

土 木 研 究 所 資 料

末 広 大 橋 振 動 実 験 報 告 書

昭和 5 1 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所
構 造 橋 梁 部 構 造 研 究 室

ま え が き

昭和48年3月に徳島県が開始した末広大橋架設工事はほぼ完了しており、現在本年8月の供用開始を目指してアプローチ部の整備が進められている。本橋には風および地震の記録と風による橋の応答を記録する長期観測システムが取り付けられており、これらの記録の解析は当研究所が徳島県からの受託業務「末広大橋長期観測データの解析」として担当することとなり、今年度から作業が開始された。

しかしながら、今年度は長期観測システムの設置が予定より遅れたために、観測データは得られていない。したがって本報告書では長期観測システムについては、その紹介だけにとどめ、大半を実橋振動実験の記述に当てている。

振動実験は当研究室が昨年10月に実施したもので、共振々動数、共振モード、振動減衰について貴重な資料を得ることができた。

本報告書をまとめるに当たり多くの方々のお世話になった。長期観測システムの設置、振動実験準備に特別の御尽力をいただいた徳島県庁波田野道路建設課長はじめ同課の方々、振動実験時に手助けいただいた川崎重工業株式会社の山口氏および日本鋼管株式会社の井本、村田両氏、固有値解析の計算をお願いした川崎重工業株式会社の水上氏はじめ御協力いただいた皆様に深く感謝いたします。

昭和51年3月

構造研究室長 成 田 信 之

目 次

まえがき

1. 序 論	1
1.1 末広大橋の概要	1
1.2 耐風安定性に関する検討	1
1.3 振動実験の目的	2
2. 実験計画	4
2.1 起振機による励振実験	4
2.1.1 励振方法	4
2.1.2 測定項目	4
2.1.3 実験方法および計測方法	4
2.2 荷重車走行実験	5
3. 実験結果	6
3.1 共振試験	6
3.2 モード試験	6
3.3 減衰試験	6
3.4 荷重車走行実験	7
3.5 風による応答測定	7
4. 考 察	8
4.1 固有振動数について	8
4.2 固有モードについて	9
4.3 構造減衰について	9
4.4 荷重車走行実験結果について	9
5. 長期観測システム	10
5.1 構 成	10
5.2 自動記録装置	10
6. 結 論	12

1. 序 論

1.1 末広大橋の概要

末広大橋は国道55号線のバイパスとして徳島県が実施中の末広有料道路事業の一環として新町川河口部に架設された三径間連続鋼床版箱ゲタ斜張橋である。その架設位置を図-1に、一般図を図-2に、全景を写真-1に示す。本橋の主たる概要を以下にまとめる。

事業主体；徳島県

有料道路名；末広有料道路

路線名；県道津田安宅線

架設位置；徳島市昭和町8丁目～南末広町

型式；3径間連続斜張橋（1面ケーブル，ファンタイプ）

橋格；1等橋（TL-20）

橋長；470m（110+250+110m）

幅員構成；車道部2×7.25m，地覆2×0.5m，分離帯1.75～3m

総幅員17.25～18.5m

主ゲタ；逆梯形1室箱ゲタ

塔；独立1本柱（2室箱断面）

ワイヤ；PPWS（7×PWS169+6×PWS127）

床版；鋼床版（U型トラフ縦リブ）

舗装；グースアスファルト舗装60mm

高欄；アルミ合金製抑流板付

シュー（端支承）；ベンデルシュー，水平シュー

（中間支承）；3900tシュー1個，650tシュー2個

伸縮装置；ゴム製ジョイント

使用鋼材；SMA50，SMA41，SM50，SS41

鋼重；4069t（472 $\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$ ）

1.2 耐風安定性に関する検討

今回の振動実験は，後述するように耐風設計の妥当性の検証が主目的であったので，本節では過去に実施された耐風安定性に関する検討の結果を簡単にまとめておく。

斜張橋が吊橋と同様に風の影響を受けやすい構造物であることはよく知られている。したがって

本橋の計画に際しても概略設計の段階から、その耐風安定性を検討するために風洞模型実験および風速調査が実施された。

予備実験の結果によると、3種の概略設計案すべてにねじれフラッターとたわみ限定振動の発生を見たが、3種のうちでは逆梯形箱ゲタ断面が最も耐風安定性が良好と判断された。その後のこの断面の詳細設計案に対する実験では、自励振動の発現に対する安全性はおおむね確保されているが、実橋換算風速 15 m/s 程度で片振幅 10 cm 内外、振動加速度 1.0 g 程度のたわみ限定振動の発生が予想されること、またこれに対処する有効な軽減対策は見い出せなかったことが結論づけられている。

その後、調査は当研究所に引きつがれ、「末広大橋耐風性調査」(徳島県委託)として実施され、同時に「末広大橋技術研究会」が設置され、検討を継続した。

土木研究所で実施した調査は風速調査と風洞実験とである。風速調査では設計風速および現地の強風の特性を検討した結果、設計風速は 62.2 m/s をとればよく、また架橋地点は 10 m/s 以上の橋軸直角方向の風が吹く機会が多いことが判明した。

風洞実験では、たわみ限定振動の最大加速度を $40 \sim 50 \text{ g}$ に抑えることを目標に逆梯形箱ゲタ断面を基本断面とした設計案の断面形状を一部修正して防振対策を検討した。対策としては、補助部材の取り付け、高欄の断続的な閉塞、地覆の撤去が考えられたが、実験結果から、上向きに 10 度、弦長 1 m の端流抑板(図-3)(写真-2)を高欄上端に取り付ける方法が最も有効であることが明らかとなった。この場合、たわみ限定振動の発生は避けられ、フラッター風速は 100 m/s 以上と予想された。

* 「末広大橋上部工風洞実験報告書」 長大橋設計センター, 1972.3

** 「末広大橋実施設計案に対する耐風性について」 長大橋設計センター, 1972.3

*** 「末広大橋耐風性調査報告書」 土木研究所資料第799号 昭和48年3月

建設省土木研究所構造研究室

1.3 振動実験の目的

橋梁設計は想定された荷重に対して構造物がその耐用期間を通じてその機能を十分に発揮できるよう考慮して行なわれるが、その際には幾つかの仮定が含まれるのが当然である。特に耐風設計の見地からは、共振々動数、共振モード、構造減衰などの諸項目が重要である。例えば、風洞実験においては、縮尺模型を用いるために、風洞風速から実橋風速への換算に共振々動数を用いるが、風洞実験時は共振々動数の計算値を用いるしかなく、実験結果を正しく評価するためには実橋振動数を知る必要がある。共振モード、構造減衰についても同様であり、設計に用いたこれらの値が妥当であったかを検証することは本橋の安全性を確認する上で不可欠のものである。

また本橋は我が国最大の斜張橋であり、その外力に対する応答、例えば強風時の挙動を知ること
は、本橋の維持・管理の面のみならず、将来の長大斜張橋設計のための貴重な資料を提供すると期
待されること、また前節で述べた端押流板の防振効果の確認という点からも重要な意味をもつ。こ
のような目的のために、本橋には風・地震の記録および橋の応答を記録する長期観測システムが設
置されている。この記録を解析し、正しく評価するためにも、本橋の動特性を把握しておく必要が
ある。さらに車両走行時の本橋の安全性を確認するために、荷重車走行時の動的応答を測定する必
要があると考えられる。

このような考えに従って本振動実験は実施されたが、その目的を以下にまとめておく。

(1) 本橋の動特性（共振々動数、共振モード、構造減衰）を実験的に求め、設計の妥当性を検証
すること。

(2) 重車両の走行による吊構造部の応答特性を検討すること。

(3) 長期観測システム記録の解析に必要な資料を収集すること。

これらの目的を達成するために、具体的には次の実験が計画された。

(1) 起振機実験；中央支間 $\frac{1}{4}$ 点または $\frac{1}{2}$ 点に設置した起振機によって本橋を加振した際の、吊構
造部のたわみ、またはねじれ振動を橋梁各部に展開した加速度換振器により検
出し、共振々動数、共振モード、構造減衰を求める。

(2) 荷重車走行実験；重量貨物自動車が行走した際の吊構造部の応答を測定する。

以上の計画の他に、実験中に 10 m/s 前後の強風に見舞われたため、当初の計画を一時中止して
強風時の本橋の不規則応答の記録を得ることができた。この記録についても解析を行なったので合
わせて報告する。

2. 実験計画

2.1 起振機による励振実験

2.1.1 励振方法

構造物の動特性を求めるためには、何らかの手段を用いて対象構造物を励振する必要がある。今回の実験では、当研究室所属の2連式15 ton起振機を用いた。この起振機の原理は、2箇の不平衡重錘を逆回転させることにより周期力を生ずるものであり、以下の特徴をもつ。

- (1) 全く同じ性能の起振機を2台使用して、同じ回転数、同じ起振力で同位相と逆位相の励振を行なうことが可能である。従ってこの2台を橋軸直角方向両端に橋軸線に対称となるように置けば、同位相励振により鉛直たわみ振動を、逆位相励振によりねじれ振動を起し得る。
- (2) 起振力を運転中に最大から零の範囲で自由に選択できるので、適正な加振力で振動実験を行なうことができる。また任意の振動数において10秒以内に起振力を最大から零まで急速に遮断することができ、各共振点において自由減衰振動の観測が可能である。

この起振機の概略図を図-4に、起振力を図-5に、主要仕様を表-1に示す。

起振機の据付位置は中央径間 $\frac{1}{2}$ 点付近（対称振動加振時）、もしくは中央径間 $\frac{1}{4}$ 点付近（逆対称振動加振時）とした。また2台の起振機間隔は5 mとした。据付位置を図-6に、据付状況を写真-3に示した。

実際の起振機の運転は、次に示すとおり対象とする振動モードごとに4種類に区別される。

- $\frac{1}{2}$ 点同位相（たわみ）加振……………たわみ対称振動
- $\frac{1}{2}$ 点逆位相（ねじれ）加振……………ねじれ対称振動
- $\frac{1}{4}$ 点同位相（たわみ）加振……………たわみ逆対称振動
- $\frac{1}{4}$ 点逆位相（ねじれ）加振……………ねじれ逆対称振動

2.1.2 測定項目

起振機による励振実験の測定項目は次の3項目である。

- (1) 共振々動数の測定（共振試験）
- (2) 共振モードの測定（モード試験）
- (3) 構造減衰の測定（減衰試験）

2.1.3 実験方法および計測方法

(1) 共振試験

起振機の加振々動数を変化させて本橋を加振し、そのときの橋の振動振幅を測定すれば、

応答振幅が極大値となる振動数が求めようとする共振々動数である。共振々動数と固有振動数は厳密な意味では異なるが、起振機の質量が振動系に比して非常に小さく、振動系の減衰能力は小さいと考えられるので、この両者は同一と考えて差しつかえない。

応答振幅の測定には、橋面上に10個、塔頂に2個、計12個配置されたサーボ型加速度計を用いることとした。その配置は図-7に示すように、左岸側に5個(L1~L5と付番)右岸側に7個(R1~R7と付番)とした。このうち、L1・L2・R2・R4は共振モード測定用の移動加速度計で他は固定用である。加速度計設置状況を写真-4に示す。

加速度計からの信号は、R1~R7については右岸側タワー部に駐車したマイクロバスに、L1~L5については左岸側タワー部に設営したテントに集め、それぞれの場所でシンクロスコープ、電磁オシログラフでモニターすると同時にアナログデータレコーダーに記録した。マイクロバス内での測定状況を写真-5,6に示す。

(2) モード試験

上記の共振試験で求められた共振々動数で加振を続けながら、移動用加速度計を(A)→(B)→(C)とトラバースさせ、共振モードを求めた。(図-7参照)

(3) 減衰試験

共振状態で起振力を急速に遮断し、発生する自由減衰振動の記録を収録した。この時の移動用加速度計の位置は(A)である。

2.2 荷重車走行実験

総重量28.65 ton(自重10.15 ton, 1軸+2軸)のダンブトラックを10, 20, 30 km/h の速度で等速走行させ、その時の応答を起振機実験と同じくサーボ型加速度計で測定した。この時の加速度計配置は図-8に示すとおりである。また、トラックの走行位置の確認と車速測定のために中央支間上に5本のロードスイッチを設置した。トラックの走行状況を写真-7に示す。

3. 実験結果

本実験は表-2に示したように昭和50年10月20日から25日までの6日間にわたって行なわれた。現場の都合等で当初計画を一部変更したところはあったが、無事に全行程を終了し、当初の目的を達成した他に、 $10\frac{m}{s}$ 前後の強風による応答記録を得ることもできた。また表中「感度試験」とあるのは、12個の加速度計の感度をチェックするために行なったものである。即ち同一場所に数個の加速度計を集めた状態で加振し、そのときの出力から各加速度計の出力感度を比で求めた。この結果については報告書に記載していないが、共振モード図の作成に当っては、この結果を用いて補正をほどこした。

以下に各試験で得られた資料・結果を紹介する。

3.1 共振試験

共振試験記録から各加振々動数に対する応答加速度をプロットして共振曲線を描いた。ここにはR1(図-9・1~9・4), R3(図-10・1~10・4), R4(図-11・1~11・4), L2(図-12・1~12・4), L5(図-13・1~13・4)の5箇所の結果を示した。図の縦軸は、起振機の加振周波数の違いによる起振力の増減を補正して $1\text{ ton}/1\text{ 台}$ 当りの振動加速度(gal)で示した。

これらの共振曲線から求まった共振振動数は、たわみ対称振動1次~3次, 同逆対称振動1次~3次, ねじれ対称振動1次~3次, 同逆対称振動1次の計10ヶであった。実測値を表-3のC欄にまとめた。なお、ねじれ振動については、対称・逆対称とも2次まで求める予定であったが、 $\frac{1}{4}$ 点加振時の起振機位置がねじれ逆対称2次モードの節に近かったため、このモードで加振することが出来なかった。また、ねじれ対称3次振動は $\frac{1}{4}$ 点ねじれ加振で計測したものである。

3.2 モード試験

モード試験により得られた各共振々動数に対する共振モードを図-14・1~14・10に示した。塔頂の変位は、加速度波形が加振々動数成分の上にケーブルの振動と思われる高周波成分が重なった乱れた波形となったために、図に書き入れなかった。また右岸側側径間には加速度計を配置しなかったため、モードは描いていない。

3.3 減衰試験

自由減衰振動波形より構造減衰を対数減衰率 δ として求めた。 δ は次式で定義される。

$$\delta = \log_e \frac{a_n}{a_{n+1}}$$

a_n, a_{n+1} ; n 波目と $n+1$ 波目の振幅

各共振状態で3回の減衰試験を行ない、それぞれの減衰試験記録について、R 1～R 7の減衰波形から1つの δ 値を、同様にL 1～L 5の減衰波形からも1つの δ 値を求めた。従って1つの共振状態から6つの δ 値を読みとった。この結果を表-4のA欄(上段がR 1～R 7, 下段がL 1～L 5)に示した。またその平均値をB欄に示す。

表中横線を引いてあるのは、減衰が非常に早く、起振力が零となった時点で、既にほとんど減衰が終了していたために対数減衰率を読み取れなかったことを表わしている。ただし、たわみ対称2次振動の横線は記録ミスによるものである。

3.4 荷重車走行実験

車速と走行中に観測された最大加速度の関係を図-15に示した。測点は6点を記入してある。また走行にともなう橋の応答加速度パワースペクトルを求めた。中央径間 $\frac{3}{4}$ 点左岸側の結果を図-16・1～16・3に、左岸側側径間 $\frac{1}{4}$ 点タワー寄りの結果を図-17・1～17・3に図示した。

3.5 風による応答測定

実験4日目の午後、風の強い時に起振機実験を一時中断して、風による本橋の不規則応答を記録した。時間は午後3時頃から約40分間であり、その間の応答は高々数mであった。

記録は100ms間隔でA/D変換をした6000個のデータ(10分間分)を用いて周波数分析を行なった。結果を図-18・1～18・6に示す。測点はR 1～R 4, R 6, L 2である。この結果から読みとれる共振周波数を表-3のD欄にまとめた。

4. 考 察

前章で得られた結果に考察を加える。

4.1 固有振動数について

共振試験により得た値(表-3C欄)と風による応答スペクトルから読み取った値(表-3D欄)はほとんど一致しており、本橋の固有振動数は正確に求めたと考えられる。

しかしここで問題となるのは、計算値との対応である。表-3A欄に示した値は施工段階での計算値であるが、 C_A 欄を見ればわかるように、たわみ対称1次振動を除いて何れも実測値が小さくなっている。特にねじれ振動はその差が大きく、15%ほど実測値が小さくっており、単に計算誤差とは考えにくい。そこで、固有値解析を担当した川崎重工業株式会社に再検討をお願いしたところ、次の3点の誤りが発見された。

- (1) 極慣性モーメント算出の際に、オートガード、水平補剛材、添加物、移動足場用レールが無視されていたために、極慣性モーメントが約8%不足していた。
- (2) 下フランジに配置されている縦リブ(不等辺山形鋼)がねじれ剛性に寄与するとして、縦リブ全断面積を下フランジ幅で除した換算板厚を下フランジ厚に加えていた。このためねじれ剛性が約16%過大に評価されていた。
- (3) (2)と同じ理由でたわみ剛性も約5%過大評価されていた。

以上の3点を修正して行なわれた再計算結果は表-3B欄に示されているが、実測値とより一致を示し、その差は高々6%であった。

これで計算値と実測値の対応はついたものの、ねじれ対称1次振動数が当初推定されていた値よりも大幅に小さいことが明らかとなった。したがって、この結果を踏まえて風洞実験結果を見直す必要が生じた。1.2で述べた本橋実施設計案風洞実験時に推定されていたねじれ対称1次振動数は $f = 2.145^*$ (%)であり、実橋振動数はこの値よりも3.3%低くなっている。しかし風洞実験によって、対数減衰率 δ は風洞風速 6.5 m/s (実橋換算風速は $f = 2.145\%$ では 10.57 m/s 、 $f = 1.446\%$ では 7.12 m/s)までの範囲で単調増加することが確認されているので、本州四国連絡橋耐風設計基準(1972)から得られるフラッター限界風速 $V_{er} = 62.6 \text{ m/s}$ (ただし、べき定数 $p = 1/4$)を満足しており、本橋は十分な耐風安定性を具備しているものと考えられる。

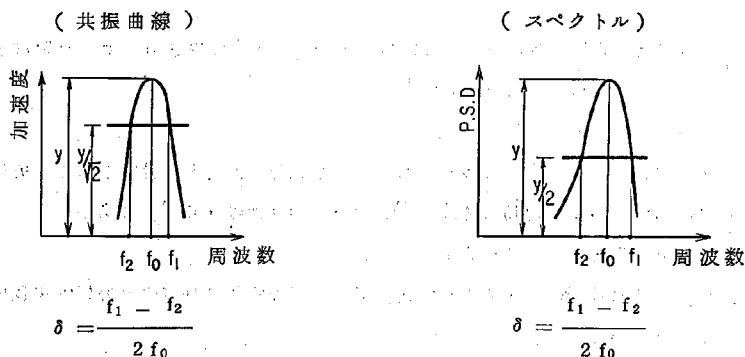
* 本計算では、下フランジの縦リブがねじれ剛性に寄与するとしていたと同時に、舗装重量を無視していた。

4.2 固有モードについて

図-14・1～14・10に示した共振モードは計算された固有モードにほぼ一致することを確認した。

4.3 構造減衰について

表-4には減衰試験で求められた対数減衰率(A, B欄)の他に, 共振曲線より求めた値, 風による応答スペクトルより求めた値が記されている。求め方は次図のとおりである。



減衰試験結果からは, たわみ逆対称2次振動数である1.264%以下の範囲において, 振動数の増加とともに対数減衰率が小さくなっていくのが理解される。しかしそれ以上の振動数領域では, これと逆の傾向が見られ, たわみ逆対称3次, ねじれ対称2・3次では減衰が早すぎて自由減衰状態を観測することすらできなかった。表-3のC・D欄の値は, 今述べた減衰試験結果の傾向と同じような傾向は示しているものの, 値として一致しているとはいえない。

ある振動数以上の領域では, 測定された対数減衰率が非常に大きくなった原因としては, 今のところ, 本橋には端抑流板という特殊な構造物が取り付けられているために, 高次モードの空力減衰効果が影響しているとも考えられるが, この点については風洞実験による確認を待たねばならない。

4.4 荷重車走行実験結果について

図-15に示した結果から理解されるように, 車速の増加が最大応答加速度の増加とは結びついていない。このことは図-16・1～16・3, 図-17・1～17・3からも読みとれる。即ち, 車速の変化にしたがって, 最大ピーク値をとる周波数やそのピーク値が変化している。つまり, 走行速度によって橋の応答の卓越モードが移行していくために応答最大加速度が複雑な変化を示すものと考えられる。

5. 長期観測システム

まえがきと1・3に述べたように、本橋には風および風による橋の挙動、および地震記録を収録するための長期観測システムが取り付けられている。本年度は記録が得られなかったために、以下にその紹介を行なうが、地震計については他の風速計、加速度計、自動記録装置とは切り離された独立システムであるので、この紹介ではふれないこととする。

5.1 構成

本観測システムの構成を表-5に示す。また風向風速計、超音波風速計、サーボ型加速度計の配置を図-19に、ブロック線図を図-20に示した。

(1) 風向風速計 (KE-111型)

プロペラ型の自記風向風速計であり、風速の水平成分の測定を主目的として中央径間 $\frac{1}{4}$ 点近くに取り付けられている。起動風速は $2 \frac{m}{s}$ 以下、耐風速は $90 \frac{m}{s}$ である。

(2) 超音波風速計 (PA-314-2型)

超音波パルス時間差(和)測定方式の風速計で、主に傾斜角の測定のために中央径間 $\frac{1}{2}$ 点近くに取り付けられている。

(3) サーボ型加速度計 (V-401BR型)

振動実験に用いたのと同タイプのもので、内部にサーボ機構を有するDCから高周波領域までの広い周波数特性を有した高感度の加速度計である。

(4) 風速警報器

風向風速計よりの風速信号をうけて4段階の風速警報(ブザー)を出すものである。

(5) タイム・スタンプ

データレコーダの起動時に日・時・分を印字する。

(6) 自動記録装置

次節参照

5.2 自動記録装置

本装置は風向風速計で測定した風速が設定値以上になった時に、自動的にデータレコーダを起動させ、風向風速計の風向・風速2成分、加速度信号4成分、超音波風速計3成分の各要素を設定時間自動録音するものである。また録音中は1分毎のパルス信号が入る。

風速設定値は $0 \sim 30 \frac{m}{s}$ の範囲で任意設定可能、自動録音設定時間も $0 \sim 30$ 分の間で任意設

定可能となっている。

本装置は手動録音も可能であるが、ここでは自動録音の基本動作を以下に示す。

- (1) 風速が風速設定値を越えた時にデータレコーダーを起動させる。
- (2) 起動と同時に、校正信号として、アドレス信号、校正信号 ($-1V$, $0V$, $+1V$) を録音する。
- (3) 設定時間だけ記録を収録する。
- (4) 記録収録後に再度風速が設定値を越えているかを判定し、越えていれば(3)にもどり、越えていない時には、エンドマーク ($-1V$) を入れて録音を終了する。

6. 結 論

本実験で得られた結論を以下にまとめる。

- (1) 共振試験により本橋の固有振動数を正確に求めることができた。最低次の振動数は

たわみ対称1次振動 $f = 0.472 \%$

ねじれ対称1次振動 $f = 1.446 \%$

であった。

- (2) 実測振動数は計算値とよい一致を示すが、施工段階でのねじれ対称1次振動数推定値よりも実測値が16%低かった。また実施設計案風洞実験時の振動数よりも33%低かった。

- (8) しかし本橋はねじれフラッターに対して十分に安全であると判断される。

- (4) 固有モード実測値は計算値とほぼ一致した。

- (5) 減衰試験結果から、1.264%以下の範囲では、振動数の増加とともに対数減衰率が小さくなる傾向にあり、それ以上の振動数領域ではこれと逆の傾向が見られたが、この原因は明らかではない。

- (6) 車両の走行速度と橋の最大応答加速度の関係は複雑であり、車速の増加が応答最大加速度の増加に結びつくとは限らない。

以上で末広大橋振動実験の報告を終える。最後に本実験の計画立案・実験実施・資料整理を担当した当研究室のメンバーを記しておく。

研究室長	成	田	信	之
研 究 員	横	山	功	一
同	桂	樹	正	隆
技 官	山	田	恒	雄
同	河	野	良	次
同	野	村	一	夫
同	江	本		勝
同	湯	沢		聡

表 集

表-1 2連式15 ton起振機主要仕様

項 目	仕 様
加 振 力	最大15 ton/台×2台=30 ton (但し10%で)
加 振 振 動 数	0.2~10 %
加 振 方 向	鉛直, 水平およびねじれ
起 振 機 間 隔	2台の間隔は最大12 m
使 用 電 動 機	起振機1台の場合 20 KW ASモーター
	起振機2台の場合 40 KW ASモーター

表-2 末広大橋振動実験工程

10月20日(月)	資材搬入, 起振機設置(1/2点), 加速度計展開, 配線
10月21日(火)	起振機試運転, 1/2点たわみ加振での予備実験, データ整理
10月22日(水)	1/2点たわみ加振, 1/2点ねじれ加振
10月23日(木)	起振機1/2点へ移動, 1/4点ねじれ加振, 強風による応答測定, 1/4点たわみ加振
10月24日(金)	感度試験, 加速度計配置換え, 走行実験
10月25日(土)	後片付け, 資材搬出

表-3 末広大橋固有振動数

振モード	対称性	次数	計算値 (%)		実測値 (%)		$\frac{C}{A}$	$\frac{C}{B}$
			A	B	C	D		
鉛直たわみ	対称	1	0.471	0.468	0.472	0.48	1.002	1.009
		2	1.144	1.116	1.069	1.09	0.934	0.958
		3	1.768	1.722	1.616	1.64	0.914	0.938
	逆対称	1	0.770	0.746	0.712	0.72	0.925	0.954
		2	1.363	1.334	1.264	1.27	0.927	0.948
		3	2.228	2.150	2.094	—	0.940	0.974
ねじれ	対称	1	1.721	1.537	1.446	1.46	0.840	0.941
		2	5.016	4.482	4.444	—	0.886	0.992
		3	7.842	6.983	6.712	—	0.856	0.961
	逆対称	1	3.418	3.020	2.888	2.91	0.845	0.956

注

- A: 施工段階での計算値
 B: 再計算による計算値
 C: 起振機実験による実測値
 D: 風による応答スペクトルより求めた値

表-4 末広大橋対数減衰率

振 モ ー 動 下	対 称 性	次 数	減 衰 試 験			C	D	
			A 測 定 値		B 平 均 値			
鉛 直 た わ み	対 称	1	0.0255	0.0330	0.0265	0.0305	—	0.0430
			0.0280	0.0390	0.0310			
		2	0.0200	0.0180	0.0165	0.0180	0.0129	0.0160
			0.0185	0.0170	—			
		3	0.0098	0.0145	0.0135	0.0122	0.0107	0.0188
			0.0103	0.0118	0.0135			
	逆 対 称	1	0.0195	0.0218	0.0160	0.0183	0.0136	0.0252
			0.0220	0.0185	0.0120			
		2	0.0161	0.0161	0.0165	0.0154	0.0192	0.0137
			0.0147	0.0138	0.0150			
		3	—	—	—	—	0.0481	—
			—	—	—			
ね じ れ	対 称	1	0.0143	0.0175	0.0148	0.0158	0.0245	0.0162
			0.0145	0.0175	0.0163			
		2	—	—	—	—	0.0796	—
			—	—	—			
		3	—	—	—	—	0.0386	—
			—	—	—			
	逆 対 称	1	0.0665	0.0480	0.0450	0.0559	0.0273	0.0114
			0.0580	0.0615	0.0565			

注

- C: 共振曲線より求めた対数減衰率
 D: 風による応答スペクトルより求めた対数減衰率

表-5 末広大橋長期観測システム構成表

品 名	数 量	備 考
風 向 風 速 発 信 器	1	光進電機株式会社製 KE-111型
〃 変 換 器	1	
〃 記 録 器	1	
風 速 警 報 器	1	光進電機株式会社製
自 動 記 録 装 置	1	光進電機株式会社製
超音波風速計発信器	1	海上電機株式会社製 PA-314-2型
〃 変換器	1	
サーボ型加速度計発信器	4	株式会社 明石製作所製 V-401BR, AVN-24S
〃 変換器	1	
デ ー タ レ コ ー ダ	1	TEAC株式会社製 R-280
タイム・スタンプ	1	アマノ株式会社製

図

集

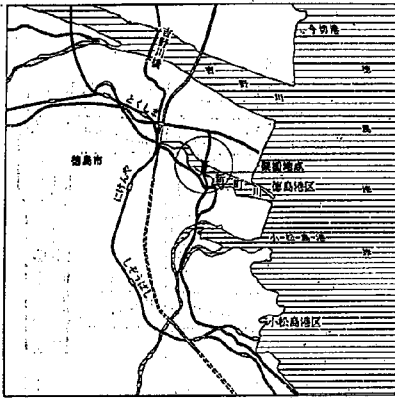


圖-1 末廣大橋架設位置

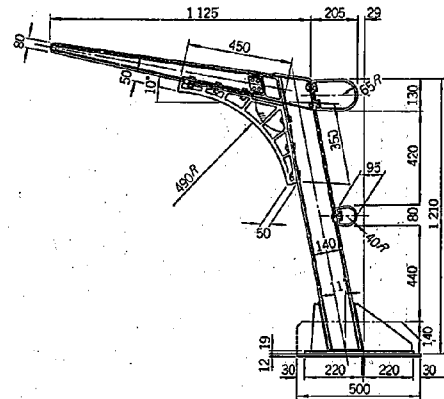


圖-3 端抑流板付高欄

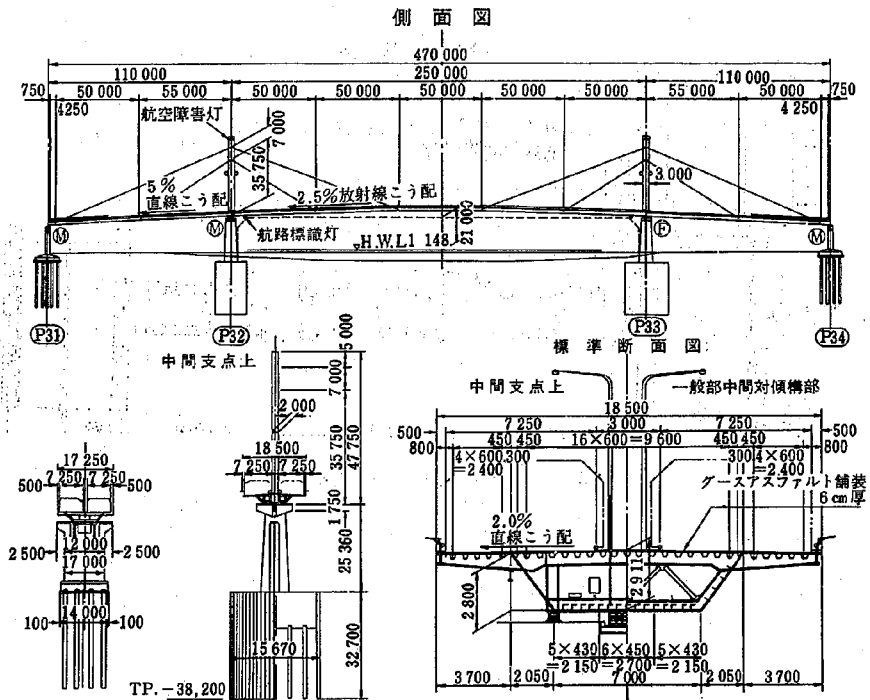


圖-2 末廣大橋一般圖

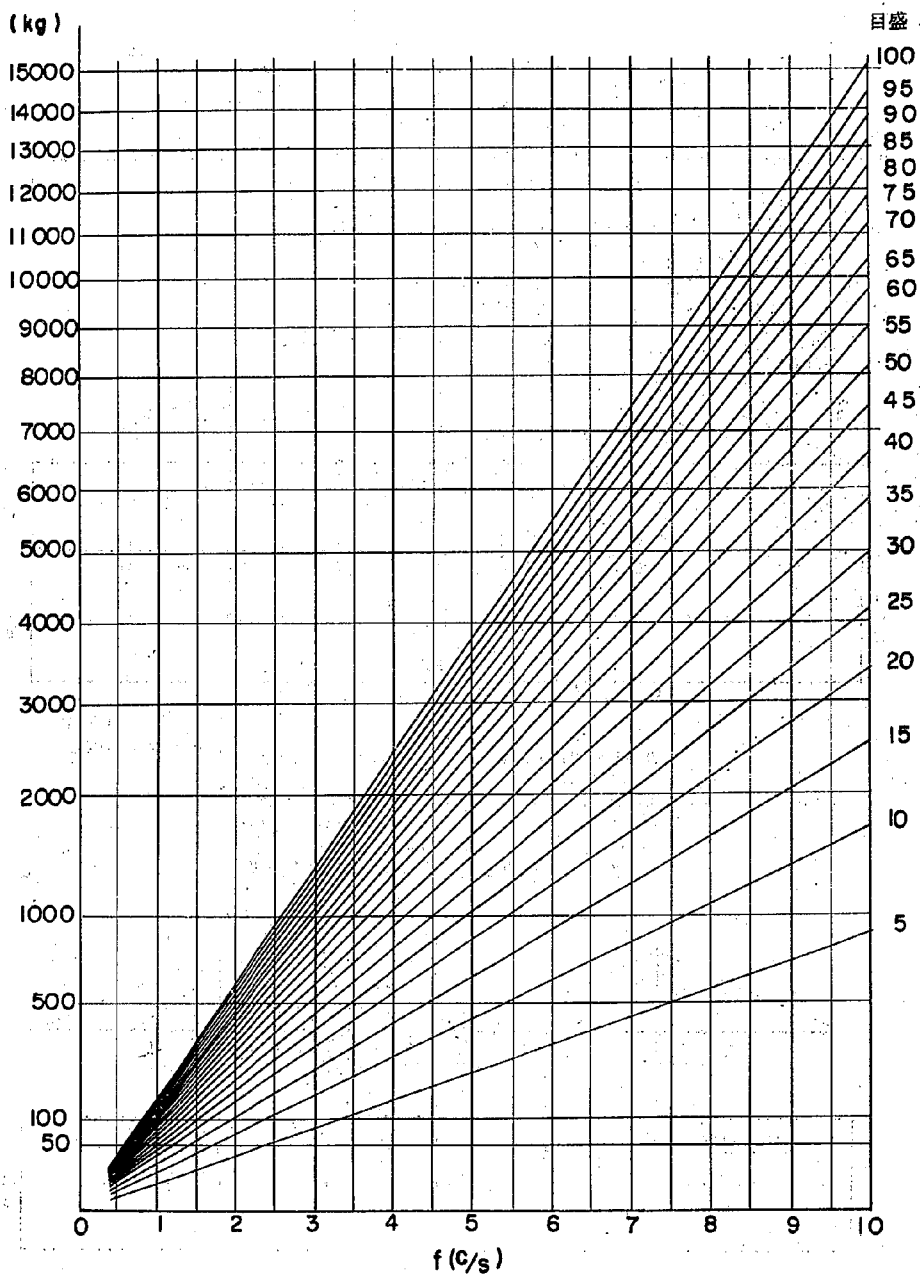


圖 - 5 2 連式 1.5 ton 起振機起振力圖

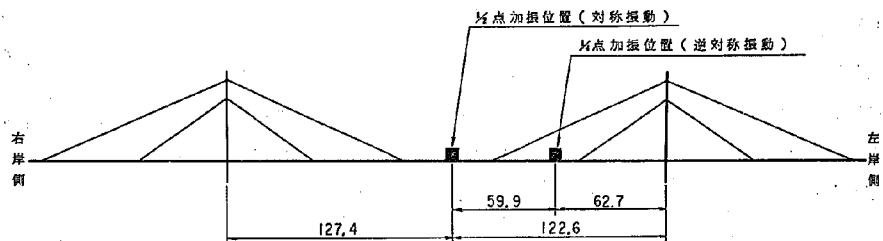


図-6 起振機据付位置

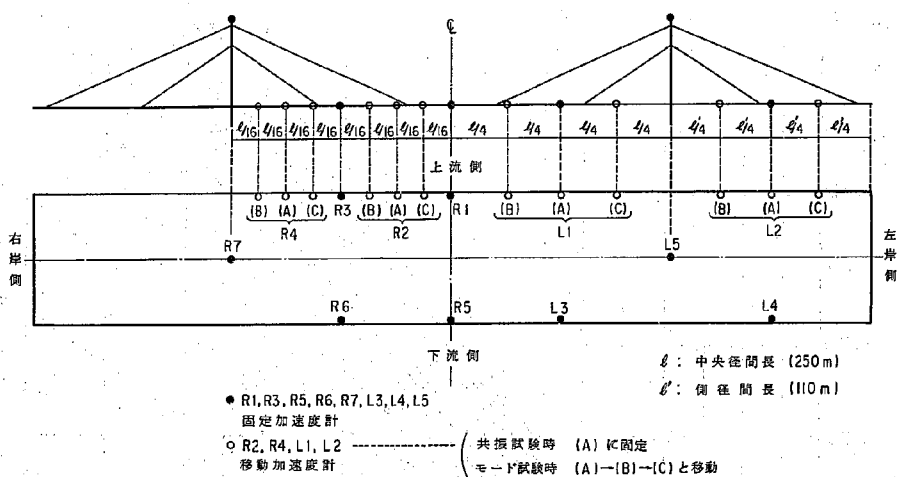


図-7 加速度計配置図 (起振機実験時)

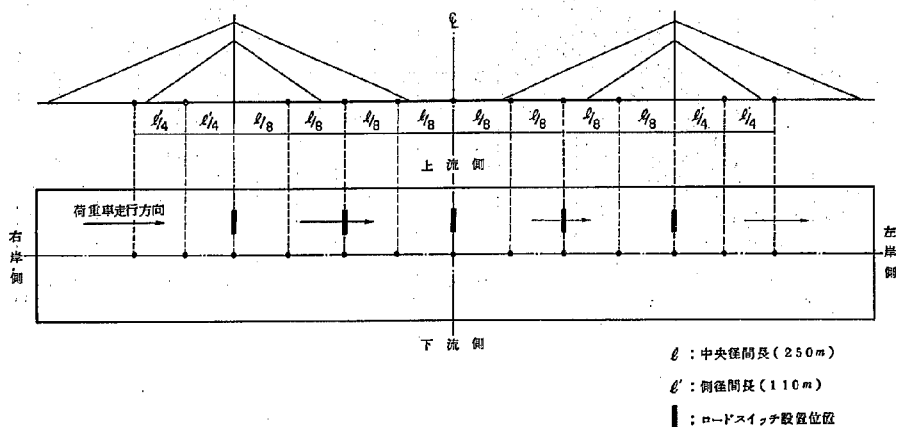


図-8 加速度計配置図 (走行実験時)

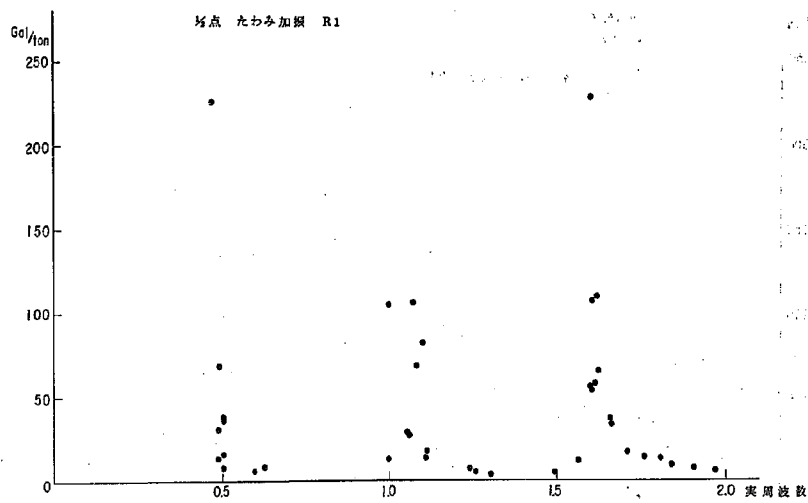


図-9.1 共振曲線 R1

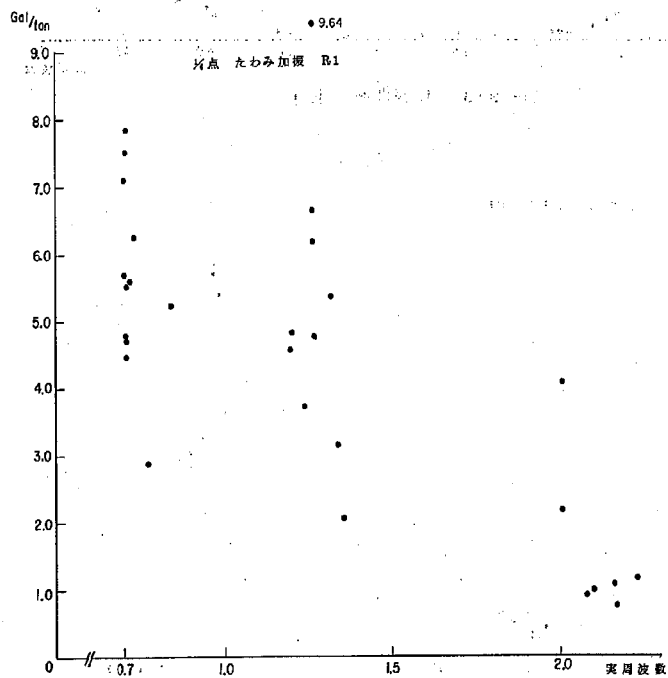


図-9.2 共振曲線 R1

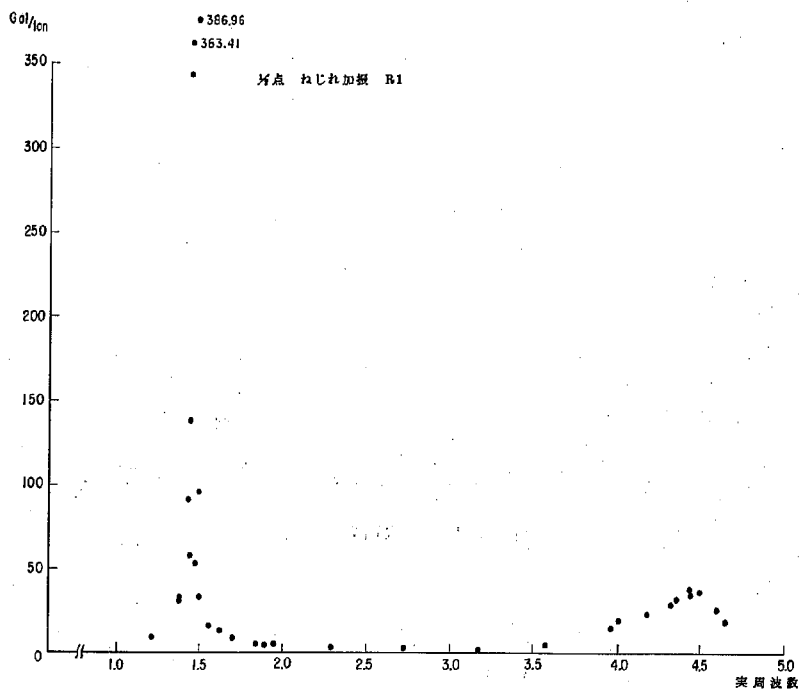


図-9.3 共振曲線 R1

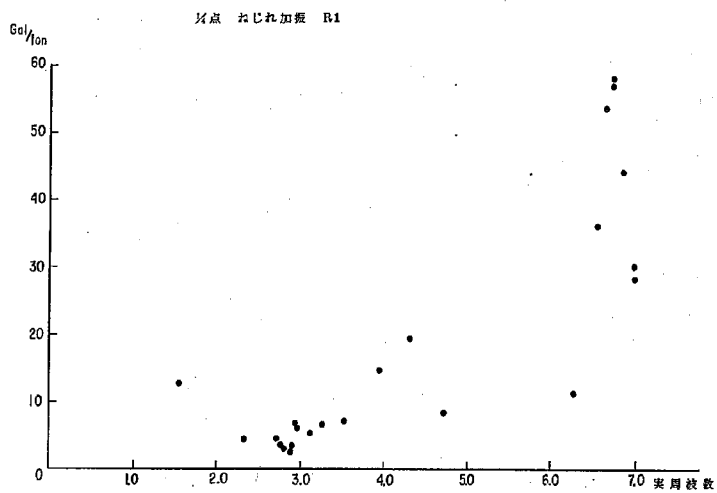


図-9.4 共振曲線 R1

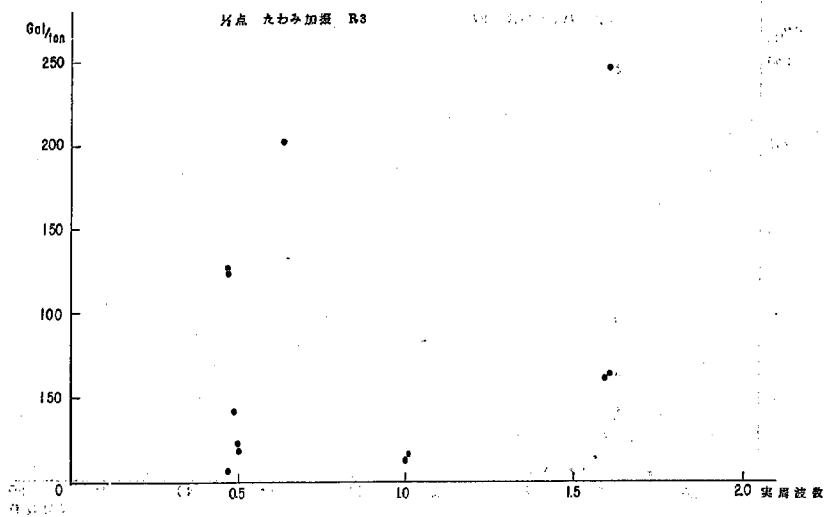


図-10・1 共振曲線 R3

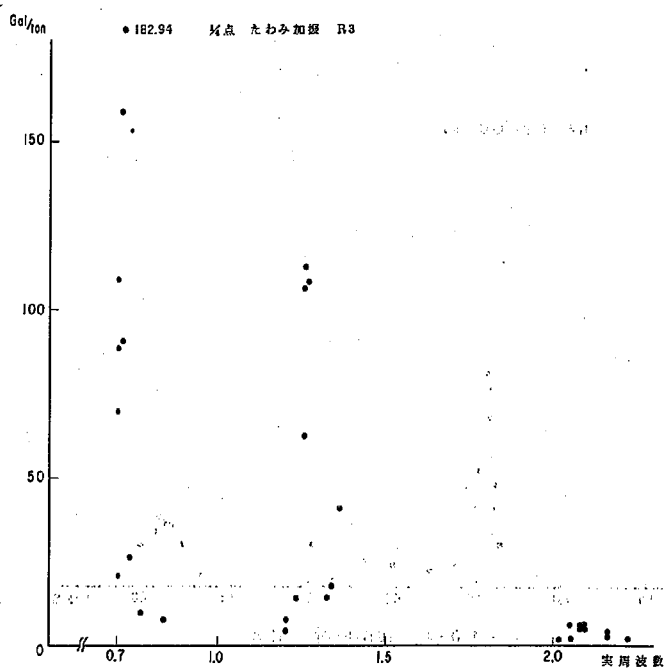


図-10・2 共振曲線 R3

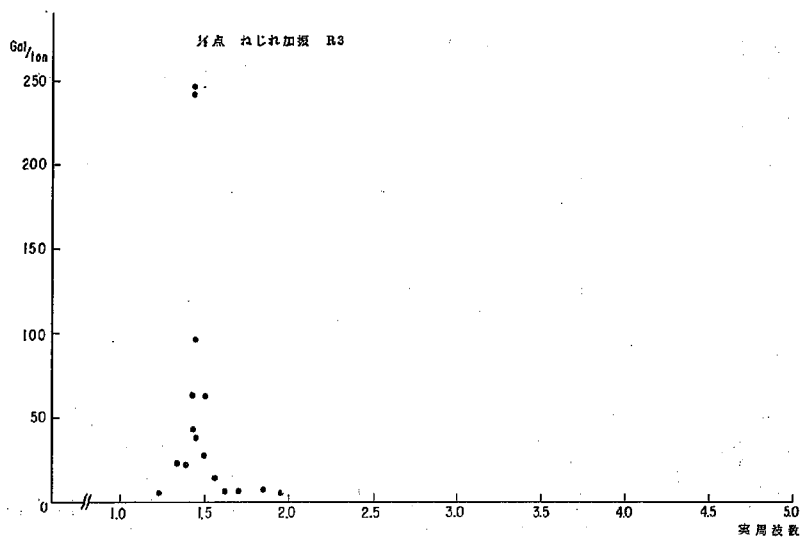


図-10.3 共振曲線 R3

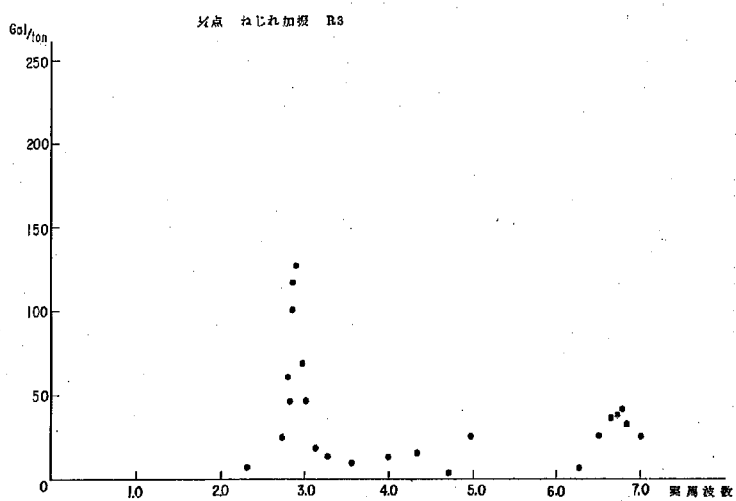


図-10.4 共振曲線 R3

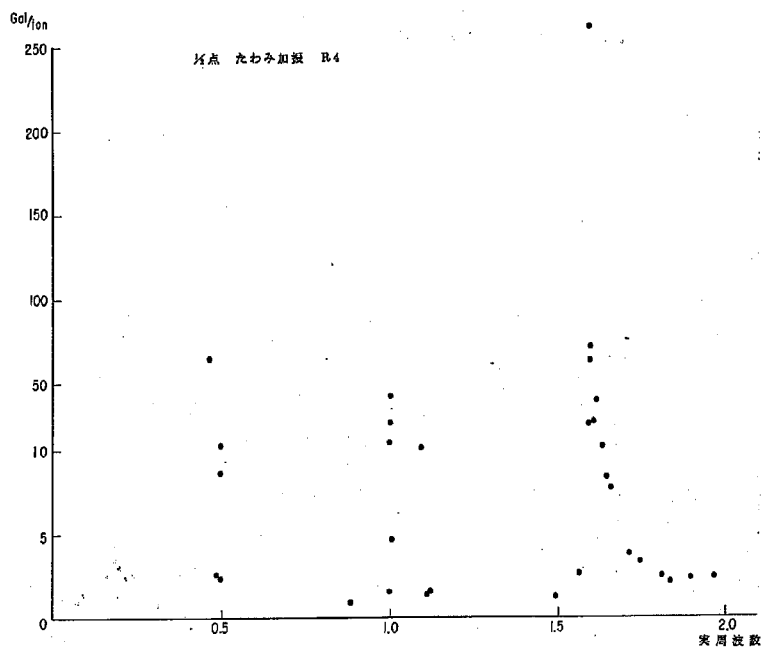


図-11.1 共振曲線 R4

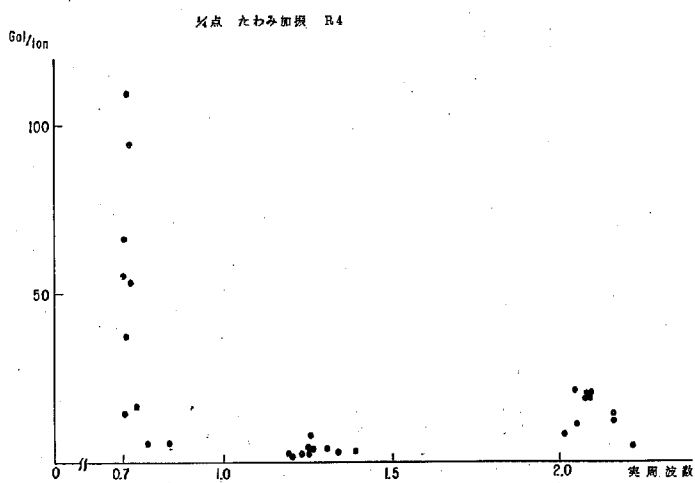


図-11.2 共振曲線 R4

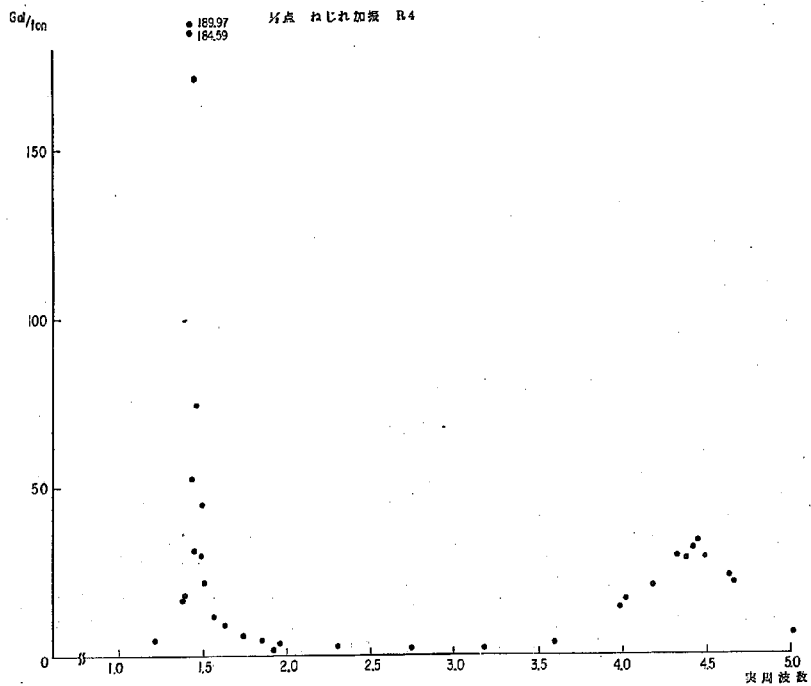


図-1 1・3 共振曲線 R4

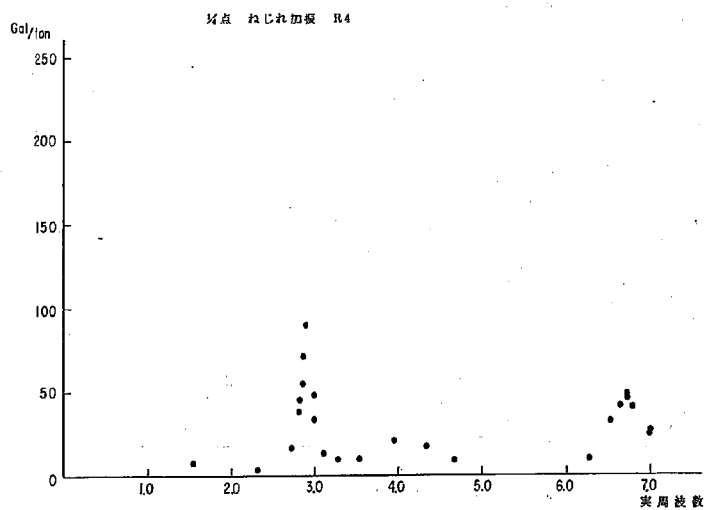


図-1 1・4 共振曲線 R4

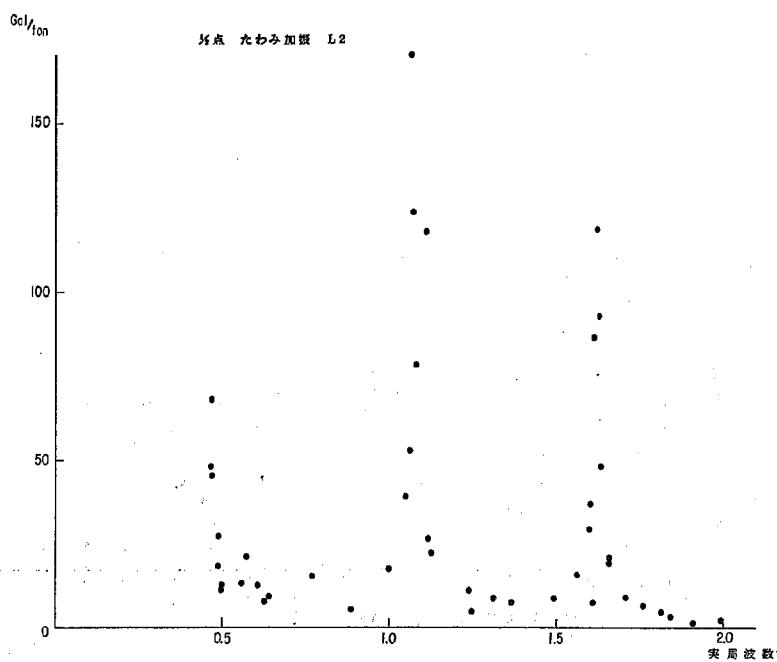


図-12.1 共振曲線 L2

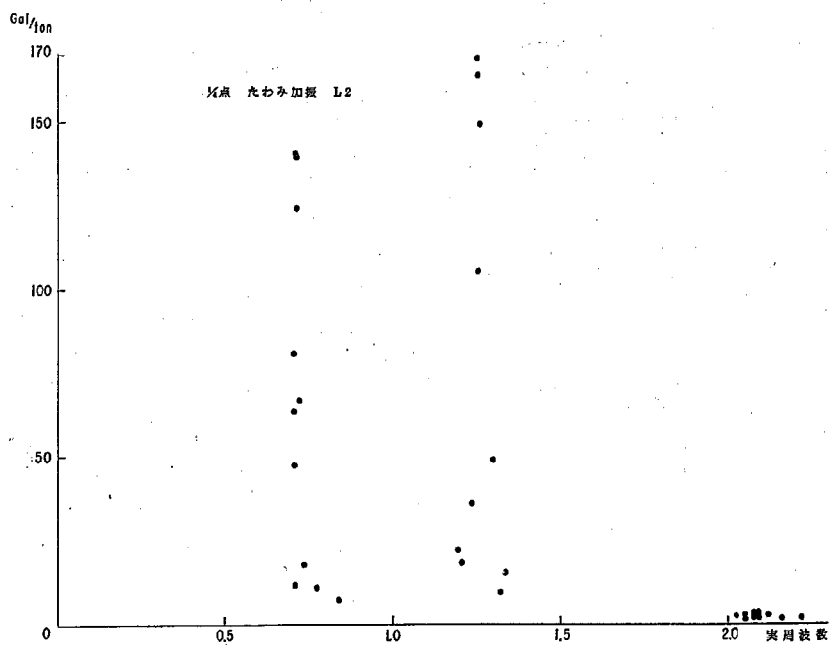


図-12.2 共振曲線 L2

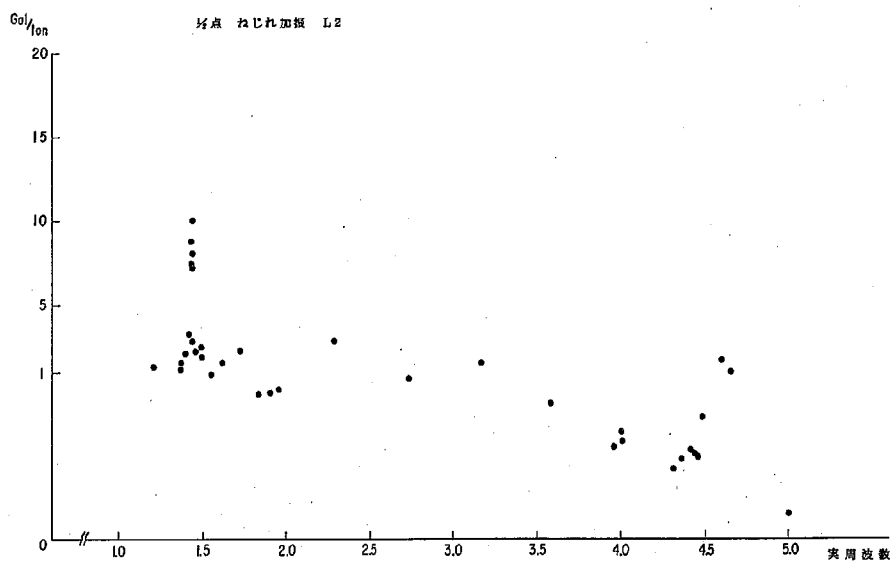


図-12.3 共振曲線 L2

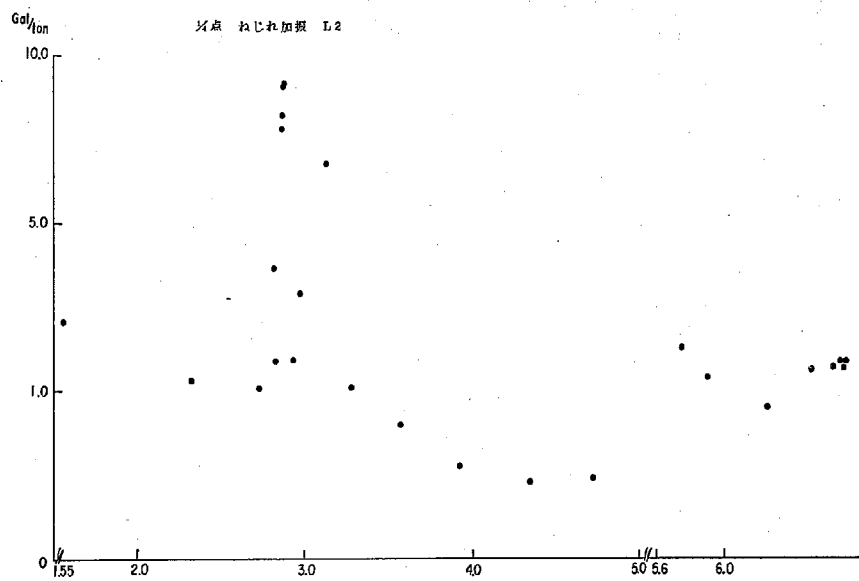


図-12.4 共振曲線 L2

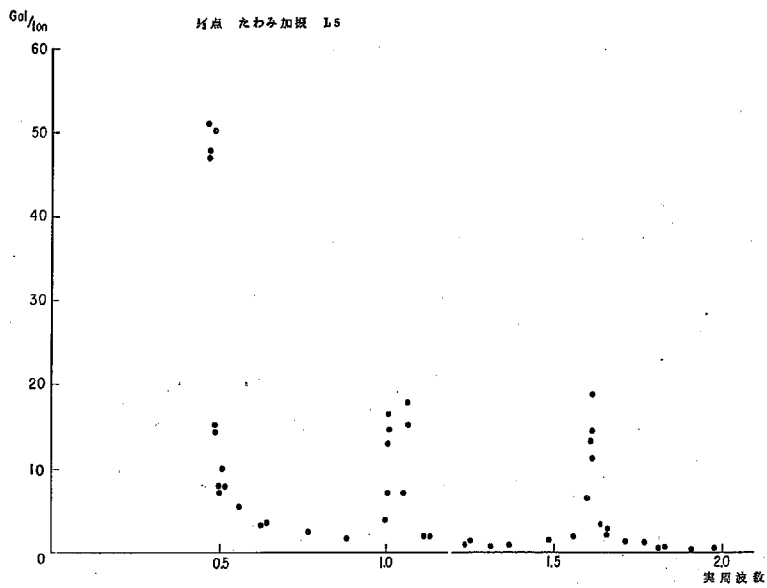


図-13.1 共振曲線 L5

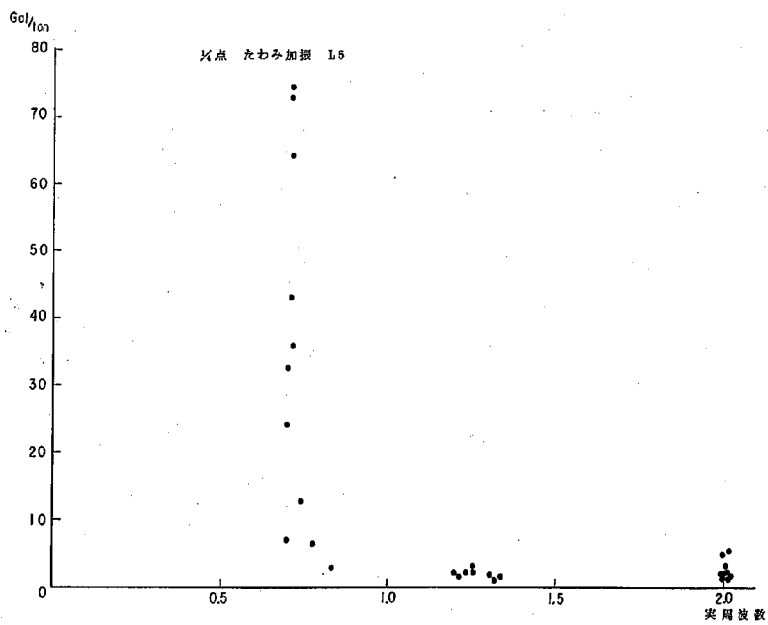


図-13.2 共振曲線 L5

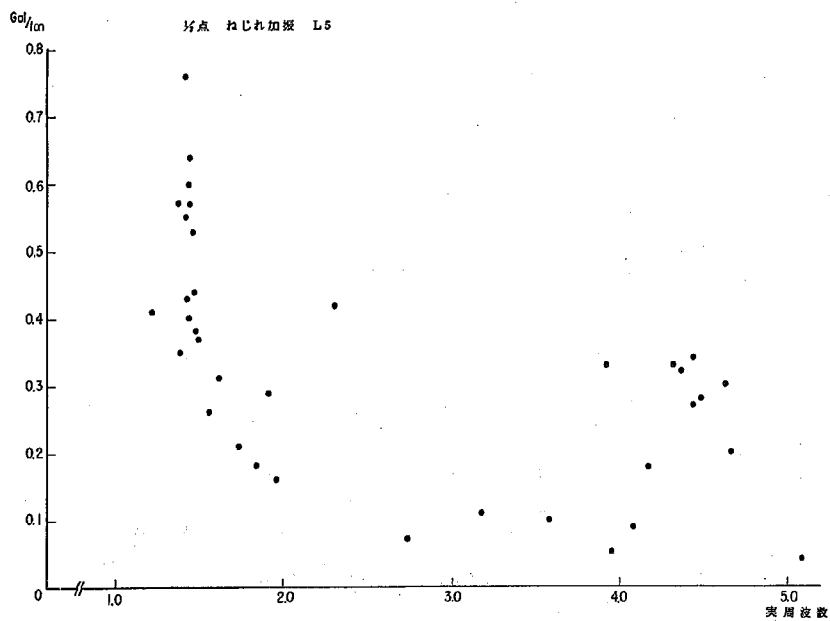


図-13.3 共振曲線 L5

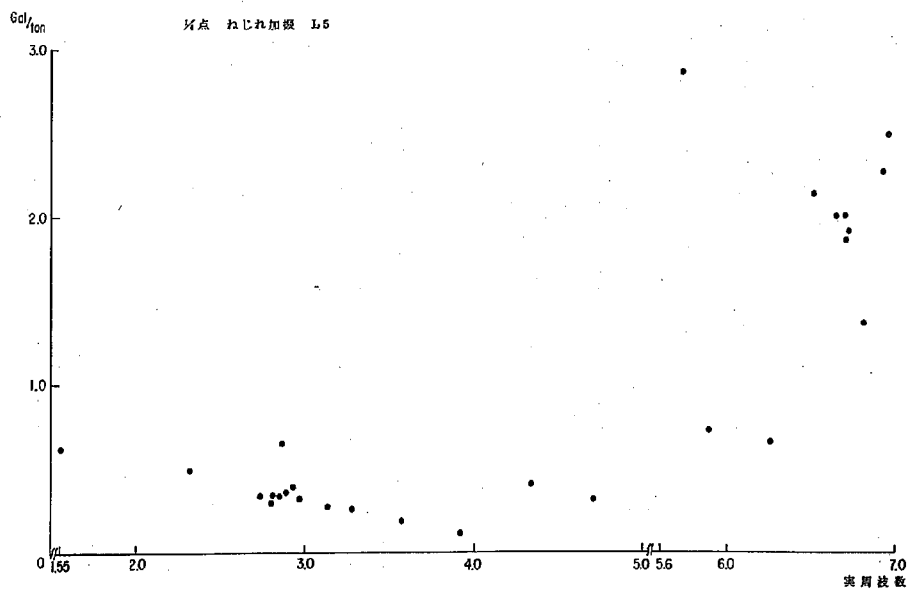


図-13.4 共振曲線 L5

末広大橋 たわみ対称1次 $f = 0.472 \text{ Hz}$

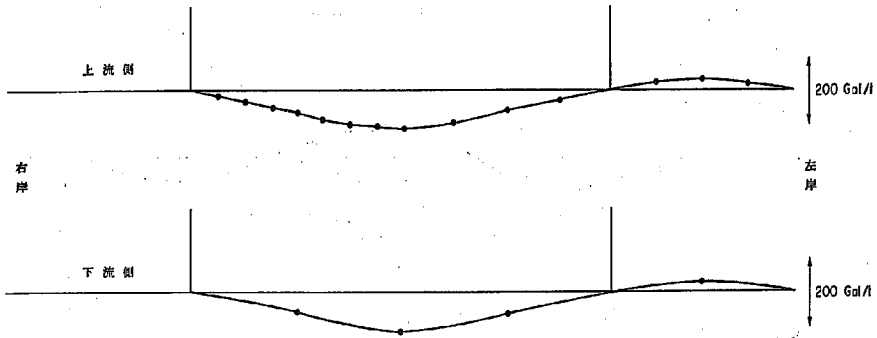


図-14.1 共振モード たわみ対称1次

末広大橋 たわみ対称2次 $f = 1.069 \text{ Hz}$

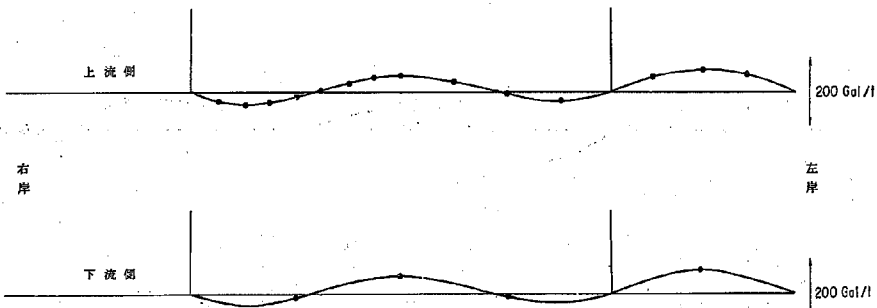


図-14.2 共振モード たわみ対称2次

末広大橋 たわみ対称3次 $f = 1.616 \text{ Hz}$

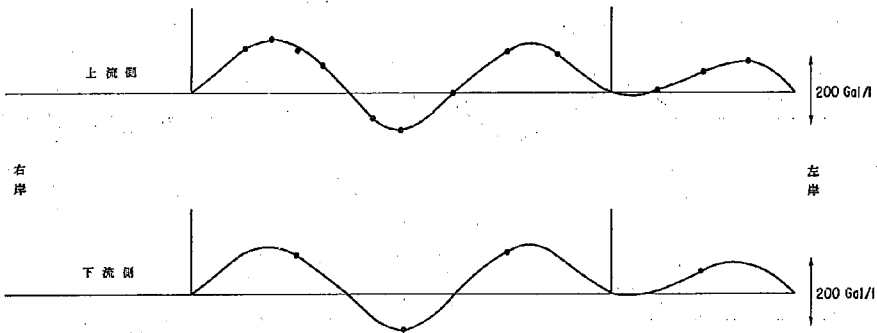


図-14.3 共振モード たわみ対称3次

末広大橋 たわみ逆対称 1 次 $f = 0.712 \text{ Hz}$

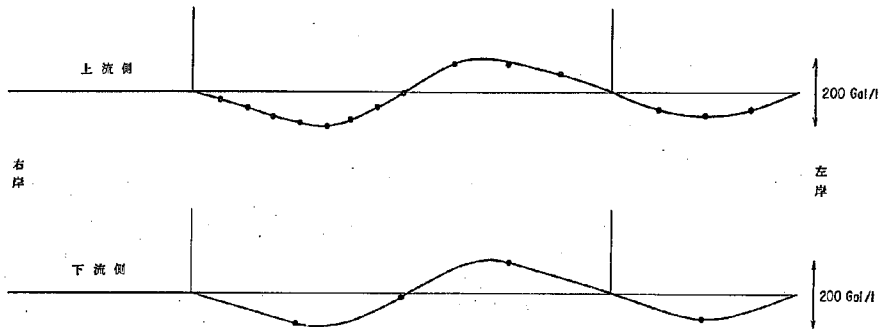


図-14.4 共振モード たわみ逆対称 1 次

末広大橋 たわみ逆対称 2 次 $f = 1.364 \text{ Hz}$

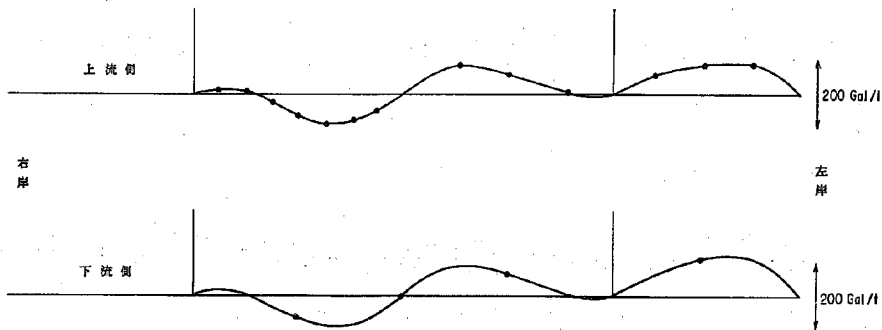


図-14.5 共振モード たわみ逆対称 2 次

末広大橋 たわみ逆対称 3 次 $f = 2.094 \text{ Hz}$

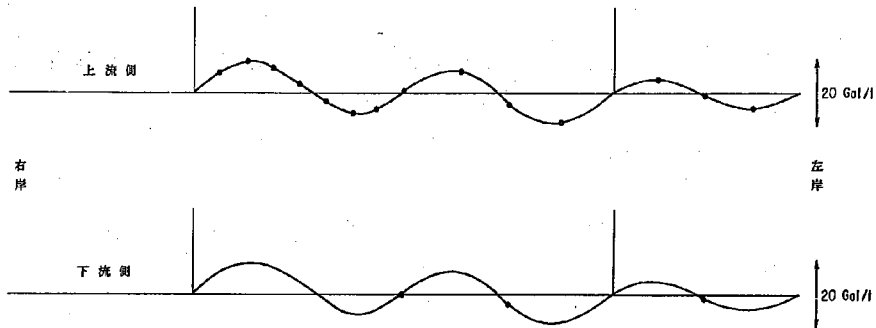


図-14.6 共振モード たわみ逆対称 3 次

末広大橋 ねじれ対称1次 $f = 1.446 \text{ Hz}$

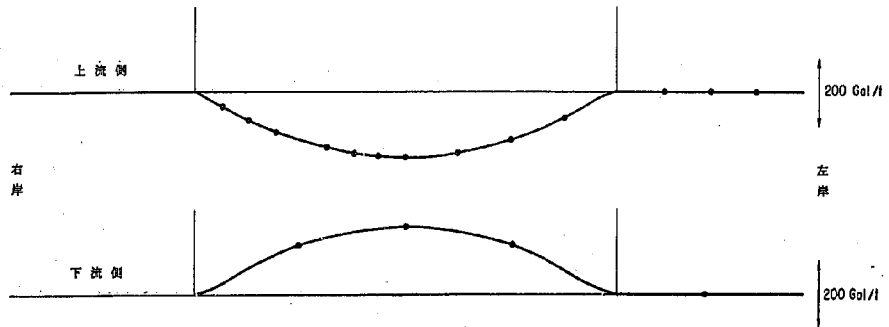


図-14.7 共振モード ねじれ対称1次

末広大橋 ねじれ対称2次 $f = 4.444 \text{ Hz}$

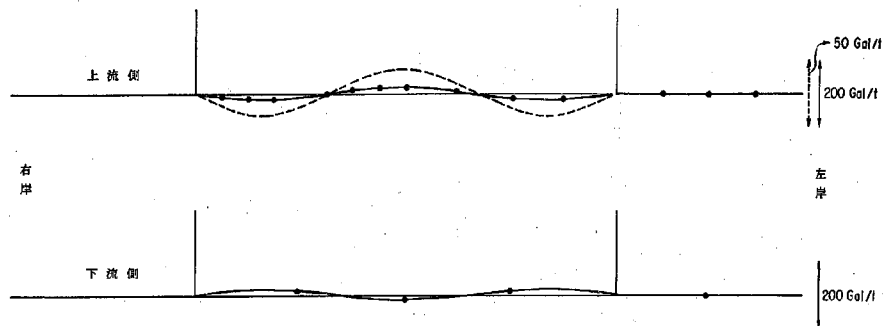


図-14.8 共振モード ねじれ対称2次

末広大橋 ねじれ対称3次 $f = 6.712 \text{ Hz}$
(4点加振)

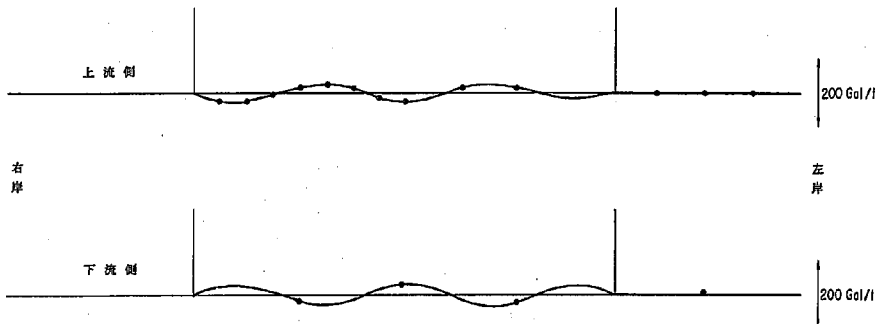


図-14.9 共振モード ねじれ対称3次

末広大橋 ねじれ逆対称1次 $f = 2.88 \text{ Hz}$

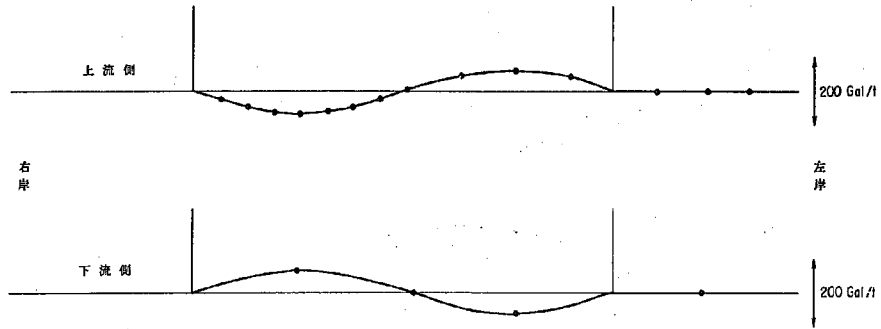


図-14・10 共振モード ねじれ逆対称1次

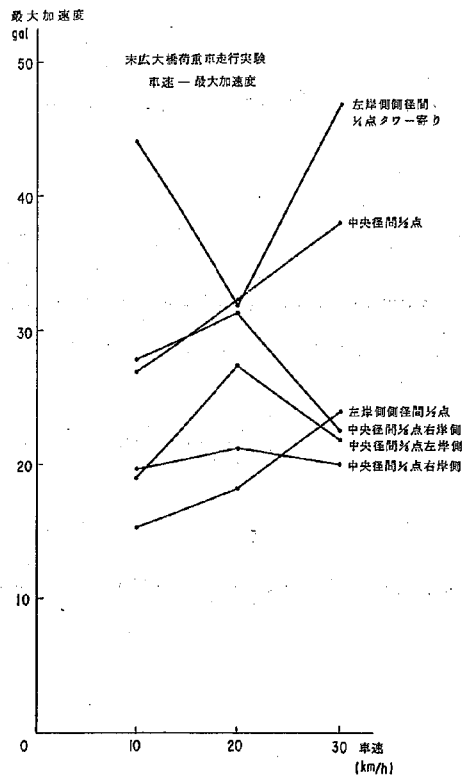


図-15 荷重車走行実験結果

POWER SPECTRUM OF RESPONSE
SUEHIRO TRUCK 50-10-24

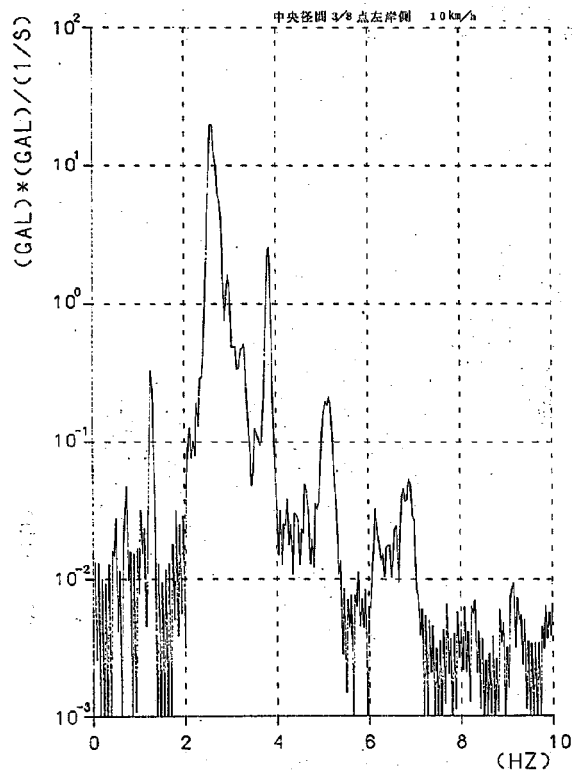


図-16・1 走行実験 応答スペクトル

POWER SPECTRUM OF RESPONSE
SUEHIRO TRUCK 50-10-24

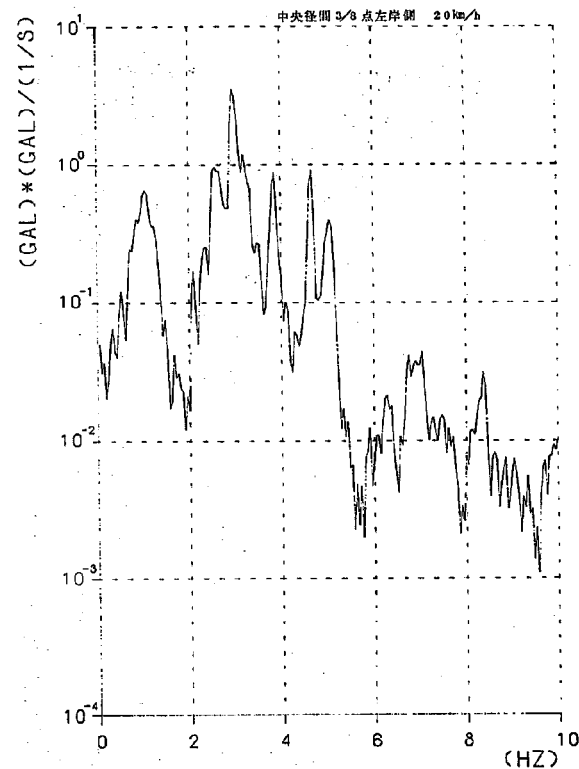


図-16・2 走行実験 応答スペクトル

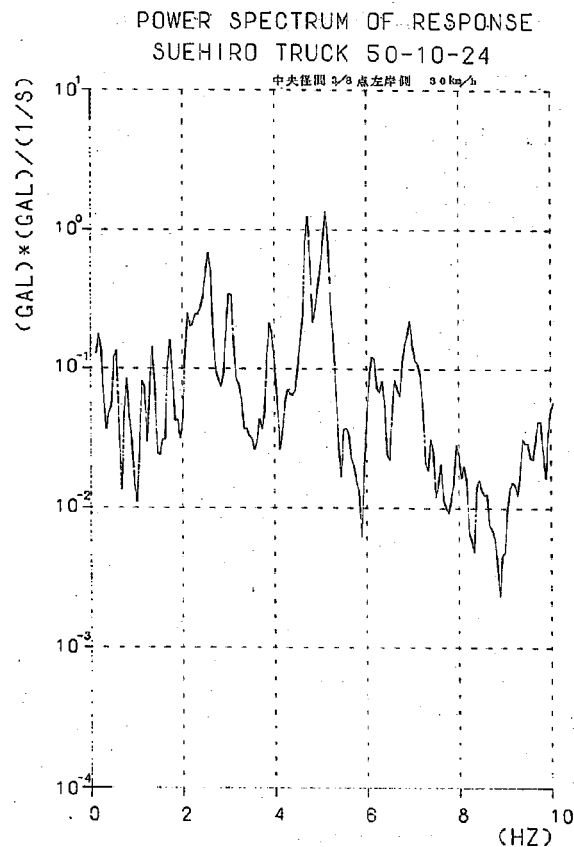


図-16・3 走行実験 応答スペクトル

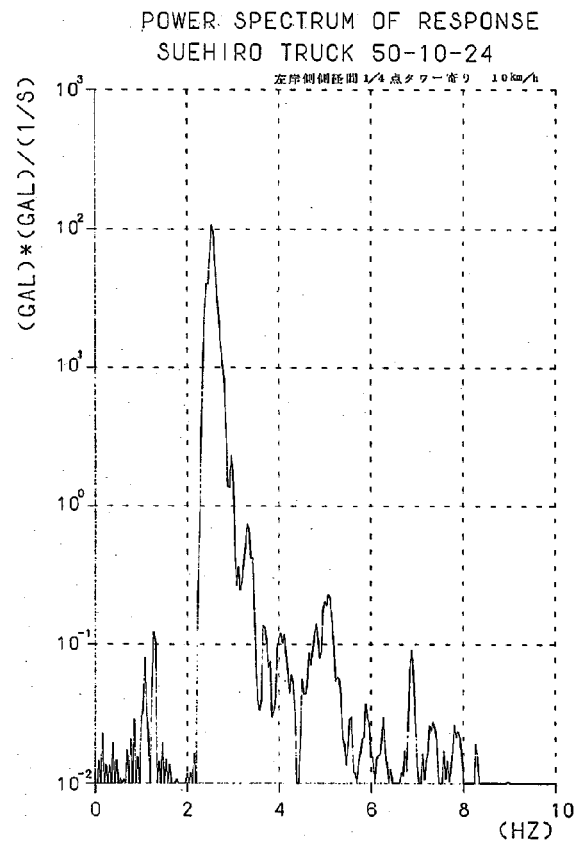


図-17・1 走行実験 応答スペクトル

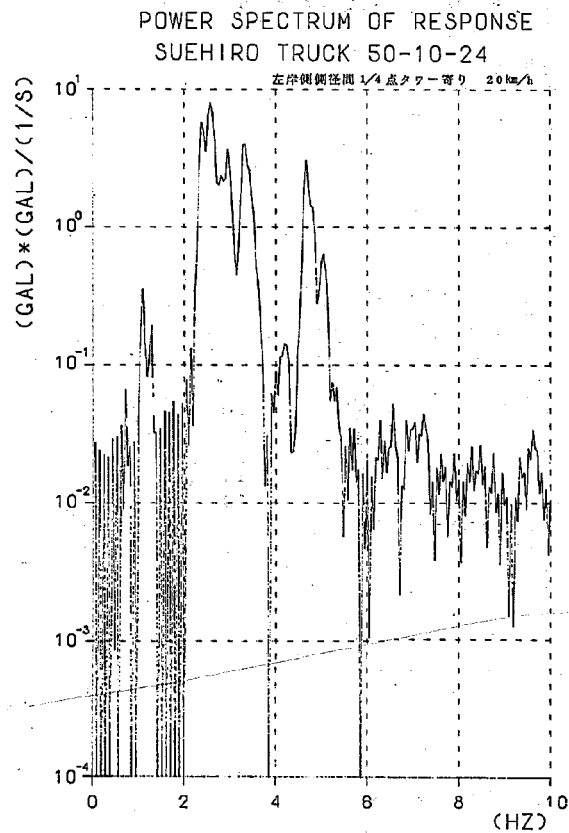


図-17・2 走行実験 応答スペクトル

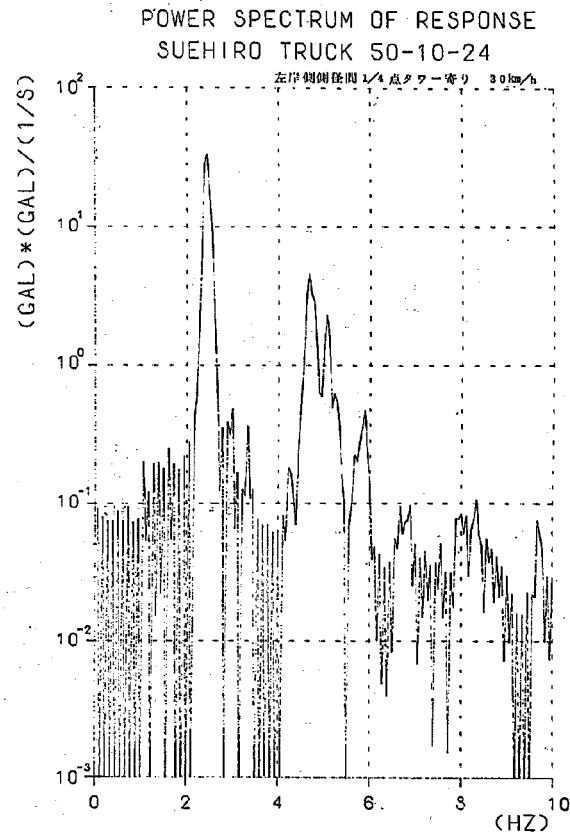


図-17・3 走行実験 応答スペクトル

POWER SPECTRUM OF RESPONSE
SUEHIRO WIND 50-10-23

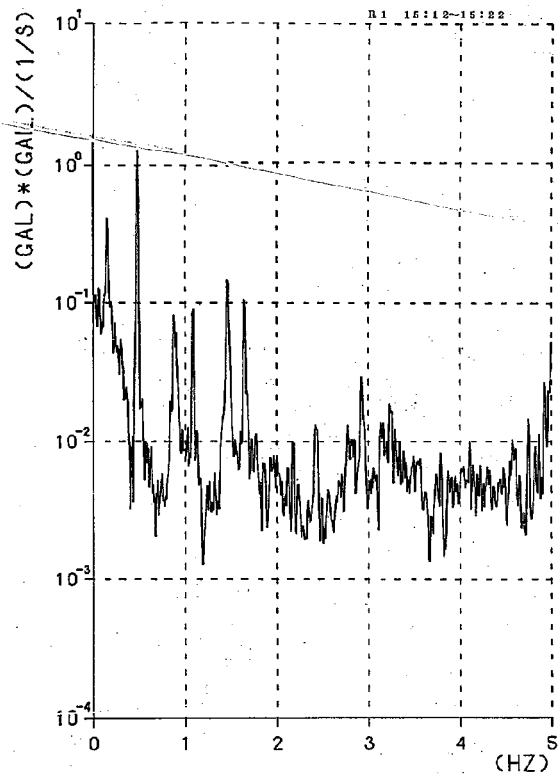


図-18・1 風による応答スペクトル R1

POWER SPECTRUM OF RESPONSE
SUEHIRO WIND 50-10-23

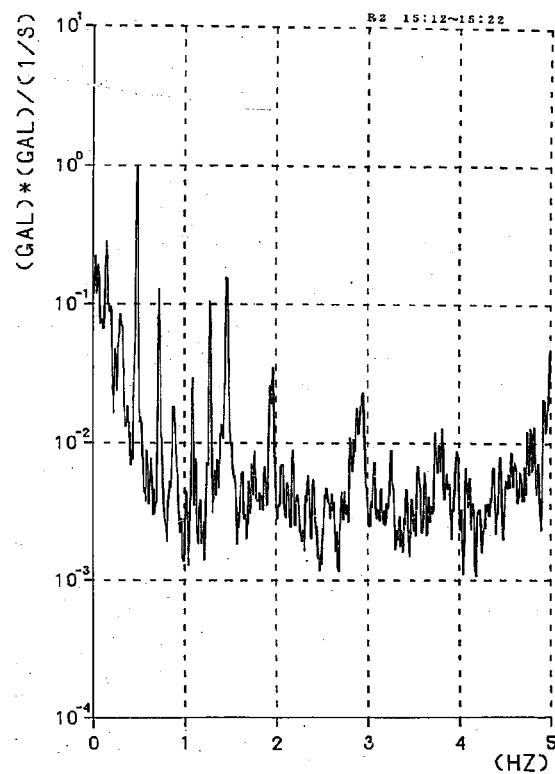


図-18・2 風による応答スペクトル R2

POWER SPECTRUM OF RESPONSE
SUEHIRO WIND 50-10-23

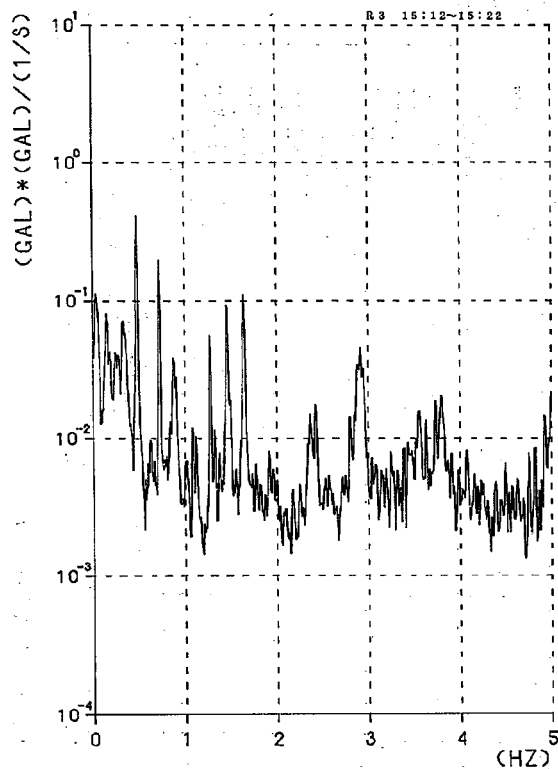


図-18・3 風による応答スペクトル R3

POWER SPECTRUM OF RESPONSE
SUEHIRO WIND 50-10-23

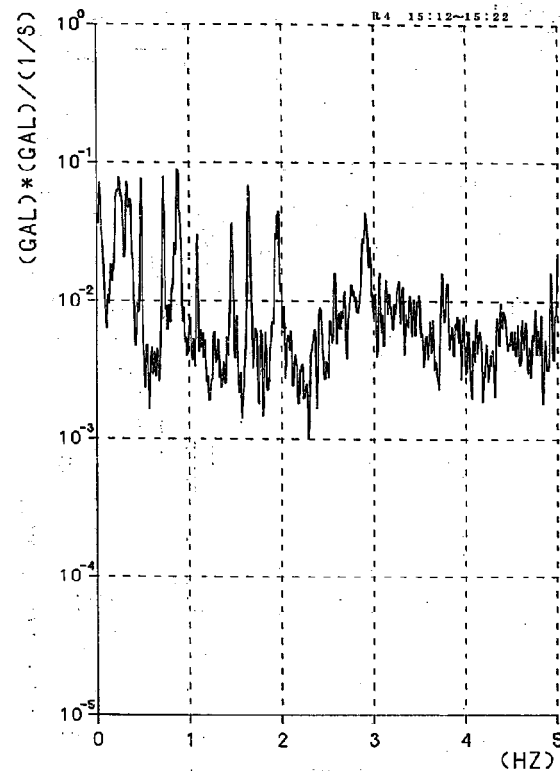


図-18・4 風による応答スペクトル R4

POWER SPECTRUM OF RESPONSE
SUEHIRO WIND 50-10-23

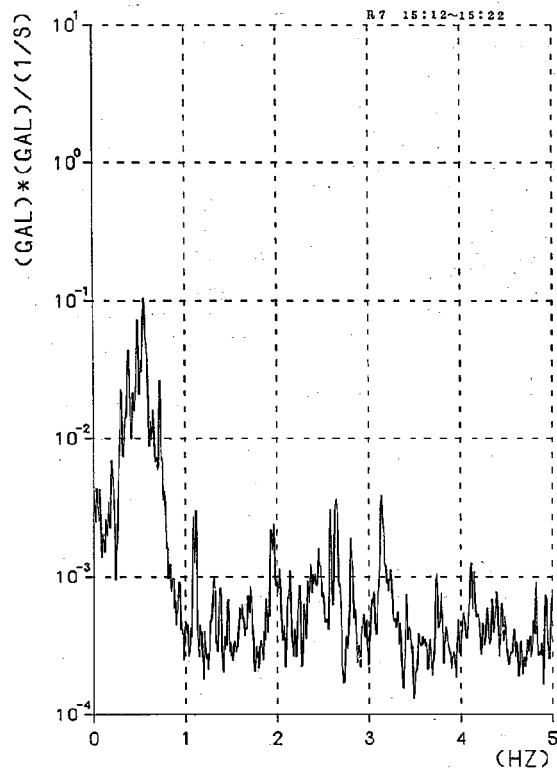


図-18.5 風による応答スペクトル R7

POWER SPECTRUM OF RESPONSE
SUEHIRO WIND 50-10-23

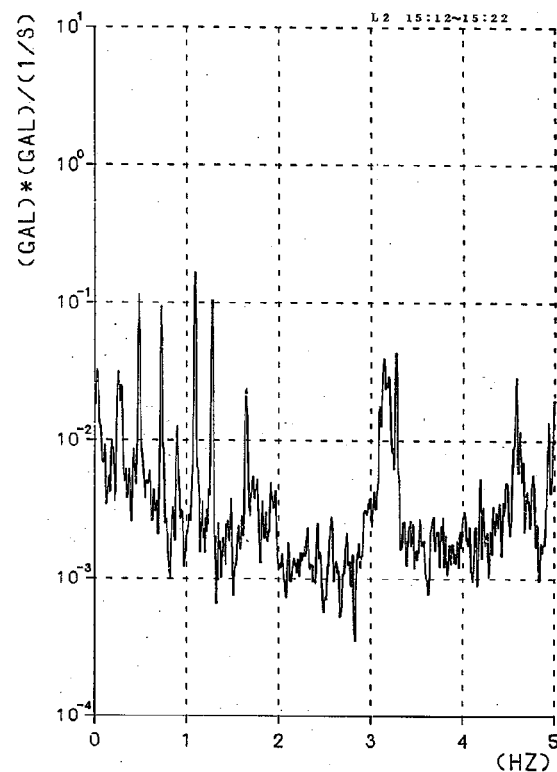


図-18.6 風による応答スペクトル L2

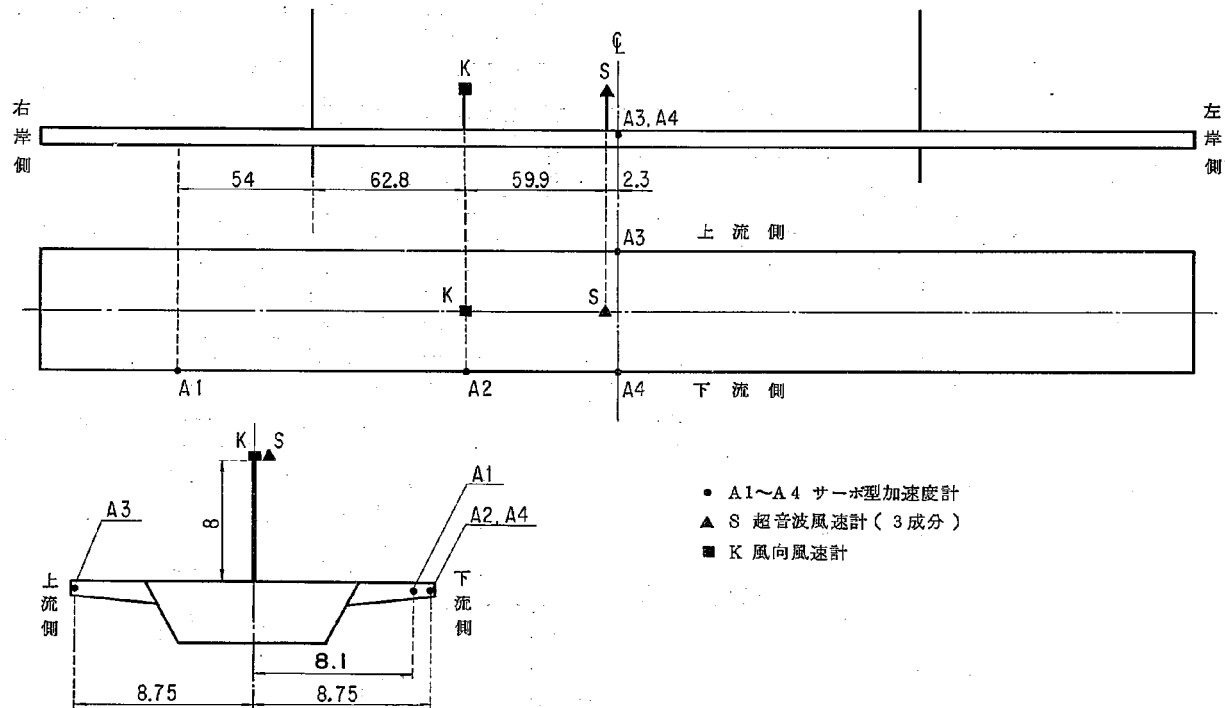


図-19 長期観測システム配置図

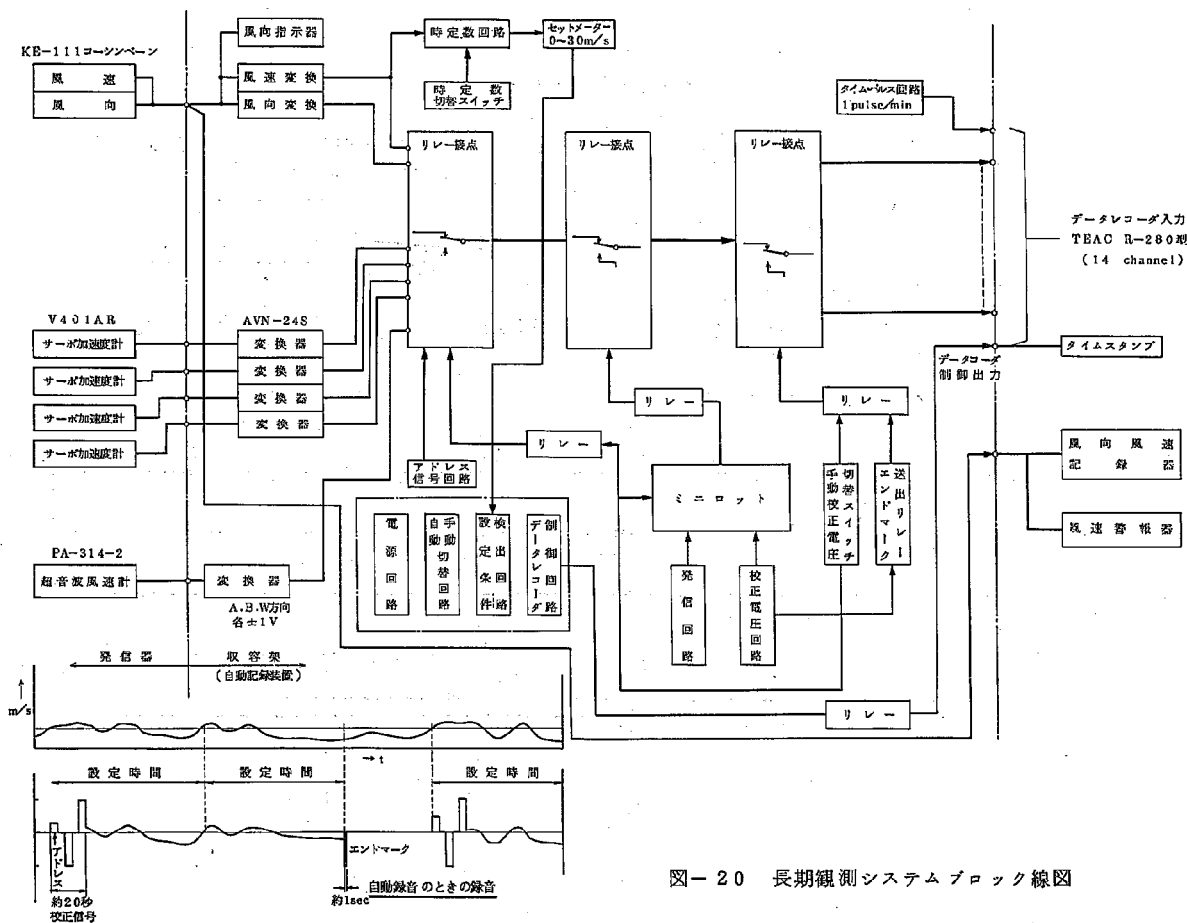


図-20 長期観測システムブロック線図

写 真 集

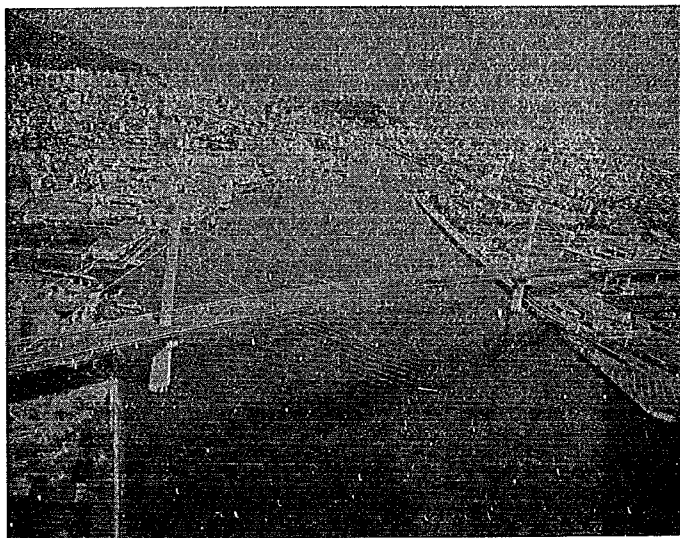


写真-1 末広大橋全景

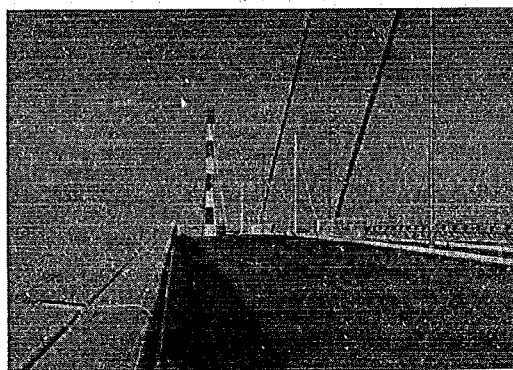


写真-2 端抑流板付高欄

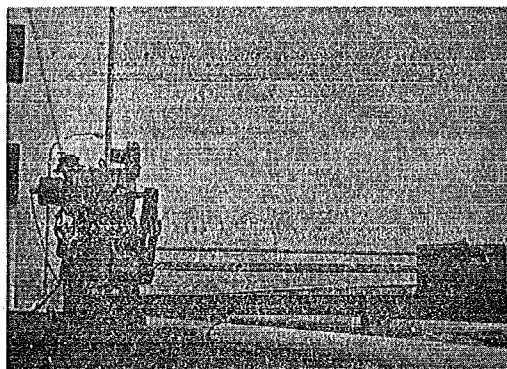


写真-3 起振機据付状況

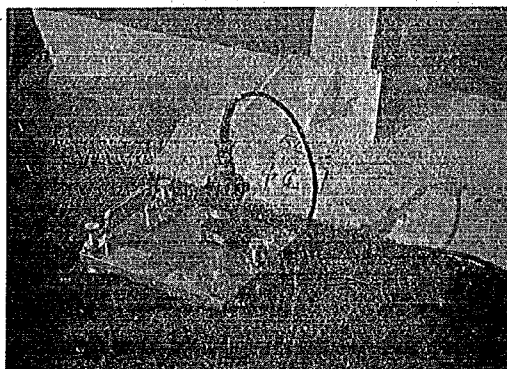


写真-4 加速度計設置状況

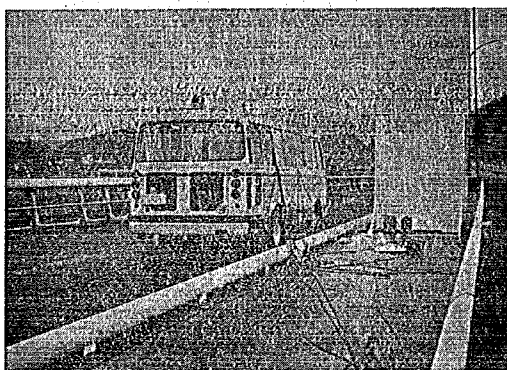


写真-5 マイクロバス

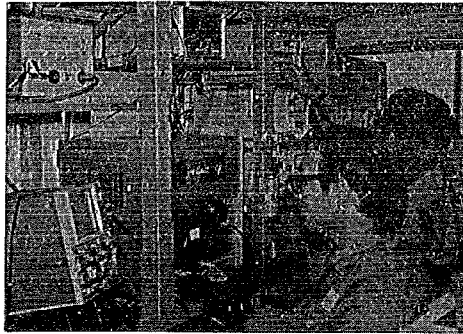


写真-6 マイクロバス内部

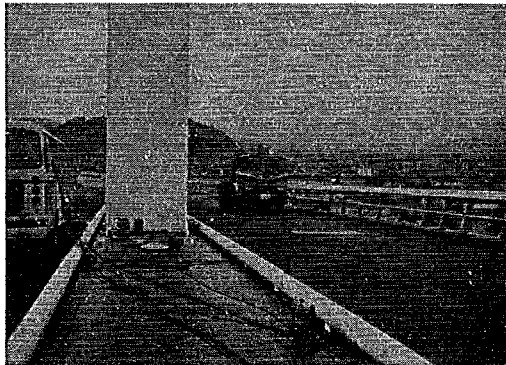


写真-7 荷重車走行実験