

関門橋の耐風性に関する調査

(トラス補剛吊橋)

報 告 書

昭和44年3月

土木研究所 構造研究室

目 次

ま え が き

1 調 査 の 概 要	1
1. 昭和42年度調査の概要	1
...	
2. 昭和43年度調査の概要	2
2 設 計 風 速	3
1. ま え が き	3
2. 迎角に関する模型実験結果	3
3. 考 察	13
3 風洞模型実験	14
1. ま え が き	14
2. 関門橋の諸元	14
3. 風洞模型実験における相似則	16
4. 模 型	18
5. 三分力試験	22
6. パネ支持模型実験	32
4 む す び	54

ま え が き

日本道路公団福岡支社より関門架橋設計施工調査の一環として行なわれる耐風調査を依頼された。

このうち設計風速とトラス補剛吊橋の耐風性に関する調査の昭和43年の結果がまとまったのでここに報告する。

昭和44年3月

構造研究室長 大久保 忠 良

同上 研究員 榎 波 義 幸

§1 調査の概要

1-1 昭和42年調査の概要

関門橋は現在日本道路公団の手で鋭意工事が進められている我口最大の吊橋で完成後は世界第十位の長大橋となるはずである。この関門橋は現在の関門国道トンネルの交通量が飽和状態に達すると予想される昭和48年中に完成をめざして昭和42年より日本道路公団の手で実施調査が行なわれて来た。これにともない土木研究所も日本道路公団の依頼によりその調査の一部を担当することになり構造研究室はそのうち耐風調査を受けもつことになった。

そのうち耐風調査を受けもつことになった。

もともと吊橋は他の橋に較べてかなり柔軟な構造物であって昔から風による被害が目立った橋梁であるが、特に撓度理論が設計理論として取り入れられるようになった近代吊橋は一層可撓性に富む構造物となった。また吊橋は鉛直面内の力に対しては非常に有効な構造型式であるが橋軸直角方向の力に対してはかなりの弱点を有している。従って従来から吊橋の設計においては耐風設計が非常に重要視されて来た。特に1940年のTacoma Narrows 橋の落橋事故は長大吊橋における耐風設計の重要性、特に従来あまり考慮されていなかった動的安定性の検討が長大吊橋のような可撓性構造物の設計にあたって不可欠の要因であることを明らかにし以降の長大橋の設計に大きな影響を与えた。

関門橋設計にあたってこのような点に十分な配慮を払っており、昨年度から架橋地点における設計風速調査と耐風安定性の検討を中心にした風洞模型実験を行なって来た。

設計風速調査は建設省九州地方建設局が関門橋の調査を担当していた頃から行なわれて来たが昨年は架橋地点およびその周辺の気象観測点の観測資料から重回帰分析法による風速の再現期待値の推定を行なった。また架橋地点に近い九州電力送電鉄塔にとりつけられた4層の風速記録と気象庁に依頼して行なって地形模型実験から架橋地点での風速の鉛直分布形状を調べた。

以上の調査から架橋地点の風速の100年期待値は35 m/s 前後となりこれを関門橋の基本風速と定めた。

これに対して高さによる補正、構造物の大きさによる補正を行なうと、

補剛げた	53.5 m/s
ハンガーおよびケーブル	59.0 m/s
主塔	63.5 m/s

となり結局設計風速は次のように定められた。

補剛げた	53.5 m/s
ハンガーおよびケーブル	59.0 m/s
主塔	63.0 m/s

以上の如く昭和43年度の調査で関門橋の設計風速を定めることが出来た。ただし、架橋地点は両

側に2～300mの山がせまっている地形であるが、これらの影響による自然風迎角特性については全然調査が行なわれなかった。

関門橋の耐風安定性に関する調査は昨年度から始められたもので主として吊構造部の部分模型による風洞実験を行なって来た。実験は日本道路公団関門架橋工事事務所が試算した設計断面を中心に4種類8ケースの模型について、吊構造部の風荷重を決めるための三分力試験と発振風速を調べるためのバネ支持模型実験を行なった。

その結果各断面の耐風性は必ずしも満足のゆくものではなく「本四連絡橋耐風設計指針」に規定している条項をおかしている部分があった。そのため次年度以降の調査が必要となった。

以上の昭和42年度の調査結果については「第二関門道路橋耐風調査報告書」に詳しく説明してある。

1-2 昭和43年度調査の概要

今年度も昨年度に引き続き設計風速調査と風洞模型実験を中心とした関門橋の耐風安定性に関する調査を行なった。

このうち設計風速調査としては昨年度の設計風速の推定に引き続き今迄の地形模型実験の結果を整理して架橋地点での迎角を調べた。

また吊構造部の空力特性に関する調査としては昨年度に続き部分模空による風洞模型実験を行なった。今年度は関門橋の補剛型式としてトラス補剛の他に箱桁補剛型式が候補にあげられたこの二つの吊構造部の模型実験が平行して行なわれた。箱桁補剛型式の耐風安定性については別の報告がなされることになっている。

トラス補剛型式の耐風安定性に関する風洞実験は前年度に引き続いて行なわれたが、前年度の実験結果から関門橋は補剛トラスの桁高を6mから9mに変更して再度設計が行なわれたため今年度はこの設計案を中心にして実験を行なった。

§2 設計風速

2-1 まえがき

前節にも述べたとうり、関門海峡周辺の既往の風速観測資料による基本風速の再現期待値の推定、地形模型の風洞実験および現地観測による平均風速の鉛直分布状況の調査ならびにこれらにもとづく設計風速の算定は昭和42年度に終了した。これらの結果を簡単に示せば、

(1) 基本風速の再現期待値

関門海峡周辺の13の風速観測所における既往資料を用い、重回帰分析法により、推定誤差の標準偏差を考慮して求めた。基本風速の100年期待値の上限値は、 $33.5 \sim 35.7 \text{ m/s}$ となり、 35 m/s を基本風速としてよい。

(2) 風速の鉛直分布

橋軸線を含む鉛直面内における平均風速の分布は、地形による風の収束の影響を受け、同一標高においても両岸部と海峡中央では風速が異なり、一般的なべき法則には従わない。海峡中央の高さ10mの点を基準とした補剛げた位置における風速の比率は1.45、ケーブル位置における風速比率は1.54となる。

(3) 設計風速

基本風速に各構造部分の高度および寸法による補正をほどこした設計風速は、補剛げた、ハンガーおよびケーブル、主塔のそれぞれに対し、 53.5 m/s 、 59.0 m/s 、 63.5 m/s となる。

ところで、吊橋の耐風設計に重要な影響を与える要素として、設計風速のほかに風の迎角がある。関門海峡の風が、地形に大きく、影響されることは風速の鉛直分布についても明らかであるが、迎角も同様に影響されることが予想される。このため風速分布に関する地形模型実験に引続いて、気象庁気象研究所において地形模型による迎角の測定を実施した。

構造物に対する風の作用がそうであるように、迎角が吊橋の耐風設計に及ぼす影響もまた静的な側面と動的な側面を有する。構造物に作用する静的空気力、中でも揚力は迎角によって変化する。したがって風が特定の迎角を有する場合には静的風荷重に対する影響を検討しなければならない。これが静的な側面である。また、風による自励振動の臨界風速は迎角によって変化し、平板に近い空気力学的特性の構造物のねじれフラッターにおいては、臨界風速は、迎角の絶対値の増加に伴って著しく減小する。したがって吊橋の耐風安定性は考慮すべき迎角範囲における自励振動の臨界風速によって判断される。これが動的な側面である。

以下、模型実験の結果を気象研究所の報告から紹介し、考察を加える。

2-2 迎角に関する模型実験結果

迎角に関する風洞実験は縮尺1/2000の地形模型を用いて実施された。模型は海峡部と海面部が分

雖でき、海面部を通過する間に風速はべき指数 $1/5$ のべき法則にしたがう鉛直分布をもち、海峡部を吹き過ぎるように作られている。

迎角の測定は、海面上 1, 2, 3, 4, 10 cm (実物でそれぞれ 20, 40, 60, 80, 200 m に相当) の高さで X 字形の熱線風速計を用いて行った。風向は図-1 に示すごとく、東、北東および南西の三方向である。なお図-1 には風向別の測線位置をも示してある。

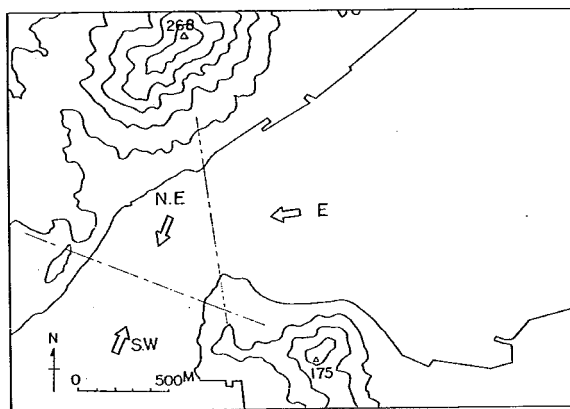


図-1 測線と風向

北東風時の迎角の鉛直面内での変化は図-2 に、それぞれの高さにおける水平面内での変化は図-3・a~e に示してある。南西風時の迎角の鉛直および水平面内における分布は図-4 および図-5・a~d に示してある。また東風時の迎角分布は図-6 および図-7・a~d に示してある。

これらの実験における測角精度は $\pm 2^\circ$ 程度と考えてよい。また迎角は吹き上げを正、吹き下しを負としている。

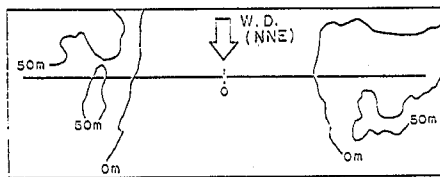
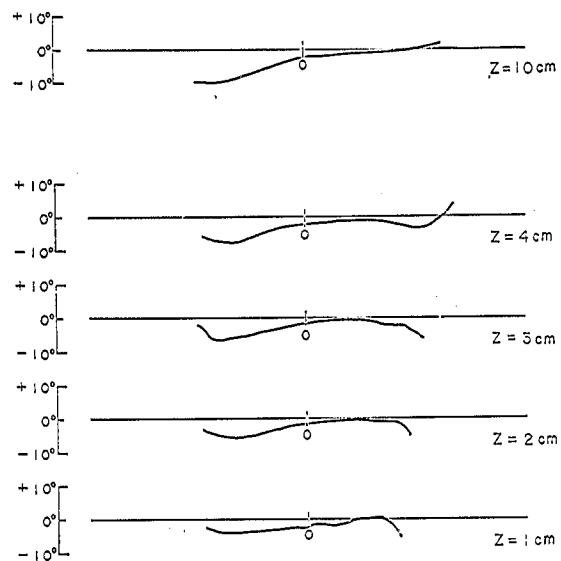


図-2 関門海峡の迎角特性

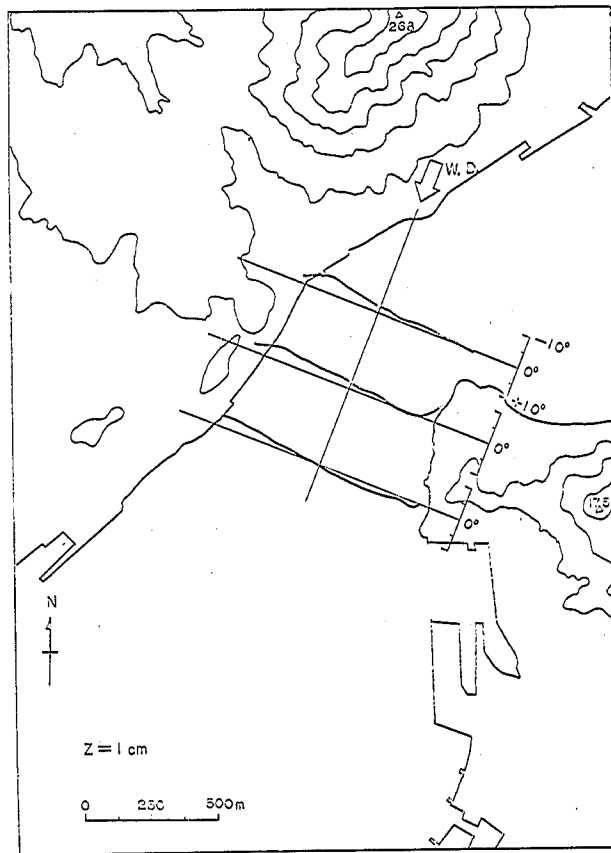


図-3(a) 関門海峡の迎角特性

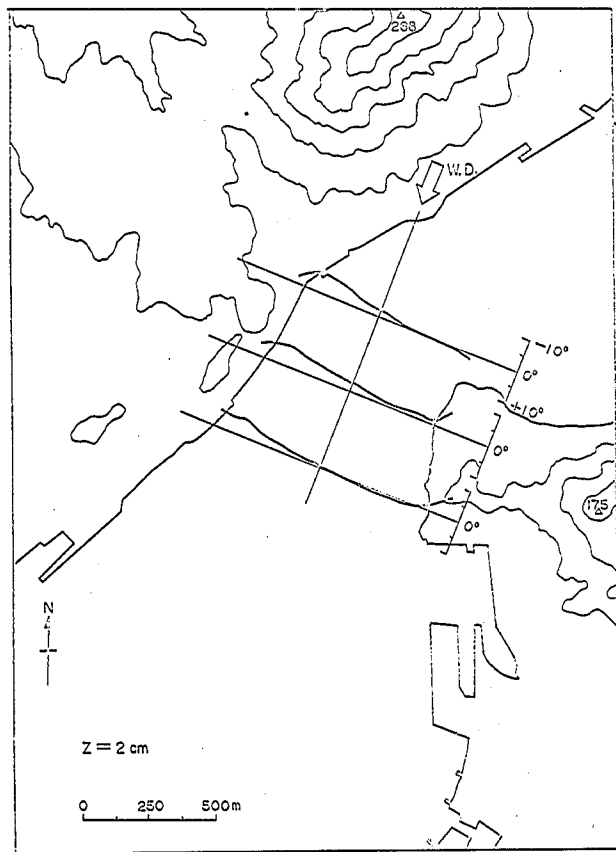


図-3(b) 関門海峡の迎角特性

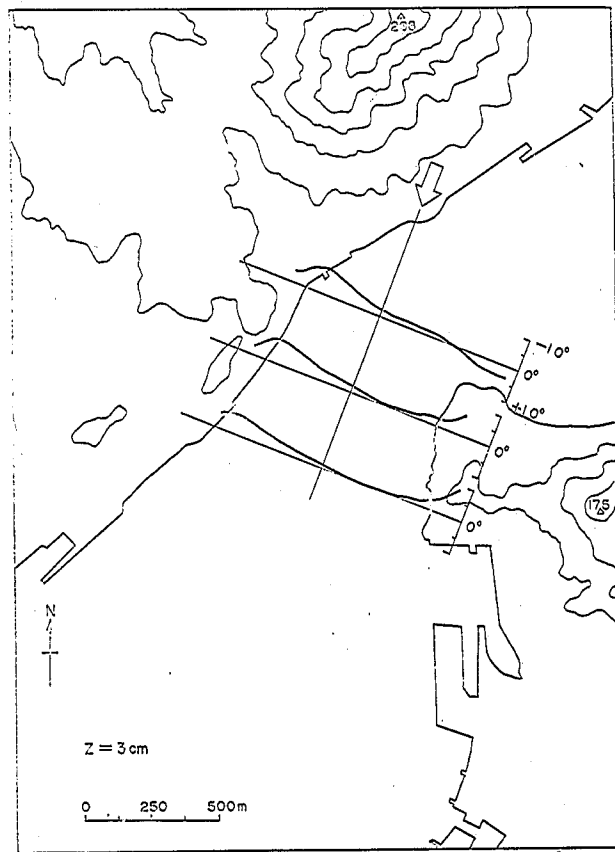


図-3(c) 関門海峡の迎角特性

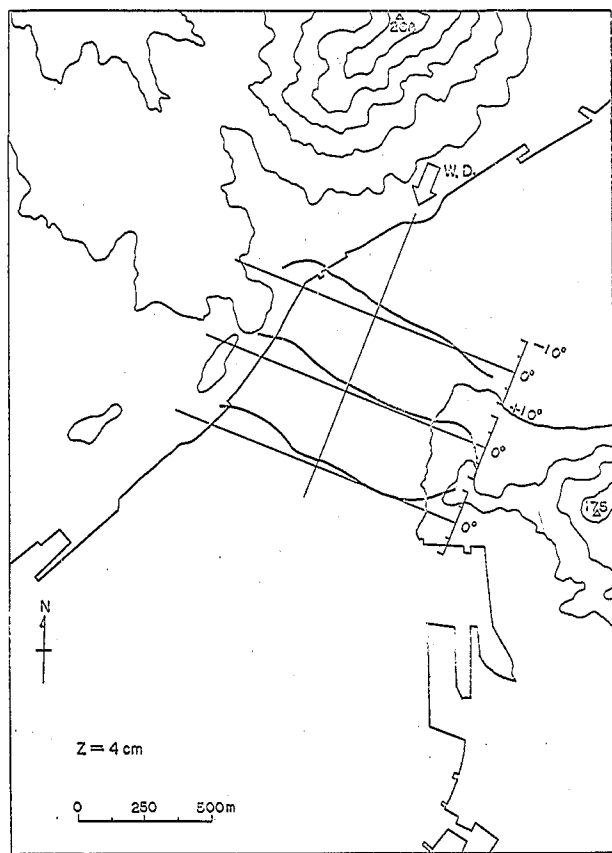


図-3(d) 関門海峡の迎角特性

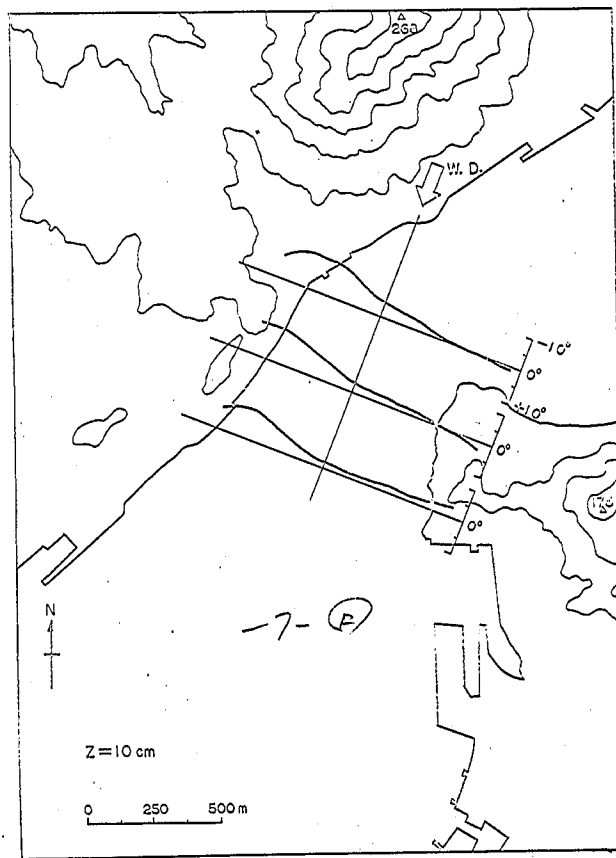


図-3(e) 関門海峡の迎角特性

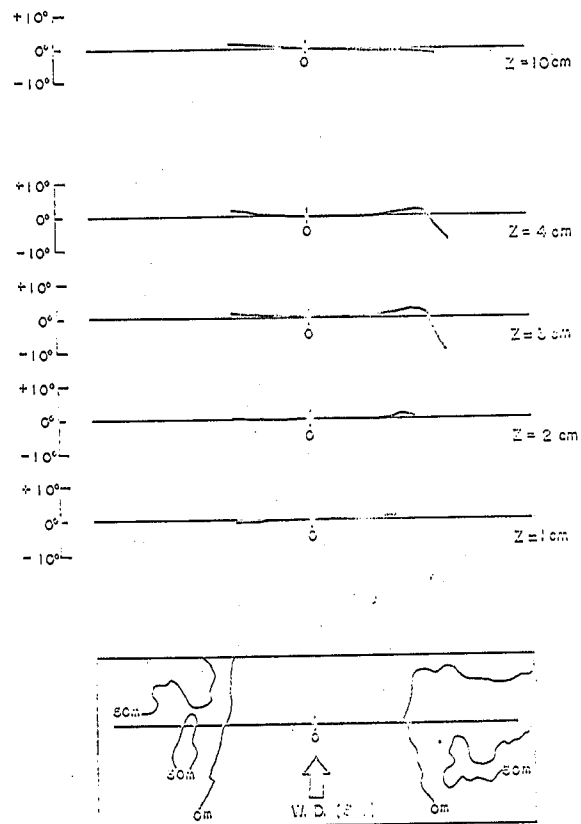


図-4 関門海峡の迎角特性

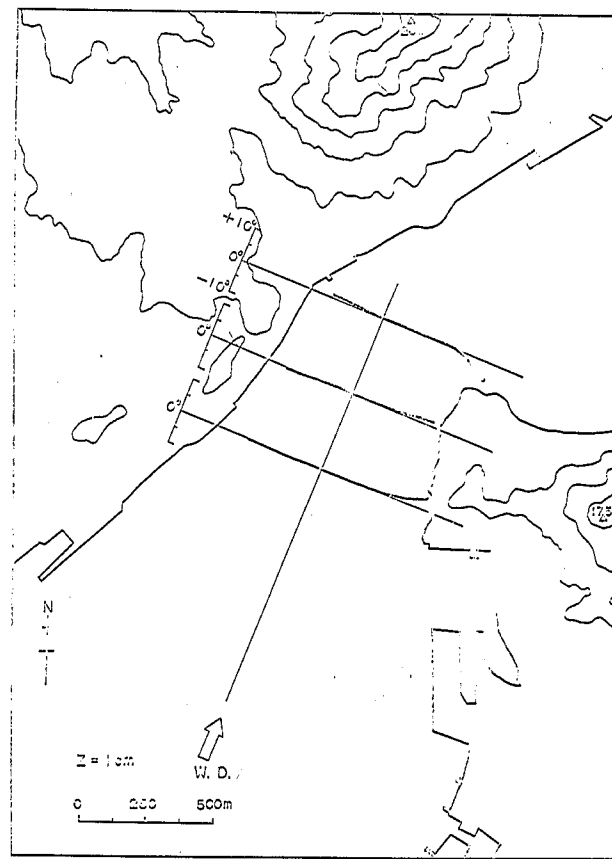


図-5 (a) 関門海峡の迎角特性

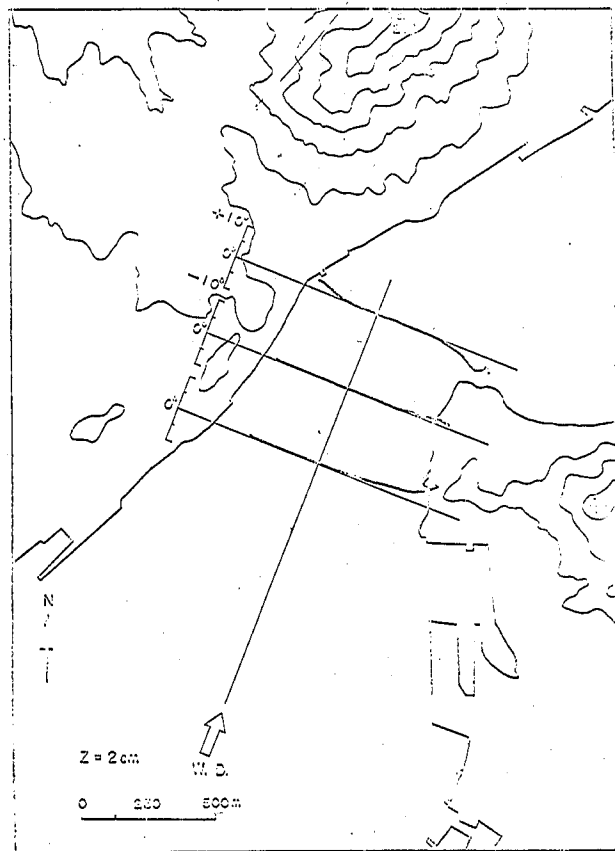


図-5(b) 関門海峡の迎角特性

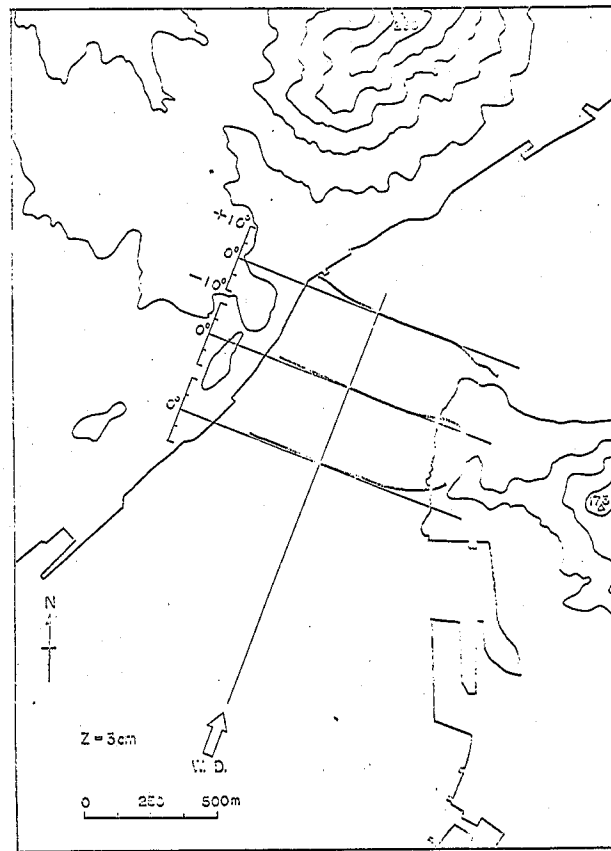


図-5(c) 関門海峡の迎角特性

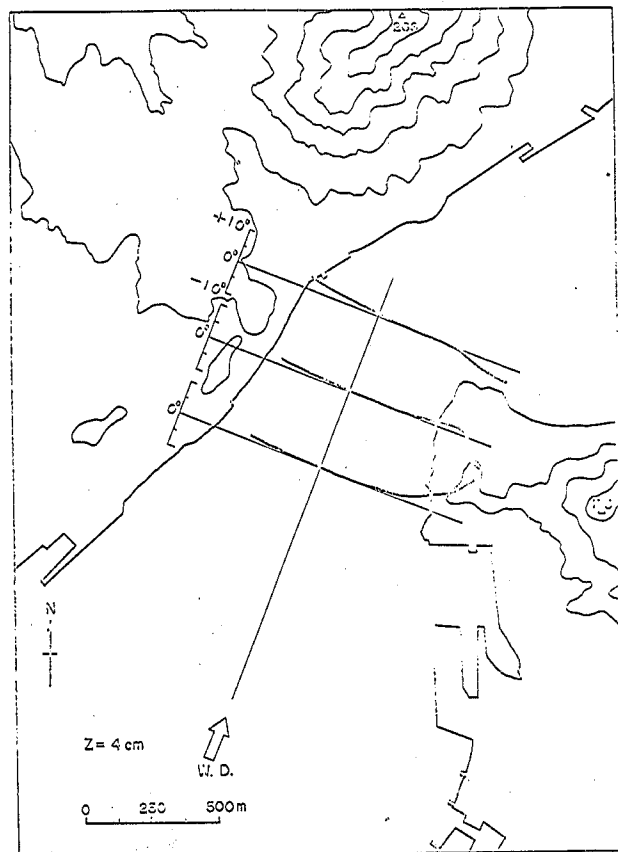


図-5(d) 関門海峡の迎角特性

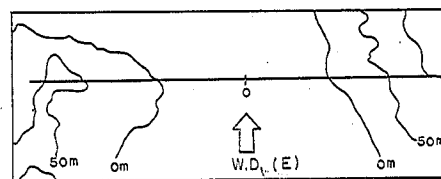
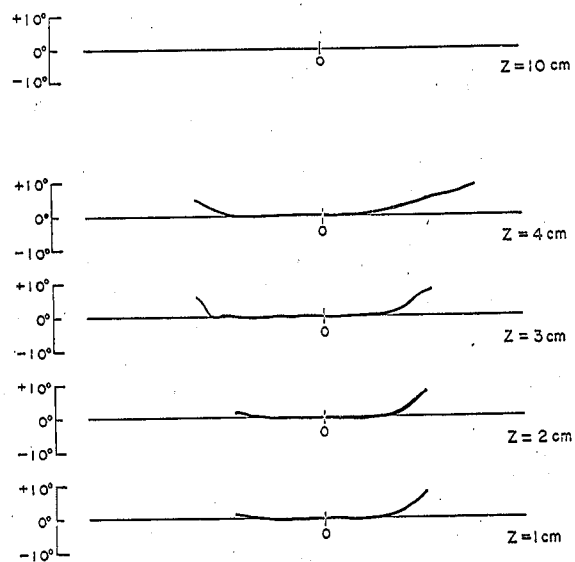


図-6 関門海峡の迎角特性

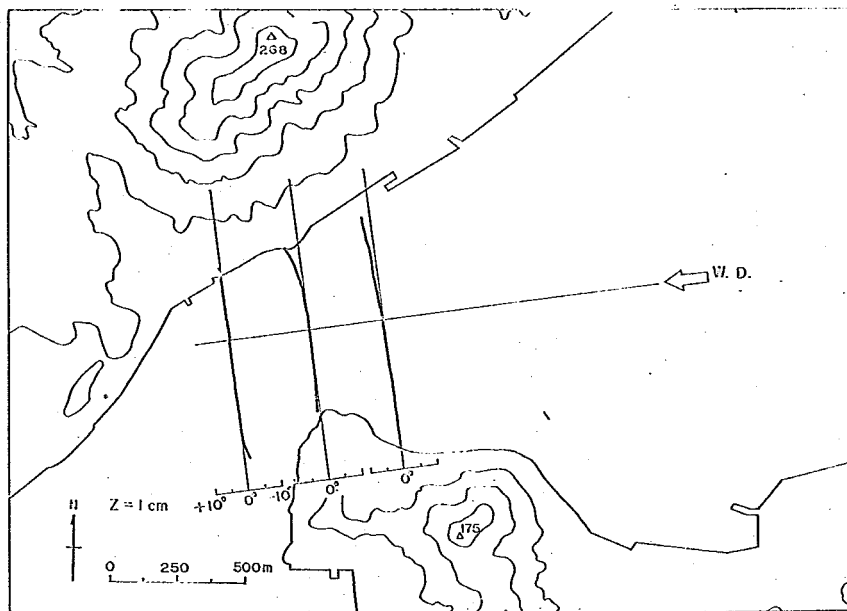


図-7(a) 関門海峡の迎角特性

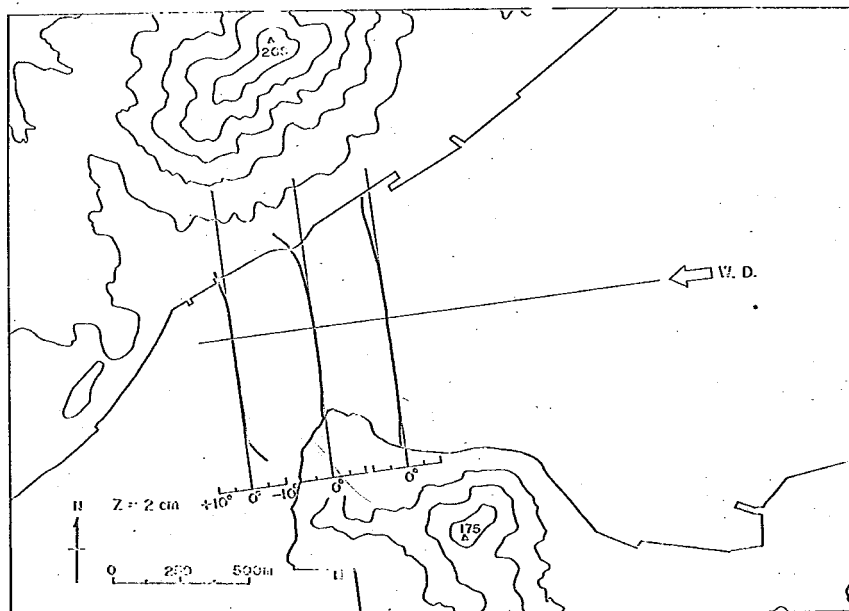


図-7(b) 関門海峡の迎角特性

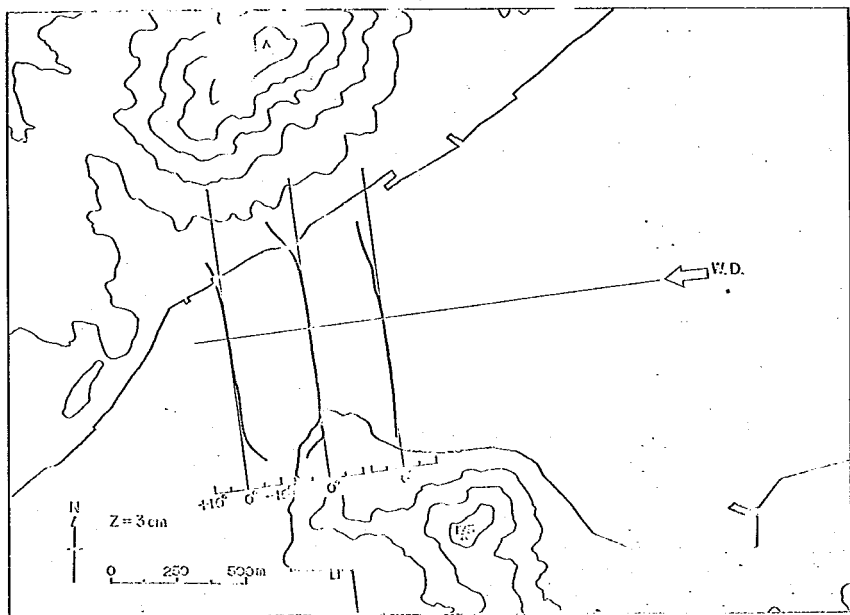


図-7(c) 関門海峡の迎角特性

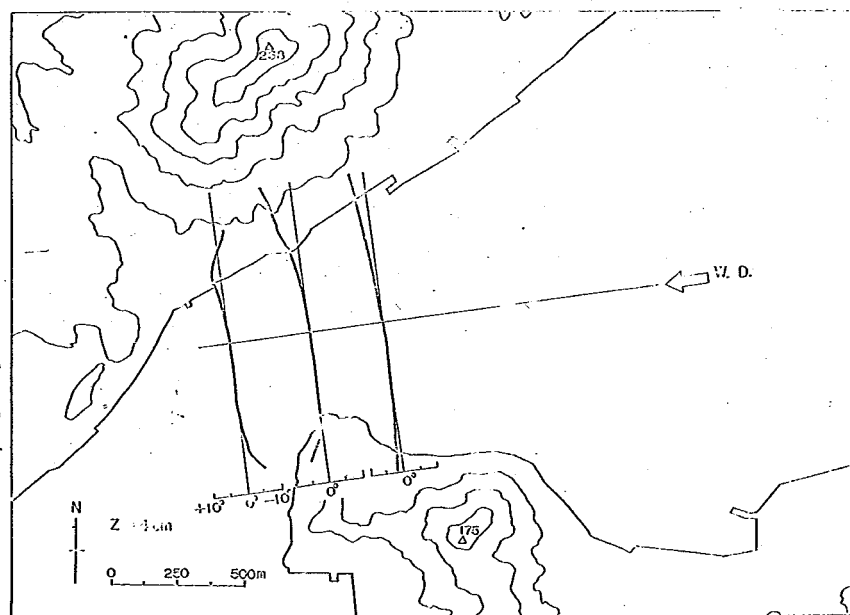


図-7(d) 関門海峡の迎角特性

2-3 考 察

迎角に対する地形の影響は風向により異なるので、まず各風向別に考察を加える。

(1) 北東風

北東風時には下関市火の山(268 m)に影響されて殆んどの点で負の迎角をもつ。吹き下しの程度は、同一測線上では下関側が大きく、また火の山に近い測線の方が大きい。補剛げたの位置における最大の吹き下し角は8°程度である。また和布刈岬の北東側では正、南西側では負の迎角を示し、局地的な地形の影響があることを示している。

(2) 南西風

南西風については全般的な地形の影響はみられない。和布刈岬の南西側に正、北東側に負の迎角が存在し、局地的な影響があることを示している。この影響をうけて、補剛げたの位置においては北九州市側の側径間で+2°程度の吹上げが認められる。また層においては火の山に向っての吹上げ傾向をもち、下関側で吹上げ角は3°程度となる。

(3) 東 風

海峡中央部においては地形の影響はほとんどないが下関側陸上部は地形の局地的影響をうけて吹き上げを生じ、側径間部の80 mの高さにおいて、5°程度に達する。和布刈岬の影響は他の2風向に比べて小さい。

以上の結果を総合すると、北東風時には火の山の影響が全般的にあらわれ、吹き下し風が卓越するが、他の風向の場合には、側径間部分に局地的な吹き上げを生ずるほかは、全体的に地形による迎角への影響は少ない。風速分布に関する地形模型実験によれば、南西風時には海峡上の補剛げた付近の高さにおける風速はほぼ風胴風速(上空の風速に相当)に等しいが、北東風時には風胴風速の80%程度に低下する。従って大きな吹き下し角を考える場合には自然風の風速も低下するとみなしてよいものと思われる。

§ 3 風洞模型実験

3-1 まえがき

今年度実施した風洞模型実験も前年度と方法的にはなんら変わるころはなく、吊構造部に作用する風の定常力を測定するための三分力試験と吊橋の風による動的安定性を調べるためのパネ支持模型実験が主たるものである。

昨年度の実験結果からも明らかなように関門橋の耐風設計において最も重要なことは設計風速前後であられる振りフラッターと考えられる不安定現象の発現する風速をいかに大きくするかと云うことである。衆知の如く吊橋の耐風安定性を支配するのは

- 1 吊構造部の空力形状
- 2 吊橋の剛性
- 3 吊橋の減衰能
- 4 吊橋の重量

等であって空力形状がよく剛性、減衰能、重量の大きい構造が耐風性上好ましい。

然しながら減衰能については未知の部分が多く定量的にはとらえられないため減衰能に吊橋の安全性向上の期待をよせることは無理であり、また吊橋の減衰能を大きくする構造と云うのもよく分っていない。

吊橋の重量を増すことは上記のような利点に対して吊橋の各部断面を過大にし不経済なものとするこおよび重量を増すことは耐風安定性を高かめるが一方重量の増加による振動数の低下は発振風速を下げることになりこれも好ましい方法ではない。これに対して吊橋の剛性を増す方法は補剛部材の数量が増え多小とも不経済な断面をつくることになるが吊橋の耐風性を向上すると云う点においては最も確実で有効な方法である。一方吊構造部の空力特性を向上して吊橋の耐風安定性をよくすることは経済的であり、最も望ましい方法と云えるが実際には風洞模型実験によって逐次断面の空力特性を比較してよりよい形状を追求して行かねばならないため確かさに欠けるうらみがある。

そこで関門橋では今年度は吊構造部の補剛トラスの桁高を6 mから9 mにして剛性を増加させて耐風性の向上をはかり、あわせて風洞模型実験によって断面の空力特性を向上させることとなった。

3-2 関門橋の諸元

昨年度の風洞模型実験の結果があまり好ましいものでなかったため関門橋は補剛トラスの桁高を9 mとして再設計された。この桁高を大きくすることの目的の一つは補剛トラスの曲げ剛性および振り剛性を大きくして固有振動数を高め振動の発現する風速を高めると共に補剛トラスの充実率を小さくして空力特性の向上をはかることである。以下に関門橋の諸元を示す〔図-8〕

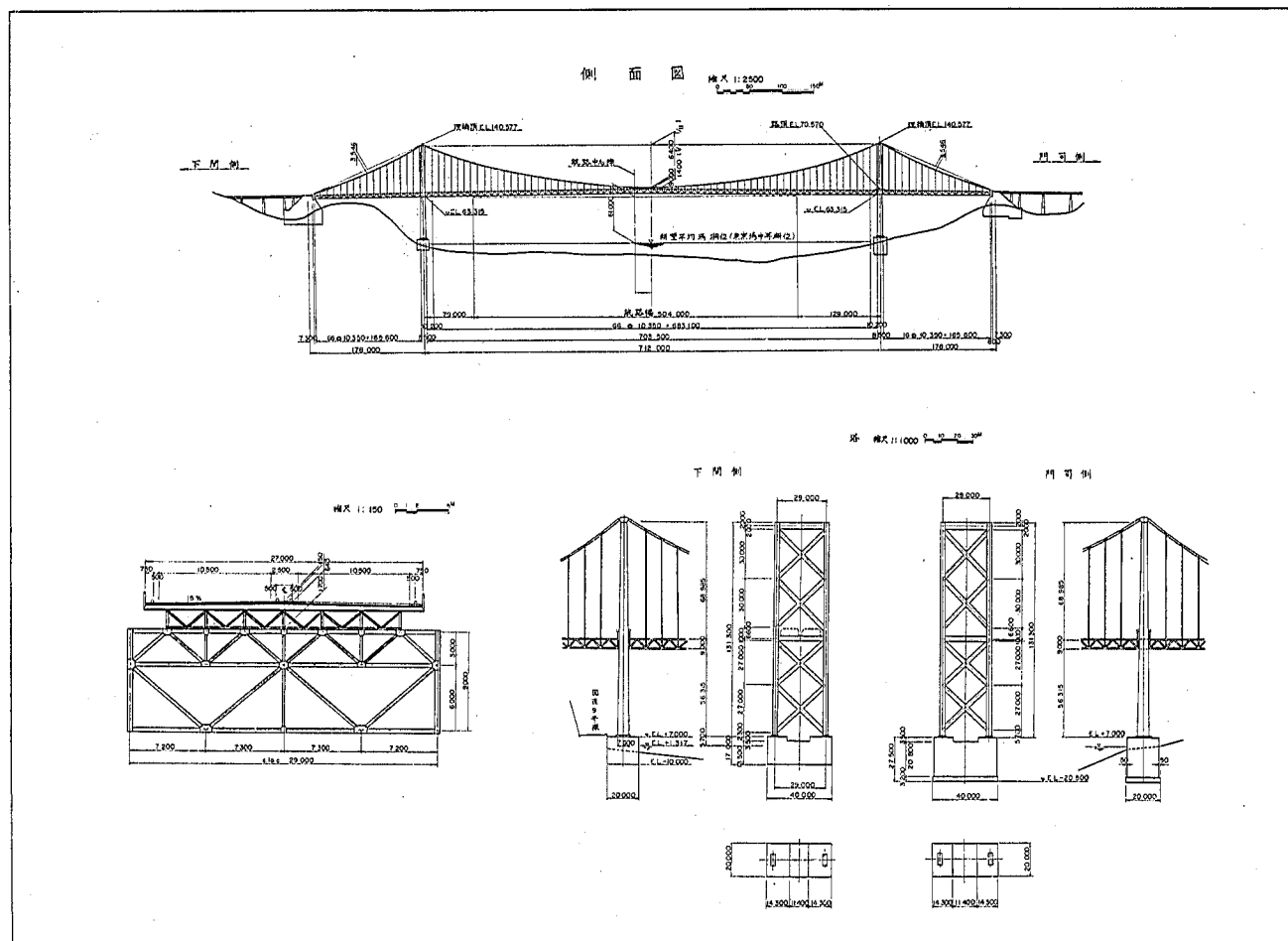


圖-8 閘門橋一般圖

従って実験は三分力試験による空力係数の測定とバネ支持模型実験による共振風速の測定である。

iii 構造減衰を表わす定数 δ_z , δ_θ

但し

B : 代表長

I_{θ} : 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, 捩れ振動を表わす。

V : 風速

δ : 構造減衰, 添字は N の場合と同じ

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出来る。

非圧縮流中の二次元翼のフラッター方程式は

- 16 -

ここに ω_b, ω_a : 上下振動および振り振動の円振動数

ω : フラッター振動数

h : 上下振動の変位

α : 振り振動の変位

g_b, g_a : 上下振動および振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 : 単位翼巾の翼の $x = ba$ 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 : 単位翼巾の翼の $x = b$ の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 $r_a = \sqrt{I_a / mb^2}$

$A_{bb}, A_{ba}, A_{ab}, A_{aa}$: 空気力をあらわす無次元量

μ : 質量をあらわす無次元量 $\mu = m / G \cdot \rho \cdot b^2$

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

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

また振動は調和振動と仮定すれば

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

とおける。従って式は

$$\begin{bmatrix} \mu \left[1 - \left(\frac{\omega_b}{\omega} \right)^2 \right] \left(-\frac{\omega_a}{\omega} \right)^2 (1 + i g_b) \right] + A_{bb}, & A_{ba} \\ A_{ba}, & \mu r_a^2 \left[1 - \left(\frac{\omega_a}{\omega} \right)^2 (1 + i g_a) \right] + A_{aa} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{h_0}{b \alpha_0} \\ e^{i\phi} \end{bmatrix} = 0$$

この中に含まれる無次元パラメーターは

$$\frac{h_0}{b \alpha_0}, \phi, \frac{\omega_b}{U}, \frac{\omega}{\omega_a}, \mu, \frac{\omega_b}{\omega_a}, r_a, g_b, g_a, A_{bb}, A_{ba}, A_{ab}, A_{aa}$$

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ヶ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。

$$\mu, \frac{\omega_b}{\omega_a}, r_a, g_b, g_a$$

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ヶの無次元量を整理すれば次のようになる。

$$\frac{m}{\rho b^2}, \quad \frac{l\alpha}{\rho b^4}, \quad \frac{U}{b\omega_b}, \quad \frac{U}{b\omega_a}, \quad g_b, \quad g_a$$

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。

さて我々が満足すべき相似条件のうち(i)の慣性パラメーターについてはバネ支持された模型に適当に附加重錘をつけてあわせている。

(ii)の風速パラメーターについては模型を支持しているバネのバネ定数と間隔を適当に定めて相似条件を満足するようにしている。

(iii)の構造減衰に関する相似則については実橋の値そのものが確定したものではないためここでは撓み振動、捩り振動とも $\delta = 0.04 \sim 0.05$ として附加減衰器を用いて満足するようにした。この減衰器は加振器としても使用できるようになっており模型に初期撓乱を与えることができる。

3-4 模 型

風洞実験に使用した模型は使用した施設および機器が昨年度と全く同じであることから昨年度同様縮尺 1:75 模型長 1600 mm の部分模型を使用した。今年度実験の対象とした原型は先程から何回か説明しているが桁高 9 m のトラス補剛の吊橋でその部分模型を図-9 に示す。図からも明らかな如くこの設計案は床組が昨年までのものとは異なり上路型式で比較的桁高の大きい縦トラスを用い、その上に更に横桁をおいて床版位置を上弦材位置よりかなり大きくして耐風性の向上をはかろうと意図したものである。然しながら後で説明するがこの断面形は必ずしも空力特性を向上させたとは云えない面がある。確かに実橋の発振風速は大きくなったがこれは主として桁高を大きくしたことによる振動数の増加におうものであって断面形の空力性状についてはほとんど改善されていないのが現状であった。

そのためその後の実験では若戸大橋の補剛トラス形状に近い中路形式を検討することになり主構に対して上横構も含めた床組が上下移動可能なような模型をつくりその空力特性を調べた。この型式の主たる目的が上弦材で乱された気流の中に床組を入れて床版からの規則的な気流の離着を妨ごうとすることであるため、この模型における床版は KK-3S-67-75A および KK-3S-67-75B のものを使用した。これらの模型の断面図を図-9~11 にその概要を表-1 に示す。

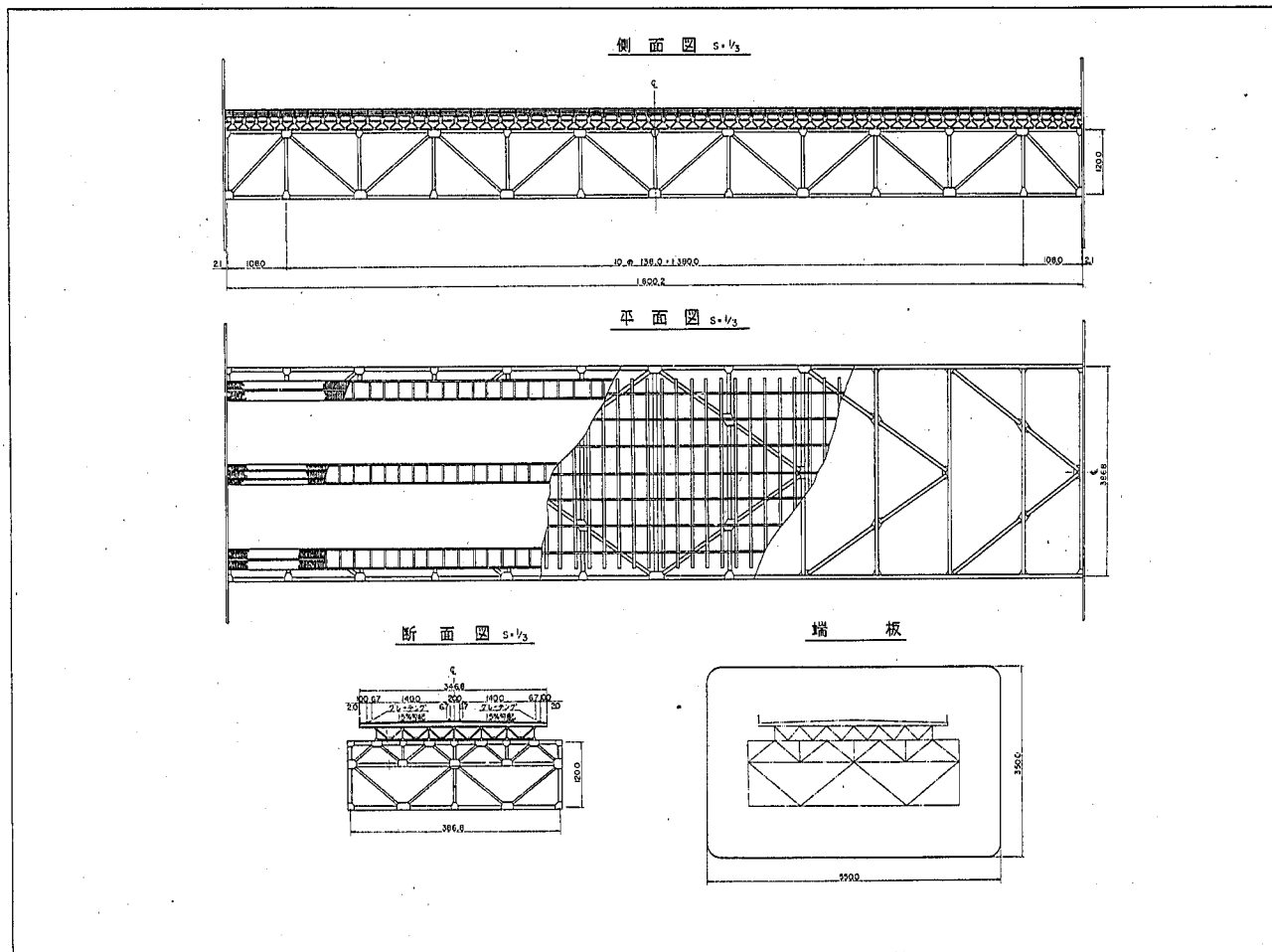


图-9 KK-3S-68-75D

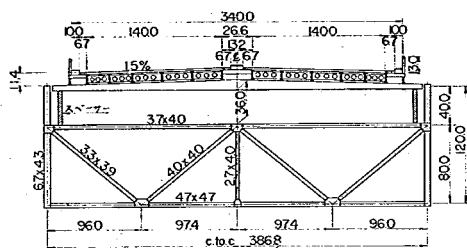


图-10-1 KK-3S-68-75E1

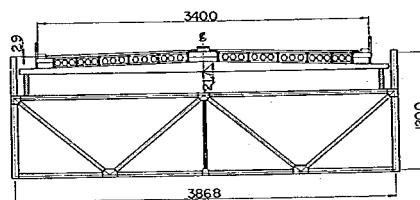


图-10-2 KK-3S-68-75E2

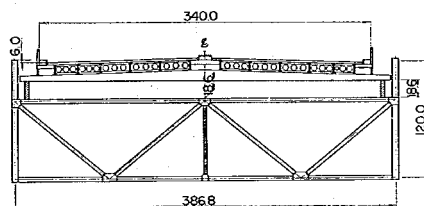


图-10-3 KK-3S-68-75E3

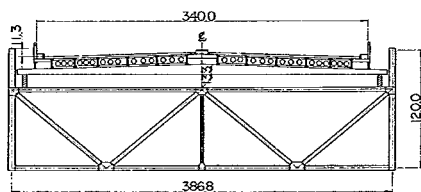


图-10-4 KK-3S-68-75E4

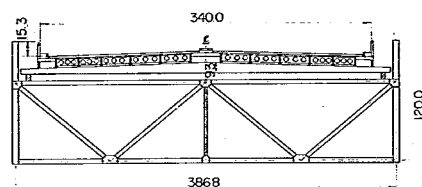


图-10-5 KK-3S-68-75E5

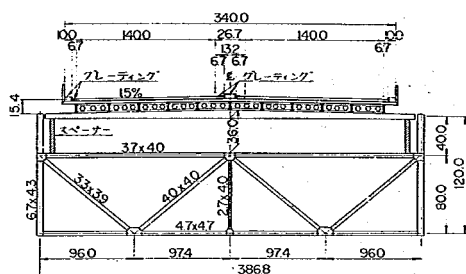


図-11-1 KK-3S-68-75F1

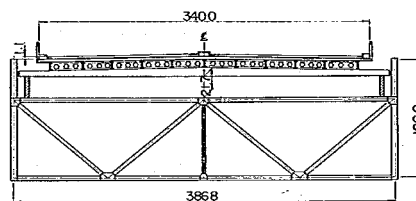


図-11-2 KK-3S-68-75F2

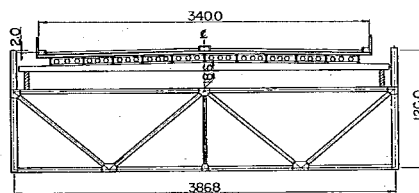


図-11-3 KK-3S-68-75F3

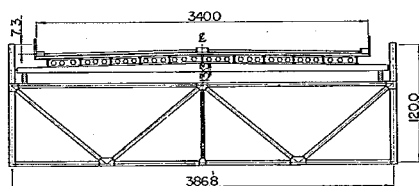


図-11-4 KK-3S-68-75F4

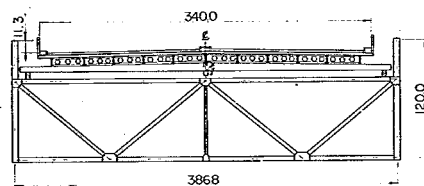
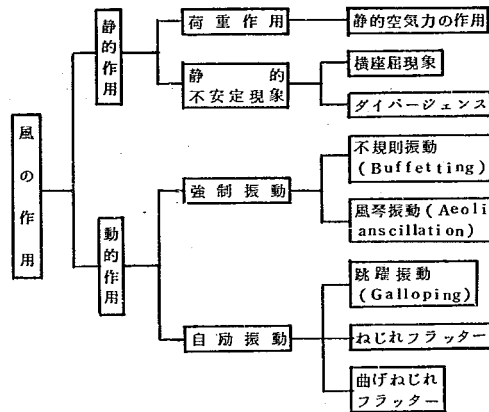


図-11-5 KK-3S-68-75F5

表-1 構造物に対する風的作用



3-5 三分力試験

三分力試験は気流中におかれた構造物に作用する定常的な空気力を測定することで普通気流中の物体には抗力、揚力、横力、横揺モーメント縦揺モーメントおよび偏揺モーメントの6つの力が作用するが吊橋の補剛トラスは左右対称であるためこのうち抗力、揚力、振りモーメントだけが作用することになる。風洞実験室に設置されている三分力天秤はこの三つの成分の空気力を同時に測定できるようになっている。三分力天秤に設置された模型の模様は図-12に詳しい。この場合各空気力および空気力係数は次のように計算される。

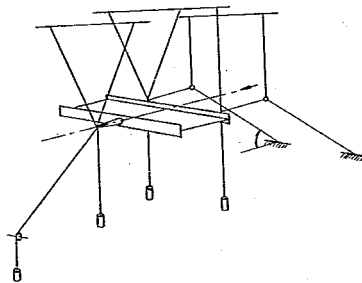


図-12 模型の天秤取付方法

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

$$D = D_1 - D_0 - D_s$$

したがって抗力係数は

$$C_D = \frac{D}{\frac{1}{2} \rho V^2 \cdot A \cdot \ell}$$

但し 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

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

したがって揚力係数は

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

ただし B = 橋巾

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-23からも明らかのように次式で与えられる。

$$M = (L_{11} - L_{10}) V_1 \cos \varphi - (L_{21} - L_{20}) V_2 \cos \varphi + D V_1 \sin \varphi$$

したがって空力モーメント係数は

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

4. 模型軸まわりの抗力係数および揚力係数

上記の空気力係数は風向方向を基準にして各分力を計算しているがこれに対して模型を中心に各分力を計算すると次のようになる。

模型軸まわりの抗力係数

$$D_a = D \cos \theta - L \sin \theta$$

$$C_{D_a} = \frac{D_a}{\frac{1}{2} \rho V^2 \cdot A \cdot \ell}$$

模型軸まわりの揚力係数

$$L_a = L \cos \theta + D \sin \theta$$

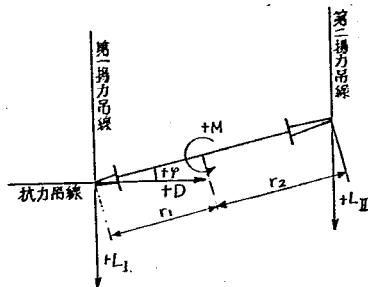
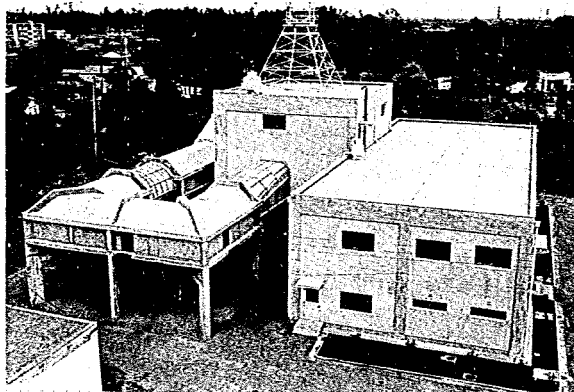


図 - 13

$$RC_{L_{\infty}} = \frac{L_{\infty}}{\frac{1}{2} \rho V^2 \cdot A \cdot \ell}$$

空力モーメントは主軸の回転の影響を受けない。

次にこの実験に使用した計器を下に記す。



橋梁試験用風洞〔写真-1〕

形 式：水平単回路回流式風洞（開放・閉鎖併用可能）

寸 法：吹出口3,000×1,800mm（角切辺長300mm）

測定部2,000mm

風 路76,000mm

絞り比：1：6.25

送風機：直径3,300mm

出力100kW

風 速：最大20m/s（開放時）

最大21m/s（閉鎖時）

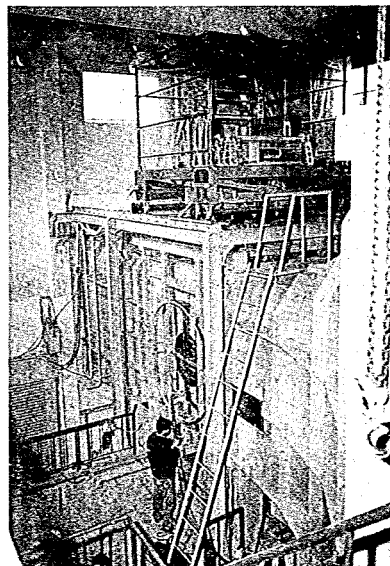
ベッツ型マノメーター

ピトー管

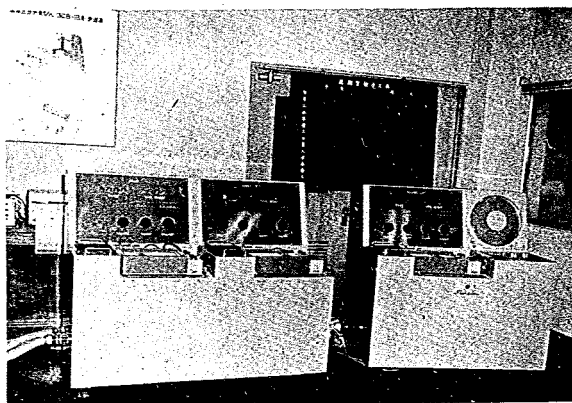
温湿度計

気 圧 計

三分力天科〔写真-2, 3〕



	抗 力 天 秤	第一揚力・第二揚力天秤
秤 量	5 0 Kg	5 0 Kg
測 定 範 囲	2 5 Kg	± 2 5 Kg
感 度	1 g	1 g
除 範 囲	0 ~ 2 4 Kg	0 ~ ± 2 4 Kg
分銅遠隔加	(1 Kg とび)	(1 Kg とび)
	0 ~ 9 0 0 g	0 ~ ± 9 0 0 g
	(1 0 0 g とび)	(1 0 0 g とび)
自動平衡	± 2 5 Kg	± 2 5 Kg
指示範囲	± 5 Kg	± 5 Kg
	± 1 Kg	± 1 Kg
	± 0.1 Kg	± 0.1 Kg
同上精度	フルスケールの 1/100	フルスケールの 1/100



次に以下に関門橋の三分力係数曲線を示す。〔図-14〕

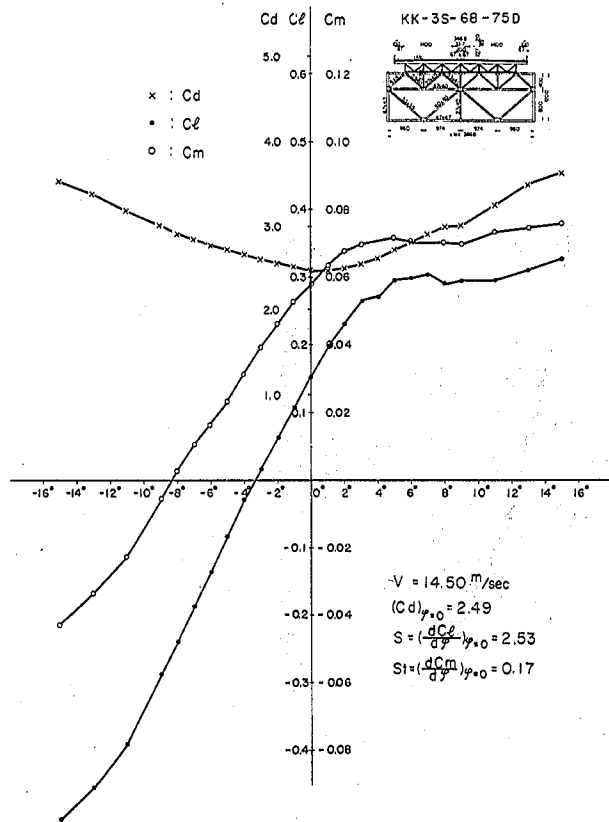


図-14-1 閥門橋の三分力曲線

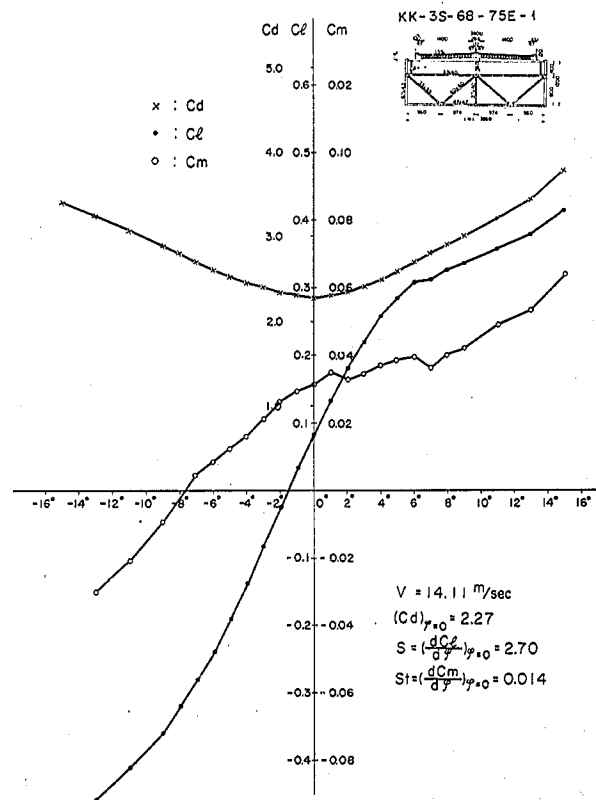


図-14-2 閥門橋の三分力曲線

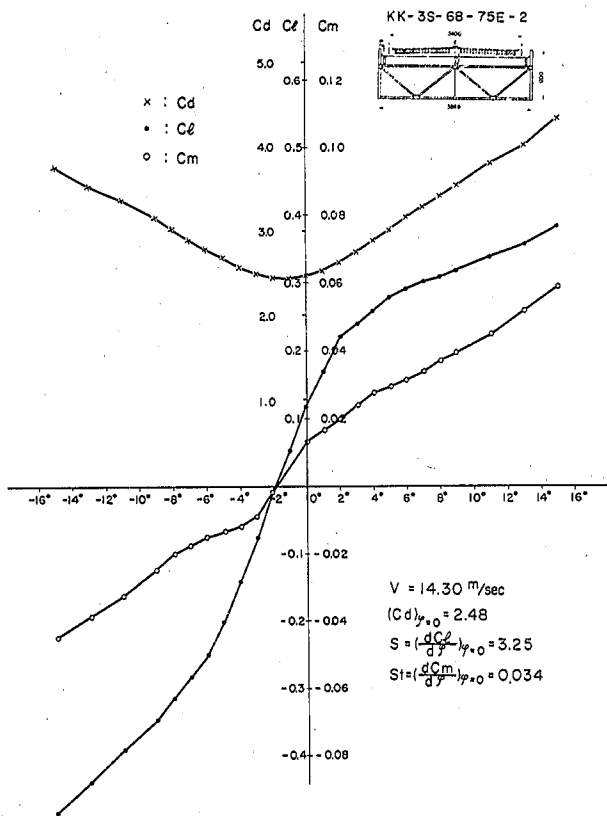


図-14-3 関門橋の三分力曲線

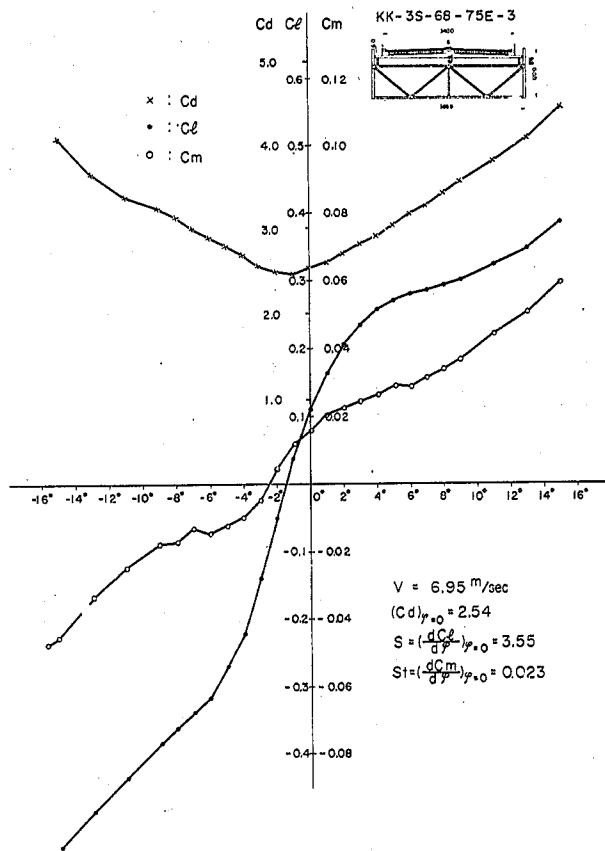
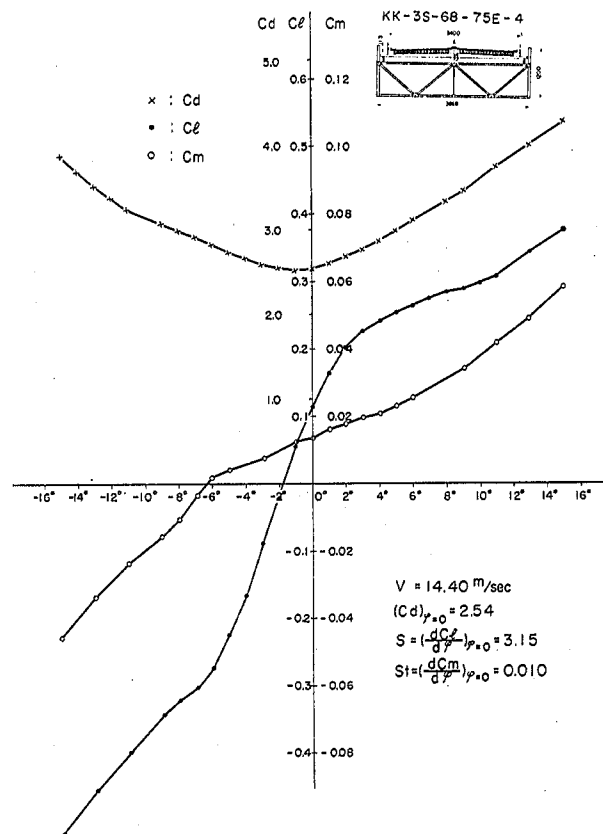
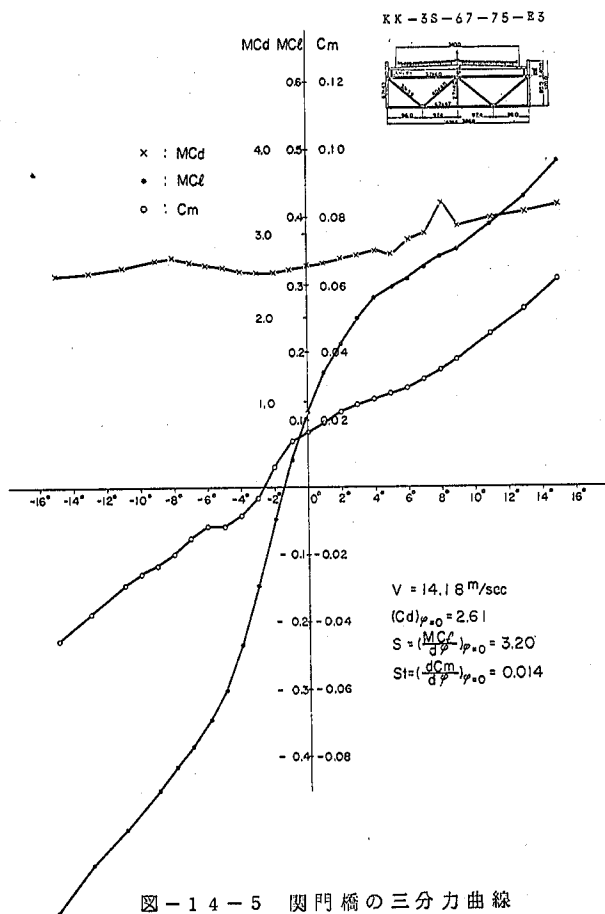


図-14-4 関門橋の三分力曲線



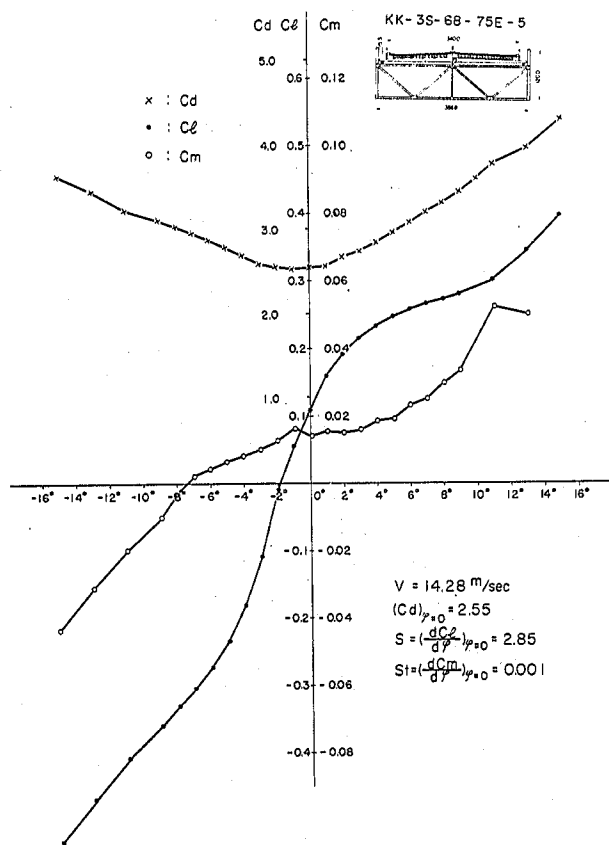


図-14-7 関門橋の三分力曲線

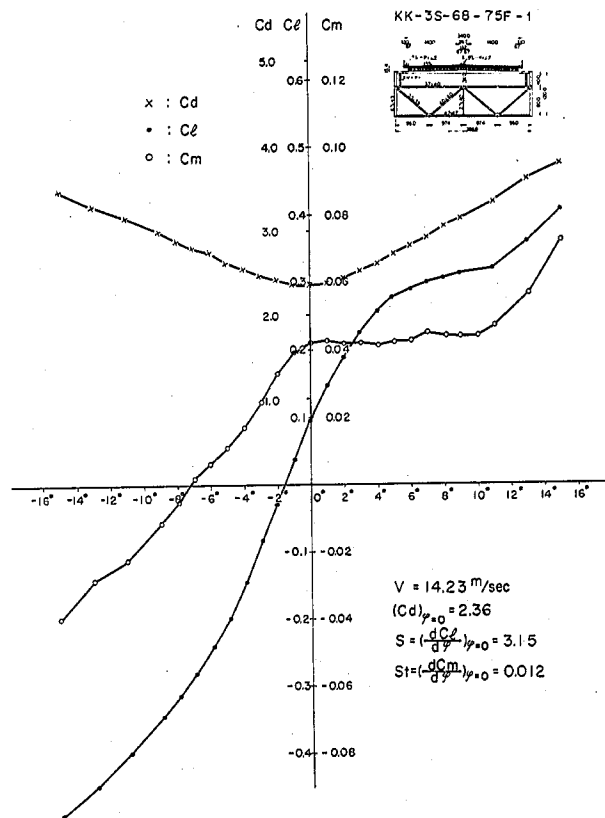


図-14-8 関門橋の三分力曲線

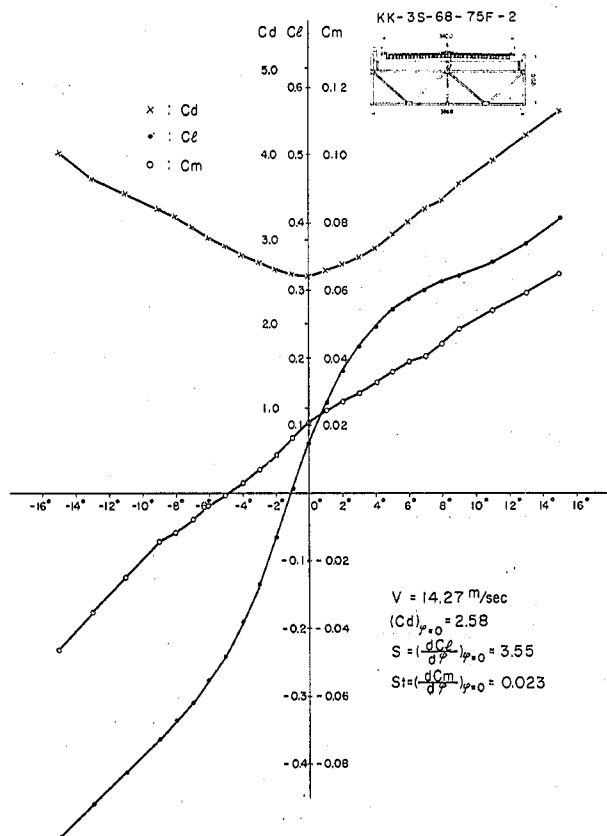


図-14-9 関門橋の三分力曲線

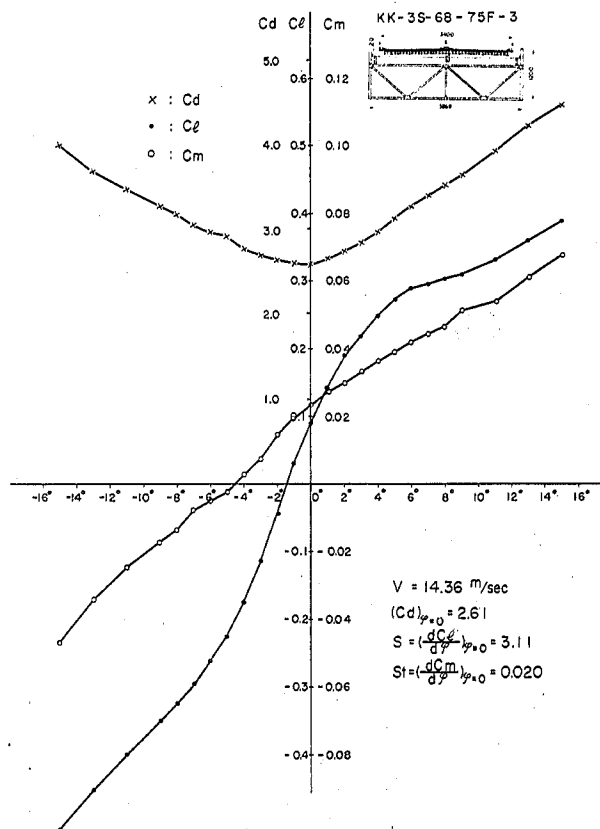


図-14-10 関門橋の三分力曲線

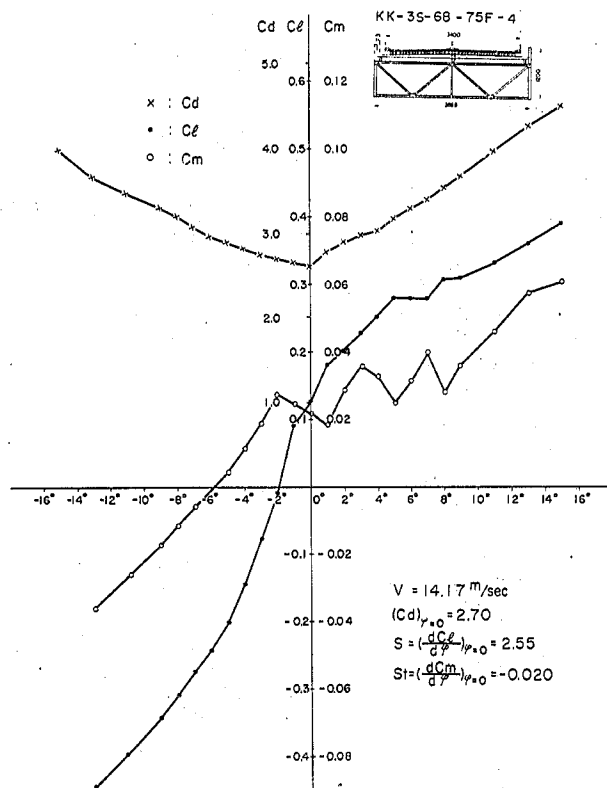


図-14-11 関門橋の三分力曲線

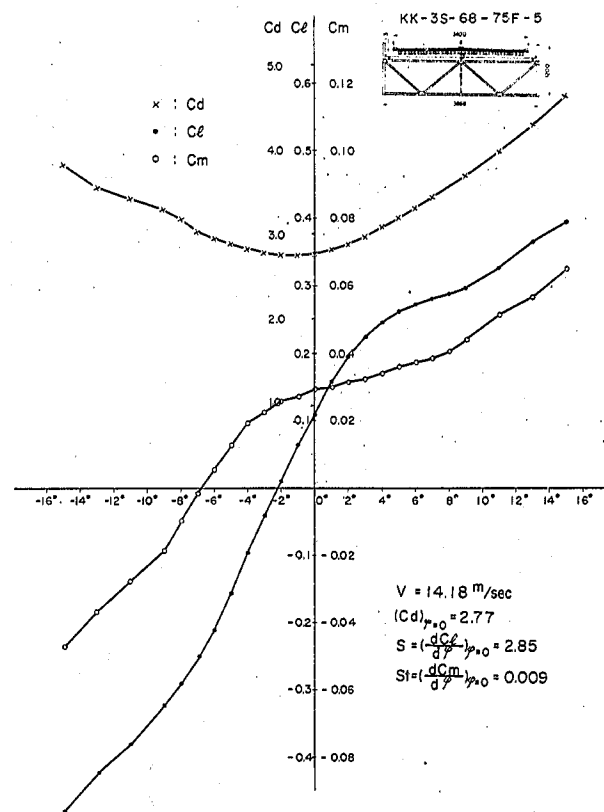


図-14-12 関門橋の三分力曲線

3-6 パネ支持模型実験

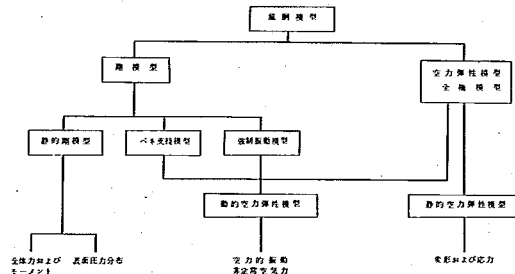
3-6-1 まえがき

吊橋の耐風性を調べるための風洞模型は形状および使用目的によって表-2のように分類できる。このうち三分力試験は静的剛模型を用いた全体力およびモーメントの測定のための試験であり、

ここで説明するパネ支持模型実験は空力的振動動を調べるための部分模型実験である。この表からも明らかなように風の中での吊橋の空力不安定現象を調べるための実験にはパネ支持模型実験の他に強制振動模型実験（部分模型）と空力弾性模型実験（全橋模型実験）がある。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（非定常な空気力）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非常に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あちこちで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。

空力弾性模型実験は吊橋全体を模型化したもので幾何学的相似の他に慣性力と弾性力を相似してある。この模型は吊橋の振動特性が実橋と相似できる利点があるが、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。

表-2 風洞模型



これに対してパ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は相似していないパネ支持模型実験の有効性については種々の議論の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。

3-6-2 実験結果

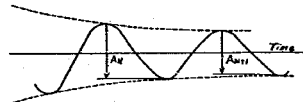
実験の結果を以下に示すがまず図の表わし方について説明する。

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。

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

一般に対数減衰率 δ は振動振巾によって異なるのでここでは倍振巾1°のときの δ を計算した。 $\delta > 0$ のときは時間と共に振巾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巾1°以下の攪乱が与えられても振巾は増大して倍振巾1°を越えて発達することを意味している。



減衰曲線

ii V-A- δ 曲線

V- δ 曲線が模型の振巾を1°と限定したデータ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巾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巾になるまで減衰することを意味している。ここでは実験結果の一部を示す。

iii V-A 曲線

図-16がこの例であり、風速と最終振巾の関係を示すものであって、V-A- δ 曲線の対数減衰率 $\delta = 0$ の線と同じである。

iv V- α 曲線

図-18がこの図で迎角と発振風速の関係を示している。

3-6-3 実験結果および考察

実験結果を図-15以下に示す。

これらの結果から次のことが結論づけられよう。

- i 桁高9mの原設計案KK-3S-68-75Dの空力特性は改善されていない。即ちV- θ 曲線から明らかな如く発振風速の無次元表示〔reduced velocity〕で比較してみると9m案も6m案も空力特性に大きな差異がないことがうかがえる。
- ii 上路型式よりも中路型式の方が空力特性が秀れている。これらは図-19からも明らかである。
- iii 中路型式の中ではKK-3S-6875E3~5, 75F3, 75F5の空力特性が秀れて

いる。これらの結果のうちKK-3S-6875F4の値だけが他の結果と非常に異なった特性を示しているが、この断面型式からこのような結果があらわれることには多小疑問があるので再試験を行ないその空力特性を確認してみたい。

IV 中路型式において上横構位置が下にさがると横構の取り付けが困難になる以外に主構の振り剛性が低下し、振り振動数を低下させる。このことから総合的にみてKK-3S-68-75E3 75F3が耐風性に秀れている断面と云うことができる。

V 然しながら中路型式の模型は同一の模型で各床版位置に対する実験が出来るようにつくられており厳密な意味での幾何学的相似がなされていない。

従って、これらの断面については幾何学的相似を満足した模型を製作して確認のための実験が必要となろう。

VI 以上の実験結果に関連して耐風性に大きく影響する振り振動数とそれを左右する因子との関係を図-21に示す。なお本来は各因子の変化は他の因子に影響を与えるはずである。例えばケーブル断面積の変化は当然極慣性モーメントの大きさに影響を与えるはずであるがここでは各因子は独立に変化するものとして振動数の計算を行なった。なお計算に用いた断面諸元は以下のとおりである。

主 径 間 長	7 1 2.0 m
側 径 間 長	1 7 8.0 m
主 径 間 垂 距	6 4.0 m
主 構 間 隔	2 9.0 m
桁 高	9.0 m
主 構 格 間 長	1 0.3 5 m
横 構 格 間 長	4 1.4 0 m
主 径 間 死 荷 重	2 1.2 8 1 t / m / bridge
側 径 間 死 荷 重	2 1.1 4 3 t / m / bridge
弦 材 断 面 積	0.0 4 0 0 m ² / chord
斜 材 断 面 積	0.0 1 7 4 m ² / diagonal
横 構 断 面 積	0.0 1 7 m ² / chord
ケーブル断面積	0.5 1 0 m ² / bridge
極慣性モーメント	2 5 0.0 t.m ² / m / bridge

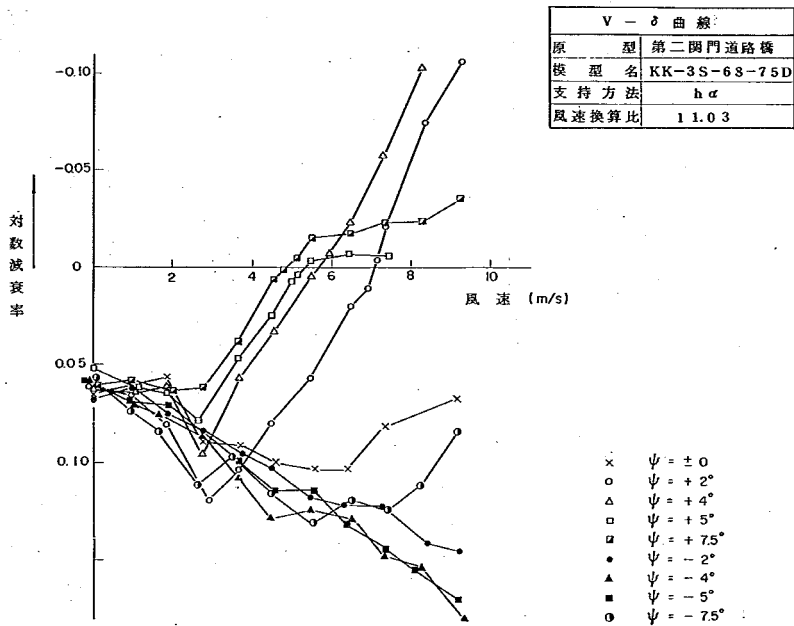


図-15-1 KK-3S-68-75 V- δ 曲線

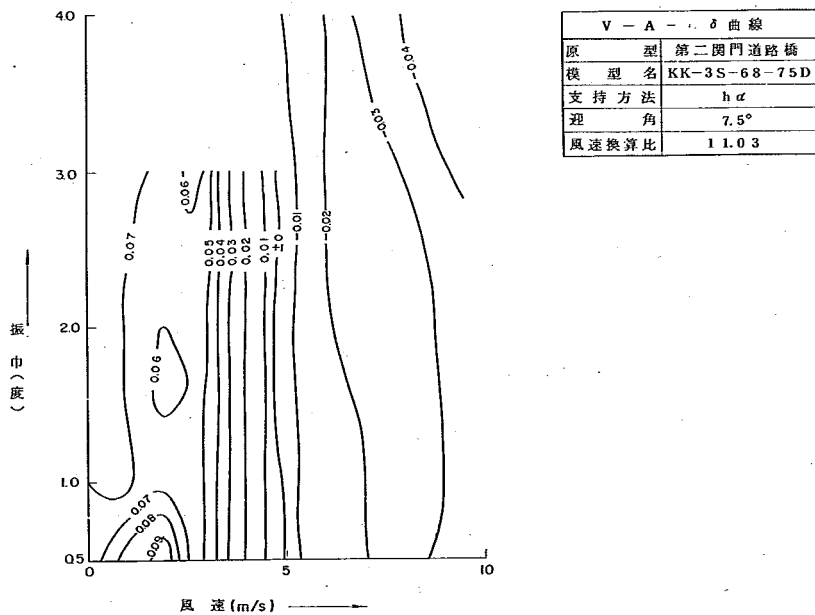
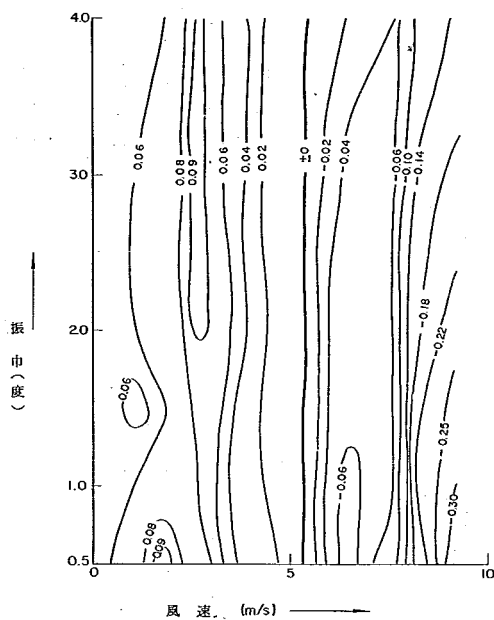
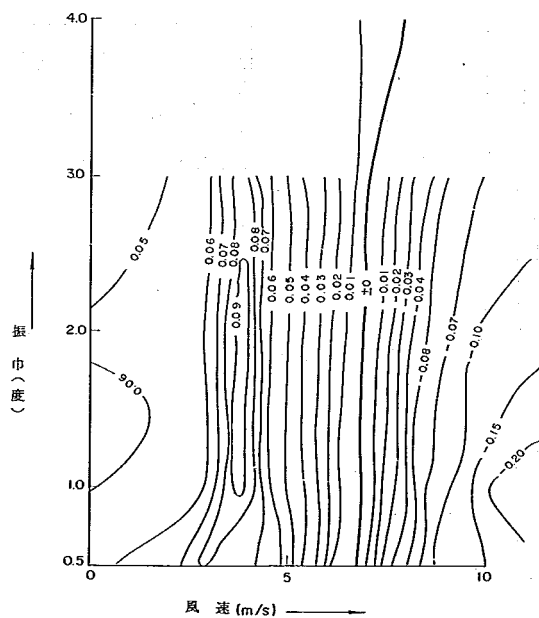


図-15-2.1 KK-3S-68-75D V-A- δ 曲線



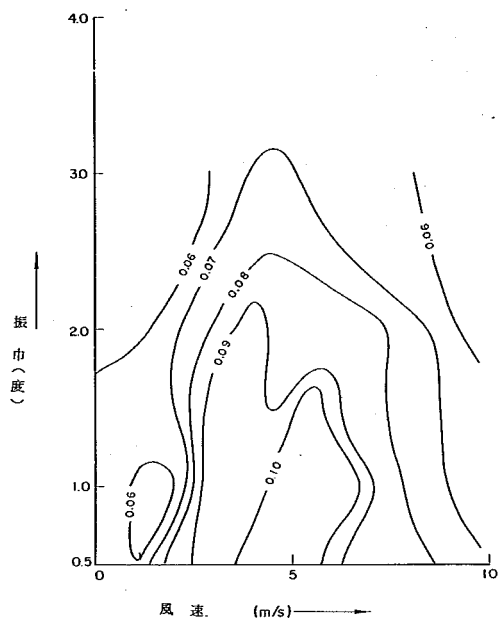
V - A - δ 曲線	
原 型	第二閘門道路橋
模 型 名	KK-3S-68-75D
支 持 方 法	$h\alpha$
迎 角	5°
風速換算比	1 1.0 3

図-15-2.2 KK-3S-68-75D V-A- δ 曲線



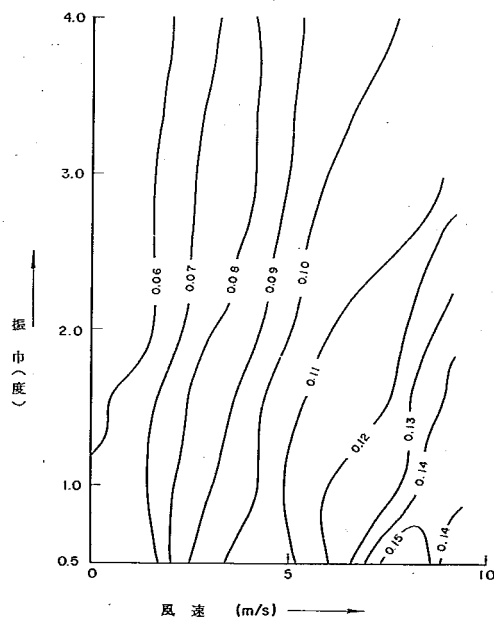
V - A - δ 曲線	
原 型	第二閘門道路橋
模 型 名	KK-3S-68-75D
支 持 方 法	$h\alpha$
迎 角	4°
風速換算比	1 1.0 3

図-15-2.3 KK-3S-68-75D V-A- δ 曲線



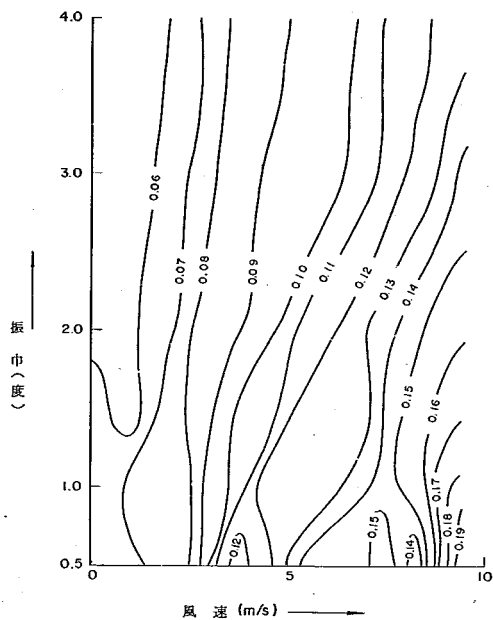
V - A - δ 曲線	
原 型	第二閘門道路橋
模 型 名	KK-3S-68-75D
支 持 方 法	$h\alpha$
迎 角	0°
風速換算比	1.103

圖-15-2.6 KK-3S-68-75D V-A- δ 曲線



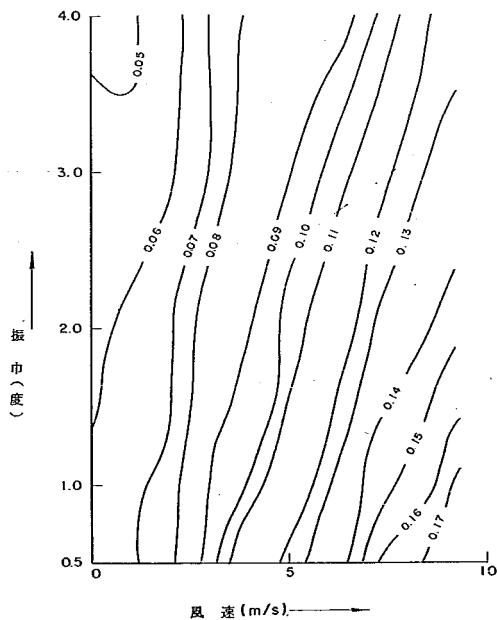
V - A - δ 曲線	
原 型	第二閘門道路橋
模 型 名	KK-3S-68-75D
支 持 方 法	$h\alpha$
迎 角	-2°
風速換算比	1.103

圖-15-2.7 KK-3S-68-75D V-A- δ 曲線



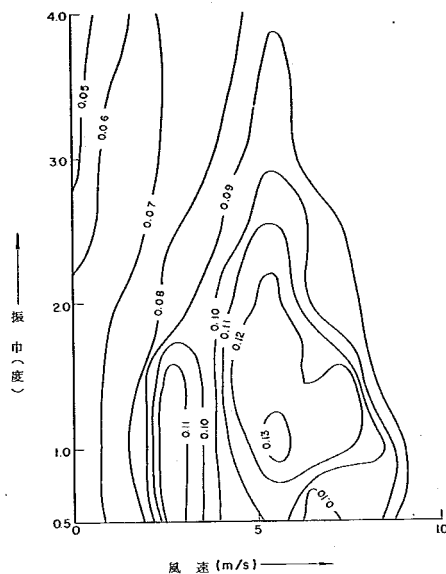
V - A - δ 曲線	
原 型	第二関門道路橋
機 型 名	KK-3S-68-75D
支 持 方 法	$h\alpha$
迎 角	-4°
風速換算比	1.103

図-15-2.8 KK-3S-68-75D V-A- δ 曲線



V - A - δ 曲線	
原 型	第二関門道路橋
機 型 名	KK-3S-68-75D
支 持 方 法	$h\alpha$
迎 角	-5°
風速換算比	1.103

図-15-2.9 KK-3S-68-75D V-A- δ 曲線



V - A - δ 曲線		
原 型	第二閘門道路橋	
模 型 名	KK-3S-68-75D	
支 持 方 法	hα	
迎 角	-7.5°	
風速換算比	1.103	

圖-15-2.10 KK-3S-68-75D V-A-δ 曲線

KK-3S-68-75D (460)		KK-3S-68-75D (1000)	
○	+2°	○	+2°
△	+3°	△	+3°
□	+4°	□	+4°
●	+5°	●	+5°
		■	+7.5°

V - A 曲線		
原 型	第二閘門道路橋	
模 型 名	KK-3S-68-75D	
支 持 方 法	hα	
風速換算比	1.103	

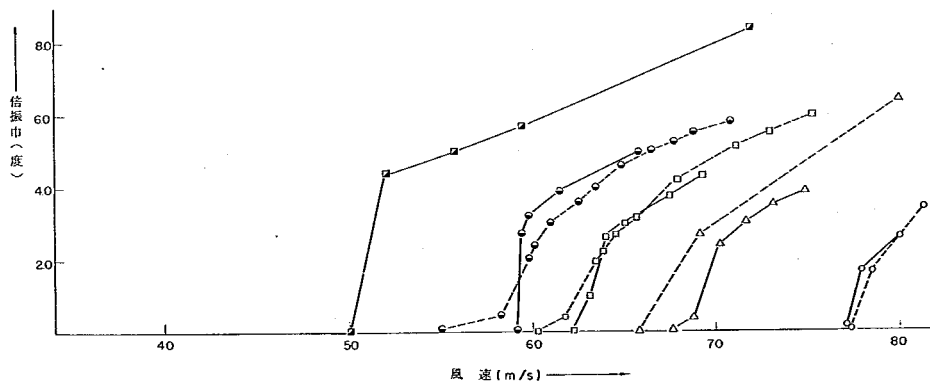


圖-15-3 KK-3S-68-75D V-A 曲線

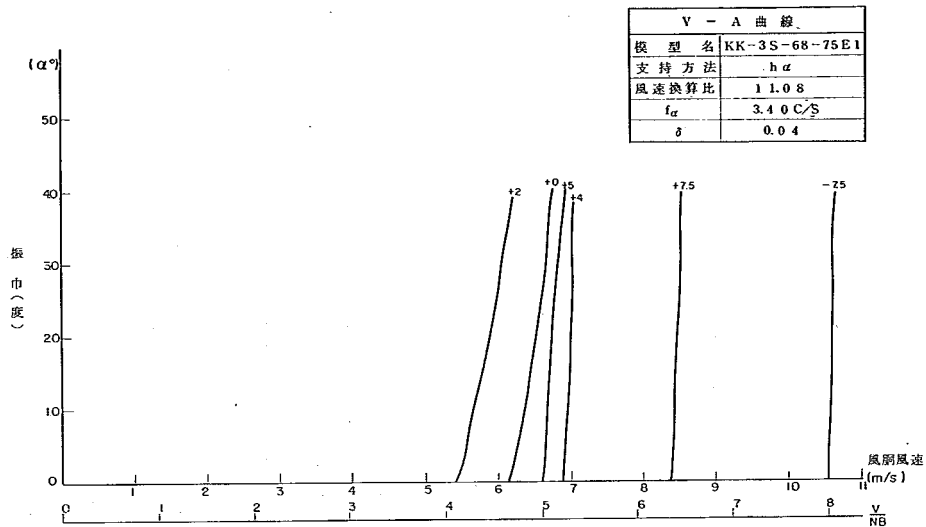


圖-16-1 KK-3S-68-75E1 V-A曲線

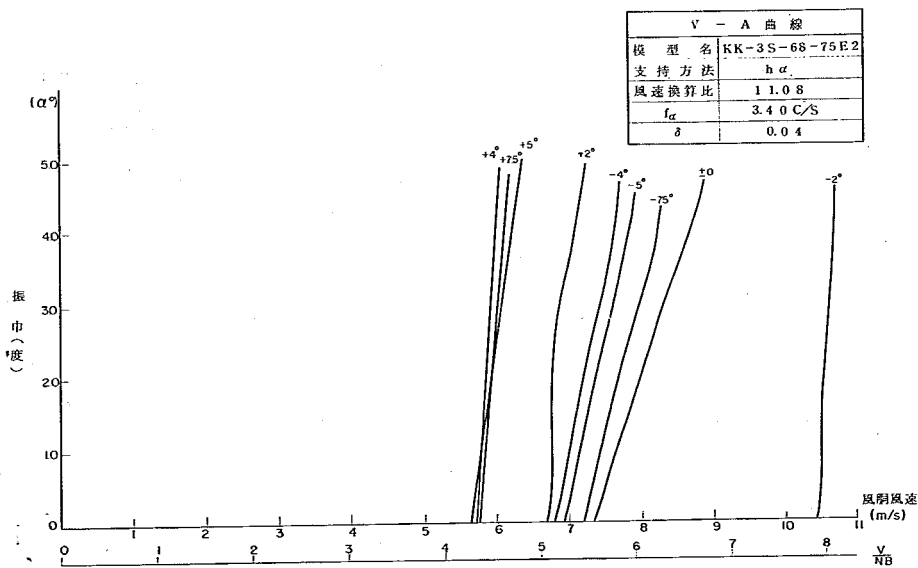


圖-16-2 KK-3S-68-75E2 V-A曲線

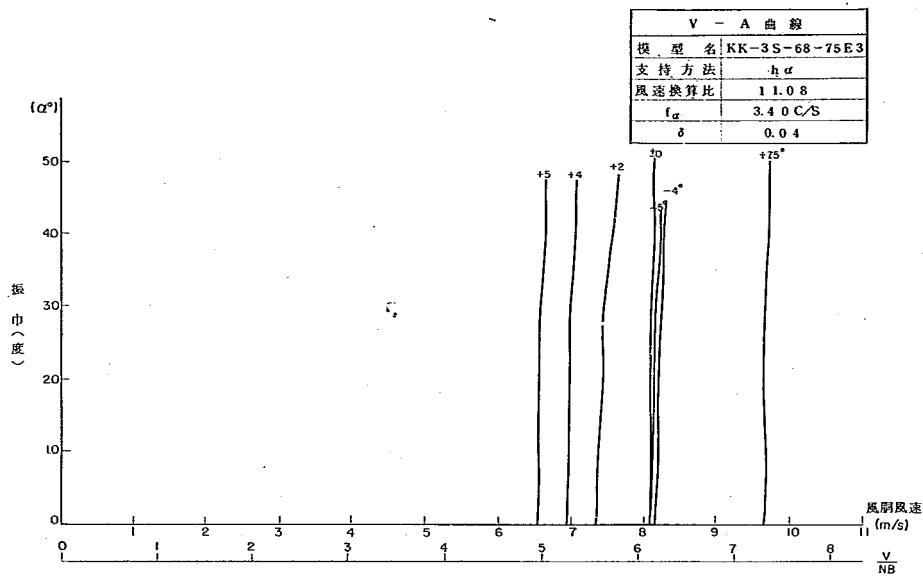


圖-16-3 KK-3S-68-75E3 V-A曲線

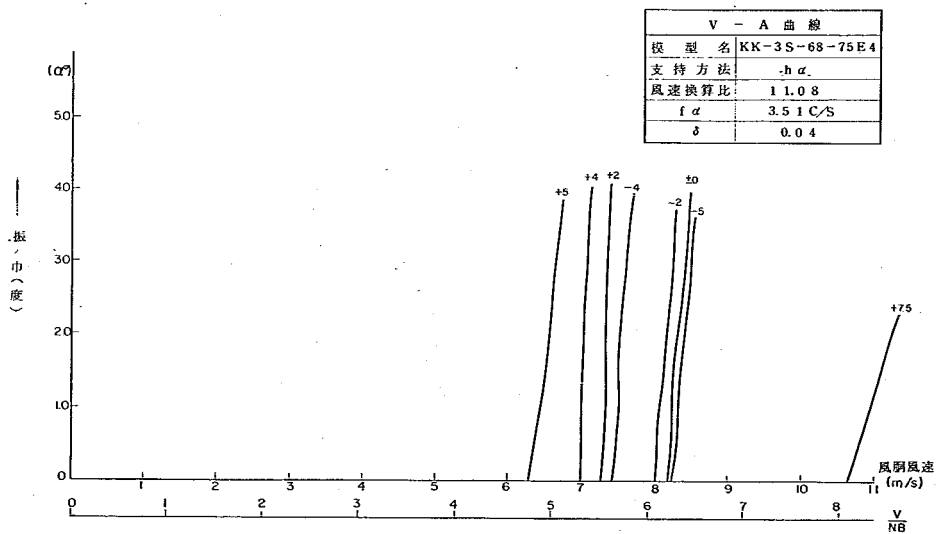


圖-16-4 KK-3S-68-75E4 V-A曲線

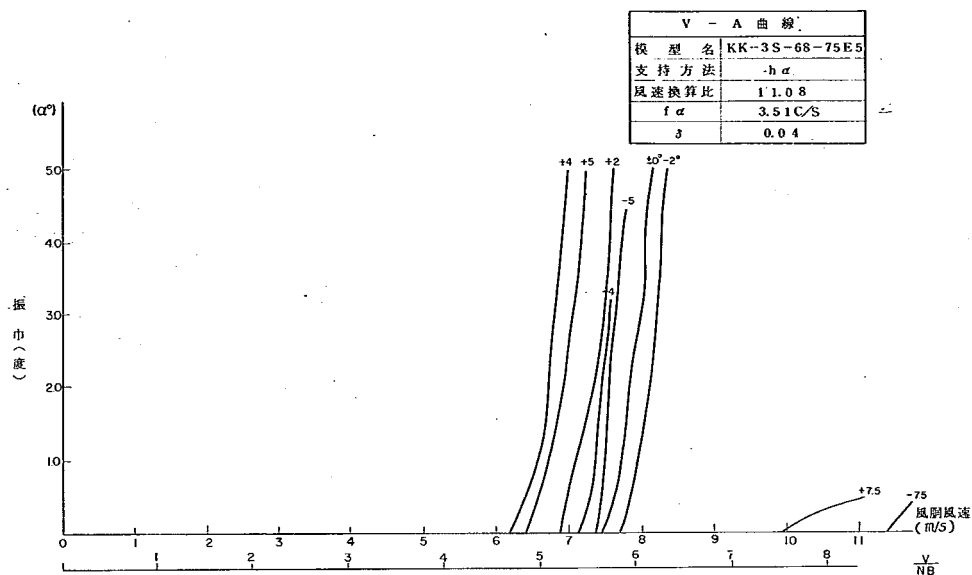


圖-16-5 KK-3S-68-75E5 V-A曲線

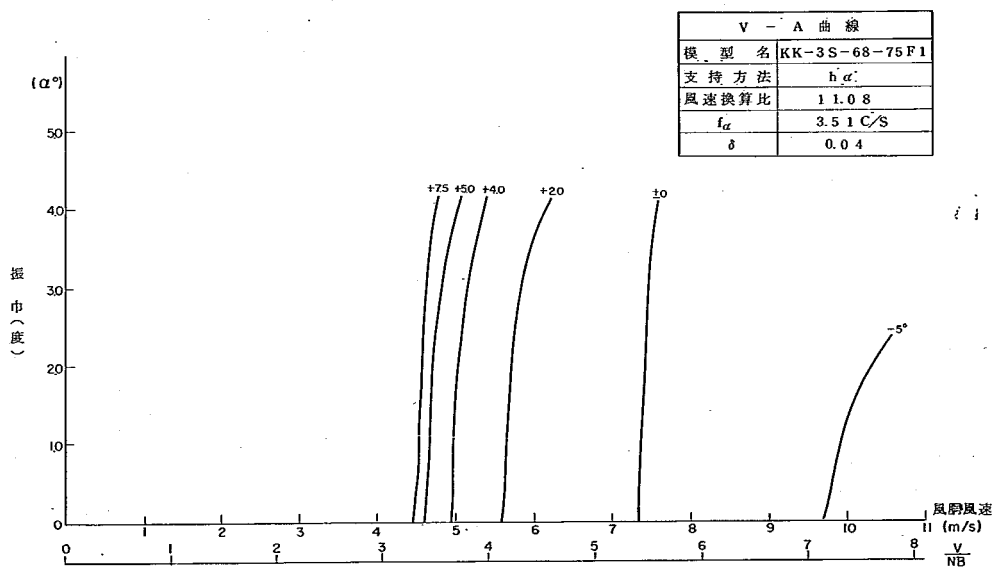


圖-17-1 KK-3S-68-75F1 V-A曲線

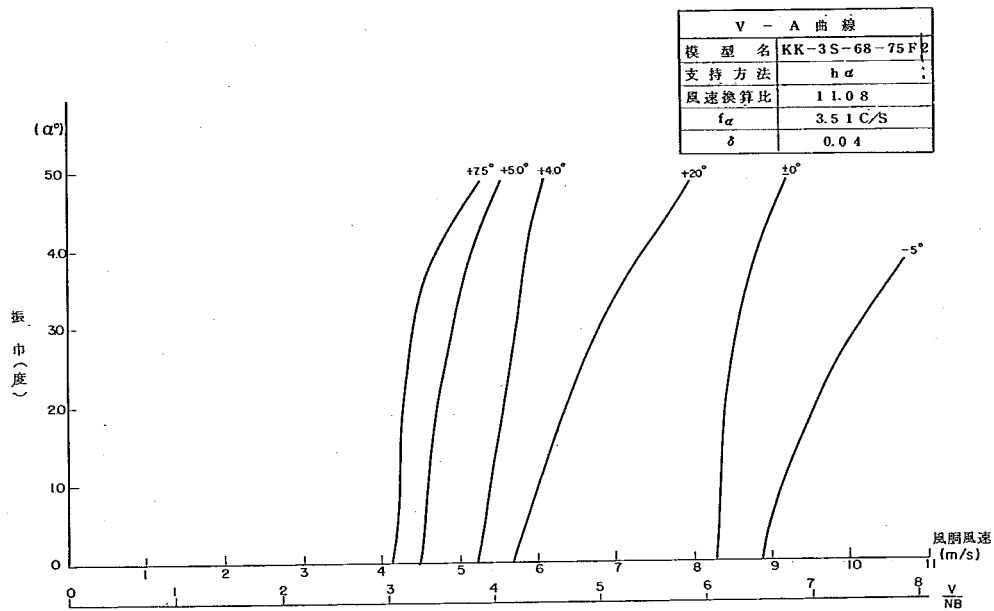


圖-17-2 KK-3S-68-75F2 V-A曲線

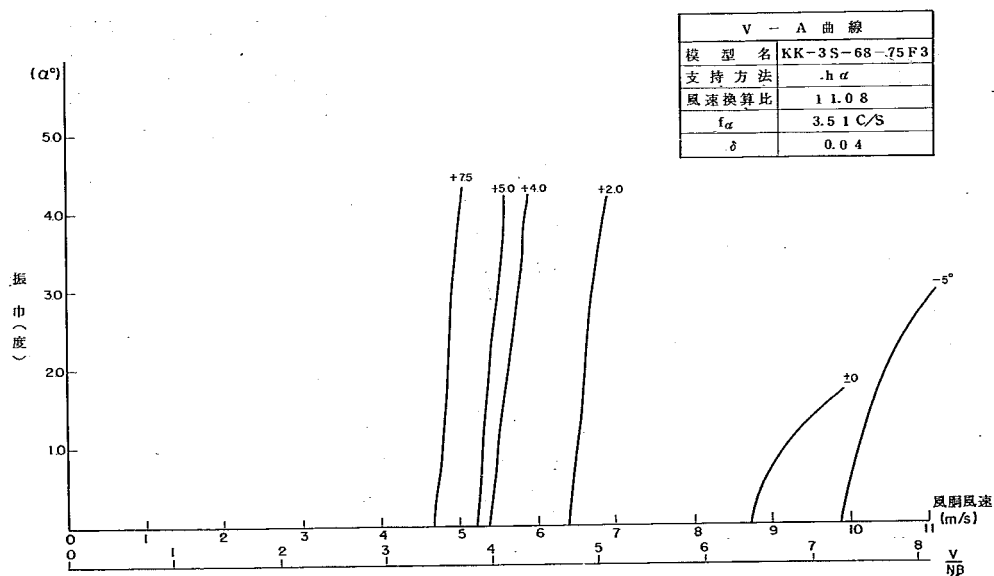


圖-17-3 KK-3S-68-75F3 V-A曲線

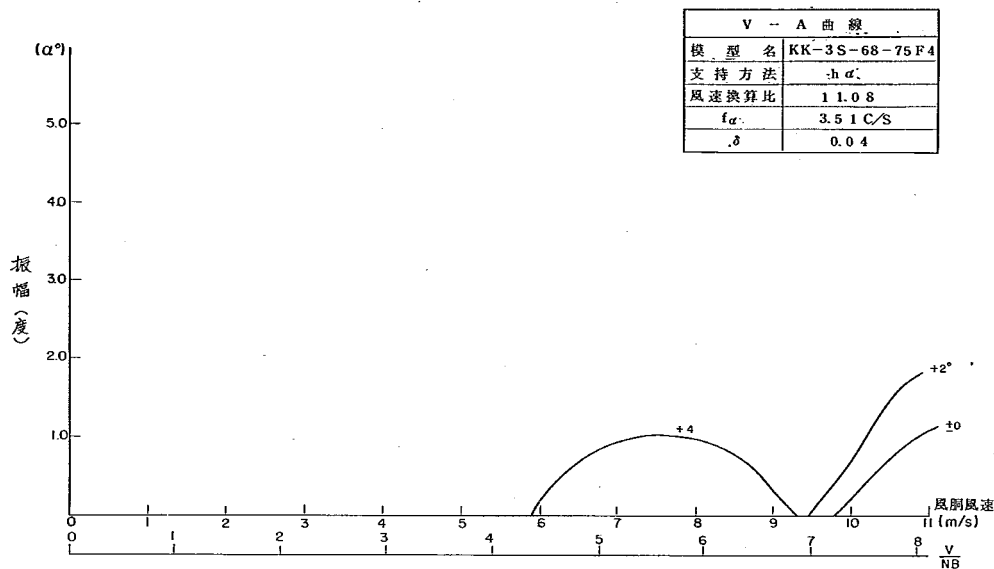


圖-17-4 KK-3S-68-75F4 V-A曲線

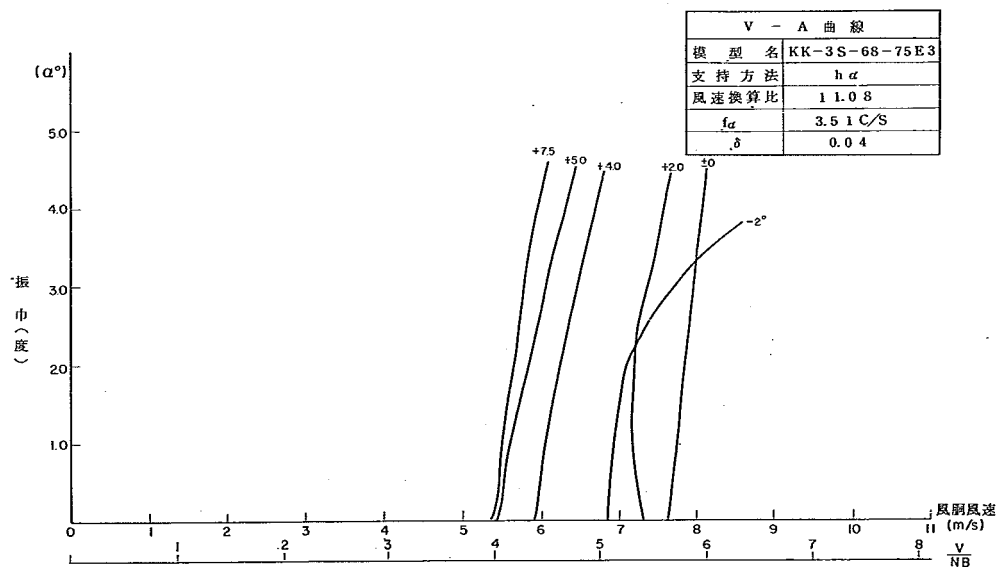
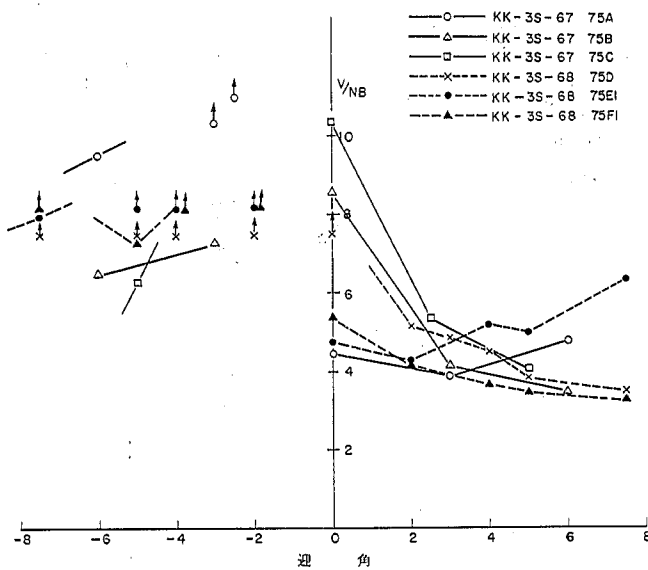


圖-17-5 KK-3S-68-75F5 V-A曲線



- 注 1. 発振風速を求める基準風速は 1° (倍振巾)
2. 構造減衰 $\delta s_u = 0.05$

図-18 $V_c - \theta$ 曲線

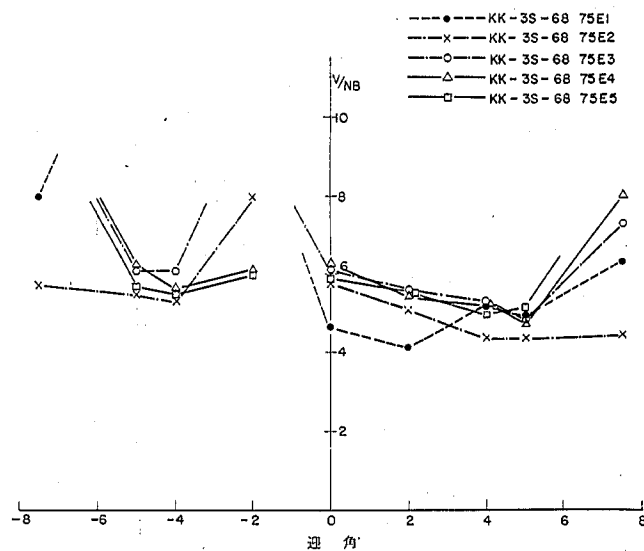


図-19-1 $V_c - \theta$ 曲線

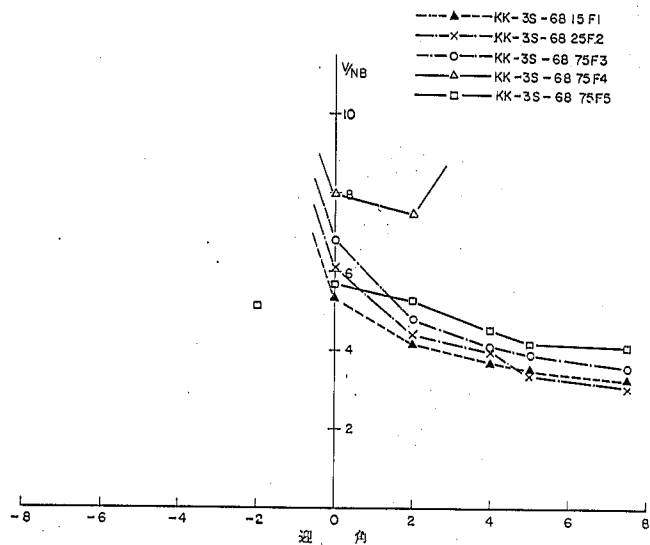


图-19-2 $V_c - \theta$ 曲线

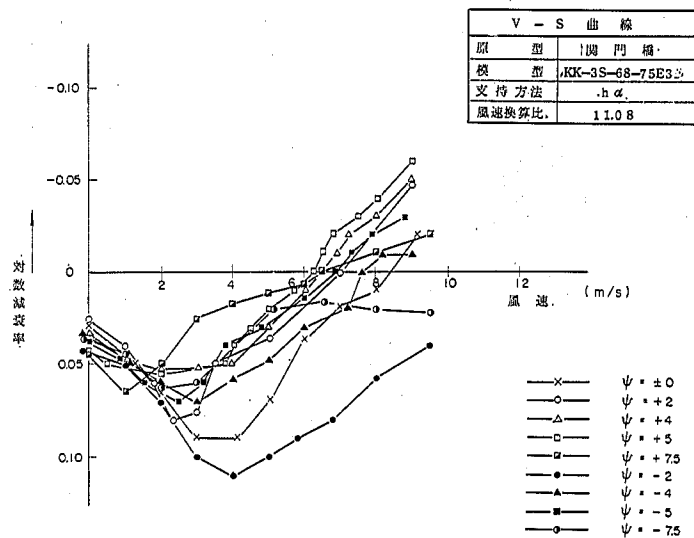
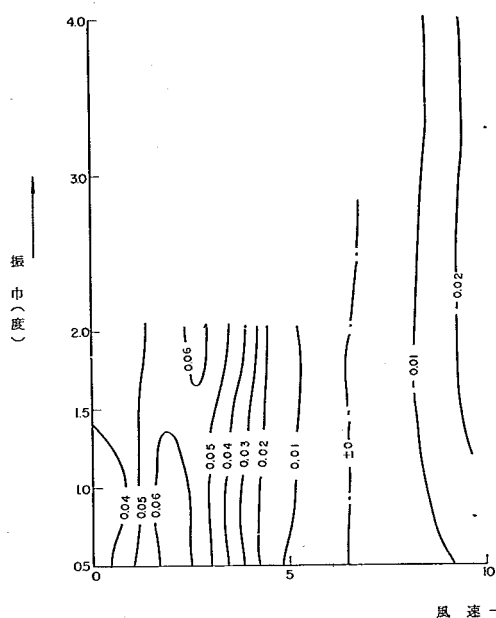
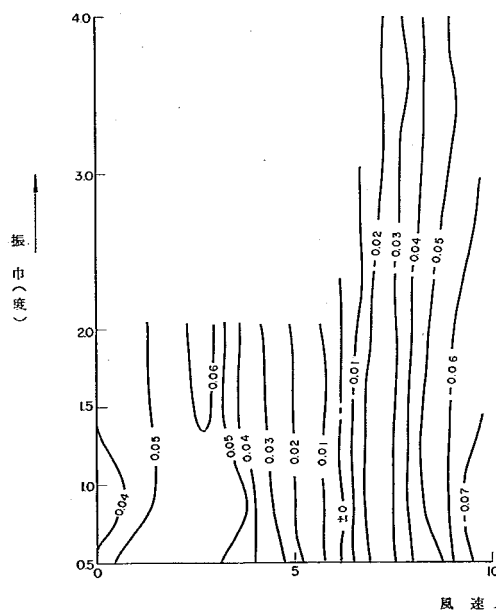


图-20-1 KK-3S-68-75E3 V - S 曲线



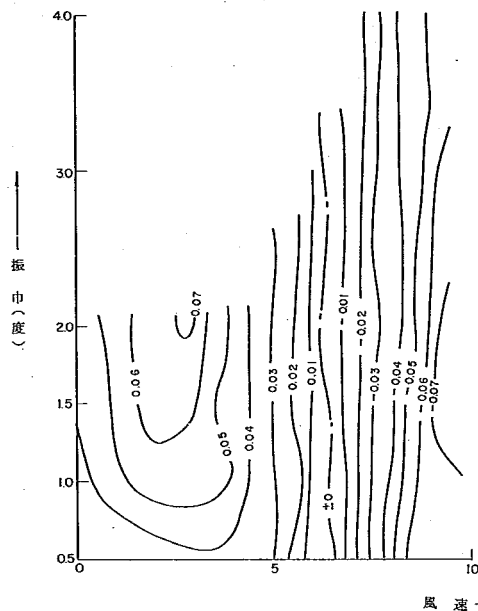
V-A- δ 曲線		
原 型	閘 門 機	
模 型	KK-3S-68-75E3	
支 持 方 法	$h\alpha$	
風速換算比	1.108	
迎 角	$+7.5^\circ$	

図-20-2.1 KK-3S-68-75E3 V-A- δ 曲線



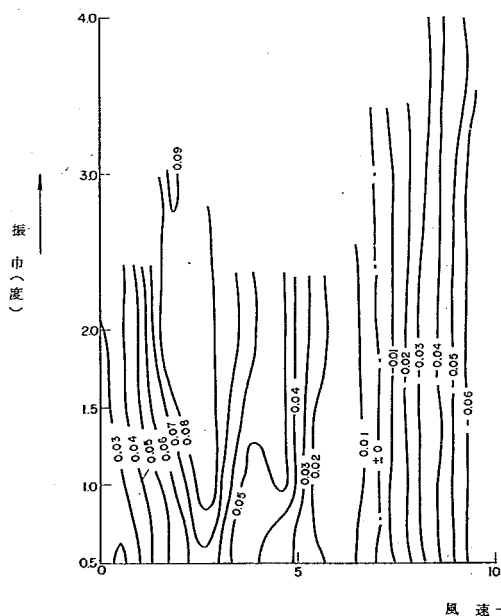
V-A- δ 曲線		
原 型	閘 門 機	
模 型	KK-3S-68-75E3	
支 持 方 法	$h\alpha$	
風速換算比	1.108	
迎 角	$+5^\circ$	

図-20-2.2 KK-3S-68-75E3 V-A- δ 曲線



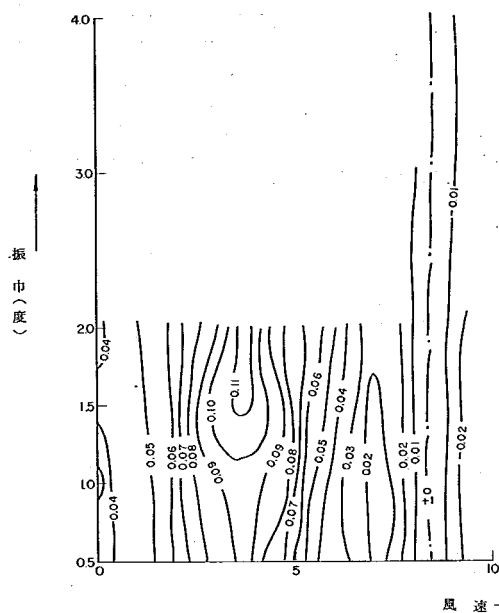
V - A - δ 曲線	
原 型	閘 門 橋
模 型	KK-3S-68-75E3
支 持 方 法	h α
風速換算比	1 1.0 8
迎 角	+4°

圖-20-23 KK-3S-68-75E3 V-A- δ ,



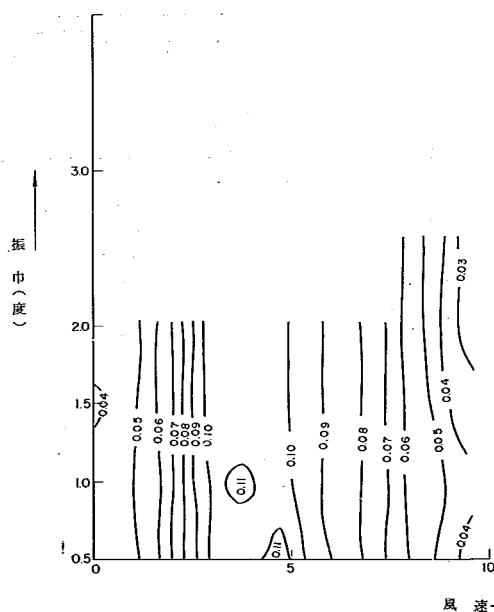
V - A - δ 曲線	
原 型	閘 門 橋
模 型	KK-3S-68-75E3
支 持 方 法	h α
風速換算比	1 1.0 8
迎 角	+2°

圖-20-24 KK-3S-68-75E3 V-A- δ 曲線



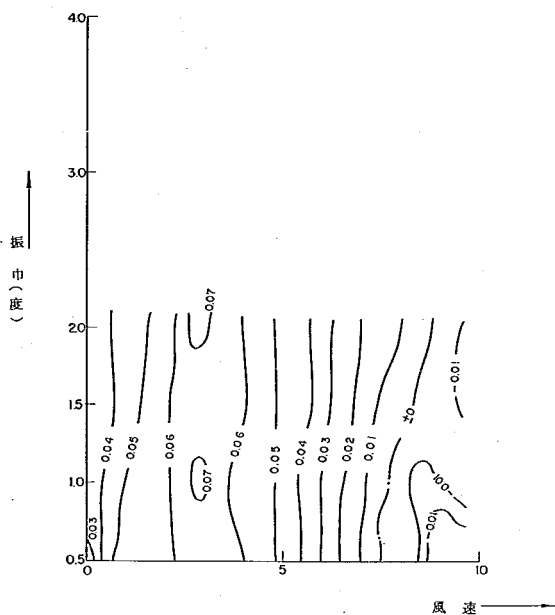
V - A - δ 曲線	
原 型	閘 門 機
模 型	KK-3S-68-75E3
支持方法	$h\alpha$
風速換算比	1 1.0 8
迎 角	+0°

圖-20-2.5 KK-3S-68-75E3 V-A- δ 曲線



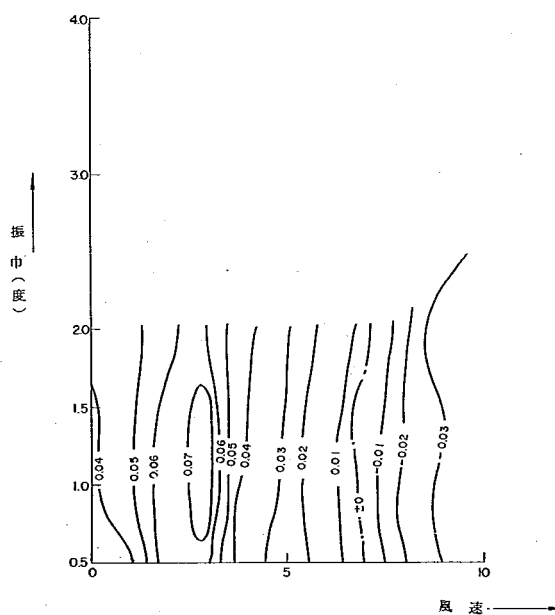
∇ V - A - δ 曲線	
原 型	閘 門 機
模 型	KK-3S-68-75E3
支持方法	$h\alpha$
風速換算比	1 1.0 8
迎 角	-2°

圖-20-2.6 KK-3S-68-75E3 ∇ V-A- δ 曲線



V - A - δ 曲線	
原 型	閘 門 橋
模 型	KK-3S-68-75E3
支持方法	$h\alpha$
風速換算比	1.108
迎 角	-4°

圖-20-2.7 KK-3S-68-75E3 V-A- δ 曲線



V - A - δ 曲線	
原 型	閘 門 橋
模 型	KK-3S-68-75E3
支持方法	$h\alpha$
風速換算比	1.108
迎 角	-5°

圖-20-2.8 KK-3S-68-75E3 V-A- δ 曲線

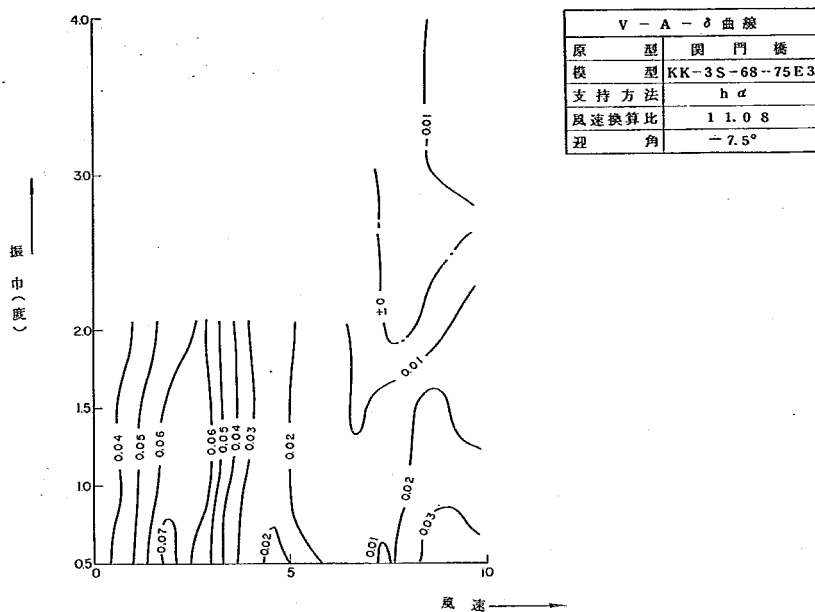


図-20-2.9 KK-3S-68-75E3 V-A- δ 曲線

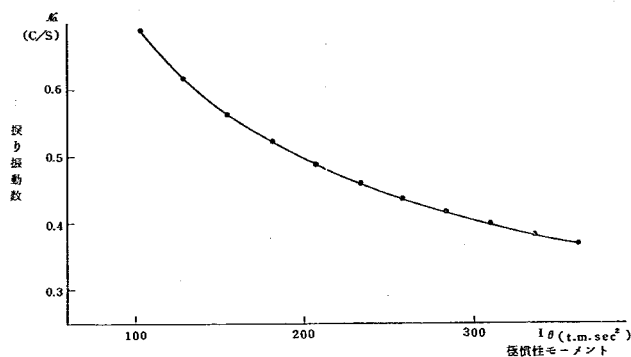


図-21-1 極慣性モーメントの変化に伴う振り振動数の変化

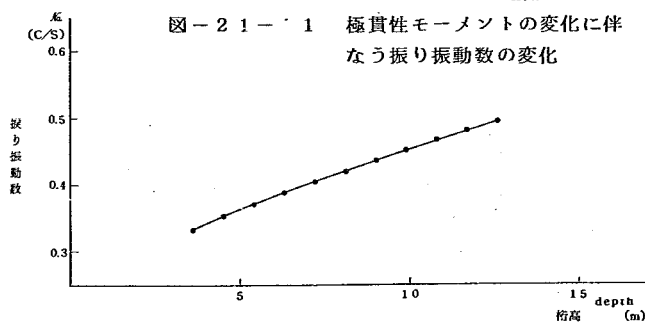


図-21-1.2 桁高の変化に伴う振り振動

数の変化

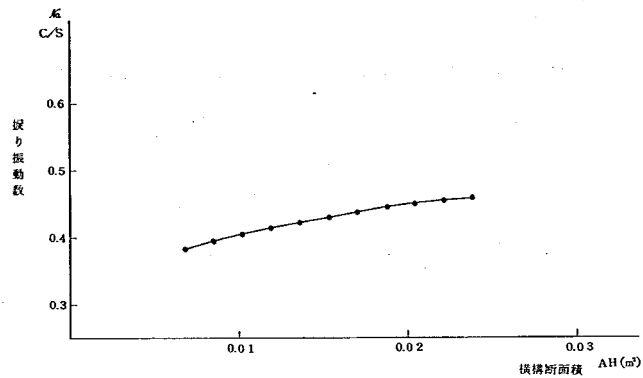


図-21-3 横断面積の変化に伴う捩り振動数の変化

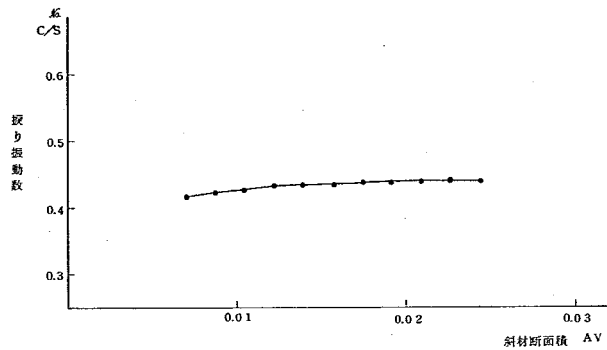


図-21-4 斜材断面積の変化に伴う捩り振動数の変化

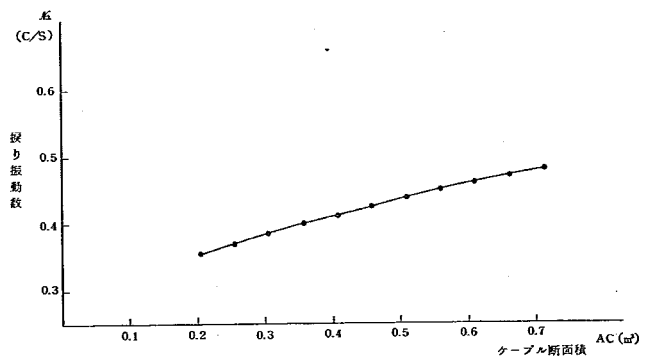


図-21-5 ケーブル断面積の変化に伴う捩り振動数の変化

4. むすび

昨年度に続き実施した関門橋の耐風安定性に関する調査においても最終的な実施断面を提案するに至っていない。しかしながら今年度の風洞模型実験において大体の実施設計の目安をつけることができた。

以上の一連の風洞実験ならびにそのデータ解析は構造研究室檀浦，近江両技官が担当したがこの調査にあたって日本道路公団関門架橋工事々務所の関係各位の御協力に感謝いたします。