

土 木 研 究 所 資 料

本州四国連絡橋の設計施工に関する 調査試験研究報告

昭和62年 3 月

建設省土木研究所

Copyright © (1987) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

本州四国連絡橋の設計施工に関する 調査試験報告

構造橋梁部	構造研究室 橋梁研究室
地震防災部	振動研究室 耐震研究室
道路部	舗装研究室

要 旨

本資料は、本州四国連絡橋を調査設計施工するうえでの問題点について、本州四国連絡橋公団より建設省土木研究所へ委託された「本州四国連絡橋の設計施工に関する調査試験」（受託工事）の昭和61年度報告書である。

報告書は、(1) 本州四国連絡橋の耐風調査試験、(2) 長大吊橋の設計荷重に関する調査、(3) 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査、(4) 明石海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査、(5) 本州四国連絡橋の橋面舗装の寒期施工に関する調査試験よりなる。

(1)では、明石海峡大橋の耐風性調査、生口橋の耐風性調査および大鳴門橋における自然風および対風応答データの解析、(2)では明石海峡大橋を対象とした活荷重係数、死荷重係数および温度変化の範囲の検討、(3)では長周期構造物の設計地震入力の検討、(4)では明石海峡大橋剛体基礎の耐震計算法の検討、(5)では寒期における橋面舗装の施工に関する調査試験についてそれぞれ検討を行い、本州四国連絡橋の調査設計施工に有意義な成果を得ている。

キーワード：本州四国連絡橋，耐風性調査，設計荷重，荷重係数，長周期構造物，設計地震入力，剛体基礎，耐震設計法，橋面舗装，寒期施工

目 次

第1章 総 論	1
1-1 本州四国連絡橋の耐風調査試験	1
1-2 長大吊橋の設計荷重に関する調査	2
1-3 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査	4
1-4 明石海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査	5
1-5 本州四国連絡橋の橋面舗装の寒期施工に関する調査	6
第2章 本州四国連絡橋の耐風調査試験	7
2-1 ま え が き	7
2-2 明石海峡大橋の耐風性調査	7
2-3 生口橋の耐風性調査	27
2-4 大鳴門橋における自然風および対風応答データの解析	56
第3章 長大吊橋の設計荷重に関する調査試験	93
3-1 ま え が き	93
3-2 死荷重係数の算定	93
3-3 活荷重係数の算定	105
3-4 温度変化の範囲に関する検討	114
3-5 ま と め	118
第4章 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査	121
4-1 ま え が き	121
4-2 気象庁一倍強震計記録の数値化	121
4-3 長周期地震動の距離減衰特性	123
4-4 明石海峡大橋の設計地震入力と気象庁一倍強震計記録との比較	149
4-5 気象庁一倍強震計記録距離システムの検討	150
4-6 ま と め	150
第5章 明石海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験	153
5-1 ま え が き	153
5-2 剛体基礎の耐震計算法	153
5-3 解析対象基礎	164

5-4	耐震計算法の適用性の検討	167
5-5	今後の検討課題	182
5-6	ま と め	183
第6章 本州四国連絡橋の橋面舗装の寒期施工に関する調査試験		185
6-1	ま え が き	185
6-2	現行の橋面舗装基準	185
6-3	試験の概要	186
6-4	室内における低温下での施工性試験	188
6-5	屋外における実大試験施工のための事前調査	208

第1章 総論

昭和61年度における受託工事の課題および分担はつぎのとおりである。

- | | |
|-------------------------------|---------|
| (1) 本州四国連絡橋の耐風調査試験 | (構造研究室) |
| (2) 長大吊橋の設計荷重に関する調査 | (橋梁研究室) |
| (3) 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査 | (振動研究室) |
| (4) 明石海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査 | (耐震研究室) |
| (5) 本州四国連絡橋の橋面舗装の寒期施工に関する調査試験 | (舗装研究室) |

これらの受託工事の調査試験を遂行するための経費の総額は51,700千円であった。以下に各課題の概要を紹介する。

1-1 本州四国連絡橋の耐風調査試験

今年度は以下の3項目について調査・試験を行った。

- 1) 明石海峡大橋の耐風性調査
- 2) 生口橋の耐風性調査
- 3) 大鳴門橋における自然風および対風応答データの解析

明石海峡大橋の耐風性調査では、昨年度にひきつづき、本橋の耐風性におよぼす自然風の乱れの影響について検討を行った。昨年度は気流として格子乱流を用い、バネ支持模型の風による振動を計測したが、乱れのスケールに関する相似条件が必ずしも十分に満足されていなかった。このため今年度は気流として境界層乱流を用い、縮尺1/400のタクトモデルを用いて乱れのスケールに関する相似条件を満足させ、乱流中での本橋の挙動を計測した。その結果、以下の結果が得られた。

- (1) 乱流中では鉛直たわみモードおよびねじれモードのガスト応答が観測された。とくに鉛直たわみモードの振動変位は比較的大きく、また乱れの強さが大きいほど大きな応答が観測された。
- (2) これらのガスト応答を、準定常理論にもとづく計算値と比較すると、両者は近い値を示していた。ただし、乱流Ⅰでは計算値の方が、また乱流Ⅲでは測定値の方が若干大きく、これらの原因についてさらに検討を行う必要がある。
- (3) 今回の模型は中央径間の1部分のみをモデル化したものであり、より橋長の長い実橋では風速の空間変動に起因してガスト応答の値は今回の測定値より低減するものと推定される。

生口橋の耐風性調査では、本橋暫定系および完成系の耐風性を検証するために、バネ支持模型試験を実施した。主な成果は以下のとおりである。

- (1) 暫定系に関しては現設計断面はフラッターに対し良好な耐風性を有する。また、フェアリングに関しては生口橋の耐風性の向上に寄与するところが大きく、その設置が望ましい。
- (2) 完成系に関しては暫定系より若干耐風性が劣ると思われるものの、フラッターが本橋梁の安全性を損なう可能性は小さいと言える。

(3) 部分模型実験においては渦励振が観測されたが、その振幅およびフェアリング、検査車レールの影響の最終的な評価は全橋模型実験によって行うものとした。

三次元弾性模型について本年度はこれを設計し生口橋の最終的な耐風性の評価を行うための実験に備えた。以下に3次元弾性模型の設計の特徴をまとめる。

- a. 模型は1/140スケールとした。
- b. 相似則に関して一致が必要な無次元パラメータのうち粘性パラメータ以外は、たわみ、ねじれともに原則として一致させることとした。
- c. ケーブルは実橋で14段のものを6段とした。
- d. 模型は多面的な実験が可能となるように改造が容易になることを考慮した。

大鳴門橋における自然風および対風応答データの解析では、昨年度収録されたデータより代表的な強風データを選び、その特性を検討した。すなわち、自然風データについてはスペクトル解析を実施し、パワースペクトル密度関数を求め、自然風の時間的変動特性を調べるとともに、異なる地点の風速の相互相関係数およびコヒーレンス関数を計算し、自然風の空間変動特性を調べた。また、対風応答データについてもスペクトル解析を行い、各振動モードの寄与について検討を行った。その結果、以下の事項が明らかとなった。

- (1) 太平洋側からの風は乱れ強さが極めて小さく、パワースペクトル密度も一般にいわれている海上の風のそれよりもかなり小さい。
- (2) 瀬戸内海側からの風の場合、中央径間1/2点より10.8m門崎より設置された超音波風速計のデータは、他の風速計の値に比べ特異であった。
- (3) 各周波数ごとの風速相関性を表すコヒーレンス関数を計算した結果、decay factor k は7より小さくなる可能性は小さいと考えられた。ただし、計算結果は変動が大きいため、さらに安定性の高い計算を行う必要がある。
- (4) 加速度応答のパワースペクトル密度関数を計算した結果、低次の固有振動数よりも高い周波数成分の寄与が大きいたことが明らかとなった。鉛直たわみ振動については固有振動数に対応するスペクトルピークが認められたが、水平たわみ振動およびねじれ振動については明瞭なピークは認められなかった。

1-2 長大吊橋の設計荷重に関する調査

本調査試験は、長大吊橋の設計に限度状態設計法を導入するために必要となる荷重に関する検討を目的に実施するものである。過去、昭和58年度において活荷重係数の試算、昭和59年度において主ケーブルを対象とした死荷重係数の試算、昭和60年度において全体安全係数の検討及び限界状態設計法による明石海峡大橋の主ケーブルの試設計が実施されている。

昭和61年度は、これらの検討結果を踏まえながら、明石海峡大橋の主ケーブルの設計に適用し得るより精度の高い荷重係数を得ることを目標に活荷重係数、死荷重係数の検討を実施した。また、合わせて組み合わせを考慮した場合に用いる温度変化の範囲について概略的な検討を実施した。

以下に検討内容を示す。

(1) 死荷重係数の算定

死荷重係数については、昭和59年度に主ケーブルを対象とした試算が実施されているが、本年度は、大鳴戸橋において測定された部材寸法等のデータを収集し過年度調査で未知とされていた死荷重項目のばらつきを明らかにするとともに、ボルト穴などによる鋼重の増減を試算し、これらに基づき改めて明石海峡大橋の主ケーブルの設計に適用すべき死荷重係数を算定することとした。

その結果、死荷重係数は、 2σ までの実死荷重のばらつきを考慮した場合約 1.028、 3σ までのばらつきを考慮した場合でも概ね 1.033 程度とかなり小さい値となることが明らかとなった。

どの程度のばらつきまでを考慮すべきかについては様々な考え方があるが、仮りに実死荷重が正規分布にあてはまると考えた場合、 3σ までのばらつきを考慮して死荷重係数を定めると、実死荷重が設計死荷重値（死荷重規格値×死荷重係数）を超過する確率は約 0.0014 と非常に小さくなることがわかる。したがって、本検討によれば、死荷重係数としては 3σ までのばらつきを考慮した 1.033 程度の値を用いれば設計死荷重は、十分に高い信頼度をもった値になると言い得る。

(2) 活荷重係数の算定

活荷重係数については、昭和58年度に試算が実施されているが、この試算では、活荷重係数（ r_L ）は吊橋補剛桁の設計への適用を考えて算定されている。

そこで、本年度は、特に明石海峡大橋の主ケーブルの設計に適用すべき活荷重係数の算定を行なうこととした。その結果、

- ① 活荷重係数は、想定する条件により概ね約 0.7 から約 1.6 程度となる。
- ② 仮に、両側 6 車線の自然渋滞が橋梁上全長にわたり 1 回 / 年以上の頻度で生ずるとすれば、 r_L は概ね 1.40 ～ 1.47 程度になる。この場合、軸重 13 t を超える車両の進入を制限することが可能とすれば、 r_L は約 1.33 ～ 1.38 程度となる。
- ③ また、両側 6 車線の自然渋滞は、ほとんど発生しないと考えると、突発渋滞時で活荷重係数は決まることになり、車重分布ケース 3 は過大として考慮しないことにすると r_L は約 1.17 ～ 1.29 程度となる。この場合に、軸重 13 t 超過する車両を制限すると r_L は約 1.10 ～ 1.21 程度になる。

ことが明らかとなった。したがって、 r_L を一義的に定めるためには、供用期間、非超過確率を定める必要があるが 6 車線の自然渋滞または突発渋滞を橋梁上の交通条件にとると概ね r_L は 1.0 ～ 1.5 程度に定めることができると言い得る。

(3) 温度変化の範囲の検討

限界状態設計法を導入するためには、温度荷重係数（ r_T ）及び規格値温度応力（ σ_T ）を求めるための温度変化の範囲を規定する必要がある。これらの規定に関していえば、 r_D 、 r_L が本検討で考えているように供用期間中に生起することが稀な荷重レベル、あるいは数十橋架設して 1 橋超過するか否かの荷重レベルに対応して定められるとすると、 $r_T \cdot \sigma_T$ は通常起り得る温度応力レベルに対応して設定されるべきものと考えられる。

ここでは、 $r_L = 1.0$ とした場合に温度変化の範囲をどのように設定すべきかについて概略的な検討を行った。

その結果、 r_L に対応する活荷重が載荷される時刻の温度が基準温度 20°C から $t_1^{\circ}\text{C}$ 以内にある確率 P は、 r_L が自然渋滞に対応して定められるとすると、 $t_1 = \pm 17^{\circ}\text{C}$ にとれば 0.9 を超えること、また r_L が夜間の突発渋滞に対応して定められるとすると、 $t_1 = \pm 18^{\circ}\text{C}$ にとれば P は 0.9 を超えることが明らかとなった。また、 $t_1 = -20^{\circ}\text{C}$ の近辺から P の t_1 の減少に伴う減少率がかなり少なくなり、かつ P が約 0.96 から 0.98 程度となることを考えると、組み合わせに用いる温度変化の範囲として基準温度 20°C に対し -20°C までを考慮すれば十分であることが把握された。

1-3 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査

地震動の特性に関する研究は、我が国においては従来S M A C型強震計記録を主体として行われてきており、最大地震動（最大加速度、最大速度、最大変位）および加速度応答スペクトルに及ぼす地震の規模、震央距離、地盤条件等の影響が体系的に調査されてきている。土木構造物の固有周期は一般に短いものが多く、固有周期が $1 \sim 2$ 秒を超えるものは稀であるが、明石海峡大橋等の長大吊橋では数秒のオーダーになるものもある。こうした長周期構造物の設計地震入力を設定する際には、S M A C型強震計記録の検討だけでは十分ではなく、長周期の地震動特性を慎重に検討する必要がある。

以上のような観点から、本調査は明石海峡大橋の合理的な設計地震入力を設定することを目的として昭和60年度から開始されたものである。

本年度は、長周期地震動特性を解明するための基礎資料として1964年新潟地震による25地点72成分の気象庁一倍強震計記録を数値化するとともに、既に数値化が完了している1968年十勝沖地震、1968年日向灘地震および1983年日本海中部地震による気象庁一倍強震計記録と合わせて、長周期地震動の距離減衰特性について検討した。また、気象庁一倍強震計記録の数値化の効率化を図るために、その処理システムについて検討した。以上の検討結果をとりまとめると、以下ようになる。

1) 1964年新潟地震記録の数値化

1964年新潟地震（マグニチュード7.5）による25地点72成分の気象庁一倍強震計記録の数値化を行った。数値化の方法は、基本的には、S M A C型強震計記録の場合と同様である。また、気象庁一倍強震計記録は変位記録であるため、振動数領域において計器特性を補正するためのフィルターをかけ、数値微分する方法により加速度を算出した。

2) 長周期地震動の距離減衰特性

検討の対象とした気象庁一倍強震計記録は、上記1)の他に、既に数値化が完了している1968年十勝沖地震（マグニチュード $M 7.9$ ）による41成分、同最大余震（ $M 7.5$ ）による9成分、1968年日向灘地震（ $M 7.5$ ）による51成分、1983年日本海中部地震（ $M 7.7$ ）による64成分、同最大余震（ $M 7.1$ ）による31成分である。これらの記録をもとに、重回帰分析により最大地震動（最大加速度、最大速度、最大変位）もしくは加速度応答スペクトル X を、地震のマグニチュードを M 、震央距離を Δ (km) として、 $X = a \times 10^{bM} \times (\Delta + 30)^c$ (a, b, c は係数)なる回帰式（距離減衰式）で表すことについて予備的に検討した。その結果と既往のS M A C型強震計記録の統計解析に基づく距離減衰式とを比較すると、例えば、同一のマグニチュードおよび震央距離では最大加速度についてはS M A C型強震計記録の方が大きく、最大変位

については気象庁一倍強震計記録の方が大きく、最大速度については両者は同程度であることが明らかになった。また、同様の条件のもとで加速応答スペクトルについて比較を行った場合、気象庁一倍強震計記録による距離減衰式にはある特定の記録が強く影響していることから十分な結果が得られなかった。今後は、このような点を考慮して、長周期地震動の距離減衰特性についてさらに慎重に検討することが必要とされる。

3) 気象庁一倍強震計記録の処理システム

気象庁一倍強震計記録の数値化作業および後処理を効率的に行うための処理システムについて検討を行った。

1-4 明石海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査

明石海峡大橋は、未固結の明石層に支持される巨大な基礎を有する橋梁となり、基礎の基本寸法等の決定に際しては、耐震上の検討が重要な課題とされている。従来、本州四国連絡橋の下部構造の耐震計算は、昭和49年9月の土木学会本州四国連絡橋の耐震設計基準・同解説によって行なわれているが、明石海峡大橋の基礎の耐震設計には近年の耐震工学に関する新しい知見を踏まえた新しい耐震計算法が必要とされている。

本調査は、以上のような観点から明石海峡大橋剛体基礎の耐震計算法を開発することを目的として、昭和59年度からスタートしたものである。昭和59年度は、動的サブストラクチャー法を基本とした新しい耐震計算法の理論的背景に関してその可能性を検討した。昭和60年度は、応答スペクトル法を基本とした新しい耐震計算法として、その基本的な流れを整理するとともに、地盤のばね係数及び減衰係数の振動数依存性の影響、減衰定数の決定法、有効入力の中の回転成分の影響等、提案手法を適用する際に仮定すべき条件の精度及び影響を試算により検討した。本年度は、昨年度の検討を発展させ、減衰定数の簡易設定法、根入れの深い基礎に対する有効入力の回転成分の影響、モード応答値の合成法等に関する検討を行なうとともにこれらを耐震計算法の枠組にとりまとめた。さらに、今後の課題として重要と考えられる動的な概念を取り入れた剛体基礎の安定照査法（滑動、転倒、支持力等）に関する調査も行なった。

以上の調査の結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 減衰定数の簡易な設定法としてエネルギー法を提示した。この方法を用いて求めた減衰定数は、厳密解である複素固有値解析結果とよく一致し、この減衰定数を用いて行なった応答解析結果は最大応答値、応答波形共にばね及び減衰の振動数依存性を考慮した正解とよい一致を示している。
- 2) 根入れの深い基礎に対する有効地震動の回転成分の影響を1A基礎に対して検討を行なった。この結果、回転成分を考慮することにより、水平成分だけを入力した場合に比較して、基礎の回転加速度及び回転角は大きくなるが、水平加速度及び変位応答は、同程度もしくは小さめの値を与えている。これより、根入れの深い基礎に対しても昨年度検討した根入れの浅い基礎の場合と同様に回転成分の入力を無視しても特に問題は生じないと考えられる。
- 3) 応答スペクトル法によるモードごとの応答値を重ね合わせる方法としてRMS法、及びCQC法の両者について適用性を検討した。この結果、RMS法、CQC法共に正解に対してある程度の近似度を有

していることがわかったが、計算の簡便さからRMS法による各次応答の合成法が最も優れていると考えられる。

4) 動的な概念を取り入れた安定照査法に関する文献調査を行なった。これより滑動及び転倒の特性を取り入れた動的な安定照査法を今後開発していく必要がある。

1-5 本州四国連絡橋の橋面舗装の寒期施工に関する調査試験

舗装を施工する場合、施工時の気温はその出来形を左右する重要な要素である。特に橋面舗装の場合、舗設する橋梁床版の裏面が外気に接して熱の放散が大きいと、その影響の程度は大きいと考えられる。現在、本州四国連絡橋における橋面舗装は、「本州四国連絡橋橋面舗装基準(案)」(昭和58年4月発行；以下、橋面舗装基準という)に従って設計、施工をすることとされているが、そこでは以上のような事を考慮して、舗設の各段階における施工最低気温が定められている。

ところが、昭和62年度に舗装が施工される本州四国連絡橋児島坂出ルートでは、工程上、一部の橋梁については厳寒期の舗設工事となり、この際に予想される最低気温3℃は、いずれの施工段階についても橋面舗装基準を満足しない。したがってこの気温条件の下で施工を行う場合、何らかの対策をとる必要がある。

これらの対策は主として、

① 材料の改良

② 施工前の鋼床版、グースアスファルト層等の加温

に分けられるが、特に②の事前の加温作業は実現性の高い手段であると考えられる。また低温時には結露の可能性はあるが、これも事前の加温により、除去できると考えられる。

しかし、実際に低温下で加温して施工した場合の加温の効果、また反対に加温によって生じる問題点などについては全く検討されていない。したがってこれらの点について確認するため本調査試験を実施した。

今年度の調査は、

① 室内における低温下での施工性試験

② 屋外における低温下での実大施工試験

に大別できる。

①は室内において実際の現場で予想される温度条件を再現して施工し、前述の問題について検討したものである。

②は①の室内での試験結果を基に、土木研究所構内の舗装走行実験場の試験橋梁を用いて実大規模で施工試験を実施したものである。

第2章 本州四国連絡橋の耐風調査試験

構造研究室 横山 功一 佐藤 弘史 日下部 毅 明
神 崎 一 夫 福 田 誠 東久保 正 徳

2-1 まえがき

今年度は以下の3項目について調査・試験を行った。

- 1) 明石海峡大橋の耐風性調査
- 2) 生口橋の耐風性調査
- 3) 大鳴門橋における自然風および対風応答データの解析

明石海峡大橋の耐風性調査では、昨年度にひきつづき、本橋の耐風性におよぼす自然風の乱れの影響について検討を行った。昨年度は気流として格子乱流を用い、バネ支持模型の風による振動を計測したが、乱れのスケールに関する相似条件が必ずしも十分に満足されていなかった。このため今年度は気流として境界層乱流を用い、縮尺1/400のタウトモデルを用いて乱れのスケールに関する相似条件を満足させ、乱流中での本橋の挙動を計測した。

生口橋の耐風性調査では、本橋暫定系および完成系の耐風性を検証するために、バネ支持模型試験を実施した。また、本橋の側径間はコンクリート構造となり、質量が中央径間と大きく異なるが、このことが耐風性におよぼす影響を調べるために、さらに自然風の乱れが本橋の耐風性におよぼす影響を調べるためには全体弾性模型による風調試験を実施する必要がある。このため、今年度は全体弾性模型の設計および製作も行った。

大鳴門橋における自然風および対風応答データの解析では、昨年度収録されたデータより代表的な強風データを選び、その特性を検討した。すなわち、自然風データについてはスペクトル解析を実施し、パワースペクトル密度関数を求め、自然風の時間的変動特性を調べるとともに、異なる地点の風速の相互相関係数およびコヒーレンス関数を計算し、自然風の空間変動特性を調べた。また、対風応答データについてもスペクトル解析を行い、各振動モードの寄与について検討を行った。

以上の調査結果をとりまとめて以下に報告する。

2-2 明石海峡大橋の耐風性調査

2-2-1 調査の目的

明石海峡大橋のような超長大橋梁においては風の影響が非常に重要であり、本橋に対しても、調査の初期の段階より耐風性の検討が実施されており¹⁾、近年土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会においても精力的に調査が行われている²⁾³⁾。現在までの調査は主として一様気流中の風洞試験結果にもとづき実施されているが、自然の風は風速が時間的にも空間的にも変動する乱流であり、既往の研究報告⁴⁾によれば、乱流中では一様気流中に比べフラクターの限界風速が高まり、風の乱れに起因するガスト応答が顕著に発

現することが知られている。

このため今年度は主としてガスト応答に着目し、本橋トラス補剛桁案の耐風性について調査・試験を行った。

2-2-2 調査の方法

調査は主として風洞試験によることとした。すなわち、風洞内に乱流を発生させ、橋梁模型の応答を計測する方法である。昨年度は格子により乱流を発生させ、バネで支持した2次元剛体模型の応答を計測する、という手法をとったが、気流の乱れのスケールはかなり小さく、スケール比（乱れのスケールの補剛トラス主構間隔に対する比）も実橋に比べ1オーダー程度小さかった⁵⁾。このため今年度はスケール比を実橋と同程度にあわせることを念頭におき、気流としては境界層乱流を、模型としてはタウトモデルをそれぞれ選択した。

2-2-2-1 気流の発生方法⁶⁾

風洞は建設省土木研究所耐風工学実験施設のフラッター風洞（ゲッチンゲン型風洞、測定胴の幅2.5m、高さ4.0m、長さ10.0m）を使用した。境界層乱流はスパイアーおよび床面粗度を用いて発生させた。また比較のため乱れのほとんどない一様気流も用いた。各乱流の発生方法を図-2.2.1～図2.2.4に示す。なお、図で乱流Ⅰとは乱れの小さな乱流であり、乱流Ⅲとは乱れの大きな乱流である。

2-2-2-2 気流の特性

境界層乱流中では気流の平均風速は高度とともに変化するが、この特性をベキ指数則で近似させた場合、今回使用した乱流のベキ指数は以下のとおりであった。

乱流Ⅰ…0.12…荒れた海の風に相当

乱流Ⅲ…0.30…郊外の風に相当

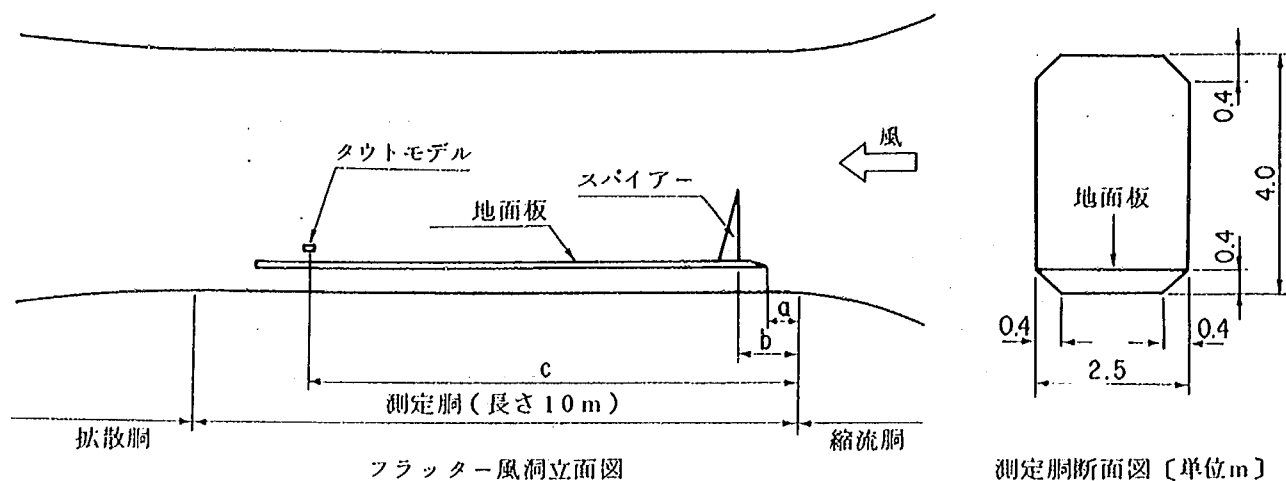
一方気流の変動特性を調べるために、風速のパワースペクトル密度関数を計算し、次のように無次元化して図化した。

縦軸… fS_{uu}/U_z^2 あるいは fS_{ww}/U_z^2

横軸…対数軸で fB/U_z

ここに、 f ；周波数、 S_{uu} ；主流方向変動風速 u のパワースペクトル密度関数、 S_{ww} ；鉛直方向変動風速 w のパワースペクトル密度関数、 U_z ；高度 z における平均風速、 B ；補剛トラス主構間隔。

Von Karmanの式で示されるように、 fS_{uu}/σ_u^2 あるいは fS_{ww}/σ_w^2 （ここに σ_u は u の標準偏差、また σ_w は w の標準偏差）と fL_u^x/U_z あるいは fL_w^x/U_z （ここに L_u^x は u の主流方向の乱れのスケール、 L_w^x は w の主流方向の乱れのスケール）との関係は概ね普遍的なものと認められるため、上述のように無次元化して図化した風速のパワースペクトル密度関数を比較することにより、縦軸方向の差は乱れ強さの差、横軸方向の差はスケール比（乱れのスケールとトラス主構間隔との比）の差と判断することができる。乱流Ⅰと乱流Ⅲのパワースペクトル密度関数をESDU⁷⁾より推定される自然風のそれと比較して図-2.2.5



	一様気流	境界層乱流	
		乱流 I	乱流 III
測定胴上流端から 地面板先端までの距離 a	5.7 m	0.5 m	0.5 m
" スパイアーまでの距離 b	—	0.1 m	1.0 m
" タウトモデルまでの距離 c	8.0 m	8.0 m	8.0 m

図- 2.2.1 地面板, スパイアー, タウトモデルの設置状況図

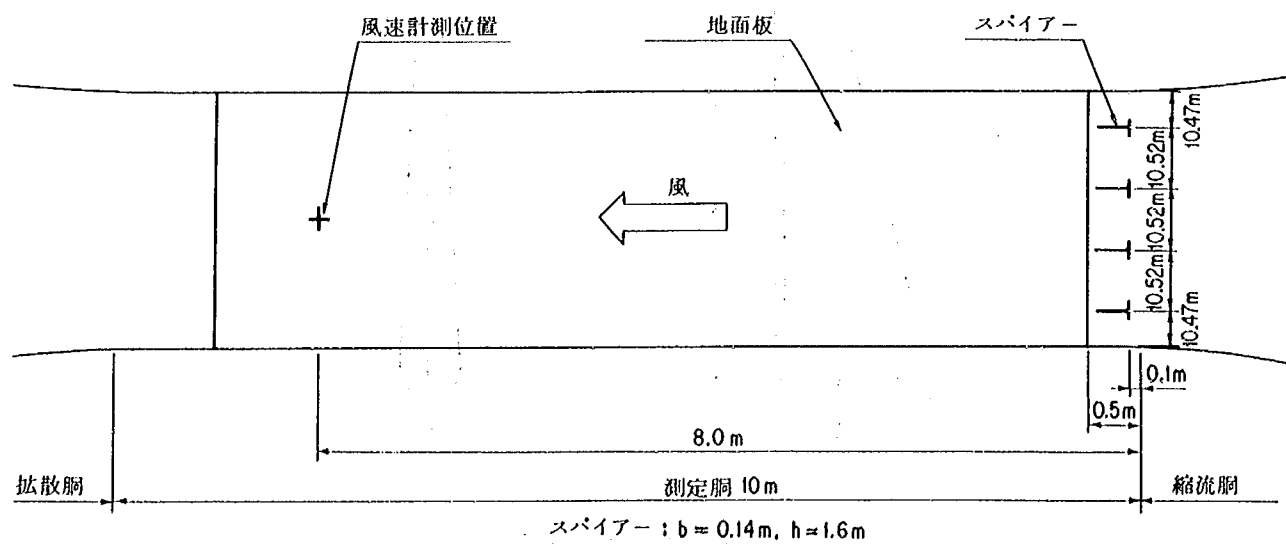


図- 2.2.2 乱流発生装置配置平面図 (乱流 I)

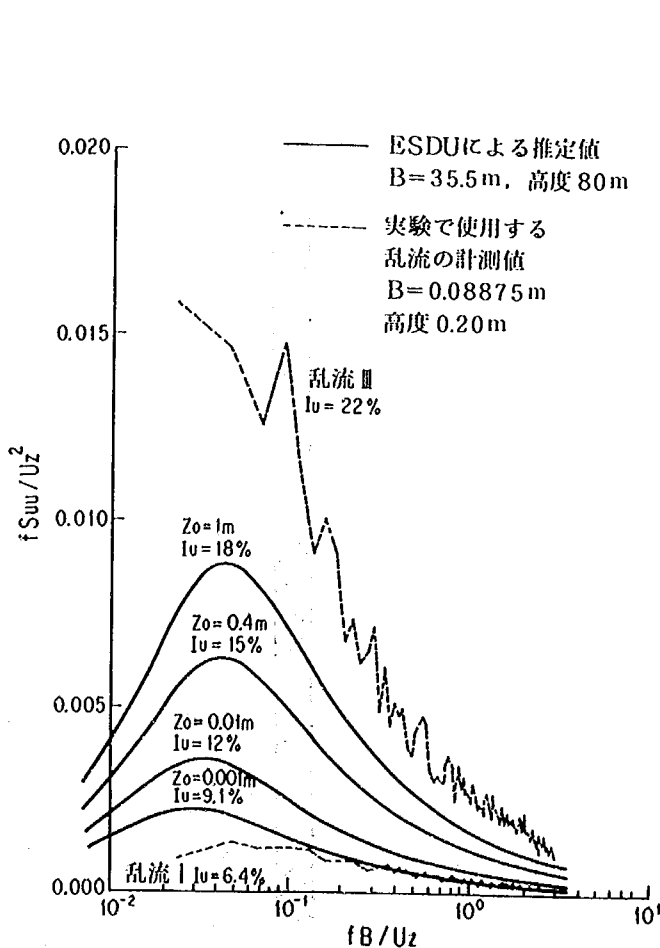
～図－ 2.2.6 に示す。ESDUでは地表条件に対応する粗度長として以下の数値を与えている。

地表条件	粗度長
海上	0.0001 m～0.01 m
平らな草原	0.007 m～0.02 m
郊外	0.4 m
都心	0.7 m～1.2 m

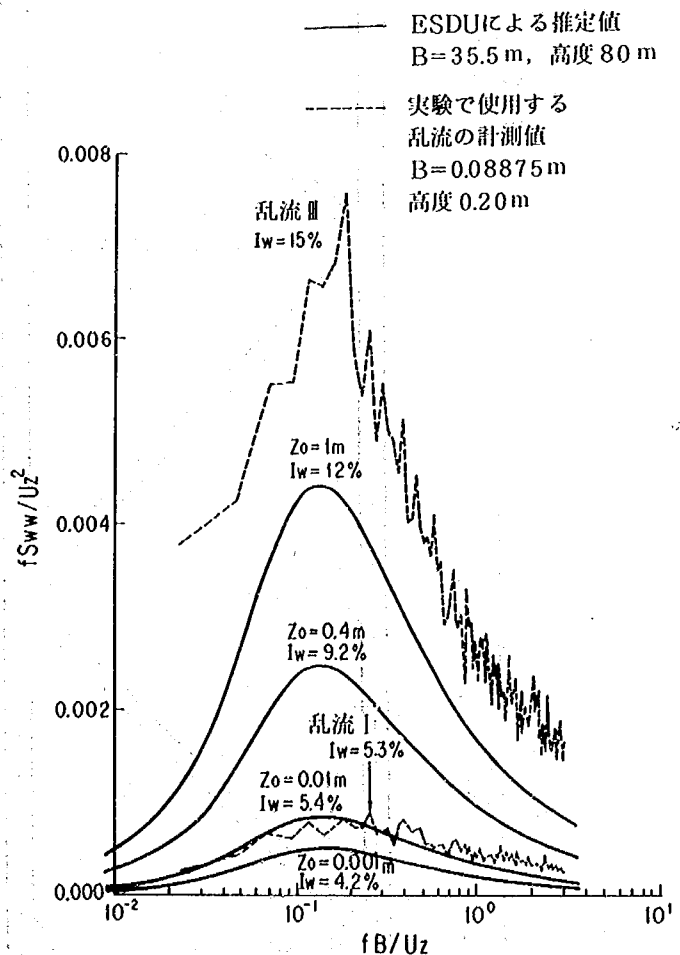
図より、今回使用した乱流はスケール比に関しては概ね実橋と相似であり、乱れの強さは乱流Ⅰはほぼ海上の風に対応し、また乱流Ⅲは都心の風より若干強いことが読み取れる。

2-2-2-3 模型

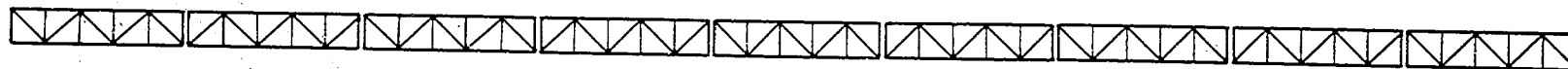
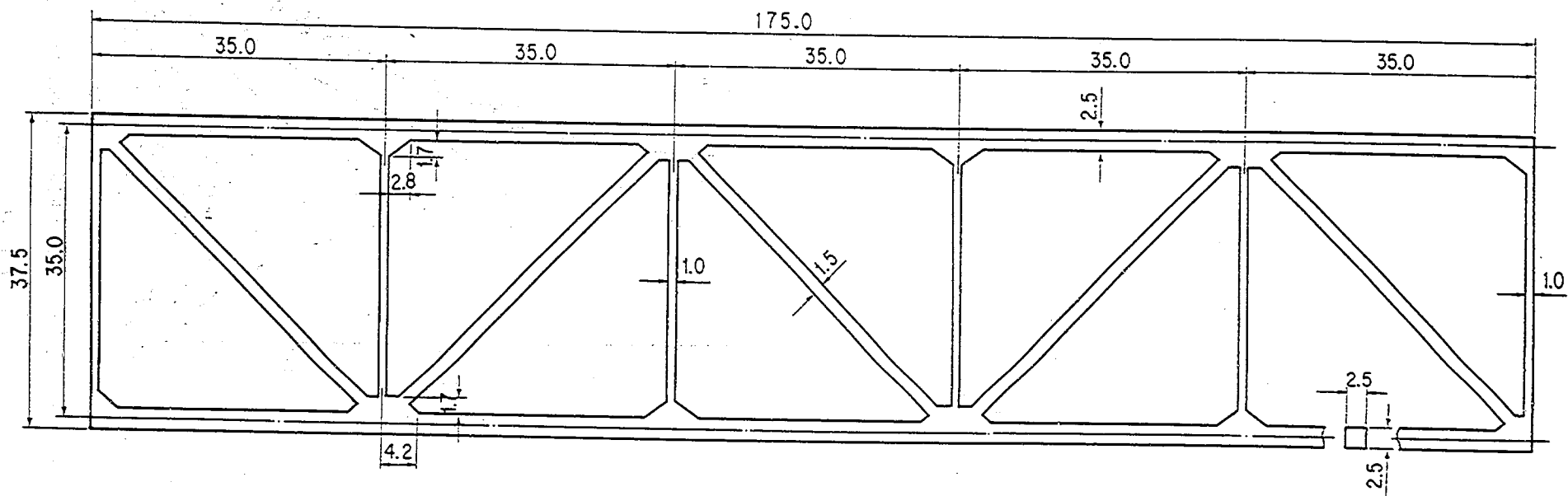
乱れのスケールに関する相似条件を満足させるため、タウトモデルの縮尺は1/400とし、風洞内地面板から20cmの高さに迎角が0°となるように設置した。明石海峡大橋中央径間全体を模型化するためには、模型長を5 mとする必要があるが、今回は模型長を1.58 mとした。このため、本試験結果より実橋のガスト応答を推定する際にはスパン長等の影響について補正する必要がある。模型図を図－ 2.2.7～図－ 2.2.13 に示す。



図－ 2.2.5 主流方向変動風速のパワースペクトル
密度関数



図－ 2.2.6 鉛直方向変動風速のパワースペクトル
密度関数



全 体 図

図-2.2.7 模型図 (その1トラス補剛桁側面図)

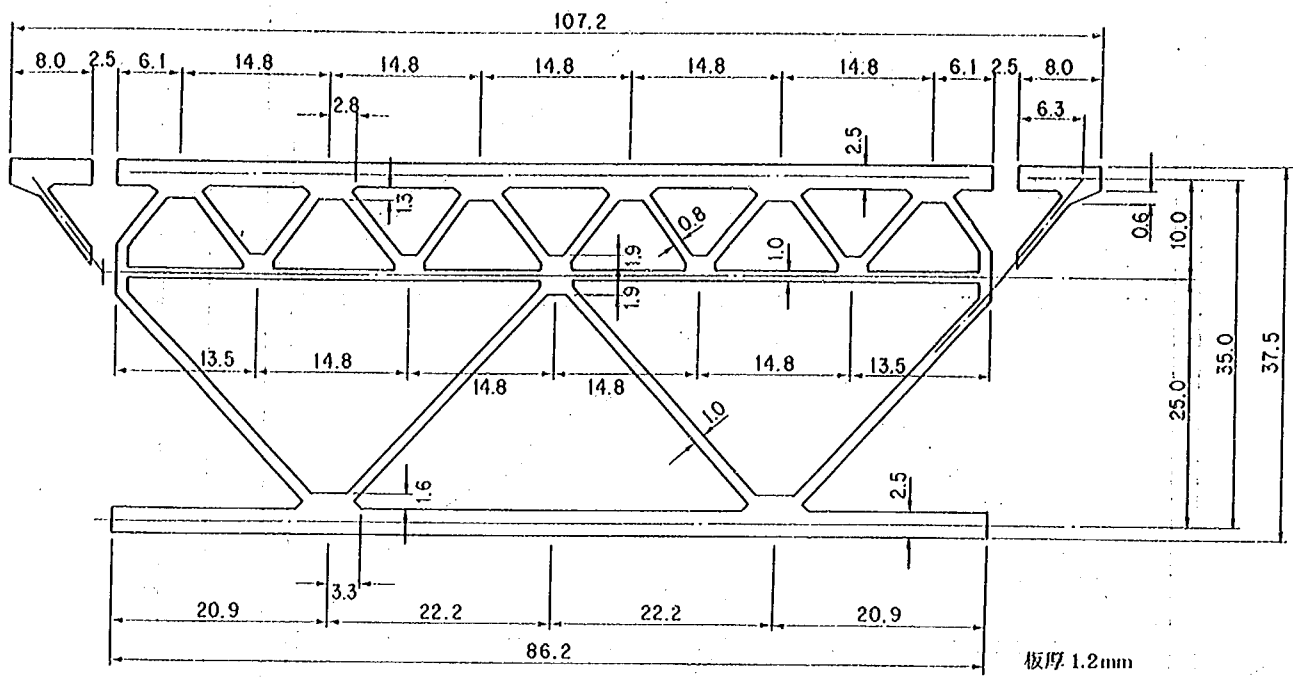
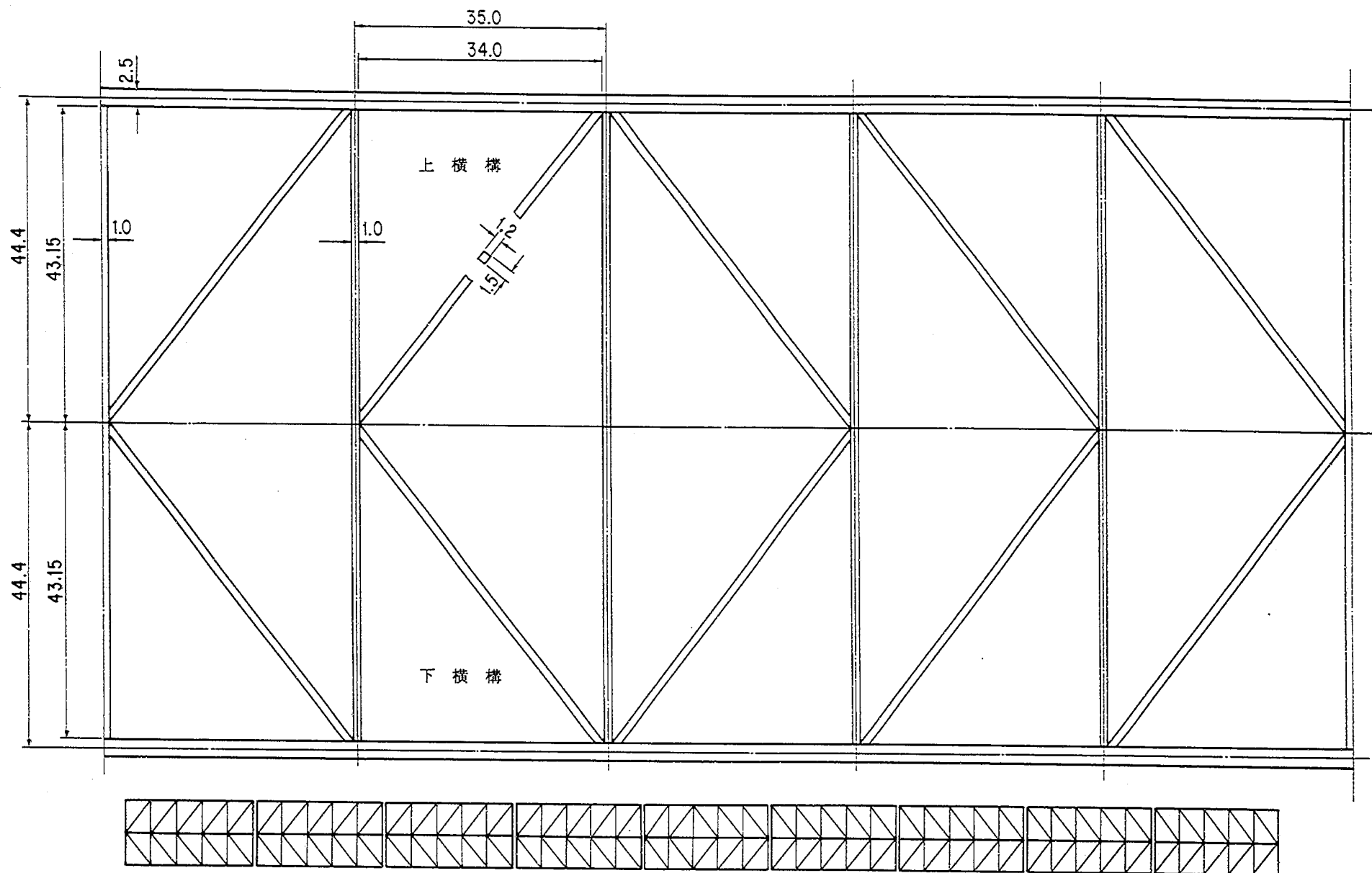
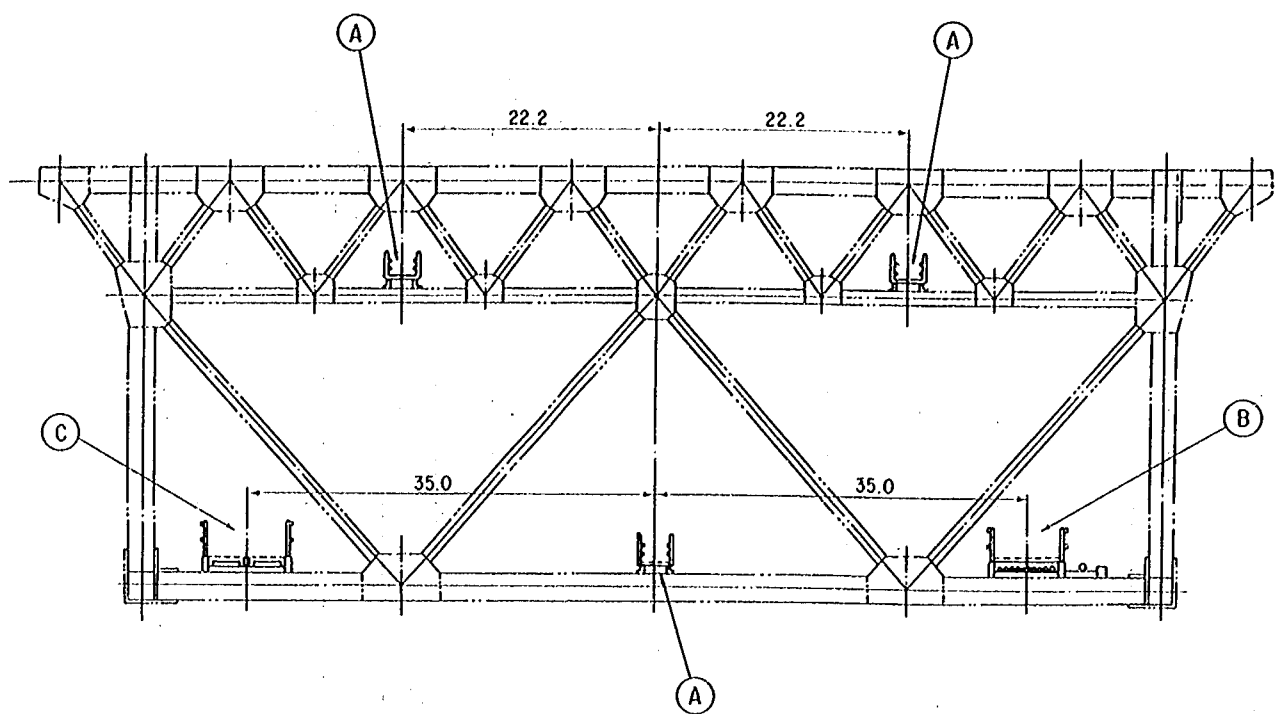


図- 2.2.8 模型図 (その2トラス補剛桁断面図)



全 体 図

図- 2.2.9 模型図 (その3トラス補剛桁平面図)



図－ 2. 2. 11 模型図（その 5 公共添架物配置図）

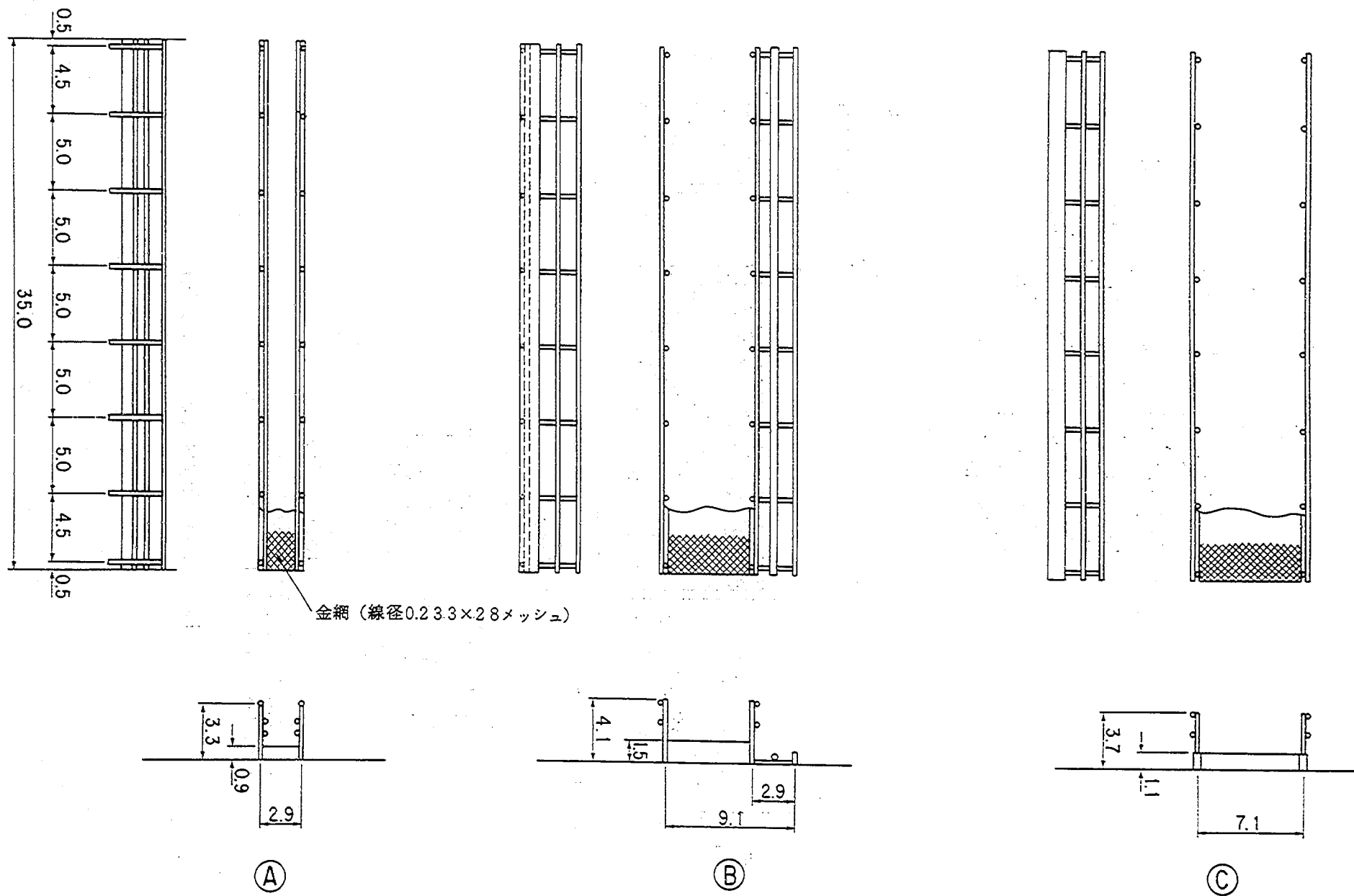
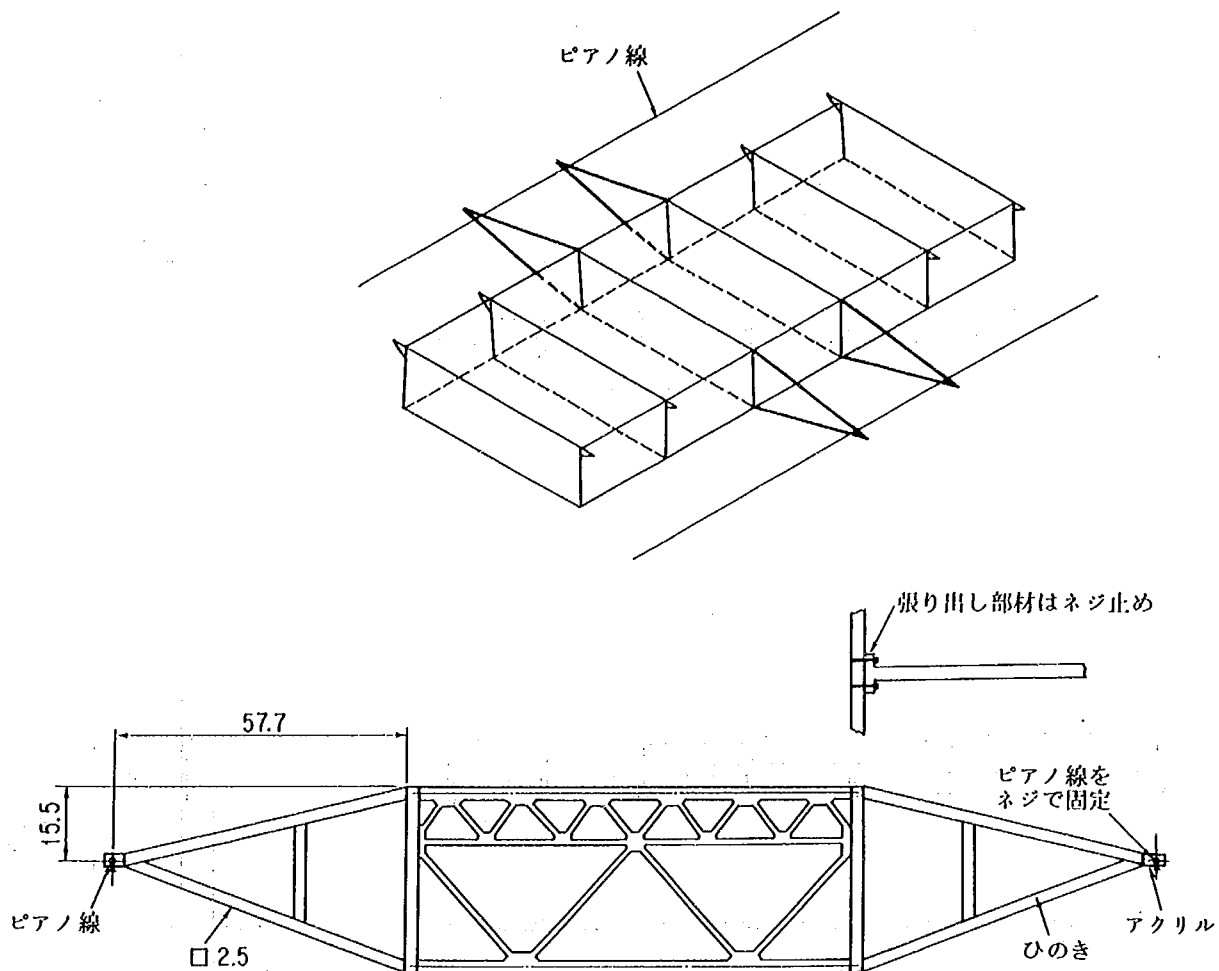
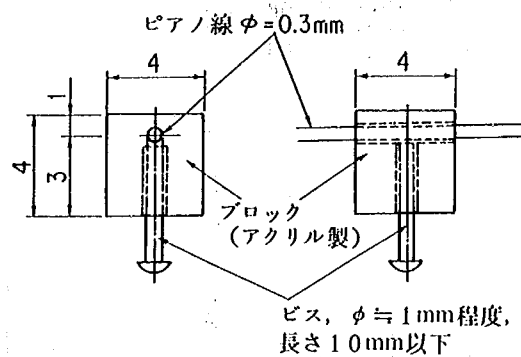


図-2.2.12 模型図 (その6 公共添架物)



ピアノ線固定ブロック



ピアノ線がちょうど通る程度の穴をあける。
 ピアノ線はビスによりアクリルに押しつける。
 ビス止めは1パネルにつき上, 下流各1ヶ所とする。

図-2.2.13 模型図(その7 支持方法)

一般にタウトモデルでは、剛性は模型および2本の緊張したピアノ線により付与されるが、今回の試験ではもっぱらピアノ線により剛性を与えることとした。模型の振動数比（鉛直たわみモードの固有振動数に対するねじれモードの固有振動数の比）を実橋に相似させるためには、2本のピアノ線間隔を広げる必要があるが、今回の試験の場合にはこの間隔は主構間隔より大きくなった。このため、図-2.2.9に示されているように、実橋にない仮の部材を取付け、ピアノ線間隔を大きくした。

質量および極慣性モーメントを調整させるための付加質量は、トラス下弦材の内側に取付けた。模型の振動モードは鉛直たわみおよびねじれモードとも概ね正弦波形であった。各試験の構造条件を表-2.2.1に示す。

表-2.2.1 試験条件

	実 橋	所要 値	実 験 値		
			一様気流	乱 流 I	乱 流 III
縮 尺	—	1/400	1/400	1/400	1/400
質 量	$4.44 \text{ tm}^{-2}\text{s}^2$	2.77×10^{-2} $\text{kgf} \cdot \text{m}^{-2}\text{s}^2$	2.90×10^{-2} $\text{kgf} \cdot \text{m}^{-2}\text{s}^2$	←	←
極慣性モーメント	1199 ts^2	4.68×10^{-5} $\text{kgf} \cdot \text{s}^2$	4.57×10^{-5} $\text{kgf} \cdot \text{s}^2$	←	←
鉛直たわみ振動数	0.0606 Hz	—	5.15 Hz	5.05 Hz	5.06 Hz
ねじれ振動数	0.152 Hz	—	14.3 Hz	13.9 Hz	13.9 Hz
振動数比	2.51	2.51	2.78	2.75	2.75
鉛直たわみ対数減衰率	—	0.03	0.035	0.035	0.041
ねじれ対数減衰率	—	0.03	0.021	0.019	0.016

2-2-2-4 計測方法

風速の設定は、予め模型のない状態で模型位置での平均風速と風洞送風機回転数との関係を熱線風速計で求めておき、この関係を用いて送風機回転数により制御した。

模型の応答は光学式変位計により計測した。すなわち、模型の中央に設置した2つの豆電球の鉛直変位を2台の光学式変位計により計測し、その和あるいは差よりそれぞれ鉛直たわみ変位あるいはねじれ変位を計測した。

2-2-3 調査結果

2-2-3-1 一様気流中の応答

一様気流中では実橋換算風速 85 m/s 程度までの応答を計測したが、微小な不規則振動（鉛直たわみモードで振幅高々 $0.01B$ (B は主構間隔)、ねじれモードで高々 0.5°) が観測されたのみで、フラッターは観測されなかった。バネ支持模型を用いた昨年度の試験⁶⁾では不安定なリミットサイクルをもつハード型のフラッターが実橋換算風速約 82 m/s (不安定な振幅約 4°) より観測されたが、今回は初期加振を行わなかったため発現しなかったものと推測される。

2-2-3-2 乱流中の応答

乱流中では顕著な鉛直たわみモードのガスト応答が観測された。この結果を図-2.2.14 および図-2.2.15 に示す。図で最大振幅とは静的な変形を含まないものであり、最大変位とはこれを含むもので、吹き上げを正としている。実験では最大変位がおよそ $0.05B$ となる風速までの応答を計測した。乱流Ⅰと乱流Ⅲの応答を標準偏差で比較して図-2.2.16 に示す。乱れ強さの大きな乱流Ⅲの方が大きな応答を示すことが読み取れる。

同様にねじれモードの振動計測結果を図-2.2.17～図-2.2.19 に示す。観測された振動はねじれモードのガスト応答と推定されるが、ねじれモードの場合も乱流Ⅲの方が応答が大きい。

2-2-4 考察

風洞試験で観測されたガスト応答値について、準定常理論を用いた計算値との比較を行った。また、試験では顕著な鉛直たわみモードのガスト応答が観測されたが、模型化した長さは、本橋の中央径間長に比べても約 $1/3$ と小さく、風速の空間変動特性に起因するガスト応答の低減効果が必ずしも十分に反映されておらず、応答を過大評価しているおそれがある。ここではこの模型長の影響についても考察を加える。

2-2-4-1 準定常理論との比較

計算に用いた仮定は以下のとおりである。

- (1) 着目点は模型中央の鉛直たわみ変位およびねじれ変位であり、高次モードの影響は小さかったため、1次モードのみを考慮する。
- (2) 本橋の3分力係数の特性³⁾より、変動空気力としては鉛直方向風速成分 w に起因するもののみを考える。すなわち、

$$\begin{aligned}\Delta P_L &= \frac{1}{2} \rho U w B \frac{dC_F}{d\alpha} \\ \Delta P_M &= \frac{1}{2} \rho U w B^2 \frac{dC_M}{d\alpha}\end{aligned}$$

ここに、 ΔP_L ；変動揚力、 ρ ；空気密度、 U ；平均風速、 B ；トラス主構間隔、 C_F ；構造軸で定義した揚力係数 ($dC_F/d\alpha = 1.55$)、 ΔP_M ；変動空力モーメント、 C_M ；空力モーメント係数 ($dC_M/d\alpha = 0.13$)、 α ；迎角

- (3) w のパワースペクトル密度関数は、試験で用いた乱流のそれを、Von Karman の式で近似して用いる。

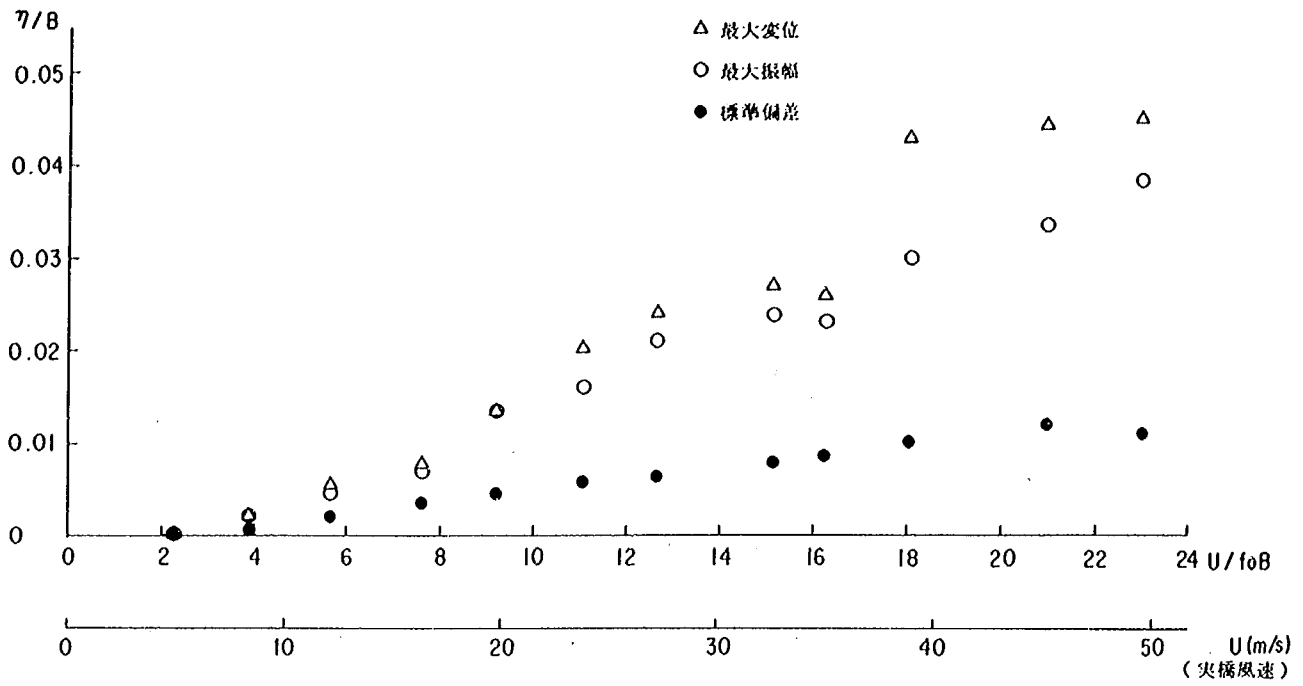


図-2.2.14 鉛直たわみモードの振動 (乱流Ⅰ)

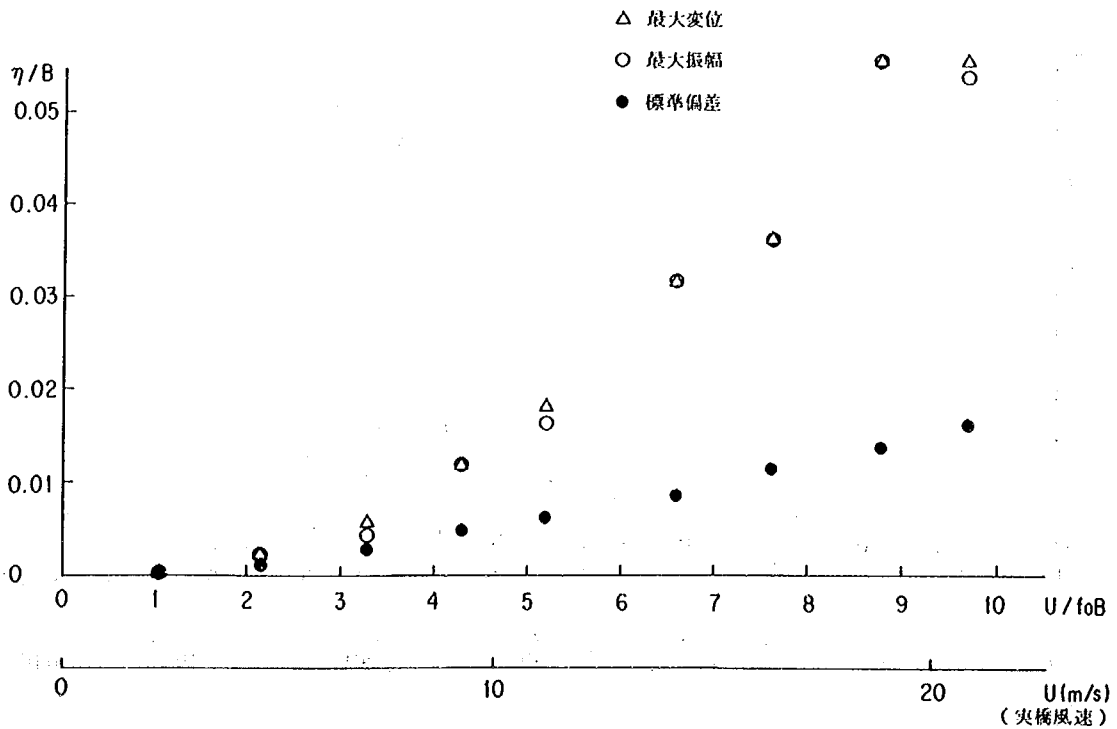


図-2.2.15 鉛直たわみモードの振動 (乱流Ⅲ)

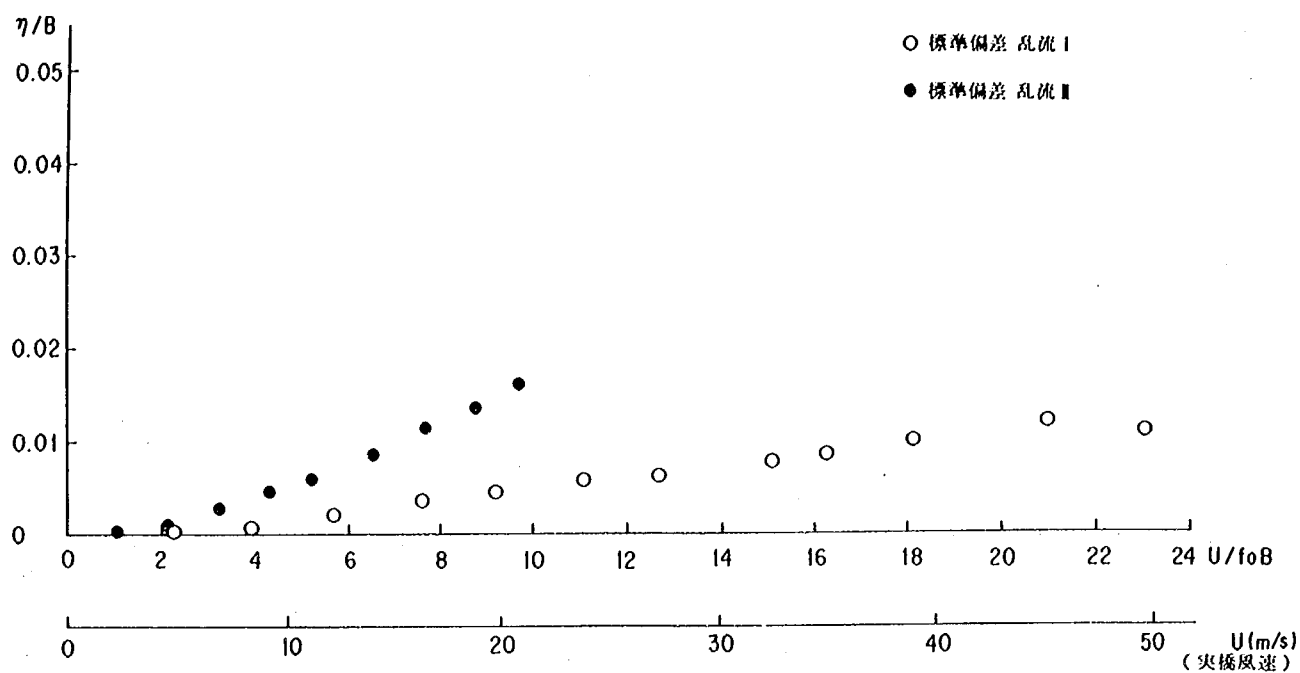


図- 2.2.16 鉛直たわみモードの振動

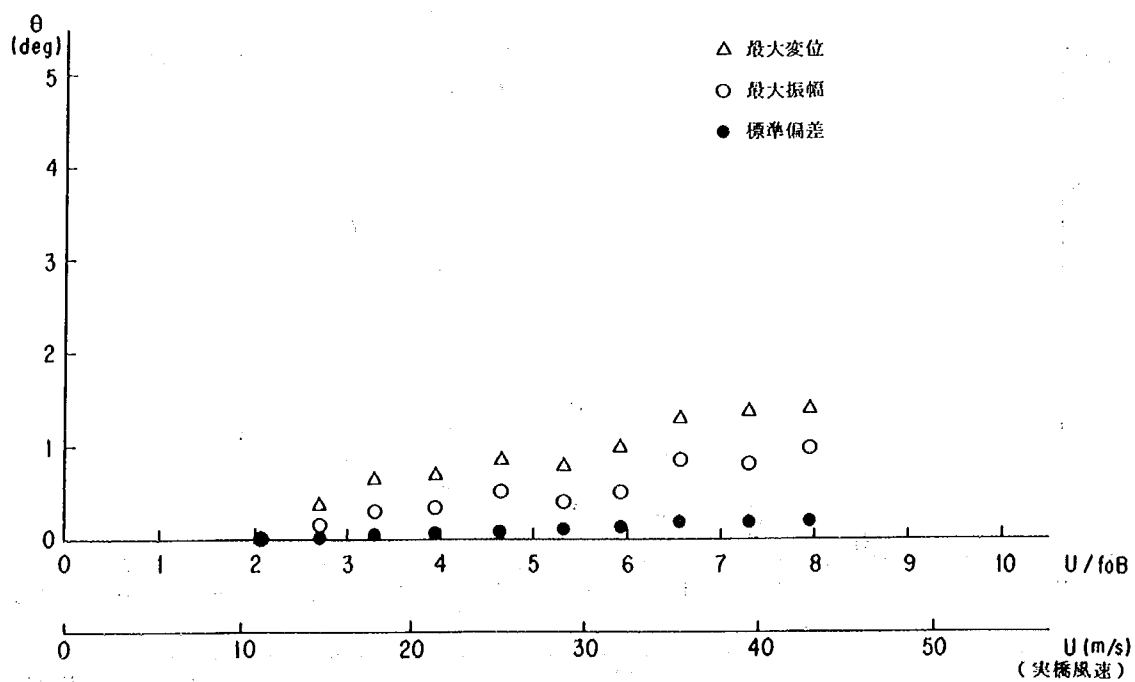


図- 2.2.17 ねじれモードの振動 (乱流 I)

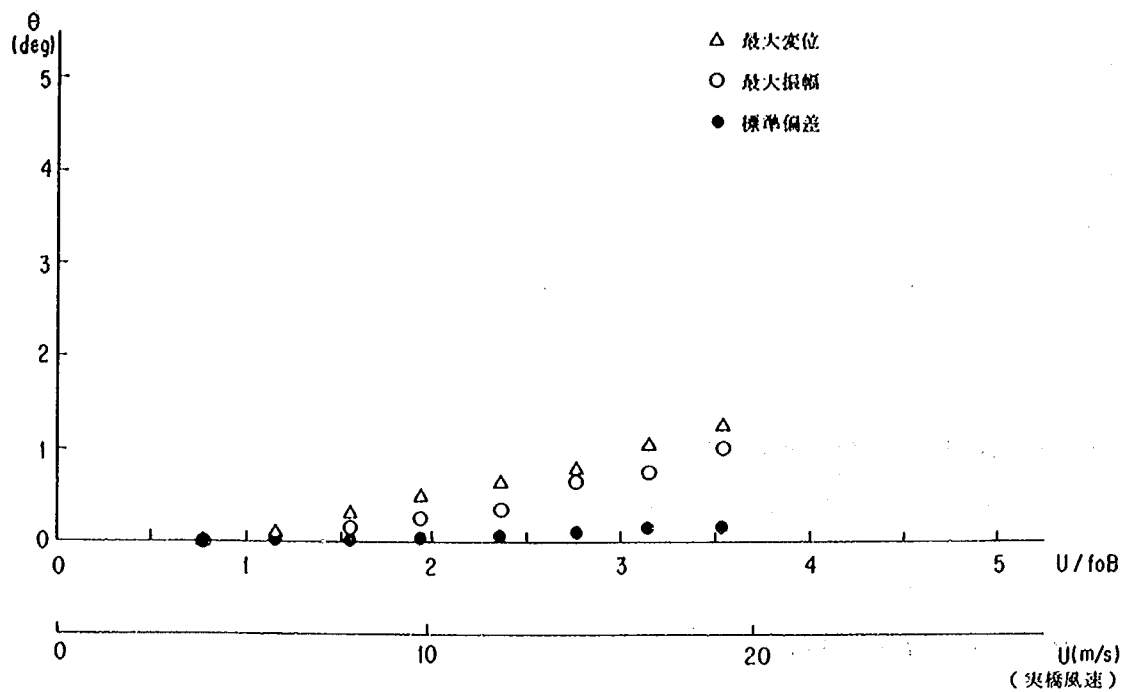


図-2.2.18 ねじれモードの振動 (乱流Ⅲ)

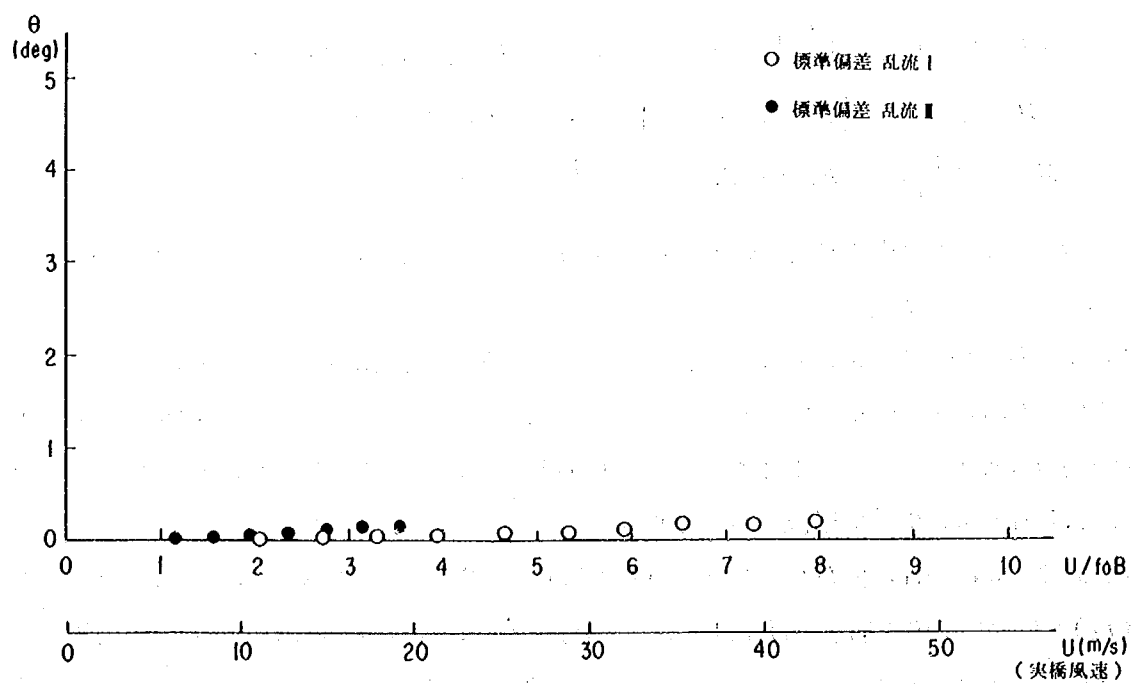


図-2.2.19 ねじれモードの振動

- (4) 鉛直たわみモード振動の空力減衰は準定常理論によるが、ねじれモード振動の空力減衰は0とする。
- (5) 風速変動の空間相関を表わす decay factor の値は7とする。
- (6) 模型の構造諸元(質量, 極慣性モーメント, 固有振動数, 対数減衰率など)は計測値を用いる。

以上の仮定により推定した各応答の標準偏差を計測値と比較して図-2.2.20～図-2.2.23に示す。図より、鉛直たわみガスト応答およびねじれガスト応答ともに、推定値は計測値に近い値を示しているが、乱流Ⅰの計測値に対しては推定値の方が若干大きめであり、乱流Ⅲの計測値に対しては推定値の方が若干小さめである。この原因については現在のところ必ずしも明らかではなく、今後の検討が必要と考えられる。

2-2-4-2 模型長および振動モードの影響

一般に細長い構造物のガスト応答は次式により推定される。

$$(\sigma_{\frac{h}{B}})^2 = \sum_i \sigma q_i^2 \Phi_i^2(x) \quad (1)$$

$$\sigma q_i^2 = \int_0^\infty S q_i q_i(f) df = \int_0^\infty \frac{f S q_i q_i(f_r)}{f_r} df_r \quad (2)$$

$$f S q_i q_i(f_r) = |J_{ri}(f_r)|^2 |H_{si}(f_r)|^2 f S C_L C_L(f_r) / [8\pi^2 f_{ri}^2 M_{ri}]^2 \quad (3)$$

ここに、 σ ; 標準偏差, h ; 鉛直たわみ変位, B ; トラス主構間隔, q_i ; 第 i 次の一般座標, Φ_i ; 第 i 次の固有振動モード, S ; パワースペクトル密度関数, f ; 振動数, f_r ; 無次元振動数 ($=fB/U$), C_L ; 変動揚力係数, L ; 単位長さあたりの変動揚力, $f_{ri} = f_i B/U$, f_i ; 第 i 次の固有振動数,

$$|J_{ri}(f_r)|^2 = [\int_0^l \int_0^l \text{coh}_{LL}(f, x_1, x_2) \Phi_i(x_1) \Phi_i(x_2) dx_1 dx_2] / [\int_0^l \Phi_i^2(x) dx]^2$$

$$|H_{si}(f_r)|^2 = \{1 - (f_r/f_{ri})^2\}^2 + \{(\delta_i + \delta_{ai})(f_r/f_{ri})/\pi\}^2\}^{-1}$$

$$M_{ri} = [\int_0^l m(x) \Phi_i^2(x) dx] / [\rho B^2 \int_0^l \Phi_i^2(x) dx]$$

l ; 橋長, δ_i ; 第 i 次の構造対数減衰率, δ_{ai} ; 第 i 次の空力対数減衰率, m ; 単位長さあたりの質量, coh ; コヒーレンス関数。

(3)式に示されているように、気流特性、構造特性、断面形状が相似ならば模型長あるいは振動モード形状の影響は $|J_{ri}(f_r)|^2$ および M_{ri} にあらわれているため、これらの項に対する補正を行い、(1)式および(2)式を用いれば補正されたガスト応答標準偏差が求まる。(1)～(3)式は鉛直たわみガスト応答に関する式であるが、ねじれガスト応答の場合も同様である。

質量が橋軸方向に一様に分布しており、相似されている場合には M_{ri} は模型長、モードの影響を受けず、 $|J_{ri}(f_r)|^2$ についてのみ補正を行えばよい。また、今回対象としている中央径間中央の鉛直たわみ変位あるいはねじれ変位のように、1次モードの固有振動数成分が卓越する場合には、中央径間中央で1となるように固有振動モードを設定すれば、次式により模型長あるいは振動モードの影響が概略推定される。

$$(\sigma_{\frac{h}{B}})_a = (\sigma_{\frac{h}{B}})_b \sqrt{|J_{r1}(f_{r1})|_a^2 / |J_{r1}(f_{r1})|_b^2} \quad (4)$$

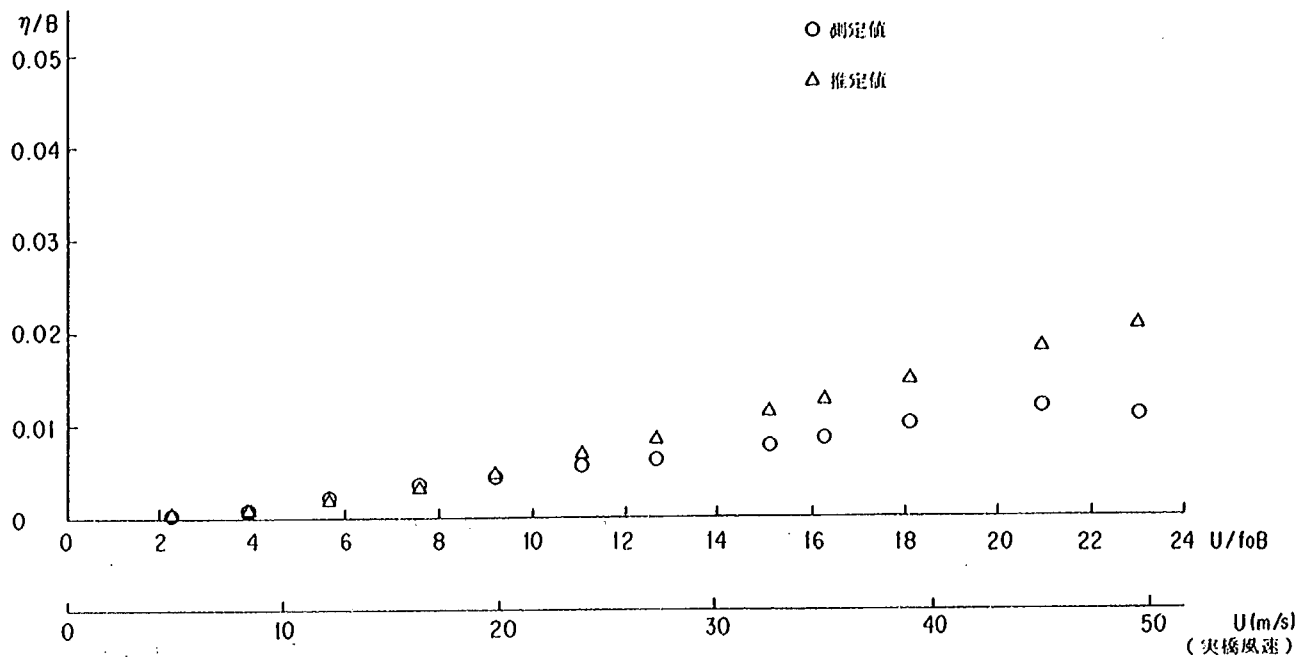


図- 2. 2. 20 準定常理論との比較（鉛直たわみ振動，乱流Ⅰ）

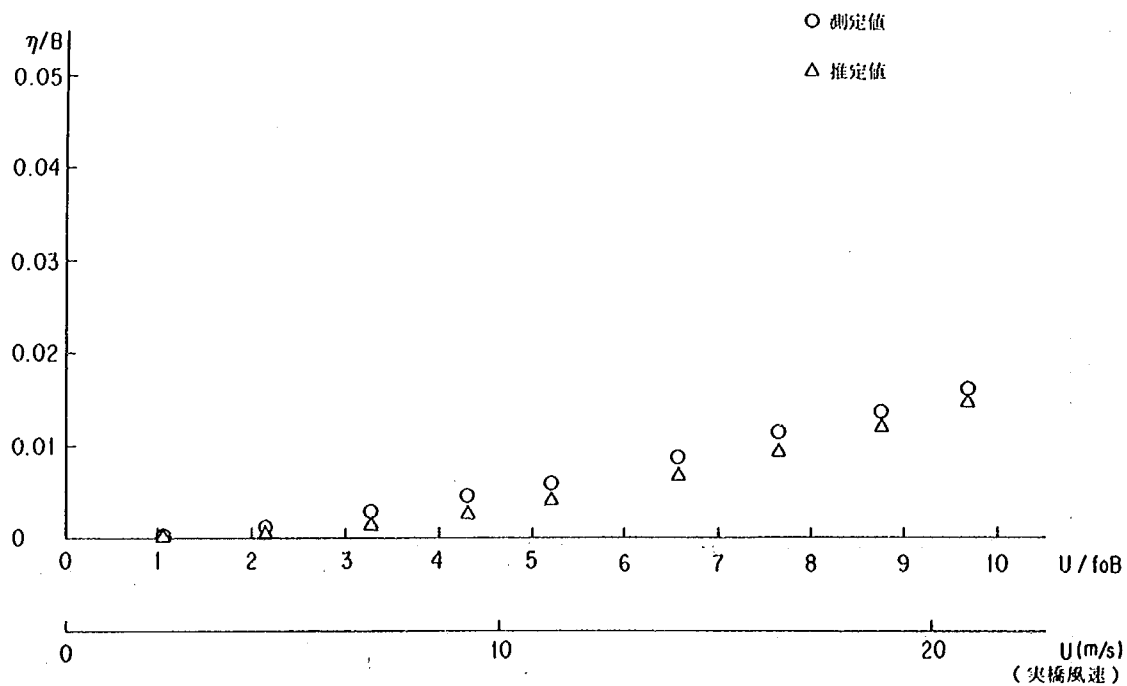
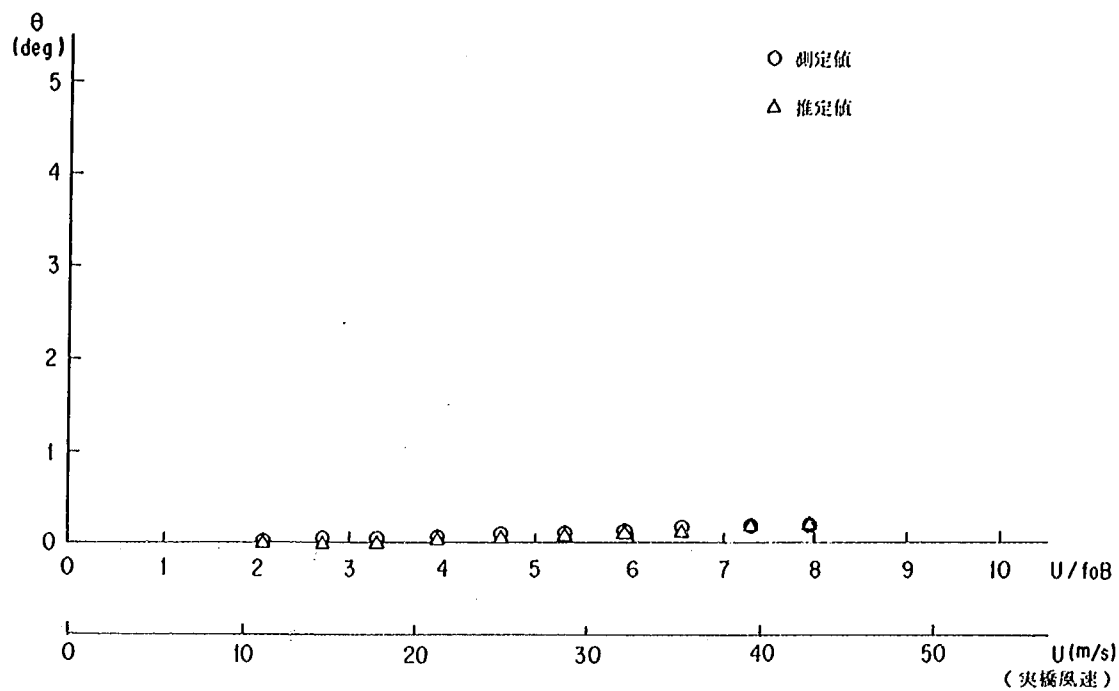
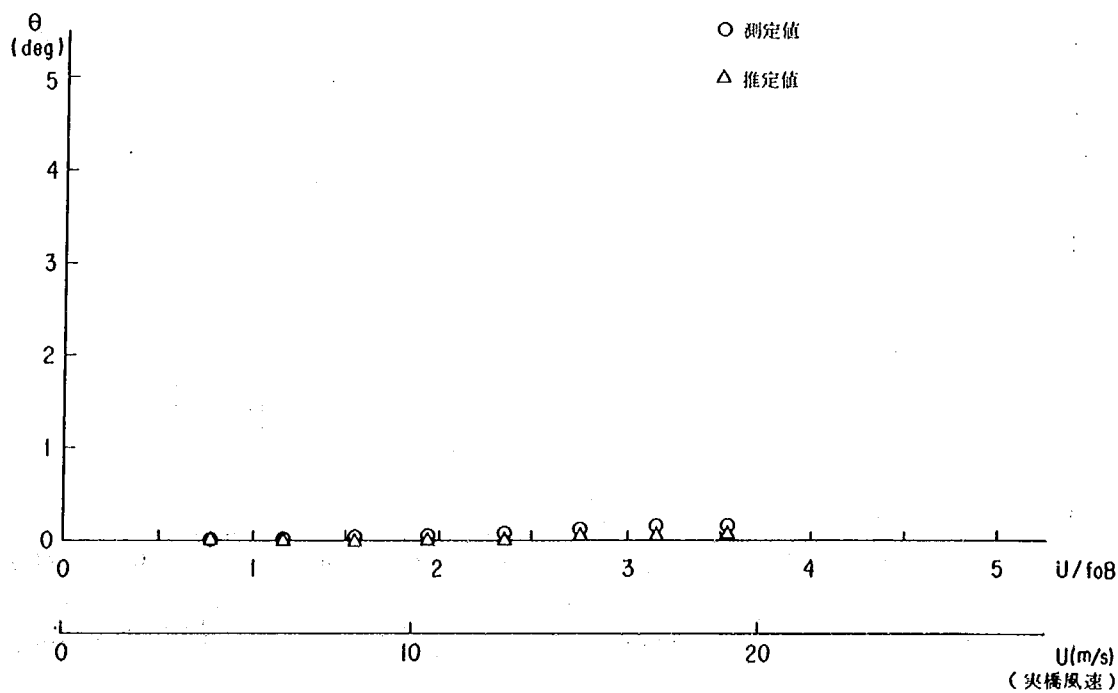


図- 2. 2. 21 準定常理論との比較（鉛直たわみ振動，乱流Ⅲ）



図一 2.2.22 準定常理論との比較 (ねじれ振動, 乱流 I)



図一 2.2.23 準定常理論との比較 (ねじれ振動, 乱流 III)

ここで下添字 a, b は模型長あるいは固有振動モードが異なることを意味する。

ここでは、今回試験したタウトモデル（実橋換算のスパン長約 640 m）、中央径間全体を模型化した場合のタウトモデル（スパン長 2,000 m）、および側径間を含む本橋の振動モードの計算値（鉛直たわみモードおよびねじれモード）の 4 種類について $\sqrt{|f_{r1}(f_{r1})|^2}$ を計算した。なお、変動揚力のコヒーレンス関数は次式を仮定した。

$$\text{coh}_{LL}(f_1, x_1, x_2) = \exp \{-7f|x_1 - x_2|/U\}$$

モード形状を図-2.2.24 に、計算結果を図-2.2.25 にそれぞれ示す。図より、スパン長が長くなるにつれ、また側径間があることにより $\sqrt{|f_{r1}|^2}$ の値が小さくなることが読み取れ、実橋のガスト応答値も今回の試験で得られた値より小さくなることが予想される。

2-2-5 まとめ

海上の風および都心の風をほぼ相似させた乱流中において、縮尺 1/400 のタウトモデルの風による振動を計測し、本橋の耐風性について検討した。得られた主な結果は以下のとおりである。

- (1) 乱流中では鉛直たわみモードおよびねじれモードのガスト応答が観測された。とくに鉛直たわみモードの振動変位は比較的大きく、また乱れの強さが大きいほど大きな応答が観測された。
- (2) これらのガスト応答を、準定常理論にもとづく計算値と比較すると、両者は近い値を示していた。ただし、乱流Ⅰでは計算値の方が、また乱流Ⅲでは測定値の方が若干大きく、これらの原因についてさらに検討を行う必要がある。
- (3) 今回の模型は中央径間の 1 部分のみをモデル化したものであり、より橋長の長い実橋では風速の空間変動に起因してガスト応答の値は今回の測定値より低減するものと推定される。ただしこの低減効果については全径間を模型化した風洞試験等により、その大きさを正しく把握することが重要である。
- (4) 明石海峡大橋は最低次の固有振動数が極めて低いため、自然風の乱れによるガスト応答についても注意を払う必要がある。一方(3)に述べたように、中央径間長が極めて長いため、ガスト応答値が大幅に低減される可能性もある。このため、ガスト応答推定方法についてさらに検討を加え、精度の高い推定を行うことが重要であると考えられる。

2-3 生口橋の耐風性調査

2-3-1 調査の目的

生口橋は中央径間長 490.0 m を有する斜張橋でありその規模は斜張橋として世界最大級のものといえる。この生口橋の設計上の特徴として注目すべき点はこの橋梁が複合構造を有することである。すなわち生口橋の中央径間は鋼製の二箱桁からなり、側径間は PC 多室箱桁からなる。このような構造がこの橋梁に選定されたのは通常の斜張橋と比べて、側径間長 / 中央径間長がかなり小さいため側径間の自重を大きくすることによって中央径間と側径間との力の釣合いを取ることを目的としたものである。

ところで一般に可撓性に富む構造物である斜張橋の設計においては耐風性への配慮が重要となる場合が多い。そのため生口橋の設計においては断面形状の設計と並行して行われた風洞実験の成果が十分に取り

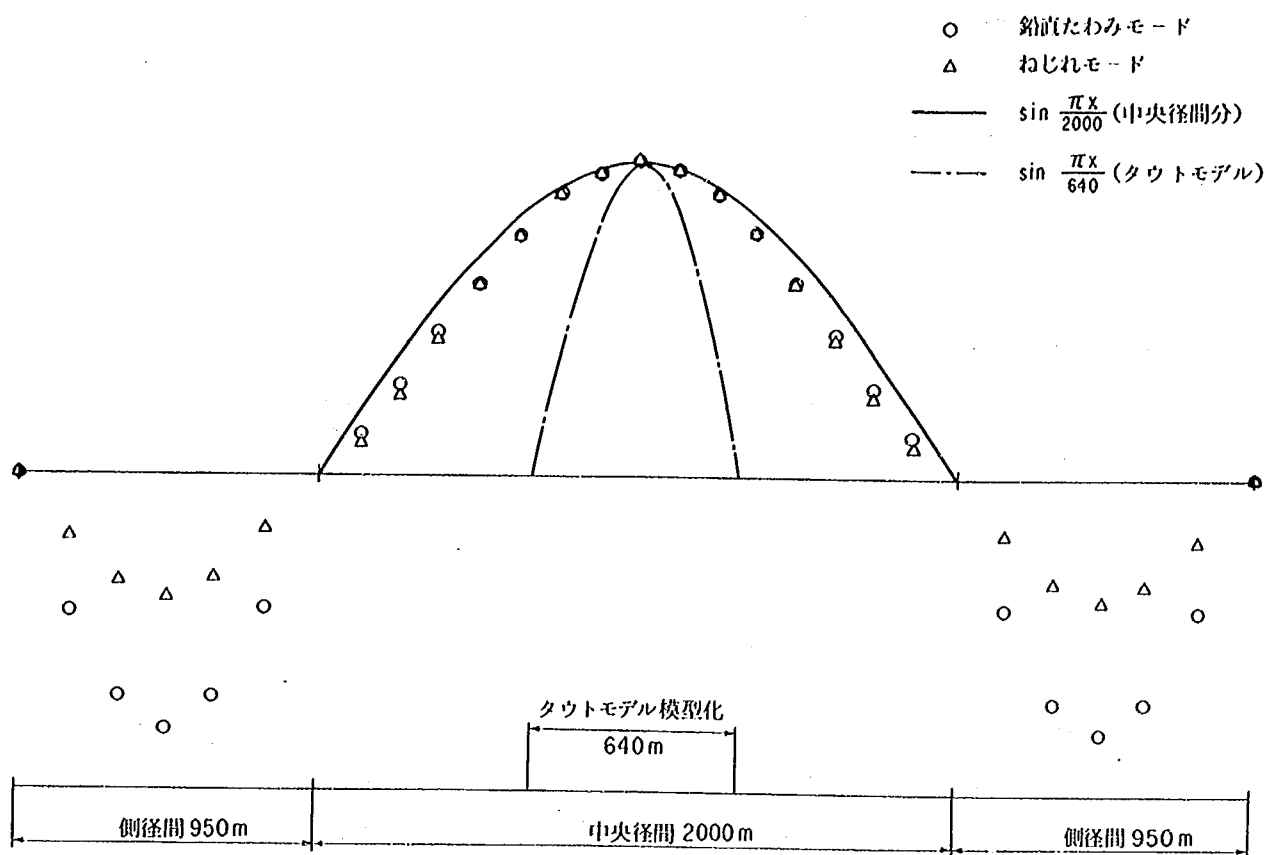


図-2.2.24 振動モード

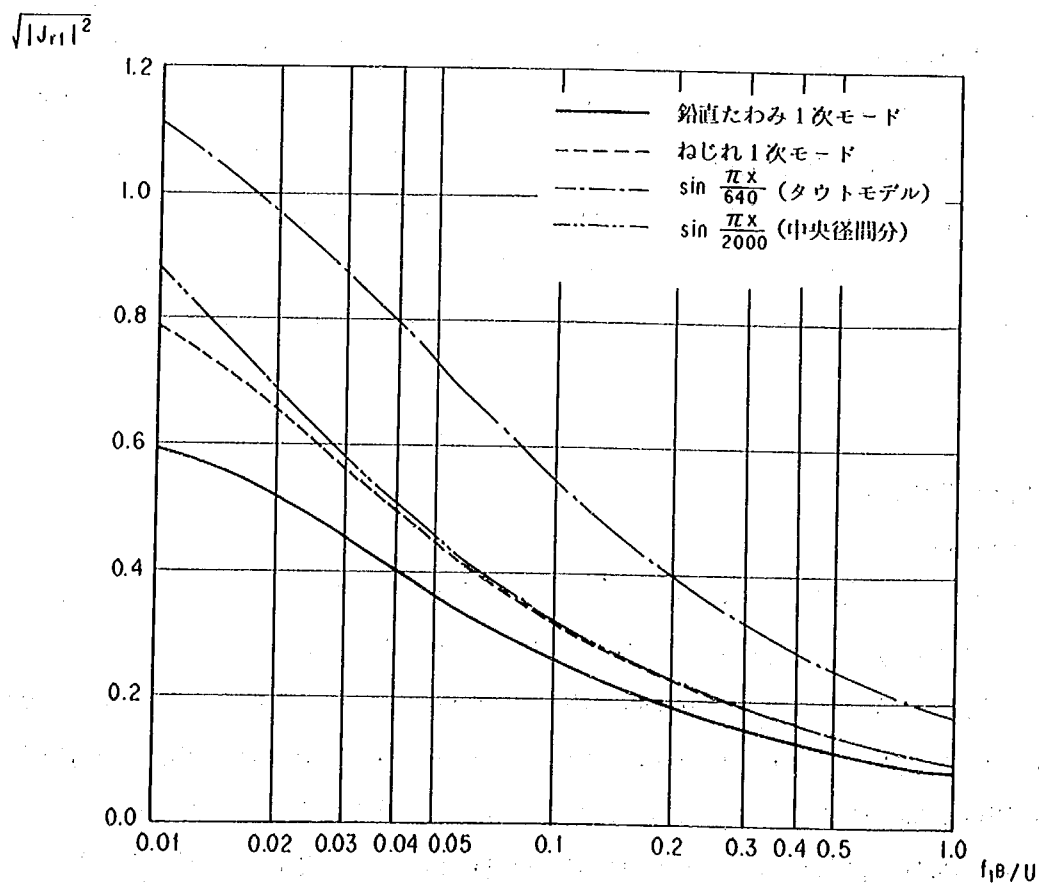


図-2.2.25 $\sqrt{|J_{ri}|^2}$ と $f_i B / U$ の関係

入れられた。その成果のうち重要なものは以下の3項目である。

- 1) 斜めフランジ角はレーダー障害と耐風性を考慮して25°とされた。
- 2) 暫定系においてはフェアリングが取り付けられる。
- 3) 検査車レールの間隔が風洞実験の結果より11mとされた。

このような背景のもと、本調査は検査車レールおよびフェアリングの効果を確認するとともに現段階における生口橋の設計案の耐風性を評価するために行われた。図-2.3.1に生口橋の一般図を示す。

2-3-2 バネ支持模型試験

2-3-2-1 試験方法

試験は建設省土木研究所耐風工学実験施設内のフラッター風洞を用いて実施した。フラッター風洞の主要諸元を表-2.3.1に示す。模型は縮尺1/40の2次元剛体模型を用い、8本のコイルバネにより風洞内に

表-2.3.1 フラッター風洞主要諸元

主 要 寸 法	風 洞 形 式		単回路還流式
	測 定 洞	幅 (mm) 高 (mm) 長 (mm)	2,500 4,000 10,000
寸 法	縮 入	口 (mm×mm)	7,000 × 8,500
	流 出	口 (mm×mm)	2,500 × 4,000
洞	縮 流 比		5.95
	風 路 全 長 (mm)		115,000
送 風 機	形 式		固定ピッチ動翼軸流式
	動 翼 直 径 (mm)		4,000
	有 効 全 圧 (mmAq)		40.0
	風 量 (m³/s)		242.0
	回 転 数 (rpm)		400.0
気 流	容 量 (kW)		250.0
	最 大 風 速 (m/s)		25.0
付 属 計 測 機 器 等	乱 れ 率 (%)		0.5 %以下
	三分力天秤 フラッタ模型支持装置 乱流発生装置 データ処理装置		

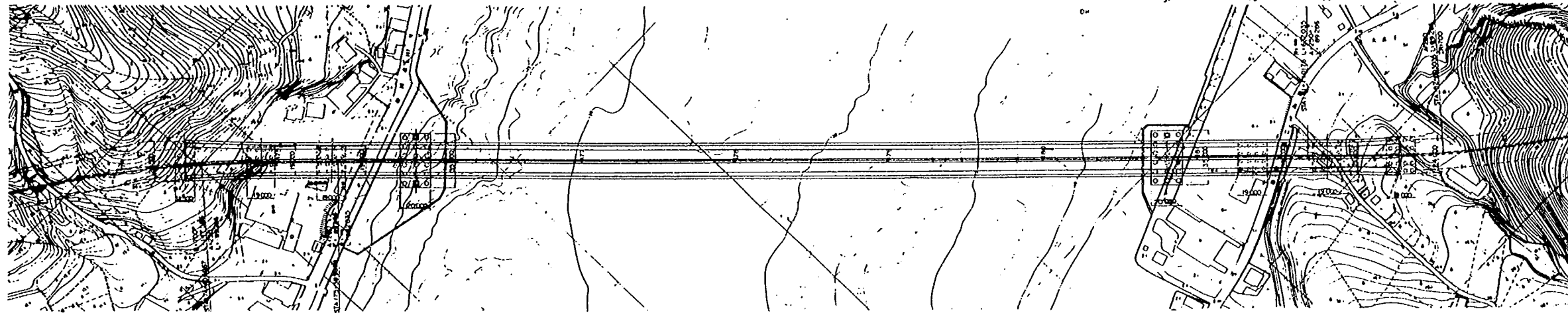
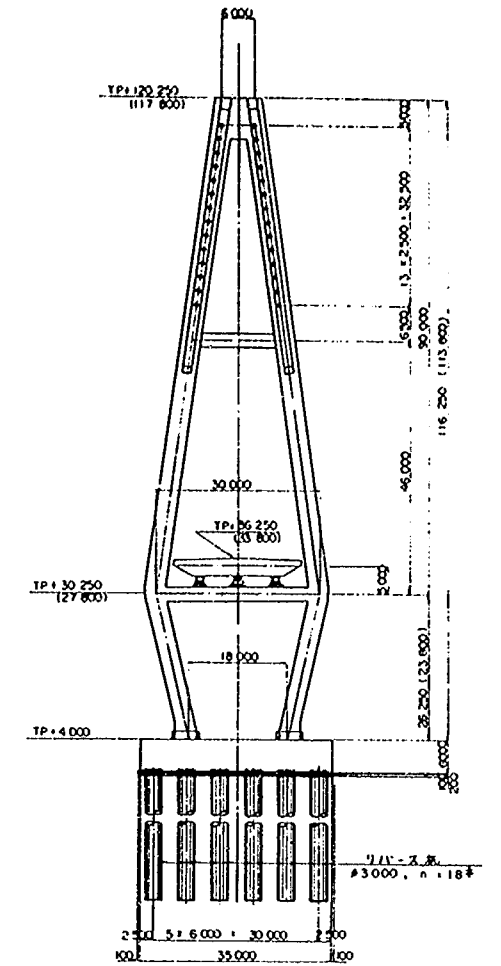
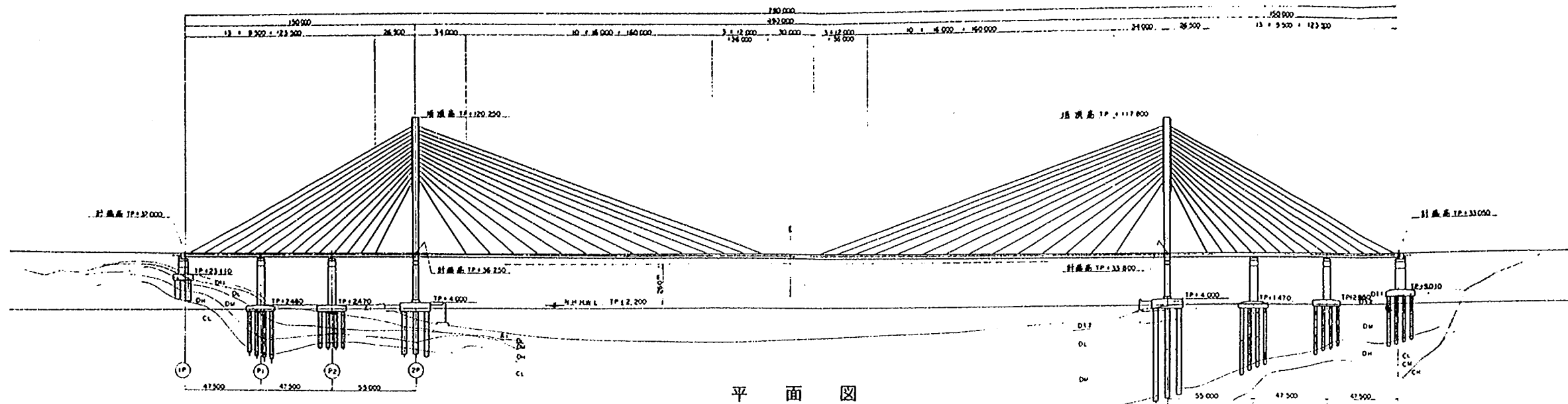
支持し、風速、迎角を変化させて設定し、各ケース毎に模型の挙動を観測した。使用した気流は乱れのはとんどない一様気流であり、風速の測定はピトー管およびマノメーターを用いて行った。模型の挙動は2

THE
FEDERAL
BUREAU OF
INVESTIGATION
OF THE
DEPARTMENT OF JUSTICE
WASHINGTON, D. C.
20535

TO : DIRECTOR, FBI (100-442611) FROM : SAC, NEW YORK (100-100000) (P)
SUBJECT: [Illegible] (P)
RE: [Illegible] (P)

側面図 5:1 1000

塔②(③)一般形状図



主桁断面図(暫定系) 5:1 100

主桁断面図(完成系) 5:1 100

鋼桁(中央径間) PC桁(側径間標準部)

鋼桁(中央径間) PC桁(側径間)

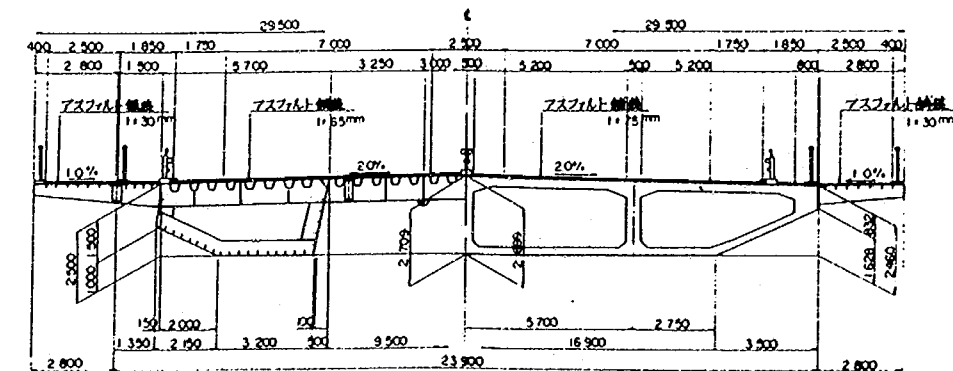
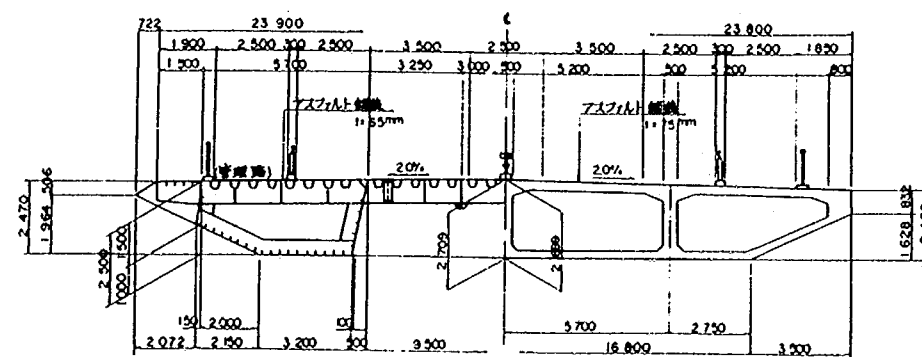
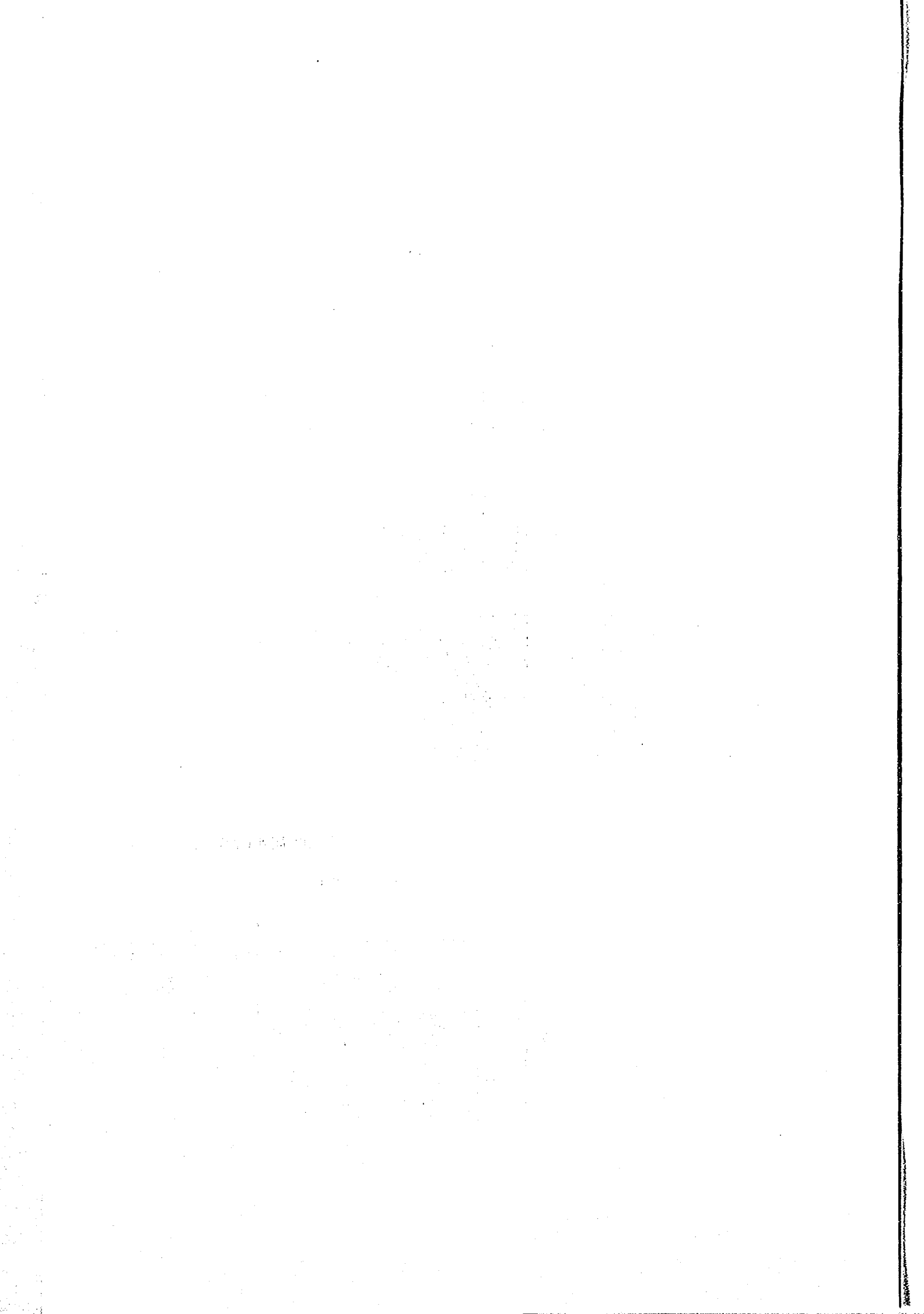
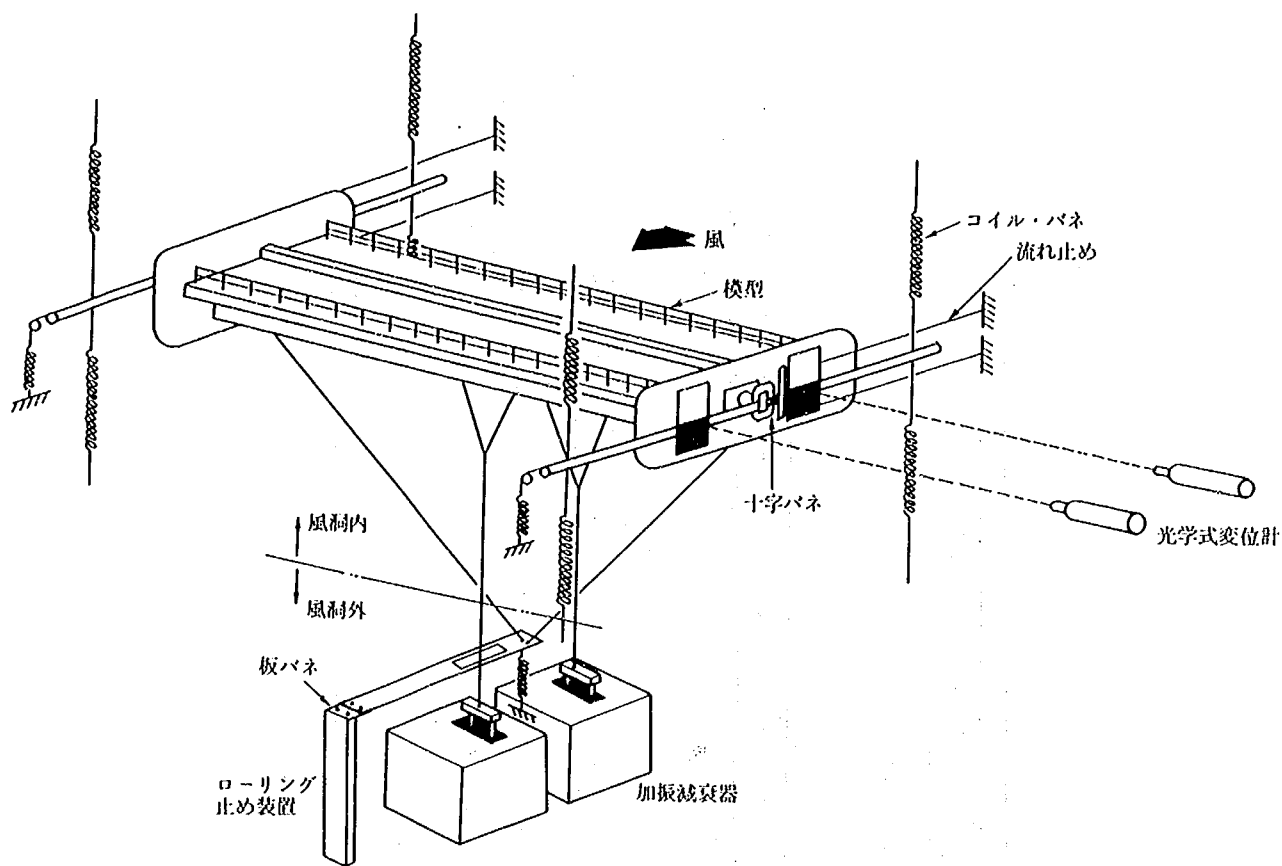
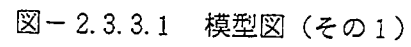


図-2.3.1 生口橋一般図





図－ 2.3.2 バネ支持模型試験の概要図



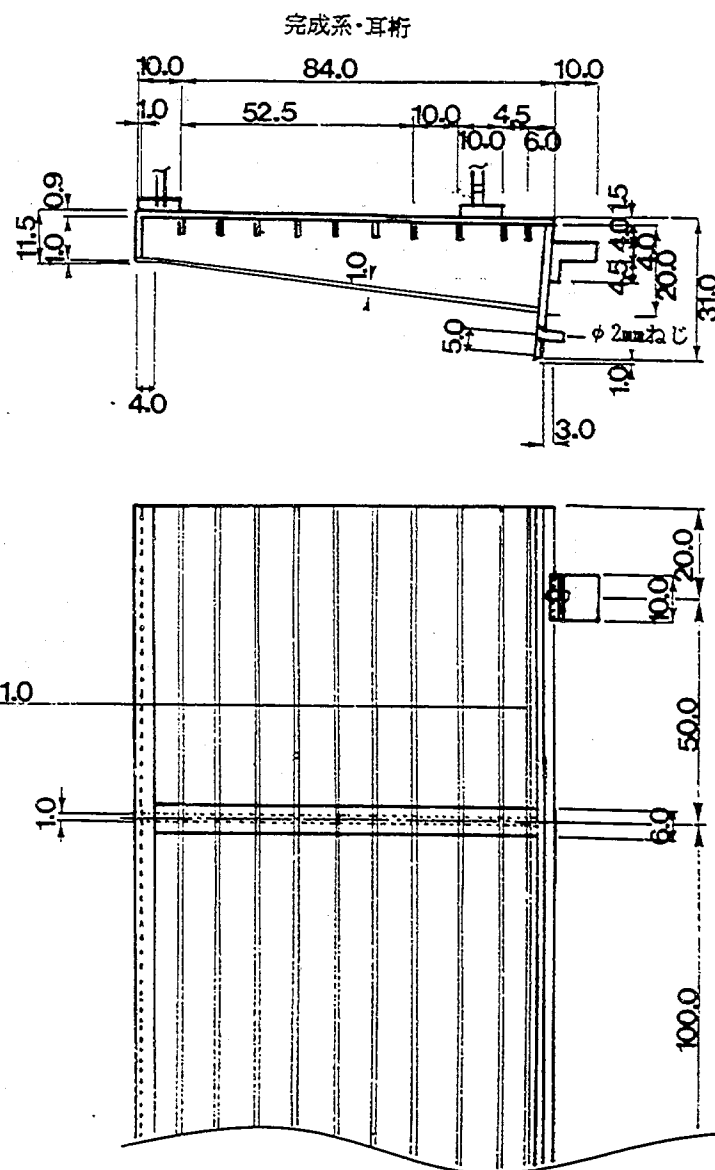
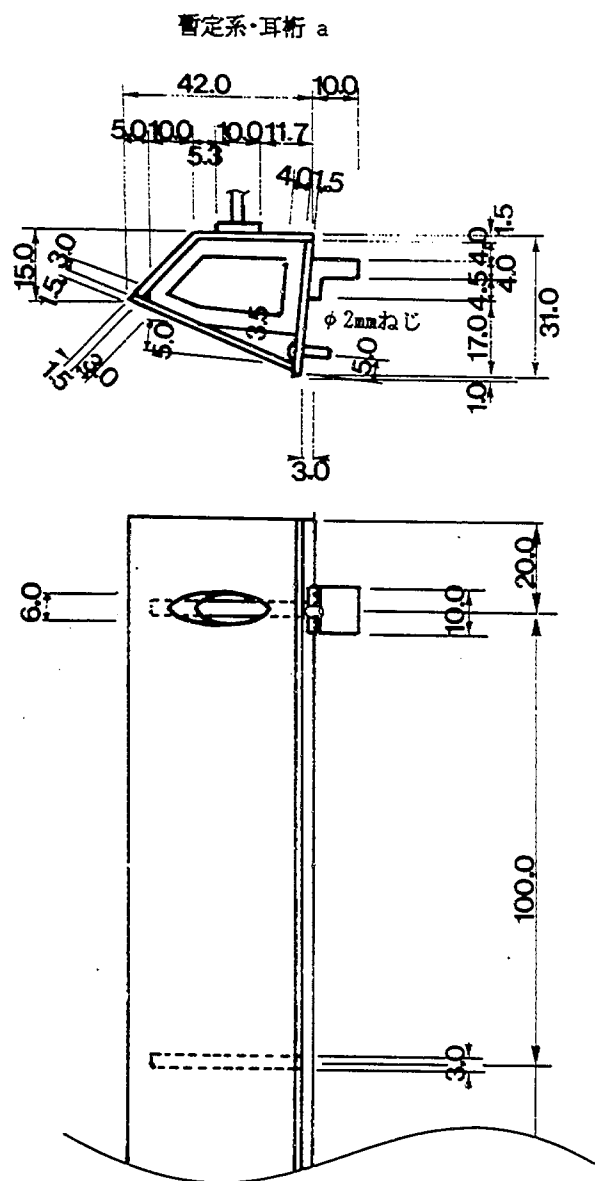


図- 2.3.3.3 模型図 (その3)

暫定系・耳桁 b

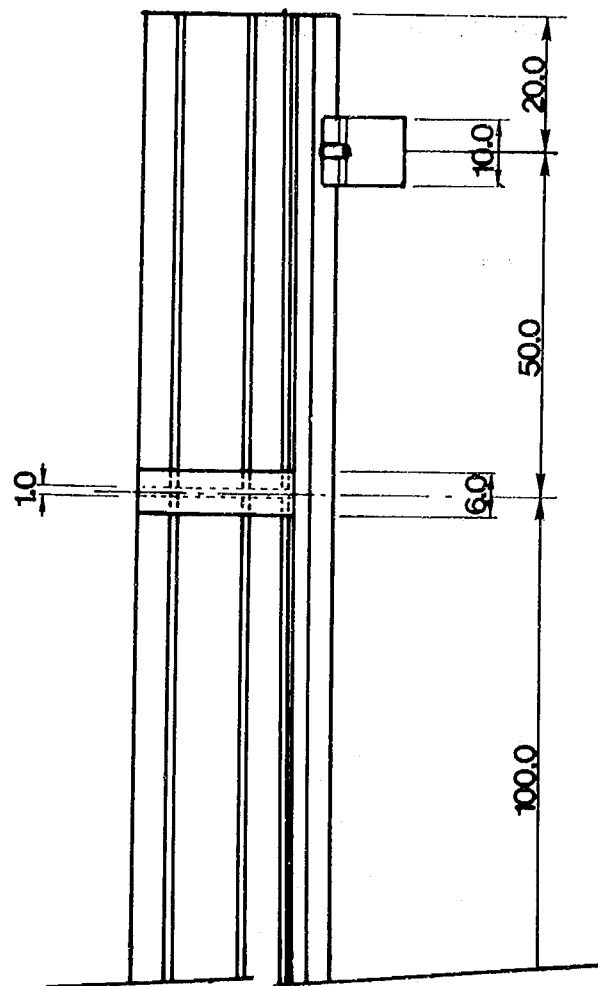
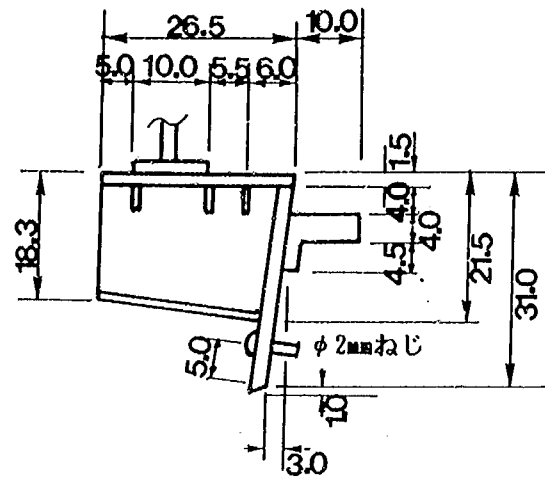


図- 2.3.3.4 模型図 (その4)

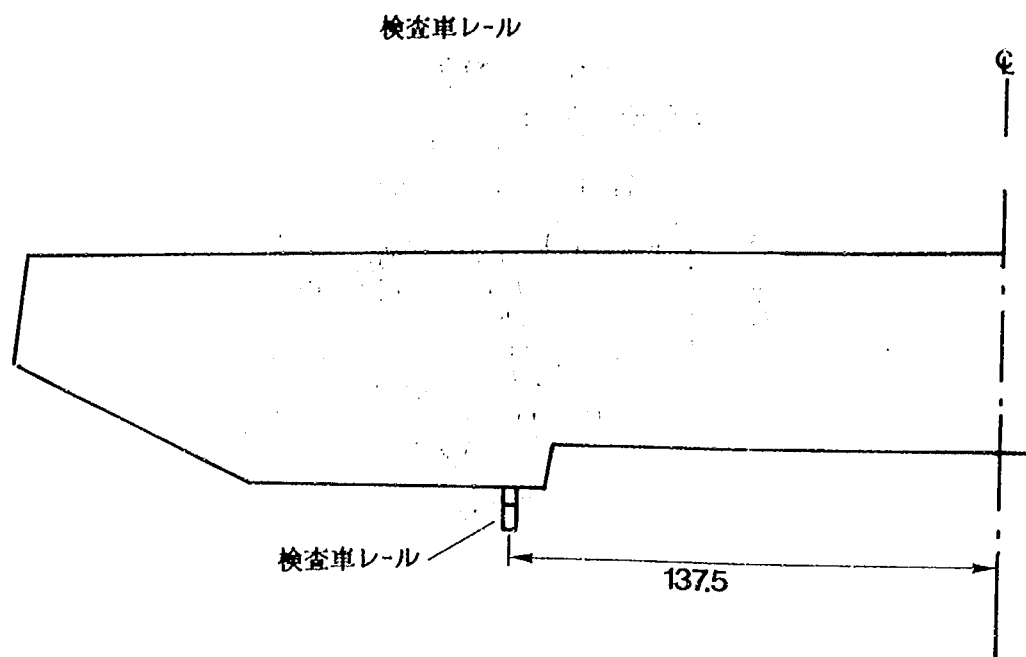
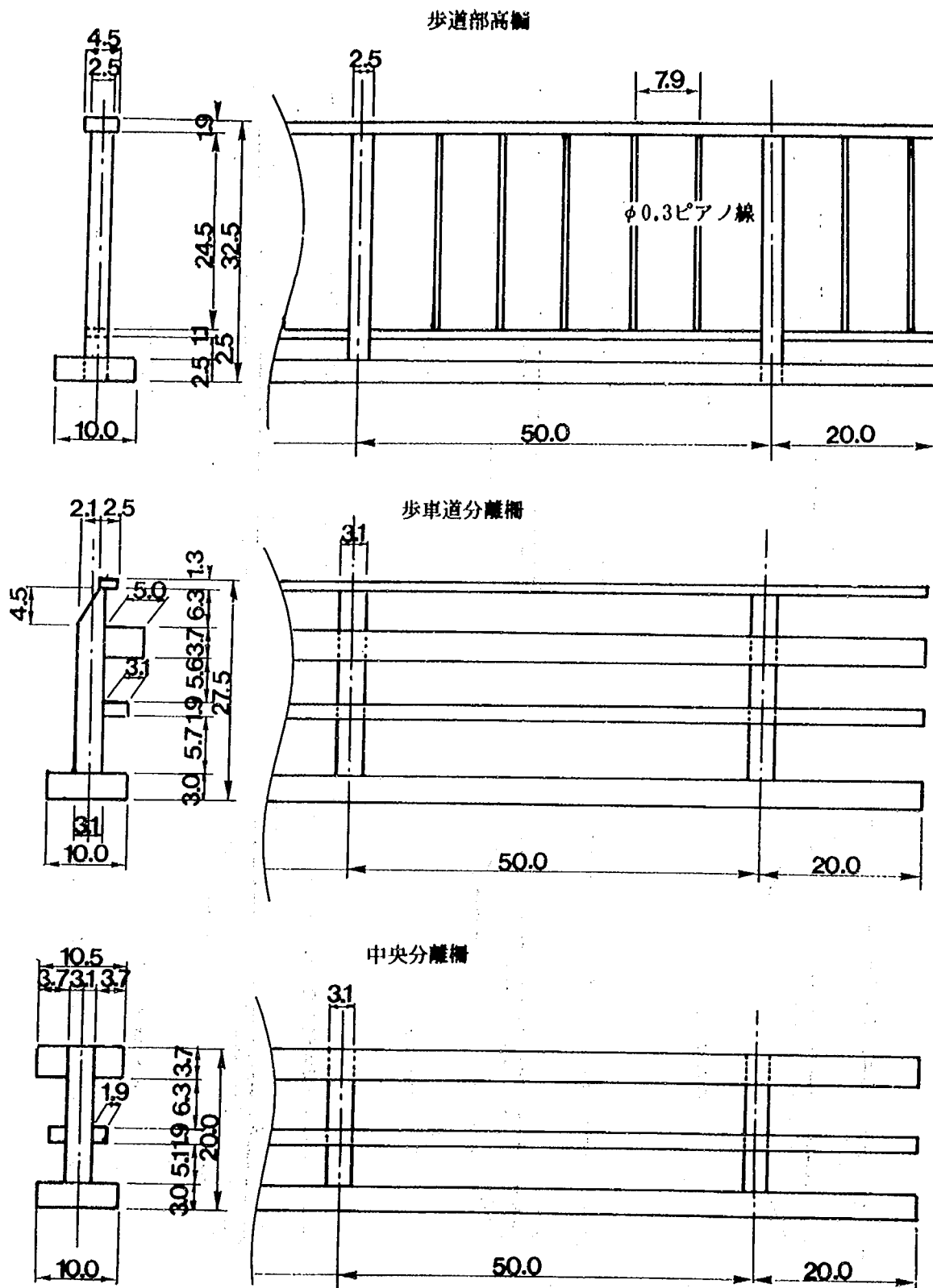
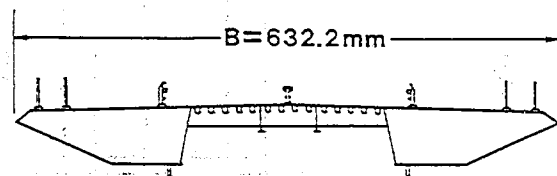


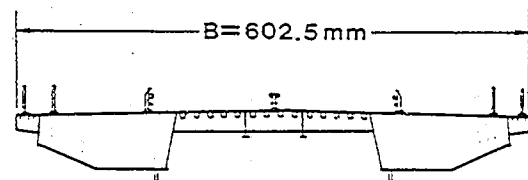
図-2.3.3.5 模型図(その5)



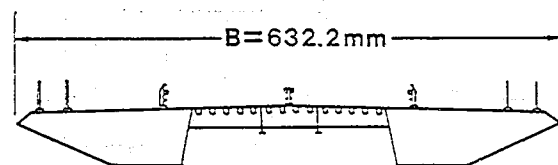
図－ 2.3.3.6 模型図（その6）



模型番号 1

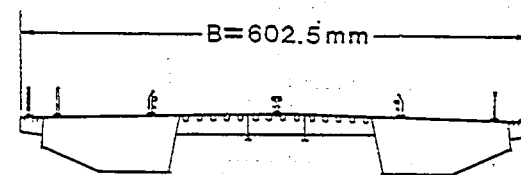


模型番号 2

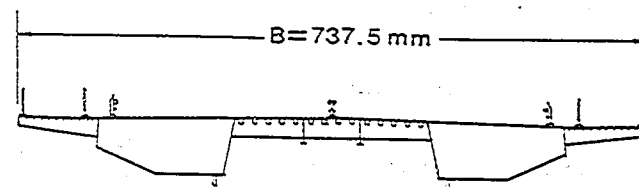


模型番号 3

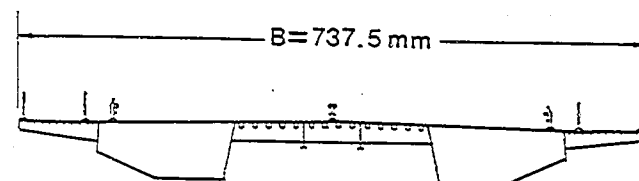
図-2.3.3.7 模型図 (その7)



模型番号 4



模型番号 5



模型番号 6

図-2.3.3.8 模型図 (その8)

表-2.3.2 実験条件

		暫定系					完成系		
		実橋	所要値	実験値			実橋	所要値	実験値
				模型番号1	模型番号2,4	模型番号3			模型番号5,6
縮尺		—	1/40	1/40	1/40	1/40	—	1/40	1/40
重量		15.6t/m	21.84kg	21.84kg	20.88kg	21.61kg	17.02t/m	23.83kg	23.83kg
極慣性モーメント		94.2ts ²	0.0824kgms ²	0.0824kgms ²	0.0772kgms ²	0.0824kgms ²	118.2ts ²	0.1034kgms ²	0.1034kgms ²
支持方法		—	鉛直たわみねじれ2自由度支持				—	鉛直たわみねじれ2自由度支持	
振動数	鉛直たわみ	0.35Hz	—	2.30~2.31Hz	2.35Hz	2.31~2.32Hz	0.335Hz	—	2.10~2.12Hz
	ねじれ	0.69Hz	—	4.52Hz	4.67Hz	4.52Hz	0.634Hz	—	3.99Hz
振動数比		1.97	1.97	1.96~1.97	1.99	1.96	1.89	1.89	1.88~1.90
構造減衰 (対数減衰率)	鉛直たわみ	—	0.02	0.019~0.021	0.020	0.019~0.020	—	0.02	0.020
	ねじれ	—	0.02	0.019~0.021	0.020	0.020	—	0.02	0.020
風速倍率	鉛直たわみ	—	—	6.06~6.09	5.96	6.03~6.06	—	—	6.33~6.38
	ねじれ	—	—	6.11	5.91	6.11	—	—	6.36

台の光学式変位計により測定し2つの変位を加算あるいは減算することにより、それぞれ鉛直たわみ成分あるいはねじれ成分を求め、データレコーダおよびペン書きオシログラフに記録した。振幅はペン書きオシログラフの記録紙上に記録された振動振幅を読み取ることによって求めた。今回実施した試験の概要を図-2.3.2に示し、試験に使用した模型を図-2.3.3にそれぞれ示す。

相似条件として幾可学的形状を相似させることの他に、次の6つの無次元量を実橋と模型とで一致させ

$$m/\rho b^2, V/N\eta B, \delta_{0\eta}, I/\rho B^4, V/N\theta, \delta_{0\theta}$$

ここに、 m ；単位長さ当たりの質量

ρ ；空気密度

B ；構造物の代表長さ

V ；風速

N ；固有振動数

δ_0 ；無風時の対数減衰率

I ；単位長さ当たりの極慣性モーメント

添字 η ；鉛直たわみ振動 θ ；ねじれ振動

これらの相似条件より導かれた実験条件を表-2.3.2に示す。質量に関する相似条件を満足させるためには模型を支持した状態で全体の振動系としてのバネ定数を動的な試験により求め、所要の質量およびこのバネ定数から所要の固有振動数を計算し、重錘を調整してその固有振動数に一致させるという方法を用いた。減衰率に関する相似条件を満足させるためには電磁ダンパーを用い、その電気抵抗値を変化させ所要の減衰率に設定した。

今回の試験では暫定系及び完成系の耐風性を検証するほかに、本橋は暫定時では検査車レール及びフェアリングが、完成時では検査車レールが設置されるが、これらの有無が耐風性に及ぼす影響についても検討した。試験ケースを表-2.3.3に示す。

2-3-2-2 試験結果

試験の結果得られた各ケースの自励振動特性及び渦励振特性を表-2.3.4に示す。また、発振風速と迎角の関係を図-2.3.4に、風速と振幅の関係を振幅を無次元振幅（ η/B ；ただし η ；振幅、 B ；模型幅）で示し付図-2.3にそれぞれ示す。

風洞試験の結果、本橋は自励振動に関しては暫定系、完成系ともその発現風速は高い。しかしながら、渦励振に関しては暫定系では鉛直たわみモードの渦励振が迎角 $+7^\circ$ 、 -3° 、 -5° 、 -7° で、またねじれモードの渦励振が迎角 $\pm 5^\circ$ 、 $\pm 7^\circ$ で発現する。一方、完成系では鉛直たわみモードの渦励振が迎角 $+3^\circ$ 、 $+5^\circ$ 、 $+7^\circ$ で、ねじれモードの渦励振が $\pm 3^\circ$ 、 $\pm 5^\circ$ 、 $\pm 7^\circ$ で発現するということが明らかとなった。また、検査車レール及びフェアリングの設置は自励振動の発現風速を高めたり、渦励振の抑制あるいは振幅を低減することが明らかとなった。

2-3-2-3 考察

1) 暫定系断面の耐風性

暫定系断面（模型番号1）は自励振動に関しては迎角 $+7^\circ$ において実橋風速78 m/sでフラッターが発現するが、その発現風速は『本州四国連絡橋耐風設計基準』（以下、本四基準と略す。）に規定されている風速以上であり、十分な耐風安定性を有していると考えられる。一方、渦励振に関しては迎

表- 2.3.3 実験ケースおよび実験結果

実験 番号	模 型 形 状				構造減衰		迎角 (DE G)	実 験 結 果				
	模 型 番 号	暫定系 完成系	検査車 レールの 有無	フェア リングの 有無	鉛 直 たわみ	ねじれ		自励振動特性 (発現風速)*		渦励振特性 (発現風速域, 最大振幅)**		
								鉛直たわみ モード	ねじれモード	鉛直たわみモード	ねじれモード	
1	1	暫定系	有	有	0.021	0.020	0	80 m/s以上	80m/s以上	— ***	—	
2					0.021	0.020	+ 3			—	—	
3					0.020	0.021	+ 5			—	30.0 (0.09)	
4					0.020	0.020	+ 7			78 m/s	18.7 ~ 20.3 (0.003)	24.0 ~ 26.2 (0.34)
5					0.020	0.020	- 3			80 m/s以上	11.9 ~ 13.7 (0.003)	—
6					0.019	0.019	- 5				5.8 ~ 6.3 (0.002) 11.1 (0.001)	15.1 ~ 16.7 (0.29)
7					0.020	0.020	- 7				6.2 ~ 7.6 (0.003)	15.3 ~ 17.7 (0.32)
8	2			無	0.020	0.020	0			—	—	
9					0.020	0.020	+ 5			59m/s	14.1 ~ 22.7 (0.015) 27.6 ~ 28.0 (0.007)	15.7 ~ 28.3 (1.11) 47.7 ~ 51.6 (0.71)
10	3			無	有	0.019	0.020	0	80m/s以上	—	22.8 ~ 25.2 (0.05)	
11						0.020	0.020	+ 5		10.9 ~ 13.2 (0.007)	22.2 ~ 32.9 (1.31)	
12	4				無	0.020	0.020	0		8.6 ~ 9.7 (0.005)	—	
13						0.020	0.020	+ 5		58m/s	13.6 ~ 22.0 (0.015) 27.6 ~ 28.0 (0.007)	14.7 ~ 28.4 (1.43) 44.8 ~ 49.3 (0.96)
14	5			完成系	有		0.020	0.020	0	80 m/s以上	—	—
15		0.020	0.020				+ 3	9.4 ~ 11.0 (0.002)	12.3 ~ 14.7 (0.22) 22.0 ~ 27.3 (0.39)			
16		0.020	0.020				+ 5	67 m/s	7.8 ~ 9.8 (0.002) 15.5 ~ 22.8 (0.007)	9.9 ~ 13.5 (0.23) 18.0 ~ 28.1 (0.66)		
17		0.020	0.020				+ 7	47 m/s	7.4 ~ 10.3 (0.002) 13.1 ~ 23.7 (0.013)	12.2 ~ 13.1 (0.16) 21.8 ~ 29.8 (0.77)		
18		0.020	0.020				- 3	80m/s以上	—	11.4 ~ 12.1 (0.14)		
19		0.020	0.020				- 5		—	12.2 ~ 12.6 (0.12)		
20		0.020	0.020				- 7		—	12.1 ~ 13.0 (0.21)		
21	6	無	0.020				0.020		0	—	11.7 ~ 13.2 (0.31)	
22			0.020				0.020	+ 3	9.0 ~ 10.0 (0.001)	10.7 ~ 12.8 (0.18) 21.3 ~ 27.1 (0.37)		

* 自励振動の発現風速はねじれモードでは振幅が1 (deg) 以上となる風速とし、鉛直たわみモードではねじれ角1 (deg) に相当する振幅 (無次元振幅 0.0087) 以上となる風速と定義する。

** 渦励振の最大振幅は発生風速領域における極大値で定義し、鉛直たわみモードの場合は橋桁幅員で除して、また、ねじれモードの場合は角度 (deg) で示す。

*** —印は発現しなかったことを示す。

図中の数値は渦励振が発生する風速領域における振幅の極大値を意味し、鉛直たわみモードの場合は橋桁幅員で除して、またねじれモードの場合は角度(deg)で、それぞれ表示している。

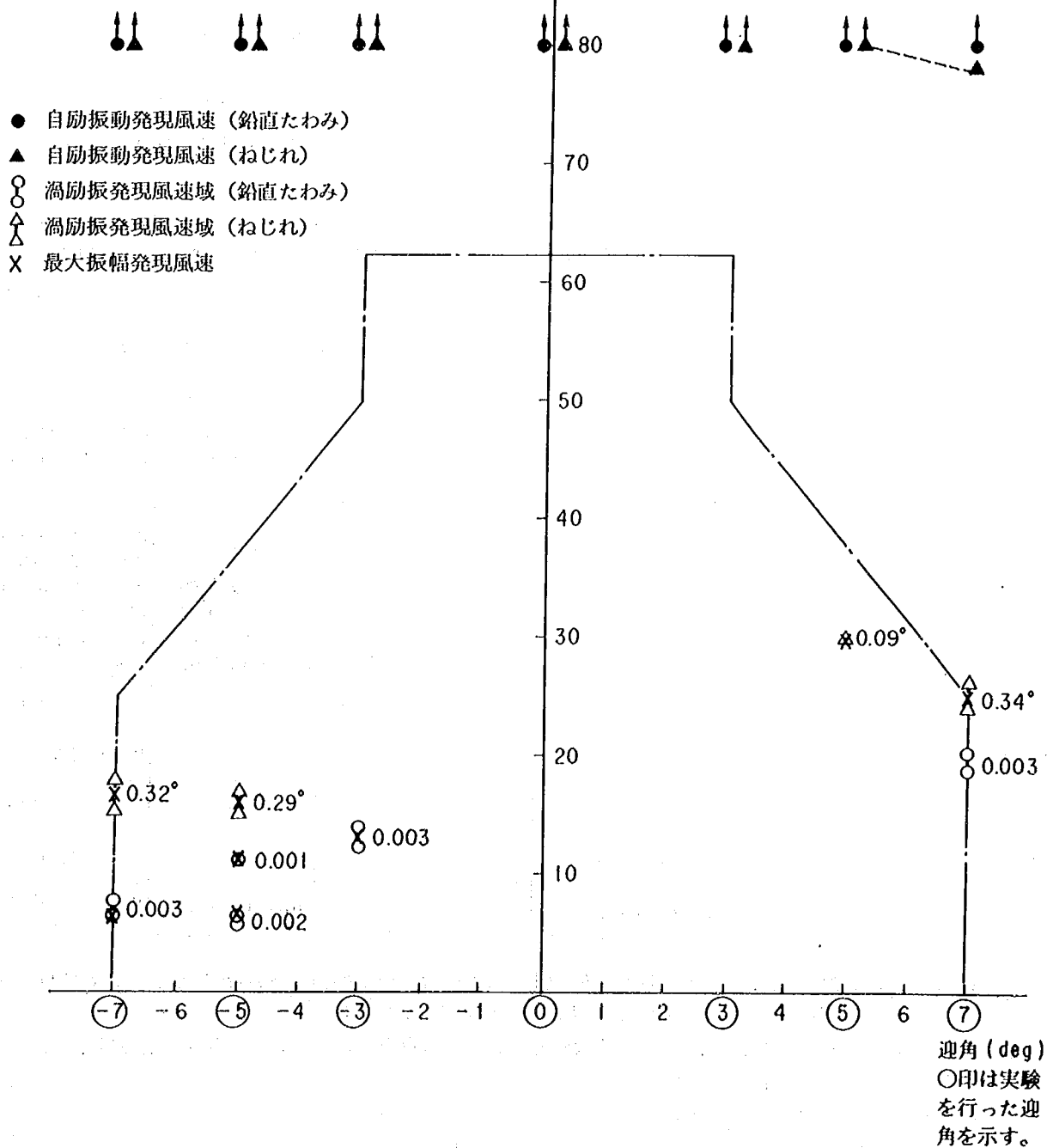
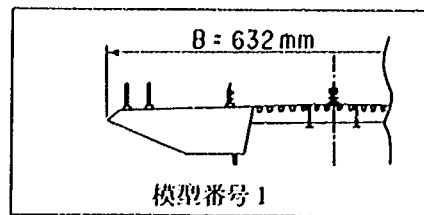
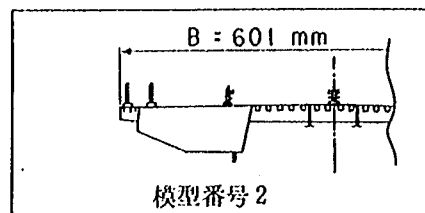
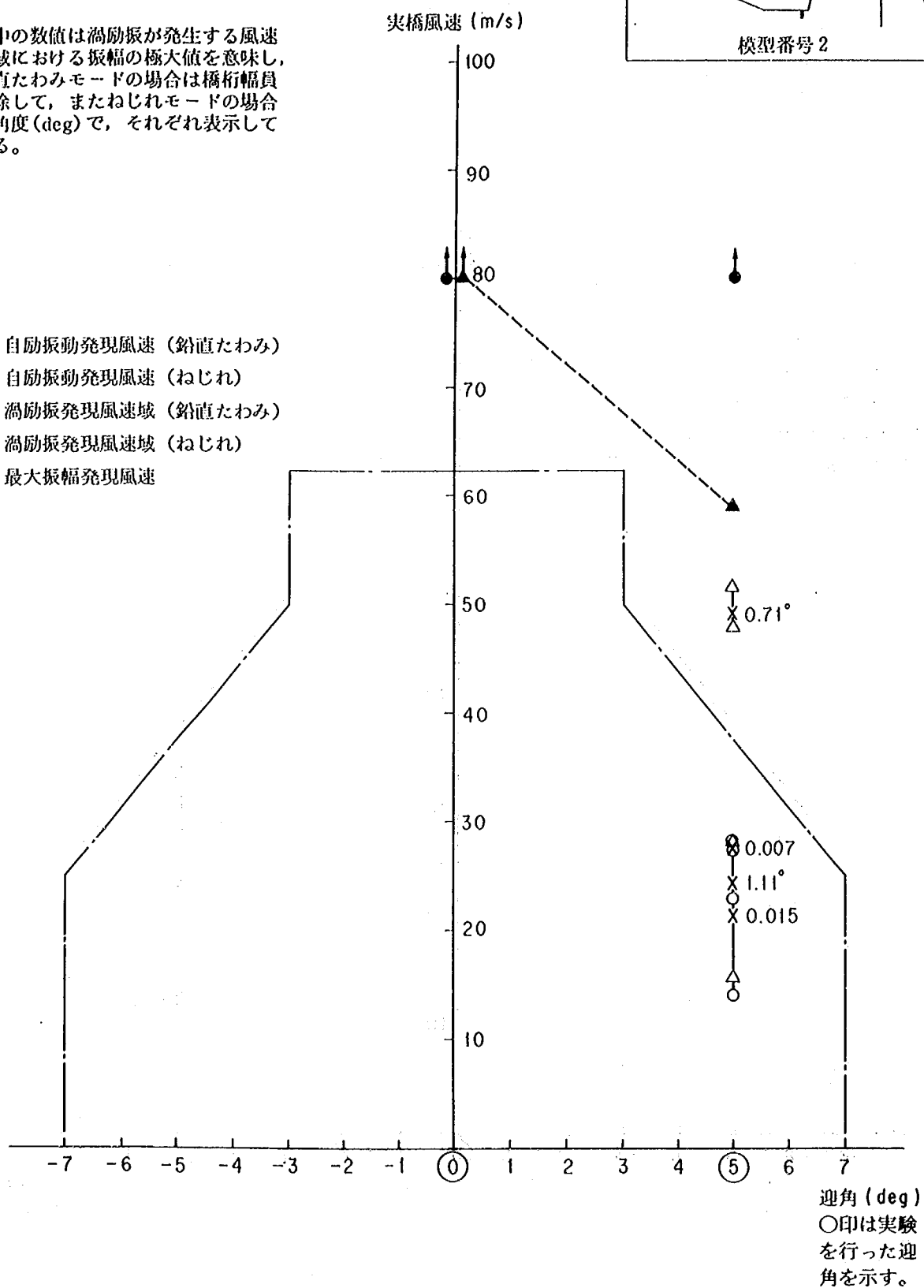


図- 2.3.4.1 風速—迎角曲線 (模型番号 1)

図中の数値は渦励振が発生する風速領域における振幅の極大値を意味し、鉛直たわみモードの場合は橋桁幅員で除して、またねじれモードの場合は角度(deg)で、それぞれ表示している。

- 自励振動発生風速 (鉛直たわみ)
- ▲ 自励振動発生風速 (ねじれ)
- 渦励振発生風速域 (鉛直たわみ)
- △ 渦励振発生風速域 (ねじれ)
- X 最大振幅発生風速



図中の数値は渦励振が発生する風速領域における振幅の極大値を意味し、鉛直たわみモードの場合は橋桁幅員で除して、またねじれモードの場合は角度(deg)で、それぞれ表示している。

- 自励振動発現風速 (鉛直たわみ)
- ▲ 自励振動発現風速 (ねじれ)
- 渦励振発現風速域 (鉛直たわみ)
- △ 渦励振発現風速域 (ねじれ)
- X 最大振幅発現風速

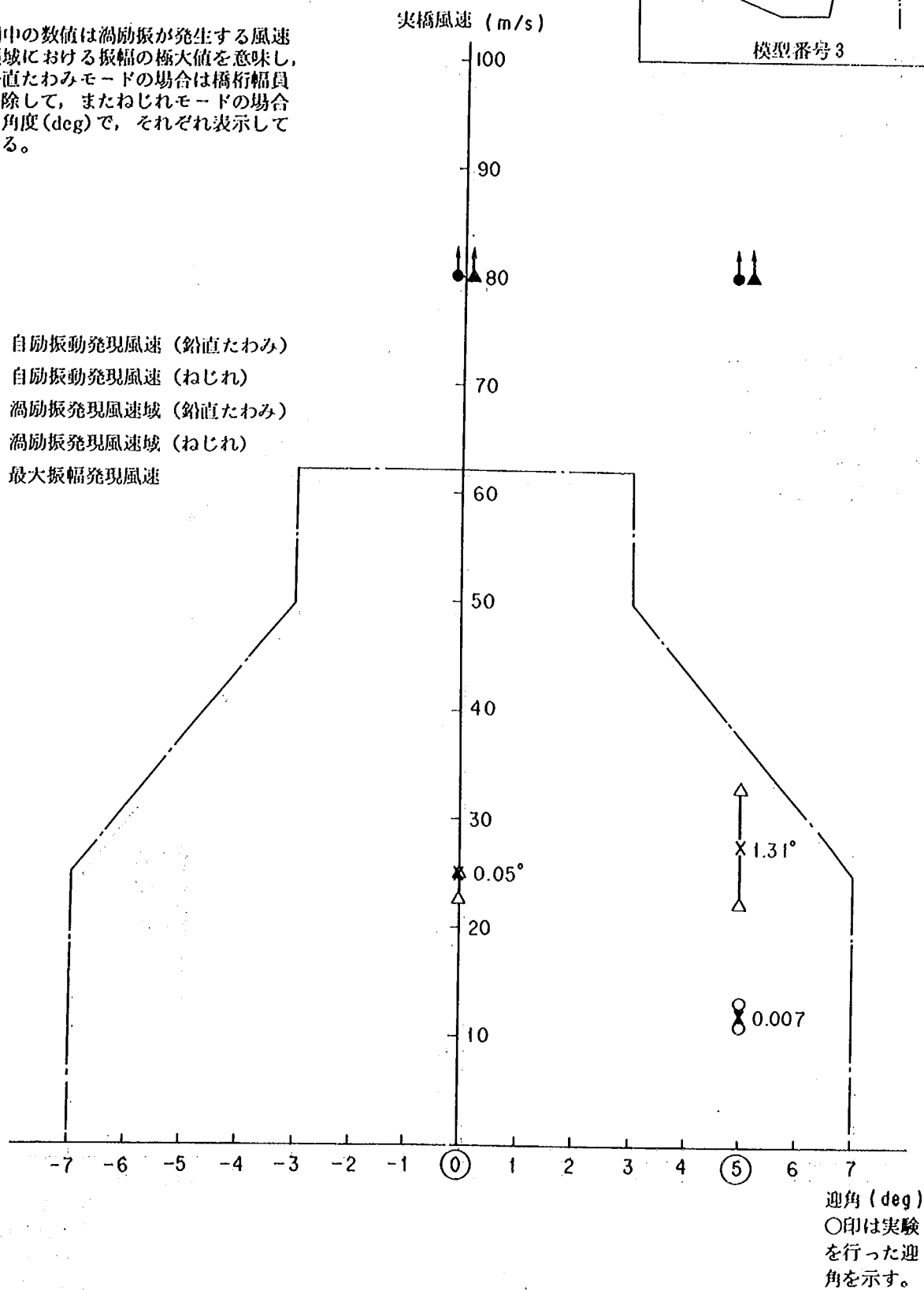
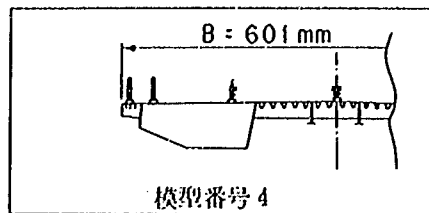
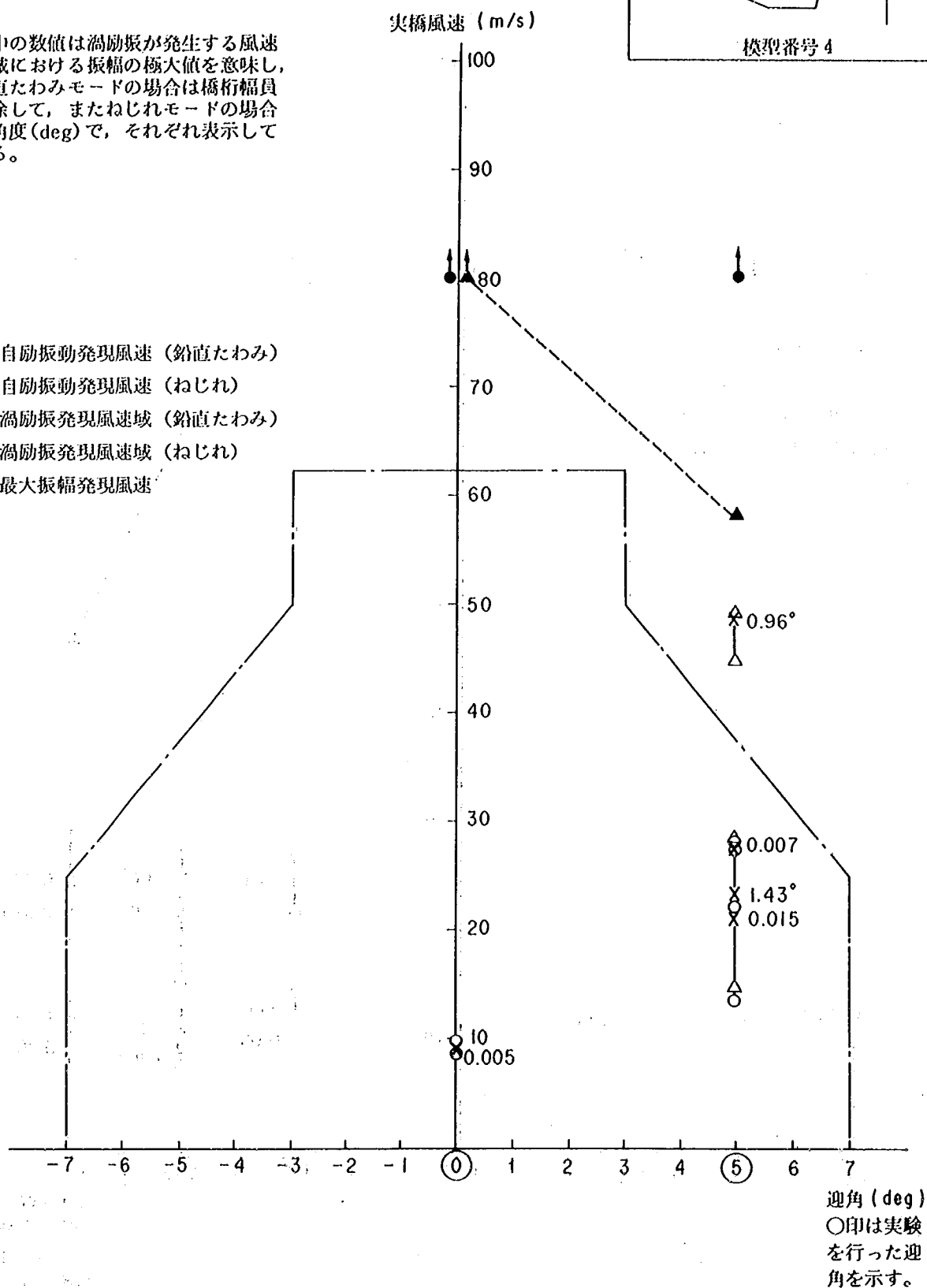


図-2.3.4.3 風速-迎角曲線 (模型番号3)

図中の数値は渦励振が発生する風速領域における振幅の極大値を意味し、鉛直たわみモードの場合は橋桁幅員で除して、またねじれモードの場合は角度(deg)で、それぞれ表示している。

- 自励振動発生風速 (鉛直たわみ)
- ▲ 自励振動発生風速 (ねじれ)
- 渦励振発生風速域 (鉛直たわみ)
- △ 渦励振発生風速域 (ねじれ)
- X 最大振幅発生風速



図中の数値は渦励振が発生する風速領域における振幅の極大値を意味し、鉛直たわみモードの場合は橋桁幅員で除して、またねじれモードの場合は角度(deg)で、それぞれ表示している。

- 自励振動発生風速 (鉛直たわみ)
- ▲ 自励振動発生風速 (ねじれ)
- 渦励振発生風速域 (鉛直たわみ)
- △ 渦励振発生風速域 (ねじれ)
- X 最大振幅発生風速

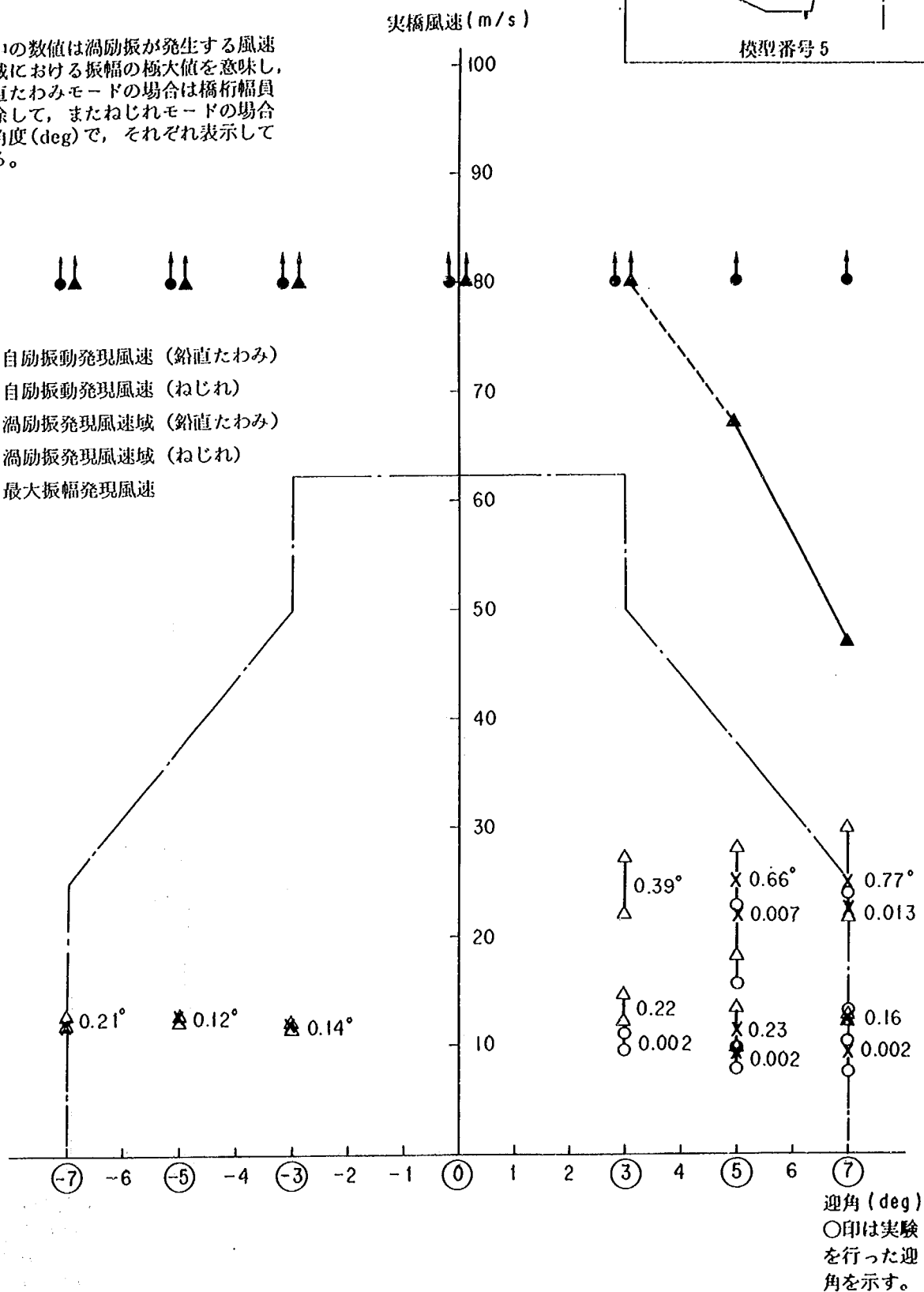
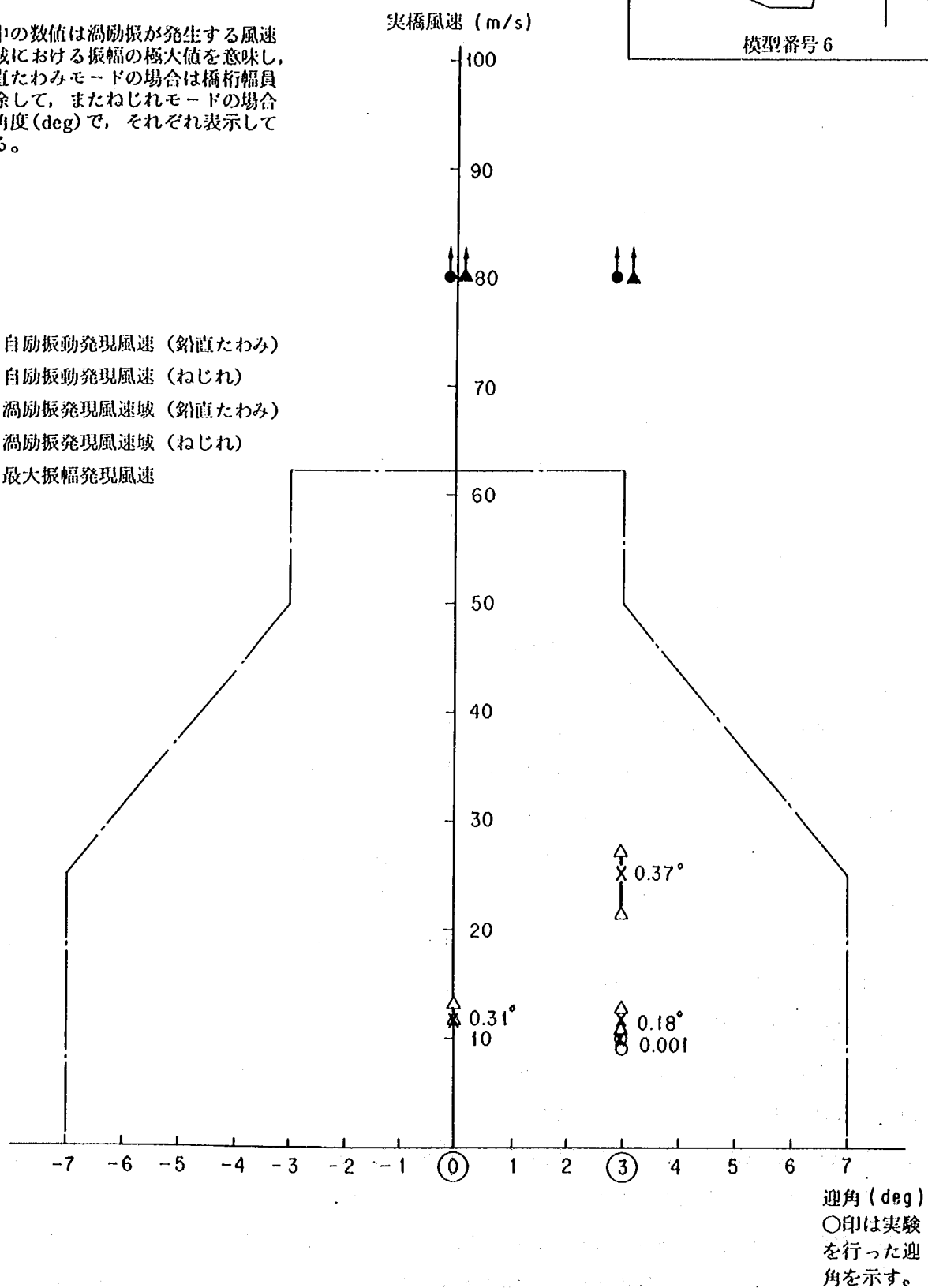


図-2.3.4.5 風速-迎角曲線 (模型番号 5)

図中の数値は渦励振が発生する風速領域における振幅の極大値を意味し、鉛直たわみモードの場合は橋桁幅員で除して、またねじれモードの場合は角度(deg)で、それぞれ表示している。

- 自励振動発生風速 (鉛直たわみ)
- ▲ 自励振動発生風速 (ねじれ)
- 渦励振発生風速域 (鉛直たわみ)
- △ 渦励振発生風速域 (ねじれ)
- X 最大振幅発生風速



角 0° 付近ではたわみ、ねじれの渦励振は発現せず、迎角がつくに従って発現するようになる。これらの渦励振は鉛直モードでは実橋風速 $6 \sim 20 \text{ m/s}$ において実橋最大振幅 $25 \sim 75 \text{ mm}$ の大きさで発現し、ねじれモードでは実橋風速 $15 \sim 30 \text{ m/s}$ において実橋最大振幅 $0.09 \sim 0.34^\circ$ の大きさで発現する。

2) 完成系断面の耐風性

完成系断面（模型番号 5）は迎角 $+5^\circ$ および $+7^\circ$ においてそれぞれ実橋風速 67 m/s 、 47 m/s でフラッターが発現するが、その発現風速は『本四基準』に規定されている風速以上であり、十分な耐風安定性を有していると考えられる。一方、渦励振に関しては暫定系と同様に 0° 付近ではたわみ及びねじれの渦励振は発現せず迎角がつくに従いたわみ、ねじれの渦励振は発現する。これらの渦励振は鉛直たわみモードでは実橋風速 $6 \sim 20 \text{ m/s}$ において実橋最大振幅が $25 \sim 380 \text{ mm}$ の大きさで正の迎角がついた時のみ発現し、ねじれモードでは実橋風速 $15 \sim 30 \text{ m/s}$ において実橋最大振幅が $0.09 \sim 0.77^\circ$ の大きさで発現する。

3) 検査車レールおよびフェアリングの影響

a) 暫定系におけるフェアリングの影響

暫定系のフェアリングを設置しない断面（模型番号 2）では迎角 $+5^\circ$ において実橋風速 59 m/s でフラッターが発現するようになる。また、渦励振に関してはねじれモードの渦励振の振幅が著しく増加し、さらに鉛直モードの渦励振が新たに発現するようになる。したがってフェアリングが本橋梁の耐風性の向上に寄与するところは極めて大きいといえる。

b) 検査車レールの影響

暫定系では検査車レールをはずす（模型番号 3）ことによって渦励振の振幅の増大と新たな渦励振の発現が見られた。一方、完成系では検査車レールを取り外すことによって（模型番号 5）迎角 0° において新たに渦励振の発現が見られるようになるものの迎角 $+3^\circ$ においては逆に渦励振の振幅が抑えられることがわかった。したがって完成系においては検査車レールの効果の是非は決めかねるが暫定系における有効性を見るならば検査車レールは現設計断面の位置でよいものと考えられる。

c) 検査車レールおよびフェアリングのいずれも設置されない断面

暫定系で検査車レールおよびフェアリングのいずれも設置されない断面（模型番号 4）においては、およそ模型番号 2 および模型番号 3 で発現した振動の両方が発現する。したがって、フェアリングと検査車レールの効果はそれぞれ別個に捉えても良いといえる。

4) 耐風性の総合的評価

剛体模型による 2 次元風洞模型実験の結果より本橋は自励振動に関しては暫定系、完成系ともにその発現風速は十分高く安全であるといえる。一方渦励振に関してはその実橋における振幅の評価法に不明な点もあるものの、渦励振が発現するのは迎角がついた場合に限定されているという実験結果を踏まえ現地における風の状況を考慮すると、それが本橋の安全性を損なうものではないと予想できる。しかしながら、本橋の耐風性をより明確な論拠に立ちかつ総合的に評価するためには構造物とそれに働く気流の 3 次元性や架設地点の風の特性を考慮した実験を行うことが望ましい。したがって本橋の耐風性の最終的な評価は来年度の 3 次元全橋模型実験によることとする。

2-3-3 まとめ

生口橋の設計案の耐風性の調査および耐風性の向上に有効と思われる部材の効果の検証を暫定系、完成系の各断面に関して行った。以下にその成果をまとめる。

- (1) 暫定系の設計案に関して部分模型実験を行った結果以下のことが明らかとなった。
 - a) 設計案の断面は負の迎角および $+5^{\circ}$ 以上の正の迎角を有する風によって設計風速以下の風速でたわみおよびねじれの渦励振が発現する。
 - b) $+7^{\circ}$ の迎角においてねじれのフラッターが発現した。しかしその発現風速は風速 78 m/s と設計風速を十分に超えていることから、実橋の安全性を損なうものではないと判断できた。
- (2) 完成系について部分模型実験を行った結果以下のことが明らかになった。
 - a) 設計案は 0° 以外の全ての迎角によってねじれの渦励振が、全ての正の迎角においてたわみの渦励振が設計風速以下の風速において発生する。
 - b) $+5^{\circ}$ 以上の迎角においてねじれのフラッターが発現したが『本州四国連絡橋耐風設計基準』よりこのフラッターは本橋の安全性を損なうものではないと判断された。
- (3) フェアリング、検査車レールの影響について以下のことが明らかとなった。
 - a) フェアリングの設置によってフラッターの発現風速が高くなり、渦励振についてはその発現そのものが抑えられたり振幅が低減されたりする。
 - b) 暫定系において、検査車レールは渦励振の発現風速を高め、かつ振幅を抑える働きがある。
 - c) 完成系においては検査車レールの効果は迎角によって変わるが現在の位置で支障は無いものと判断された。
- (4) 以上の結果をもとに生口橋の耐風性を評価すると次のようになる。
 - a) 暫定系に関しては現設計断面はフラッターに対し良好な耐風性を有する。また、フェアリングに関しては生口橋の耐風性の向上に寄与するところが大きく、その設置が望ましい。
 - b) 完成系に関しては暫定系より若干耐風性が劣ると思われるものの、フラッターが本橋梁の安全性を損なう可能性は小さいと言える。
- (5) 部分模型実験において観察された渦励振の振幅およびフェアリング、検査車レールの影響の最終的な評価は全橋模型実験によって行う。

2-3-4 三次元弾性模型の設計

2-3-4-1 実験目的

三次元全橋模型実験においては、三次元性の効果および自然風の影響が導入された実験においても生口橋が良好な耐風性を有することを確認し、併せてフェアリングや検査車レールが乱流中において生口橋の対風応答特性にどのような影響をもたらすかを明らかにすることを目的とする。

2-3-4-2 実験条件

本実験では使用風洞の制約から長さに関する縮尺を $1/140$ とした。

一般に3次元全橋模型を用いる風洞実験では、幾可学的形状を相似させることの他に、以下に示す無次元量を一致させる必要がある。

- (1) 慣性パラメータ..... $m/\rho B^2$, $I_p/\rho B^4$
- (2) 弾性パラメータ..... $EA/\rho V^2 B^2$, $EI/\rho V^2 B^4$, $GJ/\rho V^2 B^4$
- (3) 重力パラメータ..... gB/V^2
- (4) 粘性パラメータ..... VB/ν
- (5) 減衰パラメータ..... δ

ここに m ; 単位長さ当たりの質量 I_p ; 単位長さ当たりの極慣性モーメント
 ρ ; 空気密度 B ; 代表長さ E ; ヤング率 I ; 断面2次モーメント A ; 断面積
 V ; 風速 G ; セン断弾性係数 J ; ねじり定数 g ; 重量加速度 ν ; 動粘性係数
 δ ; 対数減衰率

しかし、(4)の粘性パラメータについては橋梁のような角状の構造物では流れの剥離点がほぼ固定されているため、レイノルズ数の違いが及ぼす影響は少ないと普通考えられている。したがって、一般には粘性パラメータの相似は省略する。

今回の実験では鉛直たわみ振動のみならずねじれ振動を検討の対象としているため上記パラメータのうち、ねじれに関するパラメータ、すなわち(1)の慣性パラメータの $I_p/\rho B^4$ 、(2)の弾性パラメータの $GJ/\rho V^2 B^4$ も一致させる。また $EA/\rho V^2 B^2$ について、主桁を考える場合橋軸方向に伝わる振動は今回の実験とは無関係であるので省略してもよい。しかし斜張橋の場合はケーブルの剛性が全体系に及ぼす影響を考慮する必要性が大きいとケーブルの伸び剛性は相似させることとした。

(2)の弾性パラメータのうち $EI/\rho V^2 B^4$ および $GJ/\rho V^2 B^4$ は軸方向で異なった値になる。そこで本模型では主桁で橋軸方向に剛性を9段階、主塔橋脚系では高さ方向に6段階に変化させ、実橋の剛性の変化に対応した。

以上から一致させたパラメータは次のようになった。

$$m/\rho B^2, EI/\rho V^2 B^4, \delta_0, I_p/\rho B^4, GJ/\rho V^2 B^4, \delta_0, gB/V^2, EA/\rho V^2 B^2$$

以上の相似則によって設計された模型の主要な設計値を表-2.3.5に示す。

2-3-4-3 三次元弾性模型の概要

(1) 剛性棒

剛性棒の設計に当たっては原則として直交する2方向の曲げ剛性、およびねじれ剛性を合せることとした。しかし、模型の製作上の制約から設計における相似則をことごとく満たすことは極めて困難である。そこでいくつかの部材の剛性に関してその有意性を考察するならば、まず主桁側径間の水平方向の曲げ剛性に関してはその値が鉛直方向の曲げ剛性に比して極めて大きく、さらに側径間は中間に2基の橋脚があることから側径間の水平方向の振動は微小であり、無視できるものと思われる。したがって模型の側径間部の剛性棒の水平方向の剛性が極端に小さくなる場合以外はこれを厳密に相似させる必要性は小さいものといえる。次にタワーのねじれ剛性に関しては、タワー全体のねじれ剛性がタワー部材単独のねじれ剛性よ

りも部材が有するタワー面外の曲げ剛性が寄与するところが大きいと考えられることと、振動モードにおけるタワーの変位は小さいと考えられることから、これも相似させる必要性は小さいといえる。このような考察から、模型の設計段階での相似則の適合は表-2.3.6に示すものとした。

主桁中央径間に関しては必要な3種の剛性棒の相似性を保つため図-2.3.5に示す断面を用いた。他の

表-2.3.5.1 全径間弾性模型主要諸元(暫定系)

諸 元	単 位	実 橋 値	縮尺比	模 型 所 要 値
橋 長		790		5642.9
主 径 間 長		490		3500.0
側 径 間 長	mm	150	$1/n$	1071.4
桁 幅		25.286		180.6
桁 高		2.514		18.0
桁 死 荷 重*	gf/mm	15330	$1/n^2$	0.782
桁 極 慣 性*	gf $\cdot$ mm ⁴ /mm	923.2×10^9	$1/n^4$	2403.2
桁 鉛 直 曲 げ 剛 性*		1.7682×10^{19}		3.2877×10^8
桁 横 曲 げ 剛 性*	gf $\cdot$ mm ⁴	8.3761×10^{20}	$1/n^5$	1.5574×10^{10}
桁 ね じ れ 剛 性*		3.6423×10^{18}		1.6069×10^8
ケ ー ブ ル 伸 び 剛 性	gf	—	$1/n^3$	—
塔 高	mm	116250	$1/n$	830.4
塔 曲 げ 剛 性** (橋軸方向)	gf $\cdot$ mm ⁴	3.2153×10^{19}	$1/n^5$	5.9784×10^8
固 有 振 動 数				
鉛直たわみ1次振動		0.350		4.141
鉛直たわみ2次振動	Hz	0.467	$\sqrt{n}$	5.526
鉛直たわみ3次振動		0.641		7.584
ね じ れ 1 次 振 動		0.690		8.164
構 造 減 衰	1	—	1	—

* 長径間中央での値である

** 主桁高さでの値である

表-2.3.5.2 全径間弾性模型主要諸元 (完成系)

諸 元	単 位	実 橋 値	縮尺比	模 型 所 要 値
橋 主 側 桁 桁 長 径 間 径 間 幅 高	mm	$\left. \begin{array}{l} 790 \\ 490 \\ 150 \\ 29.500 \\ 2.487 \end{array} \right\} \times 10^3$	$1/n$	$\begin{array}{l} 5642.9 \\ 3500.0 \\ 1071.4 \\ 210.7 \\ 17.8 \end{array}$
桁 死 荷 重	gf/mm	17020	$1/n^2$	0.868
桁 極 慣 性	gf $\cdot$ mm ² /mm	1157.1×10^9	$1/n^4$	3012.0
桁 鉛 直 曲 げ 剛 性	gf $\cdot$ mm ²	1.7682×10^{19}	$1/n^5$	3.2877×10^8
桁 横 曲 げ 剛 性		8.3761×10^{20}		1.5574×10^{10}
桁 ね じ れ 剛 性		3.6423×10^{18}		1.6069×10^8
ケ ー ブ ル 伸 び 剛 性	gf	—	$1/n^3$	—
塔 高	mm	116250	$1/n$	830.4
塔 曲 げ 剛 性 (橋軸方向)	gf $\cdot$ mm ²	3.2153×10^{19}	$1/n^5$	5.9784×10^8
固 有 振 動 数	Hz		$\sqrt{n}$	
鉛直たわみ 1 次振動		0.335		3.964
鉛直たわみ 2 次振動		0.447		5.289
鉛直たわみ 3 次振動		0.614		7.265
ね じ れ 1 次 振 動		0.634		7.502
構 造 減 衰	1	—	1	—

* 長径間中央での値である

** 主桁高さでの値である

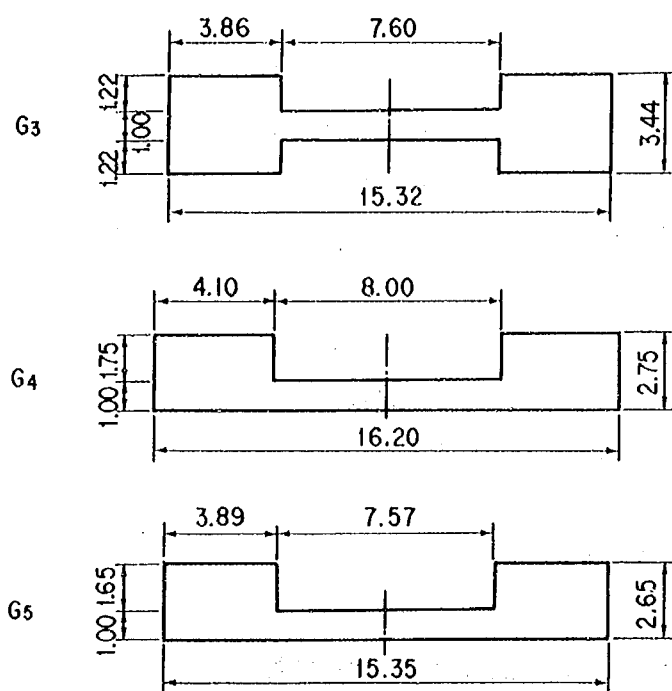
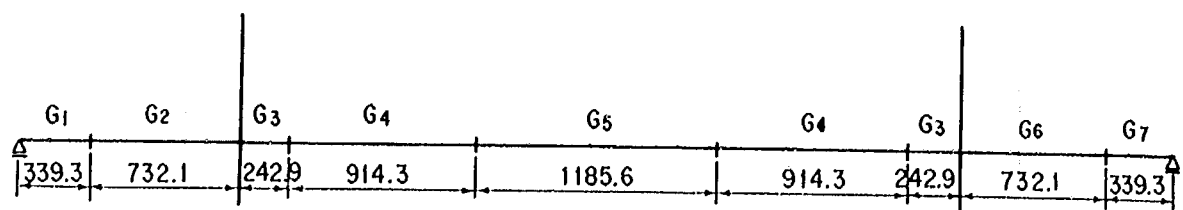


图-- 2. 3. 5 主桁中央径間剛性棒断面図

表－2.3.6. 剛性棒の剛性の相似

	面内 [*] 曲げ剛性	面外 [*] 曲げ剛性	ねじれ剛性	伸 び 剛 性
主桁中央径間	○	○	○	—
主桁側径間	○	×	○	—
主 塔	○	○	×	—
ケ ー ブ ル	—	—	—	○

* 面内、面外を決定する基準面は橋梁の側面である。

—：相似の必要がない ○：相似している ×：相似していない

部材に関しては、全て矩形断面とした。

(2) ケーブル

実橋は主塔1本あたり14段のケーブルを持つ。しかし風洞模型においてはケーブルは実橋の剛性の相似を実現する役割が重要であり、ケーブルそのものに働く空気力による全橋の対風応答特性は考慮されない。従って、本風洞模型においては模型の製作時の制約を考慮してその段数を6段とした。ただし、実橋の有するケーブルの伸び剛性の相似は保たれる必要があるため、ケーブルの本数を減らすにあたりケーブルを並列バネとみなし何組かのケーブルの伸び剛性を一つのバネに置き換えた。

(3) 断面の改造

三次元全橋模型実験においても、フェアリング、検査車レールの影響を評価することとしたため、模型はこれらの取外し、取替えなどの改造が容易なものとした。

(4) 模型図

図－2.3.6に3次元性模型の概略図を示す。

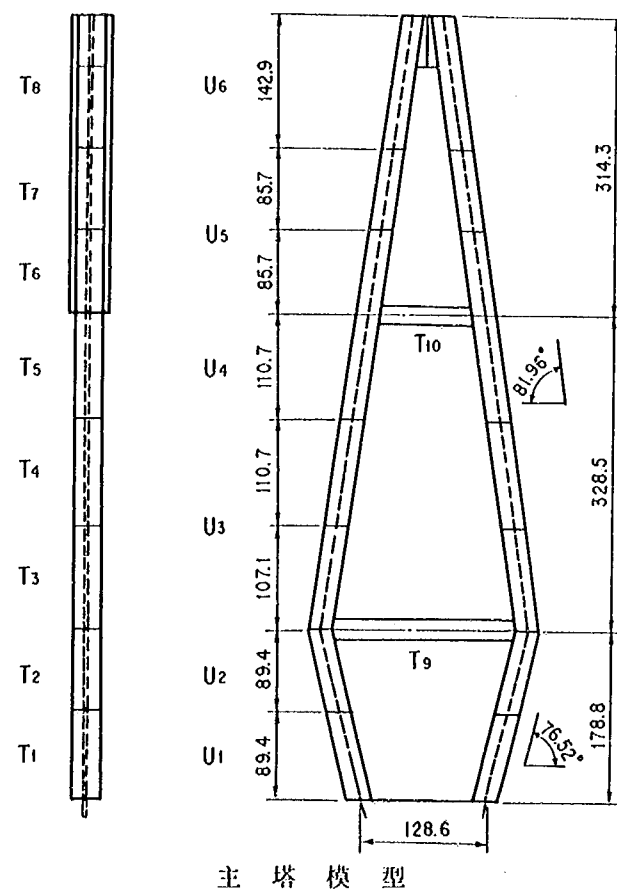
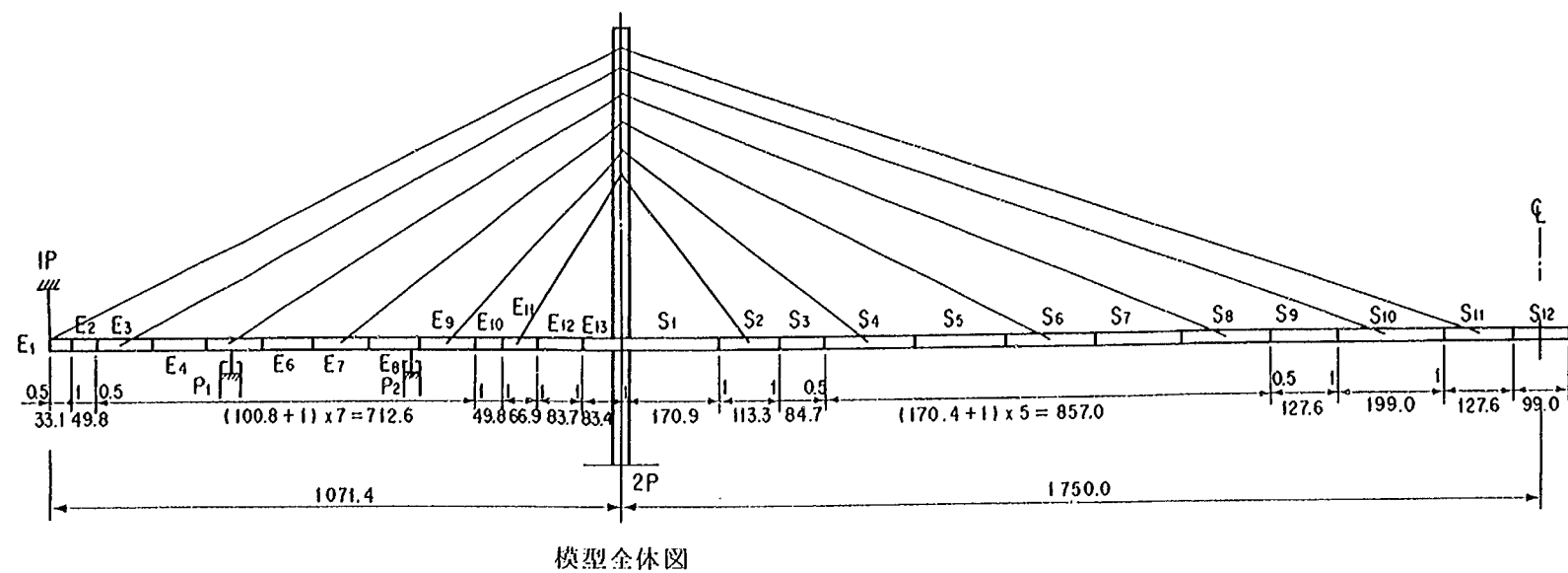
2－4 大鳴門橋における自然風および対風応答データの解析

2－4－1 調査の目的

大鳴門橋には建設前になされた耐風設計の妥当性を確認するために、また明石海峡大橋の設計に資するデータ蓄積するために、自然風および対風応答を観測し記録するシステムが設置されている。昨年度は、観測されたデータを用い基本統計量（平均風速、平均風向、乱れ強さ、応答加速度の標準偏差など）を計算し、自然風および対風応答特性を調べた。今年度は自然風の時間的および空間的な変動特性を明らかにすること、および対風応答に対する各振動数成分の寄与度を明らかにすることを目的とし、主としてスペクトル解析により調査・検討を行った。

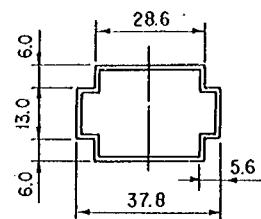
2－4－2 長期観測システムの概要

観測システムの概要については昨年度の報告書⁶⁾に示されているため、ここではシステムの構成表および測器の配置図をそれぞれ表－2.4.1および図－2.4.1に示すにとどめる。

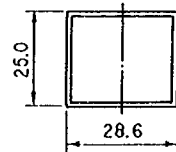


T_i : セグメント名
U_i : 剛性棒名

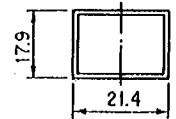
塔部柱断面形状
塔柱部 (斜材定着部) T₆ ~ T₈



塔柱部 (一般部) T₁ ~ T₅



上部水平材 T₁₀



下部水平材 T₉

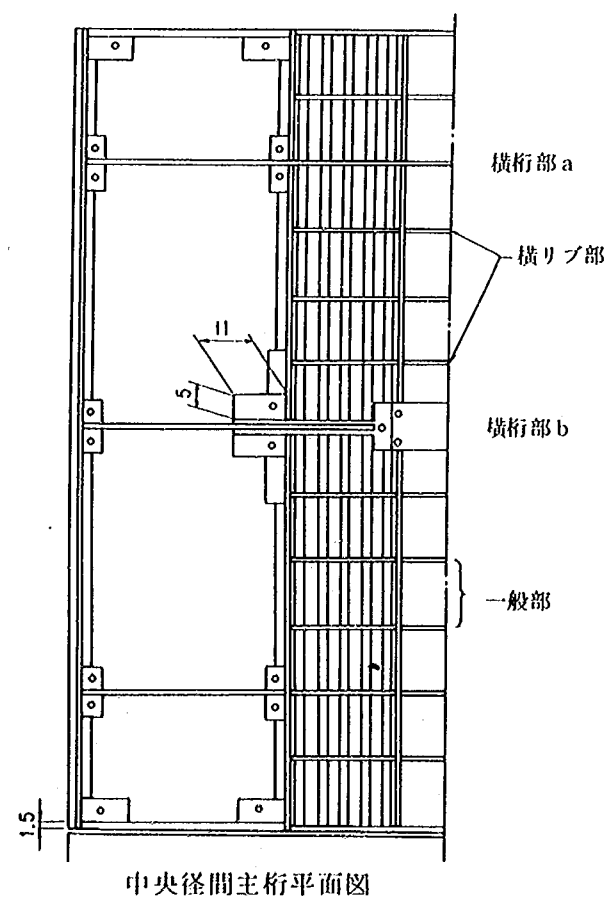
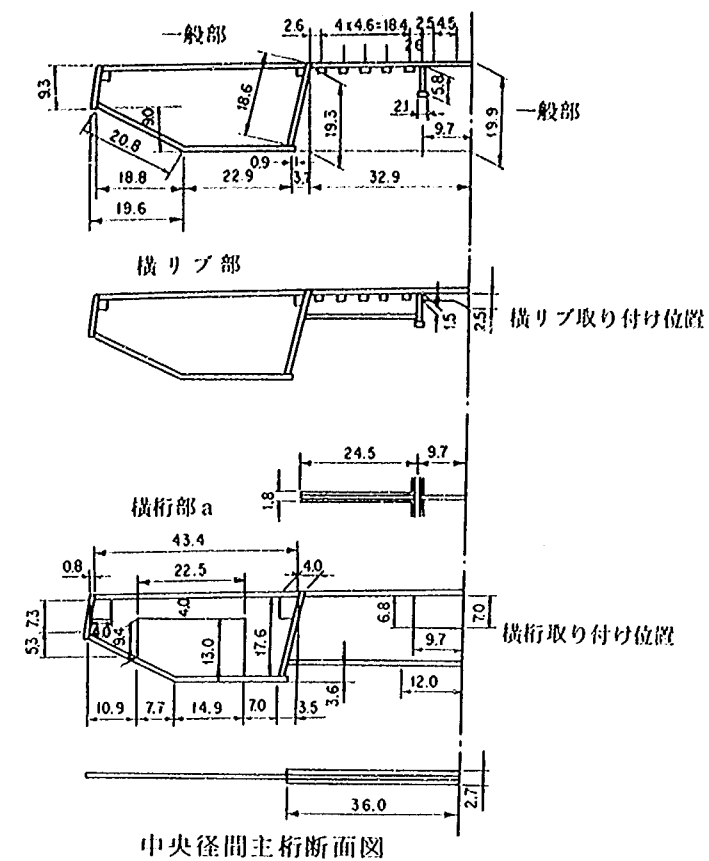
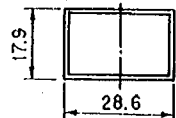
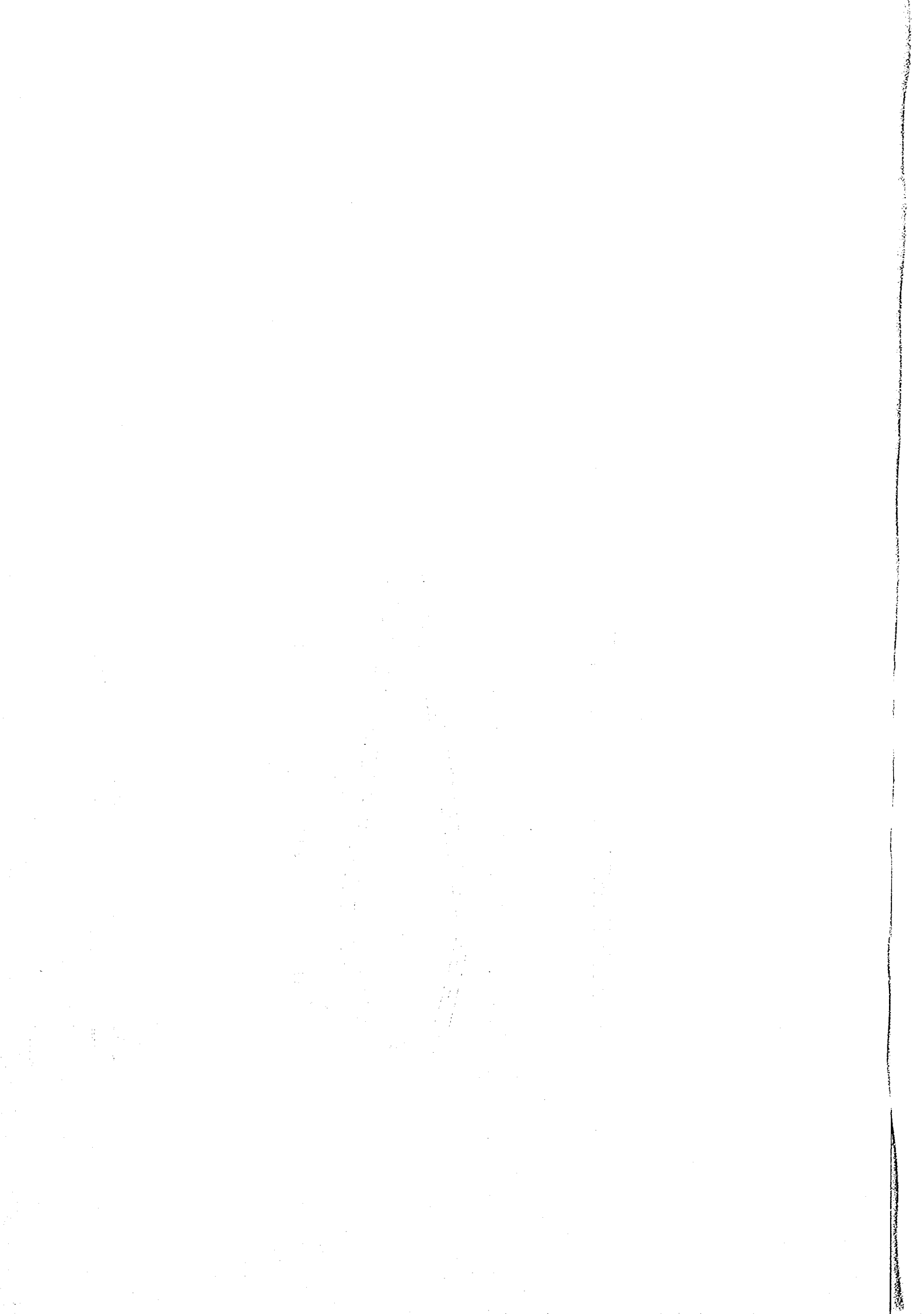
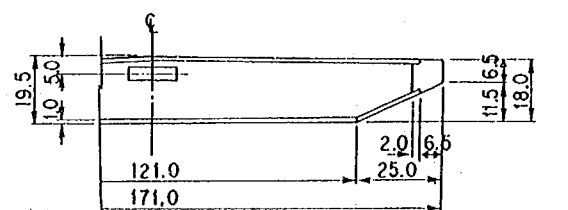
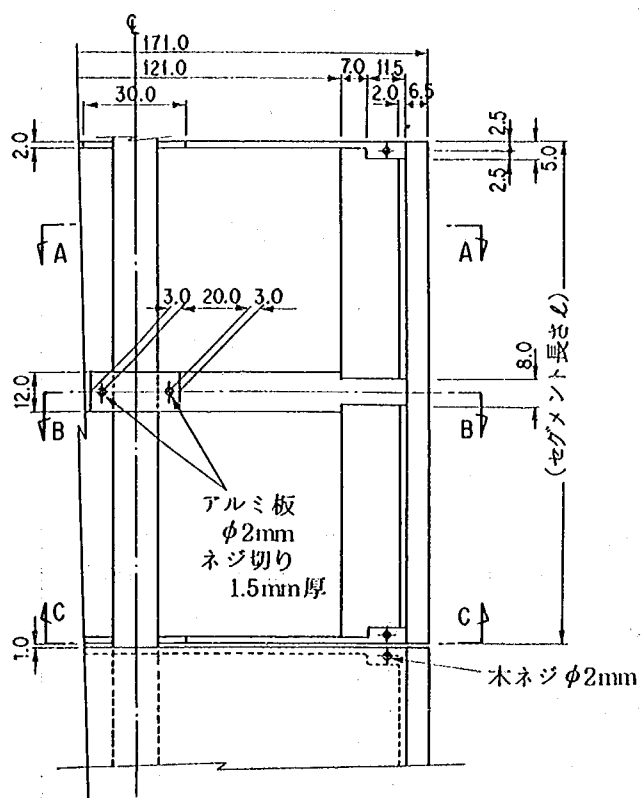
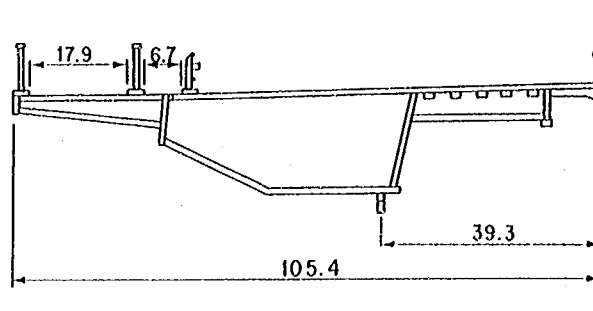
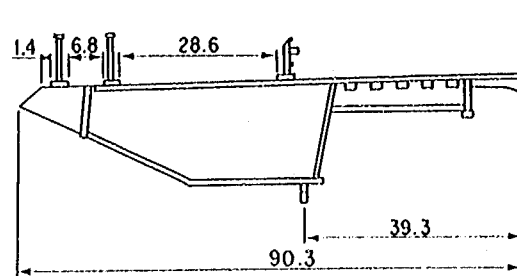
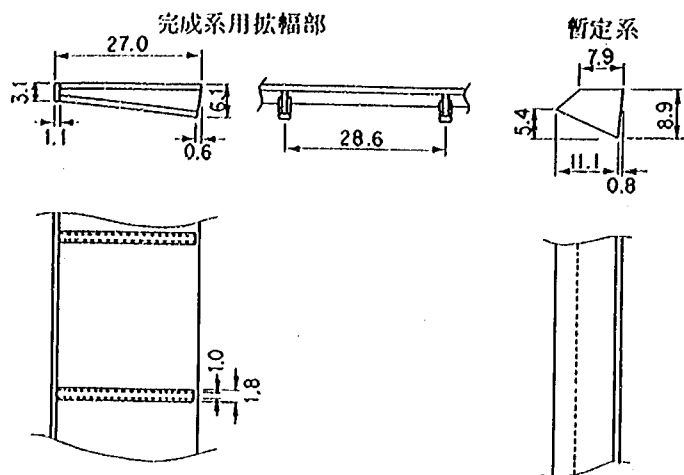
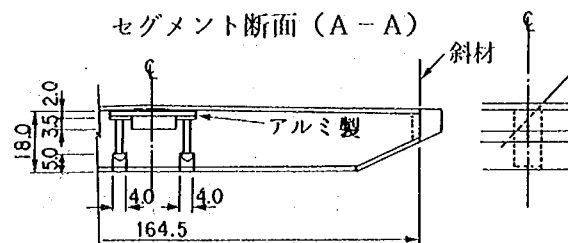


図- 2.3.6.1 三次元弾性模型図 その1

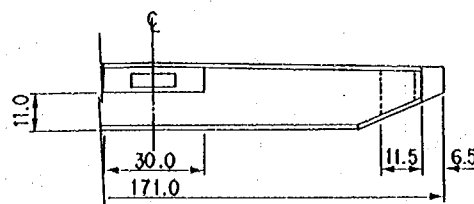




セグメント断面 (A-A)



セグメント断面 (B-B)



セグメント断面 (C-C)

セグメント図 (側径間・共通部)

図-2.3.6.2 三次元弾性模型図 その2

表-2.4.1 長期観測システム構成表

セ ン サ ー	チャンネル No	成 分	セ ン サ ー 設 置 場 所			備 考
サーボ型 加速度計	1	T	大鳴門橋	門崎側塔頂	3P	
	2	T	"	中央径間 1/2	75	
	3	L	"	門崎側側径間 1/2	16	
	4	L	"	鳴門側側径間 1/2	131	
	5	L	"	門崎側塔頂	3P	
	6	V	"	中央径間 1/2 太平洋側	75	
	7	V	"	" 1/4 "	96	
	8	V	"	" 1/2 瀬戸内側	75	
	9	V	"	" 1/4 "	96	
	10	V	"	門崎側主塔台	3P	
	11	V	門崎高架橋	T 6P-T 7P 中間		
	12	V	"	T 7P-T 8P 中間		
超 音 波 風 速 計	13	T	大鳴門橋	中央径間 1/2-10.6 m	74	超音波風速計 1
	19	L				
	25	V				
	14	T	"	中央径間 1/2	75	超音波風速計 2
	20	L				
	26	V				
	15	T	"	中央径間 7/16	78	超音波風速計 3
	21	L				
	27	V				
	16	T	"	中央径間 3/8	84	超音波風速計 4
	22	L				
	28	V				
	17	T	"	中央径間 1/4	96	超音波風速計 5
	23	L				
	29	V				
	18	T	門崎高架橋	T 7P		
	24	L				
	30	V				
プロペラ型 風 速 計	31	U	大鳴門橋	中央径間 1/2-10.6 m 太平洋側	74	チャンネル 31, 32 は 強風トリガー検出 チャンネル
	36	θ				
	32	U	"	門崎側塔頂	3P	
	37	θ				
	33	U	"	門崎側側径間 1/2	16	
	38	θ				
	34	U	"	中央径間 1/2-10.6 m 瀬戸内側	74	
	39	θ				
	35	U	関西電力鉄塔			
	40	θ				

成分 T : 橋軸直角方向成分
U : 風速

L : 橋軸方向成分
 θ : 風向

V : 鉛直方向成分

四国側

淡路島側

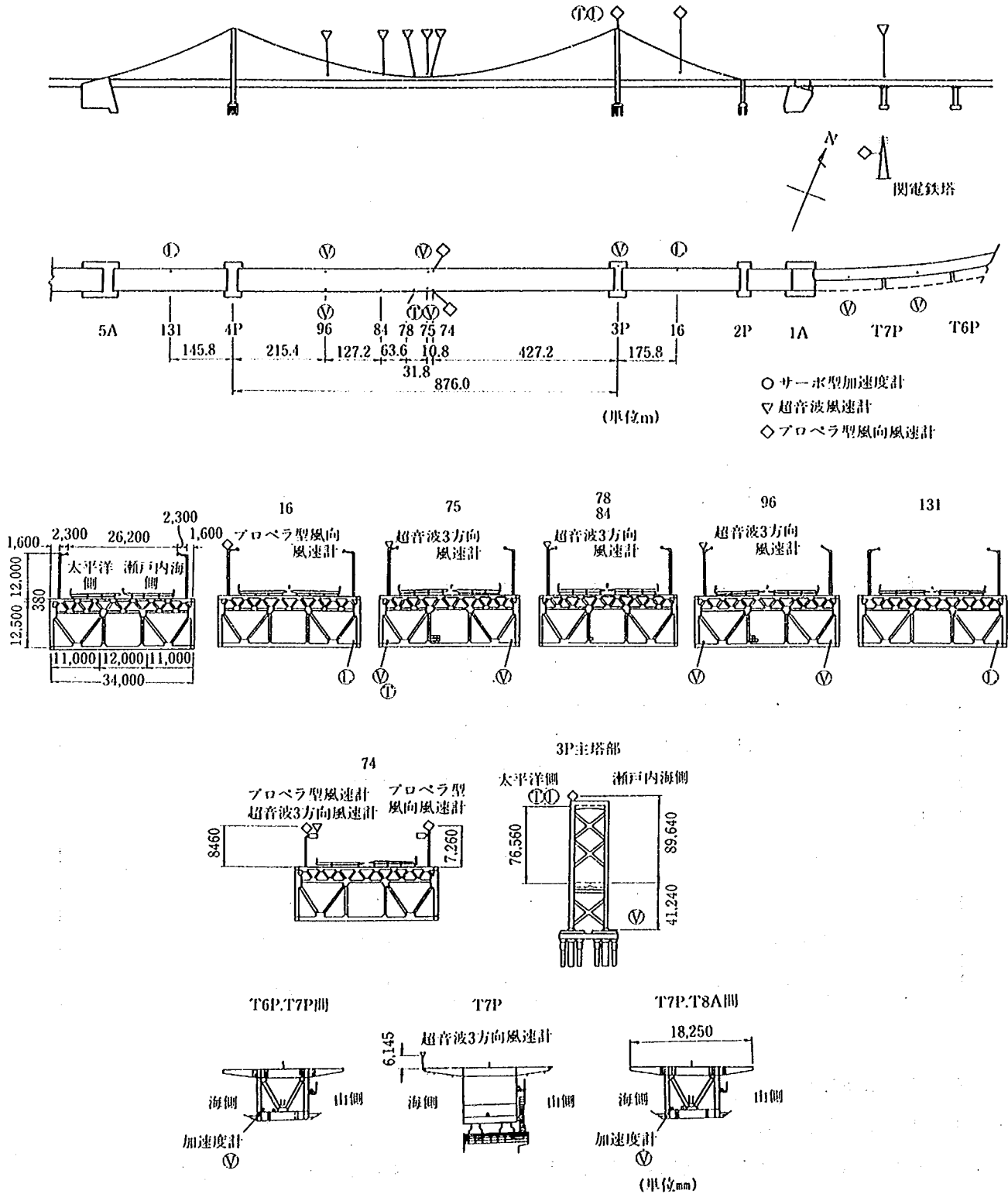


図-2.4.1 長期観測システム測器配置図

2-4-3 解析方法

2-4-3-1 使用したデータ

使用したデータは昭和60年度に観測されたものであり、このうち太平洋側からの風として6月24日のものを、また瀬戸内海側からの風として12月9日～10日のものをそれぞれ選んだ。本橋補剛桁中央径間の太平洋側には5台の超音波風速計が設置されているが、今回の自然風に関する解析ではこれらの超音波風速計より得られたデータを用い、水平2成分を合成して主流方向風速成分（ u 成分）とし、鉛直方向風速成分（ w 成分）とあわせて解析した。また、対風応答データとしては、本橋補剛桁中央径間1/2点および1/4点にそれぞれ2台ずつ設置されている鉛直方向成分用のサーボ型加速度計のデータを用い、鉛直たわみ振動加速度およびねじれ振動加速度の解析を行った。さらに本橋補剛桁中央径間1/2点の水平たわみ加速度、門崎高架橋の鉛直たわみ加速度についても解析を行った。

2-4-3-2 解析項目

自然風データより各測点の乱れ強さ（ I_u 、 I_w ）を計算し、また代表的なケースについてパワースペクトル密度関数（ S_{uu} 、 S_{ww} ）を計算した。さらに、風速の空間的な変動特性を調べるため、異なる観測点間の風速の相互相関係数 r_u 、 r_w を計算し、代表的なケースについてコ・コヒーレンス関数（ co-coh_{uu} 、 co-coh_{ww} ）を計算した。対風応答データについてはパワースペクトル密度関数の計算を行った。

パワースペクトル密度関数あるいはコ・コヒーレンス関数の計算はFFT法により行った。計算方法の詳細は文献8)を、計算条件は表-2.4.2をそれぞれ参照されたい。

表-2.4.2 解析条件

解 析 項 目	サンプリング タイム Δt (秒)	最大周波数 $f_{\max} = \frac{1}{2\Delta t}$ (Hz)	デ ー タ 長 T (秒)	分 解 能 $\Delta f = \frac{1}{T}$ (Hz)	平滑化回数
乱れ強さ	0.05	10	600.0	0.00167	1
パワースペクトル密度関数(風)	0.05	10	51.2	0.01953	11
相互相関係数	0.05	10	600.0	0.00167	1
コ・コヒーレンス関数	0.05	10	51.2	0.01953	11
パワースペクトル密度関数(応答)	0.05	10	102.4	0.00977	5

2-4-4 解析結果

2-4-4-1 乱れ強さ

5台の超音波風速計により、観測された風の乱れ強さを表-2.4.3および表-2.4.4に示す。昨年度の報告にもあるように、太平洋側からの風は乱れの強さが極端に小さい。各風速計による乱れ強さは概ね等しいが、風向が瀬戸内海側の場合（12月9日、10日）、超音波風速計1および5による乱れ強さが他に比べ大きいケースが見られる。いずれの風速計も太平洋側に設置されており、瀬戸内海側から風が吹く場合

表-2.4.3. 乱れ強さおよび乱れのスケール (1985, 6, 24)

データ収録開始 時刻	プロベラ, 1/2, 太平洋		I_u (%)					I_w (%)					L_u (m)	L_w (m)
	平均風速 (m/s)	平均風向(°)	超音波1	超音波2	超音波3	超音波4	超音波5	超音波1	超音波2	超音波3	超音波4	超音波5		
1985-6-24 21:34	16.5	164	5.6	5.3	5.4	5.9	8.5	1.9	2.1	2.2	2.2	2.7	132.7	58.7
21:44	17.1	166	3.8	3.6	3.4	3.8	4.7	1.5	1.8	1.8	1.7	2.1	92.1	38.6
21:54	16.3	166	5.2	4.8	5.4	4.7	6.3	1.8	2.1	2.2	2.0	2.4	114.9	49.2
22:04	16.1	167	4.3	4.0	3.9	4.1	4.5	1.9	2.0	2.1	2.0	2.1	79.3	43.0
22:14	16.2	168	3.9	3.5	3.9	4.0	4.3	1.6	1.7	1.8	1.8	2.0	94.9	34.2
22:24	16.9	167	3.8	3.5	3.7	3.7	4.8	1.4	1.6	1.6	1.5	2.0	132.7	59.0
22:34	17.5	166	3.0	2.5	2.5	2.5	3.5	1.2	1.2	1.3	1.3	1.6	122.1	78.3
22:44	17.6	166	2.2	2.0	2.1	2.0	3.4	0.9	1.0	1.0	1.0	1.4	93.6	44.1
22:54	16.6	166	3.4	3.2	3.1	3.2	4.1	1.4	1.4	1.4	1.4	1.7	132.5	74.1
23:04	15.4	169	5.0	4.7	4.7	4.6	5.4	1.8	1.9	2.0	1.9	2.3	130.1	41.6
23:14	13.1	176	6.8	6.5	7.1	7.3	14.4	2.7	2.6	2.4	2.6	6.4	133.0	28.2
23:24	11.1	179	9.6	9.0	9.2	11.2	11.8	3.1	3.0	3.2	4.2	8.3	93.3	60.3
23:34	8.2	203	21.8	20.9	20.9	20.3	22.8	9.6	8.4	8.4	9.3	7.7	181.4	140.2

表-2.4.4 乱れ強さおよび乱れのスケール (1985, 12, 9および12, 10)

データ収録開始 時刻	プロペラ, 1/2, 太平洋		I_u (%)					I_w (%)					L_u (m)	L_w (m)
	平均風速 (m/s)	平均風向 [°]	超音波1	超音波2	超音波3	超音波4	超音波5	超音波1	超音波2	超音波3	超音波4	超音波5		
1985-12-9 22:38	13.8	321	20.3	11.2	11.0	10.8	8.8	6.9	5.4	5.0	4.8	4.8	108.4	26.2
22:48	12.6	317	25.5	12.1	8.8	10.4	7.2	7.6	5.6	5.1	5.5	4.5	81.4	29.3
22:59	14.9	311	24.0	12.7	9.7	11.7	12.9	6.7	5.2	5.1	5.9	6.5	57.2	28.2
23:12	13.3	301	31.5	17.2	16.9	17.6	23.9	8.8	6.6	6.9	6.8	8.8	51.2	18.1
23:22	17.6	308	18.2	10.5	9.2	9.9	15.6	5.9	4.3	4.5	4.8	7.5	81.9	32.8
23:32	16.5	306	21.8	10.0	9.4	11.7	15.7	6.3	4.3	4.1	4.2	6.8	130.6	28.2
23:45	14.1	306	25.2	12.4	8.3	9.7	13.8	7.6	5.4	4.7	5.3	8.4	44.9	31.7
23:55	14.9	308	22.6	10.9	11.2	9.8	21.0	7.3	5.3	4.9	5.0	8.8	17.7	31.0
12-10 0:05	14.1	304	33.2	22.0	18.6	16.7	18.4	7.7	5.3	5.2	5.9	7.9	152.1	29.7
0:19	15.4	316	21.7	9.7	9.9	13.8	26.8	7.2	5.2	5.0	5.8	8.2	58.8	20.0
0:29	14.6	319	22.3	9.5	9.9	10.4	9.5	7.2	5.0	4.6	4.4	4.5	103.4	17.9
0:39	12.7	313	28.7	12.9	8.9	9.4	8.9	8.2	6.0	5.2	4.8	6.0	54.1	28.6
0:49	14.9	314	22.0	12.2	10.4	10.0	9.3	6.4	5.2	5.1	5.4	5.4	84.1	39.7
0:59	15.0	314	21.9	12.0	11.2	10.6	16.5	6.7	5.2	5.4	4.7	7.0	88.9	18.7
1:09	16.5	318	15.5	10.7	10.0	10.4	9.3	5.1	4.1	4.0	4.3	4.7	141.1	50.8
1:20	14.6	305	24.9	10.9	11.7	10.7	13.2	7.0	5.4	5.3	4.3	6.3	87.2	21.2
1:30	15.1	303	22.5	12.4	12.6	15.3	28.5	6.3	4.8	5.1	6.5	12.4	63.0	18.8
1:45	14.8	302	24.8	14.7	13.1	16.9	25.9	6.5	5.3	5.1	5.8	10.4	112.5	30.9
1:57	13.2	301	31.5	15.2	13.8	13.2	29.5	8.0	5.5	5.4	5.7	11.9	71.6	16.2
2:09	15.7	310	24.6	16.1	8.8	9.1	15.5	6.6	4.8	4.1	4.1	5.5	60.7	24.4
2:22	16.6	302	21.9	10.4	10.8	13.5	28.9	5.2	4.4	4.6	5.0	11.1	74.7	14.3
2:32	13.9	303	26.5	13.6	16.1	23.5	29.9	8.4	5.7	6.3	7.3	11.0	49.6	30.3
2:42	15.5	300	20.1	13.6	16.2	17.7	32.7	6.1	5.5	6.3	6.5	11.9	81.9	21.1
2:52	15.9	306	26.0	12.2	8.8	9.7	15.5	7.0	4.8	4.5	4.4	6.9	78.0	24.7
3:02	15.5	306	24.3	10.7	9.1	8.7	22.7	6.8	4.7	4.8	4.7	9.7	48.5	13.9

には、風速は橋の影響を受ける可能性がある。とくに超音波風速計 1 は設置高度が他の風速計に比べて低いため、この影響が出やすいのではないと思われる。また、超音波風速計 5 は他の風速計に比べ離れて位置しているため、風の特性は異なる可能性がある。ただし、原因の詳細については現在のところ明らかではない。

2-4-4-2 風の相互相関係数

風の相互相関係数 r_u, r_w の計算結果の 1 例を図-2.4.2 および図-2.4.3 に示す。図で、6 月 24 日 21 時 34 分あるいは 12 月 9 日 22 時 38 分のデータは、それぞれの日のデータを代表するものであるが、6 月 24 日 23 時 34 分のデータは極端に相関係数が大きな例である。各データの相関係数の概略を示すため、次式により仮に乱れのスケールを定義し、計算結果を表-2.4.3 および表-2.4.4 にあわせて示した。

$$L_u = \int_0^{233} r_u \, dx, \quad L_w = \int_0^{233} r_w \, dx$$

ここに、 x は測器間の距離であり、最も離れた距離 (233 m) まで積分している。測線は必ずしも風向に直角でないことに留意されたい。

2-4-4-3 風のパワースペクトル密度関数

6 月 24 日 21 時 34 分および 12 月 9 日 22 時 38 分のデータを用い風のパワースペクトル密度関数 S_{uu} , S_{ww} を計算し、図-2.4.4 ~ 図-2.4.9 に示す。同図には、2-2-2-2 で示したように、ESDU との比較も行っている。6 月 24 日のデータの S_{uu} , S_{ww} はどの超音波風速計も同様であったため、代表例として超音波風速計 1 のものを示した。 S_{uu} , S_{ww} とともに ESDU の海上の風のそれに比べきわめて小さいことが読み取れる。

12 月 9 日のデータは、乱れ強さと同様に超音波風速計 1 の S_{uu} , S_{ww} が特異な形状を示していた。このため他のデータの代表例として超音波風速計 2 の S_{uu} , S_{ww} もあわせて示した。この S_{tuu} , S_{tww} は ESDU の海上の風あるいは平らな草原の風の S_{uu} , S_{ww} に概ね対応している。

2-4-4-4 風のコ・コヒーレンス関数

風のコ・コヒーレンス関数の計算例を図-2.4.10 ~ 図-2.4.15 に示す。図には 2 点間の間隔が最も小さい超音波風速計 1 と 2 により計算したものを示したが、12 月 9 日のデータについては、超音波風速計 1 が特異なデータと考えられたため、2 と 3 の組み合わせによる計算結果もあわせて示した。

図には指数近似式も比較のため示しているが、計算結果の変動が大きく、decay factor k の値としてどの値が適当かを定めることは現段階では困難である。しかしながら、変動の中心値を見ると、 k が 7 よりも小さくなる可能性は小さいと思われる。今後は平均化回数をふやし、安定したコ・コヒーレンス関数を計算する必要がある。

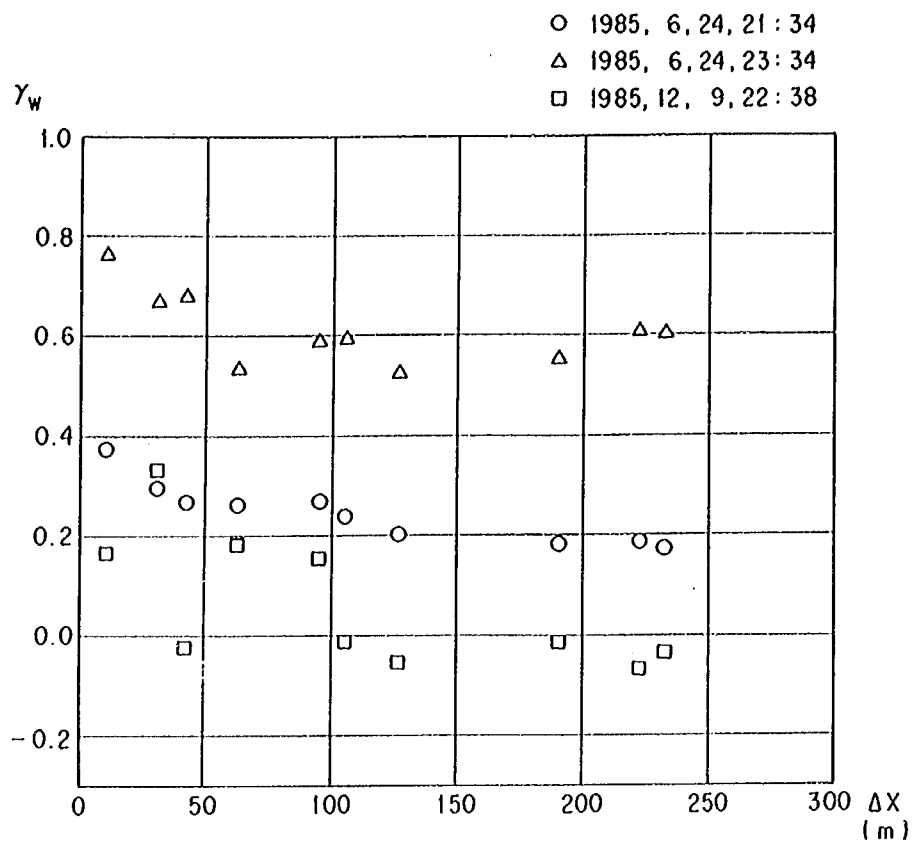


図-2.4.3 風速の相互相関係数 (w 成分)

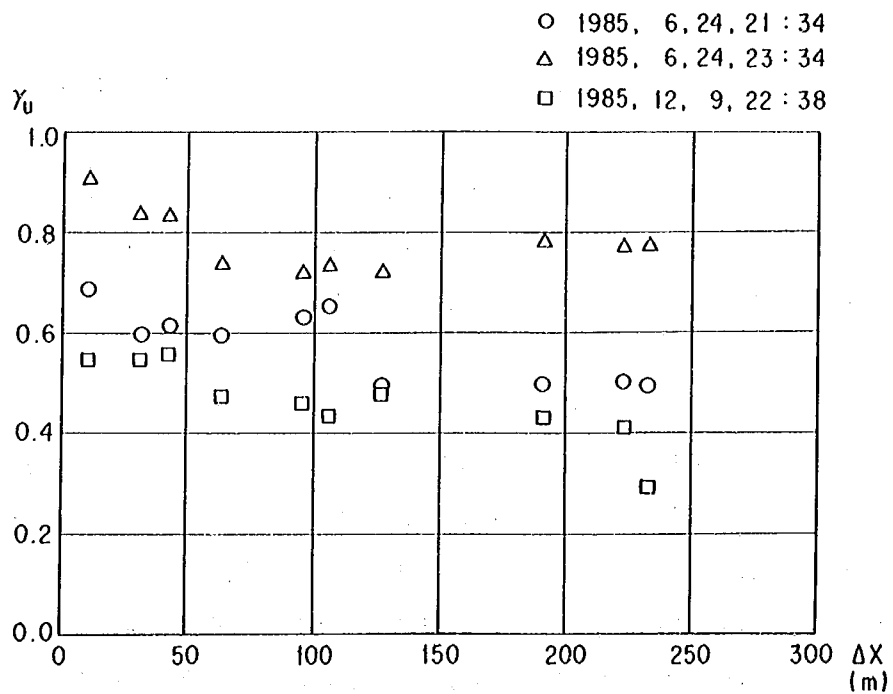


図-2.4.2 風速の相互相関係数 (u 成分)

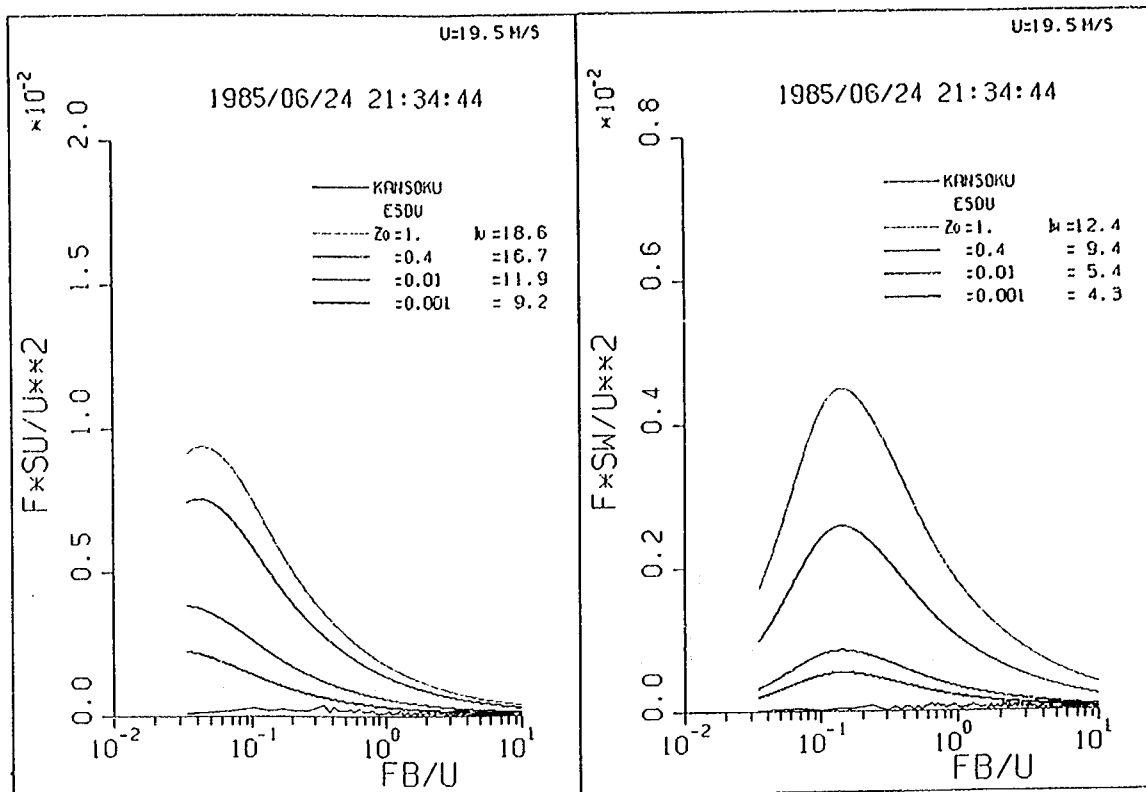


図-2.4.4 風のパワースペクトル密度関数 (超音波風速計 1, u 成分, 1985, 6, 24, 21:34) 図-2.4.5 風のパワースペクトル密度関数 (超音波風速計 1, w 成分, 1985, 6, 24, 21:34)

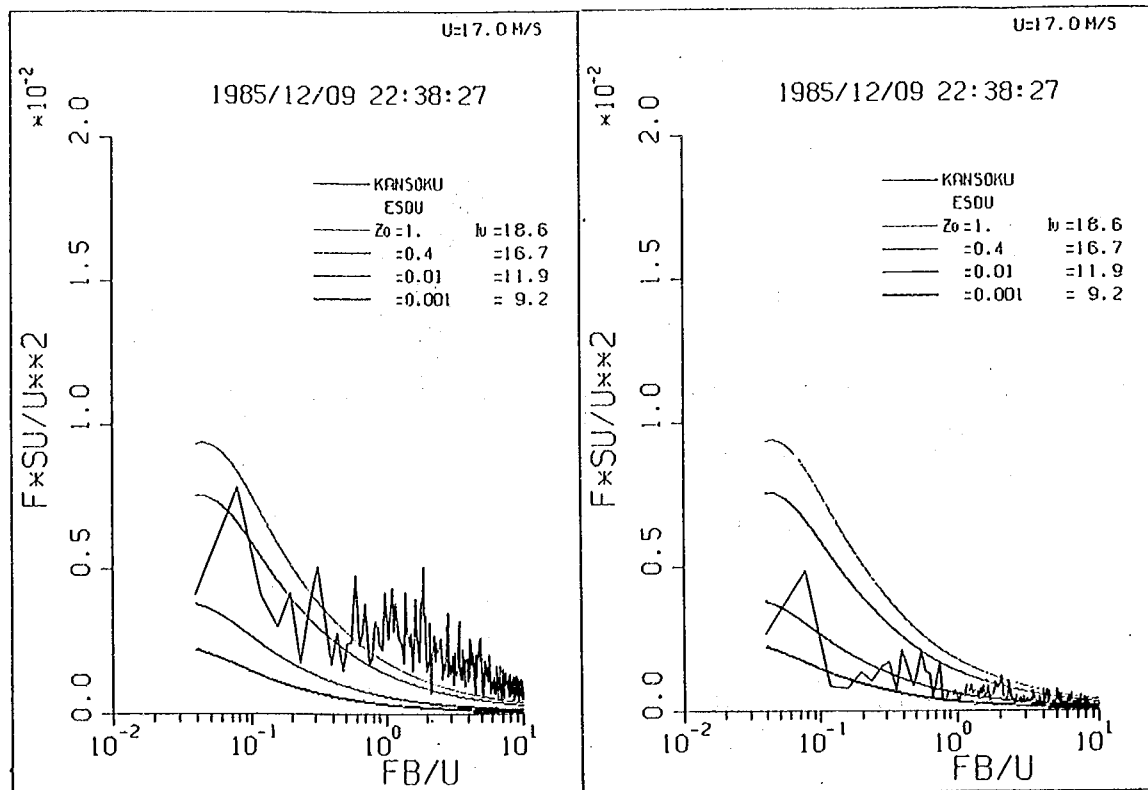


図-2.4.6 風のパワースペクトル密度関数 (超音波風速計 1, u 成分, 1985, 12, 9, 22:38) 図-2.4.7 風のパワースペクトル密度関数 (超音波風速計 2, u 成分, 1985, 12, 9, 22:38)

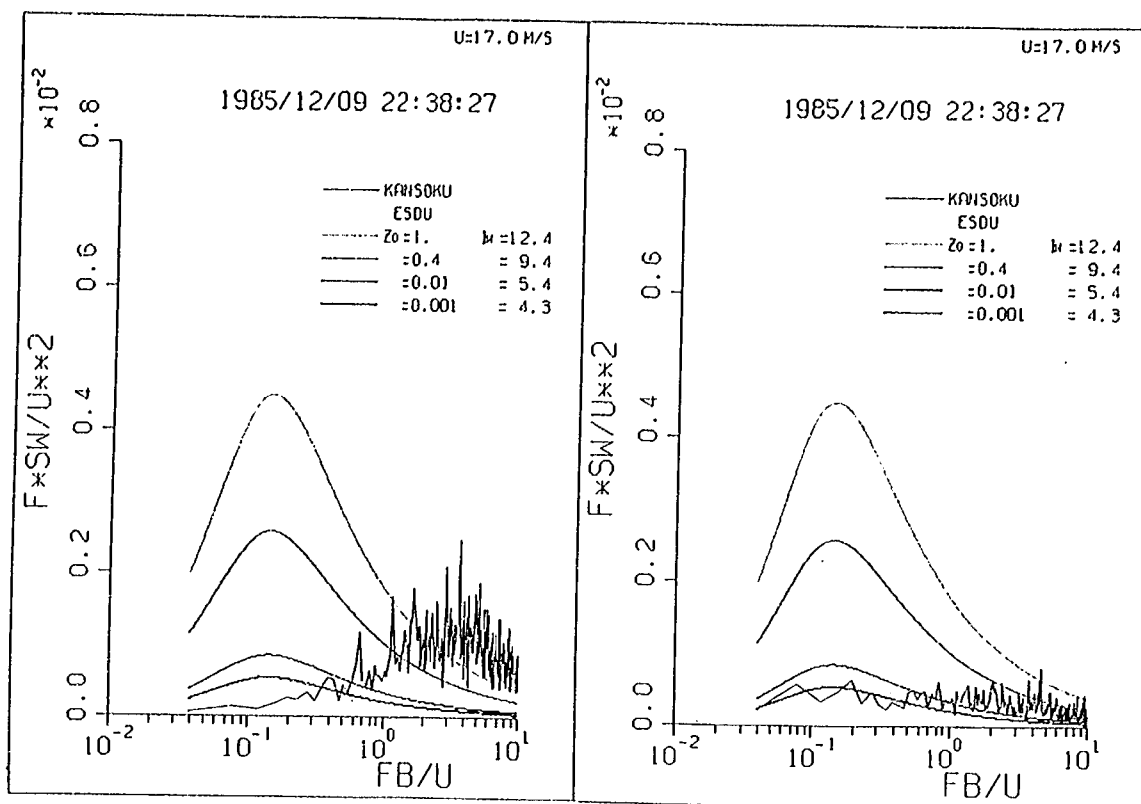


図-2.4.8 風のパワースペクトル密度関数 (超音波風速計 1, w 成分, 1985, 12, 9, 22:38) 図-2.4.9 風のパワースペクトル密度関数 (超音波風速計 2, w 成分, 1985, 12, 9, 22:38)

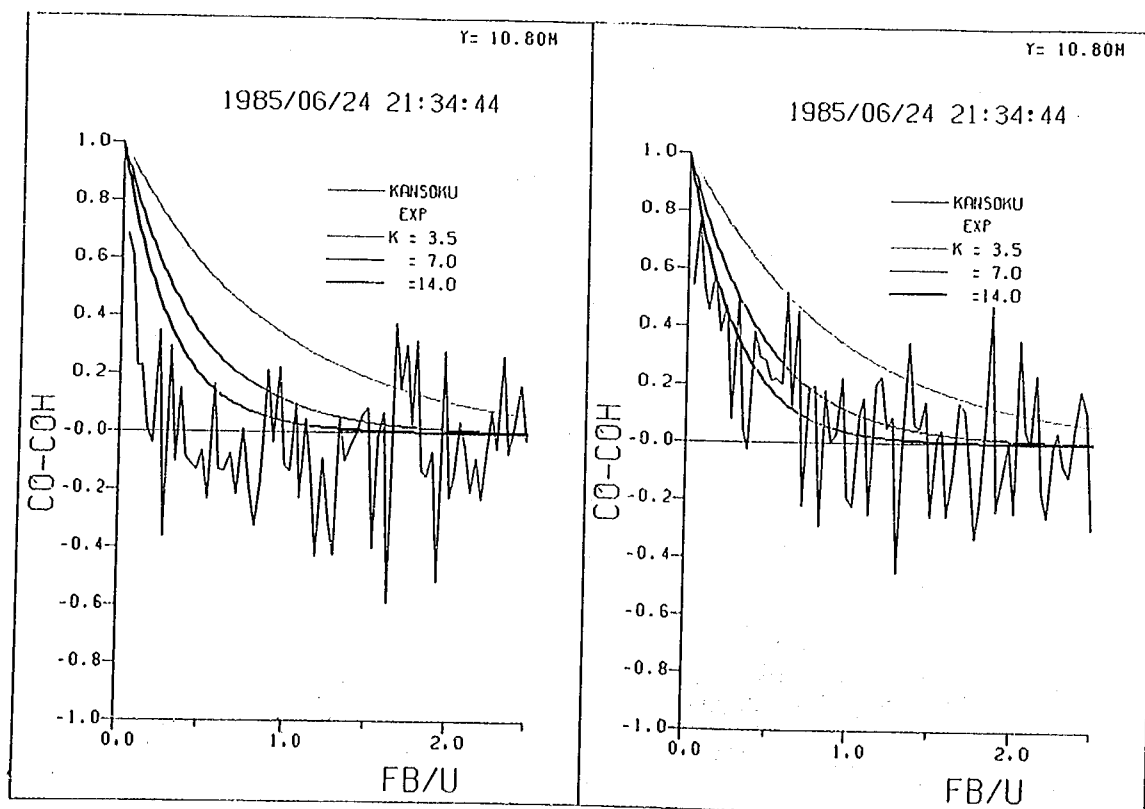


図-2.4.10 風のコ・コヒーレンス関数 (超音波風速計 1-2, u 成分, 1985, 6, 24, 21:34) 図-2.4.11 風のコ・コヒーレンス関数 (超音波風速計 1-2, w 成分, 1985, 6, 24, 21:34)

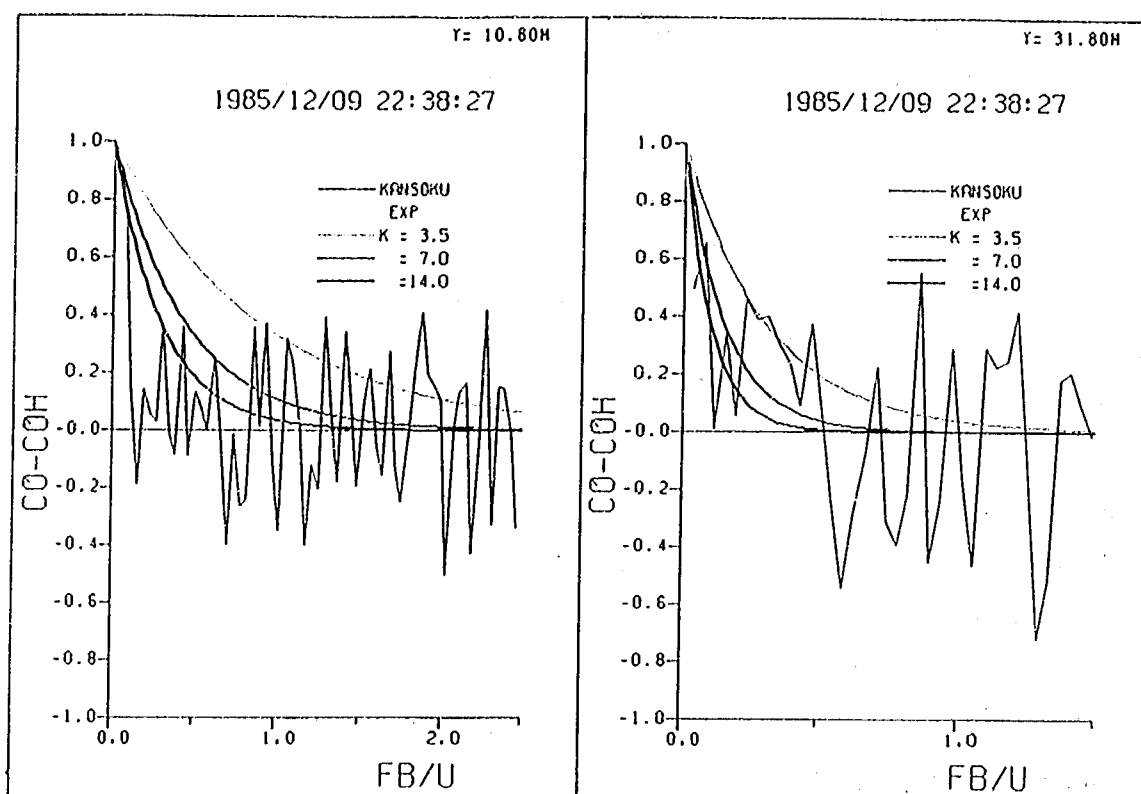


図-2.4.12 風のコ・コヒーレンス関数 図-2.4.13 風のコ・コヒーレンス関数
(超音波風速計1-2, u 成分, 1985, 12, 9, 22:38) (超音波風速計2-3, u 成分, 1985, 12, 9, 22:38)

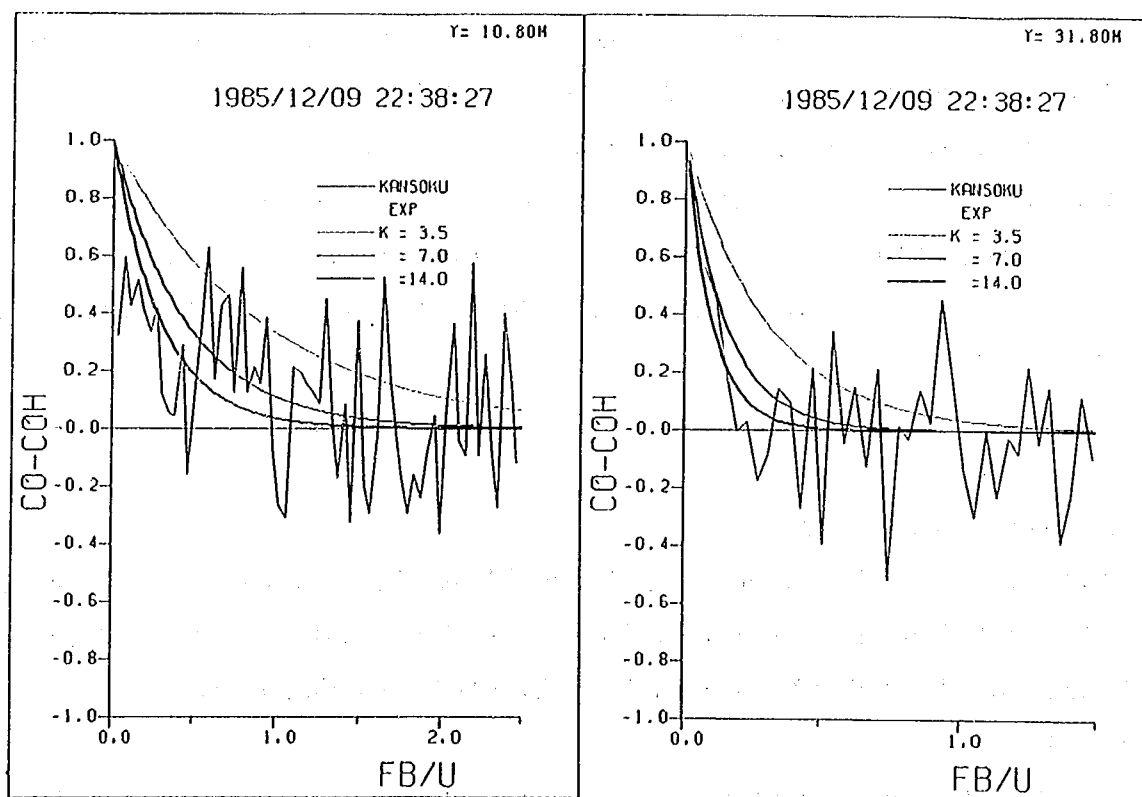


図-2.4.14 風のコ・コヒーレンス関数 図-2.4.15 風のコ・コヒーレンス関数
(超音波風速計1-2, w 成分, 1985, 12, 9, 22:38) (超音波風速計2-3, w 成分, 1985, 12, 9, 22:38)

2-4-4-5 応答のパワースペクトル密度関数

応答のパワースペクトル密度関数の計算結果を図-2.4.16～図-2.4.26に示す。応答は加速度計で計測されているため、低次の固有振動数よりも高い周波数成分の寄与が大きいことがわかる。大鳴門橋および門崎架橋の鉛直たわみ振動に関しては、低次の固有振動数に対応したスペクトルピークが認められたが、大鳴門橋の水平たわみ振動あるいはねじれ振動に関しては顕著なピークは認められなかった。

図-2.4.23～図-2.4.26には周波数軸を拡大して、12月9日の鉛直たわみ加速度データと6月24日のそれとを示したが、12月9日のデータの方がピークが明瞭に現われている。この原因の1つとしては、風速の乱れが6月24日のデータでは12月9日のデータに比べきわめて小さかったことが挙げられる。

2-4-5 まとめ

大鳴門橋で観測されたデータの解析を行った結果、以下の事項が明らかとなった。

- (1) 太平洋側からの風は乱れ強さが極めて小さく、パワースペクトル密度関数も一般にいわれている海上の風のそれよりもかなり小さい。
- (2) 瀬戸内海側からの風の場合、中央径間1/2点より10.8m門崎よりに設置された超音波風速計のデータは、他の風速計の値に比べ特異であった。
- (3) 各周波数ごとの風速の相関性を表わすコ・コヒーレンス関数を計算した結果、decay factor k は7より小さくなる可能性は小さいと考えられた。ただし、計算結果は変動が大きいため、さらに安定性の高い計算を行う必要がある。
- (4) 加速度応答のパワースペクトル密度関数を計算した結果、低次の固有振動数よりも高い周波数成分の寄与が大きいことが明らかとなった。鉛直たわみ振動については固有振動数に対応するスペクトルピークが認められたが、水平たわみ振動およびねじれ振動については明瞭なピークは認められなかった。
- (5) 今回解析したデータは、設計風速に比べ風速が低いいため一般的な結論を導くことは困難であるが、(1)で述べたように外洋に開けた方向からの風は乱れの強さが極めて小さいものであるため、このような地点に架設する橋梁の耐風設計にあたっては一様気流に近い風が吹く可能性のあることに留意する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 例えば次の文献を参照されたい。

建設省土木研究所；本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告，土木研究所資料第738号，1972

- 2) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会作業班；本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書，耐風設計基準見直しのための作業班検討報告——明石海峡大橋の耐風設計に関する検討——，1985

- 3) 同上，1986

- 4) Irwin, H. P. A. H. and Schuyler, G. D. ; Experiments on a full aeroelastic model of Lion's Gate Bridge in smooth and turbulent flow, National Research Council Canada, National Aeronautical Establishment Report LTR-LA-206, 1977

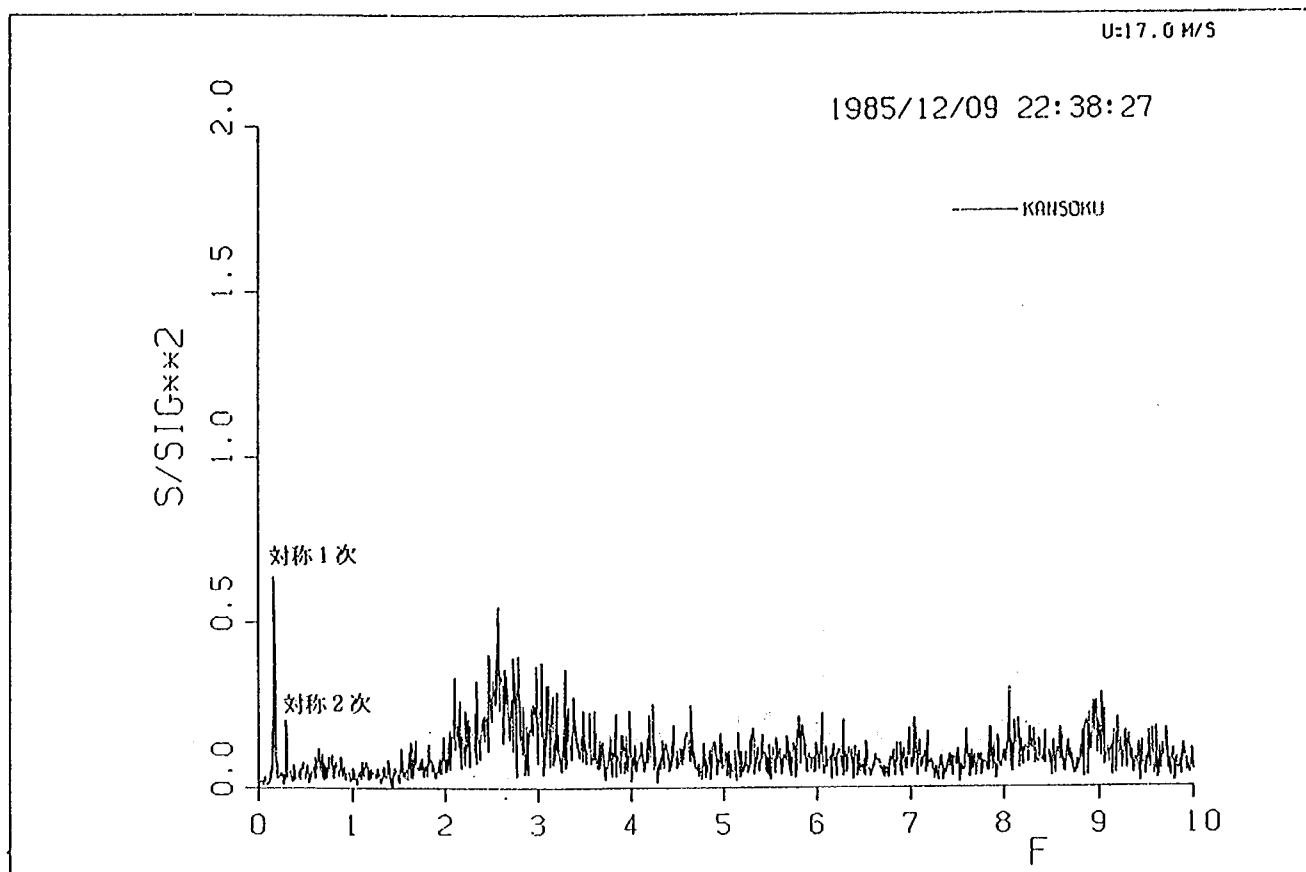


図- 2.4.16 応答のパワースペクトル密度関数(鉛直たわみ加速度,中央径間 1/2 点, 1985, 12, 9, 22:38)

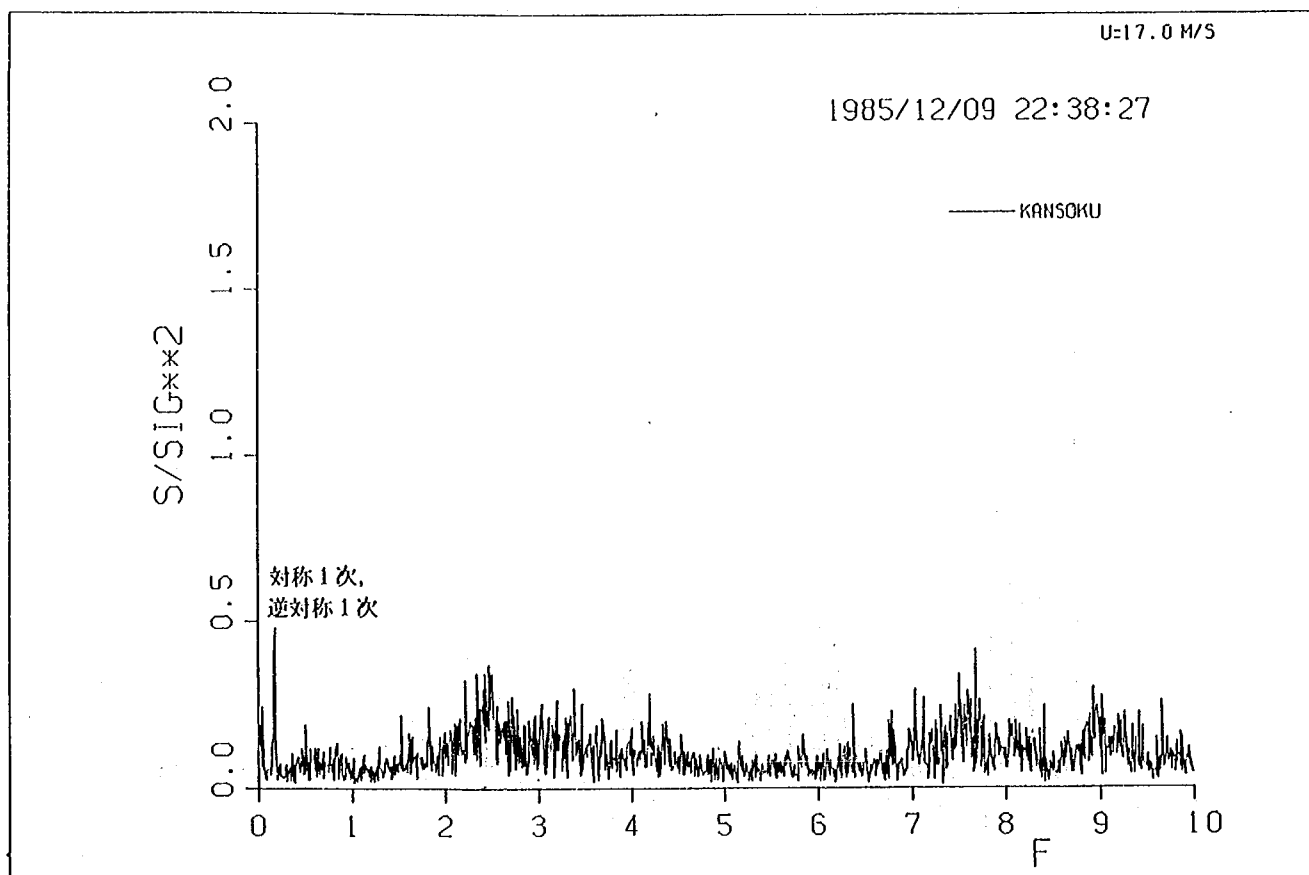


図- 2.4.17 応答のパワースペクトル密度関数(鉛直たわみ加速度,中央径間 1/4 点, 1985, 12, 9, 22:38)

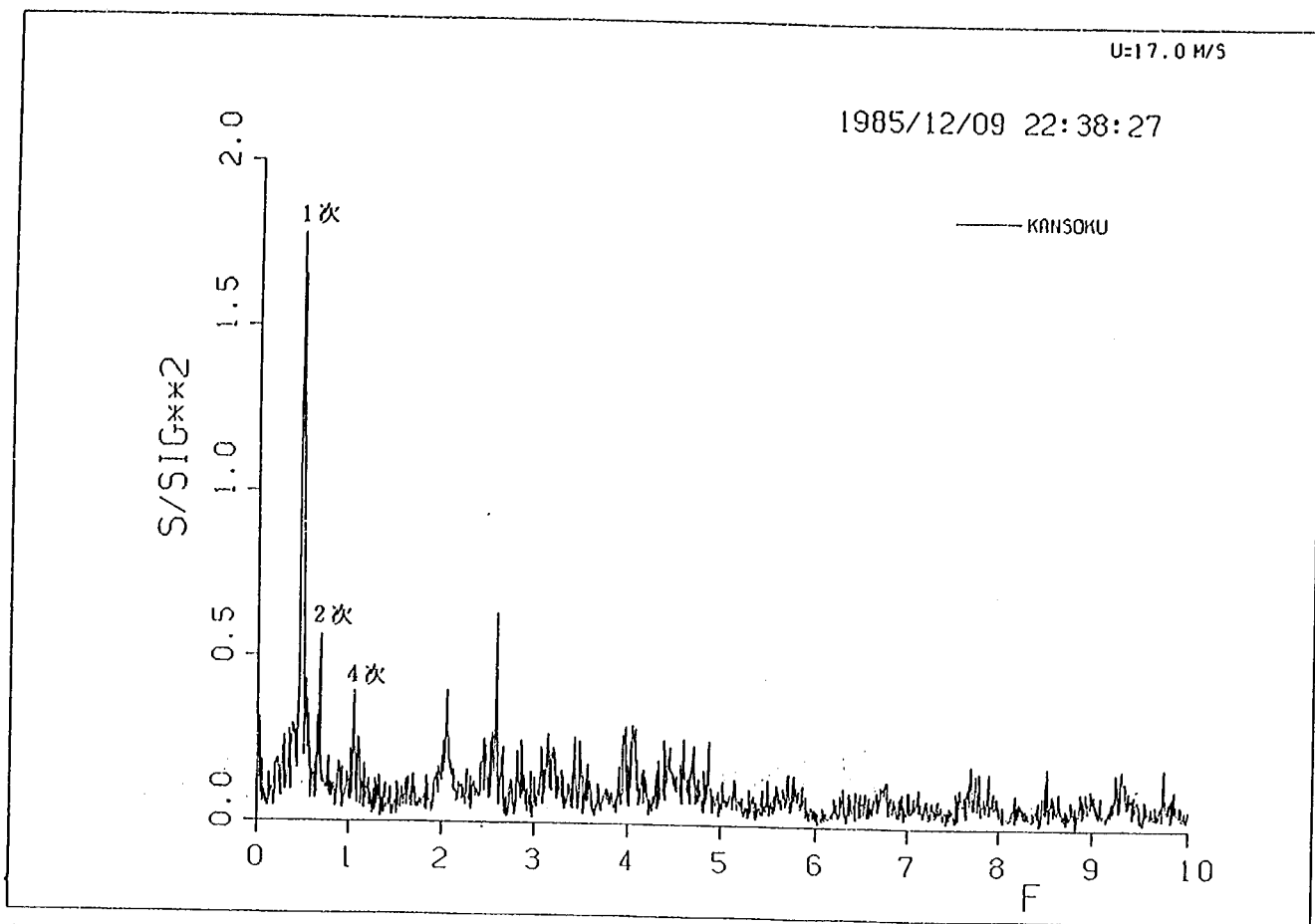


図-2.4.18 応答のパワースペクトル密度関数(鉛直たわみ加速度, 門崎T6P-T7P中間, 1985, 12, 9, 22:38)

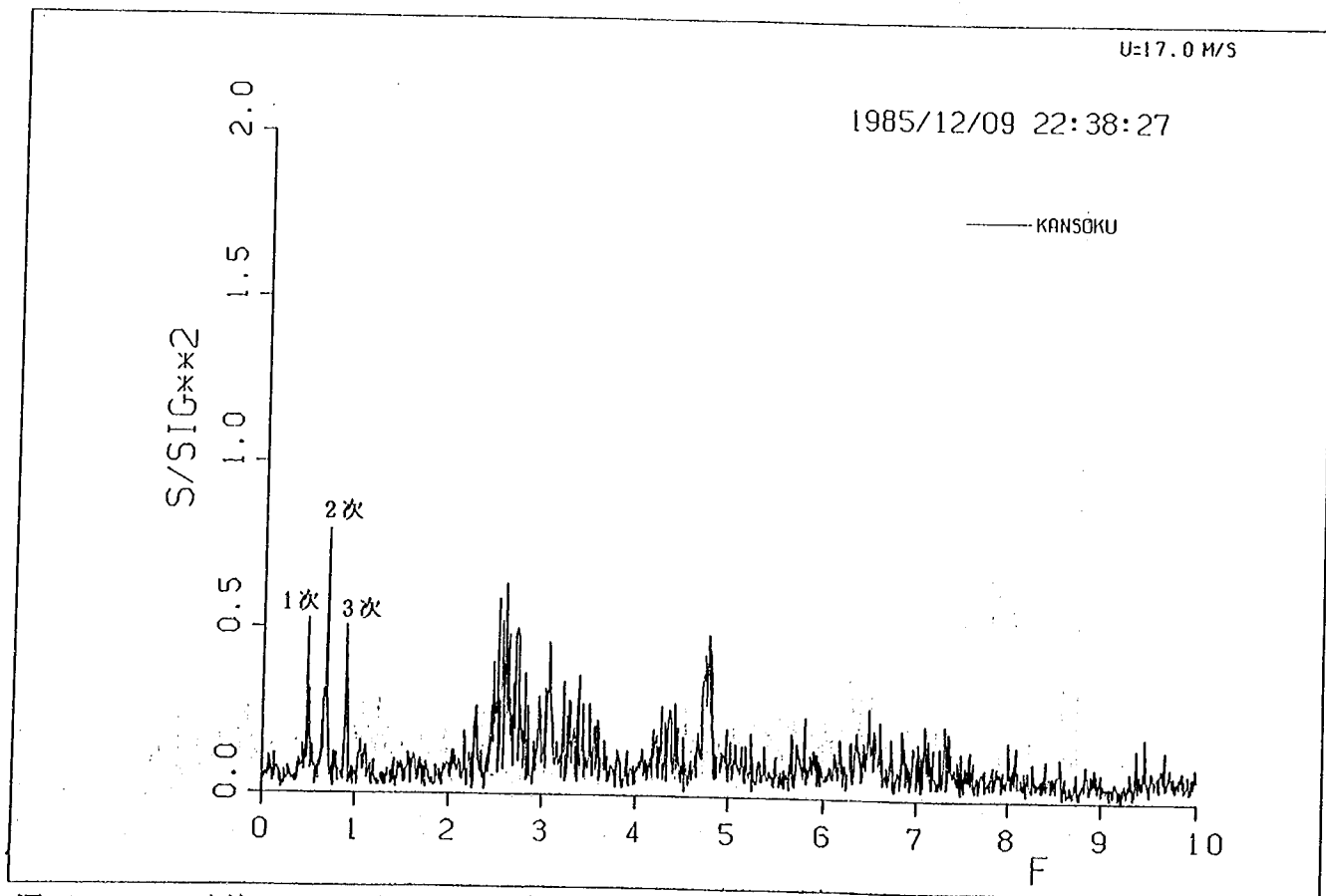


図-2.4.19 応答のパワースペクトル密度関数(鉛直たわみ加速度, 門崎T7P-T8P中間, 1985, 12, 9, 22:38)

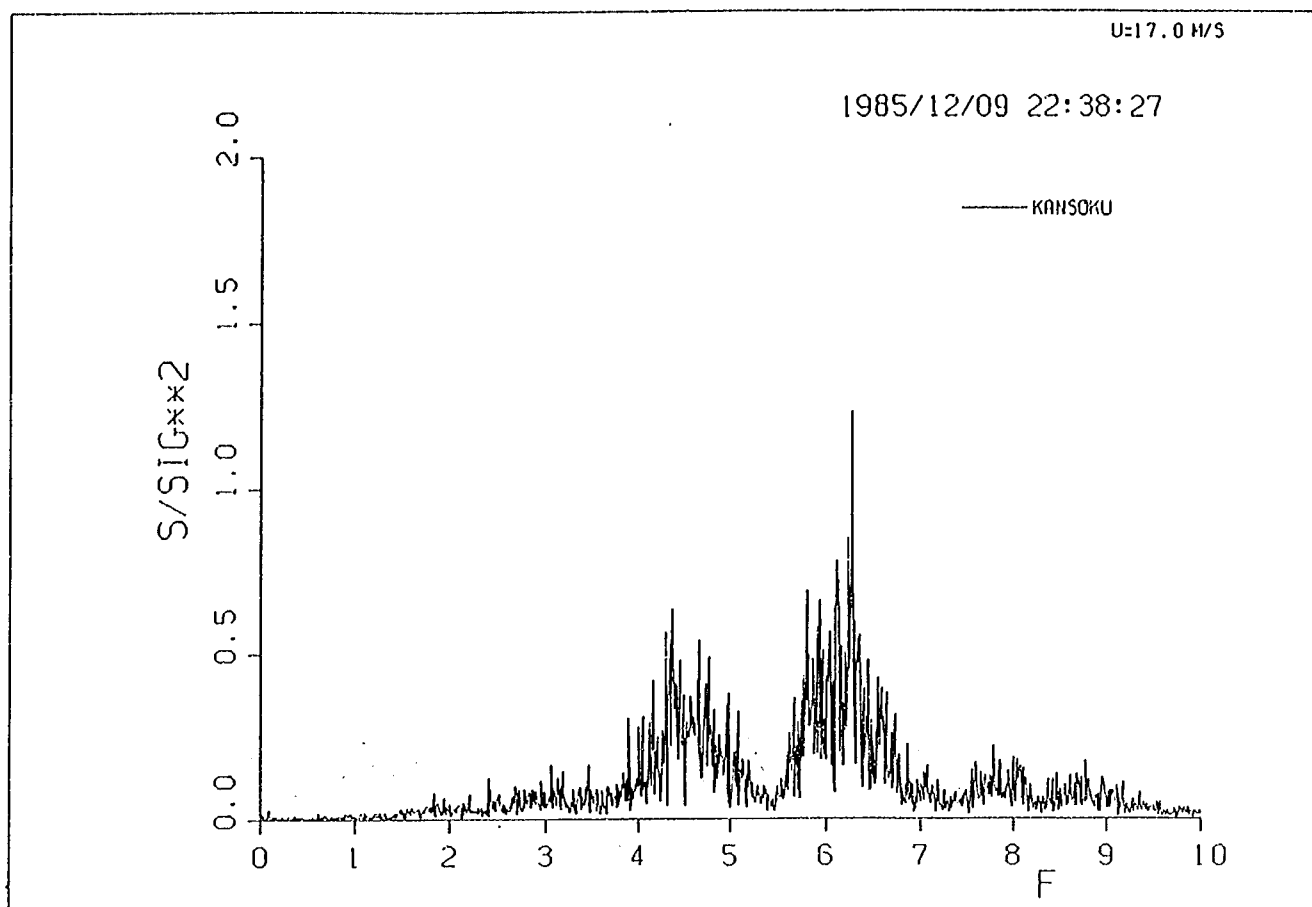


図-2.4.20 応答のパワースペクトル密度関数(水平たわみ加速度, 中央径間 1/2 点, 1985, 12, 9, 22:38)

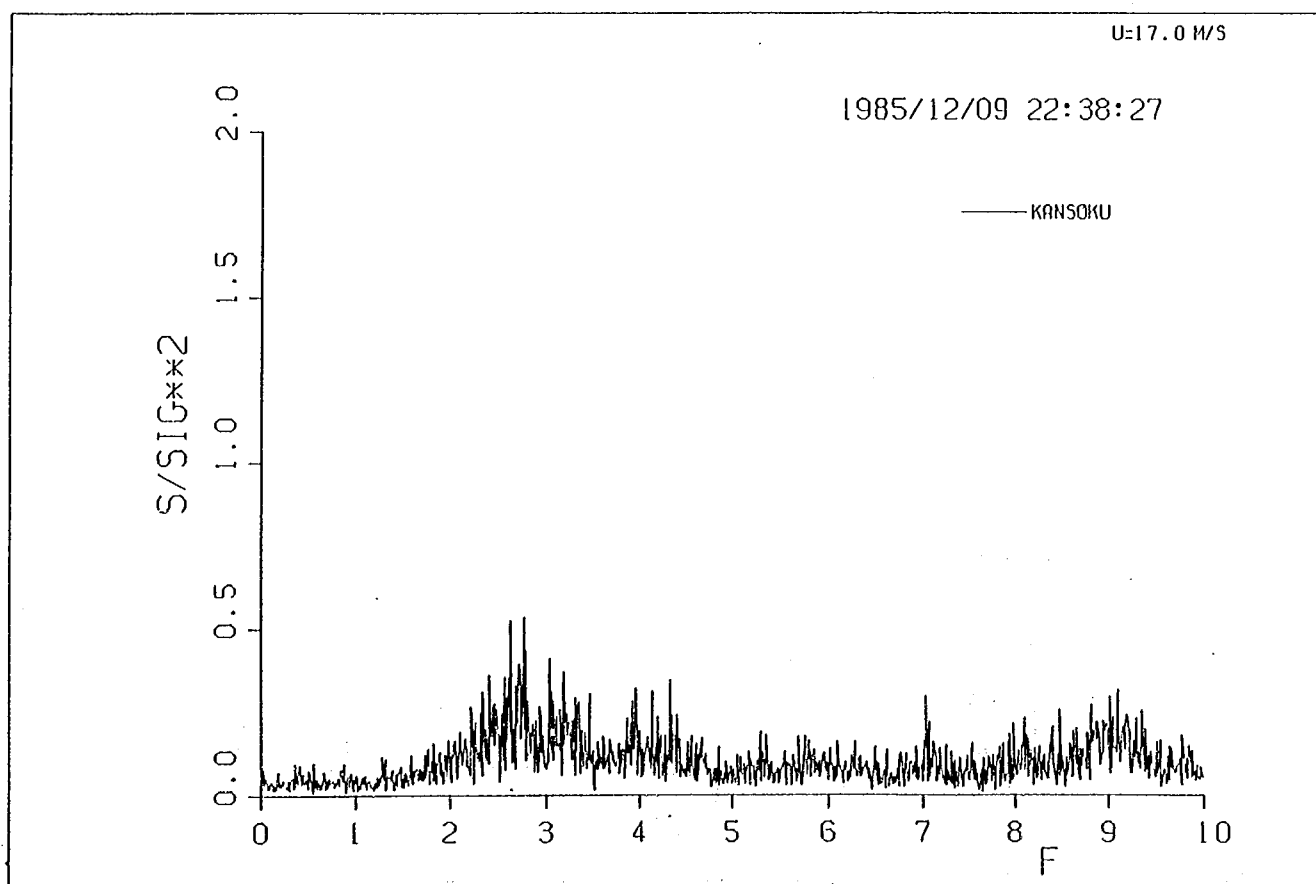


図-2.4.21 応答のパワースペクトル密度関数(ねじれ加速度, 中央径間 1/2 点, 1985, 12, 9, 22:38)

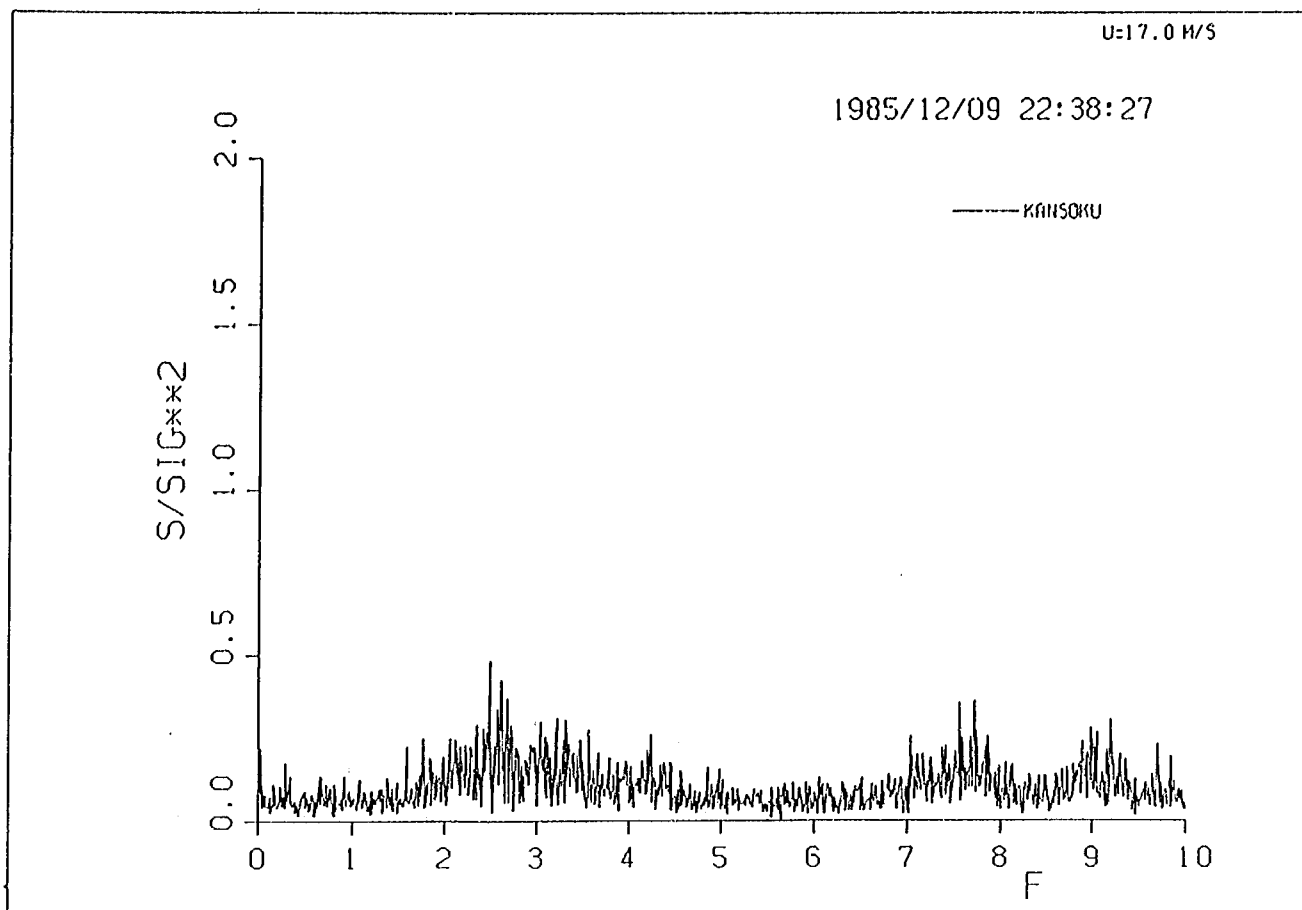


図- 2.4.22 応答のパワースペクトル密度関数 (ねじれ加速度, 中央径間 1/4 点, 1985, 12, 9, 22:38)

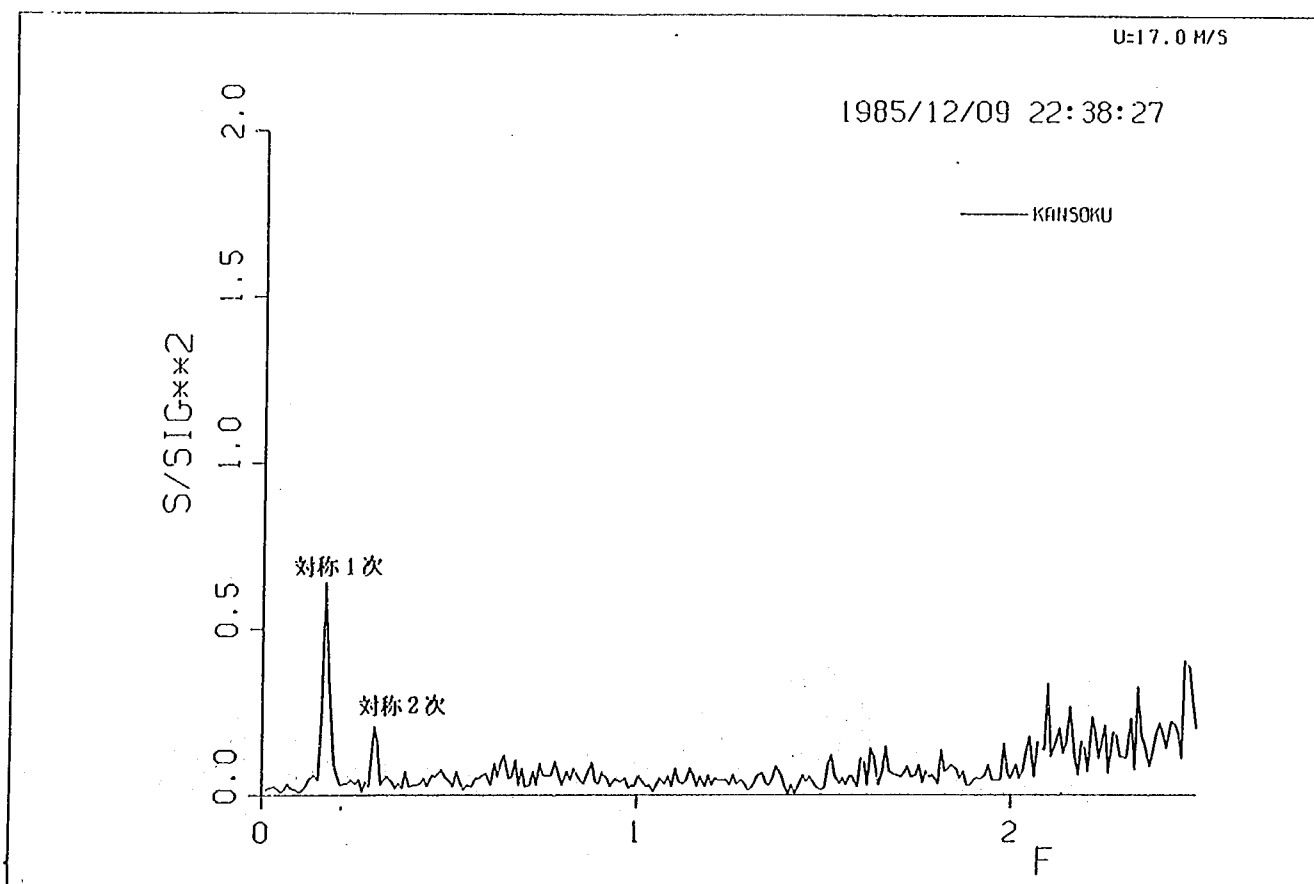


図- 2.4.23 応答のパワースペクトル密度関数 (鉛直たわみ加速度, 中央径間 1/2 点, 1985, 12, 9, 22:38)

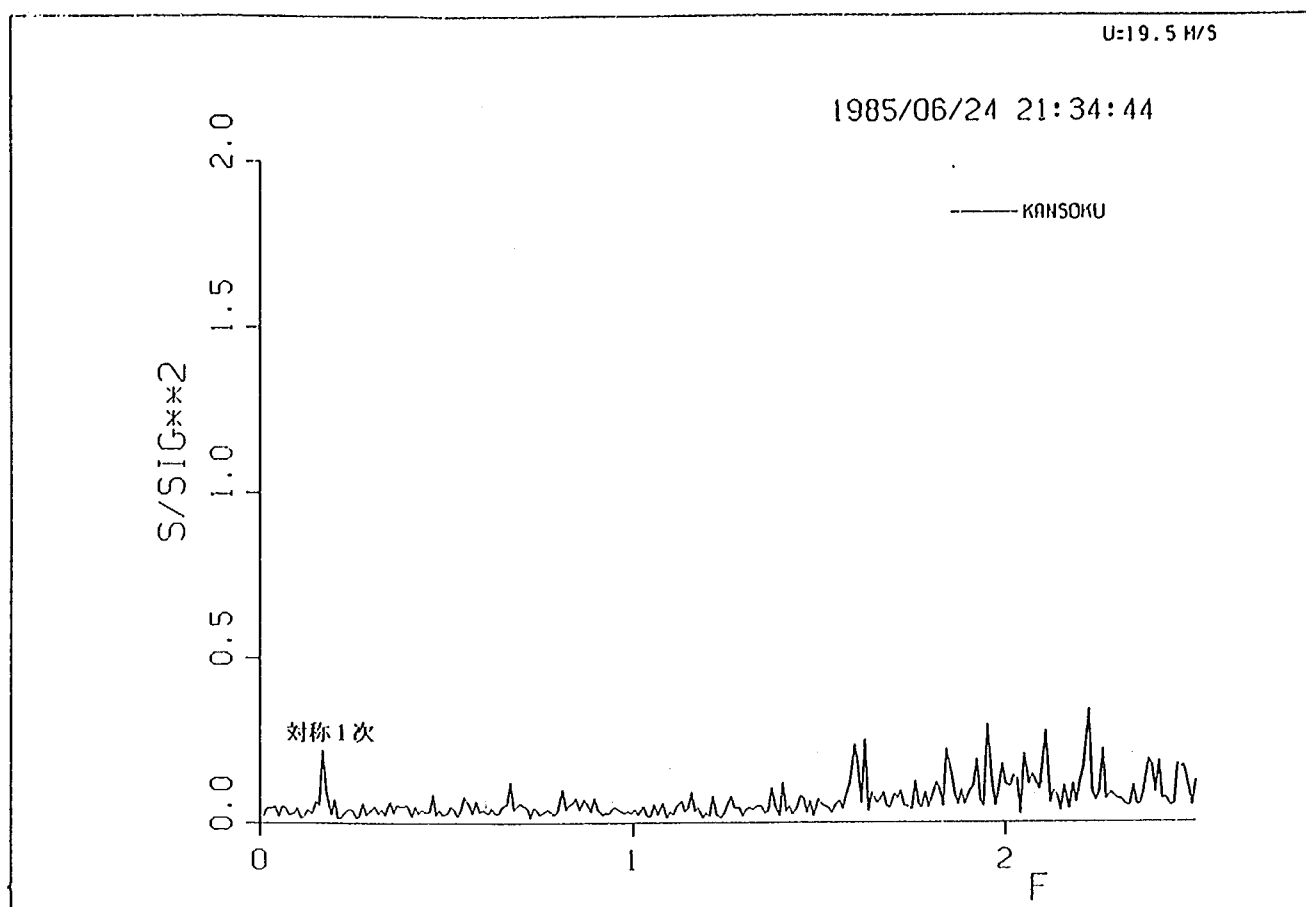


図-2.4.24 応答のパワースペクトル密度関数(鉛直たわみ加速度, 中央径間 1/2 点, 1985, 6, 24, 21:34)

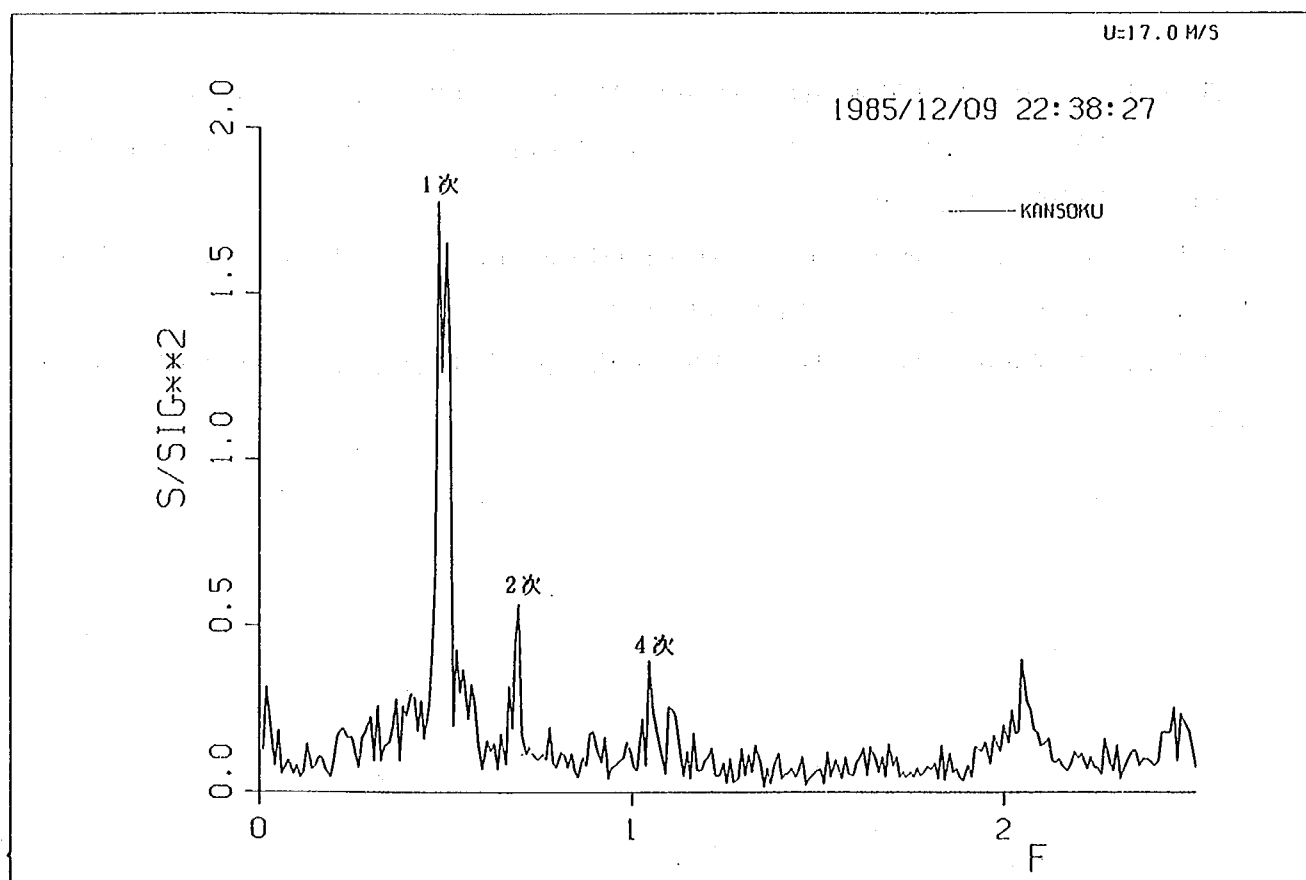


図-2.4.25 応答のパワースペクトル密度関数(鉛直たわみ加速度, 門崎T6P-T7P中間, 1985, 12, 9, 22:38)

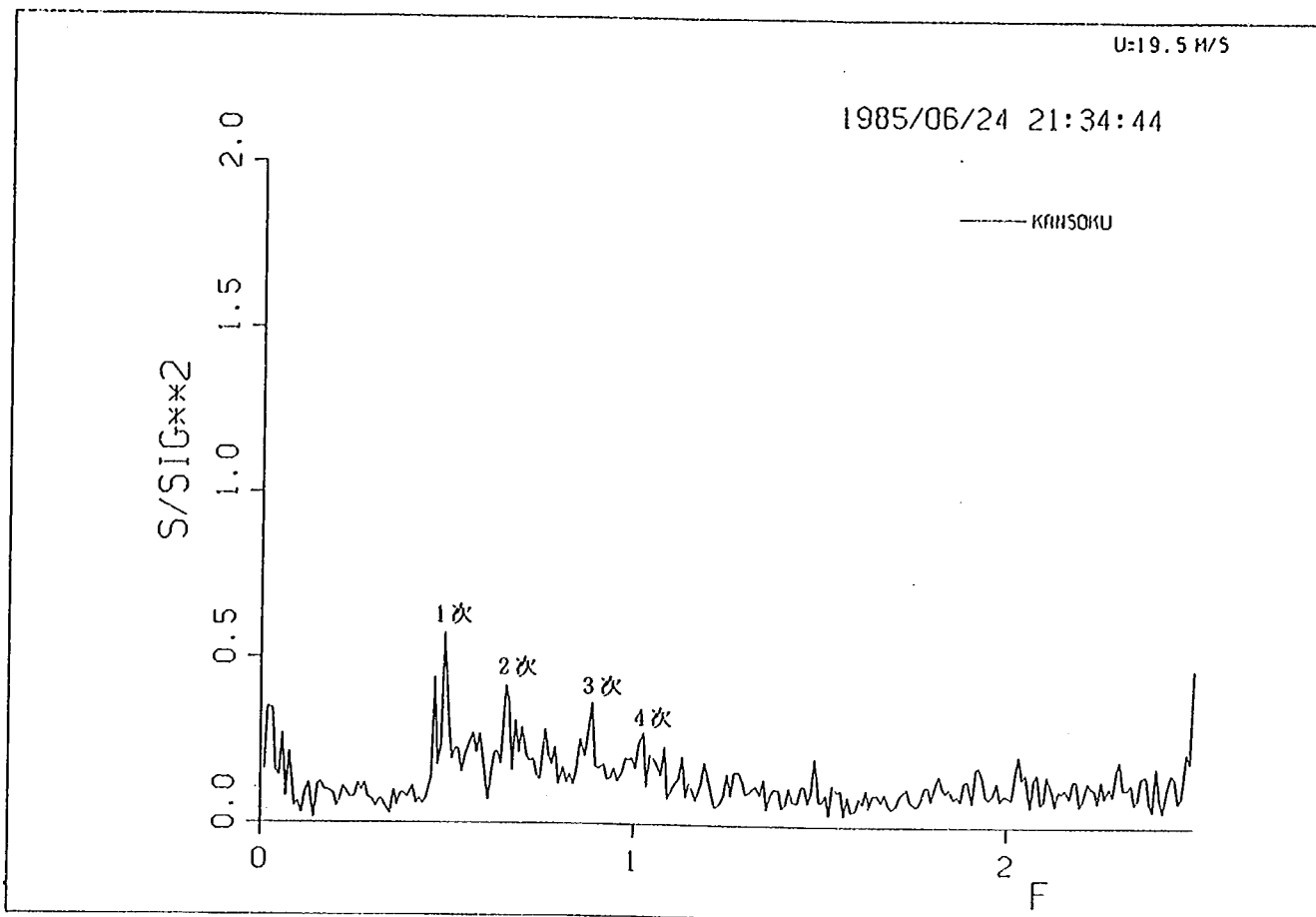
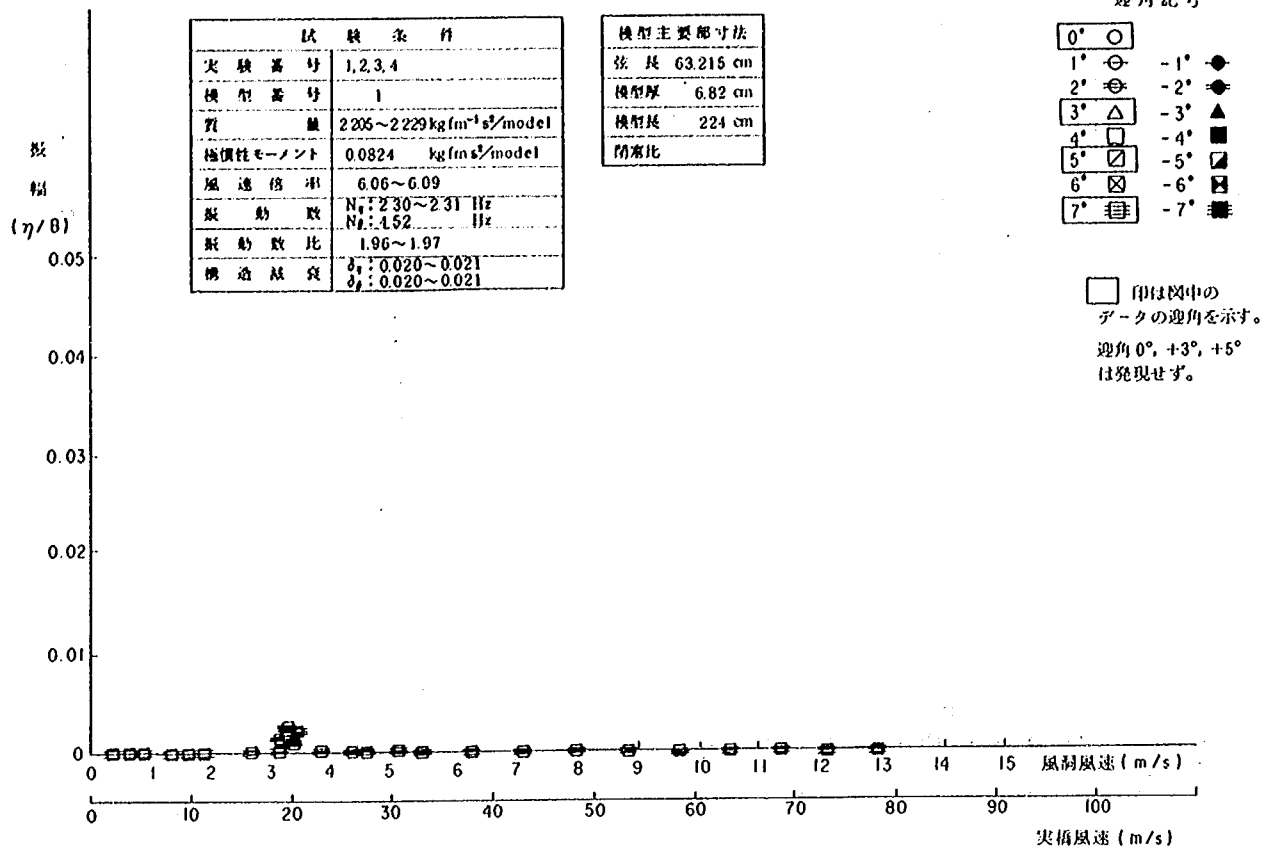
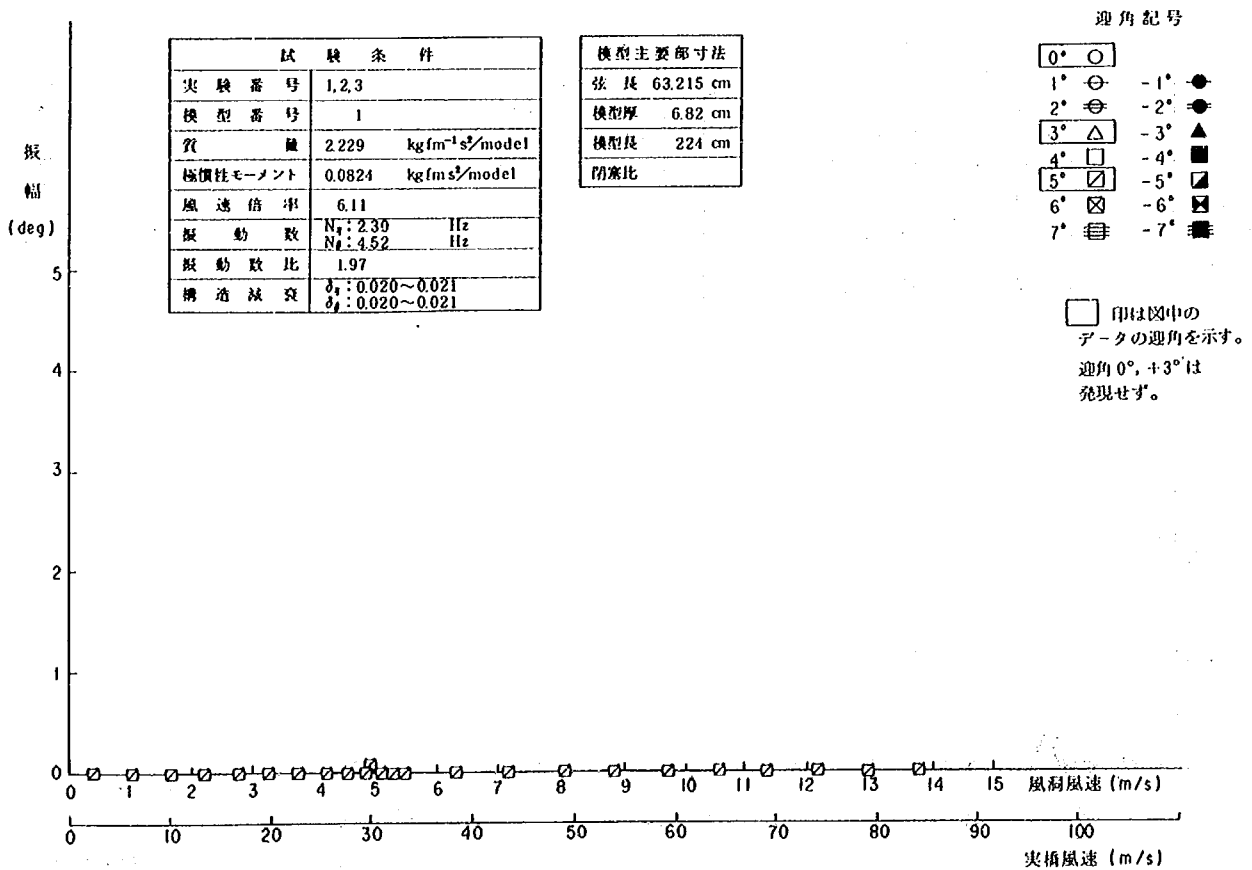


図- 2.4.26 応答のパワースペクトル密度関数(鉛直たわみ加速度, 門崎T6P-T7P中間, 1985, 6, 24, 21:34)

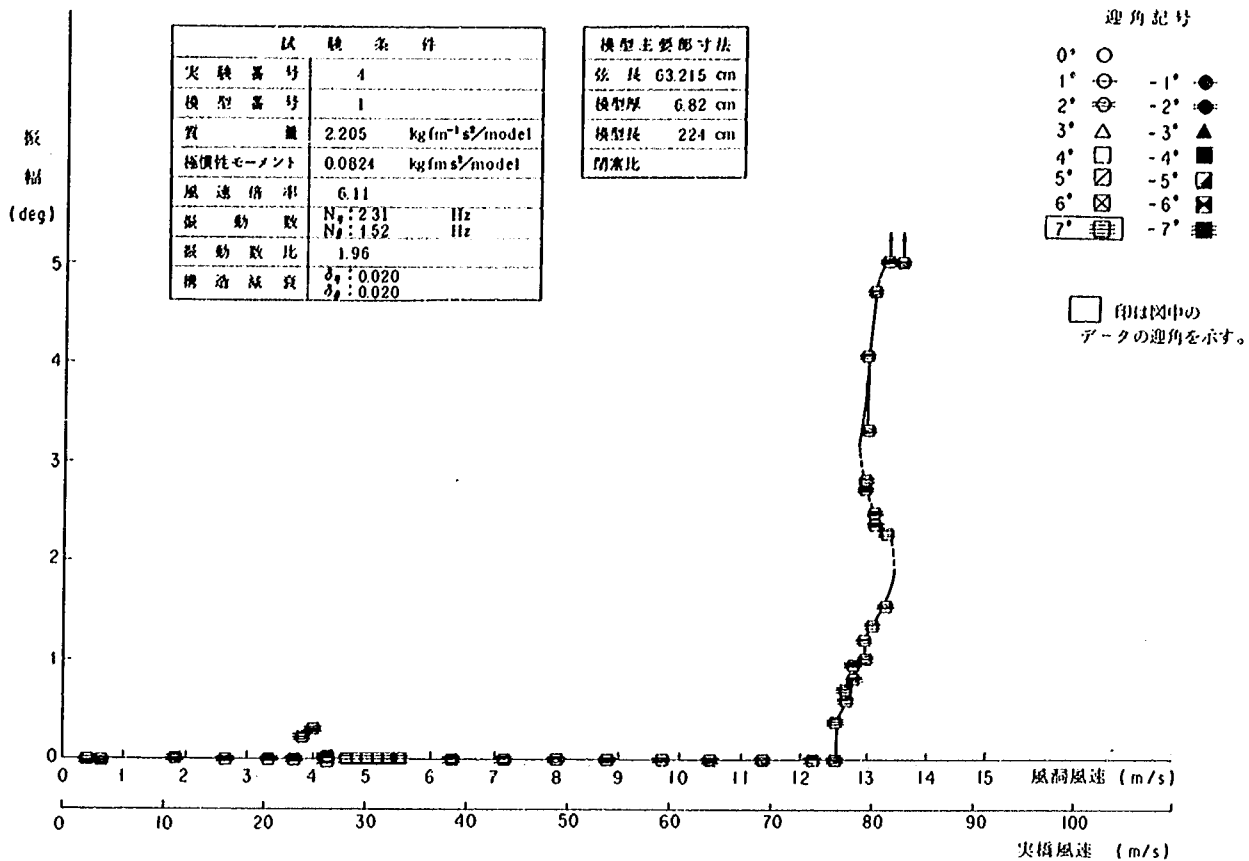
- 5) 建設省土木研究所；本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告，土木研究所資料第 2357 号, 1986
- 6) 建設省土木研究所構造研究室；タウトモデルを用いた風洞試験方法に関する研究報告書(I-1985), 土木研究所資料第 2378 号, 1986
- 7) ESDU ; Engineering Science Data, Wind Engineering, Volume 1, Wind and Turbulence Data, Engineering Science Data Unit Ltd., 1982
- 8) 建設省土木研究所構造研究室；自然風を考慮した橋の耐風性調査報告書，土木研究所資料第 2260号, 1985



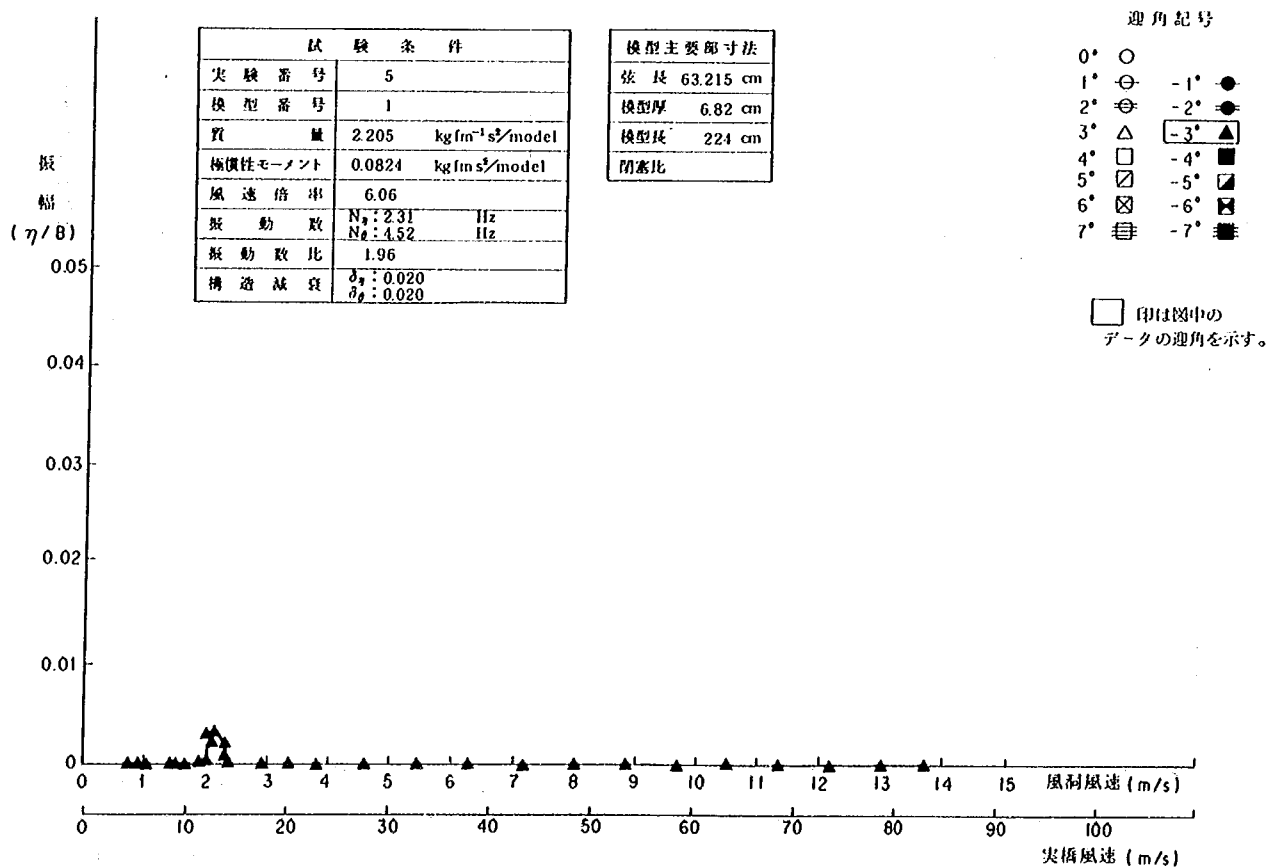
付図- 2.3.1.1 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



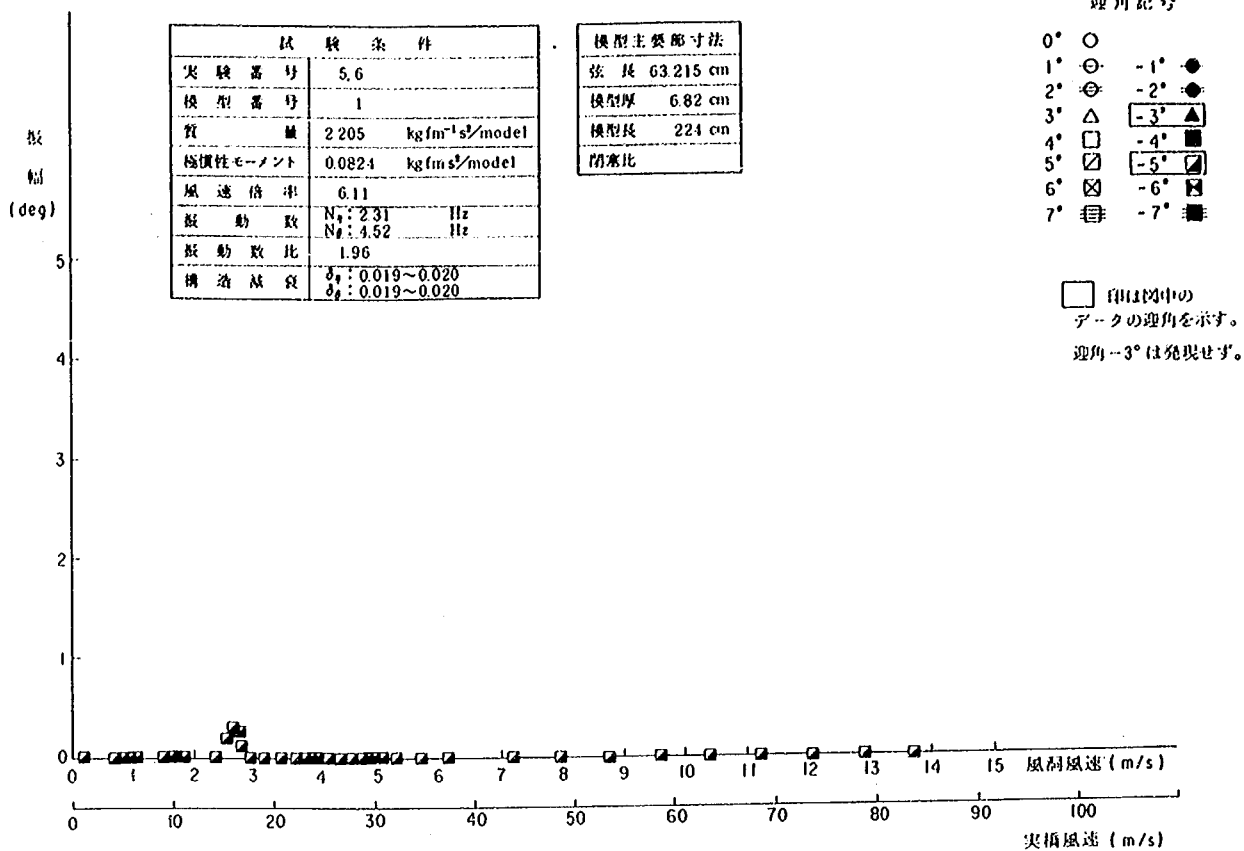
付図- 2.3.1.2 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



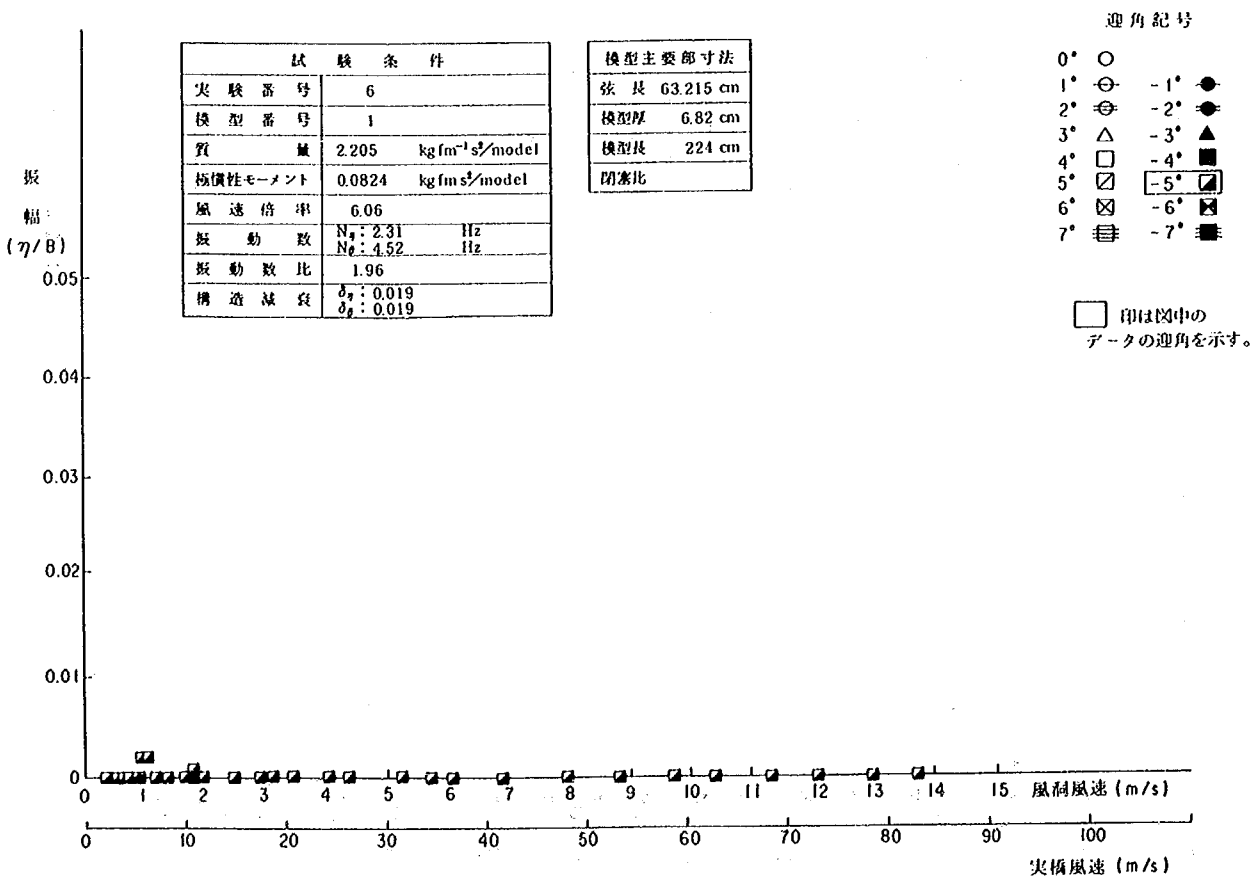
付図- 2. 3. 1. 3 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



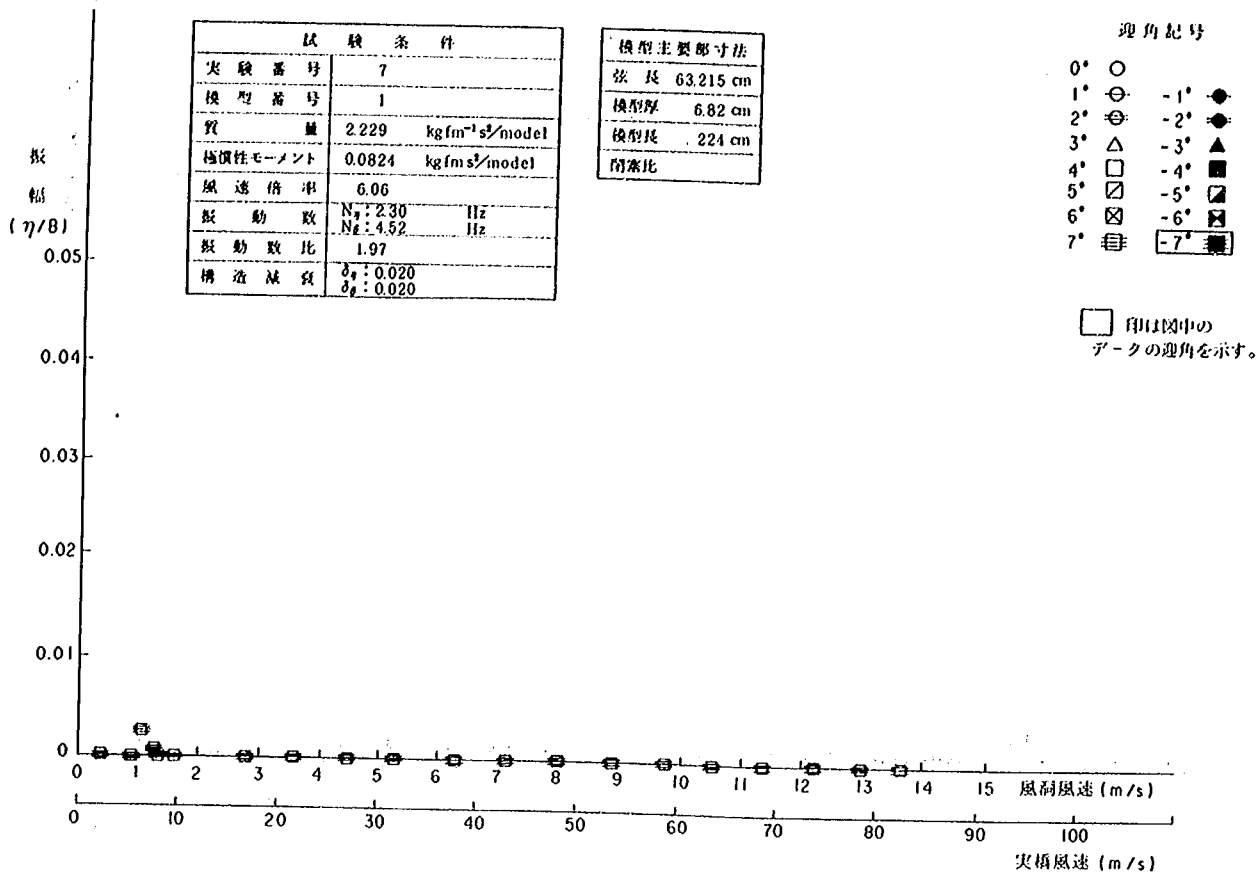
付図- 2. 3. 1. 4 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



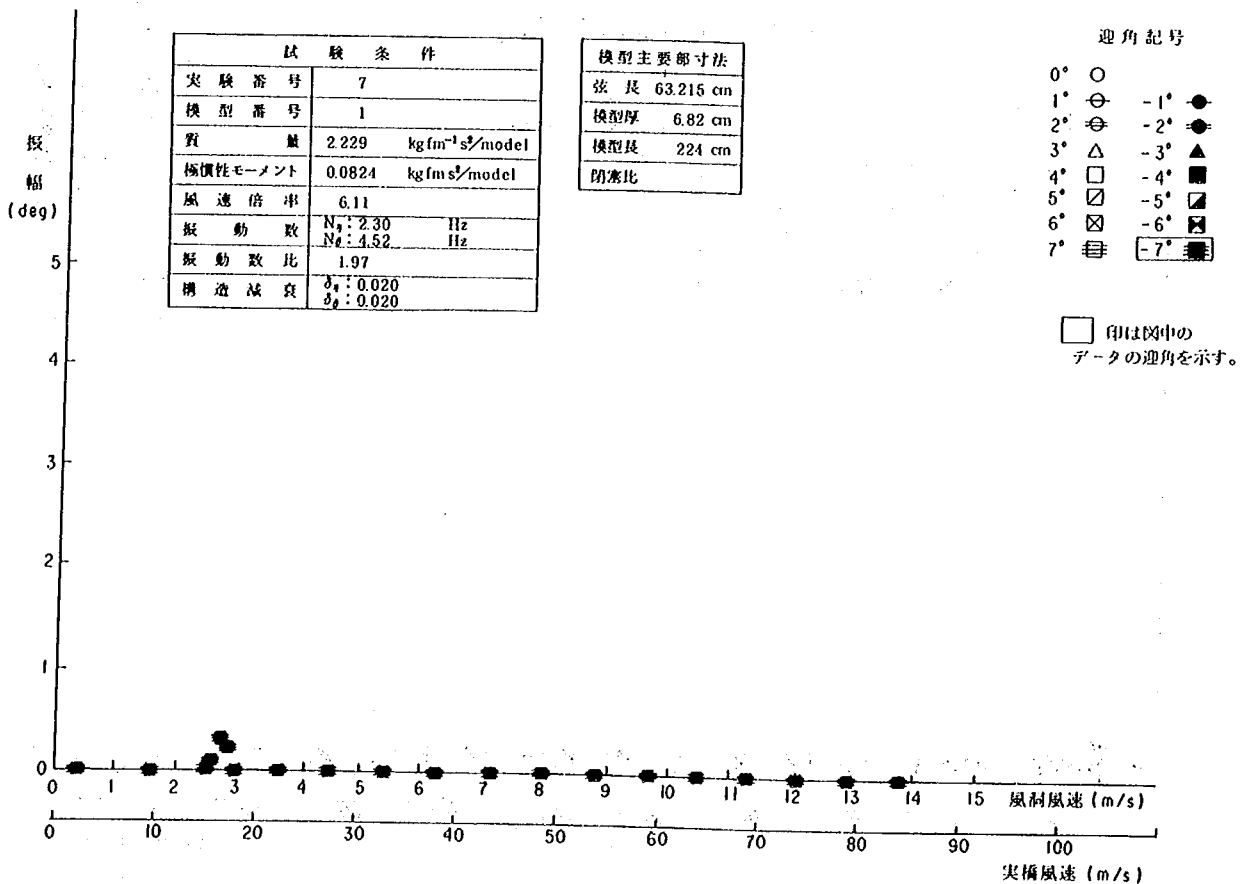
付図- 2. 3. 1. 5 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



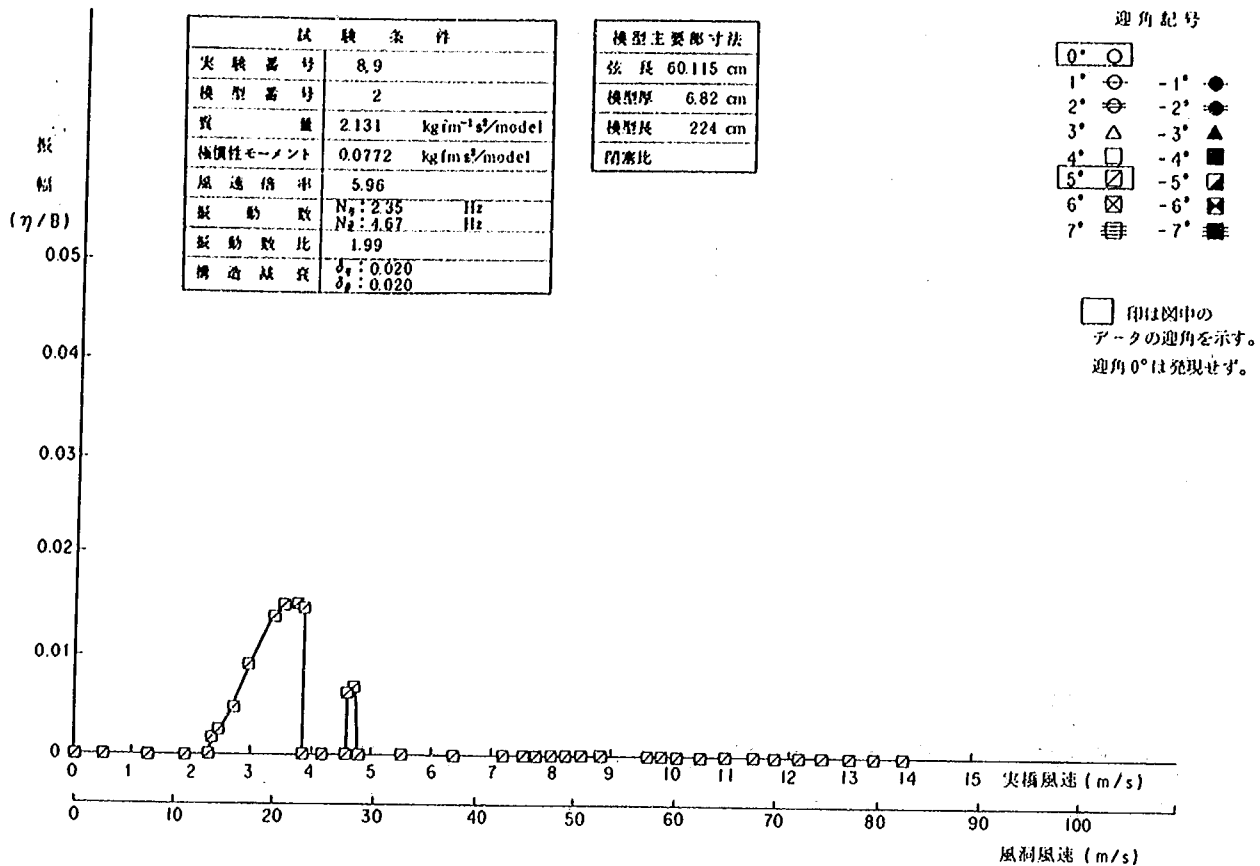
付図- 2. 3. 1. 6 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



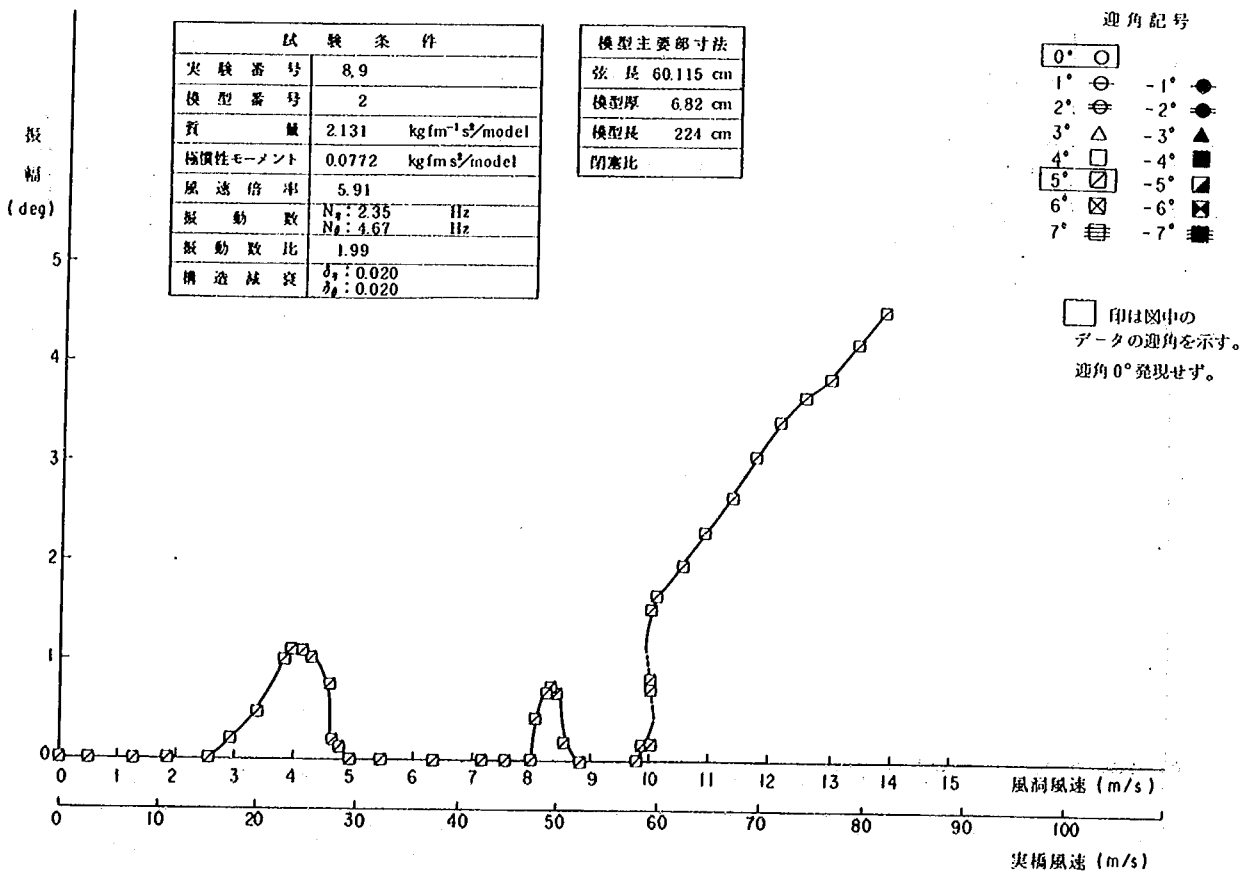
付図- 2.3.1.7 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



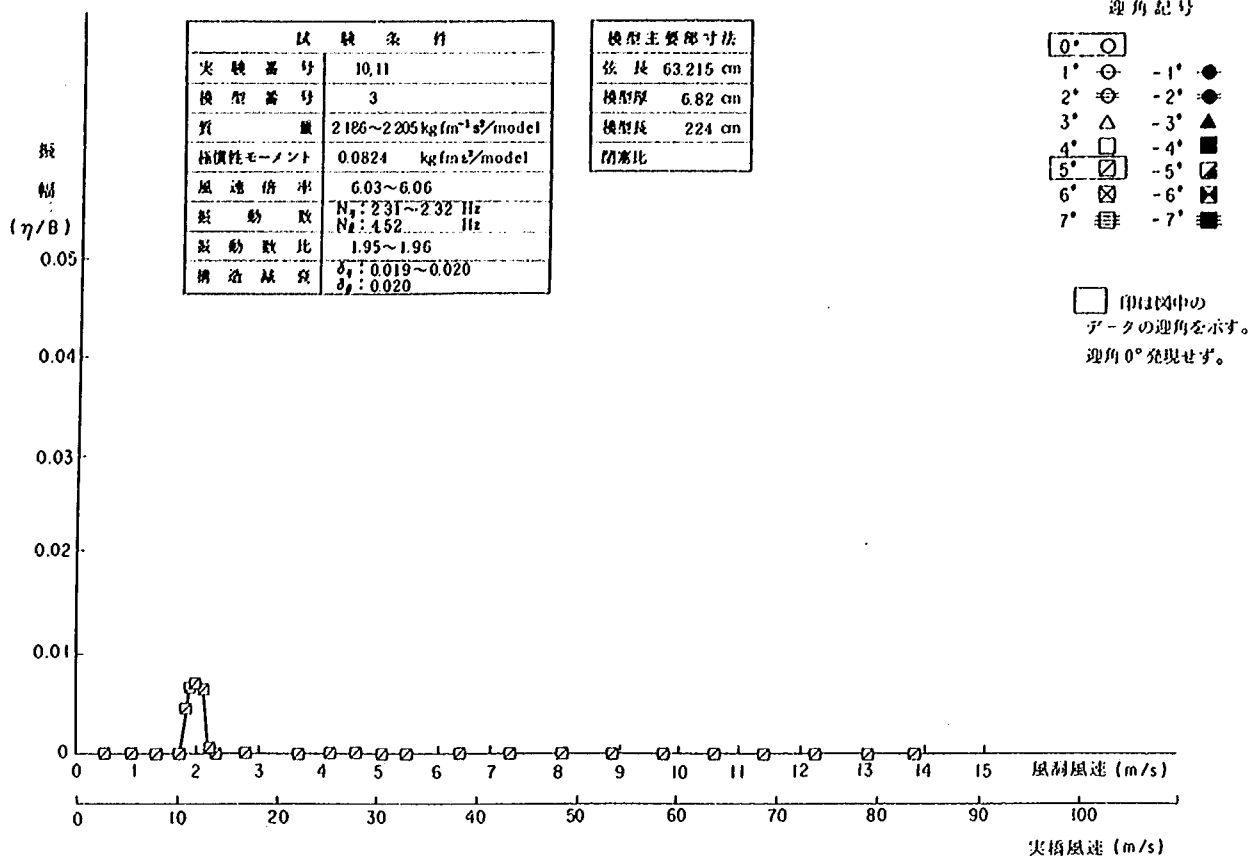
付図- 2.3.1.8 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



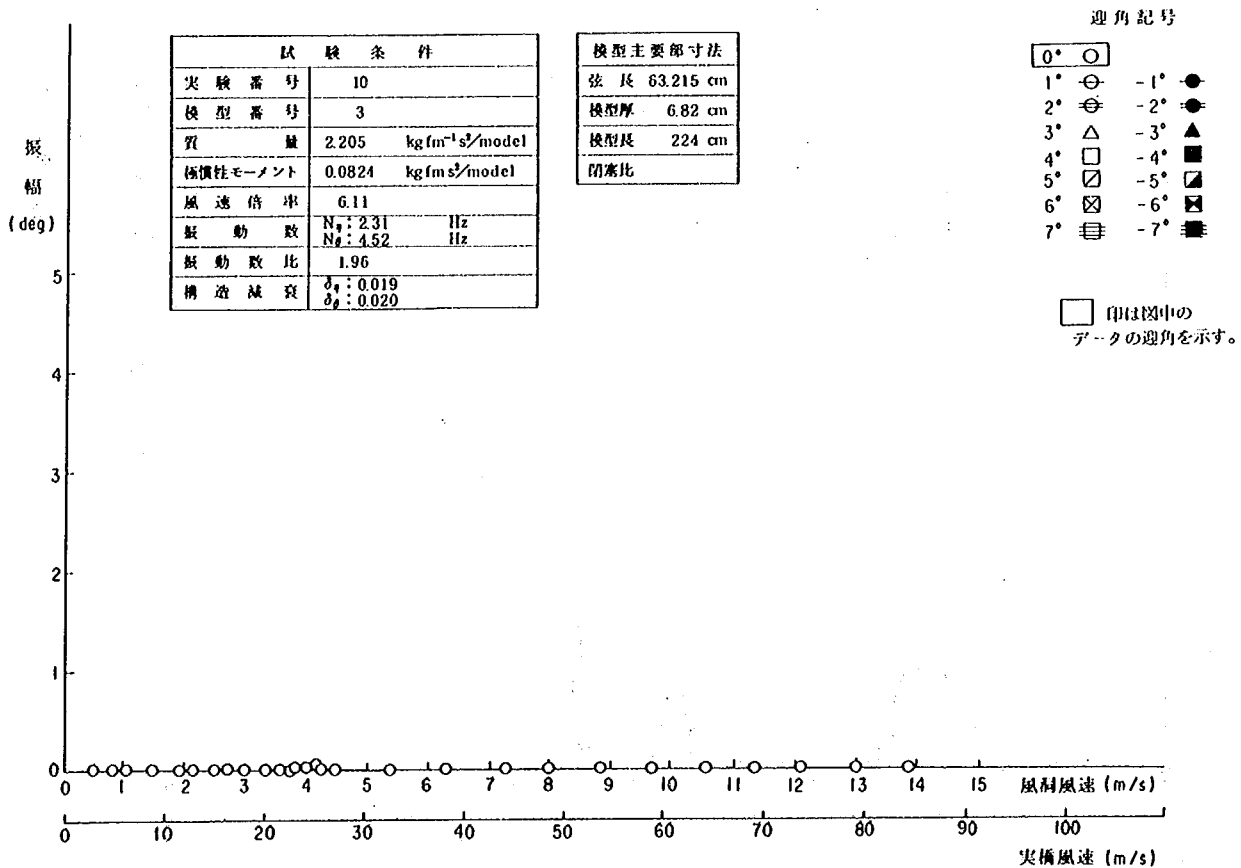
付図-2.3.1.9 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



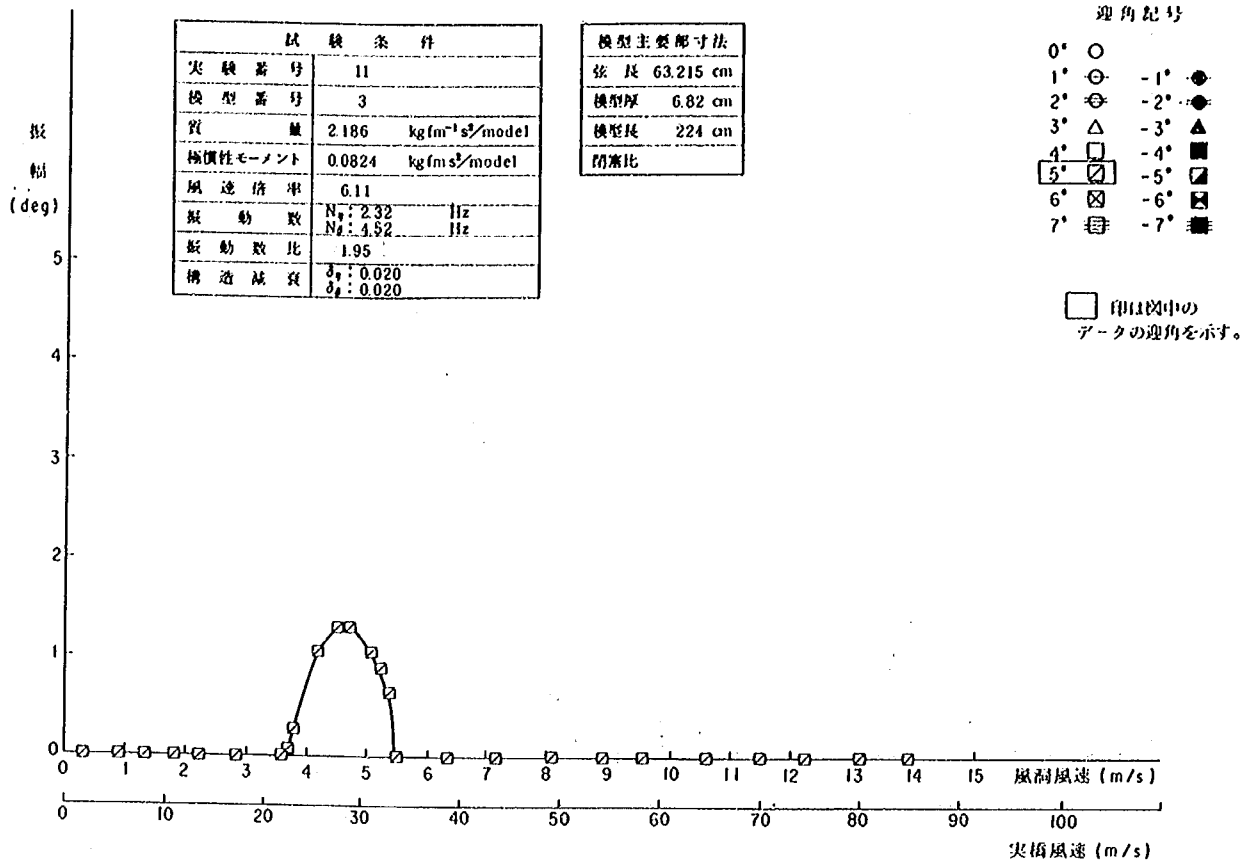
付図-2.3.1.10 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



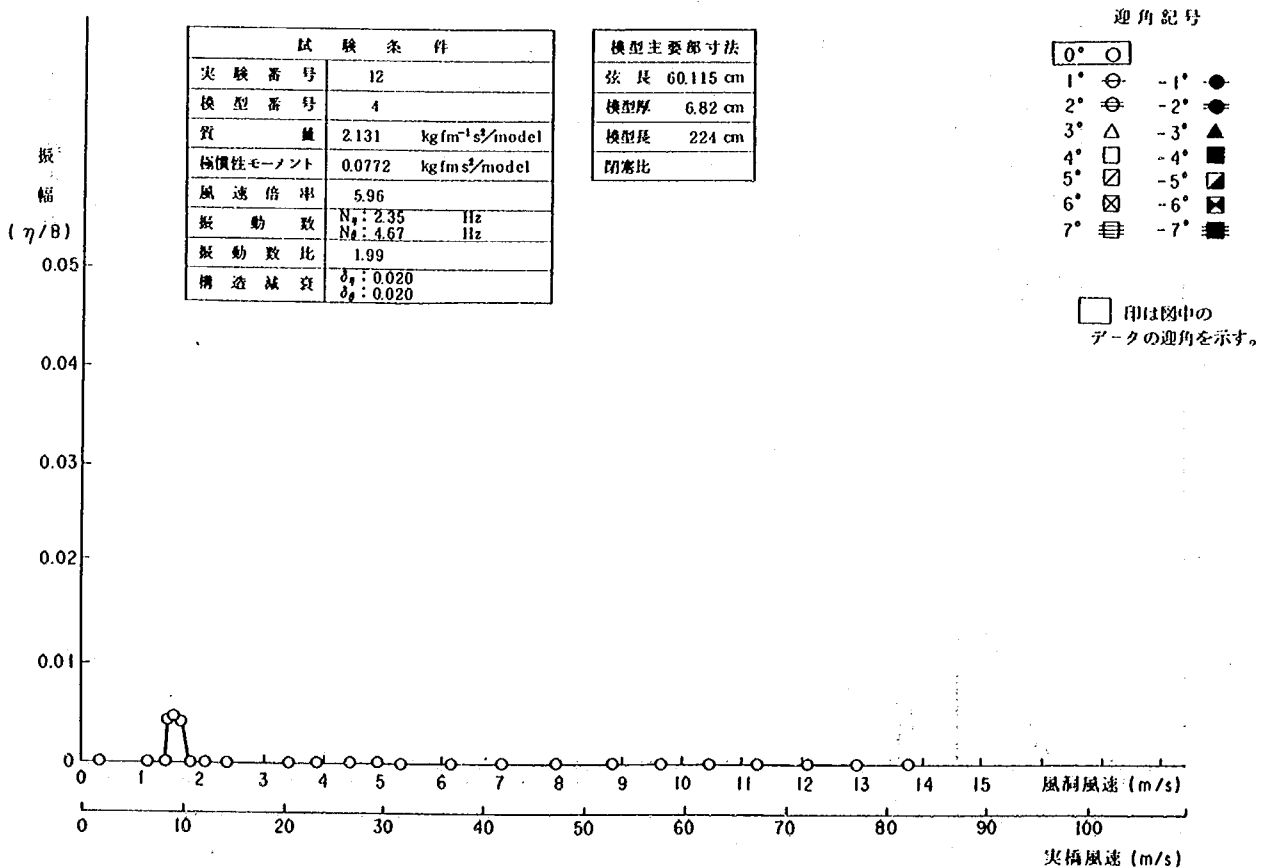
付図- 2.3.1.11 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



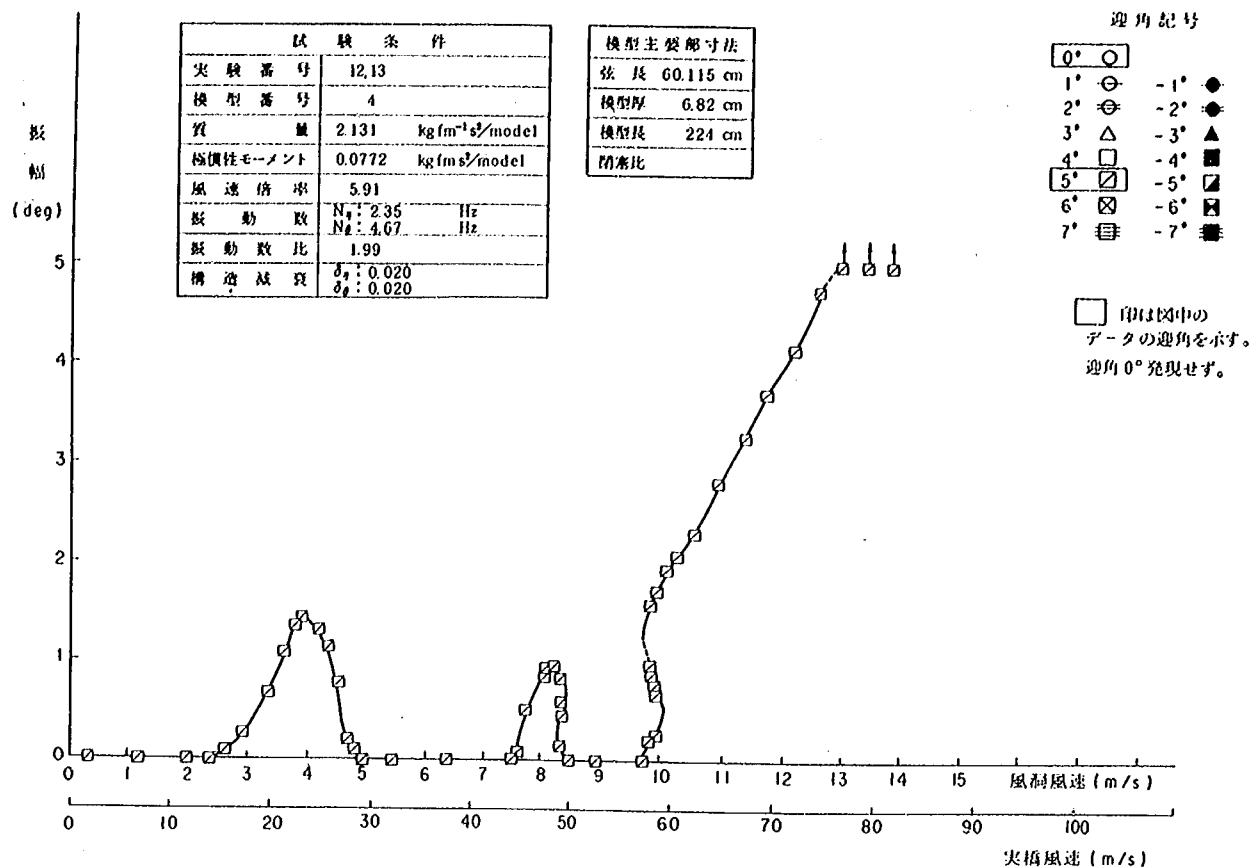
付図- 2.3.1.12 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



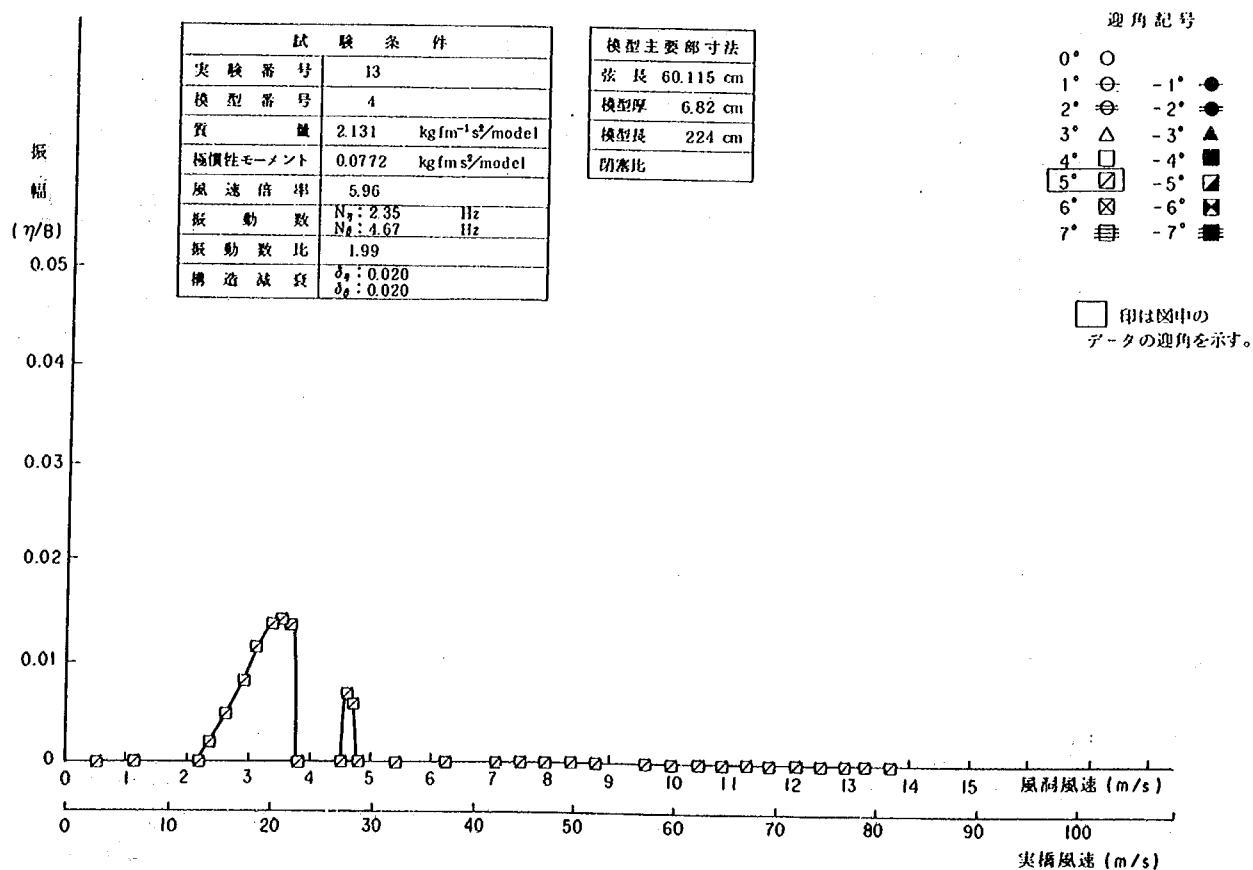
付図-2.3.1.13 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



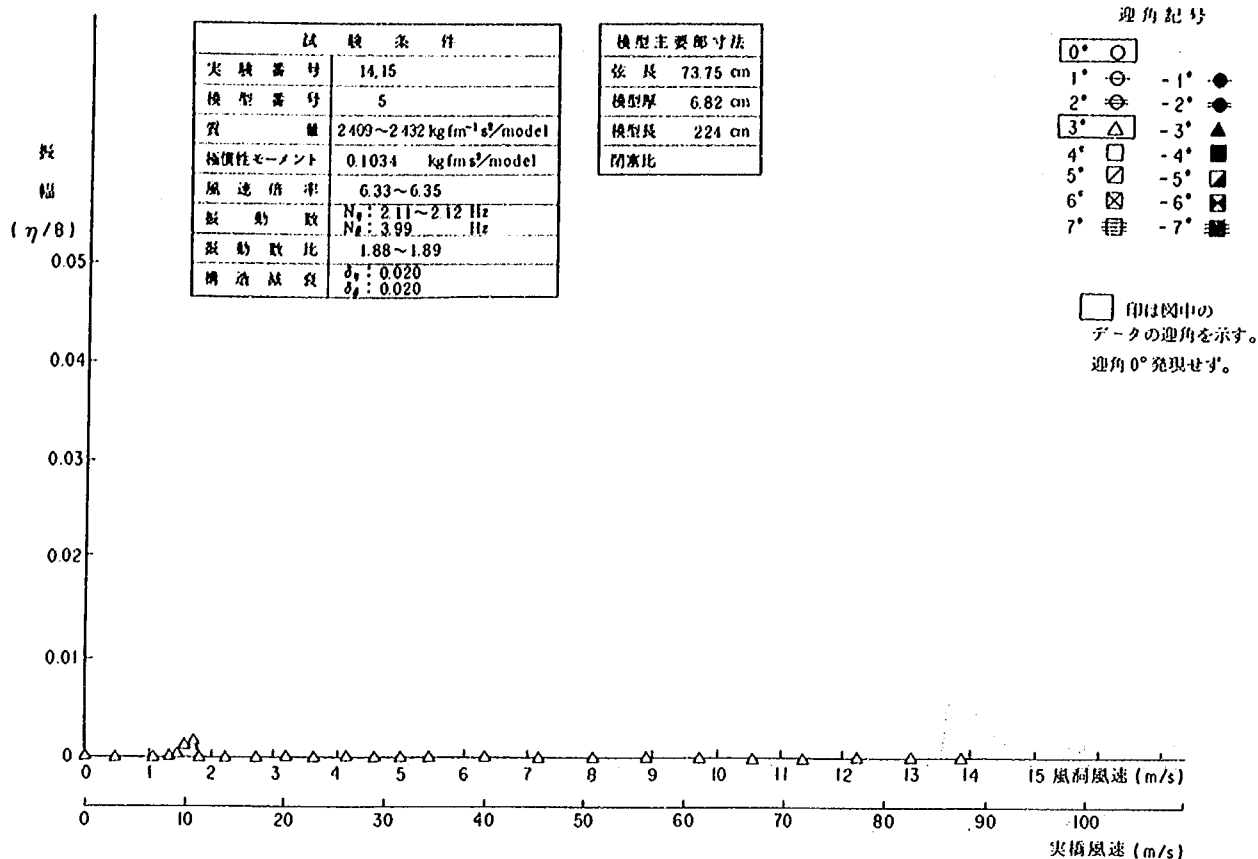
付図-2.3.1.14 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



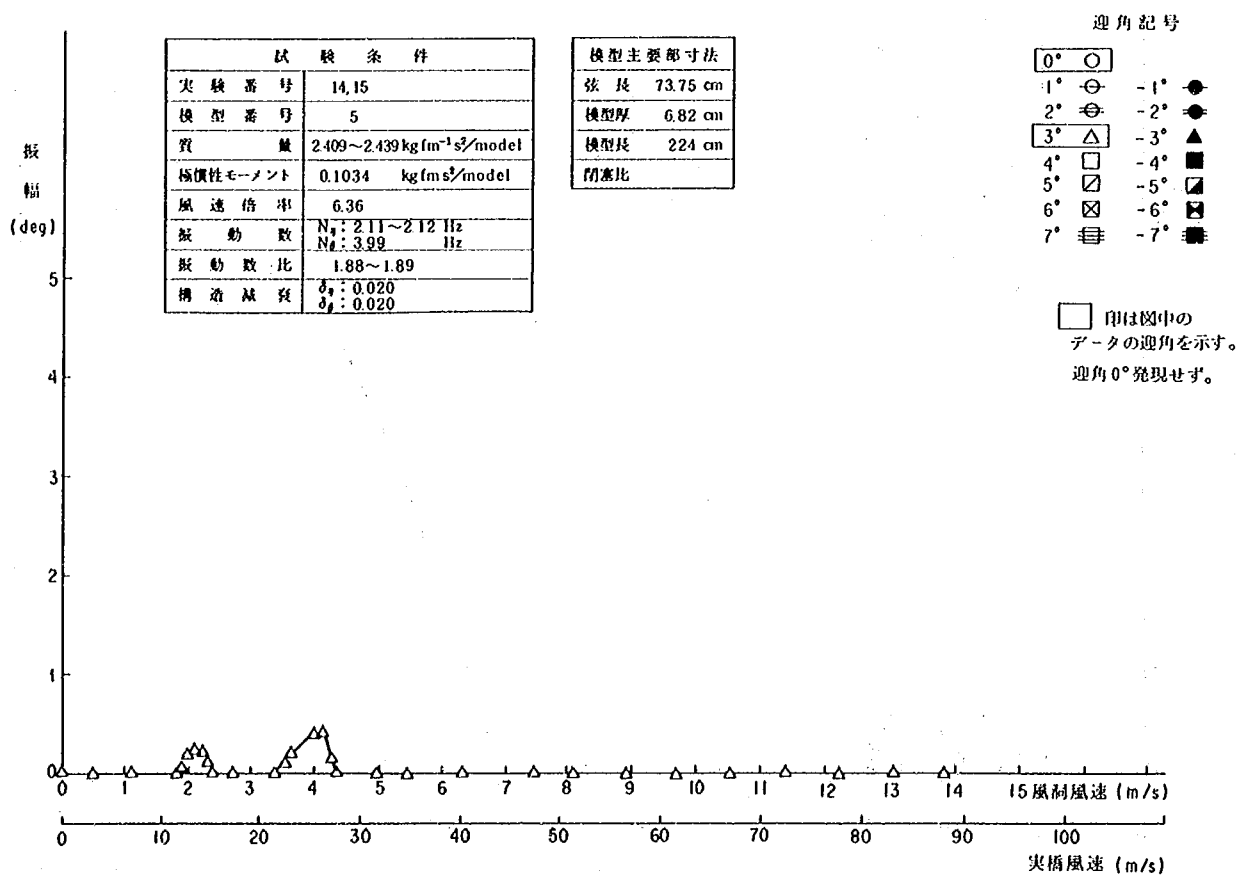
付図- 2.3.1.15 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



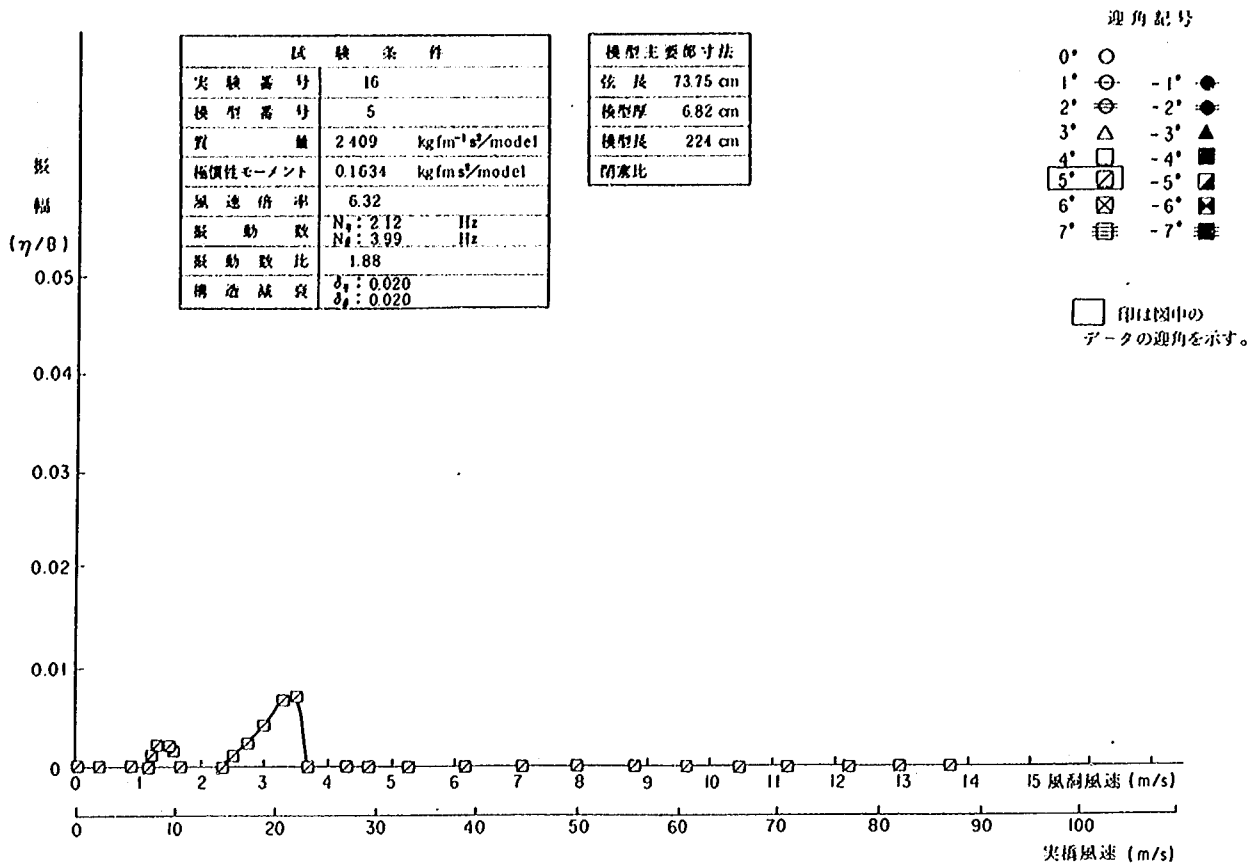
付図- 2.3.1.16 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



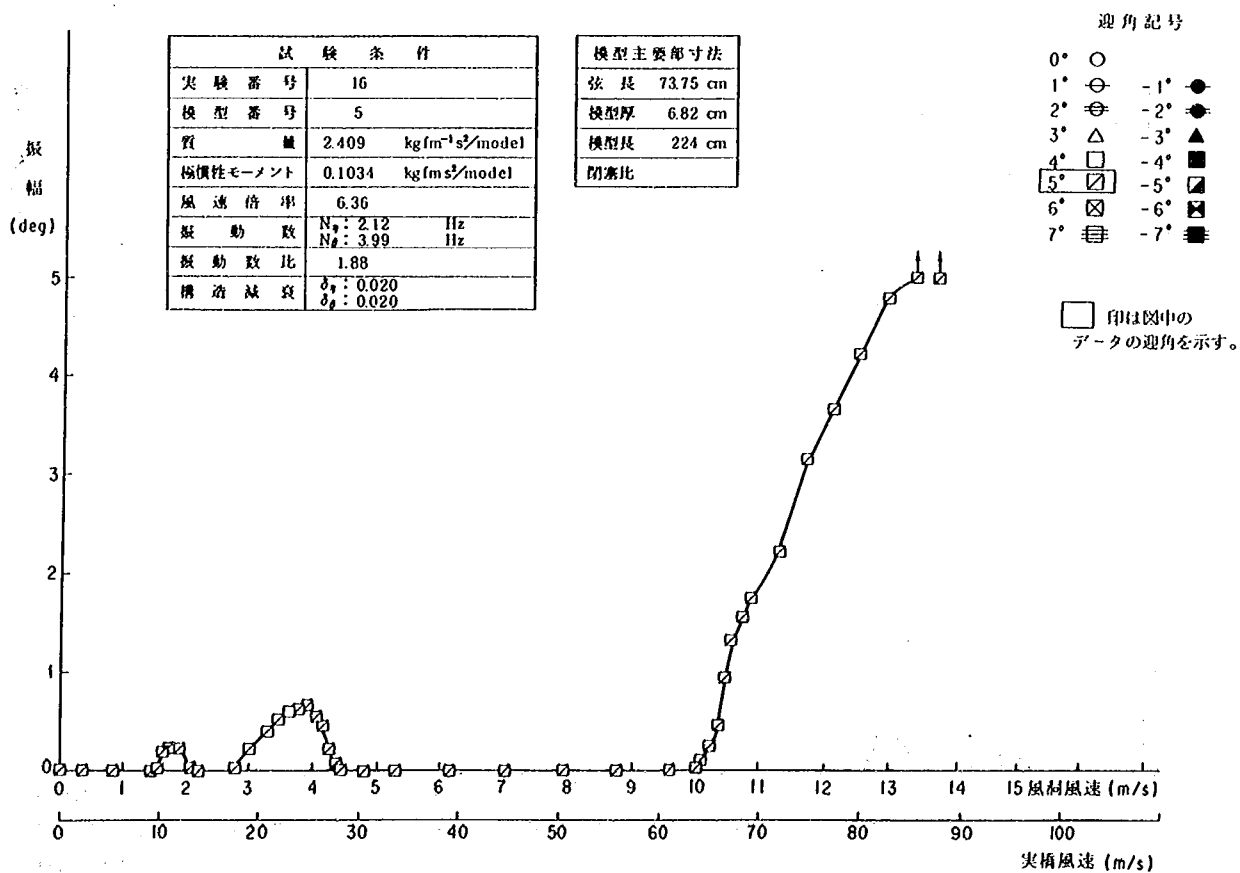
付図- 2.3.1.17 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



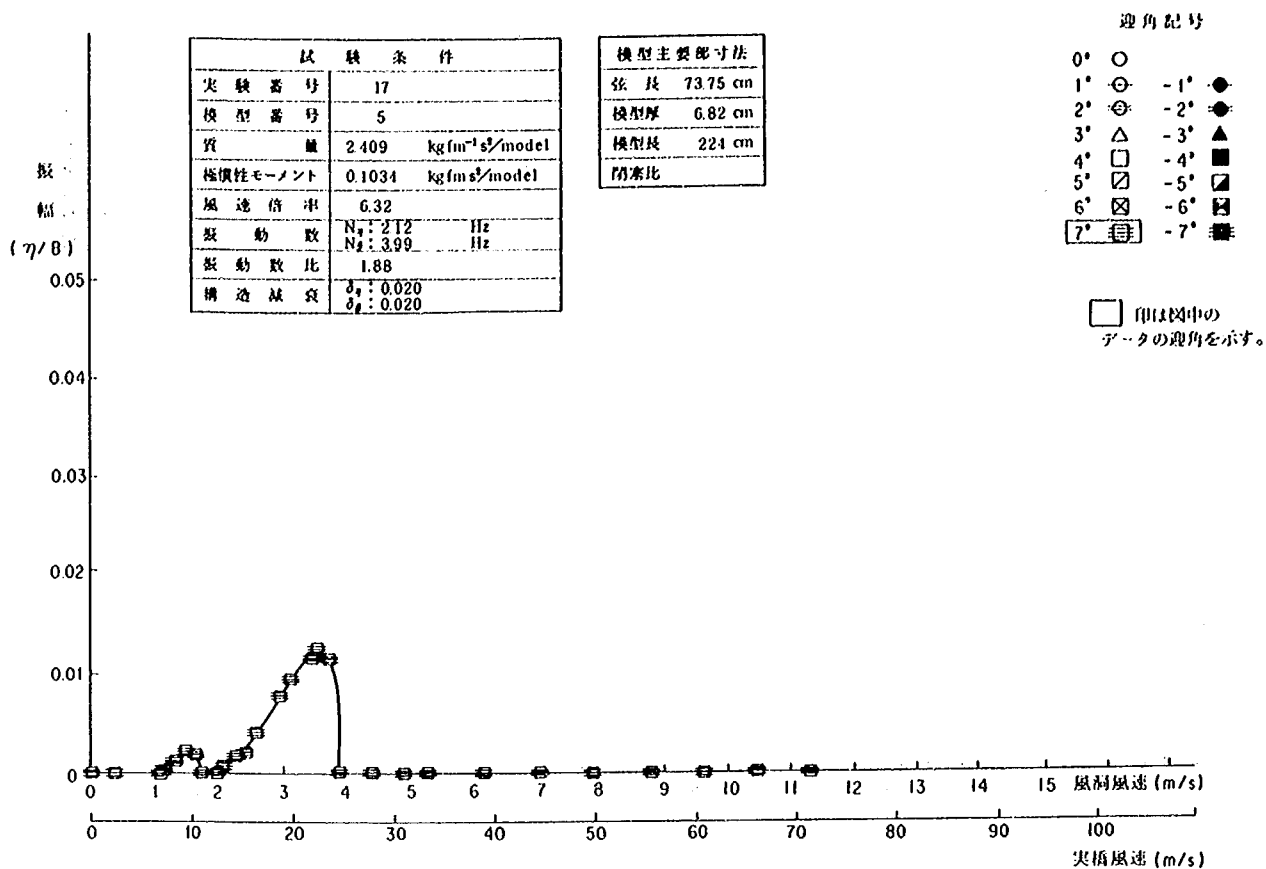
付図- 2.3.1.18 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



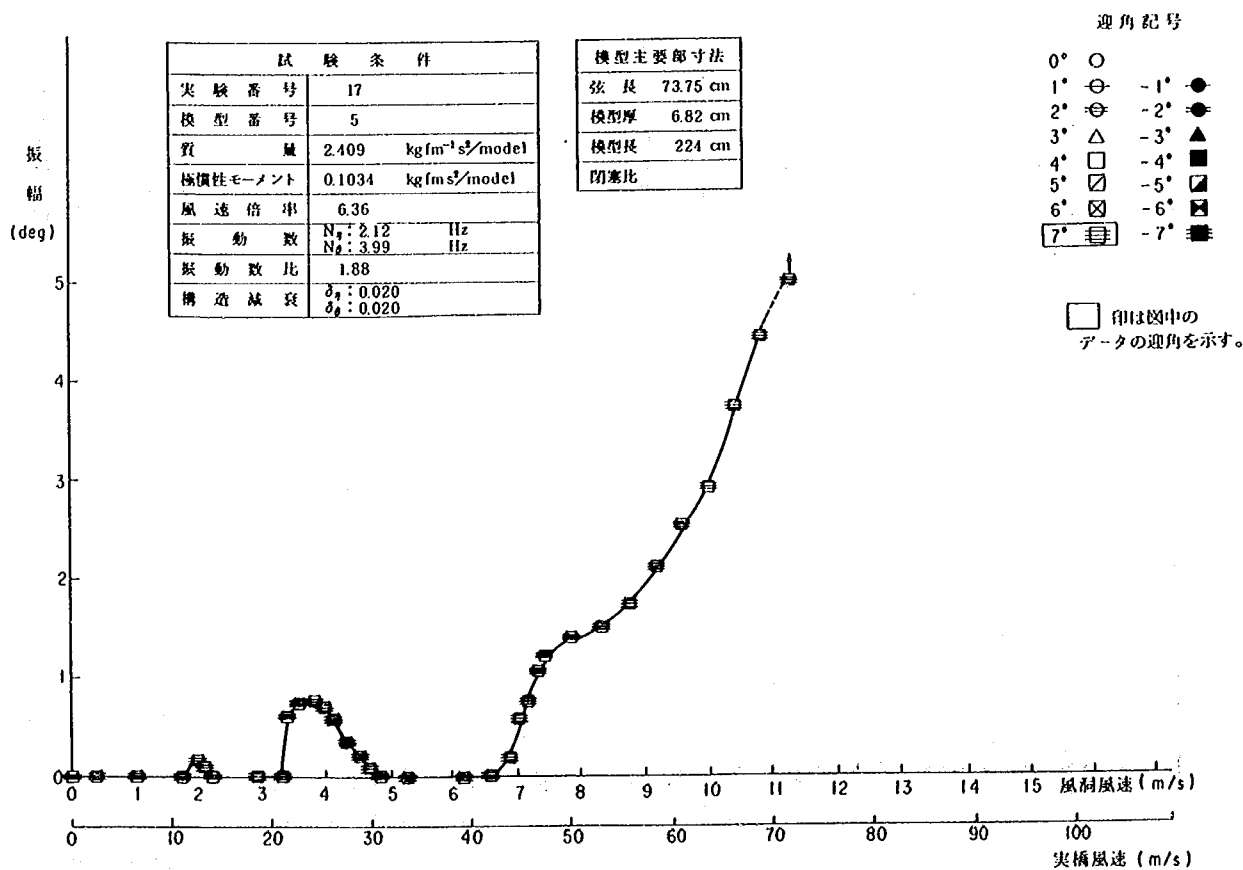
付図- 2. 3. 1. 19 生口橋橋桁 振幅—風速曲線



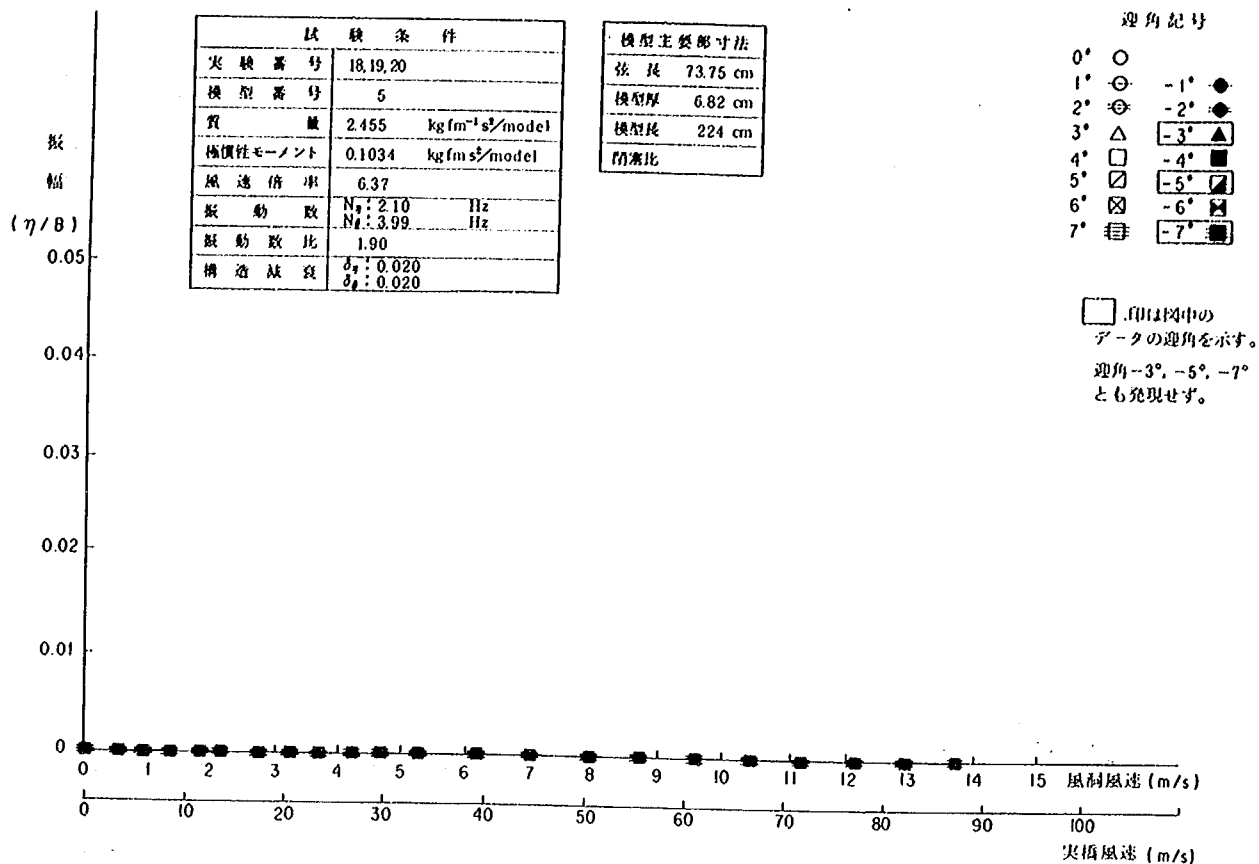
付図- 2. 3. 1. 20 生口橋橋桁 振幅—風速曲線



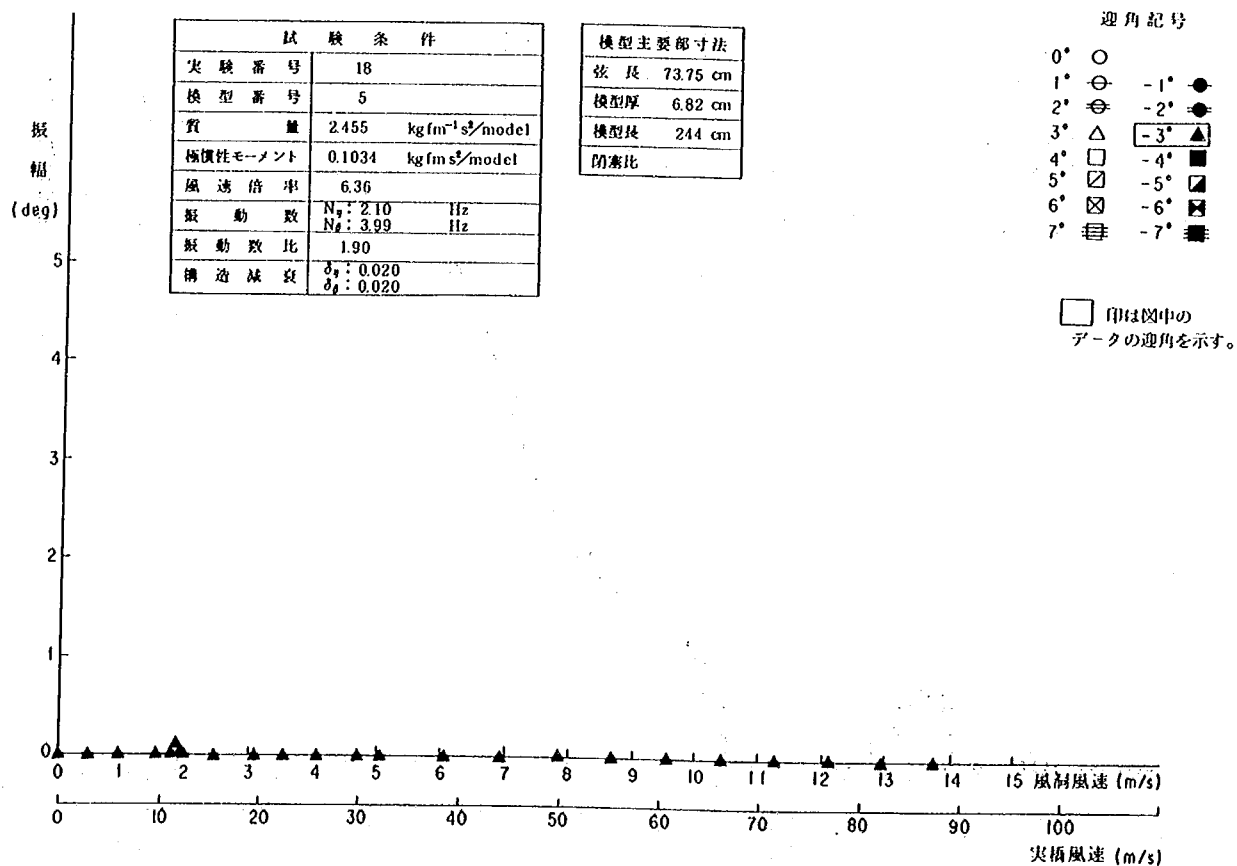
付図- 2.3.1.21 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



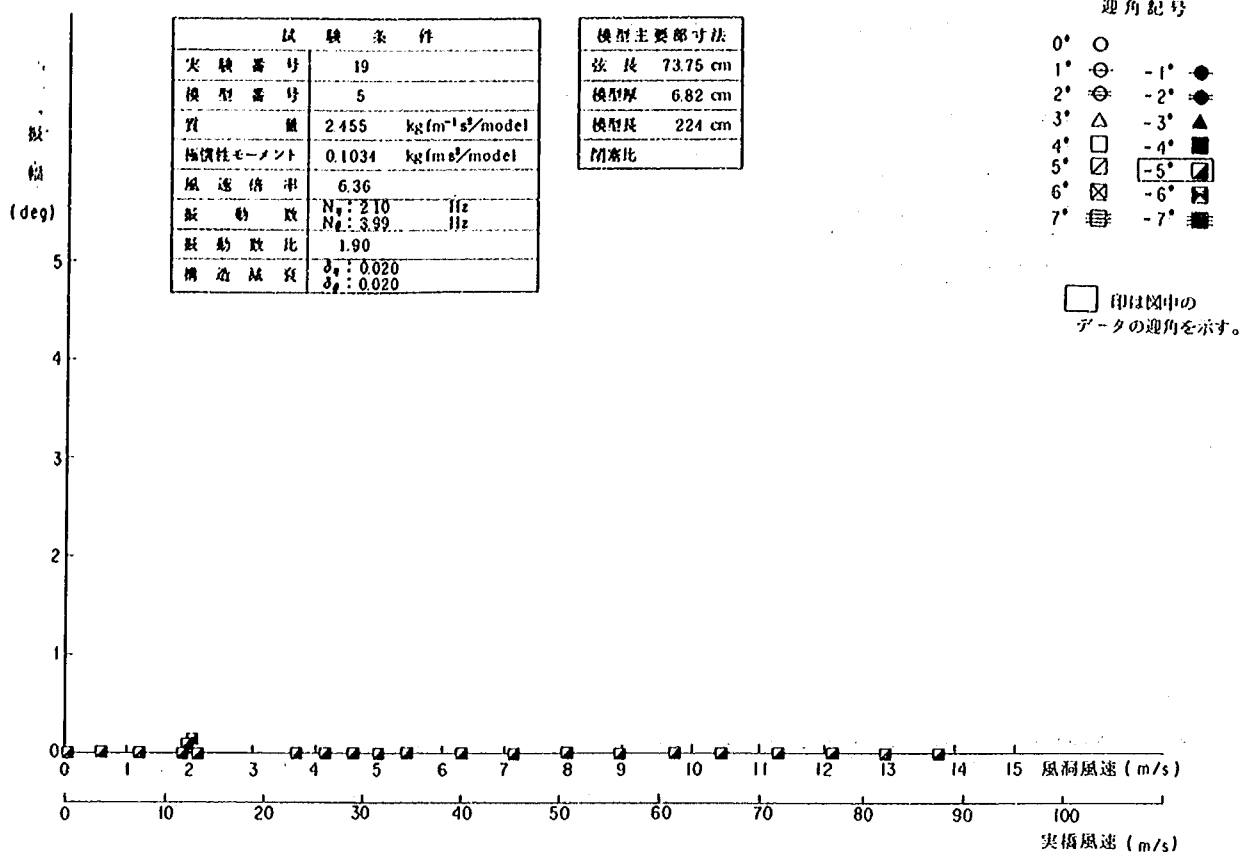
付図- 2.3.1.22 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



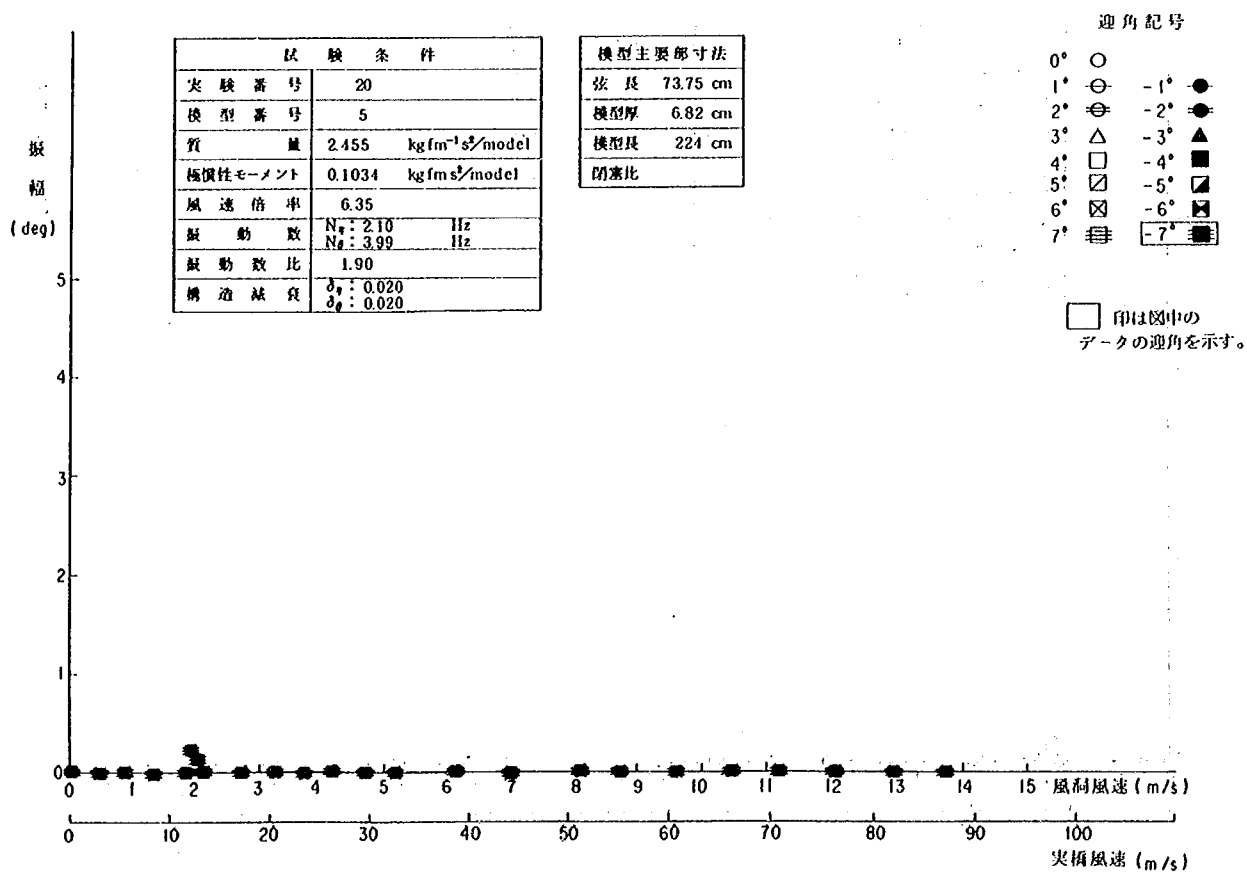
付図- 2.3.1.23 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



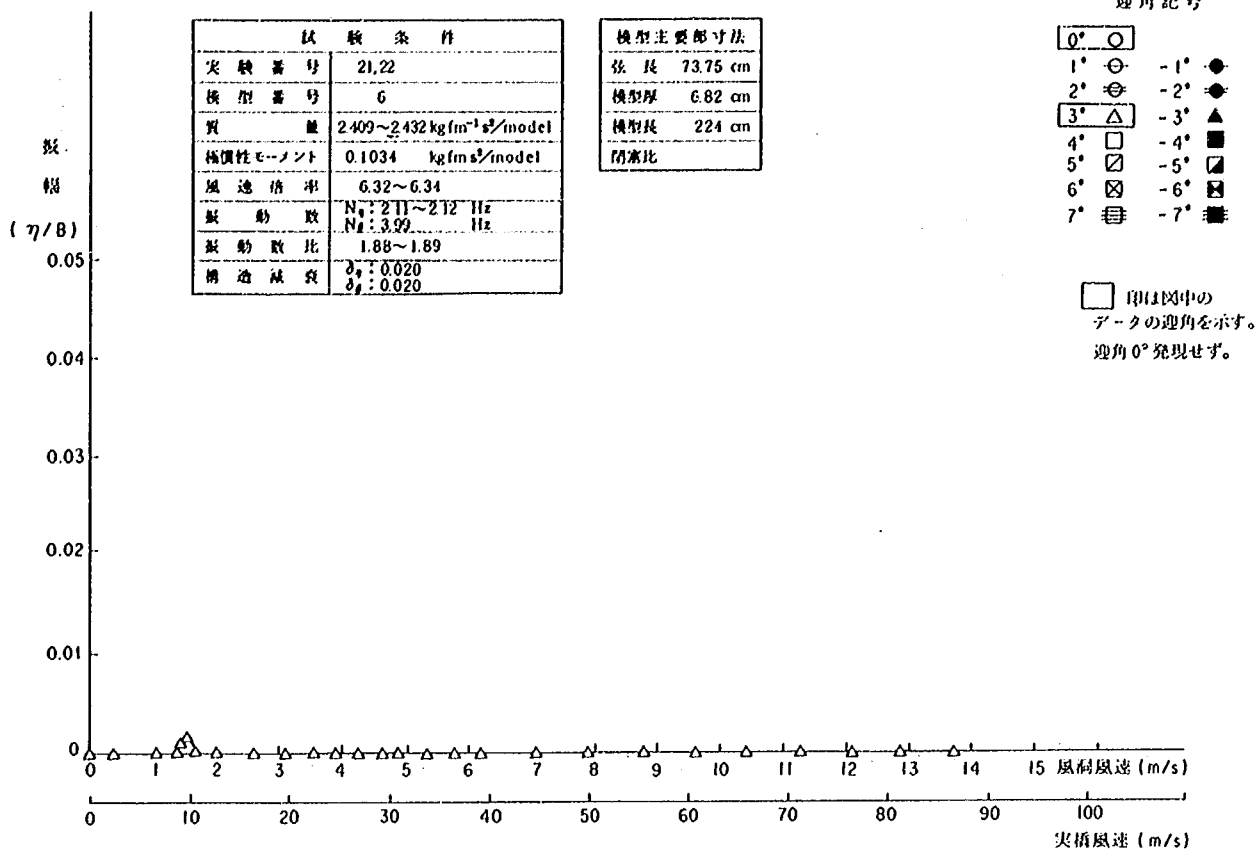
付図- 2.3.1.24 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



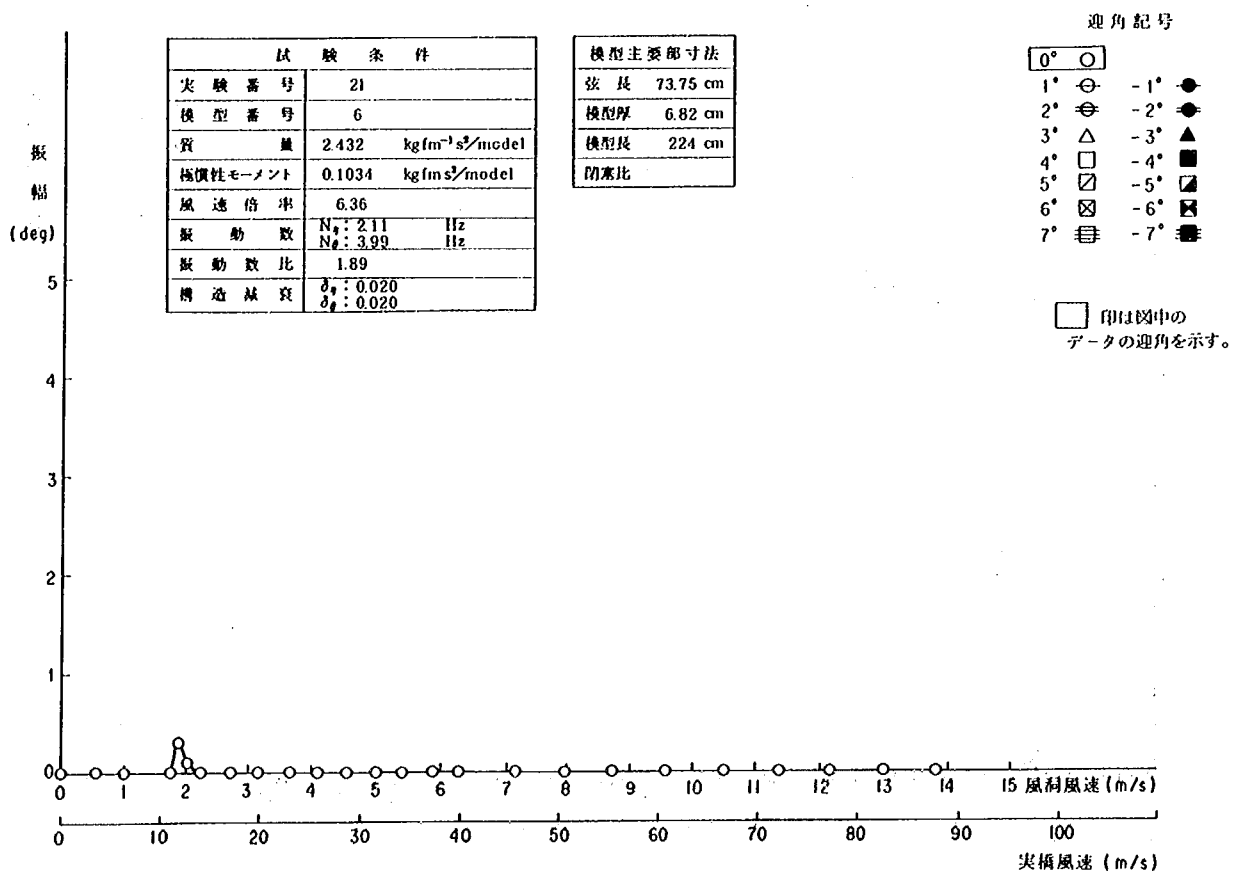
付図- 2.3.1.25 生口橋橋桁 振幅—風速曲線



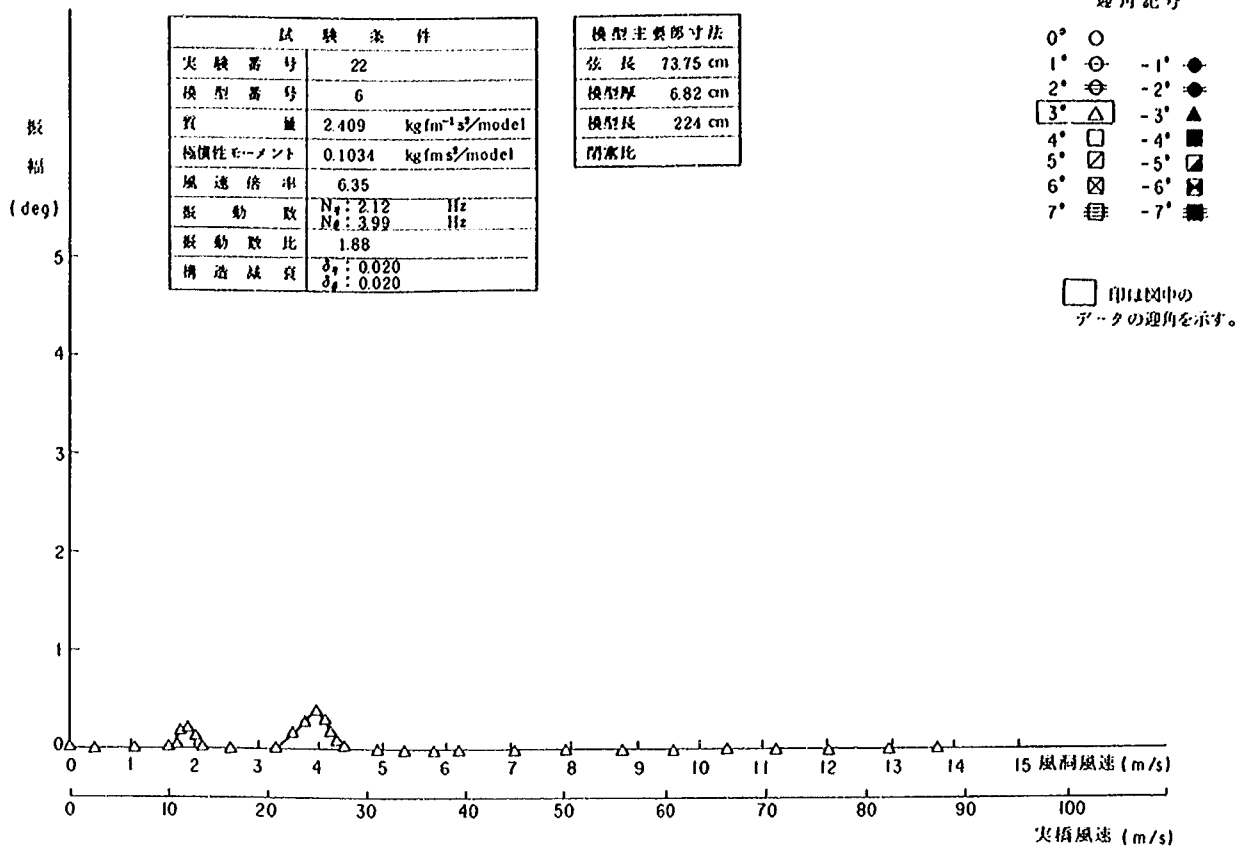
付図- 2.3.1.26 生口橋橋桁 振幅—風速曲線



付図- 2. 3. 1. 27 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



付図- 2. 3. 1. 28 生口橋橋桁 振幅-風速曲線



付図- 2. 3. 1. 29 生口橋橋桁 振幅-風速曲線

第3章 長大吊橋の設計荷重に関する調査

橋梁研究室 藤 原 稔

岩 崎 泰 彦

鹿 島 久 義

3-1 まえがき

明石海峡大橋は、橋長が約 3,900 m、中央径間が約 2,000 m という長大吊橋として計画されている。このような長大吊橋では、中小スパン橋梁に比べ部材に生ずる応力の中で死荷重による応力の占める割合が高く、特に主ケーブルにおいては全応力の約 90 % を死荷重応力が占めると考えられる。

そこで、これらの部材の設計に対し許容応力度法を適用すると、設計値からの変動の小さい死荷重に対し活荷重と同様の安全率が付与されるため、死荷重応力の小さい部材に比べ大きな安全性が見込まれ不経済な設計となる恐れもある。

したがって、その設計に各荷重のそれぞれのばらつきをより合理的に設計に反映し得る限界状態設計法を導入する必要性は、極めて高いと考えられる。

本調査試験は、上述の考えに基づき長大吊橋の設計に限界状態設計法を導入するために必要となる荷重に関する検討を目的に実施するものである。過去、昭和 58 年度において活荷重係数の試算、昭和 59 年度において主ケーブルを対象とした死荷重係数の試算、昭和 60 年度において全体安全係数の検討及び限界状態設計法による明石海峡大橋の主ケーブルの試設計が実施されている。

昭和 61 年度は、これらの検討結果を踏まえながら、明石海峡大橋の主ケーブルの設計に適用し得るより精度の高い荷重係数を得ることを目標に活荷重係数、死荷重係数の検討を実施した。また、合わせて組み合わせを考慮した場合に用いる温度変化の範囲について概略的な検討を実施した。以下に検討内容を示す。

3-2 死荷重係数の算定

3-2-1 検討方針

死荷重係数については、昭和 59 年度に主ケーブルを対象とした試算が実施されている。しかし、その試算では、主ケーブルにかかる全ての死荷重項目に関するデータが得られないことから、いくつかの死荷重項目のばらつきを他の死荷重項目に適用しているほか、ボルト穴、溶接等の死荷重の増減を考慮しておらずさらに検討の余地を残す部分を含む内容となっている。また、前述したとおり明石海峡大橋の主ケーブルにおいては、死荷重応力の占める割合が 90 % を超えるものと考えられ、死荷重係数が設計に与える影響は極めて大きいと判断される。そこで、本年度は、大鳴戸橋等において測定された部材寸法等のデータを収集し、過年度調査で未知とされていた死荷重項目のばらつきを明らかにするとともに、ボルト穴などによる鋼重の増減を試算し、これらに基づき改めて明石海峡大橋の主ケーブルの設計に適用すべき死荷重係数を算定することとした。

3-2-2 算定方法及び算定結果

設計時に考慮した死荷重（以下、設計時死荷重という）と実際の構造物の重量（以下、実死荷重という）の誤差は、寸法、単位重量のばらつき、溶接、切削による重量の増減等によって生じるもので架設・製作誤差と言うことができる。このほか、一般に橋梁の設計においては、予め死荷重を仮定するが、この死荷重（仮定死荷重）と設計後の死荷重（精算死荷重）の間には、ある誤差が生じることになる。この仮定死荷重と精算死荷重の間の誤差は、設計誤差と言うことができる。しかし、大規模で重要な橋梁においては、一般に精算死荷重を用いて改めて応力照査が実施されることから、設計誤差はの場合無視することが可能と考えられる。そこで、ここでは、架設・製作誤差のみを考慮して死荷重係数を算定するものとする。すなわち、死荷重係数を以下のように考える。

$$r_D = \frac{Q_D^*}{Q_D} \dots\dots\dots (1)$$

ここに r_D : 死荷重係数

Q_D : 精算死荷重（死荷重規格値：設計数量に示方書に与えられた単位重量を乗じて得られる死荷重）

Q_D^* : 設計死荷重値

ここで、 Q_D^* は、実死荷重の精算死荷重からの設計上望ましくない方向へのばらつきを考慮した死荷重を表し、 r_D は、このばらつきを考慮するための係数を意味している。したがって、死荷重係数を求めるためには、実死荷重の精算死荷重からのばらつきを明らかにする必要がある。しかし、実死荷重を数多くの橋梁について得ることは事実上不可能である。そこで本検討では、表-3.1に示すような主ケーブルに係わる死荷重項目についてそれぞれのばらつきを求め、これを用いてケーブル全体にかかる実死荷重の精算死荷重からのばらつきを推定することとした。以下に算定手順にしたがい算定方法及び算定結果を示す。

(1) 各死荷重項目のばらつきの推定

主ケーブルに係わる死荷重項目は、表-3.1に示すように19項目である。

このうち、ここでは、後死荷重と考えられる公共添架物と付帯設備及びデータが得られなかった高欄、ラッピングワイヤーを除く15項目について、そのばらつきを推定した。後死荷重を対象から除外したのは、後死荷重については設計時点ではばらつきも含めた重量を予測し設計荷重に見込むものと考えたことによる。ばらつきの推定は、基本的には各死荷重項目ごとにばらつきを算定するための重量算定式を仮定し、それぞれについて重量算定式を構成する寸法、単位重量の実測値の設計値に対する相対誤差の平均値及び標準偏差を求め、これを用いて各死荷重項目の設計値に対する相対誤差の平均値、標準偏差を求める方法を用いている。以下に重量算定式を示し、表-3.2に各死荷重項目ごとに用いたデータの種類、データ数及び相対誤差の平均値、標準偏差の算定結果を示す。

なお、算定に用いた寸法、単位重量のデータは、概ね大鳴戸橋で実測されたものである。また、データはそれぞれ独立であると仮定している。

表-3.1 明石海峡大橋設計時死荷重

死荷重項目名				中央径間	側径間	備考
吊 路 橋 造 部	上 面 工	橋	1.舗装	3. 8 8	3. 8 8	7 5 m m
		面	2.グレーチング	1. 3 5	1. 3 5	
		工	3.高欄	0. 4 5	0. 4 5	
		4.鋼床版・縦桁	5. 7 4	5. 7 4	縦桁沓を含む	
		上路小計	1 1. 4 2	1 1. 4 2		
	補 剛 ト ラ ス	5.上下弦材	4. 7 4	4. 7 5		
		6.斜材	0. 7 7	0. 7 9		
		7.垂直材	0. 5 6	0. 5 6		
		8.上下横構	1. 7 5	1. 8 4		
		9.主横トラス	4. 1 8	4. 1 8		
		補剛トラス小計	1 2. 0 0	1 2. 1 2		
	そ の 他	1 0.公共添架物	2. 0 0	2. 0 0		
		1 1.検査車レール	1. 3 0	1. 3 0		
		1 2.検査路	0. 7 2	0. 7 2		
		1 3.付帯設備	0. 4 0	0. 4 0		
		1 4.ハンガー関係	0. 6 1	0. 6 4		
	吊構造部合計			2 8. 4 5	2 8. 6 0	
	ケ ー ブ ル 関 係	1 5.主ケーブル	1 4. 3 1	1 4. 7 0		
		1 6.ケーブルバンド	0. 5 3	0. 5 4		
1 7.ハンドロープ		0. 0 6	0. 0 6			
1 8.ラッピングワイヤー		0. 2 4	0. 2 5			
1 9.ハンガー関係		0. 4 8	0. 5 0			
小 計		1 5. 6 2	1 6. 0 4			
合 計			4 4. 0 7	4 4. 6 4		

1) 重量算定式

算定式中※印の付いた記号は、ばらつきがないものとして取り扱った数値を表しており、他については、ばらつきを考慮したことを表している。また、式中の記号は、次の意味をもつ。

W : 重量, ρ : 単位重量, l : 長さ, b : 幅, h : 高さ, t : 板厚, D : 線径, A : 面積, d : 厚さ

① 舗装 $W = w_1 + w_2$

ここに,

$$w_1: \text{下層グース重量} = d_1 \cdot A^* \cdot \rho_1$$

$$w_2: \text{上層改質重量} = d_2 \cdot A^* \cdot \rho_2$$

d_1 : 下層グース厚

d_2 : 上層改質厚

表- 3.2 各死荷重項目のばらつき (その1)

NO	死荷重項目	考慮した寸法等	データ収集橋梁	データ数 (N)	相対誤差平均値	相対誤差標準偏差	相対誤差平均値	相対誤差標準偏差	相対誤差平均値 (Wi)	相対誤差標準偏差 (Si)
①	舗装	下層グース厚	大鳴門	1110	1.01217	0.02959	1.09348	0.03275	1.10200	0.04249
		下層単重	大鳴門	24	1.08033	0.00701				
		上層改質厚	大鳴門	1110	1.02706	0.06885	1.10956	0.07473		
		上層単重	大鳴門	24	1.08033	0.00701				
②	グレーチング	長さ	大鳴門	214	1.00012	0.00022	1.01260	0.02937	1.01182	0.02075
		板厚	JSSC	267	1.01248	0.02937				
		幅	大鳴門	214	0.99857	0.00062	1.01103	0.02933		
		板厚	JSSC	267	1.01248	0.02937				
④	鋼床版及び縦桁	長さ	大鳴門	65	0.99998	0.00007	1.00910	0.02648	1.00957	0.01957
		部材幅	大鳴門	62	1.00012	0.00027				
		板厚	JSSC	175	1.00900	0.02648	1.01044	0.02662		
		フランジ高さ	大鳴門	129	0.99927	0.00114				
		フランジ幅	大鳴門	128	1.00216	0.00207				
		板厚	JSSC	175	1.00900	0.02648				
⑤	上下弦材	長さ	大鳴門	145	0.99998	0.00006	1.00723	0.00887	1.00687	0.00624
		幅	大鳴門	340	1.00099	0.00142				
		板厚	南備設	108	1.00625	0.00875	1.00651	0.00879		
		長さ	大鳴門	145	0.99998	0.00006				
		高さ	大鳴門	217	1.00028	0.00084				
		板厚	南備設	108	1.00625	0.00875				
⑥	斜材	長さ	大鳴門	155	1.00005	0.00008	1.00358	0.01316	1.00336	0.00930
		幅	大鳴門	257	1.00078	0.00119				
		板厚	因 島	568	1.00275	0.01309	1.00313	0.01315		
		長さ	大鳴門	155	1.00005	0.00008				
		高さ	大鳴門	258	1.00033	0.00121				
		板厚	因 島	568	1.00275	0.01309				
⑦	垂直材	長さ	大鳴門	156	1.00014	0.00010	1.00321	0.01323	1.00396	0.00934
		幅	大鳴門	366	1.00032	0.00188				
		板厚	因 島	568	1.00275	0.01309	1.00470	0.01318		
		長さ	大鳴門	156	1.00014	0.00010				
		高さ	大鳴門	249	1.00180	0.00125				
		板厚	因 島	568	1.00275	0.01309				
⑧	上下横構	長さ	大鳴門	155	1.00004	0.00012	1.00252	0.01318	1.00252	0.01318
		幅	大鳴門	436	0.99973	0.00152				
		板厚	因 島	568	1.00275	0.01309				

表-3.2 各死荷重項目のばらつき (その2)

NO	死荷重項目	考慮した寸法等	データ収集橋梁	データ数 (N)	相対誤差平均値	相対誤差標準偏差	相対誤差平均値	相対誤差標準偏差	相対誤差平均値 (W i)	相対誤差標準偏差 (σ i)
⑩	主橋トラス	長さ	大鳴門	134	1.00002	0.00012	1.00379	0.01322	1.00382	0.00937
		幅	大鳴門	540	1.00102	0.00171				
		板厚	因島	568	1.00275	0.01309				
		長さ	大鳴門	134	1.00002	0.00012	1.00385	0.01328		
		高さ	大鳴門	442	1.00108	0.00171				
		板厚	因島	568	1.00275	0.01309				
⑪	検査車レール	長さ	大鳴門	218	1.00002	0.00018	1.00277	1.01309	1.00277	1.01309
		板厚	因島	568	1.00275	0.01309				
⑫	検査路	長さ	大鳴門	96	0.99999	0.00011	1.01247	0.02937	1.01289	0.02079
		板厚	JSSC	267	1.01248	0.02937				
		高さ	大鳴門	192	1.00081	0.00149	1.01330	0.02943		
		板厚	JSSC	267	1.01248	0.02937				
⑬	主ケーブル	線径	大鳴門, 因島	33946	1.00097	0.00207	1.00195	0.00293	1.00195	0.00293
		線径	大鳴門, 因島	33946	1.00097	0.00207				
		長さ	大鳴門	247	1.00001	0.00003				
⑭	ケーブルバンド		大鳴門	100	1.02140	0.02729	1.02140	0.02749	1.02140	0.02749
⑮	ハンドロープ	線径	大鳴門	24	1.00353	0.00185	1.00707	0.00263	1.00707	0.00263
		線径	大鳴門	24	1.00353	0.00185				
⑯	ハンガー関係	線径	大鳴門	116	1.00195	0.00425	1.00390	0.00602	1.00390	0.00602
		線径	大鳴門	116	1.00195	0.00425				

ρ_1 : 下層グース単位重量

ρ_2 : 上層改質単位重量

- ② グレーチング $W = w_1 + w_2$

ここに,

$$w_1 : \text{縦部材重量} = h^{\ast} \cdot l \cdot t \cdot \rho^{\ast}$$

$$w_2 : \text{横部材重量} = h^{\ast} \cdot b \cdot t \cdot \rho^{\ast}$$

- ③ 高欄 データ不足のため対象から除外

- ④ 鋼床版 $W = w_1 + w_2$

ここに,

$$w_1 : \text{鋼床版重量} = l \cdot b \cdot t \cdot \rho^{\ast}$$

$$w_2 : \text{縦桁重量} = h \cdot b \cdot t \cdot \rho^{\ast}$$

- ⑤ 上下弦材 $W = w_1 + w_2$

ここに,

$$w_1 : \text{縦部材重量} = l \cdot h \cdot t \cdot \rho^{\ast}$$

$$w_2 : \text{横部材重量} = l \cdot b \cdot t \cdot \rho^{\ast}$$

- ⑥ 斜材 $W = w_1 + w_2$

ここに,

$$w_1 : \text{縦部材重量} = l \cdot h \cdot t \cdot \rho^{\ast}$$

$$w_2 : \text{横部材重量} = l \cdot b \cdot t \cdot \rho^{\ast}$$

- ⑦ 垂直材 $W = w_1 + w_2$

ここに,

$$w_1 : \text{縦部材重量} = l \cdot h \cdot t \cdot \rho^{\ast}$$

$$w_2 : \text{横部材重量} = l \cdot b \cdot t \cdot \rho^{\ast}$$

- ⑧ 上下横構 $W = w_1 + w_2$

ここに,

$$w_1 : \text{縦部材重量} = l \cdot h \cdot t \cdot \rho^{\ast}$$

$$w_2 : \text{横部材重量} = l \cdot b \cdot t \cdot \rho^{\ast}$$

- ⑨ 主横トラス $W = w_1 + w_2$

ここに,

$$w_1 : \text{縦部材重量} = l \cdot h \cdot t \cdot \rho^{\ast}$$

$$w_2 : \text{横部材重量} = l \cdot b \cdot t \cdot \rho^{\ast}$$

- ⑩ 公共添加物 設計時点に確定値として設計荷重に見込むものとし対象から除外

- ⑪ 検査レール $W = l \cdot h^{\ast} \cdot t \cdot \rho^{\ast}$

- ⑫ 検査路 $W = w_1 + w_2$

ここに,

w_1 : 縦部材重量 $= l \cdot h \cdot t \cdot \rho$ ※

w_2 : 横部材重量 $= l \cdot b \cdot t \cdot \rho$ ※

⑬ 付帯設備 設計時点に確定値として設計荷重に見込むものとし対象から除外

⑭⑮ ハンガー関係 $W = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot l$ ※

⑯ 主ケーブル $W = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot l$

⑰ ケーブルバンド $W = \pi / 4 \cdot (t_1^2 - t_2^2) \cdot l$

ここに,

t_1 : ケーブルバンド外径

t_2 : ケーブルバンド内径

⑱ ハンドロープ $W = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot l$ ※

⑲ ラッピングワイヤー データ不足のため対象から除外

⑳ 塗装 $W = A \cdot t \cdot \rho$ ※

(2) 実死荷重のばらつきの推定

実死荷重の平均値 (W_p) と標準偏差 (σ_p) の推定値は, (1) で求めた各死荷重項目の設計値に対する相対誤差の平均値と標準偏差に基づき算定することとした。

すなわち, W_p , σ_p は,

$$W_p = \sum_i W_{di} \times W_i \dots\dots\dots (2)$$

$$\sigma_p = \sqrt{\sum_i W_{di}^2 \times \sigma_i^2} \dots\dots\dots (3)$$

ここに,

W_i : 死荷重項目 の設計値に対する相対誤差の平均値

σ_i : 死荷重項目 の設計値に対する相対誤差の標準偏差

W_{di} : 死荷重項目 の設計時死荷重

として算定した。算定結果を表-3.3に示す。

なお, 算定にあたっては, 明石海峡大橋の設計時死荷重を用いることとしたが, 現在までに精算死荷重が得られていないため, 設計時死荷重として基本設計段階の設計死荷重を用いることとした。また, ここで設計時死荷重として基本設計死荷重を用いたが, 基本設計死荷重と精算死荷重それぞれにおける各死荷重項目の死荷重の全死荷重に占める割合が大きく変化しない限り死荷重係数の算定結果に与える影響は極めて小さいと考えられる。

また, 算定に際しては, 塗装, 溶接及びボルト孔による死荷重の増減を以下のように考慮した。

1) 塗装による死荷重の増加

塗装は, 設計時に死荷重として見込まない荷重であるが, 実際には主ケーブルに死荷重として作用する。そこで, 本検討では, 大鳴戸橋の塗装に関するデータに基づき表-3.4に示すように膜厚の設計値に対する相対誤差の平均値及び標準偏差を算定し, 塗装による死荷重の増加を見込むこととした。塗装についての実死荷重の平均値と標準偏差は, (2)に示した方法により算定しているが, 設計時死荷重は次のように算定している。

表- 3.3 実死荷重のばらつき (中央径間)

(% / Br)

NO	死 荷 重 項 目	製 作 誤 差		設計時死荷重 (WD i)	実 死 荷 重	
		平均値 (Wi)	標準偏差 (σi)		平均値 (x)	標準偏差 (σ)
1	舗装	1.10200	0.04249	3.88	4.27576	0.16486
2	グレーチング	1.01182	0.02075	1.35	1.36596	0.02801
3	高欄	1.01289	0.02079	0.45	0.45580	0.00936
4	*1 鋼床版・縦桁	1.00957	0.01957	5.74	5.80704	0.11256
5	*2 上下弦材	1.00687	0.00624	4.74	4.78253	0.02964
6	*2 斜材	1.00336	0.00930	0.77	0.77420	0.00717
7	*2 垂直材	1.00396	0.00934	0.56	0.56340	0.00524
8	*2 上下横構	1.00252	0.01318	1.75	1.75808	0.02312
9	*2 主横トラス	1.00382	0.00937	4.18	4.20407	0.03925
10	公共添加物	—	—	2.00	2.00	0.0
11	検査車レール	1.00277	0.01309	1.30	1.30360	0.01702
12	検査路	1.01289	0.02079	0.72	0.72928	0.01497
13	付帯設備	—	—	0.40	0.40	0.0
14	(吊構造部) ハンガー関係	1.00390	0.00602	0.61	0.61238	0.00367
15	主ケーブル	1.00195	0.00293	14.31	14.33791	0.04193
16	ケーブルバンド	1.02140	0.02729	0.53	0.54134	0.01446
17	ハンドロープ	1.00707	0.00263	0.06	0.06042	0.00016
18	ラッピングワイヤー	1.00195	0.00293	0.24	0.24047	0.00070
19	(ケーブル関係) ハンガー関係	1.00390	0.00602	0.48	0.48187	0.00289
	小 計			44.07	Σx 44.69411	$\sqrt{\Sigma \sigma^2}$ 0.21507
20	塗装	1.18490	0.05417	0.15	0.17774	0.00813
	合 計				44.83521	0.21522
	ボルト穴による鋼重減	—	—	—	-0.06720	—
	溶接による鋼重増	—	—	—	0.13649	—
	総 計				$W_p=44.90450$	$\sigma_p=0.21522$

注: *1 溶接による鋼重増を考慮する死荷重項目

*2 ボルト穴による鋼重減及び溶接による鋼重増を考慮する死荷重項目

表-3.3 実死荷重のばらつき (側径間)

NO	死 荷 重 項 目	側 径 間		設計時死荷重 (WDI)	(% / Br)	
		製 作 誤 差 平均値 (Wi)	標準偏差 (Gi)		実 死 荷 重 平均値 (x)	標準偏差 (G)
1	舗装	1.10200	0.04249	3.88	4.27576	0.16486
2	グレーチング	1.01182	0.02075	1.35	1.36596	0.02801
3	高欄	1.01289	0.02079	0.45	0.45580	0.00936
4	*1 鋼床版・縦桁	1.00957	0.01957	5.74	5.79493	0.11233
5	*2 上下弦材	1.00687	0.00624	4.75	4.78263	0.02964
6	*2 斜材	1.00336	0.00930	0.79	0.79265	0.00735
7	*2 垂直材	1.00396	0.00934	0.56	0.56222	0.00523
8	*2 上下横構	1.00252	0.01318	1.84	1.84464	0.02425
9	*2 主横トラス	1.00382	0.00937	4.18	4.19597	0.03917
10	公共添加物	—	—	2.00	2.00	0.0
11	検査車レール	1.00277	0.01309	1.30	1.30360	0.01702
12	検査路	1.01289	0.02079	0.72	0.72928	0.01497
13	付帯設備	—	—	0.40	0.40	0.0
14	(吊構造部) ハンガー関係	1.00390	0.00602	0.64	0.64250	0.00385
15	主ケーブル	1.00195	0.00293	14.70	14.72867	0.04307
16	ケーブルバンド	1.02140	0.02729	0.54	0.55156	0.01474
17	ハンドロープ	1.00707	0.00263	0.06	0.06042	0.00016
18	ラッピングワイヤー	1.00195	0.00293	0.25	0.25049	0.00073
19	(ケーブル関係) ハンガー関係	1.00390	0.00602	0.50	0.50195	0.00301
	小 計			44.64	Σx 45.23903	$\sqrt{\Sigma G^2}$ 0.21532
20	塗装	1.18490	0.05417	0.15	0.17774	0.00813
	合 計				45.41677	0.21547
	ボルト穴による鋼重減	—	—	—	-0.06787	—
	溶接による鋼重増	—	—	—	0.13741	—
	総 計				$W_p=45.48631$	$G_p=0.21547$

注: *1 溶接による鋼重増を考慮する死荷重項目

*2 ボルト穴による鋼重減及び溶接による鋼重増を考慮する死荷重項目

表 3.4 大鳴戸橋塗装データ

		塗 装 面 積	全体に占める割合 (a_i)	設計値に対する相 対誤差の平均 (t_i)	設計値に対する相 対誤差の標準偏差 (σ_i)
補 剛 桁	主構関係	60,574.4	0.134	1.10080	0.14059
	横構関係	24,421.9	0.054	1.17187	0.13293
	主構トラス関係	91,105.1	0.201	1.20387	0.13065
	その他	2,414.1	0.005	1.20387 ^{*1}	0.13065 ^{*1}
そ の 他	道路床組	162,943.9	0.360	1.19988	0.11086
	自動車防護柵	12,473.2	0.028	1.22222	0.14267
	管理路	20,554.4	0.045	1.16356	0.14794
	その他	35,913.1	0.079	1.19988 ^{*2}	0.11086 ^{*2}
公 共 添 加 物		42,392.8	0.094	1.19988 ^{*2}	0.11086 ^{*2}
合 計		452,792.9	1.0	$\Sigma(a_i \cdot t_i)$ 1.18490	$\sqrt{\Sigma(a_i \cdot \sigma_i^2)}$ 0.05417

*1 は、主構トラス関係のデータを使用

*2 は、道路床組のデータを使用

すなわち、塗装による設計時死荷重 (W_{dp}) を

$$W_{dp} = \frac{(A_m \times T_m + A_s \times T_s) \rho_p}{L} \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 A_m ：主構の塗装面積

T_m ：主構の塗装厚

A_s ：主構を除く部材の塗装面積

T_s ：主構を除く部材の塗装厚

ρ_p ：塗膜単位重量

L ：橋長

と考え、大鳴戸橋のデータに基づき、 $A_m = 60574.4$ (㎡) ,

$T_m = 0.00036$ (m), $A_s = 392218.5$ (mm²), $T_s = 0.000255$ (m), $\rho_p = 2.0$ (t / m³),
 $L = 1629.016$ (m) を代入し, $W_{dp} = 0.15$ t / m / Br とした。

2) 溶接及びボルト穴による死荷重の増減

① 溶接による死荷重の増加

溶接による死荷重 (W_w) は, 死荷重項目の 4～9 を対象に次のように算定した。すなわち,

$$W_w = W_s \times L_w \times S_w \times \rho_s \dots\dots\dots (5)$$

W_s : 対象部材の設計時死荷重 (t / m / Br)

L_w : 主構 1 トン当りの溶接延長 (m / t)

S_w : すみ肉溶接の断面積 (mm²)

ρ_s : 鋼材の単位重量 (t / m³)

と考え, 表-3.1 から中央径間では, $W_s = 17.74$, 側径間では $W_s = 17.86$, L_w はデザインデータブックから $L_w = 45$, S_w は 6 mm すみ肉溶接を考え $S_w = 2.178 \times 10^{-5}$, $\rho_s = 7.85$ として,
 W_w (中央径間) = 0.13649 (t / m / Br), W_w (側径間) = 0.13741 (t / m / Br) を算定した。

なお, 溶接による死荷重は, ばらつきに関するデータがないことから実死荷重の平均値に確定値として加えることとした。

② ボルト穴による死荷重の減少

ボルト穴による死荷重の減少 W_b は, 死荷重項目の 5～9 を対象に次のように算定した。すなわち,

$$W_b = W_s \times \alpha \dots\dots\dots (6)$$

ここに, W_s : 対象部材の設計時死荷重 (t / m / Br)

α : 主構 1 トン当りのボルト穴による控除率

と考え, W_s は表 1 から中央径間では $W_s = 12.00$, 側径間では $W_s = 12.12$, α については, 因島大橋における主構トラスのボルト穴総延長が約 4679 (m), 主構トラス鋼量が 3214.35 (t) であることから, ボルト穴の径を 0.025 (m) と仮定し

$$\alpha = \frac{4679 \times \frac{0.025^2}{4} \times \pi \times 7.85}{3214.35} = 0.0056$$

として,

$$W_b \text{ (中央径間)} = 0.06720 \text{ (t / m / Br)},$$

$$W_b \text{ (側径間)} = 0.06787 \text{ (t / m / Br)}$$

を算定した。

なお, ボルト穴による死荷重の減少量は, 実死荷重の平均値から確定値として減じることとした。

(3) 死荷重係数の算定

ここでは、死荷重係数 γ_D を

$$\gamma_D = \frac{W_p + k \sigma_p}{W_D} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 W_p : 実死荷重の平均値の推定値

W_D : 設計時死荷重

σ_p : 実死荷重の標準偏差の推定値

k : パラメータ

と考へ、表-3.1に示すWD及び表-3.3に示す W_p 、 σ_p を用いて γ_D を算定することとした。表-3.5に $k=2, 3$ とした場合の死荷重係数を示す。この表から理解されるように、死荷重係数は、 $2\sigma_p$ までのばらつきを考慮した場合 1.028、 $3\sigma_p$ までのばらつきを考慮した場合でも概ね 1.033程度とかなり小さい値となる。どの程度のばらつきまでを考慮すべきかについては様々な考え方があるが、仮りに実死荷重のばらつきが正規分布にあてはまると考えた場合、図-3.1に示すように $3\sigma_p$ までのばらつきを考慮して死荷重係数を定めると、実死荷重が設計死荷重値（死荷重規格値×死荷重係数）を超過する確率は約 0.0014 と非常に小さくなることがわかる。したがって、本検討によれば、死荷重係数としては $3\sigma_p$ までのばらつきを考慮した 1.033 程度の値を用いれば設計死荷重は、十分に高い信頼度をもった値になると言い得る。

表-3.5 死荷重係数算定結果

溶接重量 内量	径間別	設計時死荷重 (WD) (t/m/Br)	実死荷重 (t/m/Br)		死荷重係数 (γ_D)	
			平均値 (WP)	標準偏差 (σ_P)	$\frac{WP+2 \times \sigma_P}{WD}$	$\frac{WP+3 \times \sigma_P}{WD}$
無考慮	中央径間	44.07	44.83521	0.21508	1.027	1.032
	側径間	44.64	45.41677	0.21547	1.027	1.032
考慮	中央径間	44.07	44.87185	0.21523	1.028	1.033
	側径間	44.64	45.45435	0.21562	1.028	1.033

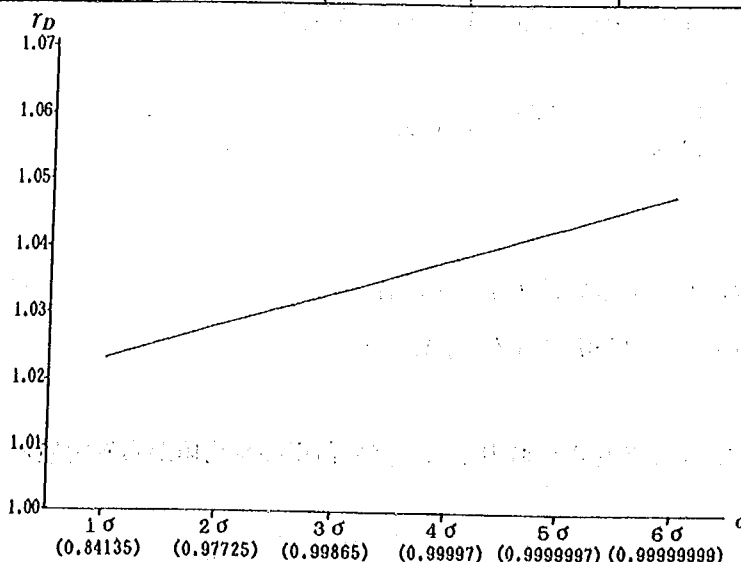


図-3.1 死荷重係数と信頼度

3-3 活荷重係数の算定

3-3-1 検討方針

活荷重係数については、昭和58年度に試算が実施されている。この試算では、活荷重係数（ γ_L ）を概ね次のように算定している。

$$\gamma_L = \frac{M_s}{M_0} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 M_s ：供用期間中に単純桁モデル上に生ずる最大曲げモーメント

M_0 ：本州四国連絡橋公団上部工設計要領に規定する等価 L 荷重を単純桁モデル上に載荷した時に生ずる最大曲げモーメント

すなわち、この γ_L は、吊橋補剛桁の設計への適用を考えて算定された値と考えることができ、主ケーブルの設計に適用することには若干の問題がある。また、 M_s は、シュミレーションによって算定されているが、そのシュミレーションには次のような事項について検討の余地がのこされている。

- ① 供用期間中に生じる載荷状態を全てシュミレーションにより再現しているのではなく、 M_s は極値理論により算定されている。
- ② 橋梁上の交通条件として自然渋滞により発生する完全渋滞だけを考えている。
- ③ 車間距離が確定値となっている。

そこで、本年度においては、上述の①～③の事項に検討を加えながら、特に明石海峡大橋の主ケーブルの設計に適用すべき活荷重係数の算定を行なうこととした。

3-3-2 算定方法及び算定結果

本検討では、活荷重係数（ γ_L ）を次のように考え、算定することとした。

$$\gamma_L = \frac{T_m}{T_0} \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 T_m ：供用期間中にある確率で主ケーブルに生ずる水平最大張力

T_0 ：本四等価 L 活荷重を載荷した時に主ケーブルに生ずる水平最大張力

ここで、 T_m については、基本的に次に示すシュミレーションにより求めている。

(1) 活荷重シュミレーション

想定した交通条件のもとで発生するケーブル最大水平張力（ T_s ）は、吊橋影響線上に自動車荷重モデルを所定の条件にしたがい発生させ、その時の水平張力を算定するシュミレーションを、仮定した供用年数、非超過確率に対応した回数繰り返し、その結果得られる最大水平張力をもって算定した。次に、シュミレーションの条件を項目ごとに述べる。

1) シュミレーションの条件

① 橋梁上の交通条件

橋梁上の交通条件としては、自然渋滞時の完全渋滞及び事故によって生ずる突発渋滞時の完全渋滞を考

えることとした。ここで、自然渋滞については片側3車線及び両側6車線が完全渋滞している状態、突発渋滞については片側3車線が夜間に完全渋滞している状態を考えることとした。

なお、突発渋滞を考慮したのは、突発渋滞は自然渋滞に比べその発生頻度は小さいものの、夜間、交通量は少ないが大型車混入率が高い時点で生ずる恐れもあり、かつ吊橋主ケーブルの影響線の形状から考えると桁上に載る自動車荷重の総重量の増減に主ケーブルの水平張力が比例的に対応するのではないかと考えられ、自然渋滞時よりも大きな水平張力を発生させる可能性もあると考えたからである。

② 渋滞頻度

渋滞頻度はパラメータとし、自然渋滞については、1回/日、1回/月、1回/年、突発渋滞については1回/月、1回/年を設定した。

ここで、自然渋滞の頻度は、計画交通量及び交通容量から推定することも考えられるが、計画交通量は単にある時点の推定交通量であり供用期間中の渋滞回数の推定に適用することには問題があると考えられるとともに、交通渋滞は、交通容量式に考慮されない気象条件等により発生する場合も考えられることから、上記のようにパラメータとして取り扱うこととした。また、突発渋滞の頻度については次のように考えることができる。すなわち、突発渋滞が事故により発生すると考え、事故発生率が高速自動車国道における事故発生率0.79件/km・年（有料道路ハンドブック,1982）にしたがうとし、明石海峡大橋上に突発渋滞を引き起こす可能性のある区間を橋長+前後（1km）と仮定すると、年間およそ5件ほどの突発渋滞が生ずる可能性があると考えられる。しかし、突発渋滞が発生した場合に必ずしも渋滞が橋長全長に及ぶとは考えられず、また、発生時刻の特定も言うまでもなく不可能であることから上記のようにパラメータとして取扱うこととした。

③ 供用年数

供用年数はパラメータとし、200年、100年、50年とした。

④ 非超過確率

非超過確率はパラメータとし、0.95、0.90とした。

⑤ シュミレーション回数

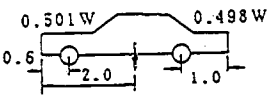
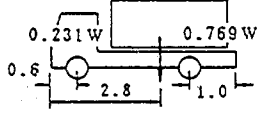
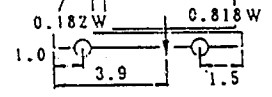
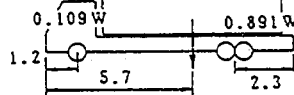
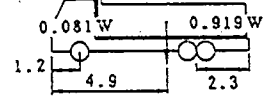
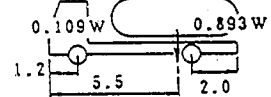
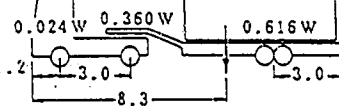
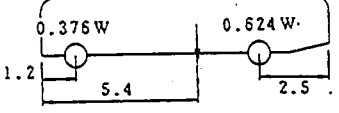
シュミレーションの必要回数（ N ）は、年間渋滞回数（ N_j ）、供用期間（ T ）、非超過確率（ P ）の関数として次のように設定した。

$$N = \frac{1}{1 - P^{\frac{1}{T} \cdot \frac{1}{N_j}}} \quad \dots\dots\dots (10)$$

⑥ 自動車荷重モデル

自動車荷重モデルは、表-3.6に示すように8車種からなり、それぞれ車重作用位置および車長を与えるモデルとなっている。このモデルの車重作用位置は、土木研究所が昭和59年に国道357号、有明で観測した輪重データから作成し、車長は自動車諸元表を参考に設定した。

表-3.6 自動車荷重モデル及びシミュレーションの条件

N0.	自動車荷重モデル			実測車重(大)		車量分布の車量打切条件			種別	混入率	
	車 種	車長 (m)	車重作用位置 (矢印は重心位置)	平均値	標準偏差	ケ-ス.1	ケ-ス.2	ケ-ス.3		大型車 (40%)	大型車 (90%)
1.	小型車	4.4		1.30	0.36	3.10	3.10	—	小型	0.490	0.082
2.	小型トラック	4.4		3.60	1.35	12.60	12.60	—	"	0.110	0.018
3.	中型トラック	6.0		6.20	2.50	18.30	17.50	5.50	大型	0.161	0.362
4.	大型トラック	8.5		17.00	6.30	45.20	27.00	13.50	"	0.127	0.286
5.	大型ダンプ	7.5		20.00	9.80	61.90	31.70	16.00	"	0.037	0.083
6.	タンクローリー	8.0		16.00	7.00	33.70	26.80	12.00	"	0.021	0.047
7.	トレーラー	14.0		30.00	12.00	86.70	49.30	21.00	"	0.042	0.095
8.	バ ス	10.5		13.80	2.40	18.70	20.10	—	"	0.012	0.027

最大車重：3.1
最小車重：0.2
平均車重：1.3
車重打切条件：1

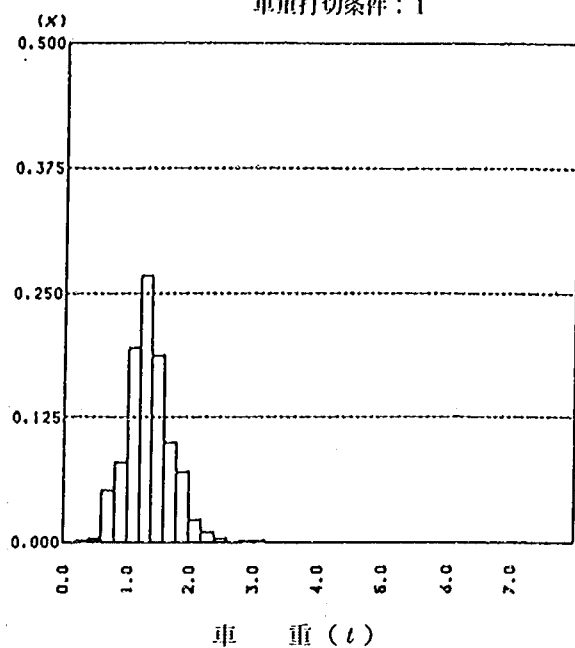


図-3.2 車重分布 (小型車)

最大車重：12.6
最小車重：1.0
平均車重：3.6
車重打切条件：1

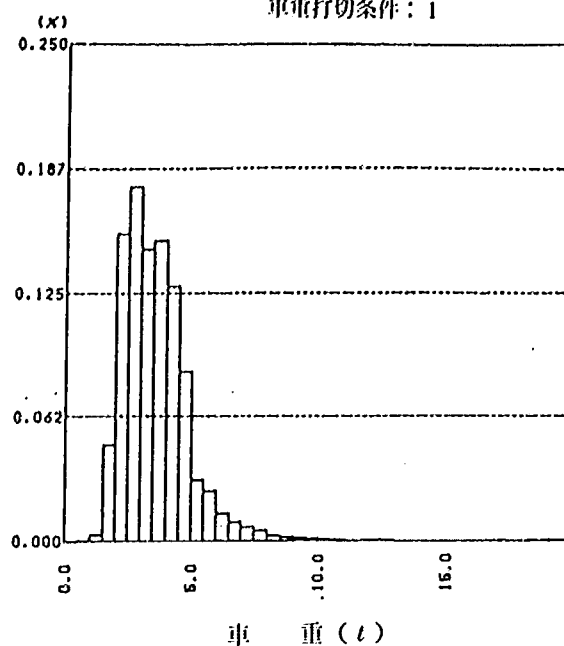


図-3.2 車重分布 (小型トラック)

最大車重：18.3
最小車重：1.6
平均車重：6.2
車重打切条件：1

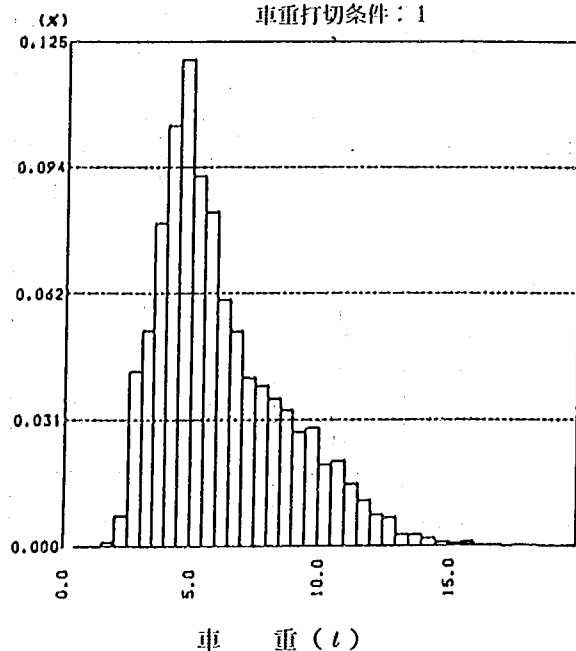


図3.2 車重分布 (中型トラック)

最大車重：45.2
最小車重：5.0
平均車重：17.0
車重打切条件：1

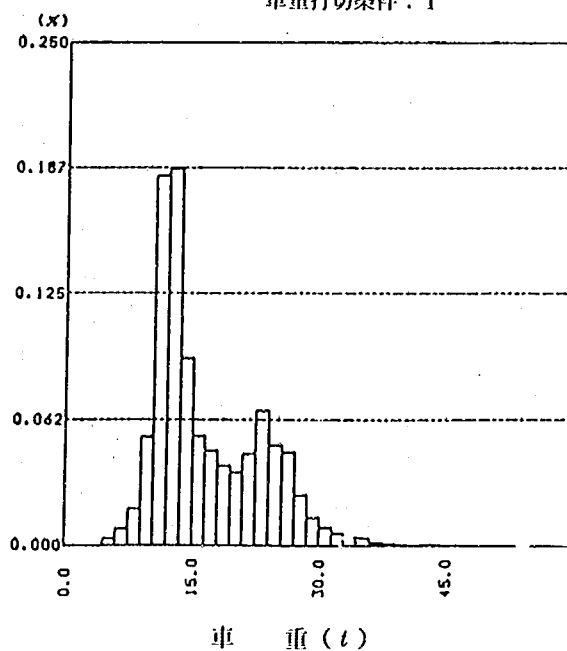


図-3.2 車重分布 (大型トラック)

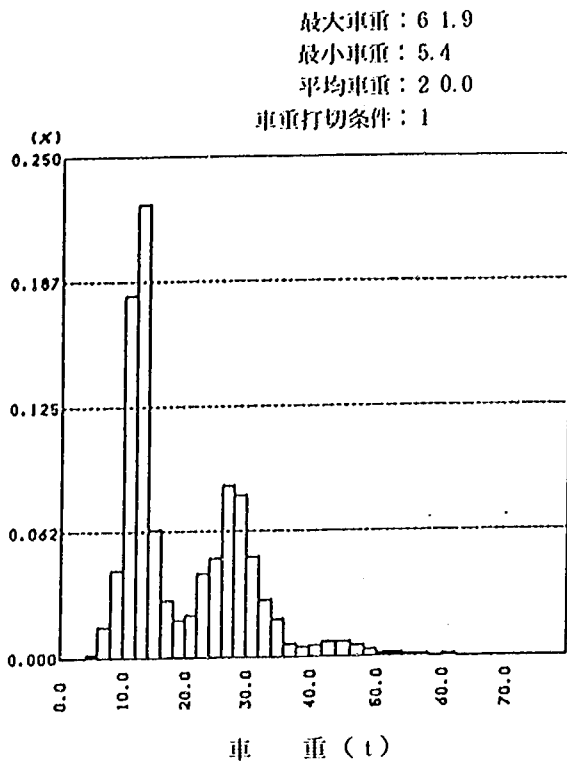


図-3.2 車重分布 (大型ダンプ)

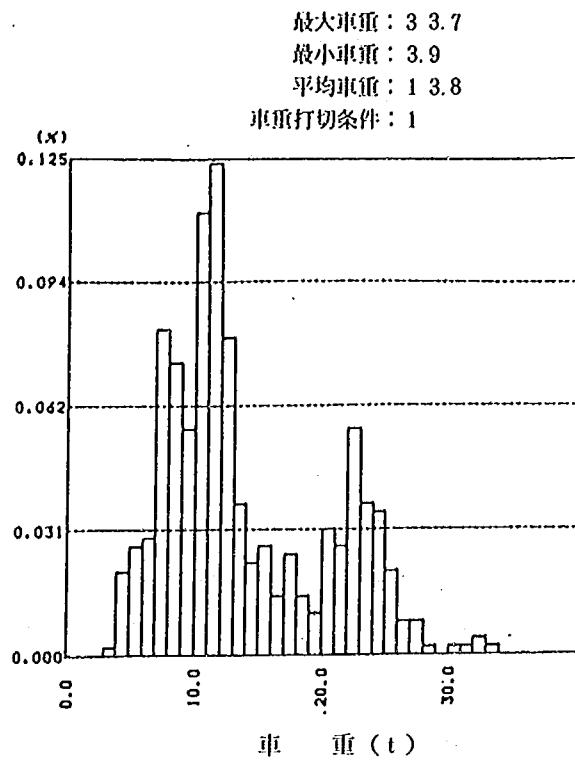


図-3.2 車重分布 (タンクローリー)

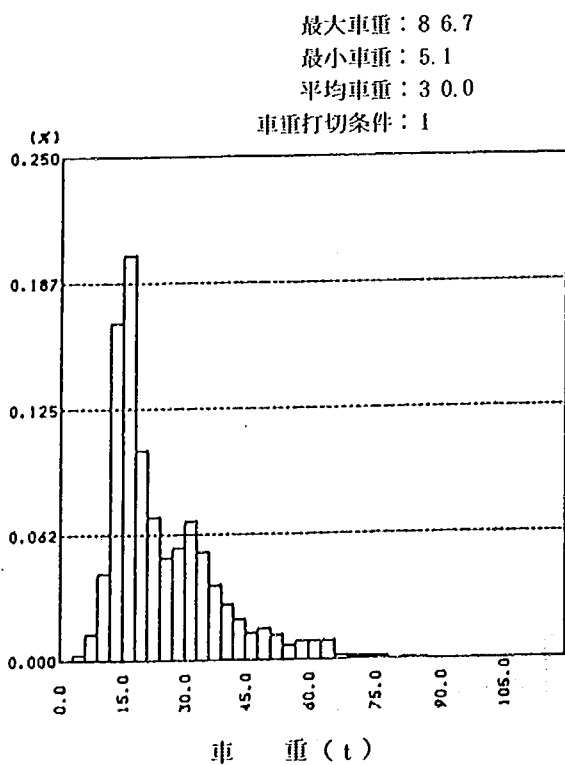


図3.2 車重分布 (トレーラー)

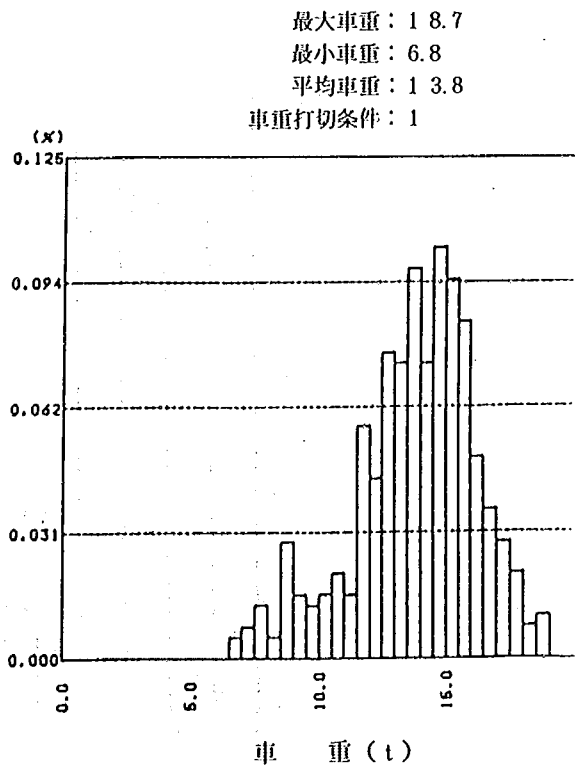


図-3.2 車重分布 (バス)

⑦ 車 重

自動車荷重モデルに与える車重は、図- 3. 2 に示す国道 357 号、有明で土木研究所が実測した車重分布をもとに作成した次の 3 ケースの車重分布にしたがい発生させることとした。なお、各ケース最大車重を表- 3. 6 に示す。

ケース 1：国道 357 号有明での実測車重分布

ケース 2：過積載車の乗り入れ制限を仮定し、ケース 1 の車重分布から輪重 13 t を超える車両の除いた車重分布

ケース 3：突発渋滞時に大型車両の過積載車のみによる渋滞が発生した場合の影響を考慮するために設定した、ケース 1 の車重分布のうち累積車重分布の 50 % 以下の車両を除いた車重分布

⑧ 大型車混入率

大型車混入率は、自然渋滞については 40 %、突発渋滞については 90 % ととした。また、各車種の構成比率は国道 357 号での実測構成比率にしたがうものとした。大型車混入率に対応した車種構成比率を表- 3. 6 に示す。

⑨ 車間距離

車間距離は、土木研究所が昭和 59 年に国道 1 号で実測した信号停止時の車間距離分布にしたがうものとした。分布を図- 3. 3 に示す。

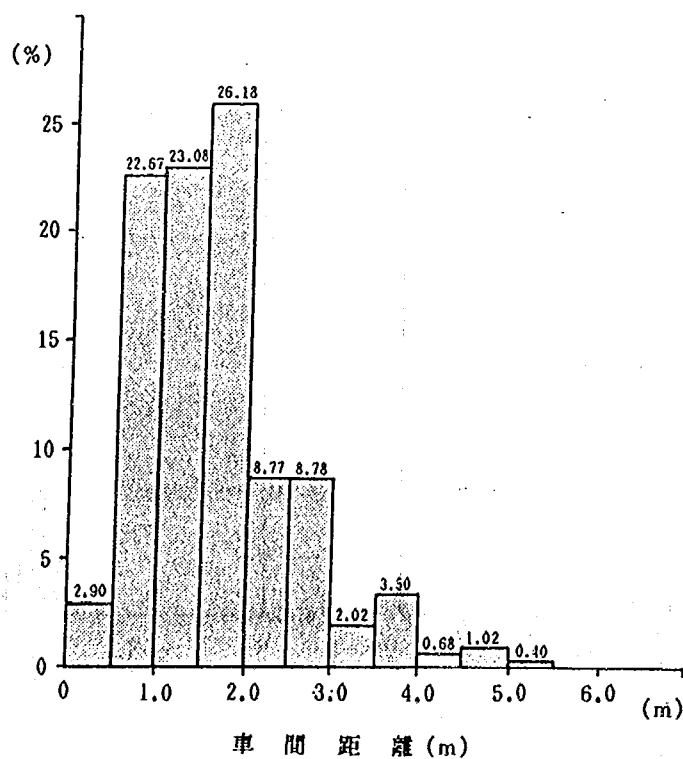


図- 3. 3 車間距離分布 (完全停止状態)

⑩ 断面力及び影響線

算定する断面力は主ケーブル水平張力とした。水平張力は本四等価L活荷重載荷時に明石海峡大橋主ケーブルに設計上発生する水平張力にほぼ等しい水平張力 5000 t 時における明石海峡大橋張力影響線を用いて算定することとした。なお、橋軸直角方向の荷重の偏載に伴う偏心トルクモーメントにより発生する水平張力については考慮しないこととした。

2) シミュレーション結果

1) に示した条件にしたがい実施したシミュレーションの結果得られたケーブル最大水平張力を表 3.7 に示す。この表から、ケーブル最大水平張力は、概ね両側 6 車線が自然渋滞すると想定した場合が最大となり、次いで突発渋滞時の車重分布がケース 3、1、2 の場合と続き、片側 3 車線の自然渋

表 3.7 シミュレーションにより得られたケーブル最大張力 (t/Br)

供用年数	非超過確率	大型車混入率 荷重車打切条件 渋滞回数	自然渋滞時(大型車混入率40%)				突発渋滞時(大型車混入率90%)		
			ケース 1		ケース 2		ケース 1	ケース 2	ケース 3
			片側3車線	両側6車線	片側3車線	両側6車線	片側3車線	片側3車線	片側3車線
100	0.95	1回/1日	6217	11874	5832	11170	—	—	—
"	0.90	"	6181	11863	5805	11125	—	—	—
50	0.93	"	6185	11826	5809	11127	—	—	—
"	0.90	"	6147	11777	5774	11085	—	—	—
200	0.95	1回/1月	6082	11682	5720	11105	8947	8336	11660
"	0.90	"	6049	11635	5682	10962	8915	8305	11620
100	0.95	"	6052	11639	5686	10965	8918	8309	11625
"	0.90	"	6025	11587	5660	10917	8875	8275	11580
50	0.95	"	6020	11590	5662	10922	8880	8279	11585
"	0.90	"	5975	11534	5620	10875	8840	8243	11542
200	0.95	1回/1年	5965	11505	5605	10855	8820	8231	11520
"	0.90	"	5912	11448	5568	10800	8777	8188	11470
100	0.95	"	5916	11452	5572	10803	8780	8192	11475
"	0.90	"	5872	11389	5530	10747	8734	8156	11427
50	0.95	"	5875	11393	5533	10752	8739	8161	11430
"	0.90	"	5826	11330	5484	10700	8690	8122	11380

滞を想定した場合が最小となることがわかる。ただし、この表では、片側 3 車線渋滞時を想定した場合については残る 3 車線の自動車荷重による水平張力は考慮されていない点に注意する必要がある。また、供用年数、非超過確率、渋滞頻度の変化による最大水平張力の増減は比較的小さく、これに比べ大型車混入率の影響がかなり大きいことが理解される。また、6 車線が同時に渋滞すると考えた場合においては 3 車線が渋滞とした場合の 2 倍に近い水平張力となっている。これらのことは、吊橋の張力影響線がなだらかであることから最大水平張力は、桁上に載る自動車荷重の総和と概ね比例関係となり極端に重い車両が数台載荷車両の中に含まれることよりも平均的に重い車両が載荷される方が大きな水平張力を発生させることになることによるものと考えられる。

(2) 活荷重係数の算定

活荷重係数は、(9)式により算定した。(9)式中の T_0 (本四等価 L 荷重を載荷した時に主ケーブルに生ず

る水平張力)は、計算の結果 $T_0 = 8075.9$ (t/Br) とした。また、 T_m (供用期間中にある確率で主ケーブルに生ずる水平張力)については、 $T_m = T_s + T_c$ 。

ここに、 T_s : 活荷重シュミレーションによって得られた最大水平張力 (表-3.7)

T_c : シュミレーションの対象とした渋滞車線以外の車線に載荷される自動車荷重によって生ずる水平張力

として算定した。 T_c は、車間距離をパラメータとし、大型車混入率は自然渋滞時40%、突発渋滞時90%、車重分布は自然渋滞時、突発渋滞時ともケース1として算定した。算定結果は表-3.8に示すとおりである。なお、活荷重係数の算定には、車間距離50m及び100mの場合の T_c を用いることとした。

活荷重係数の算定結果を表-3.9に示す。この表から活荷重係数は、想定する条件により概ね約0.7から約1.6程度となる。供用年数、非超過確率、渋滞回数に関して言えば、ここで仮定した範囲内では、その増減による活荷重係数の変化は小さい。これに対し、橋梁上の交通条件をどのように想定するかにより活荷重係数は大きく相異することが理解される。したがって、活荷重係数の決定にあたっては、まず、いかなる交通条件を橋梁上に想定するかを明確にする必要がある。仮に、両側6車線の自然渋滞が橋梁上全長にわたり1回/年から1回/日の頻度で生ずるとすれば、 r_L は概ね1.40~1.47程度になる。この場合、軸重13tを超える車両の進入を制限することが可能とすれば、 r_L は約1.33~1.38程度となる。

表-3.8 T_c 算定結果 (大型車混入率90%)

車間距離 (m)	載荷台数 (1車線)	載荷重量 (t/1車線)	ケーブル張力 (t/1車線)	ケーブル張力 (t/3車線)
40	81	1045.71	577	1731
50	67	864.97	477	1431
60	57	735.87	406	1218
70	49	632.59	349	1047
80	44	568.04	313	939
90	39	503.49	278	834
100	36	464.76	256	768

表-3.8 T_c 算定結果 (大型車混入率40%)

車間距離 (m)	載荷台数 (1車線)	載荷重量 (t/1車線)	ケーブル張力 (t/1車線)	ケーブル張力 (t/3車線)
40	84	561.96	310	930
50	69	461.61	255	765
60	58	388.02	214	642
70	51	341.19	188	564
80	45	301.05	166	498
90	40	267.60	148	444
100	36	240.84	133	399

表- 3.9 活荷重係数算定結果 (非波滯車線車間距離 100 m)

供用年数	非超過確率	大型車混入率 荷重車打切条件 波滯車線数 波滯回数	自然波滯時(大型車混入率40%)				突発波滯時(大型車混入率90%)		
			ケース 1		ケース 2		ケース 1	ケース 2	ケース 3
			片側3車線	両側6車線	片側3車線	両側6車線	片側3車線	片側3車線	片側3車線
100	0.95	1回/1日	0.819	1.470	0.772	1.383	—	—	—
"	0.90	"	0.815	1.469	0.768	1.378	—	—	—
50	0.93	"	0.815	1.464	0.769	1.378	—	—	—
"	0.90	"	0.811	1.458	0.764	1.373	—	—	—
200	0.95	1回/1月	0.803	1.447	0.758	1.375	1.203	1.127	1.539
"	0.90	"	0.798	1.441	0.753	1.357	1.199	1.123	1.531
100	0.95	"	0.799	1.441	0.753	1.358	1.199	1.124	1.535
"	0.90	"	0.795	1.435	0.750	1.352	1.194	1.120	1.529
50	0.95	"	0.795	1.435	0.751	1.352	1.195	1.120	1.530
"	0.90	"	0.789	1.428	0.745	1.347	1.190	1.116	1.524
200	0.95	1回/1年	0.788	1.425	0.743	1.344	1.187	1.114	1.522
"	0.90	"	0.781	1.418	0.739	1.337	1.182	1.109	1.515
100	0.95	"	0.782	1.418	0.739	1.338	1.182	1.109	1.516
"	0.90	"	0.777	1.410	0.734	1.331	1.177	1.105	1.510
50	0.95	"	0.777	1.411	0.735	1.331	1.177	1.106	1.510
"	0.90	"	0.771	1.403	0.728	1.325	1.171	1.101	1.504

表- 3.9 活荷重係数算定結果 (非波滯車線車間距離 50 m)

供用年数	非超過確率	大型車混入率 荷重車打切条件 波滯車線数 波滯回数	自然波滯時(大型車混入率40%)				突発波滯時(大型車混入率90%)		
			ケース 1		ケース 2		ケース 1	ケース 2	ケース 3
			片側3車線	両側6車線	片側3車線	両側6車線	片側3車線	片側3車線	片側3車線
100	0.95	1回/1日	0.865	1.470	0.817	1.383	—	—	—
"	0.90	"	0.860	1.469	0.814	1.378	—	—	—
50	0.93	"	0.861	1.464	0.814	1.378	—	—	—
"	0.90	"	0.856	1.458	0.810	1.373	—	—	—
200	0.95	1回/1月	0.848	1.447	0.803	1.375	1.285	1.209	1.621
"	0.90	"	0.844	1.441	0.798	1.357	1.281	1.206	1.616
100	0.95	"	0.844	1.441	0.799	1.358	1.281	1.206	1.617
"	0.90	"	0.841	1.435	0.796	1.352	1.276	1.202	1.611
50	0.95	"	0.840	1.435	0.796	1.352	1.277	1.202	1.612
"	0.90	"	0.835	1.428	0.791	1.347	1.272	1.198	1.606
200	0.95	1回/1年	0.833	1.425	0.789	1.344	1.269	1.196	1.604
"	0.90	"	0.827	1.418	0.784	1.337	1.264	1.191	1.597
100	0.95	"	0.827	1.418	0.785	1.338	1.264	1.192	1.598
"	0.90	"	0.822	1.410	0.779	1.331	1.259	1.187	1.592
50	0.95	"	0.822	1.411	0.780	1.331	1.259	1.188	1.593
"	0.90	"	0.816	1.403	0.774	1.325	1.253	1.183	1.586

また、両側 6 車線の自然渋滞は、ほとんど発生しないと考えると、突発渋滞時で活荷重係数は決まることになり、車重分布ケース 3 は過大として考慮しないことにすると γ_L は約 1.17 ～ 1.29 程度となる。この場合に、軸重 13 t 超過する車両を制限すると γ_L は約 1.10 ～ 1.21 程度になる。このように橋梁上の交通条件として両側 6 車線の自然渋滞時を考慮するか否かにより活荷重係数は、約 0.20 程度相違するが、供用期間中に両側 6 車線の渋滞を考慮すべきか否かを判断するための根拠は今のところ乏しい。渋滞頻度についてもいかに決定すべきかの根拠は乏しいが、ここで仮定した頻度以上に生ずることはないと考えられ、また、仮定した頻度の範囲内においては、頻度による γ_L の変化は最大でも 0.05 程度であることから、安全側に考え、ここで仮定した最大頻度に対応した γ_L を採用することも考えられる。また、供用期間と非超過確率については、ここで仮定した値の範囲内では、 γ_L に与える影響は非常に小さく最大でも 0.02 程度である。ただし、これらは、設計の理念から決めるものであり、また、他の荷重における考え方と斉合を図ることが必要で、値の変化が小さいと言うことからむやみに大きい値を採用すべきものではないと考えられる。

以上に述べた理由により、 γ_L をここで明確に定めることは不可能であるが、橋梁上の交通条件として 6 車線の自然渋滞または突発渋滞を想定すると概ね γ_L は 1.1 ～ 1.5 程度に定めることができる言い得る。

3-4 温度変化の範囲に関する検討

3-4-1 検討方針

現行の本州四国連絡橋公団上部工設計基準によれば、吊橋の主ケーブルは死荷重、活荷重、温度荷重の荷重組み合わせを用いて設計することになっている。限界状態設計法においても、現行の組み合わせを用いるとすると、終局限界状態の照査式は概ね次のように表される。

$$\frac{\sigma_B}{\phi} \cong \gamma_G (\gamma_D \cdot \sigma_D + \gamma_L \cdot \sigma_L + \gamma_T \cdot \sigma_T) \quad \dots\dots\dots (11)$$

σ_B : ケーブル基準強度

ϕ : ケーブル材料係数

γ_G : 全体安全係数

γ_D : 死荷重係数

σ_D : 死荷重規格値によるケーブル張力

γ_L : 活荷重係数

σ_L : 活荷重規格値によるケーブル張力

γ_T : 温度荷重係数

σ_T : 温度変化の範囲の規格値によるケーブル張力

したがって、限界状態設計法を導入するためには、 γ_T 及び σ_T を求めるための温度変化の範囲も規定する必要がある。これらの規定に関していえば、 γ_D 、 γ_T が本検討で考えているように供用期間中に生起することが稀な荷重レベル、あるいは数十橋架設して 1 橋超過するか否かの荷重レベルに対応して定められるとすると、

$r_T \cdot \sigma_T$ は通常起り得る温度応力レベルに対応して設定されるべきものと考えられる。なぜならば、当然ながらある橋梁が設計時死荷重よりも極端に重く架設され、その橋梁上に極めて大きい活荷重が載荷された時、温度も極めて稀な最低温度となることは不合理と考えられるからである。ここでは $r_T = 1.0$ とした場合に温度変化の範囲をどのように設定すべきかについて概略的な検討を行った。

3-4-2 温度変化の範囲の検討

前述した設計基準では、主ケーブルの設計に際し、基準温度 20℃から -30℃の温度変化を見込むことになっており、気温で言えば -10℃までを考慮していることになる。この値は、明石海峡大橋架設地点に近い大阪の過去 102 年間の最低気温が -7.5℃であることを考えると (11) 式の $r_L = 1.0$ と考えた場合には、温度変化の範囲として過大であると思われる。ここでは、垂水において昭和 42 年に観測された地上 80 m の気温データに基づき組み合わせに用いる温度変化の範囲について考察を加えることとした。

垂水において 3 時間おきに観測された気温の度数分布を図-3.4 に示す。この図から、度数分布は 2 つの山を持つがほぼ台形に近い形となり、概ね 3℃から 28℃までの気温は、ほぼ等しい頻度で生じることがわかる。さて、図に示される気温の度数分布は、昭和 42 年の 1 年間の任意時刻の気温の相対頻度分布にほぼ相似していると考えられる。そこで、図-3.4 から相対頻度分布図-3.5 を作成し、仮に明石海峡大橋主ケーブルの任意時刻の温度の相対頻度分布がこの図に相似すると考えると、 r_L に対応する活荷重が橋梁上に載荷される時刻において、主ケーブルはこの頻度分布内の任意の温度となり、その温度分布にしたがう確率で発生することになる。ここで、相対頻度分布を $f(t)$ すると、 r_L に対応する活荷重が載荷される時刻の温度が基準温度から t ℃以内にある確率 P は、

$$P = \int_{20-t_1}^{20+t_1} f(t) dt \quad \dots\dots\dots (12)$$

で表される。 t を変数として算定した P を表-3.10 に示す。この表から $t = 17$ ℃にすると P は 0.9 を超えることがわかる。つまり、基準温度から ± 17 ℃までを温度変化の範囲にとれば、 r_L に対応する活荷重が載荷される時刻の温度がこの範囲外となる確率は約 10%程度になると考えられる。また、 r_L が夜間の突発波滞に対応して定められた場合を考え、図-3.6 に示す 0 時、3 時、6 時に観測された温度データを用いて同様な検討を行った結果を表-3.10 に示す。この表から理解されるように夜間の温度を対象にして考えた場合においても、 ± 18 ℃まで温度変化の範囲にとれば P は 0.9 を超えることになる。

P をどのように設定すべきかについては、今後検討を進める必要があるが、表-3.10、図-3.7、図-3.8 に示すように $t = 20$ ℃近辺から P の t の減少量に対する減少量がかなり少なくなり、かつ P が約 0.96 から 0.98 程度となることを考えると、組み合わせに用いる温度変化の範囲として基準温度 20℃に対し -20℃まで考慮すれば十分であると言えよう。

なお、本検討においては、任意時刻の温度の相対温度分布として、昭和 42 年の 1 年間に観測されたデータから得られた相対頻度分布を仮定している。したがって、算定結果は厳密性を欠くと考えられるが、頻度分布を作成するに際して対象とする期間を仮に長くとっても裾野部は多少広がるものの分布形は大きく変化しないと考えられ、結論は大きく変らないと思われる。

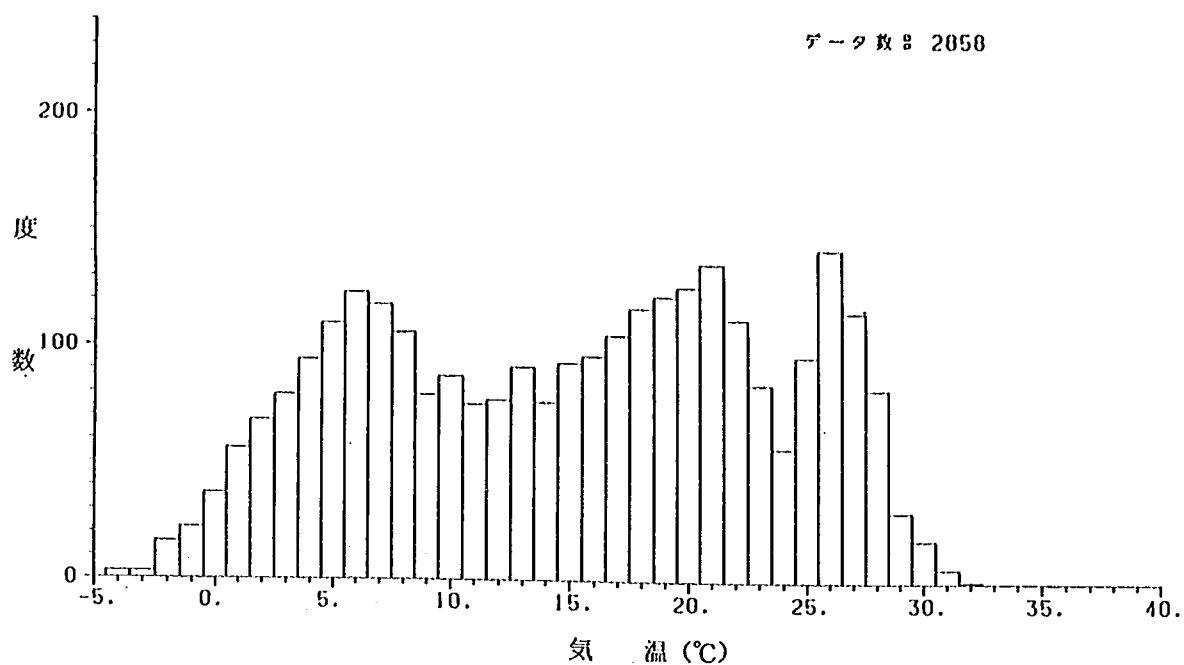


図- 3. 4 3 時間毎に観測された気温の度数分布 (昭和 42 年, 垂水, 地上 80 m)

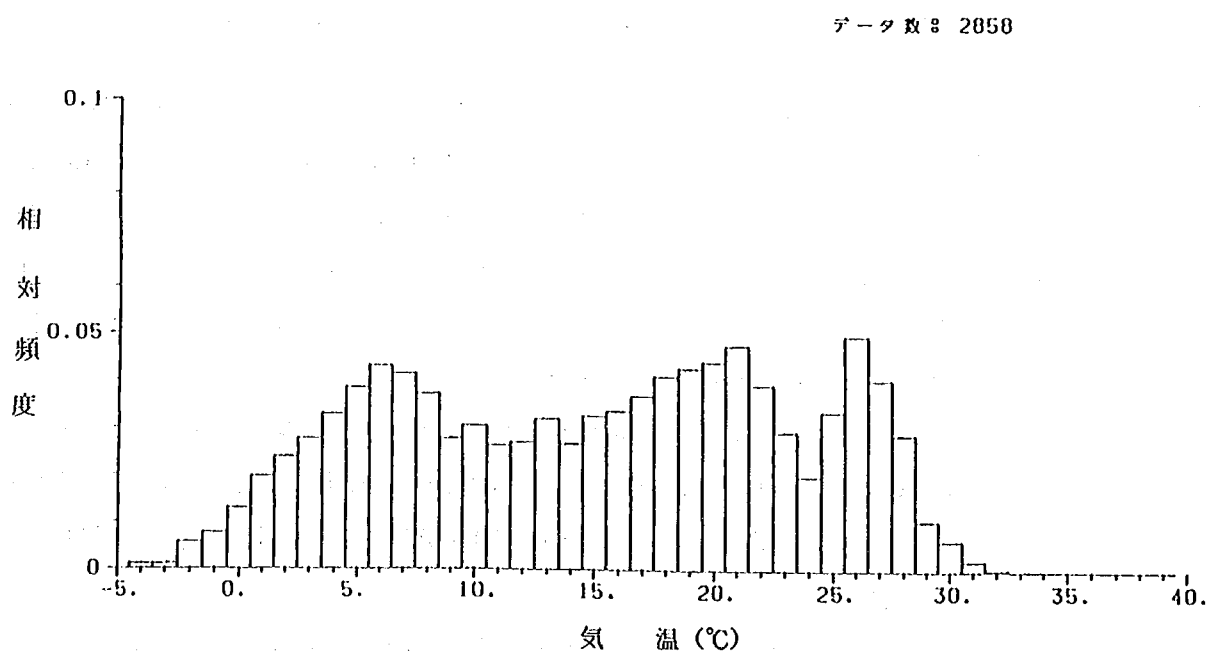


図- 3. 5 3 時間毎に観測された気温の相対頻度分布 (昭和 42 年, 垂水, 地上 80 m)

表- 3. 10 t_i と P の関係

基準温度 からの範囲 (t_i)	測定気温が範囲内に入る確率 (P)	
	1 日 8 回観測データ	0 時, 3 時, 6 時観測データ
0 °C	0.0108	0.0112
1 "	0.1046	0.1150
2 "	0.1844	0.1963
3 "	0.2554	0.2402
4 "	0.3104	0.2850
5 "	0.3765	0.3748
6 "	0.4472	0.4766
7 "	0.5224	0.5458
8 "	0.5829	0.5822
9 "	0.6305	0.6187
1 0 "	0.6638	0.6393
1 1 "	0.6956	0.6589
1 2 "	0.7271	0.6953
1 3 "	0.7684	0.7336
1 4 "	0.8135	0.7785
1 5 "	0.8520	0.8131
1 6 "	0.8884	0.8589
1 7 "	0.9164	0.8860
1 8 "	0.9409	0.9131
1 9 "	0.9640	0.9430
2 0 "	0.9790	0.9636
2 1 "	0.9885	0.9766
2 2 "	0.9962	0.9925
2 3 "	0.9983	0.9963
2 4 "	0.9997	0.9991
2 5 "	1.0000	1.0000

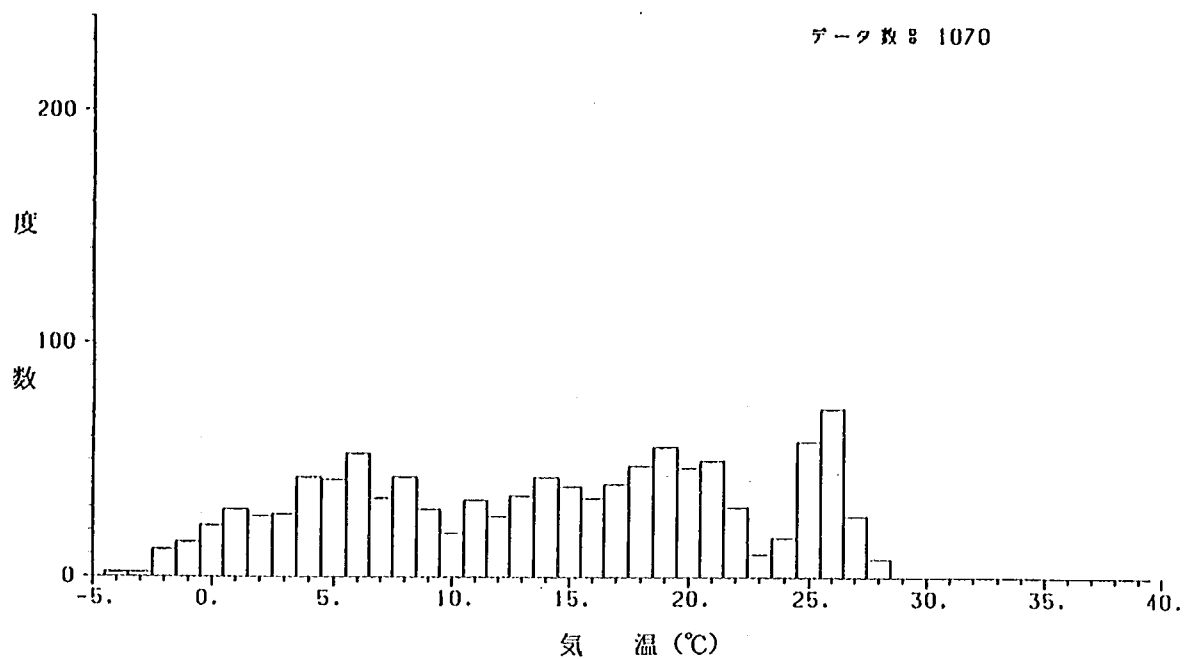


図- 3. 6 夜間に観測された気温の度数分布 (昭和 42 年, 垂水, 地上 80 m, 0 時, 3 時, 6 時測定)

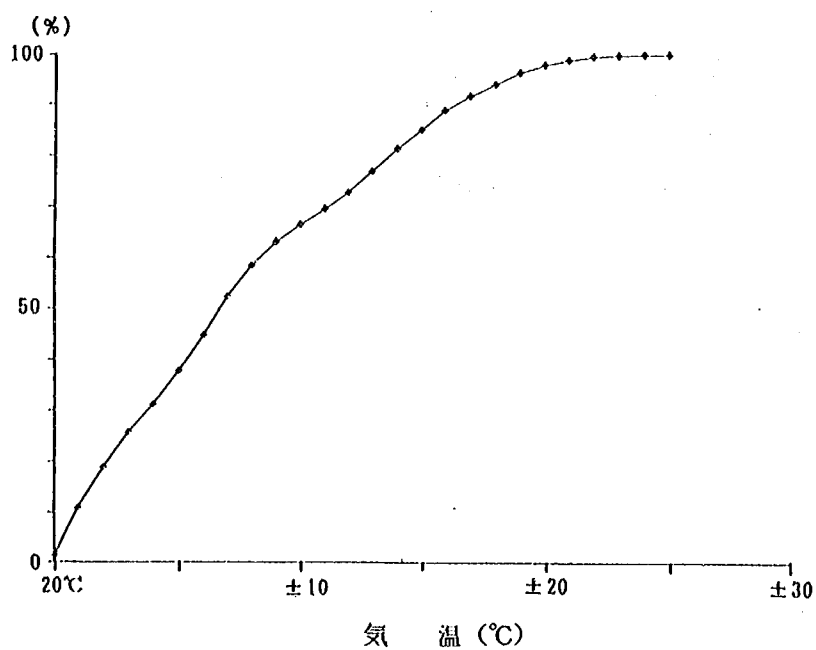
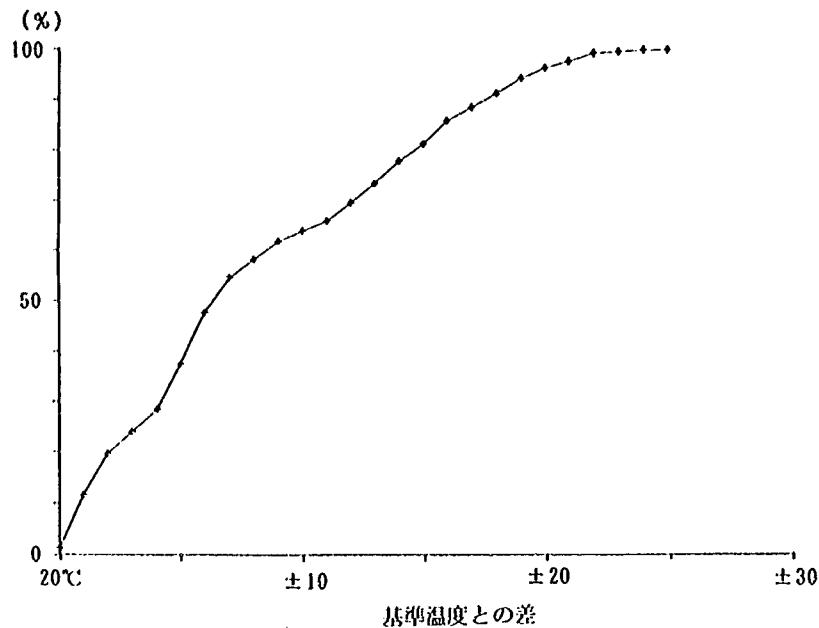


図- 3. 7 気温の基準温度との差の確率分布関数 (昭和 42 年, 垂水, 地上 80 m)



図－ 3. 8 気温の基準温度との差の確率分布関数（昭和 42 年，垂水，地上 80 m，3 時間毎）

3－5 まとめ

昭和 61 年度は，明石海峡大橋の主ケーブルの設計に適用し得る死荷重係数及び活荷重係数の検討を行うとともに，組合せを考慮した場合に用いる温度変化の範囲について概略的な検討を実施した。その結果，次のような結論を得た。

- ① 死荷重係数（ r_d ）は，大鳴門橋などで実測された部材寸法，単位重量のデータに基づき算定した。その結果，推定された実死荷重のばらつきを 2σ まで考慮すると $r_d = 1.028$ ， 3σ まで考慮すると $r_d = 1.033$ となる。ここで，実死荷重が正規分布にあてはまると考えると， 2σ までのばらつきを考慮して r_d を定めた場合には，実死荷重が設計死荷重値（死荷重規格値 $\times$ 死荷重係数）を超過する確率は約 0.0023 であり， 3σ の場合には約 0.0014 となる。
- ② 活荷重係数（ r_L ）は，明石海峡大橋吊橋主ケーブルの張力影響線上への自動車荷重載荷シュミレーションを行い算定した。その結果， r_L は，概ね約 1.2 から 1.5 程度にすることができると言い得る。ただし， r_L を一義的に決めるためには，シュミレーションで想定すべき橋梁上の交通状況，供用期間，非超過確率を定める必要がある。
- ③ 温度変化の範囲については，垂水で観測された温度データに基づき簡単な考察を行った。その結果，基準温度 20°C に対し -20°C までの温度変化の範囲を見込めば， r_L に対応する活荷重が載荷される時刻の温度は，概ね 96～98% 程度がこの範囲内に含まれることが把握された。

参考文献

- 1) 伊藤学, 亀田弘行訳「土木・建築のための確率・統計の基礎」丸善
- 2) 阪神高速道路公団設計荷重委員会「阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究」阪神高速道路公団, 1986
- 3) 宮田年耕, 中野正則他「本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告」土木研究所資料第 2086 号, 1983, 第 2220 号, 1984, 第 2357 号, 1985
- 4) 藤野陽三, 篠原洋司, 岩崎泰彦, 田中良樹「実態調査結果を用いたシュミレーションによる L 荷重特性値の検討」土木学会第 41 回年次学術講演会概要集, 1986

第4章 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査

振動研究室 佐々木 康 田村 敬一
桑原 徹郎 相沢 興
吉見 精太郎

4-1 まえがき

地震動の特性に関する研究は、我が国において従来SMAC型強震計記録を主体として行われてきており、最大地震動（最大加速度，最大速度，最大変位）および加速度応答スペクトルに及ぼす地震の規模，震央距離，地盤条件等の影響が体系的に調査されてきている。また，これらの検討結果に基づき上記諸特性の推定式（距離減衰式）も提案されるに至っている。土木構造物の固有周期は一般に短いものが多く，固有周期が1～2秒を越えるものは稀であるが，明石海峡大橋等の長大吊橋では数秒のオーダーになるものもある。こうした長周期構造物の設計地震入力を設定する際には，SMAC型強震計記録の検討だけでは十分ではなく，長周期の地震動特性を慎重に検討する必要がある。

以上のような観点から，本調査は明石海峡大橋の合理的な設計地震入力を設定することを目的として昭和60年度から開始されたものである。

本年度は，長周期地震動特性を解明するための基礎資料として1964年新潟地震による25地点72成分の気象庁一倍強震計記録を数値化するとともに，既に数値化が完了している1968年十勝沖地震¹⁾，1968年日向灘地震²⁾および1983年日本海中部地震³⁾による気象庁一倍強震計記録と合わせて，長周期地震動の距離減衰特性について検討した。また，気象庁一倍強震計記録の数値化の効率化を図るために，その処理システムについて検討した。

4-2 気象庁一倍強震計記録の数値計

本年度，数値化の対象とした記録は，1964年新潟地震の際に25地点で得られた計72成分の気象庁一倍強震計記録である。数値化の方法は，基本的には，SMAC型強震計記録の場合⁴⁾と同様である。記録の数値化および各種補正方法については参考文献1)に詳しいのでここでは省略するが，記録の処理フローの概略を示すと，図-4.1のようになる。また，気象庁一倍強震計記録は変位記録であるので，これより速度および加速度を求める方法としては，振動数領域において変位記録に一倍強震計の特性を補正するためのフィルターをかけ，数値微分する方法を用いた^{5), 6)}。すなわち，いま，原変位記録を $d_0(t)$ とすれば，そのフーリエ変換 $F_0(f)$ は次式で表される。

$$F_0(f) = \int_{-\infty}^{\infty} d_0(t) e^{-i2\pi ft} dt \quad (1)$$

これに強震計の特性を補正するためのフィルター $F_c(f)$ を見込むと，補正した変位 $d(t)$ ，速度 $v(t)$ および加速度 $a(t)$ は次のように求められる。

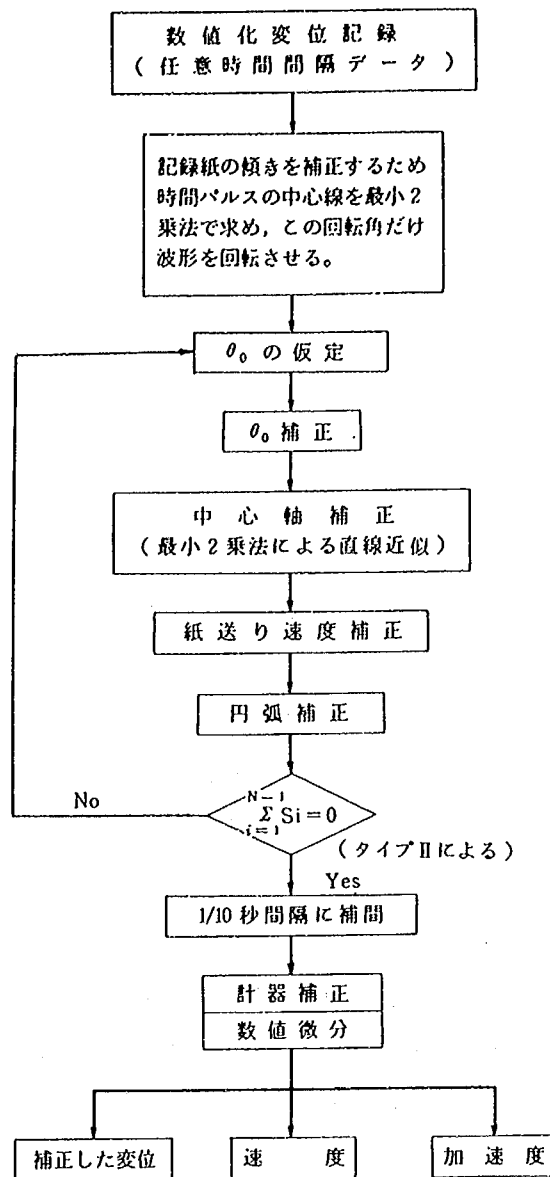


図-4.1 気象庁一倍強震計記録の処理システム流れ図

$$d(t) = \int_{-\infty}^{\infty} F(f) e^{i2\pi ft} df \quad (2)$$

$$v(t) = \int_{-\infty}^{\infty} i2\pi f F(f) e^{i2\pi ft} df \quad (3)$$

$$a(t) = - \int_{-\infty}^{\infty} 4\pi^2 f^2 F(f) e^{i2\pi ft} df \quad (4)$$

ここで、

$$F(f) = F_0(f) \cdot F_c(f) \quad (5)$$

$$F_c(f) = \frac{e^{i\phi(f)}}{R(f)} A(f) \quad (6)$$

式(6)中の $R(f)$ および $\phi(f)$ は、それぞれ、気象庁一倍強震計の振幅特性および位相特性であり、次のように表される。

$$R(f) = \frac{1}{\sqrt{\left\{ \left(\frac{f_0}{f} \right)^2 - 1 \right\}^2 + 4h^2 \left(\frac{f_0}{f} \right)^2}} \quad (7)$$

$$\phi(f) = \tan^{-1} \left\{ \frac{2h \left(\frac{f_0}{f} \right)}{\left(\frac{f_0}{f} \right)^2 - 1} \right\} \quad (8)$$

ここで、 f_0 および h は、それぞれ、強震計の振子の固有振動数および減衰定数である。また式(6)中の $A(f)$ は振幅の傾向関数であり、次式で表されるバンドパスフィルター(式の都合上、周期 T の関数として表す)とした⁷⁾。

$$A(T) = \begin{cases} 0 & T < T_{LL} \\ \frac{1}{2} \left\{ 1 - \cos \left(\frac{T - T_{LL}}{T_{LU} - T_{LL}} \pi \right) \right\} & T_{LL} \leq T \leq T_{LU} \\ 1 & T_{LU} \leq T \leq T_{UL} \\ \frac{1}{2} \left\{ 1 + \cos \left(\frac{T - T_{UL}}{T_{UU} - T_{UL}} \pi \right) \right\} & T_{UL} \leq T \leq T_{UU} \\ 0 & T_{UU} < T \end{cases} \quad (9)$$

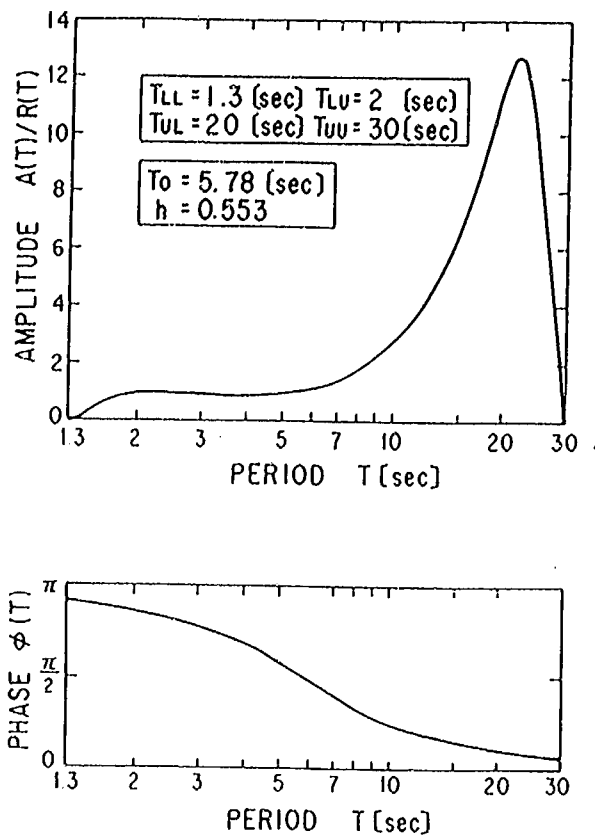
ここで、 T_{LU} および T_{UL} は、それぞれ、短周期および長周期側の遮断周期であり、 T_{LL} および T_{UU} は、それぞれ、 T_{LU} および T_{UL} に対応する傾向関数が0となる周期である。バンドパスフィルターの遮断周期は、既往の検討結果⁸⁾に基づき、短周期側を $T_{LU} = 2$ 〔秒〕、 $T_{LL} = 1.3$ 〔秒〕とし、また、長周期側を $T_{UL} = 20$ 〔秒〕、 $T_{UU} = 30$ 〔秒〕とした。一倍強震計の振幅および位相の補正関数を示すと、図-4.2のようになる。

以上の手法により求めた変位、速度および加速度波形の一例として秋田の場合を図-4.3に示す。図-4.3より、記録の継続時間が非常に長く、10秒程度以上の長周期成分により大きな変位振幅が生じていることがわかる。また、同地点の記録より加速度応答スペクトルを求めると、図-4.4に示すようになる。ここで、減衰定数は、0, 0.01, 0.02, 0.05とした。全観測地点について、最大変位、最大速度および最大加速度の一覧を示すと、表-4.1のようになる。

4-3 長周期地震動の距離減衰特性

4-3-1 最大地震動(最大変位、最大速度、最大加速度)の距離減衰

昭和62年3月現在、建設省土木研究所において数値化されている気象庁一倍強震計記録は、1968年十勝沖地震(マグニチュードM7.9)による41成分、同最大余震(M7.5)による9成分、1968年日向灘地震(M7.5)による51成分、1983年日本海中部地震(M7.7)による64成分、同最大余震(M7.1)による31成分、1964年新潟地震(M7.5)による72成分である。これらの記録のうち水平2成分のいずれか



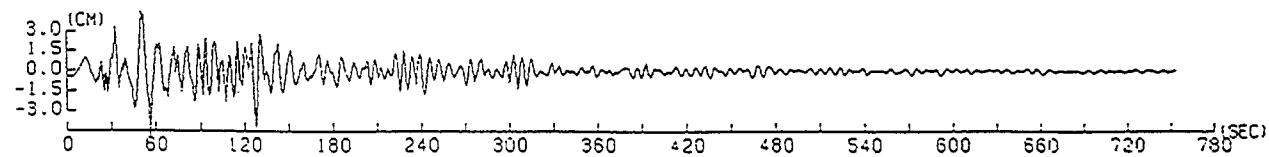
図－4.2 気象庁一倍強震計の振幅および位相特性の補正関数

大きい方の最大変位，最大速度および最大加速度，震央距離等の一覧を示すと，表－4.2のようになる。表中の地盤分類は気象官署近傍の表層地盤条件⁹⁾を示すものであり，表－4.3に示すように，良好な硬質地盤である1種から軟弱地盤である4種までの4種類に区分される。また，揺れやすさは岡田・鏡味¹⁰⁾により提案されたものであり，気象庁一倍強震計記録の最大振幅の統計解析に基づき，各地点ごとのやや長周期帯域（周期：2～20秒程度）における相対的な揺れやすさを示す指標である。各地点ごとの揺れやすさの分布は，表－4.4および図－4.5に示すとおりである。東京および大阪の大都市で揺れやすさが2以上と大きく，神戸では0.95と我が国における平均的な揺れやすさを示し，また，洲本では0.68と比較的低い値となっている。長周期地震動は表層地盤条件よりも地中深部の地盤条件の影響を受けるものと考えられるので，以降の検討においては岡田・鏡味による揺れやすさをもとに地盤条件を区分するものとする。ただし，原論文では揺れやすさを分類ⅠからⅥまでの6段階に区分しているが，ここでは2段階ずつをとりまとめて分類ⅠおよびⅡを1種地盤（揺れやすさ $\bar{X}_i < 0.67$ ），ⅢおよびⅣを2種地盤（ $0.67 \leq \bar{X}_i < 1.50$ ），ⅤおよびⅥを3種地盤（ $\bar{X}_i \geq 1.50$ ）とすることにする。

工学式強震計記録に基づく最大地震動（最大加速度，最大速度，最大変位）および加速度応答スペクトルと地震のマグニチュードおよび震央距離との関係式（距離減衰式）に関しては，現在までに各種の検討が行われている。これらの結果によれば，実用的な距離減衰式としては次式が実測値との対応がよいとされている¹¹⁾。

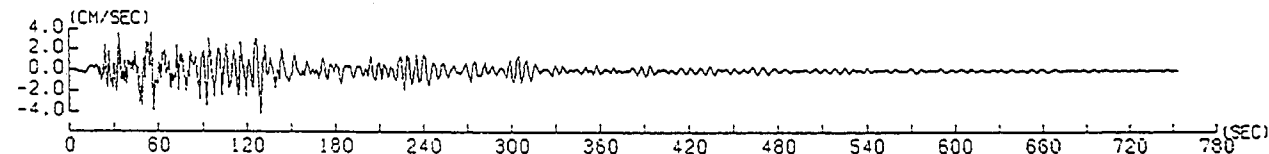
INDEX NO. 28
AKITA N-S
JMA.NIIGATA DISP
MAX.=5.126(CM)

E.O. NO. 640616



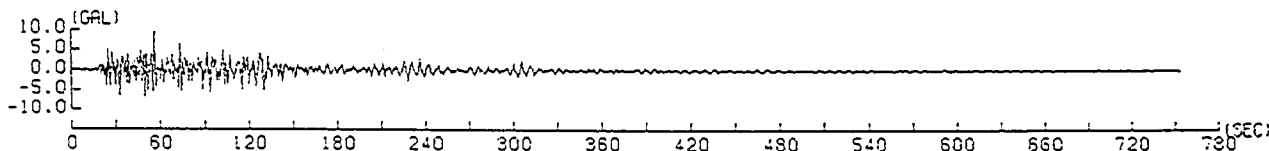
INDEX NO. 29
AKITA N-S
JMA.NIIGATA VEL.
MAX.=4.201(CM/SEC)

E.O. NO. 640616



INDEX NO. 30
AKITA N-S
JMA.NIIGATA ACC.
MAX.=9.620(GAL)

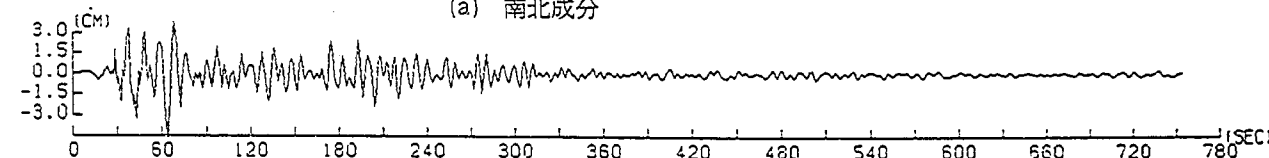
E.O. NO. 640616



(a) 南北成分

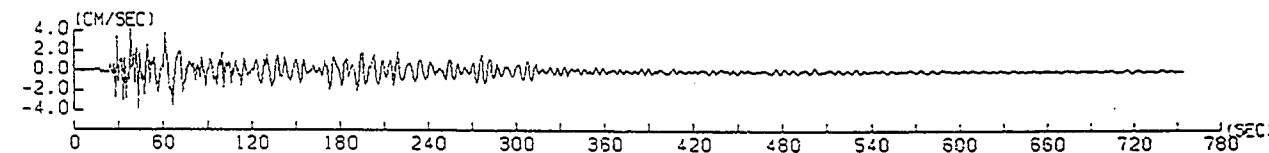
INDEX NO. 31
AKITA W-E
JMA.NIIGATA DISP
MAX.=4.855(CM)

E.O. NO. 640616



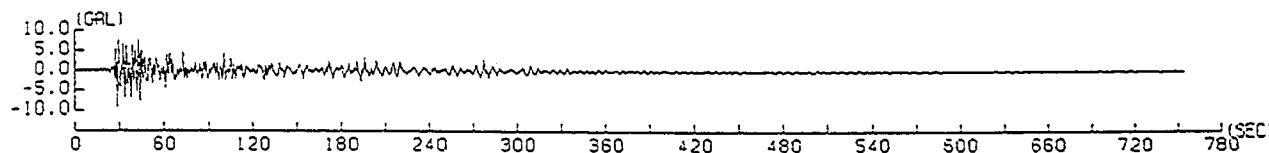
INDEX NO. 32
AKITA W-E
JMA.NIIGATA VEL.
MAX.=4.267(CM/SEC)

E.O. NO. 640616



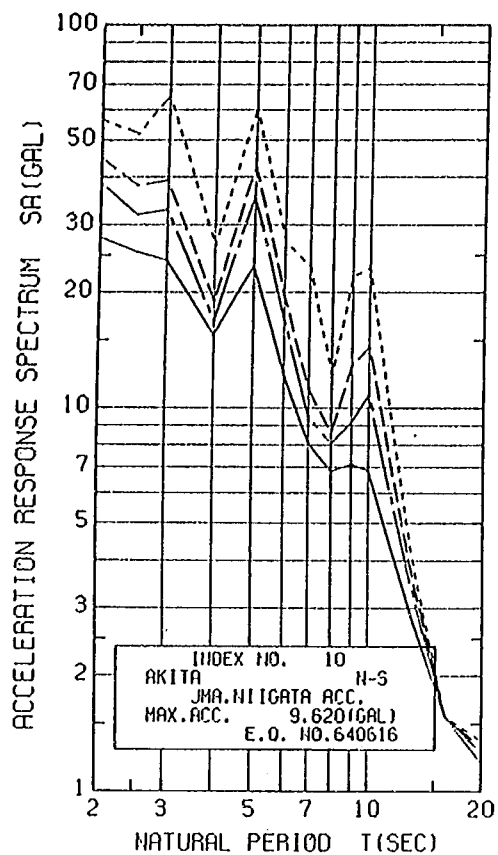
INDEX NO. 33
AKITA W-E
JMA.NIIGATA ACC.
MAX.=9.229(GAL)

E.O. NO. 640616

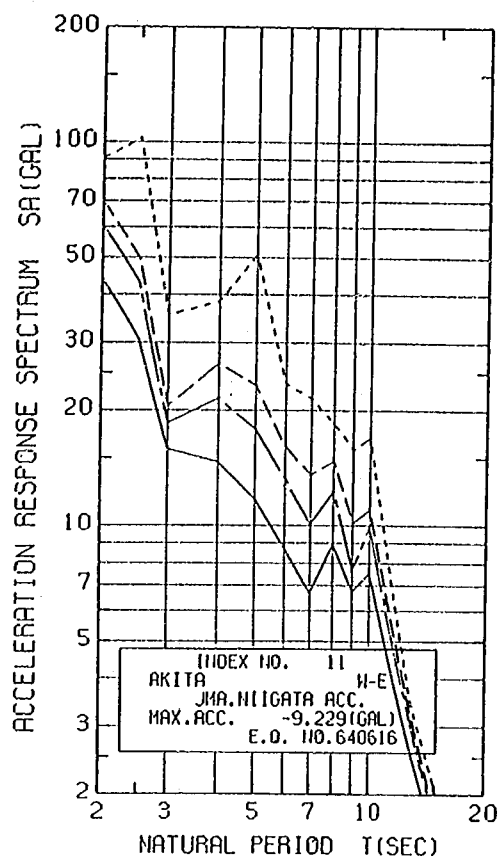


(b) 東西成分

図-4.3 気象庁一倍增震計記録から求めた変位、速度、加速度波形の例(1964年新潟地震, 秋田)



(a) 南北成分



(b) 東西成分

図-4.4 気象庁一倍強震計記録から求めた加速度応答スペクトルの例
(1964年新潟地震, 秋田)

表 - 4.1(1) 最大変位, 最大速度および最大加速度の一覧 (1964年新潟地震)

No	観測所名	成分	最大変位 [cm]	最大速度 [cm/s]	最大加速度 [gal]	震央距離 [km]
1	ISHINOMAKI	N-S	3.946	-3.937	6.706	182.9
2	ISHINOMAKI	W-E	2.242	-1.910	-3.878	182.9
3	ISHINOMAKI	D-U	-1.820	-2.044	-4.314	182.9
4	AOMORI	S-N	4.646	2.891	-3.832	300.9
5	AOMORI	E-W	1.726	1.716	-2.978	300.9
6	AOMORI	D-U	-1.612	0.976	-0.816	300.9
7	MIYAKO	S-N	-2.575	-1.314	1.473	276.4
8	MIYAKO	W-E	1.931	-1.212	1.225	276.4
9	MIYAKO	D-U	-2.138	-1.157	-1.131	276.4
10	AKITA	N-S	-5.126	-4.201	9.620	165.7
11	AKITA	W-E	-4.855	4.287	-9.229	165.7
12	AKITA	D-U	-3.087	2.596	3.423	165.7
13	MORIOKA	N-S	-2.501	1.375	1.811	222.9
14	MORIOKA	W-E	-2.249	-1.323	2.204	222.9
15	MORIOKA	D-U	-3.213	1.615	1.265	222.9
16	SENDAI	S-N	-3.545	3.677	-6.429	148.9
17	SENDAI	W-E	-4.727	3.262	8.139	148.9
18	SENDAI	D-U	-2.452	-2.159	-3.496	148.9
19	SHIRAKAWA	N-S	-3.700	5.438	-11.462	168.3
20	SHIRAKAWA	W-E	-5.576	-6.194	-10.859	168.3
21	SHIRAKAWA	D-U	-1.640	1.955	4.532	168.3
22	KUMAGAYA	S-N	3.411	3.542	4.202	250.6
23	KUMAGAYA	E-W	6.607	-4.858	-7.307	250.6
24	KUMAGAYA	D-U	-4.363	4.079	-3.824	250.6
25	CHICHIBU	N-S	-0.946	0.947	1.475	268.8
26	CHICHIBU	W-E	-1.589	-1.549	-2.181	268.8
27	CHICHIBU	D-U	1.292	1.015	1.457	268.8
28	TAKADA	S-N	-6.638	-8.653	16.989	166.9
29	TAKADA	E-W	4.476	6.137	-13.761	166.9
30	TAKADA	D-U	-2.626	1.937	-3.348	166.9
31	KOFU	N-S	0.981	0.784	1.276	309.3
32	KOFU	W-E	1.257	-1.296	-2.539	309.3
33	KOFU	D-U	0.740	-0.479	-0.542	309.3
34	MAEBASHI	N-S	2.329	-2.919	5.251	222.6
35	MAEBASHI	W-E	3.478	3.273	-6.247	222.6
36	MAEBASHI	D-U	3.083	2.312	-4.289	222.6
37	KARUIZAWA	S-N	2.035	3.209	-7.263	236.8
38	KARUIZAWA	E-W	2.247	-3.248	8.281	236.8
39	KARUIZAWA	D-U	-1.837	-1.359	1.936	236.8
40	AJIRO	N-S	0.932	0.549	0.740	372.5
41	AJIRO	W-E	-1.399	-1.228	-1.540	372.5
42	AJIRO	D-U	0.304	-0.302	0.525	372.5
43	TOYAMA	S-N	2.766	2.667	-5.796	258.4
44	TOYAMA	E-W	2.949	-2.329	4.450	258.4
45	TOYAMA	***				258.4

表 - 4.1(2) 最大変位, 最大速度および最大加速度の一覧 (1964年新潟地震)

No	観測所名	成分	最大変位 [cm]	最大速度 [cm /s]	最大加速度 [gal]	震央距離 [km]
46	OMAEZAKI	S-N	-1.639	-1.497	-2.191	431.5
47	OMAEZAKI	E-W	-2.073	-2.131	-3.605	431.5
48	OMAEZAKI	D-U	1.854	1.193	-1.881	431.5
49	TSU	N-S	1.200	0.893	-1.531	476.0
50	TSU	W-E	1.210	-0.895	-1.526	476.0
51	TSU	***				476.0
52	TAKAYAMA	N-S	-1.124	0.857	1.502	303.8
53	TAKAYAMA	W-E	-1.379	-1.023	-1.836	303.8
54	TAKAYAMA	D-U	-0.988	-0.607	1.094	303.8
55	NAGOYA	S-N	-1.189	1.035	1.928	410.7
56	NAGOYA	W-E	-2.630	1.535	2.130	410.7
57	NAGOYA	D-U	-0.680	0.325	0.589	410.7
58	HAMAMATSU	N-S	0.928	-1.144	-1.935	432.1
59	HAMAMATSU	W-E	-1.143	1.223	-2.105	432.1
60	HAMAMATSU	D-U	-1.009	-0.568	0.524	432.1
61	UTSUNOMIYA	N-S	2.420	-2.487	-3.537	213.9
62	UTSUNOMIYA	W-E	6.143	-4.657	-8.839	213.9
63	UTSUNOMIYA	D-U	-2.309	1.374	-2.414	213.9
64	TOKYO	N-S	-3.502	-4.755	8.315	309.3
65	TOKYO	W-E	5.916	4.916	6.869	309.3
66	TOKYO	***				309.3
67	TOMISAKI	N-S	-2.614	-4.315	6.906	385.0
68	TOMISAKI	W-E	3.811	1.914	3.073	385.0
69	TOMISAKI	D-U	-1.150	-1.210	1.515	385.0
70	YOKOHAMA	N-S	-3.493	2.378	4.248	332.2
71	YOKOHAMA	W-E	-3.622	3.907	-6.544	332.2
72	YOKOHAMA	D-U	-2.158	-1.784	1.907	332.2
73	OSHIMA	N-S	1.941	-1.275	1.697	404.2
74	OSHIMA	W-E	0.970	0.706	-0.977	404.2
75	OSHIMA	D-U	0.638	-0.418	0.684	404.2

表-4.2(1) 気象庁一倍強震計による最大変位, 最大速度および最大加速度の一覧

(a) 1968年十勝沖地震

No	観測所名	地盤 分類	揺れ やすさ	震央距離 (km)	マグニ チュード	最大変位 (cm)	最大速度 (cm/s)	最大加速度 (gal)
1	KUSHIRO	3	0.89	259.1	7.9	13.864	5.575	5.576
2	MORI	3	0.0	293.8	7.9	7.367	8.429	15.659
3	HAKODATE	3	0.79	265.6	7.9	5.518	4.856	10.025
4	NEMURO	1	0.47	332.8	7.9	8.162	3.094	4.776
5	MORIOKA	2	0.63	235.1	7.9	7.871	5.117	7.285
6	MORIOKA *	2	0.63	237.9	7.5	1.993	1.625	2.679
7	SENDAI	2	1.20	358.0	7.9	4.131	3.137	6.446
8	SENDAI *	2	1.20	387.7	7.5	4.868	2.835	6.102
9	HIROO	2	0.98	175.5	7.9	10.266	7.370	17.706
10	OFUNATO	1	0.46	244.2	7.9	2.839	3.306	6.868
11	OFUNATO *	1	0.46	278.4	7.5	1.957	1.493	2.739
12	SAPPORO	2	1.07	317.8	7.9	14.737	9.582	24.479
13	MURORAN	1	0.58	278.9	7.9	6.045	4.406	7.095
14	AKITA	3	1.74	316.5	7.9	11.361	11.573	28.253
15	ISHINOMAKI	2	0.60	321.9	7.9	6.621	2.844	2.952
16	MIYAKO	1	0.56	182.6	7.9	6.928	3.462	3.893
17	RUMOI	2	0.93	391.8	7.9	21.655	9.657	8.770

注) *を付した記録は最大余震による。

(b) 1968年日向灘地震

No	観測所名	地盤 分類	揺れ やすさ	震央距離 (km)	マグニ チュード	最大変位 (cm)	最大速度 (cm/s)	最大加速度 (gal)
1	TSURUGIYAMA	0	0.0	229.2	7.5	3.423	2.137	2.618
2	OSAKA	3	3.02	386.5	7.5	4.241	3.279	5.589
3	TAKAMATSU	2	0.78	268.0	7.5	3.331	2.345	3.786
4	ASHIZURI	1	0.63	68.3	7.5	7.783	7.996	15.856
5	MATSUYAMA	2	0.93	174.3	7.5	3.908	2.572	4.110
6	HIROSHIMA	1	0.74	231.7	7.5	2.721	2.277	2.446
7	OKAYAMA	2	0.50	294.0	7.5	3.274	1.833	2.015
8	KOCHI	3	1.12	170.6	7.5	8.168	4.075	6.618
9	KYOTO	3	0.52	426.4	7.5	2.170	1.563	1.275
10	IZUHARA	2	0.0	365.9	7.5	0.811	0.542	0.619
11	NOBEOKA	1	1.23	85.0	7.5	6.729	5.398	8.879
12	SHIMONOSEKI	1	0.69	235.8	7.5	1.174	0.840	1.901
13	SAGA	4	0.0	232.0	7.5	2.663	3.942	9.639
14	KAGOSHIMA	2	2.09	200.5	7.5	7.097	9.338	21.080
15	FUKUE	2	0.79	346.9	7.5	1.110	0.902	1.359
16	FUKUOKA	2	0.95	244.7	7.5	1.437	1.313	2.766
17	MUROTOMISAKI	1	0.68	190.5	7.5	8.810	4.990	4.098
18	UWAJIMA	1	0.0	105.7	7.5	5.316	3.592	5.167

表-4.2(2) 気象庁一倍強震計による最大変位, 最大速度および最大加速度の一覧

(c) 1983年日本海中部地震

No	観測所名	地盤 分類	揺れ やすさ	震央距離 (km)	マグニ チュード	最大変位 (cm)	最大速度 (cm/s)	最大加速度 (gal)
1	WAKKANAI	2	0.85	601.7	7.7	5.448	3.591	1.912
2	RUMOI	2	0.93	452.0	7.7	5.621	4.025	3.105
3	SAPPORO	2	1.07	353.5	7.7	10.652	5.542	4.673
4	OBHIRO	2	2.69	446.4	7.7	5.027	3.211	3.739
5	SUTTSU	1	0.0	286.9	7.7	8.305	5.023	3.248
6	MURORAN	1	0.58	270.1	7.7	8.995	5.063	2.686
7	MORI	3	0.0	230.7	7.7	9.696	7.080	15.747
8	HIROO	2	0.98	414.5	7.7	5.761	2.343	1.013
9	OFUNATO	1	0.46	266.6	7.7	2.572	1.345	1.387
10	HACHINOHE	2	0.46	208.2	7.7	9.794	4.965	4.306
11	MORIOKA	2	0.63	191.5	7.7	5.686	3.044	2.365
12	MIYAKO	1	0.56	257.5	7.7	3.729	1.808	1.706
13	SENDAI	2	1.20	279.3	7.7	3.892	2.601	3.922
14	ISHINOMAKI	2	0.60	285.7	7.7	4.471	1.885	2.527
15	FUKUSHIMA	2	0.98	312.7	7.7	2.420	1.218	0.847
16	ONAHAMA	3	1.15	409.5	7.7	3.731	1.730	2.130
17	WAJIMA	3	0.95	380.1	7.7	2.058	1.398	1.754
18	AIKAWA	1	0.45	269.1	7.7	2.953	1.818	1.639
19	TAKADA	3	0.60	368.4	7.7	2.825	1.469	1.647
20	KUMAGAYA	2	1.48	467.6	7.7	2.760	1.782	1.274
21	TOKYO	3	2.00	522.2	7.7	5.252	3.382	4.907
22	YOKOHAMA	2	2.00	548.8	7.7	3.725	2.277	1.943
23	SAPPORO *	2	1.07	276.1	7.1	2.954	1.899	2.758
24	SUTTSU *	1	0.0	196.9	7.1	2.327	1.591	2.061
25	MURORAN *	1	0.58	201.6	7.1	2.296	1.344	1.250
26	MORI *	3	0.0	159.6	7.1	7.816	7.664	13.317
27	HAKODATE *	3	0.79	157.9	7.1	3.158	2.746	4.793
28	TOMAKOMAI *	3	0.0	261.0	7.1	3.692	2.251	3.119
29	AOMORI *							
30	HACHINOHE *	2	0.46	227.9	7.1	1.352	0.697	0.642
31	AKITA *	3	1.74	195.8	7.1	6.113	3.574	3.564
32	SAKATA *	4	4.79	272.8	7.1	4.042	3.022	3.765
33	NIIGATA *	3	2.95	372.4	7.1	4.432	2.647	3.524

注) *を付した記録は最大余震による。

表-4.2(3) 気象庁一倍強震計による最大変位, 最大速度および最大加速度の一覧

(d) 1964年新潟地震

No		地盤 分類	揺れ やすさ	震央距離 〔km〕	マグニ チュード	最大変位 〔cm〕	最大速度 〔cm/s〕	最大加速度 〔gal〕
1	ISHINOMAKI	2	0.60	182.9	7.5	3.946	3.937	6.706
2	AOMORI	4	2.51	300.9	7.5	4.646	2.891	3.832
3	MIYAKO	1	0.56	276.4	7.5	2.575	1.314	1.473
4	AKITA	3	1.74	165.7	7.5	5.126	4.287	9.620
5	MORIOKA	2	0.63	222.9	7.5	2.501	1.375	2.204
6	SENDAI	2	1.20	148.9	7.5	4.727	3.677	8.139
7	SHIRAKAWA	1	1.02	168.3	7.5	5.576	6.194	11.462
8	KUMAGAYA	2	1.48	250.6	7.5	6.607	4.858	7.307
9	CHICHIBU	2	0.87	268.8	7.5	1.589	1.549	2.181
10	TAKADA	3	0.60	166.9	7.5	6.638	8.653	16.989
11	KOFU	3	1.15	309.3	7.5	1.257	1.296	2.539
12	MAEBASHI	2	1.51	222.6	7.5	3.478	3.273	6.247
13	KARUIZAWA	3	1.66	236.8	7.5	2.247	3.248	8.281
14	AJIRO	2	0.52	372.5	7.5	1.399	1.228	1.540
15	TOYAMA	2	1.20	258.4	7.5	2.949	2.667	5.796
16	OMAEZAKI	2	1.35	431.5	7.5	2.073	2.131	3.605
17	TSU	3	0.74	476.0	7.5	1.210	0.895	1.531
18	TAKAYAMA	2	0.0	303.8	7.5	1.379	1.023	1.836
19	NAGOYA	2	1.41	410.7	7.5	2.630	1.535	2.130
20	HAMAMATSU	2	1.12	432.1	7.5	1.143	1.223	2.105
21	UTSUNOMIYA	2	1.02	213.9	7.5	6.143	4.657	8.839
22	TOKYO	3	2.00	309.3	7.5	5.916	4.916	8.315
23	TOMISAKI	0	0.0	385.0	7.5	3.811	4.315	6.906
24	YOKOHAMA	2	2.00	332.2	7.5	3.622	3.907	6.544
25	OSHIMA	0	0.87	404.2	7.5	1.941	1.275	1.697

表-4.3 気象官署の地盤分類

番号	地 盤 の 分 類	
1	岩 盤	序舎の周開相当な範囲にわたって、岩盤、硬質砂礫層、その他、主として第3紀以前の地層によって構成されているもの
2	硬い砂もしくは粘土の地盤	序舎の周開相当な範囲にわたって、砂礫層、ローム層、砂混り硬質粘土層、その他、主として洪積層によって構成されているもの、また厚さが、おおむね5 m以上の砂利層もしくは砂礫層の沖積層によって構成されているもの
3	普通の柔らかい地盤	第1、第2および第4に属さない地盤で、砂層、砂混り粘土層、粘土層、泥土など主として沖積層に属するもの
4	特に柔らかい地盤	著しく軟弱な地盤で、次のいずれかに該当するもの 1. 腐食土、泥土その他これに類するもので構成されている沖積層でその深さが30 m以上のもの 2. 埋立て地で深さ3 m以上、埋立てられてからおおむね30年を経過していないもの

表-4.4 やや長周期帯域における揺れやすさの一覧
(文献 10)による)

分類	順位	観 測 所	揺れやすさ X_i	分類	順位	観 測 所	揺れやすさ X_i
VI	1	酒田	4.79		48	神戸	0.95
	2	大分	3.09		49	山形	0.93
	3	阪神	3.02		50	留萌	0.93
	4	新潟	2.95		51	釧路	0.89
	5	帯広	2.69		52	秩父	0.87
	6	青森	2.51		53	松本	0.87
	7	青森	2.29		54	大島	0.87
	8	鹿角	2.09		55	大井	0.87
	9	東横	2.00		56	旭川	0.85
	10	横濱	2.00		57	稚内	0.85
V	11	河口	1.78		58	福岡	0.79
	12	湖田	1.74		59	江館	0.79
	13	沢木	1.74		60	取形	0.78
	14	熊井	1.70		61	山形	0.78
	15	熊井	1.66		62	高松	0.78
	16	長前	1.55		63	高松	0.76
	17	長前	1.51		64	岐阜	0.76
IV	18	熊谷	1.48	II	65	広島	0.74
	19	水戸	1.41		66	静岡	0.74
	20	那珂	1.41		67	津	0.74
	21	古河	1.41		68	下関	0.69
	22	奈良	1.41		69	潮戸	0.69
	23	三島	1.35		70	室戸	0.68
	24	三浦	1.35		71	室戸	0.68
	25	浦延	1.23		72	八丈	0.66
	26	延仙	1.23		73	飯田	0.65
	27	仙宮	1.20		74	足摺	0.63
	28	宮台	1.20		75	盛岡	0.63
	29	豊山	1.20		76	盛岡	0.62
	30	甲府	1.15		77	種子島	0.60
	31	小名	1.15		78	石巻	0.60
	32	小名	1.12		79	高田	0.59
III	33	高松	1.12	I	80	浜田	0.59
	34	高松	1.12		81	網走	0.58
	35	高松	1.10		82	室蘭	0.56
	36	石巻	1.07		83	宮古	0.54
	37	彦根	1.07		84	久保	0.54
	38	長崎	1.05		85	和歌山	0.52
	39	長崎	1.02		86	網走	0.52
	40	宇都	1.02		87	京西	0.52
	41	敦賀	1.00		88	岡山	0.50
	42	福島	0.98		89	姫路	0.49
	43	広島	0.98		90	室戸	0.47
	44	輪島	0.95		91	八尾	0.46
	45	輪島	0.95		92	大船	0.46
	46	福金	0.95		93	相模	0.45
	47	金沢	0.95		94	尾鷲	0.44

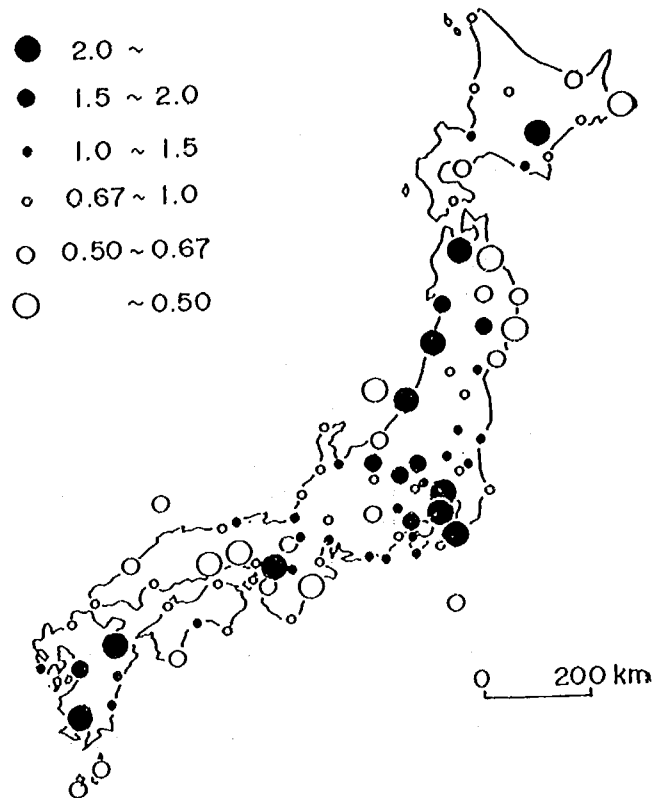


図-4.5 やや長周期帯域における揺れやすさの分布
(文献10)による

$$X(M, d, GC_i) = a(GC_i) \times 10^{b(GC_i)M} \times (d + d_0)^{c(GC_i)} \quad (10)$$

ここで,

X : 最大地震動もしくは加速度応答スペクトル値

M : 地震のマグニチュード

GC_i : 地盤種別

d : 震央距離

d_0 : 震央距離が小さい範囲の X を調整するための定数

$a(GC_i)$, $b(GC_i)$, $c(GC_i)$: 係数

本検討では、表2に示した水平2成分のいずれか大きい方の最大変位、最大速度および最大加速度のそれぞれについて、距離減衰式が式(10)により表されると仮定し、係数 a , b , c を求めるものとする。なお、式(10)中の d_0 については、文献1)を参考として30 kmとした。

全データおよび各地盤種別に分類したデータをもとに、最大変位 $d_{\max}$ [cm]、最大速度 $v_{\max}$ [cm/s] および最大加速度 $a_{\max}$ [gal] のそれぞれについて、式(10)の係数 a , b , c を求めると表-4.5 および次に示すようになる。

表 - 4.5 最大地震動の回帰式の係数一覧

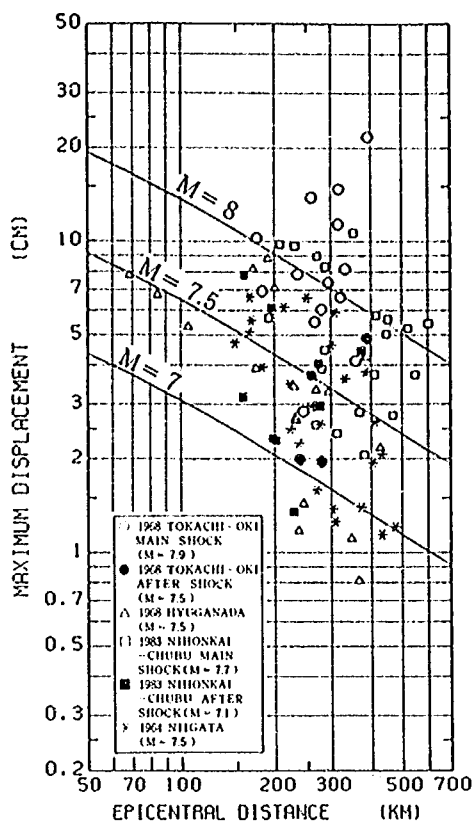
	地盤分類	係数 a	係数 b	係数 c	重相関係数 R	標準誤差 σ
最大変位	全データ	2.880E-03	0.647	-0.707	0.531	0.246
	1種地盤	4.746E-04	0.832	-0.999	0.783	0.168
	2種地盤	4.464E-06	1.071	-0.876	0.627	0.265
	3種地盤	2.841E-01	0.240	-0.225	0.327	0.163
最大速度	全データ	2.228E-02	0.557	-0.853	0.524	0.247
	1種地盤	1.021E-02	0.757	-1.393	0.795	0.175
	2種地盤	1.754E-04	0.865	-0.953	0.645	0.226
	3種地盤	6.652E-02	0.512	-0.819	0.671	0.155
最大加速度	全データ	2.237E-01	0.565	-1.224	0.526	0.310
	1種地盤	1.920E-02	0.860	-1.793	0.778	0.227
	2種地盤	1.714E-02	0.782	-1.437	0.670	0.261
	3種地盤	1.550E-02	0.874	-1.563	0.766	0.212

$$d_{\max} = \begin{cases} 2.88 \times 10^{-3} \times 10^{0.617 M} \times (D + 30)^{-0.707} & (\text{全データ}) \\ 4.75 \times 10^{-4} \times 10^{0.832 M} \times (D + 30)^{-0.999} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 4.46 \times 10^{-6} \times 10^{1.071 M} \times (D + 30)^{-0.876} & (2 \text{ 種地盤}) \\ 2.84 \times 10^{-1} \times 10^{0.240 M} \times (D + 30)^{-0.225} & (3 \text{ 種地盤}) \end{cases} \quad (11)$$

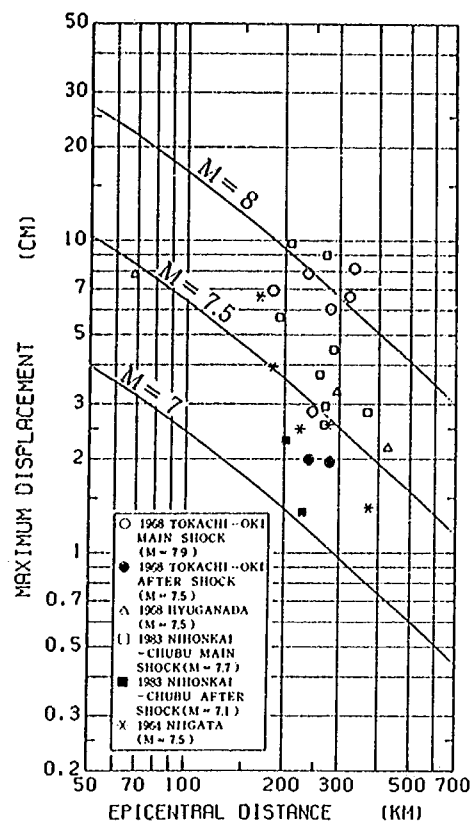
$$v_{\max} = \begin{cases} 2.23 \times 10^{-2} \times 10^{0.557 M} \times (D + 30)^{-0.853} & (\text{全データ}) \\ 1.02 \times 10^{-2} \times 10^{0.757 M} \times (D + 30)^{-1.393} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 1.75 \times 10^{-4} \times 10^{0.865 M} \times (D + 30)^{-0.953} & (2 \text{ 種地盤}) \\ 6.65 \times 10^{-2} \times 10^{0.512 M} \times (D + 30)^{-0.819} & (3 \text{ 種地盤}) \end{cases} \quad (12)$$

$$a_{\max} = \begin{cases} 2.24 \times 10^{-1} \times 10^{0.565 M} \times (D + 30)^{-1.224} & (\text{全データ}) \\ 1.92 \times 10^{-2} \times 10^{0.860 M} \times (D + 30)^{-1.793} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 1.71 \times 10^{-2} \times 10^{0.782 M} \times (D + 30)^{-1.437} & (2 \text{ 種地盤}) \\ 1.55 \times 10^{-2} \times 10^{0.874 M} \times (D + 30)^{-1.563} & (3 \text{ 種地盤}) \end{cases} \quad (13)$$

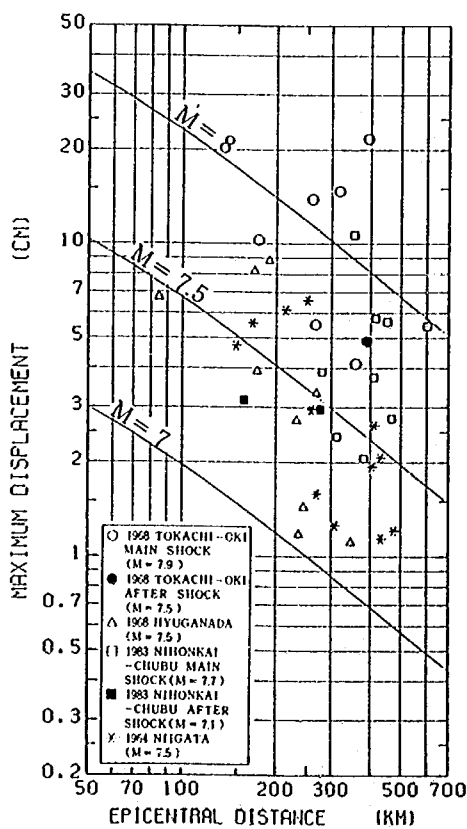
また、最大変位、最大速度および最大加速度と震央距離との関係を示すと、図 - 4.6 ~ 図 - 4.8 のようになる。ここで、図中には式 (11) ~ (13) によるマグニチュード 7, 7.5 および 8 に対する回帰曲線も合わせて示している。これらの結果より次の事項が指摘される。



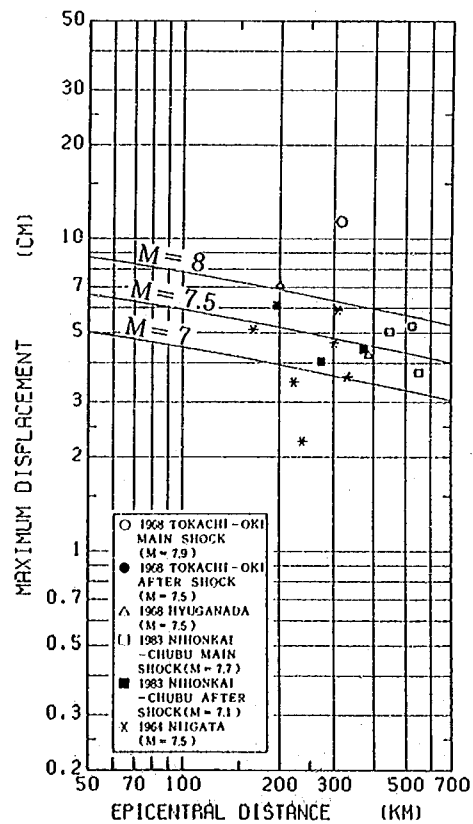
(a) 全データ



(b) 1種地盤

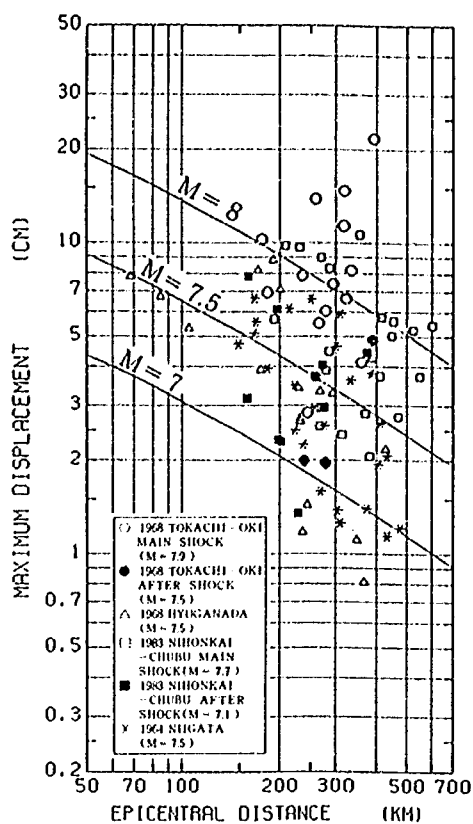


(c) 2種地盤

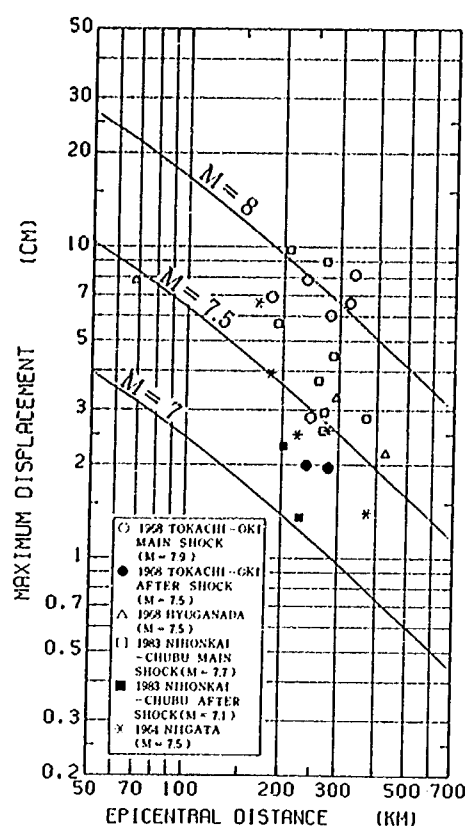


(d) 3種地盤

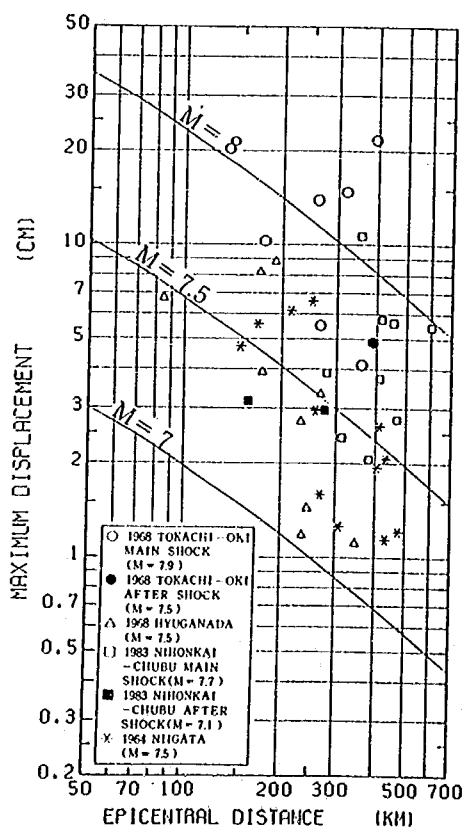
図-4.6 最大変位の距離減衰



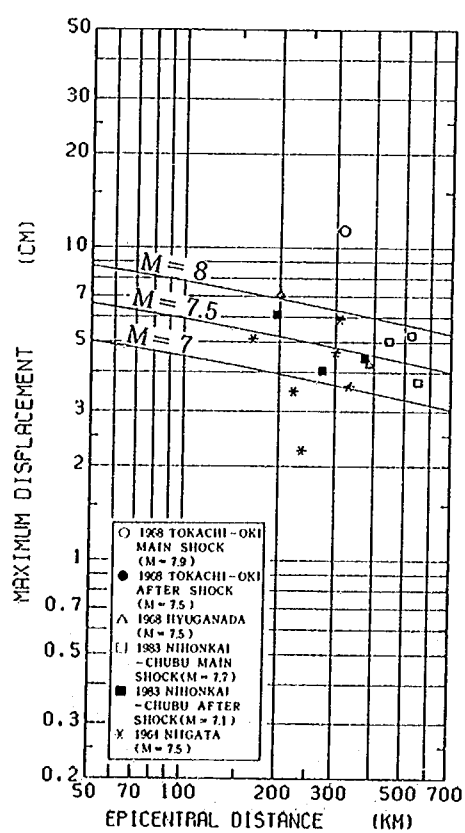
(a) 全データ



(b) 1種地盤

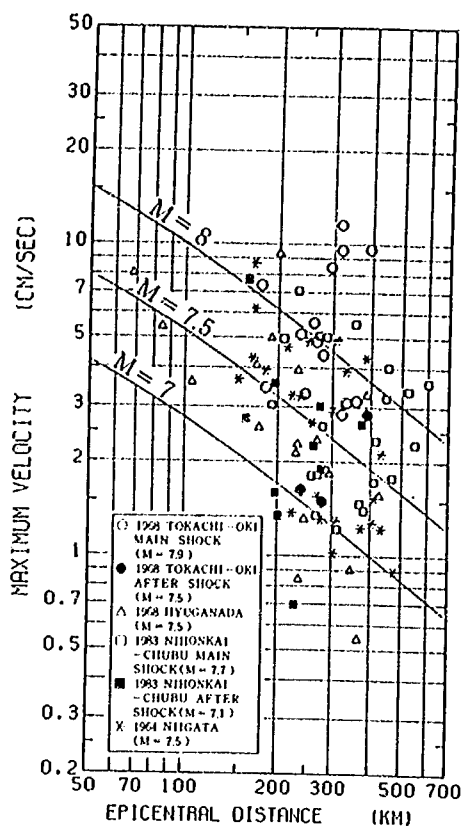


(c) 2種地盤

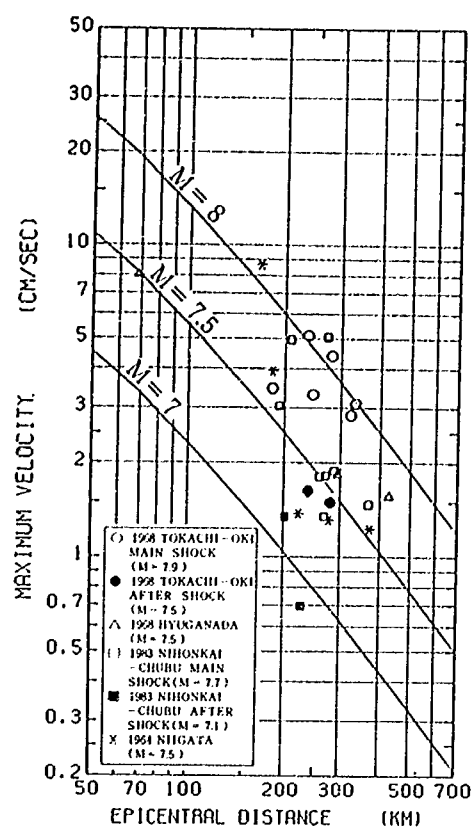


(d) 3種地盤

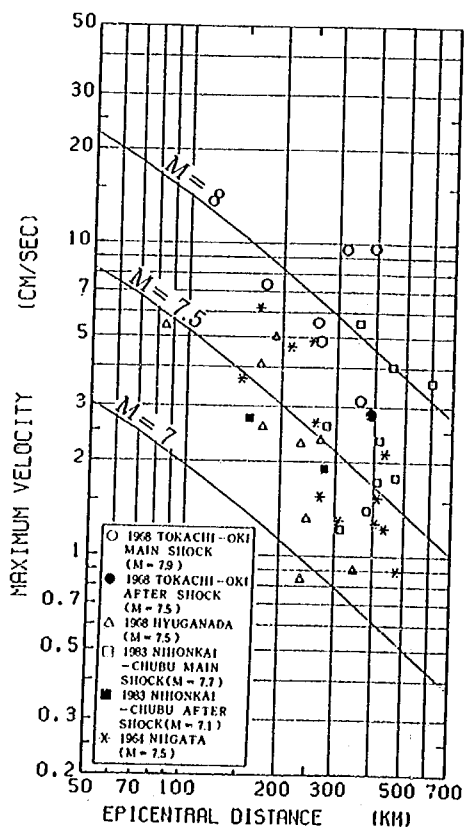
図-4.6 最大変位の距離減衰



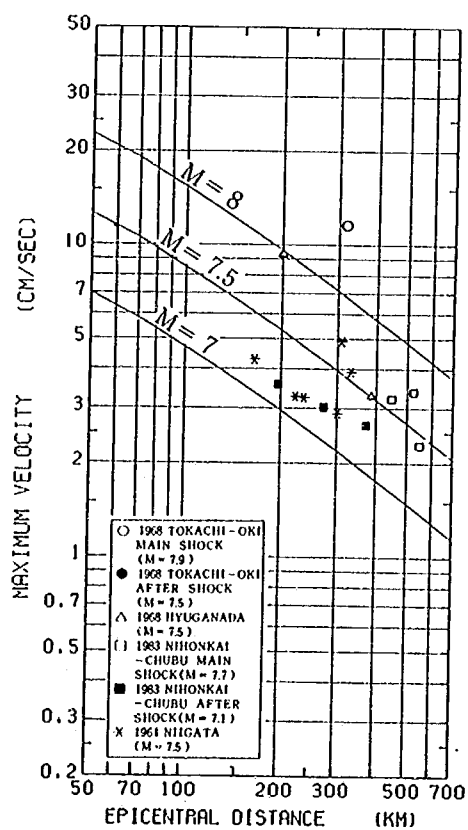
(a) 全データ



(b) 1種地盤

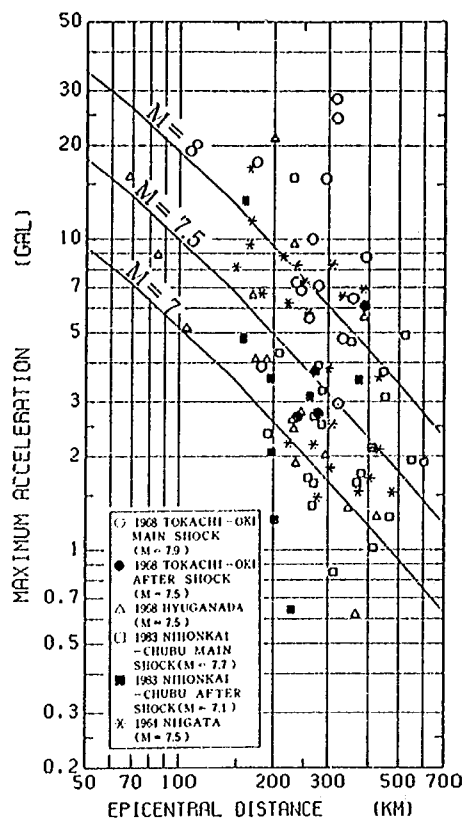


(c) 2種地盤

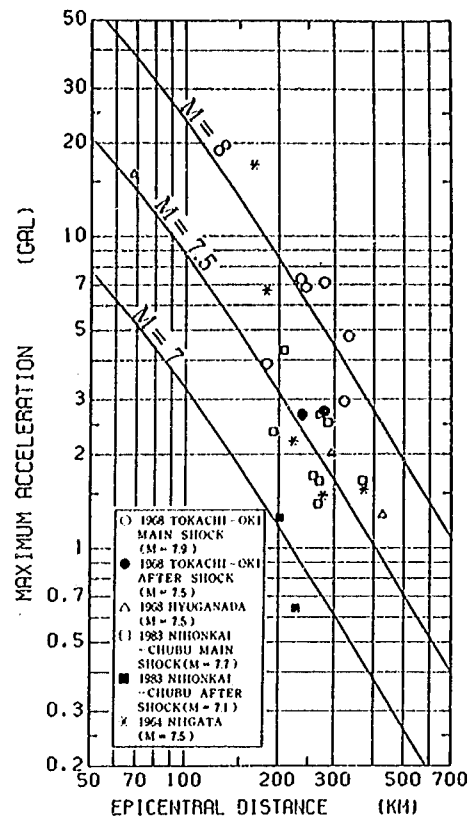


(d) 3種地盤

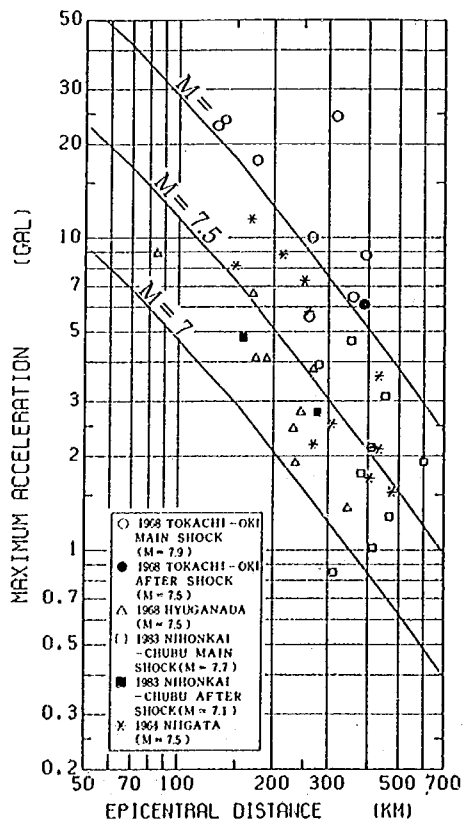
図-4.7 最大速度の距離減衰



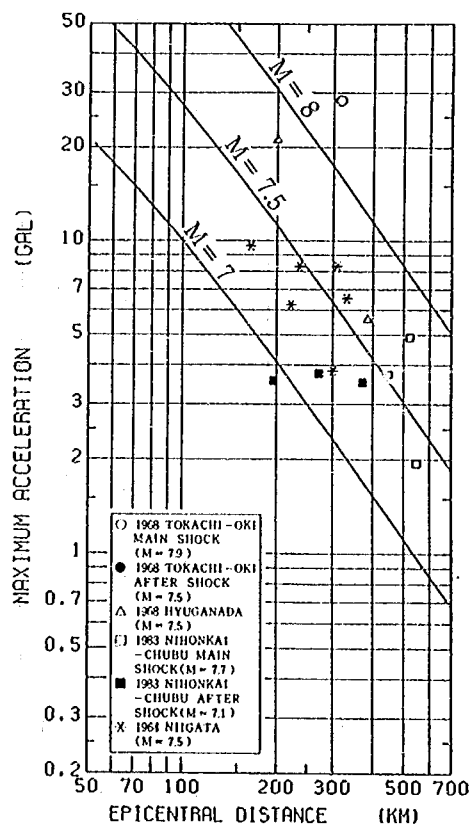
(a) 全データ



(b) 1種地盤



(c) 2種地盤



(d) 3種地盤

図-4.8 最大加速度の距離減衰

1) 最大変位については、震央距離が大きい場合には揺れやすさの大きさの順番に従って、1種地盤から3種地盤の順番に変位が大きくなる。一方、震央距離が小さい場合には必ずしもそのような傾向は認められない。この原因は必ずしもはっきりしないが、現在のところ記録が得られている震央距離の範囲に偏りが大きく、また、地盤種別によりデータ数に差異があること、等を勘案して、今後さらにデータの蓄積を図り、慎重に検討することが必要とされる。

また、3種地盤については、1種および2種地盤に比較して、最大変位の震央距離による減衰が小さい。

2) 最大速度についても、最大変位の場合と同様に、震央距離が大きい場合は1種地盤から3種地盤の順番に速度が大きくなる。また、最大速度の震央距離による減衰は1種地盤から3種地盤の順に小さくなる。

3) 最大加速度については、震央距離によらず、3種地盤の最大加速度が1種および2種地盤の最大加速度よりも大きくなる。また、最大加速度の距離による減衰は、最大変位および最大速度の場合よりも大きくなる傾向が認められる。

一方、既往の工学式強震計記録の統計解析によれば、水平成分（2成分の合成を考慮）の最大加速度、最大速度および最大変位の距離減衰式は、次のように求められている¹¹⁾。

$$\widetilde{a}_{\max} = \begin{cases} 987.4 \times 10^{0.216 M} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 232.5 \times 10^{0.313 M} & (2, 3 \text{ 種地盤}) \\ 403.8 \times 10^{0.265 M} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases} \times (d + 30)^{-1.218} \quad (14)$$

$$\widetilde{v}_{\max} = \begin{cases} 20.82 \times 10^{0.263 M} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 2.805 \times 10^{0.430 M} & (2, 3 \text{ 種地盤}) \\ 5.105 \times 10^{0.404 M} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases} \times (d + 30)^{-1.222} \quad (15)$$

$$\widetilde{d}_{\max} = \begin{cases} 0.626 \times 10^{0.372 M} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 0.062 \times 10^{0.567 M} & (2, 3 \text{ 種地盤}) \\ 0.070 \times 10^{0.584 M} & (4 \text{ 種地盤}) \end{cases} \times (d + 30)^{-1.254} \quad (16)$$

ここで、地盤種別は道路橋示方書耐震設計編による地盤種別を示している。また、上記距離減衰式を求める際には、強震記録に1/12秒および3秒をそれぞれ周期の下限および上限とする計器補正を加えてある。マグニチュード6および8の場合について、式(14)～式(16)より最大加速度、最大速度および最大変位の距離減衰を示すと、図-4.9のようになる。気象庁一倍強震計記録による最大地震動と工学式強震計記録による最大地震の距離減衰特性を比較すると、次の事項が指摘される。

- 1) 最大地震動の震央距離による減衰項は、最大加速度については気象庁一倍強震計記録（全データ）および工学式強震計記録のいずれの場合もほぼ同程度である。最大速度および最大変位については、気象庁一倍強震計記録の方が距離減衰が小さくなる。
- 2) 図-4.6～図-4.8 および図-4.9をもとに、マグニチュード8、震央距離200 kmの場合を比較すると、最大加速度については工学式強震計記録の方が大きく、最大変位については気象庁一倍強震計記録の方が大きくなる。また、最大速度の場合は、両者は同程度である。

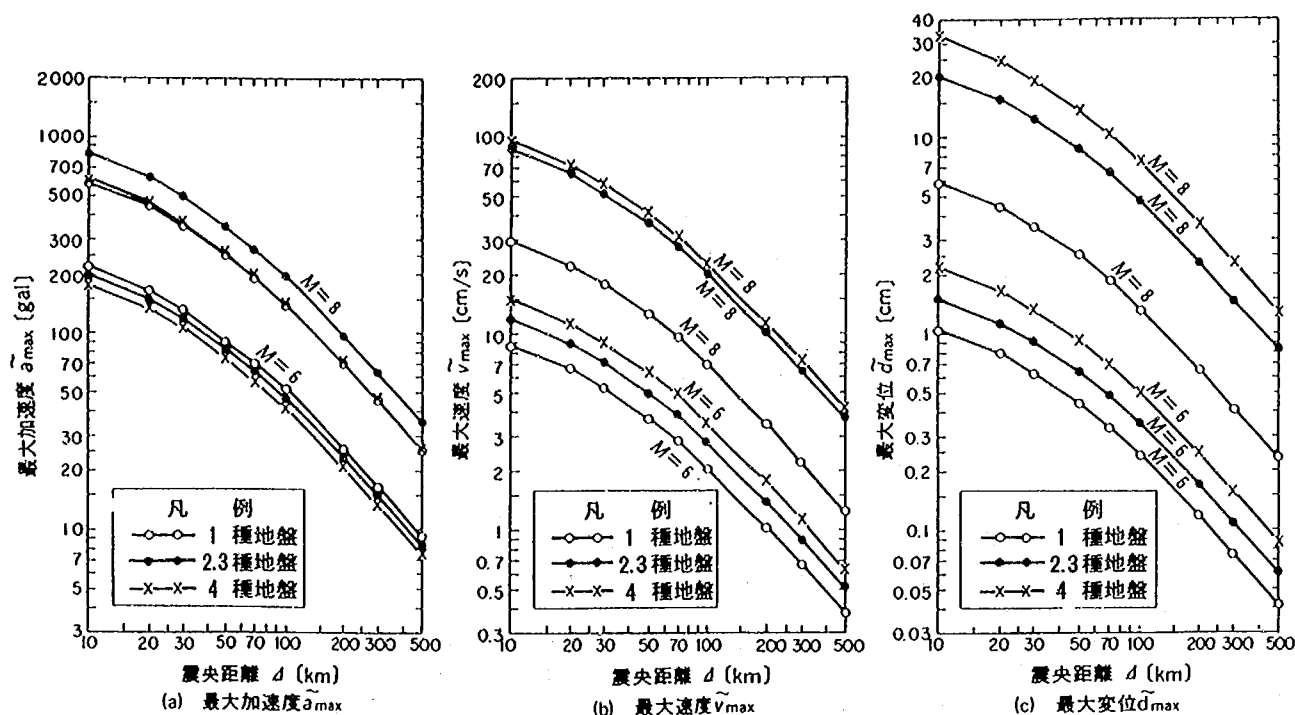


図-4.9 工学式強震計記録に基づく最大地震動の距離減衰式（マグニチュード6および8の場合）

4-3-2 加速度応答スペクトルの距離減衰

最大地震動の場合と同様に、固有周期 T および減衰定数 h の加速度応答スペクトル $S_A(T, h)$ についても式(10)と同様の距離減衰式を仮定する。

$$S_A(T, h, M, d, G C_i) = a(T, h, G C_i) \times 10^{b(T, h, G C_i) M} \times (d + 30)^{c(T, h, G C_i)} \quad (17)$$

ここで、固有周期は2, 3, 5, 7, 10秒とし、減衰定数は5%および2%とした。また、水平2成分から求めた加速度応答スペクトル値のいずれか大きい方を検討対象とした。

全データおよび各地盤種別に分類したデータをもとに、重回帰分析により式(17)の係数 a , b , c を求めると、表-4.6に示すようになる。ここで、後述する工学式強震計記録による加速度応答スペクトルの距離減衰式との比較のために、固有周期2秒、減衰定数5%の場合の加速度応答スペクトルの距離減衰式を示すと次のようになる。

表 4.6(1) 加速度応答スペクトルの回帰式の係数一覧

(a) 減衰定数5%

固有周期 T (秒)	地盤種別	係数 a	係数 b	係数 c	重相関係数 R	標準誤差 σ
2	全データ	5.484E-01	0.642	-1.409	0.533	0.350
	1種地盤	7.191E-03	0.936	-1.649	0.710	0.275
	2種地盤	2.793E-02	0.911	-1.706	0.683	0.298
	3種地盤	2.910E-02	1.129	-2.229	0.853	0.213
3	全データ	8.286E-01	0.518	-1.157	0.493	0.318
	1種地盤	3.861E-01	0.715	-1.721	0.749	0.227
	2種地盤	1.002E-02	0.803	-1.253	0.650	0.251
	3種地盤	2.657E-01	0.857	-1.846	0.793	0.215
5	全データ	9.127E-02	0.505	-0.817	0.404	0.322
	1種地盤	6.017E-04	0.878	-1.173	0.772	0.190
	2種地盤	3.808E-03	0.733	-0.957	0.520	0.289
	3種地盤	2.598E-01	0.738	-1.555	0.665	0.266
7	全データ	1.254E+00	0.241	-0.523	0.286	0.274
	1種地盤	3.946E-02	0.598	-1.081	0.703	0.182
	2種地盤	1.824E-02	0.545	-0.717	0.466	0.249
	3種地盤	1.873E+01	0.133	-0.567	0.397	0.184
10	全データ	2.471E-02	0.352	-0.200	0.257	0.285
	1種地盤	2.821E-01	0.425	-0.902	0.549	0.213
	2種地盤	1.278E-05	0.847	-0.403	0.530	0.252
	3種地盤	8.959E-03	0.191	0.557	0.474	0.210
20	全データ	2.296E-06	1.017	-0.810	0.657	0.260
	1種地盤	6.196E-07	1.100	-0.864	0.814	0.183
	2種地盤	1.173E-09	1.532	-1.055	0.713	0.290
	3種地盤	2.882E-03	0.511	-0.497	0.436	0.249

表-4.6(2) 加速度応答スペクトルの回帰式の係数一覧

(b) 減衰定数2%

固有周期 T (秒)	地盤種別	係数 a	係数 b	係数 c	重相関係数 R	標準誤差 σ
2	全データ	4.743E-01	0.656	-1.371	0.530	0.348
	1種地盤	3.232E-03	0.973	-1.566	0.703	0.279
	2種地盤	1.166E-02	0.982	-1.709	0.691	0.297
	3種地盤	3.103E-02	1.145	-2.232	0.863	0.204
3	全データ	5.520E-01	0.550	-1.134	0.486	0.324
	1種地盤	2.186E-01	0.739	-1.641	0.751	0.221
	2種地盤	4.015E-03	0.873	-1.258	0.648	0.260
	3種地盤	1.326E-01	0.922	-1.869	0.753	0.252
5	全データ	7.536E-02	0.514	-0.763	0.379	0.338
	1種地盤	1.143E-03	0.843	-1.130	0.745	0.198
	2種地盤	1.658E-03	0.778	-0.900	0.500	0.304
	3種地盤	2.144E-01	0.800	-1.653	0.674	0.278
7	全データ	1.580E+00	0.226	-0.476	0.247	0.295
	1種地盤	1.759E-02	0.644	-1.047	0.695	0.189
	2種地盤	2.183E-02	0.523	-0.640	0.425	0.258
	3種地盤	8.808E+01	0.097	-0.676	0.410	0.215
10	全データ	2.407E-02	0.304	-0.000	0.216	0.303
	1種地盤	1.080E+00	0.345	-0.850	0.494	0.222
	2種地盤	3.785E-06	0.864	-0.198	0.521	0.263
	3種地盤	4.233E-03	0.184	0.773	0.536	0.225
20	全データ	7.026E-07	1.081	-0.771	0.663	0.268
	1種地盤	1.834E-07	1.147	-0.762	0.813	0.188
	2種地盤	3.006E-10	1.618	-1.048	0.721	0.297
	3種地盤	2.837E-03	0.492	-0.417	0.389	0.271

$$S_A(2, 0.05) = \begin{cases} 5.48 \times 10^{-1} \times 10^{0.642 M} \times (D + 30)^{-1.409} & (\text{全データ}) \\ 7.19 \times 10^{-3} \times 10^{0.936 M} \times (D + 30)^{-1.649} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 2.79 \times 10^{-2} \times 10^{0.911 M} \times (D + 30)^{-1.706} & (2 \text{ 種地盤}) \\ 2.91 \times 10^{-2} \times 10^{1.129 M} \times (D + 30)^{-2.229} & (3 \text{ 種地盤}) \end{cases} \quad (18)$$

また、気象庁一倍強震計記録による加速度応答スペクトルの距離減衰の例として、 $S_A(2, 0.05)$ 、 $S_A(5, 0.05)$ 、 $S_A(10, 0.02)$ および $S_A(20, 0.02)$ の場合を示すと、図-4.10～図-4.13のようになる。ここで、図中には式(17)によるマグニチュード7、7.5および8に対する回帰曲線も合わせて示している。これらの結果より次の事項が指摘される。

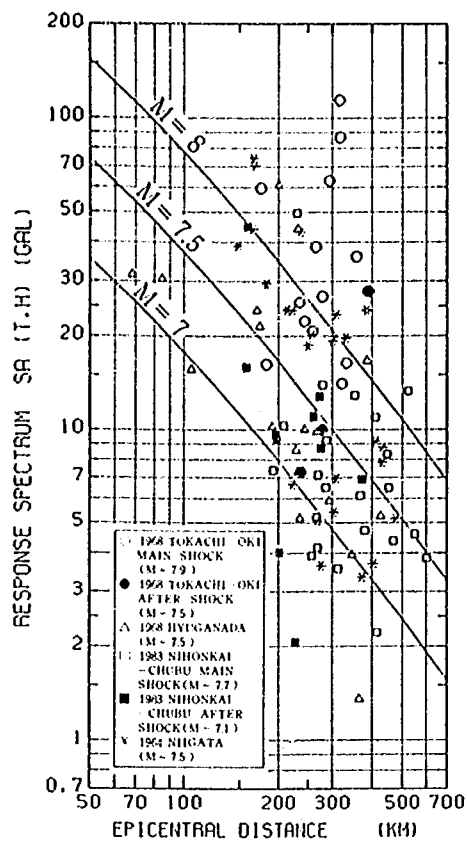
- 1) 固有周期2秒および5秒、減衰定数5%の場合には、いずれの震央距離においても、1種地盤から3種地盤の順番に加速度応答スペクトルが大きくなる。また、固有周期2秒と5秒の場合を比較すると、後者の場合の方が震央距離による減衰が小さい。
- 2) 固有周期10秒、減衰定数2%の場合、3種地盤における加速度応答スペクトルの回帰式は、震央距離の増加に伴い増加する傾向が認められる。この原因としては、1983年日本海中部地震により震央距離400 km程度以上の観測点で得られた加速度応答スペクトルが大きな値を示していることが考えられる。例えば、図-4.14および図-4.15は震央距離522 kmに位置する東京で得られた記録（東西成分）の加速度応答スペクトル（減衰定数0、1、2、5%）および記録波形を示したものである。同地点では繰り返し作用した10秒程度の周期成分により固有周期10秒付近において加速度応答スペクトル値が高くなっていることがわかる。

一方、既往の工学式強震計記録の統計解析によれば、固有周期2秒、減衰定数5%の加速度応答スペクトルの距離減衰式は次のように与えられる。

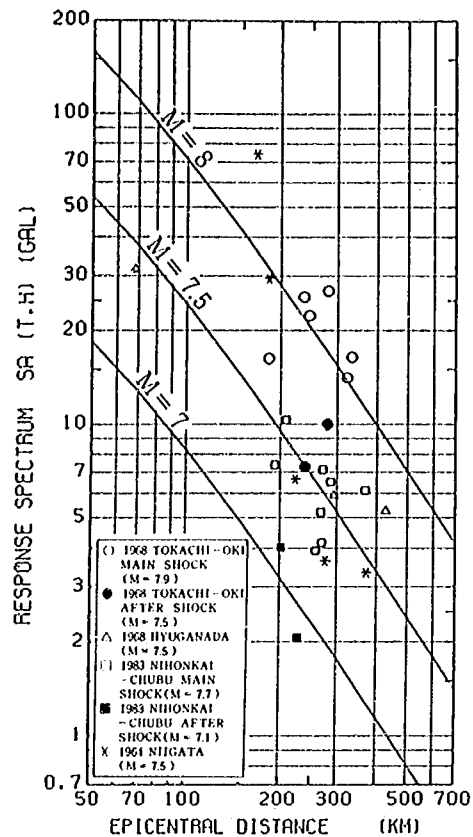
$$S_A(2, 0.05) = \begin{cases} 5.784 \times 10^{0.417 M} \\ 0.347 \times 10^{0.644 M} \\ 0.351 \times 10^{0.666 M} \end{cases} \times (D + 30)^{-1.178} \begin{matrix} (1 \text{ 種地盤}) \\ (2, 3 \text{ 種地盤}) \\ (4 \text{ 種地盤}) \end{matrix} \quad (19)$$

ここで、地盤種別は、式(14)～式(16)の場合と同様に、道路橋示方書耐震設計編による地盤種別を示している。マグニチュード5～8について式(19)より工学式強震計記録の加速度応答スペクトル（固有周期2秒、減衰定数5%）の距離減衰を示すと、図-4.16のようになる。固有周期2秒、減衰定数5%の場合について、気象庁一倍強震計記録と工学式強震計記録による加速度応答スペクトルの距離減衰特性を比較すると、次の事項が指摘される。

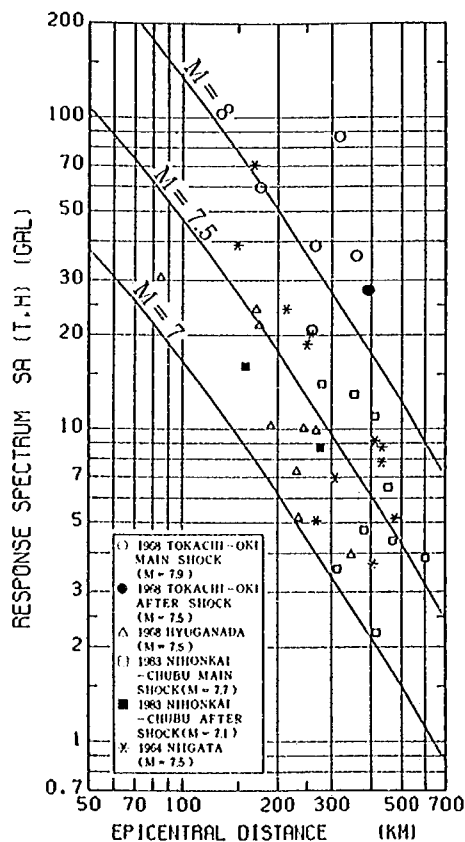
- 1) 気象庁一倍強震計記録の距離減衰は、工学式強震計記録の距離減衰よりも大きくなる。
- 2) 図-4.10～図-4.13および図-4.16をもとに、マグニチュード8、震央距離200 kmの場合を比



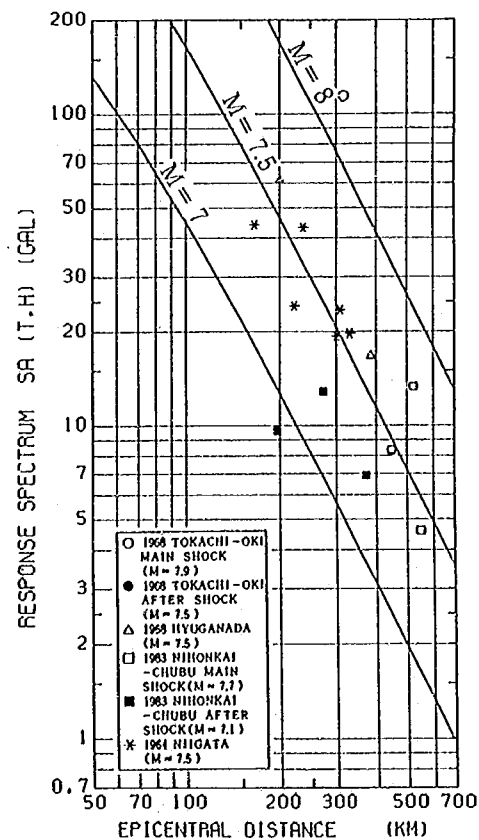
(a) 全データ



(b) 1種地盤

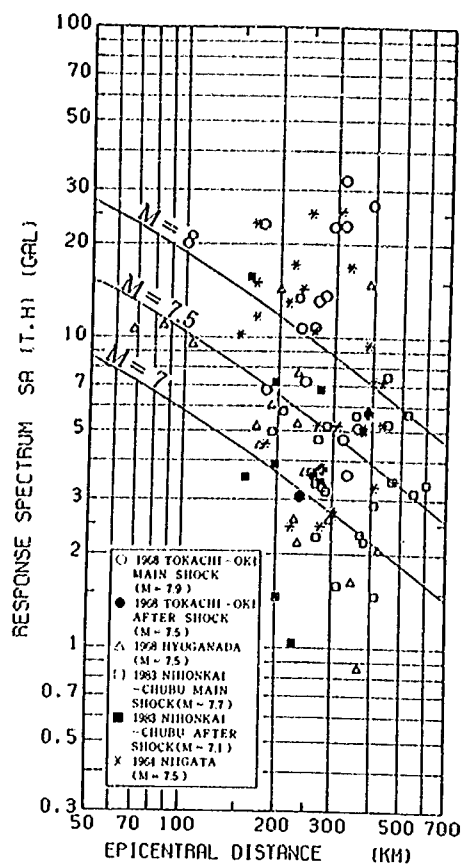


(c) 2種地盤

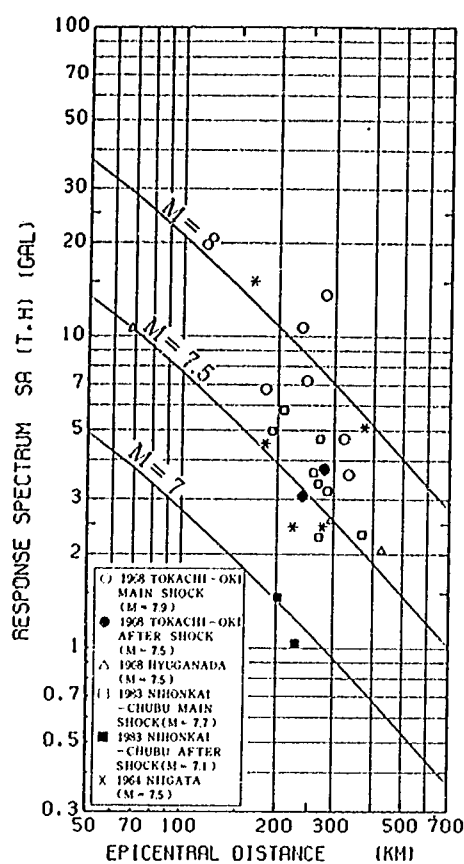


(d) 3種地盤

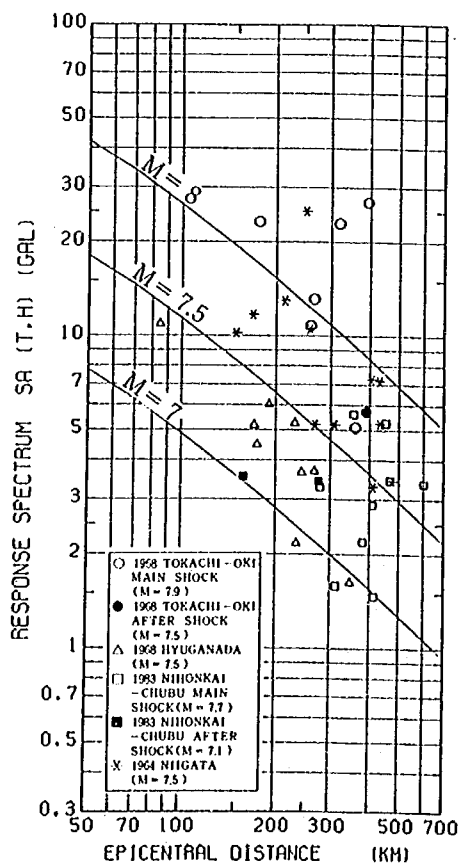
図-4.10 加速度応答スペクトルの距離減衰(固有周期2秒, 減衰定数5%)



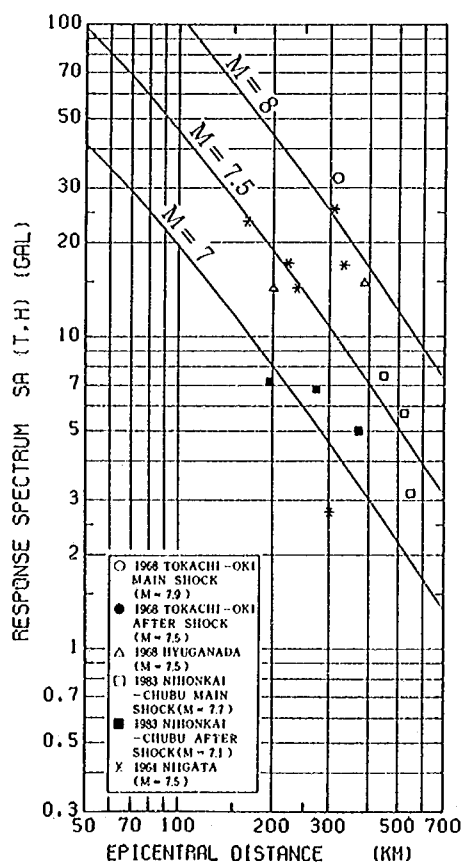
(a) 全データ



(b) 1 種地盤

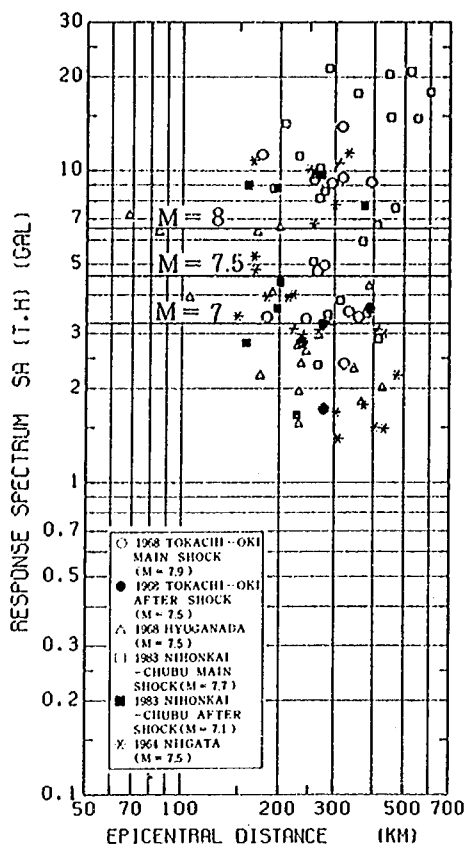


(c) 2 種地盤

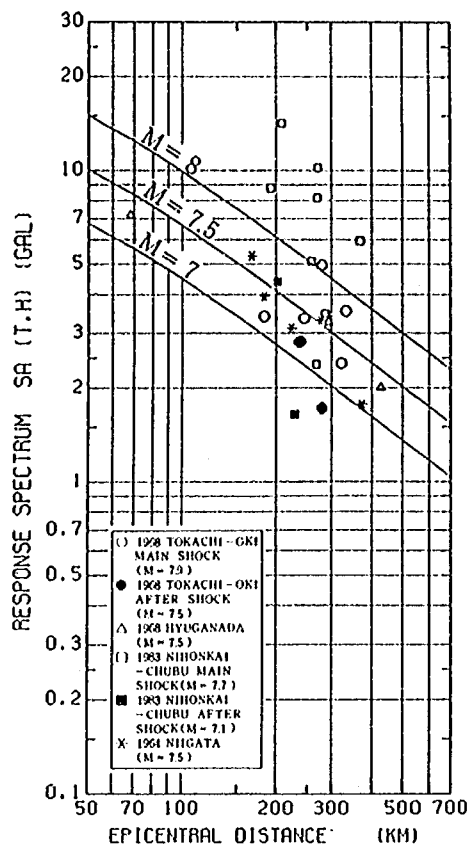


(d) 3 種地盤

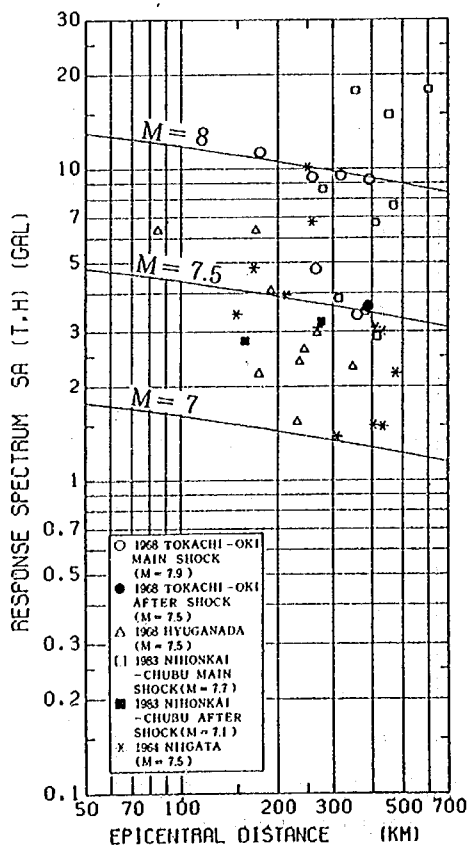
図-4.11 加速度応答スペクトルの距離減衰 (固有周期 5 秒, 減衰定数 5%)



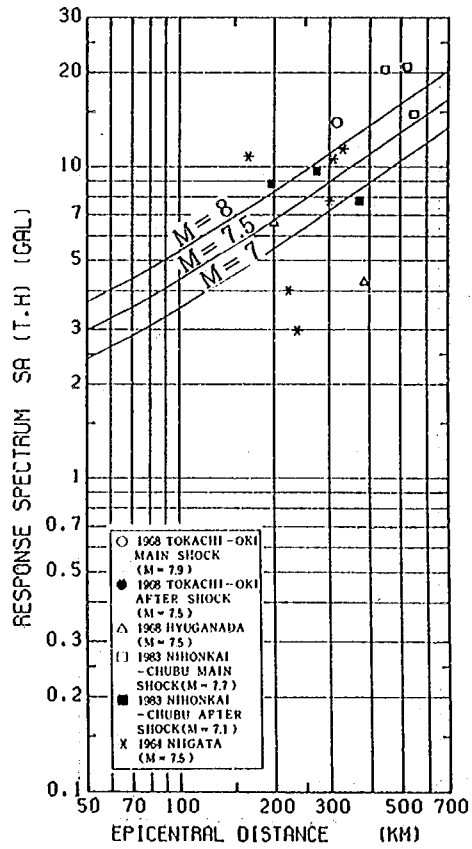
(a) 全データ



(b) 1種地盤

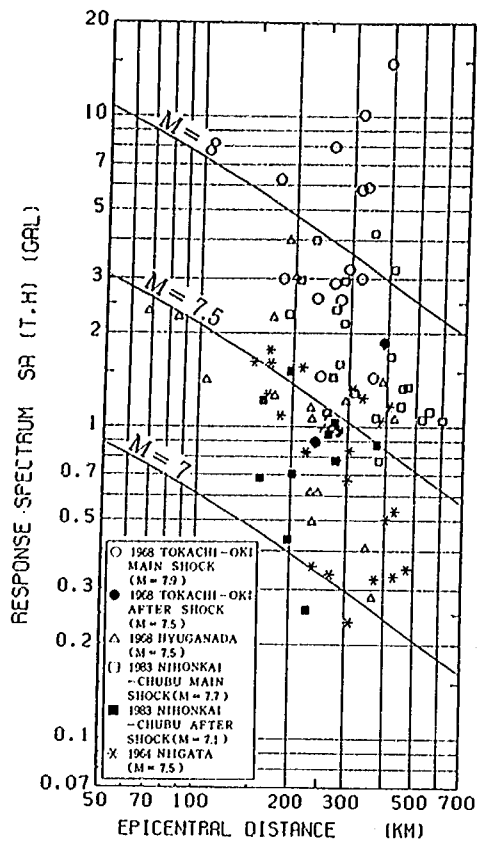


(c) 2種地盤

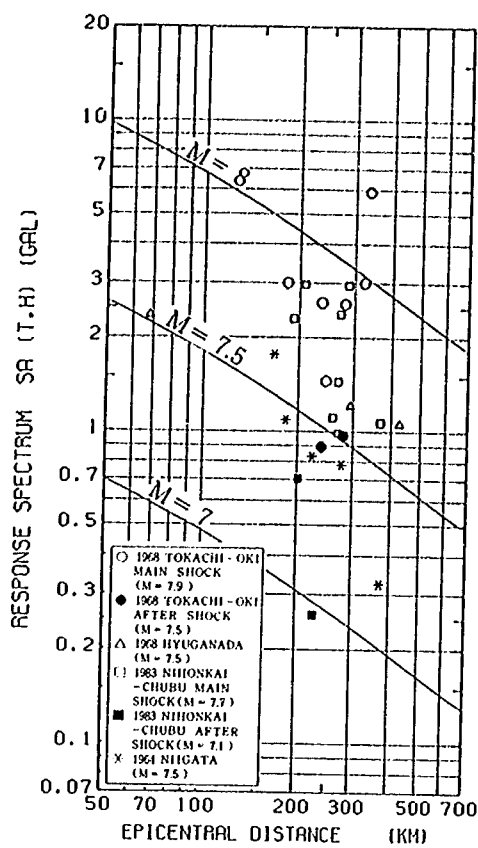


(d) 3種地盤

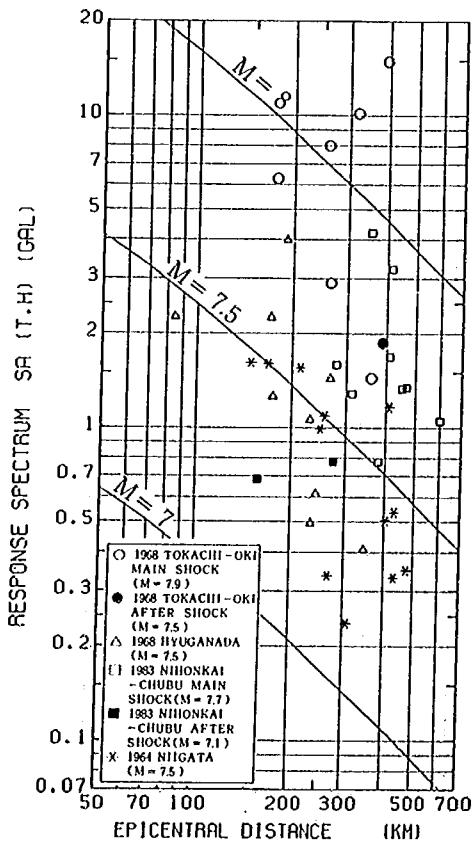
図-4.12 加速度応答スペクトルの距離減衰 (固有周期10秒, 減衰定数2%)



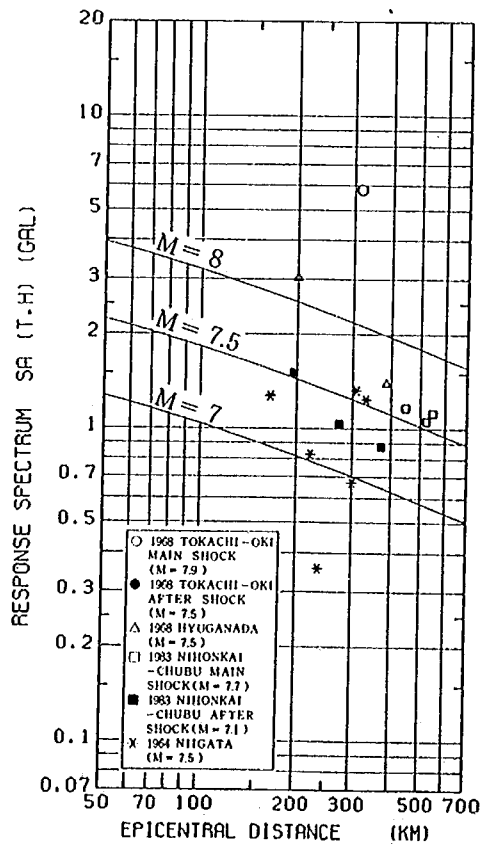
(a) 全データ



(b) 1種地盤



(c) 2種地盤



(d) 3種地盤

図-4.13 加速度応答スペクトルの距離減衰 (固有周期20秒, 減衰定数2%)

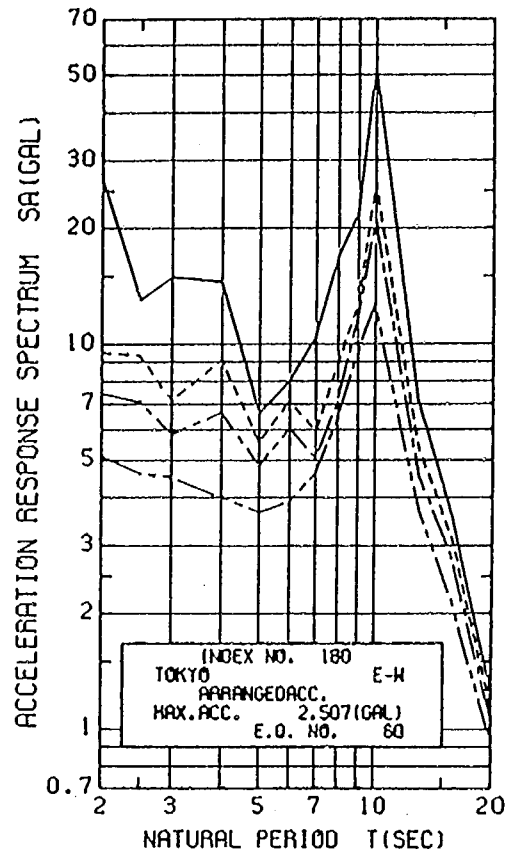


図-4.14 1983年日本海中部地震により東京で得られた記録の加速度応答スペクトル (東西成分)

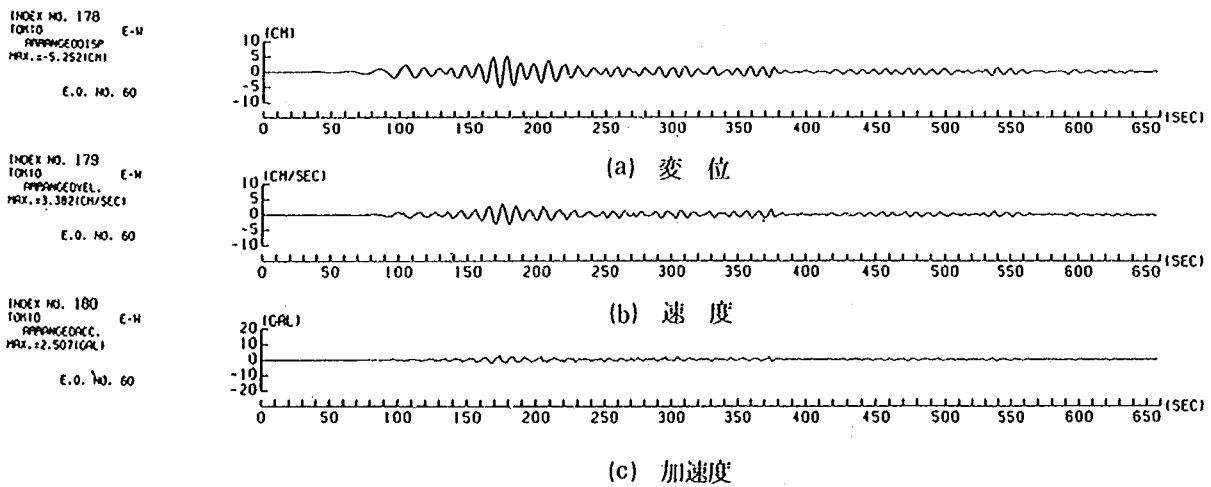


図-4.15 1983年日本海中部地震により東京で得られた記録波形 (東西成分)

較すると、気象庁一倍強震計記録および工学式強震計記録とも加速度応答スペクトルは20～150 gal程度となる。ただし、気象庁一倍強震計記録については、データ数が少なく、ばらつきの大きい3種地盤により加速度応答スペクトルの上限が定まっているので、さらに詳細な検討が必要とされる。

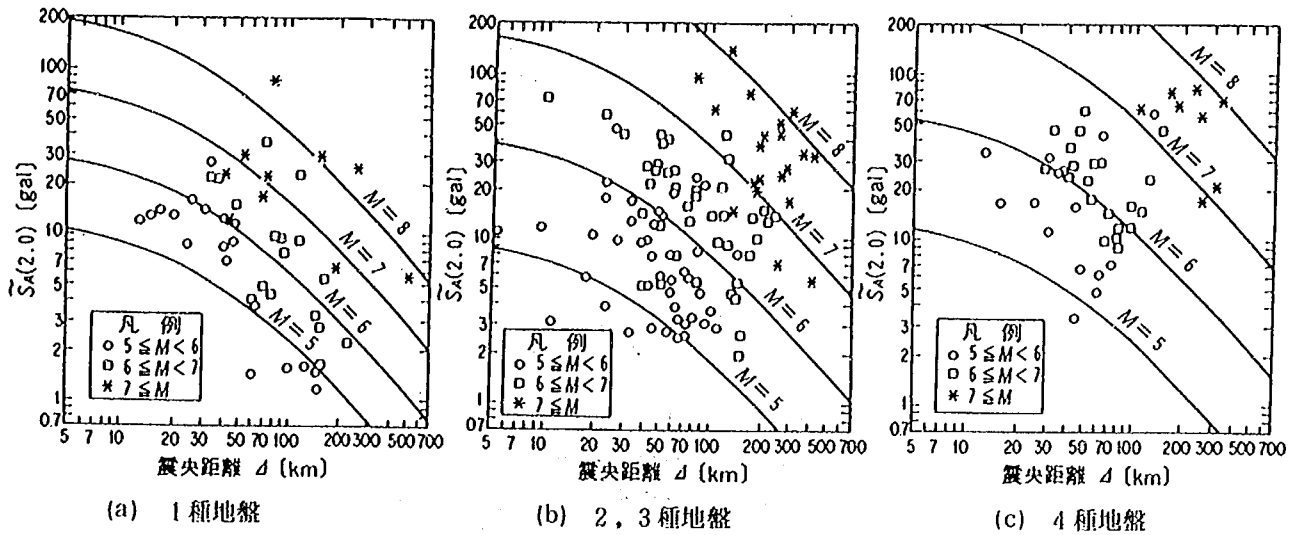


図-4.16 工学式強震計記録に基づく加速度応答スペクトルの距離減衰式（固有周期2秒，減衰定数5%）

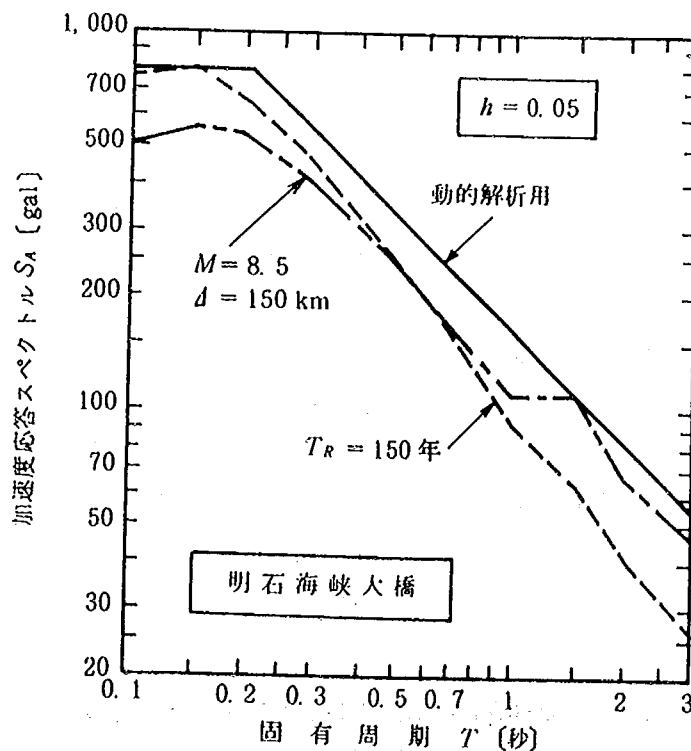


図-4.17 明石海峡大橋の設計地震入力

4-4 明石海峡大橋の設計地震入力と気象庁一倍強震計記録との比較

現在、明石海峡大橋の設計においては、マグニチュード 8.5、震央距離 150 km の地震および再現期間 150 年の地震の 2 種類の地震を考慮するものとされている¹²⁾。設計地震入力としては、上述の 2 種類の地震動から計算した加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）を包絡し、短周期領域では加速度応答スペクトル一定、長周期領域では速度応答スペクトル一定とした図-4.17に示す応答スペクトル（減衰定数 5%）が提案されている。上記加速度応答スペクトルは固有周期 3 秒以下の範囲において設定されたものであるが、3 秒以上の周期領域における設計用スペクトルについて以下のように予備的に検討を行った。

すなわち、図-4.17に示した加速度応答スペクトルを固有周期 3 秒以上の領域においても速度応答スペクトルが一定となるように延長し、そのスペクトル値と数値化が完了している気象庁一倍強震計記録から求めた加速度応答スペクトルとの比較を行った。比較を行った気象庁一倍強震計記録は、1968 年十勝沖地震、同最大余震、1968 年日向灘地震、1983 年日本海中部地震、同最大余震、1964 年新潟地震による合計 179 成分の水平成分記録である。また、ここで、気象庁一倍強震計記録が得られている地震と明石海峡大橋の耐震設計において考慮されている地震との間には直接的な関係はないこと、気象官署と明石海峡大橋の架橋地点では地盤条件が異なること。等に十分注意しなければならない。気象庁一倍強震計記録から求めた加速度応答スペクトルは、概ね明石海峡大橋の設計地震入力を長周期側に延長したスペクトルを下回るが、図-4.18に示すように、1968 年十勝沖地震の札幌、秋田、留萌、1968 年日向灘地震の鹿児島では設計地震入力を延長したスペクトルを上回っている。したがって、現時点では、図-4.17に示した加速度応答スペクトルを長周期側に延長したスペクトルは、長周期領域における設計地震入力の一応の目安を与えるものと考えられるが、今後の上部構造をも含めた耐震設計においては構造物の固有周期および長周期地震動の特性を勘案し、設計地震入力を慎重に設定する必要があると考えられる。

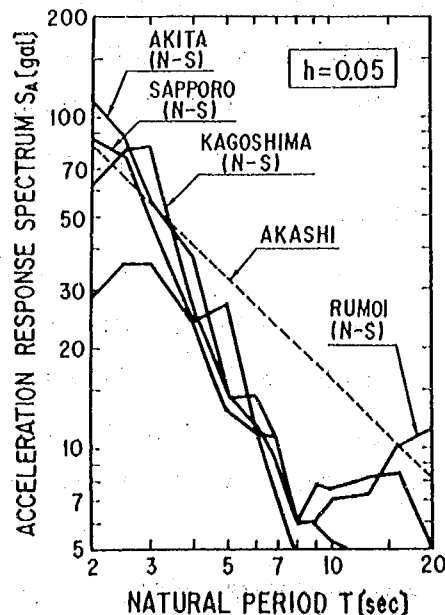


図-4.18 明石海峡大橋の設計地震入力と気象庁一倍強震計記録から求めた加速度応答スペクトルとの比較

4-5 気象庁一倍強震計記録処理システムの検討

現在、気象庁一倍強震計記録の数値化作業は、土木研究所所有の高精度ディジタイザーを用いて行っているが、読み取り作業及び後処理には多大な労力と時間を要している。そこで、昭和61年度においては、数値化作業および後処理を効率的に行う処理システムについて検討を行い、自動読取装置による処理で十分な精度が得られる見通しを得た。

4-6 ま と め

本年度の調査結果をまとめると、以下のようになる。

- 1) 1964年新潟地震による25地点72成分の気象庁一倍強震計記録の数値化を行った。
- 2) 上記1)の他に、既に数値化が完了している1968年十勝沖地震、1968年日向灘地震および1983年日本海中部地震による気象庁一倍強震計記録をもとに最大地震動および加速度応答スペクトルの距離減衰式について予備的に検討した。ただし、現在のところ、距離減衰式の精度は必ずしも十分なものではなく、さらに慎重に検討することが必要とされる。
- 3) 気象庁一倍強震計記録の数値化作業および後処理を効率的に行う処理システムについて検討を行った。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所：気象庁一倍強震計記録に基づく長周期地震動特性の解析—1968年十勝沖地震記録の解析—，土木研究所資料，第1869号，昭和58年3月
- 2) 建設省土木研究所：気象庁一倍強震計記録に基づく長周期地震動特性の解析—（その2）1968年日向灘地震記録の解析—，土木研究所資料，第2245号，昭和60年6月
- 3) 建設省土木研究所：気象庁一倍強震計記録に基づく長周期地震動特性の解析—（その3）1983年日本海中部地震記録の解析—，土木研究所資料，第2387号，昭和61年6月
- 4) 川島一彦，高木義和，相沢興：ディジタイザーによるSMAC型強震計記録の数値化精度，土木学会論文報告集，第323号，昭和57年7月
- 5) 後藤尚男，亀田弘行，杉戸真太，今西直人：ディジタルフィルタによるSMAC-B₂型加速度計記録の補正について，土木学会論文報告集，第277号，昭和53年9月
- 6) 川島一彦，高木義和，相沢興：数値化精度を考慮したSMAC-B₂型強震計記録の計器補正法および変位計算法，土木学会論文報告集，第325号，昭和57年9月
- 7) 土木学会：屋外貯蔵タンクの耐震安全性検討のための入力地震波の変位特性に関する調査報告書，昭和57年12月
- 8) 建設省土木研究所：気象庁一倍強震計の記録精度に関する実験的検討，土木研究所資料，第2386号，昭和61年6月
- 9) 気象庁地震課：気象庁地震観測官署の地盤調査，駿震時報，第37巻，第3号，昭和47年
- 10) 岡田成幸，鏡味洋史：日本各地におけるやや長周期の地盤特性の定量評価の試み，日本建築学会論

文報告集, 第 267 号, 昭和 53 年 5 月

11) 川島一彦, 相沢興, 高橋和之: 最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式, 土木研究所報告, 第 166 号, 昭和 60 年 9 月

12) 土木学会, 本州四国連絡橋の耐震・基礎に関する調査研究小委員会: 本州四国連絡橋の耐震・基礎に関する調査研究報告書, 昭和 60 年 3 月

第5章 明石海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に 関する調査試験

耐震研究室 川 島 一 彦 運 上 茂 樹
吾 田 洋 一

5-1 ま え が き

明石海峡大橋は、未固結の明石層に支持される巨大な基礎を有する橋梁となり、基礎の基本寸法等の決定に際しては、耐震上の検討が重要な課題とされている。従来、本州四国連絡橋の下部構造の耐震計算は、昭和49年9月の土木学会本州四国連絡橋の耐震設計基準・同解説によって行なわれているが、明石海峡大橋の基礎の耐震設計には近年の耐震工学に関する新しい知見¹⁾を踏まえた新しい耐震計算法が必要とされている。

本調査は、以上のような観点から明石海峡大橋剛体基礎の耐震計算法を開発することを目的として、昭和59年度からスタートしたものである。昭和59年度は、動的サブストラクチャー法を基本とした新しい耐震計算法の理論的背景に関してその可能性を検討した。昭和60年度は、応答スペクトル法を基本とした新しい耐震計算法として、その基本的な流れを整理するとともに、地盤のばね係数及び減衰係数の振動数依存性の影響、減衰定数の決定法、有効入力の中の回転成分の影響等、提案手法を適用する際に仮定すべき条件の精度及び影響を試算により検討した。本年度は、昨年度に引き継ぎ、減衰定数の簡易設定法の提案、根入れの深い基礎に対する有効入力の回転成分の影響の検討、モード応答値の合成法の検討等残された事項に関する検討を行なうとともにこれらの結果を基本として、土木学会に設けられた委員会（本州四国連絡橋の耐震、基礎に関する調査研究小委員会）を通じて、耐震計算法としてのとりまとめを行った。また、今後の課題と考えられる動的な概念を取り入れた剛体基礎の安定照査法（転倒、滑動、支持力等）に関する文献調査を行なった。

5-2 剛体基礎の耐震計算法

昨年度までの報告書に示したように、基礎と地盤の動的相互作用を考慮した明石海峡大橋の剛体基礎の耐震計算法として、動的サブストラクチャー法を基本とし、構造物の剛性効果、地盤のばね効果、及び構造物から地盤への逸散減衰効果を取り入れた新しい剛体2自由度系の解析を検討してきた。これを、従来の本州四国連絡橋耐震設計要領に示される方法と比較すると表-5.2.1のようになり、入力スペクトル、有効入力、ばね及び減衰係数の設定方法が新しくなっている。ただし、剛体2自由度系を基本とした応答スペクトル法による耐震計算法は変わっていない。

耐震計算の流れは、図-5.2.1に示す通りであり、これに従い、以下に主要な項目を示す。

(1) 剛体基礎及び周辺地盤のモデル化

剛体基礎及び周辺地盤を図-5.2.2のようにモデル化する。モデル化の仮定は以下の通りである。

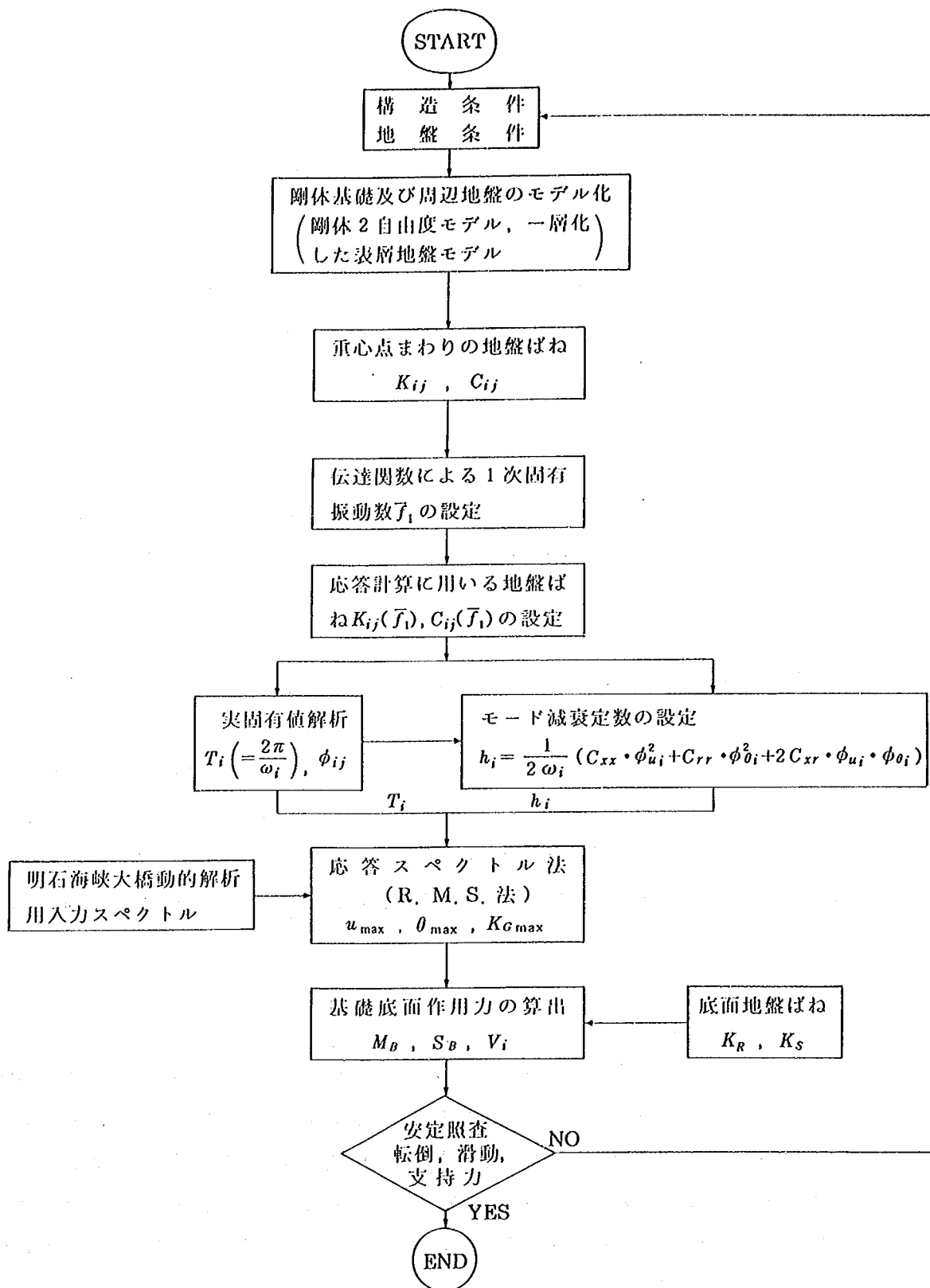
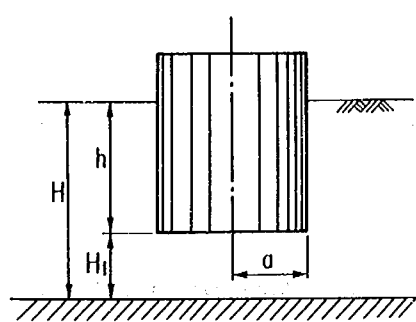


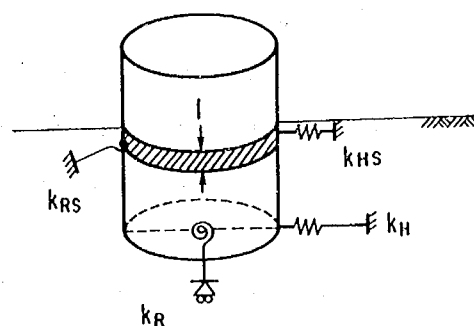
図- 5.2.1 明石海峡大橋剛体基礎の耐震設計の流れ

表－ 5.2.1 従来の本州四国連絡橋耐震設計要領と新しい耐震計算法の比較

項 目	従来の本四耐震設計要領	新しい耐震計算法
入 力	本四スペクトル	明石海峡大橋動的解析用入力スペクトル
有効入力	考慮していない	考 慮
ばね係数	本四方式（道示Ⅳ方式）	弾性波動論に基づく振動数依存性ばね（ただし、基本固有振動数に相当する値を使用）
減衰定数	経験的に一律 10 %	弾性波動論に基づく振動数依存性の複素ばね（ただし、基本固有振動数に相当する減衰係数を概算して使用。また、これに伴い減衰定数による応答スペクトルの補正を考慮）
計算モデル	剛体 2 自由度モデル（矩 形 断 面）	同 左（円形断面）
計 算 方 法	応答スペクトル法（RMS 法）	同 左（RMS 法）
安 定 性 の 照 査 項 目	転倒・滑動・支持力に対する照査	同 左



(a) 原形モデル



(b) 等価ばね使用モデル

図－ 5.2.2 提案手法による基礎モデル

1) 地盤は、剛基盤上に支持された均一な弾性係数を有する弾性体とする。

地盤の剛性は、実測等による地盤のせん断波速度 V_s に基づいて次式により決定するものとする。

$$G = \frac{\gamma_t}{g} \overline{V_s^2} \dots\dots\dots (2-1)$$

ここで、

G : 地盤のせん断弾性係数 (t/m^2)

γ_i : 地盤の単位体積重量 $[\text{t/m}^3]$

$\bar{V}_s$: 耐震設計に用いる地盤のせん断波速度で実測による V_s から次式で求める。 $[\text{m/sec}]$

$$\bar{V}_s = \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot V_s \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

ここで,

κ_1 : せん断波速度の測定方法による補正係数

κ_2 : 地震時に地盤に生じるせん断ひずみ振幅に応じたせん断波速度の低減係数

g : 重力加速度 $[\text{m/sec}^2]$

ただし、地盤条件は一般に深さ方向に変化するため、解析に際しては、平行多層地盤を仮定し、以下のように均一なせん断波速度を有する一層地盤とみなす。

$$V_s = H / \sum_i^n (H_i / \kappa_3 \cdot V_{si}) \quad \dots\dots\dots (2-3)$$

ここで,

H : 全層厚 $[\text{m}]$ ($H = \sum_i^n H_i$)

H_i : 多層地盤各層の層厚 $[\text{m}]$

V_{si} : 多層地盤各層のせん断波速度 $[\text{m/sec}]$

n : 層数

κ_3 : 補正係数

式 (2-3) は、多層地盤系の基本固有周期と一層地盤の基本固有周期が一致するようにせん断波速度 V_s を定めようとするものである。補正係数 κ_3 は、基礎の応答を考える場合には基礎直近の地盤条件が、基礎から遠方の地盤条件よりも相対的に大きく関与することを考慮するための補正係数である。

2) 基礎は、半径 a 、根入れ深さ h を有する円筒形の剛体とする。基礎形状が円筒形でない場合には、半径 a は、実基礎の断面 2 次モーメントと等しくなるように定める。

(2) ばね及び減衰のモデル化

剛体基礎と地盤を結ぶばねは、弾性波動論に基づいて定めるものとする。この際、地盤のばねを複素ばねで表現し、逸散減衰も同時にモデル化するものとする。なお、ばね定数及び逸散減衰定数の求め方については後述する。このようにすると、図-5.2.2 に示した基礎底面の水平ばね k_H 、回転ばね k_R 、基礎側壁の単位深さ当たりの水平ばね k_{HS} 、回転ばね k_{RS} は、それぞれ次式のように与えられる。

$$\begin{aligned} k_H &= G a (C_{u1} + i C_{u2}) \\ k_R &= G a^3 (C_{r1} + i C_{r2}) \\ k_{HS} &= G \kappa (S_{u1} + i S_{u2}) \\ k_{RS} &= G a^2 \kappa (S_{r1} + i S_{r2}) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

ここで,

G : 地盤のせん断弾性係数

a : 力学モデルの半径

C_{jk} : 底面の無次元複素ばね係数 ($j = u, r$; $k = 1, 2$)

S_{jk} : 側面の無次元複素ばね係数 ($j = u, r$; $k = 1, 2$)

k : 側面地盤の軟化等の影響を考慮するための側面ばね軟化係数

ここで、無次元複素ばね係数は、一般に振動数依存性を有し、これについては、昨年度の報告書に示すように各種の提案があるが、一例として原田ら²⁾による近似式を示すと以下のようになる。

1) 底面の無次元複素ばね係数

$$C_{u1} = \frac{8}{2-\nu} \left(1 + \frac{a}{2H_1} \right), \quad C_{u2} = C_{u1} \times 0.6a_0$$

$$C_{r1} = \frac{8}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{a}{6H_1} \right), \quad C_{r2} = C_{r1} \times 0.3 \frac{a_0^3}{1+a_0^2} \quad \dots\dots\dots (2-5)$$

ここで、

$$a_0 = \frac{\omega a}{V_s}$$

2) 側面の無次元複素ばね係数

$$S_{jk} = S_{lj} \cdot S_{djk} \quad (j, k = u, r)$$

$$S_{lu} = \left(\frac{-1.2}{\nu_s - 0.59} + 11 \right) \left(\frac{a}{H} + \frac{0.002}{\nu_s - 0.53} + 0.19 \right)$$

$$S_{lr} = \left(\frac{-0.56}{\nu_s - 0.51} + 4.7 \right) \left(\frac{a}{H} + \frac{0.08}{\nu_s - 0.64} + 0.61 \right)$$

$$i) \quad 0 \leq \omega/\omega_g \leq 1 (S_{duk}), \quad 0 \leq \omega/\omega_p \leq 1 (S_{drk})$$

$$S_{du1} = 1 - 0.9 \sqrt{\frac{a}{H}} (\omega/\omega_g)^3, \quad S_{du2} = 0.24 D_s^{0.2} (\omega/\omega_g)^6$$

$$S_{dr1} = 1 - 0.9 \sqrt{\frac{a}{H}} (\omega/\omega_p)^3, \quad S_{dr2} = 0.41 \sqrt{D_s} (\omega/\omega_p)^6 \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

$$ii) \quad 1 \leq \omega/\omega_g \leq 5 (S_{duk}), \quad 1 \leq \omega/\omega_p \leq 5 (S_{drk})$$

$$a) \quad 0.3 \leq a/H \leq 1, \quad 0.47 \leq \nu_s \leq 0.49$$

$$S_{du1} = 1.25 - 0.9 \sqrt{\frac{a}{H}} - 0.25 \frac{\omega}{\omega_g}, \quad S_{du2} = \left(0.3 + 1.2 \sqrt{\frac{a}{H}} \right) \left(\frac{\omega}{\omega_g} - 1 \right) + 0.24 D_s^{0.2}$$

b) a) 以外

$$S_{du1} = 1 - 0.9 \sqrt{\frac{a}{H}}, \quad S_{du2} = \left(0.25 + \sqrt{\frac{a}{H}} \right) \left(\frac{\omega}{\omega_g} - 1 \right) + 0.24 D_s^{0.2}$$

$$Sdr_1 = 1 - 0.9\sqrt{\frac{a}{H}}, \quad Sdr_2 = \left(0.02 + 1.5\sqrt{\frac{a}{H}}\right) \left(\frac{\omega}{\omega_p} - 1\right) + 0.41\sqrt{D_s}$$

ここに,

$$\omega_g = \frac{\pi V_{ps}}{2H}, \quad \frac{V_{ss}}{V_{ps}} = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}}, \quad \omega_p = \frac{\pi V_{ps}}{2H}$$

(3) 運動方程式

複素ばね係数を用いると、剛体 2 自由モデルを仮定した基礎の運動方程式は次のようになる。

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_G \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{12} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_G \\ \theta \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}^0 \\ \ddot{\phi}^0 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (2-7)$$

ここで,

$$\left. \begin{aligned} K_{11} &= k_H + k_{HS} \cdot h \\ K_{12} &= - \left\{ k_H \cdot Z_C + k_{HS} \cdot h \left(Z_C - \frac{h}{2} \right) \right\} \\ K_{22} &= k_R + k_{RS} \cdot h + k_H \cdot Z_C^2 + k_{HS} \cdot h \left(\frac{h^2}{3} - h \cdot Z_C + Z_C^2 \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2-8)$$

ここで, k_H , k_R , k_{HS} , k_{RS} は式 (2-4) に示した通りであり, これらを式 (2-8) に代入すると, 式 (2-7) の複素剛性行列は次式となる。

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{12} & K_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{xx} + i\omega C_{xx} & K_{xr} + i\omega C_{xr} \\ K_{xr} + i\omega C_{xr} & K_{rr} + i\omega C_{rr} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (2-9)$$

ここで,

$$\begin{aligned} K_{xx} &= G a \left(C_{u1} + \frac{h}{a} S_{u1} \right) \\ C_{xx} &= \frac{G a}{\omega} \left(C_{u2} + \frac{h}{a} S_{u2} \right) \\ K_{xr} &= -G a \left\{ Z_C \cdot C_{u1} + \frac{h}{a} \left(Z_C - \frac{h}{2} \right) S_{u1} \right\} \dots\dots\dots (2-10) \\ C_{xr} &= -\frac{G a}{\omega} \left\{ Z_C \cdot C_{u2} + \frac{h}{a} \left(Z_C - \frac{h}{2} \right) S_{u2} \right\} \\ K_{rr} &= G a^3 \left[C_{r1} + \left(\frac{Z_C}{a} \right)^2 C_{u1} + \frac{h}{a} \left\{ \frac{1}{3} \left(\frac{h}{a} \right) + \left(\frac{Z_C}{a} \right)^2 - \frac{h}{a} \cdot \frac{Z_C}{a} \right\} S_{u1} \right] \end{aligned}$$

$$C_{rr} = \frac{G a^3}{\omega} \left[C_{r2} + \left(\frac{Z_c}{a} \right)^2 C_{u2} + \frac{h}{a} S_{r2} + \frac{h}{a} \left\{ \frac{1}{3} \left(\frac{h}{a} \right)^2 + \left(\frac{Z_c}{a} \right)^2 - \frac{h}{a} \cdot \frac{Z_c}{a} \right\} S_{u2} \right]$$

ここで,

Z_c : 重心点の底面からの高さ

式(2-7)は、複素剛性を用いた運動方程式であり、入力地震動の波形が与えられれば、周波数領域の解析により時刻歴の地震応答を計算することができる。しよしながら、耐震計算に用いるという観点からは、時刻歴の地震応答解析ではなく、応答スペクトル法を基本とした簡便な計算法とする必要がある。このため、ここでは、式(2-7)を次のように置く。

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_G \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{xx}(\bar{f}_1) & C_{xr}(\bar{f}_1) \\ C_{xr}(\bar{f}_1) & C_{rr}(\bar{f}_1) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_G \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{xx}(\bar{f}_1) & K_{xr}(\bar{f}_1) \\ K_{xr}(\bar{f}_1) & K_{rr}(\bar{f}_1) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_G \\ \theta \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_G^0 \\ \ddot{\varphi}^0 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (2-11)$$

ここで、 $\bar{f}_1$ は、基本固有振動数の近似値であり、 $C_{ij}(\bar{f}_1)$ 、 $K_{ij}(\bar{f}_1)$ ($i, j = x, r$)は、それぞれ振動数 $\bar{f}_1$ に対応する式(2-10)の減衰係数及びばね係数を表わしている。式(2-11)は、式(2-7)の振動数 f を系の基本固有振動数 $\bar{f}_1$ に固定し、振動数に依存しない運動方程式としたものである。このように、振動数に依存する運動方程式(式(2-7))を振動数に依存しない運動方程式(式(2-11))として解いた場合の解の精度は、昨年度検討した通りであり、振動数として、基本固有振動数 f_1 の近傍の値を用いれば、かなりの精度で近似できる。なお、固有値解析を行う前に、基本固有振動数 f_1 の近似解 $\bar{f}_1$ を求める方法については後述の(4)に示す。系の固有振動数は式(2-11)の減衰項を無視した実固有値解析から求めるものとする。

(4) 基本固有振動数の設定

式(2-7)を式(2-11)のように簡略化するためには、基本固有振動数 f_1 を定めなければならないが、固有値解析前に f_1 を定めることはできない。そこで、ここでは、 f_1 の近似値 $\bar{f}_1$ を以下のようにして求めることとする。なお、 $\bar{f}_1$ が f_1 の近傍にあれば、式(2-11)による解は正解とほとんど変わらない。昨年度の検討では、非減衰の場合に応答が無限の値をとる時の振動数を基本固有振動数 f_1 としたが、この方法により基本固有振動数 f_1 を求めるためには繰返し計算を要し、計算が煩雑となる。このため、図-5.2.3に示すように、伝達関数の振幅がピークを生じる振動数を $\bar{f}_1$ とする。いま、式(2-7)から剛体基礎重心点の加速度応答の伝達関数 $H(\omega)$ (水平入力に対する水平応答の伝達関数)の振幅 $|H(\omega)|$ を求めると次式のようになる。

$$|H(\omega)| = \left| 1 + \frac{M\omega^2}{A} (K_{rr} + i\omega C_{rr} - J_c\omega^2) \right| \quad \dots\dots\dots (2-12)$$

ここで,

$$A = (K_{xx} + i\omega C_{xx} - M\omega^2)(K_{rr} + i\omega C_{rr} - J_c\omega^2) - (K_{xr} + i\omega C_{xr})^2 \quad (2-13)$$

したがって、式(2-12)を計算して、これがピークをとる振動数を $\bar{f}_1$ とすればよい。

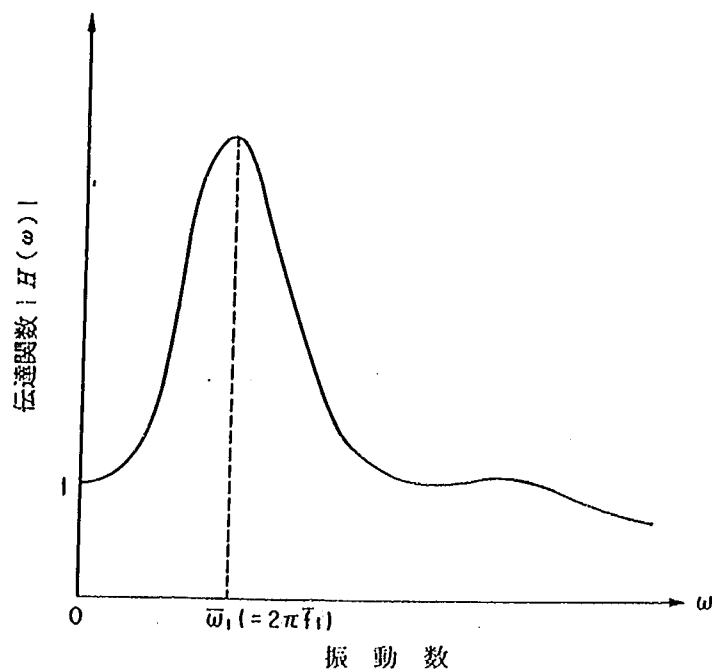


図- 5.2.3 基本固有振動数の設定

(5) 減衰定数の設定

昨年度の検討では、粘性減衰を仮定した場合の1次及び2次の伝達関数の振幅値が、式(2-12)による伝達関数の振幅値と同一の値をとるという条件から減衰定数を定める方法を提案したが、この方法は、精度上の問題はないものの繰返し計算を要するためやや実用的ではない。このため、より簡易に減衰定数を設定する方法(エネルギー法)³⁾を以下に示す。

この方法は、ひずみエネルギーと、減衰力による吸収エネルギーの比率、すなわち減衰容量比をもとに求める方法である。

今、減衰力 $P(\dot{\delta})$ が1周期 $T_j = 2\pi/\omega_j$ (j 次モード)の間になす仕事は、一般に次式で与えられる。

$$W = \int_0^{T_j} P(\dot{\delta}) d\delta(t) \quad \dots\dots\dots (2-14)$$

ここで、 δ はダッシュポットの有効径路を示し、基盤に対する相対変位である。いま、相対変位として非減衰振動応答を仮定すると、式(2-14)は次式のようになる。

$$\Delta W = \pi \omega_j (C_{xx} u_j^2 + C_{rr} \theta_j^2 + 2C_{xr} u_j \theta_j) \quad \dots\dots\dots (2-15)$$

ここで、 ω_j は j 次の固有円振動数を、 u_j 、 θ_j は j 次の実固有モードを示し、以下のように与えられる。

$$u_j = \frac{-K_{xr}(f_1)}{\sqrt{J_c \{K_{xx}(f_1) - M\omega_j^2\}^2 + MK_{xr}^2(f_1)}} \quad \dots\dots\dots (j=1,2) \quad (2-16)$$

$$\theta_j = \frac{K_{xx}(f_1) - M\omega_j^2}{\sqrt{J_c \{K_{xx}(f_1) - M\omega_j^2\}^2 + MK_{xr}^2(f_1)}}$$

j 次モードに相当する最大ひずみエネルギー W は、最大運動エネルギーと等しいことから次式となる。

$$W = \frac{1}{2} \omega_j^2 (M u_j^2 + J_c \theta_j^2) \quad \dots\dots\dots (2-17)$$

また、 j 次モードの減衰定数は次式で与えられる。

$$h_j = 4W / (4\pi W) \quad \dots\dots\dots (2-18)$$

式(2-15)及び式(2-17)を式(2-18)に代入すると j 次モードの減衰定数 h_j は次式のようにになる。

$$h_j = \frac{1}{2\omega_j M_j} (C_{xx} u_j^2 + C_{rr} \theta_j^2 + 2C_{xr} u_j \theta_j) \quad (j=1,2) \quad \dots\dots\dots (2-19)$$

ここで、

$$M_j = M u_j^2 + J_c \theta_j^2 \quad (j=1,2) \quad \dots\dots\dots (2-20)$$

今、実固有モード $[\phi] = \begin{bmatrix} u_1 & u_2 \\ \theta_1 & \theta_2 \end{bmatrix}$ を用いて、式(2-16)に示したように $[\phi]^T [M] [\phi] = I$ なる

正規化がなされていれば、 $M_j = 1$ となるため、式(2-19)は次式となる。

$$h_j = \frac{1}{2\omega_j} (C_{xx} u_j^2 + C_{rr} \theta_j^2 + 2C_{xr} u_j \theta_j) \quad \dots\dots\dots (2-21)$$

式(2-21)は、減衰マトリックス $[C]$ が実固有モード $[\phi]$ により対角化がなされるという仮定と同じことを意味している。したがって、この場合には、 $[\phi]^T [C] [\phi]$ マトリックスの非対角成分は無視されていることになる。

なお、式(2-15)の誘導に際しては減衰振動応答と非減衰振動応答が等しいと仮定しているため、減衰が大きい場合にはこの仮定の誤差が大きくなり、式(2-21)による減衰定数の近似度は低下する。

(6) 最大応答値の算定

以上により、固有周期 T_1, T_2 及び減衰定数 h_1, h_2 が求められた。したがって、式(2-12)をモーダルアナリシスにより解くに当り、これ以後の計算法は、以下の2点を除き、現行の本四耐震設計基準と同じである。

1) 式(2-11)の右辺(外力項)は、有効入力となっている。

2) 現行の本四耐震設計基準では、一般に、 $h_1 = h_2 = 0.1$ と仮定するが、ここでは、 h_1, h_2 が上述したように個別に与えられる。

このような点を表わすために、ここでは、自由地表面に対して別途与えられる減衰定数5%の加速度応答スペクトルをもとに次式により入力スペクトルを与える。

$$S_{Aj}(T_j, h_j) = r_{EF}(T_j) \times r_{DP}(h_j) \times S_{Aj}(T_j, 0.05) \quad \dots\dots\dots (2-22)$$

ここで、

$S_{Aj}(T_j, h_j)$: 有効入力を考慮した加速度応答スペクトル (水平成分)

$S_{Aj}(T_j, 0.05)$: 自由地表面で規定される加速度応答スペクトル (減衰定数 0.05)

$r_{DP}(h_j)$: 減衰定数補正係数で次式により求める。⁵⁾

$$r_{DP}(h_j) = \frac{1.5}{40h_j + 1} + 0.5 \quad \dots\dots\dots (2-23)$$

h_j : 1次及び2次の減衰定数

$r_{EF}(T_j)$: 動的相互作用補正係数であり、これは、基礎の根入れの効果、及び剛性効果を考慮した有限要素法解析等により求められる。⁶⁾

有効入力には、水平成分と共に回転成分が存在するが、後述の検討結果より回転成分の影響は小さいことから、水平成分のみを考慮するものとした。

以上から各次応答をRMS法により合成することにより最大応答値は、次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} U_{G\max} &= \sqrt{\sum_{j=1}^2 \left\{ M \cdot u_j^2 \cdot \frac{T_j^2}{4\pi^2} \cdot S_{Aj}(T_j, h_j) \right\}^2} \\ Q_{\max} &= \sqrt{\sum_{j=1}^2 \left\{ M \cdot u_j \cdot \theta_j \cdot \frac{T_j^2}{4\pi^2} S_{Aj}(T_j, h_j) \right\}^2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2-24)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} u_j^2 &= \frac{l_{Gj}^2}{M \cdot l_{Gj}^2 + J_G} \\ \theta_j^2 &= \frac{1}{M \cdot l_{Gj}^2 + J_G} \\ u_j \cdot \theta_j &= \frac{l_{Gj}}{M \cdot l_{Gj}^2 + J_G} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2-25)$$

また、重心点の最大応答加速度の重力加速度 G に対する比を震度と定義すれば次式のように与えられる。

$$K_{G\max} = \sqrt{\sum_{j=1}^2 \left\{ \frac{M}{G} u_j^2 S_{A_j}(T_j, h_j) \right\}^2} \dots\dots\dots (2-26)$$

(7) 底面地盤反力の算定

1) 地盤力による基礎底面のモーメント及び水平力

地震時の基礎底面の地盤に作用するモーメント及び水平力は、次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} M_{B.EQ} &= \theta_{\max.EQ} \cdot K_R \\ S_{B.EQ} &= u_{\max.EQ} \cdot K_S \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2-27)$$

ここで、

$M_{B.EQ}$, $S_{B.EQ}$: 地震により基礎底面の地盤に作用するモーメント及び水平力

$\theta_{\max.EQ}$, $u_{\max.EQ}$: 地震時の最大回転角及び底面の最大応答変位

K_R , K_S : 基礎底面の回転ばね及び水平ばね

2) 上部工反力等による基礎底面のモーメント及び水平力

上部工からの反力を重心点に作用する水平力 H 及び曲げモーメント M として求め、次式を解くことにより、重心点の変位 u_s 及び θ_s を求める。

$$\begin{bmatrix} K_{xx}(f_1) & K_{xr}(f_1) \\ K_{xr}(f_1) & K_{rr}(f_1) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ \theta_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} H \\ M \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (2-28)$$

3) 底面に作用するモーメント及び水平力

1), 2) で求められた地震力による作用力と上部工反力による作用力を重ね合わせるにより以下のように求められる。

$$\left. \begin{aligned} M_B &= (\theta_{\max.EQ} + \theta_s) K_R \\ S_B &= (u_{\max.EQ} + u_s - Z_c \theta_s) K_S \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2-29)$$

ここで、

Z_c : 基礎重心点から底面までの距離

4) 浮力

基礎に作用する浮力は以下のように与えられる。

$$V_F = \gamma_w \cdot V \dots\dots\dots (2-30)$$

ここで、

V_F : 浮力

r_w : 海水重量

V : 海水面以下の基礎の体積

5) 底面に作用する鉛直力

基礎底面に作用する鉛直力は、鉛直震度を水震震度の $\frac{1}{2}$ とすると以下のように与えられる。

$$V_i = W \left(1 \pm \frac{1}{2} K_{G \max} \right) - V_F + W_0 + H_{TV} \quad \dots\dots\dots (2-31)$$

ここで、

W_0 : 上部工反力

H_{TV} : ケーブル張力による鉛直方向力 (アンカー基礎のみ)

(8) 剛体基礎の安定照査

1) 滑動に対する照査

$$F_s = \mu \frac{V_i}{S} > 1.5 \quad \dots\dots\dots (2-32)$$

ここで、

μ : 基礎と地盤の摩擦係数

2) 転倒に対する照査

$$d_i = \left(\frac{a}{2} - e_i \right) / a > \frac{1}{6} \quad \dots\dots\dots (2-33)$$

ここで、

d_i : 偏心率

e_i : 偏心量 ($e_i = \frac{M_B}{V_i}$)

3) 支持力に対する照査

$$P_i = \frac{V_i}{A_i'} / P_a > 2 \quad \dots\dots\dots (2-34)$$

ここで、

P_i : 有効荷重強度

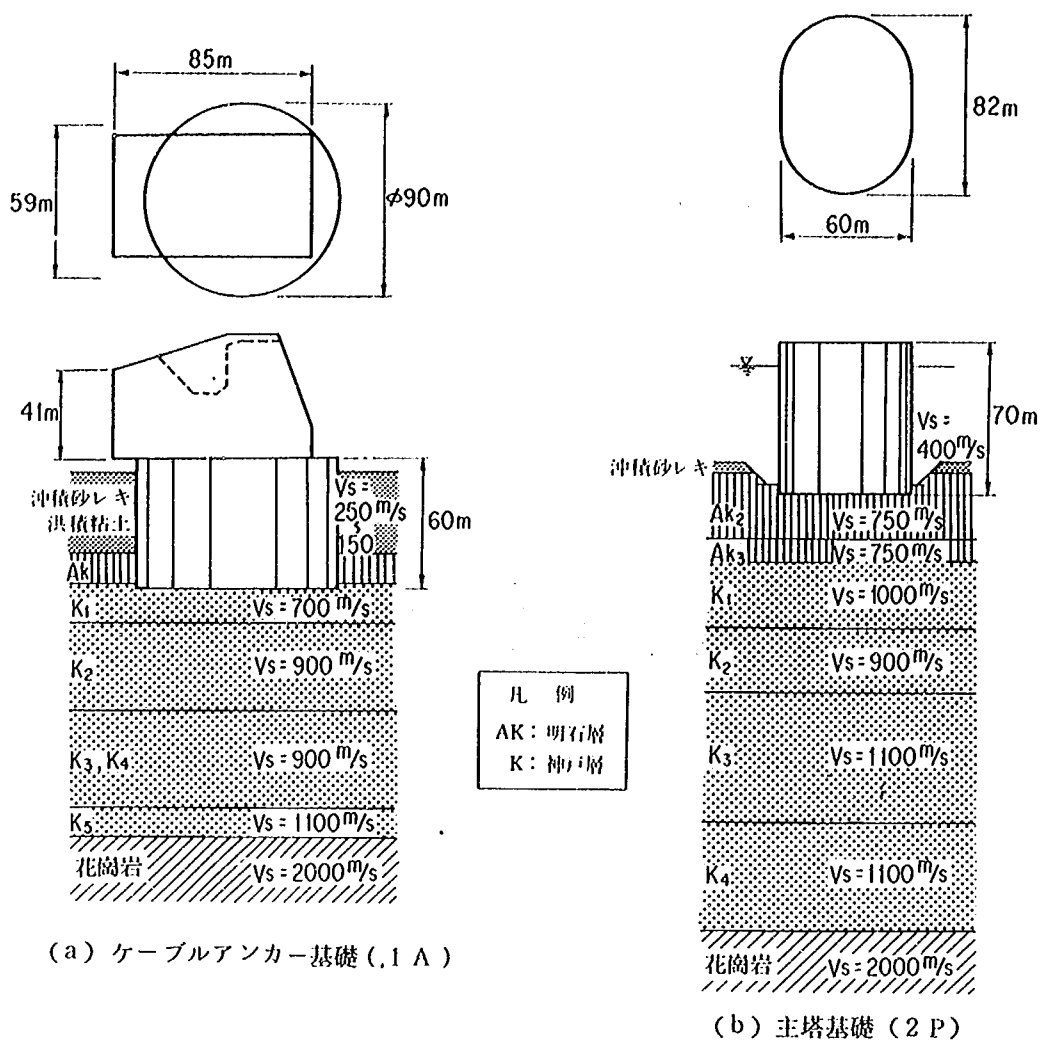
A_i' : 有効荷重面積

P_a : 許容支持力

5-3 解析対象基礎

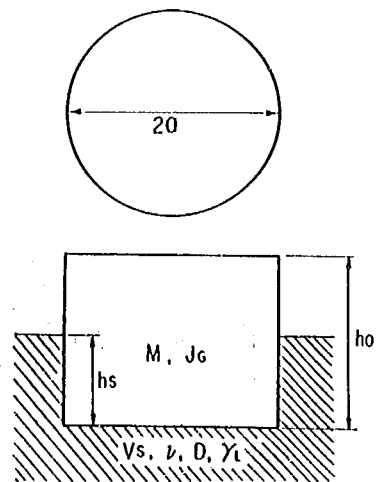
解析対象としたのは、図-5.3.1に示す明石海峡大橋ケーブルアンカー基礎(1A)及び主塔基礎(2P)の検討案である。また図-5.3.2は、これらの解析対象基礎の力学モデル及び地盤モデルを示したものである。

入力地震動としては、図-5.3.3及び図-5.3.4に示す水平及び回転加速度波形を用いた。これは、

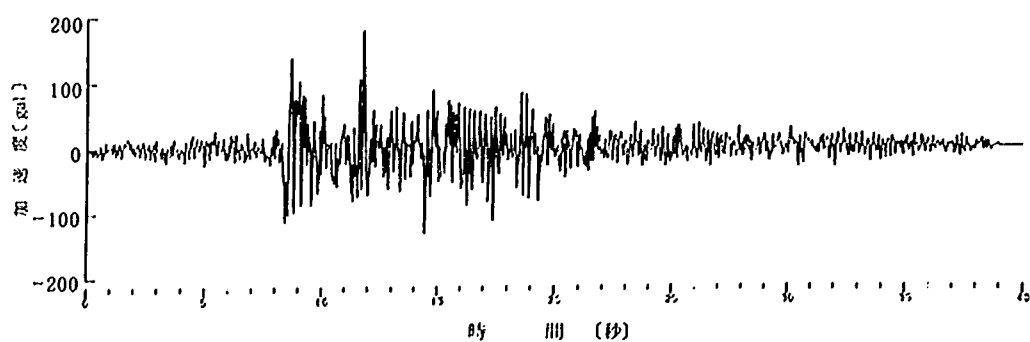


図ー 5. 3. 1 解析対象基礎

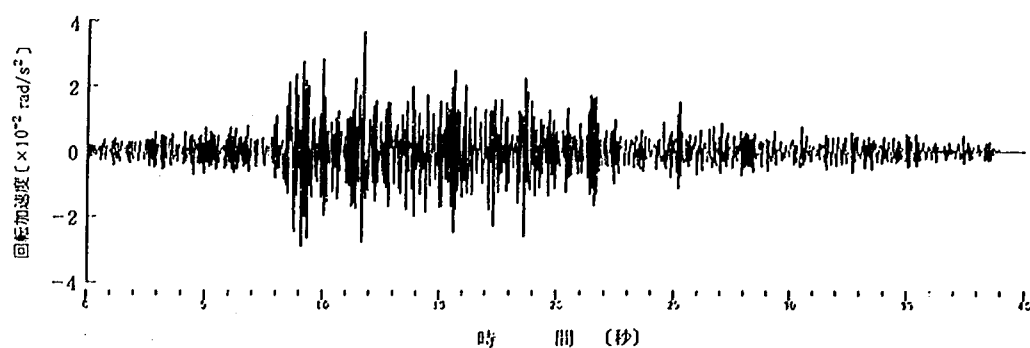
力学モデル諸元		1 A	2 P
力学モデル	半 径 a (m)	45	34
	高 さ h_0 (m)	93	70.5
	質 量 M ($t \cdot \text{sec}^2/m$)	1.045×10^5	7.566×10^4
	回転質量 J_G ($t \cdot m \cdot \text{sec}^2$)	1.433×10^8	5.32×10^7
	根入れ深さ h_s (m)	54	5
地盤モデル	S波速度 V_s (m/sec)	397	880
	ポアソン比 ν	0.45	0.41
	履歴減衰定数 D (%)	7.3	4.1
	単位体積重量 γ_t (q/m^3)	2.05	2.17



図ー 5. 3. 2 力学モデル及び地盤モデル諸元

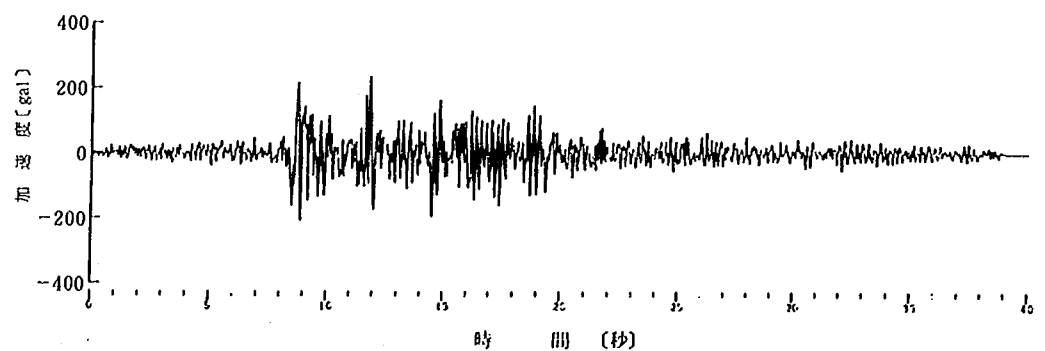


(a) 重心点水平加速度

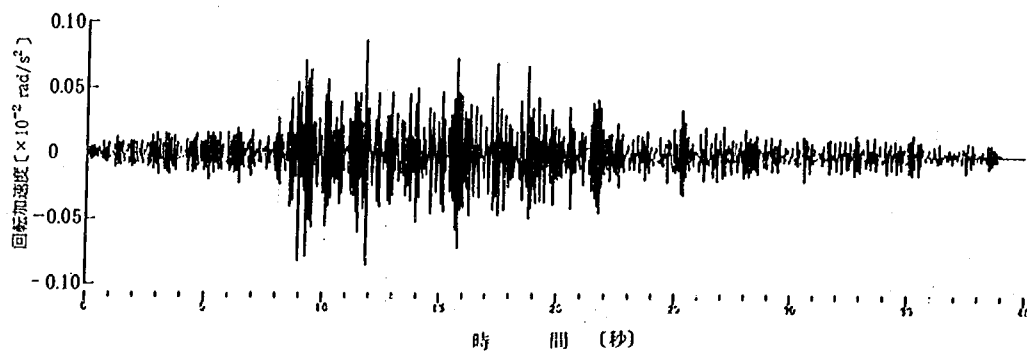


(b) 回転加速度

図-5.3.3 解析に用いた入力地震動



(a) 重心点水平加速度



(b) 回転加速度

図-5.3.4 解析に用いた入力地震動(2P)

1978年宮城県沖地震により開北橋近傍の地盤上で観測された強震記録（橋軸直角方向成分）を、明石海峡大橋川応答スペクトルに振幅調整⁷⁾した加速度波形を用いて1 A及び2 P基礎の地盤モデルに対して計算された有効地震動である。

5-4 耐震計算法の適用性の検討

5-4-1 減衰定数の簡易設定法の開発

減衰をモードマトリックス〔 ϕ 〕により対角化されない減衰行列によって与えた場合の厳密解は、複素固有値解析⁸⁾により求めることができる。すなわち、式(2-11)の右边を0とおいた自由振動方程式において $\left\{ \begin{smallmatrix} u_G \\ \theta \end{smallmatrix} \right\} = \left\{ \begin{smallmatrix} U_G \\ \Theta \end{smallmatrix} \right\} e^{\lambda t}$ とすると以下ようになる。

$$\left[\begin{array}{cc} M & 0 \\ 0 & J_G \end{array} \right] \lambda^2 + \left[\begin{array}{cc} C_{xx}(\bar{f}_1) & C_{xr}(\bar{f}_1) \\ C_{rx}(\bar{f}_1) & C_{rr}(\bar{f}_1) \end{array} \right] \lambda + \left[\begin{array}{cc} K_{xx}(\bar{f}_1) & K_{xr}(\bar{f}_1) \\ K_{rx}(\bar{f}_1) & K_{rr}(\bar{f}_1) \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} U_G \\ \Theta \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ 0 \end{array} \right\} \quad (4-1)$$

これから特性方程式は次のように求められる。

$$\left| \begin{array}{cc} M\lambda^2 + C_{xx}(\bar{f}_1)\lambda + K_{xx}(\bar{f}_1) & C_{xr}(\bar{f}_1) + K_{xr}(\bar{f}_1) \\ C_{rx}(\bar{f}_1)\lambda + K_{rx}(\bar{f}_1) & J_G\lambda^2 + C_{rr}(\bar{f}_1)\lambda + K_{rr}(\bar{f}_1) \end{array} \right| = 0 \quad (4-2)$$

式(4-2)を解くと、 λ に関する4次方程式となり、減衰定数 h が $0 < h < 1$ であれば、式(4-2)から2組の共役複素根が次のように得られる。

$$\lambda_j = -\alpha_j \pm \beta_j \cdot i \quad (j = 1, 2) \quad (4-3)$$

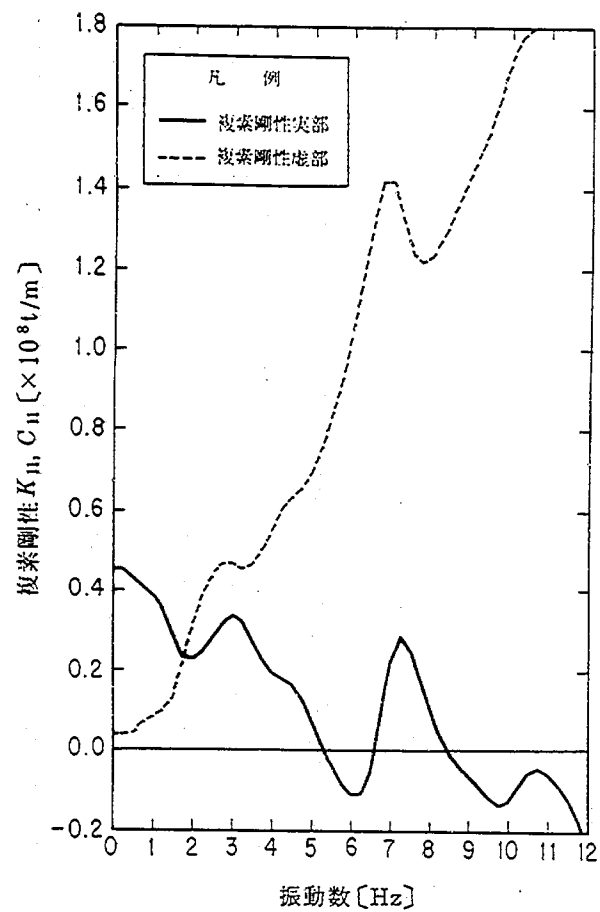
したがって、非減衰固有円振動数 ω_j 及び減衰定数 h_j は次のように求められる。

$$\left. \begin{array}{l} \omega_j = \sqrt{\alpha_j^2 + \beta_j^2} \\ h_j = \alpha_j / \sqrt{\alpha_j^2 + \beta_j^2} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4-4)$$

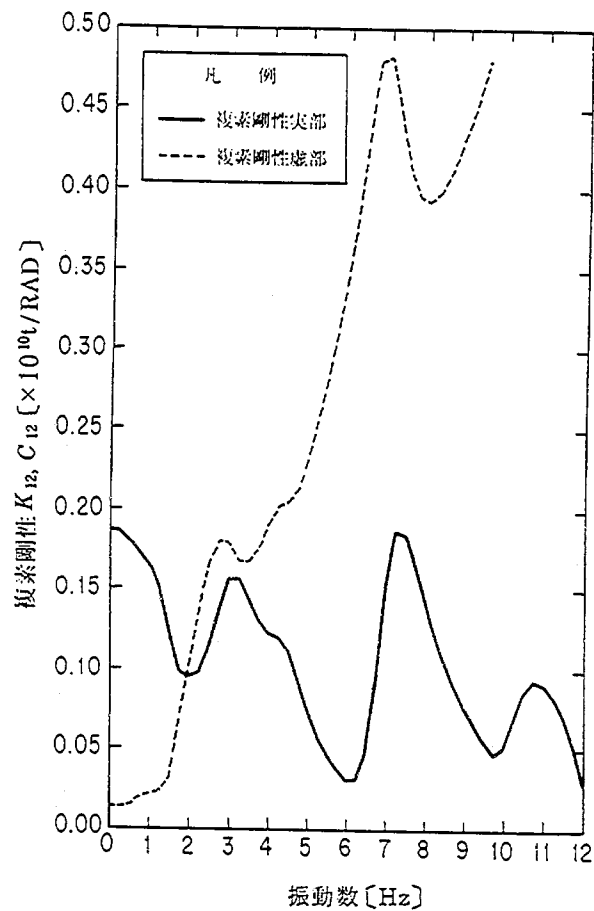
なお、 $0 < h < 1$ の場合も含めて任意の減衰定数に対しては表-5.4.1.に示すように求められる。

表-5.4.1 複素固有値 λ と非減衰固有円振動数、減衰定数の関係

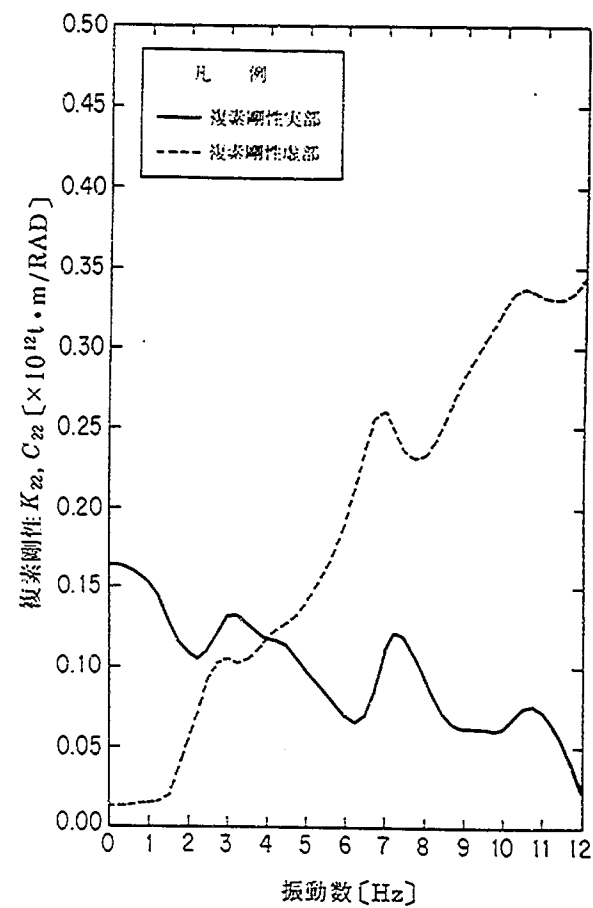
固有値 λ_j	i) $\pm \beta \cdot i$	ii) $-\alpha \pm \beta \cdot i$	iii) $-\alpha$	iv) $-\alpha_1, -\alpha_2$
非減衰固有円振動数 ω_j	β	$\sqrt{\alpha^2 + \beta^2}$	α	$\alpha_1 \cdot \alpha_2$
減 衰 定 数 h_j	0	$0 < \frac{\alpha}{\sqrt{\alpha^2 + \beta^2}} < 1$	1	$\frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2\sqrt{\alpha_1 \cdot \alpha_2}} > 1$
振 動 性 状	非減衰振動	減 衰 振 動	臨界減衰振動	過減衰振動



(a) 複素剛性 K 及び C_{11}

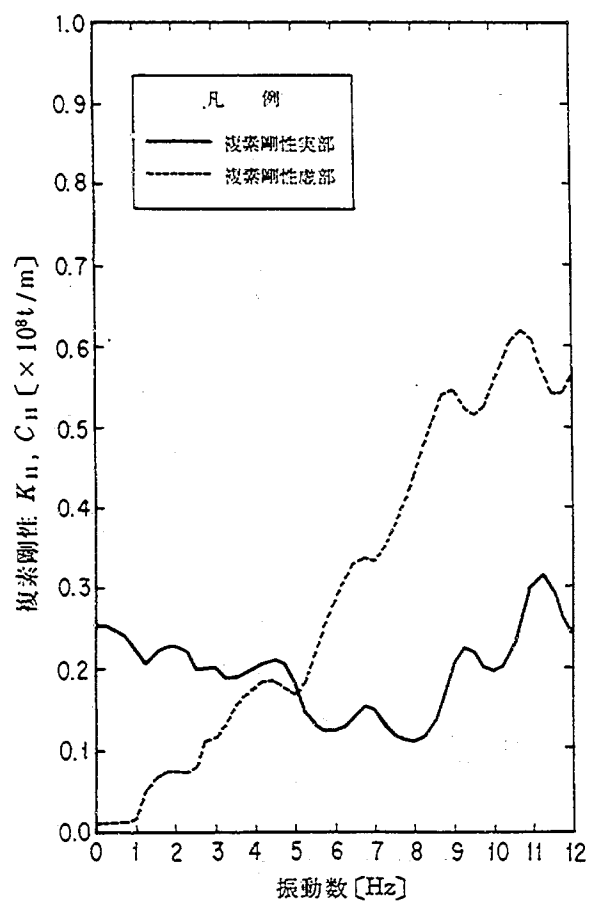


(b) 複素剛性 K_{12} 及び C_{12}

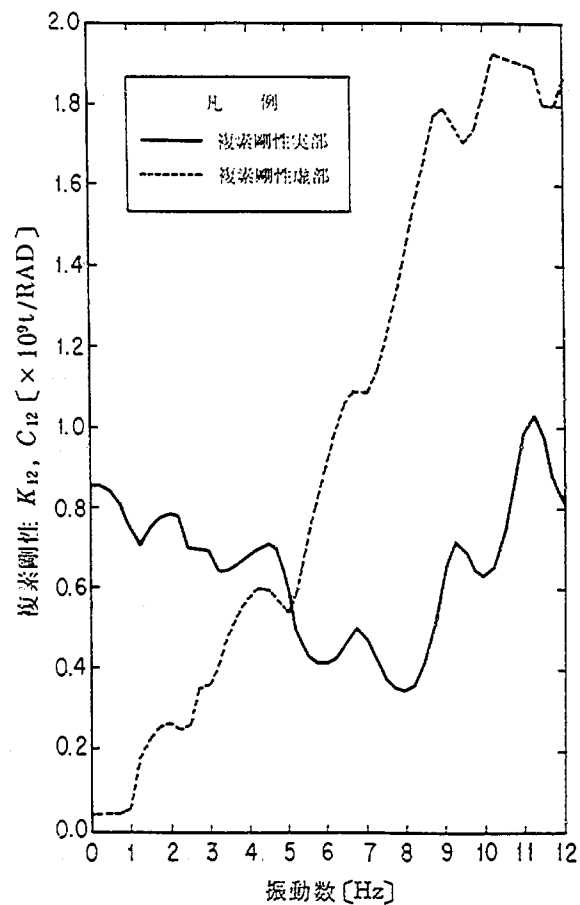


(c) 複素剛性 K_{22} 及び C_{22}

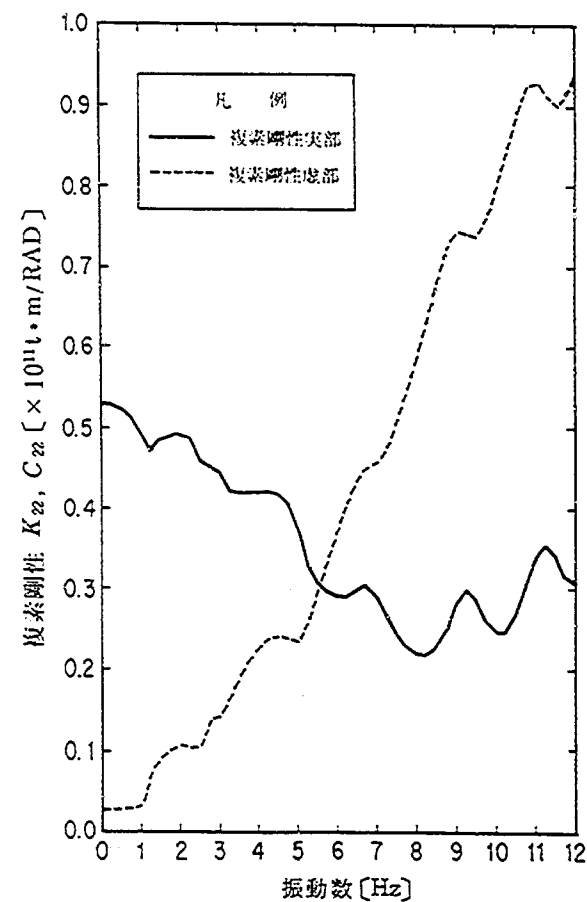
図-5.4.1 1 A基礎に対する試算に用いた複素ばね係数



(a) 複素剛性 K_{11} 及び C_{11}

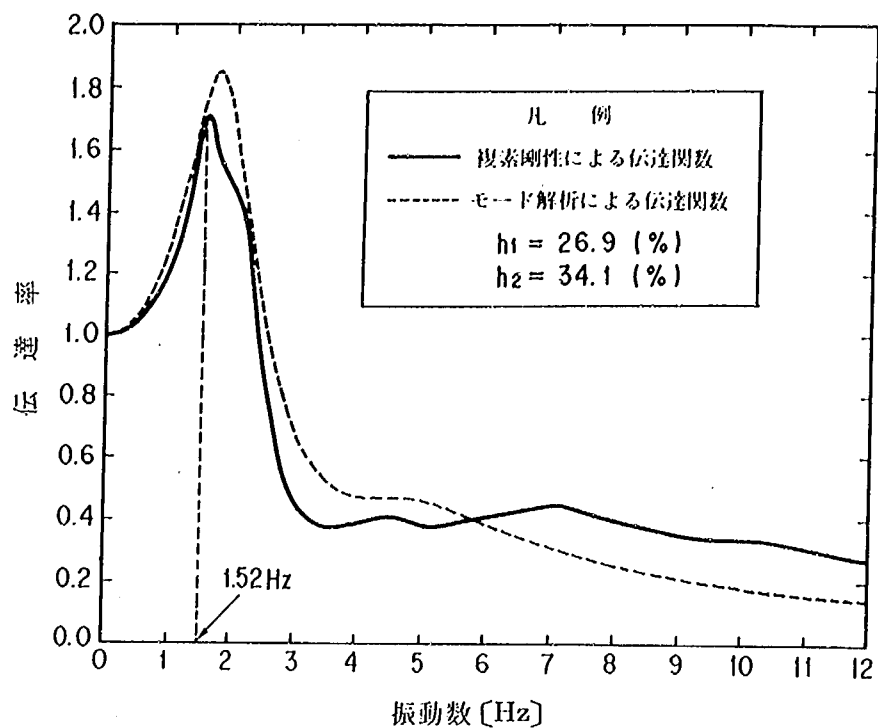


(b) 複素剛性 K_{12} 及び C_{12}

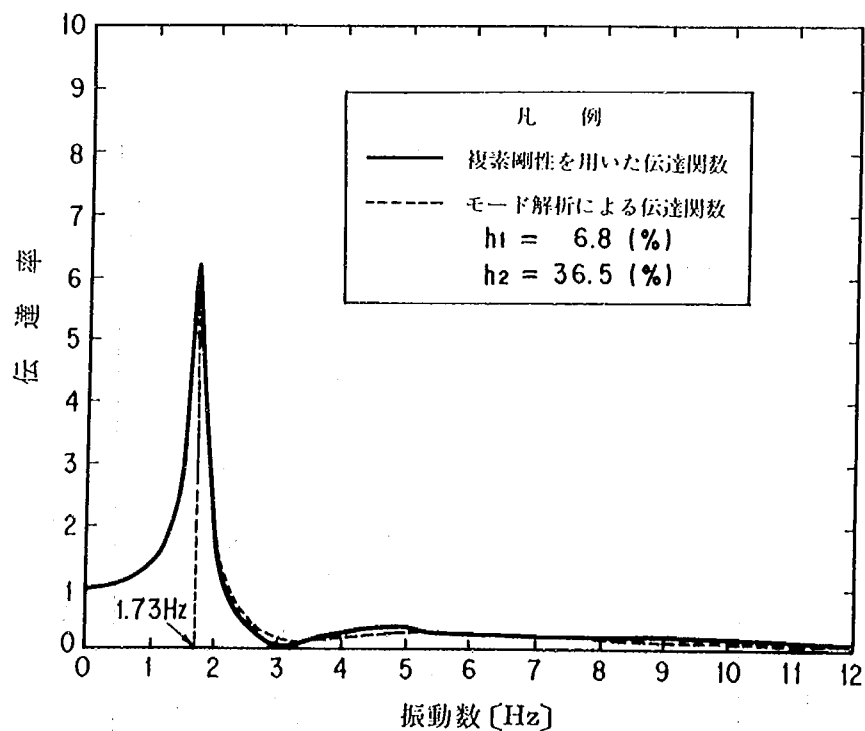


(c) 複素剛性 K_{22} 及び C_{22}

図-5.4.2 2P基礎に対する試算に用いた複素ばね係数



(a) 1 A基礎



(b) 2 P基礎

図- 5.4.3 伝達関数 (水平入力に対する水平応答)

以上に示した複素固有値解析との比較により 5.2.1(5)に示したエネルギー法による減衰定数の設定方法の適用性を以下のように検討した。

まず、式(2-5)に示した剛体基盤の複素ばねとして軸対象有限要素法により求めた結果は図-5.4.1(1A)及び図-5.4.2(2P)のようになる。この複素ばね係数を用いて式(2-12)により伝達関数(水平入力に対する水平応答)を求めると図-5.4.3(図中には後述する近似解も示されている)のようになり、基本固有振動数の近似値 $\bar{f}_1$ は、1.52Hz(1A)及び1.73Hz(2P)となる。これより、式(2-21)により減衰定数 h_1 及び h_2 を求め、式(4-3)による厳密解と比較すると表-5.4.2のようになる。ただし、基本固有振動数 f_1 の求め方により、振動数 f_1 が変化するとどのように式(2-21)による減衰定数 h_1, h_2 が変化するかを見るために上記の1.52Hz(1A)及び1.73Hz(2P)以外の振動についても h_1, h_2 を計算した結果が図-5.4.4である。表-5.4.2に示した値は、図-5.4.4のうち振動数が1.52Hz(1A)及び1.73Hz(2P)に相当する値である。これによれば、2P基礎については、 f_1 をどのようにとっても式(2-21)による近似解は式(4-3)による正解とよく一致する。1A基礎についても、 f_1 が1.7Hz程度以上の領域では最大10%弱の差があるが、近似解は正解とよく一致しているといえることができる。

表-5.4.2 エネルギー法による減衰定数と複素固有値解析法の比較

		エネルギー法	複素固有値解析法
1 A 基礎	h_1	0.296	0.298
	h_2	0.341	0.345
2 P 基礎	h_1	0.068	0.066
	h_2	0.365	0.369

注) 伝達関数(式(2-12))のピーク振動数のばね係数及び減衰係数を用いた場合

次にこのようにして求めた減衰定数を用いて、実際に時刻歴地震応答解析を行い、最大応答値を比較した結果を表-5.4.3及び表-5.4.4に示す。ここでは、軸対称有限要素法により求めた振動数依存性のあるばね係数及び減衰係数を用いた場合、振動数を基本固有振動数の近似値 $\bar{f}_1$ に相当するばね係数及び減衰係数を用いた場合、及び提案手法の比較を示している。また、表中には後述するように有効入力の回転成分を考慮した場合と、これを無視した場合の比較も示しているが、ここでは回転成分も考慮した場合を中心に結果を見ていただきたい。軸対称有限要素法により得られた振動数依存性のばね係数及び減衰係数を用いた場合が正解であるため、これとの比較により提案手法の精度を知ることができる。これによれば、提案手法により減衰定数を与えた場合には、正解に比較して1A基礎については回転成分の入力によらず水平加速度が、20%程度及び底面の最大変位が60%程度大きめの値を与えるが、回転速度及び底面を除いた最大変位はその差が5%以内のかなりよい近似を示している。また2P基礎については、正解に比較して応答値はすべて大きめの値を与えており、底面の最大変位で20%程度、その他は10%以内の精度であ

る。以上の結果から 2 P 基礎のように減衰の小さいモデルに対しては提案手法による計算結果はよい近似を示す。ただし、1 A 基礎のように減衰が大きい場合にはその精度が低下するが、概ね安全側の値を与える。

なお、図-5.4.5～図-5.4.10は、ばね及び減衰の振動数依存性を考慮した場合と式(2-21)により減衰定数を設定した場合の時刻歴応答波形を比較したものである。これによれば、上述した最大応答値の比較からもわかるように両手法による違いは実務上ほとんどない。

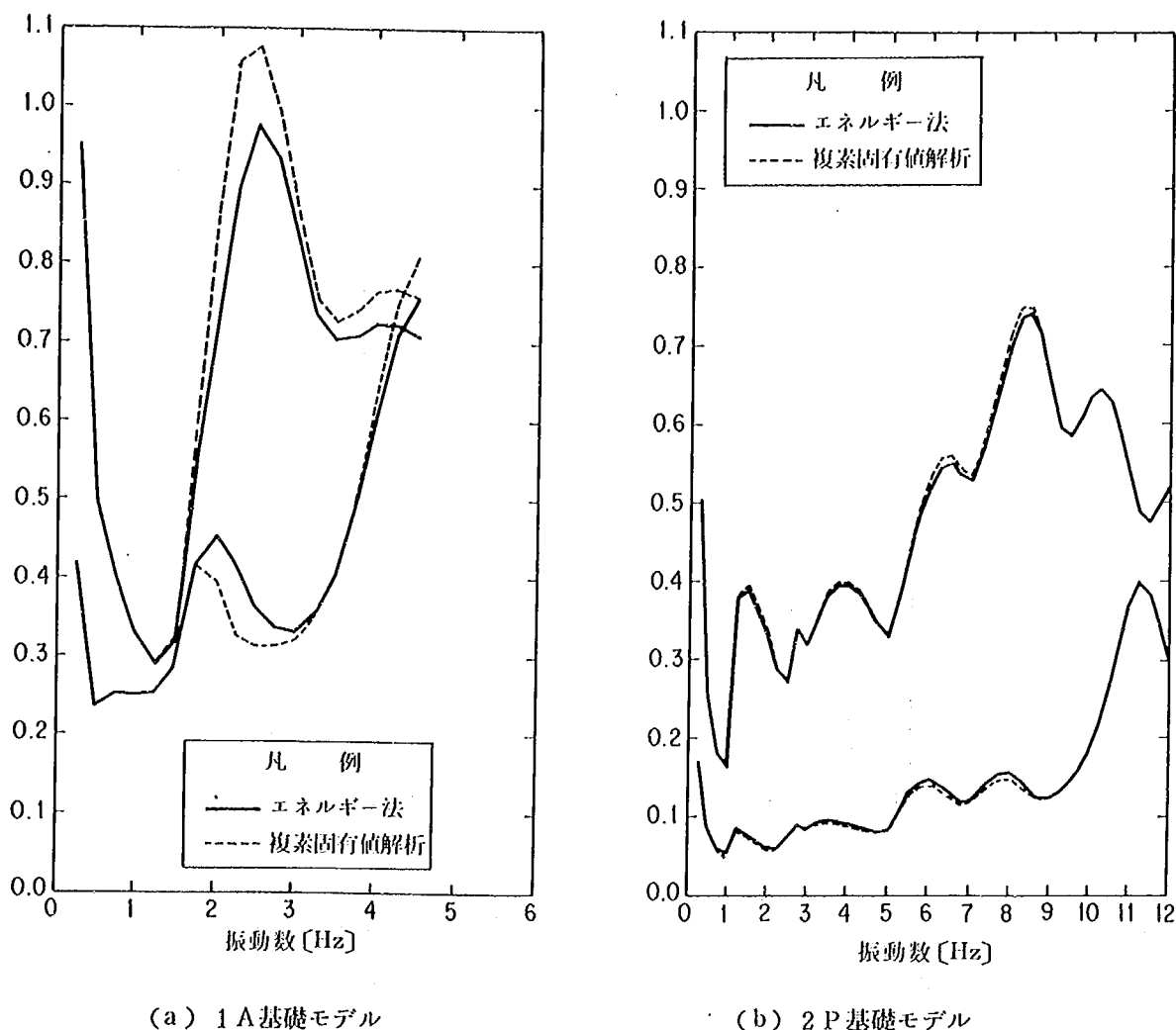


図-5.4.4 複素固有値解析及びエネルギー法による
非減衰固有振動数及び減衰定数の比較

5-4-2 根入れの深い基礎に対する有効入力の回転成分の影響

有効入力には、水平成分と回転成分が存在するが、一般には水平成分入力が卓越するため、計算を簡単にするためには、回転成分入力は省略したい。これについては、昨年度の検討により基礎の根入れが少ない場合(4A)には回転成分入力は、その絶対値が小さくなり、これを無視しても応答にはほとんど影響しないことがわかっている。ただし、根入れの深い基礎に対しては回転成分が大きくなるため、1A基礎

を対象として水平、回転両成分を入力した場合と水平成分のみ入力した場合の応答値の比較を行なった。

表－5.4.3は、このようにして求めた重心点の最大加速度及び最大変位応答値を示したものである。これによれば、回転入力を考慮しない場合には、回転加速度は小さくなるが、水平加速度は反対に大きくなっている。また、変位については、回転成分を無視することにより、これを考慮した場合に比較してわずかに小さくなるが、その程度は大きなものではない。ただし、水平、回転両成分を考慮した振動数依存性を考慮したばね及び減衰を用いた解析が正解であることを考えると水平成分のみ入力した提案手法による減衰を用いた場合には、回転加速度及び回転角は、小さくなるが、それ以外の水平加速度及び変位は、安全側の値を与えており、1 A基礎のような根入れの深い基礎においても回転成分は大きな影響を与えないといえることができる。図－5.4.5～図－5.4.8は1 A基礎に対する重心点の応答波形により回転成分入力の影響を示したものである。

5－4－3 各次応答の合成法の検討

応答スペクトル法によるモード解析を行なう場合には、各モードで得られる最大値を重ね合わせて全体の最大応答値を求める必要がある。 i 次モードの応答値は、入力とする加速度応答スペクトルを用いて次のように与えられる。

$$R_{i \max} = r_i \cdot S_A(T_i, h_i) \quad \cdots \cdots \cdots (4-5)$$

ここで、

- $R_{i \max}$: i 次モードの最大応答値
- r_i : i 次の固有ベクトル、刺激係数等で表わされ、加速度、変位、断面力によりそれぞれ与えられる係数
- $S_A(T_i, h_i)$: 加速度応答スペクトル

各モードの応答値を重ね合わせて最大応答値を推定する手法として以下の3手法について検討を行なった。

a) RMS 法⁹⁾

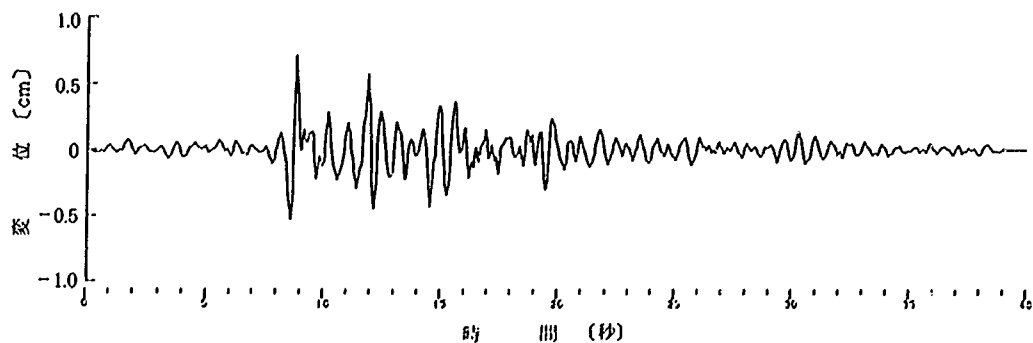
$$R_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^2 R_{i \max}^2} \quad \cdots \cdots \cdots (4-6)$$

ここで、

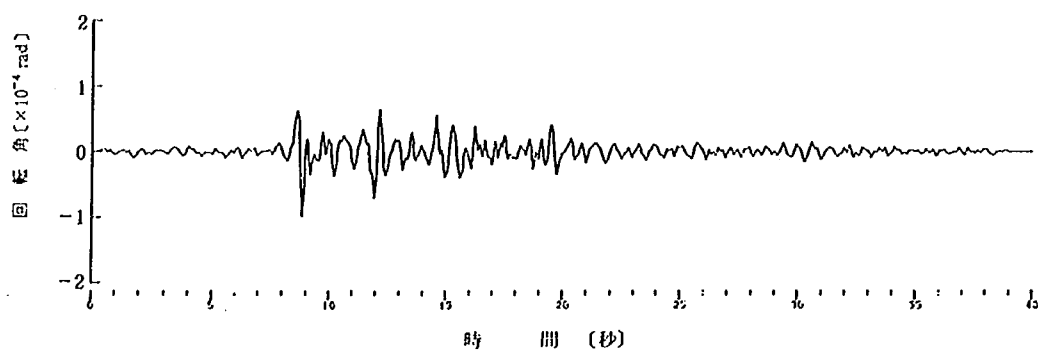
$R_{\max}$: 最大応答値

b) CQC 法¹⁰⁾

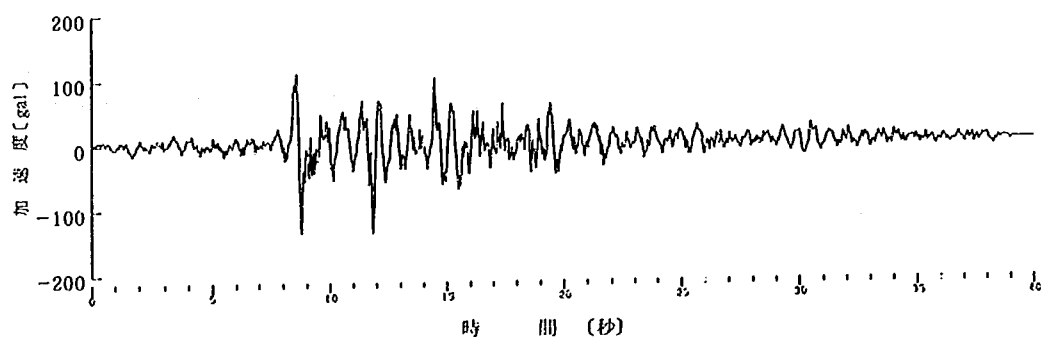
$$R_{\max} = \sqrt{\sum_{j=1}^2 \sum_{i=1}^2 R_{i \max} \cdot P_{ij} \cdot R_{j \max}} \quad \cdots \cdots \cdots (4-7)$$



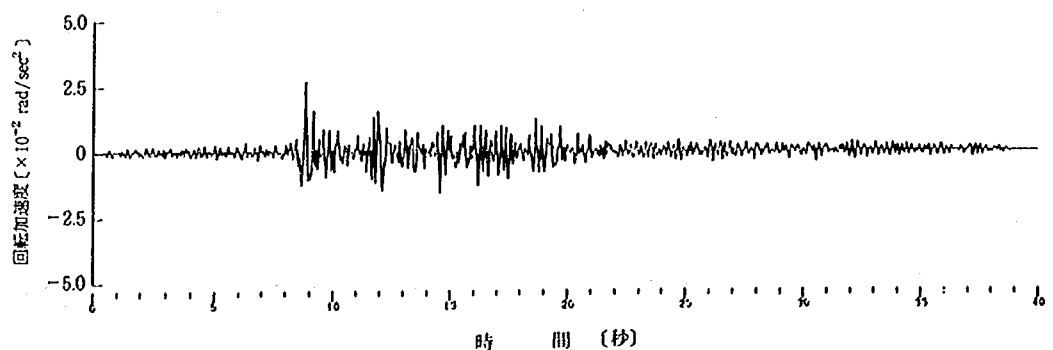
(a) 変位応答波形



(b) 回転角応答波形

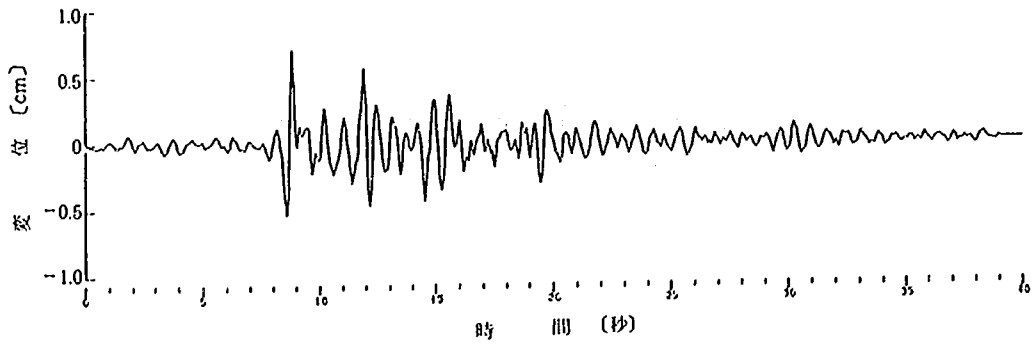


(c) 加速度応答波形

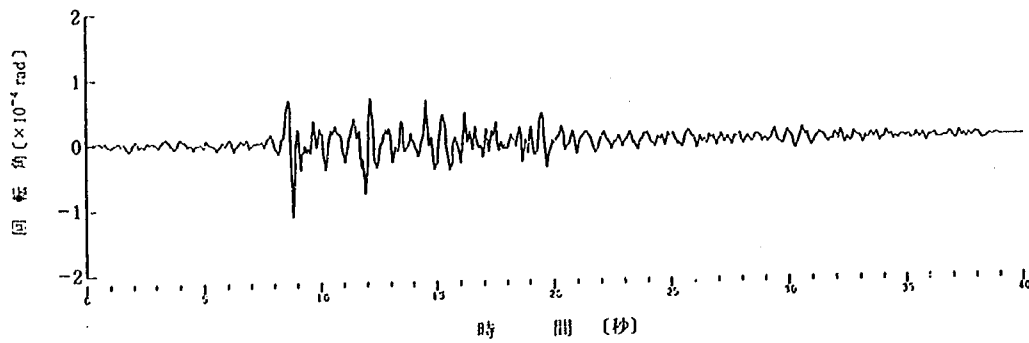


(d) 回転加速度応答波形

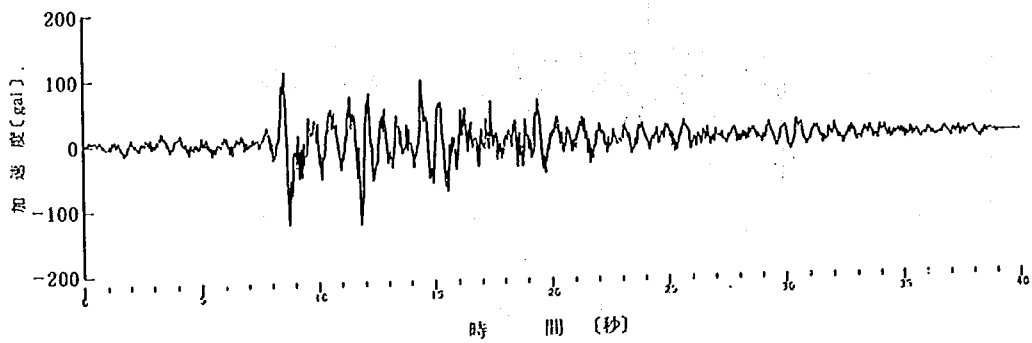
図-5.4.5 振動数依存性を考慮した重心点の時刻歴応答波形 (1 A 基礎, 水平入力)



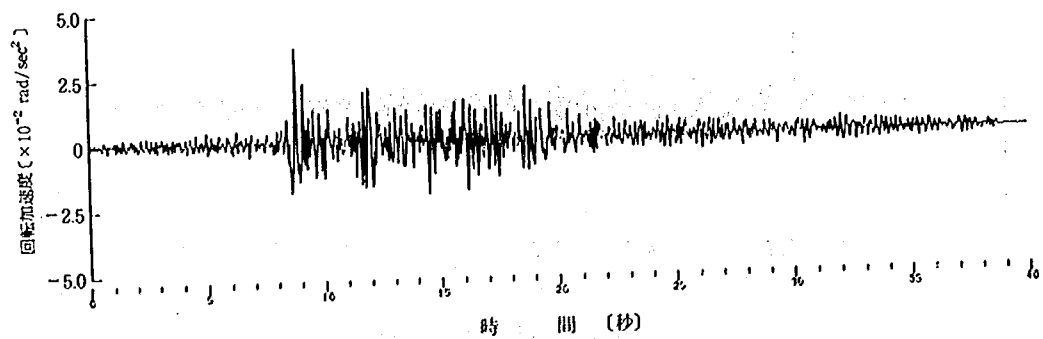
(a) 変位応答波形



(b) 回転角応答波形

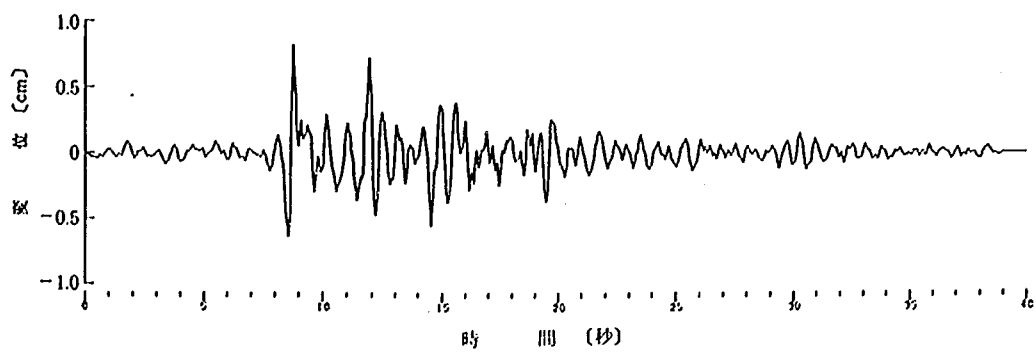


(c) 加速度応答波形

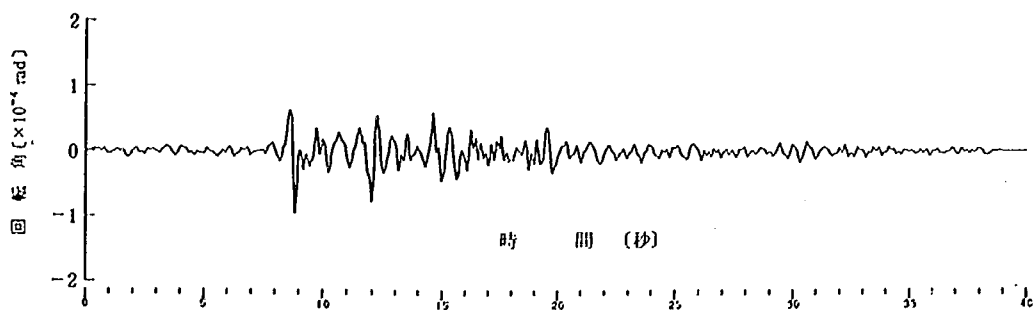


(d) 回転加速度応答波形

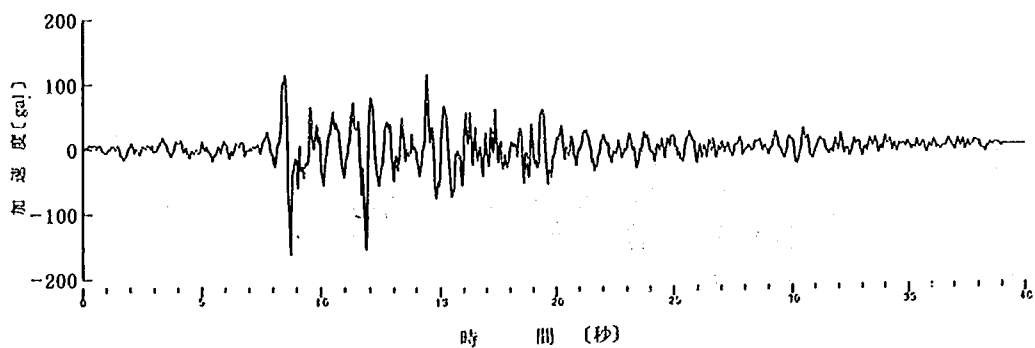
図-5.4.6 振動数依存性を考慮した重心点の時刻歴波形 (1 A 基礎, 水平, 回転入力)



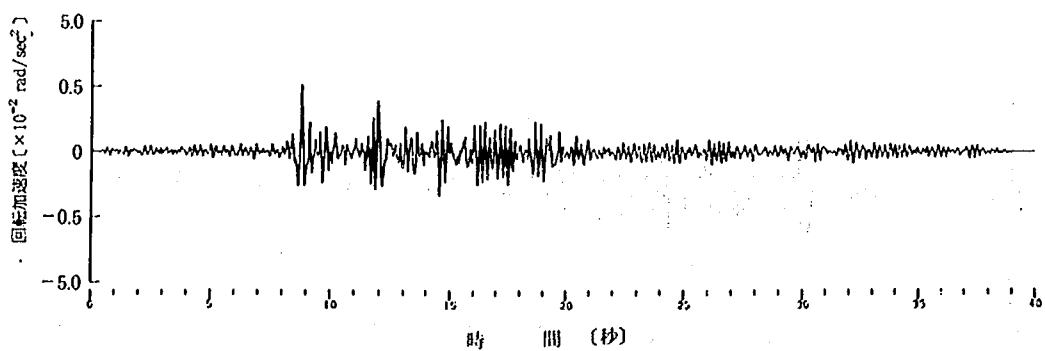
(a) 変位応答波形



(b) 回転角応答波形

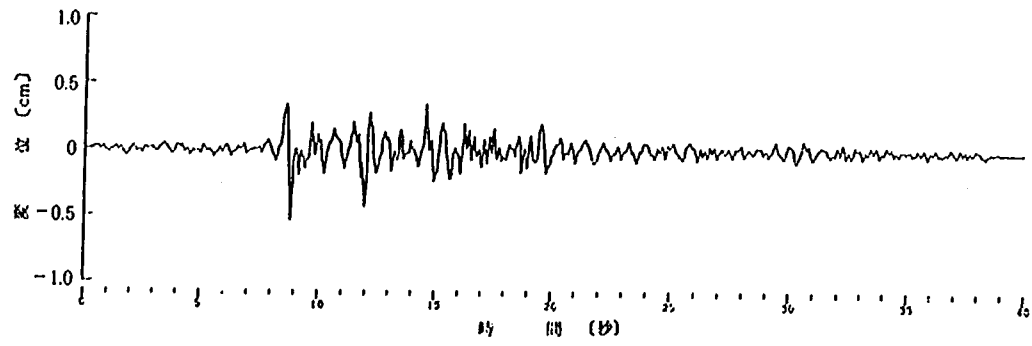


(c) 加速度応答波形

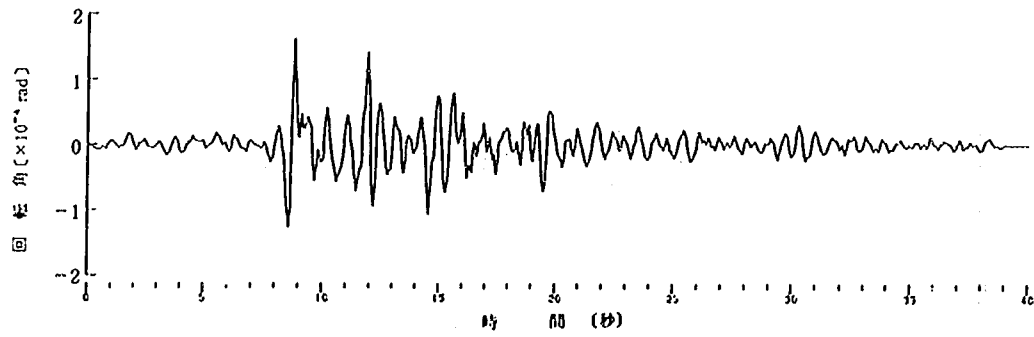


(d) 回転加速度応答波形

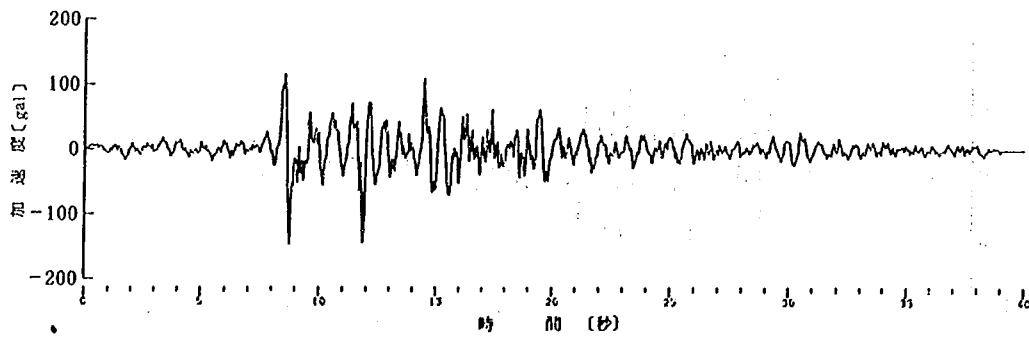
図- 5.4.7 エネルギー法による減衰定数を用いたモーダルアナリシスによる時刻歴波形
(1 A基礎, 水平入力)



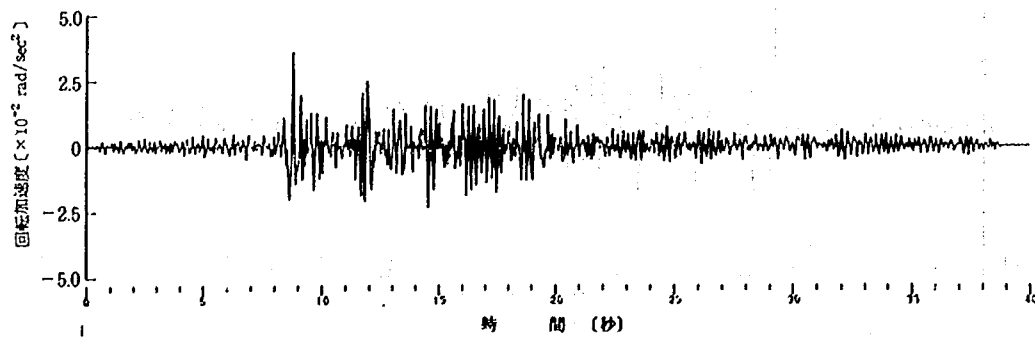
(a) 変位応答波形



(b) 回転角応答波形

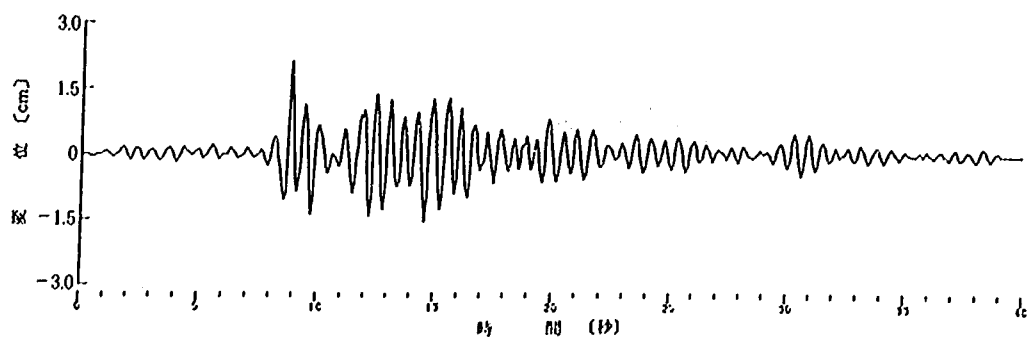


(c) 加速度応答波形

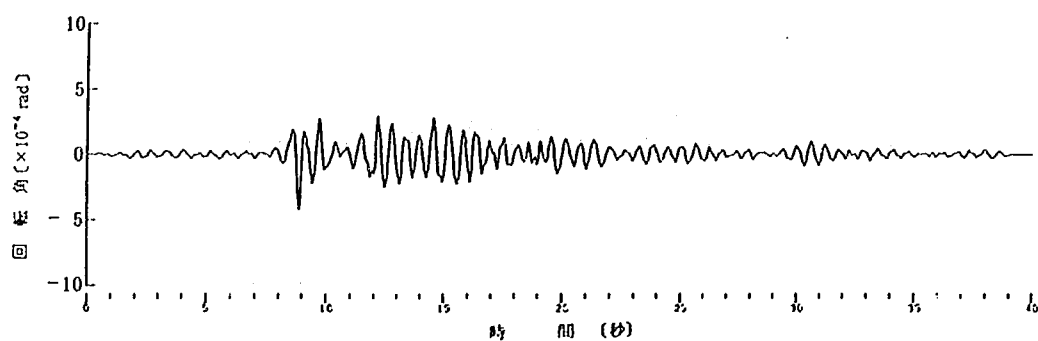


(d) 回転加速度応答波形

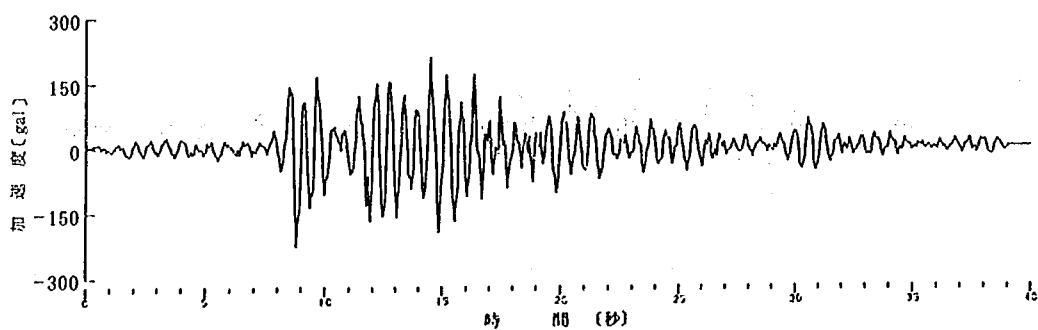
図-5.4.8 エネルギー法による減衰定数を用いたモーダルアナリシスによる時刻歴波形 (1 A 基礎, 水平回転入力)



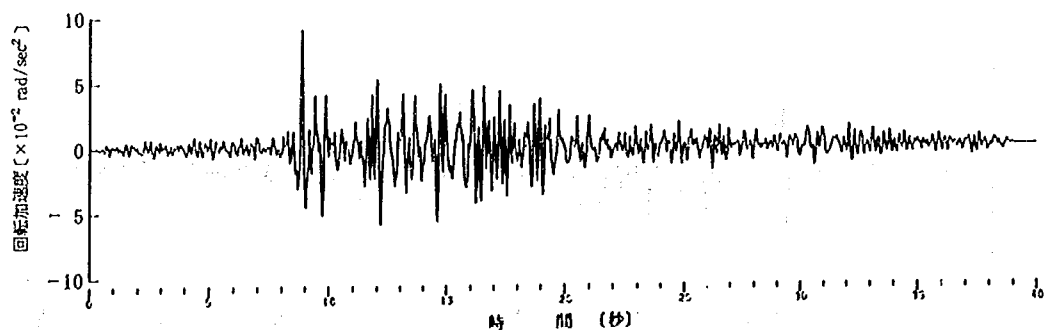
(a) 変位応答波形



(b) 回転角応答波形

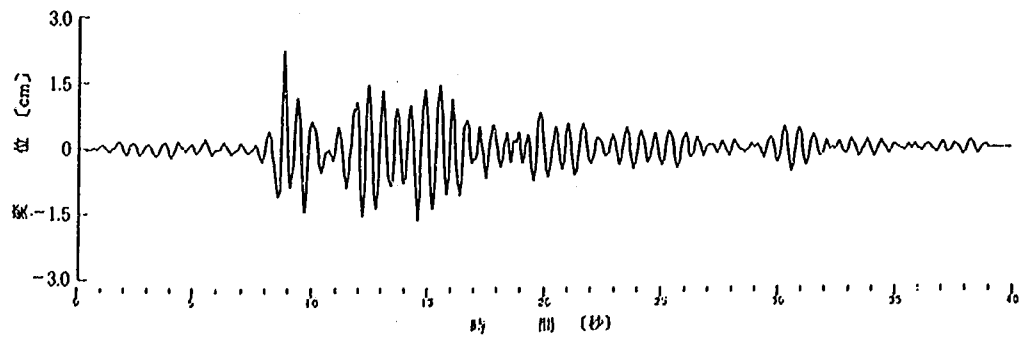


(c) 加速度応答波形

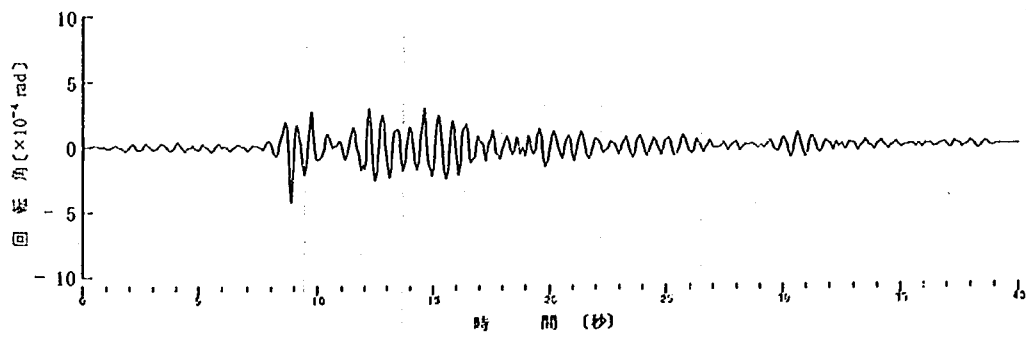


(d) 回転加速度応答波形

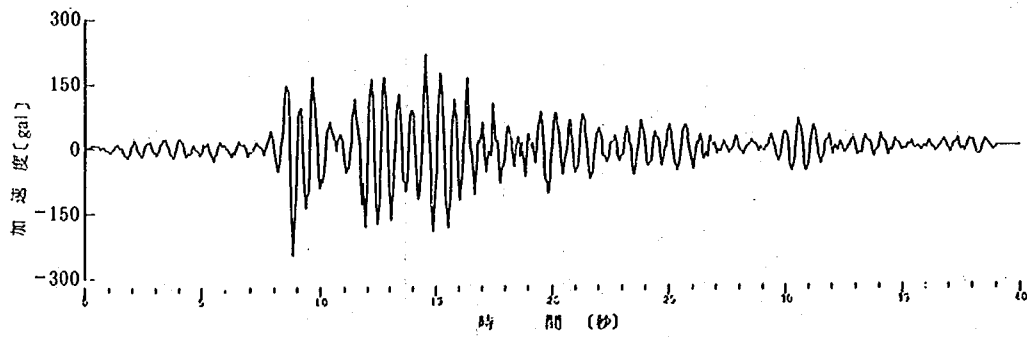
図-5.4.9. 振動数依存性を考慮した重心点の時刻歴波形
(2 P 基礎；水平入力)



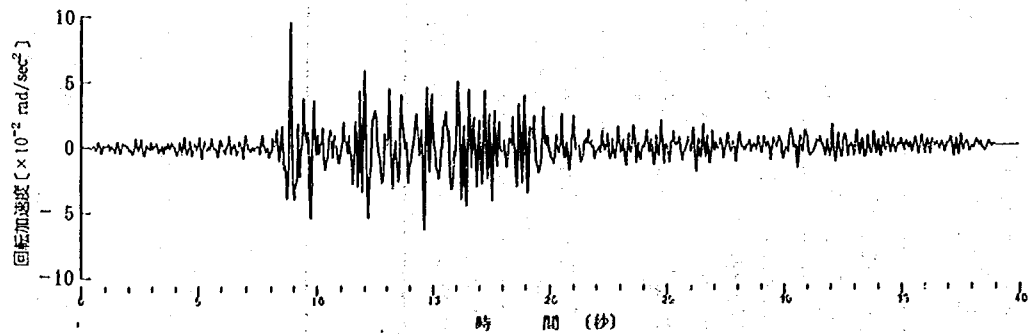
(a) 変位応答波形



(b) 回転角応答波形



(c) 加速度応答波形



(d) 回転加速度応答波形

図- 5.4.10 エネルギー法による減衰定数を用いたモーダルアナリシスによる時刻歴波形 (2 P 基礎, 水平入力)

表 5 - 4 - 3 提案手法の最大応答値の検討 (1 A 基礎)

入 力	解 析 条 件	解 析 方 法	重 心 点 の 最 大 加 速 度		最 大 変 位			
			水 平 加 速 度 (gal)	回 転 加 速 度 ($\times 10^{-2}$ RAD/sec ²)	天 端 (cm)	重 心 点 (cm)	底 面 (cm)	回 転 角 ($\times 10^{-4}$ RAD)
水 平 成 分 ・ 回 転 成 分 入 力	ばね及び減衰の振動数依存性を考慮	振動数領域の時刻歴応答解析	125.9	3.62	1.23	0.71	0.27	1.12
	$\bar{f}_1 (= 1.52 \text{ Hz})$ におけるばね及び減衰を用いた場合	複素固有値による時刻歴応答解析	154.7	4.26	1.37	0.81	0.37	1.20
	提案手法(エネルギー法)により減衰定数を与えた場合	モーダルアナリシスによる時刻歴応答解析	147.8	3.57	1.30	0.81	0.39	1.07
水 平 成 分 入 力	ばね及び減衰の振動数依存性を考慮	振動数領域の時刻歴応答解析	136.5	2.66	1.17	0.71	0.26	0.99
	$\bar{f}_1 (= 1.52 \text{ Hz})$ におけるばね及び減衰を用いた場合	複素固有値による時刻歴応答解析	162.1	3.12	1.30	0.81	0.38	1.05
	提案手法(エネルギー法)により減衰定数を与えた場合	モーダルアナリシスによる時刻歴応答解析	162.6	2.55	1.26	0.82	0.43	0.95

高精密

表 5 - 4 - 4 提案手法の最大応答値の検討 (2 P 基礎)

解 析 条 件	解 析 方 法	重 心 点 の 最 大 加 速 度		最 大 変 位			
		水 平 加 速 度 (gal)	回 転 加 速 度 ($\times 10^{-2}$ RAD/sec ²)	天 端 (cm)	重 心 点 (cm)	底 面 (cm)	回 転 角 ($\times 10^{-4}$ RAD)
ばね及び減衰の振動数依存性を考慮	振動数領域の時刻歴応答解析	226.1	8.99	3.60	2.12	0.67	4.20
$\bar{f}_1 (= 1.73 \text{ Hz})$ におけるばね及び減衰を用いた場合	複素固有値による時刻歴応答解析	230.3	10.5	3.75	2.20	0.67	4.39
提案手法(エネルギー法)により減衰定数を与えた場合	モーダルアナリシスによる時刻歴応答解析	246.5	9.46	3.71	2.22	0.81	4.23

注) 入力は、水平成分・回転成分を考慮

ここで,

$$P_{ij} = \frac{8 \sqrt{(\beta_i \beta_j \omega_i \omega_j)} (\beta_i \omega_i + \beta_j \omega_j) \omega_i \omega_j}{(\omega_i^2 - \omega_j^2)^2 + 4\beta_i \beta_j \omega_i \omega_j (\omega_i^2 + \omega_j^2) + 4(\beta_i + \beta_j) \omega_i \omega_j} \quad (4-8)$$

ここに,

ω_i : i 次の固有円振動数

β_i : i 次の減衰定数

c) ABS 法

$$R_{\max} = \sum_{x=1}^2 |R_{i \max}| \quad \dots\dots\dots (4-9)$$

表-5.4.5 及び表-5.4.6 は、重心点の応答値について以上の3手法による結果と時刻歴解析結果を比較したものである。ただし、ここでは1 A基礎については水平成分のみを入力した場合と回転成分のみを入力した場合に分けて結果を示している。応答スペクトル法によりモードごとの応答値を2乗和の平方根(RMS法)で最大応答を略算する際には固有振動数が離れていて、モード間の分離のよいことが前提となっていることが指摘されており¹¹⁾、1 A基礎のように根入れが深く減衰の大きい系については、その精度が低下するという可能性がある。

表-5.4.5 及び表-5.4.6 によれば、時刻歴応答解析に比較してRMS法及びCQC法は、最も大きな差が生じる場合でも30%程度であり、ある程度の精度を有している。ただし、1 A基礎に対しては

表-5.4.5 1 A基礎に対するモード応答値の合成法の比較

入力	応 答 値	1次最大応答値 $R_{1 \max}$	2次最大応答値 $R_{2 \max}$	応 答 ス ペ ク ト ル 法			時刻歴応答 解 析
				RMS法	CQC法	ABS法	
水平成分入力	水 平 加 速 度 (gal)	145.0	34.9	149.1	157.5	179.9	162.6
	回 転 加 速 度 ($\times 10^{-2}$ RAD/sec ²)	- 1.602	2.308	2.809	2.452	3.910	2.55
	水 平 変 位 (cm)	0.814	0.030	0.815	0.822	0.844	0.82
	回 転 角 ($\times 10^{-4}$ RAD)	- 0.899	0.198	0.921	0.870	1.097	0.95
回転成分入力	水 平 加 速 度 (gal)	- 7.8	24.7	25.9	23.9	32.5	24.5
	回 転 加 速 度 ($\times 10^{-2}$ RAD/sec ²)	0.086	1.630	1.632	1.654	1.716	1.70
	水 平 変 位 (cm)	- 0.052	0.013	0.054	0.050	0.065	0.050
	回 転 角 ($\times 10^{-4}$ RAD)	0.057	0.086	0.103	0.115	0.143	0.146

表- 5.4.6 2 P基礎に対するモード応答値の合成法の比較
(水平成分のみ入力した場合)

応 答 値	1次最大応答値 $R_{1\max}$	2次最大応答値 $R_{2\max}$	応 答 ス ペ ク ト ル 法			時刻歴応答 解 析
			RMS 法	CQC 法	ABS 法	
水 平 加 速 度 (gal)	265.0	59.8	271.7	277.5	324.8	246.5
回 転 加 速 度 ($\times 10^{-2}$ RAD/sec ²)	-4.767	4.757	6.734	6.383	9.524	9.46
水 平 変 位 (cm)	2.223	0.047	2.223	2.228	2.27	2.22
回 転 角 ($\times 10^{-4}$ RAD)	-3.999	0.370	4.016	3.978	4.369	4.33

CQC法が、2 P基礎に対してはRMS法がよい近似度はよい結果となっている。このため、その手法の簡便さを考慮すると剛体2自由度モデルについてはRMS法の方がCQC法よりも優れていると考えられる。

5-5 今後の検討課題

以上に示した耐震計算法(図-5.2.1参照)では、外力の設定から断面諸量の算定までは、動的な概念に基づく一貫した方法となっているが安定性の照査方法についてだけ、5-2節に示したように動的解析で求められた力を静的な作用力に置換して基礎の滑動、転倒、支持力の照査を行なうようになっており、耐震計算法としてみた場合のバランスがとれていない。実際の地震時の作用力は動的载荷速度の問題があり、現在の照査法は、直観的には実際の現象をかなり安全側に評価しているのではないかと考えられる。剛体基礎が滑動する場合には、基礎と地盤との接触面で滑りが生じるか、あるいは、基礎近傍の地盤に破壊が生じるのか、基礎よりもかなり離れた地盤に破壊が生じるのか等の破壊モードと共にこの破壊面における抵抗力を判断しなければならない。また、基礎が転倒する場合には、一端が支点となって他端が大きく浮上るような振動が実際に生じ得るか、また基礎底面の水圧がどのような影響を与えるのか等の動的な現象を考えていかなければならない。

このような剛体基礎の動的安定に関する既往の研究を調査してみると単体の転倒に関しては、墓石等の転倒から地震動加速度を推定する方法として各種の検討が実施されている。小林¹²⁾は振動台による単体の加振実験を行い、一定の周期では転倒に要する加速度は概ね単体の幅と高さに比例すること、周期と振幅により大きく異なること、形状(例えば円柱と角柱)によりその性質が大きくなること、さらに形が相似なものでもその大きさが大きくなるに従い倒れにくくなる等の結論を得ている。また、梅村、滝沢¹²⁾は、剛床上の主として構造物を対象とした地震動入力による転倒震動の解析を行なっており、構造物のように大きなものは、剛床上においてはほとんど転倒しないことを報告している。また、望月、小林¹⁴⁾は、単体の運動をスリップ、ロッキング、ロッキング+スリップ、ジャンプの4種類の現象として考慮した2次元運動の解析を行なっている。この解析の結果、正弦波加振の場合、単体はある加振周期を境にして、そ

今後の（見聞の課題）？

れより長周期側の入力に対しては、いずれの加振周期に対してもおおよそ一定の加速度によって転倒するが、それより短周期側の入力に対しては、転倒に要する水平加速度が急激に大きくなり、地震波入力の場合には、地震動の卓越周期に対してある限界寸法を有すると考えられるが、正弦波入力の場合ほど明確にはならないこと、上下動が大きくなるほど倒れ易い傾向を有すること、また大きな単体ほど転倒に要するエネルギーを多く必要として倒れにくくなること等を解析的に明らかにしている。

以上のように、地盤そのものの破壊現象を正確に把握するとともに剛床上の剛体等簡単なモデルを考慮した場合の滑動、転倒等の結果を踏まえて、今後地盤上の剛体基礎の安定照査法を開発していく必要がある。

5-6 まとめ

明石海峡大橋剛体基礎の簡便かつ合理的な耐震計算法を開発することを目的として、剛体2自由度モデルによる動的相互作用を考慮した耐震計算法の一手法を提案し、それに関する検討を加えた。本検討結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 減衰定数の簡易な設定法としてエネルギー法を提示した。この方法を用いて求めた減衰定数は、厳密解である複素固有値解析結果とよく一致し、この減衰定数を用いて行なった応答解析結果は、ばね及び減衰の振動数依存性を考慮した正解とよい一致を示している。
- 2) 根入れの深い基礎に対する有効地震動の回転成分の影響を1 A基礎に対して検討を行なった。この結果、回転成分を考慮することにより、水平成分だけを入力した場合に比較して、基礎の回転加速度及び回転角は大きくなるが、水平加速度及び変位応答は、同程度もしくは小さめの値を与えている。これより、根入れの深い基礎に対しても昨年度検討した根入れの浅い基礎の場合と同様に回転成分の入力を無視しても特に問題は生じないと考えられる。
- 3) 応答スペクトル法によるモードごとの応答値を重ね合わせる方法としてRMS法、及びCQC法の両者について適用性を検討した。この結果、RMS法、CQC法共に正解に対してある程度の近似度を有していることがわかったが、計算上の簡便さからRMS法による各次応答の合成法が最も優れていると考えられる。
- 4) 動的な概念を取り入れた安定照査法に関する文献調査を行なった。これより滑動及び転倒の特性を取り入れた動的な安定照査法を今後開発していく必要がある。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告，土木研究所資料第2357号，昭和61年3月
- 2) 原田隆典，久保慶三郎，片山恒雄，廣瀬利光：地中剛体円筒基礎の動的ばね係数と減衰係数，土木学会論文報告集第339号，1983年11月
- 3) Novak, M and El Hifnawy, L: Effect of Soil-Structure Interaction on Damping of Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 11, 1983.

- 4) 川島一彦, 相沢興: 強震記録の重回帰分析に基づく加速度応答スペクトルの距離減衰式, 土木学会論文報告集, 第 350 号, 1984 年 10 月
- 5) 川島一彦, 相沢興, 高橋和之: 地震応答スペクトルに及ぼす減衰定数の影響, 土木学会論文報告集, 第 335 号, 1983 年 7 月
- 6) 土木学会本州四国連絡橋耐震・基礎に関する調査研究小委員会: 本州四国連絡橋の耐震・基礎に関する調査研究報告書, 昭和 61 年 3 月
- 7) 荒川直士, 川島一彦: 動的解析における入力地震動の設定法, 土木技術資料, 第 26 巻 3 号, 1984
- 8) Foss, K. A.: Co-Ordinates Which Uncouple the Equations of Motion of Damped Linear Dynamic Systems, Journal of Applied Mechanics, 1958.
- 9) Goodman, L. E., Rosenblueth, E. and Newmark, N. M.: Aseismic Design of Firmly Founded Elastic Structures, Trans. ASCE 120, 1955.
- 10) Der Kiureghian, A.: On Response of Structures to Stationary Excitations Report No. UCB/EERC-79/32, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1979.
- 11) 荒川直士, 川島一彦: 動的相互作用解析における応答スペクトル法の適用性の検討, 土木技術資料 23-6, 1981.
- 12) 小林啓美: 単体の転倒と震度, 日本建築学会研究報告, No 8, 1950. 9.
- 13) 梅村, 滝沢: 非定常入力による転倒振動の解析—剛床上の剛体の場合—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1970
- 14) 望月利男, 小林計代: 単体の運動から地震動加速度を推定するための研究—単体の動的挙動の解析—, 日本建築学会論文報告集第 248 号, 昭和 51 年 10 月

第6章 本州四国連絡橋の橋面舗装の寒期施工に関する調査試験

舗装研究室 安 崎 裕 池 田 拓 哉
伊 藤 正 秀 岩 崎 尚 義

6-1 ま え が き

舗装を施工する場合、施工時の気温はその出来形を左右する重要な要素である。特に橋面舗装の場合、舗設する橋梁床版の裏面が外気に接して熱の放散が大きいため、その影響の程度は大きいと考えられる。現在、本州四国連絡橋（以下、本四橋という）における橋面舗装は、「本州四国連絡橋橋面舗装基準案」（昭和58年4月発行；以下、橋面舗装基準という）に従って設計、施工をすることとされているが、そこでは以上のような事を考慮して、舗設の各段階における施工最低気温が定められている。

ところが、昭和62年度に舗装が施工される本州四国連絡橋児島・坂出ルートでは、工程上、一部の橋梁については厳寒期の舗設工事となり、現行基準の気温の下での施工を確保することが困難であると予想される。そのため、予想される条件（3℃）の下で、所要の施工性、出来形を確保するための対策の確立、およびその効果の確認を目的として本調査試験を実施した。

6-2 現行の橋面舗装基準

前述のように本四橋の橋面舗装は、橋面舗装基準に従って実施することとされており、その中で規定されている各層施工の気象条件について表-6.1に示す。児島・坂出ルートの舗設の際に予想される最低気温3℃は、いずれの施工段階についても橋面舗装基準の施工条件を満足しない。したがってこの気温条件の下で施工を行った場合、様々な問題が生じる可能性がある。予想される問題点およびその対策として考えられるものを表-6.2にまとめる。これらの対策は主として、

① 材料の改良

② 施工前の鋼床版、グースアスファルト層等の加温

に分けられる。しかし①は、グースアスファルトおよび改質アスファルトなどの材料について検討することは、施工の日程の関係などもあり、困難であると考えられる。したがって寒期の施工に当っては、事前の加温の作業が重要な手段である。また低温時には結露の可能性があるが、これも事前の加温により、除去することができると考えられる。

しかし、実際に低温下で加温して加工した場合の加温の効果、また反対に加温によって生じる問題点などについては全く検討されていない。したがってこれらの点について確認が必要とされ、今年度、以下に述べるような調査試験を実施した。

表－6.1 木四橋面舗装基準各層の材料，施工条件

層	材 料 の 種 類	気温条件
接 着 層	瀝青・ゴム系	5℃以上
下 層	改質グースアスファルト混合物	10℃以上
タックコート工	アスファルト乳剤	5℃以上
上 層	改質アスファルト混合物Ⅰ，Ⅱ型	10℃以上
目 地 工	成形目地材（下層用） 注入目地材（上層用）	5℃以上

表－6.2 寒期における橋面舗装施工上の問題点と対策

	接 着 層	下層グースアス層	タックコート工	上層改質アス層	目 地 工
問 題 点	・養生時間が長い ・接着力低下 ・施工面の結露 ・塗りむら	・接着力低下 ・流動性低下 ・施行面の結露	・養生時間が長い ・養生中のタックコートの凍結 ・施工面の結露 ・接着力低下 ・塗りむら	・接着力低下 ・締固め不十分 ・平坦性の低下 ・施工面の結露	・接着力低下 ・ひび割れの発生 ・施工面の結露
対 策	・速乾タイプの使用 ・施工面の加温 ・結露の除去（ウエスでふく，バーナで加熱）	・施行面の加温 ・結露の除去（ウエスでふく，バーナで加熱）	・タックコート工の省略 ・分解促進タイプの使用 ・施工面の加温 ・結露の除去（ウエスでふく，バーナで加熱）	・施工面の加温 ・混合物運搬中の保温 ・施工機械の能力アップ ・結露の除去（ウエスでふく，バーナで加熱）	・施工面の加温 ・結露の除去（ウエスでふく，バーナで加熱）

6－3 試験の概要

今年度の調査は，

① 室内における低温下での施工性試験

② 屋外における低温下での実大施工試験

に大別できる。各々について調査の概要を以下に述べる。

6－3－1 室内における低温下での施工性試験

室内において実際の現場で予想される温度条件を再現し，表－6.3に示す項目の試験を実施した。なお，その詳細については6－4以下に述べる。

6-3-2 屋外における低温下での実大施工試験

屋外における施工試験は、土木研究所構内の舗装走行実験場の試験橋梁を用いて行った。実大施工試験は、低温時に鋼版等を加温をして施工する一方で、橋面舗装基準を満足する温度条件で施工する比較対照工区を設けている。これらの施工の際には表-6.4に示す項目について試験、測定を行った。また、小規模ではあるが、寒冷な条件で型枠を用いて実大施工と同じ断面を作製し、加温なしの状態での施工結果を推定するための試験を行った。

ただし屋外における施工試験は適切な温度条件を確保する関係上、実験が完了していないため、その結果についてはここでは記述しないこととする。

表-6.3 試験項目一覧

種 別	試 験 項 目	目 的
接 着 層	指触乾燥時間	養生時間の判定
	接 着 力	接着性の評価
	作 業 性	塗り作業性の判定
下層グースアス アスファルト層	流 動 性	流動性の判定
	復 元 性	敷均し、レーキしやすさの判定
	接 着 力	グース、接着層一体の接着性の評価
	加 温	グースアス層全体の加温の可否
タックコート工	指触乾燥時間	養生時間の判定
	作 業 性	塗り作業性の判定
上層改質 アスファルト層	接 着 力	グース、タックコート、改質アス層一体の接着性の評価
	締 固 め	締固めの難易の程度の判定
目 地 工 (成形、注入)	接 着 力	クラック、剥離の発生の検討

表-6.4 屋外施工試験項目

試験・測定項目		目的
加圧	鋼床版	接着層、下層施工の場合の鋼床版の適切な加温方法、条件の検討
熱験	グースアスファルト層	タックコート、上層施工の場合の鋼床版の適切な加温方法、条件の検討
施工時品質管理	試験練り	一般品質・出来形管理項目
	ひび割れの有無	
	横断凹凸量	
	縦断凹凸量	
	密度	
	厚さ	
	抽出試験	
	温度	実際の施工時の鋼床版、下層の温度変化を確認する。
事後試験	ホイールトラッキング試験	グースアスファルト混合物、改質アスファルト混合物の耐流動性の確認
	曲げ試験	グースアスファルト混合物、改質アスファルト混合物の曲げ性状の確認 施工完了後の断面から切り取った供試体についても実施
	接着力試験	鋼床版と下層、下層と上層の間の接着性を調べる。

6-4 室内における低温下での施工性試験

室内試験に用いた各材料、試験方法、試験結果について以下に述べる。なお、使用した材料はすべて橋面舗装基準を満足するものであり、鋼版、型枠も橋面舗装基準に従って表面処理を施したものである。

6-4-1 接着層

1) 試験方法

試験条件、試験個数を表-6.5～7に示す。

a) 指触乾燥時間

規定の温度に保った接着材および鋼版を規定の温度の室内に搬入し、すばやく表面に接着材を塗布した後、5分おきに指触乾燥時間を測定した。この指触乾燥時間の測定は後述の接着力試験に影響しない部分で行った。

b) 接着力試験

指触乾燥時間試験で作製した各々の供試体について、同様の方法で2層目の接着材を塗布する。養生後、引張り試験用ジグを50g/cm²の荷重で圧着、養生後、引張り試験(20℃、引張り速度5mm/min)を行った。

c) 作業性試験

3℃の温度条件下で鋼版（40 cm×80 cmの大きさのもの）に接着材を0.2 ℓ/m²，ローラー刷毛で塗布し，作業性を確認した。

表－6.5 接着材指触乾燥時間試験条件

接 着 材	種 類	標準タイプ						速乾タイプ							
	塗 布 量	0.2 l / m ²													
	温度 (℃)	5	3						5	3					
鋼版の温度 (℃)		5	10	20	30	40	50	60	5	10	20	30	40	50	60
室内の温度 (℃)		5	3						5	3					
試 験 回 数		各 3 回													

表－6.6 接着層接着力試験条件

接 着 材	種 類	標 準 タ イ プ			速 乾 タ イ プ				
	塗 布 量	0.2 l / m ²							
材	温 度〔℃〕	5	3			5	3		
	鋼版の温度〔℃〕	5	10	20	30	5	10	20	30
試 験 回 数	室内の温度〔℃〕	5	3			5	3		
		各 3 回							

表－6.7 接着層作業性試験条件

接 着 材	種 類	標準タイプ	速乾タイプ
	塗布量	0.2 ℓ / m ²	
材	温 度	3℃	
	鋼版の材質	SS－41	
試 験 回 数	鋼版の面積	3200 cm ²	
	鋼版の温度	3℃	
試 験 回 数	室内の温度	3℃	
		各 1 回	

2) 試験結果

a) 指触乾燥時間試験

試験結果を図－6.1に示す。この結果より次のことがいえる。

① 接着材の種類

- ・速乾タイプは標準タイプよりかなり指触乾燥時間が短い。しかし，両者の差は鋼版の温度が高くなるにしたがって小さくなる。

② 鋼版の加温の効果

- ・鋼版の温度が高くなるにしたがって指触乾燥時間は短くなる。標準タイプ，速乾タイプとも，3℃の気温条件下でも鋼版を加温しておくことにより，5℃（橋面舗装基準の限界）の条件での施工より，指触乾燥時間を短縮することができる。
- ・鋼版を60℃に加温した場合，乾燥時間が短いため，仕上り面が粗くなった。
（ただし，ブリストリングは発生していない。）
- ・実際の施工では，鋼版を20～30℃に加温することが適切と考えられる。

b) 接着力試験

試験結果を図-6.2に示す。

① 接着材の種類

- 速乾タイプが標準タイプより高い接着強度を示している。ただし、両タイプの接着性については、6.4.2で述べるグースアスファルト層と一体で行う引張り試験の結果も踏まえて判断すべきである。
- 接着材のタイプにより、破断面の状態に差が見られる。速乾タイプでは接着材が伸びて粘りのある状態、標準タイプではプツンと切れた状態になっている。

② 鋼版の加温の効果

- 鋼版の温度と接着強度の関係については、ばらつきが大きく明確な傾向は認められない。3℃で鋼版を加温した条件下で施工された接着層の接着強度が、5℃での場合に比較して特に劣るとも断定できない。

c) 作業性試験

- 3℃の条件下であっても、いずれのタイプも塗り作業性に支障はない。

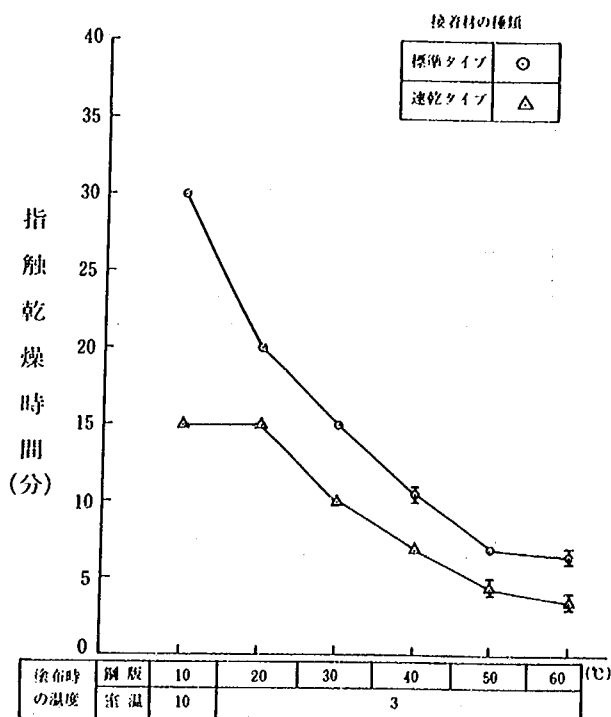


図-6.1 接着層指触乾燥時間試験

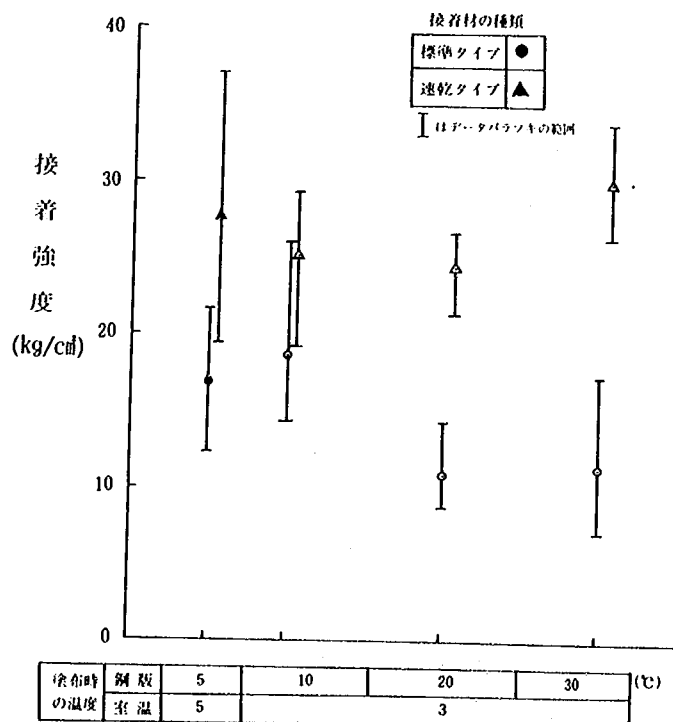


図-6.2 接着層接着力試験

6-4-2 下層グースアスファルト層

1) 試験方法

試験条件，試験個数を表-6.8～11に示す。

a) 流動性試験

グースアスファルト混合物を260℃で混合し，3℃，10℃の室温の下でリュエル流動性試験を実施し，混合物の温度および流動性を測定した。

b) 復元性試験

本試験は以下の手順で実施した。

- ① 規定の温度の下で接着材を塗布，養生する。
- ② 型枠に熱電対を添付し（図-6.3の位置，鋼版の上下面），規定温度で4時間養生する。
- ③ グースアスファルト混合物を混合する。
- ④ 規定の温度の室内で，グースアスファルト混合物を型枠に投入し，温度測定を開始する。
- ⑤ 鋼製しきり板（図-6.4，150℃に保っておく）をグースアスファルト混合物の中央に一定時間押しつけ，段差をつけた後，はずす。
- ⑥ 供試体が室温まで十分達した後，残っている段差の面積をダイヤルゲージで5mmピッチで3断面測定する。測定位置は図-6.5に示すとおりである。

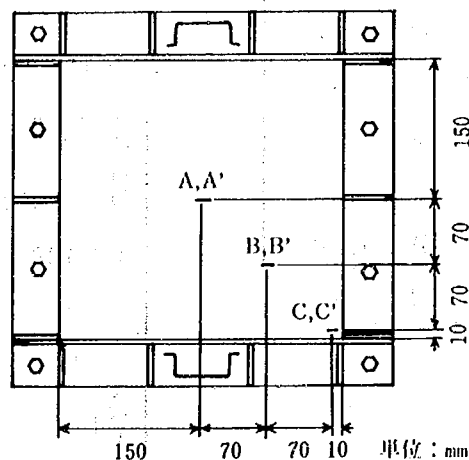


図-6.3 下層，上層舗設時温度測定位置

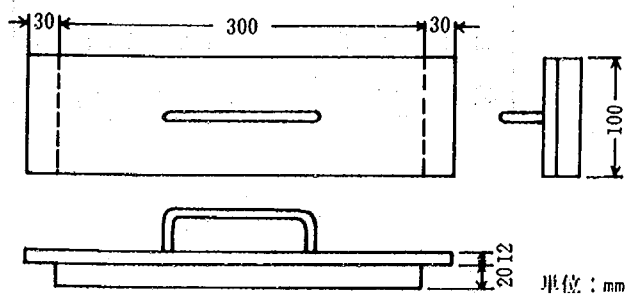


図-6.4 下層グースアスファルト
復元性試験用仕切り板

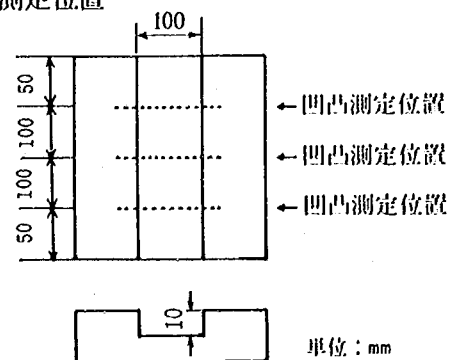


図-6.5 凹凸測定位置

c) 接着力試験

規定の条件のもとで作製された供試体について、接着力試験を行った。試験方法は（社）日本道路協会「道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計施工資料」（昭和62年1月発行）に従った。

d) 加温試験

所定の位置に熱電対を設置（供試体の中央、表面から0, 1, 2, 3 cm, 鋼版の上下面の6点）したグースアスファルト混合物供試体を、3℃の条件下でガスバーナーを用いて加熱し、加温の効果を確認した。ただし、供試体の表面温度が100℃を超えないこととした。

表-6.8 グースアスファルト流動性試験条件

室内の温度 [℃]	3				10			
時 間 (分)	10	20	30	40	10	20	30	40
試 験 回 数	3, 10℃とも各3回							

表-6.9 グースアスファルト復元性試験条件

接着材	種 類	標 準 タ イ プ								
	塗布温度	5℃（塗布量 0.2 ℓ/m ² ×2回）								
型 枠 の 温 度		10℃			20℃			30℃		
室 内 の 温 度		10℃			3℃					
仕切り板温度		150℃								
放 置 時 間		1分	2分	3分	1分	2分	3分	1分	2分	3分
試 験 回 数		各 2 回								

表-6.10 グースアスファルト接着力試験条件

接 着 材	種 類	標 準 タ イ プ				速 乾 タ イ プ			
	型枠の温度〔℃〕	5	10	20	30	5	10	20	30
グ ー ス	室内の温度〔℃〕	5	3			5	3		
	型枠の温度〔℃〕	10		20	30	10		20	30
試 験 回 数	室内の温度〔℃〕	10		3		10		3	
	各		3		回				

表-6.11 グースアスファルト加温試験条件

接 着 材	種 類	標 準 タ イ プ		
	塗 布 温 度	20℃ (塗布量 $0.2 \ell/m^2 \times 2$ 回)		
グリース	型 枠 の 温 度	20℃		
	室 内 の 温 度	20℃		
ガスバーナー	種 類	プロパン		
	火 力	一 定		
	高 さ	一 定		
	試 験 時 室 温	3℃		
	加 熱 時 間	2 分	5 分	8 分
	試 験 回 数	各 2 回		

2) 試験結果

a) 流動性試験 (図-6.6 (a), (b))

- 試験室の温度の相違によるグースアスファルト混合物の温度降下、流動性変化の違いは明確ではない。ただし、流動性試験では容器の表面積に比較して混合物の量が大きいため、違いが明確でなかったものと考えられる。したがって流動性の判断は後述する復元性試験により判断することが適切と考えられる。

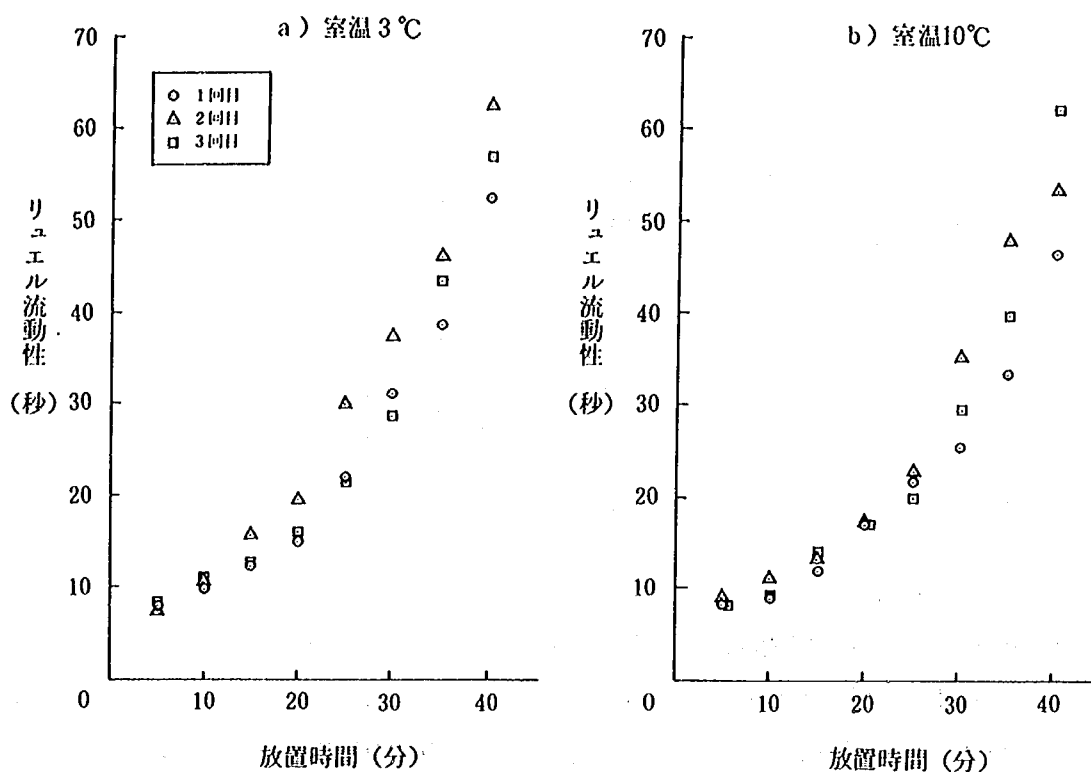


図-6.6 下層グースアスファルト流動性試験

b) 復元性試験

試験結果を型枠の加熱温度で整理したものを図-6.7に、しきり板の放置時間で整理したものを図-6.8に示す。なお、図-6.7, 8の縦軸は、しきり板により生じた凹部（しきり板除去時は10 cm²）がグースアスファルトの流動性により次第に平坦になって固まったのち、残留した凹部の面積であり、この値が小さい程、復元性（流動性）が高く、敷均し作業が容易であることを示している。この結果、次の様なことがいえる。

① 型枠の加温の効果

- しきり板の放置時間が短い（1分）の場合、型枠を加温することにより、復元性が上昇する傾向が見られる。
- 3°Cの気温条件下でも型枠を加温すれば、橋面舗装基準の下で施工（10°C）した場合より復元性が低下するということはない。

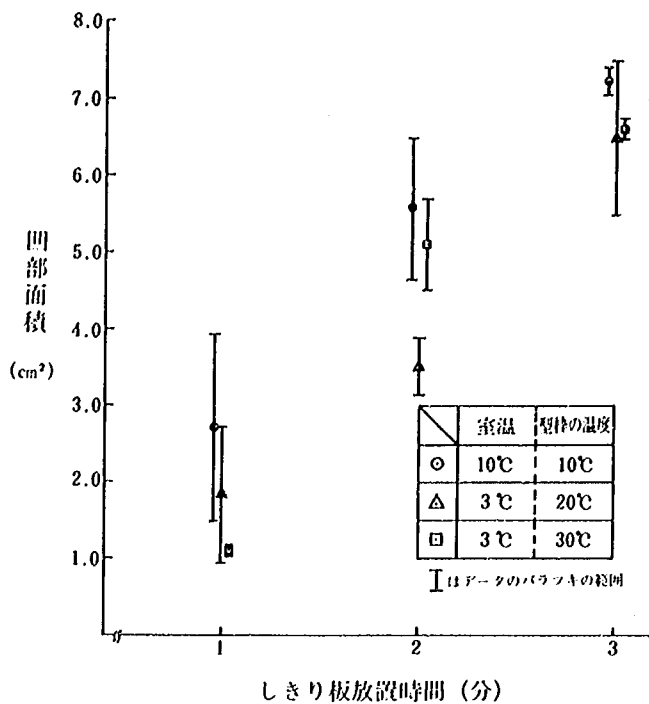


図-6.7 下層グースアスファルト復元性試験

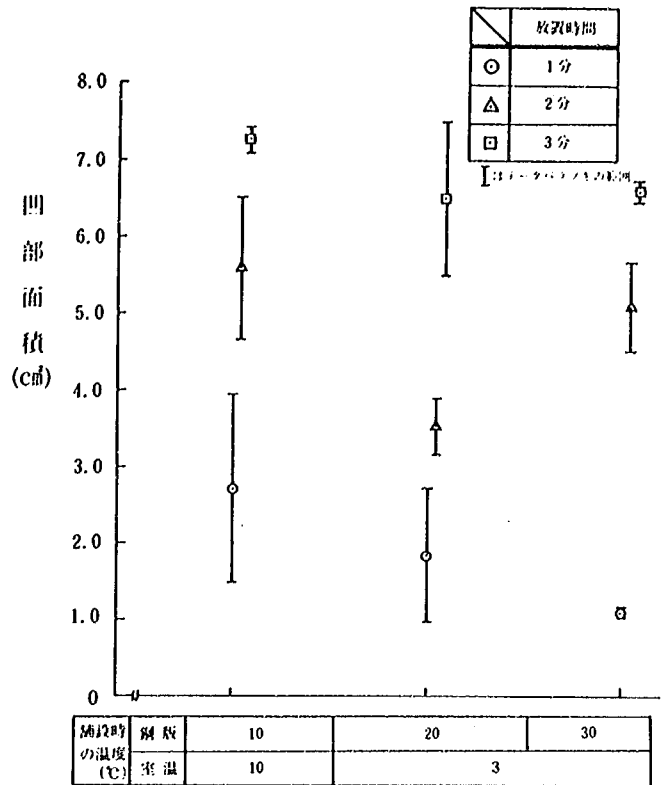


図-6.8 下層グースアスファルト復元性試験

② しきり板放置時間の影響

- 放置時間と復元性の相関は高く、実際の施工に際しては、グースアスファルト混合物をクッカーより排出後、速やかにレーキを行う必要がある。なお、図-6.9 (a), (b) に本試験の際の温度測定の一例を示す。この結果を実大施工の際の温度測定結果や、現場条件を想定した、熱伝導方程式による温度降下シミュレーション計算の結果等と比較することにより、現場における作業時間の目安を得ることができる。

c) 接着力試験

接着力試験結果を、型枠の加熱温度で整理したものを図-6.10に示す。接着材単体の試験の場合(図-6.2)に比較して、強度のばらつきは小さい。

① 接着材の種類

- 標準タイプ、速乾タイプの接着強度の間に差は見られず、いずれのタイプも十分な接着強度(10 kg/cm²以上)を示している。

② 型枠の加熱の効果

- いずれの温度条件についても同じような強度を示している。したがって気温3℃でも鋼版を加熱すれば、十分な接着性が得られると考えられる。
- ばらつきはあるものの、気温3℃でも型枠を加熱して施工すれば、10℃で施工した場合より温度降下が遅い。

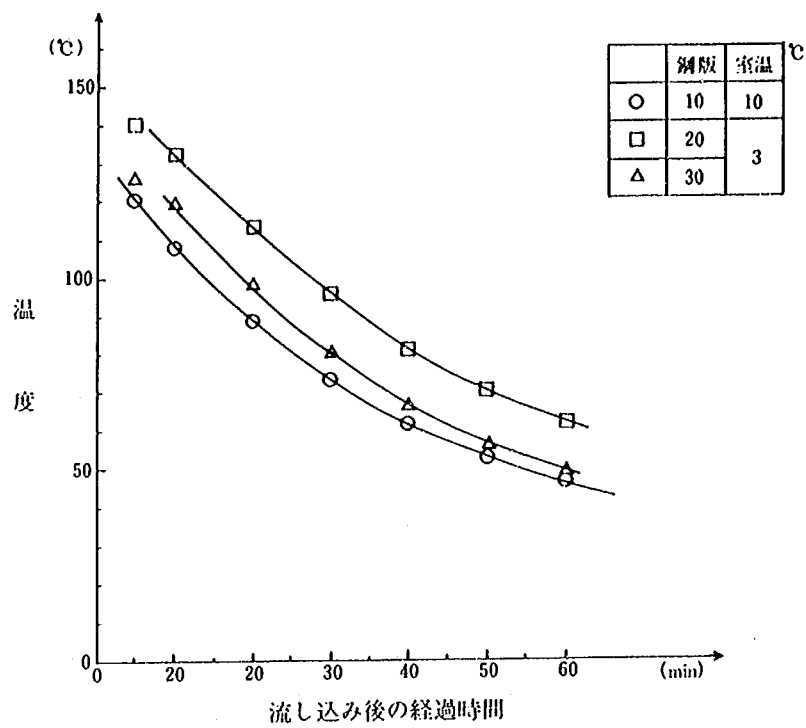


図-6.9 (a) グースアスファルト舗設後の温度降下 (鋼版上面)

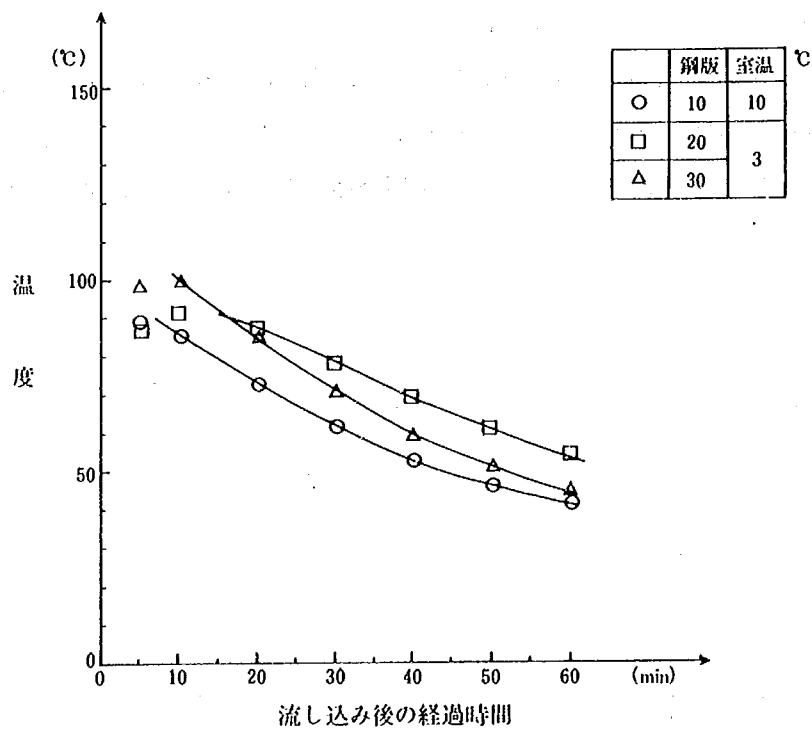


図-6.9 (b) グースアスファルト舗設後の温度降下 (鋼版下面)

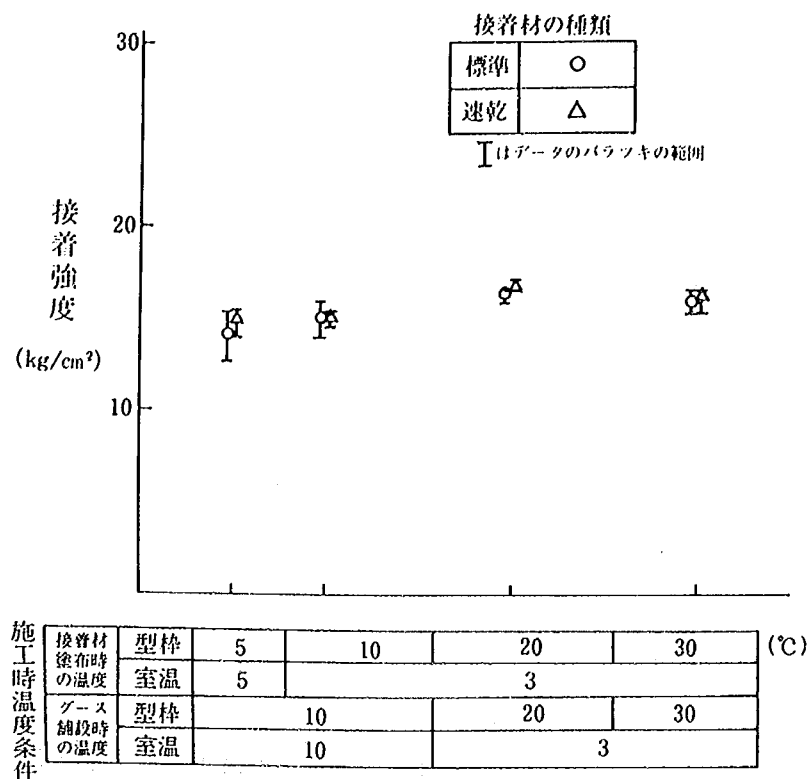


図- 6. 10 下層グースアスファルト接着力試験

d) 加温試験

試験結果を図- 6. 11 (a), (b), (c) に示す。

- ・グースアスファルト層表面の温度の変化に対して、内部の温度上昇は非常に緩やかである。
- ・20°C程度の加温ならば、ガスバーナで十分可能である。したがって実際の施工ではロードヒータ等を用いることにより、グースアスファルト層全体をこの程度に加温することは十分可能と考えられる。

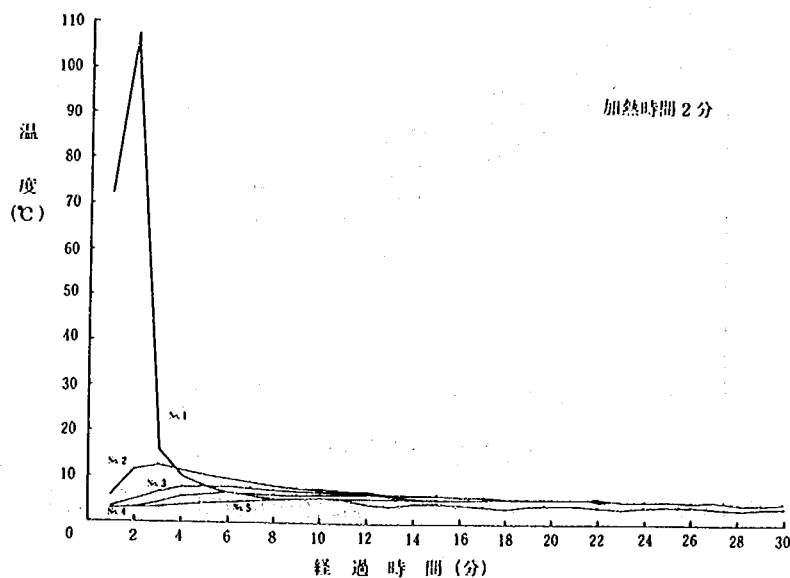
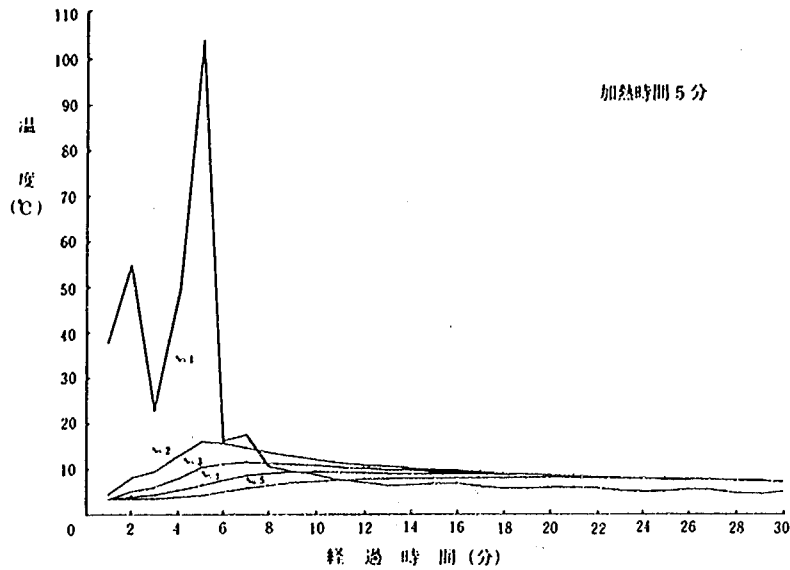
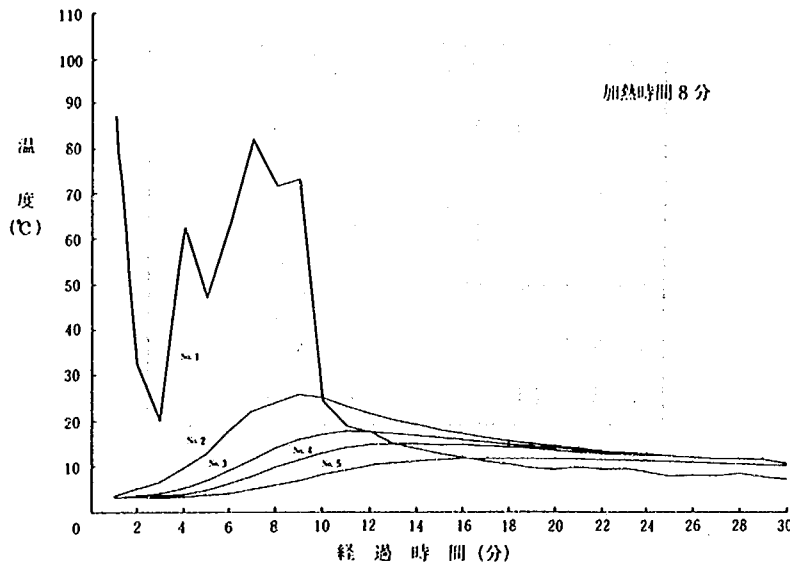


図- 6. 11 (a) グースアスファルト加温試験 (加熱時間 2 分)



図－6.11 (b) グースアスファルト加温試験 (加熱時間 5 分)



図－6.11 (c) グースアスファルト加温試験 (加熱時間 8 分)

6-4-3 タックコート

1) 試験方法

試験条件, 試験回数を表-6.12, 13 に示す。

a) 指触乾燥時間試験

規定の温度に保ったタックコート材, グースアスファルト板を規定の温度の室内に搬入し, すばやくタックコートを塗布した後, 5 分おきに指触乾燥時間を測定した。

b) 作業性試験

3℃の温度条件下でグースアスファルト板（50×60cmの大きさのもの）にタックコート材をローラ刷毛で塗布し、作業性を確認した。

表－6.12 タックコート指触乾燥時間試験条件

タックコート	種 類	分 解 促 進 タ イ プ						
	塗 布 量	0.3 l / m ²						
	温 度 (℃)	5	3					
グースアスの温度 (℃)		5	10	20	30	40	50	60
室 内 の 温 度 (℃)		5						
試 験 回 数		各 3 回						

表－6.13 タックコート作業性試験条件

タックコート	種 類	分 解 促 進 タ イ プ
	塗 布 量	0.3 l / m ²
	温 度	3℃
グースアスの面積		300 cm ²
グースアスの温度		3℃
室 内 の 温 度		3℃
試 験 回 数		1 回

2) 試験結果

a) 指触乾燥時間試験

試験結果をタックコート塗布時の鋼版の温度で整理したものを図－6.12 に示す。

- 鋼版の温度が高いと指触乾燥時間は短くなる。しかし、鋼版の温度が30℃以上になると短縮の程度は小さい。
- 鋼版が60℃でもブリスタリングや塗りむらは生じない。
- 3℃の条件下でも鋼版を加温すれば、指触乾燥時間に支障は生じない。

b) 作業性試験

- 低温時でも特に作業に支障は生じない。

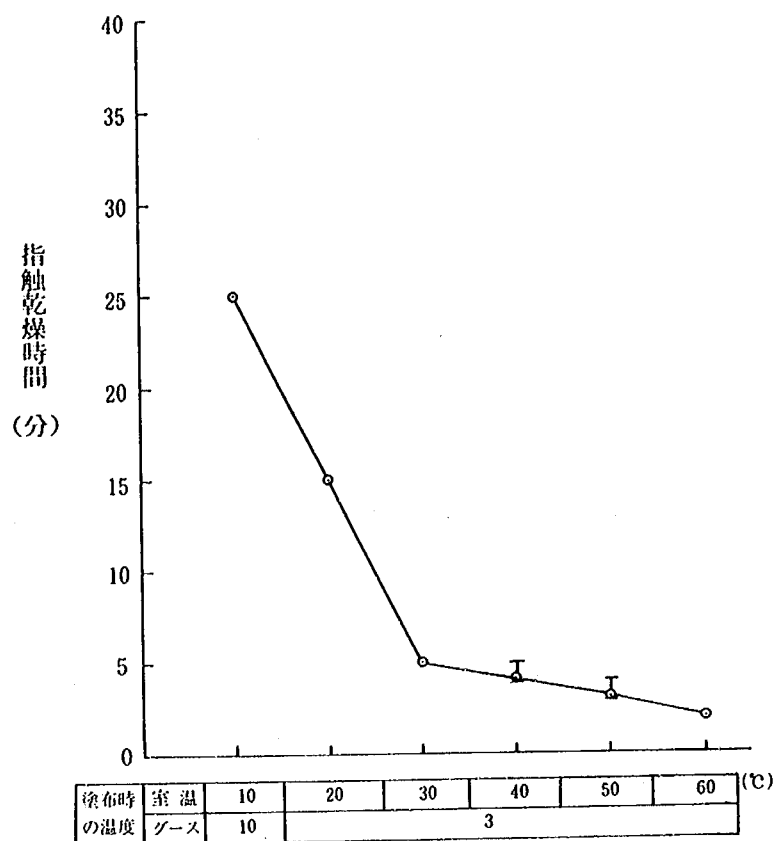


図-6.12 タックコート指触乾燥時間試験

6-4-4 上層改質アスファルト層

1) 試験方法

試験条件，試験回数を表-6.14 に示す。

表-6.14 改質アスファルト接着力，締固め試験条件

接 着 材	種 類	標 準 タ イ プ											
	型枠の温度〔℃〕	5											
グ ー ス ア ス	室内の温度〔℃〕	5											
	型枠の温度〔℃〕	10											
	室内の温度〔℃〕	10											
タ ッ ク コ ー ト	種 類	分 解 促 進 タ イ プ											
	グースの温度〔℃〕	5			10			20			30		
	室内の温度〔℃〕	5			3								
改 質 ア ス	グースの温度〔℃〕	10						20			30		
	室内の温度〔℃〕	10						3					
	放 置 時 間〔℃〕	10	20	30	10	20	30	10	20	30	10	20	30
試 験 回 数		接着力：3回，締固め度4回											

a) 接着力試験

次の手順で試験を実施した。

- ① 規定の温度条件で接着層、下層グースアスファルト層、タックコート層を施工する。また図-6.3のグースアスファルト層の表面と型枠の底板の位置に熱電対を添付しておく。
- ② ①の供試体を規定の温度の室内に搬入、改質アスファルト混合物を敷きならし、温度測定を開始する。
- ③ 一定時間放置後、バイプロプレート（45 kg 級）で混合物上を15往復させ転圧する。
- ④ 空冷後、コアボーリングを行い、接着力試験（6-4-2と同じ方法）を行う。

b) 締固め試験

接着力試験の終わった供試体から密度測定用供試体を切り出し、密度を測定した。

2) 試験結果

a) 接着力試験

試験結果を舗設時のグースアスファルト層の温度で整理したものを図-6.13に、敷均しから締固めまでの放置時間で整理したものを図-6.14に示す。

① タックコート塗布時の温度の影響

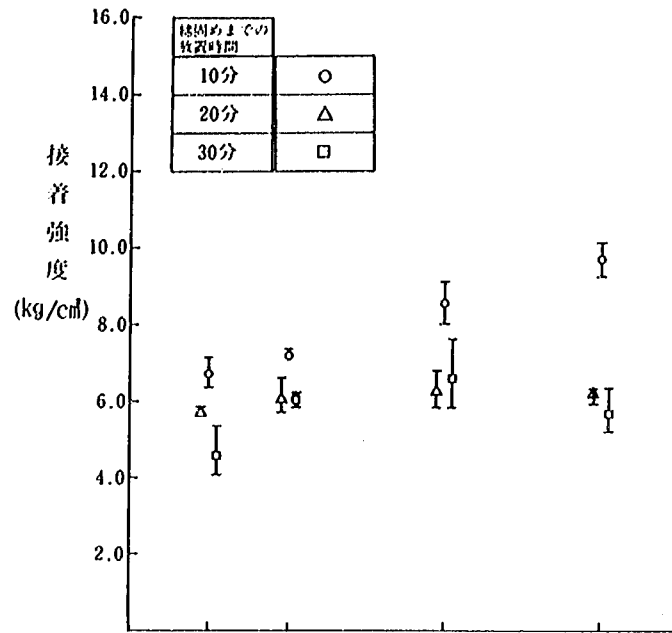
- ・図-6.13のタックコート塗布時のグースアスファルトの温度5℃と10℃の比較から、タックコート塗布時の温度条件の違いがタックコートの接着性に及ぼす影響について判断することができる。それによると、施工時の気温と接着強度の間に特に関係は認められず、3℃の気温条件下でもグースアスファルト層を事前に加温しておけば、基準内（10℃）で施工した場合に比較しても接着性に劣るということは認められない。

② グースアスファルト層の加温の効果

- ・締固めまでの放置時間が短い場合（10℃），鋼版を加温することにより，接着強度が増大する傾向が認められる。
- ・放置時間が長くなると，舗設時の気温およびグースアスファルト層の温度と接着強度の間に特に関係は認められない。

③ 締固めまでの放置時間の影響

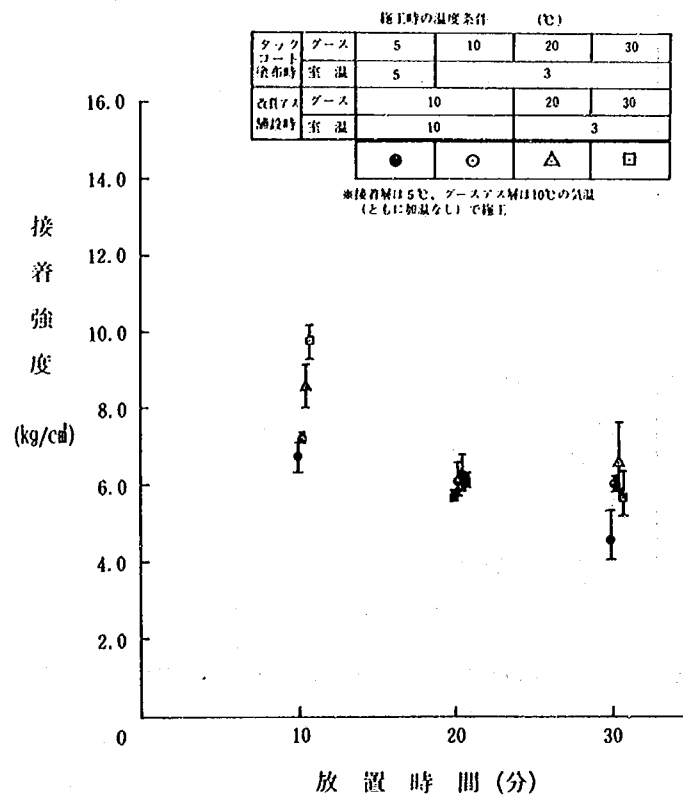
- ・放置時間と接着強度の間には関係が認められ，放置時間が長くなるにしたがって接着性は低下しており，実際の施工では迅速に締固める必要がある。なお，図-6.15(a)，(b)に本試験における温度測定の一例を示す。この結果を実大施工の際の温度測定結果，および現場条件を想定した熱伝導方程式による温度降下シミュレーション計算の結果等と比較することにより，現場における作業時間の目安を得ることができると考えられる。
- ・また，3℃の気温下でもグースアスファルト層を事前に20℃以上に加温しておけば，気温，グースアスファルト層とも10℃で舗設した場合より，舗設後の温度降下が遅い。



タックコート 塗布時の 温度	グーンス	5	10	20	30
	室温	5	3		
改質アス 舗設時の 温度	グーンス	10		20	30
	室温	10		3	

※後者は5℃、グーンスアスファルトは10℃の気温(ともに加温なし)で施工

図－6.13 上層改質アスファルト接着力試験



図－6.14 上層改質アスファルト接着力試験

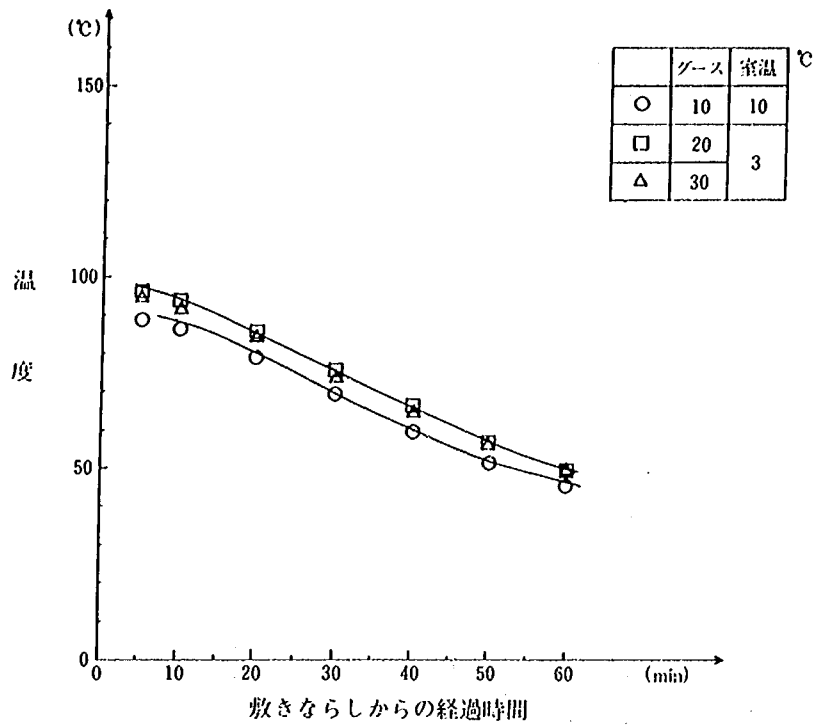


図-6.15(a) 改質アスファルト舗設後の温度降下(鋼版上面)

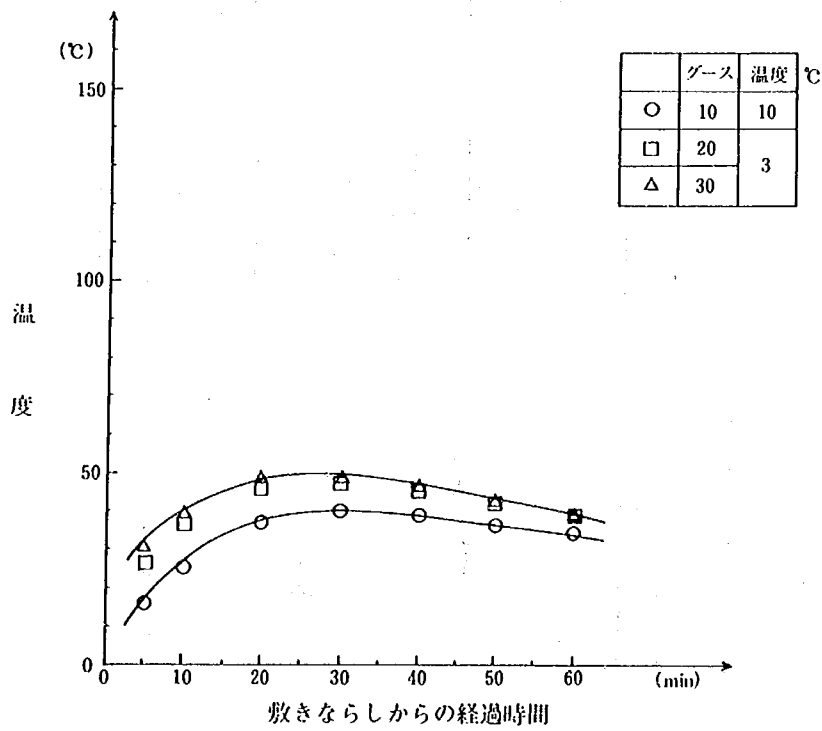


図-6.15(b) 改質アスファルト舗設後の温度降下(鋼版下面)

b) 締固め試験

試験結果を舗設時のグースアスファルト層の温度で整理したものを図-6.16に、敷均しから締固めまでの放置時間で整理したものを図-6.17に示す。

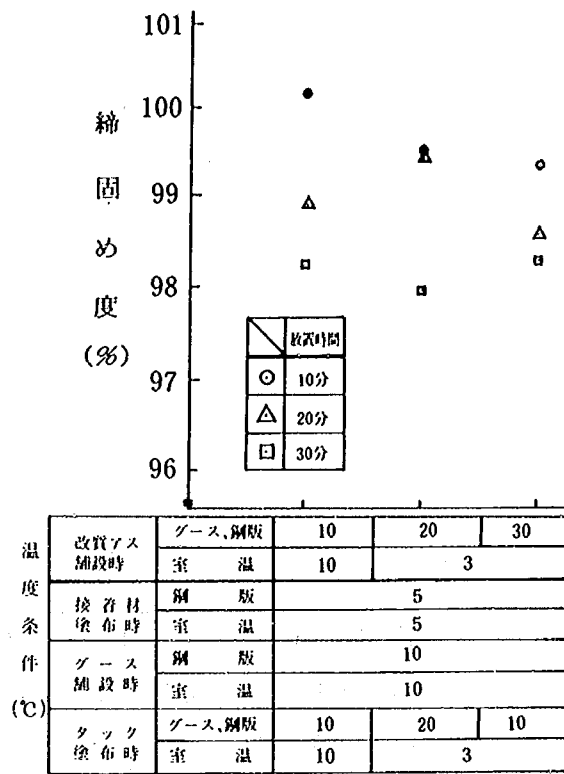


図-6.16 上層改質アスファルト締固め試験

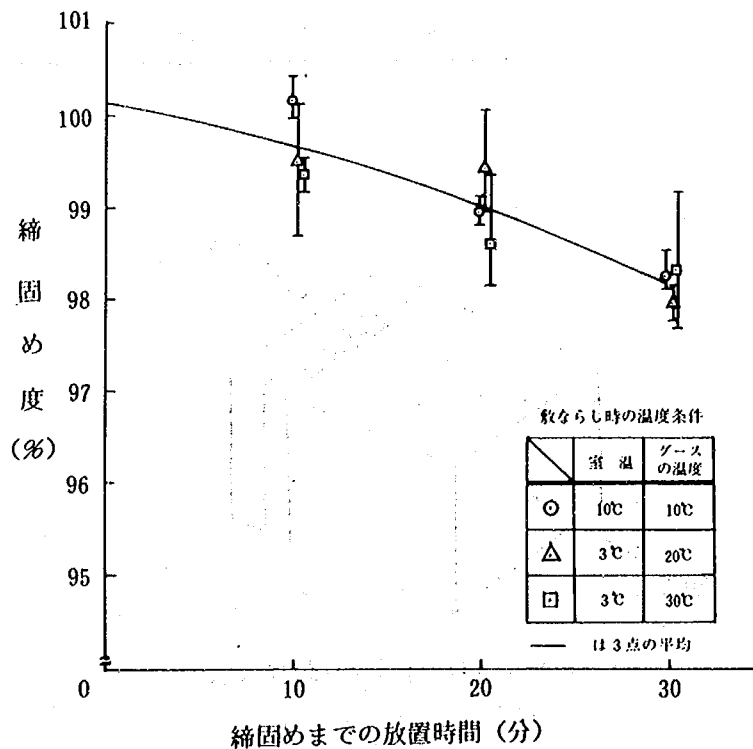


図-6.17 上層改質アスファルト締固め試験

① グースアスファルト層の加温の効果

- ・加温の程度と締固め度の間には明確な傾向は認められない。ただし、放置時間が短い場合（10分）は、3℃の条件下での舗設による締固め度が基準内での舗設（10℃）での締固め度よりやや劣る傾向が見られる。

② 締固めまでの放置時間の影響

- ・放置時間は締固め度に大きく影響しており、放置時間が長くなるにしたがって締固め度は低下している。したがって締固め度の点からも、上層改質アスファルト層は敷均し後、迅速に締固める必要がある。

6-4-5 目地工

1) 試験方法

試験条件、試験回数を表-6.15 に示す。また試験の概略について図-6.18 に示す。

表-6.15 目地材接着力試験条件

目地材の種類	成 型 目 地				注 入 目 地			
目 地 の 種 類	グースアスファルト-鋼版				改質アスファルト混合物-鋼版			
目地の温度〔℃〕	5	10	20	30	5	10	20	30
室内の温度〔℃〕	5	3			5	3		
目地材温度〔℃〕	5	3			210			
試 験 回 数	各 3				回			

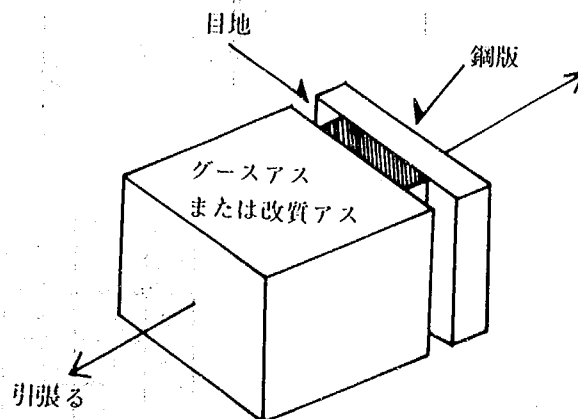


図-6.18 目地材引張り試験方法

a) 成形目地材

以下の手順で試験を実施した。

- ① 鋼版と成形目地材を接着材で貼り付ける。
- ② 型枠、鋼版、目地材を規定の温度で4時間養生した後、規定の気温の室内でグースアスファルト混合物を型枠に流し込む。空冷する。
- ③ 供試体を型枠より外し、20℃で4時間養生した後、接着力試験（引張り速度 5 mm/min）を行う。

b) 注入目地材

- ① 接着材を鋼版に塗布、養生する。
- ② 鋼版と改質アスファルト混合物片を型枠にセットする。
- ③ 型枠、鋼版、改質アスファルト混合物片を規定の温度で4時間養生した後、規定の気温の室内で注入目地材を注入する。（注入温度 210℃）
- ④ 空冷後、成形目地材の場合と同様にして引張り試験を行う。

2) 試験結果

a) 成形目地材

- ・試験結果をグース流し込み時の気温および鋼版、目地材の温度で整理したものを図－6.19に示す。施工時の温度とこれらの温度の間に特に関係は認められない。
- ・3℃の気温条件下でも鋼版、目地材を加温しておけば、接着性が低下することはなく、低い気温に伴うグースアスファルト混合物の収縮によるひび割れの恐れもない。

b) 注入目地材

- ・試験結果を目地材注入時の気温および鋼版、改質アスファルト片の温度で整理したものを図－6.20に示す。施工時の温度とこれらの温度の間に関係は認められない。
- ・3℃の気温条件下でも鋼版、改質アスファルト層を加温しておけば、接着性が低下することはなく、低い気温に伴う目地材の収縮によるひび割れの恐れもない。

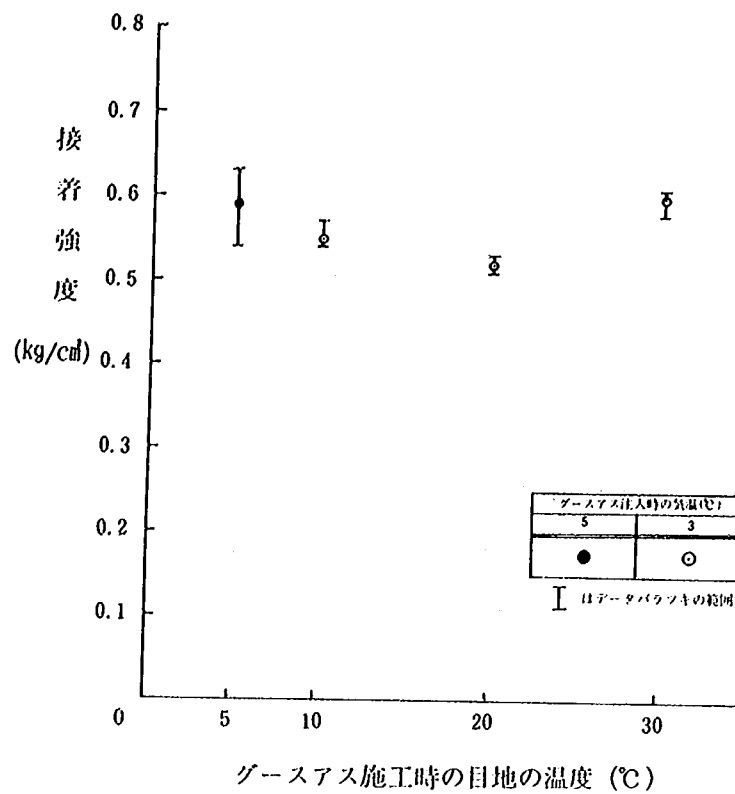


図-6.19 成型目地材接着力試験

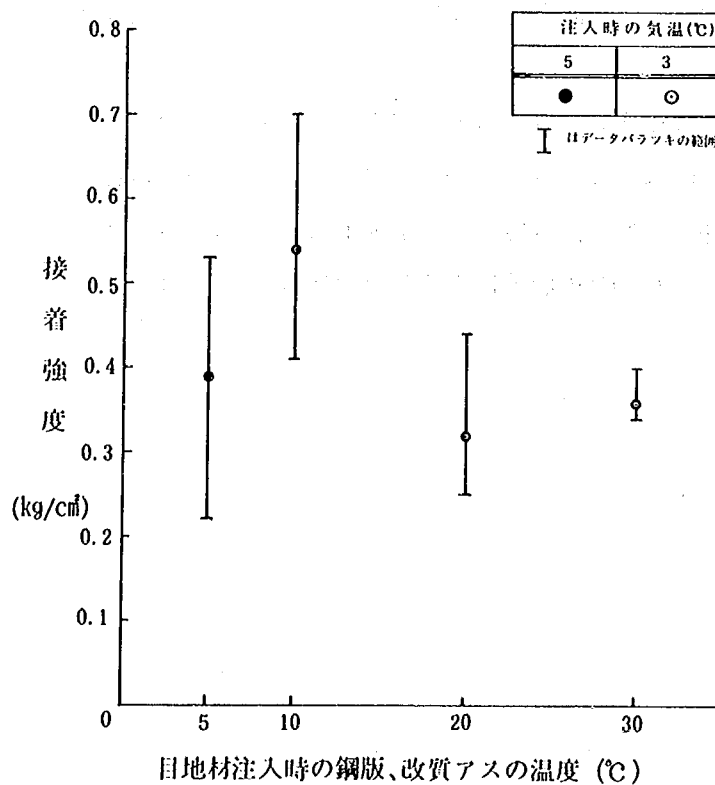


図-6.20 注入目地材接着力試験

6-4-6 室内試験結果のまとめ

以上の室内試験の結果をまとめると次のようである。

① 施工全般について

- ・上層改質アスファルト層の締固めを除き、何れの施工段階においても、事前に加温を実施することにより3℃の気温条件下でも、現行の基準内で施工された場合と同等もしくはそれ以上の施工性および出来形を得ることができる。上層改質アスファルト層の締固めの際の加温の効果については、室内試験結果からは明確な傾向は見られなかった。

② 接着層

- ・標準タイプの接着材で十分施工可能である。
- ・鋼版の加温は20～30℃がよい。

③ 下層グースアスファルト層

- ・敷均しは迅速に行う。
- ・30℃程度に鋼版を加温しておくことで、作業性（復元性）が良好になる。
- ・バーナー等でも20℃程度なら、グースアスファルト層全体を加温することが可能である。

④ タックコート

- ・事前のグースアスファルト層の加温は30℃程度が適当である。

⑤ 上層改質アスファルト層

- ・締固めは迅速に行う必要がある。
- ・3℃で舗設した場合の締固め度への影響については、実大試験により、さらに検討する必要がある。

⑥ 目地材

- ・成形目地材、注入目地材とも事前の鋼版等の加温は20～30℃程度でよい。

6-5 屋外における実大試験施工のための事前調査

屋外の実大試験施工で事前に鋼床版およびグースアスファルト層を加温する場合、最も問題となる点は、加熱用の機械として何を選定するかである。そこで、加熱機械の選定を目的として予備試験を行った。

6-5-1 加熱機械に要求される諸条件

寒期の海上部での施工を想定した場合に、加熱機械に要求される条件は以下のとおりである。

- ① 加熱能力……3℃程度に低下した鋼床版および基層の温度を20～30℃の間に上昇させることができる。
- ② 加熱速度……施工の速度が2m/分程度なので、この程度の速度に追従できる。また、実際の施工時に生じうる、速度の増減に対応できる。
- ③ 加熱範囲……少なくとも1車線分の幅員を加熱できる。
- ④ 作業性……寒期の、風が強い海上で作業が可能である。
- ⑤ 通気性……加熱によって発生した水蒸気を逃すことができる。
- ⑥ 実現性……新規の機械開発を必要としない。

6-5-2 使用した加熱機械

- ① 路面ヒータ…舗装再生工法で、アスファルト舗装路面を加熱する機械である。通常の路面ヒータは1車線分の幅員を加熱することが可能であるが、小規模な実験であったため、小規模工事用の路面ヒータ（加熱幅1.35～2.4m）を使用した。路面ヒータの走行速度は、1.0～1.5m/分であった。
- ② 温風ヒータ…工事現場で保温のため温風を発生させる機械で、全長約1m、直径約30cmの円筒の内部で灯油を燃焼させ、電気ファンで風を送る装置である。ただし、市販の機械は温風の吹き出し方向が水平なので、温風の吹き出し口に箱型のダクトを取り付け、温風が下方80cm×60cmの範囲に吹き出すようにした。
- ③ 電気ヒータ…市販の家庭用の電気カーペットを使用した。カーペットを裏返しにして発熱面が鋼床版面に接触するようにし、上に発泡スチロールおよびビニールシートを敷いて保温した。

6-5-3 加熱試験結果

- ① 路面ヒータ…路面ヒータの加熱能力は、最大で約30万kcal/時間であるが、この加熱条件で試験を行ったところ、3分間の加熱で鋼床版の温度が110℃に達してしまい、過熱状態になってしまった。そこで路面ヒータの加熱能力を低下させ、発熱量を85,000kcal/時間にしたところ、2分間の加熱で最高温度が約40℃となり、10～20分程度冷却することで、20～30℃にすることができた。

- ② 温風ヒータ…温風ヒータによる加熱では、0.5 m / 分の移動速度のとき、1.5～2.5 分の加熱で30℃前後の鋼床版温度を達成することができた。しかし、加熱は80 cm× 60 cmの狭い範囲に対して行った。
- ③ 電気ヒータ…電気ヒータによる加熱では、180 分間の加熱によって25℃前後まで温度を上げることができたが、それ以上の時間の加熱を行っても、温度は上昇しなかった。

6-5-4 考 察

① 路面ヒータの適用性

路面ヒータは、投入熱量やヒータの走行速度によって、鋼床版の温度上昇の程度が大きく異なり、実際の施工においてどの程度の設定にすることが適当か未知の要素がある。しかし、投入熱量を変えることで加熱速度を変化させることができ、加熱範囲、作業性、通気性のいずれも問題がない。特に既存の施工機械を、そのまま利用できる点が優れている。

② 温風ヒータの適用性

加熱幅員80 cmに対して、移動速度を0.5 m / 分にすることで、比較的簡単に目標温度を達成することができたが、幅員3.5 mを移動速度2.0 m/分で加熱するためには、単純な比例計算で17.5 台の温風ヒータを必要とし、これらを連絡して、幅3.5 mの範囲に均等に温風があたるようにしたダクトが必要となる。冬期の本州四国連絡橋の施工現場は、強風が予想されるため、風防のような形状をしたダクトが風を受けた場合、転倒する危険性があり、作業性に劣ることが予想される。

③ 電気ヒータ

加熱時間は要するものの、特に温度調整をしなくても、目標温度に加熱できることが優れている。しかし、電気ヒータの場合には、施工速度に影響を与えないためには、一日の施工延長程度を覆うことができるだけのヒータを用意しなければならない。また、海上作業であるため電源を手配しなければならず、ヒータ自体も専用のものを開発することが必要となる。また、保温のため発泡スチロールおよびビニールシートをかける必要があるが、発生した水蒸気を閉じ込めることになり、結露を取り除くためには望ましくなく、風が強い海上では保温材が飛ばないように工夫する必要がある。

6-5-5 まとめ

以上の検討をまとめると表-6.16 のようになる。

表-6.16 加熱機械の比較検討結果

機 種	加熱能力	加熱速度	加熱範囲	作 業 性	通 気 性	実 現 性
路面ヒータ	△	○	○	○	○	○
温風ヒータ	○	○	△	×	○	○
電気ヒータ	○	△	△	△	×	×

凡例 ○：問題なし

△：問題があるが工夫すれば解決可能

×：問題あり

これらの検討結果にもとづき、屋外施工実験では路面ヒータを使用して、加熱条件の最適設定値を探るための調査をすることとした。

本州四国連絡橋の設計施工に関する
調査試験研究報告

ISSN 0386-5873
土木研究資料 第2458号
昭和62年3月(1987年)

建設省土木研究所橋梁計画官

要 旨

本四公団受託研究に関する61年度の報告書である。

キーワード：本州四国連絡橋、耐風性調査、設計荷重、荷重係数、長
周期構造物、設計地震入力、剛体基礎、耐震設計法、橋
面舗装、寒期施工



郵便はがき

40円切手
をはいて
下さい

305-□□

建設省土木研究所

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第2458号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

土木研究所資料第2458号
本州四国連絡橋の設計施工に関する
調査試験研究報告

