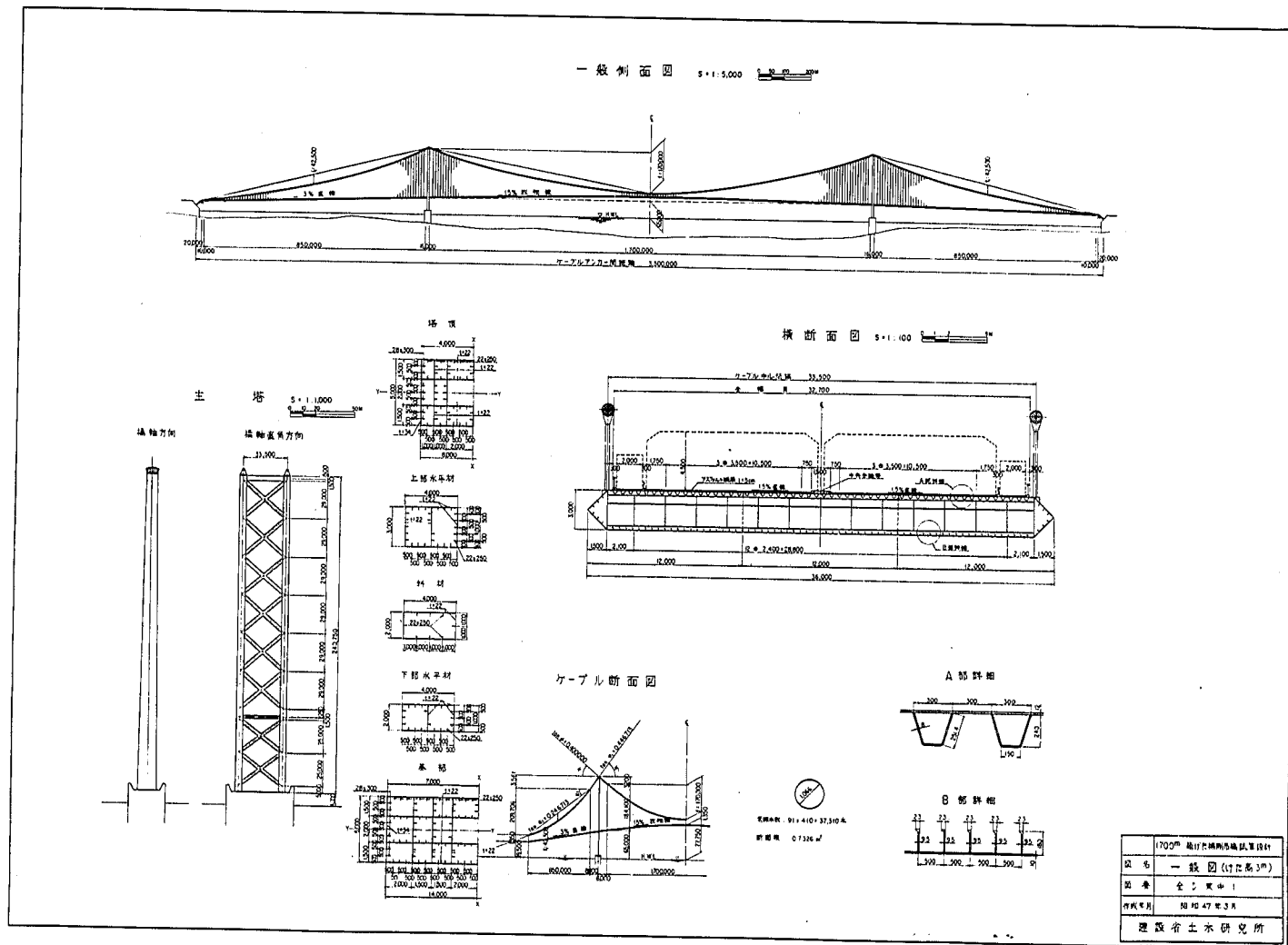
主 塔 間 隔	1716 m
理 論 支 間	1700 m
垂 距	170 m
バックスティ (水平)	850 m
" (鉛直)	254.1 m
ケ ー ブ ル 断 面 積	0.7504 m ² /br
全 死 荷 重	16.000×2 t/m/br
ケ タ 部 死 荷 重	9.425×2 t/m/br
ケーブル・ハンガー死荷重	6.575×2 t/m/br
け た 高	4 m
断面 2 次 モ ー メ ン ト	122.4 m ⁴

表-2 固有振動数計算値

モード	対称性	次 数	振動数 (Hz)	波 形	
				a ₁	a ₂
鉛直たわみ振動	対 称	1	0.0665	1.000	
		2	0.1298	1.000	
		3	0.2974	1.000	0
	逆 対 称	1	0.0865	1.000	0
		2	0.1822	1.000	0
		3		1.000	0
ねじれ振動	対 称	1	0.1797	1.000	
		2	0.3197	1.000	
	逆対称	1	0.2653	1.000	0

表 - 3 実験条件

		原 型	模 型	
			所 要 値	実 験 値
縮 尺 率		—	1 : 100	1 : 100
重 量		t/m/br 3 2.0 0	Kg/model 3.1 6 8	Kg/model 2.8 5 5
回 転 慣 性		t.ms ² /m/br 7 0 2.1	Kg.cm s ² /model 0.6 9 5	Kg.cm s ² /model 0.6 7 9
振 動 数	対 称 一 次 た わ み	Hz 0.0 6 6 5	Hz 1.6 3	Hz 1.7 2
	対 称 一 次 ね じ れ	Hz 0.1 7 9 7	Hz 3.5 1	Hz 3.5 5
振 動 数 比		2.7 0	2.1 5	2.0 6
構 造 減 衰		—	0.0 3	÷ 0.0 3
風 速 換 算 比		—	$\alpha = 5.0 8$ $\eta = 3.9 6$	$\alpha = 5.0 6$ $\eta = 3.8 6$
スプリング間隔		—	7 5 cm	7 5 cm



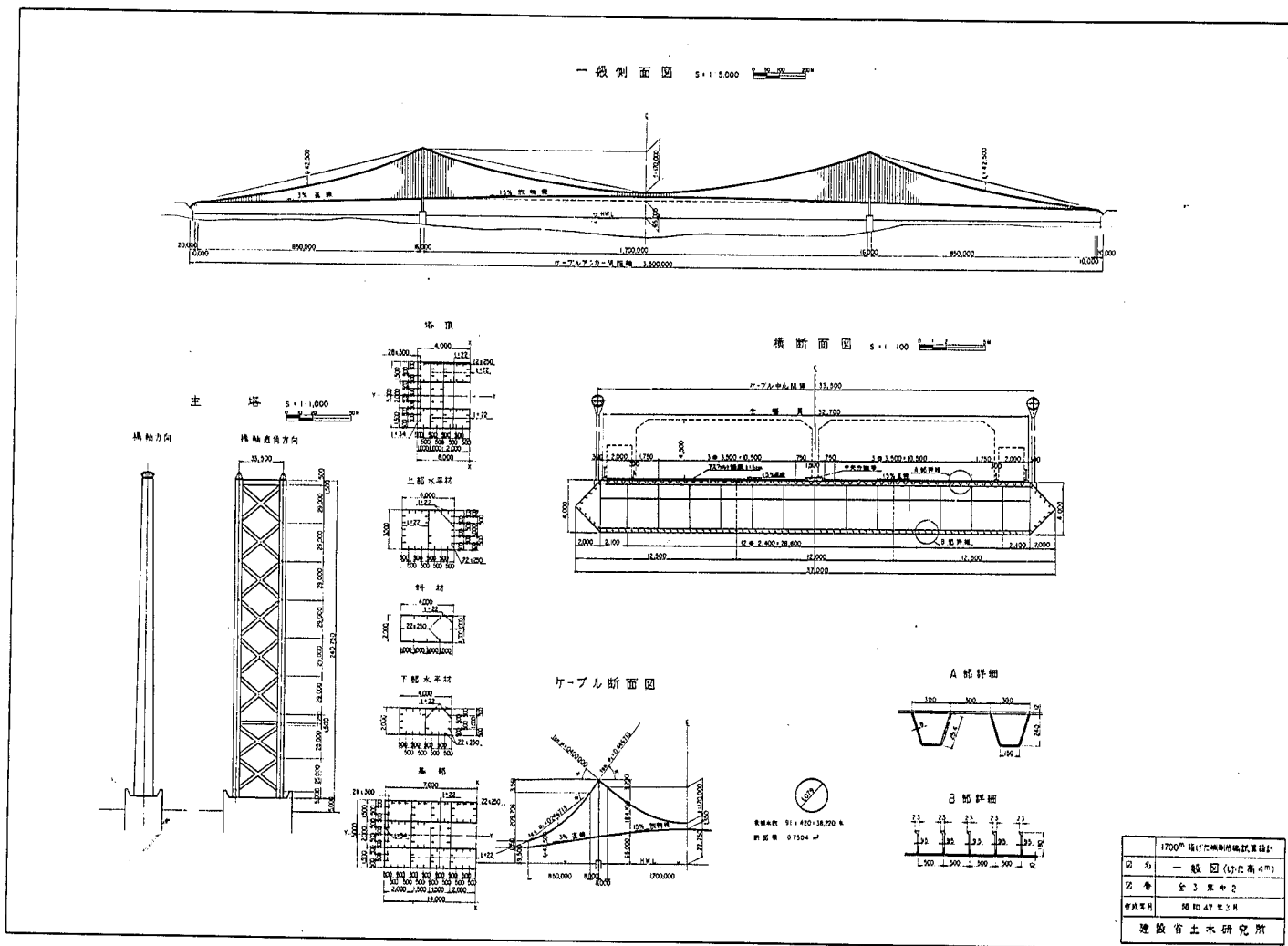


図 - 1 (2)

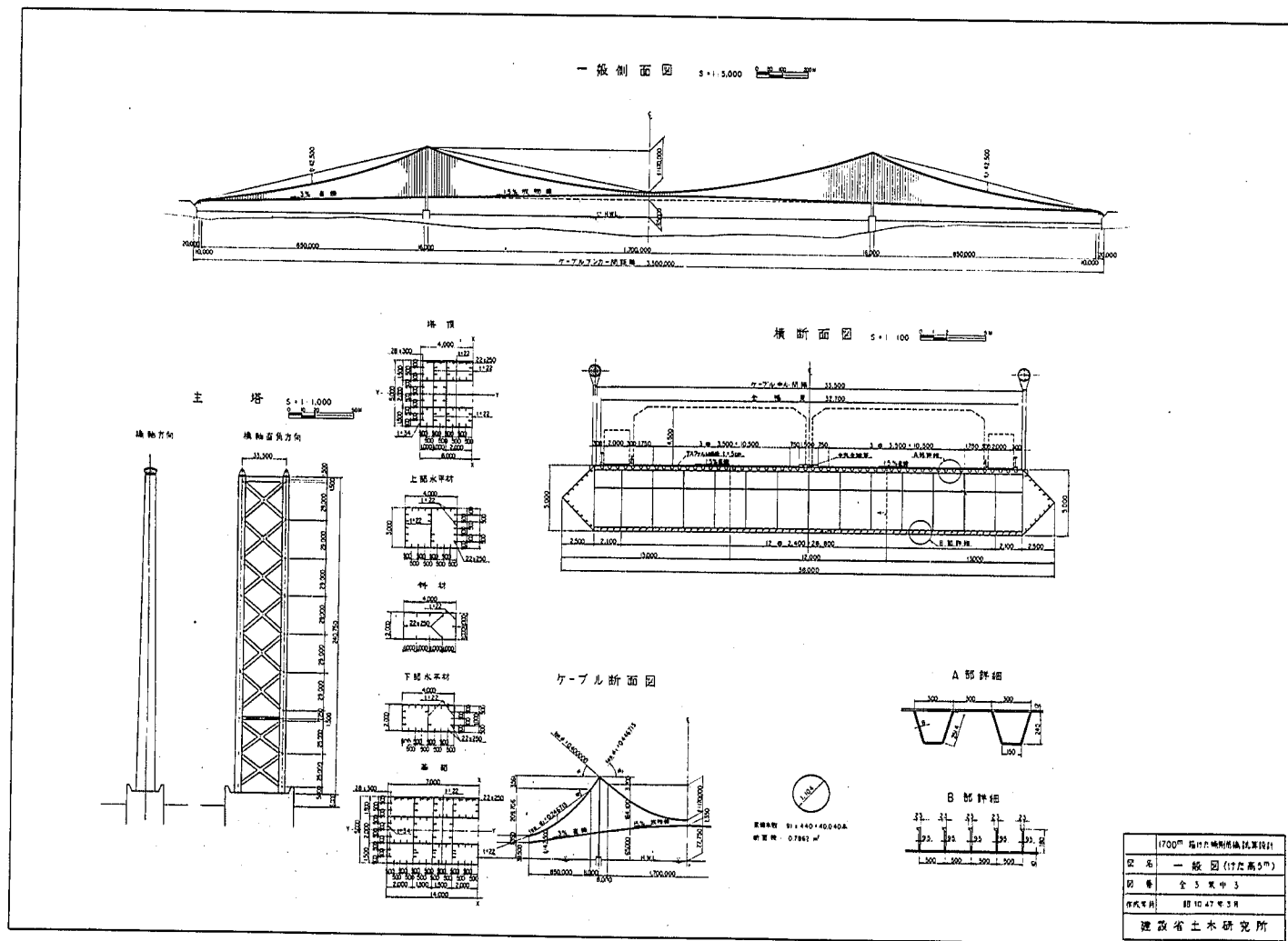


図 - 1 (3)

[illegible]

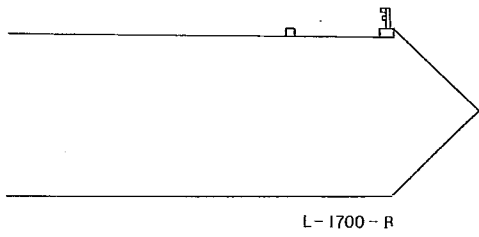
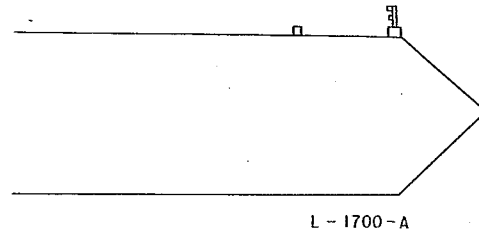


図-2(2) 風洞模型

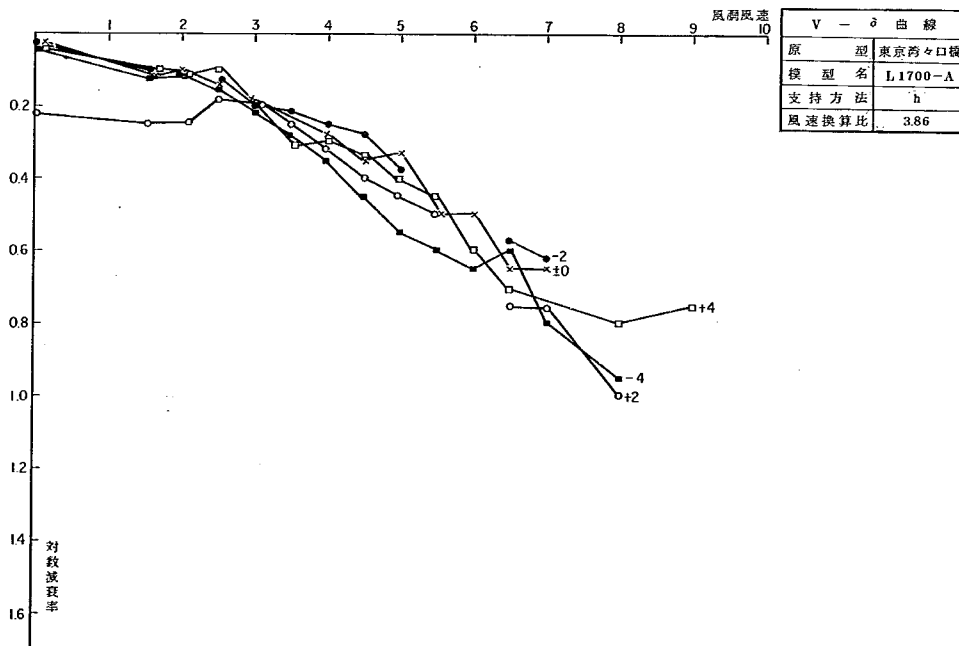


図-3(1) $V \sim \delta$ 曲線

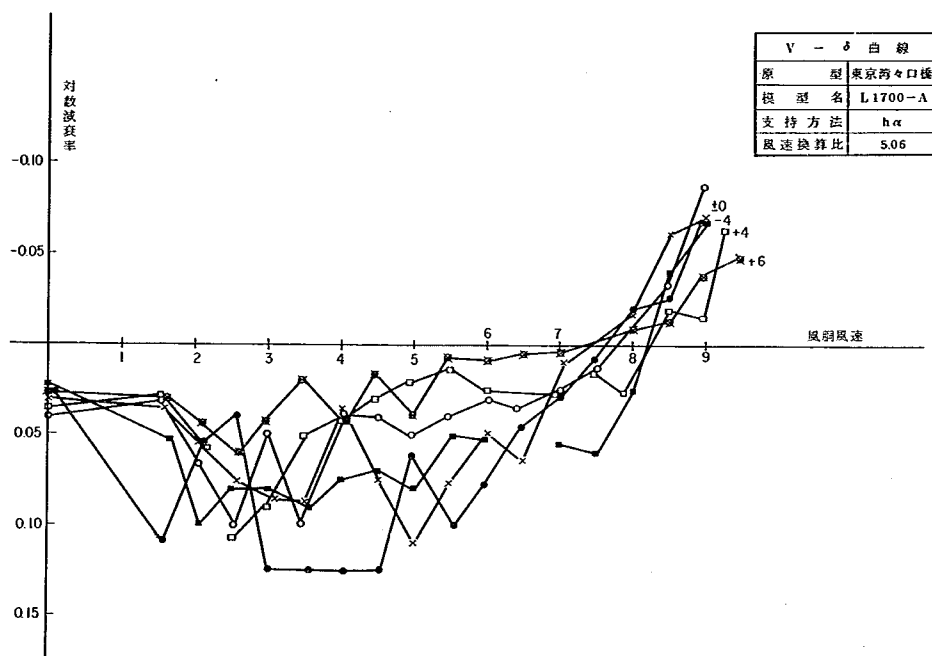


図-3(2) V ~ δ 曲線

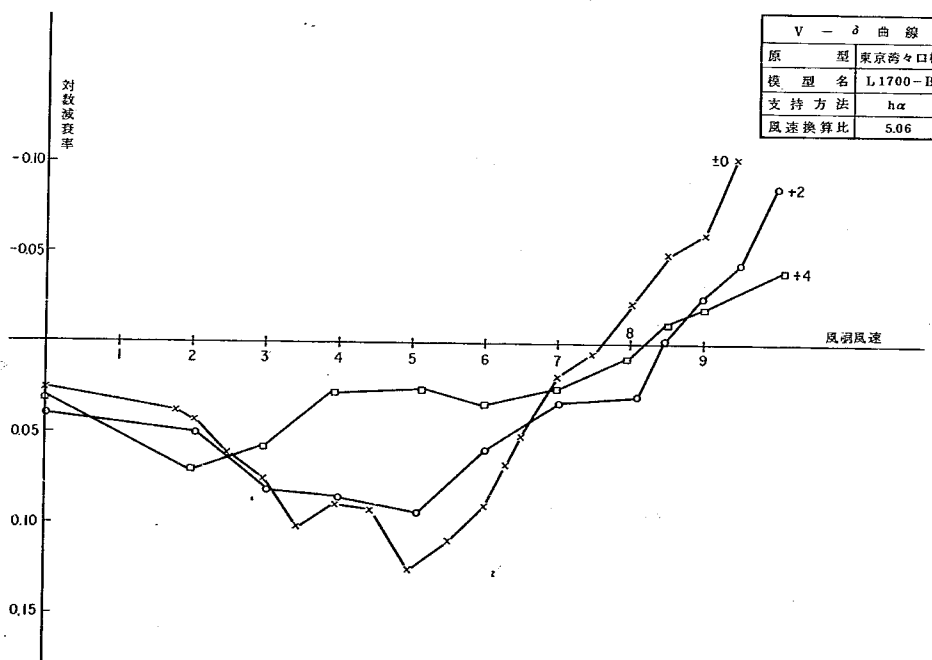
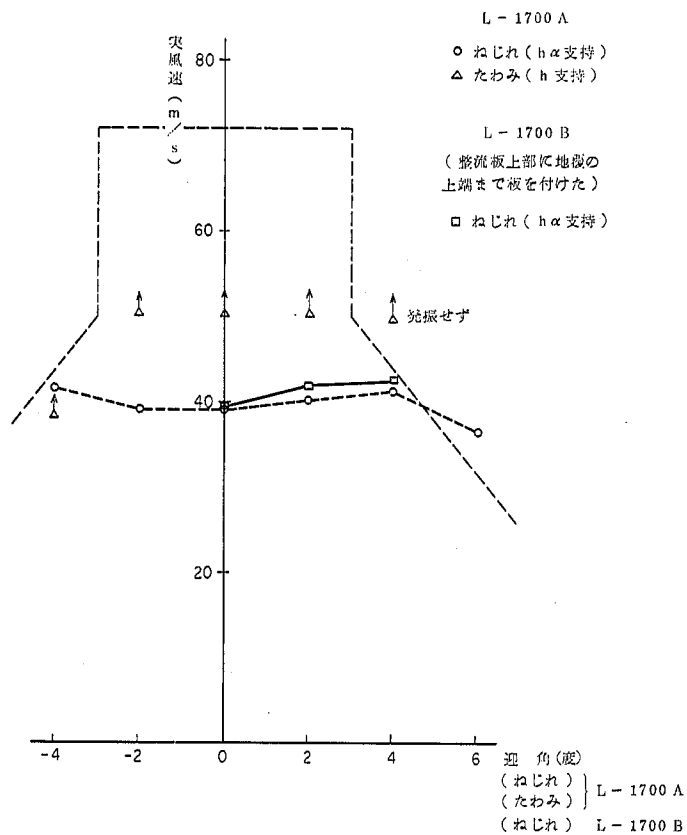


図-3(3) V ~ δ 曲線



注：V印は実測を行なった迎角 $\delta \pm 0.03$

図-4 $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線

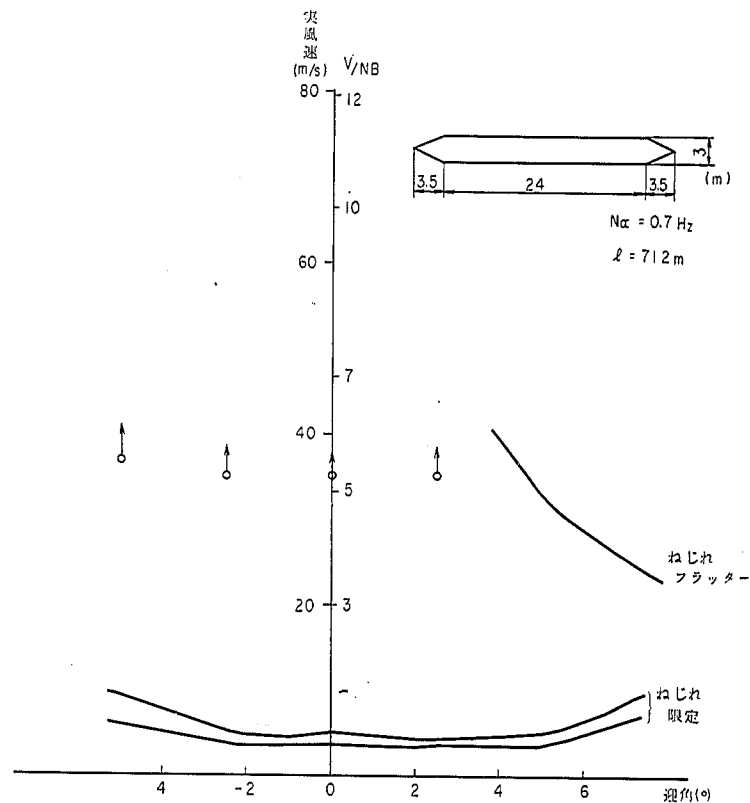


図-5 $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線 (閥門橋C案)

3. トラス補剛吊橋に及ぼす斜風の影響

3.1 まえがき

3.1.1 調査の目的

3.1.2 既往の調査

3.1.3 調査の概要

3.2 風洞模型実験

3.2.1 風洞および実験装置

3.2.2 風洞模型

3.2.3 実験方法

3.2.4 実験結果と考察

3.3 結 論

3.4 あとがき

3. トラス補剛吊橋に及ぼす斜風の影響

3.1. ま え が き

3.1.1. 調査の目的

現在、本州四国連絡橋耐風設計基準(1972¹⁾)による吊橋の静的設計では補剛ゲタに対する風荷重としては橋軸直角方向と橋軸方向に載荷するようになっており、その荷重は次式で算定される。

$$P = \frac{1}{2} \rho C_D V^2 A$$

ここに、 ρ : 空気密度、 C_D : 抗力係数、 V : 設計風速、 A : 投影面積

	抗 力 係 数	投 影 面 積
橋 軸 直 角 方 向	1.1 $\sqrt{3/2\phi}$ (単橋床) 1.2 $\sqrt{3/2\phi}$ (複橋床)	補剛ゲタ・橋床組の投影面積
橋 軸 方 向	橋軸直角方向と同じ	橋軸直角方向の ¹ / ₂

抗力係数は、現在までに実施された二次元風洞模型実験の結果から、充実率 ϕ の関数となるような経験式で表わされている。ここでは風は橋軸直角方向に作用する場合のみが考えられているが、白石らによるゲルバー・トラスに対する風洞実験結果では、抗力係数は風が橋軸直角方向から作用する場合よりも水平面内である偏角を持って作用する場合の方が大きくなる事があると指摘されており、現在用いられている抗力係数が妥当であるか疑問がある。

一方、橋軸方向風荷重は橋軸直角方向の¹/₂の荷重を載荷することになっている。このように定めた次のような理由であると基準(72)の解説には述べられている。

「この問題の解決には多くの風洞実験を経なければならず現在までのところ十分な資料の集積がなく、諸外国の例でも便宜的な方法に依っている。耐風指針(1967)では橋軸方向の風荷重算定のための投影面積として吊構造部断面の全外郭面積を採用してきたが、この値は過小であるため、米国の例にならって橋軸直角方向の暴露面積の半分とした。」

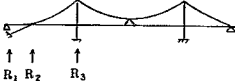
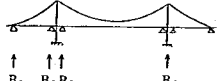
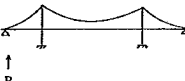
つまりこの基準に用いられている値は明確な根拠もなく便宜的に定められたものであり、充分な資料が得られたならば改訂の必要があると思われる。

このように、設計風荷重を正しく推定するために吊橋に対する斜風(橋軸直角方向に対して水平面内で偏角をもって構造物に作用する風)の影響を正しく評価する必要があると思われる。この調査では、風の影響を受けやすい長大トラス補剛吊橋の橋軸直角方向および橋軸方向風荷重を正しく評価し、設計風荷重を定めるための資料を得ることを目的としている。

次に、橋軸方向風荷重による吊橋の吊構造部の変形(または変位)は伸縮継手、ウインド沓の

設計に大きな影響を及ぼす。橋軸方向の変位は、吊橋の形式（2ヒンジ，連続），センタータイの有無，ハンガーの長さ等種々の条件において異なってくるものであるが，耐風設計基準(1972)によって計算された例を表-1に示す。これによると，他の荷重状態の変位に匹敵する程の変位を生じており，今後，斜風について，他荷重との組合せを含めてさらに検討していく必要があることが判る。

表-1 橋軸方向風荷重による吊橋吊構造の橋軸方向変位

橋 名		大 鳴 門 橋			多 々 羅 大 橋				南 備 讃 瀬 戸 大 橋		
形 式		4 径 間 連 続 吊 橋			3 径 間 2 ヒ ン ジ 吊 橋				3 径 間 連 続 吊 橋		
ス パ ン 割 (m)		100-330-870-330			300-890-300				270-1100-270		
備 考		センタータイ有り			センタータイなし				センタータイなし		
変 位 量 (cm)	荷重状態 着目点	R ₁	R ₂	R ₃	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₁		
		D + W _{Long} + T	58	57	49	75	75	112	72	115	
		D + L + T	-64	-60	-48	22	6	56	22	72	
		W_{Long} → 			W_{Long} → 				W_{Long} → 		

3.1.2. 既往の調査

斜風と空気力との関係に関する調査はその例が少なく，G.S.Vincentの中小橋梁を対象とした実験³⁾，J.M.Biggsのトラス橋について行なった実験⁴⁾，R.A.FrazerとG.Scrutonがセバン(Severn)橋について行なった実験⁵⁾，前述の白石らが南港連絡橋に関して行なった実験²⁾などである。G.S.VincentおよびJ.M.Biggsの実験は対象橋梁の規模が小さく参考にならないと考えられるので，ここではセバン橋および南港連絡橋の実験結果を紹介する。

Severn橋の設計案について斜風による空気力の計測を行ない静的な解析の基礎資料とすることを目的とした風洞実験がNPLで実施された。模型は実物で180ft分を有効とし両側に90ft分の補償部分を取りつけ，これに作用する空気力のうち，有効部分の空気力を天秤で計測した。模型の姿勢は迎角を $-20^{\circ} \sim +20^{\circ}$ ，偏角を $0^{\circ} \sim 90^{\circ}$ とし，また，活荷重載荷時の場合の計測も実施している。図-1は設計案の吊構造部の断面を示す。また，図-2は結果の一例で，迎角 $\alpha = 0^{\circ}$ の時に橋軸直角方向の風荷重Xおよび橋軸方向の風荷重Yが偏角 β と共にどのように変化するかを示したものである。それによると，Xの最大値は $\beta = 5^{\circ} \sim 15^{\circ}$ で生じ約 1.24×10^4 lb，また，Yの最大値は $\beta = 50^{\circ} \sim 60^{\circ}$ で生じ約 5.6×10^4 lbであることが判る。また，その比は約45%である。勿論実験結果はSevern橋についてのもので一般性はないが，耐風設計基準

(1972)で規定されている50%の規定とほぼ同じ値である。

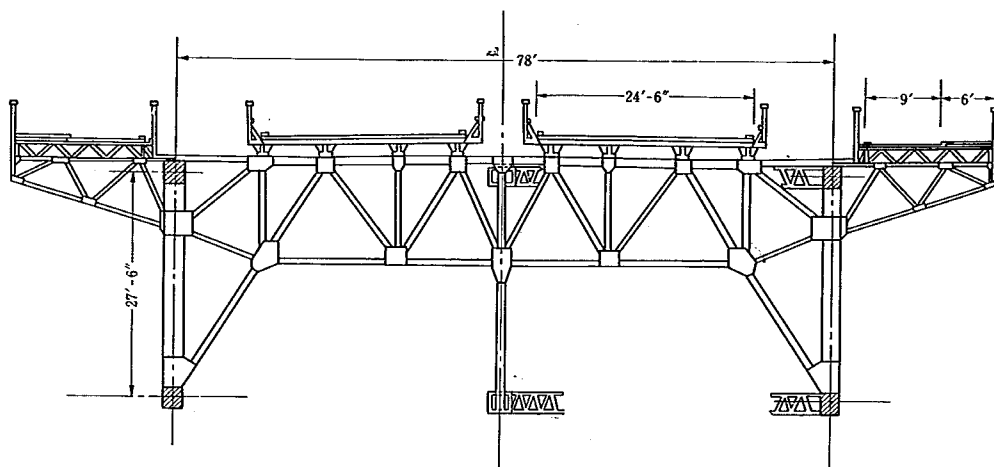
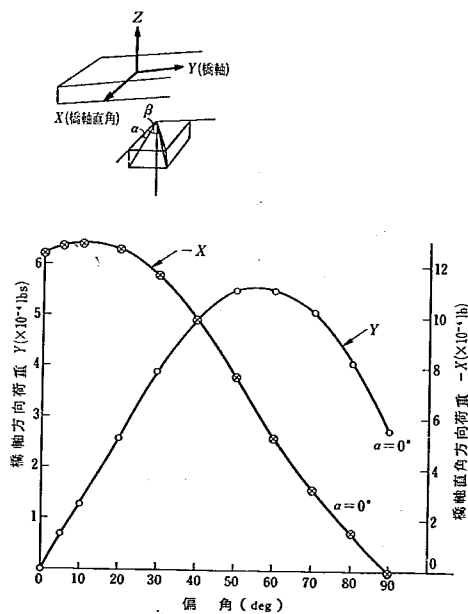


図-1 セバーン橋計画断面

次に白石らが南港連絡橋（ゲルバトラス橋）について行なった風洞実験の概要を説明する。模型は主塔左右に9パネルずつ張り出した状態（ $\circ P_0$ ）および中央吊部方向に7パネル、反対側に9パネル張り出した状態（ γP_0 ）については縮尺1/200，また，完成系については縮尺1/500として製作し，これに作用する空気力の計測を実施した。風洞風は一様流の他にセン断流の場合についても計測が行なわれた。その結果は次のように要約される。

(1) 静的空気力と水平偏角

従来長大トラス橋に作用する空気力は抗力が中心課題とされて来たが横力（橋軸方向の空気力）も大きく，抗力と併せて考慮しなければならない。横力の特性は次の通りである。 $\circ P_0$ および γP_0 では $\beta = 10^\circ \sim 20^\circ$ で最大の抗力を生じ，



Forces in lb on full scale at 100 m.p.h.
for 180ft span of bridge
Ref. NPL/Aero/222

図-2 セバーン橋計画案

$\beta = 45^\circ \sim 60^\circ$ で最大の横力が生じる。完成時には、抗力、横力の偏角に対する特性は架設時の場合とほぼ同じ傾向を示すが、ただ抗力が最大となる β の領域が $0^\circ \sim 20^\circ$ と広範囲になる。このような特性は一樣流、セン断流の場合のいずれとも同じ傾向を示す。同時に計測された揚力は $\beta = 0^\circ \sim 90^\circ$ の範囲で負（上向き正）となるが、その絶対値は抗力、横力に比べて極めて小さい。また、 $\beta = 0^\circ$ （橋軸直角）のときの充実率は、 P_0 模型に対して 31% で β の変化に伴う風軸を基本とした充実率の変化特性は抗力、横力の合力のそれとよく似ており相関はかなり高い。

(2) 抗力の分担率

β の変動に伴ない上流トラスおよび下流トラスの抗力の分担率が変化することが判明した。

一樣流の他にセン断流の場合についても空気力を計測した本研究の成果は吊橋以外の耐風設計基準作成の有用な資料を提供した。

3.1.3. 調査の概要

この調査では、実験対象として本州四国連絡橋の大鳴門橋、南備讃瀬戸大橋そして長崎県で現在建設が進められている平戸大橋を取りあげ、模型化した。模型を開放型とした風洞測定部に設置し、水平偏角を与えた場合の橋軸方向および橋軸直角方向抗力を測定し、その値を検討した。その結果橋軸直角方向および橋軸方向の抗力係数は三分力試験で得られる抗力係数のそれぞれ 1.05 ～ 1.1 倍、0.55 ～ 0.6 倍の値が得られた。これは現在の設計で考えられている値よりも大きく、再検討する必要があると思われる。

3.2. 風洞模型実験

3.2.1. 風洞および実験装置

実験に使用した風洞は土木研究所構造研究室所属の橋梁試験用風洞（A 風洞）であり、その主要な諸元は次のとおりであり、性能も充分なものを持っている。（図-3 参照）

型式：水平単回路流式風洞（開放・閉鎖使用可能）

寸法：吹出口 $3,000 \times 1,800$ mm（角切辺長 300 mm）

測定部長 2,000 mm

風速：最大 21 m/s（開放時）

最大 20 m/s（閉鎖時）

今回は模型を水平面内で回転させて実験を行なうため、風洞測定部は開放とした。（写真-1 参照）

模型を測定部に支持し、水平面内で自由に回転し偏角を設定するのが模型支持装置で、その概

略を図-4、写真-2に示す。模型を支持する部分は部材を細くし、回転軸は翼型の覆いをつけるなど支持装置の影響が小さくなるように努めた。支持装置の回転はモーターにより行ない、水平偏角は角度目盛板より読み取るようにした。

一般に吊橋の空気力実験は二次元実験として行なわれるが、今回も同様とし、水平偏角がある場合の二次元性を保つために1.6 mのアクティブ模型の両側に0.5 mの長さのダミー模型を備えている。模型支持装置にはダミー模型が固定され、模型全体を支持するような機構になっている。(写真-3)

橋軸方向および橋軸直角方向の抗力はアクティブ模型とダミー模型との間を結ぶ二分力検出器により測定される。二分力検出器はひずみゲージを利用した荷重変換器であり、その概略は図-5、写真-4、仕様は表-2に示すとおりであり、風を乱さないような小型であり、干渉・ヒステリシス・非直線性などについて十分な性能を持っている。

3.2.2. 風洞模型

実験の対象としたのは、設計風荷重を定めるための資料を得ることを目的としているため、空気力係数に影響を及ぼすと考えられる構造型式・充実率などの異なった、実際に設計が進められている南備讃瀬戸大橋、大鳴門橋、平戸大橋の三案とした。実橋および模型の諸元は表-3に示すとおりである。また、実橋一般図を図-6-1~3に、模型図を図-7-1~8に示す。アクティブ模型とダミー模型の端部は二分力検出器を取りつけるために垂直材を木からアルミに変えるなど補強してある。模型トラスと二分力検出器は図-8、写真-5に示すように組立てられ、検出器は模型部材に隠れ、流れに悪影響を及ぼさないように配慮している。

3.2.3. 実験方法

実験は異なった二種類の風速に対し、水平偏角を 0° から 90° まで 5° 間隔で変化させた水平偏角の増加時と減少時の往復時に対し行ない、抗力および横力を測定した。抗力および横力の測定はアクティブ模型の両端の上側下側に取りつけられた4個の二分力検出器を合成し、その出力をストレインアンプへ入れ、雑音除去のためのローパス・フィルター(cut off freq. 5Hz)を通し、電磁式オシログラフ上に記録し、読み取ることに由った。風速の測定は模型より約1.5 mほど上流側の風洞天井に備え付けられているピトー管の出力をベッツ型マノメータで読みとり行なった。

模型支持装置の存在が模型周辺の風の流れを変え、抗力および横力に影響を与えないように注意して実験装置の製作および実験を行なった。しかし、現実には測定値は実験装置の影響を受けていて、風洞に備え付けられている三分力天秤を用いて水平偏角 0° の場合のみその影響を調べた。その結果については後で述べる。

3.2.4. 実験結果と考察

表-4-1~6, 図-9-1~6に実験結果を示す。橋軸直角方向および橋軸方向の抗力係数 (C_D , C_s) はそれぞれ次式により求められる。

$$C_D = P_D / \frac{1}{2} \rho V^2 A_n$$

$$C_s = P_s / \frac{1}{2} \rho V^2 A_n$$

ここに, P_D : 橋軸直角方向力

P_s : 橋軸方向

V : 風速

ρ : 空気密度

A_n : 橋軸直角方向投影面積

投影面積 A_n としては模型が風とある水平偏角を持つ場合も, 一律に橋軸直角方向の投影面積を用いており, やや矛盾が感じられるが整理を簡単にするためこのような方法によっている。

水平偏角 β は, 橋軸直角方向から風が作用する場合を $\beta = 0^\circ$ と定義しており, 橋軸方向から風が吹く場合は $\beta = 90^\circ$ である。

図-10-1~4は橋軸直角方向および橋軸方向抗力係数と水平偏角 (β) が 0° の場合の橋軸直角方向抗力係数 ($C_D(0)$ と呼ぶ) との比を求めることにより正規化した結果を示している。これらの図より次のような事が分る。

(1) 橋軸直角方向抗力係数は $\beta = 10 \sim 15^\circ$ の範囲で最大となり, その後 β の増加と共に減少する。

その最大値は構造形式による差は少なく, $C_D(0)$ の $5 \sim 10\%$ 増しである。

(2) 橋軸方向抗力係数は $\beta = 45 \sim 55^\circ$ の範囲で最大となる。その最大値は構造形式により異なるが, 南備讃瀬戸大橋, 大鳴門橋の場合は $C_D(0)$ の $59 \sim 62\%$ 程度であり, 平戸大橋の場合では約 40% である。この差は今回の実験では実験ケースが少ないので結論を下すことは難しいが, 単橋床・複橋床などの構造形式の違い, 充実率の違いに起因しているものと考えられる。

模型支持装置の測定値に及ぼす影響は次のようにして検討した(表-5, 参照)。三分力天秤を用いて調べたので, $\beta = 0$ の場合のみを取り扱った。表でAは斜風実験時の橋軸直角方向抗力であり, B, C, Dは検出器を除去しアクティブ模型を三分力天秤からピアノ線で吊り測定したものである。Bはダミー模型, 支持装置がある場合, Cはダミー模型を除去し, 支持装置がある場合, Dはダミー模型も支持装置も除去した場合である。AとBを比較してその差は小さく二分力検出器を用いた測定値が信頼できることが判る。また, ダミー模型と支持装置の存在は抗力の測定値に影響を及ぼしていることが判るが, ダミー模型と支持装置の影響が独立であるとする, CとDを比較することによりその影響を評価することができる。その大きさは約 $1 \sim 2.5\%$ ぐらいである。ただし水平偏角 β の増加に対し, 支持装置の影響度が変わってくると考えられるが, それほど大きくなるとは考え難い。

3.3. 結 論

今回の実験結果を要約すると次のようになる。

- (1) 橋軸直角方向抗力係数は、水平偏角が $10 \sim 15^\circ$ のとき最大となり、その値は $\beta=0$ の値の $5 \sim 10\%$ 増しとなる。現在行なわれている三分力試験および設計風荷重に対して再考する必要があると思われる。
- (2) 橋軸方向抗力係数は $\beta=45 \sim 55^\circ$ の範囲で最大となり、その値は本州四国連絡橋程度で $C_D(0)$ の 60% 、それより単純な構造ではこれよりもやや小さな値となる。橋軸方向風荷重の吊橋に及ぼす効果について検討すると共に、現在の設計基準を見なおす必要があると考えられる。

3.4. あ と が き

今回は少数の実験例より吊橋補剛ケタの抗力係数に対して検討したが、抗力係数は形状の影響が大きいため実験断面と形状が異なる場合には注意が必要であり、今後この種のデータの集積が望まれるところである。

参 考 文 献

- 1) 土木学会 "本州四国連絡橋耐風に関する調査研究報告書" 1972.3.
- 2) 阪神高速道路公団, 防災研究会 "南港連絡橋主橋梁部の耐風性に関する研究" 1972.3.
- 3) G.S. Vincent, "Investigation of Wind Forces on Highway Bridges", Highway Research Board Special Report.10.1953
- 4) J.M. Biggs, "Wind Forces on Truss Bridges", Trans, ASCE 119.1954
- 5) R.A. Frazer, C. Scruton, "A Summarised Account of the Severn Bridge Aerodynamic Investigation", NPL Aero 222, 1952.2.

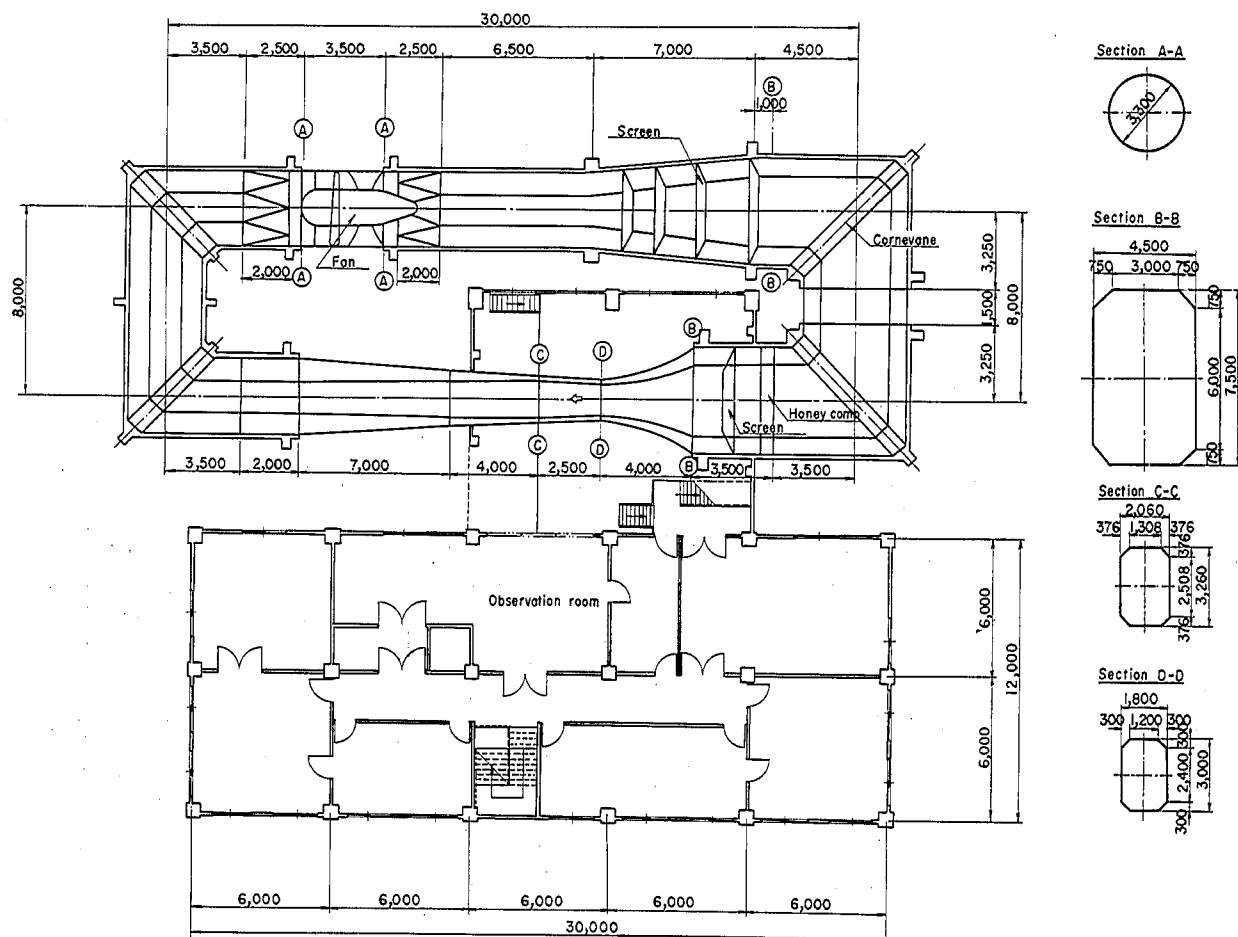


图 - 3 風洞一般図

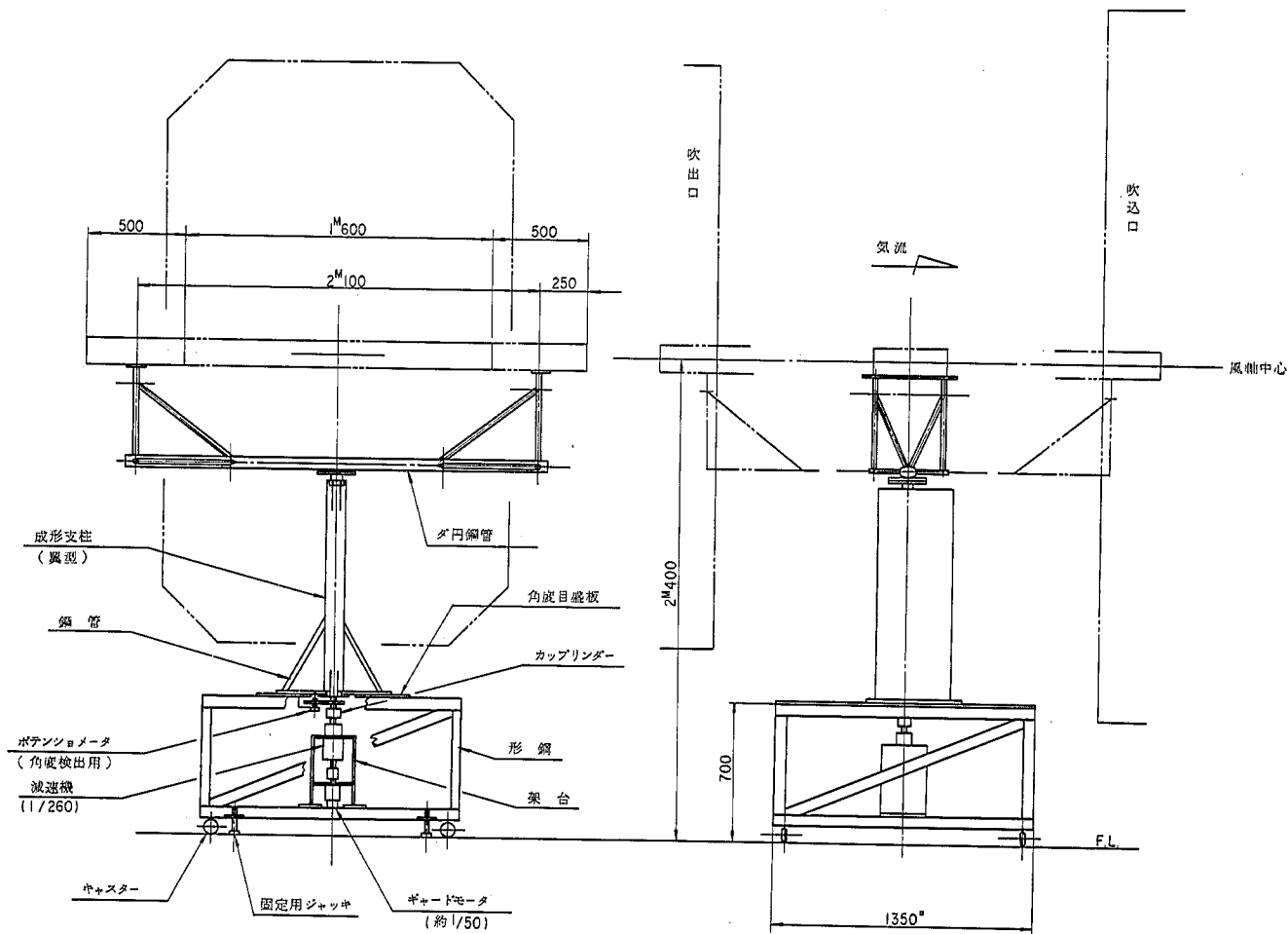


図 - 4. 模型支持装置

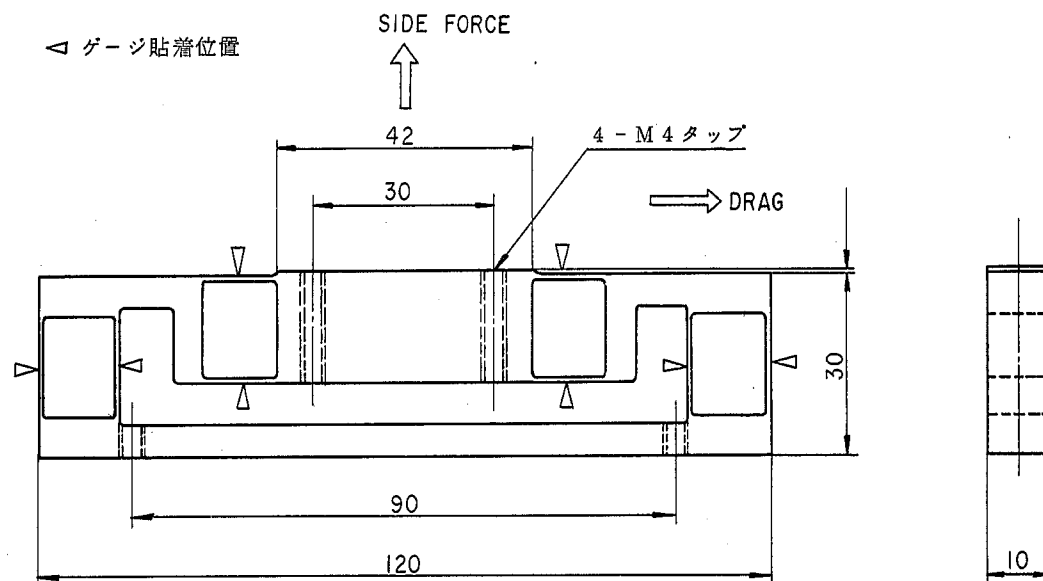


図-5. 二分力検出器

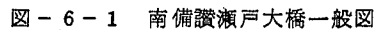


図 - 6 - 1 南備讃瀬戸大橋一般図

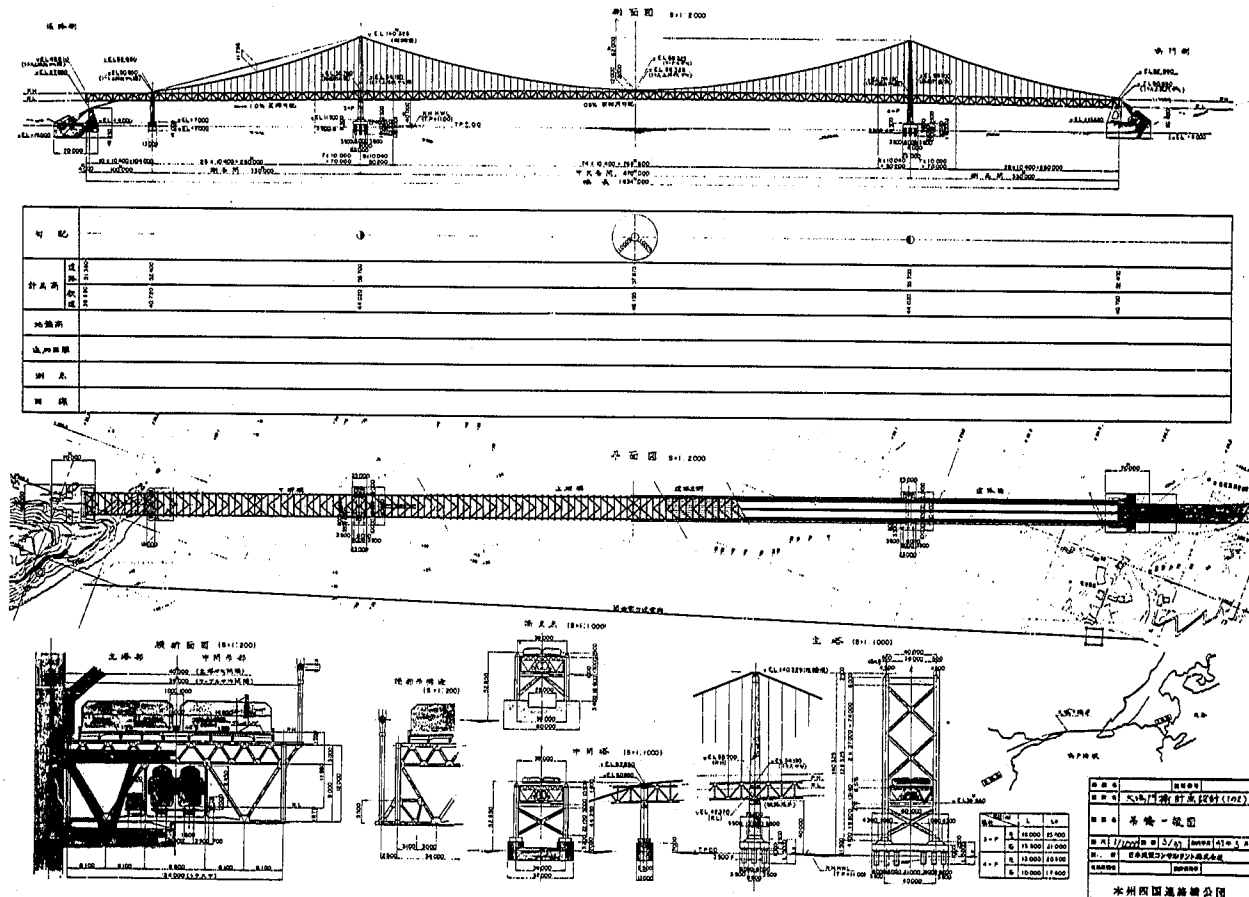
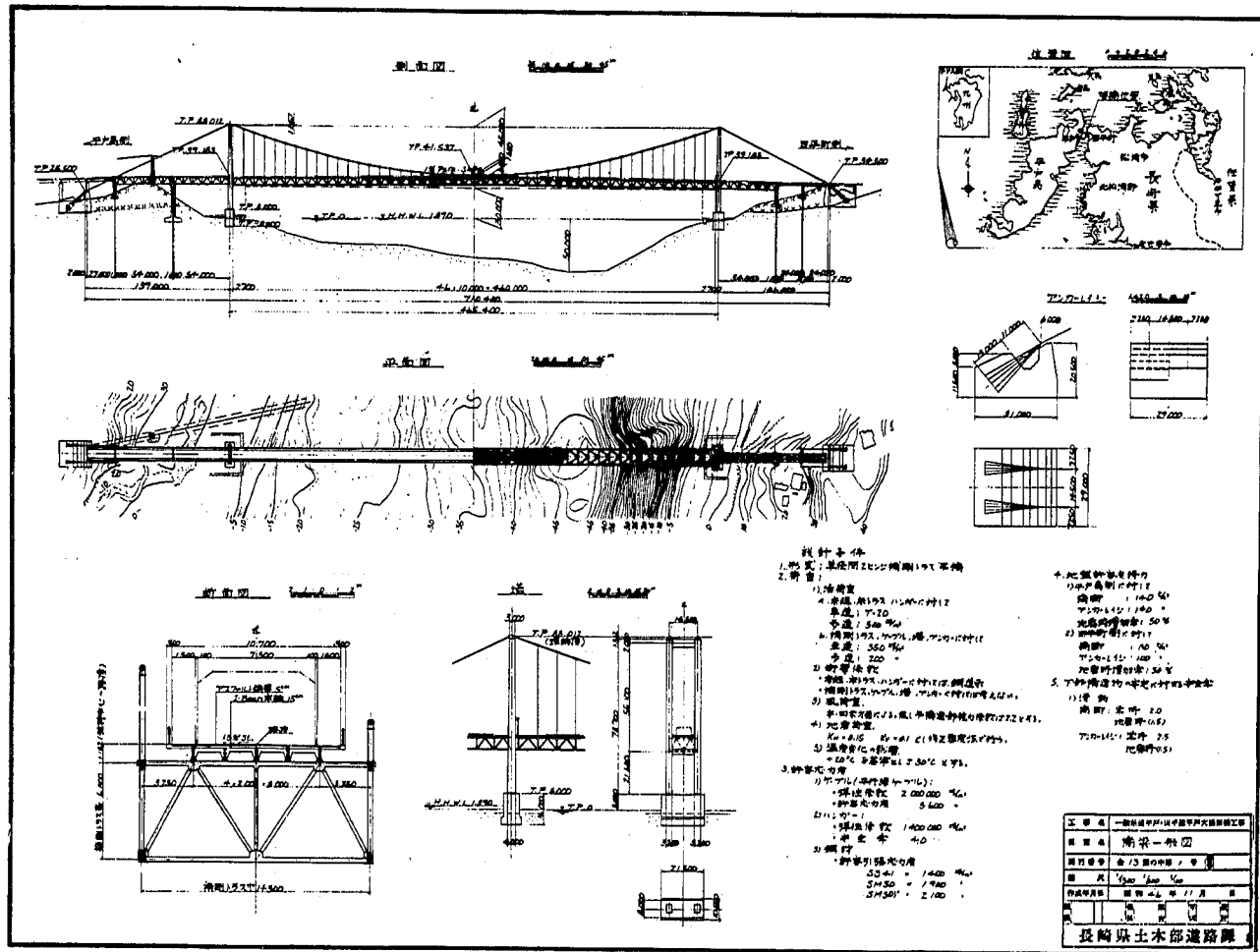
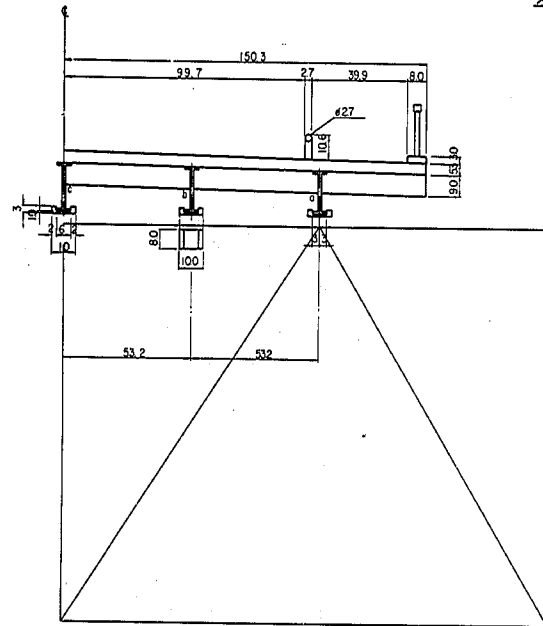


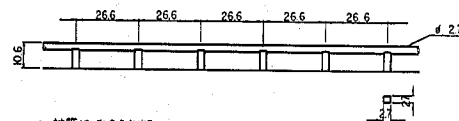
图-6-2 大鳴門橋一般図



床粗断面 $s = 1/4$

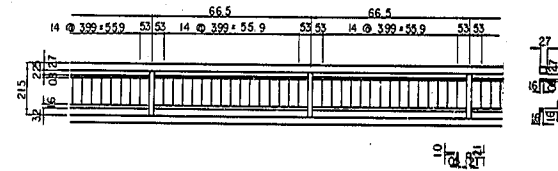


歩車道分離帯



- 材質は、ひのことする。
- 縦桁は、アクリルとする。

高欄



縦桁

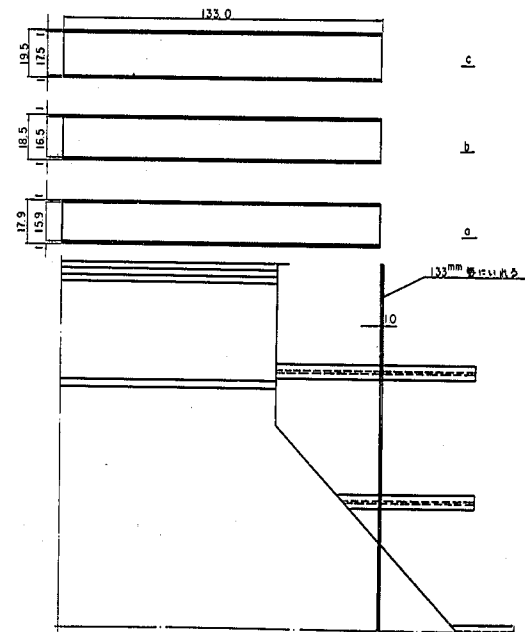
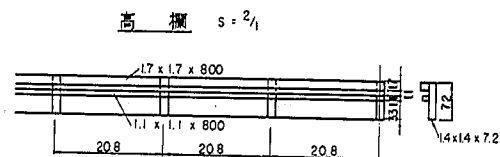
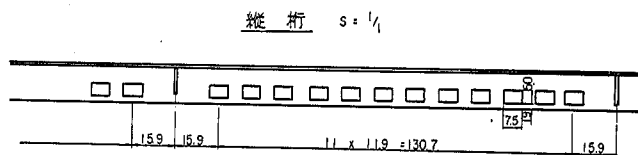
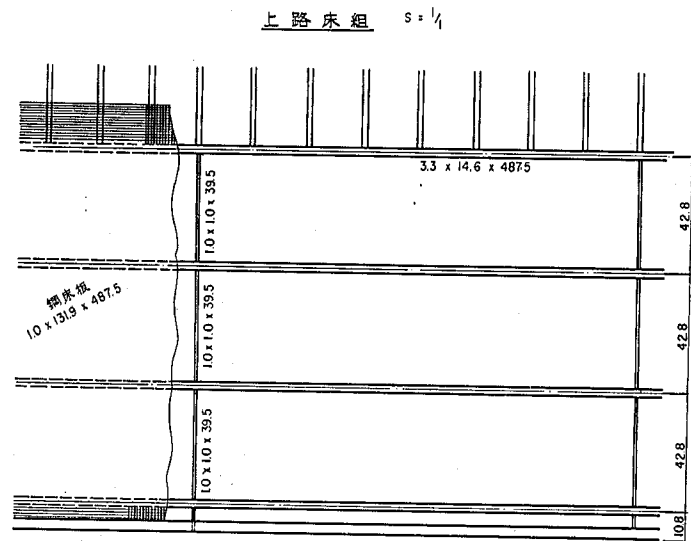
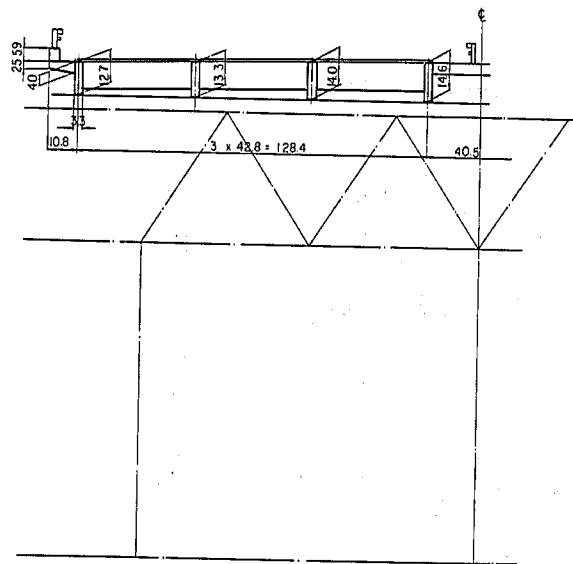


図 - 7 - 2 平戸大橋模型図 (2)



· 図 - 7 - 4 南備讃瀬戸大橋模型図 (2)

下路床組

S = 1/1

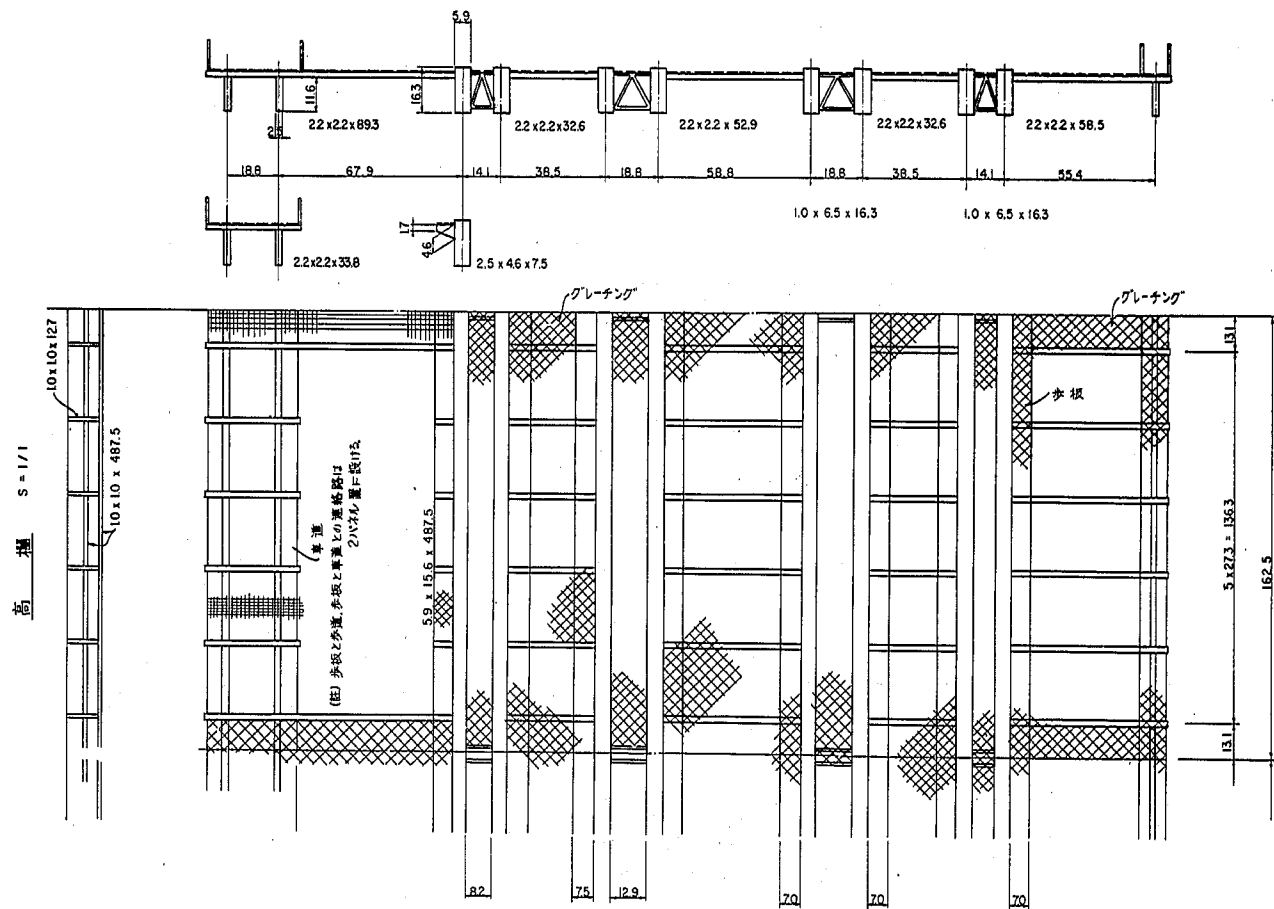


図 - 7 - 5 南備讃瀬戸大橋模型図 (3)

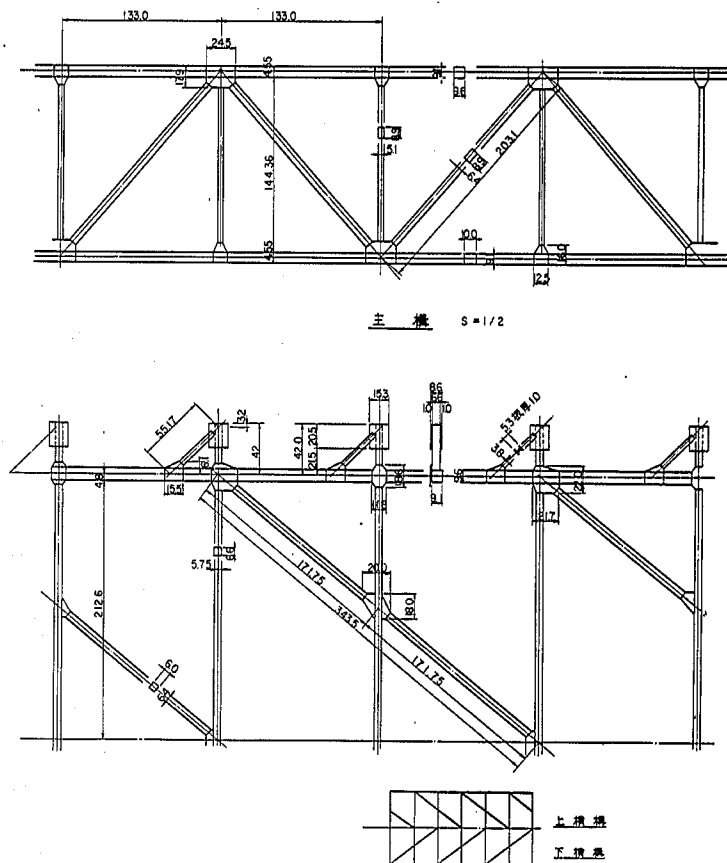
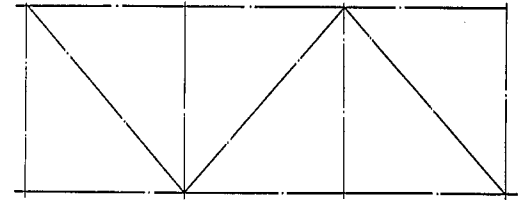
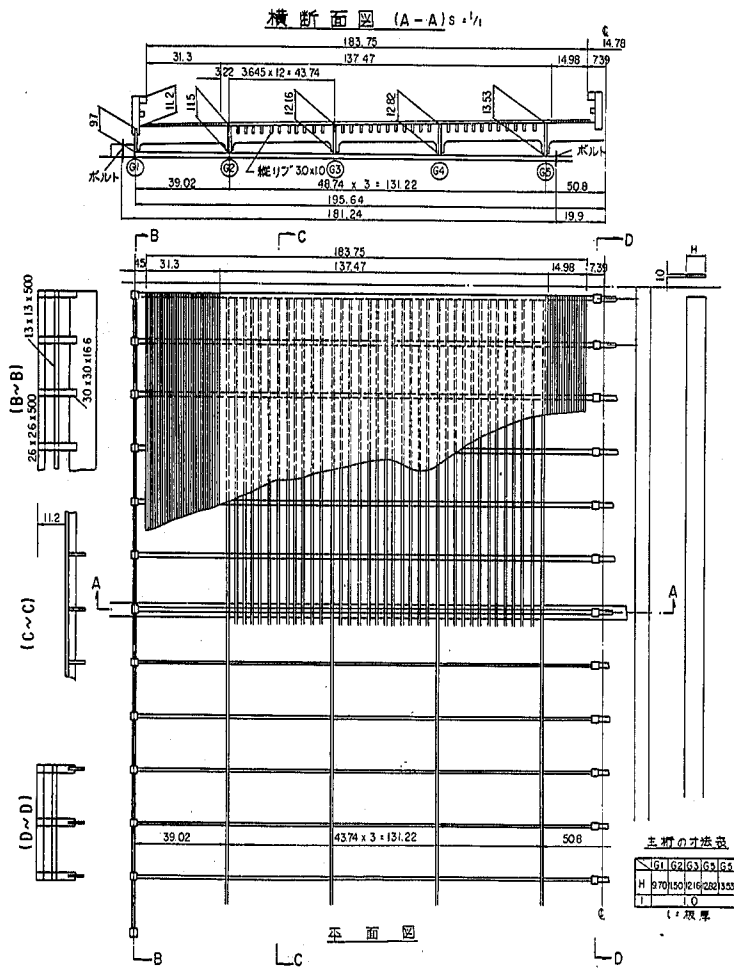
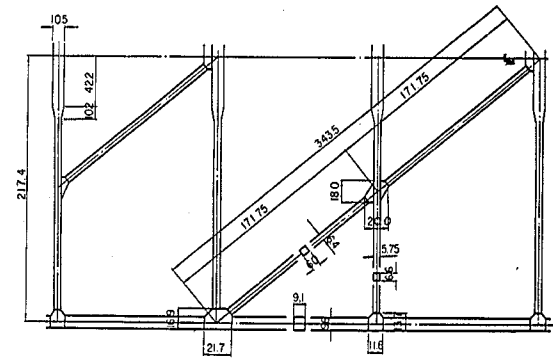


圖-7-6、大鳴門大橋模型圖(1)



主 機

下橫構 $s = 1/2$



上機機

下機構

圖-7-7 大鳴門大橋模型圖(2)

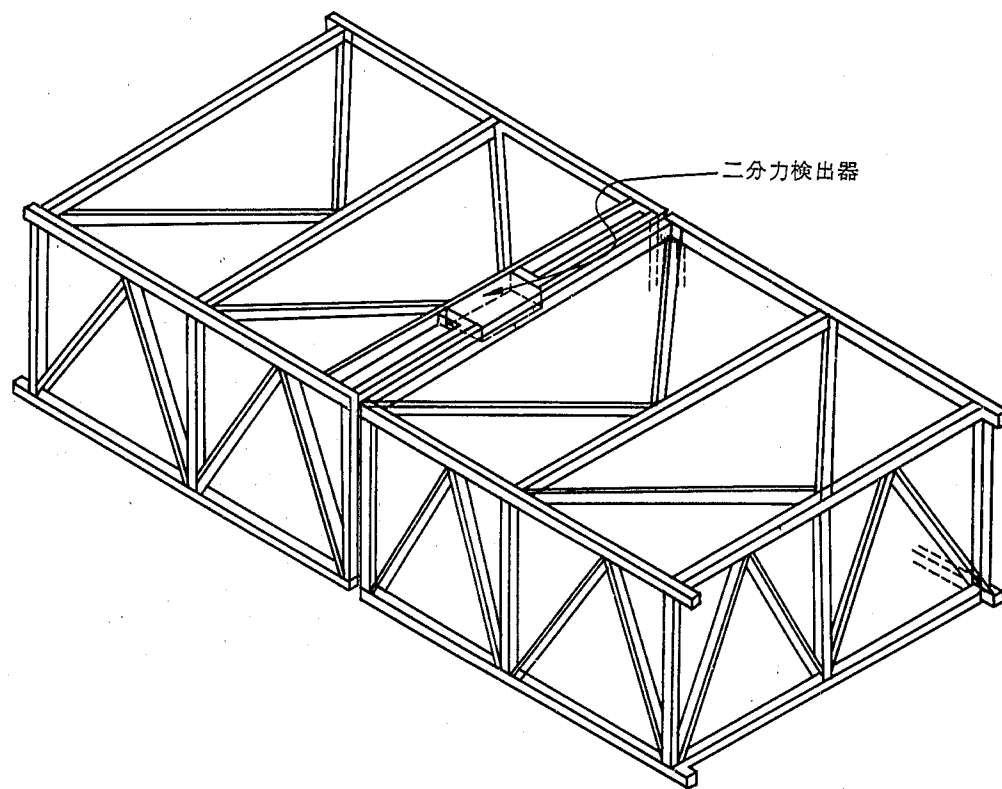


図-8. 二分力検出器取り付け図

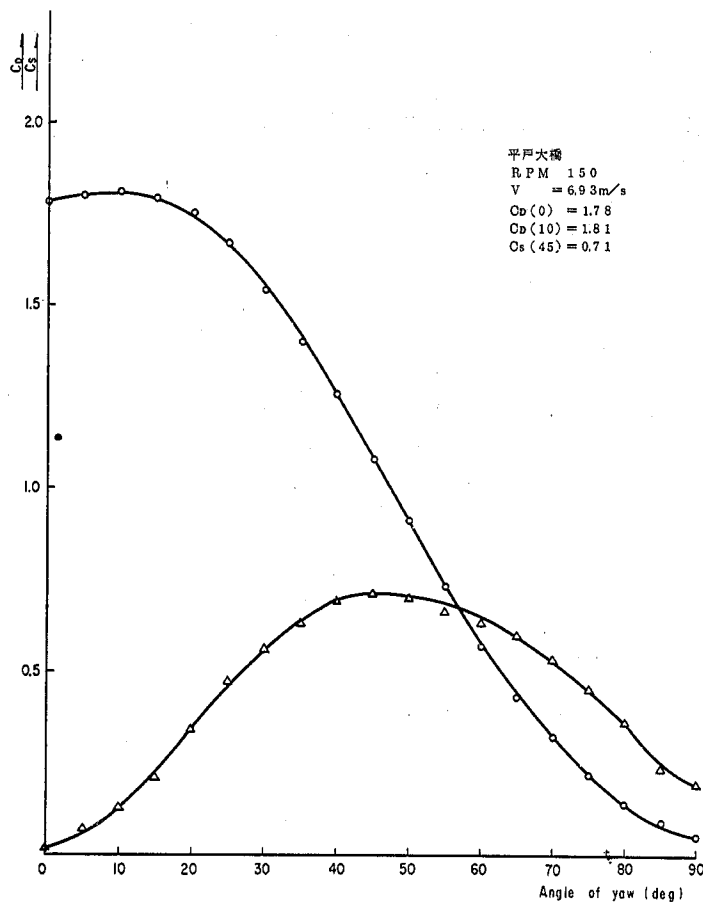


図-9-1 $C_D, C_S \sim \beta$

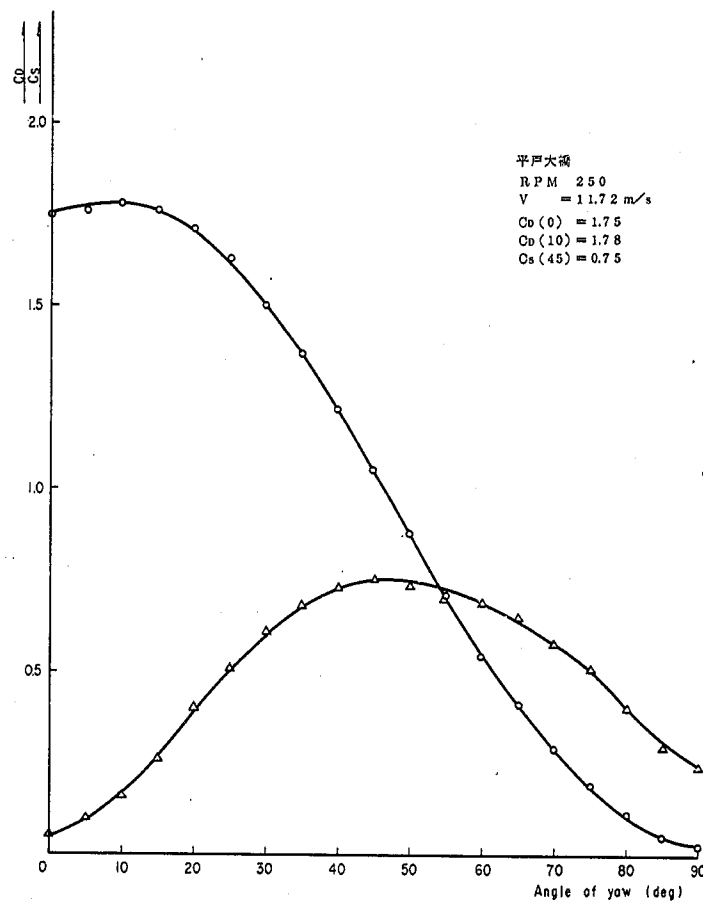


図-9-2. $C_D, C_S \sim \beta$

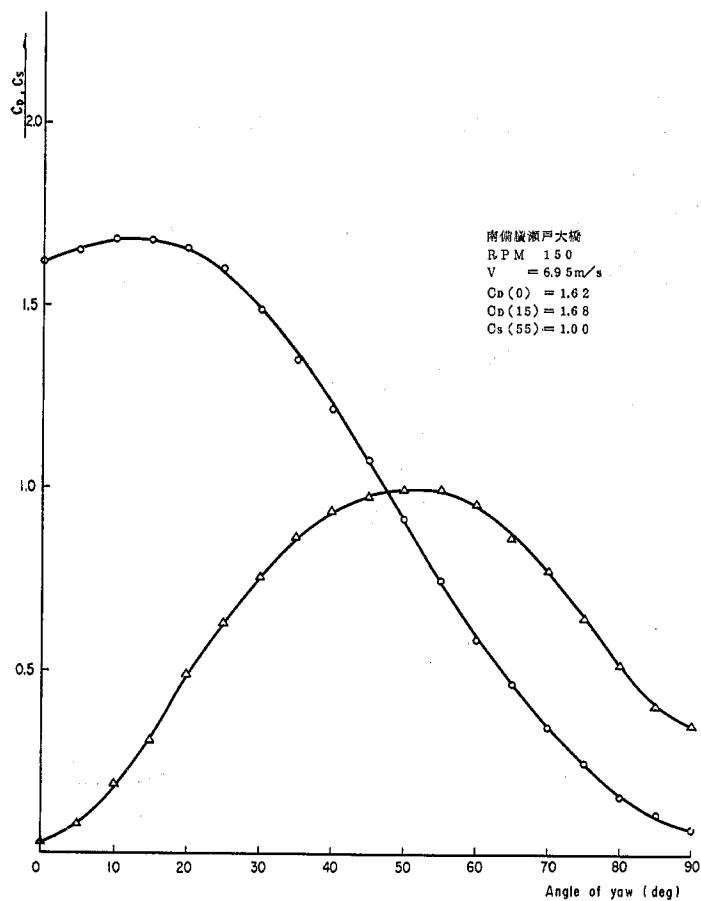


図-9-3. $C_D, C_S \sim \beta$

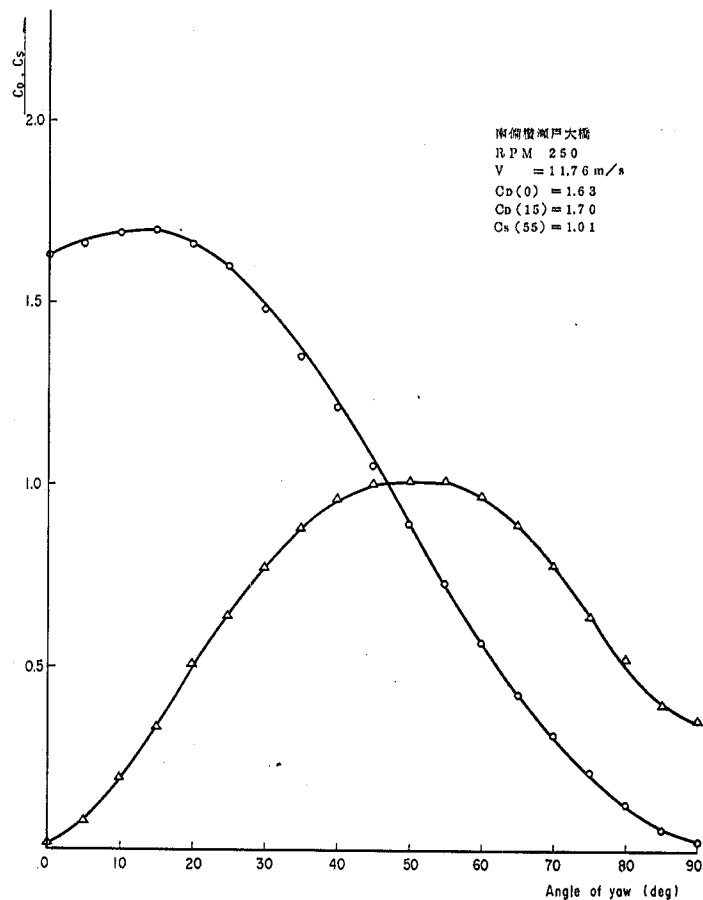


図-9-4. $C_D, C_S \sim \beta$

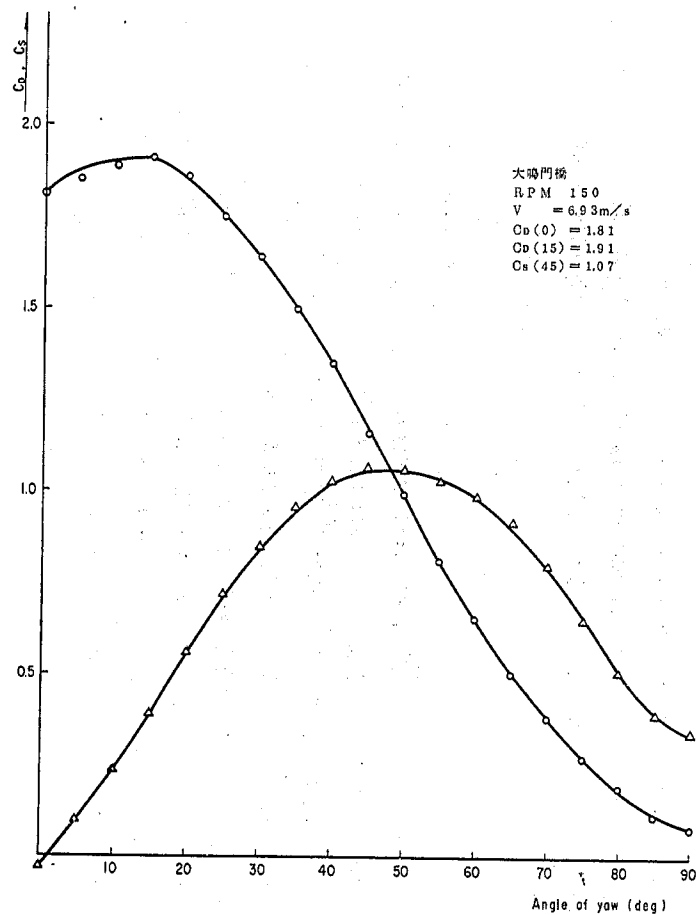


図-9-5. $C_D, C_S \sim \beta$

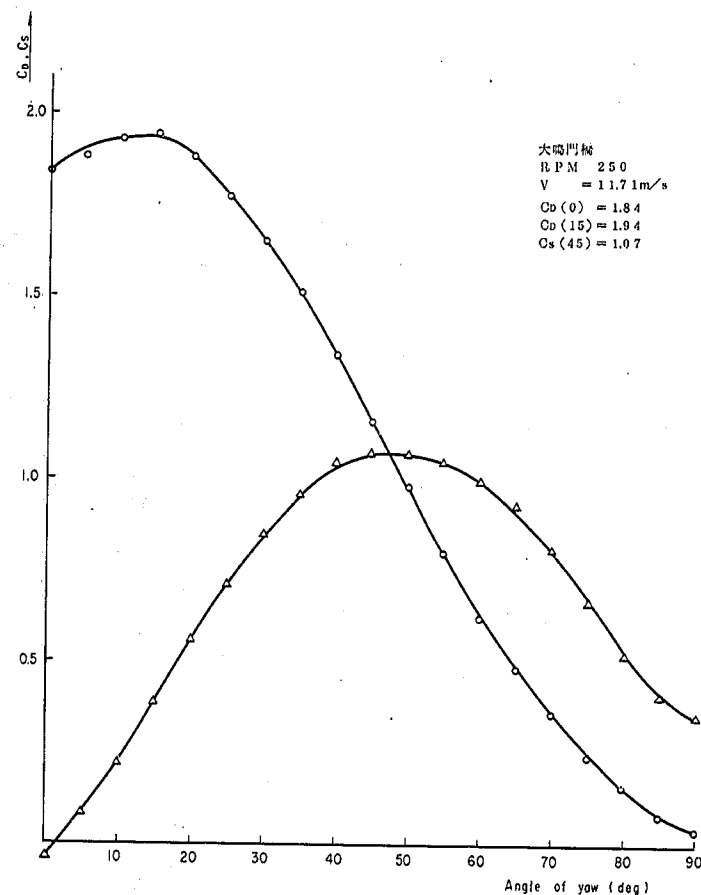


図-9-6. $C_D, C_S \sim \beta$

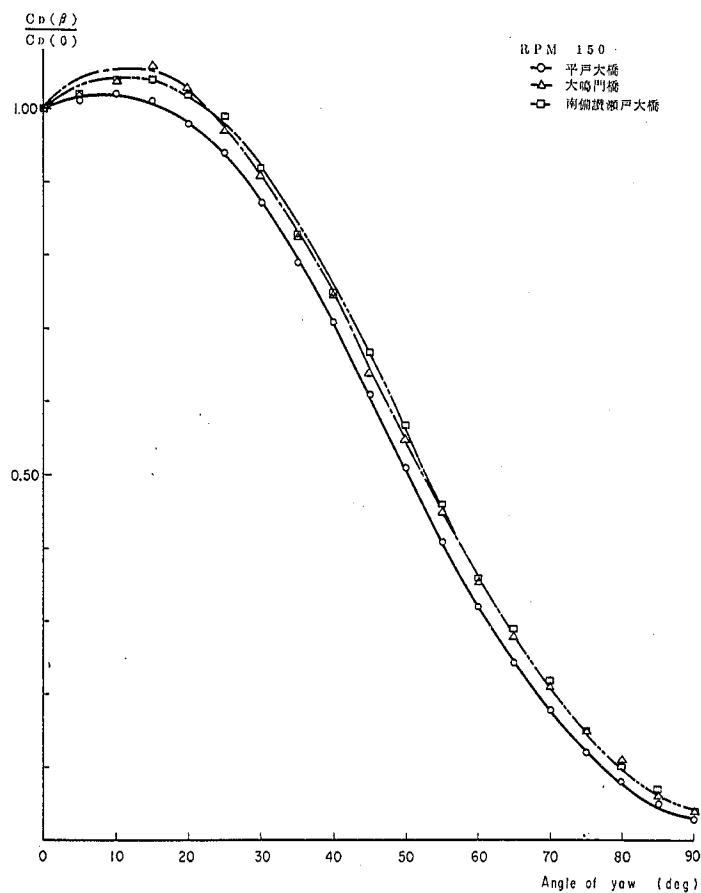


図-10-1. $C_D(\beta)/C_D(0) \sim \beta$

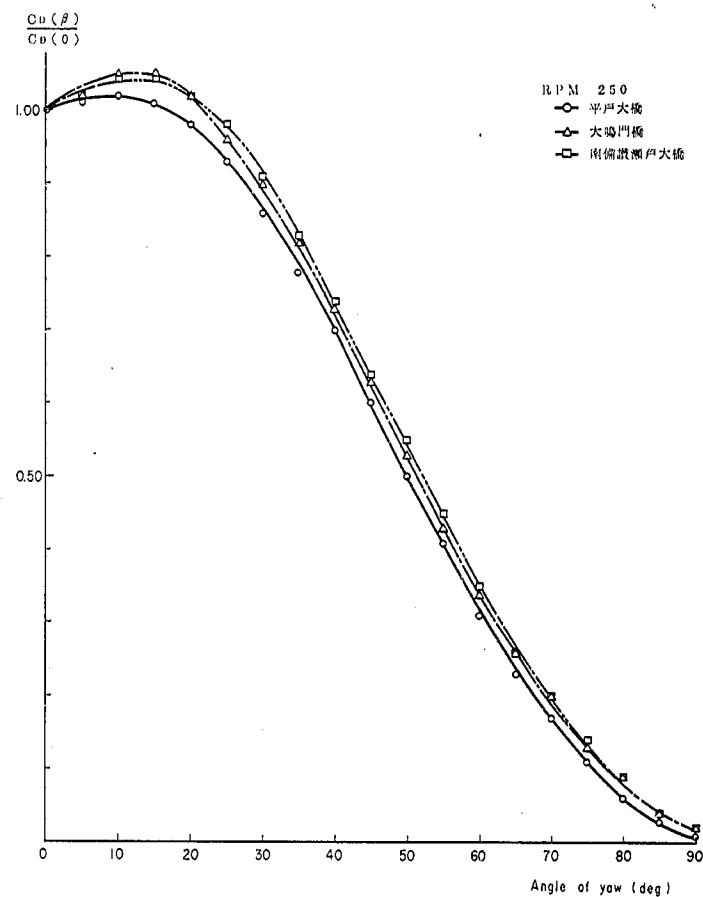


図-10-2 $C_D(\beta)/C_D(0) \sim \beta$

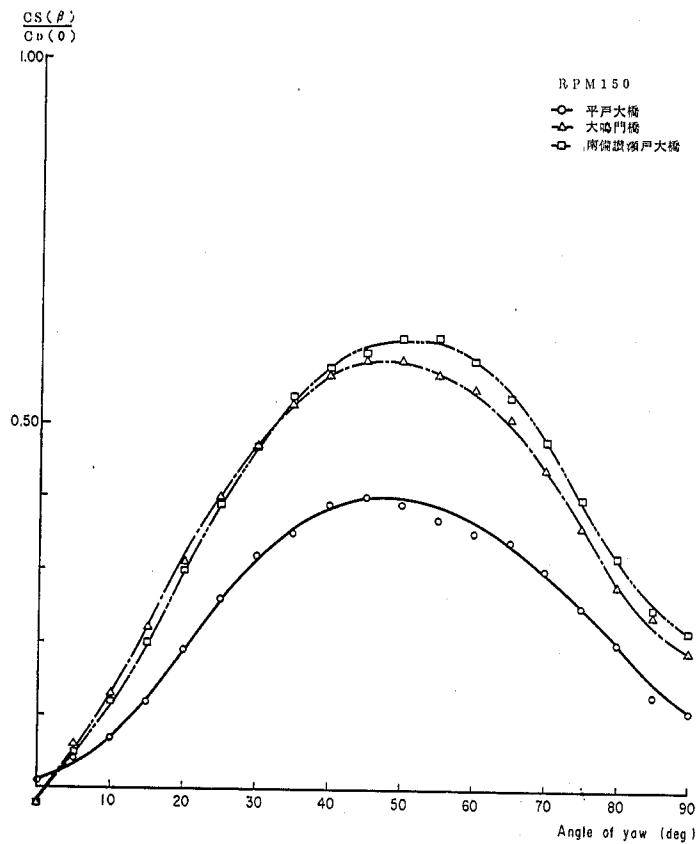


図-10-3 $C_s(B)/C_D(0) \sim \beta$

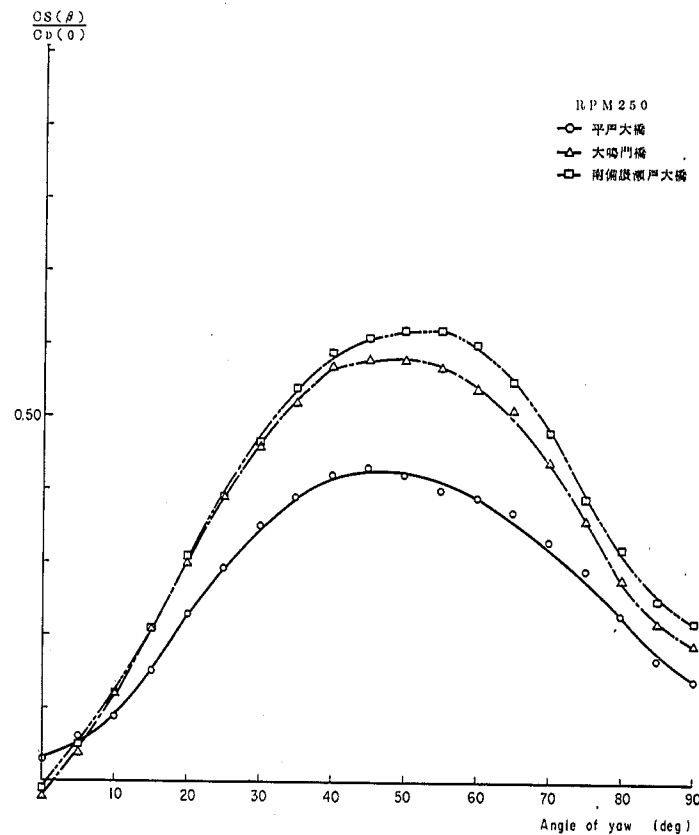


図-10-4 $C_s(B)/C_D(0) \sim \beta$

表-2 二分力検出器仕様書

	分 類	備 考
1	型 式	ひずみゲージ式
2	定 格 荷 重	F _x 1.25 Kg F _y 1.25 Kg
3	定 格 出 力	各分力共 約 500×10^{-6} 相当歪
4	直 線 性	" 1% FS 以内
5	ヒステリシス	" 1% FS 以内
6	入 出 力 抵 抗	" 約 120Ω
7	許 容 過 負 荷	" 150%
8	許 容 温 度 範 囲	-10℃ ~ 60℃
9	零点の温度影響	0.05% FS /℃
10	感度の温度影響	0.05% Reading /℃

表-3 模型及び実橋の諸元

模 型

	縮 尺	充 実 率	単・複橋床の区別
平 戸 大 橋	1/37.59	40.3%	単 橋 床
大 鳴 門 大 橋	1/78.2	43.6%	複 "
南 備 讃 大 橋	1/80	47.0%	複 "
因 島 大 橋	1/63.5	40.3%	単 "

実 橋

	大 鳴 門 橋	南 備 讃 大 橋	因 島 大 橋	平 戸 大 橋
中 央 径 間 長	870.0 m	1100.0	770.0	460.0
側 径 間 長	330.0 m	270.0	220.0	—
中央径間垂錘	82.0 m	100.0	70.0	45.0
ケーブル間隔	39.0 m	37.0	26.0	14.5
主 構 間 隔	34.0 m	32.0	26.0	14.5
主 構 高	12.0 m	13.0	9.0	6.0
死 荷 重	39.93t/m/bri	41.5	16.64	11.026
極慣性モーメント	688.0 t·m ² /m	924.6	154.4	33.495
振 動 数	た わ み 1 次	0.21 HZ	0.175	0.218
	ね じ れ 1 次	0.44 HZ	0.305	0.459

表-4-1 平戸大橋

RPM 150

$\beta(0)$	抗力 (g)	横力 (g)	C_D	C_S	$C_D(\beta)/C_D(0)$	$C_S(\beta)/C_D(0)$
0	707	8	1.78	0.02	1.00	0.01
5	715	29	1.80	0.07	1.01	0.04
10	720	50	1.81	0.13	1.02	0.07
15	712	85	1.79	0.21	1.01	0.12
20	695	135	1.75	0.34	0.98	0.19
25	662	188	1.67	0.47	0.94	0.26
30	610	227	1.54	0.57	0.87	0.32
35	558	251	1.40	0.63	0.79	0.35
40	498	272	1.26	0.69	0.71	0.39
45	430	283	1.08	0.71	0.61	0.40
50	360	277	0.91	0.70	0.51	0.39
55	289	261	0.73	0.66	0.41	0.37
60	226	251	0.57	0.63	0.32	0.35
65	172	238	0.43	0.60	0.24	0.34
70	126	211	0.32	0.53	0.18	0.30
75	86	177	0.22	0.45	0.12	0.25
80	57	143	0.14	0.36	0.08	0.20
85	34	92	0.09	0.23	0.05	0.13
90	21	74	0.05	0.19	0.03	0.11

$$\Lambda = 1329.06 \text{ cm}$$

$$v = 6.93 \text{ m/s}$$

$$\rho = 0.1244$$

表-4-2 平戸大橋

RPM 250

$\beta(0)$	抗力 (g)	横力 (g)	C_D	C_S	$C_D(\beta)/C_D(0)$	$C_S(\beta)/C_D(0)$
0	1982	59	1.75	0.05	1.00	0.03
5	1991	118	1.76	0.10	1.01	0.06
10	2017	180	1.78	0.16	1.02	0.09
15	1992	309	1.76	0.27	1.01	0.15
20	1932	450	1.71	0.40	0.98	0.23
25	1841	581	1.63	0.51	0.93	0.29
30	1685	692	1.50	0.61	0.86	0.35
35	1548	772	1.37	0.68	0.78	0.39
40	1384	826	1.22	0.73	0.70	0.42
45	1194	846	1.05	0.75	0.60	0.43
50	998	828	0.88	0.73	0.50	0.42
55	800	797	0.71	0.70	0.41	0.40
60	616	779	0.54	0.69	0.31	0.39
65	463	741	0.41	0.65	0.23	0.37
70	329	661	0.29	0.58	0.17	0.33
75	213	574	0.19	0.51	0.11	0.29
80	121	453	0.11	0.40	0.06	0.23
85	53	329	0.05	0.29	0.03	0.17
90	18	275	0.02	0.24	0.01	0.14

$$\Lambda = 1329.06 \text{ cm}$$

$$v = 11.72 \text{ m/s}$$

$$\rho = 0.1241$$

表-4-3 大鳴門大橋

RPM 150

$\beta(0)$	抗力 (g)	横力 (g)	C_D	C_S	$C_D(\beta)/C_D(0)$	$C_S(\beta)/C_D(0)$
0	634	-10	1.81	-0.03	1.00	-0.02
5	647	34	1.85	0.10	1.02	0.06
10	662	83	1.89	0.24	1.04	0.13
15	667	137	1.91	0.39	1.06	0.22
20	650	196	1.86	0.56	1.03	0.31
25	613	252	1.75	0.72	0.97	0.40
30	572	298	1.64	0.85	0.91	0.47
35	525	335	1.50	0.96	0.83	0.53
40	470	359	1.35	1.03	0.75	0.57
45	406	374	1.16	1.07	0.64	0.59
50	346	369	0.99	1.06	0.55	0.59
55	311	359	0.81	1.03	0.45	0.57
60	226	347	0.65	0.99	0.36	0.55
65	175	320	0.50	0.92	0.28	0.51
70	133	279	0.38	0.80	0.21	0.44
75	94	227	0.27	0.65	0.15	0.36
80	66	178	0.19	0.51	0.11	0.28
85	39	137	0.11	0.39	0.06	0.22
90	27	120	0.08	0.34	0.04	0.19

$$A = 1181.3 \text{ cm}^2$$

$$v = 6.93 \text{ m/s}$$

$$\rho = 0.1232$$

表-4-4 大鳴門大橋

RPM 250

$\beta(0)$	抗力 (g)	横力 (g)	C_D	C_S	$C_D(\beta)/C_D(0)$	$C_S(\beta)/C_D(0)$
0	1829	-42	1.84	-0.04	1.00	-0.02
5	1872	79	1.88	0.08	1.02	0.04
10	1916	217	1.93	0.22	1.05	0.12
15	1930	384	1.94	0.39	1.05	0.21
20	1869	559	1.88	0.56	1.02	0.30
25	1760	717	1.77	0.72	0.96	0.39
30	1643	847	1.65	0.85	0.90	0.46
35	1500	956	1.51	0.96	0.82	0.52
40	1336	1032	1.34	1.04	0.73	0.57
45	1156	1067	1.16	1.07	0.63	0.58
50	972	1064	0.98	1.07	0.53	0.58
55	791	1042	0.80	1.05	0.43	0.57
60	621	998	0.62	1.00	0.34	0.54
65	478	921	0.48	0.93	0.26	0.51
70	353	808	0.36	0.81	0.20	0.44
75	240	663	0.24	0.67	0.13	0.36
80	154	620	0.16	0.52	0.09	0.28
85	82	404	0.08	0.41	0.04	0.22
90	38	347	0.04	0.35	0.02	0.19

$$A = 1181.3 \text{ cm}^2$$

$$v = 1.71 \text{ m/s}$$

$$\rho = 0.1228$$

表-4-5 南備讚大橋

RPM 150

$\beta(0)$	抗力 (g)	横力 (g)	C_D	C_s	$C_D(\beta)/C_D(0)$	$C_s(\beta)/C_D(0)$
0	633	-13	1.62	-0.03	1.00	-0.02
5	645	33	1.65	0.08	1.02	0.05
10	656	76	1.68	0.19	1.04	0.12
15	658	125	1.68	0.32	1.04	0.20
20	647	193	1.66	0.49	1.02	0.30
25	623	247	1.60	0.63	0.99	0.39
30	580	298	1.49	0.76	0.92	0.47
35	527	338	1.35	0.87	0.83	0.54
40	478	369	1.22	0.94	0.75	0.58
45	422	384	1.08	0.98	0.67	0.60
50	359	389	0.92	1.00	0.57	0.62
55	294	389	0.75	1.00	0.46	0.62
60	232	374	0.59	0.96	0.36	0.59
65	182	341	0.47	0.87	0.29	0.54
70	138	305	0.35	0.78	0.22	0.48
75	97	254	0.25	0.65	0.15	0.40
80	64	203	0.16	0.52	0.10	0.32
85	43	160	0.11	0.41	0.07	0.25
90	27	140	0.07	0.36	0.04	0.22

$$v = 6.95 \text{ m/s}$$

$$\Lambda = 1281.4 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.1262$$

表-4-6 南備讚大橋

RPM 250

$\beta(0)$	抗力 (g)	横力 (g)	C_D	C_s	$C_D(\beta)/C_D(0)$	$C_s(\beta)/C_D(0)$
0	1815	-23	1.63	-0.02	1.00	0.01
5	1845	92	1.66	0.08	1.02	0.05
10	1887	221	1.69	0.20	1.04	0.12
15	1889	384	1.70	0.34	1.04	0.21
20	1851	565	1.66	0.51	1.02	0.31
25	1778	717	1.60	0.64	0.98	0.39
30	1652	857	1.48	0.77	0.91	0.47
35	1506	979	1.35	0.88	0.83	0.54
40	1346	1065	1.21	0.96	0.74	0.59
45	1171	1114	1.05	1.00	0.64	0.61
50	987	1129	0.89	1.01	0.55	0.62
55	808	1127	0.73	1.01	0.45	0.62
60	635	1078	0.57	0.97	0.35	0.60
65	479	987	0.43	0.89	0.26	0.55
70	355	867	0.32	0.78	0.20	0.48
75	240	712	0.22	0.64	0.14	0.39
80	140	575	0.13	0.52	0.08	0.32
85	69	450	0.06	0.40	0.04	0.25
90	31	404	0.03	0.36	0.02	0.22

$$v = 11.76 \text{ m/s}$$

$$\Lambda = 1281.4 \text{ cm}$$

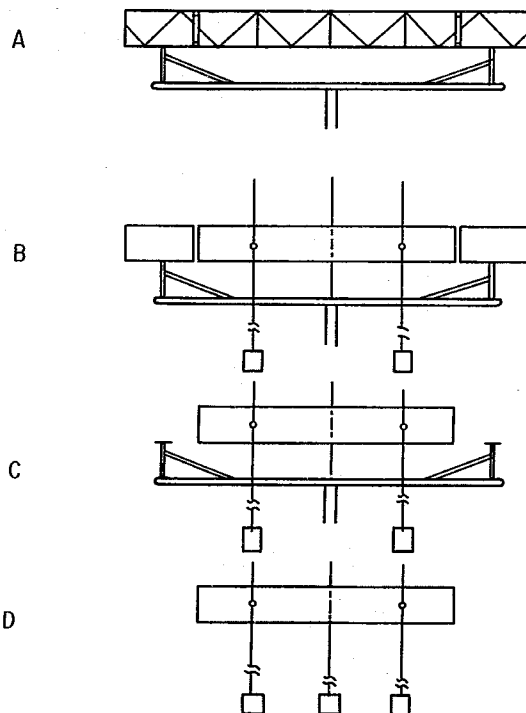
$$\rho = 0.1257$$

表-5

模型支持装置の測定値に及ぼす影響

	模 型 名	平 戸 大 橋		大 鳴 門 橋		南 備 讃 瀬 戸 大 橋	
	風 速 m/s	6.93	11.72	6.93	11.71	6.95	11.76
A	斜 風 実 験 (9)	707	1982	634	1829	633	1815
B	三分力天秤による測定(9)	709	2014	651	1866	633	1821
	A/B	1.003	1.016	1.027	1.020	1.000	1.003
C	ダミー模型除去 (9)	706	2015	649	1859	633	1821
D	支持装置, ダミー模型除去(9)	718	2055	656	1906	642	1843
	支持装置の影響 $\frac{(D-C)}{B}$	0.017	0.020	0.011	0.025	0.014	0.012

備 考



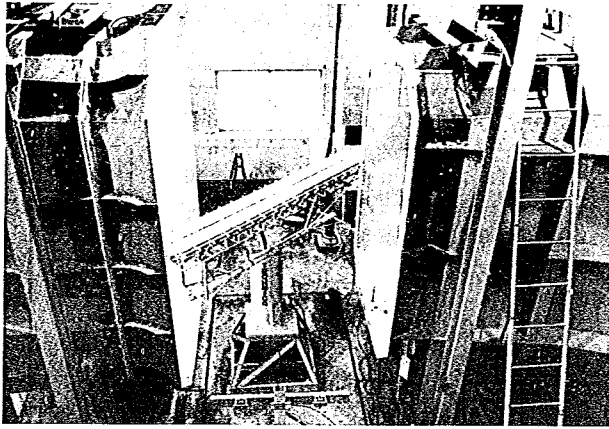


写真-1. 風洞測定部（開放型）

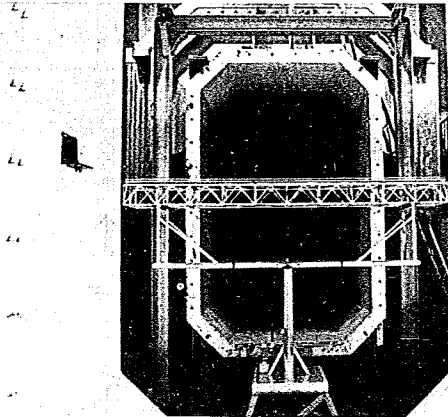


写真-2. 模型と模型支持装置（測定部後方より上流側）

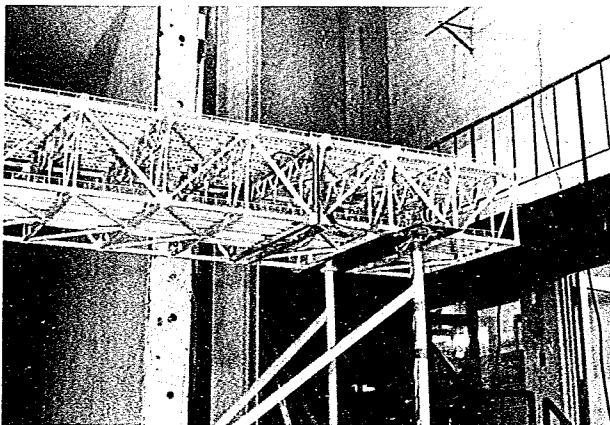


写真-3. 模型と模型支持装置

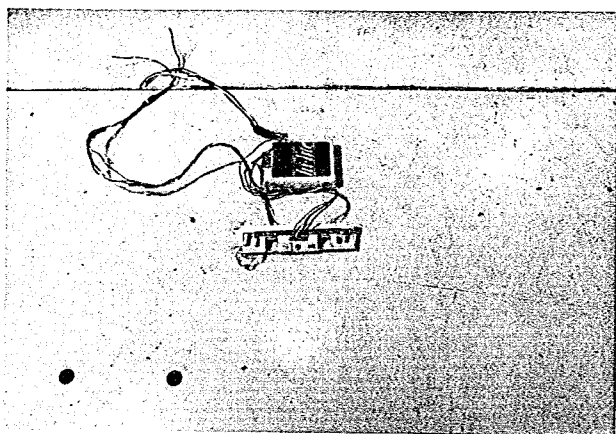


写真 - 4. 二分力検出器

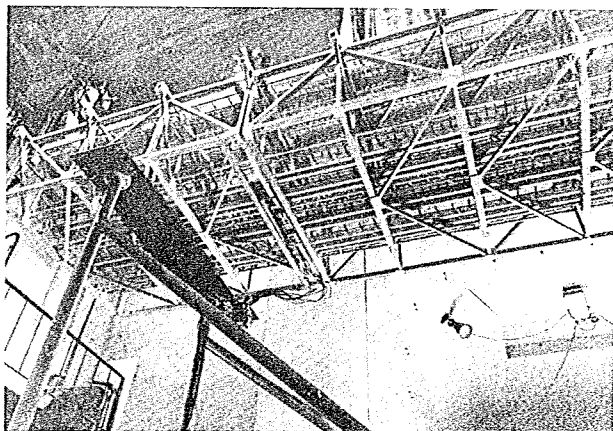


写真 - 5. 二分力検出器取り付け

4. 吊橋の風の乱れによる応答解析

4.1 まえがき

4.1.1 設計風荷重の考え方

4.1.2 既往の研究

4.1.3 調査の概要

4.2 計算方法

4.2.1 計算のフロー

4.2.2 構造系の解析

4.2.3 空気力変動成分のスペクトル

4.2.4 空気力学的応答

4.3 問題点に対する検討

4.3.1 解析上の問題点

4.3.2 計算上の問題点

4.4 数値計算例

4.4.1 2ヒンズ吊橋の場合

4.4.2 連続吊橋の場合

4.5 あとがき

4. 吊橋の風の乱れによる応答解析

4.1. ま え が き

4.1.1. 設計風荷重の考え方

我が国において長大吊橋の設計の際に用いる設計風荷重は、1967年に土木学会の本州四国連絡橋技術調査委員会によって作成された「耐風設計指針(1967)」¹⁾により初めて定められた。その後、調査・研究が進みその成果を盛り込んだ「耐風設計基準(1972)」²⁾が土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会により作成され、更に今年度適用範囲を吊橋以外に拡張するための改訂作業が小委員会で進められており、「耐風設計基準(1974)」としてまとめられる予定である。

「耐風設計指針(1967)」では、設計風荷重は次のようにして決定される。

- i) 基本風速に対し、構造物の高度による補正を行なった後、さらに水平長または鉛直長による補正を行なって設計風速を求める。
- ii) 設計風速を用いて設計風荷重は次式で算出される。

$$P_D = \frac{1}{2} \rho V^3 C_D A$$

その後の改訂でも基本的にはこの考え方が貫かれているが、風の時間的・空間的変動の影響を考慮して定められている水平長または鉛直長による補正の考え方が著しく異なっている。以下にその考え方を紹介することにする。

自然風は時間的にも空間的にも変動している。構造物は風の時間的変動により不規則振動を生ずると考えられ、静的平均応答に対し補正が必要であろう。また風速の空間的変動は構造物の全長にわたってある一点における平均風速が同時に作用することはないという理由から、等分布風速に置き換えた場合にはやはり補正が必要であろう。これらの問題に対し、耐風設計指針(1967)では乱れのスケールと構造物の長さを結びつけることにより風速修正係数を求めた。つまり、変動風速の時間的・空間的分布を便宜的に模式化し、水平長が風向直角水平方向の乱れのスケールに等しくなるよう風速の評価時間を定めることにより、近似的に水平長に関する風速補正係数を定めた。また、同指針の解説には両端を単純支持されている構造物を考えて支点反力に着目し、不規則変動風速による最大支点反力と平均風速による支点反力との比率から求めた塩谷による風速補正係数も示した。

一方、耐風設計基準(1972)では Davenport が提唱している変動風速による構造物の応答を求めるという方法に従い、宮田により流れ方向の風速変動に対する補剛げたの横曲げモーメントに着目し、本州四国連絡橋に想定されているいくつかのスパンの異なる吊橋について

風速の補正係数が計算された。その結果得られた補正係数は 1.3 ないし 1.5 程度というかなり大きな値となったが、既往の長径間吊橋などでは風向方向の横振動は未だ観測されたことはないようであることから、実際現象の裏付けあるいは実験的検証が得られるまで、構造系の動的応答特性を無視し、単に周波数に応じて分布した変動荷重による曲げモーメントと、平均風速による等分布荷重による曲げモーメントとの比から算定した補正係数を用いることにした。

その後、同様な考え方に拠って計算に用いられているパラメータを変化させその影響を調べた篠塚の³⁾研究、構造系を多質点系に置き換え計算した青柳の研究⁴⁾などが報告されたが、その結果はそれぞれ異っており計算を実行する上で問題が多いことが明らかになった。この結果更に委員会で検討を続けて行くことになった。

また、本州四国連絡橋の設計案には連続吊橋も含まれているが、現在ではこれらに対する補正係数は求められておらず、載荷方法と合せて今後の検討事項として残されている。

4.1.2. 既往の研究

吊橋の風速変動による不規則応答の計算方法は Davenport により初めて示された。計算式の詳細は原文献に譲るが、構造解析の計算方法としてそこではエネルギー法を採用している。つまり、補剛クタおよびケーブルの変位を次のような三角関数の和で表わし、その各係数を求めるという方法である。

$$Y_T = a_1 \sin \frac{\pi x}{\ell} + a_3 \sin \frac{3\pi x}{\ell}$$

$$Y_C = b_1 \sin \frac{\pi x}{\ell} + b_3 \sin \frac{3\pi x}{\ell}$$

その結果として、中央径間 3300 ft の吊橋に対する計算例では一様流による静的応答と比較して変動風による応答が非常に大きいことが指摘されている。

宮田は Davenport と同じ手法を用いて、本州四国連絡橋の調査の一環として概略設計されたスパンの異なる 6 設計案に対し風速修正係数を求めた。ただし、Davenport とは空力アドミッタンスと風速のスペクトルが違っている。

	Davenport	宮 田
空力アドミッタンス	$\left\{ \frac{2}{7\zeta^2} (7\zeta - 1 + e^{-7\zeta}) \right\}^2$	$\frac{1}{1 + 2\left(\frac{uD}{U_z}\right)^{4/7}} : \text{Vickery}$
風速のスペクトル	Davenport の式 $\frac{u S_w(u)}{U^2} = 4K \frac{x}{(1+x^2)^{4/3}}$	日野の式 $S_w(n) = 0.476 \frac{6K\bar{U}^2}{\beta} \left\{ 1 + \left(\frac{n}{\beta}\right)^2 \right\}^{-5/6}$

その結果、中央径間 1500 m の吊橋の $l/2$ 点水平曲げモーメントに注目すると風速修正係数は約 1.59 程度になることが判った。またこの方法には、多くの仮定が含まれており、用いる数値についても問題の多いことが指摘された。

篠塚は宮田と同じ計算手法を用いて計算に用いられるパラメータの風速修正係数に及ぼす影響の度合いを調べた。その結果、この係数は Z (構造物高さ) や U_{10} (基本風速) の変化によって変わるが、その変動はパラメータ K (地表の摩擦係数)、 α (べき指数)、 k (空間相関の距離による指数関数的減少を規定する定数) の変化に対する変動にくらべるとずっと小さい、また、平均風速の継続時間 T はこの係数に対して大きな変化を与えない、すなわち、風速修正係数は K 、 α 、 k (ことに K) に対して大変敏感であることが判明した。

また、青柳は吊橋系ばかりでなく任意形状の骨組構造を対象にできるように拡張した lumped mass 方式の計算プログラムを開発した。この方法では宮田が行なった計算方法と外荷重条件、空力減衰など若干の違いがある。また計算結果にもやや差があるようである。

4.1.3. 調査の概要

既に述べたように吊橋の設計風荷重算定に用いる構造物の長さおよび応答特性による補正係数の決定には、風の時間的・空間的変動と構造物の応答特性を考慮し確率統計的手法により計算するのが良いと思われる。しかしこの方法には理論式に仮定が多く含まれていること、計算実行方法により値が変わることなど問題点が多いことが明らかになった。そこで本調査ではこの方法の解析上の問題点を明らかにすることおよび計算上の問題点を検討すること、プログラムを作成し各段階において計算精度を吟味すること、2 ヒンジ吊橋、連続吊橋の数例について計算を行ない補正係数を求めることを目的とした。

具体的には 4.2 で有限要素法的な考え方を用いた計算方法について記述し、4.3 では解析上および計算実行上の問題点について計算プログラムを作成しながら検討を加え、4.4 では 2 ヒンジ吊橋 6 例、連続吊橋 2 例について計算し補正係数を求めた。その結果、いくつかの問題点が明らかになり、それらに対し明確な資料が得られ、計算の精度が向上した。

4.2. 計 算 方 法

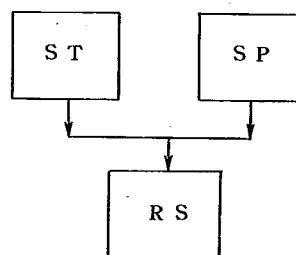
4.2.1. 計算のフロー

計算は次のような流れに従って実行される。

ST : 構造の静力学・動力学的解析

SP : 空気力変動成分のスペクトルの計算

RS : 空気力に対する構造系の応答値の計算



4.2.2. 構造系の解析

吊橋の吊構造系の橋軸直角方向に対する基本関係式として Moisseiv の微分方程式を採用する。補剛桁およびケーブルにかかる荷重強度を $q_t(x)$, $q_c(x)$ [t/m] とするとき、次の関係が成り立つ。

$$\frac{d^2}{dx^2} EI \frac{d^2 v}{dx^2} = q_t + \frac{P_s}{h} (u - v) \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

$$H_r \frac{d^2 u}{dx^2} = -q_c + \frac{P_s}{h} (u - v)$$

EI : 補剛桁の曲げ剛性 [tm^2]

H_r : 主ケーブル水平張力 [t]

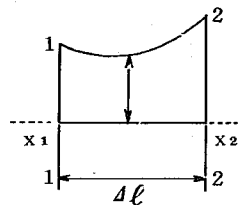
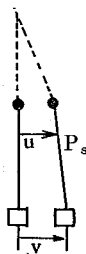
P_s : ハンガー張力 [t/m]

h : ハンガー長 [m]

(1.1) 式を計算する際には、種々の方法が考えられるが、今回は吊橋のような連続構造体のある要素で区切り、有限要素法的な次のような手法によって計算する。

いま橋軸方向 (x 方向) に $[x_1 \ x_2]$ なる区間 (finite element) を考える。

$$\Delta \ell = x_2 - x_1$$



$x = x_1, x_2$ における関数値をサフィックス 1, 2 で表わす。この区間では $EI = \text{const}$ とする。

また、計算の便宜上次の形状 (変形) 関数を定義する。

$$\phi_1(x) = 1 - 3\xi^2 + 2\xi^3$$

$$\phi_2(x) = \Delta \ell \cdot \xi (1 - \xi)^2$$

$$\phi_3(x) = 1 - \phi_1(x)$$

$$\phi_4(x) = -\Delta \ell \cdot \xi^2 (1 - \xi)$$

$$\psi_1(x) = 1 - \xi$$

$$\psi_2(x) = \xi$$

$$\xi = \frac{x}{\Delta \ell} : \text{この } x \text{ は } x_1 \text{ より測っている}$$

この関数を用いて (1.1) より次の関係がえられる。

$$\begin{pmatrix} Q_1 \\ -M_1 \\ -Q_2 \\ M_2 \end{pmatrix} = -B_1 U + C_1 \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

ここで Q : せん断力
 M : 曲げモーメント

$$U = \begin{pmatrix} v_1 \\ \theta_1 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{pmatrix} \quad \theta = \frac{dv}{dx} : \text{水平たわみ角}$$

$$C_1 = \begin{pmatrix} {}_1c_1 \\ {}_1c_2 \\ {}_1c_3 \\ {}_1c_4 \end{pmatrix}$$

$${}_1c_i = \int_0^{4\ell} \phi_i \left\{ q_i + \frac{P_s}{h} (u-v) \right\} dx$$

$$B_1 = ({}_1b_{ij}), \quad i, j = 1 \sim 4$$

$${}_1b_{ij} = \int_0^{4\ell} \phi_i'' EI \phi_j'' dx = (\phi_i'' EI \phi_j'')$$

$$\begin{pmatrix} N_1 \\ -N_2 \end{pmatrix} = -B_2 \Psi + C_2 \quad \dots\dots\dots (1.3)$$

$$\Psi = \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \end{pmatrix}, \quad B_2 = ({}_2b_{ij}), \quad C_2 = \begin{pmatrix} {}_2c_1 \\ {}_2c_2 \end{pmatrix}$$

$${}_2b_{ij} = (\psi_i' H, \psi_j') \quad i, j = 1 \sim 2$$

$${}_2c_i = \int_0^{4\ell} \psi_i \left\{ q_c - \frac{P_s}{h} (u-v) \right\} dx$$

固有振動解析においては

$$q_i = p^2 m_i v \quad p : \text{固有円振動数} \quad \dots\dots\dots (1.4)$$

$$q_c = p^2 m_c u$$

とおく。 m_t 、 m_c は質量 ($t/m \cdot \text{sec}^2/m$) を表わす。平均風速に対する変形の場合には q_t 、 q_c は与えられた関数となる。

(1.2)、(1.3)、(1.4)において

$$v = \phi_1 v_1 + \phi_2 \theta_1 + \phi_3 v_2 + \phi_4 \theta_2 \quad \dots\dots\dots (1.5)$$

$$u = \psi_1 u_1 + \psi_2 u_2$$

と近似すると、(1.2)～(1.5)を下の形にまとめることができる。

$$\begin{pmatrix} N_1 \\ Q_1 \\ -M_1 \\ -N_2 \\ -Q_2 \\ M_2 \end{pmatrix} = -B \begin{pmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{pmatrix} + p^2 C \begin{pmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{pmatrix} \quad \dots\dots\dots (1.6)$$

B : エレメント剛性行列

C : エレメント質量行列

各要素について(1.6)をつくり両端における釣合式を連ねてゆくと全体としての釣合式、すなわち固有振動方程式ができる。

$$\overline{B}X = p^2 \overline{C}X \quad \dots\dots\dots (1.7)$$

ここで $\overline{B}$ と $\overline{C}$ は全体系としての剛性、質量行列である。 X は独立変数である。

(1.5)の近似式が妥当であるのは、 $\Delta \ell$ と p がおおよそ次の関係式をみたす範囲である。

$$\begin{aligned} p^2 \frac{m_t (\Delta \ell)^4}{EI} &\approx 1.0 \\ p^2 \frac{m_c (\Delta \ell)^2}{H_r} &\approx 1.0 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (1.8)$$

(1.7)の解として r 次 ($r=1 \sim$)の固有振動モードがえられる。

$$r \text{ 次モード } \begin{cases} P_r, & T_r = \frac{2\pi}{P_r}, & n_r = \frac{1}{T_r} \\ v_r(x), u_r(x) : \text{変位} \\ Q_r(x), M_r(x) : \text{応力} \end{cases}$$

正規化の条件は

$$\int v^2 m \cdot dx + \int u^2 m \cdot dx = 1.0 \quad \dots\dots\dots (1.9)$$

とする。 $\int$ は全系についてとる。

平均風速に対する変形を求める際には(1.7)の右辺が荷重ベクトルとなるので直ちに Σ と応力((1.6)より)が定まる。

r 次モードに対する mechanical admittance は次式により求められる。

$$|H_r(n)|^2 = \frac{1}{P_r^2 \left\{ \left(1 - \left(\frac{P}{P_r}\right)^2\right)^2 + 4\zeta_r^2 \left(\frac{P}{P_r}\right)^2 \right\}} \quad \dots\dots\dots (1.10)$$

$$P = 2\pi n$$

$$P_r = 2\pi n_r$$

ζ_r : 減衰定数 (fraction to critical damping)

$$\zeta_r = \zeta_s + \zeta_{sro} \quad \zeta_s = 0.03/2\pi$$

$$\zeta_{sro} = \frac{\rho C_D A \bar{U}_z}{4\pi m_r n_r} = \frac{C_D A \bar{U}_z}{P_r} \frac{\rho}{2m_r} = \frac{\bar{P}}{P_r m_r \bar{U}_z} \quad \dots\dots\dots (1.11)$$

4.2.3. 空気力変動成分のスペクトル

標高 Z 面[m]での平均風速 $\bar{U}_z = \left(\frac{Z}{10}\right)^\alpha \bar{U}_{10}$ に対して平均抗力 $\bar{P}$ を

$$\bar{P} = \frac{1}{2} \rho A \bar{U}_z^2 C_D \quad \dots\dots\dots (1.12)$$

で表わす。ここに $\rho = 0.125 \times 10^{-3} [t/m^3 \cdot sec^2/m]$

変動風速のスペクトルは日野の式を用いる。

$$S_v(n) = 0.476 \frac{6K\bar{U}_{10}^2}{\beta} \left(1 + \frac{n^2}{\beta^2}\right)^{-\frac{5}{6}}$$

$$\beta = 1.169 \times 10^{-3} \frac{\bar{U}_{10} \alpha}{\sqrt{K}} \left(\frac{Z}{10}\right)^{(2m_s \alpha - 1)}$$

強風に対して $m_s = 2$ である。

変動風速の流れに直角水平方向の相関々数;

$$R_v(x_1, x_2, n) = \exp\left(-\frac{k n}{\bar{U}_z} |\dot{x}_1 - \dot{x}_2|\right)$$

変動抗力のスペクトル；

$$S_p(n) = 4 \overline{P^2} |X_s(n)|^2 \frac{S_s(n)}{U_z^2}$$

ここで $|X_s(n)|^2$ は B. J. Vickery による空気力学的アドミッタンスを表わす。

$$|X_s(n)|^2 = \left\{ 1 + 2 \left(\frac{nD}{U_z} \right)^{\frac{4}{3}} \right\}^{-1}$$

4.2.4. 空気力学的応答

4.2.2～3 の関係式を用いて吊構造系曲げモーメントのパワースペクトル $S_m(x, n)$ は次の形で表わされる。

$$S_m(x_1, n) = \sum_r M_r^2(x) |H_r(n)|^2 |J_r(n)|^2 S_p(n) \dots\dots\dots (1.13)$$

ここで、

$$|J_r(n)|^2 = \iint v_r(x_1) v_r(x_2) R_n(x_1, x_2, n) dx_1, dx_2 \dots\dots\dots (1.14)$$

は Joint acceptance を表わす。

曲げモーメントの分散 $\sigma_m^2(x)$ ；

$$\begin{aligned} \sigma_m^2(x) &= \int_0^\infty S_m(x, n) dn \\ &= \sum_r M_r^2(x) \int_0^\infty |H_r(n)|^2 |J_r(n)|^2 S_p(n) dn \dots\dots\dots (1.15) \end{aligned}$$

曲げモーメントに関する effective frequency $\nu_m(x)$ ；

$$\nu_m^2(x) = \int_0^\infty n^2 S(n, x) dx / \sigma_m^2(x)$$

曲げモーメント最大応答値の期待値 $= g_{Tm}(x) \sigma_m(x)$ ；

$$g_{Tm}(x) = \sqrt{2 \ell n(\nu_m T)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ell n(\nu_m T)}}$$

平均抗力による曲げモーメントに対する修正係数；

$$G_{Tm}(x) = \left\{ 1 + \frac{g_{Tm} \delta_m}{M(x)} \right\}^{\frac{1}{2}}$$

変位およびせん断力に関しても同様な関係式が成立する。

4.3. 問題点に対する検討

4.3.1. 解析上の問題点

ここで示された風の乱れによる吊橋の応答計算法にはいろいろの仮定や不確さを含んだ方法が採用されている。問題点を挙げると次のとおりである。

- (1) 構造解析一般
- (2) ケーブルとトラスに作用する風荷重
- (3) モード関数の正規化
- (4) 空力減衰 ζ_{aero}
- (5) 空力増幅関数 $X_a(n)$

以下にこれらの項目に対し検討を加えることにする。

(1) 構造解析一般

風の乱れによる補正係数算定には、静的・動的応答計算を実行するわけであるが、構造解析の方法による結果に差が生じる場合のあることが判明した。たとえば、Davenport、宮田、篠塚の場合は振動モードをsin波形で近似しており、青柳の場合は構造系を多質点系のモデルに置換している。

問題点として指摘された計算方法による結果の違いの評価は、今後の検討事項として残されている。

(2) ケーブルとクタに作用する風荷重

吊橋のケーブルとクタに作用する風荷重はその値が異なるのが普通である。一様流による静的応答の計算ではこの2つの値は(1.12)式における高さの違いによる平均風速の違い、抗力係数、投影面積の違いにより異なったものとなる。しかし、変動風による応答の計算では風の空間的相関々数にどのような値を用いるか不明な点も多く問題も複雑になる。宮田の計算では風荷重はクタのみに作用しケーブルには加わらないとしている。また青柳の計算では抗力係数を受圧面積より計算されるケーブルとクタとの荷重分配率に従って変えることにより分割した。今回の計算でも風荷重はクタのみに載荷し、ケーブルには加えないことにした。この問題は今後の検討が必要と思われる。

(3) モード関数の正規化

固有問題においてモード関数を正規化する必要が生じる。振動系としてはケーブルとクタを考慮に入れて全体で正規化するのが妥当と思われるので今回は正規化の条件を(1.9)式のよう定めた。しかし宮田の計算ではクタのみを考え正規化を行なっている。

(4) 空力減衰

空力減衰は構造減衰と共に構造物の動的応答の大きさを決める要因の1つであるが、一般に断面形状・風速・振幅などにより変わるものであり、非定常空気を測定することにより求めることが可能である。しかしここでは一自由度の振動系を想定し準定常的な考えに拠り空力減衰を推算している。

式(1.11)で表わされる空力減衰には重量が関係するため、橋軸方向に重量が変化する場合など不合理な場合も考えられる。

(5) 空力増幅関数

風と風により構造物が受ける空気力との関係を表わすのが空力増幅関数である。その特性は構造物の断面形状により変化する。トラスのような複雑な構造物に対する空力増幅関数を求めた例は少なく、宮田の計算では B. J. Vickery が格子により発生させた変動風中での角柱の値を用いている。この値はトラス補剛ケタとは異なると考えられ、その結果計算値も変わるものと考えられる。

この他に、風速のスペクトルの式や空間相関の式などの影響を受け応答値は変わると考えられる。

4.3.2. 計算上の問題点

4.2.2～4の関係式による計算結果(g_n , G_n ……)を数値解析的な意味で吟味するためには、計算過程の諸段階で計算方法的な誤差(errors in method)の入りうる個所を調べておかねばならない。

計算方法上の主要な問題点は以下の個所である。

- (1) 構造解析の解 $v_r(x)$, $u_r(x)$, $M_r(x)$ ……($r=1\sim$),

$M(x)$, $Q(x)$ ……の精度

- (2) $|J_r(n)|^2$ の二重積分の算出

- (3) $\int_0^\infty \dots dn$ の算出及び $\sum_i$ の項数

次に上記の各項目について検討する。

- (1) 構造解析の解について

(1.1)の解法は必然的に近似解法となるが、ある近似解法をとった場合に、その結果がいかなる程度に方法上の誤差を含むかを評価することは一般的には難しく、誤差の水準を表わす簡易なパラメーターは提案されていないように思われる。

ここで採用している有限要素法的方法では、 r 次のモードについてその結果がほぼ10%程度の方法上の誤差を有する分割(エレメント分け、あるいは discretization)のしかた

は (1.8) すなわち,

$$\phi_s \equiv \frac{p_s^2 m_s (\Delta \ell)^4}{E I} \approx 1.0$$

$$\phi_c \equiv \frac{p_s^2 m_c (\Delta \ell)^2}{H_c} \approx 1.0$$

..... (1.8)

で表わされる。

(例) 例解として次の 1-span 系をとる。

$$\ell = 1500 \text{ m}, \quad f = 150 \text{ m}, \quad B = 36 \text{ m}, \quad D = 14 \text{ m},$$

$$E I = 1.266 \times 10^9 \text{ t m}^2,$$

$$m_s g = 11.40 \text{ t/m}, \quad m_c g = 20.28 \text{ t/m},$$

$$h_{s10} = 1.3 \text{ m} \quad C_D = 0.26 \quad \text{荷重比} \quad 0.261$$

いま 10 等分 ($\Delta \ell = 150 \text{ m}$) すると (モデル D_{10} という),

$$\phi_s = 0.83 p^2$$

$$\phi_c = 0.44 p^2$$

となり, より近似とみられるモードは $p^2 \leq 1.2$ の範囲である。

20 等分 ($\Delta \ell = 75 \text{ m}$) すれば (モデル D_{20} という)

$$\phi_s = 0.052 p^2$$

$$\phi_c = 0.11 p^2$$

となり, $p^2 \leq 10$ の範囲のモードがよい近似になると評価できる。

静的応答 (static) な量はほぼ次のように評価できる。

$$\phi_{s1} = \frac{(\Delta \ell)^4}{E I} \frac{p_s}{h} \approx 1.0$$

..... (1.8)'

$$\phi_{s2} = \frac{(\Delta \ell)^2}{H_c} \frac{p_s}{h} \approx 1.0$$

この ϕ_{s1} , ϕ_{s2} は x に関して平均的な値とする。

諸量のプロポーシジョンによって (1.8) で定めておいた分割は static な計算にも適用できることがわかる。

$$\phi_{s1} = \frac{p_s}{h m_s} \cdot \frac{\phi_s}{p^2}$$

$$\phi_{s2} = \frac{p_s}{h m_c} \cdot \frac{\phi_c}{p^2}$$

以上2つの計算の場合で、 $x = 0.2\ell, 0.3\ell, 0.4\ell, 0.5\ell$ における曲げモーメントを求めると次の表のとおりになる。

分割数(10分割, 20分割)とM(x)の計算値

次数	f		M(0.2ℓ)		M(0.3ℓ)		M(0.4ℓ)		M(0.5ℓ)	
	D ₁₀	D ₂₀	D ₁₀	D ₂₀	D ₁₀	D ₂₀	D ₁₀	D ₂₀	D ₁₀	D ₂₀
1	0.046	0.046	1.01×10^2	1.01×10^2	1.11×10^2	1.11×10^2	9.19×10^1	9.22×10^1	7.16×10^1	7.14×10^1
2	0.095	0.094	5.54×10^2	5.50×10^2	4.68×10^2	4.68×10^2	2.08×10^2	2.14×10^2	0.	0.
	$p^2 = 1.07$									
3	0.164	0.164	1.12×10^3	1.12×10^3	3.28×10^2	3.30×10^2	-6.68×10^2	-6.69×10^2	-1.05×10^3	-1.05×10^3
4	0.205	0.204	4.63×10^2	4.40×10^2	-3.48×10^1	-2.03×10^1	-3.77×10^2	-3.39×10^2	0.	0.
5	0.219	0.215	1.80×10^2	1.57×10^2	-4.94	-9.33×10^1	-1.80×10^2	-1.65×10^2	-2.23×10^2	-2.05×10^2
6	0.290	0.285	1.13×10^3	1.12×10^3	-1.28×10^3	-1.22×10^3	-1.86×10^3	-1.83×10^3	0.	0.
	$p^2 = 5.23$									
7	(*)	0.364		2.66×10^2		-6.55×10^2		-5.18×10^2		-1.03×10^2
8		0.364		-3.06×10^2		5.00×10^2		2.74×10^2		-3.03×10^2
9		0.42		1.69×10^2		-2.91×10^3		-1.68×10^2		2.91×10^3
	$p^2 = 1.00$									
10		0.50		-2.90×10^2		-8.43×10^2		6.87×10^2		0.
S			8.97×10^4	8.99×10^4	7.89×10^4	7.92×10^4	4.97×10^4	5.03×10^4	2.94×10^4	2.96×10^4

(注) 第7モードと第8モードは固有値が接近していてよく分離していない。

この表より

- $p^2 \leq 1.0$ の領域では2つの結果はよく近似している。
- $p^2 \leq 5.0$ の領域では絶対値の大きい値はよく近似している。
- staticな値はよく一致している。

上例によって(1.8), (1.8)'の基準の意義が明らかになるが、実際の適用にあたっては次の点に留意する必要がある。

求めるべき最後の結果は(1.13)のようにモードの和になっている。これはモードについての加重平均の形をしているので各モードのweightを考えることができる。結果の精度は特にweightの大きいモードに制約される。それゆえ、weightの状況がわかっておれば、そ

これらのモードについて精度よく求め、weightの無視できる部分は荒くとることが有効である。

weightは外力の性質に依存するので、経験的なデータを整理して、その状況を把握しておかねばならない。この点については後段でなお検討する。

(2) $|J_r(n)|^2$ の算出

$$|J_r(n)|^2 = \int v_r(x_1) f(x_1, n) dx_1$$

$$f(x_1, n) = \int v_r(x_2) R_n(x_1, x_2, n) dx_2 \quad \dots\dots\dots (1.14)$$

計算のステップ

a. $v_r(x_2)$ について、分割点の間(1エレメント内)は(1.5)で補間して $f(x_1, n)$ を算出する。

b. $v_r(x_1)$ について同様な処置をして $|J_r(n)|^2$ を求める。この段階で x_1 は最初の分割点のみを考えれば十分なようである。

数値積分はすべて Simpson の公式による。全体として、 $v_r(x)$ の精度に左右される。

(例)

分割数(10分割, 20分割)と $|J_r(n)|^2$

n	0		0.02		0.04		0.06	
	D ₁₀	D ₂₀	D ₁₀	D ₂₀	D ₁₀	D ₂₀	D ₁₀	D ₂₀
1	409.5	409.4	204.0	204.0	127.8	127.8	91.2	91.2
2	0.	0.	122.0	121.5	114.4	114.1	95.1	94.9
3	153.3	150.4	90.8	90.1	84.3	84.3	76.4	76.6
4	0.	0.	21.2	20.9	19.2	19.0	15.9	15.7
5	47.7	49.3	31.9	31.7	22.9	22.4	17.4	16.9

上例から知られるように、 $|J_r(n)|^2$ のpeakは $n \lesssim 0.02$ 付近にある。これは次の $|H_r(n)|^2$ ほど鋭いpeakではなく、またpeakを過ぎると単調に減少する。それゆえに、 $|J_r(n)|^2$ の算出においては、あらかじめ $dn = 0.02$ (以下)の間隔で求めておいて、あとは補間して用いてもよいと思われる。

この仮説の前提は $|J_r(n)|^2$ のpeakが $|H_r(n)|^2$ のそれよりも n の小さい領域にあるということであるので、この点は経験的に確かめておくことが必要である。

(3) $\int_0^\infty dn$ の算出

$$I_r = \int_0^\infty |H_r(n)|^2 |J_r(n)|^2 S_p(n) dn$$

の計算における問題点は2つある。

a. $|H_r(n)|^2$ のグラフが鋭いpeakをもつこと。

b. $\int_0^{\infty}$ とあって積分領域が ∞ であること。

Davenport [: " Buffetting of a suspension bridge by storm winds "
 Proc. of ASCE, ST3, June, 1962] は次の近似式を与えている。

$$I_r \doteq \frac{1}{8\zeta_r} \cdot \frac{1}{P_r^2} |J_r(n_r)|^2 S_p(n) \quad \dots\dots\dots (1.10)$$

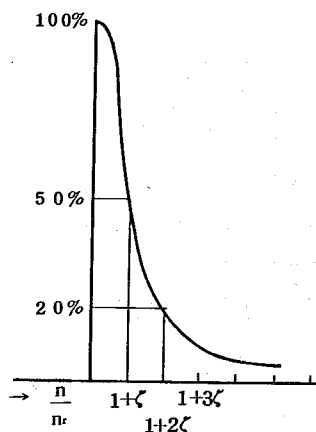
試算によると、(1.10) がよい結果を与えるほど ζ_r が小さくないことがある。

上の例では ζ_r ($r=1 \sim 10$) は 0.05 ~ 0.01 となる。

次に関数

$$|H_r(n)|^2 = \frac{1}{P_r^4} \frac{1}{\{ (1 - (\frac{n}{n_r})^2)^2 + 4\zeta_r^2 (\frac{n}{n_r})^2 \}}$$

のグラフの特徴を調べると下図のようになる。



50%におちる範囲
 $[n_r (1 - \zeta_r), n_r (1 + \zeta_r)]$
 20%におちる範囲
 $[n_r (1 - 2\zeta_r), n_r (1 + 2\zeta_r)]$

(例) オーダーをみると、

$r = 1$ のとき $n_1 \pm 0.0025$ $n_1 \pm 0.005$
 $r = 10$ のとき $n_{10} \pm 0.005$ $n_{10} \pm 0.01$

となる。この例から peak 付近は $\Delta n = 0.001$ の程度で積分することが望ましい。

また、 $\pm 10\zeta$ 以上離れると、1%以下に落ちる。

以上によって $I_r = \int_0^{\infty} \dots\dots dn$ の主要な部分

$$\int_{n_r - 0.1}^{n_r + 0.1}$$

とみなしてよいことがわかる。したがって、 $\int_0^\infty$ を

$$\int_0^{n_r-0.1} + \int_{n_r-0.1}^{n_r+0.1} + \int_{n_r+0.1}^{(\dots)}$$

と分けて第2項の Δn を特に小さくとり($\Delta n \sim 0.001$)方法は合理的である。(…)の値はあまり重要でなく、対象とする $\max r$ に対する n_r より0.1だけ大きければ十分と思われる。

(例)

n について $[0, n_r-0.1]$, $(n_r-0.1, n_r+0.1]$, $(n_r+0.1, \max n]$ 区間の分割数を, 100-200-100のように表わす。

構造系モデルは10分割とし, $\max r = 5$ (モード) の場合について計算する。 Δn は $|J_r(n)|^2$ の算出の間隔を示す。計算の対象は曲げモーメント $M(x)$ の $G_T(x)$, $x = 0.3\ell, 0.4\ell, 0.5\ell$ の値である。

Δn と $G_{Tm}(x)$ の関係 (D_{10} モデル)

max n	Δn	n の 分割	$G_{Tm}(x)$		
			$x=0.3\ell$	$x=0.4\ell$	$x=0.5\ell$
1.0	0.02	10- 20- 10	1.308	1.359	1.548
		100-200-100	1.315	1.357	1.526
		100-400-100	1.315	1.357	1.526
		10-200- 10	1.315	1.357	1.526
2.0	0.02	100-200-100	1.315	1.357	1.526
1.0	0.01	10-200- 10	1.313	1.355	1.524

$T = 600 \text{ sec}$

(注) (1.10)の方法によると $G_{Tm}(0.5\ell) = 1.494$ となる。これは Δn のみに関連し, ここでは $\Delta n = 0.02$ としている。

この例から次の結論がえられるように思われる。

- $\max n$ としては, $\max n_r + 0.1$ 程度でよい。
- Δn は小さい程よいが, これは電子計算機の容量に制限される。 $\Delta n = 0.01 \sim 0.02$ 程度以下であればよい。
- n の分割は, 10-200-10程度でよい。

次に δ_r の項数の影響, すなわち各モードの weight を調べる。

構造系モデルを D_{10} , D_{20} として, $r = 1 \sim 10$ とする際の $\sigma_m(x)$ を計算してみる。

$\sigma_m(x)$ と r との関係 (D_{10} , D_{20})

r	$x=0.3\ell$		$x=0.4\ell$		$x=0.5\ell$	
	D_{10}	D_{20}	D_{10}	D_{20}	D_{10}	D_{20}
1	1.331×10^4	1.336×10^4	1.099×10^4	1.112×10^4	0.857×10^4	0.861×10^4
2	1.920	1.936	1.259	1.283	0.857	0.861
3	1.942	1.958	1.389	1.413	1.260	1.268
4	1.942	1.958	1.392	1.415	1.260	1.268
5	1.942	1.958	1.393	1.416	1.261	1.269
6		1.975		1.470		1.269
7		1.976		1.470		1.269
8		1.976		1.470		1.269
9	1.979	1.990	1.449	1.470	1.288	1.291
10		1.990		1.470		1.291

$4n=0.02$, n の分割 $100-200-100$, $\max n = 1.0$

D_{20} , $r=10$ のときの G_m は,

$$G_m(0.3\ell) = 1.328$$

$$G_m(0.4\ell) = 1.379$$

$$G_m(0.5\ell) = 1.540$$

である。これは D_{10} , $r=5$ の場合より 1~2% 大きい。上の表から次のことが知られる (σ_m の値)。

a) 主要な weight をもつものは $r=1 \sim 3$ のモードである。

$r=5 \rightarrow 10$ と増加すると 2~4% 大きくなる。

b) $r=5$ で D_{10} と D_{20} を比較するとその差は 1~2% である。

(4) まとめ

結論として次のことがいえよう。

(a) 最初の 5 モード程度まで十分精度よく求めておかねばならない。

(b) r をそれ以上増しても σ の増加は数% の水準である。もし、この水準の変動をも重視するとすれば、この部分のモード (a) を超える部分) についても十分精度よく求めておかねばならない。

(c) 従って、また議論の最初に戻って、どの程度のモードがよい近似であるか、あらかじめ判断することが問題となる。

4.4. 数値計算例

4.4.1. 2ヒンジ吊橋の場合

ここでは宮田が計算したのと同じ諸元を用いて、計算した。その計算の入力データは表-1-1の通りである。計算により得られたたわみ変位および曲げモーメントに注目した風速修正係数などの結果を表-2-1, 図-1-1に示す。この結果によれば、大略は宮田の計算結果と一致している。つまり、最大曲げモーメントを生じる位置は $L-1500$ では $x/\ell = 0.2$ 付近であり、中央径間長の減少に伴ってその位置が径間の中央へと移行する(ただし、 $L-1000$ は入力データによって特異な性質となっている)。一般には中央径間長が短いほど変動風の影響が大きいと言えることができるが、中央径間の中央部では一定の傾向を示してはいない。

計算された風速修正係数は計算法の違いによる差が見うけられたが、それらの比較を行なったのが図-2, 表-3である。図-2は平均風速による静的応答時の曲げモーメントの分布を見たもので、実線は Elice の方法により求めたものである。これから、青柳の計算では全体にやや大きめの結果を、また宮田の計算では $x/\ell = 0.5$ でかなり大きめの結果を示している。表-3には風速修正係数を求める途中の諸数値が示してあるが、これによると g は計算法による差は小さく、静的応答 (Mean) と変動風による不規則応答 (σ/M) の値により風速修正 (G) に差があるものと考えられる。

図-3-1に6ケースの曲げモーメントに関する風速修正係数が示されている。今回の計算結果では、次の点が明らかになった。

- (1) 中央径間長が長くなるにつれて、橋軸方向の曲げモーメントの分布が変わって来て最大は必ずしも中央で生じない。同時に、風速修正係数の分布にもその影響が現れる。
- (2) 中央径間長が長くなるにつれて、風速修正係数の値は減少するようである。

しかし、今回の計算の目的は、問題点を検討することであり、その値については今後更に検討することが必要であると思われる。

4.4.2. 連続吊橋の場合

風の時間的変動の影響とともに空間的変動影響について特に注意して考えなければいけないのが連続吊橋の場合である。風荷重の大きさとともに風荷重の載荷方法にも考え方の不統一が見られる。風荷重は '67 の耐風設計指針では移動荷重として作用すると考え、'72 の耐風設計基準では等分布荷重としている。これらの差は風の空間的変動が正しく評価されていないために生じているので、今回の風の乱れを考慮した計算方法が確立されれば解決されるものと考えられる。

今回は、本州四国連絡橋の一部で既に設計が進められている大鳴門橋 ($L870$)、南備讃瀬戸大橋 ($L1100$) について計算を行なった。表-1-2に計算に用いた諸元を示す。計算により得られたたわみ変位および曲げモーメントに注目した風速修正係数などの結果を表-2-2, 図-1-2, 3-2に示す。

図-1-2より、連続吊橋の場合は中央径間の $x/\ell = 0.2 \sim 0.5$ の範囲で正の、その他の範囲で負の曲げモーメントが生じており、その最大値は塔部で生じている。図-3-2は曲げモーメントに関する風速修正係数を示したものである。全体としては $G = 1.3 \sim 1.4$ の値であるが、一部 $G = 2$ を越す大きな値となる部分がある。これは、図-1-2と比較すれば判るように、生じるモーメントが小さな部分であり、これにより風速修正係数の値が大きくなると考えられる。しかし、風速修正係数が大きくなっても実際の設計では問題にならない箇所である。

図-4は、L-1100について連続吊橋と同じ諸元を用いて2ヒンジ吊橋の場合を計算し、比較したものである。もちろん、曲げモーメントに関しては両者は異なった様相を示すが、風速修正係数はほぼ同じ値となっている。

4.5. あとがき

今回の調査は、風の変動の影響を評価する際に問題となる解析上、数値計算上の諸点に対し検討を加えたものであり、いくつかの点で今までの計算法の不明瞭な点が改善されたと考えられる。しかし、風速修正係数として設計に取り入れるには、未解決の問題も多く更に検討が必要である。また、理論計算と併せて実橋での応答に注目することも大切であろう。幸いに、本四公団による実験橋、また昨年完成した関門橋で自然風による応答が観測されているので、これらの結果がこの計算に反映され、更に精度を高めることが可能であると思われる。

参 考 文 献

- 1) 土木学会；本州四国連絡橋技術調査報告書付属資料1 耐風設計指針(1967)および同解説，1967，7
- 2) 土木学会；本州四国連絡橋耐風に関する調査研究報告書，1972，3
- 3) 本州四国連絡橋公団，川崎重工業株式会社(篠塚正宜)；風の乱れによる吊橋の応答解析，1973，3 本州四国連絡橋耐風設計小委員会資料18-1-5
- 4) 本州四国連絡橋公団，榑長大橋設計センター；構造物の Gust Factor の計算，本州四国連絡橋耐風設計小委員会資料
- 5) Davenport, A. G. ; Buffeting of a Suspension Bridge by Storm Winds, Proc. ASCE ST 3 1962, 6.

表-1-1 2ヒンジ吊橋 計算入力データ

	1	2	3	4	5	6
中央径間長 (m)	1500	1300	1000	800	650	500
主構間隔 (m)	36	36	33	33	33	33
主構高 (m)	14	14	11	11	8	8
垂距 (m)	150	130	100	73	59	45
主構の横曲げ剛性 $\times 10^{-9}$ (tm^2)	1.266	1.249	0.923	1.012	0.731	0.781
主構重量 (t/m)	20.28	20.25	19.32	19.66	19.01	19.01
ケーブル重量 (t/m)	11.40	9.35	7.95	5.57	4.51	3.47
抗力係数	0.26	0.26	0.23	0.23	0.21	0.21
荷重分配率(ケーブル/主構)	0.261	0.233	0.214	0.184	0.167	0.148
ハンガー長(中央)	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3

基本風速 50 m/s

標高 60 m

べき指数 1/8

K = 0.003

k = 7

表-1-2 連続吊橋 計算入力データ

	1	2
中央径間長 (m)	1100	870
側径間長 (m)	260	326.4
主構間隔 (m)	32.0	34.0
主構高 (m)	13.0	12.5
垂距 (m)	(側) (中) 5.782, 100	(側) (中) 12.428, 82.00
主構の横曲げ剛性 $\times 10^{-9}$ (tm^2)	1.637	2.174
主構重量 (t/m)	(側) (中) 33.65, 31.82	(側) (中) 44.505, 36.912
ケーブル重量 (t/m)	(側) (中) 17.32, 15.91	(側) (中) 14.233, 13.426
抗力係数	0.464	0.503
荷重分配率(ケーブル/主構)	(中) 0.5	(中) 0.3637
ハンガー長(中央)	2.00	1.85

基本風速 50 m/s

標高 60 m

べき指数 1/8

K = 0.003

k = 7

表-2-1 風速修正係数の計算結果(2ヒンジ吊橋の場合)

		x/l	g	G	Mean	α	ν
L-1500	たわみ	0.1	28989	12370	5.2270	9.5586×10^3	6.1084×10^2
		0.2	28641	12334	93288	1.6978	5.5215×10^2
		0.3	28160	12278	1.1886×10^4	2.1420	4.8126×10^2
		0.4	27805	12241	1.3068×10^4	2.3420	4.3541×10^2
		0.5	27710	12233	1.3361×10^4	2.3935	4.2404×10^2
	曲げモーメント	0.1	30798	13139	6.7027×10^4	1.5805×10^4	1.0523×10^3
		0.2	30448	13293	8.9744×10^4	2.2607×10^4	9.4480×10^2
		0.3	29585	13131	7.8921×10^4	1.9317×10^4	7.2816×10^2
		0.4	29993	13547	4.9651×10^4	1.3825×10^4	8.2295×10^2
		0.5	31047	15237	2.9428×10^4	1.2526×10^4	1.1369×10^3
L-1300	たわみ	0.1	29100	12527	4.2182	8.2515×10^3	6.3100×10^2
		0.2	28805	12508	7.6667	1.5022	5.7898×10^2
		0.3	28419	12474	9.9936	1.9550	5.1808×10^2
		0.4	28129	12449	1.1215×10^4	2.1915	4.7708×10^2
		0.5	28039	12442	1.1567×10^4	2.2605	4.6508×10^2
	曲げモーメント	0.1	31188	13187	5.9760×10^4	1.4159×10^4	1.1882×10^3
		0.2	30791	13331	8.5196×10^4	2.1505×10^4	1.0501×10^3
		0.3	29933	13209	8.3178×10^4	2.0694×10^4	8.0819×10^2
		0.4	29882	13301	6.4156×10^4	1.6511×10^4	7.9586×10^2
		0.5	30812	13819	4.9397×10^4	1.4585×10^4	1.0567×10^3
L-1000	たわみ	0.1	29405	12994	2.4171	5.6595×10^3	6.9032×10^2
		0.2	29217	12996	4.4626	10.525	6.5304×10^2
		0.3	28978	12989	5.9312	1.4066	6.0890×10^2
		0.4	28788	12981	6.7714	1.6115	5.7614×10^2
		0.5	28719	12978	7.0351	1.6766	5.6475×10^2
	曲げモーメント	0.1	31554	13367	3.5715×10^4	8.9052×10^3	1.3333×10^3
		0.2	31150	13559	5.4451×10^4	1.4656×10^4	1.1739×10^3
		0.3	30422	13546	5.8855×10^4	1.6154×10^4	9.3719×10^2
		0.4	29906	13524	5.3334×10^4	1.4782×10^4	8.0157×10^2
		0.5	30145	13626	4.7641×10^4	1.3539×10^4	8.6156×10^2
L-800	たわみ	0.1	30016	13398	1.4282	3.7824×10^3	8.2862×10^2
		0.2	29898	13408	2.6702	7.1239×10^3	7.9960×10^2
		0.3	29759	13414	3.6041	9.6803×10^3	7.6691×10^2
		0.4	29656	13417	4.1705	1.1253	7.4374×10^2
		0.5	29620	13418	4.3576	1.1777	7.3585×10^2
	曲げモーメント	0.1	32196	13554	3.0370×10^4	7.8957×10^3	1.6378×10^3
		0.2	31710	13719	4.9554×10^4	1.3787×10^4	1.4012×10^3
		0.3	30922	13731	5.8779×10^4	1.6832×10^4	1.0935×10^3
		0.4	30362	13724	6.0250×10^4	1.7531×10^4	9.2029×10^2
		0.5	30388	13761	5.8914×10^4	1.7323×10^4	9.2761×10^2
L-650	たわみ	0.1	30512	13777	9.4557×10^3	2.7833×10^3	9.0338×10^2
		0.2	30430	13792	1.7745	5.2605×10^3	9.3959×10^2
		0.3	30334	13803	2.4060	7.1803×10^3	9.1236×10^2
		0.4	30261	13810	2.7950	8.3794×10^3	8.9244×10^2
		0.5	30235	13813	2.9251	8.7841×10^3	8.8542×10^2
	曲げモーメント	0.1	32414	13798	2.0752×10^4	5.7875×10^3	1.7573×10^3
		0.2	31966	13987	3.4679×10^4	1.0375×10^4	1.5207×10^3
		0.3	31284	14040	4.2393×10^4	1.3161×10^4	1.2245×10^3
		0.4	30748	14051	4.5016×10^4	1.4264×10^4	1.0362×10^3
		0.5	30655	14072	4.5026×10^4	1.4397×10^4	1.0068×10^3
L-500	たわみ	0.1	31563	14085	4.3543×10^3	1.3572×10^3	1.3373×10^3
		0.2	31539	14104	8.2146×10^3	2.5766×10^3	1.3270×10^3
		0.3	31508	14122	1.1208	3.5373×10^3	1.3140×10^3
		0.4	31482	14134	1.3090	4.1489×10^3	1.3034×10^3
		0.5	31472	14139	1.3730	4.3583×10^3	1.2993×10^3
	曲げモーメント	0.1	32429	13834	1.5779×10^4	4.4467×10^3	1.7661×10^3
		0.2	32238	14061	2.7405×10^4	8.3071×10^3	1.6599×10^3
		0.3	31942	14198	3.5048×10^4	1.1146×10^4	1.5092×10^3
		0.4	31627	14261	3.9048×10^4	1.2764×10^4	1.3644×10^3
		0.5	31476	14278	4.0142×10^4	1.3246×10^4	1.3011×10^3

表 - 2 - 2 風速修正係数の計算結果 (連続吊橋の場合)

		x/ℓ	g	G	Mean	α	ν
L-1100	たわみ	0.2	3.1052	1.3043	-1.7408×10^{-1}	3.9307×10^{-2}	1.1387×10^{-1}
		0.4	3.0997	1.2962	-3.0118×10^{-1}	6.6079×10^{-2}	1.1193×10^{-1}
		S 0.6	3.0916	1.2860	-3.2361×10^{-1}	6.8443×10^{-2}	1.0915×10^{-1}
		0.8	3.0829	1.2759	-2.2047×10^{-1}	4.4907×10^{-2}	1.0623×10^{-1}
		0	0.	1.0000	0.	0.	0.
		0.1	3.0504	1.2544	8.2999×10^{-1}	1.5605×10^{-1}	9.6106×10^{-2}
		0.2	3.0054	1.2473	2.1521	3.9793×10^{-1}	8.3822×10^{-2}
		M 0.3	2.9703	1.2443	3.4842	6.4302×10^{-1}	7.5428×10^{-2}
		0.4	2.9497	1.2430	4.4005	8.1316×10^{-1}	7.0937×10^{-2}
		0.5	2.9428	1.2427	4.7168	8.7231×10^{-1}	6.9497×10^{-2}
	曲げ モーメント	0.2	3.1384	1.3642	-2.7704×10^4	7.6012×10^3	1.2637×10^{-1}
		0.4	3.1164	1.3171	-6.4167×10^4	1.5126×10^4	1.1791×10^{-1}
		S 0.6	3.0857	1.2783	-1.0923×10^5	2.2441×10^4	1.0718×10^{-1}
		0.8	3.0562	1.2472	-1.6258×10^5	2.9554×10^4	9.7838×10^{-2}
		0	3.0366	1.2232	-2.2387×10^5	3.6574×10^4	9.2130×10^{-2}
		0.1	3.0247	1.2492	-9.2702×10^4	1.7177×10^4	8.8853×10^{-2}
		0.2	3.3108	3.8877	1.7582×10^5	7.4952×10^3	2.2083×10^{-1}
		M 0.3	3.1503	1.3092	5.9065×10^4	1.3388×10^4	1.3121×10^{-1}
		0.4	3.0806	1.2814	8.2981×10^4	1.7290×10^4	1.0548×10^{-1}
		0.5	3.0530	1.2782	8.5708×10^4	1.7794×10^4	9.6893×10^{-2}
L- 870	たわみ	0.2	3.2102	1.5651	-1.2316×10^{-1}	5.5617×10^{-2}	1.5885×10^{-1}
		0.4	3.1953	1.5182	-2.3157×10^{-1}	9.4580×10^{-2}	1.5144×10^{-1}
		S 0.6	3.1747	1.4685	-2.8755×10^{-1}	1.0476×10^{-1}	1.4177×10^{-1}
		0.8	3.1527	1.4247	-2.2183×10^{-1}	7.2465×10^{-2}	1.3222×10^{-1}
		0	0.	1.0000	0.	0.	0.
		0.1	3.1160	1.3635	5.1033×10^{-1}	1.4071×10^{-1}	1.1776×10^{-1}
		0.2	3.0947	1.3473	1.2364	3.2565×10^{-1}	1.1021×10^{-1}
		M 0.3	3.0766	1.3395	1.9880	5.1325×10^{-1}	1.0420×10^{-1}
		0.4	3.0655	1.3363	2.5277	6.4796×10^{-1}	1.0069×10^{-1}
		0.5	3.0618	1.3355	2.7209	6.9632×10^{-1}	9.9527×10^{-2}
	曲げ モーメント	0.2	3.2946	2.3159	-8.6766×10^5	1.1492×10^4	2.0929×10^{-1}
		0.4	3.2483	1.6990	-3.7999×10^4	2.2071×10^4	1.7973×10^{-1}
		S 0.6	3.1730	1.4617	-8.7344×10^4	3.1284×10^4	1.4103×10^{-1}
		0.8	3.1097	1.3395	-1.5571×10^5	3.9776×10^4	1.1549×10^{-1}
		0	3.1240	1.2752	-2.4199×10^5	4.8503×10^4	1.2076×10^{-1}
		0.1	3.1509	1.3042	-1.0837×10^5	2.4108×10^4	1.3144×10^{-1}
		0.2	3.3810	2.3914	-6.2355×10^5	8.7027×10^3	2.7946×10^{-1}
		M 0.3	3.2163	1.3855	6.3529×10^4	1.8165×10^4	1.6199×10^{-1}
		0.4	3.1236	1.3507	1.0177×10^5	2.6857×10^4	1.2063×10^{-1}
		0.5	3.1011	1.3461	1.1270×10^5	2.9512×10^4	1.1243×10^{-1}

S : side span

M : main span

表-3 計算法の違いによる風速修正係数等の比較 (2ヒンジ吊橋 $\ell = 1500\text{ m}$ の場合)

	x/ℓ	Mean			α/Mean			g			G		
		青柳	宮田	土研	青柳	宮田	土研	青柳	宮田	土研	青柳	宮田	土研
たわみ	0.15	7.7 ^m	^m	7.28	0.187	0.220		2.757	2.894	2.882	1.231	1.279	1.235
	0.3	12.41		11.89	0.193	0.218	0.180	2.717	2.824	2.816	1.235	1.271	1.228
	0.4	13.67		13.07	0.196	0.218	0.179	2.700	2.795	2.781	1.237	1.268	1.224
	0.5	13.99		13.31	0.197	0.218	0.179	2.693	2.786	2.771	1.237	1.268	1.223
曲げモーメント	0.15	86,750 tm	83,900		0.194	0.300		3.084	3.147	3.111	1.265	1.394	1.322
	0.3	82,340	77,560	78,920	0.222	0.301	0.245	3.029	3.105	3.045	1.293	1.391	1.313
	0.4	52,400	50,800	49,650	0.270	0.355	0.278	3.083	3.177	2.959	1.353	1.459	1.355
	0.5	30,240	34,710	29,430	0.373	0.476	0.426	3.146	3.212	3.105	1.474	1.591	1.524

固有振動数

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
青柳	0.046	0.094	0.164	0.202	0.213	0.283	0.353	0.355	0.415	0.473
宮田	0.046	0.094	0.164	0.203	0.213	0.284	0.351	0.361	0.411	0.485
土研	0.046	0.095	0.164	0.205	0.219					

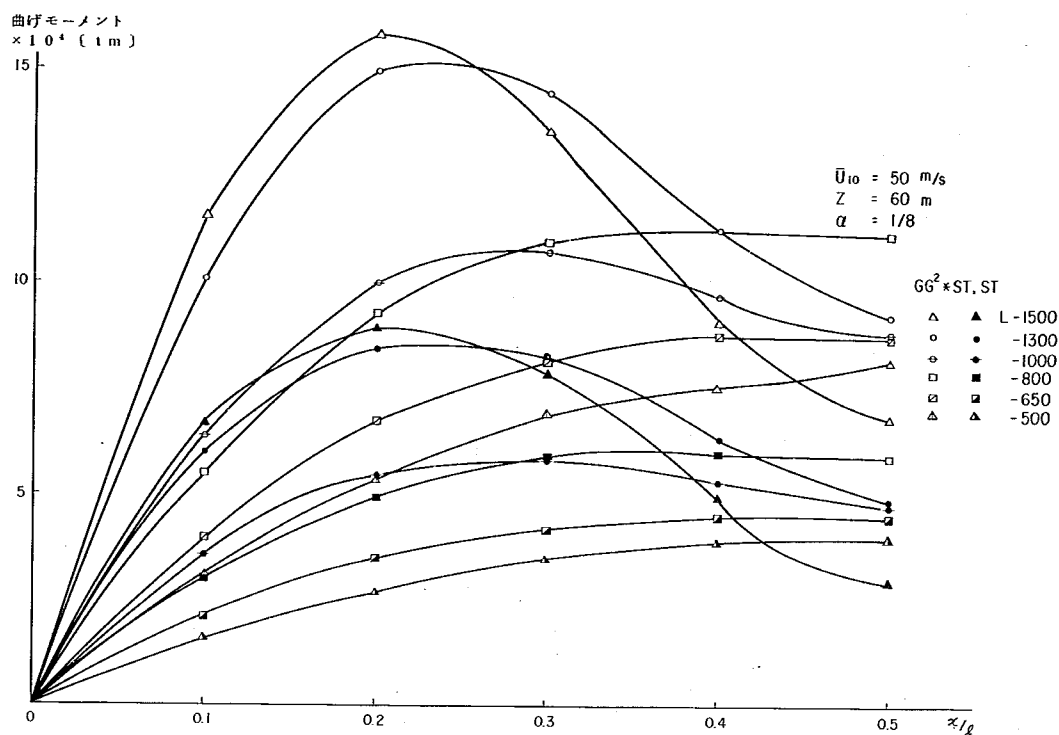


図-1-1 曲げモーメント図 (2 ヒンジの場合)

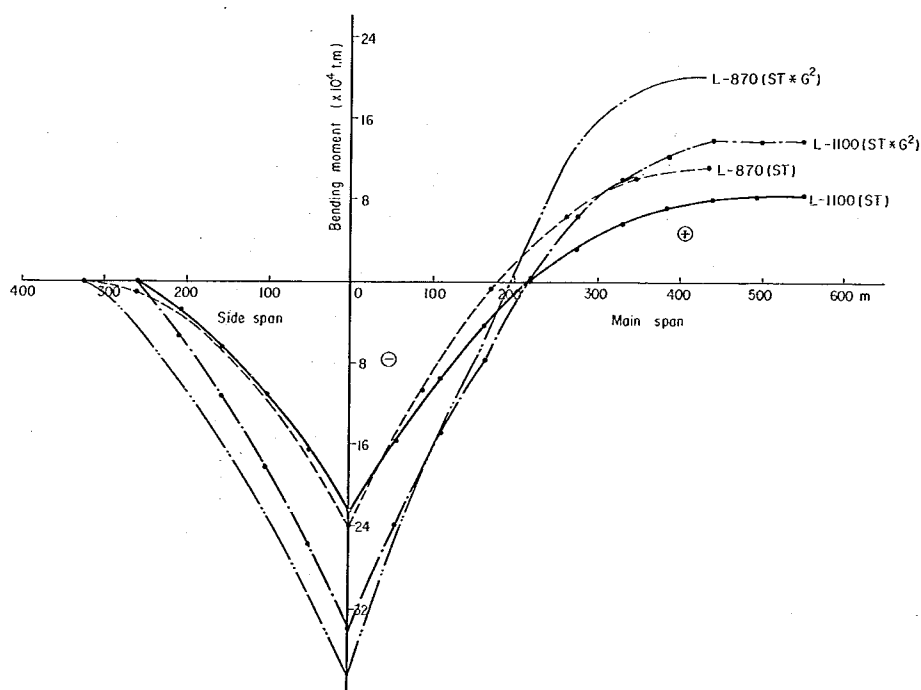


図-1-2 Bending moment (continuous bridge)

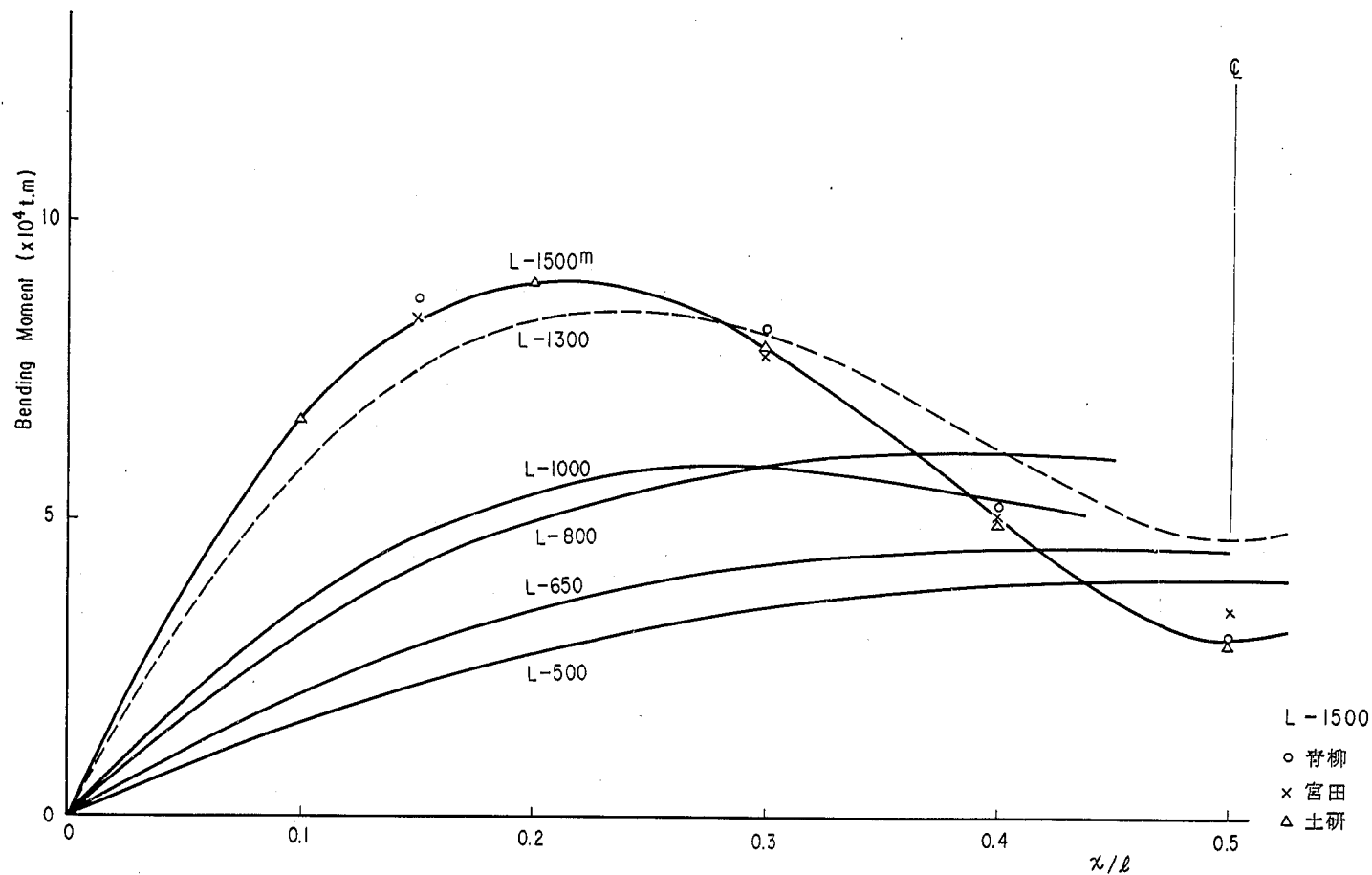


図-2 計算法による結果の比較 (2ヒンジ吊橋の場合)

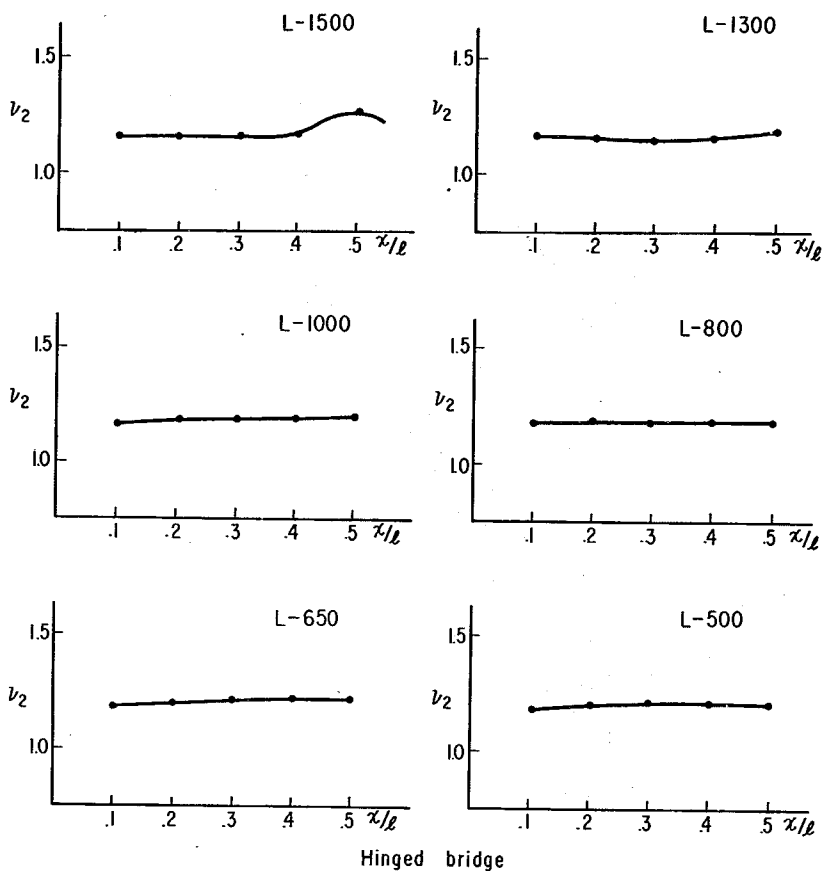


图 3-1 Gust Response Factor

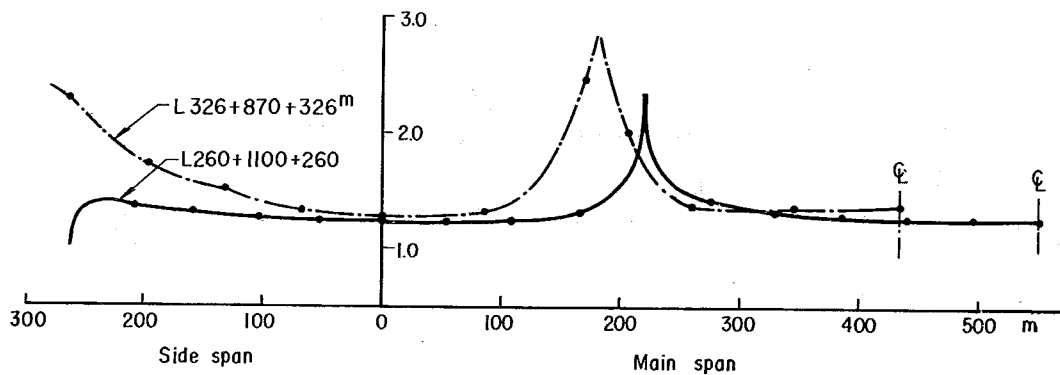


图 3-2 Gust Response Factor (continuous bridge)

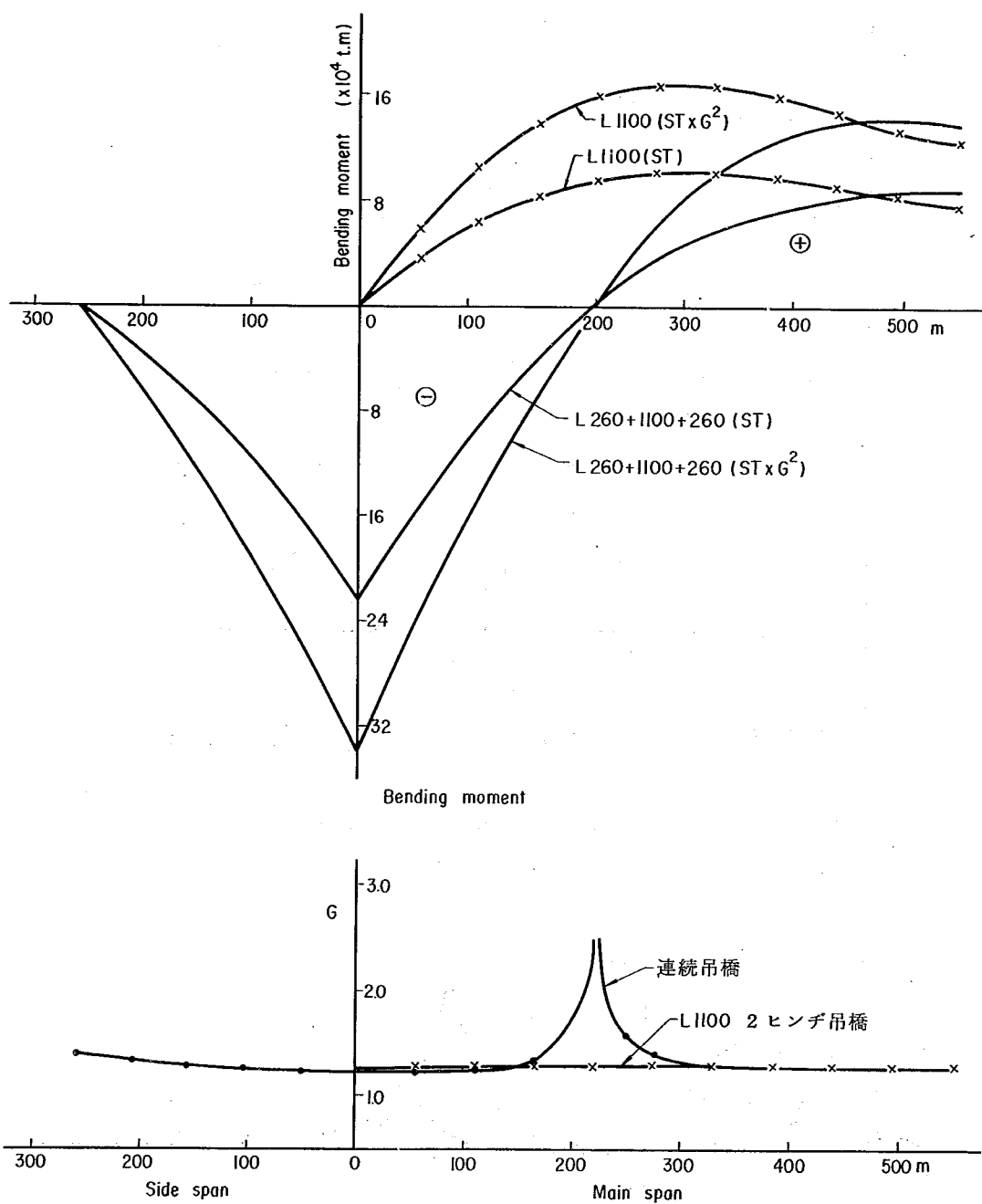


図-4 Gust Response Factor

5. 変動風発生装置の製作と特性調査

5.1 まえがき

5.1.1 序 説

5.1.2 変動風の発生と相似則

5.1.3 変動風の構造物に及ぼす効果

5.2 変動風発生装置

5.2.1 概 要

5.2.2 性 能

5.2.3 装置の構成

5.2.4 形状，寸法，構造

5.2.5 駆動方式

5.3 特性試験

5.3.1 試験項目

5.3.2 試験結果

5.4 あとがき

5. 変動風発生装置の製作と特性調査

5.1. ま え が き

5.1.1. 序 説

中小の橋梁にとって従荷重に過ぎない風荷重は、吊橋や斜張橋などの可撓性に富む長大橋梁にはその作用は重要なものになる。これらに作用する風荷重は風の特性と構造特性の両方の影響を受けて決まる。一般に自然の風は時間的にも空間的にも変動しており、構造物も不規則な応答をすると考えられるが、最近の確率統計的手法の発展に伴ってこれらの影響を考慮して設計風荷重が定められるようになって来た。しかし、橋などの様に複雑な形状を持つ構造物に作用する空気力は理論的に推定するのが困難であり、風洞実験など実験的に求められるのが普通である。

風の乱れを考慮した実験は今までに数多く行なわれているが、方法としては風洞内に強制的に乱れを作る方法と野外実験により自然風の乱れを利用する方法がある。前者では模型に比較して渦のスケールが小さい事に、また後者では風を制御できないことに難点があると思われる。風洞内で風の乱れを作る方法としては1) 測定部前方に格子またはブロックを置く方法、2) 風洞壁に設けた孔より強制的に空気を吹き出す方法、3) 翼列を周期運動させる方法などがある。

今回製作した変動風発生装置は、当研究所構造研究室所属のB風洞($1^w \times 2^h$ m)の測定部後方に翼列を設け、翼列を運動させることにより気流の流れ方向に擬似正弦波の変動風を発生させようとするものである。本年度は装置の製作・据付けと特性試験を行なった。来年度よりこの実験装置を使用して変動風を受ける構造物の特性について調査を進める予定である。

5.1.2. 変動風の発生と相似則

前述のように風洞内で変動風を発生させる方法として数種考案されているが、ここではその一部を紹介することにする。

(1) 測定部前方に格子またはブロックを置く方法

測定部前方に荒い格子を置く方法は一般によく用いられる方法であり、流れに対し直角に置いた格子からの剥離による渦によって乱れを含んだ流れを作る。この方法では、格子よりメッシュ・サイズの10倍ほど後方では、ほぼ等方性の変動風が得られ、流れ方向の乱れのスケールは風洞幅の10%ぐらいである。B.J. Vickery およびその他の人により実験された格子による変動風の特性を図-1-1¹⁾~2に示す。

測定部前方の風洞床にブロックを置く方法は、ブロックにより境界層の発達を促進させようとするもので、このため長い風路が必要であり、このような風洞は境界層風洞と呼ばれる。このようにして作られる変動風は乱れの強さがかりでなく鉛直方向の風速および乱れの分布までも自

然風を相似することができ、鉛直方向の風の特性が重要である建物や地形模型などの実験に多く用いられる。A.G. Davenport らが Western Ontario 大学の境界層風洞を用いて実験した時の変動風の特性が図-2-1~3に示されている。²⁾ 自然風で得られたパワースペクトルと似た特性を持つ変動風が得られることが判る。

(2) 風洞壁に設けた孔より強制的に空気を吹き出す方法

格子やブロックを用いてそこからの剥離による乱れを期待する受動的な方法に対し、この方法は風洞の乱れ発生部の壁に設けられた孔より強制的に空気を吹き出すという能動的な方法である。この方法により得られる変動風は乱れの強さが30%に達することが可能な点が特徴である。得られた風の特性は図-3-1~3に示すとおりである。

(3) 翼列を周期運動させる方法

この方法は風洞内に設けた翼列を周期的に運動させ、風洞気流に流れ直角方向の変動成分を発生させようとするものである。この場合翼列の周期運動を変えることにより風速変動を正弦波形からランダム波形にまで変えることが出来るが、変動成分が翼列の周期運動方向に一樣に生じ他の方向には変動が少ないのが特徴であり、前の2方法と違っている。航空宇宙技術研究所の突風風洞では次のような特性を持つ変動風を発生させることができた。³⁾

- i) 一様流の風速 $3 \sim 30 \text{ m/s}$
- ii) 翼列の加振々動数 $0 \sim 20 \text{ HZ}$
- iii) // の縦揺れ角 $0 \sim \pm 0.15 \text{ rad}$
- iv) 振動波形 正弦波, 三角波, 矩形波, ランダム波

得られた波形記録を図-4-1~2に示す。

次に相似則について考えることにする。現在まで変動風による風洞実験では構造物に作用する変動風速と空気力の関係を示す空力増幅関数 (Aerodynamic Admittance) についての研究が主であり、実際の構造物の挙動と模型実験との関係を結ぶ相似則はまだ確立されていない。等方性の変動風中での構造物に関する風洞実験の相似則について考えてみる。

考えられる物理量は次の9ヶである。

- | | |
|-------------------|----------------------|
| B : 構造物の代表長 | α : 構造物の密度 |
| δ_s : 構造減衰 | E : 弾性定数 |
| U : 風速 | ρ : 空気密度 |
| μ : 空気の動粘性係数 | $\sqrt{u^2}$: 乱れの強さ |
| L_x : 乱れのスケール | |

これに π 定理を適用すれば次の6ヶの無次元パラメータが得られる。相似を満足させるために、形状の相似が必要であるのは勿論である。

$$\frac{\alpha}{\rho}, \quad \delta_s, \quad \frac{E}{\rho U^2}, \quad \frac{\rho U B}{\mu}, \quad \frac{\sqrt{u^2}}{U}, \quad \frac{L_x}{B}$$

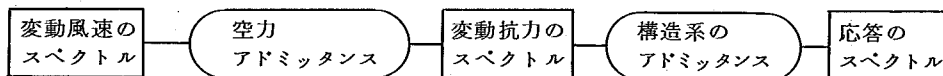
そして、 $E/\rho U^2$ 、 α/ρ の何れかは U/NB で置き換えることが可能である。

さて、大気の乱れは10～15%と考えられ、この程度の $\sqrt{u^2}/U$ は風洞でも得られる。しかし L_x (乱れのスケール)は $0.1 \sqrt{A}$ (A : 風洞の測定部断面積)にほぼ等しく、通常の規模の風洞ではあまり大きな L_x を得ることは不可能となる。自然風の乱れのスケールは2～300m程度であり、一般の構造物の大きさ(例えば吊橋の主構間隔、30m)と比較して乱れのスケールの方が大きい。もしも L_x/B を所要値に等しくとろうとすると B の値が小さくなり、従って模型も小さくなり力、変形などが極端に小さくなって測定が困難になる。もしも乱れの効果を模型の固有振動数 N に対する動的応答であると仮定すると、パワースペクトルの $F(N)$ の値のみが重要となる。そしてその場合の相似パラメータは α/ρ 、 δ_s 、 U/NB 、 $\rho U B/\mu$ 、 $N \cdot F(N)/U^2$ を得ることは容易であろう。

風の変動を考慮に入れた風洞実験における相似則・実験方法はまだ確立されたものがなく、今後の検討事項である。それ故現在行なわれている実験も一様流と乱れを含んだ流れの構造物に及ぼす作用の違い、風と風により構造物の受ける空気力との特性関係を示す空力増幅関数などについて調べるものが多く行なわれている。

5.1.3. 変動風の構造物に及ぼす効果

構造物に及ぼす変動風の効果としては、フラッターや風琴振動のような顕著な不安定振動を対象とする問題と、変動風による不規則応答のみを考えればよい問題との2種類に分けられる。後者は一様流中では影響の少ない風の空間的・時間的変動により誘起される不規則応答の問題であり、一様流中で受ける静的応答と対比して影響が評価される。その大きさを決定するプロセスは次の様に考えられる。



空力アドミッタンスとは、変動風と構造物の受ける変動空気力との関係を示すもので、その一例としてB.J. Vickeryにより矩形柱について行なわれた実験結果を図-Aに示す。振動数の低い領域では空力アドミッタンスが大きく、風および構造系の特性によっては大きな応答が生じることが考えられる。

前者については風琴振動またはフラッター振動に対し、変動風による不規則応答が重ね合わされるような応答特性が考えられる。乱れ強さによりその応答特性は変わるが、風琴振動などは振動が優勢な不規則応答の中に埋没してしまい、観測されない場合も起り得るようであり、フラッターについても同様に考えられる。(図-B, C参照)

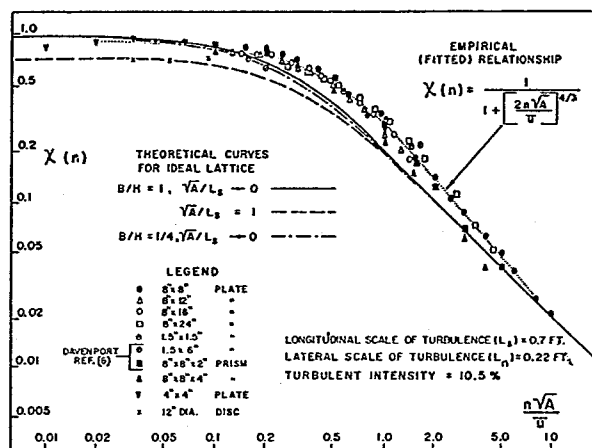


図-A 短形柱の空力アドミッタンス⁴⁾

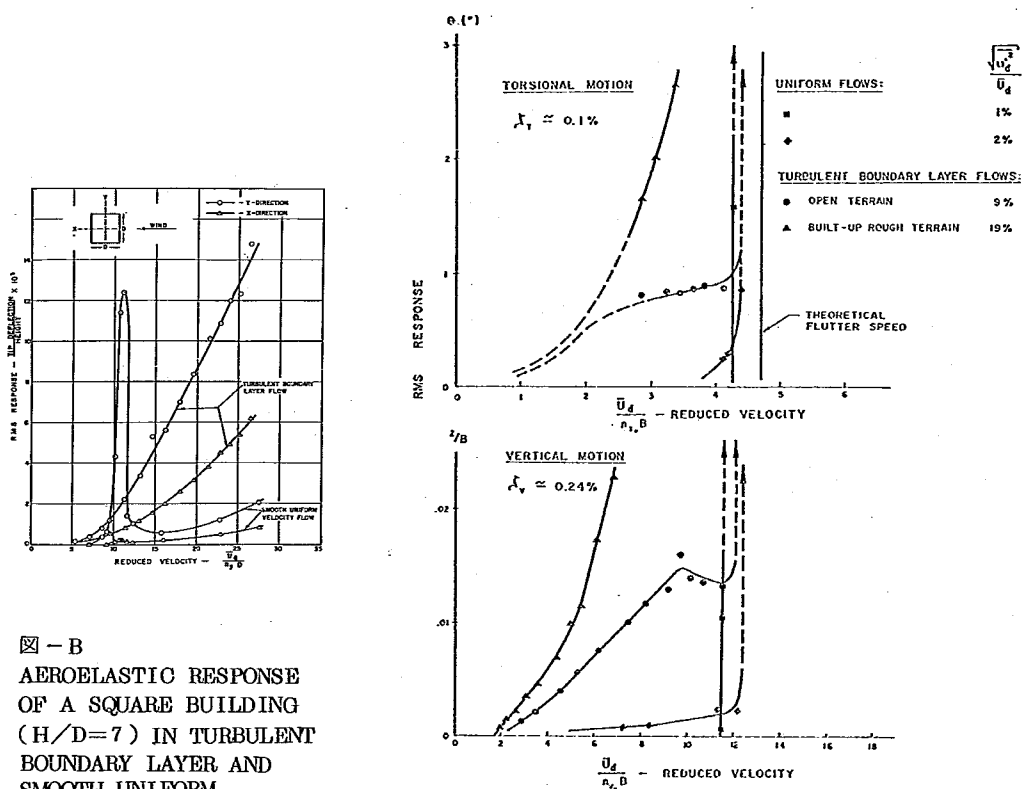


図-B
AEROELASTIC RESPONSE
OF A SQUARE BUILDING
(H/D=7) IN TURBULENT
BOUNDARY LAYER AND
SMOOTH UNIFORM
VELOCITY FLOWS ($\zeta=1\%$)⁵⁾

図-C
DYNAMIC RESPONSE OF FLAT PLATE PLATE TAUT
STRIP MODEL IN DIFFERENT FLOW REGIMES⁶⁾

5.2. 変動風発生装置

5.2.1. 概要

構造研究室所属のB風洞測定部後方に12枚の翼を備え、交互に往復運動をさせることにより有効断面積を変化させ、流れ方向に擬似正弦波の変動風を発生させる装置である。(図-5-1~2, 写真-1~4参照)

5.2.2. 性能

装置を製作する際に、本装置の所持すべき性能は下記のとおりとした。

- | | |
|--------------------------|--|
| (1) 周波数設定範囲 | 0.4 ~ 3.3 HZ |
| (2) 常用平均風速 | 10 m/s |
| (3) 脈動振幅
(10 m/s以下にて) | ±20% (0.7 HZ以下)
±10% (1.4 ")
±6% (2 ")
±4% (3 ") |
| (4) 脈動波形 | 擬似正弦波形 |

5.2.3. 装置の構成

- (1) 可動翼
- (2) 結合リンク
- (3) フレーム
- (4) クランク機構(振幅可変機構を含む)
- (5) 減衰機
- (6) 電動機(5.5 KW)

5.2.4. 形状, 寸法, 構造

(1) 可動翼取付胴

$1,012^W \times 2,000^H \times 1,000^L$ mmとし、4隅に切欠があり、これはほぼ測定部と同じであり、風速は測定部と同じ条件である(使用風速10 m/s)。翼列の取り付け位置は測定胴後方1,680 mmである。

この方式では風洞の断面を急激に減少させ、増加させるため、送風機部へ送られる空気量は一定ではなく、送風機翼への負担が大きくなり失速することが考えられる。そこで、変動風発生装置を作動させる時は装置の後方の低風速調整用の扉を開けて、空気量の変動を調整するこ

ととする。

(2) 可動翼

翼の設定最大角度を 45° とし翼を12枚とすると、弦長はおよそ250mmとなる。この時、厚さ10mm（閉塞比約4.3%）、前後を5Rに成形し、幅は約1,000mmとする。材質は高力アルミニウム合金板とし、中心軸（鋼製30mm ϕ ）に割り込みを入れて、はめ込みビス止めとする。なお、上下の切欠部に設置する翼の両端は内壁に当らぬよう切欠くものとする。

可動翼中心軸と風胴壁との接合部は、シール材を用いて振動が風胴に伝わらないように配慮する。

(3) フレーム

形鋼溶接構造とし、コンクリート基礎上に強固に据付けれるものとする。可動翼の回転軸を支える軸受架の役目をなすと同時に可動翼を連結するリンクのガイドを兼ねる。

5.2.5. 駆動方式

可動翼は6枚づつ連結棒に取りつけられている。駆動はモーターの回転をクランク方式により往復運動に変換して行なう。将来油圧サーボ方式に改造可能な構造としている。

5.3. 特性試験

5.3.1. 試験項目

B風胴に変動風発生装置を取りつけたことにより、風胴としての機能に障害を及ぼしているかどうか、そうして変動風発生装置が期待される性能を備えているかどうか調べるために特性試験を行なった。

実施した試験項目は次のとおりである。

A-1. 風速試験（翼列水平時）

翼列を水平固定した場合の、測定部風速と送風機入力と送風機回転数との関係を、増速の場合と減速の場合について調べる。風速は現位置のピトー管により測定する。（写真-5参照）

A-2. 風速分布試験（翼列水平時）

翼列を水平固定した場合の、測定部の風速分布を調べる。風速は筒型ピトー管により送風機回転数4,000rpmおよび8,000rpmの各場合について計測することとし、測点は図-9に示す箇所とする。

B-1. 風速試験（翼列運動時）

翼列を運動させた時の、翼列の振動数と振幅、送風機入力および後部扉の開度調整などの条件に対する測定部平均風速と風速変動特性について調べる。風速の測定は熱線風速計を用いて行なう。（写真-5参照）

B-2. 風速分布試験（翼列閉状態）

翼列運動時の風速分布の測定を計画したが、実験装置の都合などにより不可能であったので、翼列を閉じた状態で固定しこの時の風速分布について楕型ビトー管により測定した。

5.3.2. 試験結果

A-1. 風速試験

測定部風速と送風機回転数の関係を示したのが表-1、図-6である。風胴内に動翼12枚を取りつけたことによる閉塞比は約4.3%である。実験結果からは、この影響は見うけられないが、設置前と比較して同一回転数に対する風速はやや低下しているようである。

A-2. 風速分布試験

測定部後方に翼列を設置したことにより測定部の風速分布に及ぼす影響について調べた結果が表-2である。測点1-1～ホの風速は全て平均風速よりも低い結果になっている。これは後方に楕型ビトー管取り付け具があり影響を受けているためと考えられる。しかし、全体としては分布誤差は2%以下となっており、翼列の影響は小さいとすることができる。

B-1. 風速試験

変動風の発生には回転数、翼の閉状態での間隔、後部扉の開度などの調整が必要であり、変動風の波形はこれらの調整により変わる。風速波形は翼の運動に追従しないのが特徴であり、その波形は風速によっても変化しているようである。この時の波形を図-7に示す。変動風の周波数と振幅の関係を示したのが図-8である。この図には製作前に予定した所要値も書き込んである。結果は周波数の増加とともに平均風速に対する変動風の振幅の比率は小さくなるが、平均風速10m/sぐらいでは所要値をほぼ満足していると言いうことが出来る。

B-2. 風速分布試験

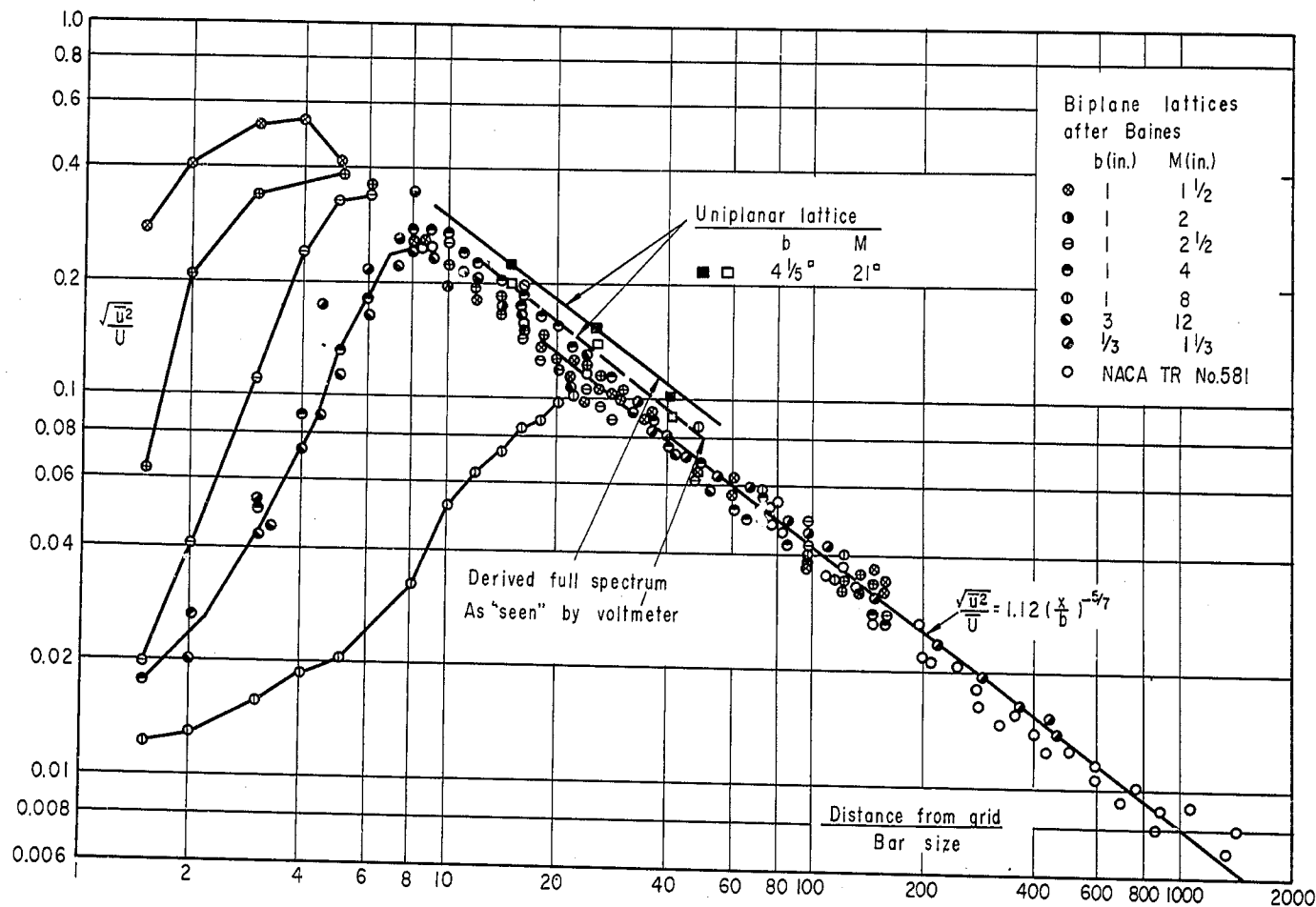
翼列閉状態での風速分布を調べたのが表-3である。この結果から、分布誤差は小さく翼を変動させても測定部の風速分布には悪影響は及ぼさないことが判った。

5.4. あとがき

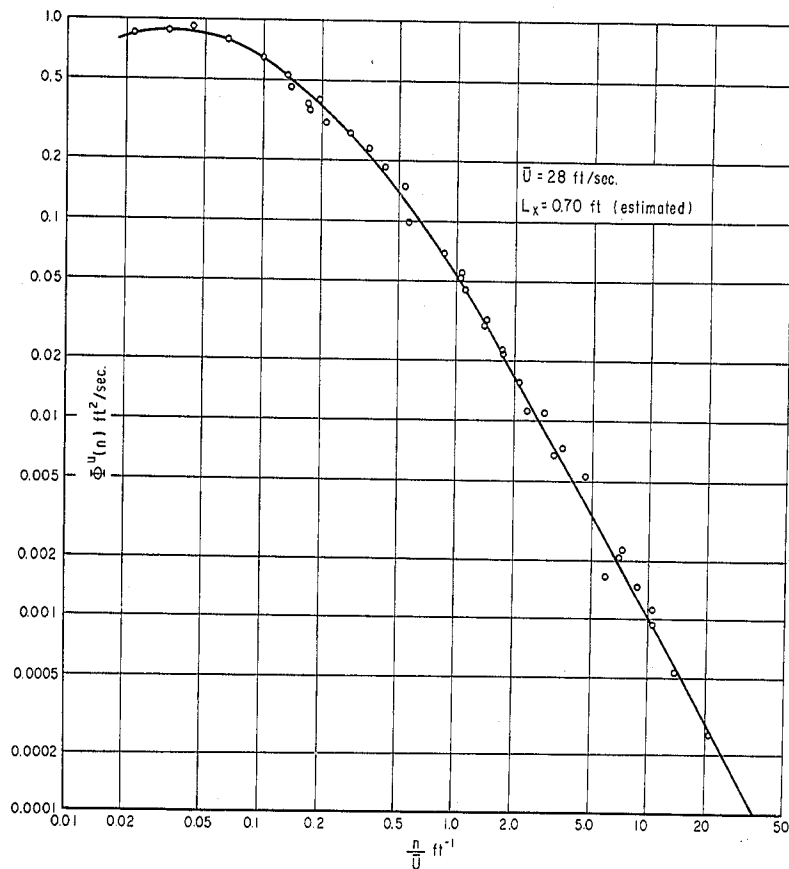
製作した変動風発生装置は当初予定していた性能を備えていることが確認できた。今後この装置を使用して変動風の構造物に及ぼす影響（空気力、振動性状）について調査を進めて行く予定である。また、現在波形は正弦波になっていないが、駆動方式を油圧サーボ方式に変えて、フィード・バックにより正弦波に近い波形が出せるように検討して行く予定である。

参 考 文 献

- 1) Vickery, B.J.; On the Flow behind a Coarse Grid and its Use as a Model of Atmospheric Turbulence in Studies related to Wind Loads on Buildings, NPL Aero Report 1143, March 1965.
- 2) Davenport, A.G. and Isyumov, N.; The Application of the Boundary Layer Wind Tunnel to the Prediction of Wind Loading, the 2nd Int. Conf. on Wind Effects on Buildings and Structures, 1967.9.
- 3) 広末健一, 北村清美, 村上義隆, 進藤重美; 航空宇宙技術研究所突風風洞の計画と整備試験, 航空宇宙技術研究所報告TR-335, 1973.9.
- 4) Vickery, B.J.; Load Fluctuations in Turbulent Flow, Proc. ASCE EM1, 1968.2.
- 5) Davenport, A.G., Isyumov, N. and Miyata, T.; The Experimental Determination of the Response of Suspension Bridges to Turbulent Wind, the 3rd Int. Conf. on Wind Effects on Buildings and Structures, 1971.9.

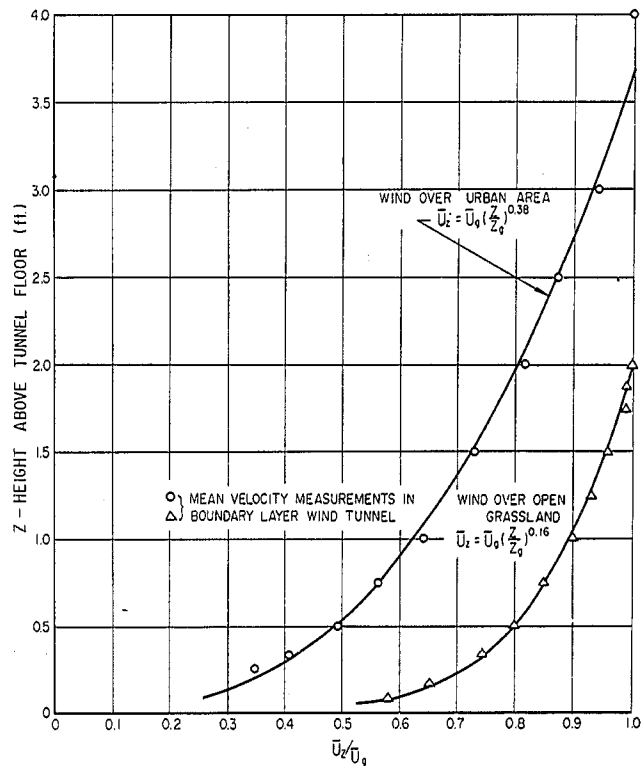


⊗-1-1. The intensity $\frac{\sqrt{u^2}}{U}$, behind a uniform grid



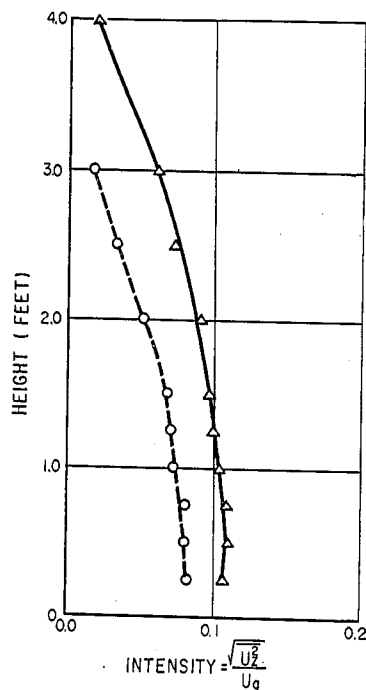
☒ - 1 - 2.

SPECTRUM OF THE LONGITUDINAL COMPONENT OF TURBULENCE
AT A POINT 14'-2" BEHIND A GRID OF 4'/4" BARS AND 21" CRS.



☒ - 2 - 1

MEAN VELOCITY PROFILES OVER TUNNEL SURFACES
REPRESENTATIVE OF URBAN AND OPEN GRASSLAND
TERRAINS

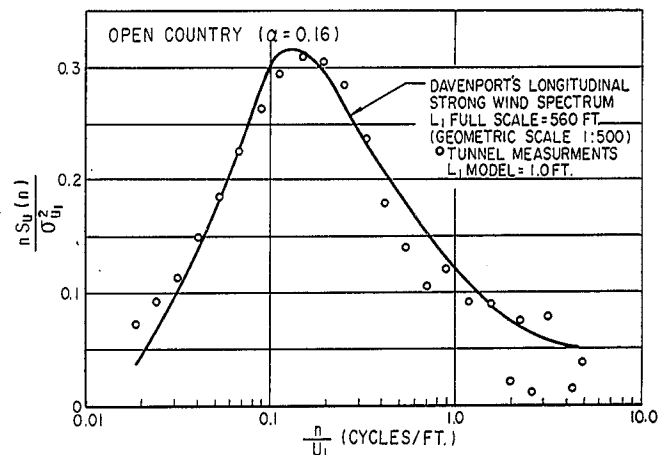
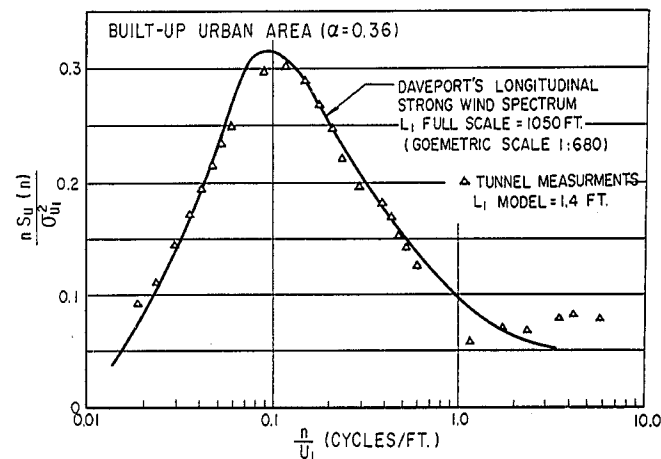


☒ - 2 - 2.

Measured Intensity of Longitudinal Turbulence
in U.W.O. Boundary Layer Wind Tunnel (X = 66 ft.)

BOUNDARY LAYER WIND TUNNEL RESULTS

- △ WIND OVER SURFACE REPRESENTATIVE OF A BUILT-UP URBAN AREA
- WIND OVER SURFACE REPRESENTATIVE OF OPEN COUNTRY



☒ - 2 - 3.

LONGITUDINAL SPECTRA MEASUREMENTS IN BOUNDARY
LAYER WIND TUNNEL FOR SURFACES REPRESENTATIVE
OF BUILT-UP URBAN AND OPEN COUNTRY TERRAINS
(Z = 1 FT)

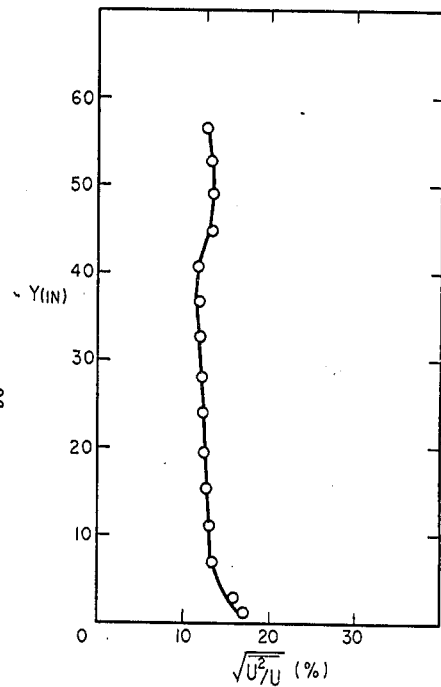


図-3-1.
THE X-COMPONENT TURBULENT
INTENSITY PROFILE

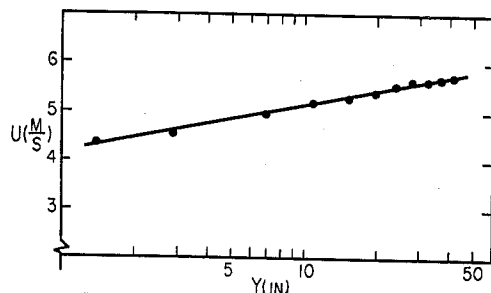


図-3-2.
THE MEAN VELOCITY PROFILE

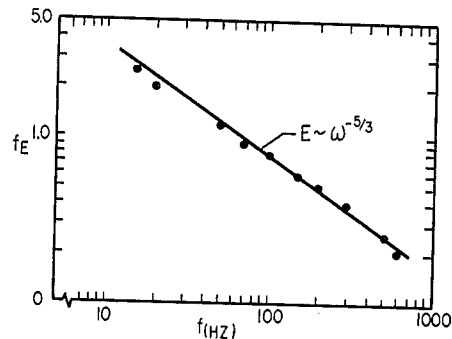


図-3-3.
THE POWER SPECTRUM

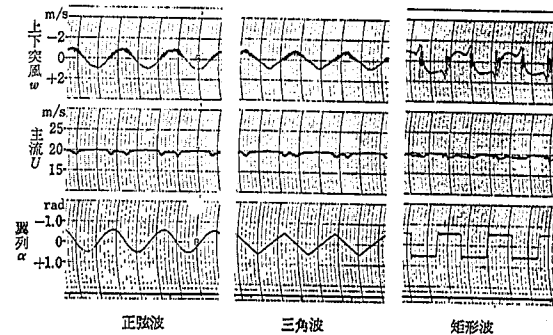


図-4-1 振動波形変化 1 Hz

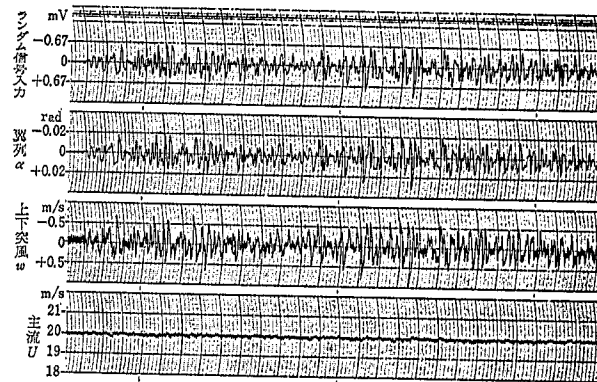


図-4-2 ランダム信号入力によるランダム突風

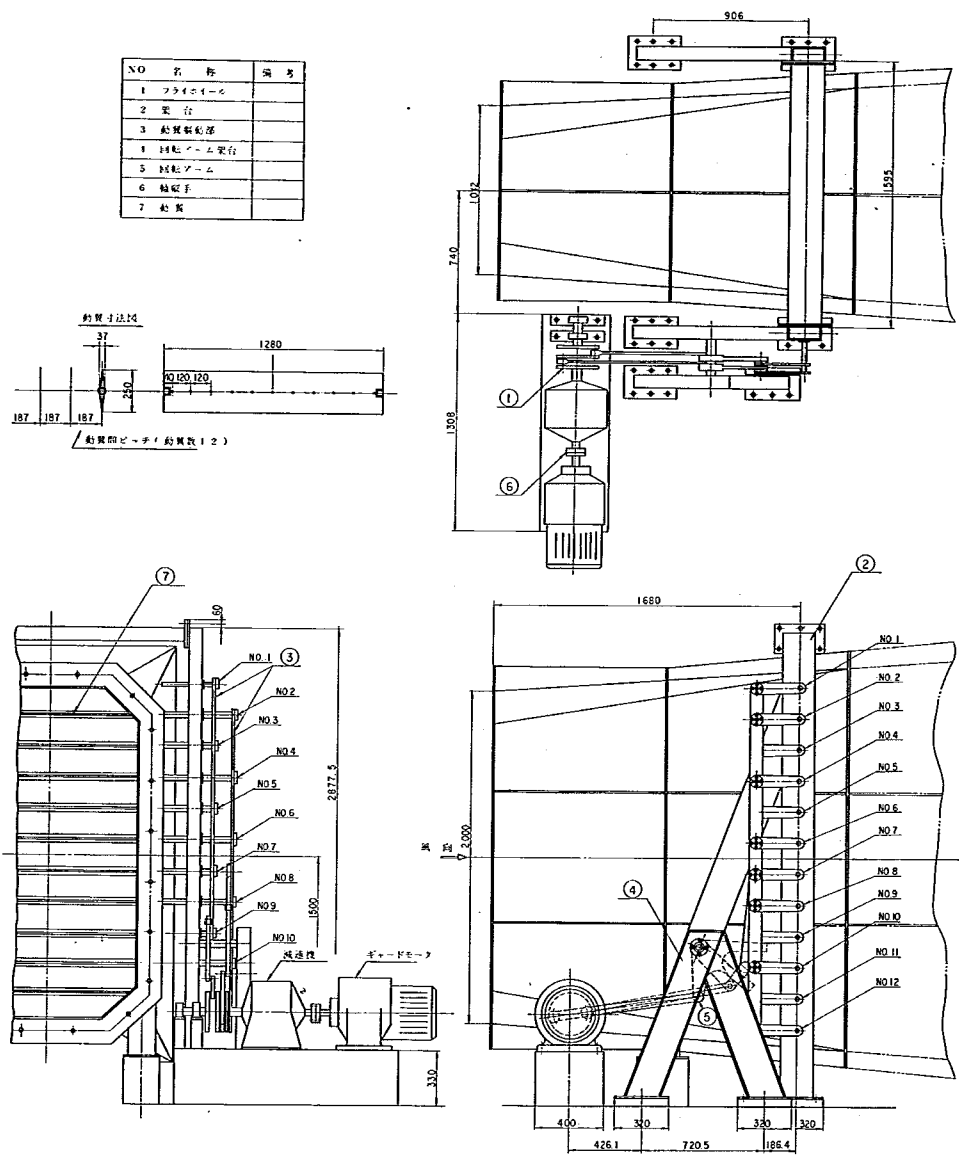


図-5-1 変動風発生装置一般図

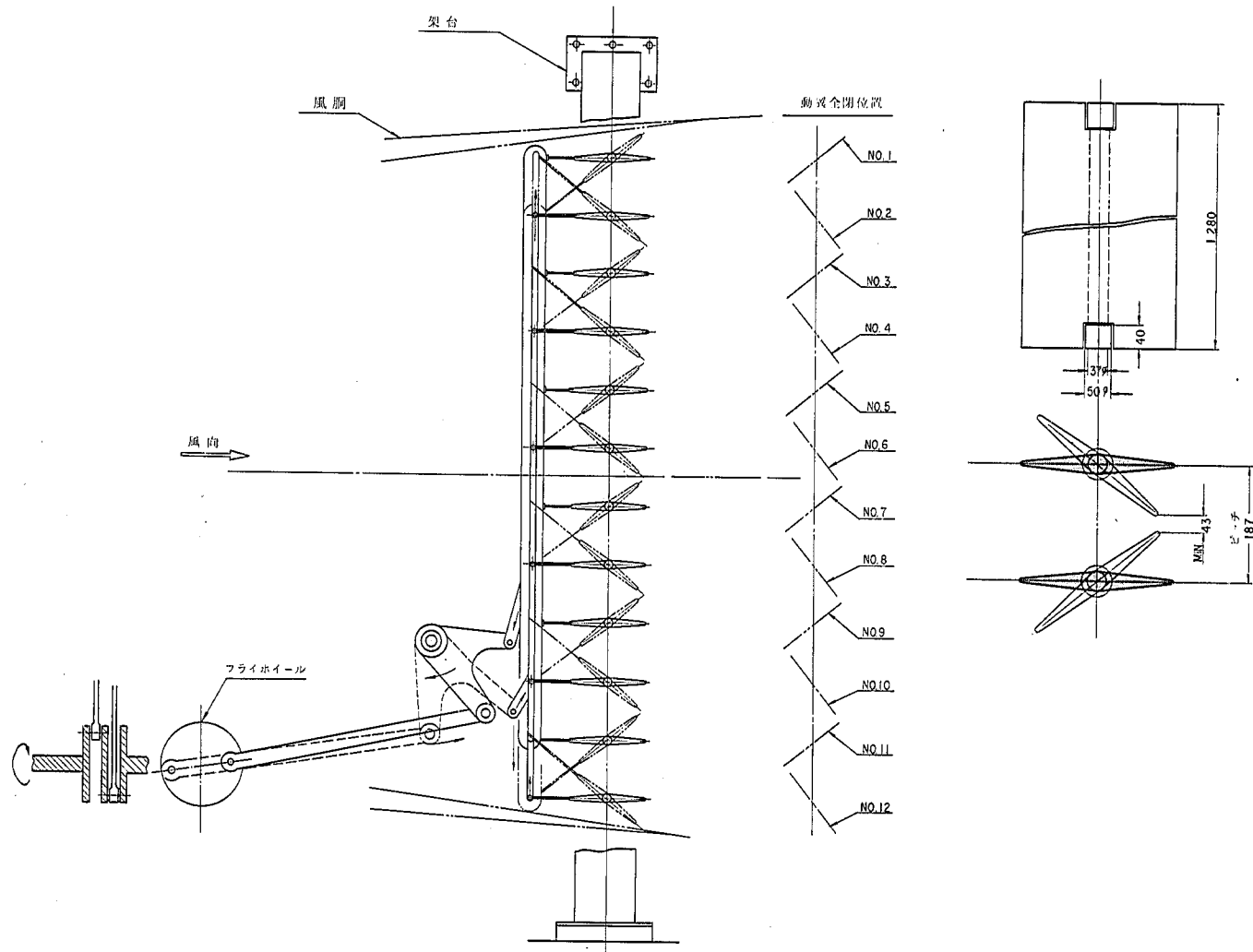


図-5-2 変動風発生装置原理図

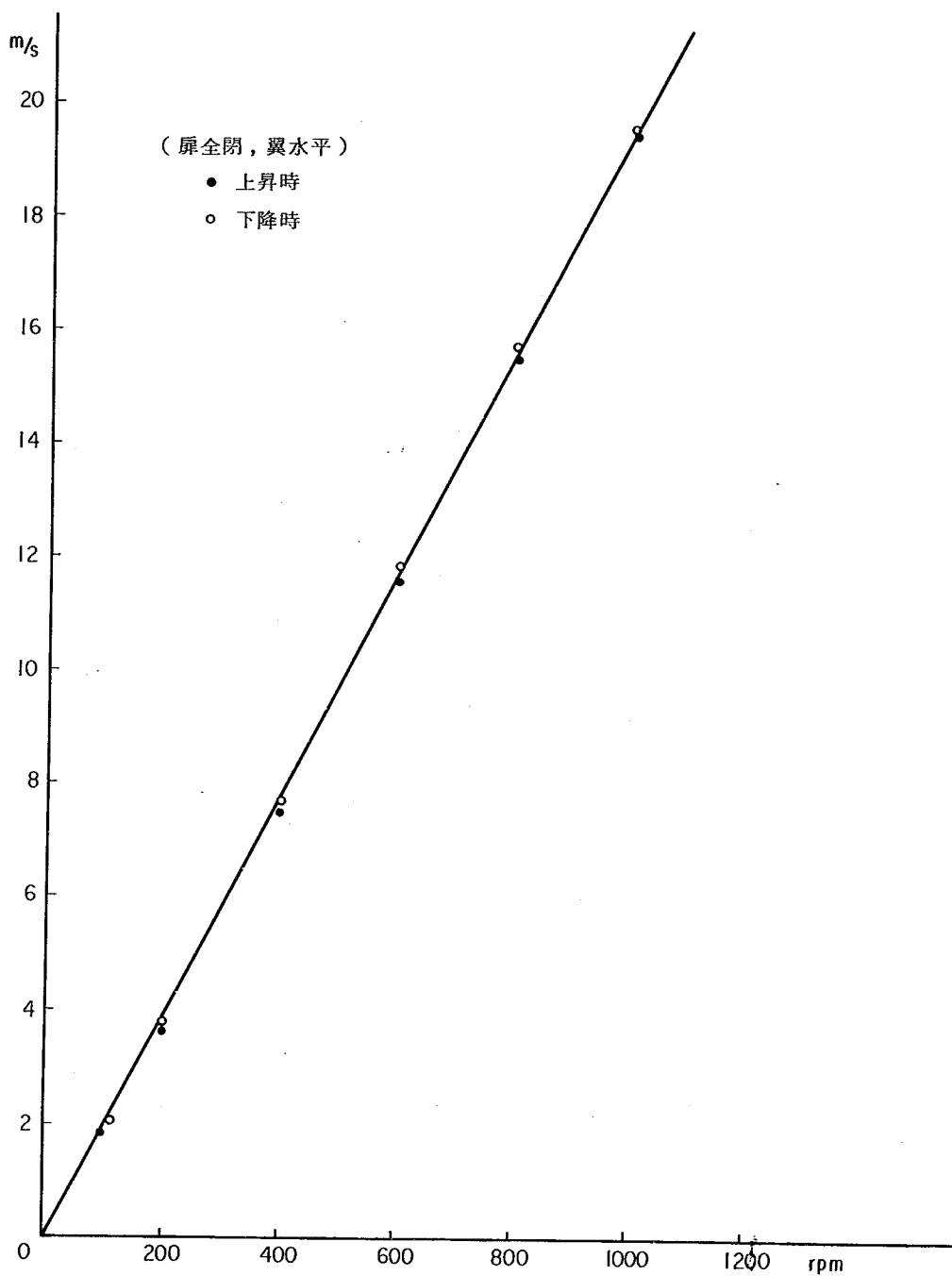
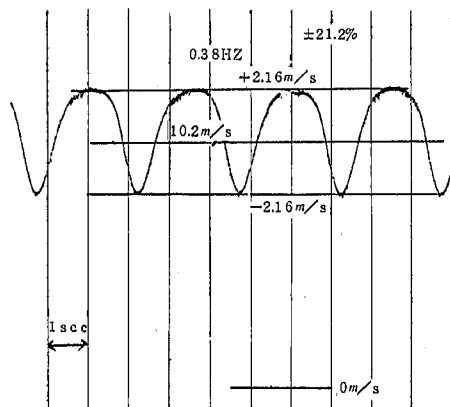
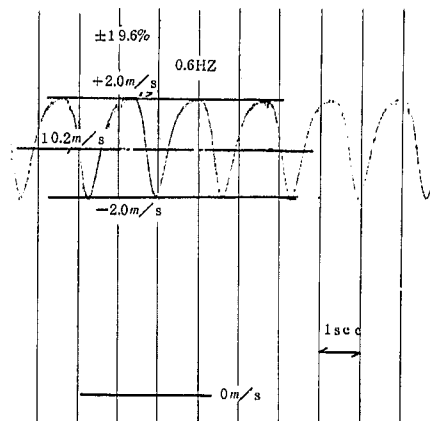


図-6. 変動風発生装置取付後の 風速とモーター回転数



減速比 $\frac{1}{3}$

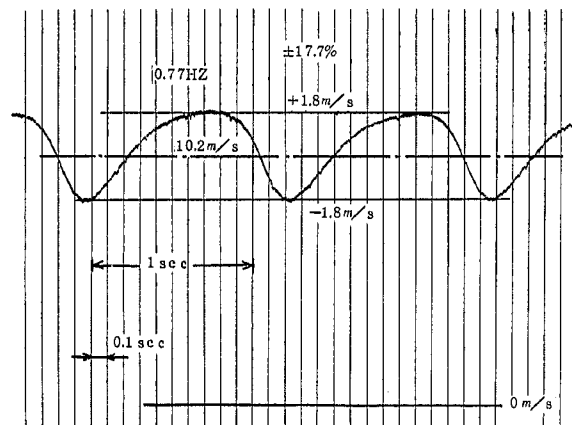
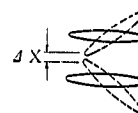


減速比 $\frac{1}{2}$

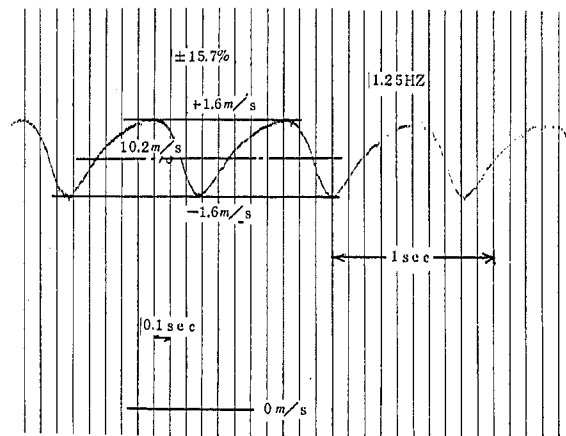
モータ回転数
800 rpm

扉開度 8°

翼閉時間隔
 $\Delta X = 43 \text{ mm}$

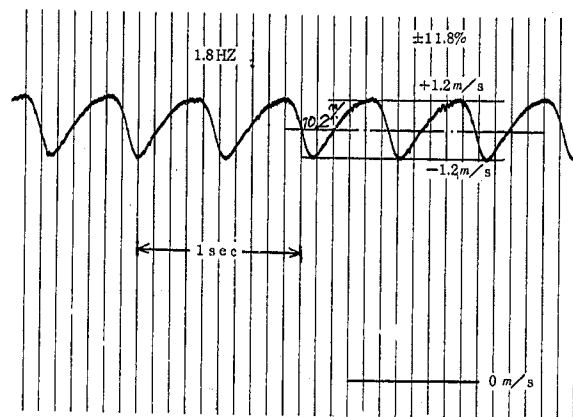


減速比 $\frac{1}{1.5}$

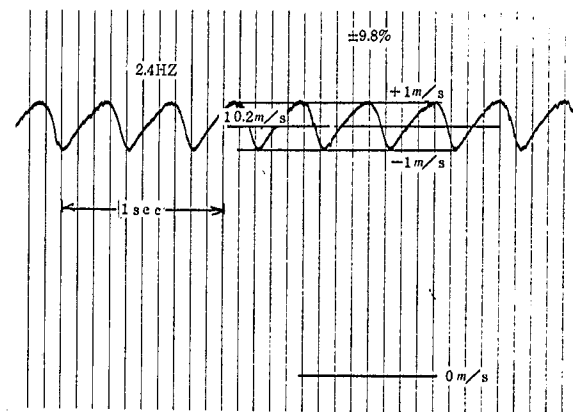


減速比 $\frac{1}{1}$

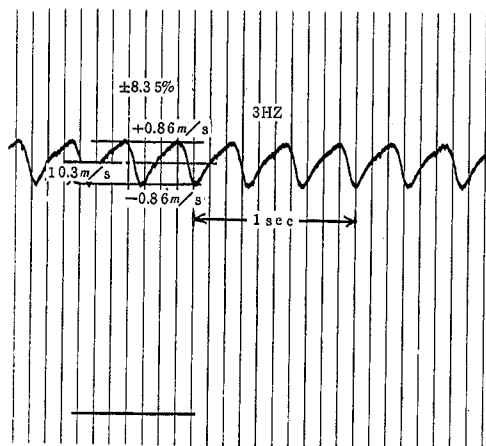
図-7(1) 変動風波形



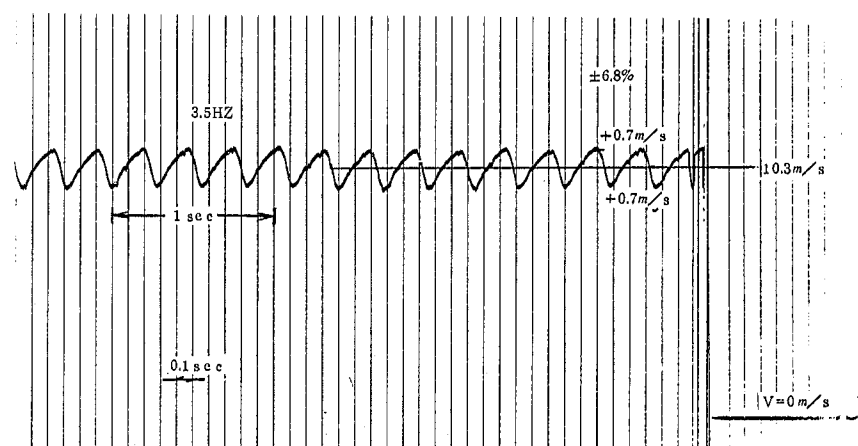
減速比 $\frac{1.5}{1}$



減速比 $\frac{2}{1}$

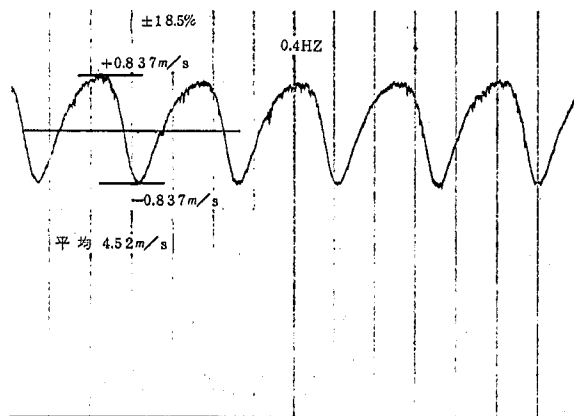


減速比 $\frac{2.5}{1}$

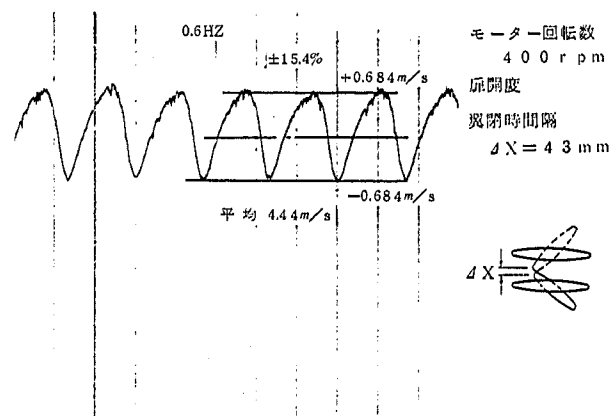


減速比 $\frac{3}{1}$

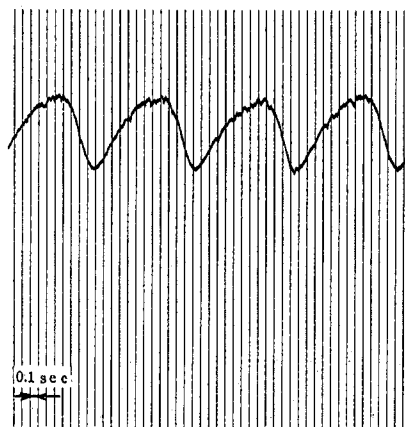
図-7(2) 変動風波形



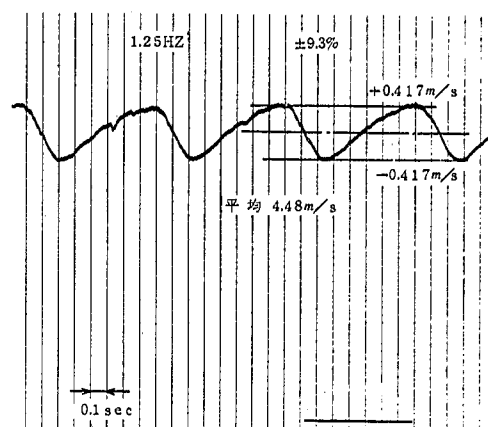
減速比 $\frac{1}{3}$



減速比 $\frac{1}{2}$

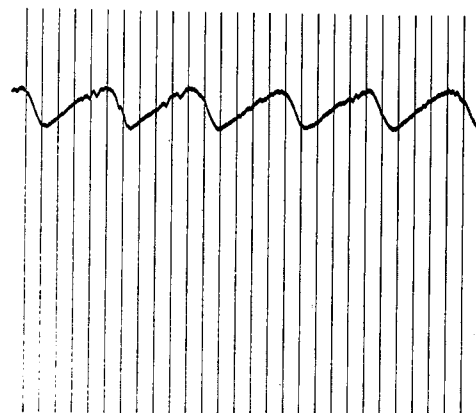


減速比 $\frac{1}{1.5}$

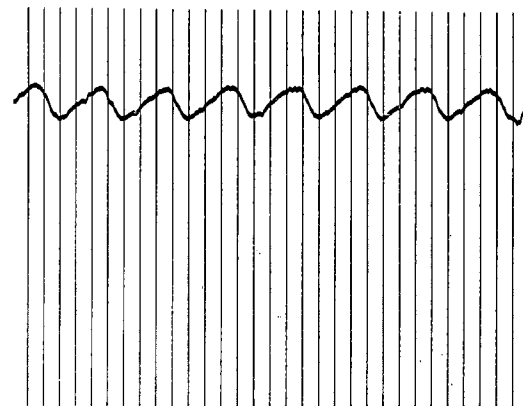


減速比 $\frac{1}{1}$

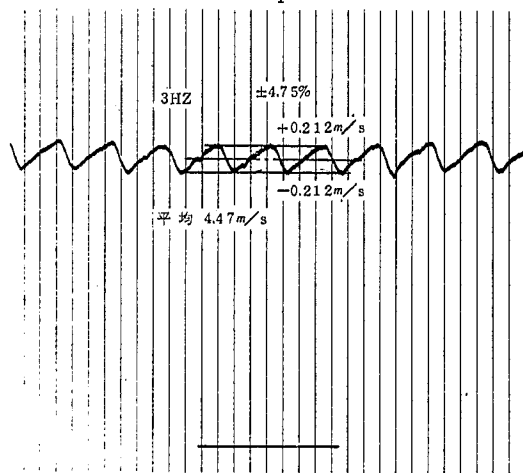
図-7(3) 変動風波形



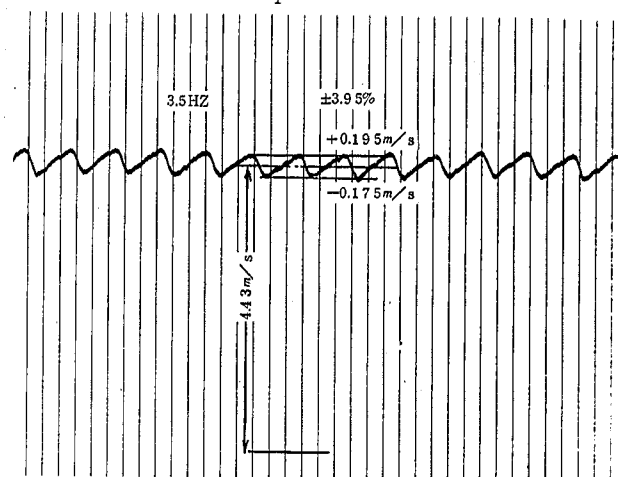
減速比 $\frac{1.5}{1}$



減速比 $\frac{2}{1}$



減速比 $\frac{2.5}{1}$



減速比 $\frac{3}{1}$

圖-7(4) 變動風波形

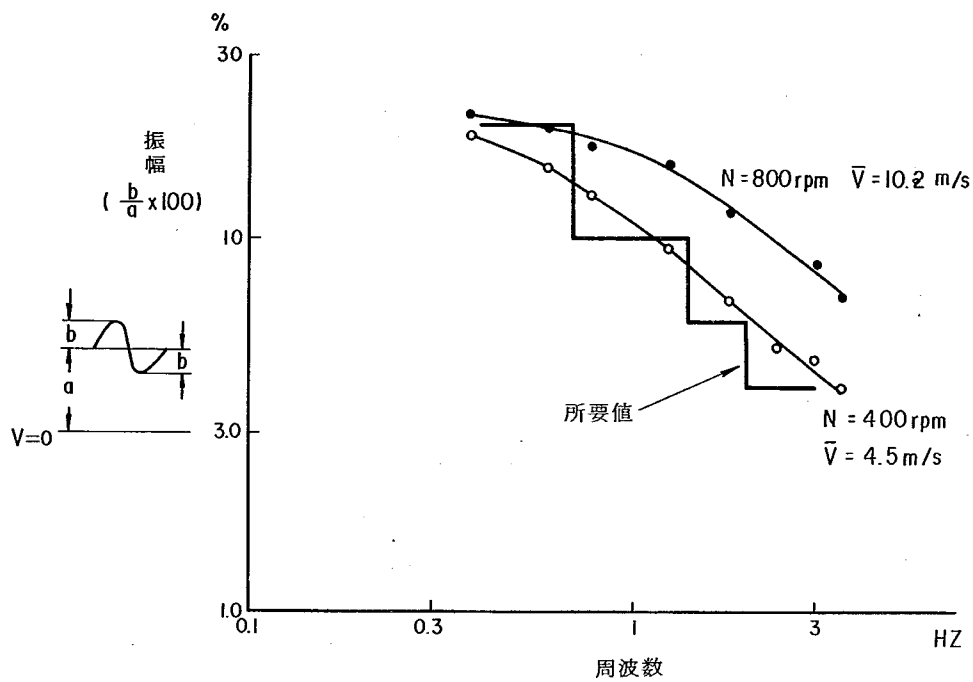


図-8. 脈動周波数と振幅の関係

表-1. 変動風発生装置設置後の風速と回転数の関係(扉全閉)

気温 11.5℃

湿度 7.4%

気圧 765.1mmHg

$\rho = 0.1324$

回転数 rpm	電 流 A	動 圧 mmAq	風 速 m/s
0	0	0.00	0.00
100	1.13	0.23	1.86
200	1.12	0.87	3.63
400	1.12	3.71	7.49
600	1.12.5	8.90	11.59
800	1.17	15.95	15.52
1000	1.33	25.15	19.49
1200	1.75	36.40	23.45
1000	1.36	25.45	19.61
800	1.21	16.42	15.75
600	1.15	9.30	11.85
400	1.15	3.92	7.70
200	1.16	0.95	3.79
110	1.16	0.28	2.00
0	0	0.02	—

表-2. 風速分布 (變動發生翼水平, 扉全閉)

$N = 500 \text{ rpm}$ 平均風速 9.833 m/S

	1			2			3		
	動 壓 mmAq	風 速 m/S	分布誤差 %	動 壓 mmAq	風 速 m/S	分布誤差 %	動 壓 mmAq	風 速 m/S	分布誤差 %
イ	6.37	9.81	-0.74	6.48	9.89	+0.61	6.41	9.84	+0.07
ロ	6.40	9.83	-0.03	6.45	9.87	+0.37	6.46	9.88	+0.47
ハ	6.35	9.79	-0.44	6.37	9.81	-0.24	6.40	9.83	-0.03
ニ	6.36	9.80	-0.34	6.40	9.83	-0.03	6.40	9.83	-0.03
ホ	6.29	9.83	-0.03	6.42	9.88	+0.02	6.37	9.81	-0.24

$N = 250 \text{ rpm}$ 平均風速 4.651 m/S

	1			2			3		
	動 壓 mmAq	風 速 m/S	分布誤差 %	動 壓 mmAq	風 速 m/S	分布誤差 %	動 壓 mmAq	風 速 m/S	分布誤差 %
イ	1.43	4.65	-0.02	1.48	4.73	+1.71	1.47	4.71	+1.28
ロ	1.43	4.65	-0.02	1.43	4.65	-0.02	1.43	4.65	-0.02
ハ	1.42	4.63	-0.45	1.42	4.63	-0.45	1.42	4.63	-0.45
ニ	1.42	4.63	-0.45	1.42	4.63	-0.45	1.42	4.63	-0.45
ホ	1.43	4.65	-0.02	1.44	4.66	+0.20	1.42	4.63	-0.45

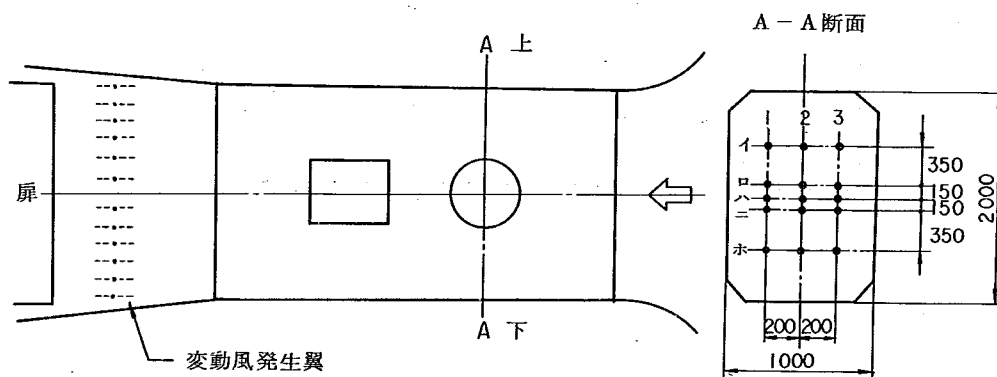


表-3. 風速分布 (変動発生翼閉状態 スキマ43mm. 扉8°開)

N=800rpm 平均風速7.0633m/S

	1			2			3		
	動 圧 mmAq	風 速 m/S	分布誤差 %	動 圧 mmAq	風 速 m/S	分布誤差 %	動 圧 mmAq	風 速 m/S	分布誤差 %
1	3.30	7.06	-0.05	3.32	7.08	+0.24	3.32	7.08	+0.24
ロ	3.29	7.05	-0.19	3.31	7.07	+0.09	3.31	7.07	+0.09
ハ	3.27	7.03	-0.47	3.29	7.05	-0.19	3.31	7.07	+0.09
ニ	3.31	7.07	+0.09	3.32	7.08	+0.24	3.32	7.08	+0.24
ホ	3.28	7.04	-0.33	3.30	7.06	-0.05	3.30	7.06	-0.05

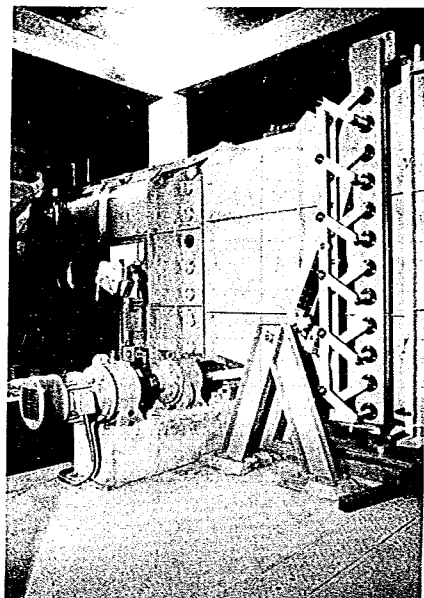


写真 - 1. 変動風発生装置外観

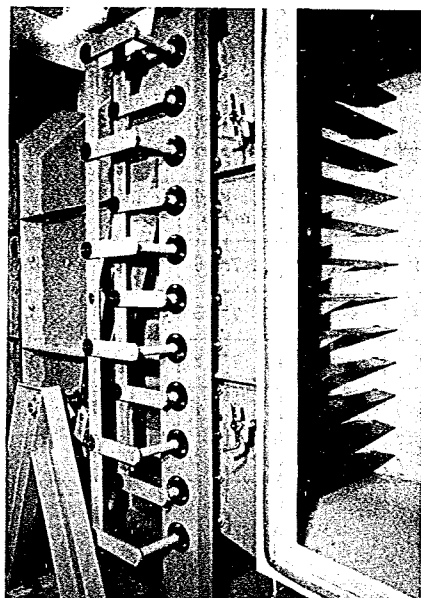


写真 - 2. 変動風発生装置 (変動翼)

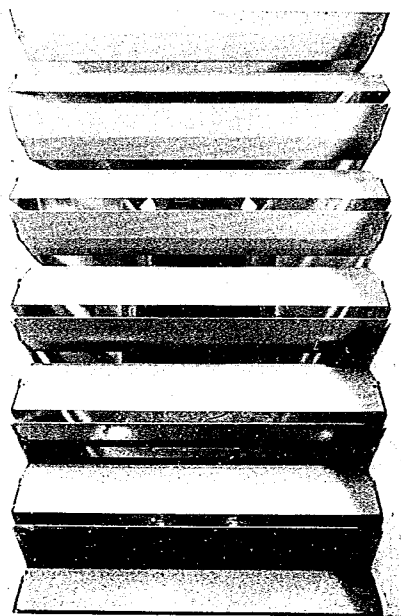


写真 - 3. 変動翼 (全閉時)

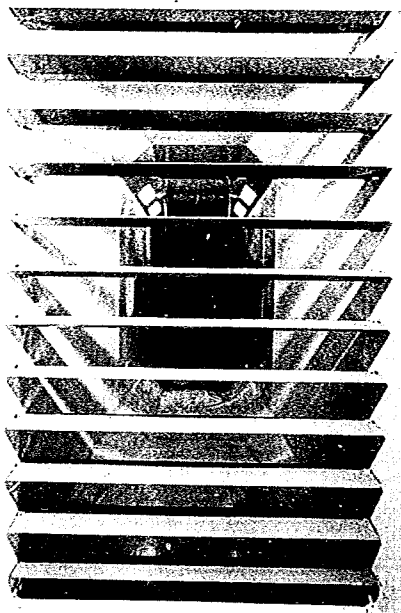


写真-4. 変動翼（全開時）

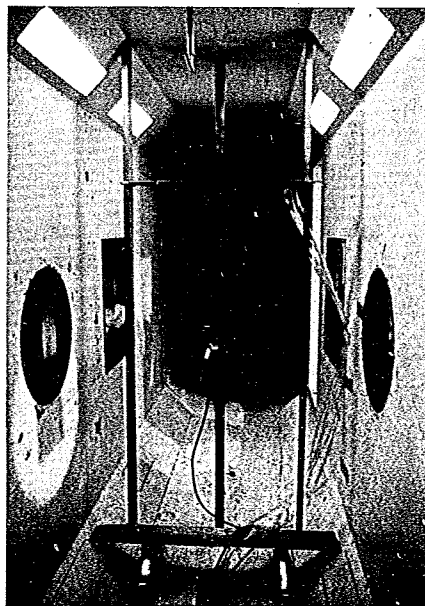


写真-5. 風速測定
（上；楕型ビート管，下；熱線風速機）

耐風調査報告書(Ⅱ)

土木研究所資料第930号

昭和49年3(1974)

成田信之, 横山功一, 宮沢宏

箱ゲタ補剛吊橋, 斜風, 抗力係数,
ガスト応答係数, 変動風発生装置

要 旨

- 1) 箱ゲタ補剛吊橋の耐風安定性
- 2) トラス補剛吊橋に及ぼす斜風の影響
- 3) 吊橋の風の乱れによる応答解析
- 4) 変動風発生装置の製作と特性調査



郵便はがき

十円切手
をはって
下さい

2 8 0 - □ □

千葉県千葉市穴川

四丁目十二番五二号

建設省土木研究所

構造研究室

御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 930 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印