

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63年3月

建 設 省 土 木 研 究 所

Copyright © 1988 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文書による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 調査試験研究報告

構造橋梁部 基礎研究室
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 交通環境研究室

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62年度報告書である。

報告書は、(1) 基礎工に関する調査試験、(2) 本州四国連絡橋の耐風調査試験、(3) 長大吊橋の設計荷重に関する調査試験、(4) 明石海峡大橋・来島海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験、(5) 明石海峡大橋・来島海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験、(6) 瀬戸内海地域における大気のパックグラウンド濃度に関する研究よりなる。

キーワード：本州四国連絡橋，寸法効果，遠心模型実験，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

目 次

第1章 総 論

1-1	基礎工に関する調査試験	1
1-2	本州四国連絡橋の耐風調査試験	2
1-3	長大吊橋の設計荷重に関する調査試験	4
1-4	明石海峡大橋・来島海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験	5
1-5	明石海峡大橋・来島海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験	6
1-6	瀬戸内海地域における大気のパックグラウンド濃度に関する研究	8

第2章 基礎工に関する調査試験

2-1	まえがき	11
2-2	研究目的	12
2-3	遠心模型実験	13
2-4	砂地盤上の浅い帯基礎の支持力	14
2-5	偏心荷重が作用する帯基礎の支持力	31
2-6	ま と め	35

第3章 本州四国連絡橋の耐風調査試験

3-1	まえがき	39
3-2	明石海峡大橋の耐風性調査	39
3-3	生口橋の耐風性調査	86

第4章 長大吊橋の設計荷重に関する調査試験

4-1	まえがき	147
4-2	設計活荷重に関する検討	147
4-3	温度変化の範囲に関する検討	156
4-4	荷重係数の提案	161
4-5	ま と め	166

第5章 明石海峡大橋・来島海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験

5-1	まえがき	167
5-2	気象庁一倍強震計記録の数値化	167
5-3	長周期地震動の距離減衰特性	174

5-4	長周期領域における設計用加速度応答スペクトル	185
5-5	米島海峡大橋の設計用加速度応答スペクトル (下部構造用)	189
5-6	ま と め	193

第6章 明石海峡大橋・米島海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験

6-1	まえがき	195
6-2	剛体基礎の転倒に関する既往の研究	195
6-3	剛体基礎の転倒・滑動解折手法	213
6-4	小型モデルによる解折手法の妥当性の検討	220
6-5	明石海峡大橋 4 A 基礎の転倒条件	232
6-6	まとめ及び今後の課題	246

第7章 瀬戸内海地域における大気バックグラウンド濃度に関する研究

7-1	はじめに	249
7-2	バックグラウンド濃度に関する検討	249
7-3	拡散予測モデルの構築	250
7-4	結 果	254
7-5	今後の課題	254

第1章 総論

昭和62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) 基礎工に関する調査試験 | (基礎研究室) |
| (2) 本州四国連絡橋の耐風調査試験 | (構造研究室) |
| (3) 長大吊橋の設計荷重に関する調査試験 | (橋梁研究室) |
| (4) 明石海峡大橋・来島海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験 | (振動研究室) |
| (5) 明石海峡大橋・来島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) |
| (6) 瀬戸内海地域における大気のパックグラウンド濃度に関する研究 | (交通環境研究室) |

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53,000千円であった。以下に各課題の概要を紹介する。

1-1 基礎工に関する調査試験

通常、直接基礎の極限支持力は、平面ひずみを仮定した二次元剛塑性理論に基づいて算定される。したがって、基礎の破壊形態としては全般せん断破壊を想定したものであり、破壊時にはすべり線上のせん断応力が一様に極限に達するという仮定のもとに算定式は定められている。しかし、支持力問題に関する既存の実験的アプローチによると、実際の地盤の破壊は必ずしも瞬時にすべり線全域におけるせん断応力が極限に達して起こるものではなく、むしろ進行的である。この傾向は地盤の拘束圧の規模が大きくなるほど顕著であるとされており、特に基礎の規模が大きなものほど進行的な破壊を呈しやすいと考えられる。現在では、この進行的破壊を、「地盤の圧縮性」および「破壊時の shear band 幅の違い」とならんで、支持力係数の寸法効果の原因とする説があり、寸法効果のメカニズムの解明は、支持力問題の中で最も重要な問題のひとつとされている。

本四連絡橋で計画される橋梁の基礎はいずれも大規模なものであり、その支持力の算定に当たって、上記の支持力係数に関する寸法効果の影響を的確に把握することは、安全な基礎の設計を行う上で重要なテーマのひとつであると考えられる。そこで、本年度は遠心力載荷装置を用いた帯基礎の模型実験を実施することにより、(1)基礎寸法が直接基礎の支持力特性に及ぼす影響(寸法効果)、(2)地盤を構成する材料の粒径の違いが遠心力載荷装置を用いた支持力実験に及ぼす影響、(3)偏心荷重が作用したときの支持力について検討を行った。これらの調査結果の概要は以下に示す通りである。

(1) 支持力係数の寸法効果に関する検討

遠心模型実験は、土槽中の地盤に作用する加速度を重力の n 倍に設定することにより、実構造物の基礎が極限に達した時の地盤の応力状態を $1/n$ の模型によって、再現しようとするものである。この実験では、標準砂および鹿島砂を用いて、基礎幅が変化した場合の支持力係数の違いについて調べた。その際、フーチングには基礎幅 1, 2, 3, 4 cm のものを使用し、加速度は 1G (G: 重力加速度) ~ 125G の間で変化させている。その結果、以下の結論を得た。

①換算基礎幅が大きくなるにつれ、支持力係数 N_r は減少して行く。実験を行った範囲では、換算基礎幅がある程度大きくなっても N_r が一定の値に収束するような傾向は認められない。

②支持力係数 N_r と換算基礎幅 B の関係を両対数グラフ上にプロットすると、ほぼ直線式で近似させることができ、以下に示すように N_r は換算基礎幅 B の $-0.25 \sim -0.35$ 乗に比例して減少している。

地盤1 (標準砂 $r = 1.60 \text{ tf/m}^3$)

$$N_r = 640 \cdot B^{-0.304}$$

地盤2 (標準砂 $r = 1.55 \text{ tf/m}^3$)

$$N_r = 366 \cdot B^{-0.254}$$

地盤3 (鹿島砂 $r = 1.74 \text{ tf/m}^3$)

$$N_r = 1070 \cdot B^{-0.343}$$

③寸法効果による支持力係数の減少率は、密な砂ほど大きい。

④最大荷重発生時の基礎幅 (B_o) と沈下量 (S_f) の比 (S_f/B_o) の関係を見てみると、基礎幅が大きくなるほど (S_f/B_o) の値は大きくなる。

(2) 地盤を構成する材料の粒径の違いが遠心力載荷装置を用いた支持力実験に及ぼす影響

遠心模型実験の相似則によると、加速度を増大させれば想定される基礎の換算基礎幅は大きくなるが、同時に支持地盤を構成している材料の粒径も大きいものを想定することになる。したがって、同一地盤上における支持力の寸法効果を遠心模型実験によって調査する場合、地盤材料の粒径についても相似則を満たすように、加速度が小さい時は相似的に粒径の大きな材料を、また加速度が大きい場合には逆に粒径の小さな地盤材料を用いる必要がある。しかし、加速度の増減にあわせてそれぞれ適切な粒径を有する材料で地盤を作成した場合、地盤定数の管理が非常に困難なものとなる。そこで今回の実験においては、地盤定数の管理を比較的容易に行うことを優先して、同一の地盤材料を用いることにし、粒径が相似則に及ぼす影響については以下の方法により補正するものとした。

①換算基礎幅を設定し、1, 2, 3, 4 cmの基礎模型を用いて相似則を満たすように加速度を定める。

②それぞれの基礎模型に対する載荷実験から、同一の換算基礎幅における支持力特性の比較を行う。

③②の結果を踏まえた上で、(1)の実験結果を補正する。

その結果、荷重～変位曲線の勾配、最大荷重、最大荷重発生時の変位は各模型共にほぼ一致しており、今回の実験で設定した換算基礎幅の範囲では、粒径の変化による基礎の支持特性への影響は認められなかった。

(3) 偏心荷重が作用した場合の帯基礎の支持力

通常、道路橋基礎の支持力は、荷重の偏心を考慮した有効載荷幅 ($B - 2e$, B : 基礎幅, e : 荷重の偏心量) に対して算定される。ここでは、支持力算定に現行の有効載荷幅を用いることの適正について確認した。その結果、現行の有効載荷幅の算定式は、概ね実験値に適合していることが確認された。

1-2 本州四国連絡橋の耐風調査試験

今年度は以下の2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

明石海峡大橋の耐風性調査では、トラス補剛桁設計案OT'-5^{*}を用い、その耐風性に及ぼす乱れの影響を調査した。また、全橋模型実験の予備調査として、フラッター特性に及ぼす縮尺の影響および剛性棒の影響を調査した。主要な結果は以下のとおりである。

- (1) 境界層乱流中において実施したバネ支持模型実験では、接近流の乱れに起因するガスト応答が観測された。このガスト応答は計測された強制空気力のパワースペクトル密度関数を用いて概ね良好な精度で推定することが可能である。
- (2) ただし、ねじれモードの振動に関しては、空力減衰を0と仮定して推定したガスト応答の標準偏差と計測した振動変位の標準偏差との間に、実橋風速約80m/s以上の風速領域で有意な差が認められる。この差の原因は、空力負減衰によるものと考えられる。顕著な差が認められる風速をフラッター限界風速と仮に考えるならば、フラッター限界風速は乱流中では一様気流中に比べ若干低下すると見ることができる。
- (3) 全橋模型実験を実施するための予備調査として、模型縮尺の影響および剛性棒の影響について調査を行った。その結果模型縮尺が1/87から1/400へと小さくなるに従い、迎角0度ではハード型フラッターからソフト型フラッターへと変化し、迎角3度ではフラッター限界風速が低下し、迎角-3度ではフラッター限界風速が高まった。したがって、小縮尺の全橋模型実験を実施する場合には、これらの影響を考慮して実験結果を解釈する必要があることが明らかになった。
- (4) また、剛性棒については今回の模型ではその存在がフラッター特性にほとんど影響を与えないことが明らかとなった。

一方、生口橋については、昭和61年度に基本的な対風特性を把握するために剛体部分模型を用いた風洞実験を実施したが、本橋の耐風性を総合的に評価するにあたっては、さらに明確にすることが望ましいいくつかの問題が残った。一つは構造系ならびに気流の三次元効果を詳細に調査するというもの、今一つは自然風の効果である。

今年度の実験では前年度設計・製作された三次元全橋弾性模型を用い、暫定系および完成系について耐風安全性を調査した。調査した影響要因はフェアリングの有無、検査車レールの有無、風向の影響、そして気流の特性の影響である。

この実験の結果、以下の事が明らかとなった。

(1) 一般的に：

- ・乱流によってバフエティンクが発現し、一様流中でみられた渦励振は発現しなくなる。
- ・風向が変化し風の水平偏角がつくと鉛直方向の静的変位およびバフエティンクが大きくなる。

(2) 暫定系に関して：

- ・暫定系のフェアリングは渦励振を抑える。
- ・暫定系の検査車レールは渦励振を低減する効果がある。

(3) 完成系に関して：

- ・検査車レールは完成系の場合も渦励振を低減する効果がある。
- ・完成系では暫定系よりも大きなバフエティングの発現が予想される。

(4) 生口橋の耐風性についての総合的な評価：

- ・自然風中でバフエティングの発現が予想されるが、その振幅は生口橋の安全性を損なうものではない。
- ・ギャロッピング・フラッターなどの発散振動に対して本橋は十分安全である。
- ・渦励振は乱流効果、検査車レールの効果によって抑制される。

1-3 長大吊橋の設計荷重に関する調査試験

本調査試験は、明石海峡大橋主ケーブルの設計に限界状態設計法を導入するために必要な、荷重に関する検討を実施する目的で昭和58年度から実施している。

本年度は、調査試験の最終年度にあたることから、過年度検討結果の妥当性に関して考察を行うとともに、いままでの成果をとりまとめ荷重係数の提案を行った。以下に本年度報告書の要旨を述べる。

(1) 活荷重係数の妥当性の検討

1) 活荷重係数の妥当性の検討

活荷重係数算定のためのシミュレーションでは、一般国道357号有明で59年に観測された車両総重量と軸重データから作成された自動車荷重モデルが用いられている。すなわち、活荷重係数は、①自動車荷重モデルによって再現される荷重条件が明石海峡大橋の荷重条件にほぼ一致すること、②荷重条件は経年的に変化しないこととの仮定のもとで求められている。

本年度、この前提条件の妥当性について検討を実施した。すなわち、①に関しては、交通量と大型車混入率が明石の計画交通とほぼ一致する2地点の軸重分布とシミュレーションにより得られる軸重分布の比較を行った。また、②に関しては、全国車両重量調査結果を分析し軸重分布の経年変化を調査した。その結果、荷重モデルは明石と相似するとした2地点の軸重に比べやや小さな軸重を与えるが、両者の差は小さいこと、また、過去20年間では軸重分布に大きな経年変化は見られないことが理解され、①、②の仮定が概ね妥当であることが確認された。

2) 設計活荷重値のイメージ

61年度に試算した設計活荷重値イメージをより明確にするために、設計活荷重値を自動車荷重の連行及び等分布荷重に置き換えて表現することを試みた。その結果、活荷重係数を1.3～1.5とした場合の設計活荷重値のイメージは以下のとおりとなる。

- ① 総重量12～13 tの車両を車間距離7 mで両側6車線に載荷した状態。
- ② 170～190 kg/m²の等分布荷重を両側6車線に載荷した状態。

(2) 温度変化の範囲に関する検討

61年度に実施された温度変化の範囲の検討では、垂水における高度80 m地点の気温分布を利用している。しかし、明石海峡大橋の主ケーブルは概ね高度約80 mから約280 mの高さに架設されと考えられるため、高度による補正の必要性を検討した。

その結果、気象庁気象研究所気象観測用鉄塔のデータによれば、高度200 m点では100 m点に対し時刻

平均で最大 1.5℃程度の気温の低減が必要であることが明らかとなった。しかし、この程度の気温であれば61年度に導出した結論を変更する必要がないことが合わせて確認された。

(3) 荷重係数の提案

本調査試験の成果として、明石海峡大橋の主ケーブルの設計に適用すべき荷重係数を次のように提案した。

すなわち、主ケーブルを次式に示す照査式を用いて設計する場合には、死荷重係数 1.05、活荷重係数 1.5（軸重 13 t 以上の車両の乗入れが制限される場合は 1.4）、温度による影響については 1.0 なる係数を用いて良いことを提案した。

$$T_o \geq r_g \cdot (r_D \cdot T_D + r_L \cdot T_L + r_T \cdot T_T)$$

ここに T_o : 主ケーブルの設計強度 (t)

r_g : 安全係数

r_D : 死荷重係数

r_L : 活荷重係数

r_T : 温度による影響に乗ずる係数

T_D : 精算死荷重による張力 (t)

T_L : 本四等価 L 荷重による張力 (t)

T_T : 基準温度を 20℃とし、温度変化の範囲を（基準温度 - 20℃）とした場合の温度による影響 (t)

1-4 明石海峡大橋・来島海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験

工学分野の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 1～2 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、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および来島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61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1978年宮城県沖地震による19地点57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年日向難地震、1983年日本海中部地震および1964年新潟地震による気象庁一倍強震計記録と合わせて、長周期領域における設計用加速度応答スペクトルについて検討した。また、来島海峡大橋の設計用地震入力について、架橋地点周辺の地震発生状況を考慮して、予備的に検討した。

以上の検討結果をとりまとめると、以下のようになる。

1) 1978年宮城県沖地震記録の数値化

1978年宮城県沖地震（マグニチュード7.4）による19地点57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、基本的にはディジタイザーによるSMAC型強震計記録の場合と同様である。なお、ディジタイザーによる数値化と並行して、数値化処理の効率化を図るために、昭和61年度に検討した気象庁一倍強震計記録の処理システムをもとに、気象庁一倍強震計記録の自動読取りを行った。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) 長周期領域における設計用加速度応答スペクトル

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。これらの記録をもとに、重回帰分析により次式で示されるような加速度応答スペクトルの距離減衰式を算出した。

$$S_A = a \times 10^{bM} \times (\Delta + 30)^c \quad (a, b, c \text{ は係数})$$

ここで、

S_A : 加速度応答スペクトル

M : マグニチュード

Δ : 震央距離 [km]

上記の距離減衰式をもとに長周期領域における設計用加速度応答スペクトルについて検討した。

3) 来島海峡大橋の設計用加速度応答スペクトル（下部構造用）

架橋地点周辺の既往の地震発生状況を考慮して、確率論的に地震動強度の再現期待値を求める解析プログラム（RISK, 建設省土木研究所開発）を用いて、来島海峡大橋の下部構造の設計用加速度応答スペクトルについて予備的に検討した。

1-5 明石海峡大橋・来島海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験

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・同解説によって行われているが、明石海峡大橋・来島海峡大橋は、未固結の軟岩あるいは岩盤上に大規模な基礎が設置されることが計画されており、これらの基礎の耐震設計においては、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及び安定照査法を導入することが求められている。

本調査は、以上のような観点から明石海峡大橋・来島海峡大橋の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。昨年度までに、応答スペクトル法を基本とした新しい耐震計算法に関する検討を行うとともに、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、地盤バネの設定、減衰定数の設定法の提案を行った。

以上の耐震計算法では、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。しかしながら、基礎の安定性の照査法については、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、支持力の照査を行うようになっており、動的な耐震計算法としてバランスがなお十分ではない。

本年度は、動的な概念を取り入れた剛体基礎の動的な安定照査法の開発を目的として、剛体基礎の転倒に関する既往の研究の整理を行うとともに、剛地盤上の剛体基礎の転倒・滑動解析プログラムを作成し、正弦波入力に対する剛体基礎の転倒に関する検討を行った。

以上の検討結果を要約すると以下ようになる。

(1) 滑動が生じない条件下で、ロッキングを生じさせるためには、剛体重心には、次式で与えられる基準加速度 A_0 以上の加速度が作用する必要がある。

$$A_0 = \frac{B}{H} G$$

ここで、 B, H, G は、それぞれ、基礎の幅、高さ、重力加速度である。

ただし、転倒を支配するものに、転倒限界周期 T_c があり、入力加速度の周期 T_1 との大小により、次のように分類される。

a) $T_1 \geq T_c$ の場合

$A \leq A_0$ ロッキングも、従って転倒も生じない。

$A > A_0$ ロッキングし、転倒する。

b) $T_1 < T_c$ の場合

$A \leq A_0$ ロッキングしない。

$A_0 < A < A_c$ ロッキングするが、転倒しない。

$A \geq A_c$ ロッキングし、転倒する。

ここで、 A, A_c は、基礎重心の加速度及び転倒限界加速度である。すなわち、b) の場合には、ロッキングするが転倒しないという領域があるのに対して、a) ではこのような領域がない。従って、古典的な転倒理論は、b) を対象にしたものであり、a) に対しては、もし、わずかなロッキングが許容されるのであれば、非常に安全側の結果を与えているといえることができる。

ただし、現状では、転倒限界周期 T_c 及び転倒限界加速度 A_c の算定式がない。これについて今後検討して行く必要がある。

(2) 滑動とロッキングが同時に生じる条件下では、以下のように振動する。

a) $\mu < B/H$ の場合

$A \leq \mu G$ 滑動しない。ロッキングもしない。

$A > \mu G$ 滑動する。ただし、ロッキングは生じない。

ここで、 μ は静摩擦係数である。

b) $\mu > B/H$ の場合

$A < A_s$ ロッキングする。ただし、滑動は生じない。

$A \geq A_s$ ロッキングが始まり、やがて、滑動も生じる。

ここで、 A, A_s は、基礎重心の加速度及び滑動限界加速度である。

すなわち、最初に滑動が生じた場合には、ロッキングしないが、最初にロッキングが生じた場合には、基礎重心に作用する加速度の大きさによって、滑動も生じるようになる場合がある。

ただし、現状では、滑動限界加速度 A_s の算定式がなく、これについては、今後検討が必要である。

(3) 基礎の重心位置における上下方向応答加速度が、重力加速度を越えるとジャンプが生じる。

(4) 明石海峡大橋 4A アンカレイジの基準加速度は、1797 gal、転倒限界周期は、7.5 秒である。従って、明石層、神戸層に卓越する入力地震動の周期が、7.5 秒を越えることはあり得ないので、上記(1)によれば、4A アンカーを転倒させるには、例えば、周期 0.5 秒の正弦波であれば、7000 gal 以上の加速度が必要ということになり、転倒は起こり得ない。

(5) ケーブル張力等の横方向力が作用すると、上記(1)の転倒限界加速度 A_c は、これらが無い場合に比較して減少してくる。ただし、4A アンカーに対する試算によれば、現状程度のケーブル張力であれば、ほとんど大きな変化はなく、上記(4)の結論は変わらない。

(6) 上下方向入力、滑動に対して大きな影響がある。

1-6 瀬戸内海地域における大気バックグラウンド濃度に関する研究

本研究では、本州四国連絡橋 1 ルートレベルにおける大気汚染濃度に関する環境影響評価のために、以下に示す項目の適切な予測手法を検討することが主な目的である。

(1) 道路整備に関する環境影響評価の際に設定するバックグラウンド濃度の将来値の推定方法の検討

(2) 環境影響評価の対象となる道路からの汚染物質の拡散予測に関する検討

この場合のバックグラウンド濃度とは、自然発生源、工場・事業所、環境影響評価の対象道路以外の道路を走行する自動車、航空機、船舶および群小発生源による汚染物質濃度である。従って、道路整備に伴う環境影響評価におけるバックグラウンド濃度とは、一般大気の予測濃度そのものである。よって、将来のバックグラウンド濃度をより正確に予測するには将来の排出量の増加あるいは低減を見込んだ濃度予測を行なう必要があり、高い精度の拡散計算が必要となる。そこで、本研究においては、道路整備に関する環境影響評価のバックグラウンド濃度も対象道路から排出される汚染物質による濃度も算出する手法は同じ方法を取り、その方法はできるだけ実際のいろいろな条件や仮定を満足するようなものを選択し、検討することとした。瀬戸内海地域の本州四国連絡橋建設予定ルートの陸上取り付け部は道路構造が複雑で、周辺地域の地形が起伏に富んでいるので、拡散計算には、大型計算機を利用した数値シミュレーションを用いることにした。この手法を使えば、温度成層の効果を考慮した複雑な流れ場を乱流モデルにより再現することが可能であると思われる。

本年度は、2次元定常・中立成層を再現するモデルの作成と風洞実験による計算結果の検討を行った。気流と濃度に関する結果をあわせて検討すると、実験ではトレーサーガスが模型の壁面を這上がり、模型の風下の淀み領域に捕まって濃度が高くなっているのに対して、計算の場合は、模型の風上で既にある程度拡散しており、模型の風下の淀み領域も小さく、トレーサーガスが速やかに風下に流れるので濃度が低いことが示された。

今後の課題を以下に示す。

- (1) 野外実測データとモデルによる計算の照合を行う。
- (2) 精度のよい予測を行うために、気流計算に用いている乱流モデルの改良を行う。
- (3) 2次元定常中立モデルから3次元非定常非中立モデルへの拡散を行う。

第2章 基礎工に関する調査試験

基礎研究室 岡 原 美知夫 高 木 章 次
小 幡 宏 小 池 信 一
森 浩 樹 龍 田 昌 毅

2-1 まえがき

道路橋示方書など各種基準に示されている直接基礎の極限支持力算定式は、主として平面ひずみを仮定した二次元剛塑性理論に基づいている。したがって、これらの算定式から得られる支持力は、地盤内の応力が増大して行き塑性化すると一瞬のうちにすべり線が形成されるような地盤の破壊（全般せん断破壊）を想定して求められている。しかしながら、実際の基礎地盤がせん断破壊を起こす時点での地盤の応力状態は、塑性域と弾性域が混在しており、破壊は進行的に発生するものと考えられる。既存の支持力に関する研究成果によると、この進行性破壊は、「地盤の圧縮性」、「破壊時のshear band幅の違い」とならんで、支持力に関する寸法効果の原因として考えられており、寸法効果の現象を解明することが現在支持力問題に関する重要なテーマのひとつとされている。特に本四架橋で建設されるような大型基礎においては、このような支持力の寸法効果の影響を支持力算定に導入することが、安全な基礎設計において重要な課題となる。そこで、基礎の規模が支持力に及ぼす影響がどの程度であるかを確認するために、遠心模型実験を実施した。

なお、基礎の形態が支持力に及ぼす要因としては、今回取り上げた寸法効果とならんで基礎の形状効果が考えられるが、形状効果については、本研究において59年度から61年度にわたって検討してきた。これらの検討事項の概要は以下の通りである。

58, 59年度

直径30cmの円形基礎（実物の1/300）および幅30cm、奥行き1mの長方形基礎を用いて、神戸層と花崗岩層を想定した二層モデル地盤上で載荷実験を実施し、二層地盤上に基礎を設定した場合の形状効果について検討を行った。この時の実験条件の設定は以下の通りである：

- ① 荷重傾斜角 $0^\circ, 16.7^\circ$
- ② 上層の厚さ h と基礎幅 B の比 (h/B)
 $0.6, 0.8, 1.0, 5.0 (8.0)$
- ③ 地盤作成の際、下層地盤にはソイルセメント、上層地盤には川砂を用いた。

60年度

(1) 重回帰分析による形状係数の検討

道路橋示方書の支持力算定式を用いて算定した円形基礎と帯基礎の支持力比 r を算定し、下記(2.1)，

(2.2) 式に示す c , ϕ , B , D_f をパラメータとした重回帰式によって、二次元支持力算定値から三次元支持力を推定する場合の支持力係数を算定する手法について検討した。

$$r = \frac{q_{円}(c, \phi, \theta, B, D_f)}{q_{帯}(c, \phi, \theta, B, D_f)} = \beta_0 + \beta_1 \cdot c + \beta_2 \cdot \phi + \beta_3 \cdot \theta + \beta_4 \cdot B + \beta_5 \cdot D_f \quad (2.1)$$

$$r = r(c, \phi, \theta, B, D_f) = \beta_0 + \beta_1 \cdot c + \beta_2 \cdot \phi + \beta_3 \cdot \theta + \beta_4 \cdot \frac{D_f}{B} \quad (2.2)$$

ここに、
 c : 粘着力
 ϕ : 地盤のせん断抵抗角
 θ : 荷重傾斜角
 B : 基礎幅
 D_f : 根入れ深さ

(2) FEM解析による換算変形係数の検討

二次元FEMおよび三次元軸対称FEMにより、一定の荷重強度を地盤に作用させた場合の地盤の変位を算定し、両者の値を比較することにより、二次元解析から三次元変位を推定する場合の換算変形係数の設定の仕方について検討した。

61年度

過去に実施された平板載荷試験から定まる支持力と分割法、Kötter 式、RBSM、道路橋示方書公式等の二次元支持力算定法から求まる支持力の比のばらつきを統計的手法によって評価することにより、二次元解析から三次元基礎（円形）の支持力を安全に推定する手法について検討した。

2-2 研究目的

基礎構造物の寸法の違いが直接基礎の支持力特性に及ぼす影響を調べるため、遠心力載荷装置を用いて以下の項目に関する実験を行った。

(1) 基礎の寸法効果に関する検討

遠心力載荷装置では、載荷槽中の地盤に作用する加速度を変化させることにより、任意の基礎幅を有する基礎の場合と等価の地盤の応力状態を再現することができる。ここでは標準砂を用いて、基礎幅が変化した場合の支持力係数の違い（寸法効果）について調べる。

(2) 地盤の粒径が支持力に及ぼす影響に関する検討

遠心模型実験における相以則によると、想定される基礎の寸法は加速度の大きさに比例して増大する。これに伴って、同様に長さのディメンションを有する地盤の粒径も加速度に比例した大きさのものを想定することになる。このため厳密に基礎の寸法効果を調べるためには、つどつど加速度の大きさに応じた粒径を有する材料を用いて、地盤を作成する必要がある。しかし、実際に、同様の粒子構造を有し粒径のみが異なる材料を入手し、しかも同様な密度の地盤を作成することは困難である。そこで今回の実験におい

ては、地盤を作成する材料に標準砂を用いて、加速度を変化させた場合に粒径の変化が遠心力载荷装置を用いた場合の支持力実験に及ぼす影響について調べ、(1)で得られた結果を補正するものとした。

(3) 偏心荷重が作用したときの帯基礎の支持力に関する検討

道路橋において、偏心荷重が作用している基礎の支持力を算定する場合、通常支持力はMeyerhof によって提案されている有効载荷面積に対して定められている。ここでは、偏心荷重が作用したときの帯基礎の支持力実験を行い、現行の有効载荷面積を支持力算定に用いることの妥当性を確認する。

2-3 遠心模型実験

2-3-1 遠心模型実験

土の強度および変形特性は、その応力レベルに大きく依存する。したがって、通常の重力場における小型の模型実験では、応力レベルの違う実際の大規模な構造物の挙動を再現することは出来ない。遠心模型実験は、縮尺 $1/n$ の模型を用いて、遠心力により重力の n 倍の加速度を与えることにより、実物と同じ応力レベルにおいて実験を行い、実際の構造物の挙動を再現しようとするものである。

遠心力により重力の n 倍の加速度を与えることは、実物と応力レベルが等しくなり土要素の強度および変形特性が実物と同じになるとともに、地盤の自重による応力を実物規模に再現できる。つまり、実物における深さ z の点における自重応力 ($= z r$) と模型における深さ z/n の点における自重応力 ($= z/n \times r n = z r$) は等しくなる。

2-3-2 支持力の模型実験における相似則

半無限砂地盤上の帯基礎（幅： B ）の極限支持力度（ q ）は次式で表される。

$$q = \frac{rB}{2} N_r(\phi) \quad (2.3)$$

r : 土の単位体積重量

N_r : 支持力係数

ϕ : 土の内部摩擦角

この式を模型と実物に適用すると、

$$\frac{q_p}{q_m} = \frac{r_p B_p N_r(\phi_p)}{r_m B_m N_r(\phi_m)} \quad (2.4)$$

が得られる。

nG の遠心加速度場での $1/n$ の模型と $1G$ での実構造物について考える。この場合、

$$r_m = n r_p \quad (2.5)$$

である。

土要素に生じる応力レベルが等しいことから、

$$\phi_p = \phi_m \quad (2.6)$$

と考えると、(2.4)式より、

$$\frac{q_p}{q_m} = \frac{B_p}{nB_m} \quad (2.7)$$

となる。

したがって、 $B_p = n B_m$ ならば、 $q_p = q_m$ となる。これは、地盤の条件が同じであれば $n G$ での遠心加速場における載荷試験で得られた基礎幅 B_m の極限支持力度は、重力場での基礎幅 $B_p = n B_m$ の基礎の極限支持力度と等しくなるということを意味する。

2-4 砂地盤上の浅い帯基礎の支持力

2-4-1 支持力の寸法効果

直接基礎の支持力の算定には、古典的な剛塑性理論に基づく支持力解を用いるのが一般的である。道路橋示方書においても、この理論に基づくソコロフスキーの解を用いて支持力を算定することとしている。古典的支持力理論においては、剛塑性理論に基づき、地盤は一様、等方性のものであり、破壊時には仮定したすべり線上において一定の ϕ_{max} が発揮されるものとして地盤の支持力値が算定される。

しかし、土の要素の強度および変形特性に関する研究、信頼性の高い模型実験が行われるようになるにつれ、このような古典的支持力理論に対する問題点として、地盤内の ϕ の異方性、 ϕ の拘束圧依存性、進行性破壊の現象、砂の粒子の大きさの影響等が指摘されるようになってきた。

De Beer, Muhs らは、地盤の破壊はすべり線に沿って同時に起こるのではなく、フーチング直下に生じた破壊が、徐々にフーチングから離れた地点に伝播して行き、最終的にすべり線が生じ破壊に至るとする進行性破壊の現象を主張し、また、実験的にも明らかにした。進行性破壊では、フーチングの荷重最大時においてもすべり線上に、フーチング直下の地盤が既に破壊しせん断抵抗力が残留状態になっている部分とフーチングから離れた地点のまだ破壊に至っていない部分が混在するとし、すべり線上において発揮されている ϕ が一定でないと考える。したがって、すべり線上において ϕ の最大値が一様に発揮されるとしている従来の古典的支持力解は、この点では支持力を過大に評価していることになる。

しかし、従来議論の対象とされてきた三軸試験で求まる ϕ_t は、現在、模型実験において実験結果を良く説明できるとされている平面ひずみ試験により求まる ϕ_p よりも小さく、また、支持力の値が ϕ の値に非常に敏感であることを考えると、必ずしも従来求められてきた古典的支持力解が危険側の値を算出しているとは限らない。また、道路橋示方書では、 N 値から ϕ を推定する際に ϕ の値としては下限値を与える推定式を採用しているため、 ϕ の値はかなり小さく推定される。したがって、算定される支持力は結果的に安全側の値となっているものと考えられる。

また、実験では明らかにされながら古典的支持力論では説明の出来ない現象として、支持力係数の寸法効果があげられる。古典的な剛塑性論による支持力理論においては、砂地盤上の帯基礎の支持力は、

$$q = \frac{r}{2} \frac{B}{N} \quad (2.8)$$

で求められ、 N_r の値は砂の内部摩擦角により決定される無次元量である。ところが、同一地盤条件においても基礎幅が大きくなると支持力係数 N_r が小さくなることが実験的に知られており、支持力係数の寸法効果と呼ばれている。図-1に示されているのがDe Beerによりまとめられたもので、重力場における小型模型実験の結果を整理したものである。この傾向は絶対値には違いがあるが木村らをはじめとする遠心模型実験によっても確認されている。

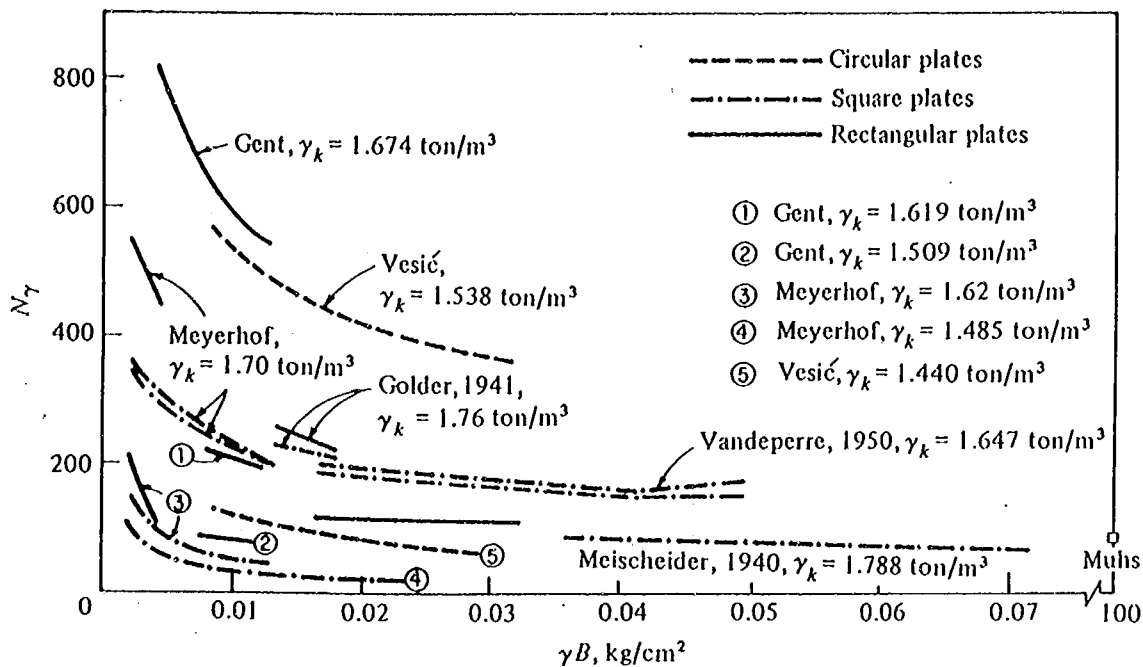


図-1 小型模型実験における支持力の寸法効果 (De Beer, 1965)

寸法効果の原因については、以下に示すようにいくつかの意見がある。

- 1) Vesic 土要素の圧縮性
- 2) 小田ら ϕ_{max} の拘束依存性
- 3) 木村ら 拘束圧による地盤の破壊の進行性の程度の違い
- 4) Steenfelt 基礎幅と砂の粒径との比 (D_{50}/B_0) の違い
- 5) 龍岡ら 砂の粒径の違いにより発生する shear band の幅の違い

いずれにしても従来の剛塑性理論から導かれた支持力算定法では、寸法効果は現れては来ない。したがって、例え剛塑性理論から導かれた支持力値が全体的に安全側であっても、基礎の寸法により安全の度合いが異なり、また、比較的小規模の模型実験を中心に古典的支持力理論が議論されてきたことを考えると、非常に大規模な基礎においては古典的支持力理論による値は危険側になることも考えられる。

したがって、ここでは支持力係数の寸法効果の程度を検討するために、応力レベルを比較的大規模の基礎と等しくできる遠心力载荷装置を用い実験を行い、定量的な評価を試みた。

2-4-2 実験概要および実験ケース

実験は図-2に示す建設省土木研究所にある遠心力載荷装置において行った。

地盤を作成する試料箱の大きさは幅500mm×奥行き100mm×深さ300mmである。地盤は試料を自然落下させることにより作成し、地盤の密度は落下高さおよび落下量により調整した。遠心模型実験では、土槽の大きさが小さいため、容器の剛性、側面の摩擦等が非常に大きな影響を及ぼす。遠心模型実験では容器のはらみ出しを測定するのが困難であり、定量的に詳細な検討を行うことはできなかったが、容器は十分に補強し剛性を確保した。また側面の摩擦を除去するためには、龍岡らの研究をもとにシリコングリースを塗った上にメンブレンを貼り着けた。

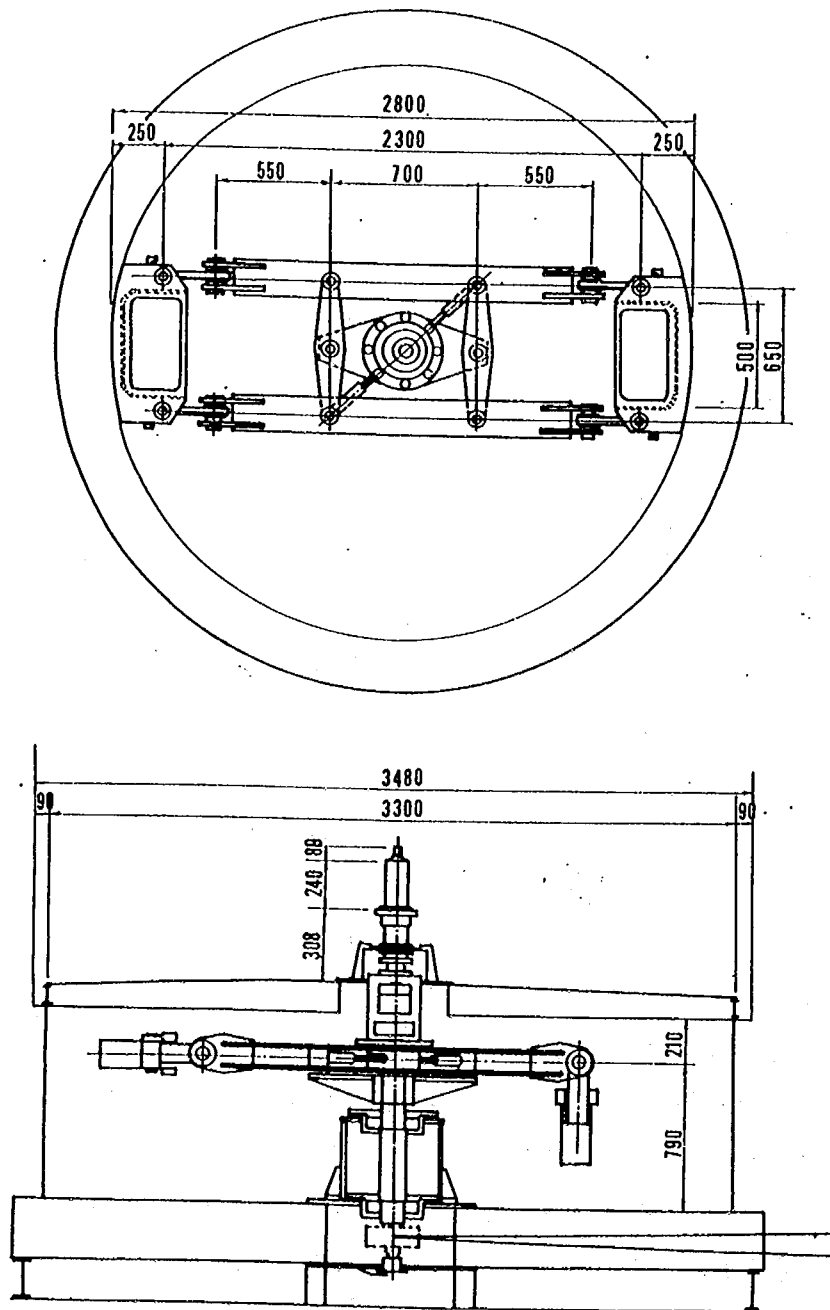


図-2 遠心力載荷装置概要図

実験に用いた基礎模型の幅は 1～4 cm で底面にはサンドペーパーを貼りつけ粗とした。遠心加速度は重力場 (1 G) から 125 G まで変化させた。実験に用いた砂は豊浦標準砂と鹿島砂で、豊浦標準砂については 2 種類の密度の地盤について実験を行った。

以下に実験を行ったケースを示す。

B_0 : 基礎模型の幅 (cm)

n : 遠心加速度の大きさ (G)

B : 換算基礎幅 ($= n B_0$) (cm)

① 標準砂 $\gamma = 1.60 \text{ tf/m}^3$

B	—	7	10	14	21	25	50	100	200	300	400	500
$B_0 = 1$	$n = 1$	7	10	—	—	25	50	100	—	—	—	—
$B_0 = 2$	$n = 1$	—	—	7	—	12.5	25	50	100	—	—	—
$B_0 = 3$	$n = 1$	—	—	—	7	—	—	33.3	—	100	—	—
$B_0 = 4$	$n = 1$	—	—	—	—	—	—	25	50	—	100	125

② 標準砂 $\gamma = 1.55 \text{ tf/m}^3$

B	—	7	10	14	21	25	50	100	200	300	400	500
$B_0 = 2$	$n = 1$	—	—	7	—	—	25	50	100	—	—	—
$B_0 = 3$	$n = 1$	—	—	—	7	—	—	33.3	—	100	—	—

③ 鹿島砂 $\gamma = 1.74 \text{ tf/m}^3$

B	—	7	10	14	21	25	50	100	200	300	400	500
$B_0 = 3$	$n = 1$	—	—	—	7	—	—	33.3	—	100	—	—

載荷は変位制御により一定速度で行った。測定は基礎模型に作用する荷重と基礎模型の変位について行い、一定荷重ごとに写真を撮影しメンブレン上のメッシュにより地盤の変形を観察した。

2-4-3 実験結果

(1) 標準砂 ($\gamma = 1.60 \text{ tf/m}^3$)

表-1 に実験より得られた支持力係数 (N_r) と最大荷重発生時の沈下量 (S_f) を、図-3～6 には基礎幅, 1, 2, 3, 4 cm の各基礎模型ごとの無次元化した荷重～沈下量曲線 ($2q/B \sim S/B_0$) を示す。

i) 支持力係数の寸法効果

図-7 に実験より得られた支持力係数 (N_r) と換算基礎幅 (B) の関係を示す。載荷幅が大きくなるにつれ支持力係数が小さくなるという寸法効果が現れており、実験を行った範囲においては寸法効果がなくなることとはなかった。

これを両対数でプロットすると、図-8 のようになり、ほぼ直線で近似でき、次式で表せる。

$$N_r = 640 \cdot B^{-0.304} \quad (2.9)$$

ii) 最大荷重発生時の沈下量

図-9 に基礎幅で無次元化した最大荷重発生時の沈下量 (S_f/B_0) と換算基礎幅の関係を示す。載

荷幅が大きくなるにつれ、 S_f / B_0 の値は大きくなる。

iii) すべり線

図-10に基礎模型の幅が2 cmの場合のすべり線を示す。遠心加速度によって、すべり線の角度、深さは大きくは変わらず、基礎とすべり線のなす角度は $65^\circ \sim 70^\circ$ であった。メンブレン上で観察されるすべり線は必ずしも全て全せん断破壊とはならなかったが、それにより支持力が大きく変化することはなかった。

iv) 粒径の影響

図-11に基礎幅1, 2, 3, 4 cmの各基礎模型の換算基礎幅100 cmの場合の無次元化した荷重～沈下量曲線($2q/\gamma B \sim S/B_0$)を比較した図を示す。荷重～沈下量曲線の勾配, 最大値, 最大値発生時の沈下量について、ほぼ一致している。したがって、粒径と基礎幅の比(B_0/D_{50})が4倍程度の違いではあるが、この範囲では粒径が相対的に違うことによる支持力に対する影響は現れていない。ただし、ピー

表-1 標準砂 ($\gamma \simeq 1.60 \text{ tf/m}^3$) 実験結果

B_0 基礎幅 (cm)	n 加速度 (G)	n B_0 換算幅 (cm)	Q_{max} 最大荷重 (kgf)	S_f 沈下量 (cm)	N γ 支持力 係数	S_f/B_0
1	1	1	5.5	0.469	679	0.047
1	7	7	15.0	0.931	266	0.093
1	10	10	25.5	1.156	318	0.116
1	25	25	47.0	1.375	237	0.138
1	50	50	86.5	1.484	214	0.148
1	100	100	126.5	1.641	157	0.164
2	1	2	17.0	2.031	523	0.102
2	7	14	62.5	2.370	279	0.119
2	12.5	25	82.5	2.042	205	0.102
2	25	50	129.0	2.531	162	0.127
2	50	100	256.0	3.449	158	0.173
2	100	200	450.5	4.688	138	0.232
3	1	3	44.0	2.641	582	0.088
3	7	21	111.5	3.453	220	0.115
3	33.3	100	326.5	5.094	136	0.170
3	100	300	858.0	6.956	118	0.232
4	1	4	48.0	4.054	375	0.101
4	25	100	489.5	6.341	155	0.158
4	50	200	918.5	7.729	143	0.193
4	100	400	1442.0	8.754	111	0.219
4	125	500	1474.0	8.896	92	0.222

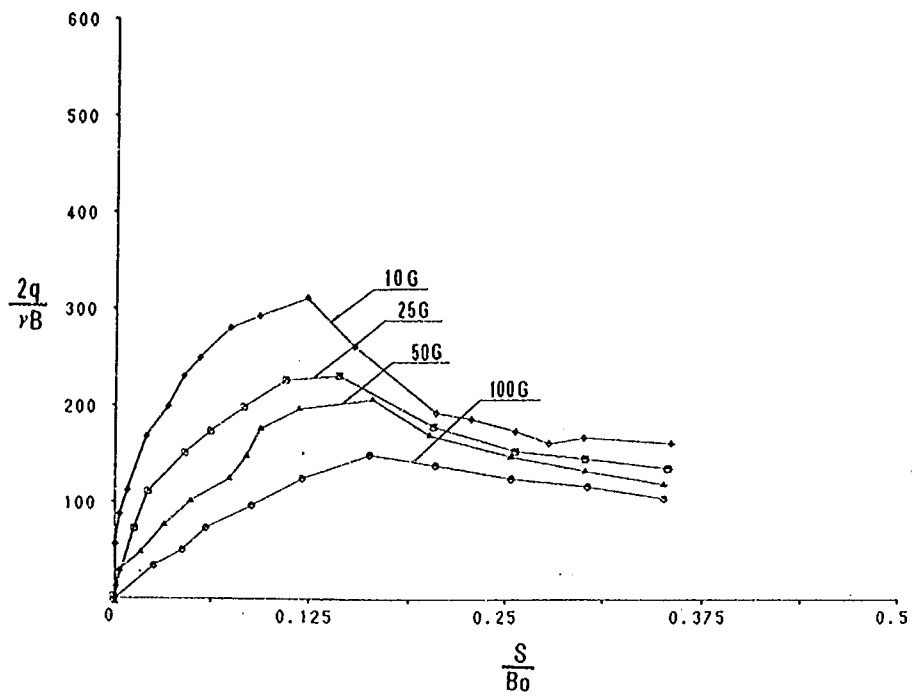


圖-3 荷重-沈下曲線 ($\frac{2q}{rB} \sim \frac{S}{B_0}$) (標準 $r \approx 1.60 \text{ tf/m}^2$)
基礎幅 1 cm

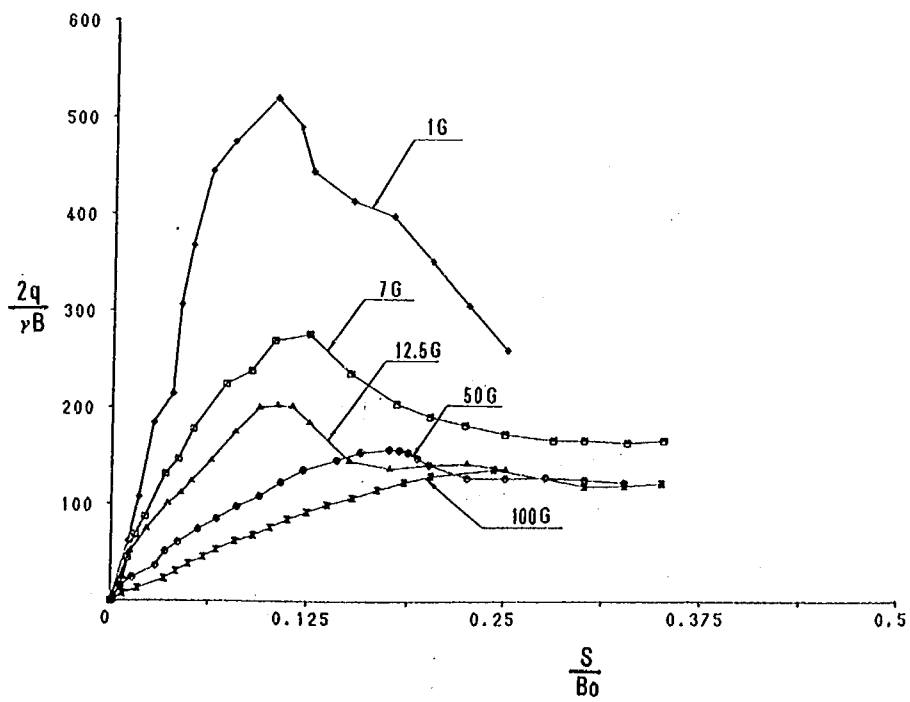


圖-4 荷重-沈下曲線 ($\frac{2q}{rB} \sim \frac{S}{B_0}$) (標準砂 $r \approx 1.60 \text{ tf/m}^2$)
基礎幅 2 cm

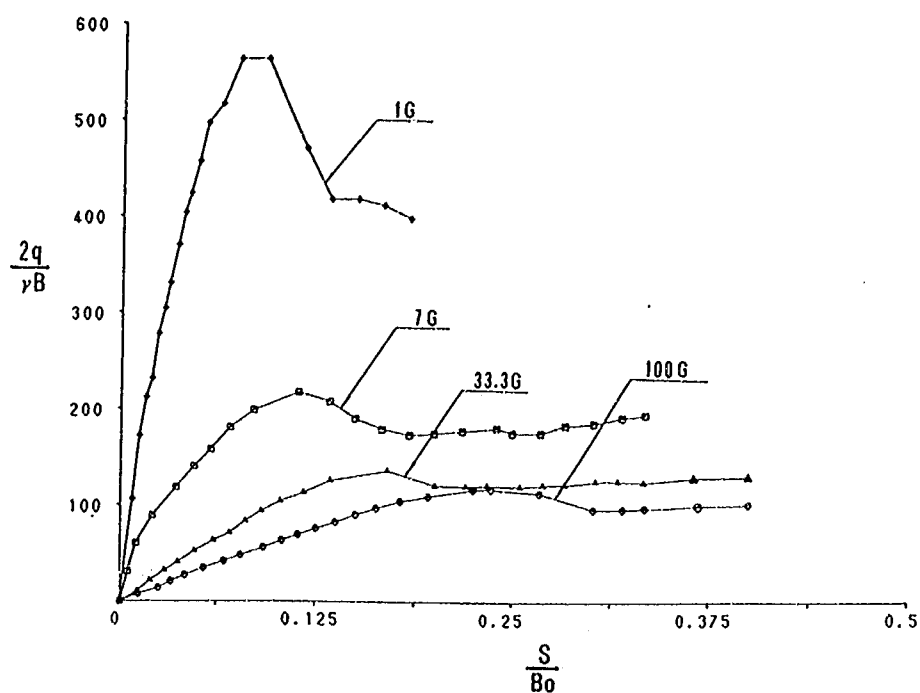


圖-5 荷重-沈下曲線 ($\frac{2q}{rB} \sim \frac{S}{B_0}$) (標準砂 $r \approx 1.60 \text{ tf/m}^3$)
基礎幅 3 cm

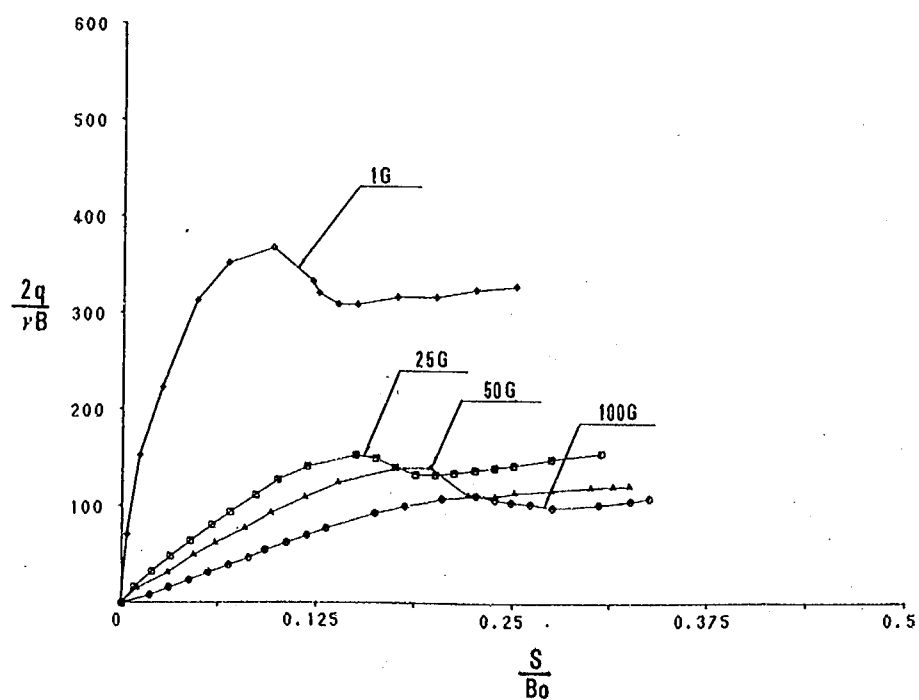


圖-6 荷重-沈下曲線 ($\frac{2q}{rB} \sim \frac{S}{B_0}$) (標準砂 $r \approx 1.60 \text{ tf/m}^3$)
基礎幅 4 cm

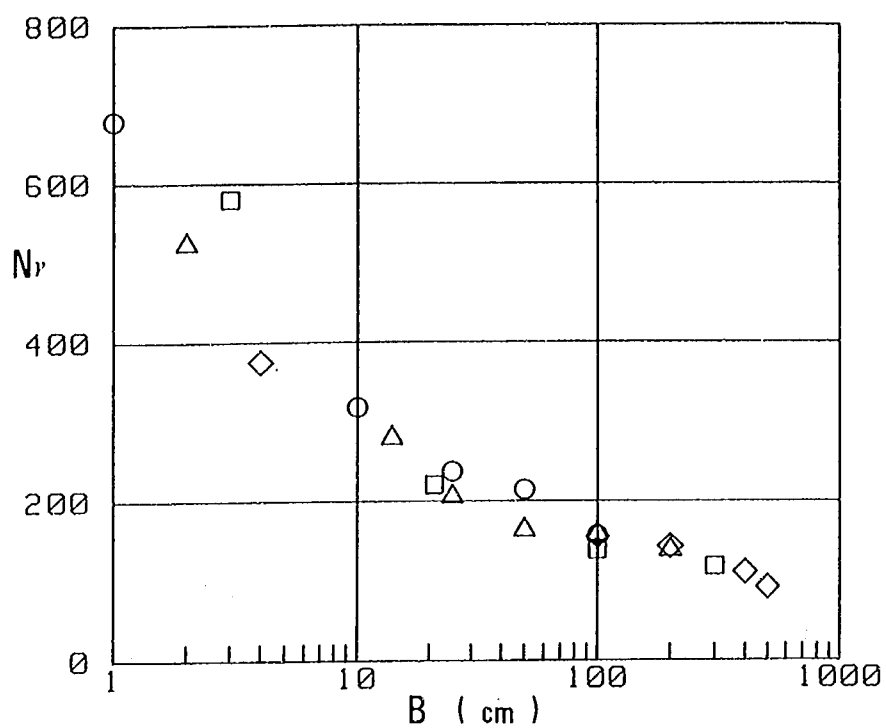


図-7 N_r の寸法効果 (標準砂 $r \simeq 1.60 \text{ tf/m}^3$)

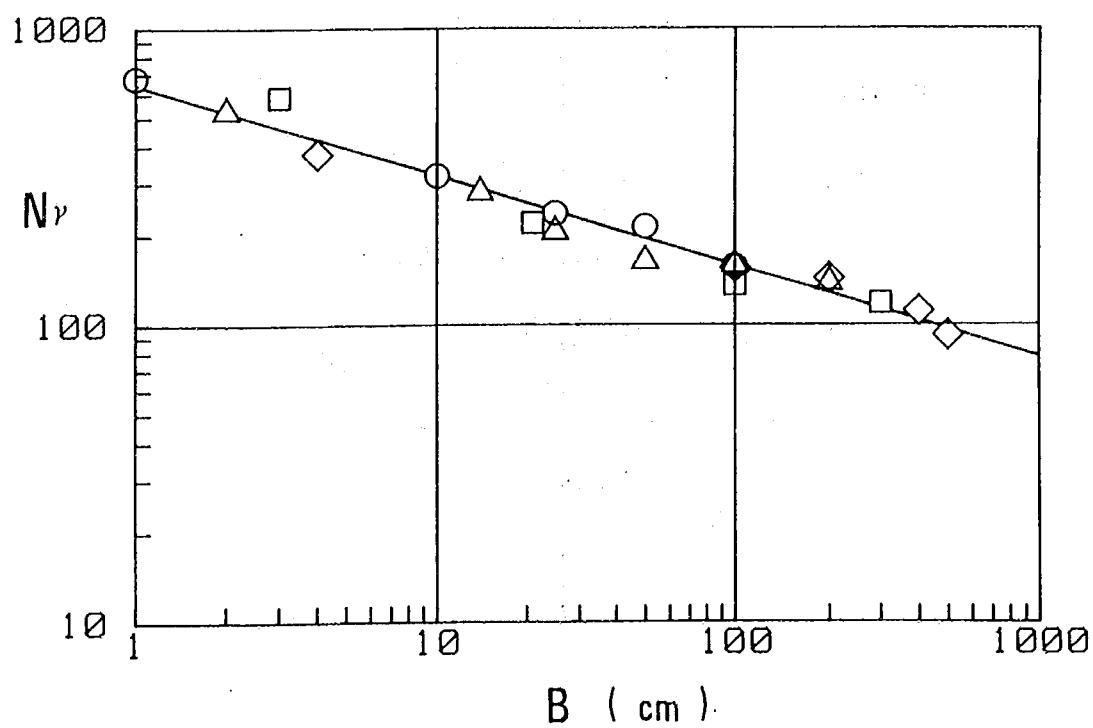
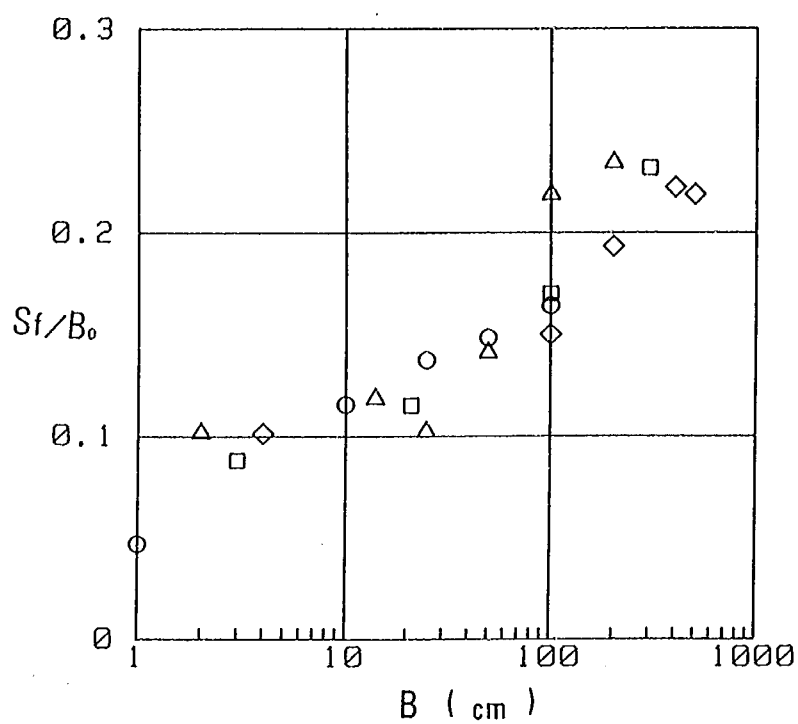
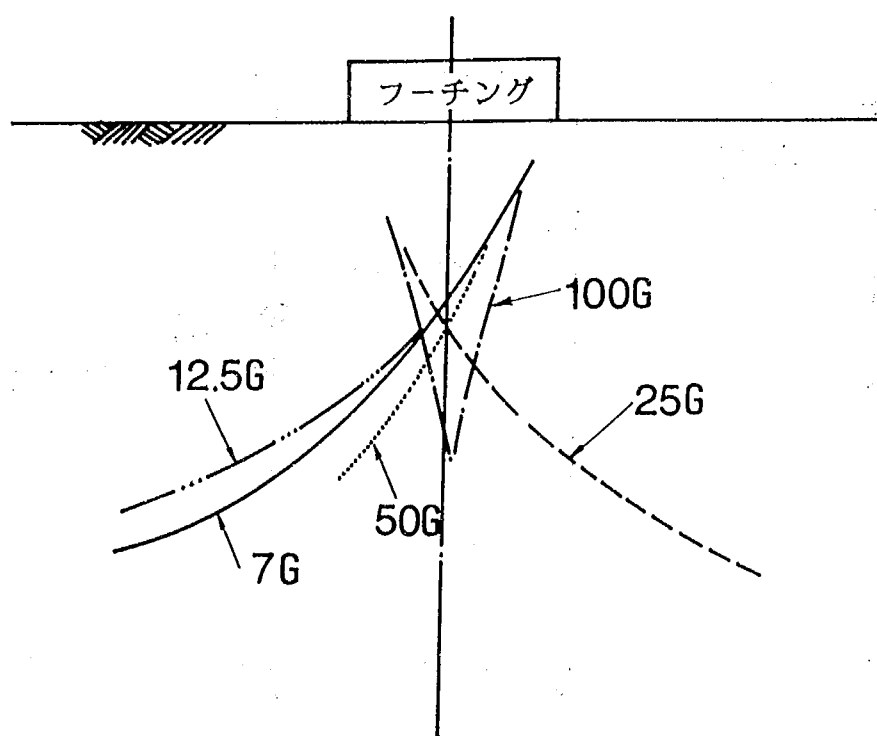


図-8 N_r の寸法効果 (標準砂 $r \simeq 1.60 \text{ tf/m}^3$) (両対数)



図一 9 最大荷重発生時の沈下量と基礎幅の関係 (標準砂 $\gamma \simeq 1.60 \text{ tf/m}^3$)



図一 10 メンブレン上で観察されたすべり線 基礎幅 2 cm
(標準砂 $\gamma \simeq 1.60 \text{ tf/m}^3$)

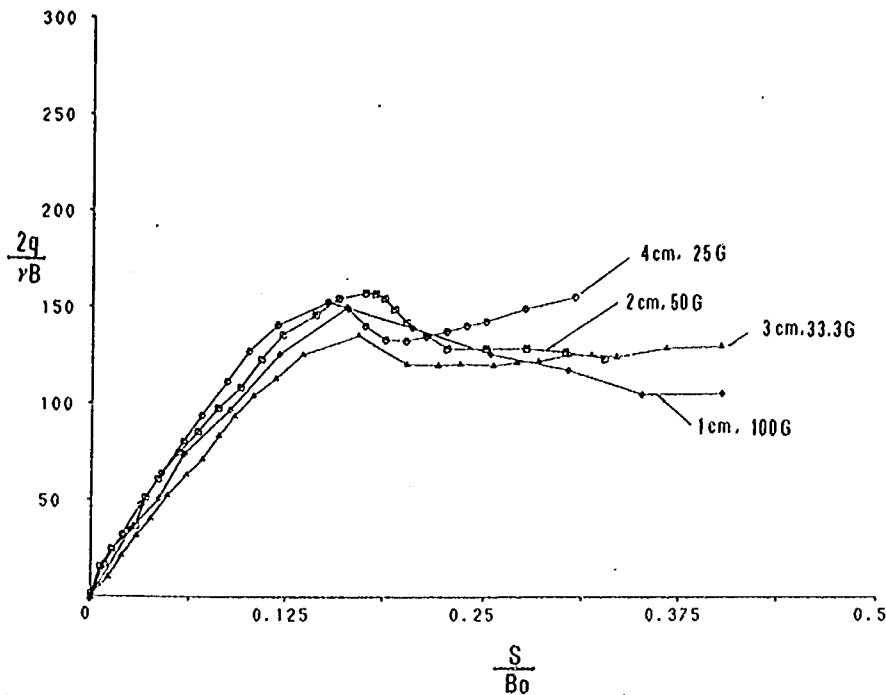


図-11 荷重-沈下曲線 ($\frac{2q}{rB} \sim \frac{S}{B_0}$) (標準砂 $r \approx 1.60 \text{ tf/m}^3$)
換算基礎幅 100 cm

ク後の残留荷重に関しては若干違いが出てきている。

(2) 標準砂 ($r = 1.55 \text{ tf/m}^3$)

表-2 に実験より得られた支持力係数 (N_r) と最大荷重発生時の沈下量を, 図-12~13には基礎幅 2, 3 cm の各基礎模型ごとの無次元化した荷重~沈下量曲線 ($2q/rB \sim S/B_0$) を示す。

i) 支持力係数の寸法効果

図-14に実験より得られた支持力係数 (N_r) と換算基礎幅 (B) の関係を示す。これを両対数上で直線近似すると次式で表せる。

$$N_r = 366 \cdot B^{-0.264} \quad (2.10)$$

ii) 最大荷重時の沈下量

図-15に基礎幅で無次元化した最大荷重発生時の沈下量 (S_f/B_0) と換算基礎幅の関係を示す。

(3) 鹿島砂 ($r = 1.74 \text{ tf/m}^3$)

表-3 に実験より得られた支持力係数 (N_r) と最大荷重発生時の沈下量を, 図-16には基礎幅 3 cm の基礎模型の無次元化した荷重~沈下量曲線 ($2q/rB \sim S/B_0$) を示す。

i) 支持力係数の寸法効果

図-17に実験より得られた支持力係数 (N_r) と換算基礎幅 (B) の関係を示す。これを両対数上で直線近似すると次式で表せる。

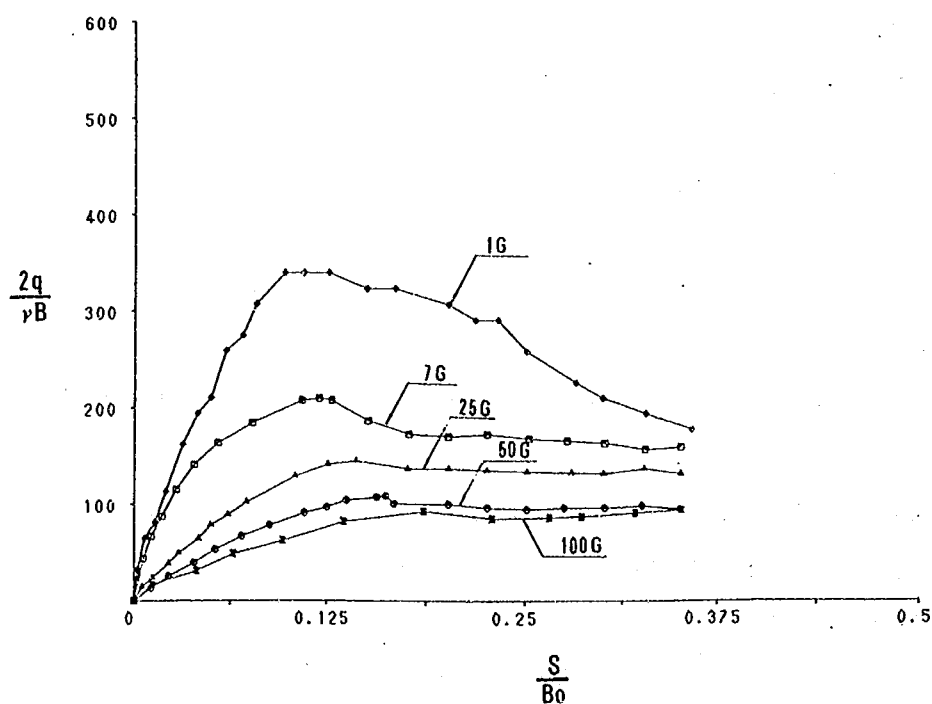
$$N_r = 1070 \cdot B^{-0.343} \quad (2.11)$$

ii) 最大荷重発生時の沈下量

図-18に基礎幅で無次元化した最大荷重発生時の沈下量 (S_f/B_0) と換算基礎幅の関係を示す。

表一 2 標準砂 ($\gamma \approx 1.55 \text{ tf/m}^3$) 實驗結果

B_0 基礎幅 (cm)	n 加速度 (G)	$n B_0$ 換算幅 (cm)	Q_{max} 最大荷重 (kgf)	S_1 沈下量 (mm)	$N \gamma$ 支持力 係數	S_1 / B_0
2	1	2	11.0	2.039	3 5 6	0.102
2	7	14	46.0	2.366	2 1 2	0.118
2	25	50	113.5	2.808	1 4 5	0.140
2	50	100	170.0	3.224	1 1 0	0.161
2	100	200	291.5	3.538	9 4	0.177
3	1	3	16.5	1.837	2 3 8	0.061
3	7	21	70.0	2.930	1 4 3	0.098
3	33.3	100	266.5	4.102	1 1 4	0.137
3	100	300	698.5	6.231	1 0 0	0.208



圖一 12 荷重—沈下曲線 ($\frac{2q}{rB} \sim \frac{S}{B_0}$) (標準砂 $\gamma \approx 1.55 \text{ tf/m}^3$)
基礎幅 2 cm

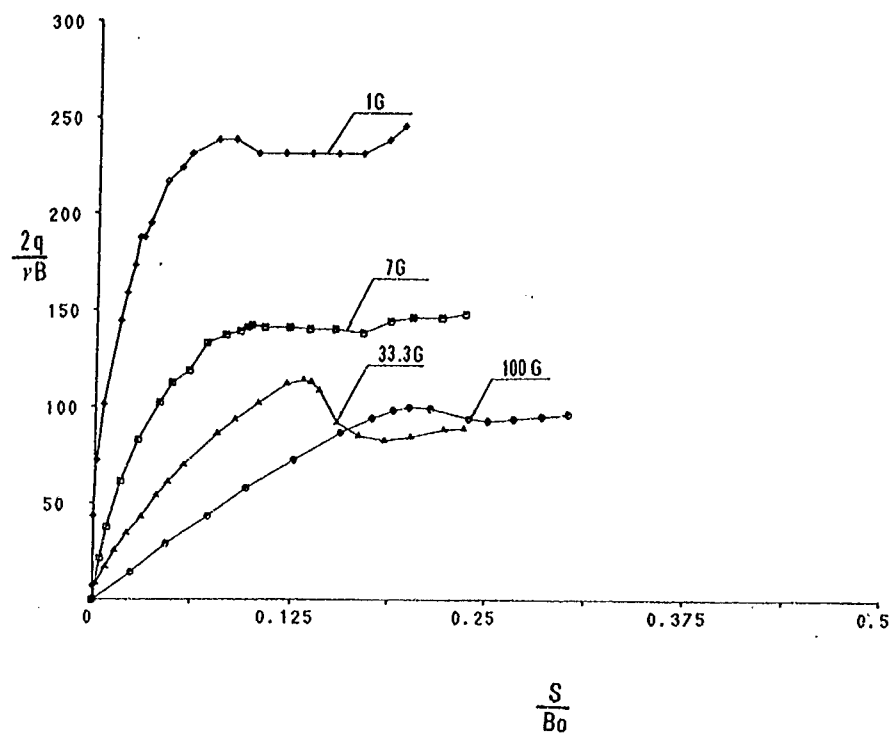


図-13 荷重-沈下曲線 ($\frac{2q}{rB} \sim \frac{S}{B_0}$) (標準砂 $r \approx 1.55 \text{ tf/m}^2$)
基礎幅 3 cm

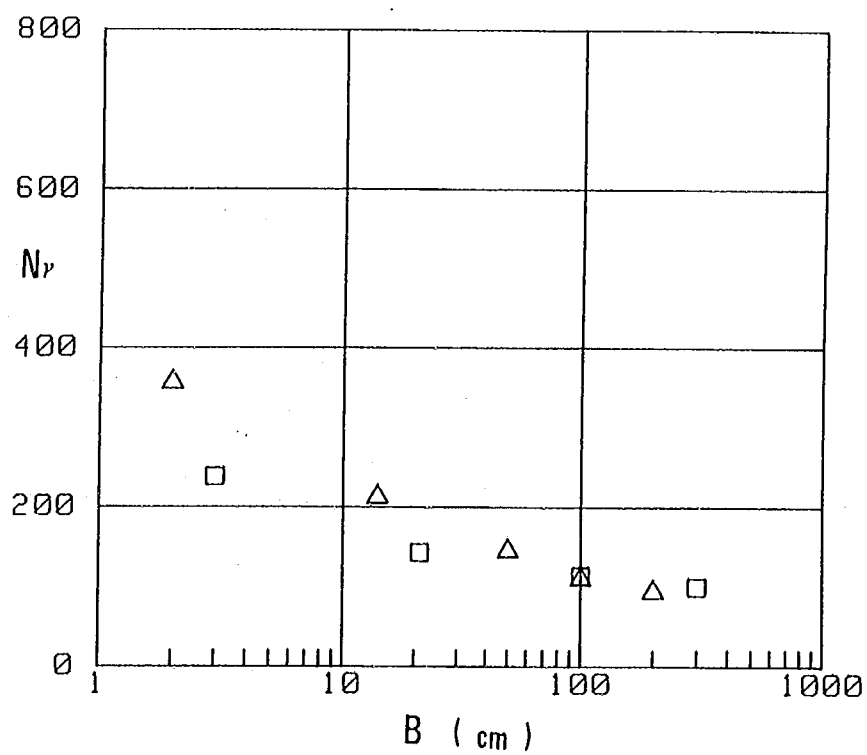


図-14 N_r の寸法効果 (標準砂 $r \approx 1.55 \text{ tf/m}^2$)

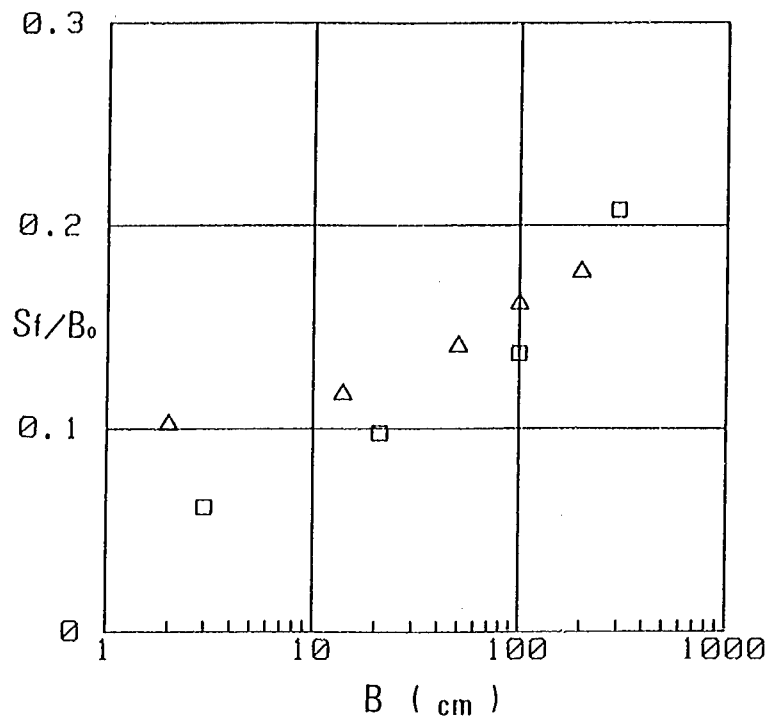


図-15 最大荷重発生時の沈下量と換算幅の関係 (標準砂 $r \approx 1.55 \text{ tf/m}^3$)

表-3 鹿島砂 ($r \approx 1.74 \text{ tf/m}^3$) 実験結果

B_0 基礎幅 (cm)	n 加速度 (G)	$n B_0$ 換算幅 (cm)	Q_{max} 最大荷重 (kgf)	S_f 沈下量 (cm)	$N \gamma$ 支持力 係数	S_f / B_0
3	1	3	64.0	3.312	819	0.110
3	7	21	187.5	4.067	323	0.136
3	33.3	100	528.0	6.072	202	0.202
3	100	300	1352.5	9.694	173	0.323

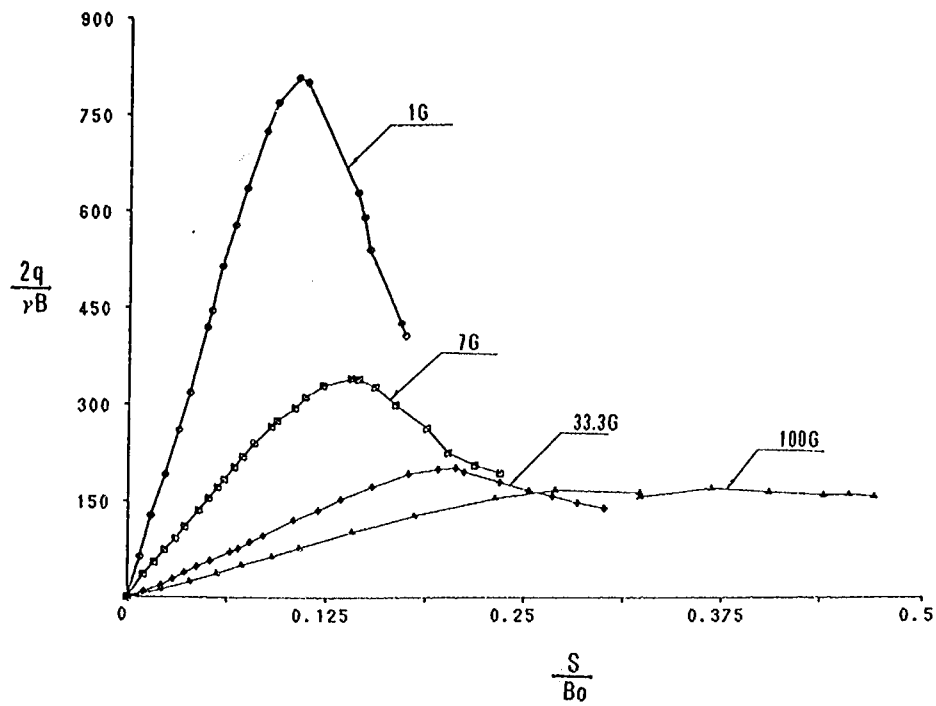


図-16 荷重-沈下曲線 ($\frac{2q}{\gamma B} \sim \frac{S}{B_0}$) (鹿島砂 $\gamma \approx 1.74 \text{ tf/m}^3$)
基礎幅 3 cm

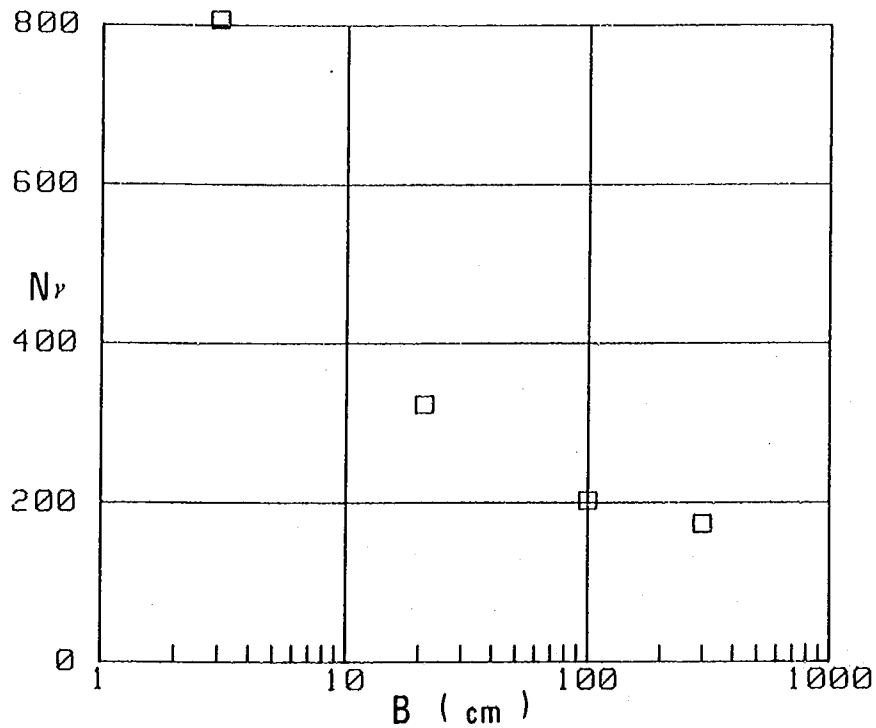


図-17 $N\gamma$ の寸法効果 (鹿島砂 $\gamma \approx 1.74 \text{ tf/m}^3$)

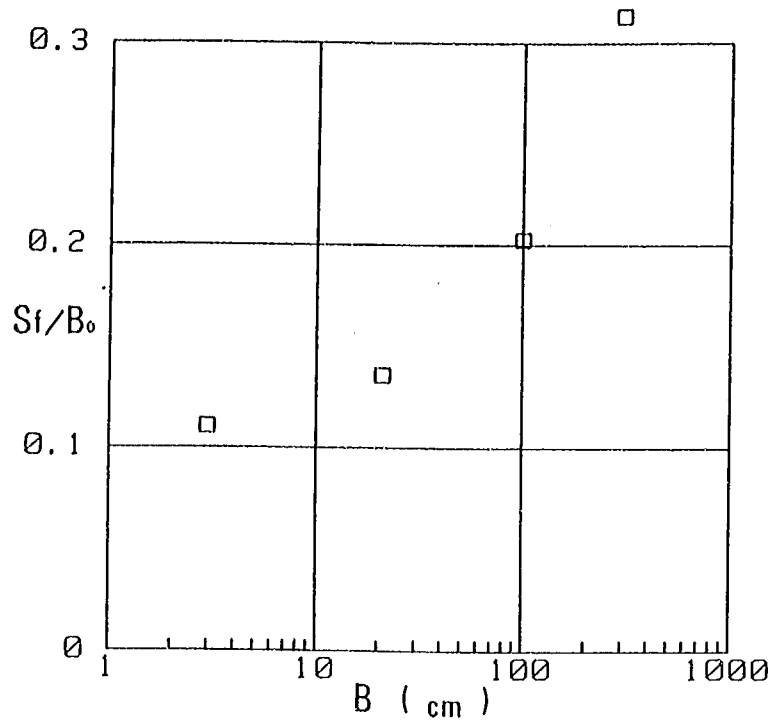


図-18 最大荷重発生時の沈下量と換算幅の関係（鹿島砂 $\gamma \simeq 1.74 \text{ tf/m}^3$ ）

2-4-4 考 察

(1) 支持力係数の寸法効果

実験を行った3種類の地盤に関して得られた支持力係数の寸法効果をまとめて図に示すと図-19のようになる。図中の直線は、実験結果を両対数上で直線近似したもので、以下の式である。

地盤 1 標準砂 ($\gamma = 1.60 \text{ tf/m}^3$)

$$N\gamma = 640 \cdot B^{-0.304}$$

地盤 2 標準砂 ($\gamma = 1.55 \text{ tf/m}^3$)

$$N\gamma = 366 \cdot B^{-0.254}$$

地盤 3 鹿島砂 ($\gamma = 1.74 \text{ tf/m}^3$)

$$N\gamma = 1070 \cdot B^{-0.343}$$

この結果より、支持力係数は基礎幅の $-0.25 \sim -0.35$ 乗に比例して減少するという結果が得られた。また、寸法効果の程度は密な砂ほど大きくなっている。

(2) 剛塑性論による解との比較

ϕ が拘束圧に依存するため一義的に ϕ を定めることはできないが、ここでは剛塑性論と比較するために龍岡らの実験結果を基に平面ひずみ試験における ϕ_p の代表値を定め、三軸試験による ϕ_t はその $1/1.15$ とし、以下のように推定した。

	ϕ_p	ϕ_t
地盤 1	48°	42°
地盤 2	46°	40°

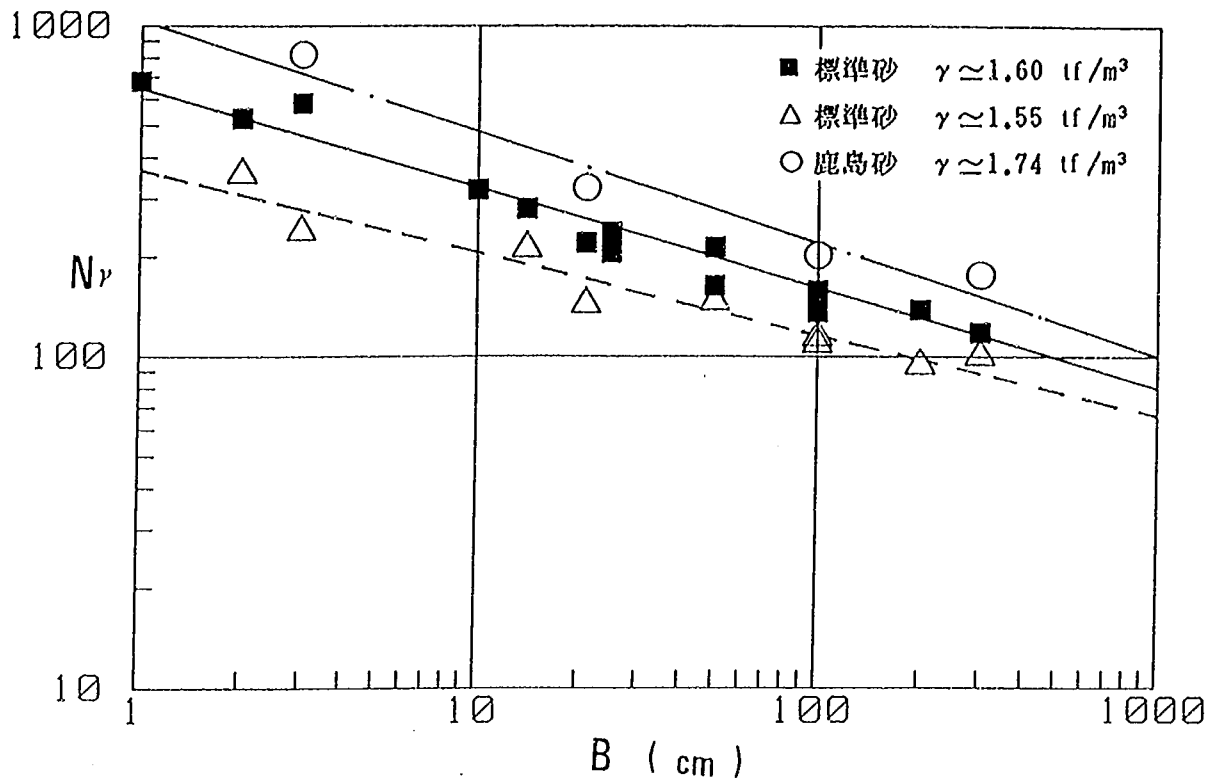


図-19 地盤の違いによる N_r の寸法効果の比較

この ϕ より、ソコロフスキーの方法により支持力係数 N_r を求めると以下ようになる。

	ϕ_p により 求めた N_r	ϕ_t により 求めた N_r
地盤 1	466	128
地盤 2	295	87

この N_r より(1)で示した式を用い、その支持力係数に相当する B を求めると、以下ようになる。

	ϕ_p により求めた N_r に相当する B	ϕ_t により求めた N_r に相当する B
地盤 1	2.84 cm	203 cm
地盤 2	2.34 cm	287 cm

したがって、 ϕ_p により求めた N_r は載荷幅 2.5 cm 程度のときの支持力係数に相当し、 ϕ_t により求めた N_r は載荷幅 2 ~ 3 m のときの支持力係数に相当している。この結果、三軸試験により求まる ϕ_t を用いて古典的支持力理論により算出した N_r は、かなり実物規模に近い値を算出しているものと考えられる。

(3) 粒径の影響

遠心模型実験では、実構造物と応力レベルを合わせることとはできるが、粒径と基礎幅の比を合わせることとはできない。したがって、粒径と基礎幅の比が支持力に大きな影響を与えるようならば、遠心模型実験における支持力の実験は意味をもたなくなる。そこで、今回の実験では、図-11に示したように換算基礎

幅 100cm で比較を行った。ここでは、粒径と基礎幅の比が 4 倍しか変わらないが、この範囲では、支持力および最大荷重時の変位に差は見られず、粒径と基礎幅の比による影響は見られなかった。

(4) 最大荷重発生時の沈下量

図-9, 15, 18 に示したように換算基礎幅が大きくなるほど最大荷重発生時の沈下量と基礎幅の比 (S_f / B_0) は大きくなる。地盤による違いについては、密な砂ほど S_f / B_0 が若干大きくなっているが、今回の実験ではそれほど大きな違いは見られなかった。

(5) 進行性破壊について

従来の実験で言われているように、最大荷重発生時においては、メンブレン上にすべり線は観察されず、その後少し変位が進んだ時点ですべり線が現れる。このことから、最大荷重時に一定の ϕ が発揮され、すべり線が形成される全般せん断破壊ではなく、進行的に破壊が生じていることがわかる。

密度の違う 3 種類の地盤の荷重～変位曲線を比較した図を図-20 に示す。この図によると、密な砂ほど破壊後の残留荷重が少なく、ゆるい砂ほど大きい。これはゆるい砂ほど地盤の強度が徐々に、すなわち局部的に発揮されていると考えられる。したがって、ゆるい砂ほど破壊は進行的であると言える。

また、同じ基礎幅で遠心加速度を変えて行くと、遠心加速度が大きいほど破壊後の残留荷重が大きい。すなわち、拘束圧が大きいほど破壊は進行的であると考えられる。

したがって、ゆるい砂ほどまた拘束圧が大きいほど（すなわち基礎幅が大きいほど）破壊は進行的であると考えられる。

(6) 重力場 (1 G) における実験との比較

図-21 に標準砂 ($\gamma = 1.60 \text{ tf/m}^3$) を用いた遠心模型実験の結果と龍岡らによる重力場 (1 G) における実験とを比較した図を示す。図には参考に土木研究所で行った鹿島砂 ($\gamma = 1.60 \text{ tf/m}^3$) を用いた円

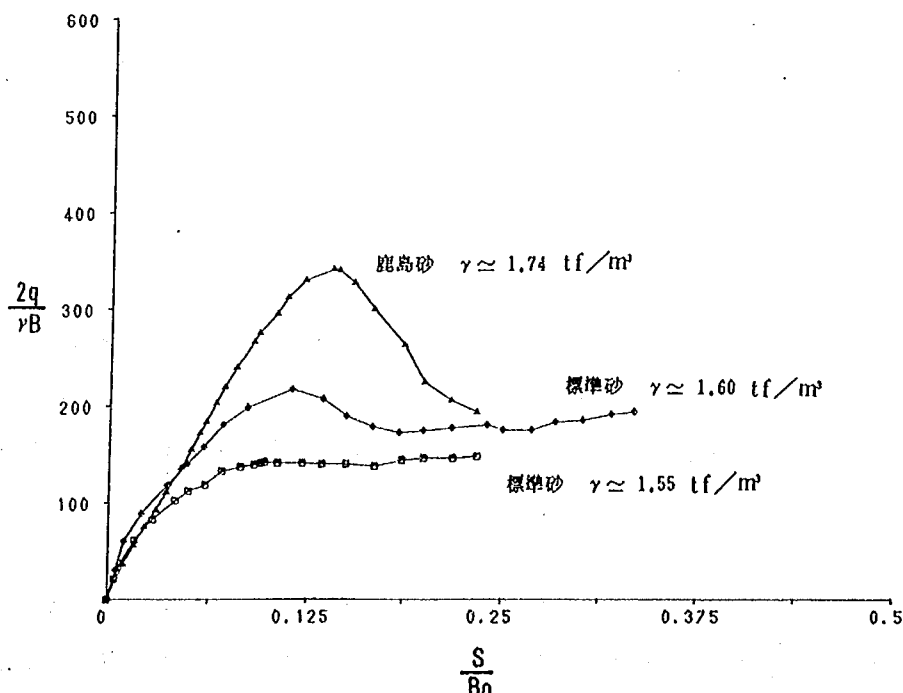


図-20 地盤の違いによる荷重～沈下曲線の比較 (基礎幅 3cm 加速度 7 G)

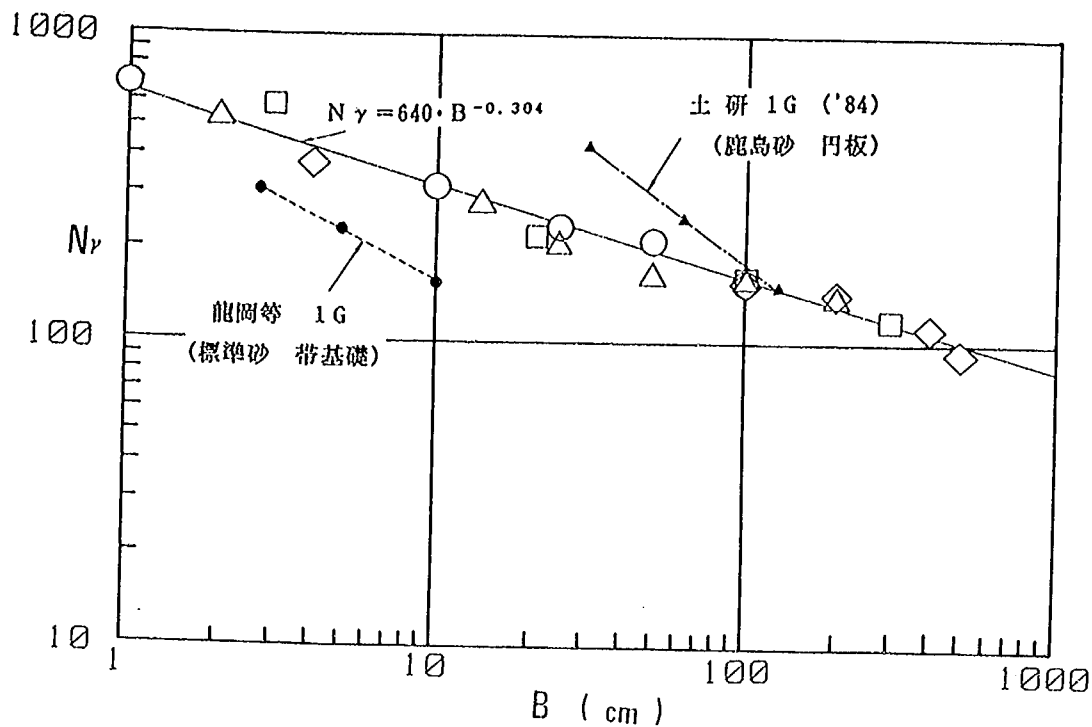


図-21 重力場と遠心力場の寸法効果の比較

板による載荷試験の結果もあわせて示してある。この図より、幅10cmの基礎の支持力を比較した場合、遠心模型実験における支持力の係数の方が大きい。また、寸法効果について比較すると、重力場における実験の方が寸法効果の程度が大きい。

遠心模型実験の場合、側面の摩擦除去に気を使っても、土槽が小さいためにその影響は受けやすく、特に、応力レベルの低いときは影響が大きく出てくる。また、寸法効果は応力レベルの問題だけでなく、粒径と基礎幅による影響もあるとする説もあり、その影響がでている可能性もある。

遠心模型実験による結果が実構造物の現象を定量的に評価する上で有効であるためには、このような重力場と遠心力場における実験の違いを解決しなければならない。応力レベルが低い場合には摩擦力およびわずかな粘着力等の影響が大きいため両者に違いが出てくることは考えられるが、応力レベルの高い場合には両者の差は小さくなるはずである。したがって、高い応力レベルでの両者の結果を比べるために、比較的大規模な重力場における実験を行い、遠心模型実験の結果と比較する必要があると考えられる。

2-5 偏心荷重が作用する帯基礎の支持力

2-5-1 偏心荷重が作用する帯基礎の支持力

現在、道路橋示方書においては、偏心荷重を受ける基礎の支持力はMeyerhof による有効載荷面積による考え方により算定している。この考え方によると、砂地盤上の帯基礎の支持力は以下に示す式で算定される。

$$Q_{ue} = B' W \frac{1}{2} \gamma B' N \gamma$$

Q_{ue} : 極限支持力

B' : 有効載荷幅

$$B' = B - 2e$$

B : 基礎幅

e : 荷重の偏心量

W : 基礎の奥行き

荷重の偏心量を 0 としたときの極限支持力を Q_u とすると、 Q_u と Q_{ue} の比は、次式のようになる。

$$\frac{Q_{ue}}{Q_u} = \left(\frac{B'}{B} \right)^2 = \left(1 - \frac{2e}{B} \right)^2$$

2-5-2 実験ケース

実験は遠心力載荷装置を用い、2-4 の場合と同様な方法で行った。実験には基礎幅 4 cm の基礎模型を用いた。

以下に実験を行ったケースを示す。

地盤 標準砂 $\gamma = 1.60 \text{ tf/m}^3$

ケース	遠心加速度	偏心量
1	25 G	0.5 cm
2	25 G	1.0 cm
3	100 G	0.5 cm
4	100 G	1.0 cm

2-5-3 実験結果および考察

表-4 に実験より得られた最大荷重と最大荷重発生時の沈下量を、図-22 ~ 23 には各換算基礎幅ごとの荷重 ~ 沈下量曲線を示す。

図-24 に偏心による支持力の減少率 (Q_{ue}/Q_u) と偏心量 (e/B_0) の関係を示す。図中の線は Meyerhof による有効載荷幅の考えに基づく曲線である。支持力は偏心量が大きくなると減少して行くが、Meyerhof の式ほどは下がっておらず、偏心量が大きくなるとその差が大きくなっている。

図-25 には、加速度 25 G のときのすべり線を示す。すべり線の方法は寺師らの実験と同様に、Meyerhof の実験とは逆方向に観察された。またすべり線と基礎模型のなす角は以下に示すように偏心量が大きくなるほど小さくなる。

すべり線と基礎模型のなす角度

偏心量	加速度 25 G	加速度 100 G
0.0 cm	62°	61°
0.5 cm	58°	55°
1.0 cm	45°	46°

表-4 偏心荷重作用時の帯基礎の支持力 (標準砂 $\gamma \approx 1.60 \text{ tf/m}^3$)
実験結果

ケース	B_0 基礎幅 (cm)	n 加速度 (G)	$n B_0$ 換算幅 (cm)	e_0 偏心量 (cm)	Q_{max} 最大荷重 (kgf)	S_1 沈下量 (mm)	Q_{uc}/Q_u	S_{1c}/S_1
1	4	25	100	0.5	333.5	4.417	0.679	0.789
2	4	25	100	1.0	276.5	3.991	0.563	0.713
3	4	100	400	0.5	826.0	7.161	0.573	0.805
4	4	100	400	1.0	770.5	5.962	0.534	0.670

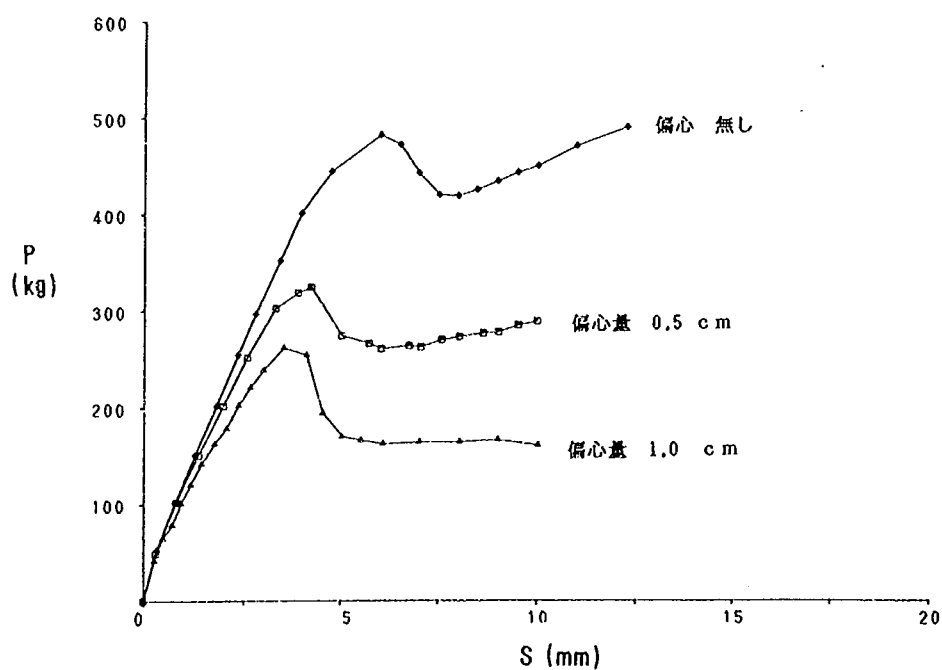


図-22 荷重の偏心量の違いによる荷重-沈下曲線の比較
基礎幅 4 cm 加速度 25 G (標準砂 $\gamma \approx 1.60 \text{ tf/m}^3$)

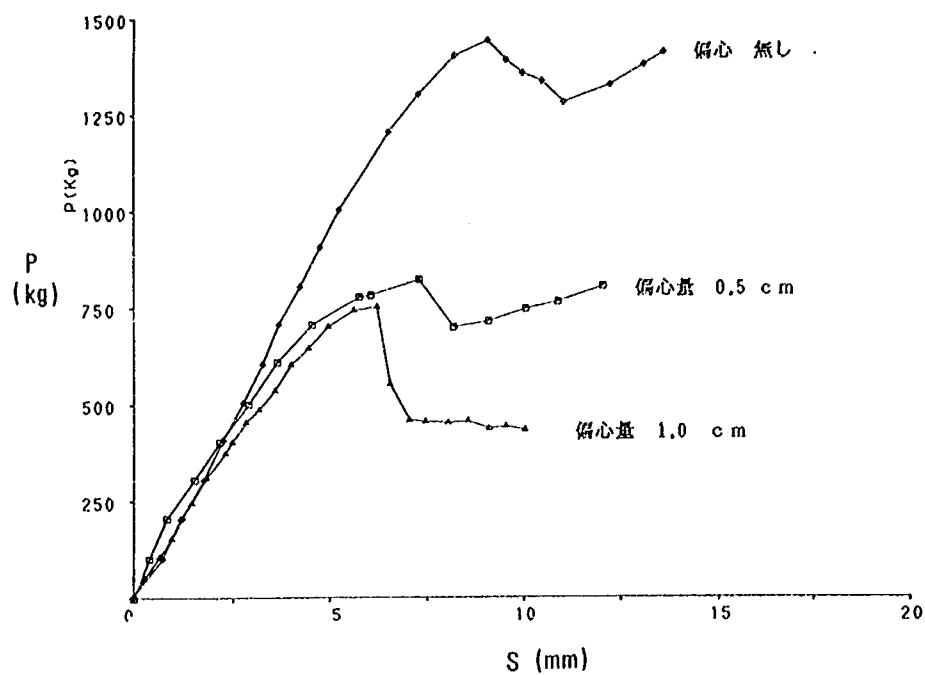


図-23 荷重の偏心量の違いによる荷重-沈下曲線の比較
基礎幅 4 cm 加速度 100 G (標準砂 $\gamma \simeq 1.60 \text{ tf/m}^3$)

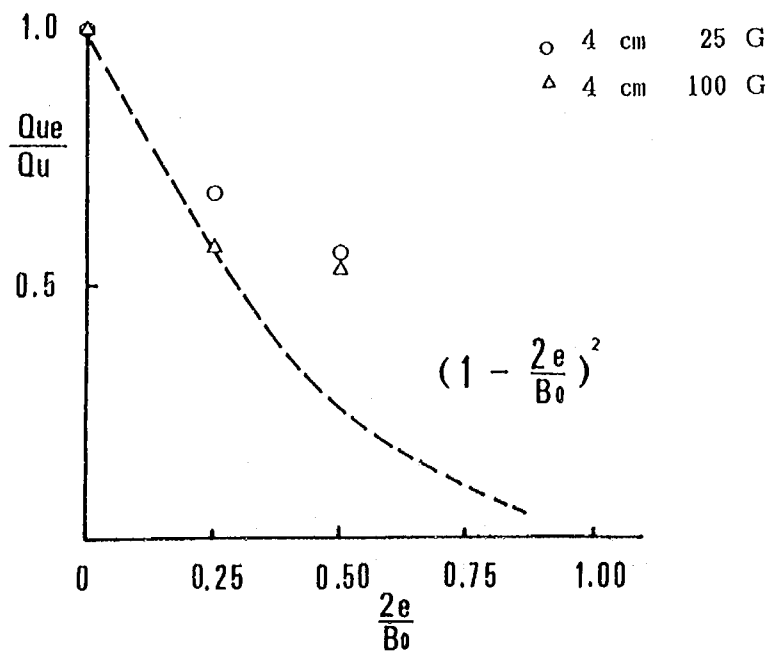


図-24 荷重の偏心による支持力の減少

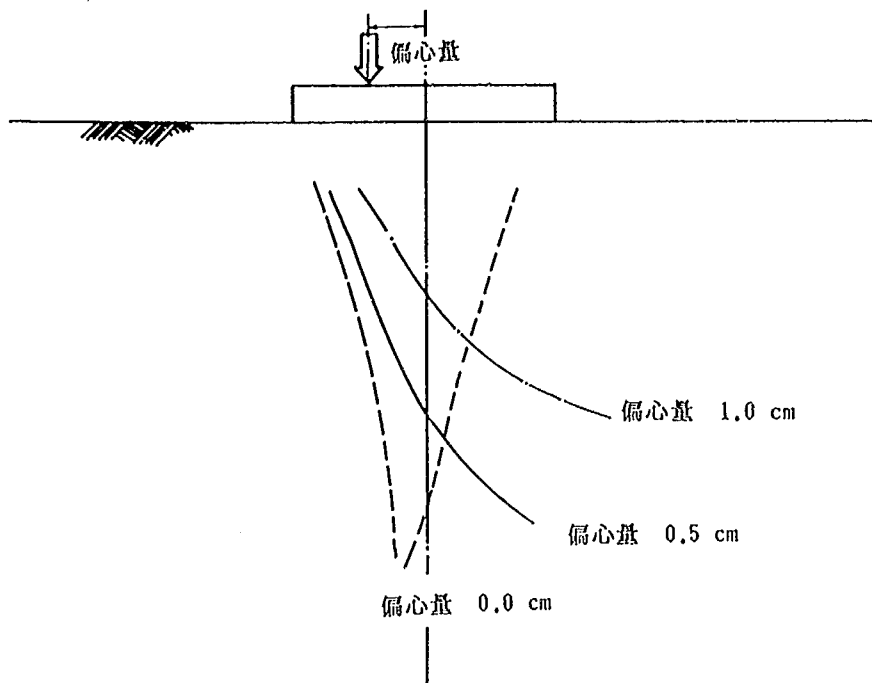


図-25 偏心荷重が作用したときのすべり線
基礎幅 4 cm 加速度 25 G

2-6 まとめ

本年度の調査結果をまとめると以下ようになる。

(1) 遠心模型実験により砂地盤上の浅い基礎に関して、支持力形数の寸法効果を調べた。その結果、以下の結論が得られた。

i) 換算基礎幅が大きくなるにつれ、支持力係数 N_f は減少して行く。実験を行った範囲では、換算基礎幅がある程度大きくなっても N_f が一定の値に収束するような傾向は認められない。

ii) 支持力係数 N_f と換算基礎幅 B の関係を両対数グラフ上にプロットすると、ほぼ直線式で近似させることができ、以下に示すように N_f は換算基礎幅 B の $-0.25 \sim -0.35$ 乗に比例して減少している。

地盤 1 (標準砂 $r = 1.60 \text{ tf/m}^3$)

$$N_f = 640 \cdot B^{-0.304}$$

地盤 2 (標準砂 $r = 1.55 \text{ tf/m}^3$)

$$N_f = 366 \cdot B^{-0.254}$$

地盤 3 (鹿島砂 $r = 1.74 \text{ tf/m}^3$)

$$N_f = 1070 \cdot B^{-0.343}$$

iii) 寸法効果による支持力係数の減少率は、密なほど大きい。

iv) 最大荷重発生時の基礎幅 (B_0) と沈下量 (S_f) の比 (S_f / B_0) の関係を見てみると、基礎幅が大きくなるほど (S_f / B_0) の値は大きくなる。

(2) 遠心模型実験では、実構造物と応力レベルを合わせることはできるが、粒径と基礎幅の比を合わせる

ことはできない。したがって、粒径と基礎幅の比が支持力に大きな影響を与えるかどうかは、遠心模型実験により支持力の実験を行う上で大きな問題となる。今回の実験では、1, 2, 3, 4 cmの各基礎模型について換算基礎幅 100cmで比較を行った。粒径と基礎幅の比が4倍しか違わないが、この範囲では、支持力および最大荷重時の沈下量に差は見られず、粒径と基礎幅の比による影響は見られなかった。

(3) 偏心荷重が作用した場合の帯基礎の支持力

通常、道路橋基礎の支持力は、荷重の偏心を考慮した有効載荷幅 ($B - 2e$, B : 基礎幅, e : 荷重の偏心量) に対して最定される。ここでは、支持力算定に現行の有効載荷幅を用いることの適正について確認した。その結果、現行の有効載荷幅の算定式は、概ね実験値に適合していることが確認された。

参考文献

- 1) 山口柏樹, 木村 孟, 藤井斉昭: 遠心載荷装置による浅基礎の支持力実験, 土木学会論文報告集第233号, 1975. 1
- 2) 木村 孟, 藤井斉昭, 斎藤邦夫, 日下部治: 砂中の浅基礎の支持力に関する研究, 土木学会論文報告集第319号, 1982. 3
- 3) 木村 孟, 斎藤邦夫, 日下部治, 司代 明: 砂地盤の支持力ならびに変形性状に対する異方性の影響について, 土木学会論文報告集第319号, 1982. 3
- 4) 山口柏樹, 木村 孟, 藤井斉昭, 斎藤邦夫: 遠心載荷装置による支持力実験 (第1報~第5報), 土質工学研究発表会, 1972 ~ 1977
- 5) 生原 修, 龍岡文夫: 砂の模型支持力実験における側面条件の影響, 土質工学研究発表会, 1984
- 6) 谷 和夫, 龍岡文夫, 前田 孝, 山口 順: 砂地盤上の帯基礎の模型支持力実験 (第1報~第2報), 土質工学研究発表会, 1985 ~ 1986
- 7) 谷 和夫, 龍岡文夫, 森 浩樹: 砂地盤上の模型帯基礎の支持力への圧力レベルと模型サイズの影響, 土質工学研究発表会, 1987
- 8) 谷 和夫: 砂地盤上の浅い基礎の支持力機構, 東京大学修士論文, 1986
- 9) 龍岡文夫: 砂地盤上の浅い基礎の支持力について, I, II, 生産研究, 1984. 6 ~ 1984. 9
- 10) 寺師昌明, 北詰昌樹, 大橋照美, 小竹 望: 偏心荷重を受ける帯基礎の破壊パターン, 土質工学研究発表会, 1984
- 11) 寺師昌明: 遠心力載荷装置の開発とその適用, 港湾技術研究所報告, 1985. 9
- 12) 小田匡寛, 古戸幸博: 浅い基礎の支持力問題における進行性破壊の意味, 土木学会論文報告集第321号, 1982. 5
- 13) De Beer, E. E.: Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand, Symp. Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke Univ., Durham, 1965
- 14) De Beer, E. E.: The scale effect on the phenomena of progressive rupture in cohesionless soils, Proc. 6th ICSMFE, Vol. 2, 1965
- 15) Muhs, E.: Discussion, Session 4, Proc. 6th ICSMFE, Vol. 3, 1965

- 1 6) Meyerhof, G. G. : The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads, Proc. 3rd ICSMFE, Vol. 1, 1953
- 1 7) Stéénfelt , J. S. : Scale effect on bearing capacity factor N_γ , Proc. 9th ICSMFE, 1977
- 1 8) Vesic, A. S. : Analysis of ultimate loads of shallow foundations, Proc. ASCE Vol. 99, SM1, 1973

第3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
東久保 正徳

3-1 まえがき

今年度は以下の2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

明石海峡大橋の耐風性調査では、トラス補剛桁設計案OT'-5*を用い、その耐風性に及ぼす乱れの影響を調査した。また、全橋模型実験の予備調査として、フラッター特性に及ぼす縮尺の影響および剛性棒の影響を調査した。

一方、生口橋の耐風性調査は、前年度に実施されたバネ支持模型実験で判然としなかった空気力の三次元的効果の影響と自然風の効果を明らかとすることを目的として実施された。実験は、前年度設計、製作された全橋弾性模型を用いて実施され、バネ支持模型実験の結果も踏まえ、生口橋の耐風性について総合的な評価を行った。

3-2 明石海峡大橋の耐風性調査

3-2-1 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で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ッ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。しかしながら、乱流の影響については研究例が十分でなく、不明な点も少なくない。このため、本橋トラス補剛桁案OT'-5*を対象とし、耐風性に及ぼす乱れの影響について調査を行った。

また、本橋のように今までに例のない超長大橋梁の建設にあたっては、最終的には全橋模型実験によりその耐風性を確認することが重要と考えられる。しかしながら、現在のわが国の風洞の規模を考えると、その縮尺は高々1/250程度となり、通常のパネ支持模型試験に比べかなり小さな模型を用いる必要がある。また、全橋模型では剛性を相似させるため、実橋にはない剛性棒を設置させる必要がある。全橋模型実験結果を正しく解釈するためには、予めこれらの影響を調査することが重要である。このため、今年度

は全橋模型実験の予備調査として、フラッター特性に及ぼす模型縮尺の影響および剛性棒の影響についても実験的検討を行った。

3-2-2 乱れの影響に関する調査

明石海峡大橋の耐風性におよぼす乱れの影響を調査するために、縮尺1/200の2次元剛体模型を用い、一様気流中および境界層乱流中における対風応答を計測した。乱流の影響としては、変動空気力によるガスト応答の発生と、フラッター特性の変化が考えられる。このうち、ガスト応答については、準定常理論による推定を行い計測値と比較を行うとともに、変動空気力について検討を行った。乱流中の対風応答を、ガスト応答に起因する成分とフラッターに起因する成分とに分離することは必ずしも容易でないが、ガスト応答推定計算値と計測された対風応答との差は主として自励空気力の作用に起因するものと考えられるため、この観点より乱流中でのフラッター特性について検討を行った。

3-2-2-1 気流の特性

実験に用いた風洞は、建設省土木研究所のフラッター風洞である。図-3.2.1に示すように地面板、スパイアー等を設置し、気流を発生させた。模型は後述の支持装置により風洞内に支持されるが、模型設置前に支持装置のみを設置した状態で模型位置における気流の特性を計測した。模型軸方向の風速分布は支持装置側壁のごく近傍を除き一様であった。乱流としては、乱れ強さの小さいもの（乱流Ⅰ）およびやや乱れ強さの大きいもの（乱流Ⅱ）の2種類を発生させた。それぞれの変動風速のパワースペクトル密度関数（以下P. S. D. F.と略）を図-3.2.2に示す。今回対象とした現象は鉛直たわみ振動あるいはねじれ振動であり、これらの現象には鉛直方向変動風速が主として影響を及ぼすものと考えられる。図中にはESDU（Engineering Science Data Unit）による標準的な風のP. S. D. F.もあわせて示している。いずれも海上風を想定したものであり、粗度長（ Z_0 ）が0.0001m, 0.001m, 0.01mはそれぞれ穏やかな海面、一般的な海面、荒れた海面に対応している。鉛直方向変動風速に着目すると、乱流Ⅰは概ね海上の風、乱流Ⅱはそれよりも乱れの大きな風（ESDUによれば $Z_0 \approx 0.1$ mであり、田園地帯と郊外の間程度）に対応している。なお、変動風速の空間相関係数の測定結果によると、乱流ⅠおよびⅡともディケイファクター k は概ね8程度であった。

3-2-2-2 模型および支持装置

模型は縮尺1/200の剛体模型とし、10パネル分を模型化した。形状を図-3.2.3に示す。模型を支持するために、簡易な支持装置を製作し、風洞内に設置した。その形状を図-3.2.4に示す。なお、乱流中の実験ではローリング振動を防止するために、図-3.2.4.4に示すローリング止めを取付けた。

3-2-2-3 対風応答特性

実験は乱流Ⅰおよび乱流Ⅱのもとで行い、さらに比較のため一様気流中においても対風応答の計測を行った。迎角は0°に設定した。実験条件を表-3.2.1に示す。乱流中の実験ではローリング止め装置を取

付けたため、一様気流中の実験条件に比べ、振動数比が若干低下し、鉛直たわみの減衰率が若干増加している。

乱流中における風速と応答との関係を図-3.2.5に示す。発現した振動は、振幅が時間的に変動する性状を示していたため、図には、最大振幅および標準偏差を示した。各風速における計測は原則として2分間程度（実橋換算で約50分程度）としたが、最も高い風速ではフラッターと思われる激しい振動が発現したために途中で計測を打切った。

振動変位の P. S. D. F. の例を図-3.2.6に示す。振動変位の P. S. D. F. の計算結果によれば、ねじれ振動はその固有振動成分が卓越しているのに対し、鉛直たわみ振動はその固有振動成分の他に、ねじれ振動の固有振動成分も観測された。この傾向はとくに高風速成分において顕著であった。このため、図-3.2.5においては、鉛直たわみ振動変位の標準偏差として、すべての周波数成分を考慮したもの（ $f < 25 \text{ Hz}$ 以下）の他に、鉛直たわみの固有振動数成分のみを考慮したもの（ $f < 3 \text{ Hz}$ ）も併わせて示した。

図-3.2.7に一様気流中での計測結果も含め、各乱流における風速と最大振幅との関係を比較して示す。図より、乱流中では計測した風速範囲において一様気流中に比べ最大振幅の大きさは大きいことがわかる。これは主としてガスト応答に起因するものと考えられる。

3-2-2-4 ガスト応答解析

準定常理論にもとづき、実験で観測されたガスト応答の推定計算を行った。

計算に用いた仮定は以下のとおりである。

- (1) 鉛直たわみ変位およびねじれ変位をそれぞれ独立に扱い、振動モードは一様とする。
- (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、

$$\Delta P_L = \frac{1}{2} \rho U w B \quad dC_F / d\alpha$$

$$\Delta P_M = \frac{1}{2} \rho U w B^2 \quad dC_M / d\alpha$$

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。
- (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8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。

推定計算結果を実験における計測値と比較して図-3.2.8に示す。比較は標準偏差で行うこととし、また鉛直たわみモードのガスト応答計算ではねじれモードの影響は考慮していないため、ねじれ成分の寄与を除いた計測値 ($f < 3 \text{ Hz}$) と推定値とを比較した。図より、鉛直たわみ振動については推定値が計測値より大きめであるのに対し、ねじれ振動についてはわずかながら計測値の方が準定常理論にもとづく推定値より大きい。両者の差の主要な原因の1つとして、準定常理論より推定される強制的な変動空気力と、模型に実際に作用する変動空気力との差が考えられる。

3-2-2-5 強制的な変動空気力の計測

強制的な変動空気力の P. S. D. F. (S_{c_L} ; 揚力, S_{c_M} ; 空力モーメント) とそれに対するバネ支持模型の振動変位の P. S. D. F. ($S_{\eta/B}$; 鉛直たわみ, S_θ ; ねじれ) との関係は次のとおりである。

$$S_{\eta/B}(f) = \left(\frac{1}{\sigma \cdot 8\pi^2 \cdot f_{r\eta}^2} \right)^2 |H_\eta(f)|^2 S_{c_L}(f) \quad (3.2.1)$$

$$S_\theta(f) = \left(\frac{1}{r \cdot 8\pi^2 \cdot f_{r\theta}^2} \right)^2 |H_\theta(f)|^2 S_{c_M}(f) \quad (3.2.2)$$

ここに、 σ ; 無次元質量 ($\equiv m/\rho B^2$, m ; 単位長さあたりの模型質量, ρ ; 空気密度,

B ; トラス主構間隔),

$f_{r\eta}$; 無次元鉛直たわみ振動数 ($\equiv f_\eta B/U$, f_η ; 鉛直たわみ固有振動数, U ; 平均風速),

$|H_\eta(f)|^2 \equiv \{ \{ 1 - (f/f_\eta)^2 \}^2 + \{ (\delta_\eta + \delta_{a\eta}) (f/f_\eta)/\pi \}^2 \}^{-1}$,

f ; 振動数, δ_η ; 無風時鉛直たわみ対数減衰率, $\delta_{a\eta}$; 鉛直たわみの空力減衰,

r ; 無次元極慣性モーメント ($\equiv I_\theta/\rho B^4$, I_θ ; 単位長さあたりの模型極慣性モーメント),

$f_{r\theta}$; 無次元ねじれ振動数 ($\equiv f_\theta B/U$, f_θ ; ねじれ固有振動数),

$|H_\theta(f)|^2 \equiv \{ \{ 1 - (f/f_\theta)^2 \}^2 + \{ (\delta_\theta + \delta_{a\theta}) (f/f_\theta)/\pi \}^2 \}^{-1}$,

δ_θ ; 無風時ねじれ対数減衰率, $\delta_{a\theta}$; ねじれの空力減衰。

したがって、振動変位の P. S. D. F. より強制空気力の P. S. D. F. を推定することは可能である。ガスト応答推定にあたり最も重要な強制空気力の P. S. D. F. は、推定すべき振動系の固有振動数に対応する成分 ($f = f_{r\eta} U/B$ あるいは $f = f_{r\theta} U/B$ に対応する成分) であるが、同一の振動系を用い空気力の P. S. D. F. を推定しようとする、 $|H_\eta(f)|^2$ あるいは $|H_\theta(f)|^2$ の固有振動数付近の値を精度よく求める必要がある。固有振動数付近では $|H_\eta(f)|^2$ あるいは $|H_\theta(f)|^2$ は減衰の値に非常に敏感であるが、空力減衰を精度よく求めることは容易でない。このため、空気力の P. S. D. F. の推定にあたっては、3-2-2-3 で用いた支持系に比べ剛な支持系を用いた。実験条件を表-3.2.2に示す。また、空力モーメントの P. S. D. F. の推定にあたっては、鉛直たわみモードの振動の影響を避けるため、ねじれ1自由度で模型を支持した。

計測した強制空気力の P. S. D. F. を図-3.2.9に示す。図中には準定常理論による推定値、Sears関数

を Liepmann 近似して用いた推定値も併わせて示した。推定値は以下の式により計算した。

$$S_{c\eta}(f) = (dC_F/d\alpha)^2 |X(f)|^2 \frac{Sw(f)}{U^2} |J(f)|^2 \quad (3.2.3)$$

$$S_{c\theta}(f) = (dC_M/d\alpha)^2 |X(f)|^2 \frac{Sw(f)}{U^2} |J(f)|^2 \quad (3.2.4)$$

ここに、 $dC_F/d\alpha$ ；揚力傾斜， $|X(f)|^2$ ；空力アドミッタンス（準定常理論では 1.0，Sears 関数では $(1 + 2\pi^2 f B/U)^{-1}$ ），

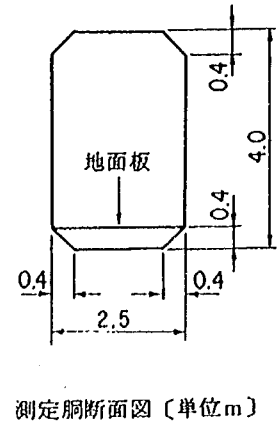
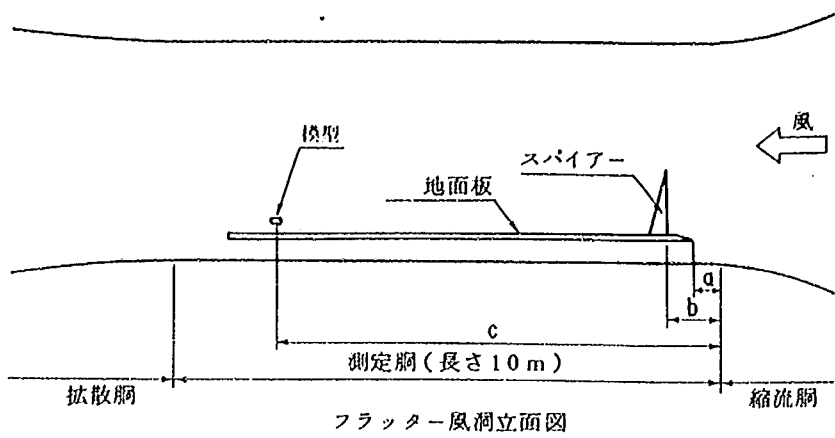
$Sw(f)$ ；鉛直方向変動風速の P. S. D. F.，

$|J(f)|^2$ ；ジョイントアクセプタンス関数（ $\equiv \int_0^1 \int_0^1 \exp(-8 f_l |t_1 - t_2|/U) dt_1 dt_2$ ， l ；模型長）。

図－3.2.9によれば計測された空気力の P. S. D. F.と推定値とは必ずしも一致しない。橋桁位置における設計基準風速（約60m/s）に対応する無次元振動数（ fB/U ）は，鉛直たわみモードで約0.04，ねじれモードで約0.09であるが，これらの無次元振動数において，揚力では準定常理論値の方が大きく，空力モーメントでは計測値の方が大きく，図－3.2.8に示した応答の大小関係と対応している。両者の差異の原因については今後の検討が必要である。

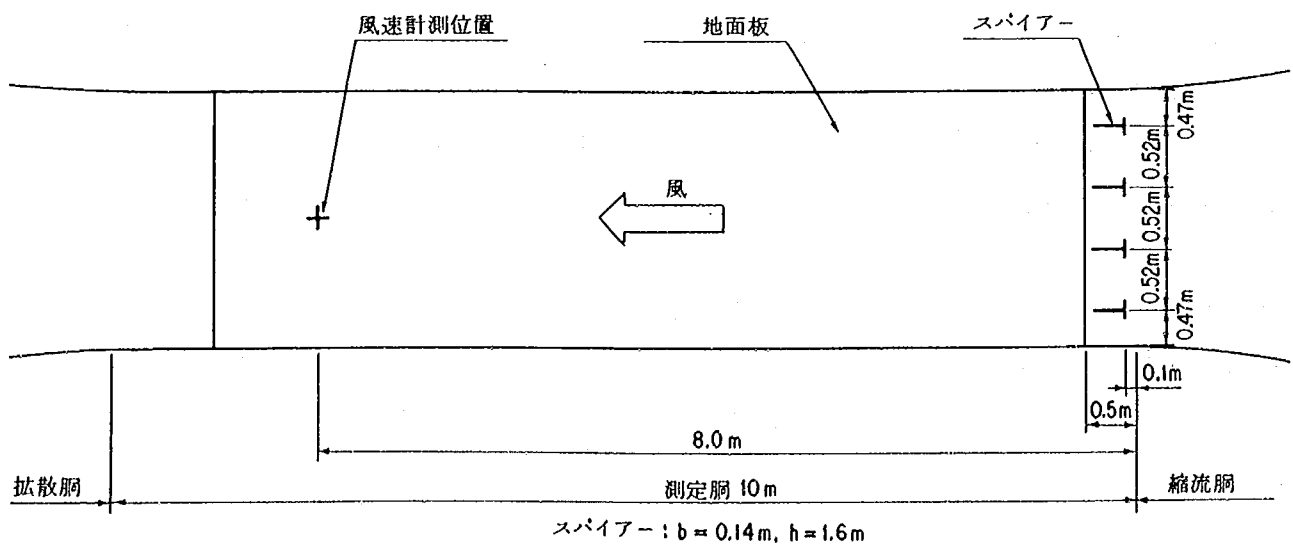
3-2-2-4と同一の方法を用い，空気力の P. S. D. F.として計測値を用い，ガスト応答の標準偏差を計算した結果を図－3.2.10に示す。図には，図－3.2.8に示した対風応答の計測値，準定常理論による推定値も併わせて示してある。当然のことながら，計測した空気を用いた計算値の方が，対風応答計測値との対応が良好である。

計測した空気力を用いて推定したガスト応答値と，計測した対風応答値との間に顕著な差が見られるのは，風速が約80m/s以上のねじれ振動である。ガスト応答計算ではねじれモードの空力減衰を0と仮定しているが，推定値より計測値が顕著に大きいことは，これらの風速において負の空力減衰が作用しているものと推察される。換言すれば，風速およそ80m/s以上ではガスト応答の他に，フラッターの影響が現われているものとみることができる。この観点より，図－3.2.7を見ると，一様気流中では風速約90m/sよりフラッターの発現が認められるが，乱流中ではフラッターの影響が現われる風速は若干低くなるものと考えられる。



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

図－3.2.1.1 地面板，スパイアー，模型の設置状況図



図－3.2.1.2 乱流発生装置配置平面図（乱流 I）

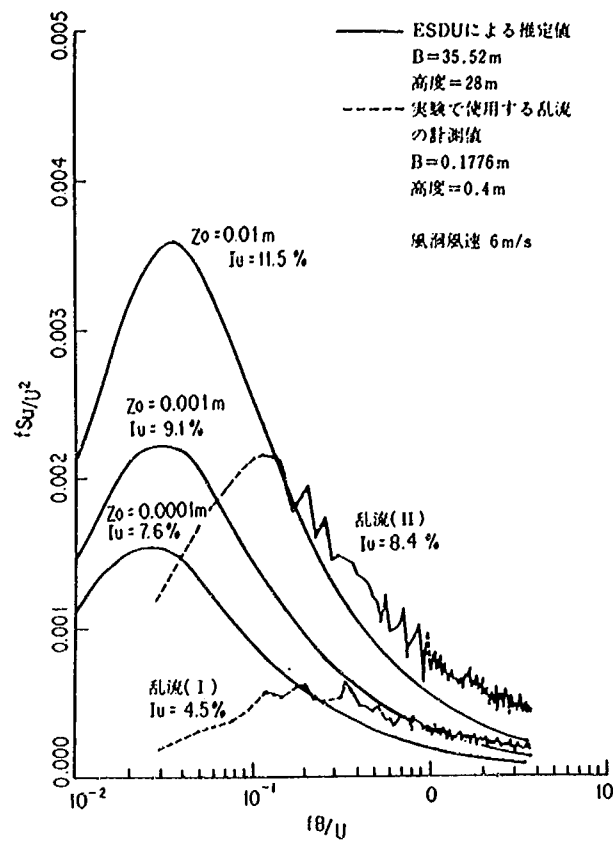


図-3.2.2.1 主流方向変動風速のパワースペクトル密度関数

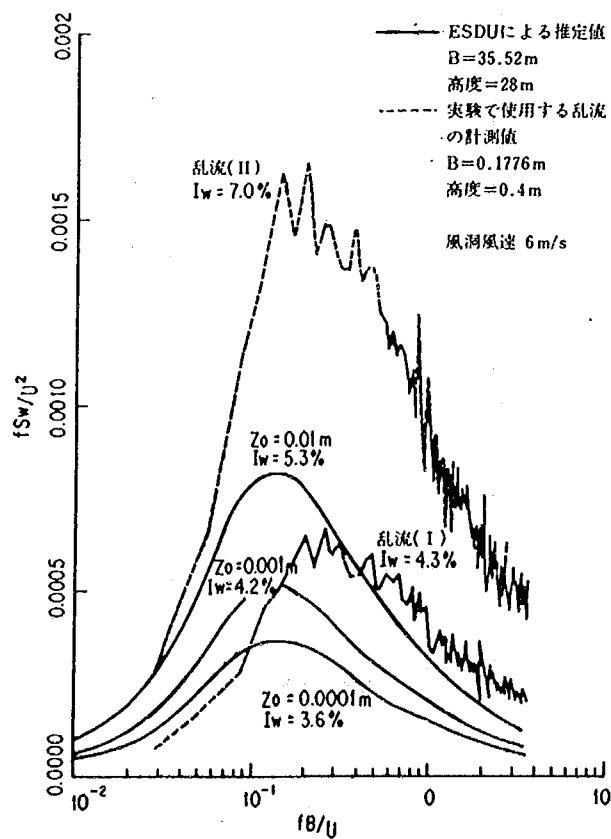


図-3.2.2.2 鉛直方向変動風速のパワースペクトル密度関数

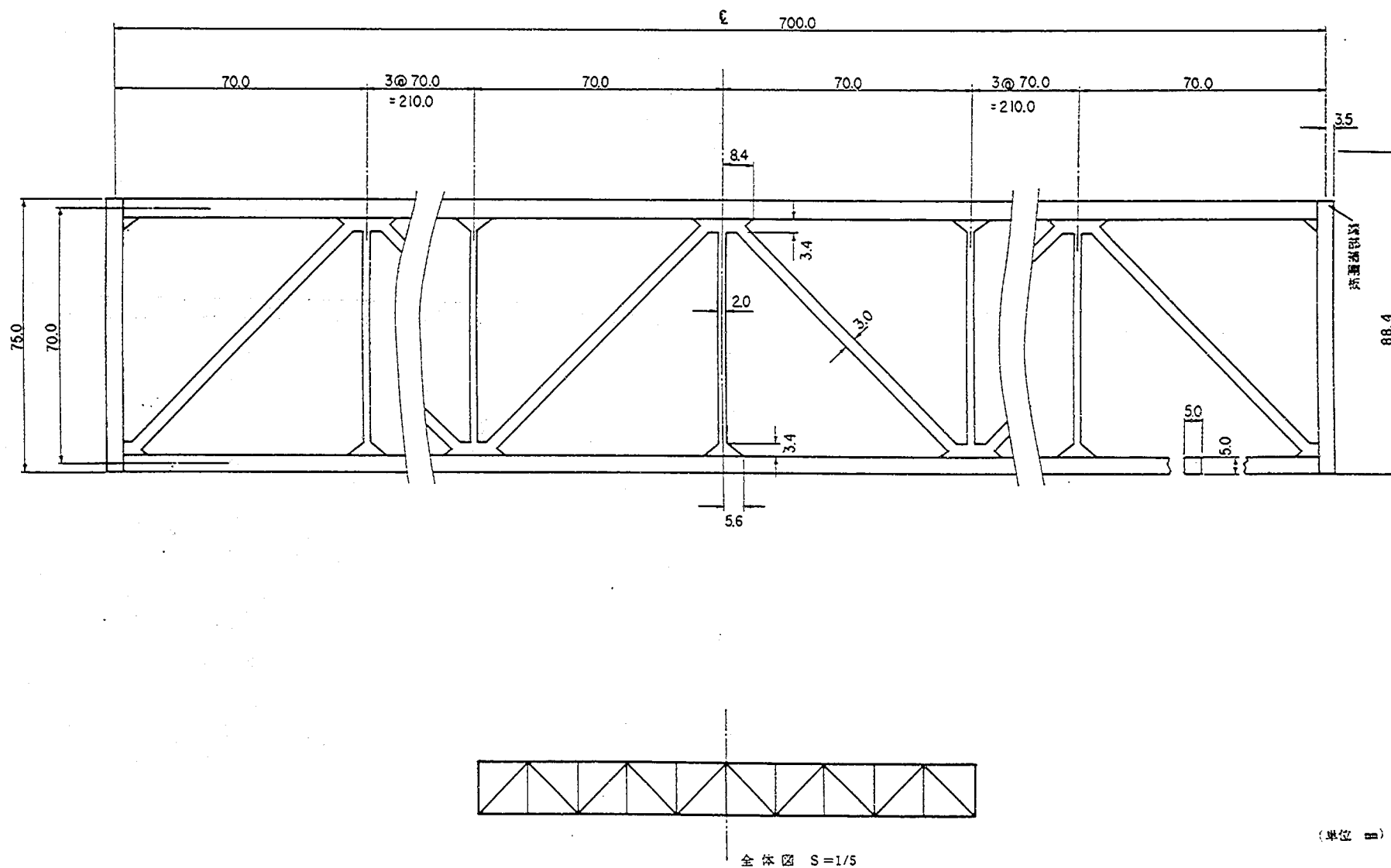
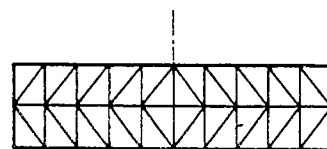
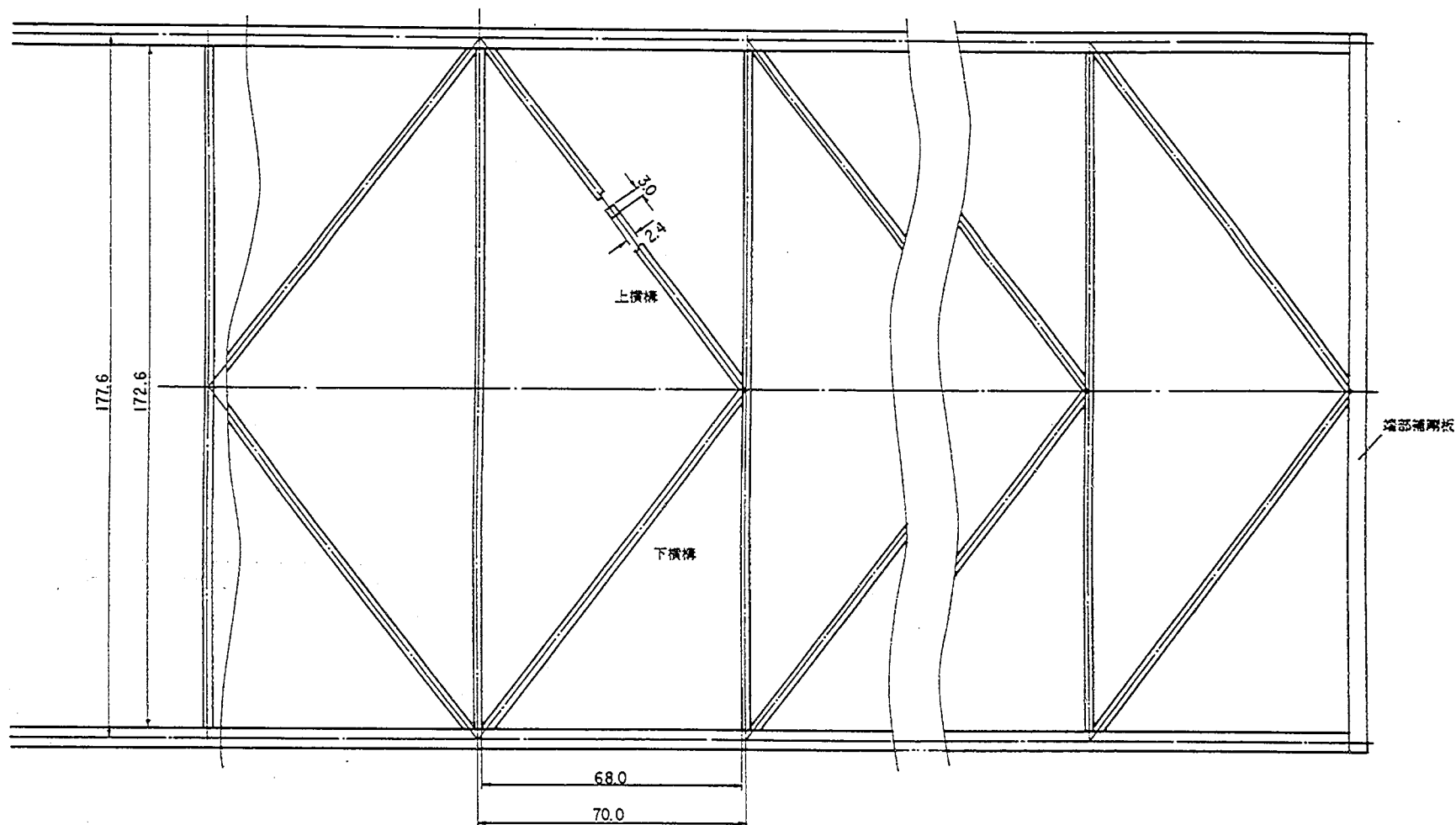


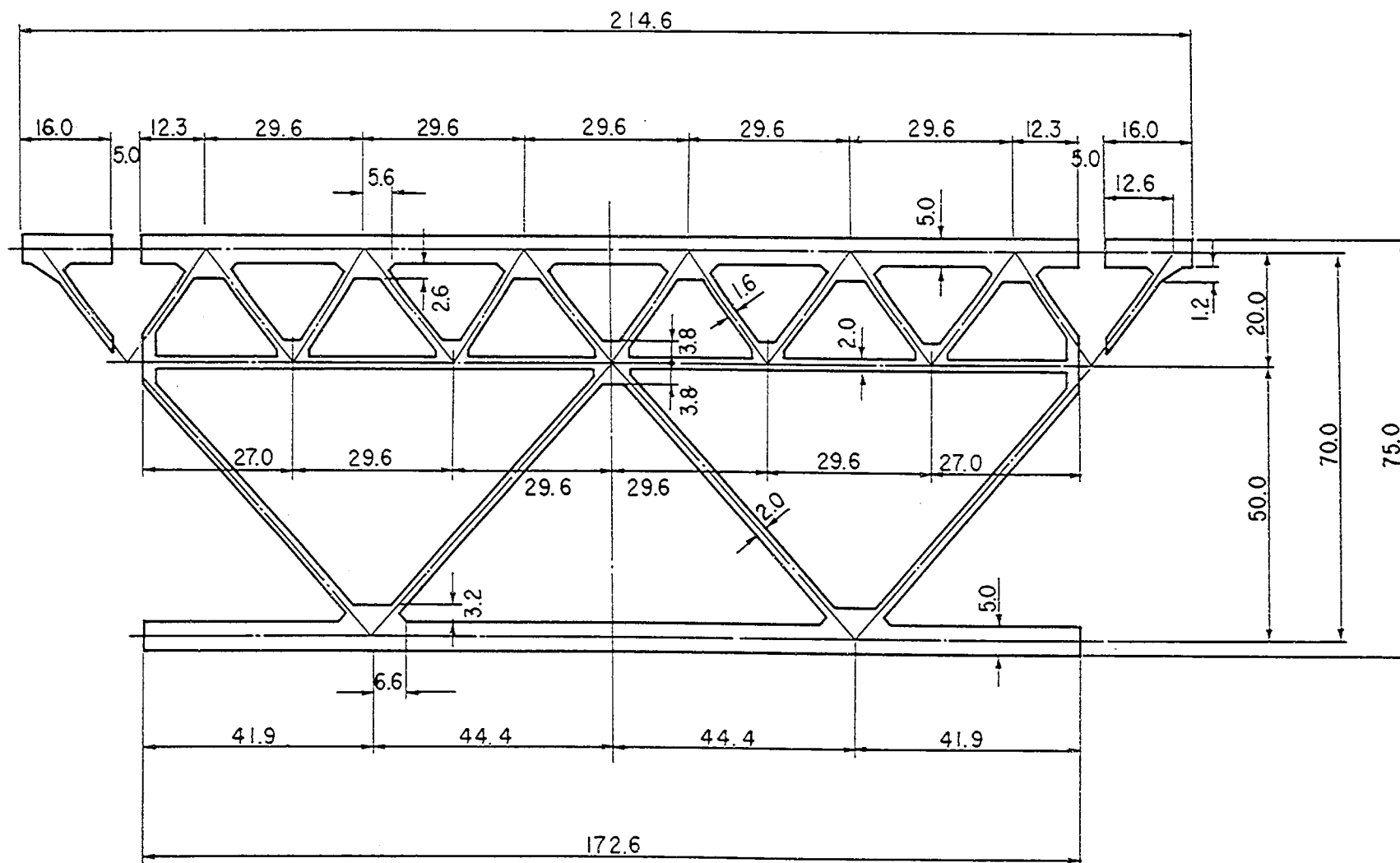
図-3.2.3.1 模型図 (1/200模型, トラス側面図)



全体図 S=1/10

(単位 mm)

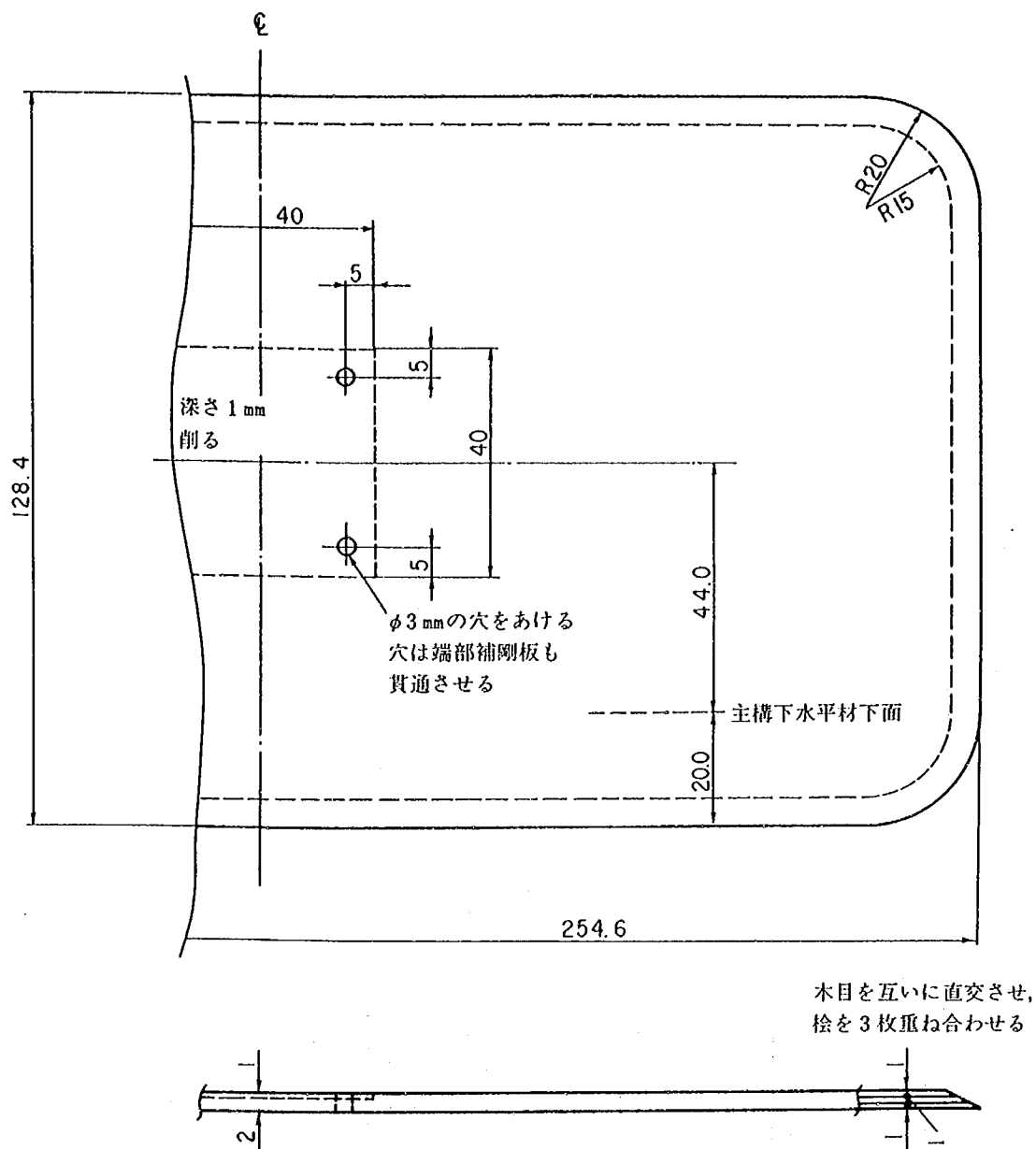
図-3.2.3.2 模型図 (1/200 模型, トラス平面図)



板厚 2.4mm

図-3.2.3.3 模型図 (1/200 模型, トラス断面図)

(単位 mm)



(単位 mm)

図-3.2.3.5 模型図 (1/200 模型, 端板)

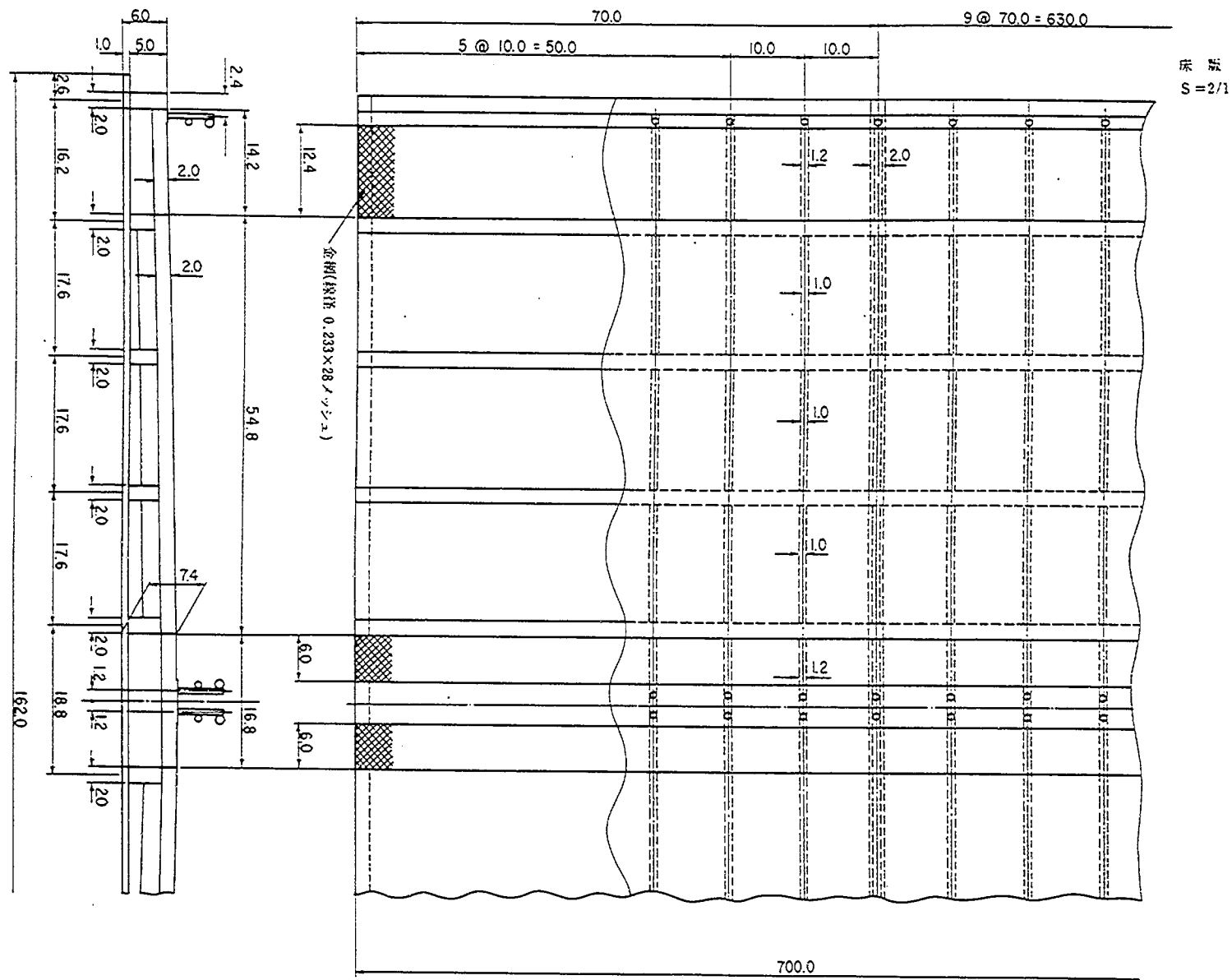
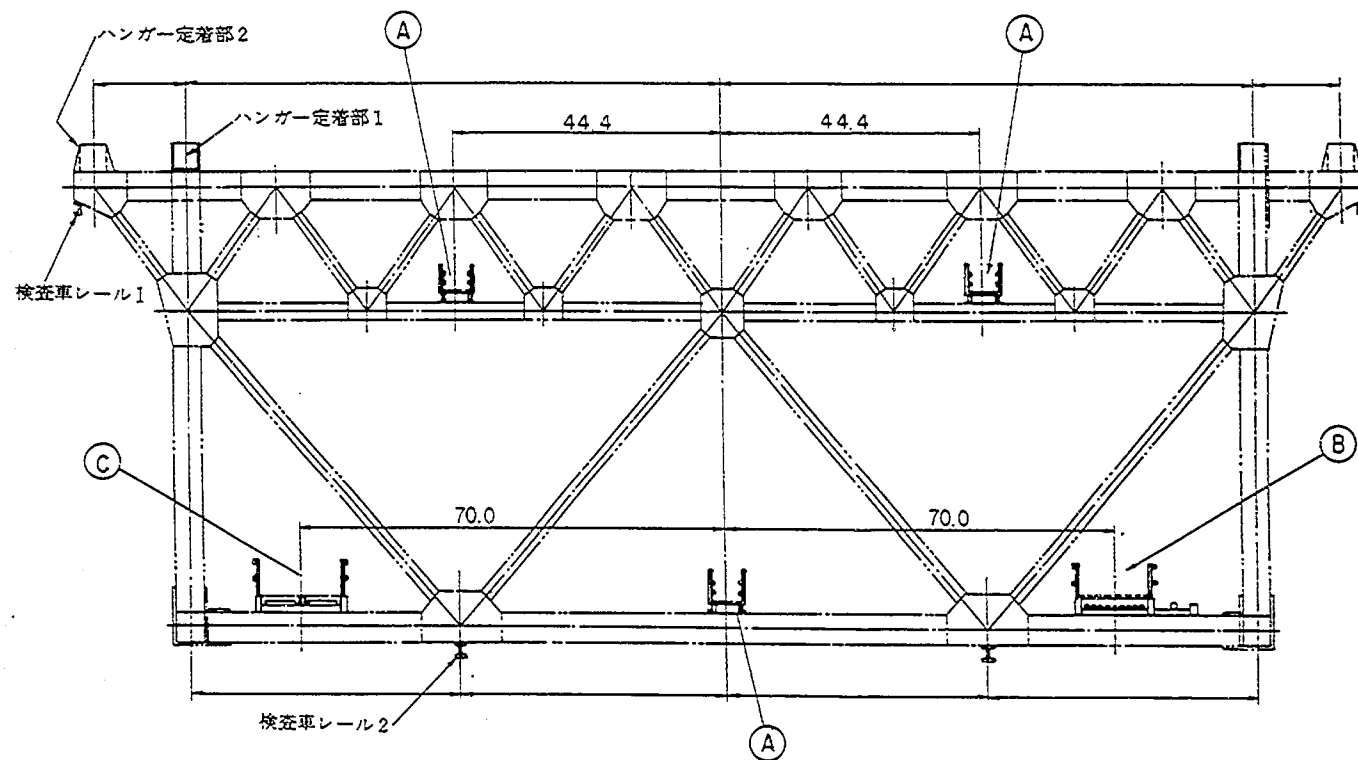
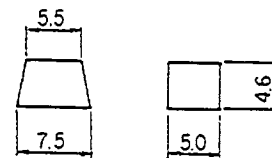


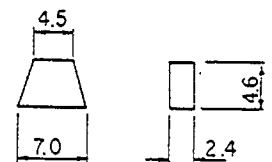
図-3.2.3.6 模型図 (1/200 模型, 床版)



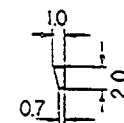
ハンガー定着部1 (S=2/1)



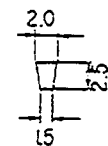
ハンガー定着部2 (S=2/1)



検査車レール1 (S=2/1)

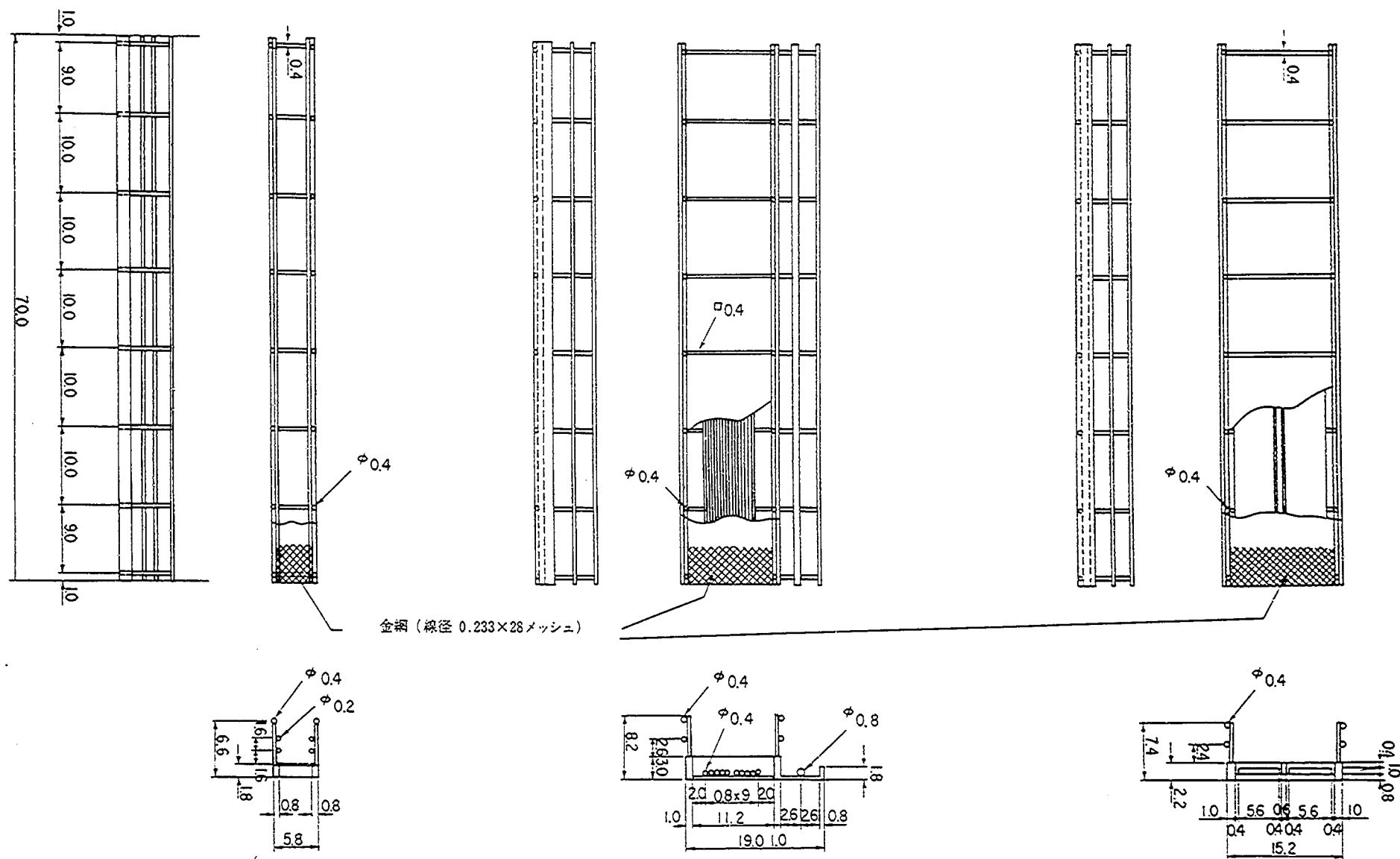


検査車レール2 (S=2/1)



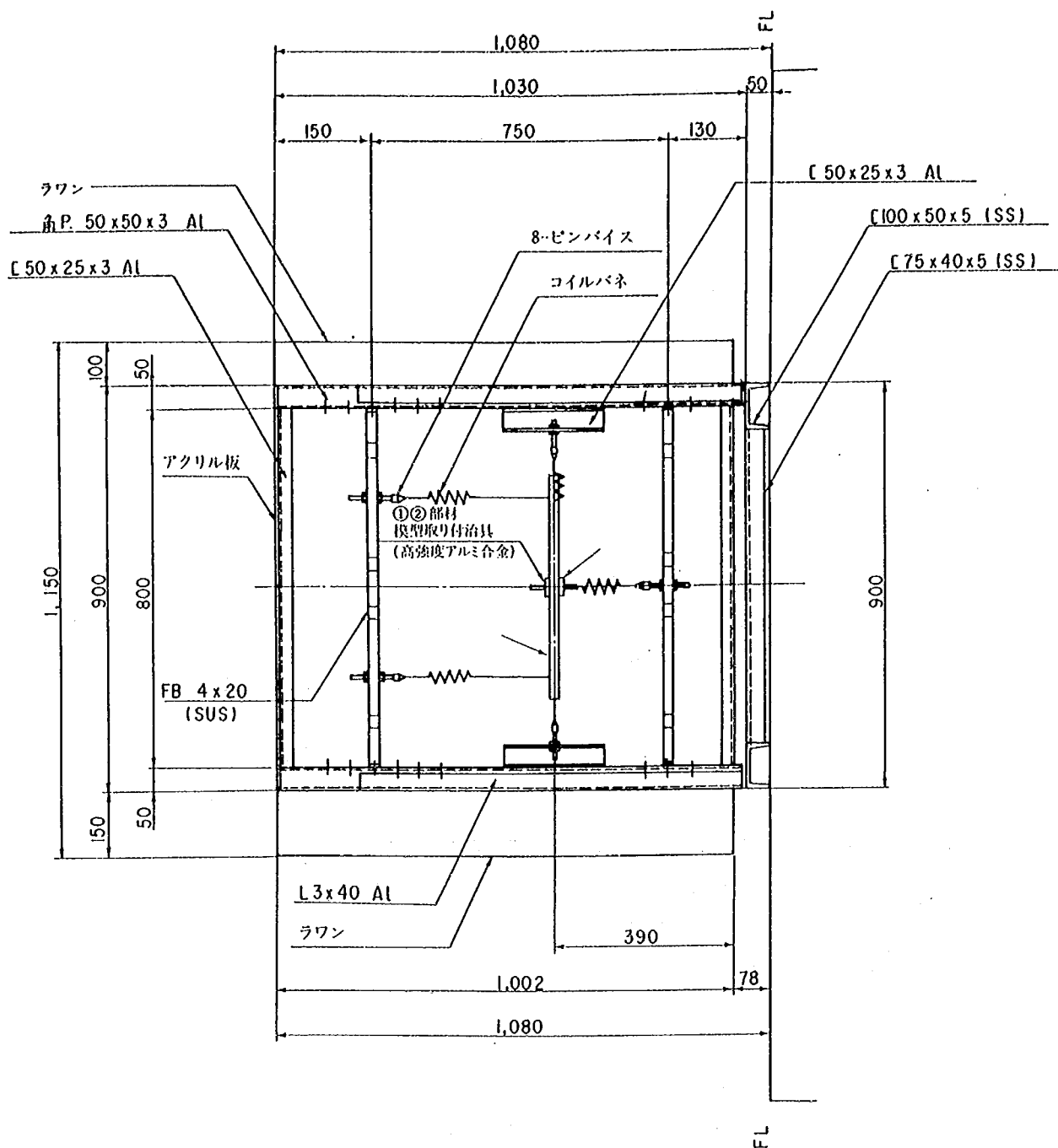
(単位: mm)

図-3.2.3.7 模型図 (1/200 模型, 付属物)

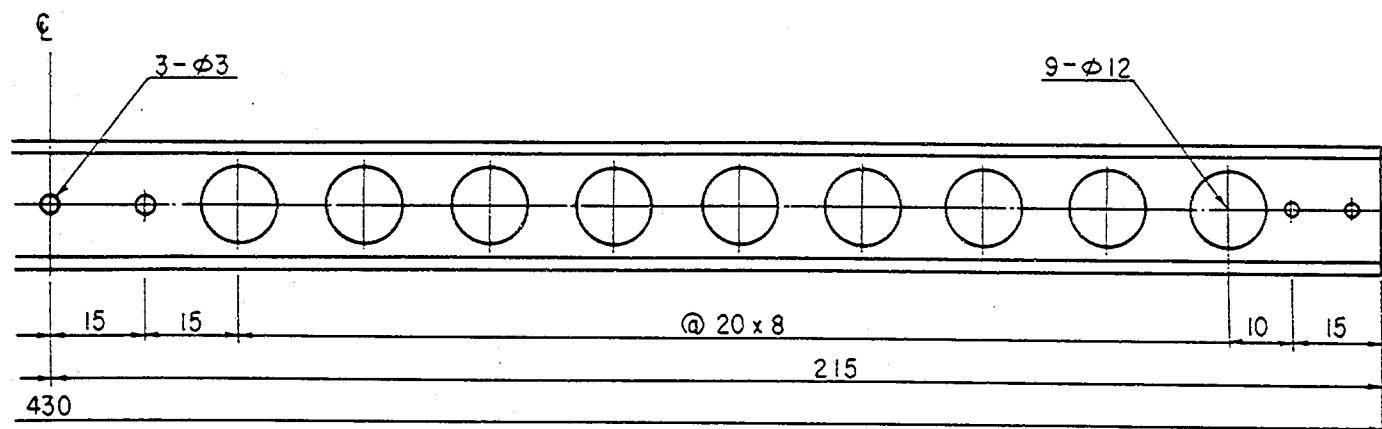


(單位 三)

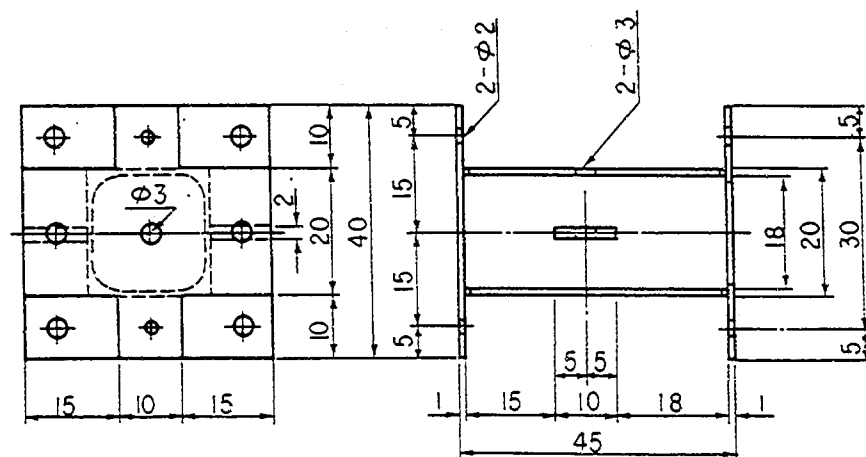
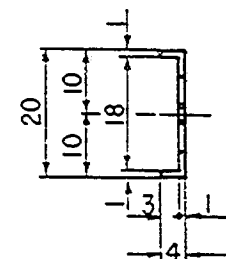
图-3.2.3.8 模型图 (1/200 模型, 公共添架物)



図－3.2.4.2 支持装置（側面図）



治具 ①



治具 ②

(单位 mm)

图-3.2.4.3 支持装置 (支持具)

※1 縮尺1/200 模型支持寸法
 ※2 縮尺1/400 模型支持寸法

寸法の単位 cm

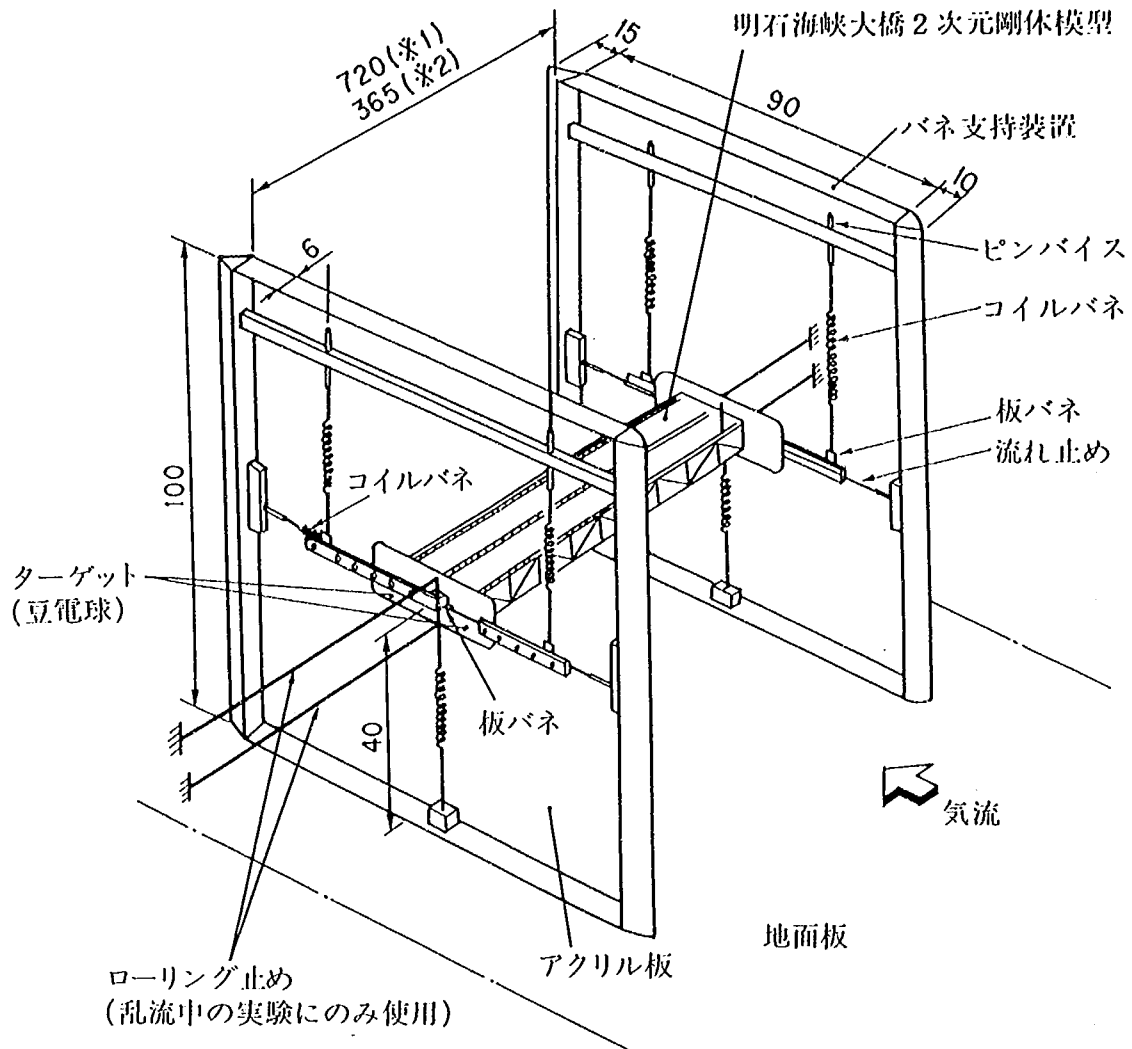


図-3.2.4.4 縮尺1/200 及び 1/400 模型の支持状況図

表－ 3.2.1 実験条件（模型縮尺 1 / 200）

		実 橋 値	所 要 値	実 験 値	
				一様気流中	（乱 流 中）
縮 尺		—	1/200	1/200	1/200
重 量		43.47 t/m/br.	0.761 Kgf/model	0.766 Kgf/model	0.766 Kgf/model
極慣性モーメント		1198.8 t・m・S ² /m/br.	0.0524 Kgf・cm・S ² /model	0.0521 Kgf・cm・S ² /model	0.0512 Kgf・cm・S ² /model
支 持 方 法		—	鉛直たわみ・ねじれ 2 自由度		
振 動 数	鉛直たわみ	0.0606 Hz	—	1.40 Hz ～ 1.45 Hz	1.46 ～ 1.50 Hz
	ね じ れ	0.152 Hz	—	3.50 Hz ～ 3.54 Hz	3.53 ～ 3.56 Hz
振 動 数 比		2.508	2.508	2.44 ～ 2.50	2.37 ～ 2.42
無対衰 風数 時減率	鉛直たわみ	0.03	0.03	0.037 ～ 0.042	0.096 ～ 0.104
	ね じ れ	0.03	0.03	0.008 ～ 0.010	0.013
風 倍 速 率	鉛直たわみ	—	—	8.37 ～ 8.66	8.08 ～ 8.30
	ね じ れ	—	—	8.60 ～ 8.69	8.54 ～ 8.61

実験値の振動数・振動数比・対数減衰率・風速倍率は、実験を行った最大値と最小値を示す。

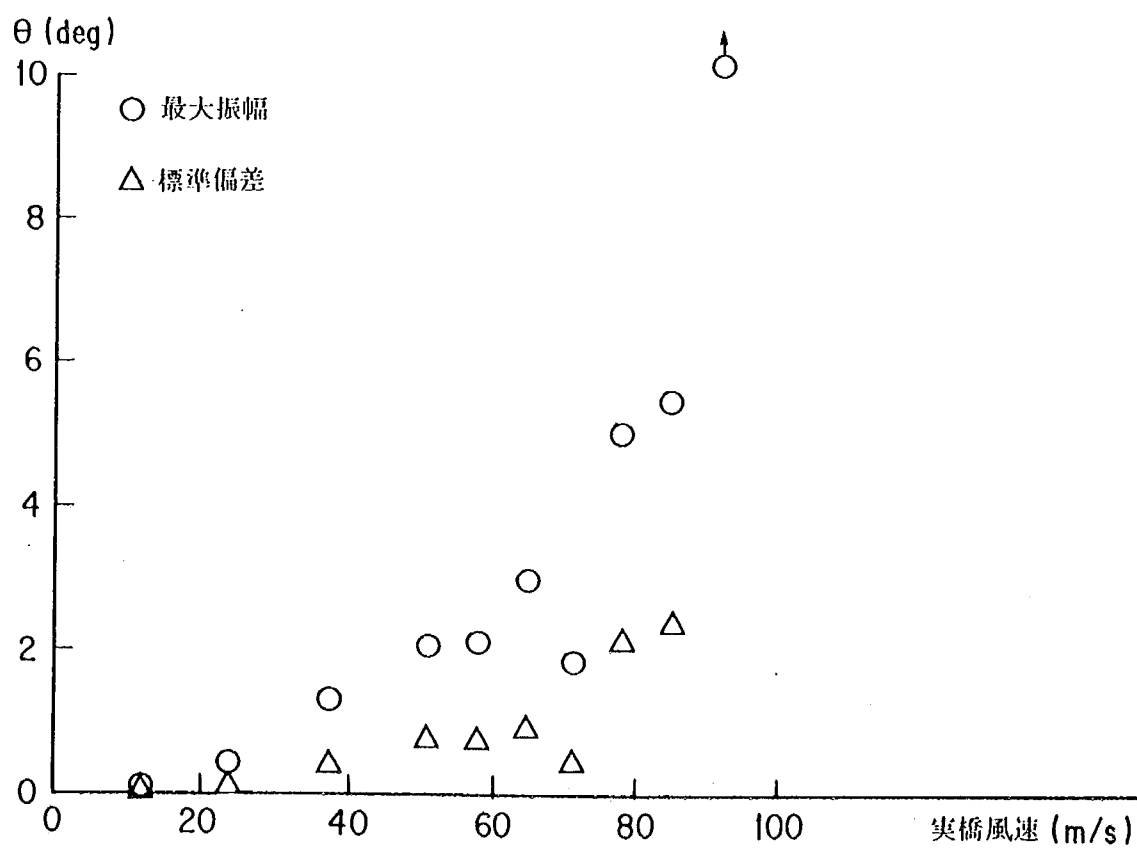
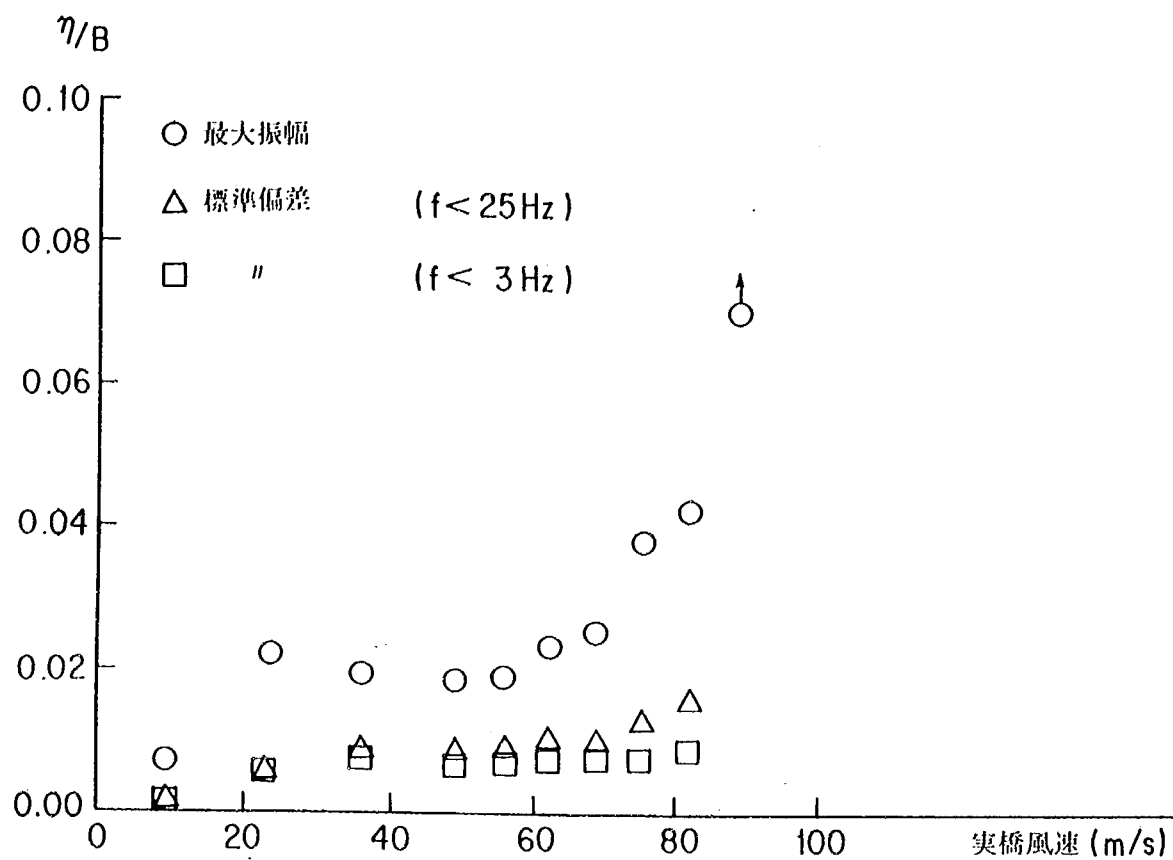


図-3.2.5.1 風速-応答図 (乱流 I)

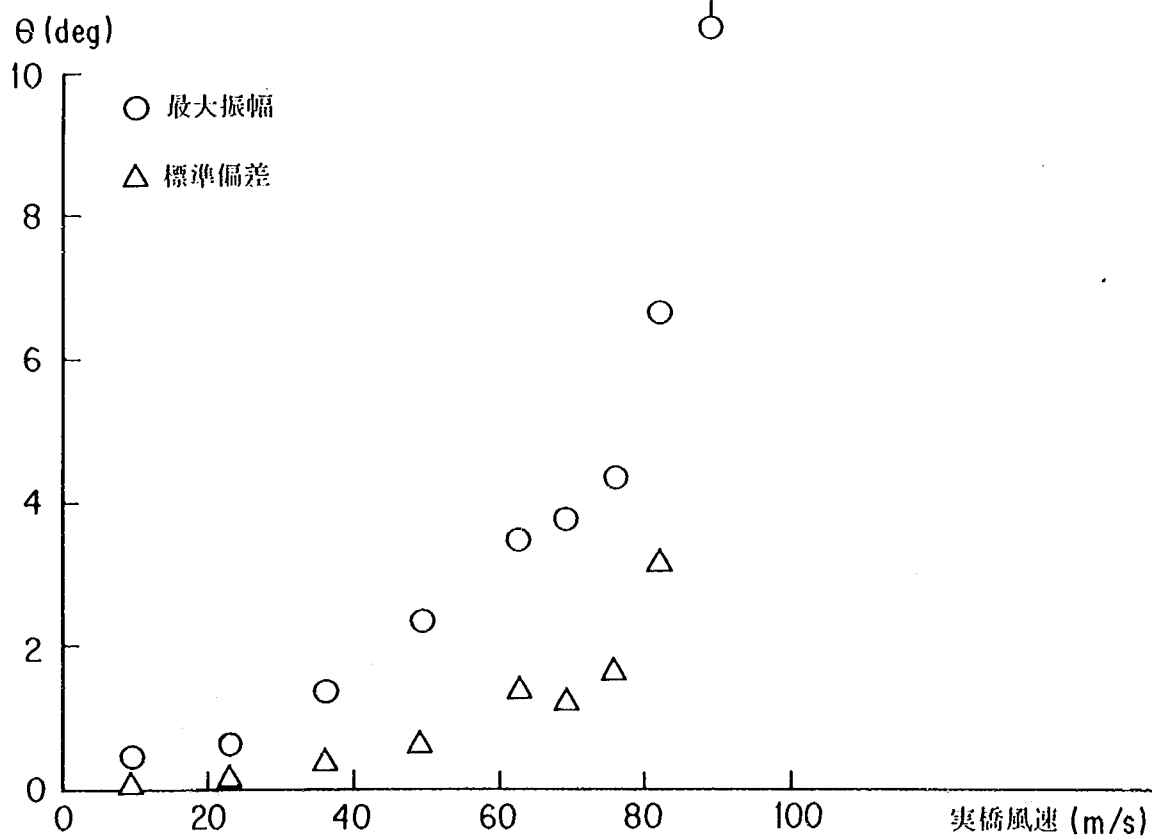
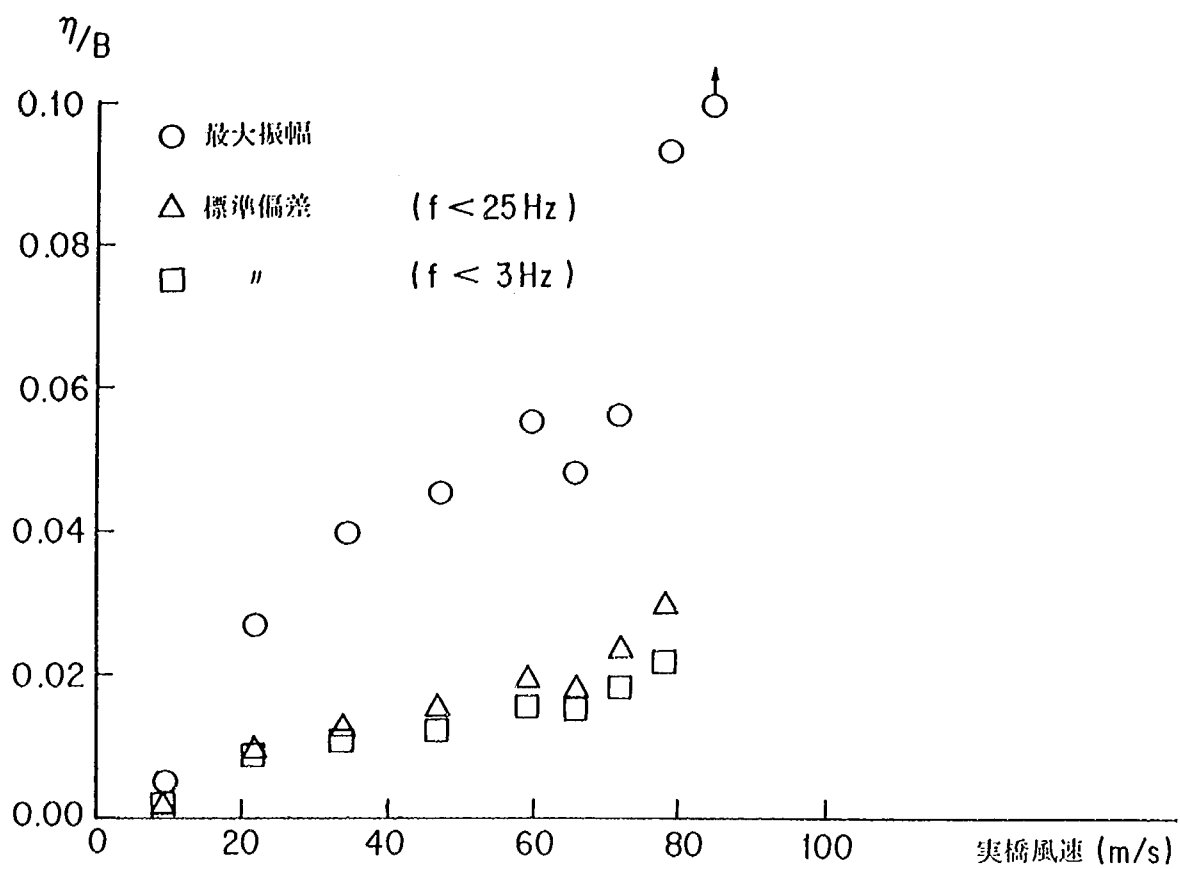


圖-3.2.5.2 風速-応答図 (乱流Ⅱ)

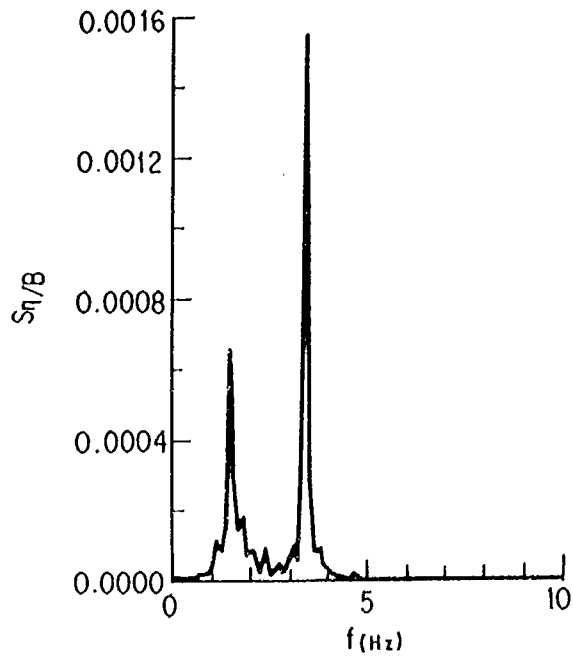


図-3.2.6.1 振動変位のパワースペクトル
密度関数の例
(乱流Ⅱ，鉛直たわみ，実橋
風速約80m/s)

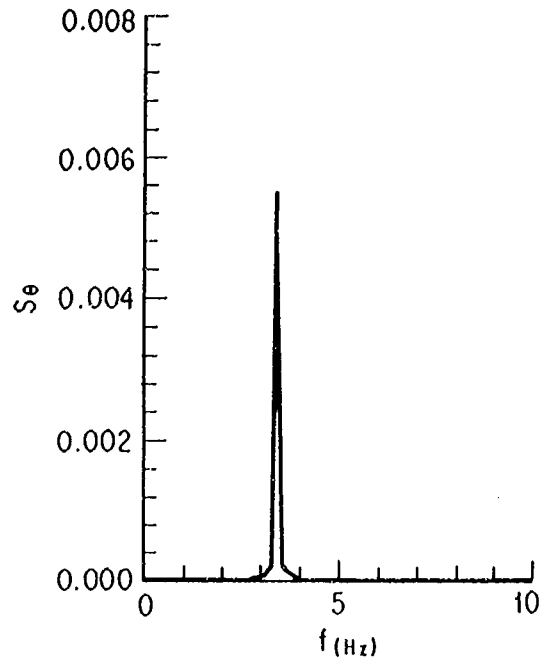


図-3.2.6.2 振動変位のパワースペクトル
密度関数の例
(乱流Ⅱ，ねじれ，実橋風速
約80m/s)

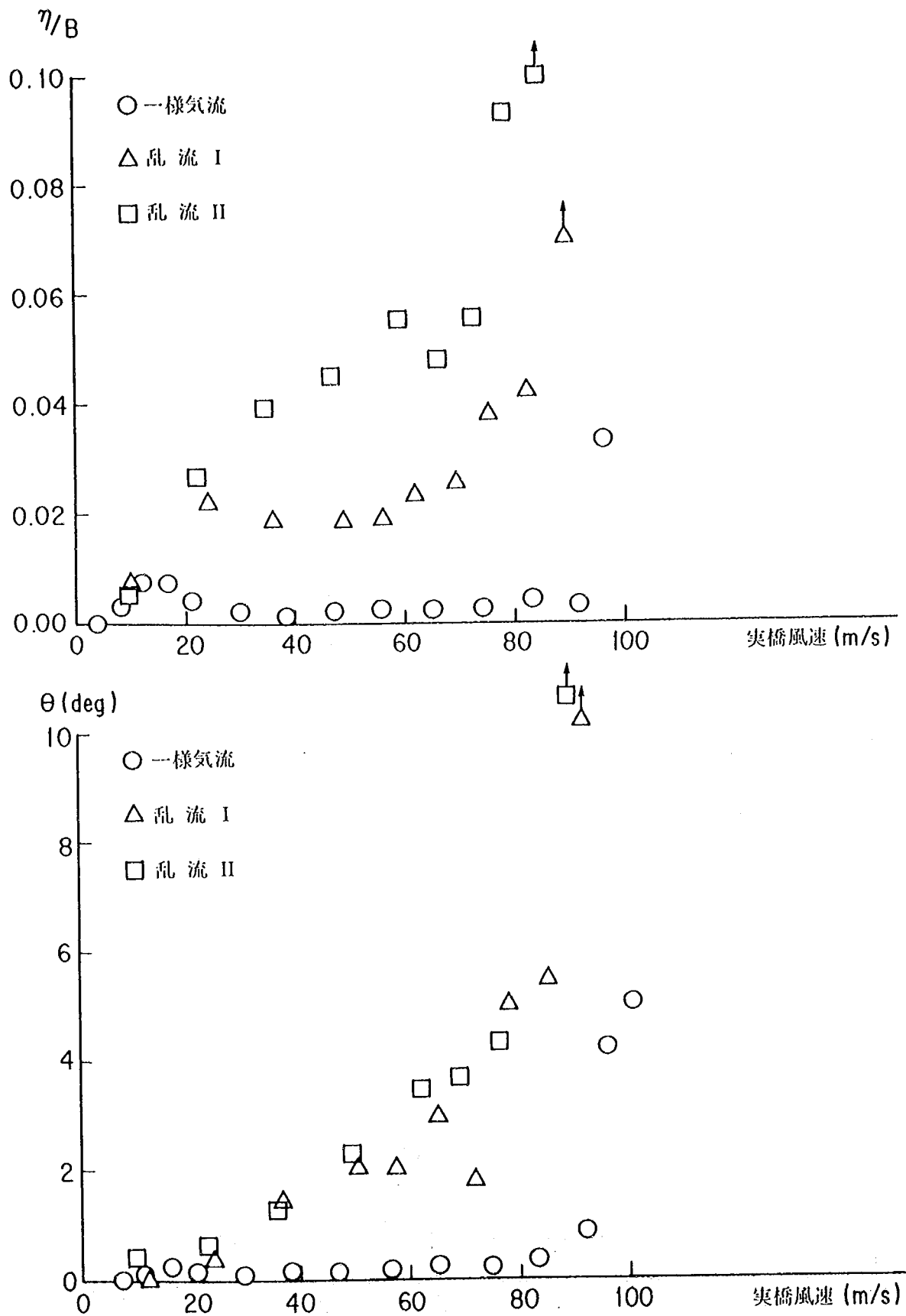


図-3.2.7 風速-最大振幅 (気流の乱れの影響)

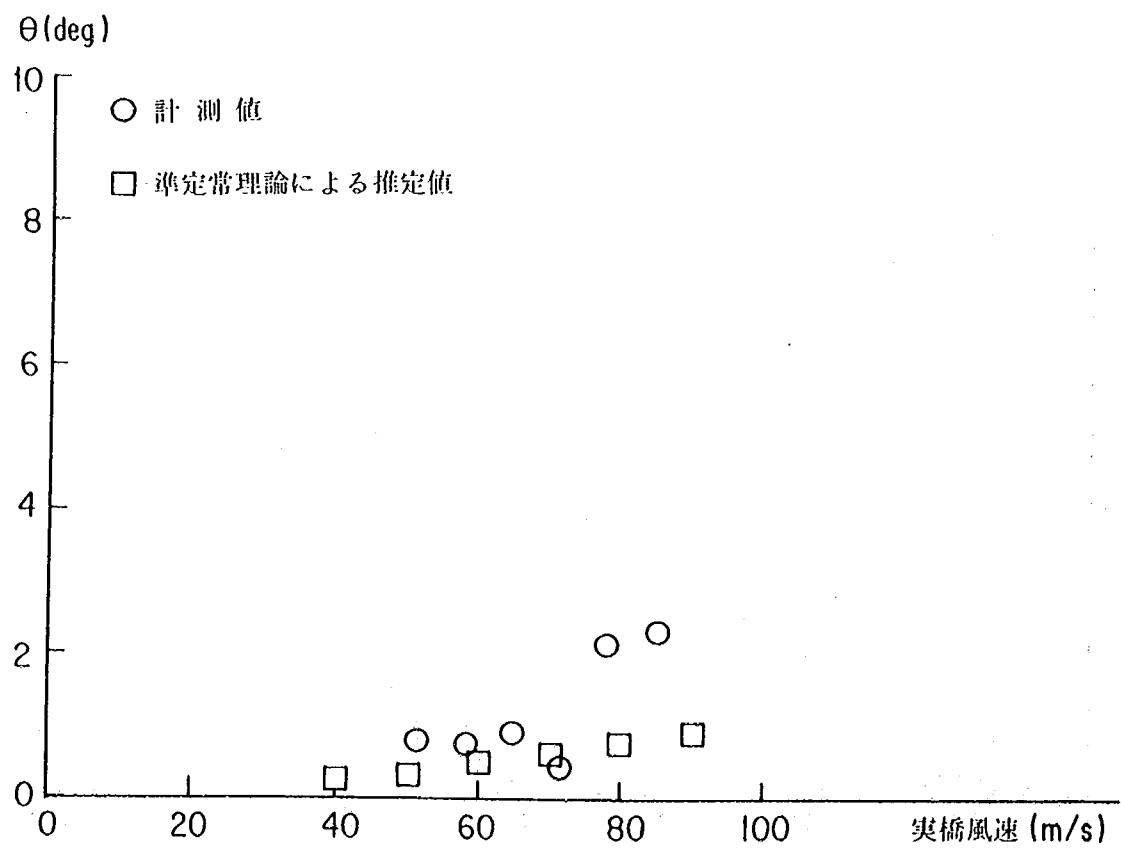
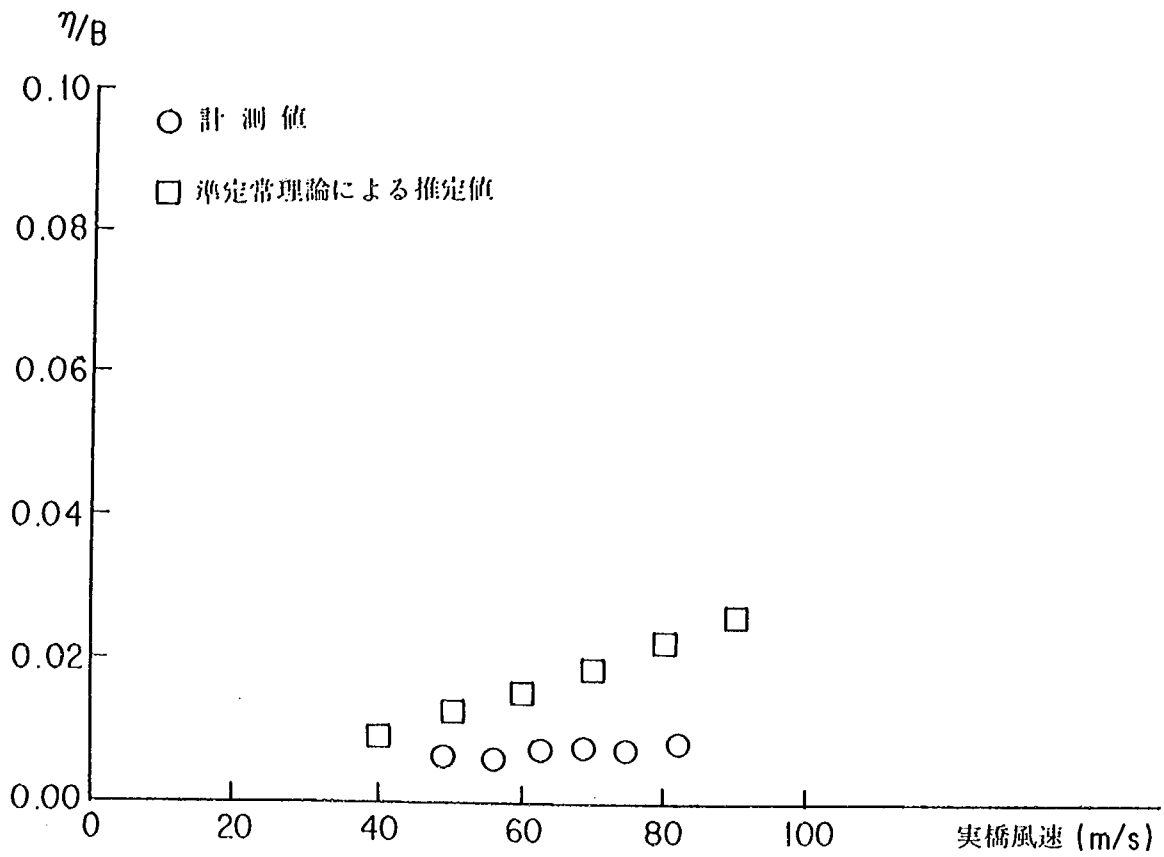


図- 3.2. 8.1 風速と振動変位標準偏差 (乱流 I)

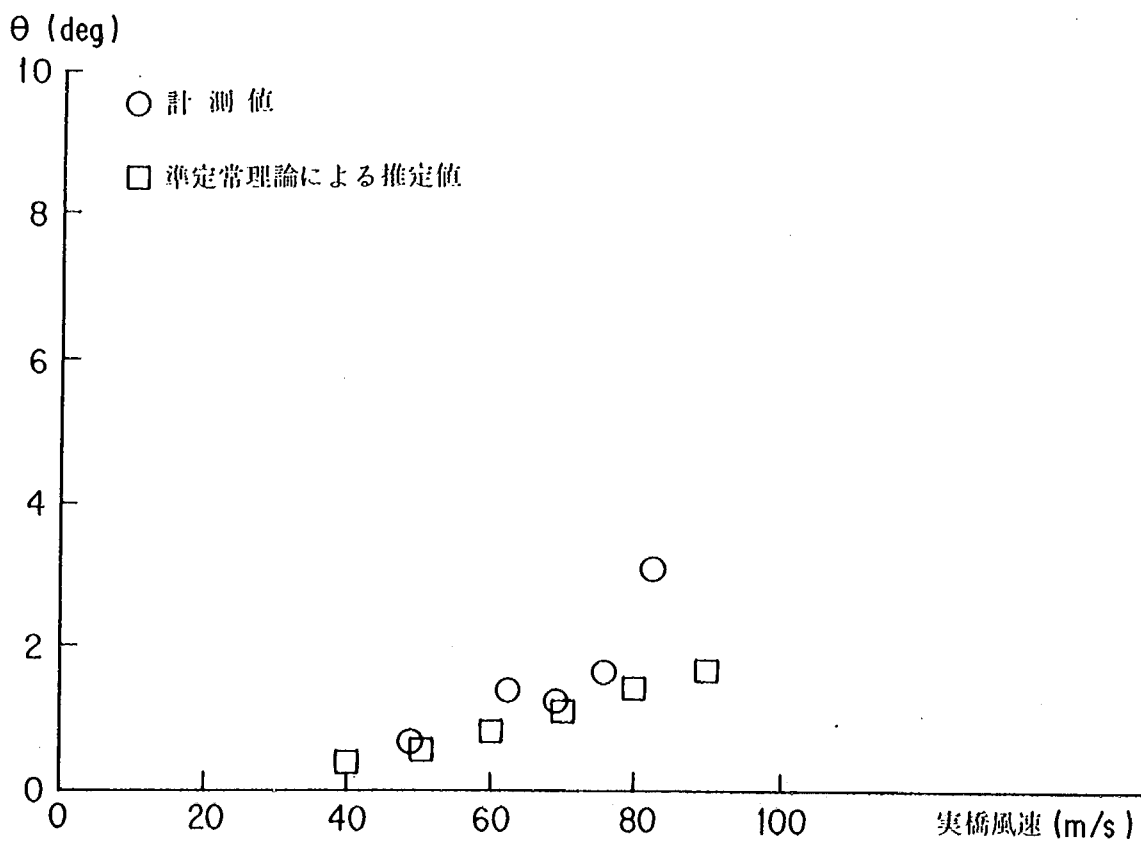
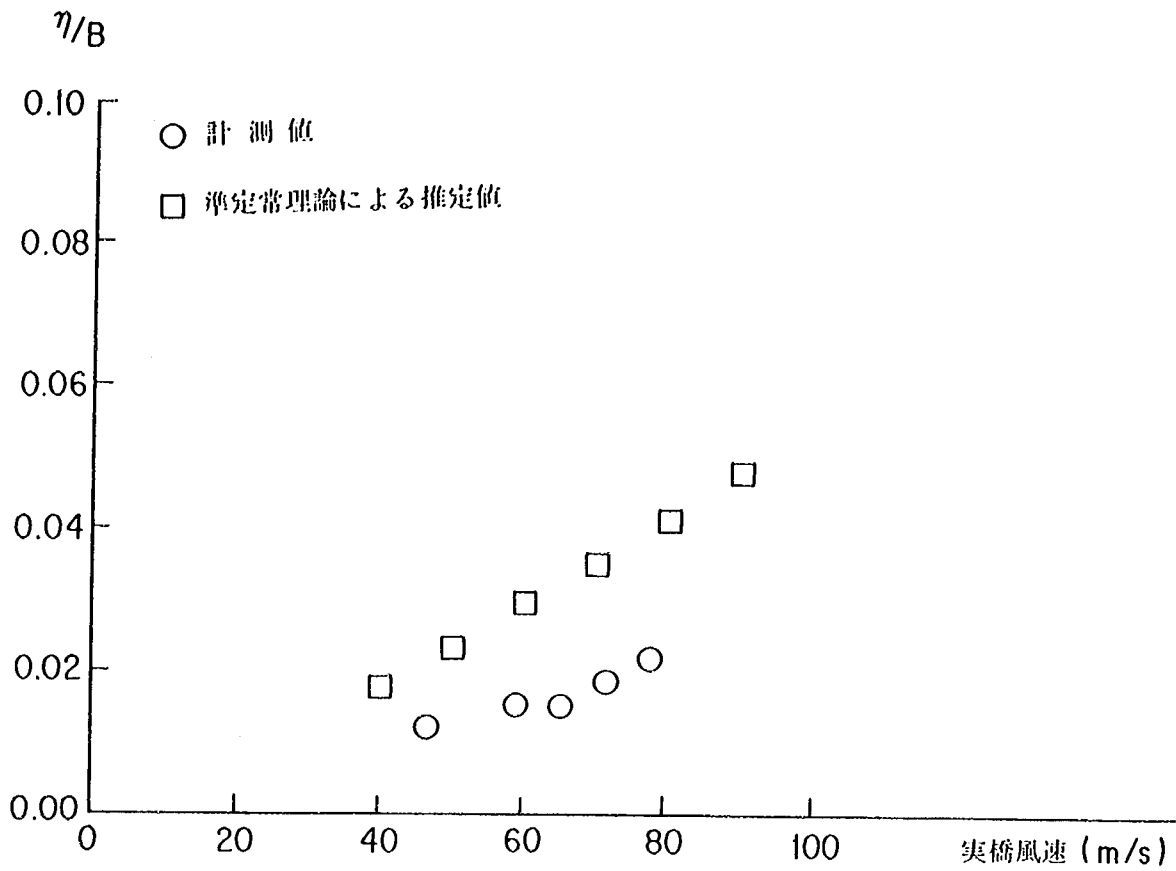


図-3.2.8.2 風速と振動変位標準偏差 (乱流Ⅱ)

表-3.2.2 実験条件 (強制空気力の測定)

		実 験 値	
		揚 力 計 測	空力モーメント計測
縮	尺	1/200	1/200
重	量	0.612 Kgf/model	—
極慣性モーメント		0.0381 Kgf・cm・S ² /model	0.0381 Kgf・cm・S ² /model
支 持 方 法		鉛直たわみ・ねじれ2自由度	ねじれ1自由度
振 動 数	鉛直たわみ	4.23 ~ 4.24 Hz	—
	ね じ れ	9.87 ~ 9.88 Hz	9.88 ~ 9.94 Hz
振 動 数 比		2.33	—
無対減 風 衰 時数率	鉛直たわみ	0.028 ~ 0.030	—
	ね じ れ	0.007	0.007

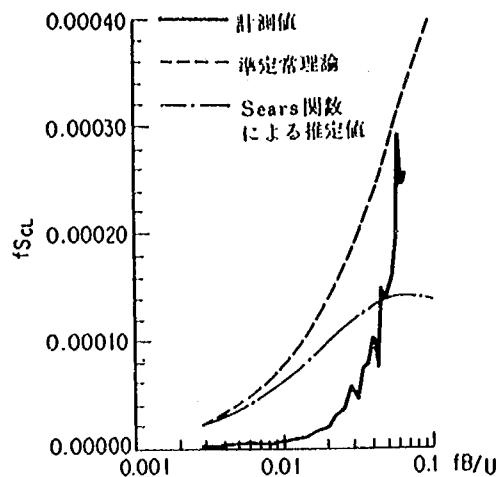


図- 3.2.9.1 空気力のパワースペクトル
密度関数 (乱流 I, 揚力)

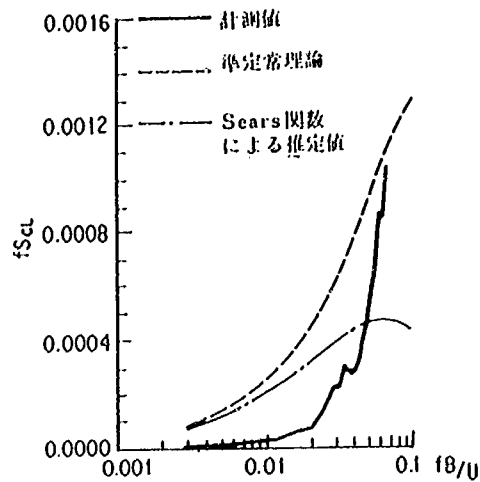


図- 3.2.9.2 空気力のパワースペクトル
密度関数 (乱流 II, 揚力)

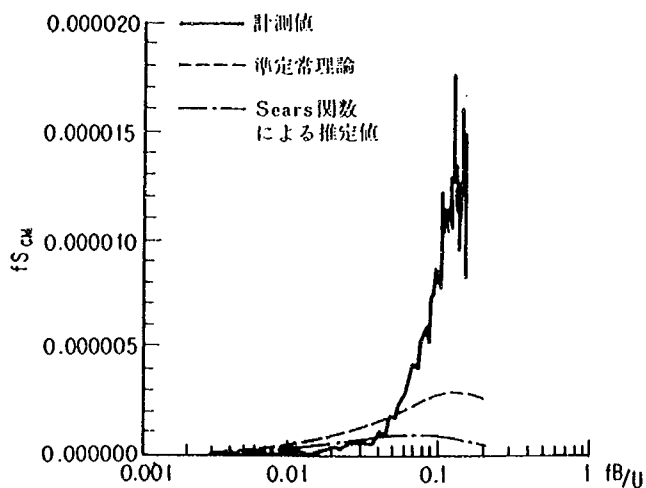


図- 3.2.9.3 空気力のパワースペクトル
密度関数 (乱流 I, 空力モーメント)

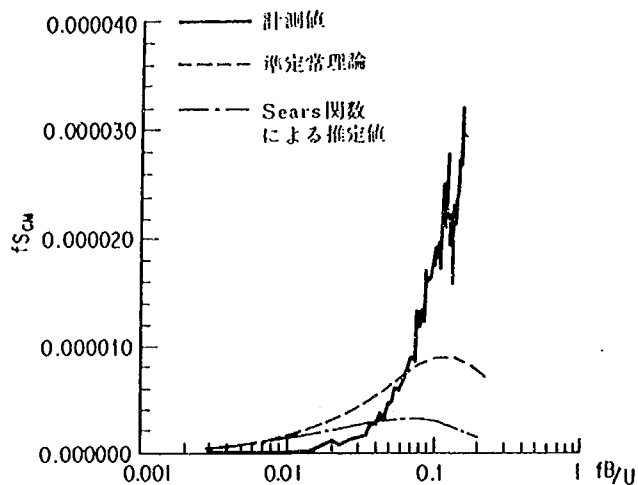


図- 3.2.9.4 空気力のパワースペクトル
密度関数 (乱流 II, 空力モーメント)

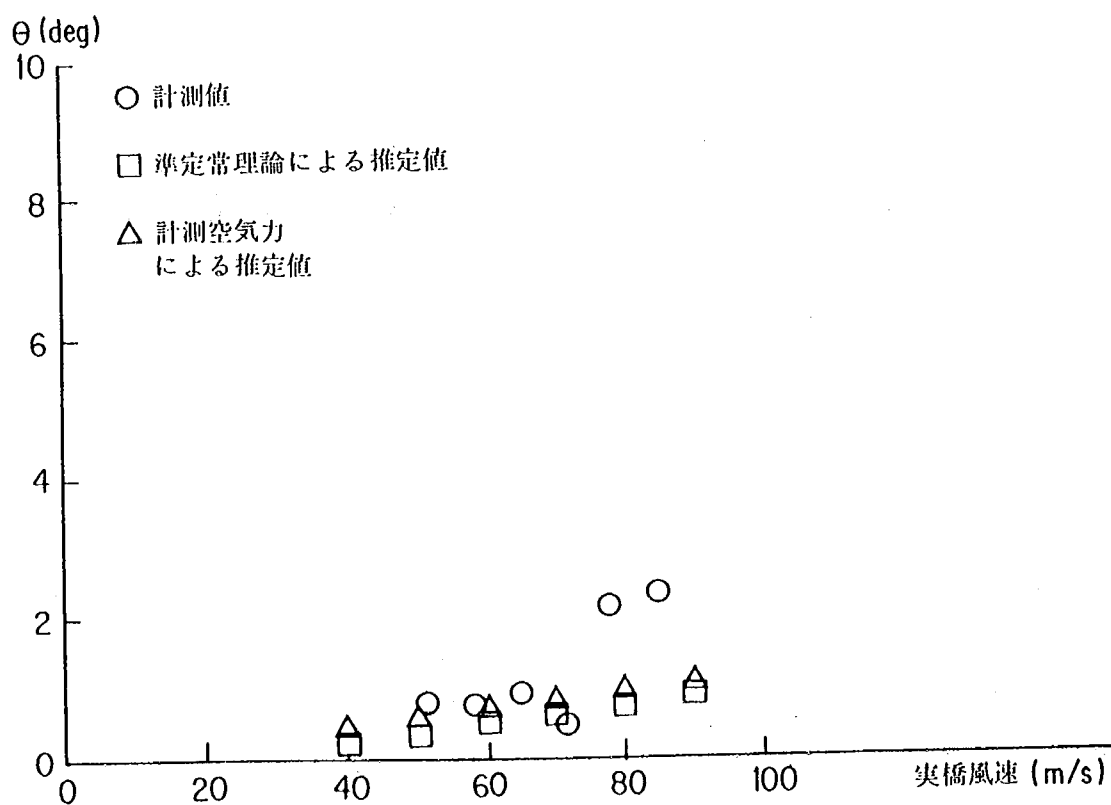
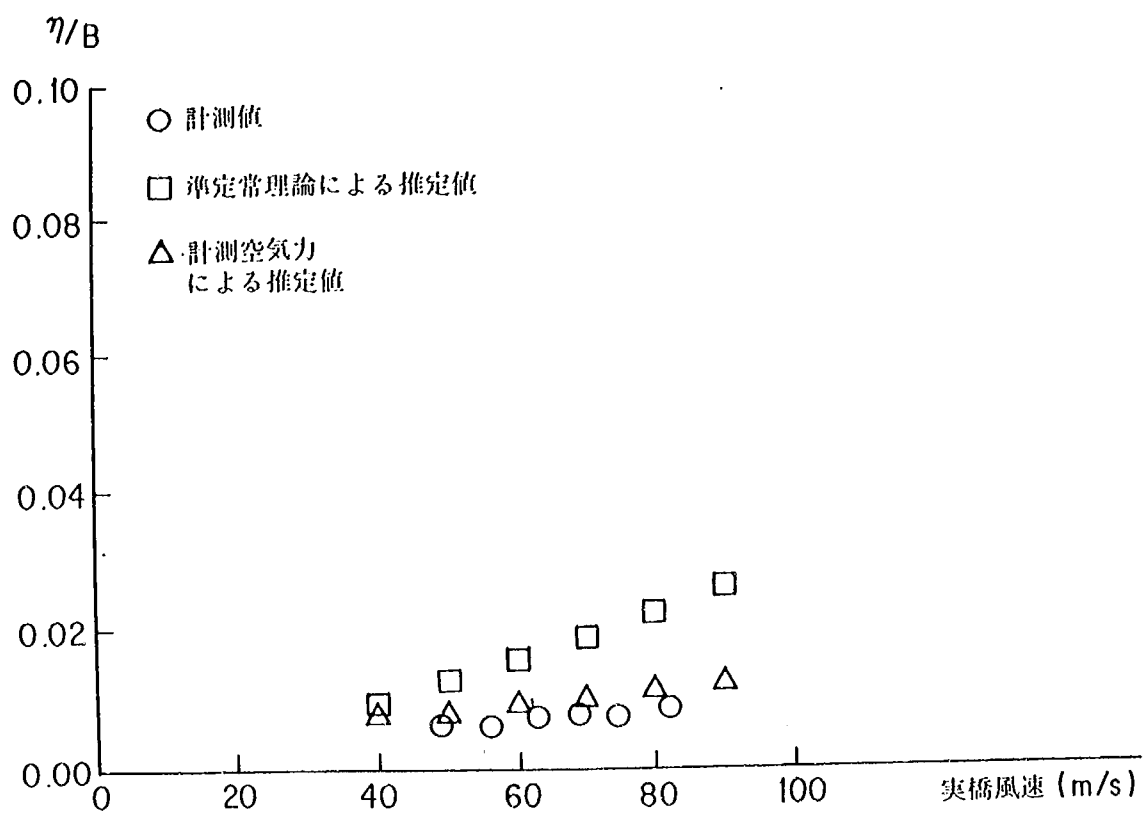


図- 3.2. 10.1 風速と振動変位標準偏差 (乱流 I)

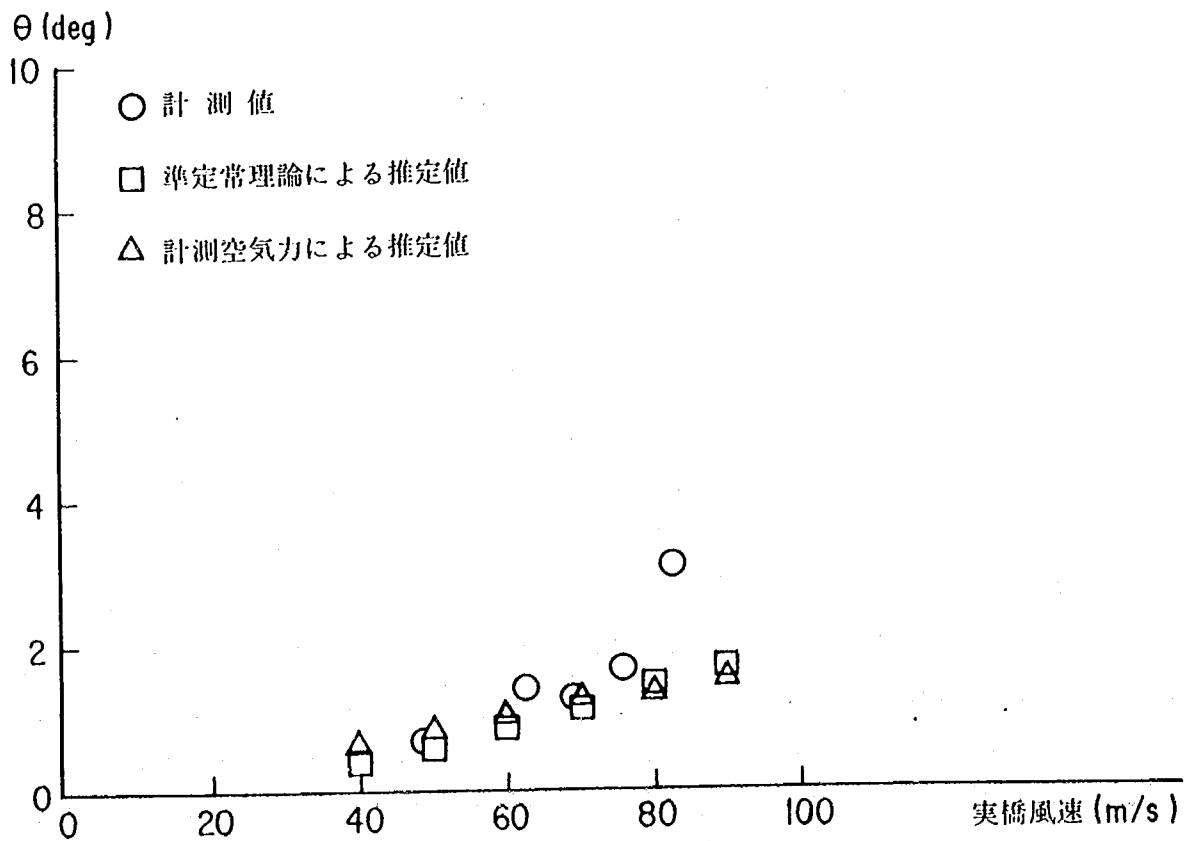
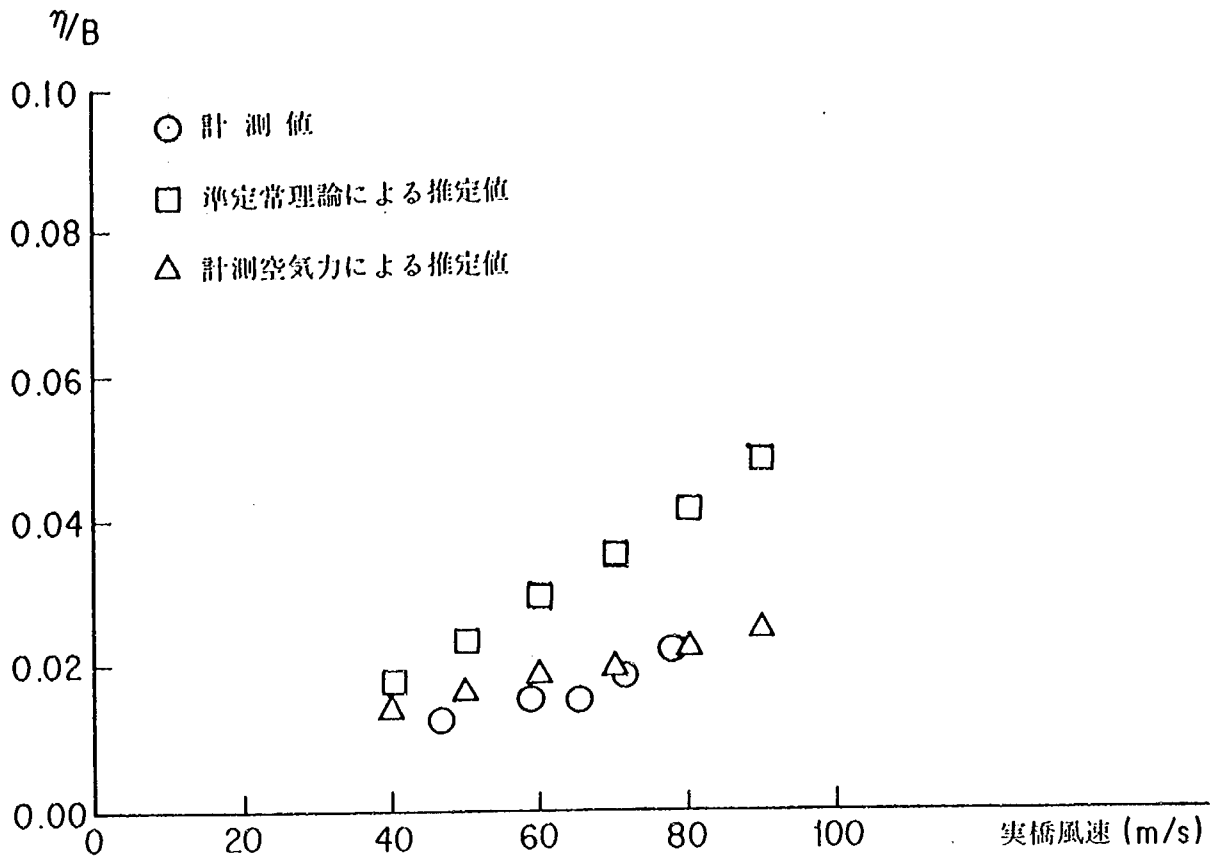


図- 3.2.10.2 風速と振動変位標準偏差 (乱流Ⅱ)

3-2-3 縮尺の影響調査

3-2-3-1 実験方法

縮尺の異なる3種類の2次元剛体模型（縮尺1/87, 1/200, 1/400）を用い、一様気流中でバネ支持模型実験を実施し、フラッター特性に及ぼす模型縮尺の影響を調べた。

縮尺1/87の模型を用いた実験は、建設省土木研究所の非定常空気力風洞において、昭和60年度実施されている⁶⁾。実験条件を表-3.2.3.1に示す。なお、今年度も同じ条件でバネ支持模型実験を実施し、その再現性を確認した。

縮尺1/200の模型を用いた実験は、土木研究所のフラッター風洞を用い、3-2-2に示した要領で一様気流中において実施した。実験条件は、表-3.2.1に示されている。

縮尺1/400の模型を用いた実験も、フラッター風洞を用い、3-2-2に示した要領で一様気流中において実施した。実験条件を表-3.2.3.2に、また模型図を図-3.2.11にそれぞれ示す。表-3.2.3.2に示したように、縮尺1/400模型では極慣性モーメントが所要値より20%程度大きく、また、このため振動数比が所要値より小さくなった。極慣性モーメントの影響を予め把握するために、1/87模型において極慣性モーメントを違えた実験も実施した。この実験条件は表-3.2.3.1に併せて示されている。

3-2-3-2 実験結果

縮尺1/87模型において極慣性モーメントを違えて実施した実験について、極慣性モーメントを所要値に一致させて実施した実験結果と比較して、図-3.2.12に示す。図より、この程度の極慣性モーメントの差異がフラッター特性に及ぼす影響はわずかであることがわかる。このため、縮尺の影響を検討する際、1/400模型の実験結果についてはとくに補正を加えず、他の模型の実験結果と比較することとした。

各縮尺模型の振幅-風速曲線を重ね合わせ図-3.2.13に示す。

3-2-3-3 縮尺の影響

図-3.2.13より、縮尺が小さくなる（1/87から1/400になる）に従い、迎角0°ではハード型フラッターからソフト型フラッターになり発限風速が低下すること、迎角3°ではフラッター発現風速が低下すること、逆に迎角-3°では縮尺が小さくなるに従いフラッター発現風速が高まること、などの傾向が読み取れる。したがって縮尺の小さな全橋模型を用いて実験を行う場合には、このような影響を考慮し実験結果を解釈する必要がある。

なお、これらの縮尺の影響は傾向的に、昭和60年度に格子乱流を用いて実施した実験結果⁵⁾に類似している。図-3.2.14にその結果を示す。図中、格子乱流No 1, No 2, No 3はそれぞれ乱れ強さ (Iu) が3.4%, 6.1%, 9.3%であるが、乱れ強さが大きくなるに従い、迎角0°ではハード型フラッターがソフト型フラッターに特性が近づき、迎角3°ではフラッター限界風速が低下し、迎角-3°では逆にフラッター限界風速が高まる、という傾向が認められる。すなわち、格子乱流中で乱れ強さを増加させることの影響と、一様気流中で縮尺を小さくさせることの影響とは類似の傾向を示していると見ることができる。

表-3.2.3.1 実験条件 (模型縮尺 1/87)

		実 橋 値	所 要 値	実 験 値	
				S 60年度の実験	極慣性モーメントを大きく設定した実験
縮 尺		—	1/87	1/87	1/87
重 量		43.47 t/m/br.	5.57 Kg f/model	5.57 Kg f/model	5.59 Kg f/model
極慣性モーメント		1198.8 t・m・S ² /m/br.	2.03Kg f・cm・S ² /model	2.03Kg f・cm・S ² /model	2.48Kg f・cm・S ² /model
支 持 方 法		—	鉛直たわみ・ねじれ 2 自由度		
振 動 数	鉛直たわみ	0.0606 Hz	—	0.96 ~ 0.99 Hz	1.05 Hz ~ 1.15 Hz
	ね じ れ	0.152 Hz	—	2.46 Hz	2.44 Hz ~ 2.33Hz
振 動 数 比		2.508	2.508	2.48 ~ 2.56	2.16 ~ 2.33
無対衰 風数 時減率	鉛直たわみ	0.03	0.03	0.026 ~ 0.032	0.025 ~ 0.026
	ね じ れ	0.03	0.03	0.005 ~ 0.007	0.005 ~ 0.006
風 倍	鉛直たわみ	—	—	5.33 ~ 5.49	4.60 ~ 5.04
速 率	ね じ れ	—	—	5.38	5.35 ~ 5.42

表-3.2.3.2 実験条件 (模型縮尺 1/400)

		実 橋 値	所 要 値	実 験 値
縮 尺		—	1/400	1/400
重 量		43.47 t/m/br.	0.0951 Kg f/model	0.0955 Kg f/model
極慣性モーメント		1198.8 t・m・S ² /m/br.	0.00164 Kg f・cm・S ² /model	0.00198Kg f・cm・S ² /model
支 持 方 法		—	鉛直たわみ・ねじれ 2 自由度	
振 動 数	鉛直たわみ	0.0606 Hz	—	2.72 Hz ~ 2.79 Hz
	ね じ れ	0.152 Hz	—	6.14 Hz ~ 6.22 Hz
振 動 数 比		2.508	2.508	2.23 ~ 2.26
無対衰 風数 時減率	鉛直たわみ	0.03	0.03	0.039 ~ 0.043
	ね じ れ	0.03	0.03	0.015 ~ 0.019
風 倍	鉛直たわみ	—	—	8.70 ~ 8.92
速 率	ね じ れ	—	—	9.78 ~ 9.91

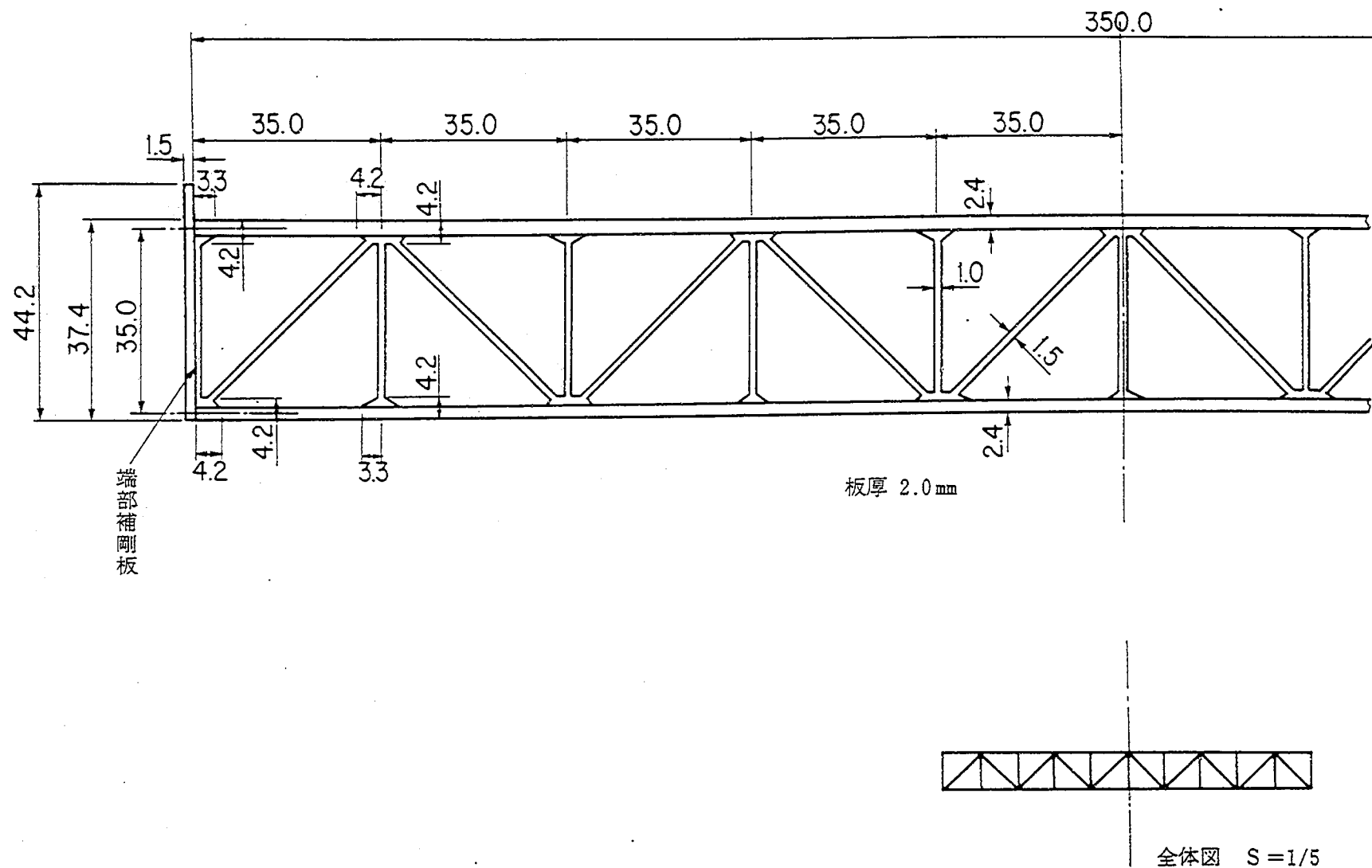


図-3.2.11.1 模型図 (1/400 模型, トラス側面図)

(単位 mm)

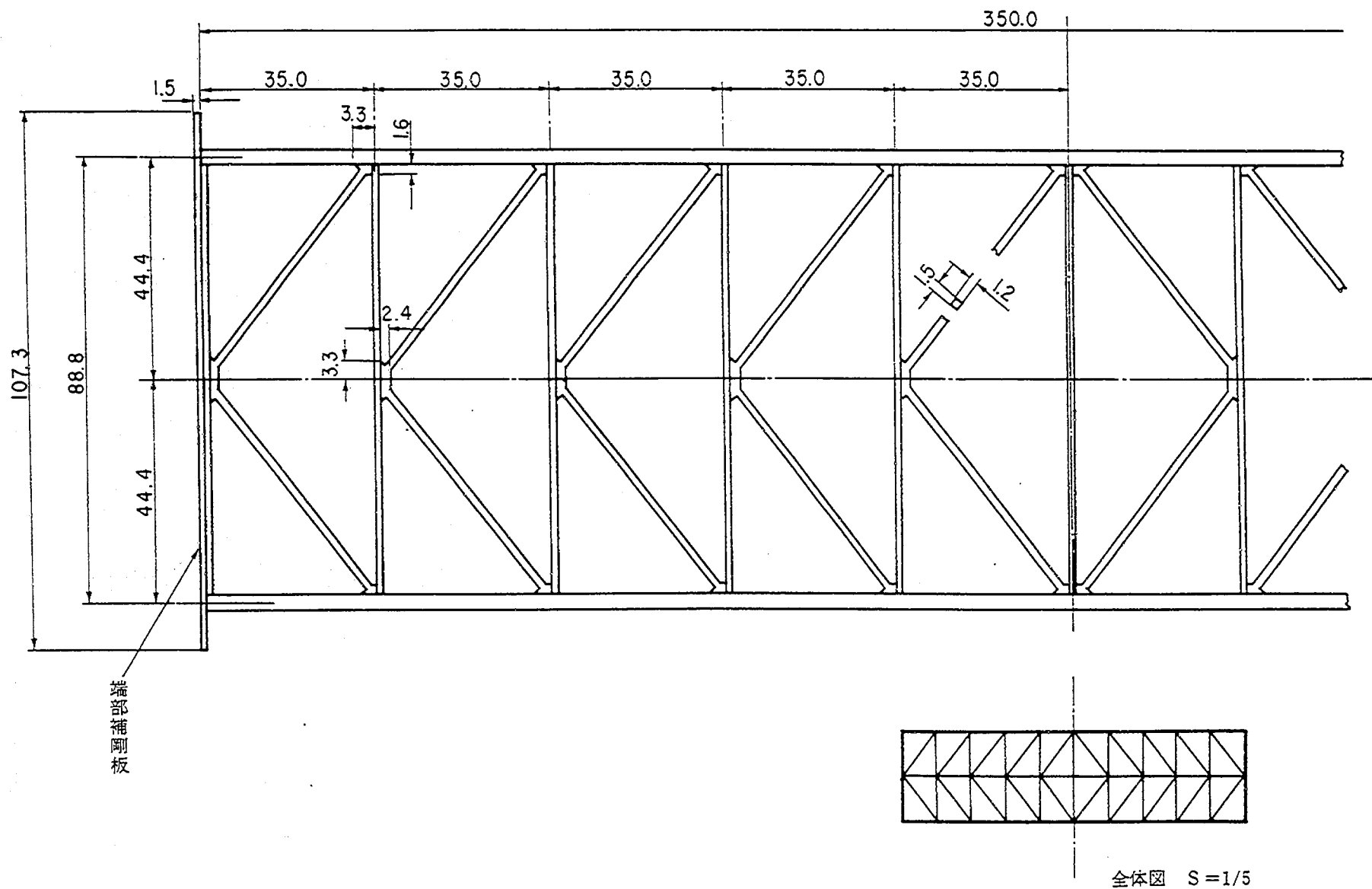


図-3.2.11.2 模型図 (1/400 模型, トラス平面図)

(単位 mm)

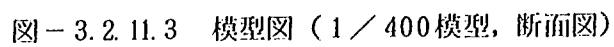


図-3.2.11.4 模型図(1/400模型, 床版および高欄)

S=4/1

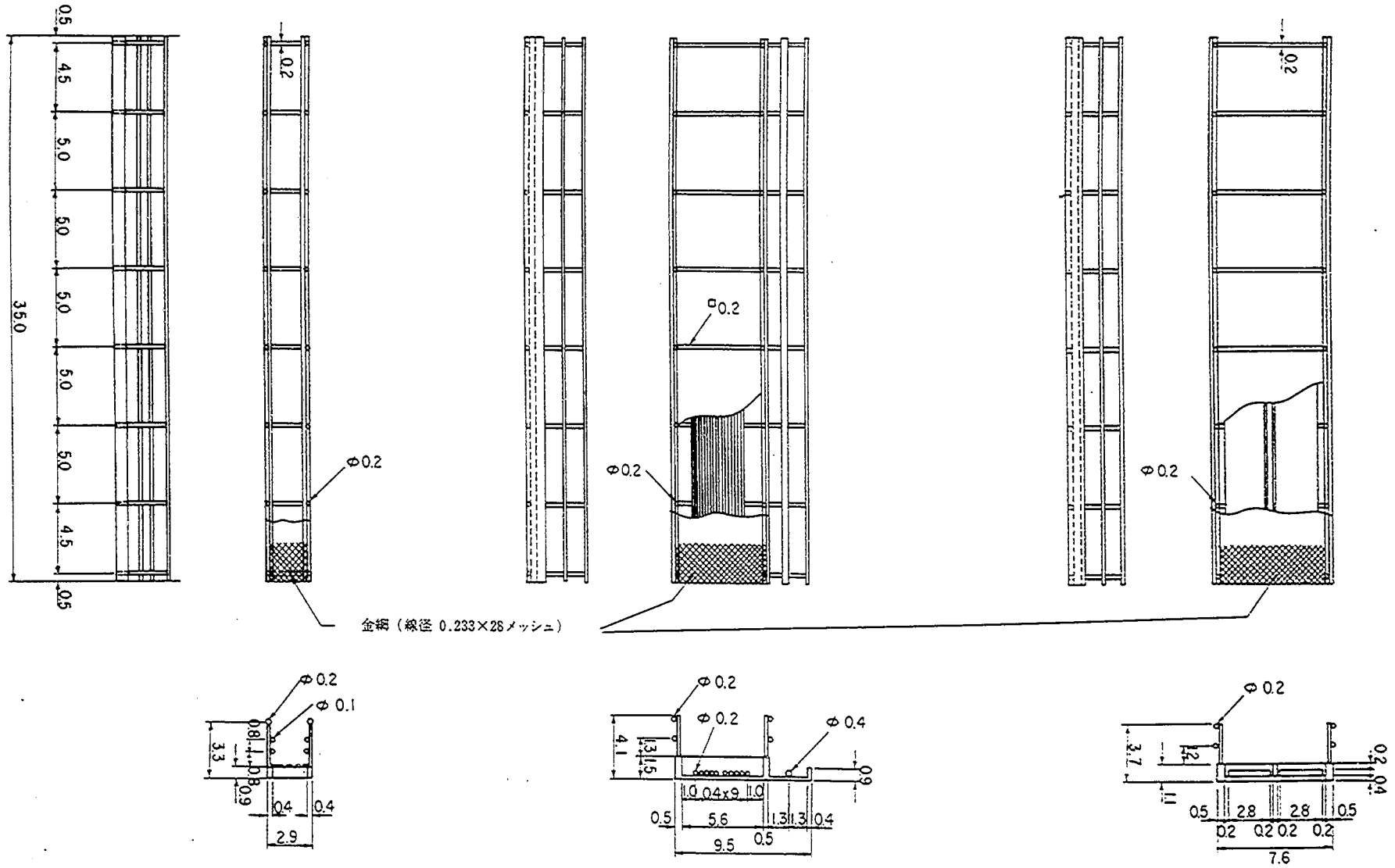


図-3.2.11.5 模型図 (1/400模型, 添架物その1)

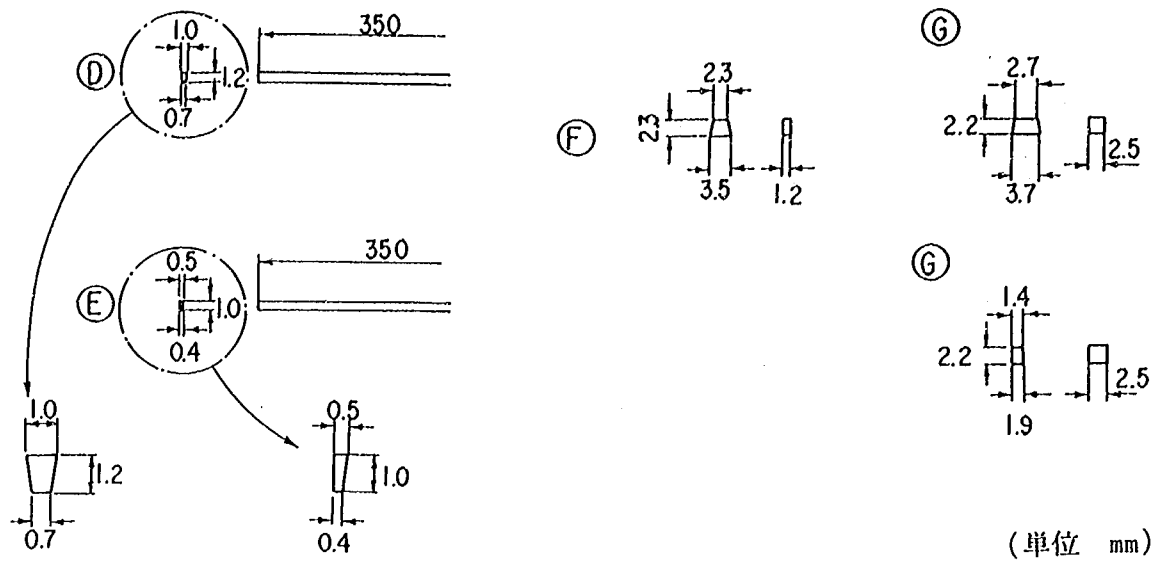


図- 3.2.11.6 模型図 (1/400 模型, 添架物その 2)

- A. 支持アーム; 材質ひのき
 B. 接続パイプ; 材質ひのき, 1体もので製作
 C. 端板; 材質アクリル, $t=0.5\text{mm}$
 A, B, Cおよび模型は, 接着材およびビス等により強固に一体化する。

リン青銅 $t=0.1\text{mm}$,
 Bにはさみ接着する。

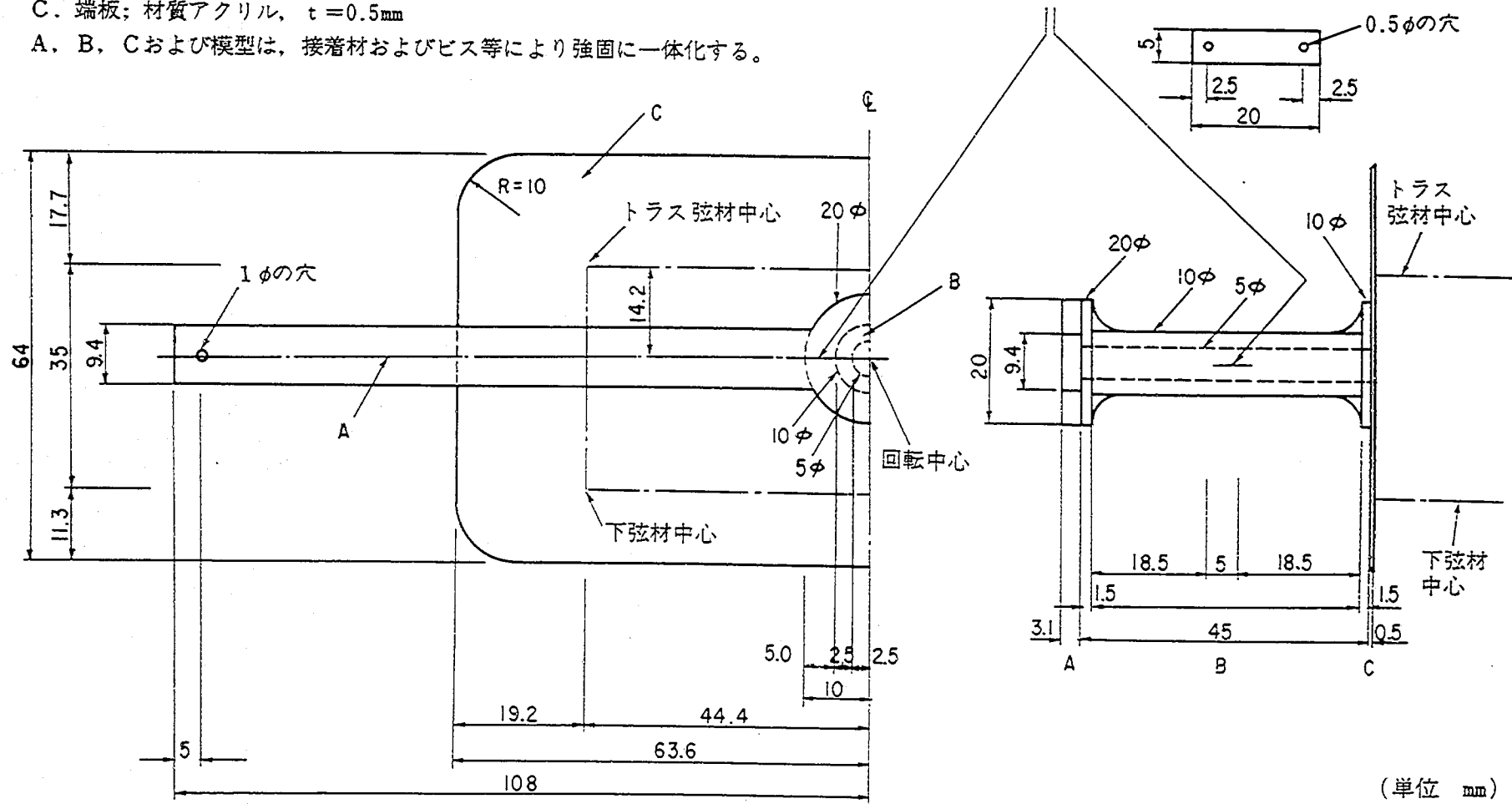


図-3.2.11.7 模型図 (1/400模型用支持具)

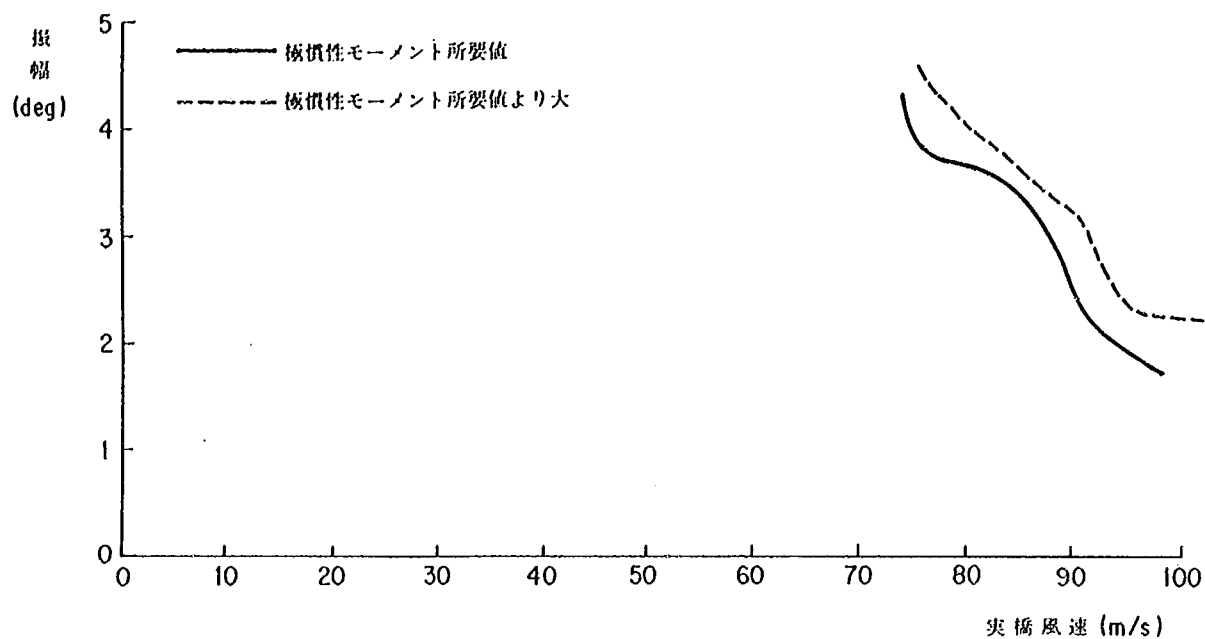


図-3.2.12.1 振幅-風速曲線
(極慣性モーメントの影響, 迎角0度)

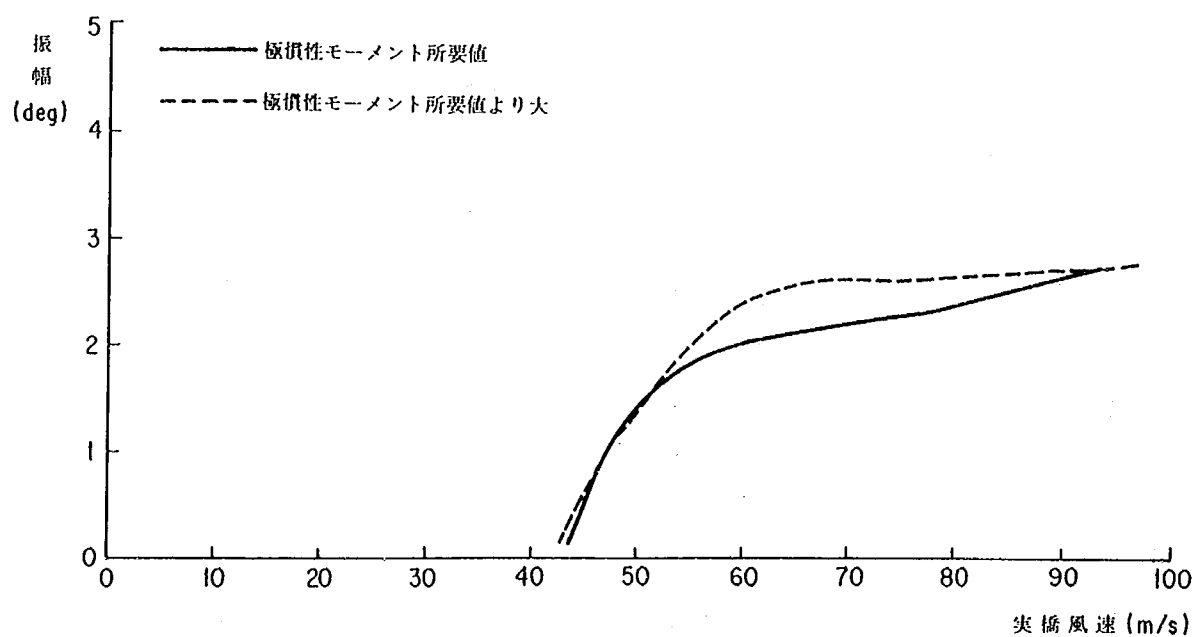


図-3.2.12.2 振幅-風速曲線
(極慣性モーメントの影響, 迎角+3度)

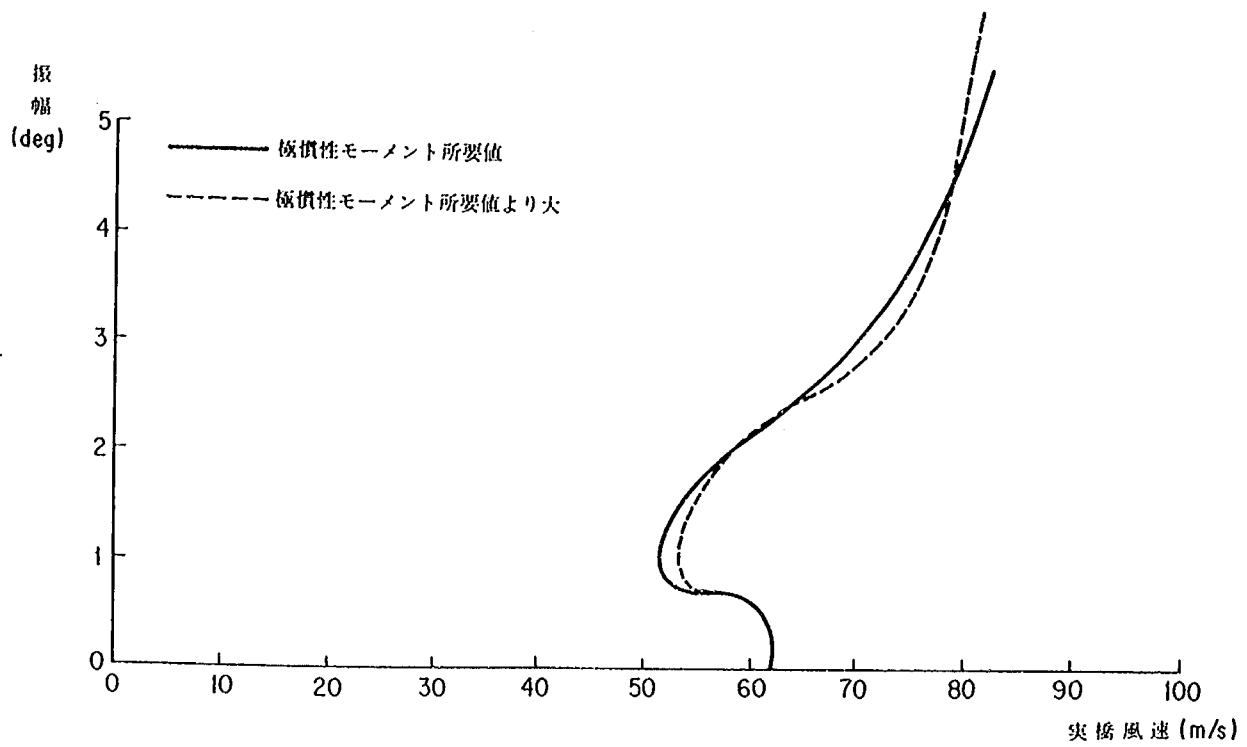


図- 3.2.12.3 振幅-風速曲線
(極慣性モーメントの影響, 迎角-3度)

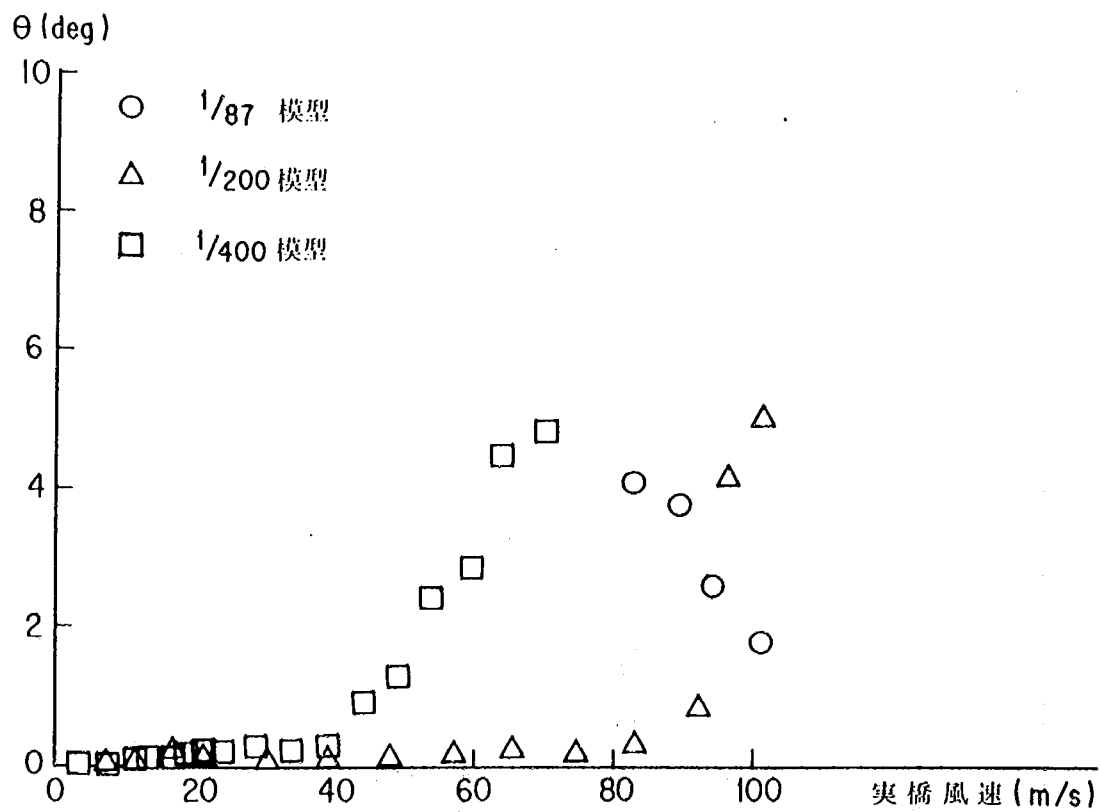


図- 3.2.13.1 振幅-風速曲線 (縮尺の影響, 迎角0度)

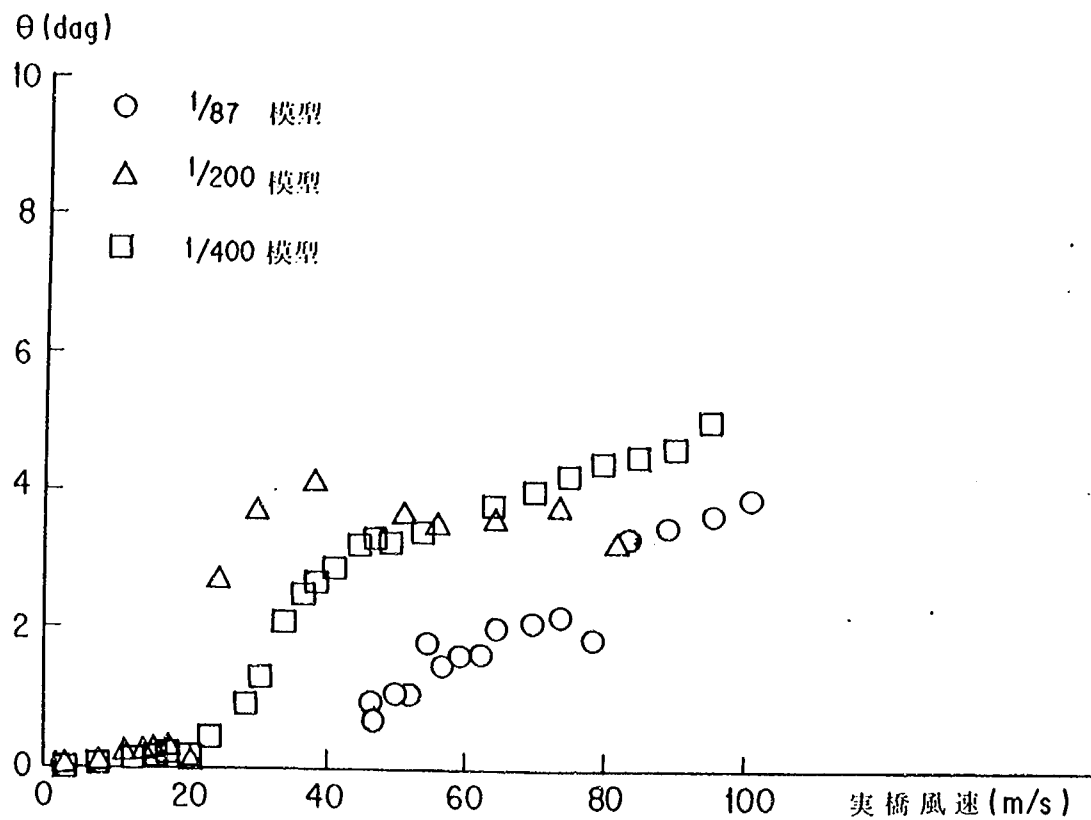


図- 3.2.13.2 振幅-風速曲線 (縮尺の影響, 迎角 3 度)

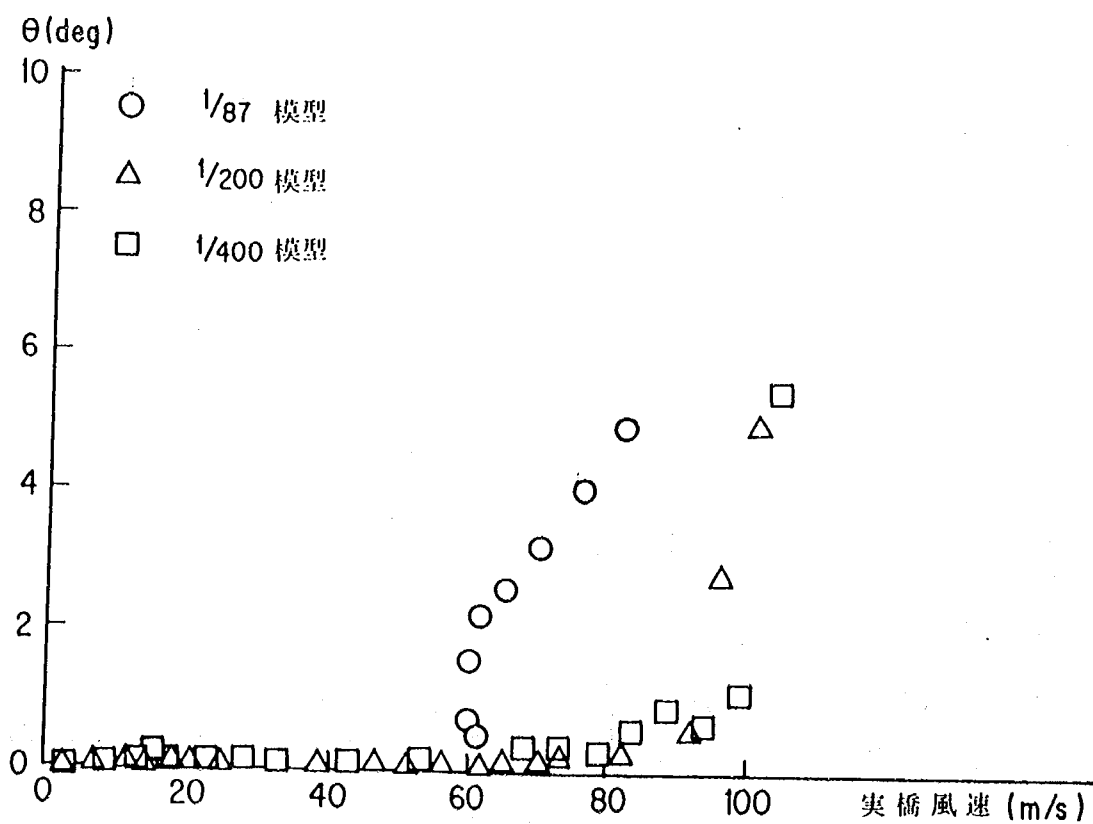


図- 3.2.13.3 振幅-風速曲線 (縮尺の影響, 迎角 -3 度)

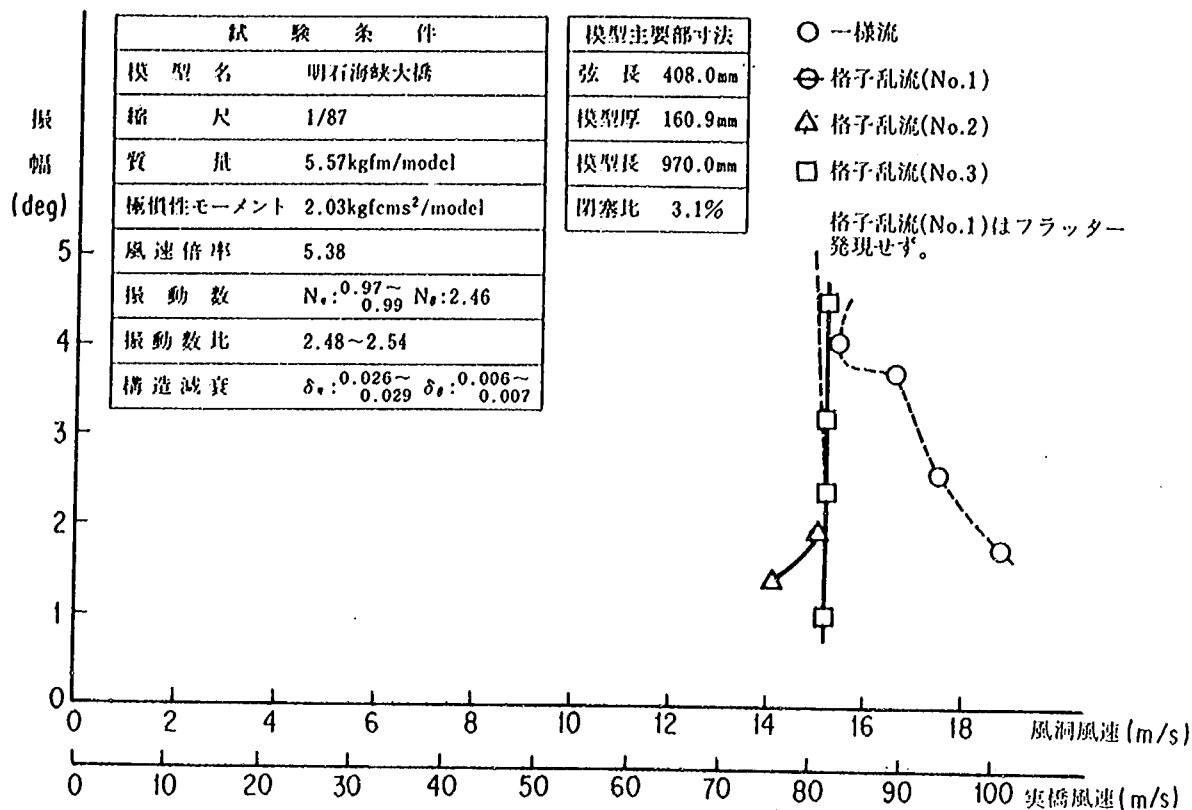


図- 3.2.14.1 振幅-風速曲線 (1/87模型, 乱れの影響, 迎角0度)

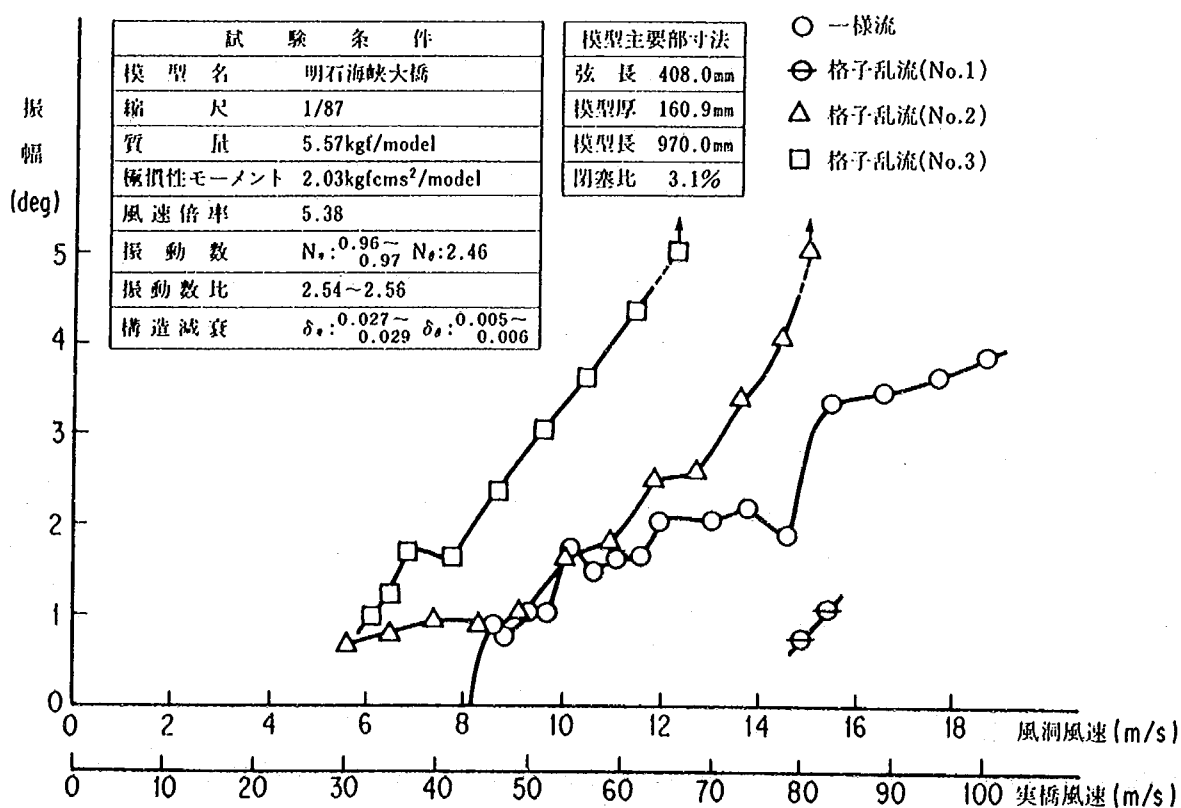


図- 3.2.14.2 振幅-風速曲線 (1/87模型, 乱れの影響, 迎角+3度)

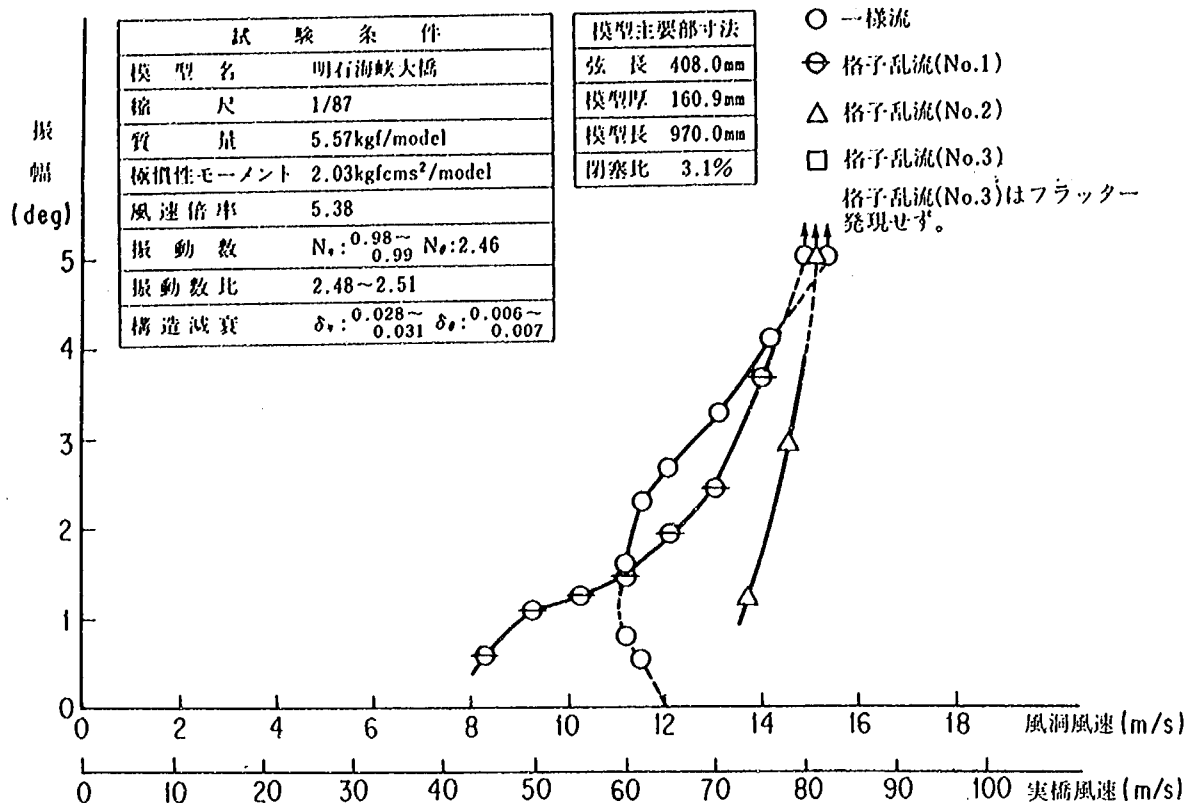


図- 3. 2. 14. 3 振幅-風速曲線 (1/87模型, 乱れの影響, 迎角-3度)

3-2-4 剛性棒の影響調査

3-2-4-1 実験方法

全橋模型においては剛性を相似させるために剛性棒を具備させる必要があるが、この剛性棒がフラッター特性に及ぼす影響を明らかにするため、2次元剛体模型に剛性棒をとりつけバネ支持模型実験を実施し、剛性棒のない場合の実験結果と比較した。剛性棒諸元の設定にあたっては以下のように考えた。

- (1) 全橋模型の縮尺を1/400と仮定する。
 - (2) 剛性棒の形状は矩形とし、水平たわみおよびねじれに関する剛性を相似させる。
 - (3) 実橋の剛性値は橋軸方向に変化するが、剛性棒の影響を顕著にするため大きい値を採用する (水平たわみのEIを $4.25 \times 10^9 \text{ t} \cdot \text{m}^2$, ねじれのGJを $2.65 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$ と仮定する²⁾)。
 - (4) (3)と同様の理由で、剛性棒の材料をアルミニウムと仮定する。
 - (5) 以上の仮定より決定される断面形状を、縮尺1/87の剛体模型用に拡大する (400/87倍する)。
- 剛性棒模型の諸元およびその設置位置 (せん断中心) を図- 3. 2. 15に示す。また、実験条件を表- 3. 2. 4に示す。なお、剛性棒のない場合の実験条件は表- 3. 2. 3. 1に示されている。

3-2-4-2 剛性棒の影響

剛性棒模型を取付けた模型の振幅-風速曲線を、剛性棒模型のない場合の曲線と併わせて図- 3. 2. 16に示す。図より、迎角3°の風速60m/s以上の振幅に関し若干の差はあるものの、剛性棒の有無は本模型のフラッター特性に大きな影響を与えないことが読み取れる。

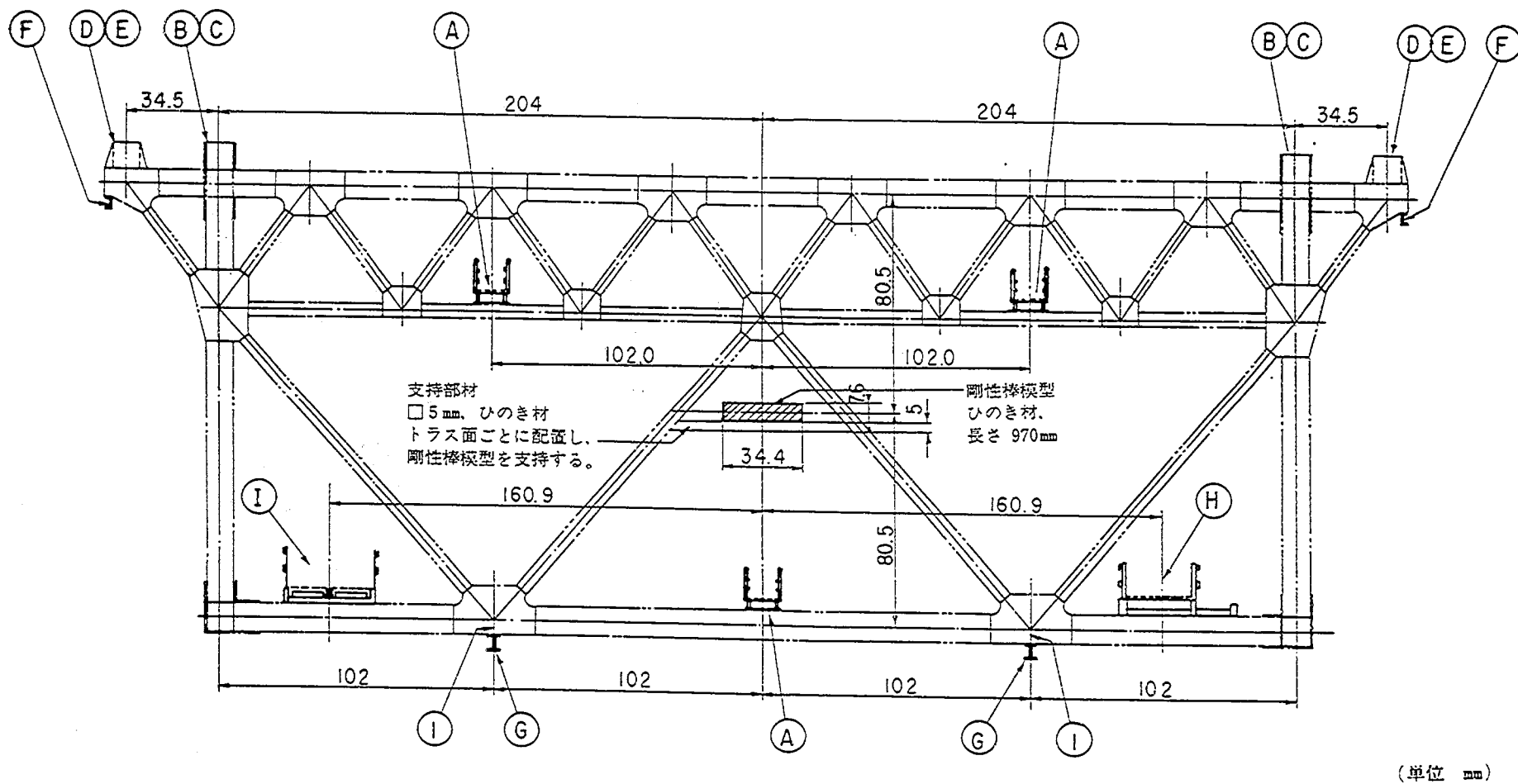


図-3.2.15 剛性棒模型およびその設置位置

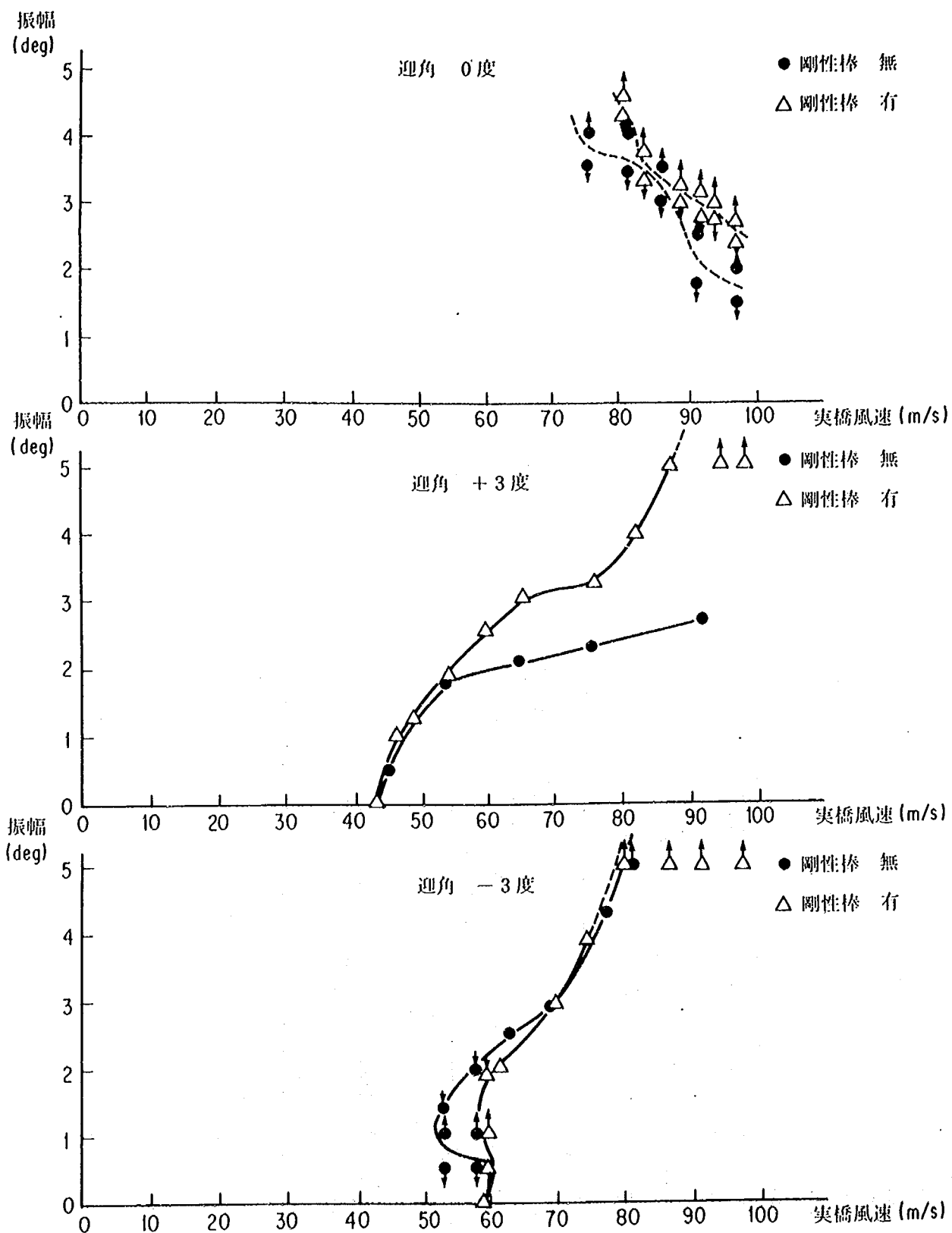


図-3.2.16 振幅-風速曲線 (剛性棒の影響)

表- 3.2.4 実験条件 (剛性棒付模型)

		実 橋 値	所 要 値	実 験 値
縮 尺		—	1/87	1/87
重 量		43.47 t/m/br.	5.57 Kgf/model	5.59 Kgf/model
極慣性モーメント		1198.8 t・m・S ² /m/br.	2.03 Kgf・cm・S ² /model	2.03 Kgf・cm・S ² /model
支 持 方 法		—	鉛直たわみ・ねじれ 2 自由度	
振 動 数	鉛直たわみ	0.0606 Hz	—	1.07 Hz ~ 1.13 Hz
	ね じ れ	0.152 Hz	—	2.70 Hz
振 動 数 比		2.508	2.508	2.38 ~ 2.51
無対衰 風数 時減率	鉛直たわみ	0.03	0.03	0.027 ~ 0.028
	ね じ れ	0.03	0.03	0.005 ~ 0.006
風 倍 速 率	鉛直たわみ	—	—	4.66 ~ 4.91
	ね じ れ	—	—	4.90 ~ 4.91

3-2-5 ま と め

今年度実施した明石海峡大橋の耐風性調査の内容をとりまとめると以下のとおりである。

- (1) 明石海峡大橋トラス設計案 (OT'-5*) の耐風性に及ぼす乱れの影響を調査した。迎角は 0° とした。その結果、境界層乱流中において実施したバネ支持模型実験では、接近流の乱れに起因するガスト応答が観測された。このガスト応答は計測された強制空気力のパワースペクトル密度関数を用いて概ね良好な精度で推定することが可能である。
- (2) ただし、ねじれモードの振動に関しては、空力減衰を 0 と仮定して推定したガスト応答の標準偏差と計測した振動変位の標準偏差との間に、実橋風速約 80 m/s 以上の風速領域で有意な差が認められる。この差の原因は、空力負減衰によるものと考えられる。顕著な差が認められる風速をフラッター限界風速と仮に考えるならば、フラッター限界風速は乱流中では一様気流中に比べ若干低下すると見ることができる。
- (3) 全橋模型実験を実施するための予備調査として、模型縮尺の影響および剛性棒の影響について調査を行った。その結果模型縮尺が 1/87 から 1/400 へと小さくなるに従い、迎角 0 度ではハード型フラッターからソフト型フラッターへと変化し、迎角 3 度ではフラッター限界風速が低下し、迎角 -3 度ではフラッター限界風速が高まった。したがって、小縮尺の全橋模型実験を実施する場合には、これらの影響を考慮して実験結果を解釈する必要があることが明らかになった。
- (4) また、剛性棒については今回の模型ではその存在がフラッター特性にほとんど影響を与えないことが明らかとなった。

3-3 生口橋の耐風性調査

3-3-1 概要

3-3-1-1 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である。本橋については、昭和61年度に剛体部分模型を用いたバネ支持模型実験を実施し、耐風性向上のために暫定系を対象に設計されたフェアリングと、同じく耐風性に与える影響から決定される検査車レールの位置の妥当性についての検証を中心に、暫定系および完成系それぞれの耐風性が検討された。

このバネ支持模型実験結果から生口橋の耐風性を評価するにあたっては、さらに明確にすることが望ましいいくつかの問題が残った。一つは構造系ならびに気流の三次元効果を詳細に調査するというもので、これは渦励振振幅が空気力の非線形性に密接に関係しているため、その正確な推定には三次元全橋弾性模型を用いるのが望ましく、また水平偏角の影響は三次元模型でなければ、検討が困難である。今一つは、自然風の効果であるが、これについては一様流中で発生する渦励振は自然風に相似した乱流中では抑制されること、および乱流によるパフティングが問題となることがよく知られており、耐風設計には自然風の効果を高い精度で取り込む必要があると考えられる。従って、これらの問題をより明らかにし、生口橋の耐風性を総合的に評価することが今年度の実験の目的となった。

3-3-1-2 調査の概要

実験は前年度設計・製作された三次元全橋弾性模型⁶⁾を用い、暫定系および完成系について実験を行うため模型は実験中に2度改造を行った。調査した影響要因はフェアリングの有無、検査車レールの有無、偏角の影響、そして気流の特性の影響である。このうち、気流の特性の影響は生口橋架設地点における自然風の現地観測結果と、ESDU⁷⁾に示されている地形条件と自然風の特性の関係の資料を併用し乱流を2種類設定した。また迎角については、ばね支持実験において渦励振が0°以外の迎角において発現したため、本実験においてもその影響を調査することが望ましかったが、施設の制限から0°のみとした。

3-3-2 風洞実験で考慮する条件

3-3-2-1 生口橋の構造特性

生口橋の構造特性については暫定系および完成系について三次元骨組みモデルによって解析がなされた。その結果得られた固有振動モード図を図-3.3.2.1に示す。このモード図より明らかなように、本橋の側径間はほとんど振動が生じない。

3-3-2-2 自然風の特徴

生口橋の架設地点の風の特徴を把握するために、本州四国連絡橋公団により因島の生口橋側径間部橋桁高さ位置に風速計が設置され、架設地点の風の解析が行われている。したがって風洞実験の乱流の特性値の決定においては、この解析結果を十分に活用することができる。その結果のうち風速と乱れ強さの関係を図-3.3.2.2及び3に示す。ところで、観測期間中に発生した風は比較的風速が低く、最大値でも15m/s

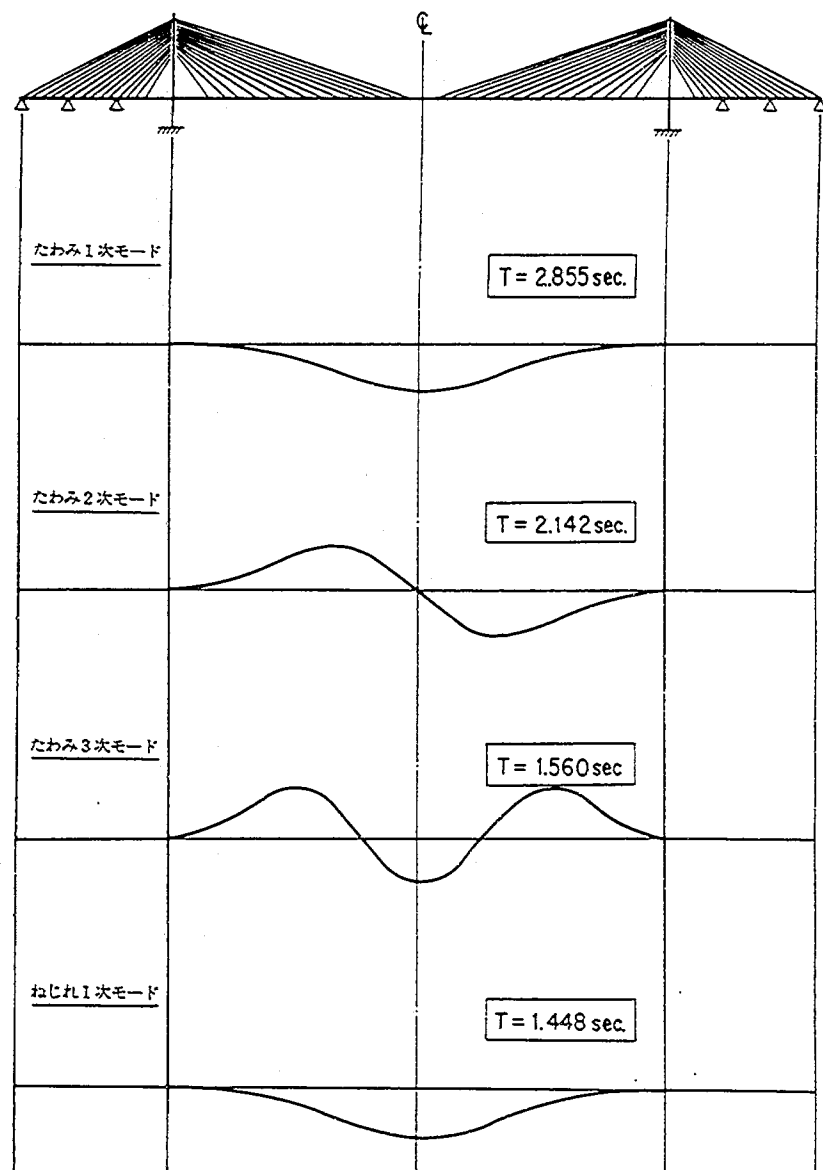


図-3.3.2.1.1 暫定系固有振動モード

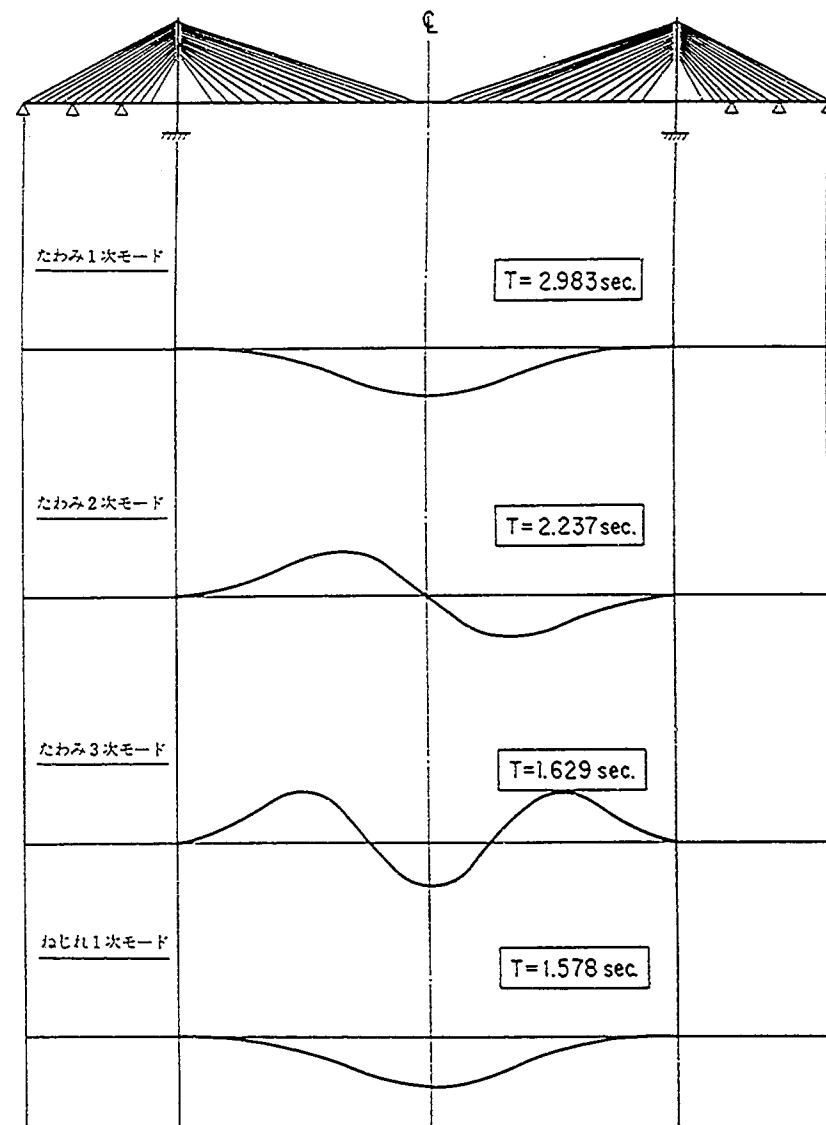


図-3.3.2.1.2 完成系固有振動モード

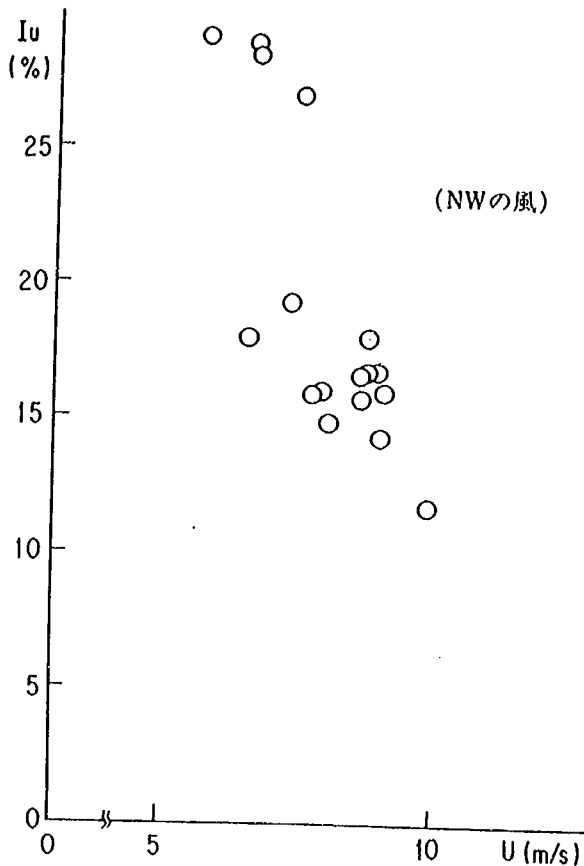


図-3.3.2.2 自然風の乱れ強さ I_u

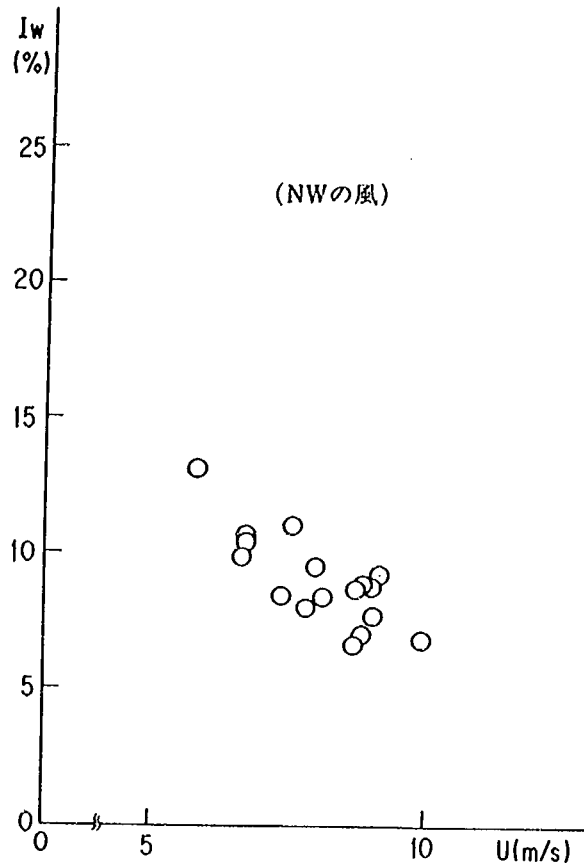


図-3.3.2.3 自然風の乱れ強さ I_w

程度であった。一般に風の乱れは低風速時のほうが高風速時よりも大きいといわれ、また低風速のデータから高風速域における気流の特性を正確に推定する方法も確立していない。したがって観測値のみでは乱流の設定のための資料として十分とはいえない。そこで、気流の設定のための手法としては、自然風の観測値の解析結果にESDU中の地表の状況と風の特性値を関係づける資料を補足的に用いて設定することとし、気流の種類は観測結果の傾向から推定できる高風速領域での上限的な乱れ強さを持つ気流（乱流Ⅰ）と、観測中に得られた風速の範囲で風速 $8 \text{ m/s} \sim 10 \text{ m/s}$ の範囲内で上限値と思われる乱れ強さを持つ気流（乱流Ⅱ）の2種類を設定することにした。以下の記述では、まず風洞実験に用いる上で重要と考えられる、気流を表現する指標について簡略に説明し、つづいて具体的にそれぞれの値を設定した際の手順と結果を説明する。

(1) 気流の特性の指標

気流の特性を表現する特性値としては、平均風速に対する変動風速の大きさを意味する乱れ強さ I_u 、 I_w 、乱れの規模を意味する乱れのスケール L_x^u 、 L_x^w 、地表の粗度を反映する、風速の鉛直方向の変化にべき乗則を適用した場合のべき指数 α が用いられる。これらは、式(1)から(5)で定義される。

$$I_u = \frac{\bar{u}_u}{U_u} \quad , \quad \bar{u}_u^2 = \frac{1}{N} \sum (U_u(T) - U_u)^2 \quad (1)$$

$$I_w = \frac{\bar{u}_w}{U_w}, \quad \bar{u}_w^2 = \frac{1}{N} \sum (U_w(T) - U_w)^2 \quad (2)$$

$$L_x^u = \frac{U_u \cdot S_{uu}(0)}{4 \bar{u}_u^2} \quad (3)$$

$$L_x^w = \frac{U \cdot S_{uu}(0)}{4 \bar{u}_w^2} \quad (4)$$

$$U(z) = U_0 (z/z_0)^\alpha \quad (5)$$

ここに、 $\bar{u}$ ：風速の標準偏差， U ：平均風速， N ：データ数， S ：パワースペクトル密度関数，

z ：高さ， z_0 ：基準高さ， U_0 ：基準高さにおける風速

添え字 u, w ：それぞれ風の主流方向および鉛直方向成分を意味する

添え字 x ：空間の主流方向を意味する

また，気流の風速変化に関するパワースペクトル密度関数も乱流のきわめて重要な指標となる。

(2) 乱流 I の設定

乱流 I は図-3.3.2.2 および 3 より， $I_u = 12\%$ 以下， $I_w = 5\%$ 以下に設定するのが妥当と思われ，ESDU においては生口橋の架設地点の状況に近いと考えられる海岸付近の資料を適用した。

1) 粗度長

粗度長の設定は ESDU 74031 の TABLE I より，海岸付近の値を読み取り，0.001 m と仮定した。

2) 乱れ強さ

乱れ強さは粗度長をもとに ESDU 74031 Fig. 1 および Fig. 3 を用いて $I_u = 11.0\%$ ， $I_w = 4.8\%$ とした。これらの値は上で観測値の乱れ強さの傾向から設定した値と比較して妥当な値と見なせる。

3) 乱れのスケール

乱れのスケールもまた粗度長より推定され， $L_x^u = 132 \text{ m}$ ， $L_x^w = 12 \text{ m}$ とした。

4) 風速の鉛直方向分布

ESDU 72026 Fig. 5 と粗度長より風速の鉛直方向の分布 $\alpha = 0.12$ と推定した。

(2) 乱流 II の設定

乱流 II は現地観測において頻度が高く測定された風速を基に設定するため ESDU の利用は乱流 I に比較して限定的になる。

1) 乱れ強さ

風速 8 m/s 以上のデータの中から最大値を選び I_u として 18% ， I_w として 9% を設定値とした。

2) 乱れのスケール

乱れのスケールは L_x^u が現地観測データについて計算されたが，90 m～250 m の範囲でばらついた

ため、先に設定した乱れ強さより ESDU を適用して L_x^u および L_x^v を計算したところ、それぞれ 90 m、12 m となったためこれを用いることとした。

3) 風速の鉛直方向分布

乱れ強さより ESDU 74031 Fig. 1 を用いて粗度長を求め、これに ESDU 72026 Fig. 5 を適用して 0.21 とした。

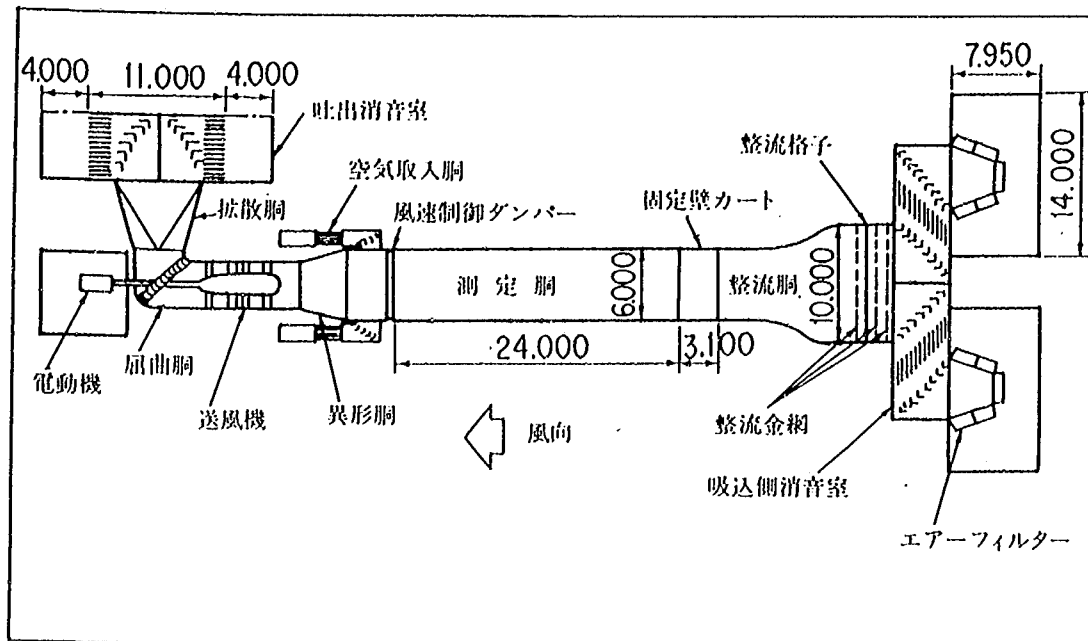
3-3-3 風洞実験

3-3-3-1 実験方法

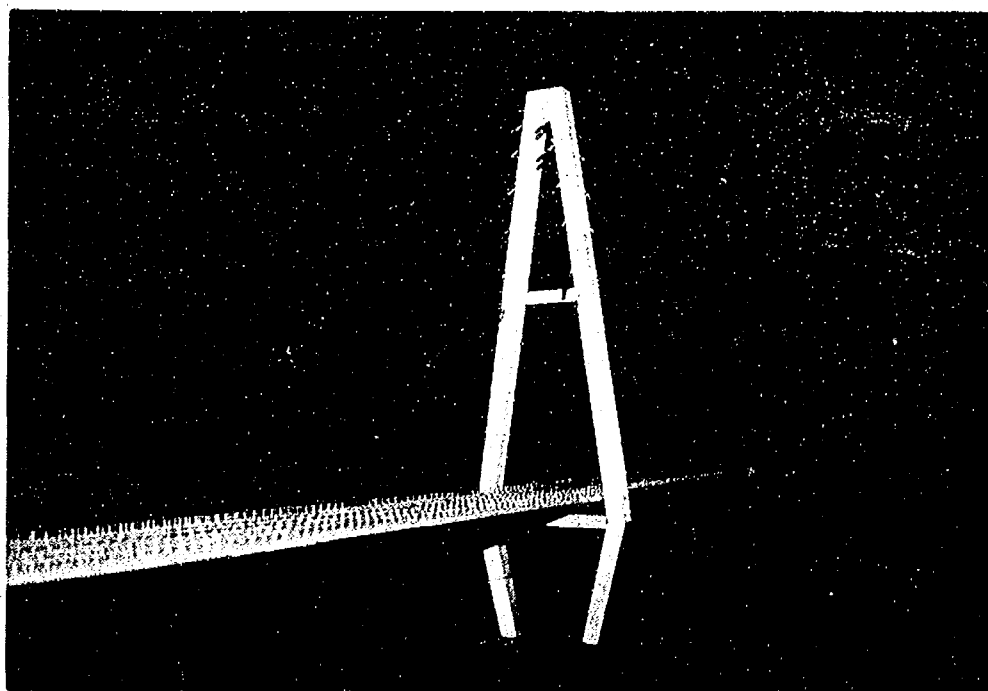
実験は建設省土木研究所大気汚染実験施設内の大気汚染風洞を用いて実施した。大気汚染風洞の主要諸元を表-3.3.3.1 および図-3.3.3.1 に示す。模型は縮尺が $1/140$ であり、原則として 2 方向の曲げ剛性およびねじれ剛性を相似させた SS41 鋼材の剛性棒と、実橋断面の形状を相似する桧製の外装部材よりなる橋桁および主塔と、0.3 mm 径のピアノ線とコイルばねを連結した斜材より構成される。模型に関する詳細は前年度の報告書に述べたので、ここでは写真-3.3.3.1 に風洞模型を示すにとどめる。この模型の構造減衰、風の模型に対する偏角、気流の種類等を実験ケース毎に設定し、模型の挙動を測定した。使用した気流は乱れのほとんどない一様流および、乱流 I、II を目標として発生させた 2 種類の乱流である。ここで乱流は模型の上流に設置したスパイアおよび乱流ブロックによって発生させた。風速の測定は熱線風速計を用いた。一方、模型の挙動の測定は、図-3.3.3.2 に示す各位置に取り付けた豆電球の変位を非接触光学式変位計によって読み取る方法と、加速度計によって読み取る方法を併用し、これらの出力は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。実験の概要を図-3.3.3.3 に示し、写真-3.3.3.2 にその状況を示す。

表-3.3.3.1 大気汚染拡散風洞諸元

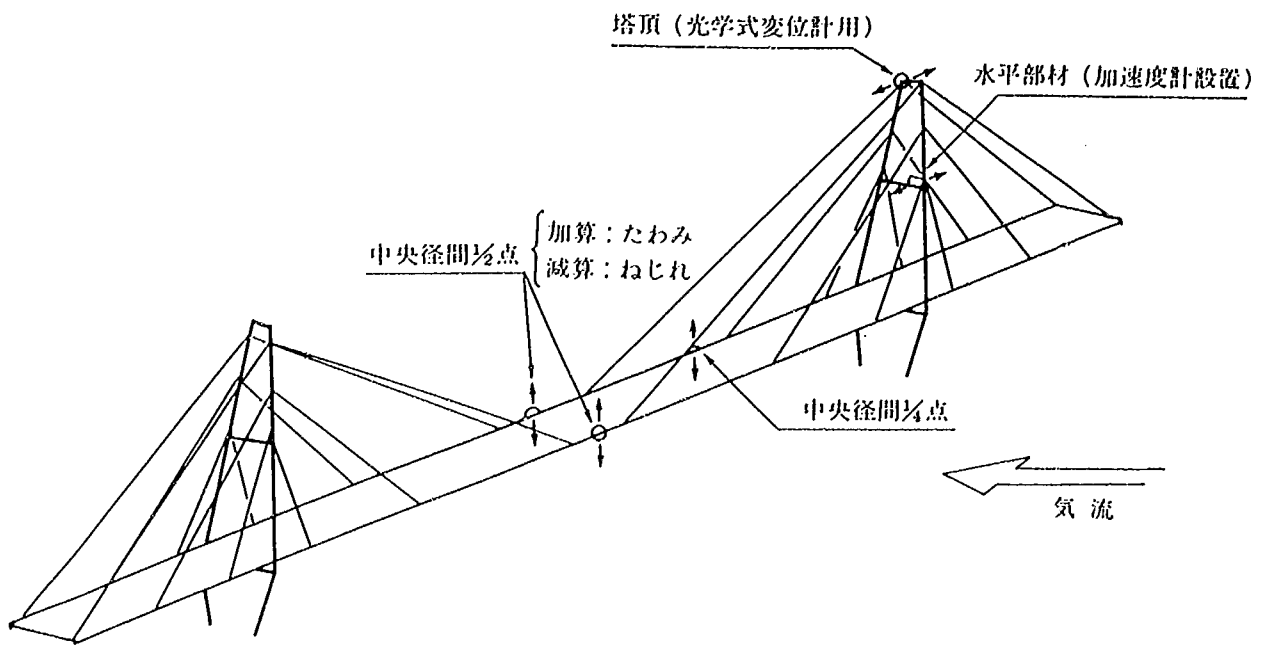
風洞形式	吸い込み式エッフェル型
測定洞寸法	W 6 m × H 3 m × L 24 m
風速設定範囲	0.2 ~ 15 m/s
縮流比	3.89
送風機形式	軸流 1 段動翼可変ピッチ型、直径 4000 mm
回転数	360 rpm
動翼枚数	10 枚 (後置静翼 9 枚)
風量	270 m ³ /s
有効全圧	80 mmAq
電動機出力	320 kw
風速分布偏差	± 1 % 以内
風速変動	± 2 % 以内 (外乱風速 5 m/s 時)
乱流強度	1 % 以内
風速制御方式	1. 定速回転 (360 rpm) 空気取り入れ扉開度、風速制御ダンパー開度 動翼開度による制御 2. 回転数制御



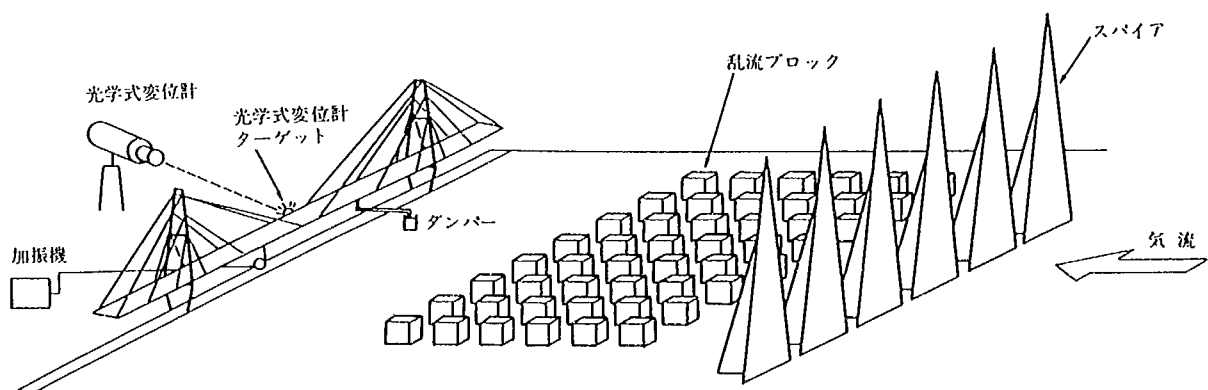
図－ 3.3.3.1 大気汚染拡散風洞平面図



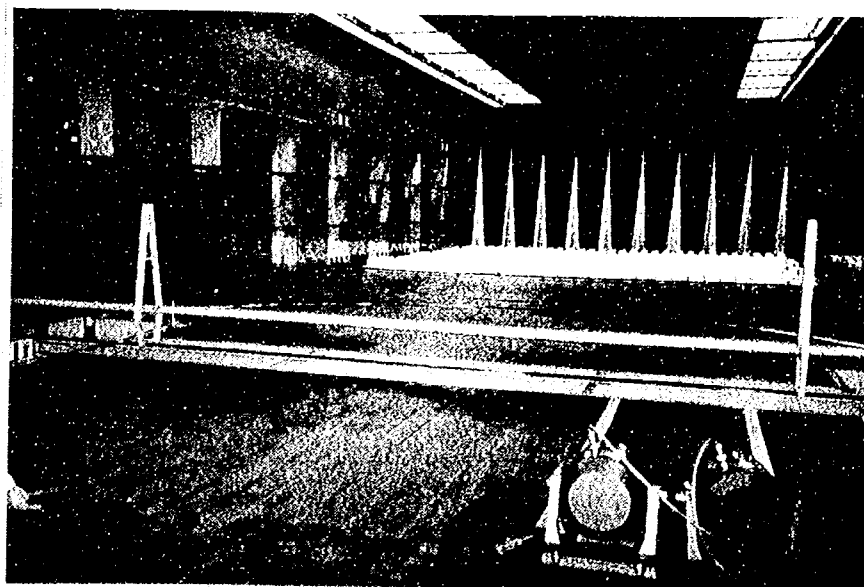
写真－ 3.3.3.1 風洞模型



図－3.3.3.2 模型観測点



図－3.3.3.3 全橋模型実験概要



写真－3.3.3.2 全橋模型実験状況

3-3-3-2 実験条件

今回用いた模型の相似条件は文献1)に詳しいのでここでは表-3.3.3.2および表-3.3.3.3にそれぞれ暫定系および完成系の模型諸元を再び載せるにとどめる。

3-3-3-3 3次元全橋模型の構造特性

風洞実験に先立ち、加速度計を模型に取り付け振動モードの測定を行った。測定の基準点は主径間の中央とし、この位置での加速度と着目点の加速度の比を取った。測定した固有振動は鉛直たわみの1～3次モードおよびねじれの1次モードである。図-3.3.3.4および5にそれぞれ暫定系および完成系の模型の振動モード図を実橋のそれと重ね合わせて示す。また、固有振動数の所要値と模型値を表-3.3.3.4に比較する。これらの図表より模型は振動数および固有振動形状ともに所要値に近いものと判断できる。

ただし、完成系のねじれ振動についてはタワーが独立にねじれ振動を起こす振動数と全体系のねじれ1次の固有振動数がきわめて近かったため、干渉が起こり、構造減衰の測定が不可能となり、また固有振動モード形状も正しく測定できなかった。このため、完成系のねじれ振動の風洞実験結果は他に比して若干精度が劣ることも考えられる。

表-3.3.3.2 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・mm ² /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・mm ²	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・mm ²	3.2153×10^{19}	$1/n^6$	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- 3.3.3.3 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 長		790		5642.9
主 径 間 長		490		3500.0
側 径 間 長	mm	150	$1/n$	1071.4
桁 幅		29.500		210.7
桁 高		2.487		17.8
桁 死 荷 重	gf/mm	17020	$1/n^2$	0.868
桁 極 慣 性	gfmm ² /mm	1157.1×10^9	$1/n^4$	3012.0
桁 鉛 直 曲 げ 剛 性		1.7682×10^{10}		3.2877×10^8
桁 横 曲 げ 剛 性	gf・mm ²	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・mm ²	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		0.335		3.964
鉛直たわみ2次振動	Hz	0.447	$\sqrt{n}$	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

3-3-3-4 乱流の発生

(1) 乱流の発生方法

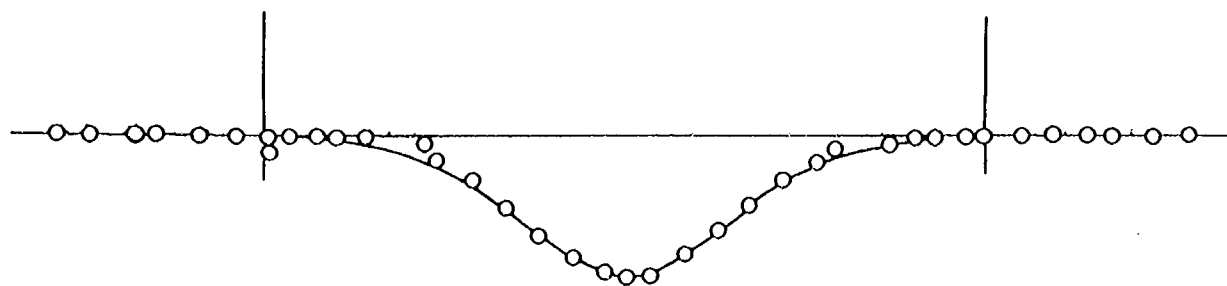
本調査では乱流の発生方法としてスパイア、乱流ブロックを適宜組み合わせ、境界層乱流を発生させる方法を採用した。乱流Ⅰおよび乱流Ⅱの発生方法を図-3.3.3.6, 7に示す。ここで乱流ブロックは材質が発泡スチロールで、形状は一辺9cmの立方体である。また、スパイアは風速の鉛直方向のべき指数とスパイアの諸元との関係について定式化したものである Irwin⁸⁾の式より設計された三角形板である。

(2) 実験に用いた乱流の特性

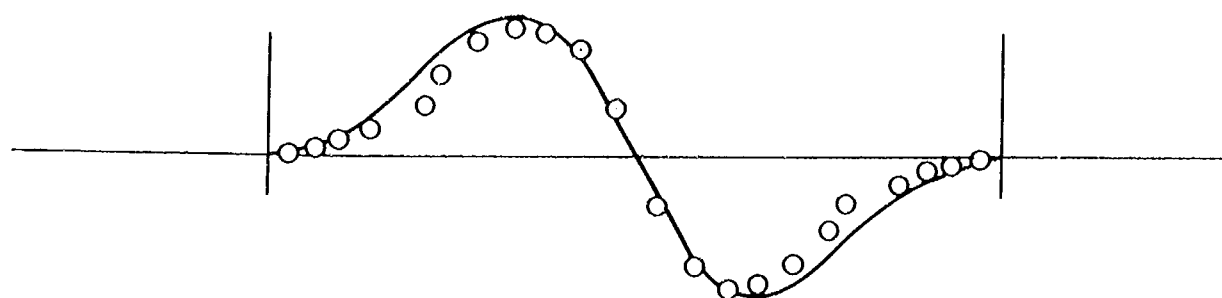
乱流の特性は、熱線風速計の出力をデータレコーダに記録し、ミニコンピューターを用いてこれを解析した。表-3.3.3.5に3-3-2-2で述べた設定値と実験に用いた乱流の特性値を比較し、以下にそれぞれの特性値の適否に関し記述する。

1) 乱れの強さ

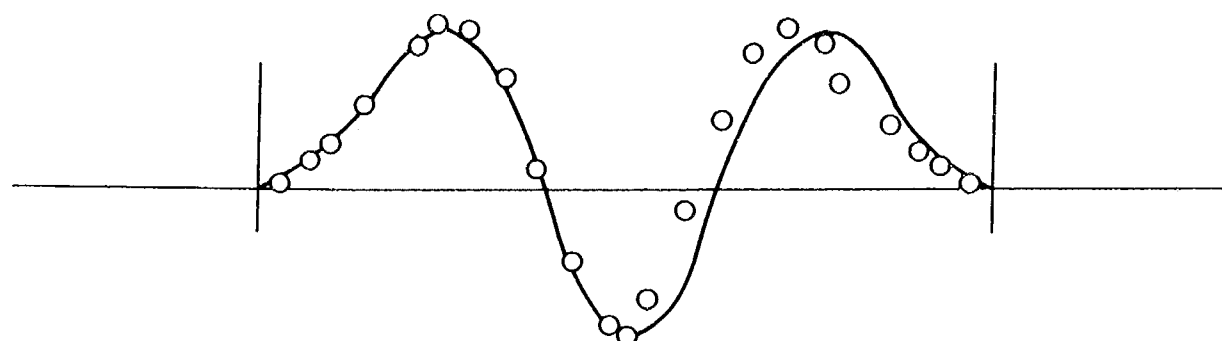
乱れの強さは特に鉛直方向のそれを一致させることを重視した。これはバフエティングの大きさが鉛直方向の乱れ強さに大きく影響されるためである。その結果、鉛直方向の乱れ強さについてはかなり良い一致が得られたが、主流方向については設定値の7割程度とやや小さめの値となった。主流方



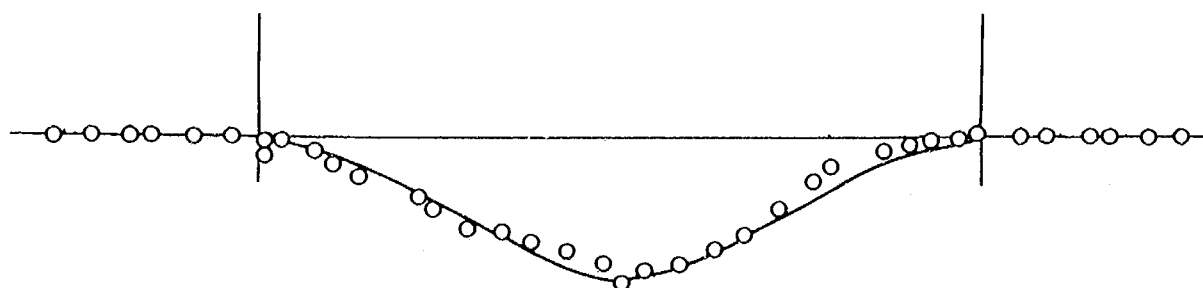
(a) 鉛直たわみ1次



(b) 鉛直たわみ2次



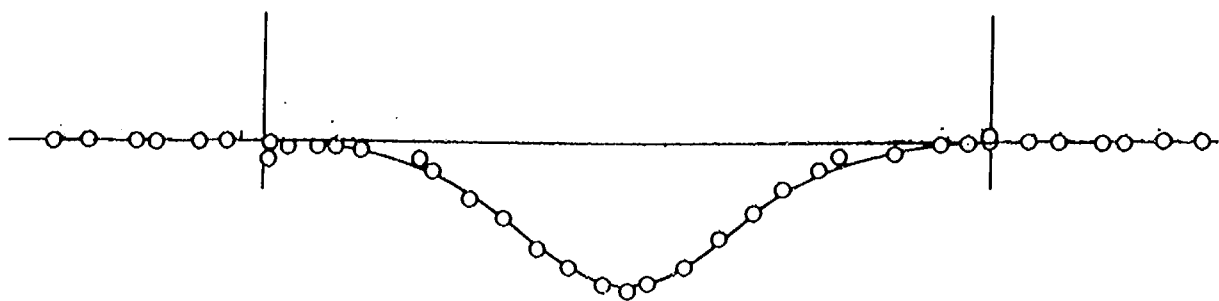
(c) 鉛直たわみ3次



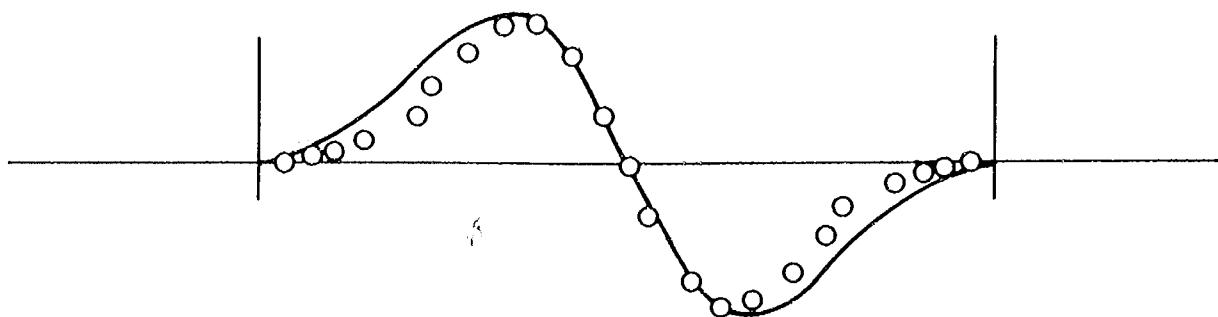
(d) ねじれ1次

— 解析値
○ 模型測定値

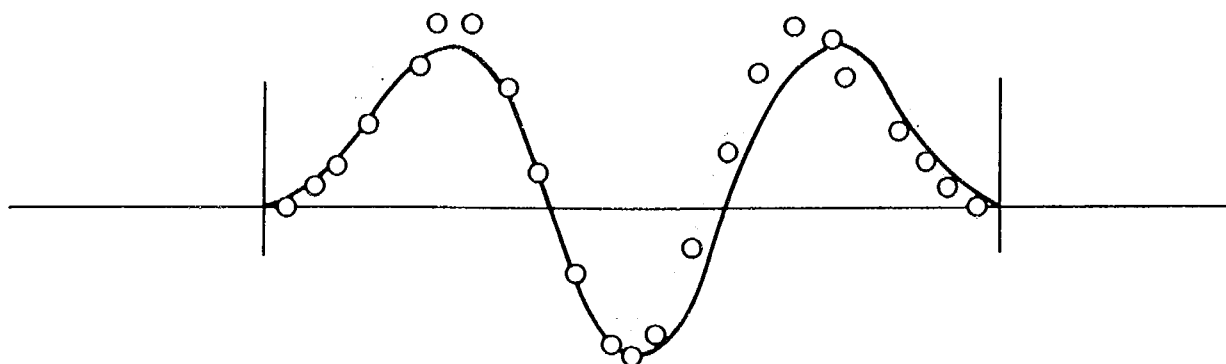
図-3.3.3.4 固有振動モード (暫定系)



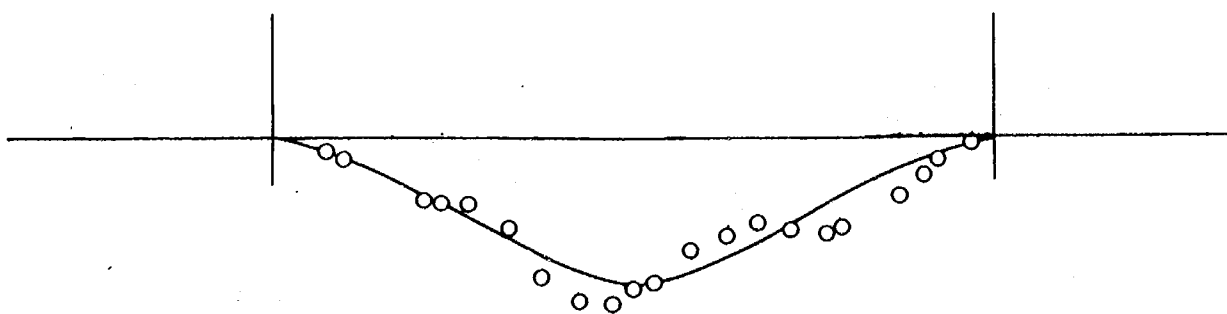
(a) 鉛直たわみ1次



(b) 鉛直たわみ2次



(c) 鉛直たわみ3次



(d) ねじれ1次

— 解析値
○ 模型測定値

図- 3.3.3.5 固有振動モード (完成系)

表- 3.3.3.4 模型の固有振動数

		模型所要値	模型実測値
暫定系	たわみ1次	4.14 Hz	4.3 Hz
	たわみ2次	5.53 Hz	5.5 Hz
	たわみ3次	7.58 Hz	7.4 Hz
	ねじれ1次	8.18 Hz	9.9 Hz
完成系	たわみ1次	3.96 Hz	4.1 Hz
	たわみ2次	5.29 Hz	5.3 Hz
	たわみ3次	7.27 Hz	7.2 Hz
	ねじれ1次	7.50 Hz	9.0 Hz

向の乱れ強さに関しても設定値に合わせることが望ましいことは言うまでもないが、乱流中において最も顕著な現象がバフティングであると考えられること、および渦励振の風の乱れによる低減効果も小さな乱れのほうが過大評価されないことから、乱れ強さに関して乱流ⅠおよびⅡは適当な気流と見なした。

2) 乱れのスケール

乱れのスケールはとりわけ乱流Ⅰで設定値よりもかなり小さな値となった。しかし現状では乱れのスケールを制御する手法が不明確なものであり、また風洞の諸元がこれを決定する重大要因、すなわち制御においては障害となっていることもあり、ここでは参考値とするにとどめた。

3) 鉛直方向の風速分布

鉛直方向の風速変化は、べき指数 α を見てわかるように、若干小さめとなったが、見方によってはおおよそ一致しているものと見なすこともできる。そこで適合性の判断をより妥当なものとするために、橋梁の対風応答特性におよぼす鉛直方向の風速分布の影響について以下に考える。風速の鉛直方向の変化が問題となるのは、おもに塔状構造物である。これに対し、生口橋は斜張橋であり、タワーを有する構造物である。したがって、生口橋の耐風性を考慮するに当たり鉛直方向の速度変化は無視されるべきではない。一方、生口橋の固有振動モードを見ると、タワーの振動はほとんど発生せず、主径間のみが大きく振動する。このことは桁の低次振動においてタワーに働く空気力の影響が余り大きくないことを意味する。以上のことは依然として α に関して定量的な適否の判定を可能にするものではないけれど、設定値と実際値が十分に適合していることを容認する根拠となるものと考えた。

4) パワースペクトル密度関数

推定値と実験に用いた気流のパワースペクトル密度関数を図-3.3.3.8に比較する。図より気流のパワースペクトル密度関数は主流方向および鉛直方向ともに、 $f \cdot B/U$ が0.1～1.0の範囲で概ね良い一致が得られている。一方、現地風観測についてもパワースペクトル密度関数が得られているが、これについては測定ケース毎のばらつきがきわめて大きかったため、有効な比較ができなかった。

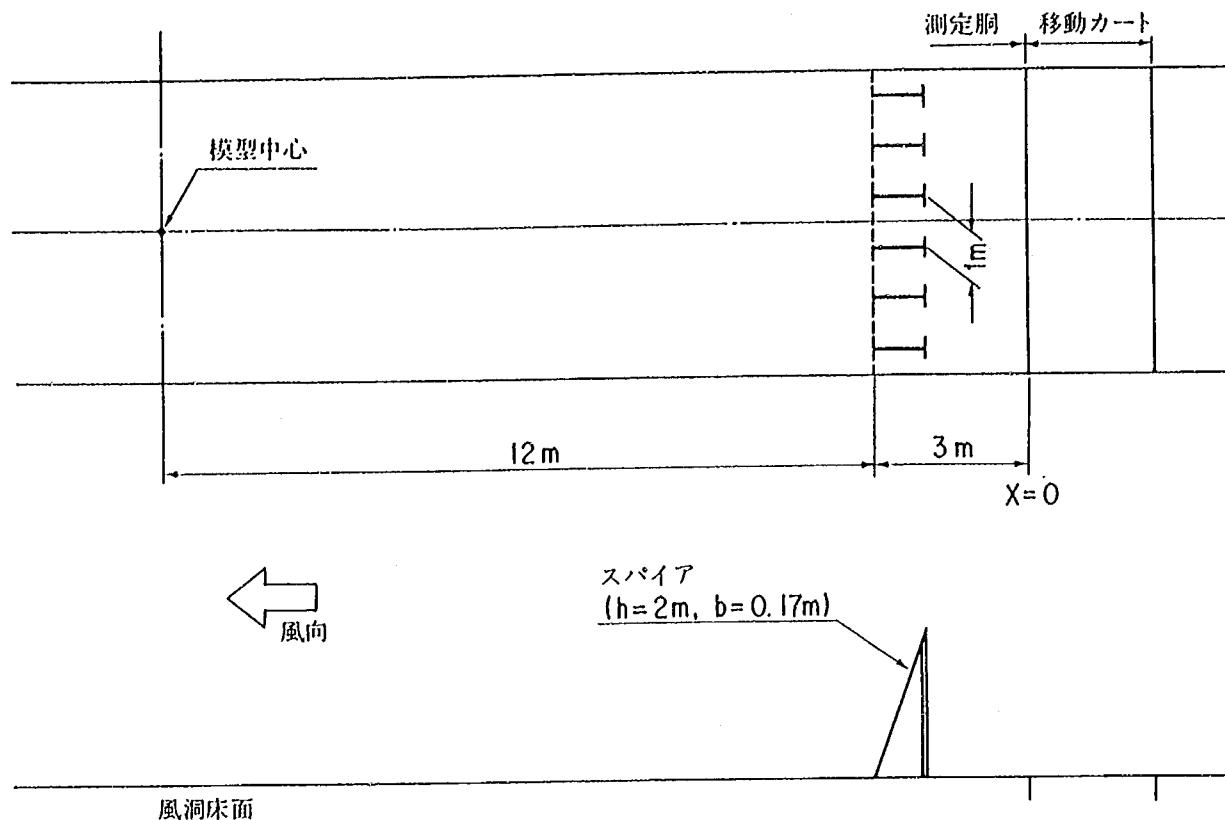


図- 3. 3. 3. 6 乱流発生装置配置図 (乱流 I)

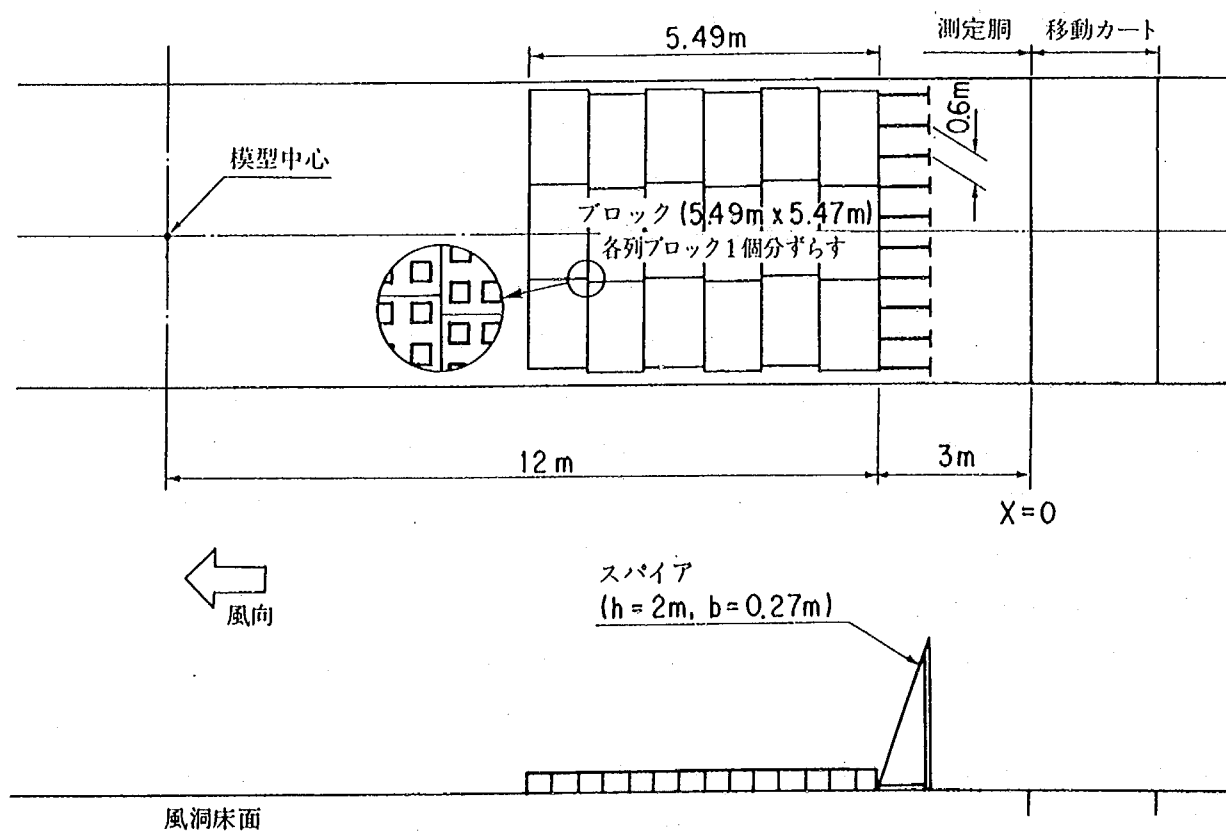
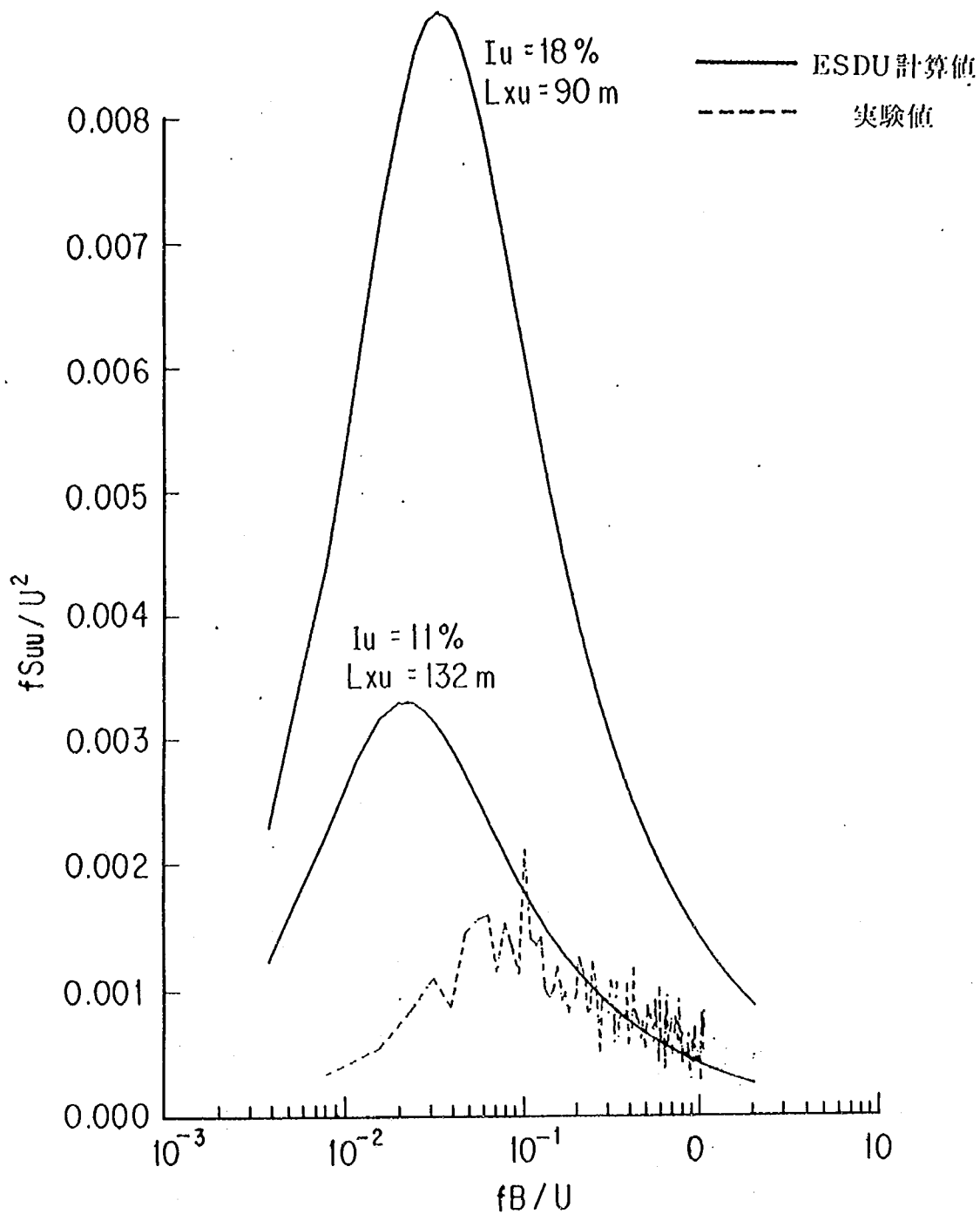
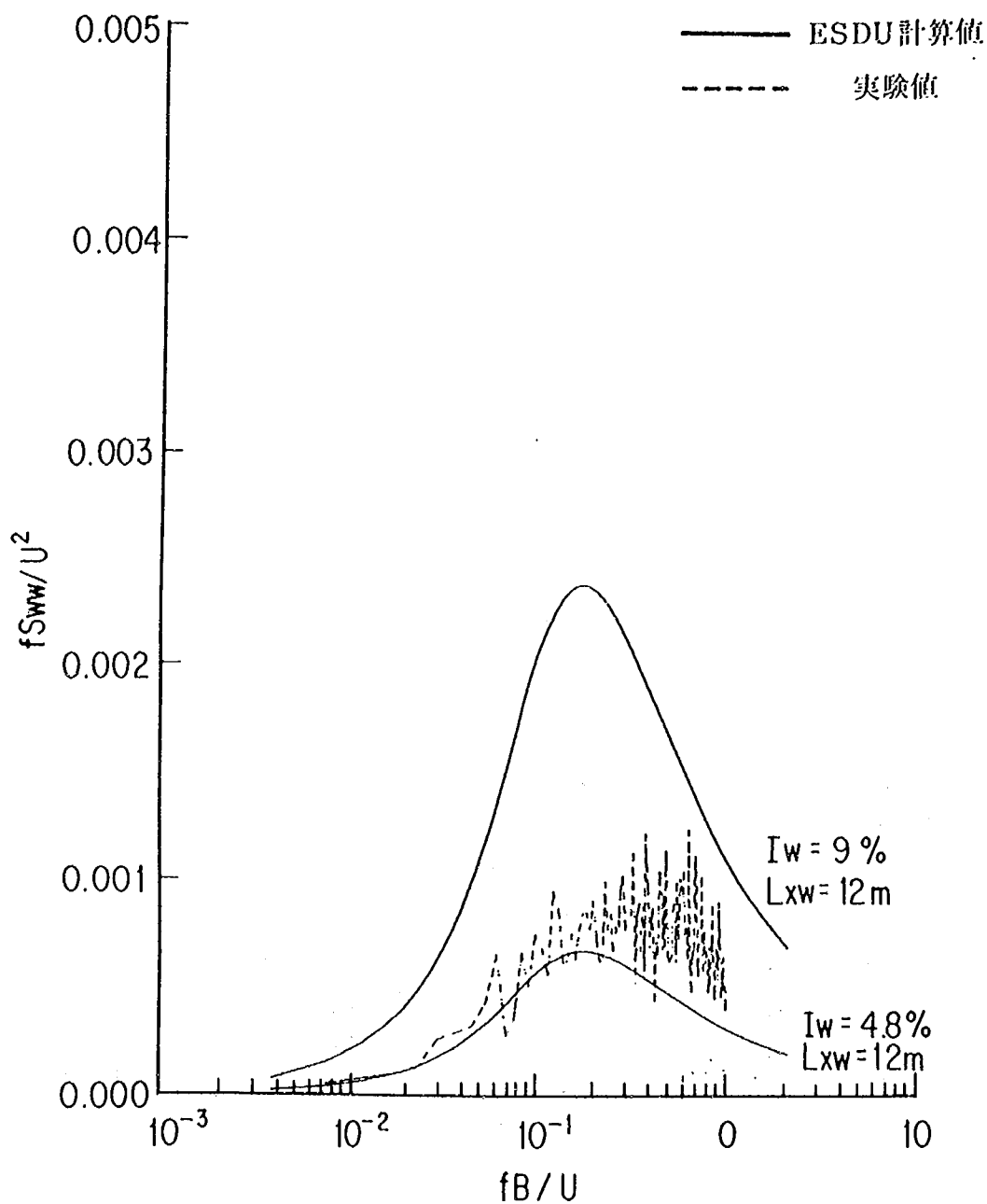


図- 3. 3. 3. 7 乱流発生装置配置図 (乱流 II)



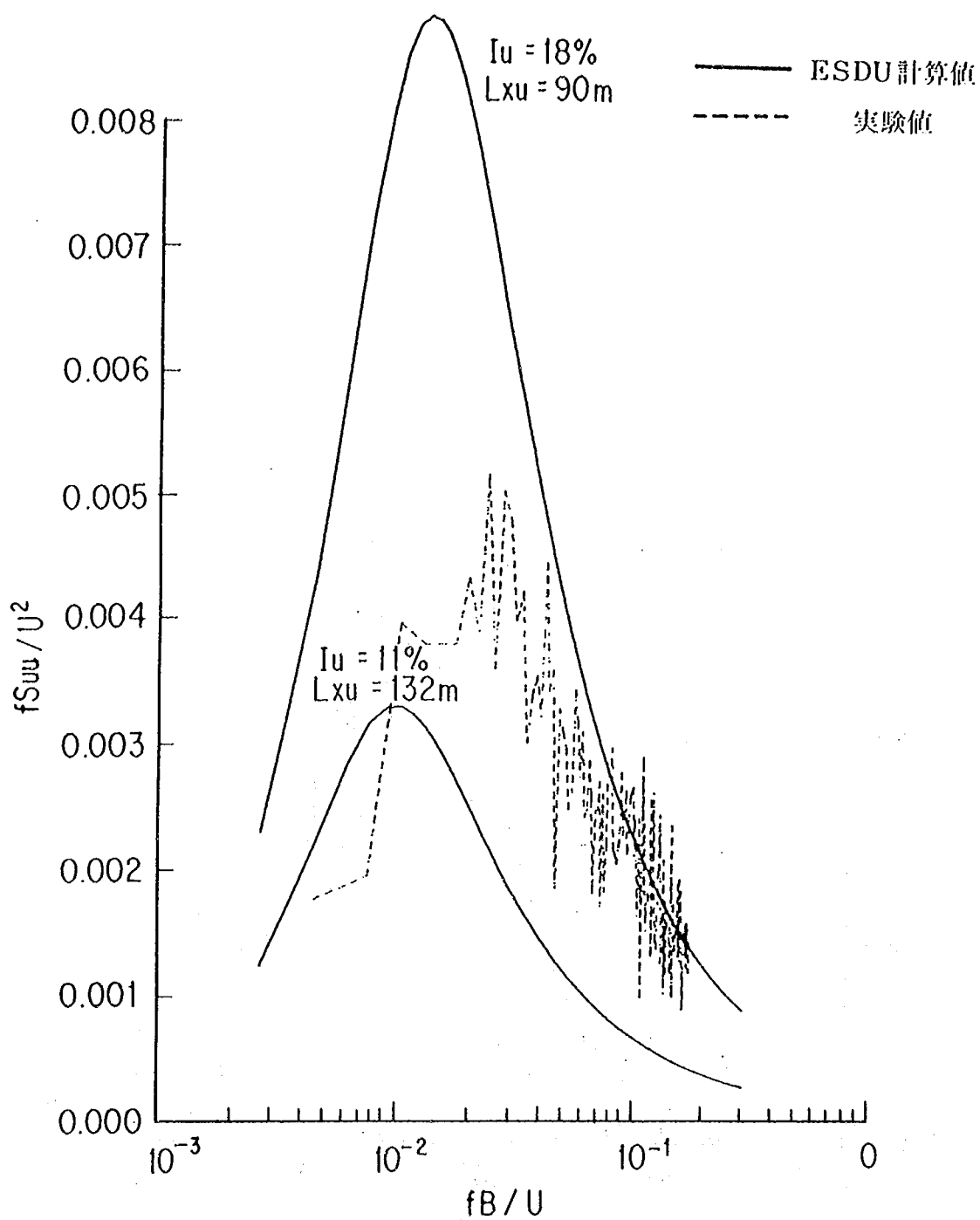
気 流	乱 流 I		
乱流発生装置	スパイアー, $b = 0.17 \text{ m}$, $h = 2.0 \text{ m} \times 6 \text{ 本}$		
測 定 位 置	$X = 15000 \text{ mm}$, $Y = 0 \text{ mm}$, $Z = 200 \text{ mm}$		
平 均 風 速	乱れ強さ	乱れのスケール $L_x (\text{m})$	
$U (\text{m/s})$	$I U (\%)$	風洞	実橋換算
4.98	7.2	0.4706	65.88

図-3.3.3.8.1 主流方向成分パワースペクトル ($S_u(f) - I_n \cdot f \cdot B/U$)



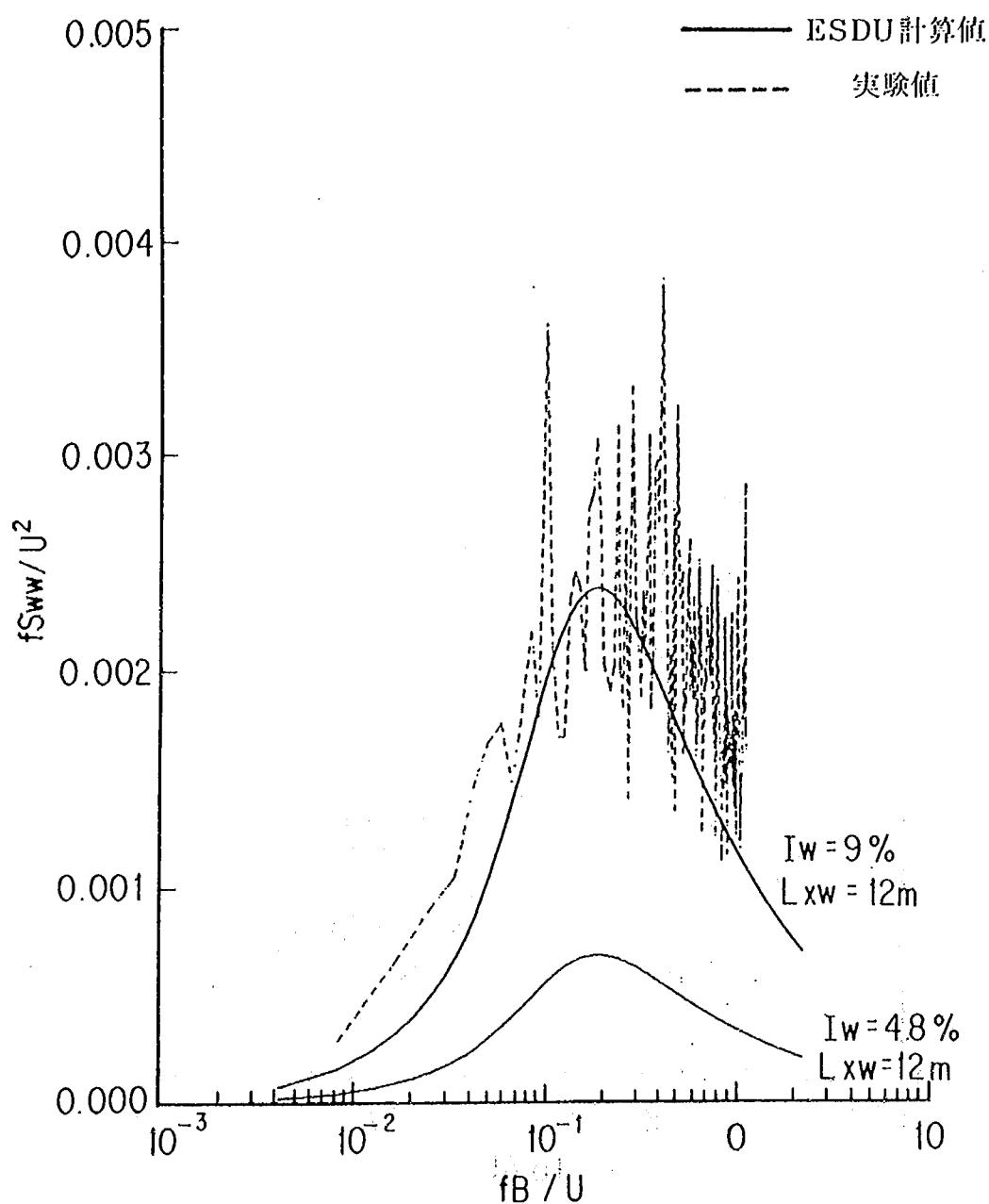
気 流	乱 流 I		
乱流発生装置	スパイアー, $b = 0.17\text{m}$, $h = 2.0\text{m} \times 6\text{本}$		
測 定 位 置	$X = 15000\text{mm}$, $Y = 0\text{mm}$, $Z = 200\text{mm}$		
平 均 風 速	乱れ強さ	乱れのスケール $L_x(\text{m})$	
$U (\text{m/s})$	$I W(\%)$	風洞	実橋換算
4.98	5.0	0.2092	29.28

図-3.3.3.8.2 鉛直方向成分パワースペクトル ($Sw(f) - I_n \cdot f \cdot B/U$)



気 流	乱 流 II		
乱流発生装置	スパイアー, $b = 0.27\text{ m}$, $h = 2.0\text{ m} \times 10\text{ 本}$ ブロック, 9 cm 立方体, 中心間隔 18.3 cm 千鳥パネル6列配置 ($X = 3 \sim 8.49\text{ m}$) ($Y = 2.735 \sim 2.735$)		
測 定 位 置	$X = 15000\text{ mm}$, $Y = 0\text{ mm}$, $Z = 200\text{ mm}$		
平 均 風 速	乱れ強さ	乱れのスケール $Lx(\text{m})\text{m}$	
$U (\text{m/s})$	$I U(\%)$	風洞	実橋換算
4.89	12.4	0.7735	102.69

図- 3.3.3.8.3 主流方向成分パワースペクトル ($S_u(f) - I_n \cdot f \cdot B/U$)



気 流	乱 流 II		
乱流発生装置	スパイアー, $b = 0.27m$, $h = 2.0m \times 10$ 本 ブロック, $9cm$ 立方体, 中心間隔 $18.3cm$ 千鳥パネル6列配置 ($X = 3 \sim 8.49m$) ($Y = 2.735 \sim 2.735$)		
測定位置	$X = 15000mm$, $Y = 0mm$, $Z = 200mm$		
平均風速	乱れ強さ	乱れのスケール $L_x(m)$	
$U (m/s)$	$I_w(\%)$	風洞	実橋換算
4.89	9.3	0.2518	35.26

図-3.3.3.8.4 鉛直方向成分パワースペクトル ($S_w(f) - I_n \cdot f \cdot B/U$)

表－ 3.3.3.5 気流設定値と実際値

	鉛直方向 速度変化 の指標 α	乱れ強さ（％）		乱れスケール（m）	
		主流方向	鉛直方向	主流方向	鉛直方向
乱流Ⅰ	0.12 (0.09)	11.0 (7.5)	4.8 (5.2)	132 (66)	12 (29)
乱流Ⅱ	0.21 (0.18)	18.0 (13.2)	9.0 (9.3)	90 (102)	12 (35)

()内が実際値,

3－3－3－5 実験ケース

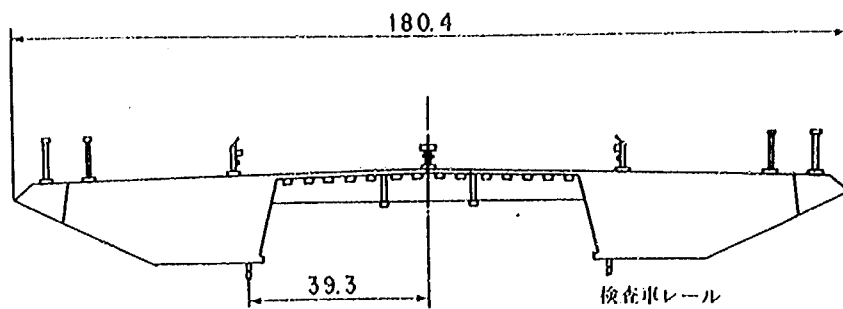
実験は気流の影響、フェアリングや検査車レールの影響を明らかにすることを中心に据え、暫定系、完成系について表－3.3.3.6に示す実験ケースを設定した。ここで模型番号は図－3.3.3.9に示すものである。

3－3－3－6 実験結果

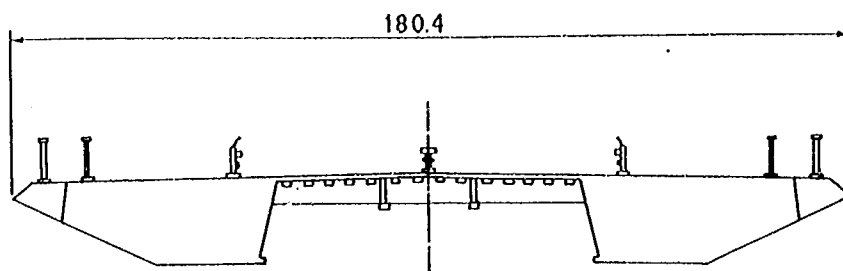
実験結果の総括表を表－3.3.3.7および8にまとめる。さらに、より詳細に風速と応答の関係が明らかとなるように付図－3.3.1,2に主要なV－A図を示す。

表－ 3.3.3.6 耐風応答実験ケース一覧

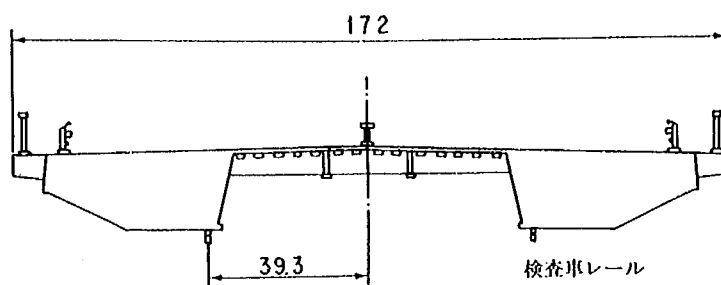
実験番号	模 型 断 面	模型番号	検査車レール	気 流	構造減衰	偏 角
1	暫定系Ⅰ フェアリング 有り	Ⅰ	有り	一様流	0.02	0°
2				乱流Ⅰ		
3				乱流Ⅱ	0.03	0°
4						
5		Ⅱ	無し	一様流	0.02	0°
6				乱流Ⅱ		
7	暫定系Ⅱ フェアリング 無し	Ⅲ	有り	一様流	0.02	0°
8				乱流Ⅰ		
9				乱流Ⅱ		
10					20°	
11	完 成 系	Ⅳ	有り	一様流	0.02	0°
12				乱流Ⅰ		
13				乱流Ⅱ		
14		Ⅴ	無し	一様流		
15				乱流Ⅱ		



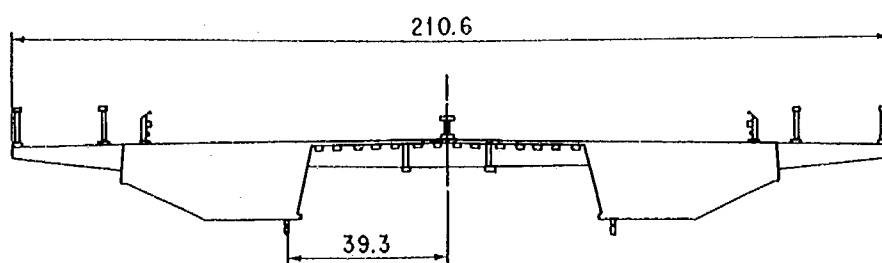
模型番号 I



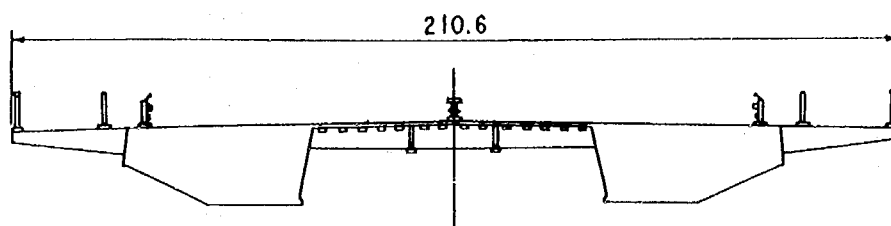
模型番号 II



模型番号 III



模型番号 IV



模型番号 V

図-3.3.3.9 供試模型断面図

表- 3.3.3.7.1 耐風応答結果一覧 (暫定系 I)

実験 番号	気 流	模型 番号	水平 偏角	モ ー ド	構造減衰	着目点：中央径間 1 / 2 点(たわみ 2 次のみ中央径間 1 / 4 点)						
						渦 励 振				自励振振動 発生風速	設計風速 51.9m/s時 パフューティング	
						発生風速域	極 大 振 幅				最大	等価
						発生風速	最大	等価	発生風速	最大		
0 1	一様流	I	0°	たわみ 1 次	0.0200	発生せず	----	----	----	発生せず		
				たわみ 2 次	0.0293	発生せず	----	----	----	発生せず	----	----
				たわみ 3 次	0.0585	発生せず	----	----	----	発生せず		
				ねじれ 1 次	0.0205	発生せず	----	----	----	発生せず	----	----
0 2	乱流 I	I	0°	たわみ 1 次	0.0205	発生せず	----	----	----	発生せず		
				たわみ 2 次	0.0371	発生せず	----	----	----	発生せず	250.8	122.8
				たわみ 3 次	0.0552	発生せず	----	----	----	発生せず		
				ねじれ 1 次	0.0200	発生せず	----	----	----	発生せず	0.40	0.17
0 3	乱流 II	I	0°	たわみ 1 次	0.0194	発生せず	----	----	----	発生せず		
				たわみ 2 次	0.0503	発生せず	----	----	----	発生せず	610.1	236.3
				たわみ 3 次	0.0691	発生せず	----	----	----	発生せず		
				ねじれ 1 次	0.0197	発生せず	----	----	----	発生せず	1.04	0.43
0 4	乱流 II	I	0°	たわみ 1 次	0.0299	発生せず	----	----	----	発生せず		
				たわみ 2 次	0.0581	発生せず	----	----	----	発生せず	563.5	236.2
				たわみ 3 次	0.1360	発生せず	----	----	----	発生せず		
				ねじれ 1 次	0.0284	発生せず	----	----	----	発生せず	0.72	0.29
0 5	一様流	II	0°	たわみ 1 次	0.0203	5.60 - 11.31	11.31	126.0	108.9	発生せず		
				たわみ 2 次	0.0366	16.93 - 23.80	17.41	28.0	17.8	発生せず	----	----
				たわみ 3 次	0.0714	発生せず	----	----	----	発生せず		
				ねじれ 1 次	0.0210	発生せず	----	----	----	発生せず	----	----
0 6	乱流 II	II	0°	たわみ 1 次	0.0194	発生せず	----	----	----	発生せず		
				たわみ 2 次	0.0346	発生せず	----	----	----	発生せず	504.8	197.7
				たわみ 3 次	0.0672	発生せず	----	----	----	発生せず		
				ねじれ 1 次	0.0204	発生せず	----	----	----	発生せず	1.02	0.39

- ・ 振幅は、実橋値で示した。単位は、たわみ：(mm)，ねじれ：(deg)。
- ・ 風速は、実橋風速で示した。単位は、(m/s)。

表- 3.3.3.7.2 耐風応答結果一覧 (暫定系 II)

実験 番号	気 流	模型 番号	水平 偏角	モ ー ド	構造減衰	着目点：中央径間 1 / 2 点(たわみ 2 次のみ中央径間 1 / 4 点)						
						渦 励 振				自励振動 発生風速	設計風速 51.9m/s時 パフティング	
						発生風速域	極 大 振 幅				最大	等価
							発生風速	最大	等価			
0 7	一様流	Ⅲ	0°	たわみ 1 次	0.0191	5.75 - 6.66	6.32	28.0	23.8	発生せず		
				たわみ 2 次	0.0386	発生せず	----	----	----	発生せず	----	----
				たわみ 3 次	0.0860	発生せず	----	----	----	発生せず		
				ねじれ 1 次	0.0208	発生せず	----	----	----	発生せず	----	----
0 8	乱流Ⅰ	Ⅲ	0°	たわみ 1 次	0.0198	発生せず	----	----	----	発生せず	263.5	117.4
				たわみ 2 次	0.0342	発生せず	----	----	----	発生せず		
				たわみ 3 次	0.0634	発生せず	----	----	----	発生せず		
				ねじれ 1 次	0.0200	発生せず	----	----	----	発生せず	0.46	0.20
0 9	乱流Ⅱ	Ⅲ	0°	たわみ 1 次	0.0204	発生せず	----	----	----	発生せず	589.7	230.8
				たわみ 2 次	0.0406	発生せず	----	----	----	発生せず		
				たわみ 3 次	0.0686	発生せず	----	----	----	発生せず		
				ねじれ 1 次	0.0205	発生せず	----	----	----	発生せず	0.81	0.30
1 0	乱流Ⅱ	Ⅲ	20°	たわみ 1 次	0.0197	発生せず	----	----	----	発生せず	663.6	247.8
				たわみ 2 次	0.0369	発生せず	----	----	----	発生せず		
				たわみ 3 次	0.0597	発生せず	----	----	----	発生せず		
				ねじれ 1 次	0.0196	発生せず	----	----	----	発生せず	1.22	0.53

・ 振幅は、実橋値で示した。単位は、たわみ：(mm)，ねじれ：(deg)。

・ 風速は、実橋風速で示した。単位は、(m/s)。

表- 3.3.3.8 耐風応答結果一覧 (完成系)

実験 番号	気 流	模型 番号	水平 偏角	モ ー ド	構造減衰	着目点：中央径間1／2点(たわみ2次のみ中央径間1／4点)						
						渦 励 振				自励振動	設 計 風 速 51.9m/s時 パフティング	
						発現風速域	極 大 振 幅				発現風速	最大
							発現風速	最大	等価		最大	等価
1 1	一様流	Ⅳ	0°	たわみ1次	0.0207	発現せず	----	----	----	発現せず		
				たわみ2次	0.0258	発現せず	----	----	----	発現せず	----	----
				たわみ3次	0.0328	発現せず	----	----	----	発現せず		
				ねじれ1次	0.0207	発現せず	----	----	----	発現せず	----	----
1 2	乱流Ⅰ	Ⅳ	0°	たわみ1次	0.0195	発現せず	----	----	----	発現せず		
				たわみ2次	0.0323	発現せず	----	----	----	発現せず	325.7	139.1
				たわみ3次	0.0324	発現せず	----	----	----	発現せず		
				ねじれ1次	0.0204	発現せず	----	----	----	発現せず	0.58	0.25
1 3	乱流Ⅱ	Ⅳ	0°	たわみ1次	0.0205	発現せず	----	----	----	発現せず		
				たわみ2次	0.0300	発現せず	----	----	----	発現せず	809.2	331.8
				たわみ3次	0.0315	発現せず	----	----	----	発現せず		
				ねじれ1次	0.0198	発現せず	----	----	----	発現せず	1.29	0.53
1 4	一様流	Ⅴ	0°	たわみ1次	0.0201	5.06－5.86	5.29	73.5	61.4	発現せず		
				たわみ2次	0.0264	発現せず	----	----	----	発現せず	----	----
				たわみ3次	0.0334	発現せず	----	----	----	発現せず		
				ねじれ1次	0.0199	発現せず	----	----	----	発現せず	----	----
1 5	乱流Ⅱ	Ⅴ	0°	たわみ1次	0.0198	発現せず	----	----	----	発現せず		
				たわみ2次	0.0284	発現せず	----	----	----	発現せず	688.2	316.9
				たわみ3次	0.0339	発現せず	----	----	----	発現せず		
				ねじれ1次	0.0209	発現せず	----	----	----	発現せず	1.57	0.70

・振幅は、実橋値で示した。単位は、たわみ：(mm)，ねじれ：(deg)。

・風速は、実橋風速で示した。単位は、(m/s)。

3-3-4 生口橋の耐風性の総合評価

3-3-4-1 全橋模型実験の考察

(1) 暫定系

1) 概要

暫定系の実験ではフェアリングおよび検査車レールの影響、偏角の影響、構造減衰の影響、そして自然風の影響を見た。生口橋の基本断面（模型番号Ⅰ）の実験を見ると、一様流中でも渦励振および発散振動は発現せず、自然風中では風速の変動に起因するバフエティンクが発現することが予測された。

2) フェアリングの影響

フェアリングの影響を図-3.3.3.10および11のV-A図の対比図に示す。一様気流中の実験ではフェアリングのない場合に発現したたわみの渦励振が、フェアリングの設置によって完全に抑えられることがわかる。一方、乱流中ではバフエティンクが発現し、フェアリングの効果は有意なものではない。

3) 検査車レールの影響

検査車レールの影響を図-3.3.3.12および13のV-A図の対比図に示す。一様気流中の実験では検査車レールのない場合に発現した大きな振幅のたわみの渦励振が、検査車レールの取り付けによって完全に抑えられることがわかる。一方、乱流中のバフエティンクに対して有意と判断される相違は見られない。

4) 水平偏角の影響

図-3.3.3.14の水平偏角に関するV-A図の対比図および表-3.3.3.9に示すように、水平偏角が20°の実験の方が0°のものより、特に高風速領域で大きなたわみ振動が発現している。この原因は明かではないが、その一つとして次の可能性がある。すなわち、生口橋は主塔に橋軸方向の力が加わると、主塔の変形のために橋桁の変位が生じるが、水平偏角が大きくなると、主塔に加わる橋軸方向の風荷重が大きくなり、この荷重が橋桁の変位を発生させるというものである。しかしこの他に、水平偏角の変化によって揚力係数が変化するという可能性もあり、断定するには十分な資料がない。

生口橋は橋軸方向の風荷重を考慮して設計されているため、前者の原因による場合は、20°程度の偏角が持つ風荷重の橋軸方向の成分による変形が問題とはなる事はないと考えられるが、生口橋に対し20°の水平偏角で吹く風の頻度はかなり高いと思われるため、本橋の耐風性の総合評価においては次のように考えて水平偏角が20°の場合についても安全性を確認することにした。

まず、20°の偏角のついた風の橋軸方向成分の風荷重による静的変位は

$$\begin{aligned}\text{静的変位の補正量} &= \text{偏角がつけた場合の変位量} - \text{偏角がない場合の変位量} \\ &= 250 \text{ mm} - 40 \text{ mm} \\ &= 210 \text{ mm}\end{aligned}$$

次にバフエティンク振幅は乱流Ⅱにおいて

乱流Ⅱによるバフエティンクの補正量 = 偏角がつけた場合の最大振幅 - 偏角がない場合の最大振幅

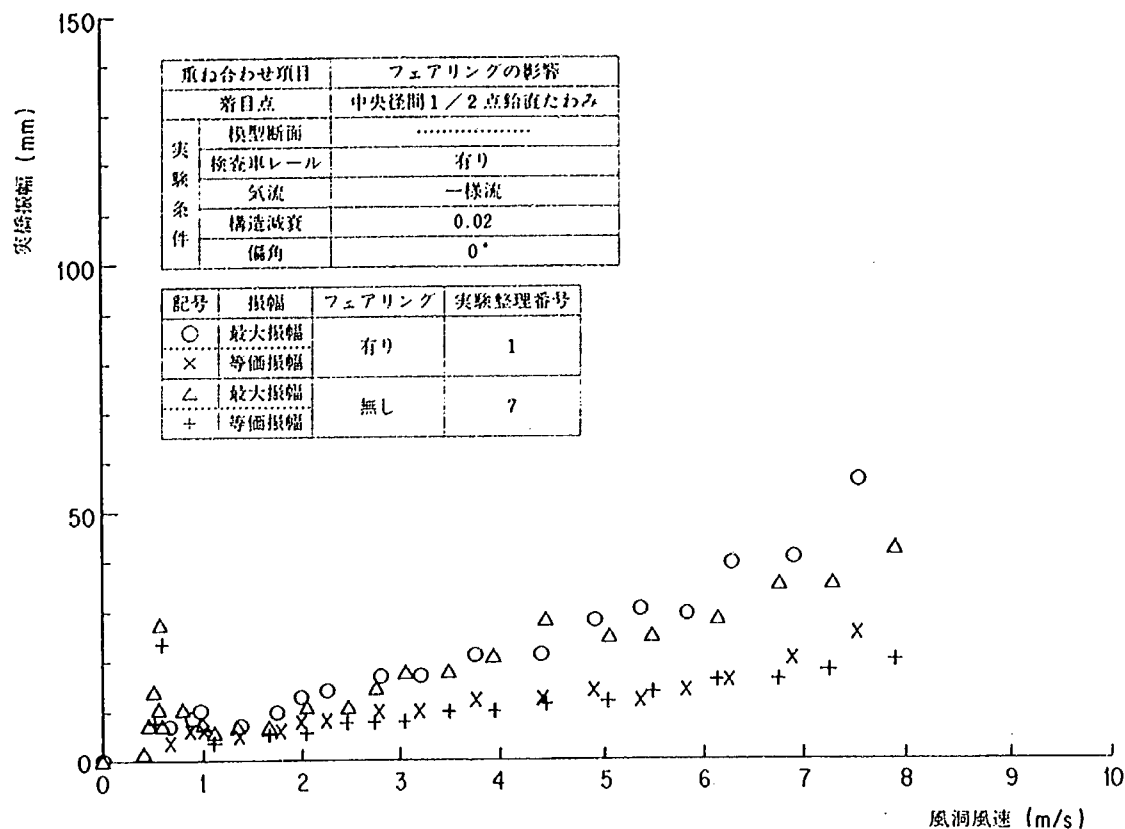


図- 3.3.3.10.1 フェアリングの影響 (一様流, たわみ)

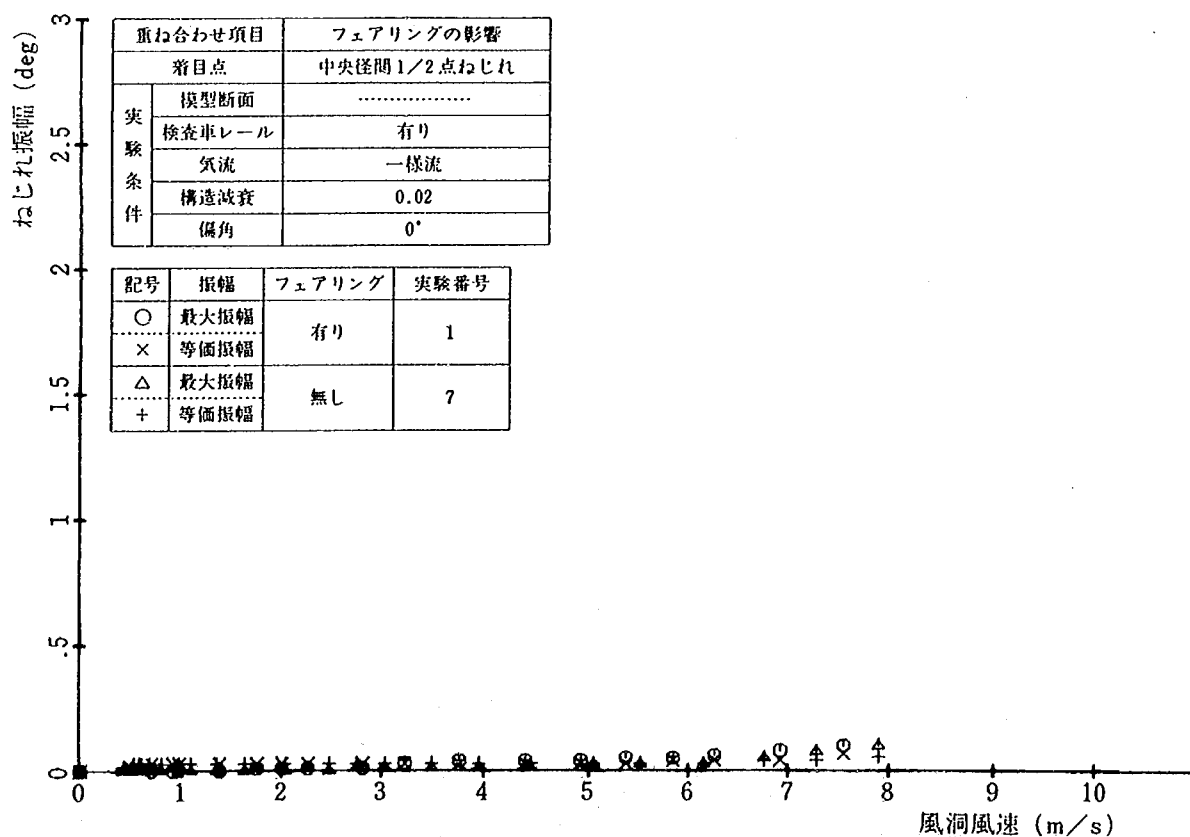


図- 3.3.3.10.2 フェアリングの影響 (一様流, ねじれ)

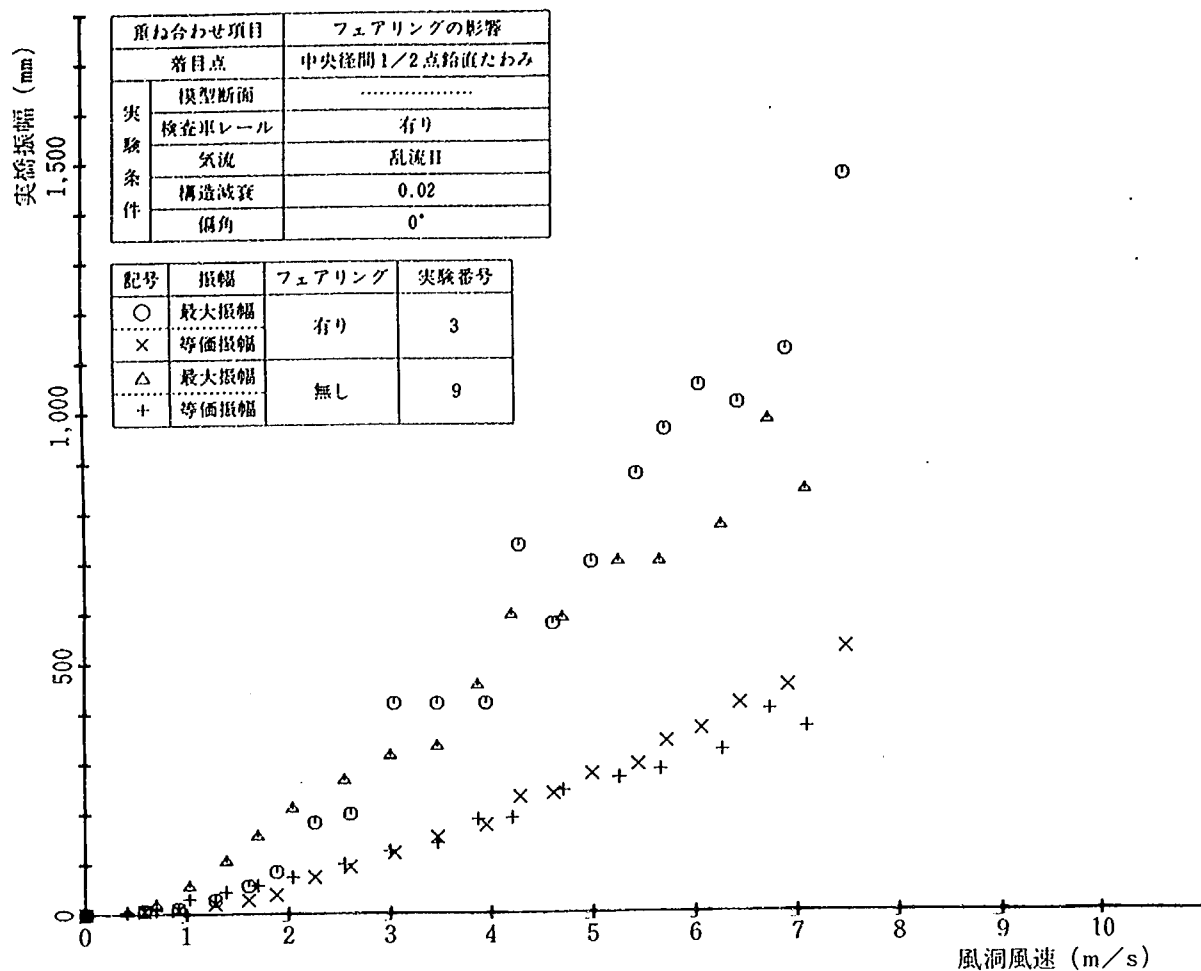


図-3.3.3.11.1 フェアリングの影響 (乱流中, たわみ)

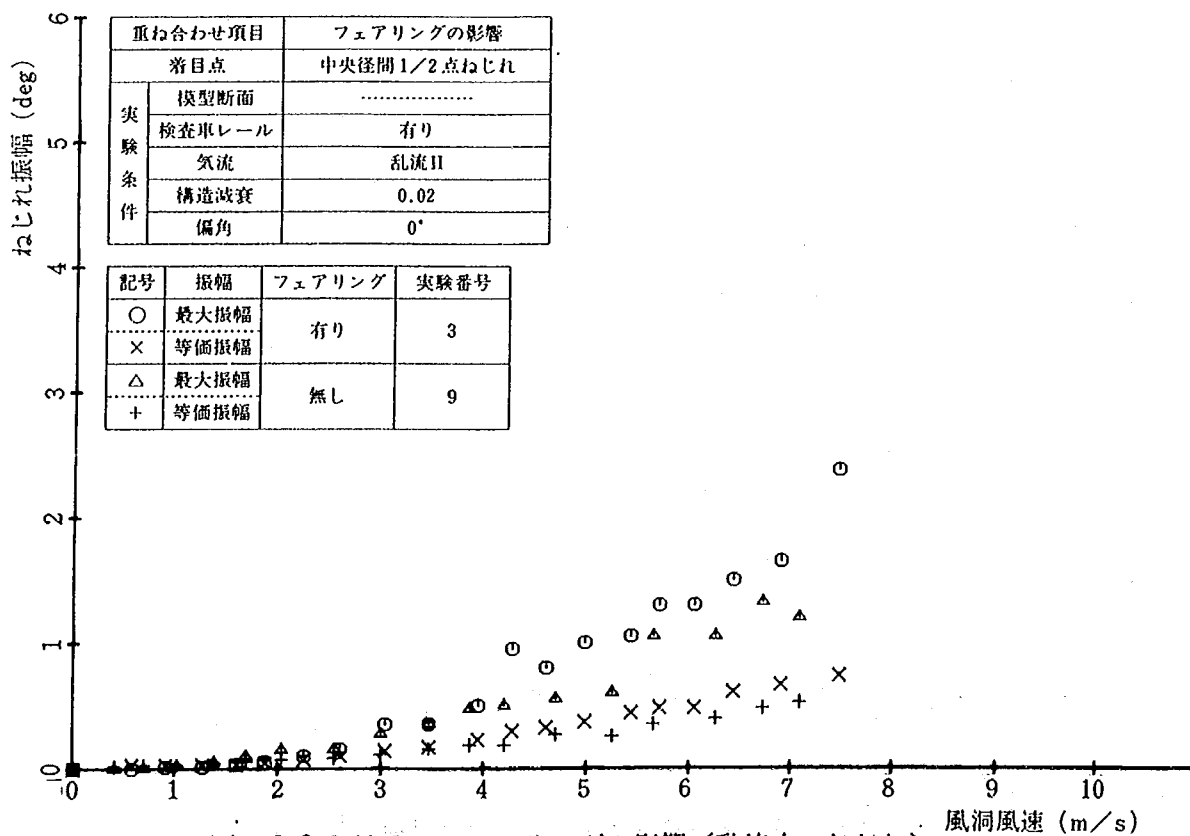


図-3.3.3.11.2 フェアリングの影響 (乱流中, ねじれ)

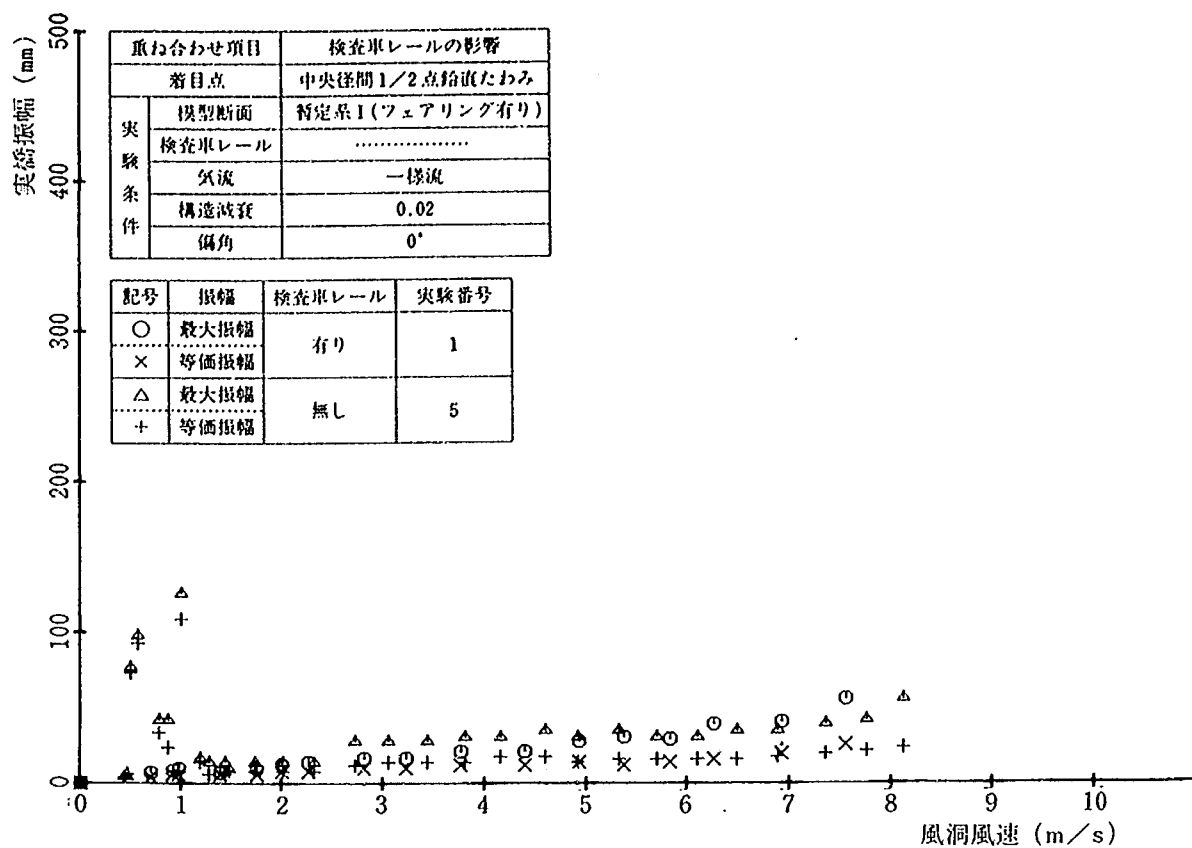


図- 3.3.3.12.1 検査車レールの影響 (一様流中, たわみ)

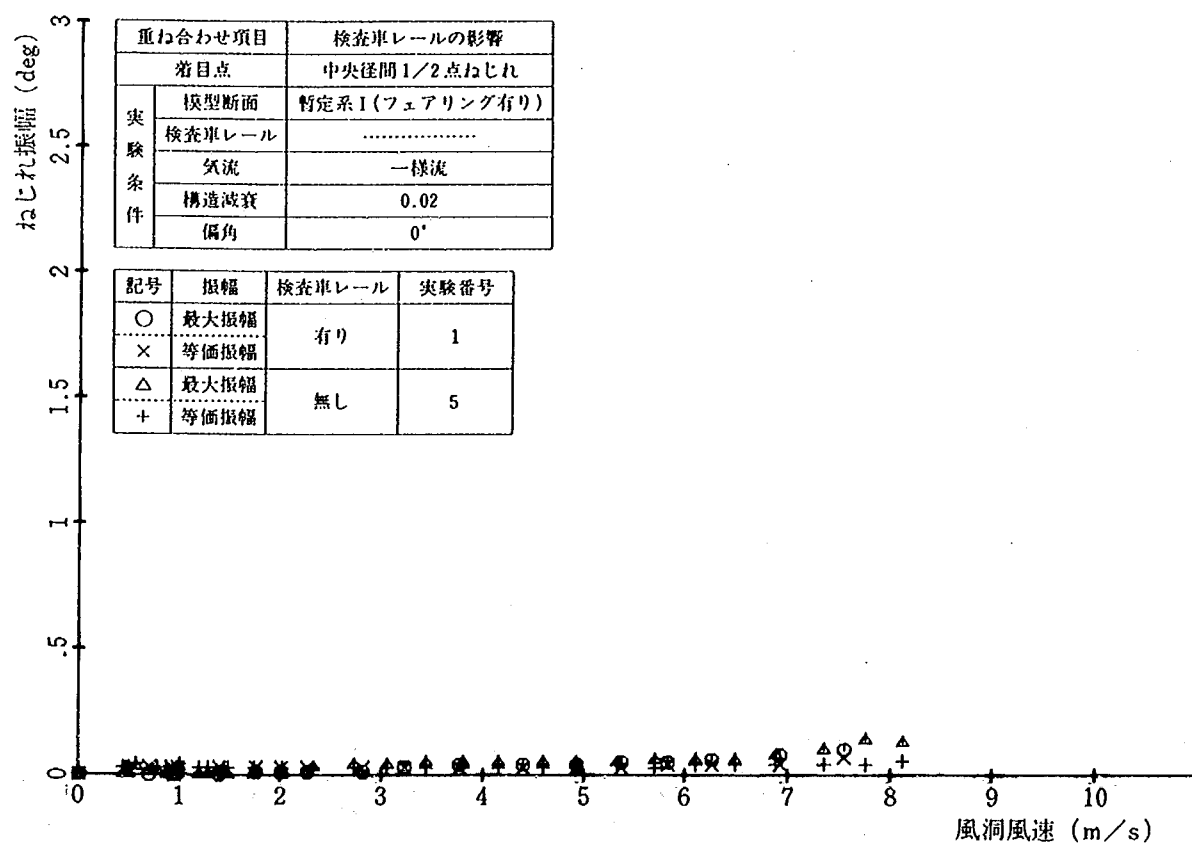


図- 3.3.3.12.2 検査車レールの影響 (一様流中, ねじれ)

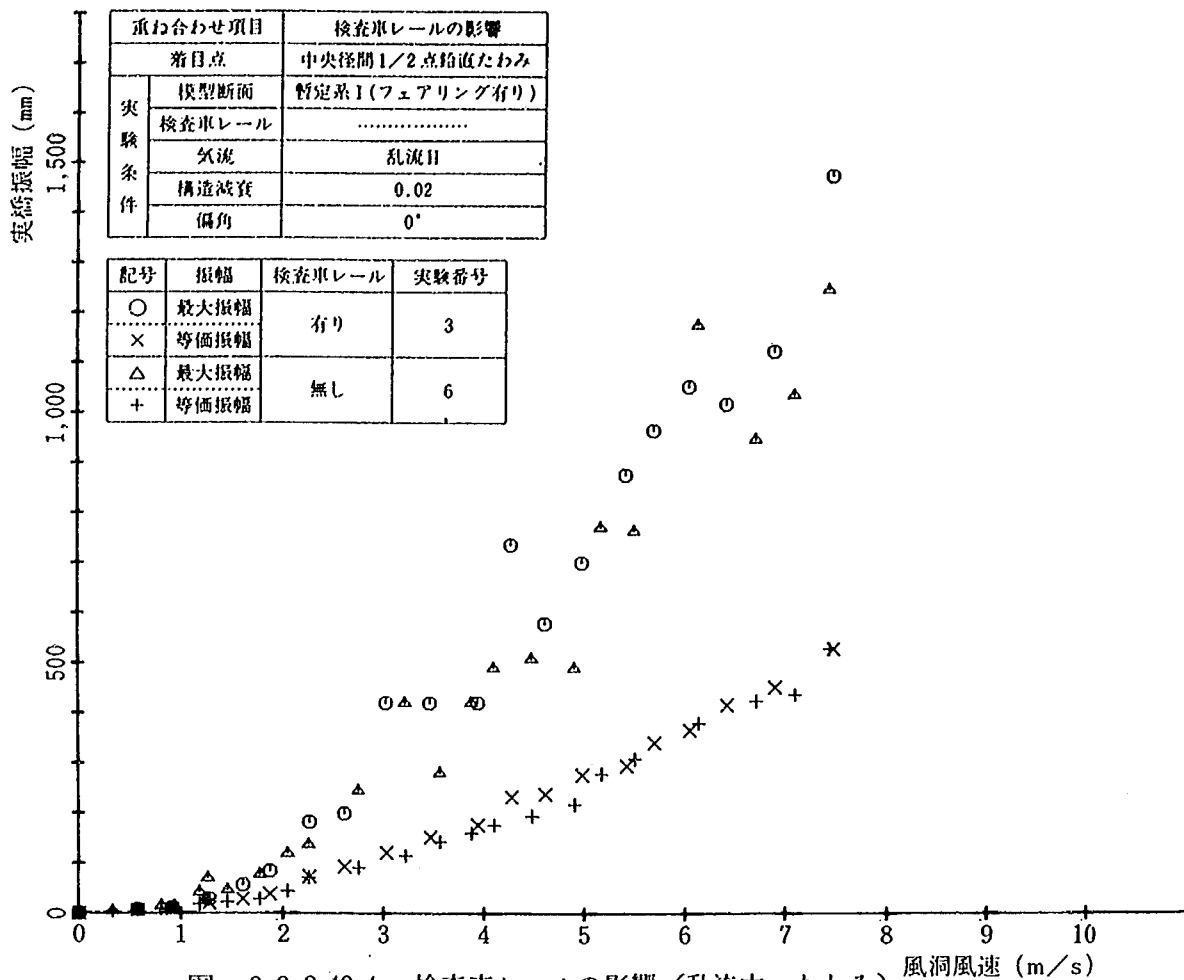


図- 3.3.3.13.1 検査車レールの影響 (乱流中, たわみ) 風洞風速 (m/s)

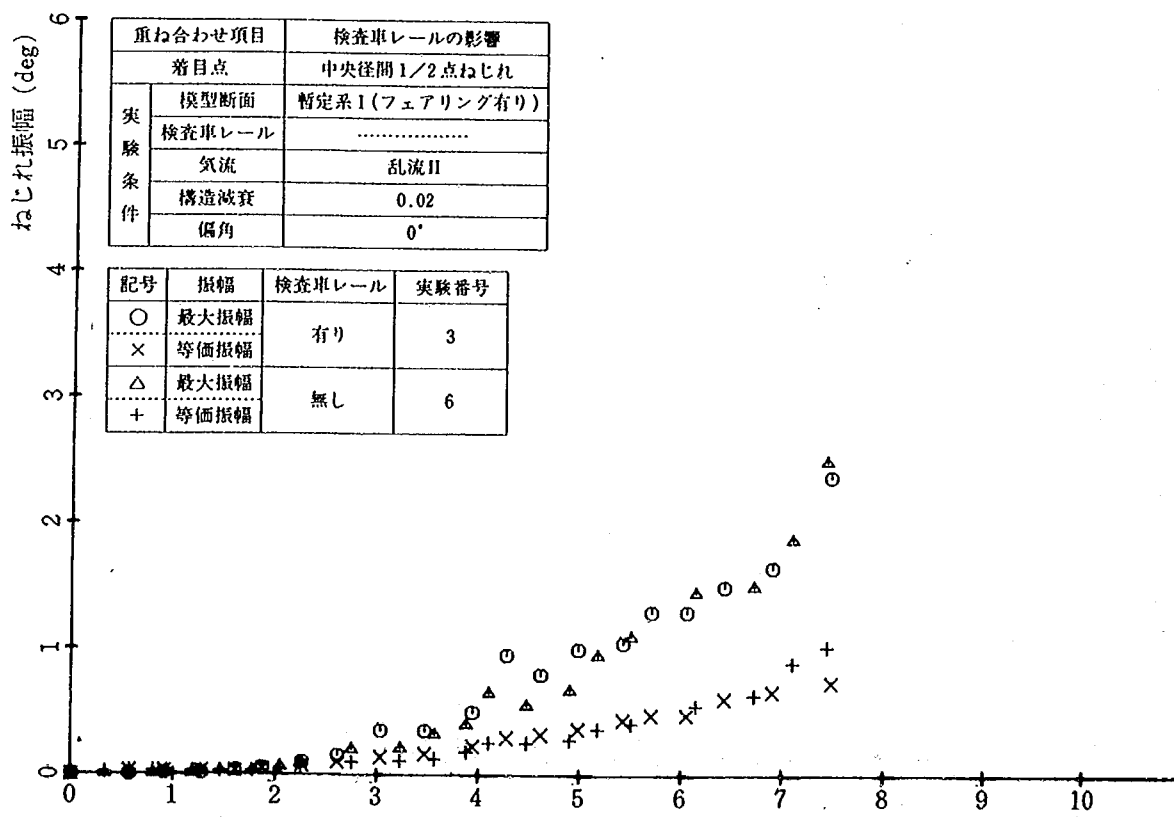


図- 3.3.3.13.2 検査車レールの影響 (乱流中, ねじれ) 風洞風速 (m/s)

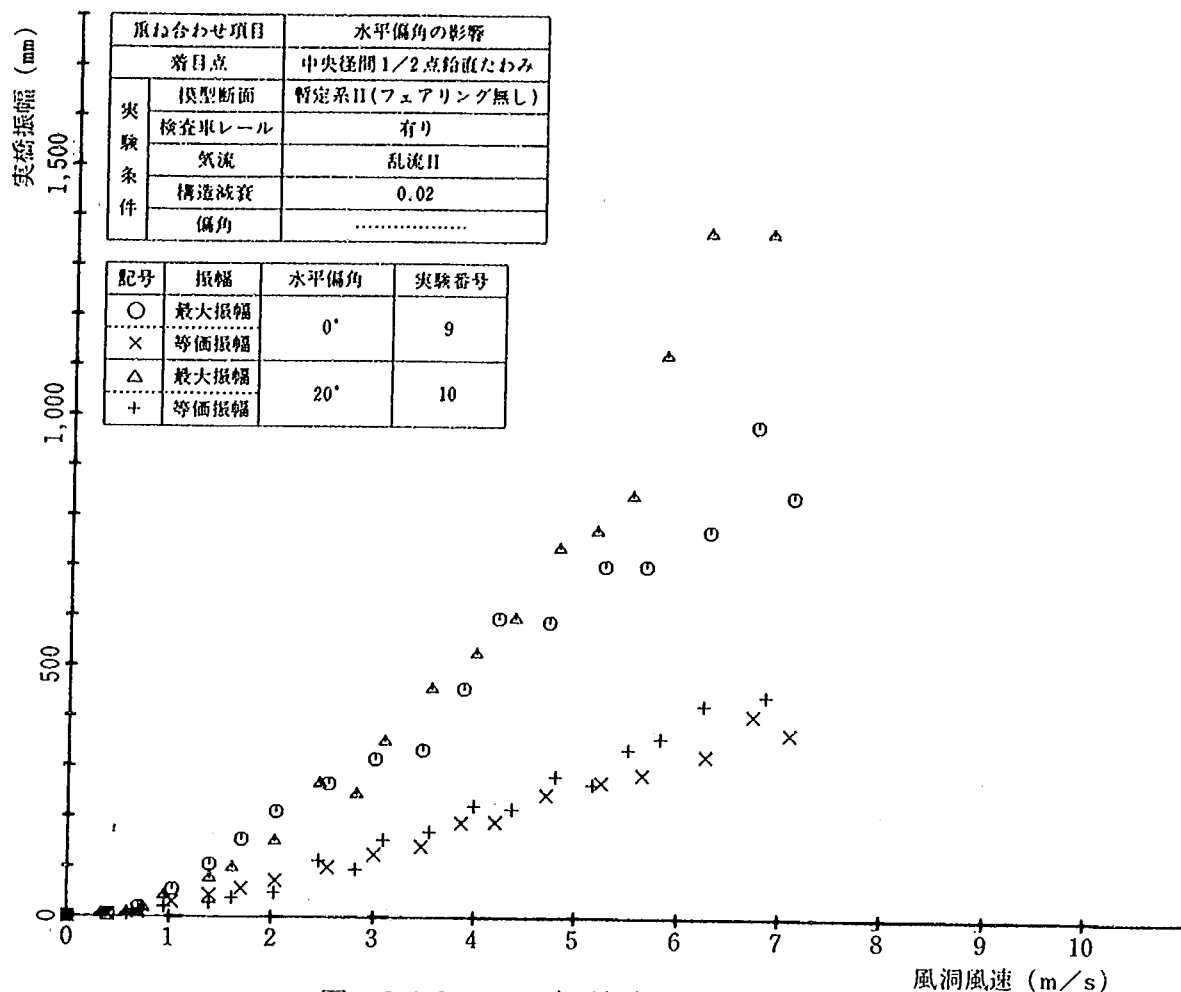


図-3.3.3.14.1 水平偏角の影響 (たわみ)

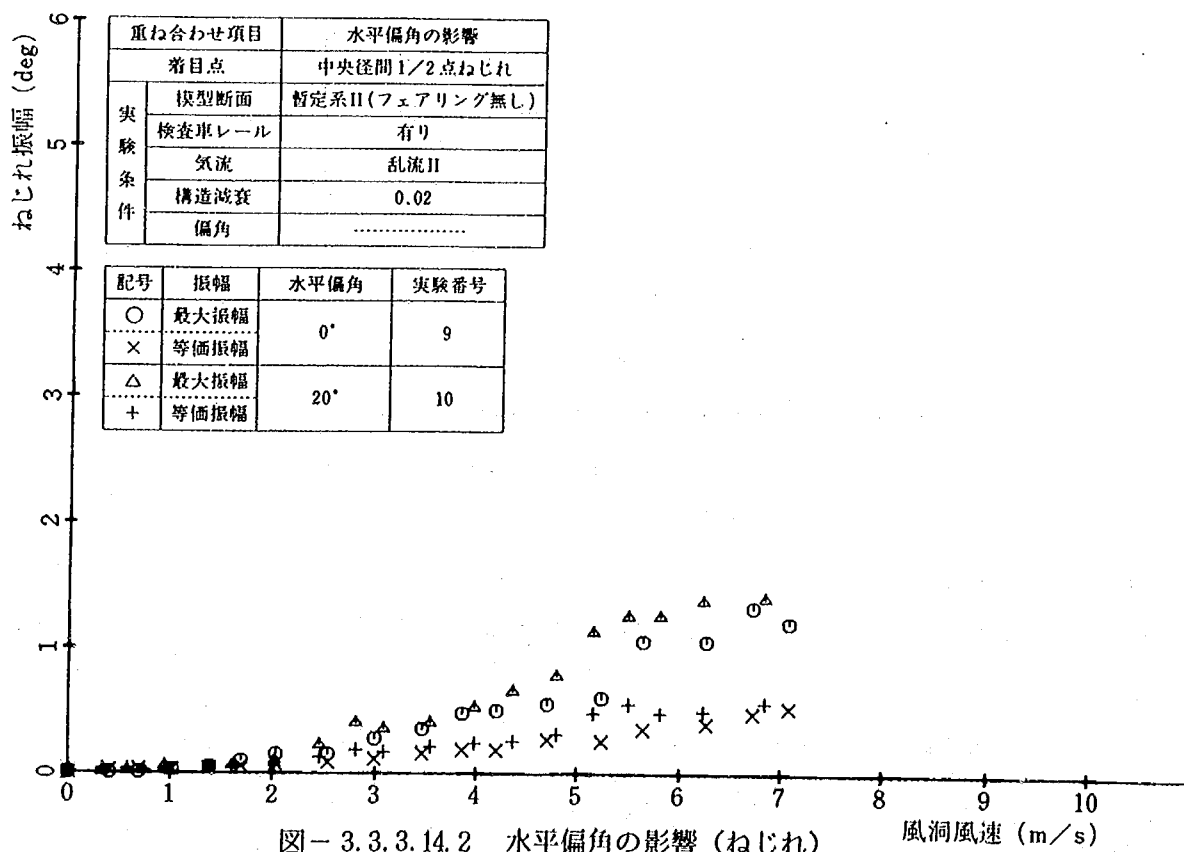


図-3.3.3.14.2 水平偏角の影響 (ねじれ)

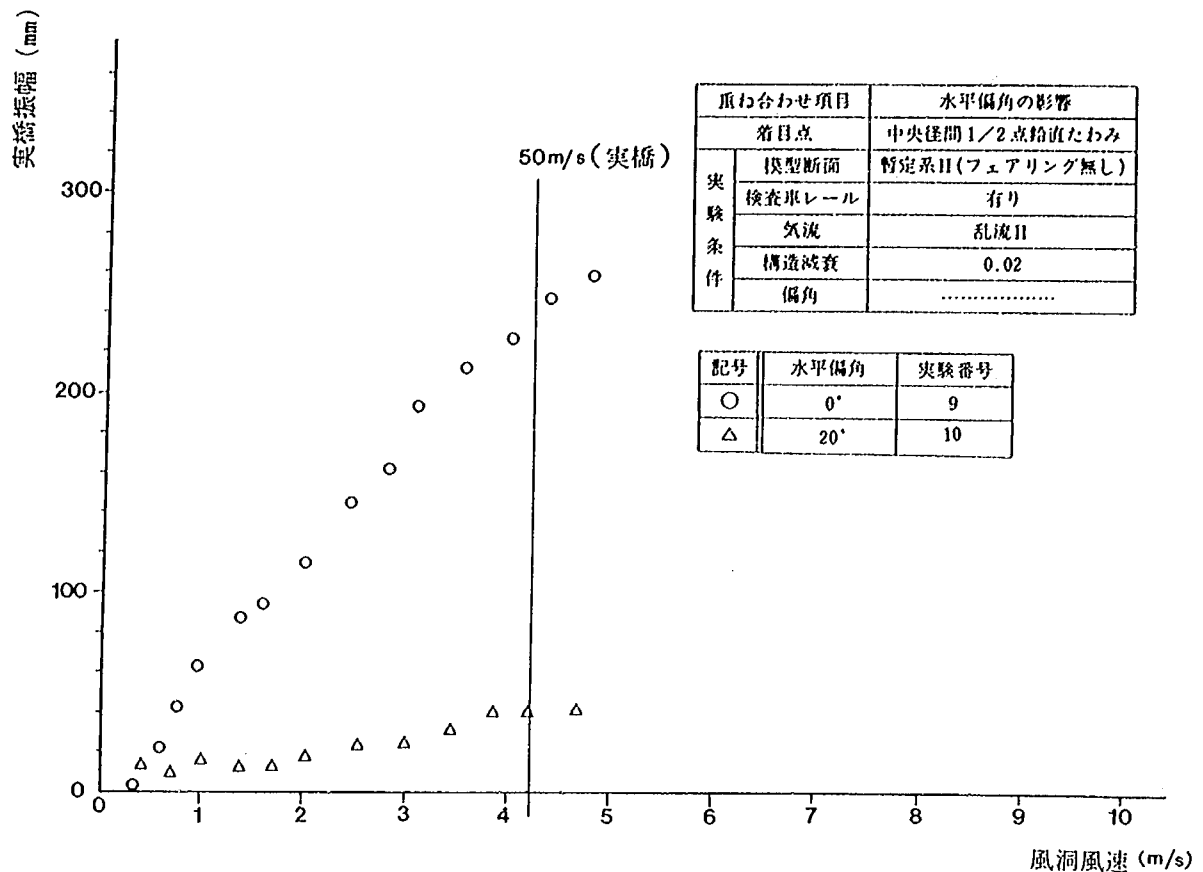


図-3.3.14.3 水平偏角の影響(鉛直たわみ, 静的変化)

表-3.3.3.9 偏角の影響

現象 \ 偏角	0°	20°
静的変位	40 mm	250 mm
バフエティング	590 mm	664 mm

$$= 665 \text{ mm} - 590 \text{ mm}$$

$$= 75 \text{ mm}$$

表-3.3.3.7 および 8 の, 気流以外はすべて同じ条件で行われた実験 2 と 3, 実験 8 と 9, 実験 12 と 13 を比較すると, 乱流 II によるバフエティング振幅は乱流 I における振幅より少なくとも 2.2 倍大きいから, 乱流 I でのバフエティングの増分は

$$75 / 2.2 \approx 35 \text{ mm}$$

したがって 20° 偏角がした場合の桁の最大変位は静的変位の補正量 210 mm とバフエティングの補正量を加えて

$$\text{偏角による最大変位の補正量} = 210 + 35$$

$$= 245 \text{ mm}$$

と推定される。

一方、ねじれ振動については有意な差が認められないため、水平偏角が 0° の場合だけを考慮して安全性を考察すれば十分と考えられる。

5) 構造減衰の影響

構造減衰の影響はバフエティングの振幅について調べた。その結果、図-3.3.3.15に示すように構造減衰が0.02から0.03に増大しても、たわみ振動、ねじれ振動ともにあまりバフエティングは小さくならない。従ってバフエティングの評価においては、構造減衰の影響を考慮する必要はあまりないと考えられる。

6) 自然風の影響

自然風の影響についてフェアリングが設置された場合を図-3.3.3.16に、フェアリングが設置されない場合を図-3.3.3.17に示す。いずれの断面も乱れ強さが大きくなるにしたがってバフエティングが大きくなることがわかる。また、フェアリングを設置しない模型番号Ⅱの断面では、一様流中の低風速で発現していた渦励振が発生しなくなる。この渦励振への乱れの効果は、より大きな渦励振が発現した検査車レールの設置されない断面についても同様であった。

(2) 完成系

1) 概要

完成系の実験では検査車レールの影響と自然風の影響を見た。完成系の基本断面（模型番号Ⅳ）の実験を見ると、一様流中でも渦励振および発散振動は発現せず、自然風中ではバフエティングが発現することが予測された。

2) 検査車レールの影響

検査車レールの影響を図-3.3.3.18および19のV-A図の対比図に示す。一様気流中の実験では検査車レールのない場合に発現した大きな振幅のたわみの渦励振が、検査車レールの取り付けによって完全に抑えられることがわかる。一方、乱流中では有意と判断される相違は見られない。

3) 自然風の影響

自然風の影響を検査車レールのある断面およびない断面についてそれぞれに図-3.3.3.20, 21に示す。いずれの断面も乱れ強さが大きくなるにしたがってバフエティングが大きくなることがわかる。さらに検査車レールのない断面で発現した渦励振は、乱流中では全く発現しないことがわかる。

3-3-4-2 耐風性の総合的評価

図-3.3.3.22に昭和61年度に実施された部分剛体模型によるバネ支持模型実験の結果を示す。本節ではこれと本年度の全橋模型実験の結果を総合して、構造系ごとに耐風性の評価を行う。

(1) 渦励振について

前年度のバネ支持模型実験では暫定系では負の迎角において、完成系では 0° を除く実験を行った全ての迎角について渦励振が発現した。本年度の全橋模型実験では迎角を 0° に固定したため、直接的にこれらの渦励振振幅の評価はできなかった。しかしフェアリングや検査車レールを取り外した実験の多くで、たわみの渦励振が発現したため、これをもとに本橋の渦励振に対する安全性を検討する。

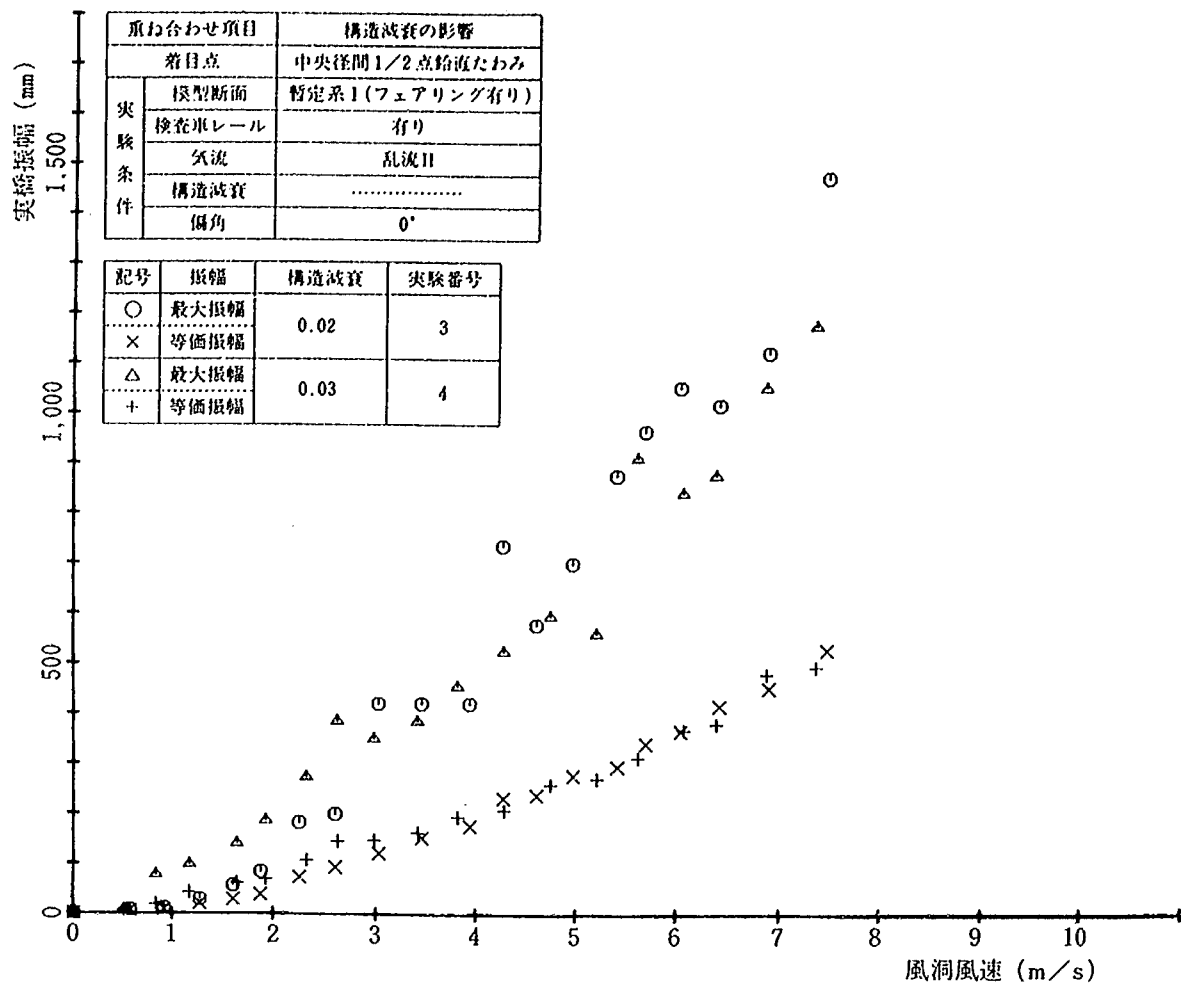


図-3.3.3.15.1 構造減衰の影響 (たわみ)

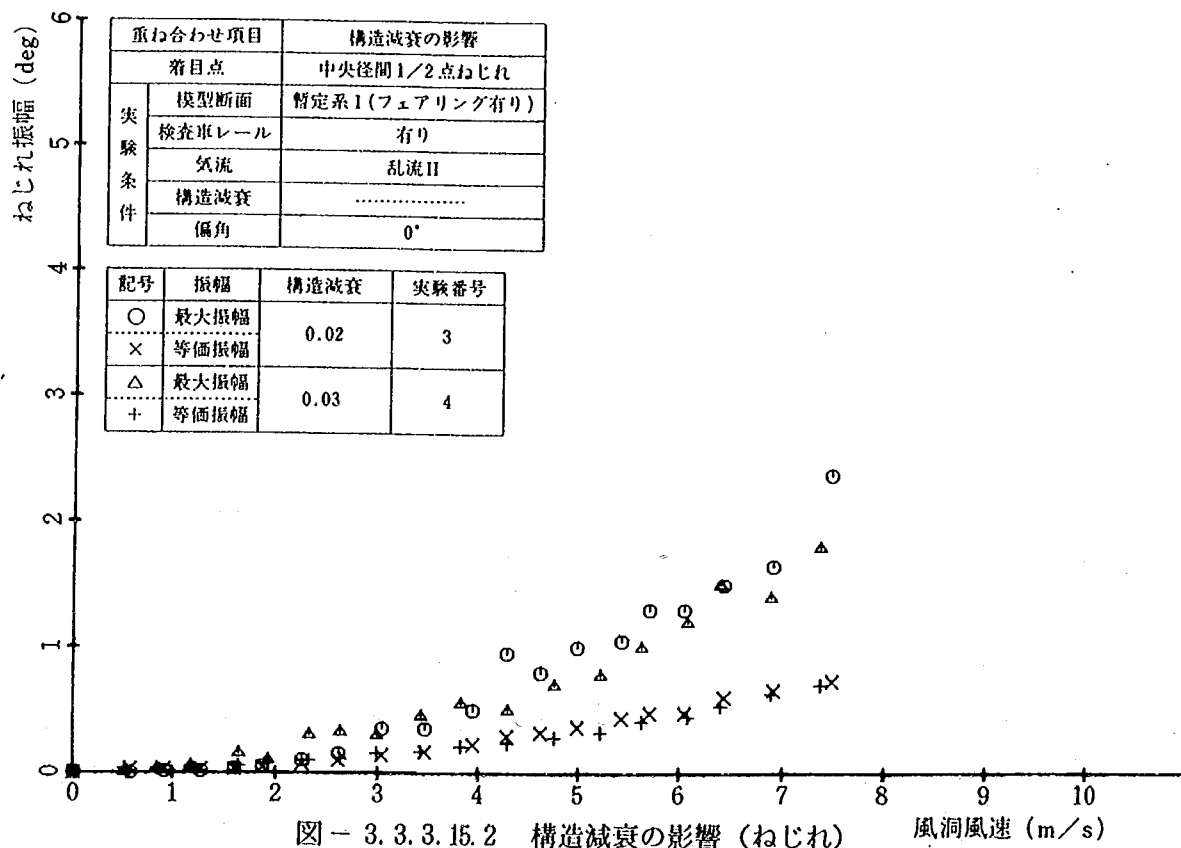


図-3.3.3.15.2 構造減衰の影響 (ねじれ)

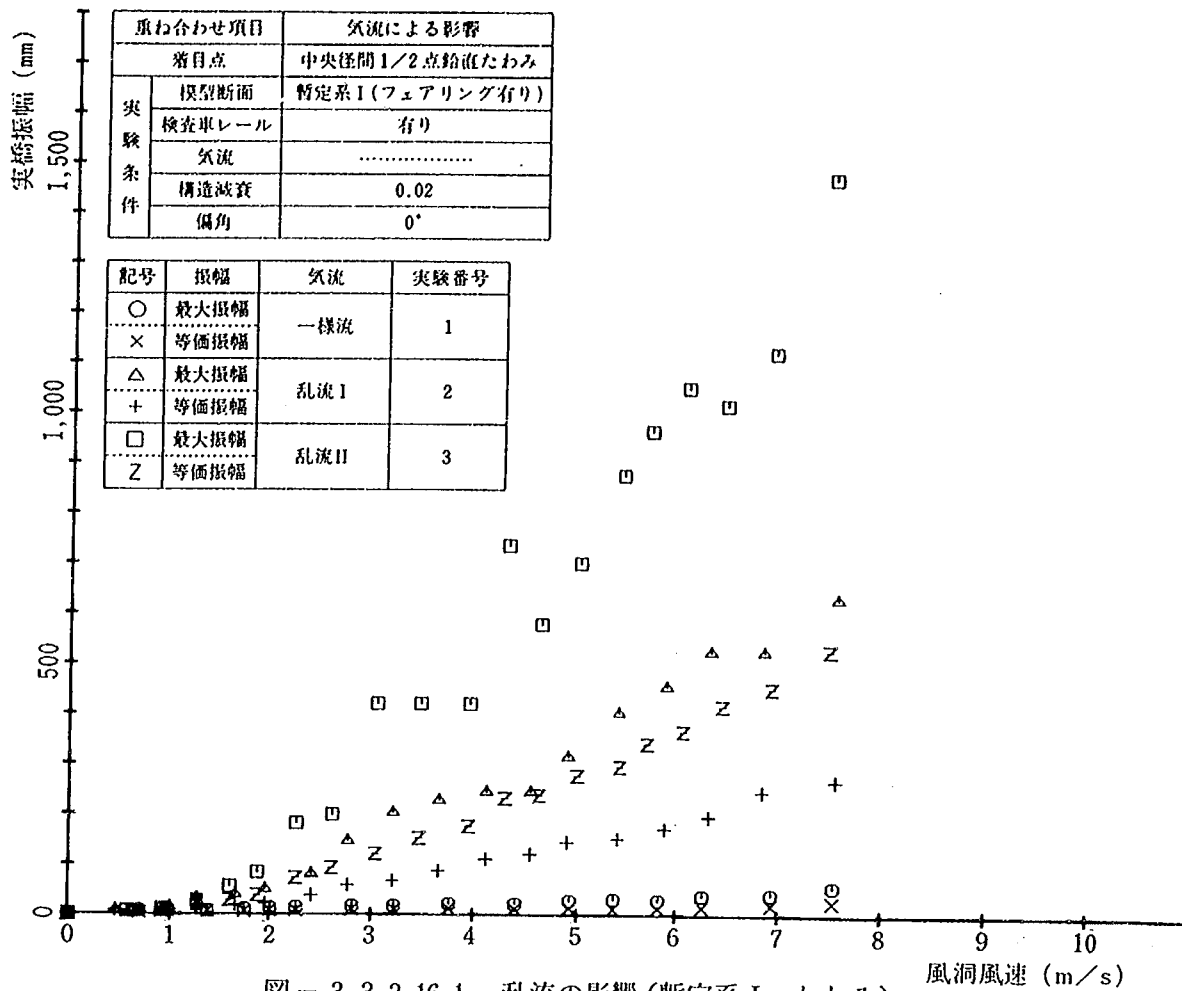


図 - 3. 3. 3. 16. 1 乱流の影響 (暫定系 I, たわみ)

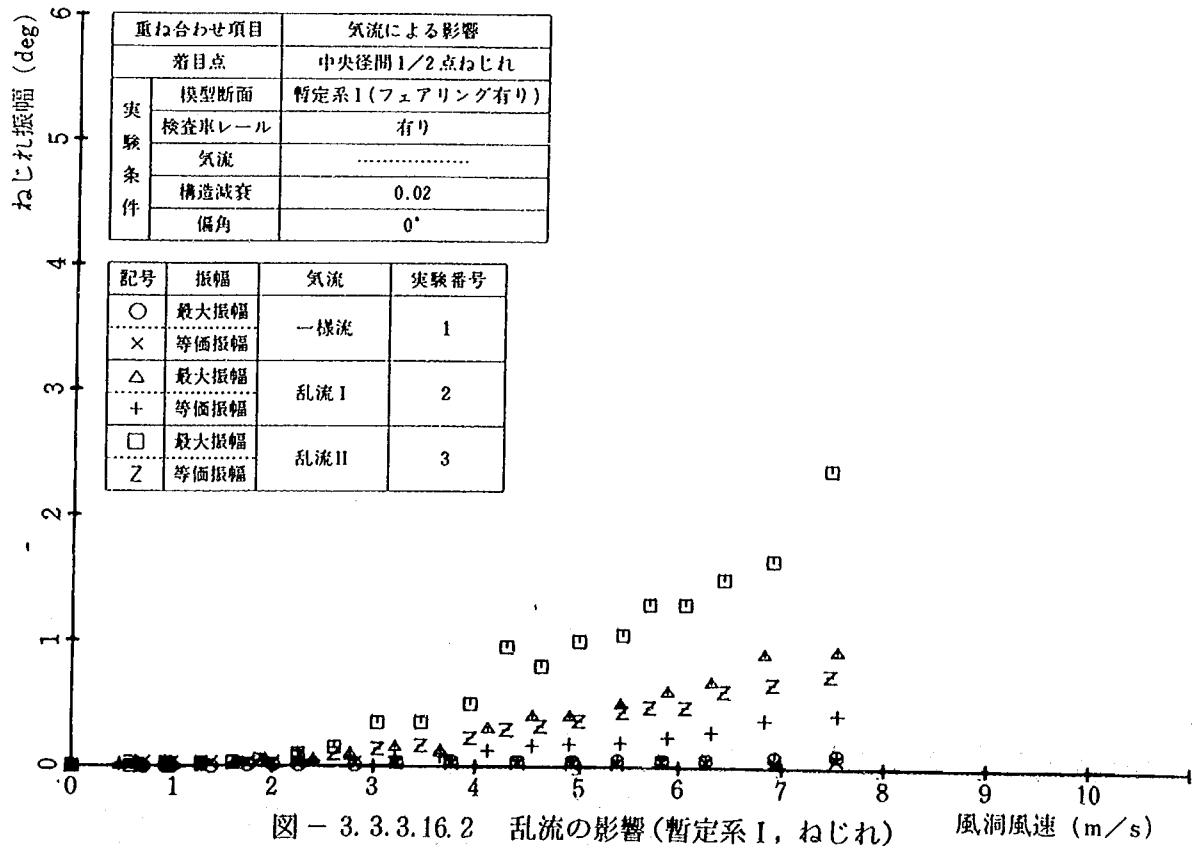


図 - 3. 3. 3. 16. 2 乱流の影響 (暫定系 I, ねじれ)

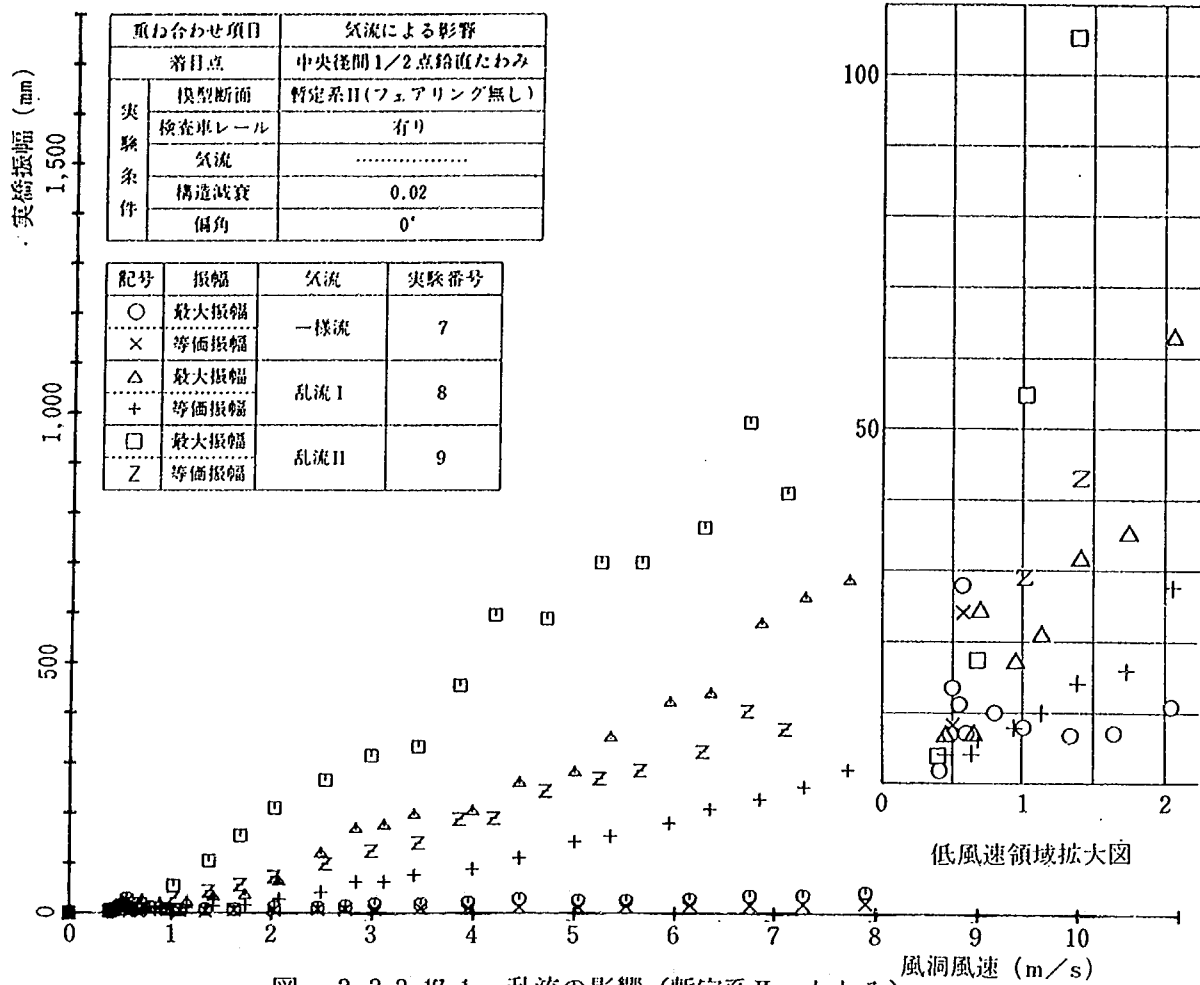


図- 3. 3. 3. 17. 1 乱流の影響 (暫定系 II, たわみ)

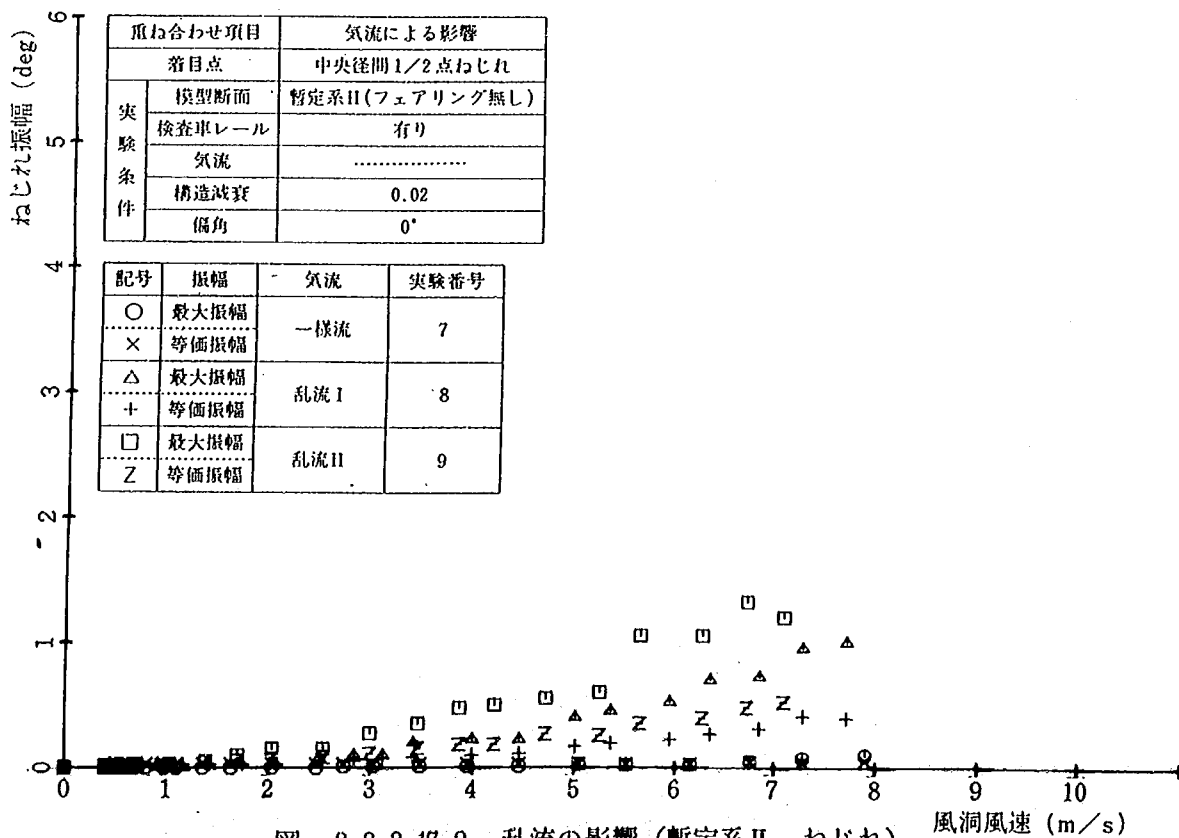


図- 3. 3. 3. 17. 2 乱流の影響 (暫定系 II, ねじれ)

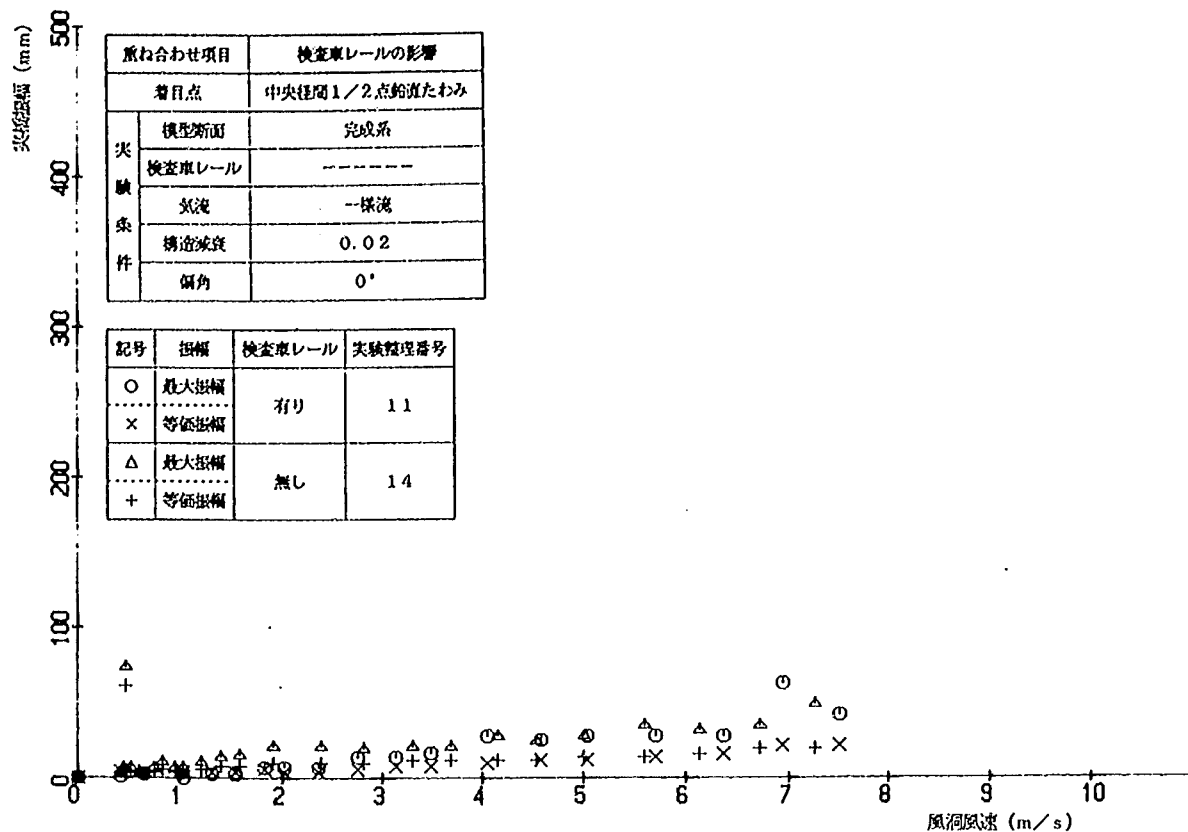


図- 3. 3. 3. 18.1 検査車レールの影響 (一様流中, たわみ)

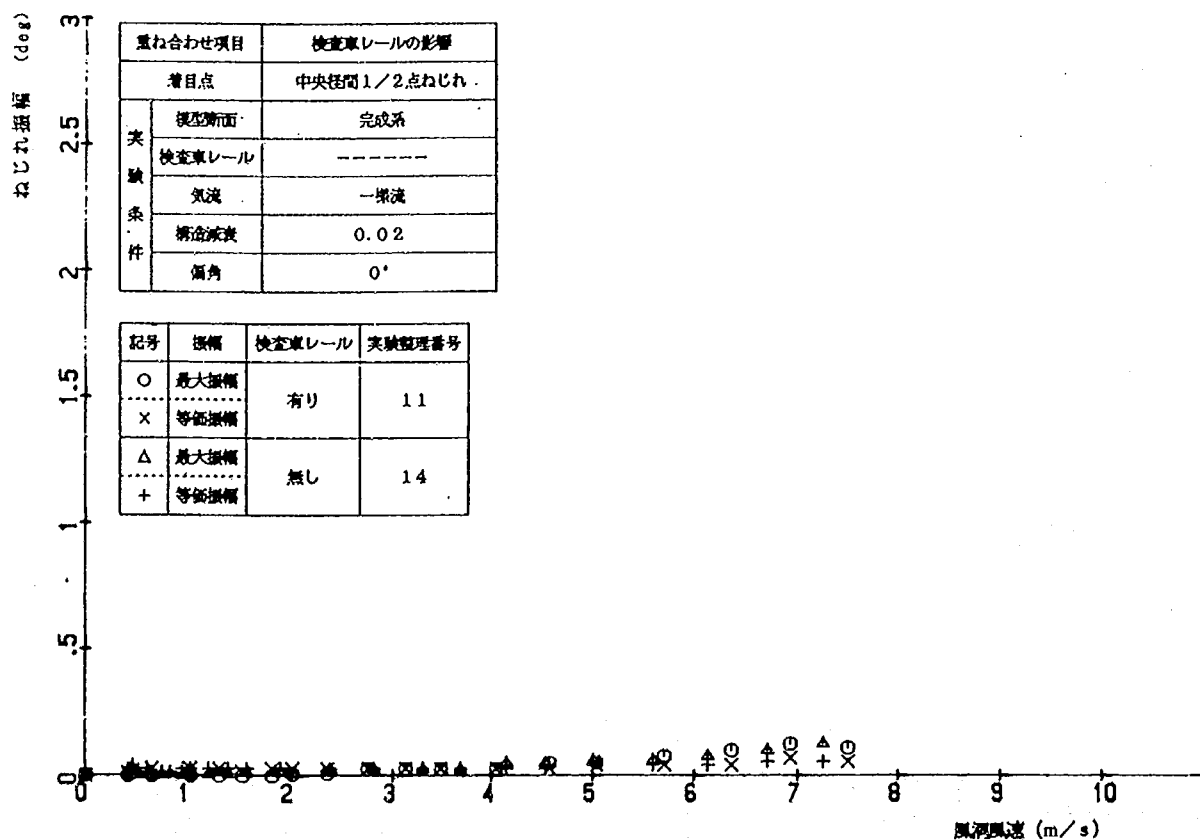


図- 3. 3. 3. 18.2 検査車レールの影響 (一様流中, ねじれ)

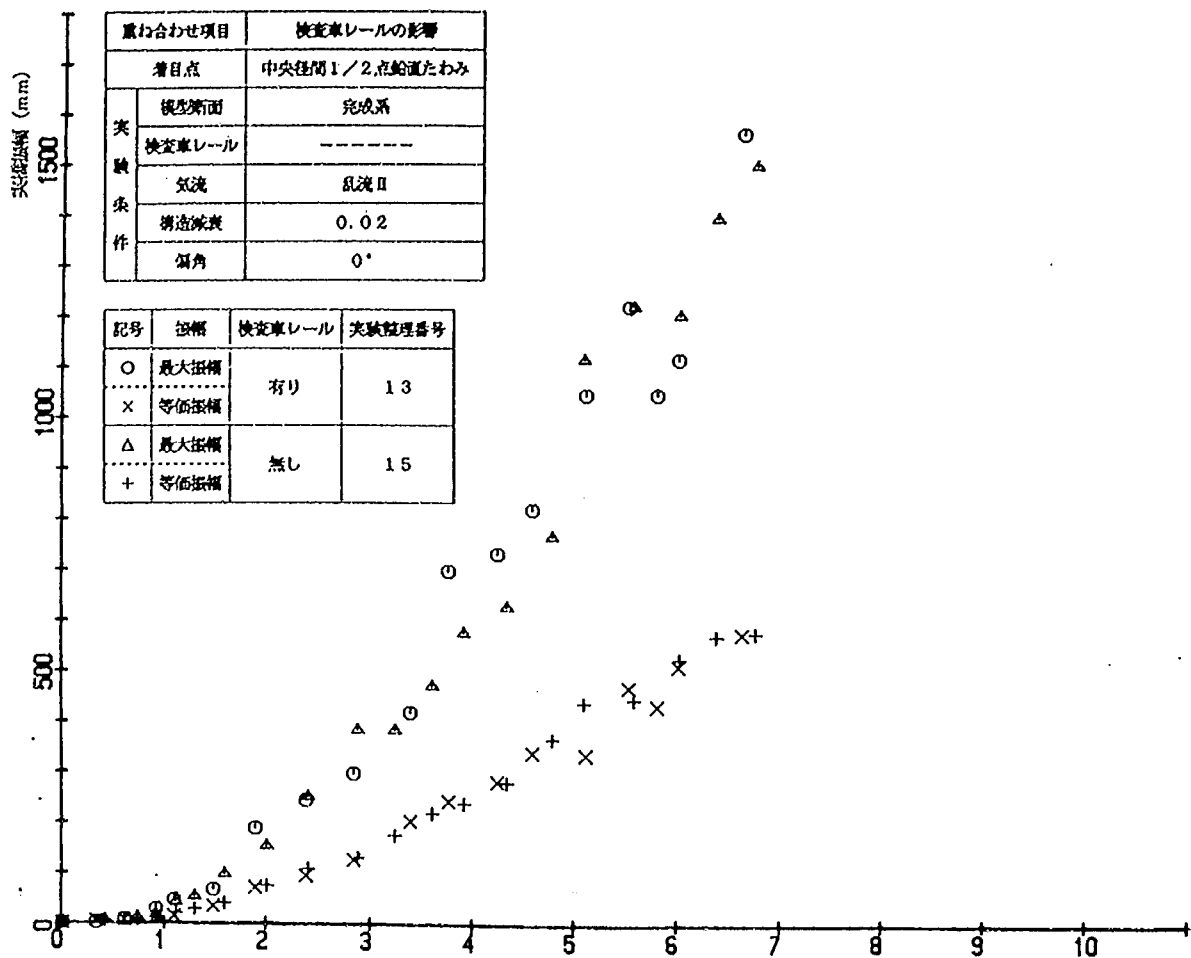


図-3.3.3.19.1 検査車レールの影響 (乱流中, たわみ) 風洞風速 (m/s)

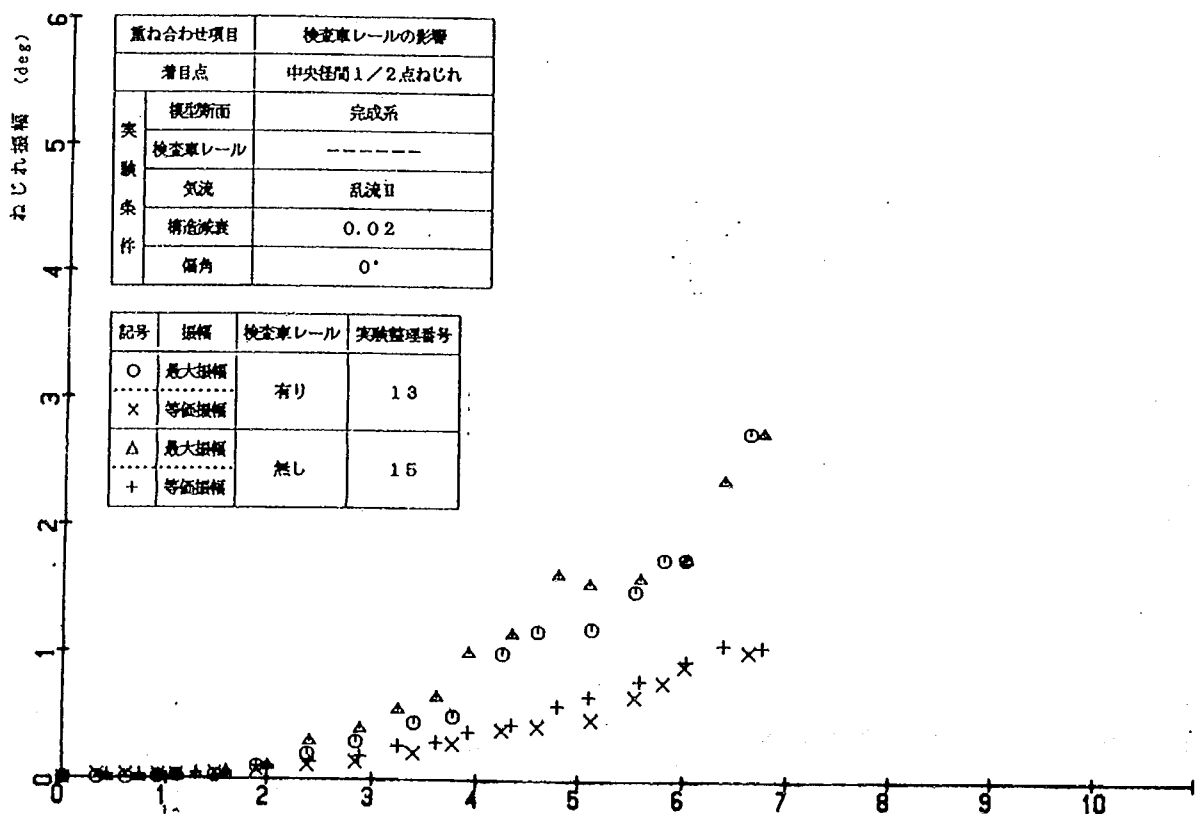


図-3.3.3.19.2 検査車レールの影響 (乱流中, ねじれ) 風洞風速 (m/s)

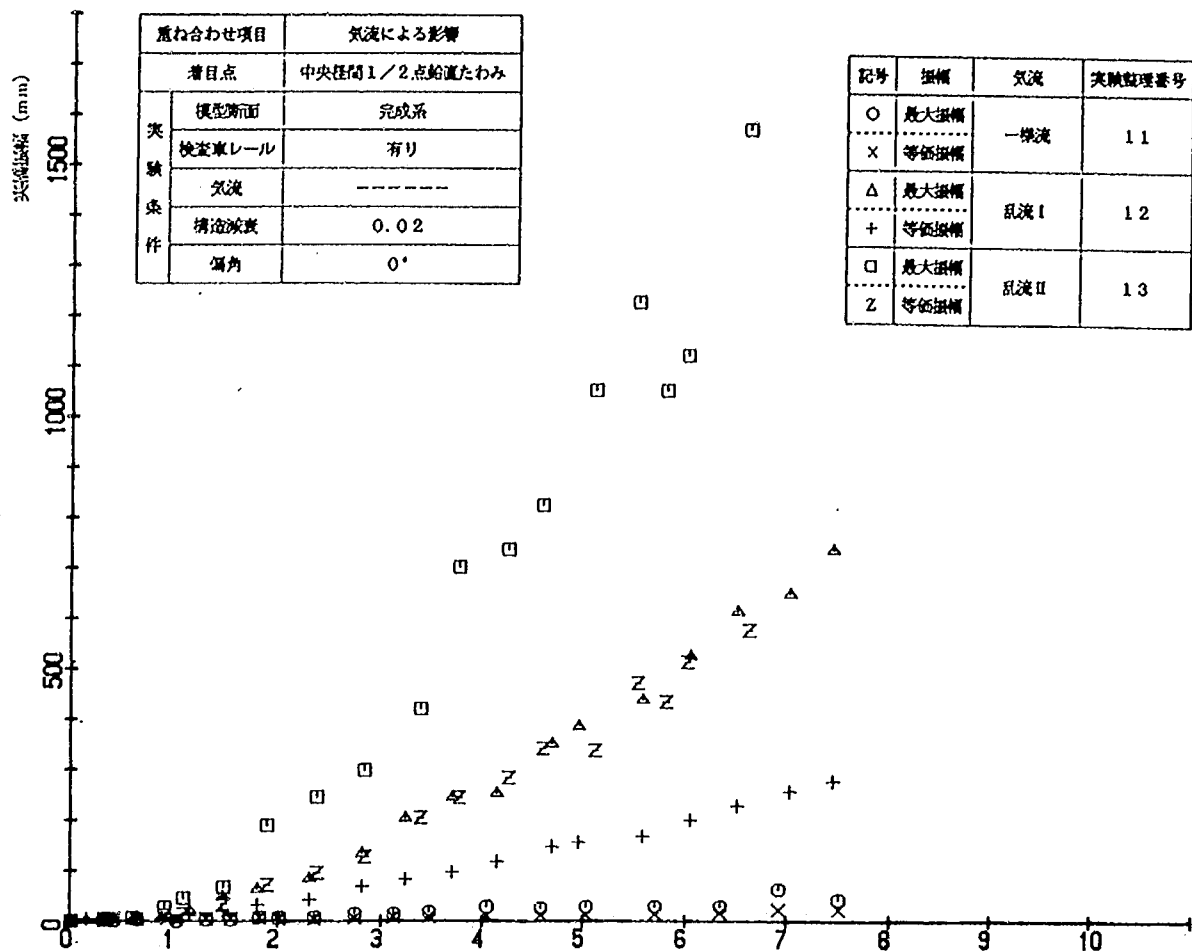


図- 3.3.3.20.1 乱流の影響（検査車レール有り，たわみ）

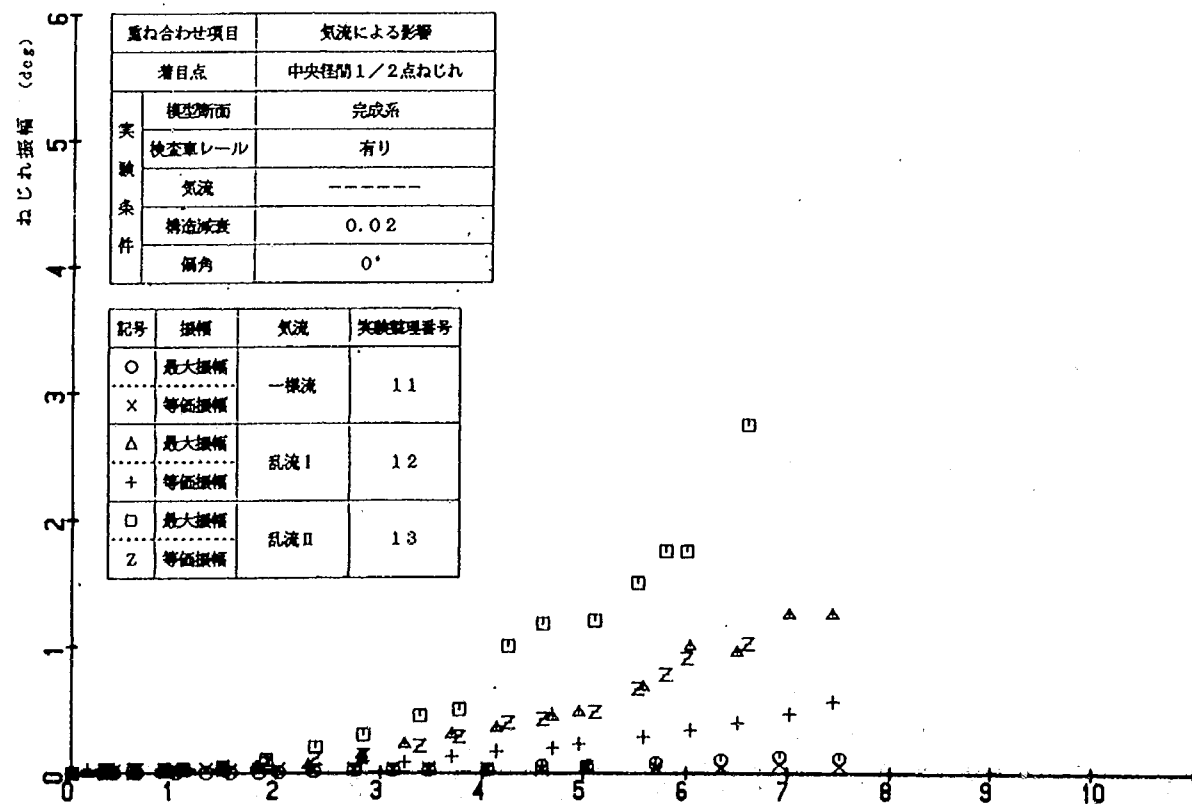


図- 3.3.3.20.2 乱流の影響（検査車レールあり，ねじれ）

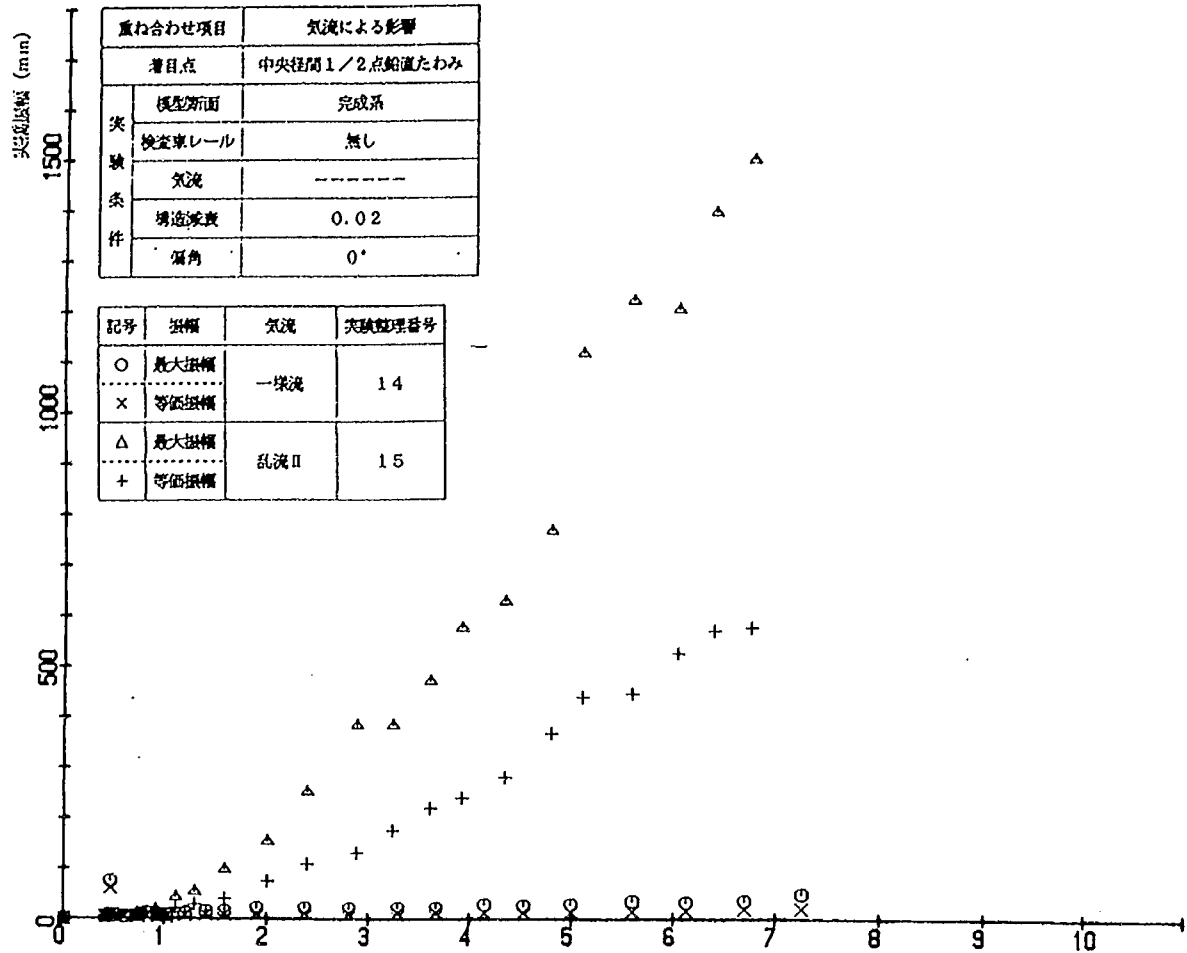


図- 3.3.3.21.1 乱流の影響（検査車レールなし，たわみ） 風洞風速 (m/s)

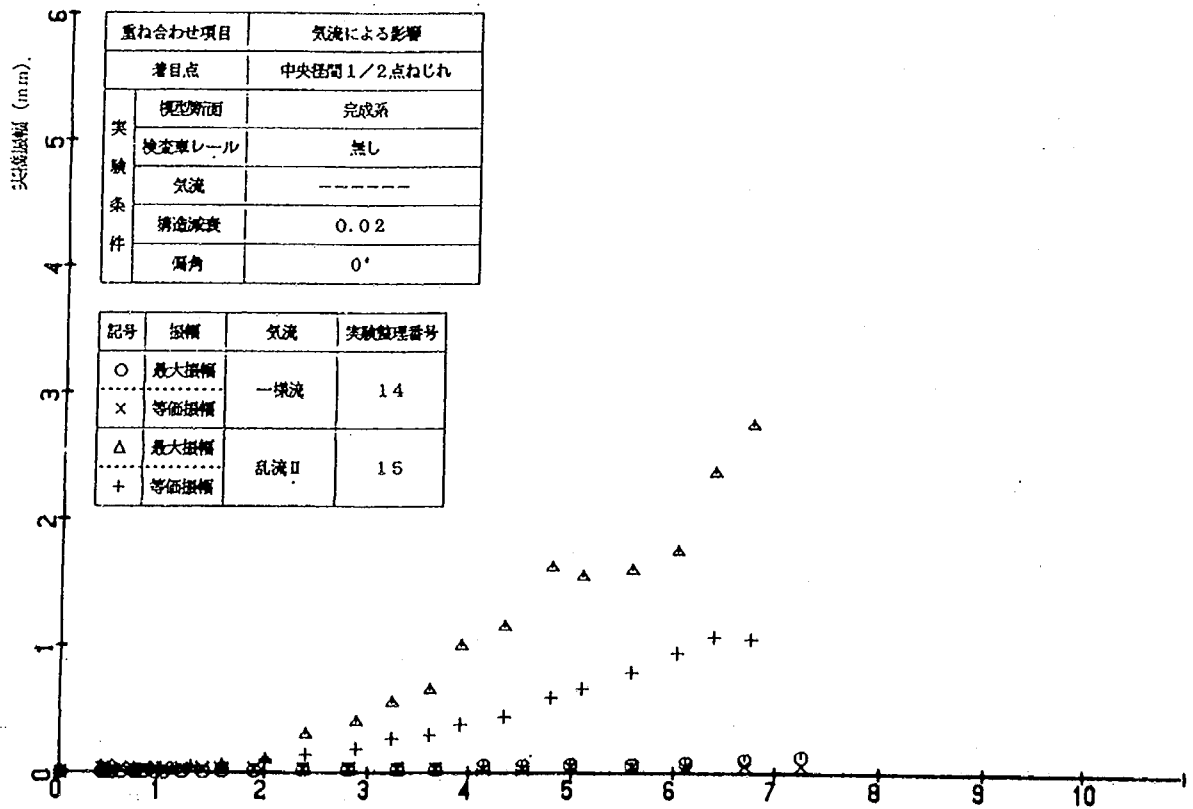


図- 3.3.3.21.2 乱流の影響（検査車レールなし，ねじれ） 風洞風速 (m/s)

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。

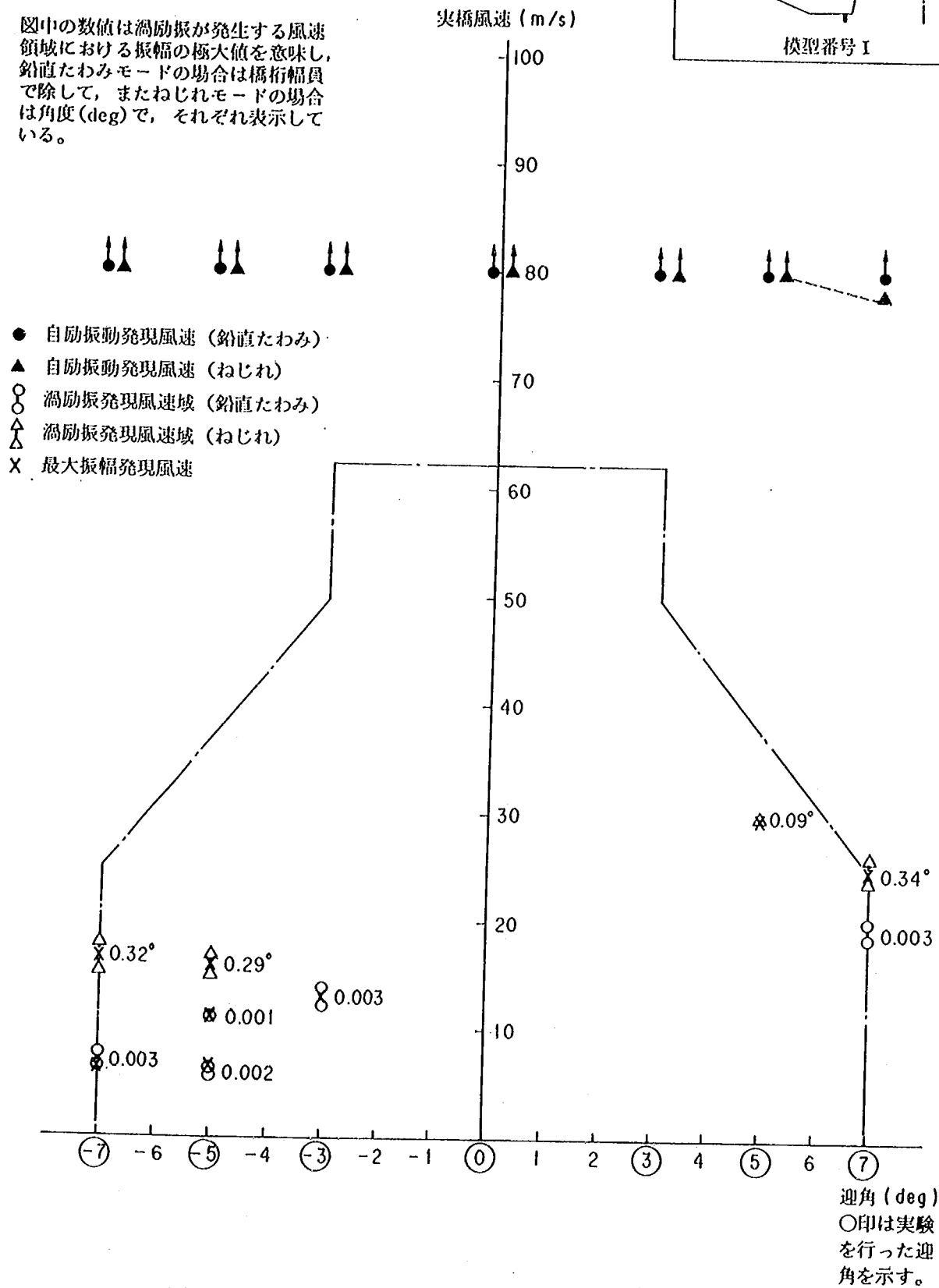
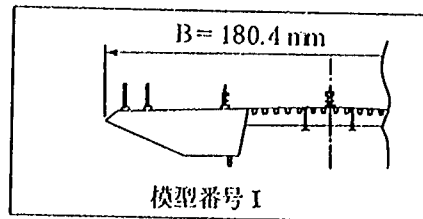
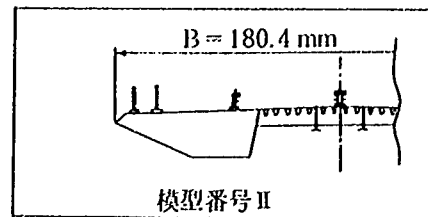
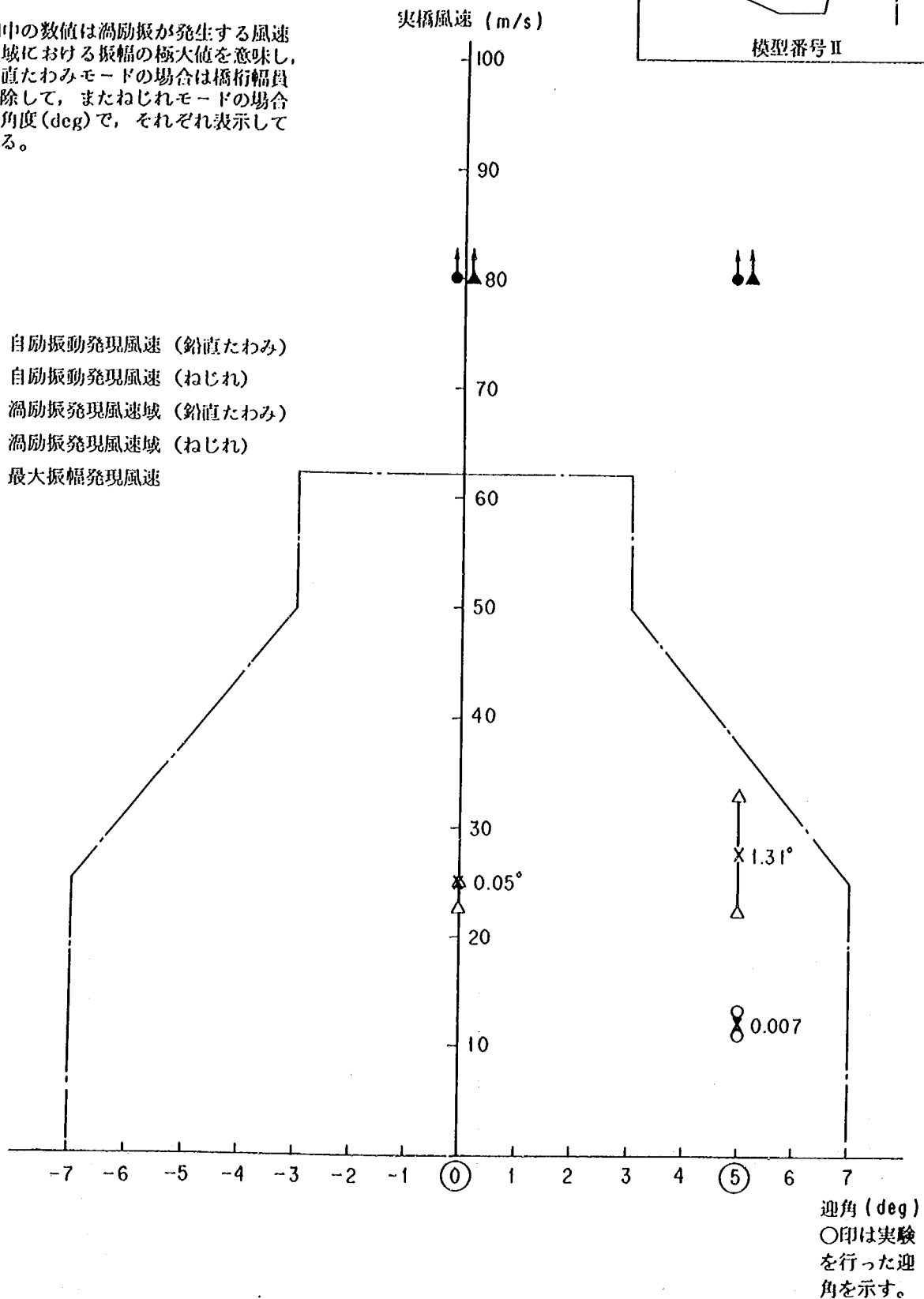


図 - 3. 3. 3. 22. 1 バネ支持模型実験の風速-迎角曲線 (模型番号 I)

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

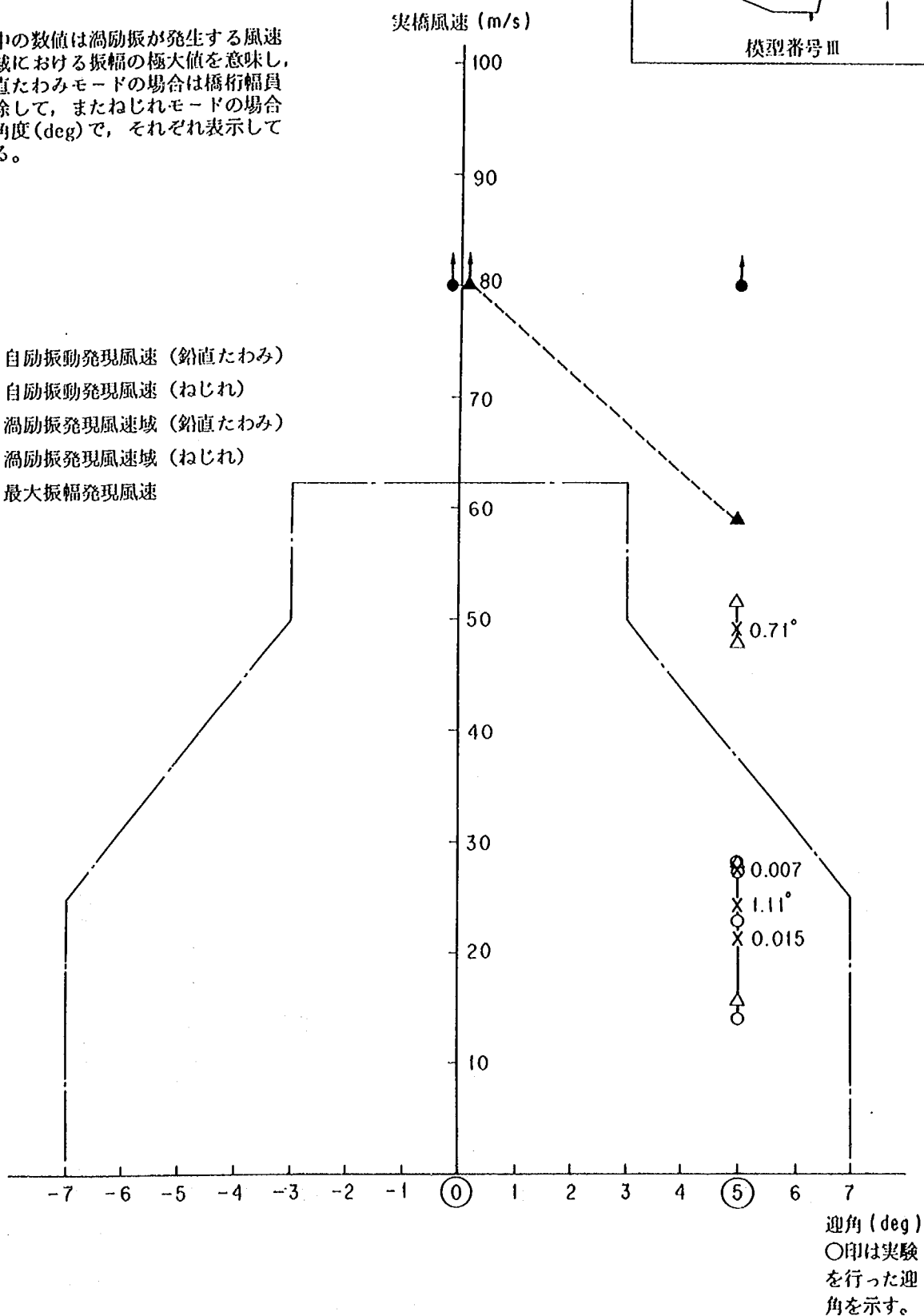
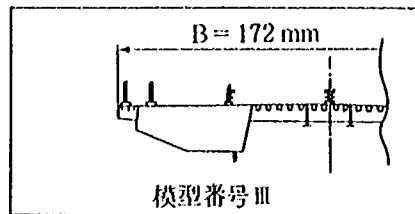


図-3.3.3.22.3 バネ支持模型実験の風速-迎角曲線 (模型番号Ⅲ)

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

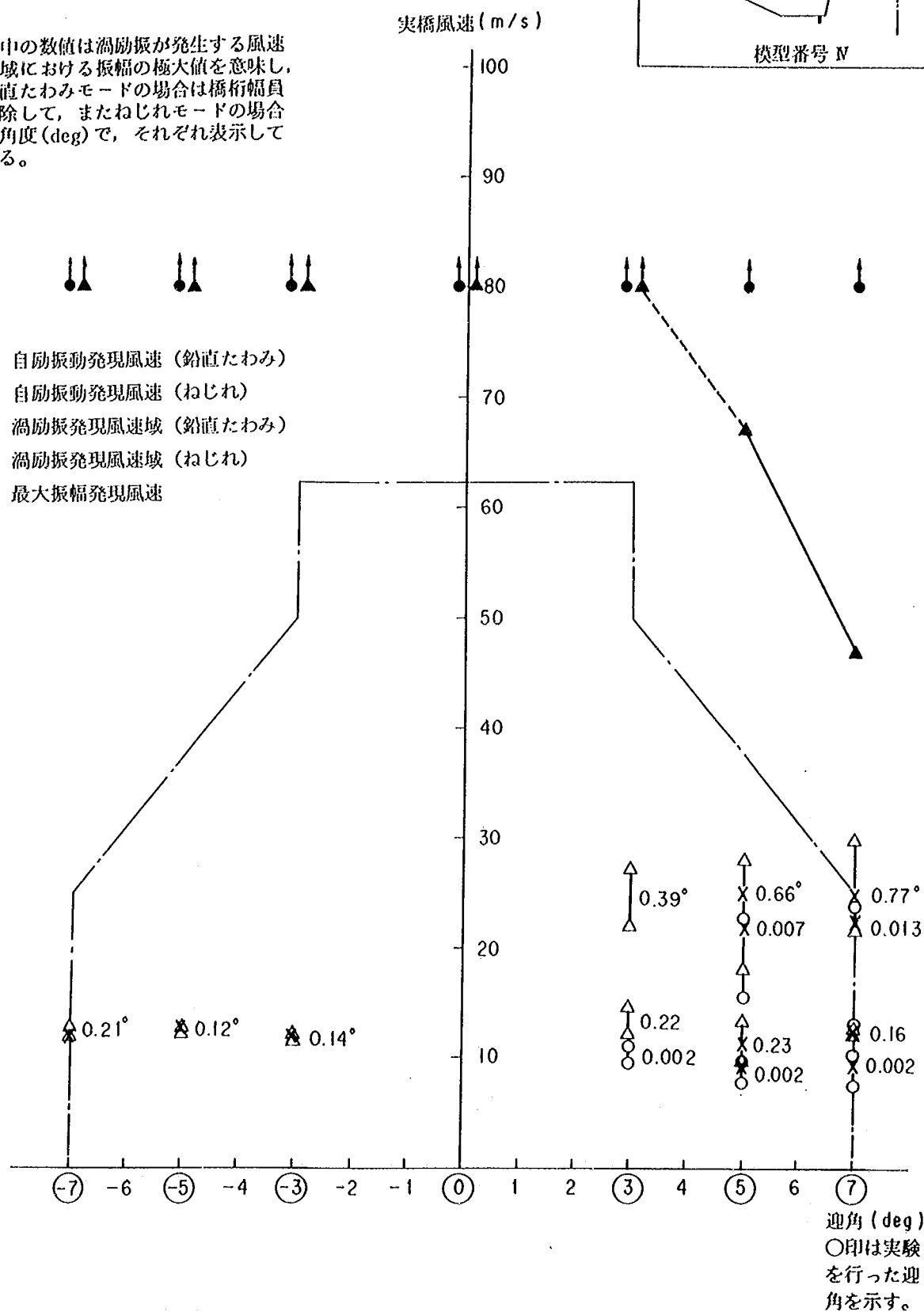
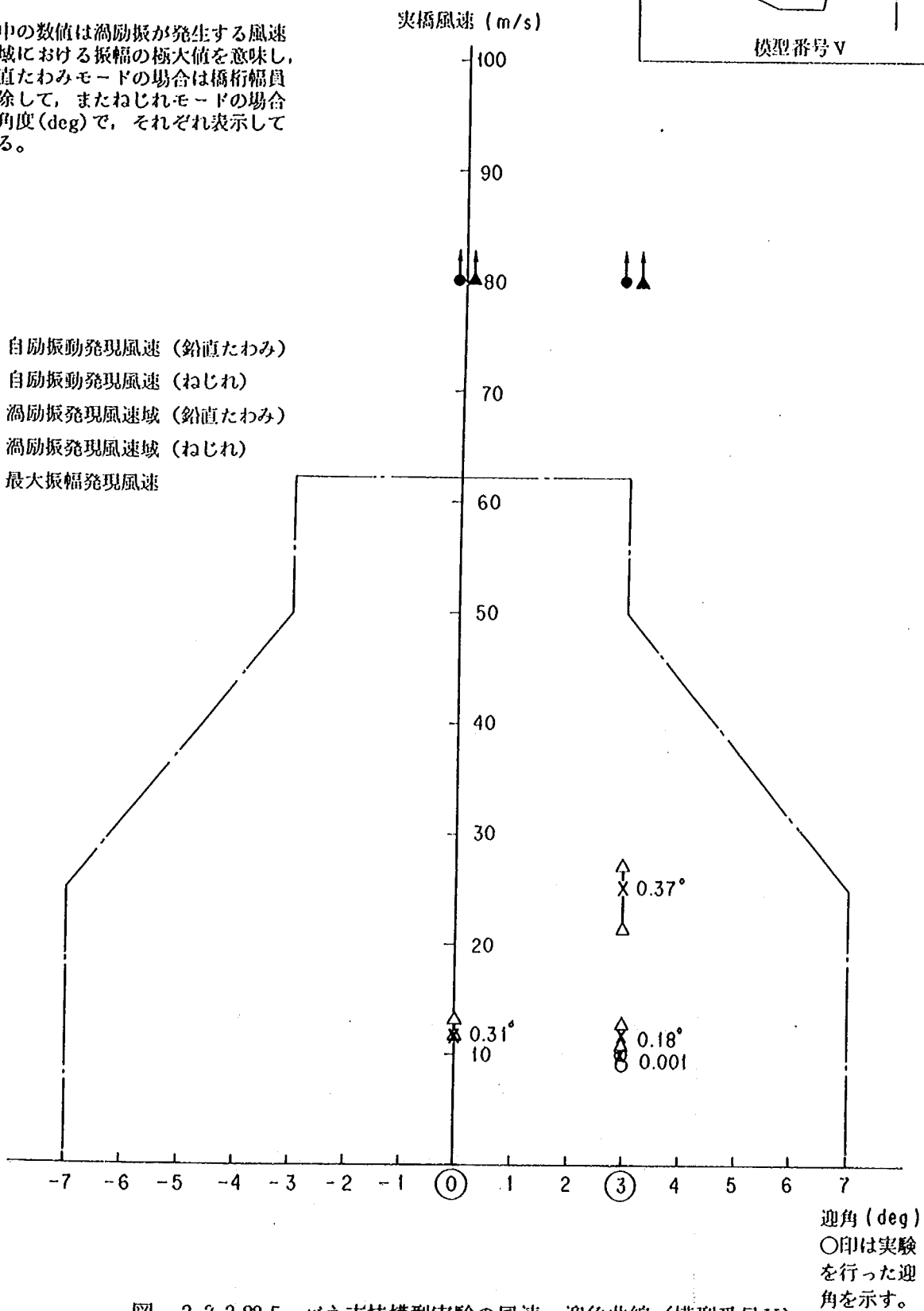


図- 3. 3. 3.22. 4 バネ支持模型実験の風速-迎角曲線 (模型番号IV)

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



本実験で発現した渦励振の自然風を考慮した場合の変化を表－3.3.3.10に示す。表より今回一様流中で観測された渦励振は、乱流によってすべて発現が抑えられる。現地観測の結果では、渦励振の発現が予想される風速付近における乱れ強さはかなり大きい。ただし、現地風観測は海上ではなく海岸で測定したものであるため、渦励振の乱流による低減に現地観測の数値をそのまま適用することは、やや危険側の評価となる恐れがあるが、乱流Ⅰ程度の風の乱れが概ね期待できるとすれば、渦励振はバネ支持模型実験で予想される振幅よりもかなり小さくなるものと評価でき、さらに、渦励振が発現するような一様流に近い風が、バネ支持模型実験で渦励振が発現した大きな絶対値を持つ迎え角を持つことはかなり希な現象と考えられることから、本橋は渦励振に関しては安全であると推定される。

(2) 発散振動について

発散振動は今回の実験では発現せず、前年度のバネ支持模型実験でも考慮すべき風速の範囲では発現していないため、十分安全であると推定される。

(3) バフエティングについて

表－3.3.3.11に設計風速付近で発現したバフエティングの振幅を総括する。乱流Ⅱにおいてはいずれの構造系においてもかなり大きなバフエティングが発現し、とりわけ完成系ではその最大振幅が80cmに

表－3.3.3.10 渦励振における乱れの影響

模型番号	一様流	乱流Ⅰ	乱流Ⅱ
Ⅱ	126 mm	—	×
Ⅲ	28 mm	×	×
Ⅴ	74 mm	—	×

×：発現しない

表－3.3.3.11 バフエティング振幅
単位(mm)

模型番号 \ 気流	乱流Ⅰ	乱流Ⅱ
Ⅰ (暫定系Ⅰ)	251 (123)	610 (236)
Ⅱ	—	504 (197)
Ⅲ (暫定系Ⅱ)	264 (117)	590 (231)
Ⅳ (完成系)	326 (139)	809 (332)
Ⅴ	—	688 (317)

() 内数値：等価振幅

も達する。しかし、現地観測の結果を見ると風速が大きくなるにしたがってほぼ確実に乱れ強さは減少し、高風速における乱れ強さは高々乱流Ⅰ程度が上限とみられる。生口橋の許容振幅は中央径間でたわみが約1 m程度と計算されており、ねじれも4°程度は許容されるものと考えられる。今、水平偏角の影響を考慮しなければ乱流Ⅰにおいては暫定系で約270 mmと0.5°、完成系で約330 mmと0.6°を見込めば十分と思われ、また、静的変位も暫定系で70 mmと0.5°、完成系で70 mmと0.2°程度であるから、生口橋はバフエティングに関しても安全であると判断できる。

ところで3-3-4-1で述べたように、水平偏角が20°の場合、バフエティングおよび静的変位が大きくなる。これについて3-3-4-1(1)で述べた補正を考えれば、暫定系ではバフエティングの最大振幅は暫定系で585 mm、完成系で645 mmとなり、それぞれ1000 mm以下であるからバフエティングで本橋の安全性は損なわれないと見ることは妥当と思われる。

(4) 総合評価

生口橋は現地観測から推定される範囲の乱れを有する風においては、渦励振が発現する可能性は非常に小さいものと推定された。また考慮すべき風速の範囲内について発散振動は発現せず、バフエティングの瞬間的な最大振幅も生口橋の許容量を越えるものではないと予測された。したがって生口橋は十分な耐風性を有するものといえる。

3-3-5 まとめ

本実験から明かとなったことを以下にまとめる。

(1) 一般的に：

- ・乱流中ではバフエティングが発現し、一様気流中でみられた渦励振は発現しなくなる。
- ・水平偏角がつくと鉛直方向の静的変位およびバフエティングが大きくなる。

(2) 暫定系に関して（一様流中の実験より）：

- ・暫定系のフェアリングは渦励振を抑える。
- ・暫定系の検査車レールは渦励振を低減する効果がある。

(3) 完成系に関して：

- ・検査車レールは完成系でも渦励振を低減する効果がある。
- ・完成系では暫定系よりも大きなバフエティングの発現が予想される。

(4) 生口橋の耐風性についての結論として：

- ・ギャロッピング・フラッターなどの発散振動に対して本橋は十分安全である。
- ・渦励振は自然風の効果によって実橋では問題とならないと考えられる。
- ・バフエティングの振幅は生口橋の安全性を損なうものではない。

今後の課題としては次のようなものがある。

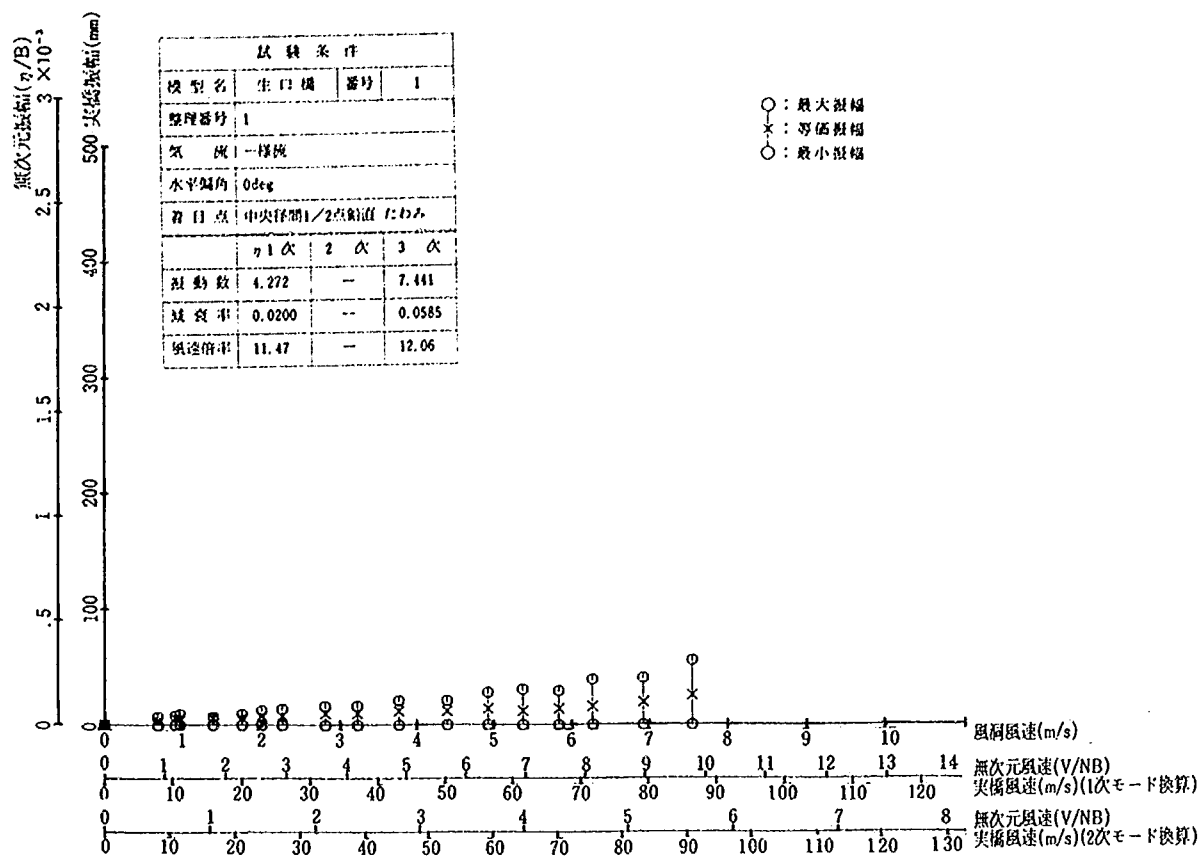
(1) 施工時やケーブルの振動の検討を行う。

(2) 現地の風を中央径間の中間点で観測し、渦励振に関する安全性を確認する。

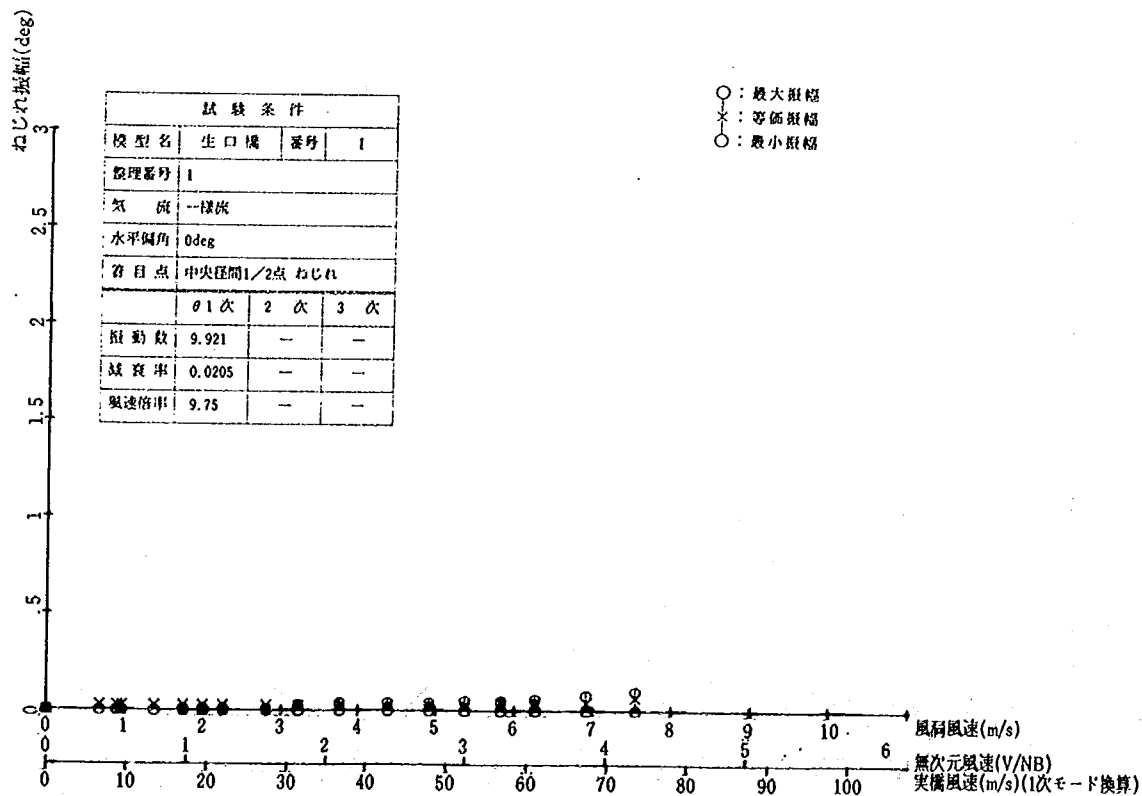
参 考 文 献

1) 例えば次の文献を参照されたい。

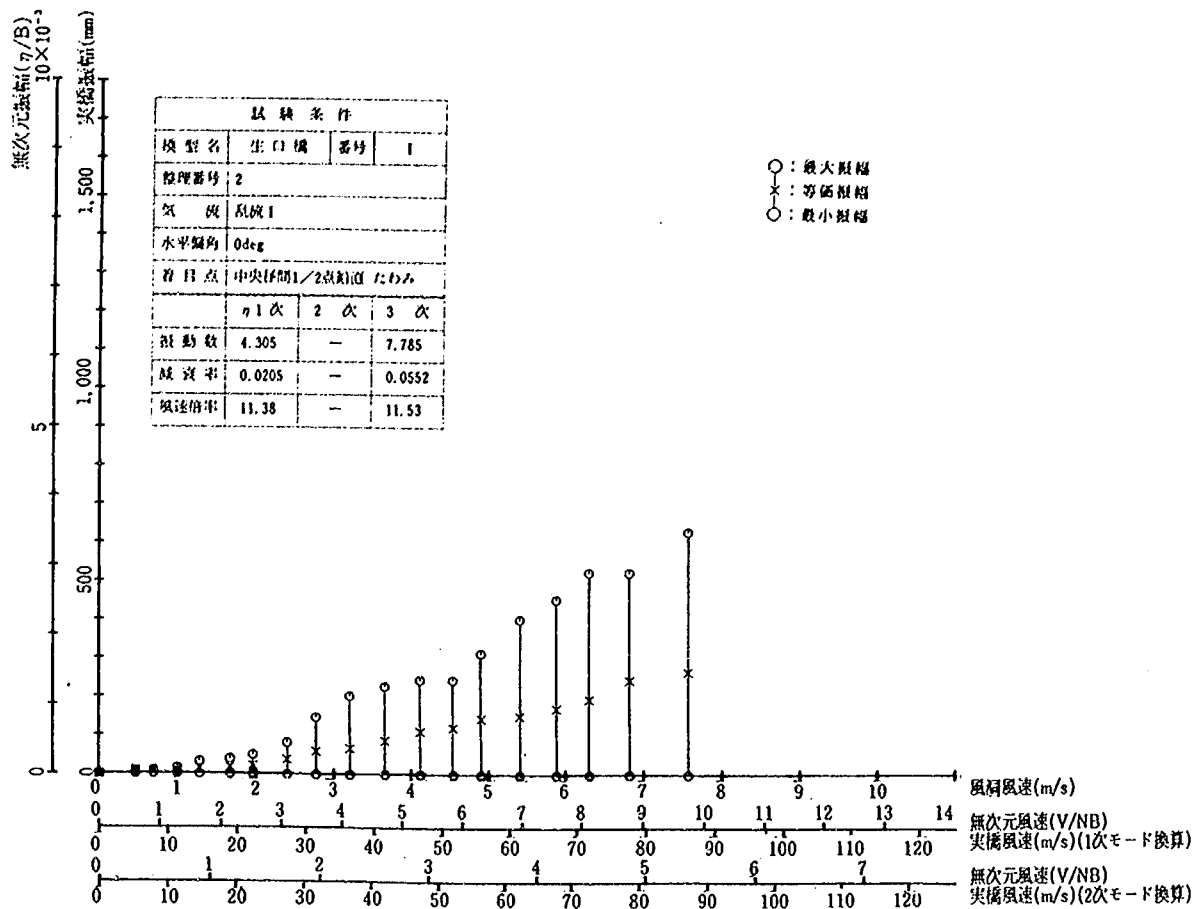
- 建設省土木研究所；本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告，土木研究所資料第738号，1972
- 2) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会作業班；本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書，耐風設計基準見直しのための作業班検討報告 ― 明石海峡大橋の耐風設計に関する検討 ― ，1985
- 3) 同上，1986
- 4) Irwin, H. P. A. H. and Schuyler, G. D. ; Experiments on a full aeroelastic model of Lion's Gate Bridge in smooth and turbulent flow, National Research Council Canada, National Aeronautical Establishment Report LTR-LA-206, 1977
- 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；本州四国連絡橋の設計施工に関する調査試験研究報告；土木研究所資料第2458号，1987. 3
- 7) ESDU (Engineering Science Data Unit), Volume 1; Wind and turbulence data, Engineering Science Data Unit LTD., 1982
- 8) H. P. A. H. Irwin; The Design of Spires For Wind Simulation, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1981. 7



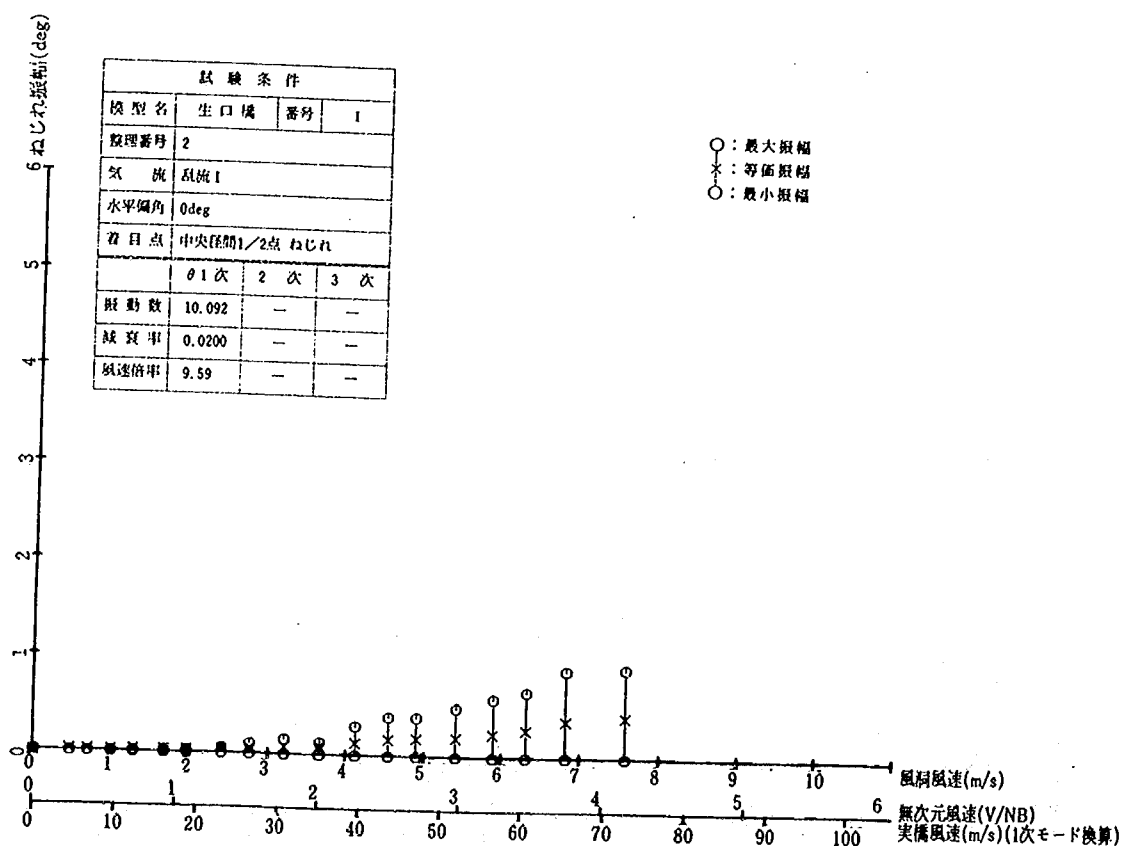
付図-3.3.1.1 風速-振幅曲線 (暫定系)



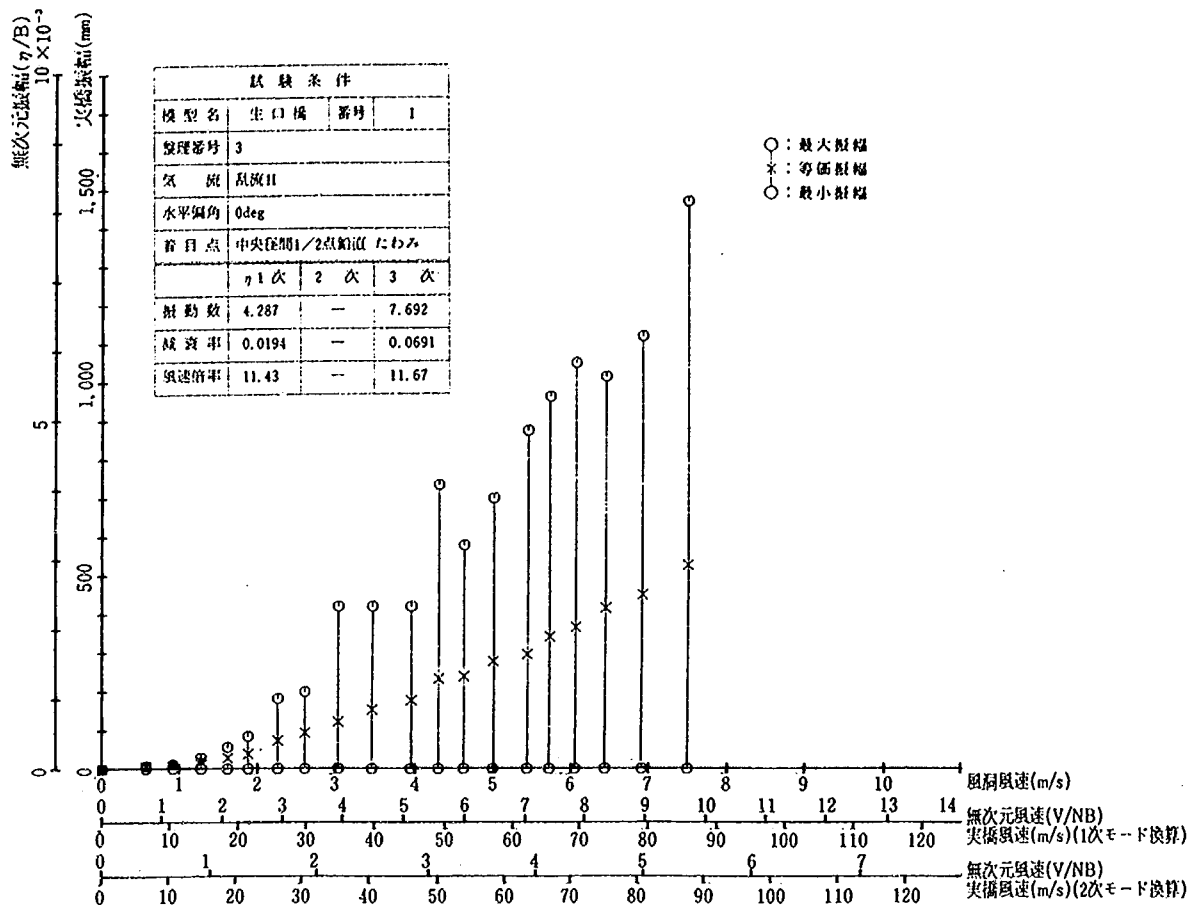
付図-3.3.1.2 風速-振幅曲線 (暫定系)



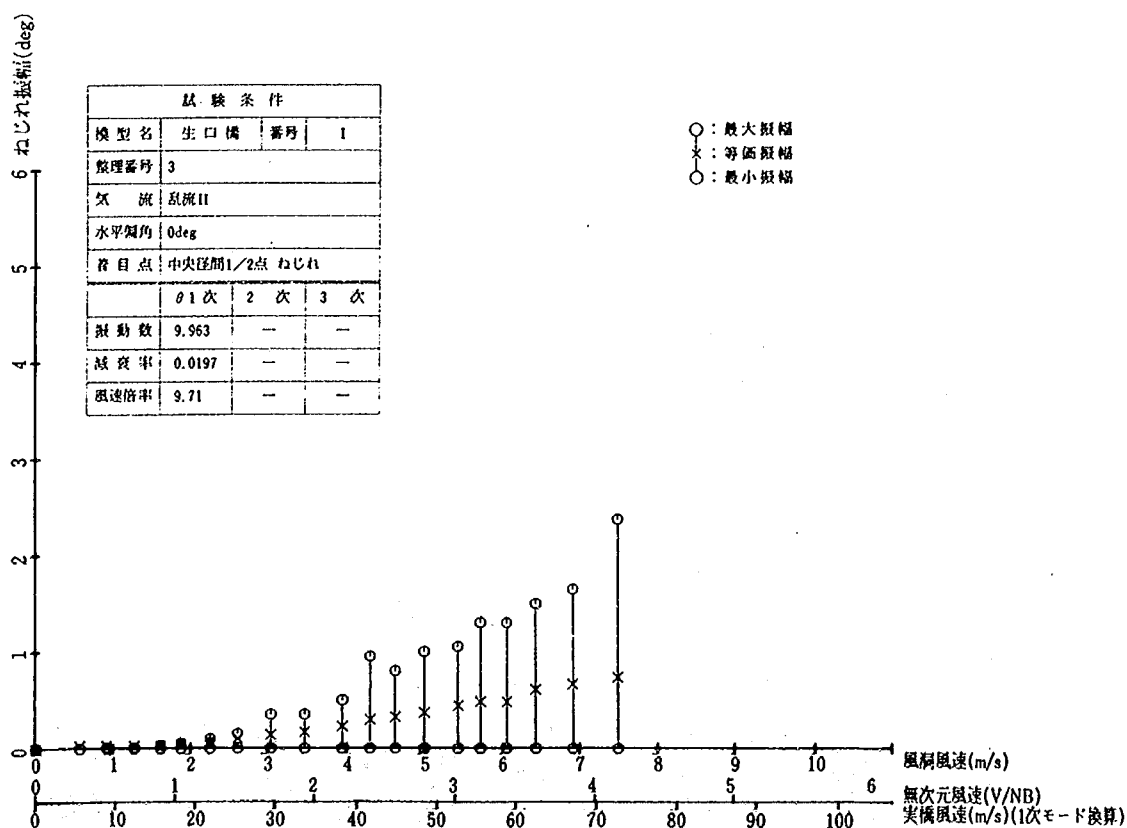
付図- 3.3.1.3 風速-振幅曲線 (暫定系)



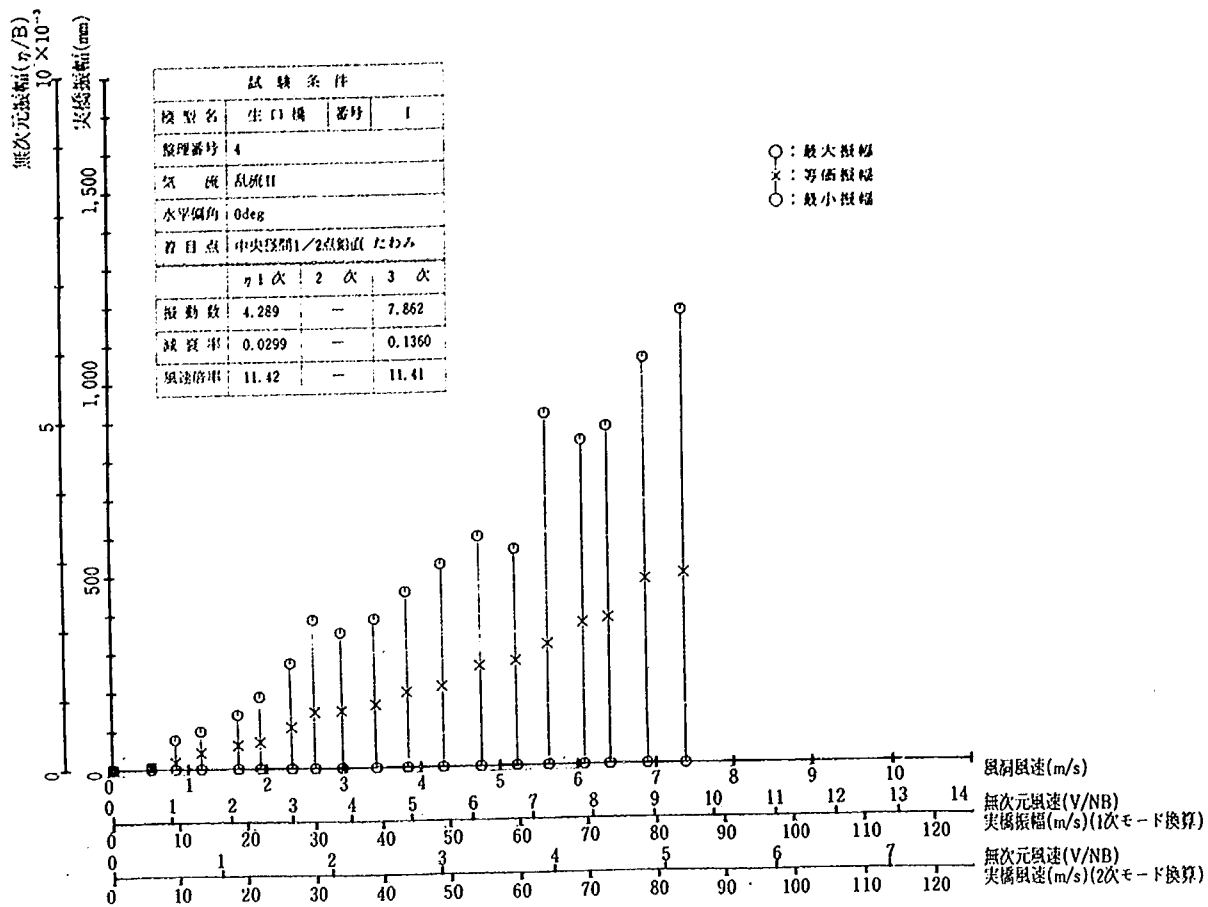
付図- 3.3.1.4 風速-振幅曲線 (暫定系)



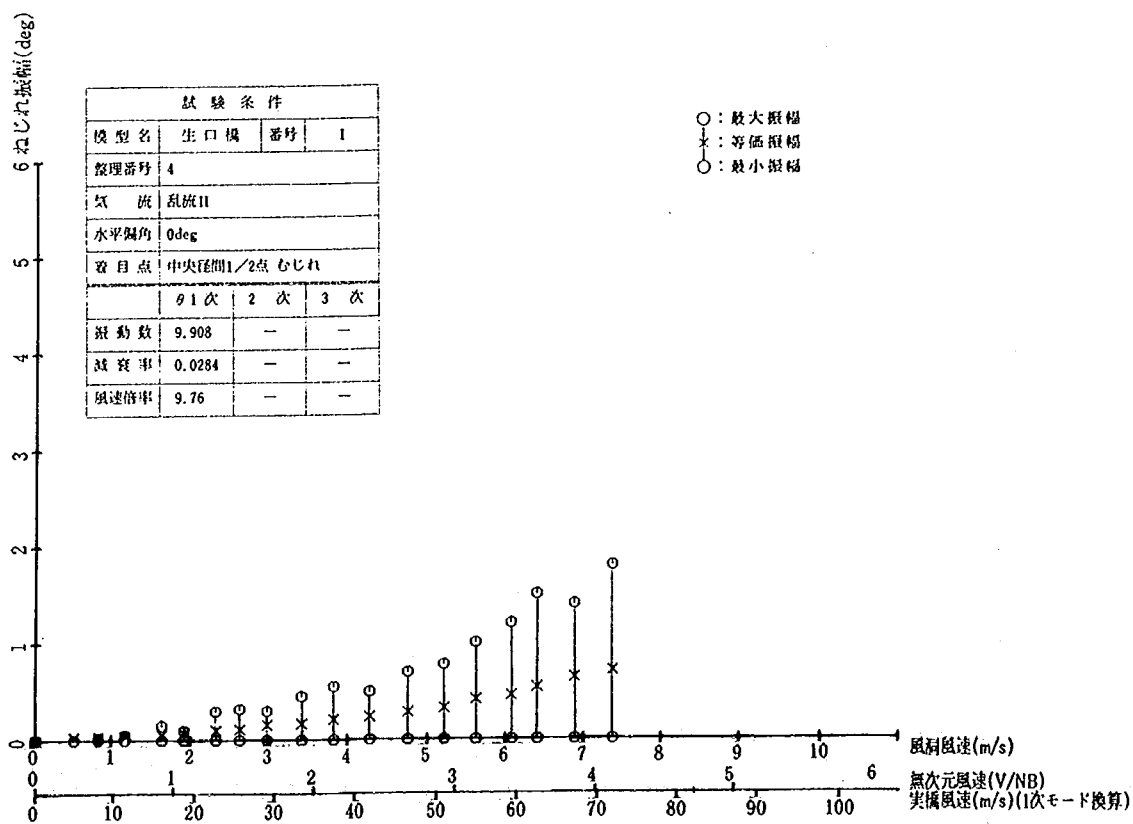
付図- 3.3.1.5 風速-振幅曲線(暫定系)



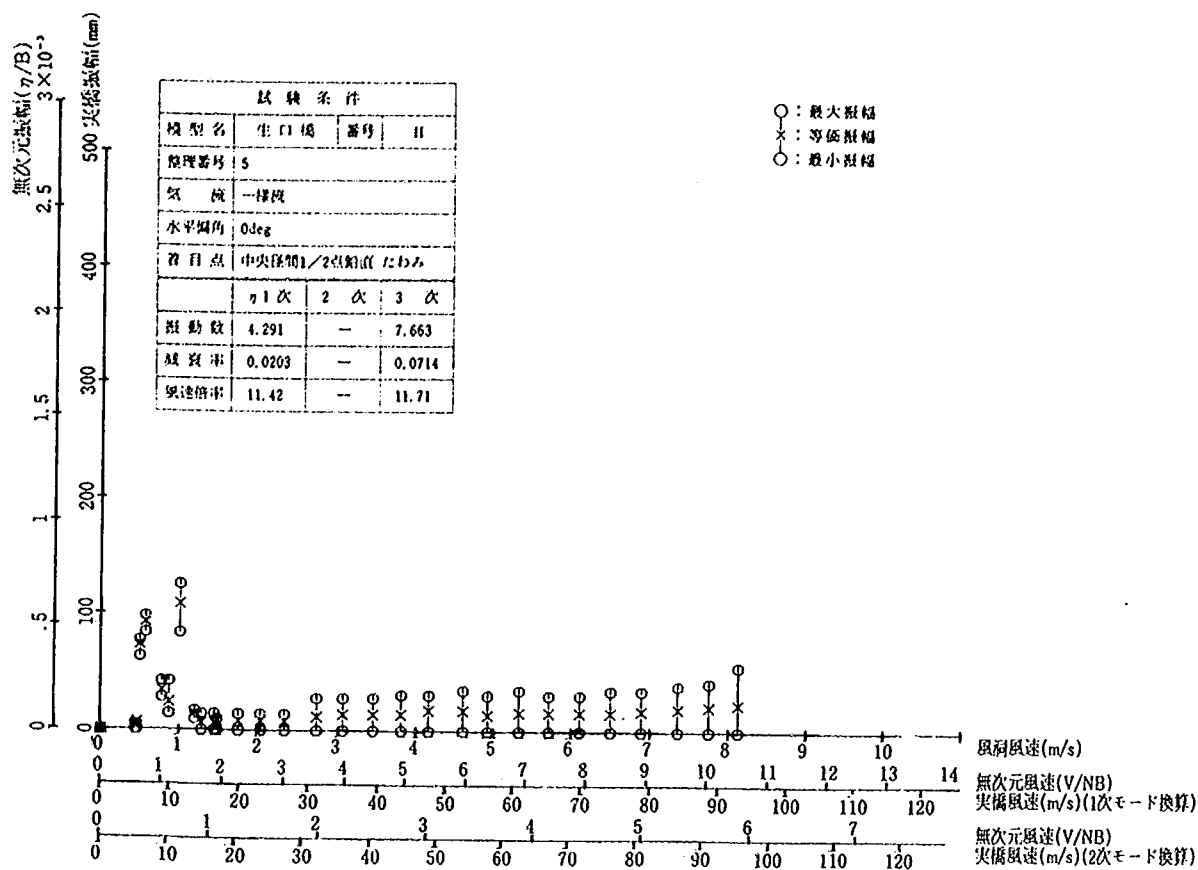
付図- 3.3.1.6 風速-振幅曲線(暫定系)



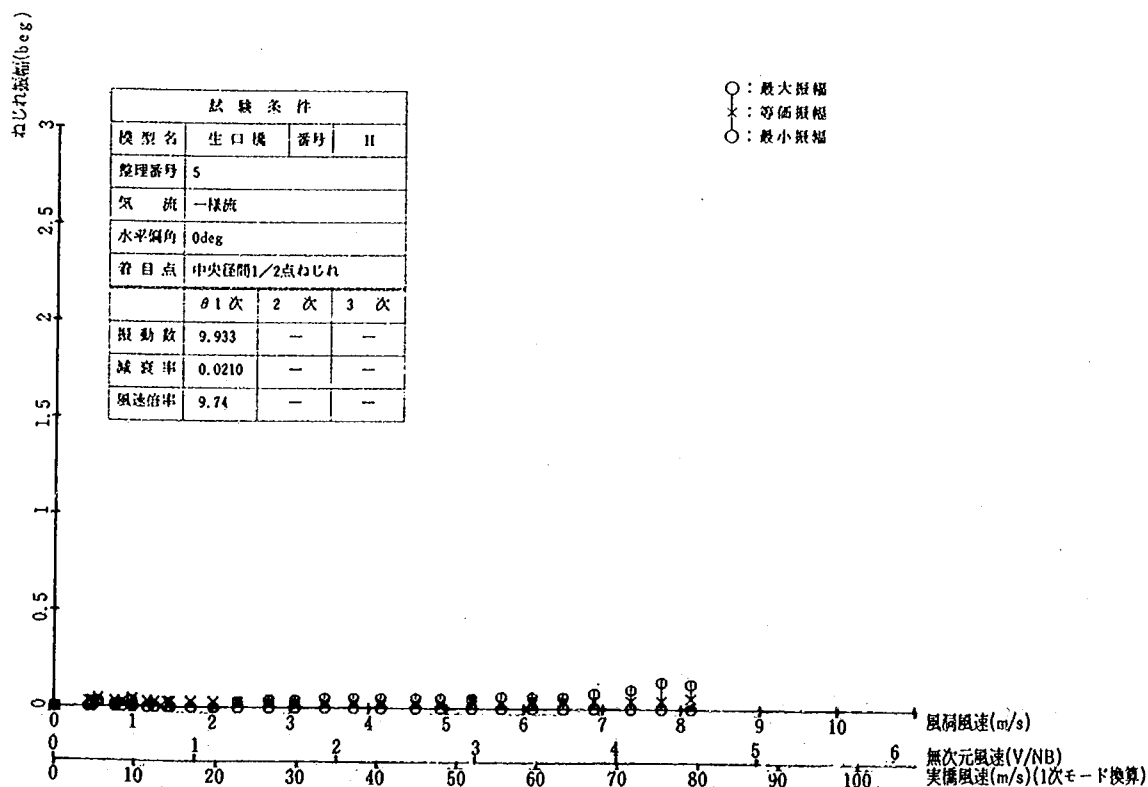
付図- 3. 3. 1. 7 風速-振幅曲線 (暫定系)



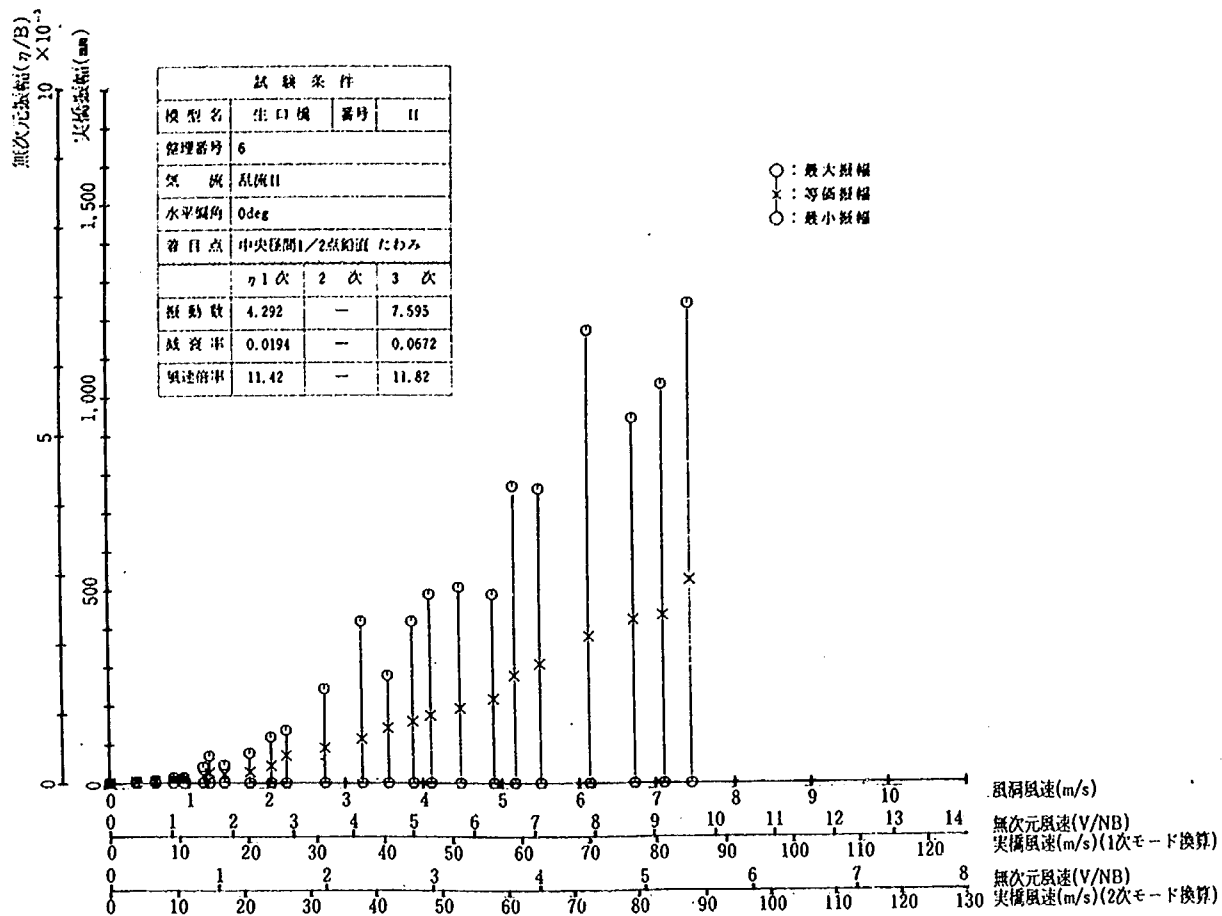
付図- 3. 3. 1. 8 風速-振幅曲線 (暫定系)



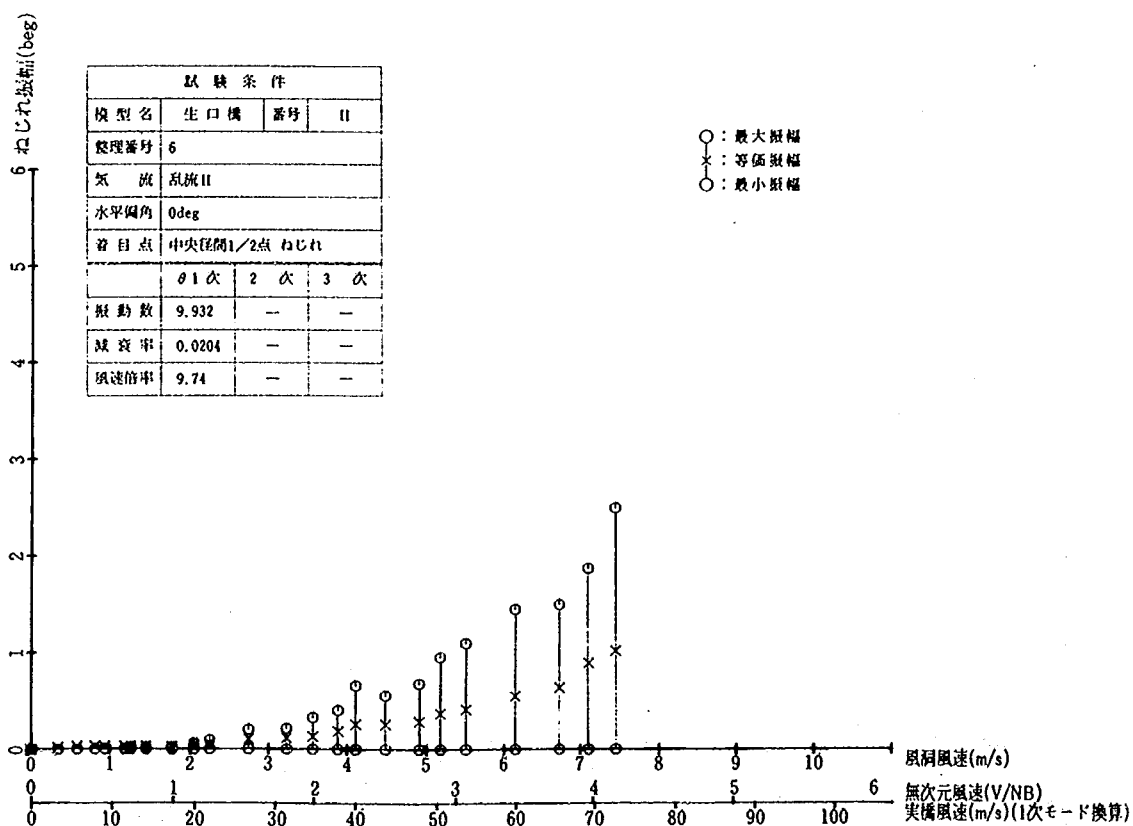
付図- 3.3.1.9 風速-振幅曲線 (暫定系)



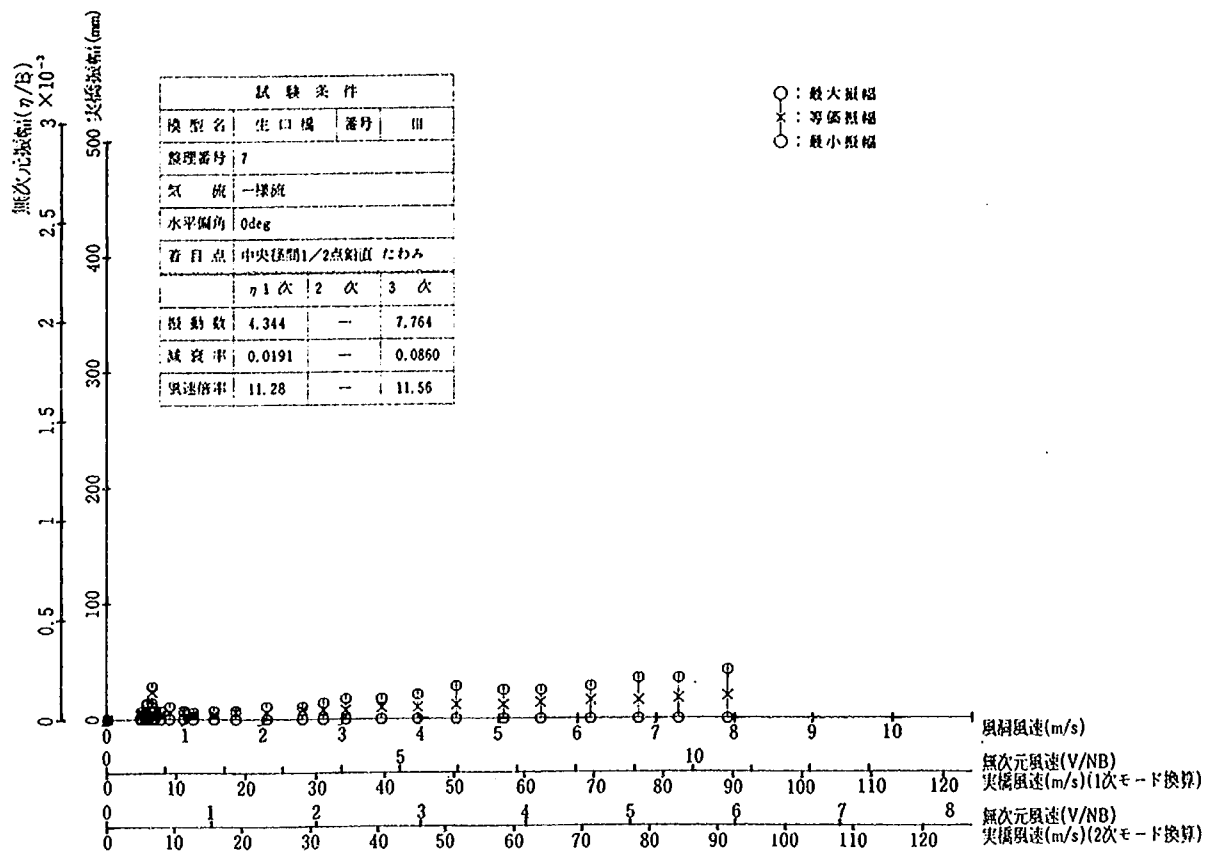
付図- 3.3.1.10 風速-振幅曲線 (暫定系)



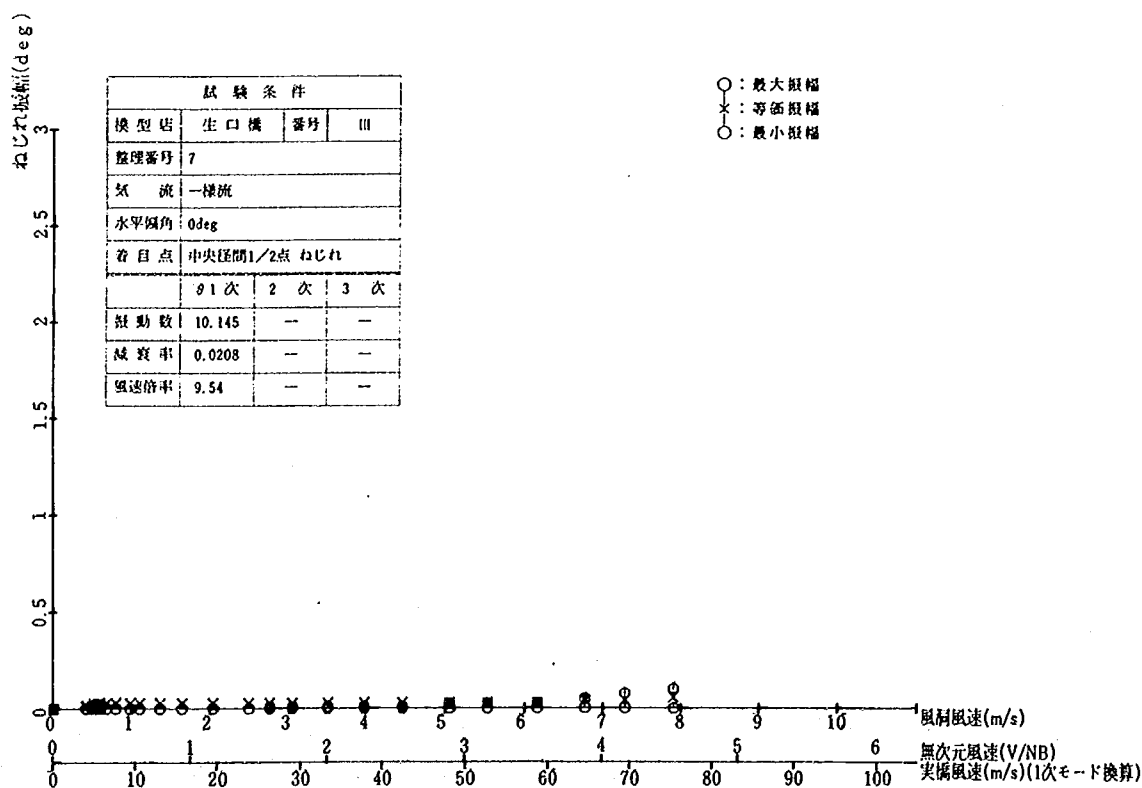
付図- 3. 3. 1.11 風速-振幅曲線 (暫定系)



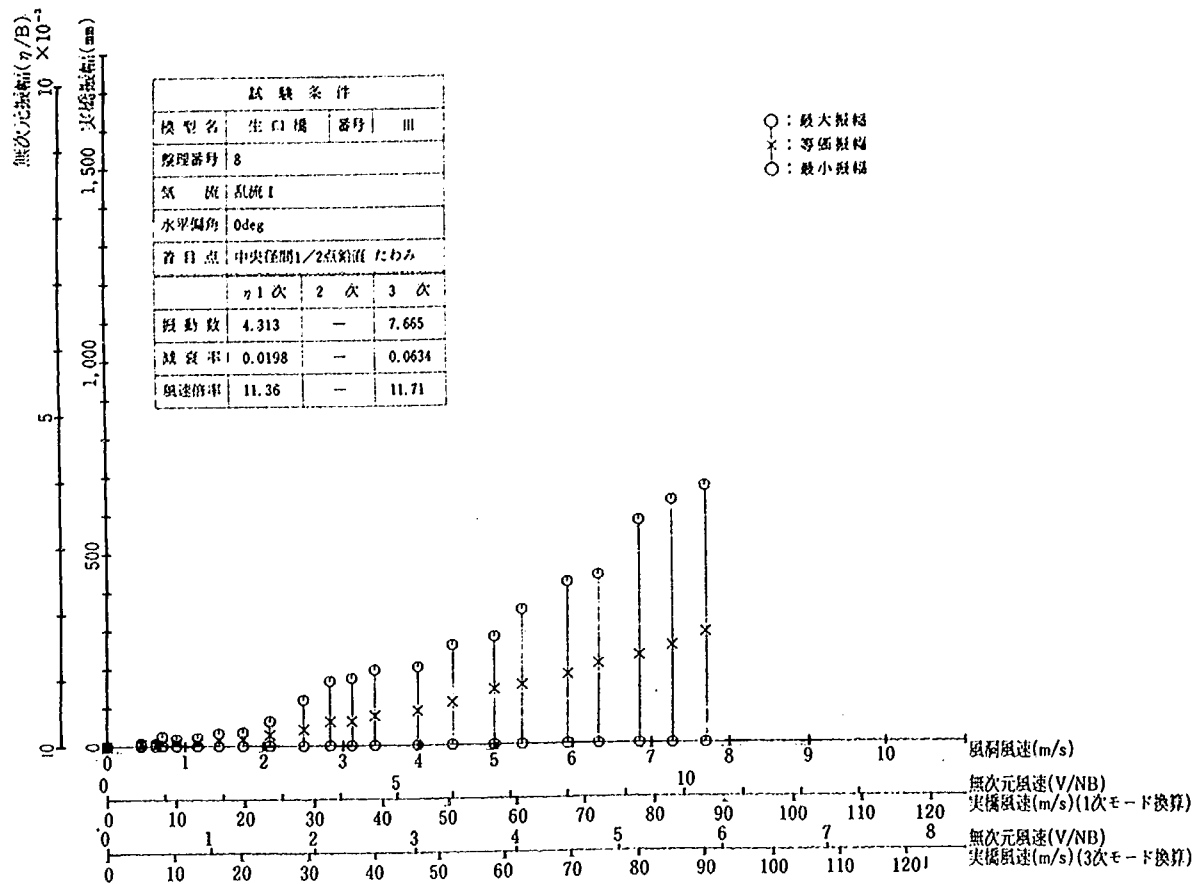
付図- 3. 3. 1.12 風速-振幅曲線 (暫定系)



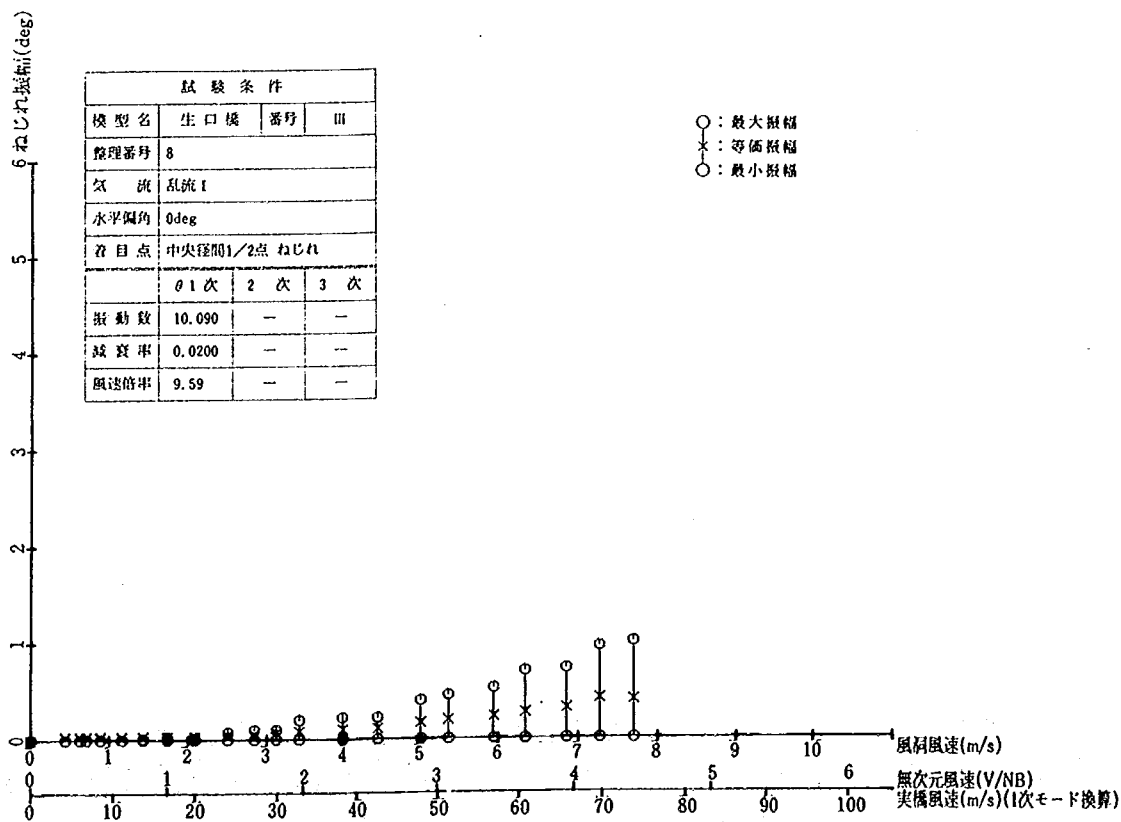
付図- 3. 3. 1.13 風速-振幅曲線 (暫定系)



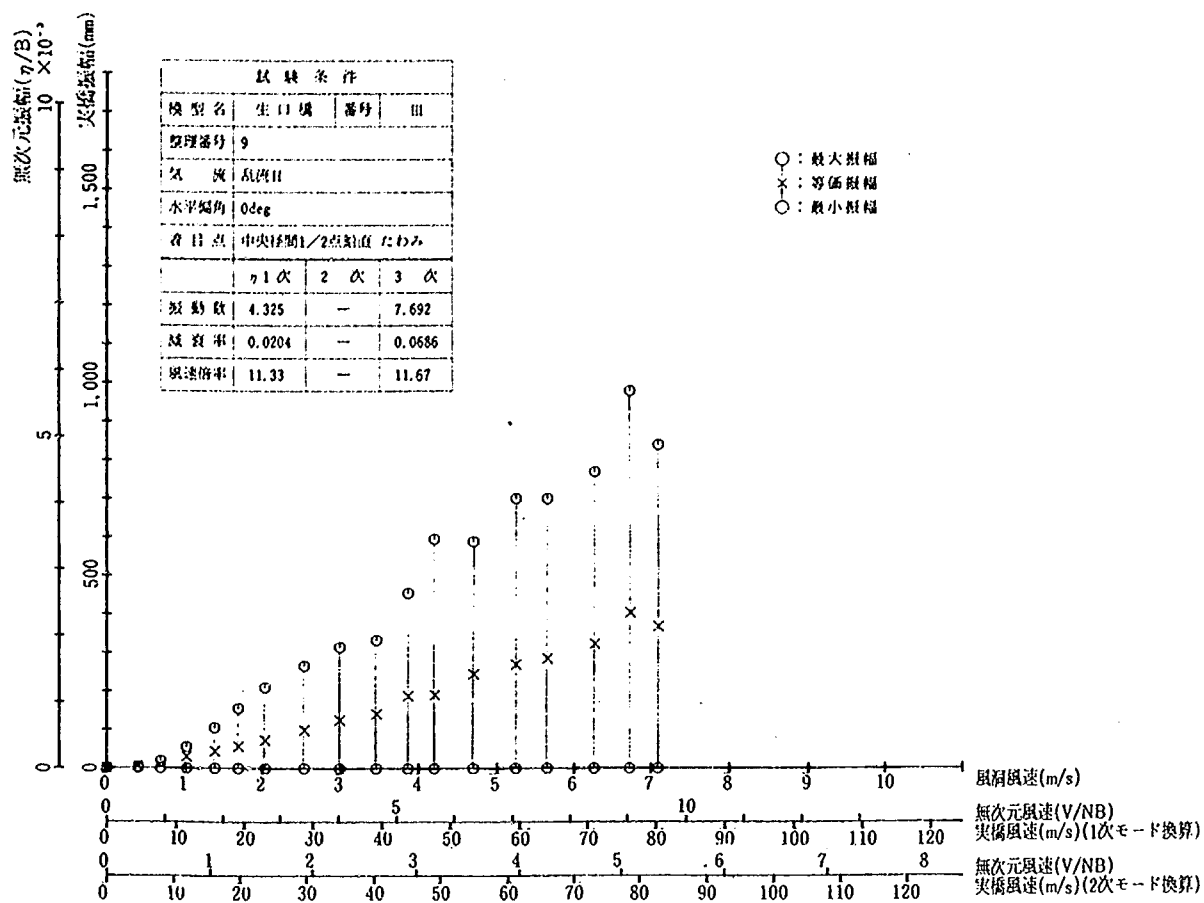
付図- 3. 3. 1.14 風速-振幅曲線 (暫定系)



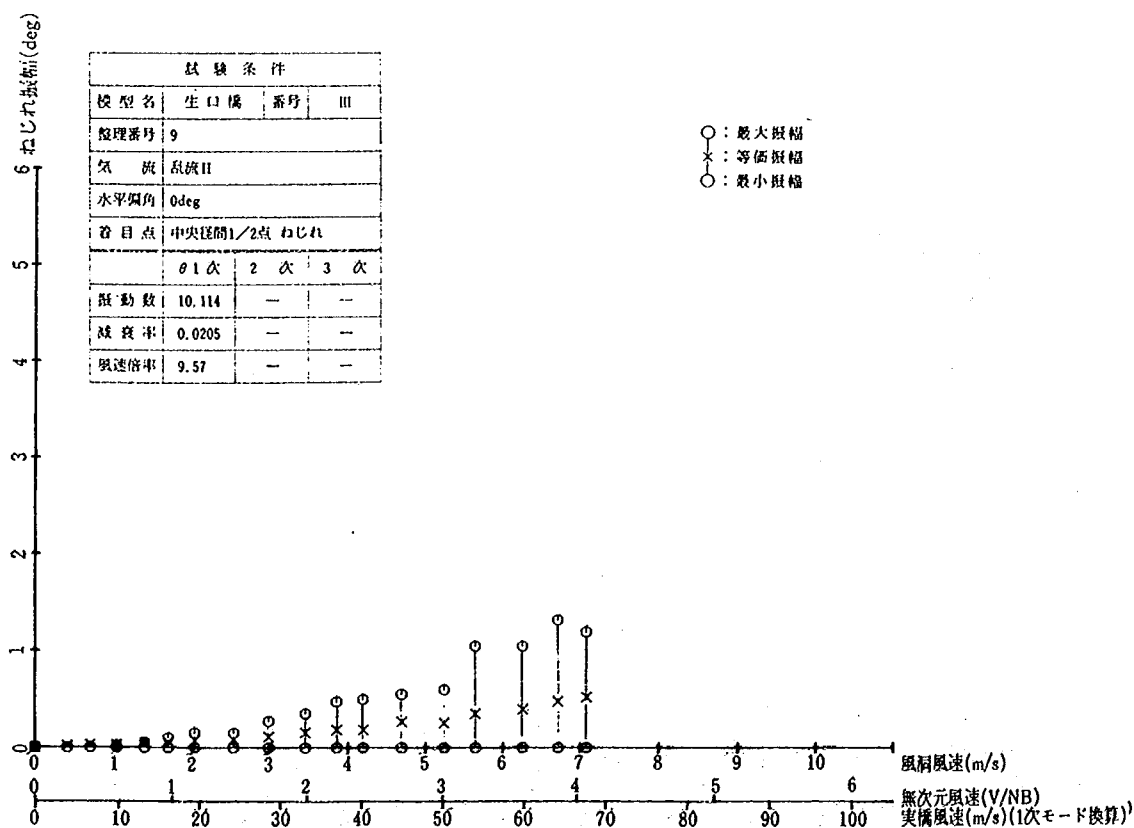
付図- 3.3.1.15 風速-振幅曲線 (暫定系)



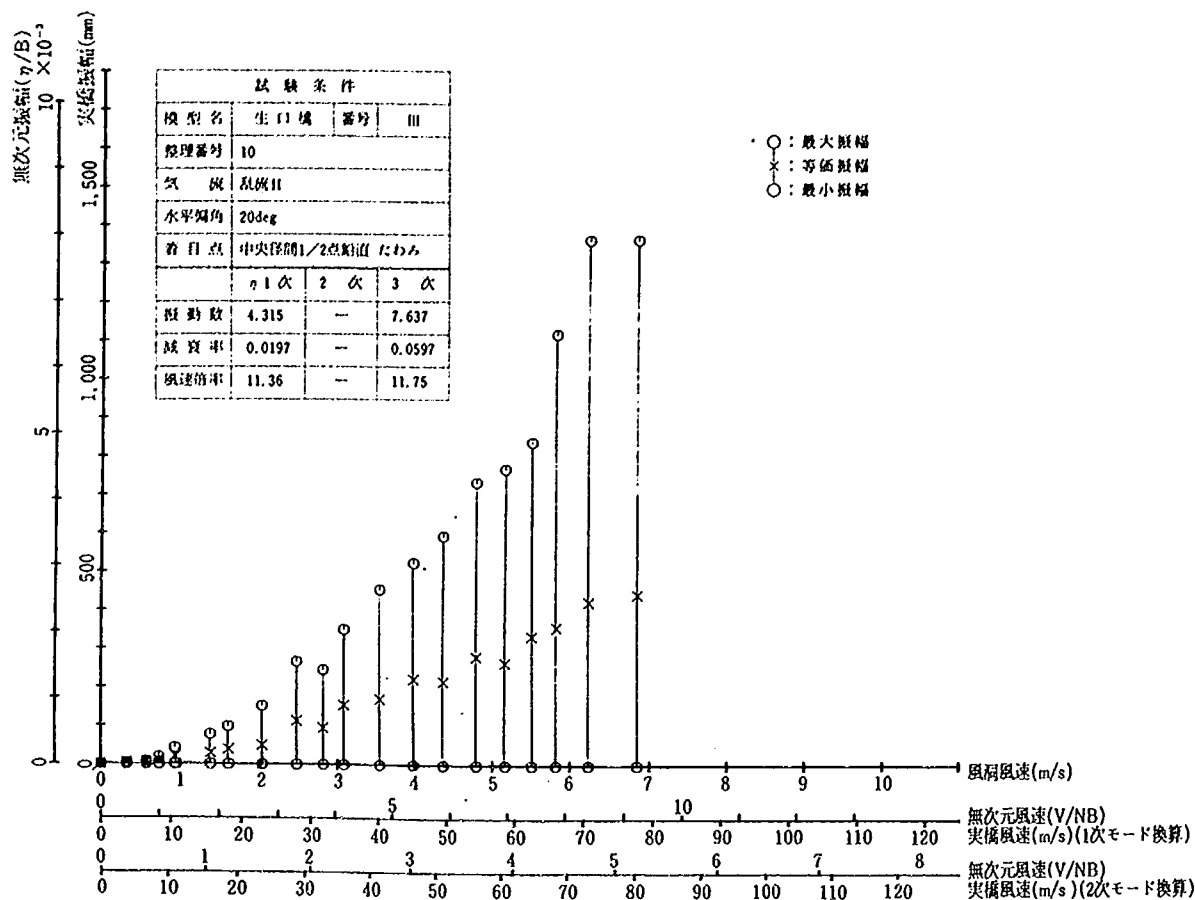
付図- 3.3.1.16 風速-振幅曲線 (暫定系)



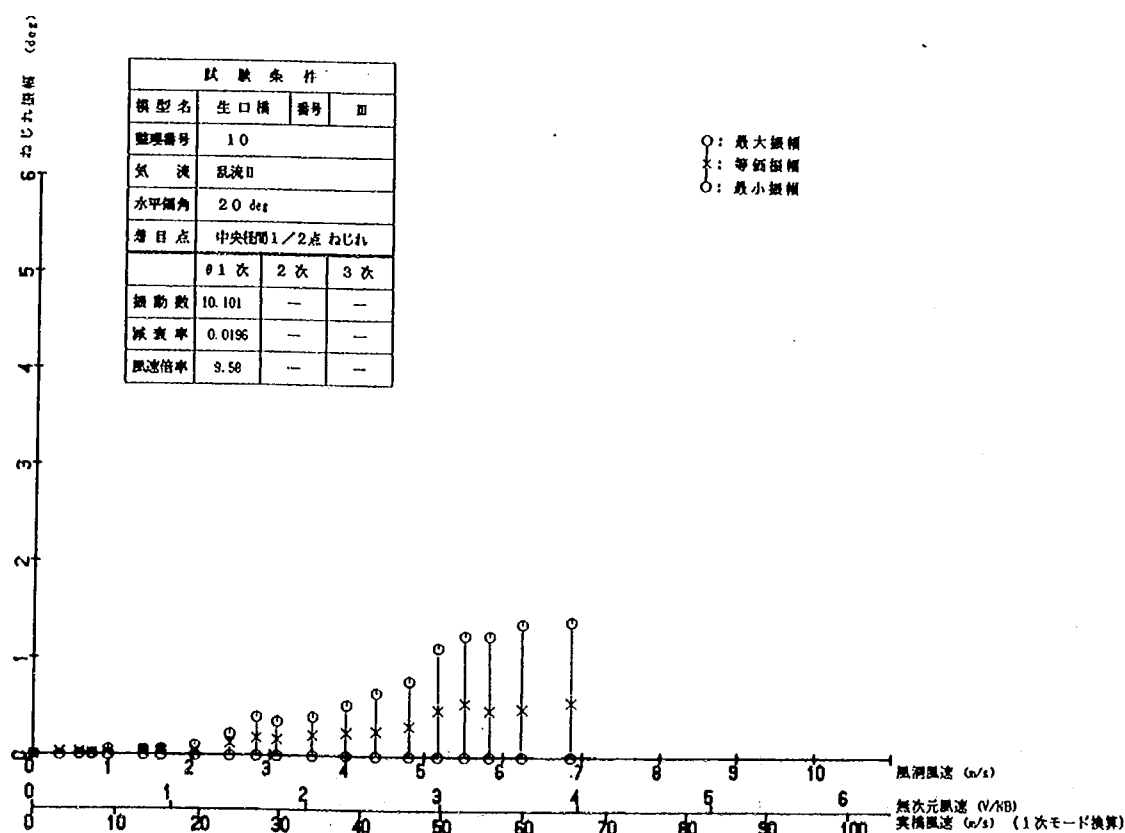
付図- 3.3.1.17 風速-振幅曲線 (暫定系)



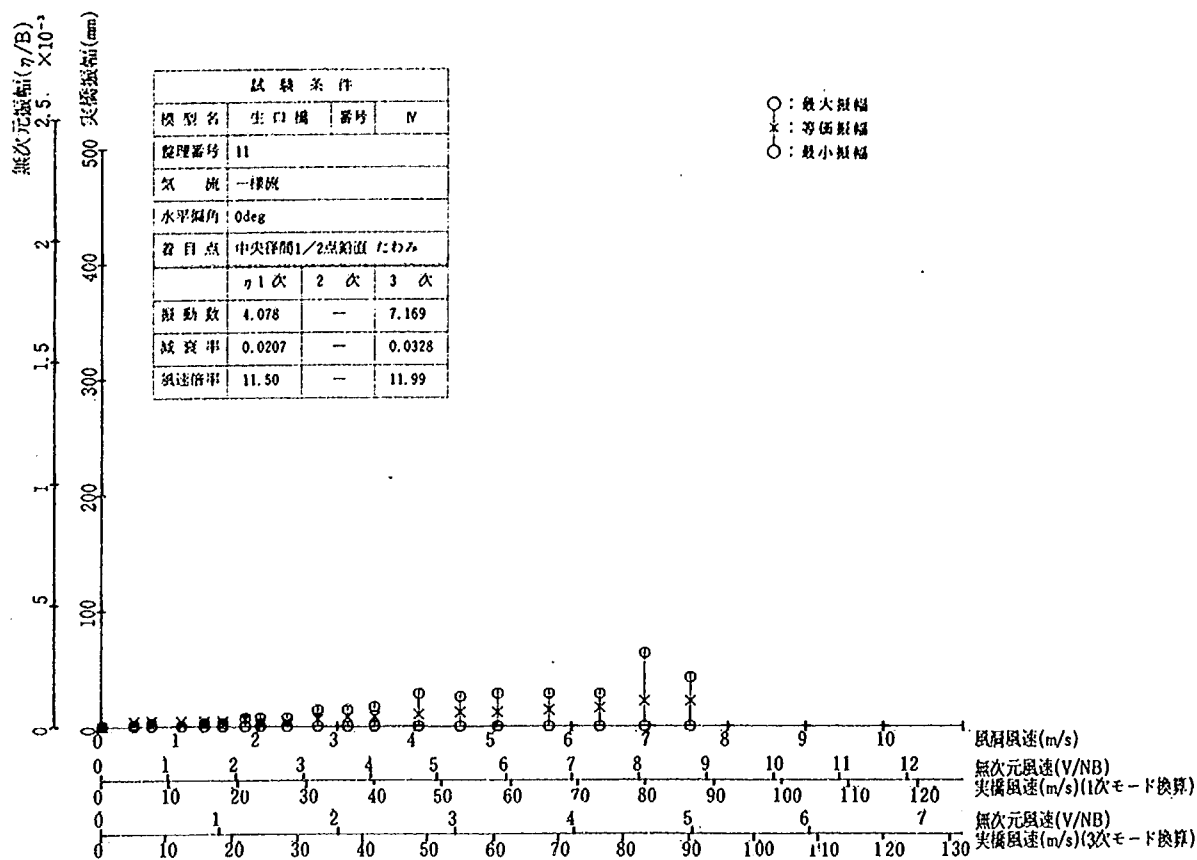
付図- 3.3.1.18 風速-振幅曲線 (暫定系)



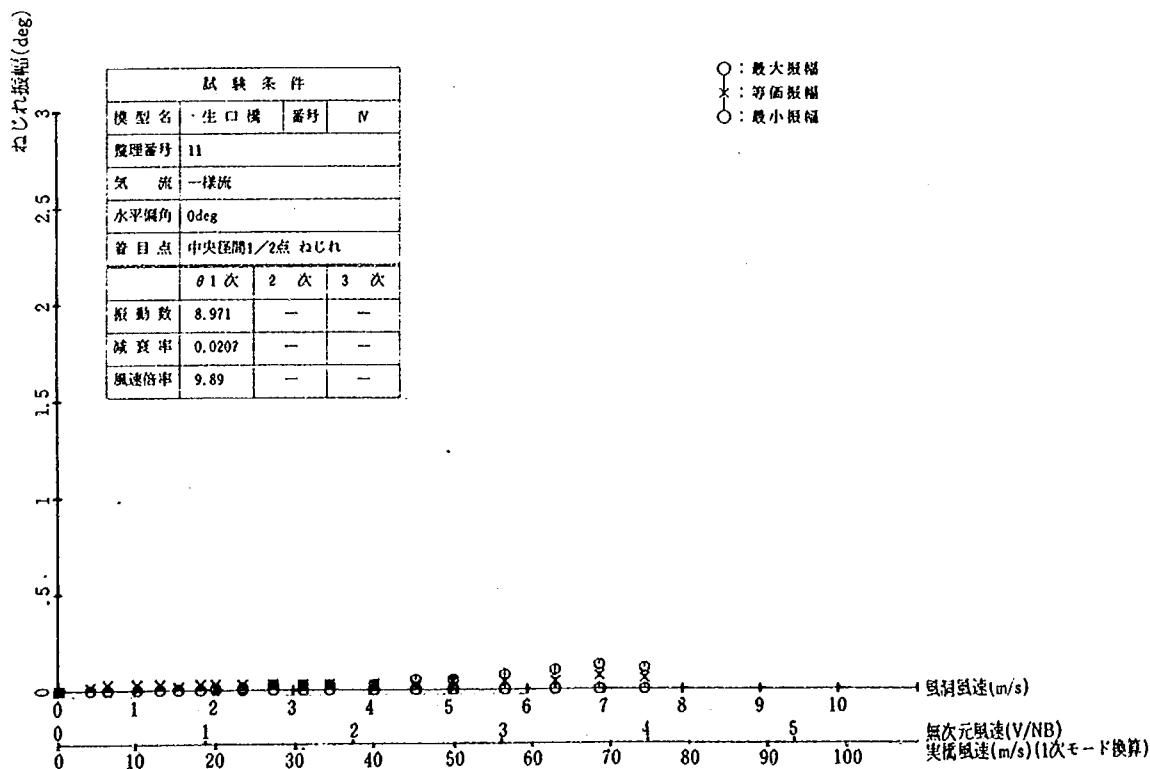
付図- 3.3.1.19 風速—振幅曲線 (暫定系)



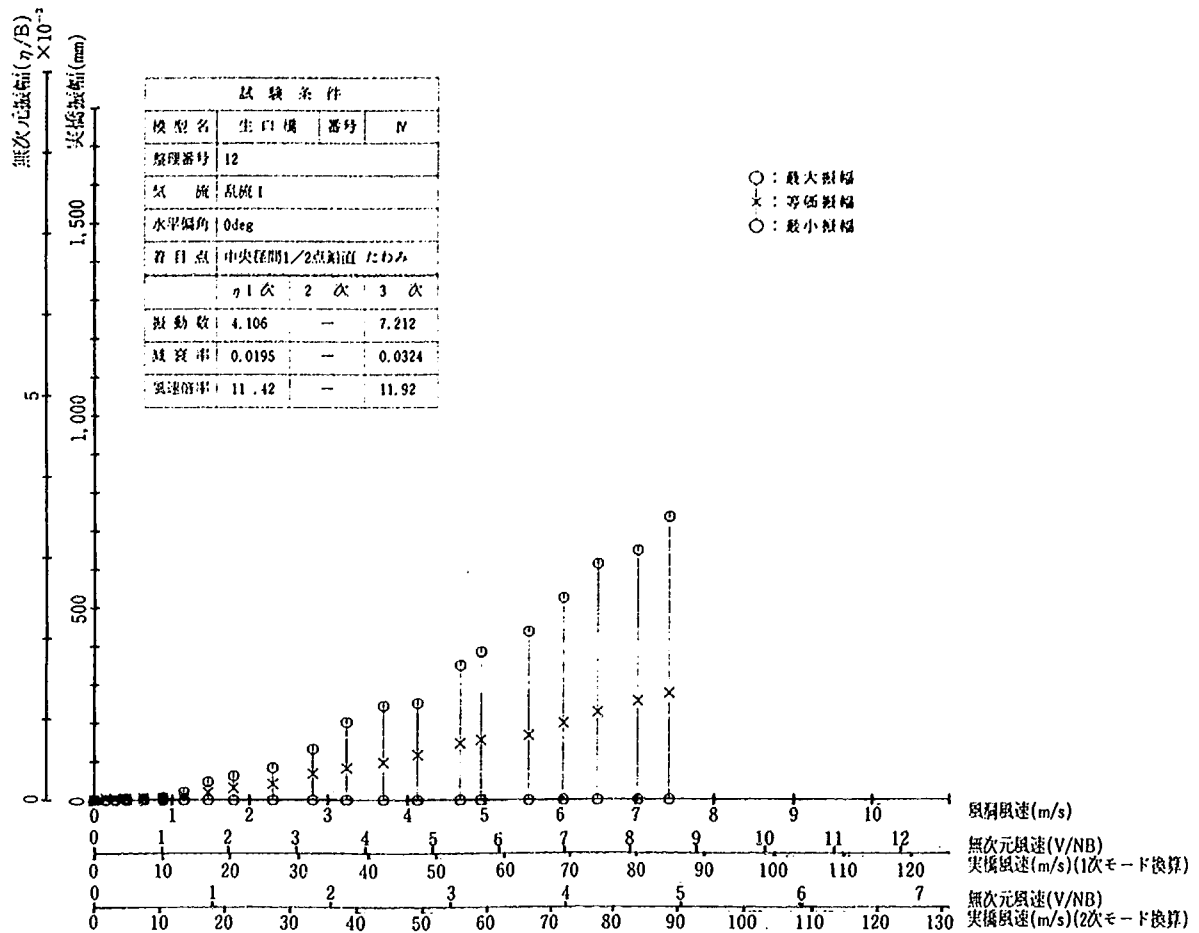
付図- 3.3.1.20 風速—振幅曲線 (暫定系)



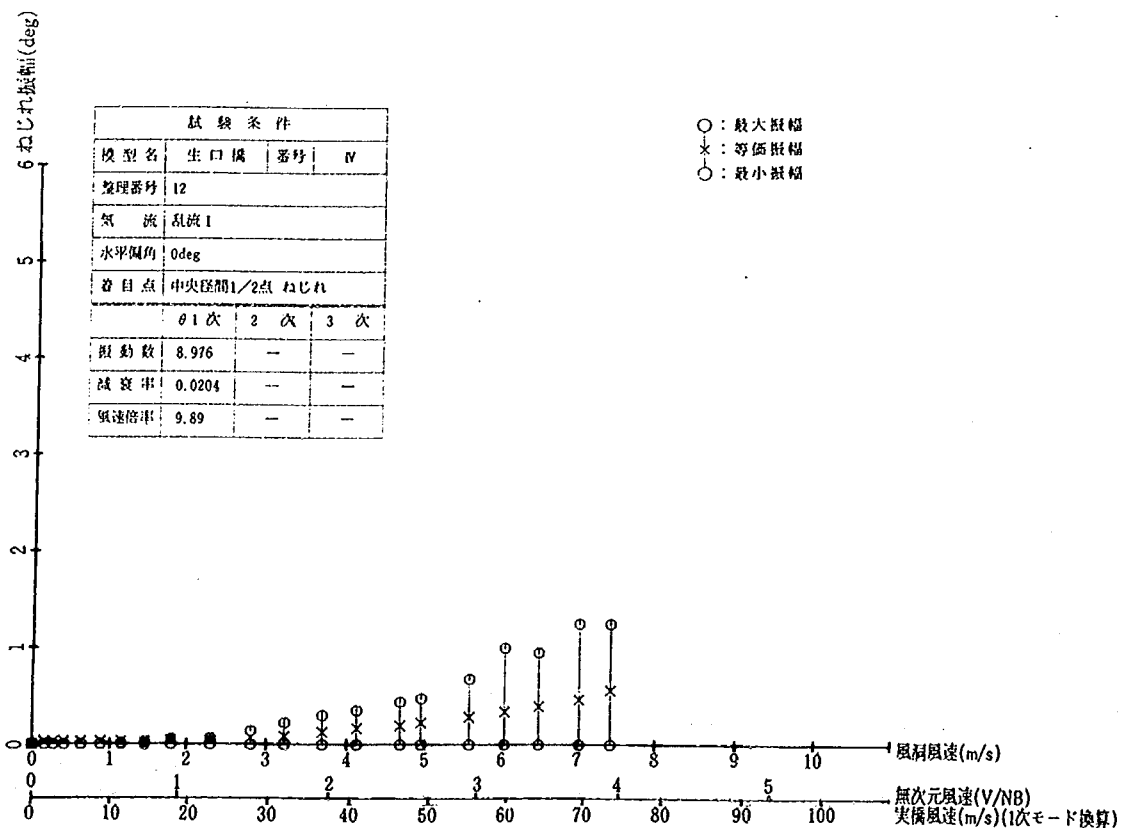
付図- 3.3.2.1 風速-振幅曲線 (完成系)



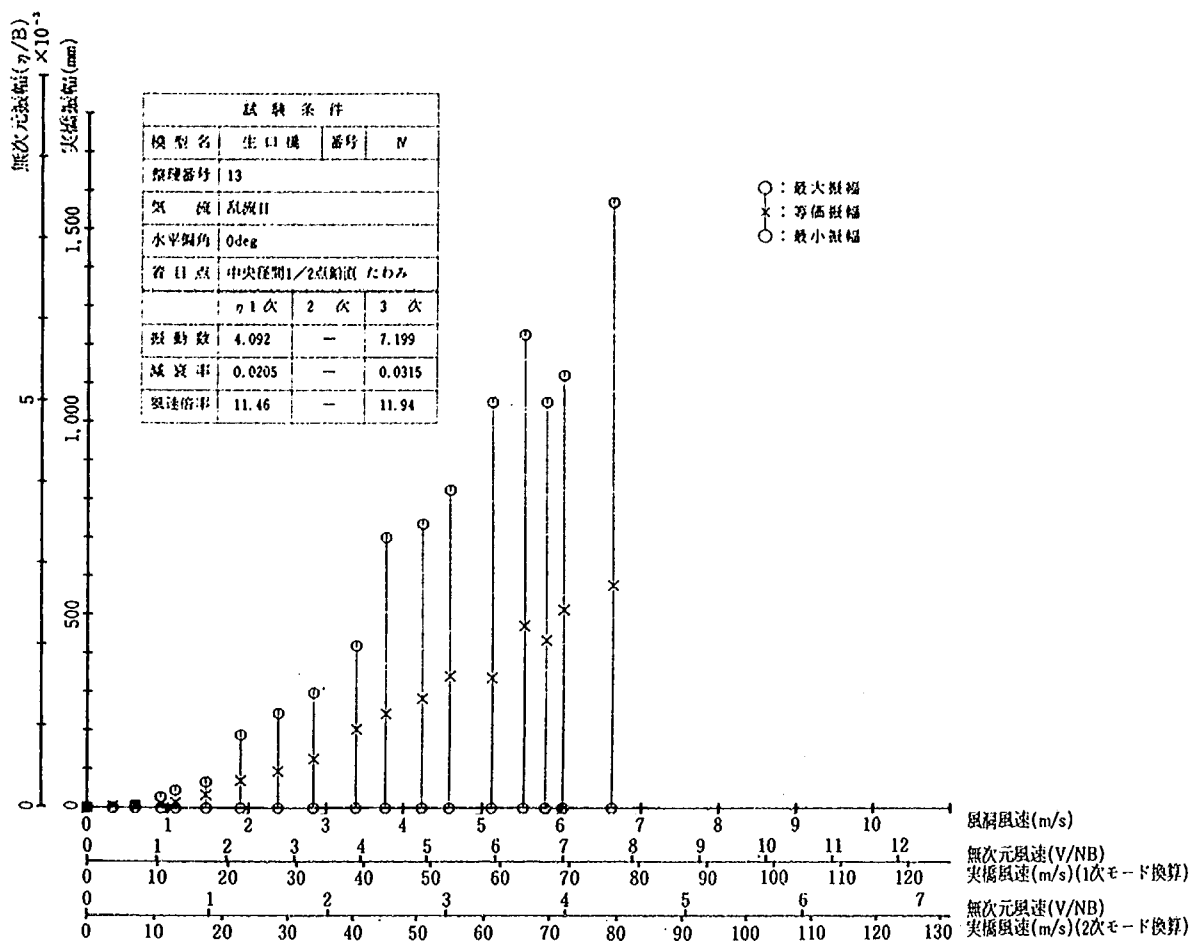
付図- 3.3.2.2 風速-振幅曲線 (完成系)



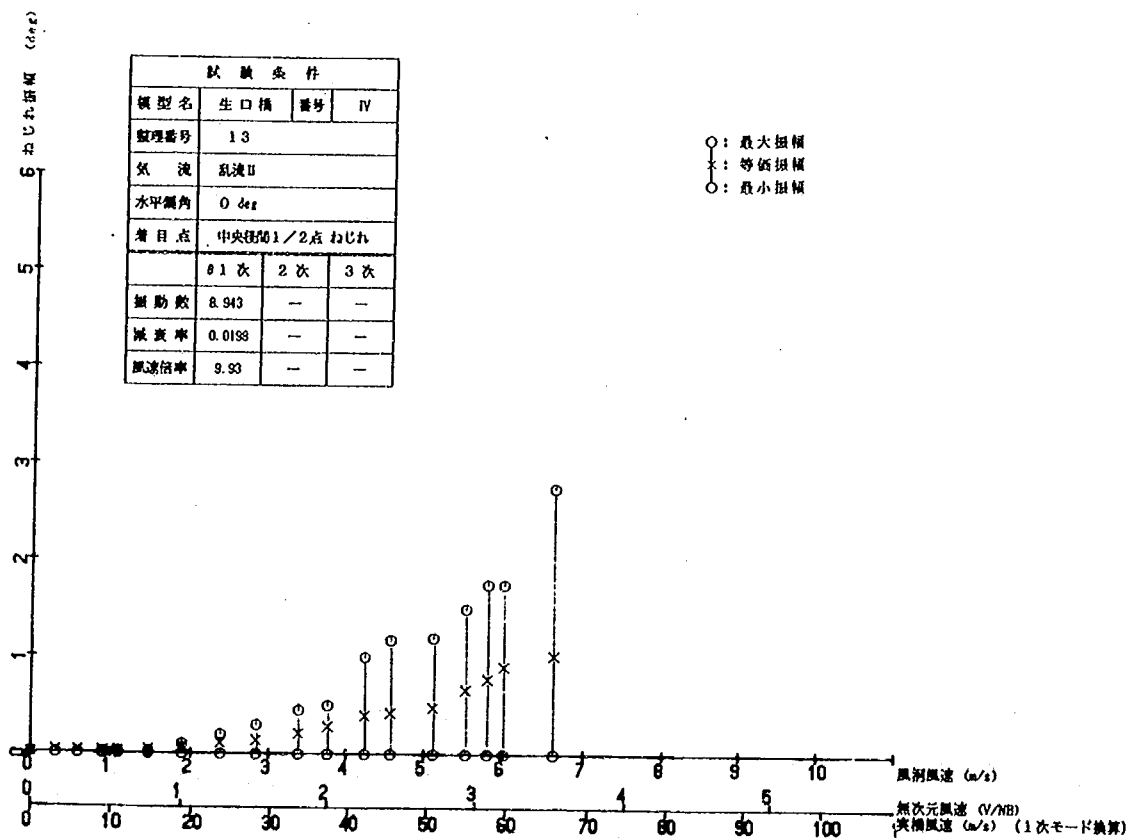
付図- 3.3.2.3 風速-振幅曲線 (完成系)



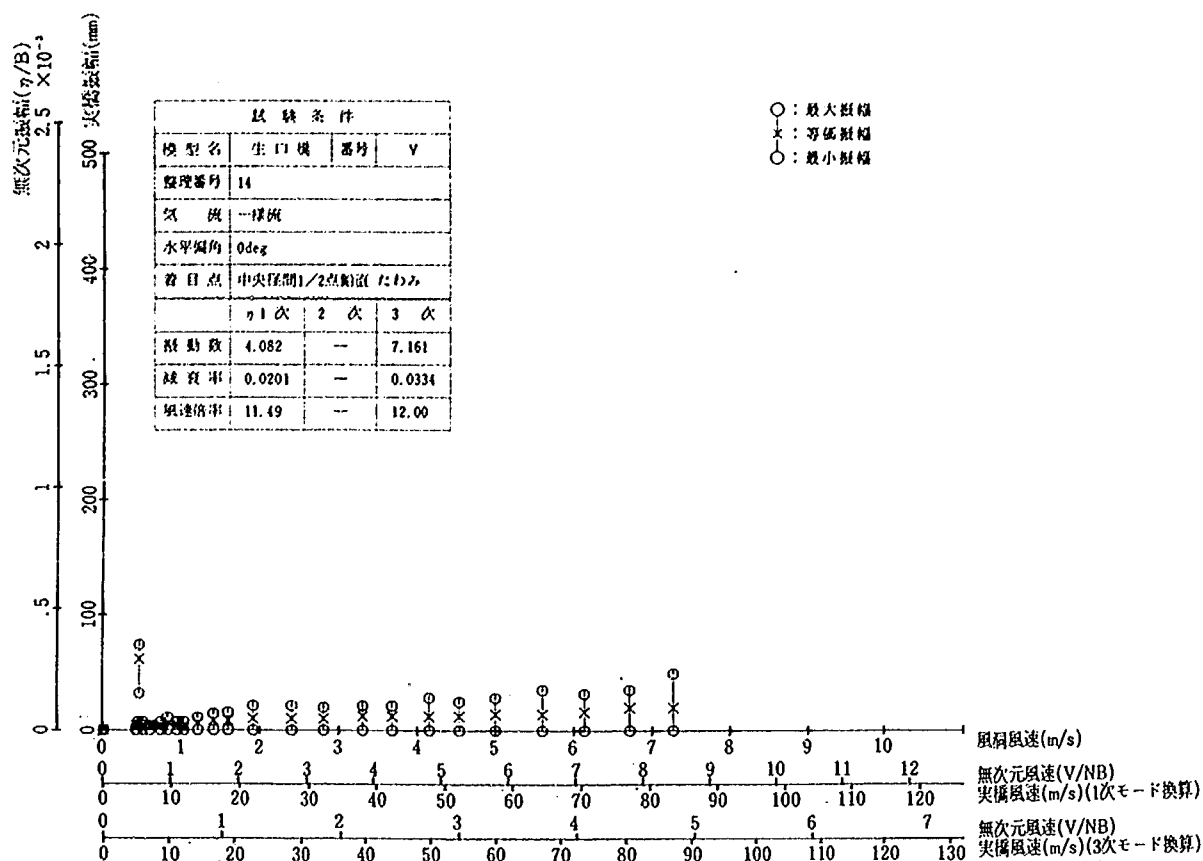
付図- 3.3.2.4 風速-振幅曲線 (完成系)



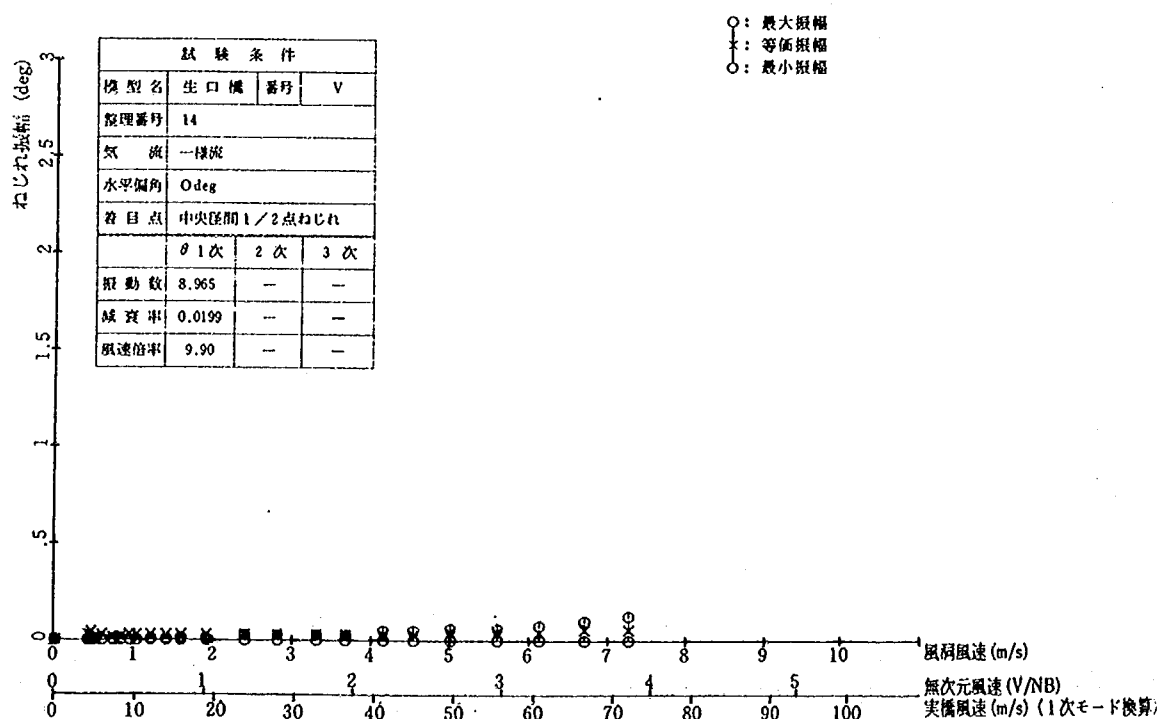
付図- 3.3.2.5 風速-振幅曲線 (完成系)



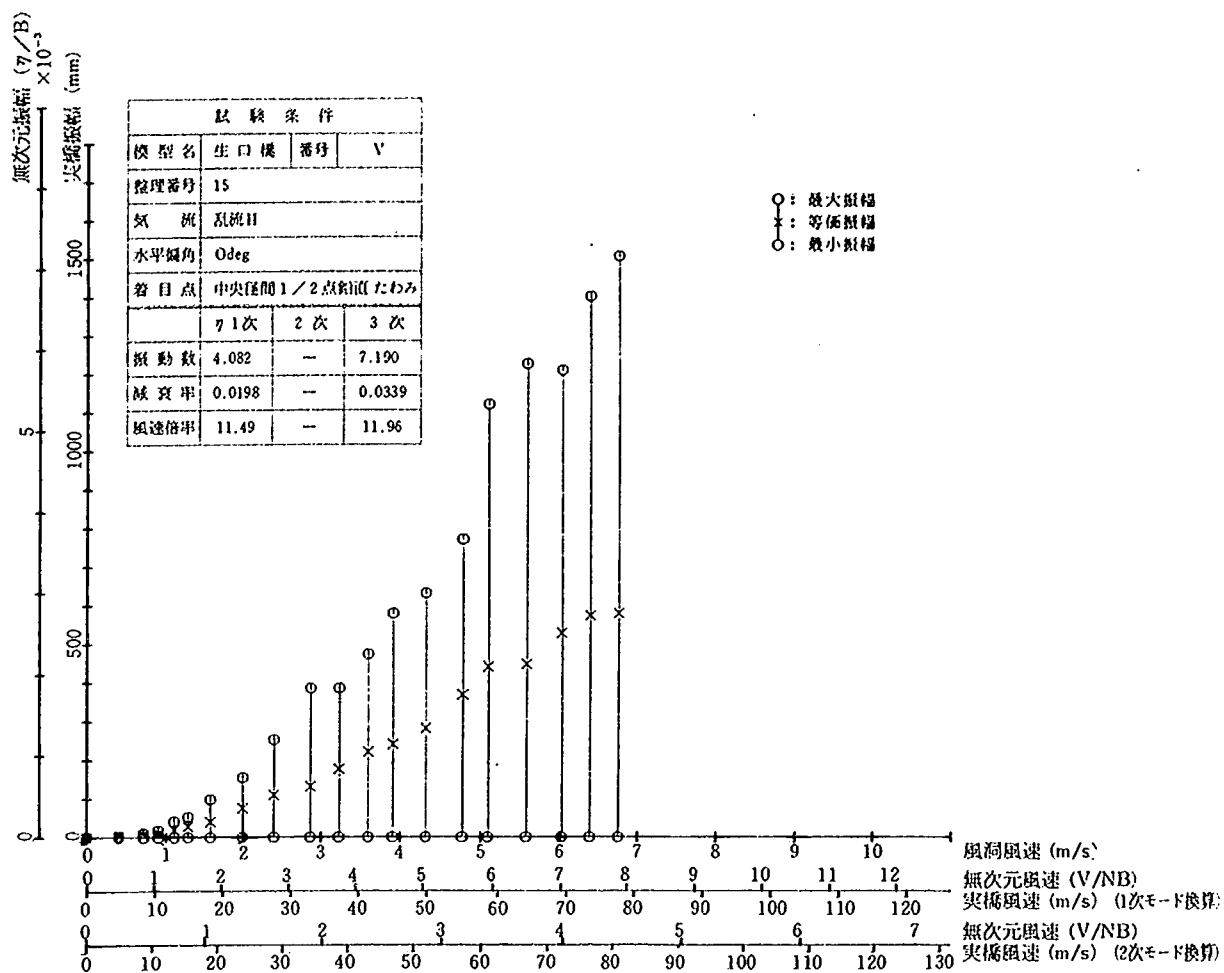
付図- 3.3.2.6 風速-振幅曲線 (完成系)



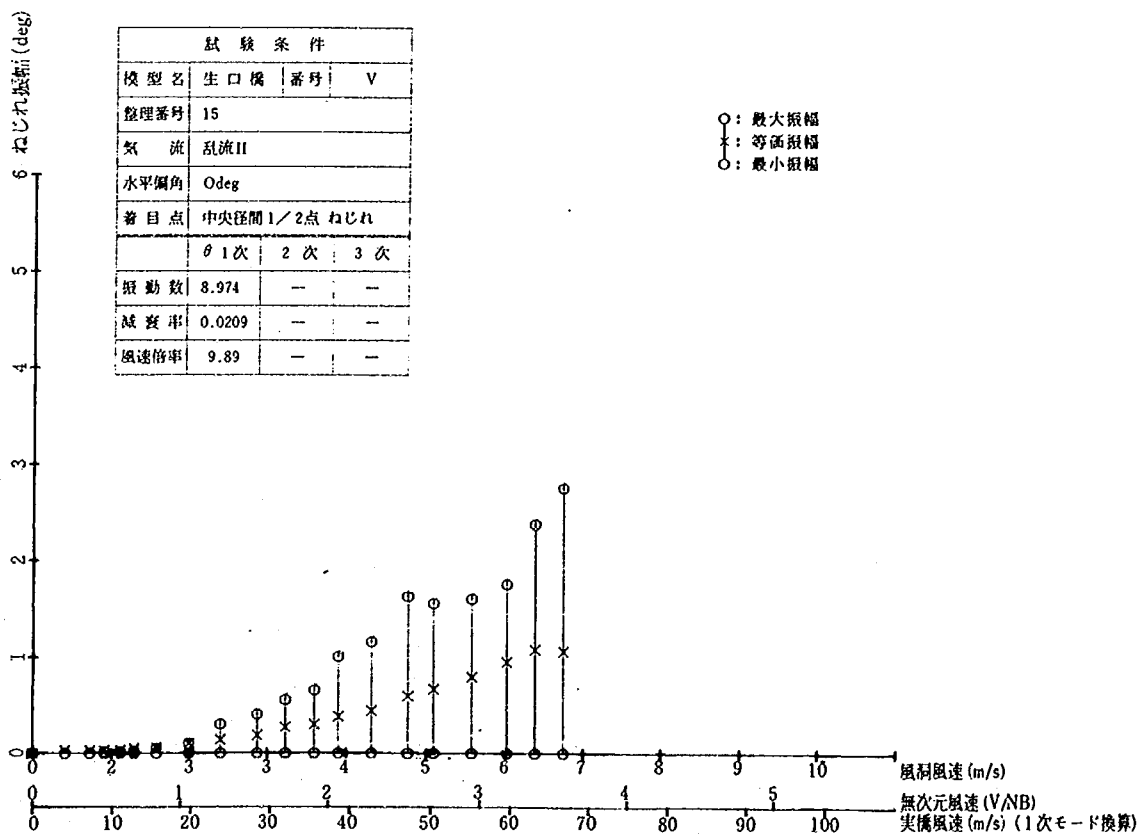
付図- 3.3.2.7 風速-振幅曲線 (完成系)



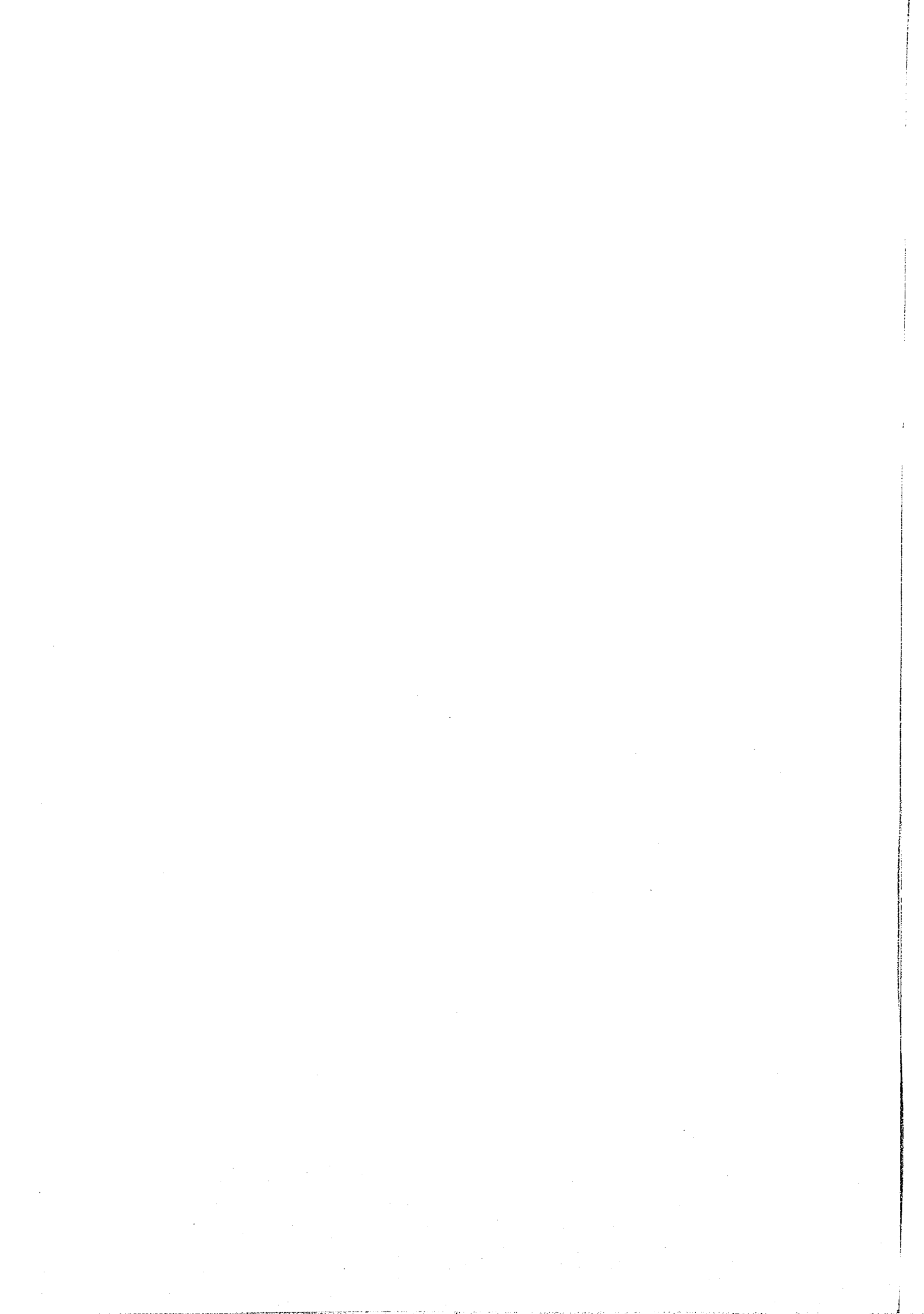
付図- 3.3.2.8 風速-振幅曲線 (完成系)



付図- 3.3.2.9 風速-振幅曲線 (完成系)



付図- 3.3.2.10 風速-振幅曲線 (完成系)



第4章 長大吊橋の設計荷重に関する調査試験

橋梁研究室 藤 原 稔
岩 崎 泰 彦
田 中 良 樹

4-1 まえがき

長大吊橋の主ケーブルでは、死荷重によって生ずる応力が全発生応力に対し高い割合を占める。このような部材の設計に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、変動の大きい活荷重と同様の安全率が与えられるため、死荷重占有率の小さい部材に較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反映し得る限界状態設計法を導入する必要性は高いと考えられる。

本調査試験は、このような考えに基づき、中央径間が約2,000mという世界的に類をみない長大吊橋として計画されている明石海峡大橋の主ケーブルの設計に、限界状態設計法を導入するために必要な、荷重に関する検討を実施する目的で昭和58年度から実施されている。

過去、58年度に活荷重係数の概略的な検討、59年度に死荷重係数の試算、60年度に全体安全係数の検討及び限界状態設計法による主ケーブルの試設計、61年度に死荷重係数の再試算、活荷重係数の試算、温度変化の範囲に関する検討が実施されている。

本年度は、本調査試験の最終年度にあたることから、過年度検討結果の妥当性に関して考察を行うとともに、本調査試験の成果をとりまとめ荷重係数の提案を行った。

4-2 設計活荷重に関する検討

4-2-1 活荷重係数の妥当性の検討

設計活荷重に関しては、昭和61年度に供用年数、非超過確率、渋帯回数、渋帯車線数をパラメータとした活荷重係数算定のためのシミュレーションが実施されており、主ケーブルの設計において本四等価し荷重に乗ずるべき活荷重係数が求められている。このシミュレーションにおいて橋梁上に再現される車両の軸重は、一般国道357号有明で昭和59年に観測された車両総重量と軸重データから作成された自動車荷重モデルにより与えられている。

したがって、算定された活荷重係数は、有明における荷重条件が明石海峡大橋において将来にわたり継続して再現されることを前提に求められたものであり、適用に際しては、この前提条件の妥当性の検討が必要である。

そこで、本年度は、全国車両重量調査結果を分析し、国道357号江東区有明における実測値のシミュレーションへの適用性について軸重の経年変化及び軸重分布から検討を加えた。

(1) 軸重の経年変化

活荷重係数は、供用期間中に橋梁上に生ずる載荷状態を再現し、これを評価することによって求める必要がある。しかし、現時点において、100年を超えるような長い供用期間中の車両の軸重の推移を予測することは極めて困難である。そこで、前述したように61年度においては、有明の軸重分布を将来にわたり変化しないとの仮定のもとで利用し活荷重係数を算定している。そこで本年度は、軸重分布が将来にわたり変化しないとの仮定条件の妥当性の検討を第一に実施した。

具体的な検討は、建設省が昭和40年度から全国の一般国道指定区間内で実施している車両重量調査結果を整理分析することにより行った。

図－4.1に明石海峡大橋架橋地点に比較的近接する国道2号明石市魚住町と加古川市平岡町の軸重の経年変化を示す。当初、この2地点の軸重の経年変化から将来の推移を推量しようと考えていたが、いずれの地点も図に示すように、観測期間が短く経年変化は明確ではない。

そこで、年度ごとに車両重量調査全地点の軸重観測データを集計し、年度ごとの平均の軸重分布を算定した。その経年変化を図－4.2、表－4.1に示す。この図表から、以下のことが理解される。

- 1) 軸重平均は、約1.9 tから2.6 t程度にほぼ安定しており、年間の延べ調査回数が100回を超えた昭和49年度以降は変動も小さく、経年的な変化はほとんど見られない。
- 2) 軸重10 t以上の軸の構成比に大きな変動はないが、過去10年間においてはやや減少傾向が見られる。
- 3) 軸重16 t以上の軸の構成比は、年度ごとにやや変動があるが、経年的には大きな変動はみられない。ただし、過去5年間は横ばいであるが、やや減少傾向にある。
- 4) 軸重20 t以上の軸の構成比は、年度ごとにやや変動があるが、大きな経年変化は見られない。

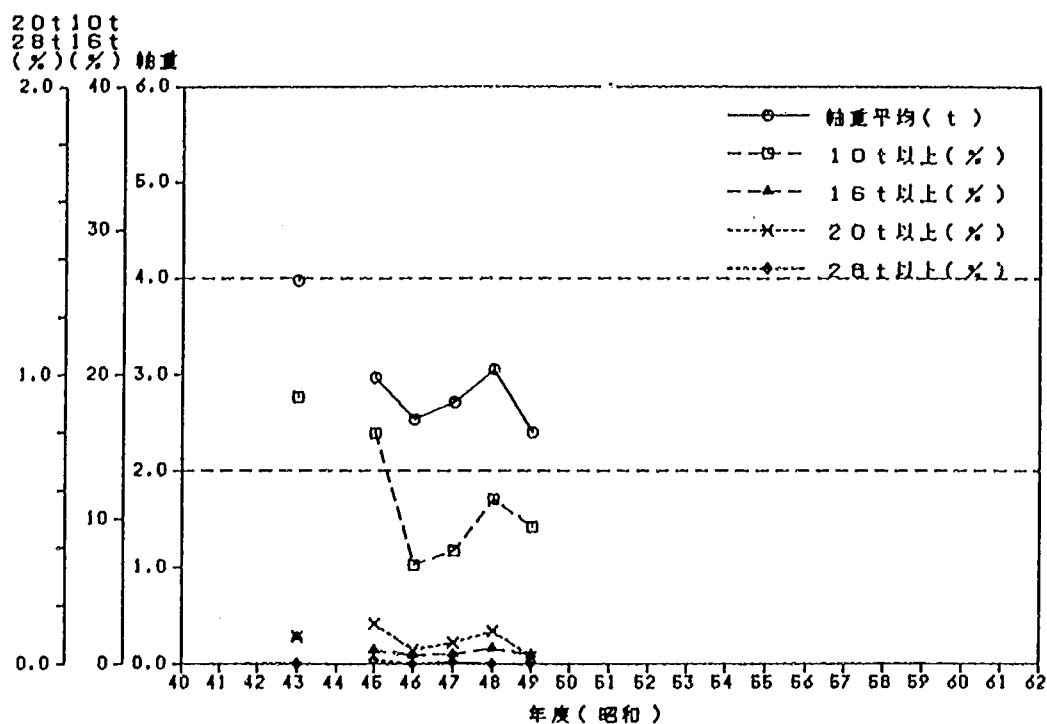
すなわち、過去20年間において図－4.3に示すように車両の大型化が進んできたにもかかわらず軸重分布に大きな経年変化は見られないことが車両重量調査の分析から理解された。

したがって、現時点の軸重分布が将来にわたり変動しないとは言い得ないが、将来の載荷状態を再現する上で軸重分布が変動しないとの仮定は、現時点での将来予測においては概ね妥当と考えられる。

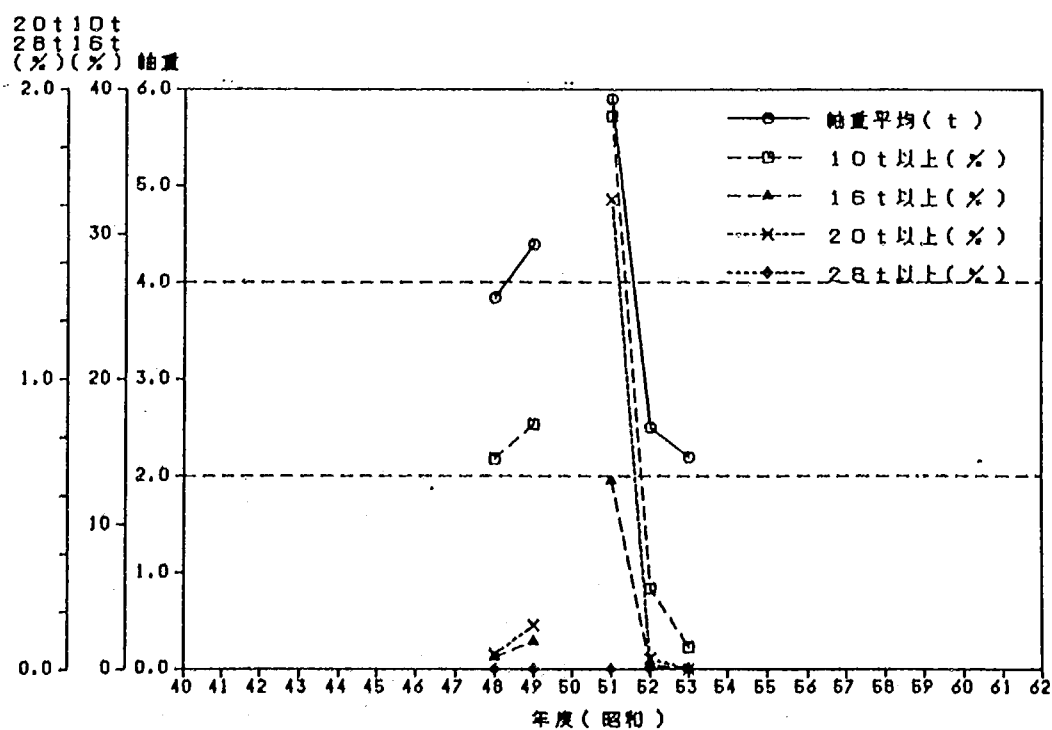
(2) 軸重分布

活荷重係数の算定のためのシミュレーションにおいて、橋梁上に載荷される車両の軸重は、有明の実態調査結果から作成された自動車荷重モデルにより与えられている。したがって、自動車荷重モデルの妥当性は活荷重係数の妥当性に直接結びついている。ここでは、シミュレーションにおいて橋梁上に載荷された車両の軸重分布と明石海峡大橋に想定される交通条件に近い状況にある地点の軸重分布とを比較することにより、自動車荷重モデルとシミュレーション条件の妥当性の検討を行った。

明石海峡大橋においては、概ね交通量7,000台/車線・日、大型車混入率48%なる交通状況が想定されている。そこで、全国車両重量調査の結果、現在、これに近い交通条件にある国道1号宝飯郡音羽町(7,023台/車線・日、大型車混入率40.39%)と国道1号四日市市采女町(7,035台/車線・日、大型車混入率49.15%)の2地点を選定し、明石海峡大橋の軸重分布はこの2地点に相似していると考えられる。一方、61年度に実施した活荷重シミュレーションにおいては、軸重は有明の軸重分布をもとに作成さ



(a) 明石市魚住町(国道2号)



(b) 加古川市平岡町(国道2号)

図-4.1 明石海峡大橋架橋地点に比較的近い箇所での軸重の経年変化

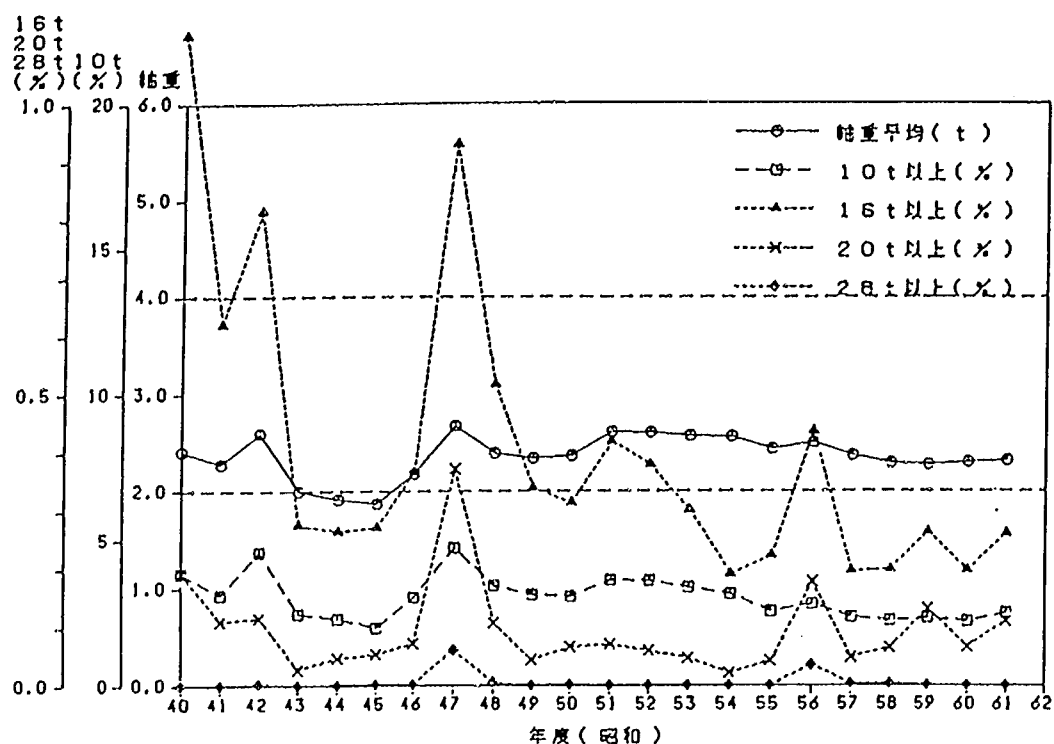
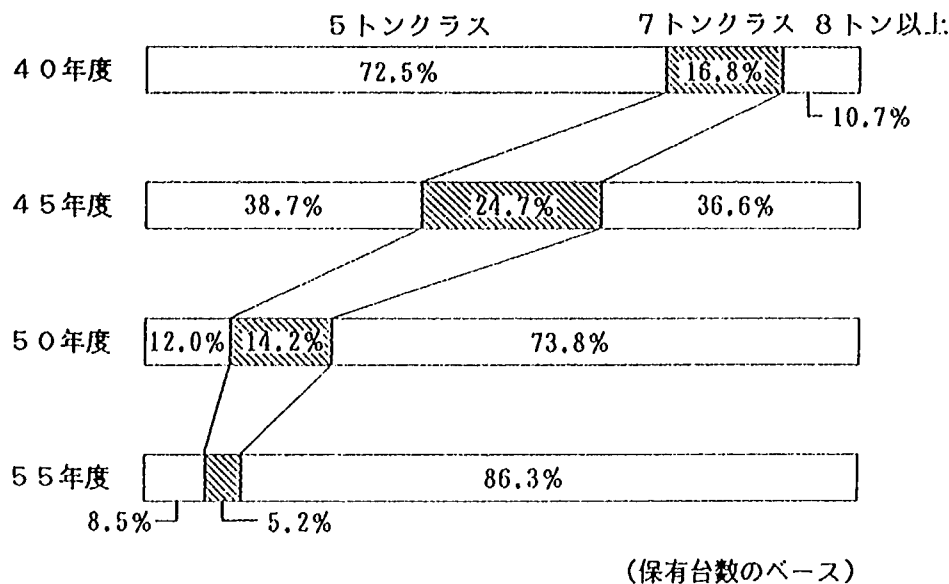


図-4.2 軸重の経年変化(全国平均)

表-4.1 軸重の経年変化(全国平均)

年度 (昭和)	軸重 (t) (%)	軸重 10t以上 (%)	軸重 16t以上 (%)	軸重 20t以上 (%)	軸重 28t以上 (%)	地点数	調査回数
40	2.41	3.838	1.118	0.192	0.0	4	4
41	2.28	3.121	0.620	0.110	0.000	16	16
42	2.59	4.575	0.814	0.116	0.003	16	16
43	2.00	2.458	0.275	0.028	0.0	24	38
44	1.92	2.287	0.264	0.047	0.001	26	41
45	1.87	1.974	0.271	0.054	0.002	31	43
46	2.18	3.029	0.366	0.073	0.002	36	37
47	2.67	4.720	0.929	0.371	0.061	45	51
48	2.39	3.407	0.517	0.108	0.005	51	87
49	2.34	3.104	0.339	0.043	0.000	63	110
50	2.36	3.053	0.313	0.066	0.002	65	105
51	2.61	3.608	0.419	0.070	0.0	66	103
52	2.60	3.578	0.378	0.059	0.000	72	121
53	2.57	3.363	0.301	0.047	0.0	70	116
54	2.56	3.136	0.191	0.021	0.0	69	120
55	2.44	2.535	0.223	0.042	0.0	64	113
56	2.50	2.812	0.436	0.178	0.035	68	121
57	2.36	2.341	0.196	0.049	0.003	70	130
58	2.29	2.235	0.199	0.065	0.003	71	137
59	2.27	2.319	0.263	0.132	0.000	71	138
60	2.30	2.219	0.197	0.067	0.001	72	141
61	2.32	2.502	0.260	0.110	0.000	66	130



- (注)1. 5トンクラスとは5トン以上7トン未満
7トンクラスとは7トン以上8トン未満
2. 運輸省「陸運統計要覧」により作成

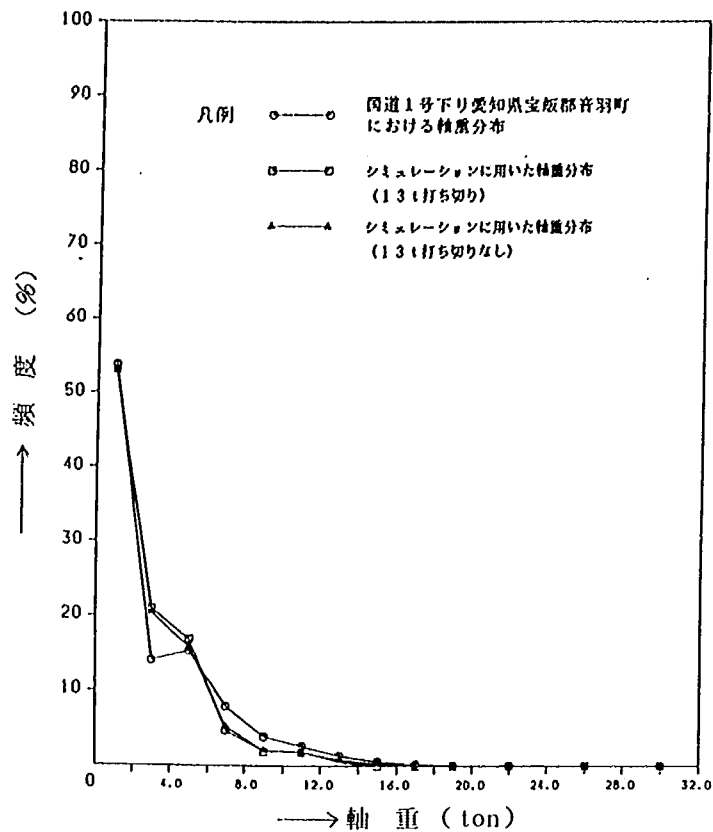
図一4.3 貨物車の積載重量別構成の経年変化

れた自動車荷重モデルから与えられているが、シミュレーションを結果の軸重分布は明確になっていない。

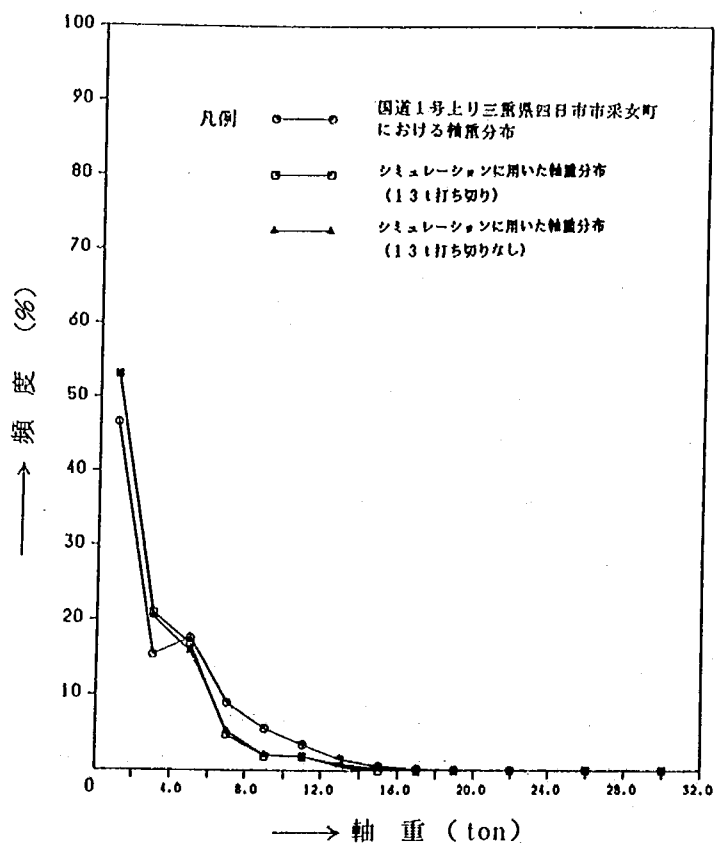
そこで、ここでは61年度のシミュレーションの条件のうち、自然渋滞時を想定した場合、すなわち大型車混入率40%の場合の軸重分布をシミュレーション300,000回行って作成し、先の2地点の軸重との比較を行った。比較図表を図一4.4、図一4.5、表一4.2に示す。なお、シミュレーションは、軸重13t以上を制限する場合についても実施した。

その結果、シミュレーションに用いた軸重分布に比べ、明石海峡大橋に想定される交通条件とほぼ同様の現状にある2地点の軸重分布の方がやや軸重の大きい部分の割合が高いことが理解された。これに関して、明石と相似すると仮定した2地点の軸重分布が特殊であることも考えられるため、車両重量調査結果から大型車混入率別の軸重分布を作成し、これとシミュレーションに用いた軸重分布との比較を行った。結果を図一4.6、表一4.3に示す。この図表から、シミュレーションに用いた軸重分布は、大型車混入率40～50%の路線の平均軸重分布より下方に位置し、これらの地点より大きな軸重は与えないことが把握された。

以上軸重分布の比較の結果、明石海峡大橋上に想定した交通条件（交通量7,000台/車線・日、大型車混入率48%）が再現されるとすれば、活荷重係数の算定に用いた有明の軸重分布をモデル化した自動車荷重モデルは、決して過大な活荷重係数を与えず、むしろ本来求めるべき活荷重係数よりやや小さめの値を与えることが明らかとなった。



図一 4.4 軸重分布の比較図 (宝飯郡音羽町)



図一 4.5 軸重分布の比較図 (四日市市采女町)

表- 4.2 軸重分布の比較表

(単位: %)

軸重 (t)	シミュレーションによる軸重分布				全国車両重量調査による軸重分布			
	13t打切り		13t打切りなし		愛知県宝飯郡清洲町 国道1号線下り		三重県四日市市糸島町 国道1号線上り	
	構成比率	累 計	構成比率	累 計	構成比率	累 計	構成比率	累 計
0 ~ 2	53.035	53.035	53.040	53.040	53.802	53.802	46.535	46.535
2 ~ 4	20.996	74.031	20.408	73.448	14.114	67.916	15.352	61.887
4 ~ 6	16.879	90.909	15.818	89.266	15.305	83.221	17.615	79.502
6 ~ 8	4.751	95.660	5.258	94.524	7.928	91.149	9.021	88.522
8 ~ 10	1.937	97.597	2.101	96.624	3.880	95.029	5.533	94.055
10 ~ 12	1.873	99.469	1.927	98.551	2.625	97.654	3.419	97.474
12 ~ 14	0.531	100.	0.871	99.421	1.368	99.023	1.491	98.965
14 ~ 16	0.	100.	0.285	99.706	0.593	99.616	0.588	99.552
16 ~ 18	0.	100.	0.153	99.859	0.254	99.870	0.254	99.807
18 ~ 20	0.	100.	0.082	99.941	0.083	99.953	0.110	99.916
20 ~ 24	0.	100.	0.052	99.993	0.045	99.998	0.079	99.995
24 ~ 28	0.	100.	0.007	100.	0.002	100.	0.005	100.
28 ~	0.	100.	0.000	100.	0.	100.	0.	100.

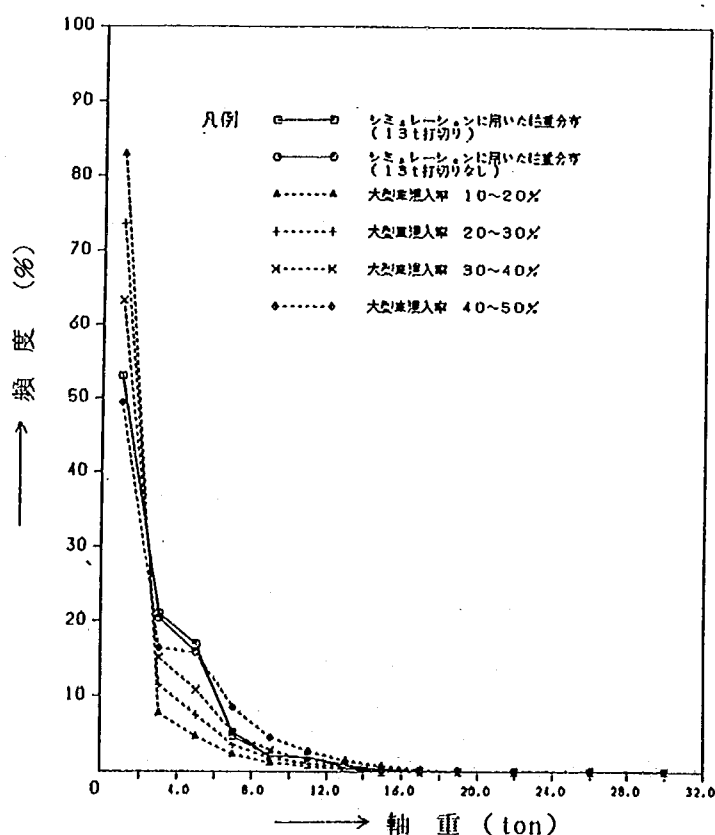


図- 4.6 大型車混入率別軸重分布

表-4.3 大型車混入率別軸重分布

(単位: %)

軸 重 (ton)	シミュレーションによる 軸重分布		全国車両重量調査による軸重分布 (全国データ)			
	13t	13t	大型車混入率	大型車混入率	大型車混入率	大型車混入率
	打切り	打切なし	10~20%	20~30%	30~40%	40~50%
0.0~2.0	53.035	53.040	82.885	73.528	63.255	49.407
2.0~4.0	20.996	20.408	7.738	11.476	15.116	16.439
4.0~6.0	16.879	15.818	4.605	7.460	10.825	15.791
6.0~8.0	4.751	5.258	2.247	3.526	5.069	8.494
8.0~10.0	1.937	2.101	1.189	1.836	2.780	4.453
10.0~12.0	1.873	1.927	0.713	1.082	1.586	2.678
12.0~14.0	0.531	0.871	0.340	0.571	0.788	1.430
14.0~16.0	0.0	0.285	0.153	0.255	0.335	0.667
16.0~18.0	0.0	0.153	0.074	0.123	0.142	0.314
18.0~20.0	0.0	0.082	0.030	0.067	0.061	0.143
20.0~24.0	0.0	0.052	0.019	0.059	0.033	0.114
24.0~28.0	0.0	0.007	0.007	0.018	0.008	0.045
28.0~	0.0	0.0	0.002	0.001	0.001	0.027
平均(軸重)	2.63(t)	2.76(t)	1.73(t)	2.15(t)	2.60(t)	3.48(t)

4-2-2 設計活荷重値のイメージ

限界状態設計法では、設計に用いる活荷重値は、活荷重規格値と活荷重係数の積として与えられる。昭和61年度までの検討で明石海峡大橋主ケーブルに適用すべき活荷重係数は表-4.11に示すように概ね1.3~1.5程度(自然波滞時)になることが明らかにされている。したがって、明石海峡大橋の設計活荷重値は(本四等価し荷重 $\times$ (1.3~1.5))と表現されるが、設計活荷重値の大きさがどの程度であるか具体的なイメージがわきにくい。そこで、ここでは、設計活荷重値を自動車荷重の連行及び等分布荷重に置き換えて表現することを試みた。

(1) 自動車荷重による表現

ここでは設計活荷重値が総重量何トンの車両が車間距離何m間隔で連行した状態に匹敵するのかを試算した。計算は総重量を未知数として活荷重係数を1.3, 1.4, 1.5, 車間距離1.0m, 7.0mとした場合を対象に行った。なお、車両は、T-20荷重と同じ車長, 軸長, 軸重比を持つと仮定している。計算結果を表-4.4に示す。この表から、活荷重係数を1.3~1.5に設定すると設計で考慮される活荷重は、下の①, ②の載荷状態をもって表現できることが理解される。

- ① 総重量 約7~8tの車両を車間距離1mで両側6車線に載荷した状態。
- ② 総重量 約12~13tの車両を車間距離7mで両側6車線に載荷した状態。

(2) 等分布荷重による表現

ここでは、設計活荷重値を等分布荷重に置き換えた場合の荷重強度を試算した。計算は、活荷重係数

1.3, 1.4, 1.5 とした場合について実施した。なお、載荷は、車道部分載荷とした。

計算結果を表－4.5 に示す。この表から、活荷重係数 1.3～1.5 に設定すると、設計で考慮される活荷重は、片側 3 車線への載荷を考えると約 340 kg/m^2 ～約 390 kg/m^2 となることが理解される。この荷重強度は、橋梁上に歩行者が密集した状態（写真－4.1 参照）に対応する荷重強度である 300 kg/m^2 をさらに上廻るものである。また、当然ながら両側 6 車線への載荷を考えると荷重強度は約 170 kg/m^2 から 190 kg/m^2 となるが、これに対応した載荷状態を写真－4.2 に示す。

表－4.4 自動車荷重による表現（1 台当りの総重量）

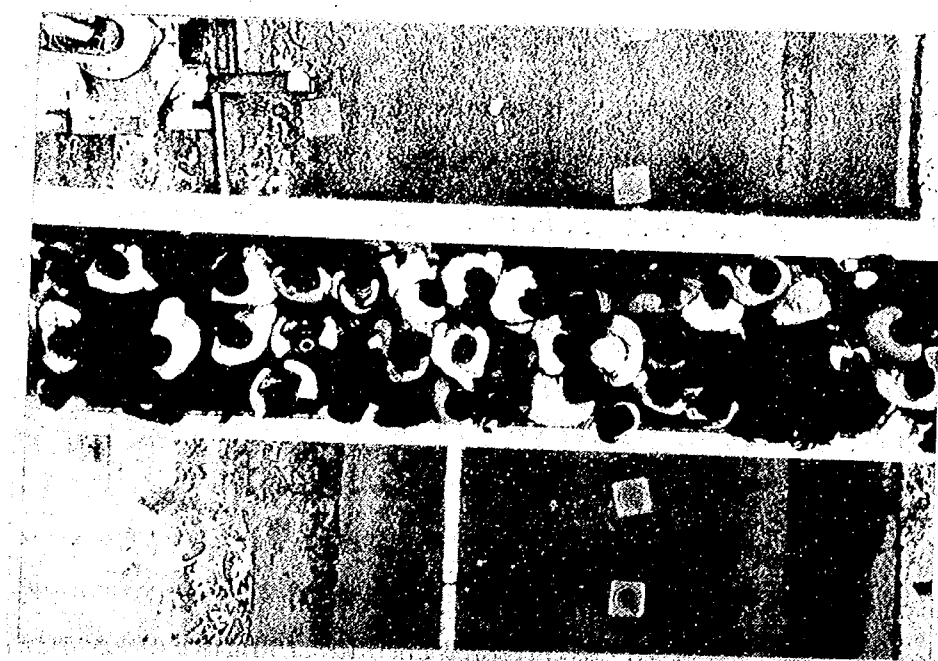
(単位 ; ton)

車道 距離	活荷重係数	1.3	1.4	1.5
	活荷重係数			
1 m	3 車線	13.21	14.22	15.24
	6 車線	6.60	7.11	7.62
7 m	3 車線	23.11	24.89	26.67
	6 車線	11.56	12.44	13.33

表－4.5 等分布荷重による表現

(単位 ; ton/m²)

活荷重係数	1.3	1.4	1.5
活荷重係数			
片側載荷	0.335	0.361	0.386
両側載荷	0.167	0.180	0.193



写真－4.1 歩道橋上の群集荷重（ 300 kg/m^2 の場合）

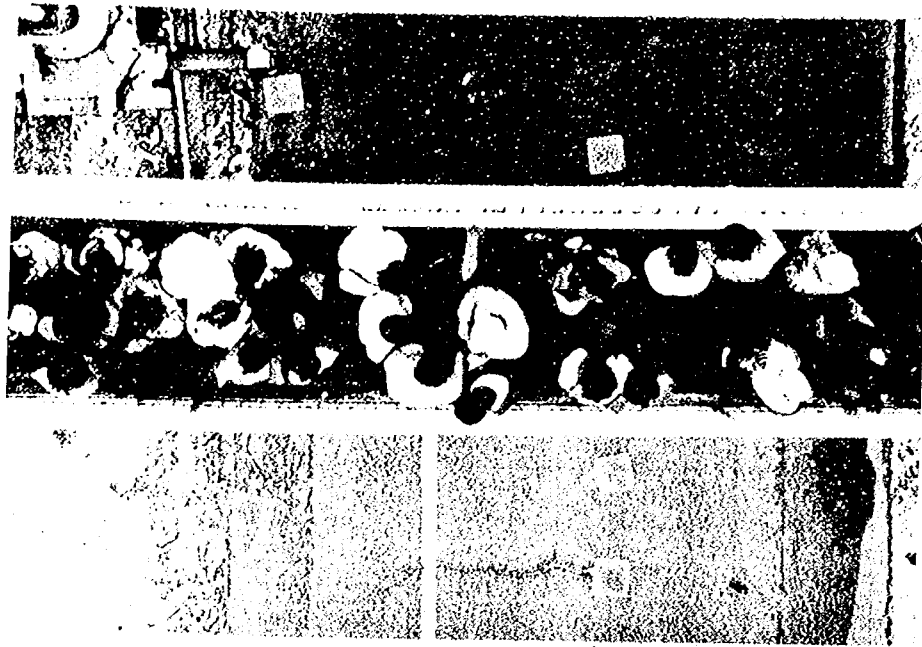


写真- 4.2 歩道橋上の群集荷重 (200kg/ m²の場合)

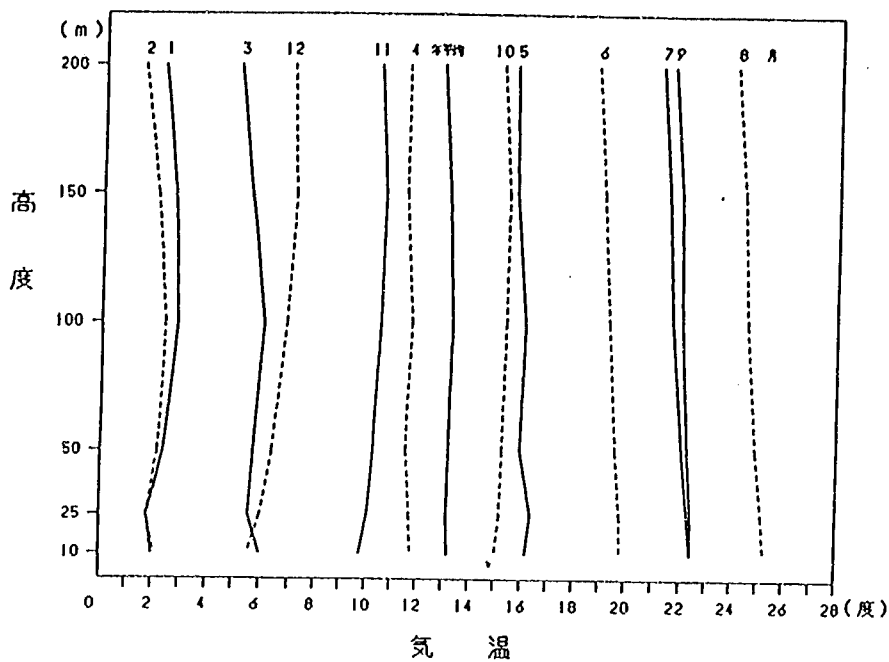
4-3 温度変化の範囲に関する検討

温度変化の範囲については、昭和61年度に概略的な検討が実施されており、主ケーブルの設計で活荷重と組み合わせる場合においては概ね基準温度20℃に対し-20度までの温度変化の範囲を見込めば良いとされている。

しかし、この検討においては、明石海峡大橋主ケーブルが概ね高度約80m～約280mの高さに架設されるにもかかわらず垂水における高度80m地点の気温分布をケーブルの温度変化の範囲の推定に利用している。したがって、気温の高度による変化が大きいとするならば61年度に得た温度変化の範囲を補正する必要も生じると考えられる。そこで、気温の高度による変化について調査することにした。

気温の高度補正の必要性の検討に際しては、本来、明石海峡大橋の架設位置に近い垂水におけるデータを分析することが望ましいが、垂水においては高度80mを超える点の気温観測は実施されていない。そこで、ここでは、茨城県つくば市にある気象庁気象研究所気象観測用鉄塔で昭和61年の1年間に高度10、25、50、100、150、200mの高さで観測された気温を用いて考察を加えることとした。

まず、気温の高度による概よその変化を把握する目的で年及び月別の平均気温の高度分布を作成した。結果を図-4.7、表-4.6に示す。この図から高度10～200mでは年平均気温は高度の上昇につれやや減少する程度であり、垂水の観測点高度に近い100m点と主ケーブルの平均的な高さである200m点とでは、その差は約0.5度とわずかであることが理解される。しかし、主ケーブルの温度変化の範囲を考える上で重要な、気温が低い時期の高度による気温の変化についてみると、その変化はやや大きく1、2、3月の平均では200m点では100m点に比べ平均気温で1.0度程度低い気温となることがわかる。この冬期間の高度による気温変化の特徴は図-4.8に示す時刻別の平均気温の高度分布からさらに明確に読み取ることができる。すなわち、深夜、早朝においては放射冷却により10～100m程度の高さでは高度が上昇すると気温が上昇するといった気温の逆転現象が生じ、また、逆に日中においては他の月に比べ大きな気温減率



図－4.7 月別平均気温の高度分布

表－4.6 月別平均気温の高度分布

(単位: °C)

月 高度	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	平均
200M	2.2	1.5	5.1	11.5	15.6	18.7	21.1	24.0	21.6	15.1	10.4	7.0	12.8
150M	2.7	2.1	5.6	11.5	15.7	19.0	21.4	24.4	21.9	15.4	10.6	7.1	13.1
100M	2.9	2.4	6.1	11.7	16.1	19.3	21.6	24.5	22.0	15.3	10.5	6.9	13.3
50M	2.4	2.2	5.8	11.6	15.9	19.6	22.0	24.9	22.2	15.3	10.3	6.4	13.2
25M	1.8	1.8	5.6	11.7	16.4	19.8	22.3	25.1	22.4	15.2	10.1	6.0	13.2
10M	2.0	2.1	6.0	11.8	16.2	19.8	22.4	25.3	22.4	15.0	9.8	5.6	13.2

を示すことがわかる。そして、200m点では深夜、早朝では100m点とほぼ同じかわずかに低い気温となり、日中は約1.0～1.5度程度低い気温となる。したがって、以上から垂水とつくば市の高度による気温減率がほぼ等しいと仮定すると主ケーブルの温度変化の範囲を検討する場合においては、垂水で観測された気温を約1.0度程度、安全側に考えると約1.5度程度低い方にシフトして用いる必要があると言い得よう。

次に上記の検討を踏まえて昨年度提案された温度変化の範囲の妥当性について考察する。昨年度においては、基準温度を20℃にとり、基準温度から t_1 度以内にある確率 P ($= \int_{20-t_1}^{20+t_1} f(t) dt$, ここに $f(t)$: 昭和42年に垂水の地上80mの点で観測された3時間間隔の気温データから作成した気温の相対頻度分布) を求め、この値を参考にして温度変化の範囲を提案している。すなわち、表－4.7に示すように t_1 と P の関係から±20度までを温度変化の範囲にとれば活荷重係数に対応する活荷重が載荷される時刻の温度がこの範囲内に入る確率は0.98程度となること、ならびに、 $t_1 = 20^\circ\text{C}$ 近辺から P の t の減少に対する減少

量がかなり少なくなることから（基準温度±20度）を温度変化の範囲としている。前述したように、本年度の検討から気温の高度による低下を考えると主ケーブルの温度（高さ200m）は、垂水（高さ80m）より最大で約1.5℃程度低くなることが考えられる。そこで安全側に考え主ケーブルの気温が垂水より2度低いことを仮定し、表－4.7をみると、温度変化の範囲を（基準温度±20度）とすると $P=0.94$ 程度になり昨年度の検討結果に比べ（基準温度±20度）以内となる確率は約0.04小さくなることわかる。

しかし、（基準温度±20℃）以内となる確率 P は、0.9を上廻っており、さらに P の t_1 の減少に伴う減少量も $t_1=20\sim18$ 度では未だ小さいことを考えると、昨年度の提案値を変更する必要性は小さいと判断される。

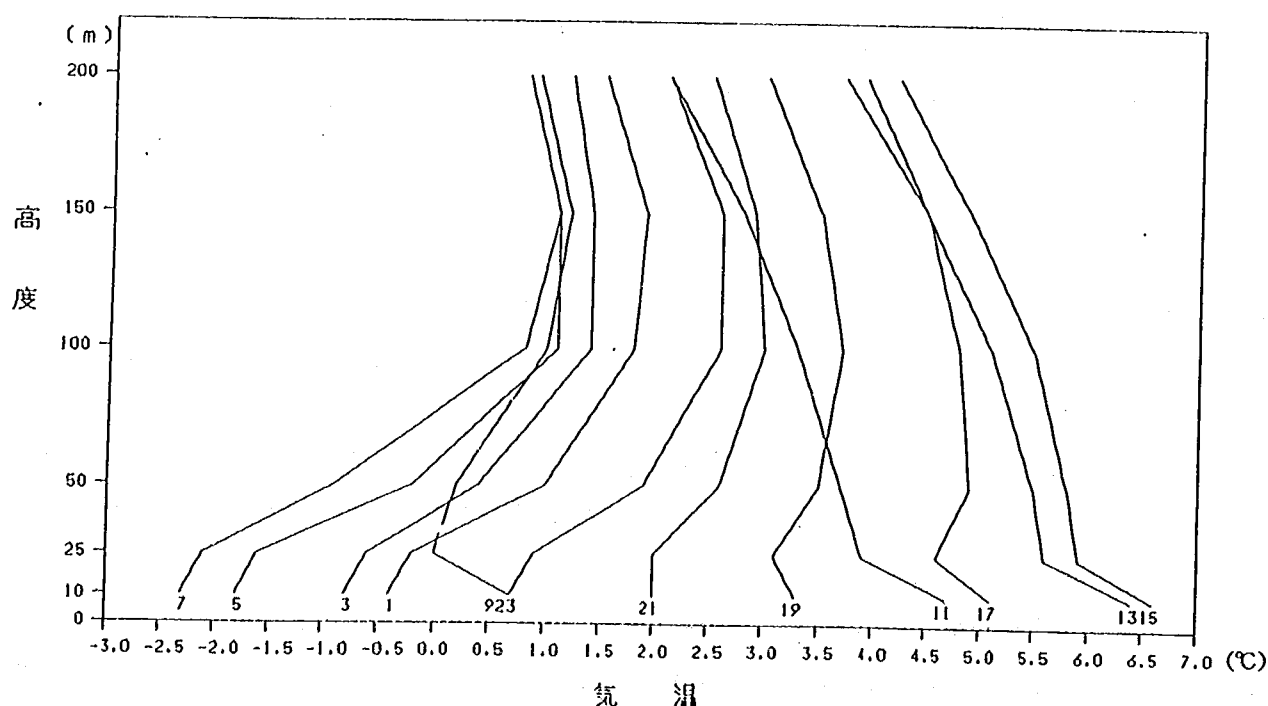
なお、ケーブルの設計においては、基準温度から低い方への温度変化のみを考慮するのが一般的であり、 P を

$$P = \int_{20-t_1}^{+\infty} f(t) dt \quad (4.1)$$

として考えるべきものと思われる。しかし、明石においては基準温度からの上方の温度変化の範囲は図－4.9に示すようにせいぜい13度程度であり、概ね $t_1 \geq 13$ 度では、

$$P = \int_{20-t_1}^{\infty} f(t) dt = \int_{20-t_1}^{20+t_1} f(t) dt \quad (4.2)$$

が成立する。したがって、ここで



図－4.8(a) 時刻別平均気温の高度分布（1月）

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

(4.3)

と考えることが検討結果に何ら影響を及ぼさないことを付記する。

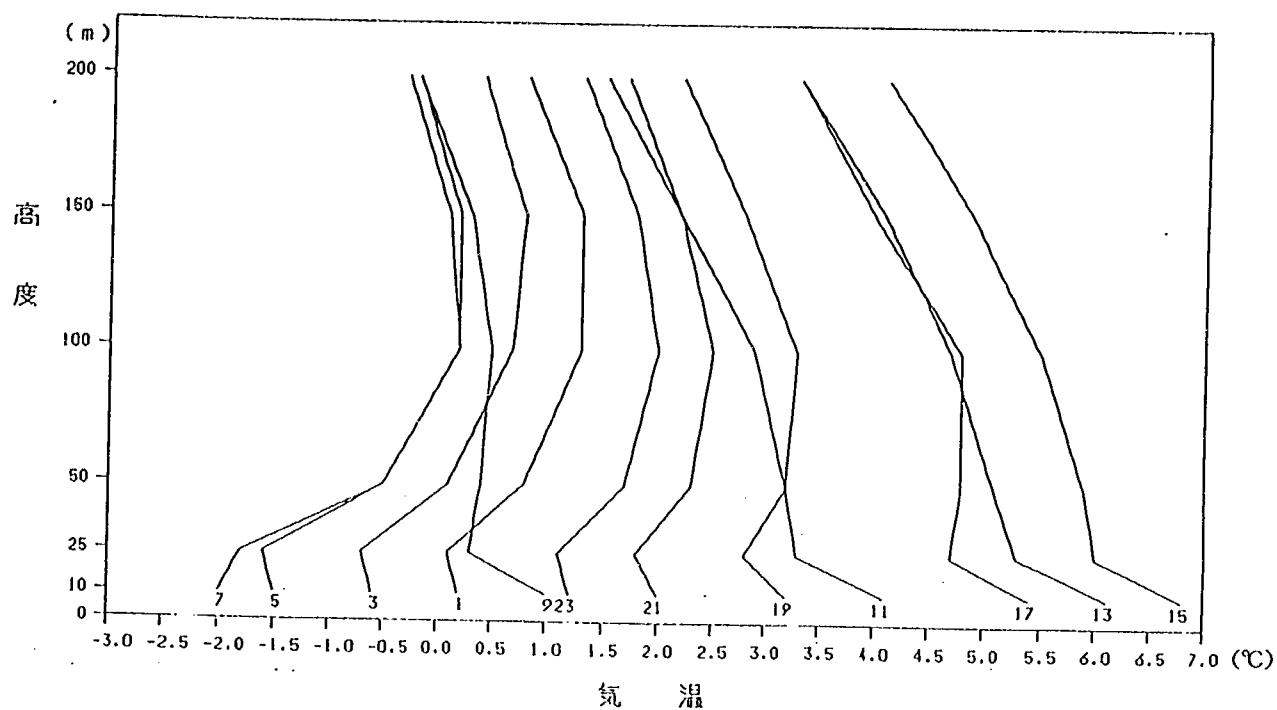


図-4.8(b) 時刻別平均気温の高度分布 (2月)

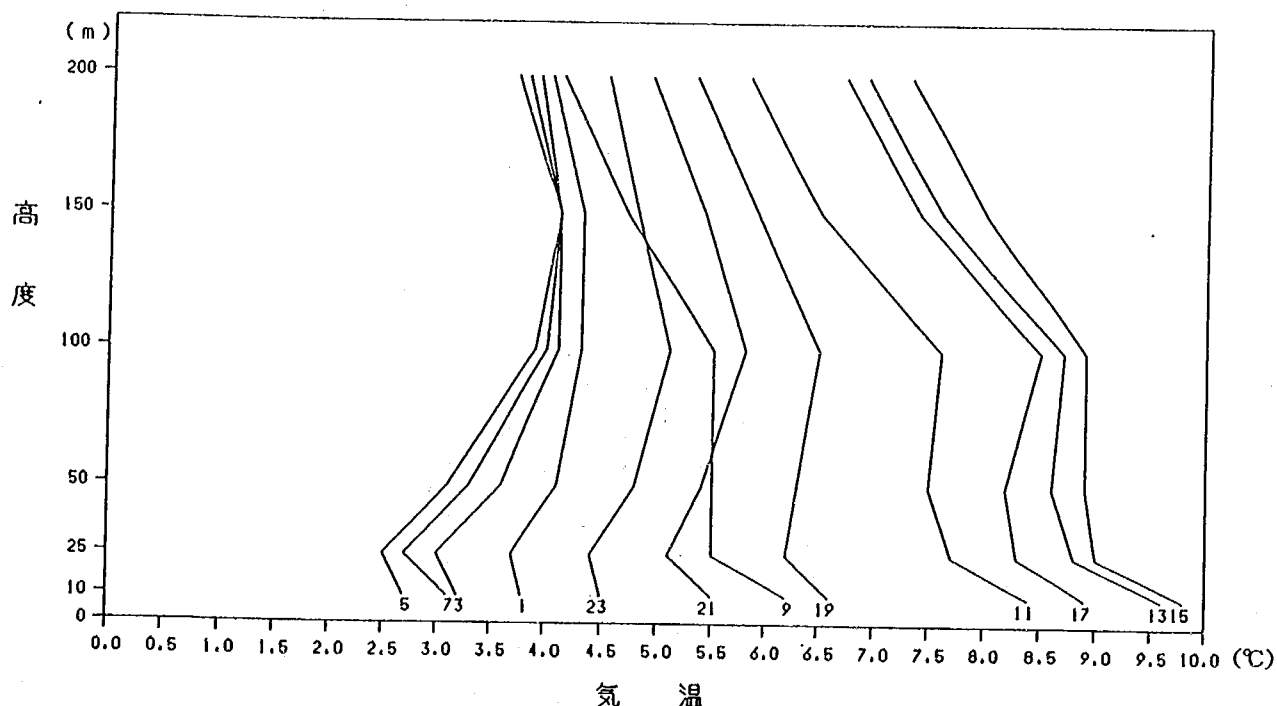


図-4.8(c) 時刻別平均気温の高度分布 (3月)

表- 4.7 t_1 とPの関係

基準温度 からの範囲 (t_1)	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 度	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
10 "	0.6638	0.6393
11 "	0.6956	0.6589
12 "	0.7271	0.6953
13 "	0.7684	0.7336
14 "	0.8135	0.7785
15 "	0.8520	0.8131
16 "	0.8884	0.8589
17 "	0.9164	0.8860
18 "	0.9409	0.9131
19 "	0.9640	0.9430
20 "	0.9790	0.9636
21 "	0.9885	0.9766
22 "	0.9962	0.9925
23 "	0.9983	0.9963
24 "	0.9997	0.9991
25 "	1.0000	1.0000

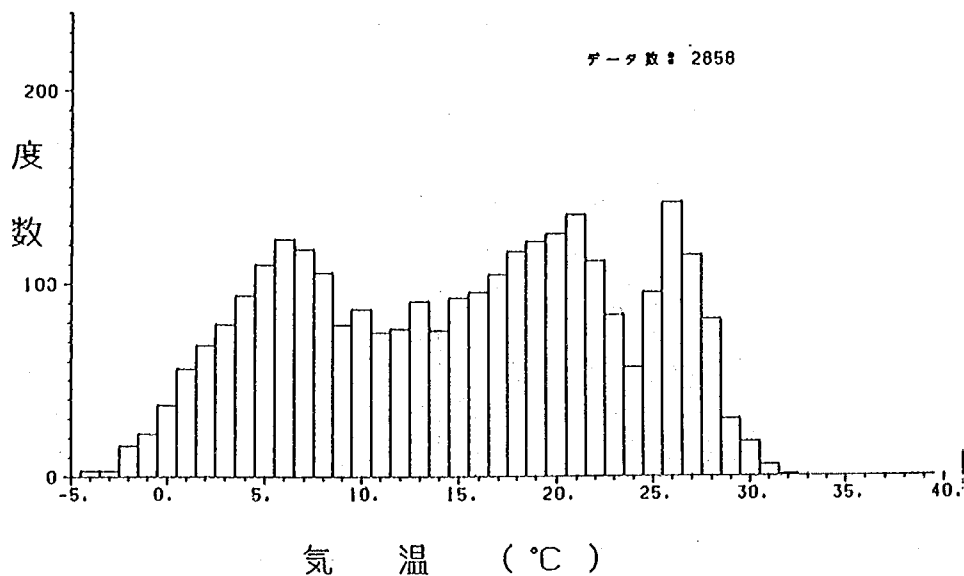


図- 4.9 3時間毎に観測された気温の相対頻度分布(昭和42年, 垂水, 地上80m)

4-4 荷重係数の提案

4-4-1 荷重係数の提案

本調査試験は、明石海峡大橋に限界状態設計法を導入するために必要な荷重係数を明らかにする目的で昭和58年度に開始され、主に主ケーブルに適用するための荷重係数の検討が実施されてきた。調査試験の最終年度にあたり今までの成果をまとめ明石海峡大橋主ケーブルに適用すべき荷重係数を以下のように提案する。

明石海峡大橋の主ケーブルを式(4.4)に示す照査式を用いて設計する場合には、表-4.8に示す荷重係数を用いて良い。

$$T_o \geq r_g \cdot (r_D \cdot T_D + r_L \cdot T_L + r_T \cdot T_T) \quad (4.4)$$

ここに T_o : 主ケーブルの設計強度 (t)

r_g : 安全係数

r_D : 表-4.8に示される死荷重係数

r_L : 表-4.8に示される活荷重係数

r_T : 表-4.8に示される温度荷重係数

T_D : 精算死荷重による張力 (t)

T_L : 本四等価 L 荷重による張力 (t)

T_T : 基準温度を20℃とし、温度変化の範囲を(基準温度-20度)とした場合の温度による影響 (t)

表-4.8 荷 重 係 数

荷重の種類	死 荷 重	活 荷 重	温度による 影 響
荷重係数	1.05	1.5 (1.4)	1.0

() 内は、軸重13t以上の車両の乗り入れ制限が実施される場合

4-4-2 荷重係数の根拠

4-4-1で提案した荷重係数の設定根拠の概要を以下に示す。

(1) 死荷重係数

死荷重係数は、実際の構造物重量(実死荷重)の設計上考慮した死荷重からのばらつきを考慮するた

めの係数である。このばらつきには、一般に仮定死荷重と精算死荷重の間にある誤差、すなわちいわゆる設計誤差と寸法、単位重量のばらつき、溶接、切削による重量の増減によって生ずる架設・製作誤差から発生する。明石海峡大橋においては、精算死荷重によって改めて応力照査が行われると考えられるため、ここでは、後者の誤差によって生ずるばらつきのみを死荷重係数で考慮している。

死荷重係数の基本的な算定は、式(4.5)によっており、表-4.9に示すように個々の死荷重項目の平均値と標準偏差は、主に因島大橋と大鳴門橋のデータに基づき算定している。

表-4.9 各死荷重項目のばらつき

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 ₁)	相対誤差標準偏差(S ₁)
①	橋袋	下層グース厚	大鳴門	1110	1.01217	0.02559	1.03348	0.03275	1.10200	0.04249
		下層吊り索厚	大鳴門	24	1.00033	0.00701				
		上層索管厚	大鳴門	1110	1.02706	0.06825	1.10356	0.07473		
		上層吊索厚	大鳴門	24	1.00033	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
		幅	JSSC	267	1.01248	0.02337				
		幅	大鳴門	214	0.99357	0.00062	1.01103	0.02933		
		幅	JSSC	267	1.01248	0.02337				
③	床版及び縦桁	長さ	大鳴門	65	0.99938	0.00007	1.00310	0.02648	1.00367	0.01957
		幅	大鳴門	62	1.00012	0.00027				
		幅	JSSC	175	1.00300	0.02648				
		フランジ高さ	大鳴門	129	0.99377	0.00114	1.01044	0.02662		
		フランジ幅	大鳴門	120	1.00216	0.00207				
		幅	JSSC	175	1.00300	0.02648				
④	上下弦材	長さ	大鳴門	145	0.99734	0.00006	1.00723	0.00887	1.00687	0.00624
		幅	大鳴門	340	1.00039	0.00142				
		幅	南備	109	1.00025	0.00075	1.00651	0.00879		
		長さ	大鳴門	145	0.99734	0.00006				
		長さ	大鳴門	217	1.00028	0.00084				
		幅	南備	109	1.00025	0.00075				
⑤	斜材	長さ	大鳴門	155	1.00005	0.00008	1.00358	0.01316	1.00336	0.00330
		幅	大鳴門	257	1.00078	0.00119				
		幅	因島	568	1.00215	0.01309	1.00313	0.01315		
		長さ	大鳴門	155	1.00005	0.00008				
		長さ	大鳴門	258	1.00033	0.00121				
		幅	因島	568	1.00215	0.01309				
⑥	垂直材	長さ	大鳴門	156	1.00014	0.00010	1.00321	0.01323	1.00306	0.00334
		幅	大鳴門	266	1.00032	0.00188				
		幅	因島	568	1.00215	0.01309	1.00470	0.01318		
		長さ	大鳴門	156	1.00014	0.00010				
		幅	大鳴門	249	1.00180	0.00125				
		幅	因島	568	1.00215	0.01309				
⑦	上下横材	長さ	大鳴門	155	1.00004	0.00012	1.00252	0.01318	1.00252	0.01318
		幅	大鳴門	436	0.99773	0.00152				
		幅	因島	568	1.00215	0.01309				
⑧	主橋トラス	長さ	大鳴門	134	1.00002	0.00012	1.00379	0.01322	1.00382	0.00337
		幅	大鳴門	540	1.00102	0.00171				
		幅	因島	568	1.00215	0.01309	1.00385	0.01320		
		長さ	大鳴門	134	1.00002	0.00012				
		長さ	大鳴門	442	1.00109	0.00171				
		幅	因島	568	1.00215	0.01309				
⑨	検査車レール	長さ	大鳴門	218	1.00002	0.00018	1.00277	1.01309	1.00277	1.01309
		幅	因島	568	1.00215	0.01309				
⑩	検査路	長さ	大鳴門	96	0.99999	0.00011	1.01247	0.02937	1.01289	0.02079
		幅	JSSC	267	1.01248	0.02337				
		長さ	大鳴門	192	1.00081	0.00149	1.01330	0.02943		
		幅	JSSC	267	1.01248	0.02337				
⑪	主ケーブル	長さ	大鳴門, 因島	33946	1.00097	0.00207	1.00195	0.00293	1.00195	0.00293
		長さ	大鳴門, 因島	33946	1.00097	0.00207				
⑫	ケーブルバンド	長さ	大鳴門	247	1.00001	0.00003	1.02140	0.02749	1.02140	0.02749
⑬	ハンドロープ	長さ	大鳴門	100	1.02140	0.02729	1.00707	0.00263	1.00707	0.00263
⑭	ハンガー関係	長さ	大鳴門	24	1.00353	0.00185	1.00390	0.00602	1.00390	0.00602
		長さ	大鳴門	116	1.00195	0.00125				
		長さ	大鳴門	116	1.00195	0.00125				

$$r_D = \frac{W_p + k\sigma_p}{W_D} \quad (4.5)$$

ここに、 W_p ： 実死荷重の平均値の推定値 ($= \sum (W_{D_i} \times W_1)$)、ここに W_{D_i} ：死荷重項目 i の設計時死荷重、 W_1 ：死荷重項目 i の設計値に対する相対誤差の平均値)

σ_p ： 実死荷重の標準偏差の推定値 ($= \sqrt{\sum (W_{D_i}^2 \times \sigma_1^2)}$)、ここに σ_1 ：死荷重項目 i の設計値に対する相対誤差の標準偏差)

k : パラメータ

W_D : 設計時死荷重

死荷重係数の算定結果を表-4.10に示す。死荷重係数としては、実死荷重のばらつきを 3σ と考えた場合の値1.033を採用すれば良いと考えられるが、ここでは、若干の余裕を考慮し1.05として提案した。

なお、実死荷重のばらつきが正規分布に従うとすると、実死荷重が（精算死荷重×提案死荷重係数）を上廻る確率は約 10^{-8} 程度となる。

表-4.10 死荷重係数算定結果

ボルト穴 溶接重量	径間別	設計時死荷重 (W_D) (t/m/Br)	実死荷重(t/m/Br)		死荷重係数(γ_D)	
			平均値 (W_P)	標準偏差 (σ_P)	$\frac{W_P+2\times\sigma_P}{W_D}$	$\frac{W_P+3\times\sigma_P}{W_D}$
考慮しない場合	中央径間	44.07	44.83521	0.21522	1.027	1.032
	側径間	44.64	45.41677	0.21547	1.027	1.032
考慮した場合	中央径間	44.07	44.90450	0.21522	1.029	1.034
	側径間	44.64	45.48631	0.21547	1.029	1.033

注)「ボルト穴、溶接重量」とは、「ボルト穴による鋼重減および溶接による鋼重増」をいう。

(2) 活荷重係数

活荷重係数は、供用期間中に橋梁上に生ずる載荷状態を評価し、供用期間中に実際に生ずる載荷状態が（活荷重係数×本四等価 L 荷重）を上廻ることが稀となるように十分大きな値として定める必要がある。

ここでは、以下に示す条件により橋梁上の載荷状態をシミュレーションにより再現し、次式によって活荷重係数 r_L を算定している。

$$r_L = \frac{T_m}{T_o} \quad (4.6)$$

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_o : 本四等価 L 荷重を載荷した時に主にケーブルに生ずる水平最大張力

<シミュレーションの条件>

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。

なお、突発渋滞は、夜間、交通量は少ないが大型車混入率が高い時点で発生すると仮定する。

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/年とする。

③ 供用年数

供用年数はパラメータとし，200年，100年，50年とする。

④ 非超過確率

非超過確率はパラメータとし，0.95，0.90とする。

⑤ シミュレーション回数

シミュレーションの必要回数 (N) は，年間波滞回数 (N_1)，供用年数 (T)，非超過確率 (P) の関数として次のように設定する。

$$N = \frac{1}{1 - P^{\frac{1}{T} \cdot \frac{1}{N_1}}} \quad (4.7)$$

⑥ 自動車荷重モデル

自動車荷重モデルとしては，土木研究所が昭和59年に国道357号，有明で観測した軸重データから作成したモデルを用いる。

⑦ 車 重

自動車荷重モデルに与える車重は，次の3ケースの車重分布にしたがい発生させる。

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の車重分布から軸重13tを超える車両の除いた車重分布

ケース3：突発波滞時に大型車の過積載車のみによる波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，自然波滞については40%，突発波滞については90%とする。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。

⑨ 車間距離

車間距離は，土木研究所が昭和59年に国道1号線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する。

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する。水平張力は本四等価 L 荷重載荷時の明石海峡大橋張力影響線を用いて算定することとする。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する。

活荷重係数の算定結果を表4.11に示す。活荷重係数は想定した条件ごとに異なるが，明石海峡大橋の計画交通量から年1回程度の両側完全波滞は生じる可能性があると考ええると，約1.42程度であり，13t以上の車両の乗り入れ制限が実施されるとすると約1.34程度である。ここでは，活荷重シミュレーションに用いた車両モデルの軸重が明石に予想される交通の軸重よりやや小さめと考えられること

表－ 4.11 活荷重係数算定結果（非波帯車線車間距離 50 m[※]）

供用年数	非超過確率	大型車混入率 荷重車打切条件 波帯車線数 波帯回数	自然波帯時(大型車混入率40%)				突発波帯時(大型車混入率80%)		
			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	0.95	"	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

※) 波帯車線数が片側 3 車線の場合、残りの波帯していない 3 車線には車間距離を 50m にして車両を載荷させた。

から、この数値に若干の余裕をもたせ、1.5、13 t 以上の車両の乗り入れ制限が実施される場合は 1.4 として提案した。

(3) 温度変化の範囲

主ケーブルの設計において活荷重と温度による影響を同時に考える場合、活荷重として（本四等価 L 荷重×活荷重係数）なる供用期間中に稀にしか生じない大きな載荷状態を仮定すると、温度による影響を計算するための温度変化の範囲は、通常頻繁に生じる温度の範囲に対応して設定されるべきものと考えられる。これは言うまでもなく、極めて大きい活荷重が載荷された時に構造物も極めて低い温度にあることは不合理と考えられるからである。

この考え方に従い、ここでは、昭和42年に垂水の地上80mの点で観測された 3 時間間隔の気温データから作成した気温の相対頻度分布を主ケーブルの任意時刻の温度と仮定し、この温度分布を用いて活荷重が載荷される時刻の温度が基準温度（20℃）から t_1 度以内にある確率 P を求め、この P の値を参考にして温度変化の範囲を検討している。

P の算定結果を表－ 4.7 に示す。この表から、（基準温度－20度）の温度変化の範囲を考えると、活荷重係数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 2 % 程度となることがわかる。また、仮に垂水観測点（高度80m）と主ケーブル（高度約 200 m）の高度差による温度補正を最大の 2 度程度考えても、範囲外となる確率は約 6 % 程度であることから、温度変化の範囲として（基準温度－20度）は十分大きい値と判断し提案した。

4-5 まとめ

調査試験の最終年度である62年度は、活荷重係数の算定に用いた自動車荷重モデルの妥当性に関する考察及び温度変化の範囲の検討にあたっての高度補正の必要性の検討を行った上で、明石海峡大橋主ケーブルに適用するための荷重係数の提案を行った。

自動車荷重モデルに関しては、検討の結果、1) 明石海峡に計画交通が再現されるとすると、必ずしも荷重モデルは過大な車重を与えず、むしろやや小さな値を与えること、2) 過去20年間に於いて軸重分布の変化はほとんど認められないことが明らかとなり、明石海峡大橋の活荷重係数の算定に本モデルを適用することに大きな問題はないことが確認された。

また、気温の高度補正に関しては、気象庁気象研究所気象観測用鉄塔のデータ分析の結果、高度200m点では100m点に対し、時刻平均気温で最大1.5度程度の低減の必要性が認められた。しかし、この程度の気温差であれば、61年度に垂水の高度80mでの観測値に基づいて導出した結論を変更する必要がないことが合わせて確認された。

明石海峡大橋主ケーブル設計用の荷重係数については、本年度及び過年度の研究成果をとりまとめ、死荷重係数1.05、活荷重係数1.5（軸重13t以上の車両の乗り入れが制限される場合は1.4）、温度変化の範囲としては基準温度20℃に対して-20度として提案した。

なお、本調査試験は、本年度で終了するが、主ケーブルの設計に限界状態設計法を適用するためには、ここで提案した荷重係数のほかに材料係数や安全係数の検討をさらに進める必要がある。

今後、これらの研究が進展し、世界に誇る明石海峡大橋の主ケーブルが合理的に設計されることを期待する次第である。

参考文献

- 1) 気象庁気象研究所、気象観測用鉄塔観測資料第3号、昭和62年3月
- 2) 東京都環境保全局大気保全部、大気汚染常時測定局測定結果報告、昭和60年1、2、3月
- 3) 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、2220、2220、2357、2458号、昭和58～61年
- 4) 飯島ほか；「車両重量調査結果の解析（解析編）」「同（データ編）」、土木研究所資料第1722、1723号、舗装研究室、昭和56年8月
- 5) 飯島、岡村、猪股；車両重量調査結果の解析、土木研究所資料第2205号、舗装研究室、昭和60年3月
- 6) 限界状態設計法における設計活荷重に関する検討、土木研究所資料第2539号、橋梁研究室、昭和63年1月

第5章 明石海峡大橋・来島海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験

振動研究室 佐々木 康
田 村 敬 一
柴 原 徹 郎
相 沢 興
吉 見 精太郎

5-1 ま え が き

工学分野の地震動の特性に関する研究は、我が国においては従来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。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および来島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61年度から開始されたものである。

昭和61年度には、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た他の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予備的に検討した。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。

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1978年宮城県沖地震による19地点57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⁾、1983年日本海中部地震³⁾および1964年新潟地震⁴⁾による気象庁一倍強震計記録と合わせて、長周期領域における設計用加速度応答スペクトルについて検討した。また、来島海峡大橋の設計用地震入力について架橋地点周辺の地震発生状況を考慮して、予備的に検討した。

5-2 気象庁一倍強震計記録の数値化

本年度、数値化の対象とした記録は、1978年宮城県沖地震の際に19地点で得られた計57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、ディジタイザーによるSMAC型強震計記録の場合と同様である。なお、ディジタイザーによる数値化と並行して、数値化処理の効率化を図るために、昭和61年度に検討した気象庁一倍強震計記録の処理システムをもとに、気象庁一倍強震計記録の自動読取りを行った。記録の数値化および各種補正方法は、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

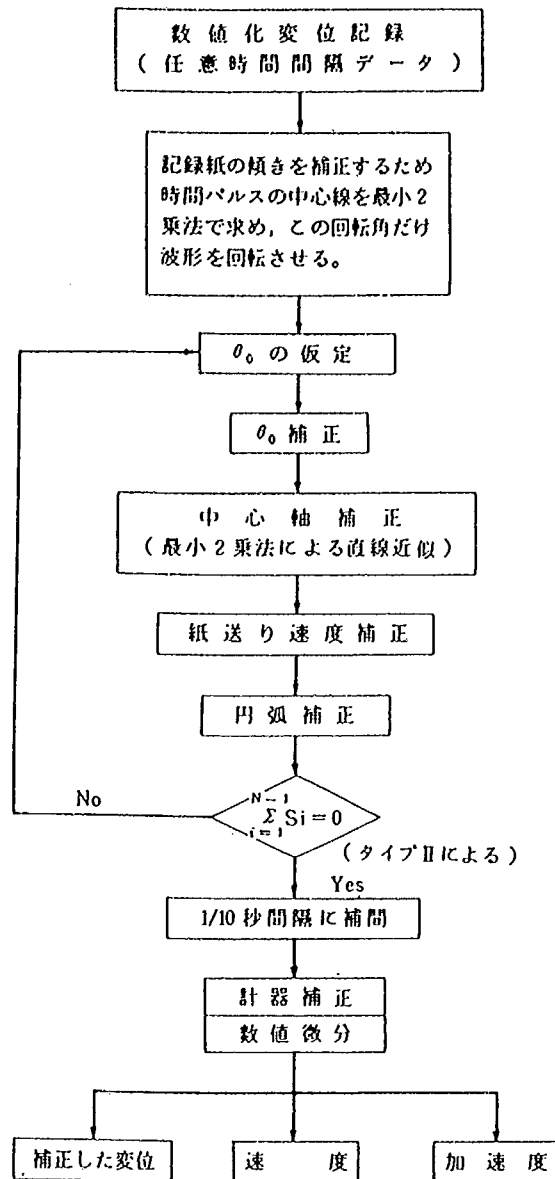


図1 気象庁一倍強震計記録の処理システム流れ図

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。^{6), 7)} 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。

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

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。

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

$$v(t) = \int_{-\infty}^{\infty} i 2 \pi f F(f) e^{i 2 \pi f t} df \quad (3)$$

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

ここで,

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

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

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。

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

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

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。⁸⁾

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

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、既往の検討結果に基づき、短周期を $T_{LU} = 2$ 〔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。したがって、以降の解析においては、2～20秒の周期成分を検討対象としている点に注意する必要がある。一倍強震計の振幅および位相の補正関数を示すと、図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新潟の場合を図3に示す。図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1のようになる。

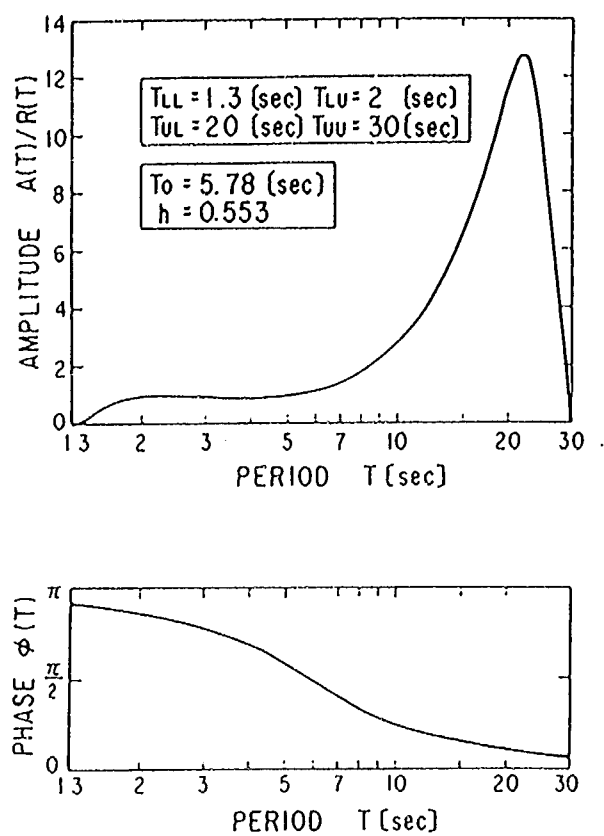
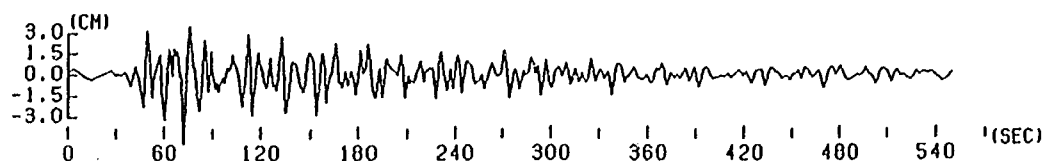
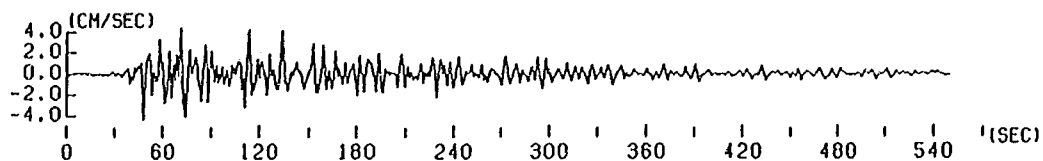


図2 気象庁一倍強震計の振幅および位相特性の補正関数

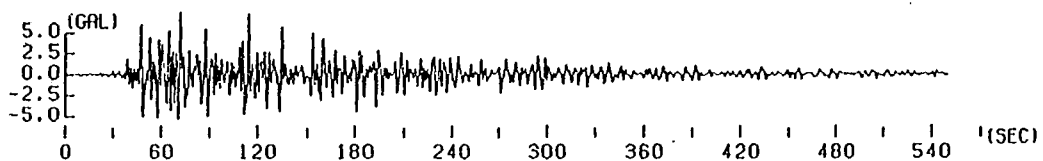
INDEX NO. 145
 NIIGATA N-S
 JMA.MIYAGIKEDISP
 MAX.=-4.915(CH)
 E.O. NO. 780612



INDEX NO. 146
 NIIGATA N-S
 JMA.MIYAGIKEVEL.
 MAX.=4.351(CH/SEC)
 E.O. NO. 780612

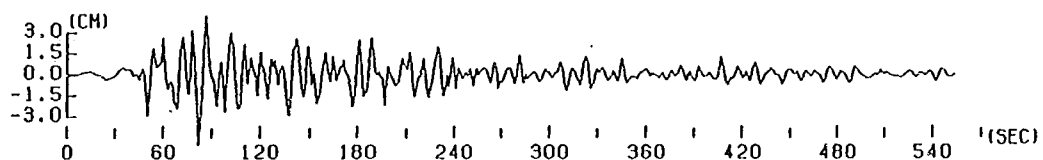


INDEX NO. 147
 NIIGATA N-S
 JMA.MIYAGIKERCC.
 MAX.=7.418(GAL)
 E.O. NO. 780612

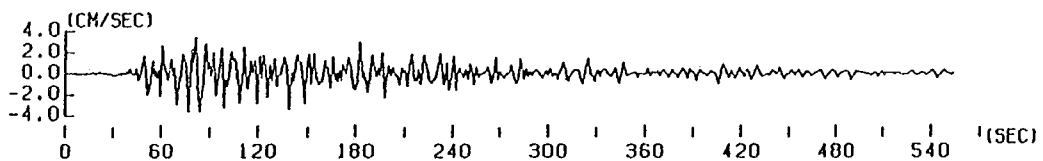


(a) 南北成分

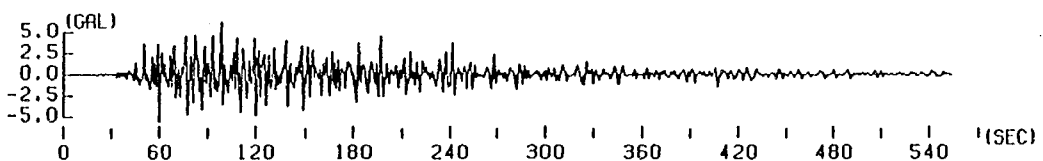
INDEX NO. 148
 NIIGATA E-H
 JMA.MIYAGIKEDISP
 MAX.=-5.039(CH)
 E.O. NO. 780612



INDEX NO. 149
 NIIGATA E-H
 JMA.MIYAGIKEVEL.
 MAX.=-3.646(CH/SEC)
 E.O. NO. 780612

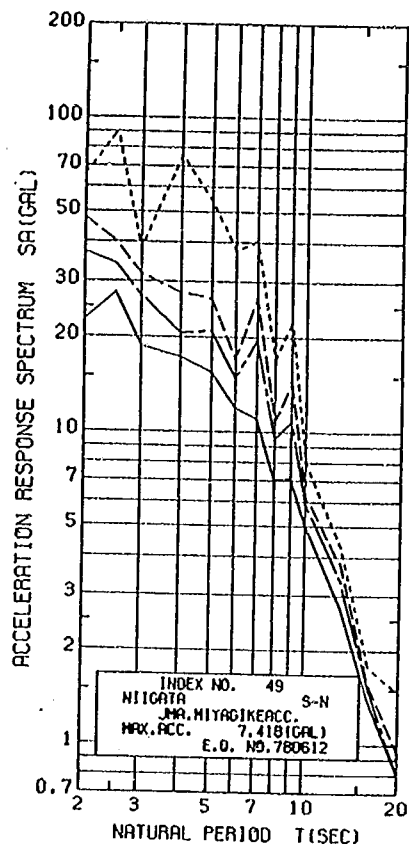


INDEX NO. 150
 NIIGATA E-H
 JMA.MIYAGIKERCC.
 MAX.=6.222(GAL)
 E.O. NO. 780612

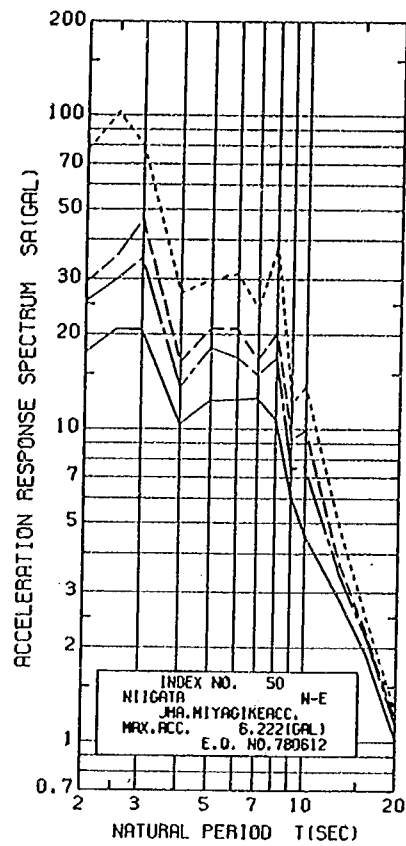


(b) 東西成分

図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（1978年宮城県沖地震，新潟）



(a) 南北成分



(b) 東西成分

図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 (1978年宮城県沖地震, 新潟)

表1 最大変位, 最大速度および最大加速度の一覧 (1978年宮城県沖地震)

NO.	観測所名	成分	最大変位 [cm]	最大速度 [cm/sec]	最大加速度 [gal]	震央距離 [km]
1	OBIHIRO	N-S	-2.084	-3.704	7.572	529.9
2	OBIHIRO	W-E	1.705	2.233	-5.443	529.9
3	OBIHIRO	D-U	-1.843	2.101	4.297	529.9
4	URAKAWA	N-S	1.632	-1.321	2.617	449.6
5	URAKAWA	W-E	1.952	1.069	2.293	449.6
6	URAKAWA	D-U	-1.020	0.931	1.925	449.6
7	TOMAKOMAI	N-S	-1.321	1.701	3.221	499.0
8	TOMAKOMAI	W-E	1.742	1.944	3.180	499.0
9	TOMAKOMAI	D-U	-0.907	1.067	-1.936	499.0
10	MORI	N-S	-1.469	-1.708	-2.743	460.0
11	MORI	E-W	-1.524	1.250	1.763	460.0
12	MORI	D-U	-1.029	0.903	-1.370	460.0
13	AOMORI	S-N	3.342	2.804	-6.395	319.3
14	AOMORI	E-W	2.551	-2.766	6.861	319.3
15	AOMORI	D-U	-1.582	1.358	3.378	319.3
16	HACHINOHE	N-S	1.406	-0.943	2.190	270.5
17	HACHINOHE	W-E	1.200	0.995	-2.158	270.5
18	HACHINOHE	D-U	-2.183	2.068	2.815	270.5
19	MIYAKO	S-N	1.592	1.034	1.666	167.6
20	MIYAKO	W-E	2.169	-2.462	2.485	167.6
21	MIYAKO	D-U	-2.901	1.911	-1.564	167.6
22	YAMAGATA	N-S	1.787	-2.976	6.641	159.1
23	YAMAGATA	E-W	2.661	-3.102	4.725	159.1
24	YAMAGATA	D-U	2.464	1.771	-3.315	159.1
25	ONAHAMA	S-N	-1.817	-1.408	3.346	173.9
26	ONAHAMA	W-E	-1.878	-2.332	-4.771	173.9
27	ONAHAMA	D-U	-0.562	-0.823	2.364	173.9
28	SHIRAKAWA	N-S	1.626	-1.603	4.028	206.5
29	SHIRAKAWA	W-E	1.263	2.089	-5.575	206.5
30	SHIRAKAWA	D-U	0.799	0.644	-1.390	206.5
31	CHOSHI	N-S	0.752	-0.694	-1.525	294.7
32	CHOSHI	E-W	-1.062	0.799	-1.432	294.7
33	CHOSHI	D-U	-0.367	0.295	0.633	294.7
34	MITO	N-S	-1.275	2.171	-5.250	247.3
35	MITO	E-W	-1.327	1.695	3.790	247.3
36	MITO	D-U	-0.889	1.277	2.460	247.3
37	MAEBASHI	N-S	1.457	1.406	2.627	336.2
38	MAEBASHI	W-E	0.958	1.156	2.493	336.2
39	MAEBASHI	D-U	-0.495	-0.606	-1.147	336.2
40	UTSUNOMIYA	N-S	-1.176	-2.000	4.853	270.1
41	UTSUNOMIYA	W-E	-0.656	-1.038	-2.552	270.1
42	UTSUNOMIYA	D-U	0.731	-0.632	1.356	270.1
43	TOKYO	N-S	0.897	-1.323	-3.040	347.4
44	TOKYO	E-W	-0.972	1.190	2.237	347.4
45	TOKYO	D-U	-0.566	0.848	1.970	347.4
46	YOKOHAMA	S-N	-0.990	-1.237	-2.852	796.4
47	YOKOHAMA	W-E	0.993	-1.298	3.385	800.9
48	YOKOHAMA	D-U	-0.869	1.432	-3.140	799.7
49	NIIGATA	S-N	-4.915	4.351	7.418	549.3
50	NIIGATA	W-E	-5.039	-3.646	6.222	553.4
51	NIIGATA	D-U	-2.738	2.728	3.494	558.1
52	AIKAWA	N-S	-0.777	-0.507	0.890	383.2
53	AIKAWA	W-E	-0.576	-0.442	-0.639	383.7
54	AIKAWA	D-U	1.042	-0.521	-0.574	394.1
55	NAGANO	N-S	1.122	1.282	2.479	609.8
56	NAGANO	W-E	-0.909	1.226	2.174	612.2
57	NAGANO	D-U	-0.433	-0.391	-0.735	629.7

5-3 長周期地震動の距離減衰特性

昭和63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、1978年宮城県沖地震（M7.4）による57成分である。これらの記録のうち水平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、震央距離等の一覧を示すと、表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を示すものであり、表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¹¹⁾により提案されたものであり、各地点における気象庁一倍強震計記録の統計解析に基づく相対的な最大振幅を表す指標である。各地点ごとの揺れやすさの分布は、表4および図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段階づつをとりまとめて、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。¹²⁾

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

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、気象庁一倍強震計記録から算出した固有周期 T 、減衰定数 h の加速度応答スペクトル $S_A(T, h)$ について、式(10)と同様の次式で示される距離減衰式を仮定するものとした。

$$S_A(T, h, M, d, GC_i) = a(T, h, GC_i) \times 10^{b(T, h, GC_i)M} \times (d + d_0)^{c(T, h, GC_i)} \quad (11)$$

ここで、式(11)中の d_0 については気象庁一倍強震計記録をもとにした体系的な検討はなされていない

表 2(1) 気象庁一併強震計記録による最大変位, 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	13.616	5.383	4.883
2	MORI	3	0.0	293.8	7.9	7.030	7.711	15.615
3	HAKODATE	3	0.79	265.6	7.9	5.342	4.314	9.645
4	NEMURO	1	0.47	332.8	7.9	8.016	2.960	1.880
5	MORIOKA	2	0.63	235.1	7.9	6.723	4.719	8.108
6	SENDAI	2	1.20	358.0	7.9	4.719	2.901	6.393
7	HIROO	2	0.98	175.5	7.9	9.855	6.620	11.135
8	OFUNATO	1	0.46	244.2	7.9	2.793	3.118	6.425
9	SAPPORO	2	1.07	317.8	7.9	14.012	8.571	20.950
10	MURORAN	1	0.58	278.9	7.9	6.297	4.075	7.145
11	AKITA	3	1.74	316.5	7.9	11.545	11.616	25.128
12	ISHINOMAKI	2	0.60	321.9	7.9	6.509	2.697	2.658
13	MIYAKO	1	0.56	182.6	7.9	6.599	3.285	3.588
14	RUMOI	2	0.93	391.8	7.9	20.956	8.903	9.458
15	MORIOKA *	2	0.63	237.9	7.5	1.926	1.414	2.573
16	SENDAI *	2	1.20	387.7	7.5	2.147	1.673	3.362
17	OFUNATO *	1	0.46	278.4	7.5	1.857	1.422	2.655

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	3.318	2.027	2.456
2	OSAKA	3	3.02	386.5	7.5	4.263	3.083	5.261
3	TAKAMATSU	2	0.78	268.0	7.5	3.308	2.318	3.511
4	ASHIZURI	1	0.63	68.3	7.5	7.622	6.943	14.881
5	MATSUYAMA	2	0.93	174.3	7.5	3.714	2.488	4.671
6	HIROSHIMA	1	0.74	231.7	7.5	2.604	2.149	2.277
7	OKAYAMA	2	0.50	294.0	7.5	3.182	1.737	1.939
8	KOCHI	3	1.12	170.6	7.5	7.964	3.628	6.241
9	KYOTO	3	0.52	426.4	7.5	2.127	1.526	1.280
10	IZUHARA	2	0.0	365.9	7.5	0.811	0.502	0.584
11	NOBEOKA	1	1.23	85.0	7.5	6.612	4.720	8.247
12	SHIMONOSEKI	1	0.69	235.8	7.5	1.126	0.820	1.841
13	SAGA	4	0.0	232.0	7.5	2.293	3.700	9.183
14	KAGOSHIMA	2	2.09	200.5	7.5	6.852	9.683	19.298
15	FUKUE	2	0.79	346.9	7.5	1.138	0.898	1.355
16	FUKUOKA	2	0.95	244.7	7.5	1.392	1.263	2.573
17	MUROTOMISAKI	1	0.68	190.5	7.5	8.335	4.570	4.070
18	UWAJIMA	1	0.0	105.7	7.5	5.109	3.555	4.885

表 2(2) 気象庁一倍強震計記録による最大変位、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	5.580	3.344	1.922
2	RUMOI	2	0.93	452.0	7.7	5.598	3.426	2.168
3	SAPPORO	2	1.07	353.5	7.7	10.384	5.548	4.497
4	OBIIHRO	2	2.69	446.4	7.7	4.828	3.118	3.643
5	SUTTSU	1	0.0	286.9	7.7	8.280	5.184	3.425
6	MURORAN	1	0.58	270.1	7.7	8.754	4.999	2.670
7	MORI	3	0.0	230.7	7.7	9.517	7.103	16.626
8	HIROO	2	0.98	414.5	7.7	5.671	2.407	1.020
9	OFUNATO	1	0.46	266.6	7.7	2.484	1.355	1.359
10	HACHINOHE	2	0.46	208.2	7.7	9.744	4.648	3.915
11	MORIOKA	2	0.63	191.5	7.7	5.468	2.961	2.711
12	MIYAKO	1	0.56	257.5	7.7	3.649	1.774	1.789
13	SENDAI	2	1.20	279.3	7.7	3.883	2.545	3.903
14	ISHINOMAKI	2	0.60	285.7	7.7	4.234	2.005	1.926
15	FUKUSHIMA	2	0.98	312.7	7.7	2.361	1.190	0.839
16	ONAHAMA	3	1.15	409.5	7.7	3.684	1.736	2.080
17	WAJIMA	3	0.95	380.1	7.7	1.920	1.287	1.765
18	AIKAWA	1	0.45	269.1	7.7	2.921	1.889	1.578
19	TAKADA	3	0.60	368.4	7.7	2.750	1.440	1.659
20	KUMAGAYA	2	1.48	467.6	7.7	2.742	1.702	1.288
21	TOKYO	3	2.00	522.2	7.7	5.024	3.214	2.559
22	YOKOHAMA	2	2.00	548.8	7.7	3.649	2.201	1.952
23	SAPPORO *	2	1.07	276.1	7.1	2.871	1.771	2.511
24	SUTTSU *	1	0.0	196.9	7.1	2.265	1.599	2.131
25	MURORAN *	1	0.58	201.6	7.1	2.262	1.295	1.220
26	MORI *	3	0.0	159.6	7.1	7.917	7.577	12.906
27	HAKODATE *	3	0.79	157.9	7.1	3.049	2.729	4.720
28	TOMAKOMAI *	3	0.0	261.0	7.1	3.304	2.533	3.301
29	AOMORI *							
30	HACHINOHE *	2	0.46	227.9	7.1	1.326	0.701	0.610
31	AKITA *	3	1.74	195.8	7.1	5.739	3.804	4.203
32	SAKATA *	4	4.79	272.8	7.1	3.869	2.919	3.900
33	NIIGATA *	3	2.95	372.4	7.1	4.397	2.502	2.355

注) *を付した記録は最大余震による。

表2(3) 気象庁一併強震計記録による最大変位、最大速度および最大加速度の一覧

(d) 1964年新潟地震

No	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	ISHINOMAKI	2	0.60	182.9	7.5	3.935	3.934	6.877
2	AOMORI	4	2.51	300.9	7.5	4.382	2.901	3.954
3	MIYAKO	1	0.56	276.4	7.5	2.609	1.242	1.566
4	AKITA	3	1.74	165.7	7.5	5.130	4.183	9.772
5	MORIOKA	2	0.63	222.9	7.5	2.536	1.362	2.063
6	SENDAI	2	1.20	148.9	7.5	4.988	3.760	7.635
7	SHIRAKAWA	1	1.02	168.3	7.5	5.645	6.259	11.395
8	KUMAGAYA	2	1.48	250.6	7.5	6.625	4.895	7.634
9	CHICHIBU	2	0.87	268.8	7.5	1.562	1.517	2.044
10	TAKADA	3	0.60	166.9	7.5	6.443	8.232	16.701
11	KOFU	3	1.15	309.3	7.5	1.266	1.256	2.485
12	MAEBASHI	2	1.51	222.6	7.5	3.394	3.214	6.018
13	KARUIZAWA	3	1.66	236.8	7.5	2.242	3.260	7.938
14	AJIRO	2	0.52	372.5	7.5	1.443	1.235	1.628
15	TOYAMA	2	1.20	258.4	7.5	2.990	2.581	5.571
16	OMAEZAKI	2	1.35	431.5	7.5	2.047	2.127	3.530
17	TSU	3	0.74	476.0	7.5	1.219	0.889	1.476
18	TAKAYAMA	2	0.0	303.8	7.5	1.376	1.013	1.791
19	NAGOYA	2	1.41	410.7	7.5	2.598	1.503	2.191
20	HAMAMATSU	2	1.12	432.1	7.5	1.094	1.198	2.085
21	UTSUNOMIYA	2	1.02	213.9	7.5	6.236	4.604	8.362
22	TOKYO	3	2.00	309.3	7.5	5.823	5.184	10.310
23	TOMISAKI	0	0.0	385.0	7.5	3.789	4.331	6.921
24	YOKOHAMA	2	2.00	332.2	7.5	3.637	3.778	6.356
25	OSHIMA	0	0.87	404.2	7.5	1.979	1.312	1.719

(e) 1978年宮城県沖地震

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	OBIIHIRO	2	2.69	529.9	7.4	2.084	3.704	7.572
2	URAKAWA	1	1.23	449.6	7.4	1.952	1.321	2.617
3	TOMAKOMAI	3	0.0	499.0	7.4	1.742	1.944	3.221
4	MORI	3	0.0	460.0	7.4	1.524	1.708	2.743
5	AOMORI	4	2.51	319.3	7.4	3.342	2.804	6.861
6	HACHINOHE	2	0.46	270.5	7.4	1.406	0.995	2.190
7	MIYAKO	1	0.56	167.6	7.4	2.169	2.462	2.485
8	YAMAGATA	2	0.78	159.1	7.4	2.661	3.102	6.641
9	ONAHAMA	3	1.15	173.9	7.4	1.878	2.332	4.771
10	SHIRAKAWA	1	1.02	206.5	7.4	1.626	2.089	5.575
11	CHOSHI	2	0.76	294.7	7.4	1.062	0.799	1.525
12	MITO	2	1.41	247.3	7.4	1.327	2.171	5.250
13	MAEBASHI	2	1.51	336.2	7.4	1.457	1.406	2.627
14	UTSUNOMIYA	2	1.02	270.1	7.4	1.176	2.000	4.853
15	TOKYO	3	2.00	347.4	7.4	0.972	1.323	3.040
16	YOKOHAMA	2	2.00	376.0	7.4	0.993	1.298	3.385
17	NIIGATA	3	2.95	274.1	7.4	5.039	4.351	7.418
18	AIKAWA	1	0.45	343.0	7.4	0.777	0.507	0.890
19	NAGANO	2	1.55	387.1	7.4	1.122	1.282	2.479

表3 気象官署の地盤分類

番号	地 盤 の 分 類	
1	岩 盤	庁舎の周囲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	庁舎の周囲相当な範囲にわたって、砂礫層、ローム層、砂泥り硬質粘土層、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5m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、砂泥り粘土層、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30m以上のもの 2. 埋立て地で深さ3m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 やや長周期帯域における揺れやすさの一覧
(文献11)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	神松	0.95
	2	大分	3.09		49	戸山	0.93
	3	阪	3.02		50	山	0.93
	4	新	2.95		51	留	0.89
	5	帯	2.69		52	鋼	0.87
	6	背	2.51		53	秩	0.87
	7	館	2.29		54	松	0.87
	8	鹿	2.09		55	大	0.87
	9	鹿	2.00		56	福	0.87
	10	横	2.00		57	旭	0.85
V	11	河	1.78		58	内	0.85
	12	秋	1.74		59	江	0.79
	13	水	1.74		60	館	0.79
	14	熊	1.70		61	取	0.78
	15	軽	1.66		62	形	0.78
	16	長	1.55		63	松	0.78
	17	前	1.51		64	子	0.76
IV	18	熊	1.48	II	65	卓	0.76
	19	水	1.41		66	島	0.74
	20	那	1.41		67	岡	0.74
	21	古	1.41		68	津	0.74
	22	名	1.41		69	関	0.69
	23	奈	1.41		70	御	0.69
	24	三	1.35		71	木	0.68
	25	御	1.35		72	八	0.66
	26	浦	1.23		73	飯	0.65
	27	延	1.23		74	田	0.63
	28	仙	1.20		75	足	0.63
	29	富	1.20		76	盛	0.63
	30	豊	1.15		77	種	0.62
	31	中	1.15		78	石	0.60
III	32	小	1.12	I	79	高	0.60
	33	浜	1.12		80	旗	0.59
	34	高	1.12		81	網	0.59
	35	宮	1.10		82	室	0.58
	36	石	1.07		83	宮	0.56
	37	彦	1.07		84	屋	0.54
	38	札	1.05		85	和	0.54
	39	長	1.02		86	網	0.52
	40	白	1.02		87	京	0.52
	41	宇	1.00		88	西	0.52
	42	敦	0.98		89	岡	0.50
	43	福	0.98		90	姫	0.49
	44	広	0.95		91	室	0.47
	45	輪	0.95		92	戸	0.46
	46	福	0.95		93	大	0.46
	47	柿	0.95		94	相	0.45
		金	0.95			尾	0.44

が、既往の工学式強震計記録による距離減衰式¹²⁾を参考にして30kmとするものとし、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。

減衰定数5%および2%の加速度応答スペクトルのそれぞれについて、固有周期を2~20秒まで変化させて、重回帰分析により式(11)の係数 a 、 b 、 c を求めると、表5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。

$$S_A(2, 0.05) = \begin{cases} 9.49 \times 10^0 \times 10^{0.432M} \times (D+30)^{-1.271} & (\text{全データ}) \\ 1.93 \times 10^{-1} \times 10^{0.780M} \times (D+30)^{-1.758} & (1 \text{ 種地盤}) \\ 9.12 \times 10^0 \times 10^{0.691M} \times (D+30)^{-1.641} & (2 \text{ 種地盤}) \\ 1.16 \times 10^{-1} \times 10^{0.855M} \times (D+30)^{-2.046} & (3 \text{ 種地盤}) \end{cases} \quad (12)$$

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6~図9のようになる。ここで、図中には式(11)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適される。

- 1) 固有周期2秒および固有周期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値が大きくなる。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秒および20秒、減衰定数2%の場合には、上述の1)の場合と比較して、震央距離による減衰が小さく、マグニチュードの差異による加速度応答スペクトル値の変化が大きい。

長周期領域における加速度応答スペクトルの距離減衰式に関しては、昭和61年度にも、1978年宮城県沖地震を除く6地震(余震2地震を含む)による気象庁一倍強震計記録をもとに予備的に検討を行っている⁴⁾。しかしながら、昭和61年度は解析対象記録が少なく、一部の記録の影響を強く受け、特定の固有周期においては距離減衰が極めて小さくなるという現象が生じたが、本年度はそのような点に関しては改善が認められた。

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。¹²⁾

$$S_A(2, 0.05) = \begin{cases} 5.784 \times 10^{0.417M} \\ 0.347 \times 10^{0.644M} \\ 0.351 \times 10^{0.666M} \end{cases} \times (D+30)^{-1.178} \begin{matrix} (1 \text{ 種地盤}) \\ (2, 3 \text{ 種地盤}) \\ (4 \text{ 種地盤}) \end{matrix} \quad (13)$$

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。マグニチュード5~8について式(13)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

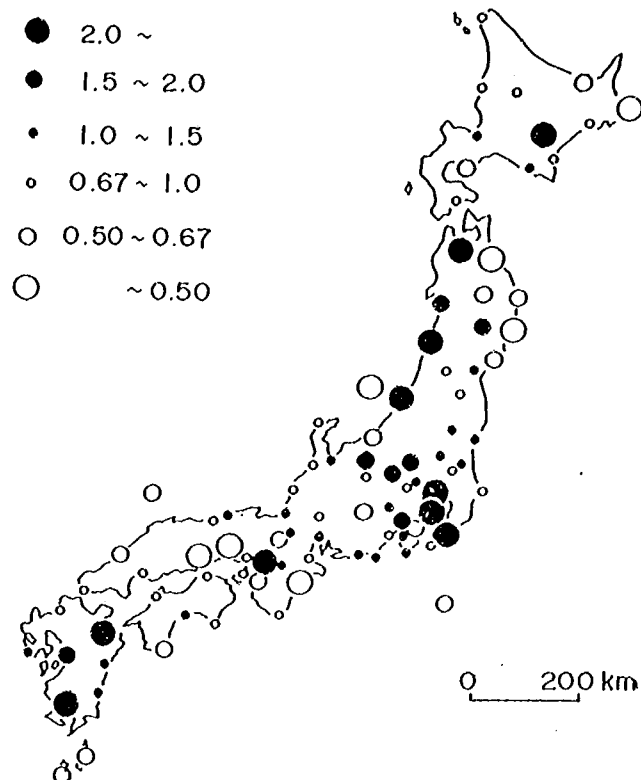
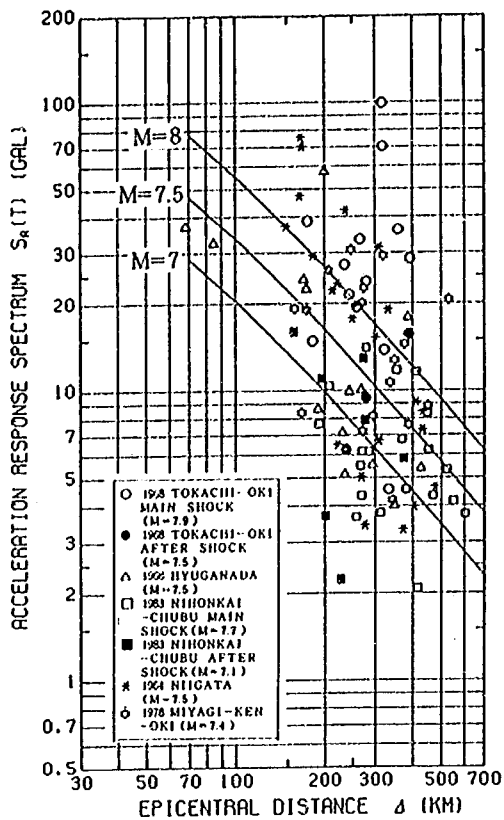


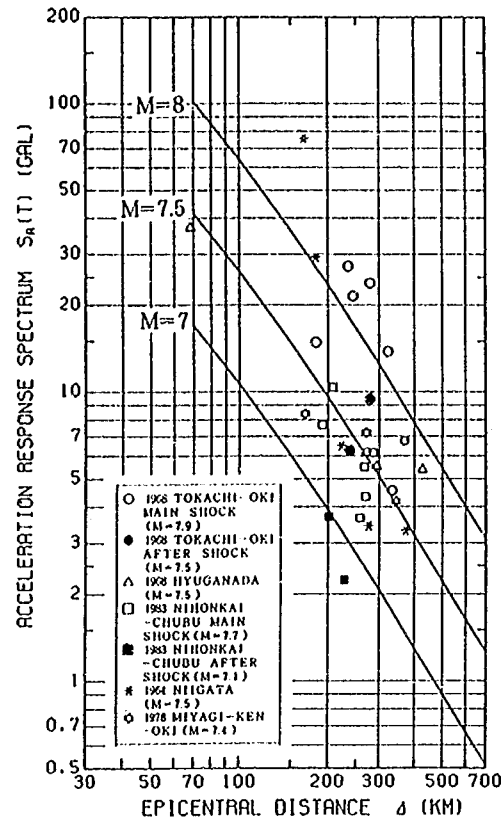
図5 やや長周期帯域における揺れやすさの分布 (文献11) による)

示すと、図10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。

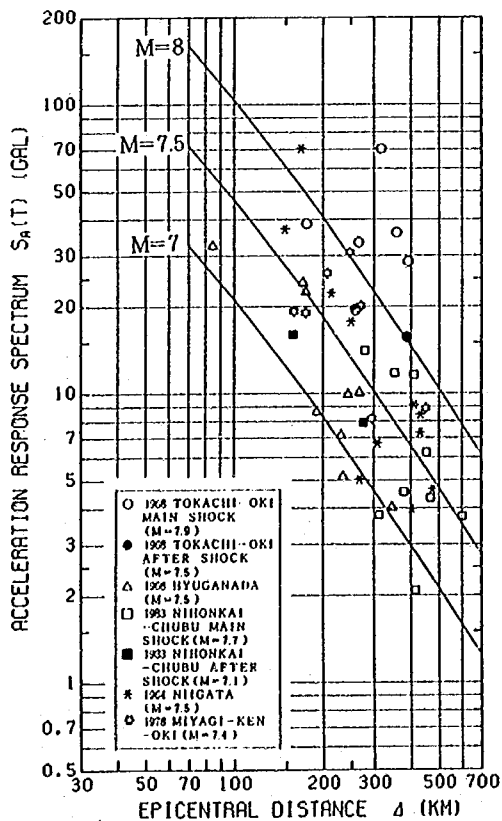
- 1) 気象庁一倍強震計記録の距離減衰は，工学式強震計記録の距離減衰よりも大きくなる。
- 2) 図6～図9および図10をもとに，マグニチュード8，震央距離200kmの場合を比較すると，1種地盤（道路橋示方書耐震設計編による1種地盤）および3種地盤（同4種地盤）については，気象庁一倍強震計記録および工学式強震計記録のいずれとも，それぞれ，20 gal および 120 gal 程度の加速度応答スペクトル値を示す。しかしながら，2種地盤（同2，3種地盤）については，気象庁一倍強震計記録による加速度応答スペクトル値が 40 gal 程度であるのに対して，工学式強震計記録による加速度応答スペクトル値は 80 gal 程度と異なっている。



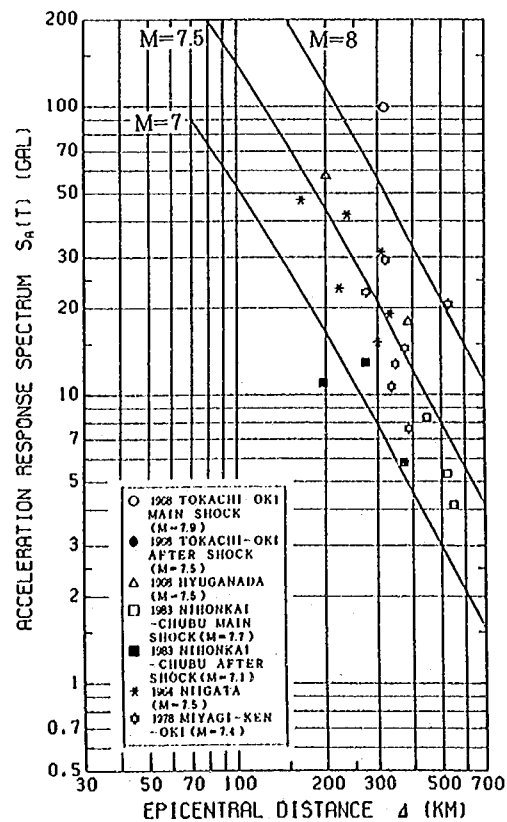
(a) 全 デ ー タ



(b) 1 種 地 盤



(c) 2 種 地 盤



(d) 3 種 地 盤

図6 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%)

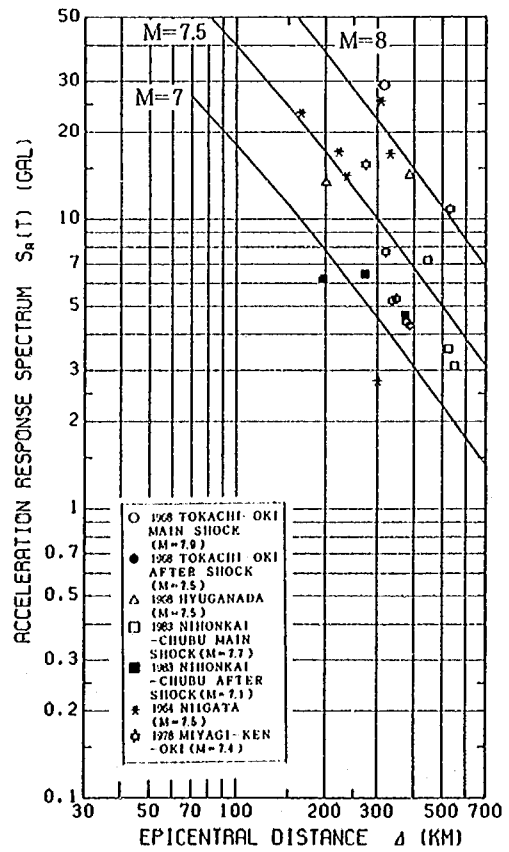
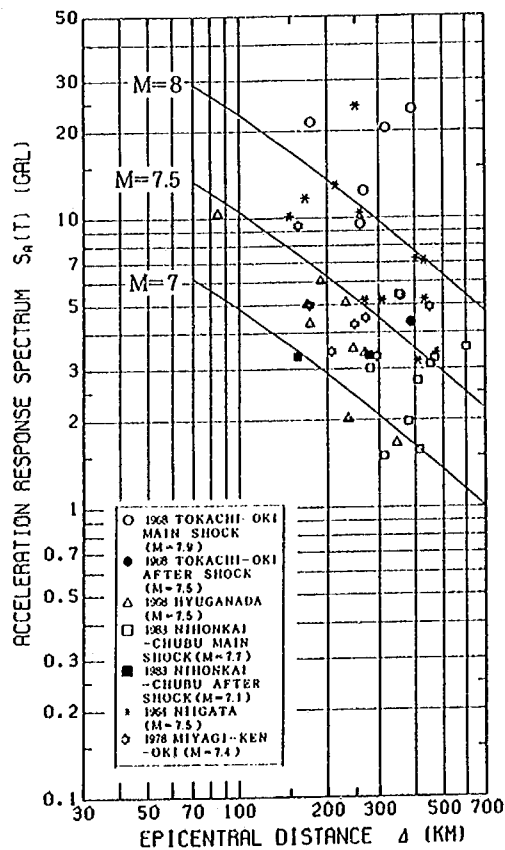
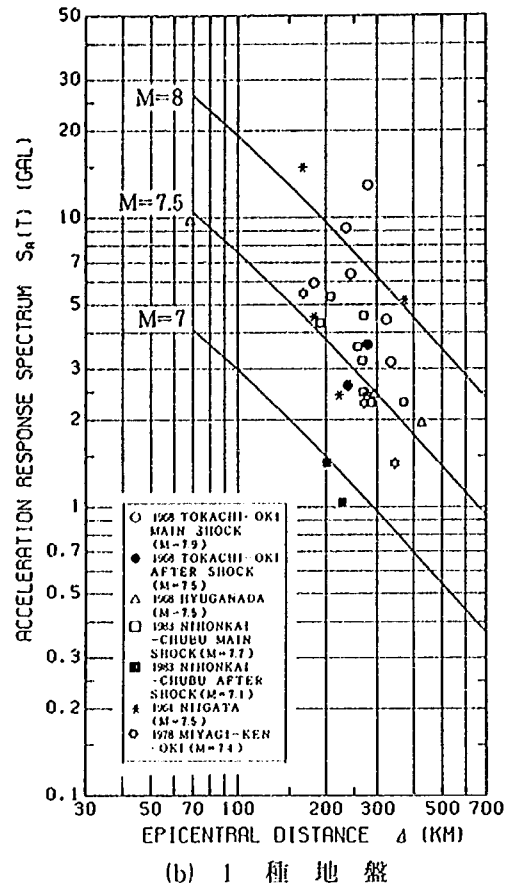
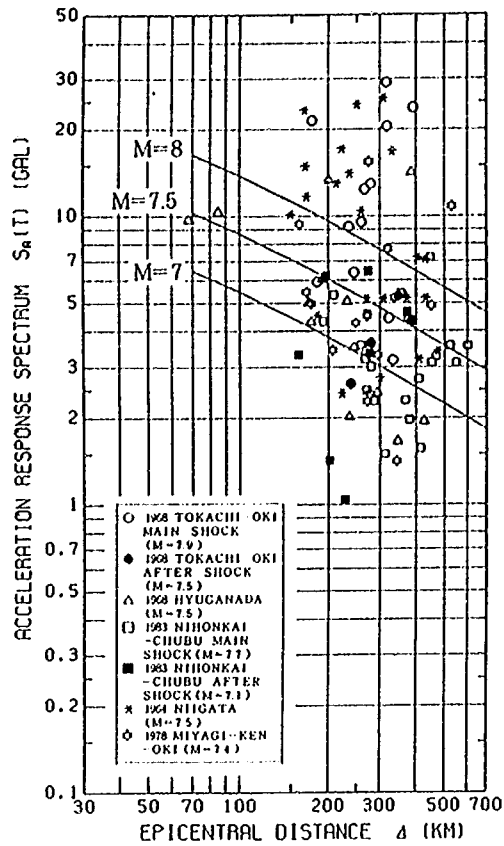
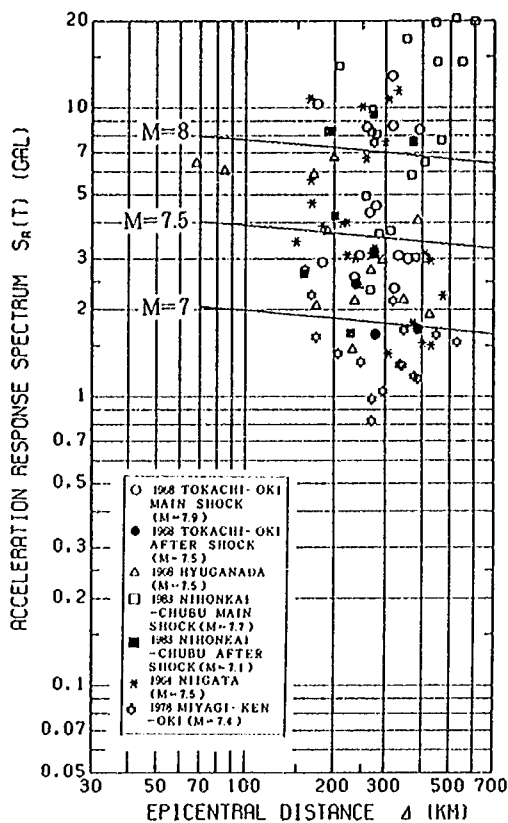
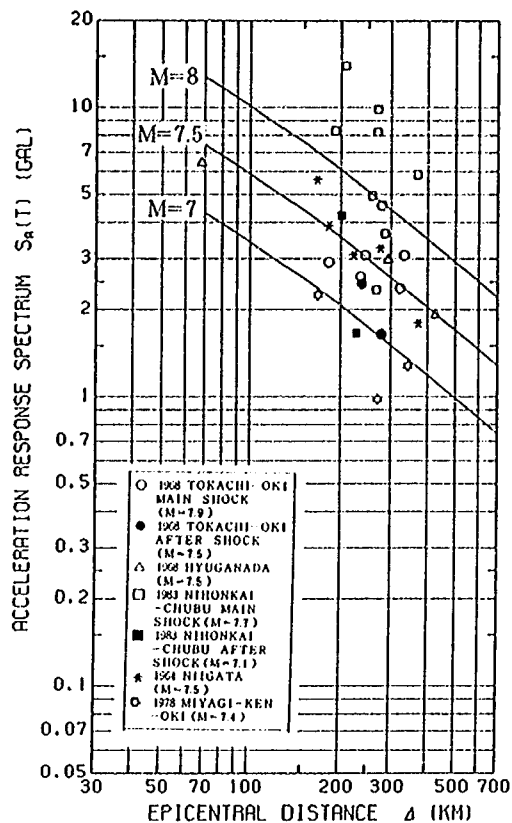


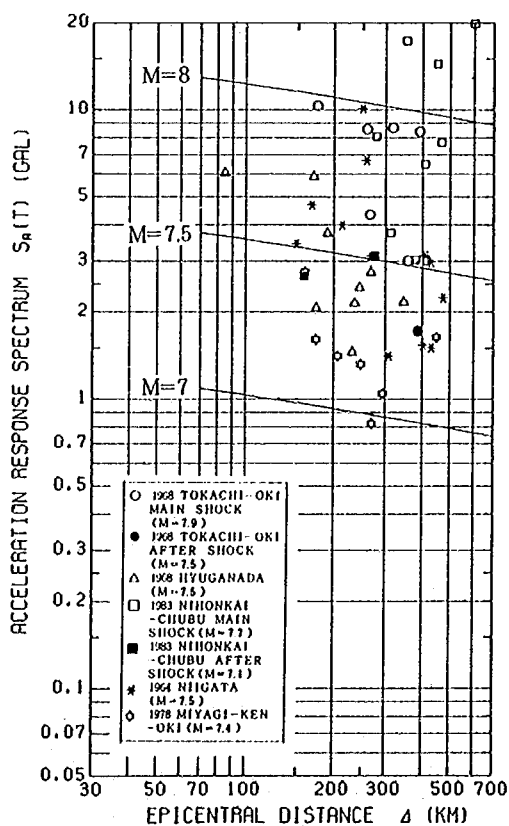
図7 加速度応答スペクトルの距離減衰（固有周期5秒，減衰定数5%）



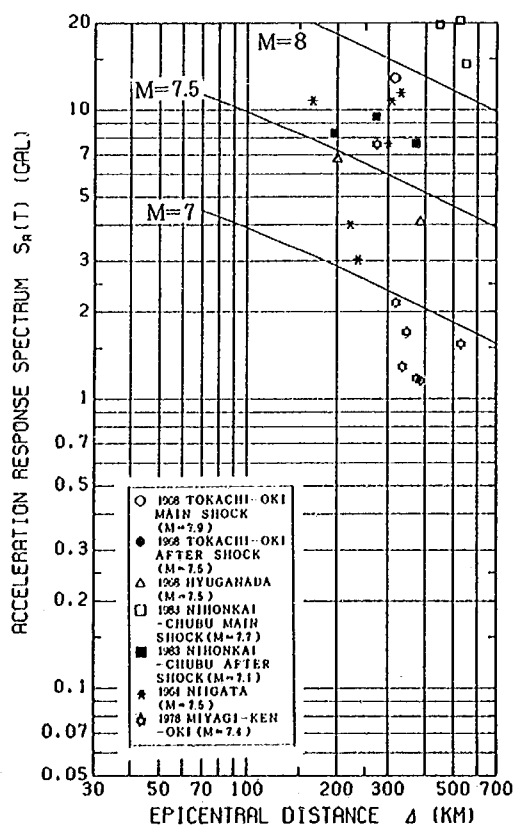
(a) 全 デ ー タ



(b) 1 種 地 盤

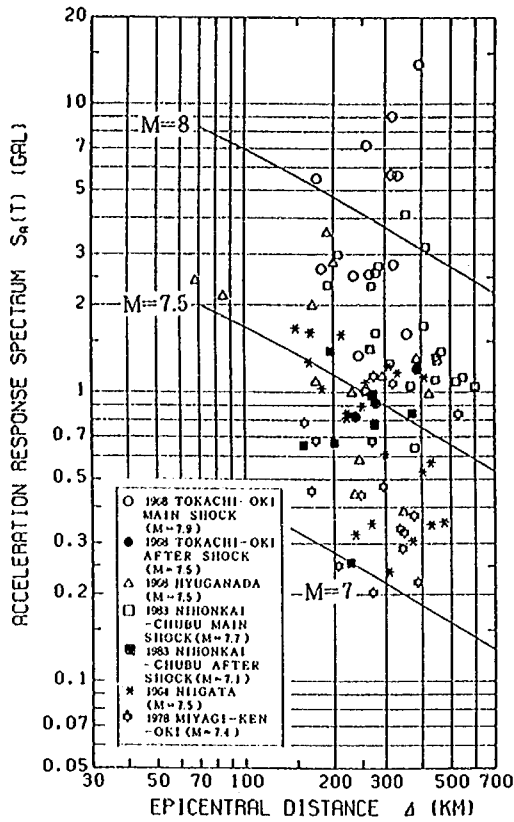


(c) 2 種 地 盤

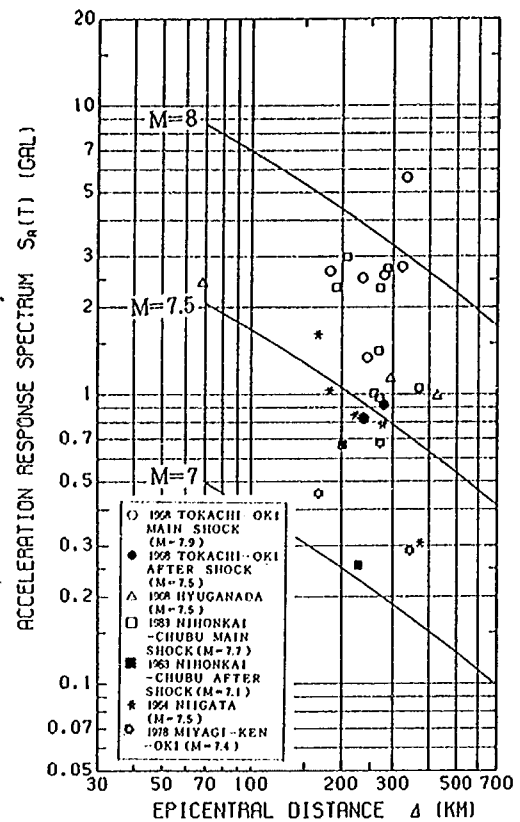


(d) 3 種 地 盤

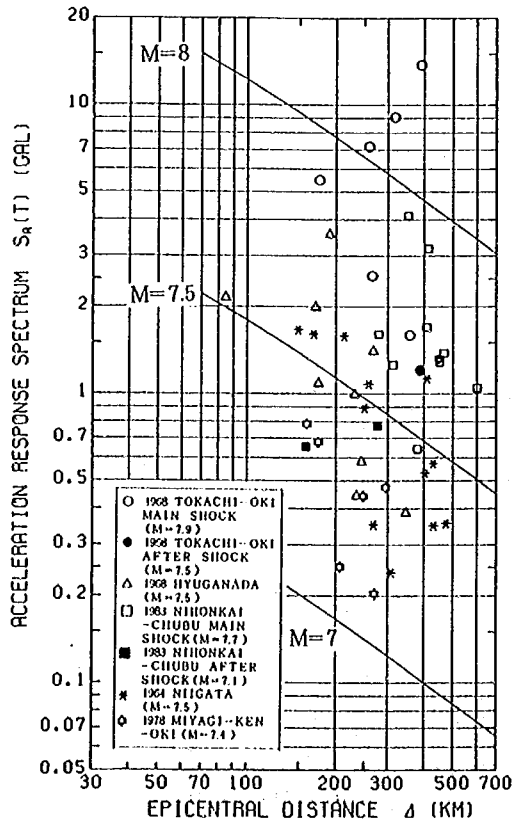
図 8 加速度応答スペクトルの距離減衰 (固有周期10秒, 減衰定数2%)



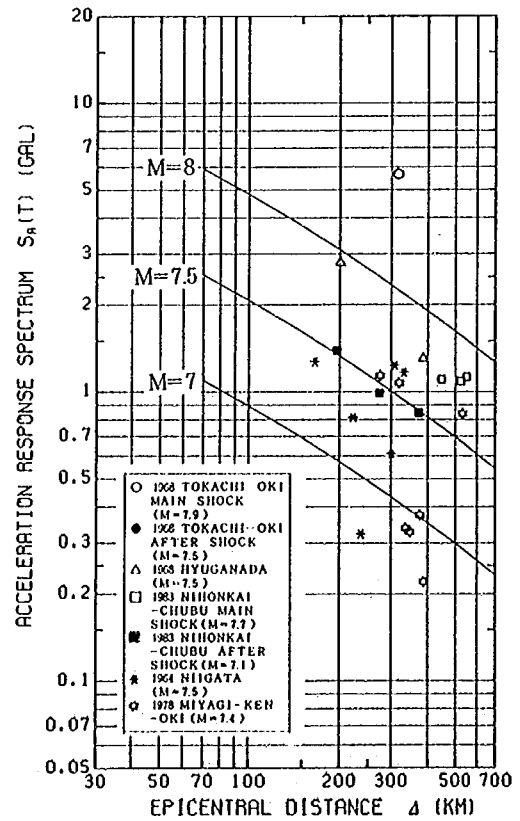
(a) 全データ



(b) 1 種地盤



(c) 2 種地盤



(d) 3 種地盤

図9 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%)

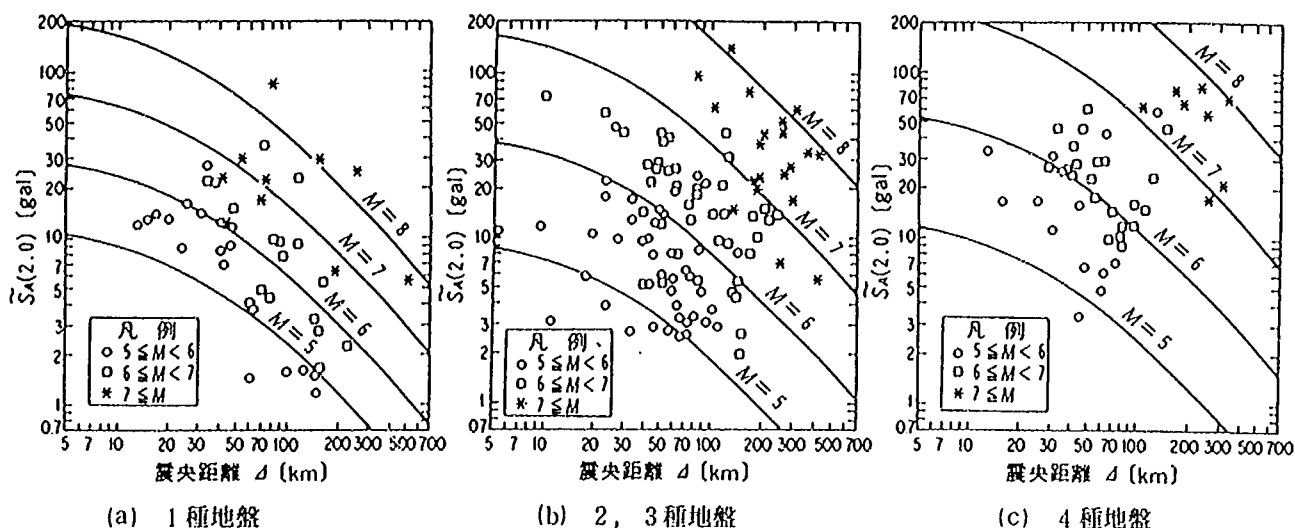


図10 工学式強震計記録に基づく加速度応答スペクトルの距離減衰式
(固有周期2秒, 減衰定数5%)

5-4 長周期領域における設計用加速度応答スペクトル

明石海峡大橋（下部構造）の耐震設計では、紀伊半島沖および土佐沖に発生が予想される最大規模の地震（マグニチュード8.5，震央距離150km）ならびに再現期間が150年に相当する地震の2種類の地震を想定し、両者の加速度応答スペクトルを包絡する図11に示すスペクトルが設計用加速度応答スペクトルとして設定されている。¹³⁾ なお、ここで上述した2種類の地震による加速度応答スペクトルには、いずれも加速度応答スペクトルの予想精度を考慮して補正係数（=1.5）が乗じられている。図11からもわかるように、長周期領域における加速度応答スペクトルは大規模地震により強く影響される。そこで、長周期領域における設計用加速度応答スペクトルは、明石海峡大橋の耐震設計において想定されている2種類の地震のうちマグニチュード8.5，震央距離150kmの地震をもとに設定するものとした。また、地盤種別は明石海峡大橋および来島海峡大橋の架橋地点の地盤条件を考慮して、1種地盤とした。減衰定数としては橋梁の上部構造の減衰を考慮して2%を検討対象とした。

加速度応答スペクトルは、原則として、式(1)に示した距離減衰式に基づいて設定するものとした。ただし、5-3節に示した気象庁一倍強震計記録の重回帰分析結果によれば、距離減衰式中のマグニチュードに乘じられる係数 b の値（表5参照）は、既往の工学式強震計記録による距離減衰式の b の値¹²⁾に比較してかなり大きくなっている。したがって、式(1)にマグニチュード8.5を単純に代入した場合にはマグニチュードに係わる項の影響が非常に強く、重回帰分析のもととなった気象庁一倍強震計記録（最大のマグニチュードは1968年十勝沖地震のM7.9）を大きく外挿し、過大な加速度応答スペクトル値が得られることが予想される。そこで、ここでは、以下のように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を参考にして長周期領域における加速度応答スペクトルを設定することとした。

すなわち、図12によれば、工学式強震計記録による1種地盤の距離減衰式中の係数 b は固有周期の増加に従い、概ね単調に増加している。最小二乗法により固有周期 T (s)と係数 b の関係を求めると、次式で示される。

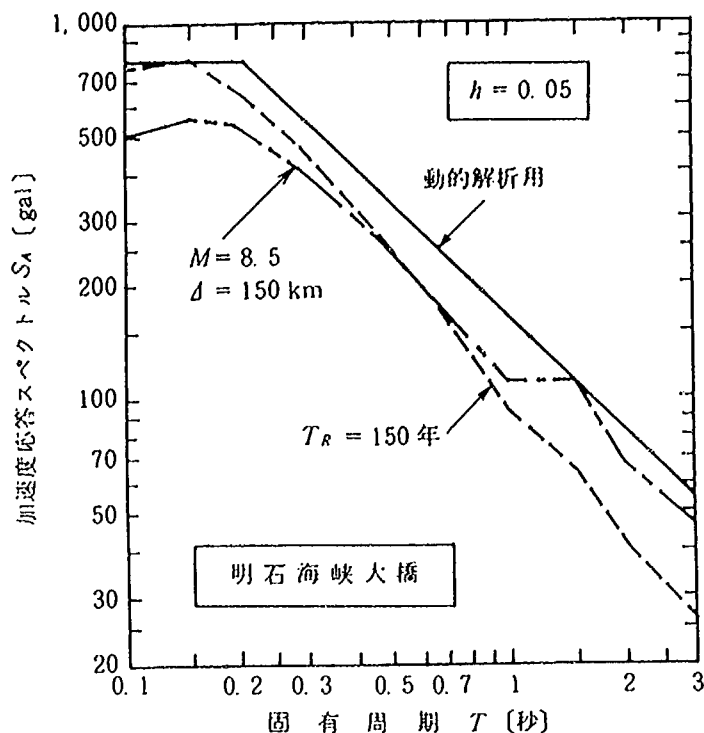


図11 明石海峡大橋の設計用加速度応答スペクトル

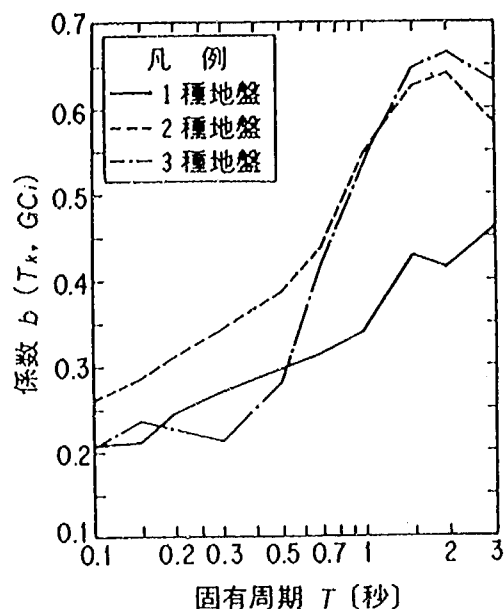


図12 工学式強震計記録による加速度応答スペクトルの距離減衰式の係数 b

$$b = 0.367 + 0.177 \log T$$

(14)

上式は、固有周期3秒以下の領域における関係式であるが、この関係式が固有周期3秒以上の長周期領域においても成り立つと仮定し、まず、各固有周期ごとに式11に示した距離減衰式中の係数 b を設定した。その上で、重回帰分析により他の係数を算出することとした。このようにして求めた係数の一覧を示すと表6ようになる。表6に示した各係数を用いて、減衰定数5%の場合について、マグニチュード7、8、8.5、震央距離150kmに対する加速度応答スペクトルを求めると、図13に示すようになる。ここで、参考のために、図中には工学式強震計記録の距離減衰式による同一条件の加速度応答スペクトルも合わせて示した。図13より気象庁一倍強震計記録による加速度応答スペクトルは、工学式強震計記録による加速度応答スペクトルのほぼ延長線上に位置することがわかる。すなわち、ここで用いた手法による気象庁一倍強震計記録に基づく加速度応答スペクトルは、工学式強震計記録をもとにした明石海峡大橋（下部構造）の設計用加速度応答スペクトルと概ね整合しているものと考えられる。図13と同様に、減衰定数2%の場合について、マグニチュード7、8、8.5、震央距離150kmに対する加速度応答スペクトルを示すと図14のようになる。現段階では必ずしも十分な検討を尽した訳ではないが、ここでは長周期領域における設計用加速度応答スペクトルとして、図14に示したマグニチュード8.5、震央距離150kmの加速度応答スペクトルに予測精度を考慮して補正係数（＝1.5）を乗じた上で、その形状を包絡するスペクトル（図15参照）

表 5 (1) 加速度応答スペクトルの距離減衰式の係数一覧

(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	9.494E+00	0.432	-1.271	0.502	0.328
	1種地	1.929E-01	0.780	-1.758	0.708	0.267
	2種地	9.123E-01	0.691	-1.641	0.671	0.277
	3種地	1.159E+00	0.855	-2.046	0.757	0.241
2.5	全デ	1.519E+01	0.391	-1.249	0.494	0.326
	1種地	6.614E-01	0.749	-1.901	0.742	0.252
	2種地	2.130E+00	0.631	-1.630	0.671	0.273
	3種地	3.019E-01	0.836	-1.777	0.704	0.252
3	全デ	2.446E+00	0.403	-0.999	0.455	0.301
	1種地	4.485E-01	0.689	-1.676	0.752	0.218
	2種地	1.037E-01	0.690	-1.317	0.657	0.239
	3種地	1.865E-01	0.771	-1.535	0.620	0.277
4	全デ	3.151E+00	0.265	-0.680	0.334	0.295
	1種地	1.692E-01	0.650	-1.439	0.774	0.180
	2種地	7.097E-02	0.578	-0.968	0.540	0.246
	3種地	5.900E+00	0.440	-1.191	0.531	0.253
5	全デ	1.854E-01	0.403	-0.637	0.342	0.310
	1種地	2.316E-03	0.811	-1.213	0.765	0.188
	2種地	8.325E-03	0.673	-0.918	0.512	0.269
	3種地	3.835E-01	0.686	-1.479	0.629	0.255
6	全デ	1.407E-01	0.383	-0.572	0.356	0.272
	1種地	1.882E-03	0.776	-1.099	0.775	0.170
	2種地	8.305E-03	0.619	-0.800	0.502	0.247
	3種地	8.836E-01	0.549	-1.272	0.649	0.204
7	全デ	1.835E-01	0.341	-0.513	0.332	0.264
	1種地	3.475E-02	0.634	-1.185	0.728	0.183
	2種地	1.138E-03	0.690	-0.694	0.509	0.240
	3種地	7.026E+00	0.319	-0.976	0.517	0.212
8	全デ	2.412E-02	0.426	-0.434	0.345	0.268
	1種地	4.598E-02	0.600	-1.138	0.669	0.206
	2種地	1.665E-05	0.890	-0.587	0.591	0.226
	3種地	3.457E+00	0.324	-0.889	0.432	0.247
9	全デ	5.453E-03	0.492	-0.385	0.353	0.281
	1種地	2.493E-01	0.485	-1.082	0.606	0.217
	2種地	1.934E-06	0.994	-0.541	0.592	0.247
	3種地	4.946E-02	0.491	-0.676	0.359	0.295
10	全デ	3.769E-04	0.605	-0.273	0.380	0.300
	1種地	4.344E-02	0.537	-0.940	0.568	0.230
	2種地	3.065E-07	1.046	-0.388	0.576	0.268
	3種地	3.340E-04	0.756	-0.617	0.398	0.351
13	全デ	1.313E-05	0.843	-0.480	0.513	0.292
	1種地	2.157E-05	0.945	-0.904	0.709	0.227
	2種地	2.278E-08	1.220	-0.528	0.623	0.277
	3種地	2.759E-02	0.503	-0.739	0.316	0.360
16	全デ	6.150E-07	1.056	-0.651	0.619	0.280
	1種地	6.059E-06	1.052	-1.064	0.787	0.201
	2種地	1.264E-09	1.406	-0.636	0.665	0.286
	3種地	6.864E-04	0.707	-0.801	0.405	0.344
20	全デ	7.179E-08	1.180	-0.724	0.671	0.272
	1種地	1.995E-07	1.176	-0.914	0.820	0.191
	2種地	7.790E-11	1.611	-0.840	0.711	0.290
	3種地	3.646E-04	0.756	-0.908	0.483	0.301

表 5 (2) 加速度応答スペクトルの距離減衰式の係数一覧

(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	8.673E+00	0.450	-1.250	0.485	0.341
	1 種地盤	1.049E-01	0.792	-1.634	0.671	0.284
	2 種地盤	3.285E-01	0.796	-1.719	0.681	0.286
	3 種地盤	3.934E+00	0.801	-2.034	0.770	0.227
2.5	全データ	1.469E+01	0.414	-1.261	0.486	0.338
	1 種地盤	1.631E+00	0.747	-2.008	0.745	0.260
	2 種地盤	1.418E+00	0.676	-1.637	0.642	0.298
	3 種地盤	2.190E-01	0.851	-1.719	0.711	0.242
3	全データ	1.224E+00	0.448	-0.965	0.448	0.307
	1 種地盤	1.069E-01	0.751	-1.558	0.749	0.217
	2 種地盤	5.245E-02	0.739	-1.296	0.647	0.246
	3 種地盤	1.902E-01	0.799	-1.569	0.607	0.294
4	全データ	2.674E+00	0.251	-0.556	0.285	0.296
	1 種地盤	1.618E-01	0.643	-1.365	0.767	0.178
	2 種地盤	5.636E-02	0.573	-0.865	0.507	0.247
	3 種地盤	4.134E+00	0.405	-0.972	0.473	0.246
5	全データ	1.982E-01	0.401	-0.596	0.317	0.324
	1 種地盤	4.581E-03	0.785	-1.205	0.738	0.200
	2 種地盤	6.735E-03	0.677	-0.844	0.468	0.289
	3 種地盤	2.687E-01	0.752	-1.559	0.638	0.266
6	全データ	9.605E-02	0.394	-0.494	0.323	0.287
	1 種地盤	5.829E-04	0.822	-0.990	0.747	0.186
	2 種地盤	1.545E-02	0.573	-0.724	0.446	0.263
	3 種地盤	1.977E-01	0.649	-1.263	0.640	0.218
7	全データ	3.377E-01	0.301	-0.457	0.281	0.281
	1 種地盤	1.608E-02	0.673	-1.132	0.721	0.188
	2 種地盤	2.363E-03	0.634	-0.614	0.453	0.254
	3 種地盤	5.331E+01	0.255	-1.085	0.518	0.231
8	全データ	2.581E-02	0.418	-0.380	0.312	0.284
	1 種地盤	3.582E-02	0.604	-1.068	0.645	0.213
	2 種地盤	4.735E-06	0.960	-0.543	0.599	0.235
	3 種地盤	3.659E+01	0.228	-0.964	0.431	0.260
9	全データ	4.204E-03	0.501	-0.326	0.335	0.296
	1 種地盤	3.051E-01	0.485	-1.073	0.555	0.247
	2 種地盤	5.465E-07	1.051	-0.455	0.605	0.250
	3 種地盤	1.370E-01	0.447	-0.674	0.330	0.309
10	全データ	2.465E-04	0.591	-0.109	0.345	0.324
	1 種地盤	1.308E-01	0.471	-0.886	0.514	0.242
	2 種地盤	7.665E-08	1.076	-0.190	0.578	0.279
	3 種地盤	1.304E-04	0.802	-0.539	0.369	0.400
13	全データ	3.297E-06	0.925	-0.452	0.533	0.301
	1 種地盤	4.973E-06	1.067	-0.984	0.738	0.233
	2 種地盤	6.639E-09	1.276	-0.447	0.629	0.285
	3 種地盤	1.007E-02	0.559	-0.697	0.318	0.372
16	全データ	1.473E-07	1.129	-0.590	0.629	0.287
	1 種地盤	1.402E-06	1.136	-1.025	0.802	0.202
	2 種地盤	3.623E-10	1.454	-0.532	0.667	0.293
	3 種地盤	2.973E-04	0.733	-0.710	0.387	0.362
20	全データ	2.473E-08	1.233	-0.669	0.677	0.276
	1 種地盤	4.275E-08	1.241	-0.811	0.823	0.196
	2 種地盤	2.810E-11	1.668	-0.805	0.714	0.297
	3 種地盤	2.888E-04	0.733	-0.778	0.461	0.299

表 6 加速度応答スペクトルの距離減衰式の係数一覧（1種地盤、係数 b を予め設定）

(a) 減衰定数 5 %

固有周期 T 〔秒〕	係数 a	係数 b	係数 c	重相関係数 R	標準誤差 σ
T=2.0	5.890E+01	0.420	-1.655	0.617	0.273
T=2.5	9.378E+01	0.437	-1.812	0.675	0.257
T=3.0	1.980E+01	0.451	-1.608	0.687	0.221
T=4.0	2.818E+00	0.473	-1.389	0.705	0.181
T=5.0	3.800E-01	0.490	-1.122	0.593	0.198
T=6.0	1.429E-01	0.504	-1.022	0.598	0.177
T=7.0	2.276E-01	0.516	-1.151	0.635	0.181
T=8.0	1.496E-01	0.526	-1.117	0.581	0.203
T=9.0	1.132E-01	0.535	-1.096	0.554	0.213
T=10.	3.960E-02	0.543	-0.941	0.475	0.226
T=13.	9.175E-03	0.564	-0.796	0.398	0.238
T=16.	1.122E-02	0.579	-0.929	0.475	0.223
T=20.	1.968E-03	0.597	-0.749	0.394	0.227

(b) 減衰定数 2 %

固有周期 T 〔秒〕	係数 a	係数 b	係数 c	重相関係数 R	標準誤差 σ
T=2.0	3.906E+01	0.420	-1.528	0.563	0.291
T=2.5	2.250E+02	0.437	-1.919	0.686	0.264
T=3.0	1.259E+01	0.451	-1.472	0.651	0.223
T=4.0	2.432E+00	0.473	-1.316	0.691	0.179
T=5.0	4.945E-01	0.490	-1.121	0.576	0.206
T=6.0	9.108E-02	0.504	-0.899	0.512	0.195
T=7.0	1.942E-01	0.516	-1.087	0.601	0.187
T=8.0	1.238E-01	0.526	-1.046	0.543	0.210
T=9.0	1.382E-01	0.535	-1.087	0.503	0.242
T=10.	4.135E-02	0.543	-0.907	0.443	0.238
T=13.	1.470E-02	0.564	-0.841	0.394	0.254
T=16.	9.747E-03	0.579	-0.866	0.435	0.233
T=20.	1.194E-03	0.597	-0.627	0.322	0.239

を暫定的に提案することとする。現行の本州四国連絡橋の耐震設計基準¹⁴⁾における減衰定数 2 % の設計用加速度応答スペクトルは図16に示すとおりであり、ここで提案する加速度応答スペクトルは現行の設計用加速度応答スペクトルよりも若干レベルが低くなっている。今後は、さらに長周期地震動の距離減衰式の予測精度を高め、既に提案されている明石海峡大橋（下部構造）の設計用加速度応答スペクトルとの整合性について詳細に検討するとともに、提案スペクトルを用いた試算を行い、その適用性について検討することが必要とされる。

5-5 来島海峡大橋の設計用加速度応答スペクトル（下部構造用）

来島海峡大橋の設計用加速度応答スペクトル（下部構造）について予備的に検討することを目的として、本年度は架橋地点周辺の既往の地震発生状況を考慮して、確率論的に加速度応答スペクトルの再現期待値の算出を行った。

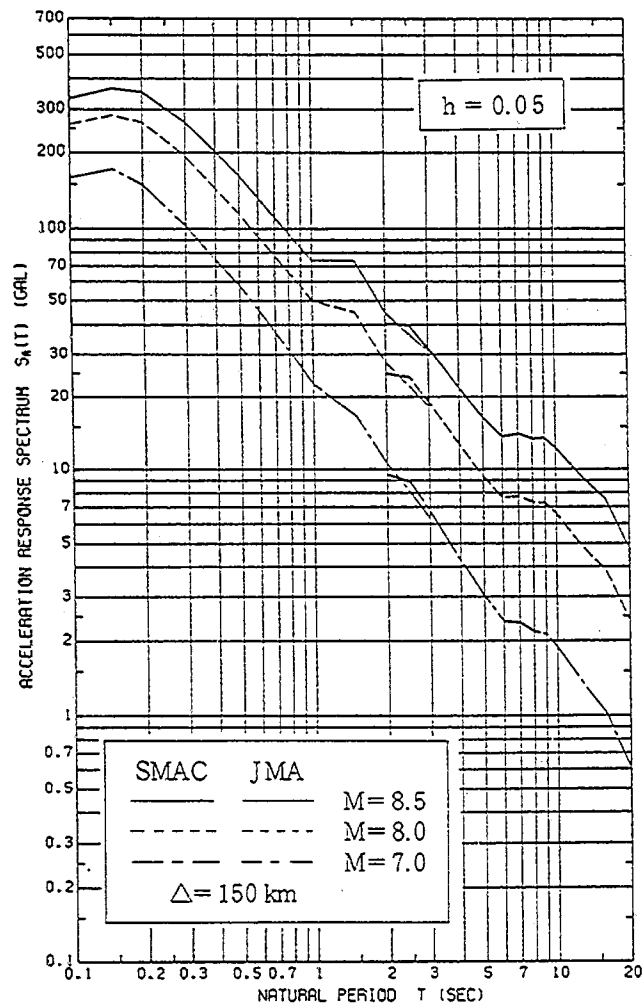


図13 工学式強震計記録および気象庁一倍強震計記録による距離減衰式の比較（1種地盤，減衰定数5%）

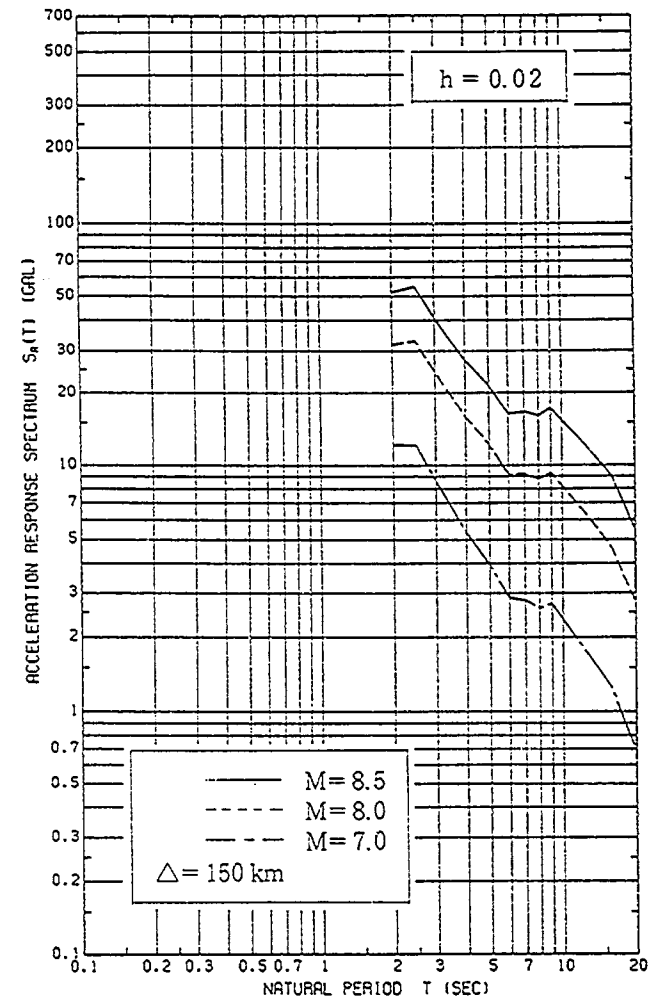


図14 気象庁一倍強震計記録による加速度応答スペクトル（1種地盤，減衰定数2%）

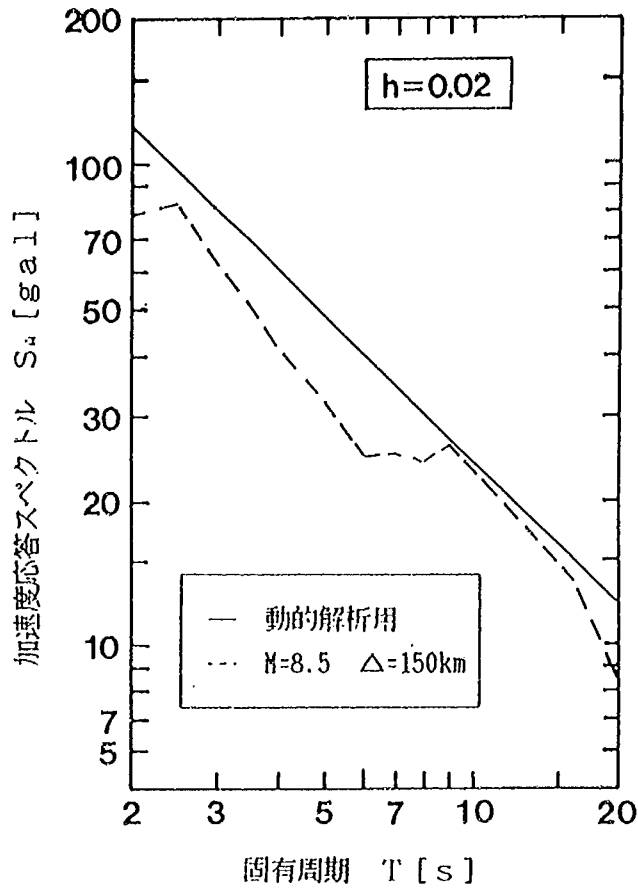


図15 長周期領域における設計用加速度応答スペクトル（暫定提案）

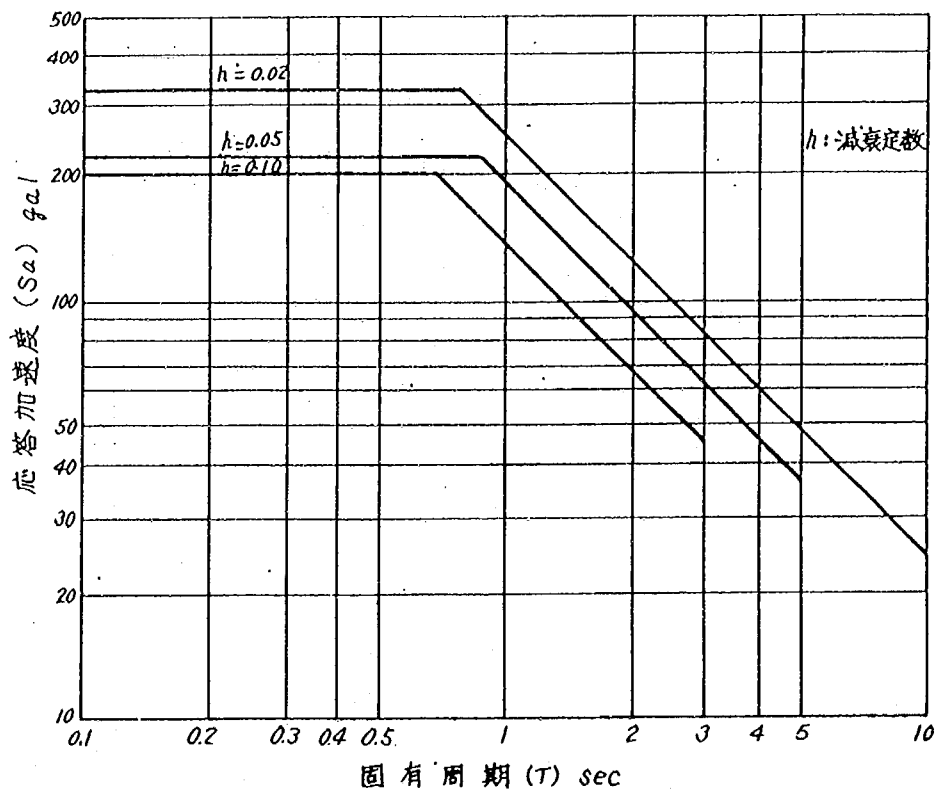


図16 本州四国連絡橋耐震設計基準による設計用加速度応答スペクトル

再現期待値の算出には建設省土木研究所開発の地震危険度解析プログラム RISK¹⁶⁾を使用した。解析に考慮した地震は架橋地点を中心とした半径 300km 以内の範囲において 1885 年から 1986 年までに発生したマグニチュード 6 以上、震源深さ 60km 以浅の地震である。これらの地震のマグニチュードならびに震央位置の分布を示すと、図 17 のようになる。また、再現期間については明石海峡大橋と同様に 150 年とするものとし、地盤種別は道路橋示方書耐震設計編の 1 種地盤とした。以上の条件に基づいて算出した来島海峡大橋架橋地点における加速度応答スペクトルの再現期待値を示すと、図 18 のようになる。図 18 には、参考のために、明石海峡大橋における加速度応答スペクトル（再現期間 = 150 年）も合わせて示している。なお、両者の加速度応答スペクトルには、いずれも加速度応答スペクトルの予測精度を考慮して補正係数 (= 1.5) が乗じられている。図 18 からわかるように、短周期領域では来島海峡大橋の加速度応答スペクトルは明石海峡大橋の加速度応答スペクトルを僅かに下回り、長周期領域では逆に僅かに上回るが、総じて両者のスペクトルの差はほとんど認められない。

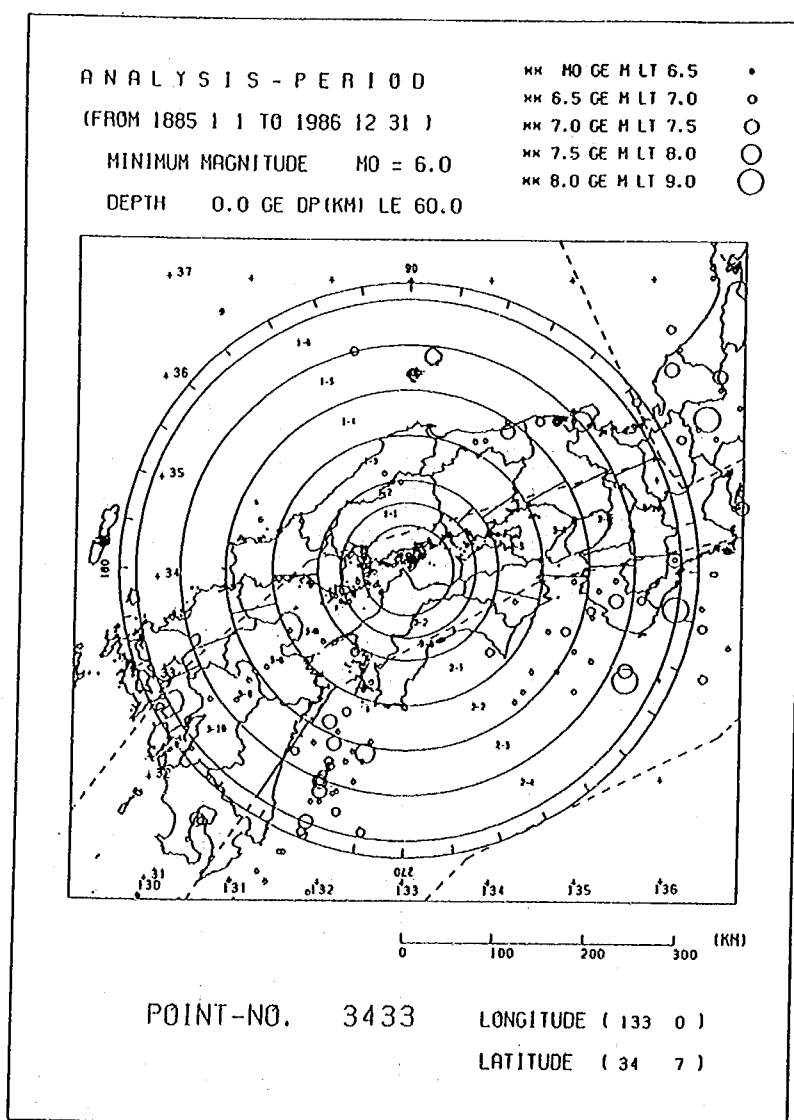


図 17 来島海峡大橋周辺の地震発生状況

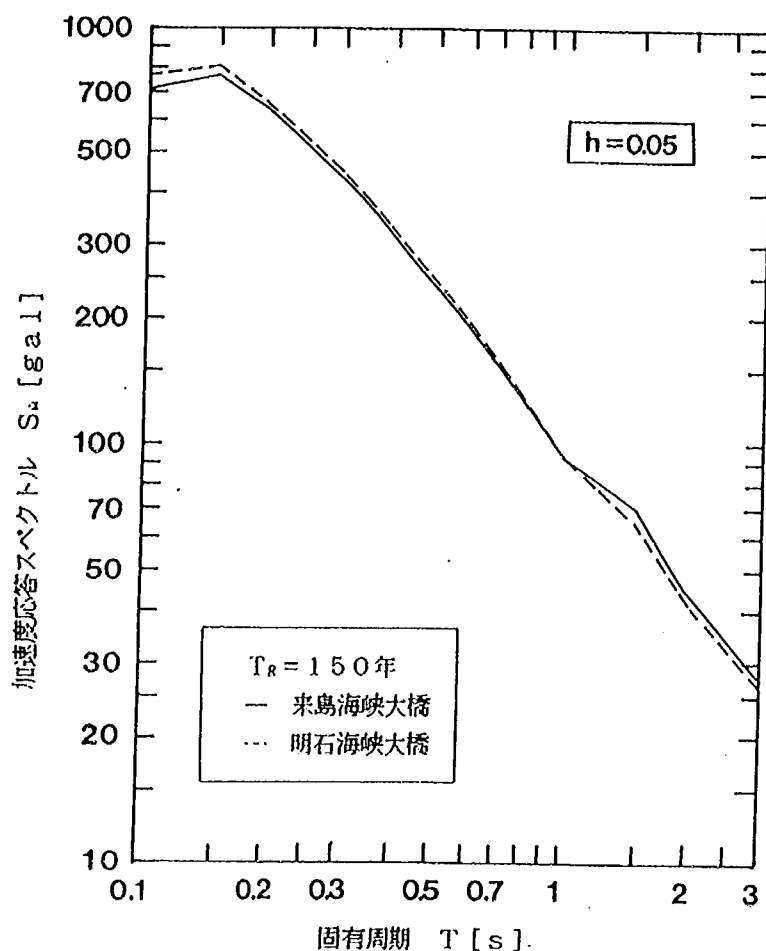


図18 来島海峡大橋と明石海峡大橋における再現期間150年の加速度応答スペクトルの比較

5-6 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) 1978年宮城県沖地震による19地点57成分の気象庁十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、1983年日本海中部地震および1964年新潟地震による気象庁一倍強震計記録をもとに長周期地震動の距離減衰特性について検討し、その結果をもとに長周期領域における設計用加速度応答スペクトルを提案した。
- 3) 来島海峡大橋の設計用加速度応答スペクトルの予備検討として、同橋の架橋地点における再現期間150年に対する加速度応答スペクトルを算出した。

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) 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4）－1964年新潟地震記録の解析－，土木研究所資料，第2493号，昭和62年5月
- 5) 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
- 6) 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ーによるSMAC-B₂加速度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
- 7) 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
- 8) 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
- 9) 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
- 10) 気象庁地震課：気象庁地震観測官署の地盤調査，驗震時報，第37巻，第3号，昭和47年
- 11) 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3月
- 12) 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
- 13) 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62年3月
- 14) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説，昭和52年3月
- 15) 建設省土木研究所：確率手法に基づく動的解析入力地震動波形の設定法，土木研究所資料，第1992号，昭和58年3月

第6章 明石海峡大橋・来島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

6-1 まえがき

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・同解説によって行われているが、未固結の軟岩あるいは岩盤上に巨大な基礎が設置されるため、明石海峡大橋・来島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及び安定照査法を導入することが求められている。

本調査は、以上のような観点から、明石海峡大橋・来島海峡大橋の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、減衰定数の設定法、有効入力の中の回転成分の影響について、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。昭和61年度は、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を行うとともに、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）を通じて地盤ばねの設定、減衰定数の設定法の提案を行った。

以上の耐震計算法では、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計算法となっているが、基礎の安定性の照査法については、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、支持力の照査を行うようになっており、動的な耐震設計法としてのバランスはなお十分ではない。

本年度は、動的な概念を取り入れた剛体基礎の安定照査法の開発を目的として、剛体基礎の転倒に関する既往の研究の整理を行うとともに、剛床上の剛体基礎の転倒・滑動解析プログラムを作成し、正弦波入力に対する剛体基礎の転倒に関して検討した。

6-2 剛体基礎の転倒に関する既往の研究

(1) 静的な転倒・滑動条件

従来の耐震設計では、転倒及び滑動の照査は、静的な力の釣り合いから与えられている。すなわち、転倒は重力と地震力の合成力の方向が基礎底面の外にでること、滑動は、地震力が地盤と基礎の摩擦力を越えることであり、水平加速度 k_h 、鉛直加速度 k_v （上方向 $+k_v$ 、下方向 $-k_v$ ）が作用する場合の転倒・

滑動条件は次式のように与えられる（図 6-2-1 参照）。

1) 転倒条件

$$k_h WH > (1 \pm k_v) WB$$

$$\therefore k_h / (1 \pm k_v) > B/H \quad (6-2-1)$$

ここで、

W : 剛体基礎の重量

H : 剛体基礎の重心点の底面からの高さ

B : 剛体基礎の重心点の底面縁端からの距離

2) 滑動条件

$$k_h W > f (1 \pm k_v) W$$

$$\therefore k_h / (1 \pm k_v) > f \quad (6-2-2)$$

ここで、

f : 基礎と地盤間の摩擦係数

(2) 物部の研究¹⁾

物部は、動力学上から考えた場合、重力と地震力の合成が底辺に交わることを、すなわち式 (6-2-1) の条件が物体が転倒するための十分な条件ではなく、これを転倒させるためにはこれよりも大きな地震力の作用を必要とすることを指摘しており、物体の強制振動解析を実施している。

地震動加速度を $kG \sin pt$ とすれば、図 6-2-2 に示すような物体の運動方程式は次式のようなになる。

$$I \frac{d^2 \theta}{dt^2} = mGkr \sin \theta \cdot \sin pt - mGr \cos \theta \quad (6-2-3)$$

ここで、

I : 物体の A 点に関する慣性モーメント

θ : 時刻 t において AG 線と AB 線のなす角

mG : 物体の重量 (m : 物体の質量, G : 重力加速度)

k : 最大水平震度

r : 重心点と物体底面の縁端との距離

p : 地震動の円振動数

θ が $\pi/2$ に近い範囲（細長い物体）にあると仮定すれば、次式が成り立つ。

$$\sin \theta \approx 1, \quad \cos \theta = \sin (\pi/2 - \theta) \approx \pi/2 - \theta$$

したがって、

$$\frac{d^2 \theta}{dt^2} - n^2 \theta = n^2 (k \sin pt - \pi/2) \quad (6-2-4)$$

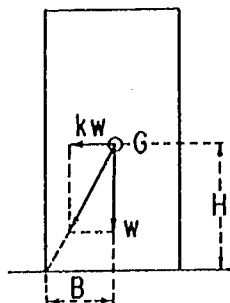


図 6-2-1 静的な地震力の作用する剛体基礎

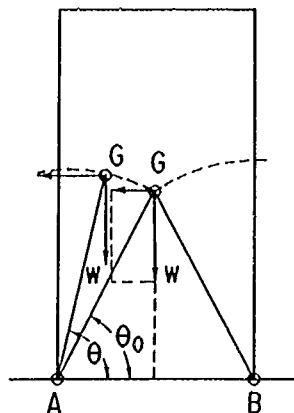


図 6-2-2 強制振動解析モデル

ここで、

$$n^2 = m G r / I$$

これを解くと物体の回転応答として最終的に次式が得られる。

$$\theta = \pi/2 - k n^2 / (n^2 + p^2) \sin p t + A e^{n t} + B e^{-n t} \quad (6-2-5)$$

ここで、

A, B : 初期条件により定まる積分定数

これを物体底面の両縁についてそれぞれ算定すれば物体の転倒現象を時刻歴で追跡することができる。計算例として、高さ 4 尺、底面幅 1 尺 ($B/H = 0.25$) 角柱に水平震度 0.4 及び $1/3$ 、周期 1.5 秒の正弦波を入力した場合の応答を図 6-2-3 に示す。これより、(1)に示した静的な考え方では、 $B/H < k$ の場合に転倒現象が生じることになるが、動力学上は成り立たないことになる。

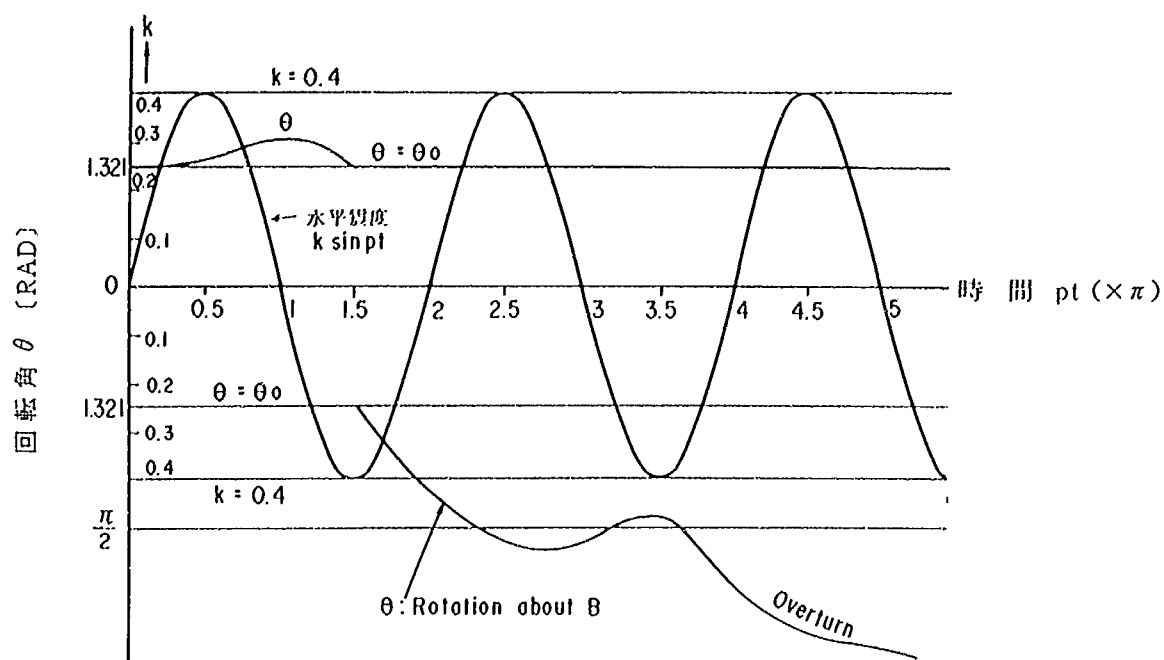
(3) 小林の研究²⁾

墓石等の単体の転倒から地震動を推定することを目的として、単体の形状とこれを転倒させるに要する加速度、変位、周期等の関係をモルタル製供試体を用いた振動台実験により検討している。図 6-2-4 は、転倒に要する振動台の加速度と周期及び振幅の関係の一例を示したものであり、図 6-2-5～図 6-2-7 は、それぞれ単体の B/H 、断面形状と加速度の周期及び振幅の関係を示したものである。以上の実験の結果、次の結論を得ている。

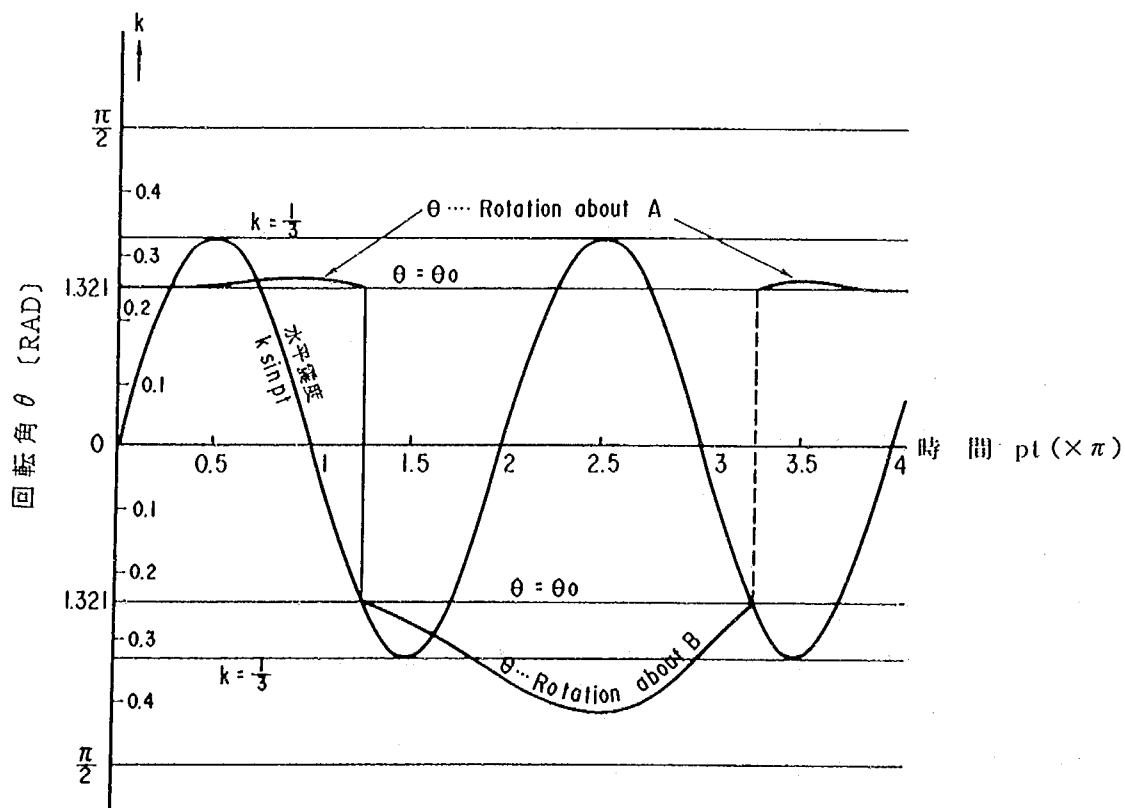
- 1) ある一定の周期では転倒に要する加速度は、概ね H/B に比例する。
- 2) ある 1 つの単体では、周期の大きな方が倒れ易く、ある範囲より小さな周期では非常に倒れにくい。
- 3) 振幅がある限度以上大きくならないと転倒せず、その振動が定常的であれば躍動が長く続く。
- 4) 角柱と円柱ではその性質が大きく異なる。
- 5) 形が相似なものでも大きさの大きいものほど倒れにくい。

(4) 堀越の研究³⁾

堀越は、家具などの細長い剛体が転倒及び滑動する条件に関して検討を実施している。これによれば、

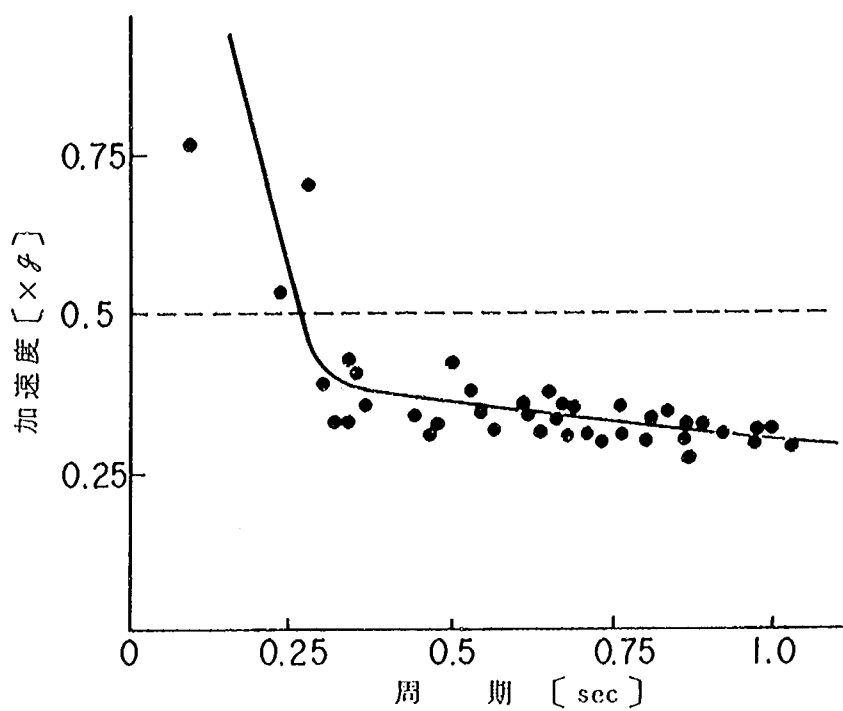


(a) $\frac{B}{H} = 0.25, k = 0.4$

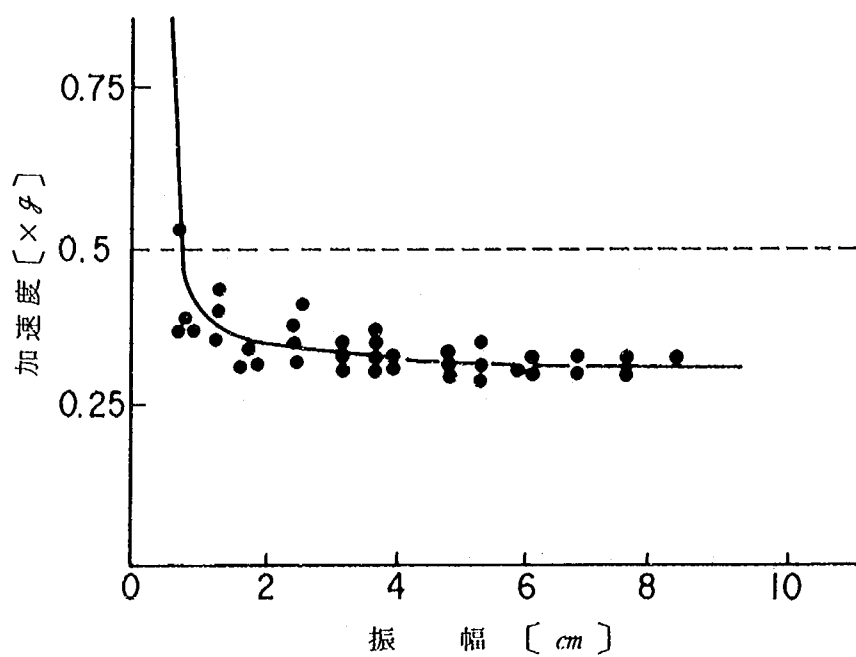


(b) $\frac{B}{H} = 0.25, k = \frac{1}{3}$

図 6-2-3 物部による剛床上の剛体の強制振動解析結果



(a) 加速度と周期の関係



(b) 加速度と振幅の関係

図 6-2-4 転倒に要する振動台の加速度と周期及び振幅の関係

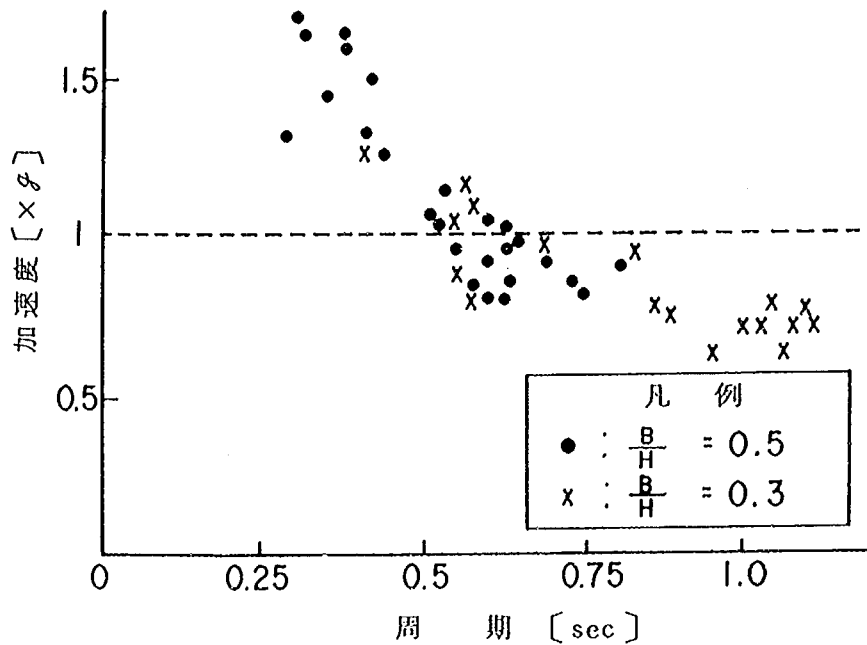


図 6-2-5 単体の比幅 (B/H) の影響

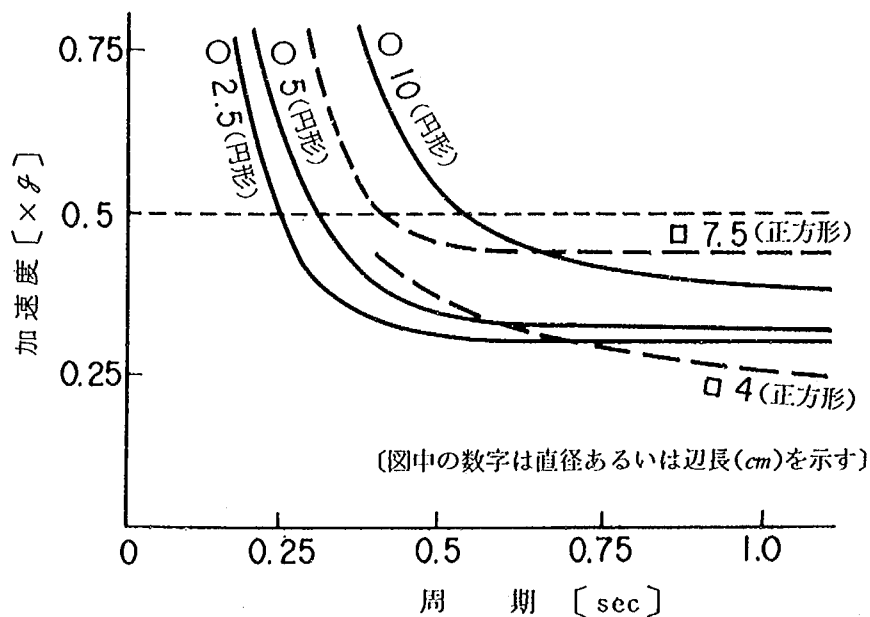


図 6-2-6 断面形状の影響 (加速度と周期の関係)

転倒条件及び滑動条件は以下のように示されている。

剛体が一方の端部を中心に浮き上がる条件は次式となる。

$$m \ddot{y} h > m G a$$

$$\therefore \ddot{y} > G a / h$$

(6-2-6)

ここで、

m : 剛体の質量,

h : 高さの半分

a : 横幅の半分,

$\ddot{y}$: 床の水平速度

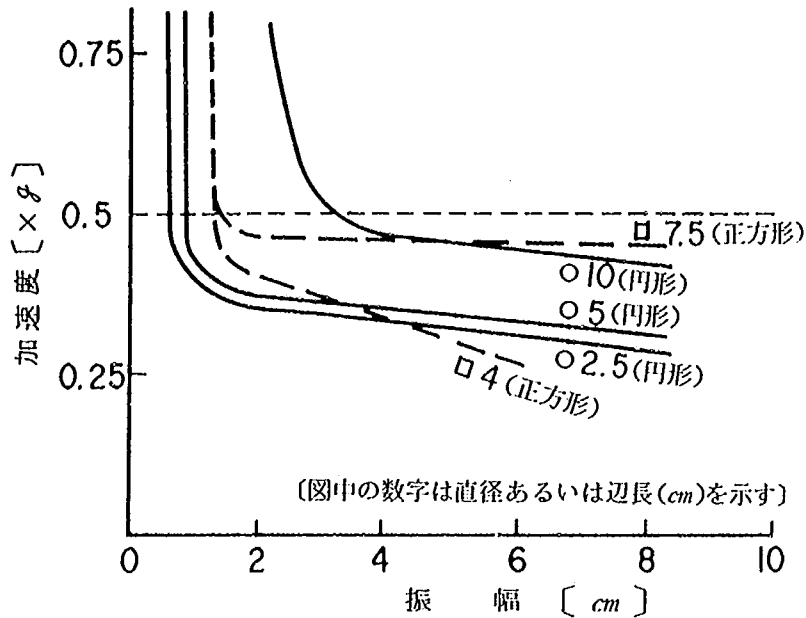


図 6-2-7 断面形状の影響 (加速度と振幅の関係)

また、転倒振動方程式は、物部による式 (6-2-3) と同じであり、地震動加速度を $\ddot{y}$ とすれば次式となる。

$$I \ddot{\theta} + m G r \sin(\alpha - \theta) = -f m r \cos(\alpha - \theta) \ddot{y} \quad (6-2-7)$$

ここで、

I : 回転中心まわりの回転慣性

$$r = \sqrt{h^2 + a^2}$$

$$\alpha = \arctan(a/h)$$

f : 状態関数 (左上がり : +1, 右上がり : -1)

掘越は、式 (6-2-6) を満足する場合に式 (6-2-7) を解くことにより、試算の結果、転倒には以下のような特性があることを指摘している。

- 1) ランダム応答の場合には、式 (6-2-6) の水平加速度を越えるまで剛体は浮き上がらないが、越えた瞬間すぐに転倒する。
- 2) 式 (6-2-6) を満足する加速度を有し、振動数を変化させた調和振動による加振では、振動数の低いところでロッキング振動が起り、振動数がある値以上になると転倒する。また、さらに振動数を上げた所で、再びロッキング振動及び転倒現象が生じる振動数の領域が存在し、振動数の低い領域では、剛体は床と同位相で、また振動数が高い領域では、逆位相でそれぞれ振動する。

一方、剛体が滑動する条件は、慣性力が摩擦力よりも大きい場合であり、次式で示されている。

$$m \ddot{y} > \mu_s m G$$

$$\therefore \ddot{y} > \mu_s G$$

$$(6-2-8)$$

ここで,

μ_s : 静摩擦係数

式(6-2-6)及び式(6-2-8)から床の加速度 $\ddot{y}$ が次式を満足すると動き出し, a/h , μ_s の小さい方でロッキング振動かスリップ振動かが決定される。

$$\ddot{y} > G \cdot \min(a/h, \mu_s) \quad (6-2-9)$$

(5) 大築の研究⁴⁾

大築は, 単体の転倒, ロッキングに関する検討を行っており, 図6-2-8に示すような単体の重心 G に水平速度 v_0 を与えた場合の転倒限界寸法を求めている。ロッキング振動の運動方程式は, 物部により式(6-2-3)のように与えられているので, いま, 回転角 θ が小さい場合について単体の重心が初期条件 v_0 でロッキング振動を始めた場合の最大回転角は次式で与えられる。

$$\theta_{\max} = \cot \theta_0 - \sqrt{\cot^2 \theta_0 - (\omega_0/\lambda)^2} \quad (6-2-10)$$

ここで,

θ : 単体の回転角

θ_0 : 単体の AB 線と AG 線のなす角度

ω_0 : 初期角速度 ($\omega_0 = v_0/h$)

$$\lambda^2 = 3G/4b \cdot \sin \theta_0 \cdot \cos \theta_0 \quad (6-2-11)$$

単体が転倒する条件は, 単体の最大回転角 $\theta_{\max}$ が次式を満足した場合である。

$$\theta_{\max} \geq \frac{\pi}{2} - \theta_0 \quad (6-2-12)$$

従って, 転倒が生じるための最小の初速度 v_0 は次式のようになる。

$$v_0/\sqrt{b} \geq 31.3/2 \sin \theta_0 \sqrt{[3 \tan \theta_0 \cdot (\pi/2 - \theta_0) \cdot \{2 \cot \theta_0 - (\pi/2 - \theta_0)\}]} \quad (6-2-13)$$

これによれば, 右辺は, 幾何学的形状のみによって定まるが, 左辺には, 単体の幅 b が含まれているため, 幾何学的形状が相似であっても寸法の大きいものほど大きな初速度を必要とすることを示している。従って式(6-2-1)の静的な転倒条件は, 単体が傾き始める必要条件であって転倒するための十分条件ではない。

また, 大築は, 単体のロッキング振動における単体と床との衝突に関して以下のように定式化している。

図6-2-9に示すように, A 点を中心とした回転振動から床と衝突する際に鉛直方向の力積 Q が作用する。このとき, Q の作用位置 ζ が重心線に一致すれば, すなわち $\zeta = 0$ ならば, AB 面は水平速度成分を有しない。しかし, 実際の現象では, $\zeta \neq 0$ となるため, $Q\zeta$ なる力積モーメントを生じ, 単体の角速度が変化し, この結果として AB 点にすべりが生じる。ここでさらに摩擦力による水平方向の力積を

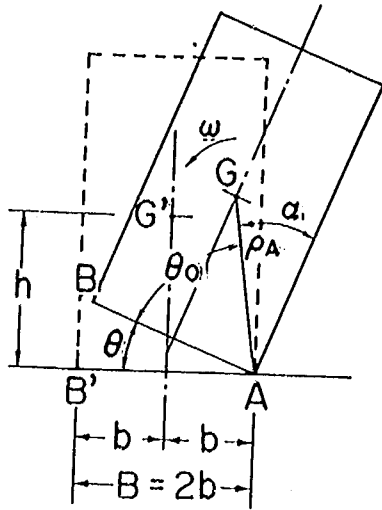


図 6-2-8 単体のロッキング振動

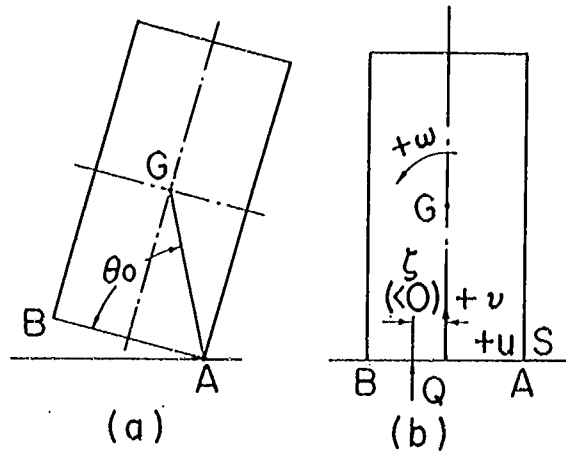


図 6-2-9 単体と床との衝突

考慮する必要がある。

まず、鉛直方向の力積 Q のみを考慮して衝突を考えると、運動量保存則に従って次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} I\omega + \zeta Q &= I\omega' \\ m v + Q &= m v' \\ m u &= m u' \end{aligned} \right\} \quad (6-2-14)$$

ここで、

u, v, ω : 衝突前の水平, 鉛直, 回転速度

u', v', ω' : 衝突後の水平, 鉛直, 回転速度

I, m : A点まわりの回転慣性 ($I = m i^2$; i 回転半径) 及び質量

また、 ζ の位置における速度 v を反発係数 η を用いて示すとともに、各速度間の関係を示すと以下のようになる。

$$v'_\zeta = -\eta v_\zeta \quad (6-2-15)$$

$$\left. \begin{aligned} v_\zeta &= v + \zeta \omega \\ v'_\zeta &= v' + \zeta \omega' \end{aligned} \right\} \quad (6-2-16)$$

$$\left. \begin{aligned} v &= -\omega b \\ u &= -\omega h \end{aligned} \right\} \quad (6-2-17)$$

以上の関係式から、 u', v', ω' について解くと以下のようになる。

$$\left. \begin{aligned} u' &= u \\ v' &= \frac{v}{1 + \frac{\zeta^2}{i^2}} \left\{ \frac{\zeta}{b} + \frac{\zeta^2}{i^2} - \eta \left(1 - \frac{\zeta}{b} \right) \right\} \\ \omega' &= \frac{\omega}{1 + \frac{\zeta^2}{i^2}} \left\{ 1 + \frac{b\zeta}{i^2} + \eta \left(\frac{b\zeta}{i^2} - \frac{\zeta^2}{i^2} \right) \right\} \end{aligned} \right\} \quad (6-2-18)$$

また、 Q は以下のように求められる。

$$Q = - \frac{mv}{1 + \frac{\zeta^2}{i^2}} (1 + \eta) \left(1 - \frac{\zeta}{b} \right) \quad (6-2-19)$$

以上のように、鉛直方向の力積のみを考慮した場合には、力積の作用位置 ζ が与えられれば、式 (6-2-18) のように衝突後の速度を求めることができる。

B点が床にもぐり込まない条件として、式 (6-2-16) から $v' - \omega' b \geq 0$ なる境界条件が必要とされるが、式 (6-2-18) で解いた場合には、この条件を満足しない場合が生じる。このため、この境界条件を満足させるための補正として、B点において摩擦力による ΔQ_x 及び鉛直方向の補正力積 ΔQ_y を考慮すると以下の関係式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} m v' + \Delta Q_y &= m v'' \\ m u' + \Delta Q_x &= m u'' \\ I \omega' + \Delta Q_x \cdot h - \Delta Q_y \cdot b &= I \omega'' \end{aligned} \right\} \quad (6-2-20)$$

ここで、

u'', v'', ω'' : $\Delta Q_x, \Delta Q_y$ による補正後の最終的な速度

式 (6-2-20) から $\Delta Q_x, \Delta Q_y$ を消去するとともにB点に関しての回転運動が生じることから、B点の速度が0なる条件を用いれば、 u'', v'', ω'' は以下ようになる。

$$\left. \begin{aligned} u'' &= -\omega'' h \\ v'' &= \omega'' b \\ \omega'' &= \frac{\omega}{4 \left(1 + \frac{\zeta^2}{i^2} \right)} \left\{ 1 + \frac{h^2}{i^2} + \frac{\zeta^2}{i^2} \left(\frac{h^2}{i^2} - \frac{b^2}{i^2} \right) + \eta \left(\frac{b^2}{i^2} - \frac{\zeta^2}{i^2} \right) \right\} \end{aligned} \right\} \quad (6-2-21)$$

以上により、衝突後の最終的な速度として u'', v'', ω'' が求められる。なお、大築は、摩擦力による力積 ΔQ_x として次式も示している。

$$\Delta Q_x = \mu Q \quad (6-2-22)$$

(6) 望月，小林の研究⁶⁾

望月，小林は，墓石等の単体の転倒現象から地震動加速度を推定することを目的として，(5)に示した大築による解析手法に，スリップ，ロッキング，ロッキング＋スリップ，ジャンプの現象を加味して，より一般的な条件のもとで単体の2次元運動を解析している。図6-2-10に示すように座標を定義すると単体の運動形態の判別条件及び運動方程式は以下ようになる。

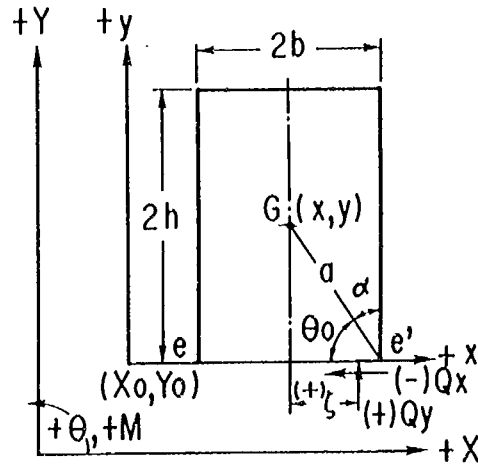


図6-2-10 記号および符号(±)

1) スリップ

スリップが生じる条件は，水平力と摩擦力の関係から次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} m |\ddot{X}_0| &> m \rho_s (G + \ddot{Y}_0) \\ \rho_s &< b/h \text{ (ロッキングを生じない条件)} \end{aligned} \right\} \quad (6-2-23)$$

ここで，

X_0, Y_0 : 床の変位

ρ_s : 単体と床との間の静摩擦係数

式(6-2-3)を満たす場合のスリップの運動方程式は次式で表される。

$$\ddot{x}_s = -\ddot{X}_0 + S \rho_d (G + \ddot{Y}_0) \quad (6-2-24)$$

ここで，

$x_s, \dot{x}_s, \ddot{x}_s$: 単体と床とのスリップによる相対変位，相対速度，相対加速度

ρ_d : 単体と床との動摩擦係数

$$S = \left\{ \begin{aligned} \text{sign}(\ddot{X}_{0t=0}) & \quad (\dot{x}_s = 0) \\ -\text{sign}(\dot{x}_s) & \quad (\dot{x}_s \neq 0) \end{aligned} \right\} \quad (6-2-25)$$

ここで,

$\ddot{X}_{s/t=0}$: 式 (6-2-23) を満足した瞬間の床の加速度

2) ロッキング

ロッキングが生じる条件は、モーメントの釣合から次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} h/b &> (G + \ddot{Y}_0) / |\ddot{X}_0| \\ \rho_s &> b/h \text{ (スリップを生じない条件)} \end{aligned} \right\} \quad (6-2-26)$$

単体がその一端を中心として回転している状態での運動方程式は物部による式 (6-2-3) に上下動入力を考慮すると次式のようになる。

$$\ddot{\theta} = a / (i^2 + a^2) \cdot \{ \ddot{X}_0 \sin(\theta_0 + |\theta|) + S(G + \ddot{Y}_0) \cos(\theta_0 + |\theta|) \} \quad (6-2-27)$$

ここに,

θ : ロッキングによる単体の回転角

i : 重心点まわりの回転半径

$$S = \begin{cases} -\text{sign}(\ddot{X}_0) & (\theta = 0) \\ -\text{sign}(\theta) & (\theta \neq 0) \end{cases} \quad (6-2-28)$$

3) ロッキング+スリップ

単体がスリップを伴ったロッキング振動をする場合であり、ロッキング状態になった段階で水平力が最大摩擦力を越えてスリップが生じるか、もしくは、床と単体との間で衝突が生じた際にスリップが生じるかの両者の形態がある。

ロッキングからの移行条件 (ロッキングしている状態でスリップが生じる場合) は次式で示される。

$$m |\ddot{X}_0 + \ddot{x}_r| > m \bar{\rho}_s (G + \ddot{Y}_0 + \ddot{y}_r) \quad (6-2-29)$$

ここで,

$x_r, \dot{x}_r, \ddot{x}_r$: ロッキングによる単体と床との間の水平相対変位, 相対速度, 相対加速度

$y_r, \dot{y}_r, \ddot{y}_r$: ロッキングによる単体と床との間の鉛直方向相対変位, 相対速度, 相対加速度

$\bar{\rho}_s$: 縁接触時の静摩擦係数

また、スリップからの移行条件 (スリップしている状態でロッキングが生じる条件) は、次式で示される。

$$\rho_d > b/h \quad (6-2-30)$$

ここで,

ρ_d : 動摩擦係数

ただし, 式 (6-2-30) が最初から成立していれば, ロッキングが生じる訳であるから, スリップからの移行が成立するためには, 当初は式 (6-2-30) が成立せずに, 途中から摩擦係数 ρ_d が大きくなる等の理由により, 式 (6-2-30) が成立しなければならない。

この場合のロッキング及びスリップの運動方程式はそれぞれ以下のようなになる。

$$\left. \begin{aligned} \ddot{\theta} &= \frac{a}{i^2} (\ddot{Y}_0 + \ddot{y}_r + G) \{ \bar{S} \cos (\theta_0 + |\theta|) + S \bar{\rho}_d \sin (\theta_0 + |\theta|) \} \\ \ddot{x}_s &= \bar{\rho}_d (\ddot{Y}_0 + \ddot{y}_r + G) - (\ddot{X}_0 + \ddot{x}_r) \end{aligned} \right\} \quad (6-2-31)$$

ここで,

$\bar{\rho}_d$: 線接触時の動摩擦係数

$$\bar{S} = \begin{cases} -\text{sign}(\dot{\theta}) & (\theta = 0) \\ -\text{sign}(\theta) & (\theta \neq 0) \end{cases} \quad (6-2-32)$$

4) ジャンプ

ジャンプが生じる条件は次式で表される。

$$\ddot{Y}_0 + \ddot{y}_j < -G \quad (6-2-33)$$

ここで,

$y_j, \dot{y}_j, \ddot{y}_j$: ジャンプによる単体との床との間の鉛直方向の相対変位, 相対速度, 相対加速度

この場合の運動方程式は次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} \ddot{x}_j &= -\ddot{X}_0 \\ \ddot{y}_j &= -\ddot{Y}_0 - G \end{aligned} \right\} \quad (6-2-24)$$

ここで,

$x_j, \dot{x}_j, \ddot{x}_j$: ジャンプによる単体と床との間の水平相対変位, 相対速度, 相対加速度

5) 単体と床との衝突とその後の運動形態

大築は, (5)に示したように衝突時の力積として, まず上下方向のみを考慮し, その後に水平方向及び鉛直方向の力を補正することにより衝突後の速度を求めているが, 望月, 小林は, 水平, 上下方向の衝突力を同時に考慮し, 一般性のある解析を行っている。

図 6-2-11に示すように単体の重心の上下, 水平, 回転方向の速度を u, v, ω とし, 衝突後の値を u', v', ω' とすれば, 式 (6-2-14) ~ (6-2-16) と同様に次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} m i^2 \omega' &= m i^2 \omega + \zeta Q_y + h Q_x \\ m v' &= m v + Q_y \\ m u' &= m u + Q_x \\ v_\zeta &= v + \zeta \omega \\ v'_\zeta &= v' + \zeta \omega' \\ v'_\zeta &= -\eta v_\zeta \end{aligned} \right\} \quad (6-2-35)$$

これより、衝突後の速度は次式のように表される。

$$\left. \begin{aligned} \omega' &= \frac{1}{i^2 + \zeta^2} \left\{ (i^2 - \eta \zeta^2) \omega - \zeta (\eta + 1) v + \frac{h}{m} Q_x \right\} \\ v' &= \frac{1}{i^2 + \zeta^2} \left\{ (\zeta^2 - \eta i^2) v - \zeta i^2 (\eta + 1) \omega - \zeta \frac{h}{m} Q_x \right\} \\ u' &= u + \frac{Q_x}{m} \end{aligned} \right\} \quad (6-2-36)$$

衝突後の速度を知るためには、 Q_x を得る必要があり、ここで図 6-2-12 に示すような撃力 F_x , F_y を考慮し、衝突中に単体に作用する外力を無視し得るものとすれば、重心 G の角運動量 $L (= m i^2 \omega)$ と次のような関係が得られる。

$$\frac{dL}{dt} = \zeta F_y + h F_x \quad (6-2-37)$$

また、 x 方向の運動方程式は次式となる。

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} = F_x \quad (6-2-38)$$

さらに、単体が任意の状態から床と面衝突する時の回転中心を C とすれば次式が得られる。

$$\frac{dx}{dt} = H \omega \quad (6-2-39)$$

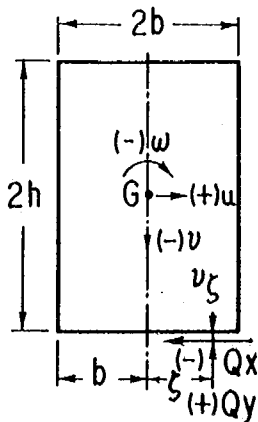


図 6-2-11 単体と床の衝突
(記号・符号) - 1

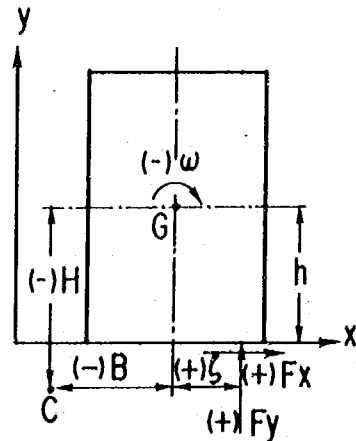


図 6-2-12 単体と床の衝突
(記号・符号) - 2

以上から撃力 F_x は以下ようになる。

$$F_x = \frac{i^2}{i^2 - H h} \left(m \frac{dH}{dt} \omega + \frac{H \zeta}{i^2} F_y \right) \quad (6-2-40)$$

衝突開始から終了までの時間を τ とすれば、 Q_x は次式で求められる。

$$Q_x = \int_0^\tau F_x dt \quad (6-2-41)$$

なお、式 (6-2-41) における衝突時間 τ は、各運動形態について Q_x を定式化していく過程で消去することができる。

6) 解析結果

望月、小林は、以上に示した単体の運動の解析法に従って各種の試算を行っている。この結果をまとめると以下ようになる。

①正弦波加振の場合、図 6-2-13 に示すように単体はある加振周期（臨界周期）を境にして、それより長周期側の入力に対してはおおよそ一定の加速度で転倒するが、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る。

②摩擦係数の変動は、臨界周期より長周期側の入力に対する転倒加速度にはほとんど影響を及ぼさないが、短周期側では、ロッキングからスリップを生じるようになり、転倒し難くなる。

③単体の形状によって異なるが、反発係数、衝撃中心（撃力 F_x , F_y の作用する位置 ζ ）は、その値が大きいほど、 b/h が大きくなるに従い、転倒加速度を高める方向で作用する。

④地震波入力の場合、その加速度波の卓越周期に対応して、単体はある限界寸法をもつと考えられるが、正弦波加振の場合のように明確には表れない。

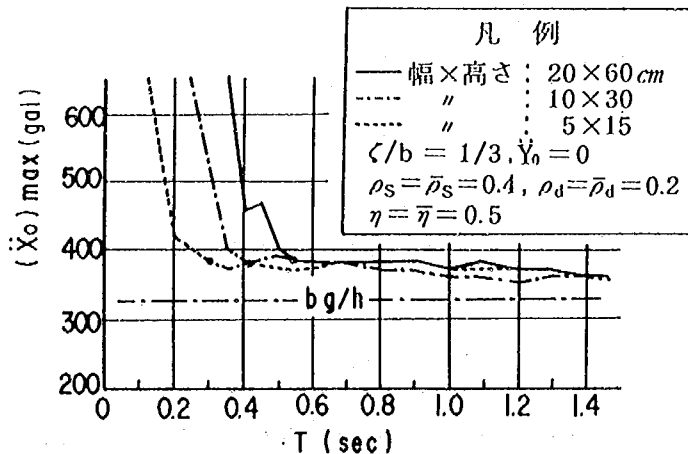


図 6-2-13 角柱の大きさと転倒に要する加速度及び周期との関係（正弦波入力）

(7) 石山の研究⁶⁾

石山は、(5) 大築、(6) 望月、小林の研究をさらに発展させた剛体の地震応答を実験的、解析的に研究している。石山は、単体の動きを図 6-6-13 に示すような 6 種類に分類して、それぞれの運動及び単体と床との衝突時の衝撃を考慮した上で運動方程式を定式化している。衝突に関しては、式 (6-2-15) の関係

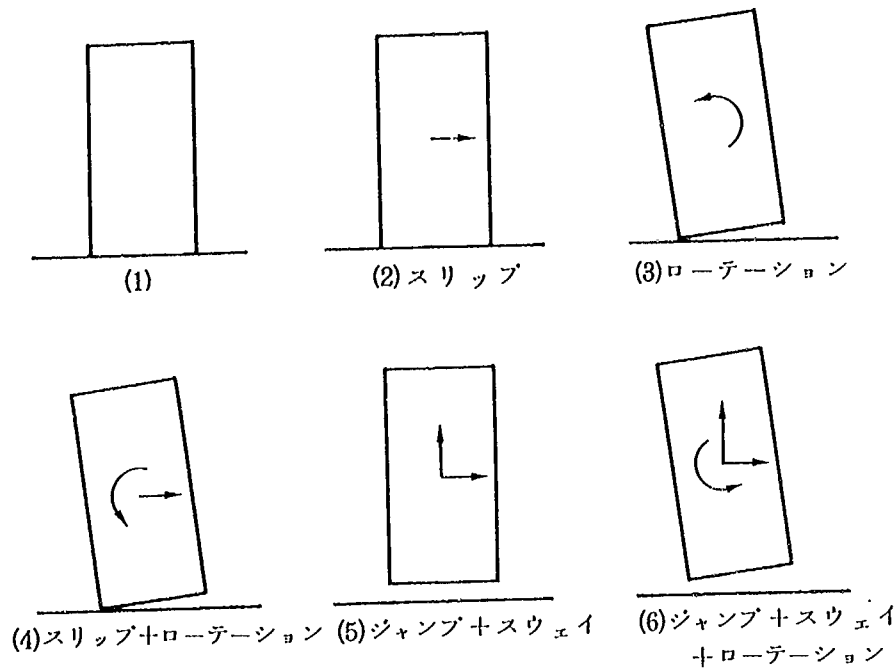


図 6-2-14 単体の運動形態の分類

を水平方向についても考慮している。さらに、計算プログラムを作成し、これを用いた単体の転倒解析を実施している。以上の計算結果を踏まえて、以下のような単体の転倒限界を提案している。

1) スウィープ波入力の場合

図 6-2-15 に示すような単体に対して、加速度、速度、あるいは変位振幅を一定とし、振動数を徐々に変化したスウィープ波を入力した場合の転倒限界の一例を示したのが図 6-2-16 である。ここで、縦軸の正規化加速度及び横軸の正規化速度は、それぞれ入力加速度及び入力速度を次式で除した値である。

$$a = b/h \cdot G \quad (6-2-42)$$

$$v = \sqrt{2G/r \cdot (i^2 + r^2) \cdot (1 - \cos \alpha) / \cos^2 \alpha} \quad (6-2-43)$$

式 (6-2-33) は、矩形柱ならば、 $i^2 = \frac{1}{3} r^2$ となり、次式のようにになる。

$$v = \sqrt{8Gr/3 \cdot (1 - \cos \alpha) / \cos^2 \alpha} \quad (6-2-44)$$

種々の単体の形状寸法及びその他のパラメーターを変化させた計算結果をまとめると図 6-2-17 のようになる。加速度振幅を一定とした解析では、図中の曲線 b あるいは曲線 c で転倒が生じる。ここで、転倒限界として 2 つの限界ができるのは、単体が図 6-2-18 に示すように逆位相ロッキング振動 (inverse phase rocking motion) をはじめるか、複調和ロッキング振動 (subharmonic rocking motion) を始めるかにより異なる。ただし、単体がどういう条件でこれらの異なる振動性状を示すようになるかについてはわからない。また、直線 a は、速度振幅一定、及び変位振幅一定とした場合で同位相ロッキング振動 (in phase rocking motion) を生じる場合である。

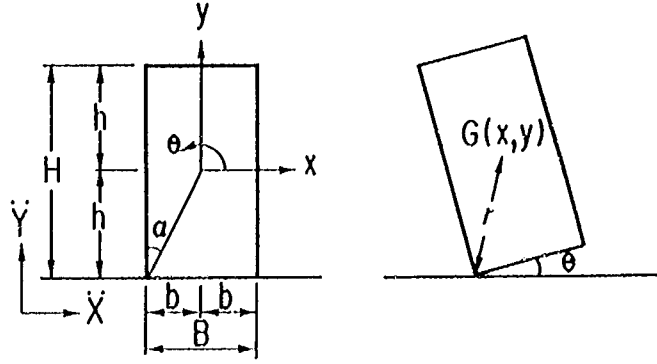


図 6-2-15 単体の記号

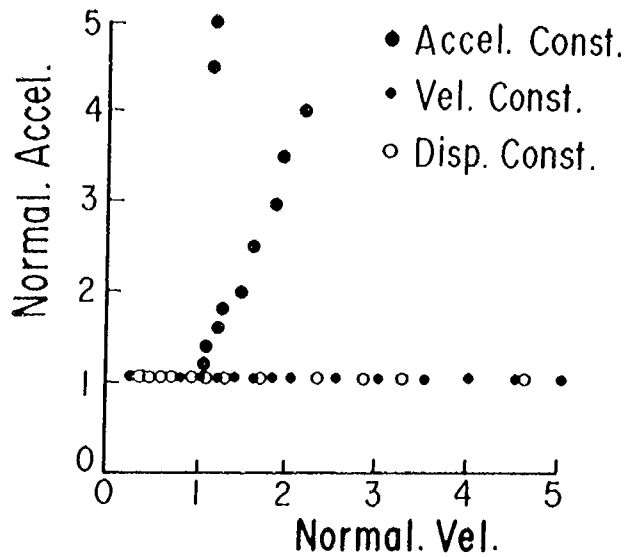


図 6-2-16 スウィープ波を入力した場合の単体の転倒限界の一例

$$(b \times h = 5 \times 15 \text{ cm}, \mu_s = \bar{\mu}_s = 0.8, \mu_k = \bar{\mu}_k = 0.4, e_x = -0.8, e_y = 0.2)$$

以上の結果によれば、図 6-2-17 の P 点が加速度と速度の下限值を示していることから、石山は次式に示すような転倒限界式を提案している。

$$a_0 = b/h \cdot G = B/H \cdot G \quad (6-2-45)$$

$$v_0 = 0.4 \sqrt{2G/r \cdot (i^2 + r^2) \cdot (1 - \cos \alpha) / \cos^2 \alpha} \quad (6-2-46)$$

矩形柱ならば、 $i^2 = \frac{1}{3} r^2$ となることから次式が得られる。

$$v_0 = 0.4 \sqrt{8Gr/3 \cdot (1 - \cos \alpha) / \cos^2 \alpha} \quad (6-2-47)$$

また、 α が小さい (細長い単体) 場合には、次式のようになる。

$$v_0 \approx 0.4 \sqrt{4Gb/3 \cdot \alpha} \approx 10B/\sqrt{H} \quad (6-2-48)$$

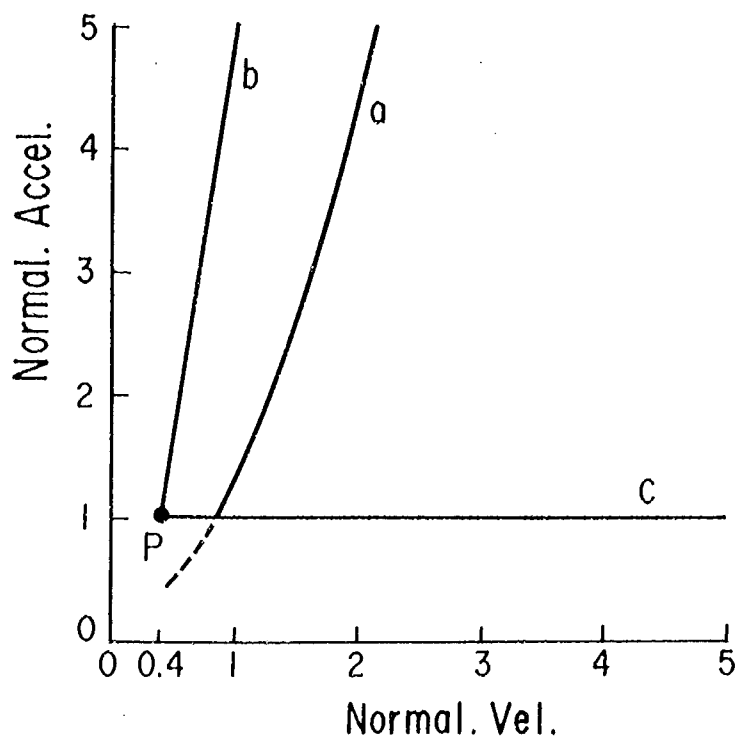


図 6-2-17 スウィープ波入力の場合の単体の転倒限界曲線

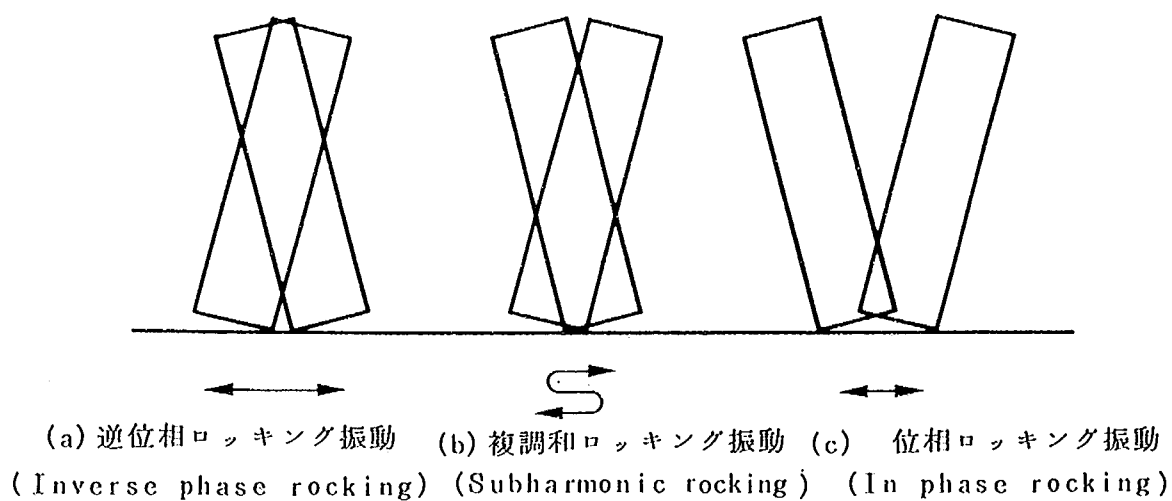


図 6-2-18 転倒前の単体の振動形態

式 (6-2-36) と式 (6-2-39) から、変位については次式が得られる。

$$d_0 = v_0^2 / a_0 \quad (6-2-49)$$

α が小さい (細長い単体) 場合には、次式のようになる。

$$d_0 \approx B/10 \quad (6-2-50)$$

2) 地震動入力の場合

上記の解析プログラムを用いて、地震動を入力した場合について同様の検討を実施している。図6-2-19に、El Centro 記録NS成分とUD成分を入力した場合の単体寸法と転倒の関係を示す。同図には、スウィープ波入力から得られた式(6-2-45)と式(6-2-46)の転倒限界式も示しているが、同式を満足する範囲では転倒する確率が高くなっている。以上のシミュレーションの結果、図6-2-20に示すようにロッキング振動も転倒も生じない領域A、ロッキングはするが転倒には至らない領域B、ロッキングが生じ最終的に転倒する領域Cに式(6-2-45)、(6-2-46)を用いて区分することができる。

(8) JR建造物設計標準解説⁷⁾

JRの建造物設計標準解説(昭和61年3月)では、(7)石山の研究成果並びに根入れ効果の実験結果から、直接基礎の転倒に対する規定を設けている。これは、橋台、擁壁等の抗土圧構造物以外の直接基礎において、上下部工重量合計の重心高さが7m以上の場合、地震時状態に対して次式のようにフーチングの幅を規定している。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{死荷重地震時の場合} & B \geq 4 K_h \sqrt{h_G} \\ \text{列車載荷地震時の場合} & B \geq 3.5 K_h \sqrt{h_G} \end{array} \right\} \quad (6-2-51)$$

ここに、

B : フーチング底面における鉛直荷重の合力の作用点からフーチング端部までの幅 (m)

K_h : 設計水平震度 ($K_h = d_1 d_2 K_0$)

d_1 : 地域別係数

d_2 : 地盤別係数

K_0 : 基準水平震度 (0.2)

h_G : 上下部工重量合計の重心高さ (m)

(列車載荷の検討を行う場合は、列車荷重を含む)

6-3 剛体基礎の転倒・滑動解析手法

望月、小林の方法を基本として、これにケーブル張力等の時間的に変動する任意の外力を考慮できるように運動方程式を拡張するとともに、これに基づく解析プログラムDSRJを作成した。以下に解析手法を示す。

図6-3-1に示すような解析モデルの運動方程式は次式で表すことができる。

$$\left\{ \begin{array}{l} M \ddot{X} = F_X^F + F_X^T \\ M \ddot{Y} = -F_Y^G + F_Y^R + F_Y^T \\ J \ddot{\theta} = d_X^R \cdot F_Y^R - d_Y^F \cdot F_X^F + d_X^T \cdot F_Y^T - d_Y^T \cdot F_X^T \end{array} \right. \quad (6-3-1)$$

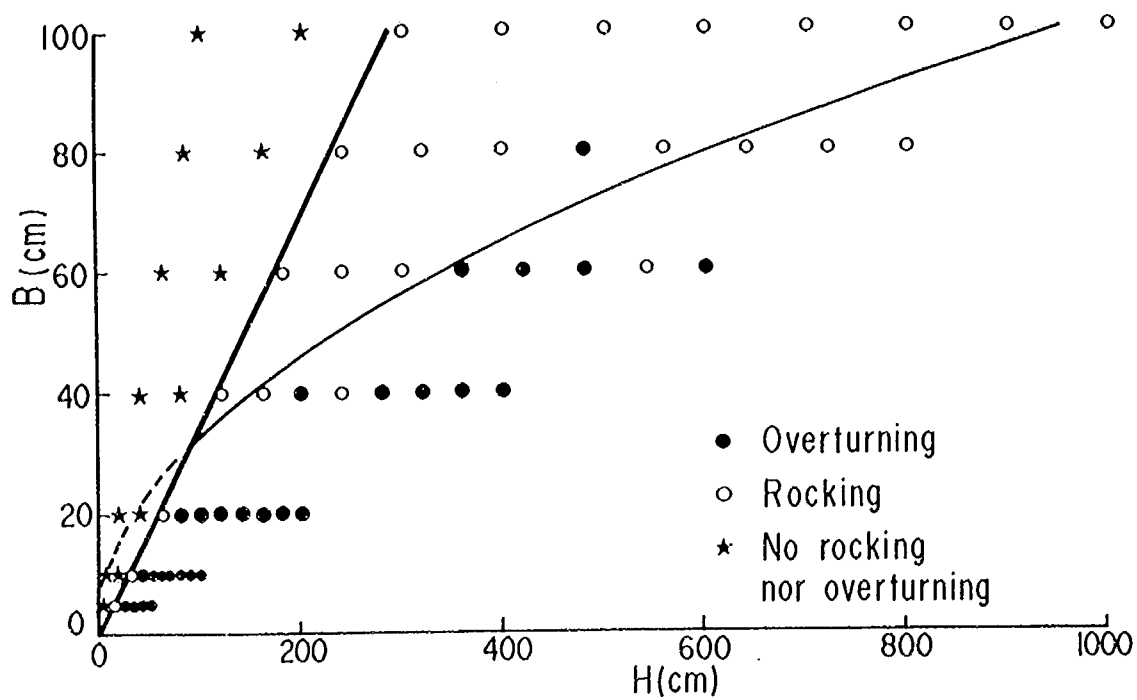


図 6 - 2 - 19 El Centro 波 (NS + UD 成分) 入力時の単体の転倒

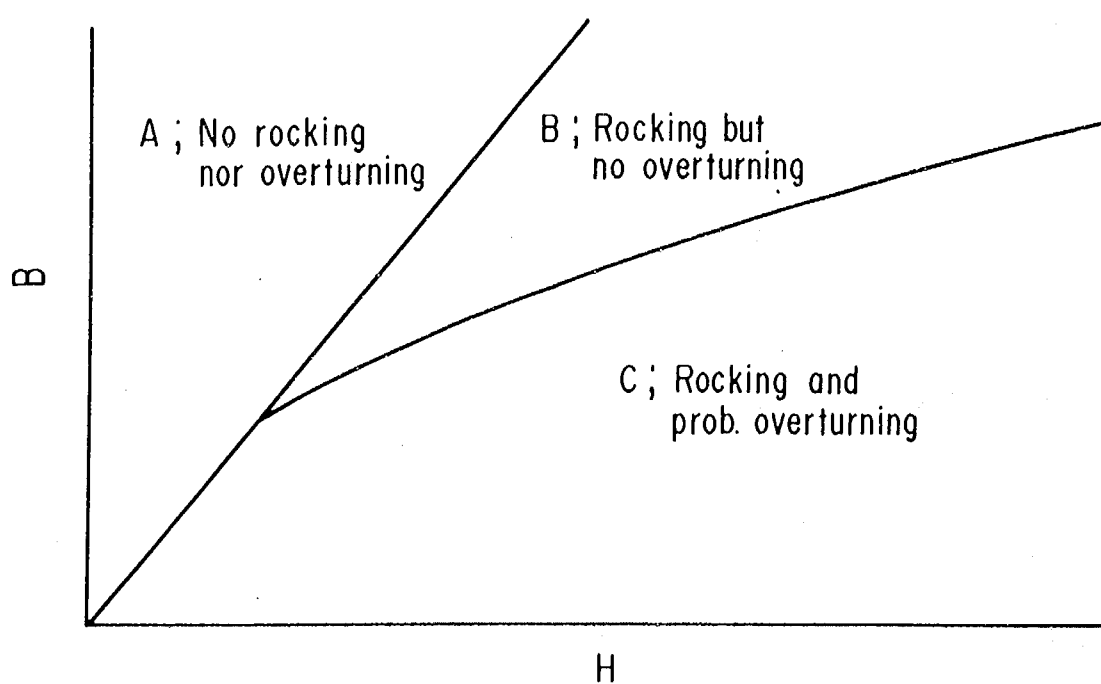


図 6 - 2 - 20 地震動加振時の転倒限界

ここで,

- M, J : 剛体の質量及び回転慣性
- X, Y, θ : 剛体重心点の X, Y, θ 方向の絶対変位
- F_X^F : 摩擦力
- F_Y^R : 床の垂直反力
- F_X^T, F_Y^T : X, Y 方向のケーブル張力等の外力
- F_Y^G : 剛体の重力
- d_X^R, d_Y^F : 重心から垂直反力, 摩擦力の作用点までの距離
- d_X^T, d_Y^T : 重心からケーブル張力等の外力の作用点までの距離

床の垂直反力及び摩擦力は, それぞれ次のように表すことができる。

(1) 床の垂直反力 F_Y^R

① 剛体が床と接触していない状態

$$F_Y^R = 0 \quad (6-3-2)$$

② 剛体が床と接触している状態

$$\begin{aligned} F_Y^R &= M\ddot{Y} + F_Y^G - F_Y^T \\ &= M(\ddot{y} + \ddot{Y}_E) + F_Y^G - F_Y^T \end{aligned} \quad (6-3-3)$$

ここで,

y : 剛体の Y 方向の相対変位

Y_E : 床の変位

Y 方向の相対変位と回転角 θ の関係は図 6-3-2 により次式で表すことができる。

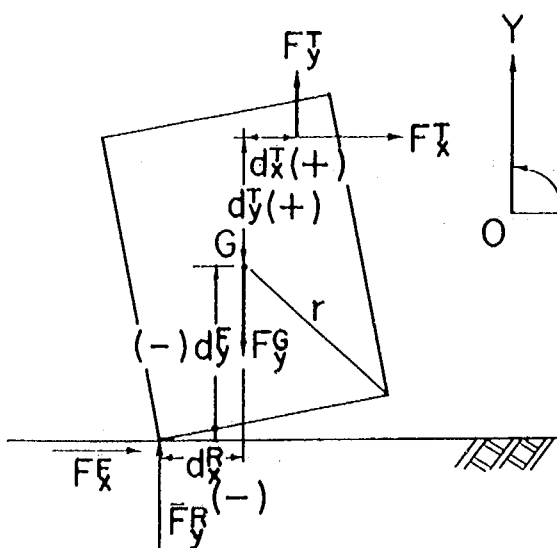


図 6-3-1 解析モデル

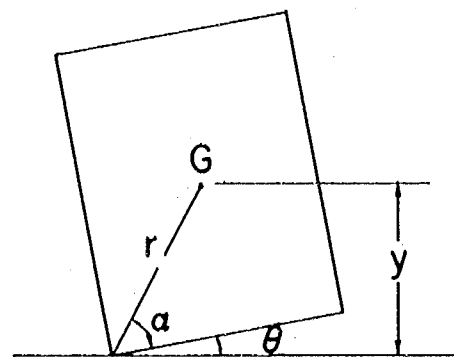


図 6-3-2 回転角 θ と垂直変位 y の関係

$$\left. \begin{aligned} y &= r \sin (\alpha + \theta) \\ \dot{y} &= r \cos (\alpha + \theta) \cdot \dot{\theta} \\ \ddot{y} &= -r \sin (\alpha + \theta) \cdot \dot{\theta}^2 + r \cos (\alpha + \theta) \cdot \ddot{\theta} \end{aligned} \right\} \quad (6-3-4)$$

(2) 摩擦力 F_X^F

① スリップが生じない場合

スリップが生じていない状態での X 方向の釣合方程式は次式となる。

$$F_X^F = M \ddot{X} - F_X^T \quad (6-3-5)$$

ここで、絶対変位 X は、スリップによる相対変位 x_s ，ロッキングによる相対変位 x_r ，床の変位 X_E の和として次のように表すことができる。

$$X = x_s + x_r + X_E \quad (6-3-6)$$

スリップが生じない場合には、 $x_s = 0$ であるから式 (6-3-6) は次式となる。

$$F_X^F = M (\ddot{x}_r + \ddot{X}_E) - F_X^T \quad (6-3-7)$$

ただし、

$$-\mu_s F_Y^R \leq F_X^F \leq \mu_s F_Y^R$$

ここで、 μ_s : 静止摩擦係数

ロッキングによる相対変位 x_r と回転角 θ の関係は次式となる。

$$x_r = r \cos (\alpha + \theta) \quad (6-3-8)$$

(3) 運動形態の判別

運動形態の判別条件式をまとめると表 6-3-1 のようになる。

(4) 衝突後の運動

剛体と床との衝突により運動形態が変化するが、これは、望月、小林による考え方をそのまま適用した。

運動方程式は、式 (6-2-35) により運動量保存則と速度と反発係数の関係から次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} m i^2 \omega' &= m i^2 \omega + \zeta Q_y + h Q_x \\ m v' &= m v + Q_y \\ m u' &= m u + Q_x \\ v' + \zeta \omega' &= -\eta (v + \zeta \omega) \end{aligned} \right\} \quad (6-3-9)$$

表 6-3-1 運動形態の判別

(a) スリップ及びロッキングの判別

	$F' \leq F^F$	$F' > F^F$
$M' \leq M^R$	静 止	スリップ
$M' > M^R$	ロッキング	スリップ+ロッキング

注) 上表中の M 及び F はそれぞれ以下のように与えられる。

$$\begin{cases} \text{慣性力} : F' = M(\ddot{x}_r + \ddot{X}_E) - F_X^T \\ \text{摩擦力} : F^F = \mu_s F_Y^R \\ \text{慣性モーメント} : M' = M b (\ddot{y} + \ddot{Y}_E + g) - F_Y^T \cdot d_X^T \\ \text{復元モーメント} : M^R = M h (\ddot{x}_r + \ddot{X}_E) - F_X^T \cdot d_X^T \end{cases}$$

(b) ジャンプの判別

$F^J \leq F^W$	$F^J > F^W$
静 止	ジャンプ

注) 上表中の F はそれぞれ以下のように与えられる。

$$\begin{cases} F^J = M(\ddot{y} + \ddot{Y}_E) - F_Y^T \\ F^W = M g \end{cases}$$

ここで,

i : 剛体の回転半径

$u, v, \omega, u', v', \omega'$: X, Y, θ 方向の衝突前後の速度

Q_x, Q_y : 力積

ζ : 衝撃中心

η : 反発係数

瞬間中心 H を使うと、式(6-2-38)～(6-2-41)によって Q_x は次のように書き表すことができる。

$$Q_x = m \int_0^{\tau} \left(\frac{dH}{dt} \omega + H \frac{d\omega}{dt} \right) dt \quad (6-3-10)$$

ここで, τ : 衝突開始から終了までの時間

衝突前後の運動形態の判別は表 6-3-2 のようにまとめられる。

表 6-3-2 衝突後の運動形態の判別

衝突前の運動形態	判 別 条 件	衝突後の運動形態	Q_x と Q_y の関係
① ロッキング	$Q_x \leq \mu_s Q_y$	ロッキング	式 ⅰ)
	$Q_x > \mu_s Q_y$	スリップ+ロッキング	式 ⅱ)
② スリップ + ロッキング	$ Q_x < Q'_x $	スリップ+ロッキング	式 ⅲ)
	$ Q_x > Q'_x $	ロッキング	式 ⅳ)

注 1) 上表中の Q_x は、それぞれ次式で表される。

$$\text{式 ⅰ)} \quad Q_x = -\frac{h\zeta}{i^2 + h^2} Q_y$$

$$\text{式 ⅱ)} \quad Q_x = \mu_d Q_y$$

$$\text{式 ⅲ)} \quad Q_x = -\frac{u_s}{|u_s|} \mu_d \cdot Q_y$$

$$\text{式 ⅳ)} \quad Q'_x = \frac{1}{i^2 + h^2} (-mi^2 u_s - h\zeta Q'_y)$$

注 2) スリップ+ロッキングからロッキングに移行した後、再び滑り出すかどうかの判別は

①に従って行い、すべる際の Q_x には次式を用いる。

$$Q_x = \frac{mi^2 \mu_d (|u_s| - \zeta / |\zeta| \cdot u_s)}{h\zeta - u_s / |u_s| \cdot \mu_d (i^2 + h^2)} - \frac{\zeta}{|\zeta|} \mu_d Q_y$$

(5) 反発係数の設定

本解析では、地盤上の基礎構造物を剛体上の剛体によりモデル化した。このため、反発係数及び摩擦係数を現実に近い状態を表し得るように与える必要がある。

ここで、反発係数の設定に関しては、初速 v_0 を有する物体が粘弾性体に仮定した地盤と衝突する場合の衝突前後の速度比から以下のように求めた。

図 6-3-3 に示されるような 1 自由度モデルの運動方程式は、次式で与えられる。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = 0 \quad (6-3-11)$$

$$h = \frac{C}{2\sqrt{KM}}, \quad \omega = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad \text{とおくと、次式のようになる。}$$

$$\ddot{x} + 2h\omega\dot{x} + \omega^2 x = 0 \quad (6-3-12)$$

$0 \leq h \leq 1$ のもとで式 (6-3-12) を解くと次式のようになる。

$$x = e^{-h\omega t} (C_1 \cos \omega' t + C_2 \sin \omega' t) \quad (6-3-13)$$

ここで、

$$\omega' = \omega \sqrt{1 - h^2} \quad (6-3-14)$$

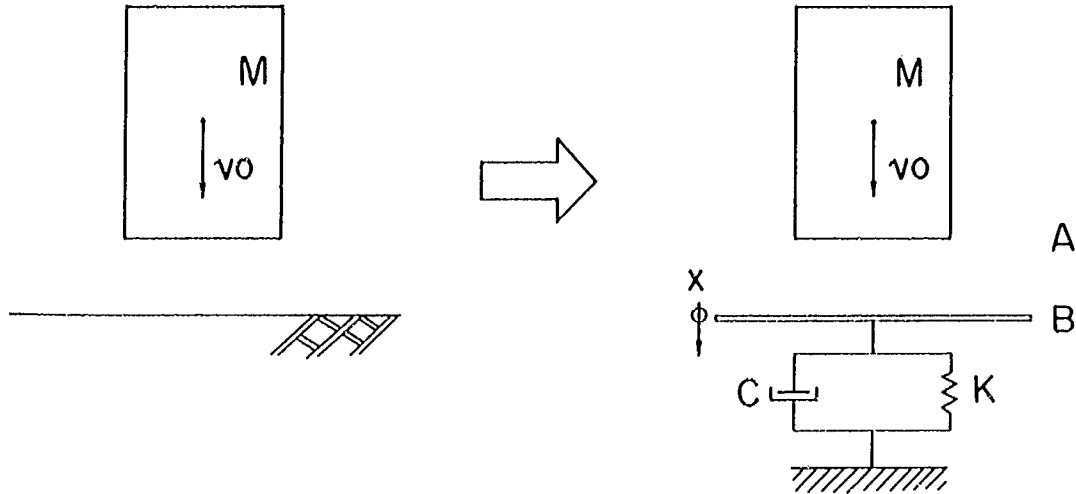


図6-3-3 反発係数の設定のための地盤のモデル化

初期条件を次のように与えると式(6-3-13)は以下ようになる。

$$t = 0 \text{ で } x = 0, \quad \dot{x} = v_0 \quad (6-3-15)$$

$$x = \frac{v_0}{\omega'} e^{-h\omega t} \cdot \sin \omega' t \quad (6-3-16)$$

式(6-3-16)を1回微分して速度を求めると次式となる。

$$\dot{x} = e^{-h\omega t} \cdot \frac{v_0}{\omega'} (-h\omega \sin \omega' t + \omega' \cos \omega' t) \quad (6-3-17)$$

A, B面が接触して、離れる瞬間、すなわち $t = \frac{T'}{2} = \frac{\pi}{\omega'}$ の時の速度は、次のように与えられる。

$$v_{t=T'/2} = -v_0 \cdot e^{-\frac{h\pi}{\sqrt{1-h^2}}} \quad (6-3-18)$$

従って、反発係数はその定義から、次のように求められる。

$$e = -v/v_0 = \exp\left(-\frac{h\pi}{\sqrt{1-h^2}}\right) \quad (6-3-19)$$

このように反発係数は、その系の減衰定数の値を求めることに帰着される。図6-3-4は、式(6-3-19)により、反発係数と減衰定数の関係を示したものである。

(6) 剛体の転倒、滑動、ジャンプの解析プログラム“DSRJ”

以上を示した解析手法に従って、剛体基礎の転倒、滑動、ジャンプの解析プログラムDSRJ(Dynamic Slip, Rocking and Jumping Analysis Computer Program)を開発した。プログラムDSRJは、ケーブル張力等の外力の作用下における剛体基礎の運動を任意の地震波入力に対して計算することができる。

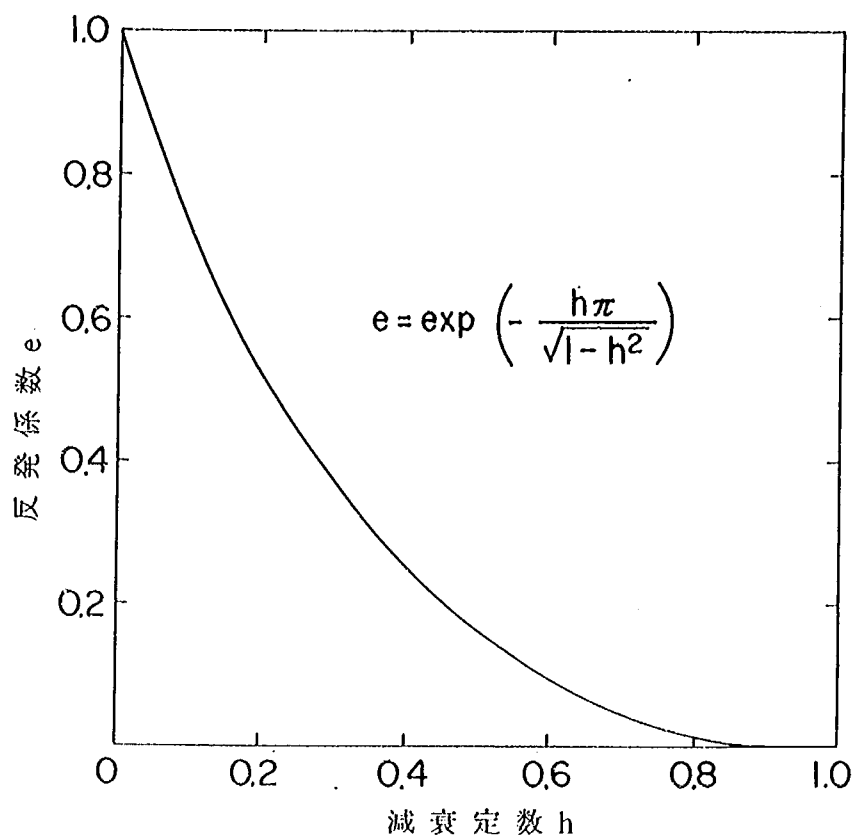


図 6-3-4 反発係数と減衰定数の関係

6-4 小型モデルによる解析手法の妥当性の検討

6-4-1 解析モデル

本解析手法の妥当性の検討のために、まず小型のモデルを用いた試算を行った。相対的に低い加速度値で転倒が生じやすいように、表 6-4-1 に示すように高さ h と幅 b の比 $\frac{h}{b}$ が 5 で高さ 12.5 cm と 400 cm の 2 種類のモデルを解析対象とした。これらのモデルに対して、ある加速度振幅を有する正弦波を入力し、加振周期を増加させることによってどのように滑動及び転倒が生じるかを検討することとした。

剛体の転倒、滑動及びジャンプ解析プログラム“DSRJ”を用いて、表 6-4-1 に示した解析モデルについて転倒だけが生じる下限の加速度振幅と周期の関係を示した結果が図 6-4-1 である。なお、加速度振幅は、次式による正規化加速度を示している。

$$A = a / A_0 \quad (6-4-1)$$

ここで、

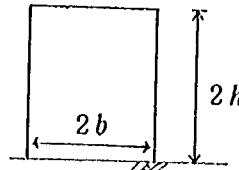
A : 正規化加速度

a : 加速度 [gal or m/sec²]

$$A_0 = \frac{b}{h} G \quad (\text{gal or m/sec}^2)$$

例えば、表 6-4-1 に示したモデルについては、 $\frac{b}{h} = 0.2$ であることから $A_0 = 196$ (gal) となる。

表 6-4-1 解析モデル

解 析 モデル	h/b	b (cm)	h (cm)	$\mu_s, \bar{\mu}_s$	$\mu_k, \bar{\mu}_k$	e	Δt (sec)	備 考
1	5	2.5	12.5	0.8	0.8	0.4	0.001	
2	5	40	200	0.8	0.8	0.4	0.001	

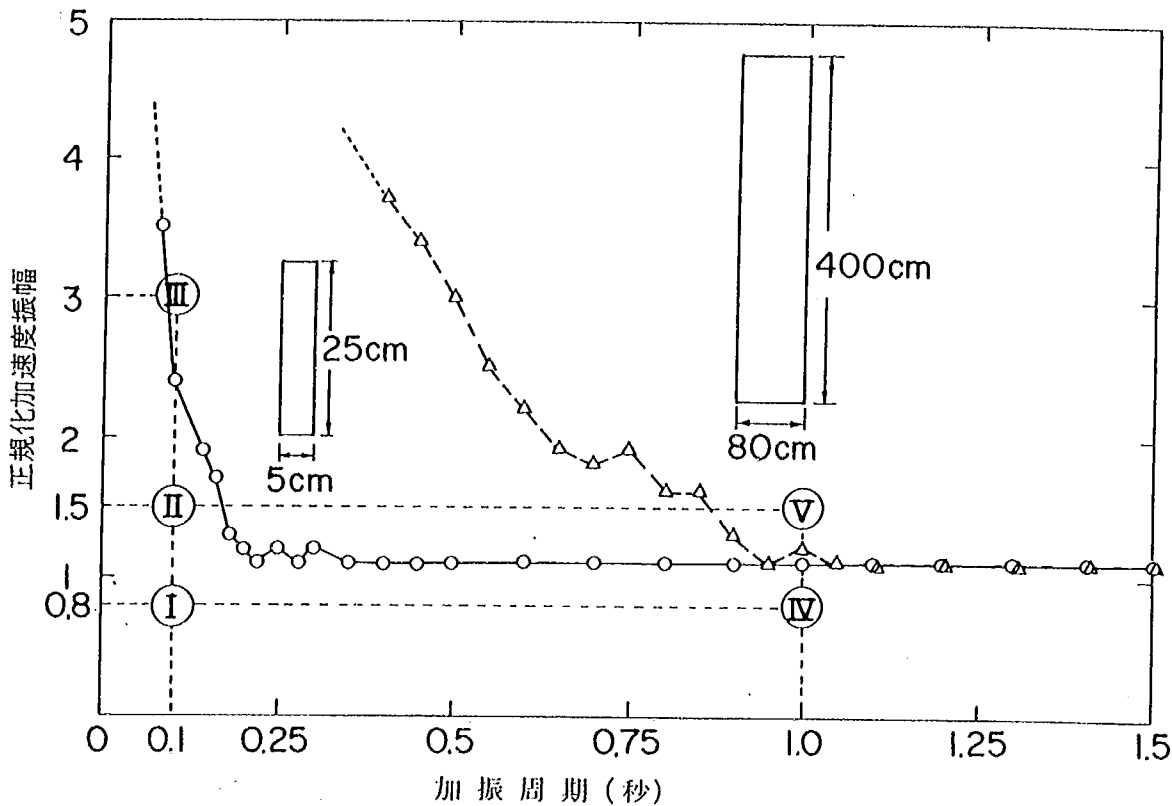


図 6-4-1 正弦波を入力とした場合の加振周期と転倒を生じる正規化加速度振幅の下限値の関係 (Ⅰ～Ⅴ) は、後述する振動性状検討ケース

図 6-4-1 によれば、転倒に要する加速度振幅の下限値を結ぶ曲線は、ある周期（転倒限界周期）を境として短周期側では加速度振幅が大きくなり、これより長周期側では一定の加速度となる。これは望月、小林が指摘している通りである。ちなみに転倒限界周期は、解析モデル 1 については約 0.2 秒、モデル 2 については、約 0.95 秒となり、形状が相似であっても基礎寸法の大きい方が長くなる。これをもとに、図 6-4-1 に示すⅠ～Ⅴの加速度及び周期の組合せについて、摩擦係数等の変化も加味して振動性状について検討した結果を以下に示す。

6-4-2 転倒だけする場合

解析モデル 1 について加振条件Ⅰ～Ⅴの加速度及び周期に対する振動性状を示すと図 6-4-2 のよう

になる。加振条件 I ~ V の振動性状の特徴をまとめると以下のようなになる。

(1) 加振条件 I (周期 0.1 秒, 加速度振幅 $0.8 A_0$ ($\approx 157 \text{ gal}$) の正弦波入力)

基礎はスリップ, ロッキング共に生じない。

(2) 加振条件 II (周期 0.1 秒, 加速度振幅 $1.5 A_0$ ($\approx 294 \text{ gal}$) の正弦波入力)

加振初期からロッキング振動をするが, 転倒するにはいたらない。

(3) 加振条件 III (周期 0.1 秒, 加速度振幅 $3.0 A_0$ ($\approx 588 \text{ gal}$) の正弦波入力)

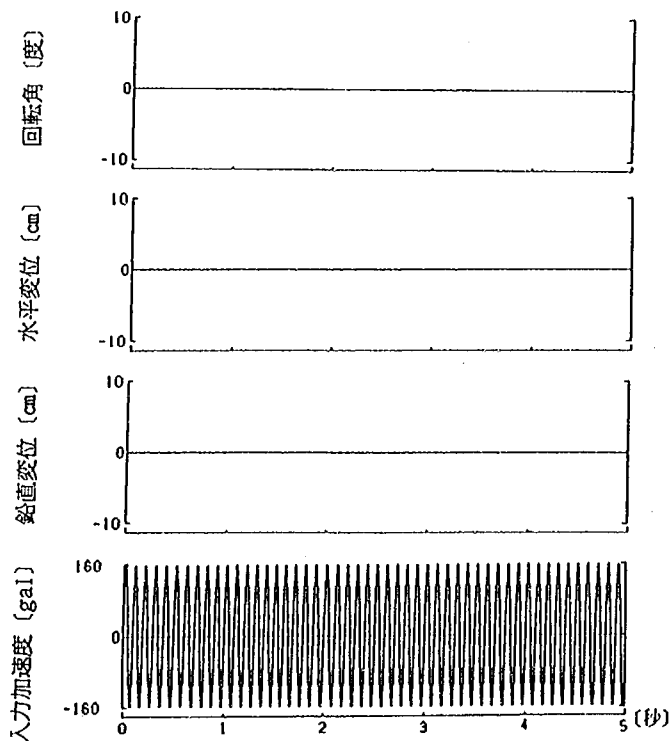
加振初期からロッキング振動し, 10 数回のロッキング振動ののちに転倒にいたる。

(4) 加振条件 IV (周期 1 秒, 加速度振幅 $0.8 A_0$ ($\approx 157 \text{ gal}$) の正弦波入力)

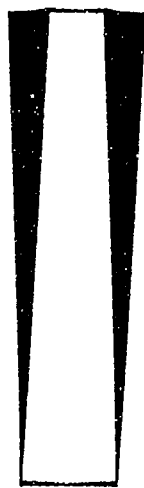
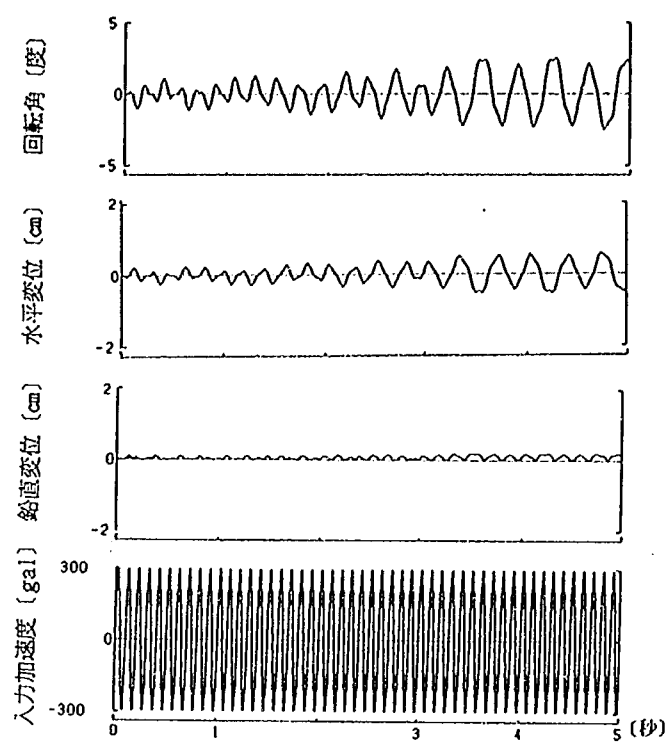
(1) と同様に, スリップ, ロッキング共に生じない。

(5) 加振条件 V (周期 1 秒, 加速度振幅 $1.5 A_0$ ($\approx 294 \text{ gal}$) の正弦波入力)

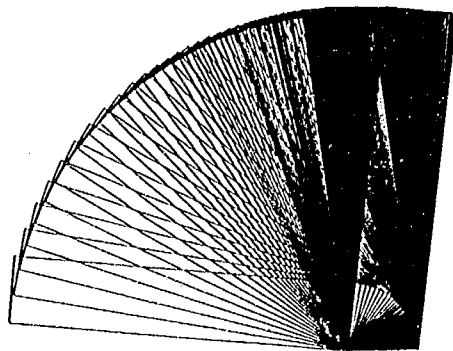
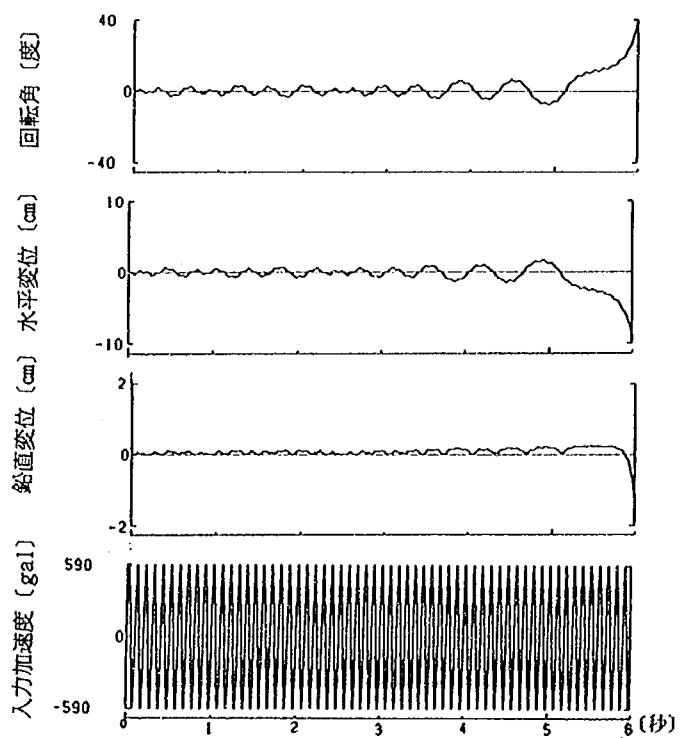
一方の下端を中心としてロッキング振動をはじめるとそのまま転倒にいたる。



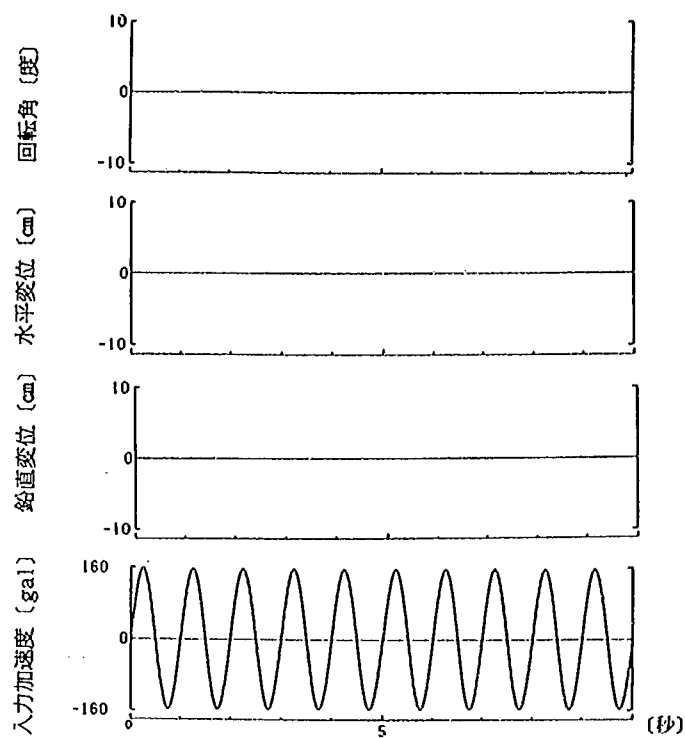
(1) 加振条件 I (周期 0.1 秒, 加速度振幅 $0.8 A_0$)



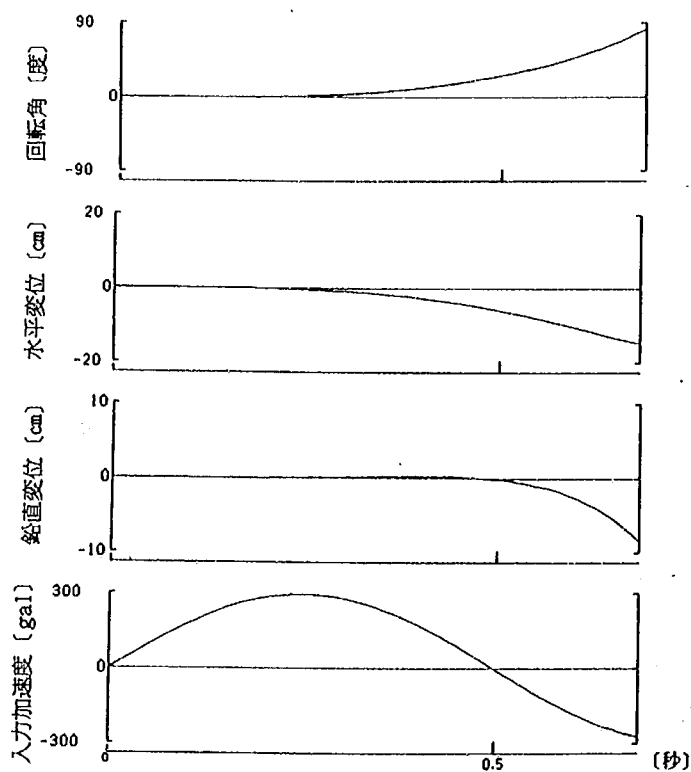
(2) 加振条件Ⅱ (周期 0.1 秒, 加速度振幅 $1.5 A_0$)



(3) 加振条件Ⅲ (周期 0.1 秒, 加速度振幅 $3.0 A_0$)



(4) 加振条件Ⅳ (周期 1 秒, 加速度振幅 $0.8 A_0$)



(5) 加振条件Ⅴ (周期 1 秒, 加速度振幅 $1.5 A_0$)

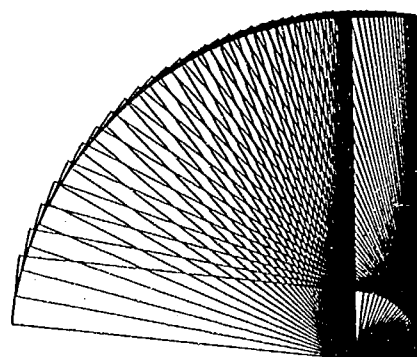


図 6-4-2 解析モデル 1 の加振条件Ⅰ～Ⅴに対する振動性状

次に、モデル2の場合について振動性状を示した結果が図6-4-3である。特徴は以下の通りである。

(1) 加振条件Ⅰ

基礎は、スリップ、ロッキング共に生じない。

(2) 加振条件Ⅱ

加振初期からロッキング振動するが、転倒するにはいたらない。ロッキング角の大きさは、解析モデル1よりもはるかに小さい。

(3) 加振条件Ⅲ

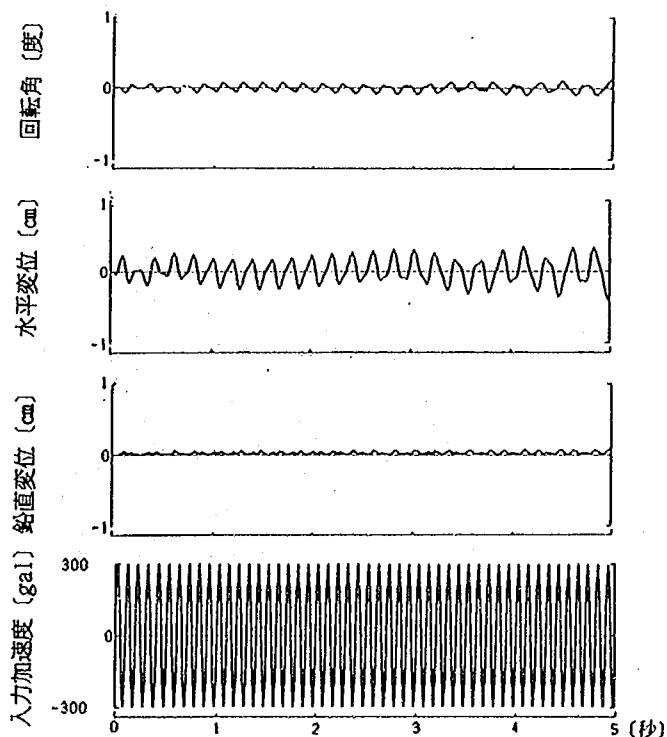
加振初期がロッキング振動するが、転倒するにはいたらない。ロッキング角は、加振条件Ⅱよりもわずかに大きい。加振条件Ⅱでは、両下端を中心として交互にロッキングを生じるが、加振条件Ⅲでは、両下端でそれぞれ2度ずつ同方向に振動している。

(4) 加振条件Ⅳ

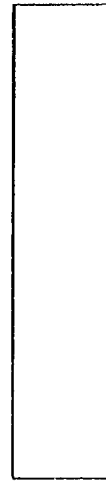
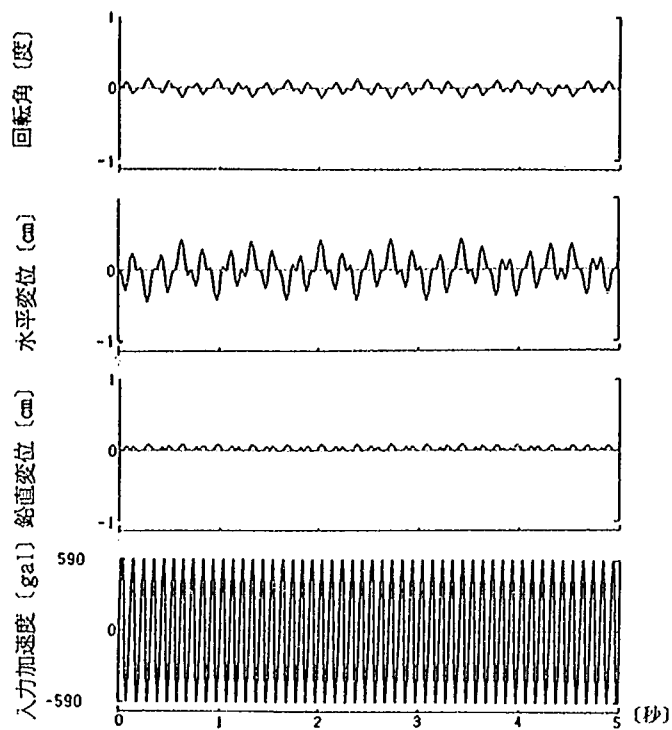
(1)と同様に、ロッキング、スリップ共に生じない。

(5) 加振条件Ⅴ

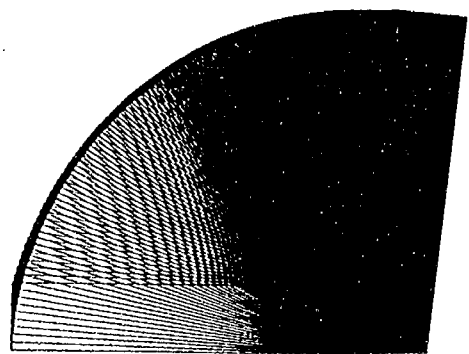
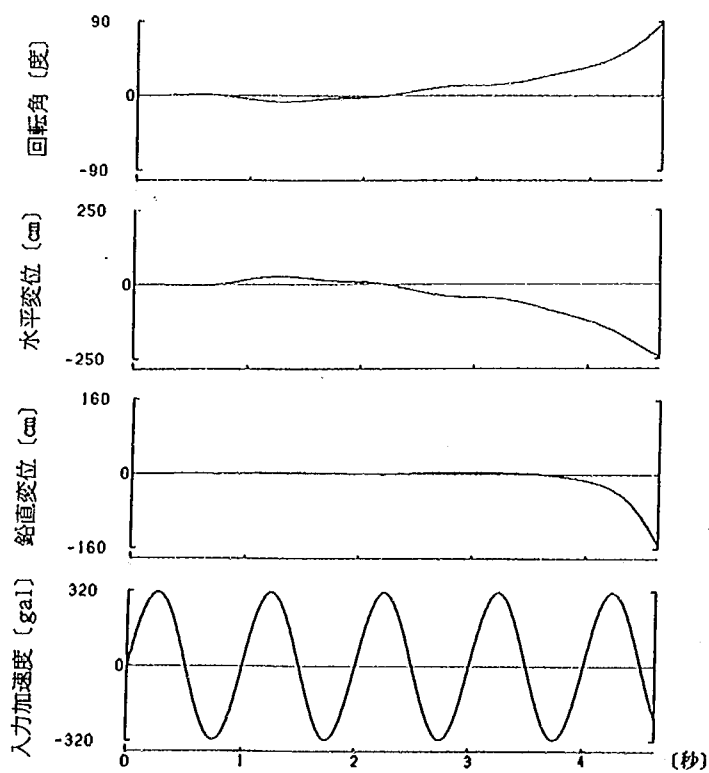
一方向にロッキング振動し、反対方向に振動した段階で転倒している。



(1) 加振条件Ⅱ (周期0.1秒, 加速度振幅 $1.5 A_0$)



(2) 加振条件Ⅲ (周期 0.1 秒, 加速度振幅 $3.0 A_0$)



(3) 加振条件Ⅴ (周期 1 秒, 加速度振幅 $1.5 A_0$)

図 6-4-3 解析モデル 2 の加振条件Ⅱ, Ⅲ, Ⅴに対する振動性状

以上の結果を模式的にまとめると図6-4-4のようになる。すなわち、入力加速度（正弦波）が規準加速度 A_0 以下であれば全くロッキングしないが、これ以上となればロッキングが生じる。ただし、ある転倒限界周期 T_c が存在し、これよりも長い周期では、ロッキングが生じれば必ず転倒にいたる。したがって、この条件ではロッキングが生じるという条件と転倒するという条件は同一であり、現在の転倒に対する安定照査法はこれを基本としている。これに対して、限界周期 T_c よりも短い入力周期の領域では、たとえロッキングが生じてもすぐ転倒するという訳ではない。従って、このような領域の構造物については、現在の転倒に対する安定照査法は過大な安全率を見込んでいる可能性がある。

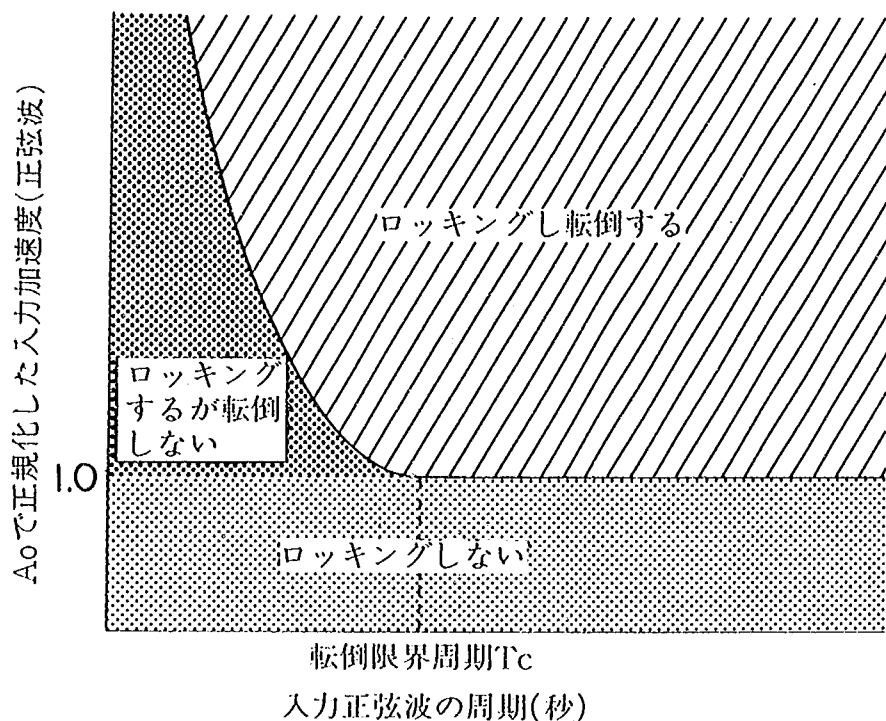
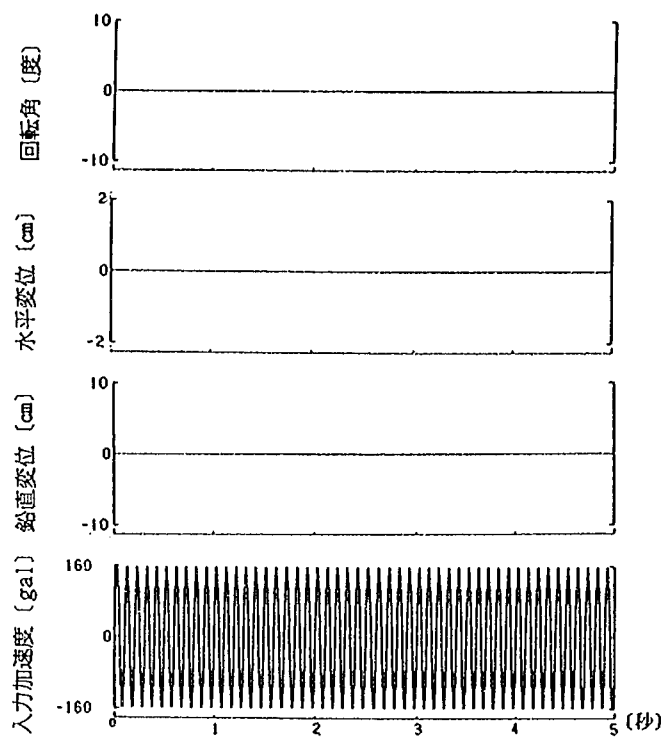


図6-4-4 基礎をロッキング及び転倒させるために必要な入力正弦波の振幅及び周期

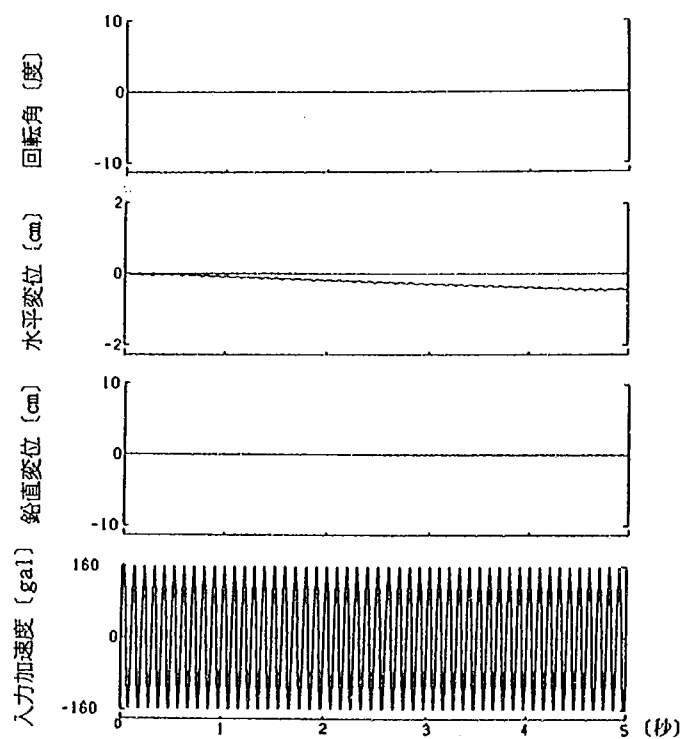
6-4-3 滑動だけする場合

解析モデル1について摩擦係数を変化させ、滑動する場合について示した結果が図6-4-5である。ここで(1)及び(2)は、加振条件Ⅰ（周期0.1秒、加速度振幅0.8 A_0 （= 157 gal）の正弦波を入力した場合）により、摩擦係数をそれぞれ0.2及び0.1とした場合の振動性状を示したものである。なお、摩擦係数 μ は、静止摩擦係数及び動摩擦係数共に、線接触した場合、面接触した場合のいずれの場合にも同じ値とした。これによれば、摩擦係数が0.2の場合にはスリップ、ロッキング共に生じないが、摩擦係数を0.1とした場合にはスリップのみが生じる。これは、水平力と摩擦力の釣り合いから、摩擦係数 μ が0.16以下の場合には、滑動を生じるためである。なお、すべりの方向は、入力加速度の第1波が作用する方向とは逆方向、すなわち、最初に地盤が動く方向と同方向に生じている点が興味深い。

次に、図6-4-6は、加振条件Ⅱ（周期0.1秒、加速度振幅1.5 A_0 ）の場合の振動性状を示したものである。この場合には、すべりが生じる限界の摩擦係数が0.29となるため、摩擦係数 μ が0.2の場合

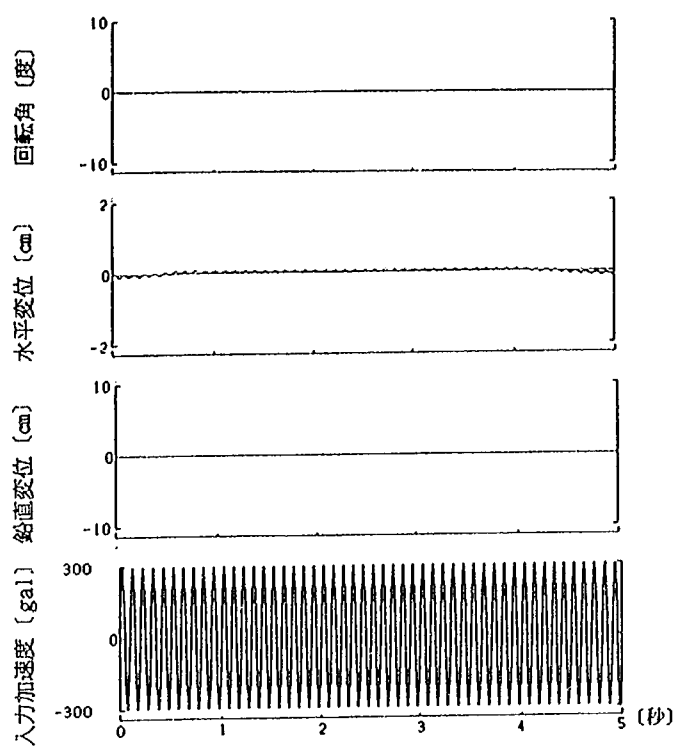


(1) 摩擦係数 μ を 0.2 とした場合

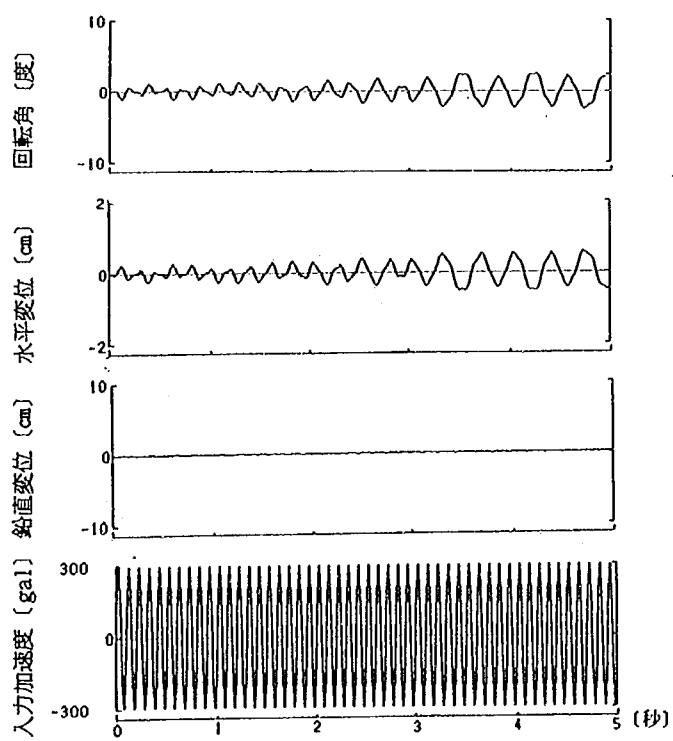


(2) 摩擦係数 μ を 0.1 とした場合

図 6-4-5 加振条件 I (周期 0.1 秒, 加速度振幅 $0.8 A_0$ の正弦波入力)
の場合のモデル 1 の振動性状



(1) 摩擦係数 μ を 0.2 とした場合



(2) 摩擦係数 μ を 0.3 とした場合

図 6-4-6 加振条件Ⅱ (周期 0.1 秒, 加速度振幅 $1.5 A_0$ の正弦波入力) の場合の振動性状

には、滑動が生じるが、一方、 $\mu = 0.3$ とした場合にはロッキングしている。これは、摩擦係数 μ と $\frac{b}{h}$ の大小により振動性状が異なることを示しており、 $\mu < \frac{b}{h}$ の場合にはスリップのみが先に生じ、ひとたびスリップが生じると摩擦係数が変化しない限り、ロッキングは生じず、入力加速度を大きくしてもスリップだけを生じる。一方、 $\mu > \frac{b}{h}$ の場合には、ロッキングが先に生じる。その後、ロッキング振動に伴う上方向加速度の作用により垂直抗力が減少する結果、スリップも同時に生じる場合もある。図6-4-6(1)の $\mu = 0.2$ の場合は、ちょうど $\mu = \frac{b}{h}$ に相当しており、スリップだけが生じる。これに対して、図6-4-6(2)の $\mu = 0.3$ の場合には $\mu > \frac{b}{h}$ となりロッキングが生じる。

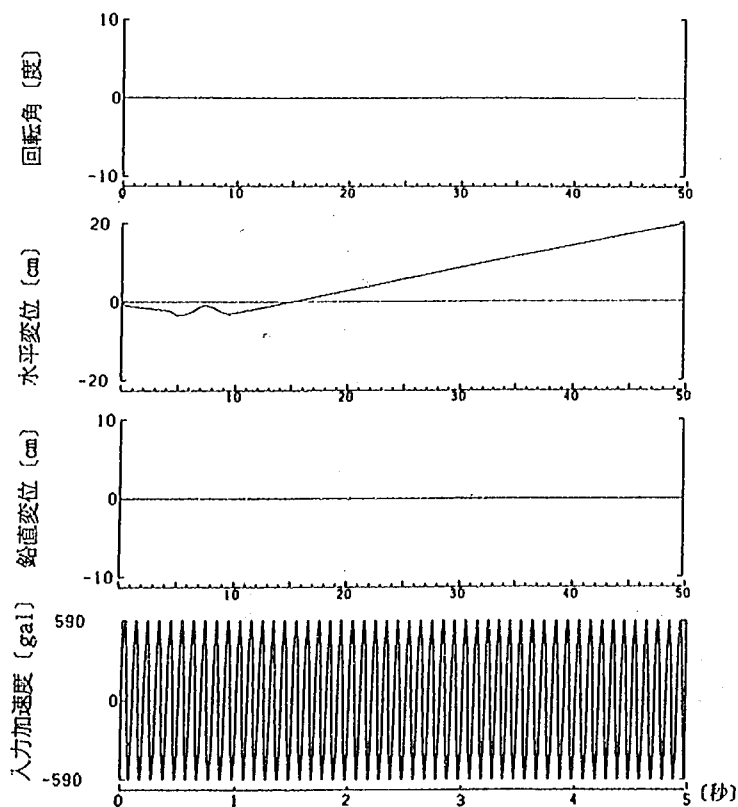
6-4-4 転倒及び滑動する場合の解析結果

図6-4-7は、解析モデル1について、加振条件Ⅲ（周期0.1秒，加速度振幅 $3A_0 = 588 \text{ gal}$ の正弦波入力）で、摩擦係数を変化させた場合の振動性状を示したものである。

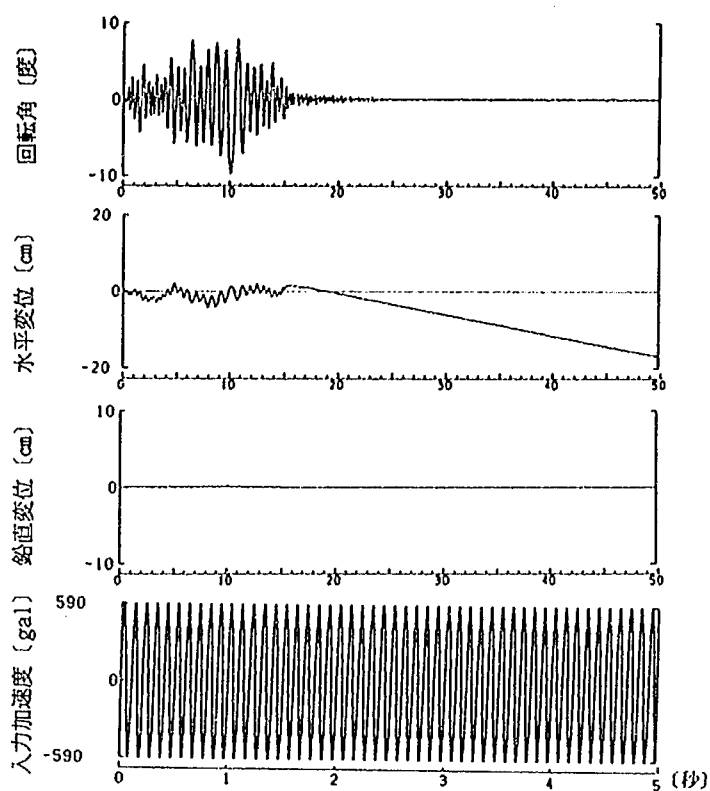
(1) $\mu = 0.2$ の場合

6-4-3に示した通り、スリップが先行し、ロッキングは生じない。

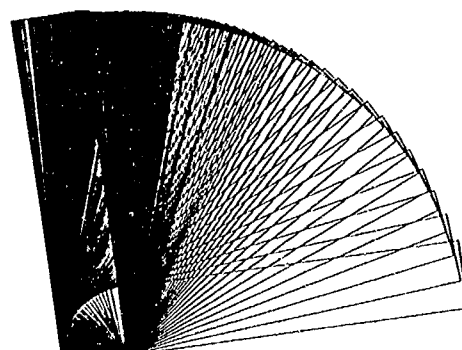
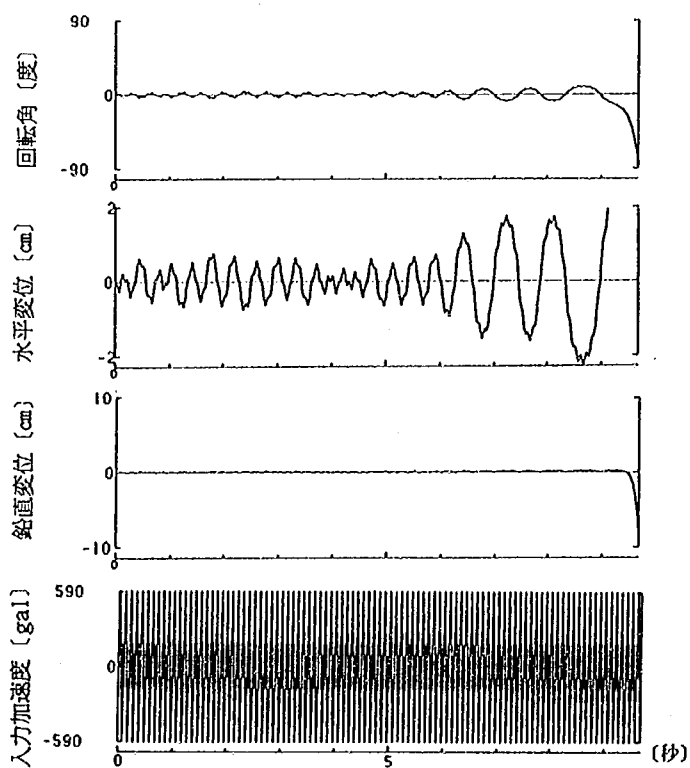
(2) $\mu = 0.3$ の場合



(1) 摩擦係数 μ を 0.2 とした場合



(2) 摩擦係数 μ を 0.3 とした場合



(3) 摩擦係数 μ を 0.4 とした場合

図 6-4-7 加振条件Ⅲ (周期 0.1 秒, 加速度振幅 $3.0 A_0$ の正弦波入力) の場合の振動性状

最初の15秒間程度はロッキングが卓越したロッキング+スリップの振動が生じているが、それ以後はわずかにロッキングを伴ったスリップが主体の振動をする。

(3) $\mu = 0.4$ の場合

ロッキングが生じ、最終的に転倒にいたる。

以上に示したように、入力加速度の周期及び振幅、摩擦係数を変化させた試算を行ったが、滑動のみが生じる条件、転倒のみが生じる条件は、6-3に示した解析条件を満足していること、また、転倒にいたる入力加速度の下限値と周期の関係は、既往の研究の結果と同様の傾向が得られることが確認された。

6-5 明石海峡大橋 4 A 基礎の転倒条件

6-5-1 解析対象基礎

解析対象としたのは、図6-5-1に示すような明石海峡大橋 4 A アンカー基礎の検討案である。図6-5-2は、解析対象基礎の力学モデルを示したものである。

なお、本アンカー基礎を従来の本州四国連絡橋の耐震設計要領により検討すると、以下のように転倒に対して危険と判定されることになる。

4 A アンカーの諸元及びケーブル張力等の作用外力は、表6-5-1に示す通りであり、これを高さ48 m、半径45.8 mの円筒形基礎に置換し、軸対象有限要素法により動的解析を行うと最大応答値は、表6-5-2のようになる。

これによれば、偏心量 e は次のようになる。

$$e = \frac{M_B}{V} = \frac{10,637,455}{340,542} = 31.2 \text{ (m)} \quad (6-5-1)$$

ここで、

M_B : 底面モーメント (t・m)

V : 鉛直反力 (t)

鉛直反力 V は、鉛直震度（鉛直震度は、重心点の水平震度の $\frac{1}{2}$ で0.191となる）を上向きに作用させ、これより浮力 $V_F = 77,407$ (t) 及び作用外力の鉛直成分 $V = 4,273$ (t) を差し引いて求められる。

従って、転倒に対する安全率を偏心率 d により求めると次のようになる。

$$d = \left(\frac{a}{2} - e \right) / a = \left(\frac{88}{2} - 31.2 \right) / 88 = 0.145 \quad (6-5-2)$$

ここで、 a は基礎幅 (m) である。

明石海峡大橋設計要領（案）によれば、 d は $\frac{1}{6}$ 以上でなければならず、従って、同設計要領（案）によれば、本アンカレイジは転倒に対して危険と判定されることになる。

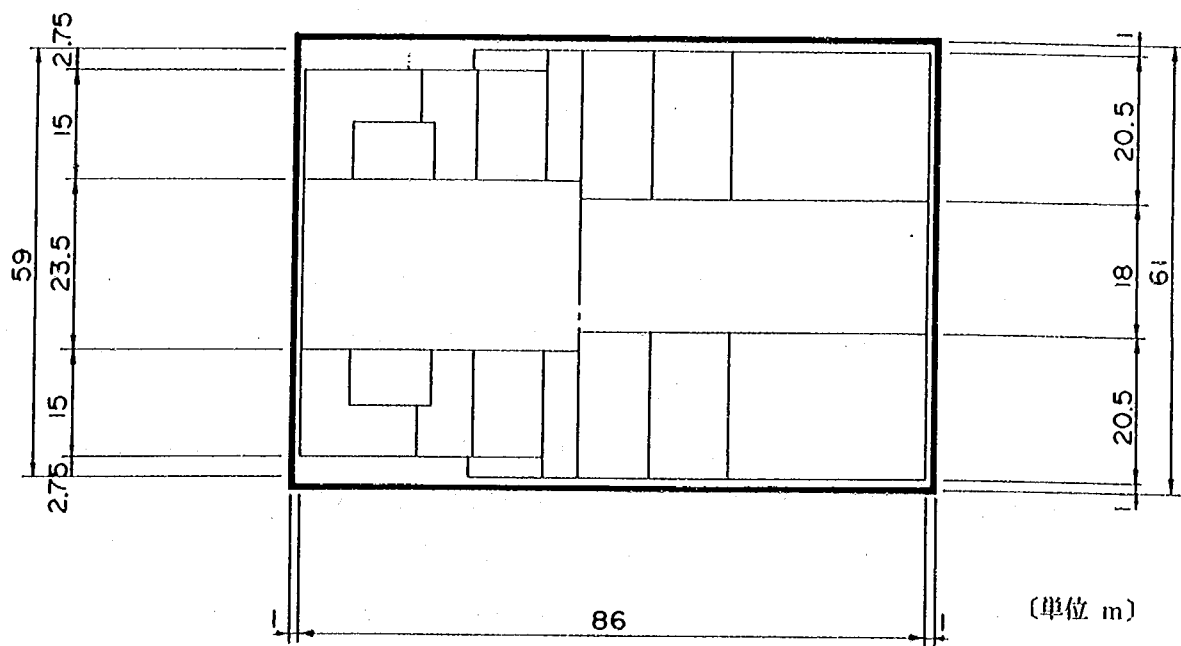
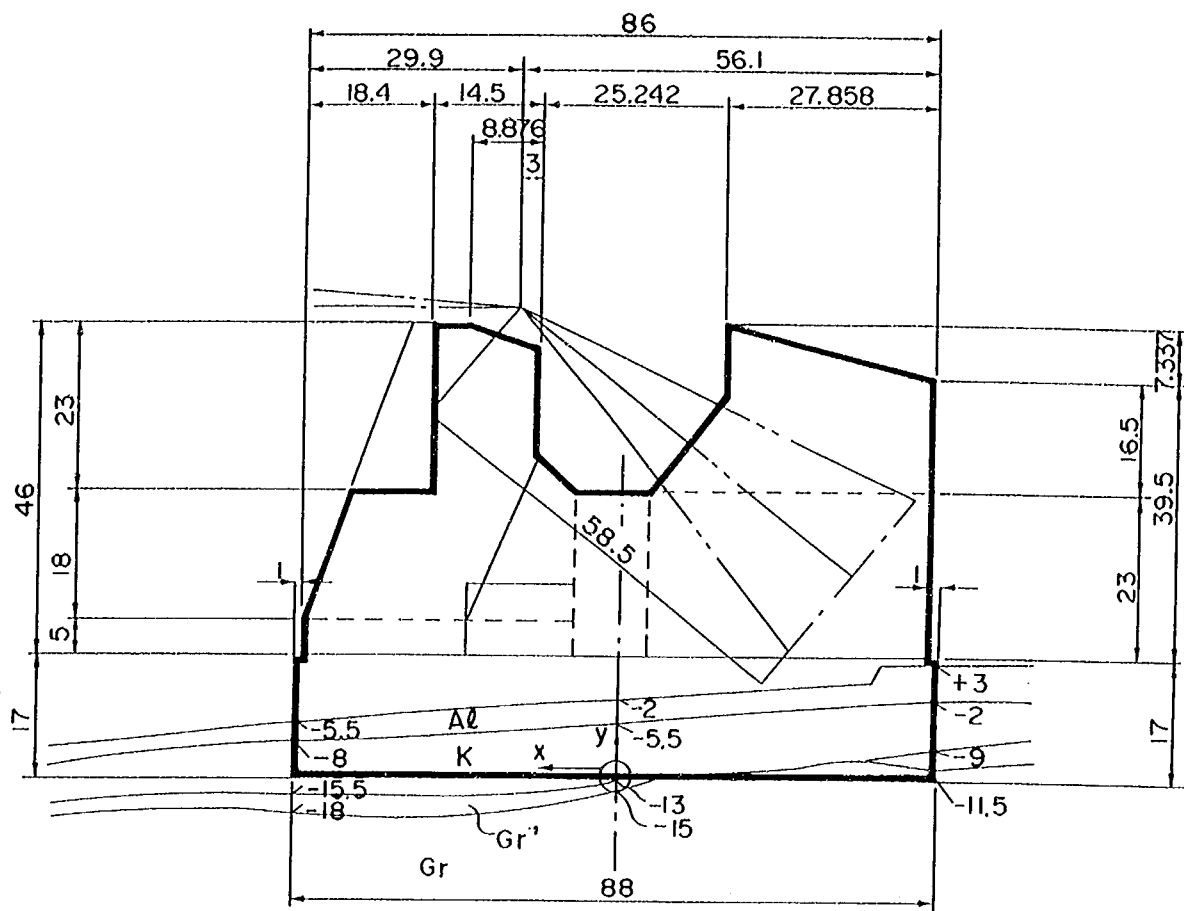


图 6-5-1 解析对象基礎

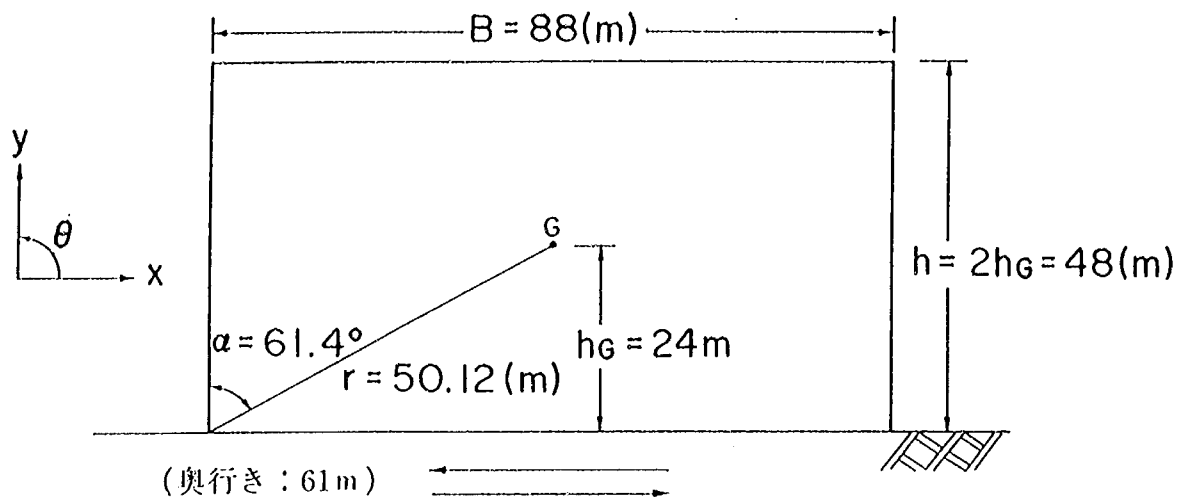


図 6-5-2 解析モデル

6-5-2 解析結果

解析に入る前に転倒に要する基準加速度 A_0 及び基準速度 V_0 を石山による式 (6-2-45), (6-2-46) によって求めると次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} A_0 &= \frac{b}{h} G = 17.97 \text{ (m/sec}^2\text{)} \\ V_0 &= 0.4 \sqrt{\frac{8Gr}{3} \frac{1 - \cos \alpha}{\cos^2 \alpha}} = 21.82 \text{ (m/sec)} \end{aligned} \right\} \quad (6-5-3)$$

これは、4 A アンカー基礎が図 6-5-2 に示したように偏平であるため、転倒に要する加速度及び速度が 1797 gal 及び 2182 kine と極めて大きいことを示しており、このような基礎は常識的に転倒することとはあり得ない。このことを以下、6-3 に示した解析手法により検討することとする。なお、本年度は、初年度の解析であるため、橋軸方向の転倒に着目し、正弦波入力のもとで検討することとする。

(1) 4 A アンカー基礎の最大応答値を入力した場合

表 6-5-2 に示した動的解析結果によれば、アンカー重心点の最大応答加速度は、375 gal である。従って、ここでは、この加速度を有し、周期はアンカーの基本固有周期に近い 0.5 秒の正弦波がアンカーに作用するという条件の下にアンカーの応答を求めることとした。

図 6-5-2 に示したモデルに対して、周期 0.5 秒、加速度 375 gal の正弦波を入力した場合のアンカーの重心点における回転角、水平及び鉛直変位の応答を示すと図 6-5-3 のようになる。

図 6-5-3 (1) は、摩擦係数として $\mu = 0.8$ を仮定した場合であり、この時には、ロッキングもスリップも生じない。これは、式 (6-5-3) に示したように静止した状態からロッキングが生じるには、1797 gal 以上の最大加速度が作用する必要があるが、一方、スリップが生じるには最大加速度が μG を越える必要があるためである。摩擦係数を $\mu = 0.3$ と仮定した場合の応答値を示した結果が図 6-5-3 (2) である。この場合には、最大加速度が μG ($= 294 \text{ gal}$) を越えているためスリップが生じる。この時

表 6-5-1 4 A アンカレイジの諸元及び作用外力

(a) アンカレイジ重量及び重心位置

		重量 W (t)	作用位置		$W \cdot X$ (t・m)	$W \cdot Y$ (m)
			X (m)	Y (m)		
上 屋		3,800	-9.2	63.5	-34,960	241,300
ア ン カ ー		2,545	-21.1	37.3	-53,700	94,929
鉄 筋		679	-7.5	34.0	-5,093	23,086
軀 体		304,993	-7.5	34.0	-2,287,448	10,369,762
基 礎		209,889	0.0	8.5	0	1,784,057
合 計		521,906	—	—	-2,381,201	12,513,134
重 心 位 置	X (m)	$X = -2,381,201 / 521,906 = -4.56$				
	Y (m)	$Y = 12,513,134 / 521,906 = 23.98$				
質 量	M (t・sec ² /m)	$M = 521,906 / 9.8 = 5,326 \times 10^4$				
	J (t・m・sec ²)	$J = \frac{M}{12} (a^2 + h_0^2) = 4,458 \times 10^7$				

注) a : 基礎幅 (= 88m), h_0 (= $2h_c$) : 基礎高さ (h_c : 重心高さ)

(b) 作用外力

		作用外力		作用位置		$V \cdot X$ (t・m)	$H \cdot Y$ (t・m)
		鉛直力 V (t)	水平力 H (t)	X (m)	Y (m)		
ケ ー ブ ル 張 力		7,400	116,000	13.1	65.0	96,940	7,540,000
高 架 橋 反 力		-2,487	5,117	-43.0	59.0	106,941	301,903
エ ン ド リ ン ク 反 力		-640	0	27.1	40.0	-17,344	—
合 計		4,273	121,117	—	—	186,537	7,841,903
合力の	X (m)	$X = 186,537 / 4,273 = 43.7$					
作用位置	Y (m)	$Y = 7,841,903 / 121,117 = 64.7$					

(c) 浮 力

基礎周囲に T.P. + 4.0 m まで盛土があるとし、T.P. + 1.0 m までの浮力を考慮すると、浮力 V_F は次のようになる。

$$V_F = 88.0 \text{ m} \times 61.0 \text{ m} \times 14.0 \text{ m} \times 1.03 \text{ t/m}^3 = 77,407 \text{ t}$$

表 6-5-2 地震時最大応答値

		最大応答値
重心点最大加速度 A (gal)		3 7 5
鉛直震度 $\frac{A}{2G}$		0.1 9 1
底面水平力 H_b	動的応答値 $(D)(t)$	1 9 4, 8 2 5
	静的作用力 $(S)(t)$	1 1 7, 0 4 3
	$(D) + (S) \quad (t)$	3 1 1, 8 6 8
底面モーメント M_b	動的応答値 $(D)(t)$	5, 3 6 0, 5 8 9
	静的作用力 $(S)(t)$	5, 2 7 6, 8 6 6
	$(D) + (S) \quad (t)$	1 0, 6 3 7, 4 5 5
鉛直反力 $V(t)$		3 4 0, 5 4 2
偏心量 e (m)		3 1.2
偏心率 d		$0.145 < \frac{1}{6}$

の地盤に対するアンカーの相対的なすべり量は、10秒間の加振で約 3 cm である。

(2) 転倒に対する検討

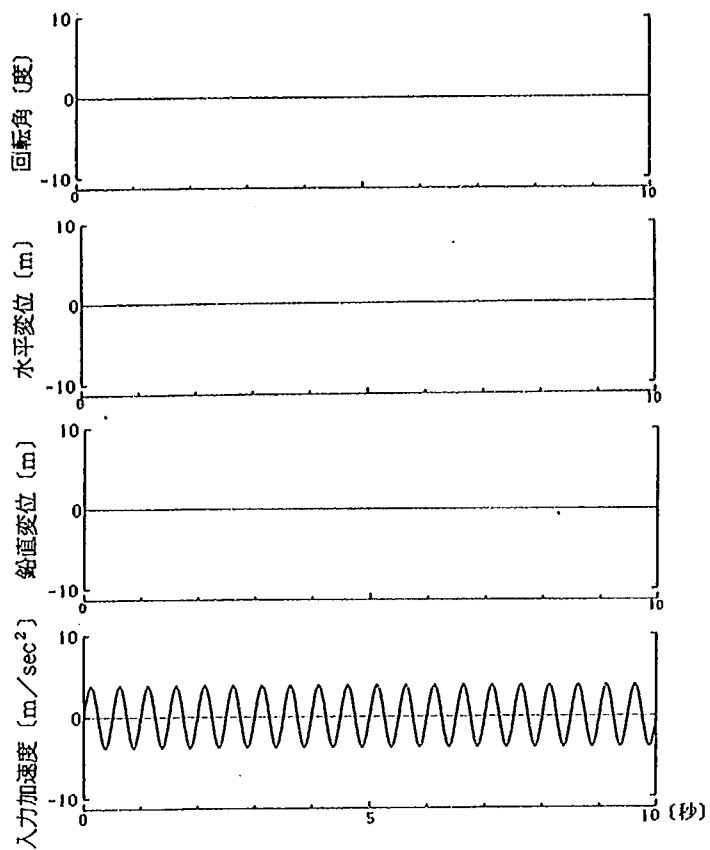
次に、4 A アンカーは現行の耐震設計法では転倒に対して危険と判定されるため、どのような条件で転倒するかを検討することとした。ここで、転倒に着目するため、滑動が容易には生じないように、摩擦係数は、 $\mu = 2.0$ と十分大きな値を仮定した。

周期を 0.5 秒及び 2 秒とし、それぞれについて加速度を式 (6-5-3) による基準加速度 A_0 (1797 gal) の 0.8 倍、1.5 倍、3 倍と変化させた正弦波入力作用させた場合の重心点の応答を示した結果が、図 6-5-4 及び図 6-5-5 である。なお、周期 0.5 秒で加速度振幅が $0.8 A_0$ ($= 1438$ gal), $1.5 A_0$ ($= 2696$ gal), $3 A_0$ ($= 5391$ gal) という入力は変位振幅に直すとそれぞれ 9 cm, 17 cm, 34 cm となり、また、周期 2 秒の場合にはそれぞれ 145 cm, 273 cm, 546 cm という極めて大きな入力となる。ただし、ここでは、入力が常識を越えて、極めて大きいことを承知した上で 4 A アンカーの転倒について検討することとする。

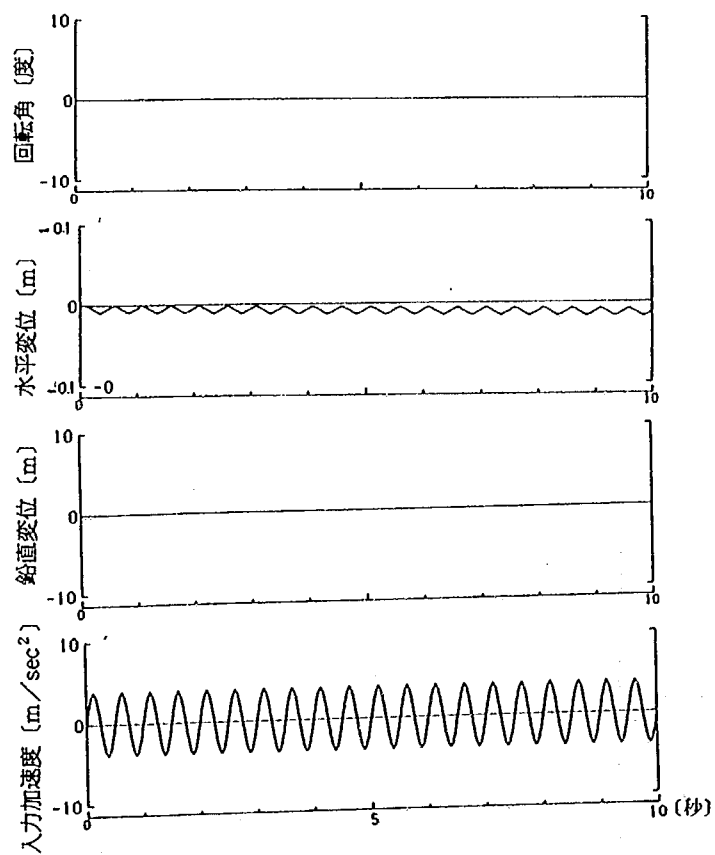
図 6-5-4 及び図 6-5-5 の解析結果をまとめると以下のようなになる。

1) 周期 0.5 秒、加速度 $0.8 A_0$ を入力した場合

ロッキング及びスリップ共に生じず、静止したままである。



(1) 摩擦係数 0.8



(2) 摩擦係数 0.3

図6-5-3 周期0.5秒, 375 galの正弦波を入力した場合

2) 周期 0.5 秒, 加速度 $1.5 A_0$ を入力した場合

ロッキング及びスリップが生じる。最大回転角は 1 度程度である。なお、一方向のみが持ち上がるようなロッキングを示す。

3) 周期 0.5 秒, 加速度 $3.0 A_0$ を入力した場合

2) と同様にロッキングとスリップが生じ, 最大回転角は 1 度程度である。なお, ロッキングはアンカーの両下端をそれぞれ支点とした状態で生じている。

4) 周期 2 秒, 加速度 $0.8 A_0$ を入力した場合

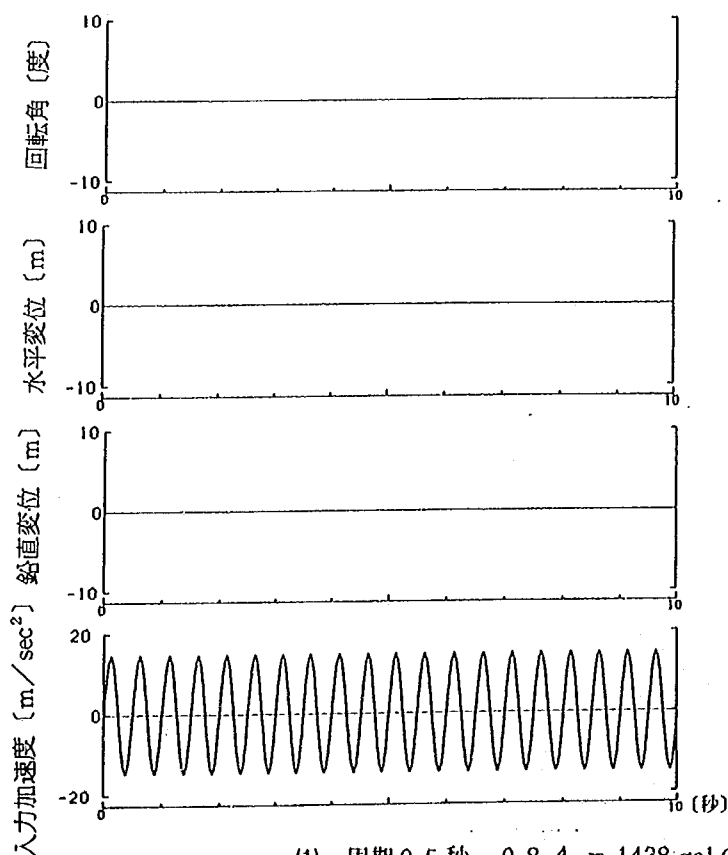
ロッキング及びスリップ共に生じない。

5) 周期 2 秒, 加速度 $1.5 A_0$ を入力した場合

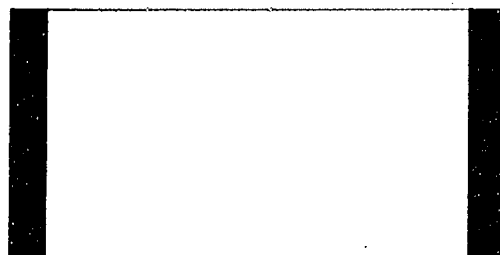
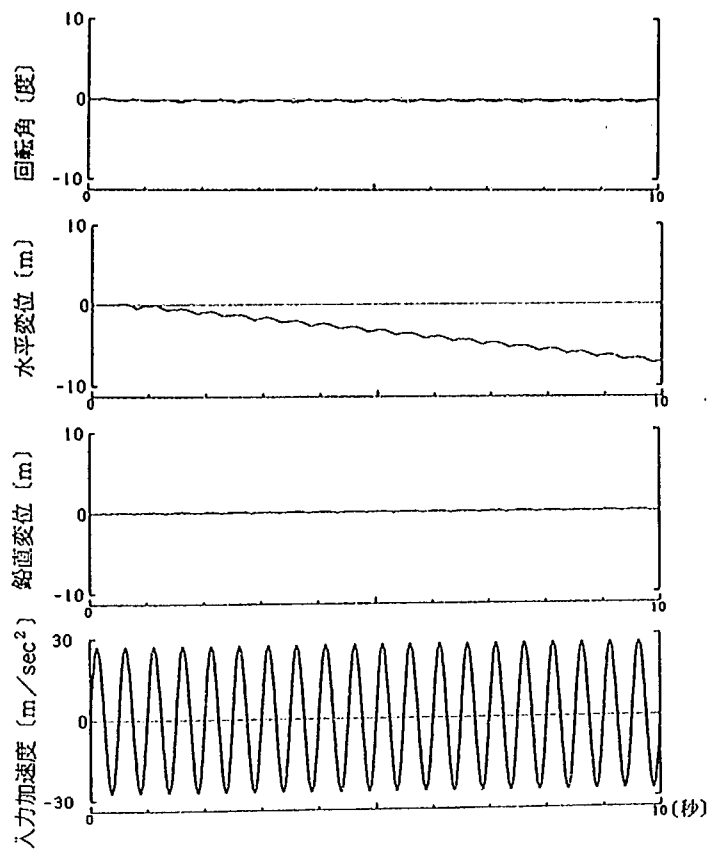
ロッキング及びスリップが生じる。ロッキングは, 最初に正方向に小さな回転が生じ, この状態からもどってくると, その後は衝突によって負方向のみが支点となって, ロッキングをするというおもしろい特性を示している。ちょうど自動車のタイヤを倒した場合の振動と類似している。この場合の最大回転角は 5 度程度である。

6) 周期 2 秒, 加速度 $3.0 A_0$ を入力した場合

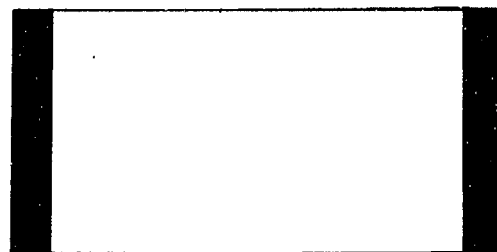
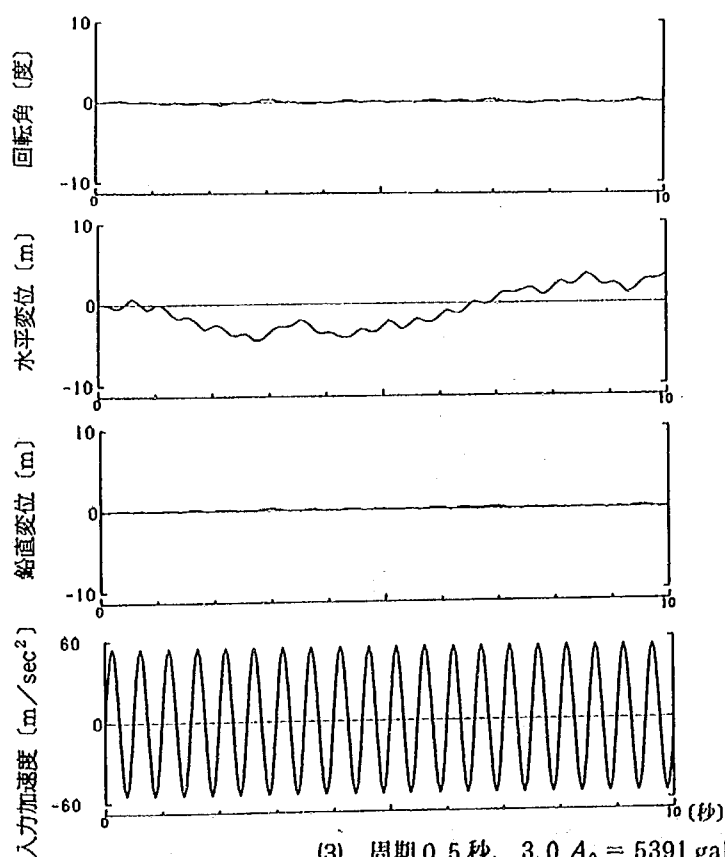
ロッキング及びスリップが生じる。この場合にはアンカーの一方の下端を支点として 2 回程度ずつロッキングするという 5) と異なる振動性状を示している。この場合の最大回転角は 7 度程度である。



(1) 周期 0.5 秒, $0.8 A_0 = 1438 \text{ gal}$ の正弦波を入力した場合

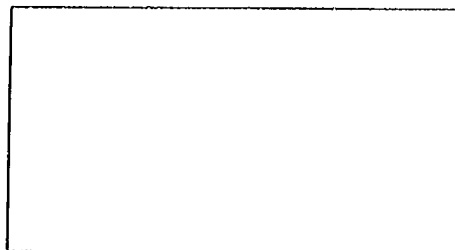
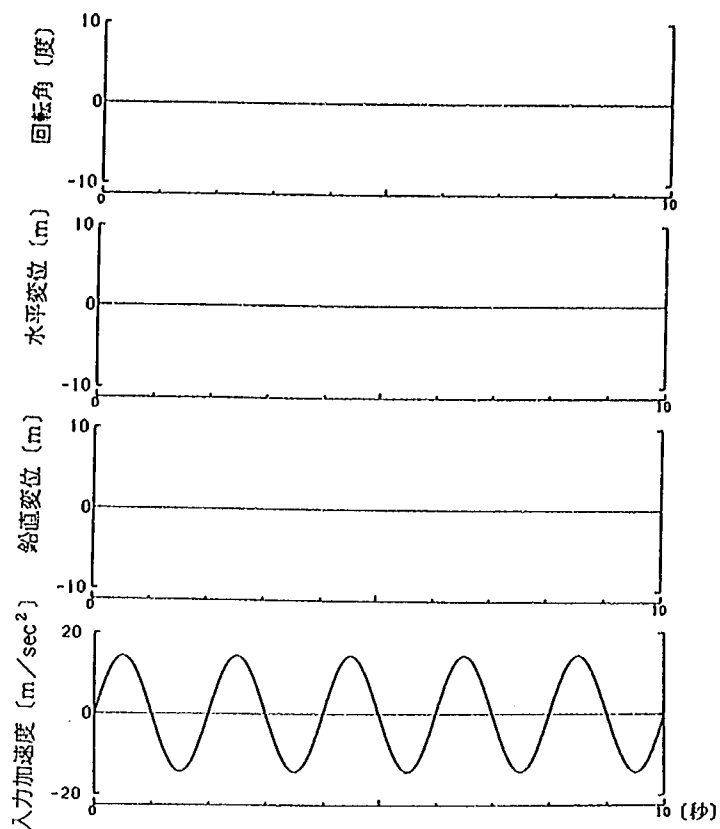


(2) 周期 0.5 秒, $1.5 A_0 = 2696 \text{ gal}$ の正弦波を入力した場合

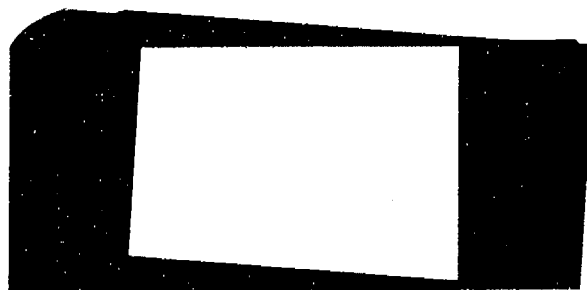
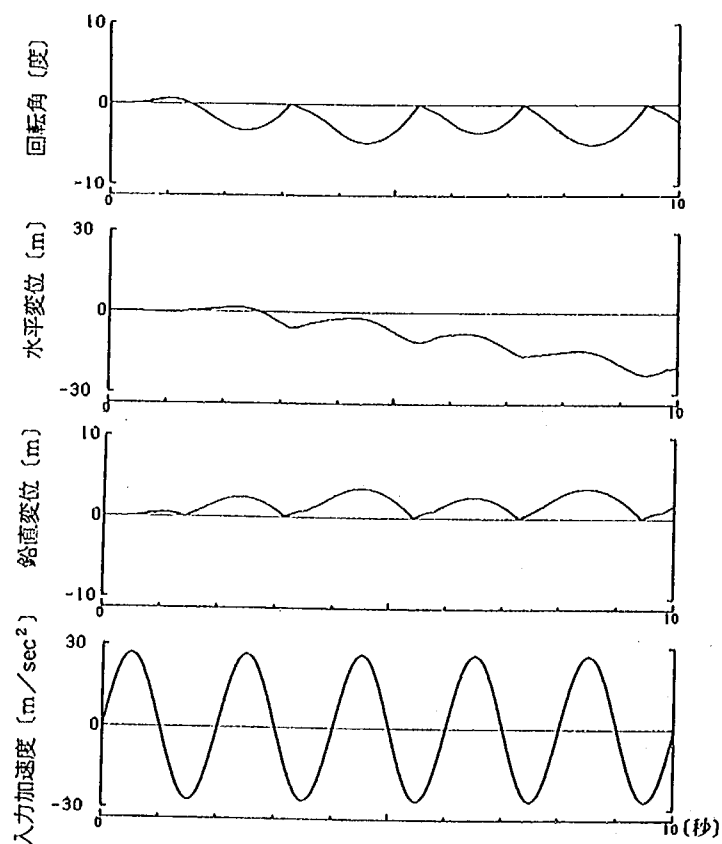


(3) 周期 0.5 秒, $3.0 A_0 = 5391 \text{ gal}$ の正弦波を入力した場合

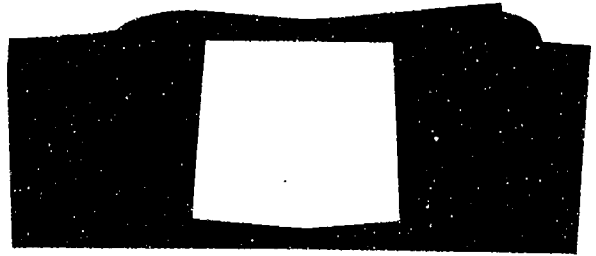
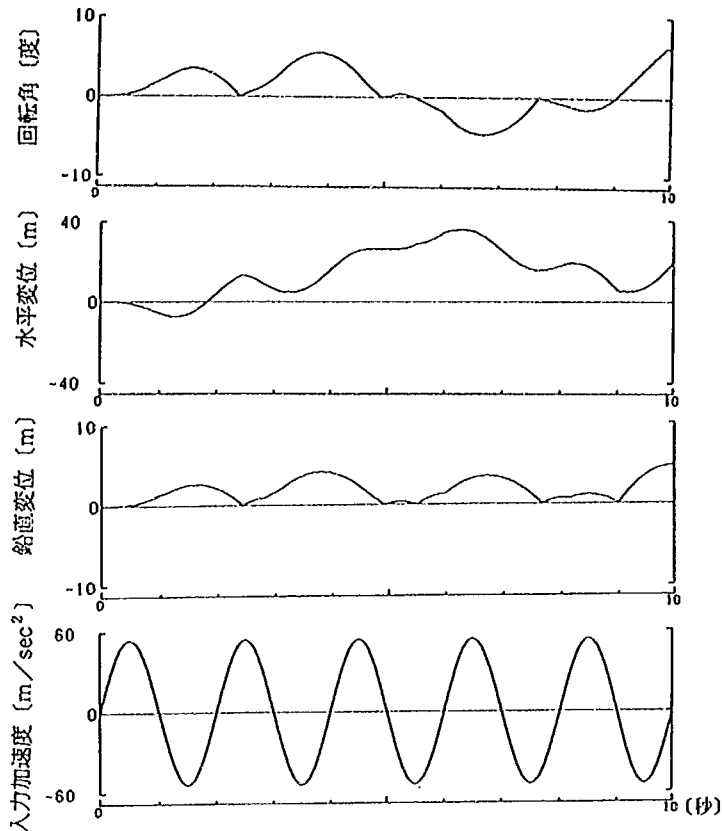
図 6-5-4 周期 0.5 秒の正弦波を入力した場合の応答波形



(1) 周期2秒, $0.8 A_0 = 1438 \text{ gal}$ の正弦波を入力した場合



(2) 周期2秒, $1.5 A_0 = 2696 \text{ gal}$ の正弦波を入力した場合



(3) 周期 2 秒, $3.0 A_0 = 5391 \text{ gal}$ の正弦波を入力した場合

図 6-5-5 周期 2 秒の正弦波を入力した場合

以上に示したように, 4 A アンカーに対しては周期 0.5 秒及び 2 秒, 加速度 $3.0 A_0 (= 5391 \text{ gal})$ という極めて大きな入力を作作用させても, ロッキング及びロッキングに伴うスリップは生じるが, 転倒にはいたらないことがわかった。

それでは, どのような条件で 4 A アンカーが転倒するかを検討するために, さらに加速度を大きくするとともに加振周期を変化させて転倒に要する加速度と加振周期の関係を計算した結果が, 図 6-5-6 である。なお, 転倒する場合の振動性状の一例を示すと図 6-5-7 のようになる。これらの結果から以下の点が指摘される。

- i) 4 A アンカーの転倒限界周期は約 7.5 秒である。従って, 入力加速度の周期が 7.5 秒以下では, 非現実的な加速度を作作用させない限り転倒は生じない。仮に, 明石層及び神戸層における地震動の卓越周期を 0.5 秒とすると, 4 A アンカーを転倒させるに必要な加速度は 7000 gal を越える。
- ii) 入力加速度の周期が 7.5 秒以上になると, 転倒に必要な加速度は基準加速度 1797 gal に漸近していく。

(3) ケーブル張力等の外力を考慮した場合の転倒の検討

表 6-5-1 に示したケーブル張力, 高架橋反力, エンドリンク反力をまとめて, これらの合力の大きさ(時間によらず一定と仮定)とその作用位置を示すと図 6-5-8 のようになる。同図に示されるように外力を考慮した場合には, モデルは非対称となり, このため, 入力加速度の符号によってその結果が異

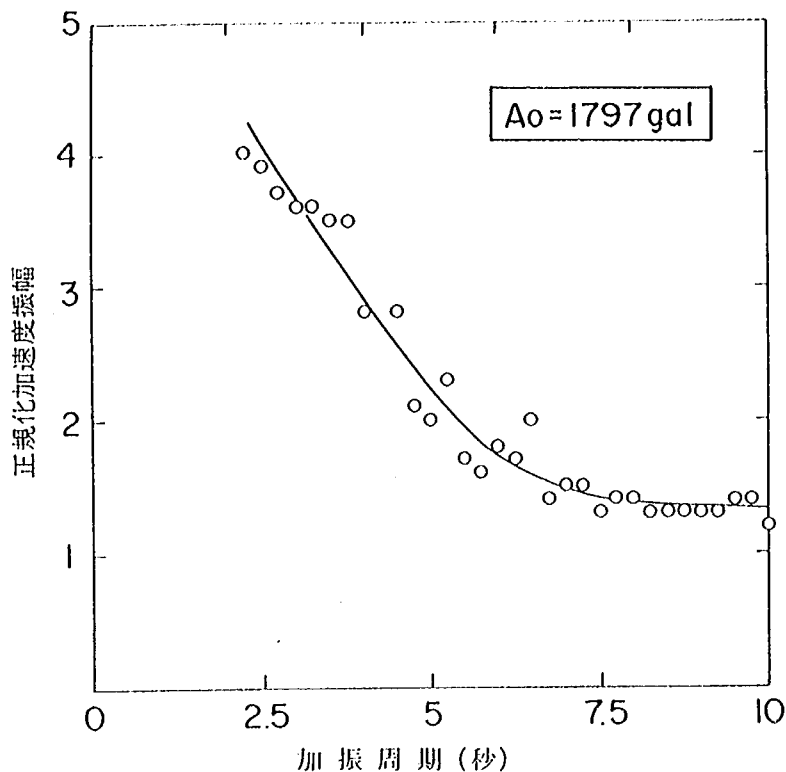


図 6-5-6 転倒に必要な最小の加速度振幅と周期の関係

なることになる。

最初に、4 A アンカーに作用すると考えられる程度の周期 0.5 秒、加速度 375 gal の正弦波を入力した場合の応答を計算すると図 6-5-9 のようになる。ここで、摩擦係数 μ は 0.8 としている。この場合には、アンカーにはロッキングもスリップも生じない。

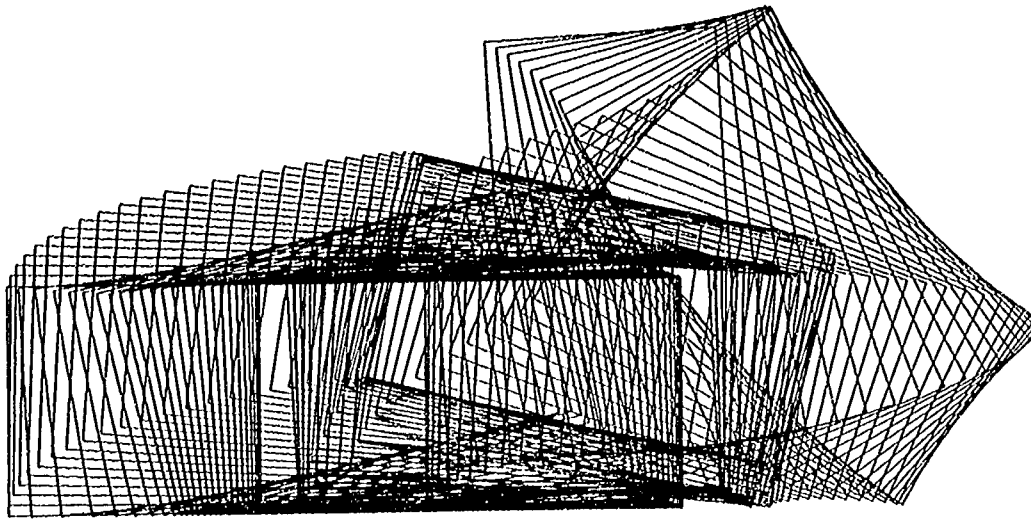
次に、(2) に示したように非現実的な入力ではあるが、どこまで周期あるいは加速度を大きくすれば転倒するかを示した結果が図 6-5-10 である。これによれば、転倒に至る最小の加速度は、ケーブル張力等を考慮することにより低下してくる。特に、最初の地盤の加速度の方向がケーブル張力等の方向と反対方向の場合に最も小さい加速度を与えている。

(4) ケーブル張力及び上下方向入力を考慮した場合の転倒の検討

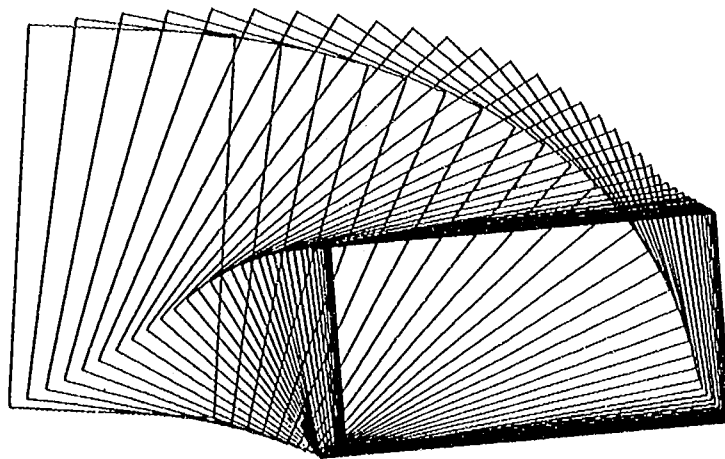
6-5-1 に示したように静的な転倒の照査によれば、4 A アンカーでは転倒で危険と判定されることになるが、これには、上下方向入力の影響も大きい。このため、ケーブル張力等の外力に加えて、上下方向入力を考慮した解析結果を以下に示す。

ここでは、上下方向入力として水平入力の $\frac{1}{2}$ の加速度を有し、同周期の正弦波加速度を考慮することとした。ケーブル張力を考慮することにより対称性が失なわれることから、 $(+\ddot{X}, +\ddot{Y})$, $(+\ddot{X}, -\ddot{Y})$, $(-\ddot{X}, +\ddot{Y})$, $(-\ddot{X}, -\ddot{Y})$ ($+\ddot{X}$ は、剛床が外力と同方向に動く場合、 $+\ddot{Y}$ は、剛床が下向きに動く場合) の 4 ケースの解析を実施した。なお、水平加速度としては、375 gal、0.5 秒の正弦波を、摩擦係数は $\mu = 0.8$ と仮定した。

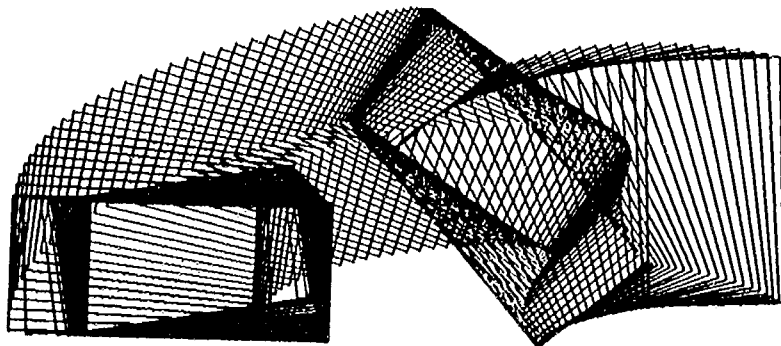
図 6-5-11 は、最も条件の厳しい $(+\ddot{X}, +\ddot{Y})$ のケースについてアンカーの重心の応答波形を示し



(1) 周期 4.5 秒, $2.8 A_0 (= 5032 \text{ gal})$ を入力した場合



(2) 周期 5.0 秒, $2.0 A_0 (= 3594 \text{ gal})$ を入力した場合



(3) 周期 10 秒, $3.0 A_0 (= 5391 \text{ gal})$ を入力した場合

図 6-5-7 転倒する場合の振動性状

たものである。これによれば滑動は生じるが、ロッキングは生じていない。これは、入力加速度の方向を変化させた他のケースについても同様であり、ロッキング振動は生じない。

このように、現行の静的な耐震設計法では、転倒が厳しいと判定されても動的に考えるとロッキングさえも生じないという結果が得られた。ただし、6-5-1に示した結果では偏心率が $\frac{1}{6}$ を越えているだけで実際に転倒すると判定されている訳ではない。ある安全率をもって転倒に対して危険と判定されているわけである。

従って、動的な考え方を導入して、転倒の照査を行う場合にも、最終的な転倒条件もしくは許容されるロッキング量から適切に安全性を考慮した上で新しい照査法として提案していくことが必要とされる。

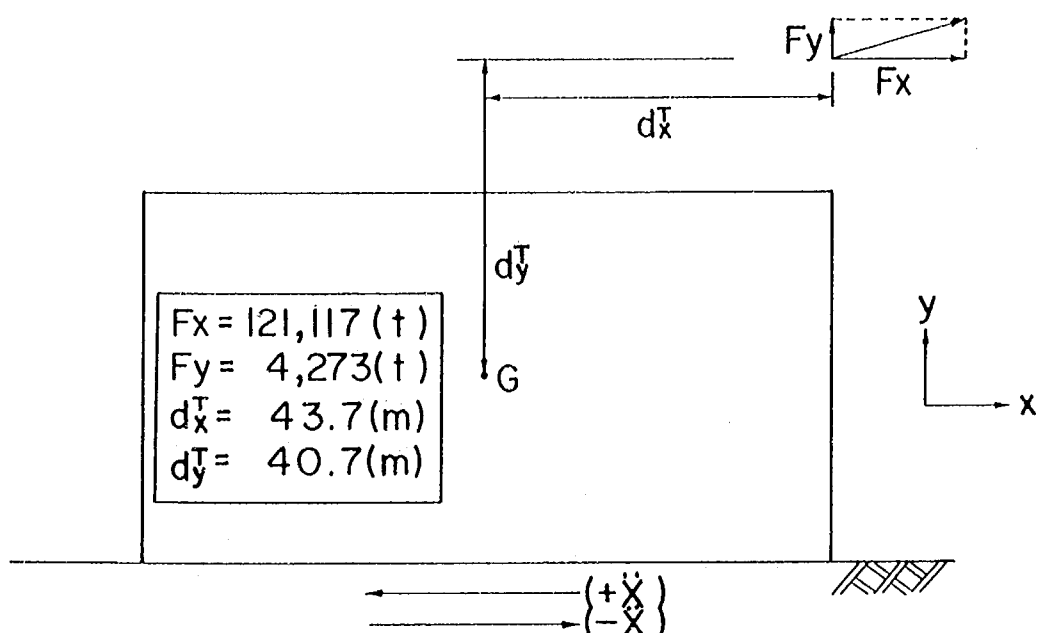


図 6-5-8 外力の合成力及びその作用位置

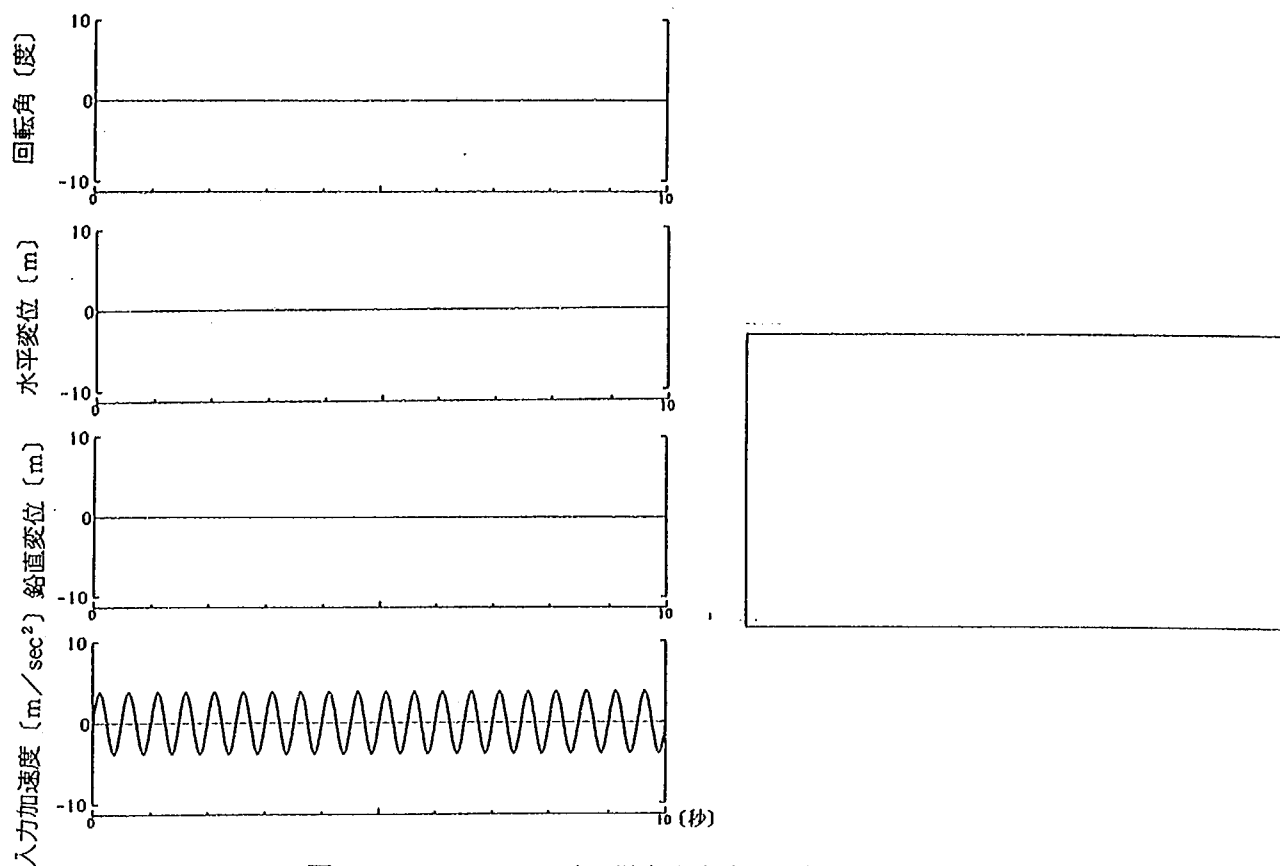


図 6-5-9 ケーブル張力を考慮した場合の応答波形
(周期 0.5 秒, 375 gal の正弦波入力)

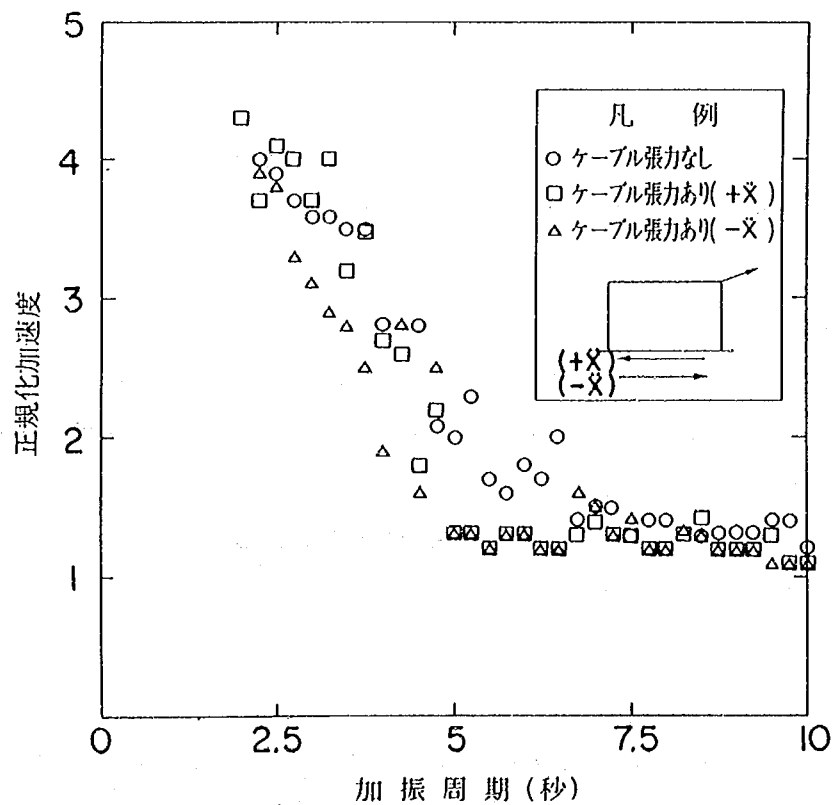


図 6-5-10 ケーブル張力を考慮した場合の加振周期と正規化加速度の関係

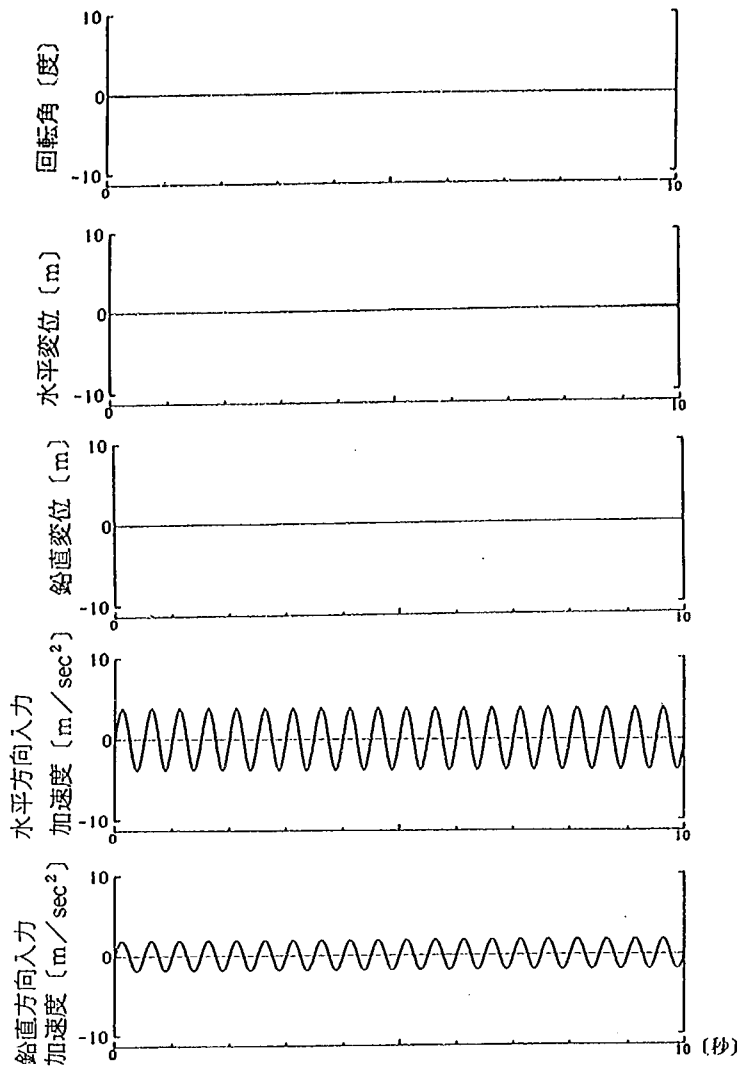


図 6-5-11 ケーブル張力及び上下動入力を考慮した場合の応答波形
(周期 0.5 秒, 水平加速度 375 gal, 鉛直加速度 187.5 gal の正弦波入力)

6-6 まとめ及び今後の課題

本年度は、動的な概念を取り入れた剛体基礎の安定照査法の開発を目的として、剛体基礎の転倒及び滑動を解析できる電算プログラム“DSRJ”を開発し、正弦波入力に対する剛体基礎の基本的な振動特性を検討した。以上に示した結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 滑動が生じない条件下で、ロッキングを生じさせるためには、剛体重心には、次式で与えられる基準加速度 A_0 以上の加速度が作用する必要がある。

$$A_0 = \frac{B}{H} G$$

ここで、 B , H , G は、それぞれ、基礎の幅, 高さ, 重力加速度である。ただし、転倒を支配するものに、転倒限界周期 T_c があり、入力加速度の周期 T_i との大小により図 6-4-4 に示すように分類される。

- a) $T_i \geq T_c$ の場合

$A \leq A_0$ … ロッキングも、従って転倒も生じない。

$A > A_0$ … ロッキングし、転倒する。

b) $T_l < T_c$ の場合

$A \leq A_0$ … ロッキングしない。

$A_0 < A < A_c$ … ロッキングするが、転倒しない。

$A \geq A_c$ … ロッキングし、転倒する。

ここで、 A 、 A_c は基礎重心の加速度及び転倒限界加速度である。すなわち、b) の場合には、ロッキングするが転倒はしないという領域があるのに対して、a) ではこのような領域がない。従って、古典的な転倒理論は、b) を対象にしたものであり、a) に対しては、もし、わずかなロッキングが許容されるのであれば、非常に安全側の結果を与えているといえることができる。

ただし、現状では、転倒限界周期 T_c 及び転倒限界加速度 A_c の算定式がない。これについて、今後、検討していく必要がある。

(2) 滑動とロッキングが同時に生じる条件下では、以下のように振動する。

a) $\mu < \frac{b}{h}$ の場合

$A \leq \mu G$ … 滑動しない。ロッキングもしない。

$A > \mu G$ … 滑動する。ただし、ロッキングは生じない。

b) $\mu > \frac{b}{h}$ の場合

$A < A_s$ … ロッキングする。ただし、滑動は生じない。

$A \geq A_s$ … ロッキングが始まり、やがて、滑動も生じる。

ここで、 A 、 A_s は、基礎重心の加速度及び滑動限界加速度である。すなわち、最初に滑動が生じた場合には、ロッキングしないが、最初にロッキングが生じた場合には基礎重心に作用する加速度の大きさによって、滑動も生じるようになる場合がある。

ただし、現状では、滑動限界加速度 A_s の算定式が無く、これについては今後検討が必要である。

(3) 基礎の重心位置における上下方向応答加速度が、重力加速度を越えると、ジャンプが生じる。

(4) 明石海峡大橋 4 A アンカレイジの基準加速度は、1797 gal，転倒限界周期は 7.5 秒である。従って、明石層、神戸層に卓越する入力地震動の周期が 7.5 秒を越えることはあり得ないので、上記 1) によれば、4 A アンカーを転倒させるには、例えば、周期 0.5 秒の正弦波であれば 7000 gal 以上の加速度が必要ということになり、転倒は起り得ない。

(5) ケーブル張力等の横方向力が作用すると、上記 1) の転倒限界加速度 A_c は、これらが無い場合に比較して減少してくる。ただし、4 A アンカーに対する試算によれば、現状程度のケーブル張力であれば、ほとんど大きな変化はなく、上記 (4) の結論は変わらない。

(6) 上下方向入力、滑動に対して、大きな影響がある。

参 考 文 献

- 1) 物部長穂 : 地震上下動に関する考察並に振動雑論, 土木学会誌, 第10巻第5号, 大正13年10月
- 2) 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
- 3) 堀越清視 : 構造物の地震応答解析, bit, Vol.15, No 8
- 4) 大築志夫 : 耐震設計, 建築構造講座第12巻, コロナ社, 1961
- 5) 望月利男, 小林計代 : 単体の運動から地震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
- 6) 石山裕二 : Motion of Rigid Bodies and Criteria for Overturning by Earthquake Excitations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.10, 1982
- 7) 日本国有鉄道 : 建造物設計標準解説 (基礎構造物), 昭和61年3月
- 8) 土岐憲三, 佐藤忠信, 三浦房紀 : 強震時における地盤と構造物の間の剥離と滑動, 土木学会論文報告集第302号, 1980. 10
- 9) 大町達夫, 荒井靖博 : 個別要素法で用いる要素定数の決め方について, 構造工学論文集 Vol.32A, 1986. 3
- 10) 川上英二, 今村幸一 : 地上剛体板基礎の浮上りを伴うロッキング振動の一解析方法, 構造工学論文集 Vol.32A, 1986. 3
- 11) 渡辺啓行, 栃木 均 : すべり剥離を伴う基礎・地盤の動的相互作用に関する模型振動実験と数値シミュレーション, 土木学会論文集第368号/I-5, 1986. 4
- 12) 原 昭夫, 堀越清視, 内藤幸雄, 藤本信夫 : 建屋と地盤間の浮上がり, 剥離・すべりを考慮した動的解析, 鹿島建設技術研究所年報第33号, 昭和60年6月
- 13) 原 昭夫, 堀越清視, 内藤幸雄, 藤本信夫, 鈴木康嗣 : 埋め込みを有する建屋の非線形応答に関する振動台実験とその解析, 鹿島建設技術研究所年報第35号, 昭和62年6月
- 14) 土岐憲三, 三浦房紀 : 地盤 — 構造物系の非線形地震応答解析, 土木学会論文報告集第317号, 1982. 1

第7章 瀬戸内海地域における大気バックグラウンド濃度に関する研究

交通環境研究室 室長 中山 隆
研究員 明 嵐 政 司
稲 沢 太 志

7-1 はじめに

本研究では、本州四国連絡橋1ルートレベルにおける大気汚染濃度に関する環境影響評価のために、以下に示す項目の適切な予測手法を検討することが主な目的である。

- (1) 道路整備に関する環境影響評価の際に設定するバックグラウンド濃度の将来値の推定方法の検討
- (2) 環境影響評価の対象となる道路からの汚染物質の拡散予測に関する検討

ここで、道路整備に関する環境影響評価のバックグラウンド濃度とは対象となる道路を走行する自動車から排出される汚染物質以外の発生源による大気汚染濃度である。

7-2 バックグラウンド濃度に関する検討

バックグラウンド濃度とは、予測対象の発生源以外からの汚染物質の発生に寄与する濃度であり、その推定方法には大きく分けて2通りの考え方がある。

- (1) 現況の大気濃度をそのまま将来値として使う方法

発生源の特定あるいは発生量の把握が現在の技術水準では困難な場合にこの方法がとられる。具体的には自然界のバックグラウンド濃度がある。窒素酸化物総量規制マニュアルによれば自然界のバックグラウンド濃度とは、

- ① NH_3 （アンモニア）の大気中での酸化
- ② 上層大気中の NO の下層大気への移流
- ③ 雷等の大気中の電氣的な過程
- ④ 土壌細菌の嫌氣的環元作用による NO の生成
- ⑤ その他自然的災害（山火事、火山活動等）

などの自然界における各種活動によって生成するものである。自然界のバックグラウンド濃度については、環境庁、地方公共団体等により非汚染地域での測定結果が報告されており、これらをまとめてみると

NO_x 0～4 ppb

NO_2 0～3 ppb

の範囲となっている。自然界のバックグラウンド濃度を取り扱う場合には、上の例を参考として定めることができるが、地域において常時監視測定局のデータを解析することによって、当該地域における自然界のバックグラウンド濃度とすることもできる。通常、常時監視測定局では、周辺の発生源活動との関連に

も着目して環境大気濃度が測定されるが、測定局の立地条件及び気象条件によっては自然界のバックグラウンド濃度と考えることのできる濃度を測定できる。

(2) 将来の汚染物質の低減を見込んで計算する方法

また、地域大気汚染の予測に関するバックグラウンド濃度については、以下に示すような扱いをしている。すなわち、現状についての大気濃度の予測値と実測値の相関分析を行い、得られた回帰式を

$$C_{obs} = a \times C_{cal} + C_B$$

としたときの C_B を広義のバックグラウンドとしている。この広義のバックグラウンドには、

- ① 対象地域内や隣接地域での発生源から排出された汚染物質が、海陸風等の循環流または風向変化によって再び対象地域内に舞い戻ってくることによって生じる濃度
- ② 対象地域内や隣接地域において把握し得なかった中小発生源、移動発生源等によって生ずる濃度
- ③ 汚染物質の長時間滞留による計算値に表わし難い濃度
- ④ 測定値の誤差
- ⑤ 地表面による汚染物質の吸収や吸着
- ⑥ 大気中における汚染物質の変質
- ⑦ 自然界のバックグラウンド

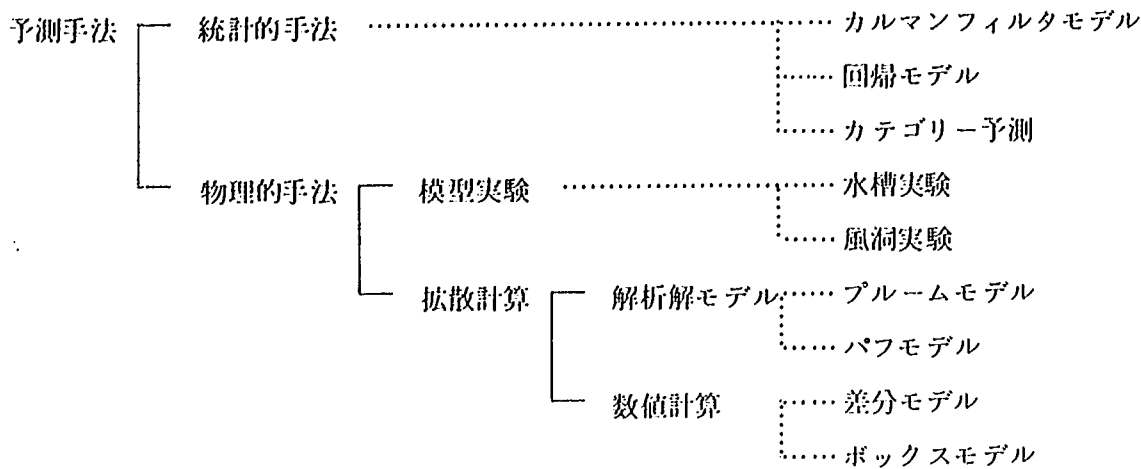
ところで、道路整備にともなう環境影響評価のバックグラウンド濃度とは、対象となる道路以外の発生源からの汚染物質による濃度であり、道路建設前の現地における現況濃度の実測値を将来のバックグラウンド濃度とする方法があるが、地方自治体から将来の排出量の低減を見込んだバックグラウンド濃度を示されることもある。この場合のバックグラウンド濃度とは、本四連絡橋の1ルートレベルについてみると、既に示した自然発生源、工場・事業所、環境影響評価の対象となる道路以外の道路を走行する自動車、航空機、船舶および群小発生源による汚染物質濃度である。従って、道路整備に伴う環境影響評価におけるバックグラウンド濃度とは、一般大気の予測濃度そのものである。よって、現況の濃度を将来値とする場合を除けば、将来のバックグラウンド濃度の予測では、将来の排出量の低減を見込んだ濃度予測を行なうときの拡散計算の精度が問題となる。そこで本研究においては、道路整備に関する環境影響評価のバックグラウンド濃度も対象道路から排出される汚染物質による濃度も同じ算出方法を取り、その方法ではできるだけ実際のいろいろな条件や仮定を満足するものを選択した。

7-3 拡散予測モデルの構築

(1) 拡散予測手法

予測手法には図-1に示すような方法があり、図の中の右端には拡散予測モデルを示した。

統計的手法は、適用場所に関する強い制限を受けるので汎用性が低く、検討対象から外した。これまでの大気汚染濃度予測手法では、周辺の地形・建物の条件が非常に複雑な場合には風洞実験が適用されてきた。しかし、温度成層の影響を考慮して行なう実験は、実験技術上の問題点もあり、定性的に評価する結



図－1 予測手法の分類と例

果しか得られていない。ところで、計算機の発達と乱流理論の進歩にともない、大型計算機を利用した数値シミュレーションにより大気汚染濃度を予測する試み（米国、ASCOTプロジェクトのモデル、国立公害研究所の沿道拡散モデル等）がなされている。これらの研究に用いられている手法を使えば、温度成層の効果を考慮した複雑な流れ場を乱流モデルにより再現することが可能であると思われる。瀬戸内海地域の本州四国連絡橋建設予定ルートの陸上取り付け部の道路構造は複雑で、周辺地域の地形が起伏に富んでいるので、この手法を用いることにした。

(2) 拡散予測モデルの作成

拡散モデルの条件としては、2次元定常、中立成層とする。

1) 気流計算

① 基本式

Navie-Stokes 方程式から, Reynolds方程式を導くことができる。ただし、非圧縮性と定常性を仮定している。

$$U_j \frac{\partial U_i}{\partial X_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial X_j} - \frac{\partial}{\partial X_j} \overline{u_i u_i} + \nu \frac{\partial^2 U_i}{\partial X_j^2} - g \cdot \delta_{i3}$$

$$\frac{\partial U_i}{\partial X_j} = 0$$

ここで p : 圧力

ρ : 密度

ν : 粘性係数

U_i, u_i : 風速 i 成分の平均風速と変動量

δ_{i3} : クロネッカーのデルタ記号

レイノルズ応力項 $\overline{u_i u_i}$ は渦粘性係数 K_m を用いると次のように表わせる,

$$-\overline{u_i u_i} = Km \left(\frac{\partial U_i}{\partial X_j} + \frac{\partial U_j}{\partial X_i} \right)$$

ところで渦粘性係数 Km を計算するのに、混合距離モデルを用いる。混合距離モデルは、Prandtl が渦粘性係数 Km と平均風速場を関係付ける目的で発展させたモデルで、一般的には次の形で表わされる。

$$Km = L m^2 \left\{ \left(\frac{\partial U_i}{\partial X_j} + \frac{\partial U_j}{\partial X_i} \right) \frac{\partial U_i}{\partial X_j} \right\}^{1/2}$$

$$L m^2 = \chi^2 \cdot L^2$$

χ : カルマン定数 (0.4)

L : 最近接の壁面までの距離

となる。

② 基本式の離散化と解法

変数定義点には、スタッガードスキーム (図-2) を採用し、CV法によって基本式を離散化 (漸化式) し、Patankar のSIMPLER法 (図-3) に従って解く。この中で、圧力方程式や運動方程式等の代数方程式は、ADI法 (Alternating Direction Implicit) と呼ばれる反復法を用いて解く。

2) 拡散計算

① 基本式

2次元定常拡散式

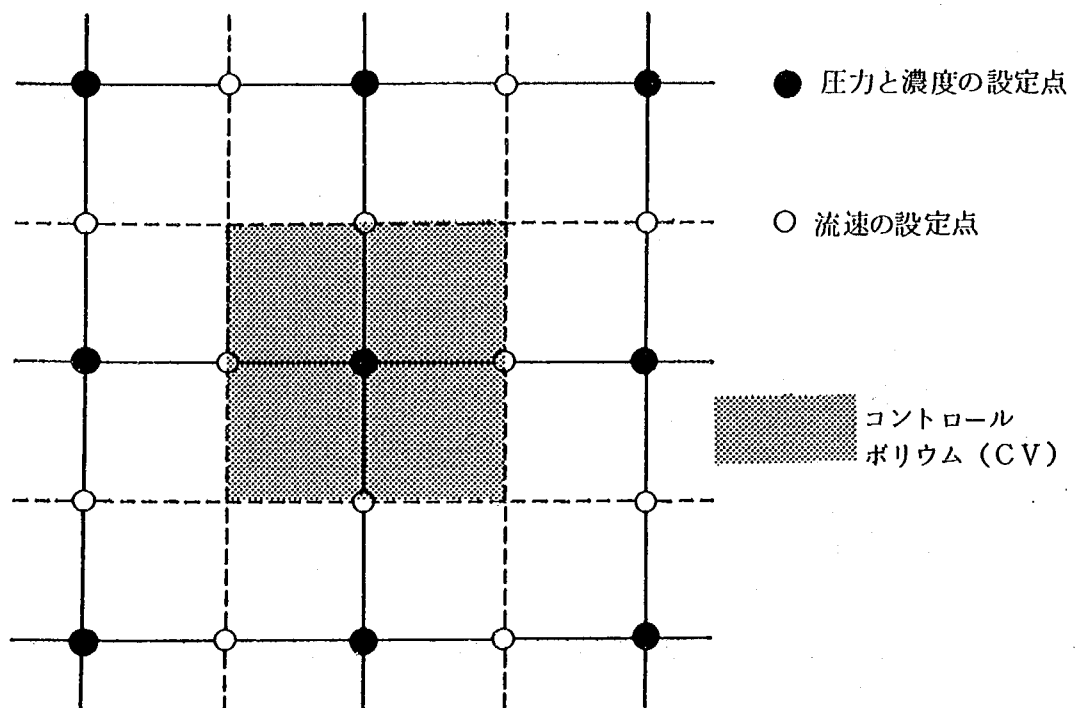


図-2 スタッガードスキーム

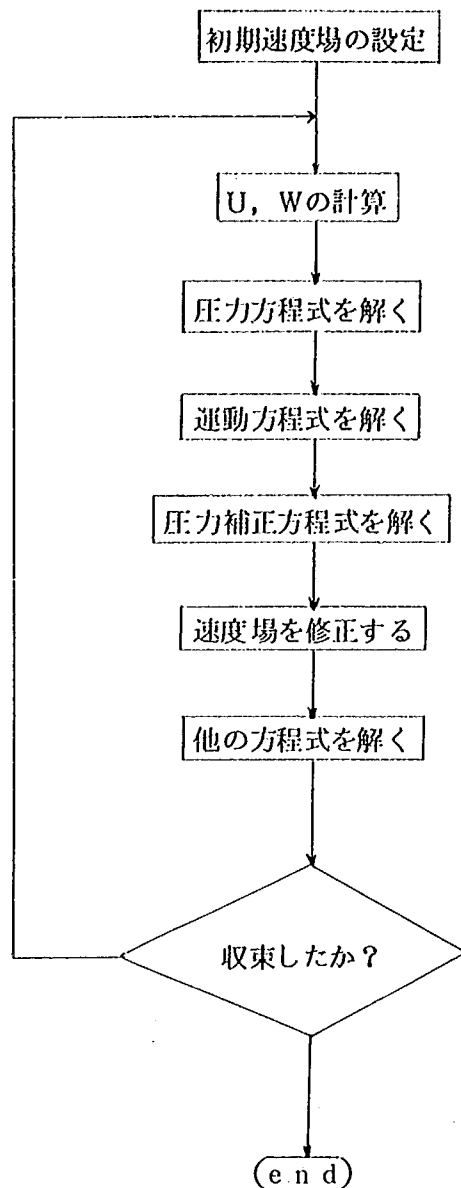


図-3 SIMPLER法のアプローチ

$$U_i \frac{\partial C}{\partial X_i} = \frac{\partial}{\partial X_i} \left(K_i \frac{\partial C}{\partial X_i} \right) + q$$

この式をCV法に基づいて離散化した後、数値計算により解く。この時、拡散係数と風速は気流計算の出力結果を用いる。流れの場の計算により得られる K_m より、 $K_x \cdot K_z$ を与える。

② 基本式の離散化と解法

変数定義点には、スタッガードスキーム（図-2参照）を採用し、CV法によって基本式を離散化し、ADI法（Alternating Direction Implicit）と呼ばれる反復法を解く。

(2) 風洞実験

実験では、風洞内に5種類の模型（うち1種類は平面）を設置し、気流及び濃度計測を行ない、拡散モデルの計算結果との比較を行なうためのデータを得た。実験の様態を図-4に示す。

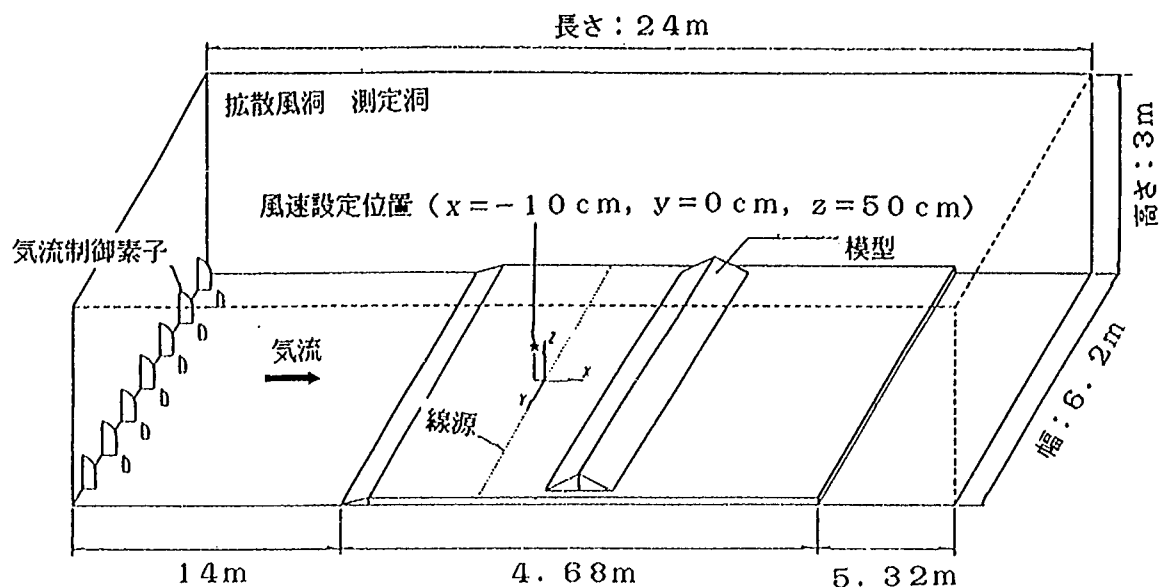


図-4 風洞実験

7-4 結 果

(1) 気流の計算と風洞実験

図-5, 1～図-5, 5に気流の計算と実験の結果を示す。模型がない場合は流れの鉛直分布はほぼ等しいが、模型がある場合は計算では模型の風下での淀みの領域が小さく、下降流がハッキリと見られるが、実験では淀みの領域が大きく、下降流もほとんど現われていない。

(2) 濃度の計算と風洞実験

図-6, 1～図-6, 5に濃度の計算結果と実験結果を示す。

模型がない場合のブルームの軸を見ると、計算では地表面に対してほぼ平行になっているのに対して、実験ではやや下向きになっている。また、拡散幅を比べると明らかに実験よりも計算の方が大きい。模型がある場合にも、模型の風上・風下ともにトレーサガスは計算の方が実験よりも拡散している。

以上の気流と濃度に関する結果をあわせて検討すると、実験ではトレーサガスが模型の壁面を這上がり、模型風下の淀み領域に捕まって濃度が高くなっているのに対して、計算の場合は、模型の風上で既にある程度拡散しており、模型風下の淀み領域も小さく、トレーサガスが速やかに風下に流れるので濃度が低いことがわかる。

7-5 今後の課題

- (1) 野外実測データとモデルによる計算の照合を行なう。
- (2) 精度のよい予測を行なうために、気流計算に用いている乱流モデルの改良を行なう。
- (3) 2次元定常中立モデルから3次元非定常非中立モデルへの拡張を行なう。

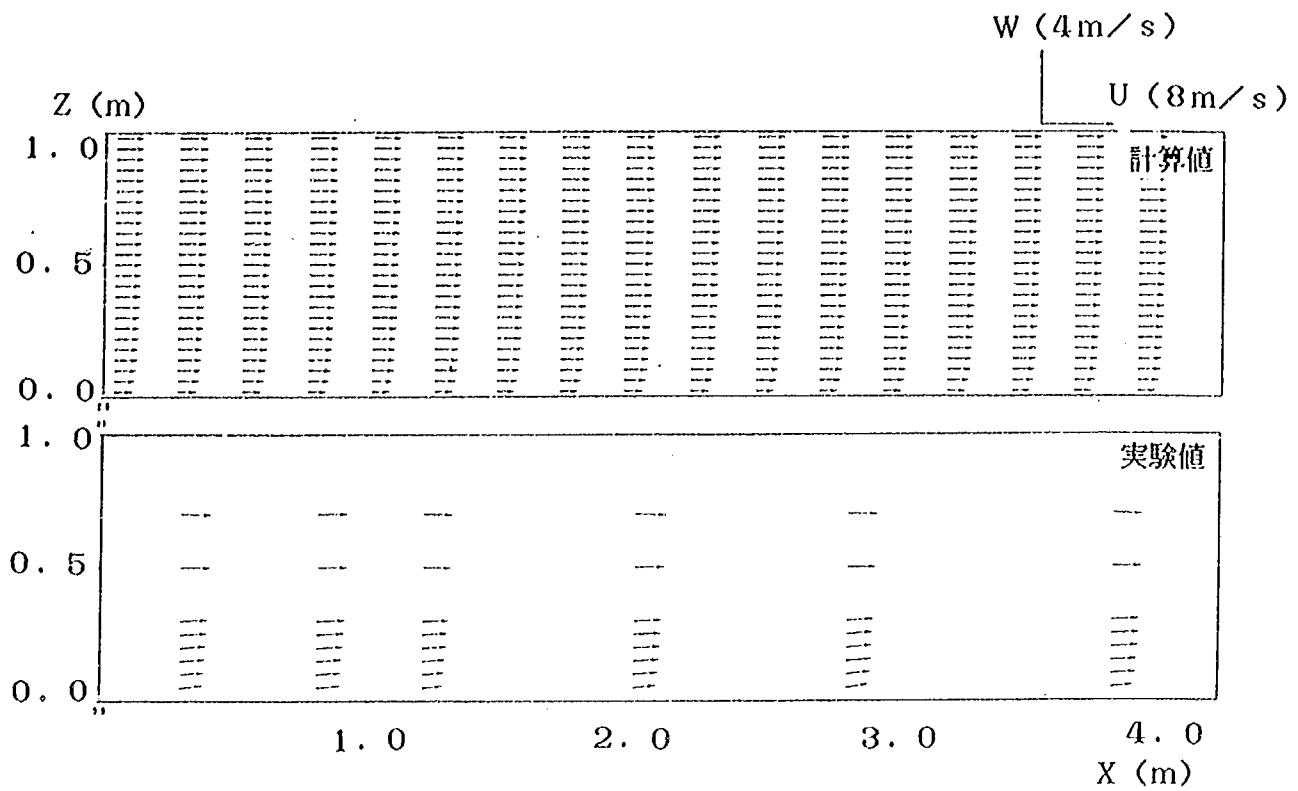


図-5.1 気流の計算値と実験値 (1)

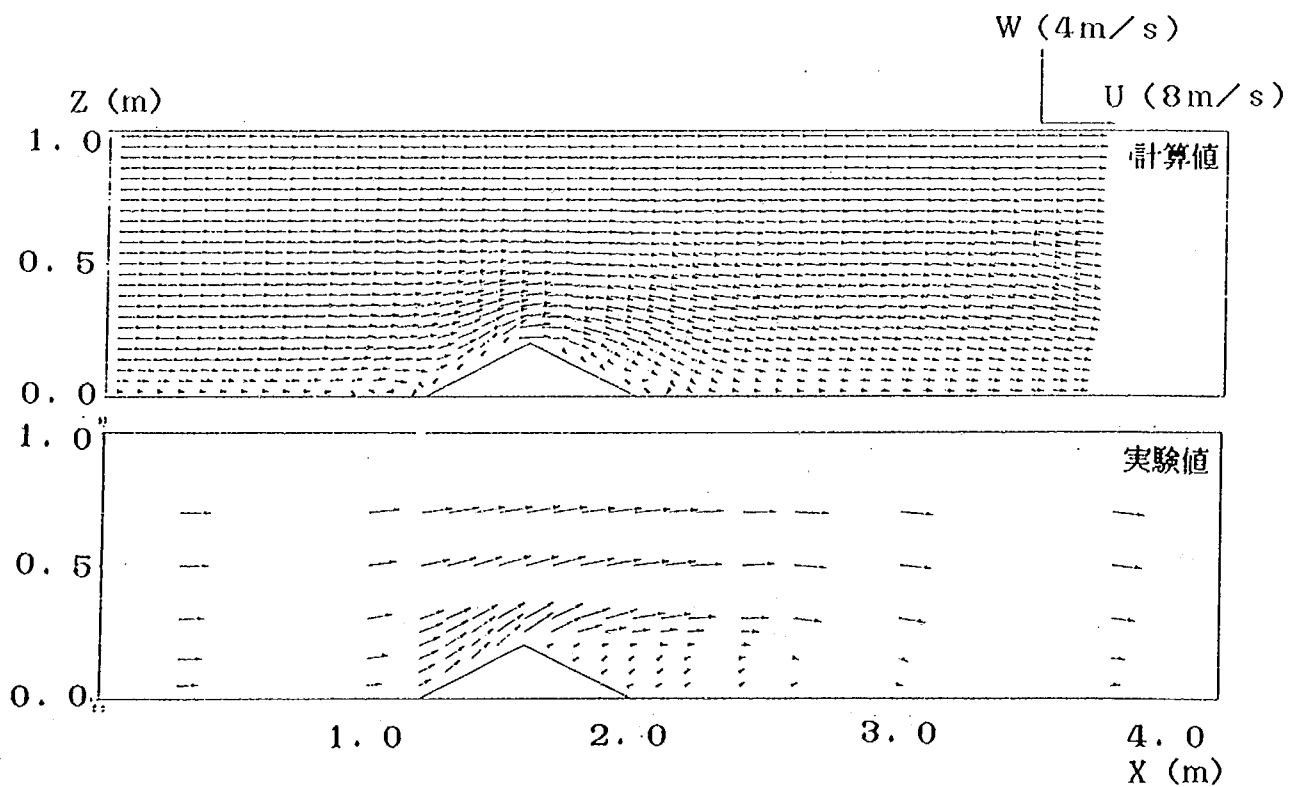


図-5.2 気流の計算値と実験値 (2)

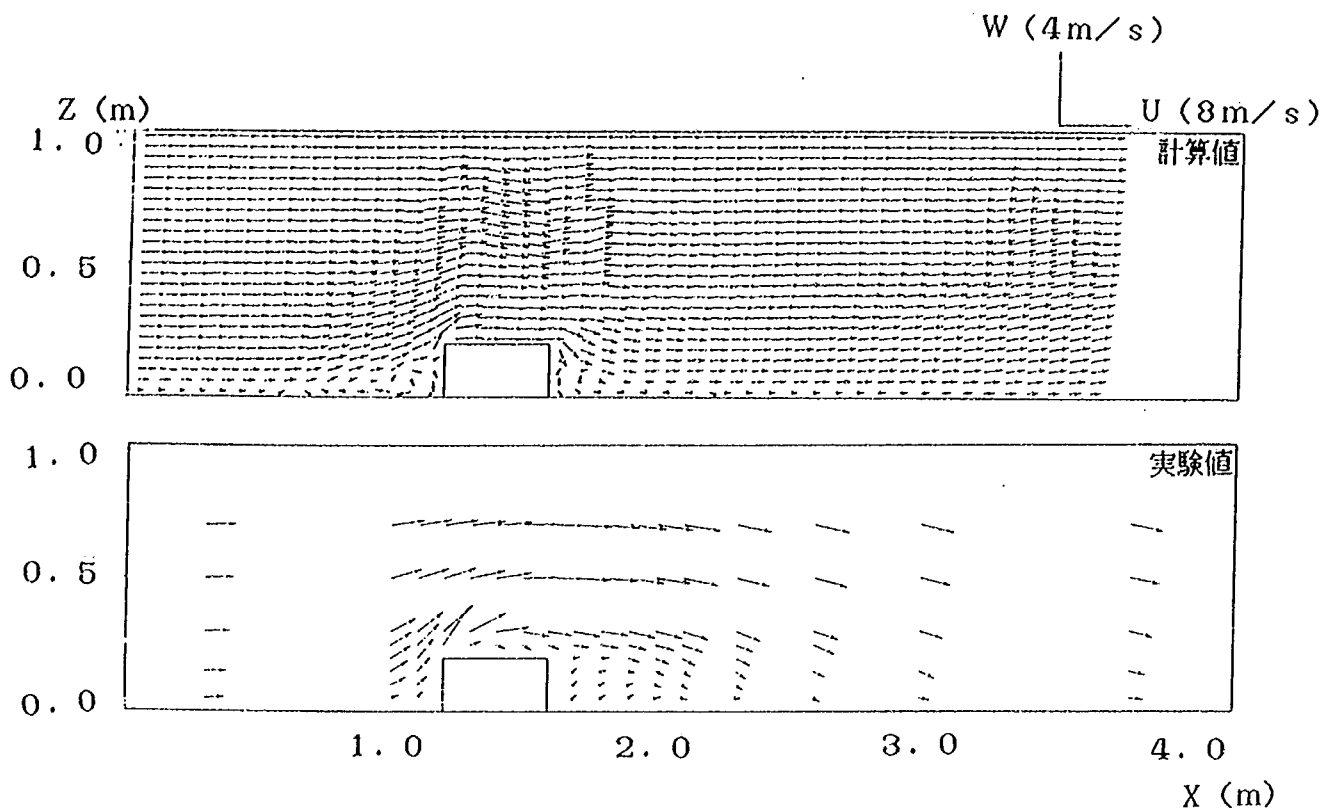


図-5.3 気流の計算値と実験値 (3)

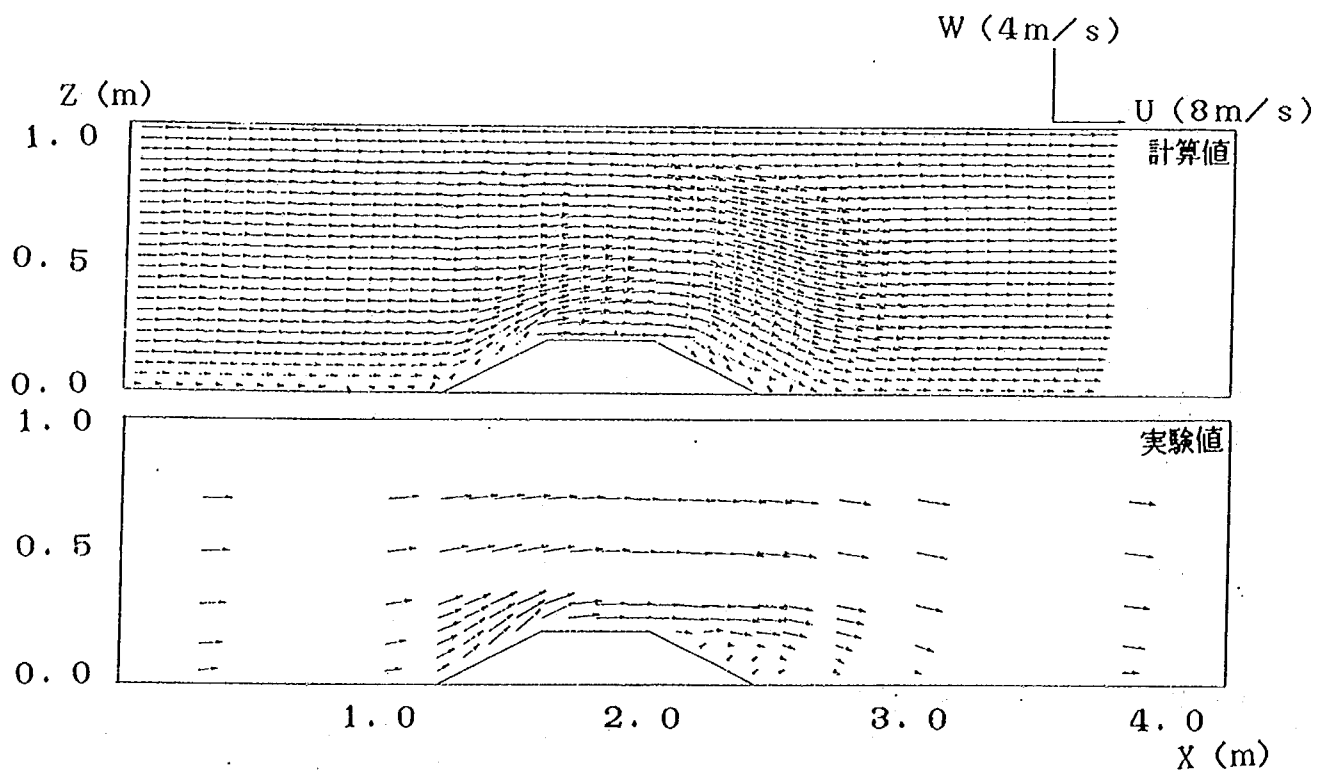


図-5.4 気流の計算値と実験値 (4)

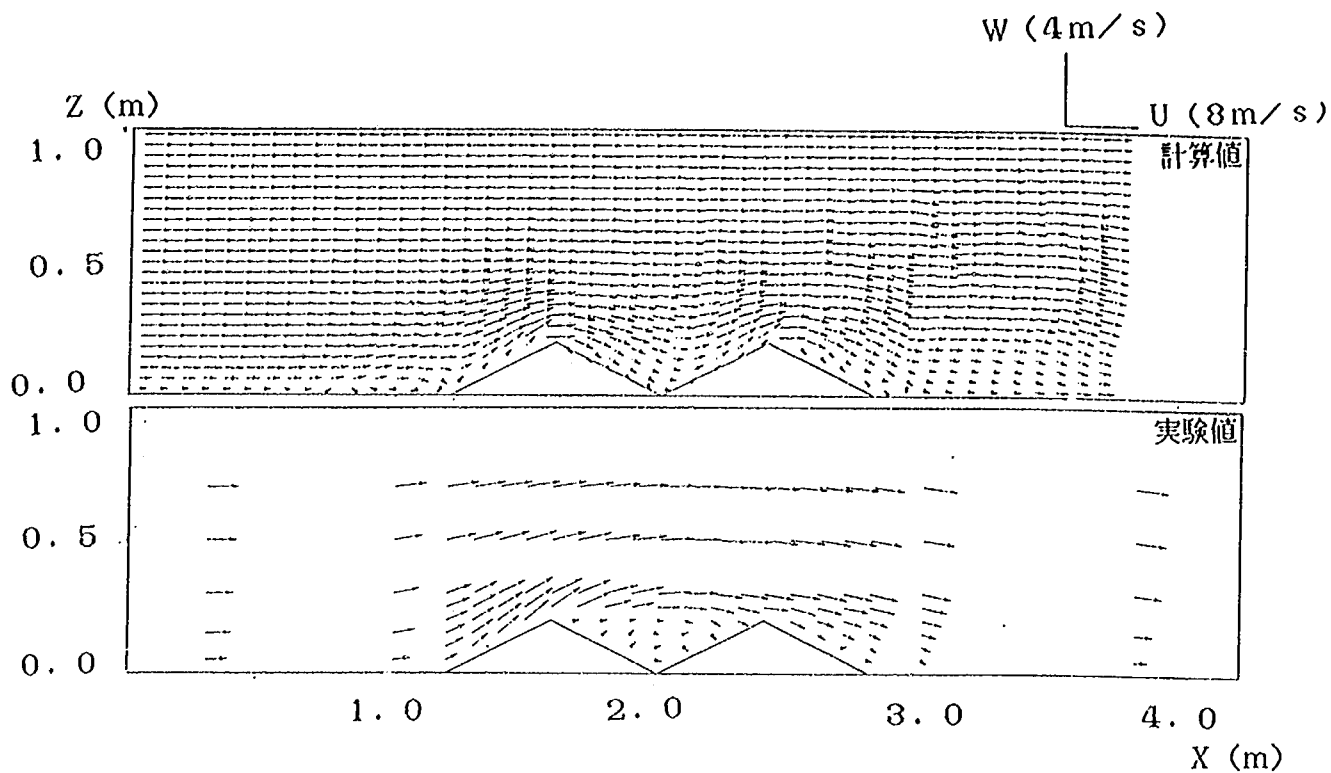


図-5.5 気流の計算値と実験値 (5)

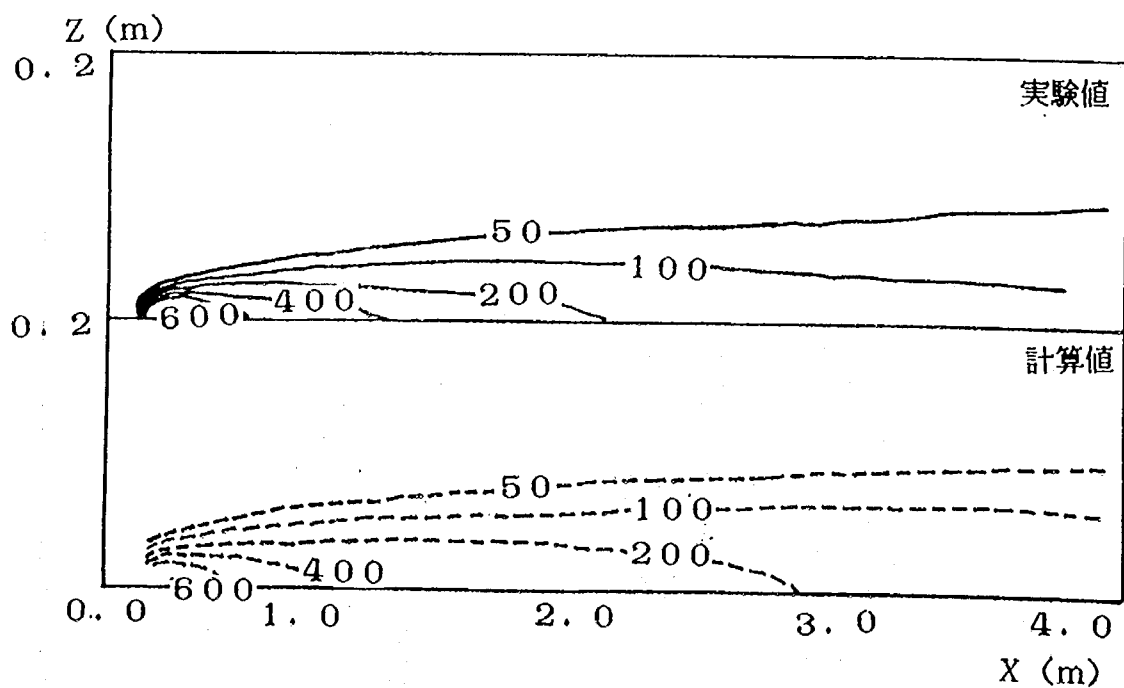


図-6.1 拡散の計算値と実験値 (1) (単位: ppm)

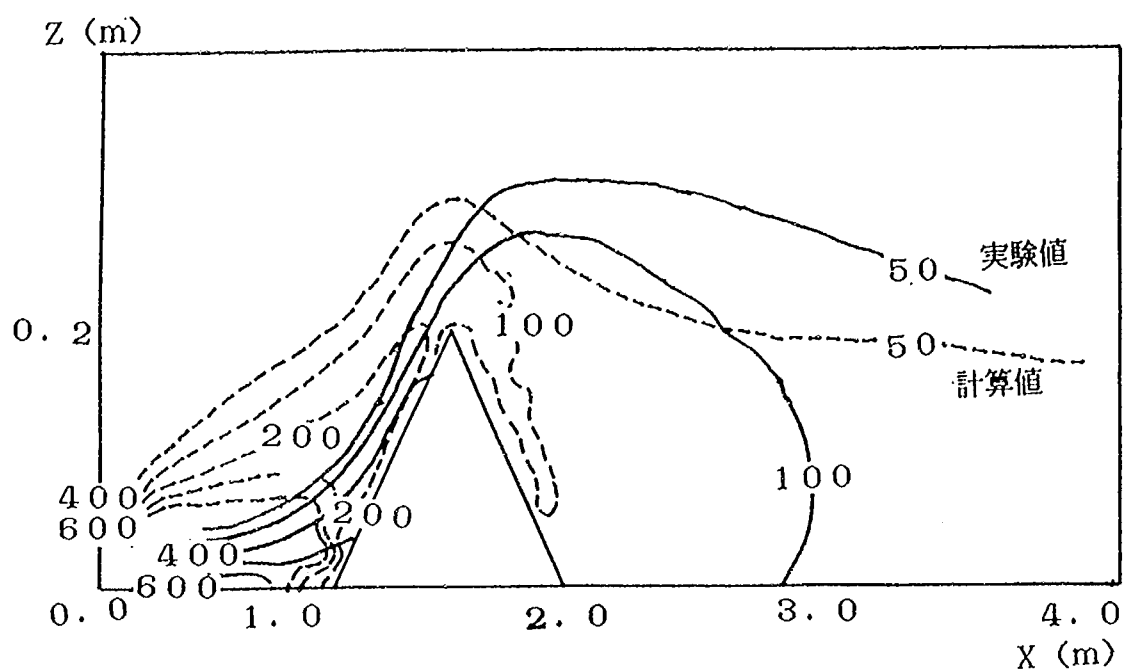


図- 6.2 拡散の計算値と実験値 (2) (単位: ppm)

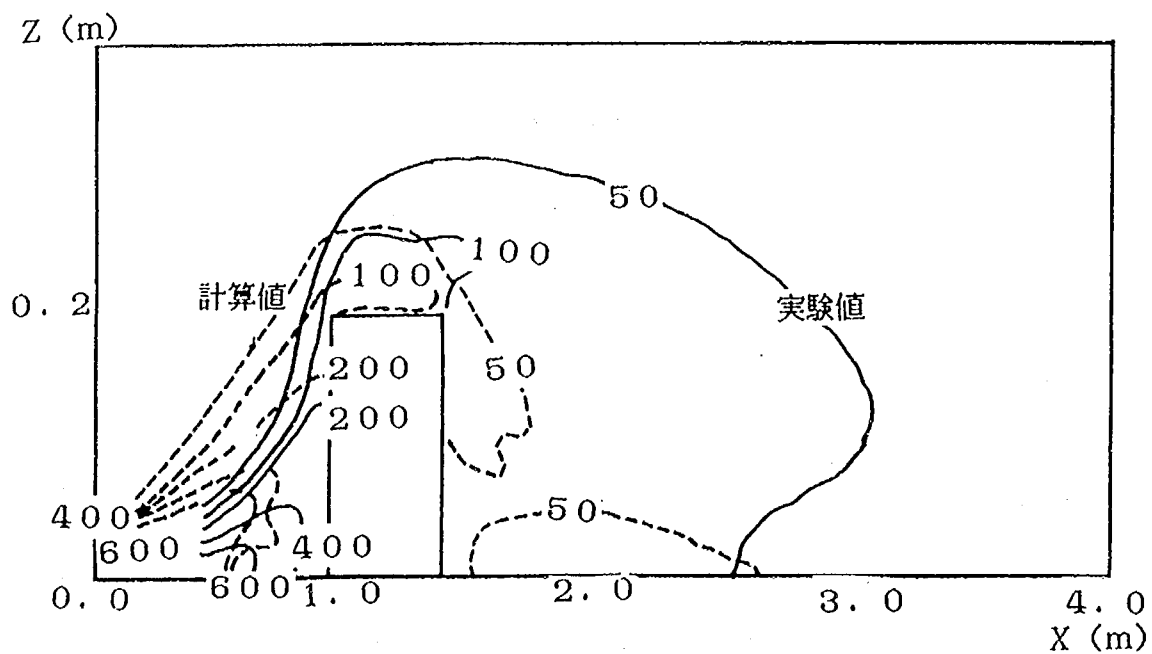


図- 6.3 拡散の計算値と実験値 (3) (単位: ppm)

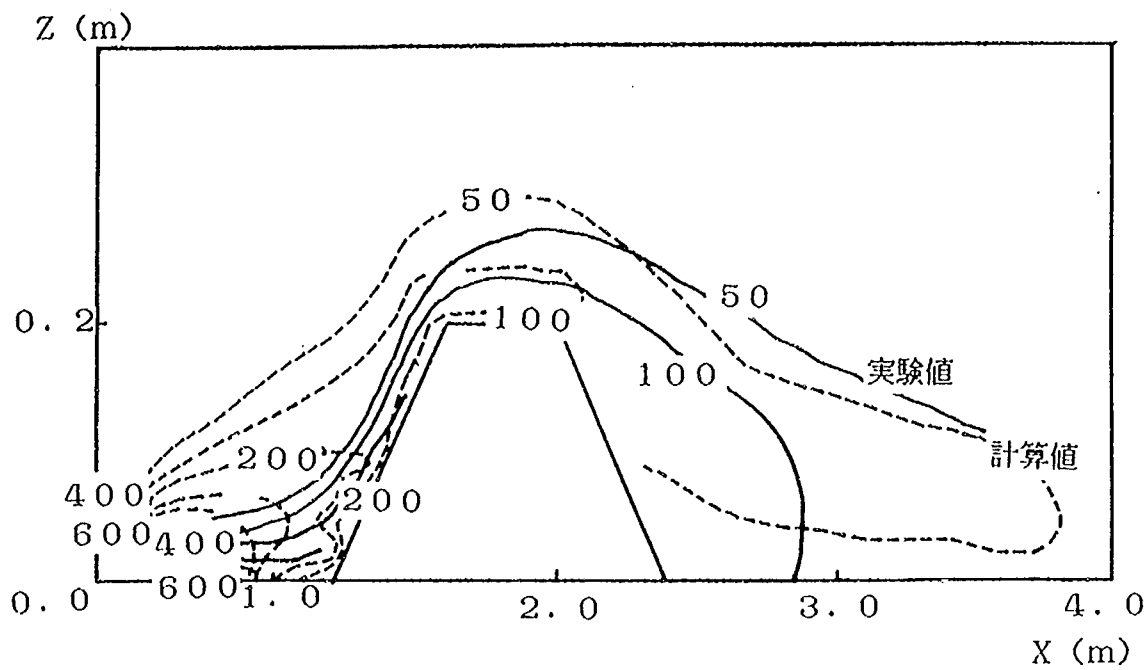


図-6.4 拡散の計算値と実験値 (4) (単位: ppm)

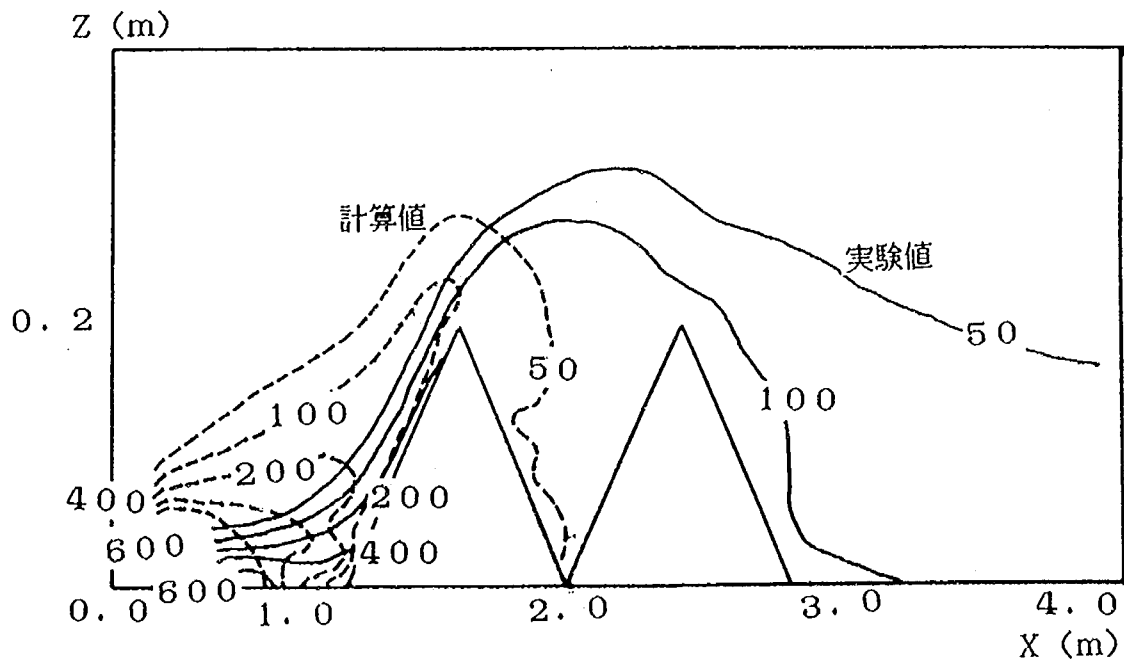


図-6.5 拡散の計算値と実験値 (5) (単位: ppm)

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2620号
昭和63年3月(1988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62年度の報告書である。

キーワード：本州四国連絡橋，寸法効果，遠心模型実験，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



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

茨城県つくば市大字旭一番地

御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 2620 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 2620 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

