



道路事業調査	
大規模特殊事業計画調査	
本州四國道路架橋調査	
耐震調査	資料番号・10

土木研究所資料

第 283 号

吊橋上部構造全橋模型による振動実験

B—概略設計 L1500 M

B—1：実験計画および実験〔1〕

昭和 42 年 5 月

建設省土木研究所耐震調査室

土木研究所資料第283号正誤表

頁	行	誤	正	備考
7	下3	サグハンガー長	サグ、ハンガー長	「,」が入る
10	表-2.3	Mode Super Position	Mode Superposition	
11	上5行	………これにもとづき	………これにもとづき	「も」不鮮明
13	下側	(a) (b) ……(3.5a~h) ⋮ (h)	(a) (b) } ……(3.5a~h) ⋮ (h)	} を付け加える
14	上6行 上12行	(Ucp-Ufm)	(Ucp-Ufp)	式中 m → P
42	上11	$\frac{A}{W}$	$\frac{A}{\omega}$	$W \rightarrow \omega$
44	図-4.28	10	1.0	縦軸の最上段

目

次

まえがき

第 1 章	実験の目的・方法および実験計画	1
1.	実験の目的	1
2.	実験の方法	1
3.	実験の計画	5
第 2 章	理論的解析計算	7
1.	概 要	7
2.	運動の基礎微分方程式	7
3.	解析の手順	8
第 3 章	模 型	11
1.	概 要	11
2.	相似則および相似比	11
3.	対象とする実橋	16
4.	模型の設計	17
第 4 章	実験その 1	31
1.	概 要	31
2.	塔柱の静的たわみ試験	31
3.	ケーブルおよび吊構造部の静的たわみ試験	34
4.	主塔の固有振動特性試験	41
あとがき		50
参考文献		51

ま え が き

本資料は、本州四国連絡架橋調査の一環として行なっている耐震調査における三径間吊橋上部構造の全橋模型による検証実験に関する一資料として、現在までの経緯を下記の項目に関して要約し検討を施したものである。

- (1) 実験の目的・方法および実験計画
- (2) 概略設計 $L1,500M$ の模型
- (3) 静的たわみ試験
- (4) 固有振動特性試験

対象とした実物は、昭和41年3月付の「建設省本州四国連絡道路調査事務所」によって作成された「三径間補剛吊橋概略設計 $L1,500M$ 設計計算書」に示されたものであり、今後引き続いて実験結果を本資料として取りまとめて行く方針である。

また本文中に述べる検証の方法および実験手法上の問題点を理論的検討および実験の積み重ねから逐次解決して行かねばならないが、今回とりあえず前記四点に関して報告するとともに、今後の理論的検討および実験の計画を明らかにして耐震調査の一資料とする。

昭和42年5月 耐震調査室

小山田 欣 裕

若 林 進

高 安 栄 寿

永 井 隆

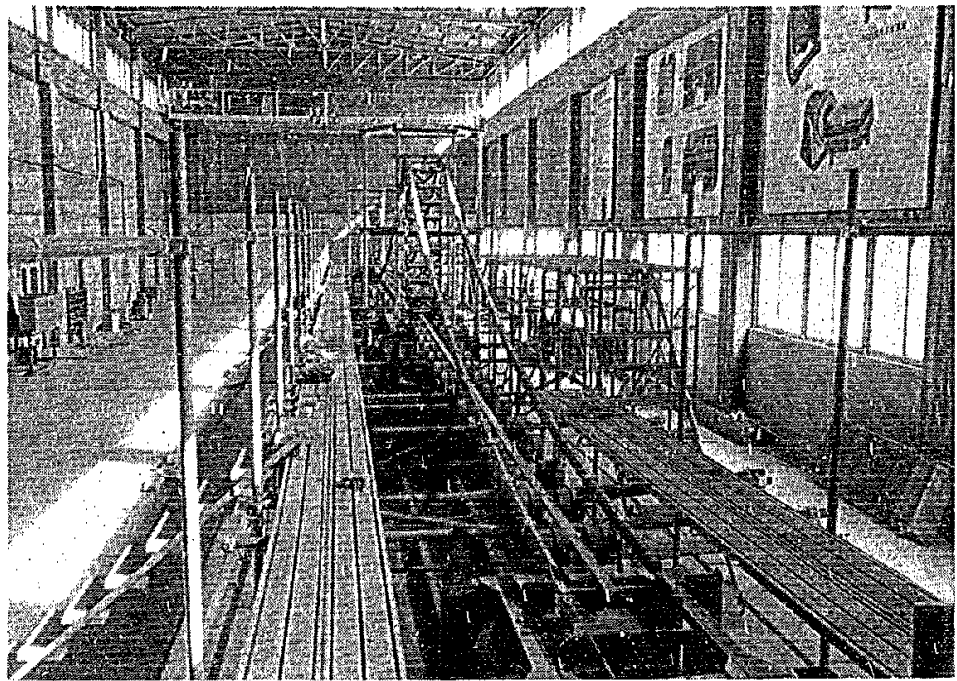


写真 - 1 模 型 全 橋

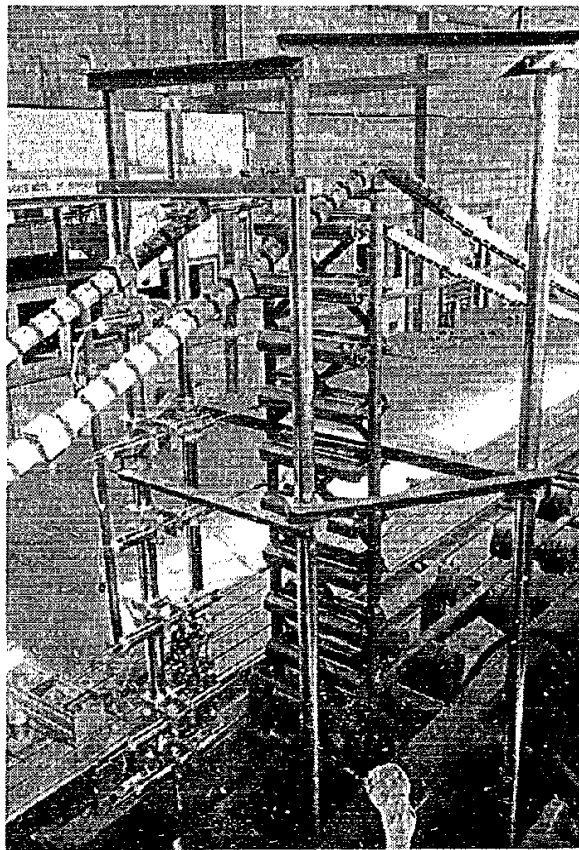


写真 - 2 主 塔 部 分

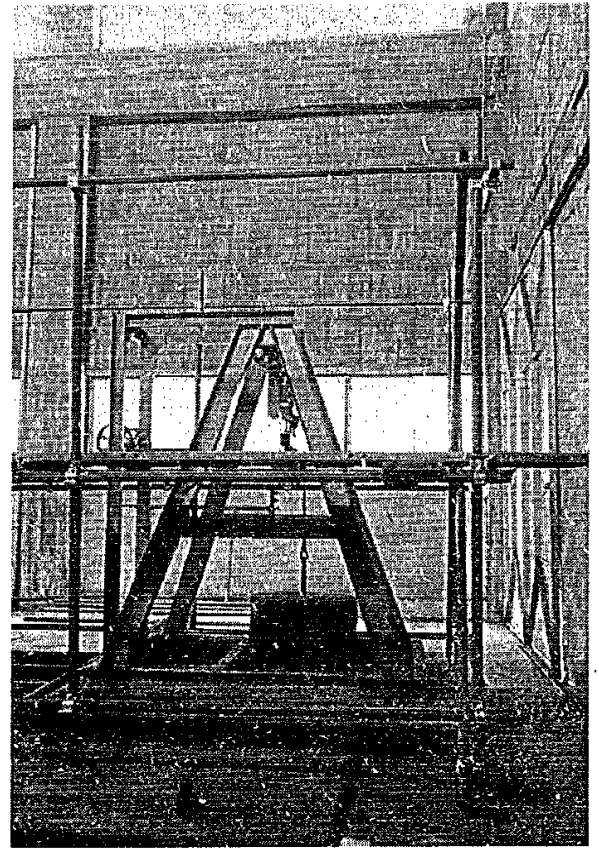


写真 - 3 ア ン カ ー 部

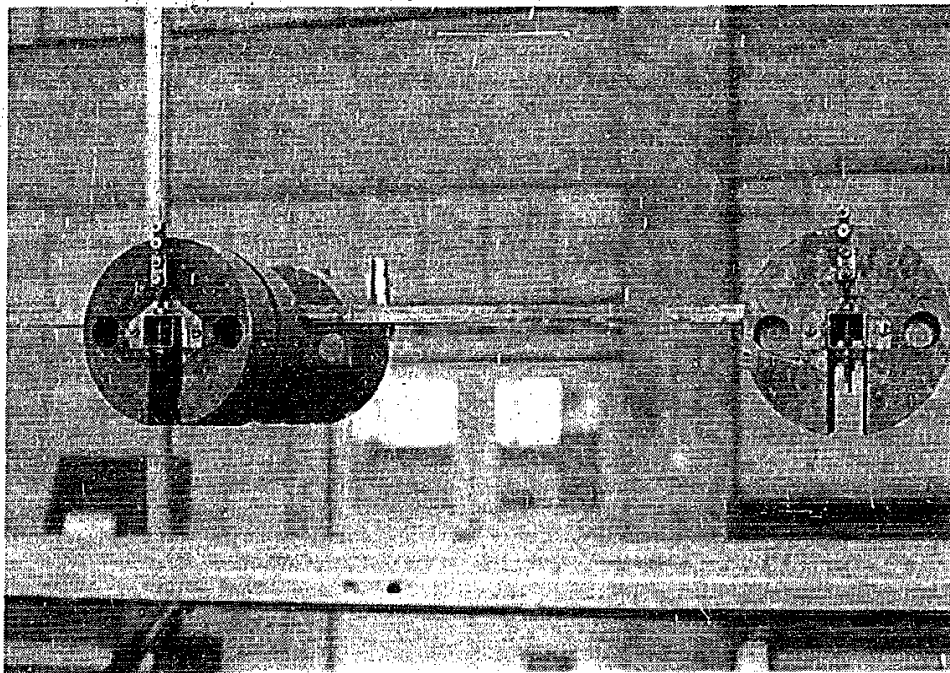


写真 - 4 加 速 度 計 ピ ッ ク ア ッ プ

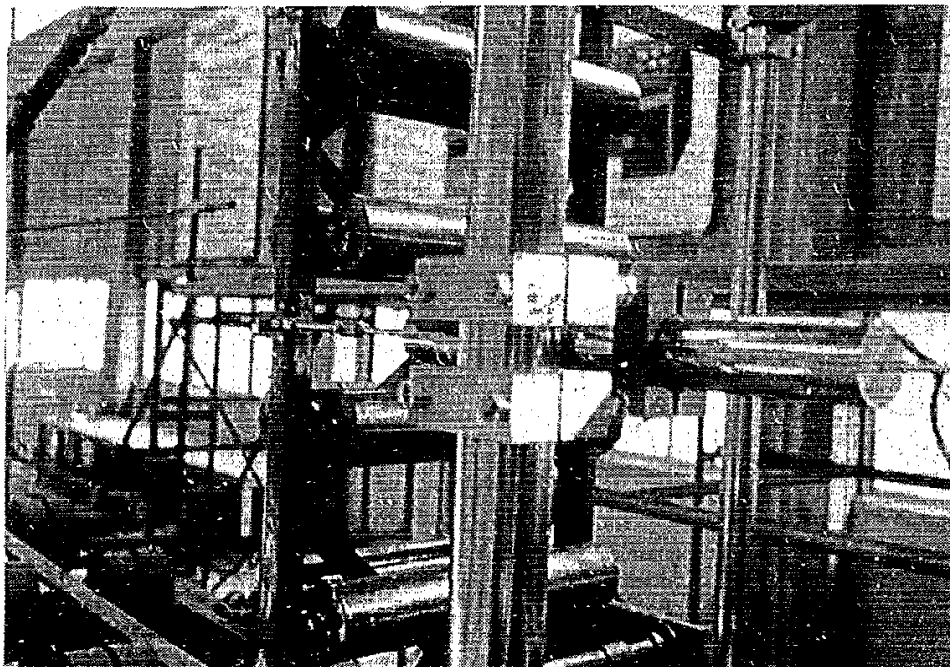


写真 - 5 主 塔 部 の 変 位 計

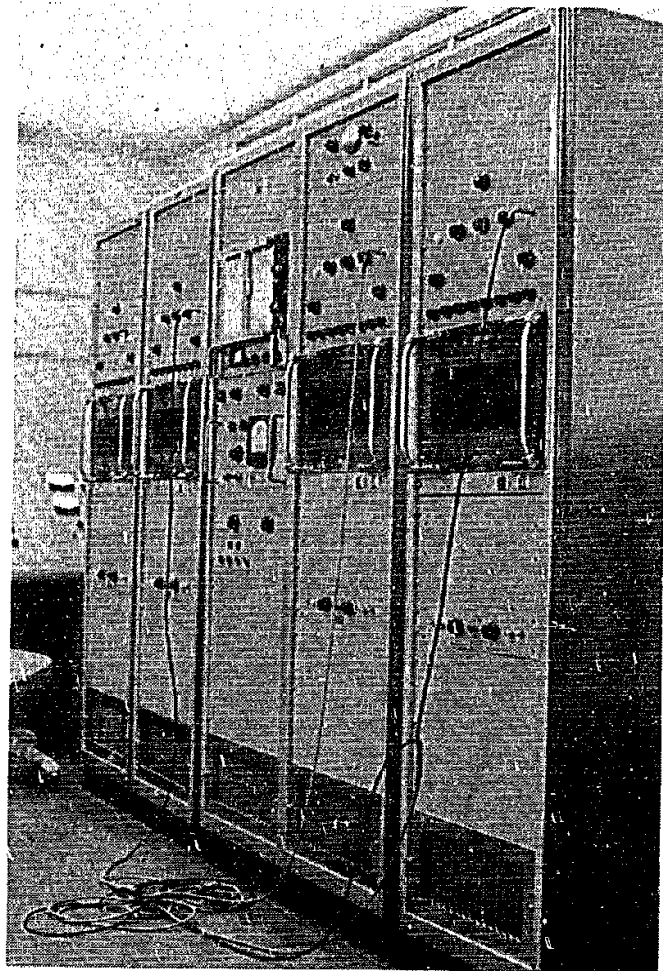


写真 - 6 イ コ ラ イ ザ ー

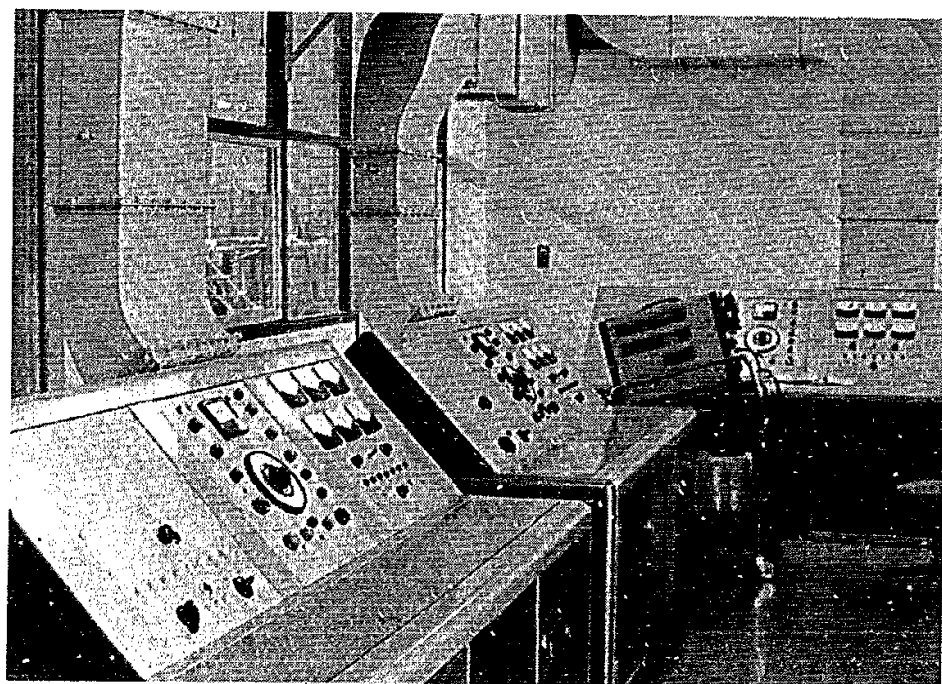


写真 - 7 加 振 制 御 装 置

第 1 章 実験の目的・方法および実験計画

1. 実験の目的
2. 実験の方法
3. 実験の計画

第1章 実験の目的・方法および実験計画

1. 実験の目的

本実験は、三径間補剛吊橋上部構造の地震時の挙動を理論的に解析し、これを縮尺模型による振動実験で確かめ、種々の地震に対し実橋がいかなる応答量を示すかを定量的に求めて、本州四国連絡橋の三径間補剛吊橋の耐震設計の一資料とすることを目的としている。

実際の作業は大きく分類して次の四点になる。

1. 三径間補剛吊橋上部構造の地震応答解析計算
2. 静的たわみ試験
3. 固有振動特性試験
4. 耐震実験

2. 実験の方法

(1) 概要

実験は前節で述べたごとく図1.1に示す工程で行なう。静的たわみ試験、固有振動特性試験、耐震実験の具体的な方法は次の通りである。

(2) 静的たわみ試験

塔柱、ケーブルおよび吊構造部の静的たわみ試験は、図1.2に示す荷重状態で、ダイヤルゲージ、スケールを使ってたわみを測定し、理論計算値と比較する。

図-1.1 実験の工程

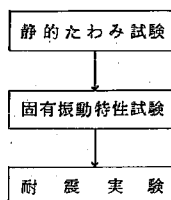
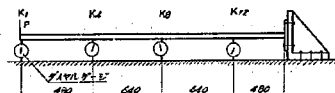


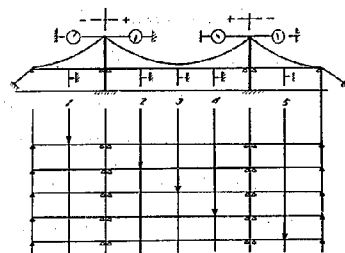
図-1.2 静的たわみ試験



(3) 固有振動特性試験

(1) ケーブルおよび吊構造部の固有振動数

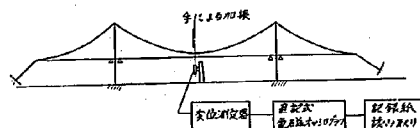
ケーブルおよび吊構造部の鉛直方向振動の固有周期および減衰定数を変位計の記録から測定する。測定点および測定装置のブロックダイヤグラムを図1.3に示す。



(2) 主塔の固有振動数

塔柱下部の振動台（残り3台の振動台は固定）を、5%～100%までの正弦波にて加振させ、主塔各部の振動を圧電型加速度計により測定し、共振曲線を求めて固有周

図1.3 固有周期の測定
(対称1次の場合)



期および減衰定数を求める。測定装置のブロックダイヤグラムを図-1.4に示す。

図 1.4 主塔の固有振動数測定

〔4〕耐震実験

四つの支点部に振動台で地震動記録に基づく加速度入力を与え、これによって生ずる振動応答加速度の時々刻々の応答を全橋の代表的測点において測定する。

入力データー、実験装置および測定計器については次のとおりである。

(1) 入力データー

我国で1956年から1964年までの間に、国内およびその周辺で観測された6個の地震動記録（加速度）から水平成分をとり出し、これをデジタル化し、また著名なEl Centro地震（1940年、N-S成分）をデジタル化した。これらの地震の概要を表1.1に示す。

一方、これらのデジタル量はAD変換器の紙テープフォーマットに合わせてコード変換し、DA変換して最終的には模型相似律に合わせて時間軸を圧縮したアナログ電圧信号を得なければならない。以下に主塔基部またはケーブル定着部に所要な入力信号を得るための過程を説明する。

我々は図-1.5(a)に示すように、一定時間間隔 t_s ごとに地震動のデジタル記録を得たとしよう。このデジタル量は、電算プログラム「CODE-IN」によって時間間隔 C ごとに補間されたうえ、AD変換器の紙テープフォーマットに合わせてコード変換され紙テープにさん孔される。

次にこのデーターは紙テープ読取機によって読み込まれる。読み込み速度は200行/secであるが、2行で1データーのため100データー/secである。また紙テープフォーマットは6チャンネルのデーターの繰返してさん孔されているから各チャンネルのデーター読み取り時間間隔 t_r は

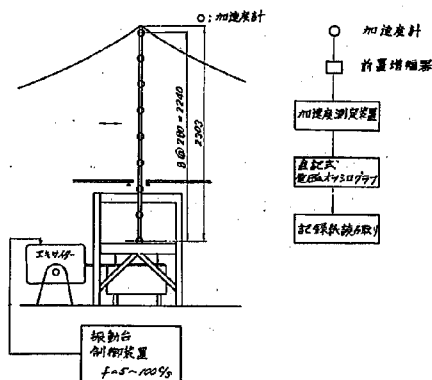


表-1.1 地震記録

番号	地震発生日付	観測地点	最大加速度	成分方向	備 考
1	61. 8. 19	豊前(吉田大橋)	19.00 gal	TR	北東型地震
2	"	"	15.76	LG	"
3	63. 3. 27	大阪(安南川橋)	21.88	LG	越前沖地震
4	63. 8. 4	千葉(土研)	75.75	N-S	"
5	"	"	74.52	E-W	"
6	63. 3. 27	尾ヶ崎(高梁橋)	27.95	LG	越前沖地震
7	"	"	37.58	TR	"
8	63. 3. 27	塩 谷	25.98	N-S	"
9	"	"	24.25	E-W	"
10	"	塩 谷	22.38	N-S	"
11	"	明 石	79.88	N-S	"
12	"	"	39.93	E-W	"
13	62. 4. 23	新 潟	243.86	N-S	"
14	"	"	372.75	E-W	"
15	56. 2. 14	東京(東大)	70.25	N-S	"
16	"	"	56.00	E-W	"
17	"	"	56.63	N-S	"
18	"	"	50.13	E-W	"
19	64. 6. 16	新潟(新潟アール)	137.13	N-S	新潟地震
20	"	"	156.88	E-W	"
20	40. 8. 18	El Centro	313.06	N-S	"

(注) LG: 横軸方向, TR: 横軸直交方向, N-S: 南北成分, E-W: 東西成分

$$t_p = \frac{6}{100} \text{ (sec)} \dots\dots\dots (1.1)$$

となる。さらに、図-1.5 (d) のデータレコーダーにこれらのデータが記録され速度を 2^{n_D} 倍して再生し、AD変換器によりDA変換してアナログ化される。このアナログ出力はアナログデータレコーダーにて低速記録、高速再生を行ない 2^{n_A} 倍する。ただし、 n_D はデジタルデータレコーダーに関する指数、 n_A はアナログデータレコーダーに関する指数である。

従って、DA変換の速度は、アナログデータレコーダーの出力までを考えれば、 $t_p/2^{(n_D+n_A)}$ 秒であり、また電算にて補間後のデータ時間間隔は、時間相似比を K_T とすれば、 $C t_p/K_T$ である。

よって次式

$$\frac{C t_p}{K_T} = \frac{t_p}{2^{n_D+n_A}} \dots\dots\dots (1.2)$$

とならねばならない。ただし、上式の諸記号の意味は

C : 最初の地震動記録の時間間隔 t_p を圧縮するための係数

t_p : 地震動のデジタル記録の時間間隔

t_0 : 紙テープ読み取り機の各チャンネルの取り取りデータ時間間隔

n_D : デジタルデータレコーダーの速度比を示す指数 ($n_D = 4$ 又は 5)

n_A : アナログデータレコーダーの速度比を示す指数 ($n_A = 0, 1, 2, 3, 4, 5$)

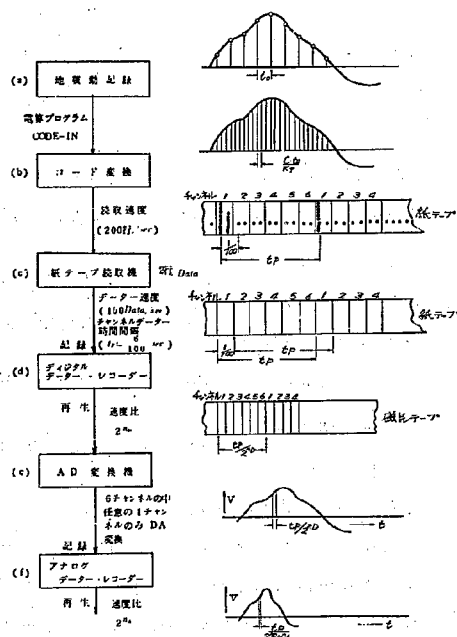
K_T : 時間相似比 10

我々は (1.2) から、電算プログラム「CODE-IN」の入力データ C を次式のごとく得ることができる。

$$C = \frac{t_p/t_0}{2^{n_D+n_A}} \cdot K_T \dots\dots\dots (1.3)$$

当調査室における模型は $K_T = 10$ であり、AD変換器の t_p は $6/100 \text{ sec}$ である。また n_D , n_A の値は C の値が $0 < C \leq 1$ となるよう、 $n_D = 4$ 又は 5 , $n_A = 0, 1, 2, 3, 4, 5$ の範囲で決めればよい。

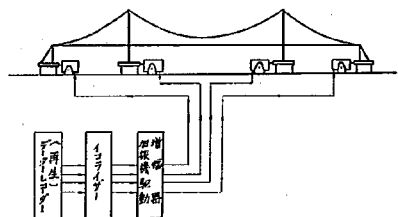
図-1.5 地震波入力作成



(2) 振動実験装置

地震波を入力とした振動実験では、吊橋全橋模型の四つの支点部に振動台を置き加振する。振動台の配置およびブロックダイアグラムを図-1.6に示す。

図-1.6 振動実験装置



(3) 測定装置

測定計器としては、圧電型加速度計、電磁式変位計および抵抗線ひずみゲージ等の測定計器を、模型に取り付けて測

図-1.7 測定装置

定し、その出力をデータレコーダーおよび直記式電磁オシログラフに記録する。測定装置のブロックダイアグラムを図-1.7に示す。

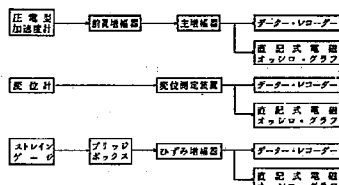
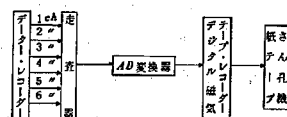


図-1.8 データ処理装置



データレコーダーに記録されたデータはAD変換器によって処理される。また結果のデジタル量はさらにコード変換（電算プログラム：CODE-OUT）されて所要の解析が施される。データ処理装置のブロックダイアグラムを図-1.8に示す。なお諸計器の詳細については参考文献(4)を参照されたい。

(5) 現在までの実験経過と実験方法の検討

(1) 実験経過

静的たわみ試験および主塔の固有振動特性試験はすでに測定を終っており、耐震実験は予備実験を実施中である。

(2) 実験方法に関する検討

i) 模型に関する検討

前に文献13で示した模型試験方法では塔柱の重錘が約15%以上で異常振動（ガタ）を起し、記録波形のS/Nを悪くするので、重錘取り付け部の隙間にハンダを充填して、ノイズを減少させた。

前回の模型実験の固有振動特性試験において、ケーブルアンカーの支柱が振動したので、今回補強を行なった。

また共振実験中にハンガーが各所で切れ支障を来したので、材料をワイヤーからピアノ線に変更するとともにケーブルや補剛桁との接続方法にも改良を加えた。

ii) 振動台系統および測定装置に関する検討

変位計の測定範囲は $\pm 50\text{mm}$ であるが、地震応答実験の場合、とくに補剛桁の変位は小さ

いので測定がむずかしいと思われる。

四台の振動台を同位相で加振するには、振動台の取り付け方向が、2台つづき逆向きとなっているので、入力にて位相を 180° ずらせて加えなければならない。それゆえ、現在データレコーダーの出力回路を改造中である。

III) 実験全体について

模型、加振系統、測定装置および理論計算法の各々に種々の制約や、手法上の問題点があり、これらは実験の積み重ねとそれに対する検討から改善させるべきものとする。

3. 実験計画

すでに前節で実験の方法を明らかにしたが、ここでは理論的解析を含めた全体の実験計画を示すこととする。実験は、静的たわみ試験、固有振動特性試験等で模型の妥当性を確認したうえで、国内・国外で観測された約20種の地震記録を用いた耐震試験を行ない、理論解析によるものとの比較検討して、実橋の耐震性を評価するものである。

表-1.2 実験計画

耐震実験は、一般の動的応答解析の検証をかねて、3段階にわけて行なう計画である。すなわち実験(Ⅰ)は上部構造全体に地震波を作用させてその応答諸量を測定し実橋に換算して理論解との比較検討を行なうものである。

実験(Ⅱ)は主塔に着目し、塔頂自由の片持梁として任意波形の加振を行ない、動的応答解析法の妥当性を検証する一資料とするものである。また、実験(Ⅲ)は、塔頂をピアノ線等で拘束して実橋の主塔における条件を近似的に再現し、主塔のみに着目した応答実験を行ない本検証実験の一資料とするものである。

本実験は、模型製作上の誤差、実験手法上の難点、解析計算の当否等の点から結果にある程度の誤差を含むものと考えられるが、各段階ごとの実験結果の入念な検討により、その評価に大きな誤りを犯すことはないものと考えられる。

これらの検討は、各段階の報告書に明らかにして行く予定である。実験計画を表-1.2に示す。

日付	理論的解析	実 験	報 告
42.4	計算式の確立 (1) 力学モデル (2) 基礎差分方程式	実験(Ⅰ)準備 (1) 配 線 (2) 加振機調整	土研資料 B-1 (1) 実験計画方法 (2) 静的たわみ試験
5	(3) 差分方程式 (4) 電算フローチャート	(3) 固定計器調整 (4) 入力データー準備 (5) DA 変換	(3) 固有振動特性試験 (4) 理論解析法 上記取りまとめ
6	電算プログラム作成 (1) 固有周期 (2) 振動モード	実験(Ⅰ)全高 	B-1 報告書作成
7	(3) 変 位 (4) 曲げモーメント (5) 応 力	(1) 変 位 (2) 変 位 剪断力 (3) 加速度	
8	試験及び検討	実験(Ⅰ)準備	土研資料 B-2 (1) 実験(Ⅰ)結果 (2) 解析計算結果
9	地震応答計算 実験(Ⅰ)に対応	実験(Ⅱ)主塔 	(3) 実験と解析の比較 検討 上記取りまとめ
10	地震応答計算 実験(Ⅰ),(Ⅱ)に対応	実験(Ⅲ)準備	B-2 報告書作成
11			
12		実験(Ⅲ)主塔 	土研資料 B-3 (1) 実験(Ⅰ) (2) 実験(Ⅱ)
43.1			(3) 実験(Ⅲ) (4) 静的たわみ試験 (5) 固有振動特性試験
2			(6) 地震応答計算 (7) 実験の要約 上記取りまとめ
3			B-2 報告書作成

第 2 章 理論的解析計算

1. 概要
2. 運動の基礎微分方程式
3. 解析の手順

第2章 理論的解析計算

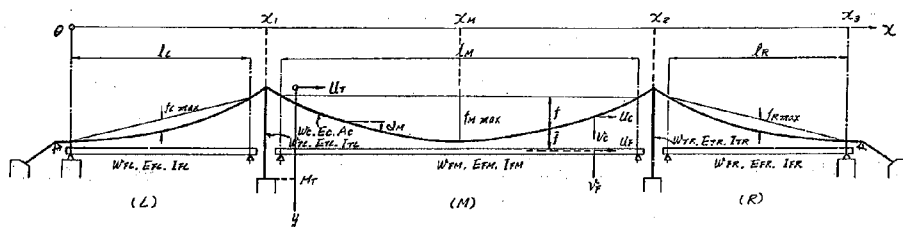
1. 概 要

実橋に対する地震時の応答量を求める演算過程の概要を本章に示す。解析計算の手法は、実橋に成りたつ運動方程式を有限個数の質点系におきかえた力学モデル系に適用して差分方程式へと変換し、固有値・固有ベクトルを求め、物理座標系から規準座標系への座標変換を行なったのち各次モードごとに表われる1自由度系とみなし得る運動方程式を解き、この解をいわゆるモーダル・アナリシスによる解析法の手順に従って重合し最終的応答量を求めるものである。解析計算については別に報告する予定であり、ここではその要旨を述べるにとどめる。

2. 運動の基礎微分方程式

図-2.1 に示す吊橋上部構造の主塔基部およびケーブル定着部に地震による橋軸水平方向の強制的変位(ε)が加えられたときの構造主系面内の振動は、主塔の水平振動・ケーブルおよび補剛桁の鉛直振動(ハンガーは振動時にも伸びないと仮定する)、ケーブルの水平振動、補剛桁の水平振動から主として成りたつと考えると差し支えない。

図-2.1 吊橋上部構造
全体図



これらの振動系に成りたつ運動方程式およびその境界条件と運動エネルギー(T)および位置エネルギー(V)等をまとめたものが表-2.1である。図表中の諸記号の意味の概略を示すと、 C , F , T なる添字は各々ケーブル、補剛桁、主塔を表わし、 L , M , R なる添字は各々左、中央、右を表わすものである。また u , v は水平変位、鉛直変位を、 E , A , I , w , α , f , f は縦弾性係数、断面積、断面2次モーメント、単位長さ当り重量、ケーブルの傾斜角、サグ・ハンガー長である。

また P , h はケーブル張力増分の鉛直成分、水平成分を表わし P_* , H_* は自重によるケーブル張力の鉛直成分、水平成分でありこれらは次式で表わすことができる。

$$\begin{aligned} p(x) &= E_c A_c \cos \alpha(x) \sin \alpha(x) \left[\frac{\partial u_c}{\partial x} \cos \alpha(x) + \frac{\partial v}{\partial x} \sin \alpha(x) \right] & : (a) \\ h(x) &= E_c A_c \cos^2 \alpha(x) \left[\frac{\partial u_c}{\partial x} \cos \alpha(x) + \frac{\partial v}{\partial x} \sin \alpha(x) \right] & : (b) \\ P_* &= H_* \left[\tan \alpha_M(x_1) - \tan \alpha_L(x_1) \right], \text{ (左側主塔頂部)} & : (c) \\ H_* &= (w_c + w_f) \ell^2 / 8 f_{\max} & : (d) \end{aligned} \quad \dots\dots (2.1)$$

表一 2.1 運動方程式

	主梁および補剛脚 (左)	主梁および補剛脚 (中央)	主梁および補剛脚 (右)	主 塔 (左)	主 塔 (右)
構 造 図					
基 礎 分 析 方 程 式	$\frac{w_1 + w_2}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} (E_1 I_1 \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2})$ $- H_1 \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} - \frac{\partial p_1}{\partial x} = 0 ;$ $\frac{w_1}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} + \frac{w_2}{f_1} (w_1 - w_2) - \frac{\partial w_1}{\partial x}$ $= - \frac{p_1}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} ;$ $\frac{w_1}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} + \int_0^L \frac{w_1}{f_1} (w_1 - w_2) dx$ $= - \frac{p_1}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $w_1 = 0, w_2 = 0, \frac{\partial w_1}{\partial x} = 0$	$\frac{w_1 + w_2}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} (E_1 I_1 \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2})$ $- H_1 \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} - \frac{\partial p_1}{\partial x} = 0 ;$ $\frac{w_1}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} + \frac{w_2}{f_1} (w_1 - w_2) - \frac{\partial w_1}{\partial x}$ $= - \frac{p_1}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} ;$ $\frac{w_1}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} + \int_0^L \frac{w_1}{f_1} (w_1 - w_2) dx$ $+ \int_0^L \frac{w_2}{f_2} (w_2 - w_1) dx = - \frac{p_1}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $w_1 = 0, w_2 = 0, \frac{\partial w_1}{\partial x} = 0$	$\frac{w_1 + w_2}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} (E_1 I_1 \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2})$ $- H_1 \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} - \frac{\partial p_1}{\partial x} = 0 ;$ $\frac{w_1}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} + \frac{w_2}{f_1} (w_1 - w_2) - \frac{\partial w_1}{\partial x}$ $= - \frac{p_1}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} ;$ $\frac{w_1}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} + \int_0^L \frac{w_1}{f_1} (w_1 - w_2) dx$ $= - \frac{p_1}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $w_1 = 0, w_2 = 0, \frac{\partial w_1}{\partial x} = 0$	$\frac{w_1}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} (E_1 I_1 \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2})$ $+ P_1 \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} - \frac{w_1}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $w_1 = 0, \frac{\partial w_1}{\partial x} = 0$	$\frac{w_1}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} (E_1 I_1 \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2})$ $+ P_1 \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} - \frac{w_1}{\delta} \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $w_1 = 0, \frac{\partial w_1}{\partial x} = 0$
境 界 条 件	$\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $w_1 = 0, w_2 = 0, \frac{\partial w_1}{\partial x} = 0$	$\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $w_1 = 0, w_2 = 0, \frac{\partial w_1}{\partial x} = 0$	$\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $w_1 = 0, w_2 = 0, \frac{\partial w_1}{\partial x} = 0$	$\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $w_1 = 0, \frac{\partial w_1}{\partial x} = 0$	$\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $\{ w = 0 \} ;$ $w_1 = 0, \frac{\partial w_1}{\partial x} = 0$
二 次 元	$2T = f \frac{w_1 + w_2}{\delta} \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \right) dx$ $+ f \frac{w_1}{f_1} \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \right) dx + f \frac{w_2}{f_2} \left(\frac{\partial w_2}{\partial x} \right) dx ;$ $2V = f E_1 k_1 \cos \theta \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \cos \theta + \frac{\partial w_2}{\partial x} \sin \theta \right) dx$ $+ f \frac{w_1}{f_1} (k_1 - k_2) \sin \theta dx + f H_1 \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \right) dx$ $+ f E_1 I_1 \cos \left(\frac{\partial w_1}{\partial x^2} \right) dx$	$2T = f \frac{w_1 + w_2}{\delta} \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \right) dx$ $+ f \frac{w_1}{f_1} \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \right) dx + f \frac{w_2}{f_2} \left(\frac{\partial w_2}{\partial x} \right) dx ;$ $2V = f E_1 k_1 \cos \theta \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \cos \theta + \frac{\partial w_2}{\partial x} \sin \theta \right) dx$ $+ f \frac{w_1}{f_1} (k_1 - k_2) \sin \theta dx + f H_1 \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \right) dx$ $+ f E_1 I_1 \cos \left(\frac{\partial w_1}{\partial x^2} \right) dx$	$2T = f \frac{w_1 + w_2}{\delta} \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \right) dx$ $+ f \frac{w_1}{f_1} \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \right) dx + f \frac{w_2}{f_2} \left(\frac{\partial w_2}{\partial x} \right) dx ;$ $2V = f E_1 k_1 \cos \theta \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \cos \theta + \frac{\partial w_2}{\partial x} \sin \theta \right) dx$ $+ f \frac{w_1}{f_1} (k_1 - k_2) \sin \theta dx + f H_1 \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \right) dx$ $+ f E_1 I_1 \cos \left(\frac{\partial w_1}{\partial x^2} \right) dx$	$2T = f \frac{w_1}{\delta} \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \right) dx ;$ $2V = f E_1 I_1 \cos \left(\frac{\partial w_1}{\partial x^2} \right) dx$ $- f P_1 \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \right) dx ;$ $- f P_1 \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \right) dx ;$	$2T = f \frac{w_1}{\delta} \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \right) dx ;$ $2V = f E_1 I_1 \cos \left(\frac{\partial w_1}{\partial x^2} \right) dx$ $- f P_1 \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \right) dx ;$ $- f P_1 \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} \right) dx ;$

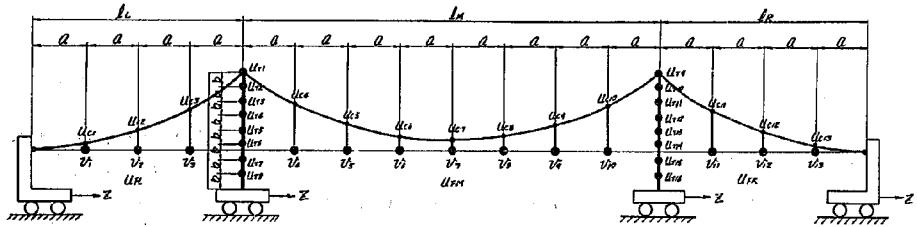
地震応答解析の入力データとしては強制変位 z ではなく $(\partial^2 z / \partial t^2)$ なる加速度を与えるものとする。

また表-2.1 に示した運動エネルギー(T)および位置エネルギー(V)は微分方程式から差分方程式を組み立てる際に有効となるものである。各運動方程式の誘導に関しては巻末に掲げる分献(6), (9)~(11)を参照していただきたい。

3. 解析の手順

目的とする解析計算を行なうためには、表-2.1 に示された運動方程式を解かねばならないが、厳密に言えば無限自由度の弾性体からなる対象物を直接解明するのは困難であるから、通常行なわれる近似的解法によらねばならない。従って我々は、与えられた基礎微分方程式を所要の精度で比較的容易に解くために振動時の力学モデルを設定し、この力学モデル系について運動方程式を解くわけである。力学モデルはたとえば図-2.2 のごとき多質点系で表わされ、すでに与えられている基礎微分方程式と境界条件から差分方程式を組み立てこれを解けば良いのである。

図-2.2 振動時の力学モデル



差分方程式ができたなら、まず右辺の荷重項を零とおいて自由振動の方程式を導き、固有値・固有ベクトルを求め、運動方程式を物理座標系から規準座標系へと変換し次のごとき式を得る。

$$m_r \ddot{\xi}_r + c_r \dot{\xi}_r + k_r \xi_r = Q_r \quad (r = I, II, \dots) \quad (2.2)$$

ただし

- m_r : 規準質量 ($t \cdot \text{sec}^2 / m$)
- k_r : 規準バネ定数 (t / m)
- c_r : 規準減衰係数 ($t \cdot \text{sec} / m$)
- Q_r : 規準座標に対応する一般力 (t)
- ξ_r : 規準座標 (m)
- r : 振動モードの次数を表す添字

(2.2) は自由度の個数だけ存在し、見かけ上 1 自由度系の運動方程式となっており、各次モード毎に与えられる m_r , c_r , k_r , Q_r から ξ_r の時々刻々の応答量が Duhamel 積分と言われる次式から計算することができる。

$$\xi_r = \frac{1}{p_{dr}} \cdot \frac{\int \phi_r dm_r}{\int \phi_r^2 dm} \cdot \int_0^t \ddot{z}(\tau) e^{-p_r(t-\tau)} \sin p_{dr}(t-\tau) d\tau \quad (r = I, II, \dots) \quad (2.3)$$

ただし

- p_r : 非減衰固有円振動数 (rad / sec)
- p_{dr} : 減衰固有円振動数 (")
- h_r : 減衰定数
- ϕ_r : 固有ベクトル
- $\int dm$: 全質量に関する積分
- $\int dm_r$: 地震動 z の方向に振動する質量に関する積分

(2.3) から ξ_r が求まったなら、最終的応答変位 u は次式のごとく *mode superposition* を行なって求めることができる。

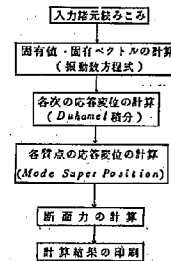
$$u = \sum_{r=1}^n \phi_r \cdot \xi_r \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

u から他の応答諸量をも導くことができる。

かくして、図-2.3 に示すような計算手順でもって所要の応答量を求めるのである。現在、電子計算プログラム作成の準備を進めているが、加振機の性能上、任意波形加振の場合は20%以下の周波数領域における直線性が保たれないので、すでに作成されている地震記録のアナログ電圧信号(磁気テープに記録)によって振動台を加振し、測定された振動台の加速度記録を入力データとして演算を行なう必要がある。

また、減衰定数を相似させることは非常に困難なので模型につき実験によって得られた値を利用して演算を行なわねばならない。従って、ある程度実験を先行させ入力および諸データを確保した上で演算を行ない、実験結果と比較する予定であり、これらは他日報告する。

図-2.3 電算流れ工程表



第 3 章 模 型

1. 概 要
2. 相似則および相似比
3. 対象とする実橋
4. 模型の設計

第3章 模 型

1. 概 要

本模型は、概略設計 $L1,500M$ (対象とする実橋の項を参照) の設計計算書にもとづき製作した幾何縮尺比 $1/100$ の上部構造全橋模型である。本章においては、振動時の吊橋上部構造に関する実橋と模型についての相似則を示すとともに、これにもとづき設計された模型の概要を述べ、併せて簡単な応力照査の結果を示す。

また、すでに土木研究所資料第182号(13)に述べられているものと重複している点に関しては説明を簡単にしているので、詳細については上記資料を参照されたい。

2. 相似則および相似比

(1) 緒 言

本設計計算においては、吊橋上部構造全体に対する運動の微分方程式をたて、これを実物と模型で比較することにより断面および断面力諸量の間の相似則を定め、次元解析によってこれを照査したうえで相似比を数値計算した。ここに相似則および相似比の誘導の概要を述べる。構造主系面に直交する振動の相似比は、構造主系面内に振動する場合と同様になるので、本節では構造主系面内に振動する場合について述べることにする。

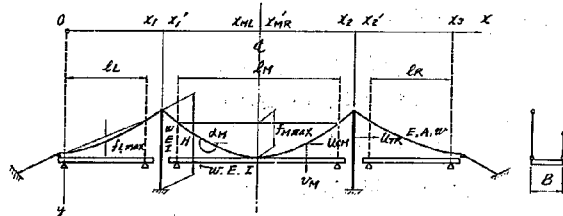
また運動方程式も、重複した相似比を誘導するわずらわしさを避けて基本的なもののみを採用する。

図-3.1 三径間補剛吊橋のモデル

(2) 運動の微分方程式による相似則の決定

(i) 運動の微分方程式

対象とする実橋は図-3.1に示すような三径間補剛吊橋であり、この系について主塔の水平曲げ振動、ケーブルおよび補剛桁の鉛直振動、ケーブルの水平振動に関する微分方程式をたてると次式のごとくなる。



$$\frac{w_r}{g} \frac{\partial^2 u_r}{\partial t^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} (E_r I_r \frac{\partial^2 u_r}{\partial y^2}) + P_r \frac{\partial^2 u_r}{\partial y^2} = 0, \quad (a)$$

$$\frac{w_c + w_r}{g} \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} (E_r I_r \frac{\partial^2 v}{\partial x^2}) - H_r \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} - \frac{\partial p}{\partial x} = 0, \quad (b) \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

$$\frac{w_c}{g} \frac{\partial^2 u_c}{\partial t^2} + \frac{w_r}{f} (u_c - u_r) - \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (c)$$

ただし上式において P_r , H_r , P , h は次式で表わされる量である。

$$\begin{aligned}
 P_w &= H_w \{ \tan \alpha_M(x_1') - \tan \alpha_L(x_1) \} & (a) \\
 H_w &= \frac{w_c + w_f}{8f_{max}} \ell^2 & (b) \\
 p &= E_c A_c \cos \alpha \cdot \sin \alpha \left(\frac{\partial u_c}{\partial x} \cos \alpha + \frac{\partial v}{\partial x} \sin \alpha \right) & (c) \\
 h &= E_c A_c \cos^2 \alpha \left(\frac{\partial u_c}{\partial x} \cos \alpha + \frac{\partial v}{\partial x} \sin \alpha \right) & (d)
 \end{aligned}
 \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

式 (3.1), (3.2) および図 - 3.1 中に表われる諸記号の意味は次のとおりである。

- L : 左岸側側径間を示す添字
- R : 右岸側側径間を示す添字
- M : 中央径間を示す添字
- C : ケーブルを示す添字
- F : 補剛桁を示す添字
- T : 主塔を示す添字
- x : 橋軸方向座標 (m)
- y : 鉛直方向座標 (m)
- u : 水平方向変位 (m)
- v : 鉛直方向変位 (m)
- α : 任意点より x の正方向に引いた直線から時計方向に測ったケーブルの傾斜角 (rad)
- ℓ : 径 間 長 (m)
- H : 主 塔 高 (m)
- B : 主塔の塔柱中心線間隔 (m)
- f : サ グ (m)
- A : 断 面 積 (m^2)
- I : 断面 2 次モーメント (m^4)
- E : 縦弾性係数 (t/m^2)
- w : 単位長さ当り重量 (t/m)
- P_w : 主塔位置におけるケーブル張力の鉛直分力 (t)
- H_w : ケーブル張力の水平分力 (t)
- p : ケーブル張力増分の鉛直分力 (t)
- h : " 水平分力 (t)
- t : 時 間 (sec)

補剛桁の水平振動, 主塔の鉛直振動等は, 緒言に述べた理由により省略する。

(2) 相似則

(3.1) および (3.2) の関係は、実物ならびに模型の双方について同様な形式で成立し得るので、いま実物に p 、模型に m なる添字を付して運動方程式を表わして見よう。ここで $B_1 = EA$, $B_2 = EI$ なる置換を行なう。まず実物については

$$\begin{aligned} \frac{w_{\tau p}}{g} \frac{\partial^2 u_{\tau p}}{\partial t_p^2} + \frac{\partial^2}{\partial y_p^2} (B_{\tau 2 p} \cdot \frac{\partial^2 u_{\tau p}}{\partial y_p^2}) + P_{\tau p} \frac{\partial^2 u_{\tau p}}{\partial y_p^2} &= 0 & (a) \\ \frac{w_{cp} + w_{fp}}{g} \frac{\partial^2 u_p}{\partial t_p^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_p^2} (B_{p 2 p} \cdot \frac{\partial^2 v_p}{\partial x_p^2}) - H_{\tau p} \frac{\partial^2 v_p}{\partial x_p^2} - \frac{\partial p_p}{\partial x_p} &= 0 & (b) \\ \frac{w_{cp}}{g} \frac{\partial^2 u_{cp}}{\partial t_p^2} + \frac{w_{fp}}{f_p} (u_{cp} - u_{fp}) - \frac{\partial h_p}{\partial x_p} &= 0 & (c) \end{aligned} \quad \dots\dots (3.3)$$

模型については

$$\begin{aligned} \frac{w_{\tau m}}{g} \frac{\partial^2 u_{\tau m}}{\partial t_m^2} + \frac{\partial^2}{\partial y_m^2} (B_{\tau 2 m} \cdot \frac{\partial^2 u_{\tau m}}{\partial y_m^2}) + P_{\tau m} \frac{\partial^2 u_{\tau m}}{\partial y_m^2} &= 0 & (a) \\ \frac{w_{cm} + w_{fm}}{g} \frac{\partial^2 v_m}{\partial t_m^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_m^2} (B_{p 2 m} \cdot \frac{\partial^2 v_m}{\partial x_m^2}) - H_{\tau m} \frac{\partial^2 v_m}{\partial x_m^2} - \frac{\partial p_m}{\partial x_m} &= 0 & (b) \\ \frac{w_{cm}}{g} \frac{\partial^2 u_{cm}}{\partial t_m^2} + \frac{w_{fm}}{f_m} (u_{cm} - u_{fm}) - \frac{\partial h_m}{\partial x_m} &= 0 & (c) \end{aligned} \quad \dots\dots (3.4)$$

ここで、模型の諸量 (S_m) に対する実物の諸量 (S_p) の比を $K_s = S_p/S_m$ とし、次式のごとき仮定を設ける。

$$\begin{aligned} K_w &= w_{\tau p}/w_{\tau m} = w_{fp}/w_{fm} = w_{cp}/w_{cm} & (a) \\ K_L &= x_p/x_m = y_p/y_m = f_p/f_m = \ell_p/\ell_m & (b) \\ K_D &= u_{\tau p}/u_{\tau m} = u_{fp}/u_{fm} = u_{cp}/u_{cm} = v_p/v_m = K_L & (c) \\ K_T &= t_p/t_m & (d) \\ K_{B1} &= (E_{\tau} A_{\tau})_p / (E_{\tau} A_{\tau})_m = (E_{\tau} A_{\tau})_p / (E_{\tau} A_{\tau})_m & \\ &= (E_c A_c)_p / (E_c A_c)_m & (e) \\ K_{B2} &= (E_{\tau} I_{\tau})_p / (E_{\tau} I_{\tau})_m = (E_{\tau} I_{\tau})_p / (E_{\tau} I_{\tau})_m & (f) \\ K_P &= K_H = \frac{(w \ell^2 / 8 f)_p}{(w \ell^2 / 8 f)_m} = K_w K_L & (g) \\ K_P &= K_h = (E_c A_c \cdot \frac{\partial u}{\partial x})_p / (E_c A_c \cdot \frac{\partial u}{\partial x})_m = K_{B1} & (h) \end{aligned} \quad \dots\dots (3.5 a \sim h)$$

(3.5)を(3.4)に代入すると次式のごとく表わされる。

$$\begin{aligned}
 & \frac{K_{\tau}^2}{K_{*} K_L} \cdot \frac{w_{\tau p}}{g} \cdot \frac{\partial^2 u_{\tau p}}{\partial t_p^2} + \frac{K_L^4}{K_{B2} K_L} \cdot \frac{\partial^2}{\partial y_p^2} (B_{\tau 2 p} \frac{\partial^2 u_{\tau p}}{\partial y_p^2}) \\
 & + \frac{K_L^2}{K_{*} K_L K_L} \cdot P_{* p} \frac{\partial^2 u_{\tau p}}{\partial y_p^2} = 0 \quad (a) \\
 & \frac{K_{\tau}^2}{K_{*} K_L} \cdot \frac{w_{c p} + w_{f p}}{g} \cdot \frac{\partial^2 v_p}{\partial t_p^2} + \frac{K_L^4}{K_{B2} K_L} \frac{\partial^2}{\partial x_p^2} (B_{f 2 p} \frac{\partial^2 v_p}{\partial x_p^2}) \\
 & - \frac{K_L^2}{K_{*} K_L K_L} \cdot H_{* p} \frac{\partial^2 v_p}{\partial x_p^2} - \frac{K_L}{K_{B1}} \cdot \frac{\partial p_p}{\partial x_p} = 0 \quad (b) \\
 & \frac{K_{\tau}^2}{K_{*} K_L} \cdot \frac{w_{c p}}{g} \cdot \frac{\partial^2 u_{c p}}{\partial t_p^2} + \frac{K_L}{K_{*} K_L} \cdot \frac{w_{f p}}{f_p} (u_{c p} - u_{f m}) \\
 & - \frac{K_L}{K_{B1}} \cdot \frac{\partial h_p}{\partial x_p} = 0 \quad (c)
 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3.6 a \sim c)$$

添字 p を有する実物に関する物理量で表わされた模型の運動方程式 (3.6) を整理すると

$$\begin{aligned}
 & \frac{w_{\tau p}}{g} \frac{\partial^2 u_{\tau p}}{\partial t_p^2} + \frac{K_L^4 K_{*}}{K_{\tau}^2 K_{B2}} \cdot \frac{\partial^2}{\partial y_p^2} (B_{\tau 2 p} \frac{\partial^2 u_{\tau p}}{\partial y_p^2}) + \frac{K_L}{K_{\tau}^2} \cdot P_{* p} \frac{\partial^2 u_{\tau p}}{\partial y_p^2} = 0 \quad (a) \\
 & \frac{w_{c p} + w_{f p}}{g} \frac{\partial^2 v_p}{\partial t_p^2} + \frac{K_L^4 K_{*}}{K_{\tau}^2 K_{B2}} \cdot \frac{\partial^2}{\partial x_p^2} (B_{f 2 p} \frac{\partial^2 v_p}{\partial x_p^2}) - \frac{K_L}{K_{\tau}^2} \cdot H_{* p} \frac{\partial^2 v_p}{\partial x_p^2} \\
 & - \frac{K_{*} K_L^2}{K_{B1} K_{\tau}^2} \cdot \frac{\partial p_p}{\partial x_p} = 0 \quad (b) \\
 & \frac{w_{c p}}{g} \frac{\partial^2 u_{c p}}{\partial t_p^2} + \frac{K_L}{K_{\tau}^2} \cdot \frac{w_{f p}}{f_p} (u_{c p} - u_{f m}) - \frac{K_{*} K_L^2}{K_{B1} K_{\tau}^2} \cdot \frac{\partial h_p}{\partial x_p} = 0 \quad (c)
 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

実物に関する運動方程式 (3.3) と模型に関する運動方程式 (3.7) を比較し、実物と模型が同じ現象を生ずるためには次のような関係が同時に成り立たねばならぬことがわかる。

$$\begin{aligned}
 & \frac{K_L^4 K_{*}}{K_{\tau}^2 K_{B2}} = \frac{K_L}{K_{\tau}^2} = 1 \quad (a) \\
 & \frac{K_L^4 K_{*}}{K_{\tau}^2 K_{B2}} = \frac{K_L}{K_{\tau}^2} = \frac{K_{*} K_L^2}{K_{B1} K_{\tau}^2} = 1 \quad (b) \\
 & \frac{K_L}{K_{\tau}^2} = \frac{K_{*} K_L^2}{K_{B1} K_{\tau}^2} = 1 \quad (c)
 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

上式から

$$K_{\tau} = \sqrt{K_L} \quad \dots(a), \quad K_{B1} = K_{*} K_L \quad \dots(b), \quad K_{B2} = K_{*} K_L^3 \quad \dots(c) \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

(3) 次元解析による相似則の検討

(3.9) に示された関係を次元解析によって確かめてみよう。

主塔の水平振動、補剛桁およびケーブルの鉛直振動、ケーブルの水平振動に關与する量として以下の7個の物理量を取りあげる。単位を $[L, F, T]$ 系で示す。

$$B_1 = EA; \text{ 伸び剛性 } [F]; \text{ 相似比 } K_{B1}$$

$$B_2 = EI; \text{ 曲げ剛性 } [L^2 F]; \text{ 相似比 } K_{B2}$$

$$\delta; \text{ 変位 } [L]; \text{ 相似比 } K_\delta$$

$$\ell; \text{ 長さ } [L]; \text{ 相似比 } K_\ell$$

$$t; \text{ 時間 } [T]; \text{ 相似比 } K_T$$

$$w; \text{ 単位長さ当り重量 } [L^{-1} F]; \text{ 相似比 } K_w$$

$$g; \text{ 重力加速度 } [T^{-2}]; \text{ 相似比 } K_g = 1$$

次元解析により基本單位に3個の量(長さ、力、時間)を選び7個の物理量を用いて独立な無次元量 ($7-3=4$ 個) からなる方程式を導くと

$$f\left(\frac{\ell^2 B_1}{B_2}, \frac{\delta}{\ell}, t \sqrt{\frac{g}{\ell}}, \frac{w \ell^3}{B_2}\right) = 0 \quad (3.10)$$

となり、もし変位に着目するとすれば

$$\frac{\delta}{\ell} = \phi\left(\frac{\ell^2 B_1}{B_2}, t \sqrt{\frac{g}{\ell}}, \frac{w \ell^3}{B_2}\right) \quad (3.11)$$

と表わすことができる。ここで函数 ϕ の3個の無次元自変数が模型と実物で等しければ、 δ/ℓ もまた実物と模型で等しい値となることがわかる。従って次の關係式が求められる。

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{\ell^2 B_1}{B_2}\right)_n &= \left(\frac{\ell^2 B_1}{B_2}\right)_p & (a) \\ \left(t \sqrt{\frac{g}{\ell}}\right)_n &= \left(t \sqrt{\frac{g}{\ell}}\right)_p & (b) \\ \left(\frac{w \ell^3}{B_2}\right)_n &= \left(\frac{w \ell^3}{B_2}\right)_p & (c) \\ \left(\frac{\delta}{\ell}\right)_n &= \left(\frac{\delta}{\ell}\right)_p & (d) \end{aligned} \right\} \quad (3.12)$$

とすれば

これから明らかに $K_{B2} = K_w \cdot K_\ell^3$, $K_{B1} = K_w \cdot K_\ell$ および $K_T = \sqrt{K_\ell}$ の關係がまとまり(3.9)

と一致する。

よって(3.9)の相似則は正しいことが確認された。

表-3.1 相似比 K_s

K_s	説明	相似比	内 容	数 値
K_L	ℓ_0/ℓ_0	K_L	長 寸	100
K_w	w_0/w_0	K_w	単位長さ当り重量	500
K_E	E_0/E_0	K_E	縦弾性係数	1
K_δ	δ_0/δ_0	K_δ	変 位	100
K_v	V_0/V_0	$\sqrt{K_E}$	速 度	10
K_a	a_0/a_0	1	加 速 度	1
K_t	t_0/t_0	$\sqrt{K_E}$	時 間	10
K_I	I_0/I_0	$\frac{K_E K_L}{K_w}$	断面2次モーメント	5×10^4
K_A	A_0/A_0	$\frac{K_E K_L}{K_w}$	断面積	5×10^4
K_σ	σ_0/σ_0	$\frac{K_E}{K_L}$	応 力	5
K_σ	σ_0/σ_0	$\frac{K_E}{K_L}$	応 力	5
K_M	M_0/M_0	$K_E K_L$	求 値	5×10^4

(4) 相似比

K_D, K_w, K_L, K_T などがわかれば他の物理量の相似比も誘導することができる。ここでは誘導の過程は省略し、相似比として $K_D = K_L = 100, K_w = 500, K_E = 1$ なる数値を与えたとき所要物理量の相似比がいかなる値となるかを表-3.1に一括して示すことにする。ただし、 K_E は縦弾性係数の相似比である。

3. 対象とする実橋

対象とする実橋は昭和41年3月付の「建設省本州四国連絡道路調査事務所」によって作成された「三径間補剛吊橋概略設計 L 1,500M 設計計算書」に示されたものであり、その一般諸元を表-3.2に、また主塔および補剛桁の諸元を表-3.3、表-3.4に示す。

表 3.2 対象実橋一般諸元

記号	内 容	諸 元	単 位
ℓ_0	補剛桁中央径間長	1,500	m
ℓ_1	補剛桁側径間長	750	"
f_w	中央径間ケーブルサグ長	150	"
f_1	側径間ケーブルサグ長	37.5	"
H	主 塔 高	225.948	"
A_0	ケーブル有効断面積	1,3136	m ²
B	シャフト間隔	36.0	m
A	主 梁 高	1.20	"
w_0	ケーブル単位重量	11.486	t/m
w_1	吊橋造形単位重量	20.104	"
w	全橋単位重量	31.590	"
W_0	主 塔 重 量	255,728	t
W	総 重 量	120,300.0	"
I_{000}	補剛桁 中央径間断面二次モーメント	6,110	m ⁴
I_{001}	"	54.99	"
I_{011}	側径間断面二次モーメント	6,198	"
I_{012}	"	55.78	"

図 3.2 諸元 I z(x) 区間

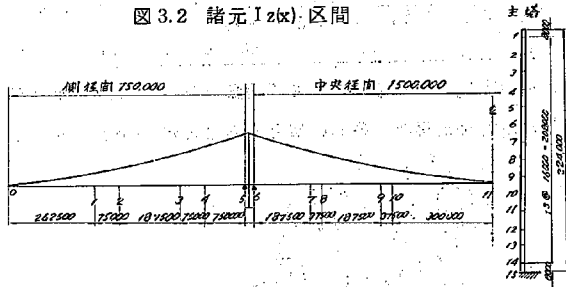


表-3.3の主塔諸元中 W_i (γ) は区間 $\gamma_i \sim \gamma_{i+1}$ の重量を i 点に集中すると考えたものであり、この中には頂板、底板、塔頂サドル、エレベーター、水平材、斜材の重量が含まれている。

表-3.4の補剛桁の重量も桁、床版、舗装、付属施設の重量を含んだものである。

また吊橋全橋の座標を図-3.3のごとく定め以下この座標系に従うものとする。

表 3.3 主塔諸元
(1シャフトあたり)

	$I_z (y)$	$W (y)$
1	11.2 ^{m⁴}	550 ^t
2	12.2	325
3	14.3	406
4	15.8	349
5	17.0	426
6	19.2	360
7	20.7	453
8	23.7	396
9	29.3	490
10	32.6	540
11	35.3	536
12	37.3	447
13	41.0	535
14	43.3	604
15	47.0	
Σ		6,417 ^t

表 3.4 補剛桁諸元

	区 間	$I_z (x)$	$W (x)$
側 径 間	0-1	5.29 ^{m⁴}	5,277 ^t
	1-2	5.88	1,508
	2-3	6.46	3,769
	3-4	5.88	1,508
	4-5	5.29	3,015
中 央 径 間	6-7	5.29	3,769
	7-8	5.88	754
	8-9	6.46	3,769
	9-10	5.88	754
	10-11	5.29	6,030
Σ			60,300 ^t

4. 模型の設計

(1) 模型本体

前節の実橋諸元で与えられた諸数値を表-3.1に示された相似比で割り、模型の所要数値を決定し、これに基づき詳細の設計を行なう。

(1) 主塔の設計

表-3.1の相似比 $K_1 = 5 \times 100^4$
(断面2次モーメント) $K_w = 5 \times 100^2$ (重量)より模型の所要数値を算出し塔柱および付属部材の設計を行なう。模型の所要数値を表-3.5に示し、これに基づいて設計した主塔の基本構造を図-3.4に示す。全橋当り(主塔2基)の

図 3.3 吊橋全橋の座標

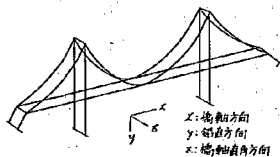


図 3.4 主塔基本構造図。

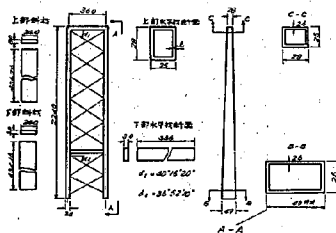


表 3.5 主塔の模型所要数値及び設計値

位 置	Z	模型所要値		塔		設計		不足重量	記 号
		I_z	W	a	b, t	A	I_z		
1	8	224	1100	280		242	252	0309	
2	24	244	650	295	$b=2.51t$	250	298	0319	
3	40	286	812	310		257	337	0328	
4	56	316	698	325	$t=2.6m$	265	380	0338	
5	72	340	852	340		273	425	0348	
6	88	384	720	355		281	473	0358	
7	104	414	906	370		289	525	0368	
8	120	474	792	385		296	580	0377	
9	136	586	980	400		304	638	0387	
10	152	652	1080	415		312	700	0397	
11	168	706	1072	430		320	765	0407	
12	184	746	894	445		328	834	0417	
13	200	820	1070	460		335	907	0426	
14	216	866	1208	475		343	981	0436	
15	224	940	—	490		351	1065	—	
		128.5 kg					5.5 kg	123.0 kg	

主塔重量は表-3.6に示す。塔柱に付加する重錘の重量は1個8,535.7gであり、この配置を図-3.5に示す。また主塔の材料を表-3.7に示す。

表 3.6 主塔重量
(全橋当り)

部 材	重量	付 加 重 錘
塔 柱	22kg	所要重量 $4 \times 128.5 = 514 \text{ kg}$
斜材・塔頂部材	8.8	設計主塔重量 36
ブラクネット・付属部材等	5.5	付 加 重 量 478 kg
Σ	36.6	

(2) 補 剛 桁

補剛桁は桁高 h 、桁幅 b の矩形断面とし、その断面の決定は所要の断面二次モーメントから次のように行なう。

ある代表点の断面高さ、幅、断面二次モー

図-3.5 主塔重錘の配置

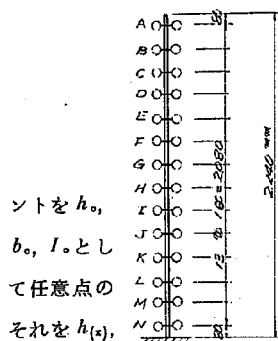


表 3.7 主塔の材料

部 材	材 料
塔 柱	SS 50
斜材・水平材	SS 41
塔 頂 サドル	"
ブ ラ ケ ッ ト	"
付 加 重 錘	FC 20

$b(x)$, $I(x)$ となると次の関係が得られ、この式から補剛桁の設計値を計算する。

$$b/h = 36/12 = 3$$

$$I_0 = \frac{1}{12} \cdot b_0 \cdot h_0^3 = \frac{h_0^4}{4}$$

$$I(x) = \frac{1}{12} \cdot b(x) \cdot h(x)^3 = \frac{h(x)^4}{4}$$

$$\therefore h(x) = h_0 \sqrt[4]{\frac{I(x)}{I_0}}$$

補剛桁の設計値は h_0 , b_0 , I_0 を最大断面区間の値にとると表-3.8のごとくなる。

全橋当り吊構造部重量を表-3.9に示

し、付加重錘の配置を図-3.6に示す。補剛桁付加重錘の重量は1個4,486.8gであり、中心線間隔50cmごとに配置し1ヶ所4個ずつ57ヶ所に取り付ける。

表 3.9 補剛部重量
(全橋当り)

部 材	重 量	付加重錘の重量
補 剛 桁	150 kg	所 要 重 量 1,206 kg 設計吊構造部 183
補剛桁支持材	33	重 量
計	183 kg	付 加 重 量 1,023 kg

図-3.6 補剛桁重錘の配置



表 3.10 補剛部の各部材材料

部 材	材 料
補 剛 桁	SS 41
同上支持材	SS 41
付 加 重 錘	SS 41

補剛部の各部材材料は表-3.10の通りである。

(3) ケーブル

表-3.2に示された実橋のケーブル有効断面積 A_c より模型ケーブル片側の断面積を求める

と

$$A = \frac{0.6550 \times 100^2}{5 \times 100^2} = 0.131 \text{ cm}^2$$

となり、 $\phi 2\text{mm}$ のピアノ線を4本使用すると

$$A = \frac{3.14}{4} \times 0.2^2 \times 4 = 0.13\text{cm}^2$$

従って片側4本のピアノ線を使用し、また吊索には $\phi 0.7\text{mm}$ のピアノ線を使用すれば、所要断面を保持する。またハンガーは間隔50cm毎に配置する。

吊索を含めたケーブル重量は6kgであり、ケーブル所要重量は716kgであるから、この不足重量710kgを付加重錘960個およびノンスリップ114個で補う。

(4) 模型重量

これまで求めた各部材の重量を総括して表-3.11に

示す。

(2) 応力照査

設計された模型断面が振動実験に耐えるものかどうかを検討するために、主塔・補剛桁・吊索・主索の応力を震度法に基づいて照査した。

(1) 主塔

座屈安全性および橋軸方向曲げに対する安全性は図-3.7のように塔頂および塔底における断面二次モーメントの算術平均の値を有する等断面梁に置きかえ、更に塔頂においてヒンジ結合、塔底において固定された1次不静定梁として応力を照査する。

橋軸直角水平方向の曲げに対しては図-3.8のごとき斜材、水平材の剛性を無視した片持梁と考える。

上記の仮定により塔柱の換算断面二次モーメント I_o 、 I_o' を次式から求める。換算された I_o 、 I_o' 、 A_o を表-3.12に示す。

$$\begin{aligned} I_o &= \frac{1}{2} (I_1 + I_{15}) \\ I_o' &= \frac{1}{2} \cdot A_o \cdot B^2 \end{aligned} \quad \dots (3.13)$$

ただし

I_o : 換算断面二次モーメント (Z軸における)

I_o' : " " (X軸における)

A_o : 換算断面積

表 3.11 全橋当りの設計重量

部材	実物重量	換算所要重量	計	
			本体	付加重錘
主塔	25,700	514kg	36kg	478kg
補剛桁	60,300	1,206	183	1,023
主索	35,800	716	6	710
計	121,800	2,436kg	225kg	2,211kg

図 3.7 橋軸方向曲げおよび座屈に対する照査に用いるモデル

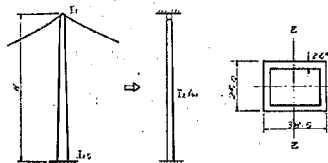


図 3.8 橋軸方向曲げに対する照査に用いるモデル

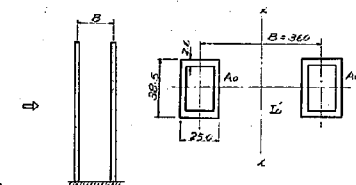


表 3.12 換算断面諸量

A_o	I_o	I_o'
2.96cm ²	5.80cm ⁴	1,929.7cm ⁴

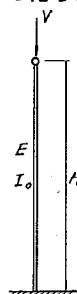
(i) 座屈に対する安全性

図-3.9 のとき系における座屈荷重は *Euler* の式により算定することができる。

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{(H/r)^2}, \quad r = \sqrt{\frac{I_0}{A_0}}$$

ただし $H/r > 100$

図 3.9 座屈安全性照査のためのモデル



ここで

$$\pi = 3.1416$$

$$r = \sqrt{5.80/2.96} = 1.400 \text{ cm}$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$H/r = 224/1.400 = 160.0 > 100$$

$$H = 224 \text{ cm}$$

を上式に代入すると座屈荷重は次のごとく求まる。

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{(H/r)^2} = \frac{3.1416^2 \times 2.1 \times 10^6}{(160.0)^2} = 809.6 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (3.15)$$

ここで主塔位置におけるケーブル張力の鉛直分力が振動時に40%増加すると仮定して軸方向圧縮応力を求めると

$$\sigma = \frac{1.4 V}{A} = \frac{1.4 \times 480.5}{2.96} = 227.3 < \sigma_K = 750.3 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (3.16)$$

$$(\because V = V_w / 2 = \frac{1}{2} \times 8 \times \frac{f}{\ell} \cdot H_w = \frac{1}{2} \times 8 \times \frac{150}{1,500} \times 1201.25 = 480.5 \text{ kg})$$

となり座屈に対して安全である。

(ii) 曲げに対する安全性

表 3.13 橋軸方向振動時の塔柱に加わる荷重

(a) 構造主系面内の振動時の曲げ応力

図-3.10 のような荷重状態につ

いて考え、その際塔頂に作用するケ

ーブルからの鉛直反力による付加曲げモーメントを無視する。計算は塔柱1本について行ない便宜上自重の50%が外力として作用すると考える。

図-3.11より

$$M_{max} = 1801.8 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

記号	単位	荷重	適用	備考
V	kg	480.5	塔頂におけるケーブルからの鉛直反力	自重の50%が外力として作用すると考える。
w	kg/cm	0.0161	塔柱・斜材・水平材による慣性力	
$P_{付加}$	kg	427	付加重荷による慣性力	

図 3.10 塔柱の荷重状態

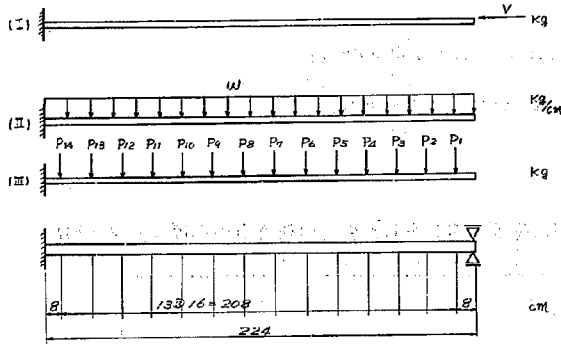
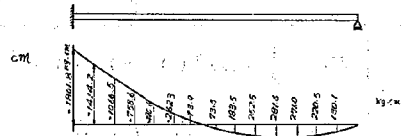


図 3.11 荷重状態(II)についての曲げモーメント



ゆえに

$$\sigma_c = \frac{V}{A_o} + \frac{M_{max}}{I_o} \times \frac{b_o}{2} \quad \dots\dots\dots (3.17)$$

$$= \frac{480.5}{2.96} + \frac{1801.8}{5.80} \times \frac{3.85}{2} = 760.3 < \sigma_{ca} = 1,600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{V}{A_o} - \frac{M_{max}}{I_o} \times \frac{b_o}{2} \quad \dots\dots\dots (3.18)$$

$$= \frac{480.5}{2.96} - \frac{1801.8}{5.80} \times \frac{3.85}{2} = -435.7 < \sigma_{ca} = 1,700 \text{ kg/cm}^2$$

従って橋軸方向曲げ振動に対して安全である。 図 3.12 橋軸直角方向曲げに対する荷重状態

(b) 橋軸直角方向振動時の曲げ応力

橋軸直角方向曲げ振動時荷重状態は図-3.12のごとく片持梁と考える。荷重は表-3.14の通りである。ただし自重の10%が外力として主塔一基に作用すると考える。

$$M_{max} = 3558.7 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\sigma_{max} = \frac{2V}{2A_o} + \frac{M_{max}}{I_o} \times \frac{B}{2} \quad \dots\dots\dots (3.19)$$

$$= \frac{480.5}{2.96} + \frac{3558.7}{1927.7} \times 18.0 = 195.6 < \sigma_{ca} = 1,600 \text{ kg/cm}^2$$

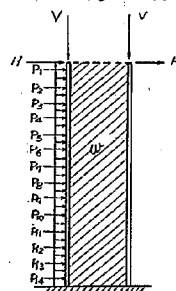


表 3.14 橋軸直角方向振動時に加わる荷重

記号	単位	荷重
H	kg	1234
V	kg	480.5
w	kg/cm	0.0081
P1 ~ P14	kg	214

$$\sigma_{\max} = \frac{2V}{2A_0} - \frac{M_{\max}}{I_0'} \times \frac{B}{2} \dots\dots\dots (3.20)$$

$$= \frac{480.5}{2.96} - \frac{3558.7}{1927.7} \times 18.0 = 129.1 < \sigma_s = 1,600 \text{ kg/cm}^2$$

従って橋軸直角水平方向曲げ振動に対して安全である。

(2) 補剛桁

(i) 鉛直方向振動時の曲げ応力

弾性理論により、補剛桁の全径間に荷重が等分布した場合の任意点の曲げモーメントは

$$M_x = \frac{1}{2} w_{eq} \ell^2 (1-r) k (1-k)$$

ただし $r = \frac{8}{5N}, k = \frac{x}{\ell}$

$$N = \frac{8}{5} + \frac{3I}{A_e f^2} \cdot \frac{E}{E_s} \cdot \frac{\ell'}{\ell} (1+8n^2) + \frac{6I}{A_e f^2} \cdot \frac{E\ell_s}{E_s \ell} (1+16n^2) \dots\dots\dots (3.21)$$

便宜的に中央径間中央点で応力を照査するため

表 3.15 補剛桁応力計算上の諸数値

表 3.15 および次に示す諸数値を使って作用応力

σ を計算する。

$$\ell = 1,500 \text{ cm}, \quad f = 150$$

$$A_e = 0.13 \text{ cm}^2, \quad E/E_s = 1$$

$$r = 0.950$$

$$\therefore M_x = \frac{1}{2} \times 0.116 \times 1,500^2 \times (1-0.950) \times 0.5 (1-0.5) = 1,631.3 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

ゆえに

$$\sigma = \frac{M_x}{I} \cdot \frac{h}{2} \dots\dots\dots (3.22)$$

$$= \frac{1,631.3}{1,134} \times 0.72 = 1,035.7 < \sigma_s = 1,700 \text{ kg/cm}^2$$

(ii) 構造主系面に直交する振動時の曲げ応力

便宜的に式 $M_x = \frac{1}{2} w_{eq} \ell^2 (1-r) k (1-k)$ を適用し、 $w_{eq} = 0.232 \text{ kg/cm}$ $I = 10.22 \text{ cm}^4$

とすると

$$r = 0.936$$

$$M_x = \frac{1}{2} \times 0.232 \times 1,500^2 \times (1-0.936) + 0.5 \times (1-0.5) = 4,176.0 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

記号	単位	説 明	数 値
w_{eq}	kg/cm	自重による係数力・自重の20%と仮定	0.116
ℓ'	cm	主 塔 間 隔	1,510
ℓ_s	"	側 塔 間 隔	750
I	cm ⁴	補剛桁平均断面二次モーメント	1,134
n		オ グ 比	1/10

となり

$$\sigma = \frac{M_x}{I} \cdot \frac{b}{2} \dots\dots\dots (3.23)$$

$$= \frac{4,176.0}{10.22} \times 2.19 = 894.9 < \sigma_s = 1,700 \text{ kg/cm}^2$$

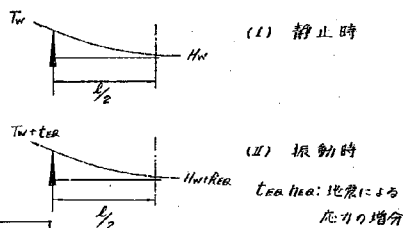
従って構造主系面に直交する振動時の曲げに対して安全である。

(3) 主索および吊索

(i) 主 索

図-3.13 に示すようにケーブル張力の最大値は塔頂においておこり、振動時に約40%の張力の増加を見込むと作用引張応力強度は次式で表わされる。

図 3.13 ケーブル張力



$$\sigma_{\max} = \frac{1.4 \times T_{\max}}{A_c} = \frac{1.4 \times H_w \sqrt{1 + 16n^2}}{A_c} \dots\dots\dots (3.24)$$

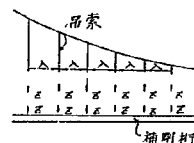
$$= \frac{1.4 \times 1,201.25 \sqrt{1 + 16(0.01)^2}}{3.1416} = 72.1 < \sigma_s = 185 \text{ kg/mm}^2$$

ゆえに主索は安全である。なお SWPA $\phi 20$ のピアノ線の抗張力は $185 \sim 205 \text{ kg/mm}^2$ である。

(ii) 吊 索

吊索に作用する引張荷重(Z)は次式で表わされる。

図 3.14 吊索の分担荷重



$$Z = 8n \frac{\lambda}{\ell} H_w \dots\dots\dots (3.25)$$

ただし n はサグ比 (f/ℓ)、 H_w はケーブル張力の水平成分 (片側当り)、 λ は吊索間隔、 ℓ は径間長である。

上式から吊索に作用する引張力は

$$\sigma = \frac{8n\lambda}{A\ell} H_w \dots\dots\dots (3.26)$$

で表わされ、ここで

$$\begin{cases} n = \frac{1}{10}, \quad \lambda = 500mm, \quad \ell = 15,000mm \\ A = \frac{3.14}{4} \times 0.7^2 = 0.385 mm^2 \\ H_w = \frac{1.4 \times 1,201.25}{2} = 840.9 kg \end{cases}$$

として(3.26)に代入すると

$$\sigma = \frac{8 \times \frac{1}{10} \times 500}{0.385 \times 15,000} \times 840.9 = 77.7 < \sigma_s = 205 kg/mm^2$$

ゆえに吊索は安全である。ピアノ線はSWPAの0.7mmを使用する。

(4) 設計図

本模型は以前製作した模型(概算 L 1,500M)に改良を加えたものである。

したがって、ここに掲載する設計図は新たに製作した部分のものを主とし前模型と共通の部分を省略した。

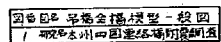
前模型の設計図は土木研究所資料第182号の設計図の章を参照されたい。

ここに掲載している設計図の一覧を表-3.16に示す。

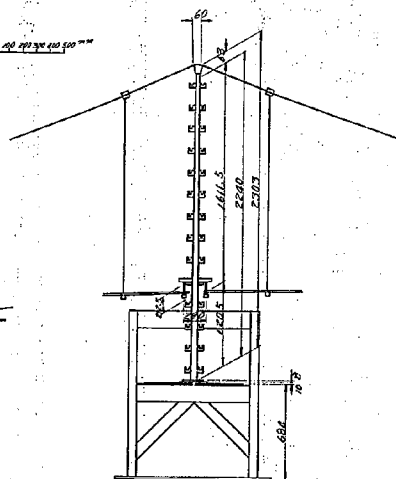
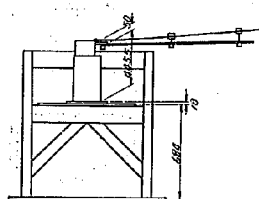
表 3.16 設計図一覧

図 名	図 番
吊橋全橋模型一般図	1
ケーブル定着部, 主塔部組立図	2
部材結合見取図	3
ポスト組立図, ポスト断面図	4
主塔重錘ブラケット, 主塔重錘	5
袖・剛桁	6
主索, 吊索	7
ノンスリップ	8
主索重錘	9
変位計取付装置側面図	10
” 正面図	11
” 断面図	12

0 1 2 3 7

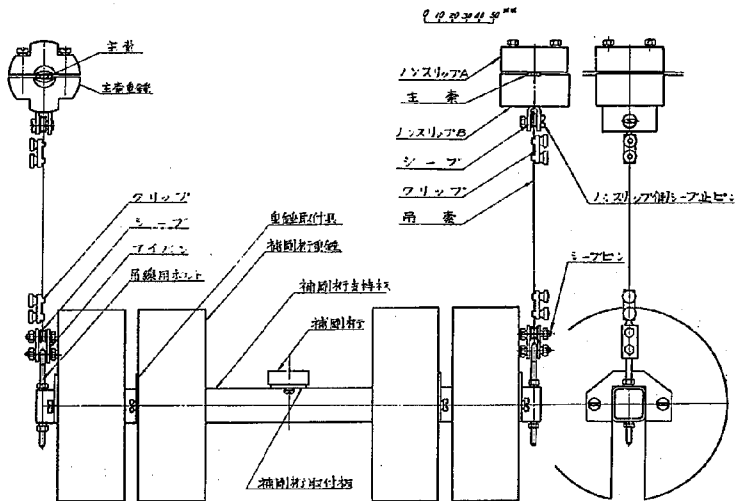


Q 100 200 300 400 500 mm



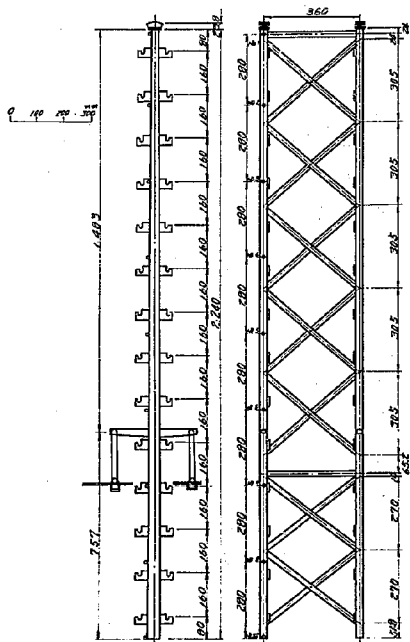
区名	区別	ケ-ル定義解主語部組立
2	578	本川四重連絡橋所費調査

部材結合見取図

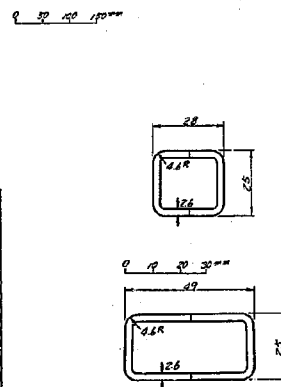


圖名	3	圖名	木州四國連絡橋耐震調査
図番	3	図番	3
図名	木州四國連絡橋耐震調査		

ポスト組立図

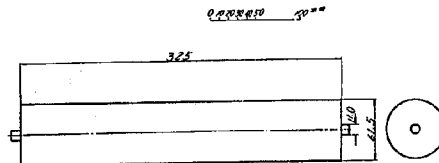


ポスト断面図



圖書四號	本小組立圖，不計西側區
4	編號本州四國是格攝所覆調查

主塔重錘

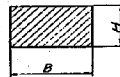


5	研究名	本洲四国要路橋附震阿蓋
---	-----	-------------

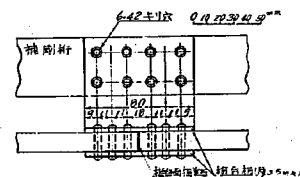
Diagram of a continuous beam with five supports labeled 0, 1, 2, 3, 4, and 5. The beam is divided into four spans with lengths: 2.625, 7.50, 12.75, 2.50, and 1.500. A total length of 25.00 is indicated above the beam. A scale bar at the top right shows 0, 100, and 200 feet.

中大徑間隔兩市

1875	375	1875	375	3000	15000
					3000
⑥	⑦ ⑧	⑨ ⑩			⑪

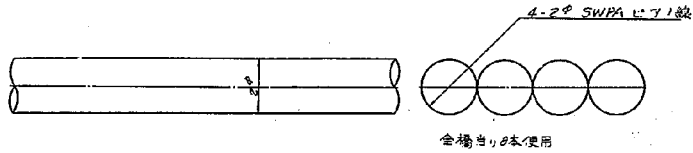


	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	6~7	7~8	8~9	9~10	10~11
B	43.05	44.19	45.28	46.19	47.03	47.03	46.19	45.28	44.19	43.05
H	14.35	14.73	15.08	15.73	16.35	16.35	16.75	15.08	14.73	14.35

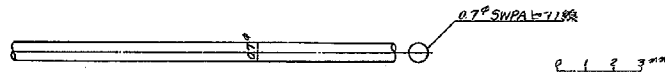


區名	樹 町 北
6 所見	本州四國連絡橋所見調査

主 索

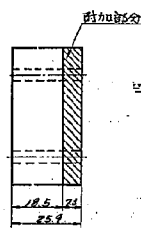
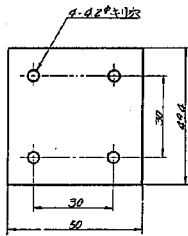


吊 索



図番記号	主 索
7	河川四国産橋梁調査調査

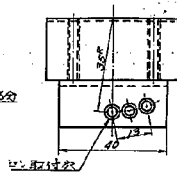
ノンスリップ A



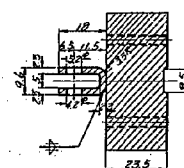
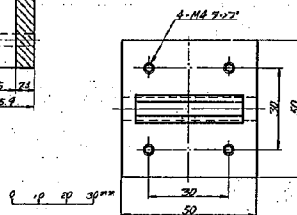
品 名	材料	規格	数量	単位	重量
ノンスリップ A	SS41	114	538.64	個	491.012

ノンスリップ Aは既設のものを使用する。
ただし、1個当り 140.35kg 不足分は、これは、耐加部分で1ヶ所重量を満すものとする。

ノンスリップ B



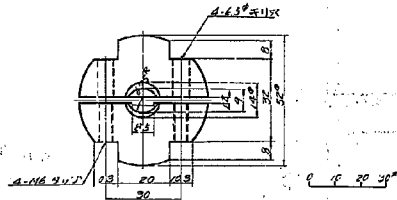
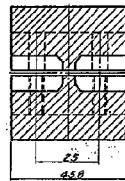
紐 紐中1本、47ヶ所、左端=明物物 34ヶ
中央= " 40ヶ
右端= " 40ヶ



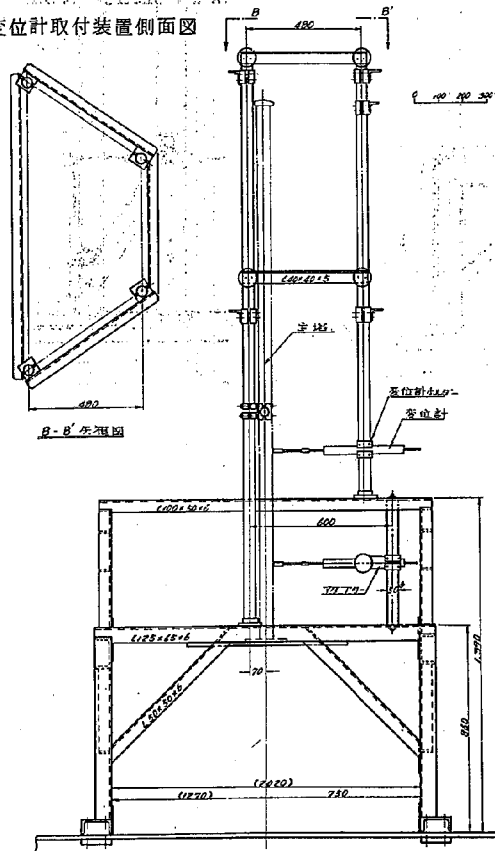
品 名	材料	規格	数量	単位	重量
ノンスリップ B	SS41	114	472.49	個	54.066
14φ 2φ スト	角鋼	456	5.497	本	2.502
7φ 17mmφ	—	456	0.3	本	1.37

既設のもの使用

図番記号	ノンスリップ
8	河川四国産橋梁調査調査



變位計取付裝置側面圖



3	10
---	----

変位計取付装置
正面図

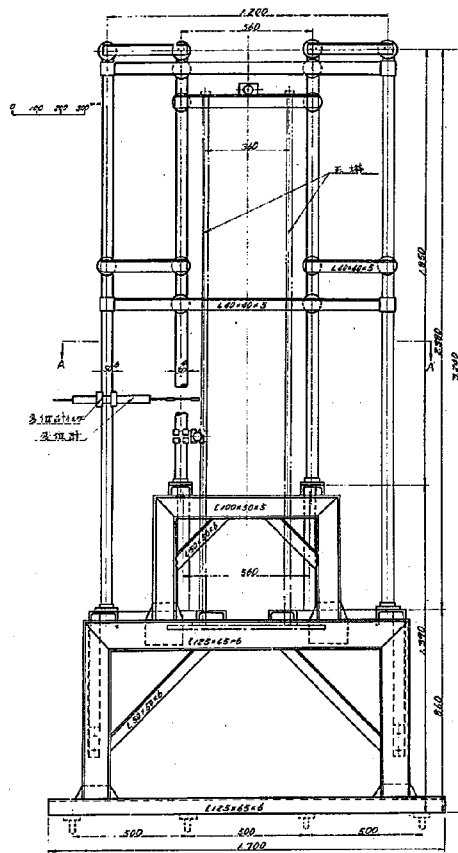


図 11

変位部取付装置断面
A-A' 矢視図

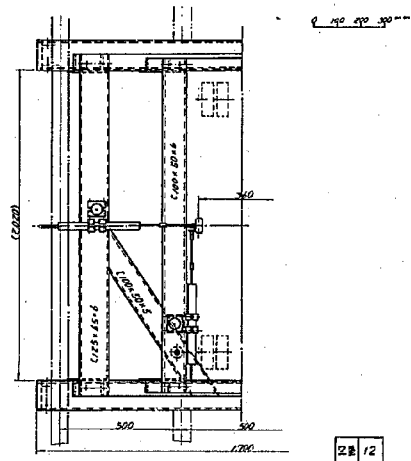


図 12

第4章 実験 その 1



1. 概 要
2. 主塔の静的たわみ試験
3. ケーブルおよび吊構造部の静的たわみ試験
4. 主塔の固有振動特性試験



第4章 実験 その 1

1. 概 要

模型を製作して以来現在までに行なわれた実験は、静的たわみ試験、主塔の固有振動特性試験であり、今回これらの実験結果を、実験その1として取りまとめた。

現在、国内・国外で観測された約20種の地震記録を用いて地震応答実験を行なう準備をしており、次の機会にそれらの結果を報告する予定である。

2. 塔柱の静的たわみ試験

(1) 理論値

主塔断面は、すでに模型の項で説明したように変断面なので、たわみを計算する場合、ここでは近似的に階段状に断面が変化する片持ばりに置きかえ、弾性荷重法により求める。

図-4.1(a)の如き連続的変断面片持ばりを、図-4.1(b)の如き階段状に断面が変化する片持ばりに置き変える。この置換された系に対して弾性荷重法を用いて与えられた荷重状態図-4.1(c)におけるたわみを求める。以下その過程の概要を述べる。

ここで、次の如き符号を定める。

λ_{ij} : 点 i, j 間の距離 (cm)

I_{ij} : " 断面二次モーメント (cm^4)

x : 塔柱先端からの距離 (cm)

y : 任意点 X に於けるたわみ (cm)

ℓ : 塔柱長 (cm)

E : 縦弾性係数 (kg/cm^2)

図-4.1(c)の如く、片持ばり先端に単位集中荷重が作用したときの曲げモーメント図は、図-4.2の通りである。

任意点 x の曲げモーメント (M_x) を、その点の曲げ剛性 (EI_x) で割ると x 点の弾性荷重 (z_x) が求まり、図-4.3(a)の如くなり、これを同図(b)の如く載荷させて各点の z_x による曲げモーメントを求めると、これが任意点 x にお

図-4.1 荷重状態

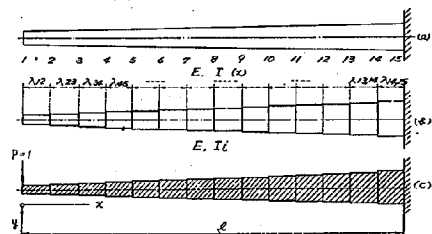


図-4.2 曲げモーメント

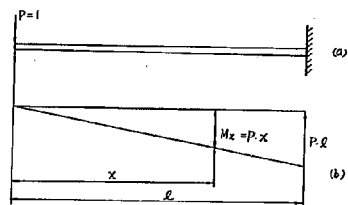
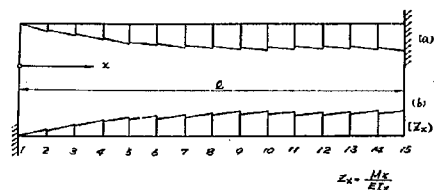
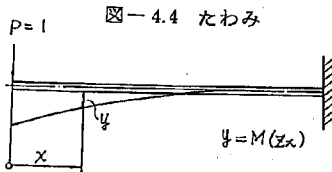


図-4.3 弾性荷重 z_x



ける片ばりの
たわみになる。
たわみ図は、
図-4.4 の如



くになる。ただし、 $M(x)$ は弾性荷重 x による各
点の曲げモーメントであり、これは図-4.3 (b) の
 x を用いて計算すればよい。

[2] 数値計算

たわみは図-4.5 の点 K_1, K_4, K_8, K_{12} ,
について求める。計算に必要な諸元は表-4.1
の通りである。

ここで、塔柱の断面形状、寸法等は図-4.6
および表-4.1 に示す。

- (注) 1. x は j 点までの距離
2. $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ (鋼)
3. I_1 は便宜的に図-4.2(a) の I_1
を採用する。

上記の諸元を用いて塔柱先端に $P = 1 (\text{kg})$
なる荷重が作用したときの曲げモーメントを
計算すると図-4.7 の通りである。

ここで、図-4.7 の曲げモーメントから $x =$
 $\frac{M_x}{EI_1}$ を計算すると図-4.8 に示す弾性荷重
が求まる。

図-4.8 の弾性荷重 x によって、 $K_1, K_4,$
 K_8, K_{12} のたわみを $P = 1 \text{ kg}, P = 5 \text{ kg}$ の
2つの荷重状態について計算すると図-4.9 の

図-4.8 弾性荷重

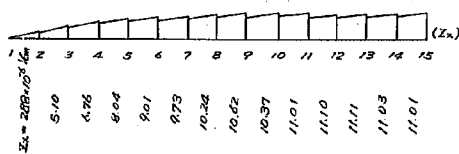


表-4.1 諸元

		$x (\text{cm})$	$L_1 (\text{cm})$	$I_1 (\text{cm}^4)$	$E I_1 (\text{kg} \cdot \text{cm}^2)$	$a (\text{mm})$
1	1-2	16	16	264	554×10^3	280
2	2-3	32	"	299	628	295
3	3-4	48	"	338	710	310
4	4-5	64	"	379	796	325
5	5-6	80	"	423	888	340
6	6-7	96	"	470	987	355
7	7-8	112	"	521	1094	370
8	8-9	128	"	574	1205	385
9	9-10	144	"	631	1325	400
10	10-11	160	"	692	1453	415
11	11-12	176	"	755	1586	430
12	12-13	192	"	823	1728	445
13	13-14	208	"	894	1877	460
14	14-15	224	"	969	2035	475
15	—	—	—	—	—	490

図-4.5 諸元

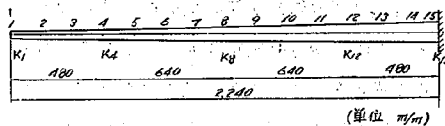


図-4.6 断面図

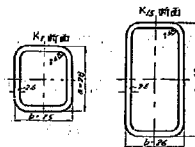


図-4.7 曲げモーメント図

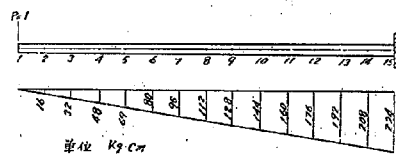
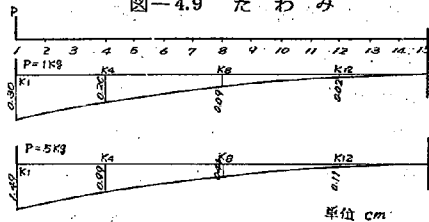


図-4.9 たわみ



如くなる。

〔3〕 実 験

(1) 実験の概要

および実験値

実験は図-

4.10 の如く、

ダイヤルゲ-

ジを配置して

塔頂に $P = 1 \text{ kg}$ 、と 5 kg を載荷した場合について静的た

わみを測定した。4本の塔柱についての実験結果は表-4.2に示す。

(2) 実験値と理論値との比較

以上の実験結果を考察すると図-4.11および12に示されているように理論計算によるたわみが実験値より大きめにでている傾向がある。

図-4.10 測点および荷重

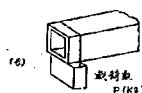
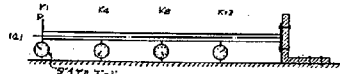


表-4.2 たわみ

(単位 %) (Unit %)

荷重	番号	δ_{K1}	δ_{K2}	δ_{K3}	δ_{K4}
1 kg	理論値	2.973	1.977	0.889	0.212
	1	2.490	1.775	0.670	0.160
	2	2.490	1.768	0.760	0.150
	3	2.360	1.839	0.770	0.160
	4	2.680	1.752	0.740	0.150
5 kg	理論値	14.864	9.885	4.445	1.060
	1	14.840	9.450	4.050	0.860
	2	14.915	9.351	4.010	0.840
	3	14.850	9.710	4.170	0.890
	4	14.015	8.468	3.930	0.810

図-4.11 $P = 1 \text{ kg}$ 載荷の
たわみ

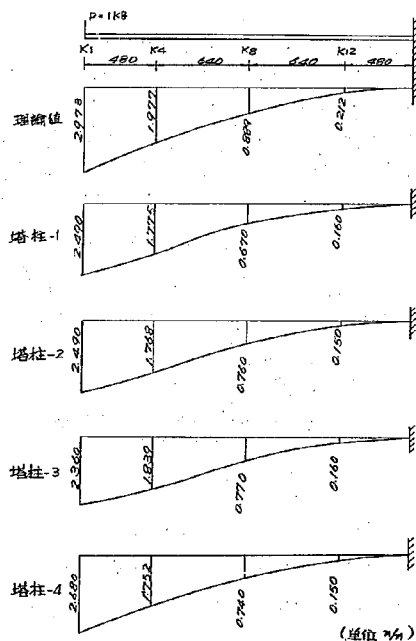
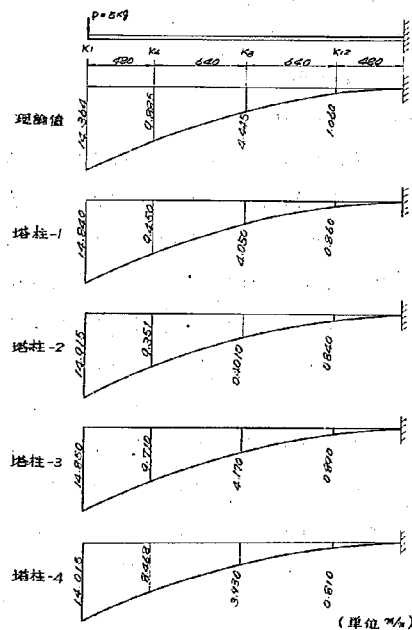


図-4.12 $P = 5 \text{ kg}$ 載荷のたわみ



これは、塔柱の剛性が設計計算値よりも大きくなっていることに起因していると思われる、塔柱重垂取付用のブラケットを多数塔柱の側面に溶接接合により取り付けただことによる剛性の

増加を無視して計算していることが大部分の要因である。最大誤差は 1 kg においては、塔柱先端で 20.6% 、荷重 5 kg では1点のみ 14.3% であった。その他はほぼ理論値に近かった。

(結論)

塔柱4本の静的たわみ試験測定値を理論計算値と比較検討した結果、塔柱は全て実用上許容し得る誤差の範囲内で設計上の要求を満たしていると思われ、塔柱に関してはその剛性が妥当なことが検証された。

3. ケーブルおよび吊構造部の静的たわみ試験

(1) 概要

本実験の理論計算は参考文献(12)にかかげた資料に基づき若干の修正を施したうえ、電子計算機により演算を行なったものである。ここでは詳細な理論計算法の説明を省略し、その要旨を述べるとともに、演算については、電子計算機の入力データおよび演算のフローチャートを示すにとどめる。

実験は、模型の代表的位置に2種類の荷重を載せ、各点のたわみを求め、上記の理論計算値と比較したものである。

(2) 理論計算

(i) 計算法の概要

本計算は、とう度理論に基づき、2ヒンジの三径間補剛吊橋(図-4.13)のたわみを求めたものである。本計算中温度変化による影響は省略し、断面2次モーメントおよび重量は径間ごと一定とした。また主塔の剛性の影響は、塔頂移動量の項を式に加えることにより考慮されている。

各径間毎に部分等布荷重が作用したときのたわみ式を求めて見よう。我々はこの結果を適当な方法で集中荷重によるたわみに換算することができる。1径間だけを取り出して荷重状態を示すと図-4.14の如くなる。

まず、活荷重や慣性などによるケーブル張の水平成分(H_0)がアンカーとアンカーとの間で一定であり、また主塔の剛性が無限大である場合、三径間補剛吊橋についてたわみを求める諸式を列挙すると、まず荷重によるケーブル張力増分の水平成分(H_0)を求めるためには、次式を解かねばならない。

図-4.13 三径間補剛吊橋

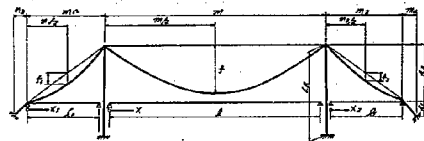
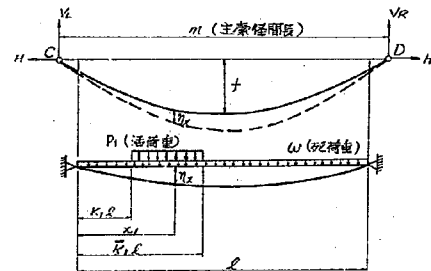


図-4.14 荷重状態



$$\beta = \frac{E_c A_c}{H_w \cdot L} \left\{ \frac{2w\ell}{\pi \cdot H_w} \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} (a_n/n) + \frac{2w_1 \ell_1}{\pi \cdot H_w} \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} (b_n/n) + \frac{2w_2 \ell_2}{\pi \cdot H_w} \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} (c_n/n) \right\} \quad (4.1)$$

ただし上式に表われる β , L は次式で表わされる量である。

$$\beta = H_p / H_w \quad (a)$$

$$L = \int_0^n \frac{ds^3}{dx^2} + \int_0^{m_1} \frac{ds_1^3}{dx_1^2} + \int_0^{m_2} \frac{ds_2^3}{dx_2^2} \quad (b) \quad (4.2)$$

また a_n , b_n , c_n は次式で表わされる。

$$a_n = \frac{p_1 (\cos n\pi K_{11} - \cos n\pi \bar{K}_{11}) - \beta w (1 - \cos n\pi)}{\frac{n^5 \cdot \pi^5 EI}{2\ell^4} + H_w (1 + \beta) \frac{n^3 \cdot \pi^3}{2\ell^2}} \quad (a)$$

$$b_n = \frac{p_{11} (\cos n\pi K_{11} - \cos n\pi \bar{K}_{11}) - \beta w_1 (1 - \cos n\pi)}{\frac{n^5 \cdot \pi^5 EI}{2\ell_1^4} + H_w (1 + \beta) \frac{n^3 \cdot \pi^3}{2\ell_1^2}} \quad (b) \quad (4.3)$$

$$c_n = \frac{p_{21} (\cos n\pi K_{21} - \cos n\pi \bar{K}_{21}) - \beta w_2 (1 - \cos n\pi)}{\frac{n^5 \cdot \pi^5 EI}{2\ell_2^4} + H_w (1 + \beta) \frac{n^3 \cdot \pi^3}{2\ell_2^2}} \quad (c)$$

(4.3) より a_n , b_n , c_n が求まったならば、各径間における任意点のたわみは式(4.4)で計算できる。

$$\eta_x = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \sin \frac{n\pi x}{\ell} \quad (a)$$

$$\eta_{x_1} = \sum_{n=1}^{\infty} b_n \sin \frac{n\pi x}{\ell} \quad (b) \quad (4.4)$$

$$\eta_{x_2} = \sum_{n=1}^{\infty} c_n \sin \frac{n\pi x}{\ell} \quad (c)$$

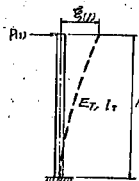
式(4.1)～(4.4)に示した諸式の記号に於いて、サフィックス1,2は各々左岸側側径間、右岸側側径間を示し他は中央径間の値を示す。

ℓ : 径間長 (cm)

w : 死荷重	(kg/cm)
p_1 : 活荷重	(kg/cm)
I : 補剛桁の断面二次モーメント	(cm^4)
A_c : ケーブル断面積	(cm^2)
E : 補剛桁の縦弾性係数	(kg/cm^2)
E_c : ケーブルの縦弾性係数	(kg/cm^2)
L : ケーブル長	(cm)
f : ケーブルの死荷重によるサグ	(cm)
H_p : 活荷重によるケーブル張力水平成分	(kg)
H_w : 死荷重	(kg)
η_* : 径間任意点のたわみ	(cm)
a_* : 中央径間のたわみを表わす係数	(cm)
b_* : 左岸側径間のたわみを表わす係数	(cm)
c_* : 右岸側径間	(cm)
K_1 : 等布活荷重の載荷位置	
$\bar{K}_1$:	"

図-4.15 主塔

ここで主塔の頂部に於ける移動量を考慮して前記の式を修正することを考えてみよう。まず塔柱を片持ばりと考え、図-4.15のように $\xi_{(1)}$ なる変形を起こすに要する力を $P_{(1)}$ とすると、荷重と変位の関係は、



$$\xi_{(1)} = \frac{h^3}{3 E_T I_T} P_{(1)} \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

上式に $\eta_{(1)} = \frac{3 E_T \cdot I_T}{h} \cdot \frac{1}{H_w}$ なる量を代入すると(4.5)は結局次式で表わされる。

$$\xi_{(1)} \eta_{(1)} = \frac{P_{(1)}}{H_w} \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

式(4.6)の關係を用いて、式(4.3)に含まれる頂のうち主塔に關係する $H_w(1+\beta)$ を変形すると

$$H_w(1+\beta) \frac{1+\beta-\xi_{(1)}\eta_{(1)}}{1+\beta} = H_w[1+\beta-\xi_{(1)}\eta_{(1)}] = H_w + H_p - P_{(1)} \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

となり、活荷重により塔柱が傾かない場合には、中央および側径間の水平張力は $H_w + H_p$ であり塔が實際上傾くことを考えると固定端には $P_{(1)}$ なる水平反力がおこることになる。こ

れらを考へて水平張力を出すと側径間では $H_w + H_p - \alpha_1 P_{(1)}$ 、中央径間では $H_w + H_p + \alpha_2 P_{(2)}$ となり、 α_1, α_2 は荷重 $P_{(1)}$ の分配係数と考へてよく $\alpha_1 + \alpha_2 = 1$ である。計算では $P_{(1)}$ なる力の大半は側径間にかかると考へ $\alpha_1 = 1, \alpha_2 = 0$ と仮定して演算を実施した。

塔頂移動を考慮して諸式を修正するために、次のごとき置き換えを行なつておく。

$$\begin{aligned} K\eta_{(1)} &= \frac{H_w \cdot L_1}{E_c \cdot A_c} & (a) \\ \eta_{(1)} &= \frac{3E_c \cdot I_T}{h^3} \cdot \frac{1}{H_w} & (b) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

ここで (4.5) ~ (4.8) 中の諸記号の意味を説明しておく。

- $P_{(1)}$: 荷 重 (kg)
 $\xi_{(1)}$: 塔頂移動量 (cm)
 h : 塔 高 (cm)
 I_T : 塔の断面2次モーメント (cm⁴)
 E_c : 塔の縦弾性係数 (kg/cm²)
 L_1 : 各径間のケーブル長 (cm)

さて、自重によるケーブル水平張力 (H_w) に対する活荷重によるケーブル水平張力 (H_p) の比 β を求めるための式 (4.1) は次の如く変形される。

$$\beta = \frac{K_2 \sigma_1 + K_{12} \sigma_{11} + K_{22} \sigma_{21} + K_3 \sigma_3}{K_1 + K_2 \sigma_2 + K_{12} \sigma_{12} + K_{22} \sigma_{22}} \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

また (4.3) の a_n, b_n, c_n は次の如く書き直すことができる。

$$\begin{aligned} a_n &= \frac{A_n}{D_n} - \frac{\beta w (1 - \cos n\pi)}{D_n} & (a) \\ b_n &= \frac{A_{1n}}{D_{1n}} - \frac{\beta w_1 (1 - \cos n\pi)}{D_{1n}} & (b) \\ c_n &= \frac{A_{2n}}{D_{2n}} - \frac{\beta w_2 (1 - \cos n\pi)}{D_{2n}} & (c) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

ただし、上記式に示された置換記号 K, σ, A, D は以下の如く表わされるものである。

$$\left. \begin{aligned} A_n &= \frac{1}{2} P_1 (\cos n\pi K_1 - \cos n\pi \bar{K}_1) & (a) \\ A_{1n} &= \frac{1}{2} P_{11} (\cos n\pi K_{11} - \cos n\pi \bar{K}_{11}) & (b) \\ A_{2n} &= \frac{1}{2} P_{21} (\cos n\pi K_{21} - \cos n\pi \bar{K}_{21}) & (c) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

$$\left. \begin{aligned} D_a &= \frac{n^5 \pi^5 E I}{2 \ell^4} + H_* (1 + \beta) \frac{n^3 \pi^3}{2 \ell^2} & (a) \\ D_{1a} &= \frac{n^5 \pi^5 E I_1}{2 \ell_1^4} + H_* (1 + \beta) \frac{n^3 \pi^3}{2 \ell_1^2} & (b) \\ D_{2a} &= \frac{n^5 \pi^5 E I_2}{2 \ell_2^4} + H_* (1 + \beta) \frac{n^3 \pi^3}{2 \ell_2^2} & (c) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.12)$$

$$K_1 = \frac{H_* \cdot L}{A_c E_c}, \quad K_2 = \frac{2w \cdot \ell}{\pi \cdot H_*}, \quad K_{12} = \frac{2w_1 \cdot \ell_1}{\pi \cdot H_*}, \quad K_{22} = \frac{2w_2 \cdot \ell_2}{\pi \cdot H_*} \quad \dots\dots\dots (4.13)$$

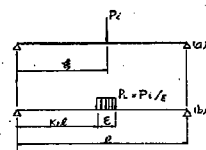
$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} A_n / n D_a & (a) \\ \sigma_2 &= \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} 2w / n D_a & (b) \\ \sigma_{11} &= \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} A_{1n} / n D_{1a} & (c) \\ \sigma_{12} &= \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} 2w_1 / n D_{1a} & (d) \\ \sigma_{22} &= \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} A_{2n} / n D_{2a} & (e) \\ \sigma_{22} &= \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} 2w_2 / n D_{2a} & (f) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.14)$$

また $K_3 \cdot \sigma_3$ は次の如く表わされる。

$$\begin{aligned} K_3 \cdot \sigma_3 &= (K \eta_{(1)} + K_2 \sigma_1) \eta_{(1)} \xi_{(1)} + (K \eta_{(2)} + K_{21} \sigma_{11}) \eta_{(2)} \xi_{(2)} \\ &\quad + (K \eta_{(3)} + K_{22} \sigma_{22}) \eta_{(3)} \xi_{(3)} \quad \dots\dots\dots (4.15) \end{aligned}$$

これまで荷重として等布活荷重 P_1 を作用させてたわみを求める式を示してきたが、ここで集中荷重 P_1 によるたわみを求める式に変換することを考えてみよう。図—4.16

図—4.16(a) の如く集中荷重 P_1 を作用させたと考え、これを同図 (b) の如く極めて 微小な区間 ϵ に $p_1 = P_1 / \epsilon$ なる分布荷重が作用したた場合と等価であるとみなそう。



この場合式 (4.11) の A_n は次式で表わされる。

$$A_n = \sum \frac{P_1}{\epsilon} \left\{ \cos n\pi K_1 - \cos n\pi (K_1 + \epsilon / \ell) \right\} \quad \dots\dots\dots (4.16)$$

ϵ が微小な区間長であることを考え A_n の極限をとると

$$\begin{aligned} \lim_{\epsilon \rightarrow 0} A_n &= \lim_{\epsilon \rightarrow 0} \sum \left(P_1 \frac{n\pi}{\ell} \right) \frac{\sin n\pi (K_1 + \epsilon / \ell)}{1} \\ &= P_1 \frac{n\pi}{\ell} \sum \sin n\pi K_1 \quad \dots\dots\dots (4.17) \end{aligned}$$

同様な手順で集中荷重 P_1 に対して (4.11) は次の如く書き直すことができる。

表 4.3 入力データ

左岸アンカー	左岸側径間	中央径間	右岸側径間	右岸アンカー
—	ℓ_1	ℓ	ℓ_2	—
—	f_1	f	f_2	—
m_1	m_1	m	m_2	m_2
—	w_1	w	w_2	—
—	P_1	P	P_2	—
—	k_1	k	k_2	—
—	K_1	K	K_2	—

L	E	A_1	I_1	L_2	E_2	A_2	I_2
-----	-----	-------	-------	-------	-------	-------	-------

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= P_1 \frac{n\pi}{\ell} \sum \sin n\pi K_1 & (a) \\ A_{1n} &= P_1 \frac{n\pi}{\ell_1} \sum \sin n\pi K_{11} & (b) \\ A_{2n} &= P_2 \frac{n\pi}{\ell_2} \sum \sin n\pi K_{21} & (c) \end{aligned} \right\} (4.18)$$

入力データとして必要な諸元は表 - 4.3

の通りである。また電子計算のフローチャートを示すと図 - 4.17 の通りである。

② 計算結果

図 - 4.18 の如き荷重状態について計算する。荷重状態 (I) ~ (V) は、それぞれ径間毎に 1 個の集中荷重を作用させ、その値は、18 kg と 36 kg の 2 種とする。

図 - 4.18 測定位置

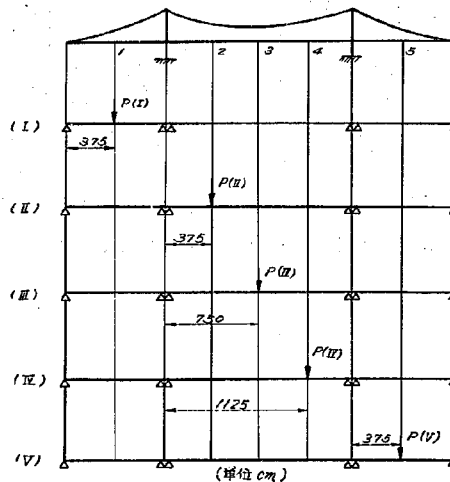


図 4.17 電算フローチャート

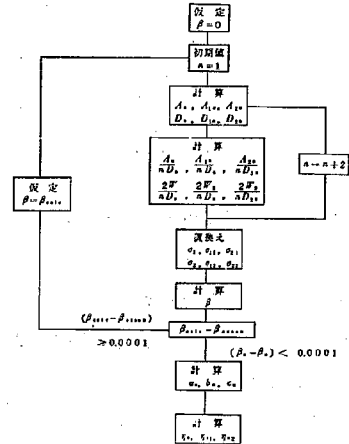


表 4.4 電子計算機の入力データ

番号	記号	単位	値
1	ℓ	m	1377
2	ℓ_1	m	732.5
3	ℓ_2	m	732.5
4	f	m	150.3
5	f_1	m	382
6	f_2	m	382
7	m	m	150.3
8	m_1	m	270
9	m_2	m	270
10	n	m	270
11	n_1	m	220
12	f	m	114
13	f_1	m	114
14	f_2	m	114
15	$P(1)$	kg	18.36
16	A_1	cm	249
17	A_{11}	cm	289
18	$P(1)$	kg	18.36
19	A_{12}	cm	315.5
20	A_{21}	cm	283.5
21	$P(1)$	kg	18.36
22	A_{22}	cm	216.5
23	A_{21}	cm	216.5
24	$P(1)$	kg	18.36
25	A_{22}	cm	—
26	$P(1)$	kg	—
27	$P(1)$	kg	—
28	A_{22}	cm	—
29	A_{22}	cm	—
30	E	kg/cm ²	204.10 ⁸
31	E_1	kg/cm ²	204.10 ⁸
32	E_2	kg/cm ²	204.10 ⁸
33	I	cm ⁴	21.10 ⁸
34	I_1	cm ⁴	204.10 ⁸
35	I_2	cm ⁴	204.10 ⁸
36	I_1	cm ⁴	204.10 ⁸
37	I_2	cm ⁴	204.10 ⁸
38	I_1	cm ⁴	204.10 ⁸
39	I_2	cm ⁴	204.10 ⁸
40	I_1	cm ⁴	204.10 ⁸
41	I_2	cm ⁴	204.10 ⁸
42	I_1	cm ⁴	204.10 ⁸
43	I_2	cm ⁴	204.10 ⁸

表 4.5 たわみ計算結果
(単位cm)

	荷重	1	2	3	4	5	TOP-L	TOP-R
P(1)	18kg	1.78	-0.44	-0.58	-0.44	-0.14	-0.398	+0.043
	36	3.53	-0.92	-1.23	-0.92	-0.30	-0.827	+0.092
P(II)	18	-0.45	1.44	0.26	-0.26	-0.45	+0.141	+0.140
	36	-0.89	2.86	0.51	-0.50	-0.89	+0.289	+0.285
P(III)	18	-0.51	0.27	1.49	0.27	-0.51	+0.196	+0.191
	36	-1.19	0.53	2.93	0.53	-1.19	+0.396	+0.387
P(IV)	18	-0.45	-0.25	0.25	1.14	-0.45	+0.141	+0.140
	36	-0.89	-0.50	0.51	2.86	-0.89	+0.289	+0.285
P(V)	18	-0.14	-0.44	-0.58	-0.44	1.78	+0.398	-0.043
	36	-0.30	-0.92	-1.23	-0.92	3.53	+0.827	-0.092

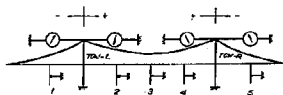
たわみは図-4.18 の1～5までの5点に於いて求め実験値と比較した。電子計算機の入力データを表-4.4に、ケーブルおよび吊構造部の鉛直たわみを図-4.19, 表-4.5に示す。また塔頂移動量も表-4.5に含まれている。

(3) 実験

(1) 実験の概要および測定結果

実験は図-4.20の如く塔の移動量はダイヤルゲージで測定し、補剛桁のたわみは変形量が大いためスケールで測定した。結果を表-4.6, 表-4.7に示す。

図-4.20 計器配置



(2) 実験値と理論値の比較

吊構造部の鉛直たわみの理論値と実験値の比較を図-4.21, 22に示す。

図表からわかるように実験値と理論値は非常によく合っており、本模型の静的たわみ特性は、設計上の要求を満足している。また塔頂移動量も実験値と理論値はよく合っている。

図-4.19 たわみ

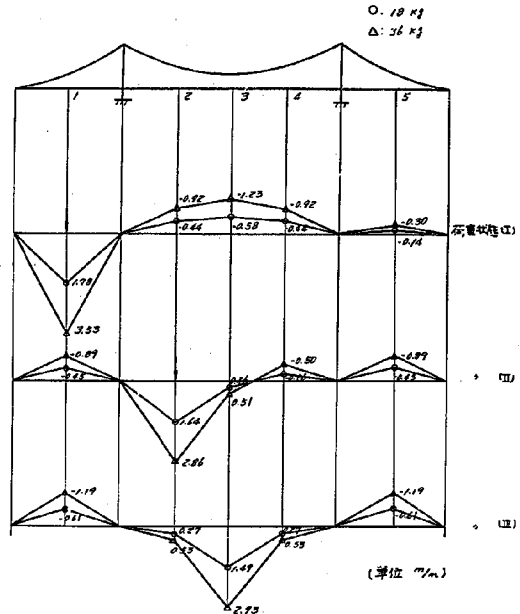


表 4.6 塔頂移動量

荷重	塔頂移動量 (単位 %)	TOP-L	TOP-R
P(1)	18kg	-4.05	+0.42
	36	-8.31	+0.87
P(II)	18	+1.42	+1.35
	36	+2.91	+2.81
P(III)	18	+1.96	+1.91
	36	+3.96	+3.81
P(IV)	18	+1.44	+1.40
	36	+2.89	+2.85
P(V)	18	+0.44	-3.91
	36	+0.98	-8.23

表 4.7 補剛桁のたわみ

		(單位 %)					
		荷重	1	2	3	4	5
P(I)	18kg	+2.0	-5.5	-7.5	-5.5	-1.5	
	36	+4.3	-11	-14.5	-11	-3.2	
P(II)	18	-5	+19.5	+4	-3.5	-5.0	
	36	-10	+38	+7	-7	-10.0	
P(III)	18	-7	+5	+20	+3.5	-7	
	36	-14	+8	+37	+8	-13	
P(IV)	18	-5	-3.5	+4	+2.0	-5	
	36	-10	-7	+7	+3.9	-10	
P(V)	18	-2	-3	-7	-5	+2.0	
	36	-4	-10	-14.5	-10	+4.0	

図-4.21 $P=18\text{kg}$ のたわみ

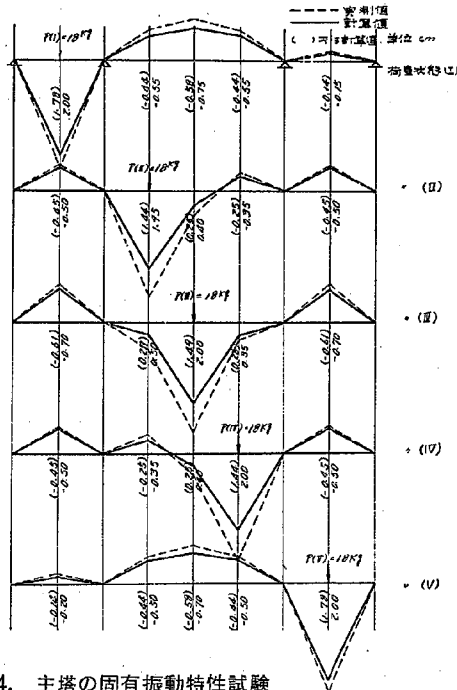
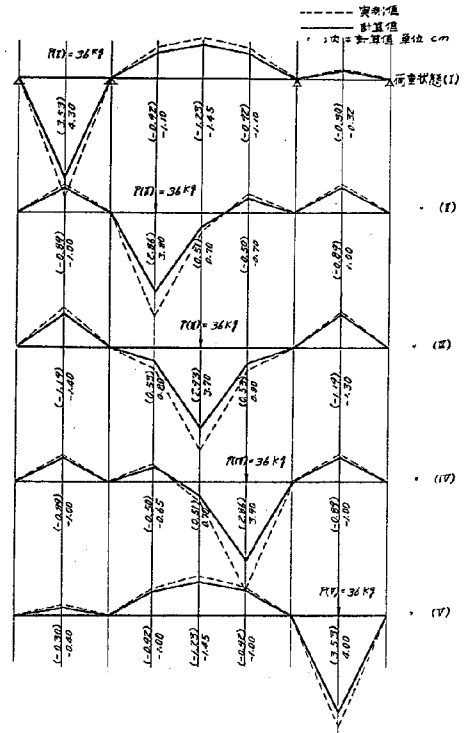


図-4.22 $P=36\text{kg}$ のたわみ



4. 主塔の固有振動特性試験

(1) 試験の概要

本試験は、主塔基部に振幅一定の正弦波形加速度入力を与え、各点の応答加速度記録から主塔の変位、固有周期、振動モード等を確かめたものである。

表-4.8 塔の対称モード

(2) 理論計算

上部構造だけを対象とした振動モード、固有周期は現在計算を進めている段階で、本実験結果と比較すべき厳密な意味での理論計算値がまだないので、41年度に演算を実施した吊橋上下部構造全橋に関する応答計算の際求められている固有周期を参考のため表-4.8 および表-4.9に掲げ、とりあえず実験結果の妥当性の検討の一資料とする。表中 T 、 F は固有周期、固有振動数であり、 p 、 m は実橋および模型を示す添字である。

計算次数番号	次数	T_p^*	T_m^*	F^*	F^m
33	1	1.448 ^{sec}	0.1448 ^{sec}	0.6906%	6.906%
35	2	0.641	0.0641	1.5601	15.601
37	3	0.434	0.0434	2.3041	23.041
41	4	0.233	0.0233	4.2918	42.918
43	5	0.203	0.0203	4.9261	49.261

表-4.9 ケーブルの対称モード

計算次数番号	次数	T_p^*	T_m^*	F^*	F^m
35	1	0.641 ^{sec}	0.0641 ^{sec}	1.5601%	15.601%
37	2	0.434	0.0434	2.3041	23.041
39	3	0.321	0.0321	3.1153	31.153
41	4	0.233	0.0233	4.2918	42.918
43	5	0.203	0.0203	4.9261	49.261

注) T_p^* : 実橋の振動周期 (sec) F^* : 実橋の振動数 (cps)
 T_m^* : 模型の " (") F^m : 模型の " (")

(3) 試 験

(1) 試験結果の1次解析

本試験に使用したピックアップは、チタン酸バリウム諸品を使用したピエゾ電圧型加速度計であり、試験結果は直記式電磁オシログラフに記録した。

この記録の振幅 a (mm) を読みとり、これに校正係数 c (gal/mm) を掛けると、加速度振幅 A (gal) が求められる。

$$A = c \cdot a \quad \dots\dots\dots (4.19)$$

ここで加速度は、次式で表わされる。

$$\ddot{x} = A \cos \omega t \quad \dots\dots\dots (4.20)$$

時刻 t について1回積分すれば、次式に示すような速度が求められる。

$$\dot{x} = \frac{A}{\omega} \cos(\omega t - \pi/2) \quad \dots\dots\dots (4.21)$$

更に t について積分すると、変位が得られる。

$$x = \frac{A}{\omega^2} \cos(\omega t - \pi) \quad \dots\dots\dots (4.22)$$

$\cos(\omega t - \pi)$ の値を最大の1とすると、変位の振幅は、 $\bar{x} = A/\omega^2$ で表わされる。

$$\bar{x} = \frac{A}{(2\pi f)^2} \quad \dots\dots\dots (4.23)$$

となる。ただし f は $2\pi f = 2\pi/T = \omega$ で表わされる固有振動数 (c/s) である。

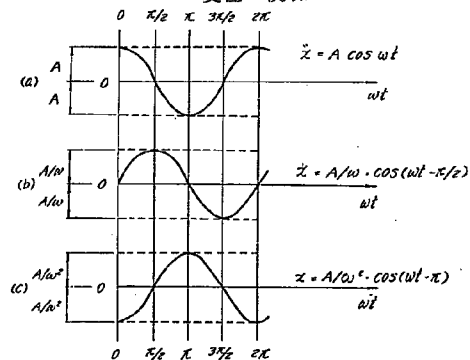
ゆえに加速度振幅から変位振幅 $\bar{x}$ を求める式は 図-4.23 加速度・速度

変位の関係

$$\bar{x} = \frac{c \cdot a}{(2\pi f)^2} \quad \dots\dots (4.24)$$

となり、記録読取値 a 、校正係数 c 、固有振動数 f がわかれば、各点の変位が求まり振動モードを確かめることができるのである。

参考のために x , $\dot{x}$, $\ddot{x}$ の関係を図-4.23に示す。



2) 試験結果

この特性試験で対象としたのは、主塔一基であり、塔基部で振幅100 gal 一定の正弦波形加速度で加振したが実際は諸条件により、厳密に一定振幅を持続するのは困難で多少のずれが起こる。この場合は、塔基部加速度振幅が一定(100 gal)になるように測定値を補正して、モード図、共振曲線等を描いた。

この結果からみると、一次の共振振動数は5.64 c/s、一次共振点は19.8 c/s、三次共振点は37.6 c/sになった。また減衰定数($h = n/p$)を求めてみたが非常に小さな値であり、減衰が小さく共振点の頂点を完全につかめなかったため確実な数値とは言えないが、一次モードで0.006程度と推定される。

表-4.10 実験データ

実験期間	41年10月~42年3月
実験対象	主塔一基
塔下部の加振力	100gal 一定; 正弦波形
測定計器	チタニウム型加速度計 直結式電磁オシログラフで記録
測点	8等分(9測点)

表-4.11 実験結果の要約

一次振動数	5.64%
二次 "	19.8 %
三次 "	37.6 %
一次減衰定数	0.006 ぐらい

表-4.12 一次共振の加速度・変位
 $f = 5.62 \text{ c/s}$

計測点	加速度値 (%)	校正係数 (gal/m)	加速度 (gal)	変位 (cm)
1	0	3225	0	0
2	4.4	255.4	1.129	0.9058
3	12.2	266.6	3.253	2.5086
4	16.6	274.0	4.548	3.6473
5	12.8	274.0	4.593	3.6835
6	15.0	241.0	3.614	2.8985
7	5.8	266.6	1.534	1.2300
8	3.5	222.2	779	0.6250
32	0	28.57	0	0

図-4.24 計器位置図

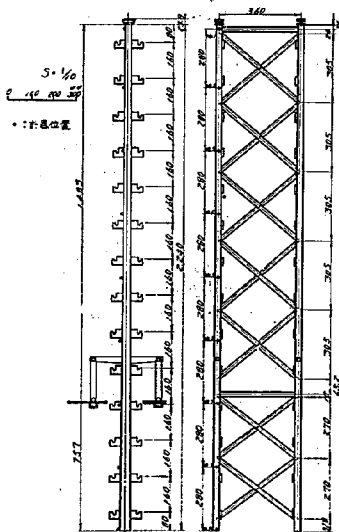


表-4.13

二次共振の加速度・変位
 $f = 19.83 \text{ c/s}$

計測点	加速度値 (%)	校正係数 (gal/m)	加速度 (gal)	変位 (cm)
1	0	260.0	0	0
2	30.3	250.0	757.9	0.04878
3	28.0	217.4	608.72	0.03920
4	0	250.0	0	0
5	-25.8	277.8	-716.72	-0.01616
6	-25.9	250.0	-737.50	-0.01750
7	-1.1	270.3	-300.0	-0.01932
8	—	243.9	—	—
32	0	322.5	0	0

表-4.14

三次共振の加速度・変位
 $f = 37.59 \text{ c/s}$

計測点	加速度値 (%)	校正係数 (gal/m)	加速度 (gal)	変位 (cm)
1	2.80	63.29	177.21	2.121
2	7.56	79.37	600.04	10.881
3	0	68.91	0	0
4	-6.88	70.37	-484.97	-5.720
5	-3.86	87.72	-338.60	-6.027
6	4.23	79.37	325.74	5.076
7	7.18	85.47	612.87	10.223
8	4.99	76.92	383.83	6.832
32	0	32.26	0	0

図-4.24 には主塔における加速度ピックアップの配置を示し、実験および実験結果の要約を表-4.10、11にまとめてある。また各測点に於ける各次の応答変位、加速度の値を表-4.12~表-4.14に示すとともに、これを用いて振動モード図を描き図-4.25、

26, 27に示した。

一方5%~90%までの範囲で共振曲線を描き図-4.28~36に、またとくに1次モード付近の振動数領域に於ける共振曲線を描き図-4.37~45に示した。

図-4.25 塔の振動モード図
(一次)

($f = 5.62\%$)

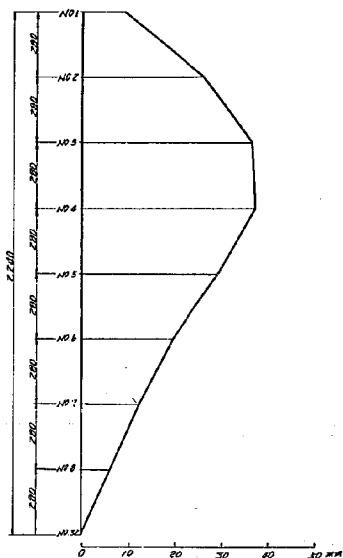


図-4.26 塔の振動モード図
(二次)

($f = 19.03\%$)

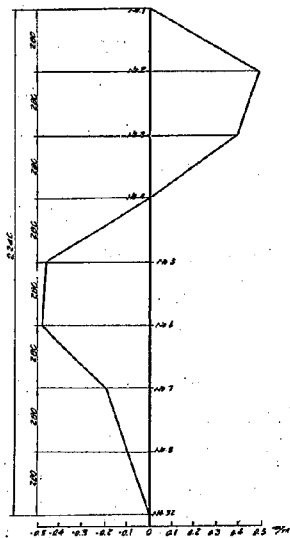


図-4.27 塔の振動モード図
(三次)

($f = 37.39\%$)

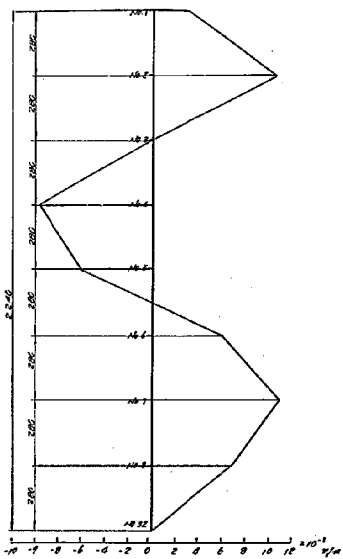


図-4.28

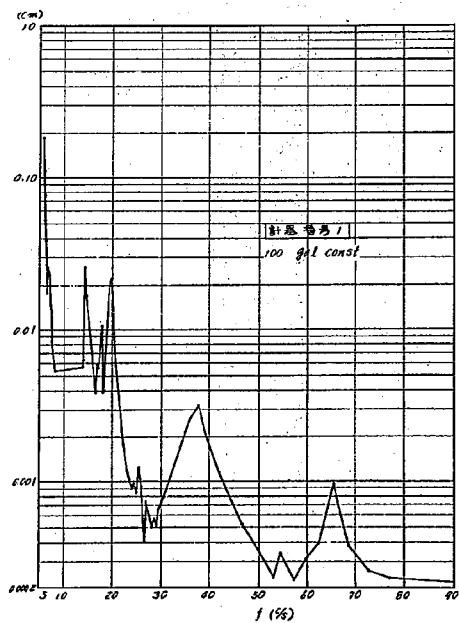


图-4.29

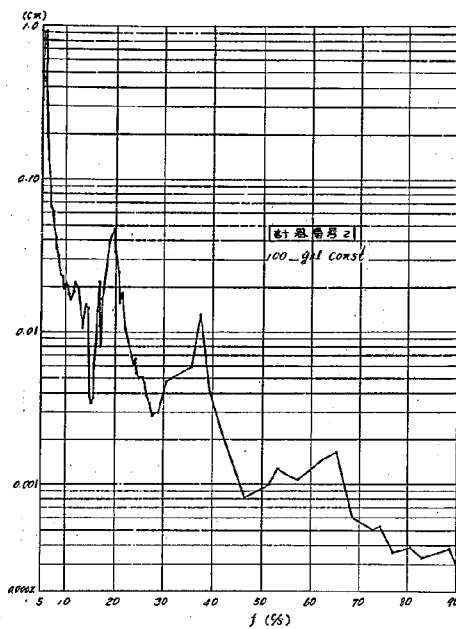


图-4.30

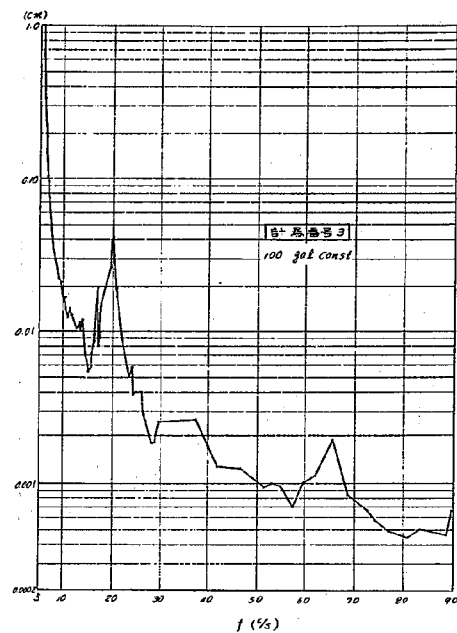


图-4.31

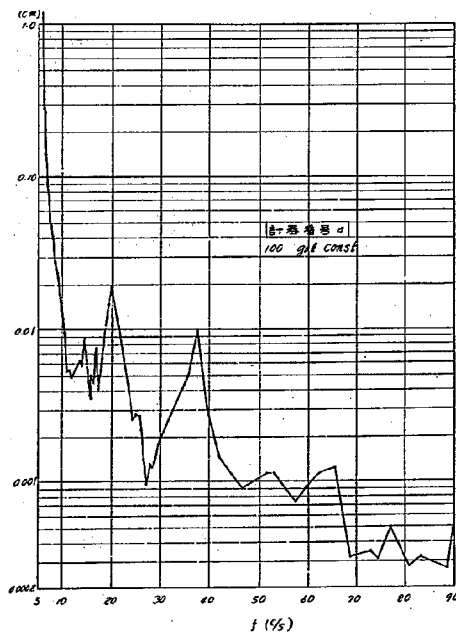


图-4.32

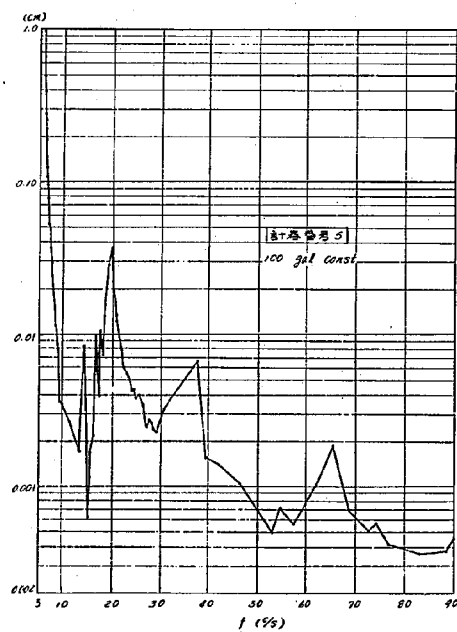


图-4.33

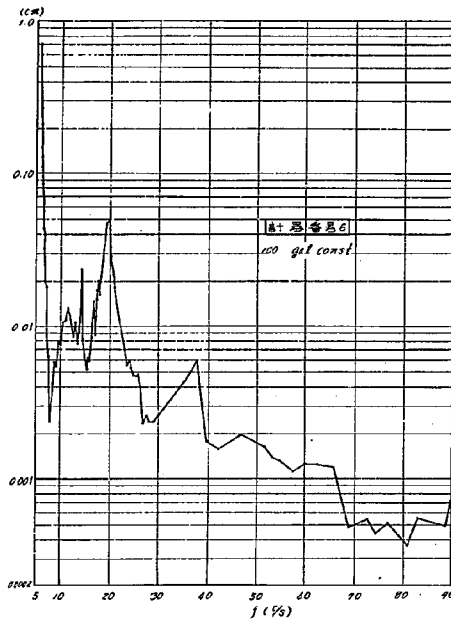


图-4.34

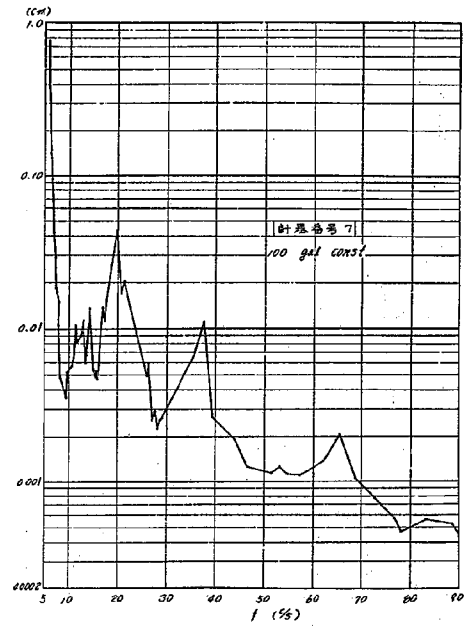


图-4.35

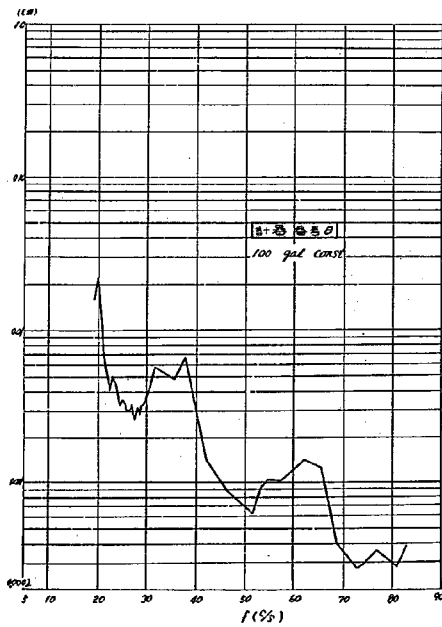


图-4.36

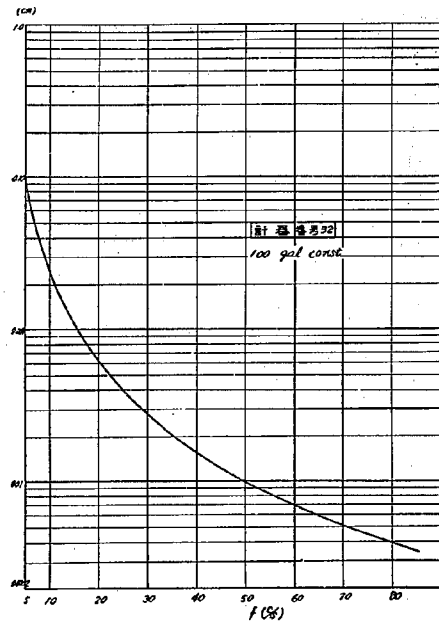


图-4.37

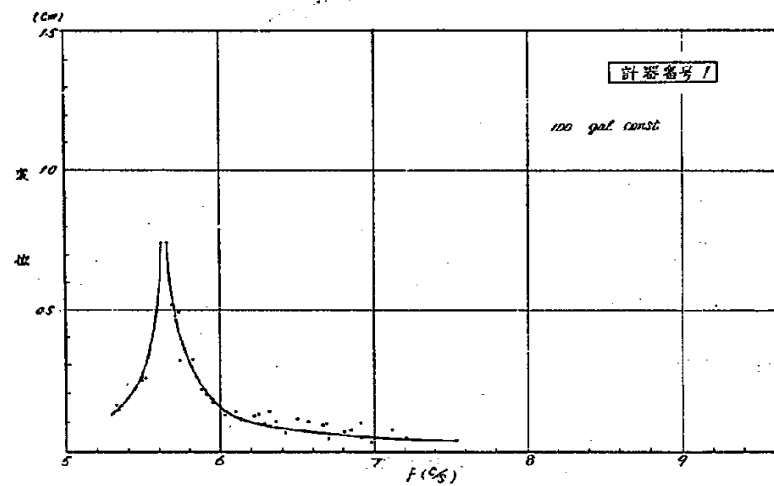


图-4.38

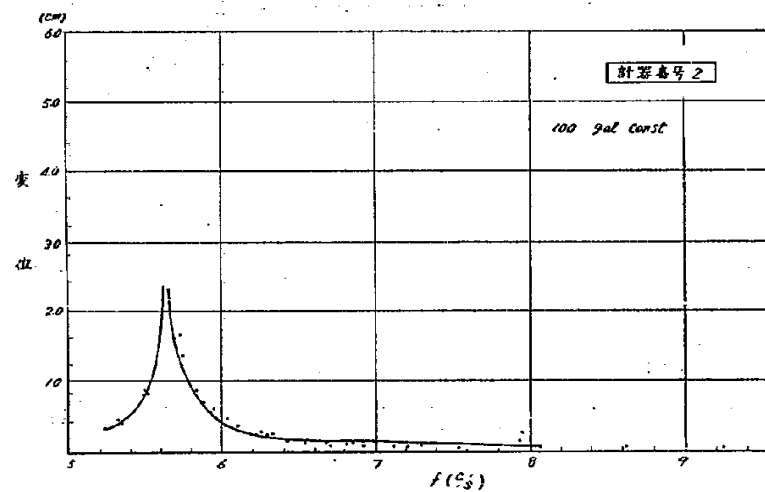


图-4.39

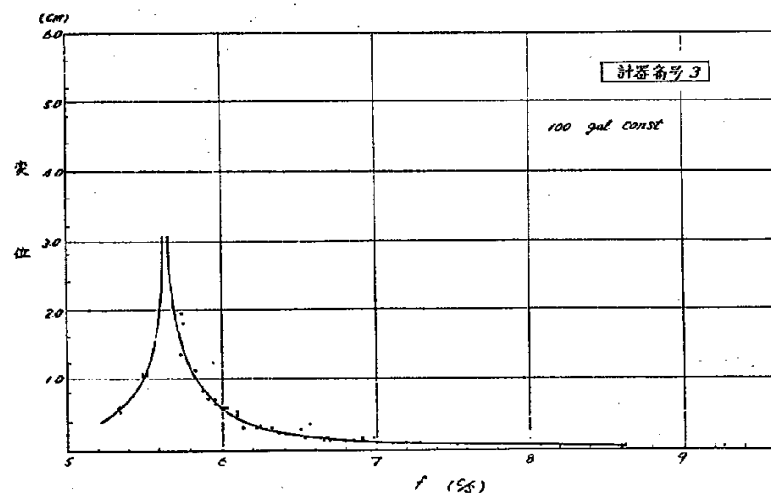
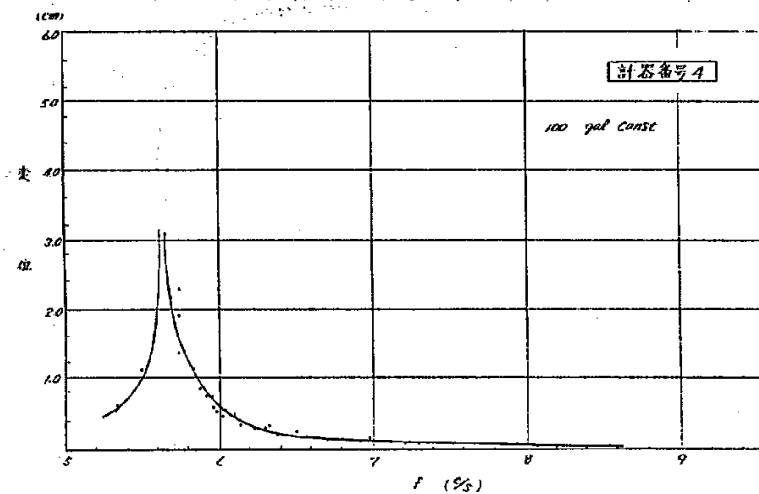
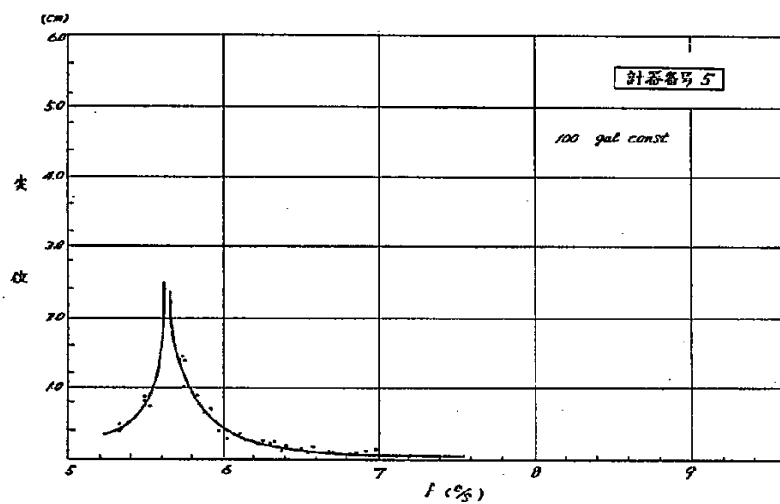


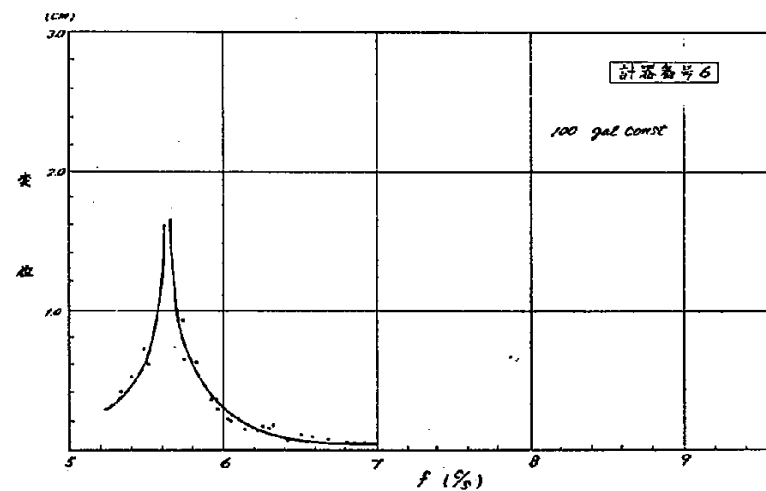
图-4.40



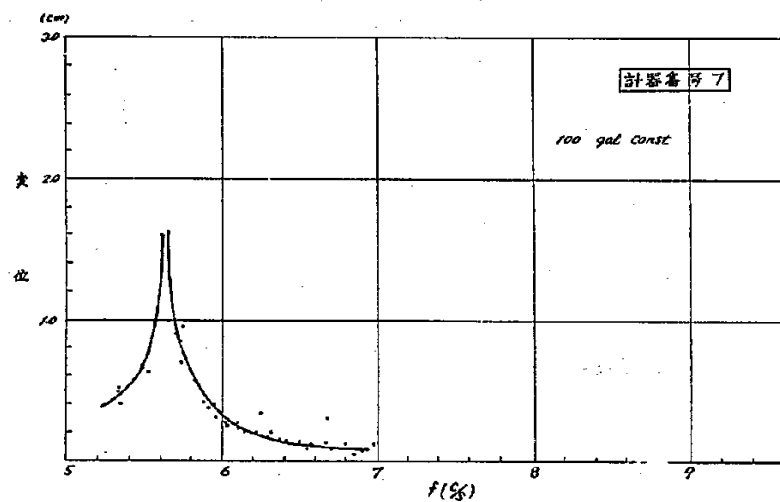
图— 4.41



图— 4.42



图— 4.43



图— 4.44

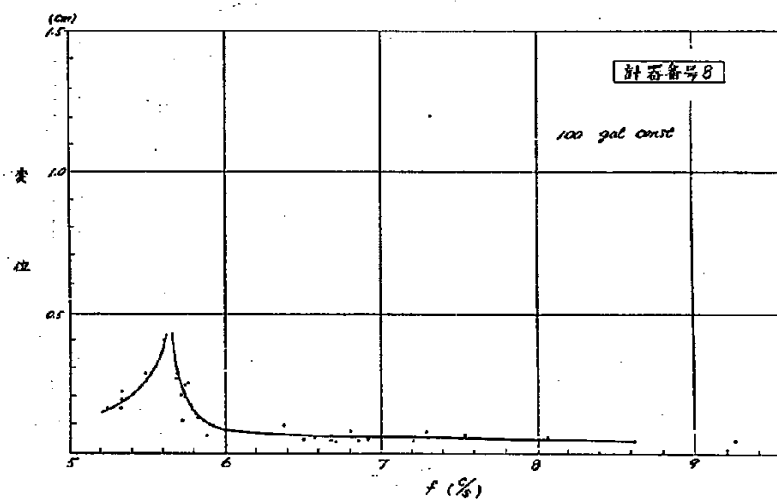
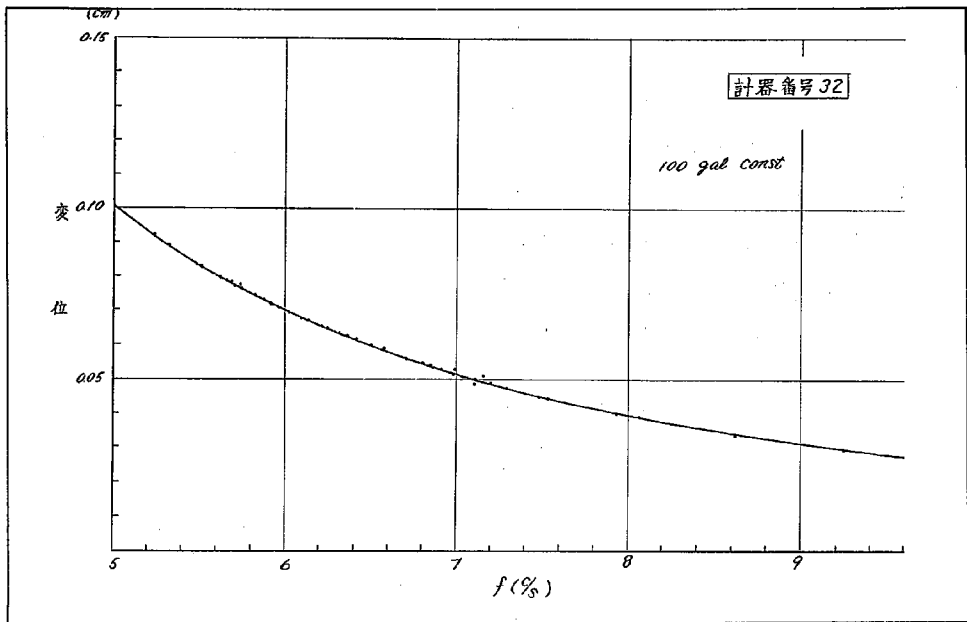


図-4.45



(3) 結果の検討

実験結果は、〔2〕理論計算の項で掲げた固有周期と比較すると2割程度の差があり、厳密に一致しているとは言えない。これは、理論値が下部構造周辺の土や水の影響も入れて上下部全体として、固有周期を出しているため、上部のみのそれとは異なっており、現在進められている上部全体の応答計算の完了を待って実験結果の検討を行なう予定である。

あ　と　が　き

今回、現在までに実施された実験をとりまとめ、実験（その１）として報告した。これは実験計画の一部であり、各種実験を逐次本資料として報告して行く予定である。また、本文中にも指摘したとうり、いくつかの実験手法上の問題点が未解決のまま残っており将来の問題として理論的検討ならびに実験の積み重ねから不合理な点を改善して行く予定である。

本資料が耐震調査の前進に役立てば幸である。

昭和４２年５月　耐震調査室

小山田　欣　裕

若　林　進

高　安　栄　寿

永　井　隆

参 考 文 献

- (1) 坪 井 忠 二 : 新物理学講座B篇, 物理学の方法1, 単位・次元・模型 ; 1963. 9. 15,
ダイヤモンド社
- (2) 本 間 仁 : 春日屋 伸昌 ; 応用数学講座第5巻, 次元解析・最小2乗法と実験式, 昭和
35年11月, コロナ社
- (3) 坂 山 大 三 : 次元解法の理論と応用, 昭和31年4月, 共立出版
- (4) W. J. Duncan : *Physical Similarity and Dimensional Analysis,*
An Elementary Treatise, 1953. London, Edward Arnold & Co.
- (5) C. M. Focken : *Dimensional Method and the Applications*, 1953, London,
Edward Arnold & Co.
- (6) 松 平 精 : 基礎振動学, 昭和25年, 共立出版
- (7) 建設省本州四国連絡道路調査事務所 ; 三径間補剛吊橋概略設計設計計算書 $L 1,500M$, 1966年
3月
- (8) 建設省土木研究所構造研究室 ; 三径間吊橋の地震応答(案), 昭和40年8月
- (9) 栗林, 岩崎, 小山田 ; 構造物の地震応答解析法, 土木技術資料 (Vol. 8 : №11, №12,
Vol. 9 : №1, 2, 3, 4, 5), 土木研究会
- (10) S. Timoshenko ; *Vibration Problems in Engineering*, 1955, 3d ed., in coll-
aboration with D. H. Young, D. Van Nostrand Company, Inc.,
Princeton
- (11) L. Jacobsen, R. Ayre ; *Engineering Vibrations with Application to Struct-
ures and Machinery*, 1958, McGraw-Hill Book Co., Inc.
- (12) C. Kuntz, J. Avery, J. Durkee ; *Suspension Bridge Truss Analysis By
Electronic Computer*, ASCE., 11, 1958
- (13) 建設省土木研究所耐震調査室 ; 土木研究所資料第182号, 183号, 吊橋上部構造全橋模型によ
る振動実験 (A-1, A-2), 昭和41年5月
- (14) 建設省土木研究所耐震調査室 ; 土木研究所資料第218号, 構造物の耐震試験・観測施設要覧,
昭和41年12月