

土木研究所資料

第 1102 号

平戸大橋設計施工調査 耐風性調査報告書

昭和 50 年 12 月

建設省土木研究所
構造橋梁部 構造研究室

序

平戸大橋の耐風性調査は長崎県より委託を受けて昭和45年度より構造研究室が担当して実施しており、設計段階での完成系に対する調査は昭和47年度で一応完了し、耐風安定性の良好な設計案が得られている。その後現地工事も順調に進み、昭和51年夏には工事竣功の運びとなっているが、本報告書では若干断面変更のあった完成系に対する耐風安全性の確認実験と、長大吊橋の耐風性上重要な問題とされている補剛ゲタ架設時の耐風安定性に対する調査結果がとりまとめられている。

昭和50年12月

構 造 研 究 室	室 長	成 田 信 之
	研 究 員	横 山 功 一
	同	桂 樹 正 隆
		河 野 良 次
		野 村 一 夫
		江 本 勝

目 次

1. はじめに	1
2. 完成系の耐風性	2
2.1 調査の経緯	2
2.1.1 昭和45年度の調査概要	2
2.1.2 昭和46年度の調査概要	2
2.1.3 昭和47年度の調査概要	2
2.2 実施設計案の風洞実験	3
2.2.1 実施設計の概要	3
2.2.2 設計風速	3
2.2.3 実施設計案の耐風性の検討	4
2.3 結 論	5
3. 架設系の耐風性	6
3.1 吊橋架設時の耐風性	6
3.1.1 耐風性上の問題点	6
3.1.2 平戸大橋補剛トラスの架設計画	6
3.1.3 吊橋架設時の風洞実験法	7
3.2 架設時の設計風速	8
3.3 風洞実験と耐風性の検討	9
3.3.1 架設時の振動特性	9
3.3.2 パネ支持模型実験	9
3.3.3 非定常空気力実験	11
3.4 結 論	13
4. おわりに	14
参考文献	15
図	17
表	59
付録－1. 架設時の吊橋の振動特性	63
#－2. 架設時の吊橋のフラッター計算	81

1. は じ め に

吊橋や斜張橋形式の長大橋梁は可撓性に富み、風の影響を受け易いことは良く知られているところであり、設計に際しては風洞実験などによって設計案の耐風安全性を確認する必要がある。また、構造物の安全性は完成系ばかりでなく、架設時においても充分な検討がなされなければならないことは、構造物の事故が架設時に多く起っていることからわかる。特に吊橋の場合、架設段階に応じて構造特性が大きく変わること、完成系に比して剛性が非常に低下していることなどの理由により、架設系の安全性の検討には特別の配慮が必要となろう。

さて平戸大橋は現在長崎県によって九州本島と平戸島の間の平戸瀬戸に架設中の海峡横断橋である。平戸瀬戸はわずか600mほどの海峡であるが、水深・潮流・船舶航行などの制約から海中に基礎を設けるのが困難であるため、型式として長径間橋梁として有利な吊橋が採用された。平戸大橋は中央径間長465.4m、側径間長149.1mの単径間トラス補剛吊橋で、完成すると中央径間の長さでは昭和48年に完成した関門橋に次いで我が国第2位の吊橋となる。桁下高は3,000ton級の船舶の航行を可能とするために30mとし、車線数は2車線で両側に歩道が設けられる。その位置図を図-1に、一般図を図-2に示す。

本橋の耐風性調査は昭和45年度より、当研究所構造研究室によって開始された。¹⁾調査は設計風速調査と耐風安定性調査とに大別され、設計風速調査では架橋地点における年最大風速の再現期待値を推定し、構造物の重要度・耐用年数を勘案して基本風速を定め、設計案の寸法を基準にして構造各部の設計風速を求めた。また、耐風安定性調査では完成系に対する設計風荷重の妥当性の検討、および動的安定性の検討が行なわれたが、それらはそれぞれ数次にわたる風洞実験によって確かめられ、最終的に耐風性の良好な設計案が得られた。^{2) 3)}

その後、昭和48年に着工された工事は順調に進み、昭和51年夏には竣功の予定になっている。本年度の調査では平戸大橋完成系の耐風安定性を確認することを目的とし、設計案に対してバネ支持模型実験を実施した。また、補剛ゲタ架設時の耐風安定性を検討するために、平戸測候所の風観測記録より架設時期の設計風速を求め、更に床版の断面形状を変えたバネ支持模型風洞実験、非定常空気力実験を行なった。

2. 完成系の耐風性

2.1 調査の経緯

2.1.1 昭和45年度の調査の概要¹⁾

昭和45年度には設計風速調査と耐風安定性調査が実施された。

設計風速調査では、調査期間の関係から風速の再現期待値を現地観測資料の統計処理によって求めるといった手段がとり得なかったため、測候所における既存の統計資料により推定する方法を採った。その結果、基本風速は 4.17 m/s となり、自励振動の限界風速は 7.04 m/s となった。耐風安定性調査として、次の2設計案に図-3に示されるような開床部(グレーティング)を変えた4種類の模型に対して風洞実験を行なった。

設計案-A 主構間隔 16 m , 主構高 7 m ,

設計案-B 主構間隔 14.5 m , 主構高 6 m ,

その結果、設計案-A, Bともにほぼ十分な耐風安定性を有することが判った。

2.1.2 昭和46年度の調査の概要²⁾

設計案-Bはほぼ十分な耐風安定性を有することが判ったが、開床部を設けることは経済性・維持管理・車輛走行性の見地からは必ずしも得策とは言えない。そこで設計案-Cとして、橋床幅を変化させて実験を行なった。また、それまでの実験では常に検査廊を下流側に置いて実験したが、風向の影響を調べるために上流側に置いた場合の実験も追加した。以上より、設計案-Cは十分な耐風安全性を有し実施設計に用いる最適断面と判断された。

2.1.3 昭和47年度の調査の概要³⁾

昭和46年度の調査結果から、設計案Cは十分な耐風安定性を有し、実施設計に用いる最適断面と判断された。この結果を踏まえて最終設計が行なわれた。ただし、設計案には次の三点に大きな変更があった。

ⅰ) 下部工からの要請で、中央支間を 450 m から 460 m に変更した。

ⅱ) 補剛トラスのパネル間隔を 9.5 m から 10 m に増大した。

ⅲ) 縦ケタの腹板を、トラス状腹板から円孔を有する腹板に変更した。

その他、細部まで設計が進み詳細な構造が決まったが、全体の振動特性に大きな変化はない。

昭和47年度の調査は、実施設計に用いる最終断面について次の各項目に対して風洞実験を行なった。

1) 高欄・歩車道分離帯の形状が耐風安定性に与える影響

2) 縦ケタ腹板の円孔の有無が耐風安定性に与える影響

風洞実験の結果図-4に示されるように充腹した縦ケタでも十分な耐風安定性を備えた最終案を得ることができた。

2.2 実施設計案の風洞実験

2.2.1 実施設計案の概要

最終的な実施設計案が委託者より提示されたが、これは設計時の最終案とはほとんど変わらず次の数点の僅かな変更にとどまった。

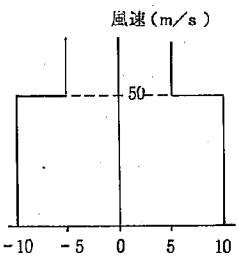
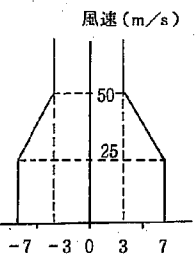
- (1) 高欄の高さを90cmから110cmに変更、また形状も変更した。
- (2) 公共添加物を床版端部に取り付けることとした。
- (3) 補剛トラス上に、自殺防止網を設けることとした。

2.2.2 設計風速

本橋の耐風設計は当初「本州四国連絡橋耐風設計指針(1967)⁴⁾」(以下、「耐風指針('67)」と呼ぶ)に準拠して行なうように定められていたが、昭和46年に本州四国連絡橋公団より土木学会に同指針の改訂作業が委託され、昭和47年3月に、「本州四国連絡橋耐風設計基準(1972)⁵⁾」(以下「耐風基準('72)」と呼ぶ)としてまとめられた。従って、本橋の耐風設計も昭和47年からは「耐風基準('72)」も参考にして作業が進められた。

「耐風指針('67)」と「耐風基準('72)」との本調査に関係する主な相違点は次のとおりである。

耐風指針('67)と耐風基準('72)の相違点

	耐風指針('67)	耐風基準('72)
全体系に対する構造減衰(対数減衰率)	$\delta = 0.05$	$\delta = 0.03$
風の傾斜角と風速の範囲	風速(m/s)  迎角(度)	風速(m/s)  迎角(度)
自励振動の限界風速	(基本風速) × (高度による補正) × (水平長による補正) × 1.2	(基本風速) × (高度による補正) × 1.3

また、これによって、設計風速に対する考え方にも変更があり、本橋の自励振動の限界風速についても下記のような変遷をたどった。

(1) 設計指針('67)に準じた段階

$$\begin{aligned}\text{基本風速} & V_{10} = 41.7 \text{ m/s} \\ \text{高度補正} & \nu_1 = 1.22 \quad (\text{高さ } 32.33 \text{ m, べき指数 } P = 1/6) \\ \text{水平長補正} & \nu_2 = 1.15 \quad (\text{水平長 } 448.5 \text{ m}) \\ \text{自励振動の限界風速} & V_{cr} = V_{10} \times \nu_1 \times \nu_2 \times 1.2 = 70.4 \text{ m/s}\end{aligned}$$

(2) 設計基準('72)に準じた段階

$$\begin{aligned}\text{基本風速} & V_{10} = 41.7 \text{ m/s} \\ \text{高度補正} & \nu_1 = 1.23 \quad (\text{高さ } 34 \text{ m, べき指数 } P = 1/6) \\ \text{自励振動の限界風速} & V_{cr} = V_{10} \times \nu_1 \times 1.3 = 66.5 \text{ m/s}\end{aligned}$$

しかし、設計基準('72)では風速の高度補正としてはべき指数 $1/8$ を標準とすると規定されているが、上記のように設計指針('67)で用いたと同じ $1/6$ を使用しているため、必要以上に安全側の限界風速を用いていたことになる。今回は、基準どおりに計算した次の限界風速値を用いることとした。

(3) 本橋の自励振動の限界風速の規定

$$\begin{aligned}\text{基本風速} & V_{10} = 41.7 \text{ m/s} \\ \text{高度補正} & \nu_1 = 1.16 \quad (\text{高さ } 34 \text{ m, べき指数 } P = 1/8) \\ \text{自励振動の限界風速} & V_{cr} = V_{10} \times \nu_1 \times 1.3 = 62.9 \text{ m/s}\end{aligned}$$

2.2.3 実施設計案の耐風性の検討

当初、実施設計案の耐風安全性を確認するためのバネ支持模型を用いた検証実験が行われた。模型図を図-5に、相似条件を表-1に示す。なお、用いた実験手法、実験装置などは前回と同じなのでここでは触れないことにする。

実施設計案の実験結果を図-6に示す。図の横軸は迎角(模型と風とのなす角度。上向きを正と定義する)、縦軸は自励振動の発現風速であり、図中の一点鎖線で示されている枠は設計基準により自励振動の生じてはならないと規定されている領域を示している。この図から、実施設計案は基準を犯していることがわかる。

その後、委託者と協議のうえ、次の3点に関して模型断面を変更して再度風洞実験を行なうこととした。

(1) 自殺防止網は設けない。

(2) 図-5に示した高欄模型は、模型の製作上実物の完全な相似となっておらず、実物よりもかなり充実率の高いものとなっている。従って、高欄の縦部材の一部を取り外して充実率を相似させる。

(3) 地覆高を10cmから3cmへと下げる(模型では、地覆を取り外して実験する)。

また、同時に公共添加物を設置した影響についても調べることにした。行なった実験ケースは下表に示した通りである。

№	模 型 名	高 欄	地 覆	公共添加物	自殺防止網	実 験 結 果
1	H R D - 2	縦部材減	10 cm	ア リ	ア リ	図 - 7, 8
2	" - 3	"	ナ シ	"	ナ シ	
3	" - 4	"	"	ナ シ	"	

これらの実験結果から、模型 H R D - 2 の高欄の縦部材の数を減らし充実率を下げた場合には、自励振動の発現風速は高くなり耐風性が向上することが分る。また、模型 H R D - 2 から地覆および自殺防止網を取り去った H R D - 3 は、迎角が $0^{\circ} \sim +2^{\circ}$ の範囲では耐風性が非常に向上するものの、 $+3^{\circ}$ 以上の領域では逆に自励振動の発現風速は低下する結果となっている。普通、地覆が無いとは耐風性を向上させる効果が期待されるが、その効果も迎角が 0° に近い範囲に限られるといえよう。公共添加物も取り外した模型 H R D - 4 では、迎角 $1^{\circ} \sim 2^{\circ}$ の範囲で耐風性が悪くなるが、迎角 3° 以上の領域での自励振動の発現風速にはほとんど変化が見られない。従って、今回の実験では公共添加物を取りつけることは必ずしも耐風性を劣化するとは限らず良くする方向へ作用することもあることが明らかになり、迎角に関しては 3° 以上ではその影響が小さいことが分った。

2.3 結 論

当初提示された実施設計案に関する実験では、自励振動の発現風速は基準値をかなり大幅に下まわる結果となった。しかし、これは高欄模型の充実率が高かったためで、これを改善した模型 H R D - 2 では基準に合格することが分る。また、一般には地覆、公共添加物などを取り去るとは耐風性を向上させる効果があると考えられるが、今回の実験結果からは必ずしもそのような結論は得られない。従って、実施設計案としては原案通りで十分な耐風性を備えているものと考えてよいと思われる。

3. 架 設 系 の 耐 風 性

3.1 吊橋架設時の耐風性

3.1.1 耐風性上の問題点

吊橋架設時の耐風性に関して特に注意しなければならないのは、ケーブル架設前の独立主塔と補剛トラス架設時であろう。

独立主塔で問題となるのは風琴振動である。この現象は構造物の後流に流下する渦の作用により構造物に流れ直角方向の振動を生ぜしめるものであり、独立主塔のように剛性・減衰率共に低い構造物では低風速で発現する。現在までにその事例も多く、防振対策を含めて数多くの風洞実験が行なわれている。本橋の塔架設に対する検討結果でも⁶⁾、 11.4 m/sec 程度の風速で振動を生じ、塔頂部の最大振幅は 2.35 m となると予測され、耐風ケーブル等の制振装置が必要であると判断された。そこでコンクリート製スライディング・ブロックを用いたクーロン摩擦を利用したダンパーが採用された。

一方、補剛ゲタ架設時には架設段階と共に構造特性が変化するのが特徴であり、その際、完成系に比して剛性が著しく低下するため風による静的大変形と、フラッターなどの自励振動の発現が問題となる。静的変形に関しては部材の補強や、変位防止装置を取りつけることにより防ぐことが可能であろうが、フラッターなどの自励振動に関しては風洞実験により安全性の確認をすることが必要となる。Severn橋の架設に関連して行なわれた風洞実験⁷⁾では、図-9に示されるように補剛ゲタの架設段階によりフラッターの限界風速が変化し、その値が完成時の $2/3$ に低下することが指摘された。また図-10に示されるように関門橋架設時の風洞実験⁸⁾では、床版を敷設していない補剛トラスだけの場合は実用風速範囲ではフラッターは生じないが、床版を敷設した場合は、架設長さ 150 m 近傍で耐風性が最も悪くなり約 40 m/s の風速でフラッターを生じる可能性があることが明らかにされている。

3.1.2 平戸大橋補剛トラスの架設計画

一般に、海上または大河川上に架設される大径間橋梁の架設工法としては、次に示されるような工法が多く用いられる。⁹⁾

(1) 海上・河川上が使用できない場合

橋台、橋脚附近よりキャンテレーバ・エレクションする工法、ケーブル・エレクションする工法等で架設する。

(2) 海上・河川上が使用できる場合

大型部材を積載した運搬船を架設点直下に停止させ、(a)、既設ゲタ上に設置した揚重機で吊上げる。(b)、潮の干満を利用して架設する。(c)、運搬船上に設置したリフトアップ装置で扛上架設する。等、または、フローティングクレーンで直接据付ける工法等がある。

関門橋の架設は(1)の工法であり、Severn橋は(2)-(a)の例である。

平戸大橋の場合は、現地の立地条件、工程、経済性、架設機械条件、橋材供給条件などの種々の条件を勘案し、次のような架設工法を採用することとなった。

- (1) 架設単位としてはブロック架設とし、1ブロックは約20mおよび40mとする。
- (2) 架設順序は主塔部から中央部へ向って施工する。(図-11参照)
- (3) ブロック間の現場継手の連結状態はできるだけ既設部と剛結してゆく方式(逐次剛結工法)とする。が、6パネル目に架設用ヒンジを設置する。
- (4) 架設機械としては主塔から4パネル目まではフローティングクレーンを、それ以外はリフティングクレーンを使用する。

このような架設工法を採用することにより、補剛ゲタの架設工期は約3ヶ月と短縮され、更に補剛トラスばかりでなく床版(I型鋼格子床版、舗装とコンクリートは打設されていない)もトラスと一体として架設されるようになっている。床版の形状としては、図-12に示すような3通りが考えられる。第Ⅲ案ではトラッククレーンを使用することができ、工事を行なうには非常に好都合であるが、耐風性を悪くするおそれもあり、第Ⅰ、第Ⅱ案の採用も考えることとした。

従って、本調査では3通りの補剛ゲタ断面の変化を含む架設時の耐風安全性に関して検討を加えることとした。

3.1.3 吊橋架設時の風洞実験法

吊橋完成系に対する耐風安全性の確認には、二次元剛体模型を用いたバネ支持模型実験によるのが一般的である。これは吊橋のような細長い構造物は質量分布が一様であると仮定できると考えられるからで、FrazerとScruton¹⁰⁾により実験的にその妥当性が示されている。

しかし、吊橋架設時には構造系の三次元的な拡がりを無視することができなくなるので、架設時の吊橋の風洞実験法としては、次の3通りの方法が考えられる。

(1) 換算質量を用いる二次元バネ支持模型実験

模型としては二次元バネ支持模型を用いるが、相似条件に吊橋全体系を代表させるような換算質量、振動数を用いる。

(2) 非定常空気を力を用いる応答計算

二次元模型を用いた実験により非定常空気を力測定し、これを用いて吊橋系の応答計算を行なう。

(3) 全橋模型実験

吊橋全体を模型化して、風洞実験を行なう。

これらの方法には一長一短があり、どの方法が最適かということとはできない。今回は、実験の第1段階として(1)の方法によることとし、その実験結果をふまえて第2段階として(2)の方法によっても検討した。

3.2 架設時の設計風速

架設時の構造物に考慮すべき風荷重は、完成時の風荷重とは異なったものとなる。すなわち、設計風速の算定には架設期間が短いことから短期間の再現期待値を用いてもよいと考えられるからである。

一般に再現期間（R年）、非超過確率（q）、耐用年数（T年）の関係は次式で表わされる。

$$q = (1 - \frac{1}{R})^T$$

架設時は、耐用年数としては架設期間を取ればよく、平戸大橋の場合、補剛桁架設工事期間は3ヶ月、塔の架設から補剛桁の閉合までを含めても約15ヶ月となっている。また、本州四国連絡橋クラスの長大吊橋でも架設工事の単位としては、2ケ年を考慮すれば十分であるとしている¹⁾。この時、T=2年、q=0.6と仮定すると、次表に示すようにR=4.44年となる。

非超過確率・耐用年数・再現期間の関係

T(年) \ R(年)	1	2	5	10	20
5	0.800	(4.44) 0.640	0.328	0.107	0.012
10	0.900	0.810	(1.03) 0.590	0.399	0.122
20	0.950	0.903	0.774	(2.01) 0.599	0.358
30	0.967	0.934	0.844	0.712	0.508
40	0.975	0.951	0.881	0.776	(3.87) 0.603
50	0.980	0.960	0.904	0.817	0.668
100	0.990	0.980	0.951	0.904	0.818
150	0.993	0.981	0.967	0.935	0.875

注：（ ）内はq=0.6に対応するR年

一方、架橋地点近くの平戸測候所に於ける過去35年間の月別最大風速は表-2、図-13に示される通りである。それによると強風は8~11月に多く吹き、1月から6月までは強風の吹く機会が比較的少ないことが理解されよう。従って、補剛桁の架設工事は1月から6月の間に行なうように計画するのが適当であると考えられる。そこで本橋の補剛桁の架設工期を1~3月または4~6月と仮定して、それぞれの期間に生ずる最大風速の再現期待値を求めた。その結果を図-14.1~2に示す。

再現期間としては、既に述べたとおり444年で十分であるが、仮に20年とした場合の再現期待値および既往最大風速をもとに算出した架設時設計風速は次のとおりである。

CASE \ 項 目	再現期間20年の再現期待値を用いる。	既往最大風速を用いる。
基 本 風 速 (V_{10})	20.2 m/s	22.5 m/s
架設時設計風速 (V_{DR})	32.2	36.2
自励振動の限界風速 (V_{CE})	38.6	43.4

ここに；架設時設計風速 ($V_{DE} = V_{10} \times \nu_1 \times \nu_2$)

$$\text{高度補正係数 } \nu_1 = \left(\frac{Z}{10} \right)^{\frac{1}{\alpha}} = \left(\frac{58.7}{10} \right)^{\frac{1}{6}} = 1.34$$

Z：補剛ゲタ高 (58.7m)， α ：べき指数 (1/6)

水平長補正係数 $\nu_2 = 1.2$

自励振動の限界風速 ($V_{CE} = V_{DE} \times 1.2$)

3.3 風洞実験と耐風性の検討

3.3.1 架設時の振動特性

前節で補剛ゲタの架設計画について触れたが、補剛ゲタの架設が進むにつれて、振動特性も変化する。従って、風洞実験に先立って各段階の固有振動数を明らかにすることが必要であり、このため架設全段階のうち、5、8、11、13の4架設段階を選び固有振動数の計算が行なわれた。詳しい結果は付録-1に記すこととするが、各段階の固有振動数は表-3、図-15に示される通りである。

3.3.2 バネ支持模型実験

(1) 実験方法

既に述べたように実験方法としては、3通りの方法が考えられるが、第1段階の予備的な手法として換算質量を用いるバネ支持模型実験によることとした。

原型を二次元模型で相似させるために、相似条件を次のように考える。

i) 質量パラメータ

全体系を二次元模型で相似するような質量パラメータを用いる。計算は次式による。

$$M = \frac{\int_0^{\ell_1} m_C \phi_C^2 dx + \int_0^{\ell_1} m_T \phi_T^2 dx + \int_{\ell_2}^{\ell} m_T \phi_T^2 dx}{\int_0^{\ell_1} \phi_T^2 dx + \int_{\ell_2}^{\ell} \phi_T^2 dx}$$

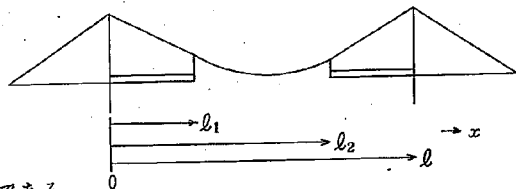
M；換算質量

m_C, m_T ；質量

ϕ_C, ϕ_T ；基準関数

添字 C；ケーブル

添字 T；トラス



極慣性モーメントについても同様である。

ii) 振動モード

架設各段階の固有振動数計算結果では、曲げ振動数とねじれ振動数の比が1に近いこと、対称モードと逆対称モードの固有振動数が接近していることが分る。今回の実験では振動数の低い逆対称1次（曲げおよびねじれ振動）に着目することとした。対称と逆対称の連

成 (coupling) は考えないことにする。¹²⁾

実験に使用した風洞は構造研究室所属の橋梁試験用風洞であり、その概略を示せば次のとおりである。

型 式	ゲッチンゲン型
測定部寸法	$3.0^H \times 1.8^W \times 2.5^L$ [m]
測定部風速	0 ~ 25 m/s (連続)

実験方法、実験装置については既に他で詳しく述べられているので、¹⁾ ここでは触れないことにする。相似則より計算された実験条件を表-4に示す。架設初期の段階ではケーブルの振動が大きくなるため、計算された換算質量は非常に大きな値となり、実験装置の関係から架設時の13段階以外は実験不可能となった。そこで次の実験として換算質量に関しては13段階の値をそのまま用い、振動数比を変えてその影響を調べることにした。架設時の構造減衰はその実測例も少なく、架設法によりバラツキも多いと思われるが、ここでは完成系よりもやや小さくなるであろうと考え $\delta = 0.02$ とすることにした。

(2) 実験結果と考察

迎角と自励振動の発現風速との関係を図-16.1~16.4に、また風速・振幅・減衰率の関係を表わす $V \sim A \sim \delta$ 曲線を図-17.1~17.2.1に示す。

床版の形状の差が耐風性に及ぼす影響については、第13段階のみ実験したが、床版中央部を開放した第Ⅰ案では迎角 $+6 \sim -6^\circ$ 、風速 50 m/s までの領域では不安定振動は発現せず、安定な断面であることがわかる。ただし、床版中央に開放部を設けない第Ⅲ案では迎角が $+5^\circ$ の場合、自励振動が発現している。しかし、その風速は架設時設計風速よりも高く、問題ないものと考えられる。

架設各段階における耐風性の差異は今回の実験では明らかにすることはできなかった。今回導入した換算質量という概念で架設時の状況が全て表わせるとすれば5~11段階では換算質量がかなり大きくなり、これは安全側に作用する。また、振動数比の影響については、1ケースのみであるが、第13段階の実験条件からねじれ振動数を変えて $N\alpha/N\eta = 1.65$ の場合について実験を行なった。その結果、自励振動が生じるが、現象としてはたわみとねじれは連成しておらずいわゆるねじれフラッターであり、その発現風速は無次元風速に比例することが明らかとなった。

この実験から得られた結果をまとめると次のとおりである。

- i) 13段階では、第Ⅰ案、第Ⅲ案の耐風安定性は良好であることが確認された。
- ii) 11段階以前の架設段階では、振動数比の低下があるが、換算質量の大幅な増加があり、第Ⅰ案、第Ⅲ案ともに耐風安定性は損われないものと推定される。

以上の結果より、第Ⅰ案、第Ⅲ案共に架設時各段階の耐風安定性は損われないものと推定されるが、更に精度を高めるために実験を継続した。

3.3.3 非定常空気力実験

(1) 実験方法

換算質量という概念を用いたバネ支持模型実験により、架設時の耐風安全性が一応確認できたが、実験の不十分な点を詰め、より精度の高い検討を行なうために、第2段階として模型に作用する非定常空気力を測定し、これを用いて各段階の応答を計算することとした。

非定常空気力測定には、バネ支持模型実験とは異なり、構造研究室所属の非定常空気力風洞を用いて行なった。その概略を示せば次の通りである。

型 式	エッフェル型 (室内環流)
測定部寸法	$2.0^H \times 1.0^W \times 2.0^L$ [m]
測定部風速	0 ~ 25 [m/s]

また、非定常空気力測定は強制振動法によって行なったが、この実験装置には新しい工夫が取り込まれており、模型に加わる慣性力を機械的に引算する方式となっている。従って、従来の電氣的に引算していた方法よりもかなり精度よく空気力の測定ができるようになった。なお実験装置に関しては、他に詳しく述べられているので¹³⁾ここでは省略する。また、非定常空気力については付録-2で補足説明を加えている。

非定常空気力測定の条件としては、模型第I案、第III案について

迎 角	0°, ±3°, ±5°		
風速範囲	たわみ $V/NB \div \sim 30$ ねじれ $V/NB \div \sim 20$		
加振々幅	" 1.5 mm	" 1°	
加振々幅数	" 5, 2 Hz	" 5, 3 Hz	

であり、非定常空気力係数の算出には加振周期の30倍の長さのデータをフーリエ変換して空気力の変位位相成分と速度位相成分を求める方式によっている。

図-18.1~18.5に測定された非定常空気力係数が図示されている。実験装置の関係でたわみ加振時のモーメント成分が測定されていないが、これにより後で述べるように今回行なった計算は不十分なものとなっている。非定常空気力係数から直接構造物の応答特性を類推することは不可能であるが、相互に比較することにより、設計案I案、III案、ならびに迎角により差があることが分る。即ち、係数C_LIは迎角+3°~5°では第I案、III案ともに傾向がほぼ一致しているが、迎角+5°では第I案はほぼ類似しているが、第III案は明らかに別の傾向を示している。またC_MT Iについても同様に、第III案の迎角+5°の場合には他とは異なりV/NBのかかなりの領域で符号が負になっていて、不安定傾向(ねじれ振動)を示唆している。

(2) フラッター限界風速の計算と考察

測定された非定常空気力を外力として、各架設段階の構造系のフラッター限界風速の計算を行なった。計算方法の詳細は付録-2に示されているが、構造系としては吊橋のケーブルと補剛ゲタに注目し、曲げ振動およびねじれ振動モードはそれぞれ5次まで、また非定常空気力としては3種類まで考慮できるようになっている。

各段階の計算結果は次表に示される通りである。表中の数字はフラッターの発現風速を示し、

(m/s)

設計案 架設段階	迎角	第 I 案					第 III 案				
		-5°	-3°	0°	+3°	+5°	-5°	-3°	0°	+3°	+5°
5		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11		-	-	-	-	-	-	-	-	-	73.62
13		-	-	-	-	-	-	-	-	-	5236

— は計算した風速範囲ではフラッターが発現しなかったことを示している。

この計算結果では、床版中央部に開放部を設けた第 I 案は全ての架設段階、迎角でフラッターは発現せず、非常に安全であることが分る。一方、床版を閉じた第 III 案は迎角+3°～-5°の範囲では安全であるが、迎角+5°の場合の架設ステップ 11 とステップ 13 でねじれフラッターを生じると推定される。ただし、その風速は 50 m/s 以上とかなり高く、架設時の設計風速を上まわっており、充分安全であると考えられる。

この結果をバネ支持模型実験と比較するために、図-16.2 に計算結果を併記したが、第 13 ステップのフラッター限界風速は両者がほぼ同じ結果となっている。これは 13 ステップが閉合直前であり、二次元的であるためと考えられ、またこの非定常空気力を用いた計算法がかなり信頼性の高いことが証明された。架設段階の推移に伴うフラッター風速の変化は、この場合架設当初はフラッター風速が高く架設が進むにつれてフラッター風速が低下することとなり、Smith の Seven 橋に関連して行なった研究および三菱重工が関門橋に関連して行なった研究とは異なった傾向を示している。

ただし、この計算には先に述べたように不十分な点が存在する。それは非定常空気力の一成分（たわみ加振時の空力モーメント成分）が測定されていないために、これに対応する空気力は零として計算を行なっている点である。このような計算は、吊橋架設時のようにたわみとねじれ振動の連成が特に重要な問題となる場合に対し、連成を無視し各たわみ振動およびねじれ振動の 1 自由度系として計算したことと等しくなる。

このような欠点を補うために、三菱重工が関門橋に関連して測定した平戸大橋第 III 案と類似の非定常空気力を用いた追加計算が行なわれた。^{14) 15) 16)} 計算に用いられた非定常空気力は迎角+5°のみであり、計算は、①土研で測定された非定常空気力を用いる場合、②関門橋の非定常空気力を用い、構造系としてねじれ 1 自由度の場合、③関門橋の非定常空気力を用い、構造系として曲げねじれ 2 自由度の場合の 3 通りである。フラッター風速の計算結果は次表に示されている。

No	STEP 計算条件	14'	14	13	11	8 ^M
1	空気力：土 研	59	57	532	60.6	(∞)
2	空気力：関門 α = 5° ねじれ	50.8	49.1	45.8	75.6	
3	空気力：関門 α = 5° 曲げねじれ	49.0	47.3	44.2	73.8	

この計算結果によると、曲げねじれ2自由度の場合僅かに風速が低下するようであるが、各ステップで α_2 と α_3 のフラッター風速がほぼ等しくなり、平戸大橋の場合には曲げねじれの影響が小さいことが分る。また、 α_1 と α_2 の結果を比較すると、数値に20%程度の差があるものの同じ傾向を示している。以上の結果を参考にして、平戸大橋の曲げねじれ2自由度の場合を推定すると、曲げねじれの影響は小さくフラッター風速は極く僅かの低下にとどまり、架設時の耐風安全性は損なわれないものと考えられる。

3.4 結 論

平戸大橋補剛ゲタ架設時の耐風性に関する検討をまとめると次のように結論されよう。

- (1) 平戸測候所の過去30年間の記録を用い1～3月、4～6月ごとの架設時設計風速を推定した。再現期間を仮に20年とした場合の再現期待値は 20 m/s で、この時の設計風速は 32.2 m/s 、自励振動の限界風速は 38.6 m/s 程度となった。
- (2) 風洞実験の第1段階として実施されたバネ支持模型実験では、実験方法に問題を残しているものの床版中央部を開放した第Ⅰ案の耐風性は非常に良好であった。また床版を全て閉じた第Ⅲ案もフラッターの発現が認められたがその迎角は $+4^\circ$ 以上であり、風速も 50 m/s 程度と高いため実用上その耐風安全性は充分であると考えられた。
- (3) 更に第2段階として実施された非定常空気をを用いたフラッター計算ではバネ支持模型実験結果とほぼ一致する結果が得られ、実験結果の信頼性を増すことができた。実験装置の都合から、曲げねじれの連成系に対しての直接的な検討がなされていないが、その影響は小さいものと推定された。

以上の結果より、架設時期を1～6月に選べば、床版を補剛トラスと一体として施工する第Ⅲ案を採用しても耐風安定性は損なわないものと結論されよう。

なお、ここでは検討の対象としなかった補剛ゲタ架設時の強風による静的変形については別途配慮する必要があるであろう。

4. お わ り に

昭和45年より開始された平戸大橋の耐風性調査は、今年度をもって全て終了することとなった。調査を進めるにあたって、長崎県土木部道路建設課ならびに平戸大橋建設事務所の方々に一方ならずお世話になった。心からお礼を申しあげたい。

なお、5ヶ年にわたって行なわれて来た耐風性調査は、昭和51年度に取りまとめられる予定となっている。

参 考 文 献

1. 土木研究所構造研究室；平戸大橋基本調査（耐風調査），土研資料№650，1971. 3
2. 土木研究所構造研究室；平戸大橋設計施工調査（耐風調査），土研資料№750，1972. 3
3. 土木研究所構造研究室；平戸大橋設計施工調査（耐風調査），土研資料№844，1973. 2
4. 土木学会；本州四国連絡橋耐風設計指針（1967），1967. 8
5. 土木学会；本州四国連絡橋耐風設計基準（1972），1972. 3
6. 平戸大橋建設事務所；制振装置の検討，平戸大橋技術委員会資料2-2，1974. 8
7. I. P. Smith；The Aeroelastic Stability of the Severn Suspension Bridge, NPL Aero Report 1105, 1964. 5
8. 白木，福沢，田中，松井；長大吊橋補剛ゲタ架設時の耐風安定性，三菱重工技報 Vol. 7, №7, 1970. 12
9. 八木文夫，松井友二；鋼橋海上吊上げ架設における運搬船の定点保持試験について，橋梁 Vol. 10, №5, 1974. 5
10. Frazer, R. A., Scruton, C. ; A Summarised Account of the Severn Bridge Aerodynamic Investigation, NPL Aero Report 222, 1952. 2
11. 土木学会；本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書，1975. 3
12. Y. Rochard ; Dynamic Instability, Crosby Lockwood & Son, 1957
13. 土木研究所構造研究室；耐風調査(Ⅲ)報告書，土研資料1014，1975. 3
14. 三菱重工神戸造船所；土木研究所風洞実験データを使用したフラッター計算，打合せ資料，1975. 10
15. 三菱重工長崎造船所；平戸大橋架設時耐風安定性の概略検討，打合せ資料，1975. 10
16. 三菱重工長崎造船所；平戸大橋架設時耐風安定性の検討（その2），打合せ資料，1975. 10

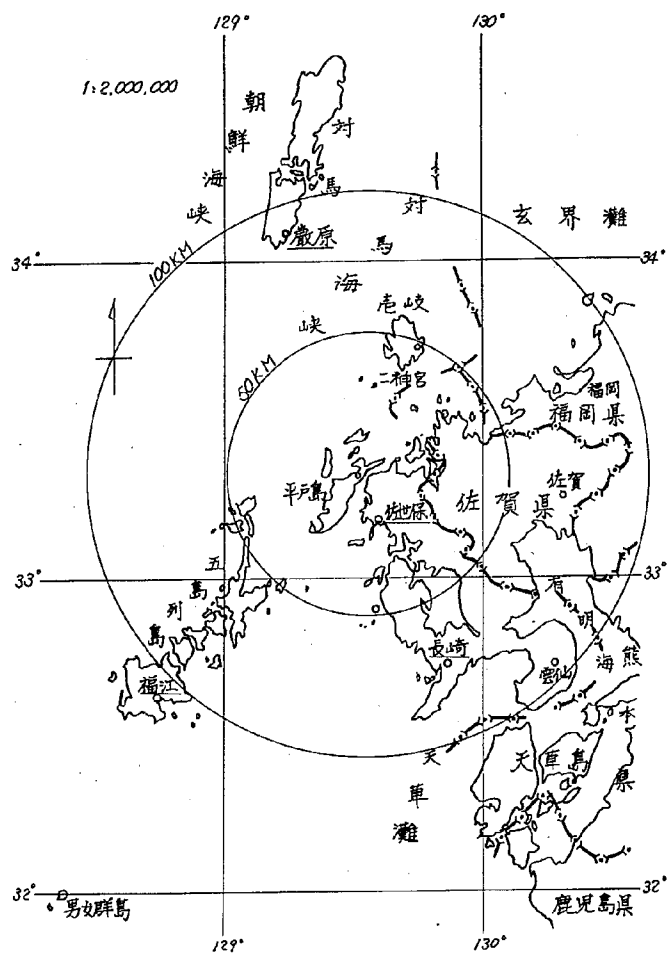
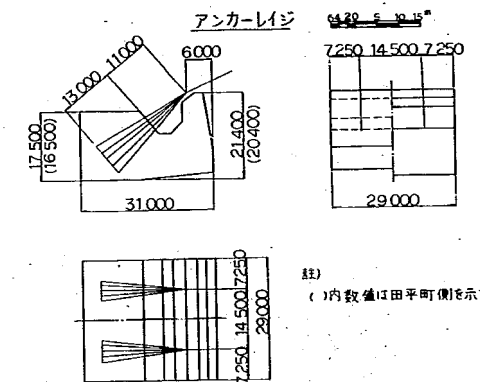
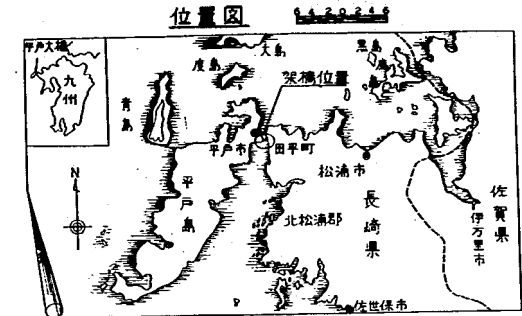
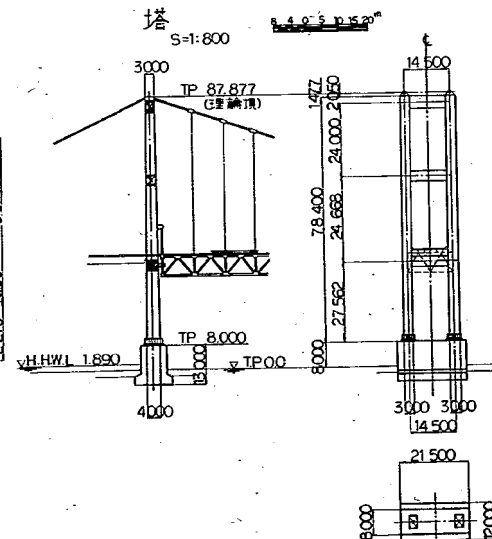
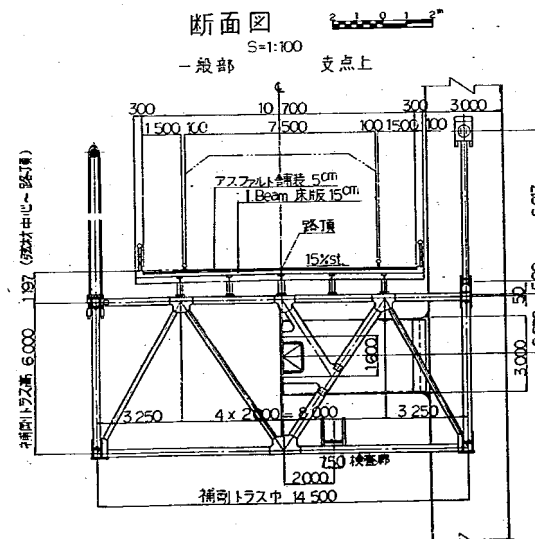
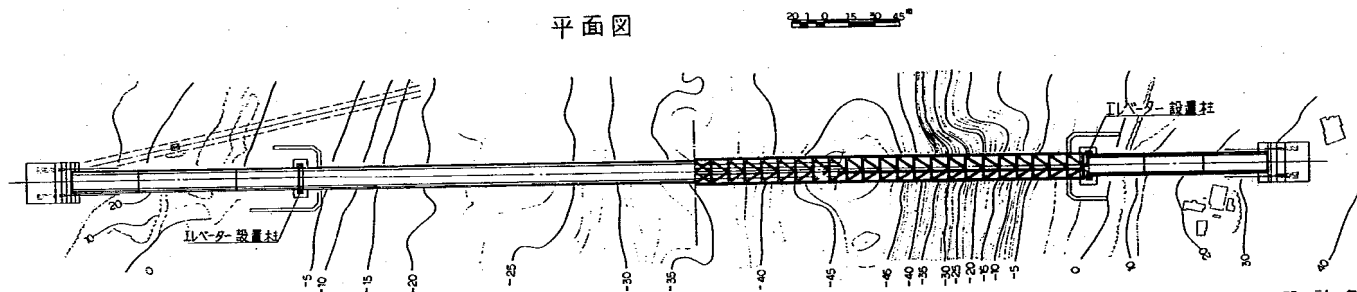
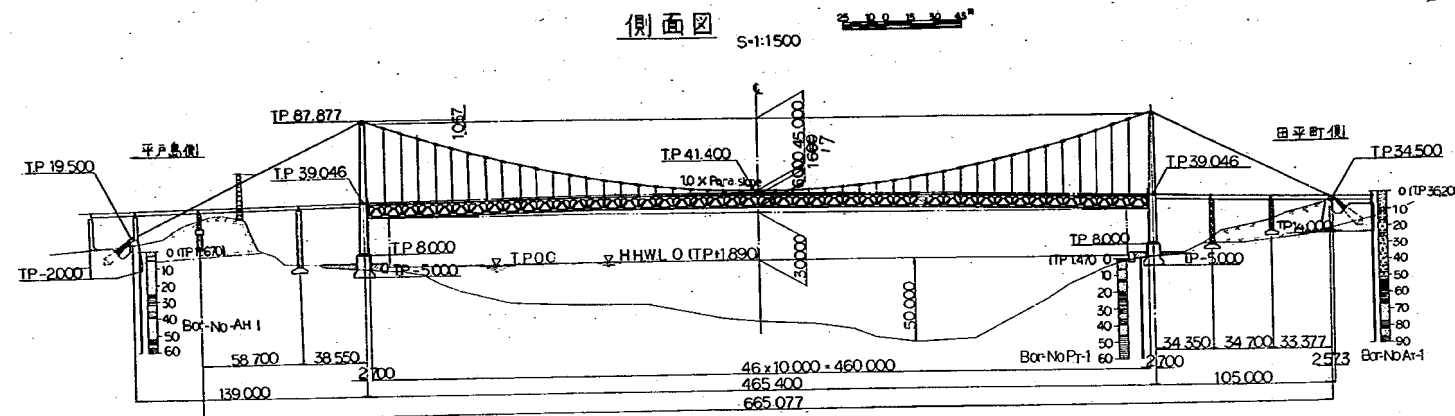


图-1 平戸大橋位置图



設計条件

1. 形式 単径間2ヒンジ補剛トラス吊橋
2. 荷重

- 1) 活荷重
 - a 床組, 床トラス, ハンガーに対して
 - 車道: T-20
 - 歩道: 500 kg/m²
 - b 補剛トラス, ケーブル, 塔, アンカーに対して
 - 車道: 350 kg/m²
 - 歩道: 300 "
- 2) 衝撃係数
 - 床組, 床トラス, ハンガーに対しては網道示による。
 - 補剛トラス, ケーブル, 塔, アンカーに対しては考えない。
- 3) 風荷重
 - 本・四方書による。但し吊橋構造抗力係数は2.2とする。
- 4) 地震荷重
 - KH=0.15 KV=0.1として修正震度法で行う。
- 5) 温度変化の影響
 - +20℃を基準として±30℃とする。

3. 許容応力度

- 1) ケーブル (平行線ケーブル):
 - 弾性係数 2000000 kg/cm²
 - 許容応力度 5600 "
- 2) ハンガー
 - 弾性係数 1400000 kg/cm²
 - 安全率 4.0
- 3) 鋼材
 - 許容引張応力度
 - SS41=1400 kg/cm²
 - SM50Y=2100 "
 - SM58=2600 "

4. 地盤許容支持力
 - 1) 平戸島側に対して
 - 橋脚: 140t/m²
 - アンカーレイジ: 140 "
 - 地震時増加率: 50 %
 - 2) 田平町側に対して
 - 橋脚: 80t/m²
 - アンカーレイジ: 100 "
 - 地震時増加率: 50 %
5. 下部構造物の安定に対する安全率
 - 1) 滑動
 - 橋脚常時 2.0
 - 地震時
 - アンカーレイジ: 常時 2.5
 - 地震時

図-2 最終案諸元図

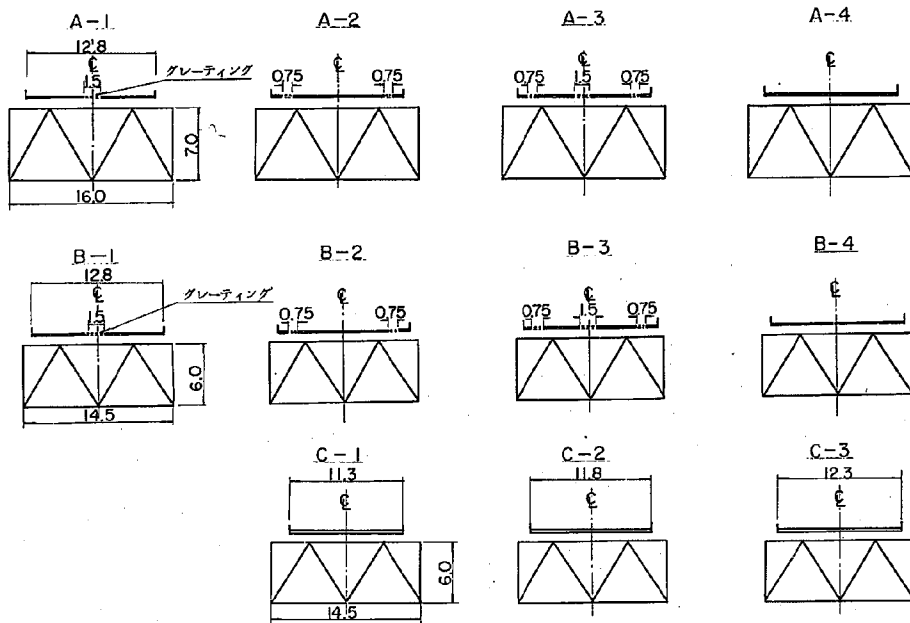


図-3 模型の種類

単位: m

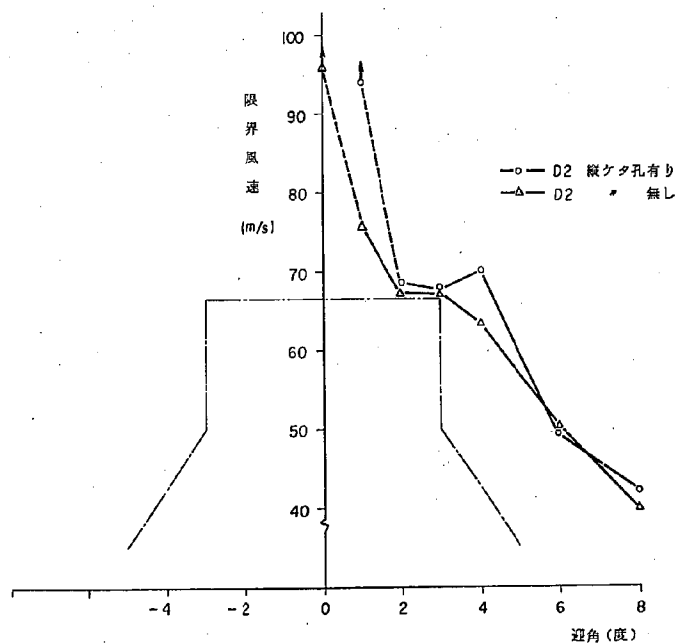


図-4 $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線

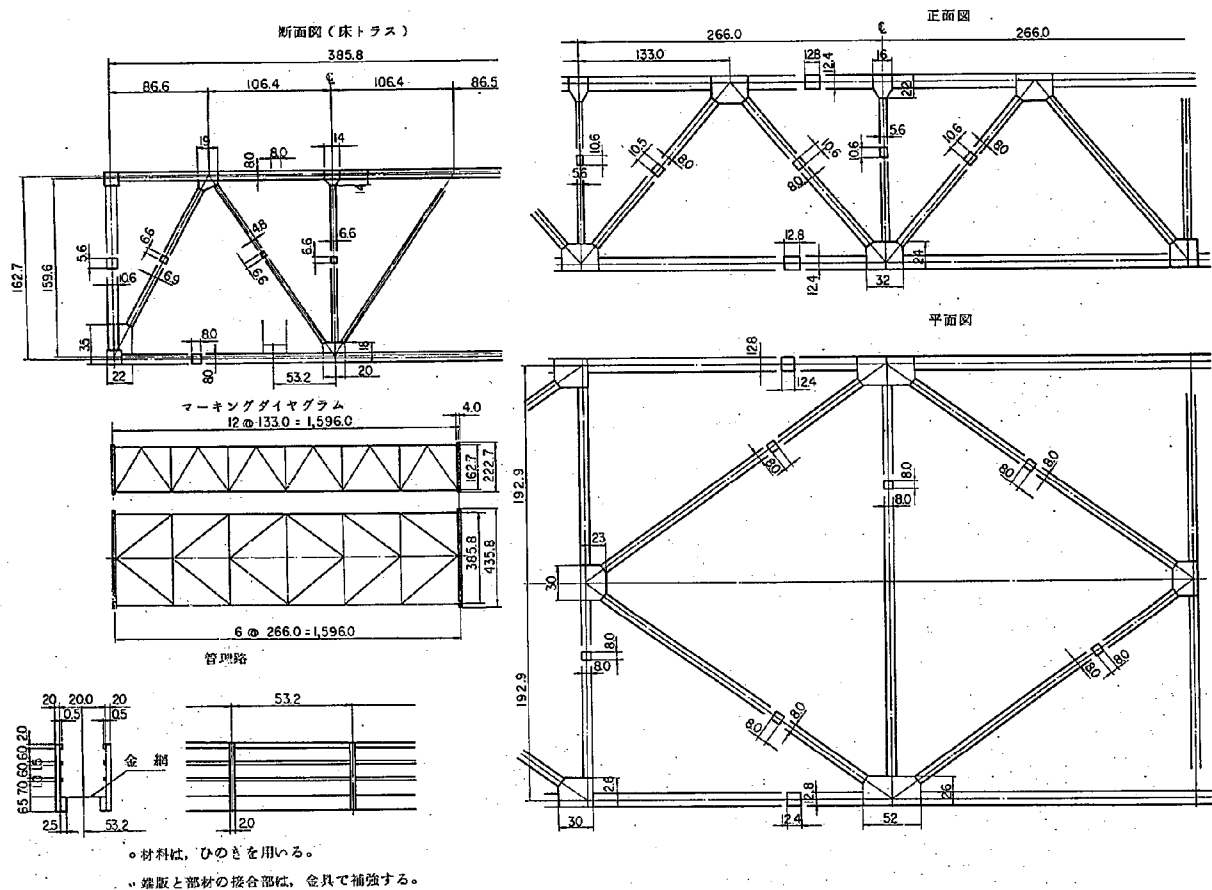
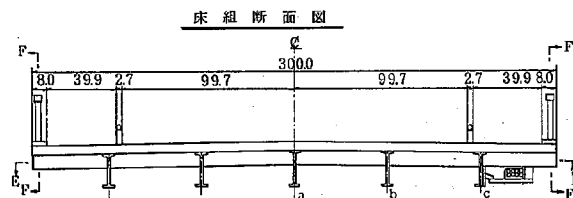
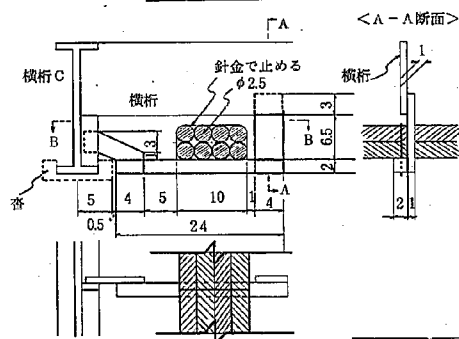


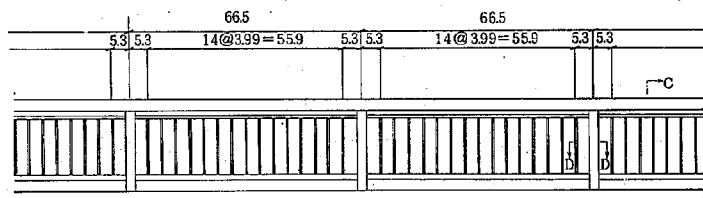
図 - 5.1 模型図 (D 案)



パイプ受詳細図

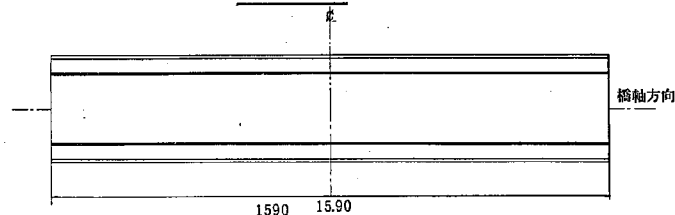


< B - B 断面 >



- 高欄における板 $1.3 \times 0.5 \times 16.1$ はアクリルとする。
- 他の材質はひのきとする。
- この図面は、すべてmm単位とする。

床組平面図



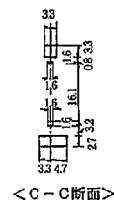
縦、横桁配置図 (床組断面図の E - E 断面)



高欄 (床組断面図の F - F 断面)



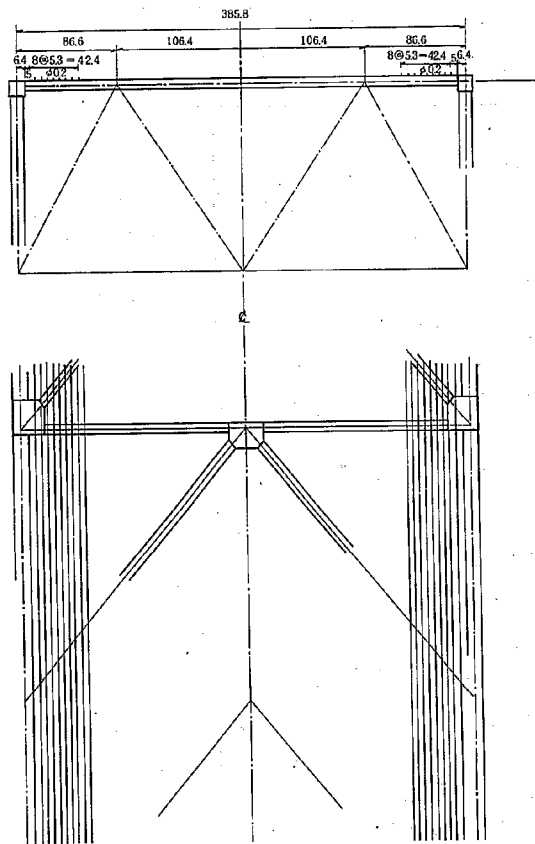
< D - D 断面 >



< C - C 断面 >

図 - 5.3 模型図 (高欄, 公共添加物)

トラス落橋防止ネット取付配座図



• 防止ネットの材質は針金とする。

• 定着方法

上横構垂直材上において寸法 $6.0 \times 1.0 \times 53.0$ のひのきの板を下図のように接着剤で固定させる。

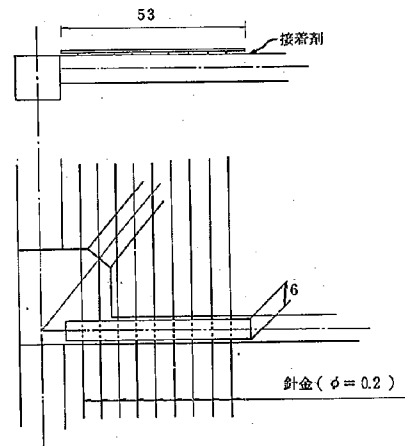


図 - 5.4 模型図 (自殺防止網)

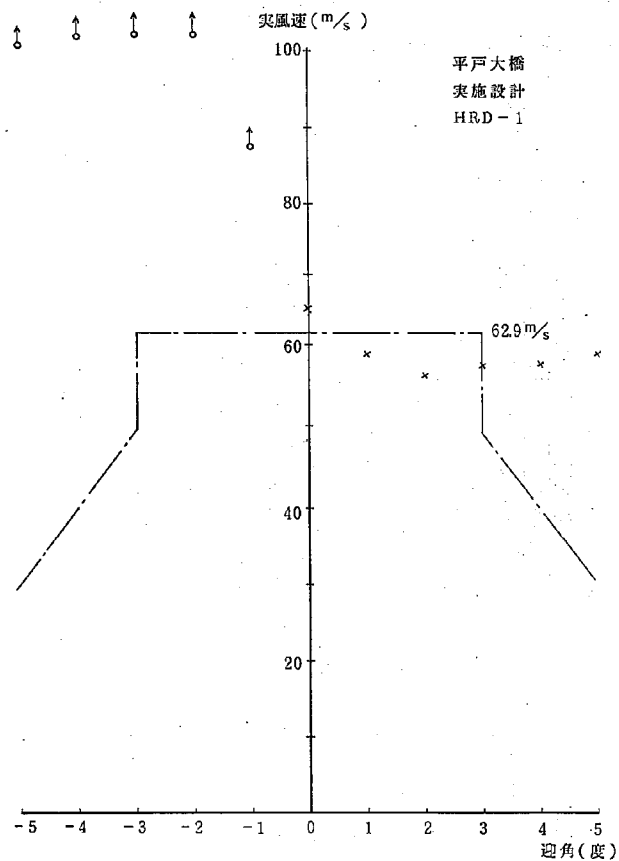


図 - 6 $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線

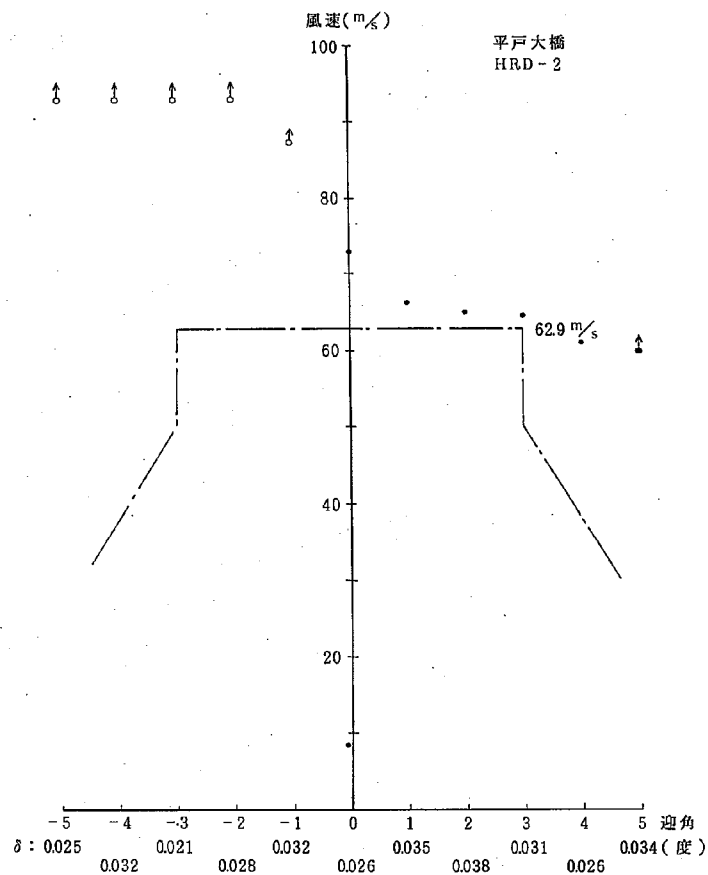


図 - 7.1 $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線

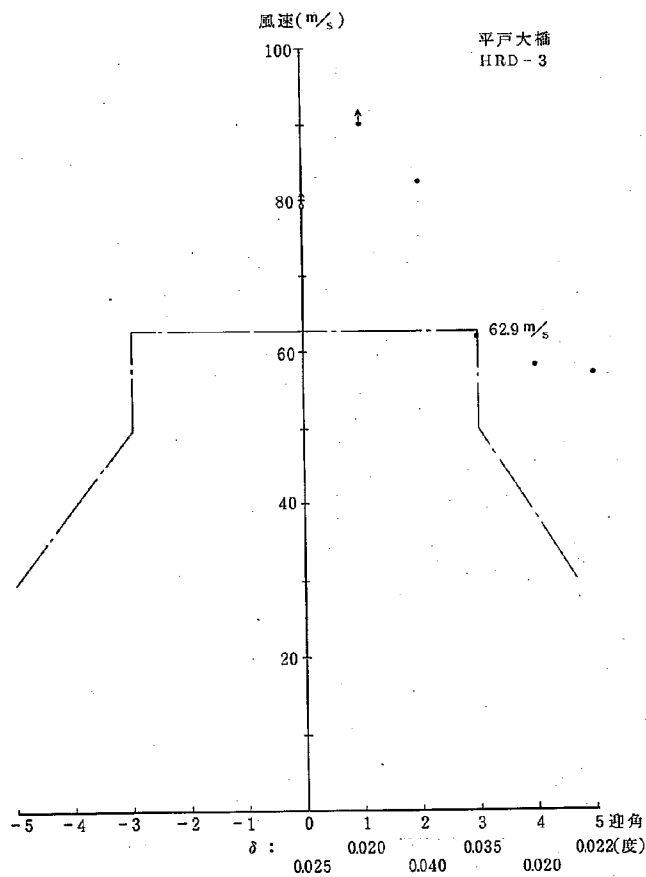


図-7.2 $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線

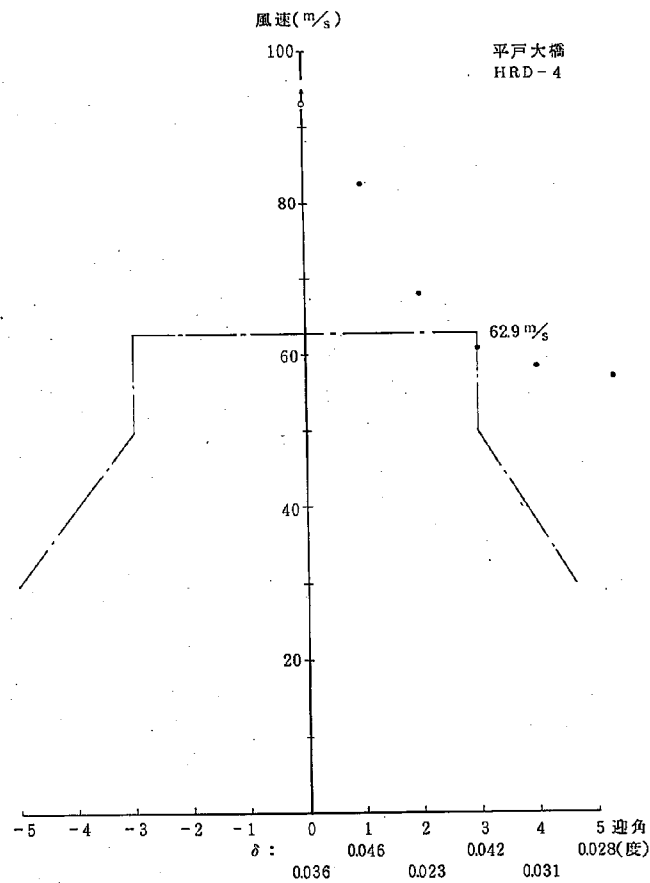


図-7.3 $V_{cr} \sim \alpha$ 曲線

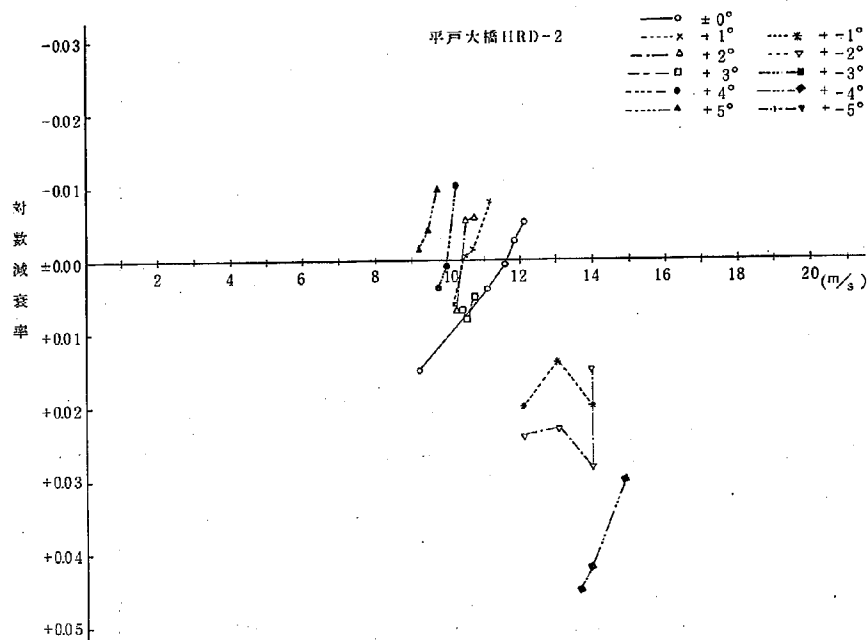


図-8.1 $V \sim \delta$ 曲線

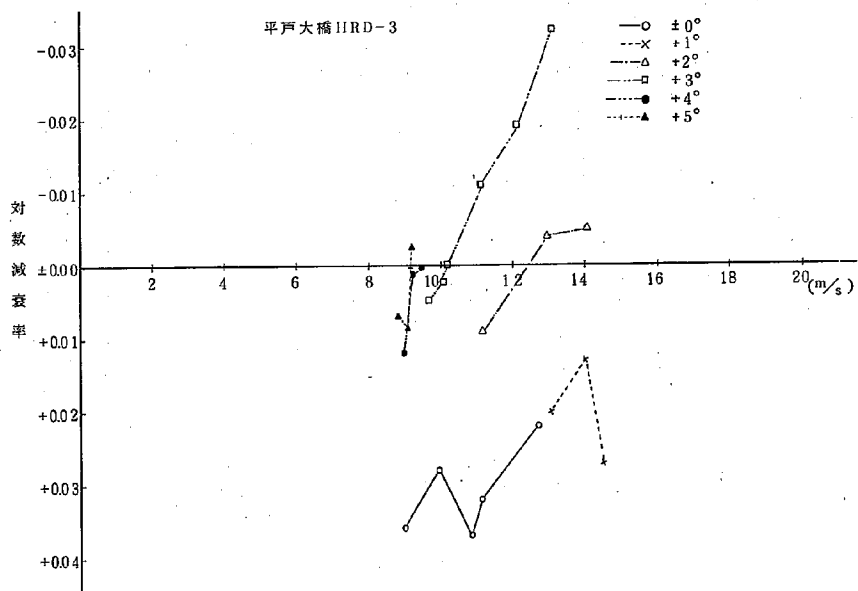


図-8.2 $V \sim \delta$ 曲線

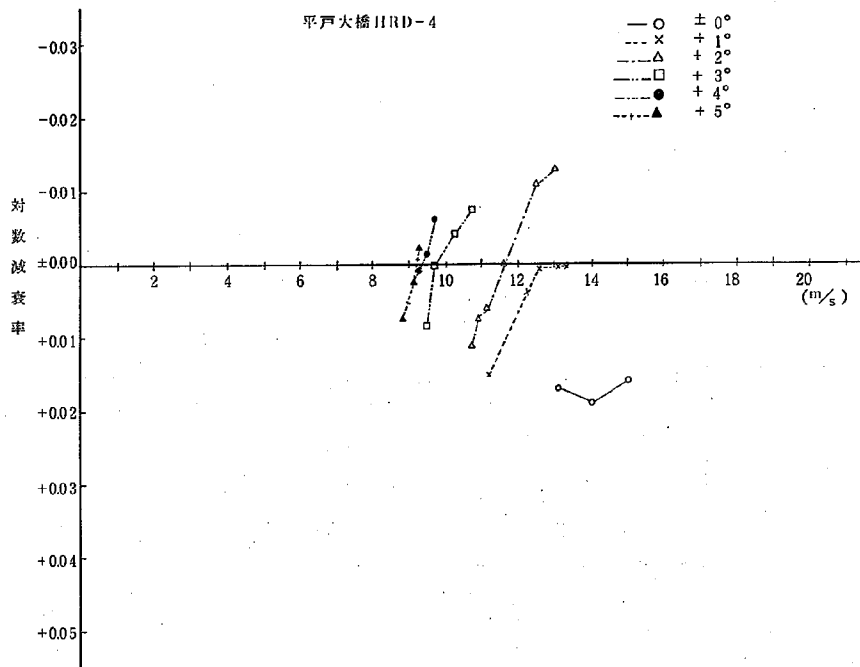


図-8.3 $V \sim \delta$ 曲線

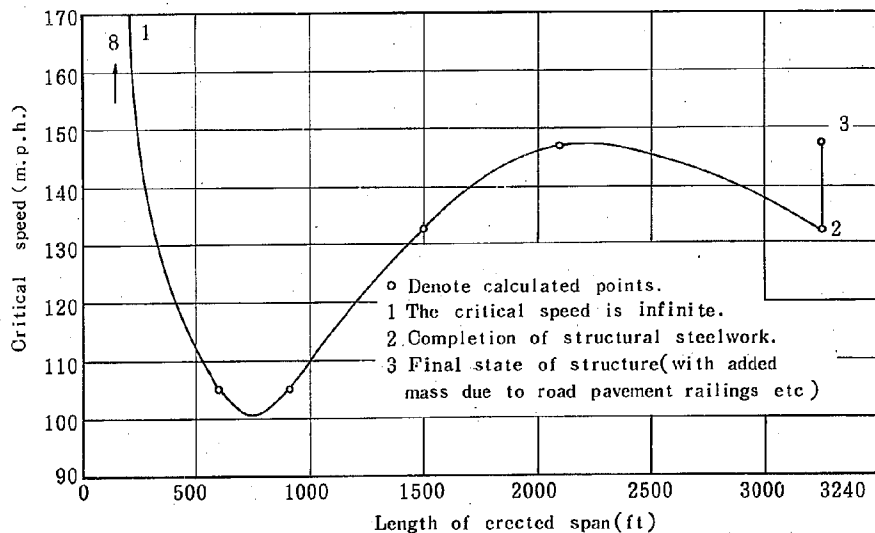


Fig. 9. Variation of critical wind speed with length of erected centre span for the proposed Severn suspension bridge.

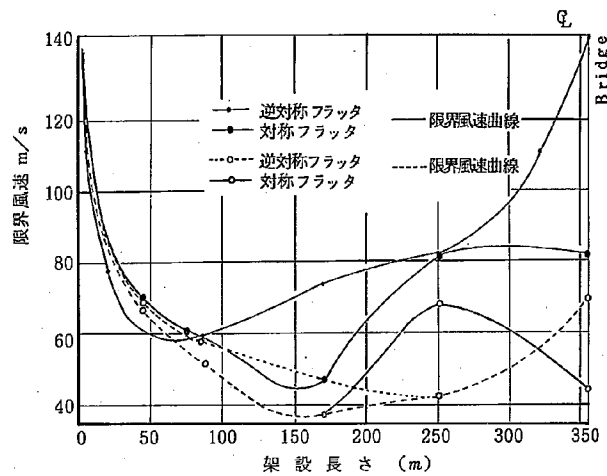


図-10 架設長さによる限界風速曲線

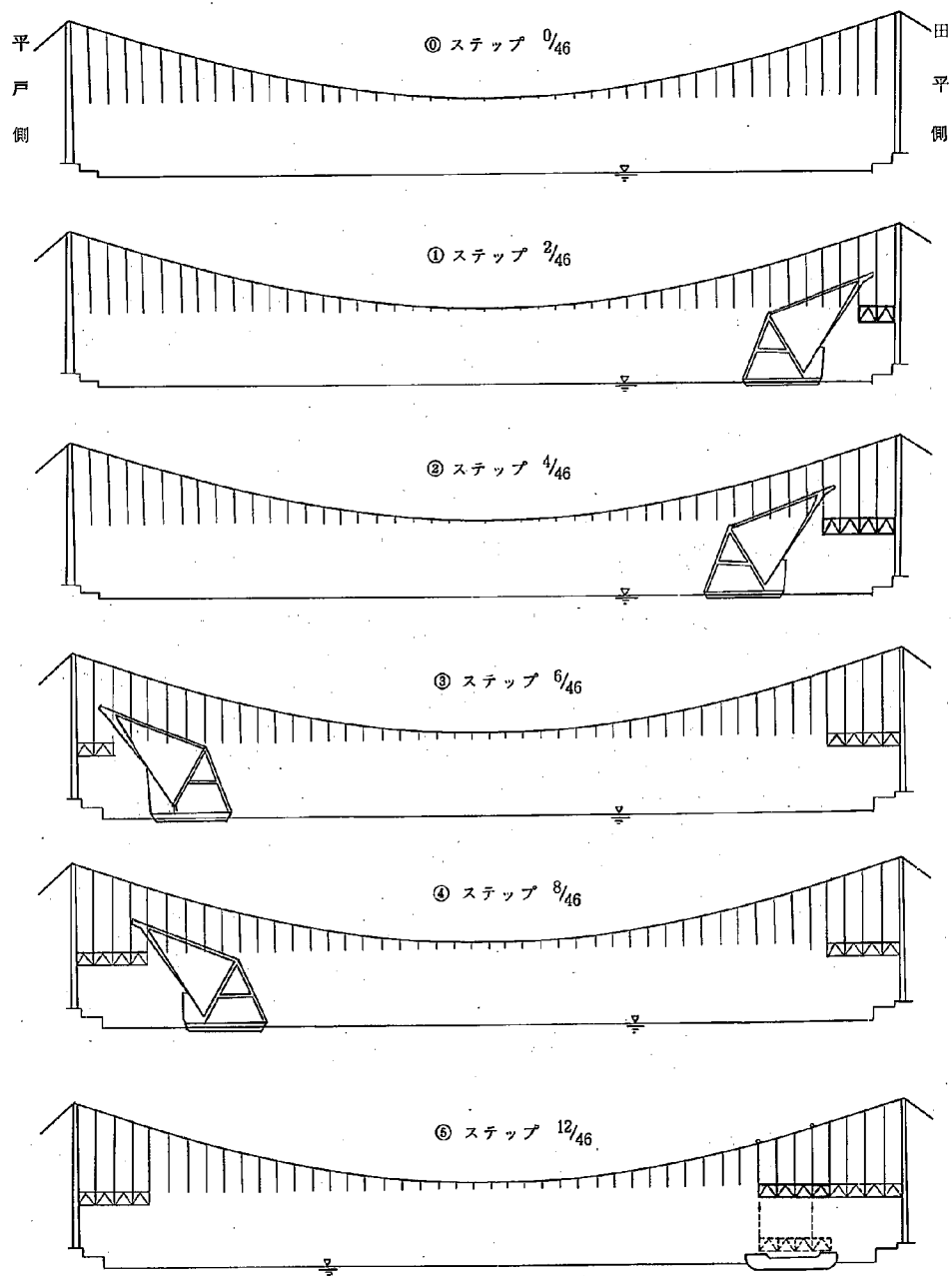


図-11.1 補剛トラス架設段階

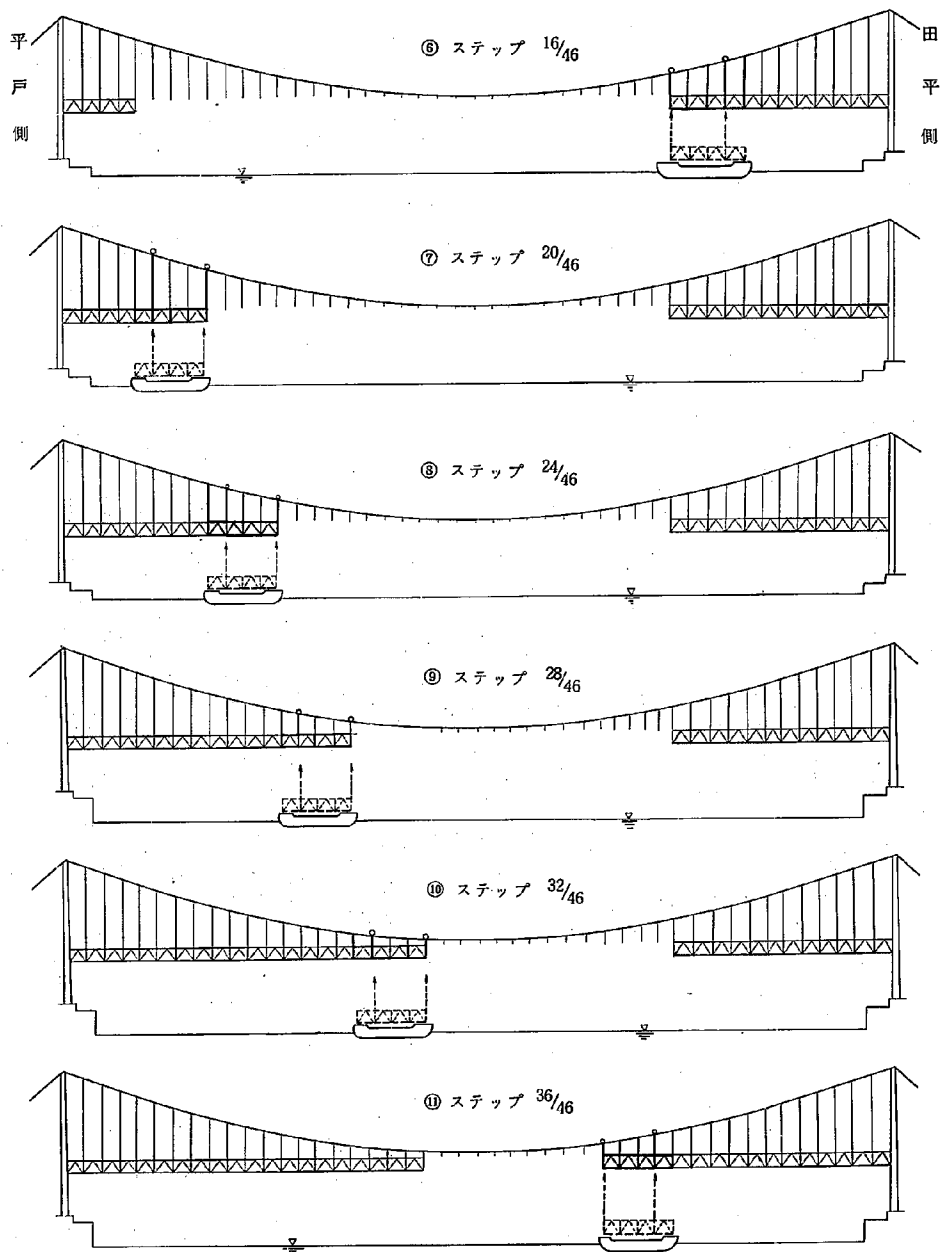


図-11.2 補剛トラス架設段階

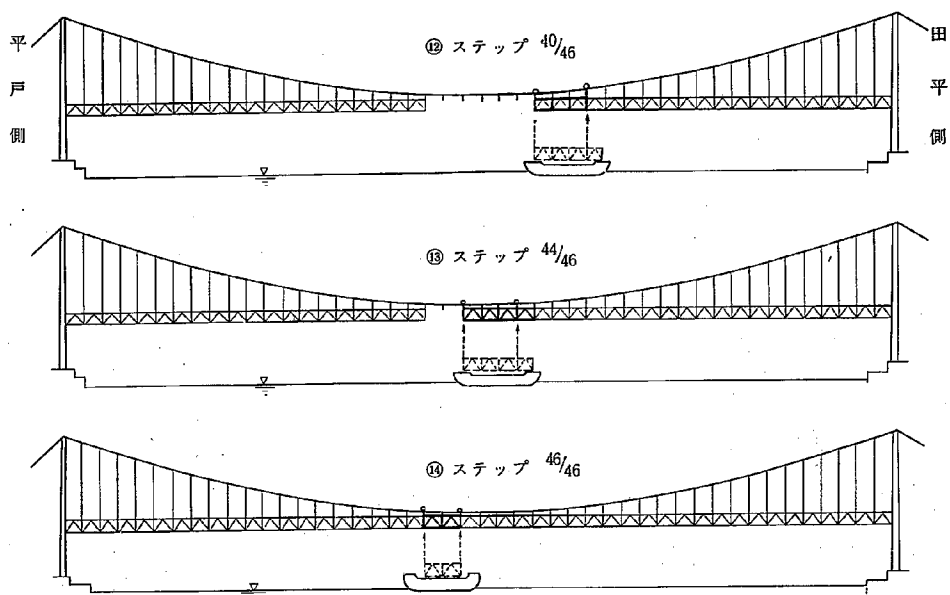
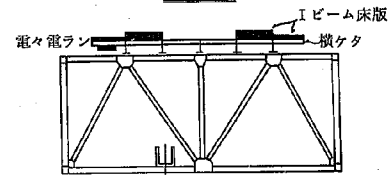


図-11.3 補剛トラス架設段階

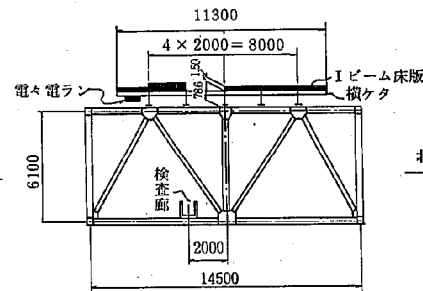
トラス断面図

第Ⅰ案



I 型鋼床版 2 ブロック
を各々両サイドに載せる
(2 ブロック開放)

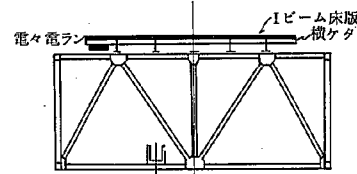
第Ⅱ案



横桁

I 型鋼床版 1 ブロック
を隣に載せる
(1 ブロック開放)

第Ⅲ案



I 型鋼全面敷き

トラス側面図

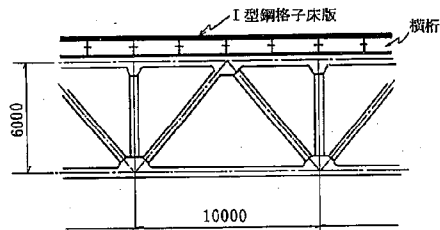


図-12 補剛げた断面図

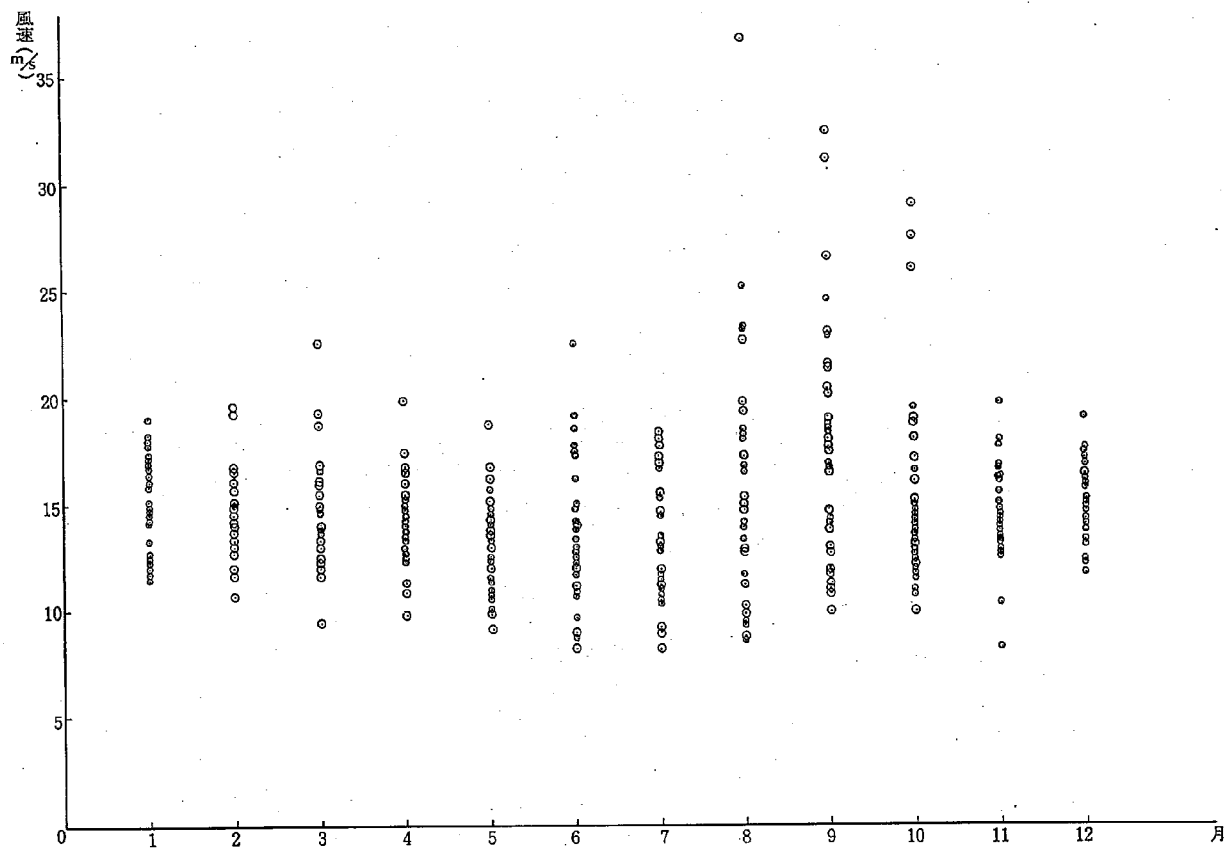
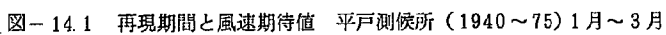


図 - 13 月別月最大風速 (平戸測候所) (1940. 1 ~ 1975. 6)



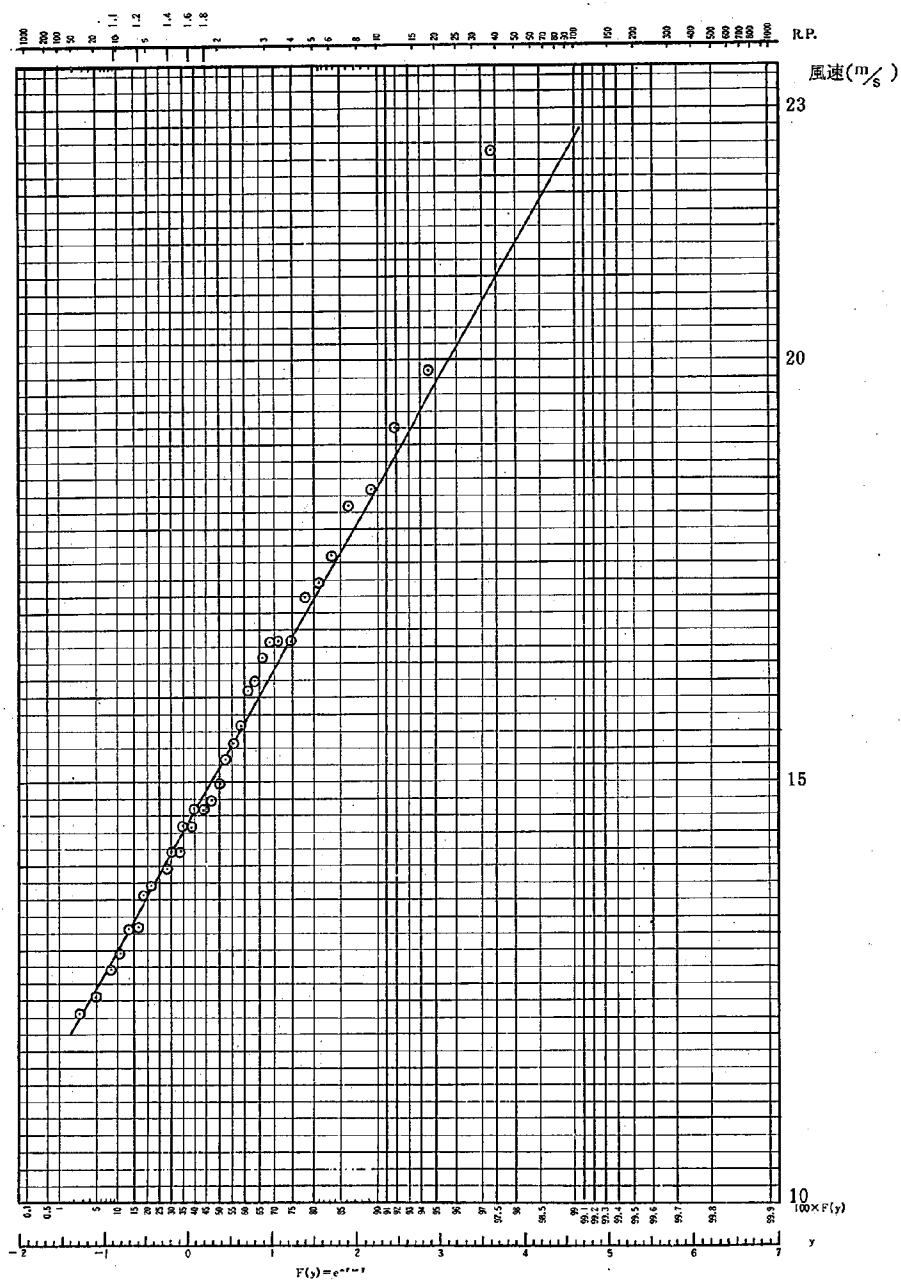


図-14.2 再現期間と風速期待値 平戸測候所(1940~74)4月~6月

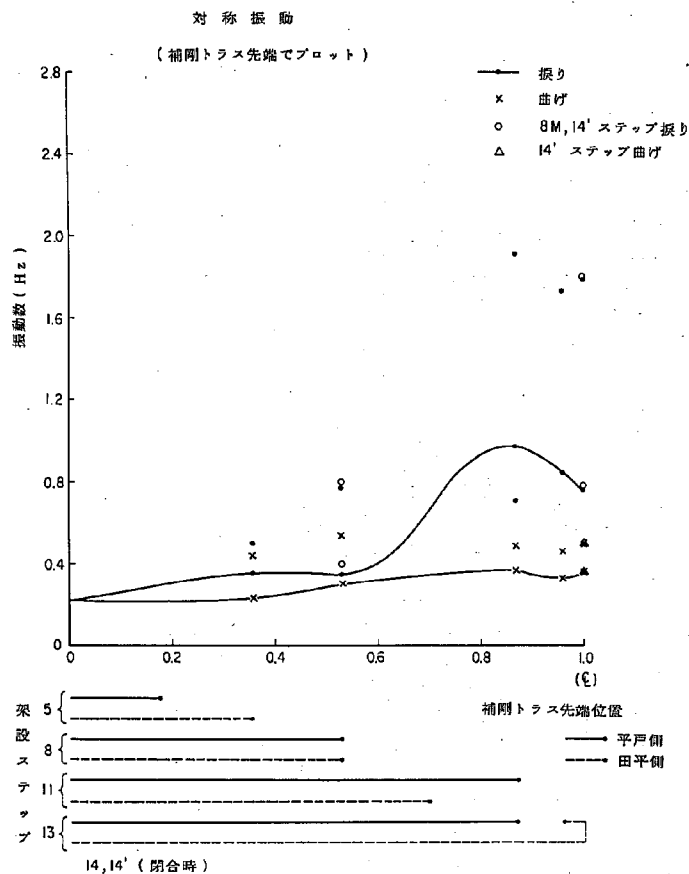


図-15.1 架設時固有振動数

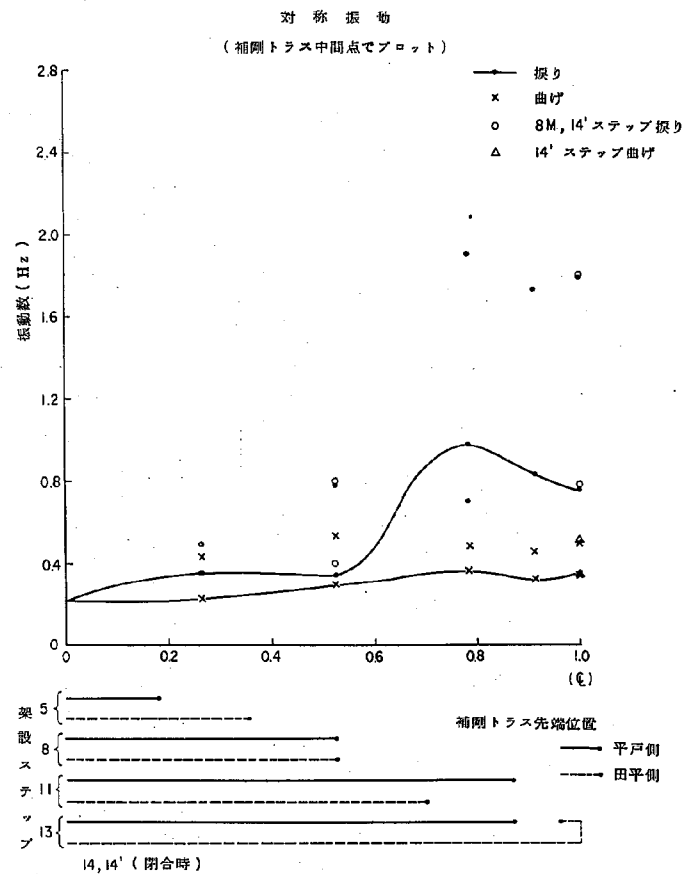


図-15.2 架設時固有振動数

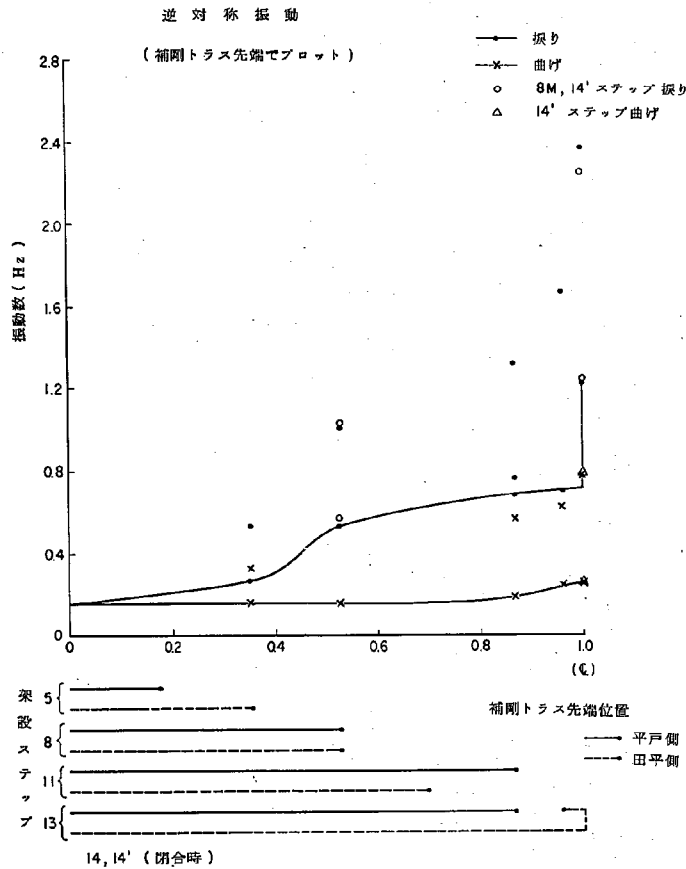


図-15.3 架設時固有振動数

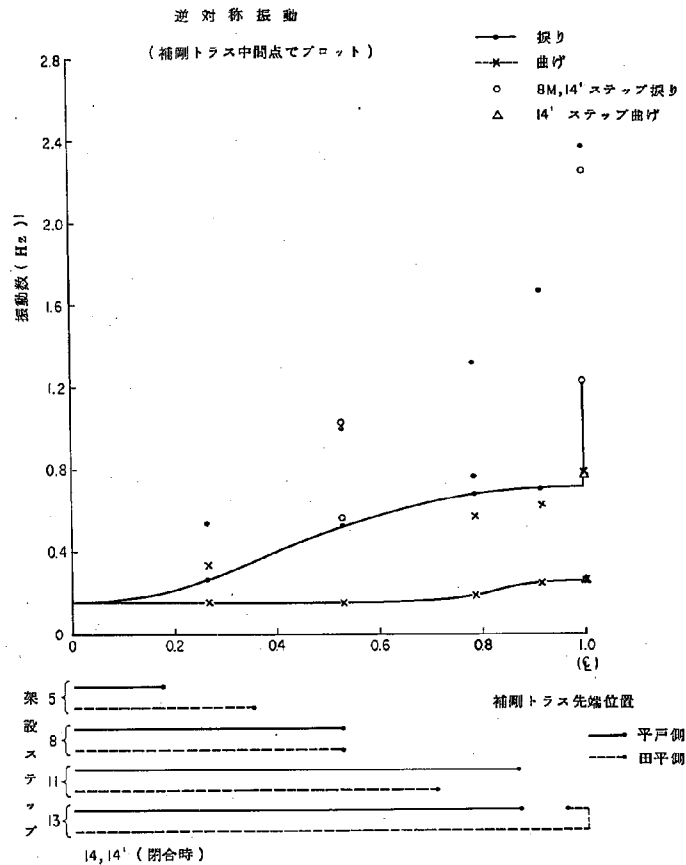
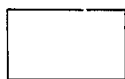


図-15.4 架設時固有振動数

第 I 案 13 step



Vcr - α 曲線	
原 型	平戸架設
模 型 名	
支持方法	$h\alpha$
風速換算比	6.15

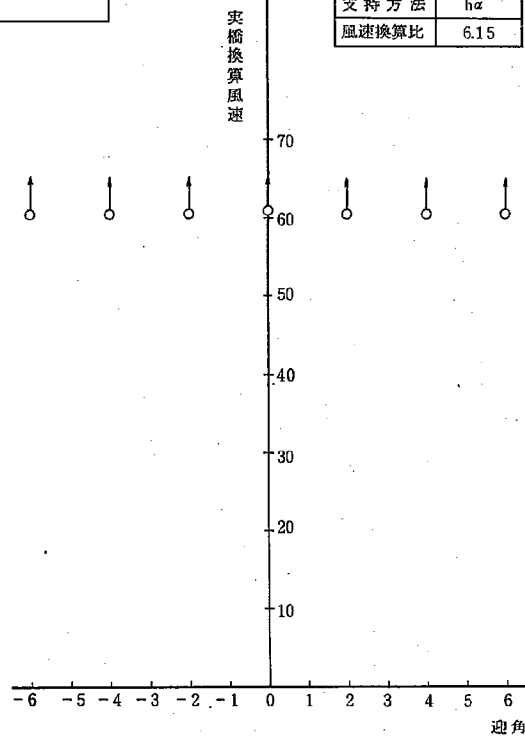
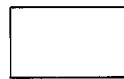


図 - 16.1 Vcr ~ α 曲線

第 II 案 13 step



Vcr - α 曲線	
原 型	平戸架設
模 型 名	
支持方法	$h\alpha$
風速換算比	6.15

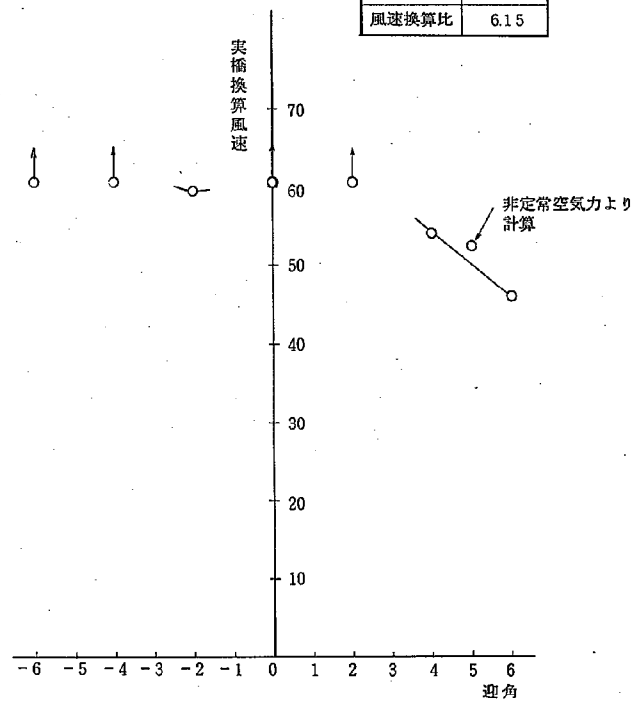
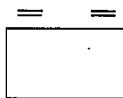


図 - 16.2 Vcr ~ α 曲線

第Ⅰ案 - ($N\alpha/N\eta = 1.65$)



Ver - α 曲線	
原 型	平戸架設
模 型 名	
支 持 方 法	h α
風速換算比	7.39

迎角 0°のみ実験

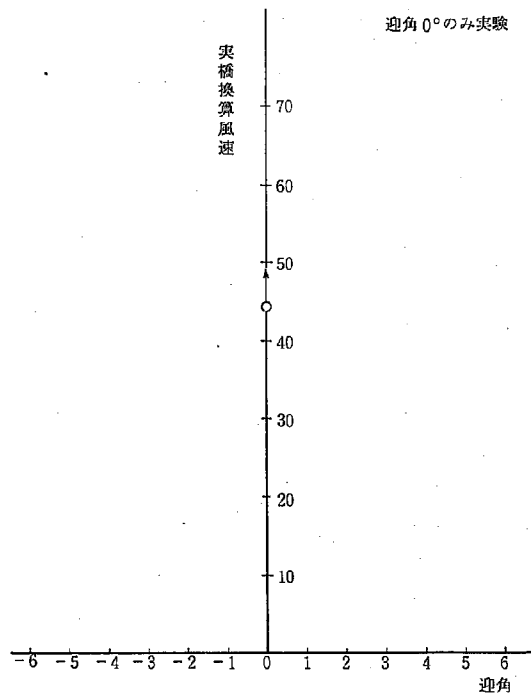
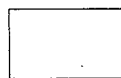


図 - 16.3 Ver ~ α 曲線

第Ⅱ案 - ($N\alpha/N\eta = 1.65$)



Ver - α 曲線	
原 型	平戸架設
模 型 名	
支 持 方 法	h α
風速換算比	7.39

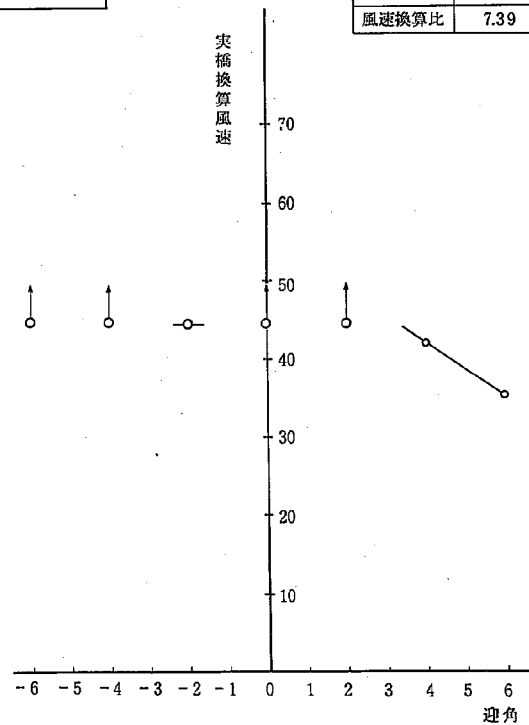


図 - 16.4 Ver ~ α 曲線

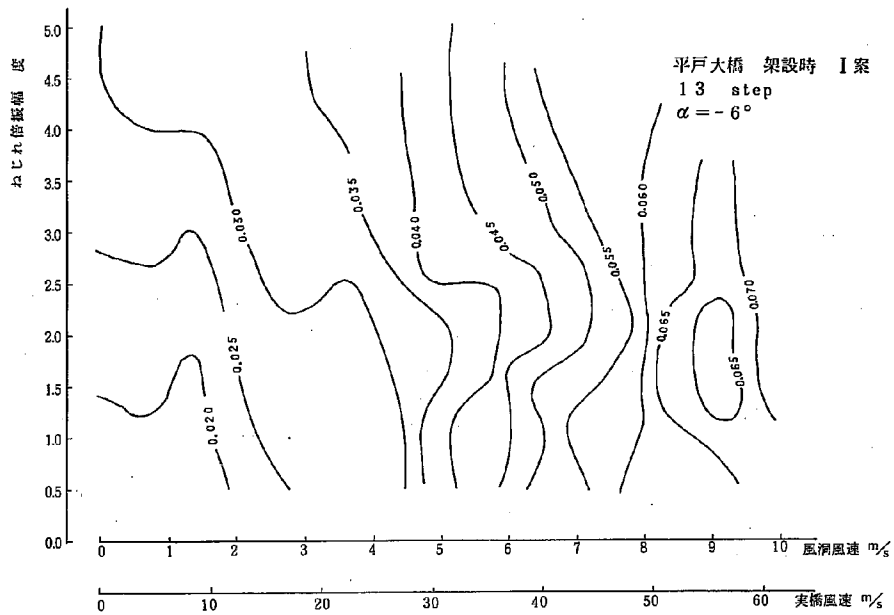


図 - 17.1 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

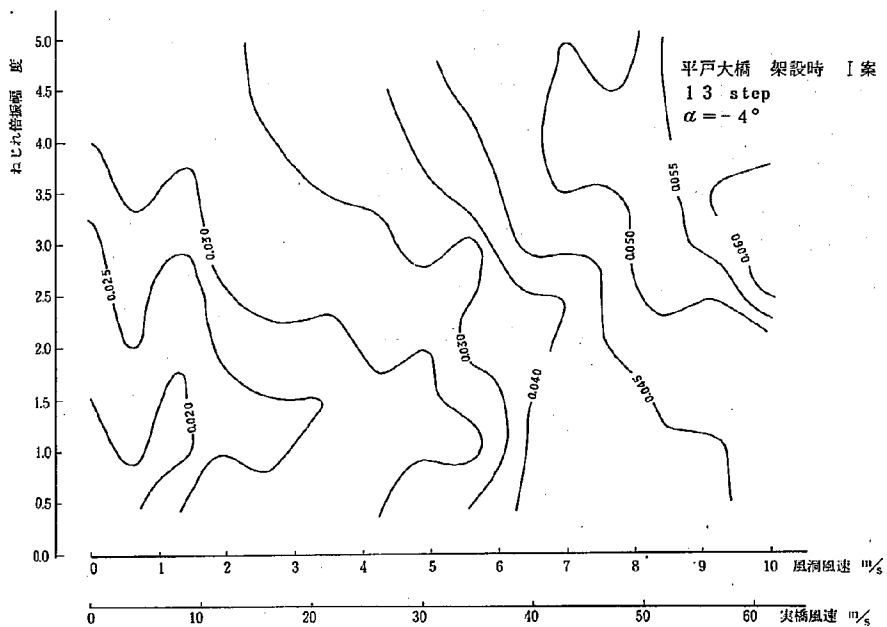


図 - 17.2 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

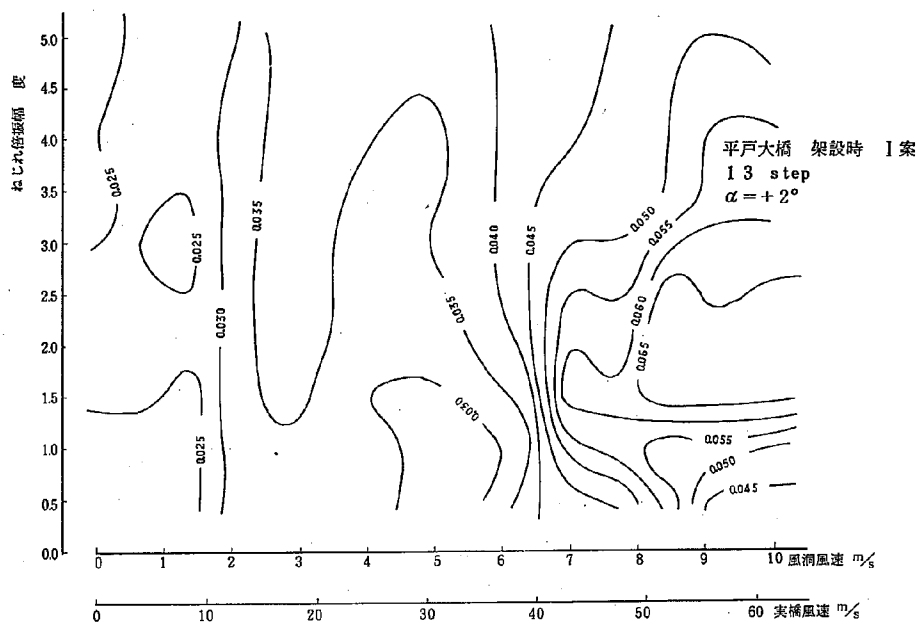


図 - 17.5 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

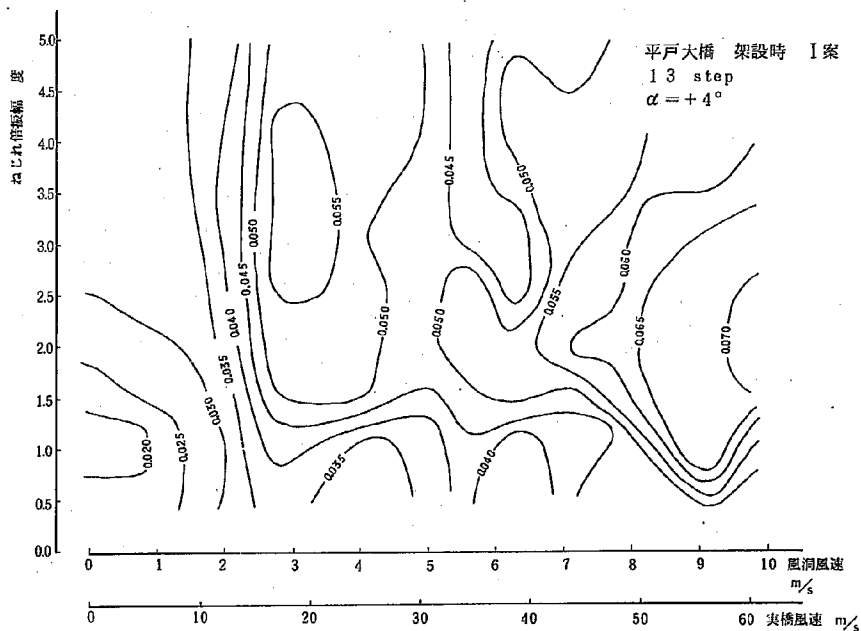


図 - 17.6 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

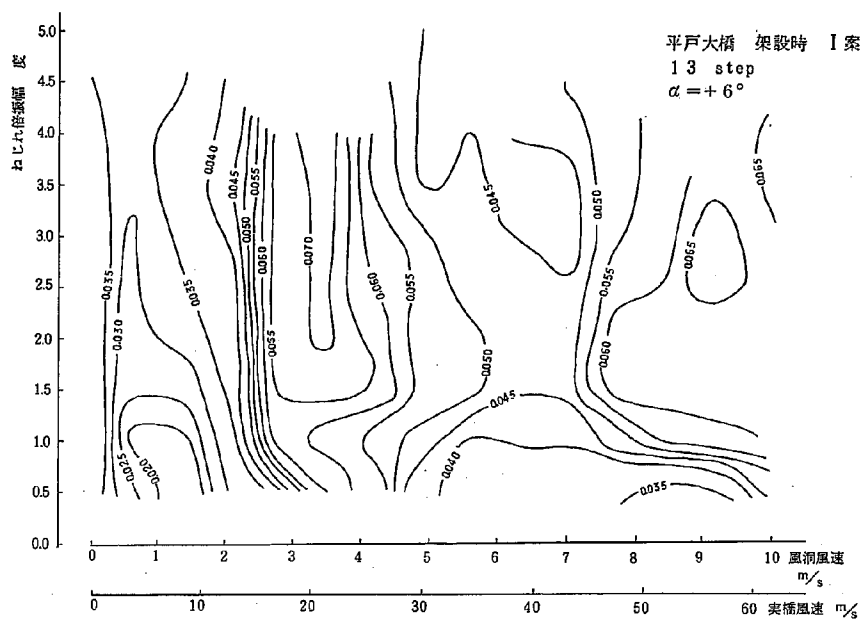


図 - 17.7 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

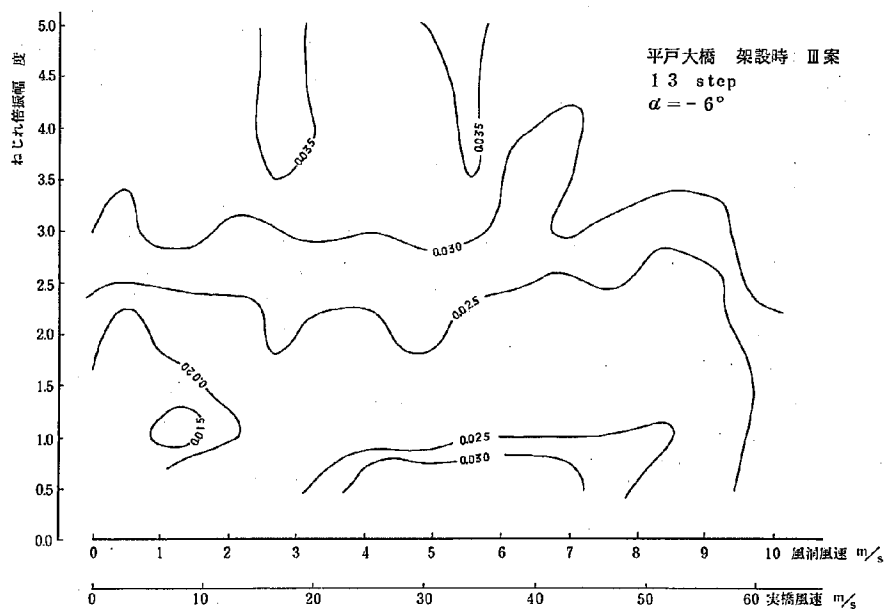


図 - 17.8 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

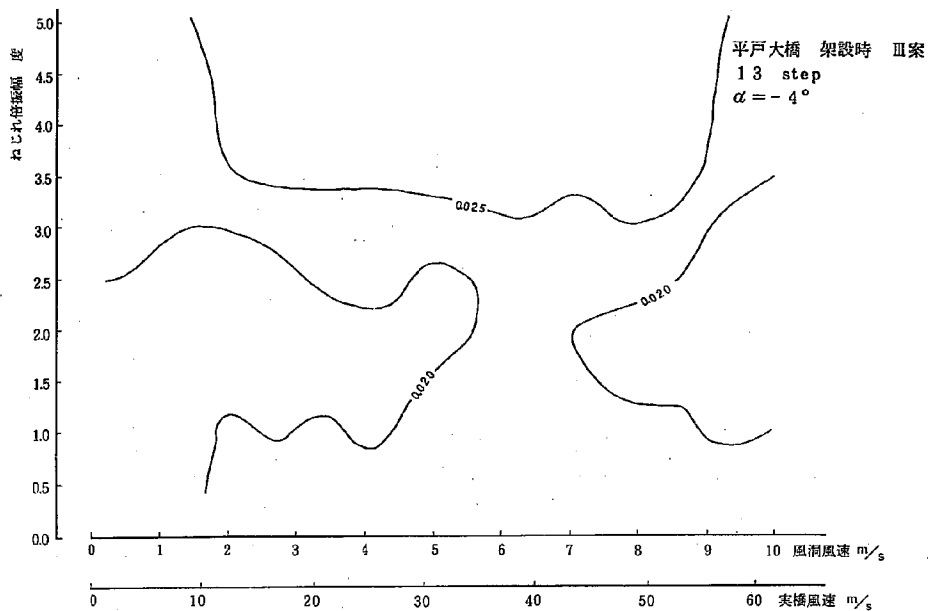


図 - 17.9 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

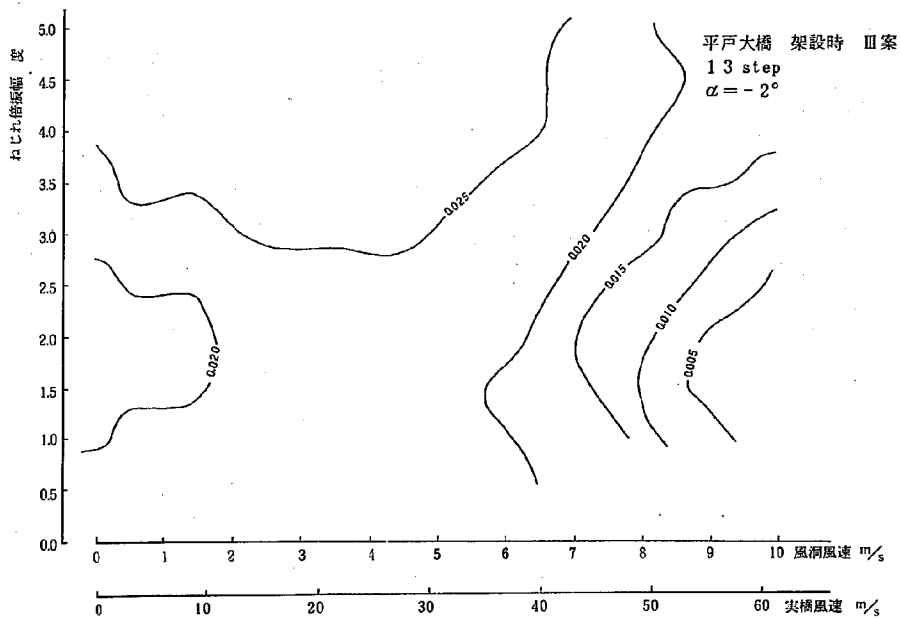


図 - 17.10 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

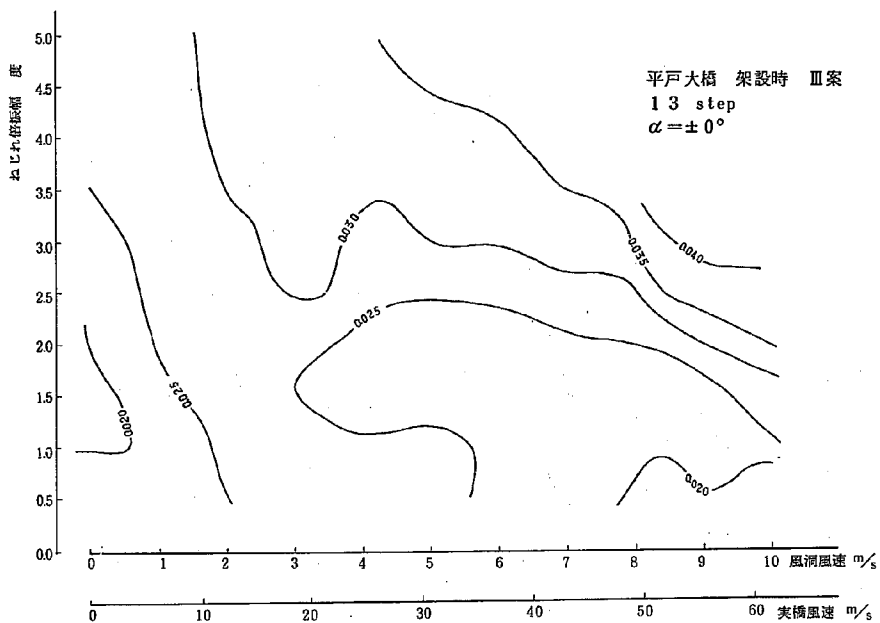


図 - 17.11 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

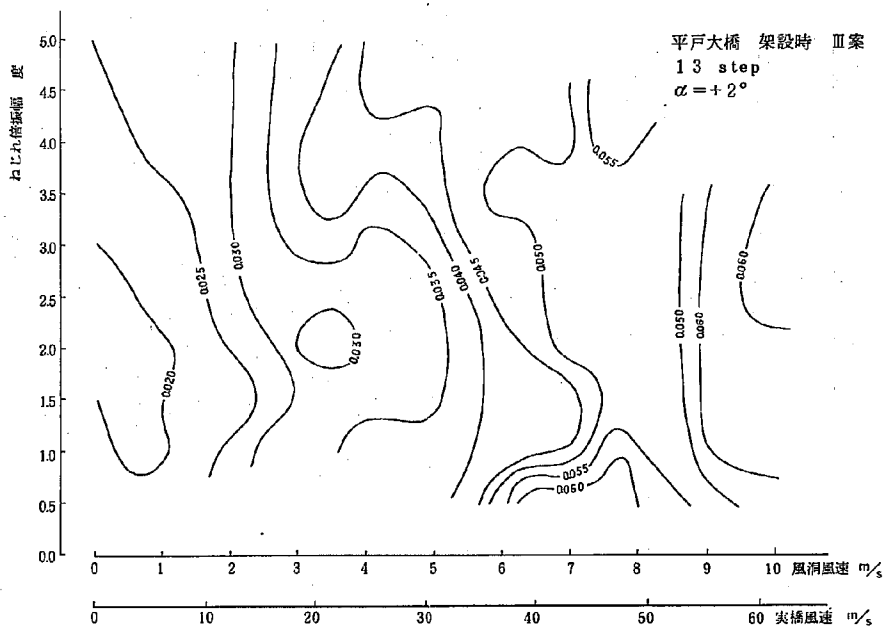


図 - 17.12 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

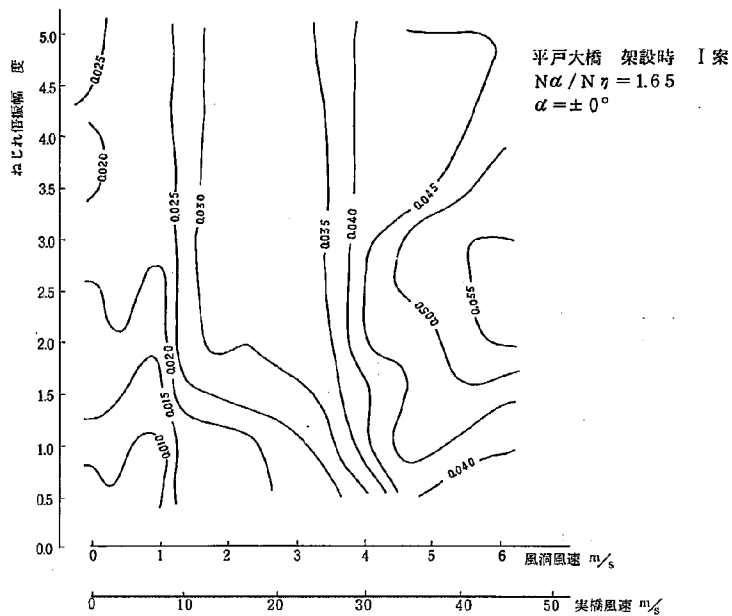


図 - 17.15 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

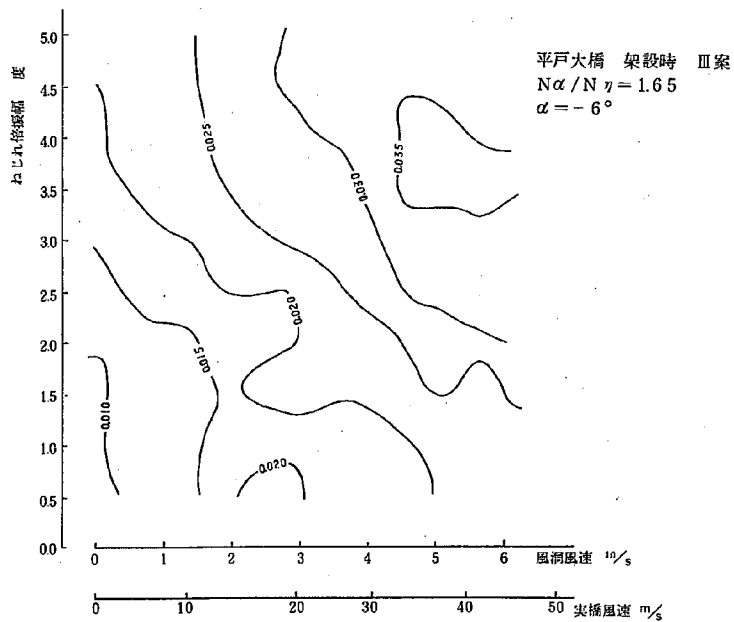


図 - 17.16 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

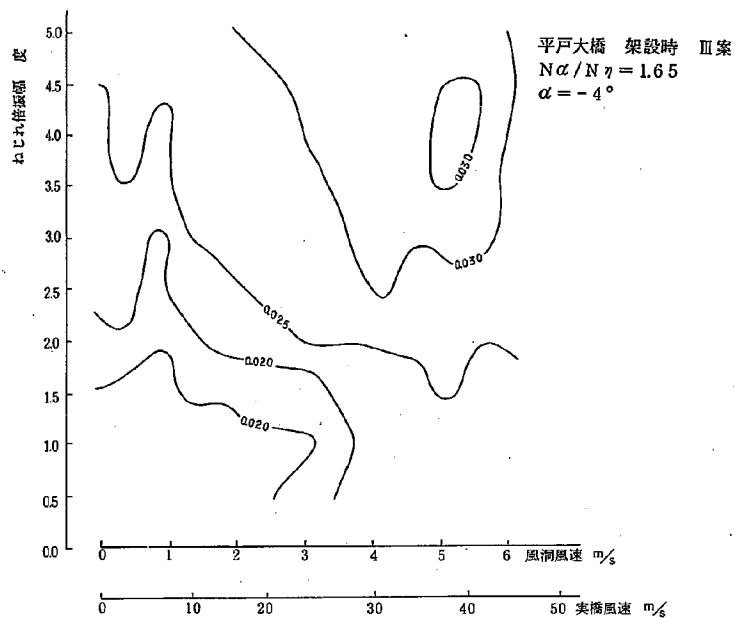


図-17.17 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

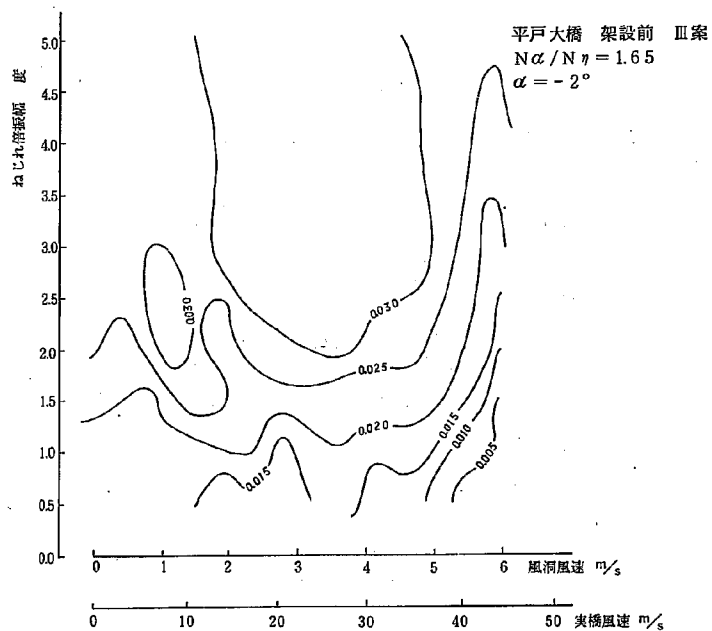


図-17.18 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

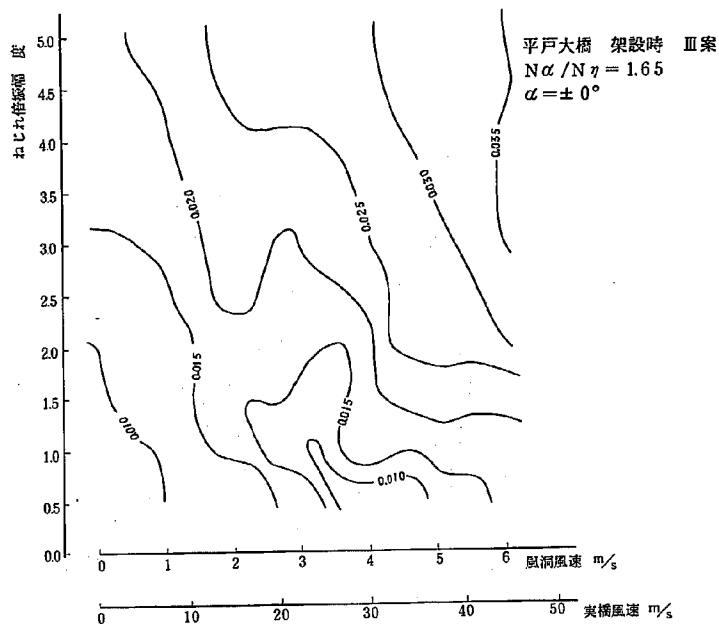


図 - 17.19 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

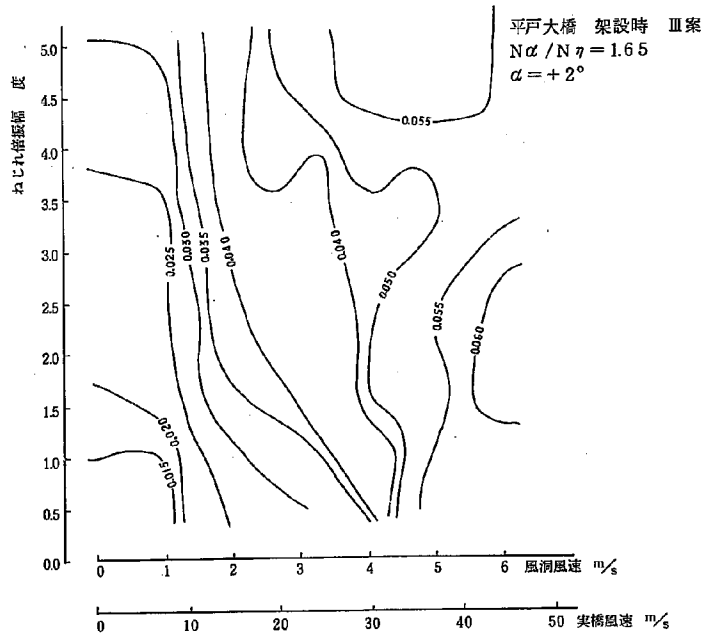


図 - 17.20 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

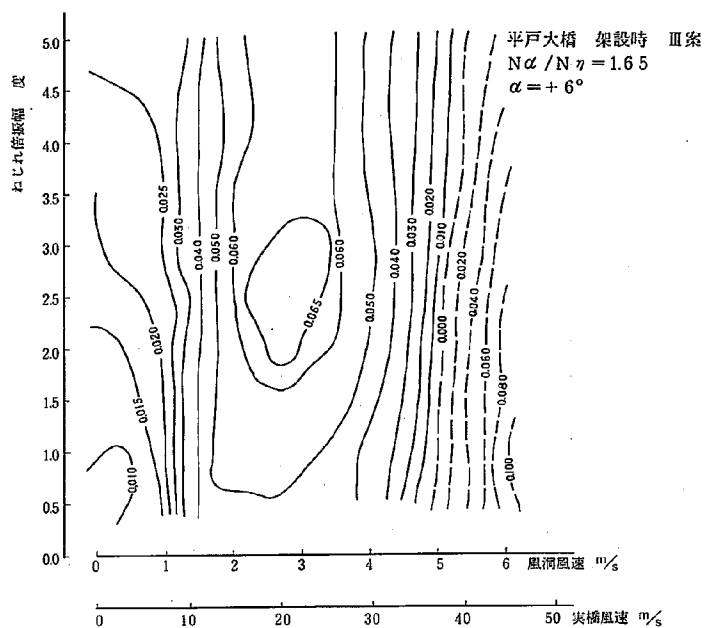


図 - 17.21 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

MODEL NAME HIRADO OHASHI CASE 1

FREQUENCY 5.0 2.0 (HZ)
 AMPLITUDE 0.15 (CM)
 ANGLE OF ATTACK □ 5.00 (DEG.)
 △ 3.00
 ○ 0.00
 ▼ -3.00
 ■ -5.00

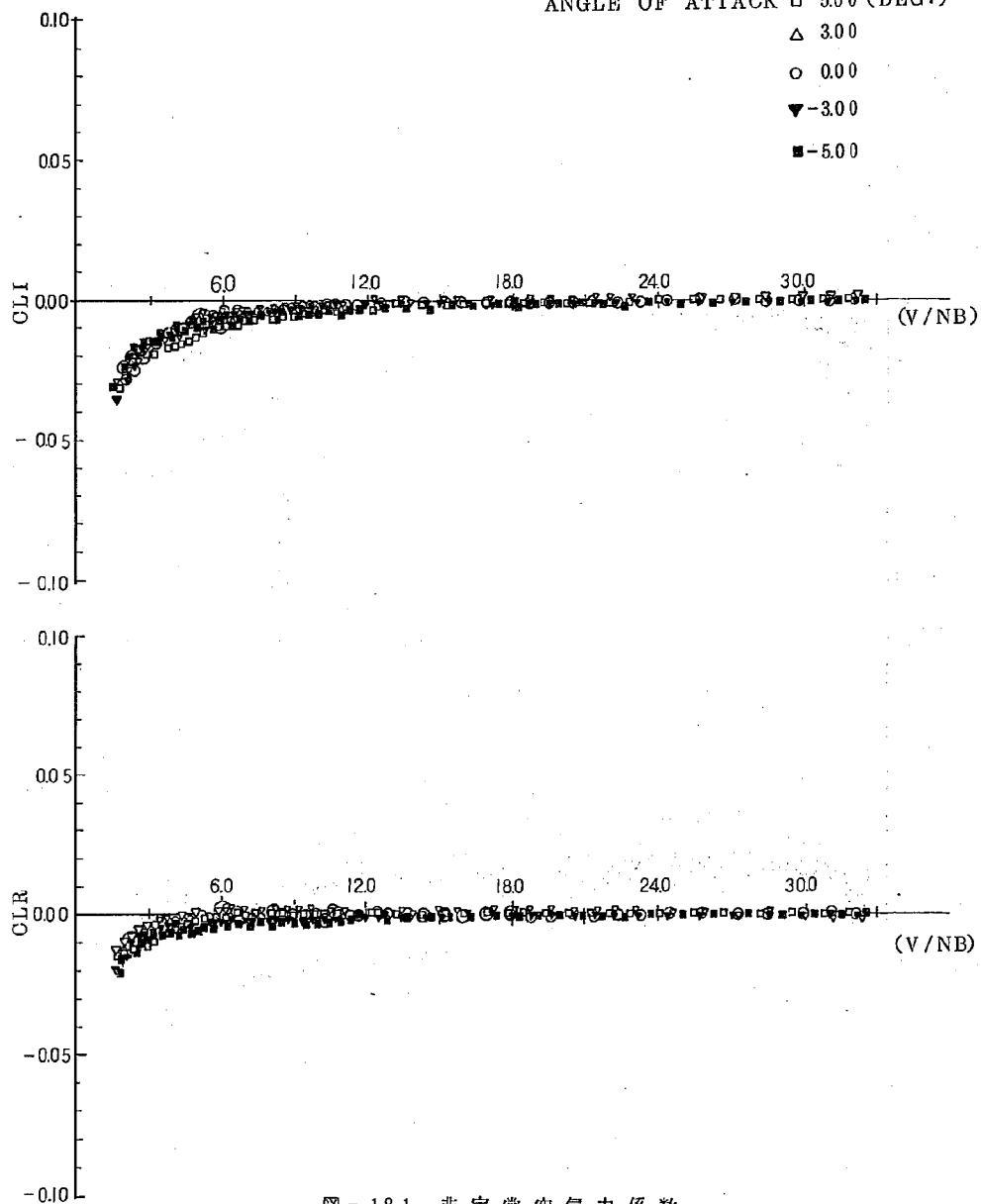


图-18.1 非定常空气力系数

MODEL NAME HIRADO OHASHI MODEL 3

FREQUENCY 5.0 3.0 (HZ)
 AMPLITUDE 1.00 (DEG.)
 ANGLE OF ATTACK □ 5.00 (DEG.)
 △ 3.00
 ○ 0.00
 ▼ -3.00
 ■ -5.00

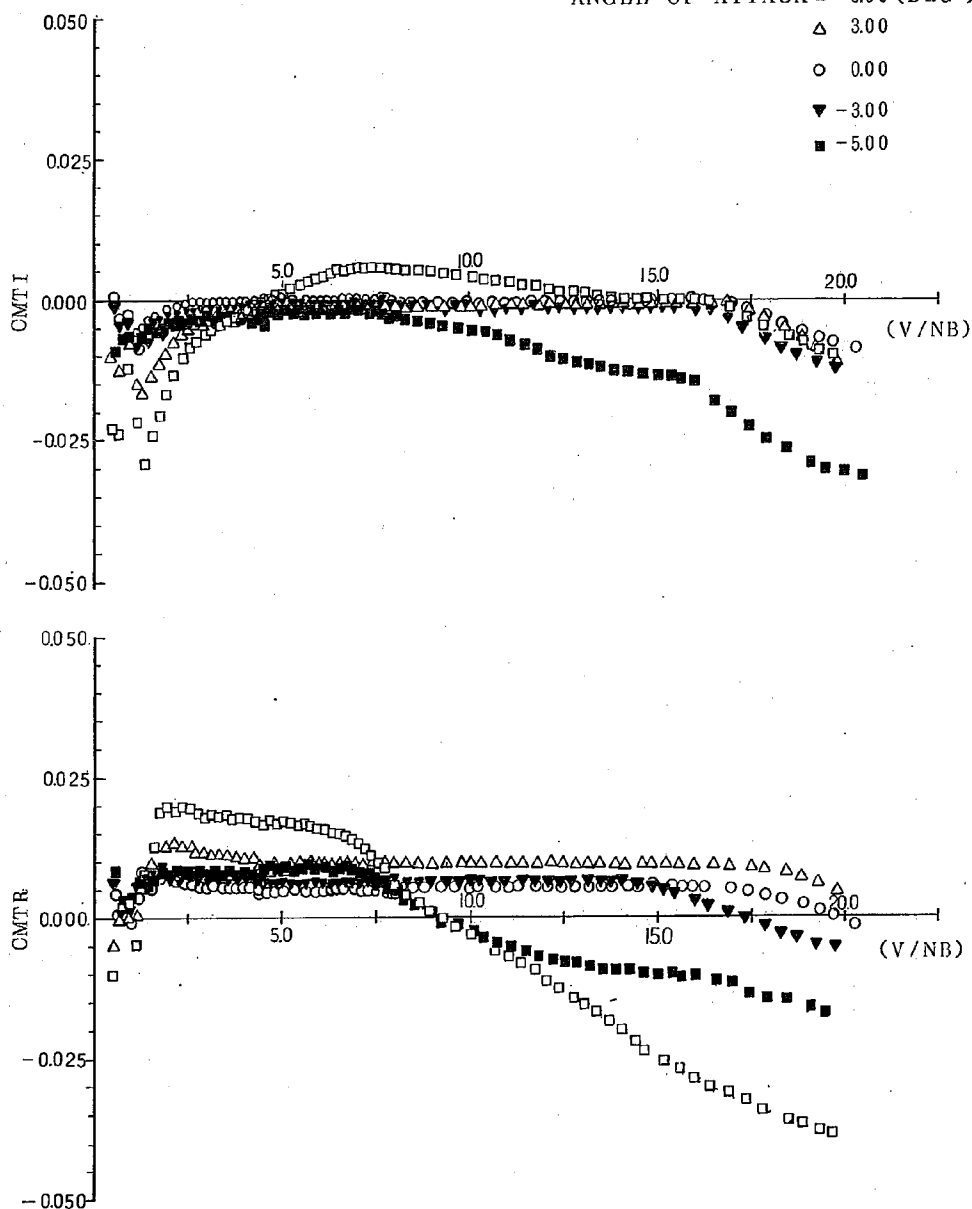


图-18.2 非定常空氣力係数

MODEL NAME HIRADO OHASHI MODEL 3

FREQUENCY 5.0 3.0 (HZ)
 AMPLITUDE 1.00 (DEG.)
 ANGLE OF ATTACK $\square$ 5.00 (DEG.)
 $\triangle$ 3.00
 $\circ$ 0.00
 $\blacktriangledown$ -3.00
 $\blacksquare$ -5.00

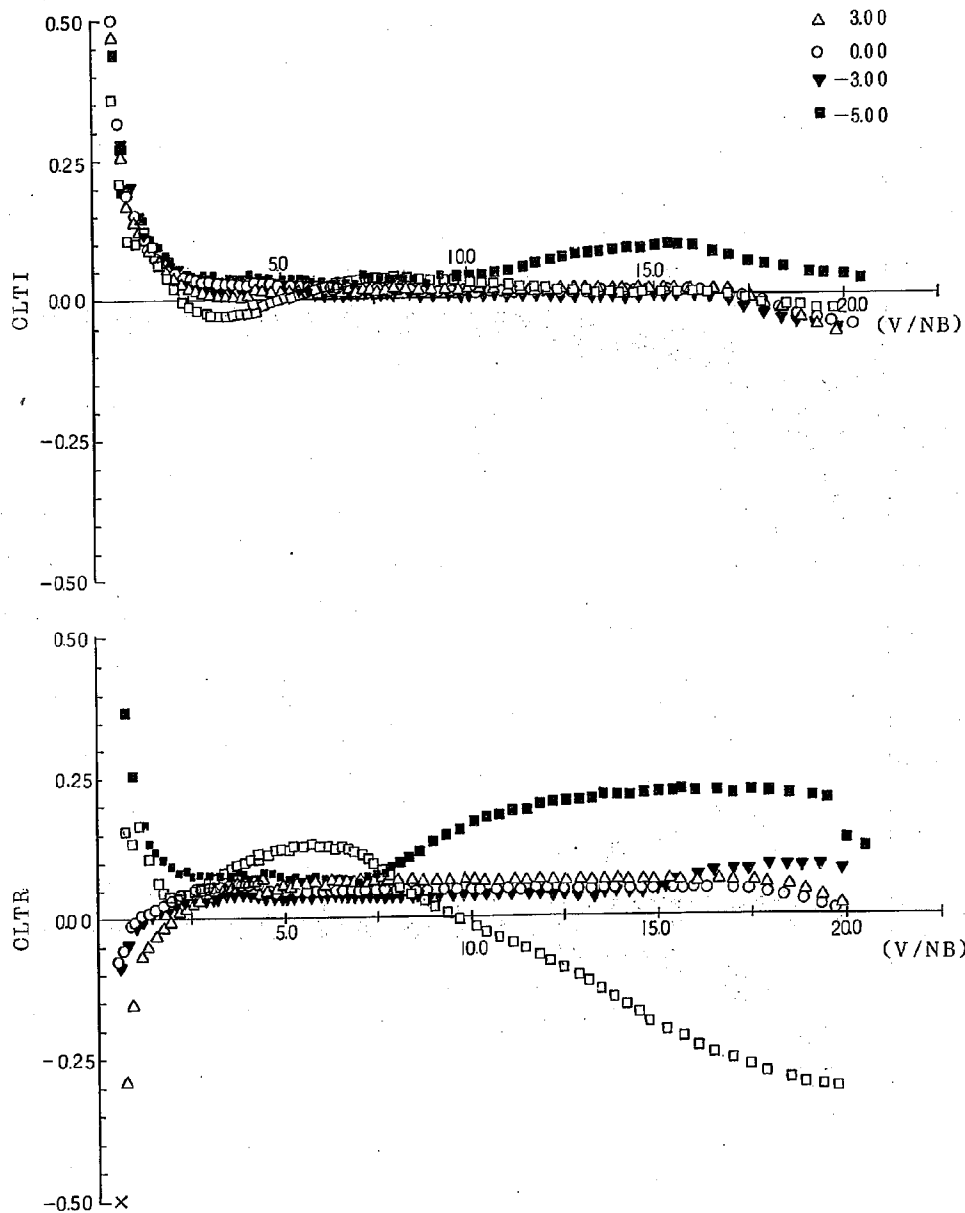


图-18.3 非定常空气力系数

MODEL NAME HIRADO OHASHI MODEL 3

FREQUENCY 5.0 2.0 (HZ)
 AMPLITUDE 0.15 (CM)
 ANGLE OF ATTACK □ 5.00 (DEG.)

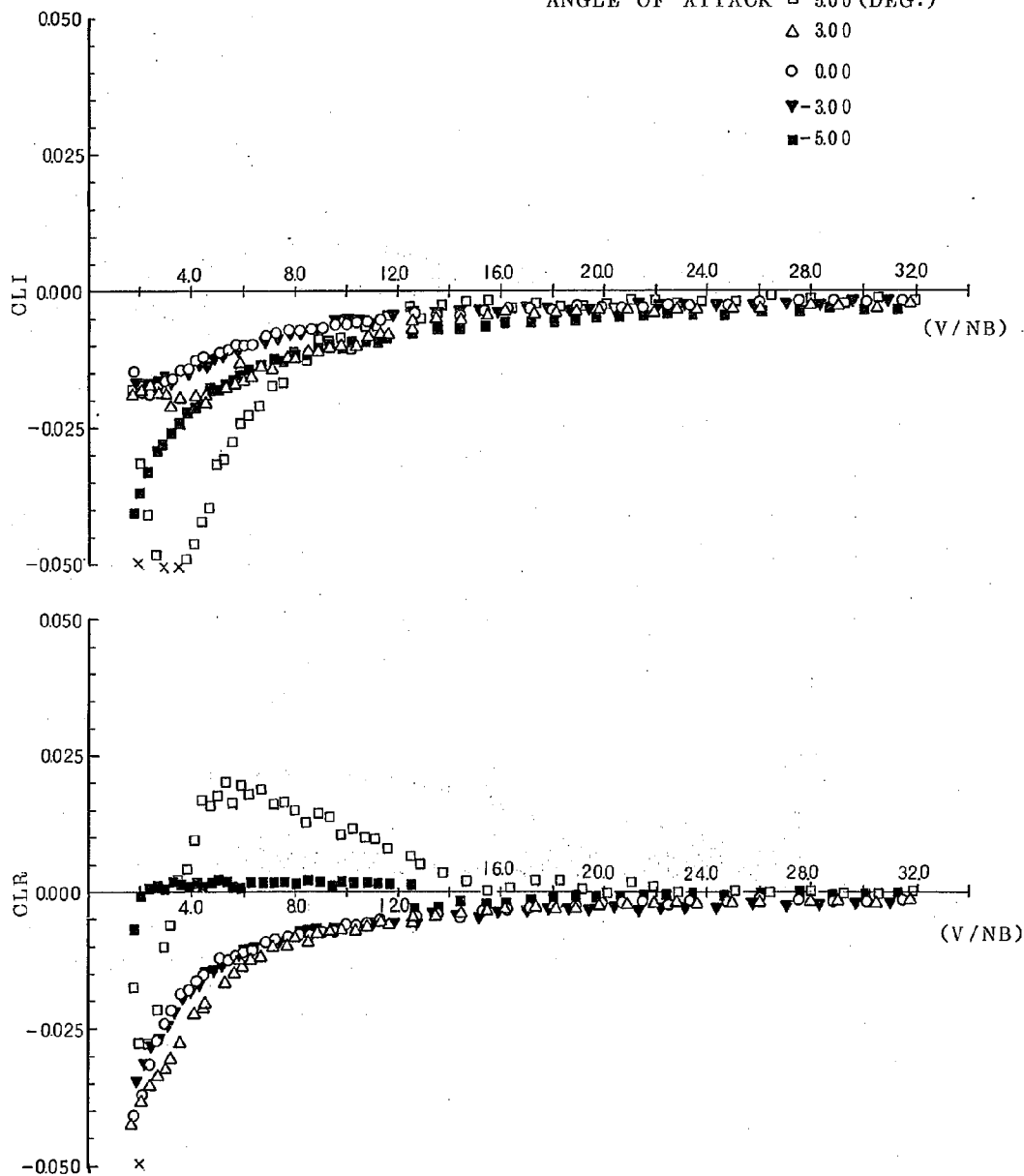


图-18.4 非定常空气力系数

MODEL NAME HIRADO OHASHI MODEL 1

FREQUENCY 5.0.3.0 (NZ)
 AMPLITUDE 1.00 (DEG.)
 ANGLE OF ATTACK □ 5.00 (DEG.)

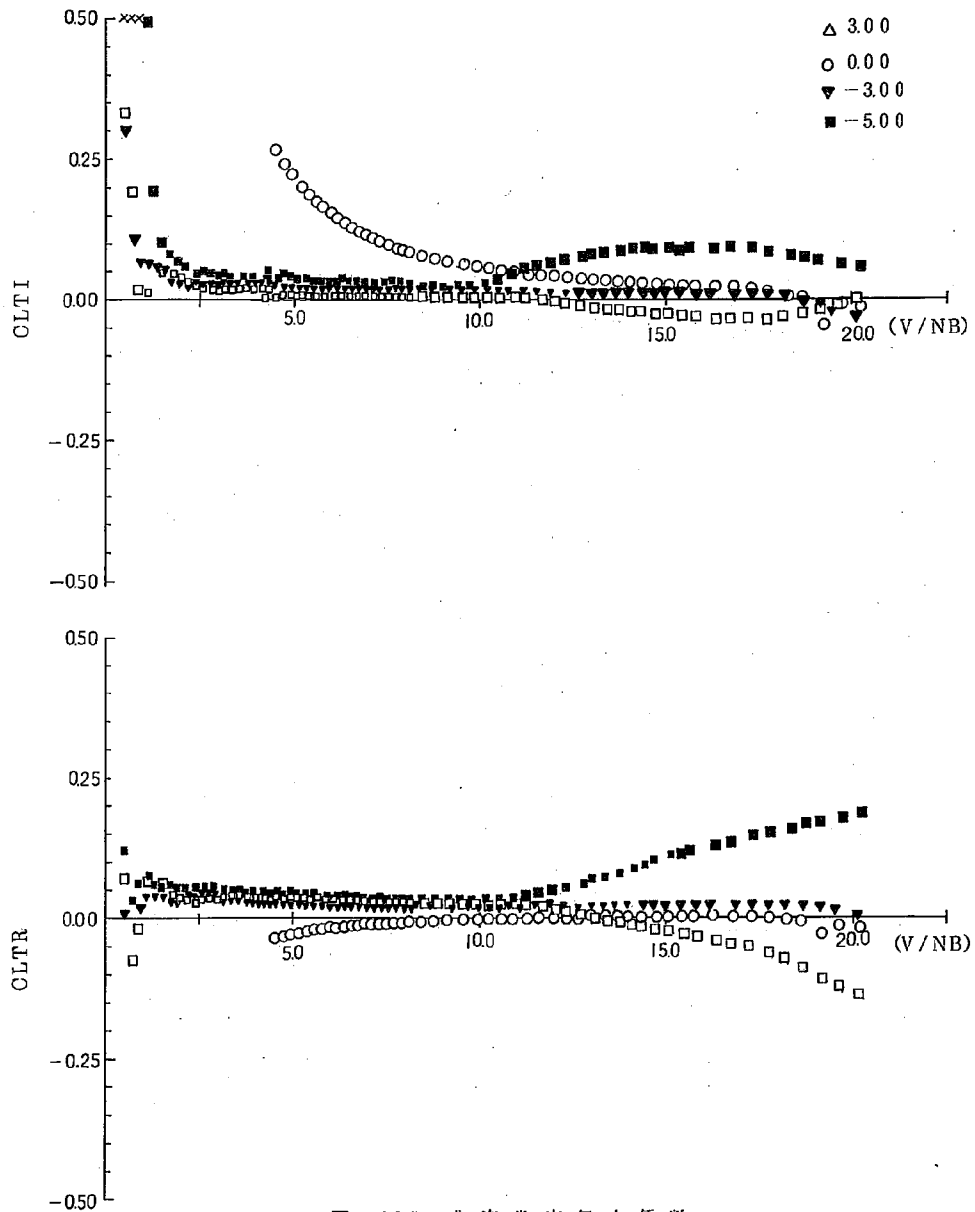


图-185 非定常空气力系数

MODEL NAME HIRADO OHASHI MODEL 1

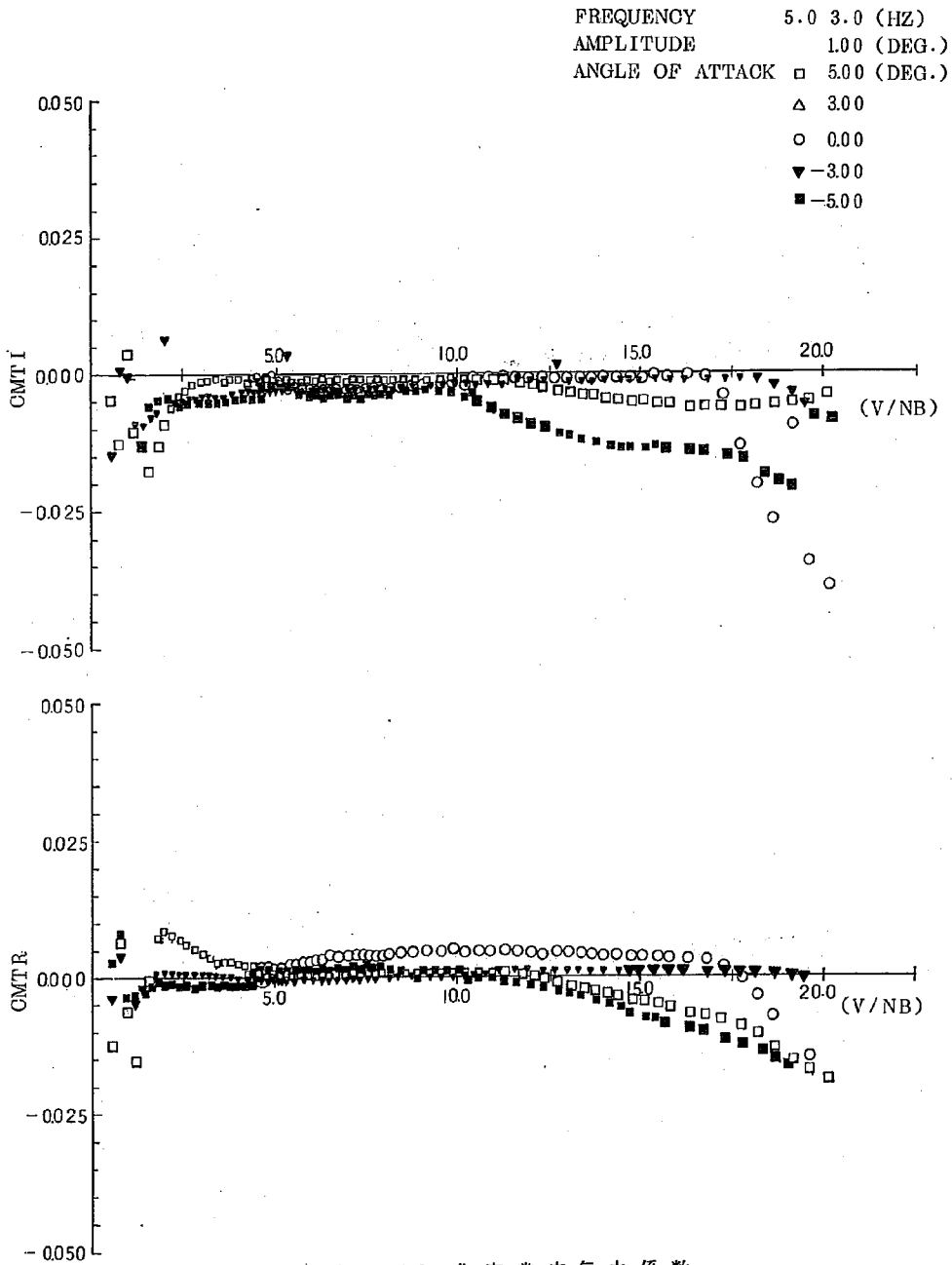


图-18.6 非定常空气力系数

表 - 1. 平戸大橋〔完成時〕実験条件

		原 型	所 要 値	実 験 値				
				HRD	HRD 1	HRD 2	HRD 3	HRD 4
縮 尺 率		—	1:37.59	1:37.59	1:37.59	1:37.59	1:37.59	1:37.59
重 量		t/m/bridge 11.026	g/model 12.485	12,289	12,793	12,537	12,537	12,411
回 転 慣 性		t・m・sec ² /m/bridge 33.495	kg・cm・sec ² /model 2,684	2,684	2,684	2,684	2,684	2,684
振 動 数	対 称 1 次 鉛直たわみ	Hz 0.314	Hz 1.99	2.01	1.96	1.99	1.99	2.00
	対 称 1 次 ね じ れ	Hz 0.804	Hz 5.09	4.85	4.87	4.86	4.82	4.84
振 動 数 比		2.56	2.56	2.43	2.49	2.44	2.42	2.42
構 造 減 衰			0.03	⇒ 0.03	⇒ 0.03	⇒ 0.03	⇒ 0.03	⇒ 0.03
風 速 換 算 比			5.94	6.22	6.21	6.22	6.27	6.24
スプリング間隔			74.1 ^{cm}	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0
高 欄 充 実 率				大	大	小	小	小
地 覆				有	有	有	無	無
自殺防止ネット				有	有	有	無	無
公 共 添 加 物				有	有	有	有	無

表 - 2 月別月最大 10 分間平均風速

E 129°33'
N 33°22'
h 58.0m
lh 10.5m

(平戸)

資料：平戸測候所

年		月	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		年最大値		順位	備考
			風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	最大風速	風向		
1940	昭和 15	12.7	NW	12.0	NW	13.3	NW	14.7	NW	9.8	SSE	8.3	S	17.7	SSE	10.2	N	23.0	NNW	10.7	NW	12.5	NW	16.3	NW	23.0	NNW	9.11	10	創立 1940.1.1
	1	16	15.8	NW	13.3	NW	12.0	SSE	14.5	SW	11.3	NWE	12.2	SSW	12.8	NNE	13.3	S	14.3	NE	26.0	N	14.0	NE	12.3	NNW	26.0	N	10. 1	6
	2	17	15.8	NNW	14.8	NE	14.0	NE	14.9	SSW	16.2	NE	9.7	SSW	8.3	S	36.8	NW	16.5	NNE	13.5	NE	10.3	NW	12.3	NW	36.8	NW	8.27	1
	3	18	14.5	NW	11.7	NW	16.0	NNE	16.5	NNE	10.7	NNE	13.3	SSW	12.8	NNE	11.7	SE	14.7	NNE	11.0	NE	12.8	NW	13.3	NW	16.5	NNE	4. 5	32
	4	19	15.2	NW	13.7	NW	13.8	N	13.0	NE	11.0	SSW	9.7	S	10.7	SSW	9.3	NNE	19.0	N	19.5	N	10.3	N	12.3	NNW	19.5	N	10. 7	18
	5	20	13.3	NW	13.3	NW	12.5	NNW	11.3	NE	10.0	SSW	12.5	NW	13.0	NE	14.2	S	26.5	NNE	27.5	NNE	8.3	NW	17.3	NW	27.5	NNE	10.10	5
	6	21	12.0	NW	14.2	NW	12.5	S	13.7	WNW	13.7	N	12.8	SSW	15.3	NNW	14.2	SSE	11.0	NE	10.0	NE	14.2	NE	13.3	NW	15.3	NNW	7.29	33
	7	22	11.8	NNE	12.7	NW	12.3	NW	14.5	NW	10.8	NNE	11.7	SSE	9.0	S	8.8	S	13.8	N	15.0	NNE	15.0	NNE	13.3	NW	15.0	NNE	10.20	35
	8	23	16.3	NW	10.7	NE	14.8	ESE	13.3	NE	12.3	S	9.0	S	14.7	S	13.8	SSW	13.0	SSE	13.0	NNE	13.7	NNE	16.7	NW	16.7	NW	12.14	29
	9	24	17.7	NW	16.5	NW	14.9	NW	13.5	SSE	14.0	S	22.5	NNW	13.4	N	18.4	NNE	14.2	NE	14.9	NNE	19.7	NNW	14.9	NNW	22.5	NNW	6.21	13
	1950	25	17.7	NW	14.9	NE	13.9	NNW	13.9	SW	14.2	NW	18.5	SSE	16.8	SSE	9.4	S	17.4	N	13.4	NNE	15.5	NE	15.0	N	18.5	SSE	6.24	23
	1	26	14.9	N	16.5	N	15.0	NW	14.7	NW	10.8	SSE	10.8	WNW	12.9	NE	18.0	SSW	16.8	S	29.0	NNE	14.5	NW	16.3	NW	29.0	NNE	10.14	4
	2	27	18.0	NW	14.9	NW	13.7	NW	15.5	S	13.5	NE	13.4	NNE	11.2	SSW	12.9	S	14.2	NNE	15.2	S	16.1	NNE	16.1	NNW	18.7	NW	3.24	22
	3	28	17.1	NW	15.2	NNE	22.6	NNE	19.9	NNE	18.7	NNW	17.3	SSW	13.2	S	11.2	NE	18.7	NNE	14.9	NNW	14.7	NNW	17.6	NNW	22.6	NNE	3.28	11
	4	29	15.2	NNW	15.2	NE	14.9	NNW	14.5	NNE	12.9	N	17.2	S	13.5	NE	25.1	NNE	22.8	N	14.0	NNE	13.4	NE	12.2	NW	25.1	NE	8.18	7
	5	30	14.2	NW	16.6	NW	15.5	NNW	13.9	NW	11.0	NW	12.0	S	10.5	SSW	14.7	S	24.5	NNW	14.4	NNE	13.9	N	13.0	N	24.5	NNW	9.30	8
	6	31	16.0	NW	14.5	NNW	16.8	SSE	13.2	N	14.8	SW	14.0	SSW	10.7	SSW	23.1	NW	32.4	SSE	14.5	SW	15.5	NNW	16.0	NNW	32.4	SSE	9.10	2
	7	32	12.5	NW	14.5	NW	14.0	NNW	12.5	SSW	10.7	NE	14.0	NNE	13.5	SSW	23.3	S	20.4	N	18.0	NNW	15.5	NNE	14.7	S	23.3	S	8.21	9
	8	33	15.8	NW	16.1	NW	16.8	SSE	17.4	S	13.9	NNE	13.0	N	14.5	S	12.9	N	18.0	N	18.0	NNE	15.7	WNW	18.0	N	18.0	NNE	11.21	25
	9	34	19.0	NW	19.6	NNE	16.6	N	15.5	NW	14.5	NNE	16.1	NNE	18.0	S	19.3	N	31.1	SSE	17.1	NNE	16.6	S	16.0	NNW	31.1	SSE	9.17	3
	1960	35	18.0	NNW	14.0	WNW	15.0	NNE	14.2	NNE	15.2	SSE	17.7	NNE	11.2	S	15.3	S	17.6	NNE	16.5	NNW	16.1	NW	17.1	NW	18.0	NNW	1.27	25
	1	36	14.7	NW	14.3	NW	16.7	NNE	16.0	SSE	16.7	S	14.8	SSW	12.7	S	15.0	SSE	21.3	N	19.0	N	13.3	NNE	13.3	NNW	21.3	N	9.16	15
	2	37	16.7	NW	14.7	NNW	13.8	NW	13.7	NW	10.7	S	13.8	S	13.3	S	17.2	S	14.7	NNE	11.7	NNE	18.0	NNE	17.3	NW	18.0	NNE	11.16	25
	3	38	16.7	NW	15.0	NW	14.7	NW	13.3	NNE	14.3	S	19.2	S	13.0	S	18.2	N	11.7	S	14.3	NNE	13.7	NW	14.7	NW	19.2	S	6.20	20
	4	39	16.7	NNW	14.0	NNW	19.3	NNW	15.0	NNE	10.5	NNE	11.7	S	11.8	SSW	19.8	NNE	18.5	NNE	13.8	NNE	13.2	NNW	15.2	NNW	19.8	NNE	8.24	17
	5	40	17.7	NNW	16.7	NNW	19.3	N	16.0	NE	16.7	NNE	10.7	SSW	11.7	SSW	14.2	NW	18.3	N	12.7	S	15.0	NW	19.0	NW	19.3	N	3.17	19
	6	41	16.0	NW	14.0	NW	16.7	NW	14.0	NNE	15.7	N	14.0	SSE	11.9	S	16.7	SSE	20.2	NNE	15.9	NW	16.7	NW	14.3	NW	20.2	NNE	3.24	16
	7	42	19.3	NW	15.0	NW	16.2	S	15.3	NNE	14.3	NNE	12.8	NNE	16.7	SSW	9.8	S	16.7	N	18.8	NNW	17.7	N	16.0	NW	18.8	NNW	10.25	21
	8	43	16.3	NW	14.0	NW	16.7	NW	14.0	NNE	15.7	N	14.0	SSE	11.9	S	16.7	N	18.8	NNW	17.7	N	16.0	NW	18.8	NNW	10.25	21		
	9	44	18.0	NW	14.3	NW	14.7	N	16.7	NNE	12.0	S	15.0	SSW	12.0	SSW	8.7	S	11.8	NNE	12.2	N	14.7	SSE	14.0	NW	16.7	NNE	4.16	29
	1970	45	17.0	NW	13.0	NW	13.7	NW	13.2	N	12.5	SSW	14.2	S	15.5	NNW	22.7	N	11.3	S	11.7	NW	12.7	NW	13.7	NW	22.7	N	8.14	11
	1	46	17.0	NW	12.7	NW	11.7	NW	10.8	NNE	12.8	SSW	9.7	S	10.3	S	16.5	N	10.0	N	12.0	NNW	14.0	NNE	11.7	WNW	17.0	NW	1. 4	28
	2	47	14.3	N	14.0	NW	16.7	NW	14.2	NNE	11.5	SSE	11.7	S	11.5	SSE	12.8	S	12.7	N	12.0	NNW	14.3	NW	15.8	NW	16.7	NW	3.31	29
	3	48	12.3	WNW	13.7	NW	13.0	NW	12.7	SSW	13.3	SSE	8.3	S	9.3	SSE	11.7	S	10.8	NW	12.3	N	13.8	NW	15.2	NW	15.2	NW	12. 7	34
	4	49	11.5	NW	15.7	NW	12.3	NW	13.3	S	11.3	S	11.2	NNW	18.3	SSE	12.7	NNE	11.3	N	10.8	NNW	12.5	NNW	12.3	NNW	18.3	NNE	7. 6	24
	5	50	13.5	NW	13.7	NNW	9.5	NW																						
年最大値 発生回数		2		0		4		2		0		3		2		5		8		6		1		2						

表 - 3. 1. 架設時固有振動数

曲げ振動数 (Ht)

Step 次数	13	11	8	5
1	0.248 逆	0.193 逆	0.160 逆	0.159 逆
2	0.326 対	0.372 対	0.304 対	0.228 対
3	0.463 対	0.493 対	0.541 対	0.338 逆
4	0.625 逆	0.569 逆	0.541 逆	0.442 対
5	0.936 対	0.793 対	0.755 対	0.566 逆
6	1.324 逆	1.226 逆	0.838 逆	0.693 対
7	1.803 対	1.395 対	0.928 対	0.735 対
8	1.815 対	1.748 対	1.069 逆	0.790 逆
9	1.847 対	1.810 逆	1.241 対	0.917 対
10	2.332 対	-	1.467 逆	1.137 対

表 - 3. 2 架設時固有振動数

捩り振動数 (Hz)

Step 次数	13	11	8	5
1	0.708 逆	0.686 逆	0.346 対	0.272 逆
2	0.845 対	0.707 対	0.346 対	0.272 逆
3	1.671 逆	0.771 逆	0.525 逆	0.360 対
4	1.741 逆	0.985 対	0.529 逆	0.361 対
5	1.816 対	1.327 逆	0.774 対	0.499 対
6	2.003 逆	1.332 逆	0.778 対	0.499 対
7	2.217 逆	1.748 逆	1.01 逆	0.536 逆
8	2.289 対	1.911 対	1.02 逆	0.538 逆
9	2.606 逆	1.924 対	1.19 逆	0.678 対
10	2.815 対	-	1.22 逆	0.684 対
振動数比	$\frac{0.845}{0.326} = 2.59$	$\frac{0.707}{0.372} = 1.90$	$\frac{0.346}{0.304} = 1.14$	$\frac{0.360}{0.228} = 1.58$

表 - 3. 3. モード別低次振動数

モード別低次振動数			Hz					
モード	対称	ステップ	5	8	11	13	14	14'
逆対称	振	1	0.2716	0.5250	0.6862	0.7081	1.2245	1.2293
		2	0.5356	1.0129	0.7707	1.6706	2.3668	2.2478
	曲	1	0.1585	0.1600	0.1934	0.2477	0.2623	0.2618
		2	0.3376	0.5409	0.5687	0.6248	0.7850	0.7875
対称	振	1	0.3602	0.3463	0.7070	0.8448	0.7587	0.7850
		2	0.4989	0.7743	0.9848	1.7405	1.7965	1.8118
	曲	1	0.2284	0.3043	0.3719	0.3261	0.3565	0.3661
		2	0.4415	0.5414	0.4933	0.4633	0.5068	0.5107

表 - 4. 1. 換算質量

Mode		Step	5	8	11	13
ねじり ton sec ²	逆対称 1 次		861,544	8,232.13	123,746	301,326
	対称 1 次		63,012	24,701	2,200.6	32,950
曲げ ton sec ² /m ²	逆対称 1 次		1.8804	0.8459	0.7151	0.6837

表 - 4. 2. バネ支持実験・実験条件(所要値)

Step		5	8	11	13
縮 尺		1:37.59	1:37.59	1:37.59	1:37.59
重 量(kg/model)		20867	9387	7935	7586
極慣性モーメント (kg cm sec ² /model)	(AS1)	69.041	659.7	9.916	2.415
	(S1)	5.050	1.979	176.3	2.640

表 - 4. 3. 振動数比

Mode 別		Step	5	8	11	13
$N\alpha(AS1)/N\eta$			1.71	3.28	3.55	2.85
$N\alpha(S1)/N\eta$			1.58	1.14	1.90	2.59

付録－1 架設時の吊橋の振動特性

付録－2 架設時の吊橋のフラッター計算

付録－1 架設時の吊橋の振動特性

概 要

ここでは、平戸大橋補剛トラス架設途中の各ステップの固有振動数、固有振動モードの解析について、資料〔平戸大橋架設時固有振動計算書(1)、(2) 昭和50年3月〕を紹介し、若干の補足を付け加えている。

1. 計算方法

対象とした吊橋の振動型は鉛直たわみ振動とねじれ振動であり、計算は2つの振動を個別に解析した。解析上の構造モデルは次のようである。

- (1) 曲げ振動解析は1ケーブル面についてモデル化した。
- (2) ねじれ振動解析は立体モデルとした。
- (3) 吊橋全体を格点に質量が集中した多質点系のモデルとした。

計算に用いたプログラムは変形法によるもの(三菱技報Vol.3No.6)であり、また架設途中の静的解析には大変形理論による架設計算プログラム(三菱技報Vol.7No.7)を用いている。

2. 計算結果

計算対象架設ステップは、以下の6通りである。(付図－1参照)

- | | |
|-------------|--------------------|
| No.5 ステップ | (補剛トラス架設非対称型) |
| No.8 ステップ | (補剛トラス架設対称型) |
| No.11ステップ | (補剛トラス架設非対称型) |
| No.13ステップ | (補剛トラス架設非対称型) |
| No.14ステップ | (閉合時) |
| No.14' ステップ | (閉合時、リフティング荷重なし) |

計算された固有振動数が表－3に、また架設段階による振動数の変化が図－15.1～4に示されている。また付図－2～20には代表的な振動モード図を示した。

3. ま と め

解析結果から、吊橋架設時の振動特性としては、次のような特徴がある。

イ) 最低次固有振動に着目すると、鉛直曲げ振動は、全架設段階において逆対称モードとなっている。

ねじり振動については、架設進行により逆対称モード、対称モードのいずれの場合もあり、一定した変化の傾向はない。

ロ) 架設の進行に伴う固有振動数の推移は、鉛直曲げ振動では、ほぼ一定値を保ち変化が小さい。

一方ねじり振動では、対称の場合 span の1/4点架設迄は、ゆるやかに増加し、全体の8割程度架

設した状態で最大となりその後減少している。

ここで図-15.1～2の11ステップの1次振動数は、計算結果では $f = 0.7070$ Hzであったが、図のプロット曲線では $f = 0.9848$ Hzをとっている。その理由は、

- (1) $f = 0.707$ Hz より $f = 0.9848$ Hz の方が補剛トラスのモードが明瞭である。
- (2) 補剛トラス剛結架設法では、閉合前に極大値となる傾向があり、特に床版同時架設の場合には、その傾向が顕著である。(土木学会誌 1974. 2)

耐風安定性上安全側に検討する場合は $f = 0.707$ Hz を考えても良い。

ねじりの逆対称は8割程度架設が進行するまでは比較的なめらかに上昇し補剛トラス閉合前、後で大きく変化する。

ハ) モード図について

- (1) 5～8ステップは、ケーブル振動が卓越している。
- (2) 8ステップ以降の架設段階は補剛トラスの振動が卓越し、トラス部のモードが明瞭となっている。
- (3) 5, 8ステップの振り振動では、右左のケーブルが独立に振動していると思われる。それ故同じようなモード、振動数が表われている。
- (4) 主塔は1.8 Hz 付近でモードが卓越している。(軸力を考慮した主塔の振動数は上端ヒンジ、下端固定として1.86 Hz と計算されている。)

ニ) ねじれ振動モード図を見ると、振り振動モードのうち、5～11ステップにおいて、補剛トラスの架設されていない中央部分のケーブルが左右独立なモードで振動しているように思われる。また、振動数が接近して2つの固有振動数が得られている。しかし、これはやや奇異に感じられるが、ケーブルが左右で独立しているためと考えられるので、左右ケーブルの格点間を仮想部材で結び、ケーブルの振動を連成されたモデルを用いて固有振動数、モードを計算した。

計算対象架設ステップは、補剛トラスが対称な第8ステップとした。(以下8 Mステップと呼ぶことにする。)

左右ケーブルを仮想部材で連結した場合(8 Mステップ)の振動数の変化は次の様になる。

8, 8 Mステップ振り振動数比

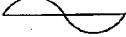
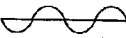
		Hz		
振 動 次 数		8 ステップ	8 Mステップ	8 M / 8
逆対称	1	0.5250	0.5650	1.08
	2	1.0129	1.0260	1.01
対 称	1	0.3463	0.4041	1.17
	2	0.7743	0.8036	1.04

8 Mステップは、拘束性が高い(振動の自由度が低い)ので8ステップより振動数は高くなる傾向にあり、特に低次の振動はどその影響が大きいうように思われる。

また、8ステップではケーブルのモードが卓越していると考えられるので、ケーブルのみの区間（中央径間の補剛トラスの架設されていない区間）のモードに着目して比較した結果が下表に示されている。

ケーブルモードによる振動数比較

Hz

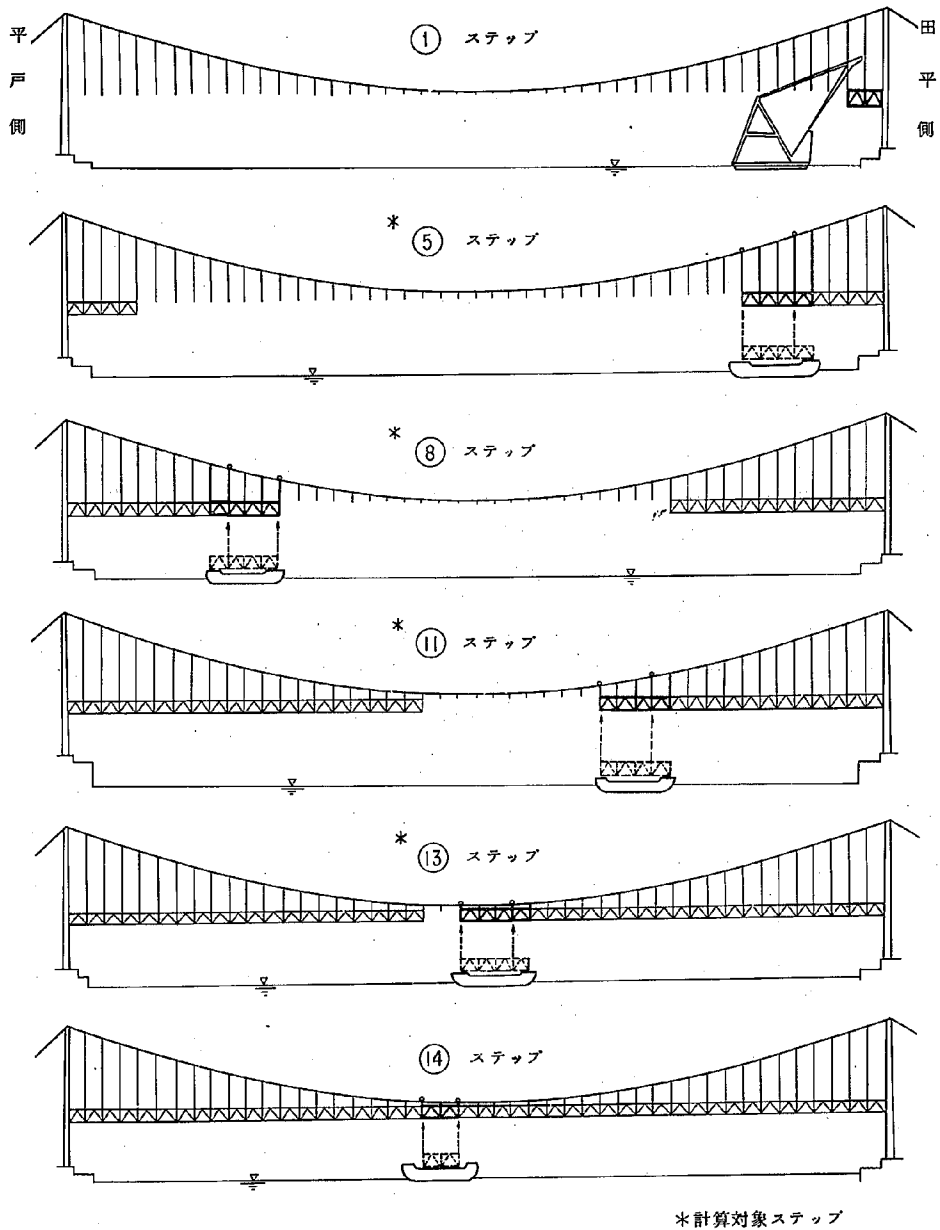
振動数 ケーブル モード	8 ステップ		8 Mステップ 振 振	ケーブル* ($\ell = 120 \text{ m}$)	補剛トラス** ($\ell = 120 \text{ m}$)
	曲 げ	振 り			
	0.3043 対称1次	0.3463 対称1次	0.4041 対称1次	0.5266	1.513
	0.5409 逆対称2次	0.5250 逆対称1次	0.5650 逆対称1次	0.5364	"
	0.7549 対称2次	0.7743 対称2次	0.8036 対称2次	0.8276	"
	1.0685 逆対称2次	1.0129 逆対称2次	1.0260 逆対称2次	1.073	"

* $\ell = 220 \text{ m}$, $H = 1096.7 \text{ t}$, $\omega_0 = 0.7720 \text{ t/m}$ で計算した。

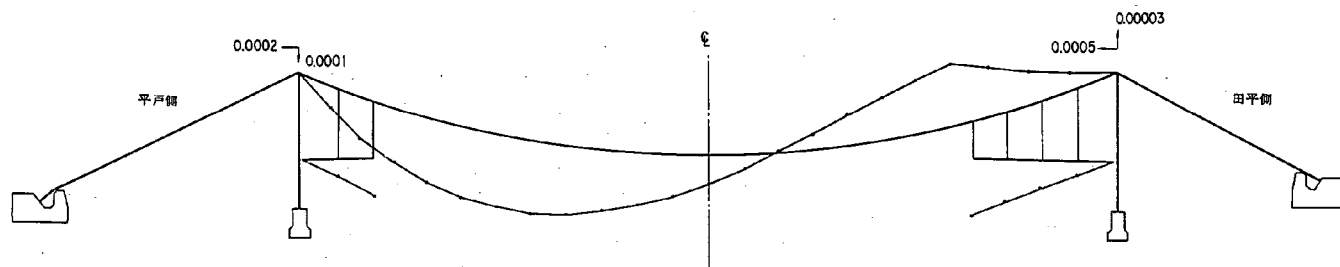
** $\ell = 120 \text{ m}$, $GJ = 10.155 \times 10^6 \text{ t} \cdot \text{m}^2$, $m\theta = 19.246 \text{ tin sec}^2/\text{m}$ で計算。（振り1次モード）

ケーブルモードが同一形状の場合8ステップの曲げ及び振りの振動数に余り差がない。又、ケーブルのみの振動数（表中のケーブル*の欄）と比較しても大きな差はないといえる。

これらの事より、系の振動数はケーブルの振動数により支配されていると考えてよいと思われる。

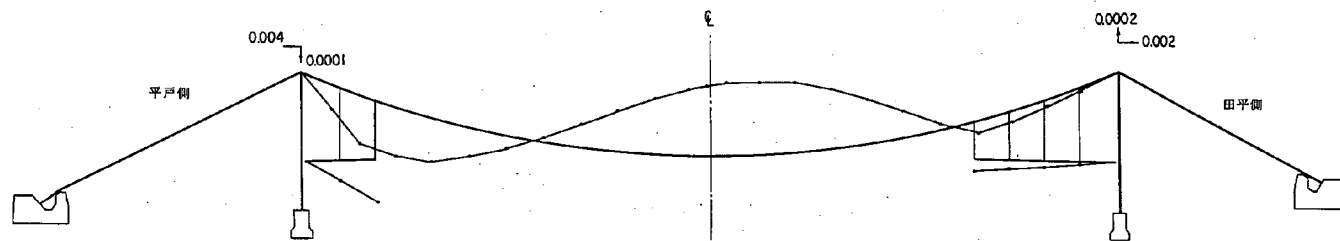
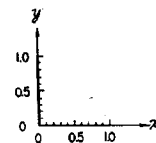


付 図 - 1 平戸大橋補剛トラス架設段階



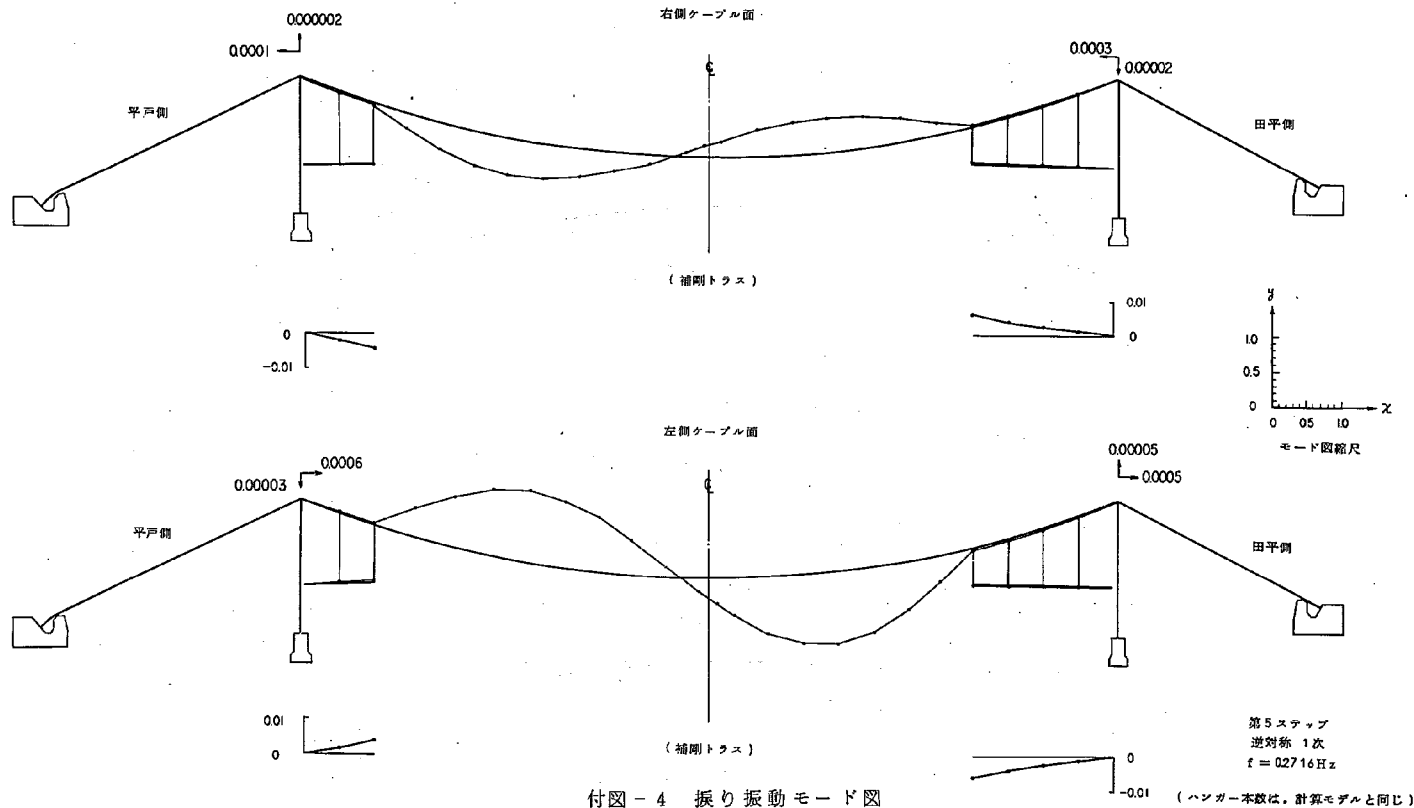
付図-2 曲げ振動モード図

第5ステップ
 逆対称 1次
 $f = 0.1565 \text{ Hz}$
 (ハンガー本数は、計算モデルと同じ)

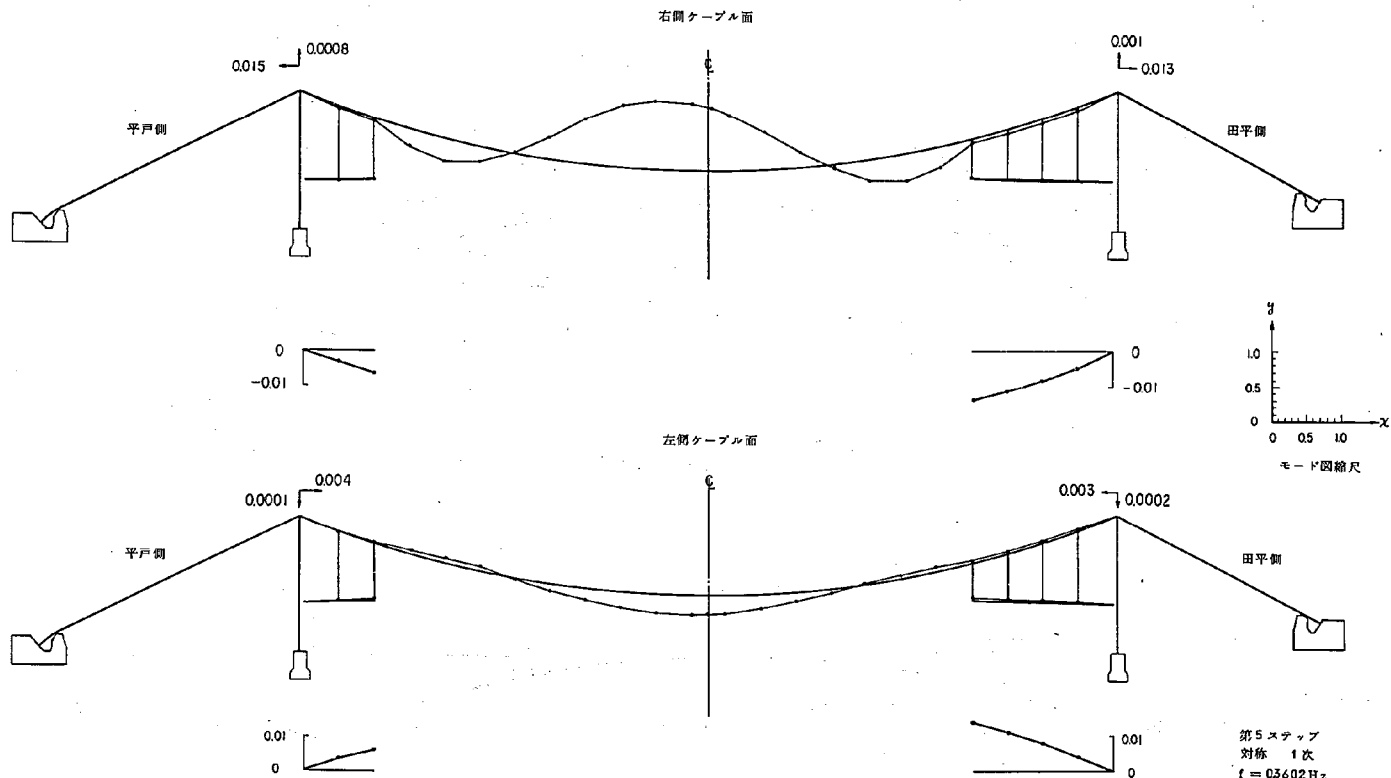


付図-3 曲げ振動モード図

第5ステップ
 対称 1次
 $f = 0.2284 \text{ Hz}$
 (ハンガー本数は、計算モデルと同じ)

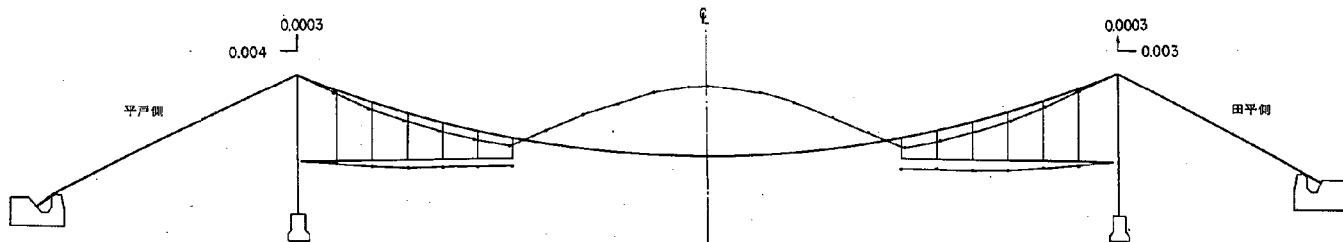


付図-4 振り振動モード図



付図 - 5 振り振動モード図

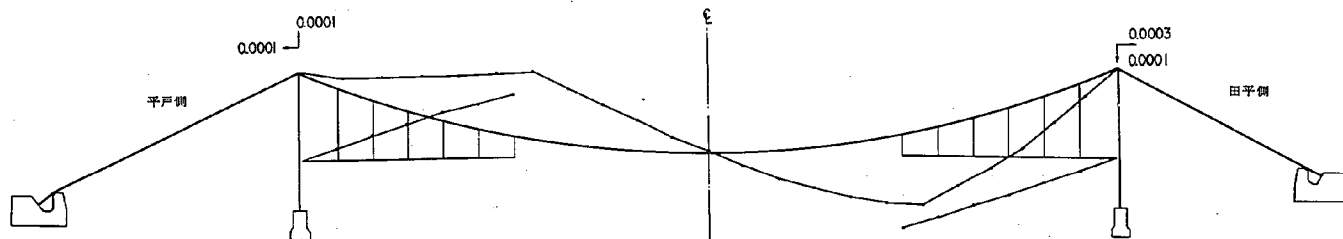
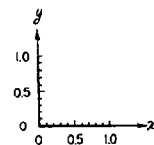
(ハンガー本数は、計算モデルと同じ)



付図-6 曲げ振動モード図

第8ステップ
対称 1次
 $f = 0.3043 \text{ Hz}$

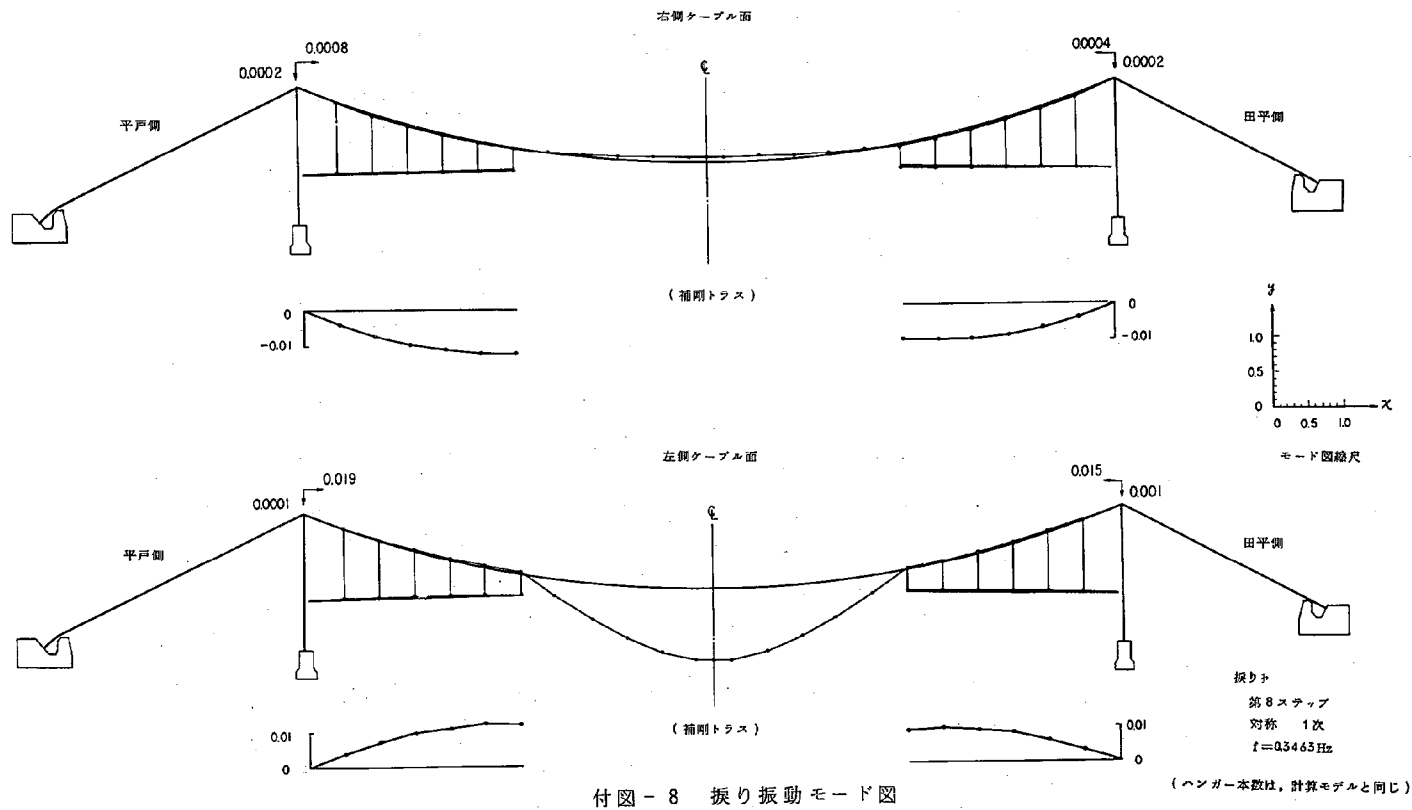
(ハンガー本数は、計算モデルと同じ)

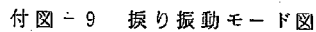


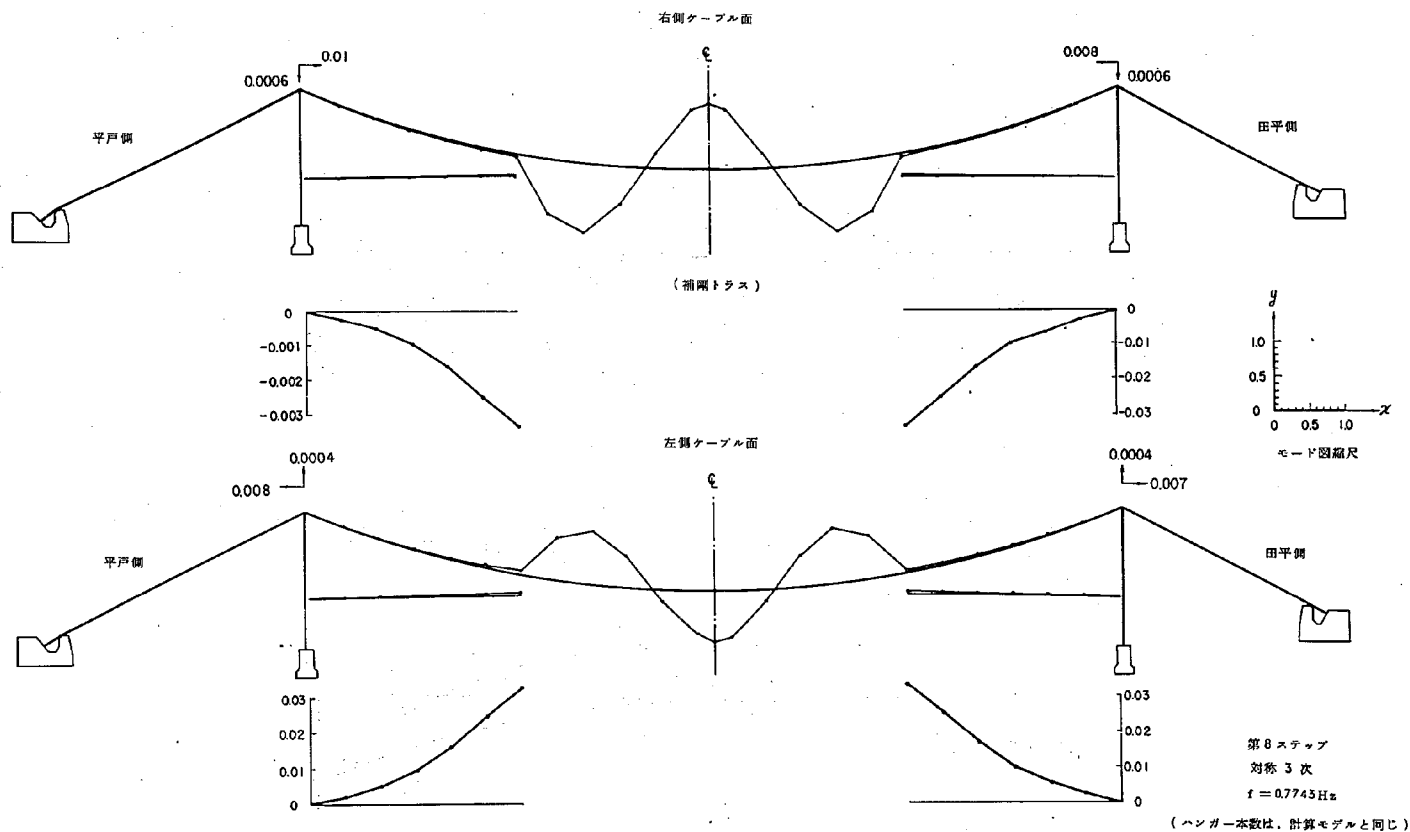
付図-7 曲げ振動モード図

第8ステップ
逆対称 1次
 $f = 0.1600 \text{ Hz}$

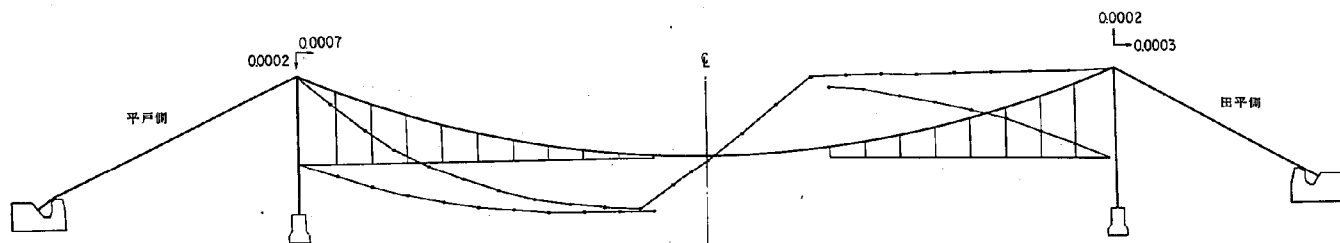
(ハンガー本数は、計算モデルと同じ)







付図 - 10 振り振動モード図



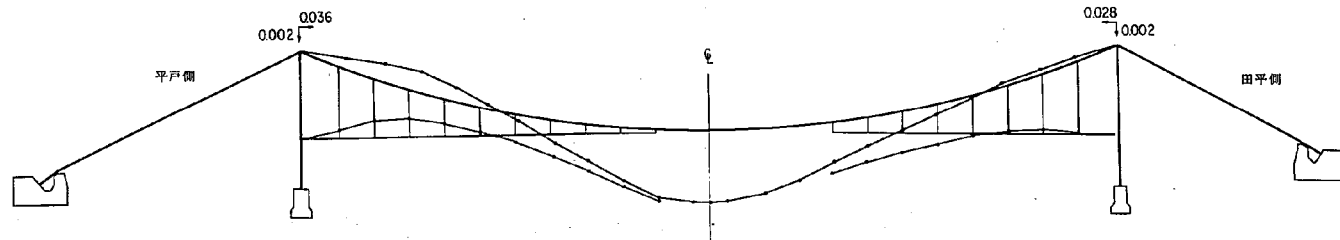
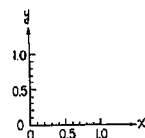
付図 - 11 曲げ振動モード図

第11ステップ

逆対称 1次

$f = 0.1954 \text{ Hz}$

(ハンガー本数は、計算モデルと同じ)



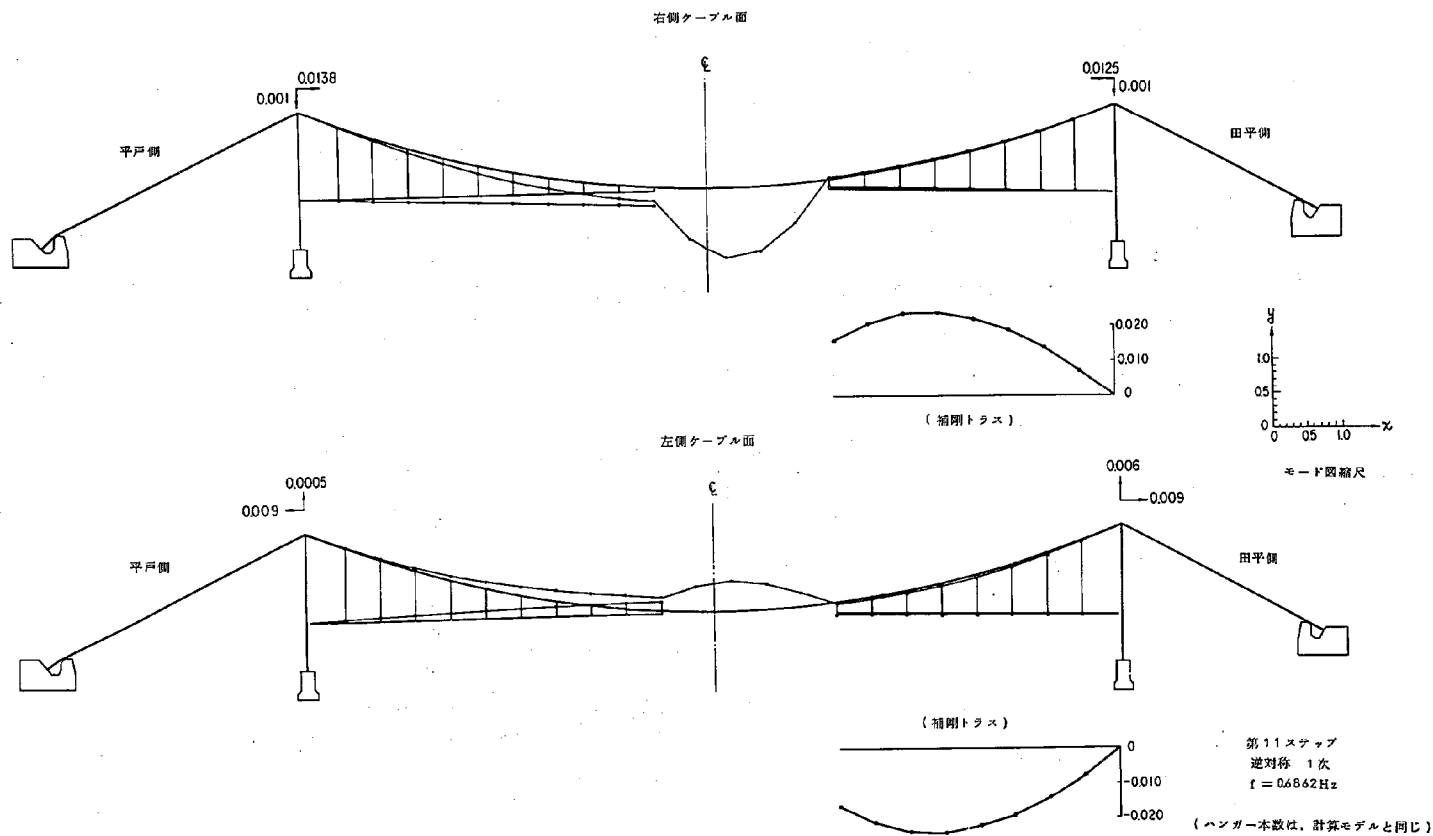
付図 - 12 曲げ振動モード図

第11ステップ

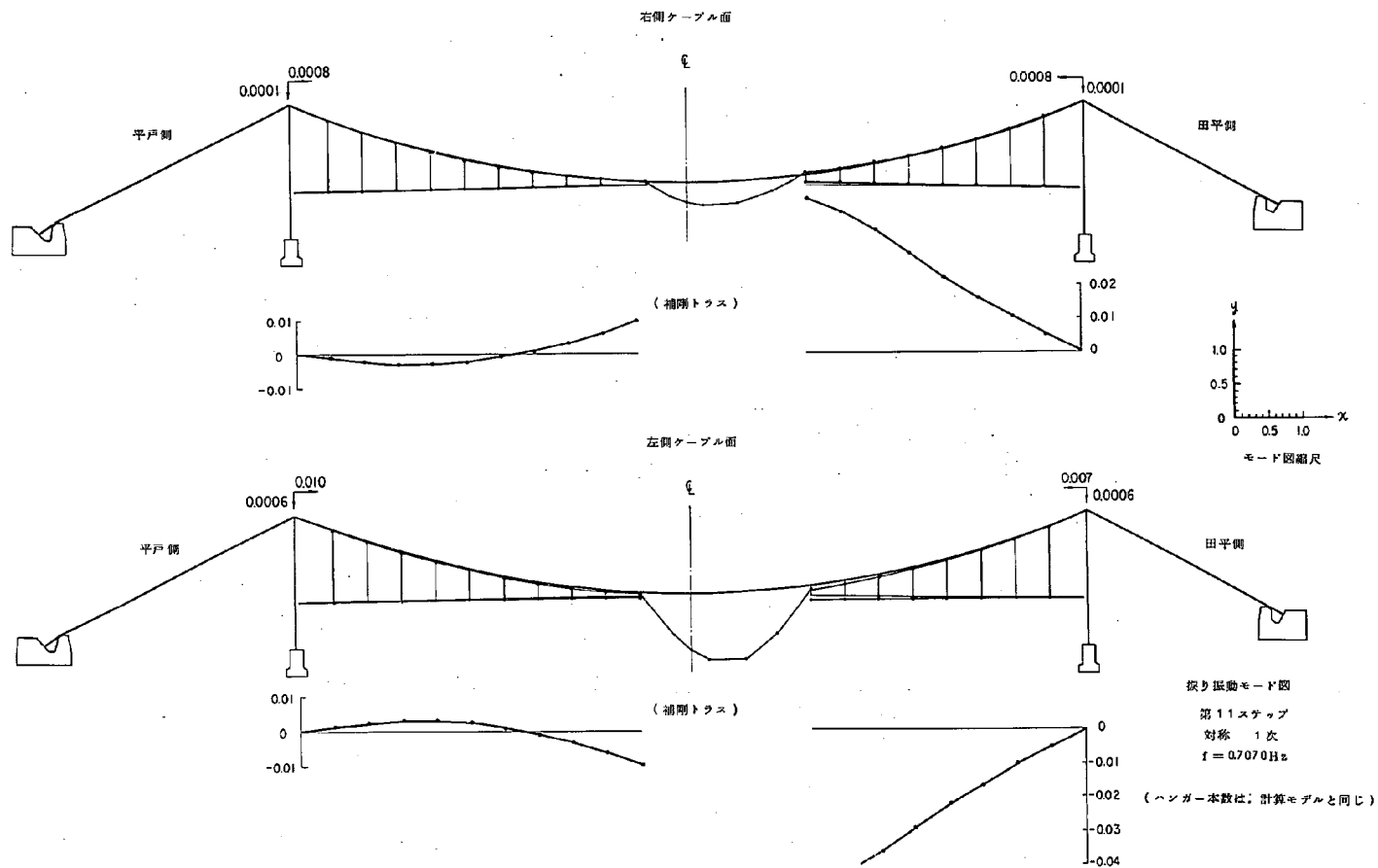
対称 1次

$f = 0.3719 \text{ Hz}$

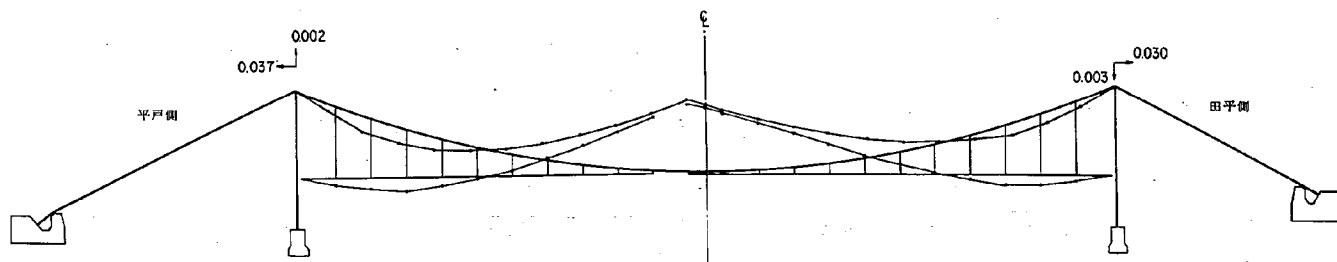
(ハンガー本数は、計算モデルと同じ)



付図 - 13 振り振動モード図



付図 - 14 振り振動モード図



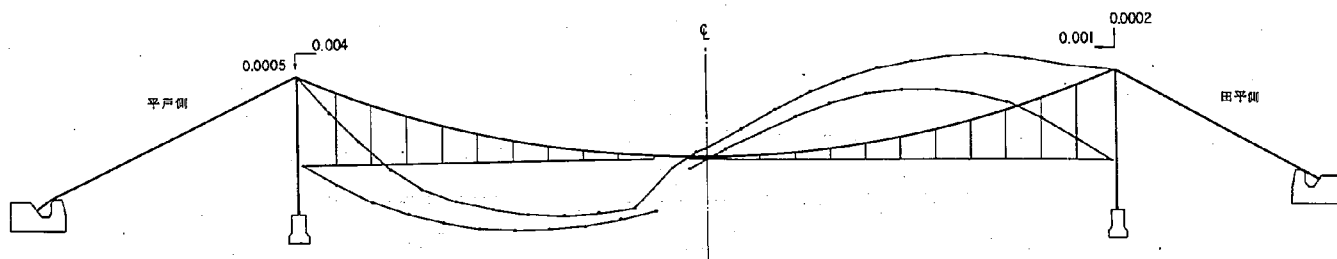
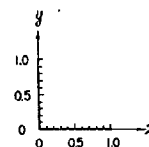
付図-15 曲げ振動モード図

第13ステップ

対称 1次

$f = 0.5261 \text{ Hz}$

(ハンガー本数は、計算モデルと同じ)



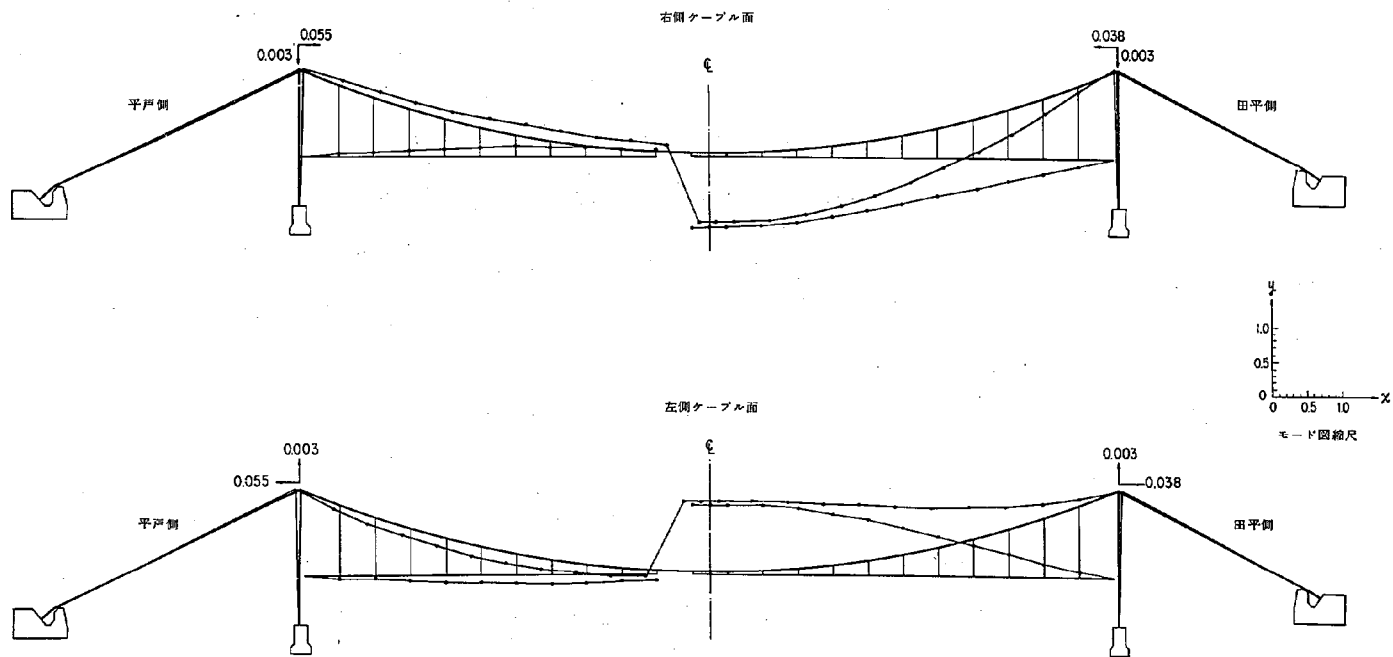
付図-16 曲げ振動モード図

第13ステップ

逆対称 1次

$f = 0.2477 \text{ Hz}$

(ハンガー本数は、計算モデルと同じ)



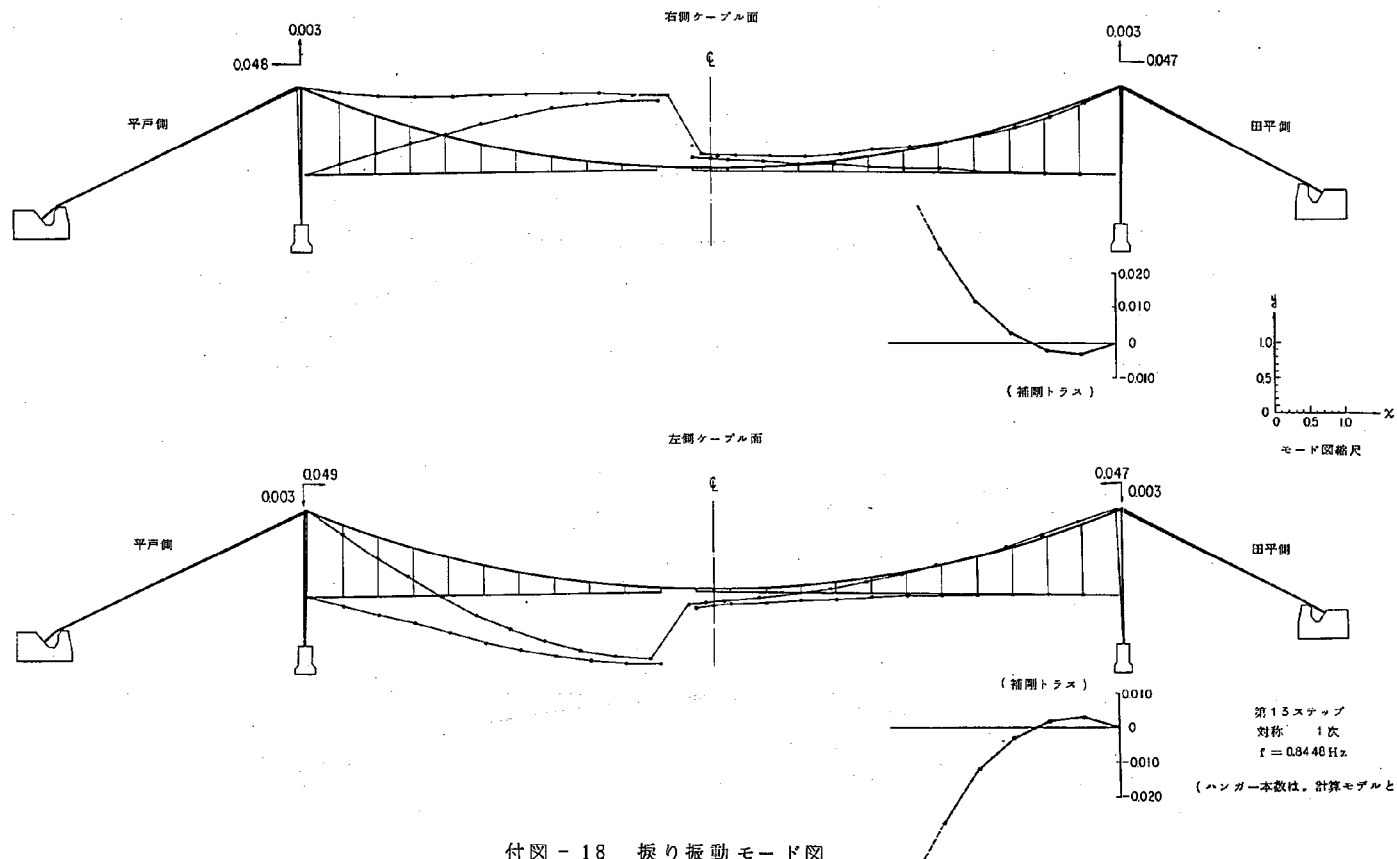
付図 - 17 振り振動モード図

第15ステップ

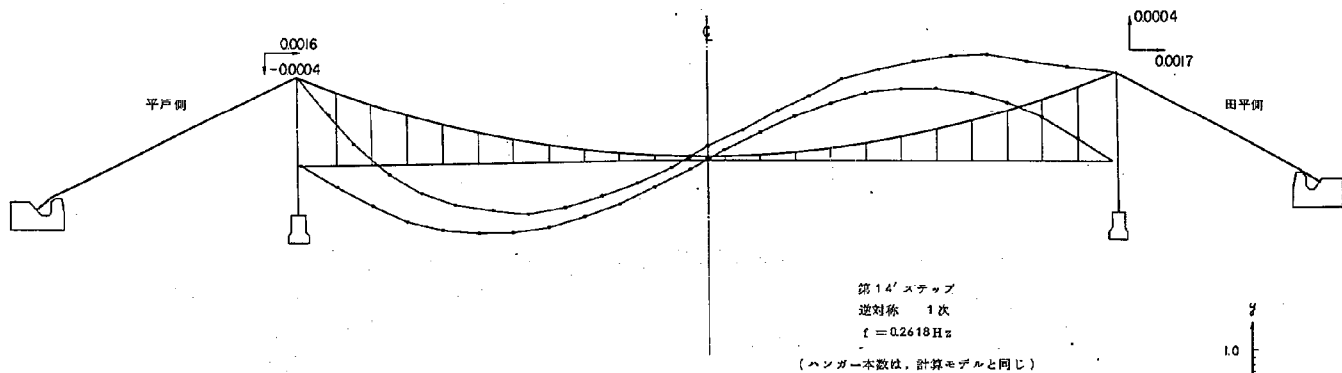
逆対称 1次

$f = 0.7081 \text{ Hz}$

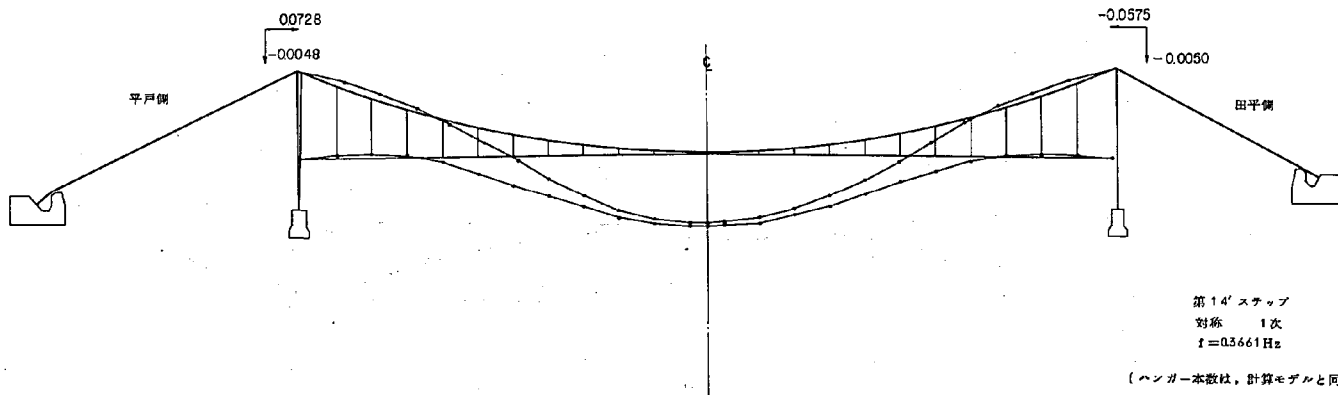
(ハンガー本数は、計算モデルと同じ)



付図 - 18 振り振動モード図



付図 - 19 曲げ振動モード図



付図 - 20 曲げ振動モード図

付録-2 架設時の吊橋のフラッター計算

概 要

ここでは、非定常空気力係数の定義について説明し、実測された非定常空気力を入力して架設時の吊橋のフラッター限界風速を計算する方法、プログラムについて述べる。

1. 非定常空気力

測定された非定常空気力 $F(t)$ は周波数応答成分 $F_m(t)$ とその他の成分 $F_a(t)$ よりなると考えられる。

$$F(t) = F_m(t) + F_a(t)$$

横型の変位 $Y(t)$ を $Y(t) = Y_0 \cos \omega_n t$ と表わすと、非定常空気力の周波数応答成分 $F_m(t)$ は、

$$F_m(t) = \frac{1}{2} \rho V^2 B \ell C_{Fm} \cos \omega_n t = \frac{1}{2} \rho V^2 B \ell \{ C_{FmR} \cos \omega_n t + C_{FmI} \sin \omega_n t \}$$

と書ける。この C_{FmR} , C_{FmI} がいわゆる非定常空気力係数 C_{Fm} の変位位相成分および速度位相成分である。実験結果の整理では、ノイズ成分 $F_a(t)$ の除去のために次式により計算した。

$$F(t) = \frac{1}{2} \rho V^2 B \ell \left\{ C_0 + C_1 \cos \frac{2\pi}{T} t + C_2 \sin \frac{2\pi}{T} t + \dots + C_{FmR} \cos \omega_n t + C_{FmI} \sin \omega_n t + \dots \right\}$$

$$\therefore \int_0^T F(t) \cos \omega_n t dt = \frac{1}{2} \rho V^2 B \ell \int_0^T C_{FmR} \cos^2 \omega_n t dt = \frac{1}{2} \rho V^2 B \ell \frac{T}{2} C_{FmR}$$

$$C_{FmR} = \left\{ \frac{2}{T} \int_0^T F(t) \cos \omega_n t dt \right\} / \frac{1}{2} \rho V^2 B \ell$$

同様にして、

$$C_{FmI} = \left\{ \frac{2}{T} \int_0^T F(t) \sin \omega_n t dt \right\} / \frac{1}{2} \rho V^2 B \ell$$

データ整理に際しては T は $30 T_n$ (T_n : 加振周期) としている。

なお、変位にはたわみ(η)とねじれ振動(α)の2種類があり、空気力としては揚力(L)と空力モーメント(M)があり、それぞれ添字をつけて表わすことにしている。(例えば $C_{L\eta R}$ はたわみ振動時の揚力の変位位相成分を表わす。)

また、空気力の符号は変位と同位相を正としている。

2. フラッター限界風速の計算式

フラッター時の鉛直変位 $h(x, t)$ とねじれ角 $\alpha(x, t)$ を正規化した固有関数系 $\phi_i(x)$, $\psi_i(x)$ で表わす。

$$h(x, t) = \sum_i q_i(t) \phi_i(x) \dots\dots\dots (1.1)$$

$$\alpha(x, t) = \sum_i p_i(t) \psi_i(x)$$

ϕ_i, ψ_i は固有関数系で正規化しておくことができる。

$$\begin{aligned} M_i &= \int m(x) \phi_i^2(x) dx \\ I_{pi} &= \int I_p(x) \psi_i^2(x) dx \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

とおくと、

$$M_i + I_i = 1.0 \quad \dots\dots\dots (1.3)$$

とすることができるが、多くの場合 ϕ_i と ψ_i は別々に算出されるので、この場合には、

$$M_i = 1.0, \quad I_{pi} = 1.0 \quad \dots\dots\dots (1.4)$$

とおくことができる。

直交関係は

$$\int m \phi_i \phi_j dx + \int I_p \psi_i \psi_j dx = 0 \quad (i \neq j)$$

あるいは別々に

$$\int m \phi_i \phi_j dx = 0, \quad \int I_p \psi_i \psi_j dx = 0$$

となる。

直交関係を用いてモード分解した運動方程式は

$$\begin{aligned} M_i \ddot{q}_i + \frac{M_i \varepsilon_{hi}}{\omega} \omega_{hi}^2 \dot{q}_i + M_i \omega_{hi}^2 q_i &= Q_{hi} \\ I_{pi} \ddot{p}_i + \frac{I_{pi} \varepsilon_{\alpha i}}{\omega} \omega_{\alpha i}^2 \dot{p}_i + I_{pi} \omega_{\alpha i}^2 p_i &= Q_{\alpha i} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (1.6)$$

の形をとる。ここで

ω_{hi} : i 次のたわみ振動の固有円振動数
 $\omega_{\alpha i}$: i 次のねじれ振動の固有円振動数

である。

(1.6) の左辺第2項は減衰項で減衰係数 ε_{hi} , $\varepsilon_{\alpha i}$ は減衰比(定数) fraction to critical damping のほぼ2倍にあたる。

(1.6) は、フラッター振動数 ω での定常運動において

$$\begin{aligned} q_i &= q_{oi} e^{j\omega t} \\ p_i &= p_{oi} e^{j\omega t} \end{aligned}$$

次の形をとる。

$$\begin{aligned} &(-\omega^2 M_i q_{oi} + j M_i \varepsilon_{hi} \omega_{hi}^2 q_{oi} + M_i \omega_{hi}^2 q_{oi}) e^{j\omega t} \\ &= \omega^2 M_i q_{oi} \left\{ -1 + \left(\frac{\omega_{hi}}{\omega} \right)^2 (1 + j \varepsilon_{hi}) \right\} e^{j\omega t} = Q_{hi} \\ &(-\omega^2 I_{pi} p_{oi} + j I_{pi} \varepsilon_{\alpha i} \omega_{\alpha i}^2 p_{oi} + I_{pi} \omega_{\alpha i}^2 p_{oi}) e^{j\omega t} \\ &= \omega^2 I_{pi} p_{oi} \left\{ -1 + \left(\frac{\omega_{\alpha i}}{\omega} \right)^2 (1 + j \varepsilon_{\alpha i}) \right\} e^{j\omega t} = Q_{\alpha i} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (1.7)$$

(1.6) の右辺の空気力の項は、空気力の分布強度を

$$L = \frac{C_{Lh}}{k^2} \pi \rho b^2 \omega^2 h(x, t) + \frac{C_{L\alpha}}{k^2} \pi \rho b^3 \omega^2 \alpha(x, t)$$

$$M = \frac{C_{Mh}}{k^2} \pi \rho b^3 \omega^2 h(x, t) + \frac{C_{M\alpha}}{k^2} \pi \rho b^4 \omega^2 \alpha(x, t)$$

$$k = \frac{\omega b}{V}$$

と表わして,

$$Q_{hi} = \int \Phi_i L dx \quad \dots\dots\dots (1.8)$$

$$Q_{\alpha i} = \int \Psi_i M dx$$

となる。

(1.7) の両辺で $e^{j\omega t}$ の因子を落して q_{oi} , p_{oi} に関する固有方程式をつくる。

$$\begin{vmatrix} q_{01} & q_{02} & \dots\dots\dots & p_{01} & p_{02} & \dots\dots\dots \\ A_{11} & A_{12} & \dots\dots\dots & B_{11} & B_{12} & \dots\dots\dots \\ A_{21} & A_{22} & \dots\dots\dots & B_{21} & B_{22} & \dots\dots\dots \\ \vdots & \vdots & \dots\dots\dots & \vdots & \vdots & \dots\dots\dots \\ C_{11} & C_{12} & \dots\dots\dots & D_{11} & D_{12} & \dots\dots\dots \\ C_{21} & C_{22} & \dots\dots\dots & D_{21} & D_{22} & \dots\dots\dots \\ \vdots & \vdots & \dots\dots\dots & \vdots & \vdots & \dots\dots\dots \end{vmatrix} = \Delta(\omega, k) = 0 \quad \dots\dots\dots (1.9)$$

$$A_{ii} = \frac{M_i}{\pi \rho b^2} \left\{ -1 + \left(\frac{\omega_{hi}}{\omega} \right)^2 (1 + j \epsilon_{hi}) \right\} - \frac{C_{Lh}}{k^2} \int \Phi_i^2 dx$$

$$A_{ij} = - \frac{C_{Lh}}{k^2} \int \Phi_i \Phi_j dx \quad (i \neq j)$$

$$B_{ij} = - \frac{C_{h\alpha} b}{k^2} \int \Phi_i \Psi_j dx$$

$$C_{ij} = - \frac{C_{Mh}}{k^2} \int \Psi_i \Phi_j dx$$

$$D_{ii} = \frac{I_{pi}}{\pi \rho b^3} \left\{ -1 + \left(\frac{\omega_{\alpha i}}{\omega} \right)^2 (1 + j \epsilon_{\alpha i}) \right\} - \frac{C_{M\alpha} b}{k^2} \int \Psi_i^2 dx$$

$$D_{ij} = - \frac{C_{M\alpha} b}{k^2} \int \Psi_i \Psi_j dx \quad (i \neq j)$$

$\dots\dots\dots (1.10)$

(1.9) を解いてフラッター振動数 ω_F とフラッター風速 V_F あるいは $k_F = \frac{\omega_F b}{V_F}$ を求める。

$$\Delta(\omega_F, k_F) = 0$$

3. 数値計算のルーチン

数値解の手順は次のとおりである。

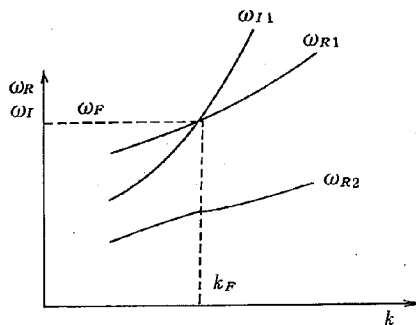
(1) Φ_i , Ψ_i は一般には discrete な系の解として与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \Phi_i &= (\phi_{i,n}) \\ \Psi_i &= (\psi_{i,n}) \end{aligned} \right\} \quad \begin{aligned} &n = 1, 2, \dots\dots\dots, N \\ &N \text{ は自由度の大きさ} \end{aligned}$$

したがって (1.10) に現われる $\mathcal{I}$ は和の形で置きかえられる。

$$\int \phi_i \psi_i dx \rightarrow \sum_n \phi_{i,n} \psi_{i,n} dx_n$$

(ii) k の範囲とピッチを仮定し, k に対して $\mathcal{A}(\omega, k)$ の real part $\mathcal{A}_R$ に着目してこれを 0 ならしめる根 $\omega_R(k)$ と, imaginary part $\mathcal{A}_I$ に着目してこれを 0 ならしめる根 $\omega_I(k)$ を探す。



$$\mathcal{A}(\omega, k) = \mathcal{A}_R(\omega, k) + j \mathcal{A}_I(\omega, k), \quad \mathcal{A}_R(\omega_R, k) = 0,$$

$$\mathcal{A}_I(\omega_I, k) = 0$$

図のように $\omega_R = \omega_I$ となる点が ω_F, k_F を示す。

(iii) ω_F, k_F に対してフラッター風速 $V_F = \omega_F b / k_F$ とモード q_{oi}, p_{oi} を算出する。モードは絶対値の相対的に最大な項を $1.0 + j \times 0.0$ として表わす。

4. 数値計算例

ここでは Fr. Bleich 著「The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges」の例題について計算している。

Input Data

1) 構造系 3 径間ヒンジ型

$$\ell_1 = \ell_3 = 1100 \text{ ft}$$

$$\ell_2 = 2800 \text{ ft}$$

$$2b = 60 \text{ ft}$$

$$r^2 = 560 \text{ ft}^2$$

$$m = \frac{\omega}{g} = 267 \text{ slugs}$$

第 1 次鉛直振動モード

$$\omega_1^2 = 0.775 \quad (\omega_1 = 0.880)$$

$$\phi_1 \quad \text{主径間} \quad 0.792 \left(\sin \frac{\pi x}{\ell} - 0.113 \sin \frac{3\pi x}{\ell} \right)$$

$$\text{側径間} \quad 0.792 \left(0.740 \sin \frac{\pi x}{\ell} \right)$$

第1次振れ振動モード

$$\omega_1^2 = 2.41 \quad (\omega_1 = 1.552)$$

$$\psi_1 \quad \text{主径間} \quad 0.835 \left(\sin \frac{\pi x}{\ell} - 0.493 \sin \frac{3\pi x}{\ell} \right)$$

$$\quad \text{側径間} \quad 0.835 \left(0.493 \sin \frac{\pi x}{\ell} \right)$$

なお、 ϕ_1 、 ψ_1 とも主径間12等分、側径間6等分して数値的に与える。

2) 風荷重 Theodorsen 関数で与える。

Output

解は $\omega_F = 1.21$, $V_F = 173 \text{ ft/sec}$ である。

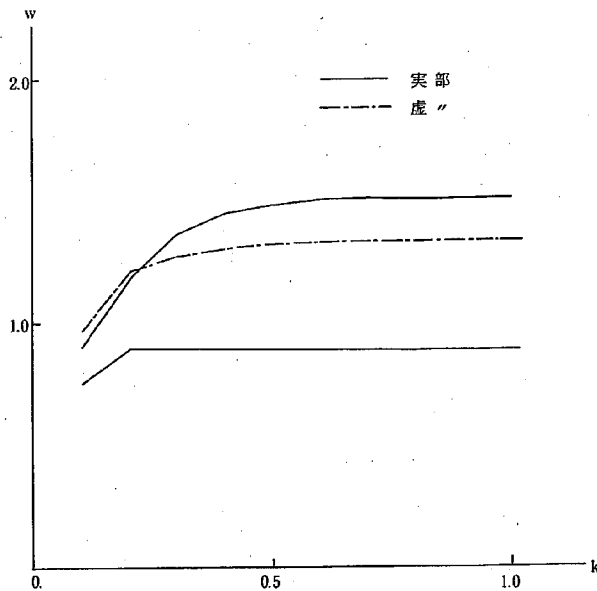
このプログラムによる解は Output 例のとおり

$$\omega_F = 1.22$$

$$V_F = 170 \text{ ft/sec}$$

となる。

$\omega_R(k)$ と $\omega_I(k)$ のグラフは次図に示すように、前者は2分枝、 ω_I は1分枝となる。



Fr. Bleich の例題