

石狩川河口橋の耐風性に関する調査 報 告 書

昭和44年3月

土木研究所 構造研究室

石狩川河口橋の耐風性に関する調査報告書

正 誤 表

頁		誤	正
1	表-1	Aeolianscillation	Aeolian Oscillation
13	図8-3	HK-SB-69-25D	HK-SB-69-25E
14	図8-4	HK-SB-69-25D1	HK-SB-69-25E1
"	図8-5	HK-SB-69-25E	HK-SB-69-25D
"	図8-6	HK-SB-69-25E1	HK-SB-69-25D1
22~23	図11.3~11.8	S, St の数値を18倍する	
24	図-12	附加減衰器フロック図	附加減衰器ブロック図
26	表-4.2	4.5行目の数値に単位(C/S)をつける	
"	"	11行目の見出し欄に迎角を入れる	
32	図15-3	HK-SB-68-25B	HK-SB-68-25A
37	図-16-7	図-16-7 HK-SB-69-25E1	図-16-6 HK-SB-69-25E
"	図-16-6	図-16-6 HK-SB-69-25E	図16-7 HK-SB-69-25E1
38	図-17-1	HK-SB-68-25A Vc- θ 曲線	HK-SB-69-25C V-A- δ 曲線
"	図-17-2	HK-SB-68-25B Vc- θ 曲線	HK-SB-69-25D V-A- δ 曲線
39	図-17-3	HK-SB-68-25B1 Vc- θ 曲線	HK-SB-69-25C V-A- δ 曲線
"	図-17-4	HK-SB-68-25C Vc- θ 曲線	HK-SB-69-25D V-A- δ 曲線
40~42	図17-5~図17-10	Vc- θ 曲線	V-A- δ 曲線

序 文

昭和 43 年度，北海道開発庁より依頼のあった石狩川河口橋の耐風性に関する調査の結果がまとまったのでここに報告する。

昭和 44 年 3 月

建設省土木研究所

構造研究室長

大久保 忠 良

榎 波 義 幸

目 次

序 文	
§ 1. 調査の概要	1
1-1 ま え が き	1
1-2 斜張橋の風による振動	1
1-3 石狩川河口橋の概要	4
§ 2. 風洞模型実験	8
2-1 ま え が き	8
2-2 風 洞	9
2-3 風 洞 模 型	11
2-4 相 似 則	16
2-5 原型の振動特性	18
§ 3. 三分力試験	19
3-1 ま え が き	19
3-2 測 定 方 法	19
3-3 風 速 の 測 定	20
3-4 三分力係数の計算	20
3-5 実 験 結 果	21
§ 4. パネ支持模型実験	23
4-1 ま え が き	23
4-2 実 験 装 置	23
4-3 実験方法および実験条件	25
4-4 実 験 結 果	27
§ 5. 実験結果に対する考察	33
5-1 各模型の空力特性	33
5-2 後流中の渦の測定	47
5-3 実験結果に対する考察	48
§ 6. 結 言	52

§ 1. 調査の概要

1-1 まえがき

普通の土木構造物においては風荷重は従荷重の域を出ず、従って風が構造物の安全に影響を与えるようなことは仮りどめされている仮設中の構造物以外には考えられない。しかしながら吊橋のように水平荷重に対して敏感な構造物や可撓性に富む振動しやすい構造物においては風の作用を無視することはできない。1940年に起きた Tacoma 橋の落橋事故は可撓性構造物に対する風の作用が非常に重要であることを明らかにし、その後の耐風設計に大きな影響を与え、この方面の研究の糸口をつくった。

一方、最近の材料、施工法の進歩に伴う橋梁工学の発展は吊橋以外にも可撓性に富む長大橋の実現を可能にし、これに伴ない耐風安定性に考慮を払うべき土木構造物は吊橋に限るものではなくなってきた。たとえば最近わが国でも採用されつつある斜張橋はその主応力部材が斜張索と主桁であることから明らかなように、力学的には吊橋と桁橋の中間に位置するものであって、普通の桁橋に比べかなり柔軟な構造になっている。

従って斜張橋においても従来の桁橋とは異なった観点から耐風設計に充分な配慮を払うことが要求されることになる。石狩川河口橋は現在、北海道開発庁が計画中の斜張橋であるが以上のような点にかんがみ基本設計と平行して耐風性に対する検討を行なうことになり土木研究所がそれを担当することとなった。

表-1 構造物に対する風の作用

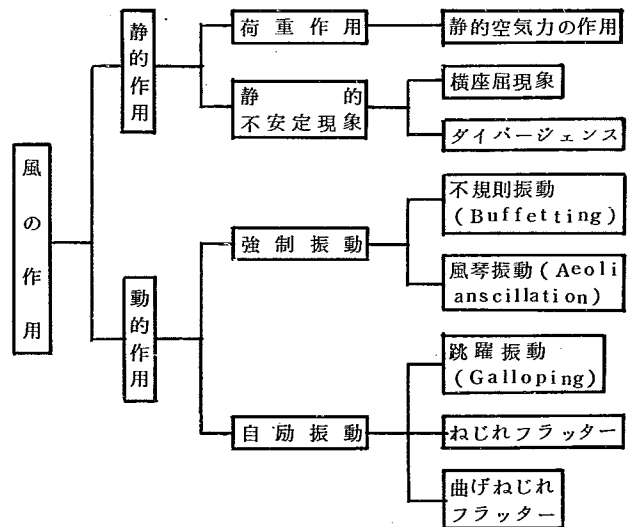
1-2 斜張橋の風による振動

構造物に作用する風力は静的なものと動的なものに分けられるが、それらは更に表-1のように分類できる。

普通、構造物の設計に用いられる風荷重は表-1に示した静的空気力の作用のうちの抗力であって、その大きさは構造物の形状、寸法と設計風速によって支配される。

気流中におかれた構造物には先にのべたように風向方向の抗力や風向直角方向の揚力および

揚力の作用点と構造物の剪断中心が一致しないために、空力モーメントが生ずることはよく知られている(図-1)。他の静的作用である静的不安定現象のうちダイバージェンスはこの空力モーメント



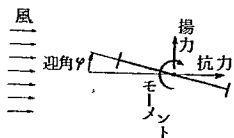


図-1 空力三分力

のために構造物がねじれ、そのねじれたことによる迎角の増加によって更に空力モーメントが増加すると云った循環現象により、風速がある限界値を越えると迎角が大きくなって遂には構造物が破壊に至る現象である。しかし、土木構造物では現在のところこの種の現象が起こるほどねじれ剛性の小さい

ものはない。

また、横座屈現象は風荷重による主桁の横座屈であって吊橋に関しては平井、Vlasovの研究によって理論的な取り扱いが可能になっている。

従って、斜張橋の耐風設計において静的設計はそれほど困難な問題ではない。なぜなら風荷重の大きさが判っていれば横荷重に対する断面の設計は斜張橋においても桁橋の場合となんら変わるところはないし、また静的不安定現象については抗力、揚力、空力モーメントと迎角の関係が判っていれば安全について容易に理論的検討をすることができ、その結果は実用上の風速の範囲では安全であることを示すことが多い。従って桁橋に比べて耐風設計上斜張橋が特別に注意しなければならないのは動的不安定現象についてである。

風の動的作用による振動のうち不規則振動は自然風の乱れによって構造物が励振されるもので、これによって静的空気力による断面諸力を越える応力が構造物に生じるとされているが、自然風の乱れの特性和これに対する構造物の応答が未だ充分に解明されていないこと、および以下にのべる自励振動の如く異常に振幅が増大することも考えられないため、この種の振動は構造物が有している安全率の余裕により充分カバーできるものとして現在のところ設計上は特に考慮されていない。

風の中におかれた構造物からはカルマン渦と呼ばれる渦列ができることはよく知られているが、風琴振動はこのような構造物の後流中に規則的に発生する渦によって交番空気力が作用するため発生するものである。後流中に発生する渦の周波数は風速に比例するため、風速が増加して渦の発生周波数が構造物の固有振動数に近づくと共振現象的な風琴振動が生ずる。更に風速が増せば渦の周波数が構造物の固有振動数をはずれるため振幅は減少するので、風琴振動によって一挙に構造物が破壊する恐れはあまりないが、この種の振動は比較的低い風速で起こることから出現する回数が非常に多いことに留意しなければならない。斜張橋の主桁は一般に充実断面が多く、従って風琴振動が起りやすいのでこの振動に対しては充分注意を払わねばならない。

一般に橋梁に作用する揚力の値は迎角とともに増加するのが普通であるが、構造物の断面によっては揚力が迎角の増加に伴って減少することがある。この場合、気流中で上下振動する構造物には振動方向に空気力が作用することになり、揚力の負勾配の値によっては構造物の振動に伴って作用する空気力が負減衰効果を及ぼし、振幅が著しく増大する。この種の振動を跳躍振動と呼ぶ。この振動は氷片の付着した電線の自励振動として古くから知られているが、断面の形状が不適当であれば斜張橋でも発生する。

ねじれフラッターは構造物の表面における気流の剝離が構造物の振動と位相差をもつことにより、構造物に負減衰効果を及ぼすために励起される 1 自由度の不安定振動であると云われているが、その発生機構は充分に解明されていない。このねじれフラッターは次のべる曲げねじれフラッターと共に、構造物にとって最も危険な不安定振動である。

曲げねじれフラッターは曲げ振動とねじれ振動の 2 自由度を有する構造物にある風速以上の風が作用したとき、特定の範囲の位相差をもって曲げ振動とねじれ振動が連成する場合に生ずる振動であって、その振幅は急速に発散し構造物を破壊するに至る。この振動はねじれ振動と撓み振動の振動数比が 1 に近い場合には吊橋や斜張橋にも発生する振動である。このように斜張橋は風琴振動、跳躍振動、振りフラッター等の不安定振動を起しやすい。事実、諸外国においても既設の斜張橋に風による振動が発現した例、あるいは風洞実験で発現の可能性が指摘され形状を改めた例がある。

最近英国で箱桁補剛の斜吊材吊橋として有名な Severn 橋に隣接して Wye 橋が架設された。この橋は主径間 234.7m (770ft)、側径間長 86.9m (285ft) の 3 径間連続の張出部を有する逆梯形箱桁の鋼床版斜張橋であるが、完成後微風によって撓み振動が生じると云われていたが、調査した結果 $7\sim 9\text{m/s}$ の風で全振幅 2.54cm (1in) 程度の撓み振動が観測され、現在その高風速での耐風性の調査と対策の検討がなされていると云われている。

また、Dusseldorf で Rhine 川に計画されている Knie 橋およびオーストラリアのメルボルンで計画中の Lower Yarra 橋はいずれも斜張橋として設計され、風洞実験による耐風性の調査が英国国立物理研究所 (National Physical Laboratory) で行なわれた。それによると、やはり低い風速でねじれ振動や撓み振動およびそれらの連成振動が起ったと報告されている。これらの振動はいずれも風琴振動、跳躍振動、ねじれフラッターおよび曲げねじれフラッターに属するものであり、従って斜張橋を設計する際にはこれらの不安定現象に対する安全性の検討が不可欠なことを示している。また我国においても尾道大橋、荒川大橋等の斜張橋について風洞実験が行なわれたがいずれも低風速で風琴振動と思われる限定振動が生じ、高風速では跳躍振動、ねじれフラッターが発現している。

以上のような斜張橋の風による振動に対する対策としては a. 断面の空気力学的特性を改善して不安定振動の原因を除くこと、b. 橋の剛性を増して振動の発現する風速を上昇させること、c. 振動減衰能を増して振幅の発達を抑止すると云った方法がある。

構造物の最適設計と云う点から多少問題はあがるが、(b)の方法は最も確実に効果の期待できる方法である。(c)の減衰を増加する方法は構造物の減衰機構が未だ解明されていない現状では構造減衰を増すための有効な手法がない。それに対して、経済かつ耐風性上安全な構造物を設計するには空力特性の優れた断面を見出すのが最も好ましいが、現在のところ(a)の方法は理論的に追求することは不可能で、風洞模型実験によって一つ一つ解明して行かなければならない。

今回北海道開発庁から依頼された石狩川河口橋の風洞実験も風琴振動と自励振動の発現の有無を実験的に確かめることを主目的としている。この目的のために今回は以下の実験を行なった。

1. 原設計断面およびその変更断面の風洞模型について抗力，揚力，空力モーメントの測定
2. バネ支持模型実験による原設計断面およびその変更断面の風洞模型の風に対する挙動と，自励振動の限界風速の測定

なお，これらの実験方法の詳細については後で説明する。

1-3 石狩川河口橋の概要

今回，調査を行なった石狩川河口橋は現在フェリーボートで連絡している国道 231 号線が石狩川を越える地点に計画された斜張橋で，その位置を図-2に示す。

この石狩川河口橋は全長 1,412.7m と云う非常に長い橋梁であるが，そのうち主橋梁は中央径間長 160.0m，側径間長 64.0m の三径間連続二主桁鋼床板斜張橋で最初，図-3.1に示すような 3つの断面形について試算設計がなされた。この各設計断面からの採用断面の選定は耐風性に対する判断でなされることとされていたので，最初に風洞実験を行なう断面としては比較的耐風性が良好と思われる第1案をえらんだ。その断面諸元は以下に示すとおりである。

この断面およびそれを多少修正した断面について風洞実験を実施したところ，比較的低い風速で風琴振動が生じたため再設計して別の断面形について風洞実験を実施することになったが，その再設計案を図-3.2に示す。

これらの諸元を以下に示す。

	原 設 計 案	2 次 設 計 案
橋 格	一等橋	一等橋
型 式	三径間連続鋼床板斜張橋	三径間連続鋼床板斜張橋
橋 長	288.0m	288.0m
中央径間長	160.0m	160.0m
側 径 間 長	64.0m	64.0m
橋 幅	11.4m	11.4m
ケーブル取付間隔	31.0m	31.0m
下側ケーブル取付高	16.0m	28.0m (ケーブル断面積 0.030m ²)
上側ケーブル取付高	30.0m (ケーブル断面積 { 0.020m ² 0.018m ² })	30.0m
桁 高	2.5m	2.0m
断面2次モーメント	0.2452m ⁴	0.34065m ⁴
捩れ 剛 性	1.880×10 ⁶ t m ²	0.68475×10 ⁷ t m ²
重 量	6.710 t/m (雪なし) 7.850 t/m (雪あり)	7.80 t/m (雪なし) 8.94 t/m (雪あり)

図-2 石狩川河口橋位置図

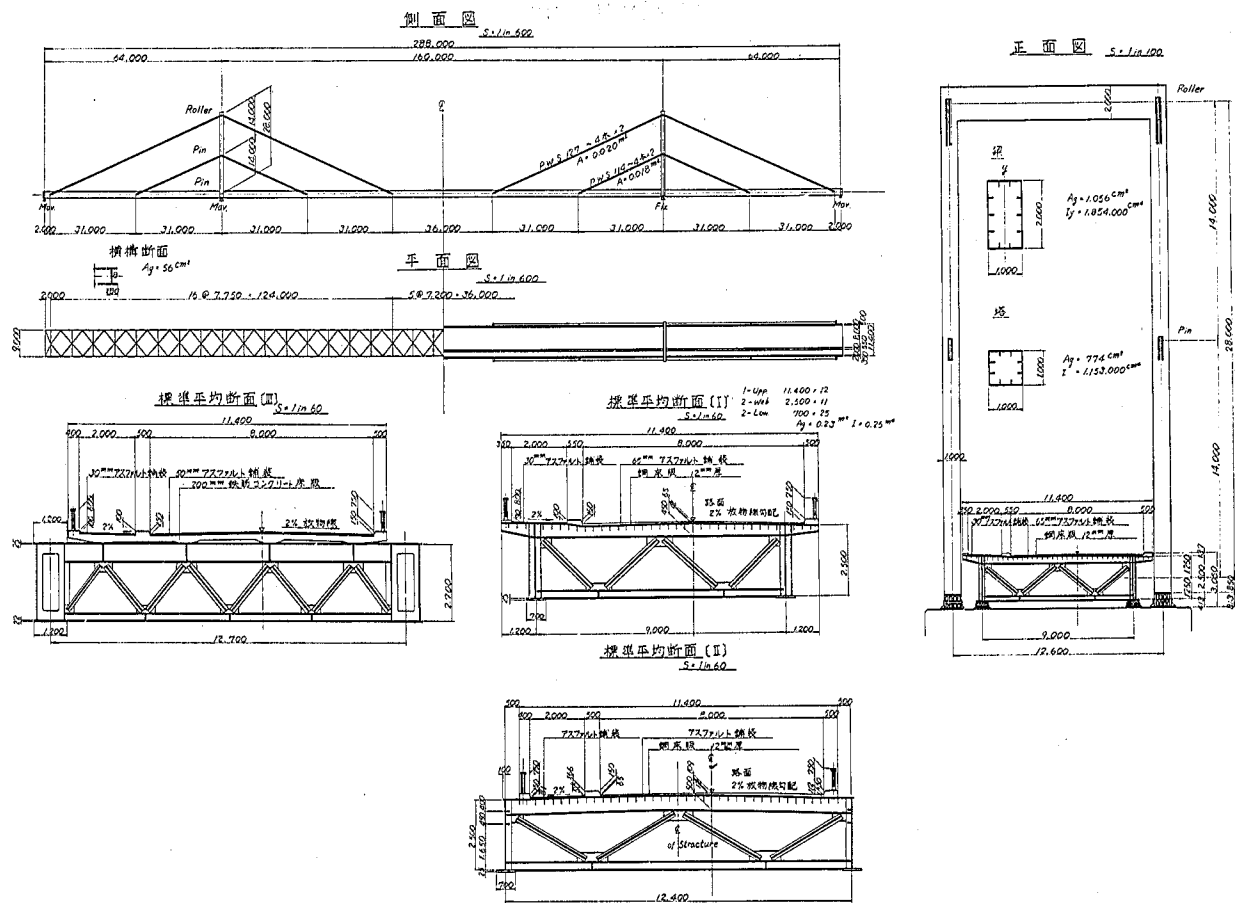


図-3-1 石狩川河口橋一般図(その1)

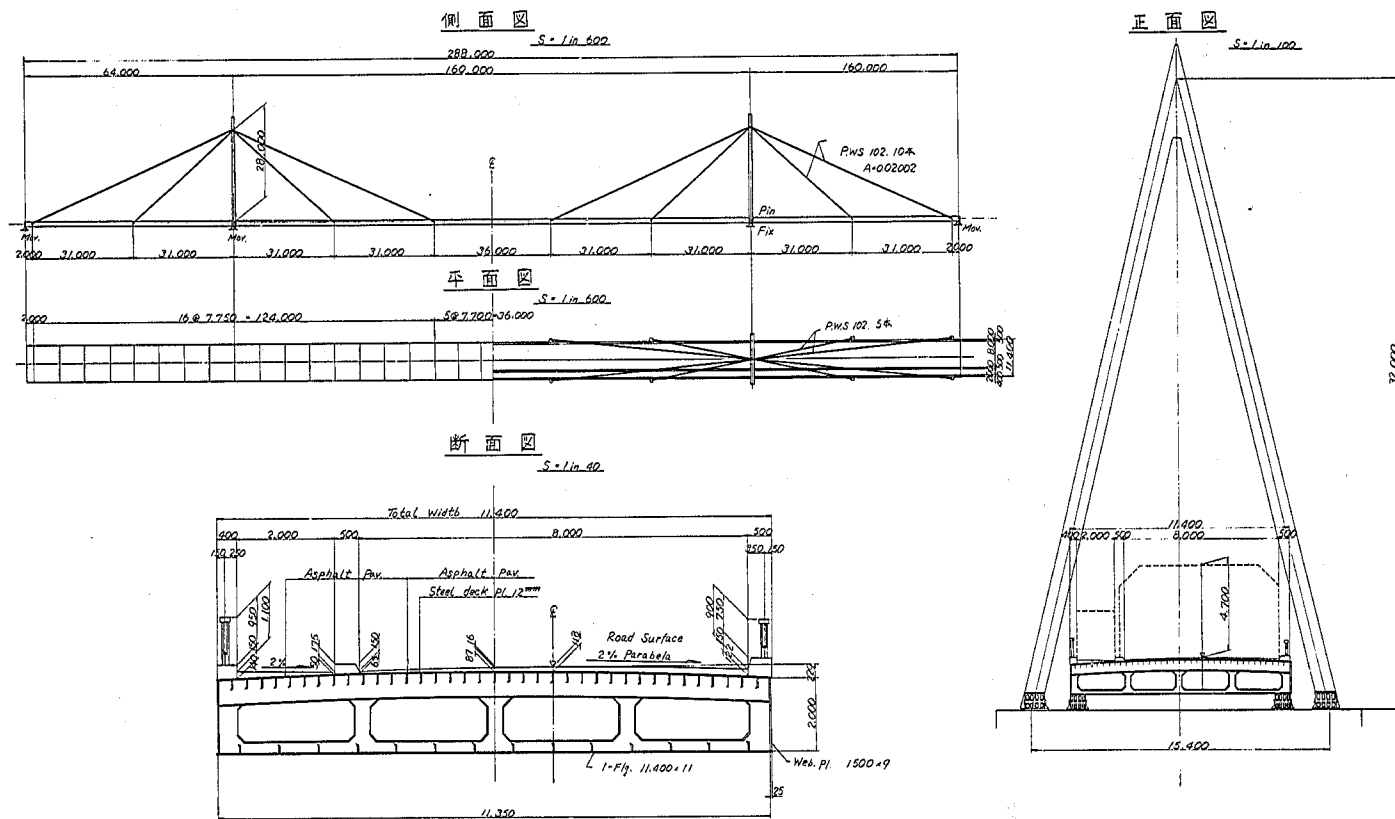


図-3-2 石狩川河口橋一般図(その2)

—1 ま え が き

しかしながら今日に至るまで振動の発生機構等については明らかでないことが多く、結局のところ設計された断面について一つ一つ風洞模型実験により耐風性を確かめる以外に確かな耐風設計方法はない。

[illegible]

圖-4 風洞模型

強制振動模型実験は部分模型を気流中で強制加振し、このとき気流が模型に与える空気力（非定常空気力）を計測し、この非定常空気力を用いて吊橋の応答を計算してその安定性を確かめる方法である。この方法は原理的には優れているが、実験技術が面倒で未だ測定値の信頼性に欠けるため研究手法としては採用されているが、実際に架設される橋梁の検証にはまだつかわれていない。

- 8 -

ことができるが施設が大規模になること、費用がかかること、また技術的には模型の製作が困難なこと、模型の構造減衰に関する相似則を満足させることが困難であること等の欠点がある。

これに対してバネ支持模型実験は吊橋の動特性を完全に相似できない欠点は有るが、全橋模型実験の欠点をうらがえしにした利点を有する。

吊橋の動特性を完全に相似していないバネ支持模型実験の有効性については種々の議論があるところではあるが、動的不安定現象に問題をすれば全橋模型実験と同様な結果がえられることが米国 Washington 大学および英国 National Physical Laboratory での比較実験で確認されているので土木研究所ではこの実験法で吊橋の空力安定性を確かめている。

2-2 風 洞

今回の実験に使用した風洞は建設省土木研究所の橋梁試験用風洞であって、その形状は図-5および写真-1に示すように横回流型単回路風洞で吹出口寸法は $1.8\text{ m} \times 3.0\text{ m}$ である。

この風洞は特に橋梁試験用に作られたものであり低風速領域での実験に便利ように設計されている。また、この風洞はほとんど吊橋吊構造部の耐風安定性を調べる部分模型実験に使用しているため、

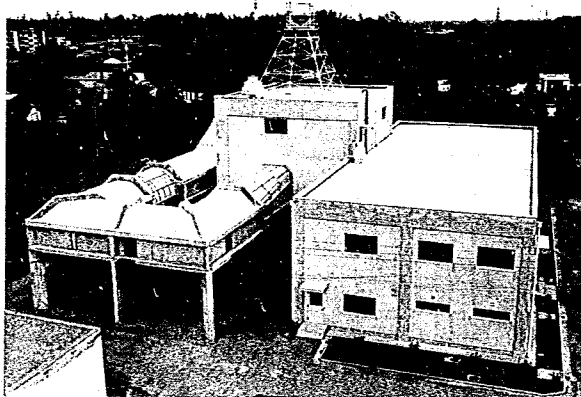


写真-1

2次元風洞としての性能を考慮して測定部を閉鎖装置(写真-2)で覆い、更に模型の取り付けおよび境界層の発達や気流の模型に対するまわり込みを防ぐため閉鎖装置の内壁に高さ 2 m 、長さ 1.5 m の隔壁をとりつけ使用模型の長さを $1,600\text{ mm}$ としている。

図-6はバネ支持模型を装置した測定部の概略図である。

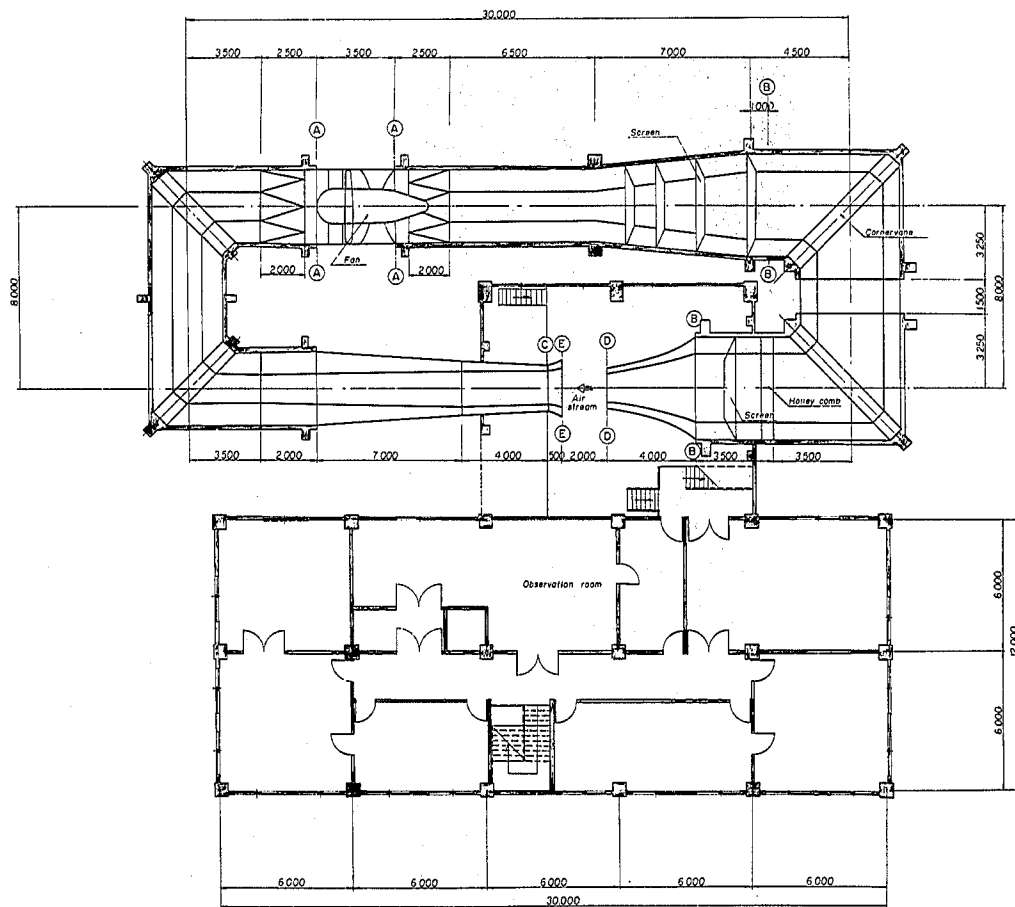
この風洞は速度分布もほとんど一様でまた時間的変動も非常に小さくつくられているが、実際の構造物に作用する風は多少の迎角をもち、また空間的風速分布も一様ではなく、かつ時間的にも変化しており、当然風洞風の中におかれた模型と自然風にさらされる実橋では作用する風の条件が異なる。しかし一般に乱れた風に較べて定常な風は構造物をより低い風速で発振させることが知られているので実験結果は安全側の値を示していると云えよう。以下に風洞の概要を記す。

形 式：水平単回路流式風洞(開放・閉鎖併用可能)

寸 法：吹出口 $3,000 \times 1,800\text{ mm}$ (角切辺長 300 mm)，測定部 $2,000\text{ mm}$ ，風路 $76,000\text{ mm}$

絞り比：1 : 6.25

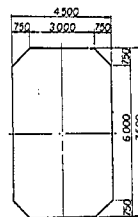
圖 5 風洞線圖



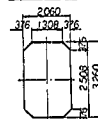
Section A-A



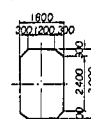
Section B-B



Section C-C



Section D-D



Section E-E

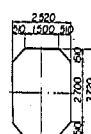




写真 - 2

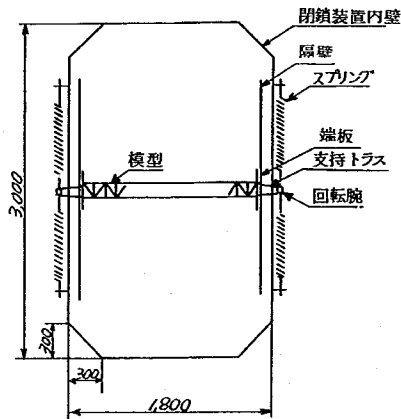


図 - 6 風 洞 測 定 部

送風機：直径 3,300 mm

出力 100 kW

風 速：最大 20 m/s（開放時）

最大 21 m/s（閉鎖時）

2-3 風洞模型

風洞模型は幾何学的形状が実橋と相似でなければならないことからできるだけ大きく作ることが望ましいが、一方風洞の大きさその他の制約を受けておのずから最大寸法は定まる。まず風洞の測定部の大きさは隔壁内側間隔で 1,620 mm なので、模型の長さは 1,600 mm（端板を含めて 1,610 mm）とした。また模型の幅は風路の閉塞効果および部分模型実験における 2 次元性を保つために必要とされている縦横比（＝全長／幅）等から考えて 500 mm 程度以下におさえることが望ましいので、今回は模型縮尺を 25 分の 1 とした。原設計に対する模型の概略寸法を図 - 7 に示す。また模型材料として木材（檜およびパルサ）を用い、その他成形の困難なところにはアクリル系樹脂および針金を用いた。

さて、原設計断面を模型化した実験結果はあとで詳しく説明するか必ずしも安定な断面ではなかったためその後、断面変更や再設計が行なわれそれにつれ風洞実験も追加実施された（写真 - 3, 4）。また冬期積雪による高欄の閉塞も考えられるため実験もこれに対応して高欄を紙で覆ったものについても行なった（図 - 8）。表 - 2 に実験に供した模型の概要を記す。

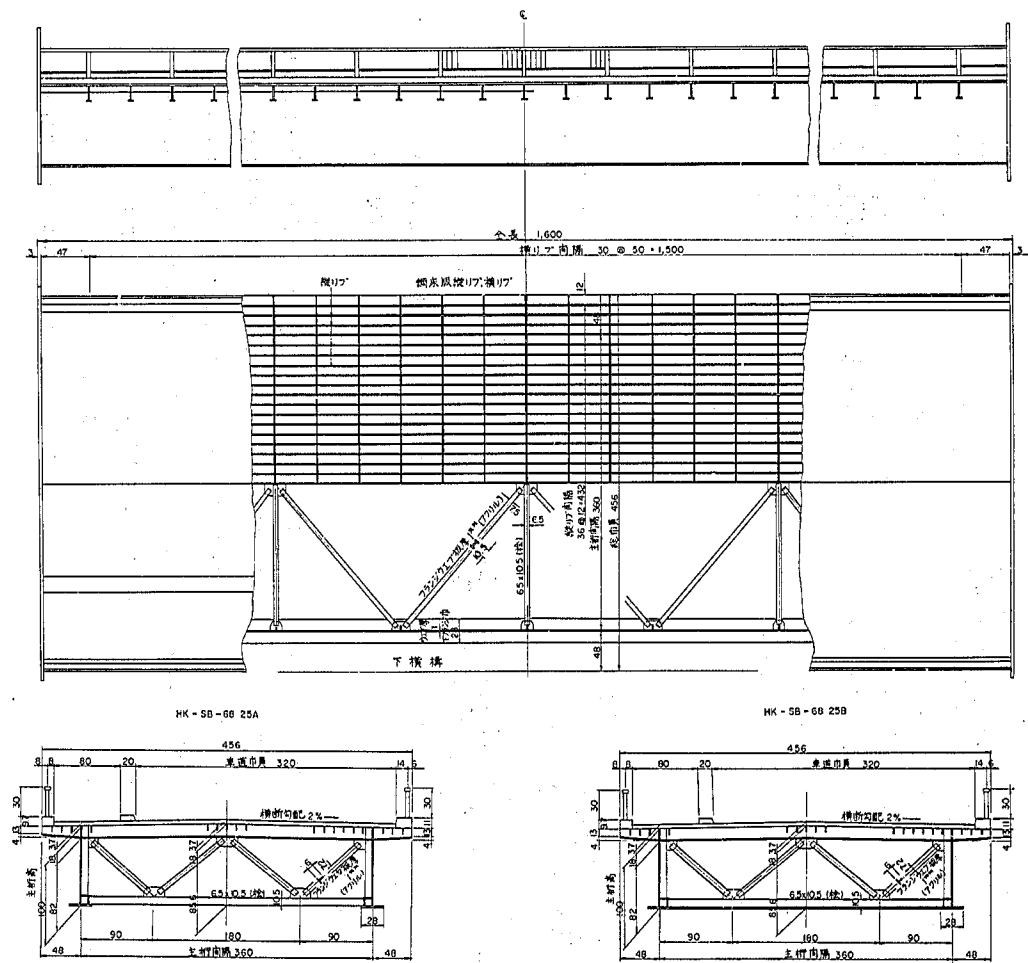


圖-7. 風洞模型

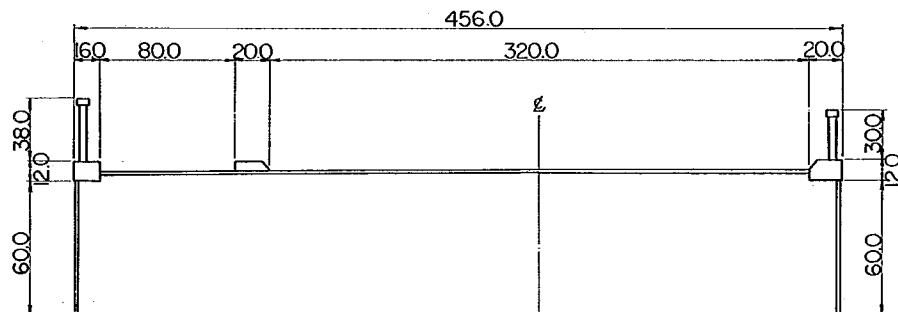


图-8-1 HK-SB-69 25C

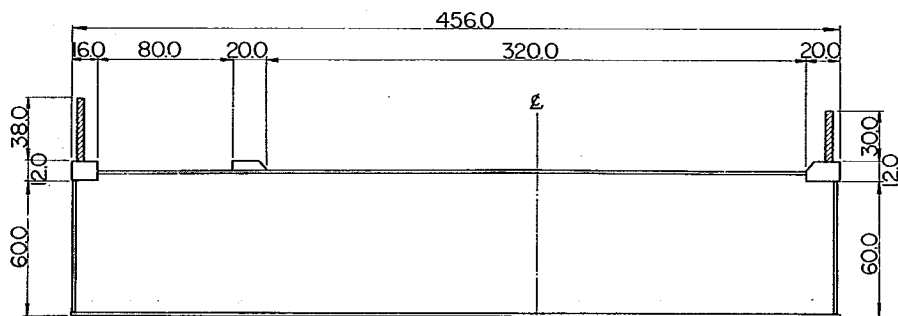


图-8-2 HK-SB-69 25CI

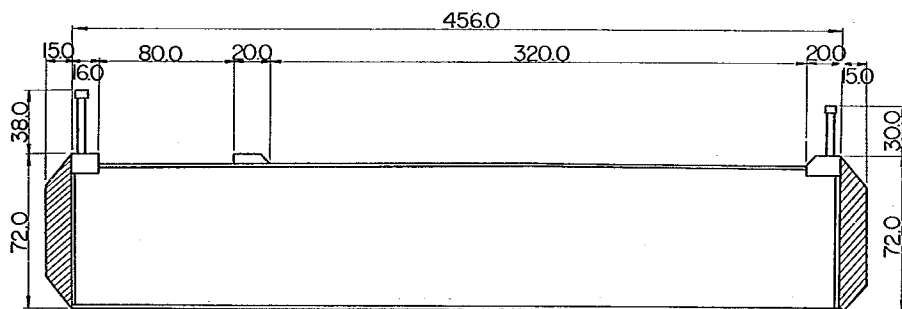


图-8-3 HK-SB-69 25D

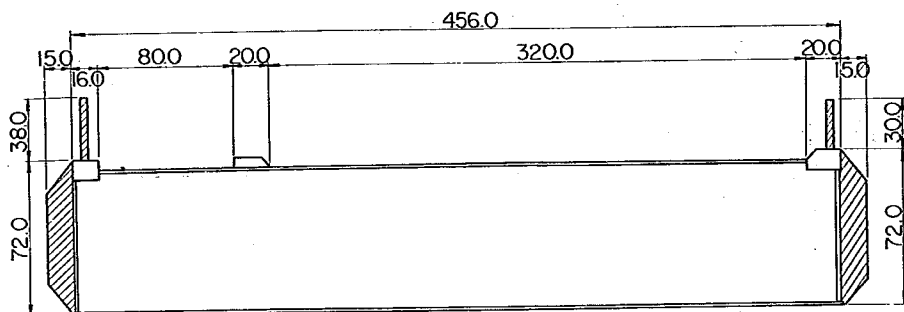


图-8-4 HK-SB-69 25DI

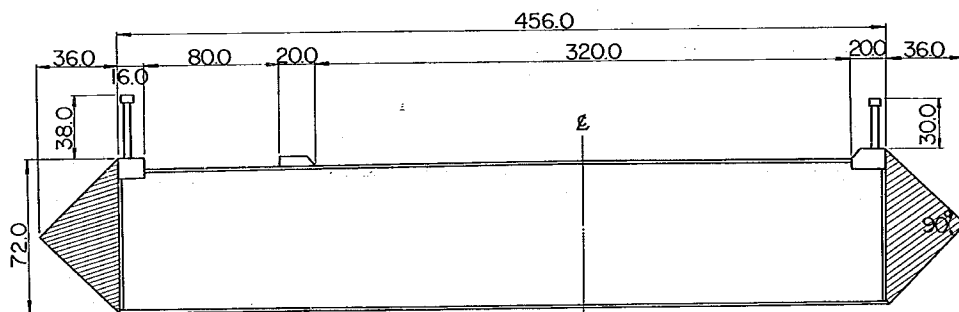


图-8-5 HK-SB-69 25E

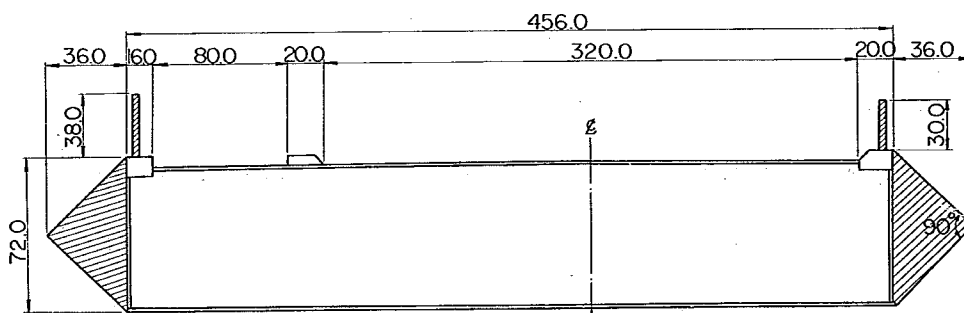


图-8-6 HK-SB-69 25EI

表-2 模 型 の 概 要

模 型 名	概 要
HK-SB-68 25A	原 設 計 断 面
HK-SB-68 25B	原設計断面の下フランジ間を覆ったもの
HK-SB-68 25B1	HK-SB-68 2BBの高欄を閉塞したもの
HK-SB-69 25C	二次設計案, 一箱桁構造
HK-SB-69 25C1	HK-SB-69 25Cの高欄を閉塞したもの
HK-SB-69 25D	HK-SB-69 25Cに三角形のフラップをつけたもの
HK-SB-69 25D1	HK-SB-69 25Dの高欄を閉塞したもの
HK-SB-69 25E	HK-SB-69 25Cに台形のフラップをつけたもの
HK-SB-69 25E1	HK-SB-69 25Eの高欄を閉塞したもの

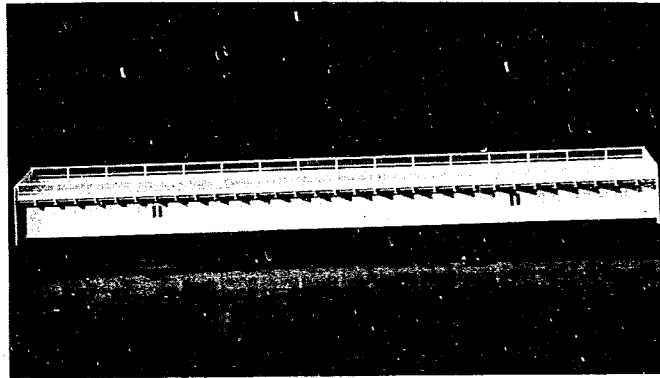


写真-3

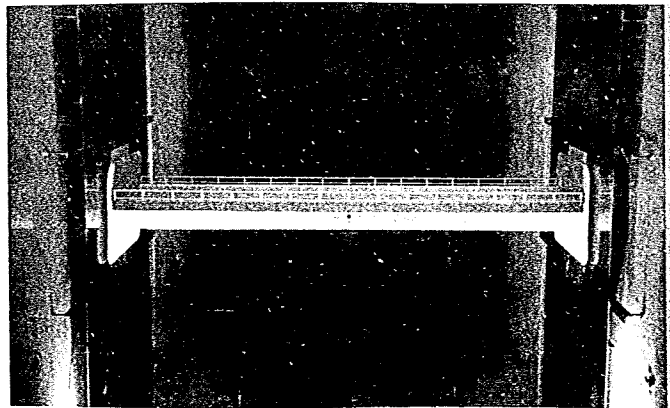


写真-4

2-4 相似則

模型実験は原型と模型の物理的・力学的現象が共通の方程式を満足するように模型の諸量を定め、模型に起った現象から実物に起るべき現象を推論しようとするものである。

三分力試験においては構造物に作用する空気力だけを問題にしているため幾何学的形状が原型と相似であればよい。しかしながらバネ支持模型実験においては更に次のような相似条件が満足されねばならない。

- i 慣性パラメーター $\frac{I_y}{\rho B^4}, \frac{I_z}{\rho B^2}$
- ii 風速パラメーター $\frac{V}{N_y B}, \frac{V}{N_z B}$
- iii 構造減衰を表わす定数 δ_y, δ_z

これらの相似則は二次元振動翼に対するフラッター方程式から求めることができる。

非圧縮流中の二次元翼のフラッター方程式は

$$\{\mu[1-(\omega_b/\omega)^2(1+ig_b)]+A_{bb}\}(h/b)+\{\mu x_a+A_{ba}\}\alpha=0$$

$$\{\mu x_a+A_{ba}\}(h/b)+\{\mu r_a^2[1-(\omega_a/\omega)^2(1+ig_a)]+A_{aa}\}\alpha=0$$

ここに ω_b, ω_a : 上下撓み振動および捩り振動の円振動数

ω : フラッター振動数

h : 上下振動の変位

α : 捩り振動の変位

g_b, g_a : 上下振動および捩り振動の構造減衰の大きさを示す無次元パラメーター

b : 弦 長

x_a : 単位翼幅の翼の $x=ba$ 点まわりの静的モーメント $S_a=\int(x-ba)dm$
から定義される無次元量 $x_a=S_a/mb$

r_a : 単位翼幅の翼の $x=ba$ 点まわりの慣性モーメント $I_a=\int(x-ba)^2 dm$
から定義される無次元量 $r_a=\sqrt{I_a/mb^2}$

$A_{bb}, A_{ba}, A_{ab}, A_{aa}$: 空気力を表わす無次元量

μ : 質量を表わす無次元量 $\mu=m/(\pi \cdot \rho b^2)$

吊橋においては弾性中心は断面の中心線にくることから

$$a=0 \quad \therefore x_a=0$$

また振動は調和振動と仮定すれば

$$h=h_0 e^{i\omega t}, \quad \alpha=\alpha_0 e^{i\omega t+\phi}$$

とおける。従って式は

$$\begin{pmatrix} \mu[1-(\frac{\omega_b}{\omega})^2(\frac{\omega_a}{\omega})^2(1+ig_b)]+A_{bb}, A_{ba} \\ A_{ba}, \mu r_a^2[1-(\frac{\omega_a}{\omega})^2(1+ig_a)]+A_{aa} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} h_0 \\ b\alpha_0 e^{i\phi} \end{pmatrix} = 0$$

この中に含まれる無次元パラメーターは

$$\frac{h_0}{b\alpha_0}, \phi, \frac{\omega b}{U}, \frac{\omega}{\omega_a}, \mu, \frac{\omega_h}{\omega_a}, r_a, g_h, g_a, A_{hh}, A_{ha}, A_{ah}, A_{aa}$$

このうち幾何学的相似条件以外に模型がそなえておくべき相似条件としては次の5ケの無次元量が実橋と模型で一致していなければならない。

$$\mu, \frac{\omega_h}{\omega_a}, r_a, g_h, g_a$$

次に実験時の風洞風速に対してもその無次元量が実橋のそれと等しくならない。

$$\frac{UT}{b} \quad T: \text{時間}$$

従って、上記の6ケの無次元量を整理すれば次のようになる。

$$\frac{m}{\rho b^2}, \frac{I_a}{\rho b}, \frac{U}{b\omega_h}, \frac{U}{b\omega_a}, g_h, g_a$$

これは先に記した6ケのパラメーターと同じものである。

B: 代表長

I_a : 吊構造部の回転中心について計算した極慣性モーメント、ケーブルの寄与を含む

I_z : 吊材・ケーブルを含む吊構造部の質量

N: 振動数、添字 z および θ はそれぞれ撓み振動を表わす

V: 風速

δ : 構造減衰、添字はNの場合と同じ

以上の相似条件は2自由度振動系のフラッター方程式から導かれるものである。

一方、撓み振動と振り振動の振動数比が1に近くないと曲げ振りフラッターは起りにくく、自励振動は跳躍振動もしくは振りフラッターの形をとる。このような一自由度の不安定問題に対する相似則としては次の2つの条件を満足させればよいとされている。

$$i \quad \text{跳躍振動} \quad \frac{I_z \delta_z}{n^2}, \frac{V}{N_z B}$$

$$ii \quad \text{振りフラッター} \quad \frac{I_\theta \delta_\theta}{n^4}, \frac{V}{N_\theta B}$$

この相似則は以下のように導かれる。例えば振りフラッターに例をとれば気流中での運動方程式は

$$I_\theta \ddot{\theta} + C_\theta \dot{\theta} + K_\theta \theta = \rho B^2 V^2 \theta_\theta [f(Vr) + i g(Vr)] e^{2\pi N t i}$$

ただし、 f, g はいずれも $Vr (=V/NB, \text{reduced velocity})$ のみの関数となる。

ここで運動が調和振動と仮定すると $\theta = \theta_0 e^{2\pi N t i}$

$$\text{故に: } -4\pi^2 N^2 I_\theta + 2\pi N C_\theta i + K_\theta = \rho B^2 V^2 [f(Vr) + i g(Vr)]$$

$$\therefore \rho B^2 V^2 f(Vr) = -4\pi^2 N^2 I_\theta + K_\theta$$

$$\rho B^2 V^2 g(Vr) = 2\pi N C_\theta$$

この式に $Vr = V/NB$, $N_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_0}{I_0}}$ を代入すると

$$Vr^2 f(Vr) = \frac{K_0}{\rho B^4 N^2} - \frac{4\pi^2 I_0}{\rho B^4} = \frac{4\pi^2 I_0}{\rho B^4} \left(\frac{N_0^2}{N^2} - 1 \right)$$

$$Vr^2 g(Vr) = \frac{2\pi C_0}{\rho B^4 N_0}$$

一般に一自由度振動系の場合、気流中での振動数も無風時とあまり変わらないため $N = N_0$ とおける。
従って、上の第一式は無視される。更に $\delta_0 = c_0 / (2 I_0 \cdot N_0)$ から

$$Vr^2 g(Vr) = \frac{4\pi I_0 \cdot \delta_0}{\rho B^4}$$

この値が模型と実物で一致しなければならない。

同様な相似則は跳躍振動についても導くことができる。

2-5 原型の振動特性

前節でも紹介したように、バネ支持模型実験の場合には質量、振動数、構造減衰等の相似則が実物との間に満足していなければならない。このうち構造減衰は完成後の構造物について実測してみる以外に正確な方法はないが、質量および振動数については十分な精度で計算できることがこれまでの例から明らかである。今回、実験の対象とした橋の質量、振動数は表-3のとおりである。なお、これらの数値は北海道開発庁から提供されたものである。

表-3 実橋の振動特性

		原 設 計 案		二 次 設 計 案	
		雪荷重を考慮 しない場合	雪荷重を考慮 する場合	雪荷重を考慮 しない場合	雪荷重を考慮 する場合
断面2次モーメント m^4		0.2452	0.2452	0.3406	0.3406
曲げ剛性 $t \cdot m^2$		0.515×10^7	0.515×10^7	0.715×10^7	0.715×10^7
振り剛性 $t \cdot m^2$		1.880×10^6	1.880×10^6	6.848×10^6	6.848×10^6
極慣性モーメント $t \cdot sec^2$		7.690	9.030	10.306	11.632
死荷重 t/m		6.700	7.850	7.800	8.940
たわみ固有振動数 c/s	対 称 振 動	0.842	0.788	0.787	0.738
	逆対称振動	0.851	0.796	1.300	1.223
振り固有振動数 c/s	対 称 振 動	1.465	1.554	3.489	3.828
	逆対称振動	2.362	2.520	5.282	4.954

§ 3. 三分力試験

3-1 ま え が き

前にのべたように流体中におかれた静止物体には流れ方向の抗力、流れ直角方向の揚力およびこれらの合力の物体の弾性中心に関するいわゆる空力モーメントの3つの力が作用する。これらは三分力と呼ばれているが、これら三分力と物体の迎角の間には物体の形状により種々な特性を示す。この関係を明らかにすることが物体の空力特性を判断するための重要な指針となり更には、ここで測定される抗力がいわゆる風荷重を与える。

3-2 測定方法

模型の三分力は三分力天秤を用いて測定した。三分力天秤は抗力天秤、第一揚力天秤、第二揚力天秤からなっているが、この三台の天秤に模型を図-9に示すようにピアノ線で吊す。模型の下に取り付けた重錘 $W_1 \sim W_4$ は気流中の模型の動揺を防ぐためのもので気流の外におかれている。

このように支持された模型に風が作用した時の空気力は図-10からも明らかに抗力 D は力 H と釣合うことから、抗力天秤で測定された力 H がそのまま抗力の大きさを示す。また揚力 L は力 F_1 および F_2 と釣合うから第一天秤および第二揚力天秤で測定される力の和であらわされる。同様にして空力モーメント M は H 、 F_1 、 F_2 と模型の弾性中心から各力までの距離との積であらわされる。

これら三分力と迎角の関係を調べるためには、風洞風が常に水平にしか吹かないので模型を傾けて測定しなければならないが、模型の迎角は第二揚力天秤を上下することにより変えることができる。またこのようにして測定された

抗力の中には模型の抗力だけではなく、模型を吊しているピアノ線の抗力も含まれているので、実際にはピアノ線だけの抗力を測定して値を修正する必要がある。

なお、今回用いた天秤(写真-2.5)は差動トランスを検出器とした零位法が採用されており、その特性の概略は以下のとおりである。

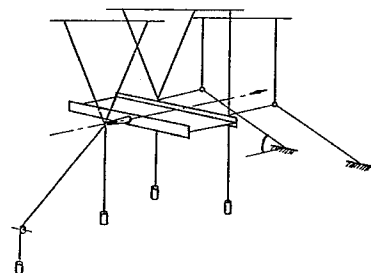


図-9 模型の天秤取付方法

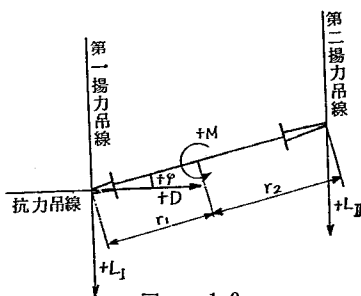
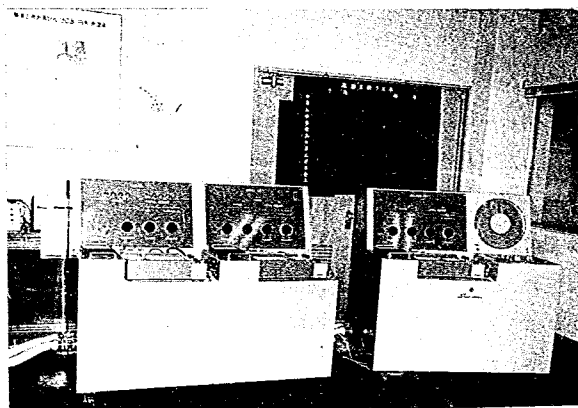


図-10

第一揚力・
抗力天秤 第二揚力
天秤

秤 量	50kg	50kg
測定範囲	25kg	±25kg
感 度	1g	1g
分銅遠隔	0~24kg (1kgとび)	0~24kg (1kgとび)
加除範囲	0~900kg (100g とび)	0~±900g (100g とび)
自動平衡	25kg	±25kg
指示範囲	±5kg	±5kg
	±1kg	±1kg
	±0.1kg	±0.1kg
同上精度	1g	1g



3-3 風速の測定

写真-5

実験時の風洞風速の測定は、風洞の測定部前縁におかれたピトー静圧管に作用する動圧をベッツ型マノメーターで測定し計算で求めた。即ち、ピトー管に作用する動圧が水柱で h mm とすれば風速は次式で与えられる。

$$V = \sqrt{\frac{2h}{\rho}} \quad (\text{m/s})$$

ただし、 ρ は空気密度で大気圧を H 、気流温度を t °C、空気中の水蒸気圧を α とすれば次式であらわされている。

$$\rho = 0.13186 \times \frac{273}{273+t} \times \frac{H-0.3782\alpha}{760} \frac{\text{kg} \cdot \text{sec}^2}{\text{m}^4} \quad \text{ただし、} H: \text{mm Hg}$$

しかし α の影響は小さいので実際には相対湿度を 80% として空気密度を計算している。

実験では H を水銀晴雨計で、 t を熱電対型温度計で測定した。

3-4 三分力係数の計算

1. 抗力係数

D_0 をある迎角における無風時の読みとり値、 D_1 を通風時の読みとり値、 D_s を同じ風速での吊線の抗力値とすれば模型の抗力は

$$D = D_1 - D_0 - D_s$$

$$\text{抗力係数は} \quad C_D = \frac{D}{\frac{1}{2} \rho V^2 \cdot A \cdot \ell}$$

ただし、 A : 模型の単位長当りの曝露面積 ℓ : 模型長

2. 揚力係数

L_{10} , L_{20} をそれぞれある迎角での第一揚力天秤, 第二揚力天秤の無風時の読みとり値, L_{11} , L_{12} を通風時の読みとり値とすれば模型に作用する揚力は

$$L = (L_{11} - L_{10}) + (L_{21} - L_{20})$$

揚力係数は

$$C_L = \frac{L}{\frac{1}{2} \rho V^2 \cdot B \cdot \ell}$$

ただし, B : 橋幅

3. 空力モーメント係数

模型の弾性中心まわりのモーメントは図-11からも明らかなように次式で与えられる。

$$M = (L_{11} - L_{10}) r_1 \cos \varphi - (L_{21} - L_{20}) r_2 \cos \varphi + D r_1 \sin \varphi$$

空力モーメント係数は

$$C_m = \frac{M}{\frac{1}{2} \rho V^2 \cdot B^2 \cdot \ell}$$

3-5 実験結果

実験は $+15^\circ \sim -15^\circ$ の迎角に対して行なった。測定結果から計算して求めた三分力係数と迎角の関係を図-11以下に示す。

図-11.1 石狩川河口橋の三分力係数

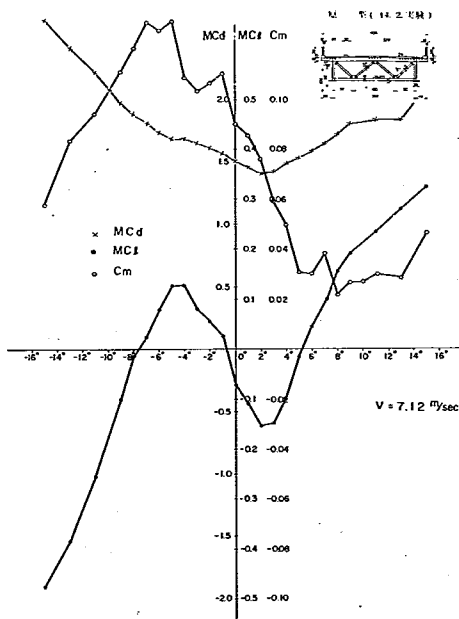


図-11.2 石狩川河口橋の三分力係数

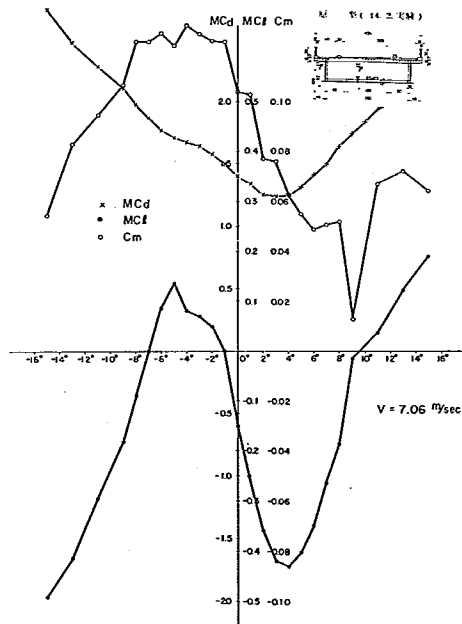


図-11.3 石狩川河口橋の三分力曲線

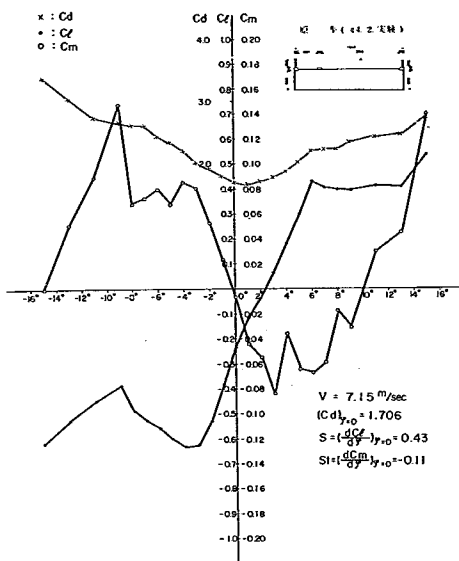


図-11.4 石狩川河口橋の三分力曲線

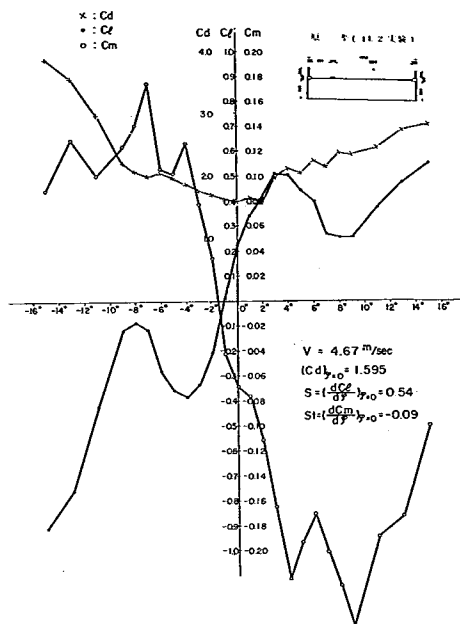


図-11.5 石狩川河口橋の三分力曲線

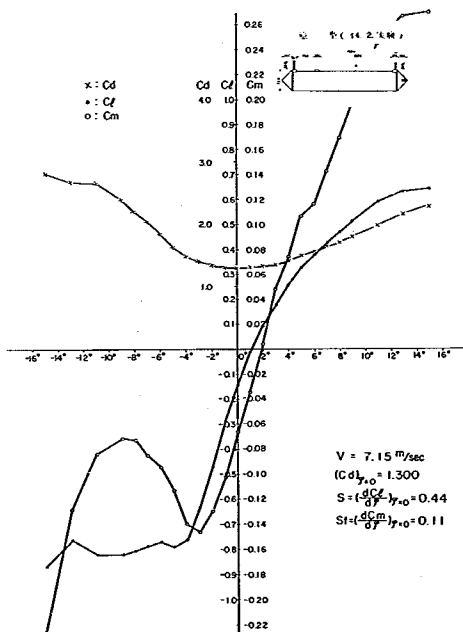
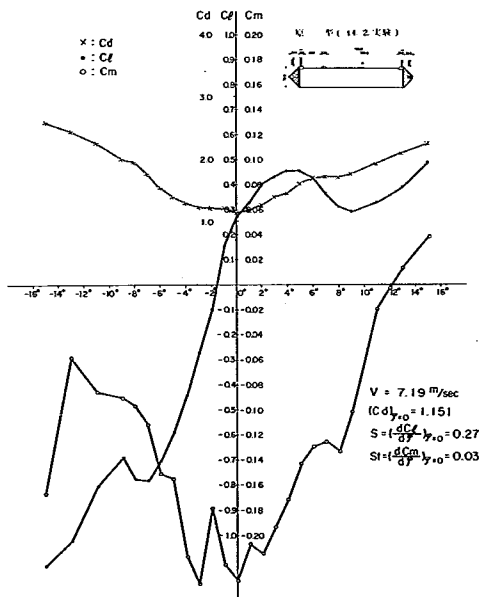


図-11.6 石狩川河口橋の三分力曲線



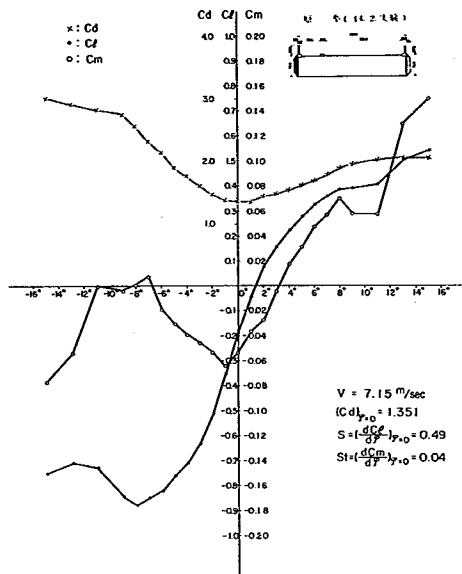


図-11.7 石狩川河口橋の三分力曲線

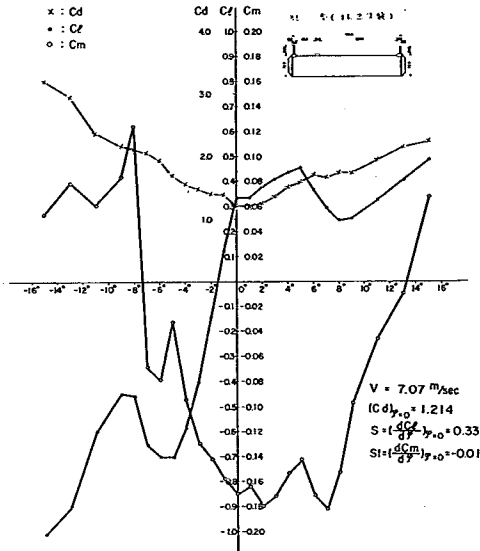


図-11.8 石狩川河口橋の三分力曲線

§ 4. パネ支持模型実験

4-1 ま え が き

ここで云うパネ支持模型実験とは補剛桁の一部の剛体模型をスプリングで吊して風洞測定部に設置し、風の作用を受けたときの模型の挙動を観察する実験である。気流中におかれた構造物は風速が低い間は攪乱が与えられてもその振動は時間とともに減衰してしまうのが普通であるが、風速が増大すると構造物の空力的特性と関連して空気力の作用が負減衰効果をおよぼし、与えられた攪乱による振動がそのまま持続したり、ときには振幅が増大し発散したりすることがある。

このような風の中での不安定振動については今のところ風洞模型実験以外に調べる方法がないが、ここでは第1章で説明したように剛体模型をパネで気流中に吊してその挙動を調べる実験方法によった。

4-2 実験装置

模型をスプリングで懸垂するにあたり、留意しなければならない要点は、

- (i) 気流に吹き流されることなく模型が上下振動および回転振動を独立または連成して行ないうること。
- (ii) 模型に初期迎角をつけて傾斜支持できること。
- (iii) 上下および回転の振動成分を独立に検出できること。

(iv) 迎角、風圧により系の減衰性が変らないこと。

(v) 支持機構が構造的にも空力的にも模型の振動に悪影響を与えないこと。

などである。以下に測定装置の概略を説明する。

(a) 模型支持装置

模型両端には気流特性を良くするための端板を取り付ける。模型は端板の外側に附した軽合金製の取付枠を介して回転腕と連結している。回転腕は上下より所要のバネ定数のコイルスプリング8本(両側)により支持されている。撓み振動数はバネのバネ定数により、回転振動数はスプリングの間隔により決まる。模型が気流により吹き流されることを防止するため回転腕中心には横変位防止用ピアノ線を取り付けてある。更に、初期迎角を与えるためこれらの機構は回転フレームに取り付けられており、風洞測定部中心のまわりに回転して模型に $-15^{\circ} \sim +15^{\circ}$ 任意の初期迎角が与えられる。

(b) 振動の測定

模型の振動の測定には可変インダクタンス型の加速度計を用い、この出力を電氣的に2階積分して変位になおしペンオシログラフに記録した。なお、加速度計は模型の上下振動と回転振動が別々にとり出せるように配置した。

(c) その他実験に使用した機器

附加減衰器

磁界の中でコイルを振動させるとコイルには磁界との相対速度に比例した自己誘導電力が生じ、このコイルを短絡しておくと生じた電流に比例した力が生ずる。この機器はこういった性質を利用した附加減衰器で、コイルに外部から駆動電流を送って加振器としても使用できるため模型への外乱はこの機器で与えることができる。

そのブロック図を図-12に示す。

その他の使用計器は次のとおりである。

ピトー管	温湿度計
ベッツ型 マノメーター	気圧計

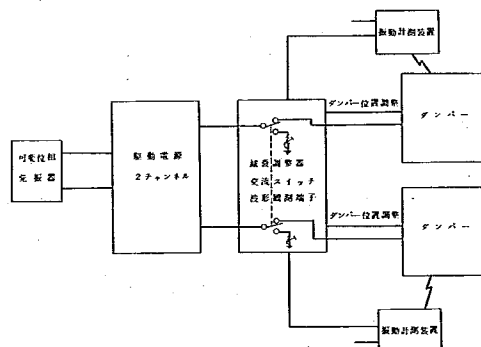


図-12 附加減衰器ブロック図

4-3 実験方法および

実験条件

実験は任意の風速に対する模型の振動特性を調べるため、模型の種類、迎角、振動の自由度をかえて行ない、模型に対して外部から撓乱を与えてその後の模型の振動の挙動を調べた。迎角は本来は構造物に作用する風の作用方向の水平面となす角度をさすものであるが、風洞風は常に水平にしか吹かないのでここでは模型を傾けて迎角の影響を

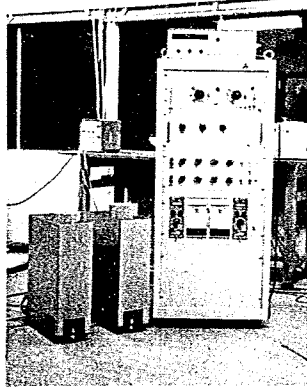


写真-6

調べた。また橋の気流中での不安定振動としては、鉛直撓み振動、捩れ振動およびその連成振動の3つが考えられるが、石狩川河口橋は撓み振動の振動数に較べて捩り振動の振動数が非常に大きいため連成振動が起るとは考えられず、従って実験は撓み振動および捩り振動を対象にして実験を行なった。なお相似条件は質量については附加重錘をつけて、振動数はバネの強さと間隔で、構造減衰は加振減附加減衰器で調節している。各模型の実験条件を表-4に示す。

表-4.1 実験条件

添()は寄荷重を考慮する場合

	原 型	理 論 値	模 型 Ⅰ HK-SB-68-25A	模 型 Ⅱ HK-SB-68-25B	模 型 Ⅲ HK-SB-68-25B
重 量	6.710 t/m ² /tribye (7.850)	17178g/model (20096) "	9830g/model	10080g/model	10080g/model
極 慣 性 モーメント	7.690 (9.030) "	1903g ^{cm} /model (2312) "	3160g ^{cm} /model	3230g ^{cm} /model	3207g ^{cm} /model
撓み振動数	0.842% (0.788) "		159 %	156 %	158 %
捩れ振動数	1.465% (1.554) "		275 %	272 %	273 %
振 動 数 比	1 : 1.74 (1 : 1.97)		1 : 1.73	1 : 1.74	1 : 1.73
風速換算比			(V _p /V _m) ^θ =1.332 (V _p /V _m) ^z =1.323	(V _p /V _m) ^θ =1.347 (V _p /V _m) ^z =1.349	(V _p /V _m) ^θ =1.423 (V _p /V _m) ^θ =1.247
バネ強度			1000g	1000g	1000g
バネ間隔			30.7cm	30.7cm	30.7cm
支持方法			hα α h	hα	hα
迎 角			0, ±2, ±4, ±5, ±7.5	0, ±2, ±4, ±5, ±7.5	0, ±2, ±5
風速管での 構造減衰					
備 考			原設計案		

表-4.2 実 験 条 件

※()は雪荷重を考慮する場合

	原 型	理 論 値	模 型 №4 HK-SB-68-25C	模 型 №5 HK-SB-68-25D	模 型 №6 HK-SB-68-25D	模 型 №7 HK-SB-68-25E	模 型 №8 HK-SB-68-25E ₁
重 量	7.80 t/m ² /brabye (8.94) "	19968g/model (2.2886) "	15930g/model	16720g/model	16720g/model	16720g/model	16720g/model
極 慣 性 モーメント	10.306 tm sec ² (11.632) "	2638 gcm sec ² model (2978) "	4050gcm sec ² /model	4478gcm sec ² /model	4518gcm sec ² /model	4174gcm sec ² /model	4228gcm sec ² /model
撓み振動数	0.787% (0.738)		2.09	2.04	2.04	2.04	2.04
振れ振動数	3.489% (3.284)		4.70	4.47	4.45	4.63	4.60
振動数 比	1:4.43 1:4.45		1:2.25	1:2.19	1:2.18	1:2.27	1:2.25
風速換算比			(Vp/Vm) θ =18.56 (Vp/Vm)z= 9.41	(Vp/Vm) θ =19.51 (Vp/Vm)z= 9.64	(Vp/Vm) θ =18.45 (Vp/Vm)z= 9.04	(Vp/Vm) θ =18.84 (Vp/Vm)z= 9.64	(Vp/Vm) θ =17.85 (Vp/Vm)z= 9.04
パネ強度			2800g	2800g	2800g	2800g	2800g
パネ間隔			35.5cm	35.5cm	35.5cm	35.5cm	35.5cm
支 柱 方 法			h α	h α	h α	h α	h α
			0.0, $\pm 2, \pm 4, \pm 5, \pm 7.5$	0.0, $\pm 2, \pm 4, \pm 5, \pm 7.5$	0.0, $\pm 2, \pm 4, \pm 5, \pm 7.5$ 0.0, $\pm 2, \pm 5$ (hmount)	0.0, $\pm 2, \pm 4, \pm 5, \pm 7.5$	0.0, $\pm 2, \pm 4, \pm 5, \pm 7.5$ 0.0, $\pm 2, \pm 5$ (hmount)
風速零での 構造減衰							
備 考			2次設計案				

4-4 実験結果

実験の結果を以下に示すが、まず図の表わし方について説明する。

i V- δ 曲線

例えば、図-15.1は実験風速と模型の減衰の関係を示したもので零風速における縦軸の値が模型の構造減衰を示している。減衰は次式で定義される対数減衰率で表わしてある(図-13)。

$$\delta = \log e \frac{A_N}{A_{N+1}}$$

一般に対数減衰率 δ は振動振幅によって異なるので、ここでは倍振幅 1° (または倍振幅 5mm)のときの δ を計算した。 $\delta > 0$ のときは時間と共に振幅が減少することを意味し模型に攪乱が与えられても振動がおさまるが、 $\delta < 0$ のときには模型に倍振幅近傍で 1° 以下の攪乱が与えられても振幅は増大して倍振幅 1° (または倍振幅 5mm)を越えて発達することを意味している。

ii V-A- δ 曲線

V- δ 曲線が模型の振幅を 1° (または 5mm)と限定したデーターであるのに対して図-15.2に示すV-A- δ 曲線は実験風速と模型の振動振幅および減衰の関係を示したもので、図中で対数減衰率が負の部分是不安定領域を示し、この領域で攪乱が与えられると振動は対数減衰率が零になるまで成長するのに対して、対数減衰率が正の場合は安定領域を意味し、もしこの領域まで攪乱が与えられても振動は対数減衰率が零になる振幅になるまで減衰することを意味している(図-14)。ここでは実験結果の一部を示す。

iii V-A 曲線

図-15.3がこの例であり、風速と模型の最終振幅の関係を示すものであって、V-A- δ 曲線の対数減衰率 $\delta = 0$ の線である。

iv V α - α 曲線

図-18がこの図で近角と発振風速の関係を示すものである。

図中の限定振動に関する表示は限定振動の始まる風速とおさまる風速を示している。

図-15以下に実験結果を示す。

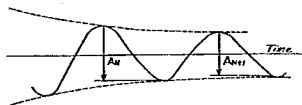


図-13

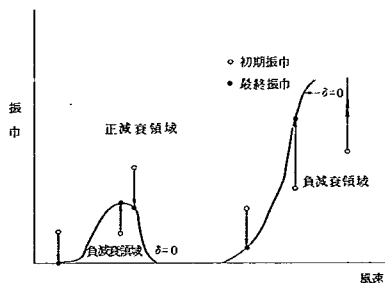


図-14

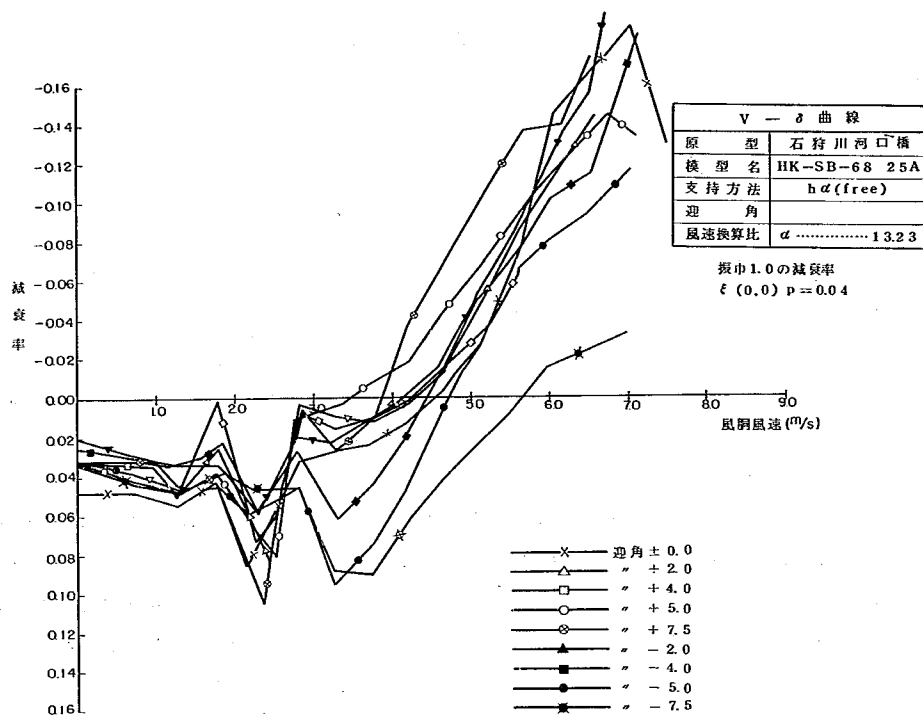


図-15-1.1 HK-SB-68 25 A V-δ 曲線

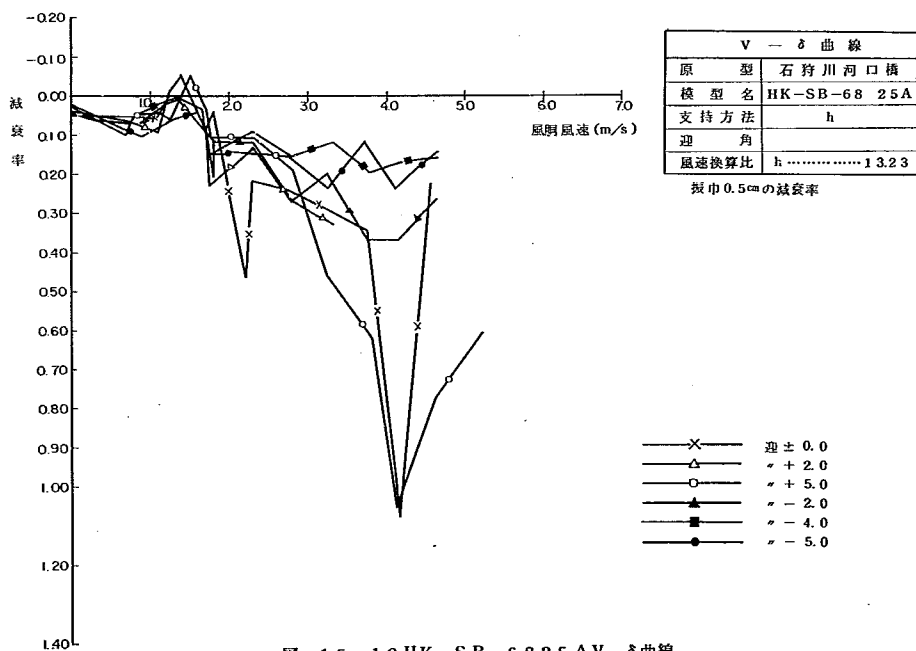


図-15-1.2 HK-SB-68 25 A V-δ 曲線

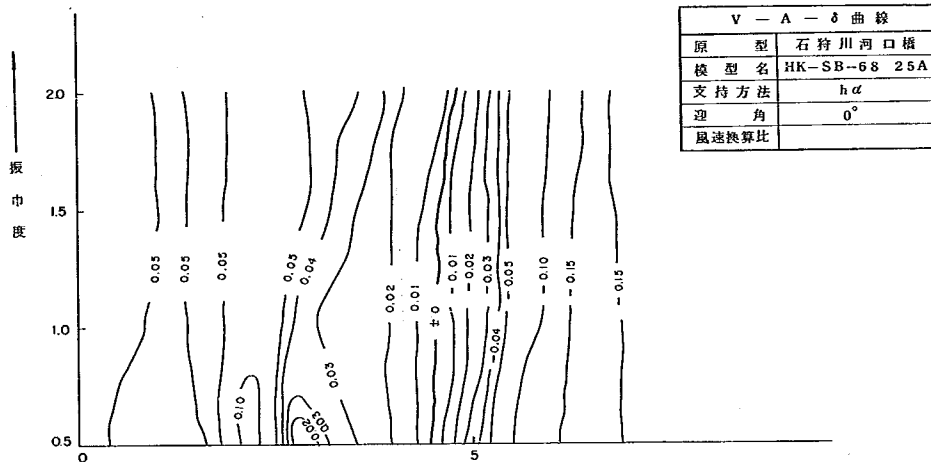


図-15-2.1 HK-SB-68 25A V-A- δ 曲線

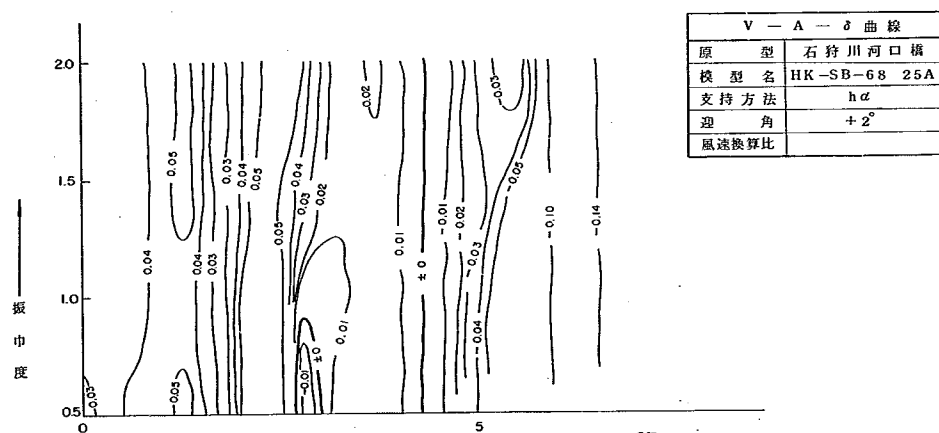
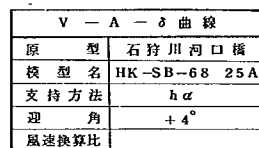
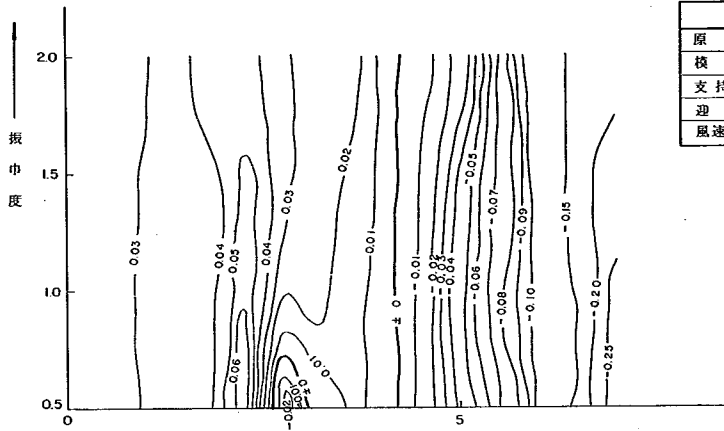


図-15-2.2 HK-SB-68 25A V-A- δ 曲線

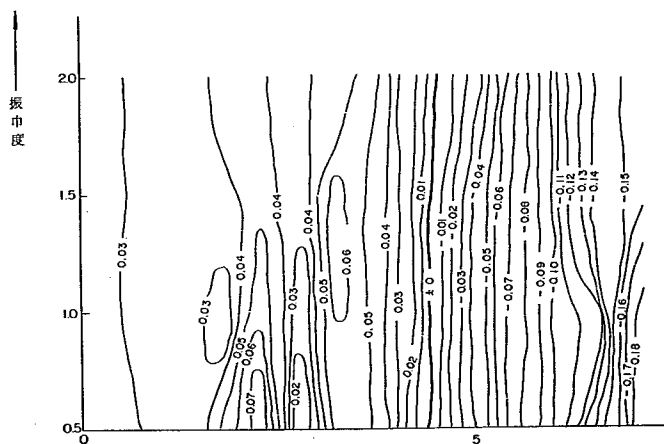


- 30 -



V - A - δ 曲線	
原 型	石狩川河口橋
模 型 名	HK-SB-68 25A
支 持 方 法	$h\alpha$
迎 角	-2°
風速換算比	

図-15-2.5 HK-SB-68 25A V-A- δ 曲線



V - A - δ 曲線	
原 型	石狩川河口橋
模 型 名	HK-SB-68 25A
支 持 方 法	$h\alpha$
迎 角	-4°
風速換算比	

図-15-2.6 HK-SB-68 25A V-A- δ 曲線

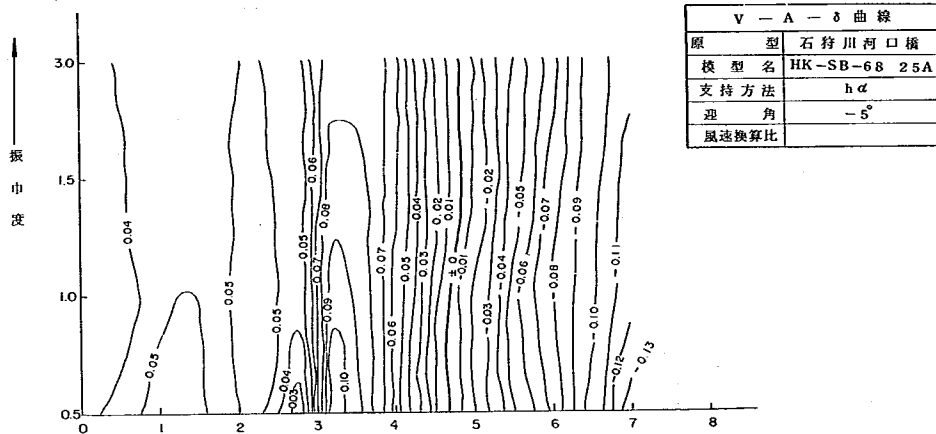


図-15-2.7 HK-SB-68 25 A V-A-δ 曲線

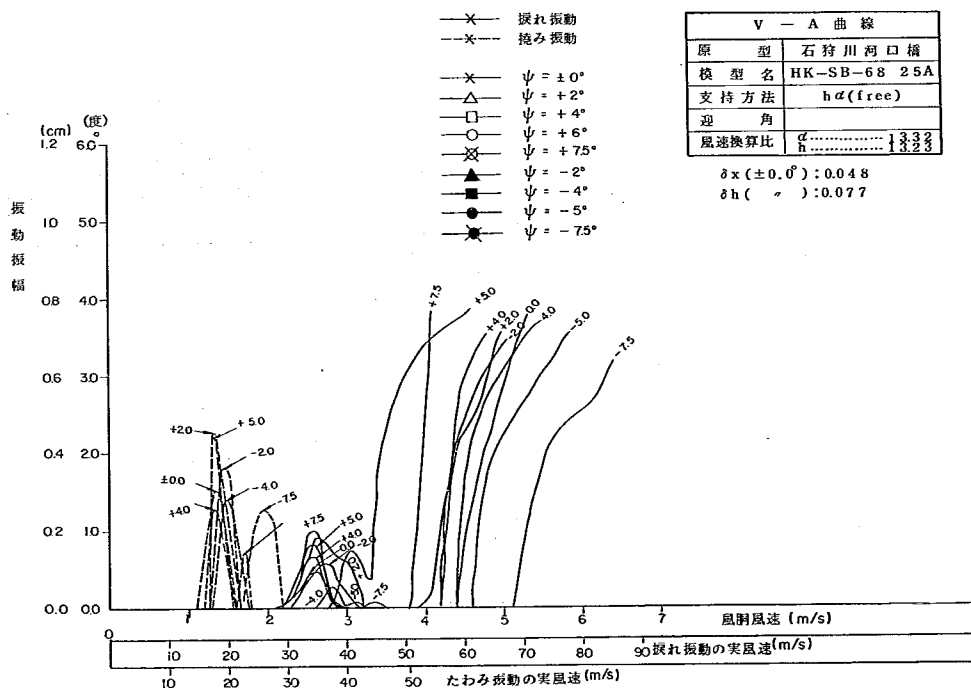


図-15-3 HK-SB-68 25 B V-A 曲線

これらの結果も明かなように模型にあらわれる不安定振動は現象的には撓みの限定振動、撓みの発散振動、振りの限定振動および振りの発散振動の4種類である。

このうち、撓みの限定振動は風琴振動、撓みの発散振動は跳躍振動、振りの限定振動のうち風胴風で3 m/s 前後で発現するものはカルマン渦による強制力との分数共振でやはり風琴振動の一種と考えられ、風胴風で4.5 m/s 前後であらわれるのが普通の意味での風琴振動、そして振りの発散振動が振りフラッターと思われる。

§ 5. 実験結果に対する考察

5-1 各模型の空力特性

以下に各模型の耐風性について考察してみる。

(i) HK-SB-68 25A

図-15がこの模型の風速と振幅の関係を示している。

この模型では実風速20 m/s 前後で撓みの限定振動があらわれ、35 m/s 前後で振りの限定振動が、更に風速があがれば振りの発散振動があらわれる。この発散振動は迎角が 0° , $\pm 2^\circ$, $\pm 4^\circ$ 等において60 m/s 以下の風速で発現しており、本橋の設計風速を55 m/s とし、耐風性に関する規定が本四連絡橋耐風設計指針に準拠するとすれば、この発散振動の発現風速は66 m/s (迎角 $\pm 5^\circ$ の範囲で)の基準値を下まわっている。従って本断面は耐風性上充分な安全性を有するとは云いがたい。

(ii) HK-SB-68 25B, 25B1

この模型はHK-SB-68 25Aの主桁の下側に cover plate を取り付け、張出部を有する箱桁構造としたものであるが、その空力特性は図-16.1, 16.2に示す如く原設計案に比較して優れているとは云い難い。特に高欄を閉塞した模型においては振りフラッターの発振風速が非常に低くなり、冬期の橋梁管理上多くの問題を内在するため実施断面としては適当でないと思われる。

(iii) HK-SB-69 25C

二次設計案に対する風洞実験結果は図-16.3に示すとおりである。この設計断面は振り振動に対する不安定振動は問題ない。なぜなら振りフラッターの発現する風速は設計風速に比べはるかに高い風速であり、振りの限定振動は設計風速以下であらわれるけれども比較的振幅も小さく、変形によって直ちに破壊に至ると思われなし発現する風速も50 m/s 前後で疲労が問題になるなど振動が起る回数が多いとも考えられない。従って、設計上問題になるのは撓みの限定振動である。この振動は比較的低風速の15~20 m/s で全ての迎角で発現し振幅も模型風速で1.6 cm に達している。部分模型に表われる振動振幅は単純には実物に還元できないが、しかしこの振動が実橋に出現する可能性は充分にある。

(iv) HK-SB-69 25D, 25D1

この模型においても撓みの限定振動、捩りの限定振動および捩りの発散振動が表われるが設計上問題となるのはやはり撓みの限定振動である。この模型ではHK-SB-69 25Cに較べ負の大きな迎角の場合を除いてかなり改善されている。しかしながら氷雪で高欄が閉塞されたD1では二次設計原案同様全ての迎角で発振しており、この点については充分注意を払う必要がある。

(v) HK-SB-69 25E, 25E1

この模型の空力特性はHK-SB-69 25D, 25D1とほとんど変るところがない。従って低風速における撓みの限定振動、特に高欄が氷雪で閉塞された場合の撓み振動について充分注意しなければならない。

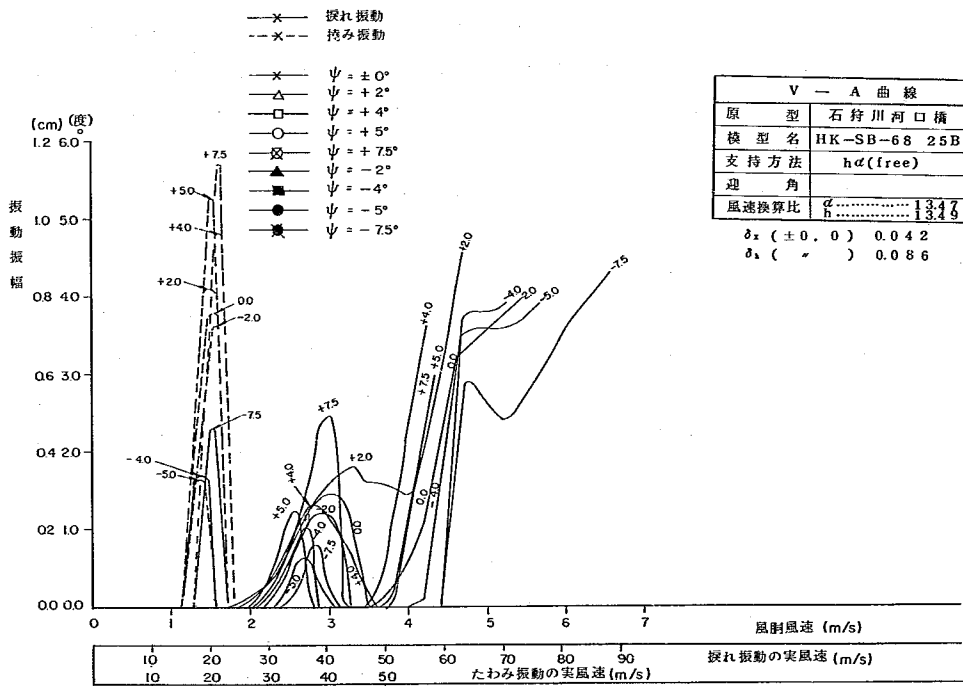
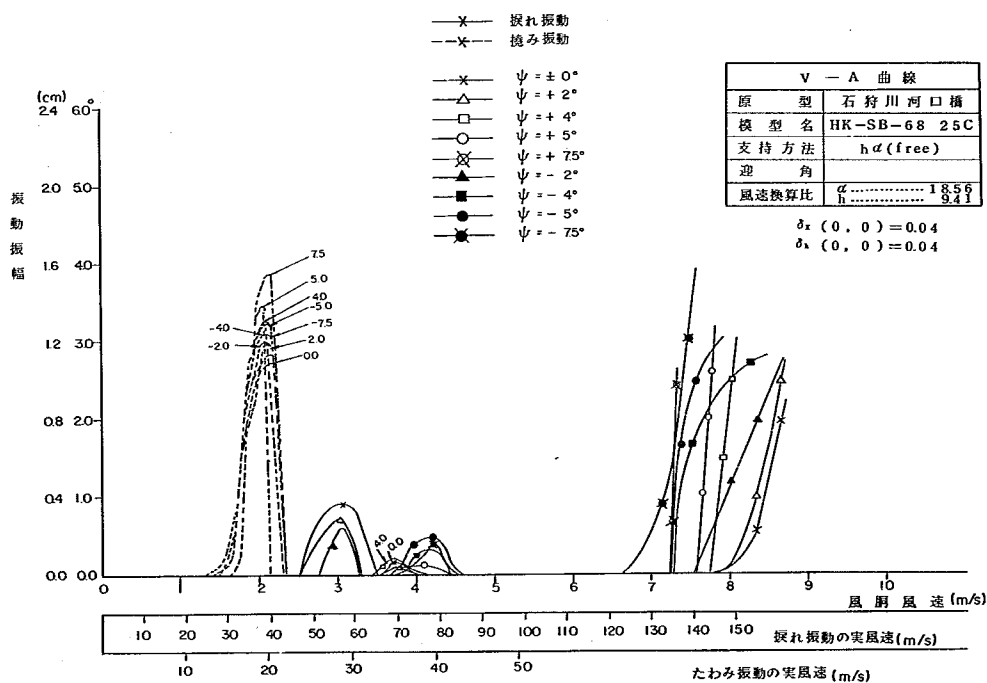
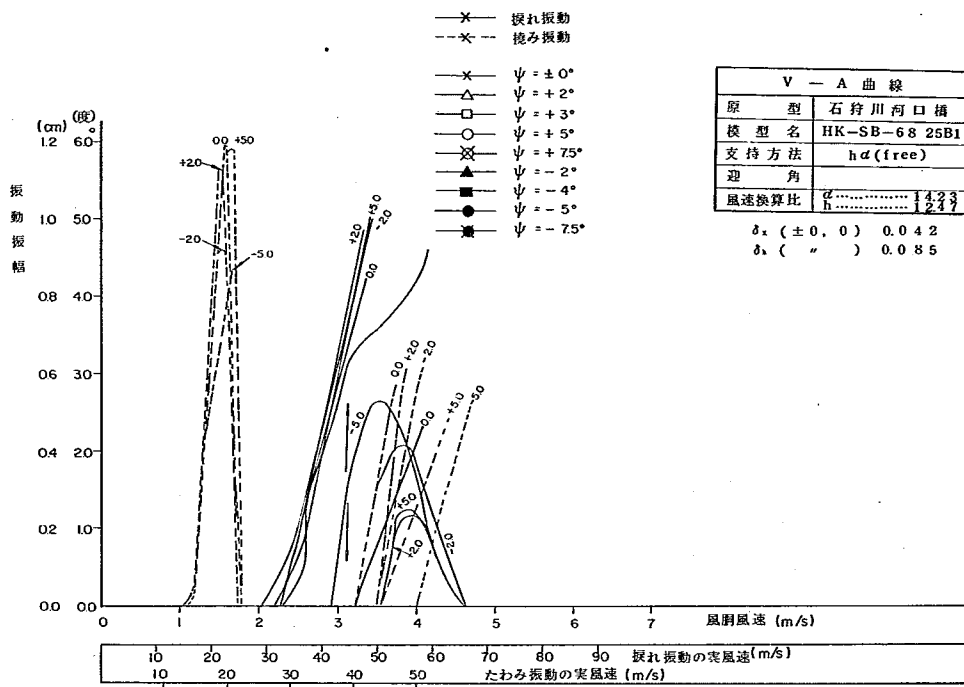
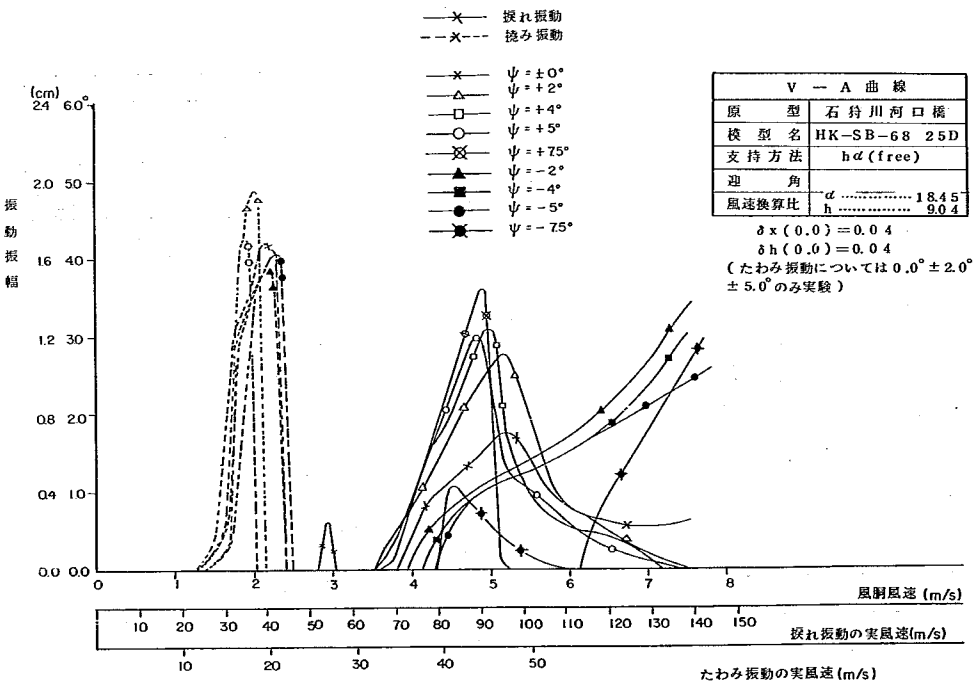
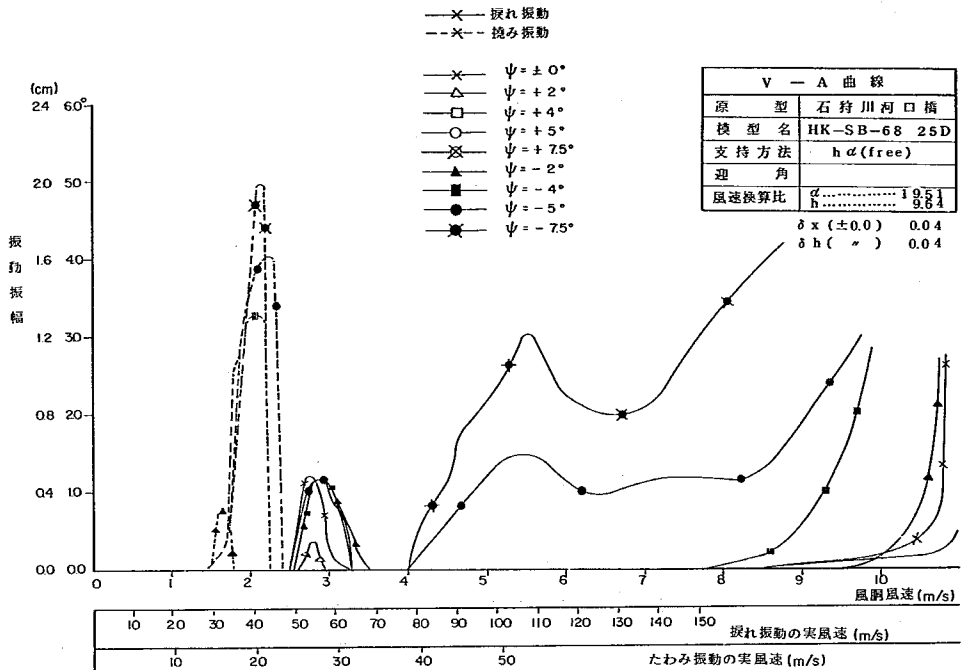
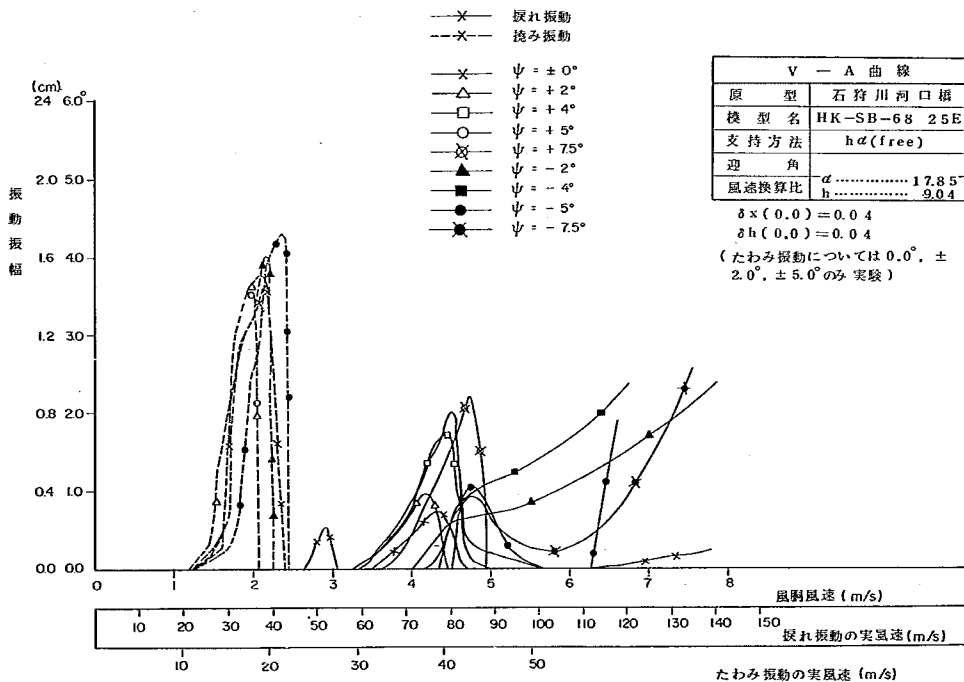
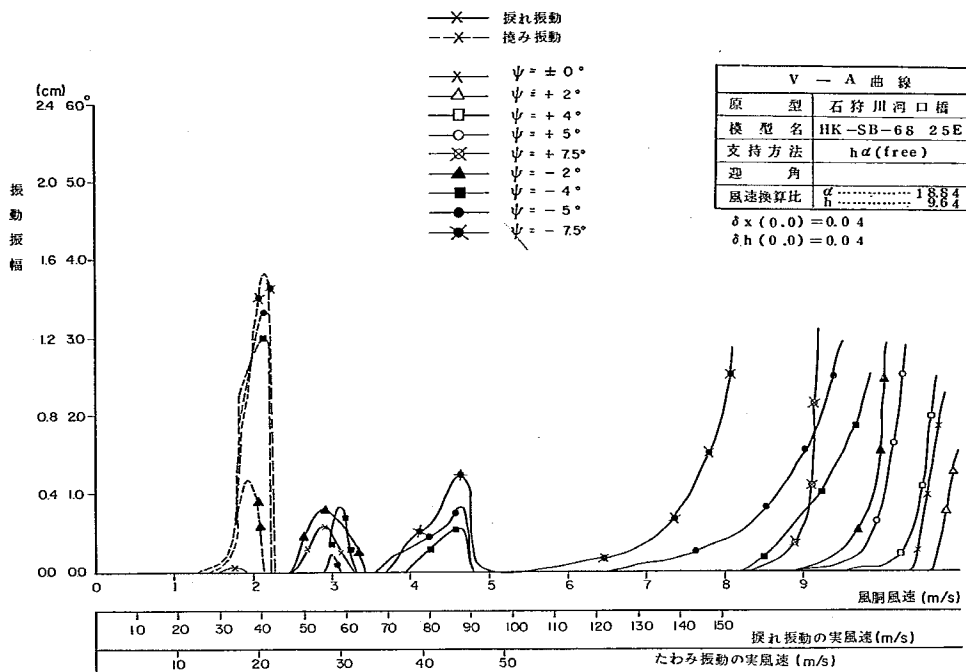


図-16-1 HK-SB-68 25B V-A曲線







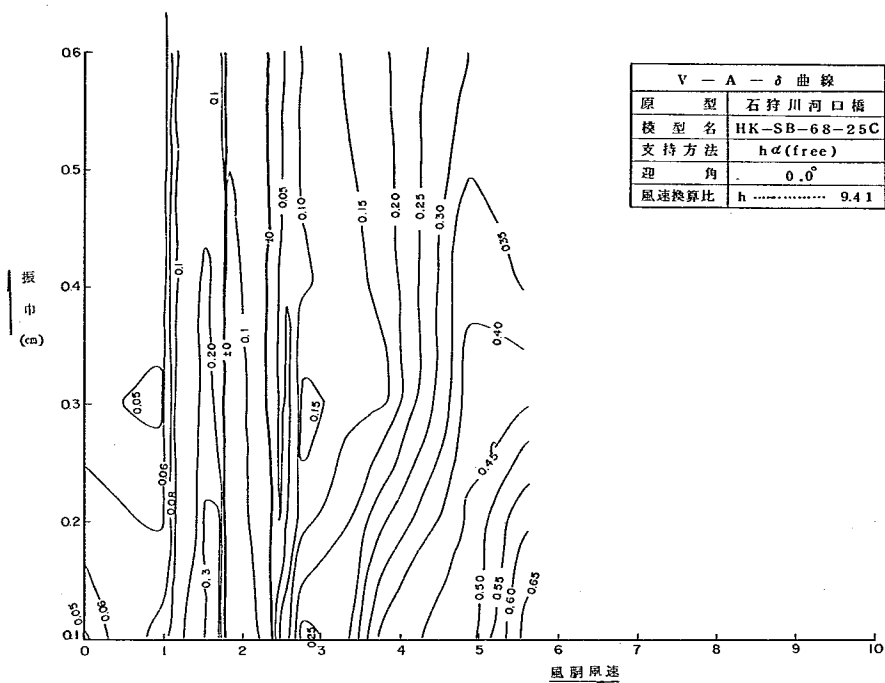


図-17-1 HK-SB-68-25C V - A - θ 曲線

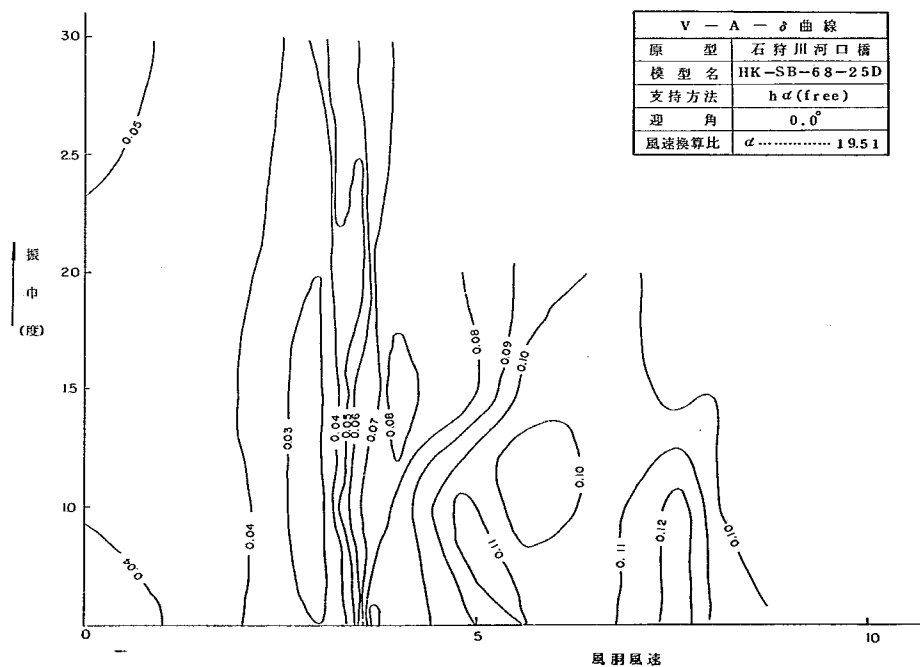
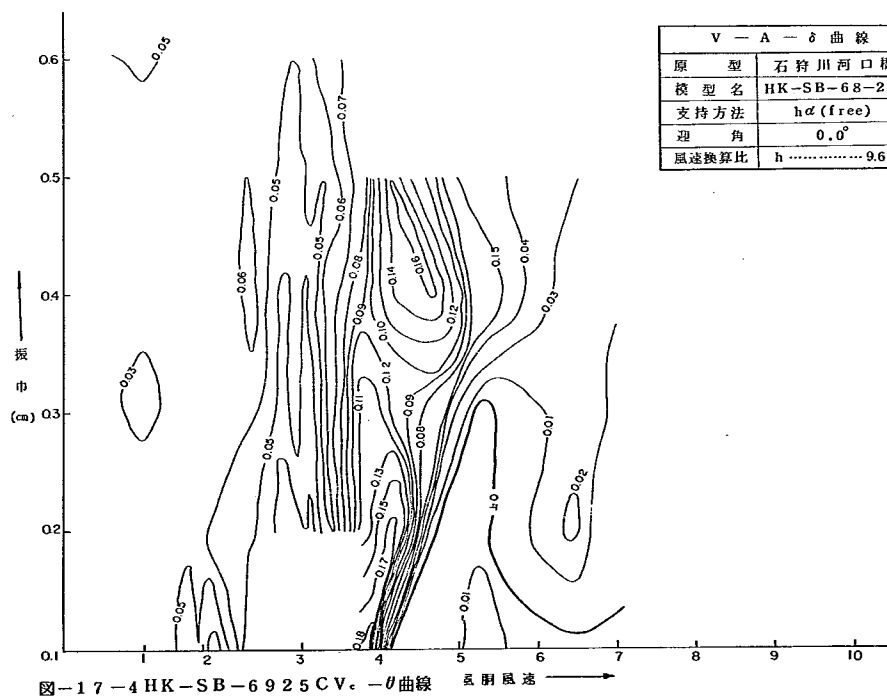
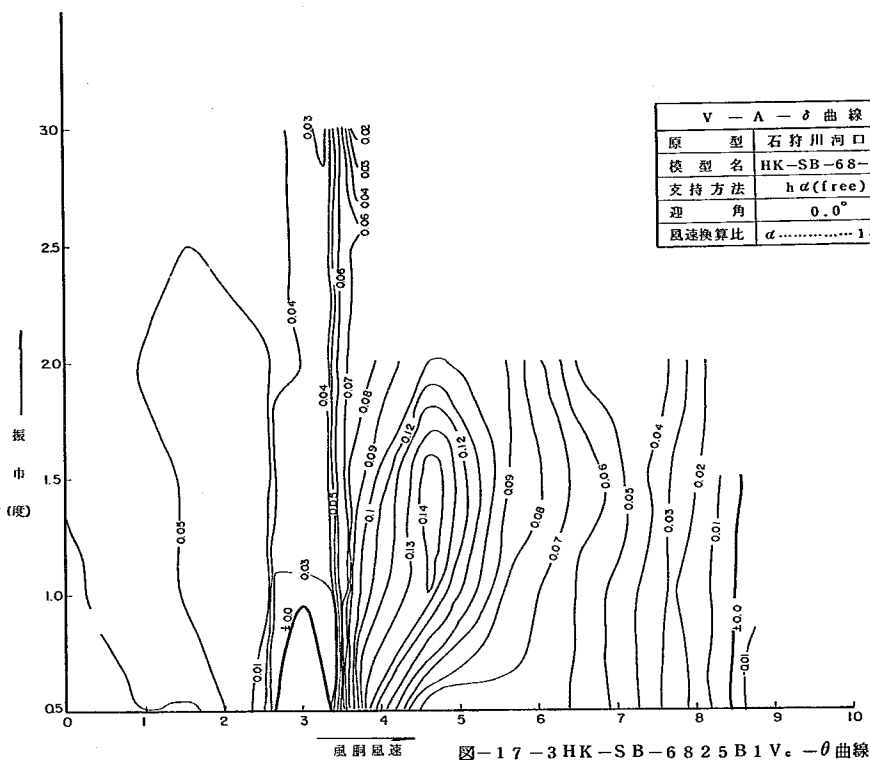


図-17-2 HK-SB-68-25D V - A - θ 曲線



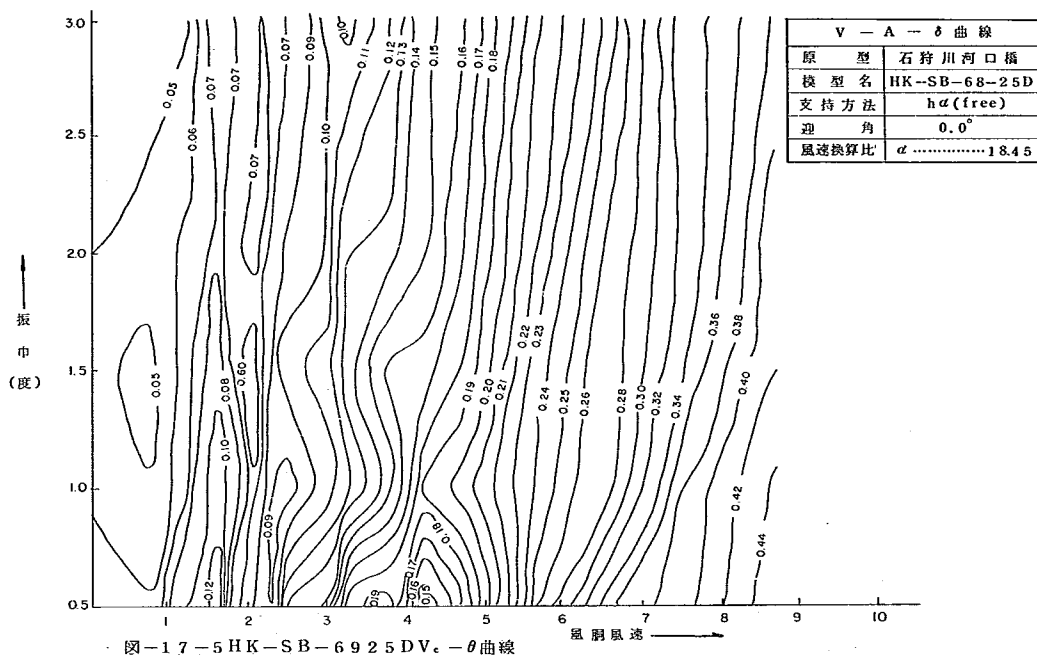


図-17-5 HK-SB-6925DV ϵ - θ 曲線

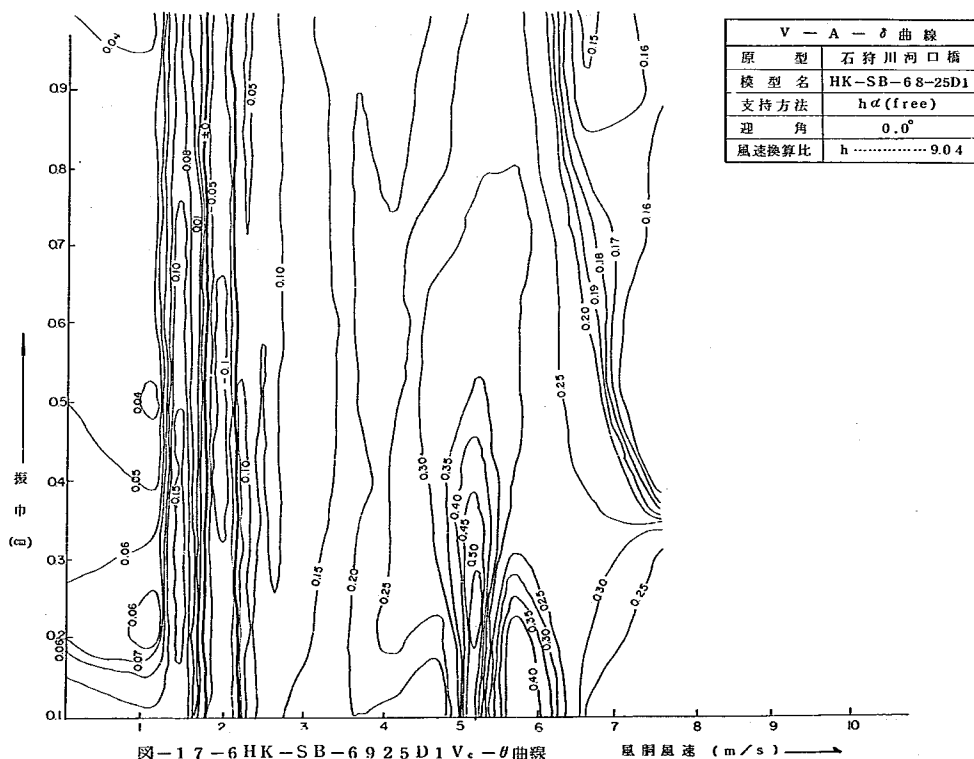
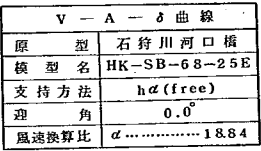
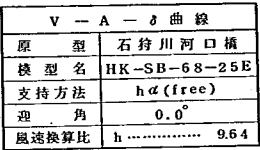


図-17-6 HK-SB-6925D1V ϵ - θ 曲線



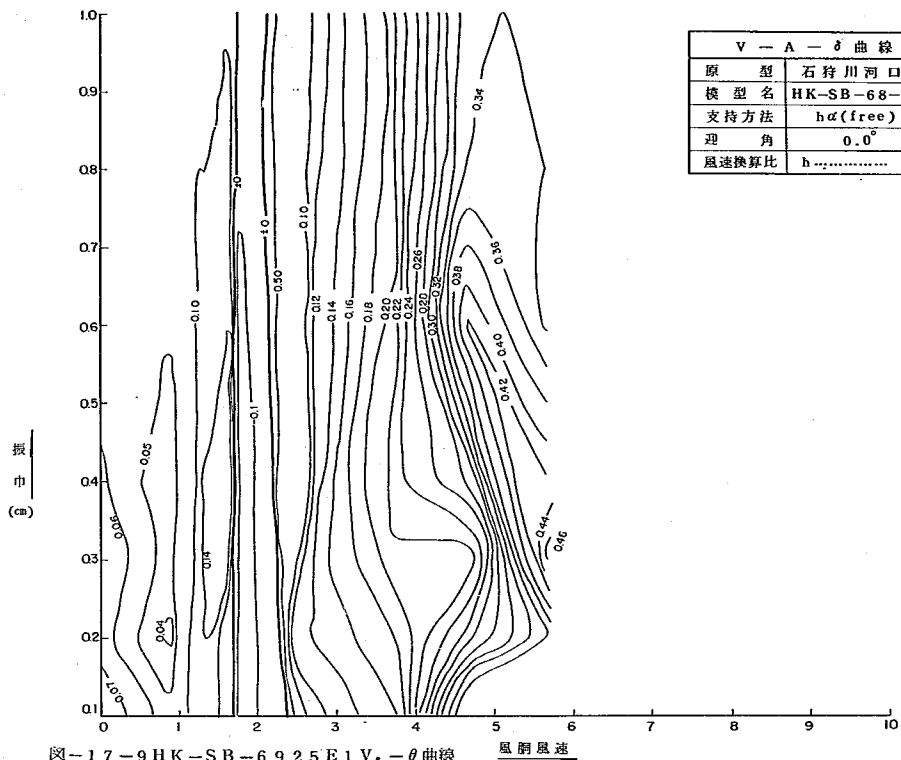


圖-17-9 HK-SB-6925E1 V. - θ 曲線

V - A - δ 曲線	
原 型	石狩川河口橋
模 型 名	HK-SB-68-25E1
支持方法	$h\alpha(\text{free})$
迎 角	0.0°
風速換算比	$h \dots \dots \dots 9.04$

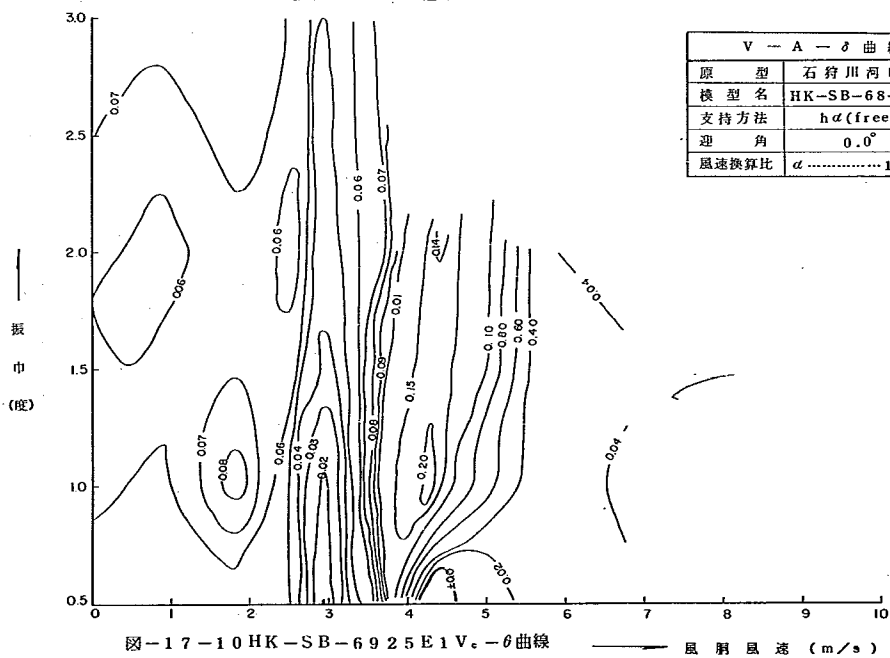


圖-17-10 HK-SB-6925E1 V. - θ 曲線

V - A - δ 曲線	
原 型	石狩川河口橋
模 型 名	HK-SB-68-25E1
支持方法	$h\alpha(\text{free})$
迎 角	0.0°
風速換算比	$\alpha \dots \dots \dots 17.85$

Vc - δ 曲線	
原 型	石狩川河口橋
模 型 名	HK-SB-68 25A
支 持 方 法	h α

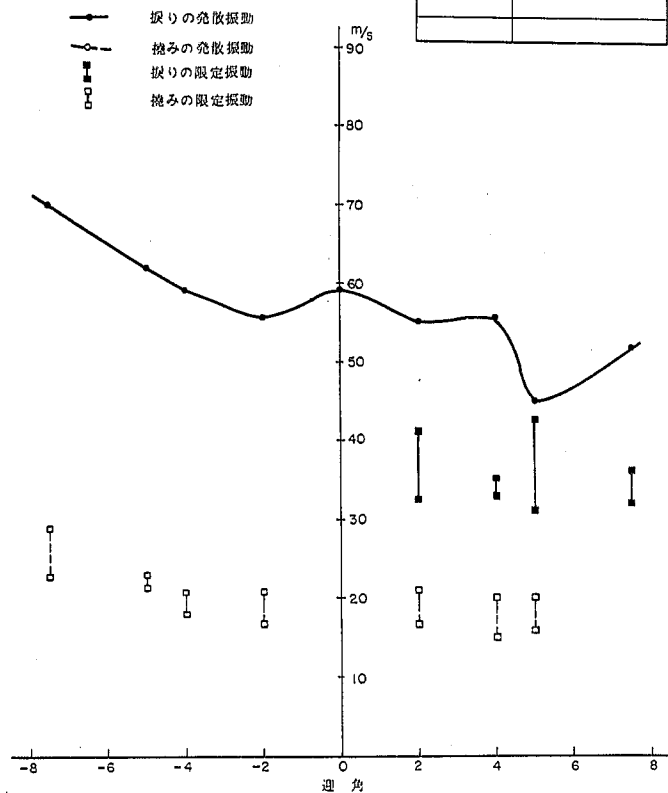


図-18-1 HK-SB-68 25A Vc - α 曲線

Vc - δ 曲線	
原 型	石狩川河口橋
模 型 名	HK-SB-68 25B
支 持 方 法	h α

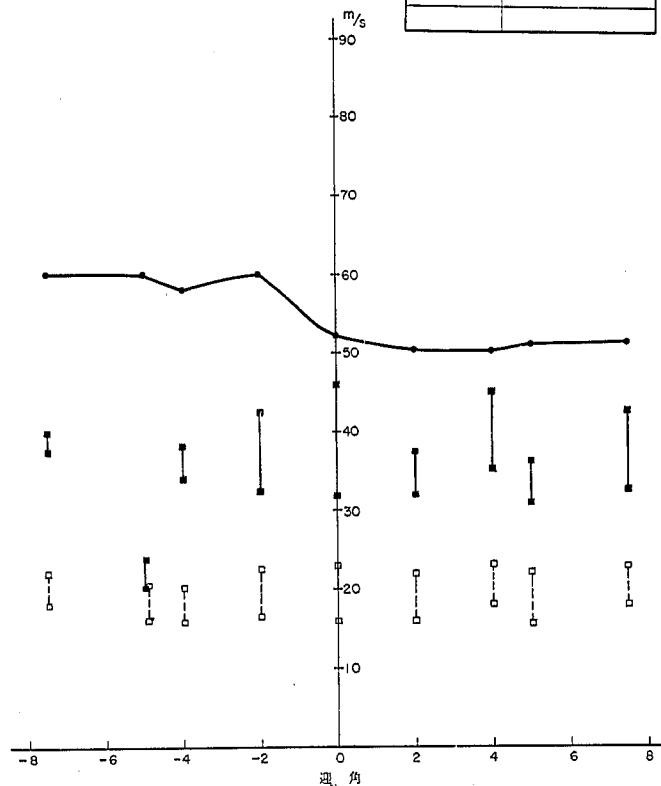


図-18-2 HK-SB-68 25B Vc - α 曲線

Vc - δ 曲線	
原 型	石狩川河口橋
模 型 名	HK-SB-68 25B1
支 持 方 法	h α

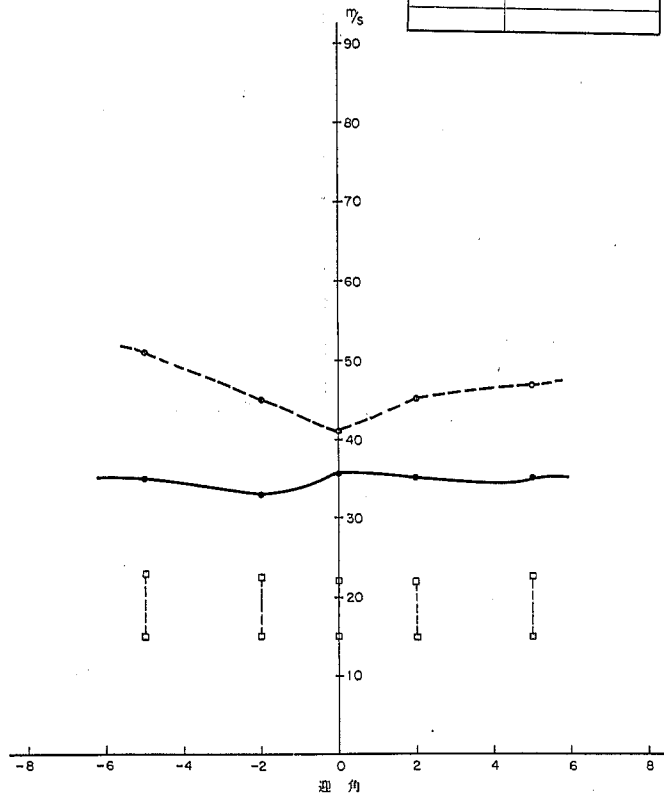


図-18-3 HK-SB-68 25B1 Vc - α 曲線

Vc - δ 曲線	
原 型	石狩川河口橋
模 型 名	HK-SB-68-25C
支 持 方 法	h α

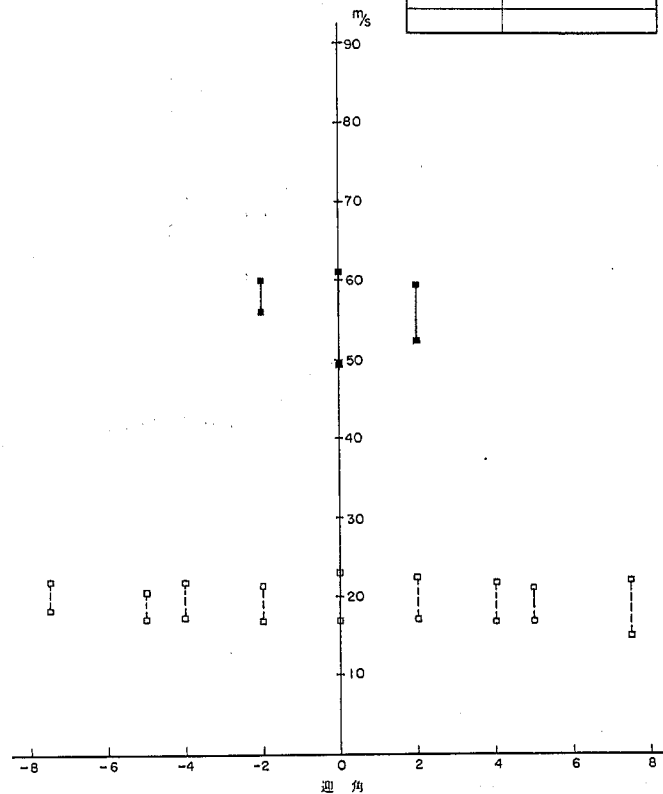


図-18-4 HK-SB-68 25C Vc - α 曲線

Vc - δ 曲线	
原 型	石狩川河口橋
模 型 名	HK-SB-68 25D
支持方法	h α

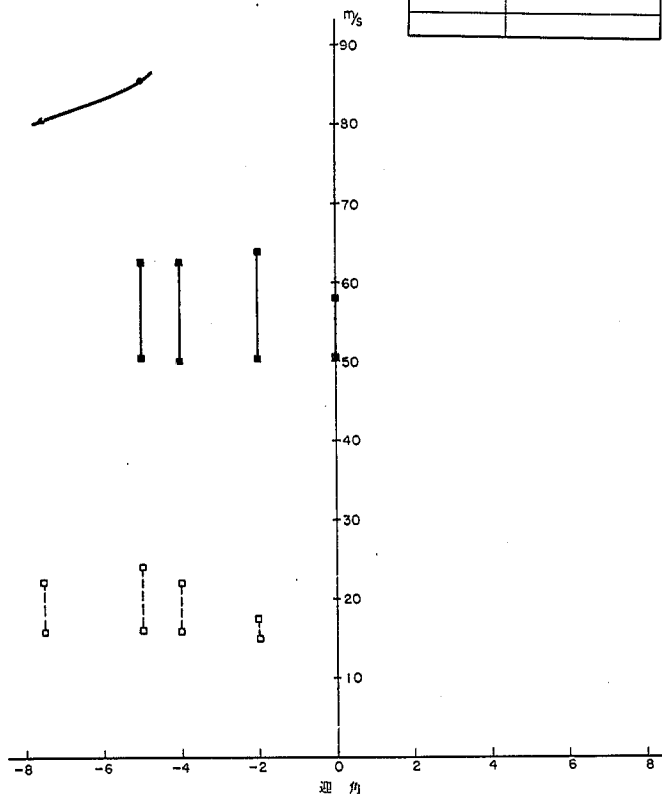


図-18-5 HK-SB-68 25D Vc - α 曲线

Vc - δ 曲线	
原 型	石狩川河口橋
模 型 名	HK-SB-68-25D1
支持方法	h α

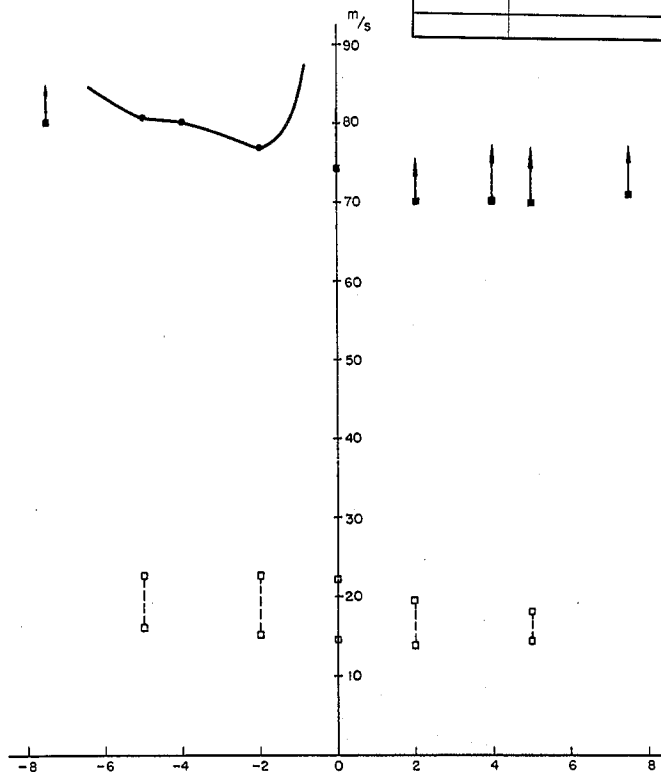


図-18-6 HK-SB-68 25D1 Vc - α 曲线

Vc - δ 曲線	
原 型	石狩川河口橋
模 型 名	HK-SB-68 25E
支持方法	h α

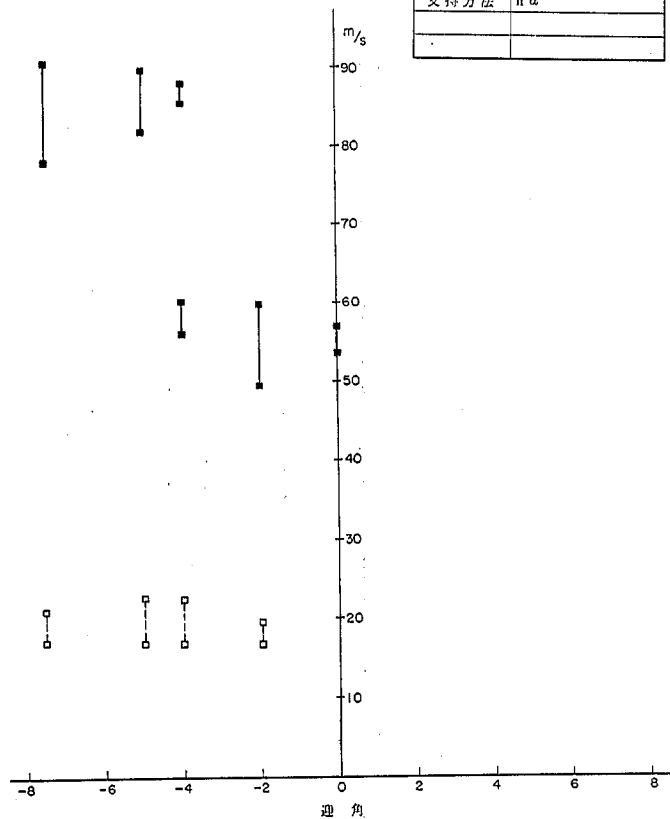


図-18-7 HK-SB-68 25E V. - α 曲線

Vc - δ 曲線	
原 型	石狩川河口橋
模 型 名	HK-SB-68 25E1
支持方法	h α

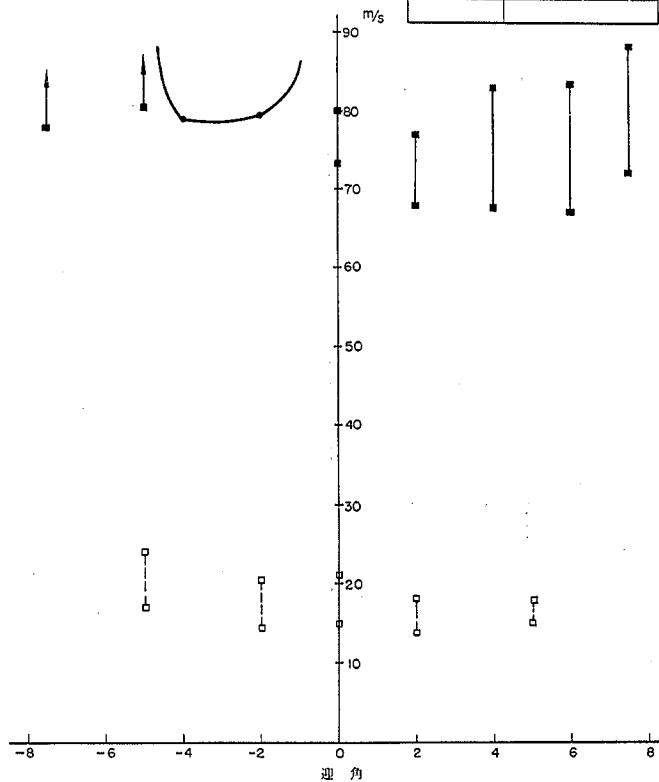
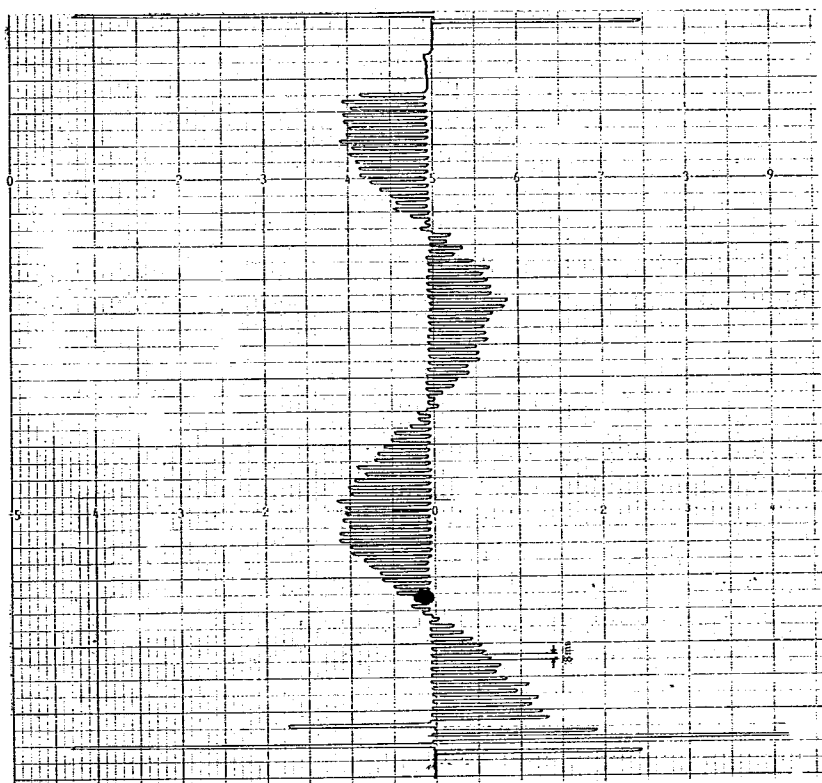


図-18-8 HK-SB-68 25E1 V. - α 曲線

5-2 後流中の渦の測定

各模型の空力特性のところでも述べた如く、今回の実験で表われた風による振動のうち設計上特に注意を払わねばならないのは撓みの限定振動である。この振動は後流中に発生する渦列によって励起される風琴振動と予想されたが、その確認のため静止模型の下流側に発生する渦を熱線風速計で測定した。模型としてはHK-SB-69 25Cをえらび、その下流側の10数点でその風速変動を測定した。これらの風速記録はかなりな不規則振動成分を有しているため、そのままでは卓越周期が求めにくいので相関計により自己相関を計算してみた。その結果を写真-7に示す。



この結果からも明らかにこの模型の卓越周波数は2.16% 従ってストローハル数は

$$S_t = \frac{nD}{V} = \frac{2.16 \times 0.092}{1.85} = 0.107$$

ここに n : 渦の発生周波数

D : 桁高

V : 風速

この値は撓みの限定振動の換算振動数 (reduced frequency)

$$f_r = \frac{ND}{V} = 0.11$$

ここに N : 模型の振動数
と一致する。

このことから、この限定振動が風琴振動であることが確認できた。また HK-SB-68 25C の自己相関係数が HK-SB-68 25D より大きいことも実験結果と一致している。

5-3 実験結果に対する考察

以上の実験結果 (表-5 参照) から以下のように結論づけられよう。

1. HK-SB-68 25A, B の各断面を有する実橋はいずれも振りフラッターが設計風速以下で出現するため、この断面を採用するのは適当でない。
2. HK-SB-69 25C, D, E の各断面を有する実橋の発散振動は設計風速をはるかに越えており、この種の振動を越える危険はない。
3. 上記の実橋は風速 50m/s 前後で振りの限定振動が表われるか、この振動は振幅もさほど大きくなくこの程度の振動によって一挙に破壊に至るとは考えられず、また発現する風速も高いため疲労の面からの検討が必要なほど多く表われるとは考えられないのであまり重要視する必要はないものと思われる。
4. 結局 HK-SB-69 25C, D, E 等の断面の耐風性上の問題点は比較的低風速で起る撓みの限定振動である。パネ支持模型実験の欠点の一つは振動振幅に関する相似則が成立していないところにあるが、単純に振幅が縮尺に比例すると考えれば実橋の振幅は片振幅 20cm 前後に達する。尾道大橋での実橋観測結果によれば実橋に現われる風琴振動の振幅は模型実験の結果に比較して $\frac{1}{4}$ 程度にしかならないが、この種の振動が比較的低風速であられるので充分な検討が必要となろう。
5. 石狩川河口橋の架橋地点の地形および主桁の水面からの高さから考えてこの地点で大きな迎角を有する風が吹くとは考えられない。従って小さい迎角で空力特性の秀れている断面を選ぶのがよいと思われる。この点から考えて HK-SB-69 25D, E が秀れている。しかし出現する振動が橋に悪影響を与えないものであれば HK-SB-69 25C を採用してもよい。
6. 冬期に高欄が氷雪で完全に閉塞された場合にはいずれの模型において全ての迎角で風琴振動があらわれる。従って、この場合も出現する振動が橋にとって危険なものであれば除雪等を考えておかねばならない。

表-5 発 振 風 速

模 型 名	支 持 方 法	迎角	振 動 数		模型での発振風速		実橋での発振風速		模型での実橋での 発振風速		振 動 の 種 類	備 考
			上下振動 f z	回転振動 f θ	振幅0.5° を越える 風速	振幅1.0° を越える 風速	振幅0.5° を越える 風速	振幅1.0° を越える 風速	振幅0.5° を越える 風速	振幅0.5° を越える 風速		
HK-SB-68-25A	h α	0	1.5 9 ^{C_S}	2.7 5 ^{C_S}	—m/s	—m/s	—m/s	—m/s	—m/s	—m/s	R.O.	R.O. : 限定振動 C.O. : 発散振動
					4.4 3	4.5 2	5 9.0	6 0.2	—	—	C.O.	
		2	1.5 9	2.7 6	2.4 7	—	3 2.9	—	—	—	R.O.	
					4.2 4	4.2 8	5 6.4	5 7.0	—	—	C.O.	
		4	1.5 7	2.7 8	2.4 5	—	3 2.6	—	—	—	R.O.	
					4.2 0	4.2 3	5 5.9	5 6.3	—	—	C.O.	
		5	1.5 7	2.7 5	2.4 0	—	3 1.9	—	—	—	R.O.	
					3.3 2	3.3 5	4 4.2	4 4.6	—	—	C.O.	
		7.5	1.5 7	2.7 4	2.4 5	—	3 2.6	—	—	—	R.O.	
					3.8 3	3.8 8	5 1.0	5 1.6	—	—	C.O.	
		-2	1.5 5	2.7 6	2.6 3	—	3 5.0	—	—	—	R.O.	
					4.1 0	4.1 8	5 4.6	5 5.6	—	—	C.O.	
		-4	1.5 6	2.7 5	—	—	—	—	—	—	R.O.	
					4.4 1	4.4 5	5 8.7	5 9.2	—	—	C.O.	
HK-SB-68-25B	h α	0	1.5 6	2.7 2	—	—	—	—	1.8 5	2 4.9	R.O.	C.O. : 限定振動 R.O. : 発散振動
					2.3 7	2.6 2	3 1.9	3 5.2	—	—	C.O.	
		2	1.5 4	2.7 2	3.9 2	4.1 6	5 2.8	5 6.0	—	—	R.O.	
					2.3 7	2.6 2	3 1.9	3 5.2	1.8 0	2 4.2	C.O.	
		4	1.5 0	2.7 2	3.8 7	3.9 2	5 2.2	5 2.8	—	—	R.O.	
					2.3 3	2.5 8	3 1.3	3 4.7	1.9 2	2 5.9	C.O.	
		5	1.5 6	2.6 3	3.6 8	3.7 7	4 9.5	5 0.7	—	—	R.O.	
					2.2 8	2.4 5	3 0.7	3 3.0	1.9 2	2 5.9	C.O.	
		7.5	1.5 6	2.8 4	3.9 0	3.9 8	5 2.5	5 3.6	—	—	R.O.	
					2.3 8	2.5 7	3 2.0	3 4.6	1.9 2	2 5.9	C.O.	
		-2	1.5 7	2.7 4	3.8 7	3.9 7	5 2.1	5 3.4	—	—	R.O.	
					2.4 5	2.7 0	3 3.0	3 6.0	1.9 2	2 5.9	C.O.	
		-4	1.5 7	2.7 4	4.4 5	4.4 8	5 9.9	6 0.3	—	—	R.O.	
					2.4 8	2.6 5	3 3.4	3 5.6	—	—	C.O.	
HK-SB-68-25B ₁	h α	0	1.5 8	2.7 3	4.2 5	4.3 2	5 7.2	5 8.1	—	—	R.O.	C.O. : 限定振動 R.O. : 発散振動
					2.5 5	—	3 4.3	—	—	—	C.O.	
		2	1.5 5	2.7 2	4.4 5	4.4 8	5 9.9	6 0.3	—	—	R.O.	
					2.6 8	—	3 6.0	—	—	—	C.O.	
		5	1.5 6	2.7 2	4.4 7	4.5 2	6 0.2	6 0.8	—	—	R.O.	
					—	—	—	—	—	—	C.O.	
		-2	1.5 7	2.7 3	—	—	—	—	—	—	R.O.	
					2.3 5	2.4 9	3 3.4	3 5.4	3.9 5	4 9.2	C.O.	

模 型 名	支 持 方 法	迎 角	振 動 数		模型の発振風速		実構での発振風速		模型での 発振風速	実構での 発振風速	振動 の 種類	備 考
			上下振動 f_z	回転振動 f_θ	振 $p0.5^\circ$ を越える 風速	振 $p1.0^\circ$ を越える 風速	振 $p0.5^\circ$ を越える 風速	振 $p1.0^\circ$ を越える 風速	振 $p0.5^\circ$ を越える 風速	振 $p0.5^\circ$ を越える 風速		
HK-SB-68-25B	h α	-5	157	274	—	—	—	—	137	170	R.O. C.O.	
HK-SB-68-25C	h α	0	209	470	265	—	494	—	133	125	R.O. C.O.	
					832	845	155.1	157.5	—	—	C.O.	
		2	209	469	285	—	53.1	—	132	124	R.O. C.O.	
					820	835	152.9	155.7	—	—	C.O.	
		4	210	466	—	—	—	—	132	124	R.O. C.O.	
					780	785	145.4	146.4	—	—	C.O.	
		5	209	466	—	—	—	—	132	124	R.O. C.O.	
					761	765	141.9	142.6	—	—	C.O.	
		7.5	210	465	—	—	—	—	130	122	R.O. C.O.	
					727	730	135.5	136.1	—	—	C.O.	
		-2	209	463	297	—	55.3	—	132	124	R.O. C.O.	
					775	795	144.5	148.2	—	—	C.O.	
		-4	209	463	—	—	—	—	132	124	R.O. C.O.	
					731	736	136.3	137.2	—	—	C.O.	
HK-SB-68-25D	h α	0	204	447	260	267	497	51.1	—	—	R.O. C.O.	
					—	—	—	—	—	—	R.O. C.O.	
		2	204	448	—	—	—	—	—	—	R.O. C.O.	
					—	—	—	—	—	—	R.O. C.O.	
		4	203	447	—	—	—	—	—	—	R.O. C.O.	
					—	—	—	—	—	—	R.O. C.O.	
		5	203	447	1.10	—	210.6	—	—	—	R.O. C.O.	
					—	—	—	—	—	—	R.O. C.O.	
		7.5	204	446	1060	1080	202.9	206.8	—	—	R.O. C.O.	
					265	277	50.7	53.0	—	—	R.O. C.O.	
		-2	204	447	1035	1058	198.2	202.6	—	—	R.O. C.O.	
					260	273	49.7	52.2	1.75	1.68	R.O. C.O.	
		-4	204	447	895	930	171.3	178.0	—	—	R.O. C.O.	
					265	277	50.7	53.0	1.78	1.71	R.O. C.O.	
HK-SB-68-25D ₁	h α	0	204	445	290	435	53.3	80.2	160	144	R.O. C.O.	
					403	—	74.3	—	—	—	R.O. C.O.	
		2	203	443	383	402	70.6	76.0	1.70	15.3	R.O. C.O.	
					382	403	70.4	74.3	—	—	R.O. C.O.	
		4		445	382	403	70.4	74.3	1.73	15.6	R.O. C.O.	
		5	204	444	382	403	70.4	74.3	—	—	R.O. C.O.	

模 型 名	支持 方法	迎角	振 動 数		模型での発振風速		実橋での発振風速		模型での 発振風速	実橋での 発振風速	振動 の 種類	備 考
			上下振動 f z	回転振動 f θ	振h0.5° を越える 風速	振h1.0° を越える 風速	振h0.5° を越える 風速	振h1.0° を越える 風速	振h0.5° を越える 風速	振h0.5° を越える 風速		
HK-SB-68-25D ₁	h α	7.5		4.43	3.90	4.05	7.19	7.47			R.O.	
											C.O.	
		-2	2.03	4.44	—	—	—	—	1.70	15.3	R.O.	
					4.20	4.80	7.74	8.85	—	—	C.O.	
		-4		4.45	—	—	—	—			R.O.	
					4.38	4.90	8.08	9.04			C.O.	
		-5	2.04	4.45	—	—	—	—	1.80	16.2	R.O.	
HK-SB-68-25E	h α				4.48	4.95	8.26	9.13	—	—	C.O.	
					4.38	4.43	8.08	8.17			R.O.	
		-7.5		4.44	6.28	6.53	11.58	12.04			C.O.	
		0	2.05	4.63	2.82	—	6.79	—	—	—	R.O.	
					10.50	10.58	197.8	199.3	—	—	C.O.	
		2	2.05	4.63	—	—	—	—	—	—	R.O.	
					10.76	10.85	202.7	204.4	—	—	C.O.	
		4	2.05	4.62	—	—	—	—	—	—	R.O.	
					10.38	10.51	195.5	198.0	—	—	C.O.	
		5	2.05	4.59	—	—	—	—	—	—	R.O.	
					9.88	10.05	186.1	189.3	—	—	C.O.	
		7.5	2.06	4.60	—	—	—	—	—	—	R.O.	
					8.98	9.10	169.1	171.4	—	—	C.O.	
		-2	2.06	4.60	2.68	—	5.04	—	—	—	R.O.	
					9.70	9.92	182.7	186.8	—	—	C.O.	
		-4	2.06	4.60	3.02	—	5.68	—	1.83	17.6	R.O.	
					4.53	—	8.53	—	—	—	C.O.	
		-5	2.05	4.62	8.82	9.22	166.1	173.7	—	—	R.O.	
					4.33	—	8.15	—	1.80	17.3	C.O.	
		-7.5	2.06	4.60	8.22	8.70	154.8	163.9	—	—	R.O.	
					4.12	4.48	77.6	84.4	1.80	17.3	C.O.	
					7.22	7.55	136.0	142.2	—	—	C.O.	
HK-SB-68-25E ₁	h α	0	2.04	4.60	2.90	—	5.17	—	1.67	15.0	R.O.	
					4.08	—	7.28	—	—	—	C.O.	
		2	2.06	4.58	3.84	—	6.85	—	1.55	14.0	R.O.	
					—	—	—	—	—	—	C.O.	
		4		4.60	3.84	4.07	6.85	7.26			R.O.	
					—	—	—	—	—	—	C.O.	
		5	2.05	4.57	3.78	4.07	6.74	7.26	1.65	14.9	R.O.	
					—	—	—	—	—	—	C.O.	
		7.5		4.60	4.05	4.27	7.22	7.62			R.O.	
					—	—	—	—	—	—	C.O.	
		-2	2.05	4.60	—	—	—	—	1.72	15.5	R.O.	
					4.42	5.87	7.88	10.47	—	—	C.O.	
		-4		4.59	—	—	—	—			R.O.	
					4.42	4.82	7.88	8.60			C.O.	
		-5	2.05	4.56	—	—	—	—	1.85	16.7	R.O.	
					6.35	6.43	11.33	11.47	—	—	C.O.	
		-7.5		4.57	4.40	—	7.85	—			R.O.	
					6.38	6.77	11.38	12.08			C.O.	

§ 6. 結 言

今回の石狩川河口橋の耐風安定性に関する調査で行なってきた一連の風洞実験において充分満足のゆく断面を決定できなかったが、一応安定な形状は求めることができた。調査をおわるにあたって、これらの実験の資料の提供等の御協力をいただいた北海道開発庁小西技官を始めとする関係各位に感謝いたします。なお、本実験およびデータ解析は構造研究室、倉繁技官が担当したが各実験の段階において北海道開発庁高橋技官、新山技官の御協力があった。