

033

長 崎 県 受 託
平 戸 大 橋 設 計 施 工 調 査
土 研 資 料 第 1 2 0 0 号

平戸大橋設計施工調査報告書

昭和52年 3 月

建設省土木研究所

目 次

第1編 概 説	1
1・1 土木研究所における受託研究の目的と経過	1
1・2 受託研究成果の概要	1
第2編 下部構造に関する調査	4
2・1 概 要	4
2・2 地盤のクリープ変形について	4
2・2・1 まえがき	4
2・2・2 試験に使用した試料	5
2・2・3 試験に用いた試験機	8
2・2・4 試験結果とその考察	10
2・2・5 ま と め	27
2・3 基礎地盤内の応力分布について	28
2・3・1 まえがき	28
2・3・2 設計条件	28
2・3・3 計算モデル	34
2・3・4 考 察	39
2・3・5 ま と め	40
2・4 平戸島側橋台基礎地盤の力学特性	41
2・4・1 まえがき	41
2・4・2 試験概要	41
2・4・3 試験結果とその考察	43
2・4・4 ま と め	51
第3編 耐風性調査	52
3・1 概 要	52
3・2 設計風速調査	55
3・2・1 まえがき	55
3・2・2 完成時設計風速	55
3・2・3 架設時設計風速	57
3・3 風洞模型実験	67
3・3・1 まえがき	67
3・3・2 構造物に作用する風力	67

3・3・3 相似則	68
3・3・4 風洞実験の方法	70
3・3・5 風洞	74
3・4 トラス補剛吊橋完成系の耐風性	80
3・4・1 まえがき	80
3・4・2 設計案および振動特性	80
3・4・3 風洞実験	80
3・5 トラス補剛桁架設系の耐風性	122
3・5・1 吊橋架設時の耐風性	122
3・5・2 風洞実験と耐風性の検討	123
3・5・3 結 論	127
第4編 耐震性調査	157
4・1 概 要	157
4・2 耐震設計に用いる地盤定数	159
4・2・1 地盤条件の概要	159
4・2・2 地盤調査およびその結果	159
4・2・3 耐震計算に用いる地盤の変形係数	159
4・3 耐震計算に用いる地震動	167
4・4 上・下部構造全体系の地震応答解析	174
4・4・1 解析モデル	174
4・4・2 解 析 法	176
4・4・3 解析結果	178
4・4・4 地震時安全性の検討	178
4・5 結 論	196

まえがき

平戸大橋は長崎県によって建設されたわが国では関門橋に次ぐ支間長を有する長大吊橋であり、近く一般交通に供用される予定である。

建設省土木研究所は、平戸大橋の建設にともなう諸問題解決のため長崎県からの委託により、昭和45年度から51年度にわたり下部構造の長期安定性、上部構造の耐風性、上・下部構造の耐震性についての調査試験及び上・下部構造の設計・施工に関する技術指導を行なった。これらの調査試験の成果は技術指導と合わせて現地の設計・施工に反映されている。

本報告書は土木研究所が行なった受託研究業務のうち主として調査試験に関するものの成果をとりまとめたものであり、第1編では受託研究業務の目的と経過及び調査試験で得られた結果を総括し、第2編から第4編にそれらの詳細を記述した。

本受託研究業務に努力された諸氏ならびに調査試験に際して協力いただいた長崎県の関係者の方に感謝の意を表する次第である。

昭和52年3月

建設省土木研究所

構造橋梁部長 国 広 哲 男

第1編 概 説

1.1 土木研究所における受託研究の目的と経過

平戸大橋は長崎県北部にある平戸島を九州本島と結ぶため長崎県営有料道路として架設された単径間補剛トラス吊橋であり、その中央径間長465.4 mは関門橋に次いでわが国第二位の長さである。

わが国の長大吊橋の建設技術は関門橋の建設、さらには本州四国連絡橋、東京湾横断道路、大阪湾、伊勢湾の湾岸道路等の建設計画における調査、研究により飛躍的な発展を遂げた。

長大吊橋の建設に際して重要なことは、これらの建設技術を基に現地条件に適合した設計・施工を行なうことである。そこで建設省土木研究所は長崎県からの委託により平戸大橋の建設に関する設計・施工上の諸問題を解決するため、昭和45年度から51年度にかけて調査試験ならびに技術指導を行なった。

調査試験及び技術指導に関する課題は設計・施工の進歩に応じて定められたが、年度別の課題と担当研究室及び受託研究費は表1.1のとおりである。

1.2 受託研究成果の概要

当研究所における受託研究の成果のうち試験調査に関しては次編以降に詳述されているが、理解の便を図るためそれらの概要ならびに技術指導の概要をここにまとめておく。

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試験結果が述べられている。ここではまず田平町側の橋脚橋台の長期安定性を調査するために現地地盤より採取された資料の高圧三軸クリープ試験を行なった結果、田平町側橋基礎地盤ではクリープ変形量は初期変位を含めて4～5 cm程度であり橋脚は長期間にわたり安定していることが確認された。次に平戸島側橋台の長期安定性について同様の検討を行なった結果、平戸島側橋台基礎地盤のクリープ変形量は弾性変形量と同程度であり、橋台の安定に影響しないことが確認された。また橋台・橋脚の常時の安定性について検討するため、これらの基礎地盤内に生じる応力の分布状態を有限要素法により解析した結果、得られた応力の値は全般に設計値よりも低く、安全側にあることが確認された。

第3編では構造研究室が担当した上部構造の耐風性に関する調査試験結果が述べられている。ここではまず平戸大橋近隣の気象官署の資料を基に設計風速調査を行ない、吊橋完成時および架設時における設計基本風速としてそれぞれ41.7 m/sec および20 m/secを提案した。次に完成系での耐風性調査では吊橋補剛桁の動的安定性が検討された。そして風洞実験により補剛トラスの桁高は6 m案で良いことが確認され、耐風性の良好な床組・床版の断面構成が求められた。また補剛トラスの架設時耐風性調査では、大ブロック架設工法を対象に架設時の補剛トラスの動的安定性が検討され、補剛トラスと床版を一体として架設しても良く、床版部に特に開放部を設ける必要のないことが明らかにされた。これらの結果は設計および架設工法に反映された。

第4編では振動研究室と耐震研究室が担当した耐震性に関する調査結果が述べられている。耐震

計算に当っては、地盤の変形係数としては孔内載荷試験、平板載荷試験、コアサンプルの一軸圧縮試験、弾性波探査試験などのデータを比較検討した結果から孔内載荷試験より求めたものを用いることとし、地震動としては周期の異なる二つの実測地震動加速度波形を現地の地盤条件を考慮して修正したものを用い、その強度を150galとした。これらの入力条件に基づいて上下部構造全体系の地震応答解析を行なった結果、地震時に上部構造の各部材に生じる応力度はすべて許容応力度内に納まり上部構造は安全であること、また下部構造については下部構造の前面および側面の地盤の抵抗を考慮すれば転倒、滑動、支持力のいずれに対しても安全であることが確認された。

以上に述べた調査試験の他に橋梁研究室は平戸大橋上部構の設計、製作、架設の全般にわたり技術指導を行なった。それらの内容は基本的なものから末梢的なものまで多岐に渡るが、以下にもものを列挙する。設計に関するものとしては、中央径間長、ケーブルサグ比、主塔構造、補剛トラスト構造、床組構造などの基本的形状寸法の選択および設計上考慮すべき問題について助言を行ない、また製作架設に関しては、ケーブル架設工法の選択、主塔および補剛トラスの架設順序と架設時応力に対する検討と助言を行なった。そしてこれらの技術指導は調査試験の結果とともに平戸大橋の建設に反映された。

表-1.1 平戸大橋に関する受託業務一覧

年度 調査項目	45	46	47	48	49	50	51
下部構造に関する調査		・田平側基礎地盤のクリープ特性調査 ・下部構造の設計に関する技術指導 (基礎研究室)	・基礎地盤内の応力分布調査 (基礎研究室)	・平戸側基礎地盤の力学特性調査 (基礎研究室)			
上部構造に関する調査	・上部構造の設計、製作、架設に関する技術指導 (橋梁研究室)	・上部構造の設計、製作、架設に関する技術指導 (橋梁研究室)	・上部構造の設計、製作、架設に関する技術指導 (橋梁研究室)	・上部構造の設計、製作、架設に関する技術指導 (橋梁研究室)	・上部構造の製作、架設に関する技術指導 (橋梁研究室)	・上部構造の架設に関する技術指導 (橋梁研究室)	・上部構造の架設に関する技術指導 (橋梁研究室)
耐風性調査	・設計風速調査 ・補剛桁の耐風性調査 (設計案A,B) (構造研究室)	・補剛桁の耐風性調査 (設計案C) (構造研究室)	・補剛桁の耐風性調査 (設計案D) (構造研究室)		・架設時設計風速調査 ・補剛桁架設時の耐風性調査 (構造研究室)	・補剛桁の耐風性調査 ・補剛桁架設時の耐風性調査 (設計案E) (構造研究室)	
耐震性調査					・地震時応答解析の方針の検討 (振動研究室)	・耐震設計に用いる地盤常数の検討 (振動研究室)	・地震時応答解析の結果の検討と評価 (耐震研究室)
受託研究費 (単位:円)	1,230,000	1,847,900	1,506,968	2,816,000	2,999,061	3,000,000	1,550,000 (合計14,949,929)

第2編 下部構造に関する調査

2.1 概 要

平戸大橋の基礎工に関する調査としては昭和44年度のボーリングによる地盤調査を契機として各種の地盤調査、土質試験および試算設計が行われたが、基礎研究室では地盤調査、土質試験、基礎の設計に対する一般的な技術指導の他に昭和46～48年度の3ヵ年は長崎県よりの受託研究として次の試験および調査を実施した。

- 1) 昭和46年度は主として田平町側橋脚位置における長期クリープ特性を調査した。
- 2) 昭和47年度は主として本橋の基礎4基(田平町側橋台・橋脚および平戸島側の橋台・橋脚)に対してFEMによる地中応力の分布および基礎の変位量を計算して基礎設計の検討を行なった。
- 3) 昭和48年度は主として平戸島側地盤の力学試験を実施して基礎設計の資料とした。

以下、上記3つの調査課題について報告するものである。

2.2 地盤のクリープ変形について

2.2.1 まえがき

昭和46年度には、平戸大橋の調査設計に対する一般的な技術指導とともに、特に、田平町側橋塔位置の長期クリープ変形量検討のために、長崎県より送付されたサンプリング資料を基に室内試験、高圧3軸クリープ試験を実施した。図-2.2.1に平戸大橋一般図を、図-2.2.2に田平町側の地盤状況を示す。以下本検討について述べるものである。

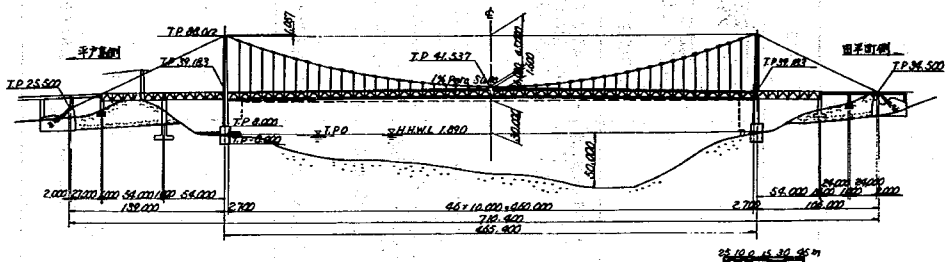


図-2.2.1 平戸大橋一般図〔平戸大橋第2次設計(昭和46年11月)による〕

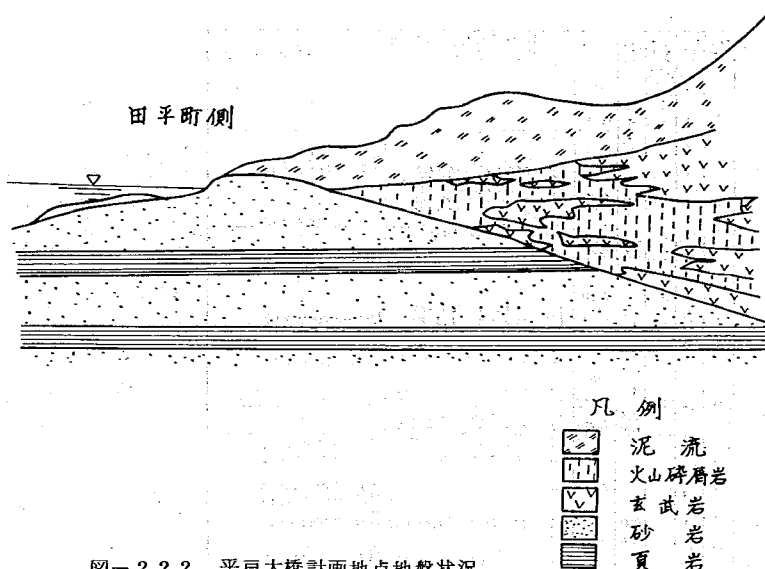


図-2.2.2 平戸大橋計画地点地盤状況

2.2.2 試験に使用した試料

試験に使用した試料は平戸大橋第3次地質調査において長崎県がサンプリングし、基礎研究室に送ってきたものを用いた。

クリープ変形についての検討を行なう田平町側橋脚においては、深さ40mのボーリング1本と深さ10mの仮締切を検討するためのボーリング4本を掘削したが、前者のPT-3地点（この番号は平戸大橋第3次地質調査におけるボーリング番号による。以下同じ。）でコアボーリングした試料により試験を行なった。当初のPT-3地点の径110mmのボーリングでは、部分的に試料の採取されない深さがあり、その採取されない部分が特にクリープ変形を左右すると考えられたので、再度ボーリングをやり直して、試料を補った。したがって、採取時期の相違により固結度の大きいものと小さいものに自動的に区分することができた。さらに、固結度の大きいものは粒径と色調により砂質系の茶褐色のものと、シルト系の暗灰色のものに区分することができた。本文では、固結度の小さいものを砂岩 (loose), 固結度の大きいもののうち、前者を砂岩 (sandy), 後者を砂岩 (silty) と称することとする。試験に使用した試料の採取深度を試験別に示すと、図-2.2.3の通りである。

層深 (m)	土質 (JF)	土質 記号	色 類	試料採取位置と試料番号	
				ク リ ー プ 試 験	三 軸 試 験
1	-3		粘土		
2	-4		暗灰		
3	-5				
4	-6			□ ST 2-1-2(1) (3.20-4.10) ST 2-1-1 (4.30-4.50) ST 2-1-2(2) (4.50-4.80) ST 2-1-1(1) (4.80-5.00) ST 2-1-1 (2) (4.80-5.00)	□ ST 1-1-1 (3.50-3.70) ST 1-1-2 (3.70-3.80)
5	-7		細粒 砂岩		
6	-8		細粒 砂岩	□ ST 2-1-1(2) (5.90-6.05) □ ST 2-2-10 (6.80-7.00)	□ ST 1-2-3 (5.50-5.90) □ ST 1-3-9 (6.80-7.00)
7	-9		塊 礫		
8	-10		塊 礫		
9	-11		塊 礫	□ ST 2-2-8 (7.70-9.05) ST 2-2-7 (7.65-9.40)	□ ST 1-2-7 (9.05-9.40) □ ST 1-3-3 (9.50-10.00)
10	-12		細粒 砂岩	□ ST 2-1-3(2) (9.30-10.60)	□ ST 1-1-3 (9.60-10.90)
11	-13		塊 礫		
12	-14		塊 礫	□ ST 2-1-3(1) (11.40-11.70)	
13	-15		塊 礫	□ ST 2-2-11(1) (12.40-12.90) ST 2-2-6 (2) (13.00-13.30) ST 2-2-6 (13.30-13.50) ST 2-2-14 (14.00-15.00)	□ ST 1-2-5 (13.30-13.60) ST 1-2-6 (13.30-13.60)
14	-16		塊 礫		
15	-17		塊 礫		□ ST 1-2-4 (15.00-15.20) ST 1-1-5 (15.20-15.50)
16	-18		細粒 砂岩	□ ST 2-2-13 (16.00-16.50)	□ ST 1-3-6 (16.00-16.50)
17	-19		塊 礫	□ ST 2-1-6(1) (17.30-17.80) ST 2-1-6(2) (17.30-17.80)	□ ST 1-3-7 (17.50-18.40)
18	-20		塊 礫		
19	-21		細粒 砂岩	□ ST 2-2-9(1) (18.50-19.70) ST 2-2-9(2) (19.50-19.70)	□ ST 1-3-10 (19.00-19.30)
20	-22		塊 礫		

図-2.2.3 田平町側 P.T-3 試料採取深度

田平町側橋台においては、本年度に深さ20mのボーリングを行なった他、3.5×3.5m角で深さ20mのテストピットを掘削した。テストピット掘削の際にテストピット周面より泥流を切り出して試験を行なった。泥流は固結の状態により明らかに2つに分類できるので、固結の度合の大きい固結部と、小さい未固結部をそれぞれ採取した。未固結部はGL-5m付近より採取し、固結部はGL-10m付近より採取したものである。この地点(A T-6)の試験に使用した試料の採取位置を図2.2.4に示す。当初の計画ではGL-16mより深い位置にある火山碎屑岩についても試験をする予定であったが、ブロックサンプリングが不可能であったために試験を行っていない。

平戸島側橋脚においては、深さ60m、50m、40mのボーリング各1本と田平町側橋脚と同様に仮締切を検討するための深さ10mのボーリング4本を実施したが、40mのボーリングPH-3より採取された試料を用いて試験を行なった。この地点より採取された砂岩には、固結度の小さいものは含まれていなかった。試験に使用した試料の採取位置を図-2.2.5に示す。

以下の試験に用いた試験番号と採取地点、試料の特徴、試験個数をまとめて試験毎に示すと、表-2.2.1のようである。

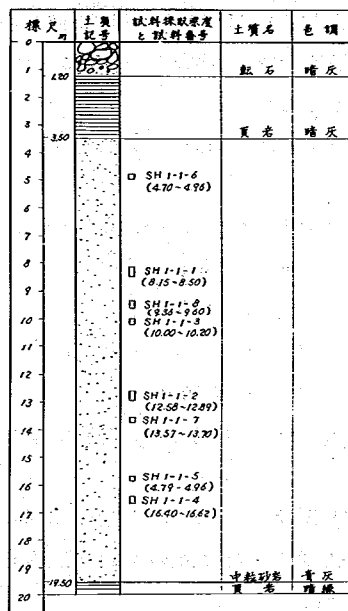
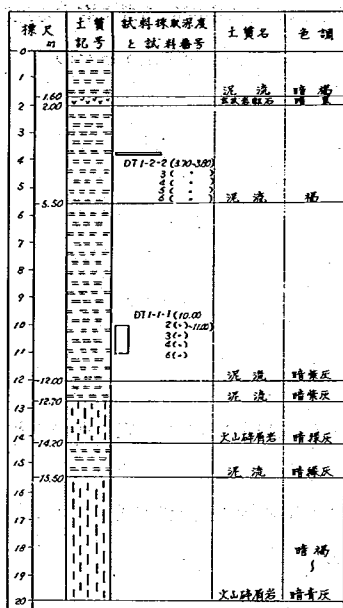


図-2.2.4 田平町側A.T-6 試料採取深度 図-2.2.5 平戸島側P.H-3 試料採取深度

表-2.2.1 試験一覧表

試験の種類	試料番号	試料採取地点	試料の分類	試験個数
高圧三軸試験	DT1-1~4, 6	AT-6	泥流 (団結部)	5
	DT1-2-2~6	"	" (未団結部)	5
	ST1-1-1, 2, 3, 5,	PT-3	砂岩 (sandy)	4
	ST1-2-3~7	"	" (silty)	5
	ST1-3-1, 3, 6, 7, 9,	"	" (loose)	5
	SH1-1-1~8	PH-3	砂岩	8
高圧三軸クリープ試験	ST2-1-1, 1(2), 2(2), 3(1), 3(2), 6(1), 6(2), 7(1), 7(2)	PT-3	砂岩 (sandy)	10
	ST2-2-6, 6(2), 7, 8, 9(1), 9(2), 10, 11(1), 13, 14	PT-3	砂岩 (silty)	10

2.2.3 試験に用いた試験機

試験は基礎研究室に設置されている高圧三軸クリープ試験機を用いて行なった。高圧三軸クリープ試験機は軟岩および洪積世粘性土、砂質土のような、土と岩石との中間的性質を有する地盤に長期持続荷重が作用した場合に、その地盤のクリープ変形、クリープ強度を推定するために、昭和42年度に製作したものである。

その主要諸元は次の通りである。

型 式 3連式

供試体寸法 径50, 100mm, 高さ100, 200mm

軸 荷 重 0~20 t

側 圧 0~50 kg/cm²

ひずみ測定 軸ひずみ 0~30mm

精度 0.01mm

定ひずみ機構 自動応力緩和装置により供試体のひずみを長期にわたり一定に保つことができる

記 録 装 置 パネルに収納された各種計器をカメラにより撮影する記録方式

高圧三軸クリープ試験機の各部の構造を簡単に以下に説明する。

(1) 三軸室

三軸室は外部円筒、内部円筒、ロードセル、ピストンからなり、高圧 (150 kg/cm²) に充分耐えうる構造とし、また重量軽減のため外部は高圧アルミ合金、内部は透明アクリル樹脂とした。

(2) 軸圧負荷装置

軸圧負荷装置は窒素ポンプ、蓄圧タンク、フラットジャッキより構成し、載荷方法は窒素ポンプから圧力調整弁を経てオイルタンクで油圧に変換し、フラットジャッキに油圧を供給する方法で油圧計はブルドン管式圧力計 (容量 0~70 kg/cm², 精度 5%) を使用している。

(3) 側圧負荷装置

載荷方法は軸圧と同一機構であり、側圧、三軸室内ともオイルを使用し、水圧計はブルドン管式超精密圧力計 (高圧用 0~70 kg/cm², 低圧用 0~35 kg/cm², 精度 0.3%) を使用している。

(4) ひずみ一定応力緩和装置

供試体の軸ひずみを長期にわたり、一定に保つために自動的に応力を緩和できる装置で、供試体のひずみを任意に設定することができ、感度は供試体ひずみで 0.01mm である。構造はひずみ一定装置と制御装置からなっており、マノメーターで計測し、光電ディテクターから制御装置に電氣的に伝える。制御装置はコントロールシリンダーと駆動電動機より成っており、駆動電動機はブレーキ付可変速電動機で、容量 40W, 最大回転数 25 rpm である。

(5) 軸荷重測定装置

試料台下部に耐油型ロードセルを設置し、ストレインメーターを通して電氣的に測定し、記録装置のついている収納パネルに表われるようになっており、その精度は $\pm 1.5\%$ 以内である。

(6) 軸ひずみ測定装置

軸ひずみの検出は差動トランス (1, 5, 1, 530mm) により、指示計は軸荷重測定用と同一のものである。

(7) 容積変化測定装置

容積変化の測定は、供試体の容積変化を三軸室内部円筒内の油圧の変化でもつて、マノメーターを通し、光電ディテクターとサボモーターで自動的に測定し、記録装置に表わされる。精度はマノメーターヘッドで $\pm 1\%$ 以内、容積変化量は連続的で $\pm 5\text{cc}$ である。

(8) 供試体飽和装置

試料にバックプレッシャーをかけ、供試体内に間隙水を飽和させる装置で、側圧用窒素ポンペを圧力源として高圧タンクで水に変換し、供試体下部から圧力水を供給し試料を飽和させる。

(9) 間隙水圧測定装置

間隙水圧測定は零位設定器でもって背圧と供試体内の間隙水圧とをバランスさせ、間隙水圧の発生をブルトン管式超精密圧力計 (高圧 50kg/cm^2 , 低圧 10kg/cm^2) で読みとるようにしてある。零位設定器の精度は 0.01cc で圧力計の精度は 3% 以内であり、制御装置はひずみ一定応力緩和装置と同一のものである。

(10) 各種計測器収納パネル

各測定された実験値がすべて一個所で読みとれるようにパネルに指示計が組み込まれており、これを自動的にタイマーのついた記録カメラにより撮影される。

今回の試験ではクリープ変形に注目したので、軸圧、軸ひずみ、側圧の測定を行なった。また、高圧三軸試験もその機構を考えると、当然本試験機でもって行ないうる。

2.2.4 試験結果とその考察

〔1〕 試料の一般的性質

試料の物理的性質を知る目的から、粒度分析、コンシステンシーの測定、比重の測定および自然乾燥状態での含水比の測定を行なった。

結果を表-2.2.2~2.2.4に示す。表-2.2.2は田平町側PT-3、表-2.2.3は田平町側AT-3、表-2.2.4は平戸島側PH-3の物理試験結果を示す。分類の欄において、()で示してあるものは塑性指数が求められなかったために、粒度分析結果より砂質土の分類に該当すると推定したものであることを表わしている。

この分類によると、田平町側PT-3において行なった砂岩(sandy)と砂岩(silty)との区別は明確ではないが、3で両者に区別したのは観察により明らかに粒径の粗いものを砂岩(sandy)とし、明らかに細かいものを砂岩(silty)としたものである。したがって、全体的にみると、当然田平町側PT-3における試料は砂岩の範疇に入ると言える。

また、試料の力学的性質を知る目的から、一軸圧縮試験と超音波弾性波速度の測定を行なった。一軸圧縮試験結果は表-2.2.5の側圧0 kg/cm^2 の欄に示してある強度である。また、田平町側PT-3の超音波弾性波速度によるP波の測定結果を図-2.2.6に示す。

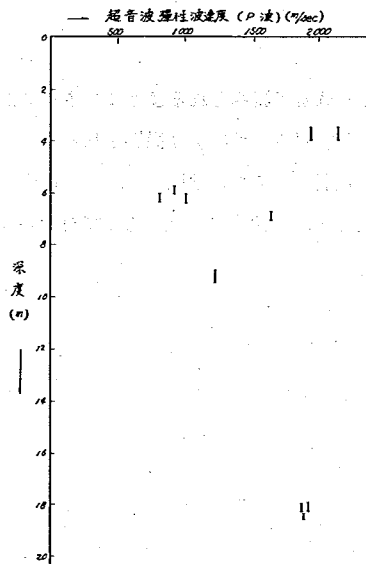


図-2.2.6 P波の測定結果

表-2.2.2 田平町側PT-3 物理試験結果

採取深度		350 m ↓ 370 m	450 m ↓ 480 m	590 m ↓ 605 m	900 m ↓ 950 m	1140m ↓ 1170m	1240m ↓ 1290m	1350m ↓ 1390m	1520m ↓ 1550m	1900m ↓ 1930m	1730m ↓ 1780m
自然状態	含水比(%)	142	139	193	192	197	17.1	15.9	188	190	187
	土粒子の比重	2634	2626	2631	2626	2621	2629	2611	2621	2603	2625
コテンシンス	液性限界(%)	NP	NP	43	31	NP	35	NP	NP	NP	NP
	塑性限界(%)	—	—	19	11	—	16	—	—	—	—
	塑性指数	—	—	24	20	—	19	—	—	—	—
粒度	レキ分(%)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	砂分(%)	79	82	59	68	73	49	74	86	68	84
	シルト分(%)	14	13	29	17	18	34	14	6	24	9
	粘土分(%)	7	5	12	15	9	17	12	8	8	7
	最大径(mm)	0.84	0.84	0.42	0.84	0.42	0.42	0.84	0.42	0.42	0.84
	60%径(mm)	0.238	0.28	0.11	0.205	0.182	0.087	0.203	0.25	0.143	0.17
	10%径(mm)	0.015	0.017	0.0032	—	0.0071	—	0.0033	0.036	0.016	0.032
分類	日本統一分類	(SC)	(SC)	SC	SC	(SC)	CL	(SC)	(SC)	(SC)	(SC)

表-2.2.3 田平町側AT-6
物理試験結果

採取深度		3.70m ↓ 3.80m	10.00m ↓ 11.00m
自然状態	含水比(%)	450	477
	土粒子の比重	2.694	2.677
コテンシンス	液性限界(%)	72	70
	塑性限界(%)	35	32
	塑性指数	37	38
粒度	レキ分(%)	0	0
	砂分(%)	56	62
	シルト分(%)	30	24
	粘土分(%)	14	14
	最大径(mm)	0.84	0.84
	60%径(mm)	0.123	0.145
	10%径(mm)	—	—
分類	日本統一分類	SC	SC

表-2.2.4 平戸島側PH-3 物理試験結果

採取深度		479 m ↓ 496 m	815 m ↓ 850 m	1000m ↓ 1020m	1357m ↓ 1370m	1640m ↓ 1662m
自然状態	含水比(%)	117	114	106	111	131
	土粒子の比重	2633	2636	2635	2637	2620
コテンシンス	液性限界(%)	NP	NP	NP	NP	NP
	塑性限界(%)	—	—	—	—	—
	塑性指数	—	—	—	—	—
粒度	レキ分(%)	0	0	0	0	0
	砂分(%)	83	84	85	84	80
	シルト分(%)	13	11	10	12	13
	粘土分(%)	4	5	5	4	7
	最大径(mm)	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84
	60%径(mm)	0.215	0.255	0.28	0.26	0.245
	10%径(mm)	0.059	0.048	0.052	0.052	0.014
分類	日本統一分類	(SC)	(SC)	(SC)	(SC)	(SC)

〔2〕 高圧三軸試験結果

試験は土質試験法（土質工学会編）²⁾の三軸圧縮試験の項に準拠して、排水状態で行った。これは、砂質土地盤の安定、特に長期にわたる常時の安定を検討するために適用する目的からである。

試料の一部を用いて、間隙水の流出による変化を把握する目的から高圧圧密試験を試みたが、試料がポーラスでかつ不飽和であったため、1分以内に圧密が終了して、以後全く圧密現象がみられなかった。これから判断すると、ポーラスで不飽和であったため、実際には圧密排水試験に近い状態で試験が行なわれたものとみることができる。

高圧三軸試験の主応力差 $\sigma_1 - \sigma_3$ (kg/cm^2) と圧縮ひずみ ε (%) の関係の一例を図-2.2.7に示す。これから、破壊時の主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ を読みとり、まとめると表-2.2.5のようになる。

この結果をモールの応力円によって表示し、これに基づいて、最少二乗法により、破壊時の最小主応力 $\sigma_3 f$ と主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関係を求め、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を求めると、表-2.2.6に示す結果が得られる。

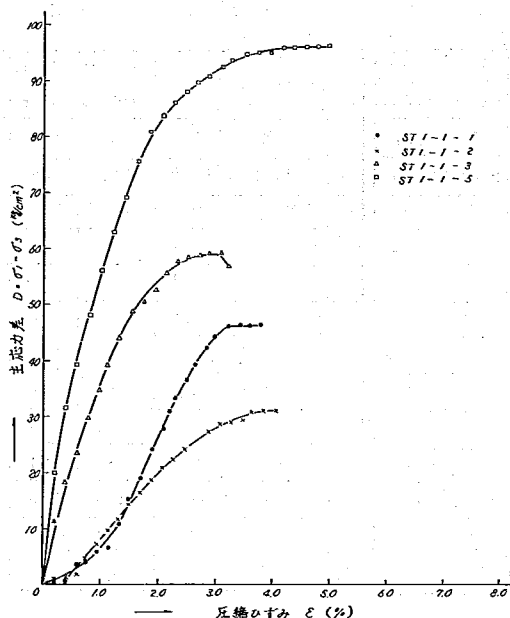


図-2.2.7 主応力差と圧縮ひずみの関係

表-2.2.5 高圧三軸試験結果一覧

調査地点	試料番号	試料採取深度(m)	試料の分類	側圧 σ_3 (kg/cm ²)	破壊時の主応力 差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kg/cm ²)
田平町側 PT-3	ST1-1	1	砂岩 (sandy)	10.0	46.21
		2		5.0	31.05
		3		19.8	59.27
		5		30.0	96.10
	ST1-2	3	砂岩 (silty)	0	4.41
		4		5.0	20.89
		5		2.0	12.26
		6		10.0	40.00
	ST1-3	7	砂岩 (loose)	9.0	34.40
		1		5.8	25.56
		3		10.0	36.46
		6		20.0	44.93
		7		0	12.16
田平町側 AT-6	DT1-1	1	泥流 (固結部)	3.5	9.83
		2		2.0	37.29
		3		31.25	42.00
		4		10.03	32.72
		6		16.0	38.97
	DT1-2	2	泥流 (未固結部)	0	21.54
		3		5.0	4.78
		4		0	1.22
		5		7.5	4.80
		6		2.8	4.89
		8		1.8	5.32
平戸島側 PH-3	SH1-1	1	砂 岩	5.5	53.35
		2		0	16.64
		3		14.5	84.75
		4		25.0	80.73
		5		35.0	137.93
		6		20.0	116.33
		7		1.5	41.96
		8		10.0	74.46

表-2.2.6 粘着力と内部摩擦角

調査地点	試料番号	試料の分類	粘着力 c (kg/cm ²)	内部摩擦角 ϕ
田平町側	ST1-1	砂岩 (sandy)	4.55	34°13'
	ST1-2	砂岩 (silty)	1.55	38°31'
	ST1-3	砂岩 (loose)	2.80	30°30'
	DT1-1	泥流 (固結部)	9.64	14°02'
	DT1-2	泥流 (未固結部)	1.47	6°16'
平戸島側	PH-3	砂 岩	8.76	36°31'

[3] クリープ試験結果

(1) クリープ試験の経過

クリープ試験は、比較的ゆるい砂岩を含んでいると考えられる田平町側PT-3の試料を対象として行なった。

試験は5段階程度の載荷で破壊に到るように、高圧三軸試験の結果を参考にして軸荷重を定めた。軸荷重の間隔は、高圧三軸試験の破壊荷重の1/5程度ずつ変化させることを目標とし、破壊荷重に近づくにつれて軸荷重を小さくなるように調節している。

一段階での載荷は、その試料の圧縮量の増分が30分間で1/100mm以下になるまで測定を継続し、1/100mm以下になった段階で始めて次の載荷に移ることを原則とした。このようにすると、一段階での載荷はだいたい5時間程度で終わった。しかし、今回の試験では除荷しなかったため、夜間は荷重を載荷したまま放置し、測定時間の長いものもある。

試料の圧縮量の測定は1/100mm読みのダイヤルゲージと写真による自動記録とを併用した。

各試料の試験条件を表-2.2.7にまとめて示す。

また、主応力差 $D = \sigma_1 - \sigma_3$ 、圧縮ひずみ ϵ と経過時間 t の測定結果の一例を図-2.2.8、図-2.2.9に示す。

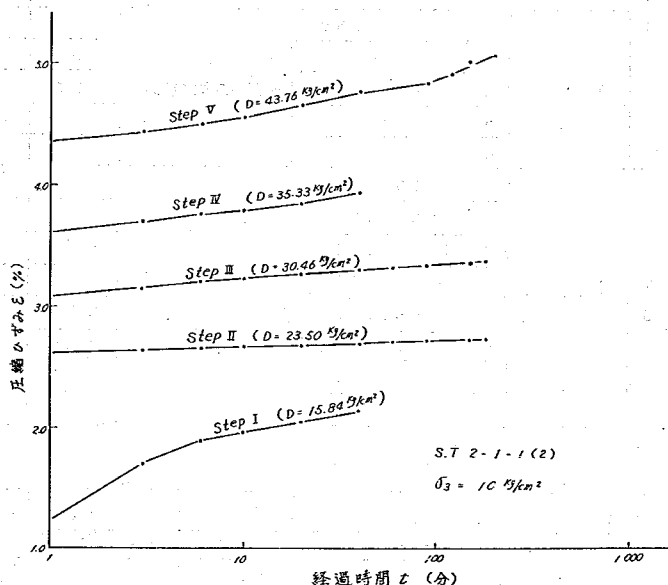


図-2.2.8 クリープ試験測定結果の一例 (ST2-1-1 (2))

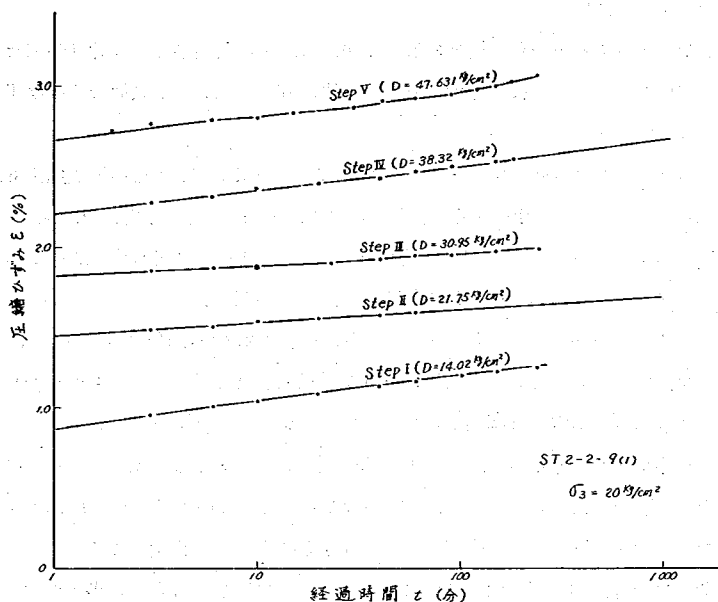


図-2.2.9 クリープ試験測定結果の一例 (ST 2-2-9(1))

表-2.2.7 クリープ試験の試験条件 (田平町側 PT-3)

試 料 番 号	採取 深 度 (m)	側圧 σ_3 (Kg/cm ²)	破壊時の主応力差 (Kg/cm ²) ($\sigma_3 - \sigma_2$)†	
S T 2 - 1	1	4.3 0 ~ 4.5 0	1 0.0	2 6.7 3
	1 (2)	5.9 0 ~ 6.0 5	1 0.0	4 3.7 6
	2 (1)	3.8 2 ~ 4.1 3	5.0	2 6.5 4
	2 (2)	4.5 0 ~ 4.8 0	5.0	6 3.5 5
	3 (1)	11.4 0 ~ 11.7 0	20.0	3 4.7 0
	3 (2)	10.3 0 ~ 10.6 0	20.0	5 0.1 0
	6 (1)	17.3 0 ~ 17.8 0	1 5.0	4 3.0 0
	6 (2)	17.3 0 ~ 17.8 0	1 5.0	3 5.3 7
	7 (1)	4.8 0 ~ 5.0 0	2 5.0	5 5.0 3
7 (2)	4.8 0 ~ 5.0 0	2 5.0	5 1.1 7	
S T 2 - 2	6	13.3 0 ~ 13.5 0	1 0.6	4 1.7 5
	6 (2)	13.0 0 ~ 13.3 0	1 0.0	3 1.6 3
	7	9.0 5 ~ 9.4 0	9.2	3 4.9 7
	8	8.7 0 ~ 9.0 5	1 5.0	3 7.8 0
	9 (1)	19.5 0 ~ 19.7 0	20.0	4 7.6 3
	9 (2)	19.5 0 ~ 19.7 0	20.0	4 7.1 1
	10	6.8 0 ~ 7.1 0	5.0	2 4.0 5
	11 (1)	12.4 0 ~ 12.9 0	5.0	6 3.7
	13	16.0 0 ~ 16.5 0	30.0	5 3.8 9
	14	14.0 0 ~ 15.0 0	30.0	3 8.7 0

(2) クリープ変形量試算の条件

クリープ変形量を試算する田平町側橋脚の形状寸法には、平戸大橋第2次設計（昭和46年11月）の結果を用いた。橋脚は直接基礎で、底面の寸法が 10.5×21.5 m、底面の位置はTP-8 mである（図-2.2.10）。

設計結果によると、底面に常時作用する鉛直力は14071tであるので、底面下の地盤に 62 t/m^2 の荷重が作用していることに相当する。また、水平力、モーメントを考慮に入れると、最大地盤反力度は 79 t/m^2 になる。これらのことを考慮に入れて、クリープ変形量の試算には、40, 50, 60, 70, 80, 90, 100 t/m^2 の荷重が作用するものと仮定した。

図-2.2.10によると、基礎底面はTP-8 mにあり、図-2.2.3から概略GL-6 mに相当する。クリープ試験はTP-8 mより以浅の位置から採取した資料についても行なわれているが、クリープ変形量の推定には関係ないので、以下の整理からは除外した。

また、応力の地中分布から考えると、少なくとも基礎幅の3倍の深さまで試験を行なう必要があるが、実際にはTP-21.24 mまでしか試験が行なわれていないので、それ以深のクリープ変形量はプレシオメーターによる変形係数と対比することにより推定することとした。この両者の相関性に問題は残るが、深い位置になると応力が分散してほとんど影響がないと考えられる。

(3) クリープ変形に関する理論

物質の力学的性質を応力-ひずみ-時間の関係として把握することは大変興味のある問題で、レオロジーと呼ばれ、ずいぶん古くから研究されている。

レオロジーの研究方法には、微視的な取扱いをする方法と巨視的な取扱いをする方法があり、前者は物質の流動機構を原子論的に説明しようとするものであり、後者は弾性ばねと粘性機構を表わすダッシュポットと組み合わせて、力学モデルを想定し、現象論的に取り扱おうとするものである。

ここでは、クリープ変形量を推定する目的から、実務的な面に立脚して、簡単にクリープ変形に関する理論を概説しておく。

最も一般的によく用いられるのは、村山・柴田の考え方である³⁾。

これは最終的な結果が

$$\epsilon = a + b \log t \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 ϵ : 圧縮ひずみ (%)

t : 時間 (min)

a, b : 任意の応力状態下で、その地盤に個有の定数

として表わされ、クリープ変形量の推定が簡単であることによる。この考え方はまず空孔理論によるEyringの粘性を基本として、物質に固有な内部抵抗の概念を導入して粘性理論を

導き、それを用いた Voigt 要素に内部抵抗に相当するスライダを考慮に入れて、クリープ機構を説明するものである。この理論によると、

- (1) ある値以下の応力に対しては、ひずみと時間の対数が直線関係になる。
- (2) その直線の勾配は応力の増加とともに大きくなる。
- (3) ある応力以上では、上方に凹の曲線となり、破壊に至る。
- (4) 応力を一定とした場合に、ひずみ速度と時間は両対数紙上で直線となる。
- (5) 時間を一定とした場合に、ひずみ速度と応力は比例する。

というクリープ特性を導き出している。

したがって、クリープ変形量は(1)と(5)の特性を利用して算定すればよい。すなわち、試験から求まるひずみと時間の関係から(1)式の定数 a 、 b を求め、ひずみ速度をあらわしている b を応力で除すると、その応力には無関係な定数になり、任意の応力に対する関係式が求められる⁹⁾。 a は供試体の初期ひずみを与える定数であり、変形係数の逆数に相当するものである。

しかし、村山・柴田の理論は粘土のレオロジー的特性を取扱ったもので、今回のような砂質土への適用性については明らかでない。確かに試験結果によると、図-2.2.8のように応力の小さい領域では直線となっていないし、step II 以上の段階においても細かくプロットすると、図-2.2.11に示すように圧縮ひずみと時間の関係は直線とはならない。

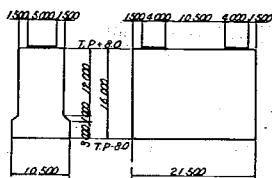


図-2.2.10 田平町側橋脚の形状寸法

この条件、すなわちひずみと時間の関係が直線にならないという条件を考慮に入れて、クリープ特性を論じたものが最近の研究にある⁵⁾⁶⁾。

この研究は従来から行なわれている数多くの研究を比較して、再度検討し直すことにより一般的な関係を見出そうとしたものであり、次の2つの事実を確かめている。

- (1) ひずみと時間の対数との間には、線形の関係が成り立たない場合があるが、少なくともひずみ速度の対数と時間の対数との間には直線関係が成り立つ。
- (2) 軸差応力の影響を調べるために、軸差応力とひずみ速度の対数との関係をプロットしてみると、直線関係が成り立つ。

これから次のように一般式を誘導している。

(1)の関係から、

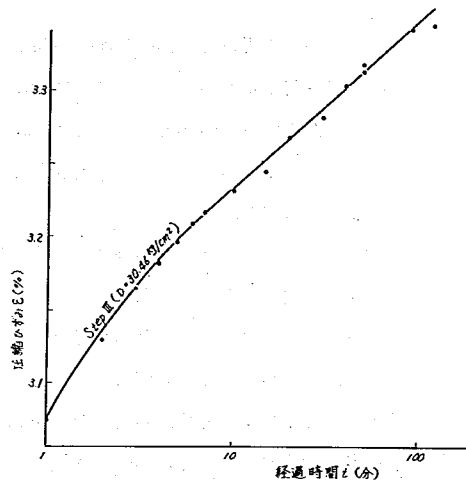
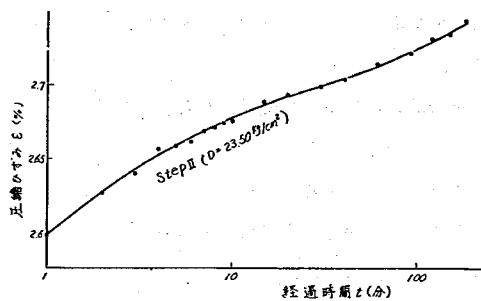


図-2.2.11 クリープ試験における圧縮ひずみと時間の関係(図-2.2.8の拡大図)

$$\ln \dot{\epsilon} = \ln \dot{\epsilon}(t_1, D) - m \ln \left(\frac{t}{t_1} \right) \quad \cdots (2)$$

ここに、 $\dot{\epsilon}$: 軸差応力 D の任意の時間におけるひずみ速度(%)

$\dot{\epsilon}(t_1, D)$: 軸差応力 D の基準時間 t_1 におけるひずみ速度(%)

t : クリープ開始後の任意の時間(min)

t_1 : 基準時間(min)

D : 軸差応力(kg/cm^2)

m : 直線関係を表わす係数

通常、 $t_1 = 1 \text{ min}$ と考えてよいので、

$$\ln \dot{\epsilon} = \ln \dot{\epsilon}(1, D) - m \ln(t) \quad \cdots (3)$$

(2)の関係から、

$$\ln \dot{\epsilon} = \ln \dot{\epsilon}(t, D_0) + \alpha D \quad \cdots (4)$$

ここに、

$\dot{\epsilon}(t, D_0)$: $D = 0 \text{ kg/cm}^2$ における時間 t のひずみ速度(%)

α : 直線関係を表わす係数

(3), (4)式より

$$\ln \dot{\epsilon}(1, D) - m \ln(t) = \ln \dot{\epsilon}(t, D_0) + \alpha D \quad \cdots (5)$$

いま、 $D = 0$ とすると、

$$\ln \dot{\epsilon}(t, D_0) = \ln \dot{\epsilon}(1, D_0) - m \ln(t) \quad \cdots (6)$$

この式において、 $\dot{\epsilon}(1, D_0)$ は軸差応力 $D = 0 \text{ kg/cm}^2$ における基準時間 $t = 1 \text{ min}$ のひずみ

速度を表わしている。(6)式を(4)式に代入すると、

$$1n\dot{\epsilon} = 1n\epsilon(1, D_0) - m 1n(t) + aD \dots\dots\dots (7)$$

したがって、

$$\dot{\epsilon} = \epsilon(1, D_0) e^{aD} \left(\frac{1}{t}\right)^m \dots\dots\dots (8)$$

$$= A e^{aD} \frac{1}{t^m} \text{ (ただし, } A = \epsilon(1, D_0) \text{ とする。)} \dots\dots\dots (9)$$

(9)式を積分すると、ひずみが求まり、

$$\epsilon = \int \dot{\epsilon} dt \dots\dots\dots (10)$$

$$= A e^{aD} \left(\frac{1}{1-m}\right) t^{1-m} + C (m \neq 1) \dots\dots\dots (11)$$

$$= A e^{aD} 1nt + C \quad (m = 1) \dots\dots\dots (12)$$

したがって、 $m = 1$ の場合、すなわちひずみが時間の対数に比例する場合には、(12)式は(1)式と一致する。

(11), (12)式の積分定数Cは $t = 1 \text{ min}$ のときのひずみを ϵ_1 とすると、

$$C = \epsilon_1 - A e^{aD} \left(\frac{1}{1-m}\right) \dots\dots\dots (13)$$

$$C = \epsilon_1 \dots\dots\dots (14)$$

以上の(11), (13)式または(12), (14)式を用いて、クリープ変形量を推定するものである。以下にこの両者による検討を行なう。

(4) クリープ定数の決定

[1] $\epsilon = a + b \log t$ の式による整理

図-2.2.8, 2.2.9に示すように、ひずみと時間の関係を図示し、最小二乗法を用いて直線へのあてはめを行なった。クリープ開始直後の1~5分の範囲では直線からずれる傾向が見受けられたが、 a, b の値をまとめて示すと、表-2.2.8のような結果が得られた。これより、このクリープ定数 a, b と軸差応力 D との関係を図示すると、図-2.2.12のようになる。図-2.2.12から、同一試料では、クリープ定数 a, b はほぼ軸差応力で除すと、同一試料ではほぼ一定値が得られることが予想できる。そこで、 $a/D, b/D$ の値を求め(表-2.2.8)、深度との関係で図示すると、図-2.2.13のようになる。ただし、これらの資料整理において、明らかに適当でないと思われるデータは除外してあるし、またEL-8 mより浅い位置の結果についても、基礎底面がEL-8 mの位置であるのでここには示していない。

図-2.2.13において、クリープ定数を土質柱状図を考慮して、EL-23 mまでを4層に分割し、実験を行っていないそれ以下の層は同一のクリープ定数を有するものと仮定した。この場合に、EL-23 m以下のクリープ定数は、変形係数 E_p に逆比例するとして推定している。これは、変形に対する抵抗の大きい地盤ほどクリープは小さいであろうとみなしたことによる。

表-2.2.8 クリープ定数(a, b)

試料番号	項目	step	軸差応力 D(Kg/cm ²)	a(%)	b(%)	$\frac{a}{D} \times 10^{-2} (K_g/cm^2)$	$\frac{b}{D} \times 10^{-2} (K_g/cm^2)$
ST 2-1-3(2) (EL=-11.99)		I	24.1	0.875	0.080	3.63	3.32
		II	28.6	1.184	0.017	4.14	0.594
		III		-	-	-	-
		IV		-	-	-	-
		平均				3.89	-
ST 2-1-6(1) (EL=-19.09)		I	22.23	1.358	0.015	6.11	(0.675)
		II		-	-	-	-
		III	3.122	1.684	0.058	5.39	1.86
		IV	3.975	1.974	0.076	4.97	1.91
		平均				5.49	1.89
ST 2-1-6(2) (EL=-19.09)		I	25.63	0.926	(0.004)	3.61	(0.156)
		II	27.68	0.930	0.073	3.56	2.64
		III	35.88	1.346	0.062	3.75	1.73
		平均				3.57	2.19
			5.10	0.620	0.330	12.16	(6.47)
ST 2-2-6(1) (EL=-14.94)		I	9.95	1.744	0.100	17.53	10.1
		II	18.45	2.855	0.183	15.47	9.92
		III		-	-	-	-
		IV	36.17	4.720	0.435	13.05	12.0
		平均				14.55	10.67
ST 2-2-6(2) (EL=-14.69)		I		-	-	-	-
		II	20.28	3.670	0.173	18.10	8.53
		III	23.42	4.315	0.238	18.42	10.2
		IV	31.87	5.025	0.260	15.77	8.16
		平均				17.43	8.96
ST 2-2-7 (EL=-10.76)		I	15.87	1.055	0.112	6.64	7.06
		II	29.51	1.770	0.195	6.00	6.61
		平均				6.32	6.84
			21.50	0.643	0.062	2.99	2.88
		II	26.68	0.927	0.097	3.47	3.64
ST 2-2-8 (EL=-10.41)		III	33.11	1.390	0.265	4.20	8.00
		平均				3.55	4.84
		I	14.02	0.875	0.155	6.24	(11.06)
		II	21.75	1.442	0.078	6.63	3.59
		III	30.95	1.778	0.085	5.74	2.75
ST 2-2-9(1) (EL=-21.14)		IV	38.32	2.208	0.142	5.76	3.71
		平均				6.09	3.35
		I	18.26	1.915	0.155	10.49	8.49
		II	30.67	2.755	0.200	8.98	6.52
		III	37.73	3.630	0.275	9.62	7.29
ST 2-2-9(2) (EL=-21.14)		IV	46.50	4.985	0.715	10.72	15.4
		平均				9.95	9.43
			5.59	2.555	0.220	45.71	39.4
		II		-	-	-	-
		IV	24.05	5.200	0.550	21.62	22.9
ST 2-2-10 (EL=-8.49)		平均				(33.67)	(31.2)
		I	3.67	2.735	0.180	7.45	49.0
		平均				(7.45)	(49.0)
			3.18	0.018	0.028	(0.566)	(8.81)
		II		-	-	-	-
ST 2-2-13 (EL=-17.79)		III	14.91	0.206	0.043	1.38	2.88
		IV	23.95	0.411	0.046	1.72	1.92
		V	27.13	0.614	0.028	2.26	1.03
		VI	27.86	0.844	0.034	3.03	1.22
		VII	32.76	1.015	0.103	3.10	3.14
		VIII	37.39	1.312	0.120	3.51	3.21
		IX	42.53	1.720	0.140	4.04	3.29
		平均				2.72	2.38

(注) ELは水面より試料採取地点までの深さ(m)。

()内の値は平均値を求める場合に除外したもの。

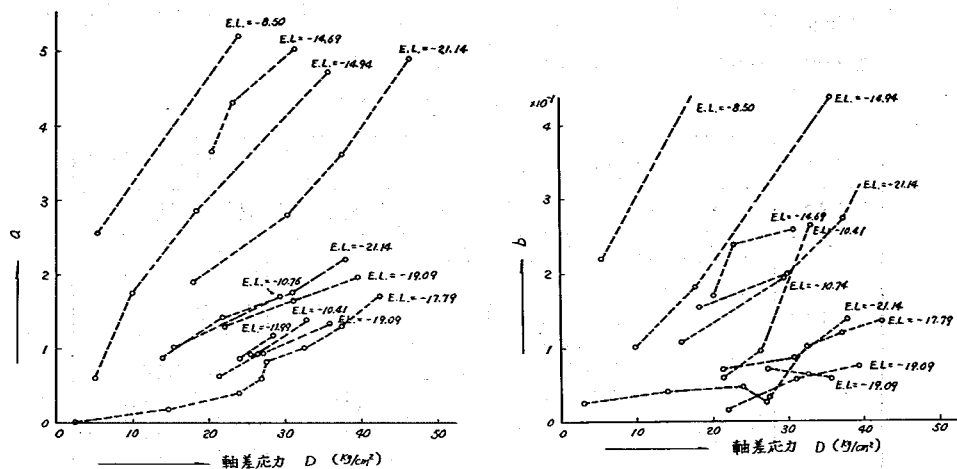


図-2.2.1.2 クリープ定数(a, b)と軸差応力Dの関係

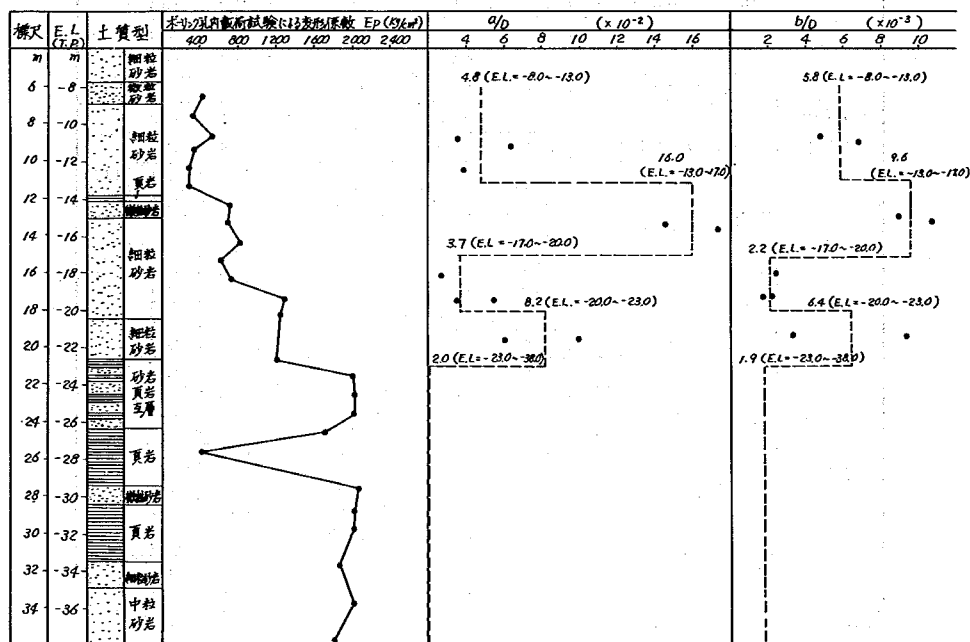


図-2.2.1.3 a/D , b/D と深度の関係

Singh, Mitchell によれば, m の値は 0.75 より大きく, 1 を少し上回る値より小さいことが報告されており, 表-2.2.10 の値は妥当な値を示している。

表-2.2.10 クリープ定数 m

EL.(mm)	試験番号	step	軸差応力 $D(\frac{\sigma}{E})$	a' (※) (%)	b' (※) (%)	a'/b'	$m = \log \frac{a'}{b'}$	m (平均)
-8.0~ -8.5	ST2-2-10	II	972	93×10^{-3}	0.84×10^{-3}	111	1.05	1.25
		III	190	165	0.60	275	1.44	
-8.5~ -14.0	ST2-1-3(2)	I	241	32	0.32	10.0	1.00	0.82
		II	286	7.7	0.76	10.1	1.00	
		III	338	-	-	-	-	
		IV	404	-	-	-	-	
		V	454	44	1.10	4.00	0.60	
		VI	529	700	1.45	4.83	0.68	
	ST2-2-7	II	15.9	4.1	0.39	10.5	1.02	1.01
		III	29.5	8.2	0.82	10.0	1.00	
	ST2-2-8	II	21.5	2.5	0.255	9.8	0.99	0.97
		III	27.4	3.5	0.40	8.75	0.94	
		IV	33.1	1.1	1.15	9.57	0.98	
-14.0~ -17.0	ST2-2-6(1)	II	9.95	4.8	0.49	9.8	0.99	1.06
		III	18.5	7.7	0.78	9.9	1.00	
		IV	36.2	20.5	1.33	15.4	1.19	
	ST2-2-6(2)	II	15.9	4.1	0.21	20.0	1.30	1.10
		III	21.2	7.0	0.69	10.1	1.00	
		IV	23.4	10.3	1.00	10.3	1.01	
	ST2-2-11(1)	I	46.5	13.0	7.0	18.6	1.27	1.27
-17.0~ -20.0	ST2-1-6(1)	I	22.2	6.3	0.47	13.4	1.13	1.12
		II	22.2	3.9	0.16	24.4	1.39	
		III	31.2	2.6	0.20	13.0	1.11	
		IV	39.7	2.0	0.28	7.3	0.86	
	ST2-1-6(2)	I	25.6	1.3	0.13	10.0	1.00	1.00
		II	27.7	3.1	0.31	10.0	1.00	
	ST2-2-13	III	14.9	0.95	0.094	10.1	1.00	0.997
		IV	24.0	1.95	2.00	9.75	0.99	
		V	26.6	1.10	0.11	10.0	1.00	
		VI	27.9	1.45	0.14	10.4	1.02	
		VII	32.8	4.3	0.48	8.95	0.95	
		VIII	37.4	5.3	0.51	10.4	1.02	
		IX	42.5	6.1	0.61	10.0	1.00	
-20.0~ -23.0	ST2-2-9(1)	II	21.8	3.3	0.33	10.0	1.00	1.01
		III	31.0	2.5	0.23	10.9	1.04	
		IV	38.3	6.1	0.63	9.7	0.99	
	ST2-2-9(2)	II	30.7	8.7	0.84	10.4	1.02	1.01
		III	37.3	12.0	1.20	10.0	1.00	

(※) a' , b' の読みは $\log t - \log \dot{\epsilon}$ グラフ上の $\log t$, $\log 10 t$ に対応する t の読み

以上の結果より、ひずみを推定する関係式をまとめると、表-2.2.9のようになる。

表-2.2.9 ひずみに対する実験式

T. P. (m)	ヒズミ ϵ (%) と時間 t (min) の関係
- 8.0 ~ -13.0	$\epsilon = 4.8 \times 10^{-2} \times D + 5.8 \times 10^{-3} \times D \log t$
-13.0 ~ -17.0	$\epsilon = 16.0 \times 10^{-2} \times D + 9.6 \times 10^{-3} \times D \log t$
-17.0 ~ -20.0	$\epsilon = 3.7 \times 10^{-2} \times D + 2.2 \times 10^{-3} \times D \log t$
-20.0 ~ -23.0	$\epsilon = 8.2 \times 10^{-2} \times D + 6.4 \times 10^{-3} \times D \log t$
-23.0 ~ -38.0	$\epsilon = 2.0 \times 10^{-2} \times D + 1.9 \times 10^{-3} \times D \log t$

(注) Dは軸差応力で ϵ で表わされる。

$$\epsilon = A e^{aD} \left(\frac{1}{1-m} \right) t^{(1-m)} + C \text{ の式による整理}$$

$\epsilon - \log t$ の関係を示したグラフより傾きを読みとり、対数速度 $\frac{d\epsilon}{d(\log t)}$ を求め、次式から $\frac{d\epsilon}{dt}$ を計算した。

$$\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt} = \frac{1}{t} \frac{1}{\ln 10} \frac{d\epsilon}{d(\log t)} \quad (15)$$

次にこれによって $\log t - \log \epsilon$ を書き (図-2.2.14), その傾きから m を求めた。軸差応力が三軸試験による強度の30%以下かあるいは90%以上の場合にはほとんど直線とはみなし難かったので、明らかに直線とみなしえないものは除外している。 m の結果を表-2.2.10に示す。

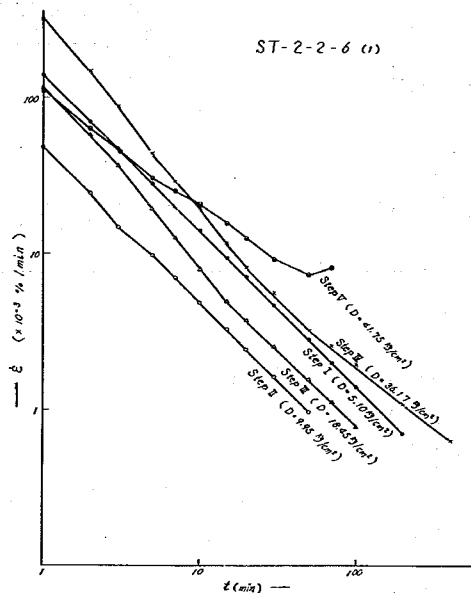


図-2.2.1.4 ひずみ速度と時間の関係の一例 (ST 2-2-6 (I))

しかし、表-2.2.10をみてみると、 m の値はほとんど1に近く、 $m \approx 1$ と考えても差支えない。そこで、 $m = 1$ とみなすと、(12)式よりひずみが時間の対数に比例するという考え方と一致し、[1]で示した表-2.2.9のクリープひずみの実験式を用いて計算できることがわかる。したがって、以下の計算は表-2.2.9の式によって行なう。

(5) クリープ変形量の計算

図-2.2.10に示した橋脚より地盤に荷重が作用した場合に、地中の応力分散を図-2.2.15のように考える。すなわち、 $A \times B$ (m)の寸法を有する基礎底面に q (t/m²)の荷重が作用したとき、荷重は θ の角度で地中に分散し、 H (m)の深さまで影響があるものとする。

H を n 等分し、 Δh の層として考えると、各層の面積 C_i は次式で表わされる。

$$C_i = \{ A + 2(i-1)\Delta h \tan \theta \} \{ B + 2(i-1)\Delta h \tan \theta \} \dots\dots\dots (16)$$

軸差応力 D を基礎から作用する荷重による垂直応力 σ_v とそれによって生ずる水平方向応力 σ_h との差と考え、この場合には土圧係数 $K=0.5$ をとって静止土圧状態に近いものとする、 σ_h は σ_v の $\frac{1}{2}$ となり、軸差応力 D は

$$D = \sigma_v - \sigma_h = \frac{1}{2} \sigma_v \dots\dots\dots (17)$$

この場合に、土被り圧による沈下はすでに終了しており、荷重の増分についてのみクリープ沈下量を考えることとしているので、自重によって生ずる応力はクリープ変形量を計算する場合には除外されるものとみなした。

これから、各層の軸差応力 D_i を求めると、

$$\begin{aligned} D_i &= \frac{1}{2} \sigma_{vi} \\ &= \frac{1}{2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{N}{C_i} + \frac{N}{C_{i+1}} \right) \right\} \\ &= \frac{1}{4} \left(\frac{N}{C_i} + \frac{N}{C_{i+1}} \right) (t/m^2) \\ &= \frac{1}{4} \left(\frac{N}{C_i} + \frac{N}{C_{i+1}} \right) \times 10 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

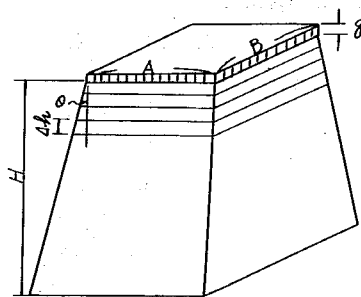


図-2.2.15 応力の分散

$$\dots\dots\dots (18)$$

ここに、

C_i : n 等分した層の i 番目の層の上面の面積 (m²)

N : 全荷重(t)で、 qAB で求める。

よって、クリープ変形量 S (m)は

$$S = \sum 10^{-2} \cdot \epsilon_i \cdot \Delta h \text{ (m)} \dots\dots\dots (19)$$

ここに、 ϵ_i : クリープによる圧縮ひずみ (%)

Δh : 各層の重さ (m)

以上の諸式を用いてクリープ変形量 S が計算できる。計算は土木研究所千葉支所にある電子計算機 TOSBAC 3400 によって行なった。

計算に用いた諸数値としては、

$$q = 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100 \text{ t/m}^2$$

$$A = 10.5 \text{ m}$$

$$B = 21.5 \text{ m}$$

$$\theta = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$$

$$H = 31.5 \text{ m}$$

$$h = 60$$

この結果を図-2.2.16, 2.2.17, 2.2.18 に示す。

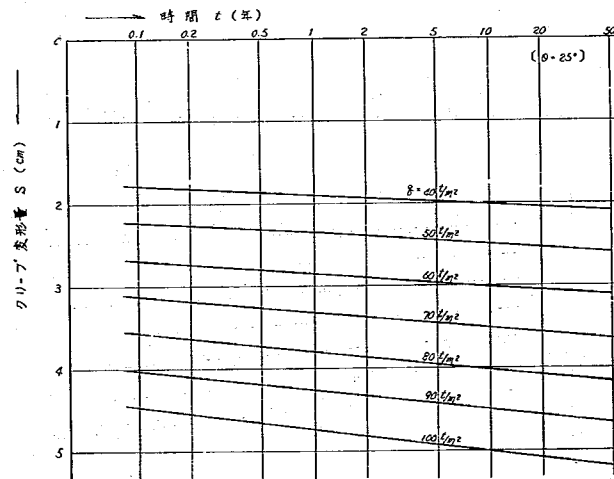


図-2.2.16 クリープ変形量 ($\theta = 25^\circ$)

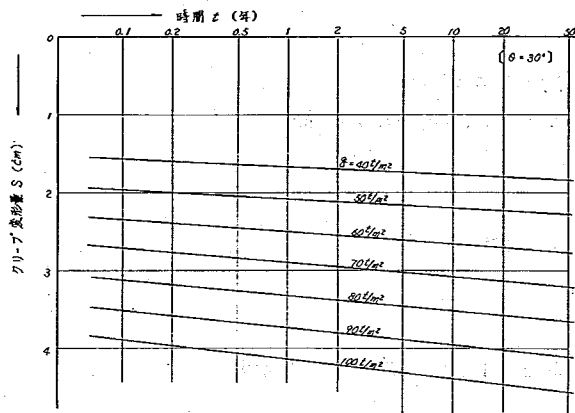


図-2.2.17 クリープ変形量 ($\theta = 30^\circ$)

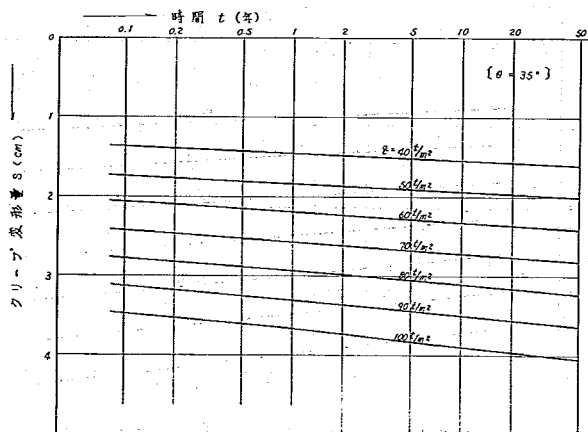


図-2.2.18 クリープ変形量 ($\theta = 35^\circ$)

2.2.5 ま と め

以上の試験の範囲で、次の点が結論づけられる。

(1) 高圧三軸圧縮試験の結果、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ は

田平町側橋脚地点では	ゆるい砂岩で	$c=2.8\text{kg/cm}^2$, $\phi=30^\circ$
	茶褐色の砂岩で	$c=4.5\text{kg/cm}^2$, $\phi=34^\circ$
	乳灰色の砂岩で	$c=1.5\text{kg/cm}^2$, $\phi=38^\circ$
田平町側橋台地点では	固結した泥流で	$c=9.6\text{kg/cm}^2$, $\phi=14^\circ$
	固結していない泥流で	$c=1.4\text{kg/cm}^2$, $\phi=6^\circ$
平戸島側橋脚地点では	砂岩で	$c=8.7\text{kg/cm}^2$, $\phi=36^\circ$

(2) クリブ試験の結果、田平町側橋脚地点の地盤では、ひずみは時間の対数に比例して増大することが判明し、平戸大橋第2次設計における寸法では、クリープ変形量は初期変位を含めて、4～5cmを越えないことが推定できる。

基礎の形状・寸法は実施設計図面にしたがっており、図-2.3.1～図-2.3.3に示すようなものを採用した。ただし、図-2.3.1～図-2.3.3の断面のうち、計算に際して要素分けを行なったのは、基礎本体のコンクリートの部分だけであり、その他の上屋などの積載物は荷重として扱うことで処理した。

(3) 荷重条件

荷重としてはいずれの基礎の場合にも、常時で活荷重を満載した状態を対象とした。荷重の種類および大きさは設計計算に用いられた数値を採用しているが、田平町側橋台に作用する背面土圧としては、施工計画図の掘削面より上の部分が土圧として作用すると考え、基礎前面地盤の一部が抵抗すると考えている。各基礎の荷重条件をまとめると表-2.3.1のようになる。

計算上はこれらの荷重を単位幅(1cm)当りに換算して、基礎本体の対応する各格点に作用させており、自重については計算の都合上まとめて作用させ、基礎上面の格点に分布させた。

2.3 期礎地盤内の応力分布について

2.3.1 まえがき

平戸大橋は、切支丹の歴史で有名な平戸島を陸続きで結びつけようと、長崎県が計画している中央スパン465.4 mの吊橋である。調査は長崎県の技術担当者によって以前より行なわれ、昭和47年度には実施設計が完了し、下部構造の施工業者も決定して、昭和48年度より工事が開始される予定である。

土木研究所基礎研究室では、長崎県が行なう調査に対して、種々の技術指導を行ない、昭和46年度からは受託研究として調査の一部をも引き受けてきた。

昭和46年度には吊橋を架設する上でのひとつの問題点である長期の安定に関する検討を行ない、現場より採取された試料を用いてクリープ特性の試験を実施して、クリープによる変位量を推定し、長期の変位には安定していることを確かめている。

昭和46年度も引続いて調査の一部を依頼されて実施しており、主として次の2点について行なった。

第一の点は、実施設計を長崎県が行なうようにあたって、生じてくる種々の設計施工上の問題点に対して技術指導をすることである。これについては、次の2回にわたり、基礎研究室の担当者が長崎県に出張している。

(1) 昭和47年11月26～29日 担当者 浅間達雄、足立義雄、山川朝生

(2) 昭和48年 2月19～22日 担当者 駒田敬一、亀甲勝信

第二の点は、常時の安定について検討することである。すなわち、実施設計で決定された最終的な形状寸法を用いて、下部構造を支持している地盤の応力状態を把握し、安定性を判断することにある。

地中の応力分布の計算は有限要素法（以下F. E. Mと略する）を用いて行ない、地盤を調査結果に従って層毎に区分して地中応力分布と下部構造の変位を算定した。

以下に、第二の点について、計算仮定、計算内容、その結果および考察として詳述する。

2.3.2 計算条件

〔1〕 概 要

計算対象は田平町側の橋台・橋脚および平戸島側の橋台・橋脚の4つの基礎とし、それぞれに対して常時の橋軸方向荷重に対する挙動を検討対象とした。基礎の形状寸法、荷重、地盤定数は実施設計に用いられた条件を採用することとし、常時に基礎に作用する荷重によって基礎地盤内に発生する増加応分の計算を行なったものである。したがって、地盤自身の自重による応力は除外して考えることとした。計算は2次元モデルを対象として取扱い、地盤を完全弾性体とした場合と引張力に対して抵抗しないものとした場合の両者について計算を行なった。

〔2〕 基礎の形状・寸法

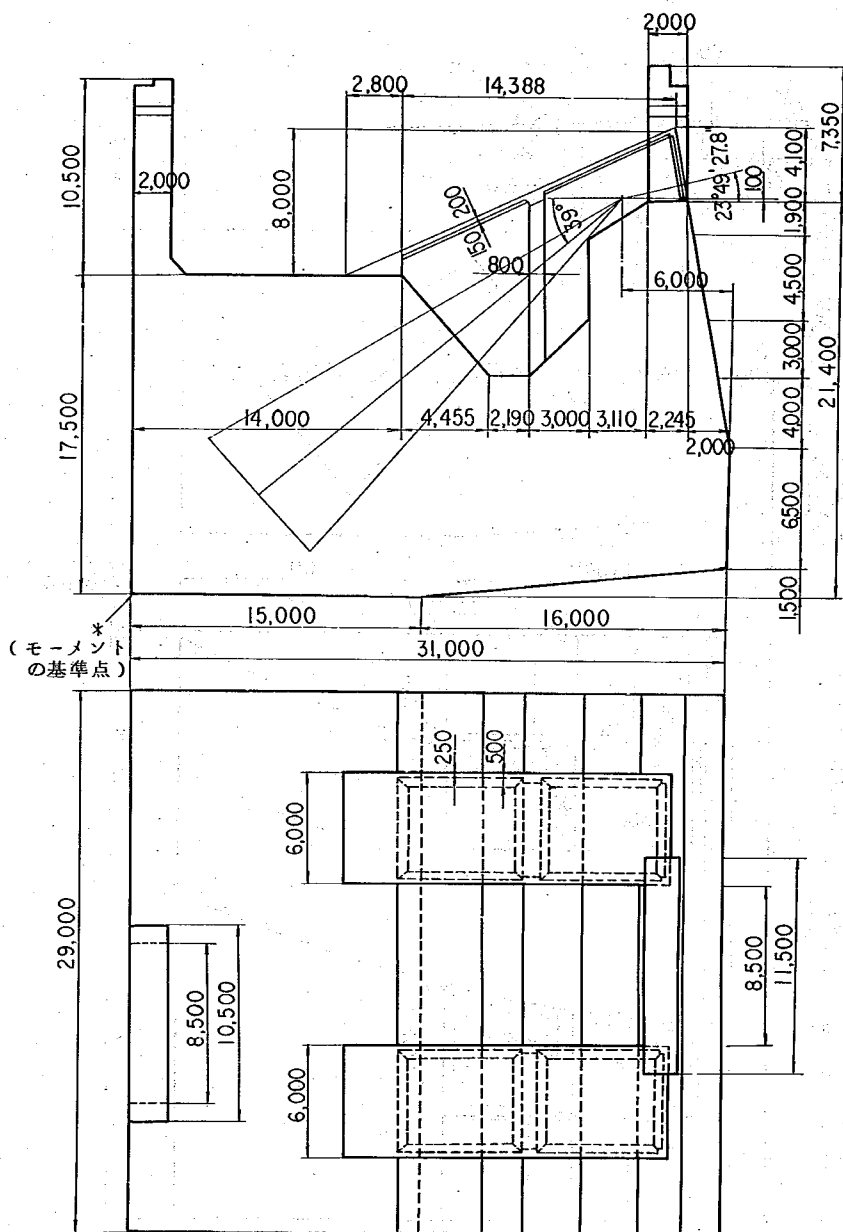


図-2.3.2 平戸島側橋台形状・寸法

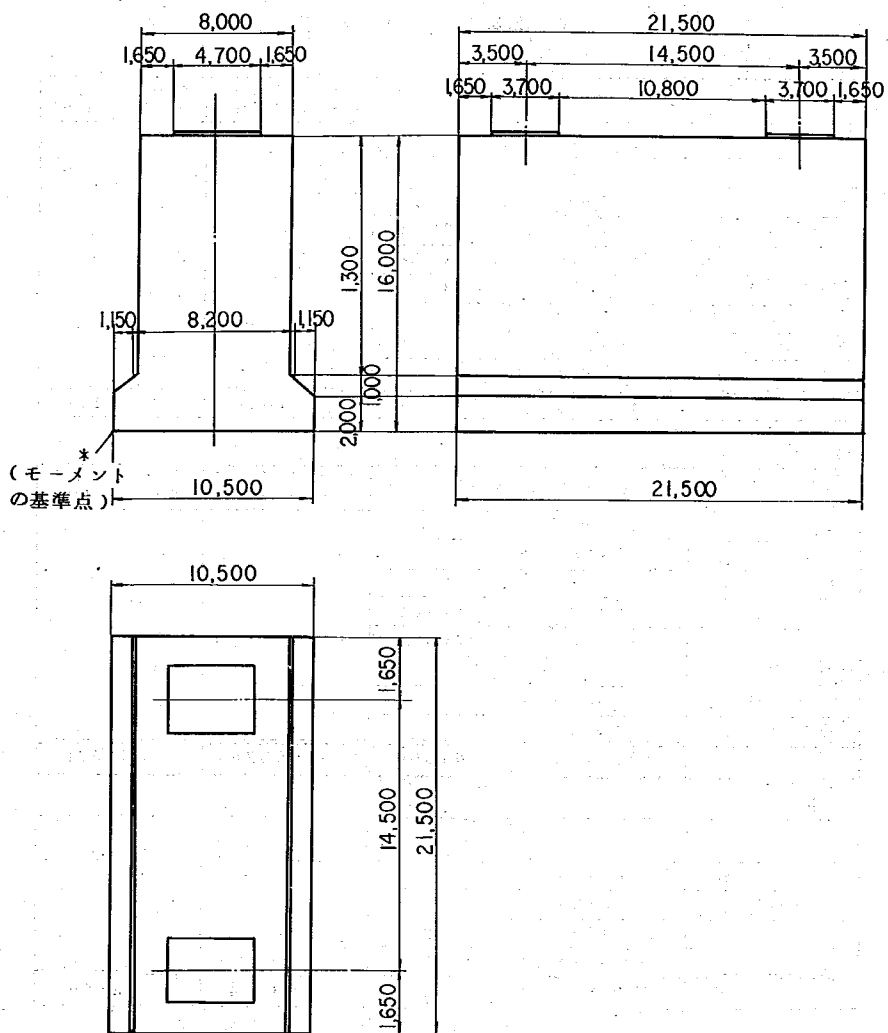


図-2.3.3 主塔橋脚形状・寸法

表-2.3.1 荷 重 条 件

1) 田平町側橋台

	鉛 直 力 (t)	水 平 力 (t)	鉛 直 力 に よ る モーメント (t・m)	水 平 力 に よ る モーメント (t・m)
本 体	36454.7			
マスコンクリート	8083.4			
上 屋	258.8			
土 圧	421.0	2039.1		
上部工反力				
サドル部	1680.0	1100.0		
定着部	-5980.0	7380.0		
側径間部	270.0			
マスコンクリート上	295.6			
浮 力	-4713.3			
総 和	36770.2	10519.1	59218.16	80917.6

2) 平戸島側橋台

	鉛 直 力 (t)	水 平 力 (t)	鉛 直 力 に よ る モーメント (t・m)	水 平 力 に よ る モーメント (t・m)
本 体	35254.7			
上 屋	415.2			
橋 脚	841.3			
上部工反力				
サドル部	2080.0	1280.0		
定着部	-5820.0	7200.0		
側径間部	450.0			
取付部	530.0			
浮 力	-4271.4			
総 和	29479.8	8480.0	526832.5	66356.8

3) 主塔橋脚

	鉛 直 力 (t)	水 平 力 (t)	鉛 直 力 に よ る モーメント (t・m)	水 平 力 に よ る モーメント (t・m)
本 体	6937.6			
フーチング上土砂	773.6			
上 部 工	8860.0	22.0		
浮 力	-2181.1			
総 和	14390.1	22.0	79328.4	352.0

(注) モーメントは図-2.3.1～図2.3.3に示した基準点*に関する値である。

〔4〕 地盤条件

基礎地盤の応力とひずみの関係は図-2.4に示すようにモデル化した。すなわち、圧縮側については弾性的挙動を示すと仮定し、引張側については弾性的挙動を示す場合(図-2.3.4中の①の直線)、および引張抵抗が零の場合(図-2.3.5中の②の直線)の2種類について計算した。

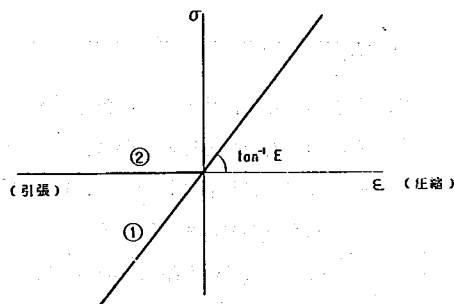


図-2.3.4 計算に用いた地盤の応力-ひずみ関係図

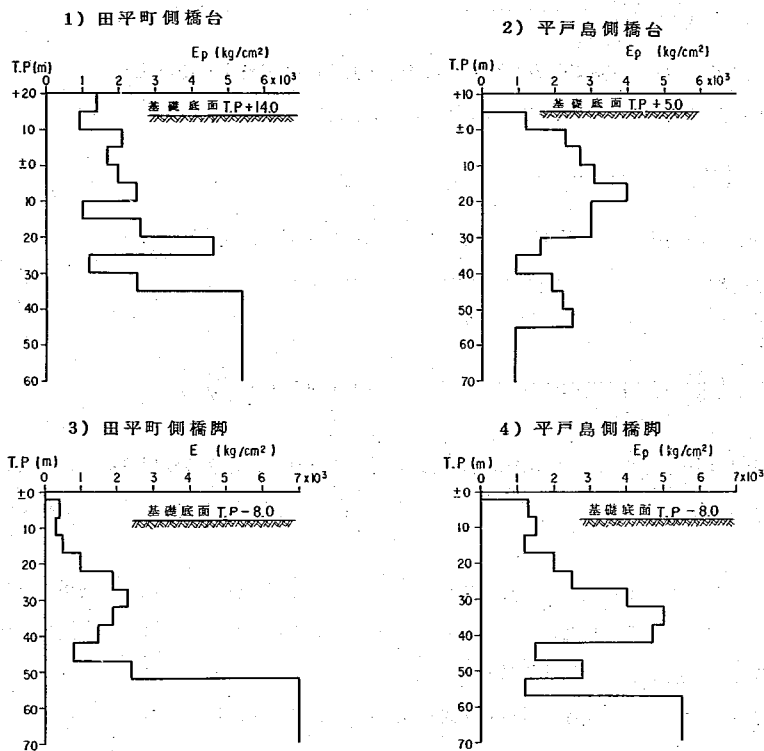


図-2.3.5 ボーリング孔内載荷試験による変形係数 E_p の分布図

地盤の弾性係数は、基礎設置位置で行なわれたボーリング孔内横方向載荷試験より求まる変形係数 E_p を用いることとし、試験結果の分布図(図-2.3.5)をもとにして、次の手順で決定した。

道路橋下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇によると、鉛直方向の地盤反力係数は一般に次式で表示される。

$$K_v = \frac{E_v}{B_v} \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 K_v ：鉛直方向の地盤反力係数 (kg/cm^3)

E_v ：鉛直方向の地盤の変形係数 (kg/cm^2)

B_v ：基礎の換算載荷幅(cm)で、 $B_v = \sqrt{A_v}$

A_v ：鉛直方向の載荷面積(cm^2)

一方、設計で用いられている鉛直方向の地盤反力係数は、基礎の寸法効果を加味して次式で与えられている。

$$K_v = \frac{E_{30}}{30} \times \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-\frac{1}{3}} \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 E_{30} ：直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する変形係数

(1)と(2)が同等な関係式であるので、計算に用いる変形係数 E_v は、

$$E_v = E_{30} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{\frac{1}{3}} \dots \dots \dots (3)$$

一方、 E_{30} と E_p との関係は、平板載荷試験とボーリング孔内試験との対比から

$$E_{30} = 2.5 E_p \dots \dots \dots (4)$$

なる結果が得られているので、(3)に代入して

$$E_v = 2.5 \left(\frac{B_v}{30} \right)^{\frac{1}{3}} E_p = \alpha E_p \dots \dots \dots (5) \quad \text{ここに、} \alpha = 2.5 \left(\frac{B_v}{30} \right)^{\frac{1}{3}}$$

上式より、基礎の平面寸法と図-2.3.5に示す E_p の分布図とから、各層の変形係数が求められ、それを弾性係数 E として用いた。比例定数 α は、田平町側橋台で8.0、平戸島側橋台で7.9、橋脚で6.65となる。

その他に、基礎周囲の埋め戻し土の評価については、予備計算を行なった結果、基礎の抵抗にほとんど関与しないことが判明したので、本計算では無視することとした。ただし、原地盤の根入れ部は有効とみなして上に示した弾性係数を用いた。

また、基礎コンクリートの弾性係数は140,000 kg/cm^2 、ポアソン比は地盤、コンクリートとも0.3と仮定した。

2.3.3 計算モデル

2.3.2で述べた計算条件をともにして、各基礎につき図-2.3.6～図-2.3.9に示すように計算モデルを設定して、要素分割を行なった。それぞれの図では、地盤内応力に主として着目して計算したので、基礎コンクリート内の要素分割は省略してある。

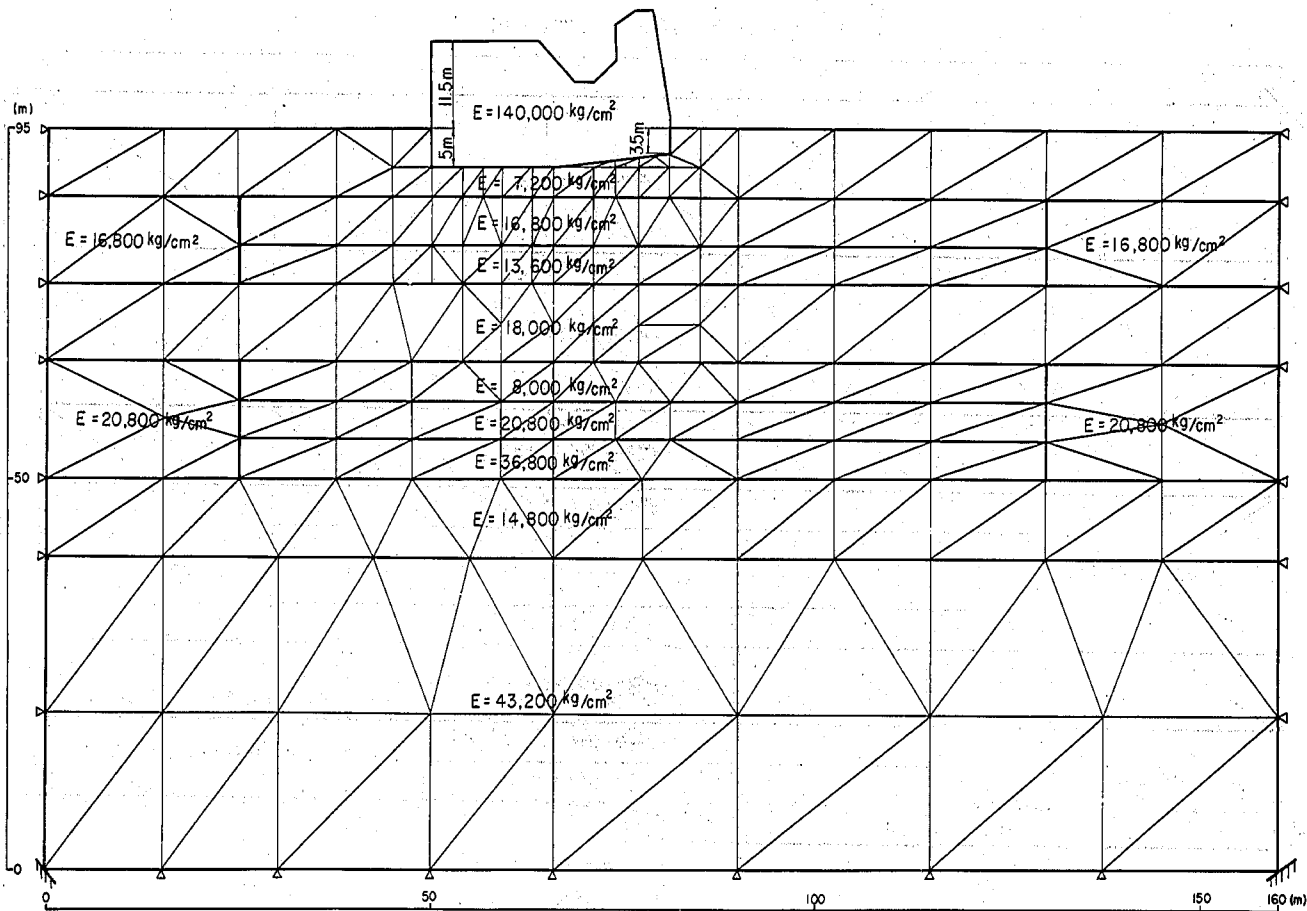


図-2.3.6 田平町側橋台計算モデル

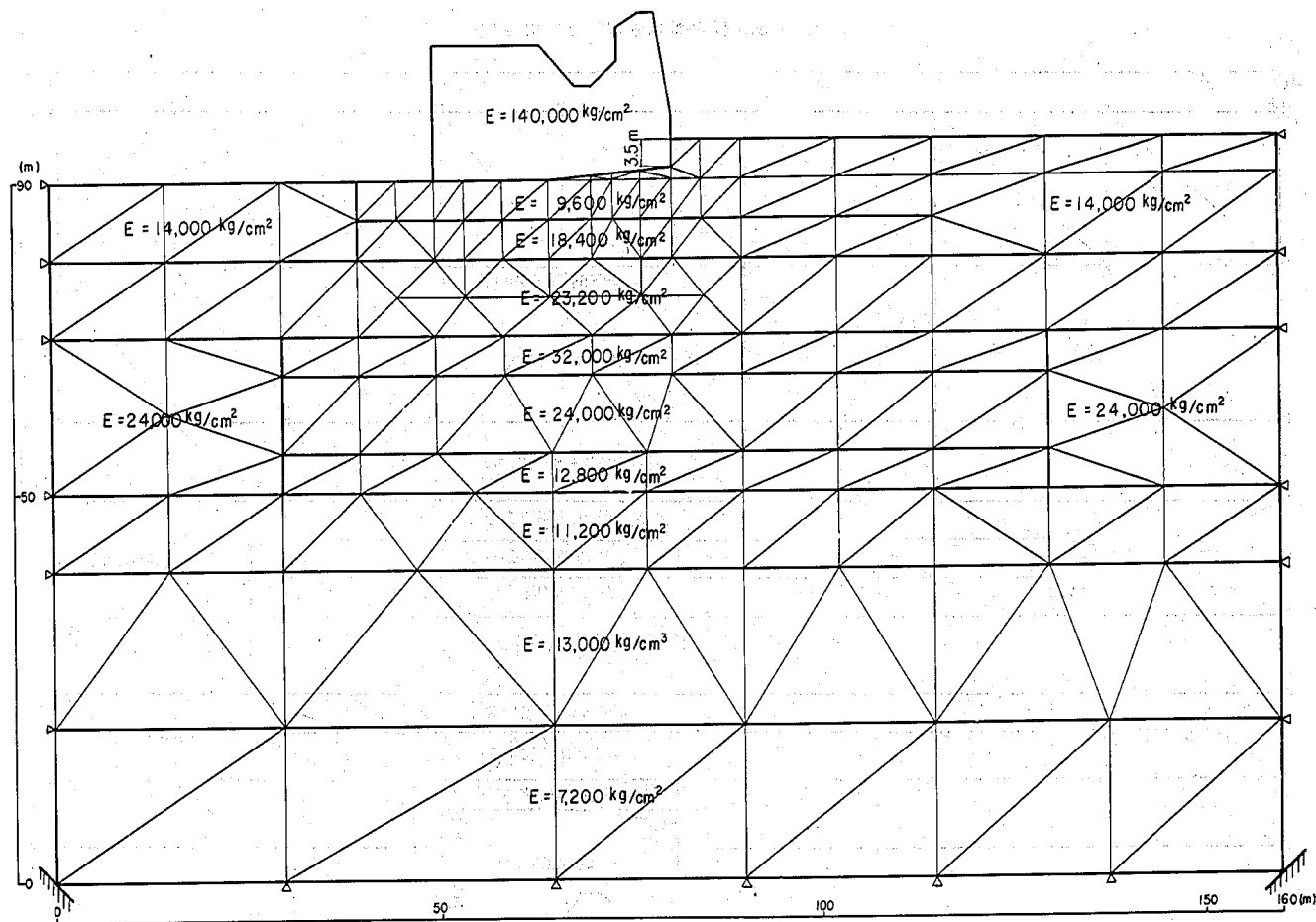


図 - 2.3.7 平戸島側橋台計算モデル

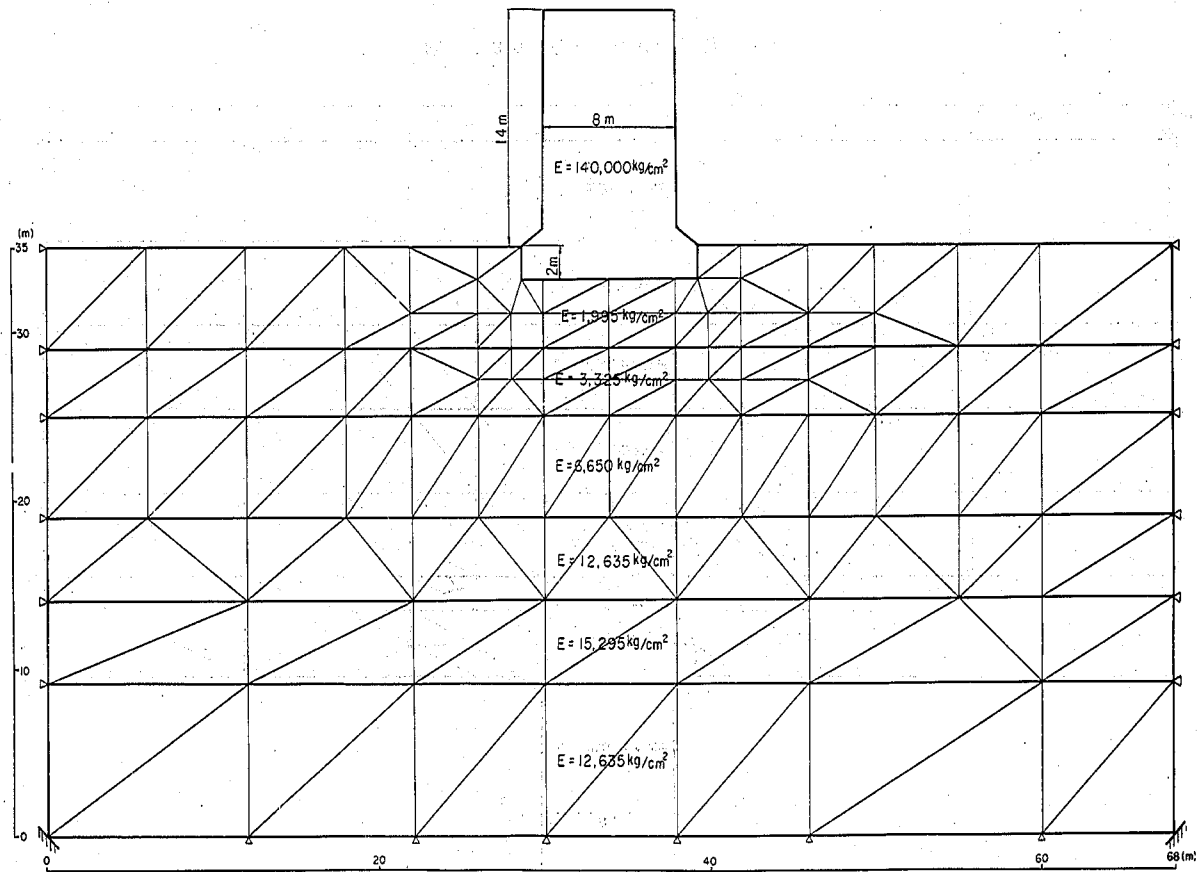


図-2.3.8 田平町側橋脚計算モデル

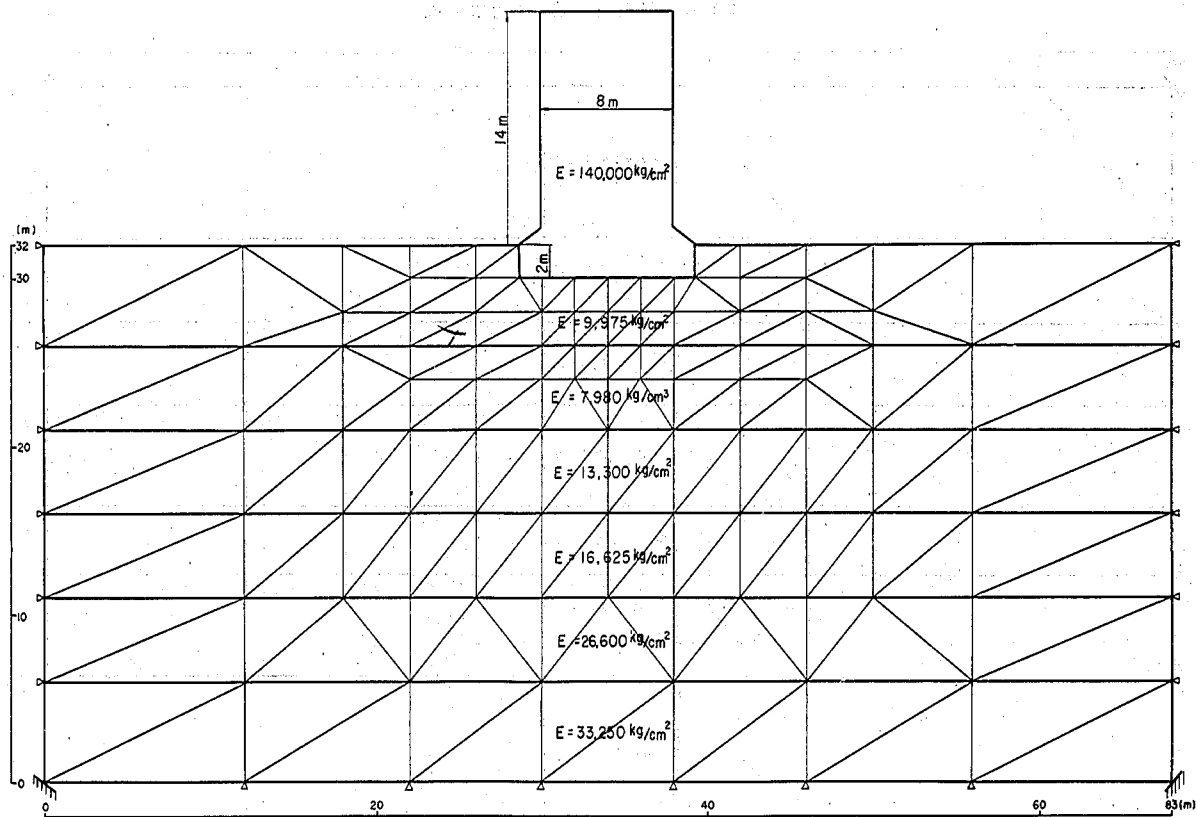


図-2.3.9 平戸島側橋脚計算モデル

2.3.4 考 察

設計計算によって求まった諸数値と、ここで計算された値とを比較検討するために、鉛直変位、水平変位、地盤応力の代表値についてまとめて示すと表-2.3.2のようになる。

表- 2.3.2 設計計算値とFEM計算値との比較

	設 計 計 算					F E M 計 算			
	鉛直方向最大縁端応力 (t/m^2)	鉛直方向最小縁端応力 (t/m^2)	鉛直方向最大縁端変位 (cm)	鉛直方向最小縁端変位 (cm)	水平変位 (cm)	最大主応力 (t/m^2)	鉛直方向最大縁端変位 (cm)	鉛直方向最小縁端変位 (cm)	水平変位 (cm)
1) 田平側橋台	58.2	16.5	1.29	0.37	0.54	59.6 (60.9)	0.80 (0.81)	0.51 (0.55)	0.29 (0.35)
2) 平戸側橋台	61.2	4.4	1.23	0.09	0.34	59.2 (61.2)	0.70 (0.72)	0.36 (0.37)	0.19 (0.23)
3) 田平側橋脚	74.2	5.33	3.37	2.42	0.009	57.1 (61.2)	1.53 (1.59)	1.37 (1.43)	0.005 (0.003)
4) 平戸側橋脚	"	"	1.00	0.72	0.003	61.0 (64.3)	0.49 (0.51)	0.45 (0.48)	0.01 (0.01)

(注) 括弧内は、地盤の引張抵抗を零とした場合

ここに示した設計計算での鉛直変位、水平変位、鉛直方向縁端応力はいずれも、基礎を剛体と仮定し、地盤を見かけのばねと見なして、釣り合い計算から求めたものである。上段の数字は地盤を完全弾性体としたときの値であり、下段に括弧書きしてあるのは引張抵抗を零としたときの値である。

橋脚底面の応力については、FEM計算モデルでは原地盤への根入れを計算上考慮していることから、応力分布が周面地盤に移行して最大応力は設計で考えているよりも小さくなっている。

橋台については、橋台前面下端部で鉛直力と水平力による応力が集中して最大の圧縮主応力が生じており、この部分では設計計算上の最大応力を若干越える傾向にあるが、表-2.3.2に見られるように超過している値はごくわずかであるので問題ないと判断される。

変位量についてみると、応力の場合と同じように、FEM計算によると基礎底面の回転勾配は設計値よりも少なくなっている。これは、前節に示した基礎底面の変位量の分布図からも判断できるように、基礎本体が弾性変形することの影響によるものと考えられ、剛体と仮定した場合とは異なる。変位量の絶対値はいずれの基礎も設計値より小さな値を示す傾向にあるが、FEM計算では、地盤の深さが有限であること、2次元モデルに置き換えていることの影響があるものと考えてよい。

次に、地盤が深さ方向に変化することの影響については、深さ方向の鉛直変位分布には地層の変化が反映されており、その影響があらわれているが、応力の流れはスムーズであり、それには顕著な影響は認められない。

地盤の引張抵抗を零として計算すると、地盤内応力の再配分がおこり、圧縮応力、変位量共に弾性計算値より大きくなるが、橋台の水平変位が20%ほど増大するほかは、わずかな差しか生じない。

2.3.5 まとめ

以上の計算より、次の点が結論づけられる。

- (1) 田平町側橋台の前面下端部の応力が設計値よりも少し大きな応力を示す他は、設計値と比較すると地盤内の生ずる応力は小さいと判断できる。これは計算では施工完了後の状態を想定して、周囲の原地盤の抵抗を見込んでいることと、弾性計算を行うと地盤をばねとみなした場合に比べて応力の分布が均等化される傾向にあることの影響と考えられる。
- (2) 基礎の回転変形量は設計値よりも少ない。
- (3) 地盤が深さ方向に一樣でないことの影響は、応力分布にはほとんど影響を与えない。
- (4) 地盤の引張抵抗を零とすると、弾性計算より橋台の水平変位が20%ほど増加するが、応力、鉛直変位には大きな差はない。

2.4 平戸島側橋台基礎地盤の力学特性

2.4.1 まえがき

長崎県平戸大橋（中央スパン465.4 m）は昭和44年度よりボーリング調査が開始され、その後各種の調査および設計が進められた結果、昭和48年度に本工事に着工するはこびとなった。

土木研究所基礎研究室では、当初より長崎県の調査に対して種々の技術指導を行ない、昭和46年度からは受託研究として調査の一部を引き受けてきた。

昭和46年度は吊橋基礎の長期安定性に関する検討を行なうため現場より採取した試料を用いた基礎地盤のクリープ特性試験を行ない、昭和47年度は実施設計で決定された最終的な形状寸法を用いてF.E.Mによる地盤の応力状態の解析を行ない安定性を確認した。

昭和48年度はこれらの調査に引き続いて、特に平戸島側橋台の基礎地盤（砂岩と頁岩で構成される）を対象として室内試験を行ない、その力学特性についての最終的な検討を行なった。その結果を以下に報告する。

2.4.2 試験概要

平戸島側の地盤構成は図-2.4.1に示す通りであり、橋台位置では砂岩と頁岩の互層になっている。平戸島側橋台のセット面は最終的には頁岩におくことになったが、今回の調査は頁岩の力学特性（ C 、 ϕ 、クリープ定数）だけでなく、取付部の基礎への適用の意味も含めて、支持面の上に位置する砂岩の力学特性（ C 、 ϕ ）をも対象とした。図2.4.2は砂岩および頁岩のサンプリング位置を示す。試料はいずれもブロックサンプル（砂岩・頁岩とも3ブロックずつ）をとりパラフィンでシールした上で東京まで空輸し、土木研究所基礎研究室の高圧三軸クリープ試験機を使って試験した。

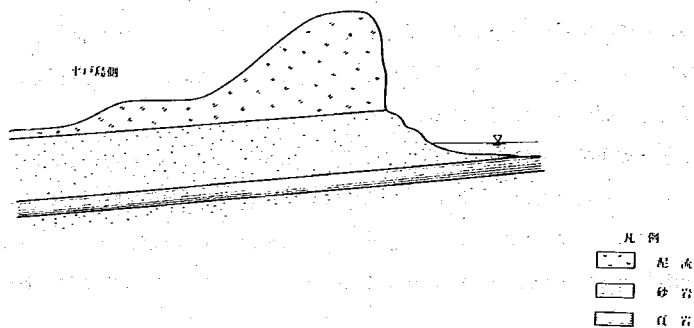


図-2.4.1 平戸側基礎地盤

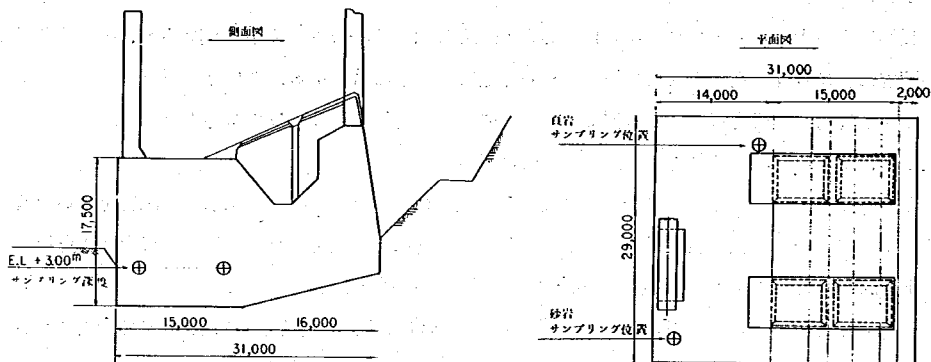


図-2.4.2 試料サンプリング位置図

試験内容は下記の通りである。

(1) 砂岩

ブロックより適当な大きさに切り取った塊からトリマーと直ナイフで供試体を作成し、側圧を 2, 4, 5, 6, 8, 10 kg/cm^2 の 6 種類に変えて高圧三軸試験(排水試験, ひずみ速度 0.4~0.5% /min)を実施した。

(2) 頁岩

ブロックよりコアカッターで供試体を作成し、側圧を 2, 5, 10, 20, 30, 40 kg/cm^2 の 6 種類に変えて高圧三軸試験 (排水試験, ひずみ速度約 0.3%/min) を実施した。その後、この結果をもとに側圧を 2~11 kg/cm^2 に変えて高圧三軸クリープ試験を行なった。各供試体につき、一段階での载荷は、その試料の圧縮量の増分が 30 分間で 1/100mm 以下になるまで測定を継続し、1/100mm 以下になった段階で次の载荷に移ることを原則とした。ただし、夜間は荷重を载荷したまま放置したので、一部測定時間の長い段階もある。

砂岩・頁岩とも三軸圧縮試験に先立って、すべての供試体について弾性波速度試験 (P 波, S 波速度の測定) を行なった。ただし、砂岩については供試体が弱いため S 波測定はできなかった。また物理試験は、すべての供試体について含水量試験 (JISA 1203), 単位体積重量試験, サンプリング試料の一部を使って土粒子の比重試験 (JISA 1202) ならびに粒度分析試験 (JISA 1204) を実施した。

なお、高圧三軸クリープ試験機の仕様およびクリープ試験結果の整理法については末尾に示す参考文献を参照されたい。

2.4.3 試験結果とその考察

[1] 試料の一般的性質

砂岩および頁岩について行なった物理試験の結果を表-2.4.1に、弾性波速度試験結果を表2.4.2に示す。図-2.4.3は砂岩の粒度分布曲線、図-2.4.4は頁岩の粒度分布曲線である。砂岩については各ブロックサンプルについて行なった粒度分析結果がほぼ一致し有意な差はない。ところが頁岩については高圧三軸試験に用いたブロック(「No.1ブロック」と名づける)と高圧クリープ試験に用いたブロック(「No.2ブロック」と名づける)との間に、近接してサンプリングしたにもかかわらず明らかな特性の相違が見られる。すなわちNo.1ブロックはNo.2ブロックに比べて粒径が大きく(砂質分が多く)、弾性波速度からもわかるように強度的にもかなりの開きがある。

表-2.4.1 物理試験結果

項目	砂 岩			頁 岩			
	範 囲	平 均	試 験 数	範 囲	平 均	試 験 数	
比 重	2.620	2.620	3	2.653	2.653	1	2
				2.677	2.677	1	
単位体積重量 (g/cm^3)	1.925~2.011	1.968	6	2.227~2.460	2.380	7	16
				2.252~2.332	2.292	9	
乾燥密度 (g/cm^3)	1.741~1.840	1.776	6	2.035~2.350	2.236	7	16
				2.041~2.163	2.094	9	
含 水 比 (%)	9.3~14.6	10.8	6	4.68~9.43	6.53	7	16
				7.13~10.45	9.49	9	
間 隙 比	0.424~0.505	0.476	6	0.129~0.304	0.189	7	16
				0.238~0.312	0.279	9	
飽 和 度 (%)	51.2~77.4	59.3	6	82.4~99.3	93.0	7	16
				80.3~97.8	90.8	9	
粒 度	砂 分 (%)	85~86	3	57	57	1	2
				11	11	1	
	シルト分 (%)	9~10	3	32	32	1	2
				77	77	1	
	粘土分 (%)	4~5	3	11	11	1	2
				22	12	1	
	最大径 (mm)	0.84	3	0.84	0.84	1	2
				0.25	0.25	1	
	60%径 (mm)	0.24	3	0.112	0.112	1	2
				0.052	0.052	1	
	10%径 (mm)	0.034~0.047	3	0.0034	0.0034	1	2
				0.0034	0.0034	1	

※ 頁岩においては、上段が高圧三軸試験用、下段が高圧クリープ試験用の試料である。

表-2.4.2 彈性波速度測定結果

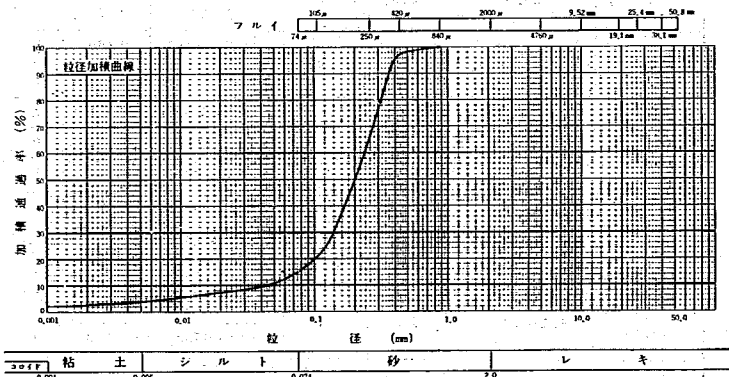
試 料		P波速度(Km/sec)	S波速度(Km/sec)	単位体積重量 $\gamma t(g/cm^3)$	ポアソン比 ν	ヤング係数 $E(Kg/cm^2)$	せん断弾性係数 $G(Kg/cm^2)$
		平均値. $\bar{P}_v$	平均値. $\bar{S}_v$				
頁 岩	No 1 ブロック	3.14 ~ 5.16	1.77 ~ 2.46	2.380	0.32	29.1×10^4	11.0×10^4
		4.21	2.15				
	No 2 ブロック	2.25 ~ 2.52	1.06 ~ 1.48	2.292	0.30	9.79×10^4	3.76×10^4
		2.41	1.28				
砂 岩		0.822 ~ 1.18	—	1.968	—	—	—
		0.976	—				

$$\text{ポアソン比 } \nu = \frac{\frac{Pv^2}{2Sv^2} - 1}{\frac{Pv^2}{S \cdot 2} - 1}$$

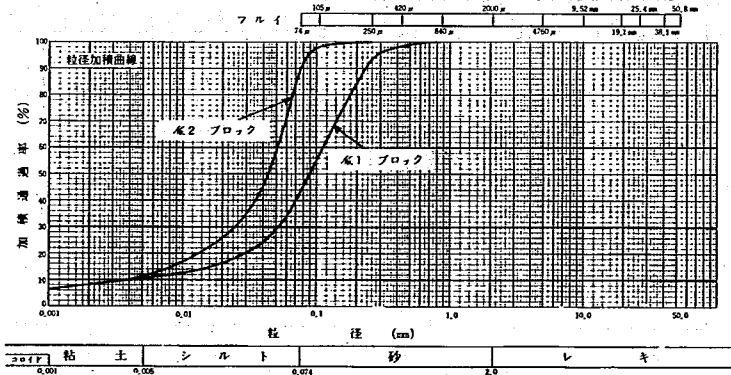
$$\text{ヤング係数 } E = \frac{rt(3Pv^2 - 4Sv^2)}{\left(\frac{Pv^2}{Sv^2} - 1\right)} \times 10^4 \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

せん断弾性係数 $G = \tau t \cdot Sv^2 \times 10^4 \quad (\text{Kg/cm}^2)$

※頁岩において板1ブロックは高圧三軸用板2ブロックは高圧クリープ用の供試体である。



図一 2.4.3 砂岩の粒度分布曲線



図一 2.4.4 頁岩の粒度分布曲線

〔2〕 砂岩の高压三軸試験結果

表-2.4.3に砂岩についての高压三軸試験結果を示し、図-2.4.5に主応力差と軸ひずみの関係をグラフ化した。

この結果をモールの応力円表示にしたのが図-2.4.6であり、包絡線から平均的な粘着力Cと内部摩擦角 ϕ を読みとると

$$C \doteq 4.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi \doteq 29^\circ$$

となる。

表-2.4.3 高压三軸試験結果

試料分類	試料番号	側圧 (kg/cm^2)	破壊時の主応力差 (kg/cm^2)
砂 岩	№ 1	2.0	18.10
	№ 2	5.0	28.64
	№ 3	4.0	20.65
	№ 4	6.0	30.43
	№ 5	8.0	31.33
	№ 6	10.0	32.82

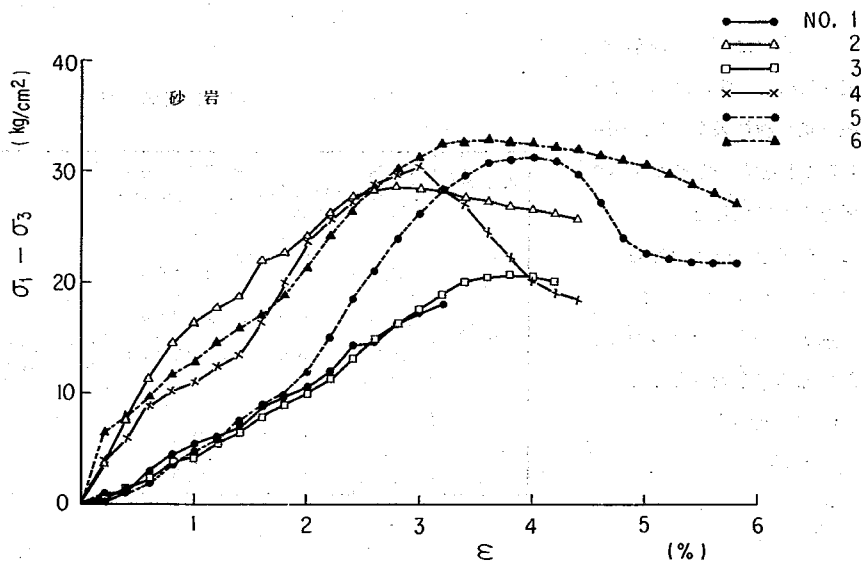


図-2.4.5 主応力差と軸ひずみの関係

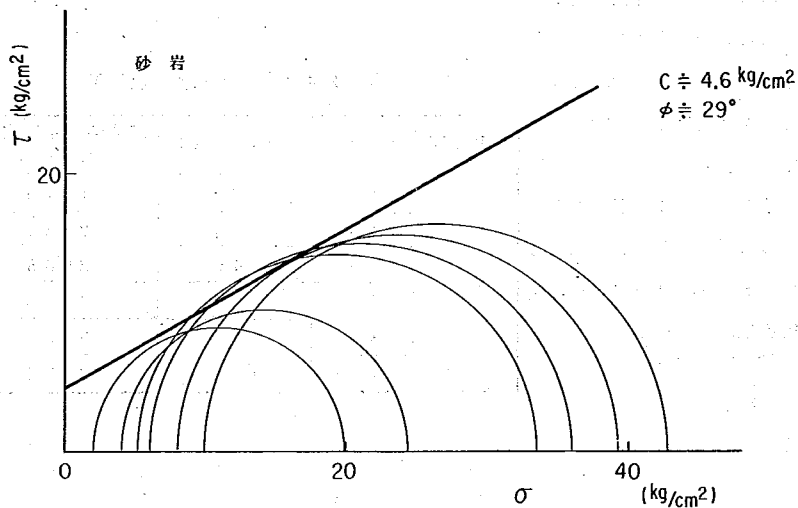


図-2.4.6 $\sigma - \tau$ 関係

〔3〕 頁岩の高圧三軸試験結果

表-2.4.4に頁岩についての
高圧三軸試験結果を示し、図-
2.4.7に主応力差と軸ひずみの
関係をグラフ化した。

この結果をモールの応力円表
示にしたのが図-2.4.8であり、
包絡線から平均的な粘着力Cと
内部摩擦角 ϕ を読みとると

$$C \doteq 21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi \doteq 48^\circ$$

となる。

表-2.4.4 高圧三軸試験結果

試料分類	試料番号	側圧 (kg/cm^2)	破壊時の主応 力差 (kg/cm^2)	備 考
頁 岩	№1	2.0	85.63	
	№2	5.0	144.00	
	№3	10.0	200.86	
	№4	15.0	(202.94)	荷重計の容量、限 界に達し、中止
	№5	20.5	363.94	
	№6	30.0	284.77	
	№7	40.0	330.16	

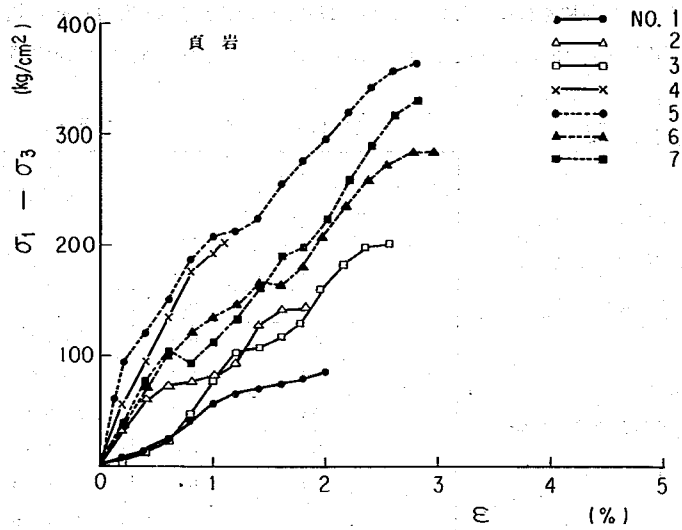


図-2.4.7 主応力差と軸ひずみの関係

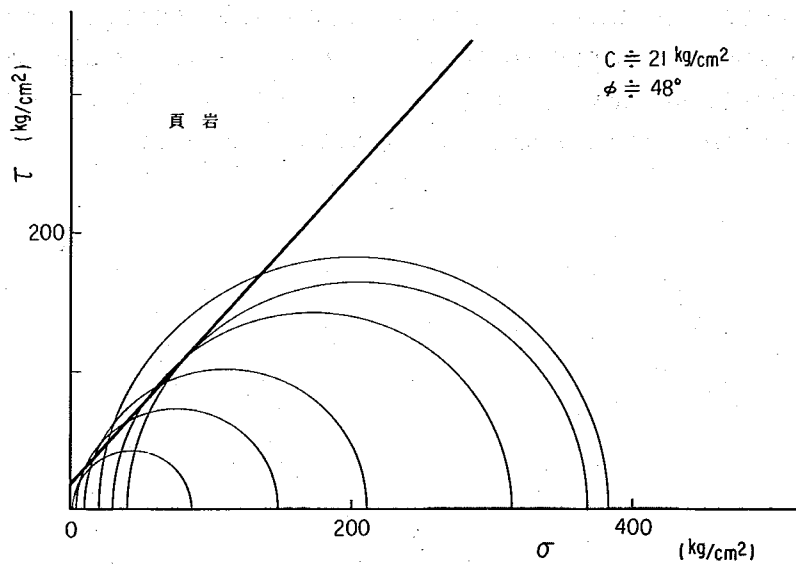


図-2.4.8 $\sigma - \tau$ 関係

[4] 頁岩のクリープ試験結果

表-2.4.5にクリープ試験を行なった側圧とそれに対応する破壊時の主応力差を示す。ただし、先に述べたように高压三軸に使った試料とクリープ試験に使った試料との間には物理的な性質に違いが見られるので、表-2.4.4と2.4.5の結果を単純に比較することはできない。

軟岩のクリープひずみ ϵ と時間 t とはほぼ対数関係にあることが一般に認められているのでここでは、

$$\epsilon = a + b \log t$$

とおき、試験結果からクリープ定数 a , b の算定を行なった。

表-2.4.5 高压クリープ試験結果

試料分類	試料番号	側圧(kg/cm^2)	破壊時の主応力差(kg/cm^2)
頁 岩	№1	2.5	42.08
	№2	2.0	37.26
	№3	6.0	75.67
	№4	6.0	91.7
	№5	11.3	111.8
	№6	11.3	100.26
	№7	6.0	61.66
	№8	6.0	58.44
	№9	9.5	111.18

クリープ試験結果から、それぞれの軸差応力 $D(\text{kg/cm}^2)$ に対するクリープ定数 a , b を読み取ってプロットしたのが図-2.4.9, 2.4.10.である。両図によると、 a , b とも側圧によって2つの群に分かれる傾向にある。側圧が比較的小さい試料($\sigma_3 = 2 \sim 6 \text{ kg/cm}^2$)については、両図とも上の直線で近似でき、側圧が比較的大きい試料($\sigma_3 = 6 \sim 11 \text{ kg/cm}^2$)については下の直線で近似できる。

以上の結果から、実験的に求めたひずみの推定式は表-2.4.6のようになる。

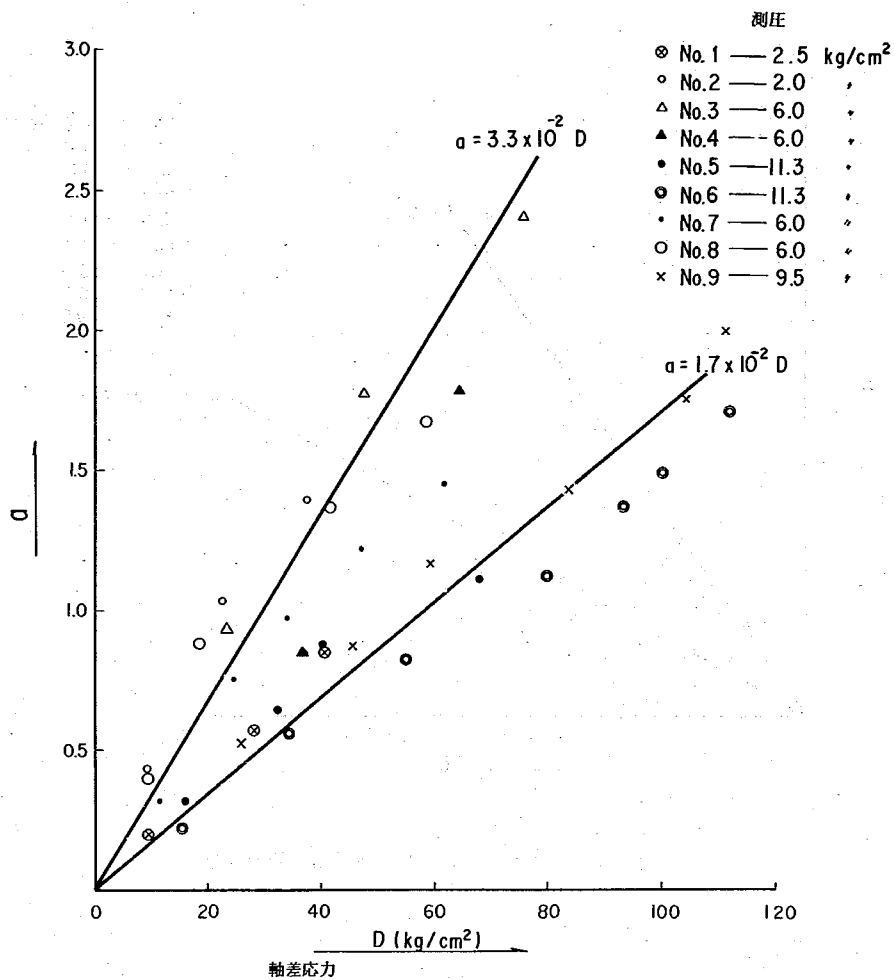


図-2.4.9 クリープ定数 a と軸差応力 D の関係

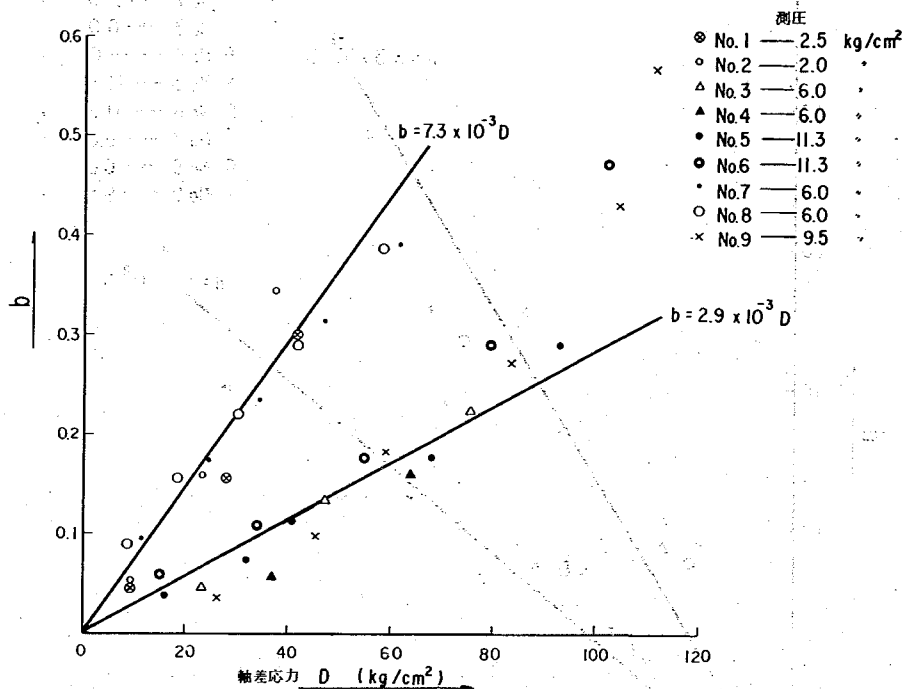


図-2.4.10 クリープ定数 b と軸差応力 D の関係

表-2.4.6 ひずみに対する実験式 (頁岩)

測圧 (kg/cm²)	ひずみ ϵ (%) と載荷時間 t (分) の関係
2 ~ 6	$\epsilon = 3.3 \times 10^{-2} \times D + 7.3 \times 10^{-3} \times D \log t$
6 ~ 11	$\epsilon = 1.7 \times 10^{-2} \times D + 2.9 \times 10^{-3} \times D \log t$

(注) D は軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$)

(kg/cm²)

2.4.4 まとめ

以上の試験の結果、平戸島側橋台の支持層である頁岩とその上に位置する砂岩の力学特性として次の点が結論づけられる。

- (1) 高圧三軸試験の結果、粘着力 C と内部摩擦角 ϕ は

$$\text{砂岩で } C \approx 4.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi \approx 29^\circ$$

$$\text{頁岩で } C \approx 21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi \approx 48^\circ$$

- (2) クリープ試験によって頁岩のクリープ定数を定めた。側圧の大きさによって特性が変化する傾向にあるが、ひずみはほぼ時間の対数に比例して増大し50年間のクリープ変形量でも弾性変形量と同程度の大きさであることが推定でき、上部構造に与える影響は小さいと言える。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所：昭和45年度受託研究費報告（20. 平戸大橋基本調査 — 下部構造に関する調査 — ），年報第62号，昭和46年7月。
- 2) 土質工学会編：土質試験法 第1回改訂版，土質工学会，昭和44年10月。
- 3) 村山朔郎，柴田 徹：粘土のレオロジー的特性について，土木学会論文集，第40号，昭和31年12月。
- 4) 吉田 巖，吉中竜之進：明石層および神戸層の工学的性質について，土木研究所報告，第129号，昭和41年10月。
- 5) J. K. Mitchell, R. G. Campanella & A. Singh: Soil Creep as a Rate Process, Proceedings of A. S. C. E., SM, Jan. 1968.
- 6) A. Singh & J. K. Mitchell: General Stress-Strain-Time Function for Soils, Proceedings of A. S. C. E., SM, Jan. 1968

第3編 耐風性調査

3.1 概 要

吊橋や斜張橋形式の長大橋梁は可撓性に富み、風の影響を受け易いことは良く知られているところであり、設計に際しては風洞実験などによって設計案の耐風安全性を確認する必要がある。また、構造物の安全性は完成系ばかりでなく、架設時においても十分な検討がなされなければならないことは、構造物の事故が架設時に多く起っていることからわかる。特に吊橋の場合、架設段階に応じて構造特性が大きく変わること、完成系に比して剛性が非常に低下していることなどの理由により、架設系の安全性の検討には特別の配慮が必要となろう。

さて、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、計画の初期の段階から調査に参加した。表-3.1.1は耐風関係の調査経過をとりまとめたものである。それらの詳細は次章以降に譲り、ここではその概要を紹介するにとどめる。

表-3.1.1 耐 風 調 査 経 過 一 覧

年度 項目	45	46	47	48	49	50	51
設計風速調査	- 気象官署の資料収集 - 基本風速推定				架設時設計風速調査		とりまとめ
補剛桁の耐風性調査	- 設計案Aの風洞実験 - 設計案Bの風洞実験	設計案Cの風洞実験	設計案Dの風洞実験			設計案Eの風洞実験	
補剛桁架設時の耐風性調査					バネ支持模型実験	非定常空気力実験	

- 関連報告書
1. 土木研究所構造研究室；平戸大橋基本調査（耐風調査），土研資料№650，1971.3
 2. 土木研究所構造研究室；平戸大橋設計施工調査（耐風性調査），土研資料№750，1972.3
 3. 土木研究所構造研究室；平戸大橋設計施工調査（耐風性調査），土研資料№844，1973.2
 4. 土木研究所構造研究室；平戸大橋設計施工調査（耐風性調査），土研資料№1102，1975.10

設計風速調査では、完成時設計風速の基本となる基本風速の推定、風速の傾斜角の測定と架設時設計風速の推定が行なわれた。基本風速は、架橋地点における長期間の観測資料を統計処理を行なって求めるのが最も望ましいが、本橋の場合時間的制約もあり、近隣の気象官署の資料を収集し、検討を加えた結果、最終的には平戸測候所の資料のみを用いて期待値を算出することとし、基本風速を 41.7 m/s とした。架設時設計風速は、補剛桁の工事が約3ヶ月程度の期間を要するので、1～

3月または4～6月に工事が行なわれるものと仮定して平戸測候所の資料を用いて期待値を求め、架設時基本風速として約20 m/sとすれば十分であることを確認した。

また、完成系の耐風安定性調査では、設計風荷重の妥当性の検討、および吊構造部の動的安定性の検討が行なわれた。トラス補剛桁は当初トラス高が7 mと6 mの両案が検討されたが、6 m案でも動的安定性が損われないことが第1次風洞実験により確認されたので、以後これを基本とし、次いで最適な床版断面を求めるための実験が行なわれ、最終的に耐風性の良好な設計案が得られた。

補剛桁架設時の耐風安定性調査では、架設工法として大ブロック架設工法が採用されることとなったので、トラス補剛桁に床版を添接して架設する場合の動的安定性について検討した。その結果、床版に特別な開放部を設けなくても耐風安定性は充分であることが判明した。

なお、本橋の耐風設計は当初「本州四国連絡橋耐風設計指針(1967)¹⁾」(以下「耐風指針('67)」と呼ぶ)に準拠して行なうように定められていたが、昭和46年に本州四国連絡橋公団より土木学会に同指針の改訂作業が委託され、昭和47年3月に、「本州四国連絡橋耐風設計基準(1972)²⁾」(以下「耐風基準('72)」と呼ぶ)としてまとめられた。従って、本橋の耐風設計も昭和47年からは「耐風基準('72)」も参考にして作業が進められた。

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

表一 1.2 耐風指針('67)と耐風基準('72)の相違点

	耐風指針('67)	耐風基準('72)
全体系に対する構造減衰(対数減衰率)	$\delta = 0.05$	$\delta = 0.03$
風の傾斜角と風速の範囲	風速(m/s) 50 -10 -5 0 5 10 迎角(度)	風速(m/s) 50 25 -7 -3 0 3 7 迎角(度)
自励振動の限界風速	(基本風速) × (高度による補正) × (水平長による補正) × 1.2	(基本風速) × (高度による補正) × 1.3

以上、耐風調査の概要を紹介した。平戸大橋は、中央径間長では昭和48年に完成した関門橋に次いで我が国第2位の長大吊橋であり、その耐風設計調査には昭和35年以来実施されてきた本州四国連絡橋に関する調査成果が多く反映されている。そして、本橋完成後には強風時の実橋観測が実施されることになっており、その成果は本橋の耐風性調査の検証と、今後の耐風設計への貴重な資料を提供するものと考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会：本州四国連絡橋耐風設計指針 (1967), 1967.8
- 2) 土木学会：本州四国連絡橋耐風設計基準 (1972), 1972.3

3.2 設計風速調査

3.2.1 まえがき

平戸大橋の耐風設計は、本四連絡橋の耐風設計指針および基準に準拠して行なわれた。この基準では、設計風速および自動振動の限界風速が規定されており、設計風速算定のための基本風速を決定する際には、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。

本橋の完成時設計風速に関しては、架橋地点近隣の気象官署のデータから、統計的手法を用いて再現期待値を求めた。また、風の傾斜角については、架橋地点でのパイペーンによる現地観測を行なった。一方、架設時の設計風速は、補剛桁の架設工期が3ヶ月と短いことから、台風による強風期を避けて1～6月に工事が行なわれるものと仮定して、平戸測候所の資料を用い上記と同じ手法により求めた。

3.2.2 完成時設計風速

〔1〕 既存の観測資料

本橋の耐風設計は当初「耐風指針(’67)」にもとづいて実施するよう定められていた。したがって、設計風速を求めるためには、その基礎となる基本風速を決める必要がある。基本風速は架橋地点における長期間の観測資料を統計処理を行なって求めるのが最も望ましいが、本橋の場合にはその目的にそった観測は実施されていない。そこで、今回の調査においては、近隣の気象官署の資料を収集し検討を加えた。図-3.2.1は架橋地点周辺の気象官署の所在を図示したものであり、半径50km、100km以内に設けられた官署は次の通りである。

- 50km以内 平戸、佐世保
- 100km以内 佐賀、長崎、福岡、雲仙、厳原

これらの他に自衛隊、一部の学校などでも気象観測は行なわれているが、資料が未整理であるため、今回の検討からは除外した。統計資料を整理するためには資料数の多いのが望ましいが、入手し得たのは平戸、佐世保、長崎、厳原、福江の5地点の測候所での月別10分間平均最大風速および風向に関する資料であった。

平戸の観測値とそれ以外の4地点での観測値の相関を調べるために最大風速の比較を行なったが、それぞれの風速の間にはそれ程強い相関を有しているとは思われず、そのため、最終的には平戸測候所の資料のみを用いて期待値を算出することとした。

〔2〕 基本風速と風向

期待値算出手法の詳細は文献1)にゆずるが要するに年最大10分間平均風速の確率分布がFisher-Tippetの理論に従って二重指数分布をするものとし、最小二乗法を用いて、その分布を決めるものである。資料としては1940年より、1969年までの29年間の観測記録を用いた。求められた近似式は(図-3.2.2参照)

$$y = 4.98x + 18.7$$

となる。但し、 $x = \exp(-\exp(-P))$, $P = 1 - \frac{1}{R}$, R は再現期間を示す。

又、 y はそれに対応する風速期待値を表わす。上式より再現期間と期待値の例を示すと、次のごとく求められる。

再 現 期 間	風 速 期 待 値
50年	38.2 m/s
60	39.2
70	40.0
80	40.8
90	41.2
100	41.7

さて、再現期間とそれに対応する風速期待値が求められると、次には再現期間と構造物の耐用年数の関係を定めねばならない。再現期間に対応する風速期待値は、その期間でこれを越える風速の風が吹かないことを保証するものではない。一般に構造物の耐用年数 T 年間は、その期間中の毎年の最大

値が再現期間 R 年の期待値 V_R を越えない確率（非超過確率） q と次の関係で結ばれる。

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

耐用年数を50年とすると非超過確率と再現期間の関係は次のように求められる。

非 超 過 確 率	再 現 期 間
0.2	31.6年
0.3	42.0
0.4	55.1
0.5	72.6
0.6	98.4
0.7	140.7
0.8	224.6

云うまでもなく、非超過率の値を1に近づけるとそれに対応する再現期間は急激に増加する。耐用年数、非超過確率の決定は主任技術者に委ねられるべきものであるが、それぞれ50年、0.6程度とするのが妥当ではないかと思われる。その場合、設計風速算出のための基本風速は41.7m/sとなる。

また、風向特性は図-3.2.3 および図-3.2.4に月別および年間の風配図としてまとめた。これによると冬季は季節風のため北西風が、夏季には南風が卓越していることが判る。しかしながら、年間最大風速は海峡の方向に沿った南風、または北風に近い角度よりの吹き込みが卓越し、設計風速は橋軸直角方向に定義するのが最適であると考えた。

[3]設計風速

すでに述べたように本橋の耐風設計は、昭和45～46年は「耐風指針（'67）」に、また昭和47年以降

は、「耐風基準（'72）」²⁾に準拠して行なうこととされた。ただし、諸般の事情から設計案－Aの設計とは「鋼道路橋設計示方書」の規定が用いられた。

したがって、設計風速および自励振動の限界風速についても変更があり、下記のような変遷をたどった。

(1) 「耐風指針（'67）」に準じた段階

基本風速	$V_{10}=41.7\text{m/s}$
高度補正	$\nu_1=1.22$ （高さ32.33m・べき指数 $p=1/6$ ）
水平長補正	$\nu_2=1.15$ （水平長448.5m）
設計風速	$V_D=V_{10}\times\nu_1\times\nu_2=58.5\text{m/s}$
自励振動の限界風速	$V_C=V_{10}\times\nu_1\times\nu_2\times 1.2=70.4\text{m/s}$

(2) 「耐風基準（'72）」に準じた段階

基本風速	$V_{10}=41.7\text{m/s}$
高度補正	$\nu_1=1.23$ （高さ34m、べき指数 $p=1/6$ ）
水平長補正	$\nu_2=1.19$
設計風速	$V_D=V_{10}\times\nu_1\times\nu_2=61.0\text{m/s}$
自励振動の限界風速	$V_C=V_{10}\times\nu_1\times 1.3=66.5\text{m/s}$

しかし、「耐風基準（'72）」では風速の高度補正としてはべき指数1/8を標準とすると規定されているが、上記のように「耐風指針（'67）」で用いたと同じ1/6を使用しているので、必要以上に安全側の限界風速を用いていたことになる。そこで最終案の検討は、基準どおりに計算した次の限界風速値を用いることとした。

(3) 本橋の自励振動の限界風速の規定

基本風速	$V_{10}=41.7\text{m/s}$
高度補正	$\nu_1=1.16$ （高さ34m、べき指数 $p=1/8$ ）
設計風速	$V_D=V_{10}\times\nu_1\times\nu_2=57.6$
自励振動の限界風速	$V_C=V_{10}\times\nu_1\times 1.3=62.9\text{m/s}$

〔4〕 現地観測

厳密に言えば平戸測候所の観測資料から求められた基本風速は架橋地点におけるものと等しくない。海峡における収れん効果・測器の位置などの影響を受けるはずである。そのためには現地に測器を展開して得られた観測結果より平戸測候所の資料を修正することが望ましい。

この目的のため架橋地点（平戸側主塔位置）近くの送電鉄塔に風向風速計（2台）パイペーン（1台）がとりつけられ、昭和45年10月より観測が開始された。（図－3.2.5 参照）

3.2.3 架設時設計風速

架設時の構造物に考慮すべき風荷重は、完成時の風荷重とは異なったものとなる。すなわち、設

計風速の算定には架設期間が短いことから短期間の再現期待値を用いてもよいと考えられるからである。

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

$$q = (1 - 1/R)^T$$

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

非超過確率・耐用年数・再現期間の関係

T (年) \ R (年)	1	2	5	10	20
5	0.800	$\begin{pmatrix} 4.44 \\ 0.640 \end{pmatrix}$	0.328	0.107	0.012
10	0.900	0.810	$\begin{pmatrix} 1.03 \\ 0.590 \end{pmatrix}$	0.399	0.122
20	0.950	0.903	0.774	$\begin{pmatrix} 2.01 \\ 0.599 \end{pmatrix}$	0.358
30	0.967	0.934	0.844	0.712	0.508
40	0.975	0.951	0.881	0.776	$\begin{pmatrix} 3.97 \\ 0.603 \end{pmatrix}$
50	0.980	0.960	0.904	0.817	0.668
100	0.990	0.980	0.951	0.904	0.818
150	0.993	0.981	0.967	0.935	0.875

注: () 内は $q = 0.6$ に対応する R 年

一方, 架橋地点近くの平戸測候所に於ける過去 35 年間の月別最大風速は表-3.2.1, 図-3.2.6 に示される通りである。それによると強風は 8~11 月に多く吹き, 1 月から 6 月までは強風の吹く機会が比較的少ないことが理解されよう。従って, 補剛桁の架設工事は 1 月から 6 月の間に行なうように計画するのが適当であると考えられる。そこで本橋の補剛桁の架設工期を 1~3 月または 4~6 月と仮定して, それぞれの期間に生ずる最大風速の再現期待値を求めた。その結果を図-3.2.7~3.2.8 に示す。

再現期間としては, 既に述べたとおり 4.44 年で十分であるが, 仮に 20 年とした場合の再現期待値および既往最大風速をもとに算出した架設時設計風速は次のとおりである。

項 目	CASE	再現期間 20 年の再現期待値を用いる。	既往最大風速を用いる。
基 本 風 速 (V_{10})		2.02 m/s	2.25 m/s
架設時設計風速 (V_{DE})		3.22	3.62
自励振動の限界風速 (V_{CE})		3.86	4.34

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

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

Z: 補剛ゲタ高 (58.7m), p: べき指数 (1/6)

水平長補正係数 $\nu_2 = 1.2$

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

参考文献

- 1) 土木学会: 本州四国連絡橋耐風設計指針 (1967); 1967.8
- 2) 土木学会: 本州四国連絡橋耐風設計基準 (1972); 1972.3
- 3) 土木学会: 本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書, 1975.3

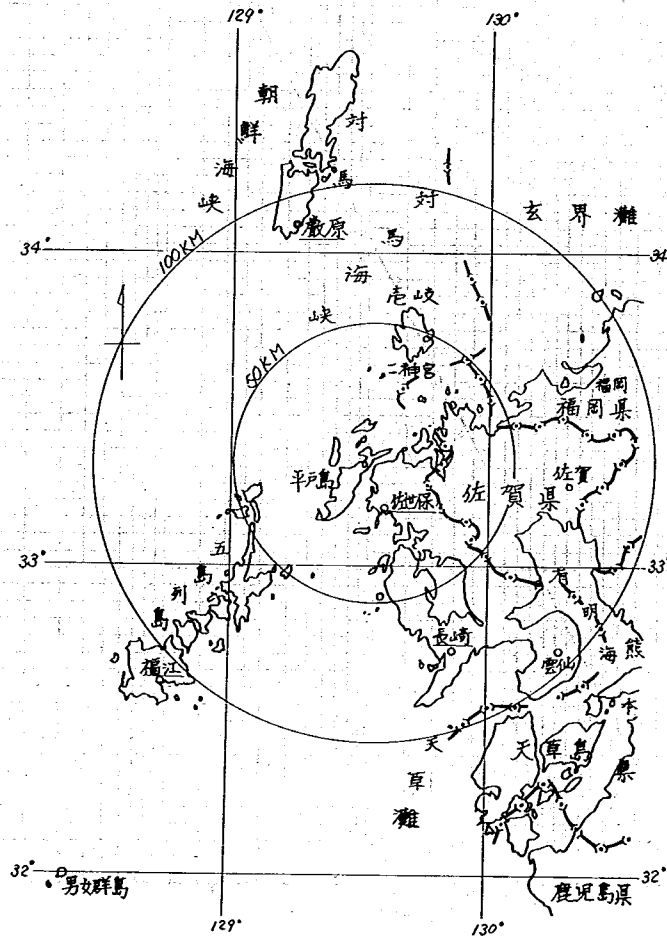


図-3.2.1 平戸大橋位置図

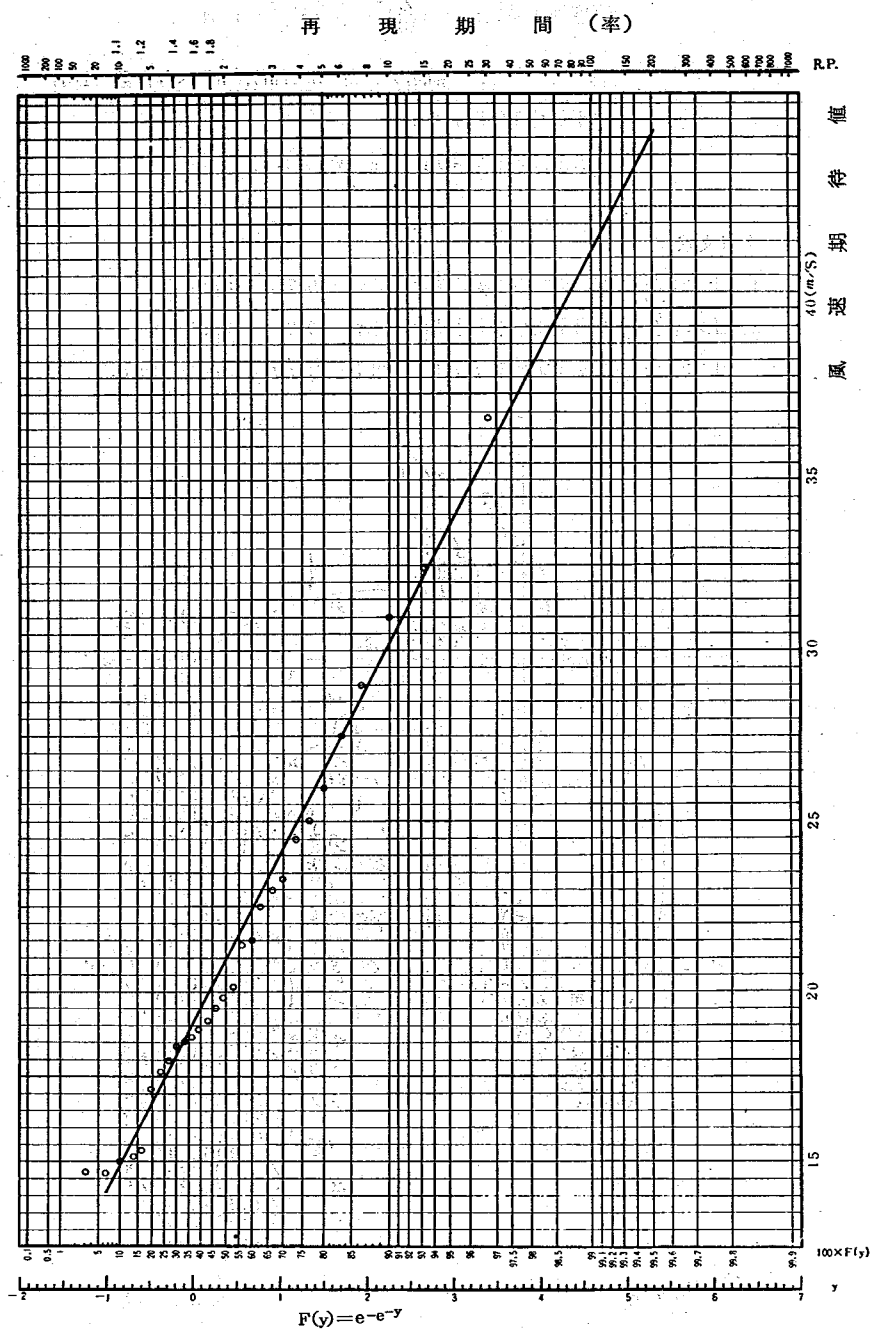


図-3.2.2 再現期間と風速期待値

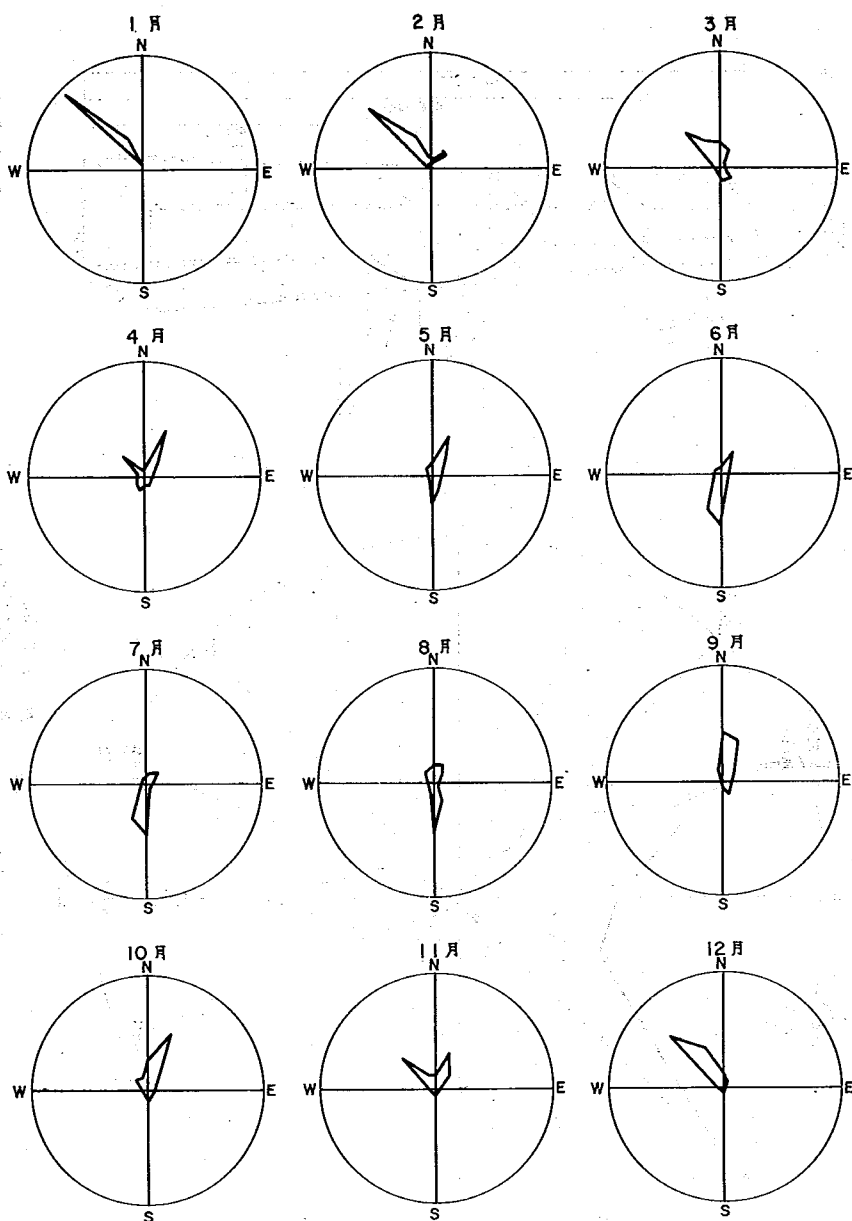


図-3.2.3 月別風配図(平戸)

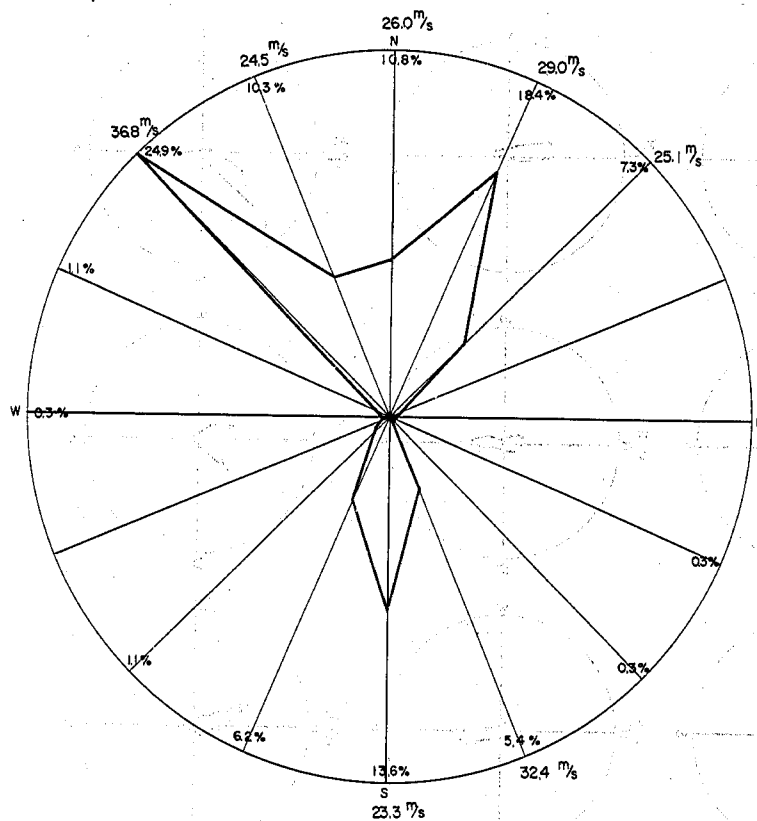


図-3.2.4 風配図(平戸)

(注) 風向は%表示
風速は年最大値風速より
抽出

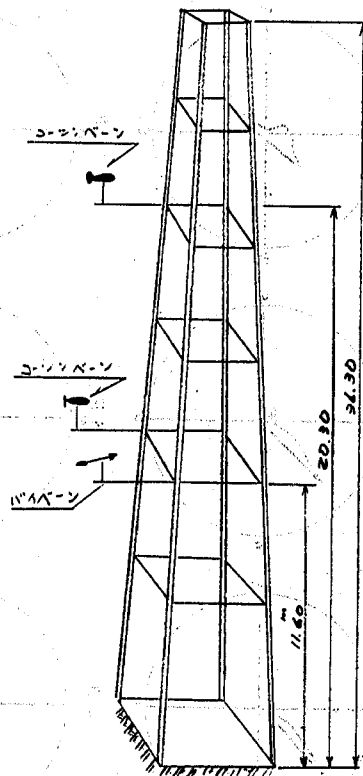


図-3.2.5 現地観測施設図

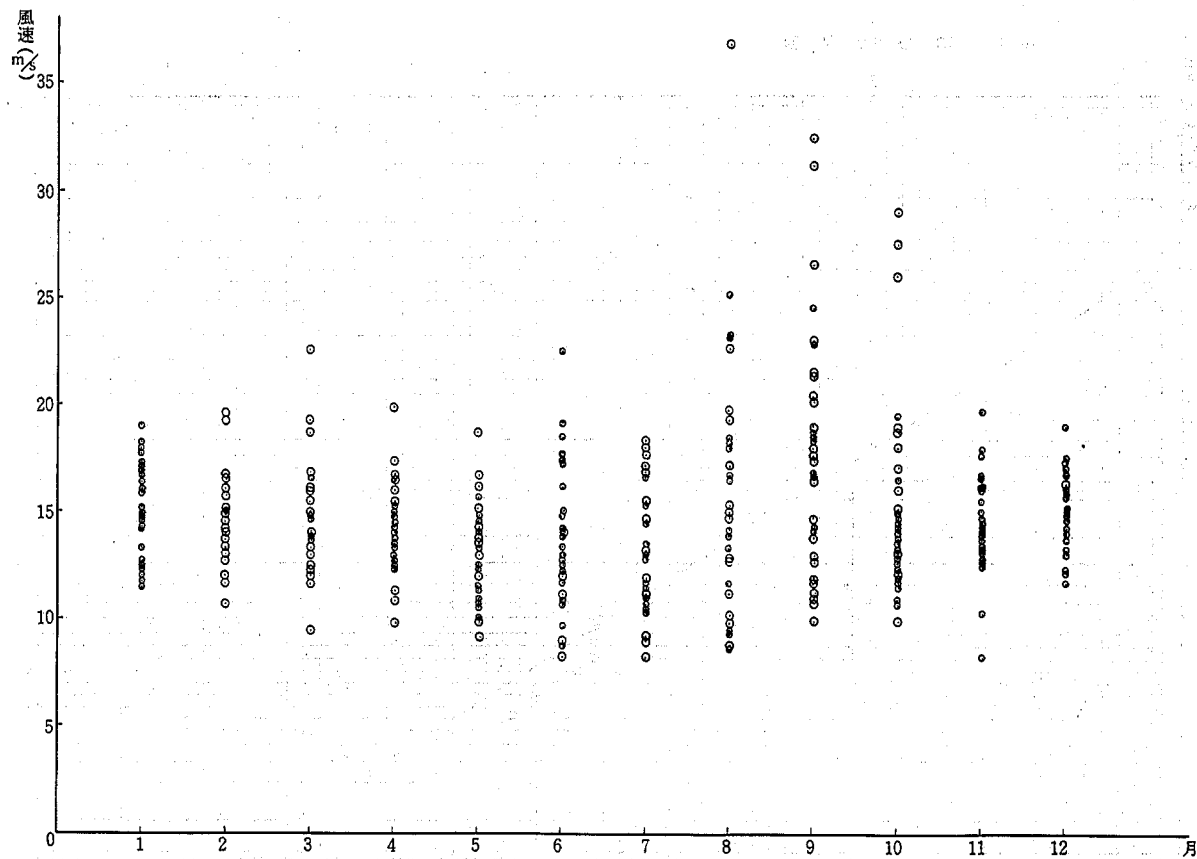


図-3.2.6 月別月最大風速(平戸測候所)〔1940.1~1975.6〕5.6〕

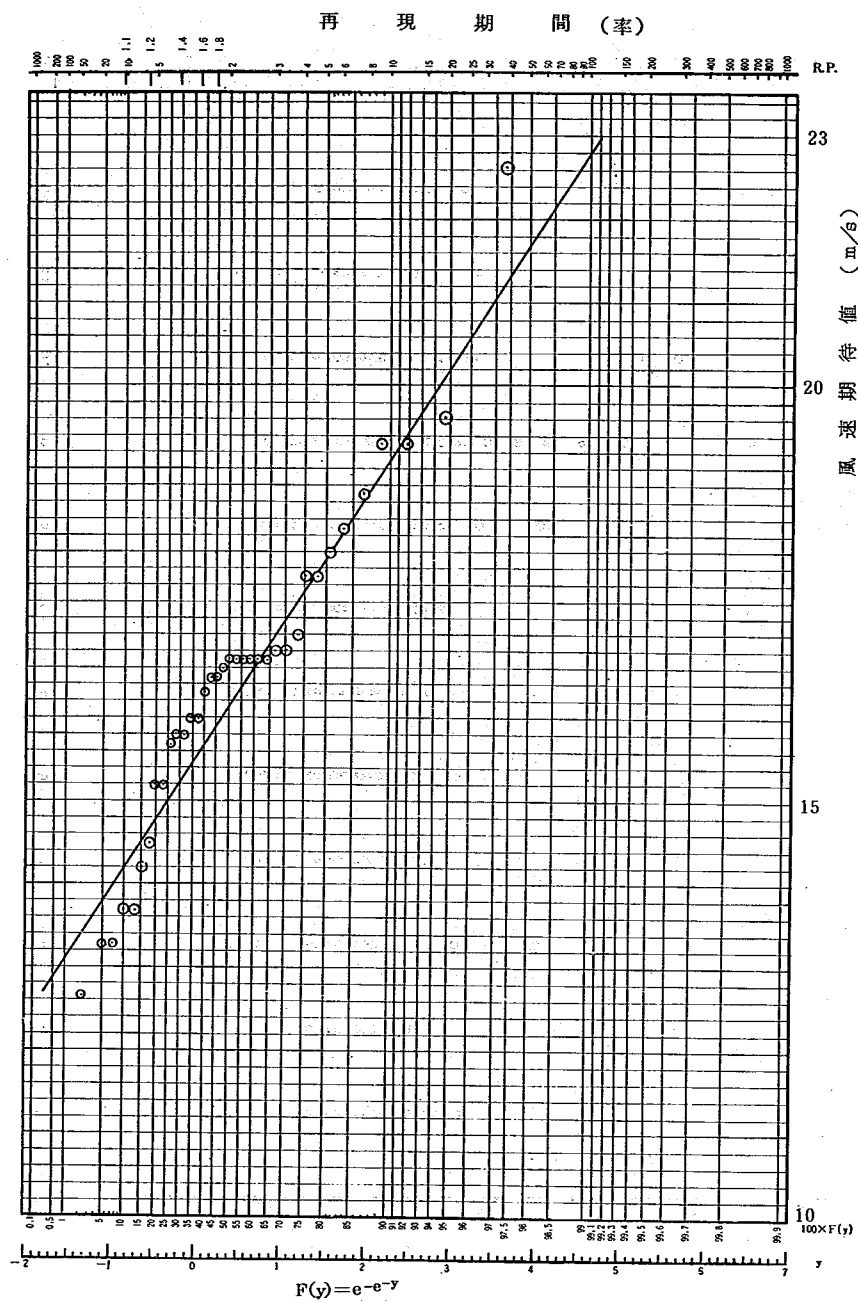


図-3.2.7 再現期間と風速期待値 平戸測候所(1940~75)1月~3月

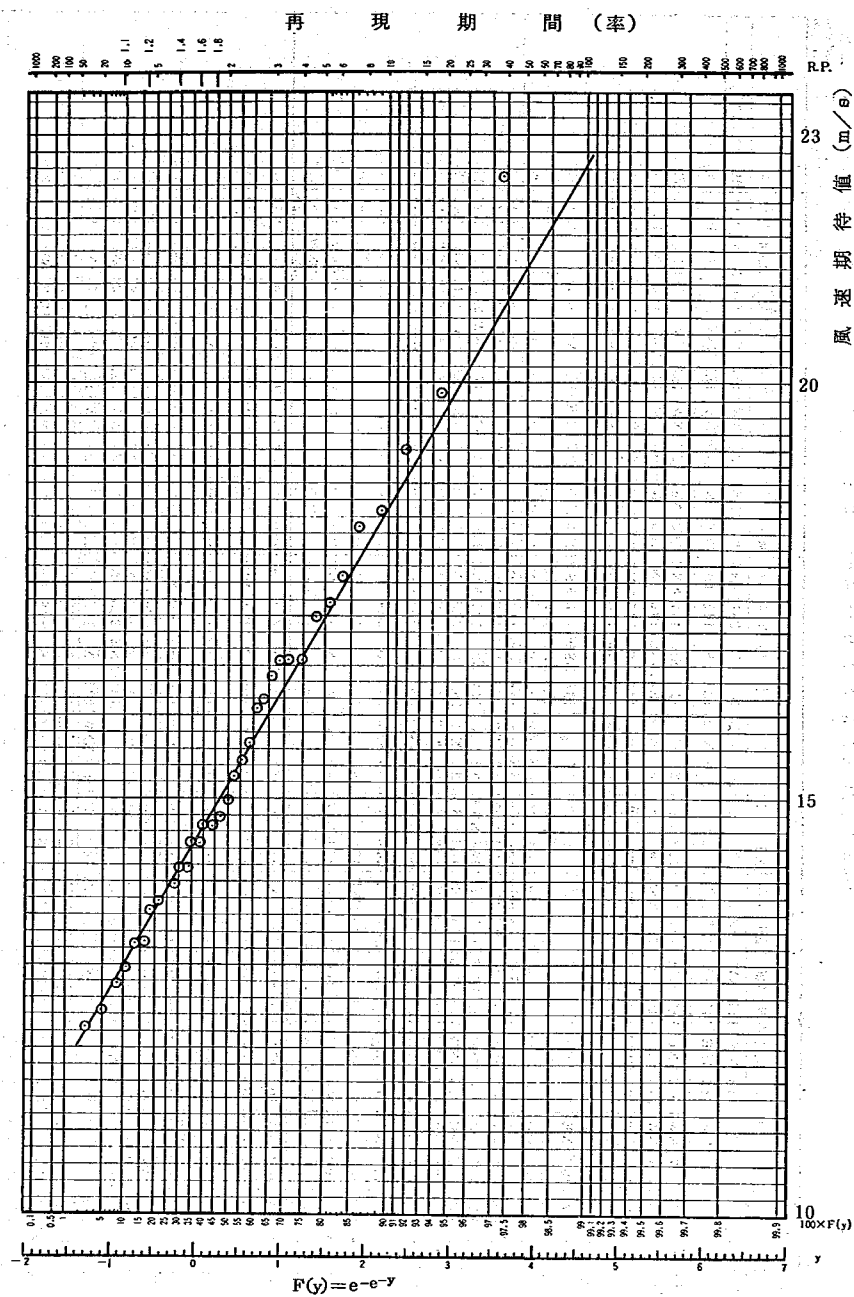


図-3.2.8 再現期間と風速期待値 平戸測候所(1940~74)4月~6月

表-3.2.1 月別月最大10分間平均風速

E 129°33'
N 33°22'
h 58.0m
lh 10.5m

(平戸)

資料:平戸測候所

年	月	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		年最大値		順	備考		
		風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	風速	風向	最大風速	風向			月日	
1940	昭和15	12.7	NW	12.0	NW	13.3	NW	14.7	NW	9.8	SSE	8.3	S	17.7	SSE	10.2	N	23.0	NNW	10.7	NW	12.5	NW	16.3	NW	23.0	NNW	9.11	10	創立1940.1.1	
1	16	15.8	NW	13.3	NW	12.0	SSE	14.5	SW	11.3	NW	12.2	SSW	12.8	NNE	13.3	S	14.3	NE	26.0	N	14.0	NE	12.3	NNW	26.0	N	10.1	6		
	17	15.8	NNW	14.8	NE	14.0	NE	14.9	SSW	16.2	NE	9.7	SSW	8.3	S	36.8	NW	16.5	NNE	13.5	NE	10.3	NW	12.3	NW	36.8	NW	8.27	1		
	18	14.5	NW	11.7	NW	16.0	NNE	16.5	NNE	10.7	NNE	13.3	SSW	12.8	NNE	11.7	SE	14.7	NNE	11.0	NE	12.8	NW	13.3	NW	16.5	NNE	4.5	32		
	19	15.2	NW	13.7	NW	13.8	N	13.0	NE	11.0	SSW	9.7	S	10.7	SSW	9.3	NNE	19.0	N	19.5	N	10.3	N	12.3	NNW	19.5	N	10.7	18		
	20	13.3	NW	13.3	NW	12.5	NNW	11.3	NE	10.0	SSW	12.5	NW	13.0	NE	14.2	S	26.5	NNE	27.5	NNE	8.3	NW	17.3	NW	27.5	NNE	10.10	5		
	21	12.0	NW	14.2	NW	12.5	S	13.7	WNW	13.7	N	12.8	SSW	15.3	NNW	14.2	SSE	11.0	NE	10.0	NE	14.2	NE	13.3	NW	15.3	NNW	7.29	33		
	22	11.8	NNE	12.7	NW	12.3	NW	14.5	NW	10.8	NNE	11.7	SSE	9.0	S	8.8	S	13.8	N	15.0	NNE	15.0	NNE	13.3	NW	15.0	NNE	10.20	35		
	23	16.3	NW	10.7	NE	14.8	ESE	13.3	NE	12.3	S	9.0	S	14.7	S	13.8	SSW	13.0	SSE	13.0	NNE	13.7	NNE	16.7	NW	16.7	NW	12.14	29		
	24	17.7	NW	16.5	NW	14.9	NW	13.5	SSE	14.0	S	22.5	NNW	13.4	N	18.4	NNE	14.2	NE	14.9	NNE	19.7	NNW	14.9	NNW	22.5	NNW	6.21	13		
1950	25	17.7	NW	14.9	NE	13.9	NNW	13.9	SW	14.2	NW	18.5	SSE	16.8	SSE	9.4	S	17.4	N	13.4	NNE	15.5	NE	15.0	N	18.5	SSE	6.24	23		
2	26	14.9	N	16.5	N	15.0	NW	14.7	NW	10.8	SSE	10.8	WNW	12.9	NE	18.0	SSW	16.8	S	29.0	NNE	14.5	NW	16.3	NW	29.0	NNE	10.14	4		
	27	18.0	NW	14.9	NW	18.7	NW	15.5	S	13.5	NE	13.4	NNE	11.2	SSW	12.9	S	14.2	NNE	15.2	S	16.1	NNE	16.1	NNW	18.7	NW	3.24	22		
	28	17.1	NW	15.2	NNE	22.6	NNE	19.9	NNE	18.7	NNW	17.3	SSW	13.2	S	11.2	NE	18.7	NNE	14.9	NNW	14.7	NNW	17.6	NNW	22.6	NNE	3.28	11		
	29	15.2	NNW	15.2	NE	14.9	NNW	14.5	NNE	12.9	N	17.2	S	13.5	NE	25.1	NNE	22.8	N	14.0	NNE	13.4	NE	12.2	NW	25.1	NE	8.18	7		
	30	14.2	NW	16.6	NW	15.3	NNW	13.9	NW	11.0	NW	12.0	S	10.5	SSW	14.7	S	24.5	NNW	14.4	NNE	13.9	N	13.0	N	24.5	NNW	9.30	8		
	31	16.0	NW	14.5	NNW	16.8	SSE	13.2	N	14.8	SW	14.0	SSW	10.7	SSW	23.1	NW	32.4	SSE	14.5	SW	15.5	NNW	16.0	NNW	32.4	SSE	9.10	2		
	32	12.5	NW	14.5	NW	14.0	NNW	12.5	SSW	10.7	NE	14.0	NNE	13.5	SSW	23.3	S	20.4	N	18.0	NNW	15.5	NNE	14.7	S	23.3	S	8.21	9		
	33	15.8	NW	16.1	NW	16.8	SSE	17.4	S	13.9	NNE	13.0	N	14.5	S	12.9	N	18.0	N	16.0	N	18.0	NNE	15.7	WNW	18.0	N	9.26	25		
	34	19.0	NW	19.6	NNE	16.6	N	15.5	NW	14.5	NNE	16.1	NNE	18.0	S	19.3	N	31.1	SSE	17.1	NNE	16.6	S	16.0	NNW	31.1	SSE	9.17	3		
1960	35	18.0	NNW	14.0	WNW	15.0	NNE	14.2	NNE	15.2	SSE	17.7	NNE	11.2	S	15.3	S	17.6	NNE	16.5	NNE	16.1	NW	17.1	NW	18.0	NNW	1.27	25		
3	36	14.7	NW	14.3	NW	16.7	NNE	16.0	SSE	16.7	S	14.8	SSW	12.7	S	15.0	SSE	21.3	N	19.0	N	13.3	NNE	13.3	NNW	21.3	N	9.16	15		
	37	16.7	NW	14.7	NNW	13.8	NW	13.7	NW	10.7	S	13.8	S	13.3	S	17.2	S	14.7	NNE	11.7	NNE	18.0	NNE	17.3	NW	18.0	NNE	11.16	25		
	38	16.7	NW	15.0	NW	14.7	NW	13.3	NNE	14.3	S	19.2	S	13.0	S	18.2	N	11.7	S	14.3	NNE	13.7	NW	14.7	NW	19.2	S	6.20	20		
	39	16.7	NNW	14.0	NW	19.3	NNW	15.0	NNE	10.5	NNE	11.7	S	11.8	SSW	19.8	NNE	18.5	NNE	13.8	NNE	13.2	NNW	15.2	NNW	19.8	NNE	8.24	17		
	40	17.7	NNW	16.7	NNW	19.3	N	16.0	NE	16.7	NNE	10.7	SSW	11.7	SSW	14.2	NW	18.3	N	12.7	S	15.0	NW	19.0	NW	19.3	N	3.17	19		
	41	16.0	NW	14.0	NW	16.7	NW	14.0	NNE	15.7	N	14.0	SSE	11.0	S	16.7	SSE	20.2	NNE	15.0	NW	16.7	NW	14.3	NW	20.2	NNE	9.24	16		
	42	18.3	NW	15.0	NW	16.2	S	15.3	NNE	14.3	NNE	12.8	NNE	16.7	SSW	9.8	S	16.7	N	18.8	NNW	17.7	N	16.0	NW	18.8	NNW	10.27	21		
	43	17.3	NW	19.3	N	14.0	NW	12.3	NNE	10.8	NNE	11.7	S	17.2	S	18.3	SSE	21.5	N	12.8	N	13.7	NW	15.2	N	21.5	N	9.25	14		
	44	16.0	NW	13.3	NW	13.7	N	16.7	NNE	12.0	S	15.0	SSW	12.0	SSW	8.7	S	11.8	NNE	12.2	N	14.7	SSE	14.0	NW	16.7	NNE	4.16	29		
1970	45	17.7	NW	13.0	NW	13.7	NW	13.2	N	12.5	SSW	14.2	S	15.5	NNW	22.7	N	11.3	S	11.7	NW	12.7	NW	13.7	NW	22.7	N	8.14	11		
4	46	17.0	NW	12.7	NW	11.7	NW	10.8	NNE	12.8	SSW	9.7	S	10.3	S	16.5	N	10.0	N	12.0	NNW	14.0	NNE	11.7	WNW	17.0	NW	1.4	28		
	47	14.3	N	14.0	NW	16.7	NW	14.2	NNE	11.5	SSW	11.7	S	11.5	SSW	12.8	S	12.7	N	12.0	NNW	14.3	NW	15.8	NW	16.7	NW	3.31	29		
	48	12.3	WNW	12.7	NW	13.0	NW	12.7	SSW	13.3	SSE	6.3	S	9.3	SSE	11.7	S	10.8	NW	12.3	N	13.8	NW	15.2	NW	15.2	NW	12.7	34		
	49	11.5	NW	15.7	NW	12.3	NW	13.3	S	11.3	S	11.2	NNW	18.3	SSE	12.7	NNE	11.3	N	10.8	NNW	12.5	NNW	12.3	NNW	18.3	NNE	7.6	24		
	50	13.3	NW	13.7	NNW	9.5	NW																								
年最大値発生回数		2		0		4		2		0		3		2		5		8		6		1		2							

3.3 風洞模型実験

3.3.1 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類の因子の影響をう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平戸大橋の耐風設計に採用した実験法について説明する。

3.3.2 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、迎角、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、簡単に表わせないが、構造物の応答等から考えて図-3.3.1のように分類することができよう。

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に平均値とそのまわりの変動分の和で表わした場合、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が、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、その大きさを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

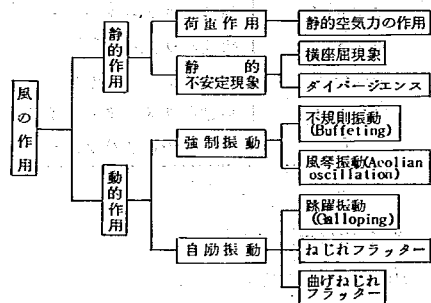


図-3.3.1 構造物に対する風の作用

と、後流中に発生する周期渦の渦力によってひきおこされる風琴振動、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。

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制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。

したがって、耐風設計上合理的な構造物をつくるためには、(a)の空力特性のよい断面を見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。

3.3.3 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的形状と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-3.3.1の5個の無次元パラメータが導かれる。

表-3.3.1 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-3.3.2に示す。ここでの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。

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

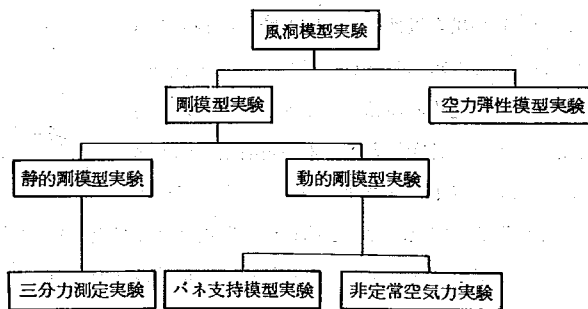


図-3.3.2 風洞模型実験の種類

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個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剥離点はレイノルズ数によって大きく変わり、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剥離点をレイノルズ数が大き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えて風速と風琴振動、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3.3.1のすべてのパラメータと空力の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が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、

$$\{\mu [1 - (\omega_n / \omega)^2 (1 + i g_n)] + A_{nn}\} (h/b) + \{\mu x_\alpha + A_{n\alpha}\} \alpha = 0$$

$$\{\mu x_\alpha + A_{n\alpha}\} (h/b) + \{\mu \gamma_\alpha^2 [1 - (\omega_\alpha / \omega)^2 (1 + i g_\alpha)] + A_{\alpha\alpha}\} \alpha = 0$$

ここに、 ω_n, ω_α : 上下撓み振動および振り振動の円振動数

ω : フラッター円振動数

h : 上下振動の変位

α : 振り振動の変位

g_n, g_α : 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 : 半弦長

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

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

$A_{nn}, A_{n\alpha}, A_{\alpha n}, A_{\alpha\alpha}$: 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

$$\begin{bmatrix} \mu \left[1 - \left(\frac{\omega_h}{\omega_a} \right)^2 \left(\frac{\omega_a}{\omega} \right)^2 (1 + i g_h) \right] + A_{hh}, A_{ah} \\ A_{ha}, \mu \gamma_a^2 \left[1 - \left(\frac{\omega_a}{\omega} \right)^2 (1 + i g_a) \right] + A_{aa} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{h_0}{b a_0} \\ e^{i \phi} \end{bmatrix} = 0$$

この中に含まれる無次元パラメーターは、

$$\frac{h_0}{b a_0}, \phi, \frac{\omega b}{U}, \frac{\omega}{\omega_a}, \mu, \frac{\omega_h}{\omega_a}, \gamma_a, g_h, g_a, A_{hh}, A_{ha}, A_{ah}, A_{aa}$$

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

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

次に実験時の風洞風速に対しても、その無次元量が実橋のそれと等しくならない。

$$\frac{UT}{b} \quad (T: \text{時間})$$

従って、上記の6ヶの無次元量を整理すれば次のようになる。

$$\frac{m}{\rho b^2}, \frac{I_a}{\rho b^4}, \frac{U}{b \omega_h}, \frac{U}{b \omega_a}, g_h, g_a$$

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ればよい。

i) 構造減衰を表わす定数 δ_θ, δ_z

ii) 風速パラメータ $\frac{V}{N_\theta B}, \frac{V}{N_z B}$

iii) 慣性パラメータ $\frac{I_\theta}{\rho B^4}, \frac{I_z}{\rho B^2}$

ただし符号 θ は回転振動、 z はたわみ振動に対応し、 I_z, I_θ 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。

3.3.4 風洞実験の方法

[1] 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管に作用する動圧をベッツ型マ

ノメーターで測定し求めた。即ち、ピトー管に作用する動圧が水柱で h mm とすれば風速は次式で与えられる。

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

但し ρ は空気密度で大気圧を H 、気流温度を t° 、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。

$$\rho = 0.13186 \times \frac{273}{273+t} \times \frac{H - 0.3782\alpha}{760} \quad \frac{\text{kg} \cdot \text{sec}}{\text{m}^3}$$

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

空気力係数とは構造物（吊構造部）に作用する空気力を無次元表示したもので設計風荷重の算出の基礎資料となる。同時に空気力係数は構造物の不安定振動現象を説明するための重要な資料となる。空気力係数は長支間橋梁のように細長い構造物の場合には橋軸直角方向に作用する抗力、同上面内で抗力に直交する揚力、更に橋軸まわりの空力モーメントの 3 者に対してそれぞれ抗力係数、揚力係数、空力モーメント係数として与えられる。なお、座標軸を気流方向にとる場合と橋の設計軸にとる場合の 2 者があるので、空気力係数を設計に用いる場合には、上記のいずれの定義に従って求められた資料であるか注意することが緊要である。

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、当研究所では前者を使用している。この方式では模型は図-3.3.3 に示すようにピアノ線で風洞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-3.3.4 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 、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。

$$D = D$$

$$L = L_1 + L_2$$

$$M = (L_1 + L_2) B \cos \alpha + C_1 \frac{B}{2} \sin \alpha$$

ここで α は気流に対する模型の相対迎角である。

〔3〕 バネ支持模型実験

ばね支持模型実験とは構造系のうちで最も風の作用を受ける吊構造部の一部の縮尺剛体模型をス

ブリッジで測定部に吊し、風洞気流の作用を受けたときの模型の応答を調べる実験である。気流中におかれた模型は鉛直たわみ振動および橋軸まわりのねじれ振動の2自由度を有し、風速の増加に伴って、空気力による減衰効果などによってその振動性状は複雑に変化する。前項で述べた通り模型は幾何学的形状の他に、質量とその分布、無次元風速、減衰性能が所要の条件を満足する必要がある。

構造減衰については、設計段階では原型の値が明確ではないので、支持機構の減衰性を極力小さくするように工夫し、付加減衰を電磁減衰器によって与えて、何れの迎角に対しても一定の減衰率となるようにした。

模型に対する気流の迎角は支持機構全体を回転することによって与えた。迎角の範囲は $-7^{\circ} \sim +7^{\circ}$ の間とした。

模型支持機構の概要は図-3.3.5に示す通りである。模型の検出は光学式非接触型検出器を使用し、鉛直たわみ成分、ねじれ成分を分離してペンレコーダに記録する方式によった。

〔4〕 非定常空気力実験

バネ支持模型実験が強風時の応答を直接求めようとするのに対し、振動する模型に作用する空気力を求め、これから応答を推定しようとするのが非定常空気力実験である。先づ非定常空気力について説明する。吊橋補剛桁の振動としては鉛直たわみ振動とねじれ振動の2自由度系を考えねばならないが、ここでは簡単のために1自由度系を考える。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f(t)$$

ただし、 m =質量、 c =粘性減衰、 k =バネ定数、 x =変位、 $f(t)$ =外力

強風時の外力 $f(t)$ は、次のような変位 x および速度 $\dot{x}$ に比例する成分よりなると考えられる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = A\dot{x} + Bx$$

$$m\ddot{x} + (c-A)\dot{x} + (k-B)x = 0$$

したがって、 $c-A$ の値により、振動の消長が規定されることになる。すなわち、

$$c-A > 0 \quad \rightarrow \text{減衰}$$

$$c-A = 0 \quad \rightarrow \text{中立}$$

$$c-A < 0 \quad \rightarrow \text{発散}$$

この A 、 B が非定常空気力に関連する係数である。

今回、非定常空気力の測定には強制振動法を用いた。今回用いた方法は慣性力の消去にヤジロベエの原理を用いて機械的に行っており、従来のグミーモデルを用いて電氣的に消去する方法よりもかなり精度よく測定されるのが特長である。検出器と計測ブロック図を図-3.3.6~3.3.8に示す。

また、非定常空気力係数の定義と算出は次のとおりである。非定常空気力には揚力とモーメントがあり、その各々については、周波数応答成分 ($L_m(t)$, $M_m(t)$) とその他の成分 ($L_a(t)$, $M_a(t)$) よりなると考えられる。

$$L(t) = L_m(t) + L_a(t)$$

$$M(t) = M_m(t) + M_a(t)$$

模型の変位 $Y(t)$ を $Y(t) = Y_0 \cos \omega_m t$ とおくと、各々の周波数応答成分は変位と位相差を持つことから以下の様に定義される。

$$\begin{aligned} L_m(t) &= \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot B \cdot \ell \cdot C_{Lm}(t) \\ &= \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot B \cdot \ell (C_{LTR} \cos \omega_m t - C_{LTI} \sin \omega_m t) \\ M_m(t) &= \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot B^2 \cdot \ell \cdot C_{Mm}(t) \\ &= \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot B^2 \cdot \ell (C_{MTR} \cos \omega_m t - C_{MTI} \sin \omega_m t) \end{aligned}$$

ところで、一般に空気力は乱れも含むため、実験結果の整理では、次式より非定常空気力係数 C_L を求めた。

$$\begin{aligned} L(t) &= \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot B \cdot \ell \cdot C_L(t) \\ &= \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot B \cdot \ell \left\{ C_0 + C_1 \cos \frac{2\pi}{T} t - C_2 \sin \frac{2\pi}{T} t + \dots \right. \\ &\quad \left. C_{LTR} \cos \omega_m t - C_{LTI} \sin \omega_m t + \dots \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore \int_0^T L(t) \cos \omega_m t dt &= \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot B \cdot \ell \int_0^T C_{LTR} \cos^2 \omega_m t dt \\ &= \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot B \cdot \ell \frac{T}{2} C_{LTR} \end{aligned}$$

$$C_{LTR} = - \frac{2}{T} \int_0^T \frac{Z_L(t)}{\rho \cdot V^2 \cdot B \cdot \ell} \cos \omega_m t dt$$

同様にして

$$\begin{aligned} C_{LTI} &= \frac{2}{T} \int_0^T \frac{Z_L(t)}{\rho \cdot V^2 \cdot B \cdot \ell} \sin \omega_m t dt \\ C_{MTR} &= \frac{2}{T} \int_0^T \frac{2M(t)}{\rho \cdot V^2 \cdot B^2 \cdot \ell} \cos \omega_m t dt \\ C_{MTI} &= - \frac{2}{T} \int_0^T \frac{2M(t)}{\rho \cdot V^2 \cdot B^2 \cdot \ell} \sin \omega_m t dt \end{aligned}$$

位相差は

$$\begin{aligned} \beta_L &= \tan^{-1} \frac{C_{LTI}}{C_{LTR}} \dots \dots \dots \text{揚 力} \\ \beta_M &= \tan^{-1} \frac{C_{MTI}}{C_{MTR}} \dots \dots \dots \text{モーメント} \end{aligned}$$

にて求める。

ここで、 C_{LTr} 、 C_{LTr} は揚力の変位相成分、速度位相成分であり C_{MTr} 、 C_{MTr} はモーメントの変位位相成分、速度位相成分である。

なお、各値の符号は次のように定めて解析を行なっている。

変 位：頭上げを正

回転モーメント：頭上げを正

揚 力：上向きを正

ρ : 空気密度 V : 風 速

B : 模型全幅 l : 模 型 長

なお、データの整理に際して T を周期 $T_m (=2\pi/\omega)$ の整数倍($T=30T_m$)とし、データのA/D変換速度は加振周波数5Hzで3msecとした。

3.3.5 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(A風洞)および非定常空気力風洞(B風洞)であって、その形状は図-3.3.9~3.3.10,写真-3.3.1に示されている。空気力測定およびバネ支持模型実験はA風洞を、非定常空気力実験はB風洞を用いて行なわれた。これらの風洞は特に橋梁試験用に作られたもので、低風速領域での実験に便利のように設計されている。

A風洞の気流の特性は土木研究所報告に述べられているが、風速分布、風速の時間変動、乱れとも満足な特性を有している。風洞壁面近くでは境界層が発達するため、2次元実験を行なうためには、端部効果に対する配慮の他に、この部分の使用を避ける必要がある。今回の実験でA風洞では測定部の左右壁面よりそれぞれ約100mm内側に高さ2m、長さ1.5mの隔壁を設けた。(図-3.3.11,写真-3.3.2参照)模型には550×300mmの端板を取り付け、2次元性の確保に努めた。

風洞の風は速度分布が一様で時間の変動も小さい。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。

区 分		A 風 洞	B 風 洞
形 式		水平単回路回流式(開放・閉鎖併用可能)	エッフェル型(閉鎖型)
寸 法	吹出口	3,000×1,800mm(角切辺長(300mm))	2,000×1,000mm(角切辺角(300mm))
	測定部	2,000mm	
	風 路	76,000mm	
校 り 比		1:6.25	1:7.5
送風機	直 径	3,300mm	1,530mm
	出 力	100kw	55kw
風 速		0~20m/s(開放時)	0~20m/s
		0~21m/s(閉鎖時)	

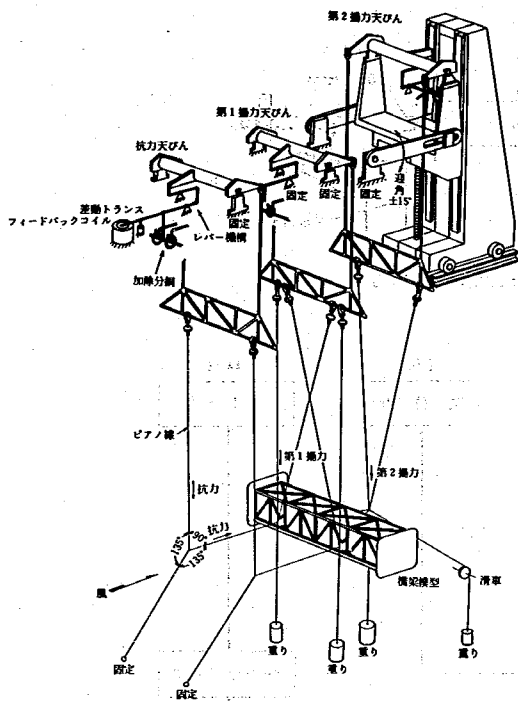


図-3.3.3 三分力天秤スケルトン

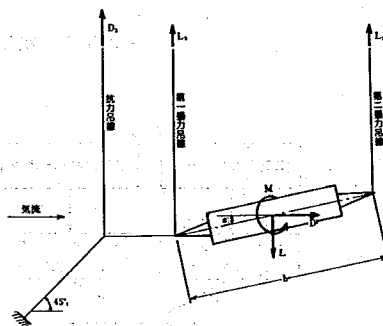


図-3.3.4 三分力測定の方法

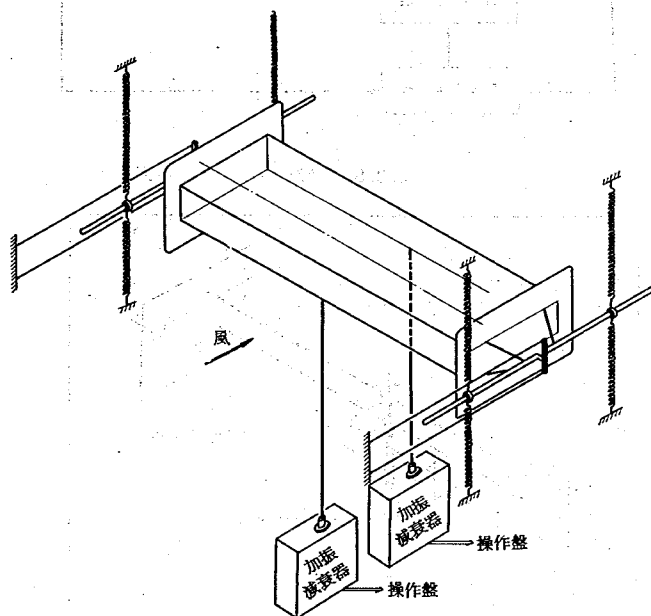


図-3.3.5 パネ支持模型実験装置

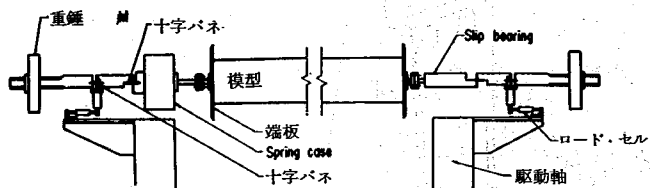


図- 3.3.6 空気力検出装置 (揚力)

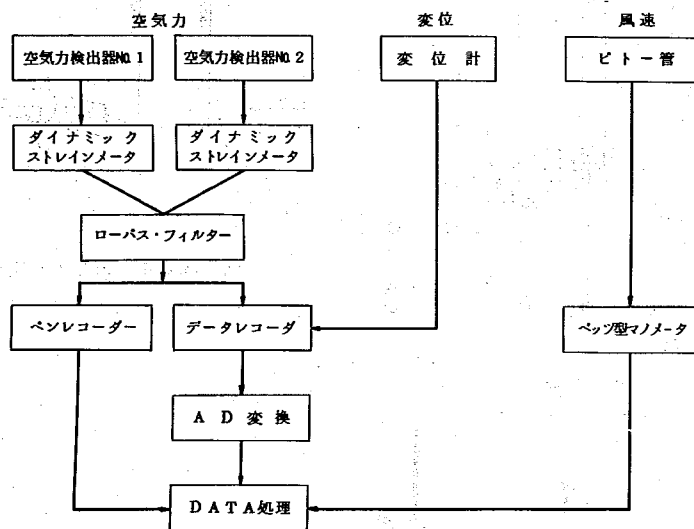


図- 3.3.8 計測回路ブロック図

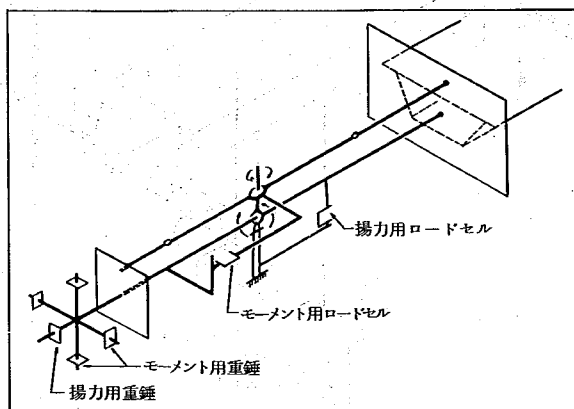


図- 3.3.7 空気力検出装置 (ピッチングモーメント)

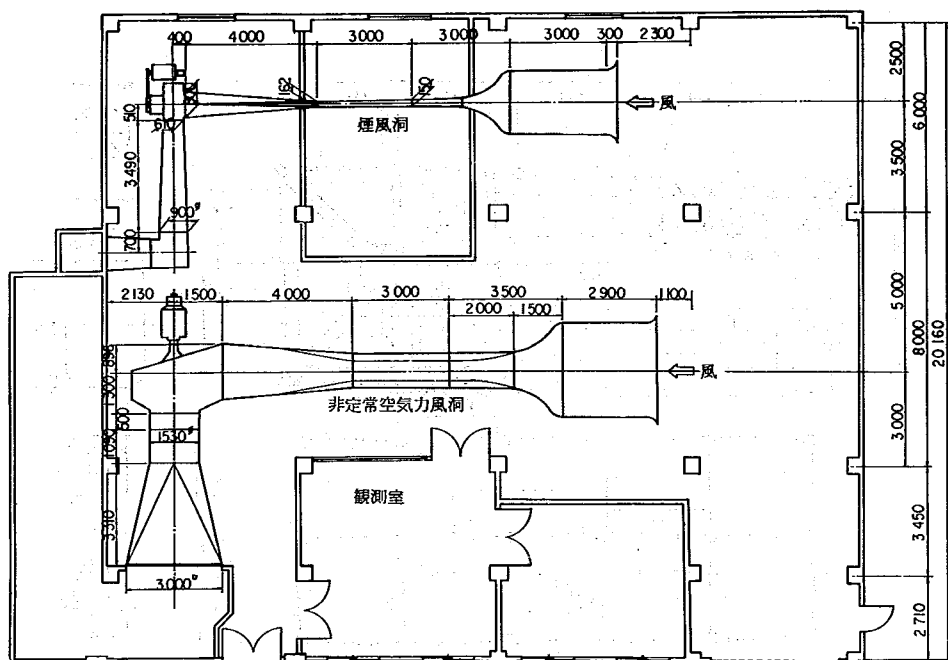


図-3.3.1.0 非定常空気力風洞一般図

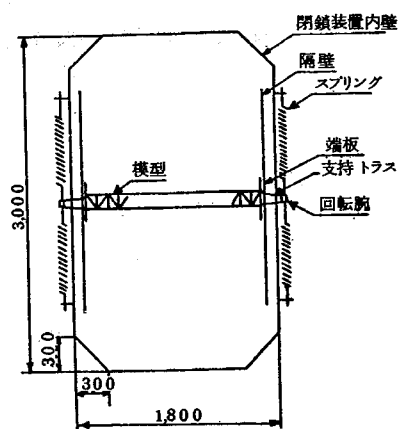
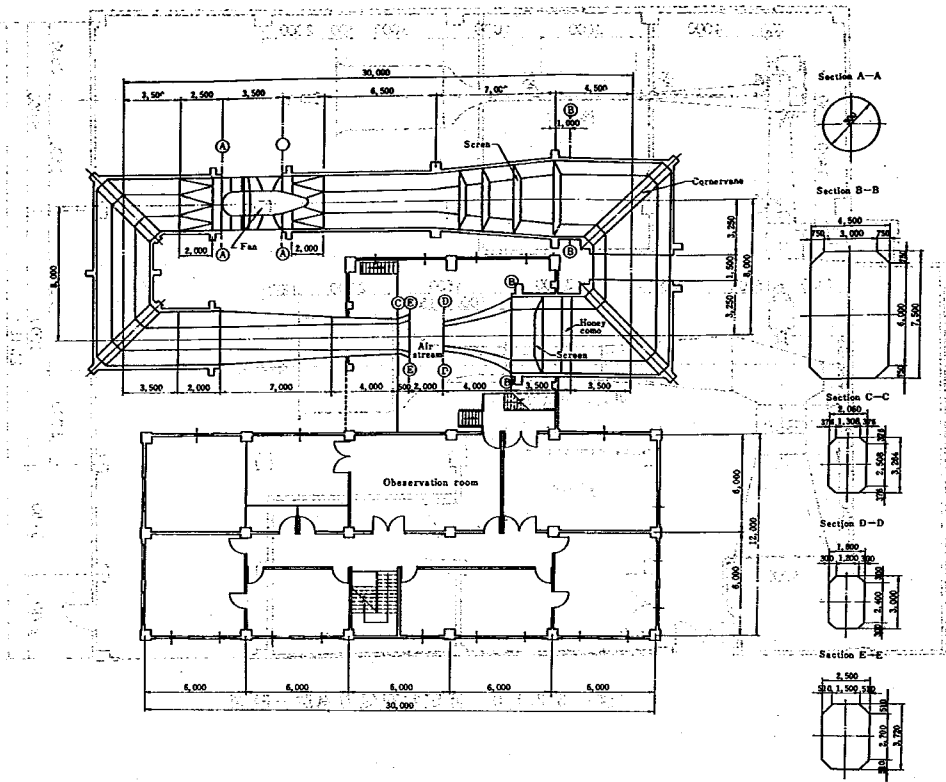


図-3.3.1.1 測定部断面 (A 風洞)



圖一 3.3.9 橋梁試驗用風洞一般圖

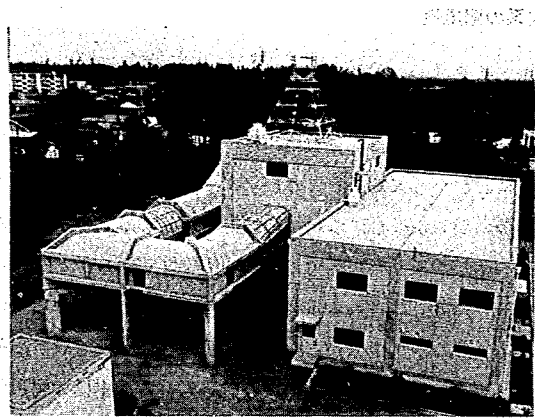


写真-3.3.1 風洞外観

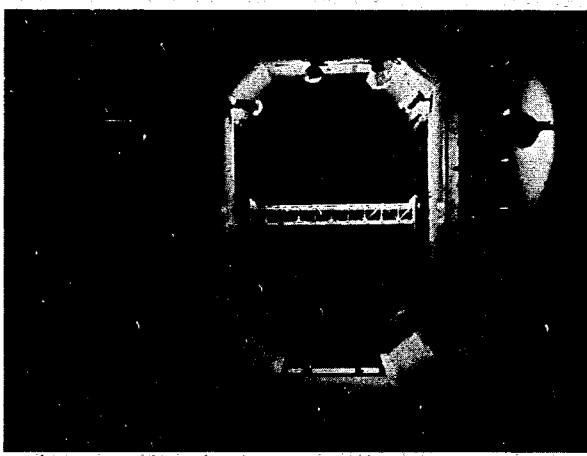


写真-3.3.2 測定部および模型（A風洞）

3.4 トラス補剛吊橋完成系の耐風性

3.4.1 まえがき

1940年、当時世界第3位の長大吊橋であったタコマ・ナローズ (Tacoma Narrows) 橋が僅か19 m/s程度の風ではげしい振動を生じて落橋した事故は、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認識させ、以後の長大吊橋の設計に大きな影響を与えた。タコマ橋の事故の調査が進むにつれ、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。

平戸大橋についても、耐風性の設計に占める重要性に鑑み、設計の当初からその調査を実施し、設計にフィード・バックするようなシステムがとられた。耐風性調査は、設計風荷重の妥当性の検討と動的安定性の検討であり、それぞれ風洞実験により確められる。本橋の耐風設計は「耐風指針('67)」と「耐風基準('72)」に準拠することとなっているが、主な規定は、次のとおりである。

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。

3.4.2 設計案および振動特性

設計案は設計の各段階ごとにA案からE案までの名称と呼ぶこととした。その一般図が、図-3.4.1~3.4.4にまた、設計諸元が表-3.4.1に示されている。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。したがって、風洞の大きさからの制約を考慮して、1/36.65~1/37.59程度の縮尺で模型を製作した。模型材料としては、檜材を用いその他バルサ・アクリル系樹脂および針金・金網を用いた。模型は図-3.4.5~3.4.12に、また断面形状の違いが図-3.4.13に示されている。模型の特徴をとりまとめると次のとおりである。

A案：主構間隔16 m、主構高7 m、床版形状を4種変えて比較

B案：主構間隔14.5 m、主構高6 m、

C案：B-4案を基本とし、床版幅を3種変えて、その影響を調査

D案：主構パネル間隔がC案の9.5 mから10 mに変更され、更に、高欄形状、縦ケタの腹板の形状の影響を調査

E案：(最終案)高欄、公共添加物、自殺防止網の影響を調査

各設計案の固有振動数、パネ支持模型実験の実験条件が表-3.4.2、3.4.3に示されている。構造減衰は、設計案A、B、Cについては対数減衰率 $\delta=0.05$ 、設計案D、Eは $\delta=0.03$ とした。

3.4.3 風洞実験

〔1〕 実験データの整理

空気力係数の測定から得られる3分力係数は次式により算出される。

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

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

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

ただし、 C_D , C_L , C_M : 抗力, 揚力, 空力モーメント係数

D , L , M : 抗力, 揚力, 空力モーメント

ρ : 空気密度 A : 水平ばく露面積

V : 風洞風速 B : 弦材間隔 (注 今回の実験では外側間隔)

3分力は風軸に関しての値をとっている。

バネ支持模型を用いた振動実験では、データ整理はねじれ振動の振動の振幅 2.0° (倍振幅)における対数減衰率(δ)と風速(V)との関係を求めることにより行なった。図で縦軸は構造減衰と空気減衰との和を示すもので、負の領域では不安定振動が生ずることを意味する。また、迎角と不安定振動の生じる風速との関係を図示し、限界風速との大小を比較して設計案の良否を判別した。

〔2〕 設計案-Aの耐風性

(1) 概 要

設計案-Aは図-3.4.1および表-3.4.1に見られるごとく、耐風性を考慮して比較的大きめな、主構間隔 $16\text{m} \times$ 主構高 7.0m という断面が選ばれた。風洞模型は縮尺率 $1/36.654$ の部分模型として製作された。図-3.4.5~6に模型の製作図を示す。この時期においては高欄、地覆、自動車防護柵などについての詳細は不明であったので、模型では既往の資料から適当な形状・寸法を選んで用いた。実験に用いた模型の種類としては、開床部を設けることは耐風安定性を高める効果があることが判っているので図-3.4.13にみられるような4種とした。また、実験に先立って計算した固有振動数を表-3.4.2に、バネ支持部分模型実験の実験条件を表-3.4.3に掲げる。

(2) 風洞実験結果と考察

空気力係数の測定結果を図-3.4.15~17に示す。これらを用いて、補剛桁部について試算した抗力値は、設計に用いた値とほぼ等しくなり、設計風荷重は妥当なものと考えられる。

バネ支持型実験の結果を図-3.4.25~27に示す。図-3.4.40の横軸は迎角(模型と風とのなす角度。上向きを正と定義する)、縦軸は自励振動の発現風速であり、図中の一点鎖線で示されている枠は設計基準により自励振動の生じてはならないと規定されている領域を示している。同図より模型A-1, A-3では不安定振動の限界風速は非常に高いことがわかる。すなわち、中央分離帯部に設けたグレーチングの耐風性に及ぼす効果が極めて大きいことが理解されよう。

(3) 結 論

設計案-Aは、設計に用いられた空気力係数 ($C_D=2.38$) は安全側であり、また空力不安定振動に対しても安全であると考えられ、次の設計案では主構間隔、主構高を縮小することが可能であると判断された。

[3] 設計案-Bの耐風性

(1) 概 要

設計案-Aは十分な耐風安定性を具備することが確認されたので、さらに経済的な設計に改善して行くために、設計案-Bでは主構間隔と主構高をそれぞれ14.5m、6mとして再設計を行なった。提出された設計案-Bを図-3.4.2に、模型を図-3.4.7~8に示す。

床組の耐風性に及ぼす影響は大きい、設計案-Aをそのまま踏襲し、図-3.4.13に示すような4種の模型について実験を行なった。また、設計案-Aでは検査廊は橋軸線に非対称に設置されており、これまでの実験では常に検査廊を下流側に置いて実験したが、風向が耐風性に与える効果を見るために、B-4案の模型についてのみであるが、検査廊を上流側に置いた実験も行なった。

(2) 風洞実験結果と考察

空気力係数に関する実験結果を図-3.4.18~21に示す。設計風荷重は補剛桁部に対して1,605t/mとしているが、実験結果では1,303~1,328t/mといずれも設計値よりも小さくなっている、詳細設計には更に検討する必要があると考えられた。

バネ支持模型実験結果を図-3.4.28~32に示す。図-3.4.41~42より模型B1、B4、B4-aは限界風速よりも低い風速で不安定振動を生じることがわかる。しかし、迎角0°付近の発振風速は高く、自然風の迎角特性調査から風速の高い場合には迎角の変動が極端に小さくなるため、設計案-Bはほぼ実施設計に採用し得るのではないかと考えられた。また、検査廊の位置の耐風性に与える影響は模型B4とB4aの結果の比較から求められ、両者の差は迎角が4°以上の範囲ではあまり大きくないが、それ以下の迎角では模型B4aの方が大きな限界風速値を与えることが分る。

A1~A3、B1~B4の実験結果を比較することにより床版形状の耐風性に及ぼす影響がとめられる。すなわち、設計案A、Bは同一の4種の床版を用いているが、実験結果に差が生じている。すなわち、B2案は実験風速範囲では発振しなかったのに対し、B1、B3、B4案では発振している。これはA案とは異なった傾向を示しており、床版形状の違いばかりでなくトラス部の寸法、床版幅と主構間隔との比率が相互に影響しあっているものと推測される。

また、床版に開床部を設けたB1~B3は、設けないB4とは迎角の大きな領域で耐風性が異なる傾向にあるのが理解されよう。すなわち、開床部がないものは迎角の増加と共に発振風速が低下するのに対し、開床部を設けると大迎角の場合に発振風速が上昇する。これは開床部の効果が大迎角の場合に著しいことを表わしているものと思われる。

(3) 結 論

設計案Bは狭い迎角範囲で不安定振動を発生する可能性があるが、自然風の迎角変動を考えると実橋においてはこのような振動は発生することはないものと判断された。また、採用された設計風荷重は安全側であり、検査廊の風向による影響は小さいということができよう。

〔4〕 設計案Cの耐風性

(1) 概要

設計案Bはほぼ十分な耐風性を有することが分かったので、設計案Cとしては橋床面に開床部を設けない場合に、その耐風性が主構間隔と橋床幅との関係でどのように推移してゆくかを調べることに重点を置いて風洞実験を行なった。実験に供じた模型は図-3.4.13に示すように、トラス部分の構成は設計案Bと同じであるが、橋床部の全幅が設計案Bの4の12.8mから、12.3(C3) 11.8(C2)、11.3(C1)へと漸次50cmづつ短縮されている。

本実験は長崎県における実施設計に先立って行なわれたため、模型C1～C3の原型はない。そこで模型C1については橋床幅の短縮分だけ死荷重が減少したものと見做して諸元を定めこれを用いて、バネ支持模型実験の実験条件を導いた。また模型C2およびC3については、模型B4と同じ諸元を用い、橋床幅のみの効果を見ることとした。模型C1の固有振動数の計算値を表-3.4.2に、また実験条件を表-3.4.3に示す。

(2) 風洞実験結果と考察

空気力係数は、橋床幅の最も小さい模型C1についてのみ計測し、模型B4と比較することとした。空気力係数の測定値を図3.4.22に掲げておく。設計案C1についての設計資料が間に合わず、設計案Bの橋床幅をグレーティング部の1.5m分を短縮したのみで設計案C1の原型としたことはすでに述べた。したがって、模型C1は原型を忠実に模したのではないが、橋床部の僅かな断面の相違は空気力係数値にはそれ程大きな影響は与えないと考えられる。このような観点から設計風荷重の算出には抗力係数は2.2としてもよいと思われる。そして設計風荷重は抗力で1.32t/mと求められる。

バネ支持模型による実験結果を図-3.4.33～35に示す。「耐風指針('67)」では、吊橋の全体系に対して構造減衰率は対数減衰率で $\delta=0.05$ としてよいと定められており、風洞実験でもこの値を採用した。しかしながら指針が作成されて以後行なわれた数橋の橋梁についての振動実験の結果から、構造減衰率は $\delta=0.03\sim0.035$ 程度であることが推定され、耐風指針の改訂に際しては吊橋系全体に対して $\delta=0.03$ と定められた。図-3.4.42～43では、各模型について $\delta=0.05$ と $\delta=0.03$ の場合の迎角と限界風速の関係をまとめてある。ここで $\delta=0.03$ に対応する限界風速は風速・減衰率曲線で構造減衰率と空力減衰率とは代数的に加え得るものと考えて、 $V\sim\delta$ 曲線で縦軸を $\delta=0.02$ だけ移動することにより求めたものである。

図-3.4.42～43によると、橋床部の幅が小さくなるにしたがって、迎角が 0° より増加するにつれて単調に減少していた限界風速が迎角 $3^\circ\sim5^\circ$ 程度で一旦増加し、再び減少するような傾向が大きく

なってくるのが判る。「耐風指針('67)」では限界風速は図中の点線内で生じてはならないことを定めており模型C1はこの条件を満たすことが判る。このような特性は $\delta=0.03$ の場合は満足されないが、「耐風基準('72)」の改訂(案)ではその領域は図中の1点鎖線で示された領域にせばめられるので、模型C1はこの条件を満足することとなる。

(3) 結 論

上に述べたように模型C1は十分な耐風性を有していると判断される。しかしながら、高欄・自動車防護柵・検査廊などの設計資料は未だ整っていないため、仮の形状・重量を用いて風洞実験に供した。これらの諸施設は耐風性に大きな影響を与える要素を内蔵しているのであるから、実施設計に際しては耐風性を低下させないよう十分の注意を払う必要があると考えられた。

[5] 設計案-Dの耐風性

(1) 概 要

実施設計に用いる最終断面について次の項目に対して風洞実験を行なった。

1) 高欄・歩車道分離帯の形状が耐風安定性に与える影響

2) 縦ケタの腹板の円孔の有無の耐風性に与える影響

2)については、設計の当初より縦ケタとしてトラス状の腹板について検討を加えてきた。ところがタワミ制限から剛性を増すために円孔のある腹板が採用されることになった。この断面では孔の周辺に応力集中が生じるので何らかの補強工事を追加しなければならず製作上の困難さを増すことになる。耐風安定性が損われなければ孔のない腹板としたいという委託者の希望があったので2)の実験が行なわれることになった。

設計案-Dの諸元を表-3.4.1、図3.4.3に示す。風洞模型は主構パネル間隔が9.5mから10mに変更されたため、縮尺率1/37.59とした。図-3.4.9~10に模型の製作図を示す。

設計案-Dの振動特性を表-3.4.2にバネ支持模型実験の所要値を表-3.4.3に示す。ただし、今回の実験では実験装置の都合によりねじれ振動の固有振動数を下げたので、たわみとねじれ振動の振動数比が所要値と違った条件で実験を行なった。

(2) 風洞実験結果と考察

空気力係数は模型D2について、縦ケタに円孔のある場合と無い場合について計測した。空気力係数の係数値を図-3.4.23~24に示す。設計案-Dは、C1案から大きな断面の変更がなかったで空気力係数にも差が少なく、抗力係数として2.2を採用したのは妥当である。そして設計風荷重は抗力で1.33t/mとして求められる。

バネ支持実験の結果を図-3.4.36に示す。この風洞実験は前述のように「耐風指針('67)」が改訂され、「耐風基準('72)」が作成されたので、後者に従って行なった。この改訂により、本実験では模型の構造減衰を $\delta=0.03$ に設定して実験を行なった。また、自励振動の限界風速は、66.5m/sとした。

設計案-D 1, D 2は予備実験の結果, その差はほとんど認められなかったので, 本実験ではD 2案について行なった。

図-3.4.44にD 2案について迎角と限界風速との関係を示した。この結果から, 縦ケタの孔はD 2案については耐風安定性を増す傾向を示しているが, その効果はわずかであり, 工事の工数を考えると, 縦ケタの孔あり案を採用することは問題があろう。

なお, 実在橋について行なった既往の振動実験の結果では, 実測固有振動数は計算値に比して3%程度大きくなることが見い出されており, 図-3.4.44ではこの特性が考慮されていることをお断りしておく。

(3) 結 論

以上の結果から, 模型-D 1とD 2の高欄の違いによる耐風安定性に与える影響は小さいことがわかる。また, 縦ケタの孔にはD 2案については耐風安定性を増加するような働きをすることがわかるが, その効果はわずかである。最終断面として縦ケタの孔なしD 2案は耐風安定性の十分な断面であると考えられる。

[6] 設計案-Eの耐風性

(1) 概 要

昭和47年度に, 設計案-D 2を最終断面とすることで設計は一応完了したが, 昭和50年度に最終的な実施設計案が委託者より提示された。これは設計時の最終案D-2とはほとんど変わらず次の数点の僅かな変更にとどまった。(図-3.4.4 参照)

(1) 高欄の高さを90cmから110cmに変更, また形状も変更した。

(2) 公共添加物を床版端部に取り付けることとした。

(3) 補剛トラス上に, 自殺防止網を設けることとした。

実施設計案の耐風安全性を確認するために, 上記の変更点を取り込んだE-1案に対しバネ支持模型を用いた検証実験が行なわれた。模型図を図-3.4.11~12に, 相似条件を表-3.4.4.3に示す。

実施設計案の実験結果を図-3.4.45に示す。この図から, 実施設計案は基準を犯していることがわかる。

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

(1) 自殺防止網は設けない。

(2) 図-3.4.11~12に示した高欄模型は, 模型の製作上実物の完全な相似となっておらず, 実物よりもかなり充実率の高いものとなっている。従って, 高欄の縦部材の一部を取り外して充実率を相似させる。

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

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

No.	模型名	高欄	地覆	公共添加物	自殺防止網	実験結果
1	E-2	縦部材減	10cm	アリ	アリ	図-3.4.37~39 図-3.4.46~48
2	E-3	"	ナシ	"	ナシ	
3	E-4	"	ナシ	ナシ	"	

(2) 実験結果と考察

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

(3) 結 論

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

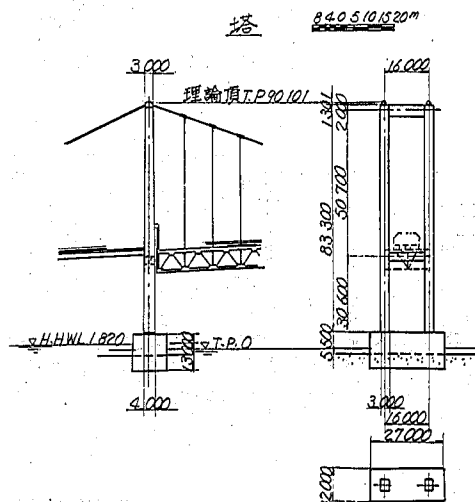
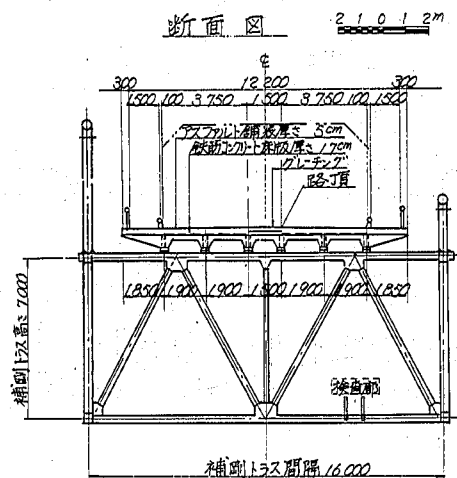
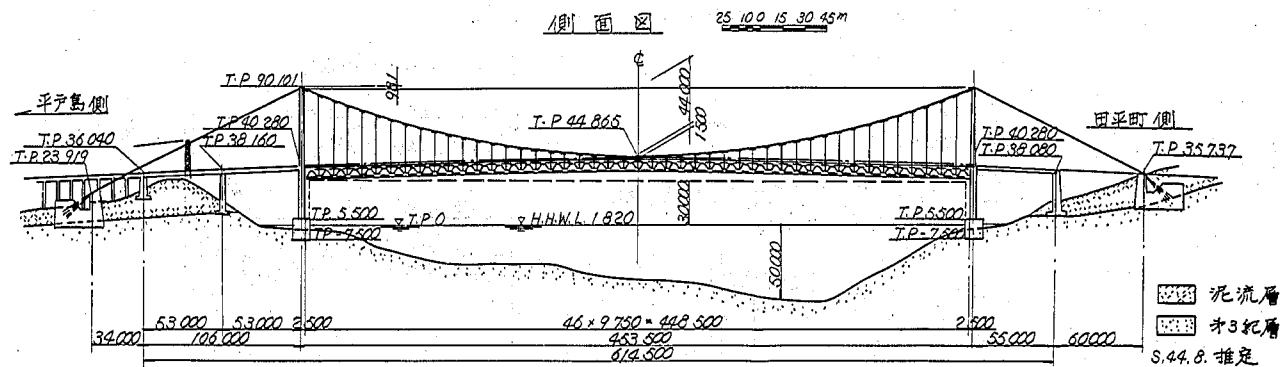


図-3.4.1 平戸大橋 A案諸元図

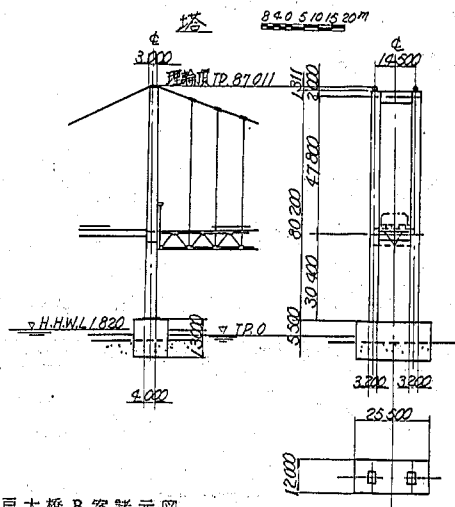
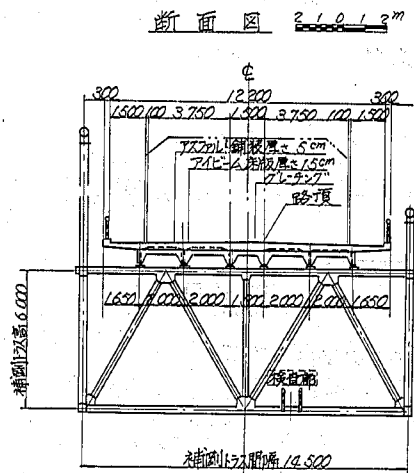
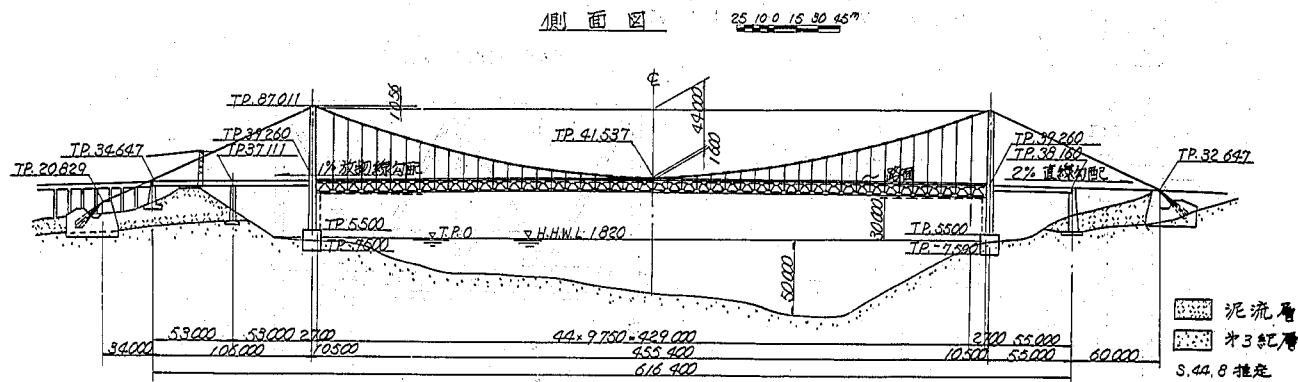
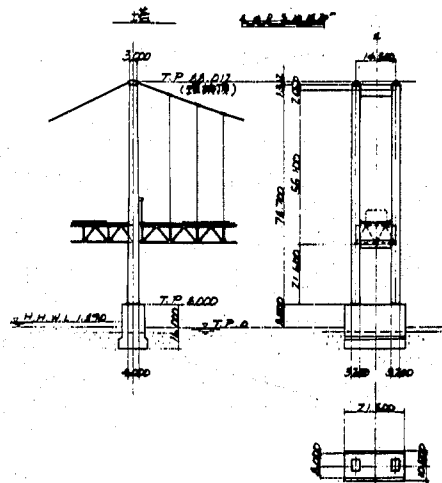
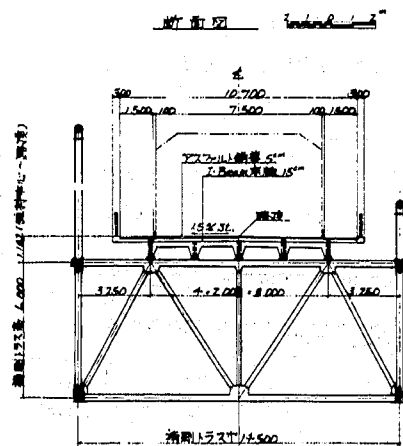
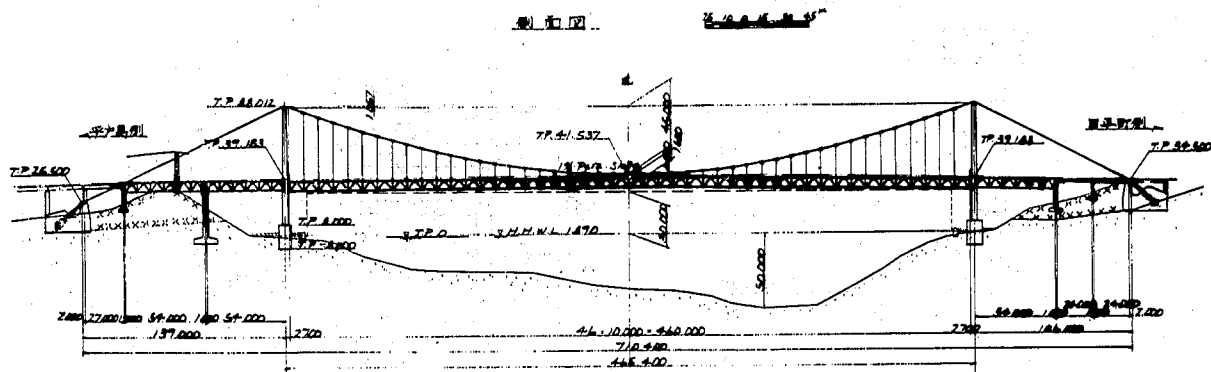


圖-3.4.2 平戸大橋 B 案諸元圖



圖一 3.4.3 平戸大橋 D 案諸元図

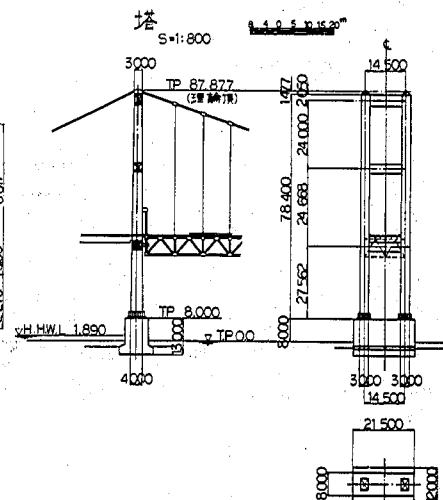
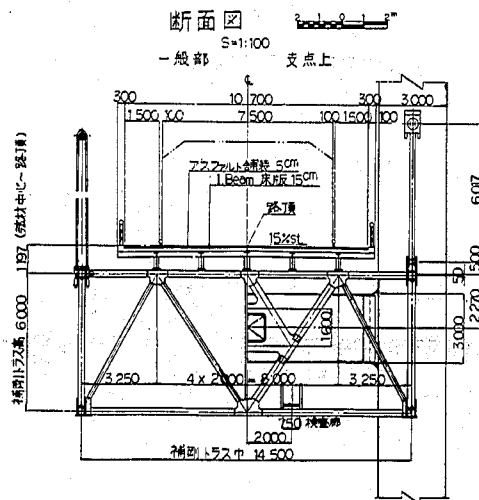
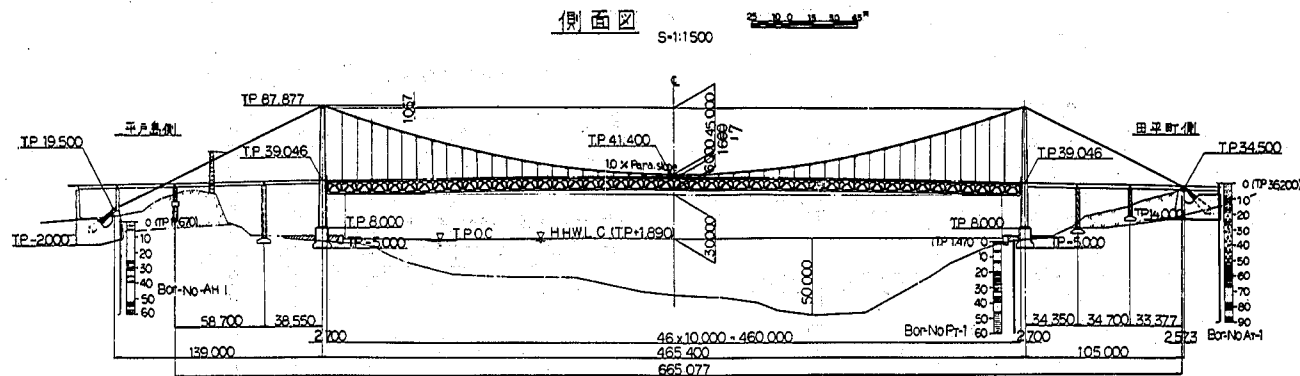


図-3.4.4 平戸大橋最終案諸元図

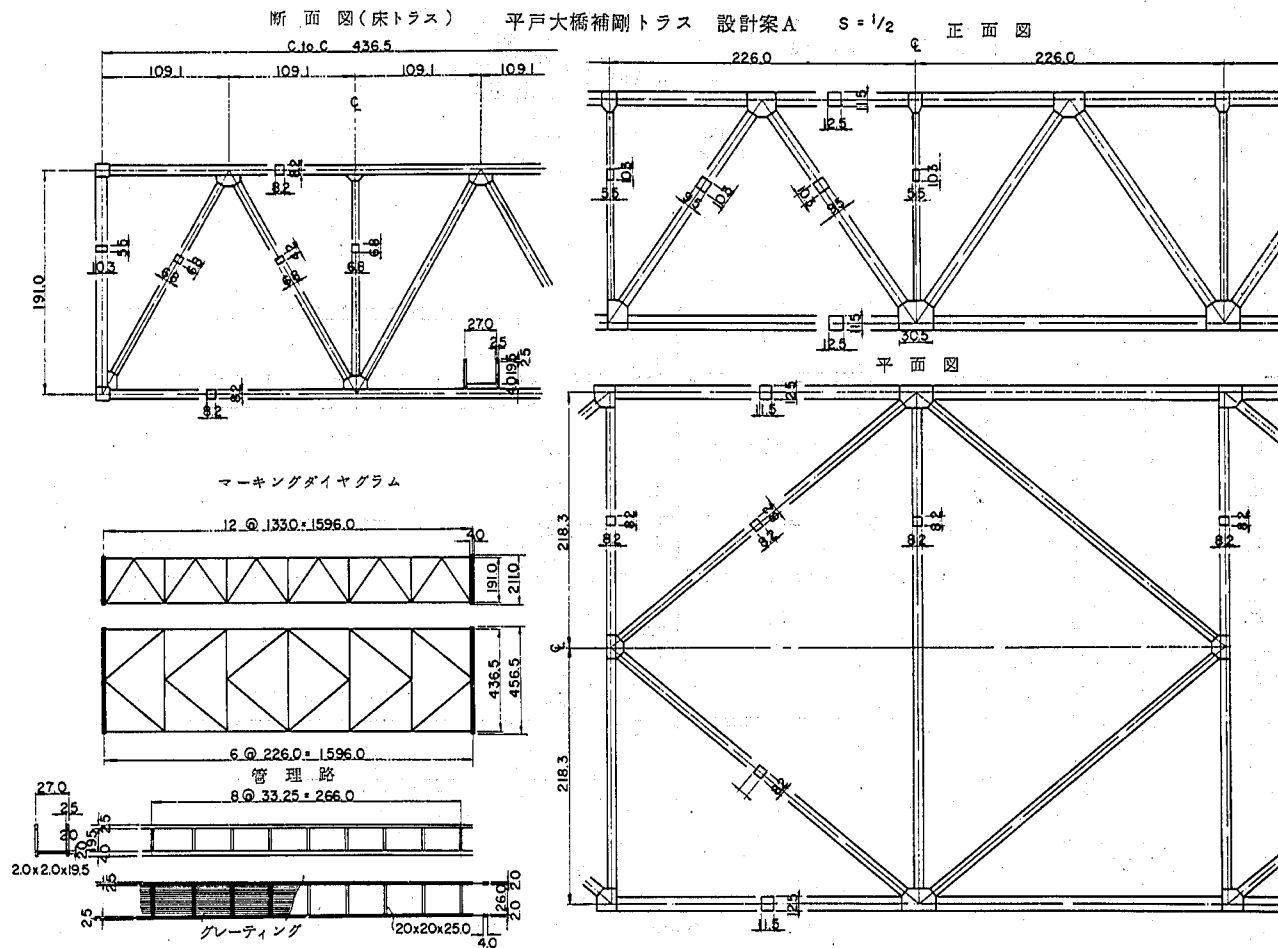


図-3.4.5 模型図 (A案)

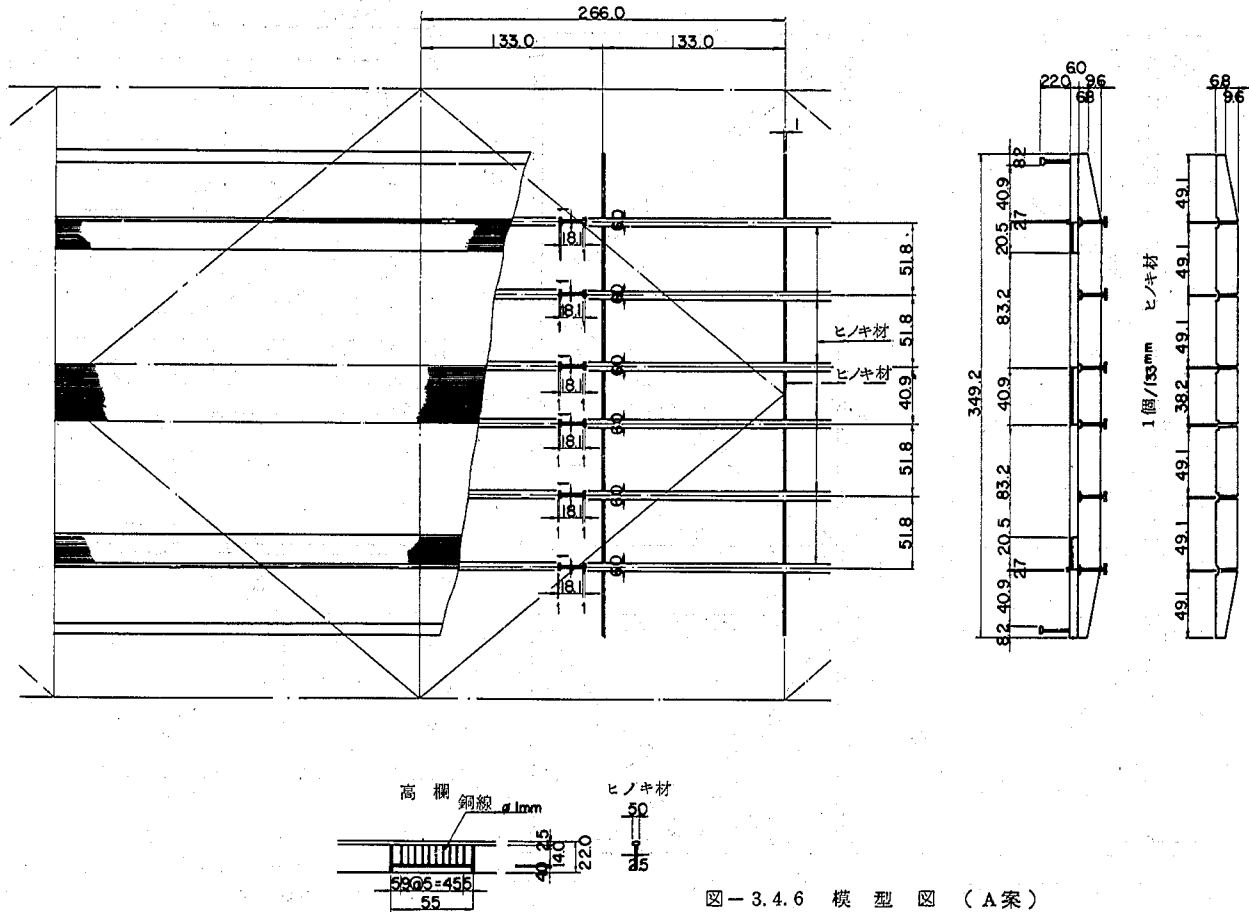
$$S = 1/2$$


图-3.4.6 模型图 (A案)

平戸大橋床トラス 設計案B $s = 1/2$

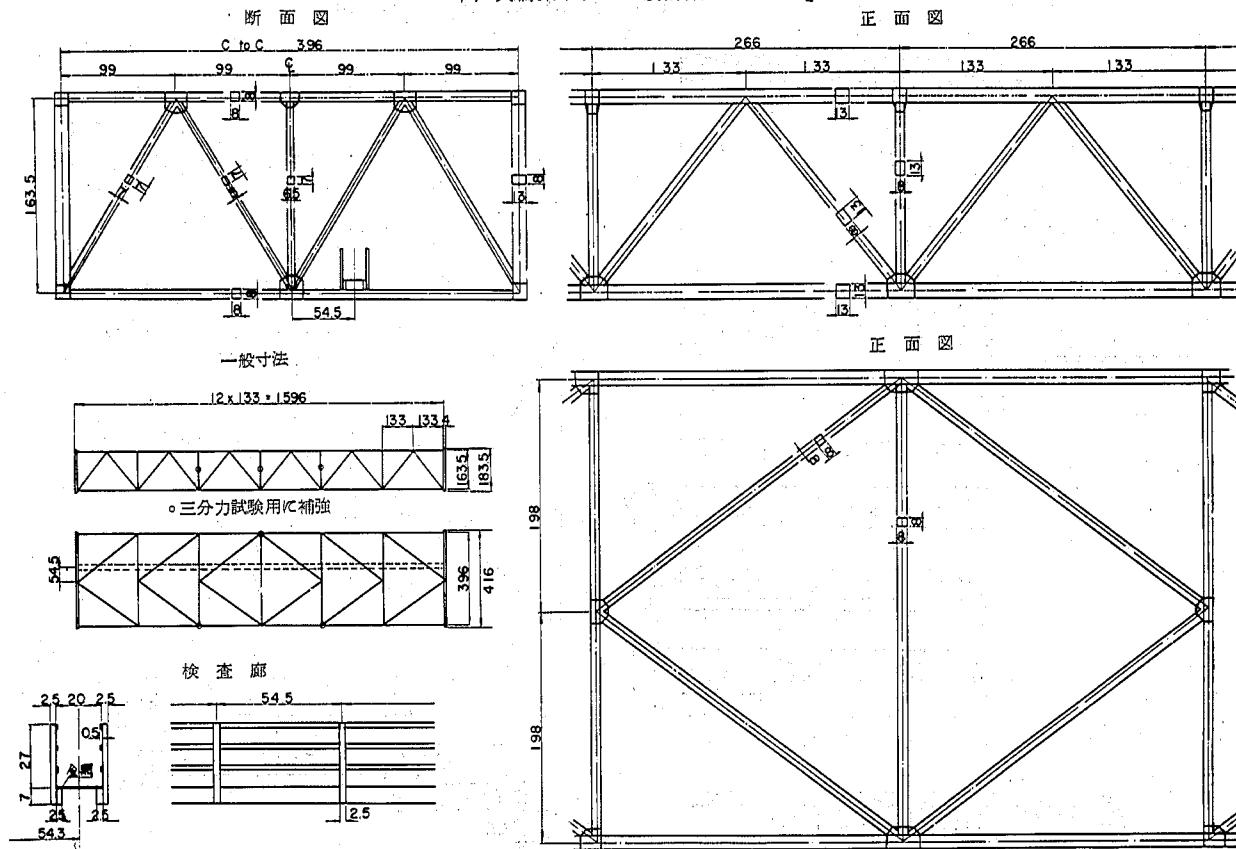
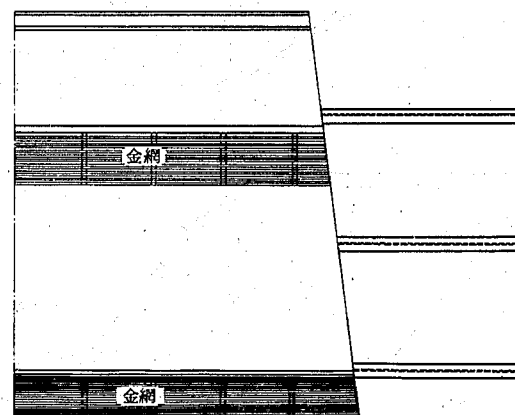
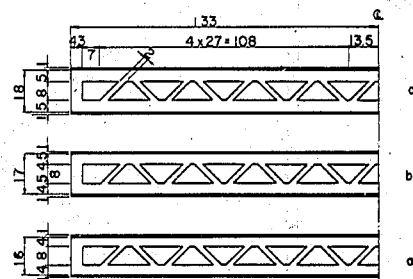
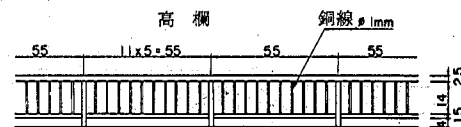
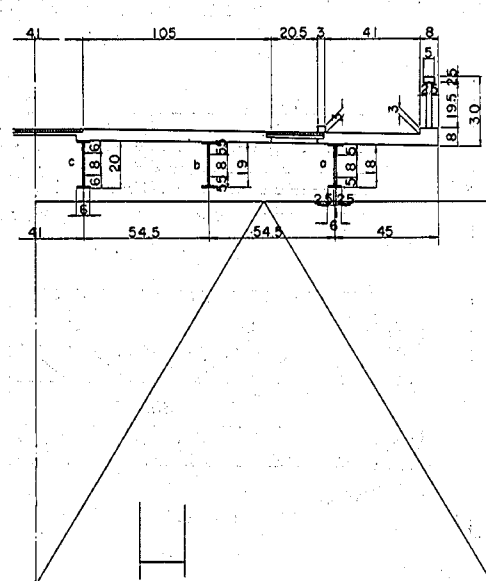


図-3.4.7 模 型 図 (B案)

床組断面 設計案B

$s = 1/1$



材 質

- 床版の部分はパルサ材を用いる。
- 床縦桁はアクリルとする。
- その他の部分はひのきとする。

図-3.4.8 模 型 図 (B案)

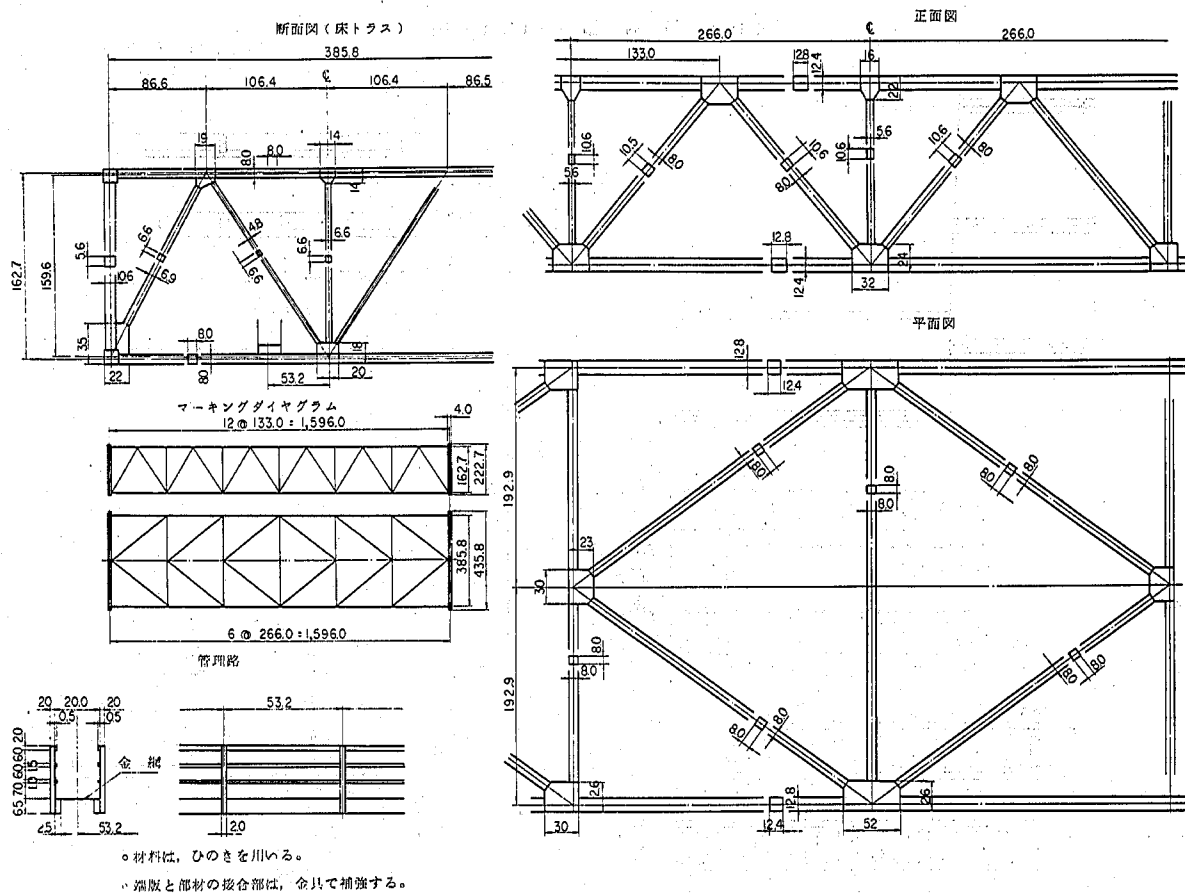
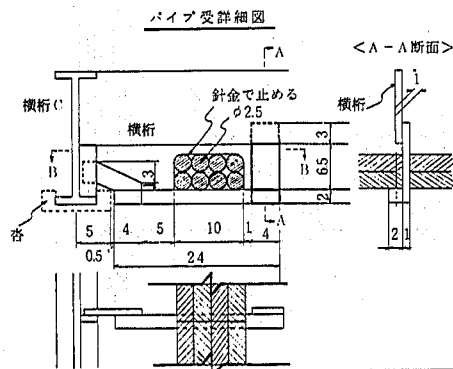
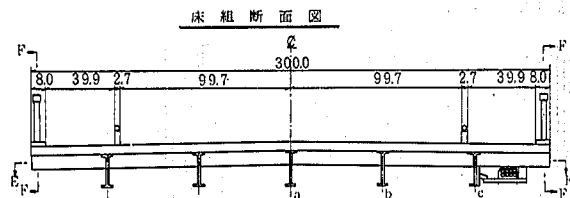
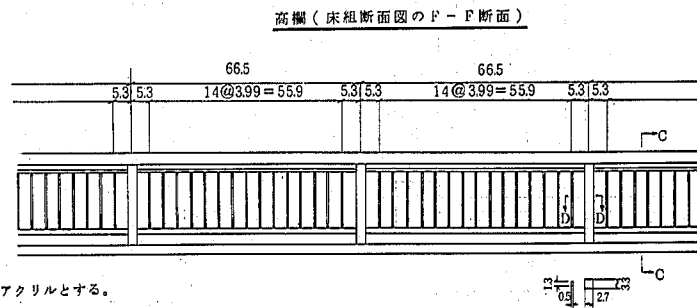


図-3.4.9 模 型 図 (D 案)



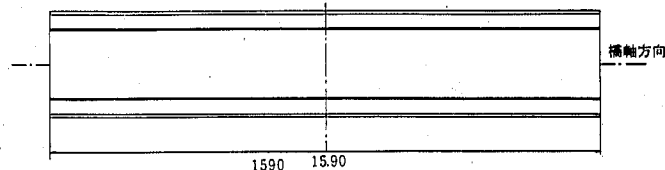
< B - B 断面 >



< D - D 断面 >

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

床組平面図



縦、横桁配置図 (床組断面図の E - E 断面)

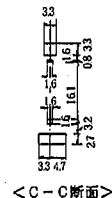
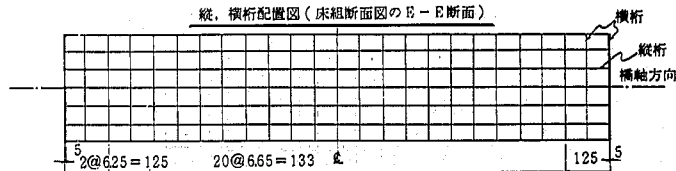
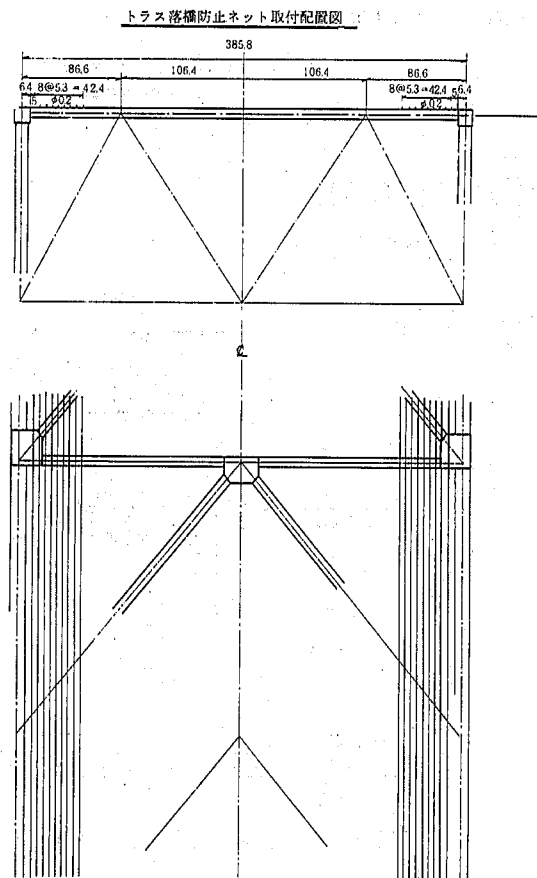


図 - 3.4.1.1 模型図 (E 案高欄, 公共添加物)



- ・ 防止ネットの材質は針金とする。
- ・ 定着方法
上横構垂直材上において寸法 $60 \times 1.0 \times 53.0$ のひきの板を下図のように接着剤で固定させる。

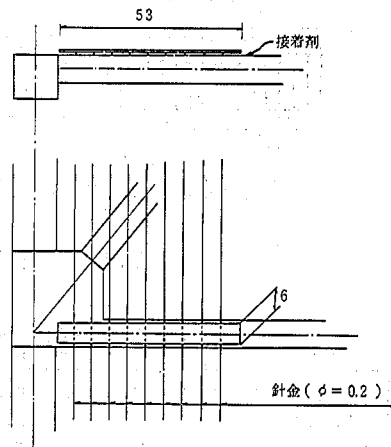


図-3.4.1 2 模型図(自殺防止網)

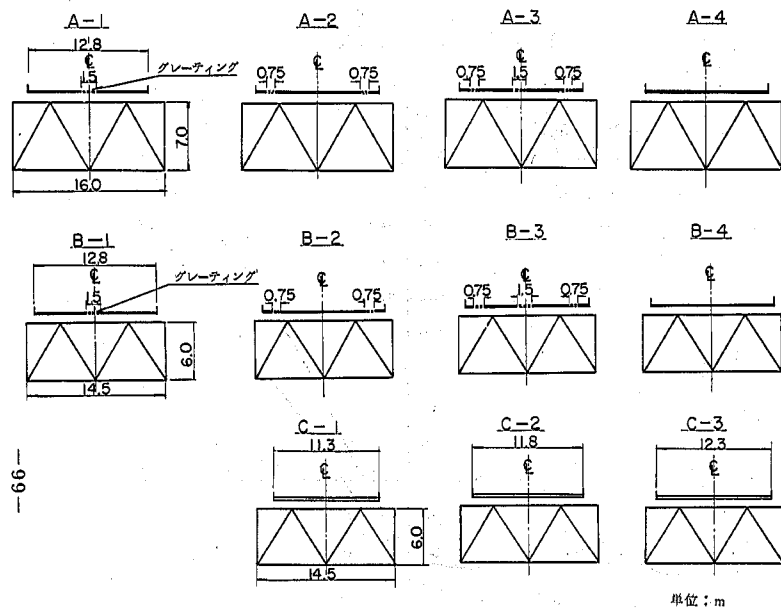


図-3.4.1.3 模型の種類

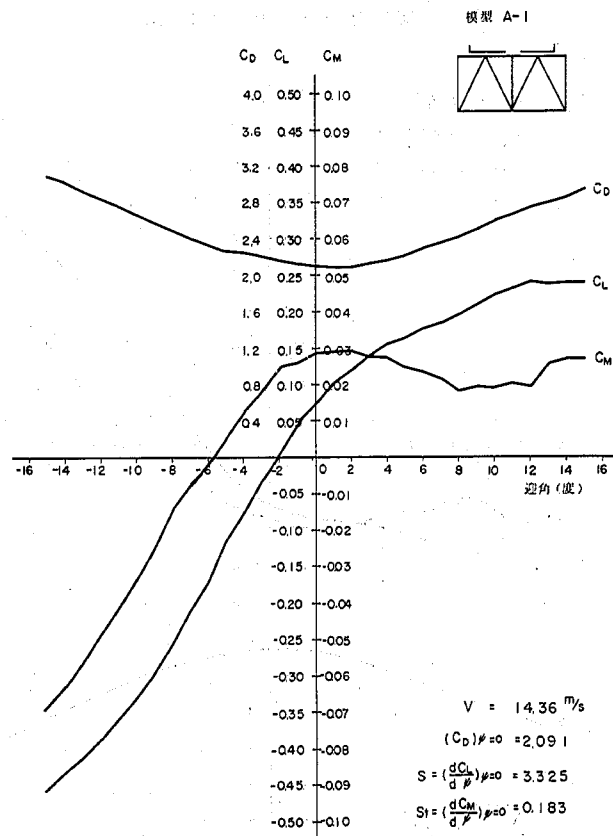


図-3.4.1.4 3 分力係数

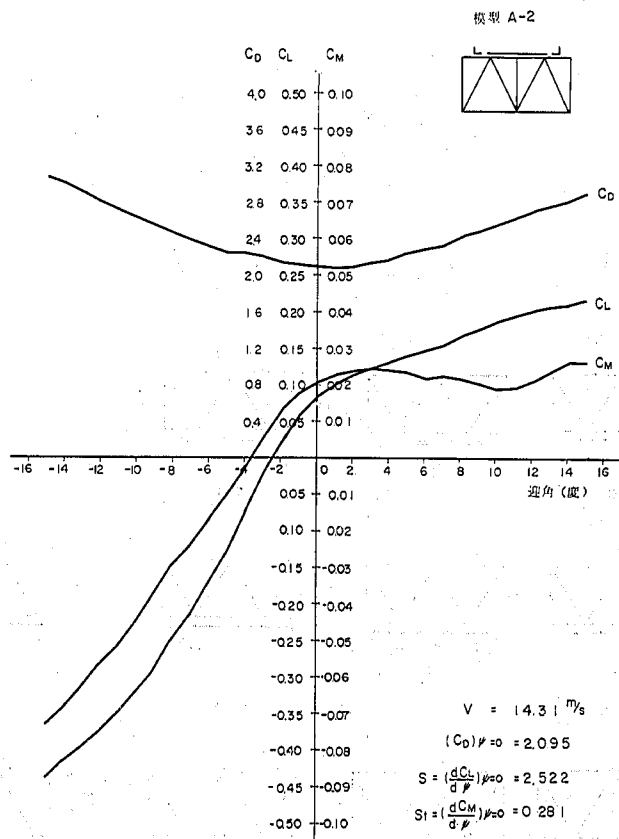


图-3.4.15 3 分力系数

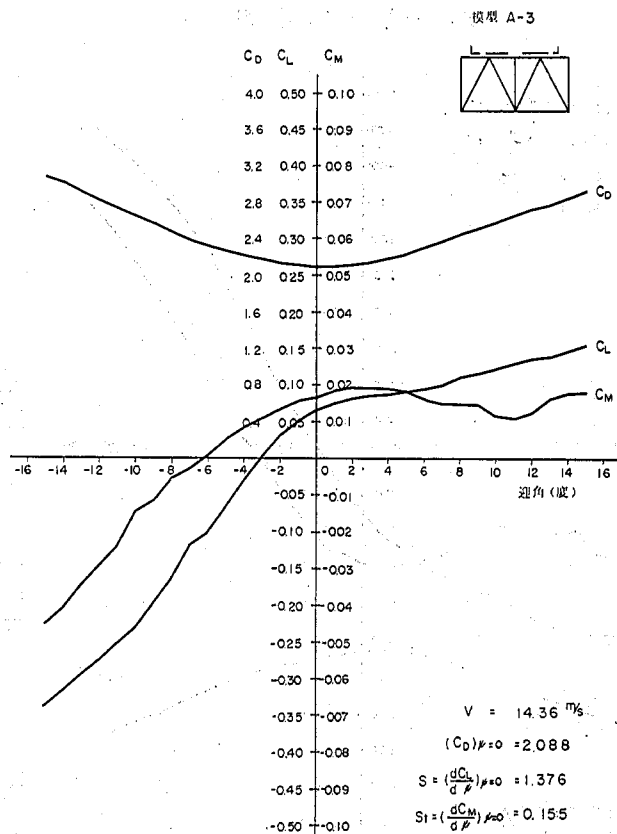


图-3.4.16 3 分力系数

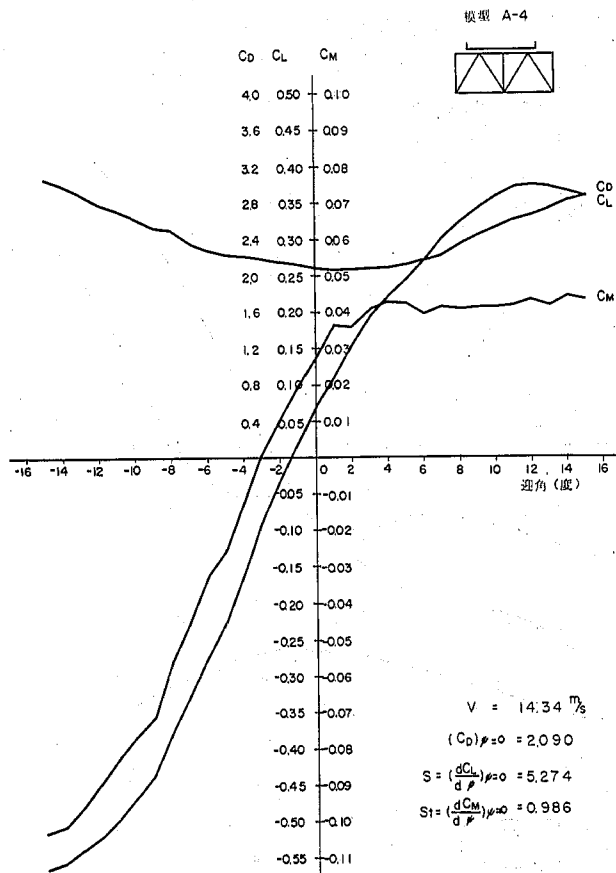


图-3.4.17 3 分力系数

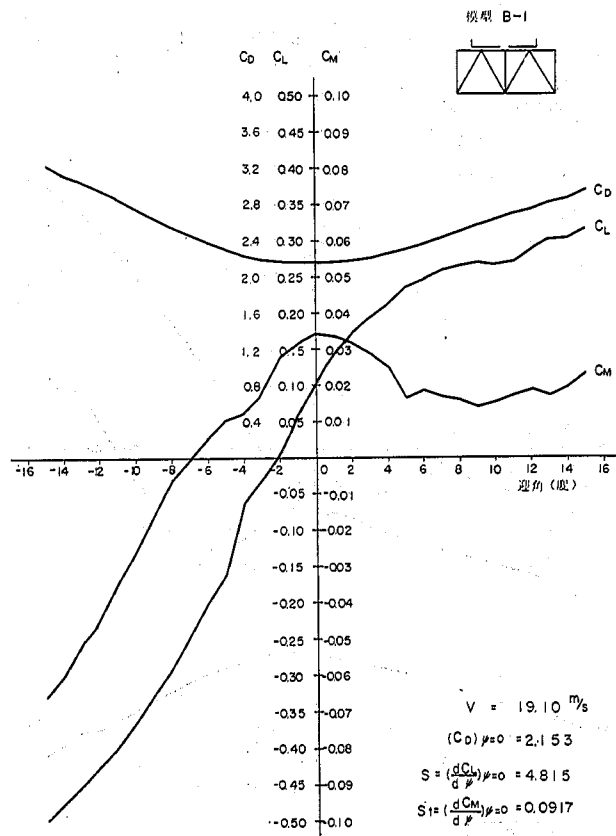


图-3.4.18 3 分力系数

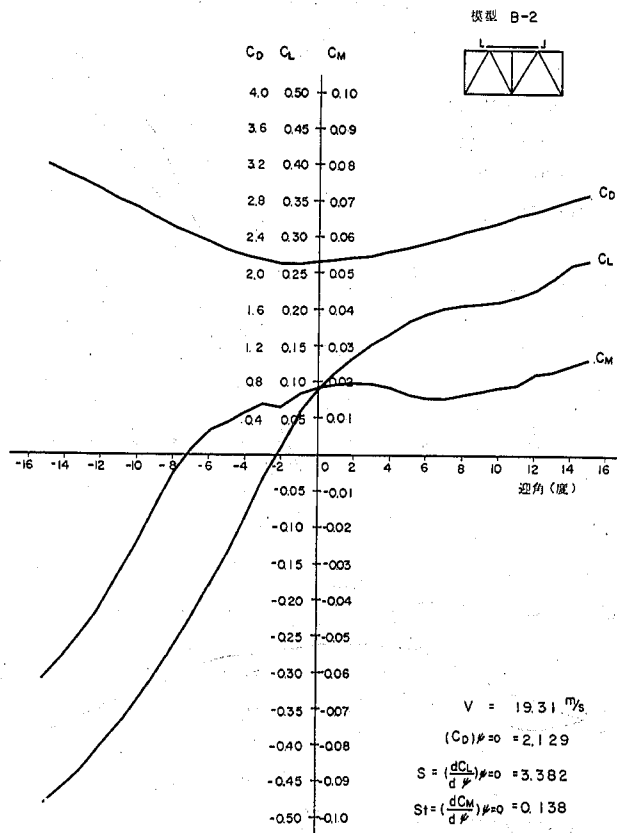


图-3.4.19 3 分力系数

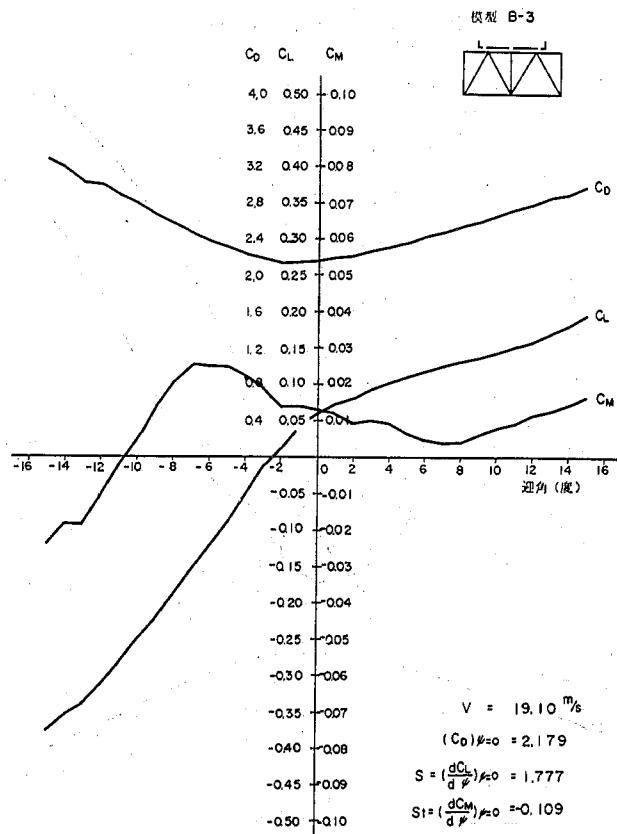


图-3.4.20 3 分力系数

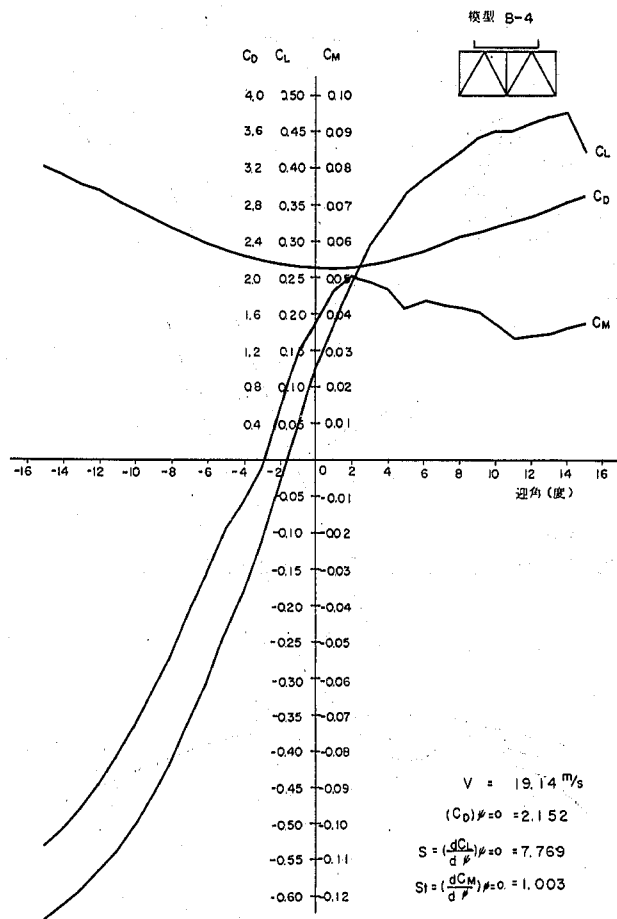


图-3.4.2.1 3 分力系数

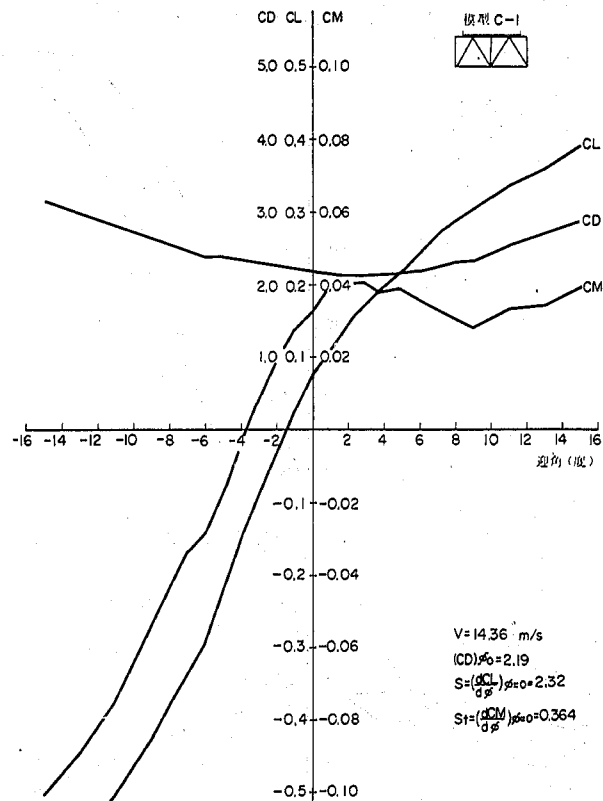


图-3.4.2.2 3 分力系数

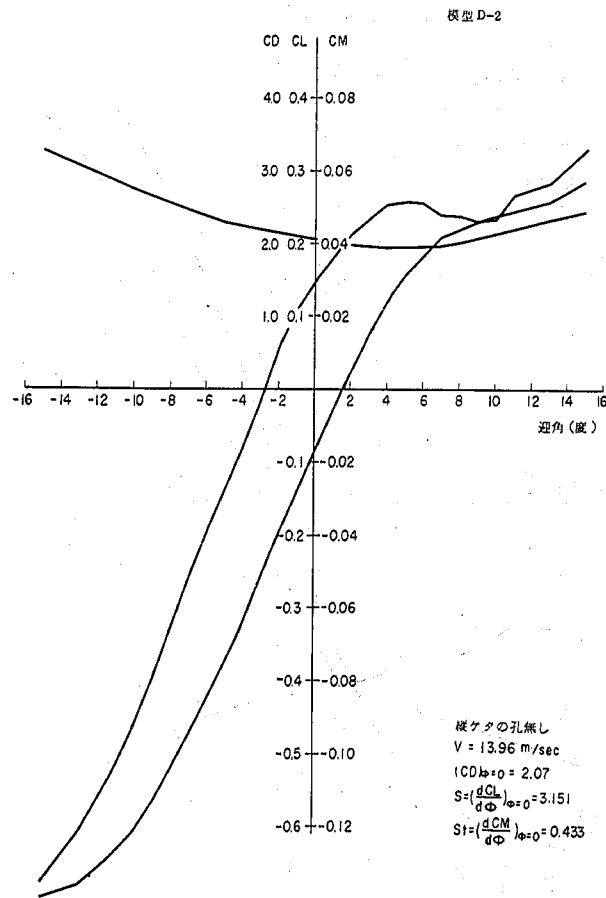


図-3.4.23 3 分力係数

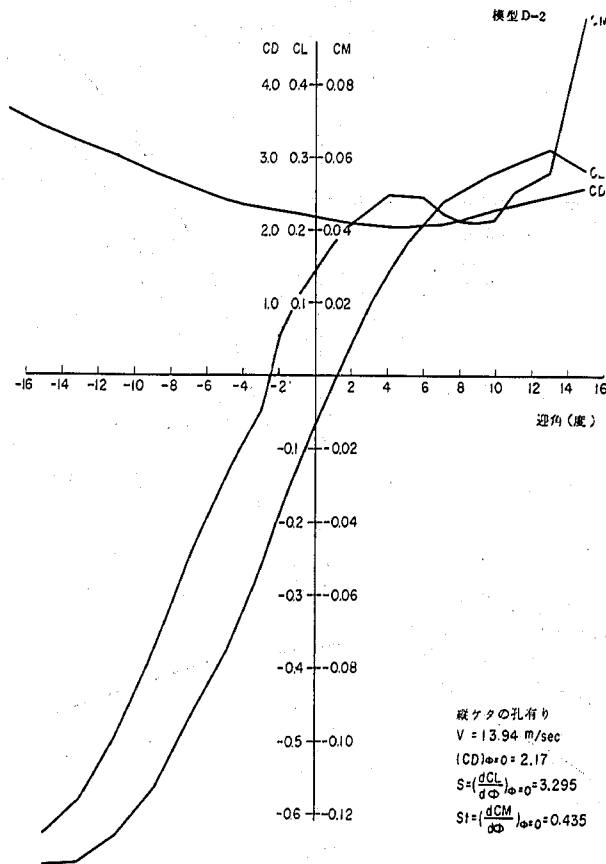


図-3.4.24 3 分力係数

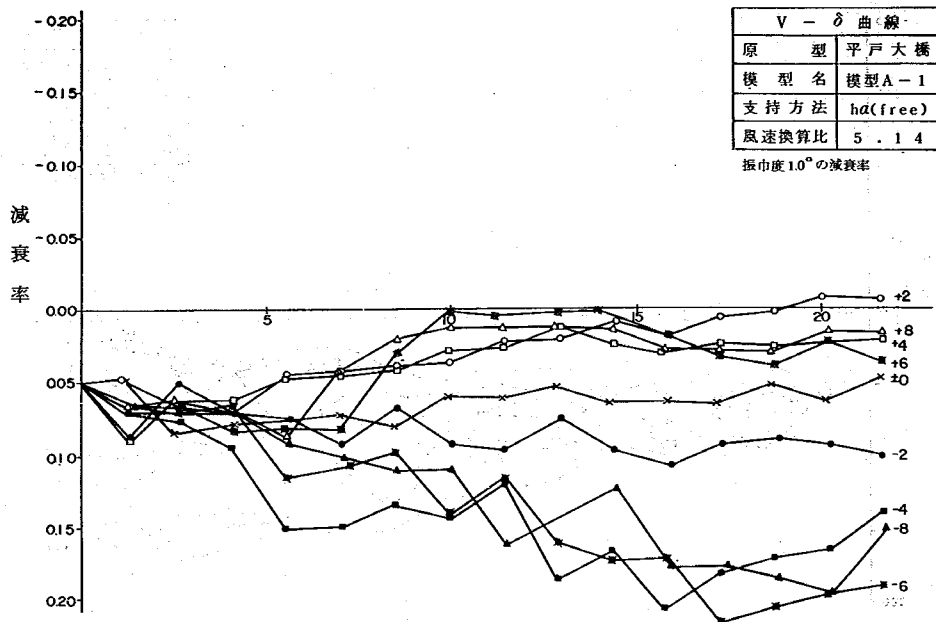


図-3.4.2.5 風速・減衰率曲線

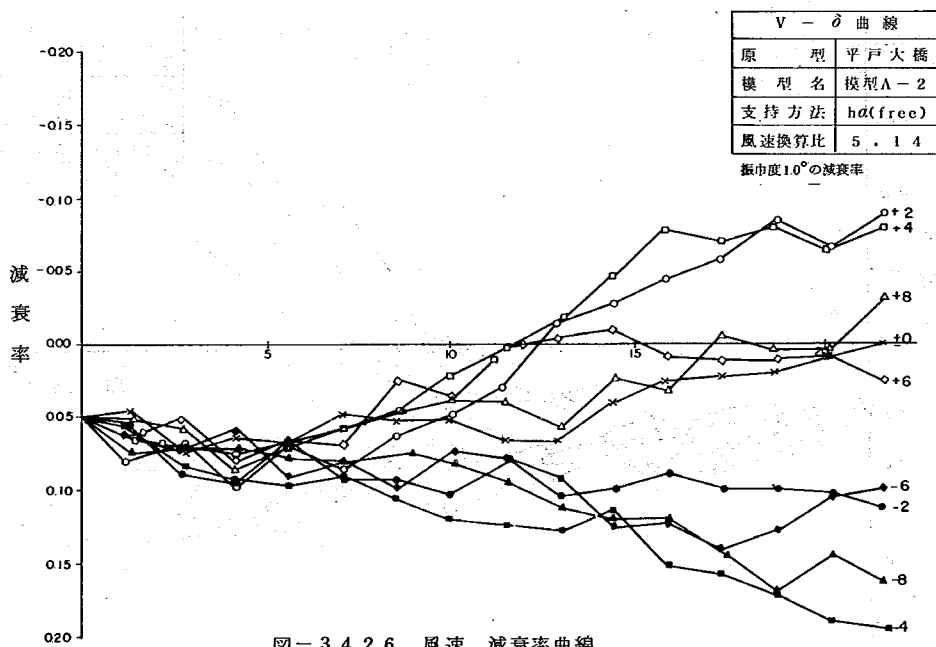


図-3.4.2.6 風速・減衰率曲線

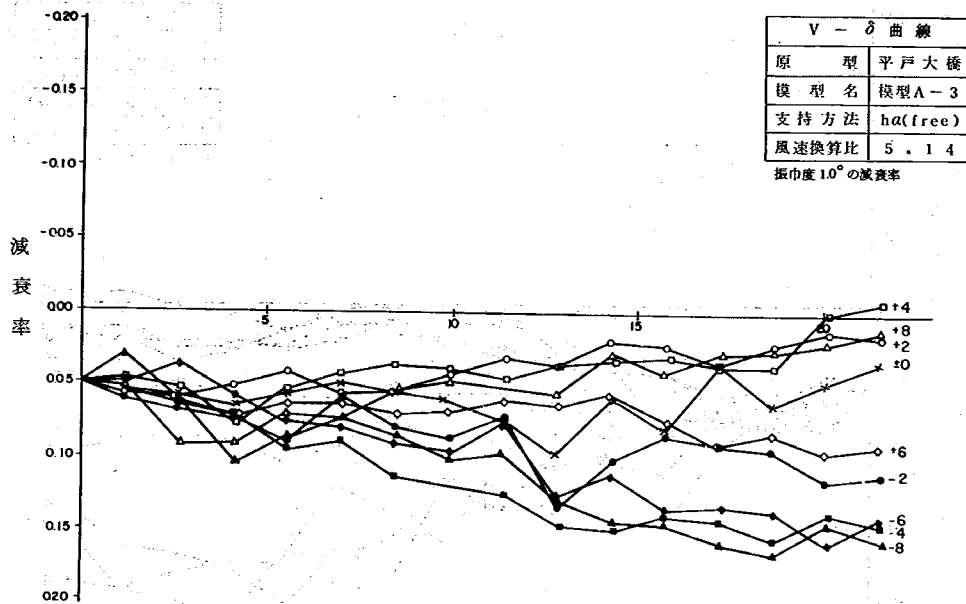


図-3.4.27 風速・減衰率曲線

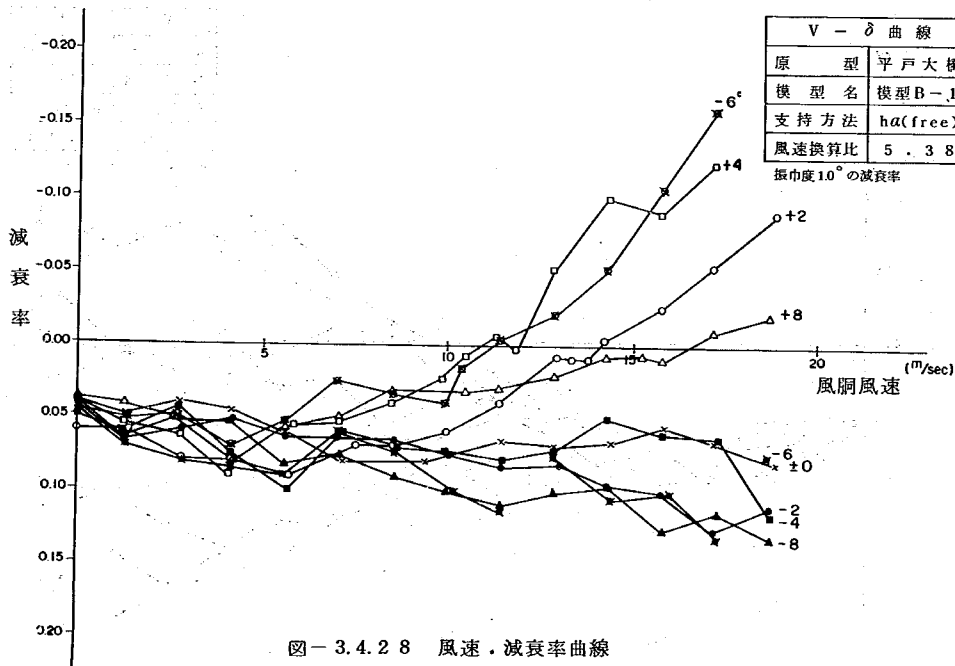
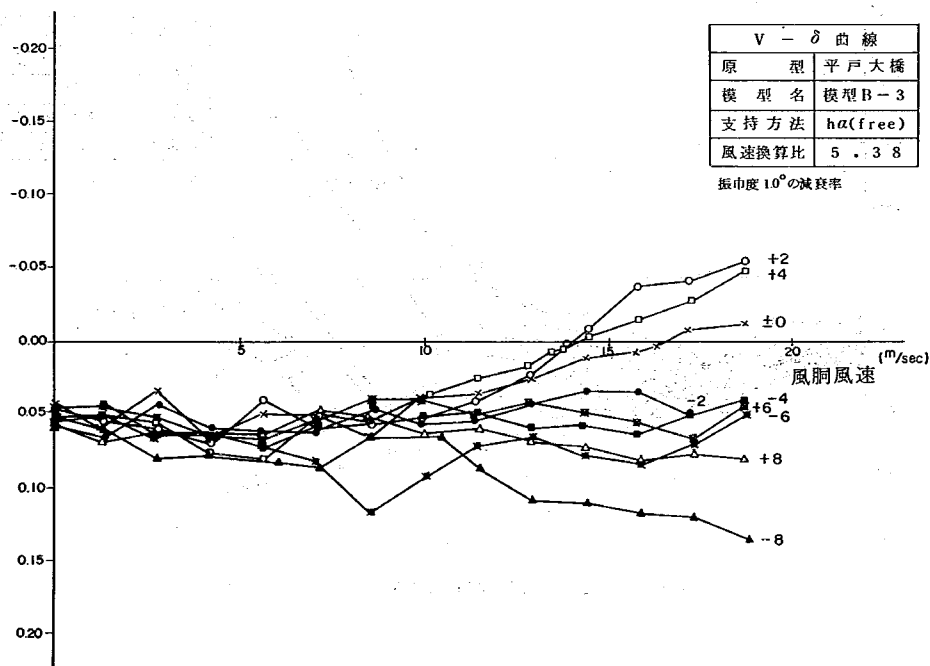
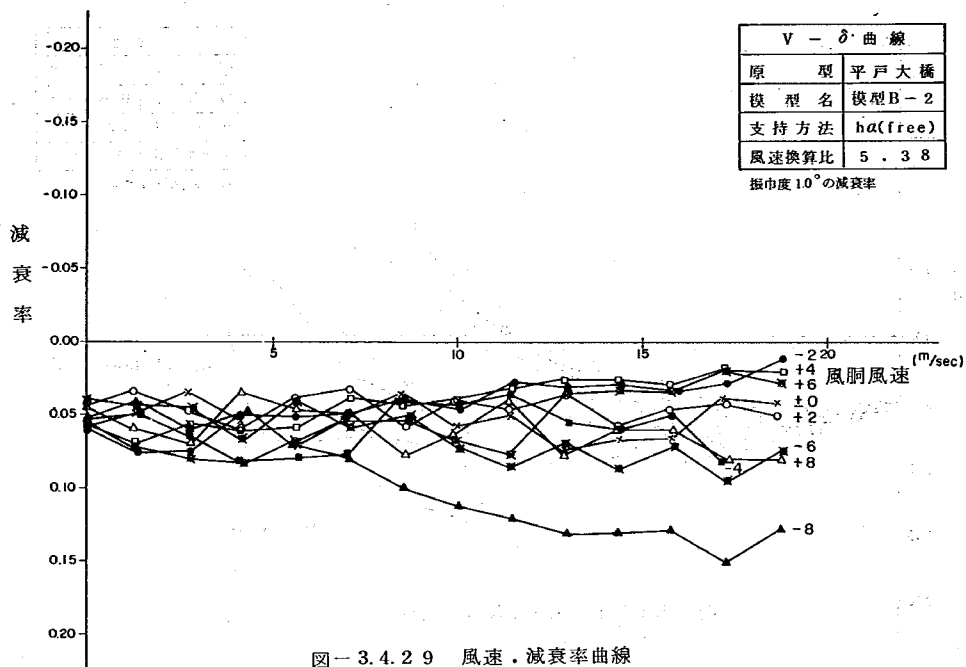
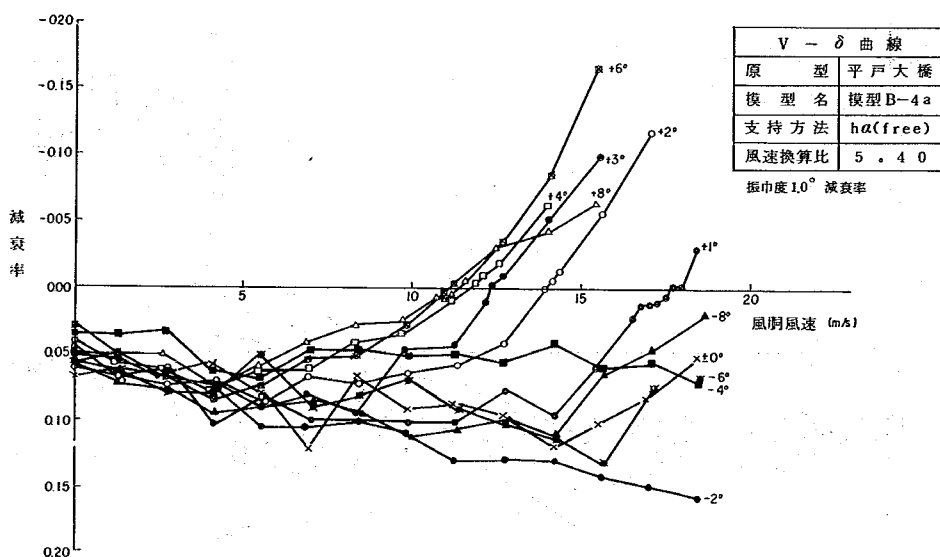
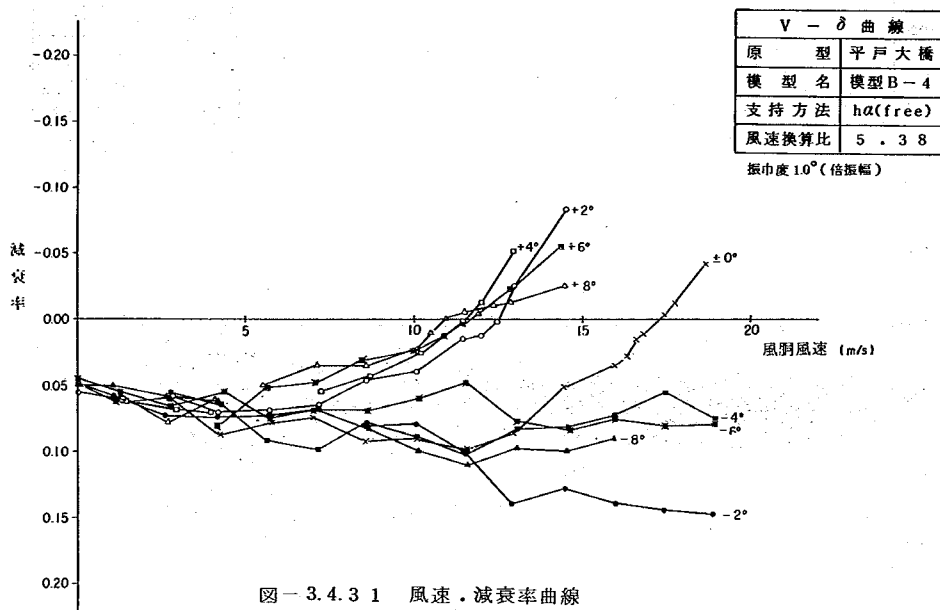
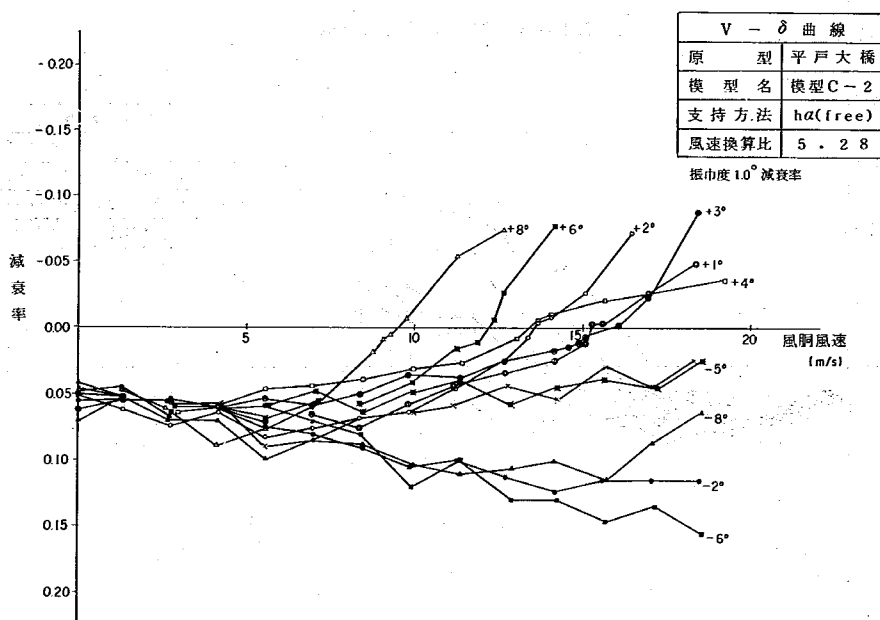
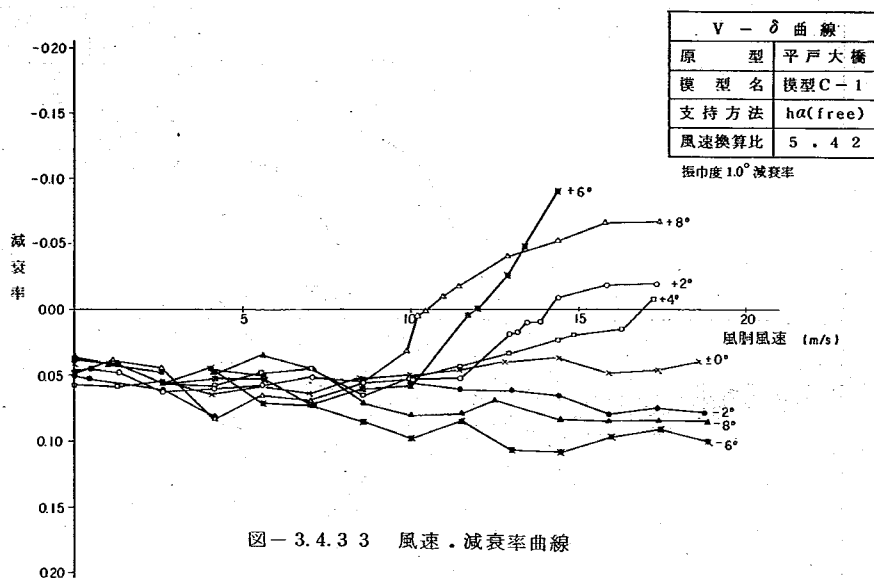


図-3.4.28 風速・減衰率曲線







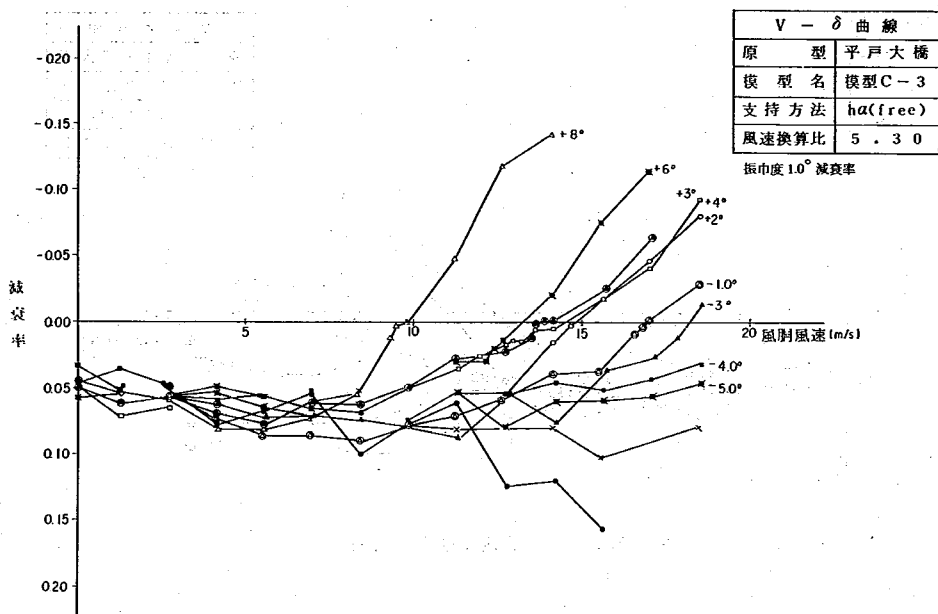


図-3.4.3 5 風速・減衰率曲線

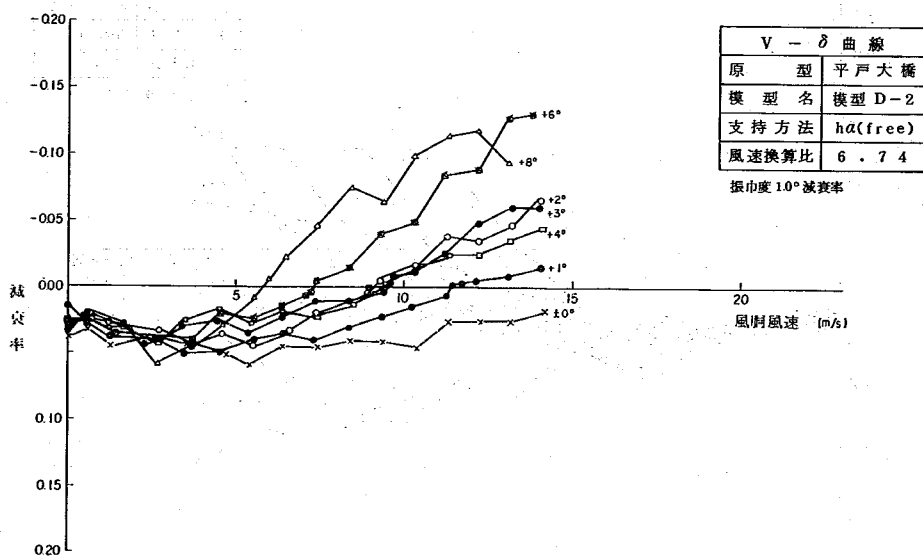


図-3.4.3 6 風速・減衰率曲線

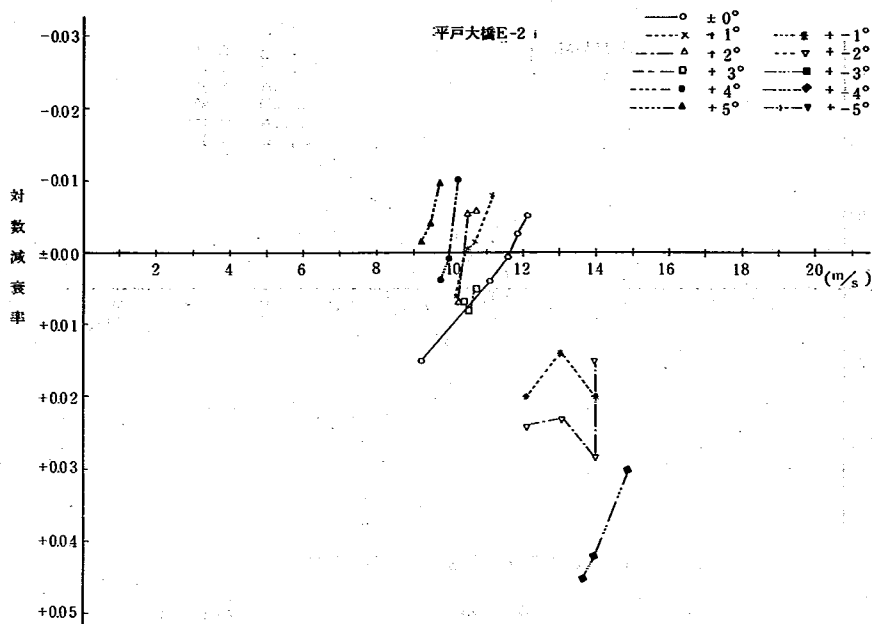


図-3.4.37 風速・減衰率曲線

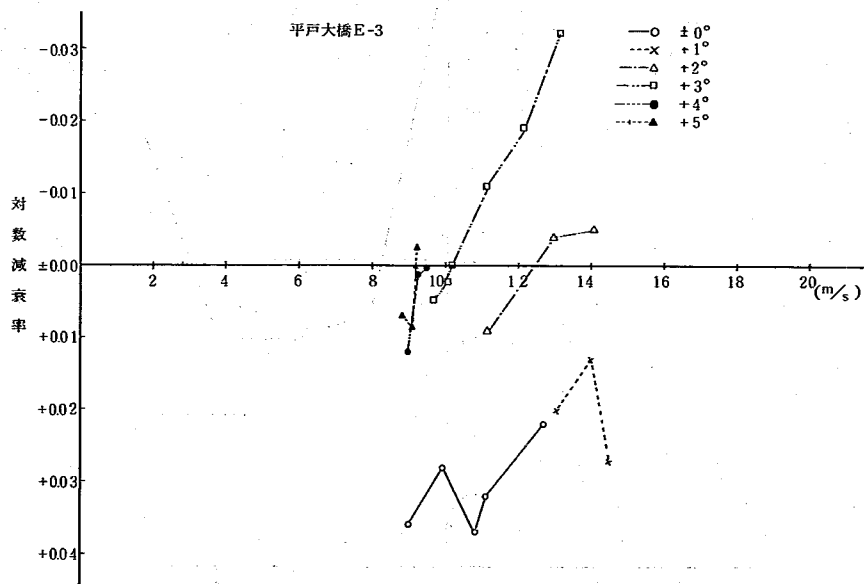


図-3.4.38 風速・減衰率曲線

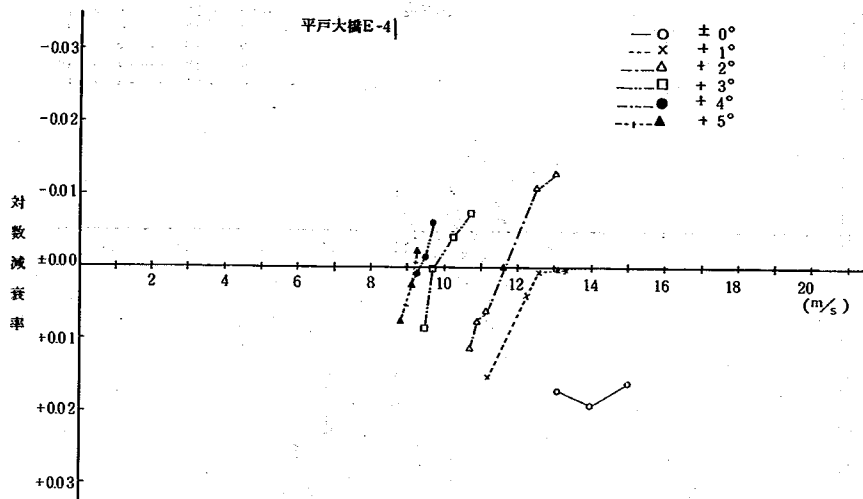


図-3.4.3.9 風速・減衰率曲線

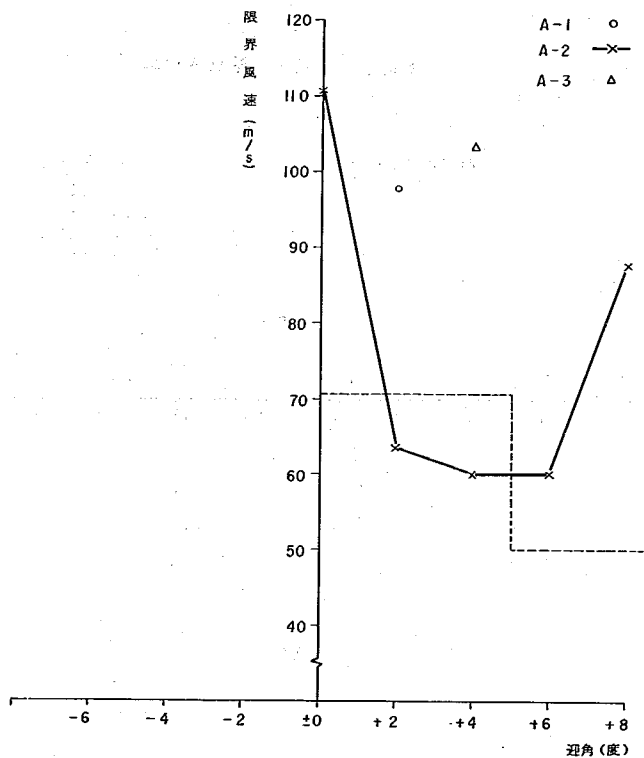


図-3.4.4.0 迎角と限界風速

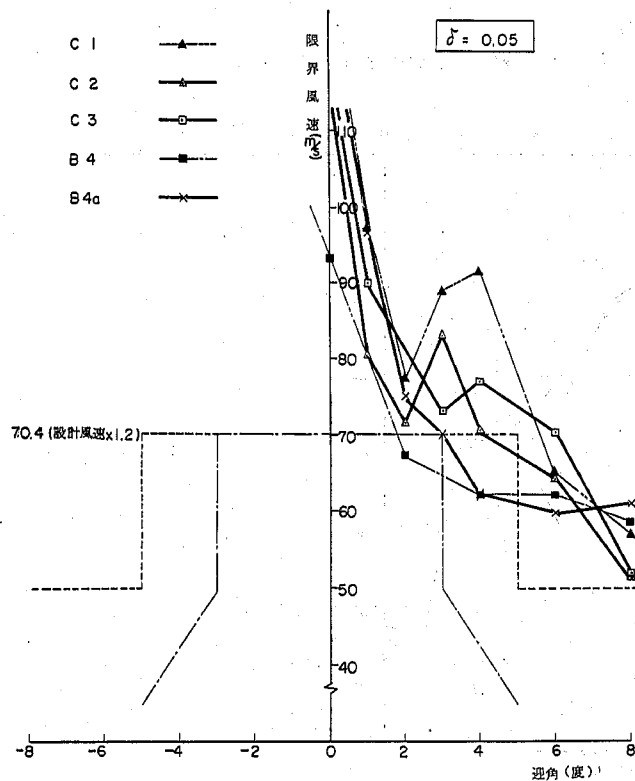


図-3.4.4.1 迎角と限界風速

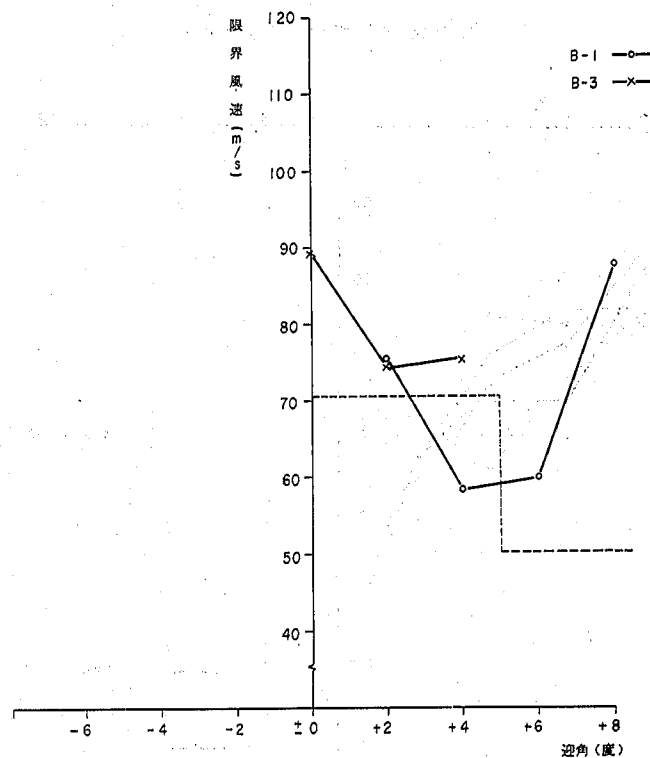


図-3.4.4.2 迎角と限界風速

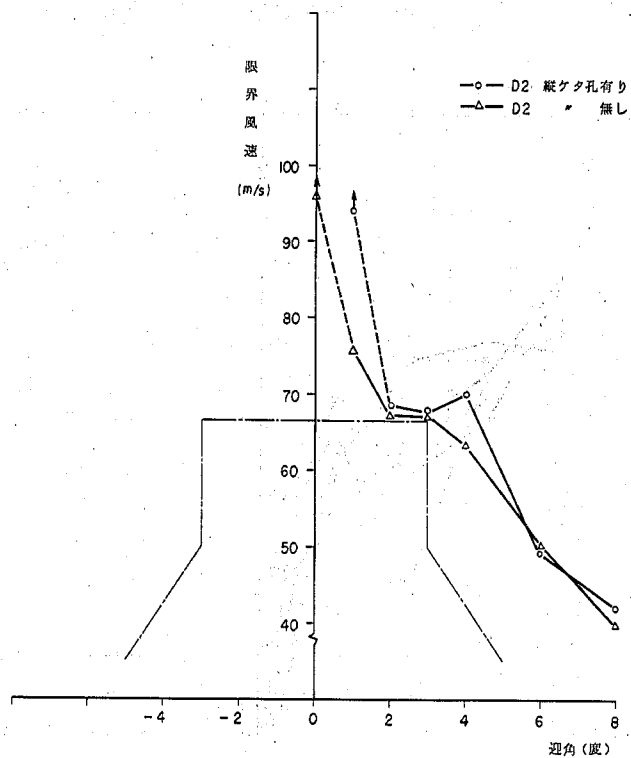


図-3.4.4.3 迎角と限界風速

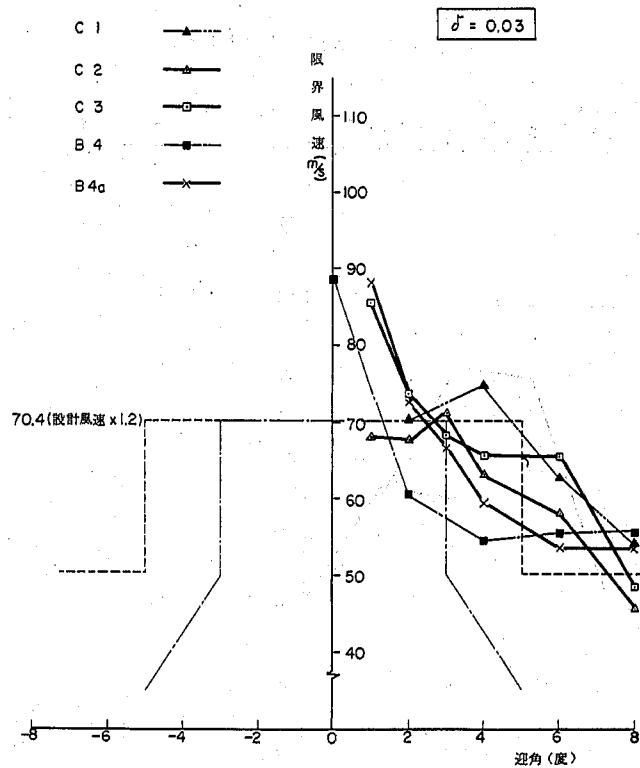


図-3.4.4.4 迎角と限界風速

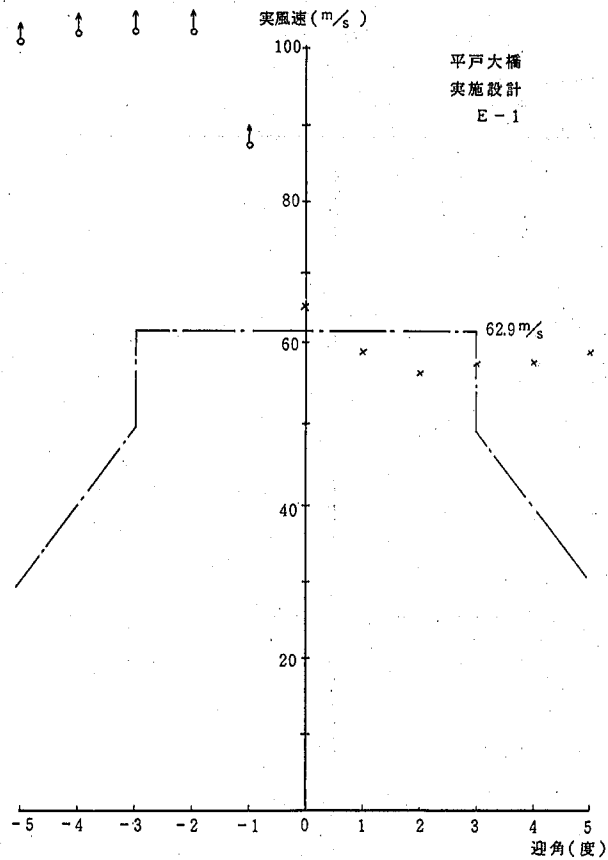


図-3.4.4.5 迎角と限界風速

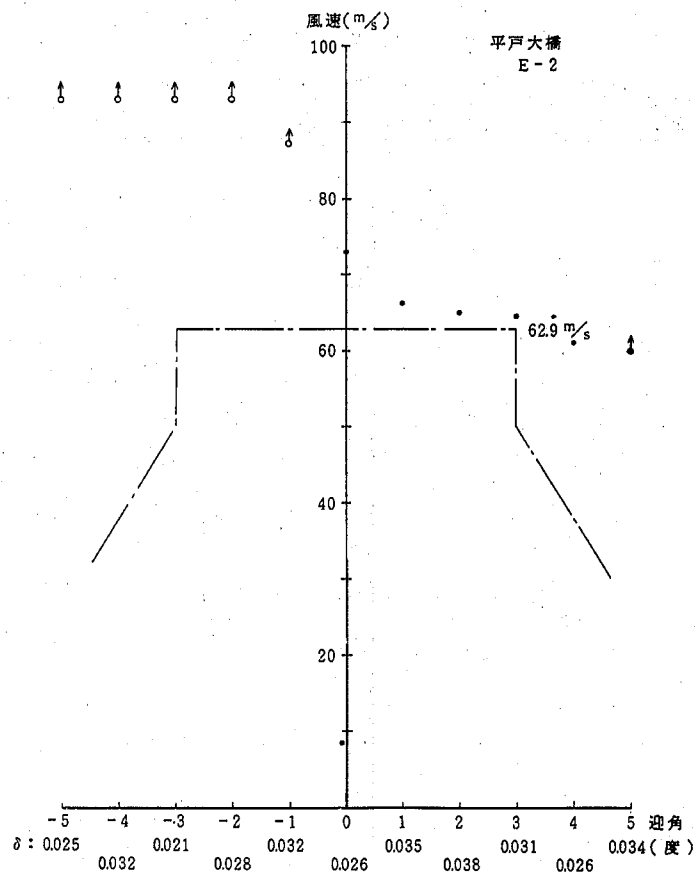


図-3.4.4.6 迎角と限界風速

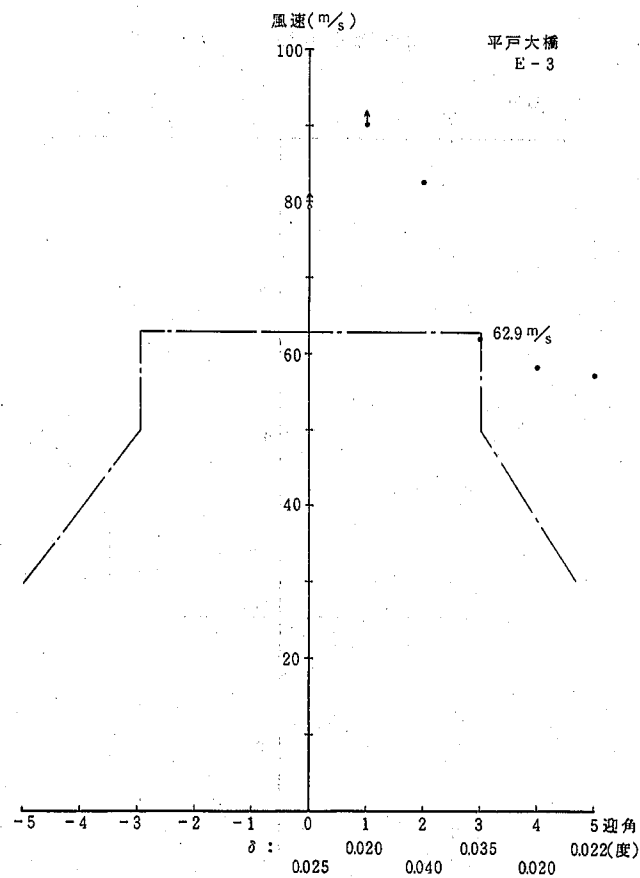


図-3.4.4 7 迎角と限界風速

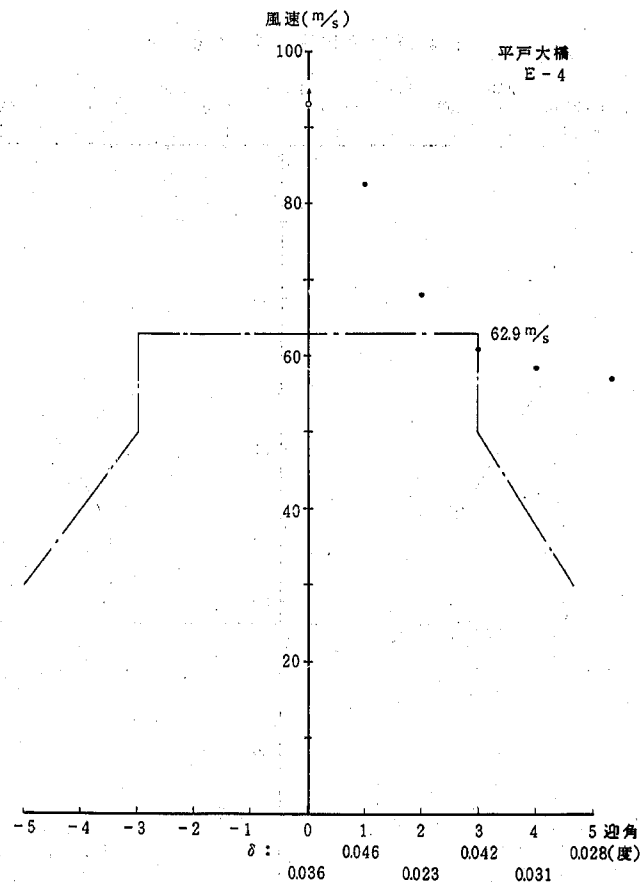


図-3.4.4 8 迎角と限界風速

表-3.4.1 設 計 案 諸 元

名 称				単 位	設 計 案 - A	設 計 案 - B	設 計 案 - D
主 塔 間 隔				m	4 5 3.5 0 0	4 5 5.4 0 0	4 6 5.4 0 0
理 論 支 間				m	4 4 8.5 0 0	4 5 0.0 0 0	4 6 0.0 0 0
垂 距				m	4 4.0 0 0	4 4.0 0 0	4 5.0 0 0
バックスティ(水平)	右	田平側		m	1 1 5.0 0 0	1 1 5.0 0 0	1 0 5.0 0 0
	左	平戸側		m	1 4 0.0 0 0	1 4 0.0 0 0	1 3 9.0 0 0
バックスティ(鉛直)	右	田平側		m	5 4.3 6 7	5 4.3 6 4	5 3.3 7 7
	左	平戸側		m	6 6.1 8 2	6 6.1 8 2	6 1.3 7 7
ケ ー ブ ル 断 面 積				m ² /bridge	0.1 6 7 1 4	0.1 7 0 1 2	0.1 7 0 1 2
弦 材 断 面 積				m ² /bridge	0.0 3 5 2 8	0.0 5 0 0 8	0.0 4 5 8
全 死 荷 重				t/m/bridge	1 1.9 1 0	1 1.5 4 8	1 1.0 2 6
床 部 死 面 重				t/m/bridge	7.3 4 8	7.4 4 0	6.9 9 0
主 構 部				t/m/bridge	2.9 8 2	2.5 5 0	2.5 0 0
ケ ー ブ ル ハ ン ガ ー 死 荷 重				t/m/bridge	1.5 8 0	1.5 5 8	1.5 3 6
主 構 間 隔				m	1 6.0 0 0	1 4.5 0 0	1 4.5 0 0
主 構 高				m	7.0 0 0	6.0 0 0	6.0 0 0
主 構 パ ネ ル 間 隔				m	4.8 7 5	4.8 7 5	5.0 0 0
横 構 パ ネ ル 間 隔				m	9.7 5 0	9.7 5 0	1 0.0 0 0
斜 材 断 面 積				m ² /cable	0.0 1 1 0	0.0 1 1 1 4 8	0.0 1 1 5 2
横 構 断 面 積				m ² /lateral	0.0 1 1 6	0.0 1 0 6 3 8	0.0 1 0 4 8
床 版 部 幅				m	1 2.8 0 0	1 2.8 0 0	1 1.3 0 0
ケ ー ブ ル 弾 性 係 数				t/m ²	2 0.0 × 1 0 ⁶	2 0.0 × 1 0 ⁶	2 0.0 × 1 0 ⁶
主 構 の 断 面 二 次 モ ー メ ン ト				m ³ /bridge	1.7 2 8 7	1.7 7 4	1.6 4 9

表-3.4.2 固有振動数計算値

モード	対称性	次数	波 形	設 計 案 - A				設 計 案 - B			
				周期(sec)	振動数(Hz)	a ₁	a ₂	周期(sec)	振動数(Hz)	a ₁	a ₂
鉛直たわみ振動	対 称	1		3.192	0.313	1.000	-0.227	3.192	0.313	1.000	-0.251
		2		2.012	0.497	1.000	4.402	2.060	0.486	1.000	3.983
	逆 対 称	1		4.059	0.246	1.000	0	4.142	0.241	1.000	0
		2		1.253	0.798	1.000	0	1.293	0.774	1.000	0
		3		0.586	1.706	1.000	0	0.607	1.648	1.000	0
ねじれ振動	対 称	1		1.211	0.826	1.000	-0.018	1.291	0.775	1.000	-0.021
		2		0.474	2.106	1.000	4.519	0.514	1.945	1.000	7.669
	逆対称	1		0.720	1.389	1.000	0	0.783	1.277	1.000	0
モード	対称性	次数	波 形	設 計 案 C - 1				設 計 案 - D			
				周期(sec)	振動数(Hz)	a ₁	a ₂	周期(sec)	振動数(Hz)	a ₁	a ₂
鉛直たわみ振動	対 称	1		3.089	0.324	1.000	-0.258	3.181	0.314	1.000	-0.302
		2		2.004	0.499	1.000	3.870	2.132	0.469	1.000	3.313
		3						0.900	1.111	1.000	0
	逆 対 称	1		4.065	0.246	1.000	0	4.289	0.233	1.000	0
		2		1.255	0.797	1.000	0	1.357	0.737	1.000	0
		3		0.587	1.704	1.000	0	0.640	1.563	1.000	0
ねじれ振動	対 称	1		1.210	0.826	1.000	-0.021	1.241	0.807	1.000	-0.022
		2		0.482	2.074	1.000	7.545	0.497	2.010	1.000	5.909
	逆対称	1		0.735	1.361	1.000	0	0.757	1.320	1.000	0

表-3.4.3 (その1) 実 験 条 件

		設 計 案 - A			設 計 案 - B		
		原 型	模 型		原 型	模 型	
			所 要 値	実 験 値		所 要 値	実 験 値
縮 尺 率		-	1:36.65	1:36.65	-	1:36.65	1:36.65
重 量		t/m/br 11.91	Kg/model 14.18	13.51	t/m/br 11.55	Kg/model 13.73	12.93
回 転 慣 性		tsec ² m/m 38.36	Kg cm sec ² /model 34.00	3.29	tsec ² m/m 34.14	Kg sec ² cm/model 30.26	2.99
振 動 数	対 称 1 次 鉛 直 た わ み	Hz 0.313	Hz 2.17	2.17	Hz 0.313	Hz 2.19	2.18
	対 称 1 次 ね じ れ	Hz 0.826	Hz 5.73	5.88	Hz 0.774	Hz 5.40	5.27
振 動 数 比		2.64	2.64	2.71	2.47	2.47	2.42
構 造 減 衰		0.05	0.05	≒ 0.05	0.05	0.05	≒ 0.05
風 速 換 算 比		-	5.28	5.14	-	5.42	5.38
ス プ リ ン グ 間 隔		-	81.0cm	83.0	-	72.7 cm	72.7

表-3.4.3 (その2) 実 験 条 件

		模 型 C - 1		模 型 C - 2		模 型 C - 3		模 型 B 4 a	
		所 要 値	実 験 値	所 要 値	実 験 値	所 要 値	実 験 値	所 要 値	実 験 値
縮 尺 率		1:36654	1:36654	1:36654	1:36654	1:36654	1:36654	1:36654	1:36654
重 量		$\frac{Kg}{model}$ 12.79	1283	$\frac{Kg}{model}$ 13.73	1293	$\frac{Kg}{model}$ 13.73	1293	$\frac{Kg}{model}$ 13.73	1293
回 転 慣 性		$\frac{Kg \cdot cm^2}{model}$ 2813	2817	$\frac{Kg \cdot cm^2}{model}$ 3.03	2.99	$\frac{Kg \cdot cm^2}{model}$ 3.03	2.99	$\frac{Kg \cdot cm^2}{model}$ 3.03	2.99
振 動 数	対 称 1 次 鉛 直 た わ み	$\frac{HZ}{2195}$	2192	$\frac{HZ}{219}$	217	$\frac{HZ}{219}$	217	$\frac{HZ}{219}$	224
	対 称 1 次 ね じ れ	$\frac{HZ}{5596}$	5587	$\frac{HZ}{540}$	537	$\frac{HZ}{540}$	535	$\frac{HZ}{540}$	525
振 動 数 比		2.549	2.543	2.47	2.47	2.47	2.47	2.47	2.34
構 造 減 衰		0.05	$\div$ 0.05	0.05	$\div$ 0.05	0.05	$\div$ 0.05	0.05	$\div$ 0.05
風 速 換 算 比		5.41	5.42	5.42	5.28	5.42	5.30	5.42	5.40
ス プ リ ン グ 間 隔		748 ^{cm}	748	72.7 ^{cm}	72.7	72.7 ^{cm}	72.7	72.7 ^{cm}	72.7

表-3.4.3 (その3) 実験条件

原 形		模 型 D-2	
		所 要 値	実 験 値
縮 尺 率	—	1:37.59	1:37.59
重 量	$t/m/bridge$ 11.026	$K_g/model$ 12485	$K_g/model$ 12719
回 転 慣 性	$t \cdot m \cdot sec^2/m$ 33495	$K_g \cdot cm \cdot s^2/model$ 2684	$K_g \cdot cm \cdot s^2/model$ 2678
振 動 数	対称一次鉛直たわみ	HZ 0.314	HZ 222
	対称一次ねじれ	HZ 0.804	HZ 569
振 動 数 比	256	256	199
構 造 減 衰	0.03	0.03	≈ 0.03
風 速 換 算 比	—	5.31	6.74
スプリング間隔	—	74.5 ^{cm}	500 ^{cm}

表-3.4.3 (その4) 平戸大橋〔完成時〕実験条件

原 型		所 要 値	実 験 値				
			E-0	E-1	E-2	E-3	E-4
縮 尺 率	—	1:37.59	1:37.59	1:37.59	1:37.59	1:37.59	1:37.59
重 量	$t/m/bridge$ 11.026	$g/model$ 12485	12289	12793	12537	12537	12411
回 転 慣 性	$t \cdot m \cdot sec^2/m/bridge$ 33495	$kg \cdot cm \cdot sec^2/model$ 2684	2684	2684	2684	2684	2684
振 動 数	対称1次鉛直たわみ	Hz 0.314	2.01	1.96	1.99	1.99	2.00
	対称1次ねじれ	Hz 0.804	4.85	4.87	4.86	4.82	4.84
振 動 数 比	256	256	243	249	244	242	242
構 造 減 衰	0.03	0.03	≈ 0.03	≈ 0.03	≈ 0.03	≈ 0.03	≈ 0.03
風 速 換 算 比	5.94	6.22	6.22	6.21	6.22	6.27	6.24
スプリング間隔	74.1 ^{cm}	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0
高 欄 充 実 率	大	大	小	小	小	小	小
地 質	有	有	有	無	無	無	無
自殺防止ネット	有	有	有	無	無	無	無
公共添加物	有	有	有	有	有	有	無

3.5 トラス補剛桁架設系の耐風性

3.5.1 吊橋架設時の耐風性

〔1〕耐風性上の問題点

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

独立主塔で問題となるのは風琴振動である。この現象は構造物の後流に流下する渦の作用により構造物に流れ直角方向の振動を生ぜしめるものであり、独立主塔のように剛性・減衰率共に低い構造物では低風速で発現する。現在までにその事例も多く、防振対策を含めて数多くの風洞実験が行なわれている。本橋の塔架設に対する検討結果でも¹⁾、11.4m/s程度の風速で振動を生じ、塔頂部の最大振幅は2.35 mとなると予測され、耐風ケーブル等の制振装置が必要であると判断された。そこでコンクリート製スライディング・ブロックを用いたクーロン摩擦を利用したダンパーが採用された。

一方、補剛ゲタ架設時には架設段階と共に構造特性が変化するのが特徴であり、その際、完成系に比して剛性が著しく低下するため風による静的大変形と、フラッターなどの自励振動の発現が問題となる。静的変形に関しては部材の補強や、変位防止装置を取りつけることにより防ぐことが可能であろうが、フラッターなどの自励振動に関しては風洞実験により安全性の確認をすることが必要となる。Severn橋の架設に関連して行なわれた風洞実験²⁾では、図-3.5.1に示されるように補剛ゲタの架設段階によりフラッターの限界風速が変化し、その値が完成時の2/3に低下することが指摘された。また図-3.5.2に示されるように関門橋架設時の風洞実験³⁾では、床版を敷設していない補剛トラスだけの場合は実用風速範囲ではフラッターは生じないが、床版を敷設した場合は、架設長さ150 m近傍で耐風性が最も悪くなり約40m/sの風速でフラッターを生じる可能性があることが明らかにされている。

〔2〕平戸大橋補剛トラスの架設計画

一般に、海上または大河川上に架設される大径間橋梁の架設工法としては、次に示されるような工法が多く用いられる⁴⁾。

(1) 海上・河川上が使用できない場合

橋台、橋脚附近よりキャンチレバー・エレクションする工法、ケーブル・エレクションする工法等で架設する。

(2) 海上・河川上が使用できる場合

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

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

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

- (1) 架設単位としてはブロック架設とし、1ブロックは約20mおよび40mとする。
- (2) 架設順序は主塔部から中央部へ向って施工する。(図-3.5.3参照)
- (3) ブロック間の現場継手の連結状態はできるだけ既設部と剛結してゆく方式(逐次剛結工法)とする。ただし、6パネル目に架設用ヒンジを設置する。
- (4) 架設機械としてはリフティングクレーンを使用して、海上から吊り上げる。

このような架設工法を採用することにより、補剛ゲタの架設工期は約3ヶ月と短縮され、更に補剛トラスばかりでなく床版(I型鋼格子床版、舗装とコンクリートは打設されていない)もトラスと一体として架設されるようになっている。床版の形状としては、図-3.5.4に示すような3通りが考えられる。第Ⅲ案ではトラッククレーンを使用することができ、工事を行なうには非常に好都合であるが、耐風性を悪くするおそれもあり、第Ⅰ、第Ⅱ案の採用も考えることとした。

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

〔3〕吊橋架設時の風洞実験法

吊橋完成系に対する耐風安全性の確認には、二次元剛体模型を用いたバネ支持模型実験によるのが一般的である。これは吊橋のような細長い構造物は質量分布が橋軸方向に一様であると仮定できると考えられるからで、FrazerとScruton³⁾により実験的にその妥当性が示されている。

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

- (1) 換算質量を用いる二次元バネ支持模型実験
二次元剛体模型を用いる通常のバネ支持模型実験によるが、相似条件に吊橋全体系を代表させるような換算質量、振動数を用いる。
- (2) 非定常空気力を用いる応答計算
二次元模型を用いた実験により非定常空気力を測定し、これを用いて吊橋系の応答計算を行なう。
- (3) 全橋模型実験
吊橋全体を模型化して、風洞実験を行なう。

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

3.5.2 風洞実験と耐風性の検討

〔1〕架設時の振動特性

前節で補剛ゲタの架設計画について触れたが、補剛ゲタの架設が進むにつれて、振動特性も変化する。従って、風洞実験に先立って各段階の固有振動数を明らかにすることが必要であり、このため架設全段階のうち、5, 8, 11, 13の4架設段階を選び固有振動数の計算が行なわれた。各段階の固有振動数は表-3.5.1~3, 図-3.5.5~8に示される通りである。

[2] バネ支持模型実験

(1) 実験方法

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

原型を二次元模型で相似させるために、相似条件を次のように考える。

i) 質量パラメータ

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

$$M = \frac{\int_0^l m_c \phi_c^2 dx + \int_0^{l_1} m_T \phi_T^2 dx + \int_{l_1}^l m_T \phi_T^2 dx}{\int_0^{l_1} \phi_T^2 dx + \int_{l_1}^l \phi_T^2 dx}$$

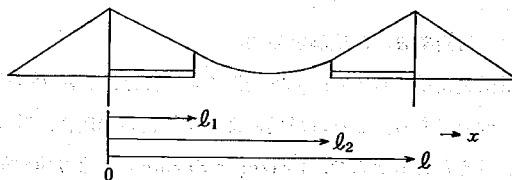
M: 換算質量

m_c, m_T : 質量

ϕ_c, ϕ_T : 基準関数

添字 C: ケーブル

添字 T: トラス



極慣性モーメントについても同様である。

ii) 振動モード

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

実験に使用した風洞は構造研究所属の橋梁試験用風洞である。

また、相似則より計算された実験条件を表-3.5.4~6に示す。架設初期の段ではケーブルの振動が大きくなるため、計算された換算質量は非常に大きな値となり、実験装置の関係から架設時の13段階以外は実験不可能となった。そこで次の実験として換算質量に関しては13段階の値をそのまま用い、振動数比を変えてその影響を調べることにした。架設時の構造減衰はその実測例も少なく、架設法によりバラツキも多いと思われるが、ここでは完成系よりもやや小さくなるであろうと考え $\delta = 0.02$ とすることにした。

(2) 実験結果と考察

迎角と自励振動の発現風速との関係を図-3.5.9~12に、また風速・振幅・減衰率の関係を表わす

V~A~ δ 曲線を図-3.5.13~33に示す。

床版の形状の差が耐風性に及ぼす影響については、第13段階のみ実験したが、床版中央部を開放した第Ⅰ案では迎角 $+6^{\circ} \sim -6^{\circ}$ 、風速50m/sまでの領域では不安定振動は発現せず、安定な断面であることがわかる。一方、床版中央に開放部を設けない第Ⅲ案では迎角が $+5^{\circ}$ の場合、自励振動が発現している。しかし、その風速は架設時設計風速よりも高く、問題ないものと考えられる。

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

この実験から得られた結果をまとめると次のとおりである。

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

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

〔3〕 非定常空気力実験

(1) 実験方法

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

非定常空気力測定には、バネ支持模型実験とは異なり、構造研究室所属の非常空気力風洞を用いて行なった。

また、非定常空気力測定は強制振動法によって行なったが、この実験装置には新しい工夫が取り込まれており、模型に加わる慣性力を機械的に引算する方式となっている。従って、従来の電気的に引算していた方法よりもかなり精度よく空気力の測定ができるようになった。

非定常空気力測定の条件としては、模型第Ⅰ案、第Ⅲ案について

迎 角	$0^{\circ}, \pm 3^{\circ}, \pm 5^{\circ}$		
風速範囲	たわみ $V/NB \div \sim 30$	ねじれ	$V/NB \div \sim 20$
加振々幅	" 1.5mm	"	1°
加振々動数	" 5, 2 Hz	"	5, 3 Hz

であり、非定常空気力係数の算出には加振周期の30倍の長さのデータをフーリエ変換して空気力の

変位位相成分と速度位相成分を求める方式によっている。

図-3.5.34~39に測定された非定常空気力係数が図示されている。実験装置の関係でたわみ加振時のモーメント成分が測定されていないが、これにより後で述べるように今回行なった計算は不十分なものとなっている。非定常空気力係数から直接構造物の応答特性を類推することは不可能であるが、相互に比較することにより、設計案Ⅰ案、Ⅲ案、ならびに迎角により差があることが分る。即ち、係数 CL_I は迎角 $+3^\circ \sim -5^\circ$ では第Ⅰ案、Ⅲ案ともに傾向がほぼ一致しているが、迎角 $+5^\circ$ では第Ⅰ案はほぼ類似しているが、第Ⅲ案は明らかに別の傾向を示している。また $CMTI$ についても同様に、第Ⅲ案の迎角 $+5^\circ$ の場合には他とは異なり V/NB のかなりの領域で符号が負になっていて、不安定傾向（ねじれ振動）を示唆している。

(2) フラッター限界風速の計算と考察

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

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

		(m/s)									
架設段階	設計案 迎角	第Ⅰ案					第Ⅲ案				
		-5°	-3°	0°	$+3^\circ$	$+5^\circ$	-5°	-3°	0°	$+3^\circ$	$+5^\circ$
5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11		—	—	—	—	—	—	—	—	—	73.62
13		—	—	—	—	—	—	—	—	—	52.36

—は計算した風速範囲ではフラッターが発現しなかったことを示している。

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

この結果をバネ支持模型実験と比較するために、図-3.5.10に計算結果を併記したが、第13ステップのフラッター限界風速は両者がほぼ同じ結果となっている。これは13ステップが閉合直前であり、二次元的であるためと考えられ、またこの非定常空気力を用いた計算法がかなり信頼性の高いことが証明された。架設段階の推移に伴うフラッター風速の変化は、この場合架設当初はフラッター風速が高く架設が進むにつれてフラッター風速が低下することとなり、SmithのSevern橋に関連して行なった研究および三菱重工が関門橋に関連して行なった研究と異なる傾向を示している。

ただし、この計算には先に述べたように不十分な点が存在する。それは非定常空気力の一成分（たわみ加振時の空力モーメント成分）が測定されていないために、これに対応する空気力は零として計算を行なっている点である。このような計算は、吊橋架設時のようにたわみとねじれ振動の連成が特に重要な問題となる場合に対し、連成を無視し各たわみ振動およびねじれ振動の一自由度系として計算したことと等しくなる。

このような欠点を補うために、平戸大橋第Ⅲ案と類似の三菱重工が関門橋に関連して測定した非定常空気力を用いた追加計算が行なわれた。⁷⁾⁸⁾⁹⁾計算に用いられた非定常空気力は迎角 $+5^\circ$ のみであり、計算は、①土研で測定された非定常空気力を用いる場合、②関門橋の非定常空気力を用い、構造系としてねじれ1自由度の場合、③関門橋の非定常空気力を用い、構造系として曲げねじれ2自由度の場合の3通りである。フラッター風速の計算結果は次表に示されている。

No.	STEP 計算条件	14'	14	13	11	8 ^M
1	空気力：土 研	59	57	53.2	60.6	(∞)
2	空気力：関門 $\alpha=5^\circ$ ねじれ	50.8	49.1	45.8	75.6	
3	空気力：関門 $\alpha=5^\circ$ 曲げねじれ	49.0	47.3	44.2	73.8	

この計算結果によると、曲げねじれ2自由度の場合僅かに風速が低下するようであるが、各ステップでNo.2とNo.3のフラッター風速がほぼ等しくなり、平戸大橋の場合には曲げねじれの影響が小さいことが分る。また、No.1とNo.2の結果を比較すると、数値に20%程度の差があるものの同じ傾向を示している。以上の結果を参考にして、平戸大橋の曲げねじれ2自由度の場合を推定すると、曲げねじれの影響は小さくフラッター風速は極く僅かの低下にとどまり、架設時の耐風安全性は損なわれないものと考えられる。

3.5.3 結 論

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

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

合から、曲げねじれの連成系に対しての直接的な検討がなされていないが、その影響は小さいものと推定された。

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

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

参 考 文 献

1. 平戸大橋建設事務所：制振装置の検討，平戸大橋技術委員会資料2-2，1974.8
2. I. P. Smith：The Aeroelastic Stability of the Severn Suspension Bridge, NPL Aero Report 1105, 1964.5
3. 白木，福沢，田中，松井：長大吊橋補剛ゲタ架設時の耐風安定性，三菱重工技報 Vol.7, No.7, 1970.12
4. 八木文夫，松井友二：鋼橋海上吊上げ架設における運搬船の定点保持試験について，橋梁 Vol.10, No.5, 1974.5
5. Frazer, R. A., Scruton, C. : A Summarised Account of the Severn Bridge Aero-dynamic Investigation, NPL Aero Report 222, 1952.2
6. Y. Rocard : Dynamic Instability, Crosby Lockwood & Son, 1957
7. 三菱重工神戸造船所：土木研究所風洞実験データを使用したフラッター計算，打合せ資料，1975.10
8. 三菱重工長崎造船所：平戸大橋架設時耐風安定性の概略検討，打合せ資料，1975.10
9. 三菱重工長崎造船所：平戸大橋架設時耐風安定性の検討（その2），打合せ資料，1975.10

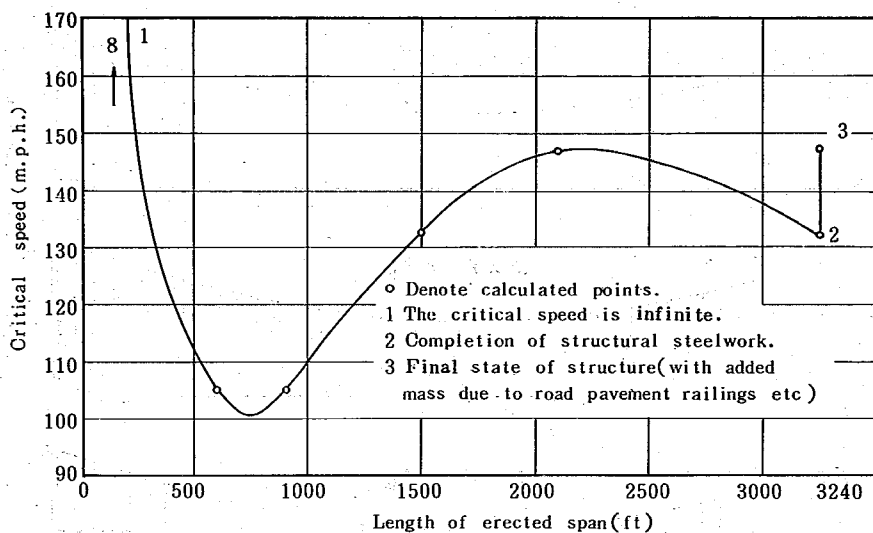


図-3.5.1 Variation of critical wind speed with length of erected centre span for the proposed Severn suspension bridge.

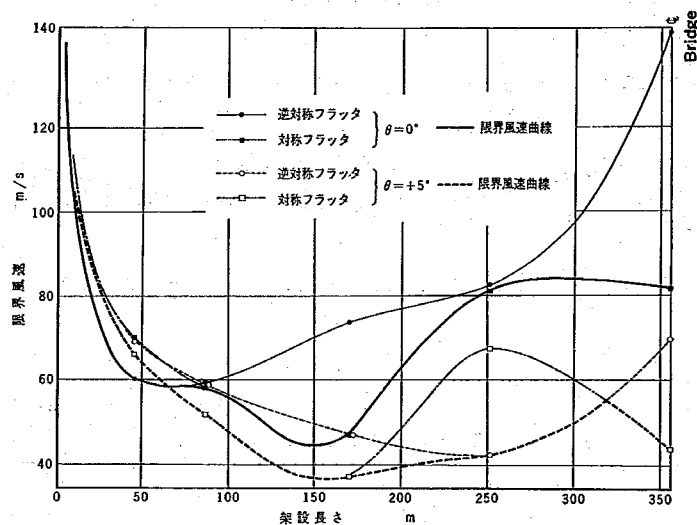


図-3.5.2 架設長さによる限界風速曲線

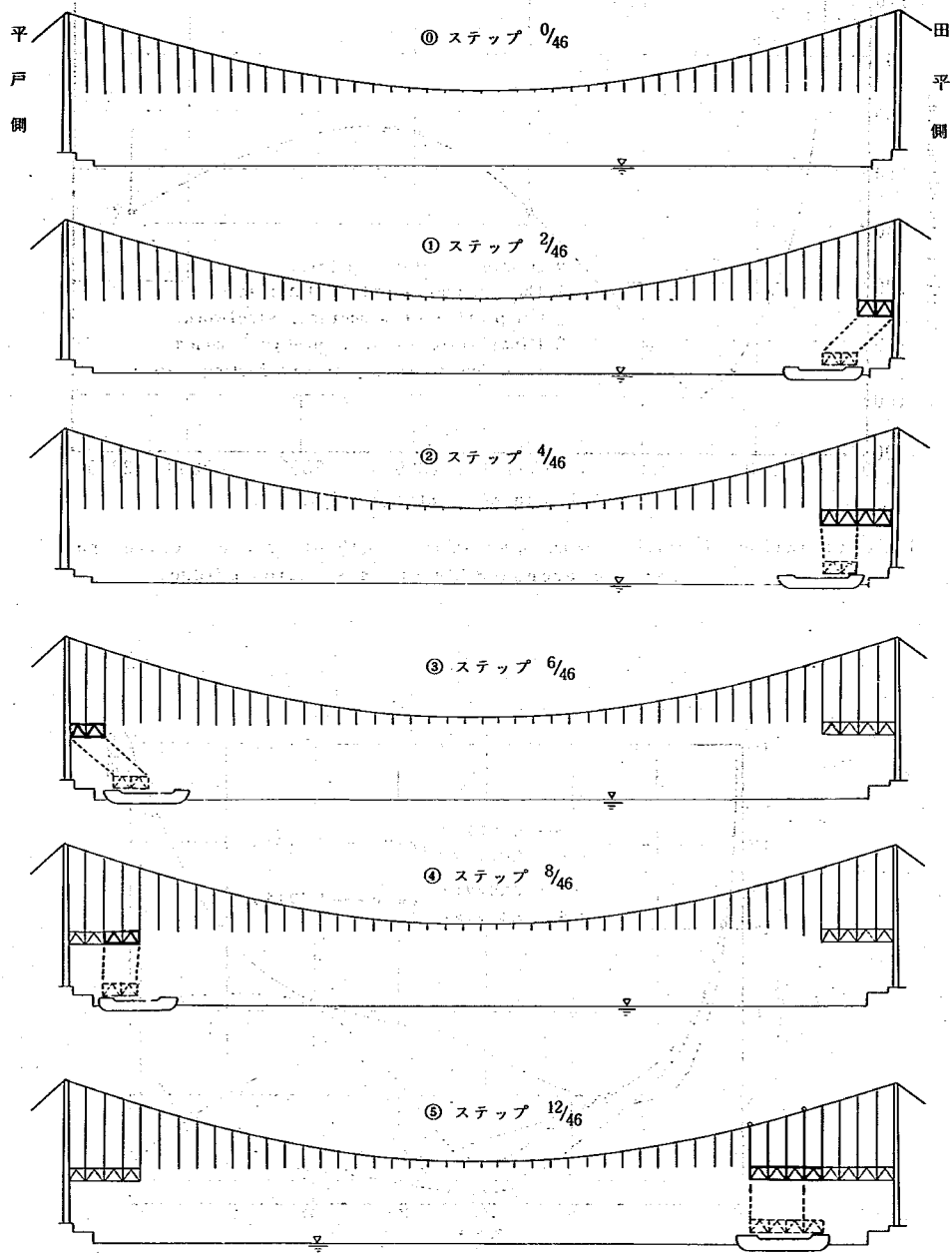


図-3.5.3(1) 補剛トラス架設段階

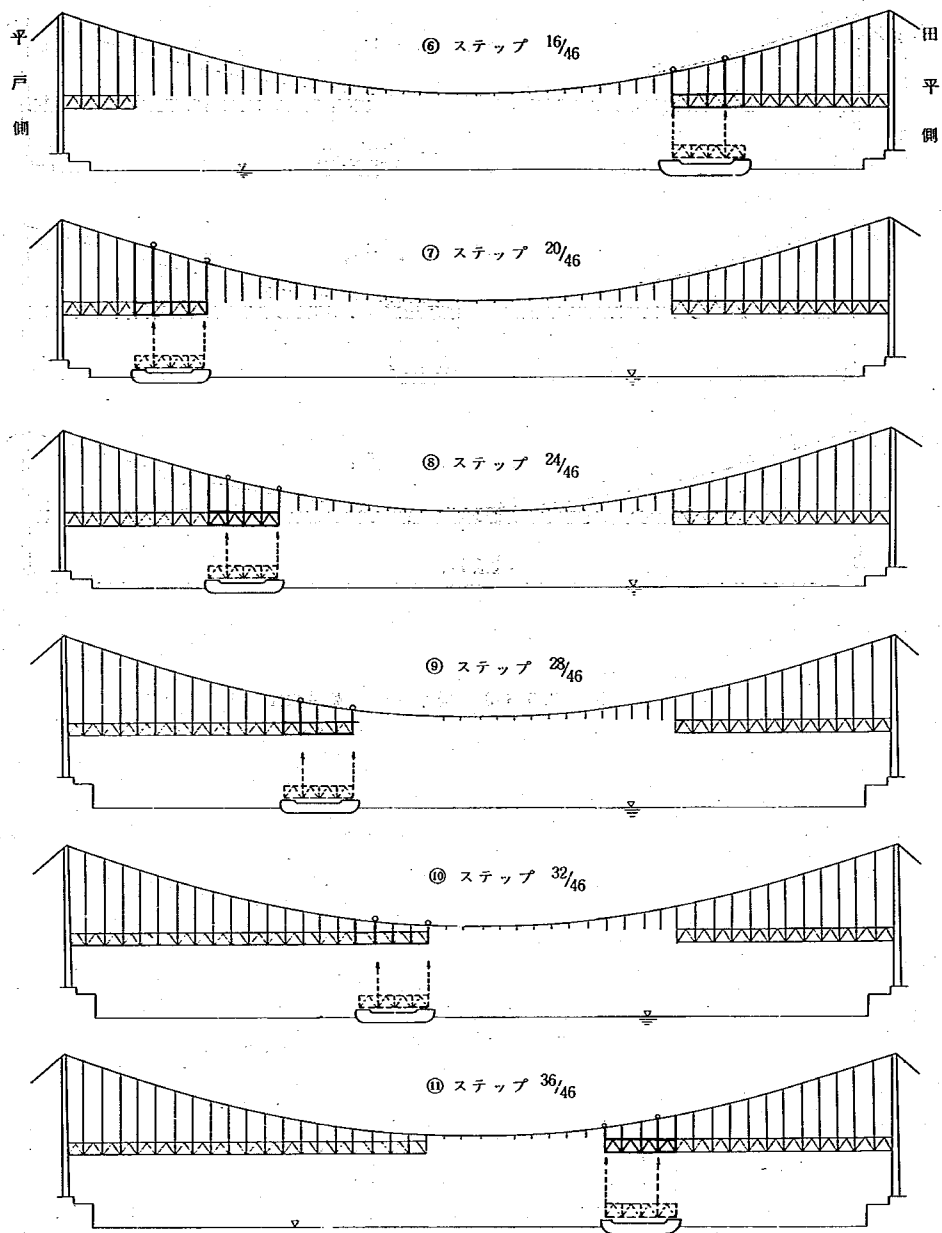
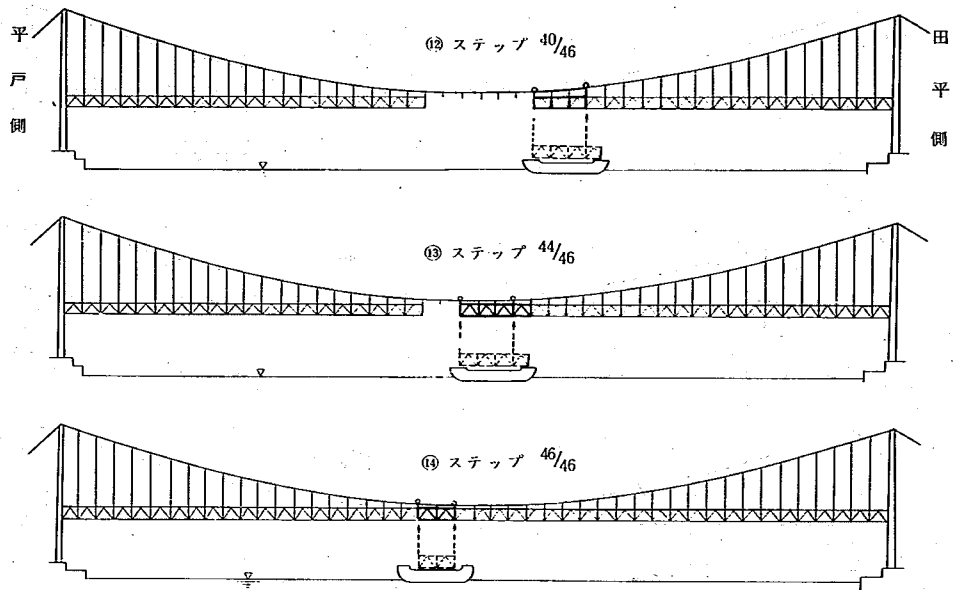


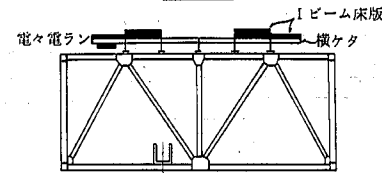
図-3.5.3(2) 補剛トラス架設段階



図－3.5.3 (3) 補剛トラス架設段階

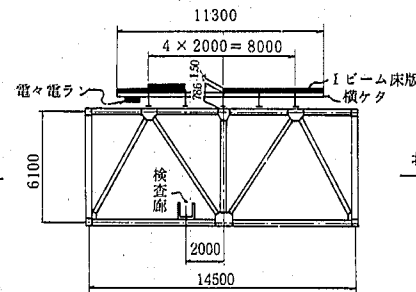
トラス断面図

第Ⅰ案



1ビーム床版2ブロック
を各々両サイドに載せる
(2ブロック開放)

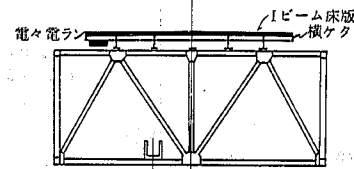
第Ⅱ案



横ケタ

1ビーム床版1ブロック
を隣に載せる
(1ブロック開放)

第Ⅲ案



1ビーム全面敷き

トラス側面図

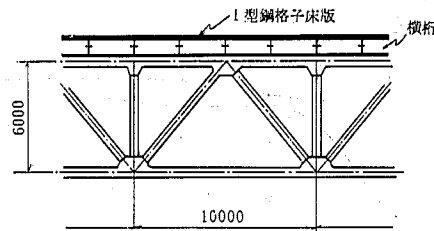
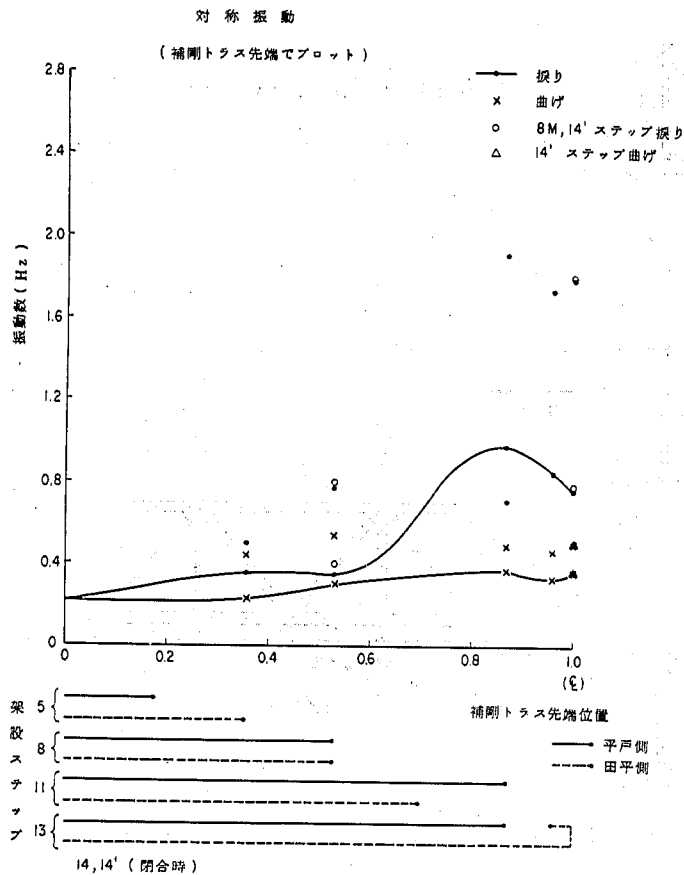
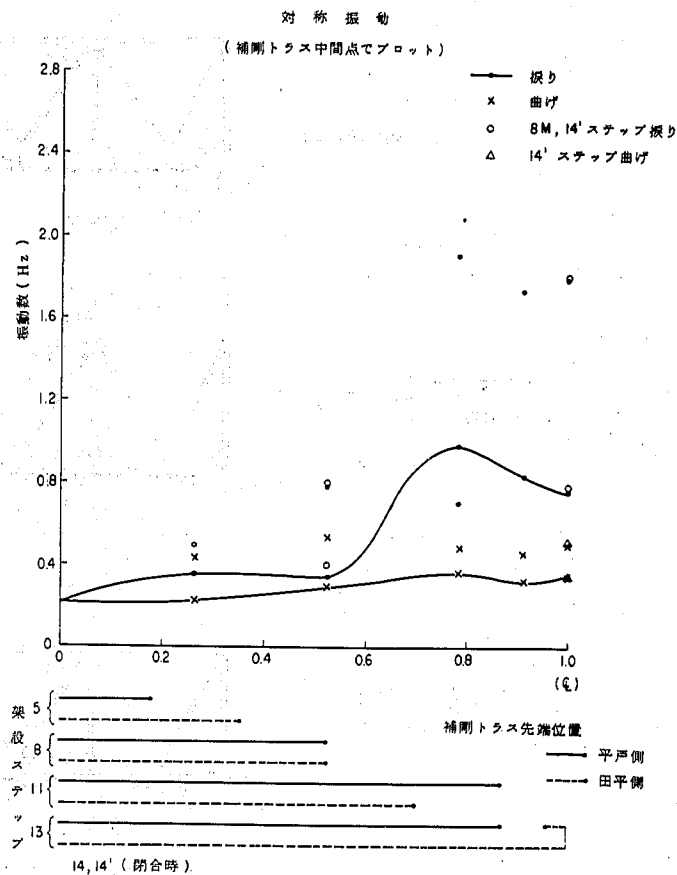


図-3.5.4 補剛げた断面図



図— 3. 5. 5 架設時固有振動数



図— 3. 5. 6 架設時固有振動数

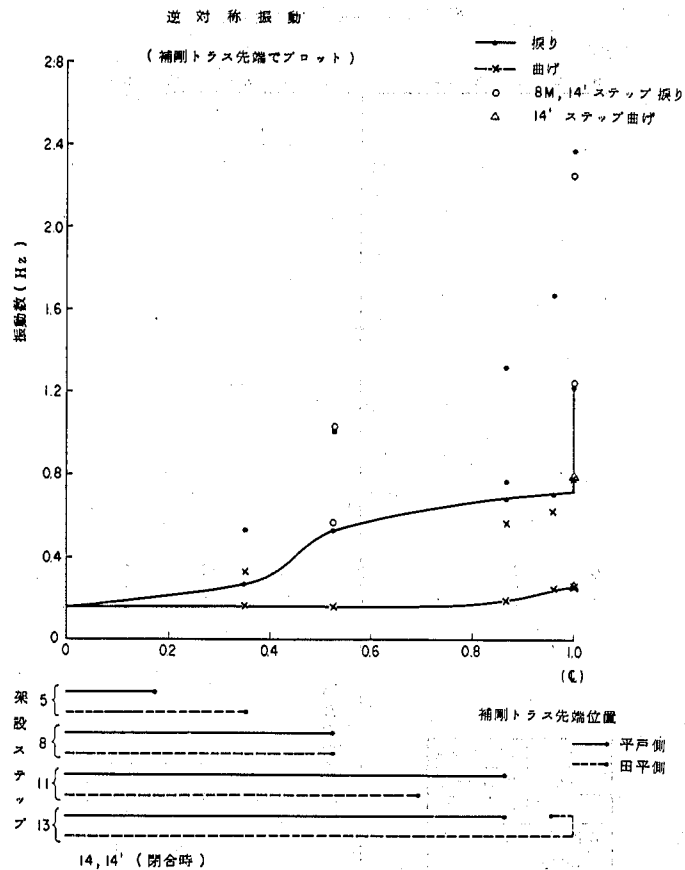


図-3.5.7 架設時固有振動数

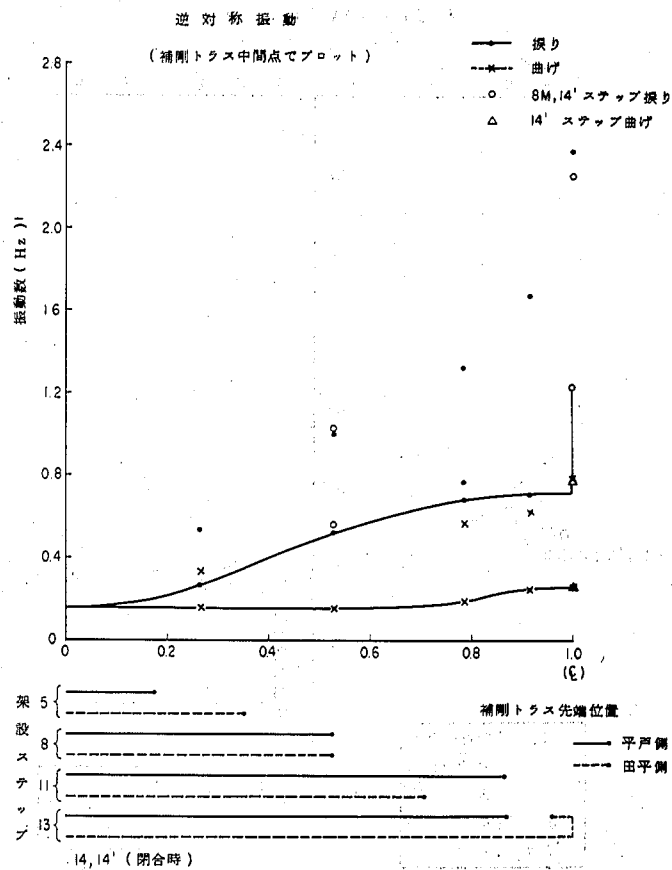
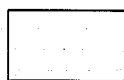


図-3.5.8 架設時固有振動数

第I案13 step



Vcr - α 曲線	
原 型	平戸架設
模 型 名	
支 持 方 法	h α
風速換算比	6.15

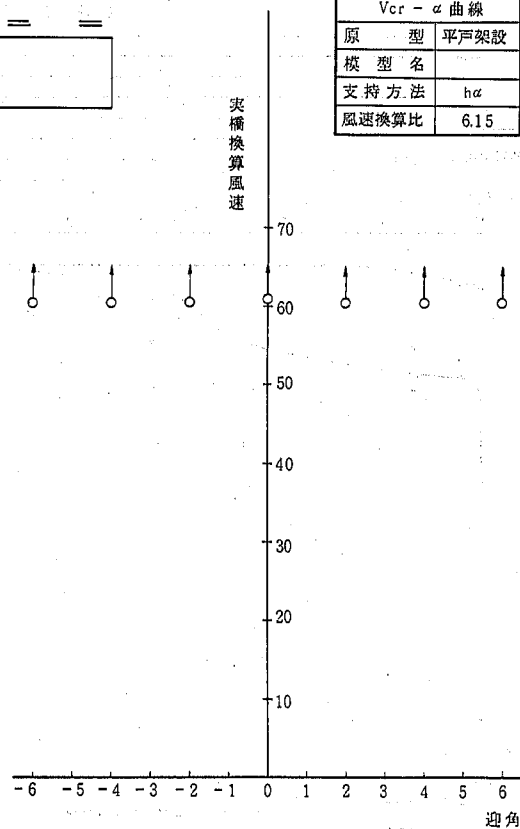


図-3.5.9 Vcr ~ α 曲線

第II案13 step



Vcr - α 曲線	
原 型	平戸架設
模 型 名	
支 持 方 法	h α
風速換算比	6.15

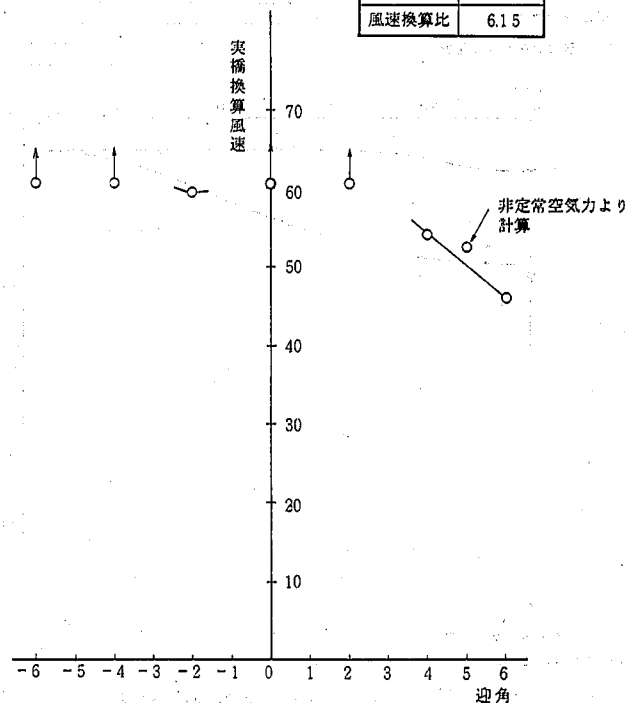
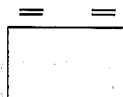


図-3.5.10 Vcr ~ α 曲線

第 I 案 - ($N\alpha/N\eta = 1.65$)



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

迎角 0° のみ実験

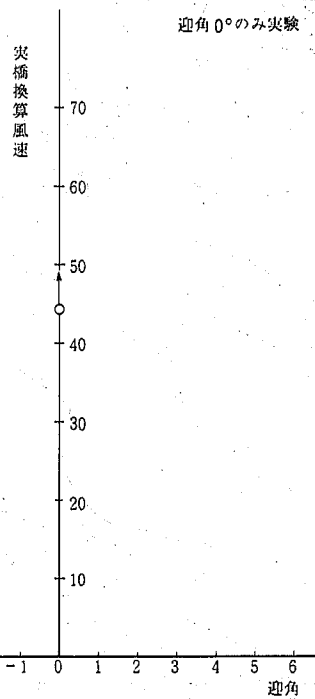
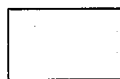


図 - 3.5.1.1 Ver ~ α 曲線

第 II 案 - ($N\alpha/N\eta = 1.65$)



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

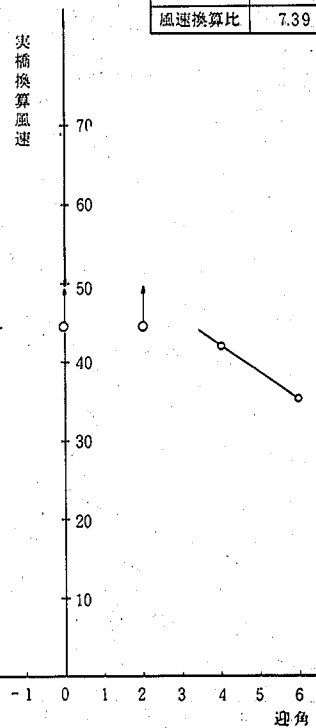


図 - 3.5.1.2 Ver ~ α 曲線

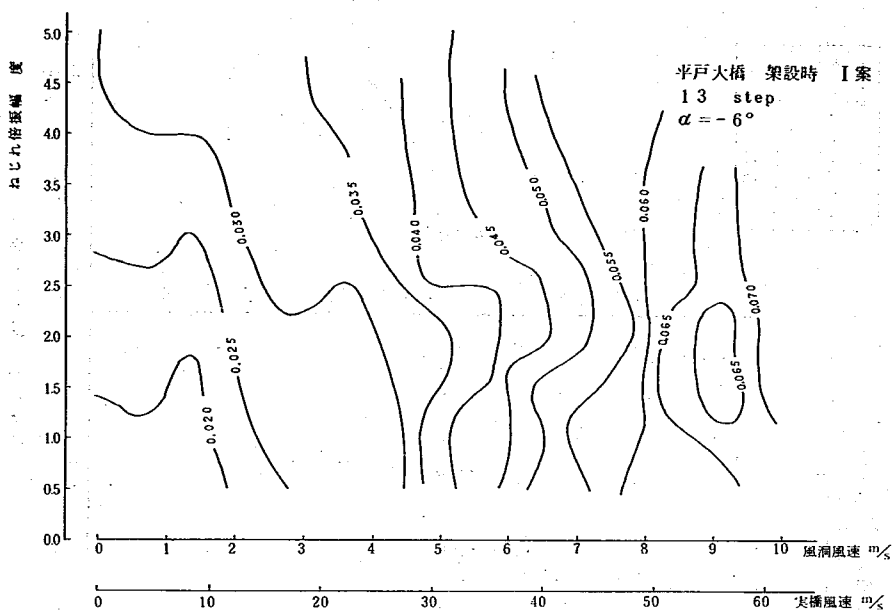


図-3.5.13 V~A~ δ 曲線

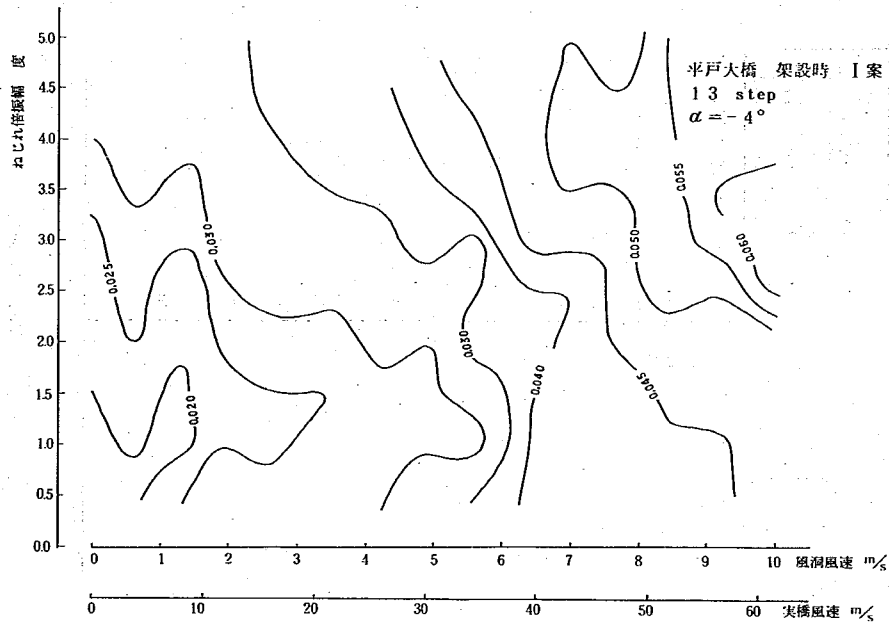
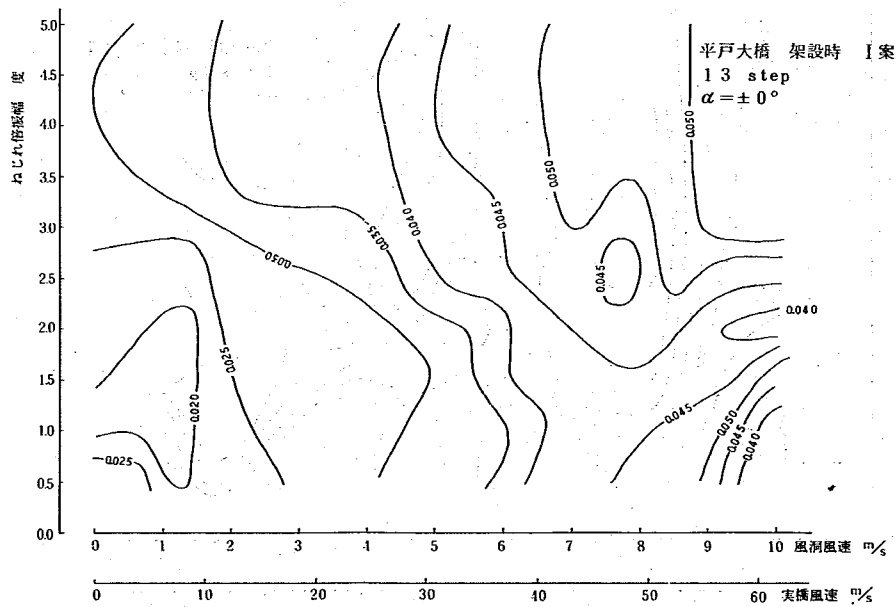
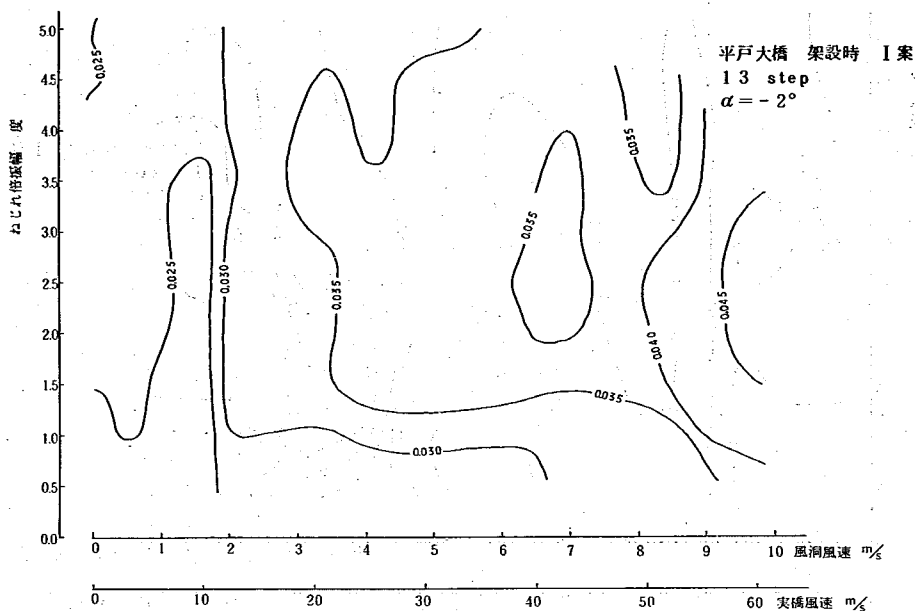


図-3.5.14 V~A~ δ 曲線



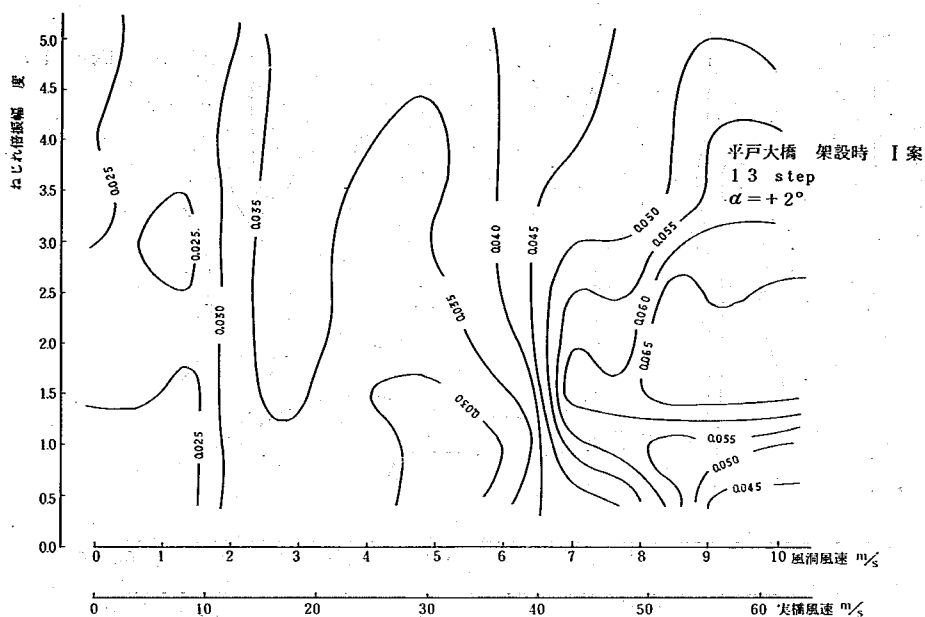


圖-3.5.17 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

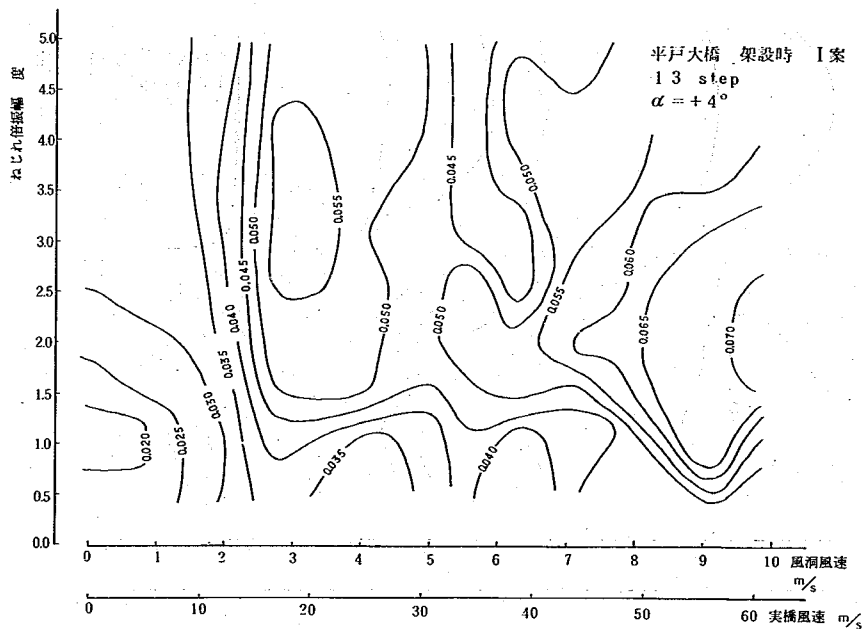
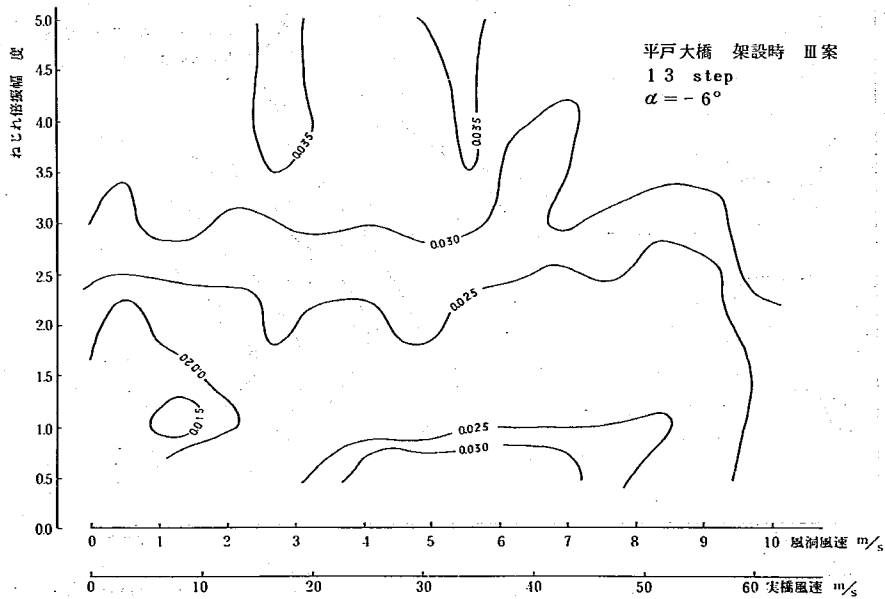
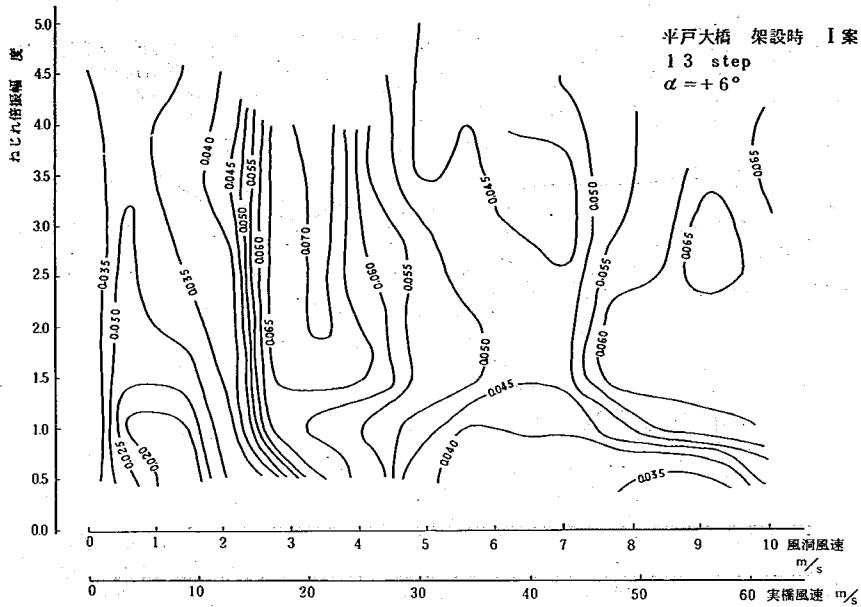


圖-3.5.18 $V \sim A \sim \delta$ 曲線



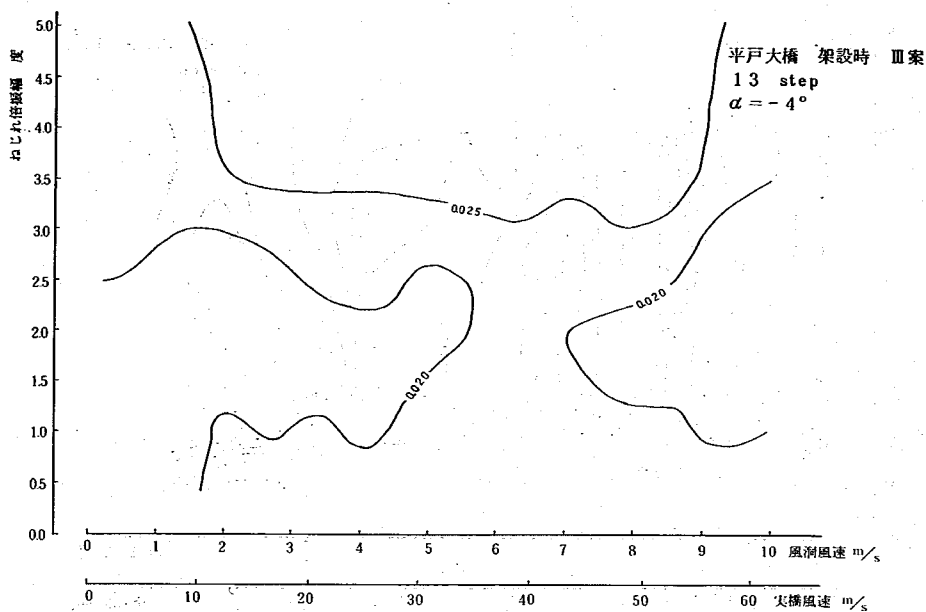


図-3.5.2 1 V~A~ δ 曲線

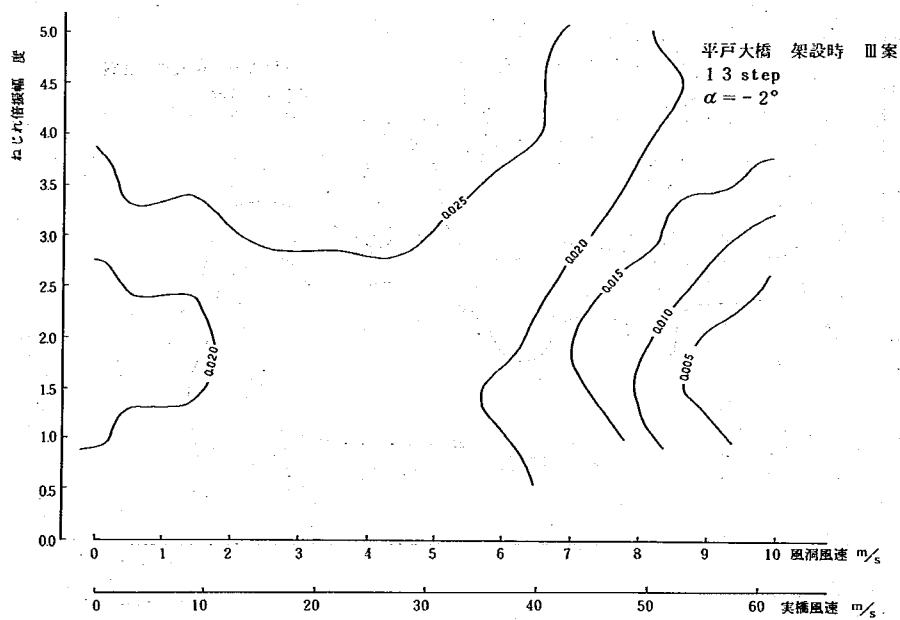


図-3.5.2 2 V~A~ δ 曲線

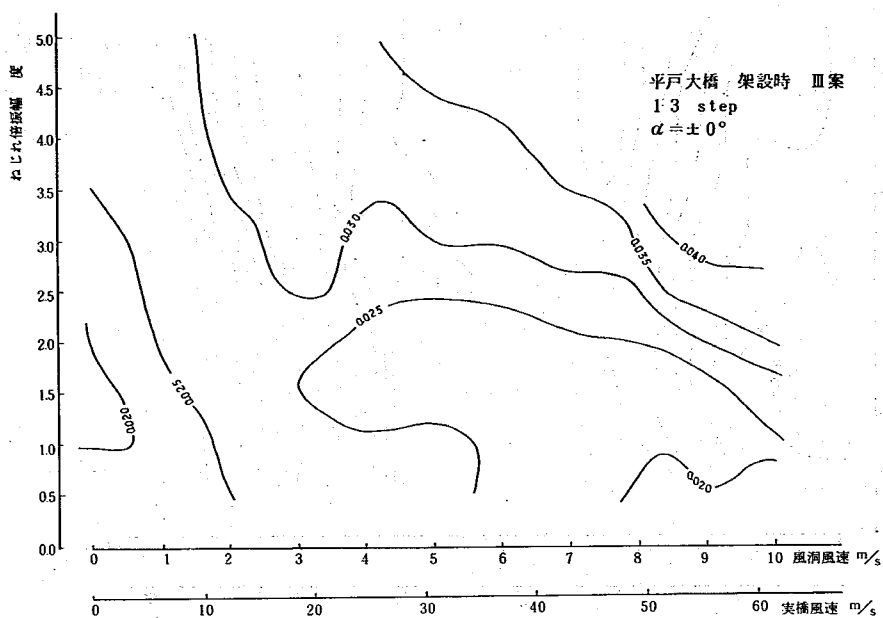


図-3.5.23 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

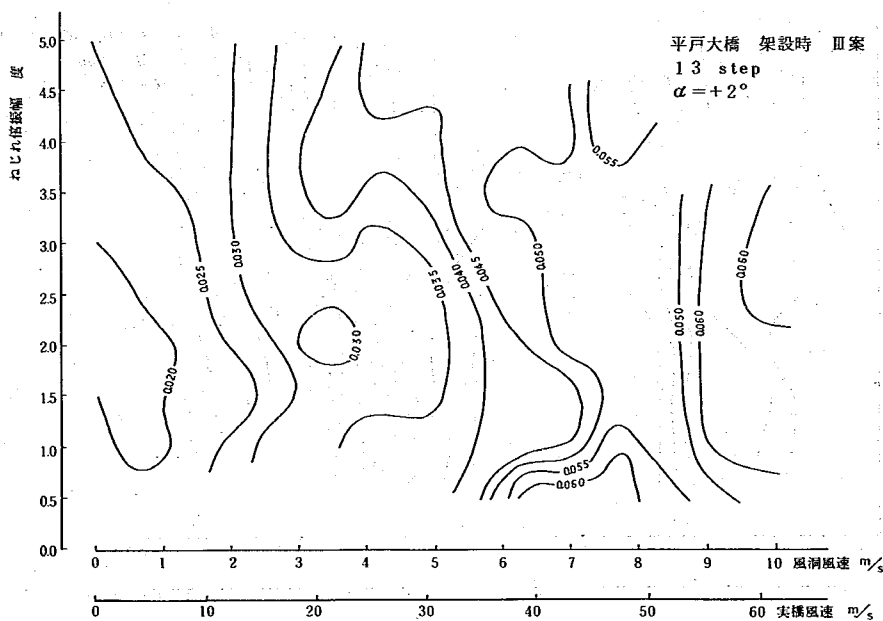


図-3.5.24 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

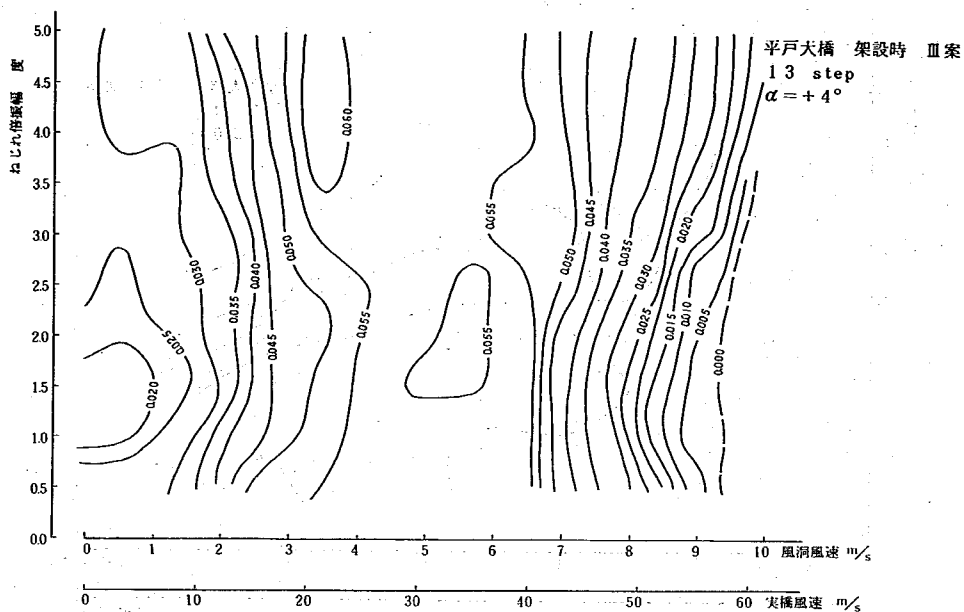


圖 - 3.5.25 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

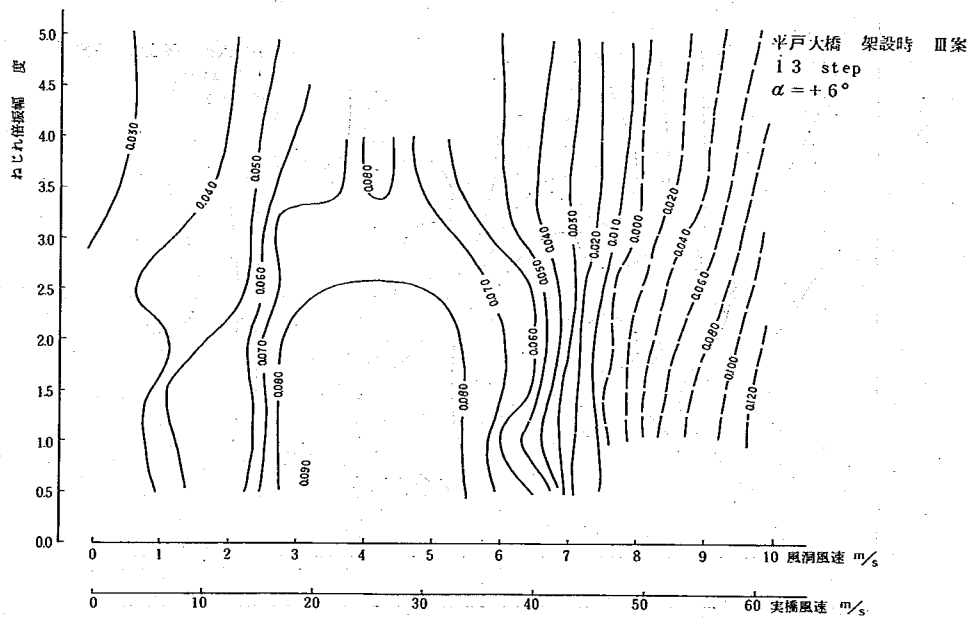


圖-3.5.26 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

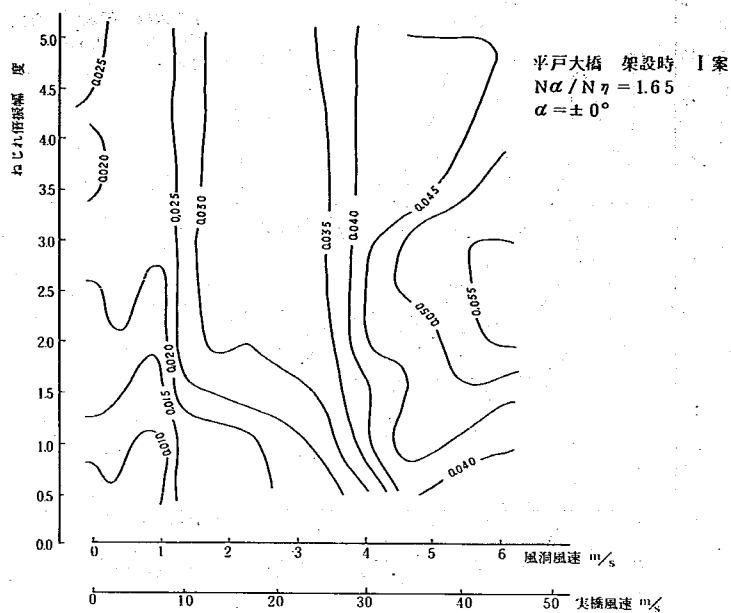


図-3.5.27 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

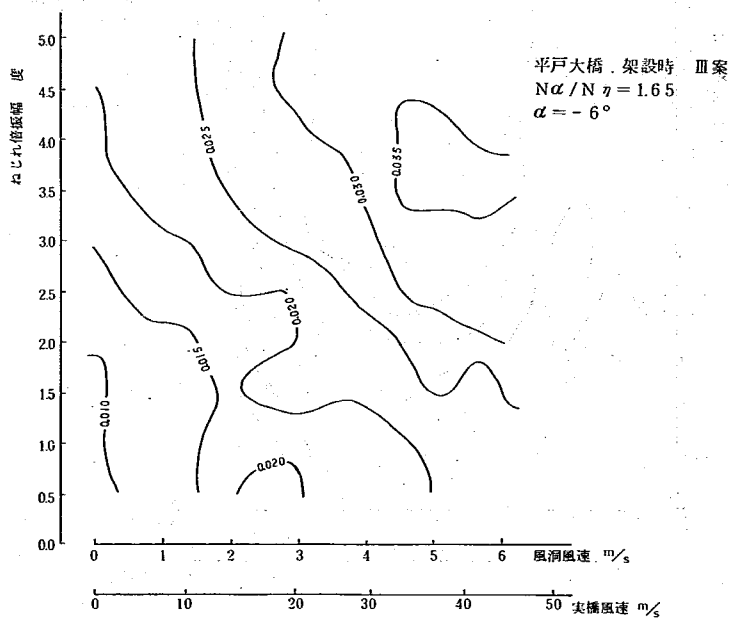


図-3.5.28 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

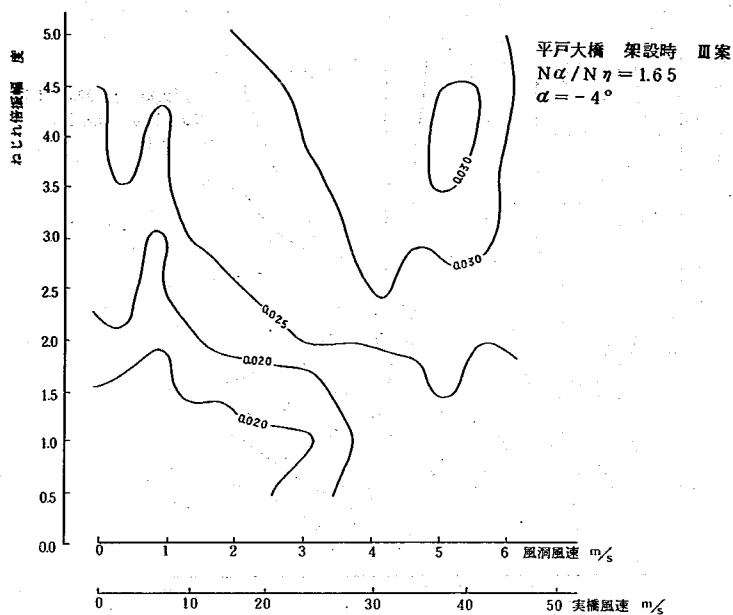


図-3.5.29 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

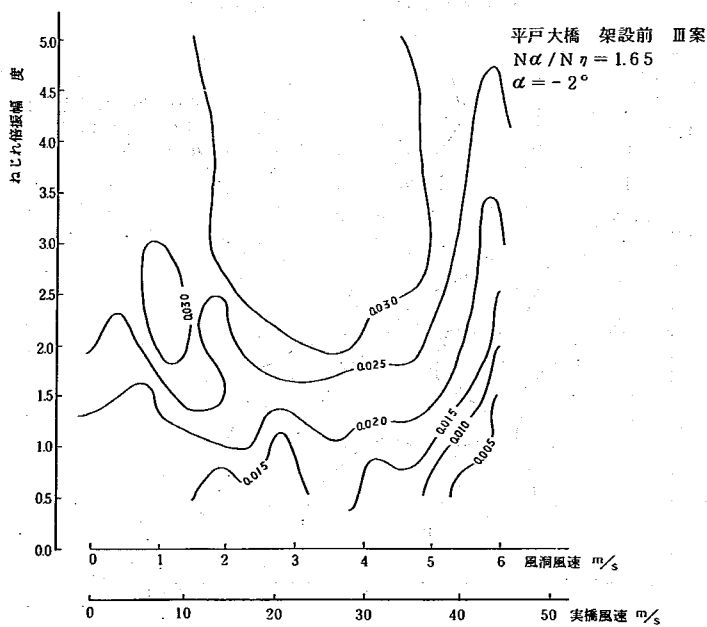


図-3.5.30 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

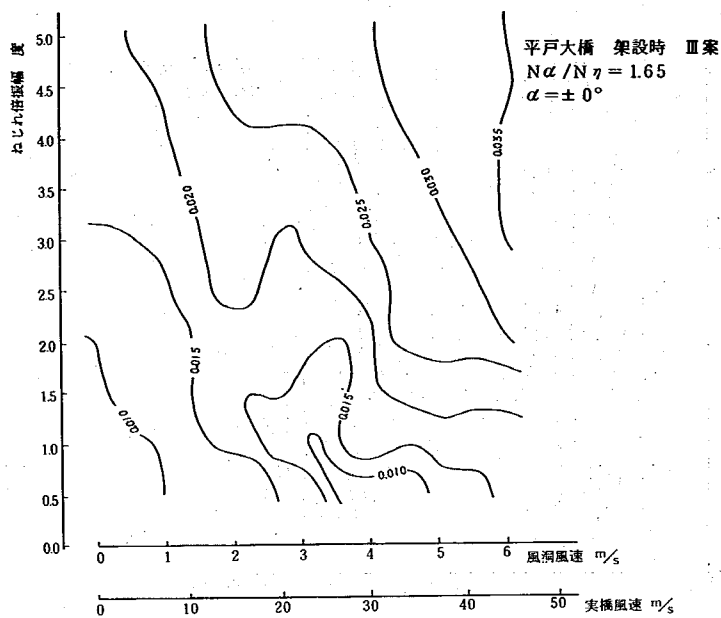


図 - 3.5.3 1 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

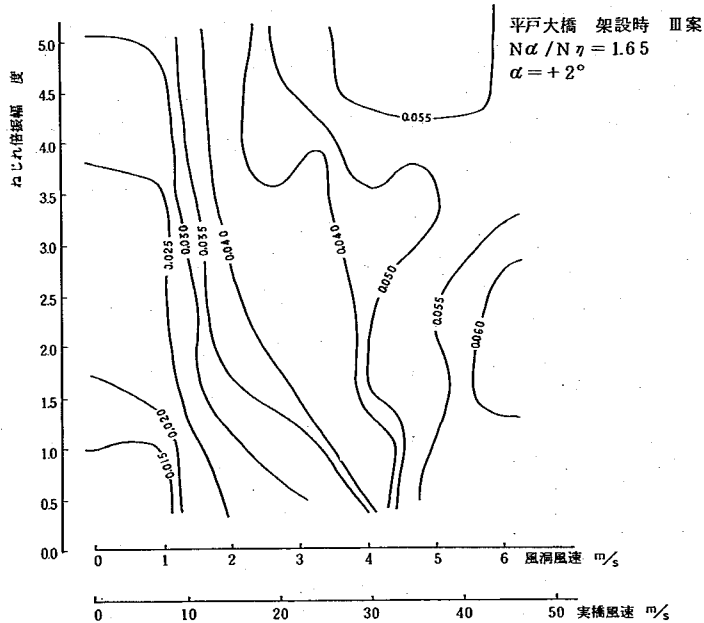


図 - 3.5.3 2 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

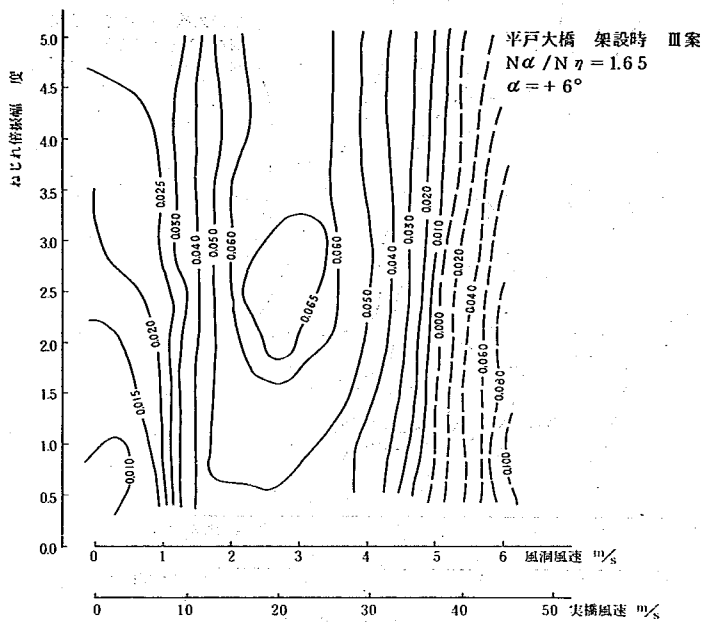


図-3.5.3.3 $V \sim A \sim \delta$ 曲線

MODEL NAME HIRADO OHASHI CASE 1

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

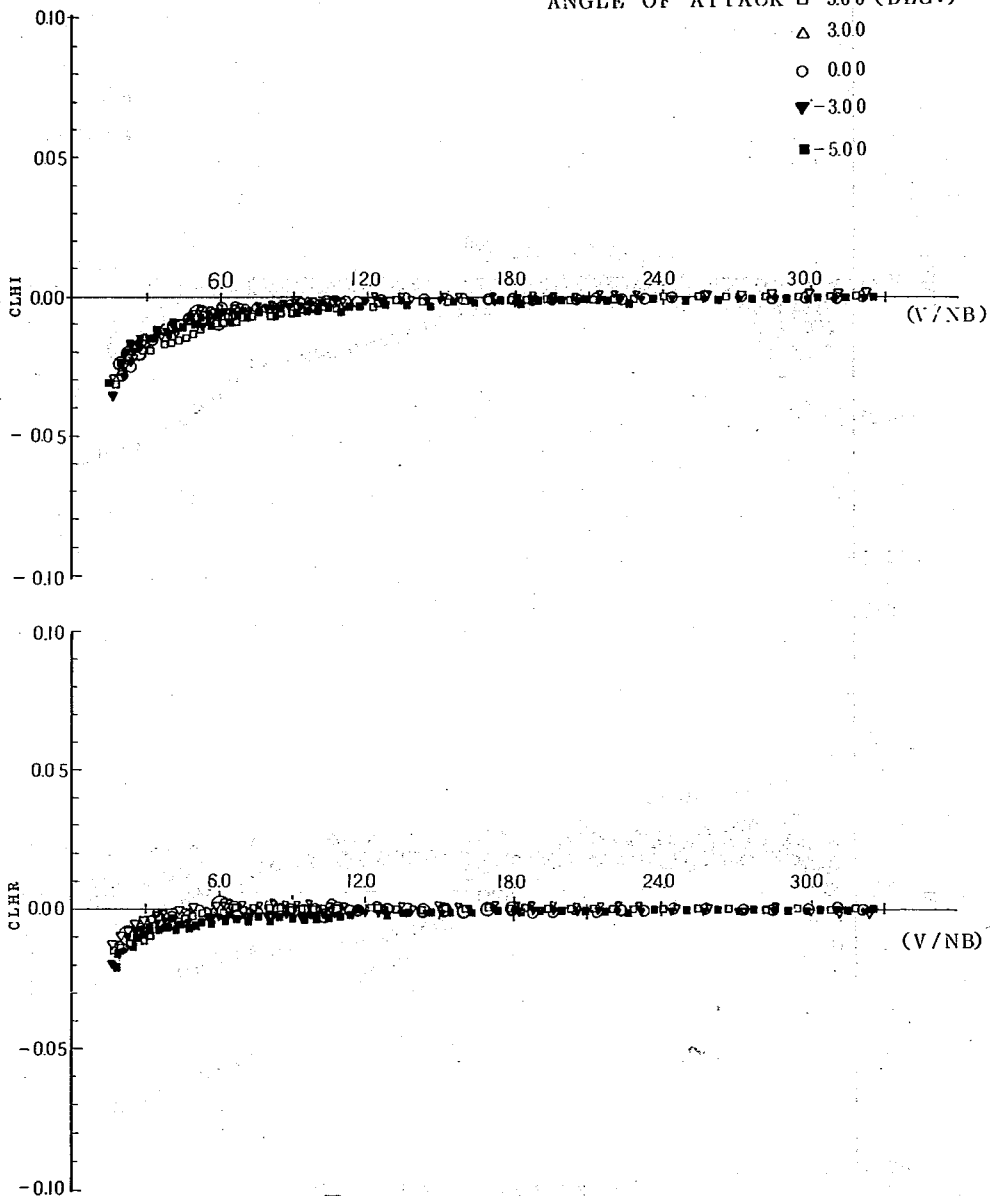


図-3.5.3 4 非定常空力係数

MODEL NAME HIRADO OHASHI MODEL 3

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

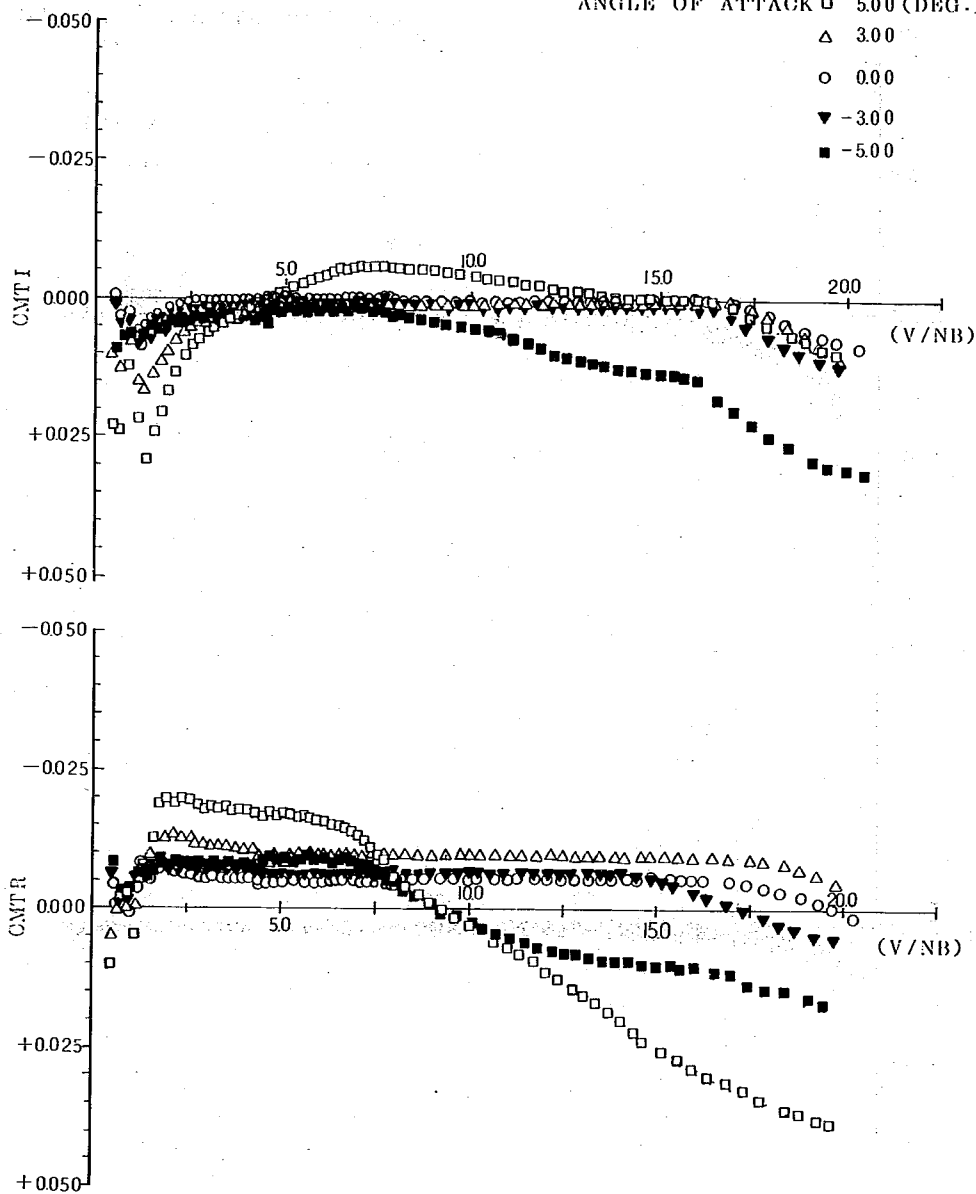


図-3.5.3.5 非定常空気力係数

MODEL NAME HIRADO OHASHI MODEL 3

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

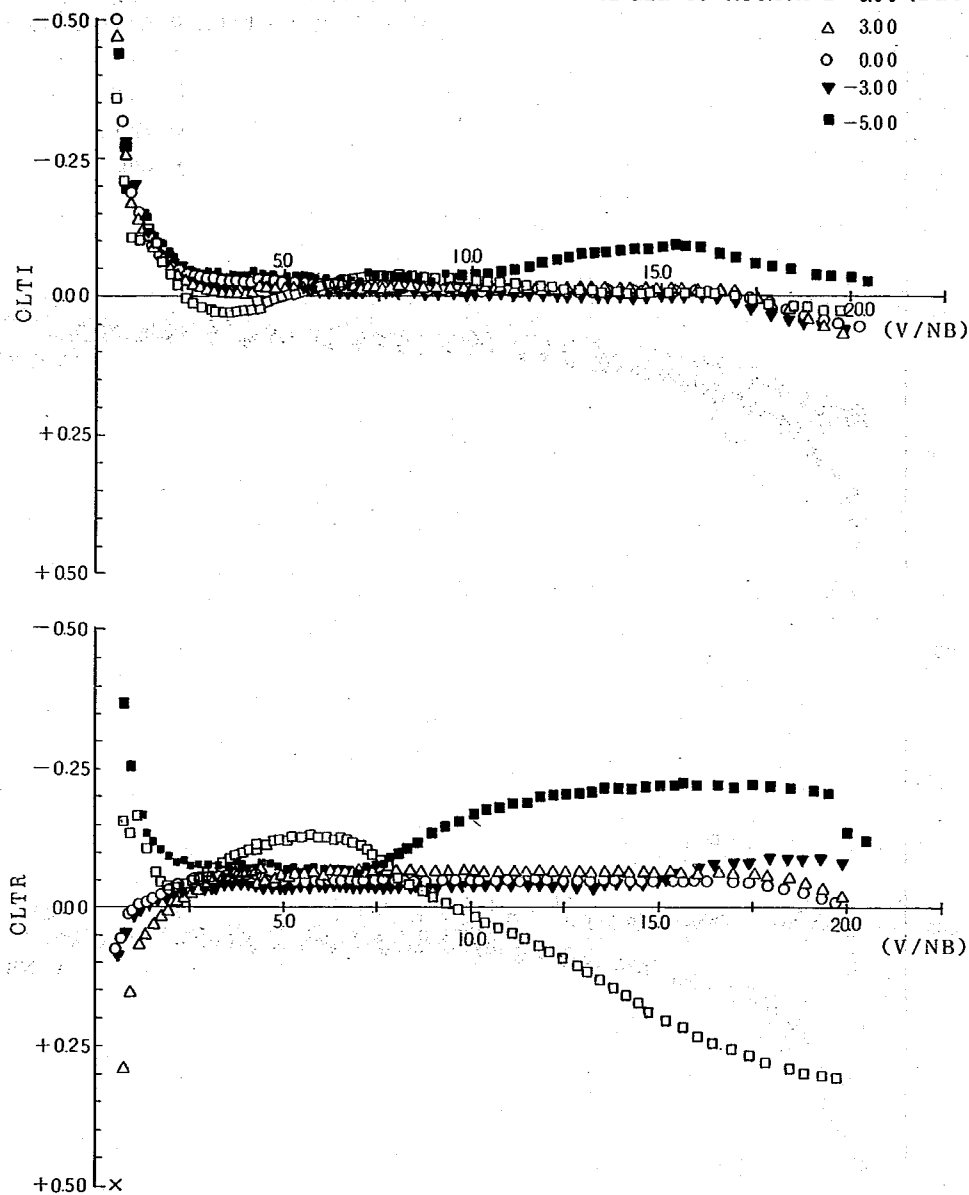


図-3.5.3.6 非定常空気力係数

MODEL NAME HIRADO OHASHI MODEL 3

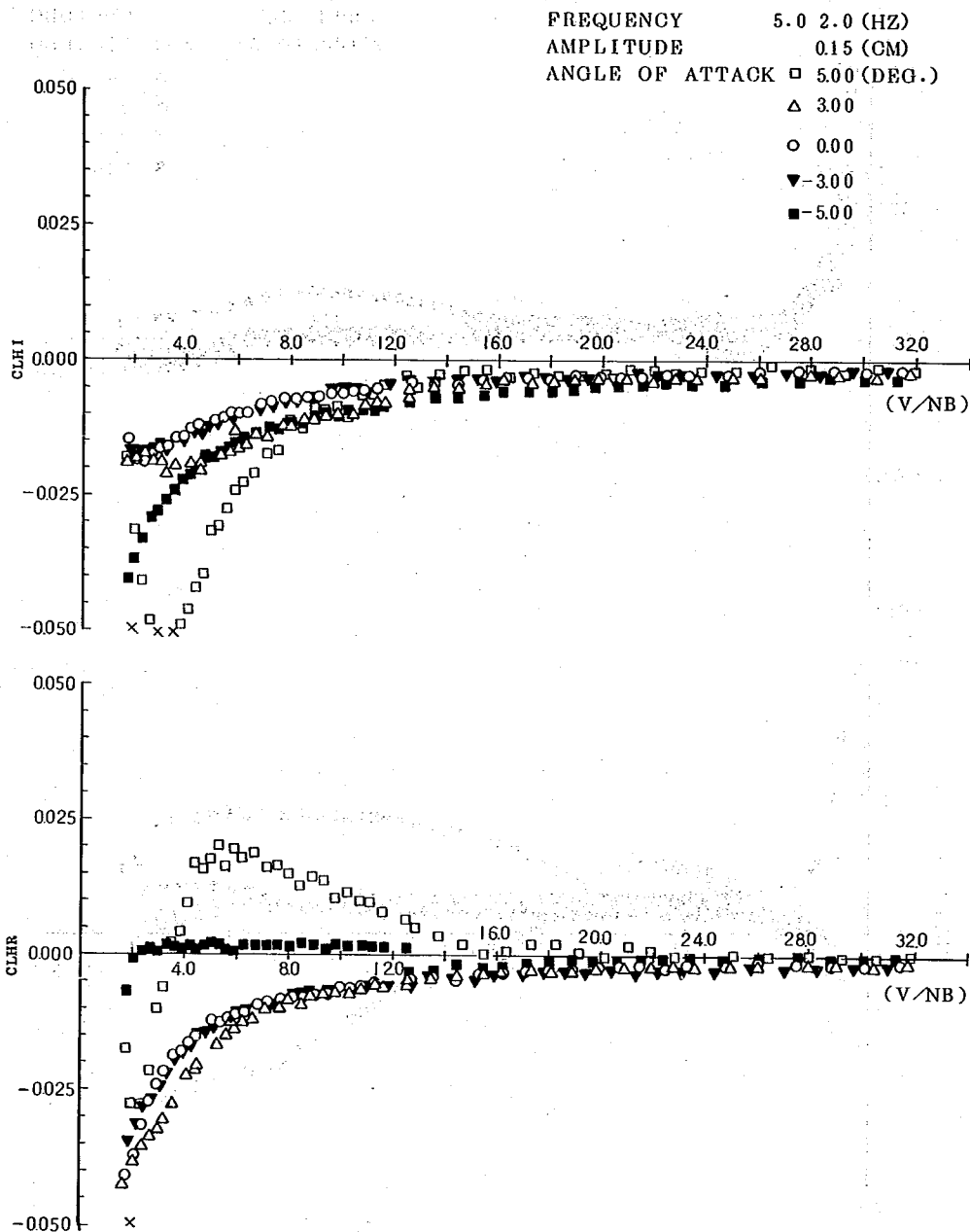


図-3.5.3.7 非定常空気力係数

MODEL NAME HIRADO OHASHI, MODEL 1

FREQUENCY 5.0-3.0 (NZ)
 AMPLITUDE 1.00 (DEG.)
 ANGLE OF ATTACK $\square$ 5.00 (DEG.)

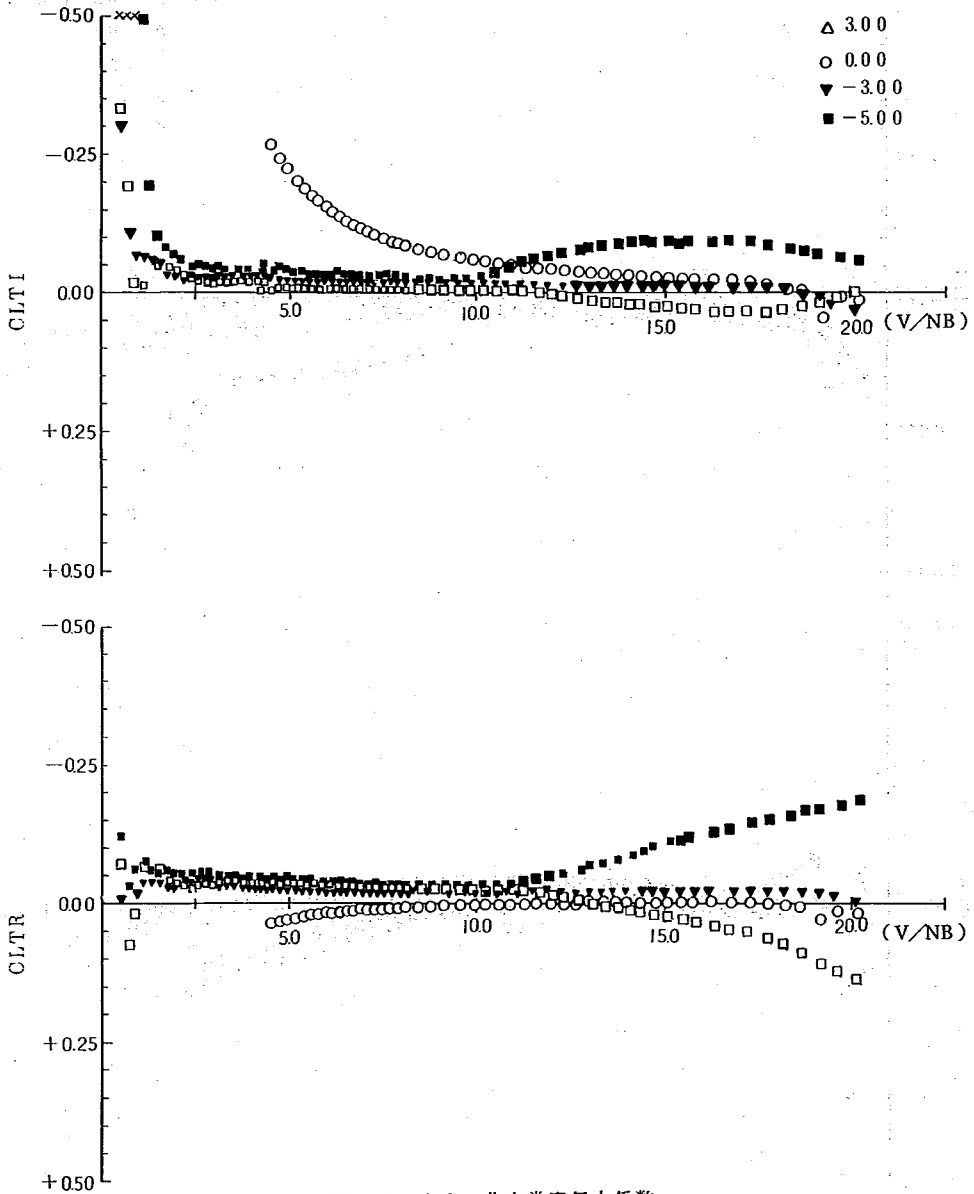


図-3.5.38 非定常空気力係数

MODEL NAME HIRADO OHASHI MODEL 1

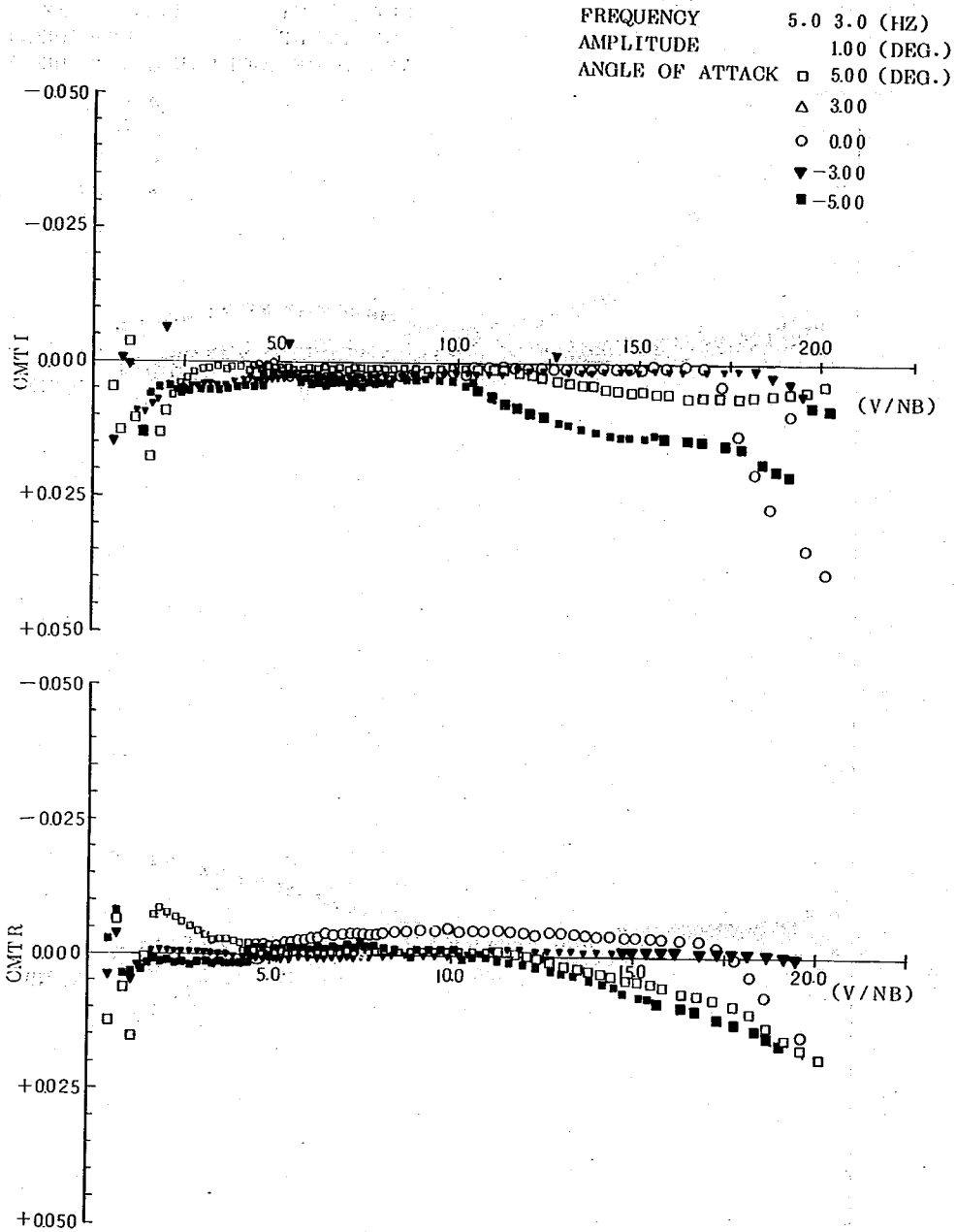


図-3.5.3 9 非定常空気力係数

表-3.5.1 架設時固有振動数

曲げ振動数 (Hz)

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

逆: 逆対称振動

対: 対称振動

表-3.5.2 架設時固有振動数

捩り振動数 (Hz)

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

表-3.5.3 モード別低次振動数

モード			Hz				
モード	次	ステップ	5	8	11	13	14
		数					14'
逆対称	振り	1	0.2716	0.5250	0.6862	0.7081	1.2245
		2	0.5356	1.0129	0.7707	1.6706	2.2478
	曲げ	1	0.1585	0.1600	0.1934	0.2477	0.2623
		2	0.3376	0.5409	0.5687	0.6248	0.7850
対称	振り	1	0.3602	0.3463	0.7070	0.8448	0.7587
		2	0.4989	0.7743	0.9848	1.7405	1.7965
	曲げ	1	0.2284	0.3043	0.3719	0.3261	0.3565
		2	0.4415	0.5414	0.4933	0.4633	0.5068

表-3.5.4 換算質量

Mode		Step	5	8	11	13
ねじり ton sec ²	逆対称 1 次		861.544	8,232.13	123746	301326
	対称 1 次		63.012	24.701	2,200.6	32950
曲げ ton sec ² /m ²	逆対称 1 次		1.8804	0.8459	0.7151	0.6837

表-3.5.5 パネ支持実験・実験条件(所要値)

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

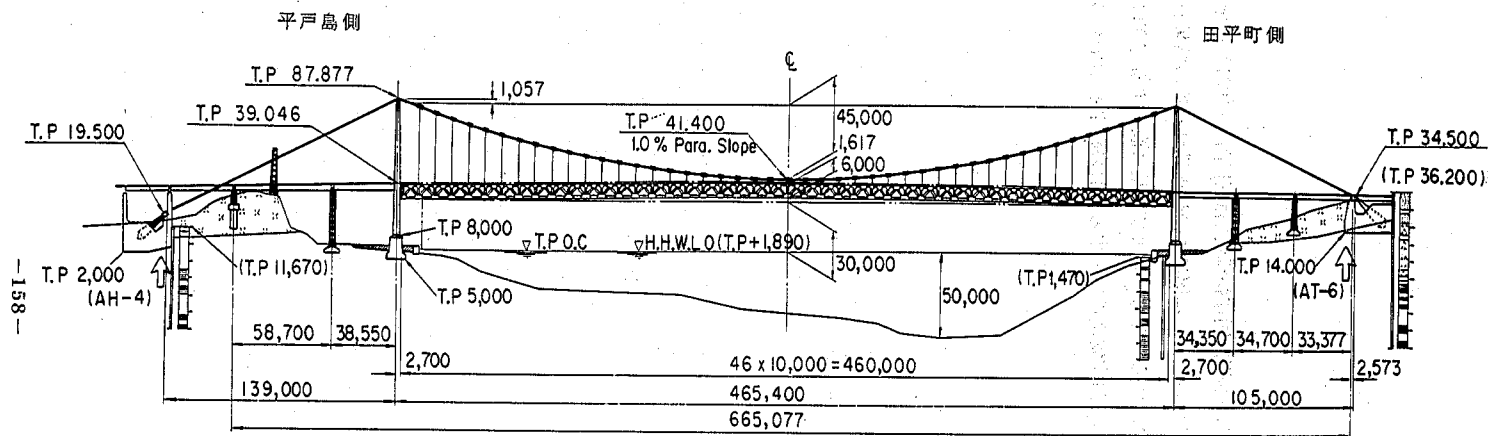
表-3.5.6 振動数比

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

第4編 耐震性調査

4.1 概 要

平戸大橋（図-4.1）の耐震設計は、本州四国連絡橋耐震設計指針（1967）に準拠して応答を考慮した修正震度法に基づいて行なわれている〔1〕。本編はこの耐震設計計算の結果を補足・検証するために実施した上・下部構造全体系に対する橋軸方向および橋軸に直交する方向に作用する地震による応答解析の結果を示し、平戸大橋の耐震安全性に関する検討の結果を示すものである。



注) ↑印は、PS換層実施位置である。

図-4.1 平戸大橋一般図

4.2 耐震計算に用いる地盤定数

4.2.1 地盤条件の概要〔3〕

平戸大橋架橋地点付近の地質は、新第三紀系の推積岩類を基盤とし、それをおおう火山岩類によって構成されている。すなわち、平戸島側では、図-4.2に示すように新第三紀層をおおってローム質マトリックスとかなり変質した玄武岩質碎屑岩が分布し、田平町側では図-4.3に示すように火山灰質ロームないし火山灰から成る比較的均質な玄武岩礫混入をほとんど認めない凝灰岩と平戸島側に認められる火山碎屑岩およびこれにシート状に散在する玄武岩熔岩が第三紀層をおおっている。以上のような、平戸島側および田平町側の地層区分の一覧表-4.11に示す。

4.2.2 地盤調査およびその結果

平戸大橋の下部構造物設置位置における地盤の工学的な諸特性および地盤定数の推定を行なうために、孔内載荷試験（プレシオメータ試験）、平板載荷試験、コアサンプルによる一軸圧縮試験、弾性波探査試験が実施された。これらの各種試験法により得られた結果の相互の相関関係については、参考文献〔3〕を参照されたい。ここでは、主として、上記の調査法によって求められた地盤の変形係数の値を地層別および標高別に分類し、それぞれに対して標本の平均値および標準偏差を整理した。これらの結果のうちプレシオメーターによる変形係数およびその分散の度合をヒストグラムの形でそれぞれ表-4.2および(図-4.4)に示す。

4.2.3 耐震計算に用いる地盤の変形係数

上記の各種試験法で推定された地盤の変形係数の標本平均値の比較をしたのが表-4.3である。これらの中で、プレシオメーターの変形係数 E_p と平板載荷試験の変形係数 E_L の間には比較的良好な相関が得られており、おおむね次式で与えられる〔3〕。

$$E_L = 2.5E_p \quad (1)$$

耐震計算に用いる地盤の変形係数は弾性波探査の結果をもとに推定する方法が最近次第に用いられるようになってきており、特に砂質地盤に対しては室内実験により求めた地盤の剛さと現場で実測された地盤の剛さの応対も良いことから、このような方法が実用化され始めている。しかしながら、弾性波探査により推定された地盤の変形係数は地盤に生じるせん断ひずみがおよそ 10^{-6} 程度の小さい場合の値と言われており〔11〕、実際の地震によって地盤に生じるせん断ひずみのレベルを考慮すれば、表に示した値よりも小さくなると考えられること、弾性波探査による変形係数がプレシオメーターのように密に実施されていないこと等を考慮して、本耐震計算ではプレシオメーターの結果に基づいた地盤の変形係数を使用することとした。

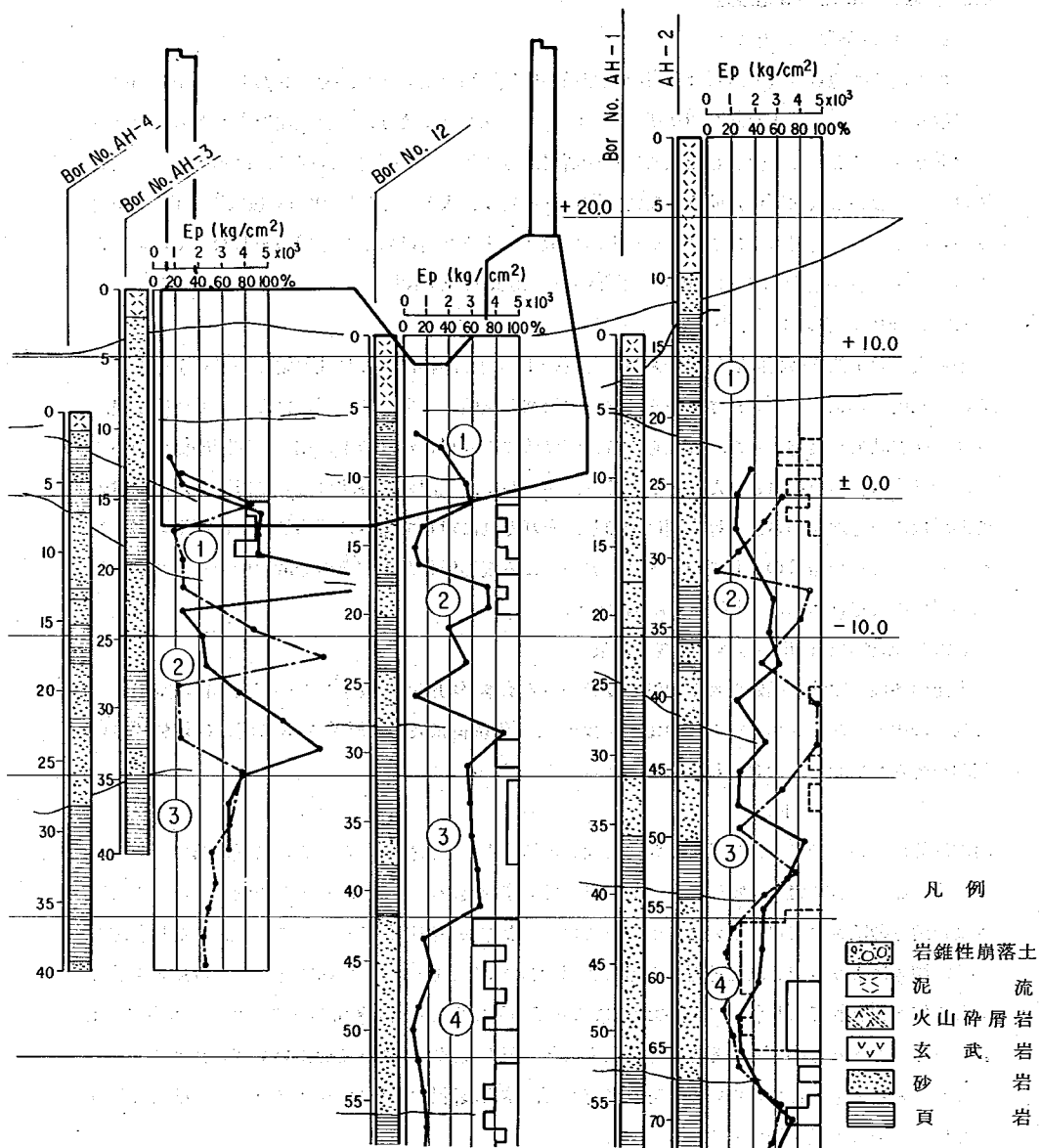


図-4.2.1 平戸側地盤断面図〔アンカレイジ付近〕

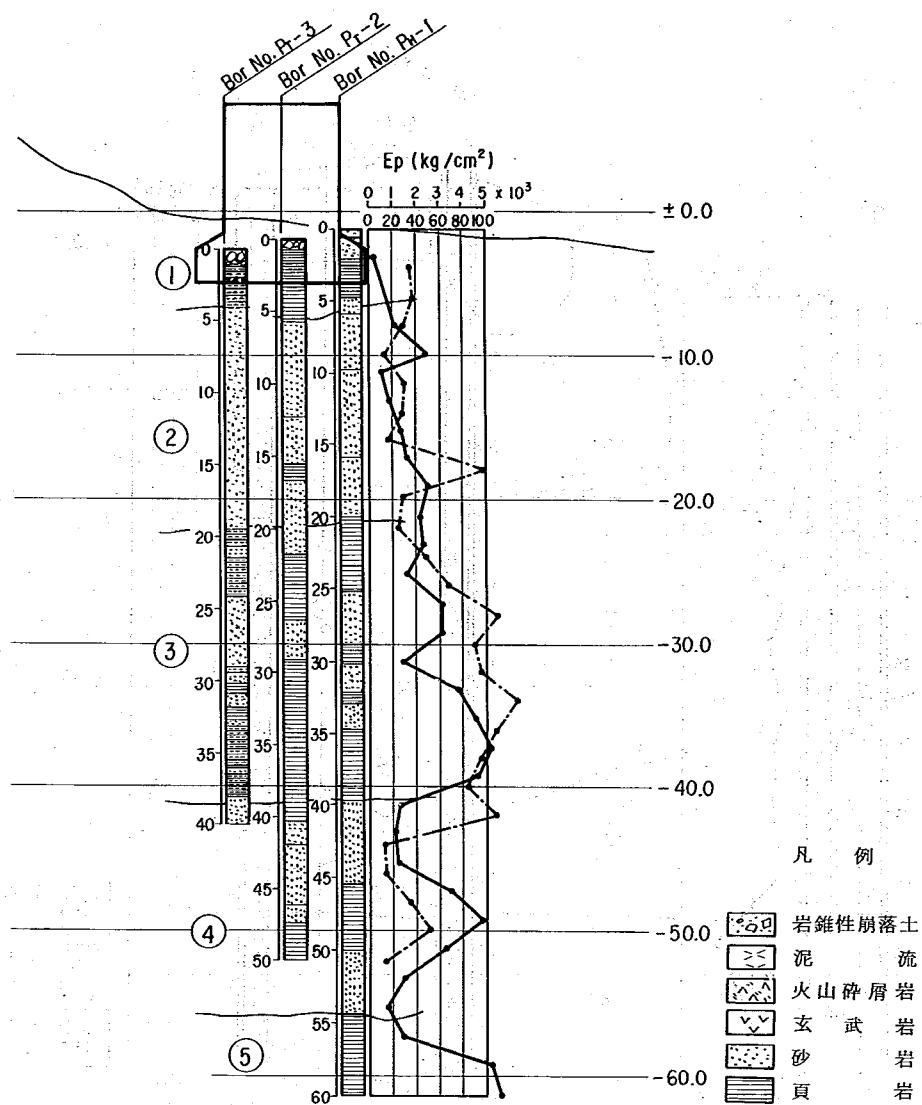


図-4.2.2 平戸側地盤断面図〔主塔橋脚付近〕

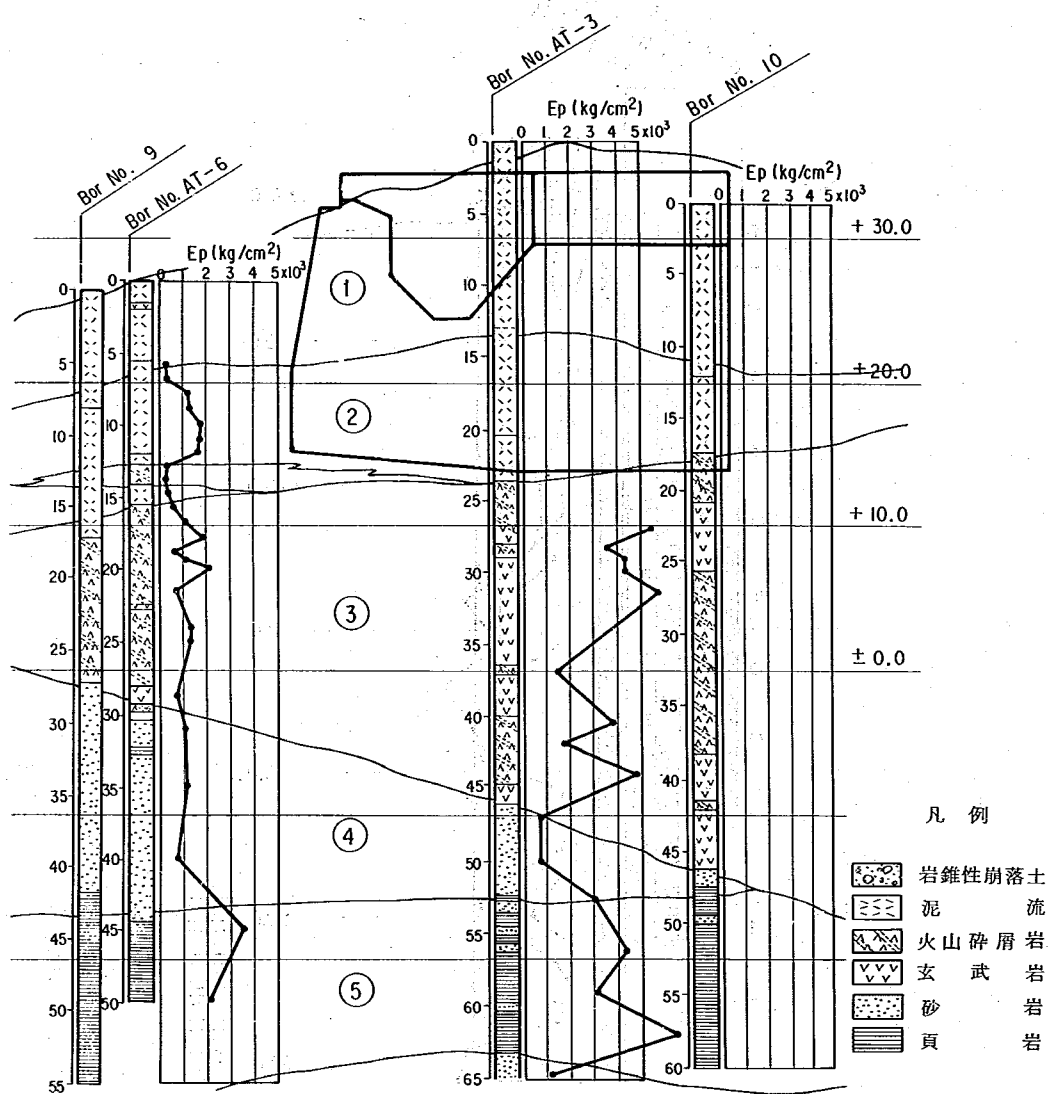


図-4.3.1: 田平側地盤断面図〔アンカレイジ付近〕

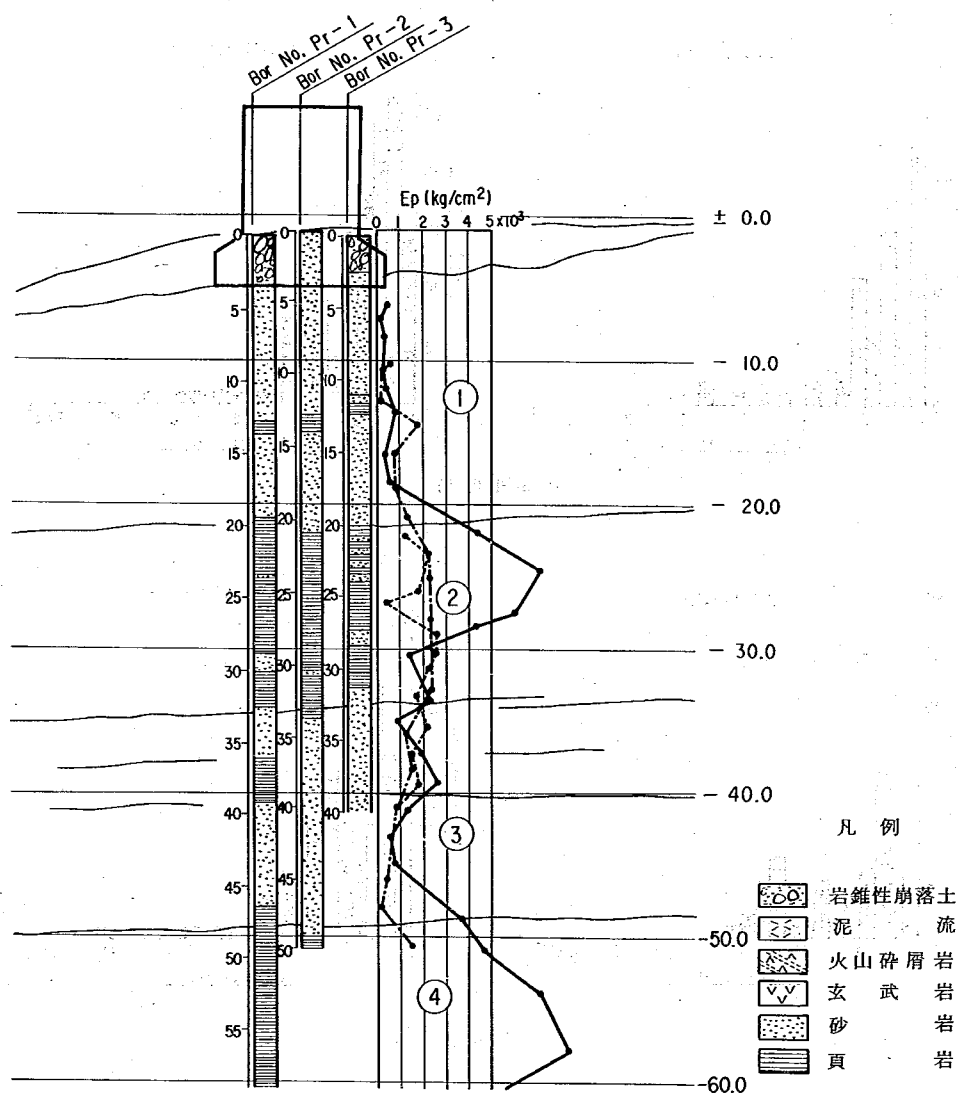
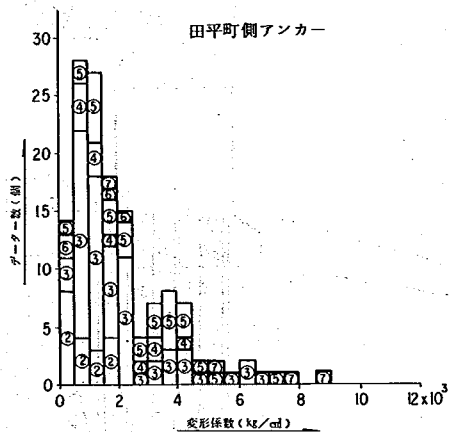
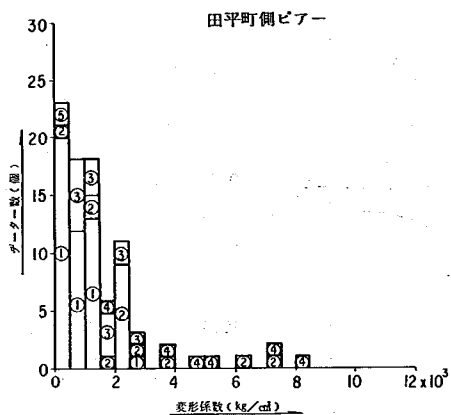
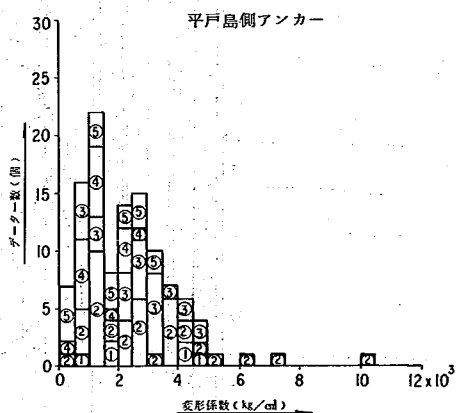
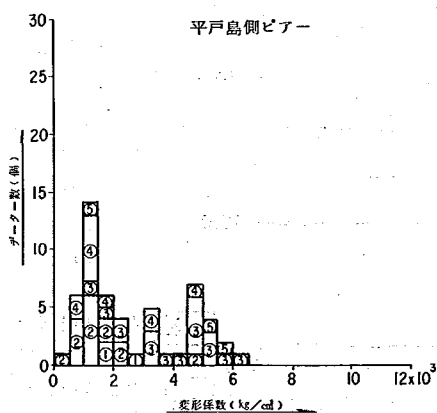


圖-4.3.2 田平側地盤断面図〔主塔橋脚付近〕



(a) 田平町側



(b) 平戸島側

図-4.4 ヒストグラムで表わしたプレシオメータによる
地盤の変形係数(地層別データ)のばらつき

表-4.1 田平町側および平戸島側の地層区分

地層区分	田 平 町 側				平 戸 島 側			
	ビ ア ー		ア ン カ ー		ビ ア ー		ア ン カ ー	
①	砂岩	頁岩をはさむ	泥流	未 固 結 状 (粘 性 土)	頁岩		頁岩	
②	頁岩	砂岩をはさむ	泥流	固 結 状 (凝 灰 岩)	砂岩	頁岩をはさむ	砂岩	頁岩と互層砂岩主体
③	砂岩	頁岩をはさむ		玄武岩シート状にはさむ(ランダム)	頁岩	砂岩と互層頁岩主体	頁岩	砂岩をはさむ
④	頁岩		砂岩	頁岩をはさむ	砂岩	頁岩と互層砂岩主体	砂岩	
⑤	—		頁岩	砂岩をはさむ	頁岩		砂岩	頁岩と互層砂岩主体
⑥	—		砂岩		—		—	
⑦	—		頁岩	砂岩と互層頁岩主体	—		—	

表-4.2.1 プレシオメータによる地盤の変形係数〔田平町側〕

(a) 地層別変形係数

田 平 町 側 ビ ア ー					田 平 町 側 ア ン カ ー				
地層区分	データ数	変形係数 $E_p(kg/cm^2)$		摘 要	地層区分	データ数	変形係数 $E_p(kg/cm^2)$		摘 要
		平均値	標準偏差				平均値	標準偏差	
①	26	635	569		①	—	—	—	
②	17	2622	1670		②	19	872	536	
③	18	1342	619		③	70	1946	1459	
④	6	5179	2147		④	14	1632	1146	
					⑤	30	2656	1510	
					⑥	2	1840	160	
					⑦	4	5854	2616	

(b) 標高別変形係数

田 平 町 側 ビ ア ー					田 平 町 側 ア ン カ ー				
No	標高区分(H)	データ数	変形係数 $E_p(kg/cm^2)$		No	標高区分(H)	データ数	変形係数 $E_p(kg/cm^2)$	
			平均値	標準偏差				平均値	標準偏差
1	± 0.0～-10.0	12	438	130	1	+20.0～+10.0	24	1042	562
2	-10.0～-20.0	22	681	176	2	+10.0～± 0.0	42	2017	1444
3	-20.0～-30.0	14	2608	1812	3	± 0.0～-10.0	23	2227	1654
4	-30.0～-40.0	14	1881	479	4	-10.0～-20.0	19	1976	1199
5	-40.0～-50.0	10	1250	1013	5	-20.0～-30.0	17	2796	1776
6	-50.0～-60.0	4	5480	2587	6	-30.0～-40.0	6	2068	847
					7	-40.0～-50.0	3	7148	1556

表-4.2.2 プレシオメータによる地盤の変形係数〔平戸島側〕

(a) 地層別変形係数

平戸島側ピラー					平戸島側アンカー				
地層 区分	データ 数	変形係数 $E_p (kg/cm^2)$		摘 要	地層 区分	データ 数	変形係数 $E_p (kg/cm^2)$		摘 要
		平均値	標準偏差				平均値	標準偏差	
①	2	1848	58		①	6	2851	1613	
②	17	1561	1026		②	41	2754	1970	
③	19	4020	1364		③	24	3002	984	
④	13	1874	1155		④	19	1333	659	
⑤	3	4136	1909		⑤	23	1508	982	

(b) 標高別変形係数

平戸島側ピラー					平戸島側アンカー				
No	標高区分 (H)	データ 数	変形係数 $E_p (kg/cm^2)$		No	標高区分 (H)	データ 数	変形係数 $E_p (kg/cm^2)$	
			平均値	標準偏差				平均値	標準偏差
1	± 0.0～-10.0	7	1397	261	1	+10.0～± 0.0	10	1802	856
2	-10.0～-20.0	10	1729	1179	2	± 0.0～-10.0	23	2732	2160
3	-20.0～-30.0	10	2906	403	3	-10.0～-20.0	20	3213	1805
4	-30.0～-40.0	10	4516	385	4	-20.0～-30.0	19	3012	758
5	-40.0～-50.0	10	2307	500	5	-30.0～-40.0	17	1330	619
6	-50.0～-60.0	6	2221	623	6	-40.0～-50.0	12	1993	1002
					7	-50.0～-60.0	7	1523	957
					8	-60.0～-70.0	4	519	386
					9	-70.0～-80.0	3	1153	528

4.3 耐震計算に用いる地震動

土木構造物の耐震設計において想定する地震動を工学的な設計上の立場から決定する際に考慮すべき事項としては、地震動の強度、周期特性、継続時間、および構造物の固有振動周期、減衰特性などが挙げられる。地震の発生した場所から架橋地点までの距離が遠ければ地震動の強度は一般に低下し、反対に近ければ地震動の強度は強くなる。図-4.5 はこのような関係の1例を示したものである[10]。したがって、比較的小規模な地震であって、架橋地点から遠方で発生したような地震は構造物の耐震設計上考慮する必要はないであろうし、一方、大規模な地震の場合には比較的遠方で発生した場合であっても、なお、構造物に相当の影響を与えるため、耐震設計上考慮する必要がある。地震動をこのような地震の規模と震央から架橋地点までの距離によって分類すると、概念的には図-4.6 に示す斜線の右上側に相当する規模と震央距離を有する地震動が耐震設計上考慮する必要のある地震動であると言うことができよう[6][7][8][9]。ちなみに、現在までに建設もしくは建設が計画されている大規模な土木構造物のうち長大吊橋の地震応答解析において選定された地震動は図-4.7 に示す関係にある。

吊橋は高次の不静定構造物であり、低次の振動モードから高次の振動モードまで広い範囲に固有周期が存在するのが普通である。構造系全体が揺れるような振動モードは数秒のオーダーの周期を持ち、このような振動モードは補剛トラス、吊ケーブル等の振動応答に対して影響が大きいであろうし、主塔や堅固な基礎地盤上に設置された下部構造物等に対しては、0.5~2秒程度の中程度の周期を持つ、振動モードの影響が大きいであろう。したがって、地震応答解析において2種類以上の地震動を考慮するならば、上述した点を相互補完するものである事が望ましい。

上述した理由により、平戸大橋の地震応答計算に用いる地震動として、表-4.4 に示すように平均応答スペクトル曲線(建設省土木研究所、岩盤、1971年)、1968年4月の日向灘沖地震による愛媛県板島橋付近の地盤表面で記録された地震動加速度波形、1973年6月の根室半島沖地震によって北海道静内橋付近の地盤の地下40mで記録された加速度波形を選定した。板島橋での記録は土木研究所平均応答スペクトル曲線(1971年)作成に使用された加速度記録の1つであり、比較的軟質な地盤の表面で記録された加速度記録である。一方、平戸大橋の主塔橋脚基礎およびアンカーは堅固な第三紀層に属する地盤中に設置されており、板島橋での記録がとれた地盤とは条件を異にしている。そのため、板島橋の地表面での地震動加速度記録を一度、地表面から約20m下に存在する比較的良好な砂礫層よりなる地盤面(耐震設計上の基盤面)における地震動記録に変換し、この記録を改めて平戸大橋の主塔橋脚基礎およびアンカーの耐震計算上の基盤面における地震動記録であると仮定して、平戸大橋下部構造物位置の地震動記録に変換するという手続きをとった[12]。この際、平戸大橋の周辺地盤は前述のように堅固な第三紀層より成っているため、耐震計算上の基盤面を基礎構造位置にとることができた。このようにして計算された平戸大橋架橋地点の地震動記録をもとの板島橋付近の地表面上の加速度記録を比較すると、図-4.8 のようになり、次に、静内橋の地下40mで記録され

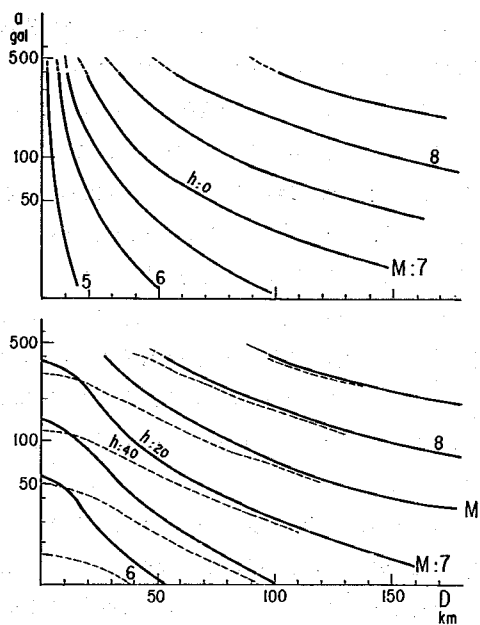


図-4.5 地震動の最大加速度に及ぼすマグニチュードと震央距離の影響の1例(勝又〔10〕による)

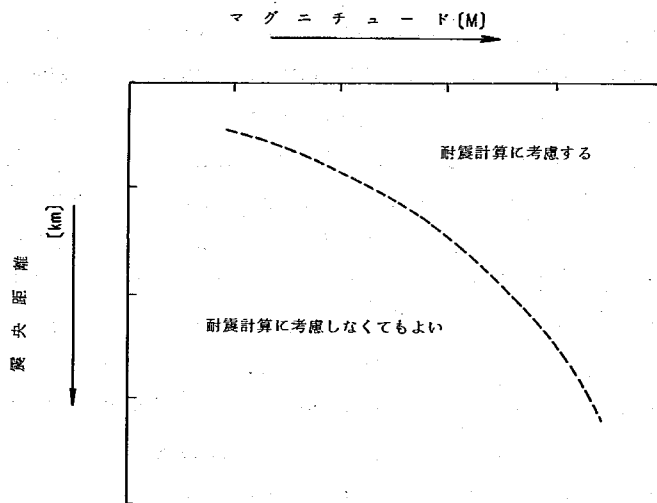


図-4.6 耐震計算に考慮する地震動の概念図

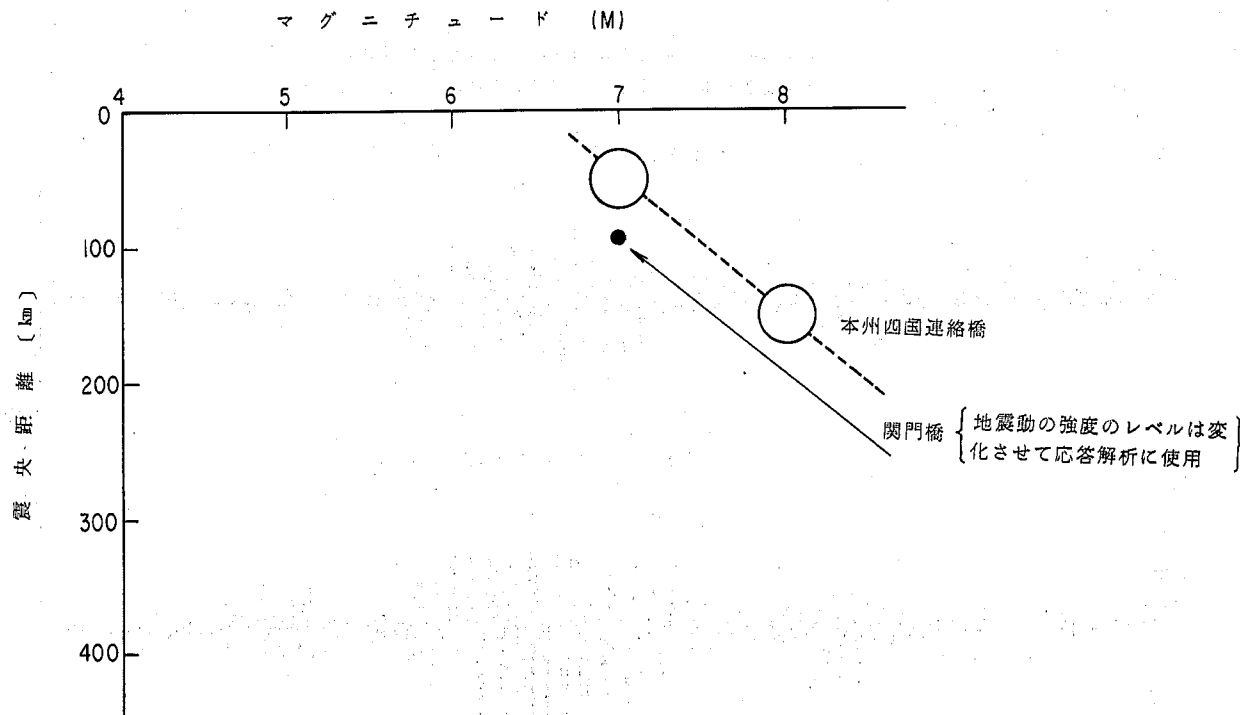
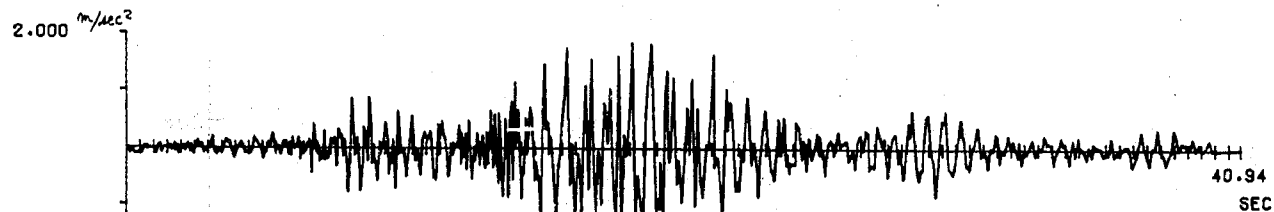
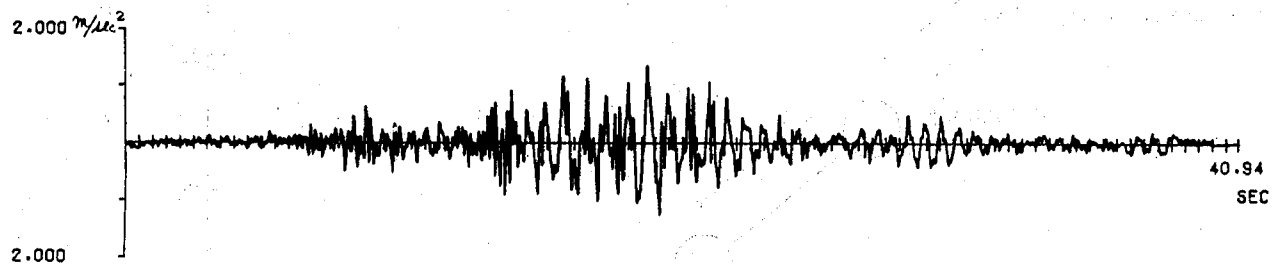


図-4.7 現在までに建設もしくは建設が予定されている
大規模吊橋の地震応答解析に想定された地震動



(1) 地盤表面での地震動加速度波形



(2) 基盤面における地震動加速度波形

図-4.8 板島橋附近で記録された地表面地震動加速度波形と
それより計算された基盤面における地震動加速度波形

表-4.3 各種試験法による地質の変換係数の比較〔標本平均値, 単位 t/m^2 〕

地 層 区 分	田 平 町 側								平 戸 島 側							
	ビ ア ー				ア ン カ ー				ビ ア ー				ア ン カ ー			
	プレシオ メータ	平板載 荷試験	一軸圧 縮試験	弾性波 試験	プレシオ メータ	平板載 荷試験	一軸圧 縮試験	弾性波 試験	プレシオ メータ	平板載 荷試験	一軸圧 縮試験	弾性波 試験	プレシオ メータ	平板載 荷試験	一軸圧 縮試験	弾性波 試験
①	6350		41300				350	4500	18420				28510			34800
②	26220		45120		8720	37180	69870	11900	15610		301250		27540		1290000	48000
③	13420				19460	53260		55300	40200		1788430		32020			19500
④	51790				16320			9400	18740		2617140		13330			
⑤					26560			36300	41360				15080			
⑥					18400											
⑦					58540											

表-4.4 地震応答解析に用いた地震動

地 震 名	発生年月日	記 録 地	M	震央距離 (km)	継続時間 (秒)	最大加速度 (ガル)	計算に使用した 最大加速度(ガル)	備 考
根室半島沖地震	1973. 6. 17	静内橋(地下40m)	7.4	305	12	45	150	
日向灘沖地震	1968. 4. 1	板島板	7.5	104	40	186	150	地表面の地震動を基盤面 の地震動に変換
平均応答スペクトル曲線 (建設省土木研究所1970, 岩盤)							150	

た地震動記録は 図-4.9 に示すように、比較的長周期の成分が卓越している。この記録は砂礫層からなる比較的堅い地盤で得られるものであるので、そのまま平戸大橋の耐震設計上の基盤面の地震動記録として使用された。図-4.10 は以上の平均応答スペクトル、板島橋の地震動記録、静内橋の地震動記録の絶対応答加速度スペクトル($h=0.05$)を相互に比較したものである。板島橋の記録は中程度の固有周期の構造物に対して、静内橋の記録は比較的長い固有周期の構造物に対してそれぞれ卓越することがわかる。平均応答スペクトルは、おおむね両者の平均的な応答を示している。基盤面における地震動の強度は150ガルとし、関門橋と同程度の地震動入力となるようにした。

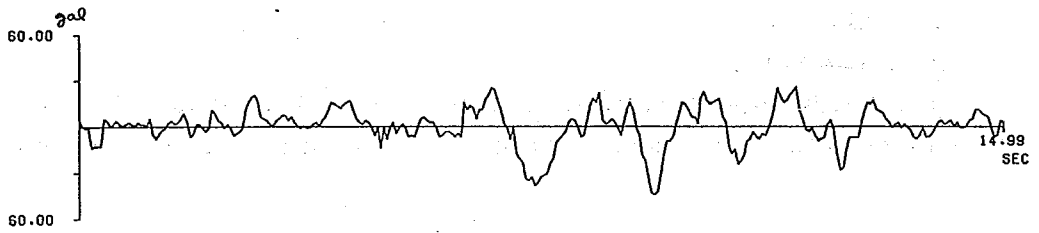


図-4.9 静内橋地下40mの地盤中で記録された地震動記録

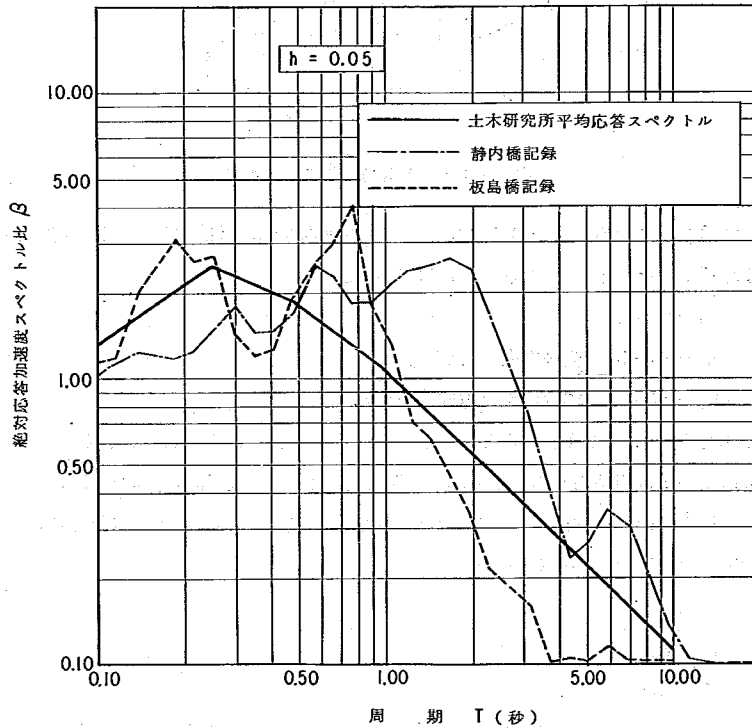


図-4.10 地震応答解析に使用した地震動の絶対応答スペクトル
曲線の比較（減衰定数 $h = 0.05$ の場合）

4.4 上下部構造全体系の地震応答解析

4.4.1 解析モデル

(1) 下部工のモデル化

平戸島側、田平町側の塔橋脚およびアンカレイジは、図-4.11 に示すように、併進および回転の2自由度を有する剛体基礎力学モデルによってモデル化した〔8〕。計算で仮定した基礎モデルの寸法諸元

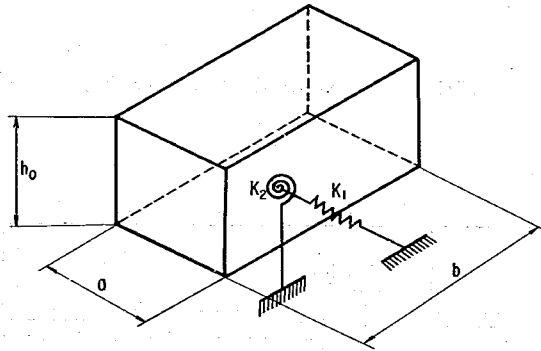


図-4.11 基礎構造物のモデル化

は表-4.5 に示す通りであり、基礎モデルを保持する併進運動に抵抗するばね K_1 および回転運動に抵抗するばね K_2 は、それぞれ、次式によって算定した。

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= K_s \cdot ab \\ K_2 &= K_R \cdot b \quad (\text{橋軸方向のモデル}) \\ K'_2 &= K'_R \cdot a \quad (\text{橋軸に直交方向のモデル}) \end{aligned} \right\} (2)$$

ここに、 a 、 b は図-4.11に示した下部構造の長さおよび幅であり、 K_s 、 K_v 、 K_R 、 K'_R はそれぞれ、下部構造周辺地盤の単位面積当りの水平方向せん断ばね定数、および鉛直方向せん断ばね定数、単位奥行当りの橋軸方向の回転ばね定数、および橋軸に直交する方向の回転ばね定数である。 K'_R は K_v に基づいて次式により算定した。

$$\left. \begin{aligned} K_s &\simeq \frac{1}{3} K_v \\ K_R &= K_v I_z \\ K'_R &= K_v I_x \end{aligned} \right\} (3)$$

ここで、 I_z 、 I_x はそれぞれ、 Z 軸（橋軸に直交する方向）まわり、および x 軸（橋軸方向）まわりの単位奥行あたりの断面2次モーメントであり、 K_v は道路橋下部構造設計指針ケーソン基礎（日本道路協会）〔5〕に準拠して算定した。このようにして、(2)、(3)式によって算定されたばね定数を表4.6に示す。下部構造の併進質量および回転質量は構造諸元から、表-4.7のように求められた。

表-4.5 地震応答計算で仮定した下部構造の諸元

	平戸島側 アンカーレイジ	平戸島側 タワーピアー	田平町側 タワーピアー	田平町側 アンカーレイジ
h_G (m)	9.92	5.98	5.98	10.29
h_0 (m)	19.84	11.96	11.96	20.58
a (m)	31.0	12.0	12.0	31.0
b (m)	29.0	21.5	21.5	32.0

記号は図4-11 参照

表-4.6 地震応答解析で使用したばね定数

	平戸島側 アンカーレイジ	平戸島側 タワーピアー	田平町側 タワーピアー	田平町側 アンカーレイジ
K_V (t/m^2)	4.535×10^3	4.845×10^3	1.670×10^3	1.384×10^3
K_S (t/m^2)	1.512×10^3	1.615×10^3	0.557×10^3	0.461×10^3
K_R ($t \cdot m/m \cdot rad$)	1.126×10^7	6.977×10^5	2.405×10^5	3.436×10^6
$K_{R'}$ ($t \cdot m/m \cdot rad$)	9.217×10^6	4.013×10^6	1.383×10^6	3.779×10^6
K_1 (t/m)	1.359×10^6	4.167×10^5	1.437×10^5	4.573×10^5
K_2 ($t \cdot m/rad$)	3.265×10^8	1.500×10^7	5.171×10^6	1.100×10^8
$K_{2'}$ ($t \cdot m/rad$)	2.857×10^8	4.816×10^7	1.660×10^7	1.171×10^8

表-4.7 地震応答解析で使用した下部構造の質量 ($\times 1/G$)

	平戸島側 アンカーレイジ	平戸島側 タワーピアー	田平町側 タワーピアー	田平町側 アンカーレイジ
$M_X = M_Z$ (t)	3.567×10^4	5.991×10^3	5.991×10^3	4.469×10^4
J_Z ($t \cdot m^2$)	4.832×10^7	1.720×10^6	1.720×10^6	6.187×10^7
J_X ($t \cdot m^2$)	4.404×10^7	3.626×10^6	3.626×10^6	6.469×10^7

(注) M_X : 橋軸方向併進質量 [t]

M_Z : 橋軸直角方向併進質量 [t]

J_Z : 橋軸方向の回転質量 [$t \cdot m^2$]

$$J_Z = \frac{M_X}{12} (a^2 + h_0^2)$$

J_X : 橋軸直角方向の回転質量 [$t \cdot m^2$]

$$J_X = \frac{M_Z}{12} (b^2 + h_0^2)$$

(2) 上部工モデル

上部構造の力学モデルは、吊ケーブルは質量を考慮した棒部材、補剛トラスは質量を考慮した棒もしくは梁部材、吊ハンガーは質量を無視した半無限の剛性を有する棒部材とした。また、タワーにする荷重として、塔頂反力、タワーリンク反力、アプローチ桁反力の3者を考慮した。塔頂反力としては死荷重に活荷重の1/2と-30°Cにおける温度荷重を合わせた荷重を、タワーリンク反力およびアプローチ桁反力は、それぞれ、伸縮継手等の重量を考慮して補剛トラスの1/2パネル分の重量、および桁反力（橋軸に直交方向のモデル）もしくは桁反力に沓座における摩擦係数を乗じた力（橋軸方向）をそれぞれ質量に置換して、近似的にこれらの荷重の影響を計算に取り入れた。以上のようにして求められた上・下部構造全体系の振動解析モデルを図-4.12に示す。解析モデルは、固有値計算における自由度を減少させるために、計算の結果を著しい差異を生じない範囲力で図中に示したような質量の縮合を図った。

4.4.2 解析法

地震応答解析はモーダルアナリシスの手法により、4.3節で示した3種類の地震動加速度記録の応答スペクトルを用いて行なった。モーダルアナリシスでは、全次度の振動モードを考慮し、吊ケーブル、吊ハンガー、主塔、補剛桁から成る上部構造物に対しては2%の減衰定数を、主塔橋脚およびアンカレイジから成る下部構造物に対しては5%の減衰定数をそれぞれ見込んだ。

固有値解析の結果、固有振動数 ω_i 、および固有振動モード値 $\phi_{i,j}$ ($i=1\sim nm, j=1\sim np$) が求められると、基盤に一樣な地震動が作用した場合の応答値は、各モードごとの応答値の2乗和の平方根によって表わすものとすれば、

$$u_j = \sqrt{\sum_{i=1}^{nm} u_{i,j}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^{nm} (\phi_{i,j} q_i)^2} \quad (4)$$

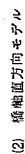
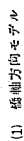
ここに、

$$q_i = \frac{\Gamma_i}{\omega_{D,i}} \cdot S_{A,i} \quad (5)$$

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{j=1}^{np} m_j \phi_{i,j}}{\sum_{j=1}^{np} m_j \phi_{i,j}^2} \quad (6)$$

となる。ここで、 $\omega_{D,i}$ 、 $S_{A,i}$ は*i*次の減衰固有振動数および図-4.10に示した加速度応答スペクトル値である。

一方、平戸島側および田平町側の主塔橋脚、アンカレイジに位相差をもった地震動が作用したとした場合の応答値を、各下部構造 ($k=1\sim 4$, $k=1, 2$ はそれぞれ田平町側のアンカレイジおよび主塔橋脚, $k=3, 4$ はそれぞれ平戸島側の主塔橋脚およびアンカレイジ) に単独に地震動が作用した場合



図一 4.1.2 吊橋全体系振動解析モデル

注) 下部モデルは重心Oで鉛直方向支持

の応答値の2乗和の平方根で算出するものとすれば、

$$u_j = \sqrt{\sum_{i=1}^{nm} \sum_{k=1}^4 u_{i,j,k}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^{nm} \sum_{j=1}^4 (\phi_{i,j} q_{i,k})^2} \quad (7)$$

ここに、

$$q_{i,k} = \frac{\Gamma_{i,k}}{\omega_{bi}^2} S_{Ai} \quad (8)$$

$$\Gamma_{i,k} = \frac{\sum_{j=1}^{np} m_j \phi_{i,j} \alpha_{j,k}}{\sum_{j=1}^{np} m_j \phi_{i,j}^2} \quad (9)$$

$\alpha_{j,k}$: 支点の影響係数で、 k 支点に単位の支点変位を与えた場合の j 節点における変位

を表す。 ($\sum_{k=1}^4 \alpha_{j,k} = 1$)

となる。ここでは、(4)式で与えられる下部構造に一樣な地震動が作用した場合の応答値と(7)式で与えられる下部構造に異なった位相の地震動が作用した場合の応答値を種々検討し、後者の方が前者より主塔中間部を除きやや大きな応答値を与えること、主塔中間部では(4)式による応答値に対しても十分な耐力のあること等を考慮し、以下の検討では(7)式により求められた応答値を用いることとした。

4.4.3 解析結果

(1) 固有振動モード

橋軸方向および、橋軸直角方向の固有周期、モード寄与率、振動エネルギー分配率を表-4.8 に示す。

(2) 地震応答解析による応答値

(7)式によって計算された平戸大橋の代表的な点における応答変位の一覧を表-4.9に、ケーブル張力(水平方向成分)の応答値を表-4.10に、下部構造物底面における応答反力値を表-4.11にそれぞれ示す。また、補剛トラスの断面力応答値の分布を図-4.13に、主塔の断面力応答値の分布を図-4.14にそれぞれ示す。

4.4.4 地震時安全性の検討

地震応答解析によって求められた上部構造物の断面力および下部構造物底面の反力は常時における死荷重、活荷重、温度荷重等と適当な重畳を施し、それぞれの許容断面力値もしくは許容支持力値と比較することによって地震時の安全性について検討を加えた。

表-4.8.1 固有周期, モード寄与率および振動エネルギー分配率一覧(橋軸方向)

	固有周期 (秒)	モード寄与率					振動エネルギー分配率						
		平戸島側		田平町側		合計	補剛桁		ケーブル	主塔	主塔 橋脚	アンカ レイジ	
		アンカー	橋脚	橋脚	アンカー		水平方向	鉛直方向					
1	4.57	-294	-0.02	-0.01	-284	-5.81	0.108	0.374	0.018	0.000	0.000	0.000	
2	3.29	-204.7	-0.17	0.14	21.37	0.88	0.000	0.994	0.001	0.002	0.000	0.003	
3	2.16	5.78	0.08	-0.09	-6.65	-0.88	0.000	0.988	0.008	0.001	0.000	0.003	
4	1.57	-2.69	-0.07	-0.24	-14.59	-17.58	0.016	0.008	0.002	0.002	0.000	0.971	
5	1.37	0.35	0.01	0.04	0.26	0.66	0.000	0.989	0.011	0.000	0.000	0.000	
6	1.23	1.94	0.09	7.11	2.57	11.70	0.028	0.005	0.002	0.236	0.724	0.004	
7	1.13	8.33	0.52	-1.43	8.17	15.58	0.742	0.125	0.047	0.022	0.037	0.027	
8	0.98	-0.35	-0.06	-0.01	-2.33	-2.76	0.005	0.788	0.206	0.000	0.000	0.001	
9	0.97	-2.02	-0.01	0.02	-0.61	-2.62	0.003	0.797	0.200	0.000	0.000	0.001	
10	0.91	-0.48	-0.08	-0.03	0.62	0.02	0.000	0.992	0.007	0.000	0.000	0.000	
11	0.81	-3.81	-7.23	-0.02	0.62	-10.44	0.008	0.002	0.000	0.354	0.562	0.074	
12	0.80	-11.41	2.11	-0.01	0.36	-8.95	0.003	0.001	0.000	0.028	0.050	0.918	
13	0.64	0.32	-0.09	-0.02	2.55	2.77	0.002	0.988	0.007	0.001	0.000	0.003	
14	0.60	0.10	-0.02	0.03	-44.47	-44.36	0.005	0.004	0.002	0.004	0.001	0.985	
15	0.53	0.01	-0.00	-0.01	-0.07	-0.07	0.000	0.792	0.207	0.000	0.000	0.000	
16	0.53	-0.04	-0.02	-0.00	0.01	-0.05	0.000	0.802	0.198	0.000	0.000	0.000	
17	0.49	0.03	-0.01	-1.02	2.14	1.15	0.003	0.001	0.002	0.789	0.199	0.005	
18	0.48	-0.18	0.10	-0.03	-0.04	-0.14	0.000	0.985	0.007	0.005	0.003	0.000	
19	0.48	-1.39	1.08	-0.00	-0.00	-0.31	0.005	0.008	0.004	0.643	0.340	0.000	
20	0.46	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
21	0.40	0.00	-0.00	-0.04	-0.11	-0.15	0.000	0.793	0.207	0.000	0.000	0.000	
22	0.40	-0.31	0.00	0.00	0.00	-0.30	0.000	0.802	0.198	0.000	0.000	0.000	
23	0.39	0.01	-0.00	-16.30	-0.09	-16.37	0.000	0.000	0.000	0.020	0.979	0.000	
24	0.37	-0.16	0.00	-0.06	0.03	-0.18	0.000	0.991	0.008	0.000	0.000	0.000	
25	0.31	40.29	-0.08	0.01	-0.03	40.19	0.005	0.001	0.008	0.006	0.000	0.980	
26	0.30	-0.10	-0.00	-0.00	0.00	-0.10	0.000	0.992	0.008	0.000	0.000	0.000	
27	0.27	-3.60	-0.54	0.11	-0.30	-4.33	0.528	0.008	0.303	0.141	0.004	0.016	
28	0.24	0.07	0.04	-0.00	0.01	0.11	0.000	0.992	0.007	0.000	0.000	0.000	
29	0.23	0.16	16.25	0.01	-0.02	16.39	0.003	0.000	0.003	0.027	0.967	0.000	
30	0.21	1.17	-1.59	0.09	-0.19	-0.52	0.042	0.049	0.427	0.458	0.018	0.006	
31	0.21	0.21	-0.26	0.02	-0.03	-0.07	0.002	0.962	0.019	0.017	0.001	0.000	
32	0.19	-0.33	0.38	0.10	-0.15	0.00	0.398	0.013	0.219	0.363	0.006	0.002	
33	0.18	-0.02	0.02	0.01	-0.01	0.01	0.000	0.991	0.007	0.001	0.000	0.000	
34	0.16	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
35	0.16	-0.00	0.01	-0.00	0.00	0.00	0.000	0.993	0.007	0.000	0.000	0.000	
36	0.15	-0.05	-0.43	-0.07	-0.01	-0.56	0.137	0.017	0.102	0.726	0.018	0.000	
37	0.14	-0.01	-0.05	-0.01	-0.00	-0.07	0.002	0.979	0.008	0.011	0.000	0.000	
38	0.14	0.06	0.30	-0.10	-0.02	0.23	0.011	0.004	0.129	0.837	0.019	0.000	
39	0.14	0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.000	0.997	0.003	0.000	0.000	0.000	
40	0.13	0.05	0.08	0.03	0.02	0.18	0.692	0.006	0.125	0.175	0.002	0.000	
41	0.11	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
42	0.10	-0.02	-0.02	-0.01	-0.01	-0.05	0.746	0.005	0.181	0.068	0.000	0.000	
43	0.09	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
44	0.09	0.01	0.01	0.00	0.00	0.02	0.937	0.001	0.049	0.013	0.000	0.000	

表-4.8.1

	固有周 期(秒)	モ ー ド 寄 与 率					振動エネルギー分配率					
		平 戸 島 側		田 平 町 側		合 計	補 剛 桁		ケーブル	主 塔	アンカ レージ	
		アンカー	橋脚	橋脚	アンカー		水平方向	鉛直方向				
45	0.09	-0.02	-0.02	0.01	0.01	-0.03	0.011	0.018	0.756	0.214	0.000	0.000
46	0.08	0.01	0.01	0.00	0.00	0.03	0.364	0.012	0.511	0.112	0.000	0.000
47	0.06	-0.01	0.06	-0.00	0.00	0.05	0.000	0.012	0.065	0.913	0.009	0.000
48	0.06	0.00	-0.01	-0.02	0.00	-0.02	0.002	0.005	0.048	0.936	0.009	0.000
49	0.05	-0.01	-0.00	-0.00	0.00	-0.02	0.007	0.087	0.881	0.026	0.000	0.000
50	0.05	0.01	0.01	-0.00	0.00	0.01	0.029	0.049	0.841	0.081	0.000	0.000
51	0.05	0.01	0.01	0.00	-0.00	0.01	0.032	0.048	0.673	0.246	0.000	0.000
52	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.002	0.152	0.624	0.222	0.000	0.000
53	0.04	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.000	0.008	0.926	0.066	0.000	0.000
54	0.04	0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.026	0.007	0.901	0.065	0.000	0.000
55	0.03	0.06	-0.01	0.00	-0.00	-0.01	0.001	0.008	0.203	0.787	0.000	0.000
56	0.03	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.001	0.007	0.228	0.762	0.000	0.000
57	0.03	0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.000	0.007	0.720	0.272	0.000	0.000
58	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.009	0.007	0.726	0.258	0.000	0.000
59	0.03	-0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.001	0.090	0.657	0.252	0.000	0.000
60	0.03	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.001	0.078	0.641	0.280	0.000	0.000
61	0.02	-0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.001	0.036	0.962	0.001	0.000	0.000
62	0.02	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.003	0.042	0.952	0.003	0.000	0.000
63	0.02	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.001	0.049	0.808	0.143	0.000	0.000
64	0.02	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.001	0.051	0.849	0.098	0.000	0.000
65	0.02	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.000	0.036	0.802	0.161	0.000	0.000
66	0.02	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.000	0.050	0.771	0.179	0.000	0.000
67	0.02	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.000	0.005	0.993	0.003	0.000	0.000
68	0.02	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.061	0.005	0.992	0.003	0.000	0.000
69	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.193	0.793	0.015	0.000	0.000
70	0.02	0.00	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.000	0.202	0.785	0.013	0.000	0.000
71	0.005	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.977	0.023	0.000
72	0.005	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.977	0.023	0.000

表-4.8.2 固有周期、モード寄与率および振動エネルギー分配率一覧
(橋軸直交方向)

	固有周期 (秒)	モード寄与率					振動エネルギー分配率				
		平戸島側		田平町側		合計	橋脚 水平方向	ケーブル	主塔	主塔 橋脚	アンカ レージ
		アンカー	橋脚	橋脚	アンカー						
1	8.06	0.23	10.27	10.22	0.46	21.18	0.877	0.121	0.001	0.000	0.000
2	2.49	0.14	6.12	-7.71	-0.37	-1.82	0.765	0.178	0.044	0.013	0.000
3	1.86	-0.16	-3.45	-5.46	-0.48	-9.55	0.124	0.707	0.127	0.043	0.000
4	1.75	-0.15	-1.27	1.45	0.20	0.23	0.202	0.757	0.032	0.008	0.000
5	1.58	0.11	2.41	8.38	0.70	11.60	0.136	0.457	0.283	0.123	0.001
6	1.50	0.01	0.14	0.30	-1.83	-1.38	0.000	0.000	0.000	0.000	0.999
7	1.37	0.83	8.47	-1.37	-0.19	7.75	0.100	0.550	0.310	0.040	0.000
8	1.16	0.62	-0.70	0.87	0.26	1.06	0.111	0.853	0.022	0.013	0.000
9	1.06	0.48	-3.45	-1.21	-0.17	-4.35	0.079	0.843	0.065	0.013	0.000
10	1.02	-0.10	2.61	0.95	-0.54	2.92	0.39	0.589	0.019	0.004	0.000
11	0.97	-0.33	4.12	-2.21	0.71	2.28	0.109	0.645	0.200	0.046	0.000
12	0.95	0.17	-1.54	-1.53	1.03	-1.87	0.166	0.688	0.092	0.053	0.000
13	0.83	-0.08	1.60	0.60	-0.08	2.04	0.118	0.794	0.057	0.031	0.000
14	0.79	-0.71	-0.03	-0.00	0.00	-1.74	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
15	0.76	0.01	-1.16	0.89	0.01	-0.25	0.017	0.965	0.009	0.008	0.000
16	0.67	-0.00	0.85	0.74	0.02	1.60	0.005	0.966	0.006	0.023	0.000
17	0.62	0.01	-0.48	0.93	0.09	0.54	0.015	0.704	0.062	0.220	0.000
18	0.60	-0.03	-1.01	0.71	-0.07	-0.40	0.357	0.297	0.074	0.272	0.000
19	0.58	0.04	0.75	-2.47	-0.16	-1.83	0.490	0.221	0.167	0.122	0.000
20	0.56	0.00	0.70	0.08	-0.05	0.74	0.004	0.957	0.018	0.021	0.000
21	0.53	0.23	2.05	0.67	0.02	2.98	0.020	0.916	0.014	0.049	0.000
22	0.52	0.04	0.98	0.23	0.06	1.31	0.014	0.961	0.008	0.017	0.000
23	0.50	-0.01	-0.03	1.39	0.50	1.84	0.024	0.921	0.035	0.020	0.000
24	0.50	0.01	-0.87	-0.86	-0.07	-1.79	0.006	0.972	0.009	0.013	0.000
25	0.48	-0.03	3.12	-0.37	-0.01	2.71	0.001	0.608	0.054	0.337	0.000
26	0.47	0.03	-3.28	-0.30	-0.00	-3.56	0.001	0.495	0.080	0.424	0.000
27	0.46	-0.00	0.20	-0.84	0.00	-0.64	0.003	0.985	0.003	0.009	0.000
28	0.45	0.00	-0.09	-0.37	-0.00	-0.46	0.000	0.998	0.001	0.001	0.000
29	0.44	-0.00	0.13	1.08	-0.01	1.20	0.003	0.994	0.002	0.002	0.000
30	0.43	-0.01	1.55	15.02	-0.06	16.50	0.344	0.077	0.276	0.303	0.000
31	0.40	0.02	-2.83	15.32	-0.00	12.50	0.313	0.042	0.224	0.421	0.000
32	0.37	-0.06	0.84	5.51	0.07	6.36	0.063	0.811	0.053	0.073	0.000
33	0.37	-0.03	-0.86	-2.97	-0.19	-4.04	0.018	0.928	0.033	0.022	0.000
34	0.36	-0.02	-2.67	-7.67	0.07	-10.29	0.239	0.262	0.335	0.163	0.000
35	0.36	0.01	0.01	-0.03	0.02	0.01	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
36	0.36	0.01	-0.38	-0.99	-0.01	-1.37	0.987	0.003	0.007	0.003	0.000
37	0.33	0.00	2.28	-3.42	0.00	-1.13	0.525	0.028	0.393	0.054	0.000
38	0.25	-0.00	-2.73	-0.26	0.00	-2.99	0.875	0.003	0.111	0.011	0.000
39	0.23	-0.00	23.32	-0.01	0.00	23.31	0.008	0.001	0.033	0.958	0.000
40	0.20	-0.00	0.00	-0.00	-21.26	-21.26	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
41	0.19	0.00	0.04	0.01	0.00	0.05	0.902	0.003	0.095	0.000	0.000
42	0.16	0.00	0.46	-0.09	0.00	0.37	0.255	0.014	0.727	0.004	0.000
43	0.15	-0.00	-0.45	-0.12	0.00	-0.57	0.137	0.014	0.844	0.005	0.000
44	0.14	-0.00	-0.19	0.05	0.00	-0.14	0.793	0.002	0.203	0.001	0.000

表-4.8.2

	固有周 期(秒)	モード寄与率					振動エネルギー分配率				
		平戸島側		田平町側		合計	補剛桁 水平方向	ケーブル	主塔	主塔 横脚	アンカ レイジ
		アンカー	横脚	横脚	アンカー						
45	0.12	-0.00	-0.04	-0.01	0.00	-0.06	0.964	0.000	0.036	0.000	0.000
46	0.10	1.900	-0.00	-0.00	0.00	1.900	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
47	0.09	-0.00	0.02	-0.01	0.00	0.01	0.982	0.000	0.018	0.000	0.000
48	0.09	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.01	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
49	0.09	0.03	0.00	-0.00	-0.00	0.03	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50	0.08	-0.00	-0.01	-0.00	-0.00	-0.01	0.989	0.000	0.011	0.000	0.000
51	0.07	0.00	0.01	-0.00	-0.00	0.00	0.993	0.000	0.007	0.000	0.000
52	0.06	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
53	0.06	0.00	0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
54	0.06	-0.00	-0.01	-0.00	-0.00	-0.01	0.993	0.000	0.007	0.000	0.000
55	0.06	0.00	-0.07	0.02	-0.00	-0.05	0.134	0.000	0.860	0.006	0.000
56	0.06	-0.00	0.06	0.02	-0.00	0.08	0.016	0.000	0.978	0.006	0.000
57	0.06	0.00	-0.02	0.01	-0.00	-0.01	0.872	0.000	0.128	0.001	0.000
58	0.05	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.999	0.000	0.001	0.000	0.000
59	0.05	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
60	0.05	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
61	0.04	-0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
62	0.04	0.00	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
63	0.04	-0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.01	0.082	0.000	0.918	0.000	0.000
64	0.04	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.091	0.000	0.908	0.000	0.000
65	0.03	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
66	0.03	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
67	0.02	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
68	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
69	0.02	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
70	0.02	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
71	0.02	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.657	0.000	0.343	0.000	0.000
72	0.02	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.633	0.000	0.367	0.000	0.000
73	0.01	-0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.000	0.834	0.166	0.000	0.000
74	0.01	-0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.000	0.834	0.166	0.000	0.000
75	0.01	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
76	0.01	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
77	0.01	-0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.979	0.021	0.000
78	0.01	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.000	0.000	0.979	0.021	0.000

表-4.9 地震応答解析により求められた応答変位値の一覧

単位 cm

着目部材	地震方向	変位	着目点	土研	静内橋	板島橋
補剛トラス	L L	y	L / 2	55.3	88.4	25.4
		x	端 支 点	4.9	10.3	4.5
	T T	z	L / 2	39.8	52.5	17.8
ケー ブ ル	L L	y	田平町側 L / 2	6.3	11.2	7.8
			主 径 間 L / 2	55.3	88.4	25.4
			田平町側 L / 2	7.3	13.4	9.1
		x	平戸島側	(塔) 5.2	(塔) 9.0	(L/2) 3.8
			主 径 間	(pt.3) 5.7	(pt.6) 11.9	(L/2) 3.5
			田平町側	(塔) 4.6	(塔) 8.2	(L/2) 4.4
	T T	z	平戸島側 L / 2	13.8	42.5	10.8
			主 径 間	38.0	(pt.36) 71.2	17.7
			田平町側	(pt.3) 9.5	(pt.3) 32.8	9.3
塔	L L	x	平戸島側	(頂) 5.2	(頂) 9.0	(pt.3) 9.5
			田平町側	(頂) 4.6	(pt.3) 11.5	(pt.2) 3.7
	T T	z	平戸島側 塔 頂	6.9	20.6	5.1
			田平町側 塔 頂	8.7	31.4	5.5
アンカレイジ	L L	x	平戸島側 ケーブル取付	0.81	0.79	1.04
			下 端	0.82	0.63	0.50
			田平町側 ケーブル取付	2.01	4.20	3.09
			下 端	2.05	3.20	3.41
	T T	z	平戸島側 ケーブル取付	0.07	0.07	0.11
			下 端	0.06	0.04	0.05
			田平町側 ケーブル取付	0.33	0.29	0.43
			下 端	0.32	0.18	0.43
ピ ア ー	L L	x	平戸島側 天 端	0.97	1.32	2.44
			下 端	0.46	0.27	0.53
			田平町側 天 端	1.73	4.17	1.37
			下 端	1.14	0.87	0.67
	T T	z	平戸島側 天 端	0.47	0.78	0.49
			下 端	0.48	0.29	0.52
			平戸島側 天 端	0.91	2.52	0.58
			下 端	0.85	0.67	0.52

(注) ・地震方向

L L 橋軸方向

T T 橋軸直角方向

・変位方向

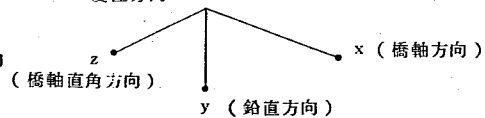
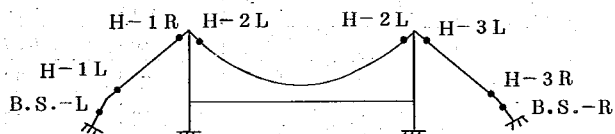


表-4.10 ケーブル張力水平成分応答値

単位 (t)

	着 目 点	土 研	静 内 橋	板 島 橋
ケー ブル 張 力 水 平 成 分 増 加 量	B.S.-L	4 1 3	7 1 3	2 3 9
	H - 1 L	4 1 3	7 1 3	2 3 9
	H - 1 R	4 1 2	7 1 2	2 3 8
	H - 2 L	4 0 8	7 0 1	2 3 3
	H - 2 R	4 2 2	7 2 2	2 8 4
	H - 3 L	4 2 0	7 2 2	2 6 8
	H - 3 R	4 2 0	7 2 1	2 6 5
	B.S.-L	4 2 0	7 2 1	2 6 5
ケーブル水平 張力差	センタータイ	6 2 5	6 5 7	3 4 0

(注)



橋 軸 方 向 地 震

表-4.11 下部構造物底面における反力の応答値

	地震 方向	反 力	サイド	土 研	静内橋	板島橋
ビ ア ー 反 力	x	Rh(t)	平 戸	951	556	1,095
			田 平	821	621	496
		Rt(t.m)	平 戸	5,367	7,661	14,095
			田 平	3,088	8,271	2,569
	z	Mo(t.m)	平 戸	6,755	20,423	5,079
			田 平	5,199	17,989	3,613
		Rh(t)	平 戸	1,988	1,194	2,171
			田 平	1,227	967	746
		Rt(t.m)	平 戸	11,326	29,840	9,297
			田 平	8,968	32,710	6,060
アンカレイジ 反 力	x	Rh(t)	平 戸	5,538	4,278	3,402
			田 平	4,686	7,319	7,798
		Rt(t.m)	平 戸	36,793	53,246	91,309
			田 平	29,349	106,470	26,115
	z	Rh(t)	平 戸	770	572	622
			田 平	1,463	819	1,950
		Rt(t.m)	平 戸	6,814	9,990	18,855
			田 平	5,085	18,573	4,160
補剛トラス 桁 反 力	x	V(t)	平 戸	30	59	21
			田 平	29	57	20
	z	Z(t)	平 戸	91	140	61
			田 平	91	138	61
塔 頂 反 力	x	V(t)	平 戸	367	633	208
			田 平	383	657	249
	z	Z(t)	平 戸	27	59	24
			田 平	28	63	26
アンカーサドル 反 力	z	Z(t)	平 戸	12	37	10
			田 平	13	38	14

(注) 地震方向 x: 橋軸方向 (1/2 - Bv.)
z: 橋軸直角方向 (1 - Bv.)

反 力 Rh: 水平反力
Rt: 曲げモーメント反力
Mo: $M_1 + M_2 + N \cdot e$

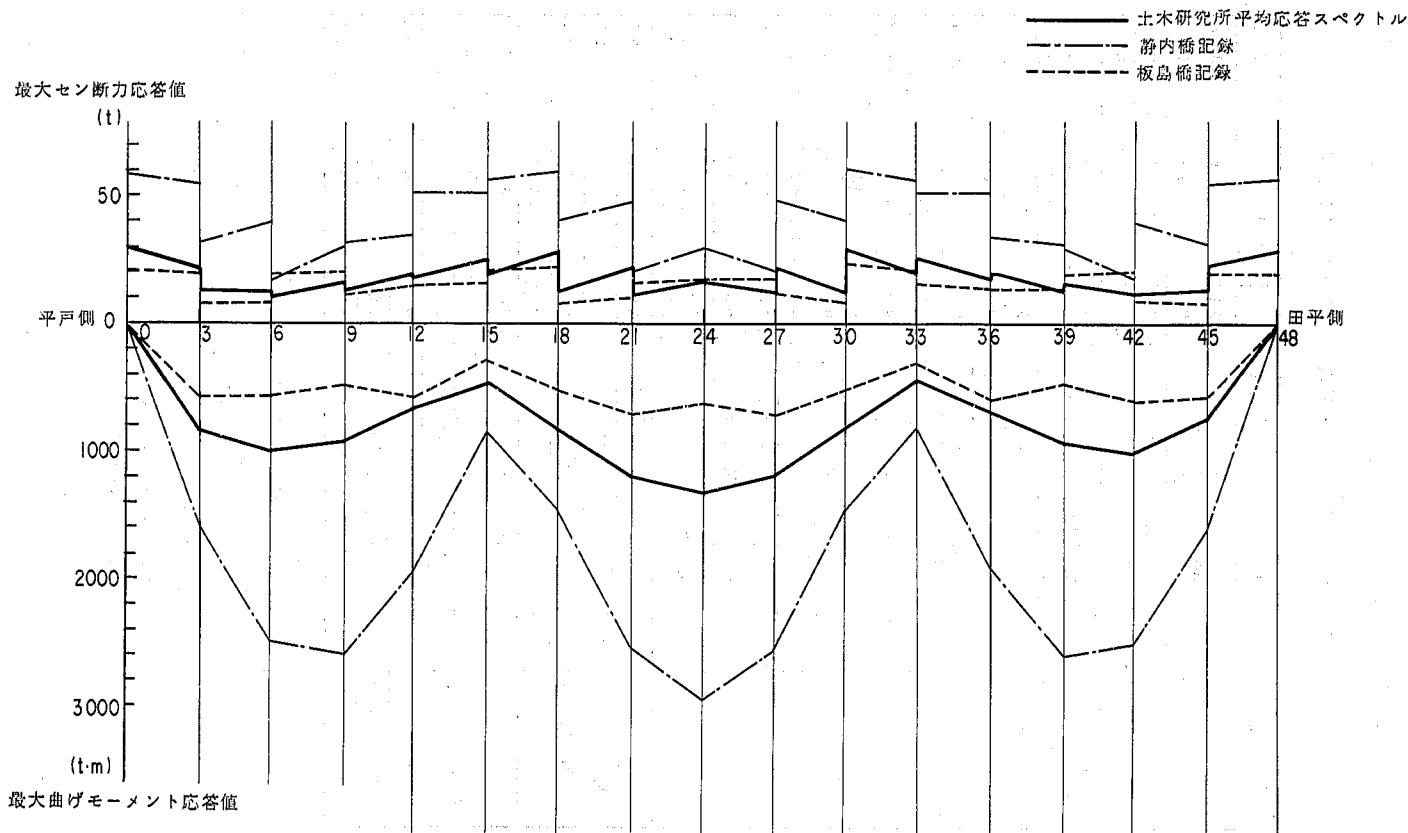


図-4.1 3.1 補剛トラスの断面が応答値(橋軸方向に地震動が作用した場合)

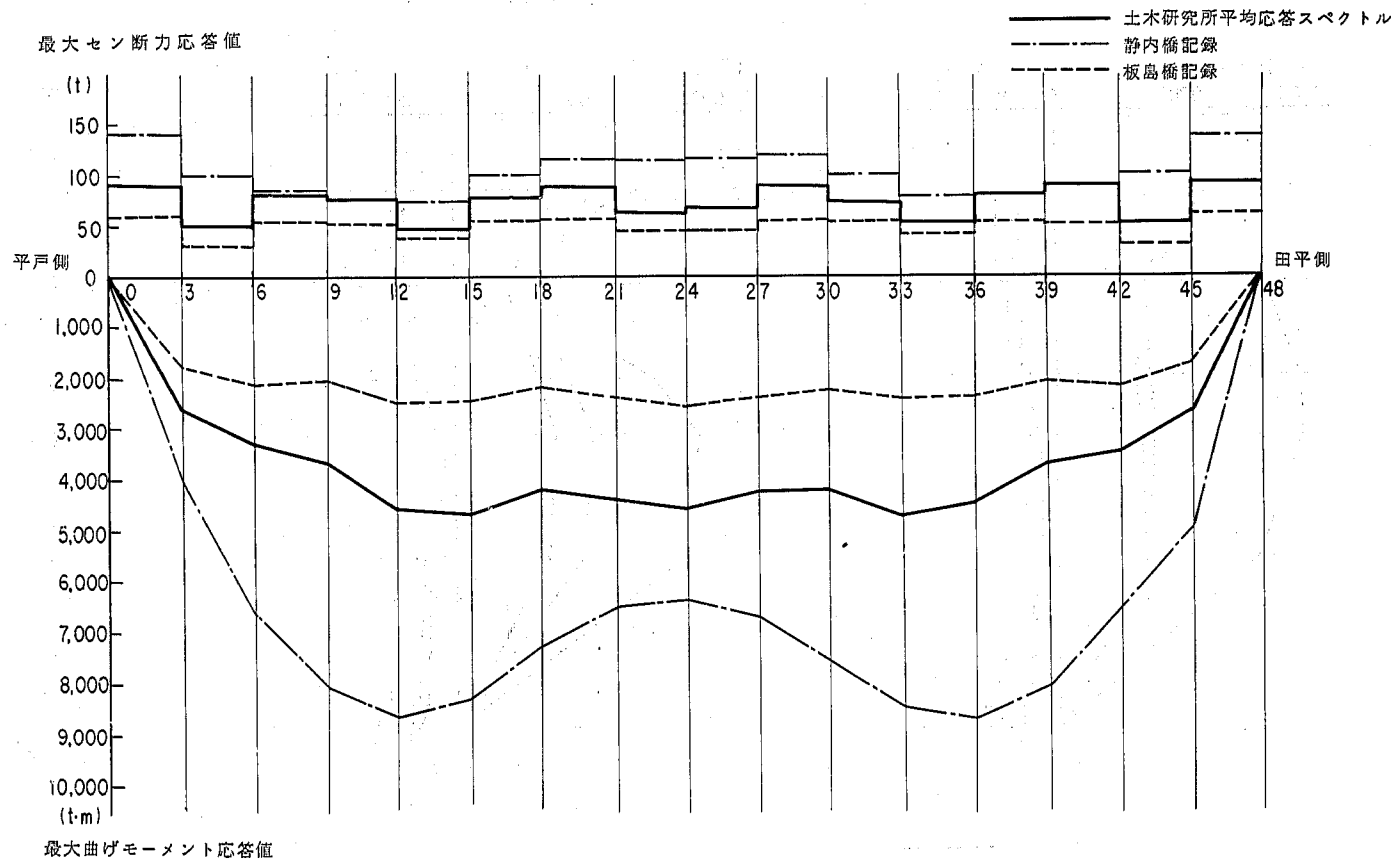


図-4.1 3.2 補剛トラスの断面力応答値(橋軸直角方向に地震動が作用した場合)

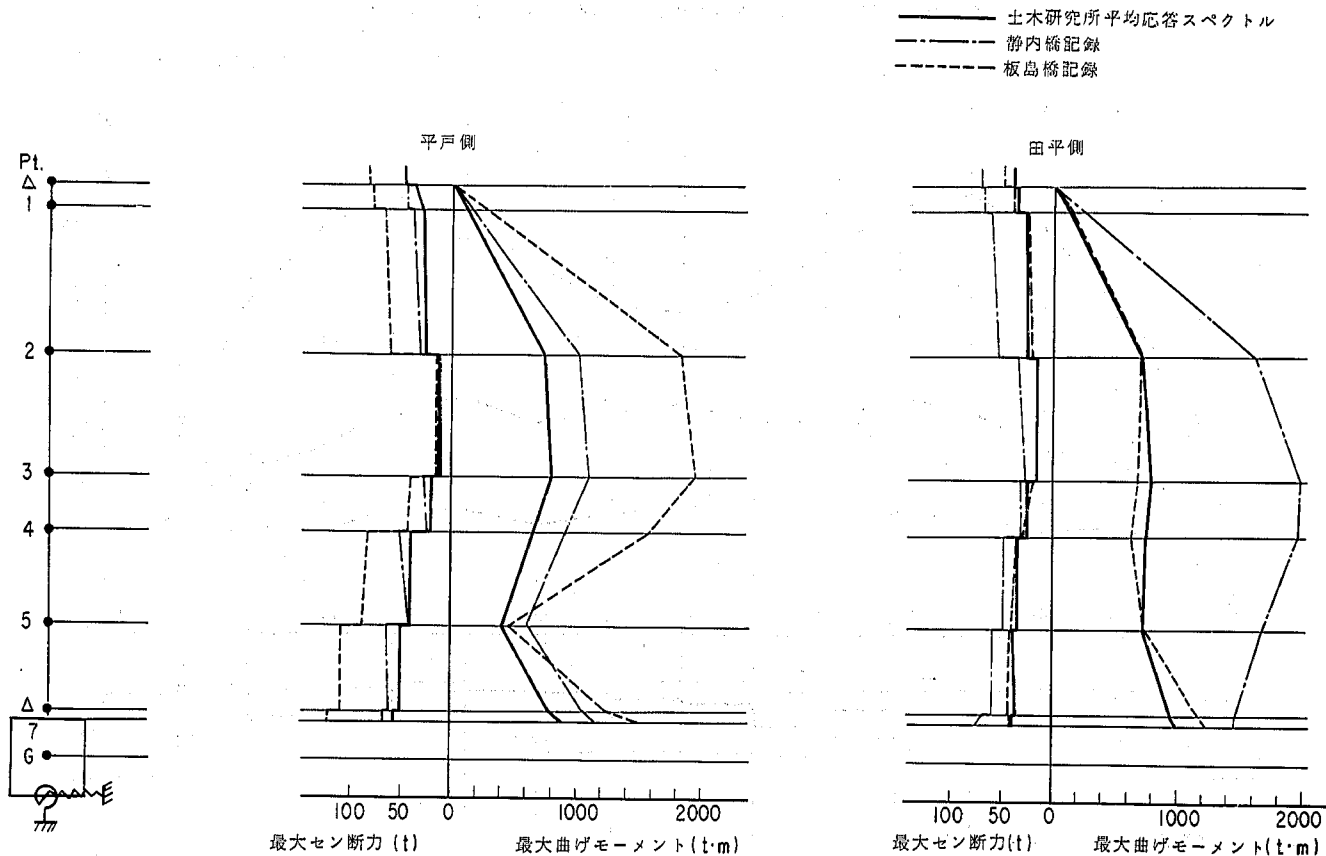
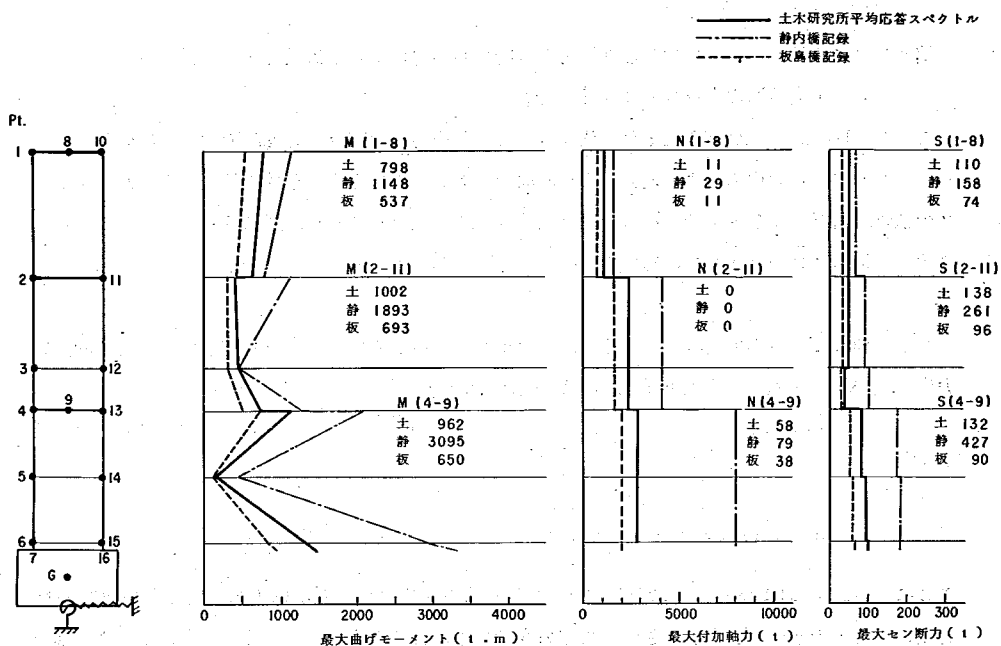
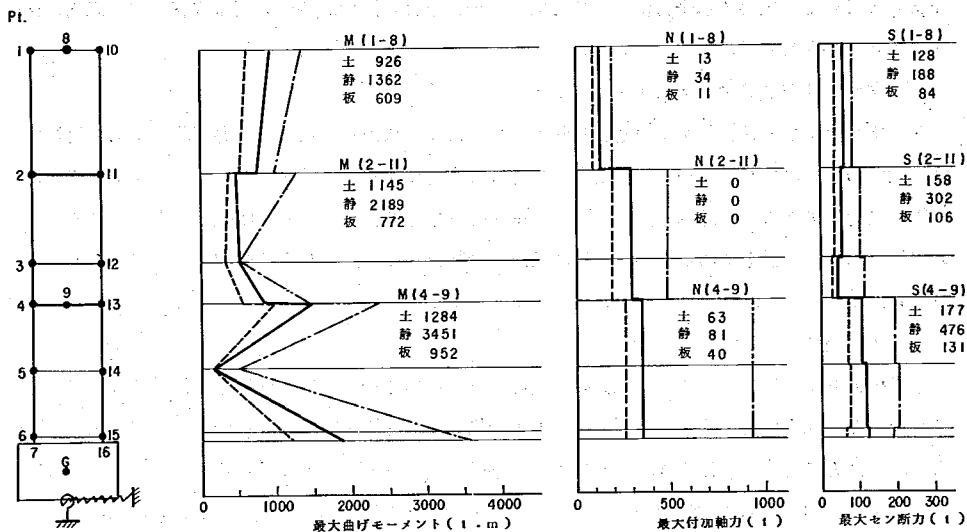


図-4.1.4.1 主塔の断面力応答値 (橋軸方向に地震動が作用した場合)



(a) 田平町側主塔



(b) 平戸島側主塔

図-4.1.4.2 主塔の断面力応答値 (橋軸直交方向に地震動が作用した場合)

(1) 補剛トラス

補剛トラスの地震によって生じる断面力と常時の断面力の重畳は次式によって行なった。

$$\text{地震時断面力} = D + \frac{L}{2} + T + EQ \quad (10)$$

ここで、D, L, T, EQはそれぞれ、死荷重による断面力、活荷重による断面力、温度変化（-30℃とした）による断面力および地震による断面力である。このような重畳を施して求めた補剛トラスの弦材、斜材および横構の地震時軸力と抵抗軸力の比較をそれぞれ、図-4.15、4.16、4.17に示す。地震時軸力はすべての場所で抵抗軸力を下まわっている。

(2) 主塔

主塔の地震による応力度 σ_D と、死荷重、活荷重および温度変化の影響を考慮して求めた静的な応力度 σ_s を次式で重畳〔7〕して地震時応力度を求めた。

$$\sigma = \sigma_s + \sigma_D \quad (11)$$

ここで、

$$\sigma_D = \sqrt{\sigma_{D, \max}^2 + \left(\frac{2}{3} \sigma_{D, \min}\right)^2} \quad (12)$$

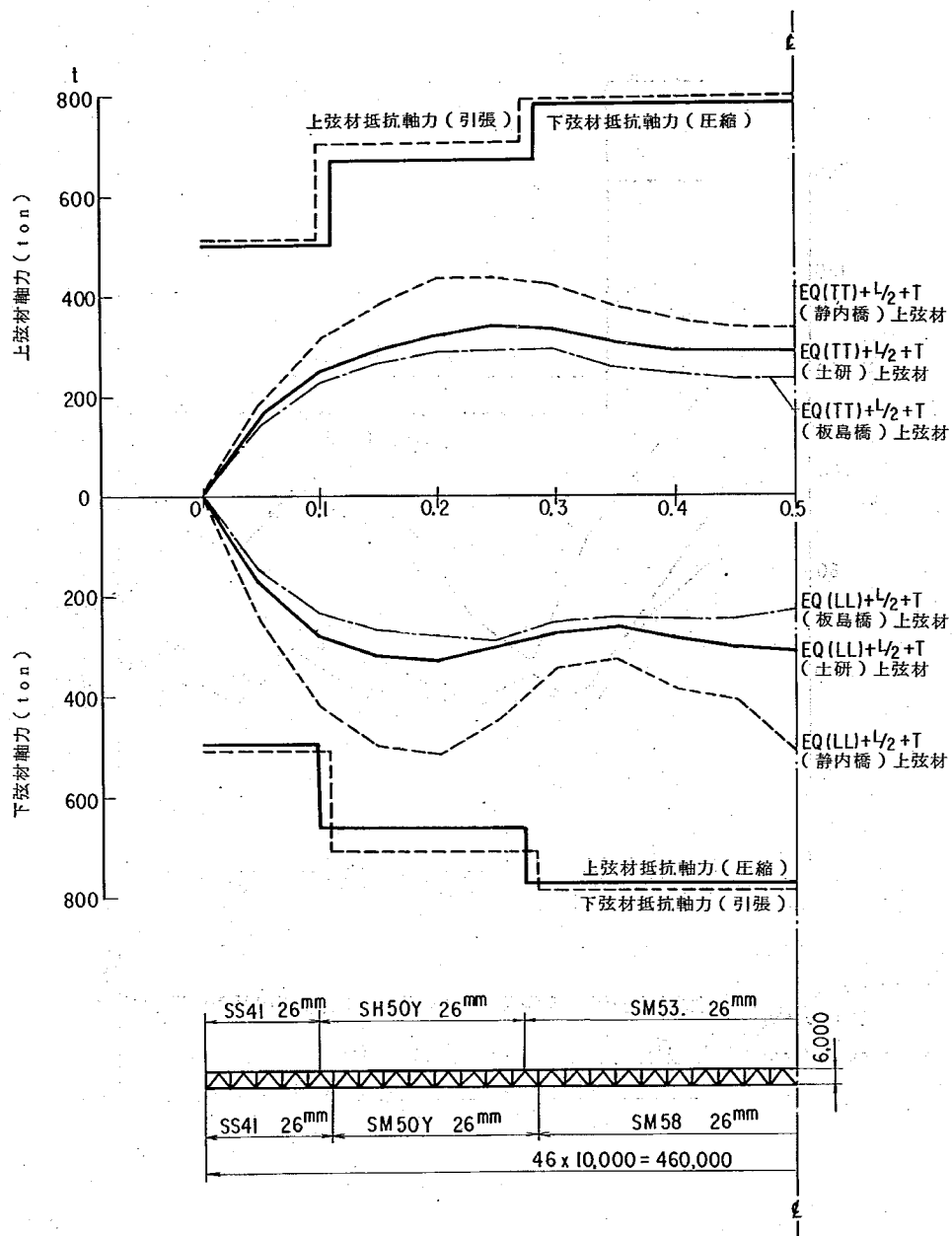
ここに、 $\sigma_{D, \max}$ および $\sigma_{D, \min}$ はそれぞれ、地震により主塔に生じる吊橋主構面内および面外の応力度のうちの大きい方および小さい方の応力度である。このような重畳を施して求めた主塔の地震時応力度の許容応力度の比較は図-4.18のようになり、地震時応力度はすべての場所で許容応力度を下まわっている。主塔の水平材についても同様の検討を行い、地震時応力度は許容応力度以内に納まっている事が確認された。

(3) ケーブルおよびセンタータイ

ケーブルおよびセンタータイの地震時張力を(10)式により求めた。地震時張力と許容張力の比較は表-4.12のようになり、ケーブルの地震時張力は許容力の範囲内に納まっている。センタータイの地震時張力は破断張力を超過するが、センタータイは構造部材ではなく、制振効果をもたせるための冗材であり、吊橋全体の地震時安全性に及ぼす影響は少なく、むしろその向上に寄与するものと考えられる。

(4) 下部構造物

主塔橋脚およびアンカレイジの地震時安定計算は下部構造物の転倒、支持力、滑動の3者に対して行なった。転倒に対する安定では、合応力の作用点が下部構造物の底面幅の2/3以内に納まっているか、支持力に対する安定では、底面反力が地盤の許容支持力に納まっているか、滑動に対する安定では水平方向作用力が抵抗力の範囲に納まっているかなどの点がそれぞれ検討された。安定の検討では、地盤の粘着力を無視し、下部構造物底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi = 0.5$ 、地盤の許容支持力 $q_a = 150 \text{ t/m}^2$ とした。このようにして求められた下部構造の地震時安定計算の一覧を表-4.13に示す。これより、転倒および支持力に対しては、いずれも上述の基準の範囲内にあり安全で



図一 4.1 5 補剛トラス弦材に生じる地震時軸力と抵抗軸力の比較

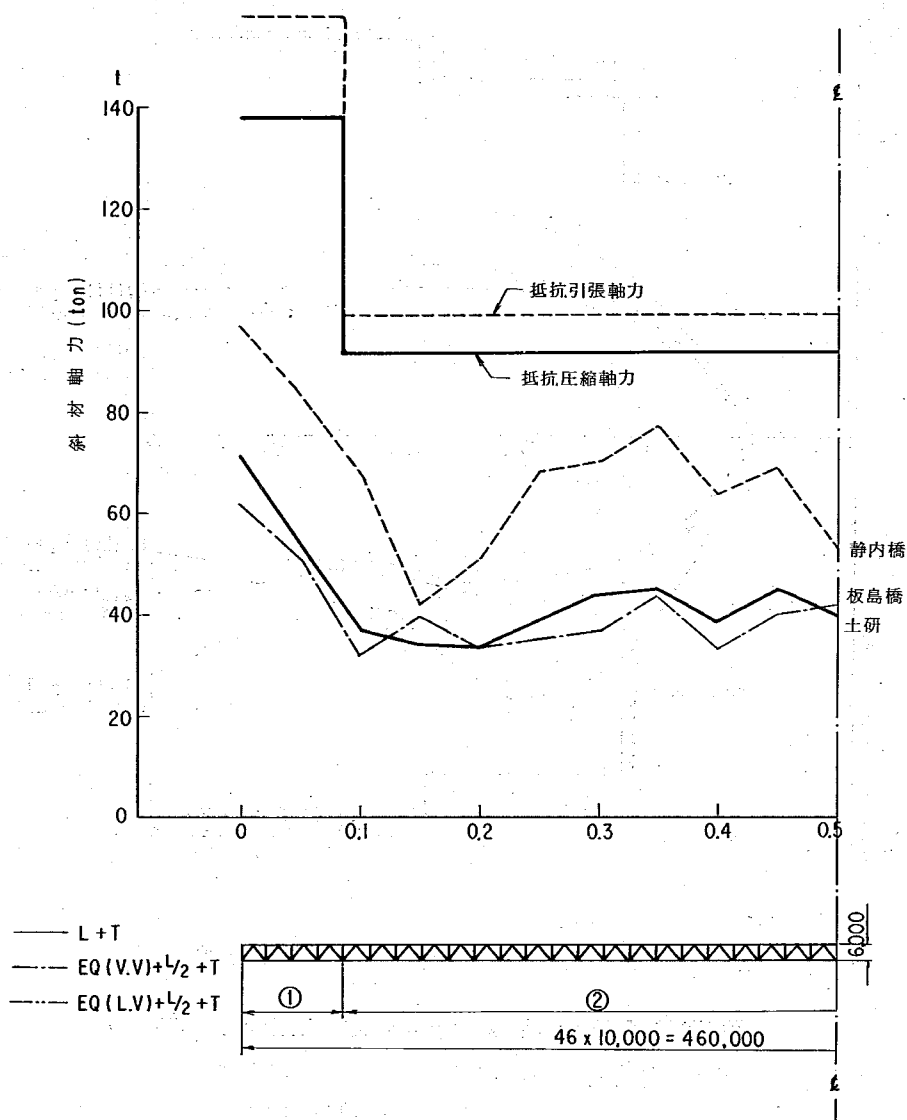


図-4.16 補剛トラス斜材に生じる地震時軸力と抵抗軸力の比較

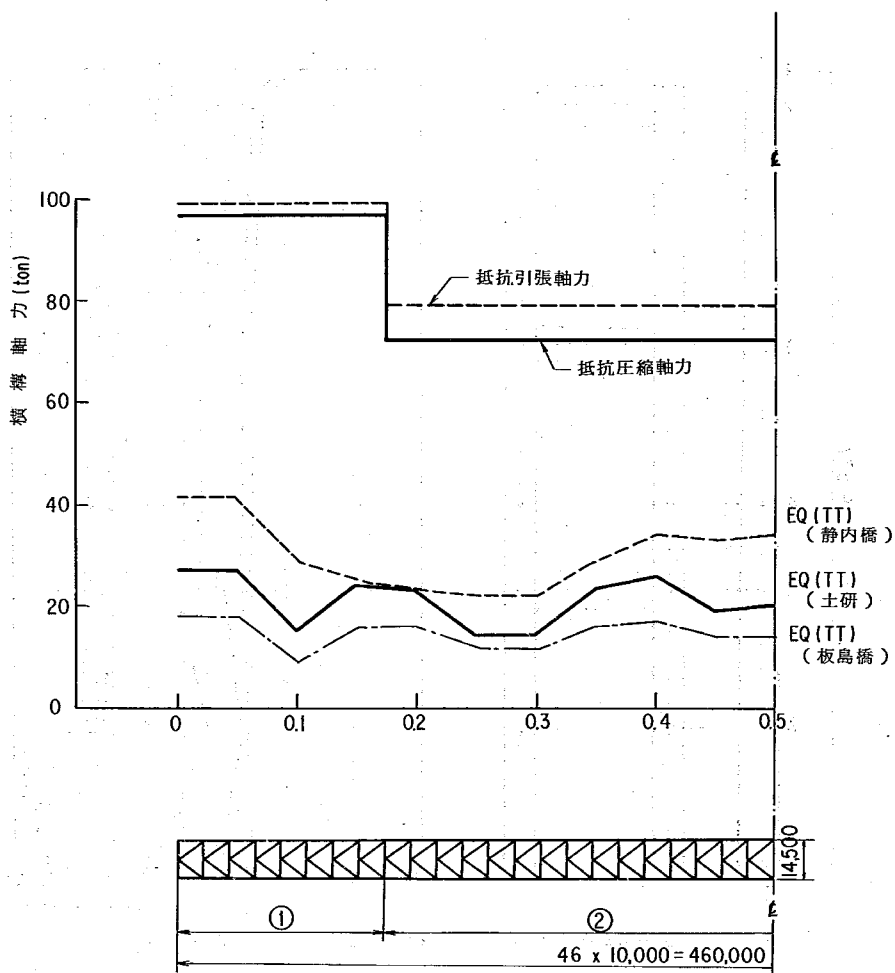


図-4.17 補剛トラス構構に生じる地震時軸力と抵抗軸力の比較

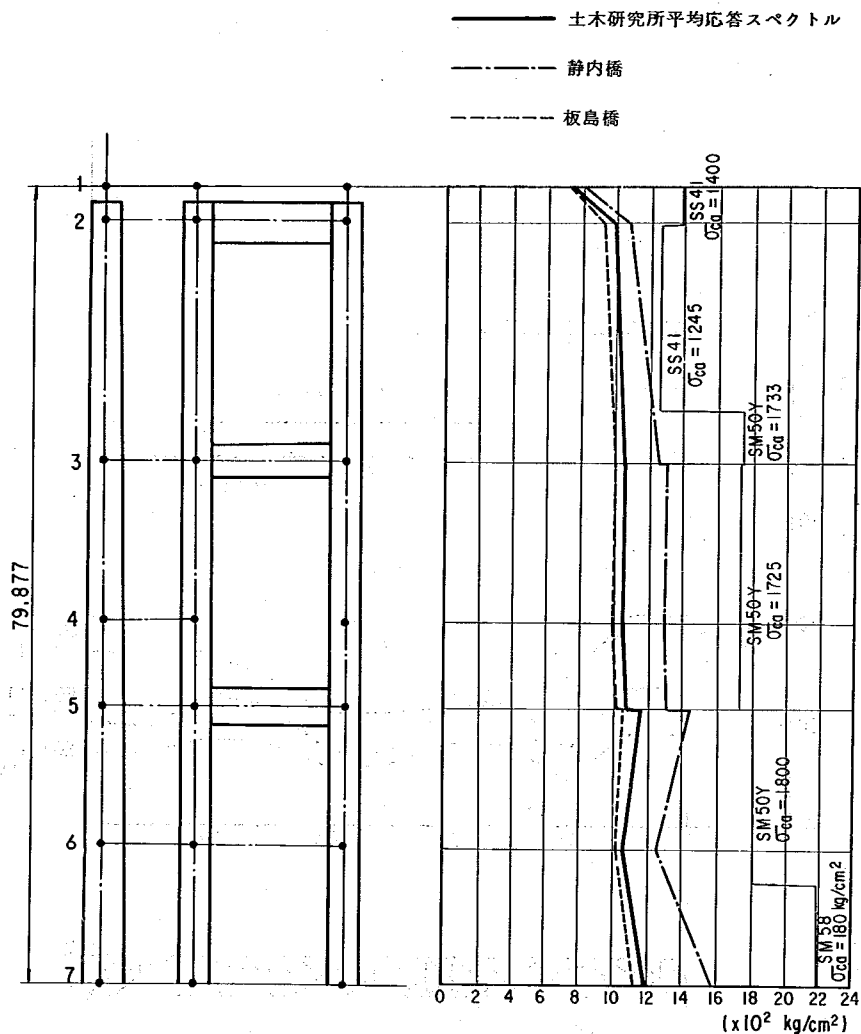


図-4.18 主塔の地震時応力度と許容応力度の比較

表-4.12 ケーブルおよびセンタータイの地震時張力と許容張力の比較

	地 震 時 張 力 (t)			許 容 張 力 (t)
	平均応答スペクトル	静内橋記録	板島橋記録	
ケーブル	3 2 0 1	3 4 0 9	3 0 9 4	4 7 4 7
センタータイ	4 5 3	4 7 6	2 4 6	3 9.6

表-4.13 下部構造の安定計算の一覧表

		平戸島側アンカレイジ			平戸島側塔橋脚			田平町側塔橋脚			田平町側アンカレイジ		
		土研	静内橋	坂島橋	土研	静内橋	坂島橋	土研	静内橋	坂島橋	土研	静内橋	坂島橋
底面反力	$N_1 (\times 10^3 t)$	32.71	32.45	32.87	14.98	15.52	14.67	15.14	15.68	14.87	40.82	40.55	40.96
	$H_1 (\quad)$	18.90	16.45	14.58	1.92	1.13	2.21	1.66	1.26	1.00	19.16	24.50	25.35
	$M_1 (\times 10^5 tm)$	1.811	2.159	2.880	0.1379	0.1838	0.3125	0.0954	0.1990	0.0820	1.981	3.537	1.909
	$N_2 (\times 10^3 t)$	27.19	26.92	27.34	13.29	13.82	12.97	13.44	13.99	13.17	36.24	35.97	36.38
	$H_2 (\times 10^3 t)$	18.90	16.45	14.58	1.92	1.13	2.21	1.66	1.26	1.00	19.16	24.50	25.35
	$M_2 (\times 10^5 tm)$	1.908	2.257	2.977	0.1379	0.1838	0.3125	0.0954	0.1990	0.0820	1.981	3.537	1.909
転倒	$B/3 (m)$	10.33	10.33	10.33	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	10.33	10.33	10.33
	$e_1 (m)$	5.53	6.66	8.76	0.92	1.18	2.13	0.63	1.27	0.55	3.62	7.49	3.43
	$e_2 (m)$	7.01	8.38	10.89	1.04	1.33	2.41	0.71	1.42	0.62	4.19	8.56	3.97
地盤支持力 $q_a=150$ t/m^2	$q_{1max} (t/m^2)$	75.5	84.4	112.2	84.8	95.6	117.5	77.1	99.4	73.5	70.0	105.6	68.7
	q_{1min}	0.0	0.0	0.0	31.4	24.7	0.0	40.2	22.2	41.8	12.3	0.0	13.9
	$x_1 (m)$	29.9	26.5	20.2	12.0	12.0	11.6	12.0	12.0	12.0	31.0	24.0	31.0
	$q_{2max} (t/m^2)$	73.5	86.8	136.6	78.3	89.2	112.0	70.6	92.7	66.9	66.2	108.1	64.9
	q_{2min}	0.0	0.0	0.0	24.7	17.9	0.0	33.6	15.7	35.2	6.9	0.0	8.5
	$x_2 (m)$	25.5	21.4	13.8	12.0	12.0	10.8	12.0	12.0	12.0	31.0	20.8	31.0
滑動*	f_1	0.86	0.99	1.13	3.91	6.88	3.32	4.56	6.23	7.38	1.07	0.83	0.81
	f_2	0.72 (1.31)	0.82 (1.60)	0.94 (2.00)	3.46	6.13	2.94	4.05	5.55	6.54	0.95 (1.21)	0.73 (0.91)	0.72 (0.88)

(注) ・サフィックス { 1..... 浮力を考慮しない場合
2..... 浮力を考慮した場合

・*印 滑動に関しては斜面を考慮していない値。
斜面効果を考えた場合は()内で示す。

あることがわかる。滑動に対する安定計算では、田平町側のアンカレイジで上述の基準をわずかに下まわっているが、安定計算には比較的控え目な摩擦係数の値が使用されていること、アンカレイジの前面および側面の地盤の抵抗力を考慮に入れていないことなどを考え合わせれば、地震時の安全を確保できるものと考えられるが、田平町側アンカレイジについては、なお慎重に地盤定数の見直しなどによって、安全上の保証を得るがよい。

4.5 結 論

地震時に生じる上部構造部材の断面力もしくは断面応力度はいずれも部材の抵抗断面力もしくは許容応力度の範囲内に納まっている。下部構造物に対しては、下部構造の前面および側面の地盤の抵抗力を考慮に入れば、平均的な地震動の入力に対しては転倒、滑動、支持力のいずれに対しても安全である。さらに、上・下部構造物とも地震により、過度の応答変位を生じていない。以上の点から見て、応答を考慮した修正震度法に基づく平戸大橋の耐震設計の結果は、耐震安全性を有しているものと判断される。しかしながら、田平町側アンカレイジについてはより慎重な安全性の検討が望ましい。

参 考 文 献

- 1) 長崎県：平戸大橋実施設計計算書，昭和46年。
- 2) 長崎県：平戸大橋吊橋全体系地震応答解析，昭和51年。
- 3) 坂本，犬東：平戸大橋の地盤調査，土と基礎，22-6，昭和50年。
- 4) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針，同解析，昭和47年。
- 5) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針，昭和45年。
- 6) 日本道路協会：東京湾横断道路技術調査報告書，昭和50年。
- 7) 本州四国連絡橋公団：地震荷重による吊橋上下部構造の応力算出について，昭和46年。
- 8) 土木学会：本州四国連絡橋の耐震に関する調査研究報告書，昭和49年。
- 9) 建設省土木研究所：関門橋設計施工調査報告書，土木研究所資料825号，昭和48年。
- 10) 勝又：地震動の最大加速度の推定，駿震時報，第37巻，第3号，昭和48年。
- 11) 栗林，岩崎，龍岡，堀内：土の動的変形特性，建設省土木研究所資料第912号，昭和49年。
- 12) 栗林，川島：基盤の地震動に基づく新耐震設計法に関する研究（その1），建設省土木研究所資料第1192号，昭和52年。