



尾道大橋振動実験 報告書

昭和43年3月

建設省土木研究所

序

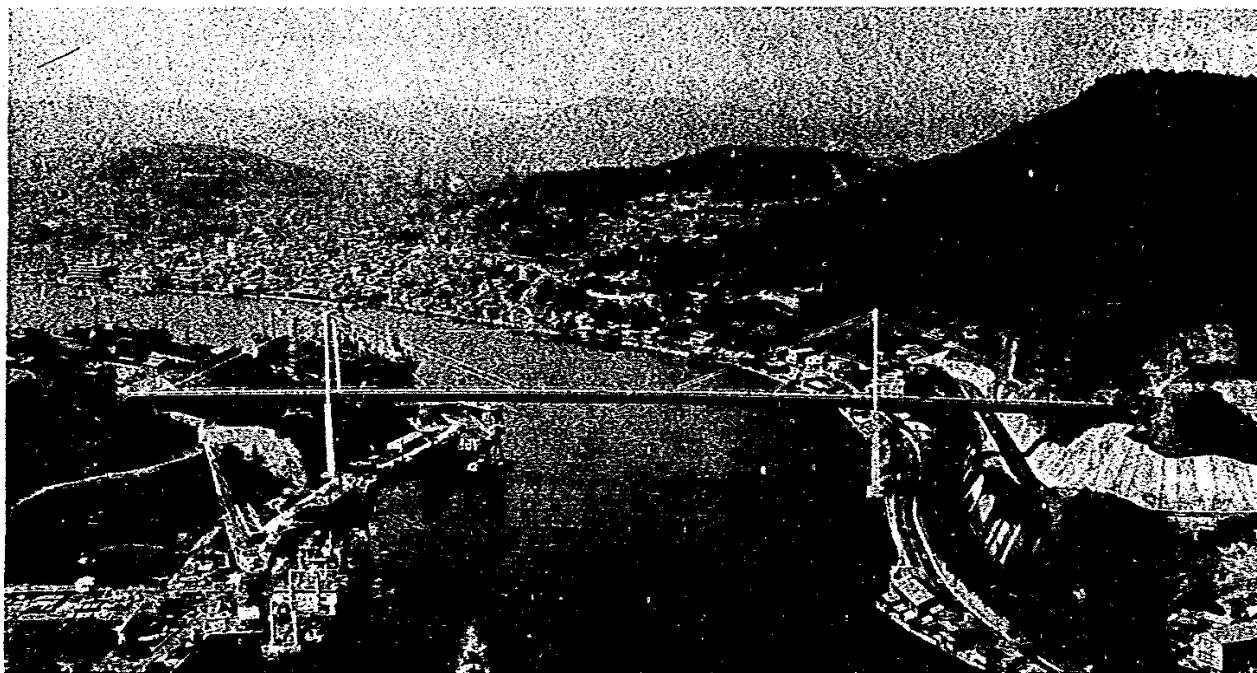
数年来、構造研究室では本州四国連絡架橋調査の一環として実橋の振動実験を行ない、現時点では実橋試験以外に推定の方法がない構造減衰の測定と橋梁の固有振動数を計算する理論式の検証を行なってきた。

幸い今回は日本道路公団が架設した尾道大橋の振動実験の機会を与えられたのでその結果をここに報告する。

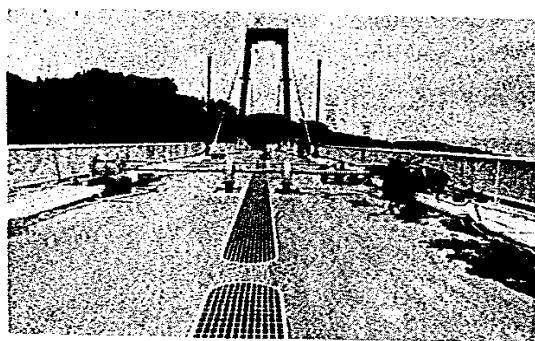
昭和43年3月

構造研究室長 大久保 忠 良

構造研究室研究員 榎 波 義 幸



尾道大橋全景



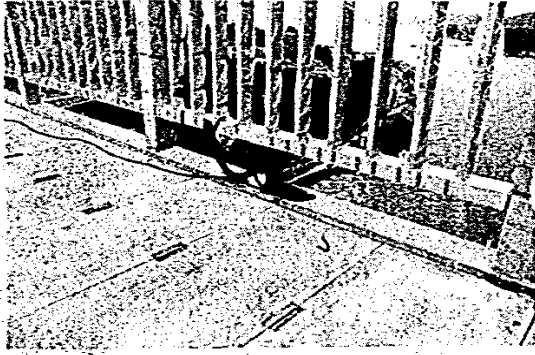
実橋起振機(1)



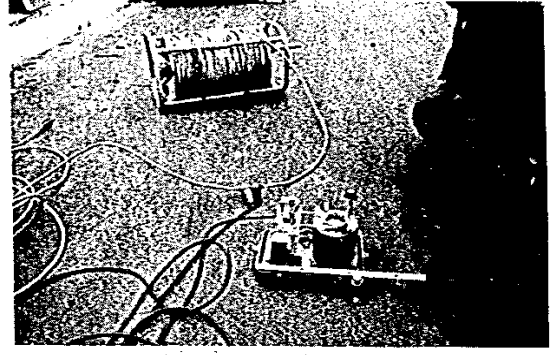
実橋起振機(2)



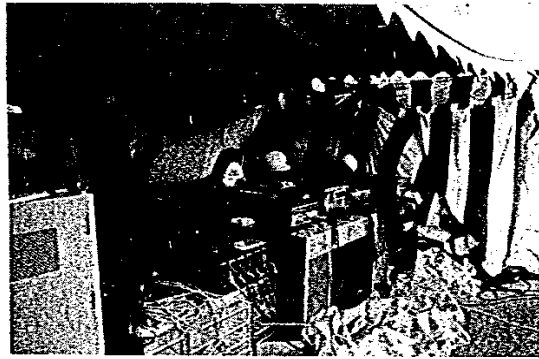
載荷用トラック



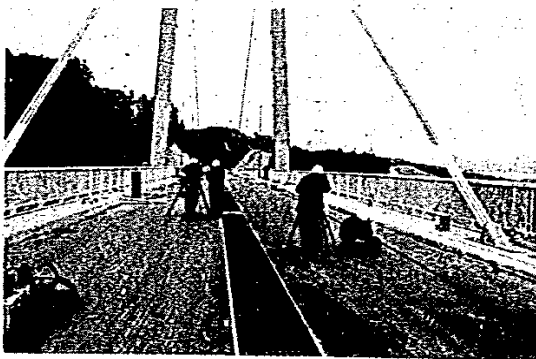
抵抗線型加速度計



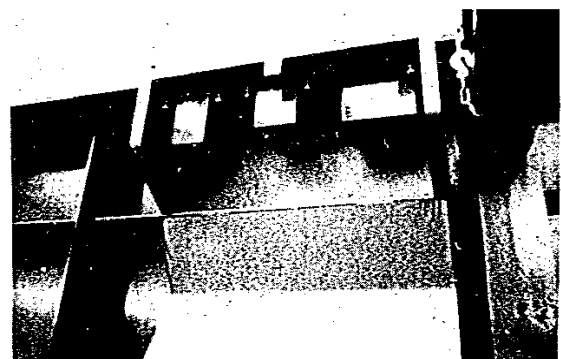
可動線輪型加速度計



測定(1)



測定(2)



長期観測用計器

目 次

§ 1	まえがき	1
§ 2	尾道大橋の概要	1
§ 3	実験方法	8
	実験の目的, 実験項目, 励振方法, 測定方法, 実験方法	
§ 4	理論的解析	14
	力学モデル 撓み振動の固有振動解析 捩れ振動の固有振動解析	
§ 5	実験結果	22
§ 6	考 察	24
§ 7	結 び	25

§ 1 ま え が き

英国で開発され、ドイツで発達した斜張橋は最近日本においてもその力学的有利性が認められすでに勝瀬橋、神納橋、摩耶大橋が架設され、また最近尾道大橋が完成した。斜張橋はその応力部材が補剛桁および斜張索であることから明らかなように力学的には、たけ橋と吊橋の中間に位置するものであって長径間の斜張橋においてはけた橋では問題にされなかった空力安定性に対する検討も無視出来ないものになることが予想される。従つて長径間の斜張橋を設計するにあたっては、これらの問題に充分配慮を払う必要があるが斜張橋に限らず一般に構造物の動的安定性問題を取扱う場合にはその構造物の固有振動数、基準振動形および構造減衰を把握しておく必要がある。斜張橋の固有振動数や基準振動形は理論的に求めることが出来るが、その妥当性については実橋についての振動試験あるいは模型実験により確かめておくことが必要である。また、斜張橋に限らず構造物の構造減衰に関しては現在のところ理論的な推定が不可能であつて箇々の橋梁について構造減衰を実測する以外にその大きさを知る方法がない。数年来、我々は本州四国連絡橋調査・耐風調査の一環として実橋試験を行ない構造減衰の実測値の集収に努めて来たが、今年度は日本道路公団の厚意により尾道大橋の振動実験を行ないその固有振動数、基準振動形および構造減衰を測定することが出来た。特に今回の実験で重点をおいたのは、捩れ振動の構造減衰の測定である。従来からの実験においても撓み振動の振動数や構造減衰の測定は可能でありかなりの実測値を得ているが捩れ振動に関しては適当な起振方法がなく振動数、構造減衰の測定値は皆無に近い。幸い当研究室では昨年度捩れ起振機を製作したので今回の実験に用いて捩れ振動の振動数並びに構造減衰の測定を行なうことが出来た。橋梁の不安定現象に失速フラッター的なものが多いこと等から考えて今回の実験結果は貴重なものと思われる。

§ 2 尾道大橋の概要

2-1 ま え が き

尾道大橋は広島県尾道市と巾 200 m 余の尾道水道で隔てられた対岸の向島とを結ぶ橋梁である。尾道水道は船舶の航行がひんばんでかなり広い航路巾を必要とするため径間長が 200 m を越す長大橋として計画された尾道大橋は最終的に斜張橋型式が採用され昭和 40 年 3 月に着工、昭和 43 年 3 月に完成したもので斜張橋としては我国最長である。

その一般図を図-2、3 に示す。

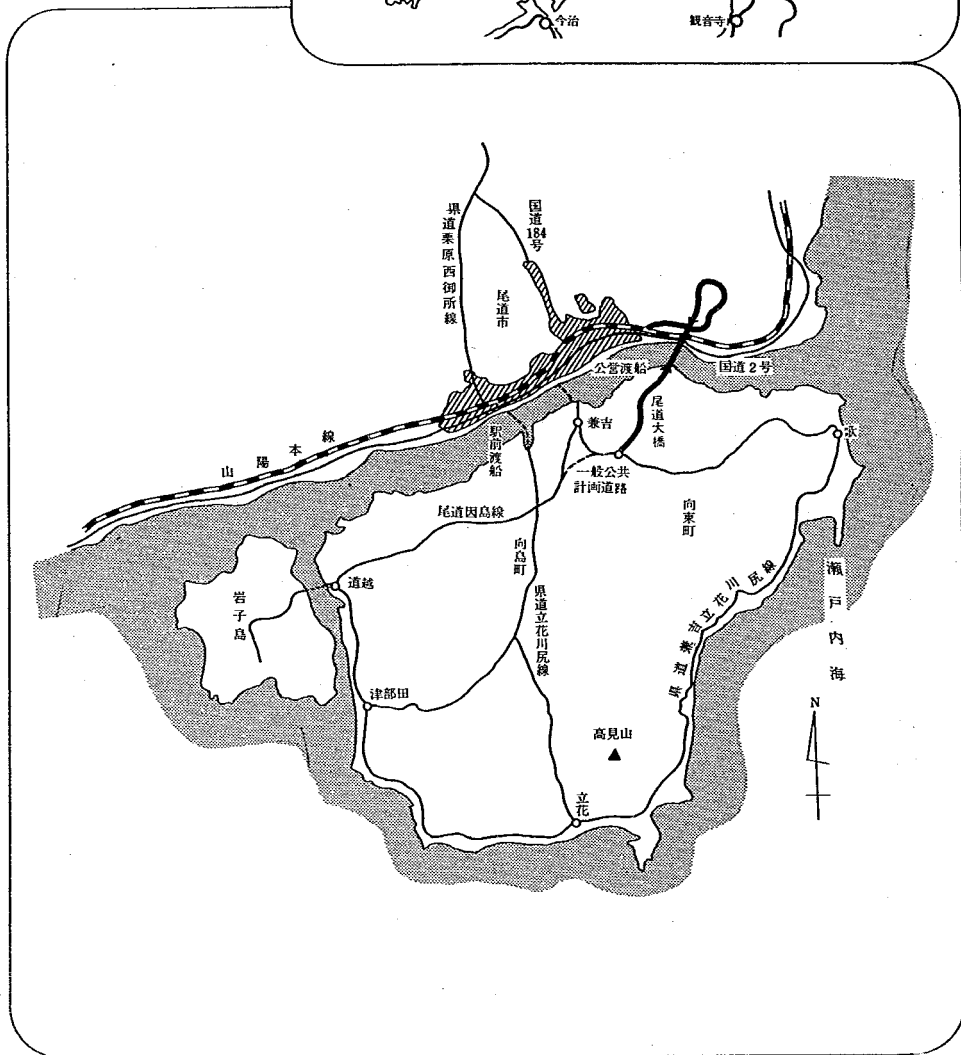
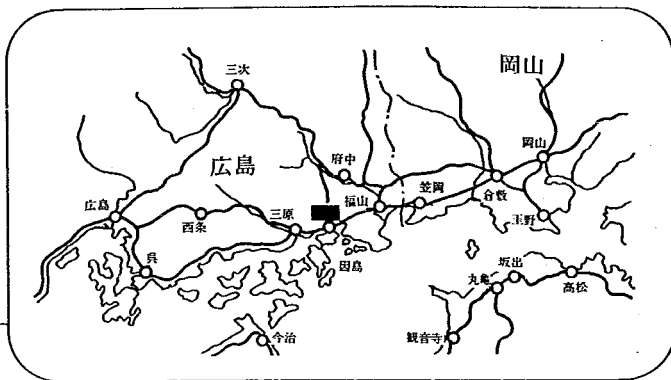
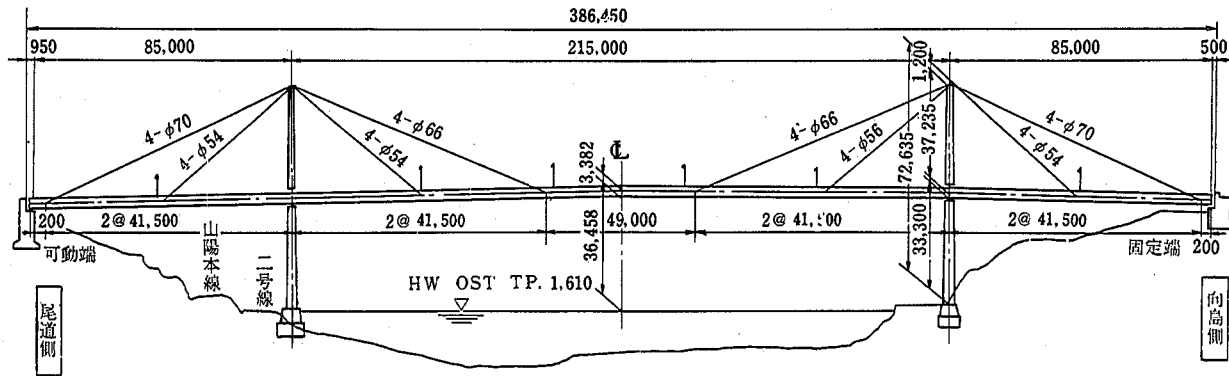


図-1 尾道大橋位置図

側面図

単位 mm



平面図

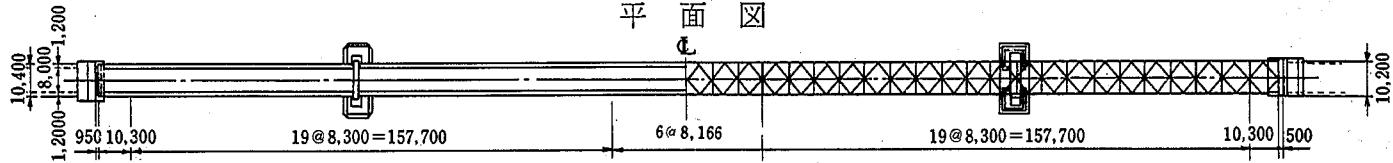
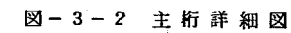
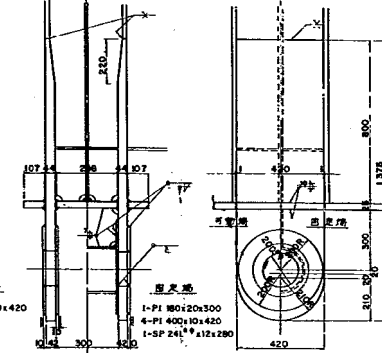


図-2 尾道大橋一般図

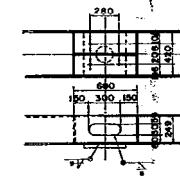
中間支点上对傾構 (10)



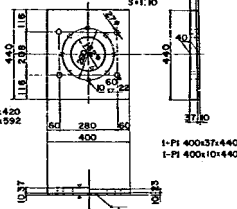
ペンデル支承部詳細図 S-1:10



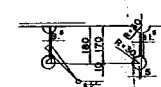
橫荷重支承部詳細図



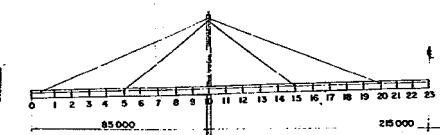
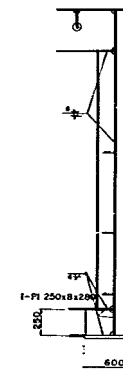
横河電機株式会社



① 詳



堆号	A	B	L
2	409	409	381
3	411	411	383
4	414	—	386
5	417	—	389
6	422	—	394
7	428	428	400
8	434	434	406



- (2) 1. KPI-50 40 型耐熱性鋼板
PI-41 40 型耐熱性鋼板
2. グリッド厚さ 23V41 鉄
耐熱性ソケット (H2E22) とする
3. 荷重をスクリューは R=30 とする
4. (1) 内は向き側大取をとする
5. グリッド厚さは 10 型を標準とし
平圧にはよること
6. 加部用保付材は 1/2 寸 36 ~ 39
46 型を標準とこと
7. 荷重をスクリューは 10 型を標準とし

工事名	尾道大橋主橋梁上昇工事				
図面名	断面詳細図(一)				
図面番号	全 52	葉之中	18	号	
縮 尺	1:20				
作製月日	昭和 43 年 1 月 日				
設計所	日土建設株式会社				
製 図 者	原 田 隆 夫	岡 田 英 夫	田 中 英 夫	田 中 英 夫	田 中 英 夫
日本道路公団大坂支社尾道大橋工事事務所					

2-2 尾道大橋の概要および諸元

型 式 三径間連続二主桁鋼床版斜張橋

橋 格 一等橋

設計条件

活 荷 重 T 荷重、L 荷重および等分布荷重〔但し車道のみ〕

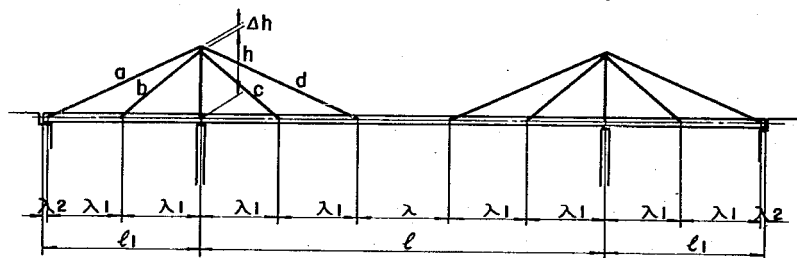


図-4

衝 撃 桁、支承および塔に対する衝撃係数

$$i = \frac{20}{50 + \ell}$$

ℓ : 支間長

ケーブルに対する衝撃係数

$$i = \frac{20}{50 + \ell}$$

ℓ は次表のとおり

ケーブル	ℓ
a・b	$\lambda + \lambda_1$
b	$(H \frac{1}{2}) \lambda_1$
c	$2 \lambda_2$

風 荷 重 桁〔橋軸直角方向〕

載 荷 時 $270 + 225 \ell \geq 600$ (kg/m)

無載荷時 $240 + 450 \ell \geq 600$ (kg/m)

ℓ : 桁高 (m)

塔、ケーブル (有効鉛直投影面積に対して)

載 荷 時 150 kg/m^2

無載荷時 300 kg/m^2

地 震 水平震度 0.2

鉛直震度 0.1

温度変化 温度の昇降は各 3.5°C とする。

桁とケーブルの温度差は 15°C とする。

タワミ 活荷重による最大撓みは支間長の $1/400$ 以下とする。

諸 元

橋 長		386.45 m
中央径間長	l	215.0 m
側径間長	l_1	85.0 m
ケーブル支点間隔	λ	49.0 m
"	λ_1	41.5 m
"	λ_2	2.0 m
上側ケーブル取付高 (塔脚柱下端より)	$h_T + \Delta h$	36.6 m
下側ケーブル取付高 (")	h_T	35.9 m
下側ケーブル取付高 (補剛桁ケーブル取付け点から)	h	34.7 m
ケーブル断面積	Aa	$13.52 \times 10^{-3} m^2$
"	Ab	$8.08 \times 10^{-3} m^2$
"	Ac	$8.72 \times 10^{-3} m^2$
"	Ad	$12.00 \times 10^{-3} m^2$
補剛桁分布荷重	W	28.6 t/m girder
補剛桁集中荷重 (ケーブル取付け点)	Wc	23.0 t
主塔重量	Wt	83.7 ton/tower
補剛桁断面 2 次モーメント	I	$0.4268 m^4$
主塔断面 2 次モーメント	I_T	$0.0215 m^4 / shaft$
主桁間隔	2B	10.2 m
有効巾員		8.0 m
桁 高		3.2 m

§ 3 実験方法

3-1 実験の目的

まえがきでも述べた如く、我々が行なう実橋の振動実験は、橋の構造減衰の実測を目的としており、今回の尾道大橋の振動実験もこの目的にそって行なわれた。橋の構造減衰は構造材料の内部摩擦だけでなく、構造継手や支承その他の部材間の摩擦等に起因する割合が大きいため、構造材料の表面状態や構造物の施工性等の量的に把握しにくい要因に左右され、理論的取扱いがほとんど不可能な状態にあり、実橋についての振動実験から実測する以外にその大きさを知ることは出来ない。しかも構造減衰は構造物の動的安定性を問題にする場合、非常に重要な因子であって、安全かつ合理的な構造部を設計するためには、正しくこの大きさを把握しておく必要がある。橋の空力不安定現象は、主として鉛直撓み振動、捩れ振動及びその連成振動の形であらわれるが、通常は連成振動による不安定現象よりも鉛直撓み振動または捩れ振動等の不安定現象が先にあらわれる。従つて、橋の耐風設計において、まず留意すべきことは、静的風荷重に対する安全性の確認と、この2つの

不安定振動に対する検討である。この点からも明らかなように、橋の振動特性としては、鉛直撓み振動の振動数、振動波形、構造減衰及び捩れ振動の振動数、振動波形、構造減衰を明らかにしておく必要がある。

今回の尾道大橋の振動実験のもう一つの目的はここにある。即ち従来の実橋の振動実験においては適当な起振方法がなかったため、捩れ振動試験がほとんど行なわれていなかったと云つてよい。わずかに吊橋においては補剛桁に橋軸直角の水平励振を加え、水平横撓み振動に連成する捩れ振動の実測を行なった例があるにすぎず、正確な捩れの振動特性を測定することは出来なかった。これに鑑み当研究室では昨年度 2 連式 15 ton 実橋起振機を製作し、実橋の捩れ振動実験が可能となった。今回の実験では尾道大橋の捩れの固有振動数及び振動波形を測定し、理論値との比較を行ない、又捩れの振動の構造減衰を測定することを目的の一つとした。

3-2 実験項目

今回は以下の実験を行なった。

1. 鉛直撓み振動の共振曲線を求め、これから鉛直撓み振動の固有振動数を求めた。
2. 鉛直撓み振動の対称 1 次、逆対称 1 次、対称 2 次、逆対称 2 次の振動波形を測定した。
3. 鉛直撓み振動の対称 1 次、逆対称 1 次、対称 2 次、逆対称 2 次の振動数での構造減衰を測定した。
4. 捩れ振動の共振曲線を求め、この結果から捩れ振動の固有振動数を求めた。
5. 捩れ振動の対称 1 次、逆対称 1 次の振動波形を求めた。
6. 捩れ振動の対称 1 次、逆対称 1 次の振動数での構造減衰を測定した。
7. 重量貨物自動車の走行時の主桁及び主塔の振動を測定した。
8. 重量貨物自動車を中央径間の 2 分の 1 点に載荷した場合の撓み曲線を測定した。

3-3 励振方法

今回の振動実験においても励振の方法は従来と同じく起振機を用いた。この起振機は原理的には従来のものと同様に 2 箇の水平衝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るが、機能としてはかなり改良して特に橋梁の捩れ励振と構造減衰測定の為に製作したものである。一般図及び起振力を図-5, 6 に示す。

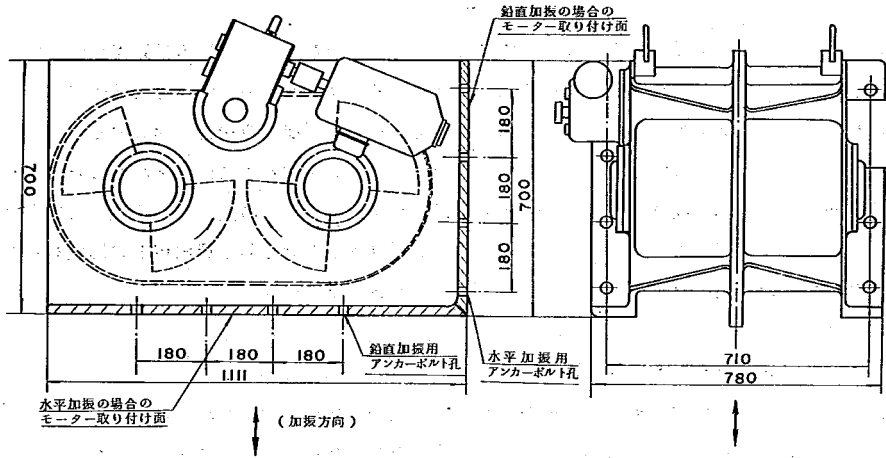
この起振機の特徴は以下の通りである。

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出来る。従つてこの 2 台を橋の両側におけば、同位相励振により鉛直撓み振動を、逆位相励振により捩れ振動を起し得る。
2. 起振機の運転中に起振力を最大から零の範囲で自由に変えることが出来る。従つて適正な加振力で橋梁の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 秒以内で起振力を最大から零まで急速に遮断することが可能である。これにより各共振点において完全な自由減衰振動を観測することが出来る。

その他主たる仕様は以下の通りである。

1. 加 振 力：最大 15 ton / 台 $\times$ 2 台 = 30 ton [10 c/s で]
2. 加振振動数：0.2 ~ 10 c/s

(a) 概略図(1台)



(b) 連結図

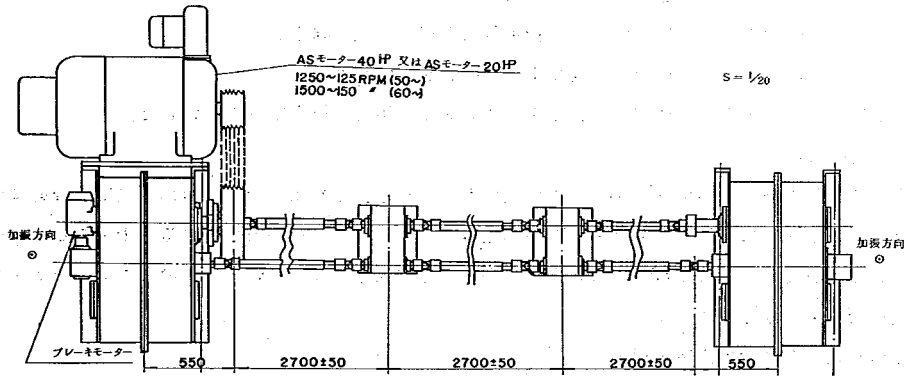


図-5 15 ton実橋起振機概略図

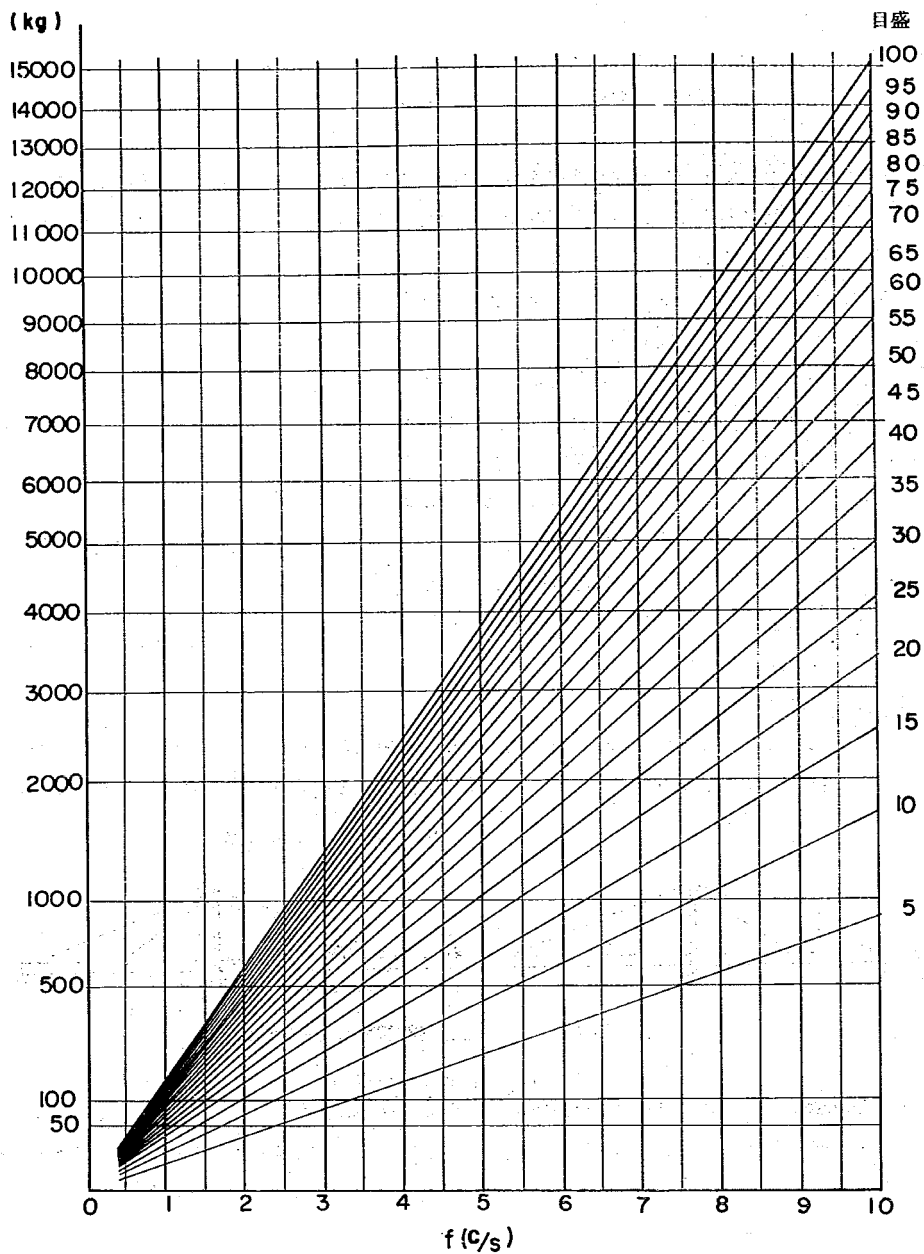


図 - 6 15t 実橋起振機起振力図 (1 台の場合)

3. 起振方向：鉛直，水平及び振れ

4. 起振機間隔：2 台の起振機間隔は最大 12 m

5. 使用電動機：起振機 1 台の場合 20 馬 AS モーター

起振機 2 台の場合 40 馬 AS モーター

3-4 測定方法

振動実験において振動加速度を抵抗線型加速度計及び可動線輪型加速度計で検出し，この電気信号を動歪計で増巾あるいは減衰器で感度調節を行なつて無現像オシログラフに記録した。使用した計器は次の通りである。

抵抗線型加速度計	5 g [共和電業製]	9 台
"	2 g "	"
可動線輪型加速度計	[勝島製作所製]	6 台
動歪計	[共和電業製]	14 素子
動歪計	[横河電機製]	10 素子
減衰器	[勝島製作所製]	6 素子
無現像オシログラフ	[三栄測器製]	3 台
"	[横河電機製]	2 台

また載荷試験における撓み量はレベルで測定した。

3-5 実験方法

1 起振機による振動実験

まず起振機による振動実験について説明する。起振機の据付位置は中央径間の $\frac{1}{2}$ 点と鉛直撓み振動及び振れ振動の逆対称振動波形 [計算値] を考慮に入れて $\frac{1}{4}$ 点附近にとりつけた。

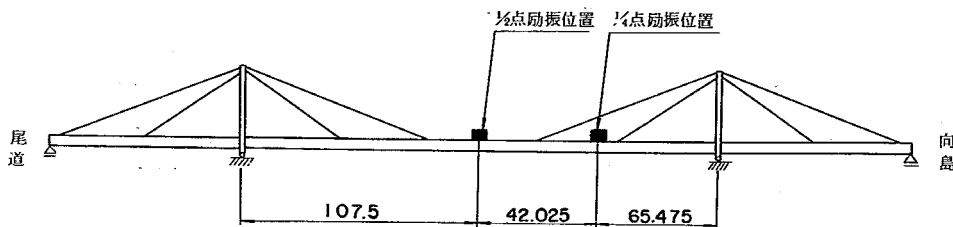


図-7 起振機取付位置図

なお 2 台の起振機の間隔は巾員構成から考えて 8 m とした。(図-8)

またこの実験における計器の配置は図-9 の通りである。実験の方法は鉛直撓み振動も振れ振動も同じなので一緒に説明する。

1. 共振曲線試験

構造物を励振する場合，構造物の固有振動数と励振振動数が一致したときには構造物の応答が非常に大きくあらわれ，いわゆる共振現象が起る。従つて起振機の回転数，すなわち加振

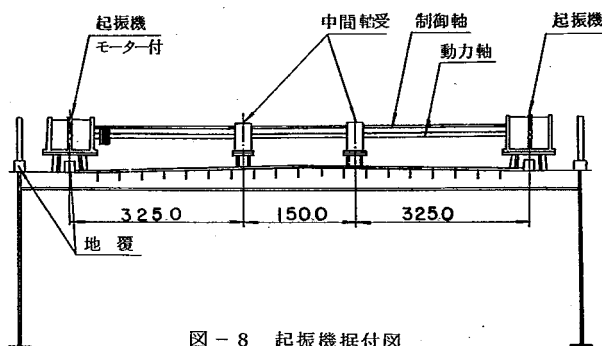


図-8 起振機据付図

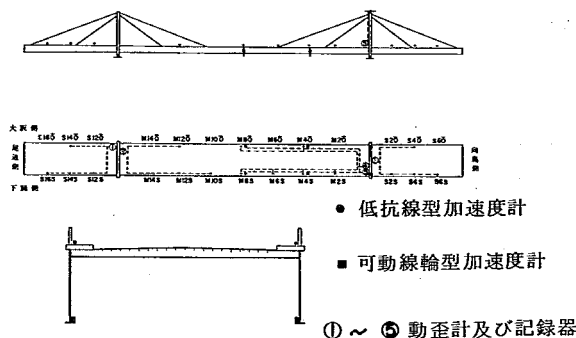


図9 加速度計配置図

振動数を変化させ各振動数に対応する橋の振動振巾を測定すれば、応答振巾が極大値となる振動数が共振振動数である。共振振動数と固有振動数は厳密な意味では同一ではないが、今回の実験のように起振機の質量が振動系〔尾道大橋〕の質量に較べ無視出来るほど少なく、かつ構造物の減衰能力が小さい場合には同一と考えて差しつかえない。このようにして起振機の励振振動数を適当に変えて橋の応答を測定するのが共振曲線試験で、本実験では $\frac{1}{4}$ 点励振の鉛直撓み振動に関して0.3%~2.5%，同じく捩れ振動に関して、1.4%~3.3%， $\frac{1}{2}$ 点励振の鉛直撓み振動に関しては0.3%~4.3%，同様に捩れ振動に関しては1.4%~4.2%の励振振動数範囲内で励振振動数一応答曲線が十分描ける程度に細かい間隔で振動数を変更して実験を行なった。

2. 振動波形測定試験

この試験は尾道大橋の基準振動波形を求めるためのものである。正確には基準振動波形と共振振動波形とは異なるが前記と同様な理由で今回の実験では同一と考えらるものし、起振機により共振振動数で加振しこのときの振動波形を測定した。この場合に図-9に示した加速度計配置では振動波形を描くに十分ではないので同一振動数で加振しながら抵抗線型加速度計を移動させ鉛直撓み振動に関しては側径間については西側地覆の上で6点、中央径間では同じく12点の振動変位を測定し、捩れ振動に関しては側径間については西側及び東側地覆の上でそれぞれ6点、中央径間では同じく12点の振動変位を測定した。この場合可動線輪型加速度計は常に定位置において加速度計移動中の振動振巾の変化、有無を確認して測定を行なった。

3. 構造減衰測定試験

構造減衰は振動している構造物において1周期中に散逸するエネルギーとその間の最大エネルギーの比で表わされるが、実際にこれを測定するためには構造物の自由振動における振動振幅の減少の割合から簡単に計算できる。一般には次式であらわしていることから対数減衰率と呼んでいる。

従つて橋の構造減衰を測定する場合にも自由振動の記録から求めるのが一番容易であり正確であるが今までの起振機では起振力の低減に時間のかかるため起振機を用いての実験では正確な意味での自由振動を記録することが出来ないのが普通であった。先にも説明した通り今回使用した起振機は運転中に起振力の急速遮断が可能で最大起振力から1.0秒以内で起振力を零に出来るため、起振力を零にした後で記録される振動は完全な自由減衰振動と云うことが出来る。

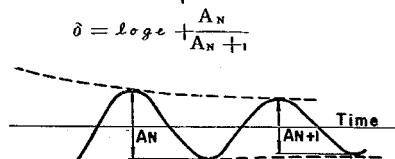


図-10 減衰曲線

今回はこのような方法で、各共振振動数に関して構造減衰を測定した。

2. 重量貨物自動車による走行試験

重量貨物自動車（総重量10 ton）を2.0 km/h、

3.0 km/h、4.0 km/hで橋の上を走らせその時の振動を可動線輪型加速度計で測定した。

3. 重量貨物自動車による载荷試験

尾道大橋の剛性を実験的に検討する目的で総重量10 tonの貨物自動車を中央径間の $\frac{1}{2}$ 点に载荷しその撓み曲線を測定した。

§ 4 理論的解析

実験結果の報告の前に尾道大橋に対して行なった固有振動解析の結果を紹介する。

4-1 力学的モデル

一般に構造物の固有振動数は実橋試験や模型実験又は解析計算で求められるが、経済性および時間その他の点から非常に特殊な構造物を除いては解析計算によることが望ましい。そして解析的に固有振動数を求める方法としては周知のごとく、微分方程式法、積分方程式法、エネルギー法等があるが、デジタル電子計算機が普及した現在、振動学的には無限に多くの自由度を有している連続体であっても、構造物を有限自由度のdiscreteな力学モデルに近似させ、有限自由度の振動問題として取扱うのが便利である。構造物をdiscreteな振動系に単純化するには次の方法が考えられる。

- a) 力学的に相似な有限自由度の質点系で現わす方法
- b) 振動方程式を階差式等で現わす方法
- c) 振動の形を一定の型式に限定して考える方法

尾道大橋の振動解析には(a)の方法を用いた。

一般に構造物を力学的に等価な有限自由度の質点系におきかえるには図-11のような3つの力学的モデルが考えられる。Model 1では、構造物は任意長の質量のない剛体棒の連続と考え、各棒は原型と等価なバネ定数のelastic jointで結ばれ、質量は各jointに集中して作用す

るものとする。Model 2では構造物の flexibility に関しては Model 1 と同じ考え方であるが質量は剛性棒によって一様に分布しているものとする。Model 3 では構造物の質量だけを集中して考え剛性は原型と同様に分布しているものとする。これらの力学モデルにはそれぞれ利害得失があるが、ここでは計算時間の短縮と原型に対する近似度の双方について比較的良好であることから、Model 1 を撓み振動の場合の力学モデルに、Model 3 を捩れ振動の場合の力学モデルとして選んだ。

4-2 撓み振動の固有振動解析

1. 撓み振動における斜張橋の力学モデル

尾道大橋を図-12のような単純化した力学系におきかえ、各格点には質量と弾性を集中させる。この場合、主塔の質量はその上端に集中しているものとする。また、系のモデル化およびモデルの振動解析に際して次のような仮定をおく。

- i 橋の縦断こう配は無視する。
- ii 微小振幅の線型振動を仮定し、したがって斜張索の張力は常に正とする。
- iii 補剛桁の橋軸方向の変位は無視する。

2 基礎方程式の誘導

上述のような単純化された力学系の任意格点の振動の基礎方程式は次のようにして求められる。

図-11からも明らかなように点 r の角変化は次式で与えられる。

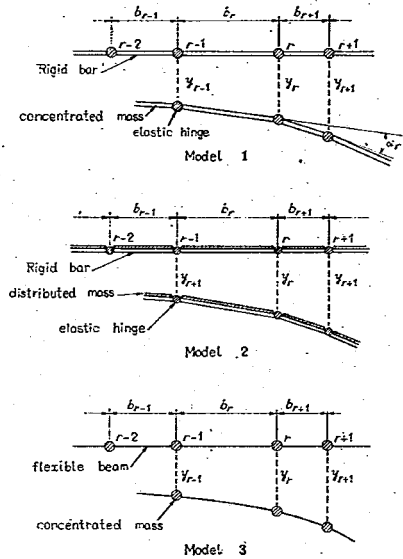


図-11 力学モデル

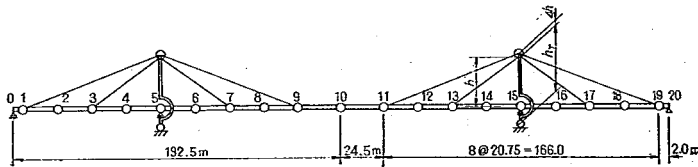


図-12 尾道大橋の力学モデル

$$a_r = \frac{1}{b_{r+1}} (y_{r+1} - y_r) - \frac{1}{b_r} (y_r - y_{r-1}) = \frac{1}{b_0} \left\{ \frac{b_0}{b_r} y_{r-1} - \left(\frac{b_0}{b_r} + \frac{b_0}{b_{r+1}} \right) y_r + \frac{b_0}{b_{r+1}} y_{r+1} \right\}$$

また、点 r での曲げモーメント M_r は

$$M_r = \frac{-2EI}{(b_r + b_{r+1}) b_0} \left\{ \frac{b_0}{b_r} y_{r-1} - \left(\frac{b_0}{b_r} + \frac{b_0}{b_{r+1}} \right) y_r + \frac{b_0}{b_{r+1}} y_{r+1} \right\}$$

したがって、点 r での桁の反力 R_r は

$$R_r = \frac{1}{b_0} \left\{ \frac{b_0}{b_r} M_{r-1} - \left(\frac{b_0}{b_r} + \frac{b_0}{b_{r+1}} \right) M_r + \frac{b_0}{b_{r+1}} M_{r+1} \right\}$$

点 r に斜張索がない場合の運動方程式は

$$\frac{W_r}{g} \frac{\partial^2 y_r}{\partial t^2} - \frac{1}{b_0} \left\{ \frac{b_0}{b_r} M_{r-1} - \left(\frac{b_0}{b_r} + \frac{b_0}{b_{r+1}} \right) M_r + \frac{b_0}{b_{r+1}} M_{r+1} \right\} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

ここに

$$W_r = \frac{W(b_r + b_{r+1})}{2}$$

また、点 r に斜張索がある場合の運動方程式は

$$\frac{W_r}{g} \frac{\partial^2 y_r}{\partial t^2} - \frac{1}{b_0} \left\{ \frac{b_0}{b_r} M_{r-1} - \left(\frac{b_0}{b_r} + \frac{b_0}{b_{r+1}} \right) M_r + \frac{b_0}{b_{r+1}} M_{r+1} \right\} + S_r = 0 \dots\dots\dots (2)$$

ここに

$$W_r = \frac{W(b_r + b_{r+1})}{2} + W_c$$

また、 S_r は点 r にとりつけられた斜張索の張力の増分の鉛直成分で、斜張索取付点である 1, 3, 7, 9 の各点について次式で与えられる。

$$\text{点 } 1, S_1 = E_c A_1 \frac{y_1 (h + \Delta h)^2 + 2\lambda\theta (h + \Delta h) (h_r + \Delta h)}{\{ (h + \Delta h)^2 + 4\lambda^2 \}^{3/2}}$$

$$\text{点 } 3, S_3 = E_c A_3 \frac{y_3 h^2 + \lambda \cdot \theta \cdot h \cdot h_r}{\{ h^2 + \lambda^2 \}^{3/2}}$$

$$\text{点 } 7, S_7 = E_c A_7 \frac{y_7 h^2 - \lambda \cdot \theta \cdot h \cdot h_r}{\{ h^2 + \lambda^2 \}^{3/2}}$$

$$\text{点 } 9, S_9 = E_c A_9 \frac{y_9 (h + \Delta h)^2 - 2\lambda\theta (h + \Delta h) (h_r + \Delta h)}{\{ (h + \Delta h)^2 + 4\lambda^2 \}^{3/2}}$$

ここに、 E_c : 斜張索の弾性係数

A_r : r 点にとりつけられた斜張索の断面積

θ : 主塔の回転角

同様に主塔の運動方程式は次式であらわせる。

$$\frac{W_r (h_r + \Delta h)^2}{2g} \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} - H_v (h_r + \Delta h) - H_L h_r = 0 \dots\dots\dots (3)$$

ここに

$$H_v = -E_c A_1 \frac{2\lambda (h + \Delta h) y_1 + 4\lambda^2 (h_r + \Delta h) \theta}{\{ (h + \Delta h)^2 + 4\lambda^2 \}^{3/2}}$$

$$\begin{aligned}
& + E_c A_9 \frac{2 \lambda (h + d h) y_9 + 4 \lambda^2 h_T + d h) \theta}{\{ (h + d h)^2 + 4 \lambda^2 \}^{3/2}} \\
H_L = & - E_c A_3 \frac{\lambda \cdot h \cdot y_3 + \lambda^2 \cdot h_T \cdot \theta}{\{ h^2 + \lambda^2 \}^{3/2}} \\
& + E_c A_7 \frac{\lambda \cdot h \cdot y_7 - \lambda^2 h_T \cdot \theta}{\{ h^2 + \lambda^2 \}^{3/2}}
\end{aligned}$$

上で求めた式(1), (2), (3)が斜張橋の振動の基礎方程式である。したがって、式(1)～(3)を次のような境界条件を満足するよう係数を定めたものが介格点の運動方程式である。

境界条件：

点1において

$$y_1 = 0 ; \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)_{x=1} = 0$$

点5において

$$y_5 = 0 ;$$

点10において

i 対称振動の場合

$$\left(\frac{dy}{dx} \right)_{x=10} = 0 ; \left(\frac{d^3 y}{dx^3} \right)_{x=10} = 0$$

ii 逆対称振動の場合

$$Y_{x=10} = 0 ; \left(\frac{d^3 y}{dx^3} \right)_{x=10} = 0$$

3. 振動方程式

前節で述べたように、各格点における運動方程式は基礎方程式を境界条件のもとで計算すれば求めることができ以下のようにあらわすことができる。

$$[M] \{ \ddot{y} \} + [K] \{ y \} = 0$$

ここに $[M]$, $[K]$ は正方行列であり $\{ \ddot{y} \}$, $\{ y \}$ は列ベクトルである。ここで解 $\{ y \}$ を

$$\{ y \} = R_e \{ \{ Y \} e^{i \omega t} \}$$

とおけば変数分離により次式が求まる

$$[K] \{ Y \} = \omega^2 [M] \{ Y \}$$

ω が存在するためには、零でない列ベクトル $\{ Y \}$ が存在しなければならないが、このためには次式が成立しなければならない。

$$|[K] - \omega^2 [M]| = 0$$

ここに $[K]$ は stiffness matrix と呼ばれ構造物の剛性をあらわすものであり $[M]$ は慣性

をあらわす係数マトリックスである。上式から固有値および固有ベクトルを求めるための電子計算機の計算プログラムはすでに作成されているから〔 K 〕および〔 M 〕の各因子を計算すれば容易に求めることができる。ここで求められる固有値および固有ベクトルからそのまま固有振動数（円振動数）の2乗および振動モードをあらわしている。

4-3 振れ振動の固有振動解析

1 振れ振動における斜張橋の力学モデル

撓み振動と同様に図-12のような単純化した力学系におきかえて考える。ただし、ここでは格点には極慣性モーメントが集中しているものと考え、振れ剛性は橋軸方向に一様に分布しかつ一定とする。また、この場合にも撓み振動の場合に示したのと同様な仮定が成立するものとする。

2. 基礎方程式の誘導

各格点における振動の基礎方程式は次のように求められる。点 r での振れ角の変化

$$\begin{aligned}\phi_r &= \frac{1}{b_{r+1}} (\phi_{r+1} - \phi_r) - \frac{1}{b_r} (\phi_r - \phi_{r-1}) \\ &= \frac{1}{b_0} \left\{ \frac{b_0}{b_r} \phi_{r-1} - \left(\frac{b_0}{b_r} + \frac{b_0}{b_{r+1}} \right) \phi_r + \frac{b_0}{b_{r+1}} \phi_{r+1} \right\}\end{aligned}$$

点 r での振りモーメント T_r

$$T_r = -\frac{GJ}{b_0} \left\{ \frac{b_0}{b_r} \phi_{r-1} - \left(\frac{b_0}{b_r} + \frac{b_0}{b_{r+1}} \right) \phi_r + \frac{b_0}{b_{r+1}} \phi_{r+1} \right\}$$

ここに GJ : 補剛桁の振れ剛性

したがって、点 r に斜張索がないときの運動方程式は

$$m_r \frac{\partial^2 \phi_r}{\partial t^2} - \frac{GJ}{b_0} \left\{ \frac{b_0}{b_r} \phi_{r-1} - \left(\frac{b_0}{b_r} + \frac{b_0}{b_{r+1}} \right) \phi_r + \frac{b_0}{b_{r+1}} \phi_{r+1} \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに m_r : 点 r に集中させた極慣性モーメント また、点 r に斜張索があるときの運動方程式は

$$m_r \frac{\partial^2 \phi_r}{\partial t^2} - \frac{GJ}{b_0} \left\{ \frac{b_0}{b_r} \phi_{r-1} - \frac{b_0}{b_r} + \frac{b_0}{b_{r+1}} \phi_r + \frac{b_0}{b_{r+1}} \phi_{r+1} \right\} + t_r = 0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 t_r は点 r に取付けられた斜張索の張力増分の鉛直成分による振りモーメントで斜張索取付点である。1, 3, 7, 9の各点について次式で与えられる。

点1

$$t_1 = EcA_1 \cdot 2B \frac{B(h+4h)^2 \phi_1 - 2B_r \lambda (h+4h) \phi_r}{\{(h+4h)^2 + 4\lambda^2\}^{3/2}}$$

点3

$$t_3 = EcA_3 \cdot 2B \frac{Bh^2 \phi_3 - B_r \lambda \cdot h \cdot \phi_r}{\{h^2 + \lambda^2\}^{3/2}}$$

点 7

$$t_7 = E_c A_7 \cdot 2B \frac{B h^2 \varphi_7 + B_T \lambda h \varphi_7}{\{h^2 + \lambda^2\}^{3/2}}$$

点 9

$$t_9 = E_c A_9 \cdot 2B \cdot \frac{B (h+d_h)^2 \varphi_9 + 2 B_T \lambda (h+d_h) \varphi_7}{\{(h+d_h)^2 + 4\lambda^2\}^{3/2}}$$

ここに、 $2 B_T$ 、 φ_7 は図-4 に示すごとく主塔でのケーブル間隔および主塔の捩れ角である。
同様に主塔の運動方程式は次式であらわせる。

$$m t \frac{\partial^2 \varphi_7}{\partial t^2} + \frac{G J_T}{h_T} \varphi_7 - t_7 = 0$$

ここに

$$t_7 = E_c A_7 \cdot 2 B_T \frac{2 B \lambda (h+d_h) \varphi_1 - 4 B_T \lambda^2 \varphi_7}{\{(h+d_h)^2 + 4\lambda^2\}^{3/2}} + E_c A_3 \cdot 2 B_T \frac{B \lambda h \varphi_3 - B_T \lambda^2 \varphi_7}{\{h^2 + \lambda^2\}^{3/2}} \\ - E_c A_7 \cdot 2 B_T \frac{B \lambda h \varphi_7 + B_T \lambda^2 \varphi_7}{\{h^2 + \lambda^2\}^{3/2}} - E_c A_9 \cdot 2 B_T \frac{2 B \lambda (h+d_h) \varphi_9 + 4 B_T \lambda^2 \varphi_7}{\{(h+d_h)^2 + 4\lambda^2\}^{3/2}}$$

また、 $m t$: 主塔の極慣性モーメント

$G J_T$: 主塔の捩れ剛性

式(4)、(5)、(6)が捩れ振動の基礎方程式であり、これらの式について以下のような境界条件のもとで係数を計算すれば各格点における運動方程式が定まる。

境界条件；

点 1 において $\varphi_1 = 0$

点 5 において $\varphi_5 = 0$

点 10 において

i 対称振動の場合

$$\left(\frac{d \varphi}{d x} \right)_{x=10} = 0$$

ii 逆対称の場合

$$y_{10} = 0$$

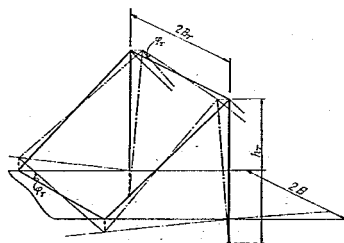


図-13

3. 断面定数の求め方

前節で求めた基礎方程式の係数は上記の境界条件と橋の断面寸法によって決定できるが、このうち補剛桁および主塔の捩れ剛性については別途求めねばならない。以下にその計算法の概略について説明する。

a) 補剛桁の捩れ剛性の計算法

下横構を有する鋼床版プレート・ガーダーの捩れ剛性の厳密な計算法は未だ確立されていない

いが、ここでは近似的な値を与える F. Bleich の計算法を説明する。彼の考え方によれば剪断を考える場合の構面は次式で計算されるような板厚を有する板におきかえることができるとしている。

$$t_L = \frac{4(1+\nu)A_R}{\mu_V \cdot B}$$

ここに A_R : 下横構の断面積

ν : poisson's ratio

μ_V : 下横構のとりつけ角により計算され $\mu_V = 1 / (2 \cdot \sin^2 \gamma \cdot \cos \gamma)$

γ : 横構と主桁のなす角度

したがって、このおきかえによって下横構を有する鋼床版プレート・ガーダーの捩れ剛性の計算はこれと等価な板厚を有する閉断面箱桁の捩れ剛性の計算に帰着する。

$$\therefore GJ = \frac{4(2B \cdot d)^2 G}{\frac{2d}{t_w} + \frac{2B}{t} + \frac{2B}{t_L}}$$

ここに d : 補剛桁の桁高

t_w : 補剛桁の腹板の厚板

t : 鋼床版の板厚

b) 主塔の捩れ剛性

ここでは問題を簡単にするために図-14のような2鉸門型ラーメンの捩れ剛性を求めてその近似値とする。図からも明かなように変形にともなう釣合い条件式および適合条件式は次式であらわされる。

釣合条件式 $2m_T + 2BV = \mathcal{M}_y$

$$m_x = h_T \cdot V$$

適合条件式 $\delta = \delta_L + h_T \phi_R$

$$= \delta + B \phi_s$$

ここに m_y , m_x は shaft および strut に作用する材端モーメント、 V は剪断力、 $\mathcal{M}_y$ は外力としての捩れモーメントで、 δ_L , δ_s , ϕ_h , ϕ_s は外力によって生ずる shaft および strut の撓み角をあらわしている。

一方梁の理論から上記の撓みおよび撓み角は次式であらわされる。

$$\delta_L = \frac{h_T^3 V}{3EI_L}$$

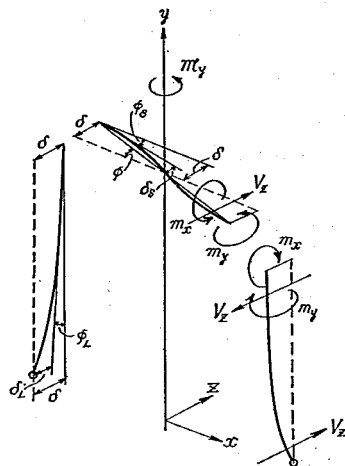


図-14

$$\delta_s = \frac{\mathcal{M}_y B^2}{2EI_s} - \frac{B^3 V}{3EI_s} = \frac{B^2}{2EI_s} \mathcal{M}_y + \frac{B^3 V}{6EI_s}$$

$$\phi_L = \frac{m_x}{GJ_s} B = \frac{B h_T}{GJ_s} V$$

$$\phi_s = \frac{m_y}{GJ_L} h_T$$

ここに EI_L , EI_s はそれぞれ shaft および strut の曲げ剛性を, GJ_L , GJ_s は捩れ剛性をあらわす。

以上の関係から

$$V = \frac{\frac{B^2}{2EI_s} + \frac{B h_T}{GJ_L}}{2 \left\{ \frac{h_T^3}{3EI_L} + \frac{B h_T^2}{GJ_s} + \frac{B^2}{3EI_s} + \frac{B^2 h_T}{GJ_L} \right\}} \mathcal{M}_y$$

また

$$\phi = -\frac{\delta}{B}, \quad \delta = \left\{ \frac{h_T^3}{3EI_L} + \frac{B h_T^2}{GJ_s} \right\} \cdot V$$

$$\therefore GJ = \frac{\mathcal{M}_y}{\phi} h_T = \frac{\mathcal{M}_y}{\delta} B h_T$$

$$= \frac{2 \left\{ \frac{h_T^3}{3EI_L} + \frac{B h_T^3}{GJ_s} + \frac{B^3}{3EI_s} + \frac{B^2 h_T}{GJ_L} \right\}}{\left\{ \frac{B}{2EI_s} + \frac{h_T}{GJ_L} \right\} \left\{ \frac{h_T}{3EI_L} + \frac{B}{GJ_s} \right\} h_T^2 \cdot B} B \cdot h_T$$

4. 振動数方程式

撓み振動の場合とまったく同様にして次の振動数方程式を求めることができる。

$$|[\bar{K}] - \omega^2 [\bar{M}]| = 0$$

ここに $[\bar{K}]$ は構造物の捩れ剛性をあらわす stiffness matrix, $[\bar{M}]$ は極慣性モーメントをあらわす係数マトリックスである, したがって $[\bar{M}]$ および $[\bar{K}]$ の各因子を計算すれば電子計算機により簡単に固有振動数および基準振動形を計算することができる。

4-4 図-2 のような力学モデルについて計算した斜張橋の撓みおよび捩れの固有振動数と規準振動形の一部を図-6 に示す。計算からは当然対称振動については 10 組, 逆対称振動については 9 組の振動派形が求まる。

ここでは, そのうち低次の 3 組を例として示した。

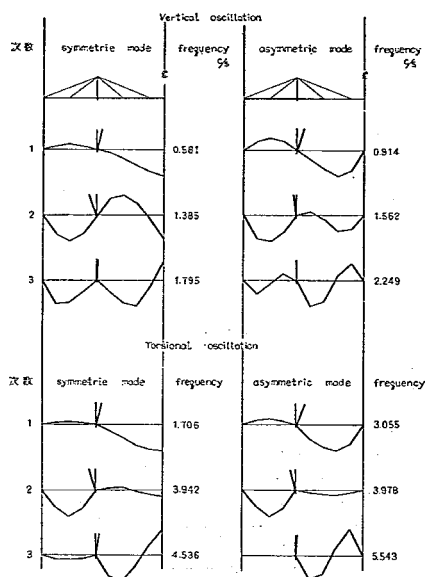


図 - 15

§5 実験結果

この実験は日本道路公団尾道大橋工事事務所の協力を得て昭和43年1月12から19日までの8日間にわたって行なわれたが実際の実験工程は以下の通りである。

- 1月12日 逆対称撓み振動の共振点の測定
- 13日 逆対称撓み振動の共振点, 減衰及び振動波形の測定
- 14日 逆対称捩り振動の共振点, 減衰及び振動波形の測定
- 16日 対称捩り振動の共振点及び減衰測定
- 17日 対称捩り振動の共振点, 減衰及び振動波形の測定ならびに対称撓み振動の共振点の測定
- 18日 対称撓み振動の減衰及び振動波形の測定
- 19日 走行試験及び載荷試験

以上の一連の実験結果を整理してまとめたのが図-16~19及び表1であるが, 次にこれらの実験結果について簡単に説明する。

(1) 共振曲線

図16-1~16-32は, 側径間 $\frac{1}{2}$ 点, 主塔塔頂, 中央径間 $\frac{1}{4}$ 点ならびに中央径間 $\frac{1}{2}$ 点で測定した各励振振動数に対する振巾の関係を示す共振曲線である。図中の実変位とは実際に測定した振動振巾であって, 従って各振動数における起振力は異なる。これに対して換算変位は各振動

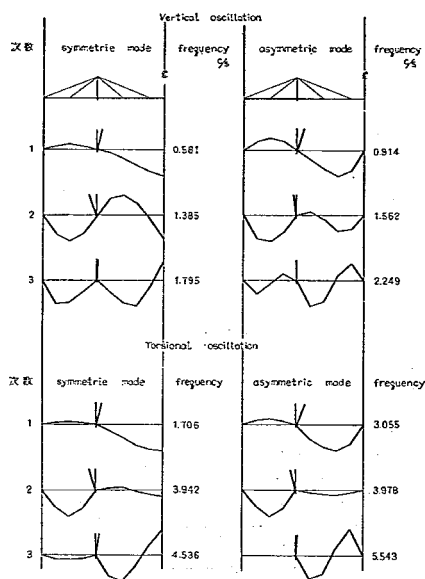


図 - 15

§5 実験結果

この実験は日本道路公団尾道大橋工事事務所の協力を得て昭和43年1月12から19日までの8日間にわたって行なわれたが実際の実験工程は以下の通りである。

- 1月12日 逆対称撓み振動の共振点の測定
- 13日 逆対称撓み振動の共振点, 減衰及び振動波形の測定
- 14日 逆対称捩り振動の共振点, 減衰及び振動波形の測定
- 16日 対称捩り振動の共振点及び減衰測定
- 17日 対称捩り振動の共振点, 減衰及び振動波形の測定ならびに対称撓み振動の共振点の測定
- 18日 対称撓み振動の減衰及び振動波形の測定
- 19日 走行試験及び載荷試験

以上の一連の実験結果を整理してまとめたのが図-16~19及び表1であるが, 次にこれらの実験結果について簡単に説明する。

(1) 共振曲線

図16-1~16-32は, 側径間 $\frac{1}{2}$ 点, 主塔塔頂, 中央径間 $\frac{1}{4}$ 点ならびに中央径間 $\frac{1}{2}$ 点で測定した各励振振動数に対する振巾の関係を示す共振曲線である。図中の実変位とは実際に測定した振動振巾であって, 従って各振動数における起振力は異なる。これに対して換算変位は各振動

数において起振力を一定（ここでは撓み振動で300 kg，振り振動で2.4 t m）にして励振した場合の振動変位をあらわすもので，ここでは振動振巾は起振力に比例すると仮定して実変位とそのときの起振力から逆算したものである。以上の共振曲線から尾道大橋の固有振動数は次のような値をとるものと推測される。

i 撓み振動

次 数	実測値	計算値
対称一次振動	0.58%	0.581%
対称二次振動	1.38"	1.385"
逆対称一次振動	0.92"	0.914"
逆対称二次振動	1.62"	1.562"

ii 振り振動

次 数	実測値	理論値
対称一次振動	1.66%	1.706%
逆対称一次振動	2.94"	3.055"

(2) 振動波形

図17-1～17-5は撓み振動における対称一次振動，対称二次振動，逆対称一次振動，逆対称二次振動並びに振り振動における対称一次振動，逆対称一次振動の振動波形を示したものである。

実験方法についての説明のところでふれたように，振動波形の測定は測点数をふやすために共振振動数で励振している橋面上で加速度計を移動させて行なった。この場合，起振機の性能及び実橋の共振振動数の正確な推定が困難なこと等から完全な共振状態をつくりだすことは不可能に近く，従つて加速度計の移動中にうなり等によって振動振巾の変化することもあったが，このような場合には中央径間の $\frac{1}{2}$ 点及び $\frac{1}{4}$ 点に設置してあった可動線輪型加速度計の測定値で補正した。なお，この可動線輪型加速度計は尾道大橋完成後の地震及び強風による振動の測定を目的とした長期観測用計器であつて今回の実験では日本道路公団尾道大橋工事事務所の厚意により中央径間 $\frac{1}{2}$ 点での上下動観測用加速度計，同じく中央径間 $\frac{1}{4}$ 点での上下動観測用加速度計，向島側主塔上の水平動（橋軸方向）観測用加速度計の2ヶ合計6ヶを使用した。

(3) 減 衰

図18-1～18-4は撓み振動における対称一次振動と逆対称一次振動及び振り振動における対称一次振動と逆対称一次振動の構造減衰の測定結果をまとめたものである。このうち図18-1-1～18-4-1は各振巾における構造減衰を対数減衰率であらわしたものであるが測点のばらつきが大きく振巾と構造減衰の関係はもちろん大体の対数減衰率を推測することさえも困難だったのであらためて図18-1-2～図18-4-2に示すように振巾と波数の関係を片対数紙上で調べたところ各測定値の傾向がかなり一致したのでこの勾配から対数減衰率を求めた。その結果によれば尾道大橋の構造減衰は次に示す値の前後と云うことが出来よう。

Ⅰ 撓み振動

対称一次振動 $\delta = 0.05$

逆対称一次振動 $\delta = 0.045$

Ⅱ 振り振動

対称一次振動 $\delta = 0.035$

逆対称一次振動 $\delta = 0.03$

(4) 走行試験及び載荷試験

走行試験の結果を表1に、載荷試験の結果を図19に示す。載荷用自動車はいずれも10 tonで走行試験では橋面上を20 Km/hから40 Km/hの速度で走らせ中央径間の $\frac{1}{4}$ 点、 $\frac{1}{2}$ 点、 $\frac{3}{4}$ 点で可動線輪型加速度計を用いてそのときの振動を測定し、載荷試験は中央径間の $\frac{1}{2}$ 点に載荷した

ときの撓み曲線をレベルで測定したもので前者では各走行速度に対する卓越振動数と最大加速度を、後者では撓み曲線を表及び図にあらわした。なお、図19中の表は撓み曲線の計算値を示している。

表-1 走行荷重による振動数及び測定加速度

	振動数	中央径間 $\frac{1}{2}$ 点		中央径間 $\frac{1}{4}$ 点		主塔塔頂	
		西側	東側	西側	東側	西側	東側
10Km/h 向島→尾道	4.923%	33.60gal	33.52gal	22.34gal	20.00gal	6.59gal	8.71gal
10Km/h 尾道→向島	4.944	30.00	33.53	20.74	24.62	7.58	7.74
30Km/h 向島→尾道	4.138	45.00	39.42	28.72	29.23	21.10	25.16
30Km/h 尾道→向島	4.200	42.00	44.12	30.32	28.46	23.08	24.19
45Km/h 向島→尾道	4.138	66.00	58.94	44.68	43.85	28.85	24.19
40Km/h 尾道→向島	4.000	66.75	66.35	54.26	60.00	19.78	19.74
40Km/h 向島→尾道	4.000	51.00	37.06	30.32	32.31	14.18	15.48
45Km/h 尾道→向島	4.082	60.00	52.94	57.45	53.85	23.07	25.74

ここで得られた実験結果には多少問題があり、前者では走行速度が自動車の能力等の影響により一定とならず特に上り勾配において所定の速度に一致しておらず、また載荷試験では非常に具体的に説明する条件のもとで撓みの観測を行なった為、測定値のばらつき、誤差が大きく、最終結果ではこれらを平均、補正しているものでこれらの点に留意して結果を判断していただきたい。

§6 考 察

実橋試験は実橋のおかれている自然条件や時間、測定計器等にかなりの制約をうけ室内実験におけるような実験条件の管理が十分できないため、得られた実験結果は精度その他の点で必ずしも満

足できるものとは限らないが実橋の特性を明らかにする上で非常に重要かつ有効な手段であることはすでに述べた。今回の実験も同様にある種の実験結果については精度の点で多少の不満が残るが一般的には大体満足出来る結果を得ることができ、今後の研究に資するところがあつたと考えている。さて、次に実験結果について考えてみると

- i 実橋の固有振動数、振動波形の実測は計算値と非常によく一致しており、従つて第4章で行なつた理論解析は十分な精度を有するものと考えられる。
- ii 尾道大橋の構造減衰は撓み振動の場合対数減衰率で $\delta = 0.045 \sim 0.05$ 捩り振動で $\delta = 0.03 \sim 0.035$ 程度と考えられる。今回の実験で得られる振巾波数曲線の特徴は構造減衰は振巾に無関係である。なお、図18-4-2にみうけられる振巾波数曲線の特徴は構造減衰が振巾と共に変わるためではなく橋の固有振動数と励振振動数の不一致による、うなりが原因と思われる。
- iii 共振曲線でもあきらかな如く撓み振動における対称二次振動及び逆対称二次振動は非常にあらわれにくく構造減衰も大きい。この原因については斜張索の横ゆれ等が考えられるがいまのところ正確な理由は判らない。
- iii 振巾と構造減衰の関係を示す図18-1-1~18-4-1における対数減衰率の不一致は本質的なものとは考えられず橋の固有振動数と励振振動数の差によるうなり、振動記録に重疊している電氣的または機械的雑音、及び記録振巾読みとり時の誤差等に起因するものと考えられる。

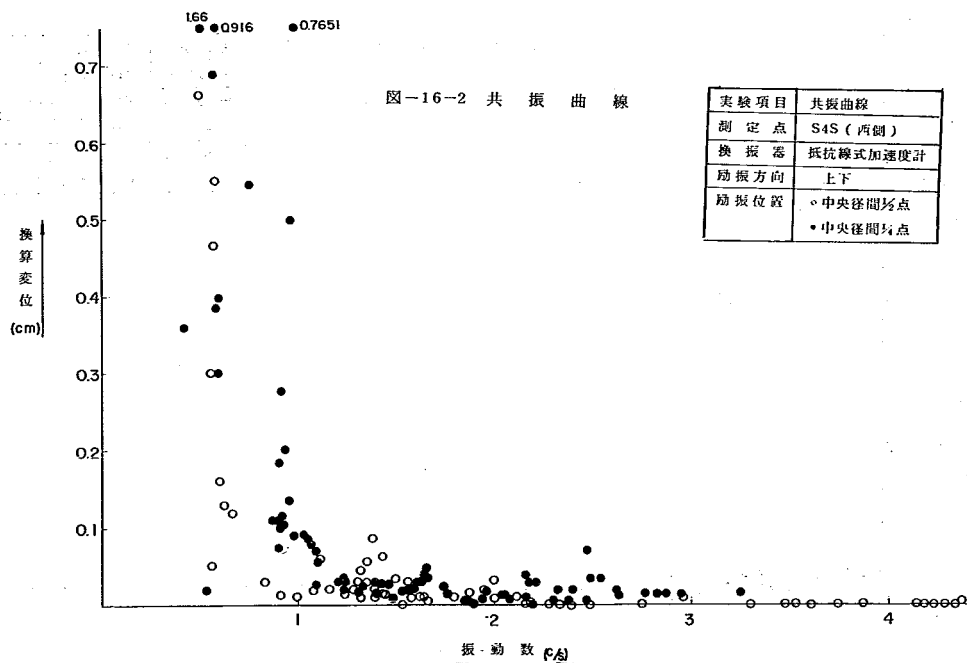
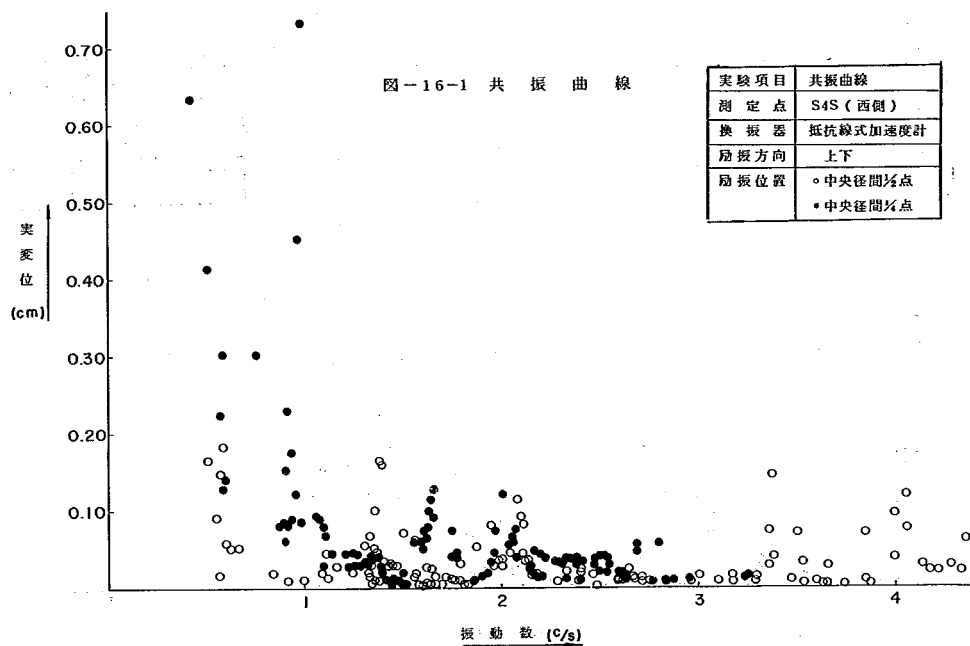
§7 結 び

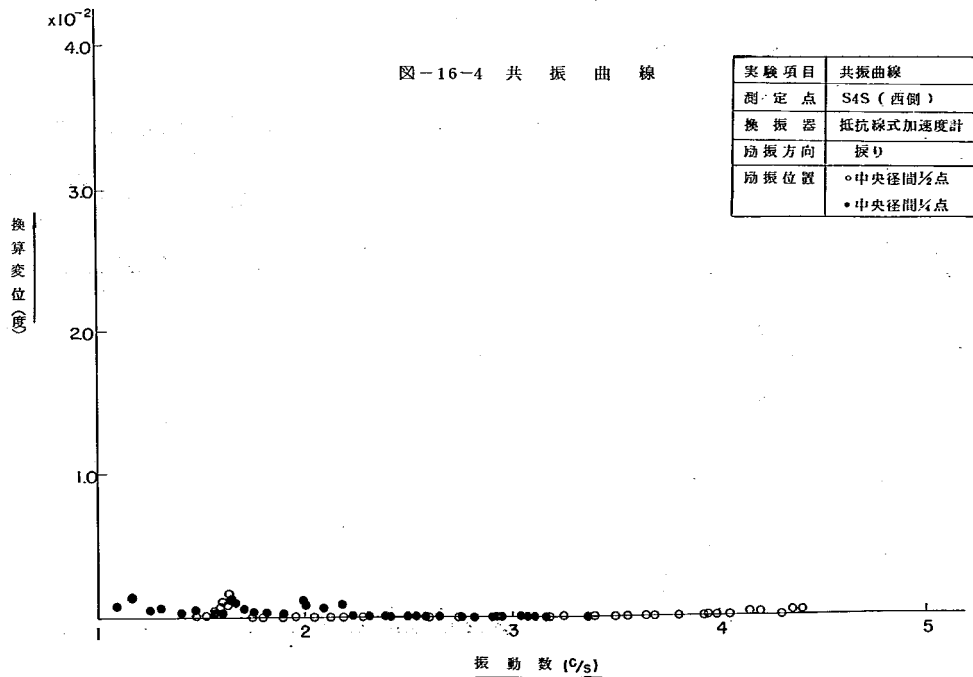
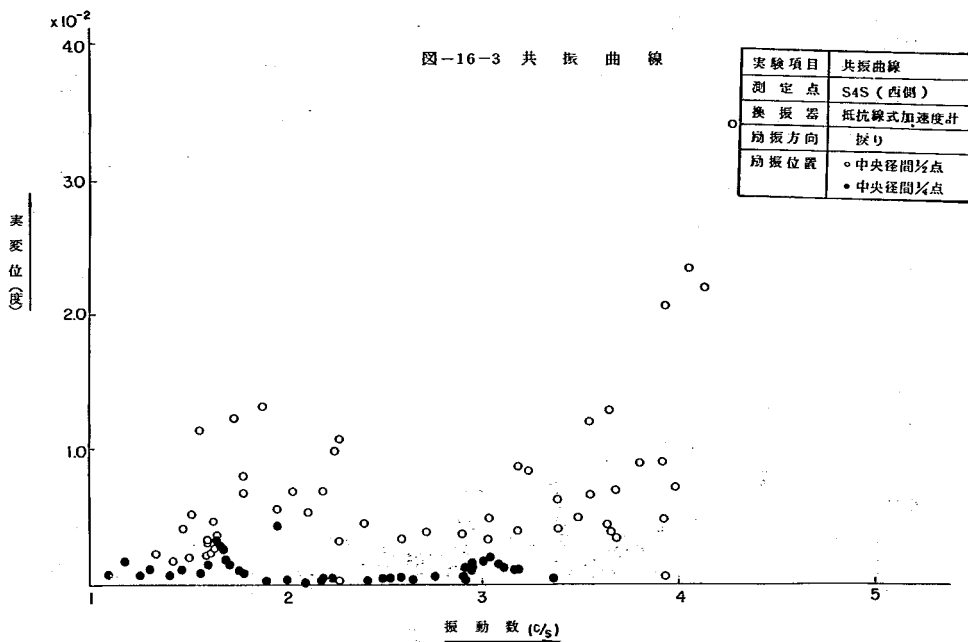
今回の実験で斜張橋の振動特性についての1つのデーターを呈示でき、その固有振動数ならびに振動波形が理論解析で十分精度よく推定しうることを実証した点で動的解析を含めた斜張橋の設計に十分役立つものとする。なお、今回の実験には道路公団尾道大橋工事事務所の助力と直接製作、架設を担当した日立造船株式会社、日立エンジニアリングの協力を得たことを附記し併せて感謝の意を表する次第である。

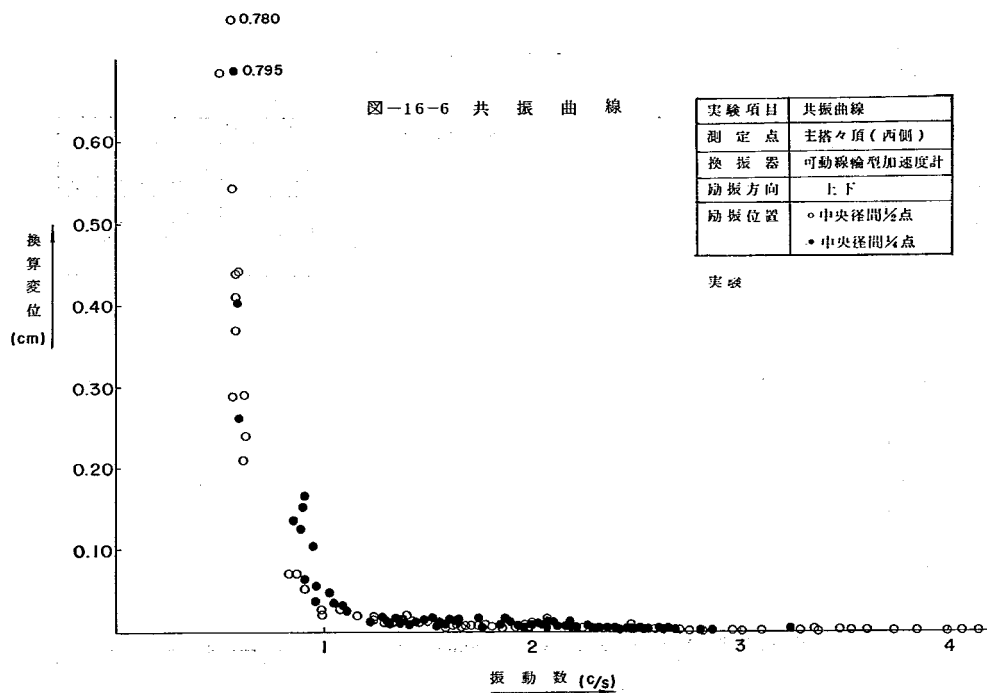
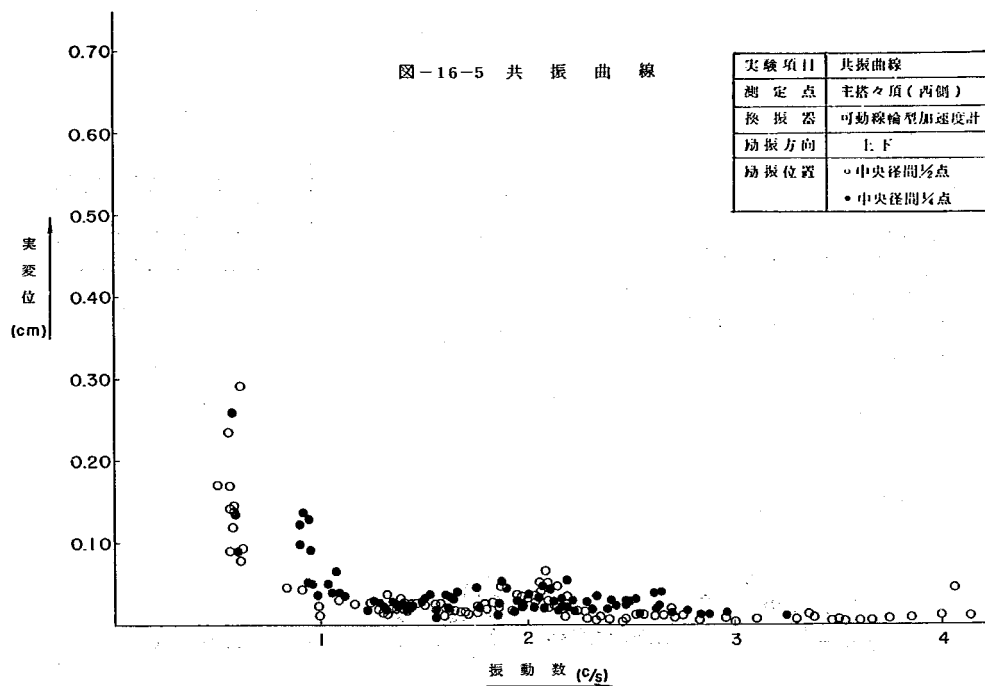
なお、今回の実験は構造研究室成田主任研究員の助言と協力を待て行なわれ、実験及びデーター解析は以下の諸君が担当した。

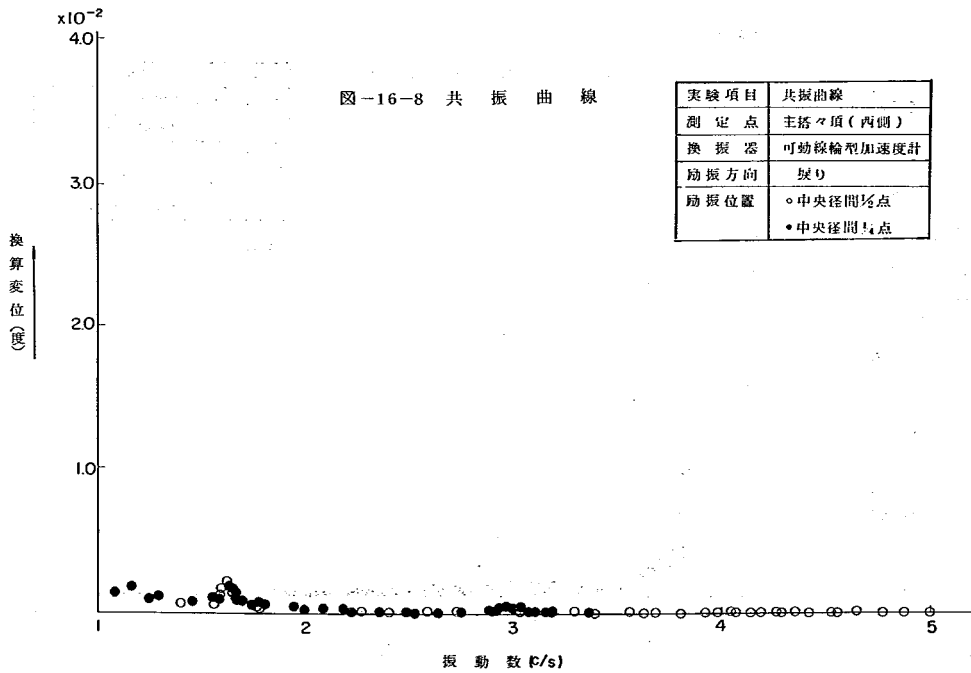
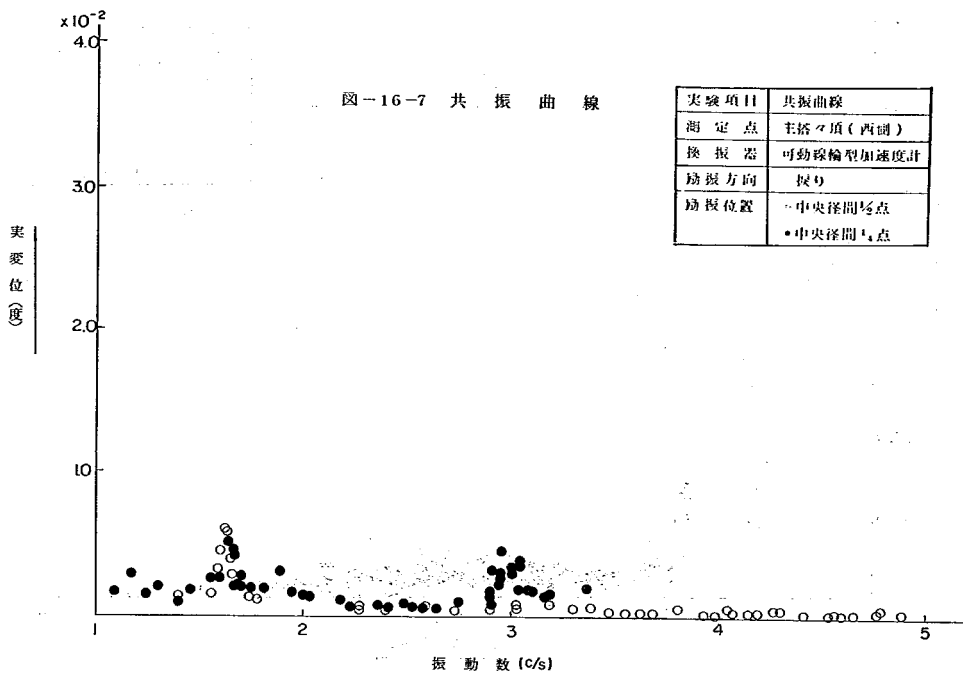
構 造 研 究 室

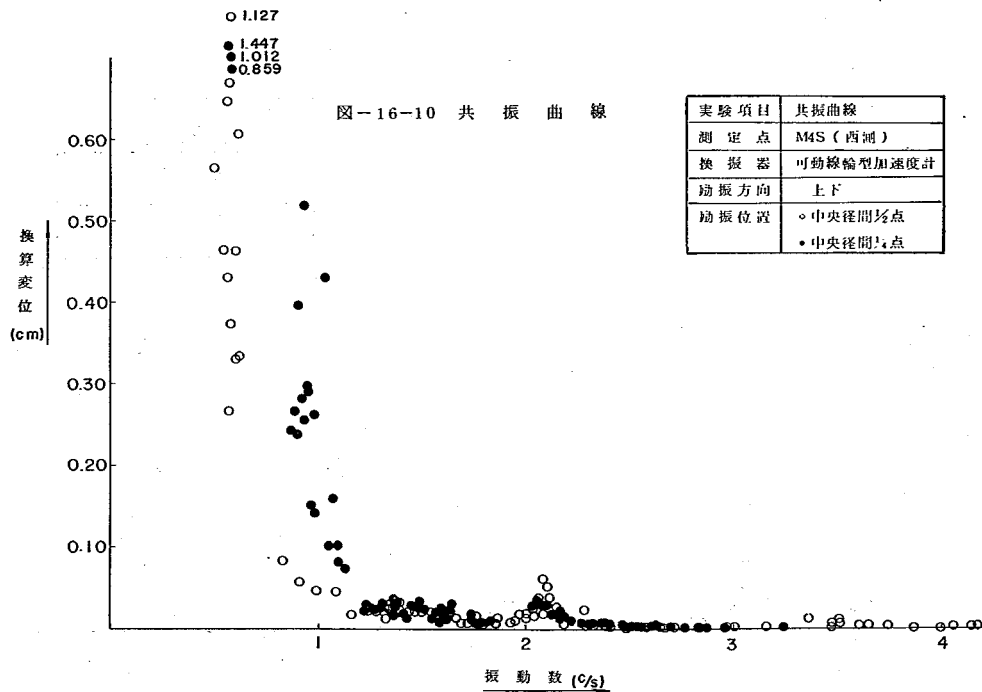
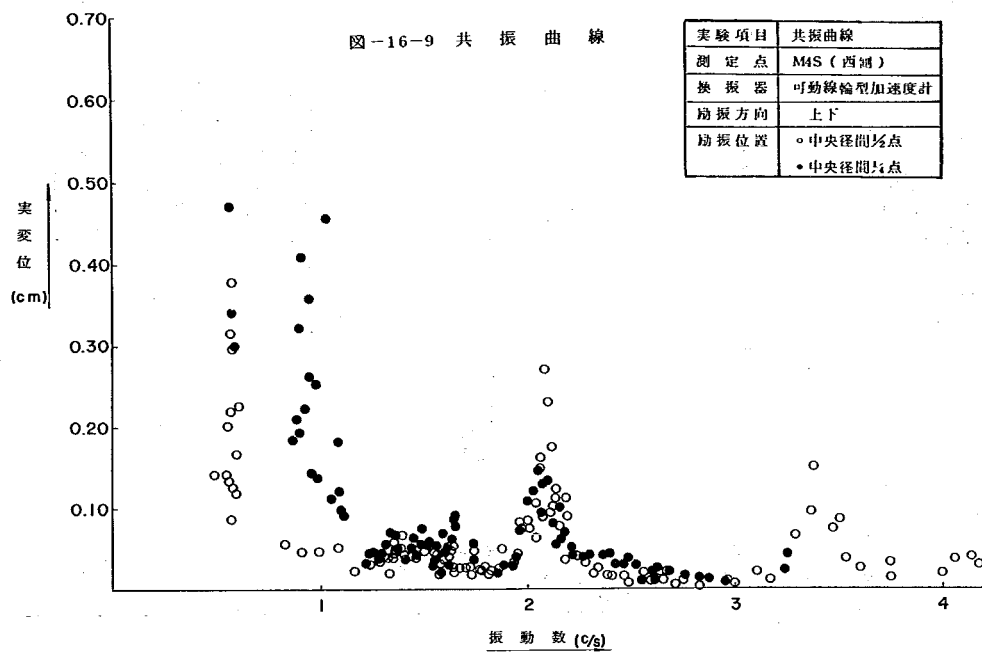
建設技官	川	島	美	治
"	田	中	勇	夫
"	奥		繁	美
"	檀	浦	満	郎
"	山	崎	賢	一
"	近	江	幸	雄

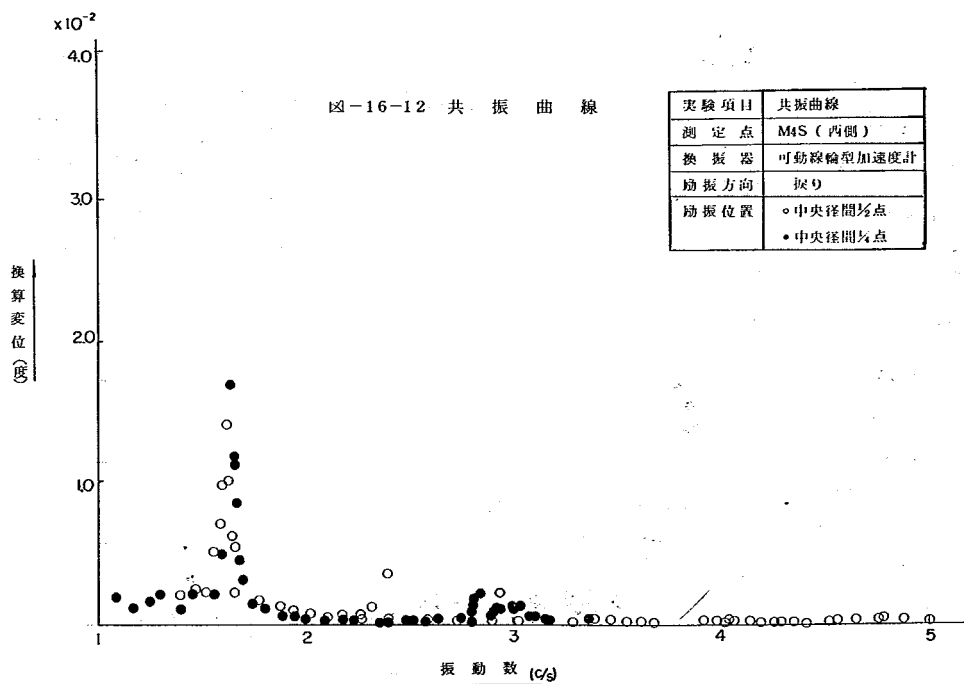
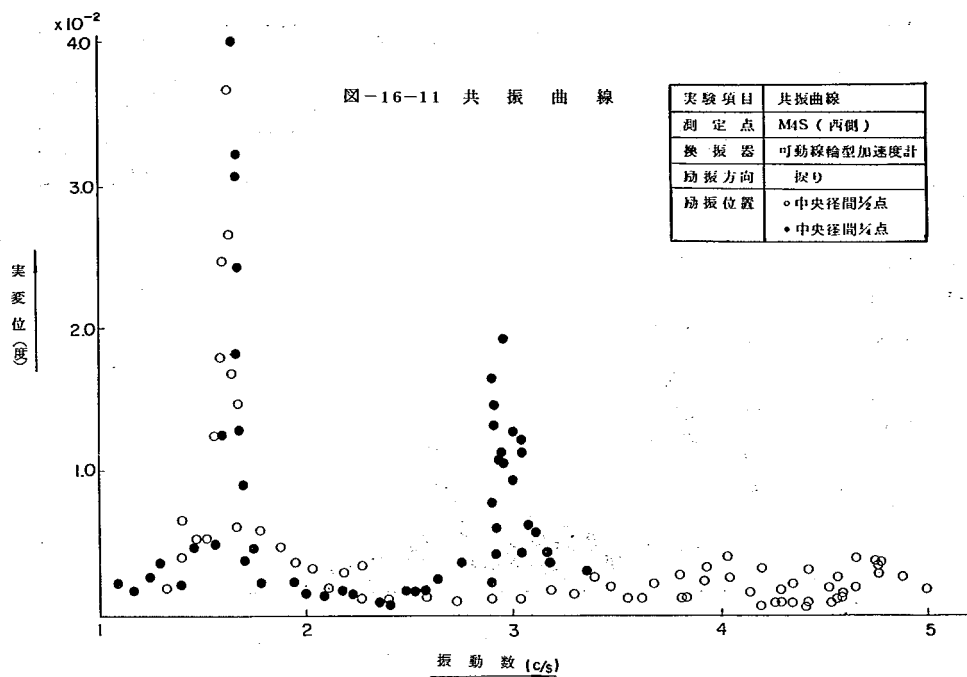


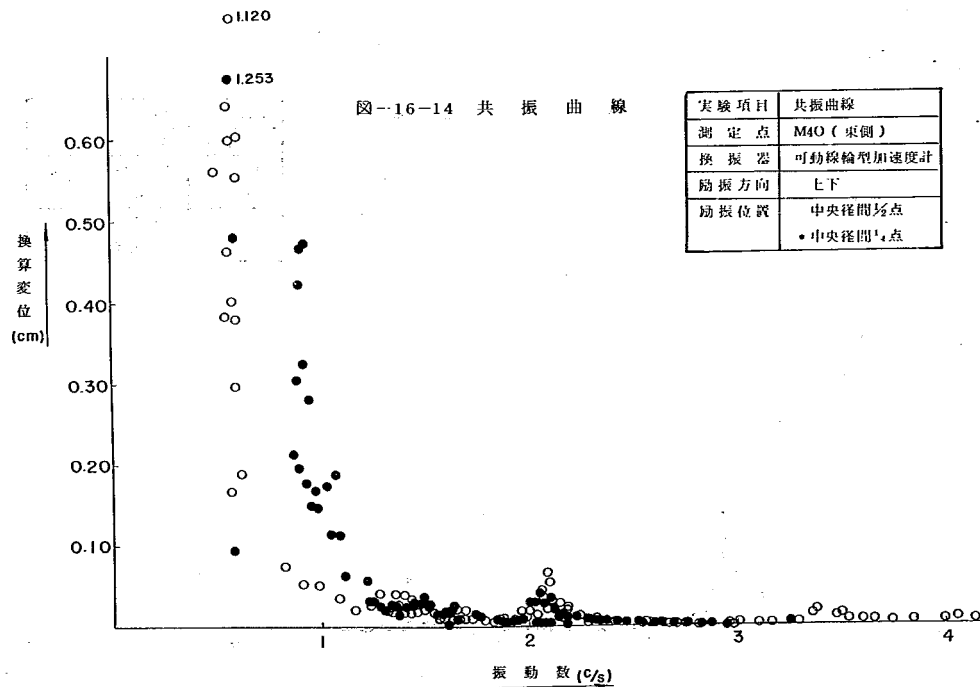
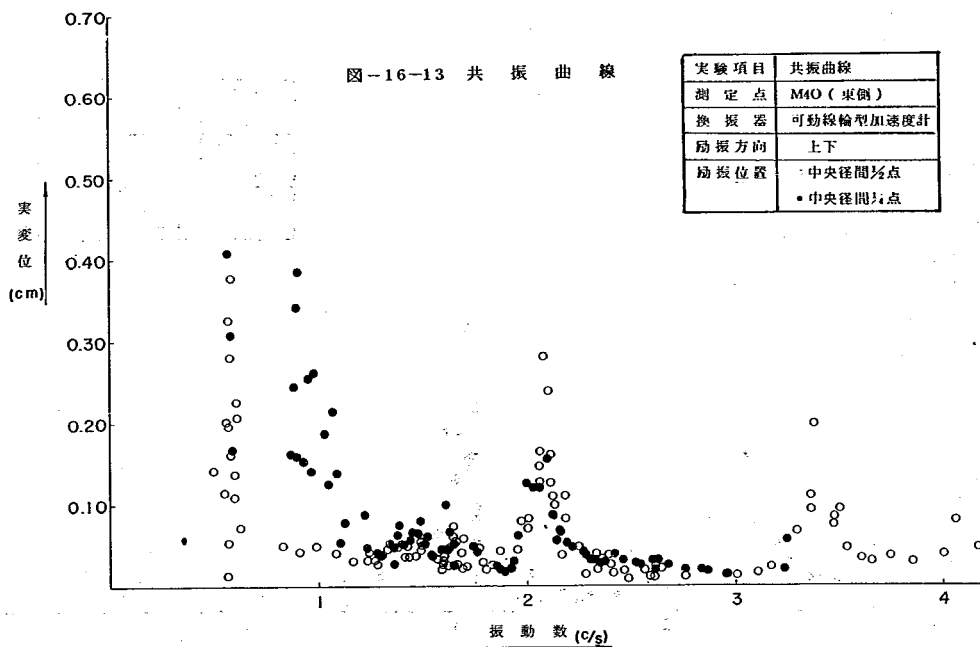


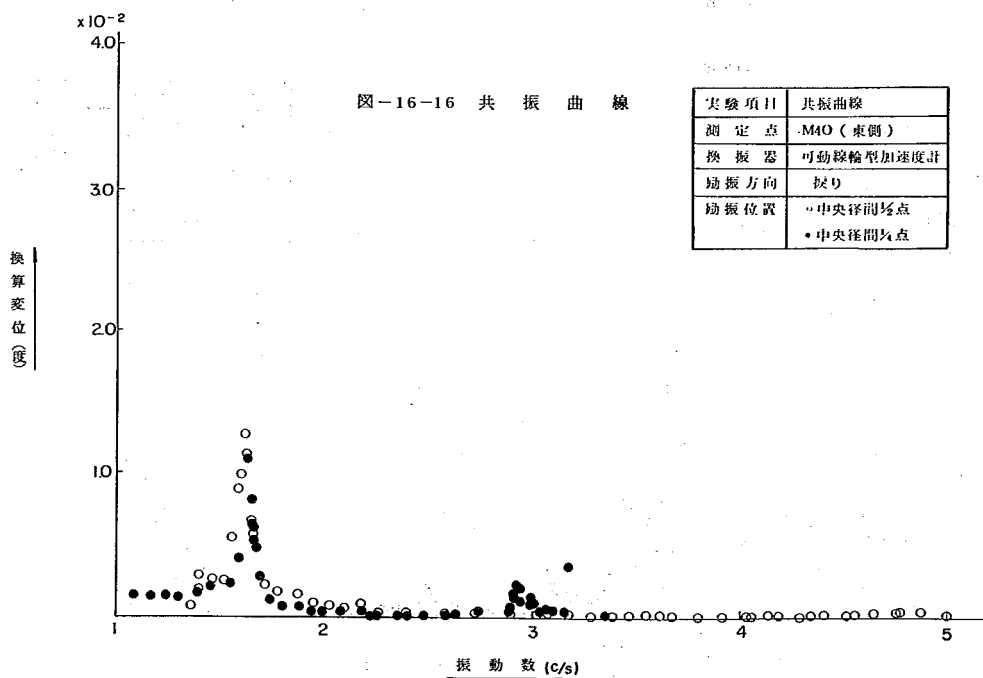
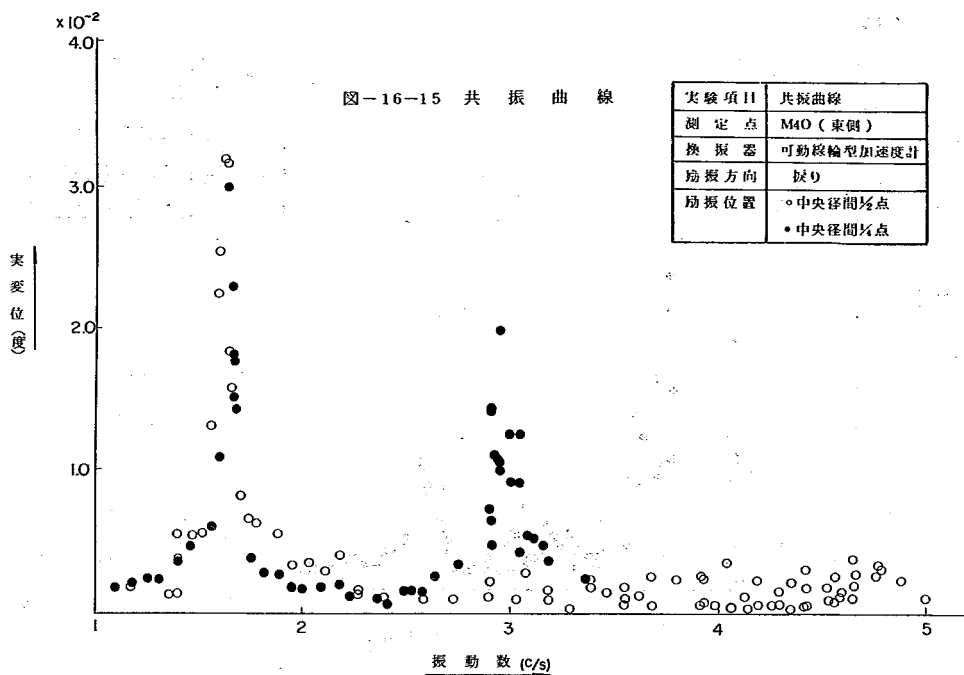


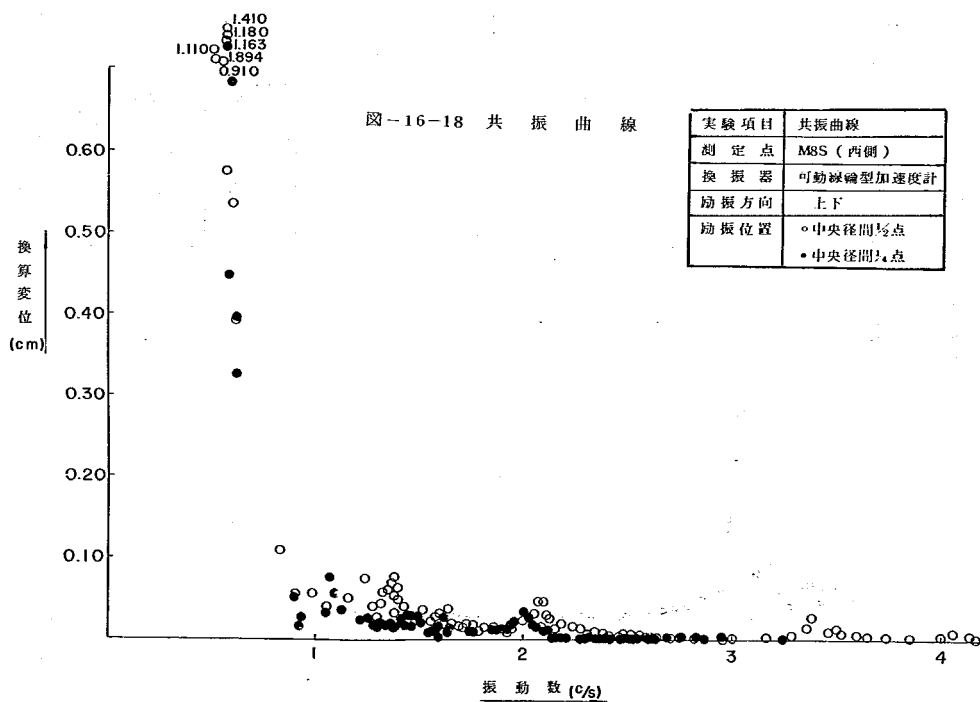
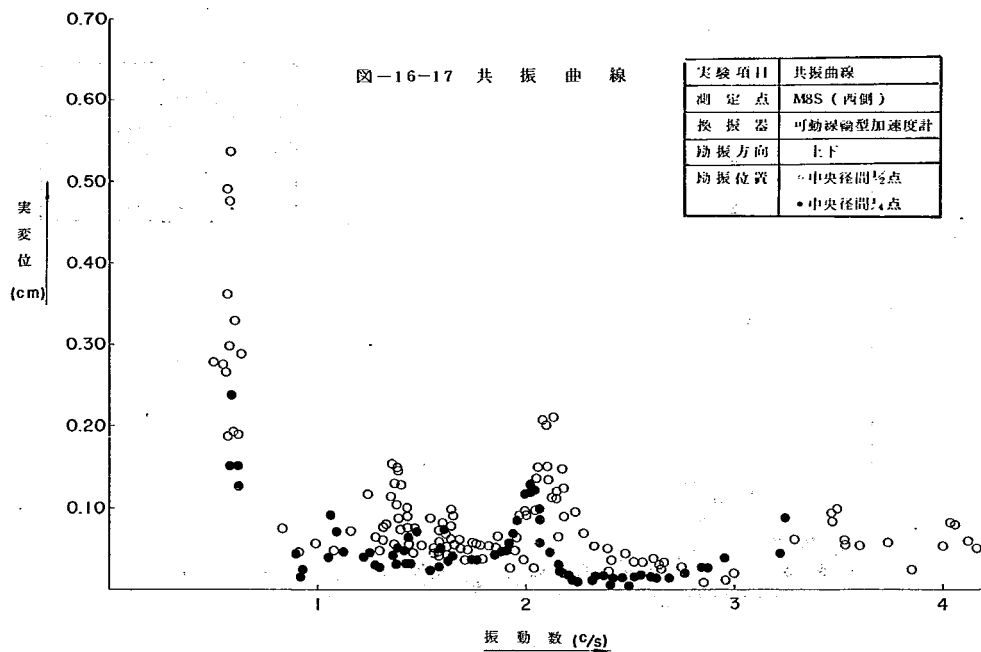


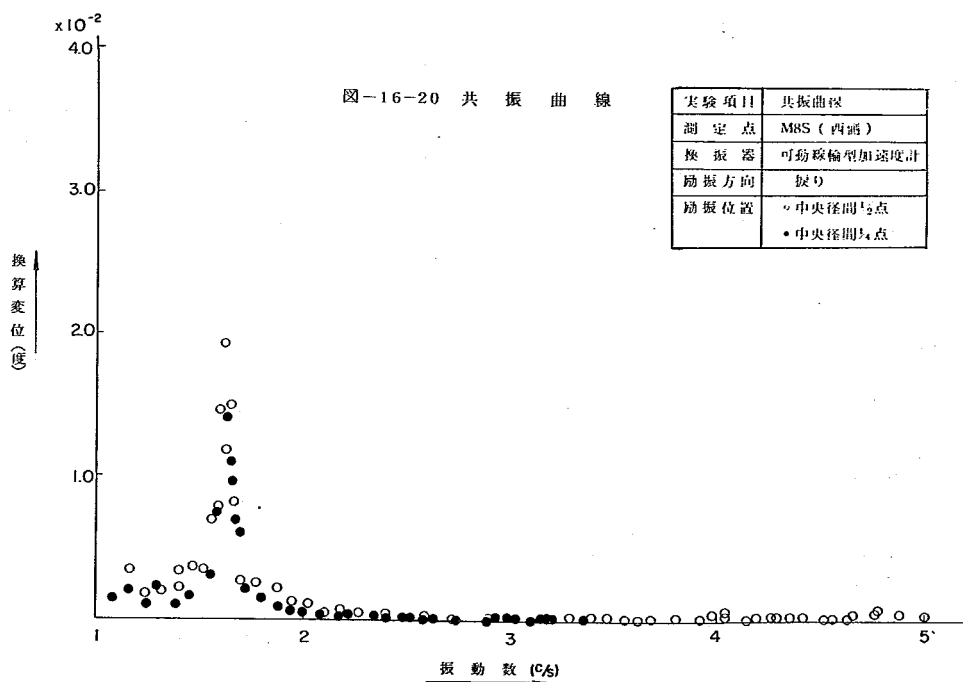
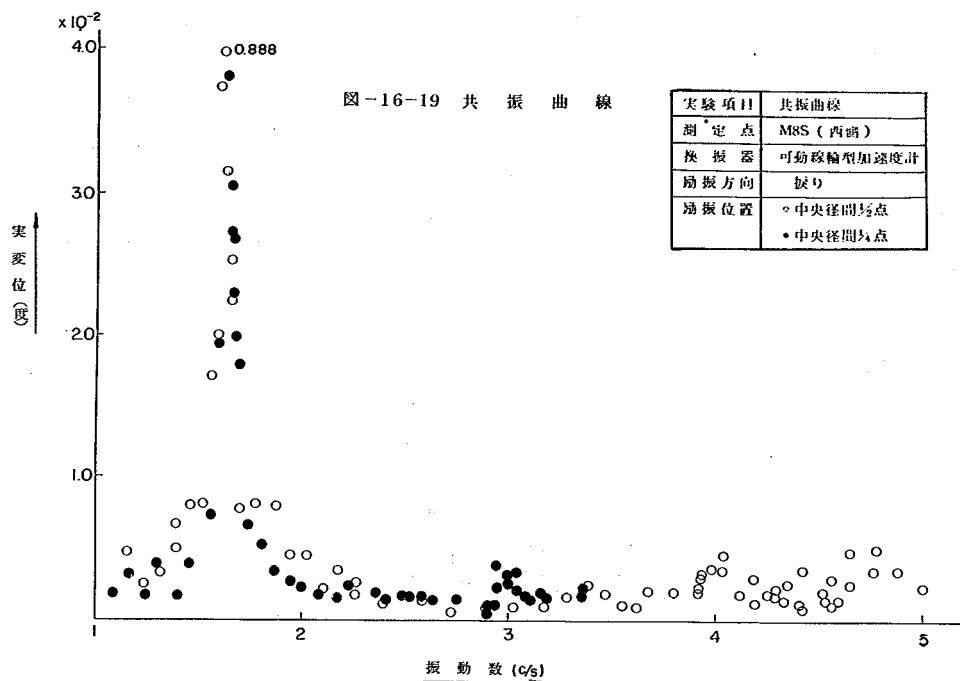






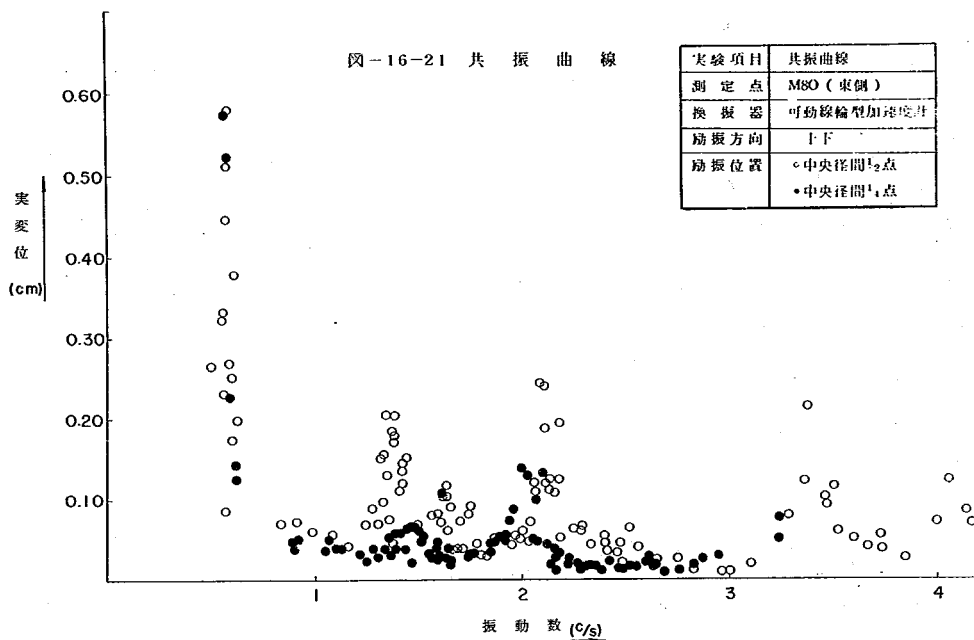






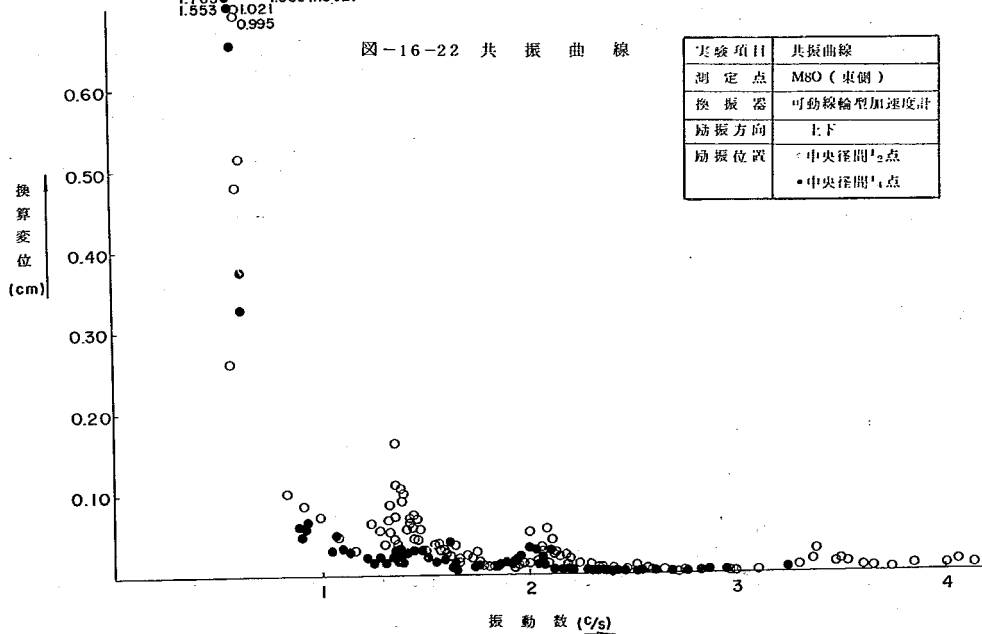
00743

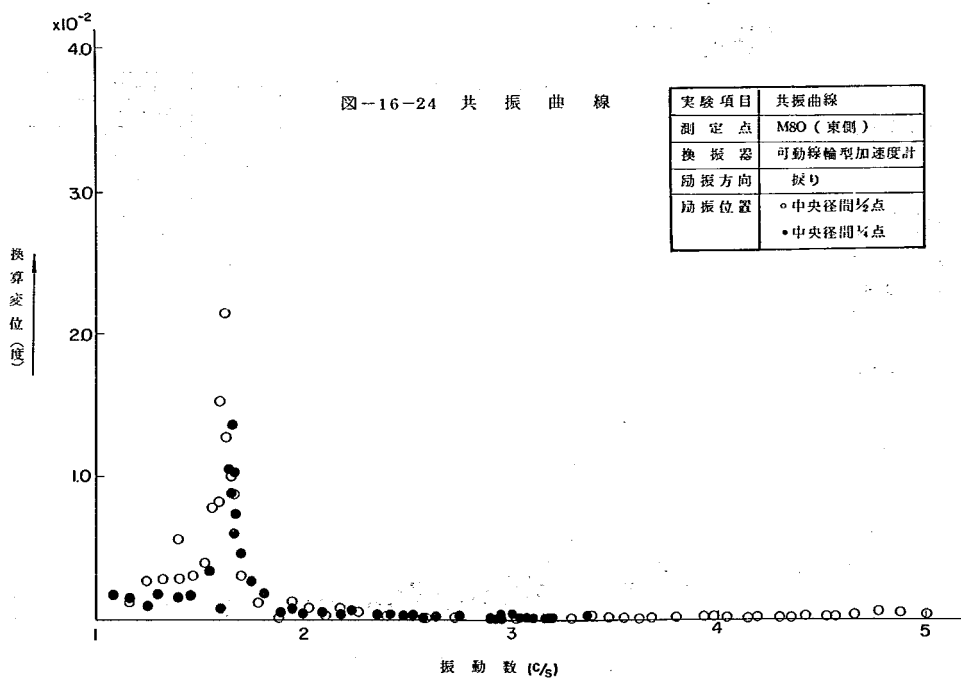
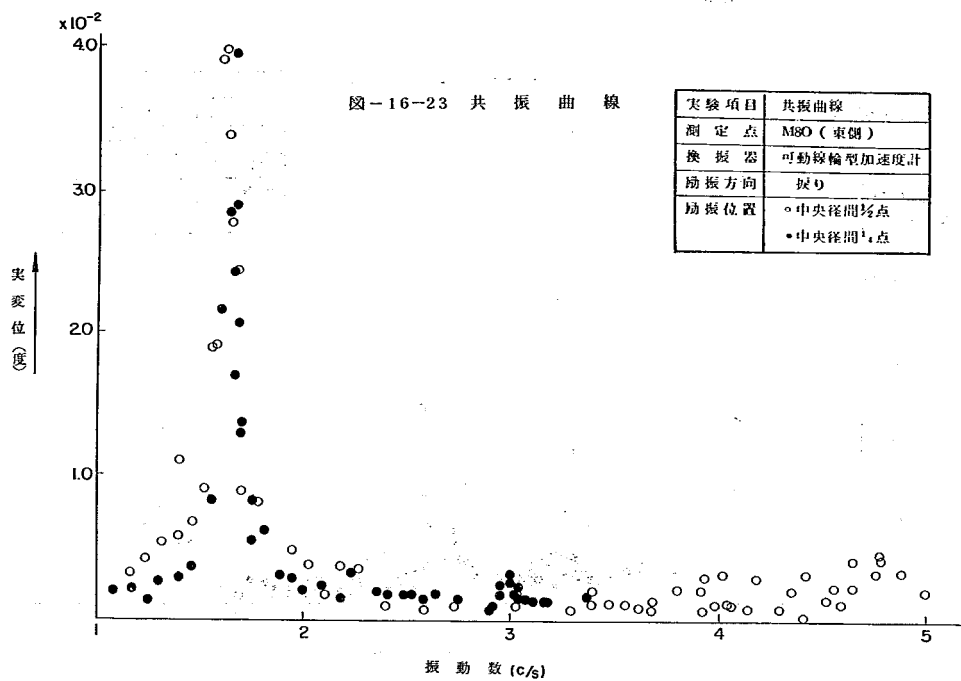
圖-16-21 共振曲線

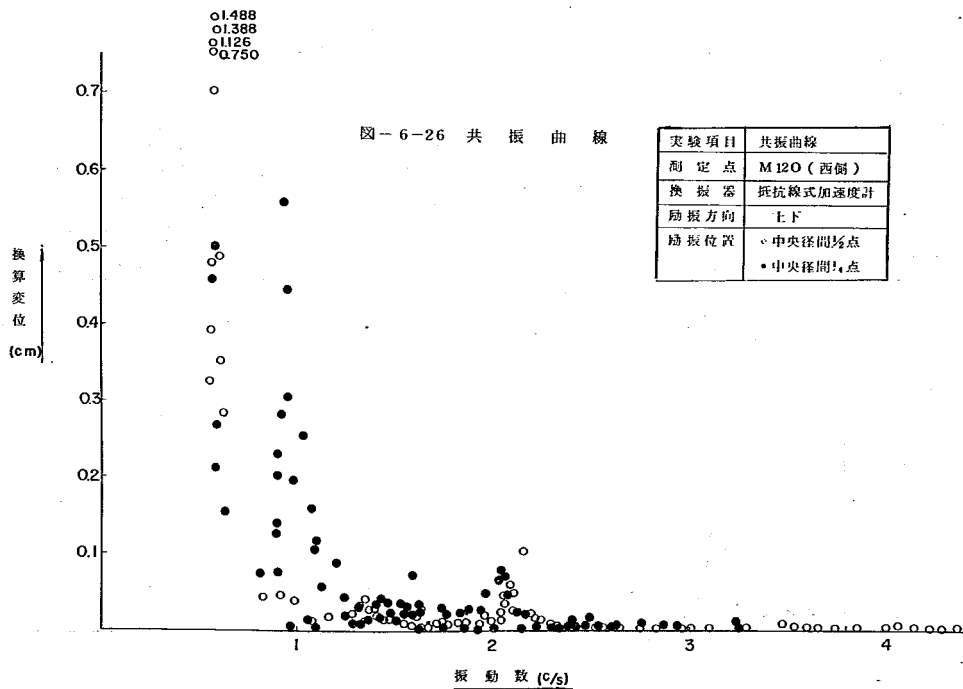
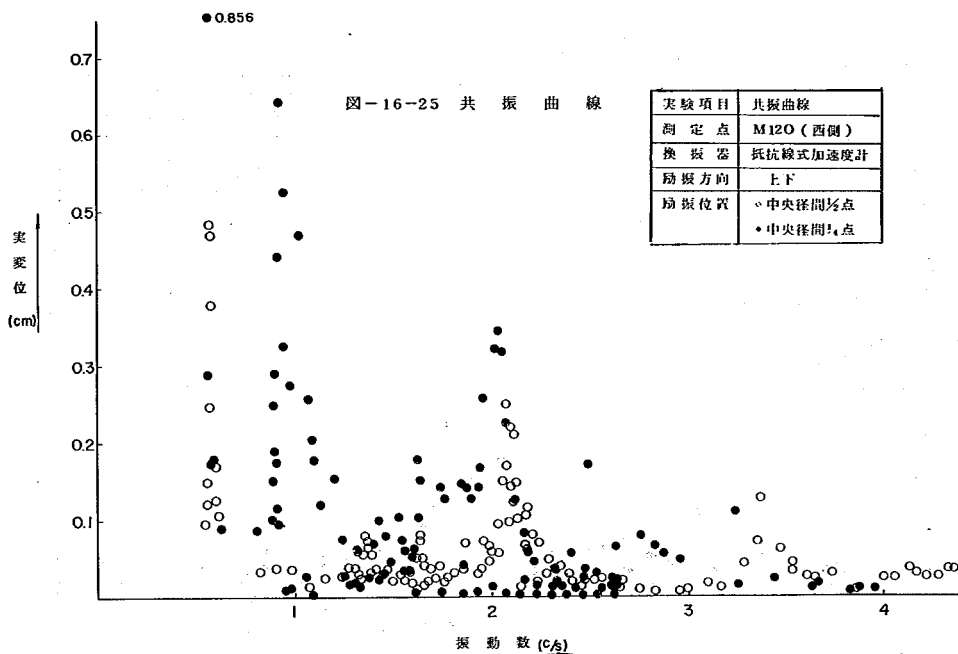


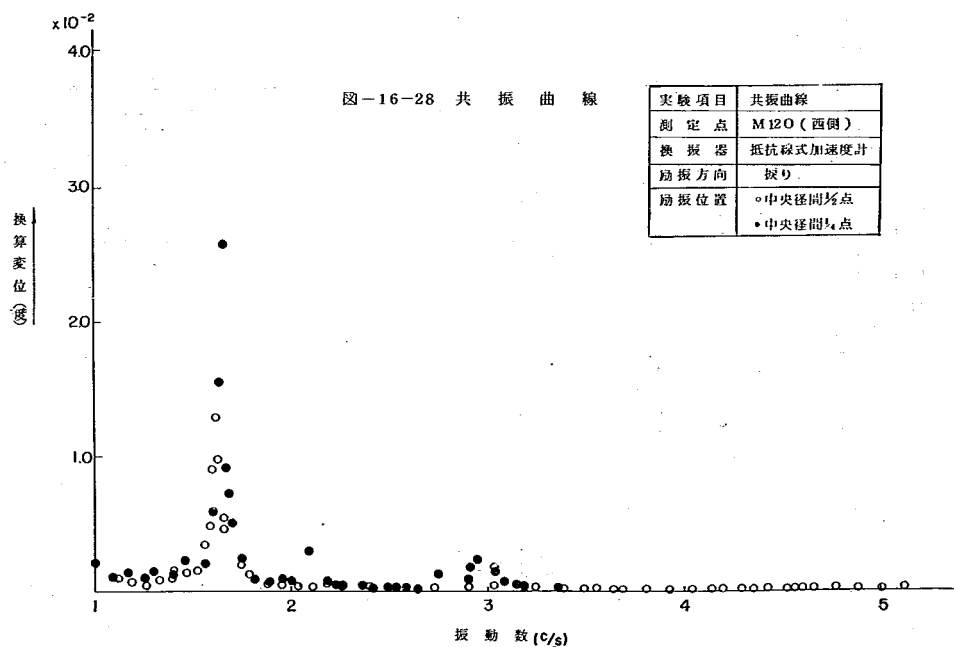
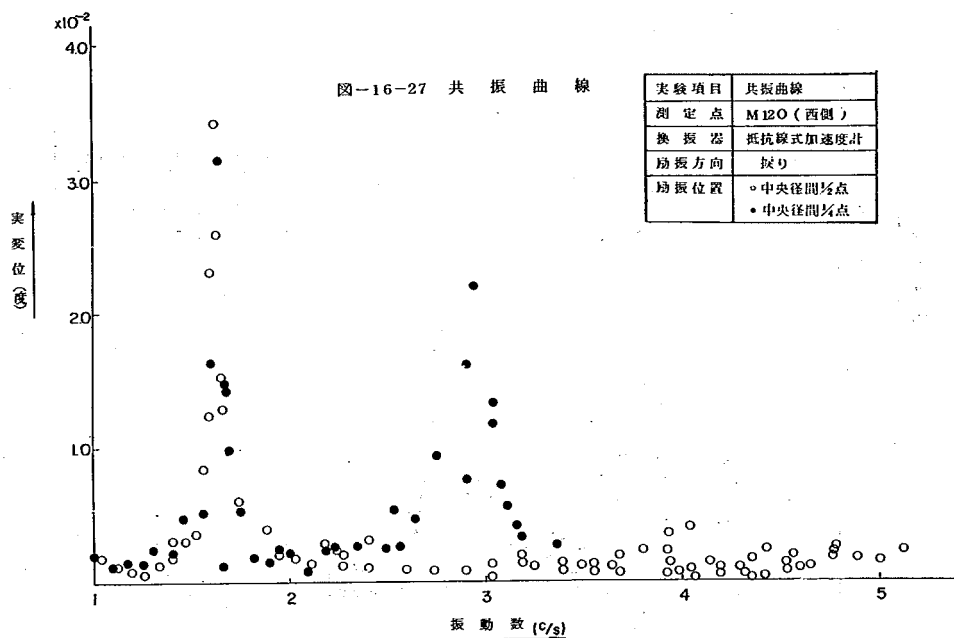
○L718
1.763
1.553
1.021
0.995

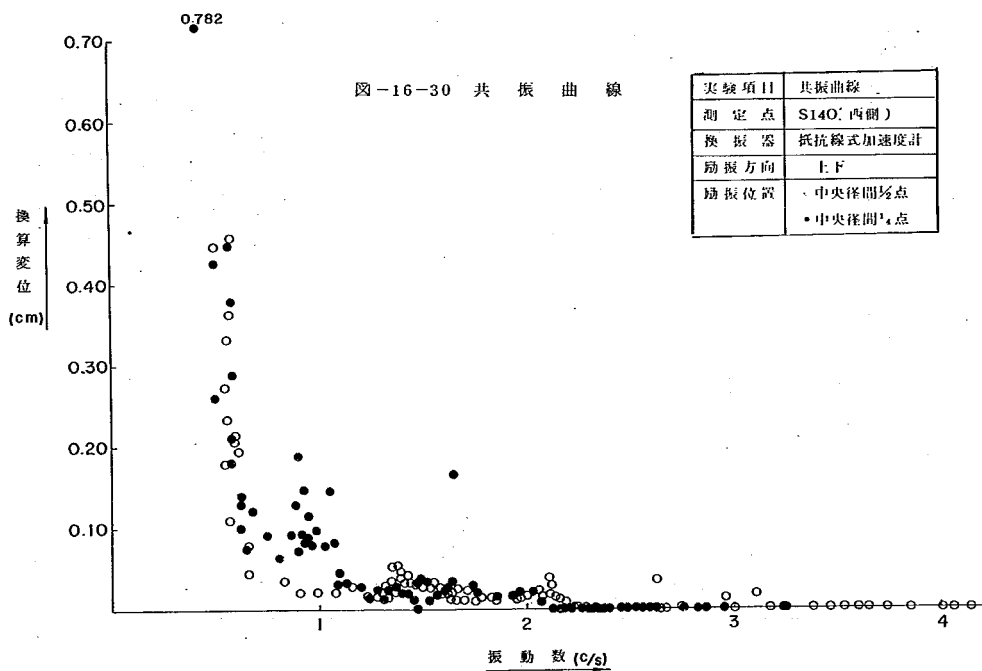
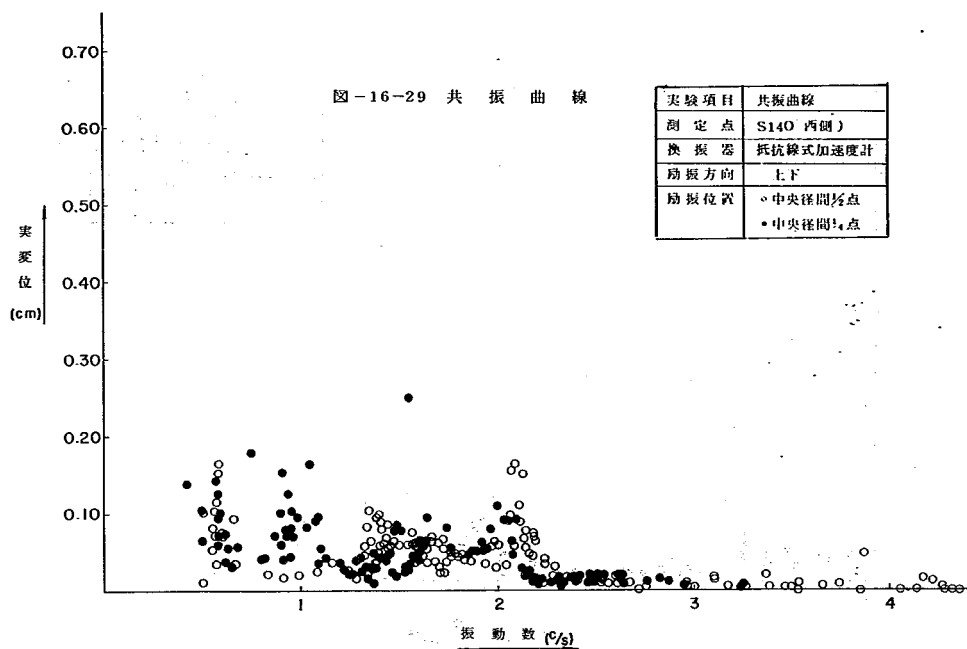
圖-16-22 共振曲線

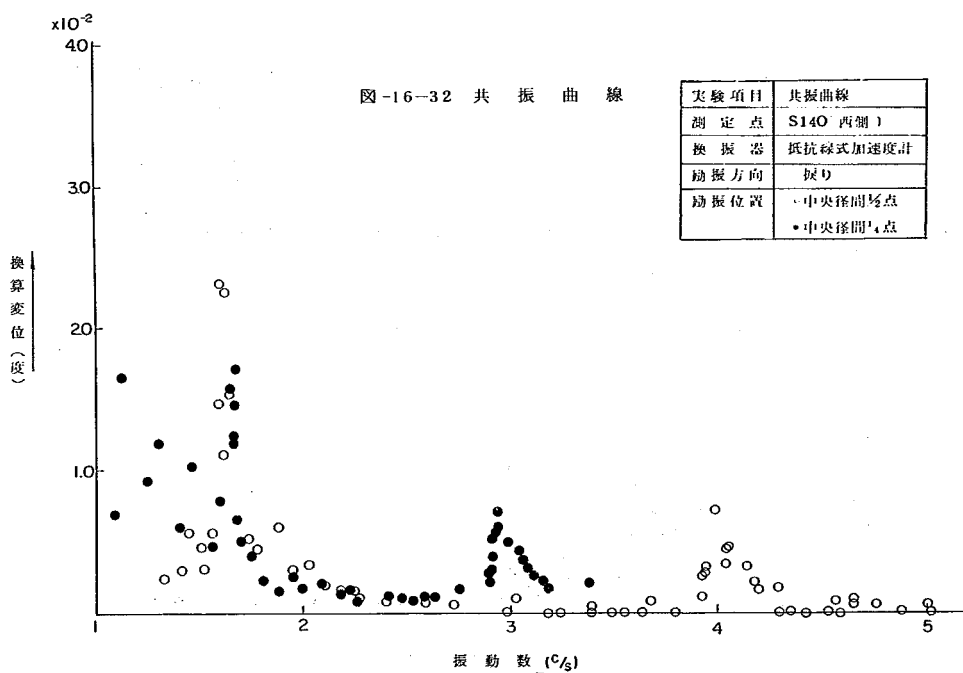
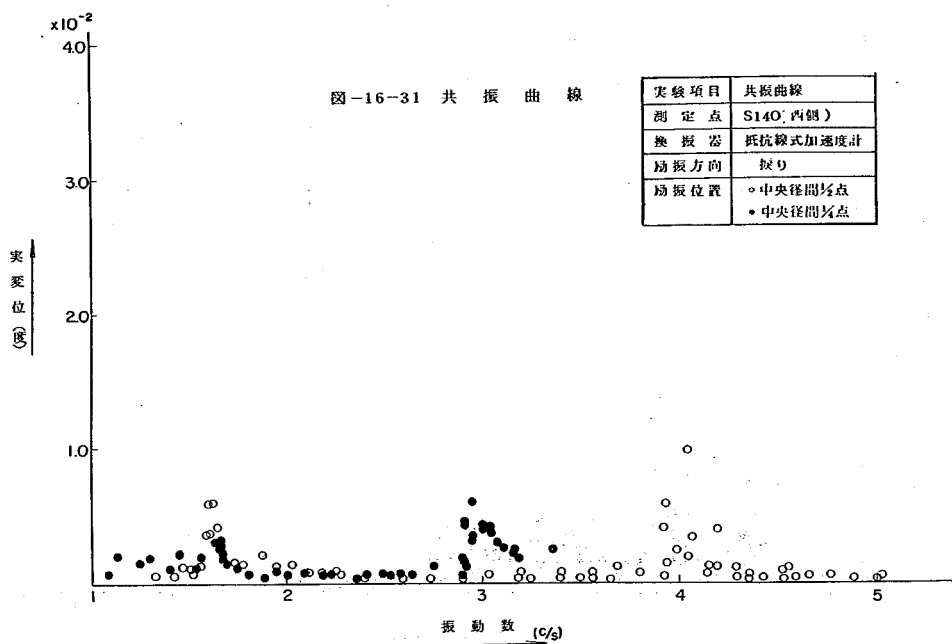






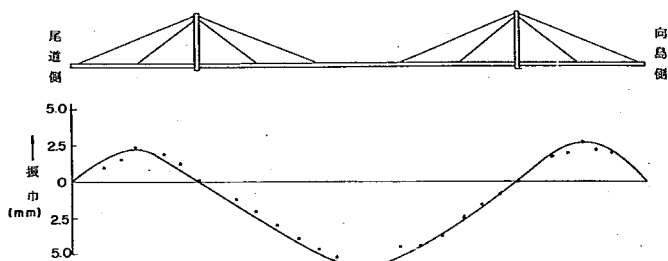






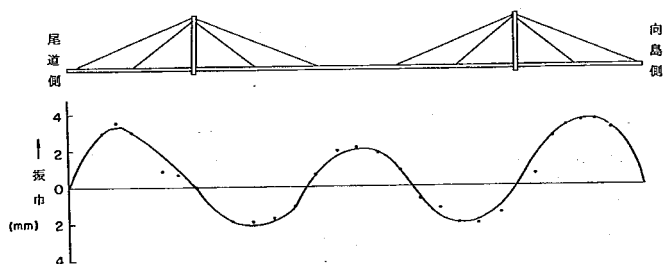
实验项目	振动波形
励振位置	$\frac{1}{4}$
励振方向	上下
励振振幅数	对 0.58%

图-17-1 振巾波数



实验项目	振动波形
励振位置	$\frac{1}{4}$
励振方向	上下
励振振幅数	1.40

图-17-2 振巾波数



实验项目	振动波形
励振位置	$\frac{1}{4}$
励振方向	振り
励振振幅数	2.93%

图-17-3 振巾波数

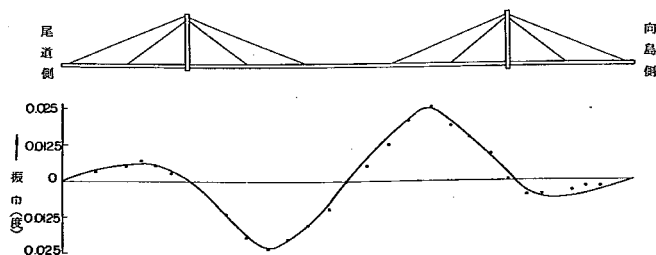


图-17-4 振巾波数

实验项目	振巾波形
振巾位置	$\frac{1}{4}$
振巾方向	上下
振巾振巾数	1.06%

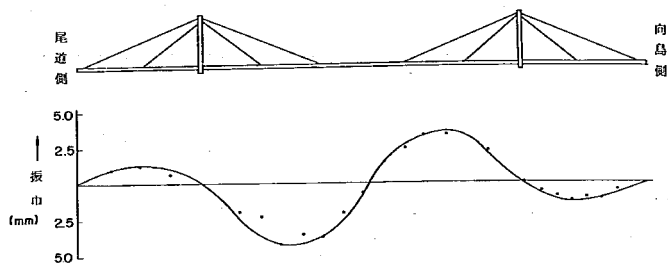
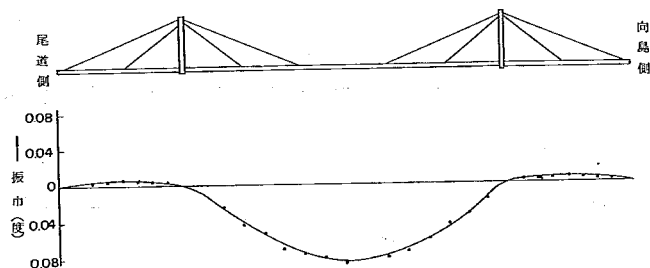


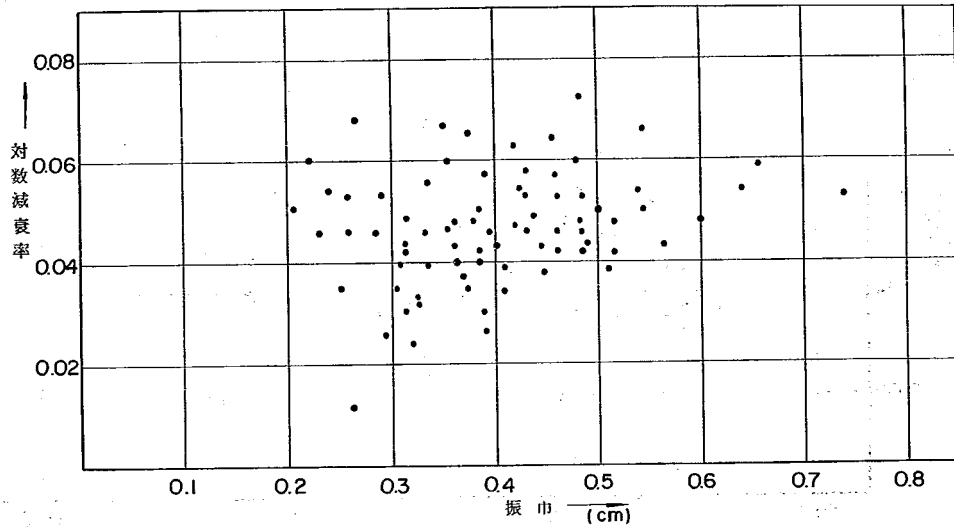
图-17-5 振巾波数

实验项目	振巾波形
振巾位置	$\frac{1}{2}$
振巾方向	横
振巾振巾数	1.64%



実験項目	減衰
測定点	M8S
換振器	可動線輪型加速度計
励振波形	対称1次撓み振動

図-18-1-1 対数減衰率



実験項目	減衰
測定点	M8S
換振器	可動線輪型加速度計
励振波形	対称1次撓み振動

図-18-1-2 振巾-波数曲線

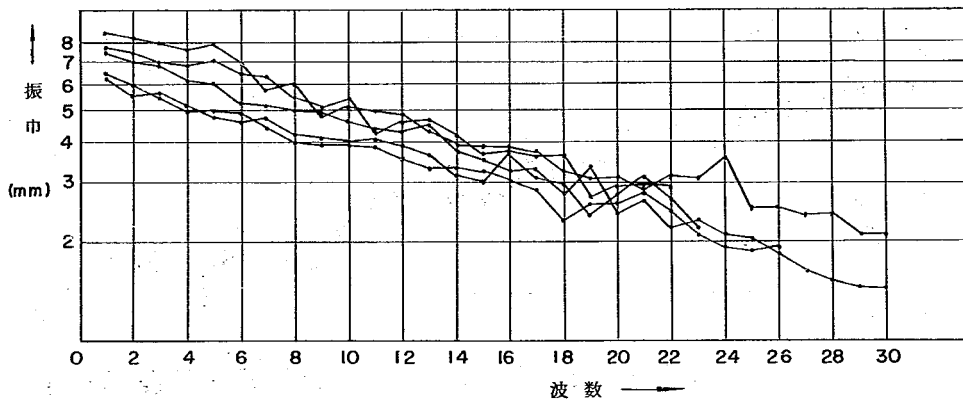


図-18-2-1 対数減衰率

実験項目	減衰
測定点	M4S
換振器	可動線輪型加速度計
励振波形	逆対称1次撓み振動

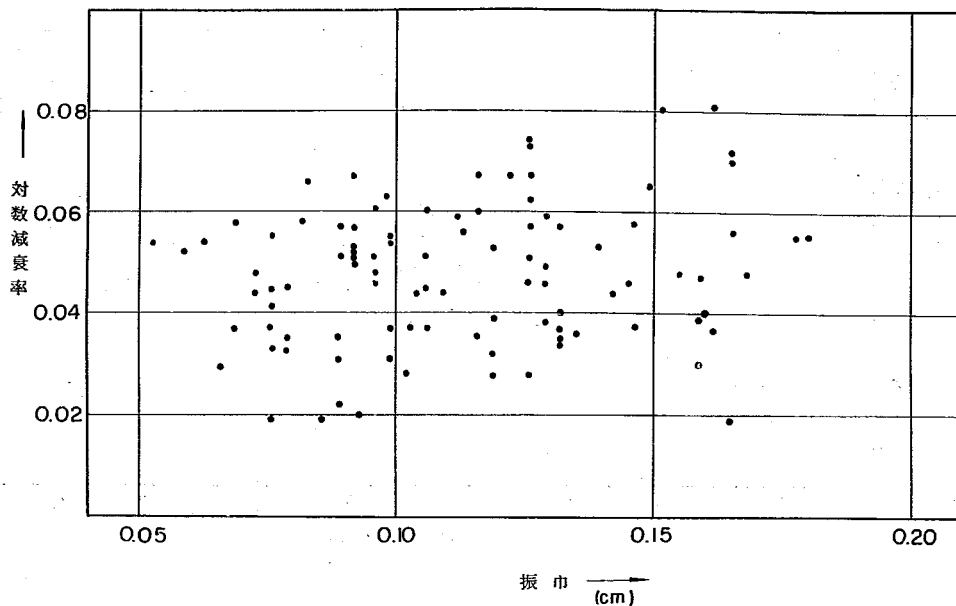


図-18-2-2 振巾-波数曲線

実験項目	減衰
測定点	M4S
換振器	可動線輪型加速度計
励振波形	逆対称1次撓み振動

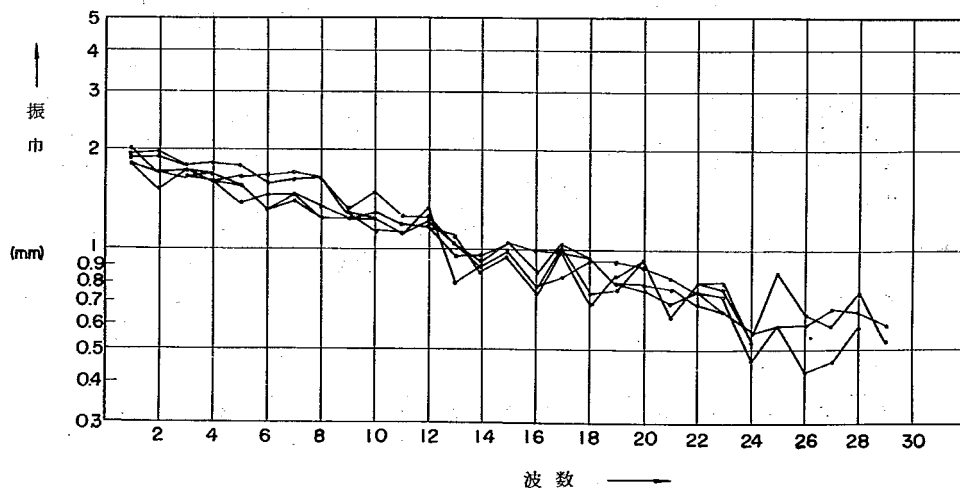


図-18-3-1 対数減衰率

実験項目	減衰
測定点	M8S
換振器	可動線輪型加速度計
励振波形	対称1次振り振動

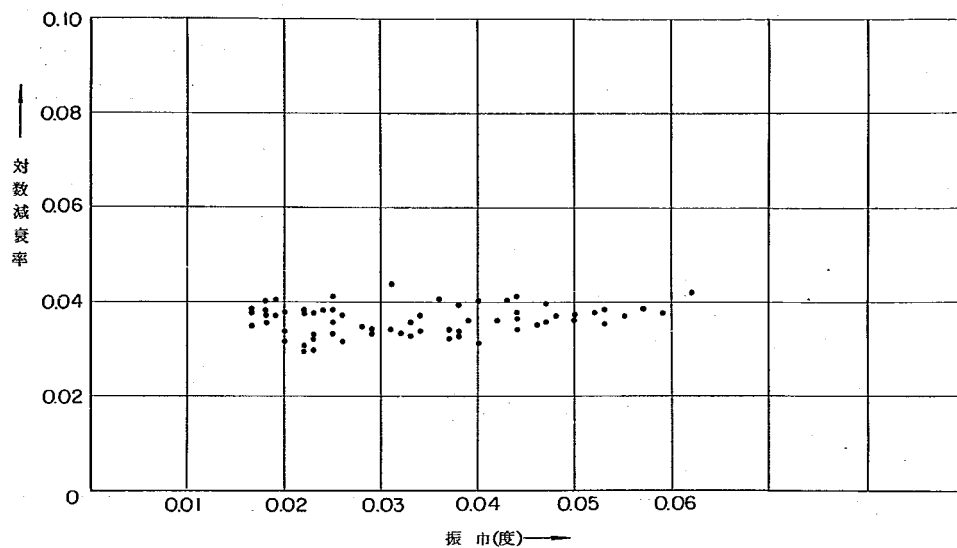


図-18-3-2 振巾-波数曲線

実験項目	減衰
測定点	M8S
換振器	可動線輪型加速度計
励振波形	対称1次振り振動

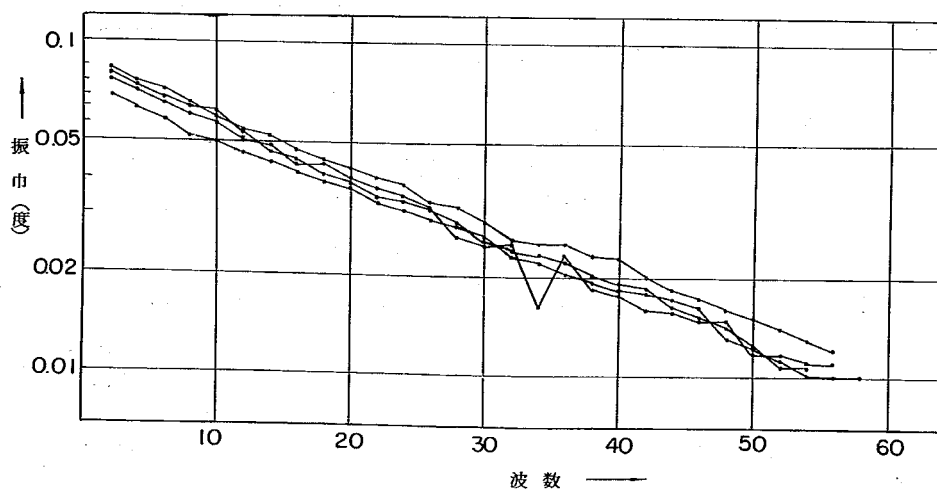


図-18-4-1 対数減衰率

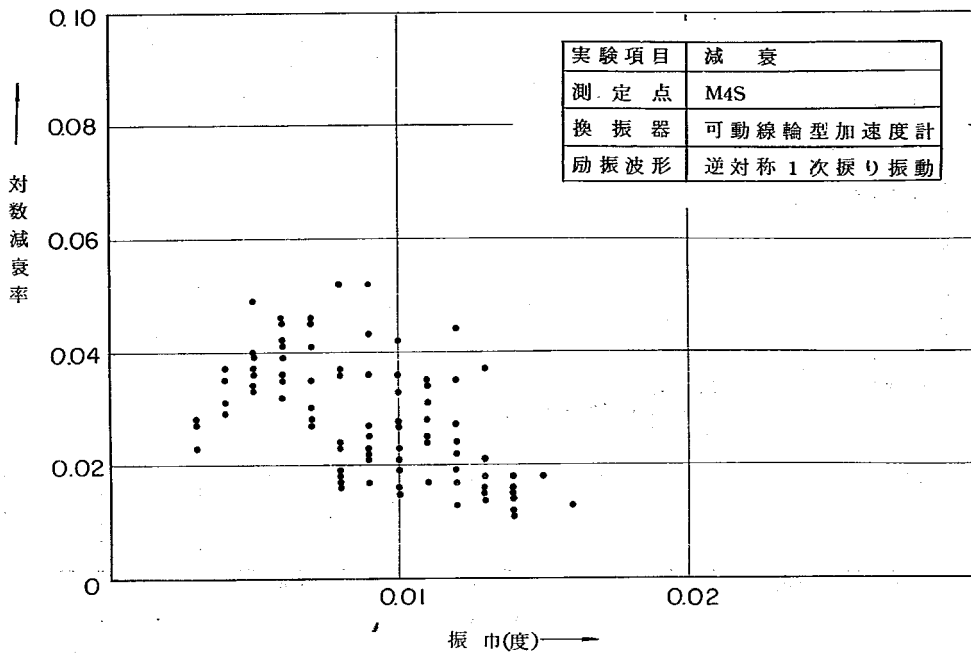
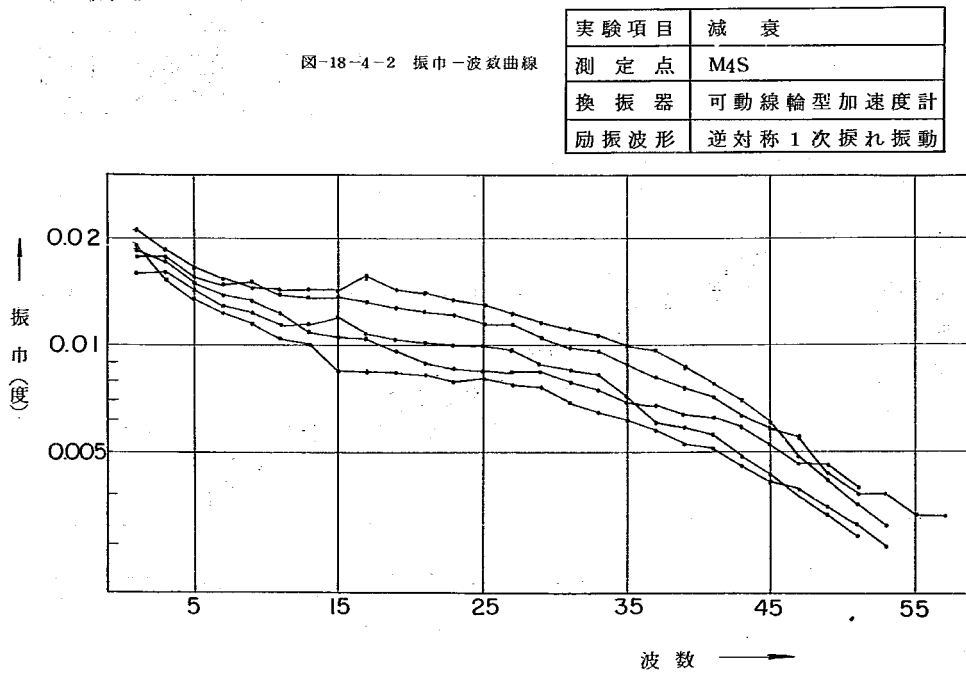
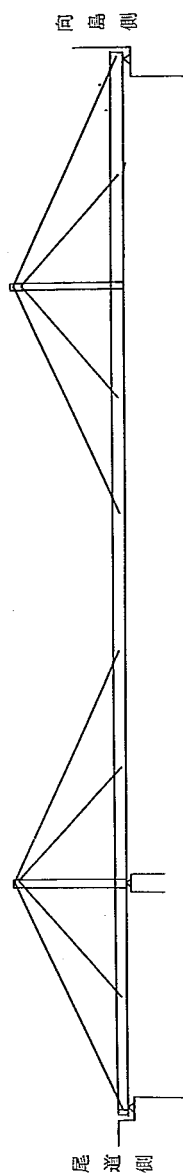


図-18-4-2 振巾一波数曲線





格点	挠み (理論値) cm/t
1	-0.0038
2	-0.0217
3	-0.0358
4	-0.0446
5	-0.0468
6	-0.0415
7	-0.0304
8	-0.0158
10	0
11	0.0156
12	0.0324
13	0.0528
14	0.0791
15	0.1129
16	0.1522
17	0.1945
18	0.2371
19	0.2815
20	0.3011
21	0.2815
22	0.2731
23	0.1945
24	0.1522
25	0.1129
26	0.0791
27	0.0528
28	0.0324
30	0.0156
31	0
32	-0.0158
33	-0.0304
34	-0.0415
35	-0.0468
36	-0.0446
37	-0.0358
38	-0.0217
39	-0.0038

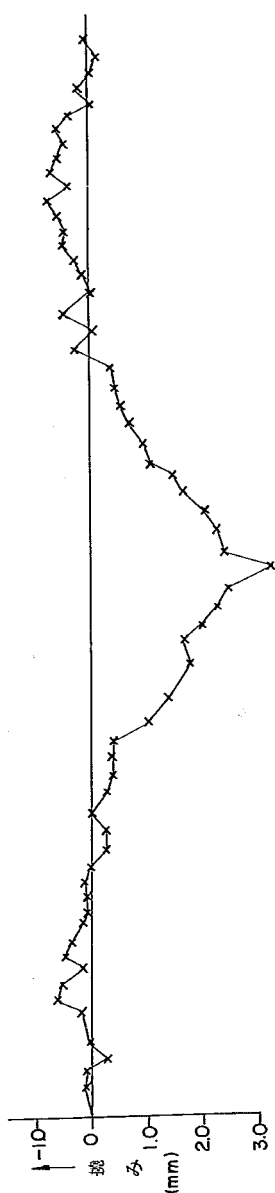


図-19 挠み曲線