

日本道路公団發給
關門橋設計施工調査報告書
土研資料第5号

關門橋設計施工調査報告書

昭和48年3月

建設省土木研究所

ま え が き



昭和42年度に開始された関門道路橋に関する調査研究業務は昭和47年度で一部を除き一応の終止符が打たれた。この間、土木研究所では日本道路公団よりの委託を受け、下部構造については地盤調査・設計施工調査・上部構造については鋼格子床版および高力ボルト摩擦接合継手の静的ならびに疲労強度調査・耐風性および耐震性に関する調査などを実施して来た。そしてそれらの成果は直ちに報告書ないし技術指導といった形で現地に伝えられ、現場の設計施工業務に反映されて来た。

周知のごとく、関門道路橋の建設工事は本年秋の竣功を目指して最後の努力が払われており、土木研究所における関連業務も竣功時の現場試験等わずかを残すのみとなった。そこで、本年度は委託者の要望に答えて従来からの調査研究の成果を総括し報告書としてとりまとめることとした。

本報告書の執筆方針としては、まず第1編概説においては本調査の目的および経過と第2編以降の各編に述べられている調査成果を概括し、第2編以降では各調査項目ごとにその詳細を記述することとした。なお、関連参考文献が各編にまとめられているので、より詳細についてはそれらを御参照いただきたい。

本報告書に盛られた数多くの調査に努力された諸氏および調査に際して全面的な御協力をいただいた日本道路公団の関係者に恵心より感謝の意を表する次第である。

昭和48年3月

建設省土木研究所

構造橋梁部長

大久保忠良

目 次

第1編 概 説

1.1 土木研究所における調査の目的と経過	1
1.2 調査成果の概要	2

第2編 下部構造に関する調査

2.1 概 要	4
2.2 地盤調査	4
2.2.1 調査方針の決定	4
2.2.2 基礎地盤の性状	5
2.2.3 地盤の変形特性の把握	5
2.2.4 岩盤の評価と基礎の設計定数の決定	5
2.3 設計調査	8
2.3.1 設計指針の決定	8
2.3.2 細部設計	8
2.3.3 下部構造の内部応力度の検討	8
2.4 施工調査	12

第3編 上部工に関する調査

3.1 概 要	14
3.2 鋼格子床版に関する調査	14
3.2.1 まえがき	14
3.2.2 鋼格子床版用 I 形鋼の疲労強度試験	14
3.2.3 鋼格子床版取付部供試体実験	15
3.2.4 軽量骨材選定の基準について（意見）	18
3.3 高力ボルト摩擦接合継手に関する調査	31
3.3.1 まえがき	31
3.3.2 試験片	31
3.3.3 静的引張試験結果およびその考察	32
3.3.4 疲労試験結果およびその考察	33
3.3.5 結 論	34

第4編 耐風調査

4.1 概 要	35
4.2 設計風速調査	37
4.2.1 まえがき	37

4.2.2	風速の再現期待値	37
4.2.3	風速の鉛直分布形状	39
4.2.4	風の傾斜角	40
4.2.5	設計風速の推定	41
4.3	風洞模型実験	51
4.3.1	まえがき	51
4.3.2	構造物に作用する風力	51
4.3.3	相似則	52
4.3.4	風洞実験の方法	54
4.3.5	風洞	55
4.4	トラス補剛吊橋の耐風性	60
4.4.1	まえがき	60
4.4.2	風洞模型	60
4.4.3	バネ支持模型実験結果とその考察	61
4.5	箱桁補剛吊橋の耐風性	92
4.5.1	まえがき	92
4.5.2	原設計案およびその振動特性	92
4.5.3	風洞実験	93
4.5.4	実験結果	96
4.5.5	考察	96
4.5.6	結論	98
4.6	主塔の耐風性調査	116
4.6.1	まえがき	116
4.6.2	実験対象	116
4.6.3	部分・全体模型による空気力係数の測定	116
4.6.4	全体模型による空力安定性の検討	118
4.7	架設構造物の耐風性調査	142
4.7.1	まえがき	142
4.7.2	固有振動解析	142
4.7.3	風洞模型実験	146
4.7.4	実験結果	148

第5編 耐震調査

5.1	概要	155
5.2	解析法の概要	155
5.3	地震入力	155
5.4	固有振動モード	156

5 . 5	応答解析結果	1 5 6
5 . 6	考 察	1 5 6
5 . 7	結 論	1 5 6

第 6 編 現場実験（地震応答解析）

6 . 1	橋脚振動実験	2 2 0
6 . 1 . 1	まえがき	2 2 0
6 . 1 . 2	実験結果	2 2 0
6 . 1 . 3	考 察	2 2 1
6 . 1 . 4	結 論	2 2 5
6 . 2	主塔振動実験	2 3 5
6 . 2 . 1	まえがき	2 3 5
6 . 2 . 2	振動実験	2 3 5
6 . 2 . 3	実験結果	2 3 6
6 . 2 . 4	数値計算	2 3 7
6 . 2 . 5	実験結果に対する考察	2 4 0

第1編 概 説

1.1 土木研究所における調査の目的と経過

我が国の本格的長大吊橋の歴史は若戸大橋（竣功昭和37年9月、支間割86+367+86m）に始まる。以来、長大吊橋建設の計画は我が国の経済発展に伴う道路網整備の要求に答えてその数および支間とも飛躍的に増加して来ている。その代表的な例としては本州四国連絡橋、東京湾横断道路、大阪湾・伊勢湾の湾岸道路等の建設計画が挙げられている。これらのうちで関門道路橋は本州と九州を結ぶ連絡交通の幹線として重要な位置を占める。

これらの計画の遂行に際しては入念な調査結果にしたがいその時点における技術を現地の条件に応じて適用するのは勿論であるが、一方においてより新しい材料・構造形式・解析法などを採用する際には、実験等の手段によりそれらの確認を計る必要が生ずる。関門道路橋の場合にも数多くの新しい試みを実施された。従って、土木研究所は日本道路公団よりの委託によりこれらの材料・形式の採用の可否を実験および理論の両面より検討することとした。

委託業務は現地事務所の調査設計作業の進捗状況に呼応して年度ごとに課題を定め当研究所で実施された。年度別の調査課題および担当研究室は表-1.1の通りである。

表-1.1 関門道路橋に関する受託業務一覧

調 査 項 目	昭和42年度	昭和43年度	昭和44年度	昭和45年度	昭和46年度	昭和47年度
下部構造に関する調査	地盤調査 基礎研究室	- 設計調査 - 下部構造の内部応力検討 基礎研究室	- 設計調査 - 施工調査 基礎研究室			
上部構造に関する調査			鋼格子床版に関する調査 橋梁研究室	鋼格子床版に関する調査 橋梁研究室	高力ボルト継手の疲労試験 橋梁研究室	技術指導 橋梁研究室
耐 風 調 査	- 風速分布、再現期待値の検討 - 原設計案（6m）の検討 構造研究室	- トランス補剛（9m）および箱桁補剛案の検討 - 主塔の検討 構造研究室	- トランス補剛（9m）の検討 - 吊足場の検討 構造研究室		技術指導 構造研究室	
耐 震 調 査		上下部全橋の構造主系面内地震応答解析 振動研究室	上下部全橋の構造主系面直交方向地震応答解析 振動研究室			
現 場 実 験				下関側、門司側両橋脚振動実験 振動研究室	門司側主塔振動実験 構造研究室 振動研究室	
そ の 他						報告書作成 構造橋梁所

1.2 調査成果の概要

当研究所における調査研究の成果は次編以降に詳述されているが、本章では、理解の便を計り、それらの概要をとりまとめておく。

最初に第2編では基礎研究室が担当した下部構造に関する調査の結果が述べられている。まず地盤調査としては、その予備調査としてかつて国道トンネル建設のために実施された調査・施工記録の調査、弾性波探査、1次ボーリングおよびコア試験、地表地質踏査を実施して概略の地盤条件を知ると共に問題点の抽出を行なった。次いで本調査では詳細なボーリング調査およびコア試験、ボーリング孔内での載荷試験、両橋台付近における堅坑内での岩盤調査を実施して設計地盤条件の総合的・技術的判定を行なった。その結果、架橋地点の地質構成が明らかになると共に、地盤の変形特性が把握された。そして、これらの地盤条件に施工環境を考慮して、門司側の深い位置を支持層として施工される橋脚のみニューマチックケーソン工法を採用し、その他はオープンドライ掘削による剛体基礎が適当であると判断された。つぎに設計調査では、現行の設計基準を準用することとしたが、その他に設計細目についても問題点を摘出し、これらに対する判断を示した。更に下部構造の内部応力度については全体系弾性解を求めると共に、各施工段階における応力度を有限要素法により再検討をし、細部の配筋を修正する資料を得た。また、施工調査では、必要な施工管理を可能とするためその試験調査方法および結果の整理方法の技術指導および、現地地盤の良否の判定法の技術指導を行なうとともに、それらの結果に対する見解を示した。

第3編では橋梁研究室が担当した上部構造に関する調査の結果が紹介されている。内容はコンクリート充填鋼格子床版に関する調査および高力ボルト摩擦接合継手に関する調査の2種に大別される。まず前者では鋼格子床版の疲労強度試験が最初に行なわれ、その結果、提示された2種の試験体はいずれも許容応力度 $1,400 \text{ Kg/cm}^2$ を上限とした約 $1,000 \text{ Kg/cm}^2$ の変動応力での200万回の繰返し載荷に耐え、十分の疲労強度を有するものと判断された。つぎに鋼格子床版と支持桁の接触面の不整合を少なくするために用いられる押え金具を含む取付部の疲労強度の測定が行なわれた。その結果提示された3種の取付細目はいずれも実用上十分な強度を有するものと判断された。次に後者については鋼材が防錆のためにZn-AIメタリコン処理を施こされた場合、それが継手の疲労強度にどのような効果を及ぼすかを知る目的で静的引張試験および疲労試験が行なわれた。その結果、Zn-AIメタリコン処理を施こした高力ボルト摩擦接合継手では摩擦面のり係数は0.4以上で従来の設計施工指針で設計してさしつかえないこと、この継手の疲労強度は、一般のサンドブラスト高力ボルト摩擦接合継手あるいは母材と同等程度の強度をもっていることが確認された。

第4編では構造研究室で担当した耐風調査の結果が紹介されている。まず最初に設計風速 55 m/s を定めた過程が述べられている。ついで、トラス補剛吊橋と箱桁補剛吊橋の耐風性を風洞実験により検証した経過が紹介されている。前者では、当初桁高 6 m より出発し、これが安定性に不安があるため、後に 9 m に増加され、これを基本に構造各部が耐風性に及ぼす効果を詳細に検討し、最終設計案が確定するまでのいきさつが実験データを含め説明されている。また、後者については、比較案に止まったが、4種の形式について行なった実験から安定性に優れていることが判明した。特に静的風荷重が前者に比して格段に小さいことは注目される。長大吊橋の場合完成後のみならず、架設時の耐風性も十分検討されねばならないが、本編では

独立主塔およびケーブル吊足場の耐風安定性についても述べられている。それによると独立主塔は偏角 ± 15 度程度の範囲で風琴振動の発生する可能のあること、従ってこれを抑制するための制振装置が必要であること、が認められている。また吊足場に関する実験結果ではストームケーブルはトラス組みが平行吊りに比べてより優れていること、また、吊足場はその両側面を閉塞した場合にはかなり大きな上下振動が発生する可能性のあることが認められている。独立主塔について構造特性を求めるための加振実験が起振機およびロケットを用いて行なわれたが、これについての詳細は第6編に述べられている。

第5編では振動研究室が担当した耐震調査の結果が概括されている。本橋の耐震設計には本州四国連絡橋耐震設計指針(1967)に準じて応答を考慮した修正震度法が用いられている。そこで本調査ではこれを理論解説の面より検証し、本橋の設計が十分な耐震性を有することを確認している。即ち、解析は構造主系面内および同直角方向の作用地震力に対し、モーダルアナリシスを適用した。入力として平均応答スペクトル、釧路E-W62地震等が用いられた。

第6編では振動研究室および構造研究室が実施した現場振動実験の結果が報告されている。橋脚の振動実験は下関および門司の両者について橋軸方向および橋軸直角方向に励振し、大型基礎の動的特性を検討している。その結果では、振動実験より推定した地盤の弾性係数は弾性波速度より求まる値に近いものであったこと、橋脚の振動特性は周辺構造物との連成により一義的には定め難い運動性状を示すこと、などが指摘されている。

独立主塔に関する振動実験では特に構造減衰係数が従来予想されたものよりもかなり小さいことが認められている。

第2編 下部構造に関する調査

2.1 概 要

関門橋調査のうち、下部構造に関する設計施工調査については、昭和43年5月より45年3月まで日本道路公団より委託されて基礎研究室が担当し、各種の調査検討を行なうとともに、設計施工にあたって生ずる問題点を明らかにして、設計施工に際して必要なそれらの問題点に対して技術指導を行なった。

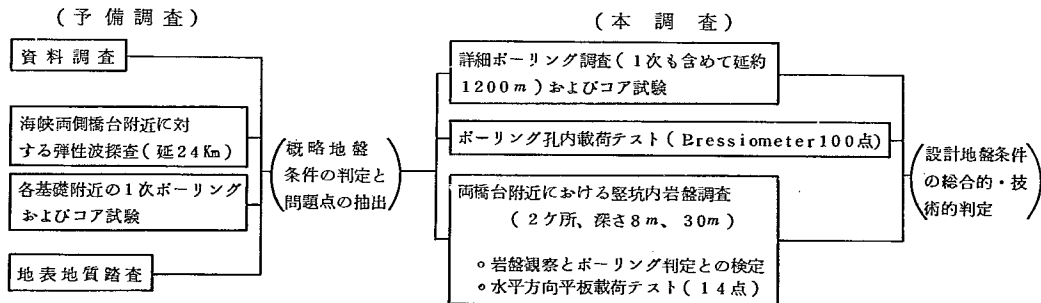
下部構造の調査設計に関しては、それ以前よりも架橋地点の地盤調査方法、地盤調査結果の整理、地盤定数の決定、概略設計の方針などについて技術指導をし、基礎研究室としての判断を示していた。

したがって、以下に昭和43年以前の調査をも含めて、地盤調査、設計調査、施工調査に分け、それぞれについてその内容を簡単にまとめて報告する。

2.2 地 盤 調 査

2.2.1 調査方針の決定

関門海峡附近の地盤は、かつて国道トンネル建設のために実施した調査・施工記録が残っているので、これに基づいて概略の地盤条件を推定することができ、その結果次のように調査方針を設定することができた。



本調査の現地調査は、主として原地盤の力学特性の量的把握に重点を置くこととし、多数点のボーリング孔内載荷試験を地盤強さのインデックスとして採用することとした。この方法は既に本四連絡架橋調査などにおいて軟質岩盤調査に取り入れ、その適用性が判明している方法である。ボーリングコアと地山岩盤との対比は堅坑壁面でおこない、コアによる地山判定の精度の検定をおこなうとともに、水平方向平板載荷試験を行なってボーリング孔内載荷試験結果との相関関係を求めることとした。

2.2.2 基礎地盤の性状

架橋地点の地質構成は関門層群とよばれる中生層のホルンフェルスで、門司側においてそれに貫入した花こう岩、および中生層と断層で接する安山岩質岩石が主要構成岩となっている。これらの岩石の物理的、力学的定数としては、密度 $2.7 \sim 2.9 \text{ g/cm}^3$ 、超音波伝播速度 $5.6 \sim 6.5 \text{ km}$ で岩石種による差異はないが、一軸圧縮強度は花こう岩とホルンフェルスが $500 \sim 1400 \text{ kg/cm}^2$ 、安山岩質岩は $180 \sim 1000 \text{ kg/cm}^2$ である。後者がやや弱いのはその生成が碎屑流によると考えられる。

地表における弾性波探査の結果は下関橋台附近で表層数 m が 0.3 km/sec 、さらに深さ約 $10m$ までが 1.0 km/sec 、それ以深が 4.7 km/sec であり、門司橋台附近では表層 $5 \sim 6 m$ が 0.3 km/sec 、この下約 $20 m$ が 1.0 km/sec 、それ以深が 4.7 km/sec の各層に別れる。

2.2.3 地盤の変形特性の把握

基礎の位置において実施した約 100 点のプレシオメータの測定結果を、岩盤の亀裂の程度によって層に區別して変形特性を把握することとし、プレシオメータより求めた変形係数 E_p の分布を図示してみた。その結果、図-2.2.1のような分布が得られた。プレシオメータで求まる変形係数は二次元放射状応力状態下での均一な弾性地盤に対する値として求められるものであるので、荷重が基礎底面から地盤に作用する場合の応力状態は異なり、類似の応力状態と考えられる平板による載荷試験から求まる変形係数 (E_g) との関係を示す必要がある。表-2.2.1は下関側および門司側の橋台附近に堅抗を掘削して平板による水平方向載荷試験を実施した結果であり、図-2.2.1、表-2.2.1より E_p と E_g との関係把握した。 E_g/E_p はC級の岩盤で $2 \sim 3$ 倍、E、F級で $3 \sim 3.5$ 倍とみることができ、関門橋ではその比を 2.5 と定めた。

2.3.4 岩盤の評価と基礎の設計定数の決定

以上の各種の調査結果を総合的に判断して設計に用いる地盤の諸定数を定めた。これには地盤を単純にモデル化するという設計上の割り切りが伴うものである。この結果、設計に必要な数値として、門司側橋台位置の変形係数を図-2.2.2のように、許容支持力および滑動に対する安定を検討するために用いるせん断常数を表-2.2.2のように定めた。地盤の変形係数はプレシオメータおよび表-2.2.1の平板載荷試験の結果から総合的に定めており、せん断定数は各種試験の総合と類似岩盤のダムサイトの資料から判断した。

このような地盤条件に施工環境を考慮し、門司側の深い位置を支持層として施工される橋脚のみニューマチックケーソン工法を採用し、その他はオープンドライ掘削による剛体基礎と判断した。

表-2.2.1 堅坑内水平方向平板載荷試験結果

	地表からの深さ	岩盤性状記載	載荷板寸法(φ)	変形係数 E_1 包らく、 E_2 反復	破壊強度	キレツによる区分
門司側橋台附近	15.7 ^m	褐色表土 (ホルンフェルスの風化残留土)	30 ^{cm}	$E_2 = 64 \text{ Kg/cm}^2$	11 Kg/cm^2	
			60	$E_2 = 52 \sim 77$	—	
	19.0	① 岩芯まで軟化した風化岩	60	$E_1 = 22.0$ $E_2 = 250 \sim 270$	19	F
		② 岩芯は硬いがキレツから粘土化したもの	30	$E_1 = 7600$ $E_2 = 8000 \sim 10000$	—	F
		①に同じ	30	$E_2 = 600$	43	F
		①に同じ	60	$E_2 = 820 \sim 1500$		F
	22.0	19.0 mの②と①の中間的なもの	60	$E_2 = 2300 \sim 3000$	46	F
		岩芯が硬く、載荷面にキレツがない	30	$E_1 = 16300$ $E_2 = 20000$	—	C
下関側橋台橋附近	3	岩芯まで風化が進んでいるが硬い部分もかなり含まれる(安山岩質岩石)	60	$E_1 = 1300$ $E_2 = 6300$	25	F
			90	$E_1 = 4900$ $E_2 = 13300$	—	F
	6	① 芯心は硬く、キレツに多少粘土を含む	60	$E_1 = 6000$ $E_2 = 8000 \sim 15000$	81	E
		3 mに同じ	90	$E_1 = 2700$ $E_2 = 6000 \sim 10000$	—	F
	8	①に同じ	60	$E_1 = 10000$ $E_2 = 22000$	—	E
		同上	90	$E_1 = 20000$ $E_1 = 38000 \sim 55000$	—	E

表-2.2.2 設計に用いた諸定数

	下関橋台	下関橋脚	門司橋脚	門司橋台
底面の位置 (m)	$E.L. + 2.0$	-7	-23	+25
有効根入れ深さ (m)	5.0	5.4	16.9	0
常時許容支持力 (t/m^2)	210	330	240	160
地震時許容支持力 (t/m^2)	320	500	360	250
底面下の地盤のc (t/m^2)	6	13	10	10
底面下の地盤のφ (°)	30	35	30	30

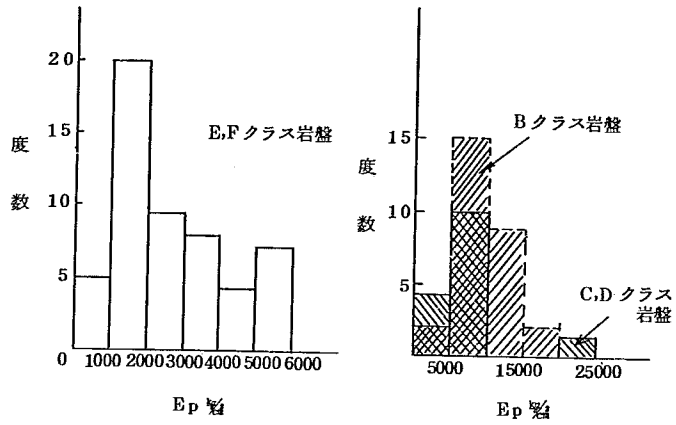


図-2.2.1 岩層区別のプレシオメーター測定値

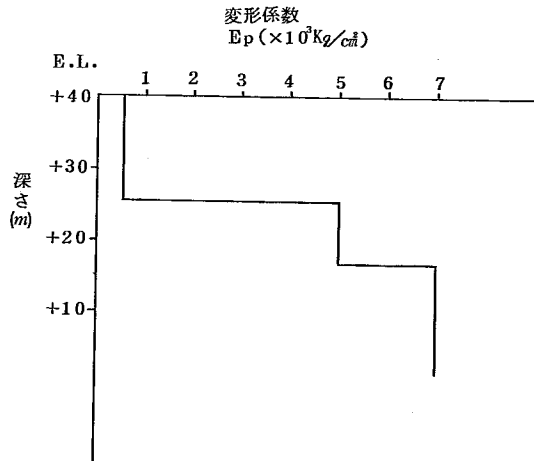


図-2.2.2 設計に用いた変形係数分布 (門司側橋台)

2.3 設計調査

2.3.1 設計指針の決定

関門橋の下部構造としては、門司側と下関側に橋台、橋脚を2基ずつ設計しなければならないが、下部構造の寸法、根入れ長さおよび概略設計における計算などから判断して、門司側橋脚はケーソン基礎として設計し、他は直接基礎と考えて設計することを決定した。その場合の設計方針としては、道路橋下部構造設計指針・調査および設計一般篇、直接基礎の設計篇、ケーソン基礎の設計篇(案)を準用することとし、関門橋に適用する場合の問題点として、次の項目を摘出し、土木研究所の判断を示した。

(1) 地盤の許容支持力などの決定方法

地盤の支持力については、既往の調査結果を総合して地盤定数を定め、道路橋下部構造設計指針により許容支持力を決定し、地盤の傾斜の影響についてはすべり面を仮定し、安定計算を行なって、最小のすべり線を求め、支持力の減少を計算しなければならない。

(2) 安定条件

安定条件は、道路橋下部構造設計指針の安全率による。

(3) 浮力の取扱い

浮力は本州四国連絡橋耐震設計指針により100%考慮するが、水の影響のないと見られる門司側橋台では浮力を考慮しなくてよいという判断を示した。

(4) 地震荷重と耐震設計法

地震荷重はボスフォラス橋耐震設計指針と同じものを用いることとした。

(5) 地盤反力係数の推定

地盤反力係数については、地盤が一樣な構成でないので、その場合の取扱い方法を示し、さらにそれにもなって生ずる下部構造の回転中心のずれを求めたが、比較的少量のため無視することとした。

(6) 下部構造に作用する土圧に対する粘着力の取扱い

下部構造に作用する土圧については粘着力を考慮に入れるが、施工時の乱れ域を想定して土圧を計算することとした。

(7) 下部構造の内部応力の計算と配筋

2.3.3に示すようなF.E.M.により内部応力を算出し、それによって補強することを提案した。

(8) 下部構造の細部設計

2.3.2に示すような点について検討を行なうことを指摘し、設計に反映させた。

2.3.2 細部設計

下部構造各部の細部設計として検討を行なわねばならない点を指摘し、その検討方針を示した。

表-2.3.1にまとめてその主な内容を示す。

2.3.3 下部構造の内部応力度の検討

下部構造の内部応力度については、計算を簡易化するために、各部についてAiryの応力関数、Bouss-

inesq の半無限弾性体に作用する荷重に対する解、弾性床上の梁の理論を用いて計算を行なった。しかし、自重による応力が計算しにくいこと、簡易化することにより細部の応力集中や応力の方向が計算しにくいこと、全体としての応力のつながりに誤差を生ずることなどにより、下部構造全体としての系として内部応力変を計算する必要が生じ、有限要素法により計算を行ない、応力度の再検討を行なった。計算は、完成後は当然のこと、架設時についても行ない、次の4ケースについて行なった。

- (1) 門司側橋脚の頂版の応力計算
- (2) 下関側橋脚のマッシュタイプの全体としての応力計算
- (3) 門司側橋台の完成後および架設時の応力計算
- (4) 自重の影響を調べるための橋台の一部についての応力計算

これらの結果を用いて細部の配筋を修正することができた。

表 - 2 . 3 . 1 細部設計上の留意点まとめ

橋 脚 に つ い て

(I) 門司側橋脚について

- (1) 作業室天井版のような高さの高い版、梁ではせん断力の影響が大きいため無視できない。
- (2) ケーソンの隅角部や桁と壁の接合部における設計曲げモーメントは応力集中が大きいため最大値を考える。
- (3) 吊桁と天井版の接合部は曲げモーメントと引張力を同時に受けるので、その配筋を十分に考慮しなければならない。
- (4) 作業室側壁の設計は刃口部が浮上って曲げモーメントのみが作用する場合のほか、刃口下端に生ずる地盤反力が軸力として作用する場合も検討しなければならない。
- (5) 側壁および隔壁の設計には外水圧と内水圧を相殺しているが、シャフトを除去する場合に内水圧が低下するので、その場合についても検討しなければならない。
- (6) 主塔より作用する外力により、頂版内部に引張力が生ずるが、それについて検討し、十分に配筋することが必要である。
- (7) 頂版と壁の間のせん断について検討するのが望ましい。
- (8) 頂版は塔よりの応力集中が大きいため、塔直下の頂版下縁応力を軽減し、施工性をよくすることを考えた方が有利である。
- (9) 異常時におけるコンプレッサーの容量を決定する必要がある、できれば停電時を考えて、2系統とするのが望ましい。
- (10) 海側に傾斜する可能性があるため、サンドルを設ける必要がある。(刃口金物据付時)

(II) 下関側橋脚について

- (1) 施工時に岩盤を掘削した結果、基礎底面を浅くできる場合があるので、設計変更が可能ないようにしておく。
- (2) 隔壁には通水孔を設けて、水の流通をはかる。
- (3) 埋め戻しは岩盤を掘削したのであるから、固定度を確保するためにも貧配合のコンクリートを用いる。

橋 台 に つ い て

(I) 橋台全般について

- (1) アンカブロックの応力計算には、底面が弾性支承されるという影響は小さいので、剛体として扱う。
- (2) ケーブルより作用する引張力によって生ずるアンカーフレームとコンクリートの間のせん断について検討を要する。
- (3) アイバー、ピンの材質について再検討しなければならない(厚さ65mmのSM50)。

- (4) アイバーのセッティングエラーの調整について検討し、それによるコンクリートへの支圧力に対して補強する。
- (5) サドルのフリクションや架設誤差により、サドルベントに生ずるモーメントについて検討しなければならない。
- (6) 温度変化によりケーブルの引張力の角度が変化するが、そのコンクリート応力に対して十分に配筋を行なう。
- (7) ケーブル架設時のアンカーブロックについても断面の検討を行なわねばならない。

(II) 門 司 側 橋 台 に つ い て

- (1) ケーブルベント隅角部の応力集中が大きいため、ベント背面にハンチを設け、力の流れをよくする。
- (2) スプレーサドルの幅を検討し、荷重強度を下げることを考える。
- (3) アイバーヘッドの付着を切ることを考える。

下 部 構 造 全 般 に つ い て

- (1) 細部設計などの計算書の体裁を整える。また、設計に際しては、上部構造の設計条件、施工条件、上下部構造の接合部などについて十分に把握する。
- (2) 施工管理に必要な計器を埋設する。
- (3) コンクリート打設時のクリーニングについては十分に、かつ施工の難易を考えて配管する。
- (4) 施工継目における鉄筋は施工の難易を考慮に入れなければならない。
- (5) 許容最高温度の決定は次のものを考慮に入れる。
 - (a) ブロックの大きさ
 - (b) コンクリートの引張応力度、またはコンクリートの伸び能力
- (6) 最終安定温度は年平均気温とする。
- (7) 有効弾性係数は $E = 210,000 \text{ Kg/cm}^2$ 程度として計算を進める。
- (8) 計算方法としては、許容最高温度の推定にはブロックの平均温度を用いるので、局部的には多少の誤差はあるが、リフトの厚さ、コンクリートの熱的性質などをパラメータにした図式解法で十分な成果はあげられる。2次冷却などの時間効果のはいるものについてはケースを選び、温度計算を行なうのがよい。これは土研のプログラムを使用すればよい。
- (9) ブロック割
 - (a) 門司側のブロック割は大略バランスがとれていると考える。
 - (b) グラウトリフトについて
ダムでは15m程度であるが、関門橋の場合は周囲の拘束がないので7~8mにすればよい。

2.4 施 工 調 査

下部構造の施工を実施する際に必要となる問題点については、次の2点を中心として技術指導を行なった。

(1) 施工を行なうに際して必要な施工管理が行なえるように、試験調査方法について指導し、かつその結果の整理方法を示し、その主な内容については、表-2.4.1に示す。

(2) 掘削後に現われた地盤に対して、地盤の良否、その判定に必要な試験方法およびその結果に対して土木研究所の見解を示した。表-2.4.2にその主な内容を示す

参 考 文 献

- 1) 吉田巖、吉中龍之進、大橋昭光：長大吊橋基礎岩盤調査の一例（関門吊橋の場合）、第5回岩盤力学に関するシンポジウム講演概要、1969年2月
- 2) 吉田巖、足立義雄：関門橋設計施工調査報告書一下部構造に関する調査、土木研究所資料第471号、昭和44年3月
- 3) 吉田巖、足立義雄、桑原啓三：関門橋設計施工調査受託報告書一下部構造に関する調査、土木研究所資料第575号、昭和45年3月

表-2.4.1 施工管理についての技術指導内容

- | |
|---|
| <ol style="list-style-type: none">1. 計測器を埋設する目的は次のものを考える。<ol style="list-style-type: none">(a) 計測することにより設計方法の妥当性と、設計条件内で安全であることを検討する。(b) 測定結果を今後の設計の参考資料とする。(c) 施工管理を主目的とする。(d) 安全管理をも目的とする。2. 間隙水圧計のフィルターの目は、基礎が岩であるので、小さいのより、大きめのものを使用した方がよい。3. 平面応力を知るには、面内で3方向と照査に1方向、計4方向にひずみ計を配置することにより、主応力を明らかにする。4. 測定計器は能率よく配置し、無駄のないようにする。あらかじめ、将来まで観測するもの、ある程度の期間でよいもの、一時的に測定し完成後は不要なものにわけておく。 |
|---|

表-2.4.2 掘削地盤の判定についての技術指導内容

	橋 脚	橋 台
門 司 側 橋 脚	(1) 門司側下部構造の地盤については、ボーリング調査による結果と掘削した時点での地盤との間に大きな差異は認められない。 (2) 全般的に風化岩とされていた岩盤の亀裂が非常に少ないので、圧縮性は高いと考える。 (3) 構造物の安定については、地盤の降伏荷重などから、地耐力を問題にすべきではなく、むしろ変形係数を問題にして、それから構造物の基礎底面の位置を検討する。 (4) 載荷試験は次の要領で行なうとよい。 (a) ジャッキの最大荷重を300 t/m程度とする。 (b) ジャッキ推力は30 t程度とする。 (c) 荷重サイクル0、10、20、30 tで、載荷条件としては処女荷重は、1、2、4、8分、繰返荷重は2分間継続する。 (d) 各サイクルの最大荷重で8~16分載荷を続ける。 (e) 載荷板径は$\phi=300$ mmとし、たわみ計算の上必要な板厚を決める。 (f) 位置は、硬岩1ヶ所、土砂2ヶ所、軟岩3ヶ所とする。 (5) 載荷試験結果の解析については、 (a) 変形係数の深さ方向の補正をしない場合について解析する (b) 変形係数が深さ方向に変化するとした場合について解析する (c) 支持力は極限支持力を問題にすべきではなく、変形から定めるべきである の3点に留意して、載荷試験により求めた変形係数と設計時の底面に接する地盤の変形係数との差異について、その影響を明らかにし、許容値内にあるかどうかによって、地盤の良否を判定する。	(1) 門司側橋台については、ボーリングおよびテストピットによる調査結果と掘削した地盤との間に大きな差異は認められない。 (2) 一部にホルンフェルスが現われているが、全体的に評価するとボーリング調査による結果と掘削により露出した地盤の状況はよく合致し、想定した基礎地盤としては、十分だと考えられる。 (3) ケーブルの直下の基礎底面は弱く、中央部の岩盤が硬いので、硬い部分を支点とした片持梁となって、橋台躯体に大きな曲げ応力が生じる可能性がある。したがって、この部分を8 m程度下げること考えられ、掘削面でのボーリングによって、その深さを確認することが必要である。その結果を待ち、置換工法をとるか、橋台を取付側に後退させるか、両案を検討する。 (4) その結果、ほぼ掘削の完了したこの時点では特別な対策は必要ないと判断されたので、そのまま施工を実施する。なお、最終的判定は載荷試験の変形係数によるのがよいことを示唆した。
下 関 側 橋 脚	(1) 下関側下部構造の地盤については、ボーリング調査による結果と掘削した時点での地盤との間に大きな差異は認められない。 (2) 基礎地盤の状態を正確に把握するために5 mメッシュ状にボーリングを実施中であるが、ボーリングNo 13、14、19により橋脚セット面近くに破碎帯の存在が認められる。破碎帯の方向は海峡とほぼ同方向と考えられるが、さらに追加ボーリングを行ない、破碎帯のゾーニングを行なう必要があることを指摘した。 (3) その結果、一部にホルンフェルスの破碎帯がはさまっており、図に示すように分布していることを確認し、その深さ方向を広がり状況について推定した。	(1) 下関側橋台については、ボーリングおよびテストピットによる調査結果と掘削した地盤との間に大きな差異は認められない。 (2) 前面の亀裂破碎帯は非常にフラックが多いので、載荷試験をして、変形係数をきめて、判定するとよい。また、原地形が谷部であった底面中央部は若干破碎状になっているところがあると考えられるので、その部分に対し載荷試験を行なって、変形係数を求め、判定する方がよい。

第3編 上部工に関する調査

3.1 概 要

橋梁研究室では、昭和45年度には関門橋の床版構造として採用されることになったコンクリート充てん鋼格子床版に関する調査を、また、46年度には補剛げた部材の高力ボルト摩擦接合継手に関する調査を行った。以下にその調査報告書の概要を述べる。

3.2 鋼格子床版に関する調査

3.2.1 ま え が き

コンクリート充てん鋼格子床版に関して実施した調査の内容は次のとおりである。

- (1) 鋼格子床版用 I 形鋼の疲労強度試験
- (2) 鋼格子床版取付部供試体実験
- (3) 軽量骨材選定の基準について（意見）

(1)、(2)は主として疲労試験の結果にもとずいて、それぞれの強度について検討を加えたものであり、(3)は関門橋の床版に使用する軽量骨材の品種の選択にあたって考慮すべき点について述べたものである。

3.2.2 鋼格子床版用 I 形鋼の疲労強度試験

(1) 目 的

昭和44年度に実施した供試体による疲労試験では、I 形鋼のパンチ孔の配列が適切でなかった（パンチ孔が接近しすぎて、ウェブに残された充腹部の最小巾は10mmであった）ため、充腹部のせまい部分に疲労クラックが生じた。

そこで、ここではウェブのパンチ孔の配列を改良したもの2点について疲労強度をたしかめることにした。

(2) 試験内容

図-3.2.1に示すようなB-20、B-15の2種の供試体について試験した。

B-20は横部材間隔を従来の15cmから20cmにひろげることよりパンチ孔間隔を大きくウェブの充腹部の巾を広くとるようにしたもので、横部材間隔を大きくしたために横部材（棒鋼）は従来のD16をD19にかえた。

B-15は横部材の断面（D16）および間隔（15cm）は従来のままとし、パンチ孔の配列だけを改良して充腹部の巾を広くしたものである。

疲労試験はローゼンハウゼン型疲労試験機（動的最大60t）により、繰返し数200万回までは鋼材の許容応力度（ 1400 kg/cm^2 ）を上限とする部分片振り（引張応力の変動巾 1010 kg/cm^2 ）曲げ繰返し載荷を行ない、その結果供試体に疲労クラック等の異状を生じなかった場合は上限荷重を50%ひき上げて（引

張縁応力の変動巾 1720 kg/cm^2) さらに繰返し載荷を継続することにした。

(3) 試験結果

B-20、B-15 各供試体の試験結果を表-3.2.1 に示す。これより明らかなように、繰返し数 200 万回までにはいずれの供試体とも何ら異状を生じなかった。上限荷重を 50% 増しとした 200 万回以降の繰返し載荷により、各供試体とも引張フランジ側に疲労クラックを生じた。ただし、供試体 B-15-2 だけは上限荷重ひき上げ後 90 万回の繰返し載荷によっても異状を生じなかったが、時間の都合で試験をここで打ち切った。

(4) 結 論

この試験の対象とした 2 種 (B-20 および B-15) は、いずれも鋼材の許容応力度 1400 kg/cm^2 を上限とした約 1000 kg/cm^2 の応力変動巾での 200 万回までの繰返し載荷に耐えた。

実橋における I 形鋼の応力が死荷重のみのとき 72 kg/cm^2 、活荷重載荷時で 1055 kg/cm^2 であることを考えると、この試験の対象とした 2 種はいずれも疲労に対して十分な強度を有すると判断される。

なお、上限荷重を 50% 増した 200 万回以降の繰返し載荷での疲労クラックの発生は、このような大きな荷重での繰返し載荷が現実にはおこり得ないと考えられるので実用上不安を与えるものではない。

3.2.3 鋼格子床版取付部供試体実験

(1) 目 的

コンクリート充てん鋼格子床版の鋼格子パネルを支持げた上に架設した際に、鋼格子パネルおよび支持げたの両者の製作誤差のために鋼格子パネルの I 形鋼底面と支持げた上フランジとの接触面には、一般にある程度の不整合が生ずることは避け難い。コンクリート充てん時にこのような不整合のある部分からモルタルが漏出するのを防止するためにも、また、床版支承部に均等な荷重分布をさせるためにも、コンクリート打設時はこのような不整合はできるだけなくしておくことが望ましい。そこで、この不整合をできるだけ少なくする方法として、押え金具を用いて鋼格子の I 形鋼を支持げたのフランジに押えつける Detail が日本道路公団関門架橋工事事務所において考案された。

本実験は、押え金具を用いた 2、3 の Detail について部分供試体による実験を行ない、主として繰返し載荷に対する耐力をたしかめたものである。

(2) 実験内容

丸鋼ジベルをボルト代りに利用し、9mm 厚鋼板を折曲げ加工した押え金具を用いて鋼格子パネルの I 形鋼を支持げたフランジに押えつけた場合 (供試体 A、図-3.2.2) と 9mm 厚鋼板を単に鋼格子パネルの I 形鋼下フランジ上に置いて支持げたフランジにボルトで押えつけた場合 (供試体 C、図-3.2.4) の 2 種を基本とし、ほかに供試体 A の補助供試体として丸鋼ジベルの間隔を供試体 A の 2 倍としたもの (供試体 B、図-3.2.3) の 3 種の供試体について実験した。供試体 B (図-3.2.3) において、丸鋼ジベルを設けてない格間 (I 形鋼間) にも折曲げ金具だけ設けたのは、コンクリート施工の条件を供試体 A と同一にするためである。

疲労試験は、ローゼンハウゼン型疲労試験機 (動的最大 60 t) により、繰返し数約 200 万回まではジベルの許容せん断力 (合成げた設計施工指針による) に対応する荷重を上限荷重とする片振り繰返し載荷を行ない、その結果ジベルの疲労破壊等異状が生じなかった場合には上限荷重を 50% ひき上げてさらに約 50

万回の繰返し載荷を行なうことにし、それでも異状を生じないときは静的に破壊することとした。

載荷は図-3.2.5に示すような中央1点載荷とし、支承は一端ローラー支承とした。

ひずみおよびたわみは図-3.2.6に示す位置において測定した。測定は繰返し載荷開始前(N=0時)と繰返し載荷後繰返し数約50万回ごとに行なった。

(3) 実験結果

実験経過を表-3.2.2に示す。繰返し載荷における荷重振幅は、繰返し数約200万回までは、2.0~12.0t、それ以後は上限荷重を50%増した2.0~18.0tとしたが、この上限荷重はジベルの許容せん断力よりつぎのように求めたものである。なお、下限荷重を2.0tとしたのは、試験機の機能上、下限値を0とすることが困難であったためである。

床板と鋼けたとの境界面におけるせん断応力 τ は、

$$\tau = \frac{SF_c S_c}{I_v}$$

ここに、

- S : せん断力(Kg)
- F_c : コンクリート断面積(cm^2)
- S_c : コンクリート版の重心から合成断面の中立軸までの距離(cm)
- I_v : 合成断面の断面2次モーメント(cm^4)

$$\begin{aligned} E_c &= 465 \text{ } cm^2 \\ S_c &= 10.0 \text{ cm} \\ I_v &= 138210 \text{ } cm^4 \end{aligned}$$

($n=10$ として)

$P=1$ t 当りのせん断力 τ を求めると、

$$S = \frac{P}{2} = 500 \text{ Kgであるから、}$$

$$\tau = \frac{500 \times 465 \times 10}{138210} = 168 \text{ Kg/cm}$$

ジベル1組(2本)当りの作用せん断力 T' は、

$$T' = P \tau = 15 \times 168 = 252 \text{ Kg}$$

従って、ジベル1本当りの作用せん断力 T は、

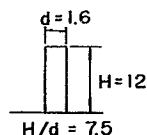
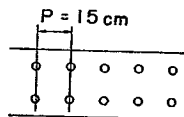
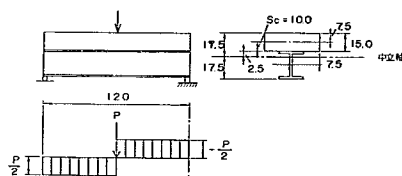
$$T = \frac{T'}{2} = 126 \text{ Kg} \quad \dots\dots\dots (1)$$

一方、「鋼道路橋の合成けた設計施工指針」(昭和40年6月、日本道路協会)56条により、ジベルの許容せん断力 Q_a は、

$$Q_a = 55 \cdot d \sqrt{\sigma_{bs}} \quad (H/d \geq 5.5)$$

- H : スタッドの全高(cm)
- d : スタッドの直径(cm)

上限荷重の決定



σ_{bs} : スタッドが埋込まれる版のコンクリートの許容基本支圧応力度

$$(Kg/cm^2) = \frac{\sigma_{28}}{3}$$

いま、 $d = 1.6$

$$\sigma_{bs} = 115 Kg/cm^2 (\sigma_{28} = 345 Kg/cm^2)$$

とすれば、

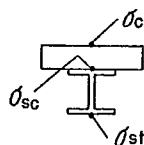
$$Qa = 55 \times 1.6 \sqrt{115} = 1,510 Kg/本 \dots\dots\dots (2)$$

(1)、(2)より、ジベルの許容せん断力に対応する許容荷重 Pa は、

$$Pa = \frac{(2)}{(1)} = \frac{1,510}{126} = 12.0 t$$

$P = 12.0 t$ 載荷時の支間中央断面各部の応力度はつぎのようになる：

$$\begin{cases} \sigma_c = 45.6 Kg/cm^2 (\epsilon = 217 \times 10^{-6}) \\ \sigma_{sc} = 65 Kg/cm^2 (\epsilon = 31 \times 10^{-6}) \\ \sigma_{st} = 45.6 Kg/cm^2 (\epsilon = 217 \times 10^{-6}) \end{cases}$$



ジベルのせん断応力

$$\tau = 755 Kg/cm^2 (\text{供試体 A})$$

$$\tau = 1,510 Kg/cm^2 (\text{供試体 B})$$

表-3.2.2に示すとおり、上限荷重を12.0 tとする約200万回の繰返し載荷によっても、またひきつづく上限荷重を18.0 tとする約50万回の追加の繰返し載荷によっても、いずれの供試体にも異状を生じなかったので、繰返し載荷後に静的に破壊した。その際の静的破壊荷重は表-3.2.3のとおりである。

供試体の上・下縁におけるひずみの繰返し数の増加にともなう変化の一例を図示すると図-3.2.7のとおりである。また、図-3.2.8は繰返し載荷開始前と、上限荷重12.0 tで約200万回の繰返し載荷を行なったのちの時点における荷重～たわみ関係を示す。

図-3.2.7の例が示すとおり、ジベルにその許容せん断力に等しいせん断力を生じさせる荷重を上限とする繰返し載荷の場合（供試体 A）も、またジベルにその許容せん断力の2倍のせん断力を生じさせる荷重を上限とする繰返し載荷の場合（供試体 B）も、繰返し数約200万回までにひずみやたわみの変動はほとんど生じておらず、上限荷重を50%増した追加の繰返し載荷においても、追加の繰返し数約50万回までにこれらの顕著な変動は生じていないことがわかる。約200万回の繰返し載荷の前後（ $N = 0$ 時および $N = \text{約} 200 \text{万回}$ 時）における断面性能（荷重～ひずみ関係、荷重～たわみ関係）にはほとんど変化が認められない（図-3.2.8）。平らな鋼板をボルトで押えつけた供試体 C の場合（この場合、ボルトの作用せん断力は供試体 A の場合も同じ）も、供試体 A、B の場合とほとんど同じ挙動を示している。

いずれの供試体についても、2.0～12.0 t の荷重振幅による約200万回の繰返し載荷およびひきつづく2.0～18.0 t の荷重振幅による約50万回の繰返し載荷によつては、コンクリート版とけたとのすべり、コンクリート版のひびわれ等外観の変状は何ら認められなかった。

繰返し載荷後における静的破壊ののちに、コンクリートをはつり取ってジベルの状態を調査したところ（写真参照）、版端部のジベルまたはボルトが1～2本せん断破壊しているものがあつたが、破面に疲労破

壊の痕跡は認められず、静的破壊時における延性破壊であると判断された。

以上のことから、この実験で対象とした供試体A、B、Cの3種の取付け部細目について、実用上疲労強度についての不安はないものと判断される。

(4) 結 論

この実験で対象とした3種の取付け部細目(図-3.2.2~図-3.2.4)は、いずれも疲労に対して実用上十分な強度を有すると判断される。ただし、床版を非合成床版として設計する場合でもジベル等の数量は合成けた設計施工指針に準じて定められた数量の1/2程度以上を配置するのが無難であると思われる。

3.2.4 軽量骨材選定の基準について(意見)

土木研究所あるいは大学等において実施された国産4~5種の軽量骨材およびそれらを用いたコンクリートの実験資料を参考にして、コンクリート充てん鋼格子版の充てんコンクリートを対象に軽量骨材の選定基準について考えると、これら各社の骨材は試験項目ごとに多少の優劣は認められるものの、総合的にみて一概に優劣はつけ難く、別添資料に扱われている銘柄に関するかぎり、品質の面から序列をつけることは困難と判断される。

たとえば、骨材の物理的性質のなかで銘柄による差異がもっとも大きい吸水量について考える場合、凍結融解作用をうける気候条件の地域に用いる場合には明らかに吸水量の小さい骨材を用いることがコンクリートの耐久性のうえから有利であり、また、コンクリートの打設にコンクリートポンプを使用する場合にも吸水量の小さい骨材の使用が有利なことがたしかめられているが、関門橋床版の場合、前者についてはその気候条件に該当せず、後者についてはスランプ6~7cmのコンクリートの使用が予定されていて、コンクリートポンプ使用は考えられない(コンクリートポンプ使用が可能なのは、一般には普通コンクリートでスランプ10cm程度以上、軽量コンクリートでは15~20cm以上といわれている)ので、骨材の吸水量の多少は骨材選定にあたって決定的な条件とはならないと思われる。

骨材の物理的性質にかかわるその他の項目、ならびにそれらの骨材を用いたコンクリートの諸性質について比較しても、銘柄による差異は、それをもって決定的条件としうるほどではないように見うけられる。

ニチライト、宇部軽骨の両銘柄については、骨材の品質ならびにそれらを用いたコンクリートの品質についての資料が入手できなかったため、比較検討の対象としなかった。

以上のように、別添資料で扱われているような銘柄の骨材について、手もとにある資料からそれらの優劣を判断することは困難であるが、関門橋床版用のコンクリート骨材の選定にあたって留意するのがよいと思われる一般的事項を挙げると、つぎのとおりである。

- (1) 建設省の認可基準(昭和39年、住宅局建築指導課長通達)に適合する(すなわち、認可済の)軽量骨材であること。
- (2) 十分な品質管理のもとで生産され、かつ供給の安定したものであること。
- (3) 土木構造物(とくに橋梁上部工)への使用実績が豊富であること。

表-3.2.1 I形鋼疲労試験結果総括

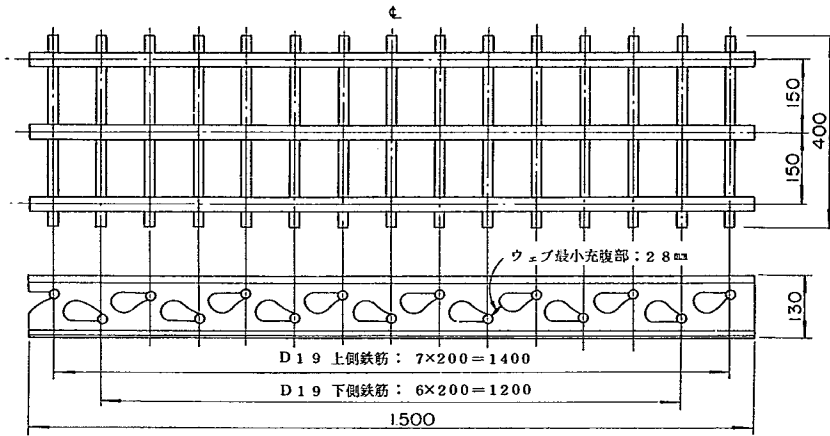
供試体番号	段階	荷重, P (t)	計算応力度 (Kg/cm ²)	実測応力度 (Kg/cm ²)	繰返し数, N (×10 ⁴ 回)	摘 要
B-20	1	① 2.0~7.3	$\sigma_{st}=382\sim1,396$ $\sigma_{sc}=410\sim1,497$	$\sigma_{st}=456\sim1,436$ $\sigma_{sc}=448\sim1,449$	0~200	○破断せず
		② 2.0~11.0	$\sigma_{st}=382\sim2,100$ $\sigma_{sc}=410\sim2,260$	$\sigma_{st}=492\sim2,105$ $\sigma_{sc}=483\sim2,102$	200~208	○I形鋼の下側フランジ破断
	2	① 2.0~7.3	$\sigma_{st}=382\sim1,396$ $\sigma_{sc}=410\sim1,497$	$\sigma_{st}=403\sim1,365$ $\sigma_{sc}=381\sim1,347$	0~201	○破断せず
		② 2.0~11.0	$\sigma_{st}=382\sim2,100$ $\sigma_{sc}=410\sim2,260$	$\sigma_{st}=418\sim2,018$ $\sigma_{sc}=389\sim1,978$	201~206	○I形鋼の下側フランジ破断
B-15	1	① 2.0~7.3	$\sigma_{st}=382\sim1,396$ $\sigma_{sc}=410\sim1,497$	$\sigma_{st}=447\sim1,341$ $\sigma_{sc}=483\sim1,481$	0~200	○破断せず
		② 2.0~11.0	$\sigma_{st}=382\sim2,100$ $\sigma_{sc}=410\sim2,260$	$\sigma_{st}=471\sim1,969$ $\sigma_{sc}=500\sim2,180$	200~232	○I形鋼下側フランジ破断
	2	① 2.0~7.3	$\sigma_{st}=382\sim1,396$ $\sigma_{sc}=410\sim1,497$	$\sigma_{st}=397\sim1,269$ $\sigma_{sc}=448\sim1,407$	0~200	○破断せず
		② 2.0~11.0	$\sigma_{st}=382\sim2,100$ $\sigma_{sc}=410\sim2,260$	$\sigma_{st}=421\sim1,756$ $\sigma_{sc}=455\sim1,971$	200~290	○破断せず ○静的試験P=20 ^t でI形鋼座屈

供試体番号	繰返し数(回)	繰返し載荷開始前および繰返し載荷中における静的載荷実験の荷重範囲(t)	繰返し載荷における荷重振巾(t)
A - 1	0	0→5.0→10.0→12.0→0(3回繰返し)	2.0~12.0
	5 0 0 0 0 0	"	
	1 0 0 0 0 0 0	"	
	1 5 0 0 0 0 0	"	
	2 0 5 0 0 0 0	"	
	2 0 5 0 0 0 0	0→5.0→10.0→15.0→18.0→0(3回繰返し)	2.0~18.0
	2 5 5 0 0 0 0	"	
A - 2	0	0→5.0→10.0→12.0→0(3回繰返し)	2.0~12.0
	5 0 0 0 0 0	"	
	1 0 2 0 0 0 0	"	
	1 5 1 0 0 0 0	"	
	2 0 0 0 0 0 0	"	
	2 0 0 0 0 0 0	0→5.0→10.0→15.0→18.0→0(3回繰返し)	2.0~18.0
	2 5 0 0 0 0 0	"	
B - 1	0	0→5.0→10.0→12.0→0(3回繰返し)	2.0~12.0
	5 6 0 0 0 0	"	
	1 0 0 0 0 0 0	"	
	1 5 0 0 0 0 0	"	
	2 0 0 0 0 0 0	"	
	2 0 0 0 0 0 0	0→5.0→10.0→15.0→18.0→0(3回繰返し)	2.0~18.0
	2 5 0 0 0 0 0	"	
B - 2	0	0→5.0→10.0→12.0→0(3回繰返し)	2.0~12.0
	5 0 0 0 0 0	"	
	1 0 0 0 0 0 0	"	
	1 5 0 0 0 0 0	"	
	2 0 0 0 0 0 0	"	
	2 0 0 0 0 0 0	0→5.0→10.0→15.0→18.0→0(3回繰返し)	2.0~18.0
	2 5 0 0 0 0 0	"	
C - 1	0	0→5.0→10.0→12.0→0(3回繰返し)	2.0~12.0
	5 0 0 0 0 0	"	
	1 0 0 0 0 0 0	"	
	1 5 0 0 0 0 0	"	
	2 0 5 0 0 0 0	"	
	2 0 5 0 0 0 0	0→5.0→10.0→15.0→18.0→0(3回繰返し)	2.0~18.0
	2 5 0 0 0 0 0	"	
C - 2	0	0→5.0→10.0→12.0→0(3回繰返し)	2.0~12.0
	5 0 0 0 0 0	"	
	1 0 1 0 0 0 0	"	
	1 5 3 0 0 0 0	"	
	2 0 0 0 0 0 0	"	
	2 0 0 0 0 0 0	0→5.0→10.0→15.0→18.0→0(3回繰返し)	2.0~18.0
	2 5 0 0 0 0 0	"	

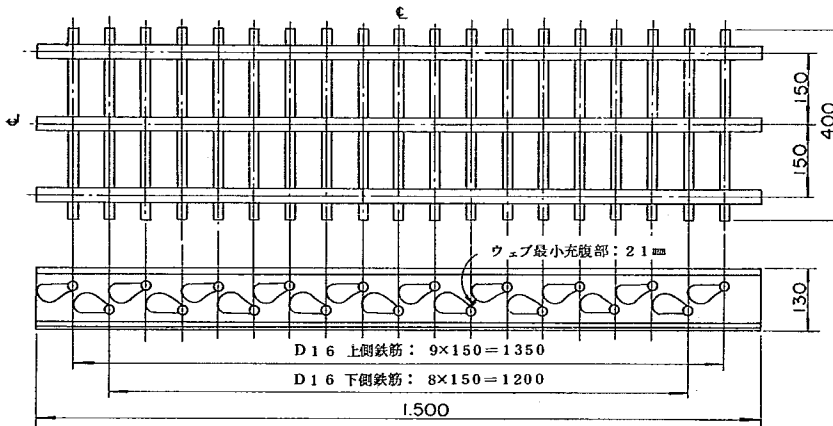
表-3.2.3 繰返し載荷後における静的破壊荷重

供試体番号	繰返し載荷における最終繰返し数	繰返し載荷後の静的破壊荷重 (t)	備 考
A - 1	N = 2, 5 5 0, 0 0 0 回	1 0 9. 0	
A - 2	N = 2, 8 0 0, 0 0 0 回	1 1 5. 5	
B - 1	N = 2, 5 0 0, 0 0 0 回	9 5. 5	
B - 2	N = 2, 5 0 0, 0 0 0 回	1 2 0. 0	
C - 1	N = 2, 5 0 0, 0 0 0 回	1 0 0. 0	
C - 2	N = 2, 5 0 0, 0 0 0 回	1 0 8. 0	

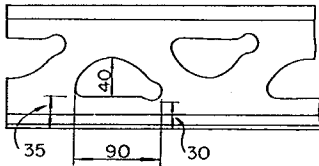
B-20 供試体



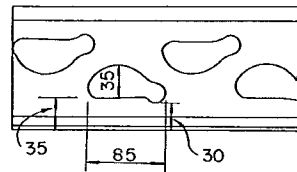
B-15 供試体



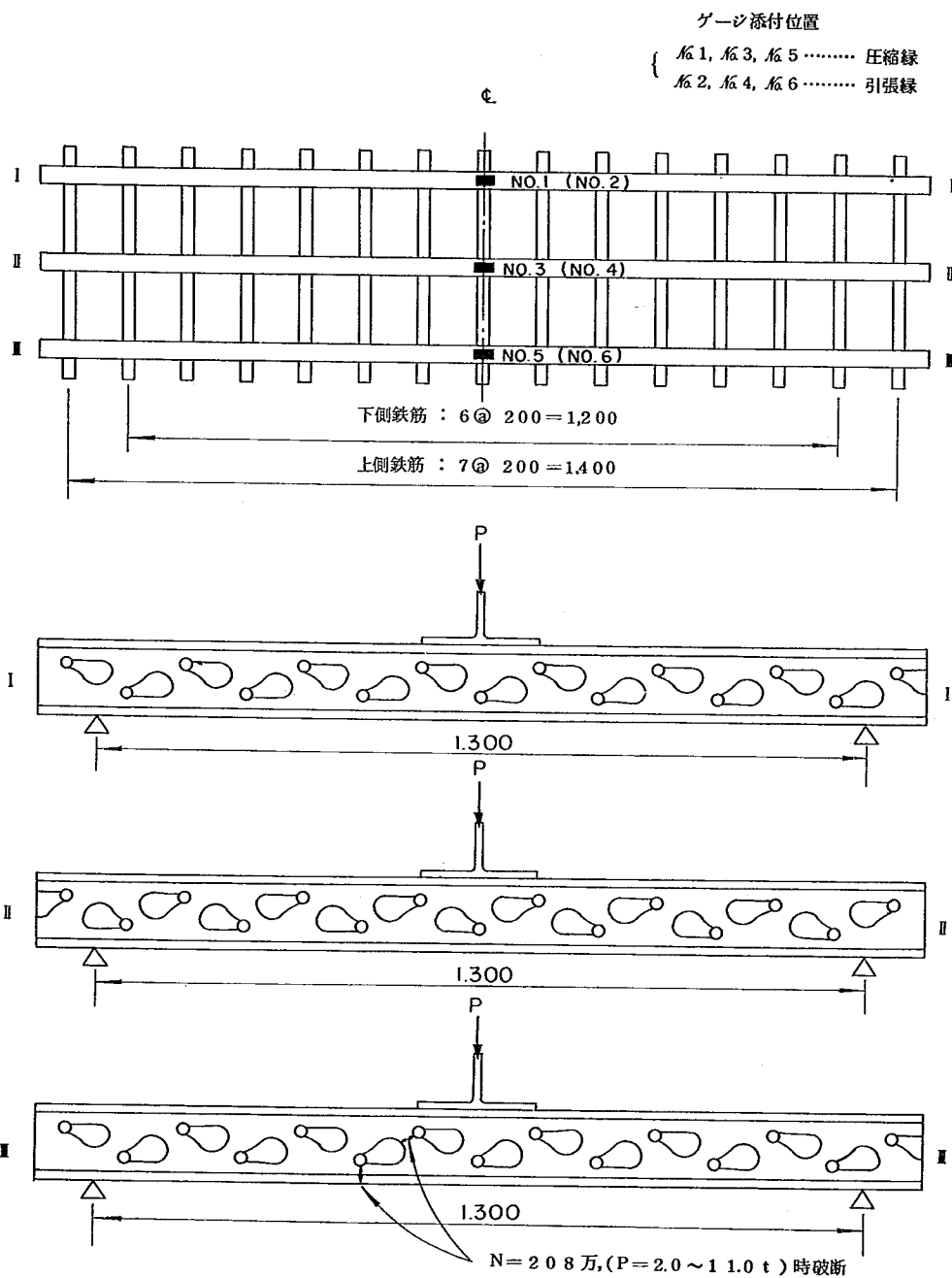
B-20 パンチ孔



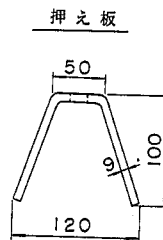
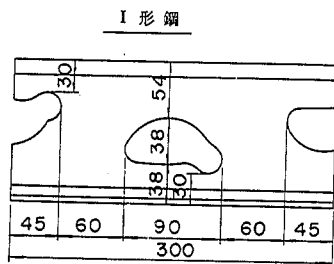
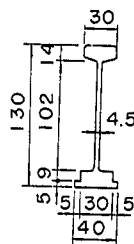
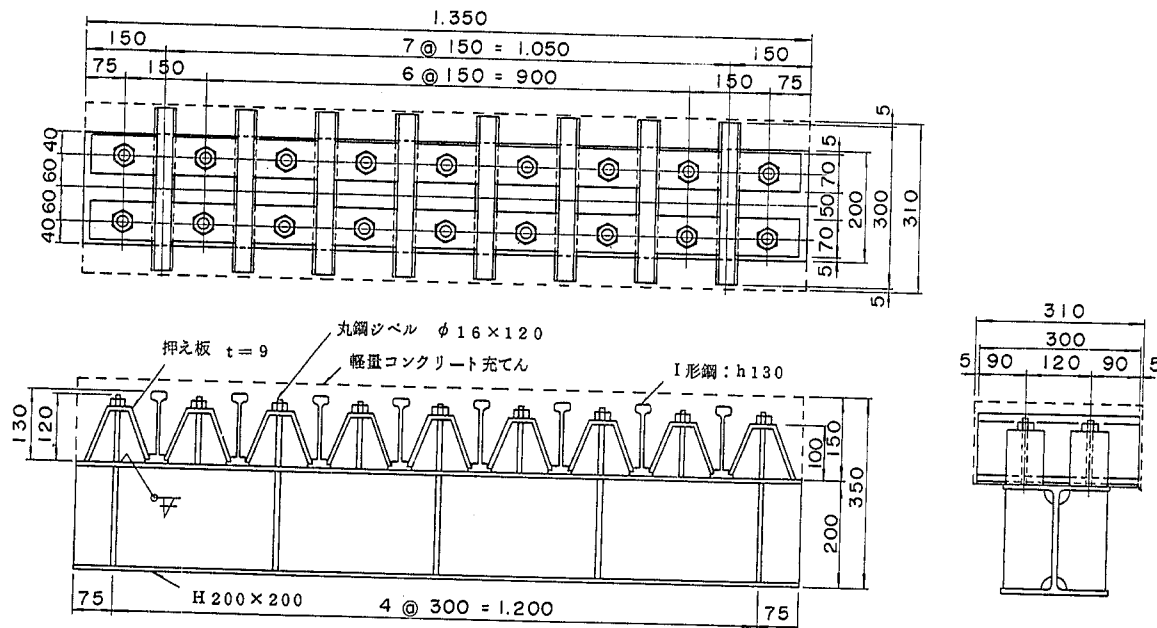
B-15 パンチ孔



〔図-3.2.1(1)〕



〔図-3.2.1(2)〕 ゲージ添付位置および破断個所の例



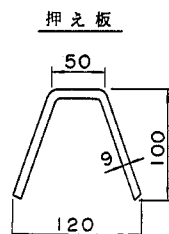
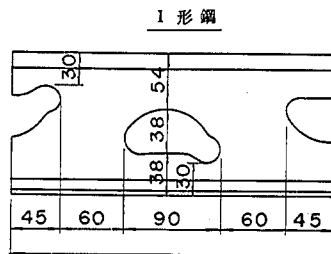
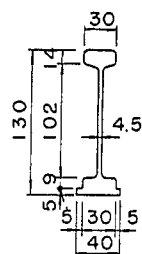
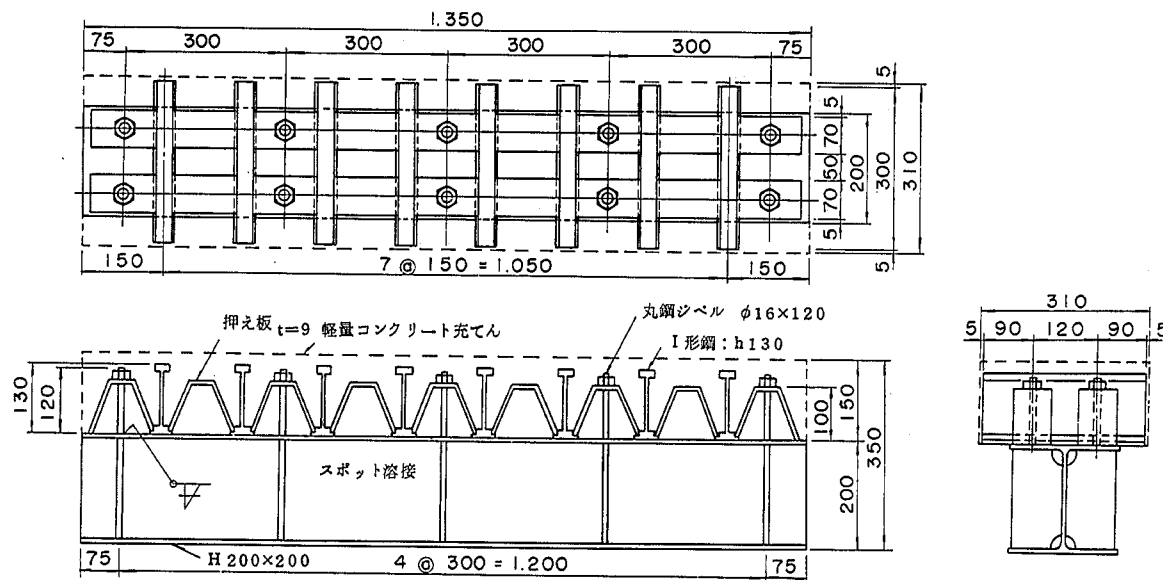
充てんコンクリート

材料

粗骨材: 人工軽量骨材 (メサライト), 最大寸法 15mm
細骨材: 天然砂
セメント: 普通ポルトランドセメント
混和剤: 減水剤 (ヴィンゾル)

示方配合

粗骨材の 最大寸法	W (Kg/m³)	C (Kg/m³)	W/C (%)	S/A (%)	S (Kg/m³)	G (Kg/m³)	混和剤 (ヴィンゾル)	スラブ の範囲
15mm	138	310	45	40	744	650	93g	6 ± 1cm



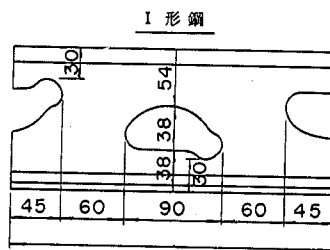
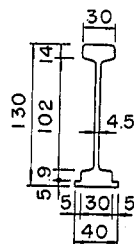
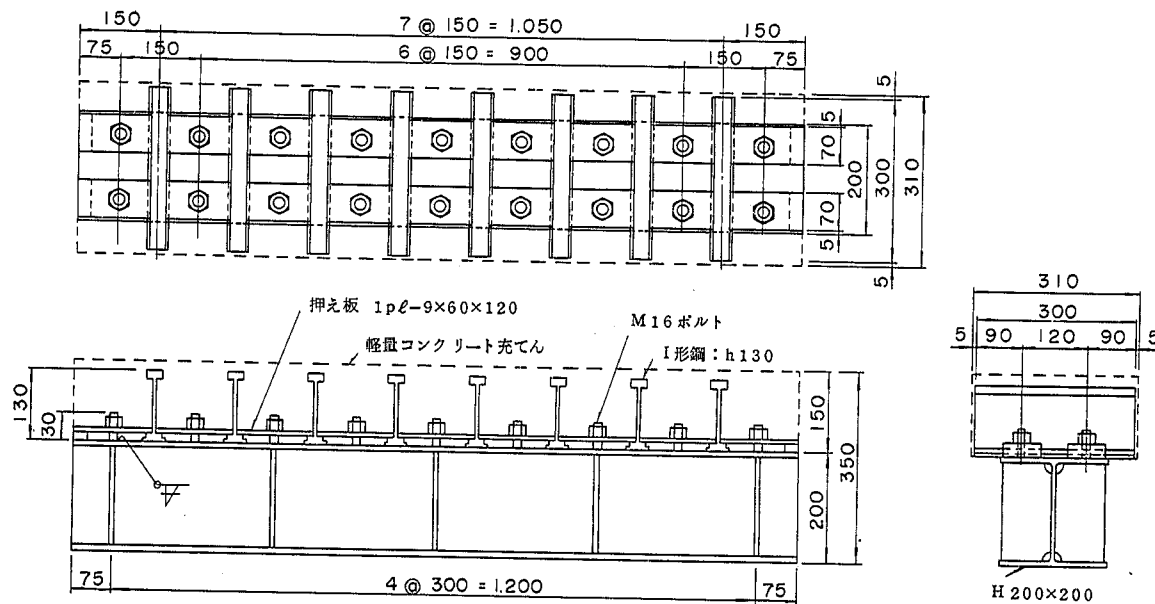
充てんコンクリート

材料

粗骨材	人工軽量骨材 (メサライト), 最大寸法 15mm
細骨材	天然砂
セメント	普通ポルトランドセメント
混和剤	減水剤 (ヴィンゾル)

示方配合

粗骨材の 最大寸法	W (Kg/m³)	C (Kg/m³)	W/C (%)	S/A (%)	S (Kg/m³)	G (Kg/m³)	混和剤 (ヴィンゾル)	スラブ の範囲
15mm	138	310	45	40	744	650	93g	6 ± 1cm



充てんコンクリート

材料

粗骨材: 人工軽量骨材 (メサライト)	最大寸法 15 mm
細骨材: 天然砂	
セメント: 普通ポルトランドセメント	
混和剤: 減水剤 (ヴィンゾル)	

示方配合

粗骨材の 最大寸法	W (Kg/m ³)	C (Kg/m ³)	W/C (%)	S/A (%)	S (Kg/m ³)	G (Kg/m ³)	混和剤 (ヴィンゾル)	スラブ の範囲
15 mm	138	130	45	40	744	650	93g	6 $\pm$ 1 cm

図 - 3.2.4 供試体概要 (供試体 C)

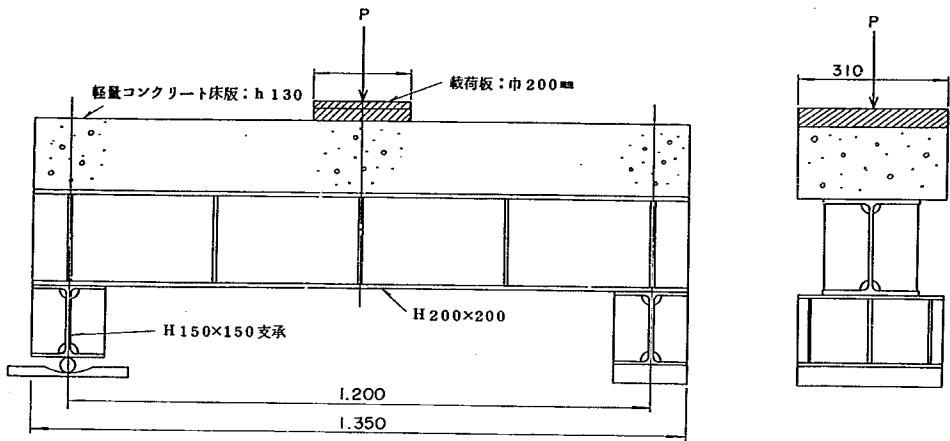
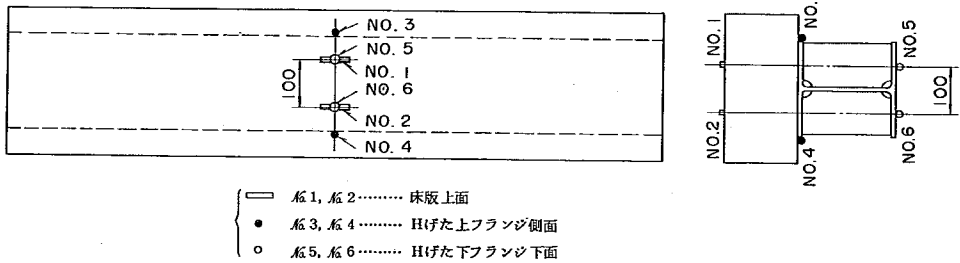


図-3.2.5 載荷状態

(1) ひずみ測点 (ワイヤーストレーンゲージ)



(2) たわみ測点 (1/100mmダイヤルゲージ) ダイヤルゲージ

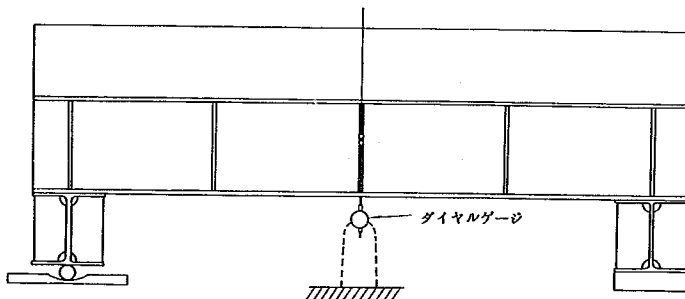


図-3.2.6 測点位置

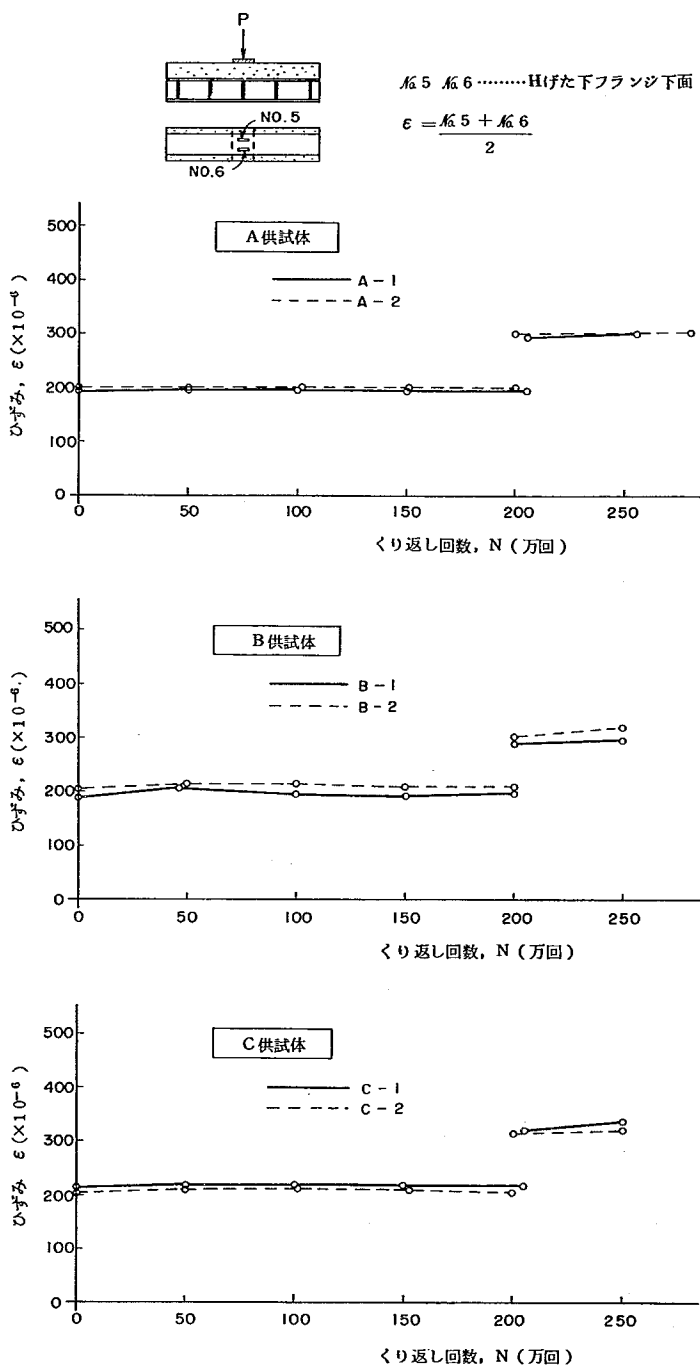
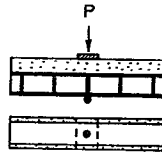


図-3.2.7 繰返し荷荷によるひずみの変化 (Hげた下フランジ)



ダイヤルゲージ………Hけた下フランジ中央

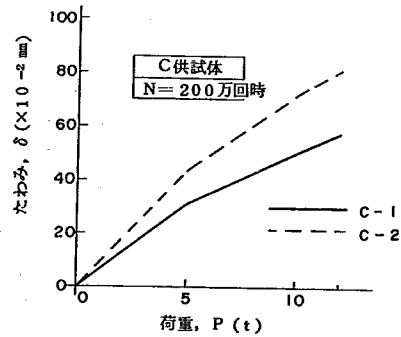
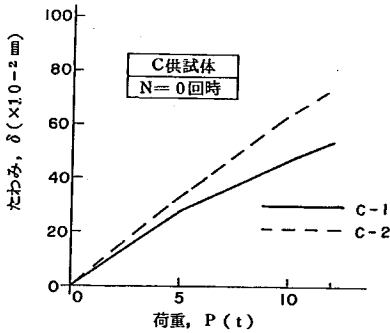
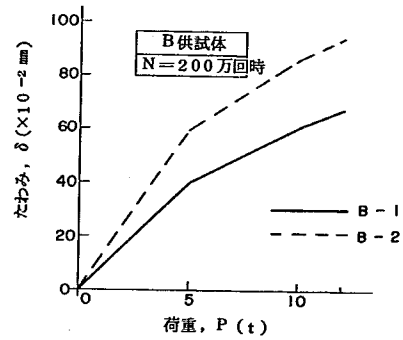
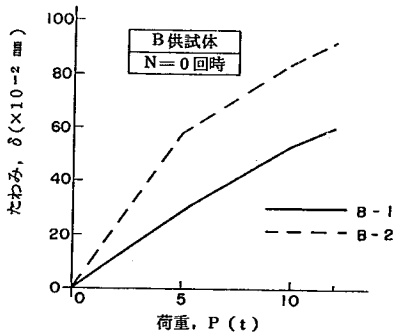
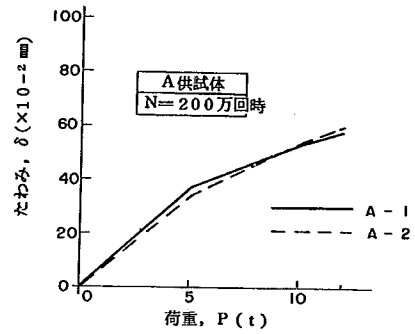
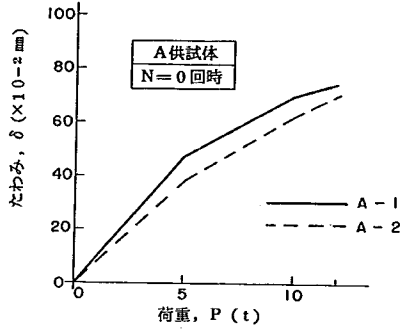


図-3.2.8 荷重～たわみ関係

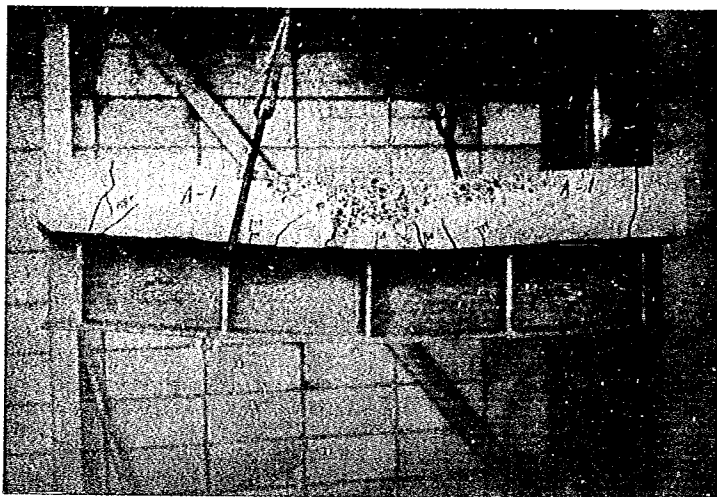


写真-3.2.2 供試体A-1

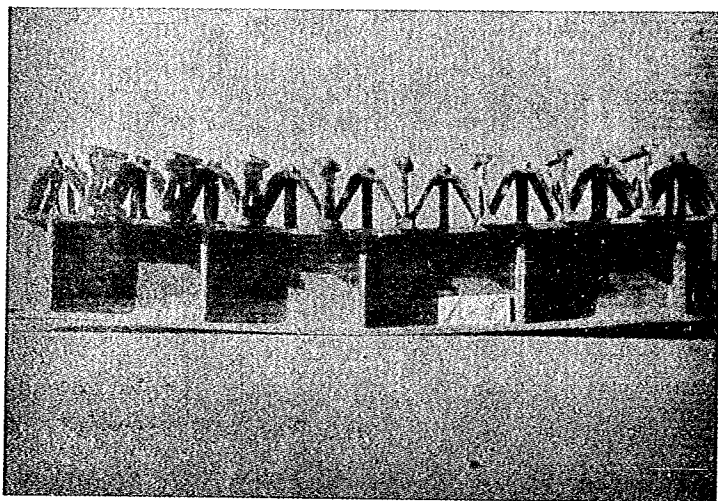


写真-3.2.1 供試体A-1

は17.1mmであるから、母材のそれぞれに対し許容荷重は26.4t、35.9tとなる。

3.3.3 静的引張試験結果

およびその考察

静的引張試験には土木研究所橋梁研究室の200t万能型アムスラー試験機を用いた。

母材と添接板との相対的なずれを測定するため、写真3.3.2に示すようにダイヤルゲージをとりつけた。

相対的なずれと荷重との関係を図-3.3.2に示す。また、この相対的なずれの出はじめた値、およびりが生じた荷重(いわゆるボン荷重)*1を表3.3.1に示す。2体の試験片における結果はきわめてよく一致している。

このり荷重が生じた荷重からZn-A1メタリコン塗装のり係数を計算すると、

$$\mu = \frac{P}{n \times N} = \frac{65}{6 \times 23.1} = 0.469$$

ここに、P：り荷重

n：継手摩擦面数

N：ボルト軸力

となる。

これは、鋼道路橋高力ボルト摩擦接合設計施工指針(昭和41年)ならびに昭和47年の道路橋示方書²⁾*2で採用しているり係数0.4より大きく、Zn-A1メタリコン塗装(塗布量120±20μ)した継手についても上述の規準に従ってさしつかえないことを示している。



写真3.3.1 ボルト締め付け

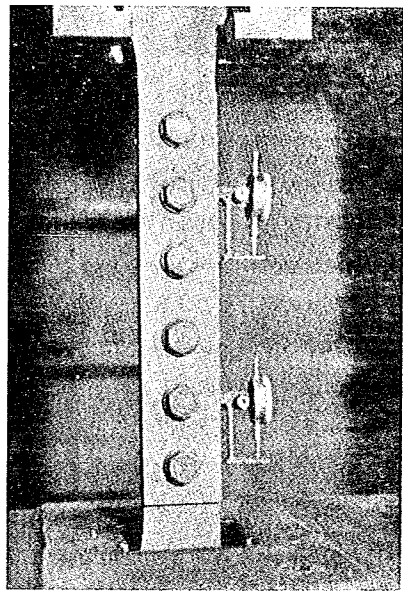


写真3.3.2 相対ずれ測定装置

*1 りが生ずる時、ボンという音が生ずることから一般にこのように呼ばれている。したがって今回の実験においても、ボンという音がした時の荷重をり荷重とした。

*2 改定示方書では昭和41年示方書と表現の方法が異なり、り係数の値は与えられていないが、摩擦接合の高力ボルトの許容応力度を決める時にはり係数を0.4と考えている。

表-3.3.1 静的引張試験結果

試験片 番 号	幅 (mm)	厚 さ (mm)	断 面 積 (mm ²)	弾 性 限 荷 重 [*])		た り 荷 重	
				荷重(t)	応力 (Kg/mm ²)	荷重(t)	応力 (Kg/mm ²)
7	90.00	19.73	1775.7	56	31.5	65.0	36.61
8	90.00	19.73	1775.7	55	31.0	65.0	36.61

*) ここでいう弾性限荷重とは図-3.2.2 に示す荷重-相対ずれ曲線において、両者間の直線関係がくずれはじめるときの荷重を意味する。

3.3.4 疲労試験結果およびその考察

疲労試験には土木研究所橋梁研究室所属のローゼンハウゼン型疲労試験機（静的100t：動的60t）を用いた。（写真3.3.3参照） 疲労試験にあたっては400cycle/minで繰返し载荷を与えた。試験結果は図-3.3.3に示すとおりである。

破断した試験片の破断状況の一例は写真3.3.4に示すとおりである。これからわかるように、破断位置はすべて母材または添接板で、ボルトが破損したものは一体もなかった。

図-3.3.3より、200万回疲労強度はボルト1本1摩擦面あたり荷重振幅で5.98t（最大6.55t、最小0.57t）であることがわかる。

これは、被添接板（板厚19mm）の部分の総断面積の応力に換算すると、応力振幅2100Kg/cm²となる。

図-3.3.3には一般のサイドブラスト処理摩擦面をもつSM50のF11T高力ボルト摩擦接合継手の片振引張疲労試験結果（鋼鉄道橋設計標準³⁾付属資料7⁴⁾）も記されている。（図中の●）

両者のS-N線図は非常によく一致しており、Zn-Alメタリコン処理したものと一般のサンドブラスト処理したものとは疲労強度に差がないことを示している。また、鋼鉄道橋設計標準では、一般のサンドブラスト処理高力ボルト摩擦接合継手に対し、母材と同じ疲労許容応力度を与えている。

したがって今回の疲労強度試験から、Zn-Alメタリコン処理高力ボルト摩擦接合継手の疲労強度は、母材と同程度の疲労強度であると結論できる。

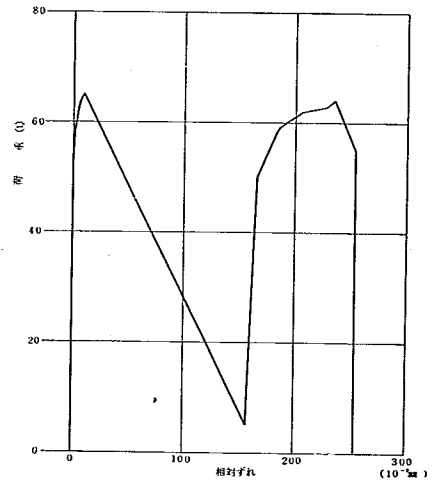


図-3.3.2 静的引張試験の例

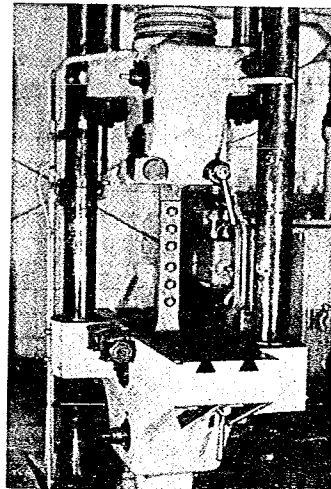


写真3.3.3 疲労試験状況

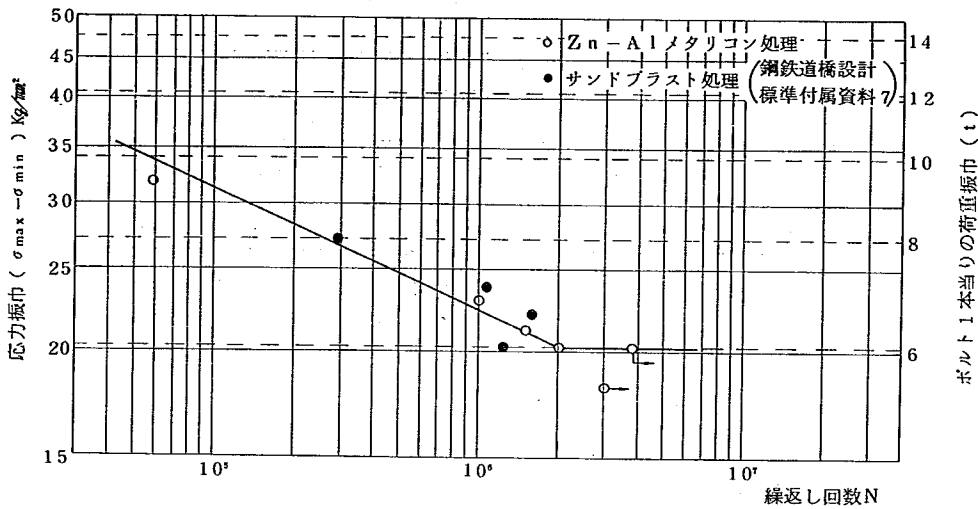


図-3.3.3 疲労試験結果 S-N曲線

3.3.5 結 論

Zn-Al メタリコン処理した高力ボルト摩擦接合継手についての静的および疲労試験の結果から次のような結論が得られた。

1. Zn-Al メタリコン処理の摩擦面のすり係数は、0.4 以上であり、高力ボルト摩擦接合設計施工指針¹⁾（今回改正された道路橋示方書、鋼橋編においても、高力ボルト摩擦接合継手の設計に当って採用している摩擦係数と安全率の値は変っていない）に従ってこの継手を設計してさしつかえない。
2. この継手の疲労強度は、一般のサンドブラスト処理高力ボルト摩擦接合継手あるいは母材と同等程度の疲労強度をもっている。

したがってこの継手は十分に安全に実用に供し得るといことができる。

参 考 文 献

- 1) 鋼道路橋高力ボルト摩擦接合設計施工方針 昭和41年 日本道路協会
- 2) 道路橋示方書 昭和47年 日本道路協会
- 3) 鋼道路橋設計標準解説 昭和45年 土木学会
- 4) 田島二郎 高力ボルト摩擦接合概説 技報堂

第4編 耐風調査

4.1 概 要

吊橋の上部構造は他の形式の橋梁に比して非常に撓み易く、所謂柔構造物に属する。この撓み性を生かした吊橋は長大支間橋梁として多く架設されるが、一方では風的作用を受けやすいため、設計、架設に際しては、他の形式の橋梁には見られない種々の対策を施す必要がある。

さて、本橋の場合、当研究所では、その耐風安全性の重要性に鑑み、計画の初期の段階より調査に参加した。表-4.1.1は耐風関係の調査の推移をとりまとめたものである。それらの詳細の説明は次章以降に譲り、ここではその概要を紹介するに止める。

長大橋梁の場合、風荷重は主要構造部材の断面寸法を決定する重要な因子となる。そのため耐風調査では設計風速の基本となる基本風速の再現期待値の推定、風速の鉛直分布指数の推定、水平面内風速分布の推定が行なわれた。これら諸特性の把握には長期間にわたる現地観測が最も望ましいが、時間的な制約もあり、そのため、本調査では昭和41年よりの現地観測値、近隣気象観測所における既往の観測値、更には地形模型風洞実験結果、数値解析結果などを総合的に判断して定めた。その結果、基本風速 35 m/s 、風速鉛直分布指数 $p=1/5$ 、設計風速 55 m/s と定められた。なお、現地観測に用いられた4台の風向風速計は本橋竣工後、本橋へ移設され、継続観測が行なわれる予定である。

吊構造部の形状、剛性は完成後最も風の影響を大きく受ける部分であり、耐風調査のうちで最も多くの時間を要した。耐風性の調査は、いわゆる2次元部分模型実験による作用空気力の測定およびばね支持模型によるフラッター限界の計測の2種であった。吊構造部としては、トラス補剛形式の場合と箱桁補剛形式の2種が提出された。トラス補剛吊構造部は当初ケタ高 6 m の設計案が提案されたが、実験の結果安定性に不安のあることが認められ、その後は 9 m に増加された。また空気力係数(抗力係数)は約 2.1 であり1次設計に用いられた 2.5 は過大であることが判明した。その後、箱桁補剛形式吊橋が比較設計案として検討された。風洞実験のみではこの形式は空気力係数が $1/3$ (トラスに比べ)と小さく、また安定性などの面からも優れていることが認められたが、架設上の問題等より単なる比較案に止まった。その後は補剛形式はトラス(ケタ高 9 m)に限定され、構造各部の寸法位置が耐風性にどのように影響するかを詳細に検討する実験が継続され、設計基準を満たす断面の案出により終了した。

次に、架設中の耐風性の問題として独立主塔の安定実験が行なわれた。ここでは架設の3段階に相当した全体模型を製作し、風向別の安定性を風洞実験にて検討した。その結果、偏角 ± 15 度程度の範囲の風で1次のたわみ振動が発生する可能性のあることが認められ、架設時にはこれを抑制するための制振装置をとりつけた。

主ケーブル架設に用いられる吊足場(キャットウォーク)はその断面形状から風により有害な振動が発生するおそれがあったため、その安定性を検討した。その1つは吊足場を補剛するためのストームケーブルの形状と固有値の関係であり、また、他の1つは風洞実験による安定性の検討であった。その結果、ストームケーブルはトラス吊り形式のものが従来の平行吊り形式のものより優れていることが認められた。また、吊

足場は両側面を目の細かい金網あるいは板などで覆う場合には、かなり大きな上下振動が発生する可能性のあることが認められた。

本橋の主塔の建設が完成した時期に門司側主塔についてロケットおよび起振機を用いた加振実験を実施し、主塔の構造特性を求めた。その結果は第6編に詳述してあるが、構造減衰がかなり小さいことなどが判明した。

以上、耐風調査の概要を説明した。関門道路橋は若戸大橋の経験はあったものの、我が国初の長大吊橋として竣工する技術の記念碑である。これを耐風設計の面から見ると、若戸大橋の経験の他に、着工を目前にしている本州四国連絡橋のために行なわれた多くの調査の成果が適用されたことがわかる。すなわち、昭和35年以来実施されて来た耐風設計の調査がひとまず関門道路橋に結実したわけで、関係各位に感謝する次第である。

表 4 . 1 耐 風 調 査 経 過 一 覧

年 度		昭和40年度	41	42	43	44	45	46	47
設計風速調査		・九電鉄塔へ装置取付け(1)	・九電鉄塔での風速観測 ・風速再現期待値推定(2, 5) ・地形模型風洞実験(2, 3, 4)	・風速再現実験 ・地形模型風洞実験(5, 6) ・風速分布、再現期待値推定(5, 6)					
補助ゲタの耐風性調査	トラス補助吊橋			・原設計案(ゲタ高6m)風7種につきΔ、空気力、安定性の検討(7)	・原設計案(ゲタ高9m)風10種につきΔ、空気力、安定性の検討(8)	・同左の一部(11)			
	箱ゲタ補助吊橋				・原設計案4種他その変形2種につきΔ、空気力、安定性の検討(9)				・耐風調査とりまとめ(13)
独立主塔の耐風性調査					・主塔の空気係数の測定、全体系の安定性の検討(10)				
架設構造物の耐風性調査						・キョットワークの部有低層部および安定性実験(11)			
現場試験								・主塔の加振実験(12)	
備 考		(1) 関門吊橋の設計風速、昭・43・2・2構造研究室 (2) 第二関門道路調査-気象調査昭・42.3気象庁・建設省 (3) 関門海峡の気流に関する風洞実験昭・42.1.1 気象研究所 (4) 関門海峡の気流について(同上道橋) 気象研究所 (5) 第二関門道路気象調査昭・43.3. 日本道路公団福岡支社 日本気象協会福岡本部 (6) 第二関門道路気象調査(その2)昭43.3. 気象庁、建設省 (7) 第二関門道路風洞調査報告書昭43.3. 構造研究室 (8) 関門橋の耐風性に関する調査(トラス補助吊橋)報告書、昭44.3 構造研究室 (9) 関門橋の耐風性に関する調査(箱付補助吊橋-I)昭44.3 構造研究室 (10) 関門吊橋主塔の耐風性に関する実験報告 昭44.5 構造研究室 (11) 関門橋架設構造物の耐風性に関する調査報告書 昭45.3 構造研究室 (12) 関門橋設計施工調査報告書 昭47.3 構造研究室 (13) 関門橋設計施工調査最終報告書 昭48.3 土木研究所(予定)							

4.2 設計風速調査

4.2.1 ま え が き

関門橋の耐風設計は、本州四国連絡橋耐風設計指針（以下耐風設計指針と呼ぶ）に準拠して行なわれた。耐風設計指針には設計風速・静的風荷重の算定方法、自励振動に対する限界風速値の基準、風による振動現象の検証方法などが規定されているが、中でも重要なのは、風による吊橋の自励振動の限界風速が、設計風速の1.2倍を越えぬよう規定されている点である。すなわち、設計風速の値は、静的風荷重の大きさだけではなく、自励振動をも含めた吊橋の耐風安定性の判断上、重要な要素となっている。したがって、設計風速の算定に当っては、橋の耐用年数、既往の風速観測資料、架橋地点の局地的自然条件を十分考慮することが必要となる。

関門橋の設計風速に関しては、建設省は昭和40年度に、北九州市和布刈公園内の送電鉄塔に風車型発電式自記風向風速計（以下風車型風速計と呼ぶ）1台を設置して現地観測を開始するとともに、昭和41年度には気象庁に委託して、現地観測および既往資料の解析による関門海峡の風速の鉛直分布と風速の再現期待値に関する調査ならびに地形模型の風洞実験による海峡の気流に関する調査を行なった。これらのうち、地形模型の風洞実験を除いた調査は、昭和42年度以降他の諸調査とともに、日本道路公団関門架橋調査事務所に引継がれて実施された。

建設省が気象庁に委託した調査結果は、「第二関門道路調査、気象調査」（気象庁、建設省：1967年3月）および「関門海峡の気流に関する風洞実験―追補―」（相馬清二、気象研究所；1967年11月）に報告されている。

耐風設計指針には、設計風速は構造物の耐用年数を考慮した再現期待値、風速の鉛直分布形状と構造物の高度および構造物の寸法を考慮して算定するよう定められているが、関門海峡は地形が複雑なため、風向によっては海峡における風の収束および岬部の山越え現象などにより、風速の鉛直分布が一般的なべき法則にしがわなないことが予想され、また上記の報告書にもそのような現地観測および風洞実験の結果が示されている。

したがって関門橋の設計風速の算定には架橋地点の局地的条件を十分に考慮することが必要である。

設計風速の他に吊橋の耐風設計に影響を与えるのは風の傾斜角である。吊橋の自励振動の限界風速は迎角に大きく影響される。関門橋のような地形では風の傾斜角の地形の影響をうける可能性も大きいいためこのための地形模型実験も実施した。

以下、風速の再現期待値、鉛直分布形状、水平分布形状、風の傾斜角の順に上記報告書の概要を紹介しつつ、関門橋の設計風速算定の経過を説明する。

4.2.2 風速の再現期待値

10分間平均風速の最大期待値は、関門海峡付近に散在する気象官署、官民の風速観測所合計13点における既往の観測資料を用い、重回帰分析法によって算出した。観測所の配置図は図-4.2.1に示すとおりであって、おおむね関門海峡から50Km以内に位置している。

観測値は、測器、読取方式、資料年数が相違しているので、次に示す方法で資料の均質化を行なった。

- ① 測器による風速値の差は強風時には小さくなるので、最大値を問題とする今回の場合には、測器の機種による風速値の修正は行わない。
- ② 瞬間風速値は、菊地原の報告にしたがい、0.66倍して平均風速値に換算する。
- ③ 重回帰分析は、各観測所の最新5年間の資料により実施し、一方下関気象台の資料から資料年数と再現期待値の関係を求めておき、重回帰分析の結果を補正する。

このようにして求めた下関気象台における資料年数による再現期待値の変化は表4.2.1のとおりである。表中37年の資料の期待値は土木研究所で概算したもの、他は文献1より引用したものである。

また関門海峡の架橋地点における風速の5年期待値および20年期待値に対する回帰式および地形因子の値はつぎのとおりである。

$$5年 \quad V_5 = -9.02 + 0.46 X_1 + 0.063 X_2 + 1.235 X_3 + 8.128 X_4 + 0.008 X_5 \dots\dots\dots (1)$$

$$20年 \quad V_{20} = -16.46 + 1.048 X_1 + 0.074 X_2 + 1.855 X_3 + 11.263 X_4 + 0.011 X_5 \dots\dots\dots (2)$$

X_1 : 測点を中心とした半径5Kmの円内の海面度 ($\div 2.4$)

X_2 : 測点を中心とした半径30Kmの円内の開放度 ($\div 185$)

X_3 : 測点より200m高い障害領域の最短距離 ($\div 1.0$)

X_4 : 測点を中心とした半径15Kmの円内の収束度 ($\div 1.5$)

X_5 : 測点を中心とした半径8Kmの円内の最高点との標準差 ($\div 392$)

式(1)および(2)から求めた風速の5年および20年期待値は20.3m/s、22.8m/sとなる。風速の年最大値が二重指数分布をずるとして、5年および20年の期待値から推定した100年期待値は25.5m/sとなる。

架橋地点は下関気象台と同じ資料年数による期待値の変化特性を有するものとし、表4.2.1に示された5年資料値と37年資料値との比1.17を上記の値に乗じて修正すれば100年期待値は29.8m/sとなる。

一方、式(1)および(2)による推定値と、個々の観測点の資料による期待値(直接期待値とよぶことにする)とを比較すると表4.2.2のようになり、5年値および20年値の誤差の標準偏差はそれぞれ1.79m/s、2.83m/sである。文献1においては、100年期待値における偏差を5m/sと推定し、架橋地点における推定値は 29.8 ± 5 m/sとしている。これに対し、5年値および20年値に資料年数による修正をほどこした後100年期待値を求め、偏差を考慮すると 29.5 ± 4 m/sとなる。

一方、地形因子を3因子としたときの回帰式は、

$$5年 \quad V_5 = 13.69 + 0.469 X_1 + 0.029 X_2 + 0.643 X_3 \dots\dots\dots (3)$$

$$20年 \quad V_{20} = 14.95 + 1.060 X_1 + 0.028 X_2 + 1.042 X_3 \dots\dots\dots (4)$$

地形因子の定義と値は式(1)と同じである。この式による5年値および20年値の推定値の誤差の標準偏差は、それぞれ3.28m/s、3.17m/sである。

式(3)および(4)による架橋地点の5年および20年の期待値は、それぞれ20.8m/s、23.7m/s、これらの値から推定した100年期待値は27.0m/s、資料年数による修正と偏差を考慮して、式(1)および(2)の場合と同様の推定を行えば文献1では 31.7 ± 4 m/sとなっている。

これに対し、5年値および20年値に対する資料年数(補正を先に行なって求めると、 31.13 m/sという値が得られる。

以上4種の推定値を再記すると、100年期待値の上限値として34.8m/s、33.5m/s、35.7m/s、

34.1m/s、となるので第二関門道路橋の基本風速としては35m/s程度を考慮するのが適当であろう。

4.2.3 風速の鉛直分布形状

風速布度調査は、北九州市和布刈公園内にある九州電力送電鉄塔(地盤高BL.20m、塔高93m)の、地表上24.7、34.6、52.2および69.7mの4層の高さに設置した4台の3杯発電式自記風向風速計による現地観測と、縮尺1/3000および1/10000の地形模型の風洞実験により実施された。これらの調査結果の概要は以下に示すとおりである。

1. 現地観測

和布刈公園内における現地観測は昭和41年9月に開始された。その結果を要約すると、

- (1) 関門海峡においては、概して東西両方向の風が卓越する。
- (2) 風向の観測値は、塔の上層と中・下層とで異なる場合が多く、この傾向は弱風時に大きく、強風時には小さくなる。
- (3) 一般の場合と異なり、上層の風速が中下層よりも大きいとは限らず、下層の方が上層より大きい風速分布の出現回数は、逆の場合の半分に達する(図-4.2.2参照)。
- (4) 東成分の風においては、上層の風速が下層より小さい場合が、逆の場合より多いが、西成分の風においては、上層の風速が下層より大きい場合が圧倒的に多い。
- (5) 最下層の風速が10m/sをこえる強風時には、上層の風速が下層より大きくなる傾向が強いが、東成分の風では、風速の鉛直分布に関するべき法則の指数が小さく(7ケースの平均値で約 $1/45$)、西成分の風では稍大きい(12成分の平均で約 $1/11$)。(図-4.2.3参照)。

2. 風洞実験

風洞実験は、1/10000および1/3000の地形模型を用い、風洞風速7m/sで実施された。風向は、関門海峡の方向および橋軸線の方を考慮して、北東、東、東西の3方向が選ばれた。なお、地形による風速分布の特殊性を調査する一手段として、単純な形をもつ二葉双曲面からなる立体模型による測定も実施された。なお風速の測定は地表境界層をさけ、主として模型で海面より3cm以上(実物で90m以上)の高層部につき行なわれた。

図-4.2.2に示すような、上層の風速が下層より小さい鉛直風速分布に関しては、二葉双曲面模型を用いて定性的な実験が行なわれ、図-4.2.4に示される結果を得ている。また、地形模型については海峡中央点と北九州市側海岸における鉛直分布が測定され、図-4.2.5のごとき結果を得た。

海峡部における風速の水平分布については、図-4.2.6-a、b、cに、また高度別の水平分布については、図-4.2.7-a、b、cに示す結果を得た。また海面に接する部分の気流の方向を知るため、風速を約1m/sとして行なった煙による気流実験の結果を図-4.2.8-a、bに示す。

以上の図はいずれも文献1および2から再録したものである。

これらの結果を要約すると、

- (1) 海峡における風速の鉛直分布に関する定性的実験により、上層より下層の風速が大きくなることが確かめられた。
- (2) 地形模型による風速の測定値は、海峡中央点の方が海岸より幾分小さいが、両者とも標高約60m以上では、風洞風速を超過しており、地形による収束のあることを示している。

- (3) 風速の水平分布をみると、東および西南の風の場合には風洞風速を上廻り、東北の風の場合は下まわる。前者は海峡における風の収束を、後者は下関側火の山の後流効果を示すものと推定される。
- (4) 東および西南風の場合、水平風速は架橋地点に近づくにつれて大きくなる。海峡中央部にくくると和布刈側の風速増加が著しい。
- (5) 海面に接する気流は海峡に沿って、橋軸線にはほぼ直角に流れる。

4.2.4 風の傾斜角

風の傾斜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。模型は海峡部の海面部が分離でき、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。

風の傾斜角の測定は、海面上 $1, 2, 3, 4, 10\text{ cm}$ (実物でそれぞれ $20, 40, 60, 80, 200\text{ m}$ に相当) の高さで X 字形の熱線風速計を用いて行なった。風向は図-4.2.9 に示すごとく、東、北東および南西の三方向である。なお図-4.2.9 には風向別の測線位置をも示してある。

北東風時の迎角の鉛直面内での変化は図-4.2.10 に、それぞれの高さにおける水平面内での変化は図-4.2.11・a~e に示してある。南西風時の風の傾斜角の鉛直および水平面内における分布は図-4.2.12 および図-4.2.13・a~d に示してある。また東風時の風の傾斜角分布は図-4.2.14 および図-4.2.15・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。また風の傾斜角吹き上げを正、吹き下しを負としている。

風の傾斜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) に影響されて殆どどの点で負の傾斜角をもつ。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、南西側では負の傾斜角を示し、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、北東側に負の傾斜角が存在し、局地的な影響があることを示している。この影響を受けて、補剛げたの位置においては北九州市側の側径間で $+2^\circ$ 程度の吹き上げが認められる。また層においては火の山に向っての吹き上げ傾向をもち、下関側で吹き上げ角は 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受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風の傾斜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。

4.2.5 設計風速の推定

関門海峡の中央における基本風速の100年期待値は、4.2.2に述べたように35m/sと仮定して十分であろう。

風速の鉛直分布は地形の影響をうけて複雑な分布をなすものと思われるが資料がはなはだ少ないので、ここでは地形模型の風洞実験の結果をもとにして推定を試みる。

前節に紹介した結果によれば、海峡部の風速は、東風の場合が最も強くなるようであるが、吊橋としては橋軸直角方向の風が最も好ましくない影響を与えるものと推定されるので、この方向について考える。

橋軸直角方向の風には、南西風と北東風があるが、地形模型実験の結果では、後者は下関側山体の後流に影響されて、海峡部の風速が風胴風速より平均的に減小するのに対し、前者は地形による収束現象のため、風胴風速より増加することが知られている。したがって、ここでは南西風の風速分布にもとずいて、基本風速に対する高度補正を行なうものとする。

計算に当っては、補剛げた、主塔、ケーブルおよびハンガーの基準高をそれぞれ67m、90m（塔高138mの65%）および103mとした。

図-4.2.5-bおよび図-4.2.7-bにもとずいて、関門吊橋を含む鉛直面内における風速分布を風胴風速に対する百分率でコンター状にあらわせば図-4.2.16のごとくなる。この図を用いて中央径間の補剛げたならびにケーブルおよびハンガーの基準高における風速の水平分布形状を求めると図-4.2.17のごとくなり、平均値としてそれぞれ風胴風速の98.5%および104.4%をうる。一方、図-4.2.5-bから海峡中央の海上10mの高さにおける風速を求めると、風速風胴の68%となる。よって、補剛げたとケーブルおよびハンガーに対する風速の高度補正係数を $98.5/68 \div 1.45$ および $104.4/68 \div 1.54$ とする。これらの値は、指数を $1/6$ とした場合のべき法則による補正係数にくらべて、それぞれ約1.06倍および1.04倍である。

つぎに主塔については、模型実験でより大きな風速をうける北九州市側主塔に着目し、風速と高さの関係を求めると図-4.2.18のごとくなる。この図により、120m以上の高度では稍はずれるが、90m以下の高度では風速の鉛直分布が、指数 $1/5$ のべき法則によくしたがうことが見出される。一方、現地観測の結果では西成分の風のべき指数は約 $1/11$ となっている（図-4.2.3）が、観測期間も短いので、ここでは安全側の値を与える $1/5$ 乗則を用いる。主塔の基準高90mに対する補正係数は1.552となる。

水平長あるいは鉛直長による補正係数は、耐風設計指針の値をそのまま用いることとすれば、吊橋各部の設計風速としてつぎの値を得る。

補 剛 げ た	$35.0 \times 1.45 \times 1.092 \div 53.5$ (m/s)
ハンガーおよびケーブル	$35.0 \times 1.54 \times 1.092 \div 59.0$ (m/s)
主 塔	$35.0 \times 1.552 \times 1.173 \div 63.5$ (m/s)

以上の推定にもとずき、補剛げた、ケーブルおよびハンガーならびに主塔の設計風速は、それぞれ、55m/s、59m/s、および63m/s程度と考えてよいであろう。

参 考 文 献

- 1) 気象庁, 建設省 「第二関門道路調査, 気象調査」 1967. 3
- 2) 相 馬 清 二 「関門橋の気流に関する風洞実験一追補」 1967. 11
- 3) 大久保・榎 波 「第二関門道路橋耐風調査」 1968. 3
- 4) 大久保・榎 波 「関門橋の耐風性に関する調査(トラス補剛吊橋)」 1968. 3

表-4.2.1 資料年数による再現期待値の変化(下関)

資料年数	再 現 期 待 値		比 率			
			資料5年値基準		資料13年値基準	
	5年値	20年値	5年値	20年値	5年値	20年値
5	24.8	30.0	1.00	1.00	0.91	0.90
6	26.1	32.1	1.07	1.07	0.96	0.96
7	26.1	31.7	1.06	1.06	0.96	0.95
8	25.5	31.0	1.03	1.03	0.94	0.93
9	25.5	30.5	1.02	1.02	0.94	0.91
10	27.0	33.0	1.10	1.10	0.99	0.99
13	27.2	33.4	1.11	1.11	1.00	1.00
16	27.3	33.5	1.12	1.12	1.00	1.00
20	27.7	33.5	1.12	1.12	1.02	1.00
30	28.8	34.9	1.16	1.16	1.06	1.04
37	29.1	34.8	1.16	1.16	1.07	1.04

表-4.2.2 推定値の比較

地 点 名	5年期待値	式(1)による推定値		20年期待値	式(2)による推定値	
		計算値	誤 差		計算値	誤 差
若 松	22.1	21.88	0.22	28.1	26.89	1.21
黒 崎	21.5	20.93	0.57	24.7	23.98	0.72
戸 畑	28.1	24.17	3.93	36.2	30.02	6.18
八 幡	18.0	18.80	-0.80	21.0	21.26	-0.26
小 倉	19.4	23.45	-4.05	23.2	29.26	-6.06
苅 田	23.0	24.00	-1.00	30.2	29.46	0.74
小倉空港	22.4	20.85	1.55	25.8	24.72	1.08
築 城	24.1	23.64	0.46	29.2	29.02	0.18
下 関	23.0	23.23	-0.23	27.9	27.15	0.75
吉 見	22.3	21.75	0.55	23.5	26.13	-2.63
福 岡	20.4	20.12	0.28	25.5	23.74	1.76
防 府	18.6	19.75	-1.15	19.6	22.33	-2.73
角島灯台	31.7	32.01	-0.31	40.1	41.05	-0.95
標準偏差			1.79			2.83

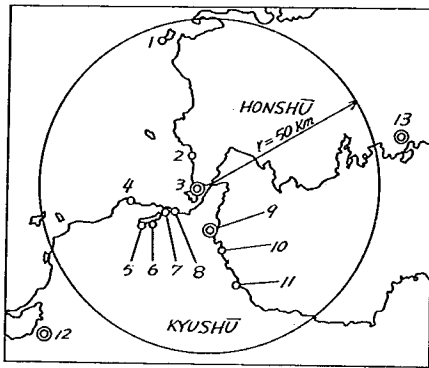


図-4.2.1 観測点配置図

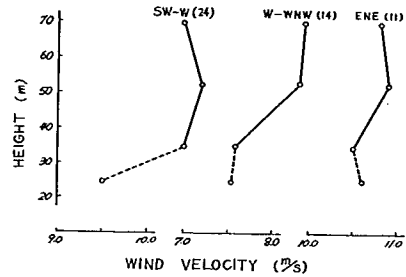


図-4.2.2 風速の垂直分布

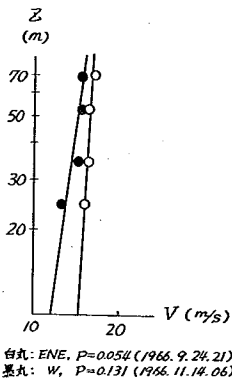


図-4.2.3 風速の垂直分布

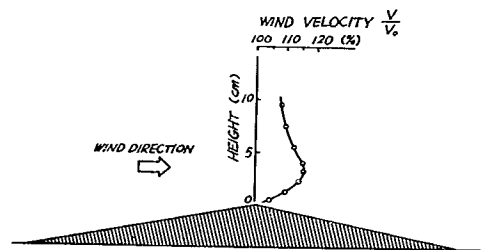


図-4.2.4 山頂での風速分布 (風洞実験)

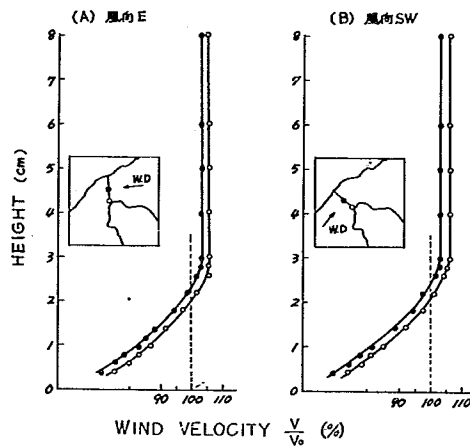
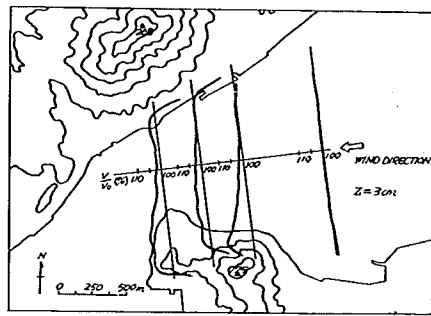
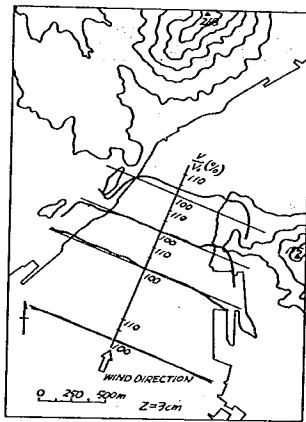


図-4.2.5 風速垂直分布 V/V_0 (現地模型)



HORIZONTAL PROFILES OF WIND



HORIZONTAL PROFILES OF WIND

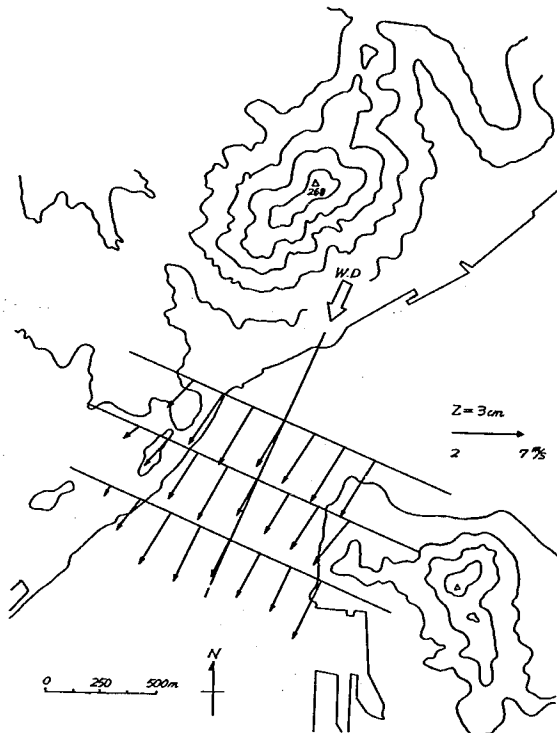


図-4.2.6 風速水平分布
(現地模型による風洞実験)

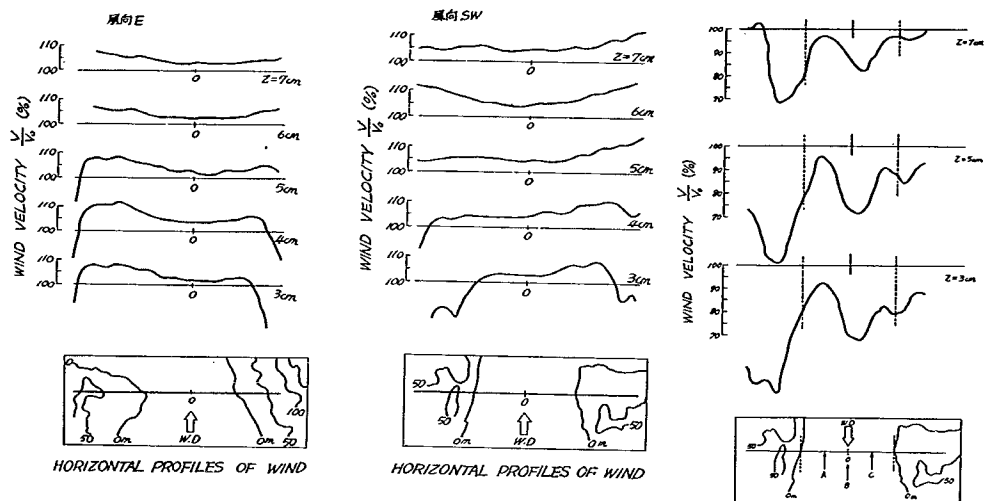


図-4.2.7 高度別の水平風速分布
(現地模型による風洞実験)

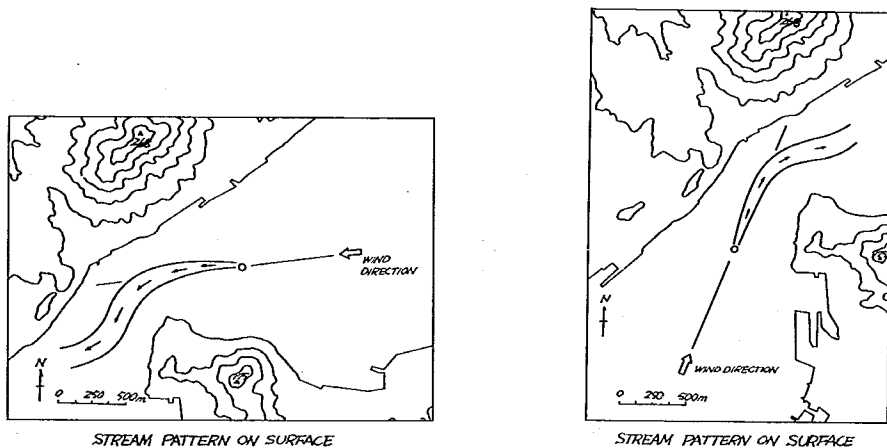


図-4.2.8 煙による気流の観測

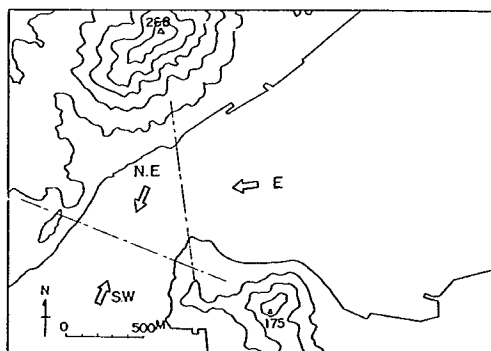


図-4.2.9 測線と風向

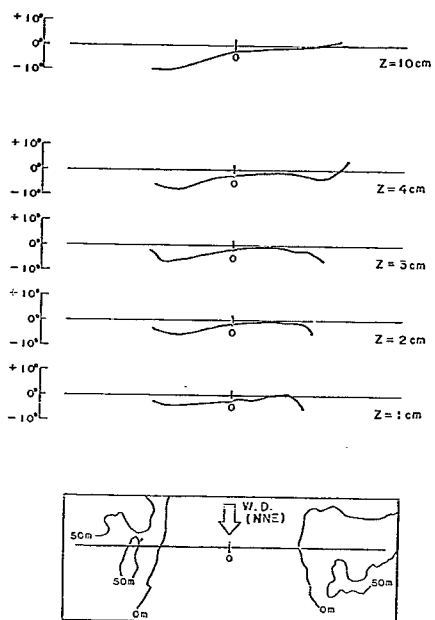


図-4.2.10 関門海峡の風の傾斜角特性

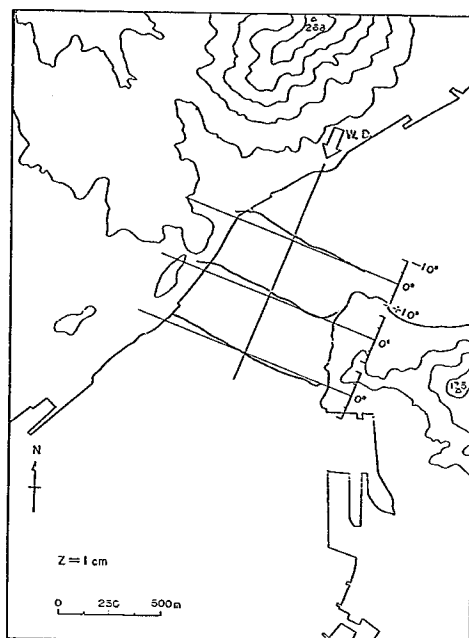


図-4.2.11-a 関門海峡の風の傾斜角特性

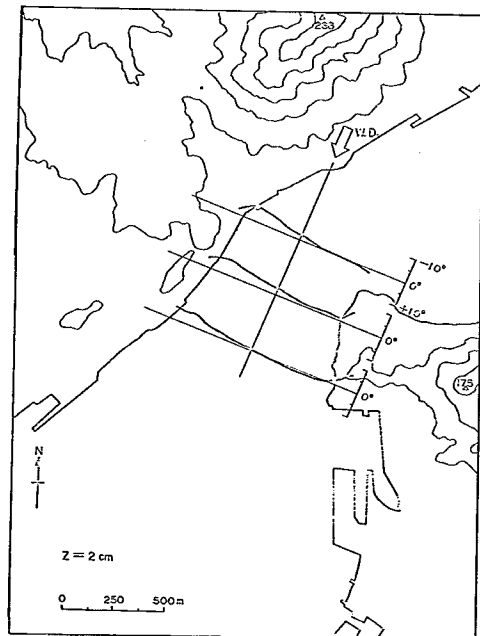


図-4.2.11-b 関門海峡の風の傾斜角特性

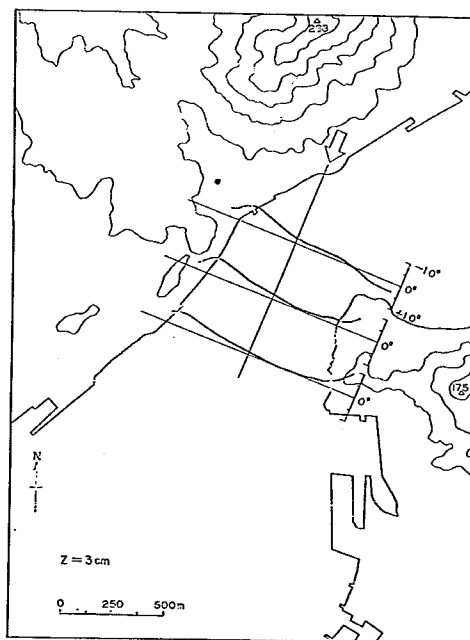


図-4.2.11-c 関門海峡の風の傾斜角特性

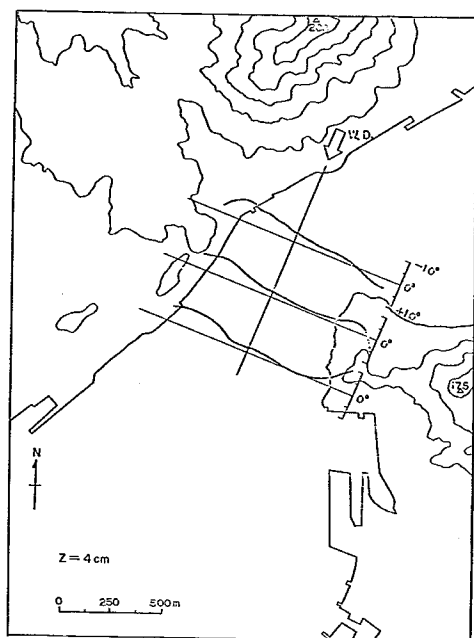


図-4.2.11-d 関門海峡の風の傾斜角 特性

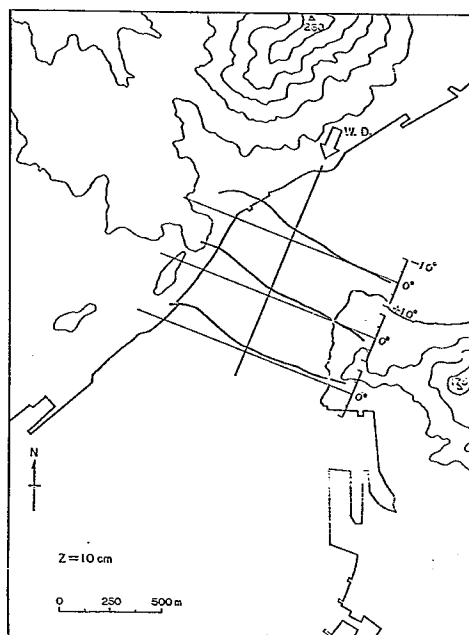


図-4.2.11-e 関門海峡の風の傾斜角特性

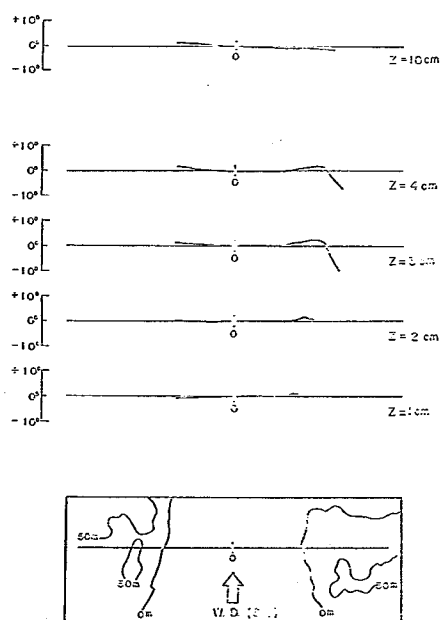


図-4.2.12 関門海峡の風の傾斜角特性

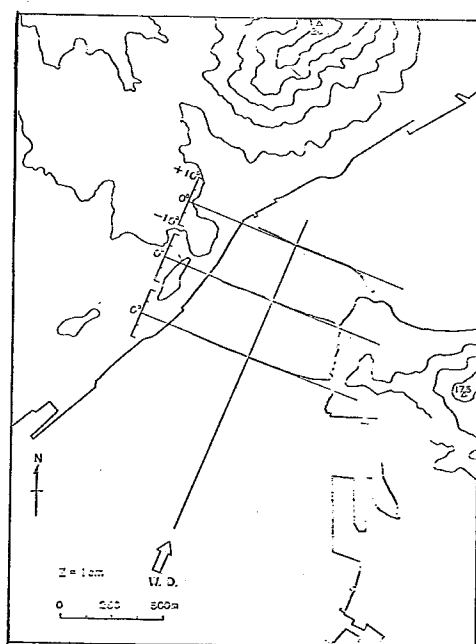


図-4.2.13-a 関門海峡の風の傾斜角特性

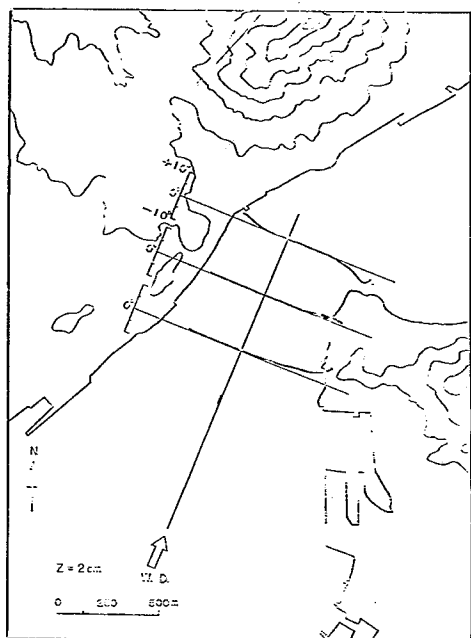


図-4.2.13-b 関門海峡の風の傾斜角特性

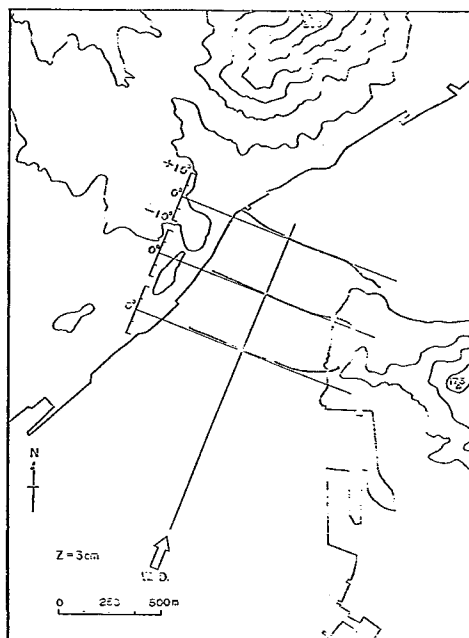


図-4.2.13-c 関門海峡の風の傾斜角特性

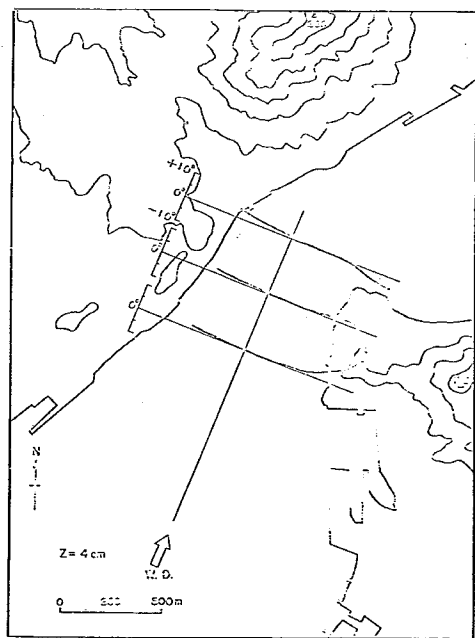


図-4.2.13-d 関門海峡の風の傾斜角特性

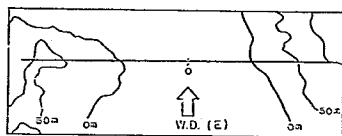
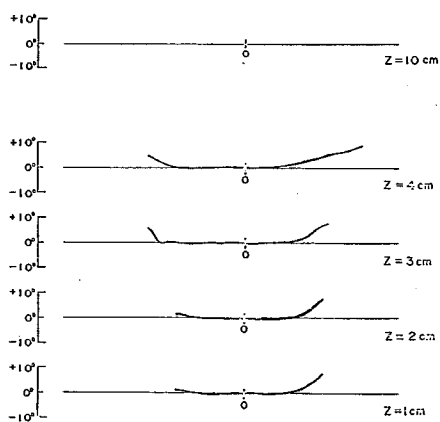


図-4.2.14 関門海峡の風の傾斜角特性

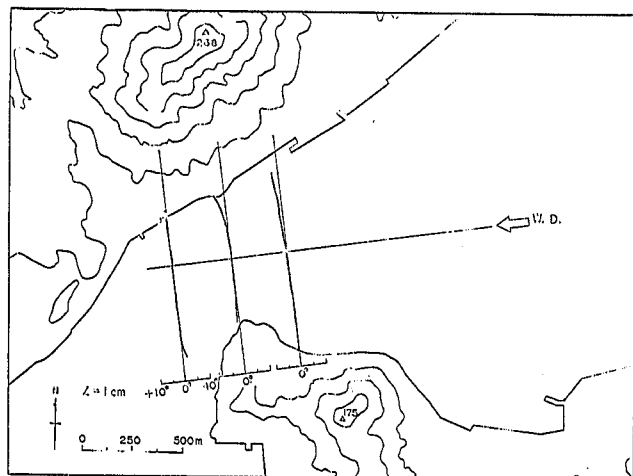


図-4.2.15-a 関門海峡の風の傾斜角特性

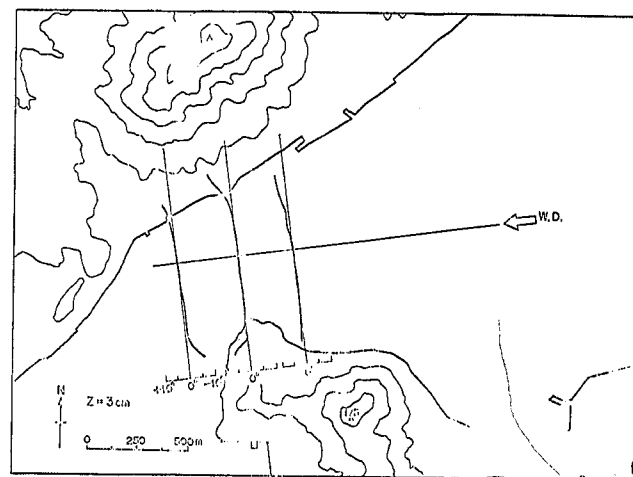


図-4.2.15-c 関門海峡の風の傾斜角特性

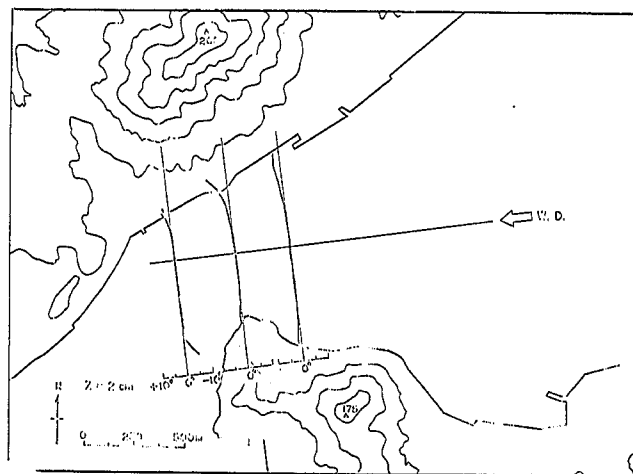


図-4.2.15-b 関門海峡の風の傾斜角特性

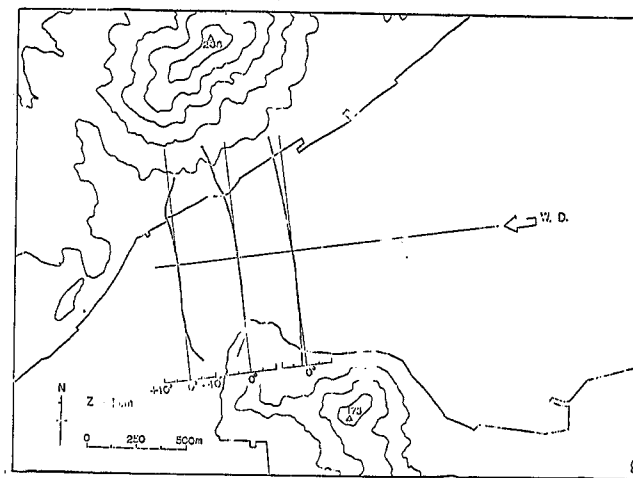


図-4.2.15-d 関門海峡の風の傾斜角特性

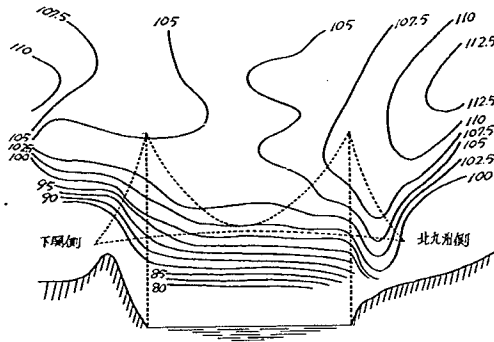


図-4.2.16 関門海峡における風速分布
地形模型による南西風の実験
図中の数字は風洞風速の百分率

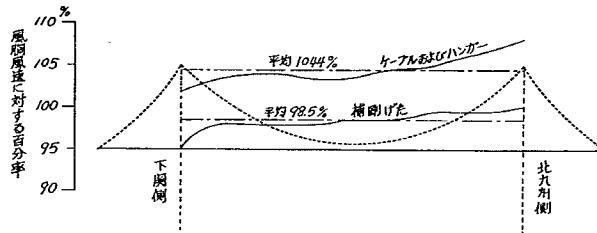


図-4.2.17 補剛げたとケーブルおよびハンガー
位置における風速分布
(地形模型による南西風の実験)

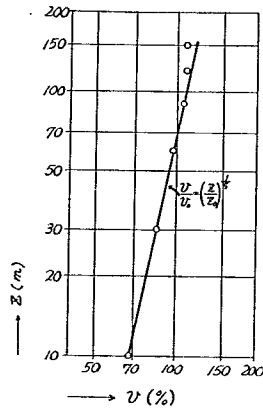


図-4.2.18 北九州側主塔位置
における鉛直分布
(地形模型による南西風の実験)

4.3 風洞模型実験

4.3.1 まえがき

長大吊橋のような可撓性構造物にとって風荷重はその安全性を左右する重要な因子であり、設計の際にはその大きさを正しく把握しておかなければならない。しかし構造物に作用する空気力は種々の因子の影響を受け容易に推定できるものではなく、僅かに正確な模型を用いた風洞実験による測定が唯一の確かな手段といわれている。以下に構造物に作用する空気力の概略の性質とそれを解明するための手法を述べるとともに関門橋の耐風設計に採用した実験法について説明する。

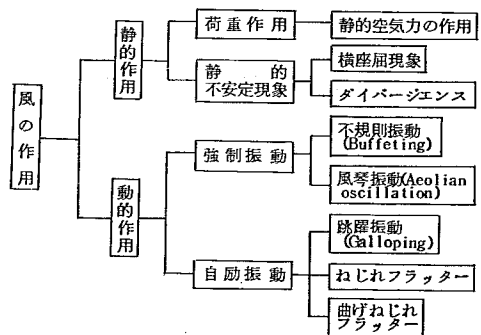
4.3.2 構造物に作用する風力

構造物に作用する風力は風速、風向近角、構造物の拡がりに対する風速の空間分布、風速の時間的変動や構造物の形状、寸法、表面粗度のみならず構造物の運動状態等に左右され簡単にはあらわせられないが構造物の応答等から考えて表-4.3.1のように分類することができる。

厳密には、構造物に作用する風力は動的であり、しかも時間的にも複雑に変動している。このような風力を時間的な平均値とそのまわりの変動分之和であらわした場合、時間的な平均値が静的空気力であり、一般の構造物ではこの静的空気力を風荷重として設計に用いている。

静的空気力は構造物の形状、受風面積、風速等の関数であらわされるか橋梁のように隅角部を有する部材で構成される構造物の形状係数は形状のみの関数となり構造物の寸法や風速の影響を受けない。しかし、その大きさは解析的に求めることは不可能なため類似の形状の構造物の形状係数が既知の場合以外は正確な縮尺模型を用いた風洞実験から求めるのが普通である。風の動的作用による構造物の振動としては自然風の時間的変動による変動空気力による不規則振動構造物と後流中に発生する周期渦の渦力によってひき起こされる風琴振動、および構造物の振動によって生じる空気力の負減衰作用等による跳躍振動、振れフラッター、曲げ振れフラッター等の自励振動の3つに分けられる。

表-4.3.1 構造物に対する風の作用



以上のような構造物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いった方法がある。

構造物の最適設計という点から多少問題はあるが、(b)の方法は最も確実に効果の期待出来る方法である。(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。

しかし、耐風設計上合理的な構造物をつくるためには空力特性のよい断面を見い出すのが最も好ましい。

良好な空力特性を有する断面を求めるには理論的には有効な手法がなく風洞模型実験が現在のところ最も確かな手段である。

4.3.3 相似則

風洞実験を行なって、自然風を受けた時の構造物の挙動を理解しようとする試みは幾多の研究者より実施されてきており、その方法も漸次改良されて今日に至っている。その際風洞実験の結果を原型にどのように結びつけるかが常に問題となる。

両者を結びつけるいわゆる相似則は対象とする物理量にしたがって変わるものであるが、ここでは吊橋の耐風設計に関連した項目について説明する。

定常流中での構造物の挙動は空気動力学の形状と 8 個の物理量によって定まる。これに対して次元解析を施すと表-4.3.2 の 5 個の無次元パラメータが導かれる。

表-4.3.2 無次元パラメータ

無次元パラメータ	名 称
$E/\rho V^2$	弾性パラメータ
ρ/ρ_m	慣性パラメータ
gB/V^2	重力パラメータ (フルード数)
$\rho VB/\mu$	粘性パラメータ (レイノルズ数)
δ	減衰を表わすパラメータ

V : 風 速
 B : 構造物を代表する寸法
 ρ_m : 部材の密度
 ρ : 空気密度
 g : 重力加速度
 E : 弾性係数
 δ : 構造減衰を表わす定数
 μ : 空気の粘性係数

さて、空気力は複雑で一つの模型実験法で測定することは困難でありおのおのの空気力の測定に適した模型実験方法を用いねばならない。橋梁に対する風洞模型実験の種類を、図-4.3.1 に示す。ここでいう剛模型とは空気力が作用しても模型自身は変形しない模型のことでこれに対して空力弾性模型 (又は全体模型) とは橋の剛性に関しても模型で再現し作用空気力によって変形する模型のことである。

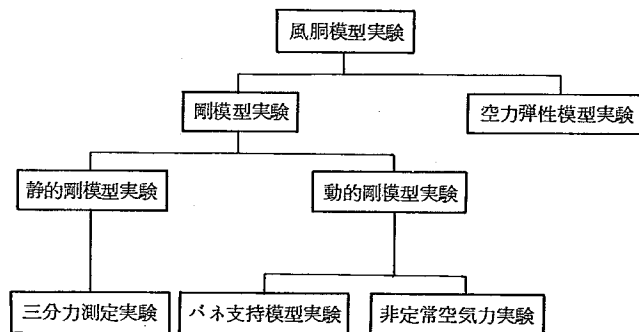


図-4.3.1 風洞模型実験の種類

静的剛模型は構造物、全体の空気力または空力モーメントの測定すなわち三分力係数の測定に使われる。風洞模型では原型でのレイノルズ数と等しい値で実験することは通常不可能である。そこで力やモーメントの係数にレイノルズがどの程度影響するかを知っておくことが必要となる。これまで行なわれた実験の結果では角ばった縁端を有する物体では気流の剥離点はレイノルズ数には無関係に縁端に固定していて係数値には大きな影響をおよぼさないことが知られている。

一方丸みのある形状では流れの剝離点はレイノルズ数によって大きくかわり模型実験の結果を原型にそのまま拡張することは不可能となる。そのような場合模型の上流側の粗度を高めて剝離点をレイノルズ数が多い場合のそれとあわせて目的を達しようとした試みもあるが、非常に困難であるといわれている。

レイノルズ数の影響を無視してもよい場合には静的空気力は風の速度圧に比例し、比例定数は形状係数と受風面積の積であらわされる。この形状係数は寸法の影響をうけないため静的剛模型実験では幾何学的相似のみが要求される。

動的剛模型を用いたバネ支持模型実験は模型を実物と弾性的に相似に支て風速と風琴振動、跳躍振動、捩れフラッター、曲げ捩れフラッター等の空力応答の関係を実験的に明らかにする目的で行なわれる。厳密に言えば風を受けた構造物の振動性状を調べる模型は、実物の振動特性を相似する他に表4.3.2のすべてのパラメータと空力的形状を相似させなければならない。

しかし、この実験は実橋に種々のモードの振動を誘起する空気力と部分模型に作用する空気力と相似であるとの仮定にもとづいており、その妥当性については Frazer と Scruton か Severn 橋の場合について実験的に確認している。

バネ支持模型実験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、

$$\{ \mu [1 - (\omega_h / \omega)^2 (1 + i g_h)] + A_{hh} \} (h/b) + \{ \mu x_a + A_{ha} \} \alpha = 0$$

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

ここで、 ω_h, ω_a : 上下撓み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_h, 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

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 $S_a = (x - ba) dm$ 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 $I_a = (x - ba)^2 dm$ から定義される無次元量

$A_{hh}, A_{ha}, A_{ah}, A_{aa}$: 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、

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

また振動を調和振動と仮定すれば

$$\begin{bmatrix} \mu \left[1 - \left(\frac{\omega_h}{\omega} \right)^2 \left(\frac{\omega_a}{\omega} \right)^2 (1 + i g_h) \right] + A_{hh}, A_{ha} \\ A_{ha}, \mu r_a^2 \left[1 - \frac{\omega_a}{\omega} (1 + i g_a) \right] + A_{aa} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{h_0}{bd_0} \\ e^{i\phi} \end{bmatrix} = 0$$

この中に含まれる無次元パラメーターは、

$$\frac{h_0}{bd_0}, \phi, \frac{\omega b}{U}, \frac{\omega}{\omega_a}, \mu, \frac{\omega_b}{\omega_s}, \gamma_s, g_b, g_s, A_{bb}, A_{bs}, A_{ss}, A_{ss}$$

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。

$$\mu, \frac{\omega_b}{\omega_s}, \gamma_s, g_b, g_s$$

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。

$$\frac{m}{\rho b^2}, \frac{I_s}{\rho b^4}, \frac{U}{b\omega_s}, \frac{U}{b\omega_s}, g_b, g_s$$

したがって部分模型における相似条件は幾何学形状と次の三つの条件が満足されていけばよいとしている。

- i) 構造減衰を表わす定数 $\frac{\partial \theta}{\partial z}, \frac{\partial z}{\partial \theta}$
- ii) 風速パラメータ $\frac{V}{N\theta B}, \frac{V}{NzB}$
- iii) 慣性パラメータ $\frac{I\theta}{\rho B^4}, \frac{Iz}{\rho B^2}$

ただし符号 θ は回転振動、 z はたわみ振動に対応し、 $Iz, I\theta$ は単位長当りの値でケーブルの寄与分を含む質量および質量分布をあらわし、 B は構造物の代表長、 ρ は空気密度、 δ は構造減衰をあらわす。ケーブルはねじれ振動でも鉛直に振動するものとする。

4.3.4 風洞実験の方法

(i) 風速の測定

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。

$$V = \frac{2h}{\rho} \quad \text{m/sec}$$

但し 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。

$$\rho = 0.13186 \times \frac{273}{273+t} \times \frac{H-0.3782\alpha}{760} \frac{\text{Kg} \cdot \text{sec}}{\text{m}^4}$$

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。

(2) 空気力の測定

構造物に作用する風荷重を決定する空気力の測定には三分力天秤を使用した。この場合模型は実橋の形状、寸法を忠実に相似したものでさらに風圧によって変形しないような十分な強度を有するように製作した。空気力を測定する天秤には模型をピアノ線で天秤に吊す吊線方式と天秤から上にのばした腕で模型を支えるピラミッド方式があるが土木研究所では前者を使用している。この方式では模型は図-4.3.2に示すようにピアノ線で風胴内に吊り下げられる。また模型の下には模型の動揺を防ぐための重錘がつり下げられている。この場合、模型には図-4.3.3に示す抗力 D 、揚力 L 、空力モーメント M が作用するがこれらの大きさは抗力天秤に作用する力 D_1 、第1揚力天秤に作用する力 L_1 、第2揚力天秤に作用する力 L_2 によって以下の如く求められる。

$$D = D_1$$

$$L = L_1 + L_2$$

$$M = (L_1 + L_2) b \cos \alpha + D_1 \frac{b}{2} \sin \alpha$$

ここに α は気流に対する模型の相対迎角である。

従って、各迎角ごとに D_1 、 L_1 、 L_2 を天秤指示計からよみとって次式から空気力係数を求めた。

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

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

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

但し、 A ：単位長当りの 露面積

B ：主構間隔

ℓ ：模型長

(3) 風による模型の振動の測定

さて橋梁の耐風安定性の調査で最も一般に行なわれている方法は部分模型を用いて、この模型が風により振動を生ずる状況を観測する実験である。この実験で用いられる動的模型は、先に述べた静的剛模型と違って、形法寸法のみならず、質量分布を正しく実橋に相似させることが必要となってくる。

部分模型による風洞実験では、実橋の一部径間を代表する剛体模型をパネ系で支持したものに対して風洞実験が行なわれる。普通、図-4.3.4に示すように、模型が支持される。

パネの強さを変えることにより振動数が、支持方法を変化することにより振動自由度が、さらに減衰器の取り付けにより減衰度が、それぞれ自由に变化し得て、これら各因子の耐風性に及ぼす影響を調べることができる。また、模型を傾けて支持することによって、傾斜風の影響が観測される。

4.3.5 風 洞

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-4.3.5及び写真-1に示すように横回流型単回路風洞、いわゆるGöttingen型風洞で吹出口寸法は $1.8 \text{ m} \times 3.0 \text{ m}$ である。〔写真2〕

風洞の風は速度分布が一様で時間的変動も小さい。一方、実際の構造物に作用する風は空間的風速分布も一様ではなく、かつ時間的にも変動しており模型と実橋では作用する風の性質が異なる。しかしながら、乱れた風の中では構造物は定常な風の中よりも振動をおこしにくいといわれており風洞実験でその耐風性が確認できれば実橋は更に安全側にあると考えられる。

以下に実験に使用した風洞の概要を記す。

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 $3,000 \times 1,800 \text{ mm}$ (角切辺長 300 mm)

測定部 $2,000 \text{ mm}$

風 路 $7,000 \text{ mm}$

紋り比 : $1 : 6.25$

送風機 : 直径 $3,300 \text{ mm}$

出力 100 kW

風 風 : 最大 20 m/s (開放時)

最大 21 m/s (閉鎖時)

参 考 文 献

- 1) 土木学会 「本州四国連絡橋耐風設計指針」 1967. 3

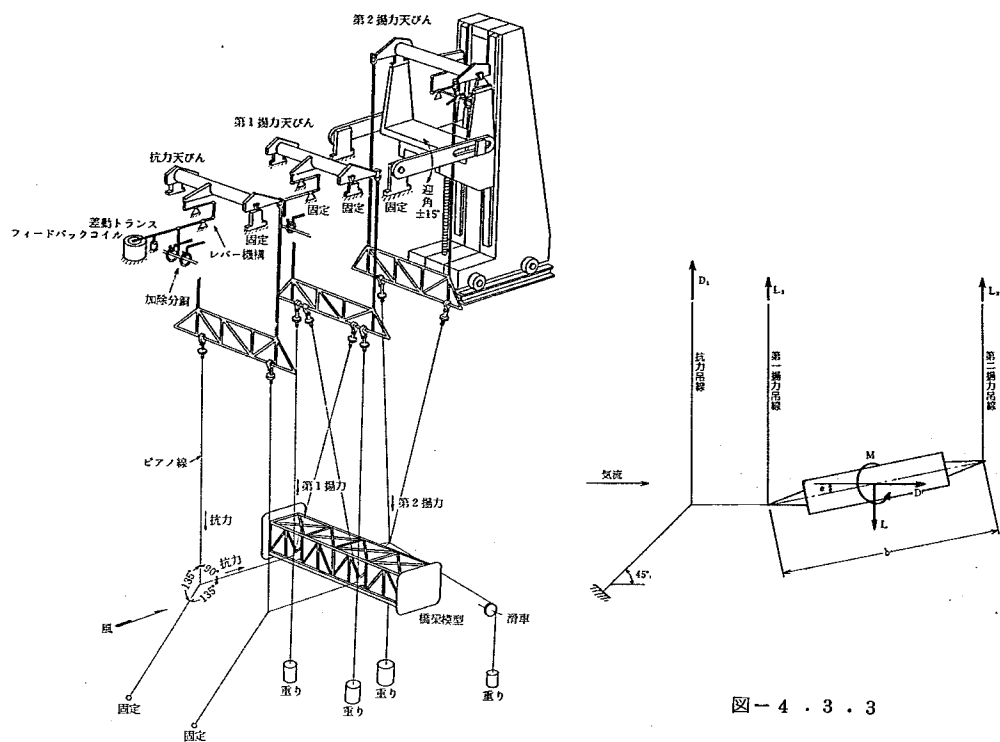


図-4.3.2 三分力天秤スケルトン

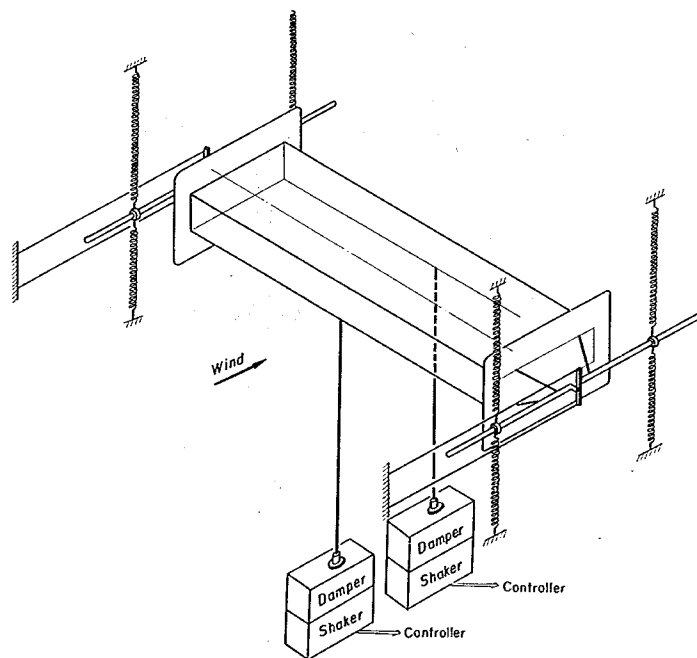


图 - 4 . 3 . 4

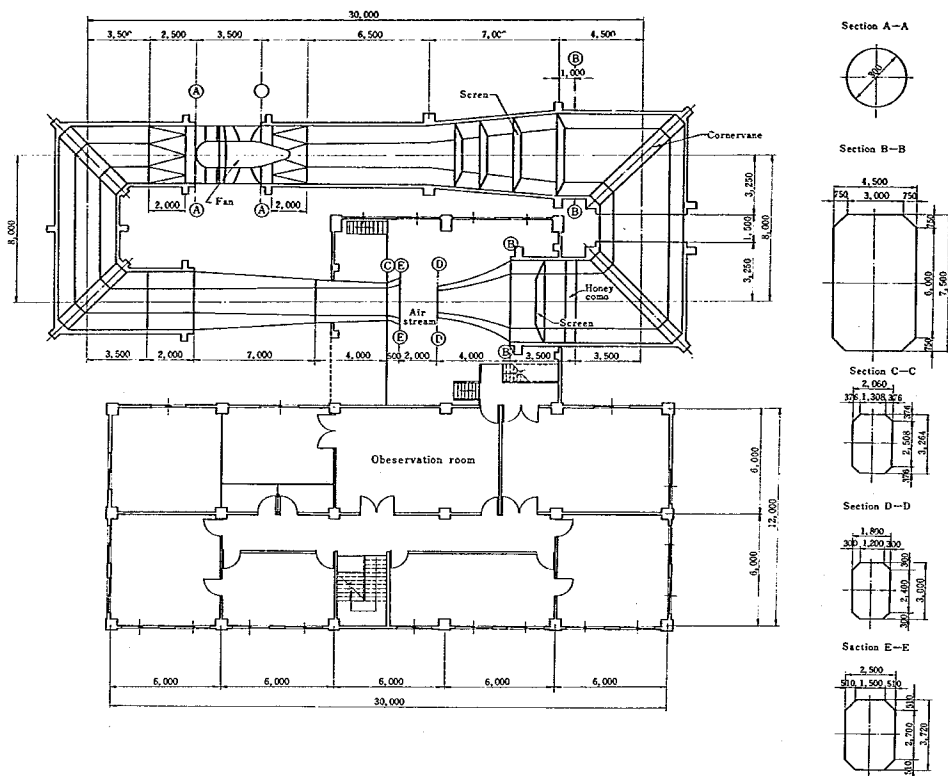


図-4.3.5(a)

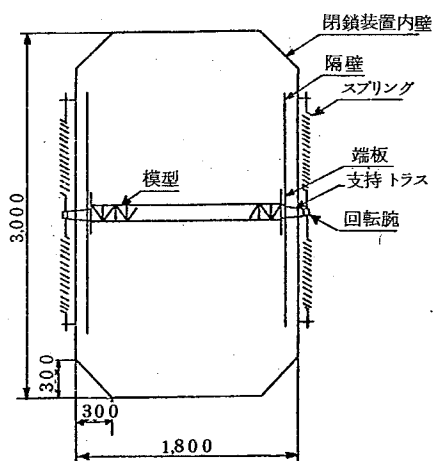


図-4.3.5(b)

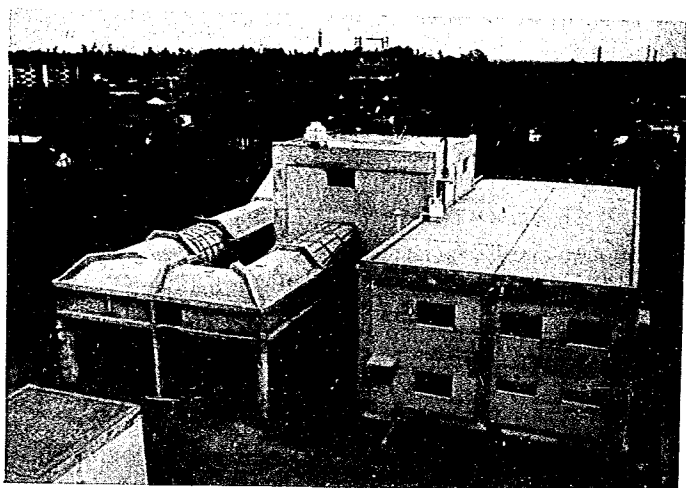


写真-4.3.1

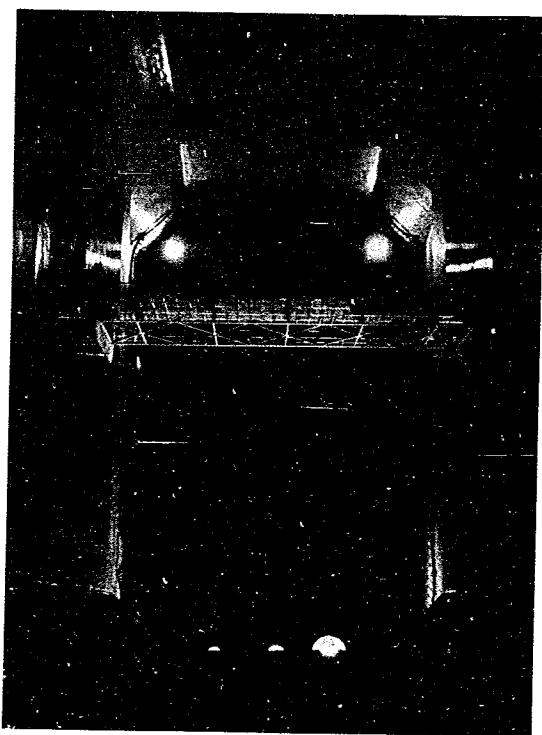


写真-4.3.2

4.4 トラス補剛吊橋の耐風性

4.4.1 ま え が き

1940年11月に当時世界第三位の長大吊橋であったタコマ橋が僅か19m/s程度の風ではげしい振動をひきおこし落橋した事故は長大吊橋の設計において静的設計の他に空力不安定現象についての検討が不可欠であることを確認させ、以後の長大吊橋の設計に大きな影響を与えた。当時は吊橋の補剛桁としてプレートガーダーとトラスが採用されていたが、タコマ橋の事故の調査が進むに従い補剛桁の形状が吊橋の空力不安定現象を支配する主要な因子であることが判明し、トラス補剛桁の空力的優位性が明らかとなった。

しかし、トラス補剛吊橋も補剛桁の形状によっては比較的低い風速で空力不安定現象をひきおこすものがありその設計にあたっては充分な注意が要求される。

幸い昭和34年以来本州と四国を結ぶ連絡道路に関する調査の一環として超長大吊橋の設計および施工上の問題についての検討がなされ、上部工の設計に占める耐風安定性の重要性に鑑み、新たに主として長大吊橋を対象とした耐風設計指針が立案された。この「本四連絡橋・耐風設計指針」では設計風速および空気力係数の求め方を規定し、これから風荷重を求めるよう指示しており、また、動的安定性に対する限界風速を定め、その検討の必要性を明記している。即ち、以下のような諸点にこの指針の特徴がある。

1. 構造物の耐用年数を考慮した再現期間における風速の期待値に基づき設計風速を求めるよう規定している。
2. 構造物の位置(高度)、規模に応じた設計風速の求め方を与えた。
3. 構造物の風荷重算出の基本となる空気力係数を風洞実験より求めるよう規定している。
4. 吊橋の風による弾性不安定現象および自励振動に対する限界風速の基準を定めている。
5. 吊橋の動的安定性に対する解析を風洞実験その他の方法で行なうよう規定している。

関門橋の設計は始めから「本四連絡橋設計指針」に準拠するよう予定され、基本設計における耐風設計もこの指針にしたがって行なわれることになり、基本設計案に対する動的安定性、その他の点の検討が必要となった。

このトラス補剛吊橋の耐風性に関する調査は関門橋設計におけるこのような問題点の解決を目的としたもので主として次の点について調査を実施した。

1. 風洞模型実験により設計案の空気力係数を求めた。
2. 風洞模型実験により設計案の自励振動の限界風速を調べた。

4.4.2 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出来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1620mmなので模型の長さは1600mm(端板を含めて1610mm)とした。また模型の中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/巾)等から考えて500mm程度以下におさえることが望ましいので模型縮尺を75分の1程度とした。

この模型の場合縦横比が4.1となり2次元模型実験用模型としてはいくらか小さいとも考えられるが測定

部が閉鎖型であり、更に内側に隔壁をもうけ、また模型に端板をつけて気流の廻り込みによる三次元効果を防いでいるので模型に作用する空気力はほぼ2次的であると考えてよいであろう。実験に使用した模型は全て三分力測定とバネ支持模型実験とに共用したため、模型は単に桁の形状寸法を忠実にうつしかえるだけでなく、バネ支持模型実験の際に相似側から要求される重量、回転慣性モーメントを満足させるため出来るだけ軽く作り不足分を模型の支持装置および附加重錘で調節出来るようにしなければならなかった。そのため模型材料としては主として木材（檜およびバルサ）を用いて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。

風洞模型実験の対象となった設計案を図-4.4.1～3および表-4.4.1に示す。

また実験に使用した模型の一般的形状を図-4.4.4に、その断面形と特徴を図-4.4.5～14および表-4.4.2～3に示す。

風洞実験はまず図4.4.2に示す基本設計（第一次設計）を対象に始められた。この設計案については6種類の模型（KK-3S-67 75A～KK-3S-67 75C2）をつくり実験したが自励振動の限界風速がかなり低かったため、振り剛性を大きくすること及び空力特性の向上をねらって桁高を9mに変更した第二次設計が行なわれた。これについては11種類の模型（KK-3S-68 75G～KK-3S-68 75F5）を実験した。その結果、KK-3S-68 75E3の断面の空力特性が比較的良好であったため、この断面をもとに第3次設計が行なわれ模型KK-3G-69 75Gをつくり実験し、更にその結果をもとに最終設計（図-4.4.3）が行なわれた。

その最終設計に対応する模型がKK-F-71 75Hである。

4.4.3 バネ支持模型実験結果とその考察

(i) 実験結果とそのあらわし方

バネ支持模型実験の方法と相似則については前章でのべた。この相似則から求まる相似条件と実際に採用した実験条件を表4.4.4に示す。

なお、原型の重量および極慣性モーメントは設計計算書から求め、固有振動数はRitzの方法で計算した。

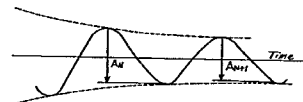
また、バネ支持模型実験の結果を図-4.4.15～33に示す。なお、実験結果は次のようにあらわされている。

i V- δ 曲線

例えば図-4.4.15-1は実験風速と模型の減衰の関係を示したもので風速零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。

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

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片振巾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、 $\delta < 0$ のときには模型に片振巾1°以下の攪乱が与えられても振巾は増大して片振巾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-4.4.15-2 に示すV-A- δ 曲線は実験風速と模型の振動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は不安定領域を示し、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示し、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。

iii V-A 曲線

図-4.4.26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 V₀- α 曲線

図-4.4.30がこの図で迎角と発振風速の関係を示している。

(2) 第一次設計案の耐風性について

関門橋の第一次設計は図-4.4.1、表-4.4.1に示す如く桁高6m、主構間隔29mの上路式補剛桁であった。

これに対して模型は図4.4.5~4.4.7の3種類とその変形3種類を作った。原設計に対応するKK-3S-67 75Aはタコマ型と呼ばれる床組であるのに対しKK-3S-67 75Bはマキノ型と呼ばれる床組を有している。KK-3S-67 75Cは更にこれを変形して縦桁をトラスして上横構面まで下げた構造になっている。また、A1、B1、C1はそれぞれ床版の緩速車線に巾1.75m(実物寸法)のグレーティングをもうけたものである。

これらの模型の空力特性として、

- i KK-3S-67 75Aは $0^\circ \sim +6^\circ$ の迎角範囲で振りフラッターが発現し、その限界風速はかなり低い。実橋の構造減衰を0.05と仮定するとこの実験結果から予想される限界風速は $+3^\circ$ の迎角で約45m/s程度となる。
 - ii KK-3S-67 75Bは $+3^\circ \sim +6^\circ$ の迎角範囲で比較的低い風速で振りフラッターが発現し、実橋で予想される限界風速は64m/s($\alpha=0^\circ$)、50m/s($\alpha=+3^\circ$)、41m/s($\alpha=+6^\circ$)となる。
 - iii KK-3S-67 75Cは正の大迎角で振りフラッターが発現し実橋での限界風速は63m/s($\alpha=+2.5^\circ$)、50m/s($\alpha=+5^\circ$)となる。
- iv 緩速車線においたオープングレーティングはあまり空力特性を向上させていない。
- v マキノ型床版はタコマ型床版に比べ小迎角での限界風速を高くするか大迎角での空力特性は必ずしも改善されていない。

これらの各模型は以上の結果からも明らかなごとくいずれもかなり低い風速で振りフラッターが発現するため新しい補剛桁の設計が行われた。

(3) 第二次設計案の耐風性について

この設計案は床組がこれまでのものとは異なり上路型式で比較的高い大きな縦トラスを用い、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意図したものである。

更に剛性を大きくするために桁高を9mに変更した。この模型がKK-3S-68 75Dである。

しか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いえない面がある。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かった。

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。

その模型がKK-3S-68 75E1~KK-3S-68 75F5である。なお床版としてはKK-3S-67 75A およびKK-3S-67 75Bのものを使用した。

これらの模型の空力特性としては、

i KK-3S-68 75D は正の迎角で振りフラッターが発現し、実橋での限界風速は 58m/s ($\alpha=+5^\circ$) 74m/s ($\alpha=+4^\circ$) 程度となる。

ii KK-3S-68 75E1 は正の小迎角で振りフラッターが発現する。その限界風速は実橋に換算して 67m/s ($\alpha=0^\circ$)、 60m/s ($\alpha=+2^\circ$) となる。

iii KK-3S-68 75F1 は正の大迎角で振りフラッターが発現しその限界風速は実橋に換算して 62m/s ($\alpha=+5^\circ$)、 64m/s ($\alpha=+4^\circ$) となる。

iv KK-3S-68 75D、KK-3S-68 75E1、KK-3S-68 75F1 の限界風速を無次元風速 (reduced velocity) であらわし、KK-3S-67 75A、KK-3S-67 75B、KK-3S-67 75C と比較したのが図-4.4.32である。この図から明らかなごとくと床版が同じであるKK-3S-67 75AとKK-3S-68 75E1、KK-3S-67 75BとKK-3S-68 75F1の無次元限界風速は非常によく似ている。即ち桁高の変化は空力特性に影響を与えていない。またKK-3S-68 75Dの空力特性もKK-3S-67 75C等と比較してそれほど改善されていない。

v 上路型式よりも中路型式の空力特性が優れている。(図-4.4.30、4.4.31)、しかし中路型式で上横構位置が下がると横構と主構との取りつけが困難になる以外に補剛桁の振り剛性が低下し、振り振動数を小さくすることも考えられる。

vi 従って総合的に判断してKK-3S-68 75E3の空力特性が他よりも優れている。その振りフラッターの実橋換算の限界風速はKK-3S-68 75E3で 70m/s ($\alpha=+5^\circ$)、となる。(但し第二次設計案程度の振り振動数が確保されるもとと仮定する)。

そこでKK-3S-68 75E3を基本断面として第三次設計および最終設計が行なわれた。このうち第三次設計はKK-3S-68 75E2に近い形状になったため風洞実験の結果はあまり良好ではなかった。

(4) 最終設計の耐風性について

風洞模型実験で得られた発振風速と迎角の関係を図-4.4.33に示す。図中に破線で示したのは「本州四国連絡橋、耐風設計基準(1972)」で自励振動の発現を限定する限界風速である。

また、図-4.4.33-1は原型の振り振動数を中央径間 $1/2$ 点の断面諸元をもとに計算した値を使用して換算したものであり、図-4.4.33-2は同じく振り振動数を中央径間の平均的断面について計算した値を用いて換算してある。

各振動数の計算根拠を以下に示す。

	中央径間 $\frac{1}{2}$ 点の補剛桁断面	中央径間補剛桁の平均断面
弦材断面積	$A_s = 0.0400 \text{ m}^2$	$A_s = 0.0376 \text{ m}^2$
	$A_1 = 0.0380 \text{ m}^2$	$A_1 = 0.0366 \text{ m}^2$
斜材断面積	$A_2 = 0.0169 \text{ m}^2$	$A_2 = 0.0183 \text{ m}^2$
横構断面積	$A_h = 0.0162 \text{ m}^2$	$A_h = 0.0246 \text{ m}^2$
振り剛性係数	$K = 2.397 \text{ m}^2$	$K = 3.537 \text{ m}^2$
振り振動数	$f_a = 0.403 \%$	$f_a = 0.44 \%$

これらの実験結果から、

- (i) 原型 (KK-F-71 75H10) の発振風速は正の迎角で限界風速を下まわる。
- (ii) 原型に公共添加物 (電らん管) が設置されると発振風速は多少増加する (迎角が $+3^\circ$ において)。
但し給水管等の影響については実験を行っていない。
- (iii) 模型の回転中心が変化すると発振風速は変れる。
- (iv) 原型の耐風性については更に実験を行ない真の最終断面について検討しなければならないが KK-F-71 75H10 程度であれば設計風速の算定の際に考えた安全率とを考えあわせるとほぼ満足できるものと思われる。

参 考 文 献

- 1) 大久保, 榎波 「第二関門道路橋耐風調査」 1968. 3
- 2) " 「関門橋の耐風性に関する調査 (トラス補剛吊橋)」 1969. 3
- 3) " 「関門橋架設構造物の耐風性に関する調査」 1970. 3
- 4) " 「関門橋設計施工調査」 1972. 3

表 - 4.4.1

	第1次設計	第2次設計	第3次設計	第4次設計
中央径間長 (m)	703.6	703.6	703.6	703.6
側径間長 (m)	165.6	165.6	165.6	165.6
主塔中心距離 (m)	712.0	712.0	712.0	712.0
中央径間垂張 (m)	64.0	64.0	64.0	64.0
ケーブル断面積 (m^2/cable)	0.2339	0.2339	0.2550	0.253
補剛トラス桁高 (m)	6.0	9.0	9.0	9.0
主構間隔 (m)	29.0	29.0	29.0	29.0
補剛トラス断面2次モーメント (m^4/cable) (中央径間)	1.58	1.78		1.58
補剛トラス断面2次モーメント (m^4/cable) (側径間)	0.93	0.91		1.30
死荷重 (中央径間) ($\text{t}/\text{m}/\text{cable}$)	9.78	10.95	10.64	12.35
死荷重 (側径間) ($\text{t}/\text{m}/\text{cable}$)	11.88	10.95	10.57	13.25
慣性モーメント ($\text{t m}^2/\text{m}/\text{bridge}$)	206.0	250	251.9	243.0

表 4. 4. 2 模 型

模 型 名	
KK-3S-67 75A	第1次設計案 床組 タコマ型 床版(3G)+縦桁
KK-3S-67 75A1	床組 タコマ型 床版(5G)+縦桁
KK-3S-67 75B	床組 マキノ型 床版(3G)+横桁(桁高30cm)+縦桁
KK-3S-67 75B1	床組 マキノ型 床版(5G)+横桁(桁高30cm)+縦桁
KK-3S-67 75C	床組 マキノ型 床版(3G)+横桁(桁高60cm)+縦トラス(主橋上弦材より下に設置)
KK-3S-67 75C1	床組 マキノ型 床版(5G)+横桁(桁高60cm)+縦トラス(")
KK-3S-68 75D	第2次設計案 床組 マキノ型 床版(3G)+横桁(桁高60cm)+縦トラス
KK-3S-68 75E1	床組 タコマ型 床版(3G)+縦桁
KK-3S-68 75E2	"
KK-3S-68 75E3	"
KK-3S-68 75E4	"
KK-3S-68 75E5	"
KK-3S-68 75F1	床組 マキノ型 床版(3G)+横桁(桁高30cm)+縦桁
KK-3S-68 75F2	"
KK-3S-68 75F3	"
KK-3S-68 75F4	"
KK-3S-68 75F5	"
KK-3G-69 75G	第3次設計案 床組 タコマ型 床版(3G)+縦桁
KK-F-71 75H	最終設計案 床組 タコマ型 床版(3G)+縦桁

表 4. 4. 3 模 型

模 型 名	
KK-F-71 75H10	最終設計案 但し回転中心は剪断中心より1.3m上
KK-F-71 75H11	KK-F-71-75H10に電機管をとりつけたもの
KK-F-71 75H12	最終設計案 但し回転中心は剪断中心より2.83m上
KK-F-71 75H13	最終設計案 但し回転中心は剪断中心より2.08m上

表 4. 4. 4 実 験 条 件

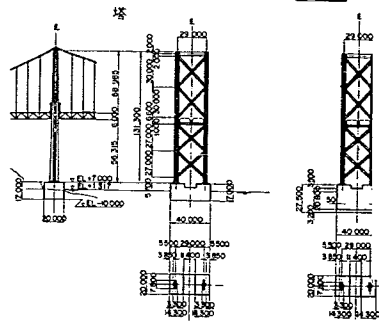
	第 1 次 設 計 案			第 3 次 設 計 案			最 終 設 計 案		
	原 型	所要値	実験値	原 型	所要値	実験値	原 型	所要値	実験値
縮 尺		1:75	1:75		1:75	1:75		1:75	1:75
重 量	$\frac{1}{m}$ 21.6	$\frac{g}{6144}$	$\frac{g}{6400}$	$\frac{1}{m}$ 21.3	$\frac{g}{6070}$	$\frac{g}{5160}$	$\frac{t}{m}$ 24.7	$\frac{g}{6556}$	$\frac{g}{6647}$
極慣性モーメント	$\frac{1}{m^2}$ 206	$\frac{g \cdot cm \cdot s^2}{1020}$	$\frac{g \cdot cm \cdot s^2}{1150}$	$\frac{1}{m^2}$ 252	$\frac{g \cdot cm^2/s^2}{1274}$	$\frac{g \cdot cm^2/s^2}{2010}$	$\frac{t \cdot m^2/m}{243}$	$\frac{g \cdot cm^2 \cdot s^2}{1070}$	$\frac{g \cdot cm^2 \cdot s^2}{1058}$
揺み振動数	% 0.147		% 1.97	% 0.190		% 1.52	% 0.219		% 2.19
振り振動数	% 0.403		% 4.30	% 0.454		% 3.28	% 0.403		% 3.84
振動数比	1:2.7	1:2.7	1:2.2	1:2.4	1:2.4	1:2.6	1:1.8	1:1.8	1:1.7
支持方法			α $h\alpha$			$h\alpha$			$h\alpha$
迎 角			$0 \pm 3, \pm 6$			$0, \pm 2, \pm 4, \pm 5^\circ$			$0 \sim \pm 5^\circ$
風速零での構造減衰			0.02			0.045			0.045
風速換算比			7.0			1.04			
備 考									

222000



01234

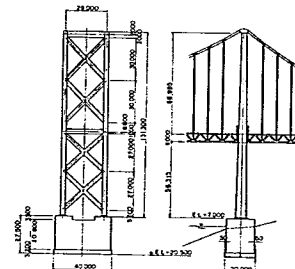
倒徑間



側 面 図



1844



— 66 —

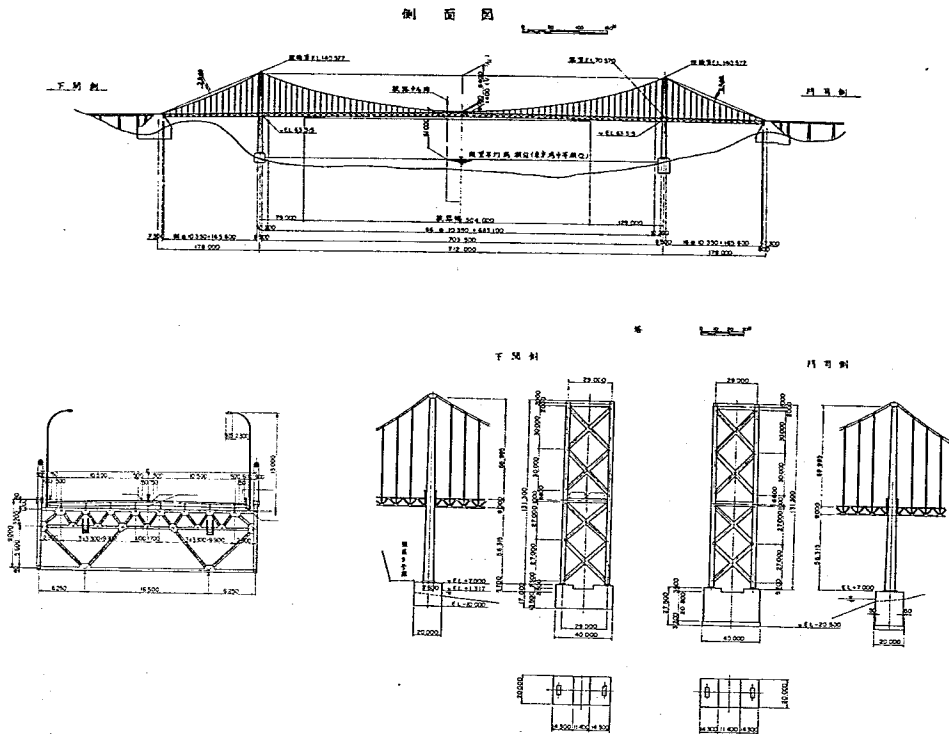


圖-4.4.3 閘門橋最終設計案

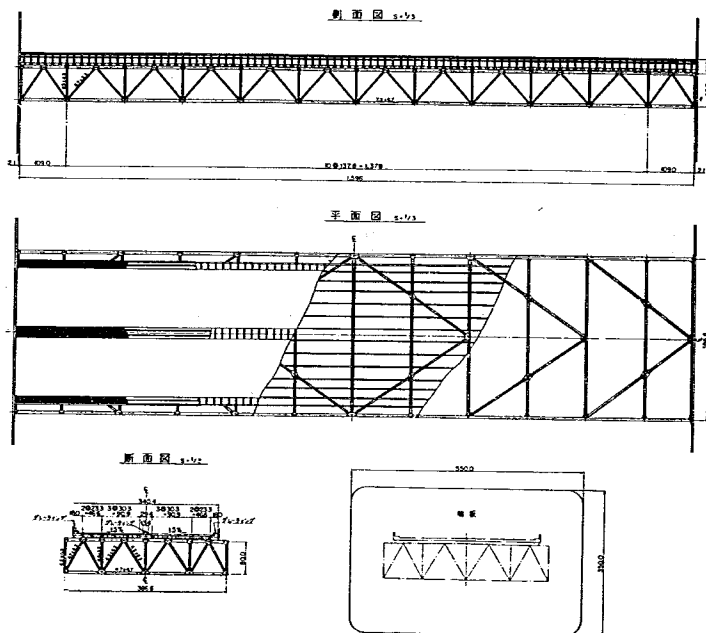


圖-4.4.4 KK-3S-67 75A一般圖

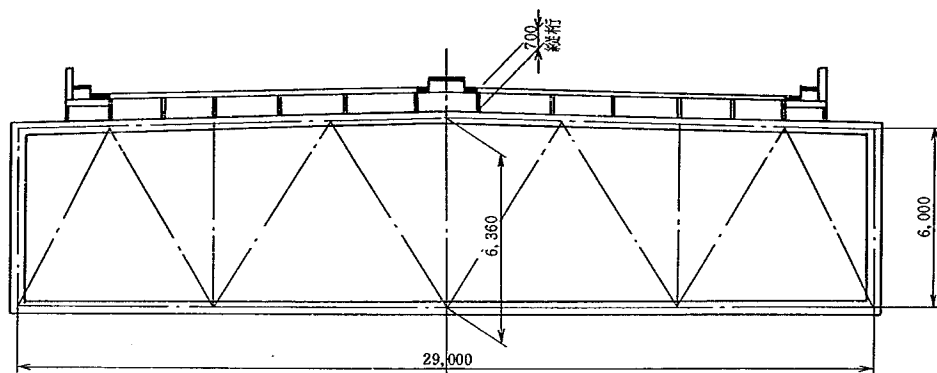


図-4.4.5 模型KK-3S-67 75A

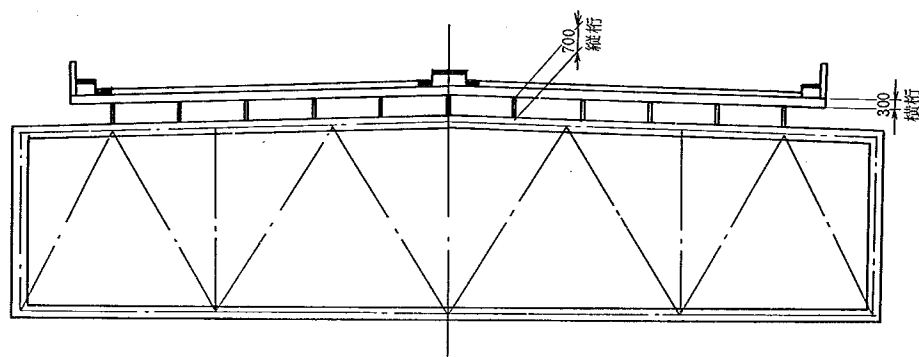


図-4.4.6 模型KK-3S-67 75B

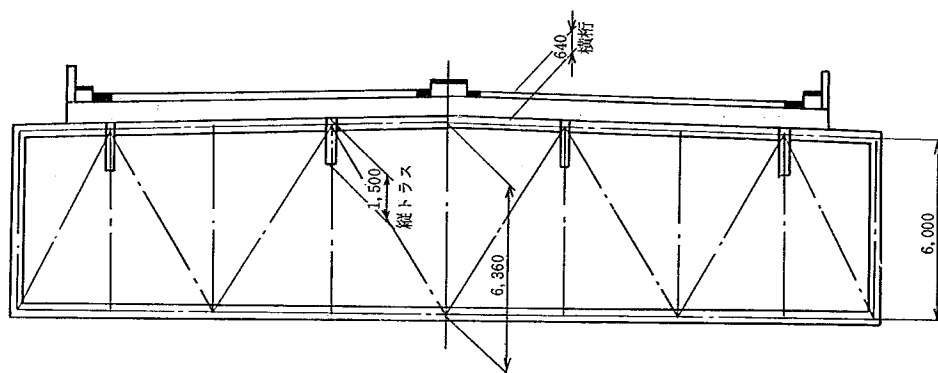


図-4.4.7 模型KK-3S-67 75C

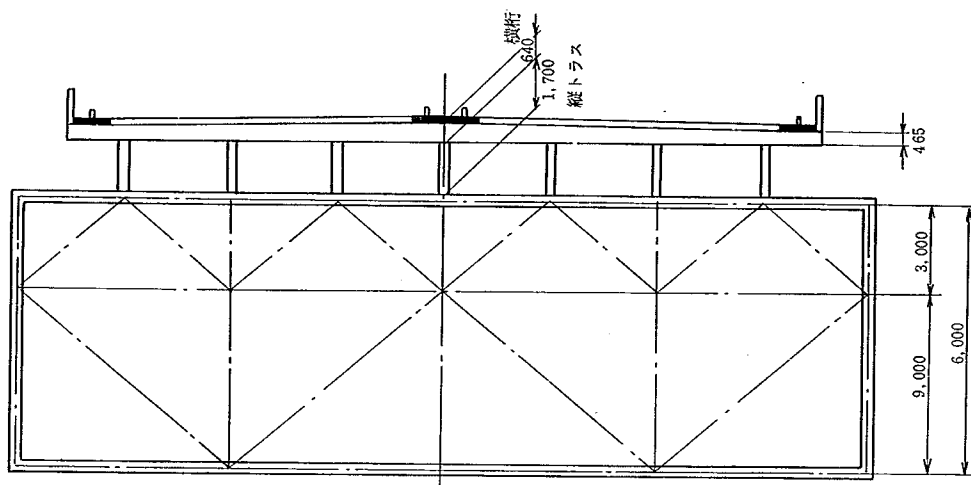


図-4.4.8 模型KK-3S-67 75D

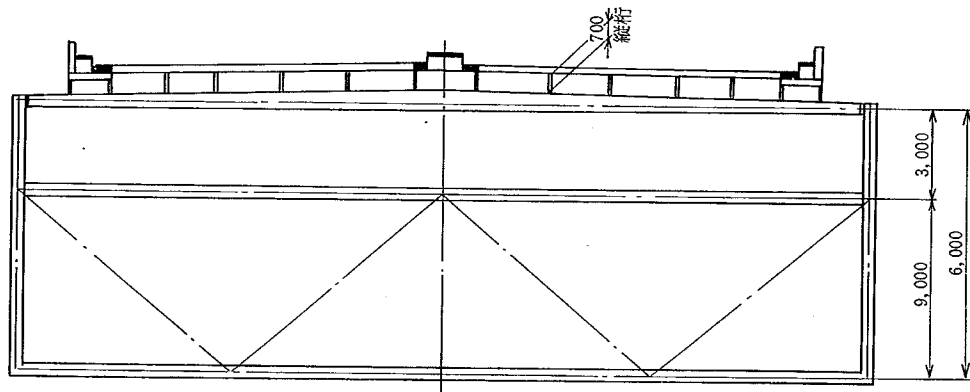


図-4.4.9 模型KK-3S-67 75E1

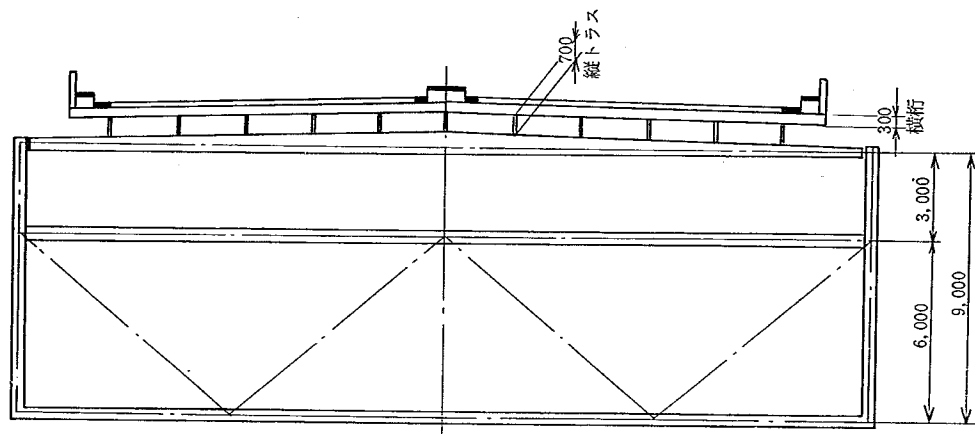


図-4.4.10 模型KK-3S-67 75F1

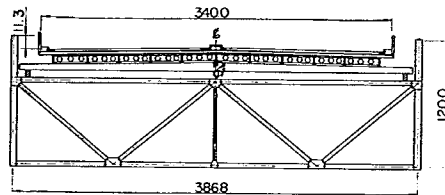
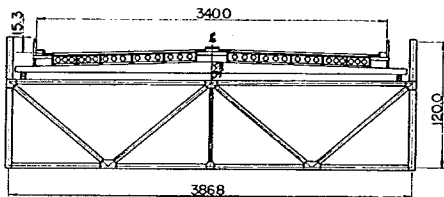
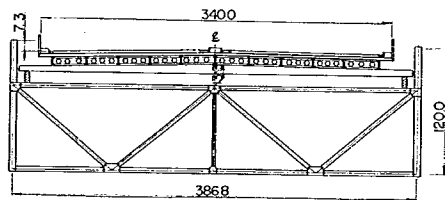
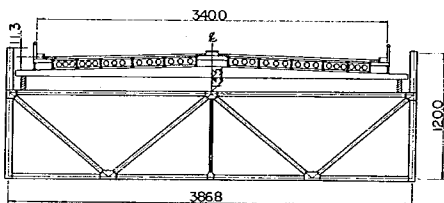
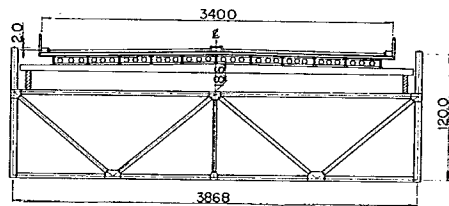
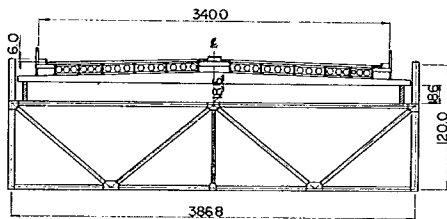
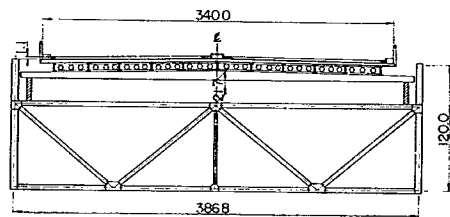
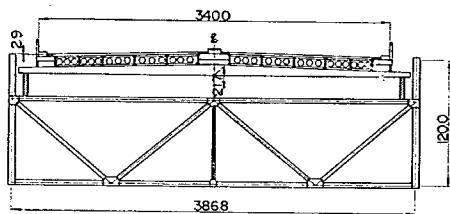
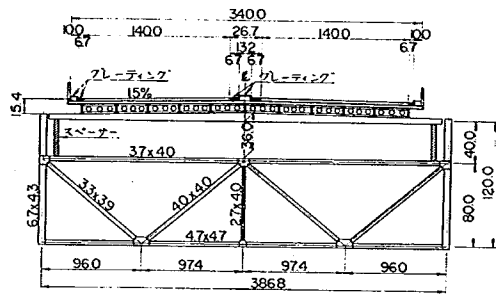
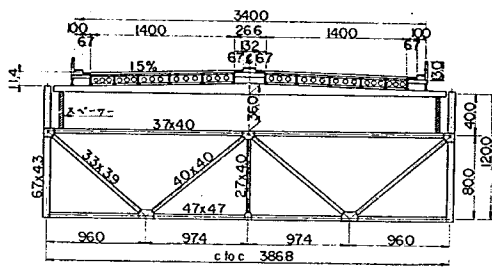
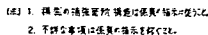
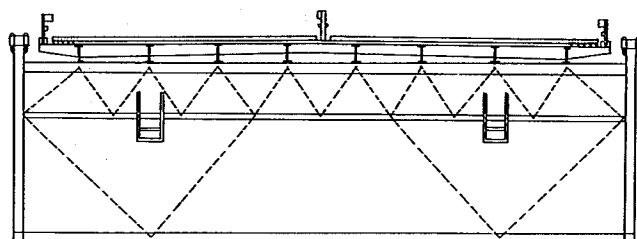


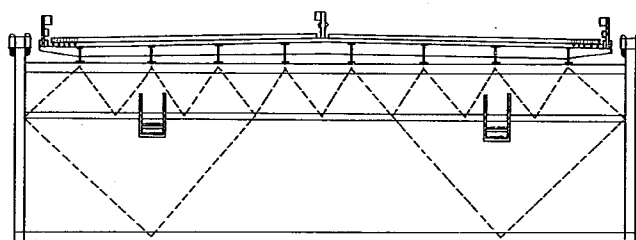
図-4.4.11



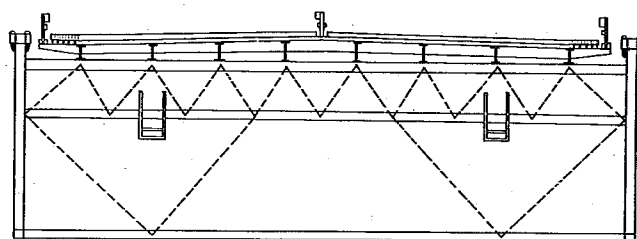
— 72 —



KK - F - 71 - 12



KK - F - 71 - 20



KK - F - 71 - 30

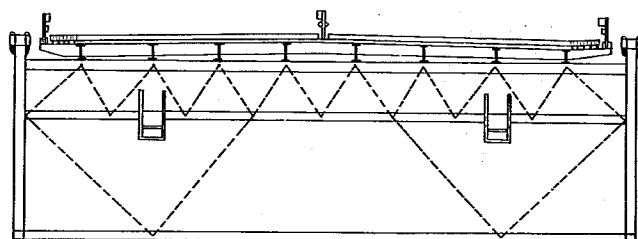


图 - 4 . 4 . 1 4 模型 KK - F - 7 1 7 5 H

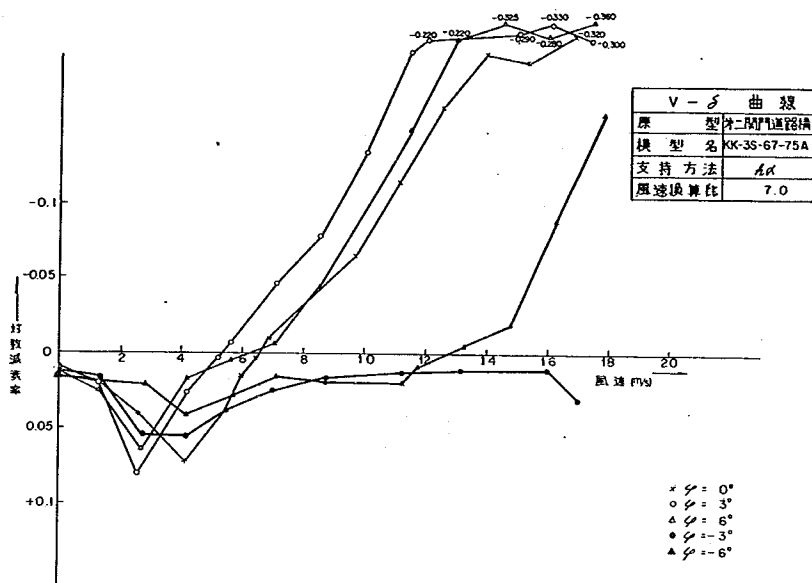


图-4.4.15-1 KK-3S-67 75A V-δ 曲线

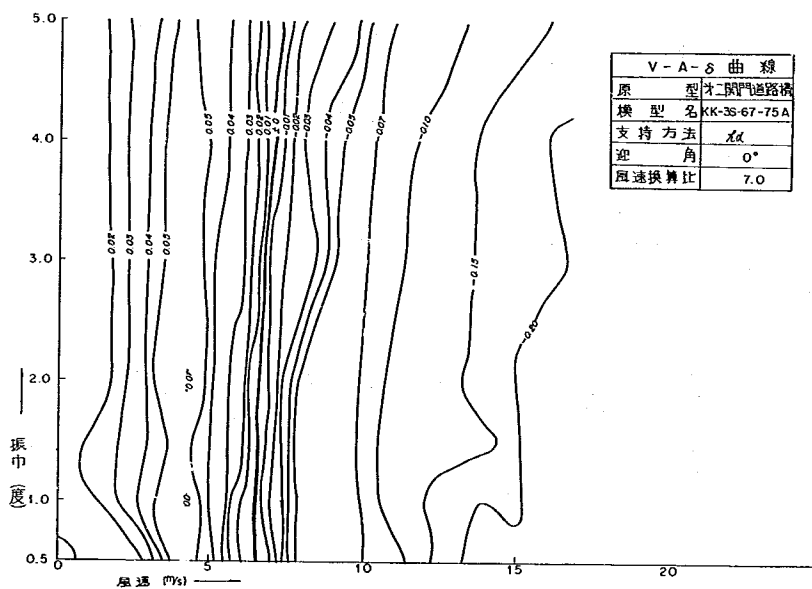


图-4.4.15-2 KK-3S-67 75A V-A-δ 曲线

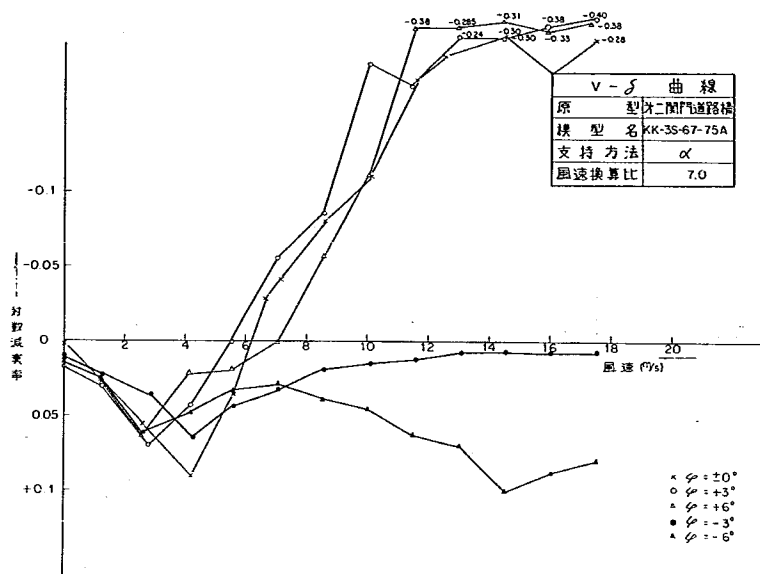


図-4.4.16-1 KK-3S-67 75A V- δ 曲線

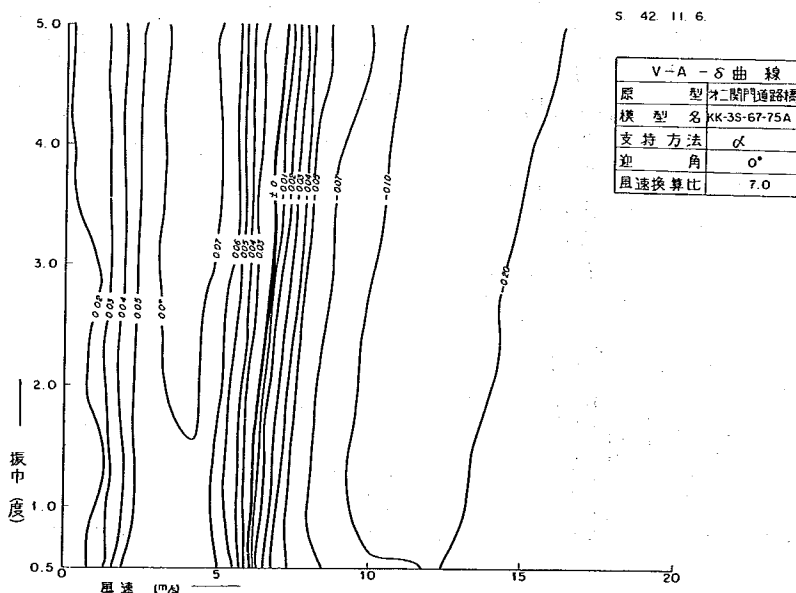


図-4.4.16-2 KK-3S-67 75A V-A- δ 曲線

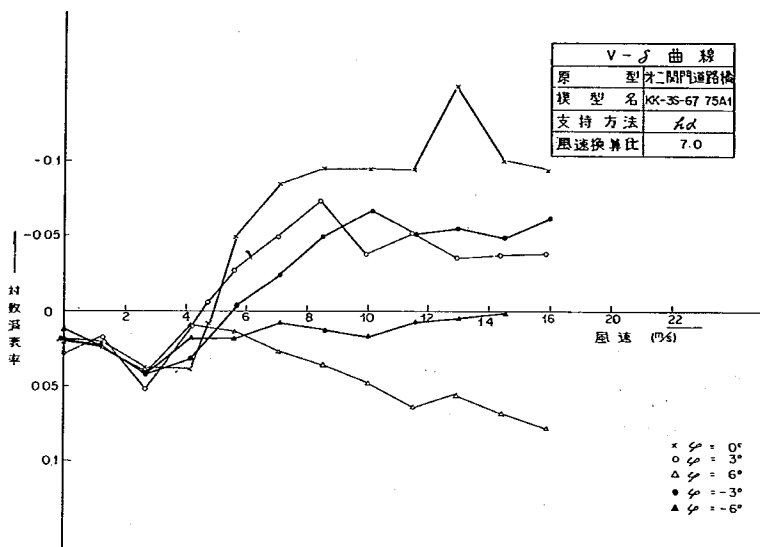


図-4.4.17-1 KK-3S-67 75A1 V-δ 曲線

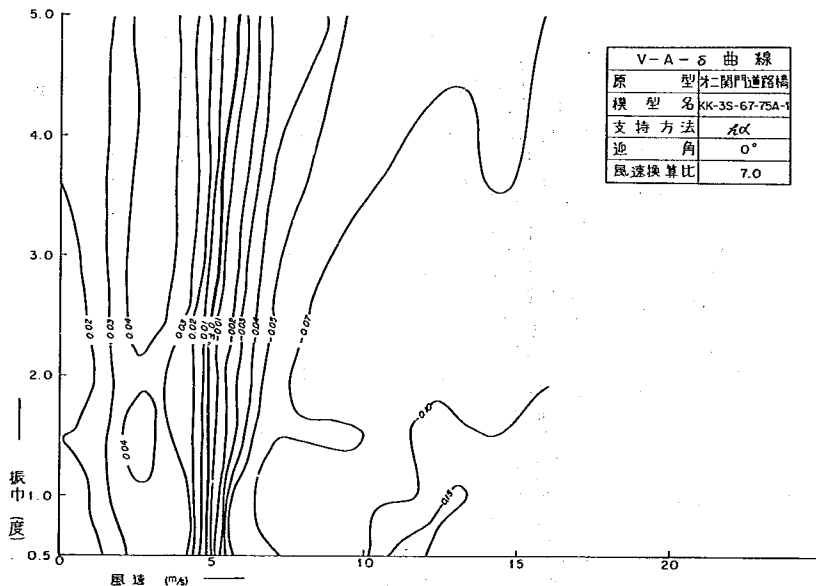


図-4.4.17-2 KK-3S-67 75A1 V-A-δ 曲線

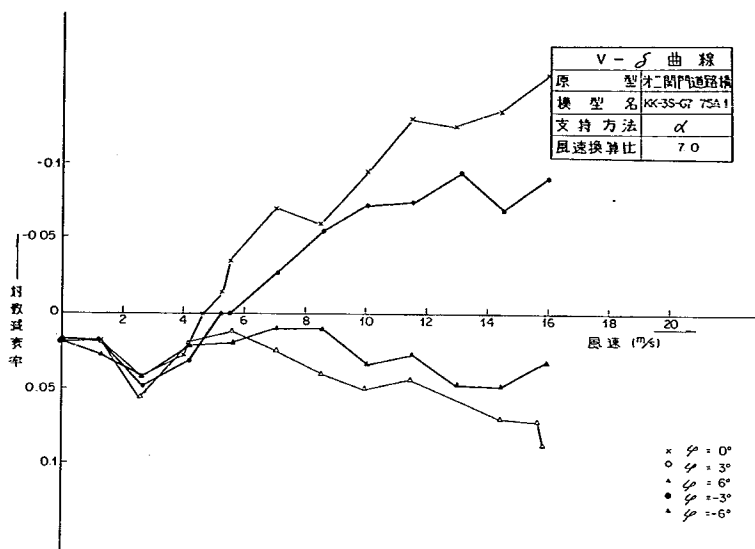


圖-4.4.18-1 KK-3S-67 75A1 V- δ 曲線

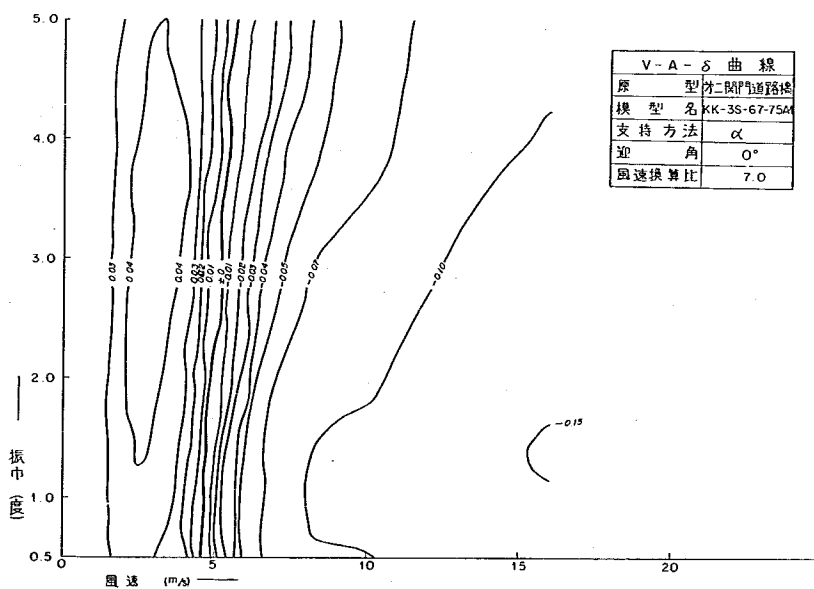


圖-4.4.18-2 KK-3S-67 75A1 V-A- δ 曲線

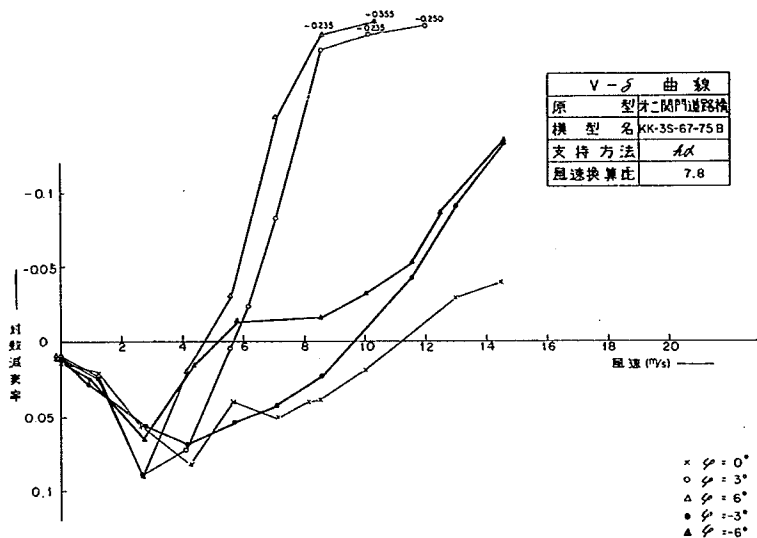


圖-4.4.19-1 KK-3S-67 75B V-δ 曲線

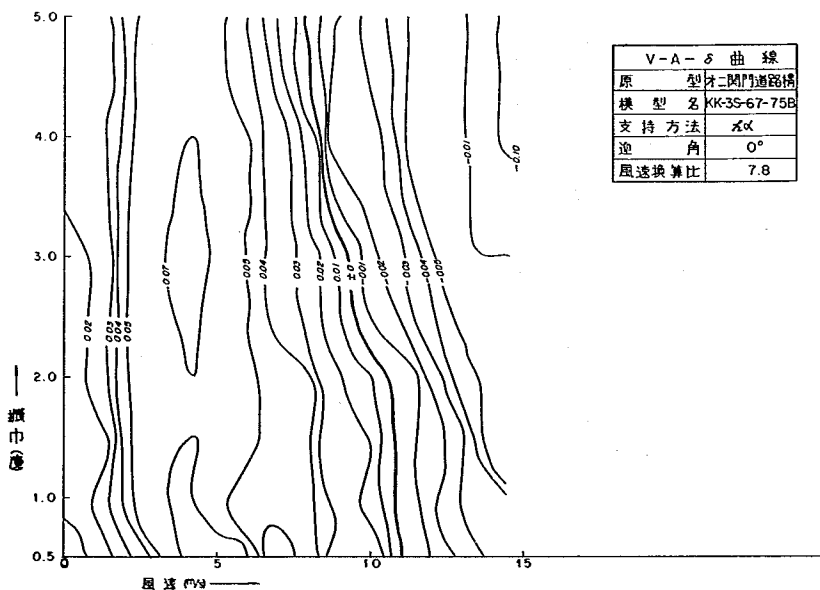


圖-4.4.19-2 KK-3S-67 75B V-A-δ 曲線

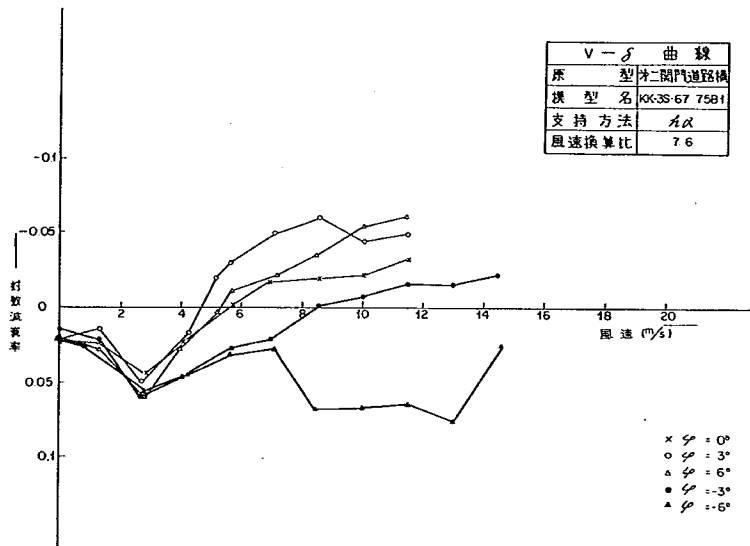


図-4.4.20-1 KK-3S-67 75B1 V-δ 曲线

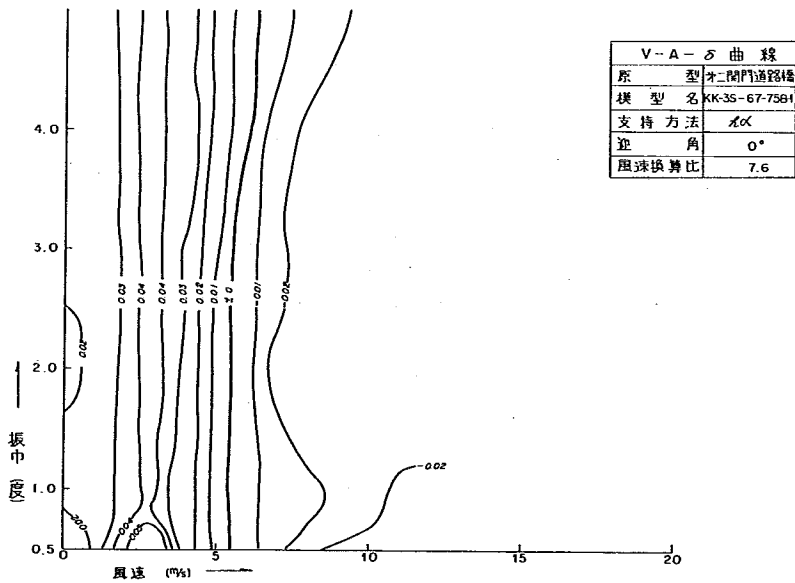


図-4.4.20-2 KK-3S-67 75B1 V-A-δ 曲线

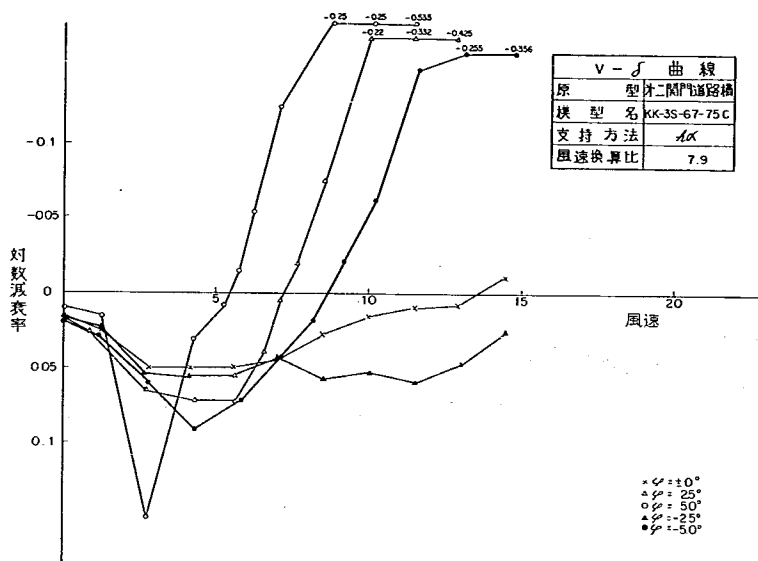


圖-4.4.21-1 KK-3S-67 75C V-δ曲線

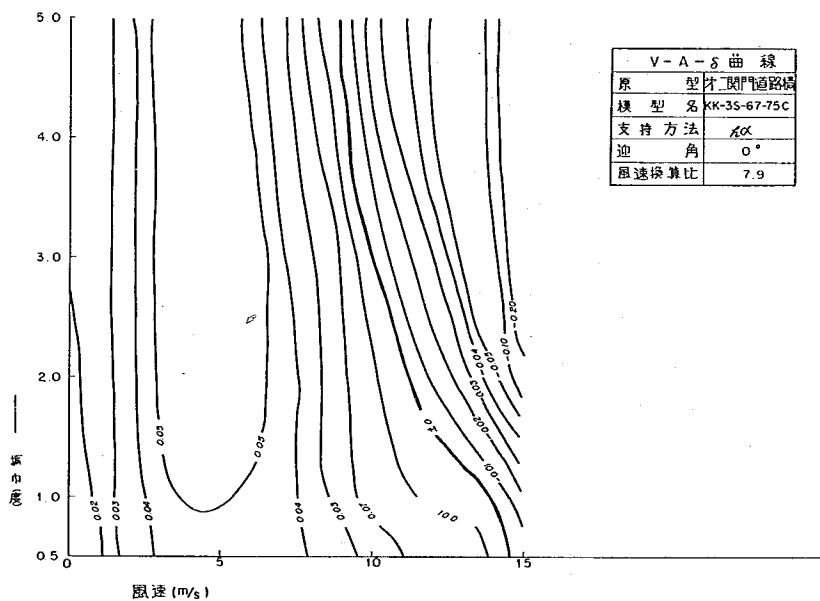


圖-4.4.21-2 KK-3S-67 75C V-A-δ曲線

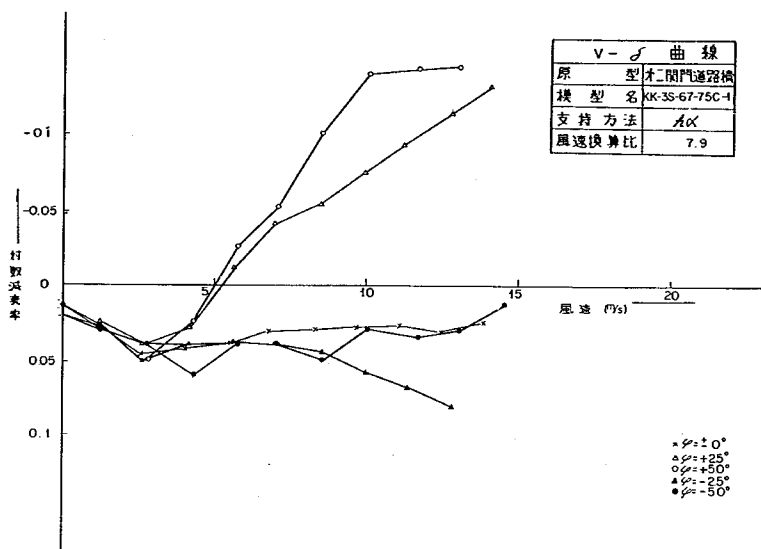


図-4.4.22-1 KK-3S-67 75C1 V- δ 曲線

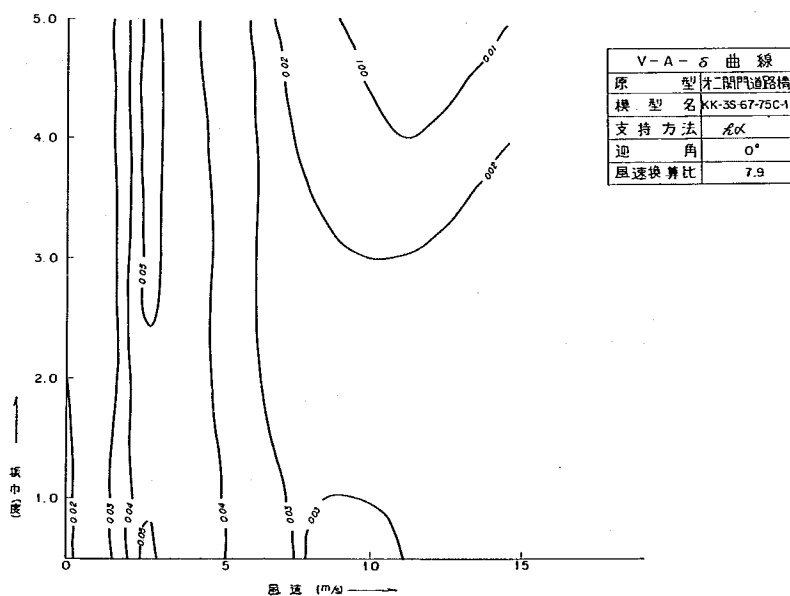
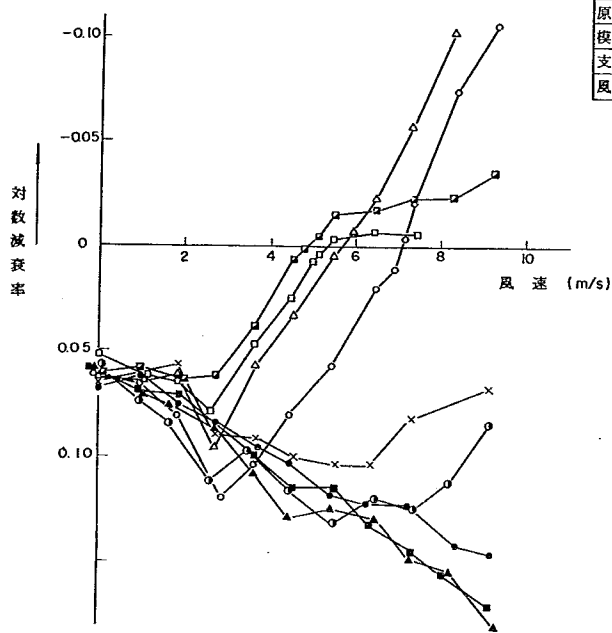


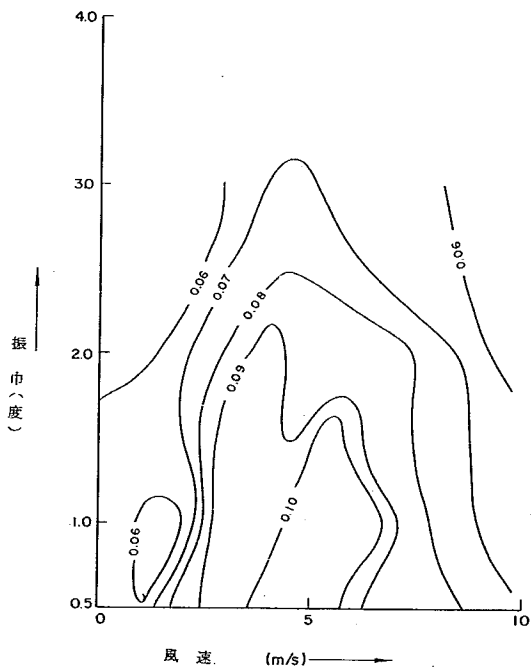
図-4.4.22-2 KK-3S-67 75C1 V-A- δ 曲線



V - δ 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 1.0 3

- × $\psi = \pm 0^\circ$
- $\psi = +2^\circ$
- △ $\psi = +4^\circ$
- $\psi = +5^\circ$
- ◇ $\psi = +7.5^\circ$
- $\psi = -2^\circ$
- ▲ $\psi = -4^\circ$
- $\psi = -5^\circ$
- ⊙ $\psi = -7.5^\circ$

図-4.4.23-1 KK-3S-68-75D V-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	0°
風速換算比	1 1.0 3

図-4.4.23-2 KK-3S-68-75D V-A-δ曲線

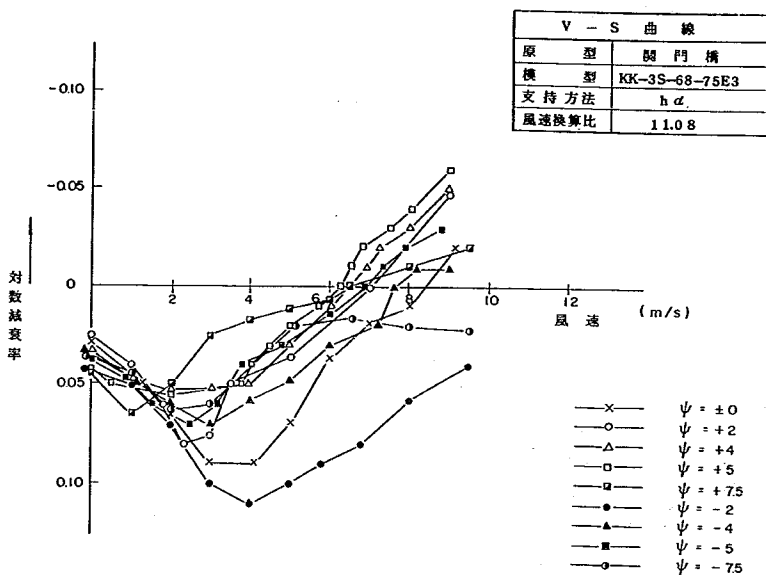


図-4.4.24-1 KK-3S-68-75E3 V- δ 曲線

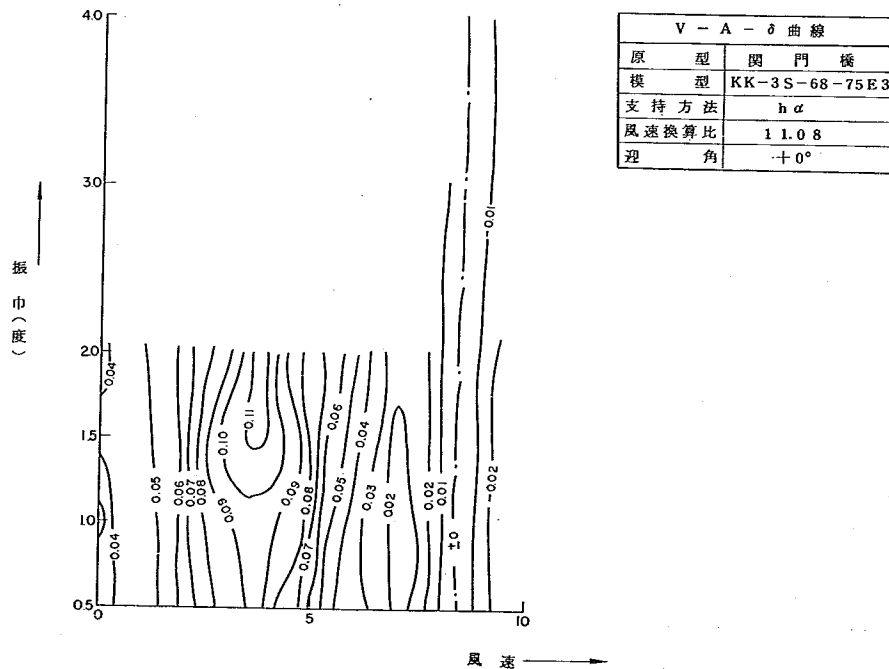


図-4.4.24-2 KK-3S-68-75E3 V-A- δ 曲線

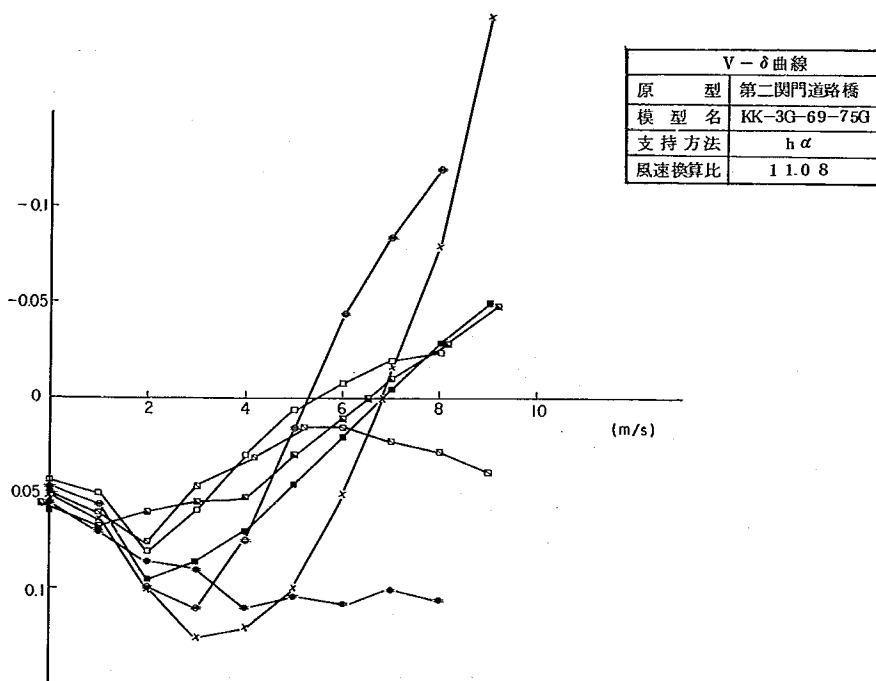


図-4.4.25-1 KK-3G-69-75G V-δ 曲線

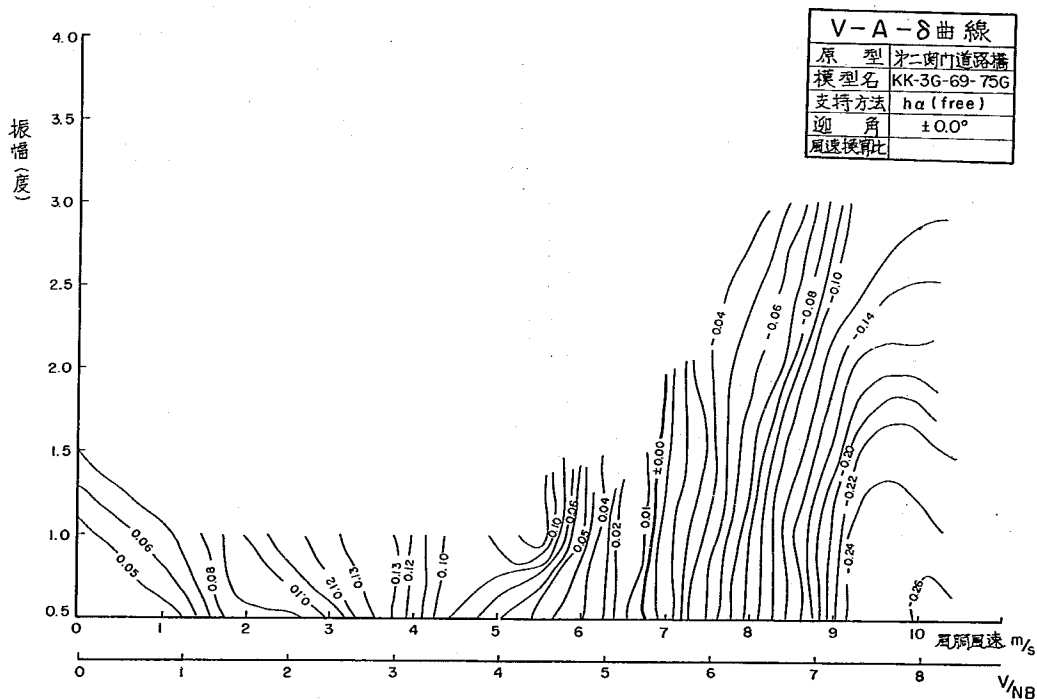


図-4.4.25-2 KK-3G-69-75G V-A-δ 曲線

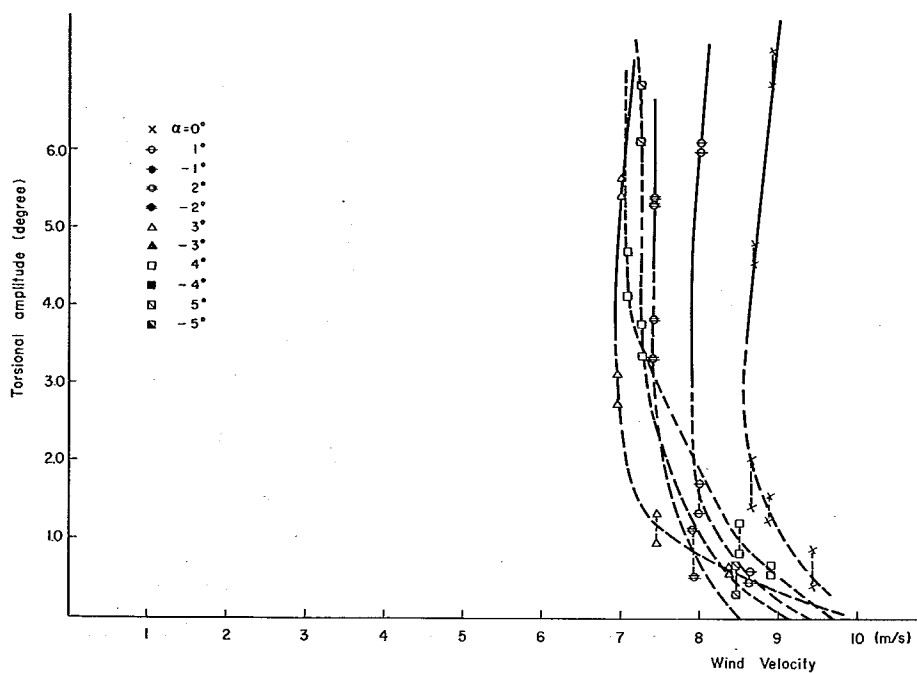


图-4.4.26 KK-F-71 75H10 V-A 曲线

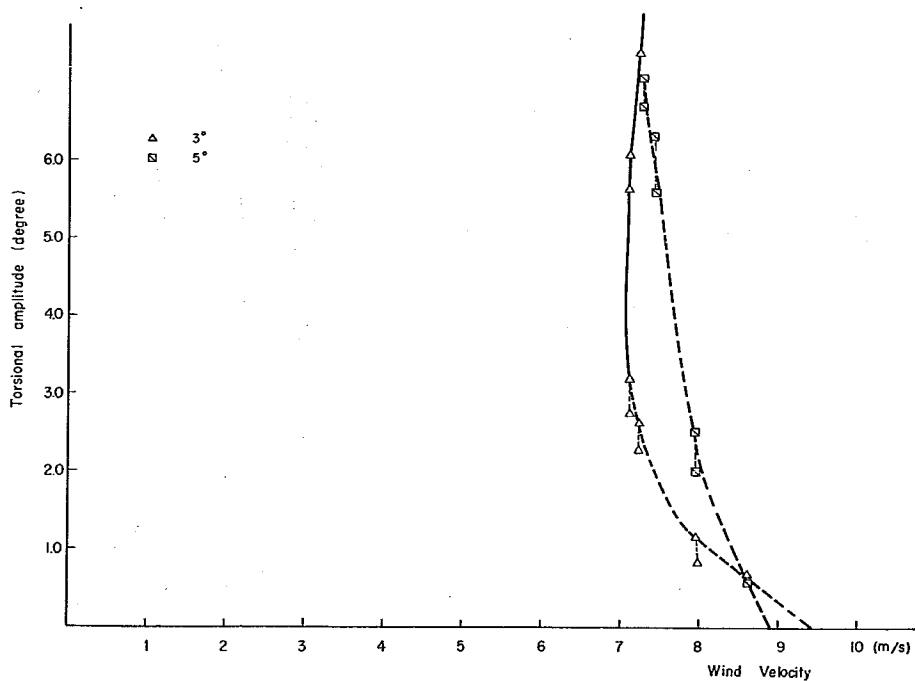


图-4.4.27 KK-F-71 75H12 V-A 曲线

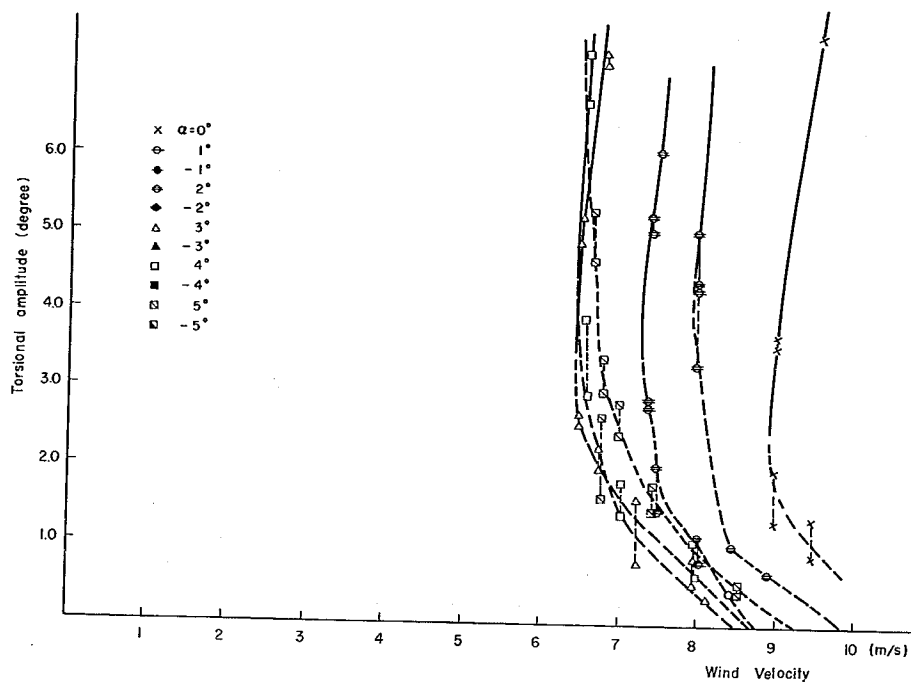


圖-4.4.28 KK-F-71 75H12 V-A 曲線

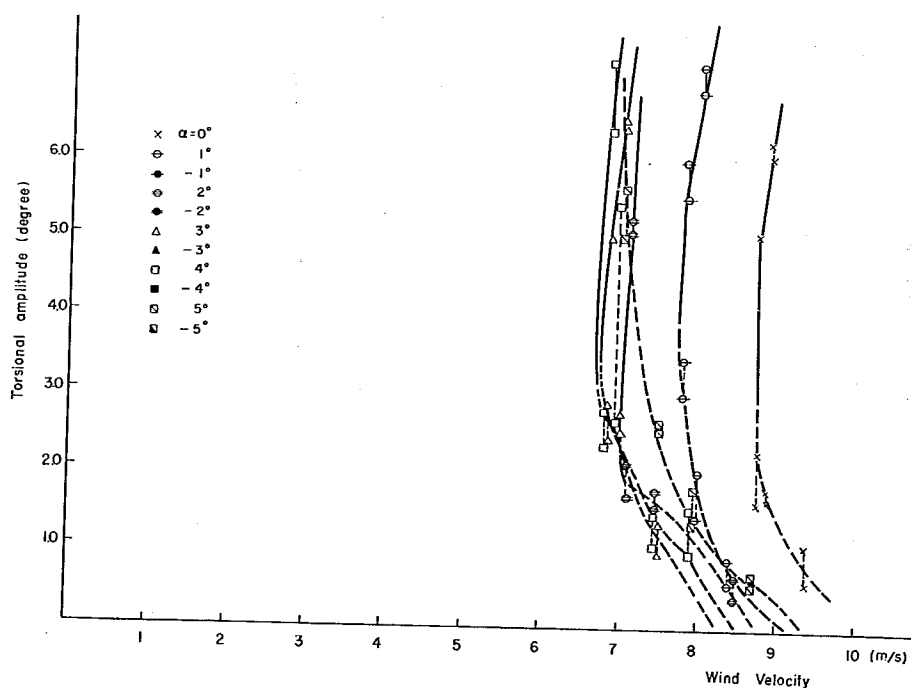


圖-4.4.29 KK-F-71 75H13 V-A 曲線

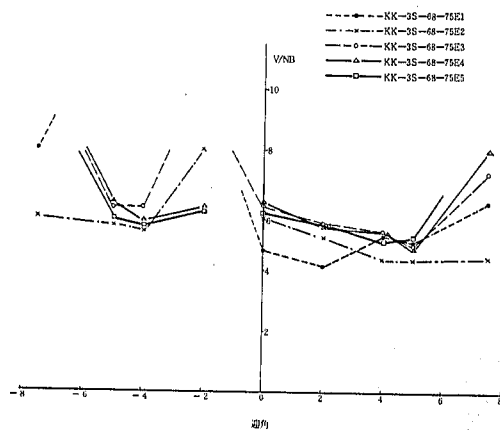


図-4.4.30 $V_c - \theta$ 曲線

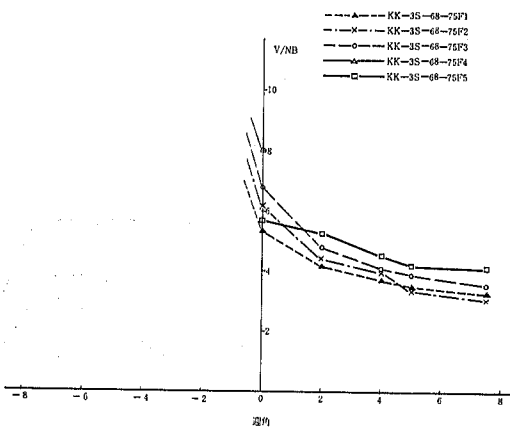
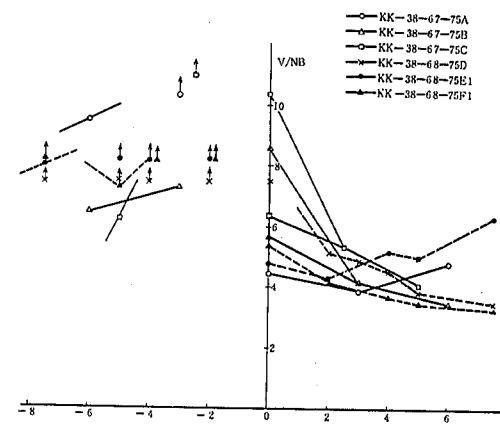


図-4.4.31 $V_c - \theta$ 曲線



注 1. 流量風速を求める基準風速は10 (倍風速)
2. 横道線は $8.5\% = 0.05$

図-4.4.32 $V_c - \theta$ 曲線

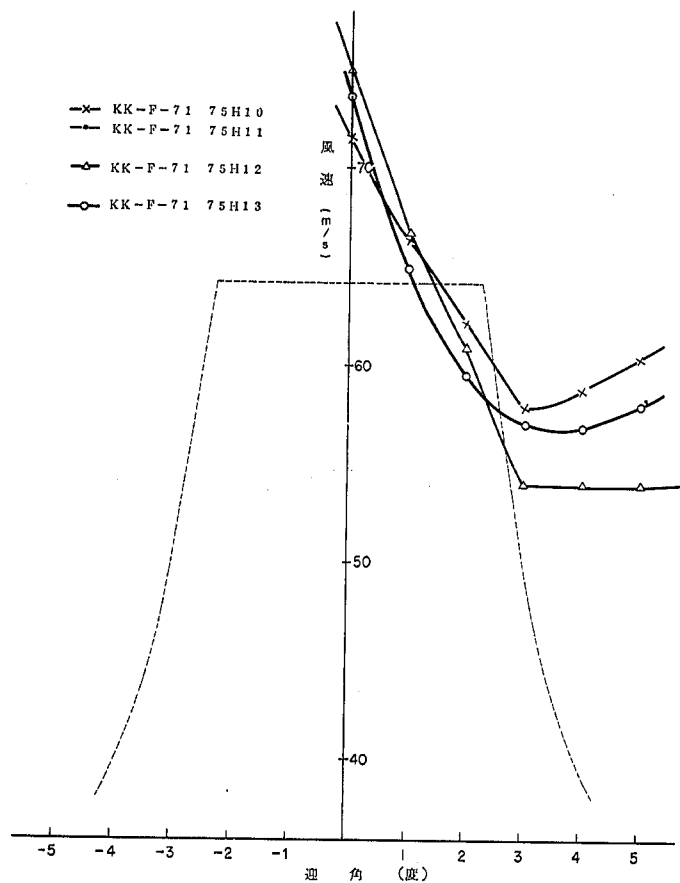


圖-4.4.33-1 實驗結果

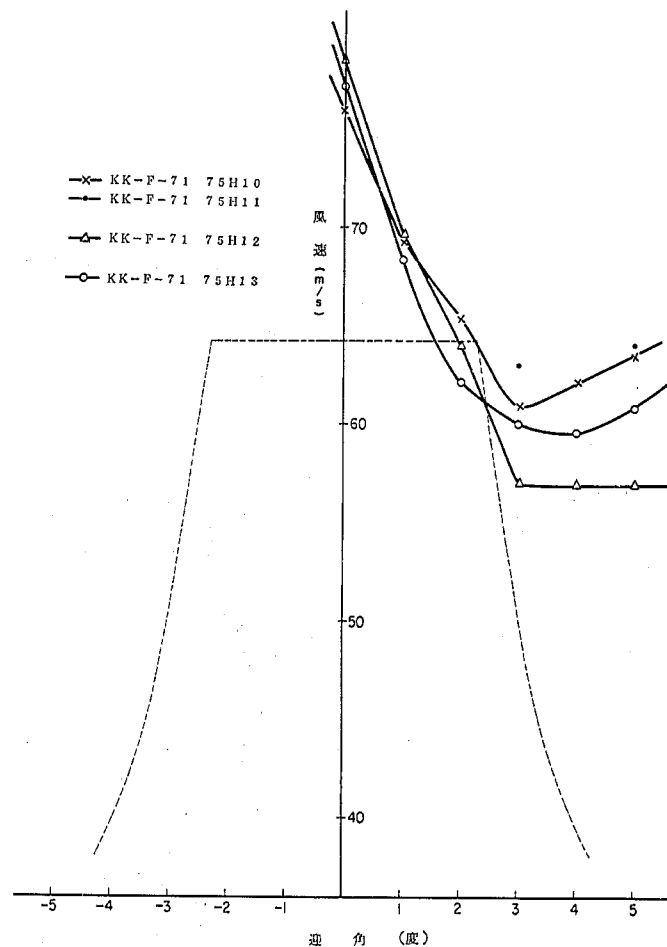


圖-4.4.33-2 實驗結果

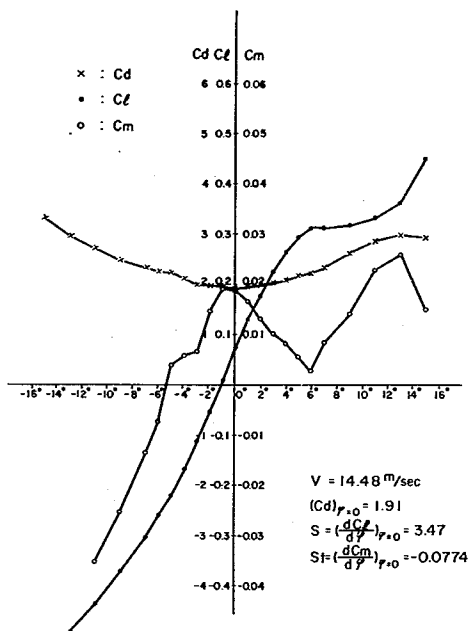


図-4.4.34 KK-3S-67
75Aの三分力曲線

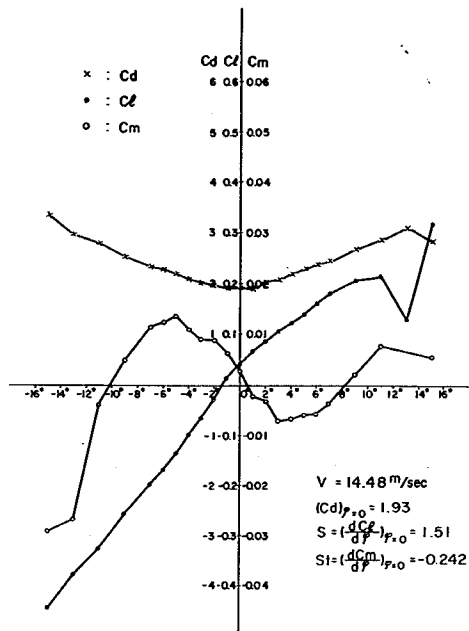


図-4.4.35 KK-3S-67
75A1の三分力曲線

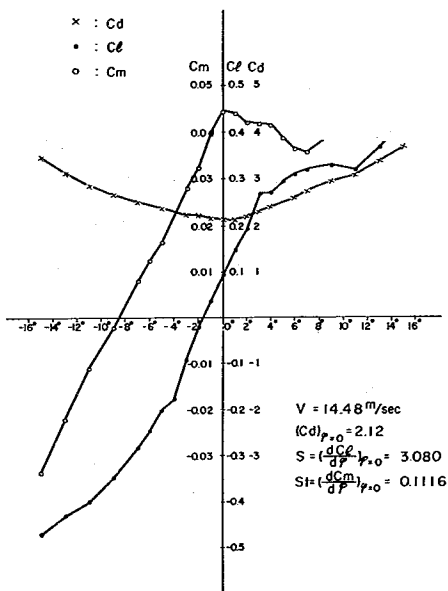


図-4.4.36 KK-3S-67
75Bの三分力曲線

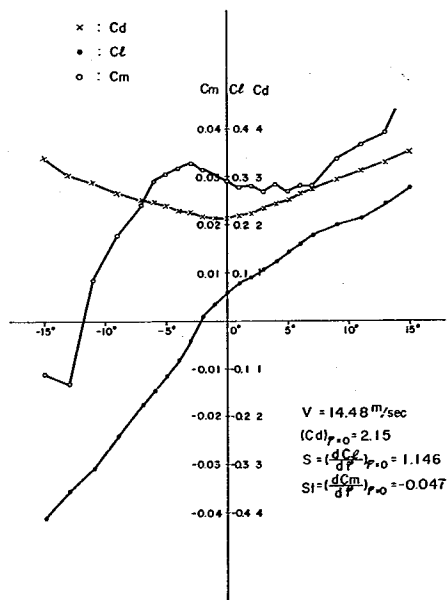


図-4.4.37 KK-3S-67
75B1の三分力曲線

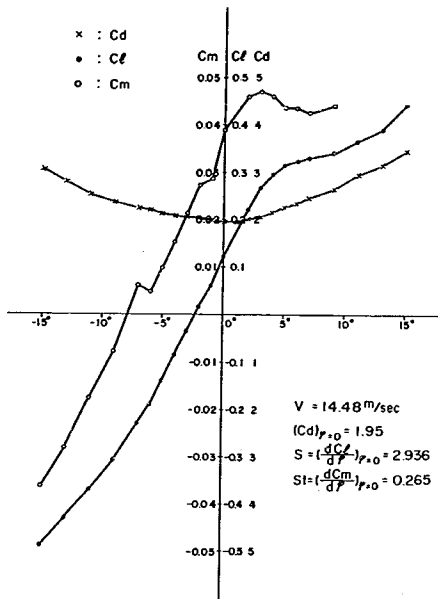


図-4.4.38 KK-3S-67
75Cの三分力曲線

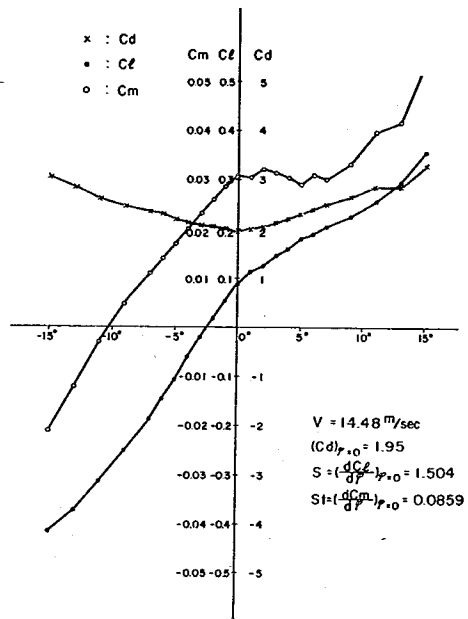


図-4.4.39 KK-3S-67
75C1の三分力曲線

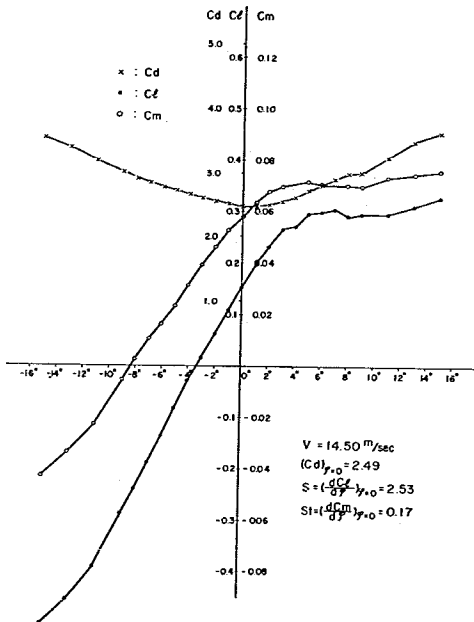


図-4.4.40 KK-3S-68
75Dの三分力曲線

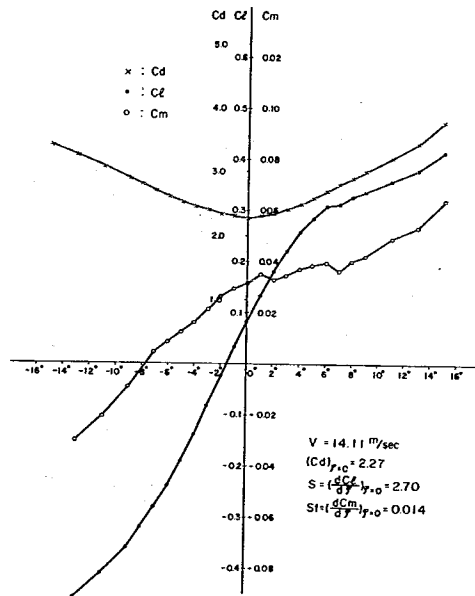


図-4.4.41 KK-3S-68
75E1の三分力曲線

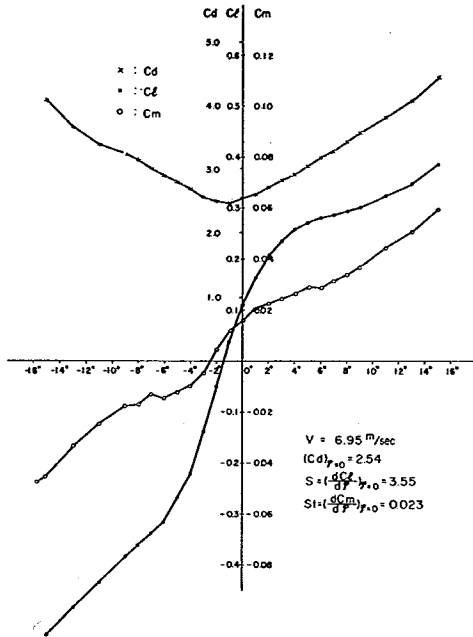


図-4.4.42 KK-3S-68
75E3の三分力曲線

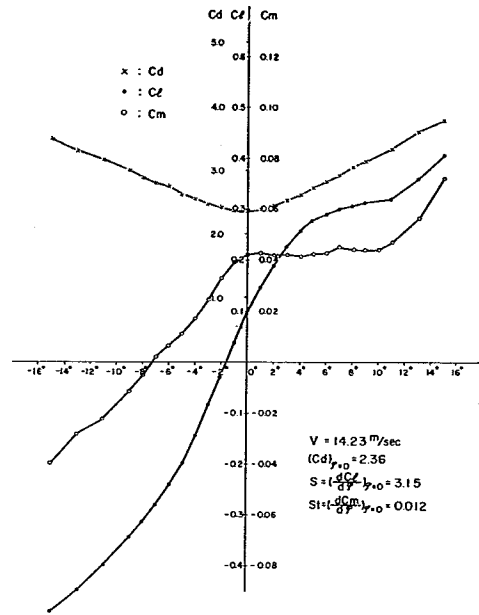


図-4.4.43 KK-3S-68
75F1の三分力曲線

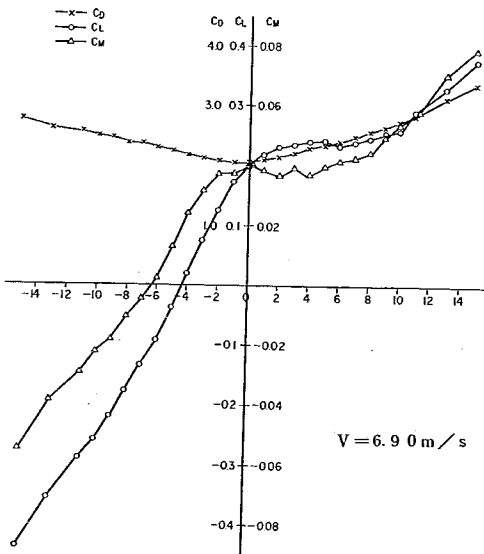


図-4.4.44-1 KK-F-71
75H10の三分力曲線

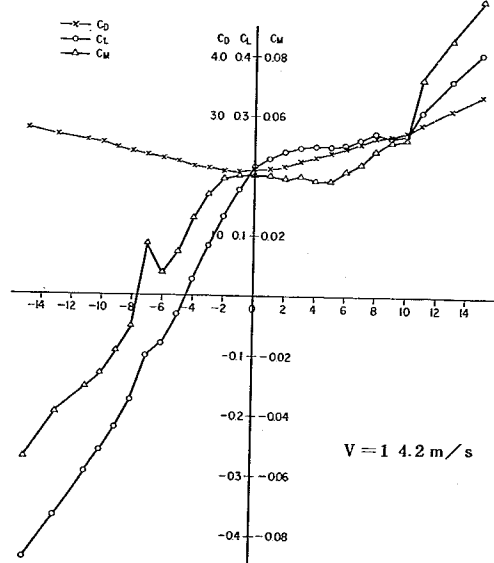


図-4.4.44-2 KK-F-71
75H10の三分力曲線

4.5 箱桁補剛吊橋の耐風性

4.5.1 ま え が き

毎年台風、季節風による被害を蒙っている我が国において長大支間吊橋を架設しようとする場合、設計ならびに施工に際して最も大きな要素のひとつと考えられるのは強風に対する構造物の安全性である。

関門道路橋の耐風安定性に関する調査は日本道路公団の委託により、昭和42年度より当研究室において実施された。吊橋の耐風性は吊構造部の形状によって大きく支配されるが、初期にはトラス補剛吊橋として設計が進められ、風洞実験もこの案について検討が進められた。

その後、箱桁を補剛構とする比較設計案が提出され、42年度末および43年度前半を費やして、その耐風性の検討が行なわれた。

従来、長大支間吊橋にプレートガーターまたは箱桁を補剛構として使用することは耐風性上不利であるといわれ、実用に供される機会は殆んどなかった。このような傾向は旧タコマ橋の落橋事故以来守られて来ていたが、極く最近では、主としてヨーロッパの新しい吊橋では、破られて来ているようである。セバン道路橋（英国）、リトルベルト橋（デンマーク国）などにその例を見ることが出来る。

箱桁補剛吊橋が経済的にも維持保守の面からも、また美観の点からもトラス補剛吊橋に比べて優れていることは論を俟たないが、耐風性の面からは架設時の問題を始めとして多くの解明されなければならない問題が残されている。

とは言え、上記の2橋はこれらの問題を克服して架設に踏み切られたものである。撓度理論の過度の適用に走りすぎて耐風安定性を欠く断面となった旧タコマ橋とは本質的に違う橋梁であることに意を払うべきである。

実験の結果については以下に順を追って述べるが、結果を総合して言えることは箱桁を有する吊橋は関門道路橋として十分な耐風安定性をもちうるということである。

4.5.2 原設計案およびその振動特性

日本道路公団より提示された設計案は図-4.5.1に示す4種類である。それぞれの原型の特徴を列挙すれば次のようである。

原型-A：箱桁吊構造部の最初の案である。幅員構成は、道路構造令の高速道路B級の規定に従い、緩速道1車線、高速道2車線の合計3車線より $3 \times 3.5 = 10.5$ mの幅員で構成されている。車線の両側には各0.5 mの側帯が設けられ、外側は0.5 m幅の検査廊のさらに外側2.75 mの区間は吊材の取付けおよび箱桁の形状を流線型に整えるために設けられている。中央分離帯および検査廊部の地覆高は0.2 mである。またここに設けられるガードケーブルの柱高は0.5 mである。検査廊の外側には高さ0.9 mの鉛直柱式の高欄が設けられている。箱桁の下面の中央部2.1 mの区間は5%の2次放物線で凸面になっており、その外側5.0 mは滑らかな曲線で結ばれている。箱桁下面を凸面としたのは、迎角 0° 付近で負の揚力（下向き）を生じさせ、耐風性を向上させることを期待したものである。

原型-B：構造断面を曲線で構成することは工場製作に困難を伴ない、製作費が嵩むという欠点がある。この模型は、この点を考慮して断面を折れ線で結んだものである。道路部の構成は模型-Aと同じである。気流の剝離の様子は模型-Aとは異なることが予想される。

原型-C：原型AおよびBでは桁高は最大3.2mとなっており、両外側に向って漸減しているが、この原型では中央部2.4mの間は一律に3mとなっている。これは原型Aの比較案として設計されたもので、気流の剝離点を角部に固定しようという試みである。

原型-D：本原型では原型Aに比べて中央分離帯の幅が1.5mに、また高欄外側幅が3.25mに拡げられている。下面は2次と4次の放物線で近似されている。最大桁高3.2mは変っていない。また中央分離帯および検査廊にはガードケーブルは設けない構造となっている。

原型の主要諸元を表-4.5.1に掲げる。原型Bについては設計計算が行なわれていないので原型Aの諸元を用いることとする。また原型CIは原型Cの両外側に導流翼を取りつけたもので実験ではその重量を無視した。さらに、原型DIは原型の減衰性を大きくしたものである。

以上の原型について振動特性を計算した結果を表-4.5.2に掲げる。計算式はRayleigh-Ritzの方法によった。振動型としては不安定振動の生ずる可能性のある対称1次の鉛直撓み振動および捩れ振動を実験対象とした。算出された固有振動数はトラス補剛の場合より大きく耐風性上有利となっていることを注意しておく。また同表中の模型に関する諸数値については後述する。

4.5.3 風 洞 実 験

実験は千葉支所構造研究室に所属する「橋梁試験用風洞」を用い、主として以下の2種類について行なった。

1) 三分力係数の測定

2) ばね支持模型を用いた空気力学的不安定振動の測定

以下に相似条件、模型、および実験装置の順を追って説明する。なお本風洞の規模ならびに気流特性に関してはすでに他に述べられているのでここでは省略する。³⁾

1) 相 似 条 件

1) 三分力係数の測定

物体の流れの中に置くと、その物体には3つの軸の方向の力と、その軸のまわりのモーメントが作用する。しかし吊構造部の場合には構造物に作用する力およびモーメントは2次的に考えているため、図-4.5.2に示す抗力、揚力、モーメントの3つの成分のみが対象となり、これらを空気力学的三分力と名付ける。空力的三分力は構造物の幾何的形狀、気流に対する迎角、Reynolds数などの影響を受けて変化する。空力的三分力の測定を行なう際の相似条件はこれらの影響因子を原型と模型とで等しくする必要がある。構造物の幾何的形狀は模型の縮尺率をあまり大きくしなければ、可成り細部にまで相似できて問題はない。ところがReynolds数は次式で定義される様に、もしもReynolds数を相似させて、

$$R_e \text{ 数} = \frac{VB}{\nu}$$

実験を行なおうとすれば、幾何学的縮尺率と風速の縮尺率は逆比となる。このような条件の下で実験を行なうことは今回使用した風洞では不可能である。従来角ばった部材では流線型の部材の場合とは異なってReynolds数の影響はないといわれ無視されてきている。しかしながら今回の箱桁設計案では従来のものと異なり箱桁断面の一部が曲線で形作られているため、その影響が生ずることが懸念される。これらの問題を検討するため、今回の実験では測定風速を数種類に変えて空力三分力を測定した。

ロ) ばね支持部分模型実験

4.3.3. 参照のこと。

II) 模 型

これまで述べたように、幾何学的形状および慣性を相似させるためには風洞模型は可能な限り大きいものの即ち縮尺率の小さなものが望ましい。一方、風洞測定部の大きさから自ずから制限がある。今回使用した風洞では測定部壁の影響を無視できる程度にするためには模型の最大幅（航空機翼の弦長に相当する）を60 cm程度とすることが必要である。そのためA, B, Cの3案は縮尺率は1/50とし、D案では1/55とした。模型の全長は160 cm（D案のみ159 cm）で、縦横比（aspect ratio）は約2.6であった。気流の2次元性を保つための端板は模型には取り付けず、約3 mmの間隙をおきそのすぐ外側に固定端板を設けた。模型材料には本体に上質の桧材およびバルサ材を使用し、高欄など一部には銅線を用いた。模型は3分力測定およびばね支持部分模型実験に共用した。そのため天秤吊線取付用フックは模型に固定し、ばね支持実験の場合にはその部分をテープで覆い気流に悪影響を与えないよう考慮した。模型はA, B, C, Dの4案について製作し、C案には導流翼も製作した。

模型の重量、慣性モーメントは表-4.5.2に示す通りである。

III) 実 験 装 置

イ) 3 分 力 測 定

模型に作用する空気力学的3分力は風洞測定部上方に設けられている3分力天秤を用いて測定した。模型架設の原理図を図-4.5.3に掲げる。重錘 $W_1 \sim W_4$ は気流によって模型が動揺するのを防ぐために取り付けられる釣合重錘であり、気流外に置かれ、またそれ自身は水槽に浸漬してある。気流に対する模型の迎角は第二揚力天秤を上下することにより変えられる。このようにして吊られた模型に作用する空気力は次式で定義する3分力係数として無次元表示する。

抗力係数

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

揚力係数

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

空力モーメント係数

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

但し

$$\begin{cases} D & : \alpha (D_1 - D_0) - D_s \\ L & : L_I + L_{II} \\ M & : L_I r_1 \cos \varphi - L_{II} r_2 \cos \varphi + D r_1 \sin \varphi \end{cases}$$

$L_I : L_1 - L_{10}, L_{II} = L_2 - L_{20}$

α : 修正係数

D_1 : 通風時の抗力読取值

D_0 : 無風時の抗力読取值

D_s : 吊線等の実効値

L_I : 第1揚力実効値

L_{II} : 第2揚力実効値

r_1, r_2 : 腕長

L_1 : 通風時の第1揚力読取值

L_{10} : 無風時の第1揚力読取值

L_2 : 通風時の第2揚力読取值

L_{20} : 無風時の第2揚力読取值

測定は迎角 $-15^\circ \sim +15^\circ$ の範囲で1度刻みで実施した。また風速は数種類変えて計測した。各係数の算出には千葉支所内に新設されたFAGOM270-30電子計算機を使用した。

上式で定義される3分力係数は図-4.5.2の風軸(XY座標)に対するもので、設計軸(X'Y'座標)に対する空気力は次式で求められることを足ながら付け加えておく。

$$\begin{vmatrix} D' \\ L' \\ M' \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} -\sin\alpha & \cos\alpha & 0 \\ \cos\alpha & \sin\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} D \\ L \\ M \end{vmatrix}$$

ロ) ばね支持部分模型実験

(a) 模型の支持方法

模型が上下振動および回転振動を独立に、または連成して行ない得るよう合計8本のコイルスプリングで支持した。模型が気流によって吹き流されないように回転腕の中心には横流れ防止用のピアノ線を取りつけ、また模型の橋軸方向の動揺を防ぐためにもピアノ線を取り付けた。更に、模型に対する風の初期迎角を与えるためには、模型のみを回転中心のまわりに回転させた。これは支持系全体を回転させるとスプリングが傾き、振動中にスプリングが横方向に振動することを懸念したためであった。迎角は $-10^\circ \sim +10^\circ$ の間を 2.5° 刻みとした。このようにして支持した系の固有減衰係数は原型で想定されるものよりも小さい。そのため、模型にはピアノ線を介して付加減衰装置を取り付けた。本装置は模型に初期振動を与える加振器としても使われた。

端板は模型には取りつけず、固定した隔壁との間隙を可能な限り小さくすることで代用した。これは端板による重量の増大を繰ったためである。模型の支持機構については図-4.5.4を参照されたい。

(b) 検出方法

模型の振動は可変インダクタンス型の加速度計を、回転中心から等しい位置に設置し、それぞれの出力の和および差を2回積分し、回転変位動および上下変位動に分離してペンオシログラフに記録した。

4.5.4 実験結果

i) 3分力係数

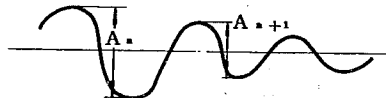
得られた3分力係数と迎角の関係を図-4.5.5以下に示す。流線型補剛桁の場合には係数値にReynolds数の影響を考えられるので測定風速を4~5種に変化させて観測した。

高風速において小さな迎角範囲についてのみしか測定を行なわなかったのは大迎角においては気流の剝離のため模型に不規則外力が働いき測定精度が低下するからである。

ii) ばね支持部分模型

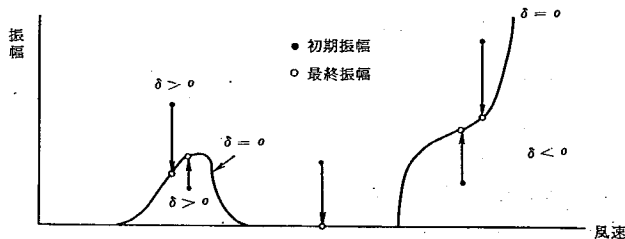
人為的に模型に加えられた振動がどのように成長あるいは減少していくかを各支持方法、各迎角、各風速について記録した。振動の消長は対数減衰率によって表示した。対数減衰率の定義は次式による。

$$\delta = \log_e \frac{A_n}{A_{n+1}}$$



但し A_n は第 n 番目の全振幅を、また A_{n+1} は第 $n+1$ 番目の振幅を表わす。即ち対数減衰率 $\delta > 0$ のときは振幅が時間と共に減少することを意味し、 $\delta < 0$ は増大することを示す。対数減衰率は振幅および風速の影響を受ける。そこで実験結果は対数減衰率をパラメーターとして風速と振幅の関係を表示することとした。このようにして得られた風速・振幅曲線を模式的に書くと下図のようになる。

$\delta < 0$ の領域は不安定領域を示し、この領域で攪乱が与えられると振動は $\delta = 0$ に相当する振動まで成長する。逆に $\delta > 0$ の領域は安定領域を示し、この領域で与えられた攪乱は $\delta = 0$ に相当する振動まで減少する。



ここで求められる δ は模型および支持系の有する構造減衰 (δ_{ms}) と風による空気力学的減衰 (δ_a) の和と考えてよい。従って実橋で想定される構造減衰 (δ_{ps}) と $\delta - \delta_{ps}$ の差があり、実橋での風速と振幅の関係は対数減衰率がそれだけ移行した曲線にそって変動するものと考えてよからう。求められた風速-振幅曲線のうちその1部を図-4.5.6以下に示す。

4.5.5 考察

i) 3分力係数

1) 流線型断面の場合

模型AおよびDのような流線型断面の場合3分力係数に対するReynolds数の効果があることはすでに指摘したが、実験結果にも明らかにその様子が読みとれる。即ち抗力係数、モーメント係数にはそれ程の効果は見られないが、揚力係数は測定風速の増大につれて係数値が減少する傾向がある。このような傾向は模型Bにおいても大迎角時に見られる。これは風速と共に模型の周辺の流況が変わることを示しており次の2つの現象が主体になっていると考えられる。

1) 気流剝離点の移転

2) 剝離した流れの模型表面への再付着

今回の実験では Reynolds 数は $(4 \sim 10) \times 10^5$ 程度であり原型でのそれは $(1 \sim 10) \times 10^7$ 程度である。風洞実験から原型での 3 分力係数を求めるには原型で想定される流況を模型で再現しなければならない。図-4.5.6 (その2) および 4.5.6 (その3) このための一つの試みを示すもので模型 D の下側に円型断面の棒を貼り付けてこの点で強制剝離を行なわせ、これが 3 分力係数におよぼす効果を見たものである。それによると棒を取り付けることにより影響範囲は正の迎角の側に移動するが、相変わらずこの影響は残っており流線型断面の場合の 3 分力係数の値を求めるには、なお検討の余地のあることを示している。

ロ) 角型断面の場合

上に述べた Reynolds 数の効果は模型 C では見られない。即ち測定結果は直接原型に適用できると考えられる。3 分力係数の特性は平板の特性に似ており、 -8° および $+6^\circ$ で失速していることがわかる。模型 C の場合には従来の実験方法が静的にもまた、動的問題にもそのまま適用できるものと考えられる。

ばね支持部分模型

II) 風速と振幅の関係

図-4.5.7 によると箱げた断面の場合には不安定振動が生ずる領域が明らかに 2 つに分類されることが判る。即ち、比較的低風速で限定振動 (風速の増加と共に振幅が漸増するが一定風速を越えると振幅が漸減し消滅する振動) を生ずる領域、および、高風速で発散振動 (風速の増加と共に振動が漸増しついに発散する振動) を生ずる領域の 2 者である。前者は後流中の渦によるいわゆる風琴振動に、また、後者は失速フラッターによるものと考えられる。限定振動のうちには、れ振動の他に上下振動も観測された。

III) 振動振幅と減衰効果

風速-振幅曲線を用いて、実橋の振動幅および限界風速を推定する一般的な方法は 4.5.4 において述べたが、今回の模型で見られた限定振動は振幅が小さく、その領域での減衰係数の分布が求めにくい。そこで模型 C および D に対して実橋で想定される $\delta = 0.04$ 程度の減衰を与えて実験した。その結果、限定振動の振幅には大きな影響が見られ、減衰性 $\delta = 0.015$ 程度では迎角 $\alpha = 7.5^\circ$ および 10° で見られた限定振動が $\delta = 0.04$ では消滅した。しかしすでに述べたように模型 D は Reynolds 数の影響がある断面であるためにこの実験結果より D 案が耐風性上問題がないと判断することは早計であろう。模型 C は Reynolds 数の影響を受けない断面と考えられており、この模型が低風速で示した限定振動は $\delta = 0.04$ 程度で消滅することが上記の場合から予想される。

IV) 迎角と限界風速の関係

理解の便を計るため迎角と限界風速の関係を図-4.5.8 に示した。長大吊橋の耐風性を考える場合、どの範囲の迎角を考慮するかは十分に検討する必要があるが、現在のところ、これに関しての資料は極めて少ない。

本州四国連絡橋の耐風設計指針においては設計風速が 50 m/s を越える場合には $-5^\circ < \alpha < +5^\circ$ の迎角を考慮するよう規定されている。また、不安定振動現象は設計風速の 1.2 倍以下の風速で起ってはならないと規定されており、関門橋の場合設計風速は 53.5 m/s であるので 64.3 m/s が限界風速となる。

図はこの限界領域を示しており、この領域を侵してはならない。一方、気象研究所で実施した架橋地点の地形模型を用いた風洞実験の結果ではその値は、 $-10^{\circ} < \alpha < +2^{\circ}$ の範囲になっている²⁾。この実験では迎角の測定精度は $\pm 2^{\circ}$ といわれているので正の迎角（吹き上げ角度）としては 4° までを考慮すれば十分であろう。

V) 導流板の効果

気流の剥離を抑制する装置として導流板を模型Cにとりつけてその影響を調べたが、それによると導流板は大迎角の場合にも可成り有効に働かし、 -10° を除いて低風速時の限定振動を抑止できることが判った。実験時の減衰が $\delta = 0.025$ であったことを考えるならば $\delta \approx 0.04$ 程度であれば限定振動は $-10^{\circ} \sim +10^{\circ}$ の範囲の全ての迎角に対して消滅することが予想される。但し、導流板の形状、寸法、位置については交通上からも十分に検討される必要があろう。

4.5.6 結 論

以上の実験データおよび討議の結果次のような結論が導ける。

- (1) 提案された4案のうちA、DについてはReynolds数の効果が考えられ、今回の実験結果より、それら設計案の耐風性について結論を導くことは出来ず、今後の調査が必要となる。
- (2) B、C案については比較低風速で限定振動を発生するが、発散振動を生ずる風速は何れも可成り高い。限定振動の振幅は実橋が $\delta = 0.04$ 程度の減衰性を有するものとすれば極端に小さくなるか或いは消滅することが期待される。
- (3) 限定振動を抑止するために設けるfairingは可成りの効果が期待されるが、fairing自身の形状にも研究の余地が残されている。

参 考 文 献

- 1) 第二関門道路橋耐風調査報告書
土木研究所資料 昭和43年3月
- 2) 第二関門道路の計画
豊田栄一、梅井常忠
- 3) 英国NPLにおける一連の風洞実験に関するレポート
- 4) 吊橋に関する国際会議提出レポート
- 5) 橋梁試験用風洞の特性について
土木研究所報 №128
- 6) An Experimental Investigation of the Aerodynamic Stability of
Suspension Bridges. Pre. Pub. IABSE, 1948.,
by G. Scruton
- 7) 架橋気象調査風洞実験報告 気象研究所
- 8) 関門橋の耐風性に関する調査（箱桁補剛吊橋-I）
建設省土木研究所構造研究室 土研資料452 Aero 6. ST. Section 昭和44年3月

表-4.5.1 原型の諸元

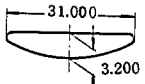
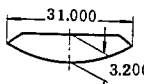
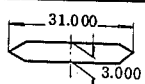
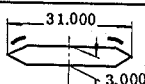
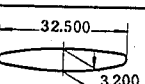
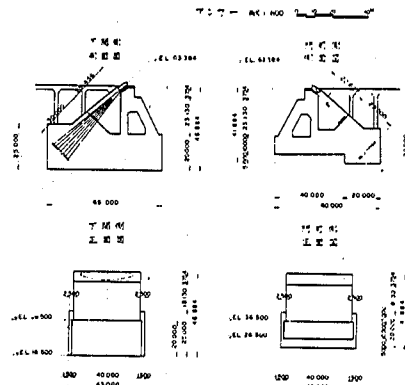
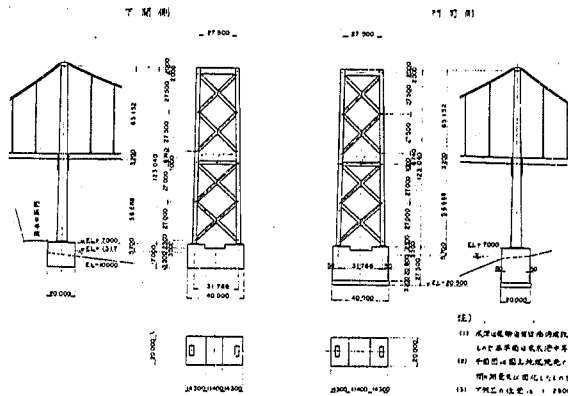
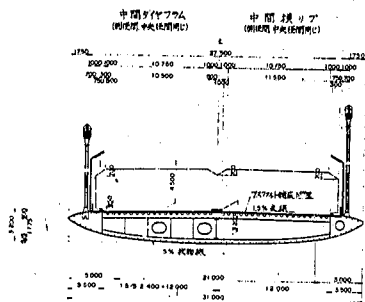
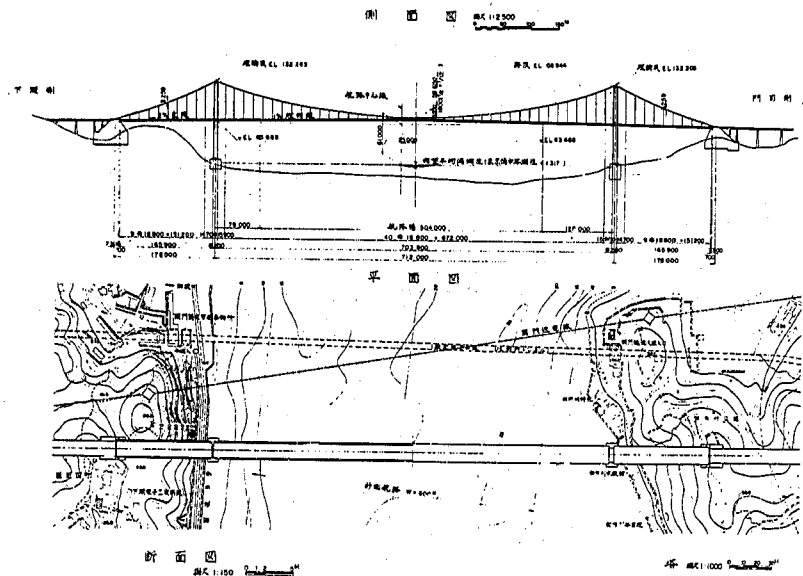
原 型		A	B	C	C1	D	D1
主 支 間 (m)		703.800					
側 支 間 (m)		165.900					
主 支 間 垂 距 (m)		58.650					
主ケーブル間隔 (m)		27.500	27.500	27.500	27.500	29.000	29.000
断 面 形 状							同 左
主ケーブル断面積 (m^2/B_r)		0.418	0.418	0.418	0.418	0.433	0.433
重 量 ($\text{t/m}/b_r$)	補剛桁その他	11.442	11.442	11.980	11.980	12.492	12.492
	ケ ー ブ ル	3.737	3.737	3.737	3.737	3.799	3.799
	ハ ン ガ ー	0.126	0.126	0.126	0.126	0.126	0.126
	合 計	15.305	15.305	15.843	15.843	16.417	16.417
主ケーブル水平張力 (t/b_r)		16,157	16,157	16,725	16,725	17,018	17,018
主ケーブル弾性係数 (t/m^2)		2.0×10^7					
断面2次モーメント (I_x) (m^4)		1.4595	1.4595	1.5616	1.5616	1.4949	1.4949
断面2次モーメント (I_y) (m^4)		66.180	66.180	65.672	65.672	74.856	74.856
重心位置 (y_0, y_1) (m)		(1.129; 2.071)	(1.129; 2.071)	(1.232; 1.768)	(1.232; 1.768)	(1.132; 2.068)	(1.132; 2.068)
慣性モーメント ($\text{Kg} \cdot \text{cm}^2/\text{m}$)		530.970×10^7	530.970×10^7	527.784×10^7	527.784×10^7	599.355×10^7	599.355×10^7
セン断中心 (e_0, e_1) (m)		(1.129; 2.071)	(1.129; 2.071)	(1.232; 1.768)	(1.232; 1.768)	(1.201; 1.999)	(1.201; 1.999)
振 れ 剛 性 ($\text{t} \cdot \text{m}^2$)		3.894×10^7	3.894×10^7	4.439×10^7	4.439×10^7	4.108×10^7	4.108×10^7
曲げ振れ剛性 ($\text{t} \cdot \text{m}^4$)		4.384×10^8	4.384×10^8	9.789×10^8	9.789×10^8	5.751×10^8	5.751×10^8
ケーブル長 (m)		1,289.722					
摘 要			設計計算が行なわれていない。 原型Aの諸元を用いる。		導流翼の影響は無視。 原型Cの諸元を用いる。		原型Dの減衰性を大きくしたもの。 他の諸元は原型Dに同じ。

表-4.5.2 実験条件

設 計 案				A	B	C	C 1	D	D 1
原 型	死 荷 重		t/m/B _r	15.305	15.305	15.843	15.843	16.417	16.417
	慣性モーメント(含ケーブル)		tm ² /m	1,261.3	1,261.3	1,261.3	1,261.3	1,527.6	1,527.6
	振動数	鉛直撓み(対称1次)	%	0.204	0.204	0.215	0.215	0.204	0.204
		捩れ(対称1次)	%	0.662	0.662	0.700	0.700	0.719	0.719
	振 動 数 比		—	3.24	3.24	3.25	3.25	3.52	3.52
模 型	死 荷 重		Kg	9.32	9.20	10.07	10.34	9.04	9.28
	慣 性 モ ー メ ン ト		Kg・cm ²	3.720	5.095	4.624	4.877	4.235	4.356
	振動数	鉛 直 撓 み	%	1.52	1.53	1.46	1.44	1.54	1.52
		捩 れ	%	4.56	4.51	4.70	4.64	4.98	4.91
	振 動 数 比		—	3.01	2.96	3.22	3.22	3.23	3.23
	縮 率			1/50	1/50	1/50	1/50	1/55	1/55
換風 算速 比	鉛 直 撓 み 振 動		V _p /V _m	6.72	6.67	7.37	7.46	7.29	7.38
	捩 れ 振 動		V _p /V _m	7.25	7.35	7.45	7.54	7.94	8.05
	備 考			付加減衰のない場合 δ _α ≐0.01, δ _β ≐0.025					



反 正 亦 然

漢口 寧波 上海 廣州 汕頭 廈門 香港 澳門 台北 高雄 基隆 台中 台南 嘉義 屏東 花蓮 台東 澎湖 金門 馬祖 釣魚台 黃岩島 太平島 南沙群島 西沙群島 中沙群島 東沙群島 永興島 清遠島 太平島 南沙群島 西沙群島 中沙群島 東沙群島 永興島 清遠島

测点号: 中电投102	FL = 20
测点号: 中电投103	OSIP / m / 2.5
测点号: 中电投104	FL = 20

工價 每支電 0.05
 溫度變化：
 溫度變化 + 範圍 $-10^{\circ}\text{C} \sim +30^{\circ}\text{C}$
 試驗機 + 溫度 $+30^{\circ}\text{C}$
 說明書：試驗場所中電氣設備


电灯耗电 (度)	0.180
电扇耗电 (度)	0.015

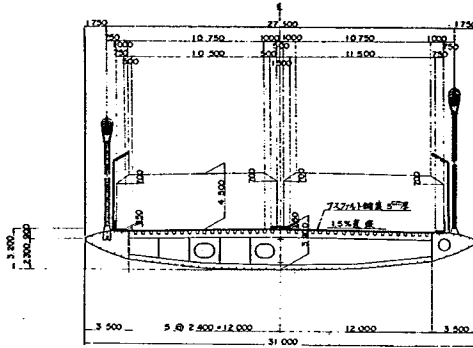
工事名	第二河川整備	
河川名	筑波湖・荒川	
河川番号	金 9 第 2 号	
種 別	1 2500	1 1000
作成日付	昭和42年12月10日	
設計所	日本道路公団建設部	
製 図 者	〃	〃
製 図 所	〃	〃
日本道路公団福岡支社		

断面図

縮尺 1:150

中間ダイヤフラム
(断位置中央仕切間隔)

中間横リブ
(断位置中央仕切間隔)

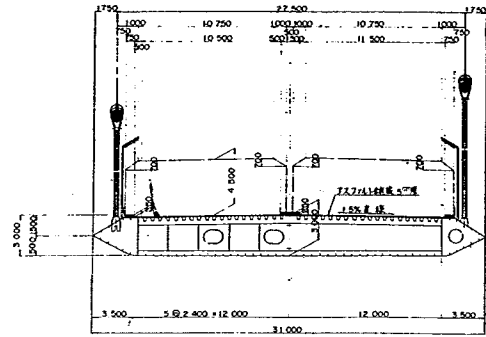


断面図

縮尺 1:150

中間ダイヤフラム
(断位置中央仕切間隔)

中間横リブ
(断位置中央仕切間隔)



断面図

縮尺 1:150

中間ダイヤフラム
(断位置中央仕切間隔)

中間横リブ
(断位置中央仕切間隔)

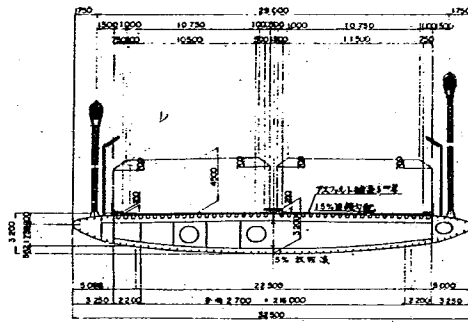
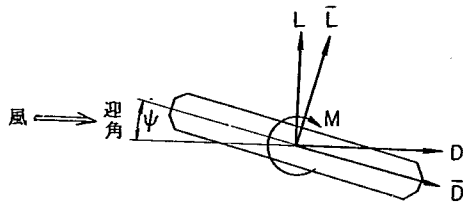


図-4.5.1 (その2)



M : モーメント
 L : 風軸揚力
 D : " 抗力
 $\bar{L}$: 橋体軸揚力
 $\bar{D}$: " 抗力

図 - 4 . 5 . 2

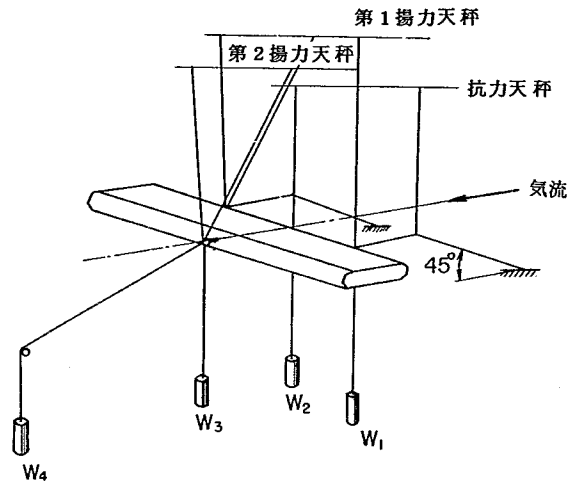


図 - 4 . 5 . 3

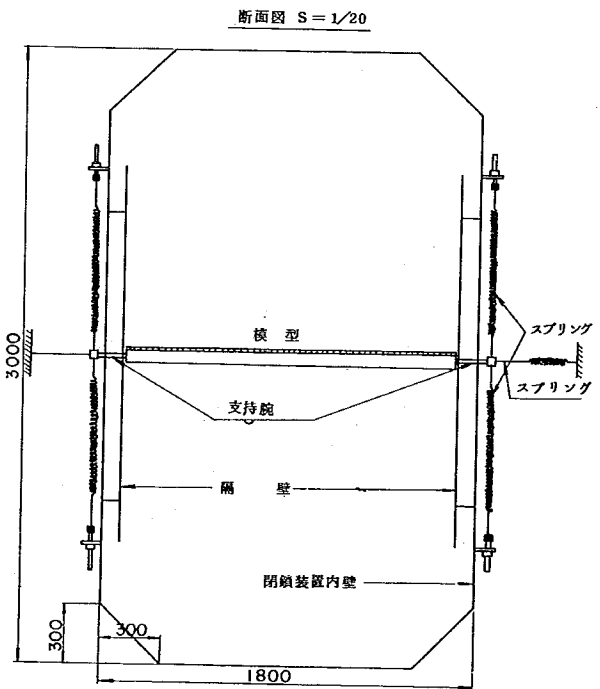
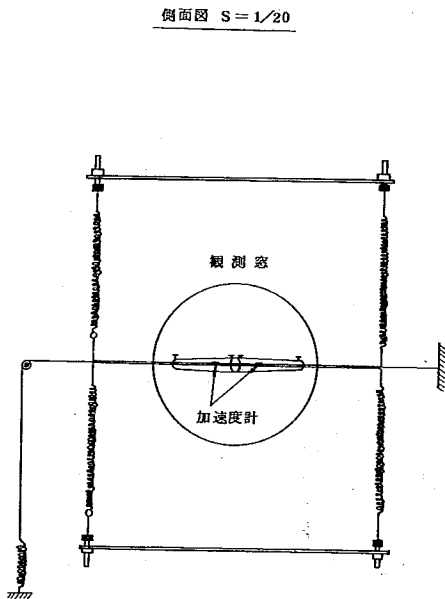


図 - 4 . 5 . 4 模型支持機構

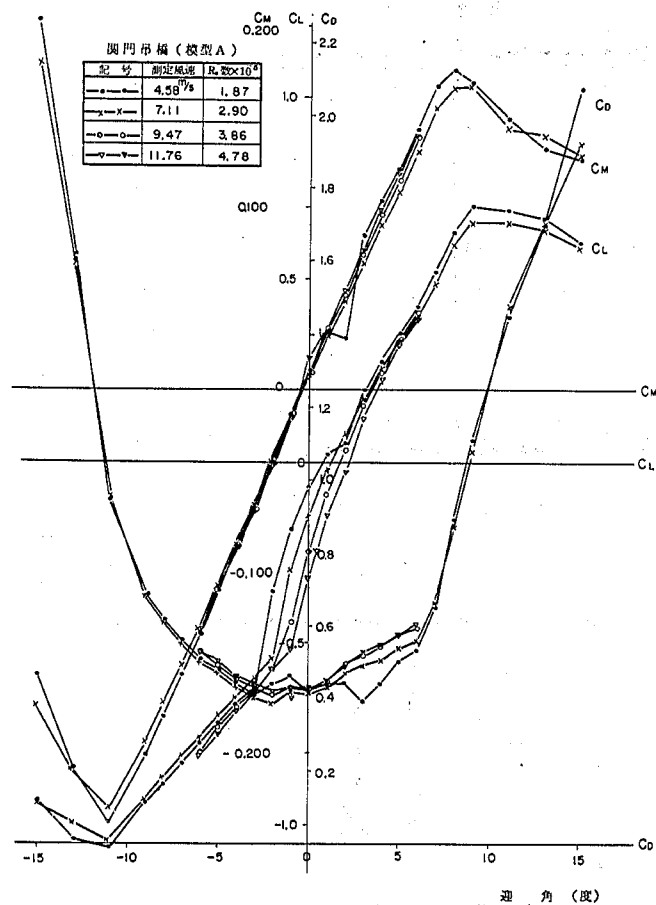


図-4.5.5 (その1)

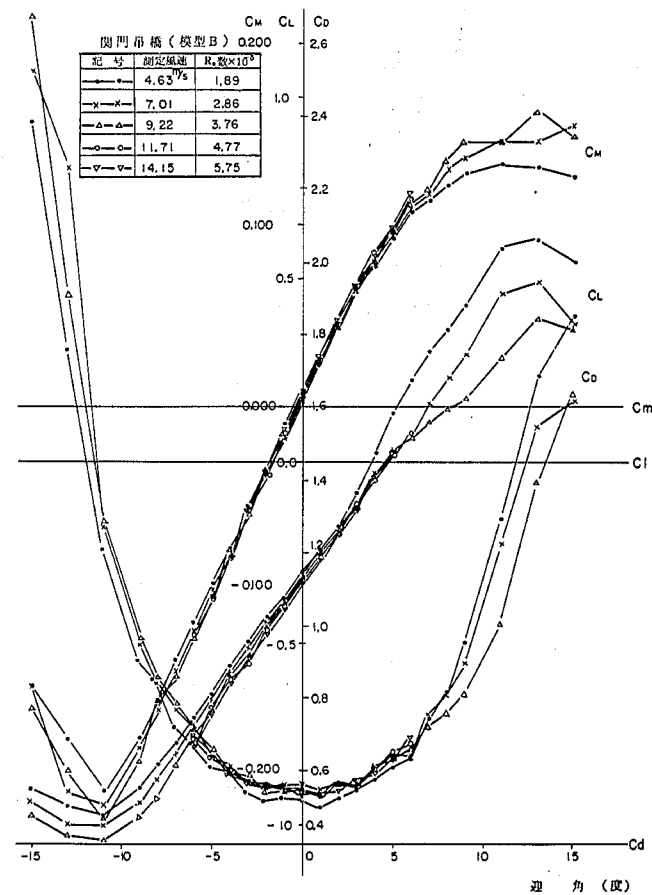


図-4.5.5 (その2)

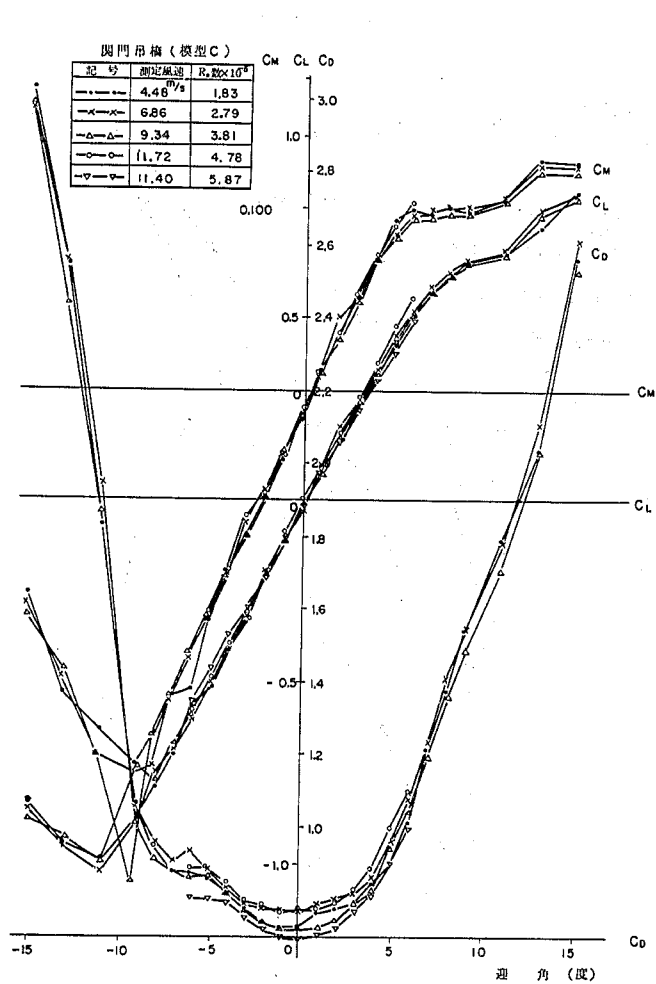


図-4.5.5 (その3)

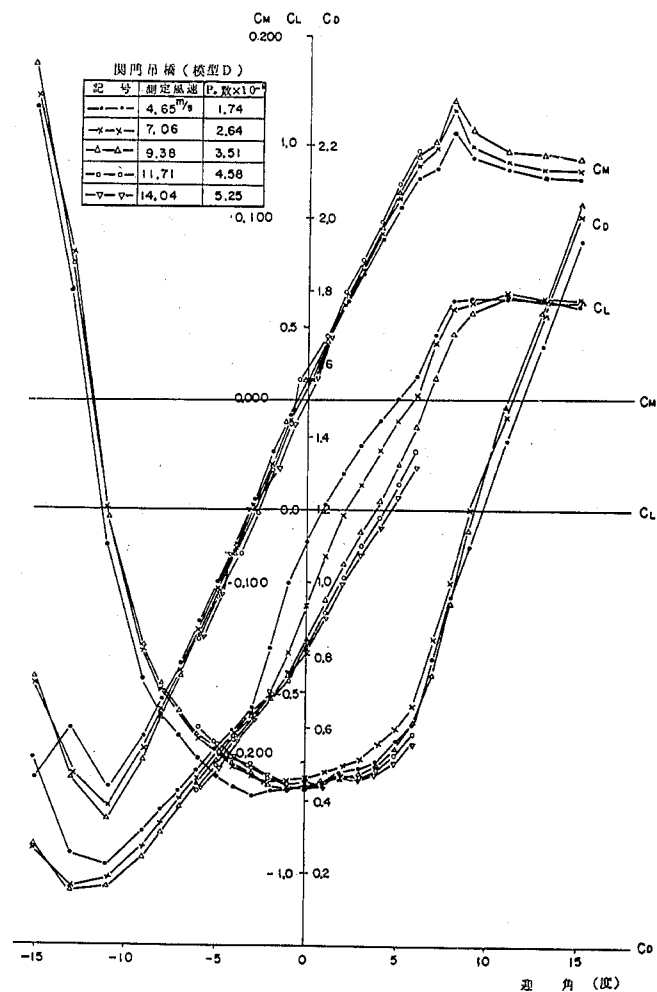


図-4.5.5 (その4)

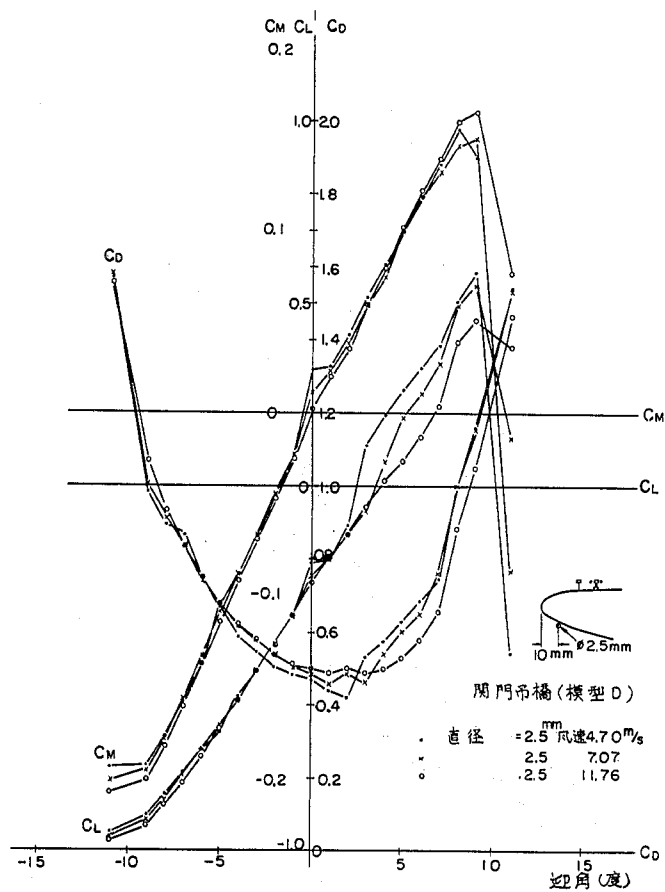


図-4.5.5(その5)

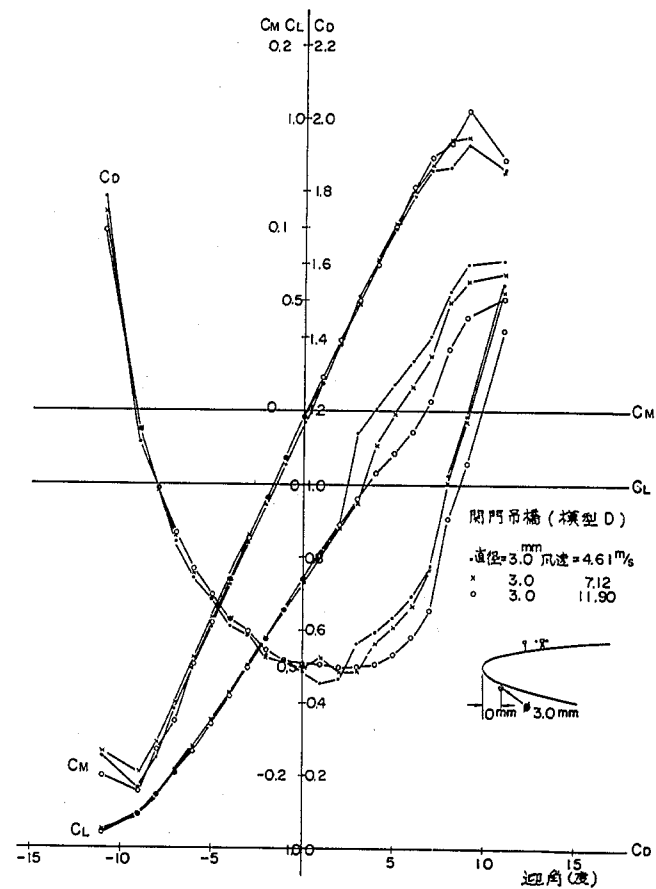


図-4.5.5(その6)

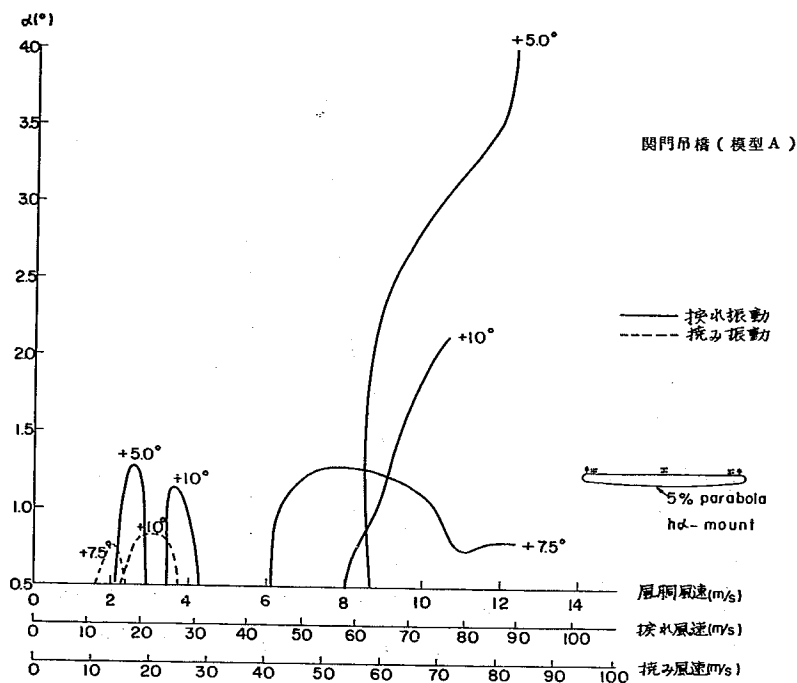


図-4.5.6 (その1)

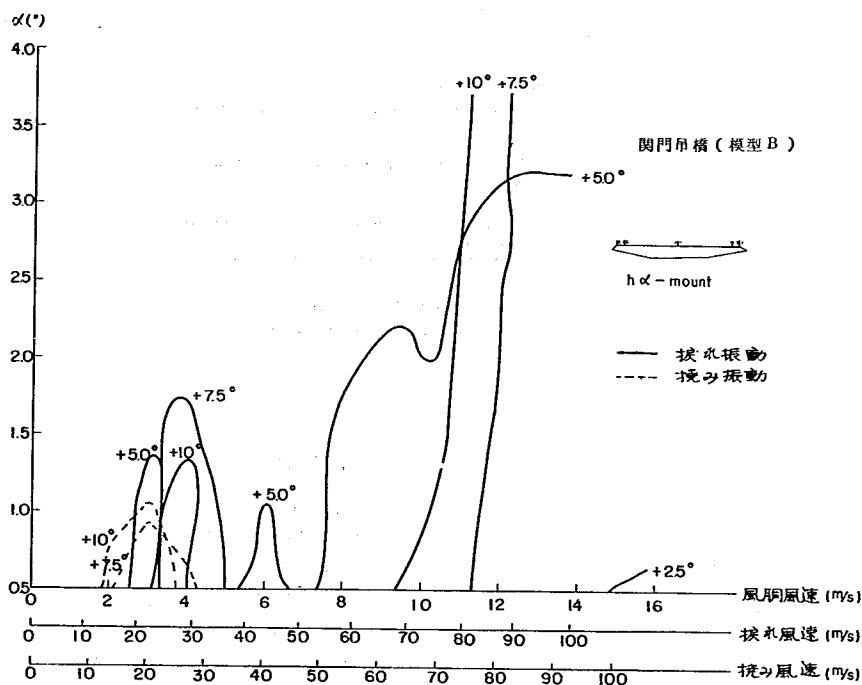


図-4.5.6 (その2)

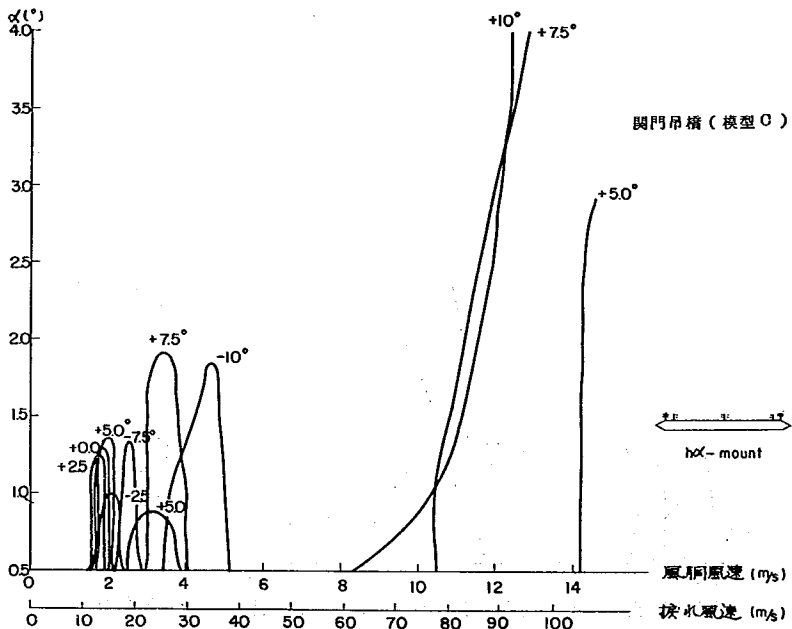


図-4.5.6 (その3)

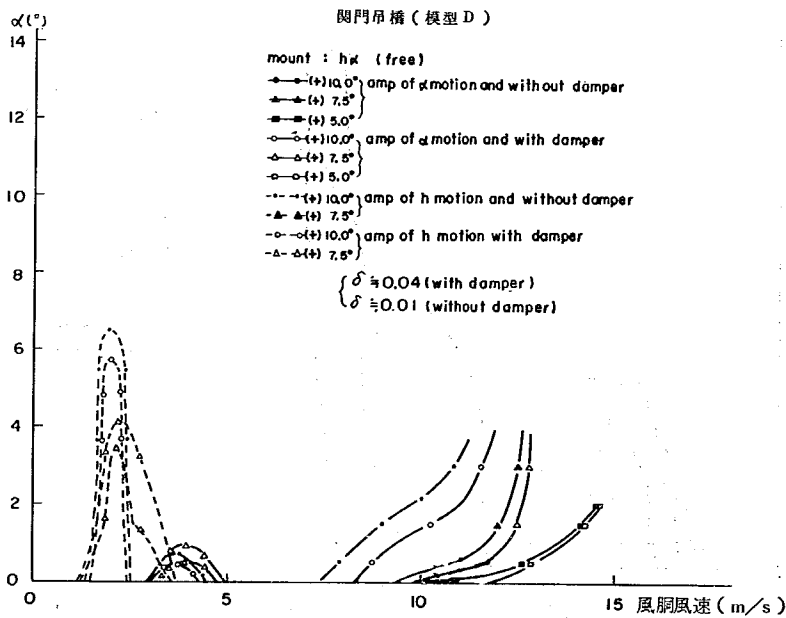


図-4.5.6 (その4)

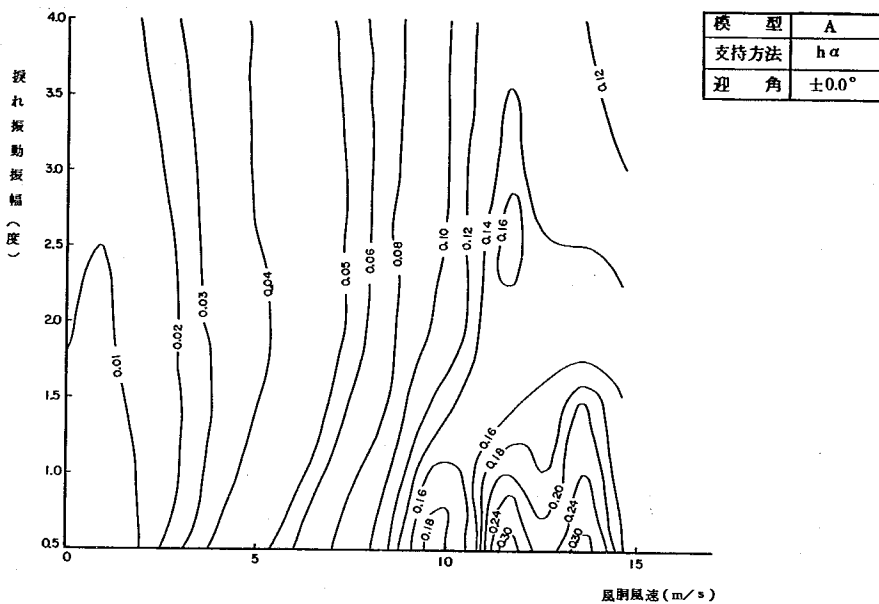


図-4.5.6 (その5)

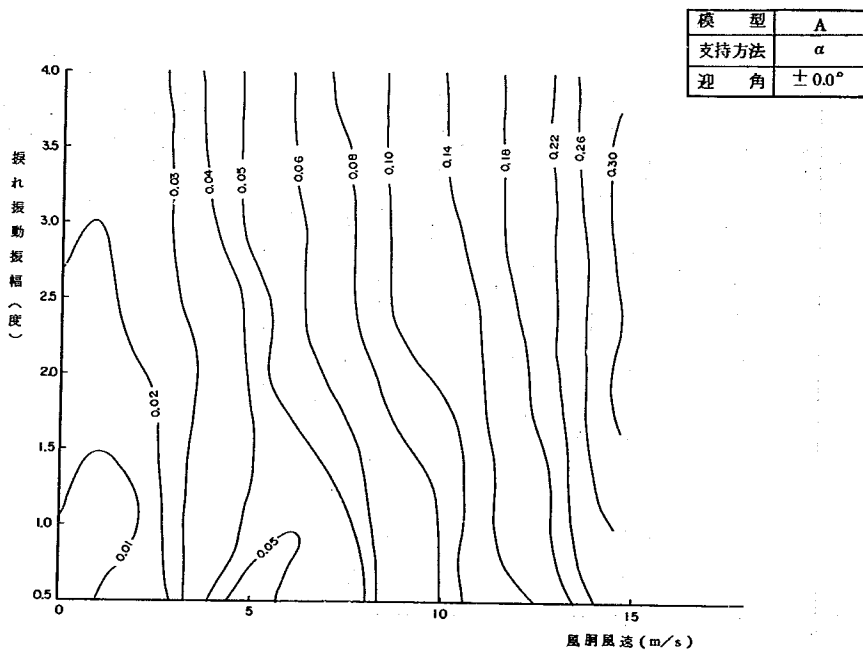


図-4.5.6 (その6)

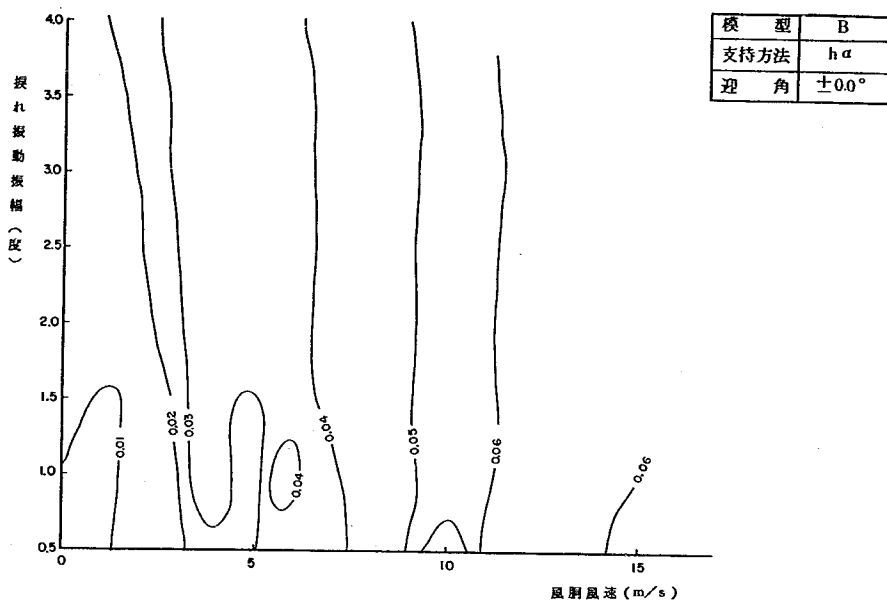


図-4.5.6 (その7)

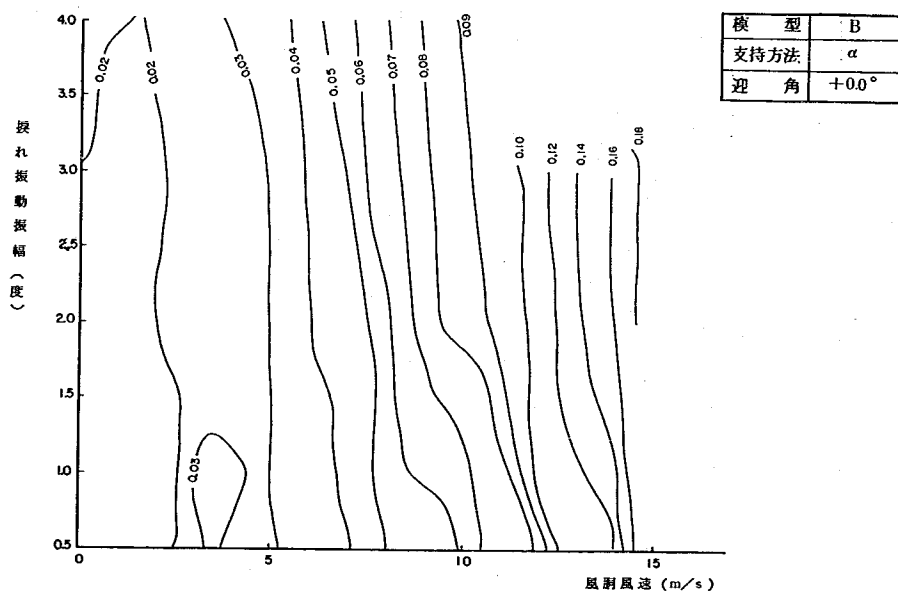


図-4.5.6 (その8)

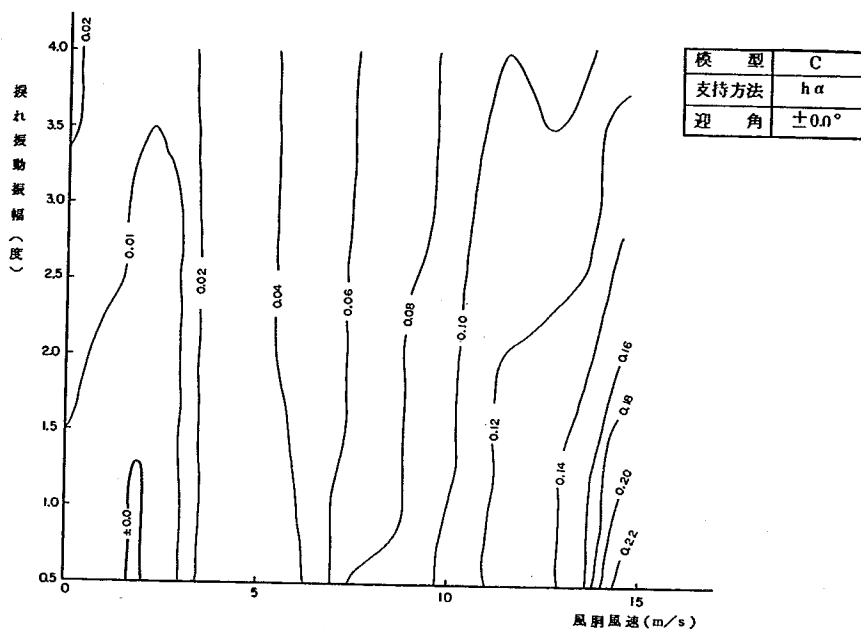


図-4.5.6 (その9)

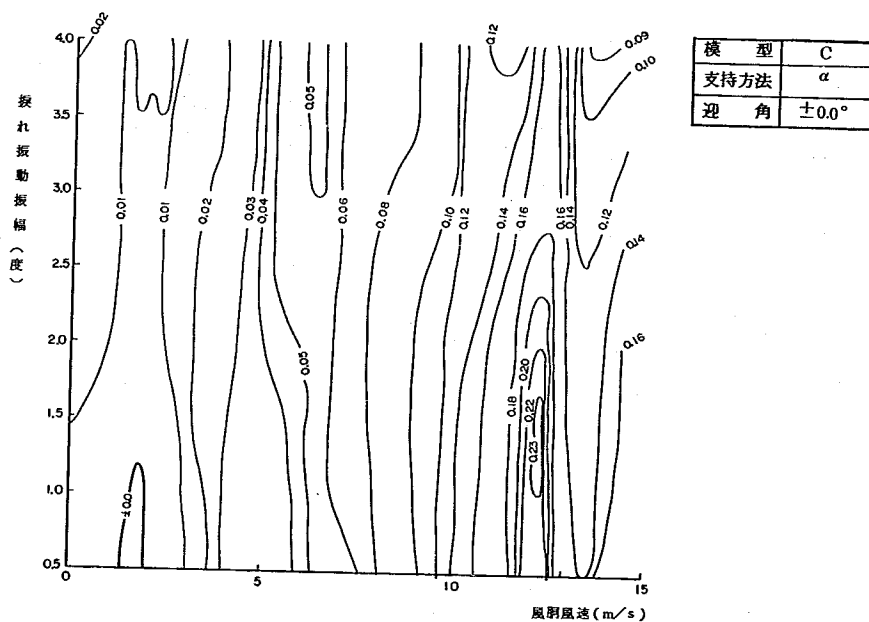


図-4.5.6 (その10)

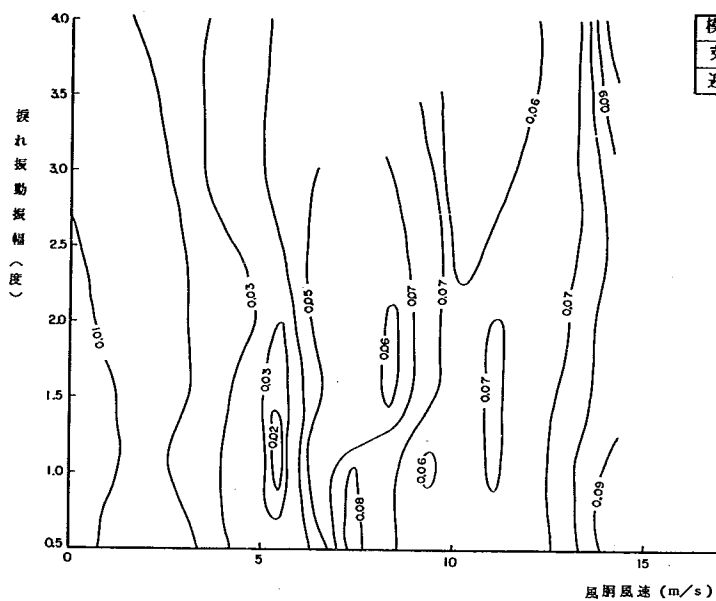


図-4.5.6 (その11)

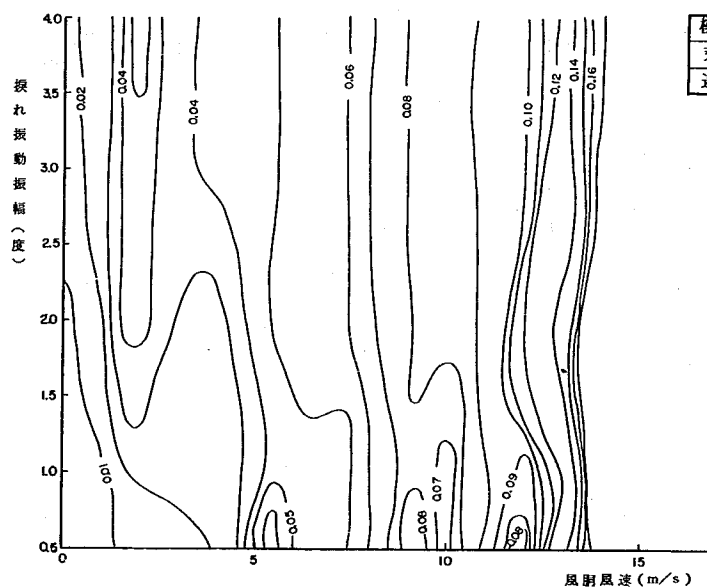


図-4.5.6 (その12)

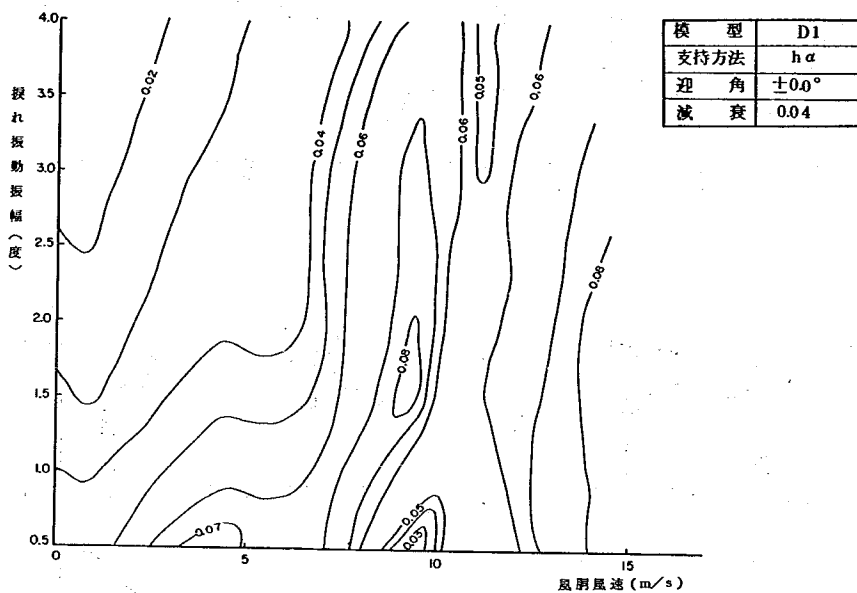


図-4.5.6 (その13)

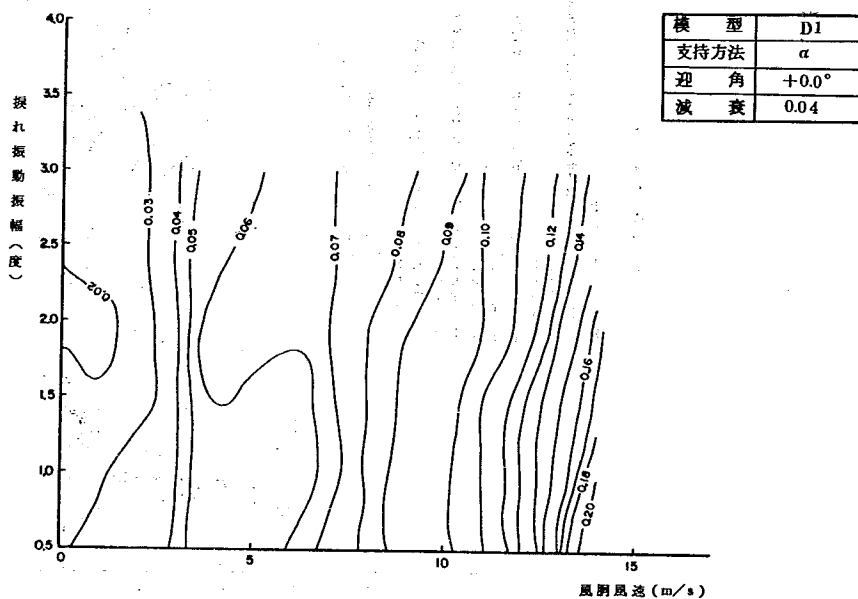


図-4.5.6 (その14)

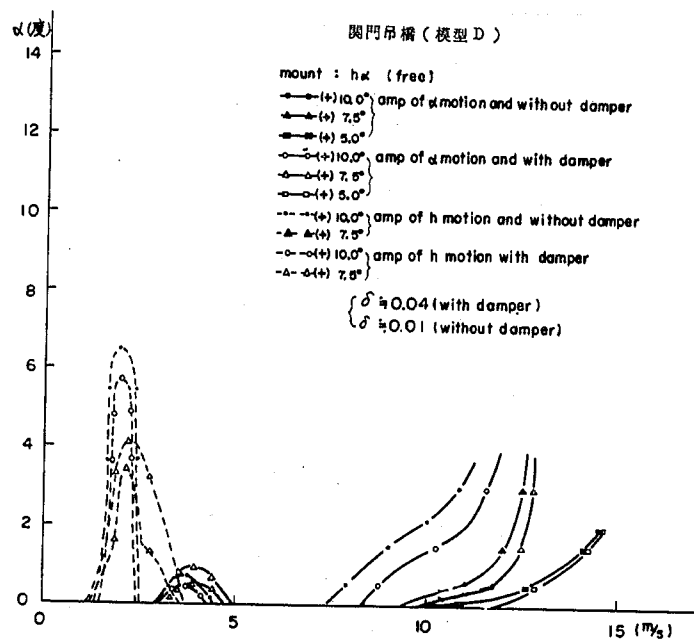


图 - 4 . 5 . 7

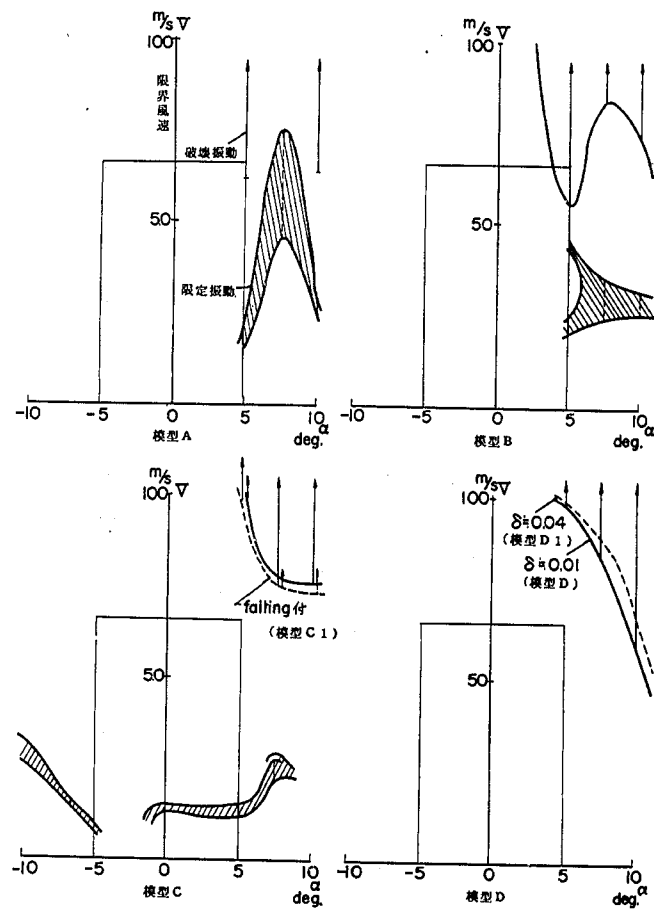


图 - 4 . 5 . 8

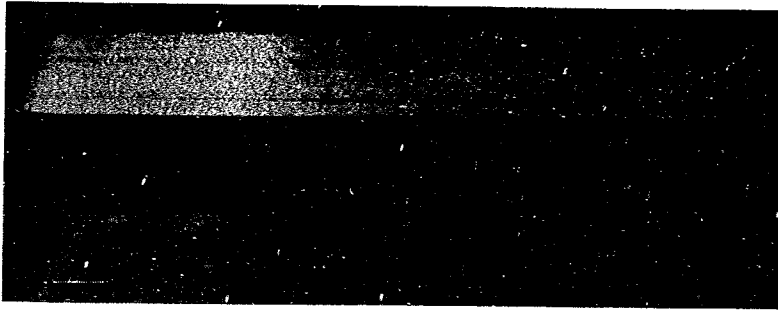


写真-4.5.1-1 模型 A

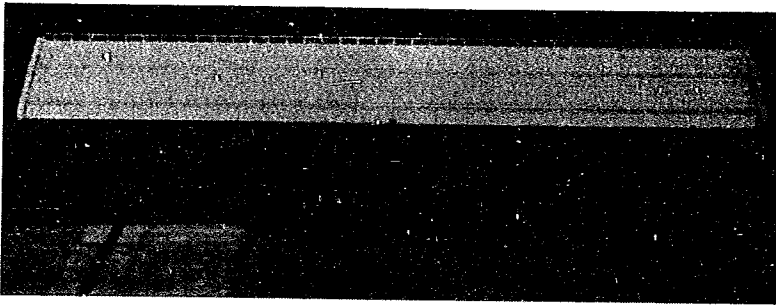


写真-4.5.1-2 模型 B

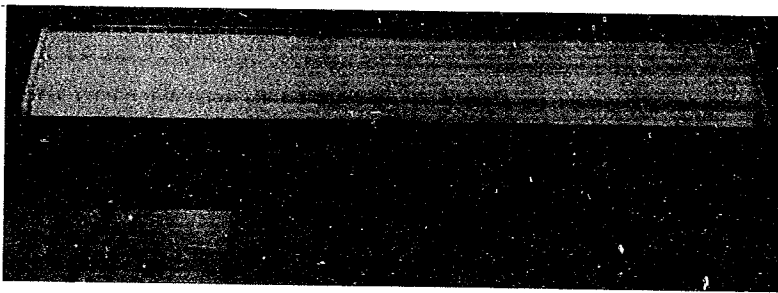


写真-4.5.1-3 模型 C

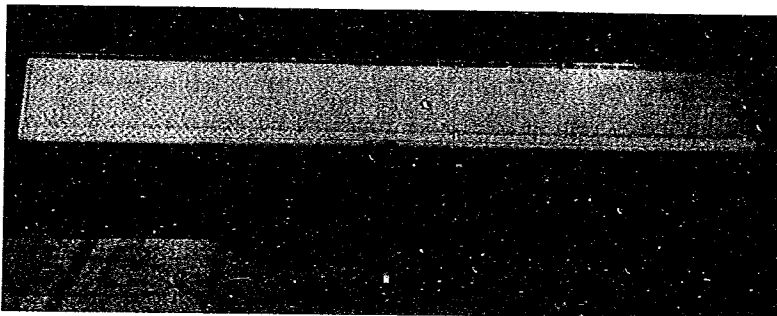


写真-4.5.1-4 模型 D

4.6 主塔の耐風性調査

4.6.1 ま え が き

本橋の耐風性の検討は設計の段階より土木研究所に委託され、風洞実験が実施されてきた。補剛形式についてはトラス補剛と箱桁補剛の2種に大別され実施された。而して風洞実験の結果および施工性等の現場条件を参照して種々検討の末、トラス補剛形式が採用された。

設計作業の進展と共に、架設段階での耐風性についても検討するよう求められ、主塔架設時の耐風性、吊足場の耐風性などの項目が追加された。

ここでは主塔に関しての耐風性調査の結果をとりまとめ報告する。内容は静的設計に採用した風荷重の妥討性を検討する資料を得ることを目的とした

(1) 部分・全体模型による空気力係数の測定

と、架設時の風に対する安定性および振動に対する対策を立案するための資料を得ることを目的とした

(2) 全体模型による空力安定性の検討

の2部からなる。

4.6.2 実 験 対 象

日本道路公団関門架橋工事事務所（以下では事務所と略す）より提示された主塔の原型は図-4.6.1の通りである。主塔頂のケーブルサドル、添接部材などの詳細は風洞実験を計画した時点では未だ決定していなかったので記入されていない。また、重量分布は実験の途中で変更があり、図の値に確定した。従って本報告書で用いられている固有振動数はこの剛性、質量分布について算出したものである。

主塔架設用の仮設備は受注業者によりそれぞれ異なった方式を使用するものと予想されたが、実験時には不明であった。そこで、実験では事務所より提示された図-4.6.2のクリーパークレーンが使用されるものとし、架設途中においてはこのクリーパークレーンが頂部に設置された状態で実験を行なった。クレーンの重量は事務所での仮定値200トンを用い、振動数の計算に際しては頂部に作用する集中荷重と考えた。

4.6.3 部分・全体模型による空気力係数の測定

1) 模型および実験方法

構造物に作用する風荷重は部材各部でその値を異にする。風荷重を構造物に加えて静的設計計算をする場合、小規模な構造物の場合には一様分布と仮定してもよいが、吊橋主塔のように高さの高い構造物では風荷重の分布を考慮した方が合理的である。従って、厳密には空気力を測定しようとする有効部分(active section)と空力的な補償のみをする補償部分(dummy section)とからなる全体模型を製作し有効部分に作用する空気力を測定することによって各部の風荷重を算定する必要がある。

しかしながら、この方法によると模型の構造が複雑になり、また現有の風洞では作用空気力が小さいため計測技術の上からも困難を伴うので実現はむづかしい。吊橋主塔の場合、作用空気力は塔頂近くでは頂部からの気流の回り込みのため3次元緩和効果があり、一方、中間部では2次元的な特性を示すことが予想される。頂部での気流のまわり込みがどの程度の縦横比(塔高/塔幅)まで及ぶか不明であるため、実験ではまわり込みの大きい塔頂部とその影響のない中間部について作用空気力を測定することとした。また、全体模

型についての空気力も計測することとした。従って模型は次の3種である。

模型A：塔頂部3.4.2 m分の部分模型

模型B：塔中間部2.9.5 m分の部分模型

模型C：全体模型

部分模型は檜材を用い縮尺1/100で製作した。使用した風洞天秤が3分力式（抗力・第1揚力・第2揚力）のため気流直角方向の水平分力は計測できない。そのため、模型は気流軸の垂直面に対して左右対称でなければならない。従って、各模型は2体ずつ製作した。模型Aに対しては端板は片側のみ、また模型Bに対しては両側に取付けて端部の条件を満足するようにした。端板は円形とし、その直径は700 mmとした。部分模型の天秤への取付要領は図-4.6.3の通りである。模型に対する気流の偏角は内側端板への模型の取付板を回転することにより変化させた。実験は次の条件の下で実施した。

部分模型についての計測値

は次式によって整理した。

	部分模型	全体模型
偏 角	0~90°, 5° 刻 み	0, 90°
風 速	10, 15, 20 m/s	15, 20 m/s

$$\left\{ \begin{array}{l} C_D = \frac{D}{\frac{1}{2} \rho V^2 \cdot A} \\ C_L = \frac{L}{\frac{1}{2} \rho V^2 \cdot B \cdot \ell} \\ C_M = \frac{M}{\frac{1}{2} \rho V^2 \cdot B^2 \cdot \ell} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{C}_D = \frac{D}{\frac{1}{2} \rho V^2 \cdot A} \\ \bar{C}_L = \frac{L}{\frac{1}{2} \rho V^2 \cdot B \cdot \ell} \\ \bar{C}_M = C_M \end{array} \right.$$

但し、各記号は次式による。

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{D} = D \cos \alpha + L \sin \alpha \\ \bar{L} = -D \sin \alpha + L \cos \alpha \\ \bar{M} = M \end{array} \right.$$

測定値に対して端板、吊線、天秤感度の補正を行なったが、模型による風洞測定部の閉塞効果の補正は行なわなかった。これは模型の占有面積が測定部の大きさに比べて無視できると考えたからである。

また、全体模型を用いての空気力の測定は塔頂部の反力より求めた。

II) 実験結果

部分模型についての実験結果を表4.6.1に列挙しておいた。

また、全体模型についての実験結果は表-4.6.2に掲げた。表中の抗力係数は模型全体で一定であると仮定して得られた値である。

III) 考 察

イ) 3分力係数について

得られた3分力係数は偏角と共に可成り激しい変動を示している。これは上流側塔柱とその背後の斜材、塔柱との干渉によるものと考えられる。単一部材の抗力係数についてはこれまで多くの研究者による実験結果が提出されており、その一例としてC. Scrutonの提案した係数を表-4.6.3に掲げておく。事務所より提示された原案の塔柱は幅/奥行の値が塔頂付近で1.3、塔基部付近で2.25となっている。これに対して実験値は塔頂部分で $C_D = 1.24$ 、塔中間部(幅/奥行=1.57)で $C_D = 2.52$ となった。模型Aの柱高/柱幅の値は約7.5であり、等辺角柱の場合には $2.0 \times 0.7 = 1.4$ という抗力係数値が与えられる。また幅/奥行が0.5の場合には $1.4 \times 0.7 = 0.98$ となる。背後の塔柱の寄与も当然考えられるが、実験値で見限りでは単柱の場合に近い。

ロ) 風 荷 重

設計風荷重の検討に便利のように3分力係数は風軸の他に塔体軸に関してのものも与えておいた。更に 5.35 m/s (設計風速)の風速に対する風荷重の推定値も表-4.6.1(その3~4)に掲げた。それにより橋軸方向並びに橋軸直角方向の風荷重が求められる。

設計に際しては風上側の塔柱による遮閉効果を考えずに一様に1.8の抗力係数を採用している。また、偏角をもった風に対してはそれぞれの成分の風荷重を合成して隅角部の応力を換算している。これらについては各偏角の風に対して橋軸方向および橋軸直角方向の分力を求め、これを用いて応力の検討をするのも一方法かと思う。

4.6.4 全体模型による空力安定性の検討

イ) 模型および実験方法

イ) 実験対象

主塔が架設中に風を受けてどのような挙動を示すかを知ることが、この実験の目的である。今回の実験では次の3つかの架設段階を想定して実験対象とした。

状態A：主塔の工事が終了し、独立塔となった状態、この状態ではケーブルは張られていない。

状態B：主塔の架設は終了したが、架設用のクレーンがまだ塔頂に設置されたままの状態。

状態C：主塔が高さ104.3m建設された状態。クレーンが頂部に搭載されている。

勿論、各状態において構造物は風力により曲げ振動あるいは捩れ振動を発生する可能性がある。従って、それらすべての現象が検討できるよう実験を行なうことが理想であるが、実験では以下に述べる理由により最低次の橋軸方向の曲げ振動を対象とした。

ロ) 模型と相似則

厳密に云えば上記の実験対象に対しては空力弾性模型を用いた実験を行なう必要がある。

その場合に要求される条件は外形の相似、質量、剛性および減衰性の分布の相似、ならびに下記の無

次元量が原型と模型とで同じ値となることである。

δ_s	構造減衰
$E/\rho V^2$	弾性
σ/ρ	密度比
gD/V^2	重力
$\rho VD/\mu$	レイノルズ数

勿論、振れ振動を対象とする場合にはそれに対する弾性、質量の相似の項を追加する必要がある

ところで、模型の縮尺が小さい場合にこれらの条件を満足する模型を製作することは適当な材料の入手、製作精度、経費の面で難点が多い。特に最も困難なことは模型の固有振動数および構造減衰を自由に調節できないことである。一般に模型の構造減衰は原型のそれよりも大きくなるのが常であり、従って、危険側の実験を強いられることとなる。

主塔の風による振動は橋軸方向の最低次の曲げ振動が主体であることは類似の実験から判っている。高次の曲げ振動および振れ振動は高風速時に発生するので架設段階ではあまり重要でないと考えられる。

以上に述べた理由から、実験では橋軸方向の最低次曲げ振動のみを対象とし、模型は剛体として製作し、ばね支持するよう計画した。従って、振動変位は線型となる。

次にこの場合の相似則を考えてみる。塔状構造物の場合、重力加速度の影響は無視できるので、対象となる物理量は次の7ヶと考えてよからう。

$$\delta_s, V, N, D, I, \rho, \mu$$

これに次元解析を施こせば、次の4ヶの無次元パラメータが得られる。

δ_s	構造減衰
V/ND	換算風速
$I/\rho D^5$	慣性
$\rho VD/\mu$	レイノルズ数

これらのうち、レイノルズ数の相似は今回使用した風洞では不可能であるが、角型部材 (bluff body) で構成されている構造物ではその影響が僅少であることが判明しているのので、これを無視する。従って、相似すべき無次元量は $\delta_s, V/ND, I/\rho D^5$ の3ヶのみとなる。

模型はアルミニウムの型材を芯として組み立て、これに剛性をもたせ、アクリルフォーム (発泡倍率20) を貼付して外形を整えた。また、クレーン・ワークは檜材で組み立てた。模型の縮尺は風洞の規模より1/60とした。模型の図面を図-4.6.4に掲げる。

風速の相似は換算風速が原型と模型で等しいという条件から

$$\left(\frac{V}{ND}\right)_m = \left(\frac{V}{ND}\right)_p$$

$$\therefore V_p = V_m \left(\frac{N_p}{N_m}\right) \cdot \left(\frac{D_p}{D_m}\right) = 60 V_m \left(\frac{N_p}{N_m}\right)$$

として求められる。

原型の曲げ振動数は Stodola の簡略計算法を用いて次のように算出された。

原型の状態	A	B	C
固有振動数	0.305%	0.288	0.479

ハ) 実験方法

模型は風洞測定部に倒立させて吊り、塔基部で自由に回転できるよう二重のピボットで支持した。模型を弾性支持するためのコイルスプリングは当初の計画では測定部の外側に設ける予定であったが適当なばね定数のものが得られなかったので止むを得ず、塔頂部近くに設けた。従って、スプリングは気流に曝されることになったが、その影響は僅少であるとする。測定部の上部に模型の支持棒を貫通させ、これに電磁ダンパーを取りつけて減衰性を加減できるようにした。模型の風洞への取付要領を図-4.6.5に示す。風洞風に対する模型の姿勢は同図に示すように定義した。偏角は状態Aにおいては $0 \sim 90^\circ$ の間を 5° 刻みで、状態Bおよび状態Cにおいてはクレーンの影響を考慮して $-90^\circ \sim +90^\circ$ の間を 5° 刻みでそれぞれ設定し、各偏角に対して風に対する安定性を検討した。風速は 0 m/s より約 12.5 m/s までの範囲とした。この風速は原型で最大約 65 m/s までの風について実験したことを意味する。

振動の検出は塔柱の頂部に埋込んだ2ヶの加速度計によって行なった。計測装置については図4.6.6を参照されたい。

II) 実験結果

実験の結果を表-4.6.4にまとめた。それによると主塔は橋軸直角方向の風に最も敏感に反応し、偏角が増大すると共に最大振幅は減少し偏角 20° 以上では振動を発生しないことが理解されよう。表中に電磁ダンパーの効果についても記したが、これは振幅と減衰性の関係を調べるために行なったものであり、“初期”の項には付加減衰力を与えない場合の系の固有の減衰性と通風時の最大振幅を、また“最後”の項には付加減衰力を与えた時の系の減衰性と発生した最大振幅を表わす。この関係をより詳細に調べた例を図-4.6.7に掲げる。

III) 考察

イ) 振動の特性

上述したように関門吊橋の主塔は比較的低風速で可成りの振幅をもった振動が発生することが予想される。この振動の原因を調べるため、不安定性を示した偏角および風速において模型を固定し、塔頂より 50 cm 、 100 cm 、 150 cm の3層より流下する後流中に含まれる渦の周波数を計測した。測定は熱線風速計のプローブを下流側塔柱より約 10 cm 下流に設置し、水平方向にトラバースして最も安定した記録の得られる位置に固定して行なった。後流中における渦の卓越周期を求めるためには、実時間相関計を用いて熱線風速計の出力の自己相関 (autocorrelation) を計測することにより行なった。得られた記録の一例を図-4.6.8に、また、これらの記録から求められたStouhal 数を表-4.6.5に示す。この場合、代表長として1塔柱の垂直投影幅を採った。これを既往のデータと対応させたものが図-4.6.9である。結果は非常に良い精度で一致している。

次に3分力係数のうち揚力係数について調べてみると塔中間部模型の場合には偏角約 20° 以内では係数は偏角に対して負の勾配を有していることが判る。これは橋軸直角方向より風が吹いた場合、容易

に振動を起こす可能性のあることを示している。

以上を総合して関門吊橋主塔は橋軸直角方向またはこれに近い角度より風を受けた場合、渦による周期外力によっていわゆる風琴振動を誘起され、また、高風速においては跳躍振動を発生する可能性があることが予想される。

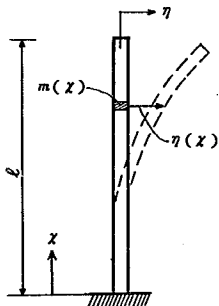
ロ) 振動の抑制方法

実際に主塔がどの程度の振幅で振動するかを予想することは、構造物に作用する風の性質、構造物自身の振動減衰特性が未知であるので容易ではない。鋼製の塔の構造減衰は本州四国連絡橋耐風設計指針によると対数減衰率で0.02を採用するよう規定されており、独立塔の場合には風向によっては振動は発生するものと覚悟しなければならない。而して、振動によって生ずる作業員の船酔い現象やこれに伴って生ずる事故を未然に防止するためには何らかの方法で振動振幅を低減する必要がある。このための手段としては次の3つが考えられる。

- (1) 一時的に塔体に付加物を取りつけ断面の形を変えて空気力を減少させる方法(空気力の減少)
- (2) ステーなどを取りつけ、一時的に主塔の剛性を高める方法(剛度の増加)
- (3) 付加装置により減衰性を高める方法(減衰性の増加)

ここでは(3)の場合についてのみ考えてみる。

左図において振動振幅を $\eta = \eta(x) \sin \omega t$ とおくと、系の運動エネルギーは



$$W = \frac{1}{2} \omega^2 \int_0^l m(x) \cdot \eta(x)^2 \cos^2 \omega t dx$$

$$\therefore W_{\text{ave}} = \frac{1}{2} \omega^2 \int_0^l m(x) \cdot \eta(x)^2 dx$$

第 n サイクルに対しては

$$W_n = \frac{1}{2} \omega^2 \int_0^l m(x) \eta_n(x)^2 dx$$

第 (n+1) サイクルに対しては

$$W_{n+1} = \frac{1}{2} \omega^2 \int_0^l m(x) \eta_{n+1}(x)^2 dx$$

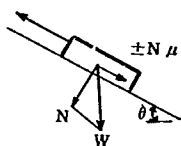
一方、対数減衰率は次式で定義されている。

$$\delta = \log_e \frac{\eta_n(x)}{\eta_{n+1}(x)} \quad \therefore \eta_n(x) = \eta_{n+1}(x) e^{\delta}$$

この式を W_n の式に代入すると

$$e^{2\delta} = \frac{W_n}{W_{n+1}} = \frac{W_{n+1} + \Delta W}{W_{n+1}} = 1 + \frac{\Delta W}{W_{n+1}} = 1 + 2\delta + \frac{(2\delta)^2}{2} + \dots$$

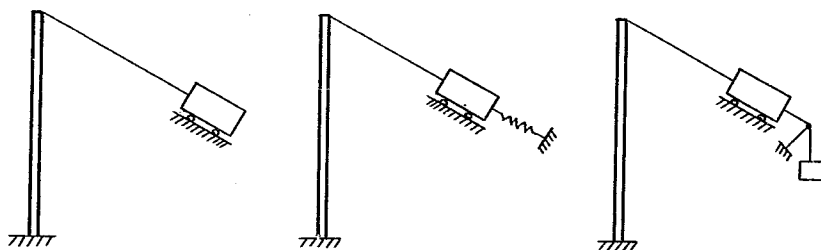
$$\therefore \delta = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta W}{W_{n+1}} \approx \frac{1}{2} \frac{\Delta W}{W_n}$$



構造物の対数減衰率 δ が δ_1 のときの最大振幅を $\eta_1(\ell)$ とする。もしも構造物のもつ減衰率 δ_2 が δ_1 より小さければ $\delta_1 - \delta_2 = \Delta\delta$ に相当する付加減衰を与えなければ振幅は $\eta_1(\ell)$ にはならない。 $\Delta\delta$ に相当する付加減衰を左図のような Coulomb 摩擦によって与えてみる。この場合、1 サイクル当りの吸収エネルギーは $\Delta W = 4 \eta_1(\ell) N \mu$ となるので、これを前頁の式に代入すると

$$N = \frac{\Delta \delta W_0}{2 \eta_1(\ell) \mu}$$

として、荷重が求められる。ここで注意しなければならないのは付加減衰用の重錘は塔の運動に常に追従することが必要であり、従って重錘を下図のように傾斜した台に載せるか或いはばね、または均衡重錘で支持することが必要となろう。試算の結果では作業に支障のない程度の振幅に抑えるためには数トン乃至10数トンのコンクリートブロックが必要となる。



制御装置の例

参考文献

- (1) C. Scruton & C. W. Newberry
On the estimation of wind loads for building and structural design
Proc. ICE, June, 1963
- (2) R. H. Scanlan & R. Rosenbaum
Introduction to the study of aircraft vibration and flutter
Macmillan Company, 1951
- (3) D. R. Leonard
Human tolerance levels for bridge vibration
RRL Report No. 34
- (4) H. Nakaguchi et al.
An experimental study on aerodynamic drag of rectangular cylinders
Jour. of SASN, Jan., 1968
- (5) G. V. Parkinson
Aeroelastic galloping in one degree of freedom
Symposium at NPL in 1965
- (6) C. V. Parkinson, N. P. H. Books
On the aeroelastic instability of bluff cylinders

Trans. of ASME, June 1961

- (7) G.V. Parkinson, J.D. Smith

An aeroelastic oscillator with two stable limit cycles

Trans. of ASME, June 1962

- (8) G.V. Parkinson, J.D. Smith

The square prism as an aeroelastic non-linear oscillator

Quart. Journ. Mech. and Applied Math. Vol. 17, Part 2 1964

- (9) M. Novak

Aeroelastic galloping of prismatic bodies

Proc. of ASCE, Feb. 1968

- (10) 建設省土木研究所構造研究室

関門吊橋主塔の耐風性に関する実験報告

昭和44年5月, 土研資料-538, Aero. 7, ST. Section

表-4.6.1(その1) 三分力係数(風軸)

(主塔頂部)

偏角 (度)	抵抗力係数				揚力係数				空力モーメント係数			
	10(m/s)	15	20	平均	10	15	20	平均	10	15	20	平均
0	1.23	1.25	1.24	1.24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	1.40	1.43	1.44	1.42	-0.023	-0.023	-0.023	-0.023	0.0139	0.0143	0.0146	0.0143
10	1.78	1.83	1.81	1.81	-0.009	-0.009	-0.009	-0.009	0.0168	0.0175	0.0179	0.0174
15	2.18	2.23	2.23	2.21	0.027	0.023	0.026	0.025	0.0146	0.0146	0.0143	0.0145
20	2.37	2.40	2.43	2.40	0.042	0.044	0.046	0.044	0.0241	0.0247	0.0254	0.0248
25	2.62	2.67	2.68	2.66	-0.003	-0.009	0.000	-0.004	0.0102	0.0182	0.0108	0.0131
30	2.90	2.94	2.95	2.93	-0.041	-0.040	-0.023	-0.035	-0.0015	-0.0006	0.0188	0.0056
35	3.21	3.35	3.28	3.28	-0.075	-0.046	-0.073	-0.065	-0.0080	-0.0068	-0.0059	-0.0069
40	3.98	3.68	3.68	3.78	-0.100	-0.099	-0.097	-0.099	-0.0168	-0.0143	-0.0135	-0.0149
45	3.81	3.96	3.94	3.90	-0.112	-0.113	-0.111	-0.112	-0.0227	-0.0205	-0.0199	-0.0210
50	4.05	4.03	4.07	4.05	-0.120	-0.120	-0.120	-0.120	-0.0263	-0.0260	-0.0229	-0.0251
55	3.88	3.88	3.88	3.88	-0.134	-0.130	-0.128	-0.131	-0.0270	-0.0260	-0.0245	-0.0258
60	3.78	3.90	3.91	3.86	-0.146	-0.147	-0.148	-0.147	-0.0270	-0.0263	-0.0256	-0.0263
65	3.91	3.99	4.01	3.97	-0.172	-0.171	-0.170	-0.171	-0.0256	-0.0250	-0.0265	-0.0257
70	4.10	4.17	4.14	4.14	-0.196	-0.196	-0.191	-0.194	-0.0249	-0.0244	-0.0232	-0.0242
75	4.14	4.21	4.22	4.19	-0.210	-0.208	-0.206	-0.208	-0.0212	-0.0201	-0.0176	-0.0196
80	4.52	4.57	4.54	4.54	-0.127	-0.122	-0.123	-0.124	-0.0168	-0.0143	-0.0137	-0.0149
85	4.63	4.74	4.77	4.72	-0.057	-0.055	-0.055	-0.056	-0.0110	-0.0088	-0.0079	-0.0092
90	4.79	4.79	4.79	4.79	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

表-4.6.2 (その2) 三分力係数 (風軸)

〔主塔中間部〕

偏角 (度)	抗力係数				揚力係数				空力モーメント係数			
	10 (m/s)	15	20	平均	10	15	20	平均	10	15	20	平均
0	2.43	2.56	2.58	2.52	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	2.61	2.76	2.78	2.72	0.011	0.011	0.011	0.011	0.0017	0.0042	0.0043	0.0034
10	2.80	2.93	2.98	2.90	0.030	0.030	0.011	0.024	0.0119	0.0119	0.0109	0.0116
15	2.69	2.78	2.85	2.77	0.063	0.072	0.060	0.065	0.0230	0.0123	0.0219	0.0191
20	2.39	2.51	2.52	2.47	0.108	0.111	0.186	0.135	0.0367	0.0353	0.0360	0.0360
25	2.56	2.65	2.70	2.64	0.062	0.067	0.068	0.066	0.0205	0.0207	0.0213	0.0208
30	2.60	2.69	2.71	2.67	0.034	0.033	0.034	0.034	0.0051	0.0069	0.0072	0.0064
35	2.81	2.82	2.88	2.84	0.013	0.010	0.013	0.012	-0.0034	-0.0046	-0.0017	-0.0032
40	2.89	2.98	2.99	2.95	-0.002	-0.001	-0.001	-0.001	-0.0094	-0.0100	-0.0083	-0.0092
45	3.00	3.04	3.09	3.04	-0.014	-0.013	-0.013	-0.013	-0.0145	-0.0142	-0.0143	-0.0143
50	2.98	3.11	3.15	3.08	-0.034	-0.028	-0.025	-0.029	-0.0068	-0.0119	-0.0134	-0.0107
55	3.61	3.71	3.46	3.59	-0.015	-0.006	-0.022	-0.014	-0.0094	0.0027	-0.0040	-0.0036
60	3.63	3.71	3.73	3.69	-0.018	-0.010	-0.011	-0.013	0.0043	0.0077	0.0074	0.0065
65	3.52	3.54	3.59	3.55	-0.047	-0.044	-0.044	-0.045	0.0009	0.0027	0.0021	0.0019
70	3.31	3.39	3.43	3.38	-0.098	-0.060	-0.099	-0.086	-0.0085	-0.0050	-0.0085	-0.0073
75	3.26	3.23	3.23	3.24	-0.159	-0.164	-0.144	-0.156	-0.0102	-0.0081	-0.0281	-0.0155
80	3.28	3.45	3.49	3.41	-0.105	-0.104	-0.102	-0.104	-0.0043	-0.0058	-0.0068	-0.0056
85	3.55	3.61	3.61	3.59	-0.046	-0.048	-0.046	-0.047	-0.0026	-0.0038	-0.0032	-0.0032
90	3.56	3.64	3.68	3.63	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

表-4.6.1(その3) 三分力係数(塔体軸)

(主塔頂部)

偏角 (度)	抗力係数 ($\bar{C}_D$)				揚力係数 ($\bar{C}_L$)				空力モーメント係数 ($\bar{C}_M$)				風荷重(塔体軸)		
	10(m/s)	15	20	平均	10	15	20	平均	10	15	20	平均	抗力 ¹⁾ (Kg/m)	揚力 ²⁾ (Kg/m)	空力 モーメント (Kg·m/m)
0	1.23	1.25	1.23	1.24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	932	0	0
5	1.38	1.41	1.43	1.41	-0.039	-0.040	-0.040	-0.040	0.0139	0.0143	0.0146	0.0143	1,059	-234	2,735
10	1.74	1.79	1.76	1.76	-0.052	-0.054	-0.053	-0.053	0.0168	0.0175	0.0179	0.0174	1,322	-310	3,328
15	2.22	2.19	2.15	2.19	-0.052	-0.059	-0.078	-0.063	0.0146	0.0146	0.0143	0.0145	1,645	-369	2,774
20	2.33	2.36	2.39	2.36	-0.074	-0.074	-0.073	-0.074	0.0241	0.0247	0.0254	0.0248	1,773	-433	4,744
25	2.37	2.39	2.42	2.39	-0.157	-0.166	-0.158	-0.160	0.0102	0.0182	0.0108	0.0131	1,796	-936	2,506
30	2.02	2.66	2.51	2.40	-0.210	-0.262	-0.207	-0.226	-0.0015	-0.0006	0.0188	0.0056	1,803	-1,322	1,071
35	2.32	2.55	2.63	2.50	-0.319	-0.307	-0.321	-0.316	-0.0080	-0.0068	-0.0059	-0.0069	1,878	-1,849	-1,320
40	2.59	2.36	2.36	2.44	-0.435	-0.407	-0.404	-0.415	-0.0168	-0.0143	-0.0135	-0.0149	1,833	-2,428	-2,850
45	2.13	2.23	2.71	2.36	-0.457	-0.472	-0.468	-0.466	-0.0227	-0.0205	-0.0199	-0.0210	1,773	-2,726	-4,017
50	1.95	1.93	1.95	1.94	-0.512	-0.509	-0.523	-0.515	-0.0263	-0.0260	-0.0229	-0.0251	1,458	-3,013	-4,801
55	1.44	1.46	1.47	1.46	-0.522	-0.520	-0.517	-0.520	-0.0270	-0.0260	-0.0245	-0.0258	1,097	-3,042	-4,935
60	0.99	1.04	1.03	1.02	-0.532	-0.547	-0.547	-0.542	-0.0270	-0.0263	-0.0256	-0.0263	766	-3,171	-5,031
65	0.54	0.58	0.76	0.63	-0.569	-0.579	-0.630	-0.593	-0.0256	-0.0250	-0.0265	-0.0257	473	-3,469	-4,916
70	0.08	0.11	0.14	0.11	-0.606	-0.616	-0.609	-0.610	-0.0249	-0.0244	-0.0232	-0.0242	83	-3,568	-4,629
75	-0.37	-0.35	-0.33	-0.35	-0.614	-0.624	-0.623	-0.620	-0.0212	-0.0201	-0.0176	-0.0196	-263	-3,627	-3,749
80	-0.12	-0.06	-0.08	-0.09	-0.645	-0.652	-0.646	-0.648	-0.0168	-0.0143	-0.0137	-0.0149	-68	-3,791	-2,850
85	0.00	0.02	-0.02	0.00	-0.651	-0.667	-0.669	-0.662	-0.0110	-0.0088	-0.0079	-0.0092	0	-3,872	-1,760
90	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.671	-0.671	-0.658	-0.667	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0	-3,902	0

1) $\bar{D} = \frac{1}{2} \rho V^2 \cdot \bar{C}_D \cdot A$ において $\rho = 0.125 \text{ Kg} \cdot \text{sec}^2 \cdot \text{m}^{-4}$, $V = 53.5 \text{ m/s}$, $A = 42 \text{ m}^2/\text{m}$ として算出

2) $\bar{L} = \frac{1}{2} \rho V^2 \cdot \bar{C}_L \cdot B$ において $\rho = 0.125 \text{ Kg} \cdot \text{sec}^2 \cdot \text{m}^{-4}$, $V = 53.5 \text{ m/s}$, $B = 32.7 \text{ m}$ として算出

3) $\bar{M} = \frac{1}{2} \rho V^2 \cdot \bar{C}_M \cdot B^2$ において $\rho = 0.125 \text{ Kg} \cdot \text{sec}^2 \cdot \text{m}^{-4}$, $V = 53.5 \text{ m/s}$, $B = 32.7 \text{ m}$ として算出

表-4.6.1 (その4) 三分力係数 (塔体軸)

(主塔中間部)

偏角 (度)	抗力係数 ($\bar{D}_0$)				揚力係数 ($\bar{C}_L$)				空力モーメント係数 ($\bar{C}_M$)				風荷重 (塔体軸)		
	10(m/s)	15	20	平均	10	15	20	平均	10	15	20	平均	抗力 (Kg/m)	揚力 (Kg/m)	空力 モーメント (Kg·m/m)
0	2.43	2.56	2.58	2.52	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	3,246	0	0
5	2.60	2.76	2.77	2.71	-0.023	-0.024	-0.025	-0.024	0.0017	0.0042	0.0043	0.0034	3,491	-140	650
10	2.80	2.91	2.94	2.88	-0.043	-0.047	-0.067	-0.052	0.0119	0.0119	0.0109	0.0116	3,709	-304	2,219
15	2.71	2.81	3.89	2.80	-0.043	-0.038	-0.052	-0.044	0.0230	0.0123	0.0219	0.0191	3,606	-257	3,654
20	2.49	2.61	2.44	2.51	-0.020	-0.024	-0.046	-0.030	0.0367	0.0353	0.0360	0.0360	3,233	-175	6,886
25	2.50	2.59	2.72	2.60	-0.105	-0.107	-0.109	-0.107	0.0205	0.0207	0.0213	0.0203	3,349	-626	3,883
30	2.37	2.44	2.46	2.42	-0.165	-0.172	-0.172	-0.170	0.0051	0.0069	0.0072	0.0064	3,147	-994	1,224
35	2.35	2.35	2.40	2.37	-0.230	-0.234	-0.236	-0.233	-0.0034	-0.0046	-0.0017	-0.0032	3,053	-1,363	-612
40	2.20	2.27	2.28	2.25	-0.279	-0.287	-0.288	-0.285	-0.0094	-0.0100	-0.0083	-0.0092	2,898	-1,667	-1,760
45	2.06	2.09	2.12	2.09	-0.327	-0.330	-0.335	-0.331	-0.0145	-0.0142	-0.0143	-0.0143	2,692	-1,936	-2,735
50	1.74	1.85	1.89	1.83	-0.363	-0.374	-0.377	-0.371	-0.0068	-0.0119	-0.0134	-0.0107	2,357	-2,170	-2,047
55	1.99	2.09	1.86	1.98	-0.451	-0.457	-0.436	-0.448	-0.0094	0.0027	-0.0040	-0.0036	2,550	-2,621	-689
60	1.71	1.80	1.80	1.77	-0.479	-0.485	-0.487	-0.484	0.0043	0.0077	0.0074	0.0065	2,280	-2,831	-1,243
65	1.25	1.23	1.25	1.24	-0.497	-0.462	-0.503	-0.487	0.0009	0.0027	0.0021	0.0019	1,597	-2,849	-363
70	0.52	0.78	0.54	0.61	-0.498	-0.496	-0.546	-0.513	-0.0085	-0.0050	-0.0085	-0.0073	786	-3,001	-1,396
75	-0.18	0.22	-0.10	-0.02	-0.512	-0.509	-0.502	-0.508	-0.0102	-0.0081	-0.0281	-0.0155	-26	-2,972	-2,965
80	-0.12	-0.09	-0.07	-0.09	-0.501	-0.526	-0.531	-0.519	-0.0043	-0.0058	-0.0068	-0.0056	-116	-3,036	-1,071
85	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.533	-0.542	-0.541	-0.538	-0.0026	-0.0038	-0.0032	-0.0032	-13	-3,147	-612
90	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.532	-0.544	-0.548	-0.541	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0	-3,165	0

- 1) $\bar{D} = \frac{1}{2} \rho V^2 \cdot \bar{C}_D$ A において $\rho = 0.125 \text{ kg} \cdot \text{sec}^2 \cdot \text{m}^{-4}$, $V = 53.5 \text{ m/s}$, $A = 7.2 \text{ m}^2/\text{m}$ として算出
- 2) $\bar{L} = \frac{1}{2} \rho V^2 \cdot \bar{C}_L$ B において $\rho = 0.125 \text{ kg} \cdot \text{sec}^2 \cdot \text{m}^{-4}$, $V = 53.5 \text{ m/s}$, $B = 32.7 \text{ m}$ として算出
- 3) $\bar{M} = \frac{1}{2} \rho V^2 \cdot \bar{C}_M$ B² において $\rho = 0.125 \text{ kg} \cdot \text{sec}^2 \cdot \text{m}^{-4}$, $V = 53.5 \text{ m/s}$, $B = 32.7 \text{ m}$ として算出

表-4.6.2 全体模型の実験結果

偏 角	風 速	塔頂反力	抗力係数
0°	15 ^{m/s}	6.98 ^{Kg}	1.91
	20	12.40	1.93
90°	15	2.64	1.76
	20	4.66	1.77

表-4.6.3 角型材の抗力係数 (C.Scrutonによる)

形 状	抗力係数	修 正 係 数	
		高さ／幅	係 数
→ 	2.0	0 ~ 4	0.6
→ 	2.0	4 ~ 8	0.7
→ 	1.4	8 ~ 40	0.8
→ 	2.2	40 <	1.0

表-4.6.4 実験結果

状態 A

偏 角 (度)	風 速 (m/s)	振 幅 (cm)	備 考																													
0	11.60	0	無風時 $\delta = 0.028$ $f = 3.45\%$ 風速換算比 5.31 振幅換算比 60 電磁ダンパーの効果																													
	11.79	28.2																														
	12.16	40.2																														
	13.03	48.6																														
	13.45	47.3																														
	13.56	42.6																														
	16.21	3.0																														
	18.29	0																														
5	12.50	1.8	<table><tr><th rowspan="2">偏 角</th><th colspan="2">初 期</th><th colspan="2">最 終</th></tr><tr><th>δ</th><th>振 幅</th><th>δ</th><th>振 幅</th></tr><tr><td>0</td><td>0.028</td><td>48.6^{cm}</td><td>0.135</td><td>8.0^{cm}</td></tr><tr><td>5</td><td>0.028</td><td>38.2</td><td>0.133</td><td>6.9</td></tr><tr><td>10</td><td>0.028</td><td>25.5</td><td>0.125</td><td>5.0</td></tr><tr><td>15</td><td>0.028</td><td>26.5</td><td>0.117</td><td>3.2</td></tr></table>	偏 角	初 期		最 終		δ	振 幅	δ	振 幅	0	0.028	48.6 ^{cm}	0.135	8.0 ^{cm}	5	0.028	38.2	0.133	6.9	10	0.028	25.5	0.125	5.0	15	0.028	26.5	0.117	3.2
	偏 角	初 期			最 終																											
		δ		振 幅	δ	振 幅																										
	0	0.028		48.6 ^{cm}	0.135	8.0 ^{cm}																										
	5	0.028		38.2	0.133	6.9																										
	10	0.028		25.5	0.125	5.0																										
	15	0.028		26.5	0.117	3.2																										
	13.29	28.7																														
13.45	35.4																															
13.82	41.3																															
14.57	43.2																															
14.92	36.0																															
15.45	26.4																															
16.40	2.4																															
16.77	0																															
10	13.05	0																														
	13.23	17.1																														
	13.75	29.7																														
	14.78	21.6																														
	14.90	17.1																														
	15.24	14.4																														
15.96	0																															
15	11.08	7.5																														
	12.18	6.7																														
	13.09	10.3																														
	13.45	26.7																														
	13.90	29.7																														
	14.57	17.8																														
	16.00	0																														
	16.20	0																														
20 } 90	振動せず																															

表-4.6.4 (続き)

状態B

偏 角 (度)	風 速 (m/s)	振 幅 (cm)	備 考																																															
0	11.97	0	無風時 $\delta = 0.027$ $f = 3.35\%$ 風速換算比 5.16 振幅換算比 60 電磁ダンパーの効果																																															
	12.33	19.8																																																
	12.84	22.5																																																
	14.75	33.1																																																
	13.31	38.0																																																
	13.82	41.2																																																
	15.06	18.7																																																
	15.63	1.3																																																
-5	11.97	1.5	<table><tr><th rowspan="2">偏 角</th><th colspan="2">初 期</th><th colspan="2">最 終</th></tr><tr><th>δ</th><th>振 幅</th><th>δ</th><th>振 幅</th></tr><tr><td>0</td><td>0.027</td><td>34.6^{cm}</td><td>0.151</td><td>3.7^{cm}</td></tr><tr><td>-5</td><td>0.027</td><td>24.0</td><td>0.128</td><td>3.0</td></tr><tr><td>-10</td><td>0.027</td><td>20.4</td><td>0.133</td><td>2.4</td></tr><tr><td>-15</td><td>0.027</td><td>6.6</td><td>0.136</td><td>1.2</td></tr><tr><td>5</td><td>0.027</td><td>22.7</td><td>0.129</td><td>5.3</td></tr><tr><td>10</td><td>0.027</td><td>20.2</td><td>0.121</td><td>3.8</td></tr><tr><td>15</td><td>0.027</td><td>6.6</td><td>0.117</td><td>0.6</td></tr></table>				偏 角	初 期		最 終		δ	振 幅	δ	振 幅	0	0.027	34.6 ^{cm}	0.151	3.7 ^{cm}	-5	0.027	24.0	0.128	3.0	-10	0.027	20.4	0.133	2.4	-15	0.027	6.6	0.136	1.2	5	0.027	22.7	0.129	5.3	10	0.027	20.2	0.121	3.8	15	0.027	6.6	0.117	0.6
	偏 角	初 期						最 終																																										
		δ					振 幅	δ	振 幅																																									
	0	0.027					34.6 ^{cm}	0.151	3.7 ^{cm}																																									
	-5	0.027					24.0	0.128	3.0																																									
	-10	0.027					20.4	0.133	2.4																																									
	-15	0.027					6.6	0.136	1.2																																									
	5	0.027					22.7	0.129	5.3																																									
10	0.027	20.2					0.121	3.8																																										
15	0.027	6.6					0.117	0.6																																										
12.53	17.6																																																	
12.84	24.5																																																	
13.00	25.2																																																	
13.51	29.0																																																	
14.13	26.0																																																	
14.60	23.7																																																	
15.32	1.6																																																	
-10	11.66	1.9																																																
	12.33	11.4																																																
	12.48	12.3																																																
	13.05	11.4																																																
	13.21	11.4																																																
	13.82	8.4																																																
	14.44	1.9																																																
	14.75	0																																																
-15	11.81	1.9																																																
	12.48	10.2																																																
	13.21	7.5																																																
	13.51	3.7																																																
	13.98	0																																																
5	11.97	0																																																
	12.84	13.2																																																
	13.46	22.8																																																
	14.29	22.8																																																
	14.55	14.1																																																
10	15.11	1.7																																																
	11.97	4.4																																																
	12.33	11.4																																																
	12.84	20.2																																																
	13.46	7.9																																																
	13.82	6.2																																																
15	14.55	4.4																																																
	15.06	0																																																
	11.81	0																																																
	12.85	0.1																																																
	12.53	0																																																
	13.00	0																																																
-20~-90° および 20~90°は振動せず																																																		

表-4.6.4 (続き)

状態 C

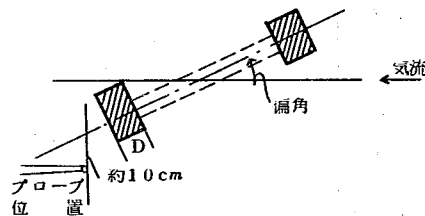
偏 角 (度)	風 速 (m/s)	振 幅 (cm)	備 考
0	20.4	0	無風時 $\delta = 0.024$ $f = 3.62\%$ 風速換算比 7.94 振幅換算比 60 電磁ダンパーの効果
	20.9	16.2	
	22.3	22.6	
	22.5	51.0	
	22.8	51.0	
	23.0	54.6	
	23.2	54.2	
	23.7	54.0	
	26.0	35.4	
27.4	0		
5	21.7	0	
	22.6	16.2	
	22.8	46.2	
	23.2	54.0	
	23.7	49.7	
	24.6	48.6	
	25.0	47.4	
	25.4	36.6	
	25.7	36.0	
26.8	23.4		
27.0	0		
10	22.3	0	
	22.8	10.8	
	23.3	40.5	
	24.0	48.6	
	24.4	45.9	
	25.4	29.7	
	36.2	21.6	
26.5	0		
15	21.7	0	
	22.1	24.3	
	22.8	51.5	
	23.5	39.5	
	24.4	0	
20	19.9	0	
	20.4	8.1	
	20.6	10.8	
	20.9	10.8	
	22.3	2.7	
	22.8	0	
25 ~ 90° は振動せず			

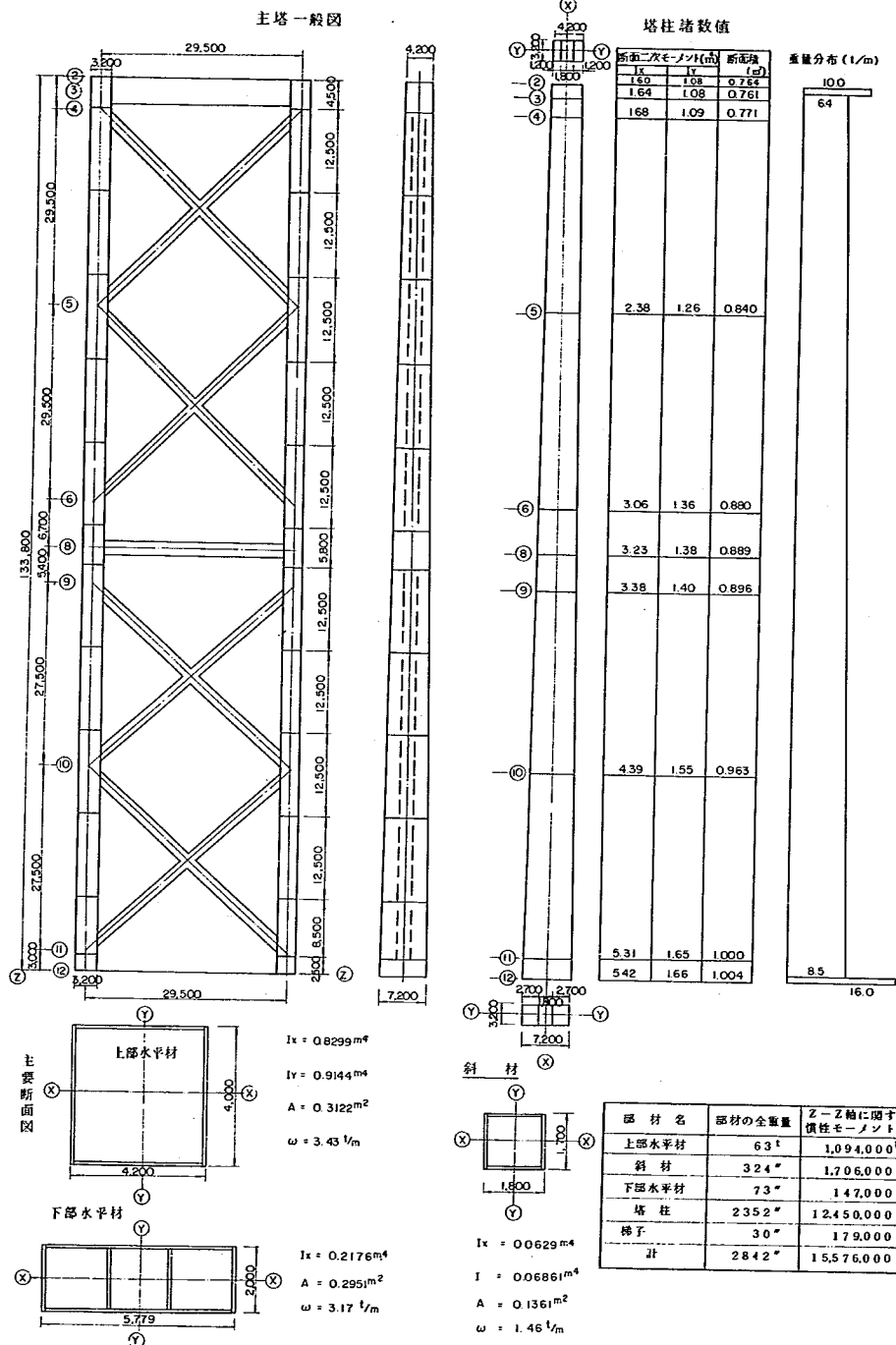
偏 角	初 期		最 終	
	δ	振 幅	δ	振 幅
0	0.024	54.6 ^{cm}	0.085	0 ^{cm}
5	0.024	54.0	0.098	0
10	0.024	48.6	0.098	0
15	0.024	51.5	0.102	0
20	0.024	10.8	—	—

表 4.6.5 ストローハル数の実測値

偏 角	測定位置	風 速	渦の卓越 振動数	基準幅	ストローハル数
0°	0.5 ^m	2.53 ^{m/s}	3.43 ^{1/s}	81.2 ^{mm}	0.110
	1.0	2.53	3.21	92.4	0.117
	1.5	2.53	2.87	103.6	0.118
5	0.5	2.87	3.86	85.4	0.115
	1.0	2.87	3.81	96.6	0.128
	1.5	2.87	3.51	107.7	0.132
10	0.5	2.70	3.76	89.1	0.124
	1.0	2.70	3.62	100.1	0.134
	1.5	2.70	3.51	111.1	0.144
15	0.5	2.56	4.04	92.1	0.145
	1.0	2.56	3.72	102.8	0.149
	1.5	2.56	3.57	113.7	0.159

(注) 基準幅は1塔柱の気流直角面への投影幅をとった。
 測定位置は模型の塔頂よりの距離を表わす。
 偏角は橋軸直角方向からの偏りを表わす。





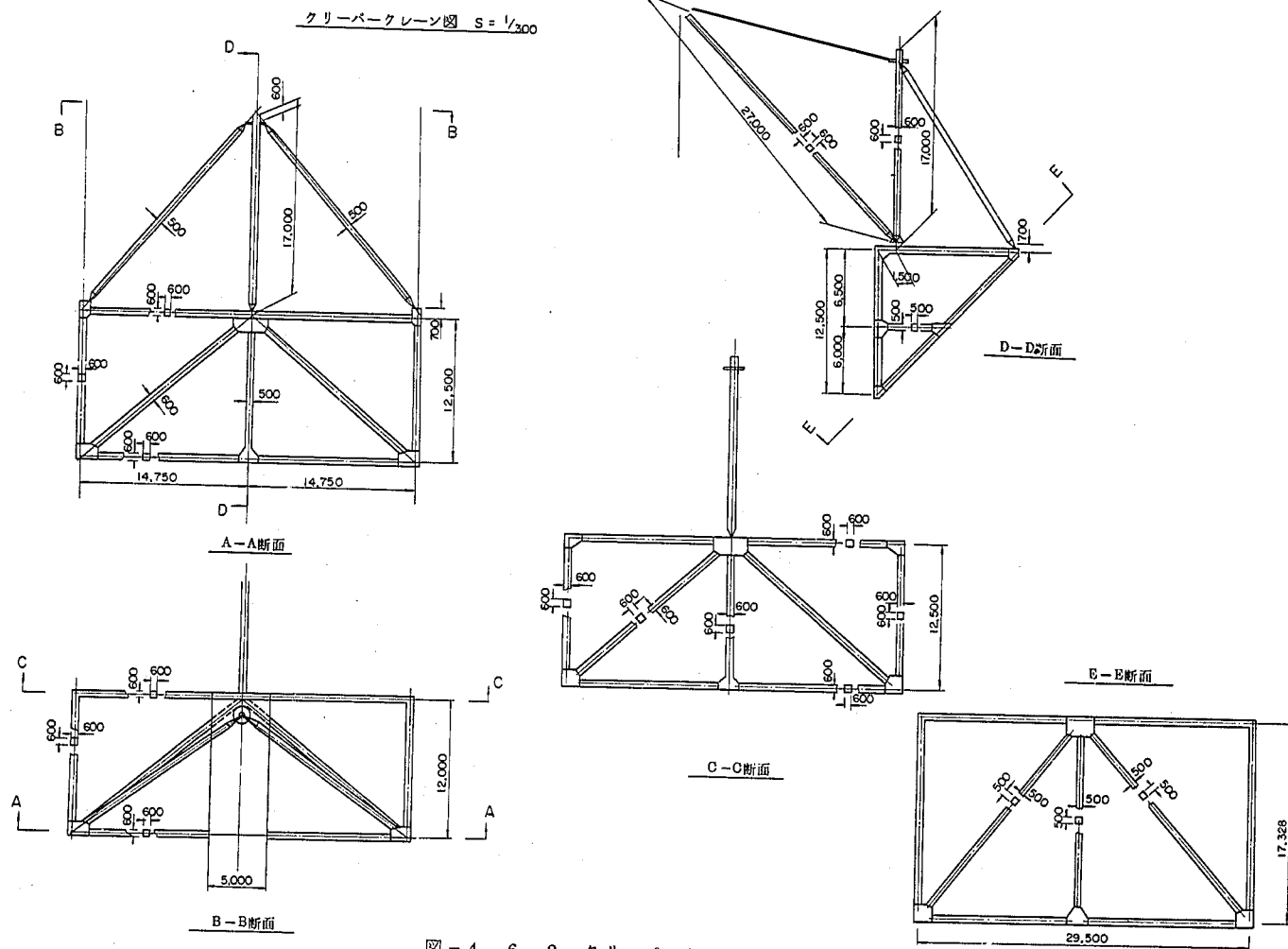


図 - 4 . 6 . 2 クリーパークレーンの図

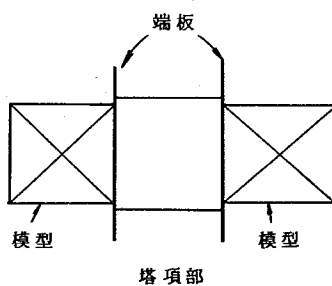
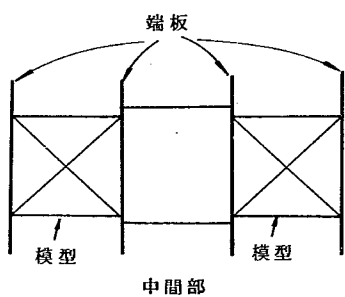
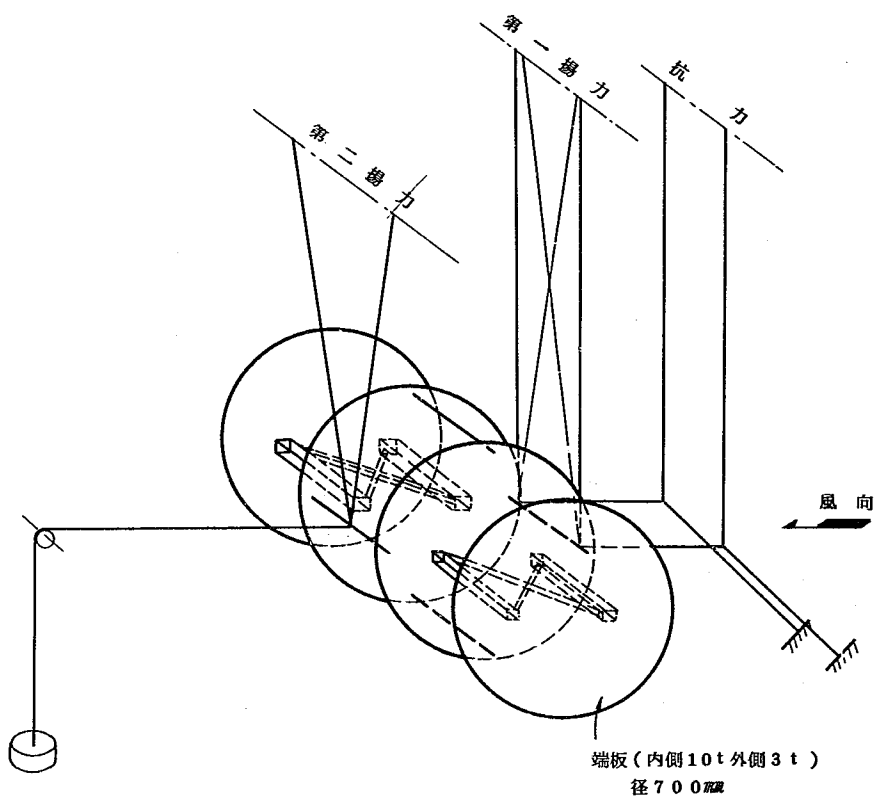
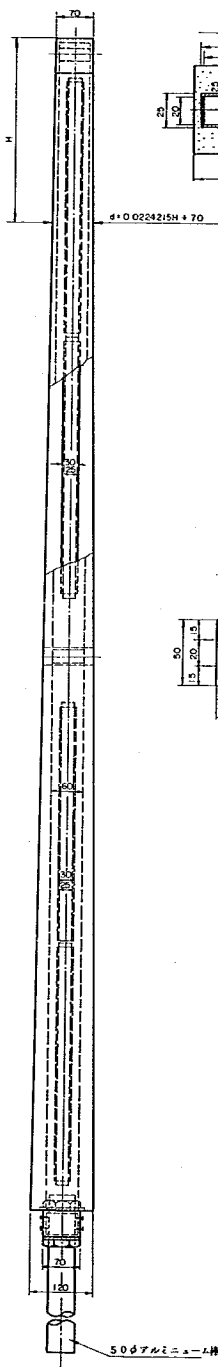
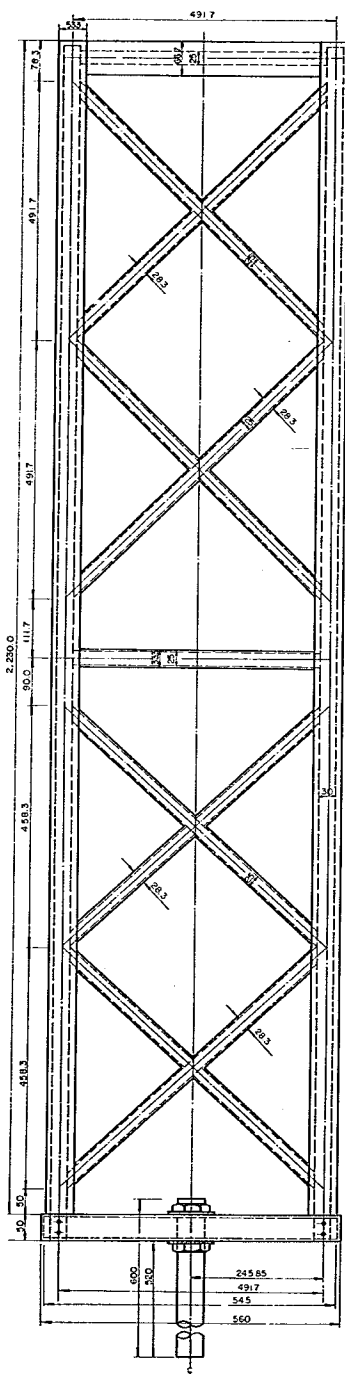
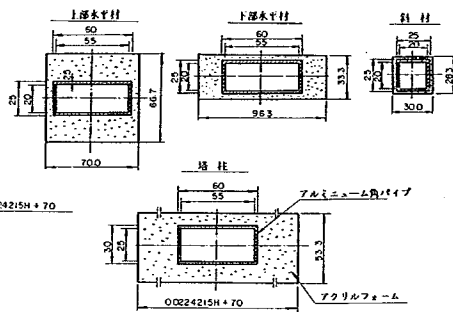


図-4.6.3 模型取付要領

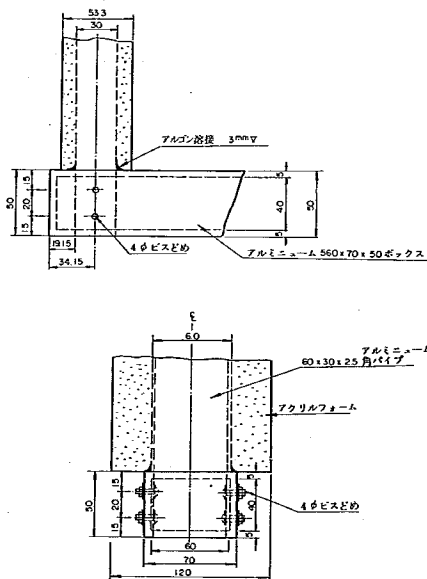
主塔一般図



主要断面図



基塔部収付図



- アルミニウム角パイプとパイプとの接合部はアルゴン溶接と
レド付と叫以上とし所用の強度が得られるようにする。
- アクリルフォームとアルミニウム角パイプとの接合は接着剤
で接合する。
- その他不図の点が生じた際は係員の指示に従う。

図 - 4 . 6 . 4 全体模型図面

The diagram illustrates the experimental setup for studying the effect of magnetic damping on the heat transfer characteristics of a vertical tube bundle. The main components and their connections are as follows:

- Tube Bundle and Damper:** A vertical tube bundle is shown with a damper (ダンパ) at the top. An arrow labeled '気流' (gas flow) indicates the direction of flow through the bundle.
- Electromagnetic Damping Control System:
 - An **駆動電源** (Driving Power Source) is connected to a **切換スイッチ** (Change Switch).
 - The switch is connected to the tube bundle, which is labeled **電磁ダンパー制御装置** (Electromagnetic Damper Control Device).
- Acceleration Measurement:
 - An **加速度計** (Accelerometer) is attached to the tube bundle.
 - The signal from the accelerometer is sent to a **ブリッジ** (Bridge) circuit.
 - The bridge output is amplified by a **積分増幅器** (Integrating Amplifier).
 - The amplified signal is recorded by a **ペンレコーダー** (Pen Recorder).
- Heat Transfer Measurement:
 - A **熱線プローブ** (Heat Line Probe) is positioned near the tube bundle.
 - The probe is connected to a **熱線風速計** (Heat Line Anemometer).
 - The anemometer is connected to a **シンクロ スコープ** (Synchronous Scope) via a dashed line.
 - The anemometer also outputs a signal to an **実時間相関計** (Real-time Correlation Meter).
 - The correlation meter is connected to another **ペンレコーダー** (Pen Recorder).

圖 - 4 . 6 . 6 計 測 裝 置

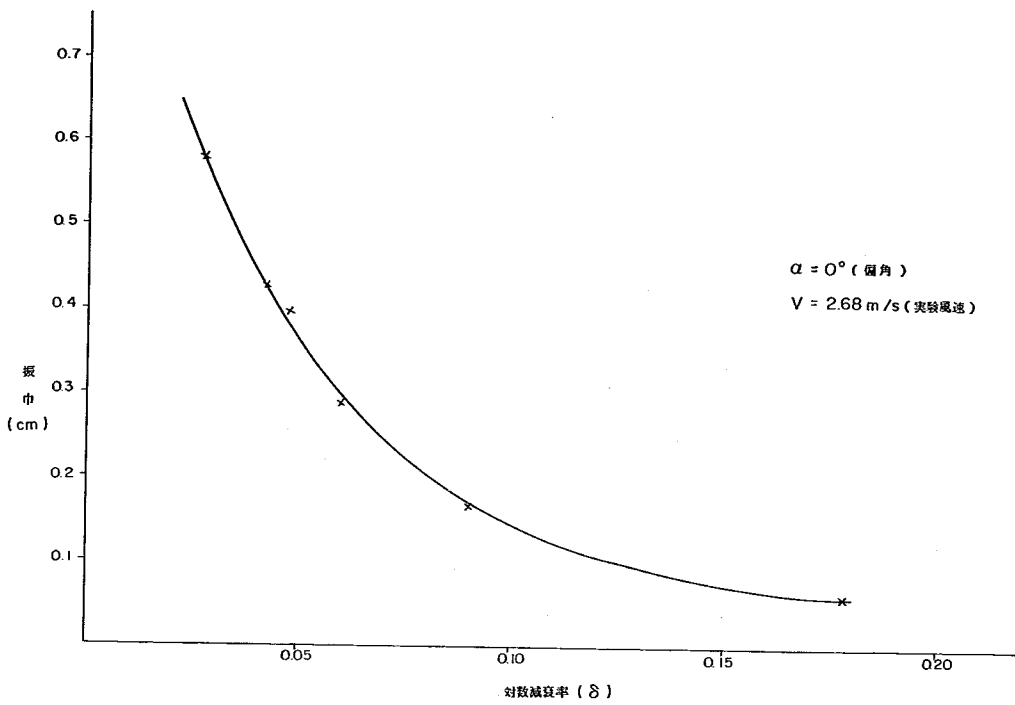


図-4.6.7 振幅と減衰率の関係 (状態Bの場合)

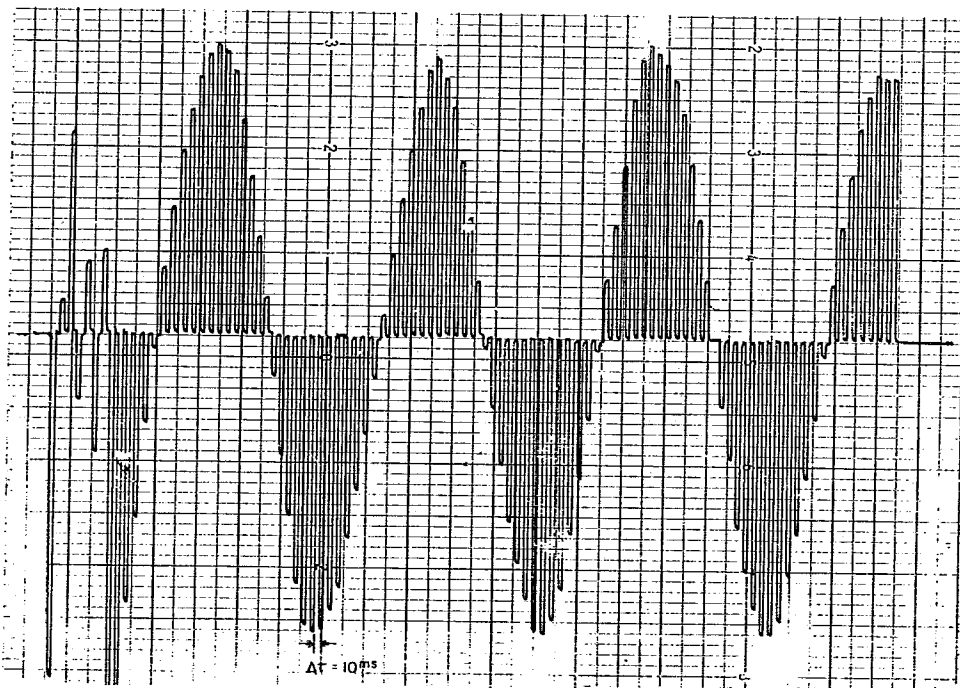


図-4.6.8 相関記録

矩形断面の抗力に関する一実験（中口 博・橋本貴久裕・武藤真理）

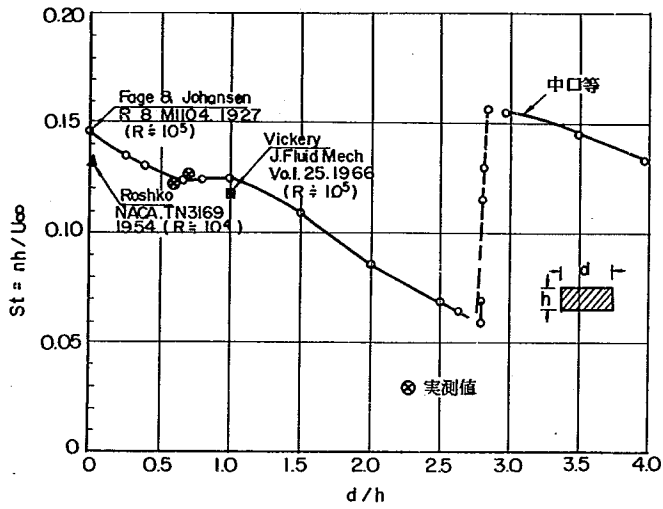


図-4.6.9 ストローハル数の実測値

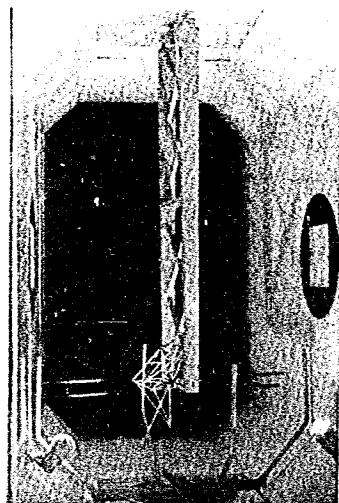


写真-4.6.1
主塔模型 (縮尺 1/60)

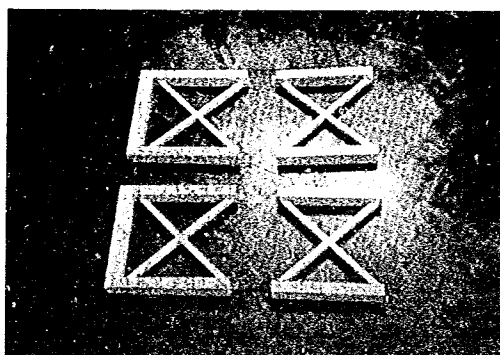


写真-4.6.2 部分模型 (縮尺 1/100)

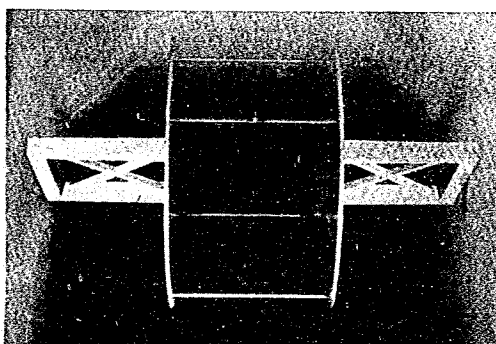


写真-4.6.3 空気力係数の測定 (模型A)

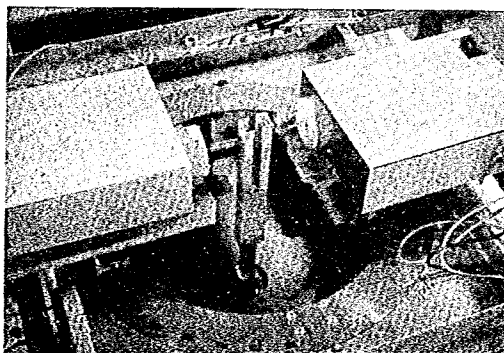


写真-4.6.4 電磁ダンパー装置

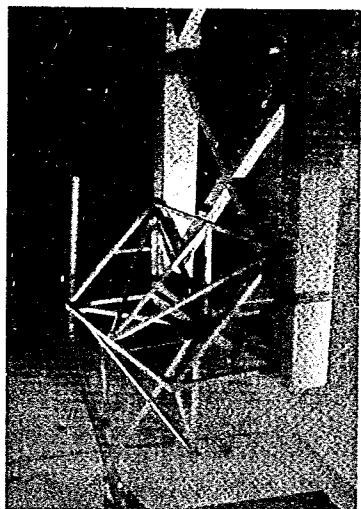


写真-4.6.5 クリーパークレーン

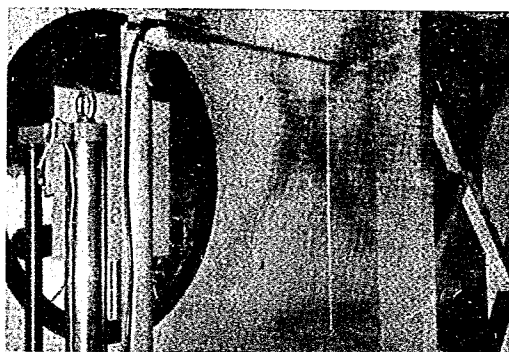


写真-4.6.6 後流渦の測定



写真-4.6.7 実時間相関計

4.7 架設構造物の耐風性調査

4.7.1 ま え が き

吊橋の主ケーブルの架設や吊材の旋着のために用いられる架設用足場は主塔やケーブルベントビヤーの間にケーブルを張りわたし、それをストームケーブルで補強したものであるが、重量が小さく応力部材がすべて引張材で、曲げ部材や剪断力に抵抗する部材が皆無であるため変形能の大きい振動しやすい構造物で風による振動も予想され、この振動がキャット・ウォークを破壊に導くことは考えられないにしても作業を妨害する可能性は十分予想される。この調査ではキャット・ウォークの作業限界風速を明らかにすることであるが、そのためにはキャット・ウォークの振動性状の解明と風洞模型実験による空力特性の調査が必要となる。そこでキャット・ウォークの固有振動特性の理論的解析と風洞模型実験を行なった。このうち風洞模型実験には多小疑問の点もあるが架設後のキャット・ウォークの挙動を観察してその妥当性を検討する意味も含めてあえて実験を行なった。

図4.7.1, 表4.7.1に関門橋キャット・ウォークの概要を示す。

表-4.7.1 キャット・ウォーク諸元

4.7.2 固有振動 解析

キャットウォークの如き構造物の振動解析の理論的手法としてはいくつかの近似解法が考えられるがここではキャット・ウォークを平面ケーブル構造として質点系におきかえエネルギー法で解いてみ

	キャット・ウォーク	ストームケーブル	ハンガーロープ
幅 員	4.0 m		
ロープの及び本数	φ40mm×8	φ50mm×1	φ1 m×1
ロープの断面積	60.8cm ²	23.8cm ²	1.56cm ²
水 平 張 力	217.4 t	71.7 t	
ロープの形状	カテナリー	放物線	直 線
サグ及びライズ	60.7 m	60.8 m	
自 重	110 Kg/m	30 Kg/m	
付 加 荷 重 (プレテンション)	69 Kg/m		

た。ただし以下の式の誘導及び数値計算に際しては次の如き仮定をおくものとする。

1. 質量は全て格点に集中させる。
2. 各部材は格点間に直線にはられているものとし、そのたるみを見捨てる。
3. 振動は微小振巾のものを考える。
4. 構造物は平面構造とし格点の振動は二次元とする。

構造物に外力が作用した場合の total potential energy E はstrain energy を U , 自重のなす仕事を W , 外力のなす仕事を V とすれば,

$$E=U+W+V=\sum_{n=1}^N U_n-\sum_{i=1}^N W_i-\{F\}^T \{x\}$$

ここに $\{F\}$: 外力の列ベクトル

$\{x\}$: 格点の変位をあらわすベクトル

U_m : 部材 m の歪エネルギー

W_j : 格点 j の自重のなす仕事

M : 部材の総数

J : 格点の総数

系の各格点での釣合式は次式で与えられる。

$$\frac{\partial E}{\partial x_{ji}} = \sum_{m=1}^M \frac{\partial U_m}{\partial x_{ji}} - \sum_{i=1}^J \frac{\partial W_i}{\partial x_{ji}} - F_{ji} = 0$$

ここに x_{ji} : j 点の i 方向への変位

F_{ji} : j 点に作用する i 方向への力

これらの strain energy U_m のうち格点 j で結びついている部材の strain energy だけが点 j の変位 x_{ji} の関数であるから点 j での釣合式は次式で与えられる。

$$\frac{\partial E}{\partial x_{ji}} = \sum_{m=1}^M \frac{\partial U_{jm}}{\partial x_{ji}} - \frac{\partial W_j}{\partial x_{ji}} - F_{ji} = 0$$

上式を直交座標系に変換すれば、

$$\frac{\partial E}{\partial x_j} = \sum_{m=1}^M \frac{\partial U_{jm}}{\partial x_j} - F_{xj} = 0$$

$$\frac{\partial E}{\partial y_j} = \sum_{m=1}^M \frac{\partial U_{jm}}{\partial y_j} - W_j - F_{yj} = 0$$

ここに N : j 点に集まる部材の総数

W_j : j 点に集中して考える重量

部材 jn に作用する外力を P_{jn} 、それによる伸びを e_{jn} とすれば P_{jn} は初期張力 P_{jn0} 、と伸びによる増分の和であらわされる。

$$P_{jn} = P_{jn0} + EA \cdot \frac{e_{jn}}{L_{jn}}$$

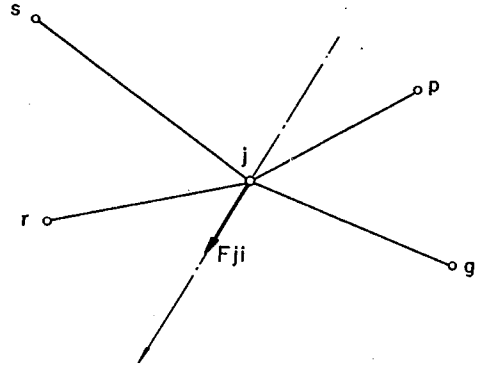
$$U_{jn} = \int P_{jn} de_{jn} = \int (P_{jn0} + EA \cdot \frac{e_{jn}}{L_{jn}}) de_{jn}$$

$$= P_{jn0} e_{jn} + EA \cdot \frac{e_{jn}^2}{2L_{jn}}$$

$$\therefore \frac{\partial U_{jn}}{\partial x_{ji}} = P_{jn0} \frac{\partial e_{jn}}{\partial x_{ji}} + \frac{EA}{L_{jn}} \cdot e_{jn} \frac{\partial e_{jn}}{\partial x_{ji}}$$

ここに L_{jn} : 部材 jn の長さ

従って直交座標系においては、



$$\sum_{a=1}^N P_{ja} \frac{\partial e_{ja}}{\partial x_i} + \sum_{a=1}^N \frac{EA_a}{L_{ja}} e_{ja} \frac{\partial e_{ja}}{\partial x_i} - F_{ix} = 0$$

$$\sum_{a=1}^N P_{ja} \frac{\partial e_{ja}}{\partial y_j} + \sum_{a=1}^N \frac{EA_a}{L_{ja}} e_{ja} \frac{\partial e_{ja}}{\partial y_j} - W_j - F_{iy} = 0$$

各格点の釣合時の座標を X_i , 外力による変位を x_i とすると ($j = 1, \dots, R$)

$$L_{ja}^2 = \sum_{i=1}^R (X_{ai} - x_{ji})^2 (L_{ja} + e_{ja})^2 = \sum_{i=1}^R \{ (X_{ai} - x_{ji}) + (x_{ai} - x_{ji}) \}^2$$

2 次以上の項を微小項として無視すると,

$$(L_{ja} + e_{ja})^2 - L_{ja}^2 = 2 L_{ja} e_{ja}$$

$$\therefore e_{ja} = \frac{\sum_i \{ 2 (X_{ai} - x_{ji}) + (x_{ai} - x_{ji}) \} (x_{ai} - x_{ji})}{2 L_{ja}}$$

$$\frac{\partial e_{ja}}{\partial x_i} = \frac{1}{L_{ja}} \{ (X_{ai} - x_{ji}) + (x_{ai} - x_{ji}) \}$$

従って以上の式を直交座標系に変換すると,

$$\begin{aligned} e_{ja} &= \{ 2 (X_a - X_j) + (x_a - x_j) \} (x_a - x_j) / 2 L_{ja} \\ &\quad + \{ 2 (Y_a - Y_j) + (y_a - y_j) \} (y_a - y_j) / 2 L_{ja} \\ &= \frac{1}{L_{ja}} \{ (X_a - X_j) (x_a - x_j) + (Y_a - Y_j) (y_a - y_j) \} \end{aligned}$$

$$\frac{\partial e_{ja}}{\partial x_i} = \frac{1}{L_{ja}} \{ (X_a - X_j) + (x_a - x_j) \}$$

$$\frac{\partial e_{ja}}{\partial y_j} = \frac{1}{L_{ja}} \{ (Y_a - Y_j) + (y_a - y_j) \}$$

$$e_{ja} \frac{\partial e_{ja}}{\partial x_i} = - \frac{1}{L_{ja}^2} \{ (X_a - X_j) (x_a - x_j) + (Y_a - Y_j) (y_a - y_j) \} (X_a - X_j)$$

$$e_{ja} \frac{\partial e_{ja}}{\partial y_j} = - \frac{1}{L_{ja}^2} \{ (X_a - X_j) (x_a - x_j) + (Y_a - Y_j) (y_a - y_j) \} (Y_a - Y_j)$$

従って j 点における釣合式は

$$\begin{aligned} \sum_{a=1}^N \{ P_{ja} \{ \frac{1}{L_{ja}} \{ (X_a - X_j) + (x_a - x_j) \} \} + \frac{EA_a}{L_{ja}} \cdot \frac{1}{L_{ja}^2} \{ (X_a - X_j)^2 (x_a - x_j) \\ + (X_a - X_j) (Y_a - Y_j) (y_a - y_j) \} + F_{ix} \} = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum_{a=1}^N \{ P_{ja} \{ \frac{1}{L_{ja}} \{ (Y_a - Y_j) + (y_a - y_j) \} \} + \frac{EA_a}{L_{ja}} \cdot \frac{1}{L_{ja}^2} \{ (X_a - X_j) (Y_a - Y_j) (x_a - x_j) \\ + (Y_a - Y_j)^2 (y_a - y_j) \} + W_j + F_{iy} \} = 0 \end{aligned}$$

無載荷時の釣合条件式から

$$\sum_{a=1}^N P_{1a} \frac{X_a - X_1}{L_{1a}} = 0 \quad \sum_{a=1}^N P_{1a} \frac{Y_a - Y_1}{L_{1a}} + W_1 = 0$$

従って、

$$\sum_{a=1}^N \left\{ \frac{P_{1a}}{L_{1a}} (x_a - x_1) + \frac{EA_{1a}}{L_{1a}^3} \{ (X_a - X_1)^2 (x_a - x_1) + (X_a - X_1) (Y_a - Y_1) (y_a - y_1) \} \right\} + F_{1x} = 0$$

$$\sum_{a=1}^N \left\{ \frac{P_{1a}}{L_{1a}} (y_a - y_1) + \frac{EA_{1a}}{L_{1a}^3} \{ (X_a - X_1) (Y_a - Y_1) (x_a - x_1) + (Y_a - Y_1)^2 (y_a - y_1) \} \right\} + F_{1y} = 0$$

上式が平面ケーブル構造の変形の方程式である。

さて、D'Alembert の原理によれば、

$$F_{1x} = -m_1 \frac{\partial^2 x_1}{\partial t^2} \quad F_{1y} = -m_1 \frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2}$$

と、おきかえることにより静的な釣合式から運動方程式が求められる。

$$-m_1 \frac{\partial^2 x_1}{\partial t^2} + \sum_{a=1}^N \left\{ P_{1a} \frac{1}{L_{1a}} (x_a - x_1) + \frac{EA_{1a}}{L_{1a}^3} \{ (X_a - X_1)^2 (x_a - x_1) + (X_a - X_1) (Y_a - Y_1) (y_a - y_1) \} \right\} = 0$$

$$-m_1 \frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2} + \sum_{a=1}^N \left\{ P_{1a} \frac{1}{L_{1a}} (y_a - y_1) + \frac{EA_{1a}}{L_{1a}^3} \{ (X_a - X_1) (Y_a - Y_1) (x_a - x_1) + (Y_a - Y_1)^2 (y_a - y_1) \} \right\} = 0$$

更にこれをかさあらためれば

$$\begin{aligned} -m_1 \frac{\partial^2 x_1}{\partial t^2} - \sum_{a=1}^N \left\{ \frac{P_{1a}}{L_{1a}} + \frac{EA_{1a}}{L_{1a}^3} (X_a - X_1)^2 \right\} X_1 + \sum_{a=1}^N \left\{ P_{1a} + \frac{EA_{1a}}{L_{1a}^3} (X_a - X_1)^2 \right\} X_a \\ - \sum_{a=1}^N \left\{ (X_a - X_1) (Y_a - Y_1) \frac{EA_{1a}}{L_{1a}^3} \right\} y_1 + \sum_{a=1}^N \left\{ (X_a - X_1) (Y_a - Y_1) \frac{EA_{1a}}{L_{1a}^3} y_a \right\} = 0 \\ -m_1 \frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2} - \sum_{a=1}^N \left\{ \frac{P_{1a}}{L_{1a}} + \frac{EA_{1a}}{L_{1a}^3} (Y_a - Y_1)^2 \right\} y_1 + \sum_{a=1}^N \left\{ P_{1a} + \frac{EA_{1a}}{L_{1a}^3} (Y_a - Y_1)^2 \right\} y_a \\ - \sum_{a=1}^N \left\{ (X_a - X_1) (Y_a - Y_1) \frac{EA_{1a}}{L_{1a}^3} \right\} x_1 + \sum_{a=1}^N \left\{ (X_a - X_1) (Y_a - Y_1) \frac{EA_{1a}}{L_{1a}^3} x_a \right\} = 0 \end{aligned}$$

上式が平面ケーブル構造の運動方程式である。

数値計算は図 4.7.2 及び図 4.7.3 に示すようなトラッドハンガー型式のキャット・ウォークとパラレルハ

ンガー型式のキャット・ウォークの2通りの場合について実施した。計算は電子計算機の計算能力と構造物の格点数の関係で対称モードと逆対称モードに分けて行なった。

計算結果を表 4.7.2 及び図 4.7.4, 4.7.5 に示す。

この結果から明らかな如くキャットウォークのスパン長キャットウォーク及びストームケーブルの断面積、初期張力が同じにもかかわらずトラスドハンガー型式のキャットウォークの固有振動数はパラレルハンガーのそれに較べるとはるかに高い。

表- 4.7.2 キャット・ウォークの固有振動数

		トラスドハンガー型式	パラレルハンガー型式
対称波形	1 次 振 動	0.2918 %	0.2187 %
	2 次 振 動	0.5811	0.3342
	3 次 振 動	0.7004	0.3992
	4 次 振 動	1.006	0.5409
逆対称波形	1 次 振 動	0.4813	0.1687
	2 次 振 動	0.5808	0.3211
	3 次 振 動	0.8573	0.4748
	4 次 振 動	1.1950	0.6140

4.7.3 風洞模型実験

風洞模型実験で構造物の耐風性を確かめるためには模型は原型に対していくつかの相似条件を満足しなければならない。

これらの相似条件の1つに空気の粘性(Reynolds 数)に関するものがある。この相似条件は構造物のまわりの気流に関するもので非常に重要な因子であるが、一般の低圧風洞では他の相似条件と同時に Reynolds 数に関する相似関係を満足させることは実物実験以外には不可能である。幸い我々が扱う構造物の多くは角ばったものが多く、気流が構造物の表面から剥離する点が上流側の隅角部に固定され、風速の影響をうけないため Reynolds 数に関する相似条件を無視することが多い。しかし隅角部をもたない滑らかな構造物においては、この相似条件は無視できない。従ってキャット・ウォークの場合、主要部材はケーブル、金網といった円形であり、Reynolds 数の影響が考えられる。

したがって、模型実験においては Reynolds 数に関する相似則を満足することが望ましいが実際には不可能であること、また模型についても正確な幾何学的相似が不可能なこと等も考慮して、ひとまず Reynolds 数に関する相似を無視して実験を行なった。従って、今回の実験は検証実験と云うよりも実物の風の中での振動と対比して風洞実験の妥当性を検討することを目的としているといってもよい。

なお今回の実験も手法は従来のものと全く同じで、空気力係数を求めるための三分力試験と空力安定性を調べるためのバネ支持模型実験を実施した。このうちバネ支持模型実験はキャット・ウォークの振り振動数を求めることが困難であったため、主として撓みの1自由度フラッターを対象とした。

撓みの1自由度フラッターの方程式は

$$I_2 \ddot{\eta} + C_2 \dot{\eta} + K_2 \eta = \rho B V \eta (f(V_r) + i g(V_r))$$

ここに f , g はいずれも $V_r = V/NB$ (reduced velocity) のみの関数, I_2 : 質量, C_2 : 減衰をあらわす定数, K_2 : パネ定数 ρ : 空気密度, B : 構造物の代表長, V : 風速であらわされる。

ここで運動が調和振動であると仮定すると, 次の相似関係が求まる。

$$\left(\frac{V}{N_z B}\right)_m = \left(\frac{V}{N_z B}\right)_p$$

$$\left(\frac{I_2 \delta_z}{\rho B^2}\right)_m = \left(\frac{I_2 \delta_z}{\rho B^2}\right)_p$$

ここに添字 m , p はそれぞれ模型と原型をあらわす。

模型は製作精度を考慮して 1 : 7 と 1 : 10 の縮尺のものをつくった。模型は出来るだけ原型と幾何学的に相似になるよう心がけたが, 防護用の金網等は縮尺模型化することが不可能であったためこれらの部分については部材の形状と充実率をあわせた。模型の一般図を図 4.7.6, 4.7.7 に示す。

これらの模型の他に 10 分の 1 縮尺の模型について 2 つの追加実験を実施した。1 つは模型の側面を全部紙で覆ったもの, もう一つは側面の防護金網を実物寸法で 30 cm 程度に低くしたものである。なお実験に使用した装置は昨年度のものと同じであるが, 実物の構造減衰をはっきりしないため電磁ダンパーの使用をとりやめ, 出来るだけ減衰を小さくして実験した。模型の諸元を表 4.7.3 に示す。

なお実験中の模型の構造減衰に関しては詳しく表 4.7.4 に示してある。

表 4.7.3 模 型 諸 元

	実 物	模 型 1		模 型 2	
		所要値	採用値	所要値	採用値
縮 尺		1 : 7	1 : 7	1 : 10	1 : 10
重 量	150 kg/m	4870 g/model	g/model 6790 *7140	2400 g/model	g/model 2430 * 2720 ** 2590
構 造 減 衰	0.03	0.03	0.021 0.023	0.03	0.047 * 0.045 ** 0.045
$I_2 S_2/B^2$	0.28	0.28	0.27 *0.32	0.28	0.45 * 0.48 ** 0.46
作業用足場金網	5 φ 50×75 mm 1.0 φ キックウ 10 mm 目		1.2 φ 2 mesh 0.345 φ 10 mesh		0.4 φ 16 mesh
(同上充実率)	1 6.0 % 2 6.7 %		18.0 % 25.3 %		φ44.0 %
手すり用金網	3 φ 75×150 mm 1.0 φ キックウ 10 mm 目		1.0 φ 2 mesh 0.345 φ 10 mesh		0.5 φ 12 mesh
(同上充実率)	6.0 % 2 6.7 %		15.1 % 25.3 %		41.7 %
値 *は原型の側面を紙でおおったもの **は模型の手すり用金網を実物寸法で 30 cm としたもの					

表 4.7.4 撓み振動の減衰率

迎角 模型名	-7.5°	-5.0°	2.5°	0.0°	+2.5°	+5.0°	+7.5°
kk-3G-70-10CW	0.064	0.046	0.043	0.051	0.040	0.036	0.048
kk-3G-70-10CW ₁	0.037	0.042	0.039	0.040	0.038	0.040	0.043
kk-3G-69-10CW ₂	0.054	0.049	0.049	0.045	0.045	0.044	0.043
kk-3G-69-7CW		0.033	0.017	0.021	0.021	0.030	
kk-3G-69-7CW ₁		0.031	0.021	0.023	0.024	0.023	

4.7.4 実験結果

(i) 三分力試験の結果

三分力試験の結果を図 4.7.8, 4.7.9 に示す。従来の実験に較べて空力モーメントが非常に大きくなっているが、これは三分力天秤への取付け方法の差で他の原因によるものとは考えられない。

さて実験結果からみて各空気力係数は Reynolds 数の影響をうけていないとは云えない。例えば抗力係数についてみれば実験時の風洞風速を大きくすると抗力係数が多少低下しており、これは円型部材に関する他の結果ともよく一致している。

(ii) バネ支持模型実験結果

バネ支持模型実験の結果を図 4.7.10, 4.7.11 に示す。

まず個々の実験結果について観察してみると、側面を紙で閉塞したものは非常に不安定で広い風速の範囲にわたって不安定振動があらわれている。また紙で閉塞していない模型は縮尺 1:7 の模型だけに不安定振動があらわれて 1:10 の模型では振動があらわれていない。この実験結果の差は主として構造減衰の差によるものと思われる。縮尺 1:10 の模型については側面の防護金網の高さを 35 cm (実物で) にしたものについても実験したがこの場合についても規則的な振動はあらわれなかった。

この実験が Reynolds 数の影響をあまり受けていないとすれば、以上の実験結果から次のようなことが推論されよう。

1. 側面の閉塞効果が大きい場合の不安定振動は撓み振動と振り振動が共に観察されたが、それらの連成振動はあらわれていない。また振道の種類としても風速の領域によっては、風琴振動と自励振動があらわれる。
2. 側面の閉塞効果が小さい場合には風琴振動はあらわれない。構造系の減衰が小さい場合にはギャロッピングが起る。
3. 側面の防護金網の高さが低い (35 cm) 場合の性質も (2) の場合と同様である。
4. 実物における不安定振動の発現の可能性はその構造減衰の大きさによる。もし起るとすれば $20 \text{ m} / \text{S} \sim 30 \text{ m} / \text{S}$ の風速で発現するものと思われる。

[illegible]

図-4.7.3 試案2 (パラレルハンガー型キャットウォーク)

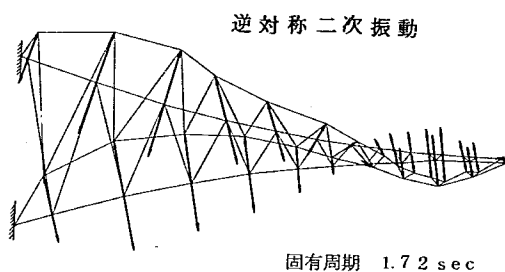
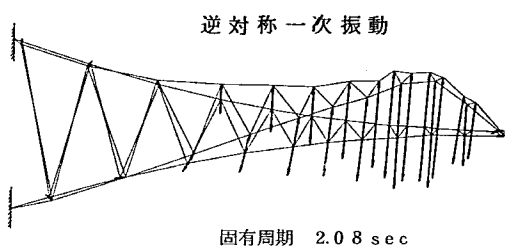
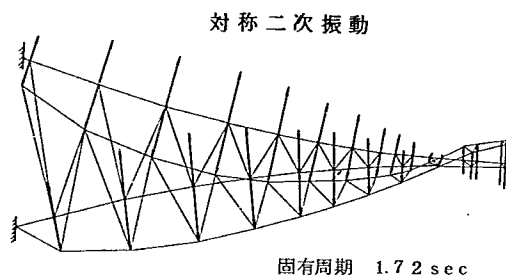
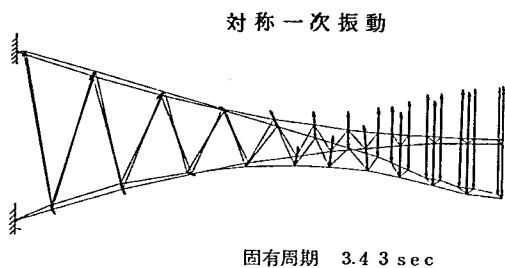


图 - 4 . 7 . 4

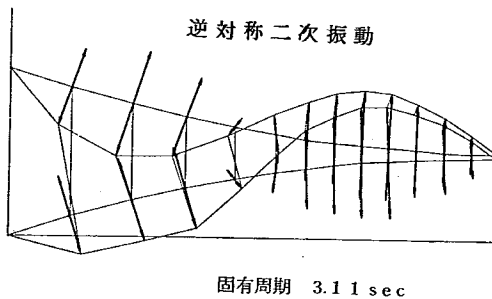
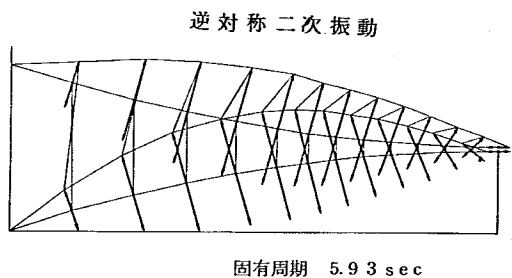
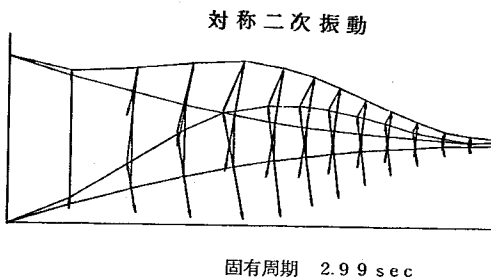
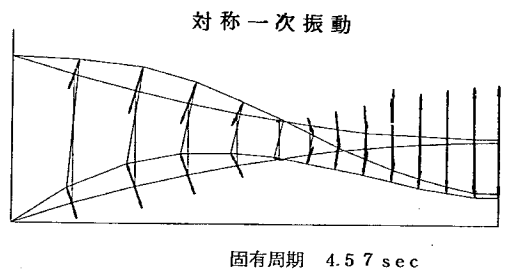


图 - 4 . 7 . 5

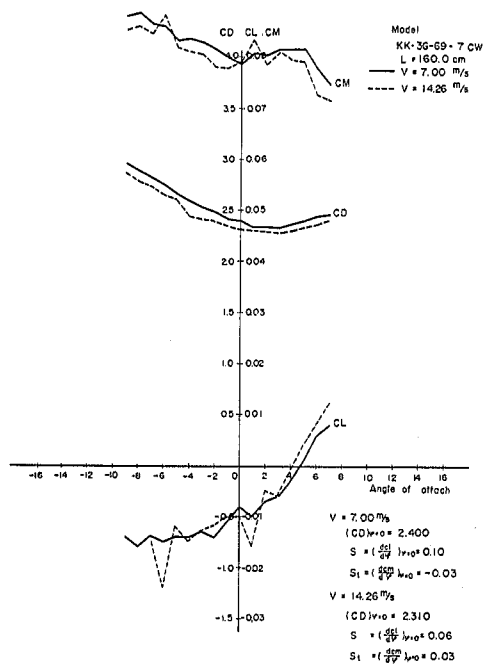


图-4.7.8 KK-3G-70 7CW 3分力曲线

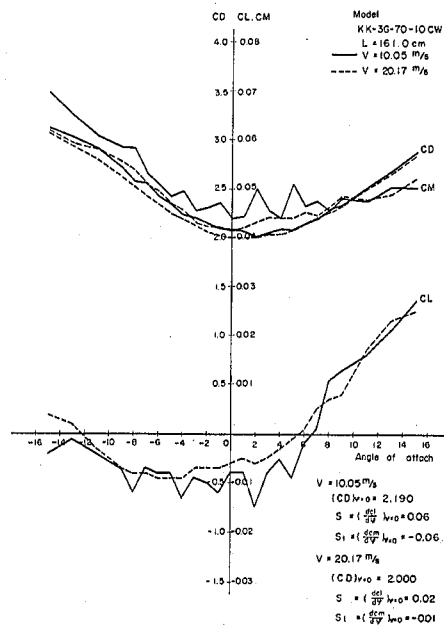
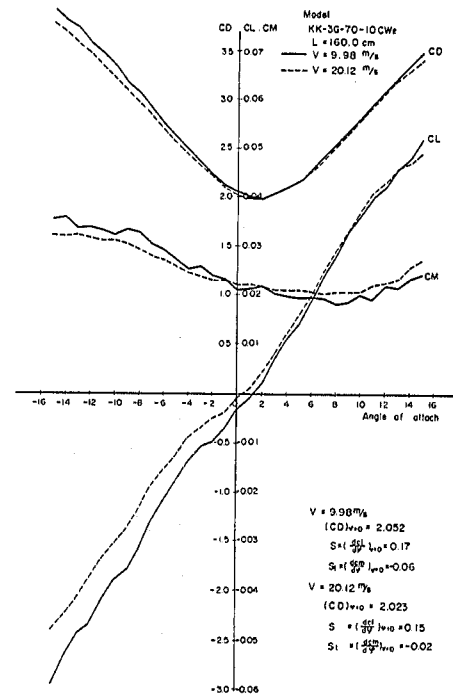


图-4.7.9 KK-3G-70 10CW 3分力曲线



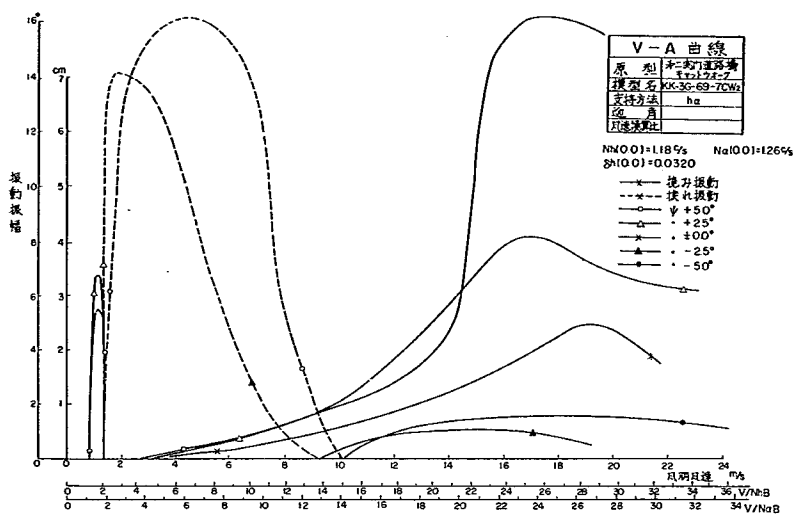


図-4.7.10-1 KK-3G-70 7CW₁ V-A曲線

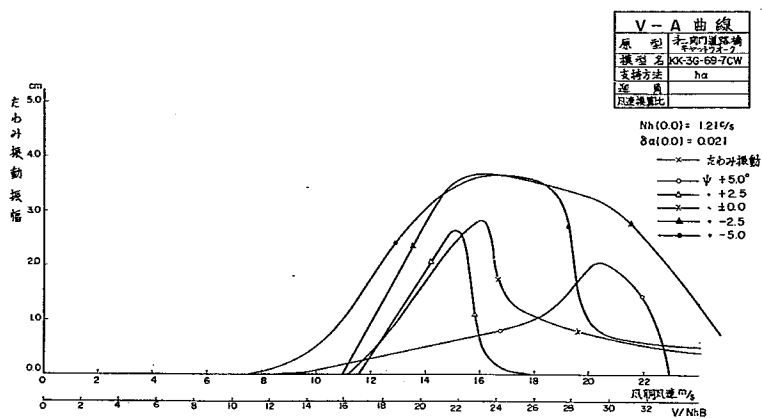


図-4.7.10-2 KK-3G-70 7CW V-A曲線

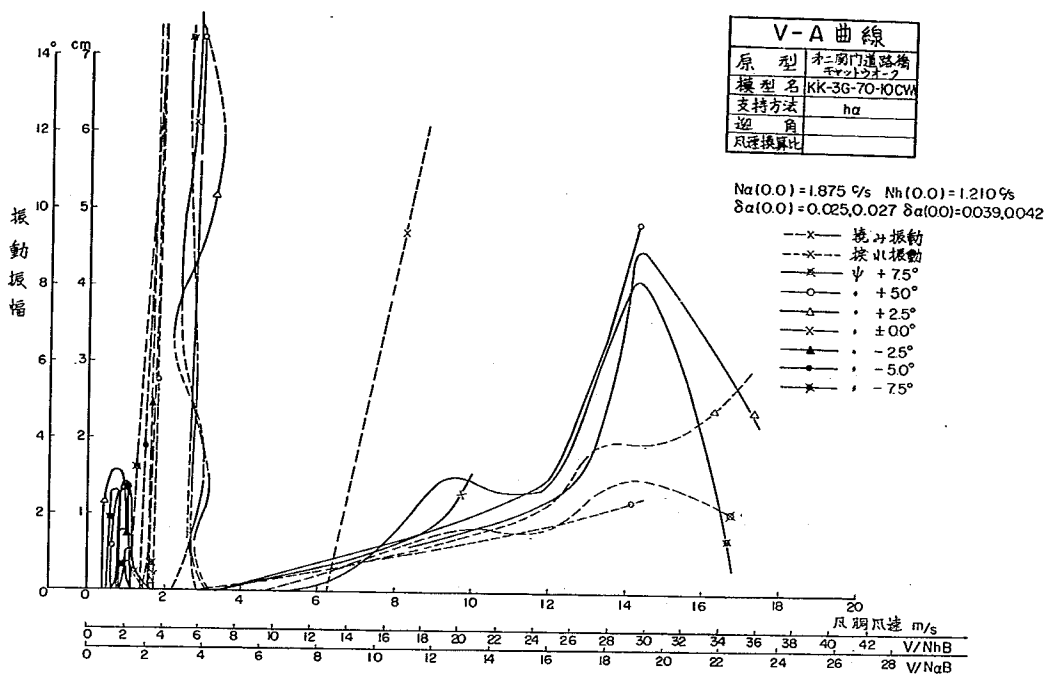


図-4.7.11-1 KK-3G-70 10W₁ V-A 曲線

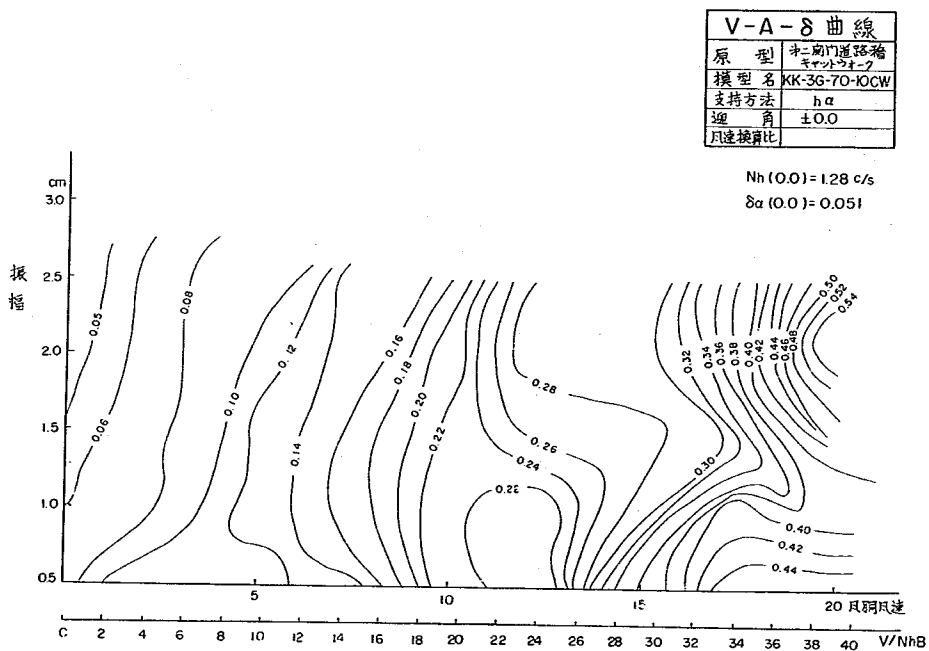


図-4.7.11-2

第5編 耐震調査

5.1 概 要

関門橋（図-5.1.1参照）の耐震設計は、本州四国連絡橋耐震設計指針（1967）に準じ、応答を考慮した修正震度法に基づいて行なわれている。この設計結果を理論解析の面から検証するため、昭和43年度耐震調査において構造主系面に作用する地震に対する応答解析、昭和44年度耐震調査において構造主系面に直交する方向に作用する地震に対する応答解析を実施した。

5.2 解析法の概要

日本道路公団関門建設所関門架橋工事事務所が当該年度に示した諸元に基づいて、構造主系面内に作用する地震に対する応答解析においては図-5.2.1に示す力学モデル、構造主系面に直交する方向に作用する地震に対する応答解析においては図-5.2.3に示す力学モデルを設定し、モーダル・アナリシスによって解析を行なった。

解析過程の概要は、次のとおりである。

- (1) 力学モデルの固有振動モードを求める。
- (2) 各モードごとの応答を求める。
- (3) 各モードの応答を重ね合わせて最終的な応答を求める。

この解析計算は、土木研究所の所持する三径間吊橋の地震応答解析に関する電算プログラムSEQR(L)-3を用いて行なった。平均応答スペクトル（1964）、釧路E-W'62応答スペクトルによる応答は、減衰定数0, 2, 5%の3ケース、釧路E-W'62地震加速度記録を用いた直接応答は、2, 5%の2ケースについて求めた。直接応答の計算時間間隔は、1/100秒とした。

解析にあたり対象とした吊橋各構造部材の運動様式は表-5.2.1のとおりである。

5.3 地震入力

設計に用いている地盤の基準水平震度は0.15、鉛直震度は0.075である。解析に用いた地震入力は次の3種類である。

- (1) 平均応答スペクトル（1964）

図-5.3.1、表-5.3.1に示す土木研究所作成の平均応答スペクトル（1964）。ただし地盤における最大加速度を水平方向は150 gal、鉛直方向は75 galとしたもの。

- (2) 釧路E-W'62応答スペクトル

図-5.3.2、表-5.3.2に示す土木研究所作成の1962年釧路E-W成分の応答スペクトル。ただし地盤における最大加速度を水平方向は150 gal、鉛直方向は75 galとしたもの。

(3) 釧路 E-W' 62 地震加速度記録

図-5.3.3, 表-5.3.3 に示す 1962 年 4 月 23 日の地震の釧路気象台地盤上の加速度記録の E-W 成分。ただし最大値が水平方向は 150 gal, 鉛直方向は 75 gal となるように全体を圧縮したもの。

5.4 固有振動モード

解析計算の結果求められた固有振動モードを図-5.4.1~図-5.4.15 に示す。また固有円振動数, 固有周期, モード寄与率, 相当質量を表-5.4.1, 表-5.4.2 に示す。

5.5 応答解析結果

解析計算の結果求められた応答変位, 断面力を表-5.5.1, 表-5.5.2 および図-5.5.1~図-5.5.50 に示す。

5.6 考 察

1) 釧路 E-W' 62 地震加速度記録を用いた直接応答は各モードの応答の 2 乗和の平方根をとった釧路 E-W' 62 応答スペクトルによる応答とよく一致している。

2) 固有周期の長い吊構造部・ケーブルの応答変位については, 長周期におけるスペクトル値の値が異なることから, 平均応答スペクトルによる応答と釧路 E-W' 62 応答スペクトルによる応答との差が大きくなっている。

3) 補剛桁の橋軸方向振動, すなわち, 遊動円木振動による応答変位は, 側径間においてかなり大きい値を示している。しかしながら吊材の短い部分あるいは支承部における拘束をより厳密に考慮した場合, 補剛桁は橋軸方向に変位すると同時に鉛直方向にたわむことになり, 解析結果に示される程の変位を示すことはないものと考えられる。別途模型実験によれば, 側径間補剛桁両端を鉛直に拘束した場合, 減衰が非常に大きくなり, 遊動円木振動を生じせしめることは困難であった。

4) 橋軸直角方向の主塔の力学モデルとしては塔柱断面積に塔柱間隔の 2 乗の $\frac{1}{2}$ を乗じた値の断面 2 次モーメントをもつ換算梁を用いている。すなわち剛性を高めに評価していることになり, 主塔振動実験で得られた固有周期はこの解析結果より長めの値を示している。

5.7 結 論

以上の解析結果より応答を考慮した修正震度法に基づいた関門橋の耐震設計の結果は, 十分な耐震上の安全性を有しているものと判断される。

表- 5.2.1 吊橋各構造部材の運動様式

構造部材	運 動 様 式	
	面 内 振 動	面 外 振 動
橋 台	3 自由度剛体ケーソンとしての振動	2 自由度剛体ケーソンとしての振動
橋 脚		(1) 水平振動 (2) 断面の回転振動
主 塔	(1) 水平振動 (2) 主塔橋脚全体としての鉛直振動	水平振動
補 剛 桁	(1) ケーブルと 1 体としての鉛直振動 (2) 桁全体としての水平振動	
ケ ー ブ ル	(1) 補剛桁と 1 体としての鉛直振動 (2) 水平振動	

表-5.3.1 平均応答スペクトル(1964)

Natural Periods (T) sec	$\beta_{av.}=(S_A/\ddot{Z}_{max})_{av}$			Natural Periods (T) sec	$\beta_{av.}=(S_A/\ddot{Z}_{max})_{av}$		
	n/p=0.00	0.02	0.05		n/p=0.00	0.02	0.05
0.00	1.00	1.00	1.00	2.50	0.880	0.754	0.578
0.10	2.43	1.47	1.27	2.60	0.846	0.725	0.556
0.12	2.77	1.68	1.41	2.70	0.814	0.698	0.535
0.14	3.10	1.86	1.54	2.80	0.785	0.673	0.516
0.16	3.42	2.04	1.66	2.90	0.758	0.650	0.498
0.18	3.72	2.22	1.78	3.00	0.733	0.628	0.482
0.20	4.01	2.39	1.87	3.10	0.709	0.608	0.466
0.22	4.36	2.57	1.96	3.20	0.687	0.589	0.452
0.24	4.69	2.72	2.05	3.30	0.666	0.571	0.438
0.26	5.01	2.85	2.14	3.40	0.647	0.554	0.425
0.28	5.30	2.96	2.22	3.50	0.628	0.539	0.413
0.30	5.60	3.06	2.30	3.60	0.611	0.524	0.401
0.32	5.53	3.26	2.30	3.70	0.594	0.509	0.391
0.34	5.47	3.07	2.31	3.80	0.579	0.496	0.380
0.36	5.41	3.07	2.31	3.90	0.564	0.483	0.371
0.38	5.36	3.08	2.31	4.00	0.550	0.471	0.361
0.40	5.31	3.08	2.32	4.10	0.536	0.460	0.352
0.42	5.26	3.08	2.32	4.20	0.524	0.449	0.344
0.44	5.21	3.08	2.32	4.30	0.512	0.438	0.336
0.46	5.17	3.07	2.32	4.40	0.500	0.428	0.328
0.48	5.13	3.07	2.32	4.50	0.489	0.419	0.321
0.50	5.09	3.07	2.32	4.60	0.478	0.410	0.314
0.52	5.06	2.99	2.26	4.70	0.468	0.401	0.307
0.54	5.03	2.91	2.20	4.80	0.458	0.393	0.301
0.56	5.00	2.84	2.14	4.90	0.449	0.385	0.295
0.58	4.81	2.77	2.09	5.00	0.440	0.377	0.289
0.60	4.64	2.71	2.04	5.20	0.423	0.362	0.278
0.62	4.48	2.65	2.00	5.40	0.407	0.349	0.268
0.64	4.33	2.60	1.96	5.60	0.393	0.337	0.258
0.66	4.19	2.55	1.92	5.80	0.379	0.325	0.249
0.68	4.06	2.49	1.88	6.00	0.367	0.314	0.241
0.70	3.93	2.44	1.85	6.20	0.355	0.304	0.233
0.72	3.80	2.39	1.82	6.40	0.344	0.295	0.226
0.74	3.69	2.34	1.79	6.60	0.333	0.286	0.219
0.76	3.59	2.30	1.76	6.80	0.323	0.277	0.213
0.78	3.49	2.26	1.73	7.00	0.314	0.269	0.206
0.80	3.39	2.22	1.70	7.20	0.305	0.262	0.201
0.82	3.29	2.18	1.68	7.40	0.297	0.255	0.195
0.84	3.21	2.15	1.65	7.60	0.289	0.248	0.190
0.86	3.13	2.11	1.63	7.80	0.282	0.242	0.185
0.88	3.05	2.08	1.60	8.00	0.275	0.236	0.181
0.90	2.97	2.05	1.57	8.20	0.268	0.230	0.176
0.92	2.90	2.01	1.54	8.40	0.262	0.224	0.172
0.94	2.83	1.99	1.52	8.60	0.256	0.219	0.168
0.96	2.76	1.95	1.49	8.80	0.250	0.214	0.164
0.98	2.70	1.92	1.47	9.00	0.244	0.209	0.161
1.00	2.64	1.88	1.45	9.20	0.239	0.205	0.157
1.05	2.40	1.80	1.38	9.40	0.234	0.201	0.154
1.10	2.20	1.71	1.31	9.60	0.229	0.196	0.151
1.15	2.03	1.64	1.26	9.80	0.224	0.192	0.147
1.20	1.88	1.57	1.20	10.00	0.220	0.188	0.145
1.25	1.76	1.51	1.16	10.50	0.210	0.180	0.138
1.30	1.69	1.45	1.11	11.00	0.200	0.171	0.131
1.35	1.63	1.40	1.07	11.50	0.191	0.164	0.126
1.40	1.57	1.35	1.03	12.00	0.183	0.157	0.120
1.45	1.52	1.30	0.997	12.50	0.176	0.151	0.116
1.50	1.47	1.26	0.963	13.00	0.169	0.145	0.111
1.55	1.42	1.22	0.932	13.50	0.163	0.140	0.107
1.60	1.37	1.18	0.903	14.00	0.157	0.135	0.103
1.65	1.33	1.14	0.876	14.50	0.152	0.130	0.0997
1.70	1.29	1.11	0.850	15.00	0.147	0.126	0.0963
1.75	1.25	1.08	0.826	15.50	0.142	0.122	0.0932
1.80	1.22	1.05	0.803	16.00	0.137	0.118	0.0903
1.85	1.19	1.02	0.781	16.50	0.133	0.114	0.0876
1.90	1.16	0.992	0.761	17.00	0.129	0.111	0.0850
1.95	1.13	0.967	0.741	17.50	0.125	0.108	0.0826
2.00	1.10	0.942	0.723	18.00	0.122	0.105	0.0803
2.10	1.05	0.897	0.688	18.50	0.119	0.102	0.0781
2.20	1.00	0.857	0.657	19.00	0.116	0.0990	0.0761
2.30	0.956	0.820	0.628	19.50	0.113	0.0970	0.0741
2.40	0.916	0.785	0.602	20.00	0.110	0.0940	0.0723

表 5.3.2 鋼路 E-W' 6 2 応答スペクトル

Natural Periods (T) (sec)	$\beta = S_A / \ddot{Z}_{max}$			Natural Periods (T) (sec)	$\beta = S_A / \ddot{Z}_{max}$		
	n/p=0.00	0.02	0.05		n/p=0.00	0.02	0.05
0.00	1.0000	1.0000	1.0000	0.85	1.3921		
0.10	5.1370	1.9372	1.6063	0.90	1.0706	0.67064	0.52496
0.11	3.4902			0.95	1.0196		
0.12	3.9834	2.2661	1.7492	1.00	0.85479	0.69583	0.54081
0.13	5.8124			1.10	0.61506	0.43661	0.31600
0.14	2.3455	2.1552	1.9976	1.20	0.50364	0.35434	0.27827
0.15	3.2069			1.30	0.43300	0.26373	0.19955
0.16	3.8223	2.0055	1.8079	1.40	0.25875	0.22245	0.18134
0.17	4.1812			1.50	0.26447	0.21977	0.17244
0.18	5.1745	2.1660	1.6725	1.60	0.30654	0.19514	0.15909
0.19	3.7511			1.70	0.32393	0.21223	0.16815
0.20	2.7698	1.6877	1.4749	1.80	0.11758	0.12867	0.12778
0.21	5.1003			1.90	0.13694	0.12042	0.099913
0.22	2.4897	2.0142	1.9281	2.00	0.13507	0.11080	0.090593
0.23	5.6229			2.10	0.11765	0.090980	0.084936
0.24	6.3070	2.6451	2.4802	2.20	0.19125	0.11871	0.084632
0.25	6.0848			2.30	0.23232	0.13142	0.096047
0.26	5.7039	2.6881	2.6250	2.40	0.18585	0.12611	0.10050
0.27	7.4345			2.50	0.16777	0.12037	0.092872
0.28	7.2571	3.1545	2.6588	2.60	0.11711	0.090305	0.077816
0.29	6.0005			2.70	0.091819	0.076996	0.064541
0.30	9.1093	4.6327	2.9893	2.80	0.084537	0.071092	0.059474
0.32	15.765	7.6390	4.2134	2.90	0.091389	0.075257	0.068200
0.34	1.4576	8.2883	5.2089	3.00	0.10326	0.088297	0.077195
0.36	16.170	7.3492	4.5018	3.50	0.14649	0.11220	0.083047
0.38	10.639	5.4596	3.4650	4.00	0.089181	0.076147	0.061348
0.40	4.0453	29.321	25.102	4.50	0.10891	0.077058	0.060119
0.42	4.9072	29.683	23.778	5.00	0.058989	0.051869	0.045074
0.44	5.2908	32.888	23.738	5.50	0.044525	0.038567	0.037134
0.46	3.0532	22.758	20.412	6.00	0.030438	0.029355	0.030509
0.48	2.2976	22.143	19.855	6.50	0.042128	0.037898	0.036076
0.50	5.2453	3.0831	20.602	7.00	0.062468	0.052402	0.042278
0.55	3.5500			7.50	0.064334	0.052988	0.042208
0.60	2.5607	1.4554	10.790	8.00	0.053238	0.043929	0.037058
0.65	1.1420			8.50	0.038400	0.033517	0.031521
0.70	0.90840	0.68614	0.60222	9.00	0.033401	0.030225	0.026348
0.75	0.95867			9.50	0.028074	0.026356	0.023723
0.80	1.1347	0.86164	0.70256	10.00	0.025083	0.023935	0.021926

表-5.3.3 銅路E-W 62 デジタル数値

時 間 (sec)	加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加 速 度 (gal)
0.000	-16.000	2.260	-24.750	4.200	11.500	6.000	4.000	7.600	6.500	9.240	25.250	10.630	-50.500	12.190	-81.000	14.340	-114.750
0.100	29.000	2.300	-17.250	4.270	59.000	6.100	-28.500	7.620	14.000	9.280	-4.750	10.700	25.250	12.250	-91.000	14.350	-178.500
0.200	-19.750	2.320	-18.500	4.300	34.000	6.200	41.500	7.670	1.500	9.300	-6.000	10.790	-23.500	12.300	16.500	14.370	-177.250
0.270	16.500	2.400	47.750	4.380	-33.500	6.300	-16.000	7.700	19.000	9.350	-43.500	10.800	-64.750	12.390	95.250	14.390	-188.500
0.300	14.000	2.450	16.500	4.400	-27.250	6.370	-26.000	7.800	-14.750	9.400	-2.250	10.840	-7.250	12.500	-62.250	14.500	-37.270
0.400	-11.000	2.500	-46.000	4.430	-56.000	6.400	-4.750	7.900	-26.000	9.440	-2.250	10.870	-13.500	12.600	72.750	14.570	184.000
0.500	14.000	2.600	24.000	4.500	17.750	6.490	27.750	7.950	31.500	9.500	26.500	10.900	7.750	12.670	121.500	14.580	221.500
0.560	4.000	2.680	46.500	4.580	49.000	6.500	21.500	8.000	-1.000	9.560	35.250	10.940	11.500	12.600	-67.750	14.700	-21.000
0.600	7.750	2.700	-3.500	4.600	31.500	6.580	-31.000	8.030	-21.000	9.600	-44.750	10.980	41.500	12.780	-142.250	14.750	-151.000
0.700	-6.000	2.800	-58.500	4.630	29.000	6.600	-6.000	8.100	16.500	9.630	-42.250	11.000	35.250	12.830	-176.000	14.800	-17.250
0.760	20.250	2.900	49.000	4.700	-38.500	6.620	-6.000	8.140	19.000	9.670	-49.750	11.050	-6.000	12.890	-112.250	14.830	57.750
0.800	4.000	3.000	-38.500	4.780	-49.750	6.670	25.250	8.200	-33.500	9.700	7.750	11.070	25.250	12.980	127.750	14.890	111.500
0.840	-4.750	3.020	-21.000	4.800	4.000	6.700	19.000	8.240	-21.000	9.730	84.000	11.100	1.500	13.000	149.000	14.900	135.250
0.900	6.500	3.100	-6.000	4.900	49.000	6.760	-13.500	8.300	-42.250	9.780	69.000	11.200	-8.500	13.100	-26.000	14.990	-87.250
0.960	1.500	3.140	32.750	4.990	-27.250	6.800	10.250	8.330	34.000	9.790	75.250	11.220	10.250	13.180	131.000	15.060	-208.500
1.000	11.500	3.170	14.000	5.000	-21.000	6.870	-13.500	8.400	41.500	9.810	-11.000	11.270	-14.750	13.270	171.500	15.180	-156.500
1.100	0.250	3.200	32.750	5.050	-29.750	6.900	-8.500	8.480	4.000	9.860	-13.500	11.300	27.750	13.390	-83.500	15.220	156.500
1.180	12.750	3.300	-24.750	5.100	1.500	6.940	12.750	8.500	-33.500	9.900	-71.000	11.320	-4.750	13.410	-106.000	15.300	-6.000
1.200	-2.250	3.400	12.750	5.120	29.000	6.970	-16.000	8.530	-76.000	9.920	-57.250	11.400	-21.000	13.470	-173.500	15.360	-189.750
1.300	0.250	3.420	32.750	5.200	1.500	7.000	7.750	8.550	-24.750	9.940	-56.000	11.410	-33.500	13.560	44.000	15.480	151.500
1.320	12.750	3.500	-2.250	5.240	-8.500	7.050	16.500	8.590	-3.500	10.000	36.500	11.460	-2.250	13.580	131.500	15.490	166.500
1.400	-4.750	3.560	-52.250	5.300	19.000	7.060	1.500	8.600	41.500	10.070	16.500	11.500	-26.000	13.600	191.500	15.600	69.000
1.470	-13.500	3.600	-29.750	5.400	11.500	7.100	10.250	8.660	-21.500	10.100	1.500	11.530	0.250	13.690	107.750	15.680	-156.000
1.500	4.000	3.670	59.000	5.460	-28.500	7.130	7.750	8.700	29.750	10.120	4.000	11.570	-4.750	13.790	-78.500	15.710	-58.500
1.570	20.250	3.700	57.750	5.500	-18.500	7.160	-21.000	8.800	49.000	10.140	-11.000	11.600	41.500	13.840	-131.000	15.740	-83.500
1.600	10.250	3.790	-46.000	5.600	31.500	7.170	-8.500	8.870	1.500	10.170	14.000	11.700	-33.500	13.900	-21.000	15.800	69.000
1.700	-6.000	3.800	-36.000	5.660	24.000	7.200	-23.500	8.900	11.500	10.200	12.750	11.770	-27.250	13.940	77.750	15.810	175.250
1.770	-14.750	3.820	-68.500	5.700	6.500	7.270	7.750	8.970	-21.000	10.240	-21.000	11.800	34.000	14.000	-56.000	15.860	210.250
1.800	0.250	3.900	6.500	5.720	4.000	7.300	0.250	9.000	-9.750	10.270	-4.750	11.820	71.500	14.040	-58.500	15.980	-129.750
1.870	34.000	3.970	70.250	5.740	-13.500	7.320	31.500	9.050	-4.750	10.300	-33.500	11.900	-14.750	14.090	-106.000	16.020	-289.750
1.900	14.000	4.000	25.250	5.800	-21.000	7.380	9.000	9.070	16.500	10.380	-57.250	11.980	-62.250	14.110	-133.500	16.150	39.000
2.000	-29.750	4.080	-28.500	5.840	-8.500	7.400	-23.500	9.100	-3.500	10.400	-46.000	12.000	-21.000	14.170	144.000	16.170	166.500
2.100	36.500	4.100	-13.500	5.870	-21.000	7.460	-8.500	9.120	-14.750	10.500	50.250	12.070	81.500	14.180	201.500	16.200	247.750
2.160	35.250	4.130	-48.500	5.900	16.500	7.500	-27.250	9.200	9.000	10.510	91.500	12.100	67.750	14.210	226.500	16.300	59.000
2.200	-12.250	4.170	-48.500	5.930	36.500	7.570	25.250	9.210	20.250	10.600	-29.750	12.120	62.750	14.300	25.250	16.360	-208.500

表-5.3.3 (続き)

時 間 (sec)	加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加 速 度 (gal)	時 間 (sec)	加 速 度 (gal)
16.380	-158.500	17.910	111.500	19.260	-74.750	20.600	-38.500	22.160	-21.000	23.600	-17.250	25.040	36.500	26.740	-39.750	28.400	34.000
16.390	-176.000	17.940	110.250	19.280	-127.250	20.650	-103.500	22.200	-4.750	23.630	1.500	25.080	15.250	26.800	0.250	28.500	-33.500
16.490	79.000	17.950	174.000	19.330	-63.500	20.700	-6.000	22.240	84.000	23.660	29.000	25.100	19.000	26.830	30.250	28.520	-43.500
16.540	161.500	17.970	170.250	19.360	-81.000	20.720	74.000	22.300	10.250	23.680	14.000	25.180	-6.000	26.870	-1.000	28.600	16.500
16.580	125.250	18.100	-43.500	19.400	16.500	20.760	79.000	22.320	16.500	23.700	14.000	25.200	14.000	26.900	-12.250	28.700	4.000
16.700	4.000	18.150	-176.000	19.440	44.000	20.780	141.500	22.340	-26.000	23.770	-33.500	25.300	-33.500	26.930	-29.750	28.780	11.500
16.750	-216.000	18.180	-142.250	19.480	154.000	20.820	49.000	22.400	-31.000	23.800	16.500	25.340	-56.000	27.000	-11.000	28.800	4.000
16.880	136.500	18.240	70.250	19.600	-67.250	20.900	-63.500	22.460	37.750	23.830	19.000	25.400	-21.000	27.040	-11.000	28.840	-38.500
16.930	191.500	18.270	107.750	19.620	-46.000	20.940	-37.250	22.500	41.500	23.850	29.000	25.500	34.000	27.070	6.500	28.880	-28.500
16.990	-116.500	18.280	150.250	19.630	-171.000	21.000	-46.000	22.520	41.500	23.900	-11.000	25.540	19.000	27.100	14.000	28.900	-32.250
17.050	-224.750	18.310	89.000	19.700	-83.500	21.010	-58.500	22.600	-14.750	23.920	-38.500	25.580	26.500	27.180	19.000	28.940	-41.000
17.060	-299.750	18.350	121.500	19.730	-109.000	21.040	-28.500	22.640	-33.500	24.000	-21.000	25.600	20.250	27.200	9.000	29.000	6.500
17.160	0.000	18.370	61.500	19.770	25.250	21.080	-51.000	22.670	-26.000	24.040	16.500	25.700	-26.000	27.230	0.000	29.100	16.500
17.170	361.500	18.390	104.000	19.780	176.500	21.100	-48.500	22.700	-51.000	24.100	34.000	25.800	-1.000	27.260	-1.000	29.180	0.250
17.180	341.500	18.440	10.250	19.790	79.000	21.160	30.250	22.750	9.000	24.140	11.500	25.830	-1.000	27.300	1.500	29.200	6.500
17.190	346.500	18.470	-3.500	19.920	-12.250	21.180	19.000	22.800	-14.750	24.200	165.000	25.870	-4.750	27.360	-29.750	29.300	-13.500
17.200	372.750	18.490	-81.000	19.940	-14.750	21.200	34.000	22.820	-3.500	24.280	-31.000	25.900	4.000	27.400	-19.750	29.370	44.000
17.260	186.000	18.550	-183.500	19.960	-123.500	21.300	9.000	22.870	-62.250	24.300	-8.500	25.940	16.500	27.430	-4.750	29.400	31.500
17.350	0.000	18.580	-151.000	19.990	-98.500	21.380	-64.750	22.900	6.500	24.330	9.000	26.000	-31.000	27.490	-11.000	29.480	-28.500
17.370	-179.750	18.650	41.500	20.030	-128.500	21.400	-6.000	22.930	70.250	24.370	1.500	26.030	-51.000	27.500	21.500	29.500	-23.500
17.390	-313.500	18.670	41.500	20.090	49.000	21.460	135.250	22.970	64.750	24.400	16.500	26.080	-7.250	27.600	-43.500	29.520	-21.000
17.400	-312.250	18.680	131.500	20.100	-12.250	21.500	71.500	22.990	106.500	24.450	-43.500	26.100	-8.500	27.620	-43.500	29.540	-33.500
17.440	-307.250	18.720	112.750	20.150	81.500	21.580	-129.750	23.090	-58.500	24.500	5.250	26.140	20.250	27.700	36.500	29.570	-23.500
17.550	89.000	18.750	116.500	20.200	45.250	21.610	-194.750	23.100	-46.000	24.570	-13.500	26.200	16.500	27.780	-4.750	29.600	-21.000
17.560	166.500	18.790	96.500	20.240	32.750	21.700	-21.000	23.110	-28.500	24.600	-8.500	26.230	20.250	27.800	-6.000	29.640	-18.500
17.570	249.000	18.880	-88.500	20.280	-29.750	21.710	84.000	23.130	-36.000	24.630	16.500	26.300	-22.250	27.840	36.000	29.680	45.250
17.590	212.750	18.890	-88.500	20.300	-19.750	21.780	154.000	23.180	-8.500	24.680	-17.250	26.320	-39.750	27.900	0.250	29.700	35.250
17.680	71.500	18.900	-74.750	20.350	-64.750	21.880	37.750	23.200	-11.000	24.700	-8.500	26.360	-29.750	27.960	21.500	29.800	16.500
17.700	74.000	18.940	-117.250	20.360	-58.500	21.900	32.750	23.240	-43.500	24.730	-1.000	26.400	-39.750	28.000	1.500	29.890	-79.750
17.710	24.000	19.000	19.000	20.400	-66.000	21.930	-13.500	23.300	-8.500	24.780	0.250	26.480	1.500	28.100	-36.000	30.000	41.500
17.740	11.500	19.020	96.500	20.420	36.500	21.970	-7.250	23.360	-0.850	24.800	19.000	26.500	-1.000	28.170	-33.500	30.100	29.000
17.770	-174.750	19.080	132.750	20.450	36.500	22.000	-28.500	23.400	25.250	24.880	6.500	26.540	-4.750	28.200	25.250	30.120	1.500
17.800	-251.000	19.100	159.000	20.480	64.000	22.030	-104.750	23.460	66.500	24.900	-33.500	26.600	35.250	28.240	4.000	30.200	-8.500
17.840	-198.500	19.200	-16.000	20.500	61.500	22.070	-91.000	23.500	10.250	24.980	-41.000	26.680	-33.500	28.300	7.750	30.250	-46.000
17.850	-188.500	19.220	-99.750	20.530	69.000	22.090	-117.250	23.560	-5.600	25.000	-3.500	26.700	-36.000	28.330	-4.750	30.300	-12.250

5.3.3 (続き)

時 間 (sec)	加速度 (gal)	時 間 (sec)	加速度 (gal)	時 間 (sec)	加速度 (gal)	時 間 (sec)	加速度 (gal)	時 間 (sec)	加速度 (gal)	時 間 (sec)	加速度 (gal)	時 間 (sec)	加速度 (gal)	時 間 (sec)	加速度 (gal)	時 間 (sec)	加速度 (gal)
30.350	29.000	32.250	-58.500	34.300	-26.000	36.300	12.750	38.700	4.000								
30.400	21.500	32.300	-33.500	34.370	-13.500	36.400	-21.000	38.780	36.500								
30.460	14.000	32.400	20.250	34.380	4.000	36.500	11.500	38.800	31.500								
30.470	-8.500	32.450	7.750	34.400	9.000	36.560	31.500	38.900	6.500								
30.500	-17.250	32.500	35.250	34.470	20.250	36.600	20.250	39.000	19.000								
30.550	-66.000	32.600	1.500	34.500	6.500	36.700	-28.500										
30.600	-33.500	32.650	-48.500	34.580	6.500	36.780	6.500										
30.690	75.250	32.700	-18.500	34.600	4.000	36.800	7.250										
30.800	-11.000	32.740	14.000	34.700	-16.000	36.900	46.500										
30.840	-17.250	32.800	12.750	34.740	-4.750	37.000	-18.500										
30.880	-51.000	32.840	46.500	34.800	-1.000	37.100	-67.250										
30.900	-51.000	32.900	32.750	34.900	-11.000	37.200	10.250										
30.980	-4.750	32.990	-17.250	34.970	6.500	37.300	34.000										
31.000	29.000	33.000	-43.500	35.000	-4.750	37.390	16.500										
31.060	4.000	33.100	-21.000	35.040	-6.000	37.400	-8.500										
31.100	20.250	33.170	36.500	35.100	22.750	37.500	16.500										
31.160	7.750	33.200	32.750	35.200	4.000	37.520	20.250										
31.170	-17.250	33.230	7.750	35.300	-33.500	37.600	7.750										
31.200	-27.250	33.300	-21.000	35.400	31.500	37.680	-36.000										
31.270	-46.000	33.340	-62.250	35.500	-16.000	37.700	-24.750										
31.300	-28.500	33.400	-4.750	35.580	20.250	37.720	-3.500										
31.400	20.250	33.500	32.750	35.600	17.750	37.800	25.250										
31.500	-32.250	33.570	-11.000	35.700	-4.750	37.900	10.250										
31.600	14.000	33.600	-17.250	35.740	7.750	37.930	-13.500										
31.700	19.000	33.680	-49.750	35.800	-1.000	38.000	-16.000										
31.750	31.500	33.700	10.250	35.870	1.500	38.100	9.000										
31.800	25.250	33.800	47.750	35.900	-4.750	38.160	25.250										
31.840	-13.500	33.850	32.750	35.930	-6.000	38.200	11.500										
31.900	-1.000	33.900	-26.000	35.970	1.500	38.300	-14.750										
31.940	-29.750	33.970	-33.500	36.000	1.500	38.350	-13.500										
31.980	-41.000	34.000	-8.500	36.050	4.000	38.380	10.250										
32.000	-29.750	34.020	14.000	36.100	-11.000	38.400	14.000										
32.100	61.500	34.100	25.250	36.140	-24.750	38.450	25.250										
32.160	-3.500	34.120	45.250	36.200	-2.250	38.500	11.500										
32.200	-16.000	34.200	24.000	36.270	16.500	38.600	-11.000										

表-5.4.1 面内固有周期一覧表

次・数	固有円振動数P (rad/sec)	固有周期T (sec)	モード寄与率Fx	モード寄与率Fy	相当質量
1	7.01006×10 ⁻¹	8.96310	1.95076×10	6.92451×10 ⁻¹	4.04185×10 ⁻³
2	7.01303×10 ⁻¹	8.95930	1.93804×10	-5.64734×10 ⁻¹	3.98768×10 ⁻³
3	8.51079×10 ⁻¹	7.38261	-1.34553×10	-6.79222×10 ⁻¹	1.92539×10 ⁻³
4	1.17370	5.35330	-9.15312×10 ⁻²	-1.85367×10	3.64505×10 ⁻³
5	1.53541	4.09219	4.66844×10 ⁻¹	1.39669×10	2.07162×10 ⁻³
6	1.89163	3.32158	1.01241×10	-1.14835×10 ⁻¹	1.08741×10 ⁻³
7	2.06942	3.03620	1.04570	8.74203×10 ⁻¹	1.97064×10 ⁻³
8	2.31497	2.71416	1.17083	4.37396×10	2.03090×10 ⁻³
9	2.79002	2.25202	3.83053×10 ⁻¹	1.41574×10	2.12772×10 ⁻³
10	3.48312	1.80390	6.24244	-5.78238×10 ⁻²	4.13402×10 ⁻⁴
11	4.22148	1.48838	-1.27603×10 ⁻¹	-4.84135	2.48806×10 ⁻⁴
12	4.88589	1.28599	3.03682	1.05550×10 ⁻²	9.78294×10 ⁻⁵
13	5.02680	1.24994	5.22140×10	-1.00591	2.89308×10 ⁻⁵
14	5.39451	1.16474	-2.40957	-4.13971×10 ⁻¹	6.34074×10 ⁻⁵
15	5.39470	1.16470	2.55553	-9.28564×10 ⁻²	6.93686×10 ⁻⁵
16	5.47648	1.14730	-7.03927×10 ⁻²	2.18487	5.06907×10 ⁻⁵
17	5.95670	1.05481	2.73265	-7.13846×10 ⁻²	7.92665×10 ⁻⁵
18	6.28175	1.00023	-3.44468×10 ⁻²	-5.66572×10 ⁻¹	3.41774×10 ⁻⁶
19	6.86073	9.15819×10 ⁻¹	3.17252×10	2.70149×10 ⁻¹	1.06774×10 ⁻²
20	7.06948	8.88776×10 ⁻¹	1.81555×10	-2.03442×10 ⁻¹	3.49702×10 ⁻³
21	9.79133	6.41709×10 ⁻¹	-7.93252×10	2.59624×10 ⁻¹	6.67504×10 ⁻²
22	1.00085×10	6.27788×10 ⁻¹	7.39438	6.67951	1.05328×10 ⁻³
23	1.00120×10	6.27563×10 ⁻¹	8.01392×10 ⁻¹	6.73098	4.87411×10 ⁻⁴
24	1.09023×10	5.76319×10 ⁻¹	1.18132×10 ²	-1.46089	1.48057×10 ⁻¹
25	1.45956×10	4.30486×10 ⁻¹	-4.13327×10 ⁻¹	1.16218	1.61399×10 ⁻⁵
26	1.45960×10	4.30472×10 ⁻¹	-2.21364×10 ⁻¹	7.72222×10 ⁻¹	6.84554×10 ⁻⁶
27	1.75847×10	3.57311×10 ⁻¹	5.87916×10 ¹	1.12451	3.66789×10 ⁻²
28	1.79591×10	3.49861×10 ⁻¹	3.25371	-3.07217	2.12420×10 ⁻⁴
29	1.79594×10	3.49854×10 ⁻¹	7.01201×10 ⁻¹	-3.51580	1.36337×10 ⁻⁴
30	1.85148×10	3.39360×10 ⁻¹	1.05859×10 ²	5.35103×10 ⁻¹	1.18875×10 ⁻¹
31	1.98138×10	3.17111×10 ⁻¹	-4.95497×10	-1.36913	2.60639×10 ⁻²
32	2.01470×10	3.11867×10 ⁻¹	-1.10472×10	1.04862×10	2.46103×10 ⁻³
33	2.15554×10	2.91489×10 ⁻¹	3.04302	1.28606×10 ²	1.75546×10 ⁻¹
34	2.21122×10	2.84150×10 ⁻¹	4.58374×10	-9.81140	2.33090×10 ⁻²
35	2.23815×10	2.80731×10 ⁻¹	5.18920	9.04965×10	8.71597×10 ⁻²
36	2.35394×10	2.66922×10 ⁻¹	-1.92243×10	8.82264	4.74609×10 ⁻³
37	2.41458×10	2.60219×10 ⁻¹	-1.19626×10	1.78693×10	4.90521×10 ⁻³
38	3.23473×10	1.94241×10 ⁻¹	3.06090×10	3.06861×10 ⁻¹	9.93958×10 ⁻³
39	3.39027×10	1.85330×10 ⁻¹	5.44438×10 ⁻²	6.01248×10	3.83473×10 ⁻²
40	3.65761×10	1.71784×10 ⁻¹	-1.23728×10 ⁻²	1.22718×10 ²	1.59752×10 ⁻¹
41	3.95067×10	1.59041×10 ⁻¹	3.14082×10	5.60042×10 ⁻¹	1.04677×10 ⁻²
42	4.01168×10	1.56622×10 ⁻¹	-5.87520	1.05863	3.78049×10 ⁻⁴
43	4.13692×10	1.51881×10 ⁻¹	-4.90386	7.09714×10 ⁻¹	2.60439×10 ⁻⁴
44	4.47157×10	1.40514×10 ⁻¹	-1.68432×10 ⁻¹	-3.88164	1.60131×10 ⁻⁴
45	4.53203×10	1.38639×10 ⁻¹	1.15583	1.74997×10 ⁻¹	1.44962×10 ⁻⁵
46	5.40528×10	1.16242×10 ⁻¹	8.98729	-4.31959×10 ⁻²	8.56828×10 ⁻⁴
47	6.96076×10	9.02658×10 ⁻²	-2.39070×10 ⁻³	-9.46369×10 ⁻¹	9.50059×10 ⁻⁶
48	6.98325×10	8.99750×10 ⁻²	-3.57830×10 ⁻²	-1.31773×10 ⁻¹	1.97779×10 ⁻⁷
49	8.01977×10	7.83462×10 ⁻²	3.47397×10 ⁻²	1.76932×10 ⁻¹	3.44880×10 ⁻⁷
50	8.03769×10	7.81716×10 ⁻²	-1.18193×10 ⁻¹	5.07732×10 ⁻¹	1.75534×10 ⁻⁷
51	8.61596×10	7.29250×10 ⁻²	1.28966×10 ⁻¹	7.43489×10 ⁻²	2.35070×10 ⁻⁷
52	8.63809×10	7.27381×10 ⁻²	-2.64967×10 ⁻¹	3.26760×10 ⁻²	7.56076×10 ⁻⁷
53	9.40325×10	6.68193×10 ⁻²	-7.65295×10 ⁻²	2.77407×10 ⁻²	7.02907×10 ⁻⁸
54	9.41542×10	6.67329×10 ⁻²	1.44290×10 ⁻¹	1.51546×10 ⁻²	2.23286×10 ⁻⁷
55	1.05424×10 ²	5.95992×10 ⁻²	-3.17373×10 ⁻³	4.56823×10 ⁻²	2.22441×10 ⁻⁸
56	1.05602×10 ²	5.94988×10 ⁻²	9.06514×10 ⁻⁴	-4.33636×10 ⁻²	1.99557×10 ⁻⁸
57	1.26138×10 ²	4.98121×10 ⁻²	2.95424×10 ⁻³	-2.66978×10 ⁻²	7.65357×10 ⁻⁸
58	1.26214×10 ²	4.97820×10 ⁻²	-4.55110×10 ⁻³	-3.57509×10 ⁻²	1.37779×10 ⁻⁸
59	1.27976×10 ²	4.90966×10 ⁻²	6.66230×10 ⁻²	8.57891×10 ⁻⁴	4.70920×10 ⁻⁸
60	1.28290×10 ²	4.89765×10 ⁻²	8.23026×10 ⁻²	6.20535×10 ⁻⁴	7.18585×10 ⁻⁸
61	1.31663×10 ²	4.77216×10 ⁻²	5.87108×10 ⁻³	2.12036×10 ⁻³	4.13339×10 ⁻¹⁰
62	1.31676×10 ²	4.77170×10 ⁻²	-4.41280×10 ⁻³	-4.15127×10 ⁻³	1.84897×10 ⁻⁸
63	1.41838×10 ²	4.42984×10 ⁻²	2.16577×10 ⁻⁴	6.79340×10 ⁻³	4.90052×10 ⁻¹⁰
64	1.41868×10 ²	4.42890×10 ⁻²	-3.84991×10 ⁻⁴	1.80243×10 ⁻⁴	1.91689×10 ⁻¹²
65	1.64116×10 ²	3.82850×10 ⁻²	1.02280×10 ⁻³	4.12272×10 ⁻⁴	1.29000×10 ⁻¹¹
66	1.64116×10 ²	3.82849×10 ⁻²	9.41158×10 ⁻⁴	-1.83372×10 ⁻⁴	9.75288×10 ⁻¹²
67	1.79326×10 ²	3.50379×10 ⁻²	-3.75419×10 ⁻³	-2.63626×10 ⁻⁴	7.52182×10 ⁻⁹
68	1.79330×10 ²	3.50370×10 ⁻²	-6.30257×10 ⁻⁴	2.75540×10 ⁻³	8.05790×10 ⁻⁹
69	2.17574×10 ²	2.88784×10 ⁻²	-1.59560×10 ⁻³	-3.32094×10 ⁻³	1.43997×10 ⁻¹⁰
70	2.17576×10 ²	2.88782×10 ⁻²	2.21637×10 ⁻⁴	6.09384×10 ⁻³	3.94442×10 ⁻¹⁰
71	2.42689×10 ²	2.58899×10 ⁻²	7.77676×10 ⁻⁴	4.28327×10 ⁻³	2.01031×10 ⁻¹⁰
72	2.42689×10 ²	2.58899×10 ⁻²	-1.56315×10 ⁻⁴	3.57419×10 ⁻³	1.35772×10 ⁻¹⁰
73	2.74561×10 ⁴	3.59941×10 ⁻⁴	1.03180×10 ⁻⁹	2.66061×10 ⁻⁹	8.63845×10 ⁻²³

表-5.4.2 橋軸直角方向固有周期一覽表

次 数	固有円振動数 P (rad/sec)	固有周期 T (sec)	モード寄与率 Fz	相当質量 f
1	504135×10 ⁻¹	1.24633×10	395061×10	3.34373×10 ⁻²
2	143461	4.37972	-8.30398×10 ⁻²	1.47732×10 ⁻⁷
3	252826	2.48518	4.73466×10 ⁻¹	4.80265×10 ⁻⁶
4	253493	2.47864	7.65192	1.25442×10 ⁻³
5	292467	2.14834	-1.47666×10	4.67160×10 ⁻³
6	350926	1.79046	4.25443	3.87779×10 ⁻⁴
7	351881	1.78560	1.96025×10	8.23235×10 ⁻³
8	400330	1.56950	-2.63722×10 ⁻¹	1.49004×10 ⁻⁶
9	418747	1.50047	5.08272	5.53472×10 ⁻⁴
10	449486	1.39786	1.81440×10	7.05295×10 ⁻³
11	450011	1.39623	2.21853×10	1.05447×10 ⁻²
12	509686	1.23276	1.71097×10 ⁻¹	6.27175×10 ⁻⁷
13	550098	1.14219	-2.72896	1.59550×10 ⁻⁴
14	554280	1.13358	4.12010×10 ⁻¹	3.63678×10 ⁻⁶
15	645140	9.73926×10 ⁻¹	4.72064×10 ⁻¹	4.77425×10 ⁻⁶
16	646346	9.72109×10 ⁻¹	5.62214×10 ⁻¹	6.77184×10 ⁻⁶
17	652774	9.62536×10 ⁻¹	2.29152	1.12499×10 ⁻⁴
18	654713	9.59685×10 ⁻¹	1.26587	3.43305×10 ⁻⁵
19	706208	8.89707×10 ⁻¹	6.42840	8.85336×10 ⁻⁴
20	716662	8.76729×10 ⁻¹	-1.11497×10 ⁻¹	2.66335×10 ⁻⁷
21	762136	8.24417×10 ⁻¹	-8.20161	1.44112×10 ⁻³
22	891866	7.04499×10 ⁻¹	6.98780	10.4613×10 ⁻³
23	905912	6.93576×10 ⁻¹	1.35141×10	3.91272×10 ⁻³
24	973801	6.45223×10 ⁻¹	-1.41374×10	4.28194×10 ⁻³
25	1.01345×10	6.19977×10 ⁻¹	4.24019×10	3.85188×10 ⁻²
26	1.03388×10	6.07763×10 ⁻¹	1.23536×10 ²	3.26955×10 ⁻¹
27	1.08621×10	5.78448×10 ⁻¹	-1.84252×10	7.27320×10 ⁻³
28	1.14401×10	5.49223×10 ⁻¹	-7.03190	1.05937×10 ⁻³
29	1.15162×10	5.45595×10 ⁻¹	3.28727	2.31512×10 ⁻⁴
30	1.26276×10	4.97575×10 ⁻¹	-1.55645	5.19004×10 ⁻⁵
31	1.26419×10	4.97011×10 ⁻¹	2.11730	9.60435×10 ⁻⁵
32	1.28846×10	4.87650×10 ⁻¹	6.01444	7.74985×10 ⁻⁴
33	1.54876×10	4.05691×10 ⁻¹	-2.11629	9.59520×10 ⁻⁵
34	1.70692×10	3.68102×10 ⁻¹	5.55119×10	6.60200×10 ⁻²
35	1.72330×10	3.64602×10 ⁻¹	-3.86905×10	3.20709×10 ⁻²
36	1.74141×10	3.60810×10 ⁻¹	7.89037	1.33382×10 ⁻³
37	1.79946×10	3.49171×10 ⁻¹	1.05482×10 ²	2.38373×10 ⁻¹
38	1.91570×10	3.27984×10 ⁻¹	-3.49846×10 ⁻¹	2.62215×10 ⁻⁶
39	1.98918×10	3.15868×10 ⁻¹	-8.29486×10 ⁻¹	1.47408×10 ⁻⁵
40	2.14051×10	2.93537×10 ⁻¹	5.16670×10	5.71912×10 ⁻²
41	2.15521×10	2.91535×10 ⁻¹	6.11409×10	8.00879×10 ⁻²
42	2.82688×10	2.22266×10 ⁻¹	2.82114×10	1.70511×10 ⁻²
43	3.07472×10	2.04350×10 ⁻¹	4.31957×10	3.99746×10 ⁻²
44	3.83344×10	1.85709×10 ⁻¹	-5.33172×10	6.09028×10 ⁻⁶
45	3.39127×10	1.85275×10 ⁻¹	1.26215	3.41291×10 ⁻⁵
46	4.37961×10	1.43464×10 ⁻¹	9.02375	1.74453×10 ⁻³
47	4.83812×10	1.29868×10 ⁻¹	2.40693×10	1.24116×10 ⁻²
48	5.06231×10	1.24117×10 ⁻¹	4.65846	4.64930×10 ⁻⁴
49	5.09086×10	1.23421×10 ⁻¹	1.19801	3.07484×10 ⁻⁵
50	6.27883×10	1.00069×10 ⁻¹	-4.75087×10 ⁻¹	4.83558×10 ⁻⁶
51	6.30448×10	9.96622×10 ⁻²	-3.57972×10 ⁻¹	2.74537×10 ⁻⁶
52	6.94900×10	9.04186×10 ⁻²	5.52484×10 ⁻¹	6.53947×10 ⁻⁶
53	7.53154×10	8.34249×10 ⁻²	-1.01269	2.19712×10 ⁻⁵
54	1.36544×10 ²	4.60158×10 ⁻²	6.85974×10 ⁻¹	1.00813×10 ⁻⁵
55	1.57017×10 ²	4.00160×10 ⁻²	-7.61166×10 ⁻¹	1.24126×10 ⁻⁵
56	1.78920×10 ²	3.51172×10 ⁻²	2.88398×10 ⁻²	1.78192×10 ⁻⁵
57	1.79763×10 ²	3.49525×10 ⁻²	-1.09064×10 ⁻²	2.54841×10 ⁻⁹
58	2.46687×10 ²	2.54703×10 ⁻²	-9.04934×10 ⁻²	1.75443×10 ⁻⁷
59	2.63172×10 ²	2.38748×10 ⁻²	-5.01544×10 ⁻¹	5.38916×10 ⁻⁶
60	3.11594×10 ²	2.01646×10 ⁻²	1.24346×10 ⁻¹	3.31257×10 ⁻⁷
61	3.14692×10 ²	1.99661×10 ⁻²	3.85886×10 ⁻³	3.19022×10 ⁻¹⁰
62	3.28284×10 ²	1.91395×10 ⁻²	-5.43557×10 ⁻³	6.32984×10 ⁻¹⁰
63	3.40483×10 ²	1.84537×10 ⁻²	1.76715×10 ⁻¹	6.69037×10 ⁻⁷
64	4.78640×10 ²	1.31271×10 ⁻²	3.63206×10 ⁻²	2.82624×10 ⁻⁸
65	4.97540×10 ²	1.26285×10 ⁻²	4.20353×10 ⁻⁴	3.78558×10 ⁻¹²
66	5.04749×10 ²	1.24481×10 ⁻²	-1.65394×10 ⁻²	5.86063×10 ⁻⁹
67	6.30687×10 ²	9.96245×10 ⁻³	-2.65587×10 ⁻⁵	1.51118×10 ⁻¹⁰
68	6.31151×10 ²	9.95512×10 ⁻³	1.70051×10 ⁻⁴	6.19531×10 ⁻¹³
69	6.64024×10 ²	9.46228×10 ⁻³	-6.96268×10 ⁻³	1.03862×10 ⁻⁹
70	7.84587×10 ²	8.00827×10 ⁻³	2.23410×10 ⁻⁵	1.06932×10 ⁻¹⁴
71	7.85758×10 ²	7.99634×10 ⁻³	1.02695×10 ⁻⁴	2.25945×10 ⁻¹³
72	8.45196×10 ²	7.43400×10 ⁻³	-1.92307×10 ⁻⁵	7.92305×10 ⁻¹⁵
73	8.45405×10 ²	7.43216×10 ⁻³	-9.37906×10 ⁻⁶	1.88461×10 ⁻¹⁵

表- 5.5.1 橋軸水平方向地震による各構造部材の主要な応答

応答の種類	地 震 入 力		応答スペクトルによる応答 $\sqrt{I+1}^2$						観測 E-W 直接応答	
			平均応答スペクトル (1964)			観測 E-W 応答スペクトル				
	位 置		n/p = 0.00	0.02	0.05	0.00	0.02	0.05	0.02	0.05
水 平 変 位 (m)	下 関 側 主 塔	0点(塔頂)	9.985×10 ⁻³	7.048×10 ⁻³	5.395×10 ⁻³	8.081×10 ⁻³	4.305×10 ⁻³	2.675×10 ⁻³	5.977×10 ⁻³	3.484×10 ⁻³
		1/8点	1.460×10 ⁻³	9.921×10 ⁻⁴	7.586×10 ⁻⁴	2.069×10 ⁻⁴	1.009×10 ⁻⁴	5.938×10 ⁻⁵	1.311×10 ⁻⁵	7.995×10 ⁻⁵
		2/8点	1.938×10 ⁻³	1.307×10 ⁻³	1.001×10 ⁻³	2.374×10 ⁻⁴	1.157×10 ⁻⁴	6.907×10 ⁻⁵	—	—
		3/8点	1.930×10 ⁻³	1.330×10 ⁻³	1.022×10 ⁻³	1.268×10 ⁻⁴	6.645×10 ⁻⁵	4.175×10 ⁻⁵	-9.483×10 ⁻⁵	-5.127×10 ⁻⁵
		4/8点	1.765×10 ⁻³	1.211×10 ⁻³	9.304×10 ⁻⁴	8.193×10 ⁻⁵	4.844×10 ⁻⁵	3.139×10 ⁻⁵	—	—
		5/8点	1.486×10 ⁻³	9.793×10 ⁻⁴	7.498×10 ⁻⁴	1.706×10 ⁻⁴	8.406×10 ⁻⁵	5.034×10 ⁻⁵	1.161×10 ⁻⁵	7.325×10 ⁻⁵
		6/8点	1.077×10 ⁻³	6.716×10 ⁻⁴	5.112×10 ⁻⁴	1.882×10 ⁻⁴	8.981×10 ⁻⁵	5.307×10 ⁻⁵	—	—
		7/8点	5.981×10 ⁻⁴	3.518×10 ⁻⁴	2.658×10 ⁻⁴	1.338×10 ⁻⁴	6.304×10 ⁻⁵	3.704×10 ⁻⁵	-7.613×10 ⁻⁵	4.702×10 ⁻⁵
		8/8点(基座)	3.010×10 ⁻⁴	1.705×10 ⁻⁴	1.282×10 ⁻⁴	7.402×10 ⁻⁵	3.496×10 ⁻⁵	2.043×10 ⁻⁵	—	—
		下関側橋脚重心点	2.528×10 ⁻⁴	1.431×10 ⁻⁴	1.075×10 ⁻⁴	6.215×10 ⁻⁵	2.937×10 ⁻⁵	1.716×10 ⁻⁵	—	—
	門 司 側 主 塔	0点(塔頂)	1.106×10 ⁻³	7.426×10 ⁻³	5.654×10 ⁻³	2.105×10 ⁻³	1.041×10 ⁻³	5.931×10 ⁻³	1.396×10 ⁻³	7.140×10 ⁻³
		1/8点	2.535×10 ⁻³	1.625×10 ⁻³	1.240×10 ⁻³	3.042×10 ⁻³	1.611×10 ⁻³	9.071×10 ⁻³	2.040×10 ⁻³	1.002×10 ⁻³
		2/8点	3.602×10 ⁻³	2.341×10 ⁻³	1.792×10 ⁻³	2.798×10 ⁻³	1.562×10 ⁻³	9.113×10 ⁻³	—	—
		3/8点	3.705×10 ⁻³	2.458×10 ⁻³	1.886×10 ⁻³	1.313×10 ⁻³	8.574×10 ⁻⁴	5.958×10 ⁻³	-9.571×10 ⁻³	-6.111×10 ⁻³
		4/8点	3.299×10 ⁻³	2.205×10 ⁻³	1.692×10 ⁻³	1.738×10 ⁻³	1.006×10 ⁻³	6.332×10 ⁻³	—	—
		5/8点	2.487×10 ⁻³	1.654×10 ⁻³	1.268×10 ⁻³	2.346×10 ⁻³	1.281×10 ⁻³	7.228×10 ⁻³	1.796×10 ⁻³	8.772×10 ⁻³
		6/8点	1.604×10 ⁻³	1.046×10 ⁻³	8.004×10 ⁻⁴	1.847×10 ⁻³	1.003×10 ⁻³	5.545×10 ⁻³	—	—
		7/8点	1.120×10 ⁻³	6.924×10 ⁻⁴	5.283×10 ⁻⁴	7.398×10 ⁻⁴	4.207×10 ⁻⁴	2.584×10 ⁻³	-5.420×10 ⁻³	-2.948×10 ⁻³
		8/8点(基座)	9.376×10 ⁻⁴	5.633×10 ⁻⁴	4.290×10 ⁻⁴	2.753×10 ⁻⁴	1.901×10 ⁻⁴	1.544×10 ⁻⁴	—	—
		門司側橋脚重心点	6.262×10 ⁻⁴	3.759×10 ⁻⁴	2.863×10 ⁻⁴	1.899×10 ⁻⁴	1.295×10 ⁻⁴	1.040×10 ⁻⁴	—	—
回 転 変 位	下関側橋台重心点		6.224×10 ⁻⁴	3.571×10 ⁻⁴	2.710×10 ⁻⁴	2.844×10 ⁻⁴	1.769×10 ⁻⁴	1.318×10 ⁻⁴	1.929×10 ⁻⁴	-1.478×10 ⁻⁴
	門司側橋台重心点		2.095×10 ⁻⁴	1.175×10 ⁻⁴	8.822×10 ⁻⁵	5.092×10 ⁻⁵	2.473×10 ⁻⁵	1.414×10 ⁻⁵	—	2.191×10 ⁻⁵
	下関側橋脚重心点		6.949×10 ⁻⁵	3.961×10 ⁻⁵	2.980×10 ⁻⁵	1.694×10 ⁻⁵	7.983×10 ⁻⁶	4.673×10 ⁻⁶	—	—
	門司側橋脚重心点		2.190×10 ⁻⁵	1.317×10 ⁻⁵	1.004×10 ⁻⁵	6.574×10 ⁻⁶	4.471×10 ⁻⁶	3.638×10 ⁻⁶	—	—
	下関側橋台重心点		1.045×10 ⁻⁵	5.986×10 ⁻⁶	4.541×10 ⁻⁶	5.410×10 ⁻⁶	3.131×10 ⁻⁶	2.426×10 ⁻⁶	4.251×10 ⁻⁶	3.362×10 ⁻⁶
	門司側橋台重心点		2.666×10 ⁻⁶	1.499×10 ⁻⁶	1.128×10 ⁻⁶	6.407×10 ⁻⁶	3.109×10 ⁻⁶	1.786×10 ⁻⁶	—	2.622×10 ⁻⁶
曲 げ モー メント (tm)	下 関 側 主 塔	2/8点	2949×10 ⁴	1.762×10 ⁴	1.336×10 ⁴	5764×10 ⁴	2749×10 ⁴	1.633×10 ⁴	-3300×10 ⁴	-2050×10 ⁴
		4/8点	2075×10 ⁴	1.303×10 ⁴	9941×10 ³	2735×10 ⁴	1392×10 ⁴	8148×10 ³	1985×10 ⁴	1188×10 ⁴
		6/8点	2286×10 ⁴	1.312×10 ⁴	9885×10 ³	5292×10 ⁴	2502×10 ⁴	1475×10 ⁴	-2867×10 ⁴	-1777×10 ⁴
		8/8点(基座)	4675×10 ⁴	2.969×10 ⁴	2265×10 ⁴	6302×10 ⁴	3148×10 ⁴	1.870×10 ⁴	-4373×10 ⁴	-2667×10 ⁴
	門 司 側 主 塔	2/8点	4866×10 ⁴	2.951×10 ⁴	2244×10 ⁴	6301×10 ⁴	3509×10 ⁴	1.904×10 ⁴	-3881×10 ⁴	1.709×10 ⁴
		4/8点	4157×10 ⁴	2.558×10 ⁴	1.947×10 ⁴	6.062×10 ⁴	3.223×10 ⁴	1.777×10 ⁴	4.098×10 ⁴	1.904×10 ⁴
		6/8点	3432×10 ⁴	2.006×10 ⁴	1.519×10 ⁴	4.832×10 ⁴	2.646×10 ⁴	1.445×10 ⁴	-3.047×10 ⁴	-1.406×10 ⁴
		8/8点(基座)	1.001×10 ³	6.149×10 ⁴	4.682×10 ⁴	1.247×10 ³	6.759×10 ⁴	3.744×10 ⁴	-8.516×10 ⁴	-3.914×10 ⁴
せん断力 (t)	下関側主塔	塔 頂	1.073×10 ³	6.343×10 ³	4.799×10 ³	2.187×10 ³	1.045×10 ³	6.178×10 ³	-1.263×10 ³	-7.757×10 ³
		基 座	1.936×10 ³	1.132×10 ³	8.551×10 ³	4.012×10 ³	1.920×10 ³	1.133×10 ³	-2.426×10 ³	-1.493×10 ³
	門司側主塔	塔 頂	1.776×10 ³	1.060×10 ³	8.046×10 ³	2.628×10 ³	1.443×10 ³	7.800×10 ³	-1.627×10 ³	-7.133×10 ³
		基 座	2.879×10 ³	1.691×10 ³	1.279×10 ³	5.256×10 ³	2.838×10 ³	1.527×10 ³	-3.394×10 ³	-1.456×10 ³

表-5.5.2 橋軸直角方向地震による各構造部材の主要な応答

応答の種類	地 震 入 力		応答スペクトルによる応答 $\sqrt{S_1 + S_2}$							約路E-W直接応答		
			平均応答スペクトル			約路E-W応答スペクトル						
	位 置	質 量	n/p=0.00	0.02	0.05	0.00	0.02	0.05	0.02	0.05		
水 平 変 位 (m)	下関側主塔	0点(塔頂)	2459×10 ⁻¹	1439×10 ⁻¹	1119×10 ⁻¹	1192×10 ⁻¹	7404×10 ⁻²	5702×10 ⁻¹	-5756×10 ⁻¹	-4254×10 ⁻¹		
		2/8点	1706×10 ⁻¹	9992×10 ⁻²	7768×10 ⁻²	7844×10 ⁻²	4988×10 ⁻²	3846×10 ⁻²	-3452×10 ⁻²	-2488×10 ⁻²		
		4/8点	1097×10 ⁻¹	5900×10 ⁻²	4587×10 ⁻²	4504×10 ⁻²	2902×10 ⁻²	2251×10 ⁻²	1500×10 ⁻²	1185×10 ⁻²		
		6/8点	4625×10 ⁻²	2688×10 ⁻²	2084×10 ⁻²	2751×10 ⁻²	1583×10 ⁻²	1264×10 ⁻²	-1362×10 ⁻²	9808×10 ⁻³		
		8/8点(基部)	2000×10 ⁻²	1115×10 ⁻²	8482×10 ⁻³	2171×10 ⁻²	1095×10 ⁻²	9034×10 ⁻³	1229×10 ⁻²	8298×10 ⁻³		
		下関側橋脚重心点	1760×10 ⁻²	9736×10 ⁻³	7380×10 ⁻³	2027×10 ⁻²	1015×10 ⁻²	8388×10 ⁻³	1144×10 ⁻²	-7884×10 ⁻³		
	門司側主塔	0点(塔頂)	2299×10 ⁻¹	1340×10 ⁻¹	1039×10 ⁻¹	2040×10 ⁻¹	1049×10 ⁻¹	7216×10 ⁻²	1074×10 ⁻¹	6396×10 ⁻²		
		2/8点	1575×10 ⁻¹	9207×10 ⁻²	7145×10 ⁻²	1261×10 ⁻¹	6638×10 ⁻²	4557×10 ⁻²	6740×10 ⁻²	3663×10 ⁻²		
		4/8点	9326×10 ⁻²	5462×10 ⁻²	4243×10 ⁻²	6459×10 ⁻²	3530×10 ⁻²	2469×10 ⁻²	3311×10 ⁻²	1608×10 ⁻²		
		6/8点	4703×10 ⁻²	2723×10 ⁻²	2106×10 ⁻²	3684×10 ⁻²	1912×10 ⁻²	1482×10 ⁻²	-1649×10 ⁻²	-9329×10 ⁻³		
		8/8点(基部)	2088×10 ⁻²	1169×10 ⁻²	8913×10 ⁻³	2268×10 ⁻²	1086×10 ⁻²	9241×10 ⁻³	-1101×10 ⁻²	7616×10 ⁻³		
		門司側橋脚重心点	1212×10 ⁻²	6708×10 ⁻³	5094×10 ⁻³	1420×10 ⁻²	6686×10 ⁻²	5793×10 ⁻³	-7665×10 ⁻³	5566×10 ⁻³		
回転変位 (rad)	下関側橋脚重心点	重心点	5086×10 ⁻³	2926×10 ⁻³	2275×10 ⁻³	2222×10 ⁻³	1464×10 ⁻³	1144×10 ⁻³	1659×10 ⁻³	1273×10 ⁻³		
		基 部	1852×10 ⁻³	1046×10 ⁻³	7851×10 ⁻⁴	5515×10 ⁻⁴	2615×10 ⁻⁴	1659×10 ⁻⁴	-3131×10 ⁻⁴	-2086×10 ⁻⁴		
		下関側橋脚重心点	4857×10 ⁻⁴	2834×10 ⁻⁴	2200×10 ⁻⁴	2544×10 ⁻⁴	1535×10 ⁻⁴	1216×10 ⁻⁴	-1162×10 ⁻⁴	-8672×10 ⁻⁵		
	門司側橋脚重心点	重心点	6332×10 ⁻⁴	3615×10 ⁻⁴	2789×10 ⁻⁴	5883×10 ⁻⁴	2886×10 ⁻⁴	2354×10 ⁻⁴	2379×10 ⁻⁴	1645×10 ⁻⁴		
		基 部	7266×10 ⁻⁴	4179×10 ⁻⁴	3250×10 ⁻⁴	3370×10 ⁻⁴	2132×10 ⁻⁴	1680×10 ⁻⁴	-2591×10 ⁻⁴	-2134×10 ⁻⁴		
		門司側橋脚重心点	2458×10 ⁻⁴	1389×10 ⁻⁴	1044×10 ⁻⁴	7297×10 ⁻⁴	3457×10 ⁻⁴	2188×10 ⁻⁴	4223×10 ⁻⁴	-2831×10 ⁻⁴		
自 由 モーメント (tm)	下関側主塔	2/8点	3173×10 ⁰	1847×10 ⁰	1423×10 ⁰	3084×10 ⁰	1572×10 ⁰	1184×10 ⁰	-1648×10 ⁰	1116×10 ⁰		
		3/8点	6250×10 ⁰	3611×10 ⁰	2785×10 ⁰	5739×10 ⁰	2955×10 ⁰	2210×10 ⁰	-3052×10 ⁰	2090×10 ⁰		
		4/8点	9976×10 ⁰	5754×10 ⁰	4444×10 ⁰	8517×10 ⁰	4448×10 ⁰	3341×10 ⁰	-4616×10 ⁰	3187×10 ⁰		
		5/8点	1467×10 ⁰	8494×10 ⁰	6573×10 ⁰	1044×10 ⁰	5690×10 ⁰	4441×10 ⁰	-6238×10 ⁰	4352×10 ⁰		
		6/8点	1975×10 ⁰	1148×10 ⁰	8893×10 ⁰	1248×10 ⁰	7038×10 ⁰	5560×10 ⁰	-7698×10 ⁰	5426×10 ⁰		
		7/8点	2499×10 ⁰	1457×10 ⁰	1130×10 ⁰	1437×10 ⁰	8358×10 ⁰	6620×10 ⁰	-8866×10 ⁰	6317×10 ⁰		
	門司側主塔	8/8点(基部)	3030×10 ⁰	1771×10 ⁰	1375×10 ⁰	1609×10 ⁰	9637×10 ⁰	7629×10 ⁰	-9732×10 ⁰	7017×10 ⁰		
		下関側橋脚	重心点	3367×10 ⁰	1974×10 ⁰	1535×10 ⁰	1494×10 ⁰	9677×10 ⁰	7556×10 ⁰	7136×10 ⁰	5103×10 ⁰	
		基 部	3882×10 ⁰	2264×10 ⁰	1758×10 ⁰	2058×10 ⁰	1236×10 ⁰	9800×10 ⁰	-9514×10 ⁰	-7058×10 ⁰		
		2/8点	4727×10 ⁰	2673×10 ⁰	2040×10 ⁰	8052×10 ⁰	3802×10 ⁰	2604×10 ⁰	-4005×10 ⁰	-2247×10 ⁰		
		3/8点	8920×10 ⁰	5039×10 ⁰	3847×10 ⁰	1515×10 ⁰	7171×10 ⁰	4868×10 ⁰	-7579×10 ⁰	-4162×10 ⁰		
		4/8点	1342×10 ⁰	7583×10 ⁰	5795×10 ⁰	2189×10 ⁰	1038×10 ⁰	7085×10 ⁰	-1098×10 ⁰	-6156×10 ⁰		
せん断力 (t)	門司側主塔	5/8点	1585×10 ⁰	9557×10 ⁰	7329×10 ⁰	2132×10 ⁰	1021×10 ⁰	7588×10 ⁰	-1025×10 ⁰	-7443×10 ⁰		
		6/8点	2068×10 ⁰	1178×10 ⁰	9056×10 ⁰	2186×10 ⁰	1062×10 ⁰	8374×10 ⁰	-1018×10 ⁰	-8661×10 ⁰		
		7/8点	2453×10 ⁰	1406×10 ⁰	1082×10 ⁰	2274×10 ⁰	1124×10 ⁰	9161×10 ⁰	-1135×10 ⁰	-9683×10 ⁰		
		8/8点(基部)	2833×10 ⁰	1631×10 ⁰	1258×10 ⁰	2360×10 ⁰	1190×10 ⁰	9865×10 ⁰	-1232×10 ⁰	-1049×10 ⁰		
		門司側橋脚	重心点	4542×10 ⁰	2628×10 ⁰	2037×10 ⁰	3577×10 ⁰	1833×10 ⁰	1432×10 ⁰	1632×10 ⁰	8351×10 ⁰	
		基 部	4902×10 ⁰	2796×10 ⁰	2156×10 ⁰	4608×10 ⁰	2254×10 ⁰	1844×10 ⁰	1854×10 ⁰	1300×10 ⁰		
モーメント (tm)	下関側橋脚	下関側往開中央点	3699×10 ⁰	2770×10 ⁰	2139×10 ⁰	1267×10 ⁰	8720×10 ⁰	6601×10 ⁰	6756×10 ⁰	5217×10 ⁰		
		門司側往開中央点	2711×10 ⁰	2123×10 ⁰	1638×10 ⁰	1509×10 ⁰	8273×10 ⁰	5455×10 ⁰	-1066×10 ⁰	6964×10 ⁰		
		中央往開中央点	3843×10 ⁰	2536×10 ⁰	1960×10 ⁰	7674×10 ⁰	3605×10 ⁰	1919×10 ⁰	1196×10 ⁰	5747×10 ⁰		
	門司側橋脚	下関側主塔	塔 頂	4620×10 ⁰	2902×10 ⁰	2259×10 ⁰	2002×10 ⁰	1278×10 ⁰	9906×10 ⁰	-9318×10 ⁰	-6780×10 ⁰	
		基 部	3263×10 ⁰	1922×10 ⁰	1495×10 ⁰	1395×10 ⁰	9190×10 ⁰	7206×10 ⁰	6133×10 ⁰	4143×10 ⁰		
		門司側主塔	重心点	1719×10 ⁰	9467×10 ⁰	7158×10 ⁰	2051×10 ⁰	1023×10 ⁰	8463×10 ⁰	-1152×10 ⁰	8114×10 ⁰	
水平力 (t)	門司側橋脚	塔 頂	2220×10 ⁰	1220×10 ⁰	9217×10 ⁰	2681×10 ⁰	1335×10 ⁰	1105×10 ⁰	1512×10 ⁰	1093×10 ⁰		
		基 部	3927×10 ⁰	2459×10 ⁰	1913×10 ⁰	2867×10 ⁰	1520×10 ⁰	1066×10 ⁰	-1711×10 ⁰	-9527×10 ⁰		
		門司側橋脚	重心点	2571×10 ⁰	1515×10 ⁰	1175×10 ⁰	1851×10 ⁰	9945×10 ⁰	7292×10 ⁰	-8496×10 ⁰	-5365×10 ⁰	
	せん断力 (t)	門司側橋脚	基 部	5961×10 ⁰	3333×10 ⁰	2540×10 ⁰	6537×10 ⁰	3108×10 ⁰	2690×10 ⁰	3847×10 ⁰	3156×10 ⁰	
			下関側橋脚	重心点	1207×10 ⁰	6745×10 ⁰	5209×10 ⁰	1362×10 ⁰	6216×10 ⁰	5402×10 ⁰	8084×10 ⁰	-6822×10 ⁰
			基 部	4836×10 ⁰	2750×10 ⁰	2150×10 ⁰	4250×10 ⁰	1947×10 ⁰	1668×10 ⁰	-2365×10 ⁰	-1890×10 ⁰	
モーメント (tm)	門司側橋脚	重心点	3311×10 ⁰	1905×10 ⁰	1486×10 ⁰	8813×10 ⁰	4068×10 ⁰	2692×10 ⁰	-5430×10 ⁰	3501×10 ⁰		
		基 部	9862×10 ⁰	5673×10 ⁰	4412×10 ⁰	4370×10 ⁰	2855×10 ⁰	2229×10 ⁰	-3126×10 ⁰	-2350×10 ⁰		
水平力 (t)	門司側橋脚	重心点	9683×10 ⁰	5466×10 ⁰	4104×10 ⁰	2882×10 ⁰	1367×10 ⁰	8696×10 ⁰	-1626×10 ⁰	1073×10 ⁰		
		基 部										

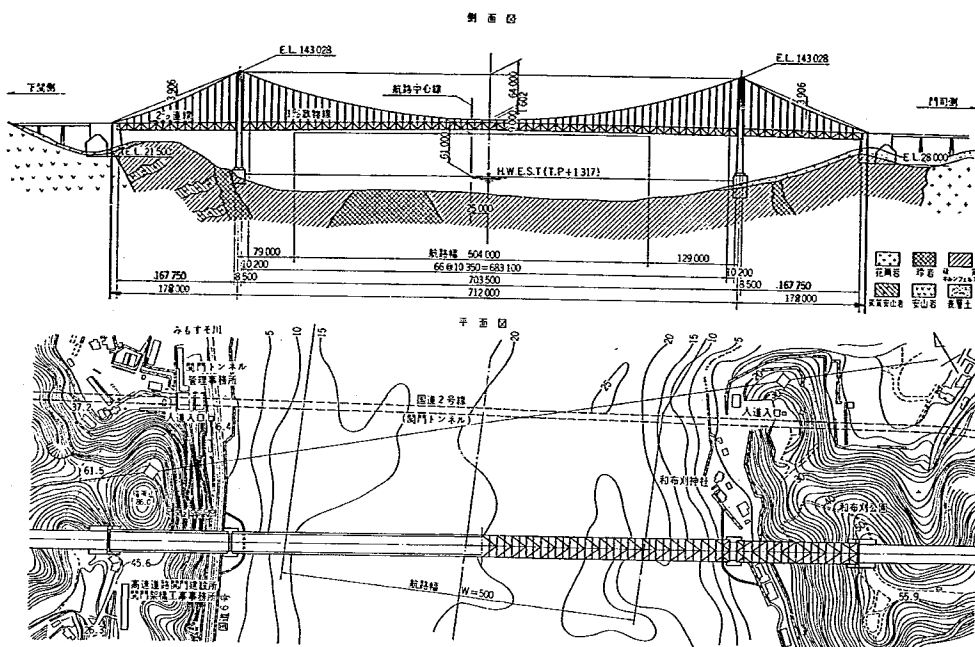


図-5.1.1 関門橋一般図

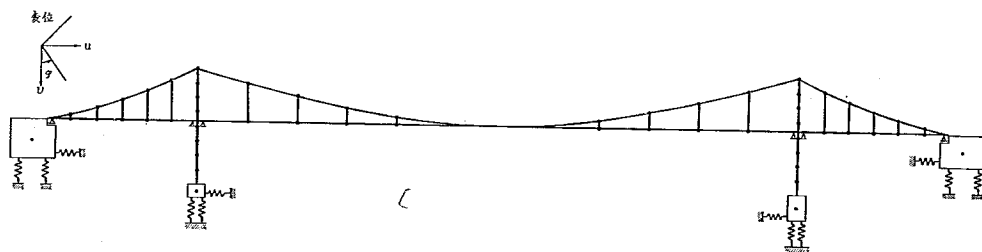


図-5.2.1 構造主系面に作用する地震に対する応答解析における力学モデル

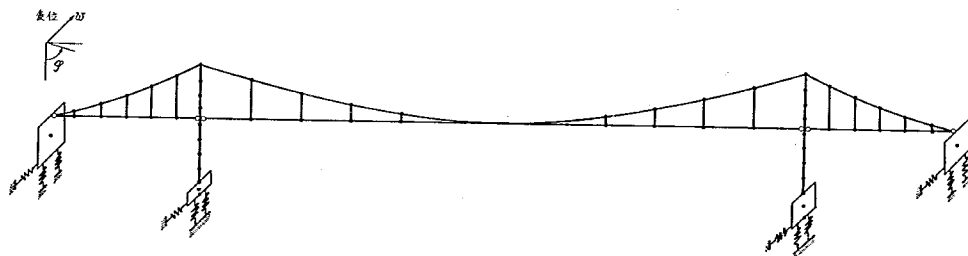


図-5.2.2 構造主系面に直交する方向に作用する地震に対する応答解析における力学モデル

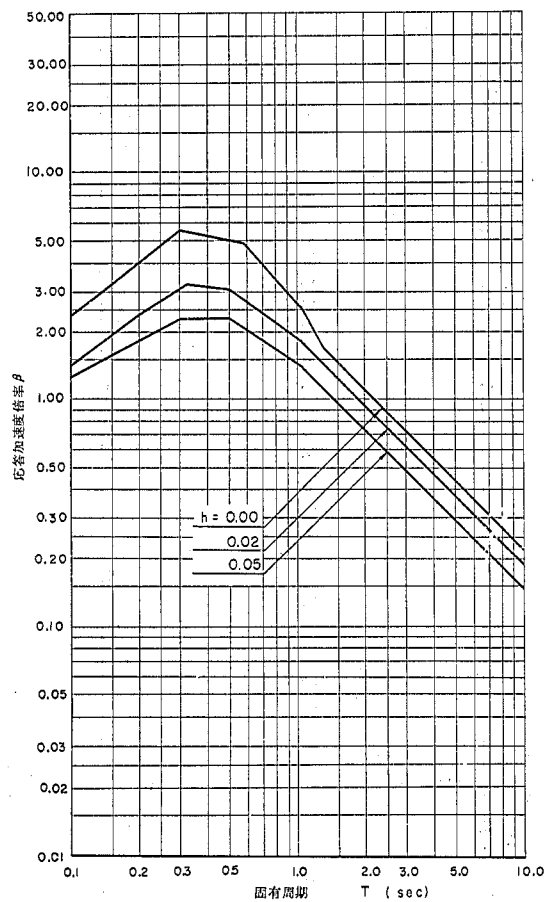


図 - 5.3.1 平均応答スペクトル曲線 (1964)

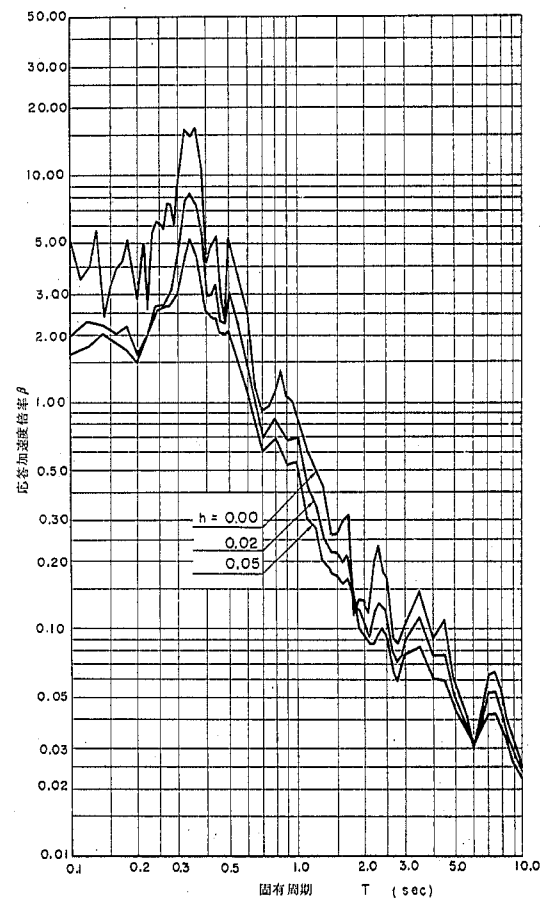
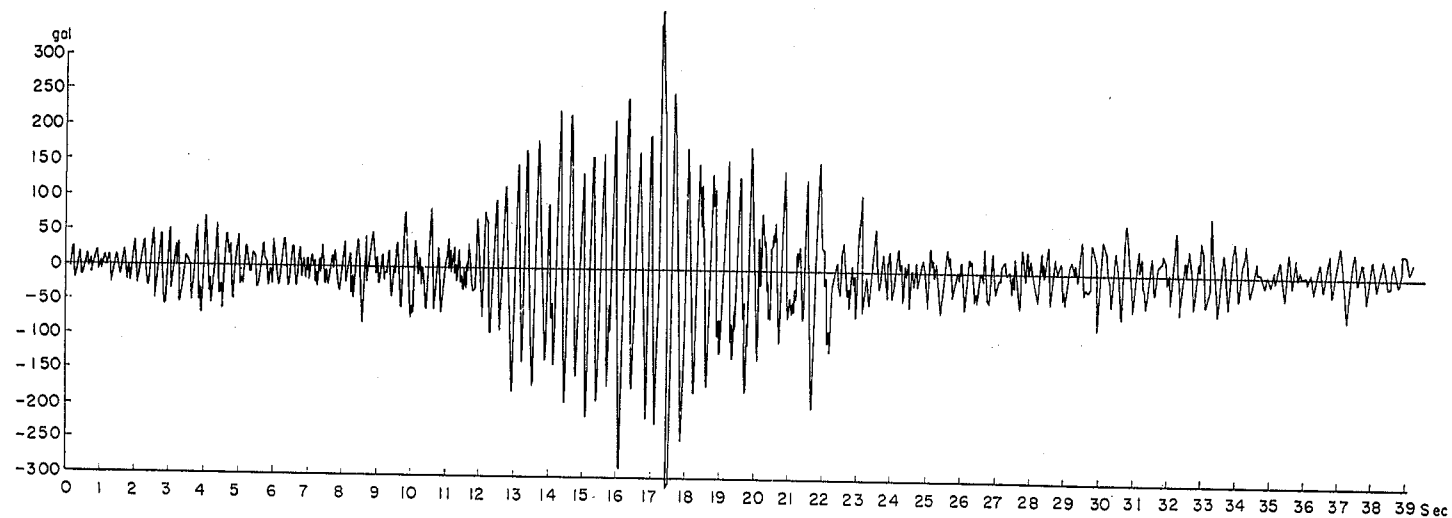


図 - 5.3.2 釧路 E-W 62 応答スペクトル曲線



釧路地点における地震加速度	
ELE. NO	3
設置対象	地盤
型式	SMAC
成分方向	E-W
最大加速度	372.75 gal
地震年月日	1962. 4. 23

図-5.3.3 釧路E-W, '62

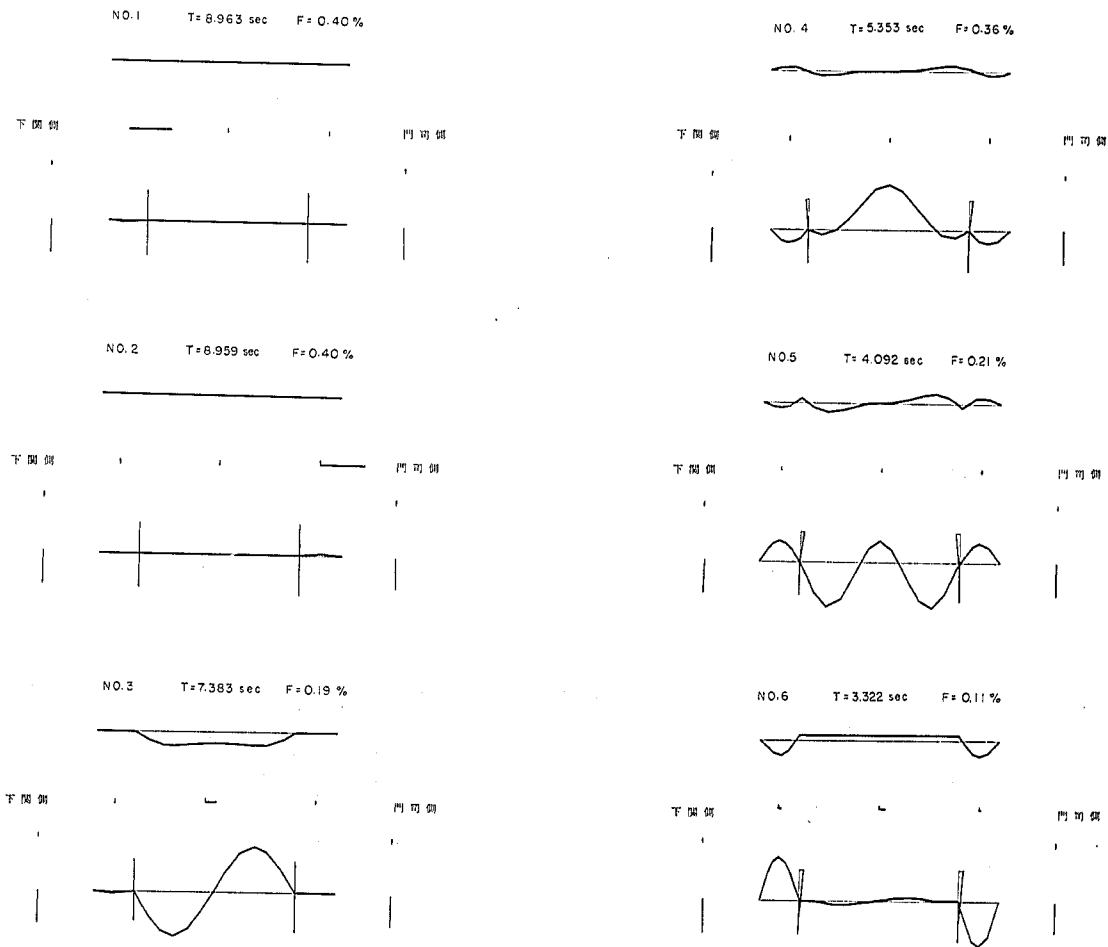


図-5.4.1 面内固有振動モード(その1)

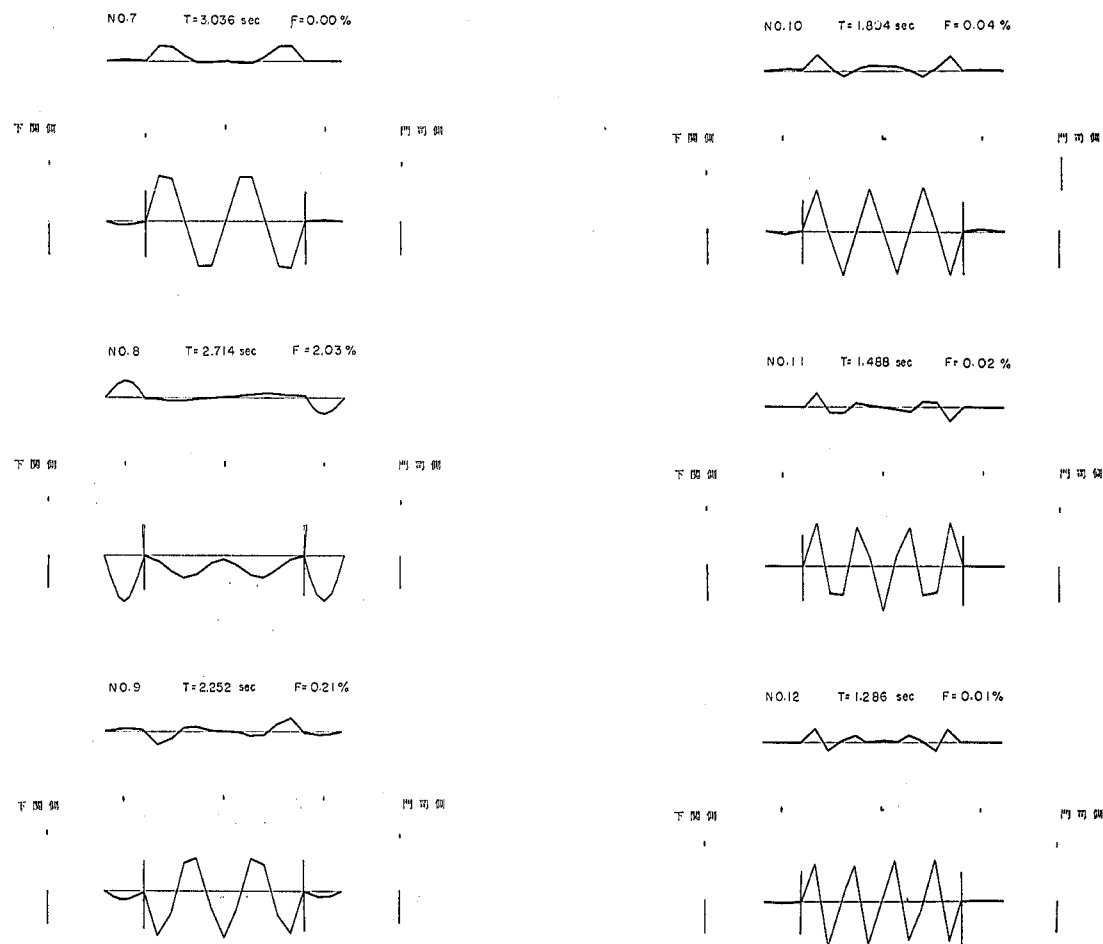


図-5.4.2 面内固有振動モード(その2)

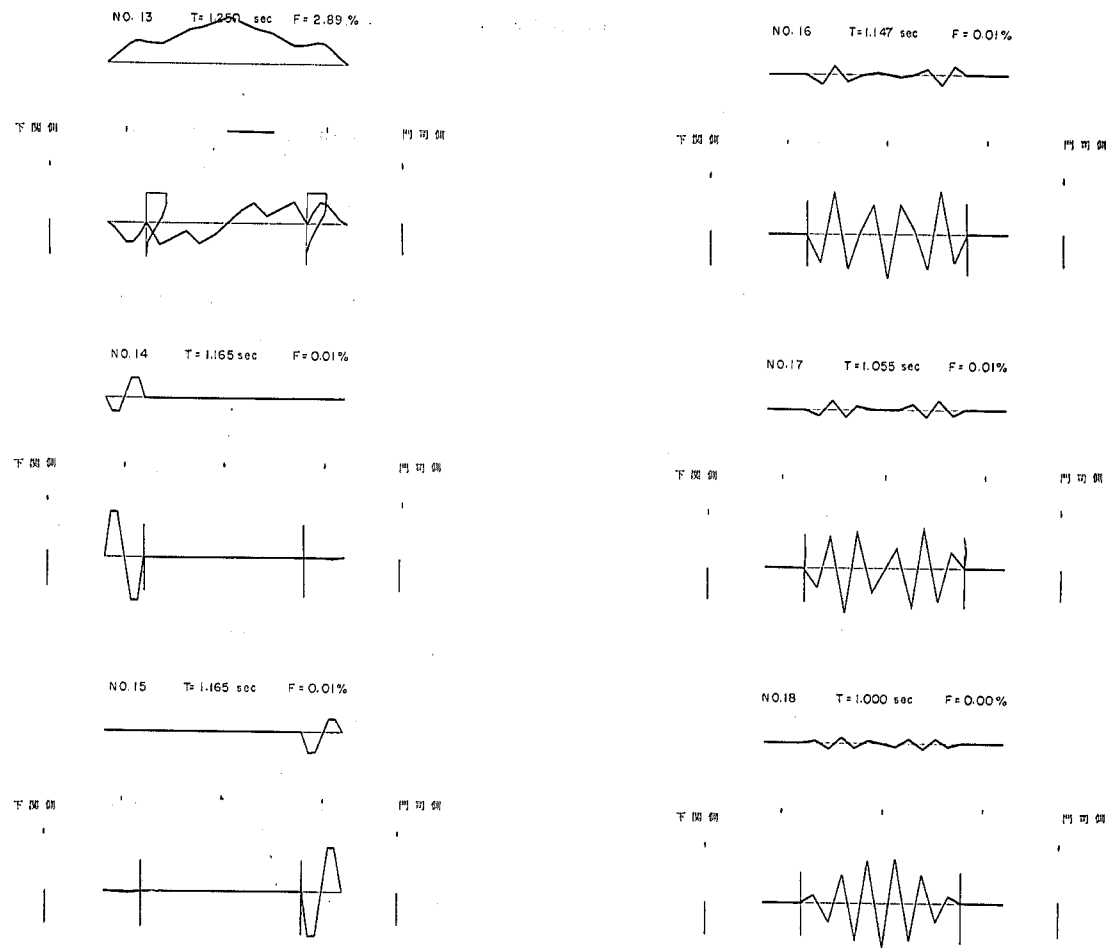


図-5.4.3 面内固有振動モード(その3)

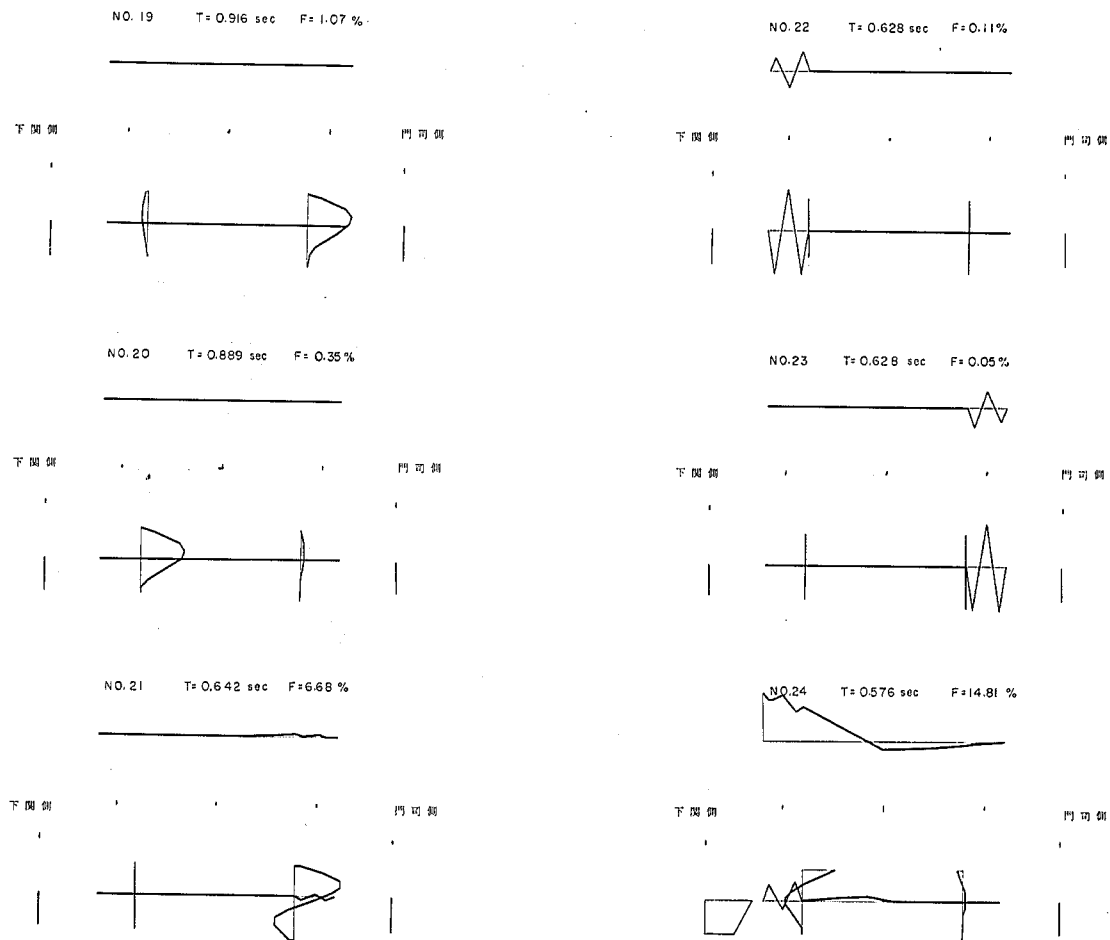


図-5.4.4 面内固有振動モード(その4)

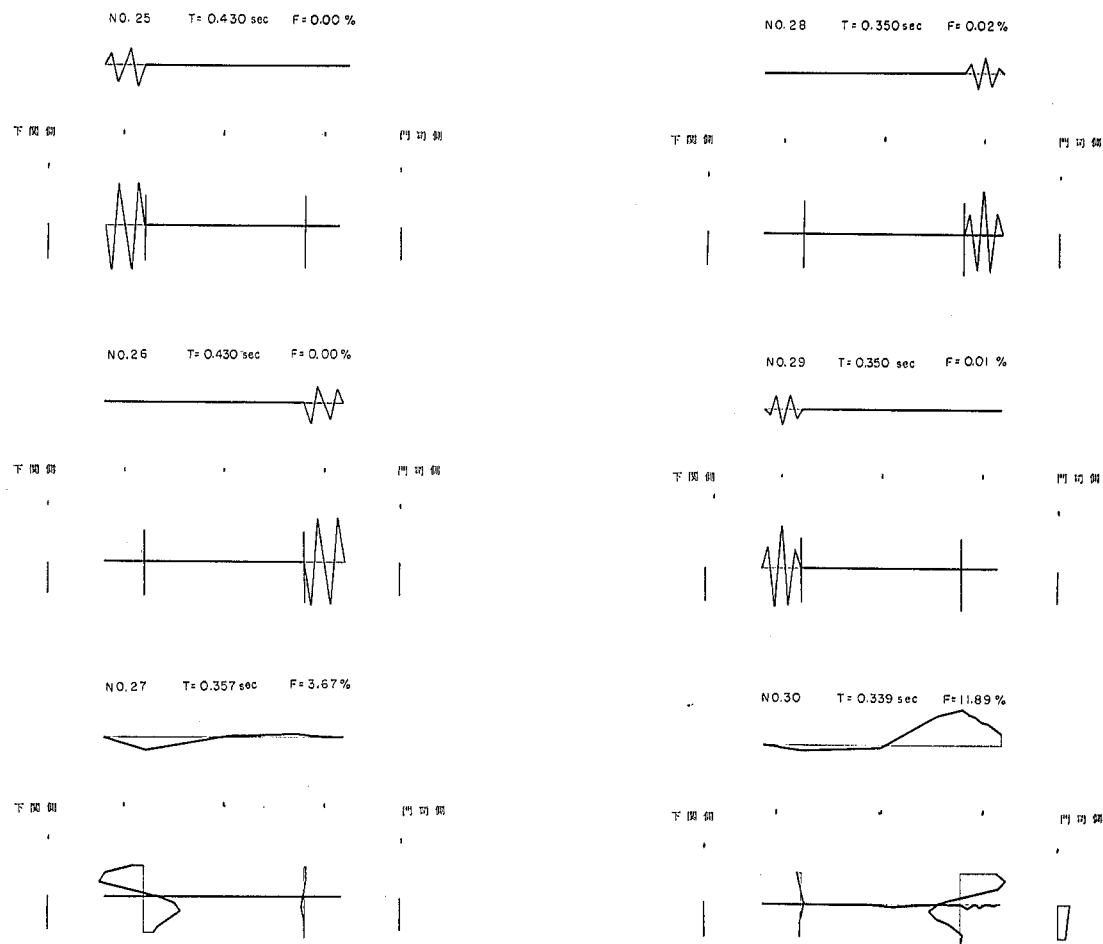


図-5.4.5 面内固有振動モード(その5)

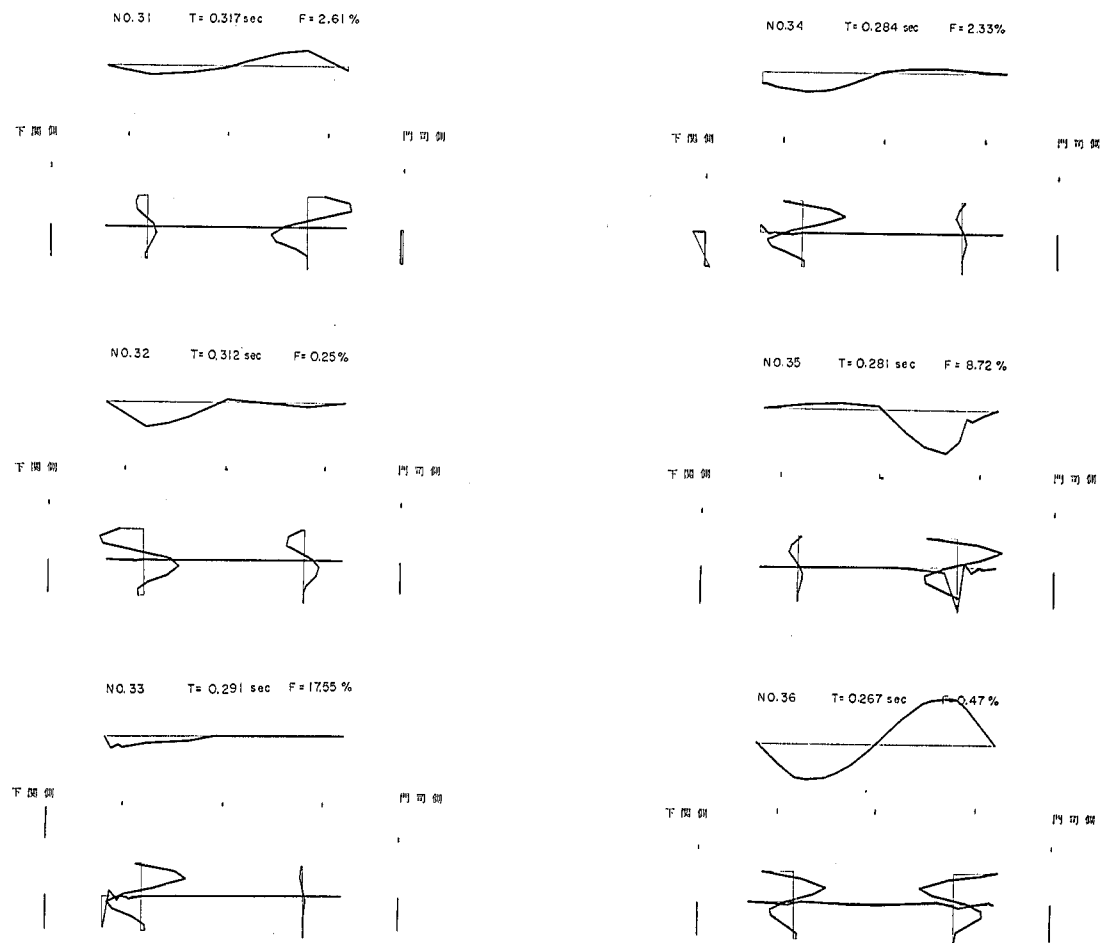


図-5.4.6 面内固有振動モード(その6)

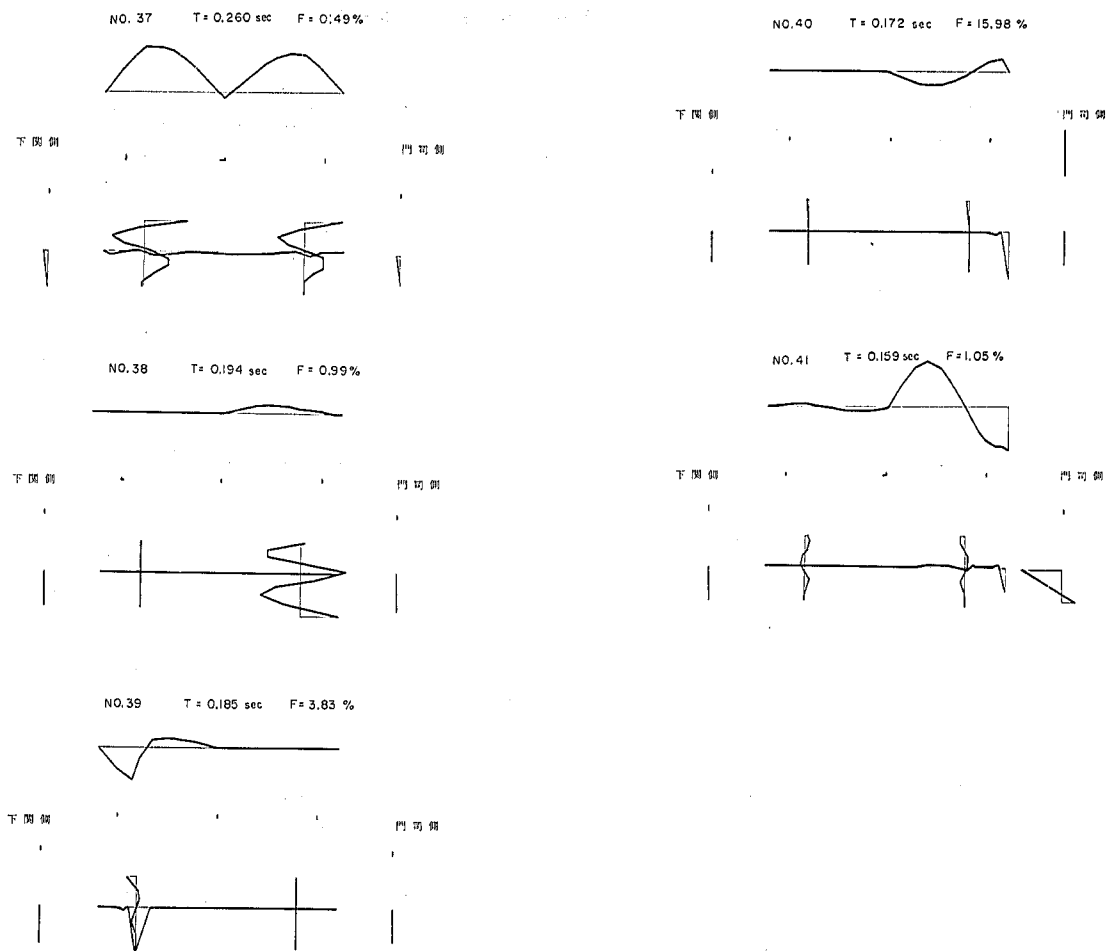


図-5 4.7 面内固有振動モード(その7)

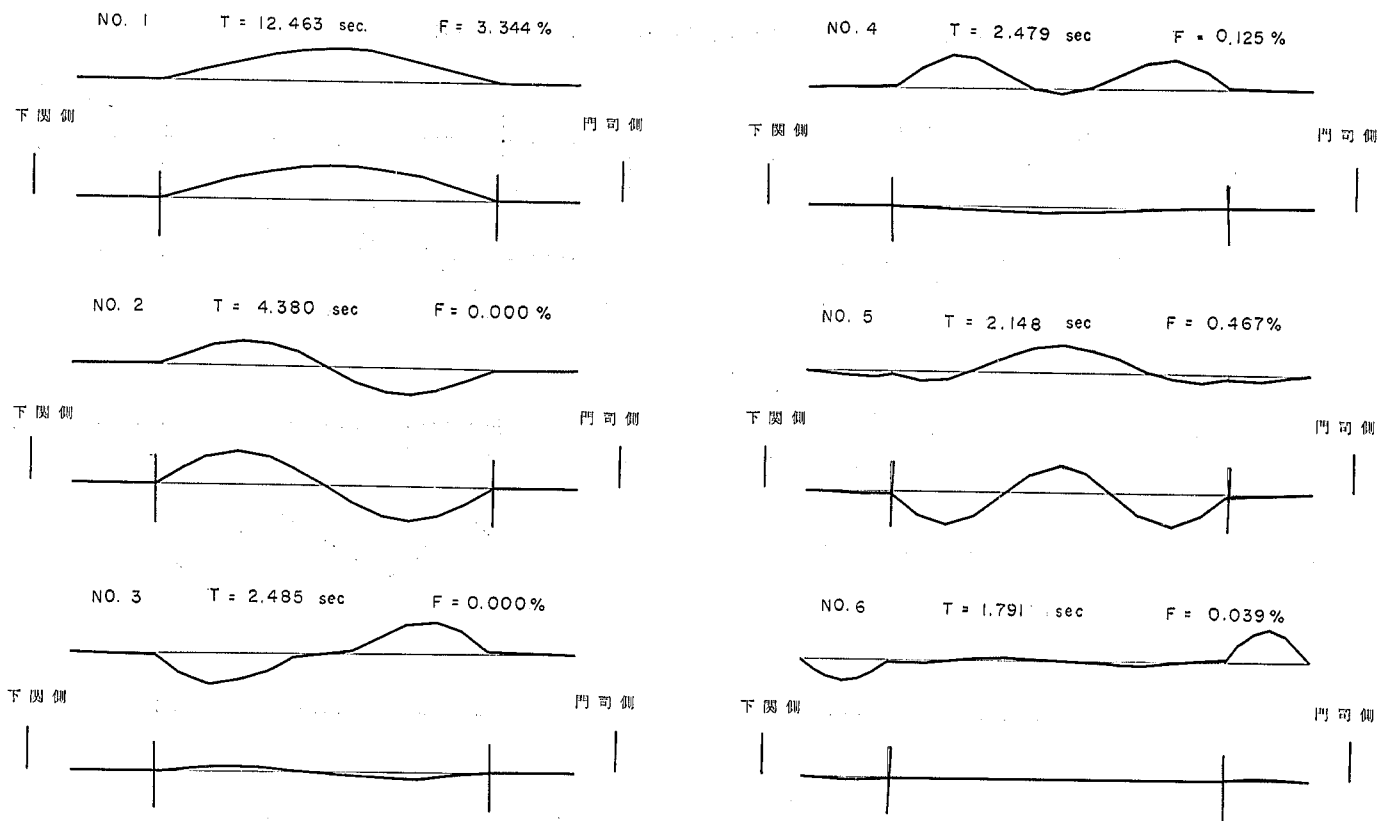


図-5.4.8 橋軸直角方向固有振動モード(その1)

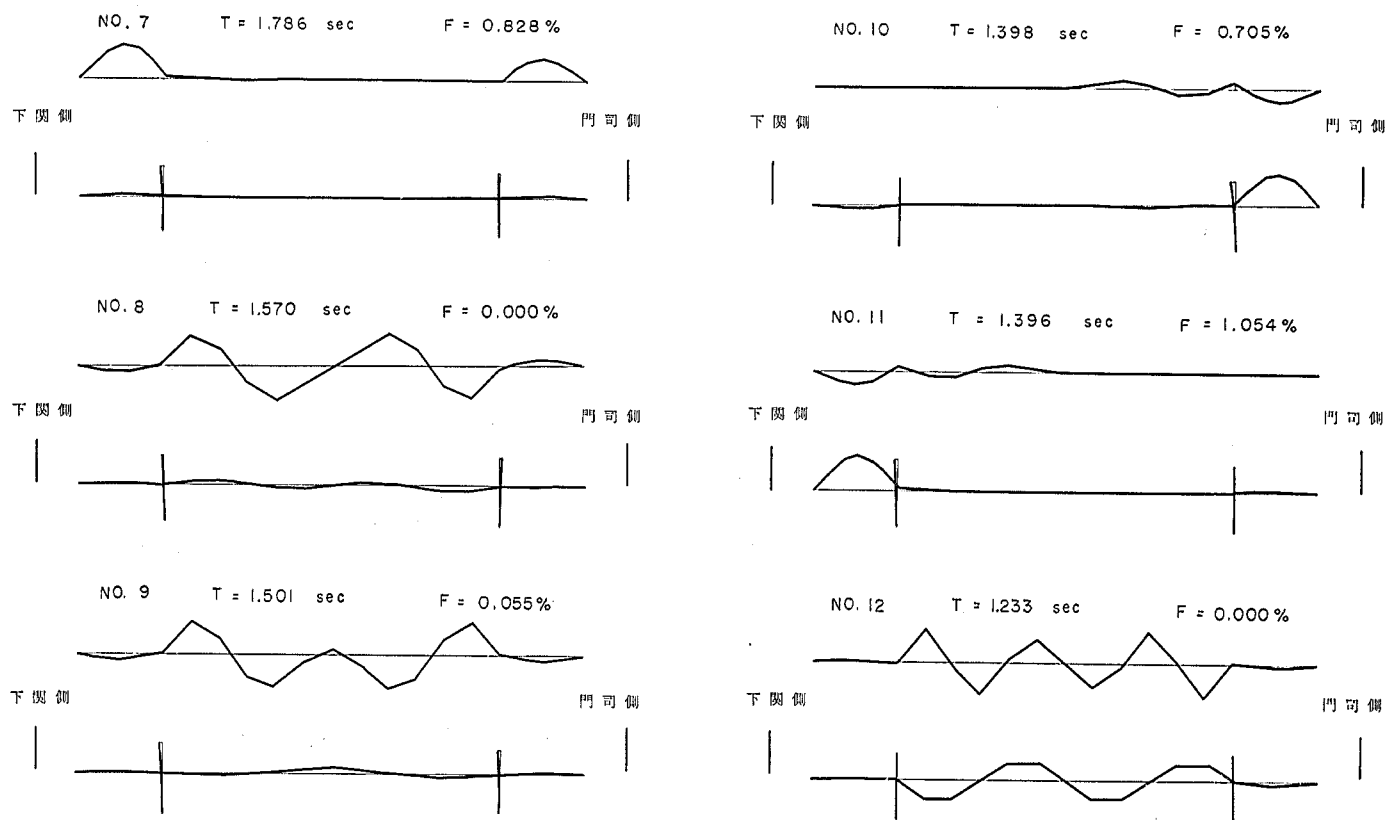


図-5.4.9 橋軸直角方向固有振動モード(その2)

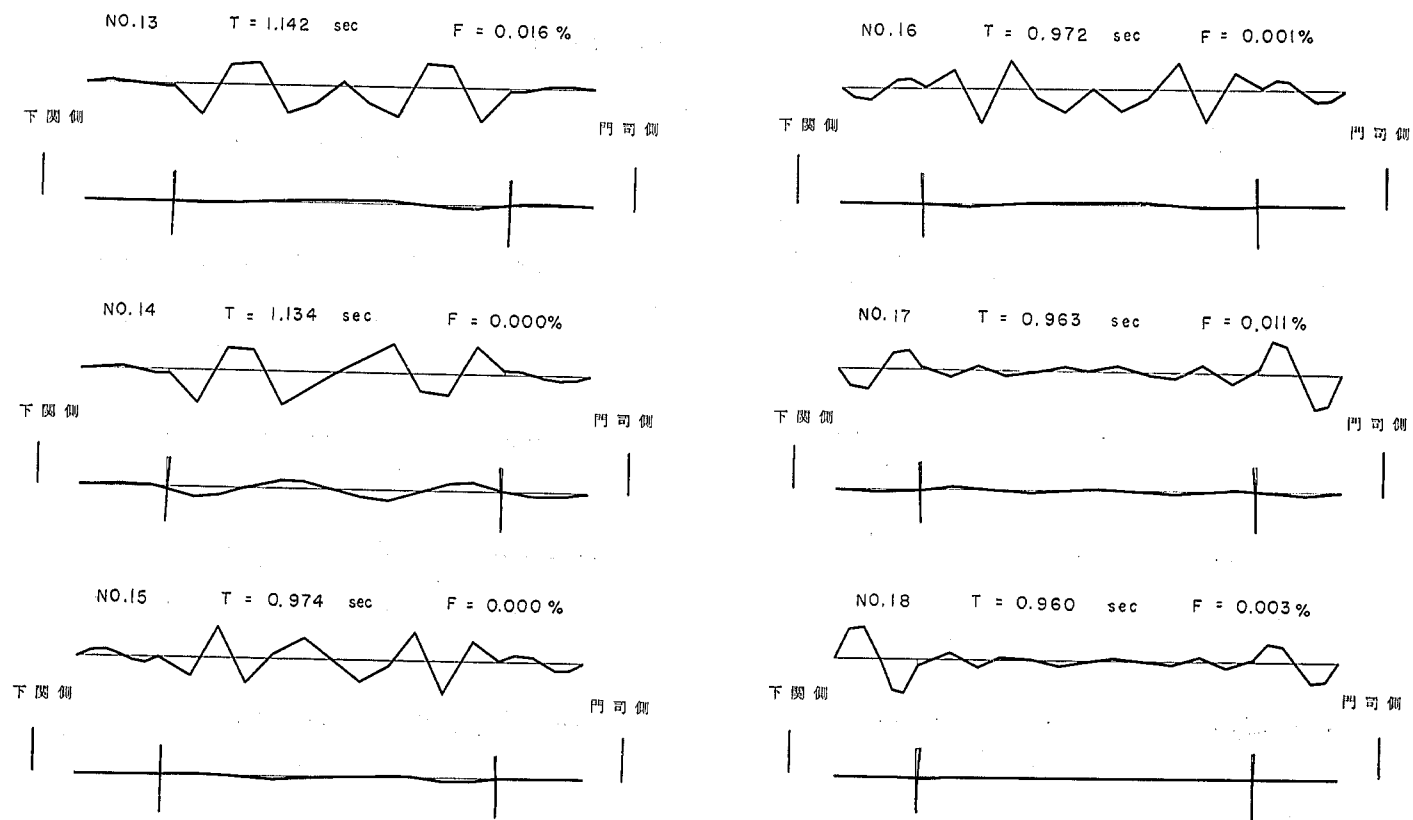


図-5.4.10 橋軸直角方向固有振動モード(その3)

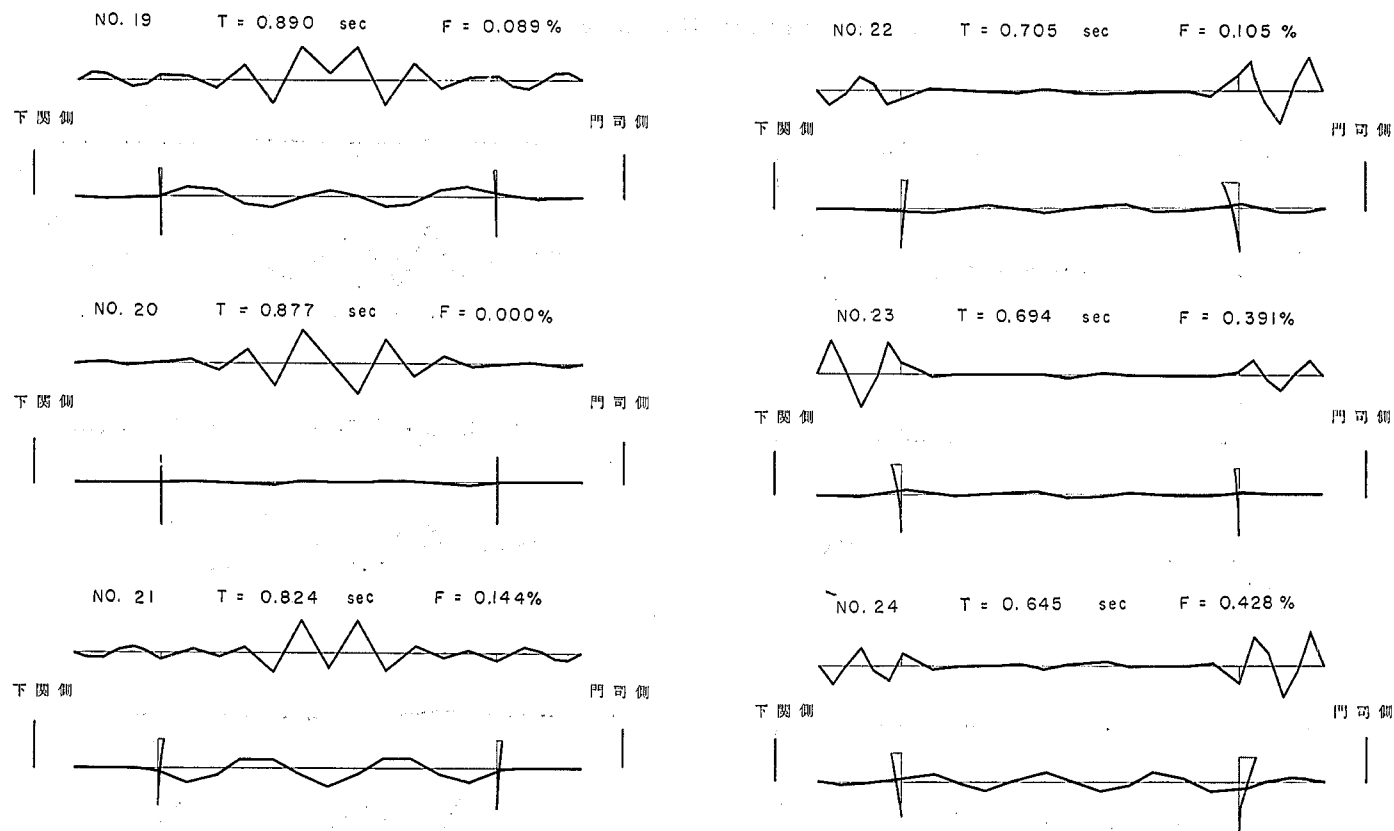


図-5.4.11 橋軸直角方向固有振動モード(その4)

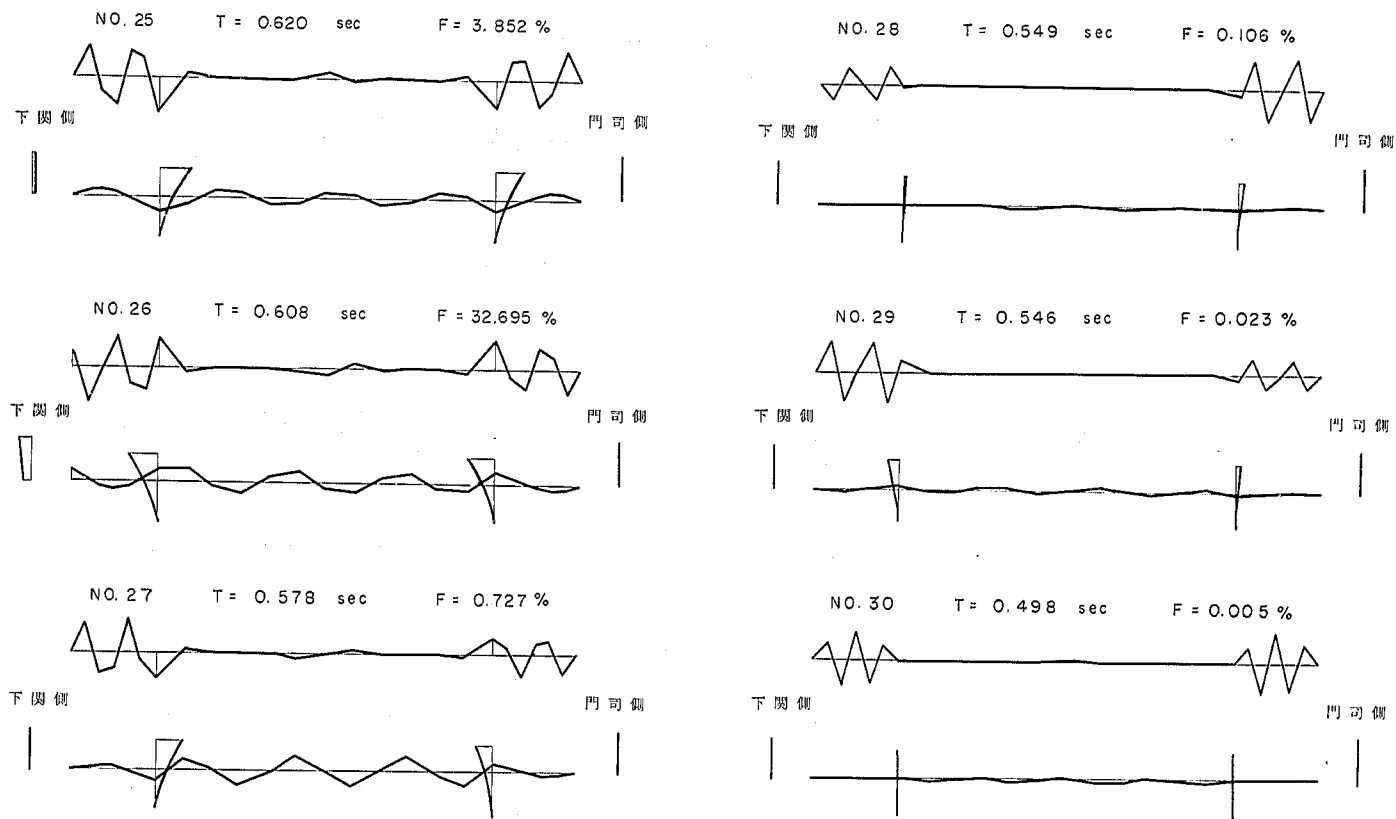


図-5.4.12 橋軸直角方向固有振動モード(その5)

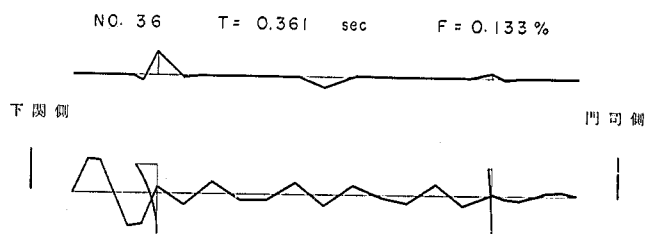
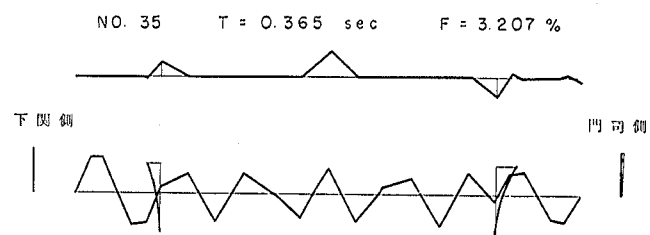
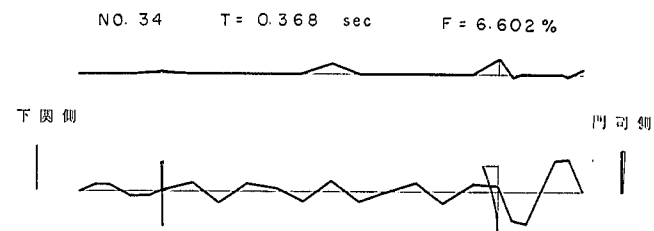
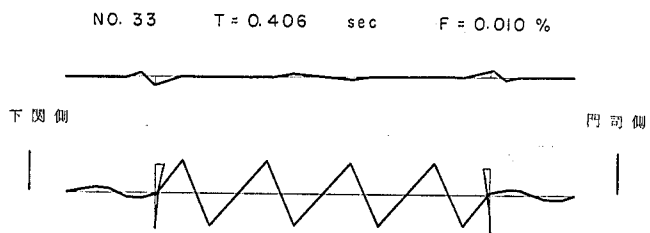
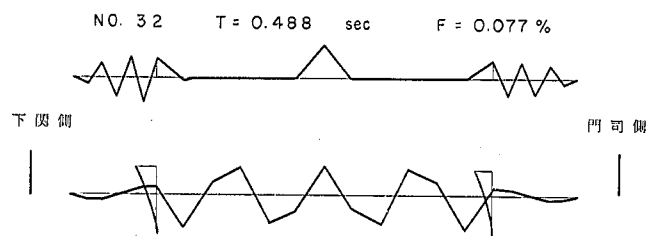
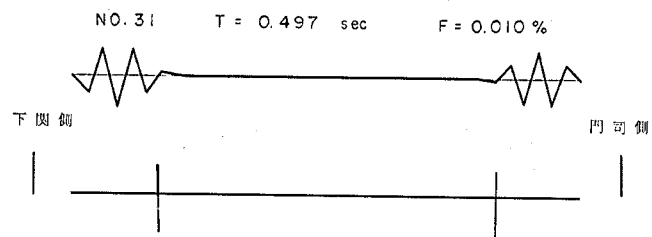


図-5.4.13 橋軸直角方向固有振動モード(その6)

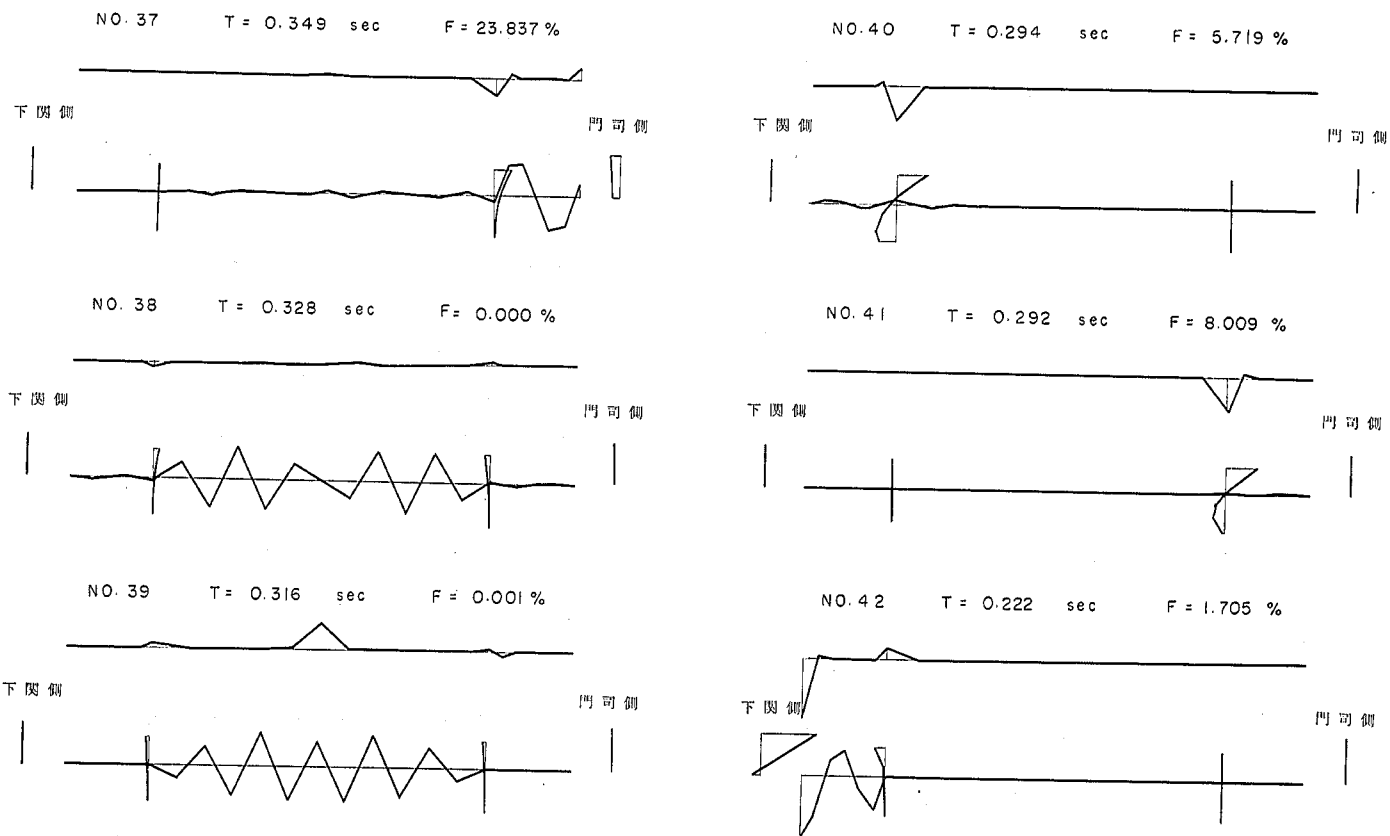
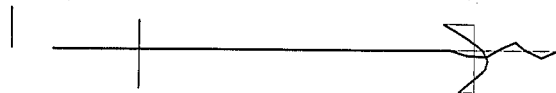


図-5.4.14 橋軸直角方向固有振動モード(その7)

NO. 43 $T = 0.204 \text{ sec}$ $F = 3.997 \%$

下関側

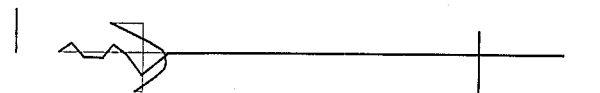
門司側



NO. 46 $T = 0.144 \text{ sec}$ $F = 0.174 \%$

下関側

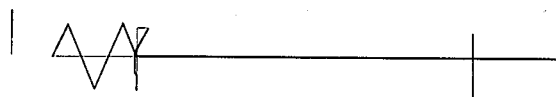
門司側



NO. 44 $T = 0.186 \text{ sec}$ $F = 0.001 \%$

下関側

門司側



NO. 47 $T = 0.130 \text{ sec}$ $F = 1.241 \%$

下関側

門司側



NO. 45 $T = 0.185 \text{ sec}$ $F = 0.003 \%$

下関側

門司側

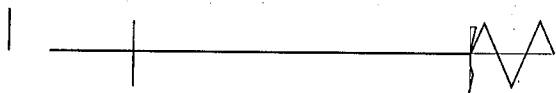


図-5.4.15 橋軸直角方向固有振動モード(その8)

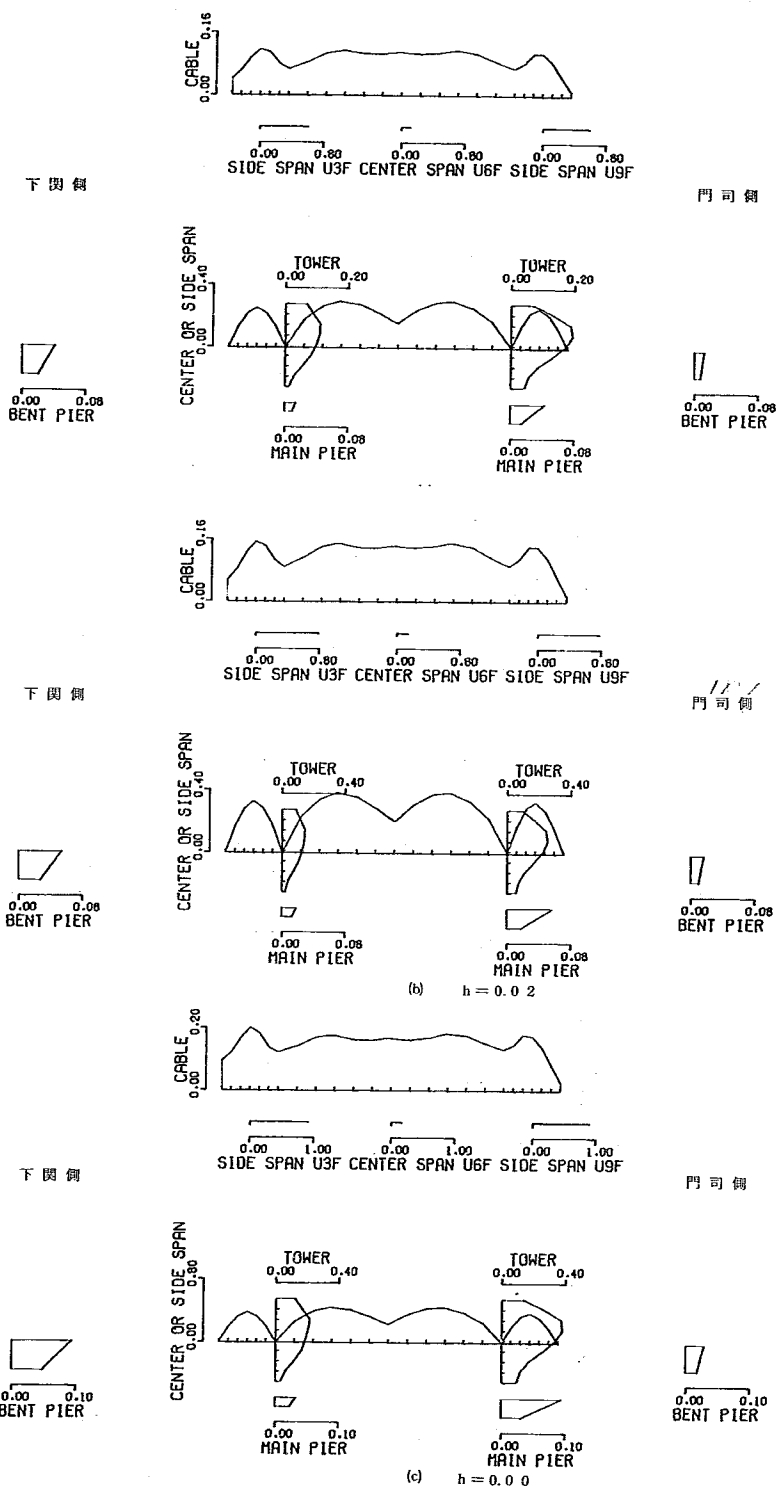


図 - 5.5.1 平均応答スペクトル (1964) による最大応答変位 $\sqrt{\sum |I|^2}$ (橋軸水平方向) 単位: m

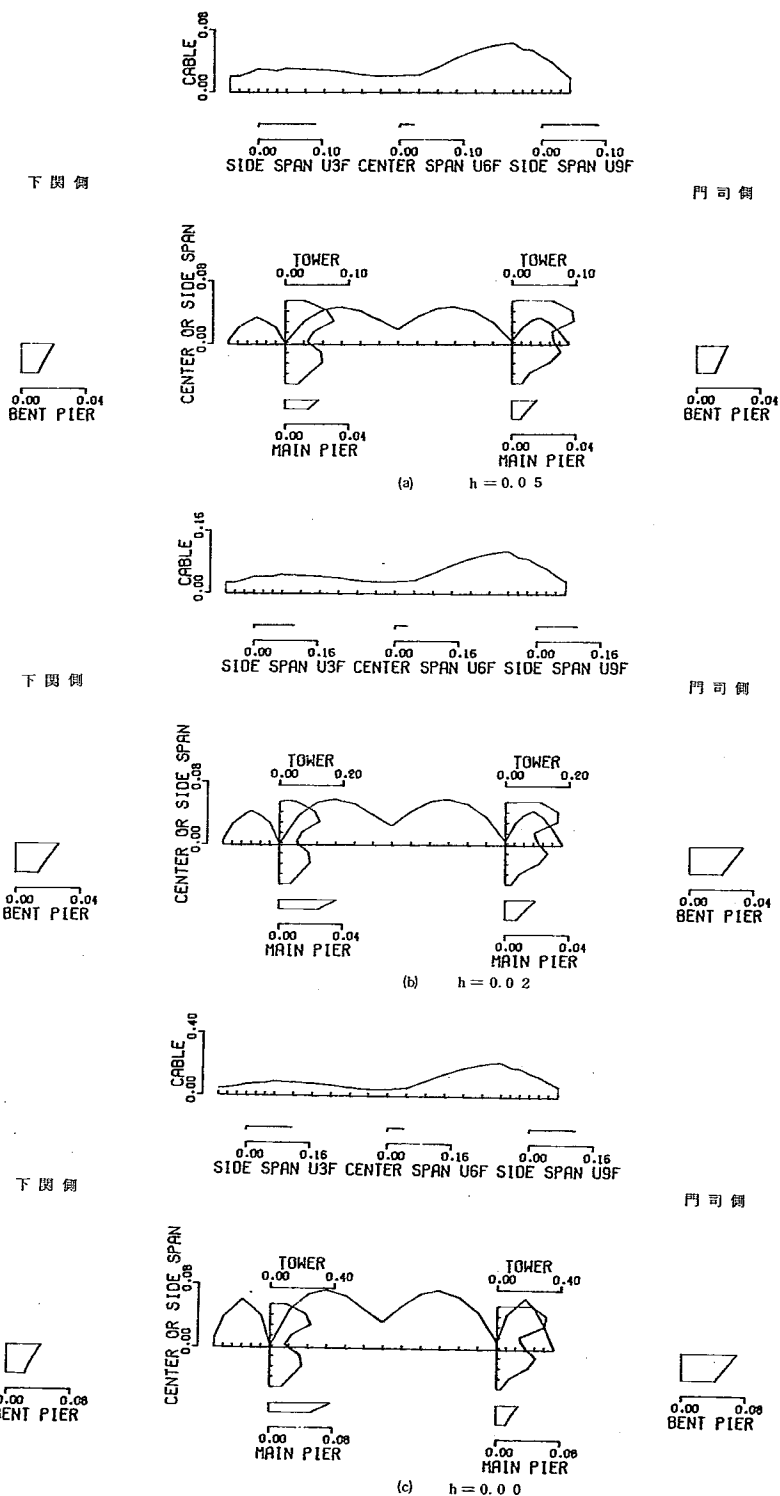


図-5.5.2 釧路E-W' 62応答スペクトルによる最大応答変位
 $\sqrt{\sum |||^2}$ (橋軸水平方向) 単位: m

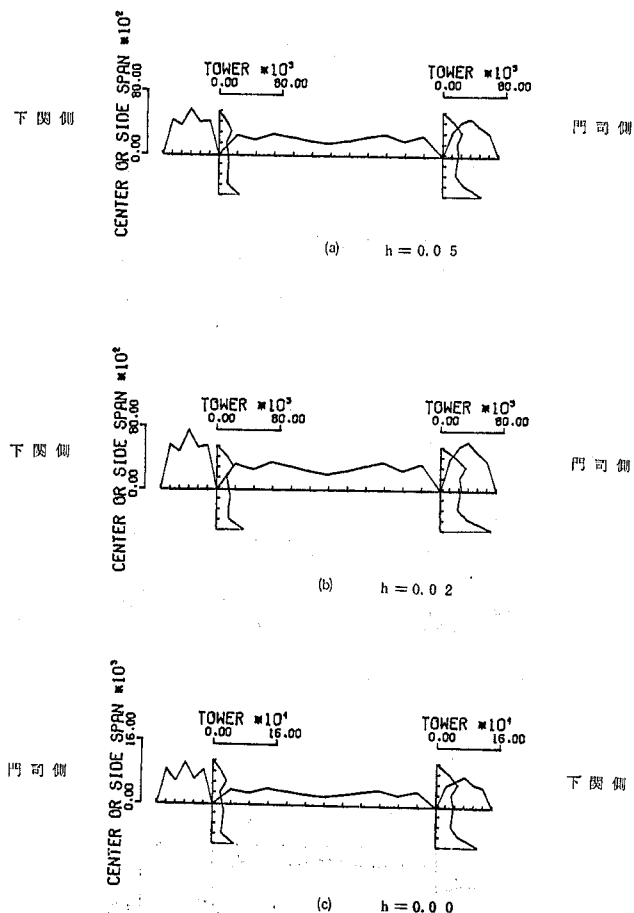


図-5.5.3 平均応答スペクトル(1964)による最大応答曲げモーメント $\sqrt{\Sigma | |^2}$ (橋軸水平方向) 単位: $t \cdot m$

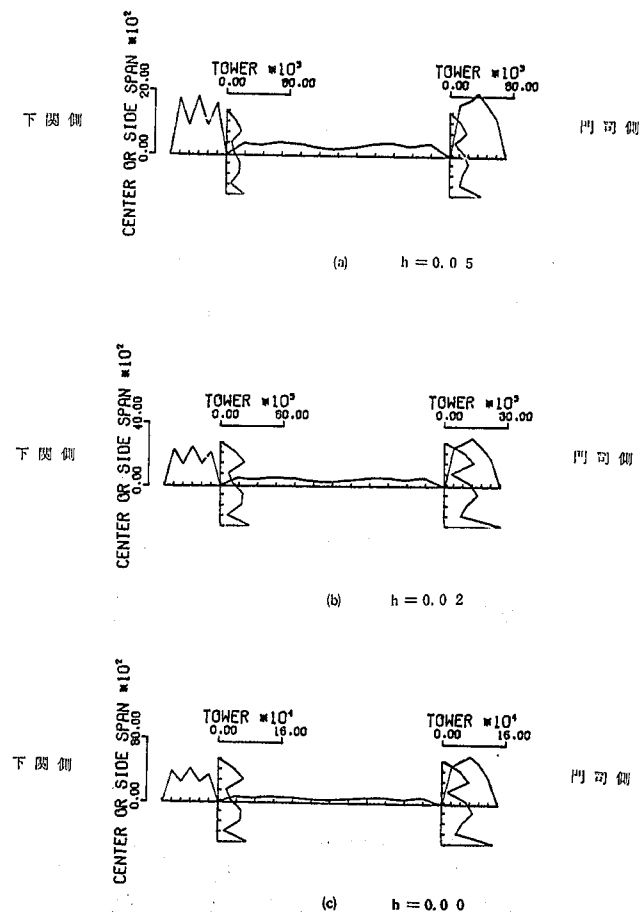


図-5.5.4 鋼路E-W, 62応答スペクトルによる最大応答曲げモーメント $\sqrt{\Sigma | |^2}$ (橋軸水平方向) 単位: $t \cdot m$

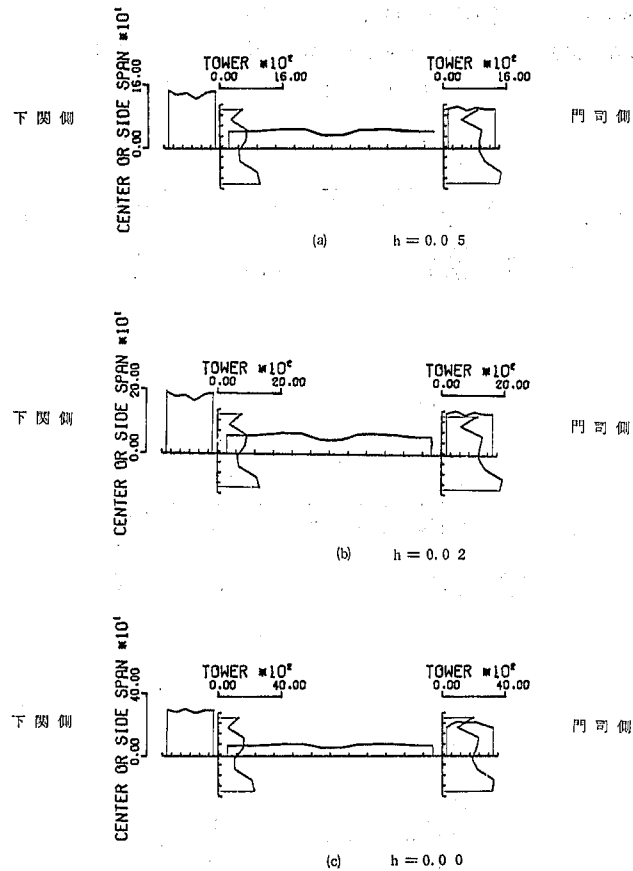


図-5.5.5 平均応答スペクトル(1964)による最大応答
せん断力 $\sqrt{\Sigma |||^2}$ (橋軸水平方向) 単位: t

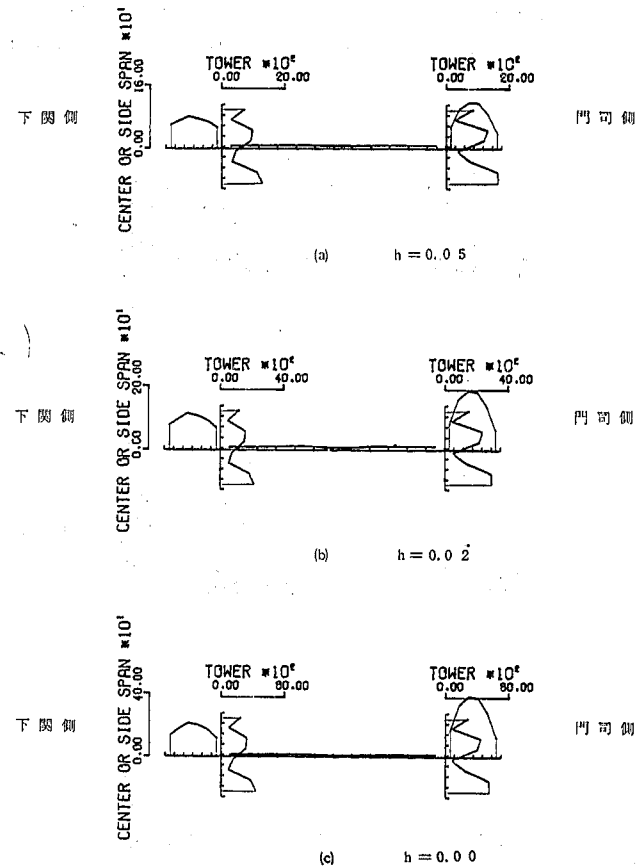


図-5.5.6 鋼路E-W 62 応答スペクトルによる最大
せん断力 $\sqrt{\Sigma |||^2}$ (橋軸水平方向) 単位: t

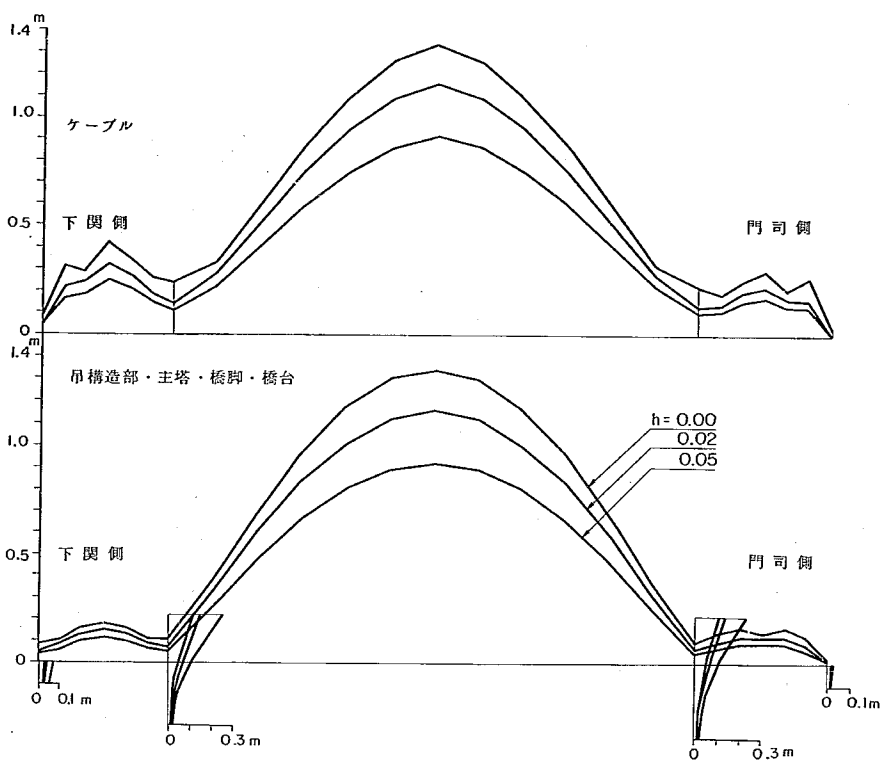


図-5.5.7 平均応答スペクトル(1964)による最大応答変位 $\sqrt{\Sigma | | }^2$ (橋軸直角方向)

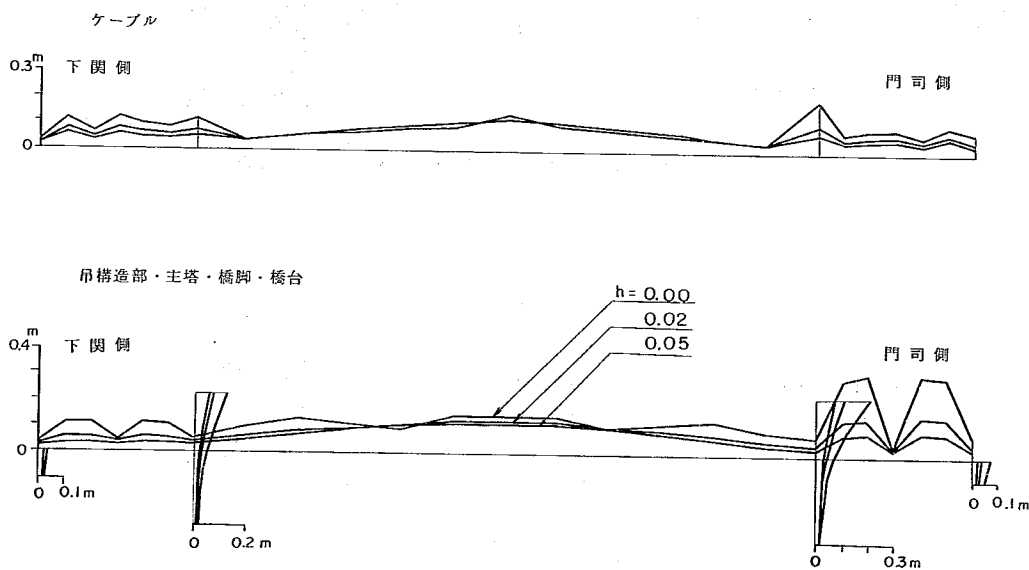


図-5.5.8 釧路E-W' 62応答スペクトルによる最大応答変位 $\sqrt{\Sigma | | }^2$ (橋軸直角方向)

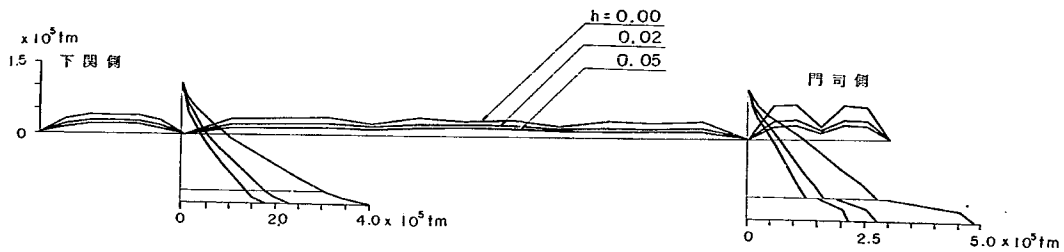


図-5.5.9 平均応答スペクトル(1964)による最大応答曲げモーメント
 $\sqrt{\sum |I|^2}$ (橋軸直角方向)

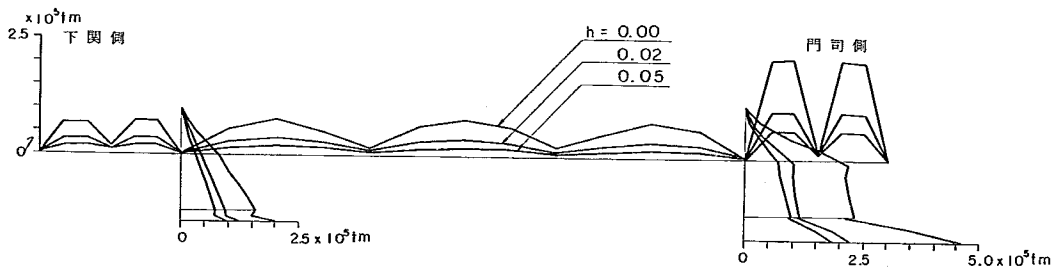


図-5.5.10 釧路E-W' 62 応答スペクトルによる最大応答曲げモーメント
 $\sqrt{\sum |I|^2}$ (橋軸直角方向)

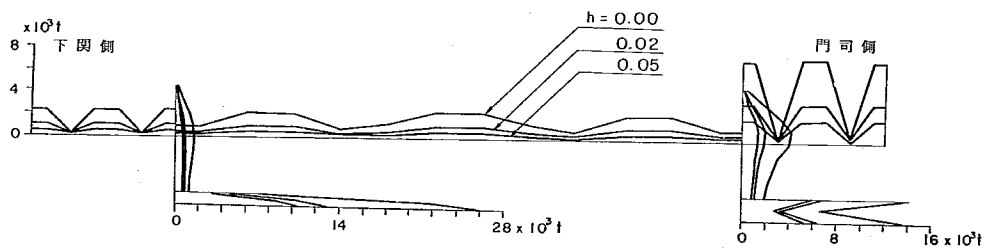


図-5.5.11 平均応答スペクトル(1964)による最大応答せん断力
 $\sqrt{\sum |I|^2}$ (橋軸直角方向)

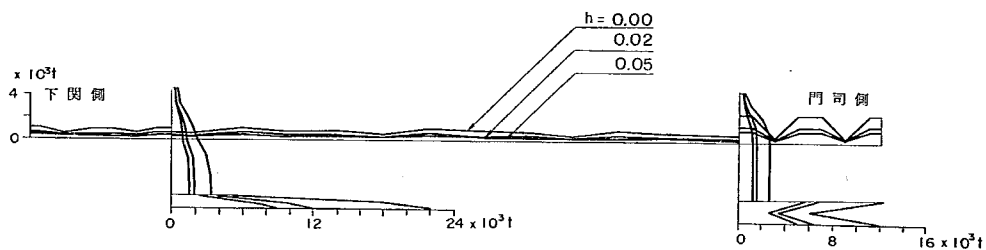


図-5.5.12 釧路E-W' 62 応答スペクトルによる最大応答せん断力
 $\sqrt{\sum |I|^2}$ (橋軸直角方向)

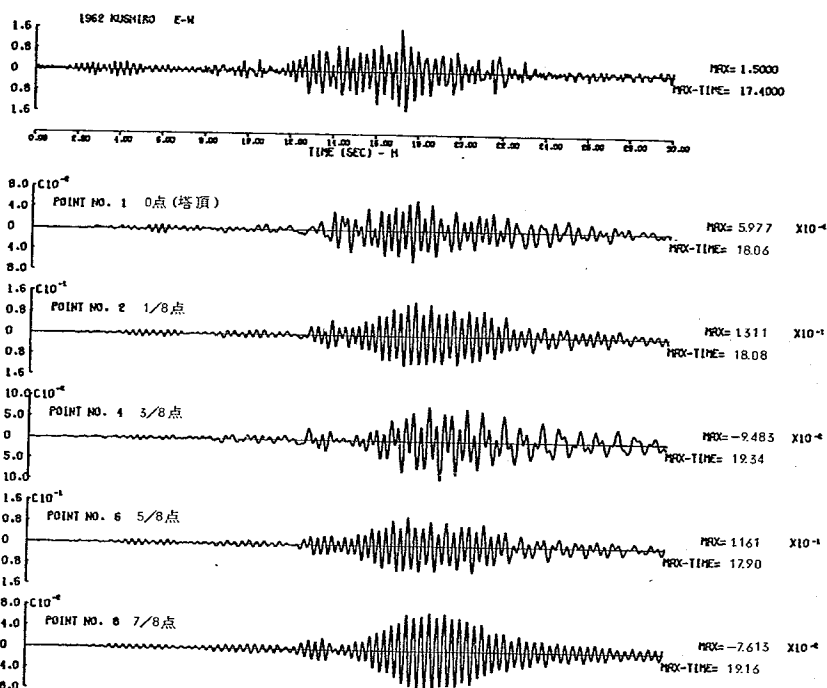


図-5.5.13 橋軸水平方向釧路 E-W ' 62 による下関側主塔
の応答変位 ($h=0.02$) 単位: m

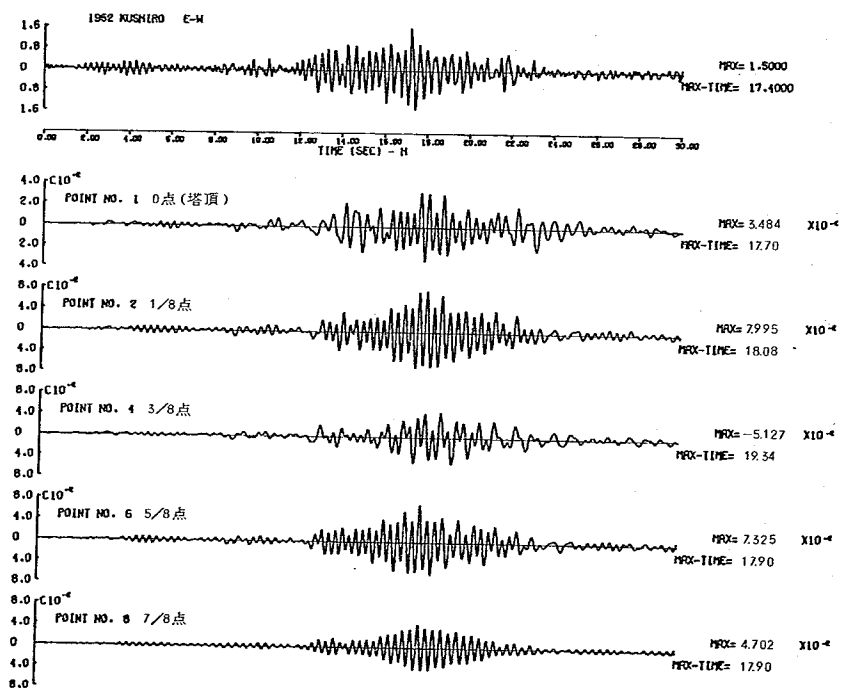


図-5.5.14 橋軸水平方向釧路 E-W ' 62 による下関側主塔
の応答変位 ($h=0.05$) 単位: m

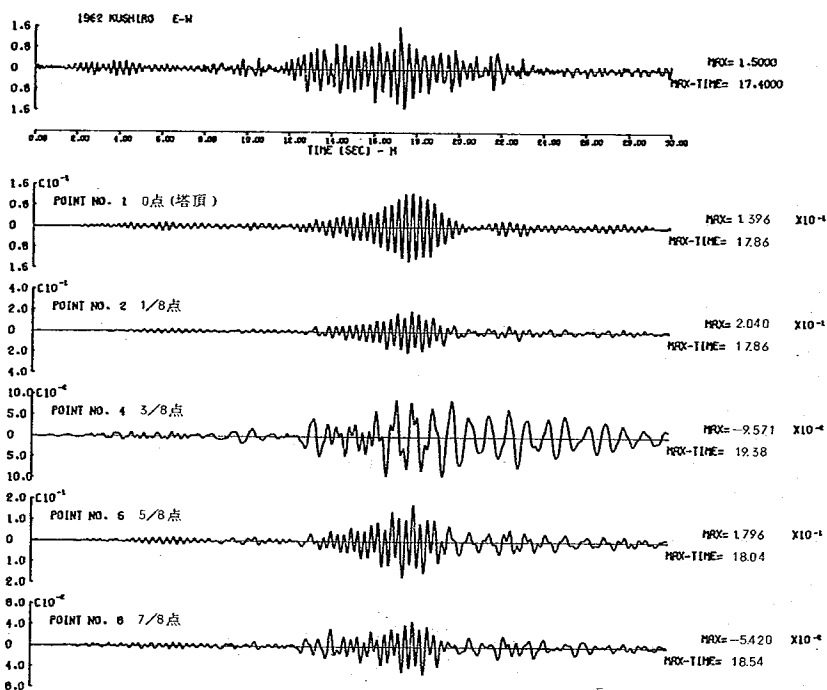


図-5.5.15 橋軸水平方向鋼路 E-W' 62 による門司側主塔
の応答変位 ($h=0.02$) 単位: m

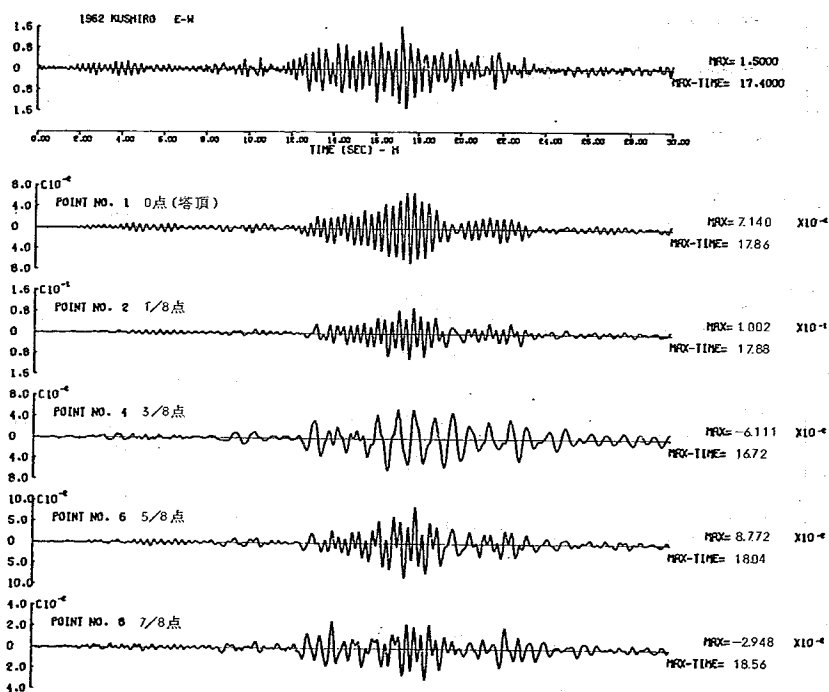


図-5.5.16 橋軸水平方向鋼路 E-W' 62 による門司側主塔
の応答変位 ($h=0.05$) 単位: m

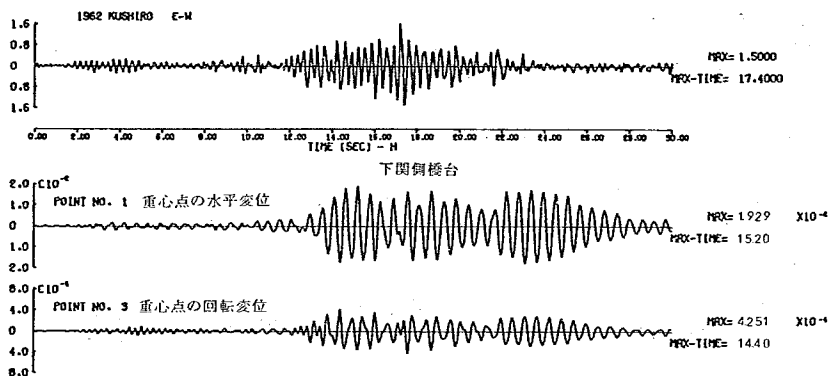


図-5.5.17 橋軸水平方向釧路E-W' 62による橋台
の応答変位 ($h=0.02$) 単位: m , rad

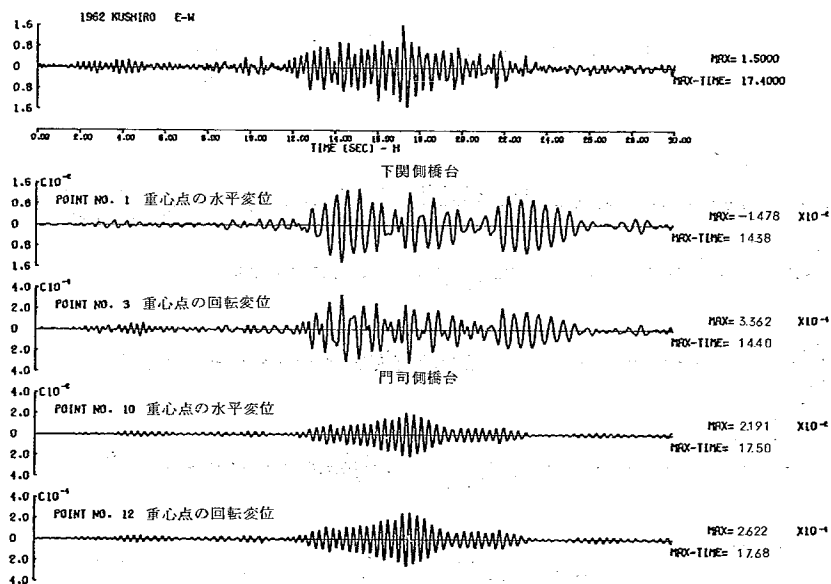


図-5.5.18 橋軸水平方向釧路E-W' 62による橋台
の応答変位 ($h=0.05$) 単位: m , rad

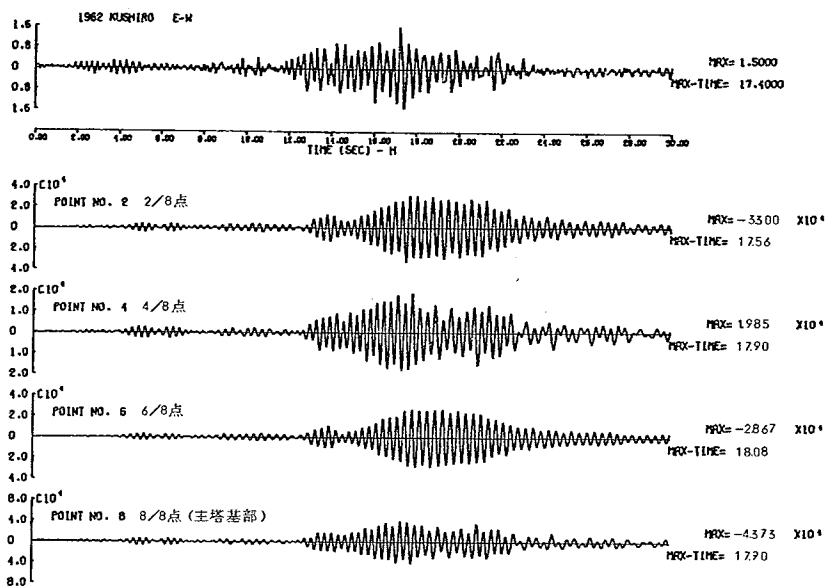


図-5.5.19 橋軸水平方向釧路E-W'62による下関側主塔の応答
曲げモーメント ($h=0.02$) 単位: tm

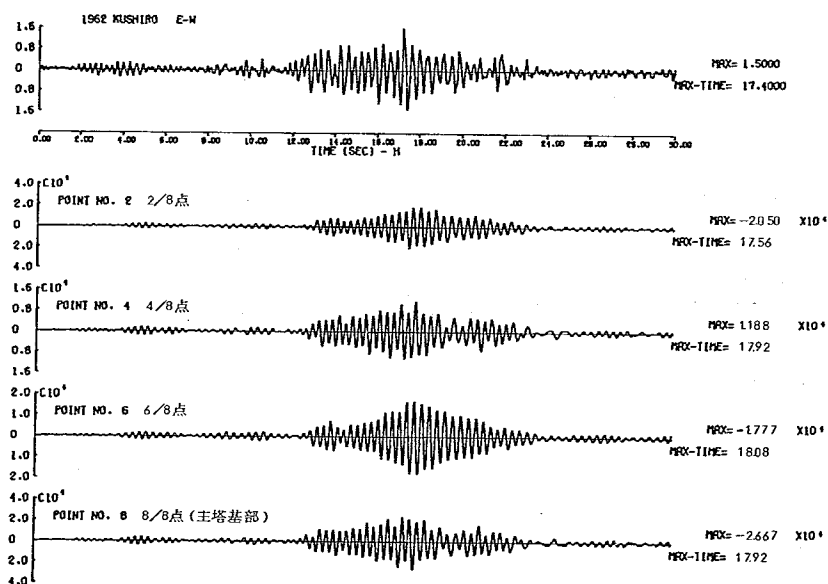


図-5.5.20 橋軸水平方向釧路E-W'62による下関側主塔の応答
曲げモーメント ($h=0.05$) 単位: tm

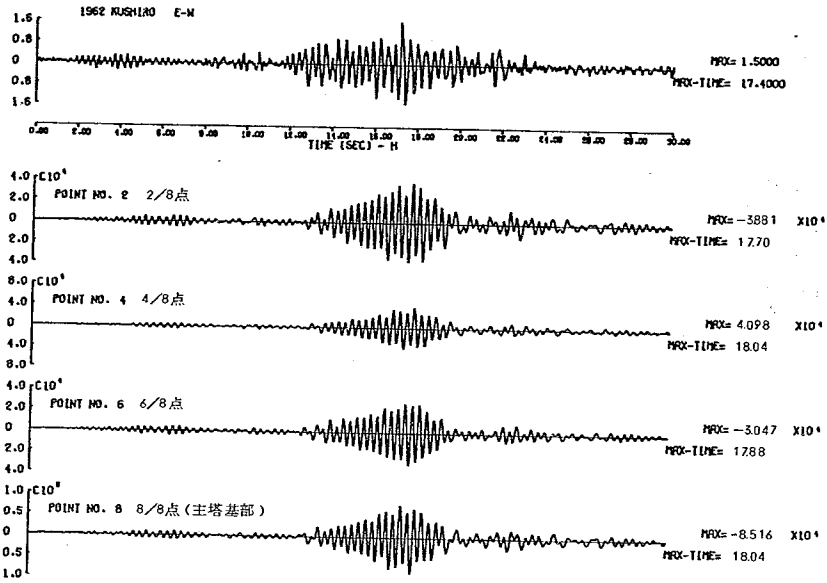


図-5.5.21 橋軸水平方向釧路E-W'62による門司側主塔の応答
曲げモーメント ($h=0.02$) 単位: tm

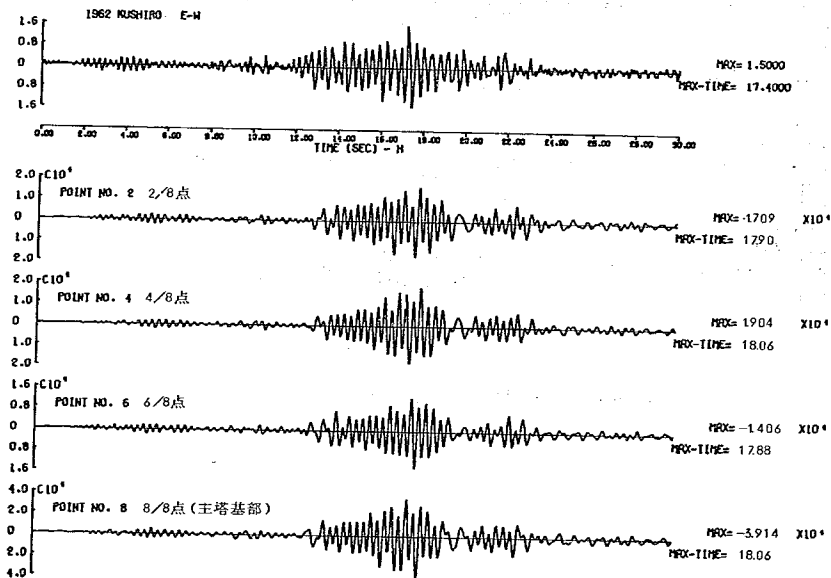


図-5.5.22 橋軸水平方向釧路E-W'62による門司側主塔の応答
曲げモーメント ($h=0.05$) 単位: tm

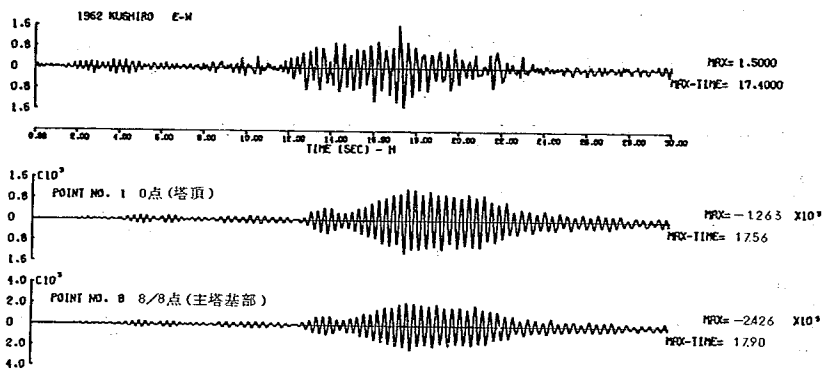


図-5.5.23 橋軸水平方向釧路E-W'62による下関側主塔,
橋脚の応答せん断力 ($h=0.02$) 単位: t

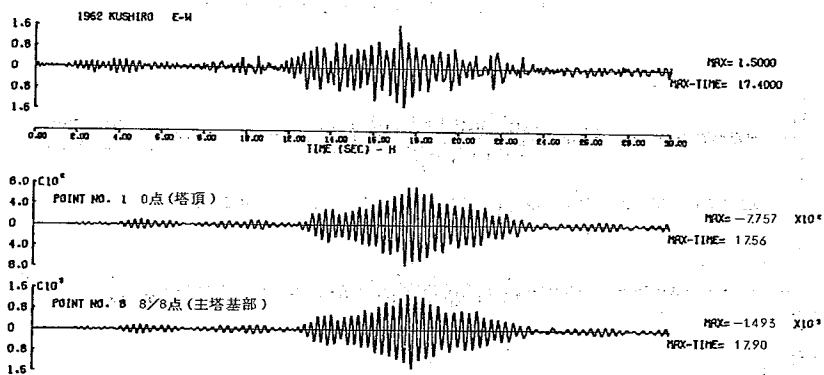


図-5.5.24 橋軸水平方向釧路E-W'62による下関側主塔,
橋脚の応答せん断力 ($h=0.05$) 単位: t

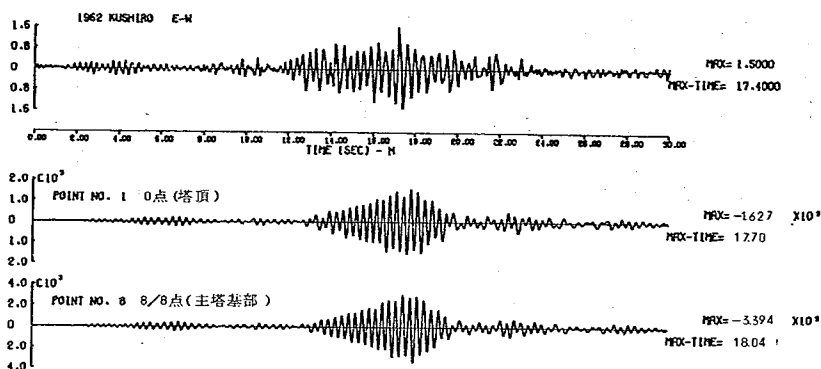


図-5.5.25 橋軸水平方向釧路E-W '62による門司側主塔,
橋脚の応答せん断力 ($h=0.02$) 単位: t

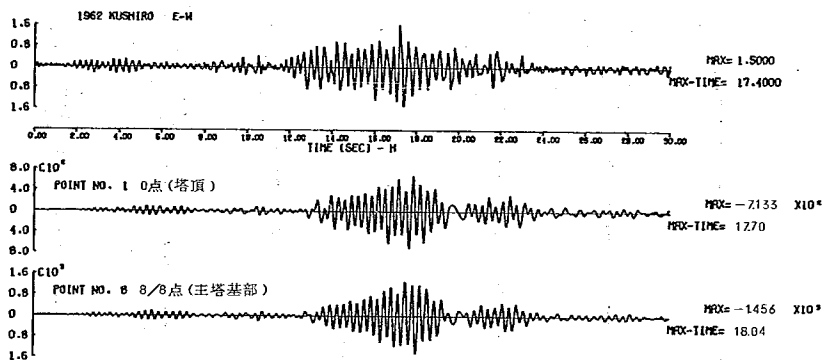


図-5.5.26 橋軸水平方向釧路E-W '62による門司側主塔,
橋脚の応答せん断力 ($h=0.05$) 単位: t

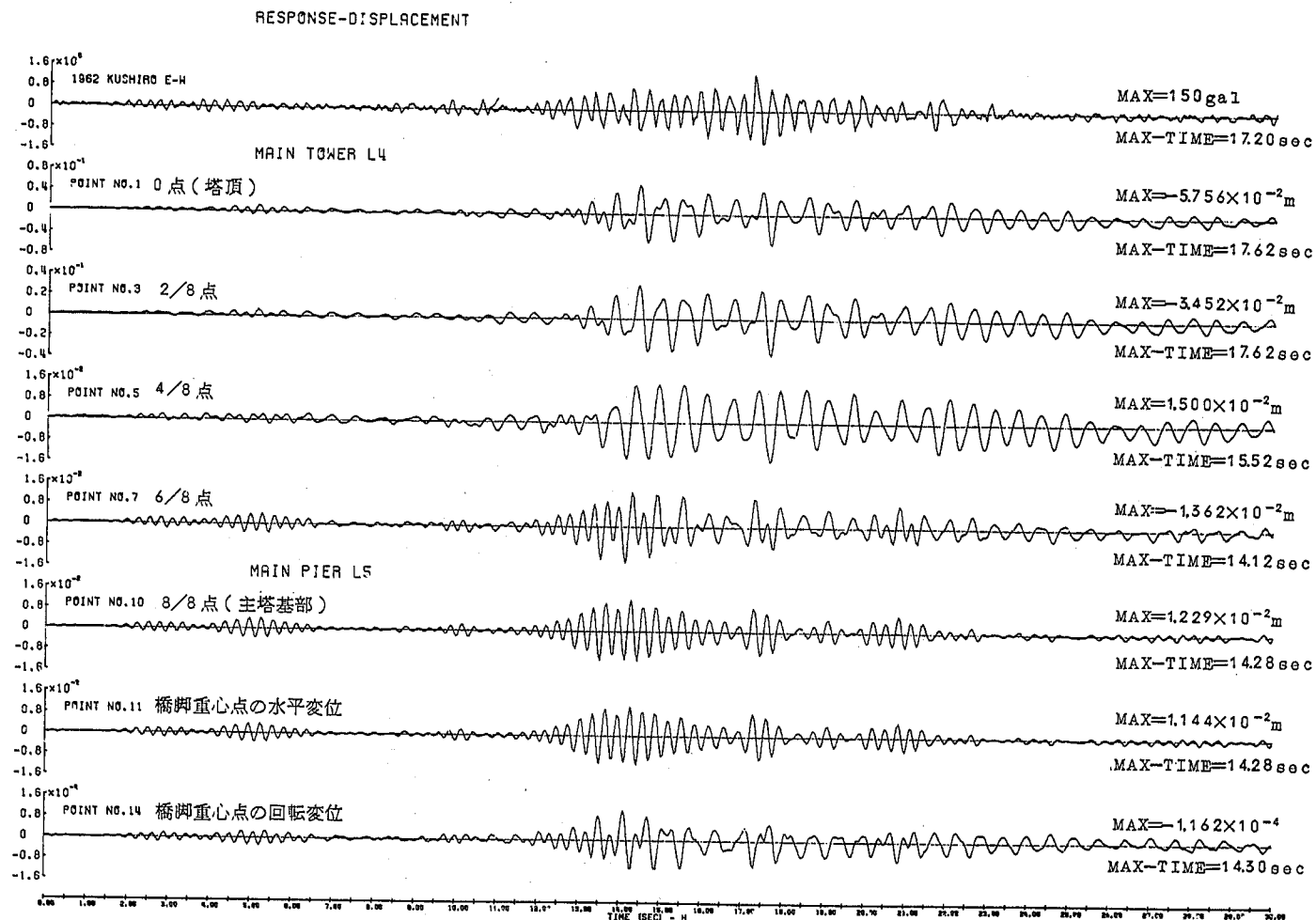


図-5.5.27 橋軸直角方向釧路E-W' 62による下関側主塔・橋脚の応答変位 ($h=0.02$) 単位: m, rad

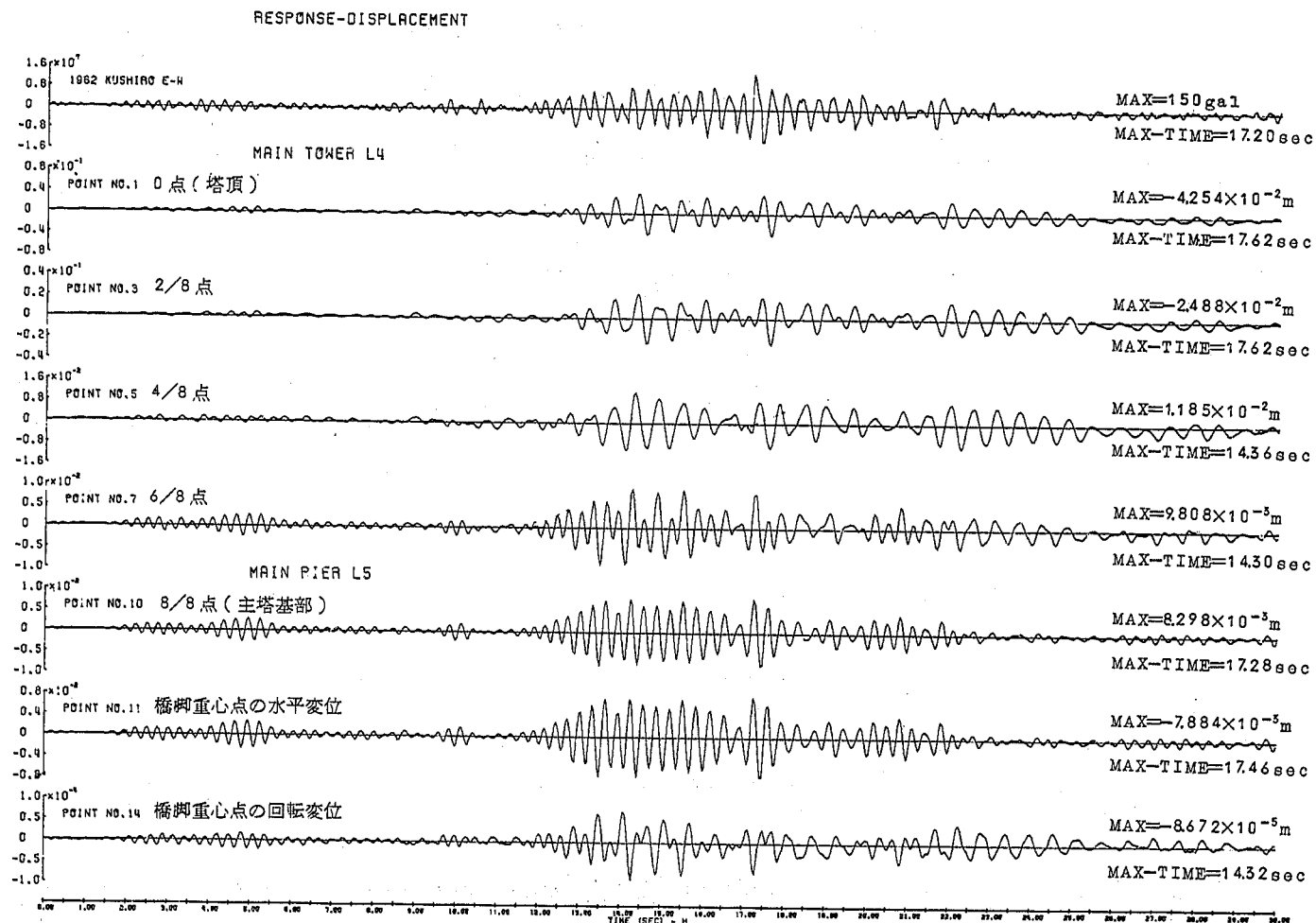


図-5.5.28 橋軸直角方向剣路E-W' 62による下関側主塔・橋脚の応答変位 (h=0.05) 単位: m, rad

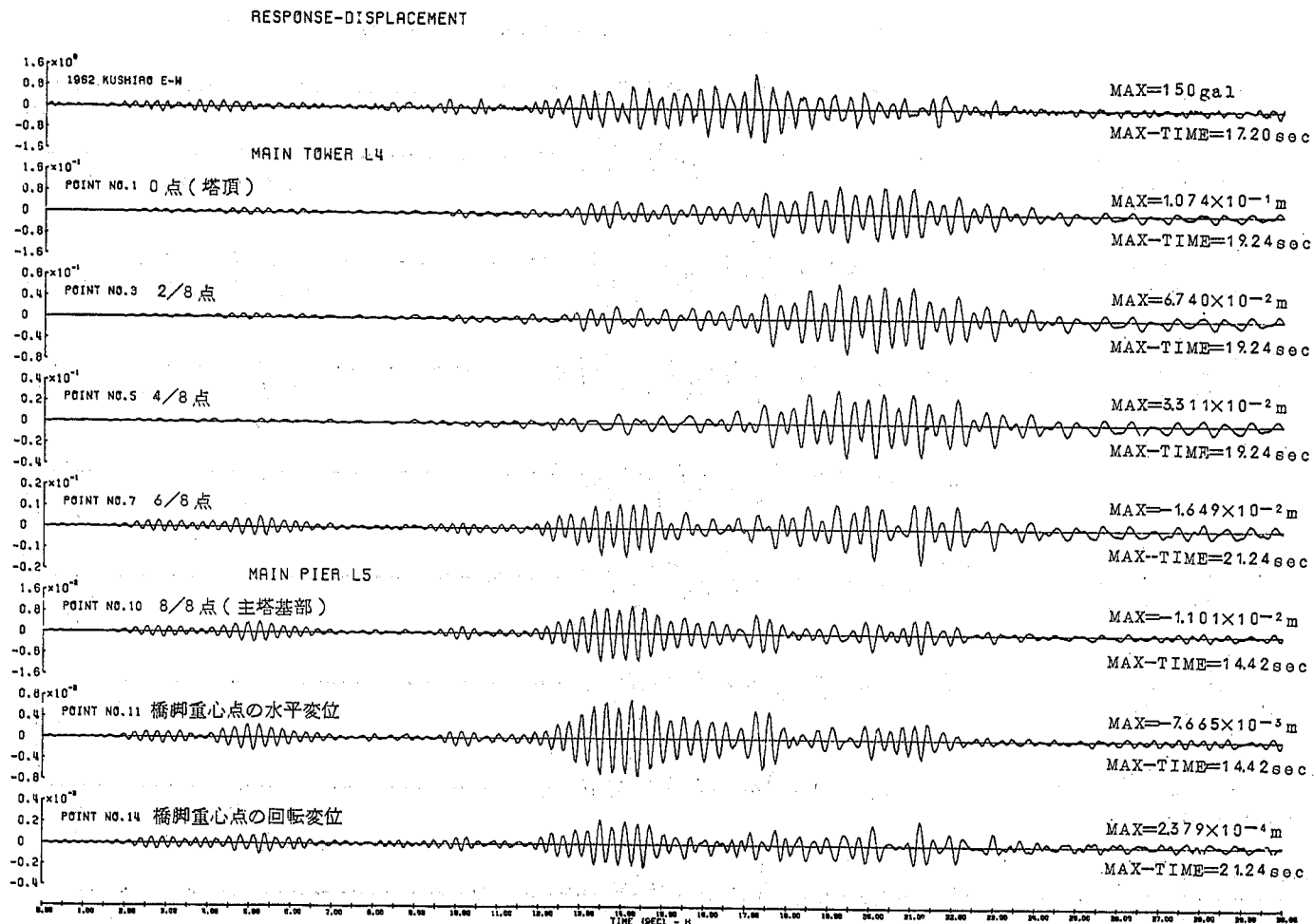


図-5.5.29 橋軸直角方向鋼路E-W' 62による門司側主塔・橋脚の応答変位 ($h=0.02$) 単位: m, rad

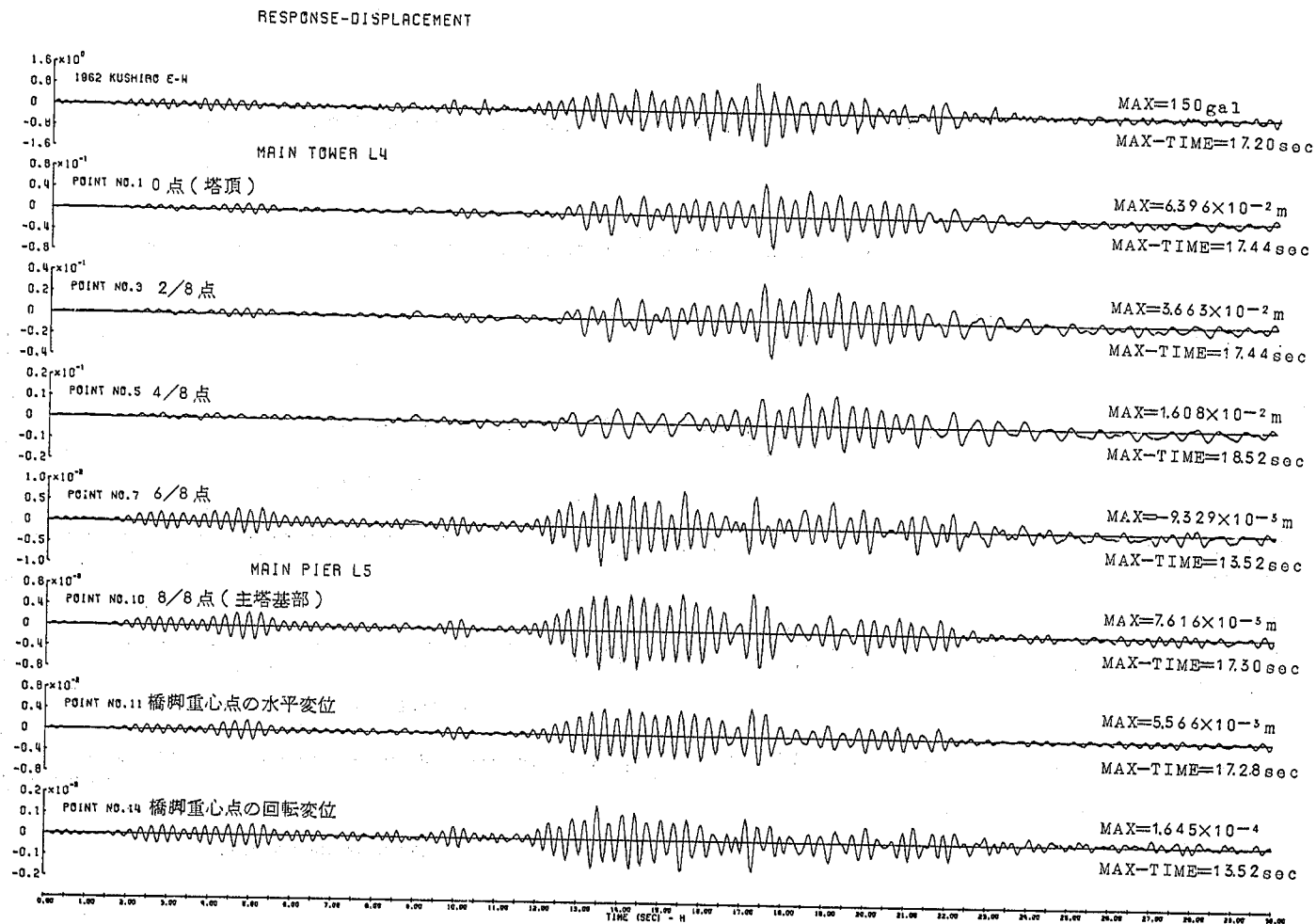


図-5.5.30 橋軸直角方向釧路E-W' 62による門司側主塔・橋脚の応答変位 ($h=0.05$) 単位: m, rad

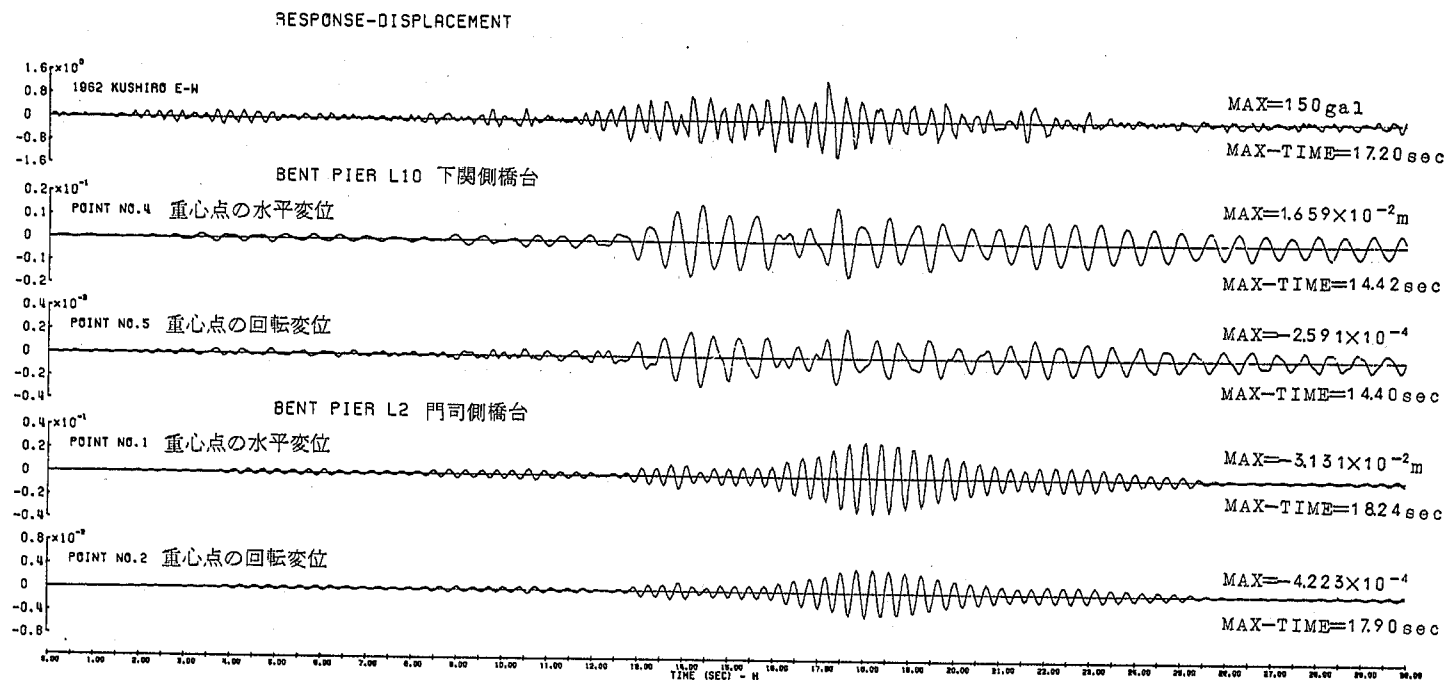


図-5.5.3.1 橋軸直角方向釧路E-W' 62による橋台の応答変位 ($h=0.02$) 単位: m, rad

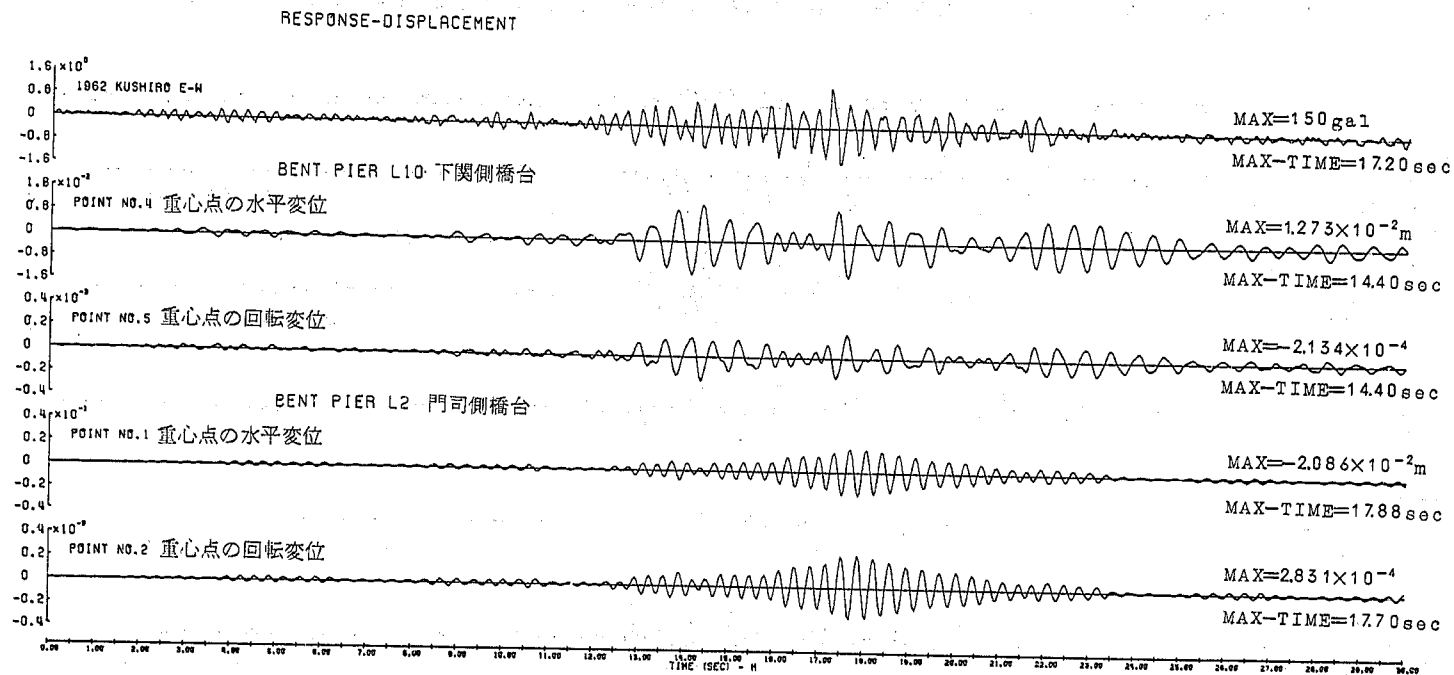


図-5.5.32 橋軸直角方向釧路E-W' 62による橋台の応答変位 ($h=0.05$) 単位: m, rad

RESPONSE-BENDING MOMENT

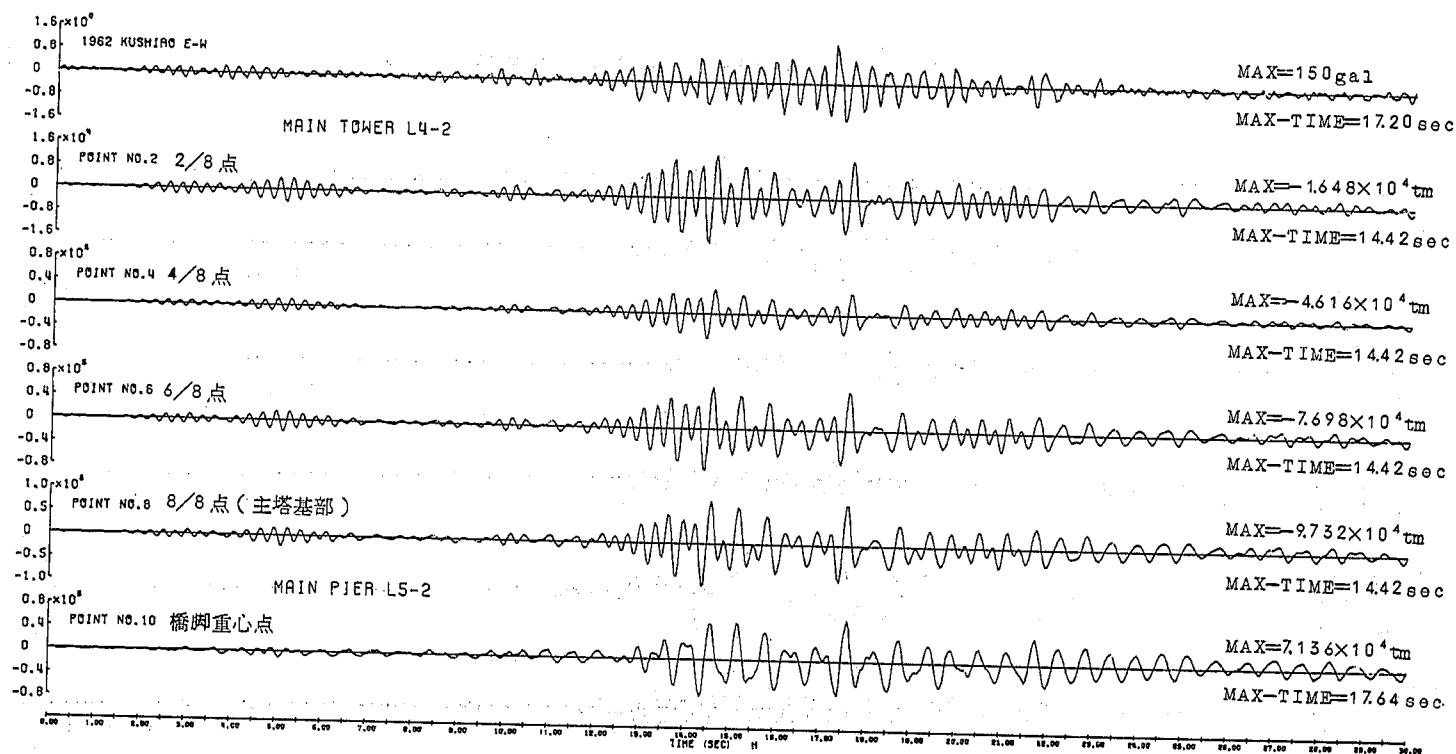


図-5.5.33 橋軸直角方向釧路E-W' 62による下関側主塔・橋脚の応答曲げモーメント(h=0.02)単位: tm

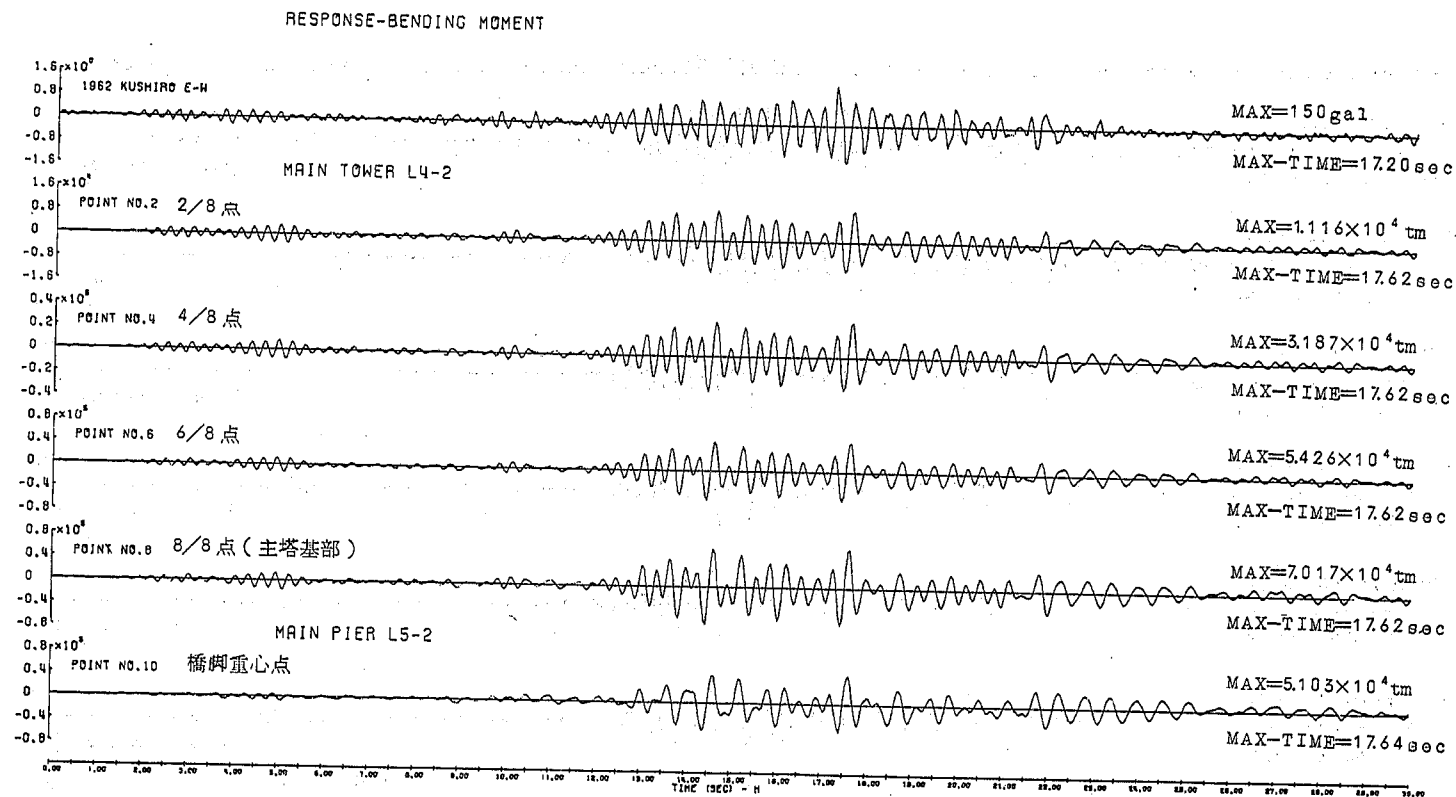


図-5.5.34 橋軸直角方向釧路E-W' 62による下関側主塔・橋脚の応答曲げモーメント ($h=0.05$) 単位: tm

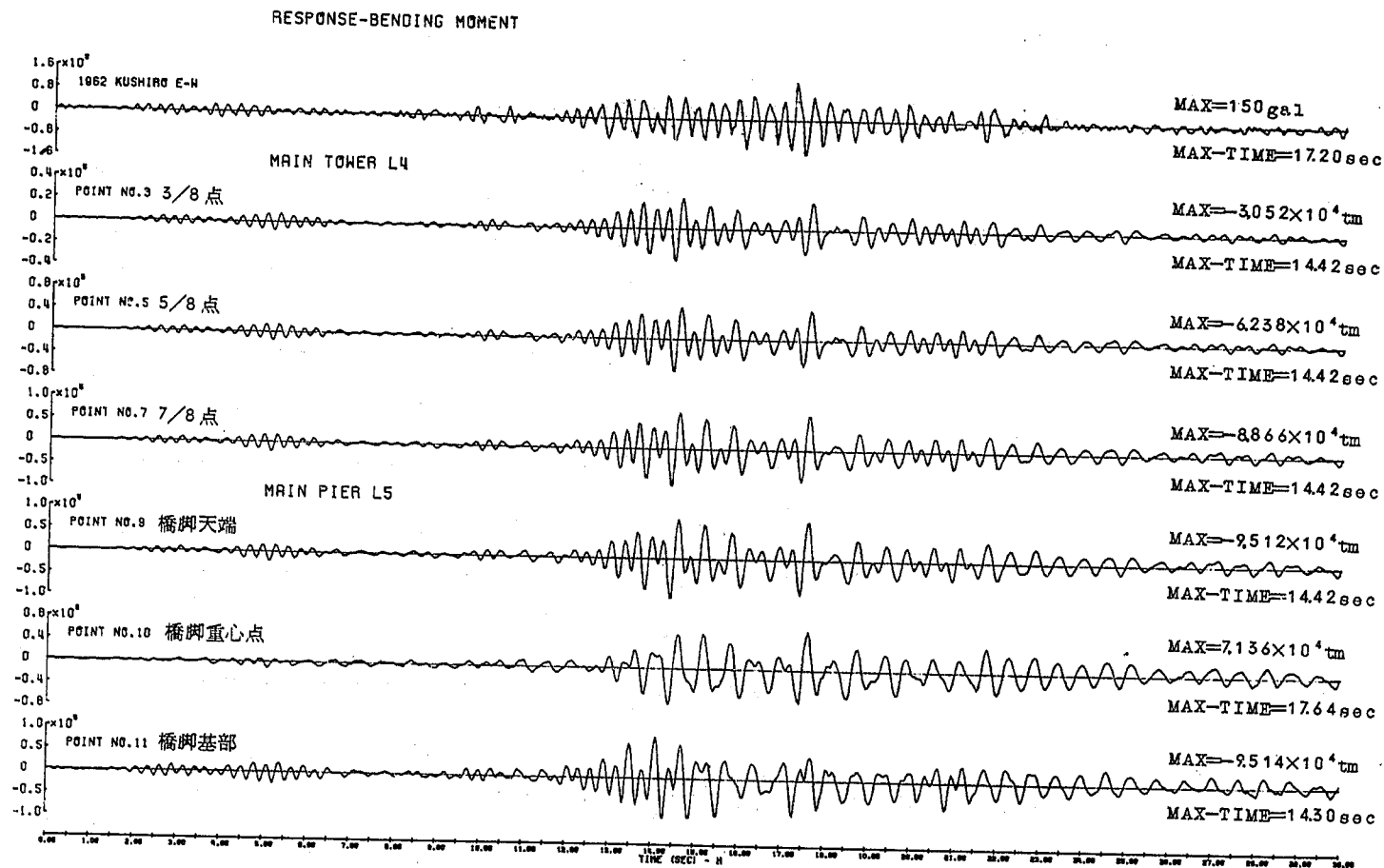


図-5.5.35 橋軸直角方向釧路E-W' 62による下関側主塔・橋脚の応答曲げモーメント ($h=0.02$) 単位: tm

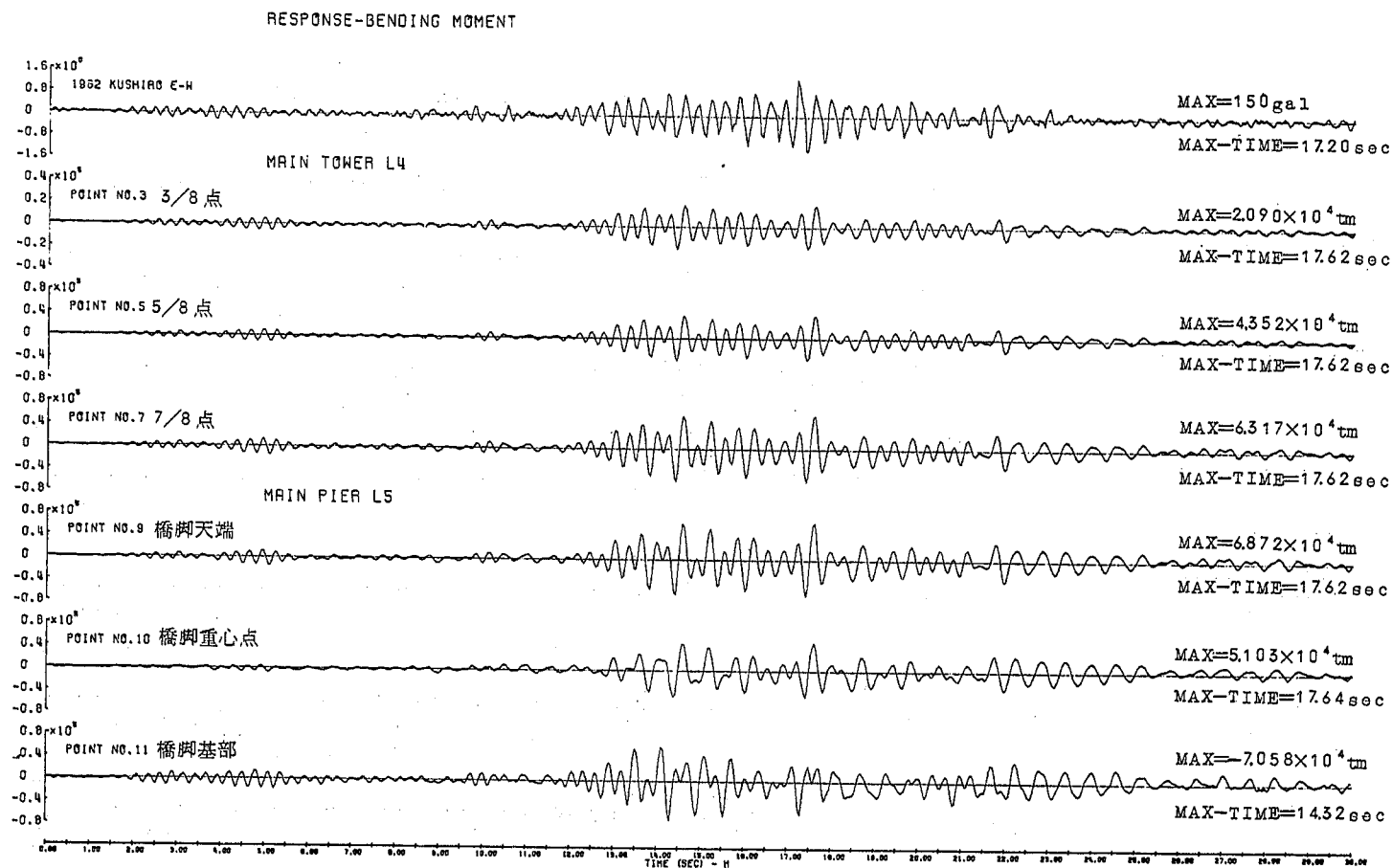


図-5.5.36 橋軸直角方向釧路E-W' 62による下関側主塔・橋脚の応答曲げモーメント ($h=0.05$) 単位: tm

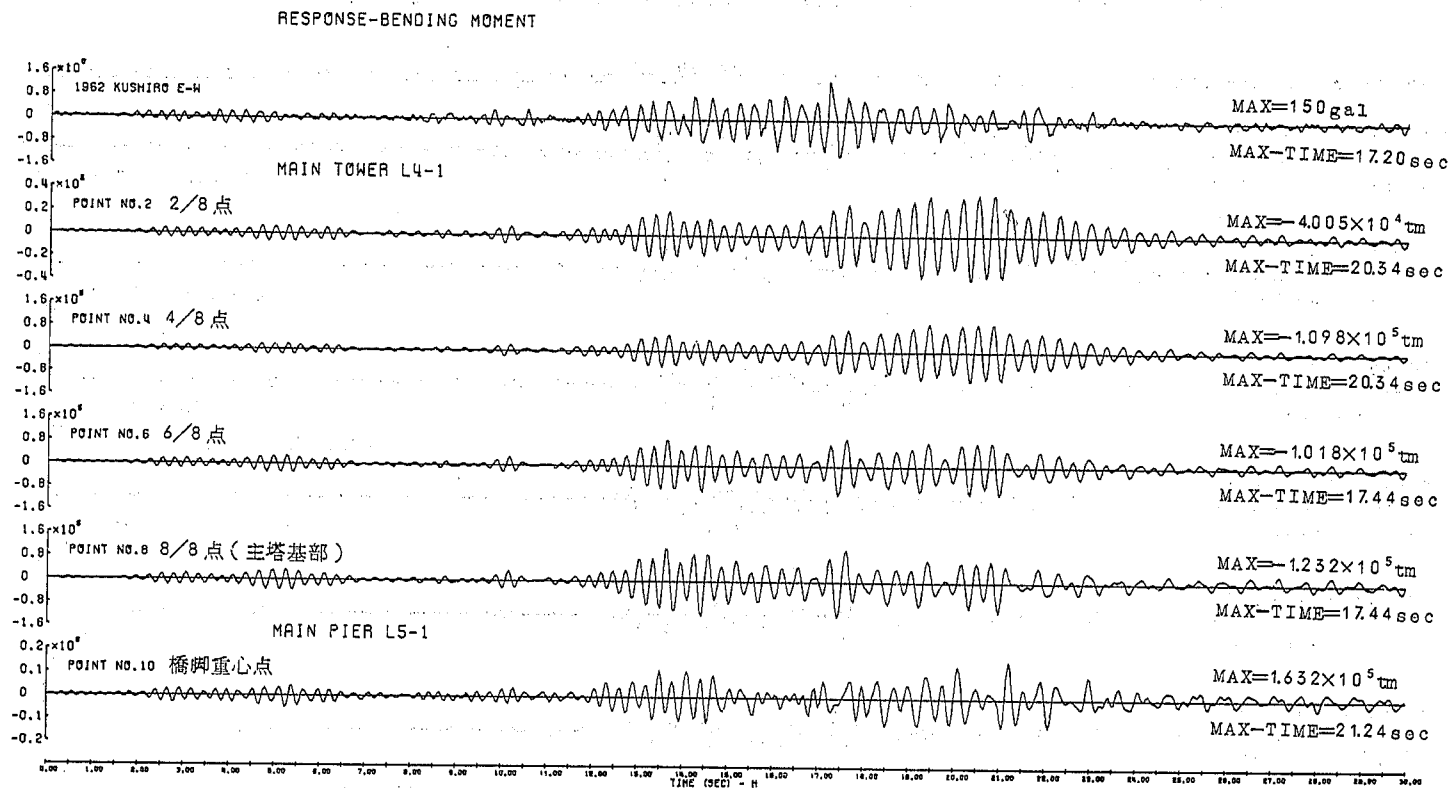


図-5.5.37 橋軸直角方向釧路E-W' 62による門司側主塔・橋脚の応答曲げモーメント (h=0.02) 単位: tm

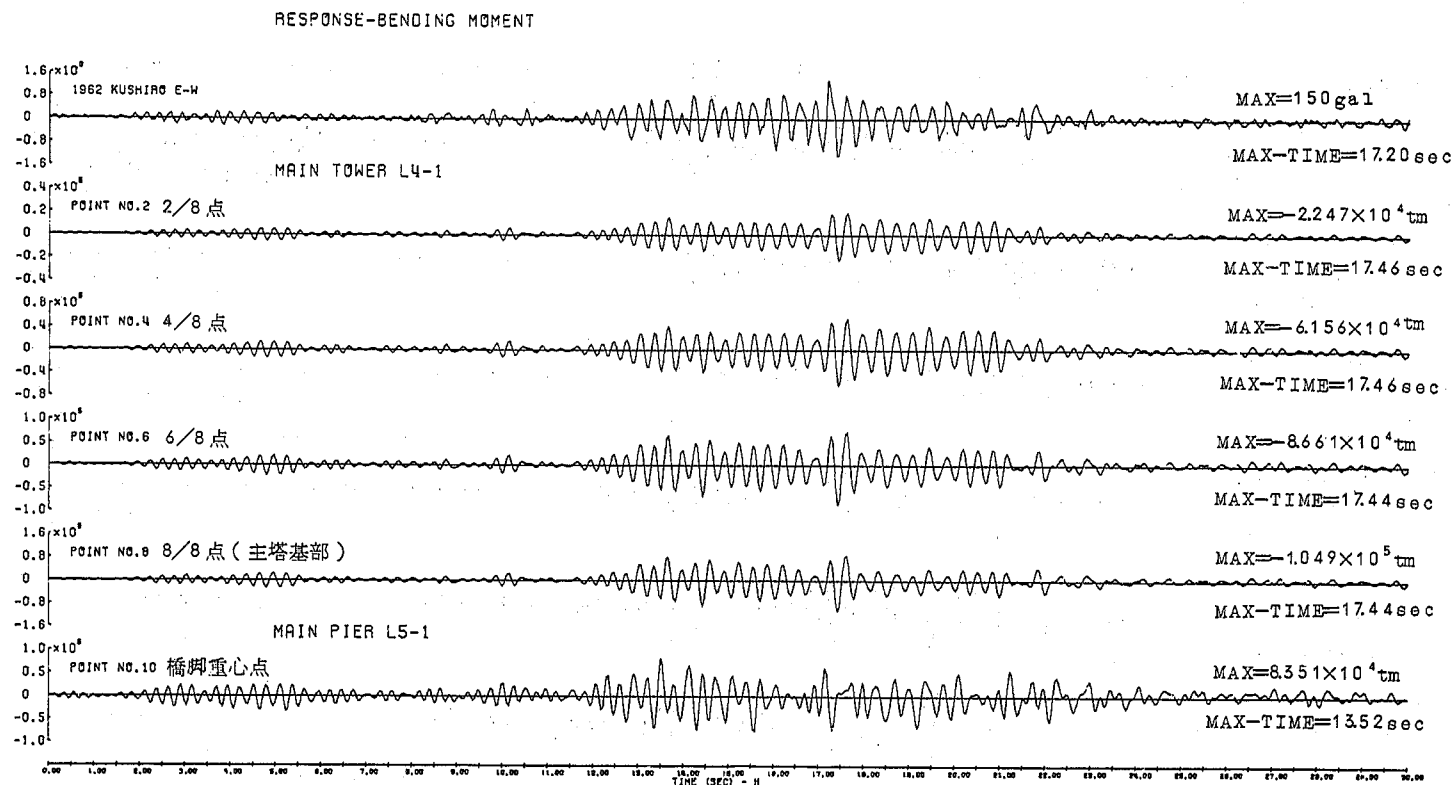


図-5.5.38 橋軸直角方向釧路E-W' 62による門司側主塔・橋脚の応答曲げモーメント ($h=0.05$) 単位: tm

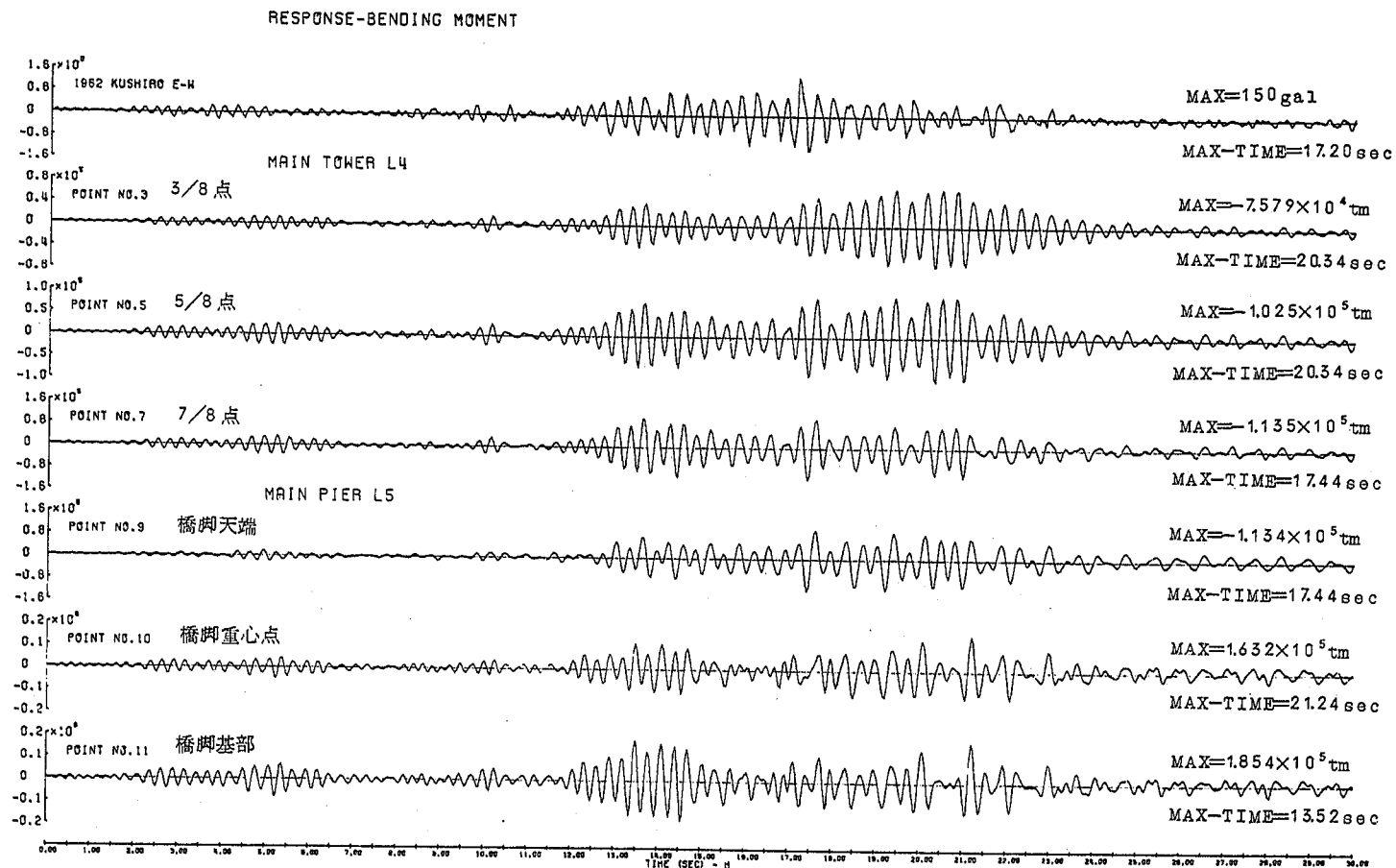


図-5.5.39 橋軸直角方向釧路E-W' 62による門司側主塔・橋脚の応答曲げモーメント ($h=0.02$) 単位: tm

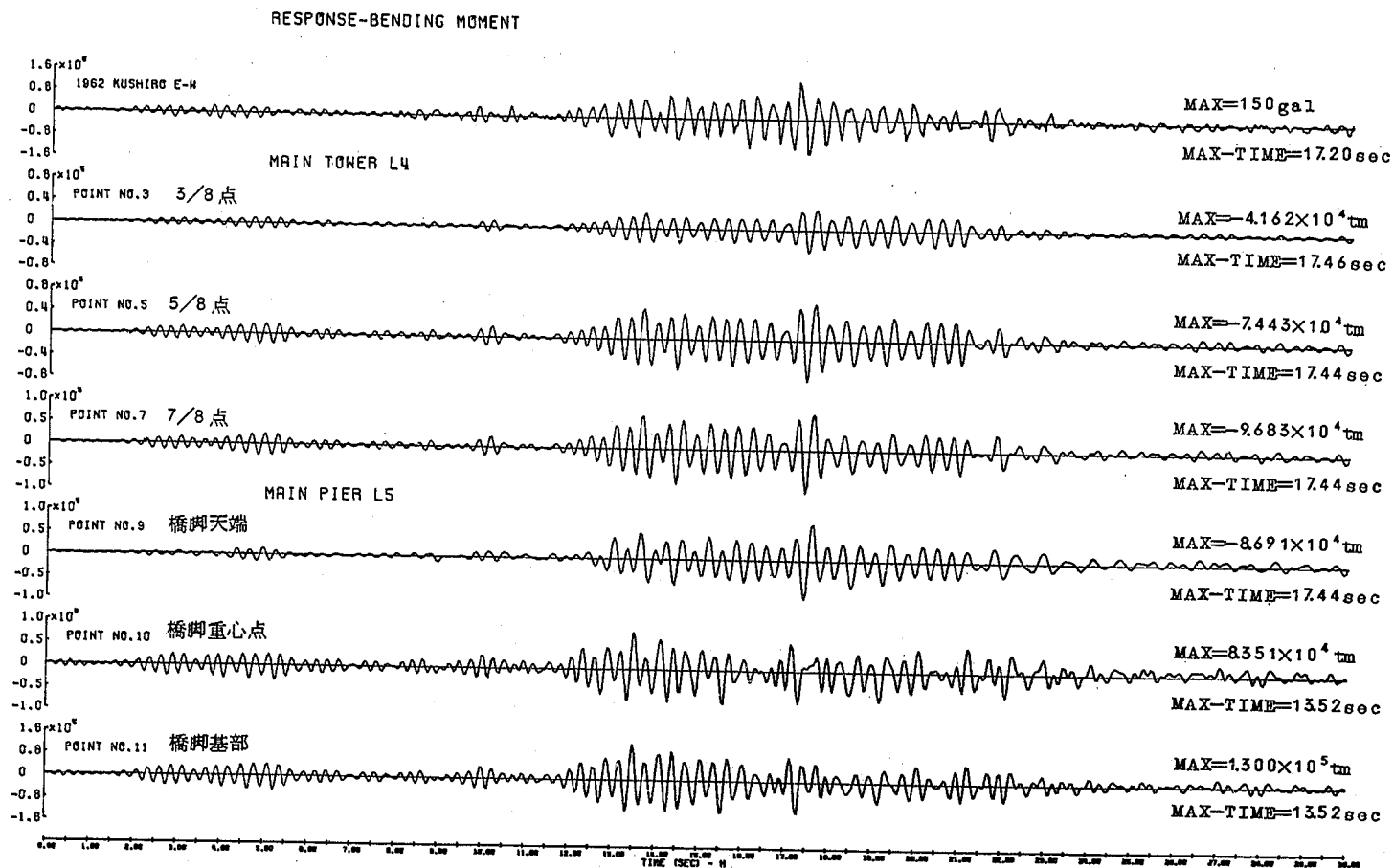


図-5.5.40 橋軸直角方向釧路E-W' 62による門司側主塔・橋脚の応答曲げモーメント ($h=0.05$) 単位: tm

RESPONSE-BENDING MOMENT

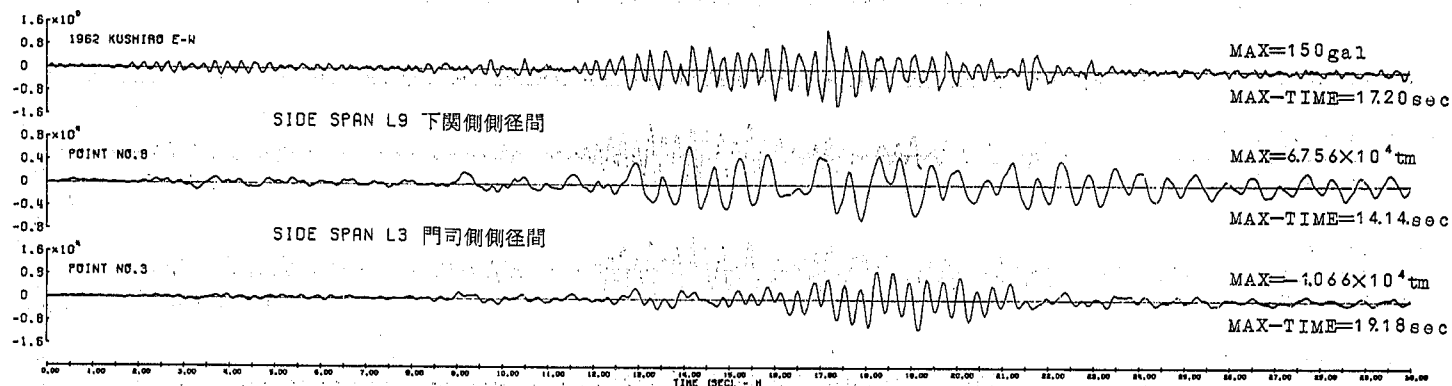


図-5.5.4.1 橋軸直角方向E-W' 62による側径間中央点の応答曲げモーメント(h=0.02)単位: tm

RESPONSE-BENDING MOMENT

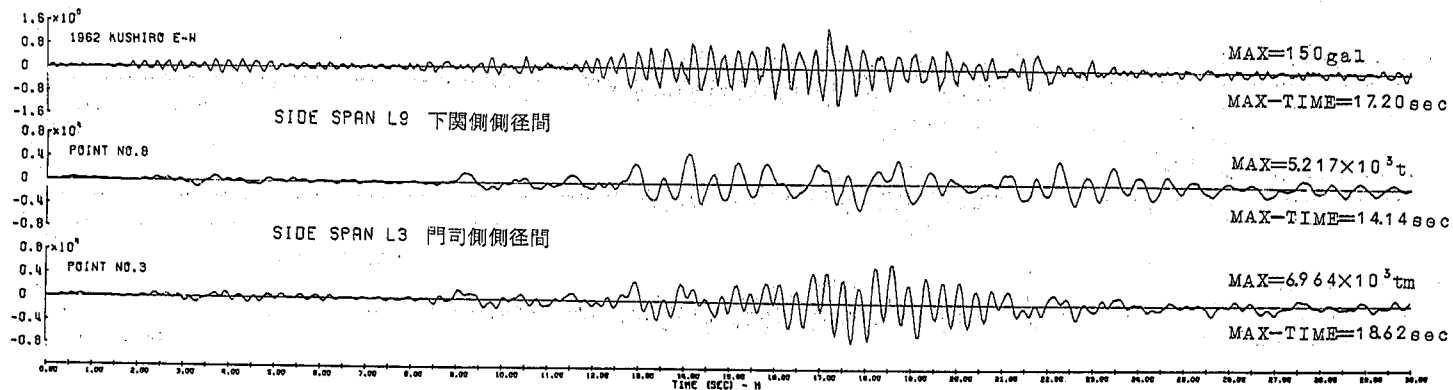


図-5.5.4.2 橋軸直角方向釧路E-W' 62による側径間中央点の応答曲げモーメント(h=0.05)単位: tm

RESPONSE-BENDING MOMENT

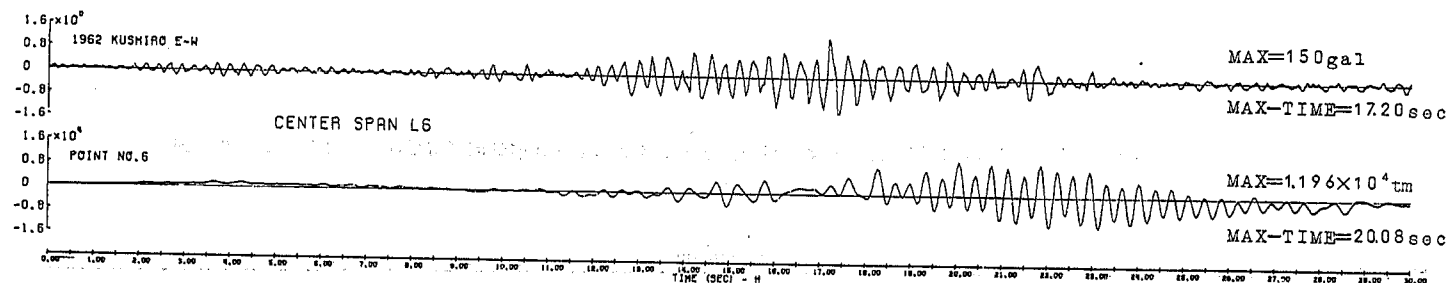


図-5.5.43 橋軸直角方向釧路 E-W '62による中央径間中央点の応答曲げモーメント ($h=0.02$)
単位: tm

RESPONSE-BENDING MOMENT

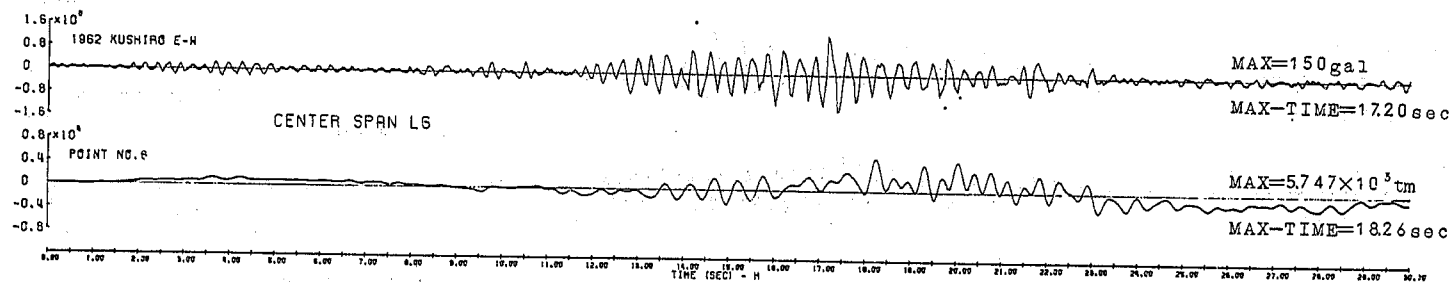


図-5.5.44 橋軸直角方向釧路 E-W '62による中央径間中央点の応答曲げモーメント ($h=0.05$)
単位: tm

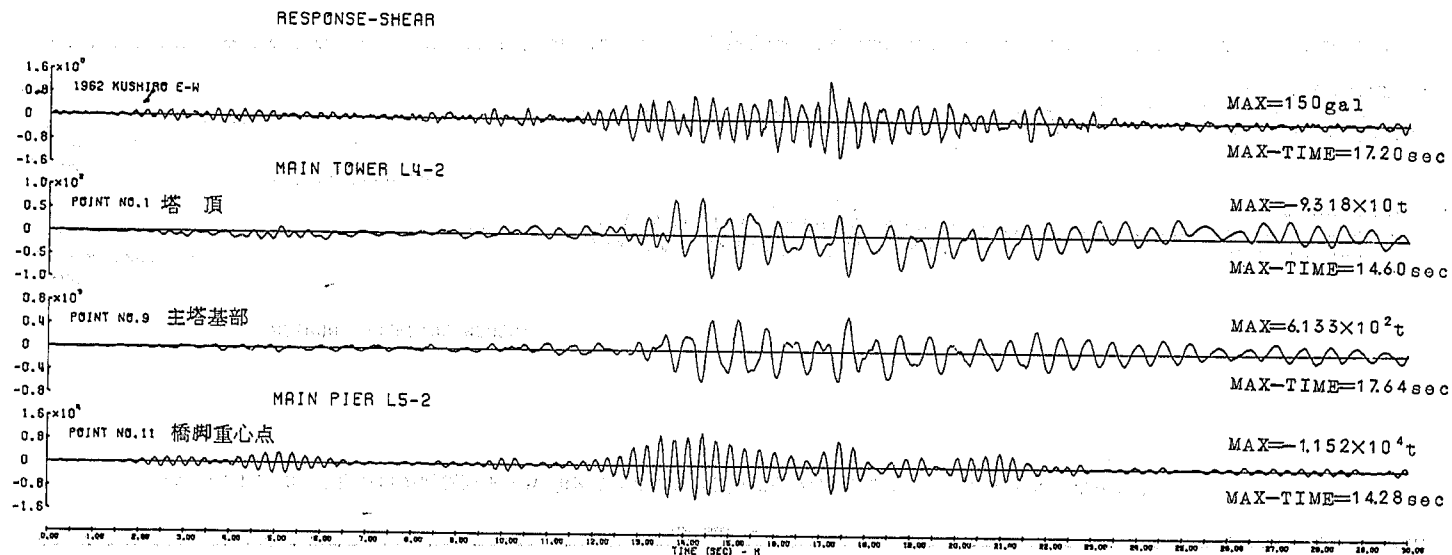


図-5.5.45 橋軸直角方向釧路E-W' 6.2による下関側主塔・橋脚の応答せん断力 ($h=0.02$) 単位: t

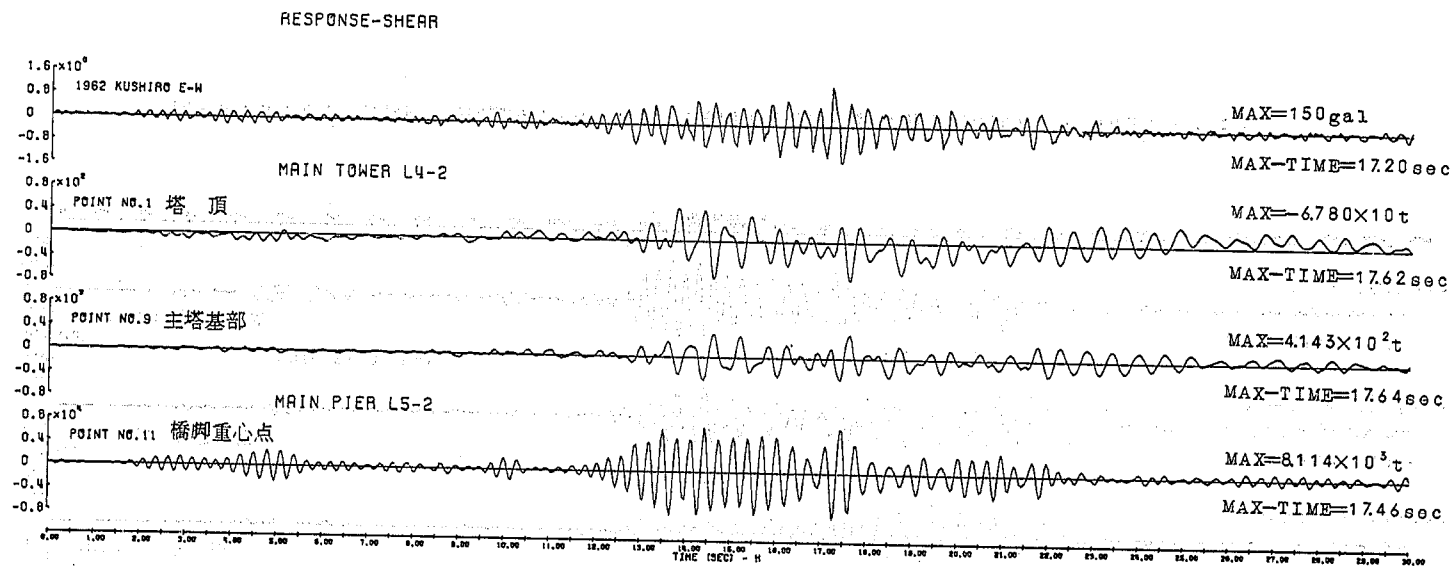


図-5.5.46 橋軸直角方向釧路E-W' 62による下関側主塔・橋脚の応答せん断力 ($h=0.05$) 単位: t

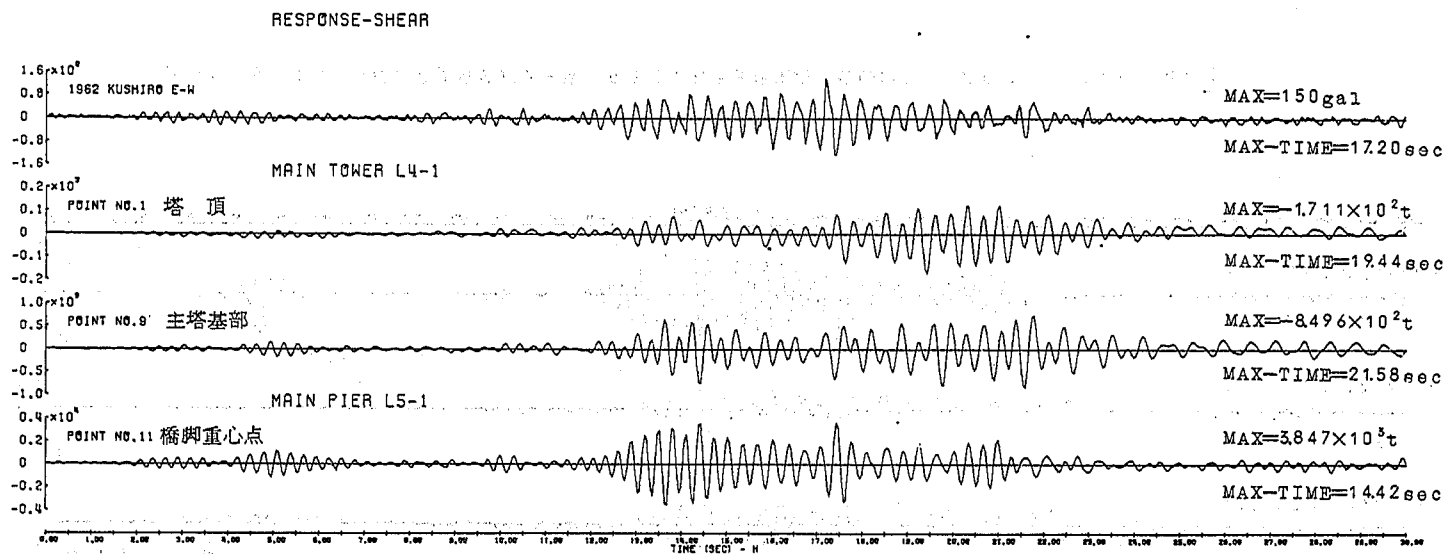


図-5.5.47 橋軸直角方向釧路E-W, 62による門司側主塔・橋脚の応答せん断力 (h=0.02) 単位: t

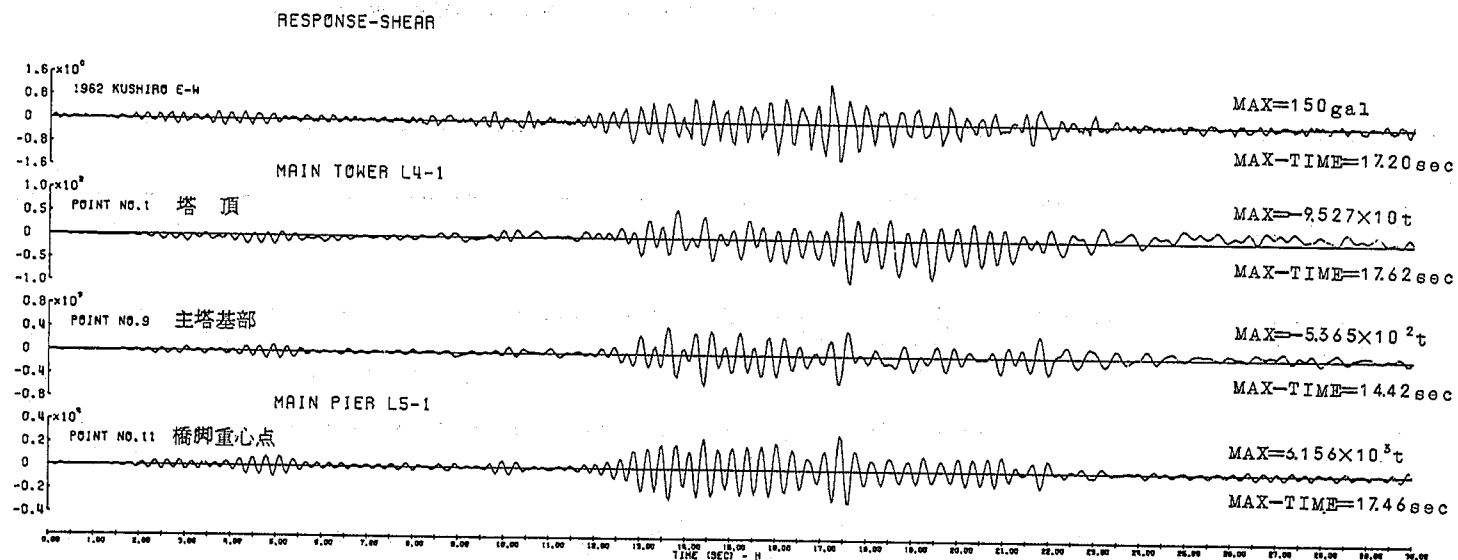


図-5.5.48 橋軸直角方向釧路E-W' 62による門司側主塔・橋脚の応答せん断力 (h=0.05) 単位: t

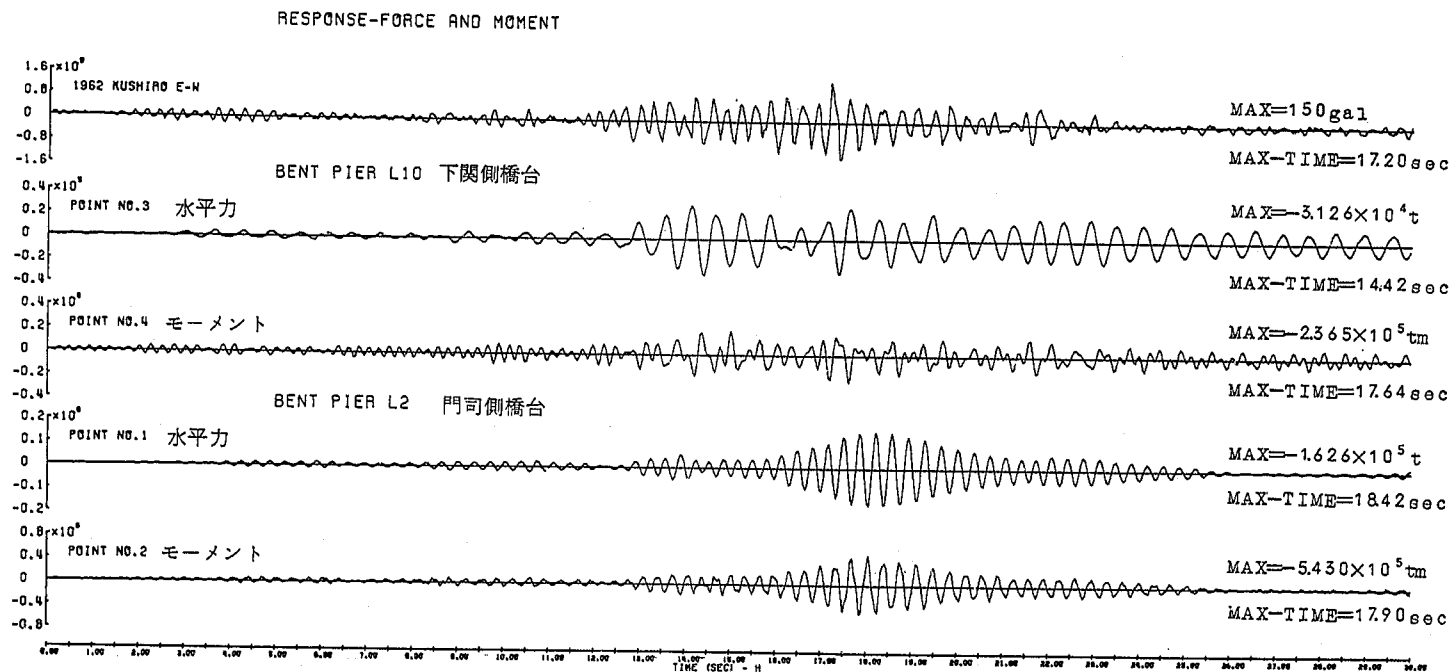


図-5.5.49 橋軸直角方向釧路E-W' 62による橋台重心点の応答水平力および応答
モーメント(h=0.02) 単位:t, tm

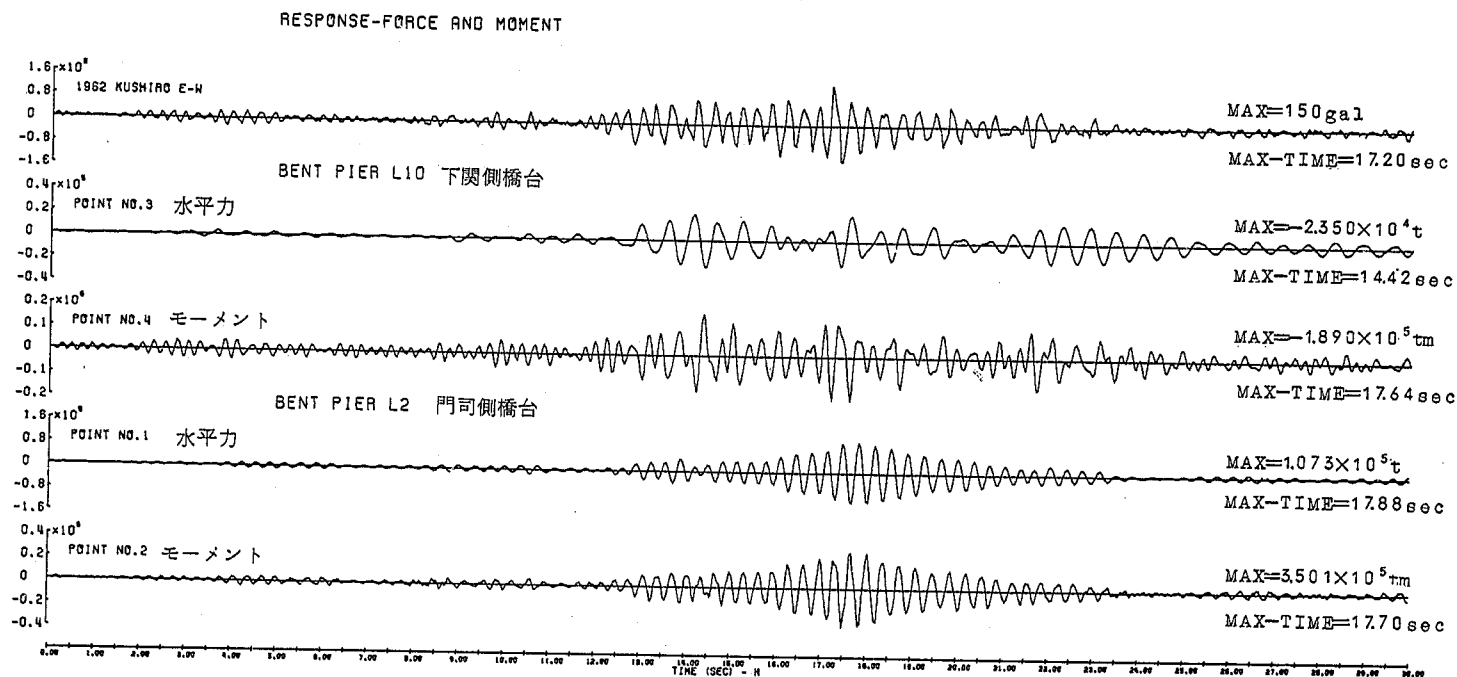


図-5.5.50 橋軸直角方向釧路E-W' 62による橋台重心点の応答水平力および応答
モーメント (h=0.05) 単位: t, tm

第6編 現場実験 (地震応答解析)

6.1 橋脚振動実験

6.1.1 ま え が き

関門橋橋脚の振動特性を明らかにし、耐震性を確認するために、昭和45年7月橋脚振動実験を実施した。本振動実験は、橋脚頂部中央点に設置した40 ton型起振機により、下関側および門司側の各橋脚を橋軸方向および橋軸直角方向に加振し、橋脚および周辺地盤の応答を観測して、大型基礎としての動的特性を検討したものである。

下関側橋脚は直接基礎型式、門司側橋脚はケーソン基礎型式であり、その底面はいずれもホルムヘルス等のかなり硬質な岩に接するものである。

6.1.2 実験結果

橋脚断面を図-6.1.1、図6.1.3、計器配置を図-6.1.2、図-6.1.4に示す。

速度計の記録より求めた共振曲線(単位荷重換算変位)および起振機の偏心重錘の位置を示す位相測定器の記録より求めた位相差曲線を図-6.1.5～図6.1.12に示す。

1) 下関側橋脚橋軸方向(図-6.1.5)

測定範囲内では共振点が現われていない。共振曲線がほぼ水平な状態は理論上固有振動数より低い振動数領域に現われる。このことから、この場合の共振点は11%以上の振動数領域にあるものと思われる。

2) 下関側橋脚橋軸直角方向(図-6.1.7～図-6.1.9)

共振曲線(図-6.1.7)は橋軸直角方向実験結果と同じ傾向である。ただし、11%付近で振幅が小さくなっている現象がみられる。一方、締切堤における共振曲線(図-6.1.8)は11%付近で頂点を有するものとなっている。このことは11%付近で締切堤あるいはそれに結合された三脚デリック等の構造物を含む周辺地盤が共振し、橋脚の振動エネルギーがこれらに吸収されたという見方ができる。

位相差曲線(図-6.1.9)は振動数の上昇とともにやや上昇しているようであるが、測定範囲内では90°を越えていない。共振曲線と位相差曲線より判断して、この場合の共振点も測定振動数領域より高い振動数領域にあるものと考えられる。

3) 門司側橋脚橋軸方向(図-6.1.10～図-6.1.12)

橋脚上の共振曲線(図-6.1.10)は4.7%付近が1次、9.6%付近が2次の固有振動数であるかのような形をしている。しかし、橋脚頂部に設置した上下成分の速度計の記録から推定した回転中心の位置が測定範囲内であまり変化していないことから、並進、回転という座標の扱いによる1次、2次とは考えられない。締切堤における共振曲線(図-6.1.11)は、橋脚上の共振曲線とはかなり異なるものとなっている。

この現象は、締切堤を含む周辺地盤が橋脚と連成したことによるものと考えられる。特に橋脚を中心に考えた場合、締切堤を含む周辺地盤が防振構造的な働きをしたと考えられる。

位相差曲線(図-6.1.12)は、共振曲線と同様かなり複雑な形をしている。

4) 門司側橋脚橋軸直角方向 (図-6.1.6)

共振曲線は4個頂点をもつ曲線となっているが、この現象も周囲の構造物を含む周辺地盤の影響によるものと思われる。

なお橋脚の最大変位は下関側で 10^{-4} cm, 門司側で 10^{-3} cm程度であった。

6.1.2 考 察

1) 地盤の弾性係数および固有振動数の検討

橋脚を剛体2自由度ケーソンと仮定し、共振曲線の低振動数領域における値と、速度計の記録から推定した回転中心の値を用いて、地盤の弾性係数を推定し、固有振動数を計算した。

1) 運動方程式

図-6.1.13に示すような水平方向並進運動および重心軸まわりの回転運動をなし得る2自由度の力学モデルを想定する。この剛体ケーソンの頂部に起振力 $F \cos \omega t$ が作用する場合、運動方程式は

$$M\ddot{x} + K_H(x - \ell_H \theta) + K_S(x - \ell_S \theta) = F \cos \omega t \quad (6.1.1)$$

$$J\ddot{\theta} + K_\theta \theta - K_H \ell_H (x - \ell_H \theta) - K_S \ell_S (x - \ell_S \theta) = F \ell_I \cos \omega t \quad (6.1.2)$$

ここに

M : 橋脚躯体質量

J : 重心点に関する回転慣性モーメント

K_H : 水平ばね定数

K_S : 底面せん断ばね定数

K_θ : 回転ばね定数

ℓ_H : 重心点から水平ばねまでの距離

ℓ_S : 重心点から底面までの距離

ℓ_I : 重心点から起振力作用点までの距離

F : 起振力

ω : 起振円振動数

x_0 : 重心点の振巾

θ_0 : 躯体の回転角

ここで

$$x = x_0 \cos \omega t, \quad \theta = \theta_0 \cos \omega t$$

とすると

$$(-M\omega^2 + K_H + K_S)x_0 - (K_H \ell_H + K_S \ell_S)\theta_0 = F \quad (6.1.3)$$

$$-(K_H \ell_H + K_S \ell_S)x_0 + (-J\omega^2 + K_\theta + K_H \ell_H^2 + K_S \ell_S^2)\theta_0 = F \ell_I \quad (6.1.4)$$

ここで

$$r = \sqrt{J/M}$$

$$K_1 = K_S + K_H$$

$$K_2 = (K_H \ell_H + K_S \ell_S) / r$$

$$K_3 = (K_\theta + K_H \ell_H^2 + K_S \ell_S^2) / r^2$$

とすると

$$(-M\omega^2 + K_1)x_0 - K_2 r \theta_0 = F \quad (6.1.5)$$

$$-K_2 r x_0 + (-M\omega^2 + K_3)r^2 \theta_0 = F \ell_1 \quad (6.1.6)$$

ii) 固有振動数および回転中心

固有円振動数を p_i ($i=1, 2$) とすると

$$p_i^2 = \frac{1}{2M} \{ (K_1 + K_3) \mp \sqrt{(K_1 - K_3)^2 + 4K_2^2} \} \quad (6.1.7)$$

固有振動数を f_i ($i=1, 2$) とすると

$$f_i = \frac{p_i}{2\pi} \quad (6.1.8)$$

回転中心を $\ell_{0,i}$ ($i=1, 2$) とすると

$$\ell_{0,i} = \frac{x}{\theta} = \frac{r}{2K_2} \{ \sqrt{(K_1 - K_3)^2 + 4K_2^2} \pm (K_1 - K_3) \} \quad (6.1.9)$$

iii) 低振動数領域における変位

共振曲線において固有振動数より十分低い加振振動数の範囲では変位はほとんど変化しない。

式(6.1.5), (6.1.6)において $\omega=0$ として, x_0, θ_0 に関する静的つり合方程式は

$$K_1 x_0 - K_2 r \theta_0 = F \quad (6.1.10)$$

$$-K_2 r x_0 + K_3 r^2 \theta_0 = F \ell_1 \quad (6.1.11)$$

x_0, θ_0 について解けば

$$x_0 = \frac{K_3 + \frac{\ell_1}{r} K_2}{K_1 K_3 - K_2^2} \cdot F \quad (6.1.12)$$

$$\theta_0 = \frac{\frac{\ell_1}{r} K_1 + K_2}{K_1 K_3 - K_2^2} \cdot \frac{F}{r} \quad (6.1.13)$$

単位荷重当りの橋脚頂部の変位 x_{s1} は, $F=1$ として,

$$x_{s1} = x_0 + \theta_0 \ell_1 = \frac{\left(\frac{\ell_1}{r}\right)^2 K_1 + 2\left(\frac{\ell_1}{r}\right) K_2 + K_3}{K_1 K_3 - K_2^2} \quad (6.1.14)$$

回転中心 ℓ_{s1} は

$$\ell_{s1} = \frac{x_0}{\theta_0} = \frac{K_3 + \frac{\ell_1}{r} K_2}{\frac{\ell_1}{r} K_1 + K_2} \cdot r \quad (6.1.15)$$

IV) 地盤の弾性係数とばね定数

F. V o g t の解より, 図-6.1.14に示す場合のばね定数 K_H, K_S, K_θ は次式で与えられる。

$$K_u = \frac{nh}{k_{3, b/a}} E_s + \frac{nb}{k_{2, b/a}} E_s \quad (6.1.16)$$

$$K_s = \frac{b}{k_{3, b/a}} E_s \quad (6.1.17)$$

$$K_\theta = \frac{a^2 b}{k_{1, b/a}} E_s + \frac{nbh^2}{k_{1, b/a}} E_s + \frac{na^2 h}{k_{4, b/a}} E_s \quad (6.1.18)$$

ここで

E_s : 橋脚底面地盤の弾性係数

E_s : 橋脚側面地盤の弾性係数

a, b, h : 橋脚根入部の寸法

n : 関係する接触面の数

$k_{1, \mu}, k_{2, \mu}, k_{3, \mu}, k_{4, \mu}$: 接触面の寸法比 μ および地盤のポアソン比によって定まる定数

$$k_{1, \mu} = \frac{24}{\pi} (1 - \nu^2) \left\{ \frac{\sqrt{1+\mu^2} (3 - 14\mu^2 - 2\mu^4) + 15\mu^3 + 2\mu^5 - 3}{15\mu} + \mu \log \frac{1 + \sqrt{1+\mu^2}}{\mu} \right\}$$

$$k_{2, \mu} = \frac{2}{\pi} (1 - \nu^2) \left\{ \log (\mu + \sqrt{1+\mu^2}) + \mu \log \frac{1 + \sqrt{1+\mu^2}}{\mu} - \frac{(\sqrt{1+\mu^2})^3 - 1 - \mu^3}{3\mu} \right\}$$

$$k_{3, \mu} = \frac{2}{\pi} \left[(1 - \nu^2) \left\{ \log (\mu + \sqrt{1+\mu^2}) + \mu \log \frac{1 + \sqrt{1+\mu^2}}{\mu} - \frac{(1+\mu)^3 - 1 - \mu^3}{3\mu} \right\} \right. \\ \left. + (\nu + \nu^2) \left\{ \mu \log \frac{1 + \sqrt{1+\mu^2}}{\mu} - \frac{\sqrt{1+\mu^2} (2\mu^2 - 1) - 2\mu^3 + 1}{3\mu} \right\} \right]$$

$$k_{4, \mu} = \frac{1}{5\pi} \left\{ \left(90 - \frac{24}{\mu} + \frac{5}{\mu^2} - \frac{3}{8\mu^4} + \frac{9}{112\mu^6} \right) + \nu \left(90 - \frac{48}{\mu} + \frac{15}{\mu^2} - \frac{15}{8\mu^4} + \frac{65}{112\mu^6} \right) \right. \\ \left. - \mu^2 \left(\frac{24}{\mu} - \frac{10}{\mu^2} + \frac{12}{8\mu^4} - \frac{54}{112\mu^6} \right) \right\}$$

V) 地盤の弾性係数および固有振動数

I) ~ IV) に示した諸式を用い、以下に示す仮定をして地盤の弾性係数および固有振動数を求めた。

仮 定

- ① 地盤は2層から成り、上層は橋脚底面より埋立地上面までとする。
- ② 上層地盤の弾性係数 E_s と下層地盤の弾性係数 E_k の比 $\alpha = E_s / E_k$ を原位置試験による実測結果から、下関側橋脚について 0.05 ~ 0.15、門司側橋脚について 0.10 ~ 0.20 の範囲とする。
- ③ 関係する接触面の数は1 ~ 2の範囲とする。
- ④ ポアソン比 ν は上層下層とも 0.25 とする。
- ⑤ 付加質量は考慮しない。

このようにして求められた地盤の弾性係数および固有振動数を表-6.1.1に示す。この弾性係数と原位置試験から求められた弾性係数の比較を図-6.1.15、図-6.1.16に示す。また弾性波速度から求まる弾性係数を表-6.1.2に示す。

振動実験結果から推定される弾性係数は弾性波速度から求める弾性係数に近いものとなっている。

固有振動数について下関側橋脚では比較する資料を得られなかったが、門司側橋脚では周辺地盤の連成振動を無視した場合、一応認め得る値である。

2) 有限要素法による周辺地盤との連成振動および橋脚の弾性変形に関する検討

自由度 n の多自由度系の運動方程式において、減衰係数マトリックス $[C]$ が固有振動モードマトリックス $[\phi]$ により対角化可能と仮定する。外力列ベクトルの第 j 成分 R_j が $F \cos \omega t$ 、他の成分が0で与えられる場合、変位列ベクトルの第 k 成分の強制振動の項 r_k は

$$r_k = \sum_{i=1}^n \phi_k^{(i)} \xi_i(t) = \frac{F}{m} \sum_{i=1}^n \phi_k^{(i)} \phi_i^{(i)} \frac{1}{(p_i^2 - \omega^2)^2 + 4n_i^2 \omega^2} \{ (p_i^2 - \omega^2) \cos \omega t + 2n_i \omega \sin \omega t \}$$

$$= \frac{F}{m} \cos \omega t \sum_{i=1}^n \phi_k^{(i)} \phi_i^{(i)} \frac{(p_i^2 - \omega^2)}{(p_i^2 - \omega^2)^2 + 4n_i^2 \omega^2} + \frac{F}{m} \sin \omega t \sum_{i=1}^n \phi_k^{(i)} \phi_i^{(i)} \frac{2n_i \omega}{(p_i^2 - \omega^2)^2 + 4n_i^2 \omega^2}$$

$$= \frac{F}{m} \sqrt{\left\{ \sum_{i=1}^n \phi_k^{(i)} \phi_i^{(i)} \frac{p_i^2 - \omega^2}{(p_i^2 - \omega^2)^2 + 4n_i^2 \omega^2} \right\}^2 + \left\{ \sum_{i=1}^n \phi_k^{(i)} \phi_i^{(i)} \frac{2n_i \omega}{(p_i^2 - \omega^2)^2 + 4n_i^2 \omega^2} \right\}^2} \cos(\omega t - \varphi)$$

(6.1.19)

$$\varphi = \tan^{-1} \left\{ \sum_{i=1}^n \phi_k^{(i)} \phi_i^{(i)} \frac{2n_i \omega}{(p_i^2 - \omega^2)^2 + 4n_i^2 \omega^2} \bigg/ \sum_{i=1}^n \phi_k^{(i)} \phi_i^{(i)} \frac{p_i^2 - \omega^2}{(p_i^2 - \omega^2)^2 + 4n_i^2 \omega^2} \right\}$$

(6.1.20)

また外力列ベクトルの第 j 成分 R_j が静的な F 、他の成分が0で与えられる場合、静的な変位列ベクトルの第 k 成分 r_k^s は

$$r_k^s = \frac{F}{m} \sum_{i=1}^n \phi_k^{(i)} \phi_i^{(i)} \frac{1}{p_i^2} \quad (6.1.21)$$

ここで

$\phi_k^{(i)}$: 第 i 次固有振動モード列ベクトル $\{\phi^{(i)}\}$ の第 k 成分

$\xi_i(t)$: 第 i 次規準座標

p_i : 第 i 次固有円振動数

n_i : 第 i 次減衰指数

$\bar{m}$: $\{\phi^{(i)}\}^T (M) \{\phi^{(i)}\}$

(M) : 質量マトリックス

式 (6.1.19) ~ (6.1.21) を用いて共振曲線、位相差曲線を解析的に求めることができる。

門司側橋脚橋軸方向について、図-6.1.17 に示すような有限要素を用い、橋脚中央点を加振した場合の共振曲線、位相差曲線等を求めた。求められた結果を図-6.1.18 ~ 図-6.1.29 に示す。図-6.1.27 ~ 図-6.1.29 に示す共振曲線、位相差曲線は、それぞれ図-6.1.10 ~ 図-6.1.12 に示す共振曲線、位相差曲線に対応するものである。減衰定数 $h = n/p$ は各モード共通に 10 % とした。

有限要素法によるこの結果は、実験結果にかなりよく一致しているものと考えることができる。

また、橋脚のせん断変形および曲げ変形による変位量は、ロッキングによる変位量に比較して小さく、力学モデルでは橋脚を剛体と仮定することができる。

6.1.2 結 論

- ① 振動実験から推定した地盤の弾性係数は原位置試験結果よりかなり大きな値であり、むしろ弾性波速度から求まる値に近かった。しかし生じた歪の相違を考えれば認め得る値である。
- ② 加振時には周辺構造物を含む地盤との連成振動の影響が現われた。地中構造物と周辺地盤との間には一義的に定め難い運動性状を呈するものと思われる。
- ③ 振動実験においては、生じた変位あるいは歪が非常に小さい範囲であったため、その増大に伴う動的特性の変化については、地震の長期観測を待つて検討する必要がある。
- ④ 有限要素法による周辺構造物を含む地盤を含めた解析を行なうことにより、振動実験結果に現われた複雑な現象を説明することが可能である。
- ⑤ 橋脚のせん断変形および曲げ変形による変位量は、ロッキングによる変位量に比較して小さく、力学モデルでは橋脚を剛体と仮定することができる。

表- 6.1.1 振動実験からの地盤の推定弾性係数および固有振動数

		仮 定		実 測 値	推 定 値 (計 算 結 果)					備 考
		case	α	$x_{s,t}$ ($\times 10^{-5}$ cm)	E_z ($\times 10^6$ t/cm ²)	E_s ($\times 10^5$ t/cm ²)	$l_{s,t}$ (m)	f_1 (%)	l_o (m)	
下 関 側 橋 脚	橋 軸 方 向	A	0.1	0.70	1.03	1.03	13.9	15.2	16	caseA: 橋脚の前面, 後面, 側面の全てが 抵抗するものと仮定 した場合。 caseB: caseAの1/2が 抵抗するものと仮定 した場合 α : 側面と底面の弾性 係数比 E_s/E_z $x_{s,t}$: 低振動数域にお ける単位荷重換算変 位 E_z : 底面の弾性係数 E_s : 側面 " $l_{s,t}$: 低振動数域にお ける回転中心 f_1 : 固有1次振動数 l_o : 橋脚頂部の傾斜角 と変位 $x_{s,t}$ から推定 した回転中心
			0.2	"	0.85	1.69	12.8	15.4	"	
		B	0.1	"	1.15	1.15	14.6	15.1	"	
			0.2	"	1.03	2.05	13.9	15.2	"	
	橋 軸 直 角 方 向	A	0.1	0.35	1.33	1.33	27.0	18.6	43	
			0.2	"	1.12	2.23	24.2	18.7	"	
		B	0.1	"	1.47	1.47	28.8	18.5	"	
			0.2	"	1.33	2.65	27.0	18.6	"	
門 司 側 橋 脚	橋 軸 方 向	A	0.05	3.10	0.59	0.30	18.0	6.2	11	
			0.15	"	0.34	0.50	16.5	6.3	"	
		B	0.05	"	0.73	0.37	18.4	6.2	"	
			0.15	"	0.50	0.74	17.5	6.2	"	
	橋 軸 直 角 方 向	A	0.05	1.50	0.68	0.34	24.5	7.9	33	
			0.15	"	0.46	0.69	22.0	8.0	"	
		B	0.05	"	0.77	0.39	25.2	7.8	"	
			0.15	"	0.61	0.91	23.7	7.9	"	

表- 6.1.2 弾性波速度から求まる弾性係数

		下 関 側	門 司 側
第1 速度層	層 厚 (m)	5~10	5~10
	弾 性 波 速 度 (km/sec)	0.3~0.4	0.3
	弾 性 係 数 (t/m ²)	0.5~1.0 $\times 10^5$	
第2 速度層	層 厚 (m)	10~25	10~30
	弾 性 波 速 度 (km/sec)	0.7~1.5	1.0~1.3
	弾 性 係 数 (t/m ²)	0.5~1.5 $\times 10^6$	
第3 速度層	層 厚 (m)	-	-
	弾 性 波 速 度 (km/sec)	4.0~4.7	4.5~4.7
	弾 性 係 数 (t/m ²)	0.9~1.3 $\times 10^6$	

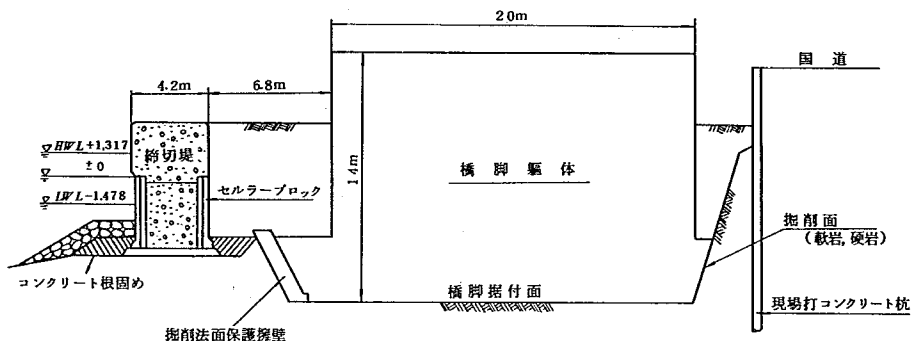


図 - 6 . 1 . 1 下関側橋脚断面図

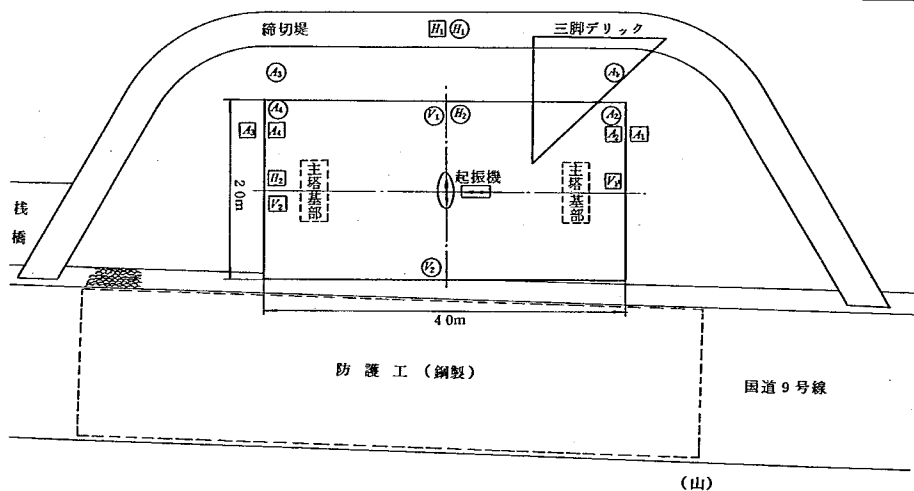
- 橋軸方向加振実験
における計器配置
- 橋軸直角方向加振実験
における計器配置

(海)

H_1, H_2 速度計 (水平動)

V_1, V_2 (上下動)

$A_1 \sim A_4$ 加速度計 (水平動)



(山)

図 - 6 . 1 . 2 下関側橋脚平面図および計器配置図

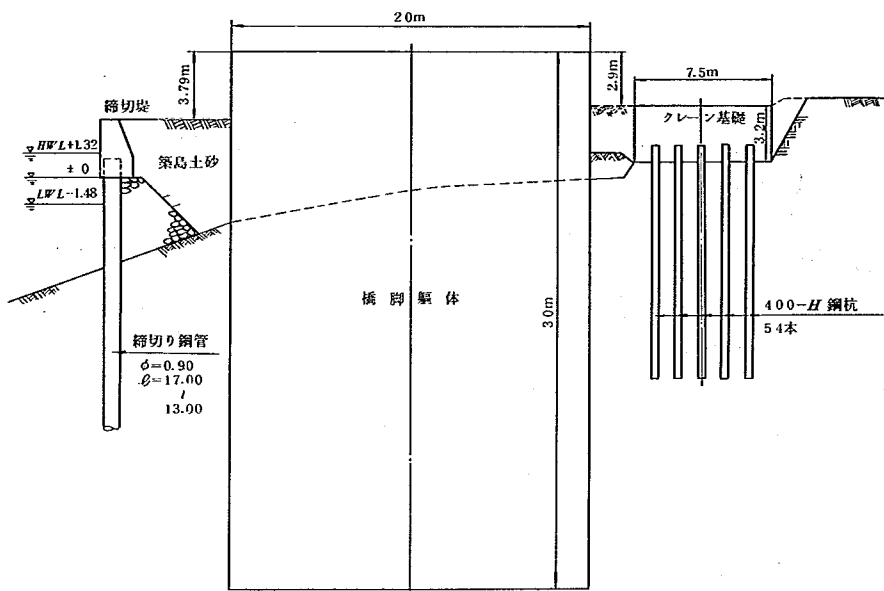


図-6.1.3 門司側橋脚断面図

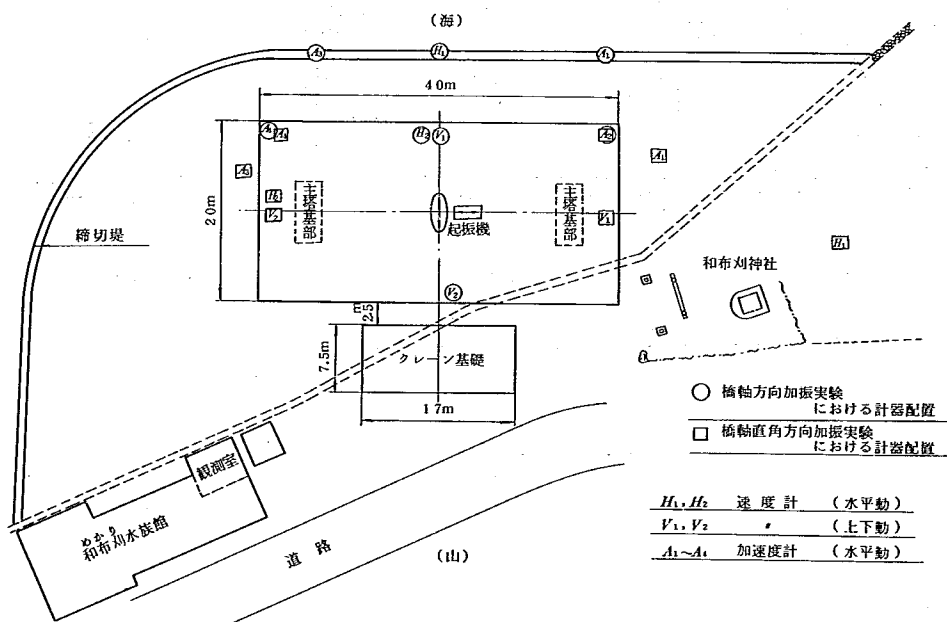


図-6.1.4 門司側橋脚平面図および計器配置図

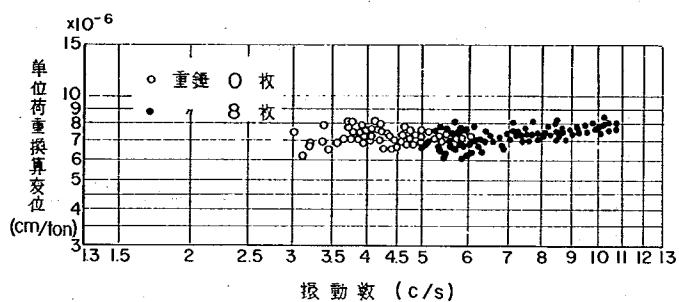


图-6.1.5 下関側橋脚橋軸方向橋脚上共振曲線

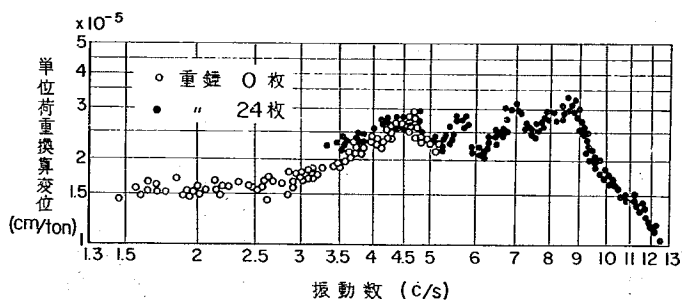


图-6.1.6 門司側橋脚橋軸直角方向橋脚上共振曲線

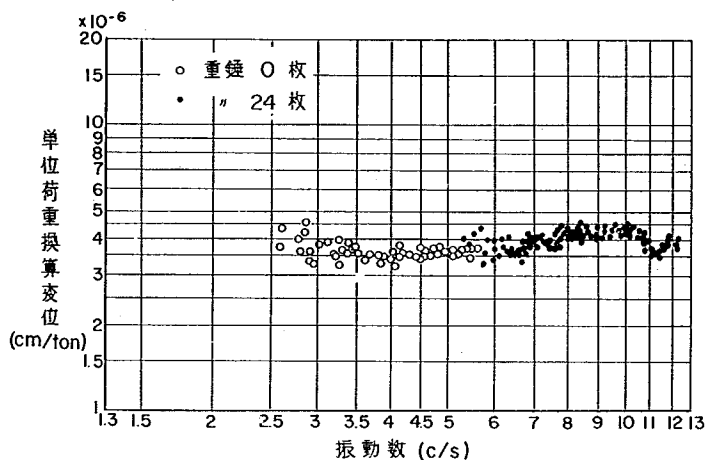


図 - 6 . 1 . 7 下関側橋脚橋軸直角方向橋脚上共振曲線

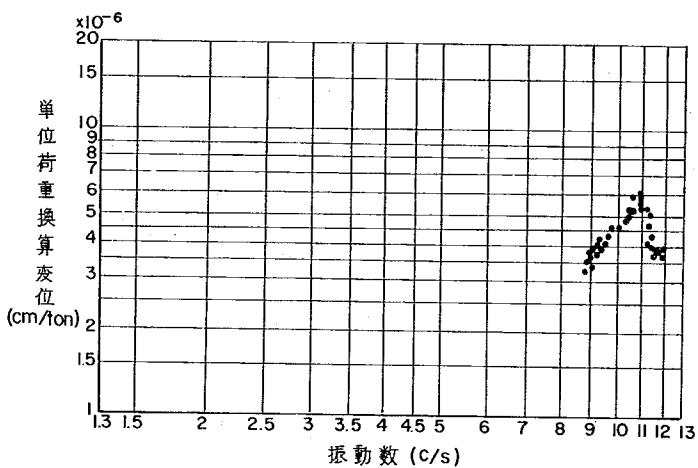


図 - 6 . 1 . 8 下関側橋脚橋軸直角方向締切堤上共振曲線

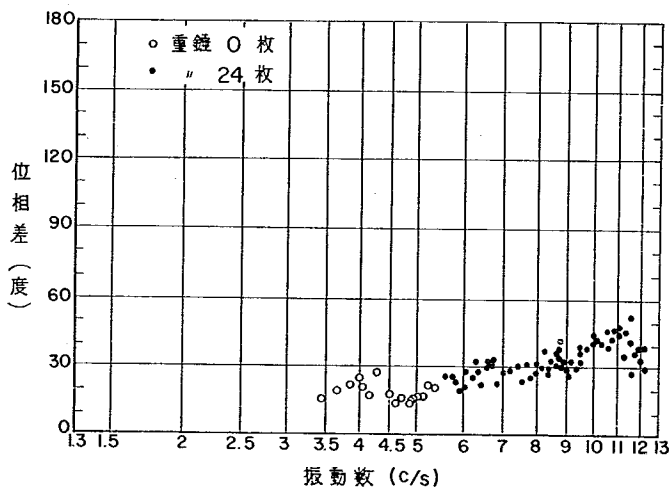


図 - 6 . 1 . 9 下関側橋脚橋軸直角方向橋脚上位相差曲線

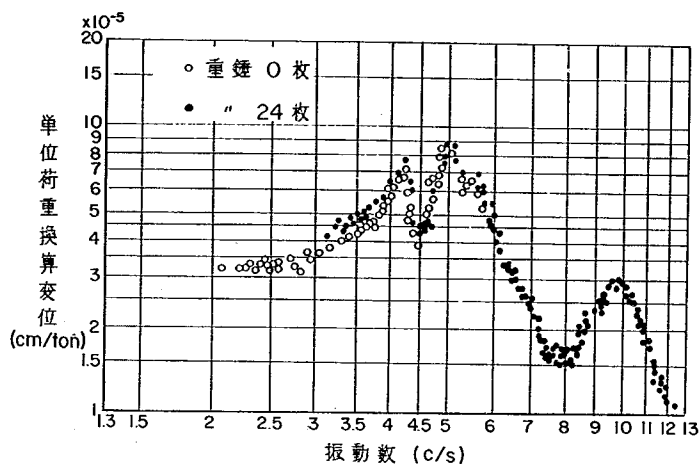


圖-6.1.10 門司側橋脚橋軸方向橋脚上共振曲線

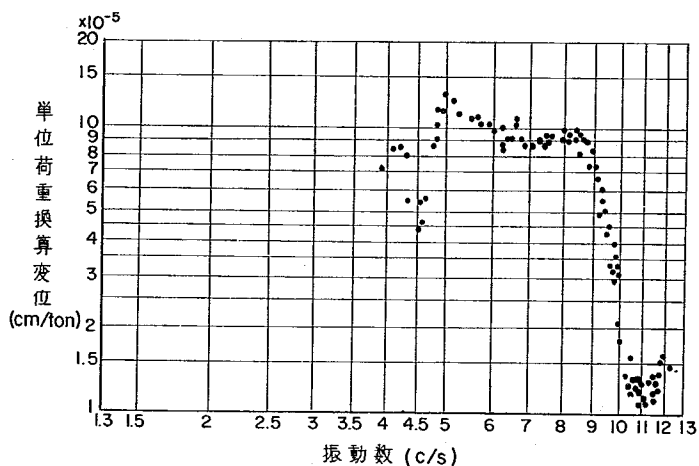


圖-6.1.11 門司側橋脚橋軸方向締切堤上共振曲線

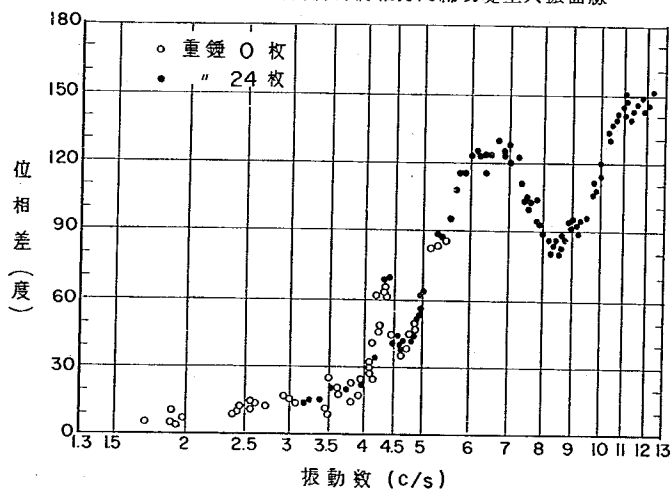
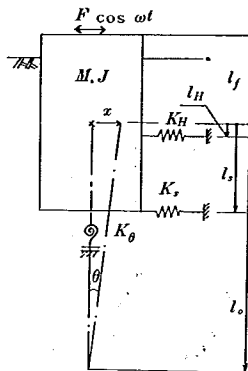


圖-6.1.12 門司側橋脚橋軸方向橋脚上位相差曲線



ここに

M : 艦体質量
 J : 重心点に関する回転慣性モーメント
 K_H : 水平バネ定数
 K_s : 底面セン断バネ定数
 $K_θ$: 回転バネ定数
 l_H : 重心点から水平バネ中心までの距離
 l_s : 重心点から底面までの距離
 l_f : 起振力作用点から重心点までの距離
 F : 起振力
 $ω$: 角速度
 x_o : 重心点の振巾 (実験結果を使用)
 $θ_o$: 艦体の回転角 (実験結果を使用)

図 - 6.1.13

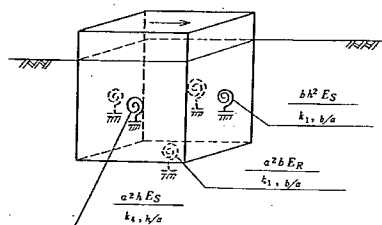
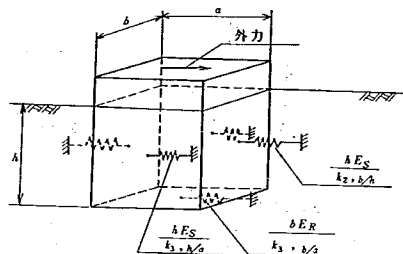


図 - 6.1.14

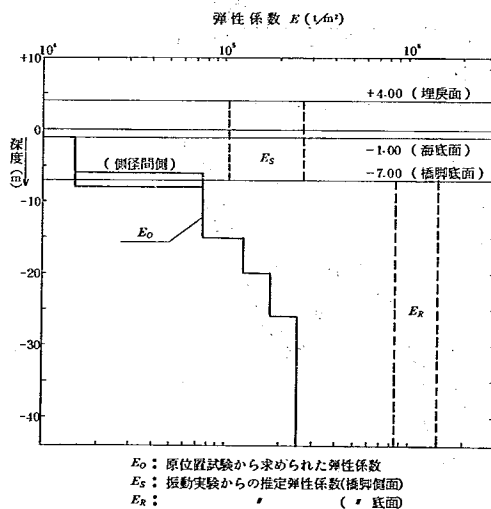


図-6.1.15 弾性係数の比較
(下関側橋脚)

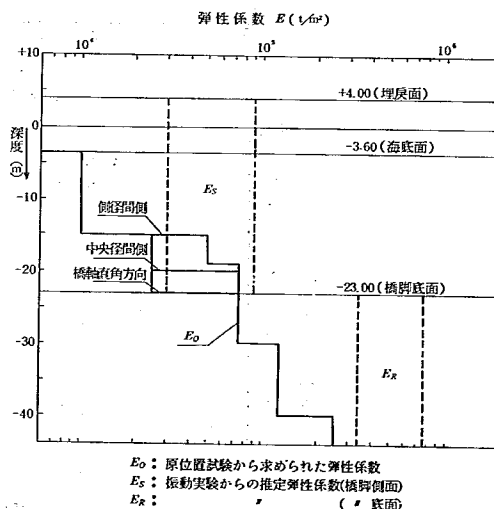


図-6.1.16 弾性係数の比較
(門司側橋脚)

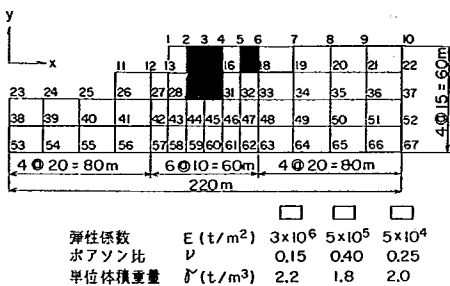


図-6.1.17 有限要素モデル



図-6.1.22 第4次固有振動モード

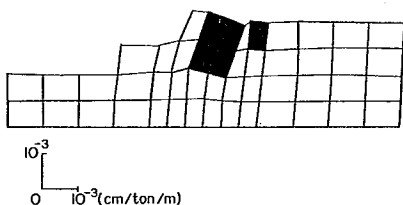


図-6.1.18 節点3に水平荷重を加えた場合の静的変位

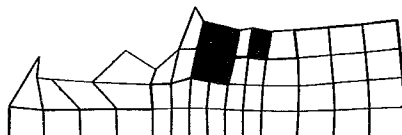


図-6.1.23 第5次固有振動モード

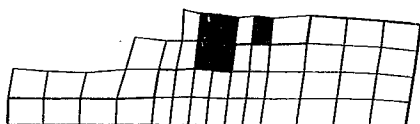


図-6.1.19 第1次固有振動モード

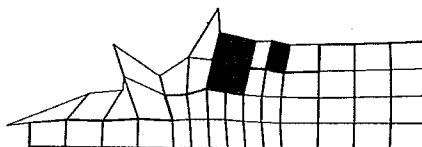


図-6.1.24 第6次固有振動モード

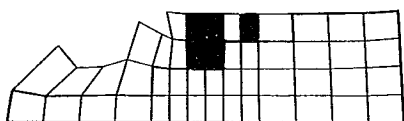


図-6.1.20 第2次固有振動モード



図-6.1.25 第7次固有振動モード



図-6.1.21 第3次固有振動モード



図-6.1.26 第21次固有振動モード

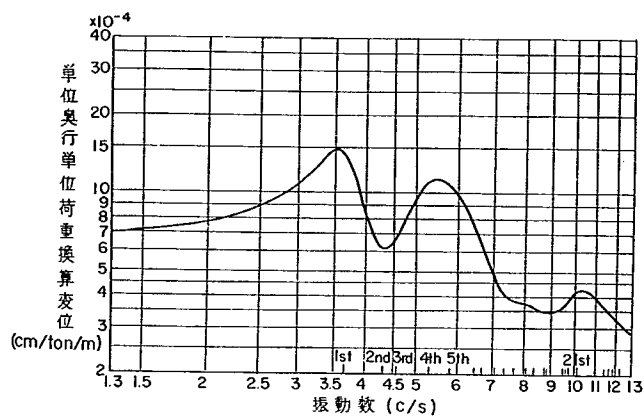


図-6.1.27 節点3における共振曲線

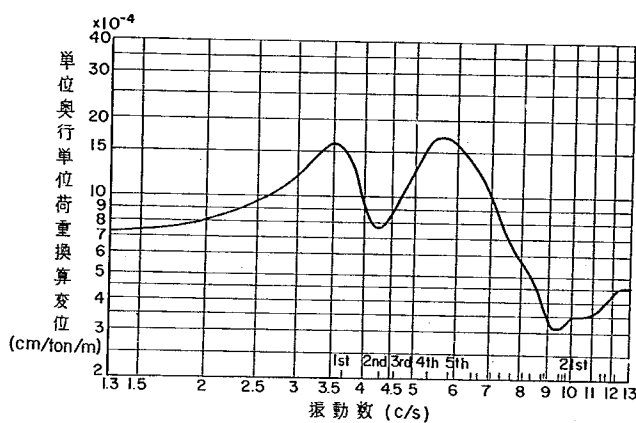


図-6.1.28 節点1における共振曲線

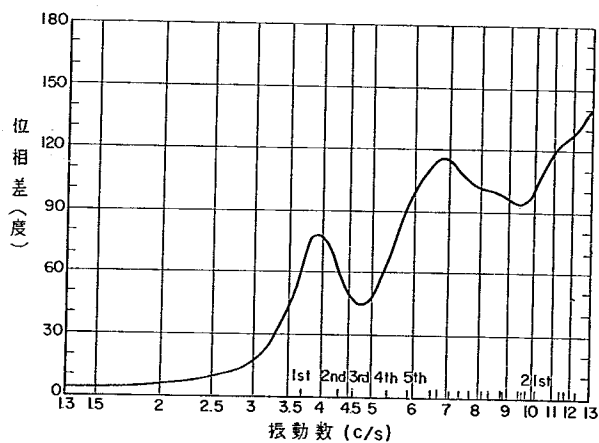


図-6.1.29 節点3における位相差曲線

6.2 主塔振動実験

6.2.1 ま え が き

構造物の長大化、可撓化が進むにしたがい構造物の動特性を考慮した設計が要求されるようになり、長大吊橋の耐風設計、耐震設計や高橋脚橋梁の耐震設計にこのような考え方の設計がとりいれられるようになった。

しかし、このような設計法を確立するためには作用外力の特性や構造物の振動特性を正しく把握する必要があるが、まだ未知のことがらも多く現在おこなわれている動的設計は種々の仮定をおいている。

関門橋の場合も同様であったため主塔の完成を機会にその設計上の仮定の妥当性を確認するために、主塔の振動特性を明らかにするための実験が計画された。

関門橋の主塔にかぎらず構造物の振動特性は固有振動数、振動モード、構造減衰等によって支配されるためこの実験はこれら振動特性を支配する各因子を測定することを目的としている。

6.2.2 振 動 実 験

関門橋の2基の主塔は橋脚の形式、寸法が異なるが実験は現地の工程等もあって門司側の塔がえらばれた。その諸元を図-6.2.1に、また橋脚を図-6.2.2に示す。門司側の橋脚は図のごとく深さ30mのケーソン基礎であるが下関側の橋脚は深さ10mの直接基礎である。

実験時の主塔にはケーブル架設用のクレーンが2基塔頂に設置されており、その他に塗装用の吊足場が塔頂から吊下げられていた。

構造物の振動特性を測定するためには構造物を振動させなければならない。このためにはいろいろな方法があるが振動数が可変な周期外力を加える方法がよく用いられる。今回の実験でも図-6.2.3に示すような起振機を使用して周期外力を塔頂に加えることとした。

この起振機は特に橋梁の振り振動実験のために試作したもので次のような特徴がある。

(i) 0.2%~10%の広い振動数範囲で加振できる。

(ii) 2台の起振機を連動運転できる。

2台の起振機の距離を2~20mとすることができる。また2台の起振機の起振方向を同相及び逆相にできる。これによって構造物に周期モーメントが加えられ振り加振ができる。

(iii) 運転中に起振機の起振力を変えることができる。起振機は図-6.2.4の如く2対の不平衡重錘からなり、運転中に不平衡重錘の位置が変えられるようになっている。起振力を最大から零にするために要する時間は10秒以下である。このことによって構造物の自由減衰振動記録がえられるようになる。

この起振機を使用して以下の実験を計画した。

(i) 主塔の橋軸方向の撓み振動の固有振動数、振動モード及び構造減衰の測定

(ii) 主塔の橋軸直角方向の撓み振動の固有振動数、振動モード及び構造減衰の測定

(iii) 主塔の塔軸まわりの振り振動の固有振動数、振動モード及び構造減衰の測定

このうち(i)、(iii)の実験のために起振機は図-6.2.5のように塔頂に設置した。そして橋軸方向の撓み振動実験のときには2台の起振機で同相に、塔軸まわりの振り振動実験のときには逆相に励振した。また橋軸

直角方向の撓み振動実験では2台の起振機を3.5 m間隔で塔頂水平材の中間に設置し同相で橋軸直角方向に励振した。

以上のごとく今回の実験では主として起振機を使用して構造物を加振する計画であったがこの加振方法の欠点は低振動数での起振力が小さいことである。図-6.2.6はこの起振機の1台あたりの起振力と起振々動数及び重錘の開き角の関係を示している。

例えばこの起振機は振動数が10%のときには最大30 tonの起振力があるがこの主塔の最低次の固有振動数の計算値0.25%のときには18 kgの起振力にしかならず、従ってこの程度の起振力では主塔が充分に振動しないのではないかと不安があったため塔頂にロケットを設置し、その推力によって塔に振動を与える方法が補助手段として採用された。

主塔の最低次の振動数は橋軸方向の撓み振動であるためロケットによる加振は橋軸方向のみとした。

種々検討の結果推力2 ton、燃焼時間1秒のロケットを2基塔頂水平材の中間部に設置し同時噴射させることとなった。実験に使用したロケットを図-6.2.7に示す。

さて構造物の振動現象は変位、速度または加速度の3つの物理量のいずれかを測定すればよいがここでは加速度計を用いて主塔の応答加速度を測定することとした。一般に野外実験に使用される加速度計は動電型か抵抗線型である。前者は永久磁石の中にバネ支持されたコイルが加速度に比例して振動するときコイルに生じる起電流から加速度を測定するものであり後者はバネ支持された重錘の加速度に比例した変位を電気抵抗線歪ゲージで測定するものである。これに対して最近サーボ型と呼ばれる新しい形式の加速度計が普及して来た。このサーボ型の加速度計は駆動部の動きを検出部で検出しサーボ回路によってこの動きに比例した電流を駆動部へ送りこの動きに抵抗する力を生ぜしめみかけ上は駆動部は変位しないようにしこのときのフィードバック電流で加速度を検出するものである。

今回の実験では4台のサーボ型加速度計と14台の動電型加速度計を使用し図-6.2.8の如く配置した。なお、サーボ型加速度計は塔頂へ設置した。

各加速度計からの信号は中継ケーブルで観測室へ送られここで直流増巾器で増巾して直記式電磁オシログラフ及びデーターレコーダに記録した。

またロケットを使用した実験ではロケットの推力をロードセルで検出し同様に記録した。その概略を図-6.2.9に示す。

次に実験の方法について説明する。

起振機を用いた実験では起振機の起振々動数を徐々にかえそのときの各部の応答加速度を計測して共振点を求めた。そしてこの共振々動数での自由減衰振動を記録した。またロケットを用いた実験ではロケット噴射時の各部の応答加速度を測定した。

6.2.3 実験結果

図-6.2.10に起振機を用いた振動実験から得られた共振曲線を示す。実験中の加振力は起振機の起振々動数及び重錘の開き角で変化するためこの図では加振力を2 tonとして換算した加速度及び変位と振動数の関係をプロットしたものである。

図-6.2.11には各共振々動数での振動モードを示す。

また図-6.2.12には各共振々動数での自由減衰振動の各測点における振巾と波数の関係を半対数紙上に

プロットしたものであり、この曲線の勾配から構造減衰の対数減衰率を求めた。

ロケットを用いた実験の結果を図 6.2.1 3～6.2.1 5 に示す。

図 6.2.1 3 にはロケット推力の時間的变化を、図 6.2.1 4 にはロケットを噴射したときの塔頂の応答加速度を、また図 6.2.1 5 にはこの記録から求めた基本振動の振巾と波数の関係を半対数紙上にプロットしたものを示す。

6.2.4 数 値 計 算

実験に先立って塔の振動解析を行なった。このような連続体構造物の固有振動数や振動モードは構造減衰の影響を受けるため厳密には振動解析に先立ってその大きさを把握することが要求されるが一般に鋼構造物のようにその大きさが小さい場合には固有振動数や振動モードは構造減衰の影響が小さく無視できる。しかし構造減衰の影響を無視しえたとしても無限自由度の連続体構造物の固有振動数の厳密解を求めることは不可能であり、一般にはその近似解を求める手法がとられている。この近似解法には多くの方法がある。ここでは塔を図 6.2.1 6 のように 22 ヶの格点に重量を集中させ各質点を結ぶ部材は剛性のみを有し質量のない仮想梁で連結させた等価質点系を考えこの等価系について振動方程式をたて振動数を求めた。近似的な固有振動解析法としては他に(i)積分方程式法、(ii)微分方程式法、(iii)エネルギー法導があるがここでは電子計算機の普及にともない一般的となった等価有限質点系におきかえる方法を採用した。

塔の振動はこれを 2 次元構造物とみるとき橋軸直角方向の振動である面内振動と橋軸方向の曲げ振動及び振り振動の面外振動に分けられる。ここでは後者の運動方程式を求める方法について説明する。構造物に対する絶対座標系を X, Y, Z とし構造物は X, Z 平面内にあるものとする(図 6.2.1 7)。また部材に関する局部座標系を x, y, z とし、 z 軸を部材の長軸に、従って xz 平面は XZ 平面と同一とする。

また質点 i の絶対座標を (X_i, Z_i) 、部材 ij において Zz 軸のなす角度を θ_{ij} とすれば次の式が求まる。

$$\cos \theta_{ij} = \frac{Z_j - Z_i}{l_{ij}}, \quad \sin \theta_{ij} = \frac{X_j - X_i}{l_{ij}}$$

ここに

$$l_{ij} = \sqrt{(X_j - X_i)^2 + (Z_j - Z_i)^2}$$

次に i 節点の変位と部材々端の回転角を絶対座標系と局部座標系で次のようにあらわすものとする。

i 絶対座標系

V_i : Y 方向の変位

ϕ_i : X 軸まわりの変位角

φ_i : Z 軸まわりの変位角

ii 局部座標系

v_i : y 方向の変位

α_i : x 軸まわりの変位角

β_i : z 軸まわりの変位角

またこれら2つの座標軸での変位の間には次の変換関係が成立する。

$$v_i = V_i$$

$$\begin{bmatrix} \alpha_i \\ \beta_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta_{i,a} & -\sin \theta_{i,a} \\ \sin \theta_{i,a} & \cos \theta_{i,a} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_i \\ \varphi_i \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \phi_i \\ \varphi_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta_{i,a} & \sin \theta_{i,a} \\ -\sin \theta_{i,a} & \cos \theta_{i,a} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_i \\ \beta_i \end{bmatrix}$$

ここで変換マトリックスを次のようにあらわす。

$$C_{i,a} = \begin{bmatrix} \cos \theta_{i,a} & -\sin \theta_{i,a} \\ \sin \theta_{i,a} & \cos \theta_{i,a} \end{bmatrix}$$

以上で2つの座標系における変位の関係が明らかとなったので次に部材 i, j の変形について考えてみる。

上の関係から部材の材端における変位は

$$v_i = V_i$$

$$v_j = V_j$$

$$\begin{bmatrix} \alpha_i \\ \beta_i \end{bmatrix} = C_{i,j} \begin{bmatrix} \phi_i \\ \varphi_i \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \alpha_j \\ \beta_j \end{bmatrix} = C_{j,j} \begin{bmatrix} \phi_j \\ \varphi_j \end{bmatrix}$$

次に断面力と変位の関係を求めるものとする。ここで仮定している等価質量系では内力にしろ外力にしろ力は全て格点に作用し部材中間には作用しない。

また部材々端に作用する断面力としては y 軸方向の剪断力 Q_y , x 軸まわりの曲げモーメント M_x 及び z 軸まわりの振りモーメント T_z だけでこれらの断面力は次のような変位の関係であらわされる。

$$M_{xij} = o_{ij} \alpha_i - p_{ij} \alpha_j - (o_{ij} + p_{ij}) \frac{v_j - v_i}{l_{ij}}$$

$$M_{xji} = p_{ij} \alpha_i - q_{ij} \alpha_j - (p_{ij} + q_{ij}) \frac{v_j - v_i}{l_{ij}}$$

$$Q_{yji} = \frac{o_{ij} + p_{ij}}{l_{ij}} \alpha_i + \frac{p_{ij} + q_{ij}}{l_{ij}} \alpha_j + \frac{o_{ij} + 2p_{ij} + q_{ij}}{l_{ij}^2} (v_j - v_i)$$

$$Q_{yij} = -Q_{yji}$$

$$T_{zji} = l_{ij} (\beta_j - \beta_i)$$

$$T_{zij} = -T_{zji}$$

ここに o_{ij} , p_{ij} , q_{ij} , t_{ij} は部材 ij の剛性をあらわす係数で部材 ij を等断面とすれば次式であらわされる。

$$o_{ij} = \frac{4EI_{ij}}{l_{ij}}, \quad p_{ij} = \frac{2EI_{ij}}{l_{ij}}, \quad q_{ij} = \frac{4EI_{ij}}{l_{ij}}$$

$$o_{ji} = q_{ij}, \quad p_{ji} = p_{ij}, \quad q_{ji} = o_{ij}$$

$$t_{ij} = \frac{GJ_{ij}}{l_{ij}}$$

次に格点 i に作用する合力を絶対座標系で考えると力としては X 軸まわりのモーメント M_{xi} , Z 軸まわりのモーメント M_{zi} 及び Y 軸方向の剪断力 Q_{yi} が考えられそれらは次式であらわされる。

$$M_{xi} = -\sum_j T z_{ij} \sin \theta_{ij} - M_{xij} - \cos \theta_{ij}$$

$$M_{zi} = -\sum_j T z_{ij} \cos \theta_{ij} - M_{zij} + \sin \theta_{ij}$$

$$Q_{yi} = -\sum_j \theta_{yij}$$

これらの式について前に述べた座標変換をおこなえば上の合力は絶対座標系の変位であらわされる。

$$\begin{aligned} M_{xi} = & \sum_j (o_{ij} \cos^2 \theta_{ij} + t_{ij} \sin^2 \theta_{ij}) \phi_i + \sum_j (t_{ij} - o_{ij}) \sin \theta_{ij} \cos \theta_{ij} \psi_i \\ & + \sum_j (p_{ij} \cos^2 \theta_{ij} - t_{ij} \sin^2 \theta_{ij}) \phi_j + \sum_j (-t_{ij} - p_{ij}) \sin \theta_{ij} \cos \theta_{ij} \psi_j \\ & + \sum_j (-r_{ij} \cos \theta_{ij}) V_i + \sum_j r_{ij} \cos \theta_{ij} V_j \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{zi} = & \sum_j (t_{ij} - o_{ij}) \sin \theta_{ij} \cos \theta_{ij} \phi_i + \sum_j (o_{ij} \sin^2 \theta_{ij} + t_{ij} \cos^2 \theta_{ij}) \psi_i \\ & + \sum_j (-t_{ij} - p_{ij}) \sin \theta_{ij} \cos \theta_{ij} \phi_j + \sum_j (p_{ij} \sin^2 \theta_{ij} - t_{ij} \cos^2 \theta_{ij}) \psi_j \\ & + \sum_j r_{ij} \sin \theta_{ij} V_i + \sum_j (-r_{ij} \sin \theta_{ij}) V_j \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{yi} = & \sum_j \frac{r_{ij} + s_{ij}}{l_{ij}} V_i - \sum_j \frac{r_{ij} + s_{ij}}{l_{ij}} V_j \\ & + \sum_j (-Y_{ij} \cos \theta_{ij}) \phi_i + \sum_j (r_{ij} \sin \theta_{ij}) \psi_i \\ & + \sum_j (-s_{ij} \cos \theta_{ij}) \phi_j + \sum_j (s_{ij} \sin \theta_{ij}) \psi_j \end{aligned}$$

ここを

$$r_{ij} = \frac{o_{ij} + p_{ij}}{l_{ij}}, \quad s_{ij} = \frac{p_{ij} + q_{ij}}{l_{ij}}$$

これらは次のように書きあらわすことができ

$$\begin{bmatrix} M_{xi} \\ M_{zi} \\ O_{xi} \\ \vdots \\ M_{xi} \\ M_{zi} \\ O_{yi} \\ \vdots \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum (O_{ij} \cos O_{ij} + t_{ij} \sin^2 O_{ij}), \sum (p_{ij} \cos^2 O_{ij} - t_{ij} \sin^2 O_{ij}) \dots \\ \vdots \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_i \\ \psi_i \\ V_i \\ \vdots \\ \phi_i \\ \psi_i \\ V_i \\ \vdots \end{bmatrix}$$

∴ $P = B \cdot V$

ここにBは剛性マトリックス、Vは変位ベクトルである。

さてこの式は構造物に作用する力と変位の関係をあらわす釣合方程式である。この式から運動方程式を求めるにはD'Alembertの原理により慣性力の符号を反転させ釣合式の外力と等値すればよい。

系の固有円振動数をP、格点iのX軸まわりの重量慣性モーメントを $J \phi_i$ 、Z軸まわりの重量慣性モーメントを $J \psi_i$ 、重量を W_i とすれば格点iの慣性力は $-P^2 \frac{J \phi_i}{g} \phi_i$ 、 $-P^2 \frac{J \psi_i}{g} \psi_i$ 、 $-P^2 \frac{W_i}{g} V_i$ となりこれらはまとめて次式であらわされる。

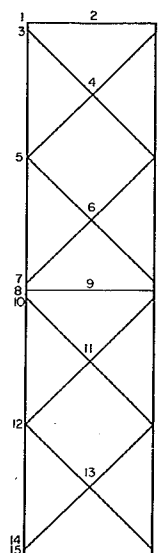
$$-P^2 D \cdot V$$

ここにDは $\frac{J \phi_i}{g}$ 、 $\frac{J \psi_i}{g}$ 、 $\frac{W_i}{g}$ を対角項にもつ対角行列である。次って塔の面外振動の振動数方程式は次のようにあらわされる。

$$P^2 D \cdot V = B \cdot V$$

この数値計算結果について以下に示す。なお、数値計算に用いた関門橋主塔の諸元は表-6.2.1のとおりである。

表 6.2.1



(a) 集中質量		(b) 部材の断面積及び剛性				
格点	集中質量 (ton)	部 材	断 面 積 cm ²	捩り剛性	曲げ剛性 (橋軸直角)	曲げ剛性 (橋 軸)
1	32.2	1~2	2,441	0.865	0.618	0.677
2	117.0	1~3	7,710	1.80	1.728	1.117
3	147.0	3~4	1,030	0.064	0.504	0.048
4	35.3	3~5	8,080	2.00	2.106	1.203
5	209.0	4~5	1,030	0.064	0.504	0.048
6	35.3	5~6	1,030	0.064	0.504	0.048
7	158.0	5~7	8,280	2.37	2.929	1.368
8	73.5	6~7	1,030	0.064	0.504	0.048
9	37.7	7~8	9,180	2.60	3.494	1.464
10	168.0	8~9	2,975	0.368	0.958	0.180
11	40.4	8~10	9,270	2.68	3.66	1.485
12	221.0	10~11	1,140	0.0732	0.059	0.051
13	40.4	10~12	9,500	2.89	4.146	1.503
14	172.0	11~12	1,140	0.0732	0.059	0.051
		12~13	1,140	0.0732	0.059	0.051
		12~14	9,900	0.22	5.051	1.642
		13~4	1,140	0.0732	0.059	0.051
		14~5	10,120	3.42	5.592	1.698

図 6.2.18 に各振動方向の主要な振動モードと固有振動数を示す。

なお図中の左には比較のために振動実験から得られた振動モードを最大振巾で正規化したものを示した。また図 6.2.19 はモード解析法によって得られたロケット噴射時の塔頂の応答加速度の計算値である。なお、この計算では各振動モードに対応する構造減衰をすべて $\delta = 0.01$ としている。

6.2.5 実験結果に対する考察

起振機を用いた実験結果に対する考察

(i) 固有振動数について

今回の実験では各振動方向とも低次の固有振動数を明確に測定できた。これらの振動数は前節でのべた

解析結果と比較的よい一致を示している。これらの対比を表-6.2.2に示す。

表からみて橋軸方向の撓み振動の3, 4次に相当する振動数が実験ではえられていない。しかし、例えばこの第3次の振動モードの計算値は図-6.2.20に示すとおりで部材共振と考えてよく、卓越振巾のあらわれるヶ所に加速度計が配置されていなかったため実験では明らかにできなかったものと思われる。

(III) 振動モードについても

振巾モードについても固有振動数と同様に今回の実験で低次のものについて測定できた。そしてこれらの振動モードは理論的な解析結果と比較的よい一致を示している。

(III) 構造減衰について

今回の実験で得られた各振動方向の構造減衰の各測定 averages を表-6.2.2にあわせて記した。橋軸直角方向の撓み振動の2次及び3次の振動モードでの値が記入していないのはあまりにも構造減衰が大きいため自由減衰振動からは求めることが出来なかったためである。

これらの結果をみると各振動方向毎に異なった特性を示している。例えば橋軸方向の撓み振動では次数が大きくなると共に構造減衰が大きくなっている。ところが振り振動では2次モードでの構造減衰が非常に大きく、橋軸直角方向の撓み振動では2次及び3次モードの構造減衰が極端に大きくなっている。

この実験で得られた構造減衰は

(イ) 鉤製塔 (ロ) 橋脚 (ハ) 塔項クレーン 等の構造減衰が加算されておるものと思われるが、各部分の寄与を定量的に把することは困難であり、今後の解析結果にまたねばならぬところも多い。しかし実験時の状態から考えて基本振動数近傍ではハの影響は小さいものと思われる。

ロケットを用いた実験結果に対する考察

(I) ロケットの推力について

今回の実験でロケットの燃焼時間及び複数ロケットの燃焼の同時性については予定どおりの性能が得られたが推力については予定をかなり上まわる結果となり、2回の実験結果を比較してみてもその偏差は5%に達しており充分な精度とはいえない。

(II) 塔項の加振による塔項の加速度応答は高次振動の減衰が早くほぼ基本振動の自由減衰振動がえられた。この実験から求まった基本振動の振動数及び構造減衰は起振機加振によって得られた実験結果とよく一致する。

表 6.2.2 関門橋主塔の振動特性

橋軸方向振動

次 数	振動数(計算値)	振動数(実験値)	対数減衰率
1	0.25 %	0.26	$\delta=0.009$
2	1.35	1.40	0.021
3	3.75	3.90	0.036
4	4.57		
5	4.81		
6	7.49	6.9	

橋軸直角方向振動

次 数	振動数(計算値)	振動数(実験値)	対数減衰率
1	1.18 %	1.17 %	$\delta=0.014$
2	3.94	4.10	
3	6.80	6.20	

振り振動

次 数	振動数(計算値)	振動数(実験値)	対数減衰率
1	0.74 %	0.75	$\delta=0.011$
2	2.16	2.29	0.076
3	4.75	4.61	0.023

以上の実験結果をとりまとめると次のように結論されよう。

(i) 主塔の固有振動数及び振動モードは各振動方向とも低次のものについては近似的な数値計算によって十分な精度で推定できる。

(ii) 主塔の各振動方向の基本振動モードにおける構造減衰は対数減衰で0.01～0.015程度である。

参考文献

- 1 飯田, 榎波「関門橋設計施工調査報告書」 1972. 3

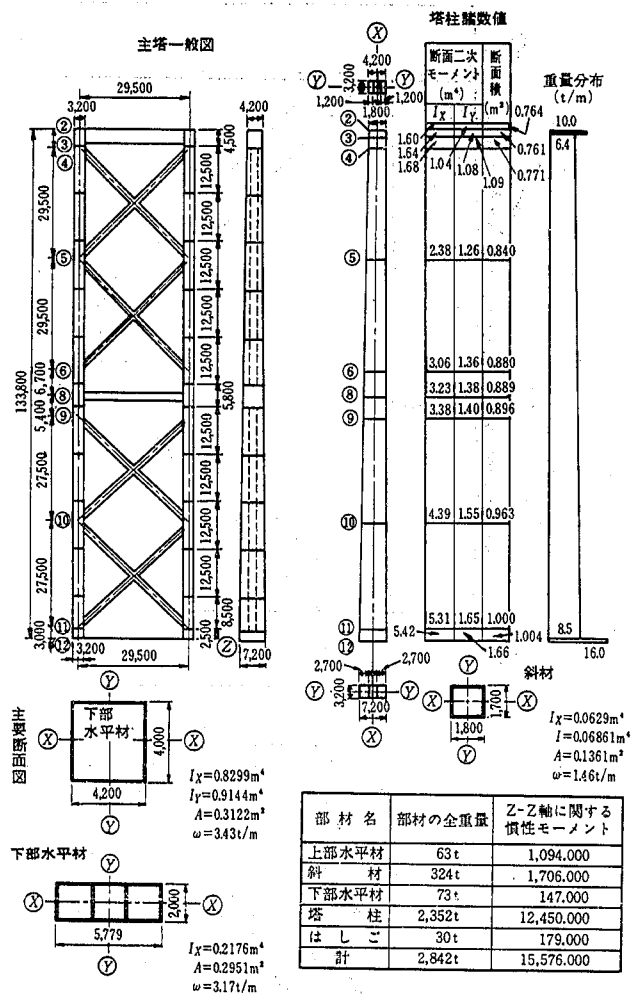


圖-6.2.1 閘門橋主塔諸元圖

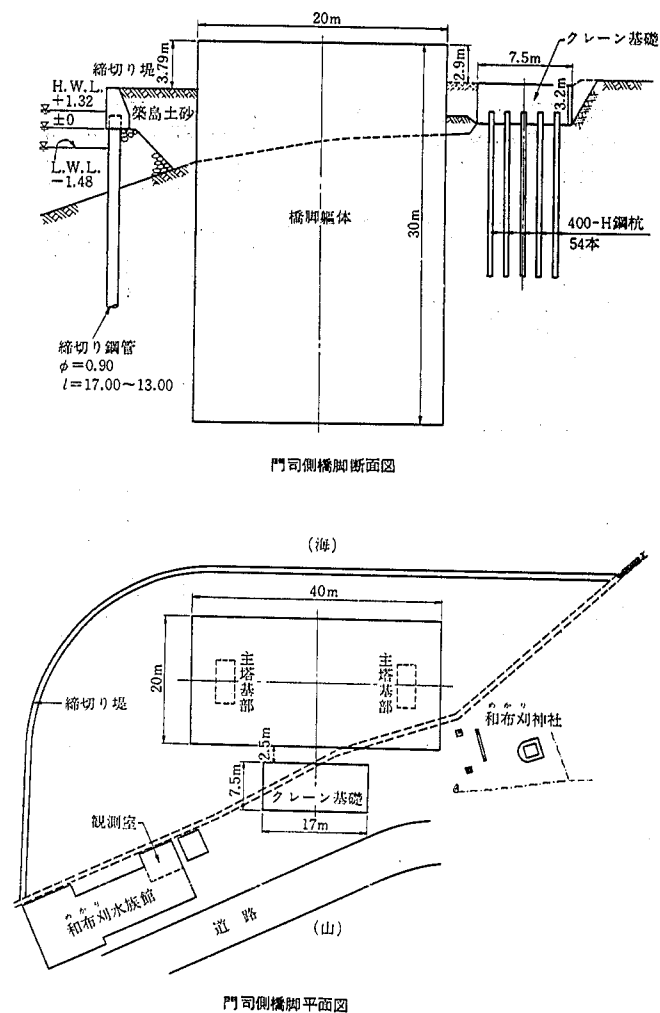


圖-6.2.2 閘門橋橋脚一般圖

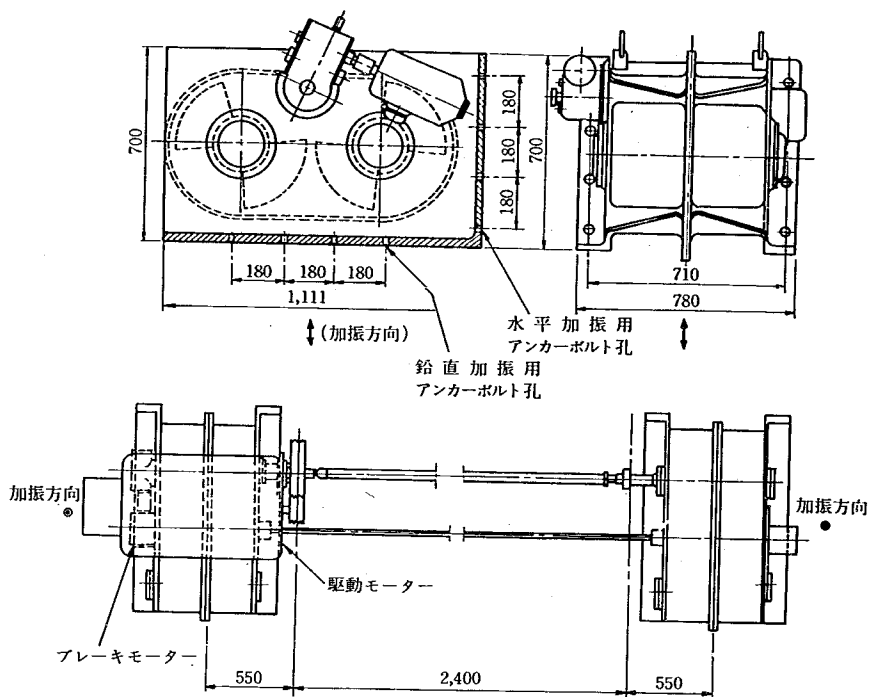


図-6.2.3 起振機一般図

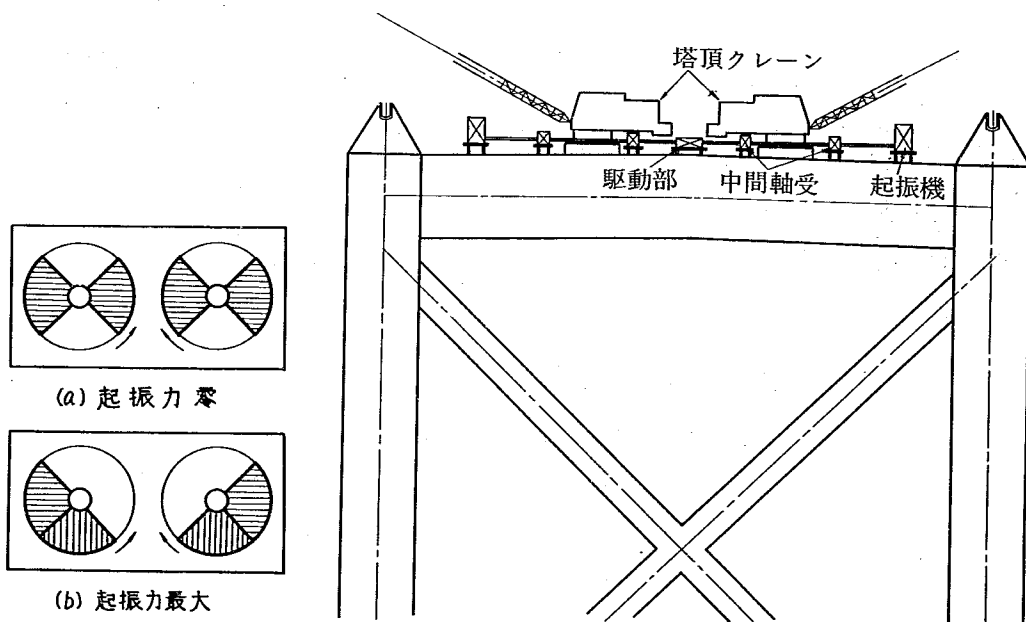


図-6.2.4 起振機原理図

図-6.2.5 起振機配置図

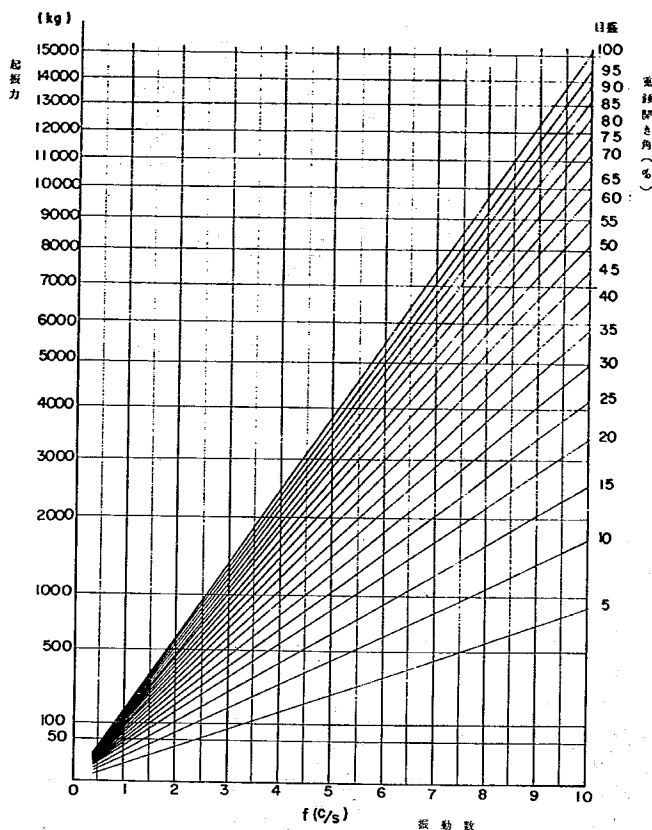


図-6.2.6 実橋起振機起振力図 (1台の場合)

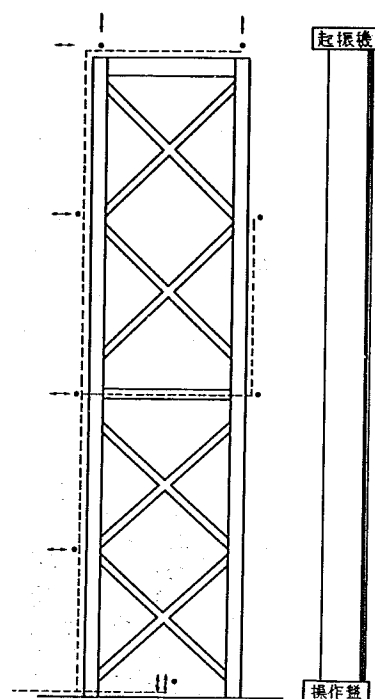


図-6.2.8 計測器配置図

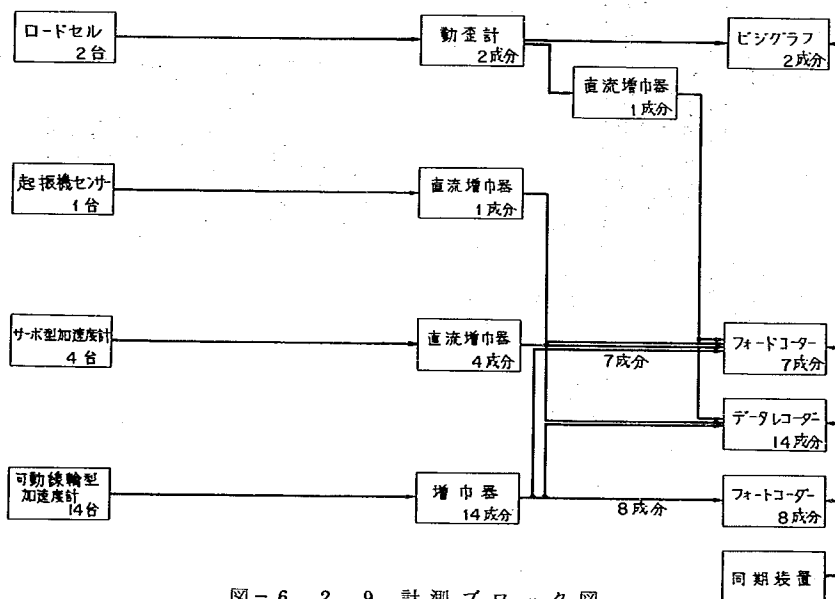


図-6.2.9 計測ブロック図

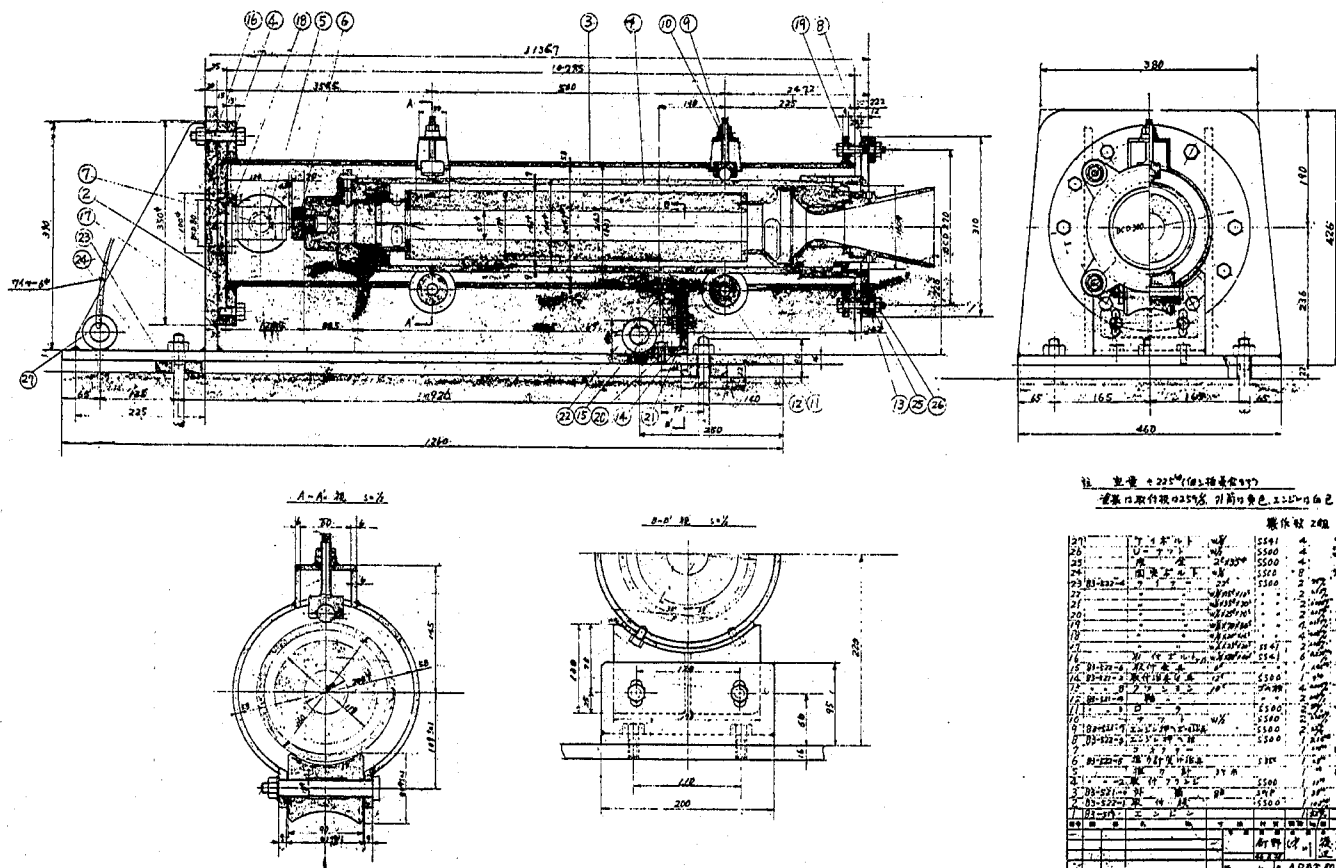


図-6.2.7 ロケットエンジン一般図

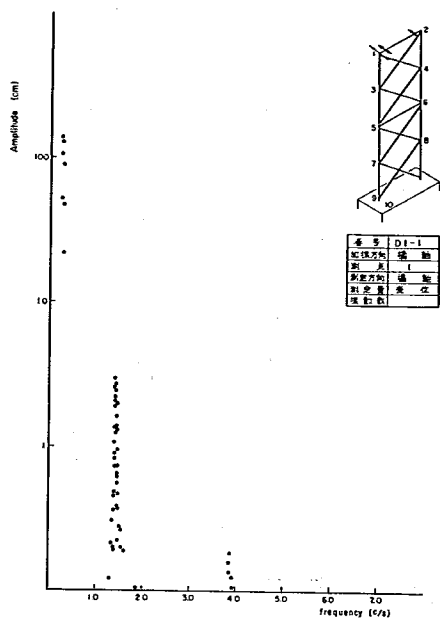


図-6.2.10-1 橋軸方向の共振曲線

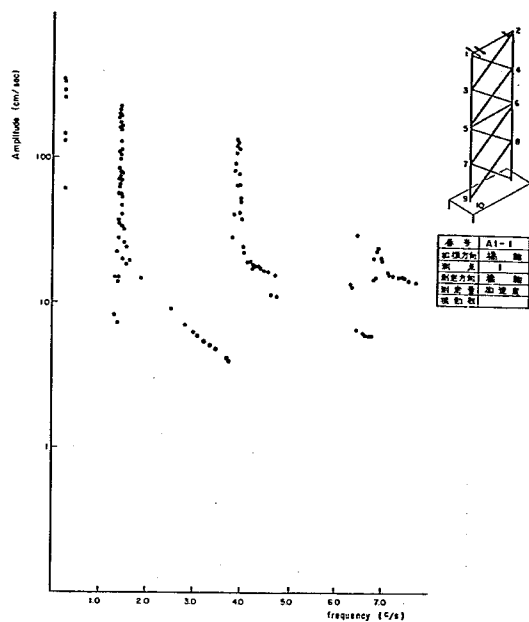


図-6.2.10-2 橋軸方向の共振曲線

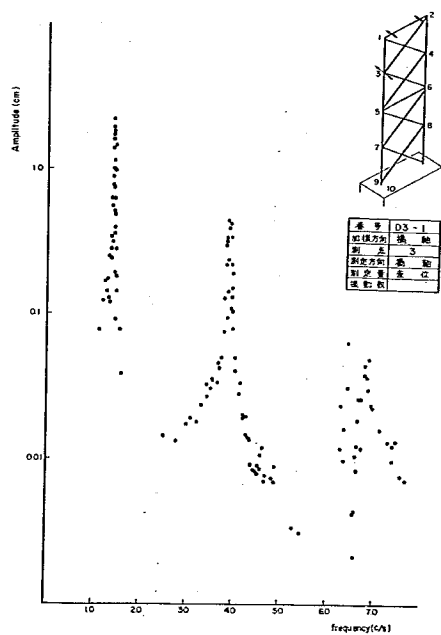


図-6.2.10-3 橋軸方向の共振曲線

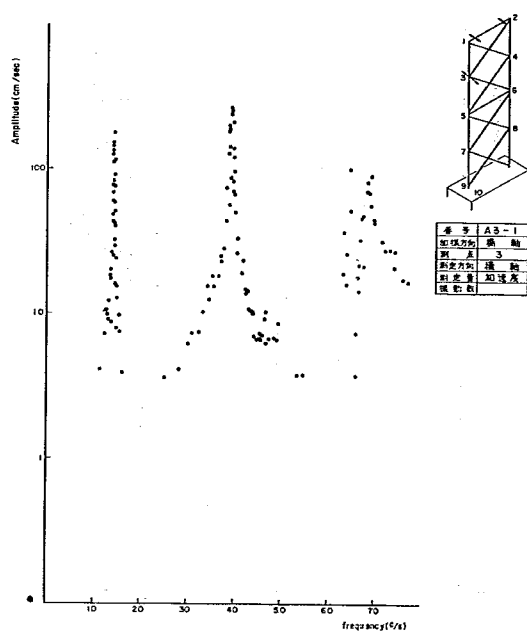


図-6.2.10-4 橋軸方向の共振曲線

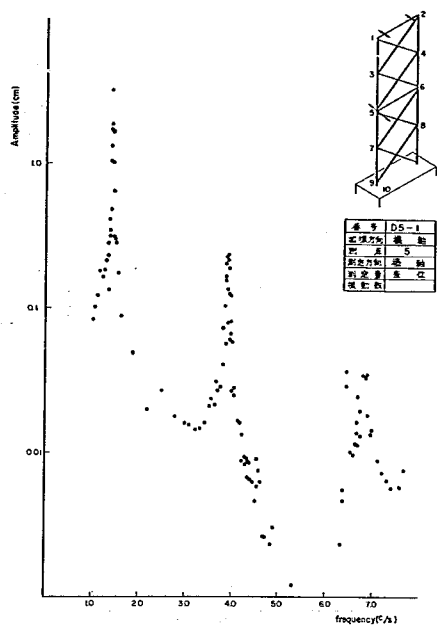


図-6.2.10-5 橋軸方向の共振曲線

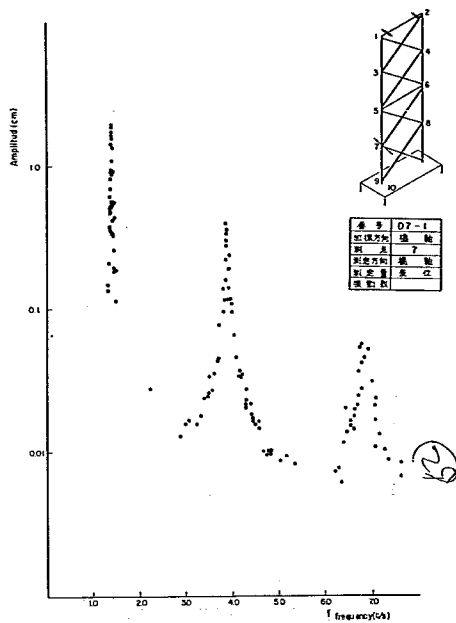


図-6.2.10-6 橋軸方向の共振曲線

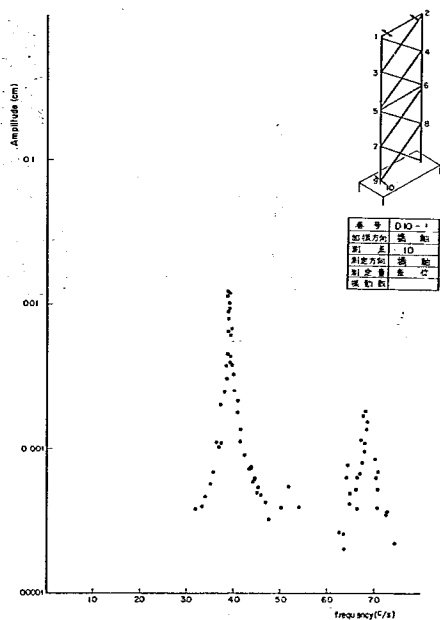


図-6.2.10-7 橋軸方向の共振曲線

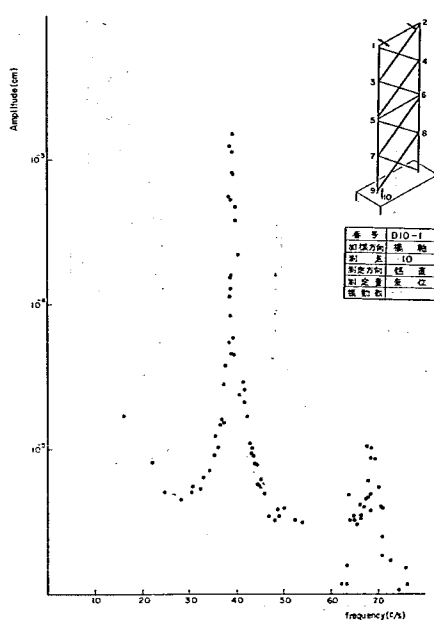


図-6.2.10-8 橋軸方向の共振曲線

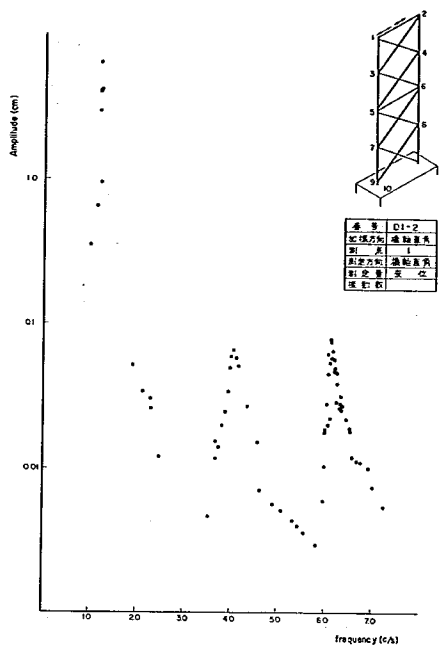


図-6.2.10-9 橋軸直角方向振動の共振曲線

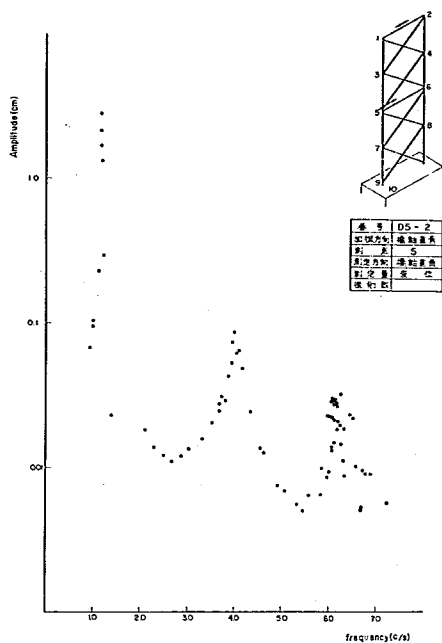


図-6.2.10-10 橋軸直角方向振動の共振曲線

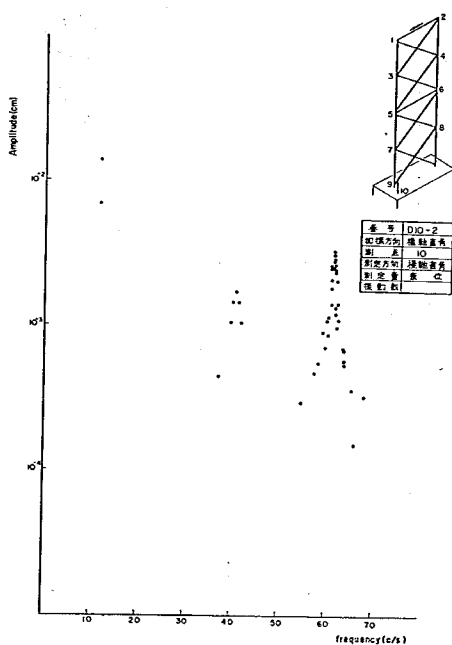


図-6.2.10-11 橋軸直角方向振動の共振曲線

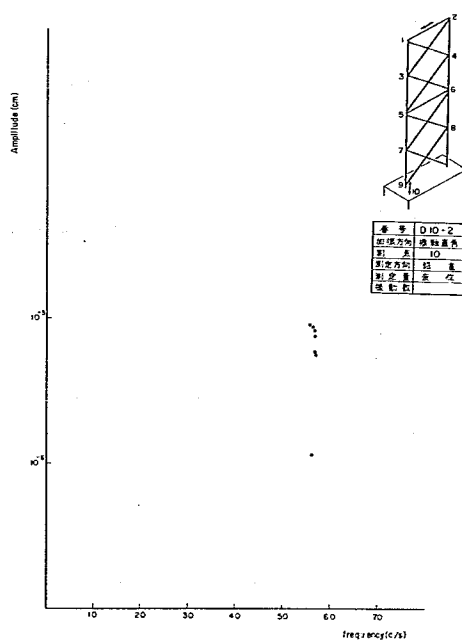


図-6.2.10-12 橋軸直角方向振動の共振曲線

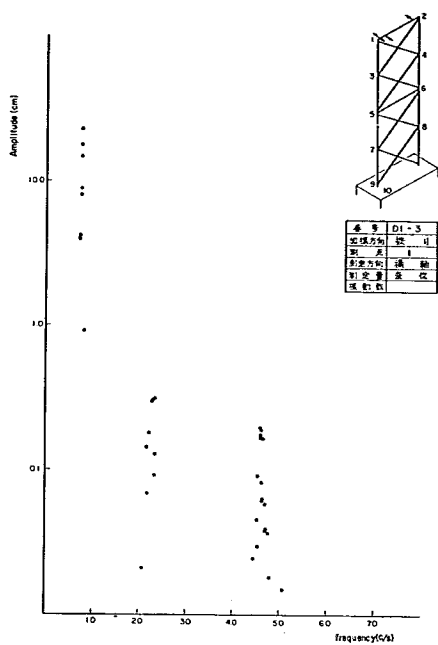


図-6.2.10-13 振り振動の共振曲線

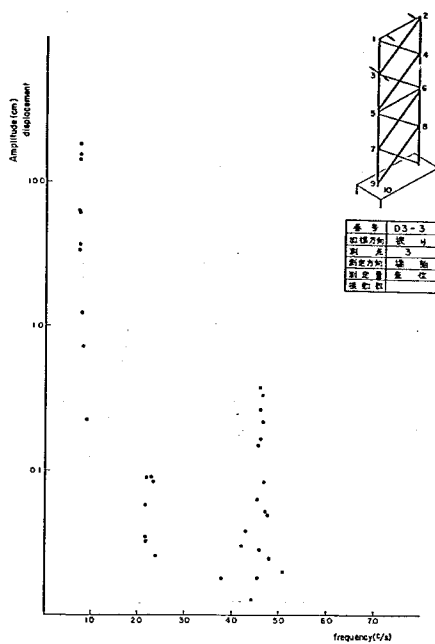


図-6.2.10-14 振り振動の共振曲線

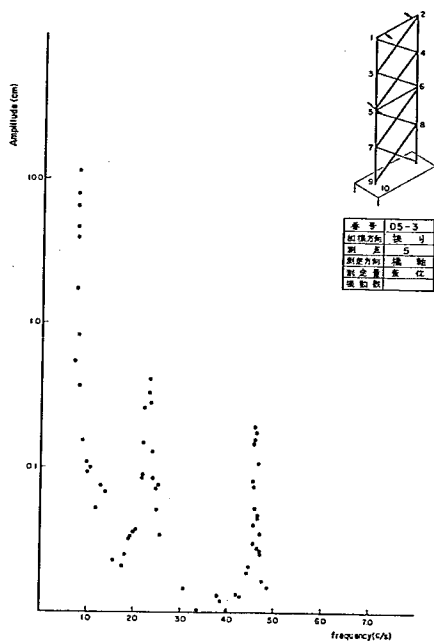


図-6.2.10-15 振り振動の共振曲線

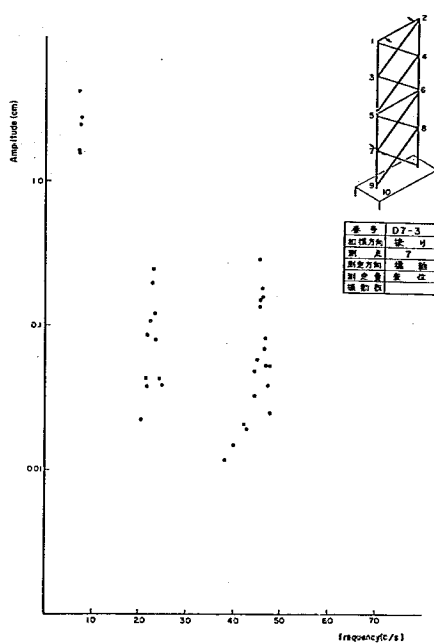
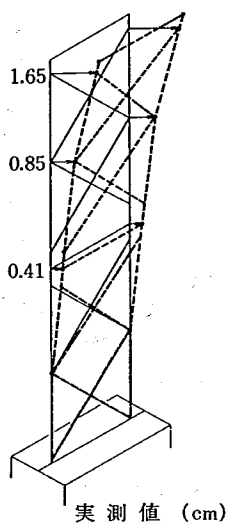
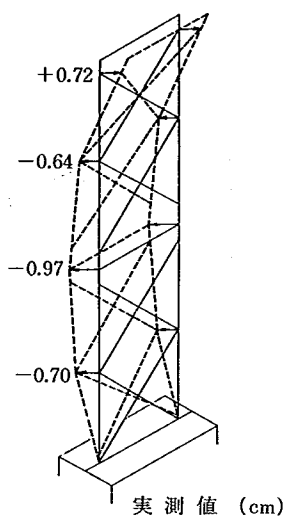


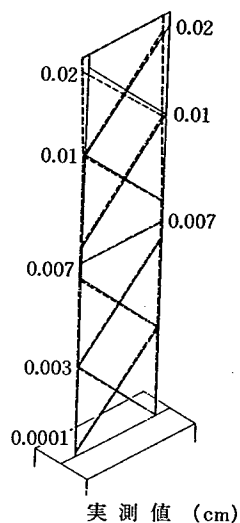
図-6.2.10-16 振り振動の共振曲線



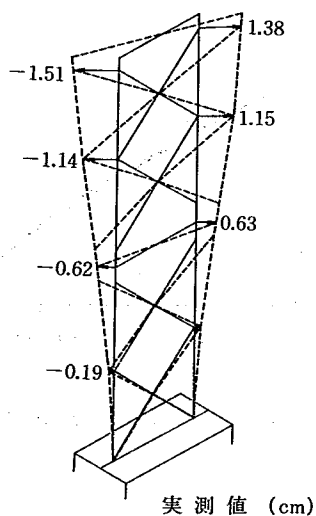
振動方向 橋軸
振動数 0.26 %
(a)



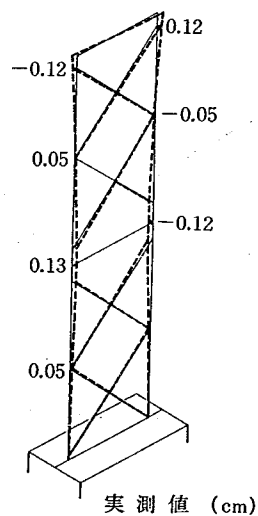
振動方向 橋軸
振動数 1.40 %
(b)



振動方向 橋軸直角
振動数 1.17 %
(c)



振動方向 振り
振動数 0.75 %
(d)



振動方向 振り
振動数 2.29 %
(e)

図-6.2.11 振動モード

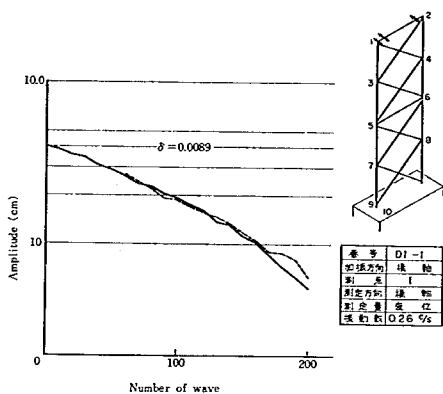


図-6.2.12-1 橋軸方向振巾の波数振巾曲線

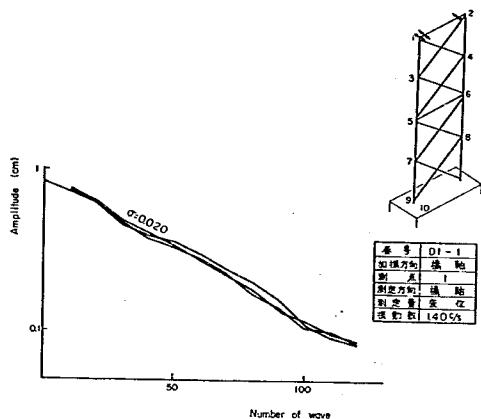


図-6.2.12-2 橋軸方向振巾の波数振巾曲線

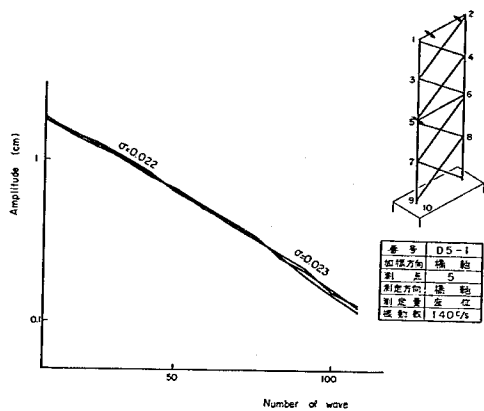


図-6.2.12-3 橋軸方向振巾の波数振巾曲線

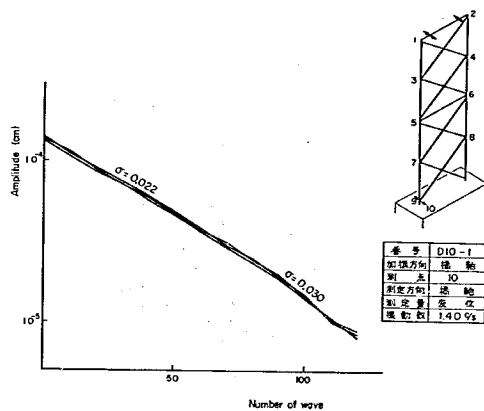


図-6.2.12-4 橋軸方向振巾の波数振巾曲線

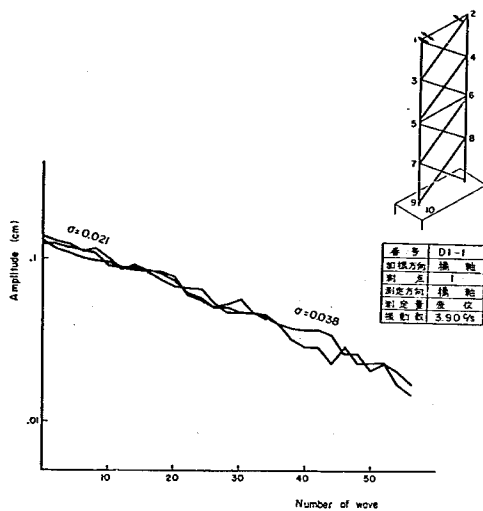


図-6.2.12-5 橋軸方向振巾の波数振巾曲線

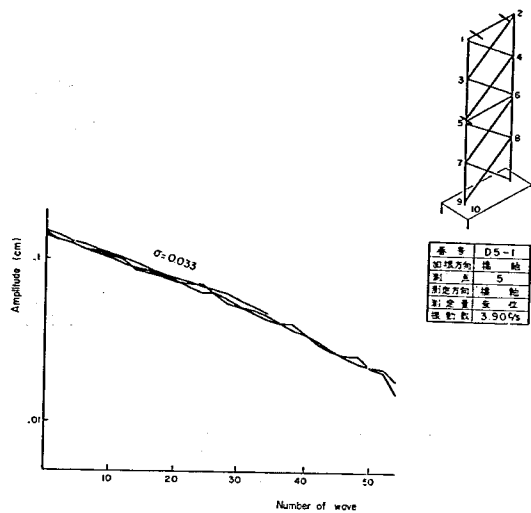


図-6.2.12-6 橋軸方向振巾の波数振巾曲線

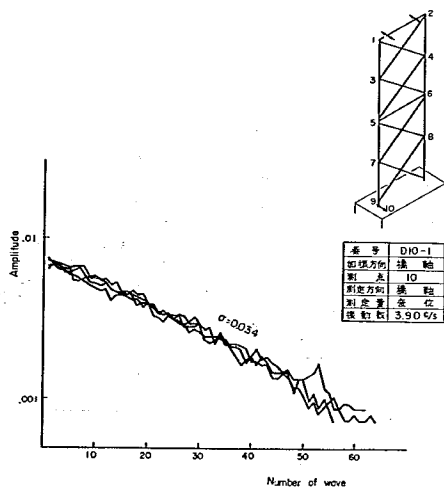


図-6.2.12-7 橋軸方向振巾の波数振巾曲線

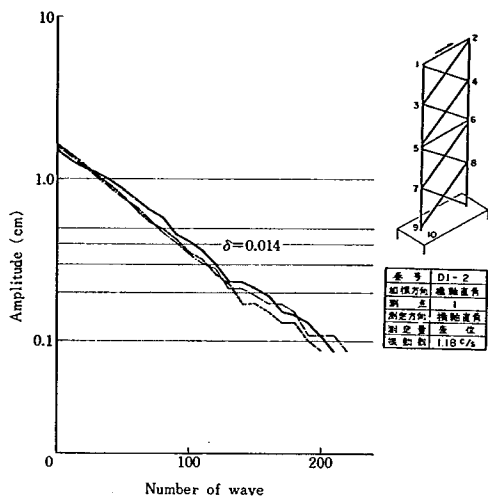


図-6.2.12-8 橋軸直角方向振動の波数振巾曲線

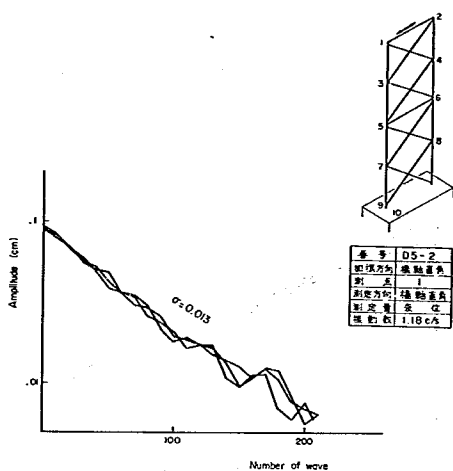


図-6.2.12-9 橋軸直角方向振動の波数振巾曲線

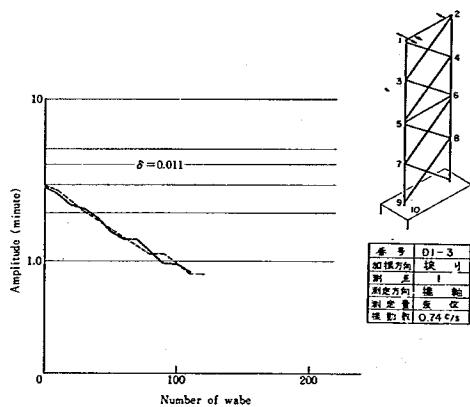


図-6.2.12-10 橋軸直角方向振動の波数振巾曲線

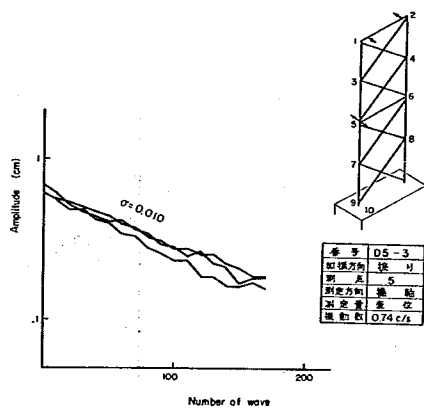


図-6.2.12-11 振り振動の波数振巾曲線

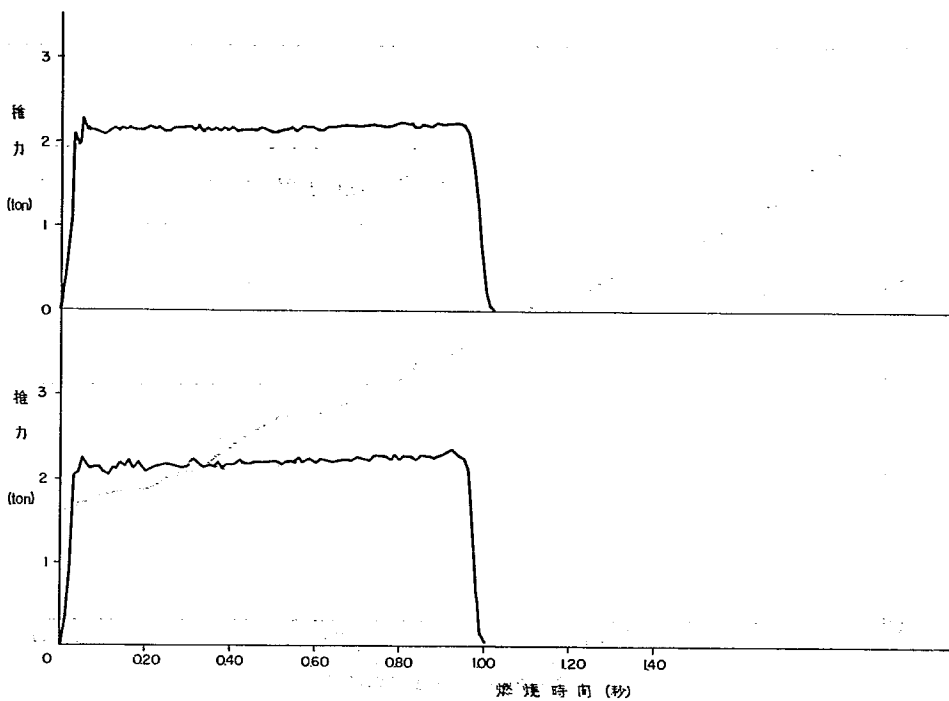
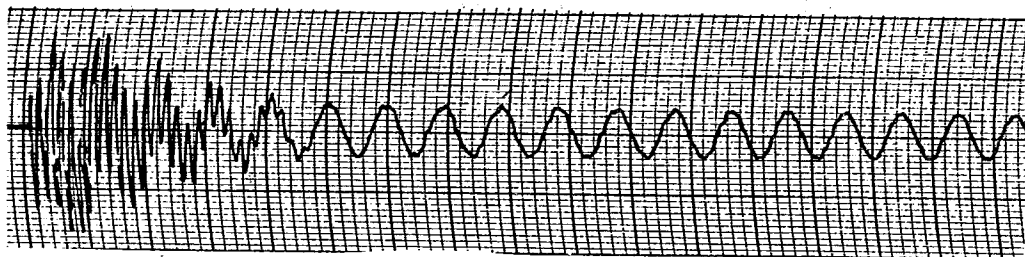


図-6.2.13 ロケット推力



(a)



(b)

図-6.2.14 塔堤の応答加速度

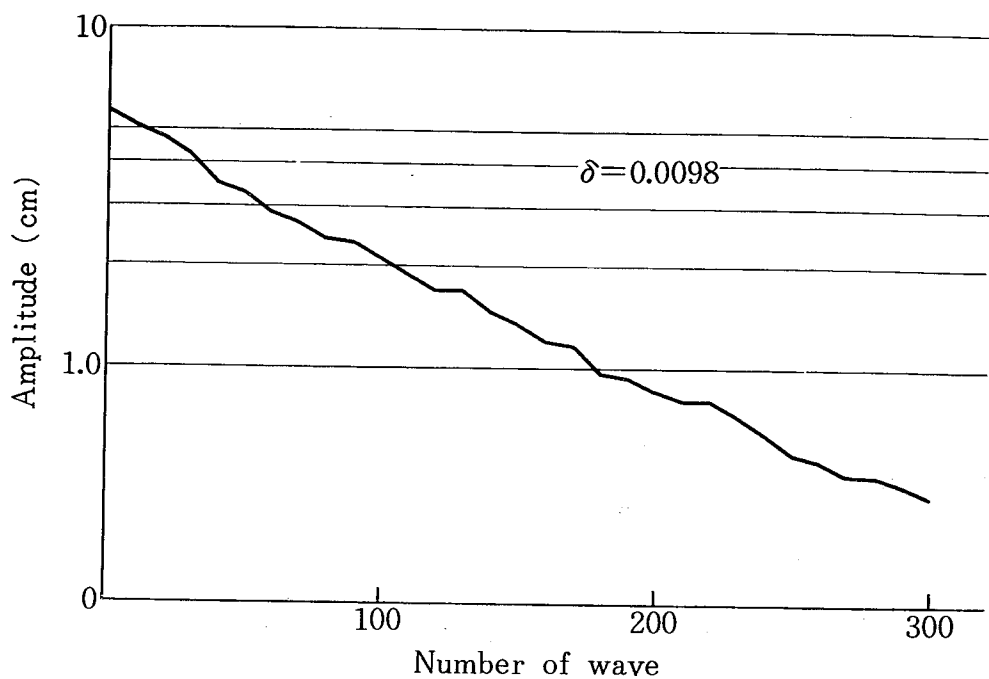


図-6.2.15 振巾波数曲線

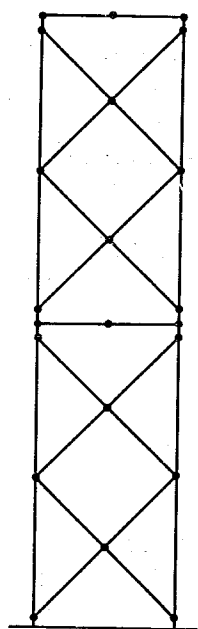
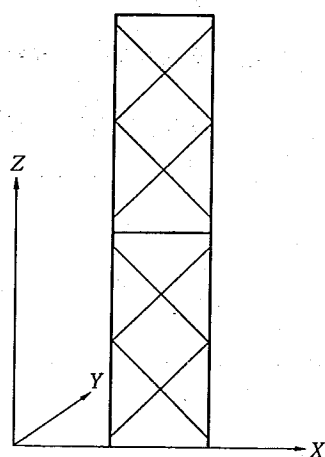
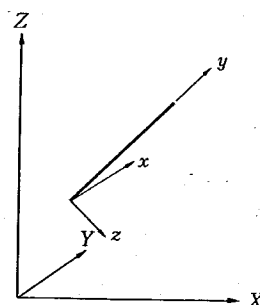


図-6.2.16 等価モデル



(a)



(b)

図-6.2.17 座 標

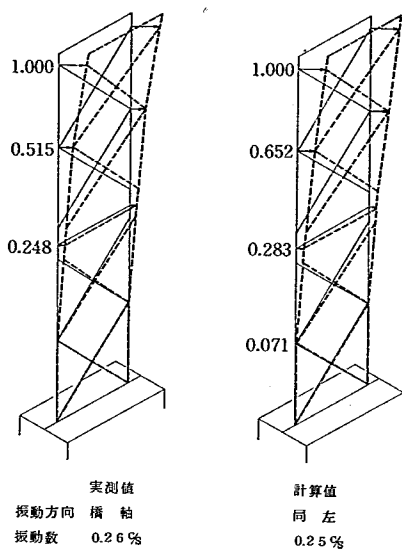


図-6.2.18-1 振動数及び振動モード

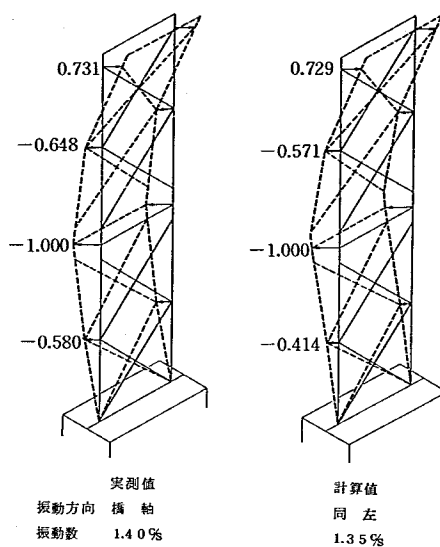


図-6.2.18-2 振動数及び振動モード

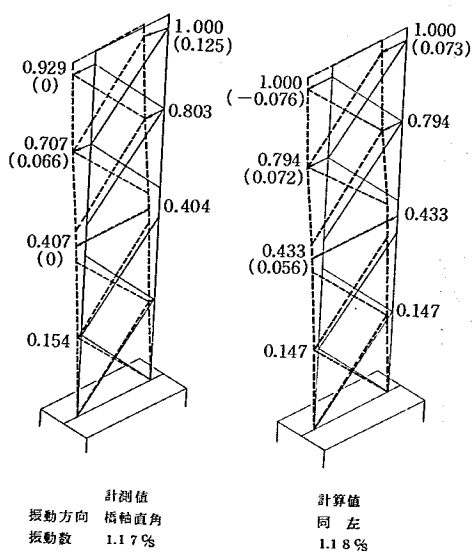


図-6.2.18-3 振動数及び振動モード

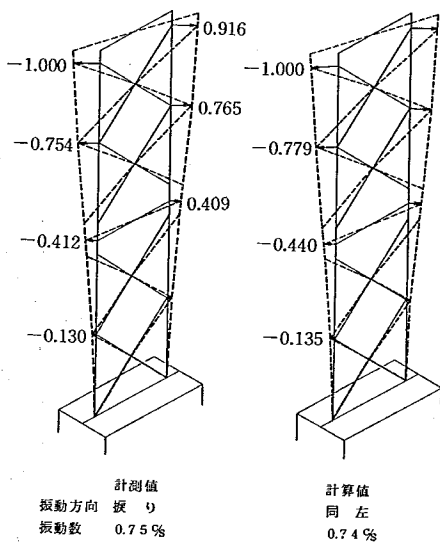


図-6.2.18-4 振動数及び振動モード

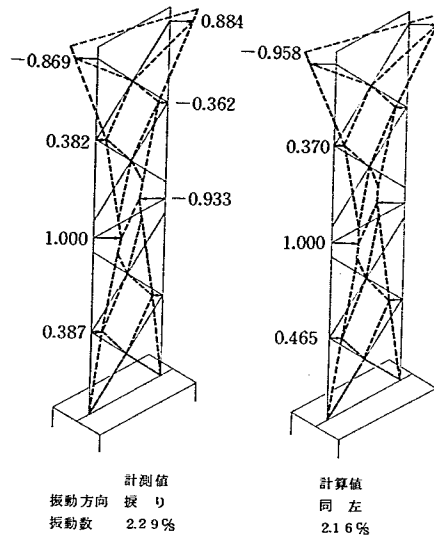


図-6.2.18-5 振動数及び振動モード

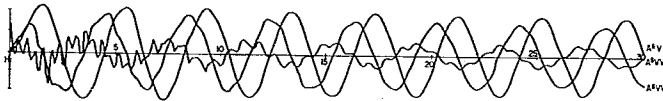


図-6.2.19 応答計算

Scale
 $A_{\text{計}V}$: 1目盛 = $0.1 = 0.1 \times 10^{-4}$
 $A_{\text{計}VV}$: 1目盛 = $0.2 = 0.2 \times 10^{-4}$
 $A_{\text{計}VVV}$: 1目盛 = $0.1 = 0.1$

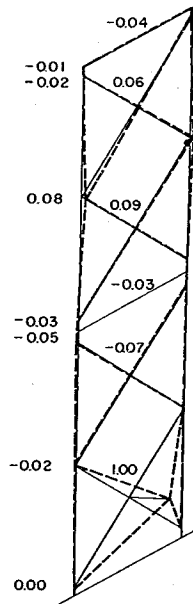


図-6.2.20 振動数及び振動モード