



土 木 研 究 所 資 料

第 5 2 1 号

三 径 間 吊 橋 等 地 震 応 答 解 析 解 析 結 果

昭和 4 7 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

土木研究所資料

第五二一號

三徑間吊橋等地震応答解析結果

昭和四十七年三月

建設省土木研究所

ま え が き

最近，構造物の長大化と構造解析法の進歩にともない，地震応答解析による耐震設計の検証が一般化しつつある。本資料では，建設省土木研究所が三径間吊橋等の地震応答を明らかにするために実施した解析計算の結果について報告する。

昭和47年3月

建設省土木研究所振動研究室

室 長 栗 林 栄 一

研究員 飯 田 裕

 福 田 富 三

 高 場 正 富

目 次

ま え が き

1 概 説	1
2 三径間吊橋地震応答解析解析結果	1
2.1 三径間吊橋上下部構造全橋地震応答解析解析結果	1
2.2 三径間吊橋上部構造全橋地震応答解析解析結果	2
2.3 主塔・主橋脚系地震応答解析解析結果	4
3 多径間吊橋地震応答解析解析結果	4
4 カンチレバートラス橋地震応答解析解析結果	5
参考文献	7

付録 1 平均応答スペクトル (1970)

付録 2 El Centro 地震応答スペクトル

1 概 説

三径間吊橋等の地震応答を明らかにするため、これら構造物の地震応答解析に関する電算プログラムを作成し、解析計算を実施した。対象とした構造物は、三径間吊橋、多径間吊橋、カンチレバートラス橋の3種類で、三径間吊橋としては本州四国連絡道路橋三径間補剛吊橋概略設計に示されている2ヒンジ補剛トラスL-1500、多径間吊橋としては同じく本州四国連絡道路橋概略設計に示されている五径間吊橋5S-H1500D、カンチレバートラス橋としては横浜航路横断橋架予備設計に示されているカンチレバートラス橋の諸元を用いた。

三径間吊橋、多径間吊橋の解析計算には、主として、建設省土木研究所が所持する多径間吊橋の地震応答に関する電算プログラムSEQR(L)-4を用いた。電算プログラムSEQR(L)-4は、主塔、ケーブル、補剛桁、アンカブロック、橋脚などから構成される多径間吊橋（三径間吊橋を含む）を線型多質点系力学モデルに置き換えて運動方程式を導き、地震応答スペクトル、地震動加速度記録を地震入力として、モーダル・アナリシスにより最大応答および直接応答を求めるものである。応答および固有振動モードはXYプロッターにより図化される。固有値問題の解法にはヤコビ法を用いており、力学モデルの自由度数は最大120である。

カンチレバー橋の解析計算には、建設省土木研究所が所有する平面構造物の地震応答解析に関する電算プログラムを使用した。このプログラムは有限要素法を一次元平面構造物に適用したものであり、構造物に比較的忠実な解析を行なうことが可能である。固有値問題の解法にはギブンスハウスホルダー法を用いており、最大自由度数は150である。

三径間吊橋については、上下部構造全橋、上部構造全橋、主塔・主橋脚系の3種類の系について解析計算を実施した。上下部構造全橋の解析計算の結果は、補剛桁、主塔などの各部分の応答変位を支配する卓越モードの存在を示している。上部構造全橋の解析計算は、模型実験結果との比較を目的としたものであり、解析計算の結果は実験結果をよく説明しており、実験結果の評価に有用な手段と考えられる。主塔・主橋脚系の解析計算の結果は、主塔と主橋脚の固有周期の接近が応答を著しく増大させることを示している。

多径間吊橋の解析計算は、橋軸および橋軸直角方向について実施したが、橋軸直角方向の解析計算結果において、主塔の斜材のない、部材長の短いシャフト部分の断面力が大きな応答値を示している。

カンチレバートラス橋の解析計算結果は、塔附近の下弦材の断面力が大きな応答値を示すことを明らかにしている。

2 三径間吊橋地震応答解析解析結果

2.1 三径間吊橋上下部構造全橋地震応答解析解析結果

現在まで、主として図 2.1 に示す中央径間 1500 m の三径間吊橋を対象として 17 ケースにわたり解析計算を実施してきた。

これらの上下部構造全橋の解析計算の結果は、補剛桁、主塔などの各部分の応答変位を支配する卓越モードが各部分に対して一般に存在することを示している。すなわち、

- 1) 橋軸方向地震動に対して、補剛桁では逆対称 1 次モードが卓越する。主塔では、塔頂ヒンジ・基部固定の梁の 1 次モードに似たモードが卓越する。
- 2) 鉛直方向地震動に対して、補剛桁では対称 3 次モードが卓越する。
- 3) 橋軸直角方向地震動に対して、中央径間補剛桁では対称 1 次、側径間補剛桁では対称 2 次、主塔では塔頂自由の片持梁の 1 次モードに似たモードが卓越する。

また、アンカー・ブロックの応答は補剛桁の応答に、主橋脚の応答は主塔の応答に大きな影響を与え、補剛桁の曲げモーメントは下部構造の周期が長くなるほど大きくなり、主塔基部の曲げモーメントは主橋脚と主塔の周期が接近するほど大きくなることが確認された。

図-2.3、図-2.4 は、図-2.1 に示す三径間吊橋を図-2.2 に示す 80 の自由度をもつ力学モデルに置き換え、El Centro 地震を作用させた場合の主塔、主橋脚の曲げモーメントおよび変位の時間的変化を示したものである。

2.2 三径間吊橋上部構造全橋地震応答解析結果

三径間吊橋の地震応答を明らかにするため解析計算と並行して上部構造全橋模型実験を行なっているが、この実験結果との比較のために上部構造のみを対象として解析計算を行なった。

模型の一般図を図-2.5 に示す。

図-2.6 は、主塔において最も大きな曲げモーメントを生ずると思われる基部に着目し、模型における実測最大曲げモーメントを主塔基部への入力加速度の最大値を 200 gal として実橋に換算したものである。2 本の点鎖線のうち値の大きい方は震度分布を一様とした耐震設計指針 (1967) による値を示し、小さい方は震度分布を 2 段階とした動的応答を考慮した修正震度法による値を示している。3 本の破線は主塔単独系について解析計算を行なった結果を示したもので値の大きい方から平均応答スペクトル (1964)、El Centro 地震応答スペクトル、釧路 B-W 地震応答スペクトルによる応答を示している。いずれも応答の重ね合せ法としては 2 乗和の平方根をとり、減衰定数 h は 2 % とした。

実験による応答は解析計算による応答と比較して総じて低目の値を示している。しかし主塔 1 基だけを加振している実験と、上部構造全体に地震動による一様な加速度が加えら

れるとしている解析計算とは境界条件が異なっている。そこで簡単につぎのような解析を試みてみた。

主塔を図-2.7に示すような塔頂ヒンジ・基部固定の断面一定な梁と仮定し、この梁について、つぎの(a), (b)に示すような支点変位が与えられたときの応答を求めてみる。

(a) 塔頂、基部ともに同一の支点変位 z が与えら場合 (図-2.7(a))

(b) 塔頂の支点変位は 0、基部に支点変位 z が与えられた場合 (図-2.7(b))

梁の支間長 (塔の高さ) を l , 曲げ剛性を EI , 基部より塔頂に向って軸に沿う座標を x , x における絶対変位を y , 曲げモーメントを M , 静的支点変位 $z = 1$ が与えられたときの静的たわみ曲線を $f(x)$ とすると

$$(a) \text{ の場合} \quad f(x) = 1 \quad (1)$$

$$(b) \text{ の場合} \quad f(x) = 1 - \frac{3}{2} \left(\frac{x}{l}\right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{x}{l}\right)^3 \quad (2)$$

静的たわみ曲線 $f(x)$ より測った応答変位を $\bar{y}$, $\bar{y}$ による曲げモーメントを $\bar{M}$ とすると (図-2.8)

$$y = \bar{y} + f(x) z(t) \quad (3)$$

$$M = \bar{M} - EI f''(x) z(t) \quad (4)$$

この梁の第 i 次固有関係を $\phi_i(x)$, 対応する規準座標を $\xi_i(t)$ とすると

$$\bar{y} = \sum_i \phi_i(x) \xi_i(t) \quad (5)$$

$$\bar{M} = -EI \sum_i \phi_i''(x) \xi_i(t) \quad (6)$$

$$\xi_i(t) = -\frac{1}{p_{di}} \frac{\int_0^l \phi_i(x) f(x) dx}{\int_0^l \phi_i^2(x) dx} \int_0^t \ddot{z}(\tau) e^{-n_i(t-\tau)} \sin p_{di}(t-\tau) d\tau \quad (7)$$

p_{di} : 第 i 次の減衰固有円振動数

n_i : 第 i 次の減衰指数

実験により得られた主塔の固有周期より換算等断面 2 次モーメントを逆算し、地震応答スペクトルを用い、重ね合せ法として 2 乗和の平方根をとり、減衰定数 $h = 2\%$ として (a), (b) 2 つの場合について $\bar{y}$ による曲げモーメント $\bar{M}$ を求め、実橋に換算すると、図-2.9 に示すような結果が得られた。

つぎに上部構造全橋を対象とした解析計算を実施した。この場合の解析計算の条件を表-2.1 に示す。

主塔基部 1 支点のみに静的支点変位 $z = 1$ が与えられたときの静的たわみ曲線を図-2.

10, ケーブルアンカー1支点のみに静的支点変位 $z=1$ が与えられたときの静的たわみ曲線を図-2.11に示す。

平均応答スペクトル(1964)による最大応答を図-2.12~図-2.14に, El Centro地震による直接応答を図-2.15~図-2.19に示す。1支点のみの地震入力による最大応答は, 全支点同一地震入力による最大応答と同じように, 左右対称となっている。最大応答は各モードごとの応答の絶対値和あるいは2乗和の平方根として得られるものであり, 上部構造のみを対象とした場合, 固有振動モードは対称あるいは逆対称であり, またたわみ曲線はモード寄与率にのみ関係する量であることからこのような結果が得られている。

最大応答と直接応答の比較を図-2.20, 表-2.2, 表-2.3に示す。最大応答(2乗和の平方根)が直接応答より若干小さいが, かなりよい近似を与えている。

1支点のみの地震入力による応答と全支点同一地震入力による応答との比較を表-2.4に示す。ケーブルアンカー1支点のみの地震入力の場合は, 全支点同一地震入力による場合に対して, 各部材で一様に35~65%の応答を示しているが, 主塔基部1支点のみの地震入力の場合は, 地震入力を受けている主塔が, ケーブルの拘束を受けている塔頂を除いて, 全支点同一地震入力による場合に対して60~70%の応答を示しているだけで, 他の部材はあまり影響を受けていない。

主塔基部1支点のみにEl Centro地震を与えた場合の主塔基部の応答曲げモーメント(図-2.17)の最大値は, 実験結果(図-2.6)によく一致しており, 減衰定数等の問題は残るが, この解析計算により模型実験結果を説明することができるものと思われる。

2.3 主塔・主橋脚系地震応答解析解析結果

下部構造のばねを種々変化させて主塔・主橋脚系の地震応答解析を実施した。

下部構造のばねの変化に伴う固有周期・固有振動モードの変化を図-2.21, 応答変位の変化を図-2.22, 応答曲げモーメントの変化を図-2.23に示す。

主塔単独, 主橋脚単独の固有周期が接近することにより, 主塔の応答が著しく大きくなる。しかし, 通常の応答スペクトルを用いるモーダル・アナリシスによる解析ではこの増幅傾向が著しいことも考慮しなければならない。

3 多径間吊橋地震応答解析解析結果

本州四国連絡道路橋概略設計に示されている五径間吊橋5S-H1500D(図-3.1)を対象として地震応答解析を実施した。

多径間吊橋の力学モデルを図-3.2, 解析計算の条件を表-3.1に示す。本橋の主塔基礎に

は多柱基礎（図－3.3）が計画されている。多柱基礎に対する力学モデルを図－3.4(a)に示す。すなわち頂板を剛体とみなし、頂板重心点において質量と回転慣性を考慮する。したがってこの力学モデルの自由度数は3となり、図－3.4(b)に示す力学モデルと考えることもできる。

解析計算の結果求められた橋軸方向の固有振動モードを図－3.5～図－3.22、橋軸直角方向の固有振動モードを図－3.23～図－3.40に示す。また平均応答スペクトル（1964）による橋軸方向の応答変位、断面力を図－3.41、橋軸直角方向の応答変位、断面力を図－3.42～図－3.44に示す。

以上の解析計算の結果からつぎの事項が指摘される。

- 1) 本橋吊構造部の低次の振動に注目して実施された模型実験結果と本解析結果との比較を表－3.2に示す。本解析結果は若干周期が長めとなつている。固有振動モードは実験結果によく一致している。
- 2) 橋軸方向の応答変化（図－3.41）には、全長5000mにおよぶケーブルの橋軸方向縦振動の影響が現われている。
- 3) 橋軸方向の主塔の応答曲げモーメント（図－3.41）には、多柱基礎の固有周期が主塔単独の場合の1次の固有周期より短かく2次の固有周期に比較的接近していることによる影響が現われている。
- 4) 橋軸直角方向の主塔において、部材5－6、8－9の応答曲げモーメント、応答せん断力は他の部分に比べて非常に大きな値を示している（図－3.44）。これは、この部材の部材長が他の部材に比べて短いため、高い剛度をもつことになるためと考えられる。特にせん断力が大きいのは、この部分に斜材がないため、せん断力を全てこの部材で受け持つことによるものと考えられる。

4 カンチレバートラス橋地震応答解析結果

横浜航路横断橋梁予備設計に示されているカンチレバートラス橋（図－4.1）を対象として地震応答解析を実施した。

カンチレバートラス橋の力学モデルを図－4.2に示す。地震入力としては平均応答スペクトル（1970）－岩盤を用い、減衰定数は上部構造の応答が卓越するモードに対して2％、下部構造の応答が卓越するモードに対して10％とした。また入力最大加速度は300galとした。

解析計算の結果求められた橋軸方向の固有振動特性値を表－4.1、固有振動モードを図－4.3、図－4.4に示す。また橋軸方向の応答断面力を表－4.2に示す。ここでは吊径間および吊径間固定側壁着トラス部を対象として解析した解析結果を示した。

以上の解析計算の結果からつぎの事項が指摘される。

- 1) 他の部材に比較して塔附近の下弦材の応答値は大きな値を示している。
- 2) 本解析では、平面構造物としての解析を行なったが、さらに立体構造物としての検討を行なう必要があるものと思われる。

参考文献

- 1) 建設省近畿地方建設局本州四国連絡道路調査事務所；本州四国連絡道路橋三径間補剛吊橋概略設計（2ヒンジ補剛トラスL-1500），昭和41年8月
- 2) 建設省近畿地方建設局本州四国連絡道路調査事務所；本州四国連絡道路橋多径間吊橋概略設計，昭和41年4月
- 3) 建設省関東地方建設局首都道路出張所；東京湾環状道路横浜航路横断橋梁予備設計，昭和45年2月
- 4) 高田孝信，大久保忠良，栗林栄一；橋梁の耐震設計に関する研究(I)―地震応答スペクトル・1964―，土木研究所報告 第128号，建設省土木研究所，昭和40年10月
- 5) 建設省土木研究所；地震記録のデジタル数値（その1），土木研究所資料第317号，昭和43年3月
- 6) 建設省土木研究所；三径間吊橋地震応答解析(II)，土木研究所資料第520号，昭和46年3月
- 7) 栗林栄一，岩崎敏男，辻勝成；地震応答スペクトルに及ぼす諸因子，第11回地震工学研究発表会講演概要，昭和46年7月
- 8) CIT, Earthquake Engineering Research Laboratory; STRONG MOTION EARTHQUAKE ACCELEROGRAMS Vol. I Part A, July 1969

表 - 2.1 解析計算の条件

項 目		内 容		項 目		内 容		
自 由 度 数		77		直 接 応 答	全 支 点 同 一 入 力	変 位	主塔1基0点(塔頂), 2/8, 4/8, 6/8点	4
構 成 部 材		上部構造全橋				曲 げ	ケーブル中央径間中央点(u), 1/4点(u, v), 側径間1/2点(u, v)	5
地 震 入 力	地震応答スペクトル	平均応答スペクトル(1964)				モーメント	主塔1基2/8, 4/8, 6/8, 8/8点(塔基部)	4
		1940 El Centro N-S応答スペクトル					補剛トラス中央径間1/4点, 側径間1/2点	2
直接応答の入力地震波		1940 El Centro N-S			計 算 数		計	15
入力最大加速度		200gal			1 支 点 の み の 入 力	変 位	主塔2基0点(塔頂), 2/8, 4/8, 6/8点	8
地震動作用方向		橋軸水平				曲 げ	ケーブル中央径間中央点, 1/4, 3/4点, 側径間1/2点(u, v)	10
地 震 入 力 点	1. 全支点同一波形					モーメント	主塔2基2/8, 4/8, 6/8, 8/8点(塔基部)	8
	2. 主塔基部1支点のみ他3支点零入力						補剛トラス中央径間中央点, 1/4, 3/4点側径間1/2点	5
	3. ケーブルアンカー1支点のみ他3支点零入力				計 算 数			計
減 衰 定 数		最大応答0, 2.5%直接応答2%			継 続 時 間	13.36sec		
応 答 の 種 類	変位・加速度・曲げモーメント・せん断力・ケーブル				計 算 時 間 間 隔	1/200sec		
	張力増分・センタースティ張力等			X Y プ ロ ッ タ ー に よ る 図 化	変位モード			
					最大応答			
					直接応答経時波形			

表-2.2 最大応答と直接応答の比較(変位)

入 力 位 置	全支点同一地震入力			左側主塔基部1支点のみ地震入力			左側ケーブルアンカー1支点のみの地震入力		
	最大応答	直接応答	時 刻	最大応答	直接応答	時 刻	最大応答	直接応答	時 刻
左側側径間1/2点(u)	$3.972 \times 10^{-2} \text{m}$	$-4.721 \times 10^{-2} \text{m}$	7.64 ^{sec}	$4.878 \times 10^{-3} \text{m}$	$-6.9497 \times 10^{-3} \text{m}$	12.36 ^{sec}	$2.463 \times 10^{-2} \text{m}$	$3.0629 \times 10^{-2} \text{m}$	5.40 ^{sec}
" 1/2点(v)	0.2597	2.633×10^{-1}	12.90	1.466×10^{-2}	-2.0299×10^{-2}	12.98	1.166×10^{-1}	-1.1808×10^{-1}	12.90
右側側径間1/2点(u)	3.973×10^{-2}	-4.721×10^{-2}	7.64	4.878×10^{-3}	-4.9692×10^{-3}	8.54	2.463×10^{-2}	2.7128×10^{-2}	7.80
" 1/2点(v)	0.2597	-2.632×10^{-1}	12.90	1.466×10^{-2}	1.0926×10^{-2}	12.88	1.166×10^{-1}	1.1399×10^{-1}	12.90
左側主塔 0点	7.833×10^{-2}	9.953×10^{-2}	6.54	7.608×10^{-3}	1.3490×10^{-2}	12.70	4.299×10^{-2}	6.5761×10^{-2}	12.34
" 2/8点	8.456×10^{-2}	-1.017×10^{-1}	9.98	4.097×10^{-2}	6.1611×10^{-2}	8.44	3.050×10^{-2}	4.0826×10^{-2}	11.68
" 4/8点	7.025×10^{-2}	7.359×10^{-2}	6.22	3.952×10^{-2}	5.3433×10^{-2}	8.42	2.405×10^{-2}	-3.2857×10^{-2}	6.14
" 6/8点	3.010×10^{-2}	-2.997×10^{-2}	5.60	1.748×10^{-2}	-2.0292×10^{-2}	9.38	1.196×10^{-2}	1.6032×10^{-2}	12.72
右側主塔 0点	7.833×10^{-2}	9.951×10^{-2}	6.54	7.608×10^{-3}	-6.5628×10^{-3}	4.42	4.299×10^{-2}	-4.8058×10^{-2}	6.72
" 2/8点	8.478×10^{-2}	-1.017×10^{-1}	9.98	4.096×10^{-2}	-8.6887×10^{-3}	13.34	3.047×10^{-2}	-4.4594×10^{-2}	6.76
" 4/8点	7.051×10^{-2}	7.359×10^{-2}	6.22	3.951×10^{-2}	7.0771×10^{-3}	7.80	2.401×10^{-2}	-2.6539×10^{-2}	6.96
" 6/8点	3.019×10^{-2}	-2.997×10^{-2}	5.60	1.748×10^{-2}	3.9769×10^{-3}	7.72	1.195×10^{-2}	-1.2758×10^{-2}	8.54
中央径間 1/4点(u)	1.430×10^{-1}	-1.720×10^{-1}	12.34	8.921×10^{-3}	1.3812×10^{-2}	12.70	6.645×10^{-2}	9.2501×10^{-2}	12.34
" 中央点(u)	1.363×10^{-1}	1.566×10^{-1}	6.64	7.689×10^{-3}	-1.0685×10^{-2}	6.8	6.106×10^{-2}	-7.0475×10^{-2}	6.60
" 3/4点(u)	1.431×10^{-1}	-1.720×10^{-1}	12.34	8.923×10^{-3}	9.9419×10^{-3}	12.28	6.648×10^{-2}	7.4503×10^{-2}	11.94
" 1/4点(v)	2.060×10^{-1}	2.410×10^{-1}	12.66	1.174×10^{-2}	-6.3786×10^{-3}	12.80	9.298×10^{-2}	-1.0263×10^{-1}	12.70
" 中央点(v)	2.524×10^{-4}	1.678×10^{-4}	12.98	6.596×10^{-3}	6.6080×10^{-3}	12.36	7.986×10^{-3}	9.5716×10^{-3}	12.66
" 3/4点(v)	2.062×10^{-1}	-2.412×10^{-1}	12.66	1.175×10^{-2}	1.3831×10^{-2}	12.76	9.306×10^{-2}	1.1858×10^{-1}	12.64

最大応答: $\sqrt{\Sigma ||^2}$; $\eta/p=0.02$

u: 水平変位

v: 鉛直変位

表-2.3 最大応答と直接応答の比較(曲げモーメント)

入 力 位 置	全支点同一地震入力			左側主塔基部1支点のみ地震入力			左側ケーブルアンカー1支点のみ地震入力		
	最大応答	直接応答	時 刻	最大応答	直接応答	時 刻	最大応答	直接応答	時 刻
左側側径間 1/2 点	$5.387 \times 10^3 \text{tm}$	$2.247 \times 10^3 \text{tm}$	12.84 ^{sec}	$3.048 \times 10^2 \text{tm}$	$-1.363 \times 10^2 \text{tm}$	12.84 ^{sec}	$2.389 \times 10^3 \text{tm}$	$-9.950 \times 10^2 \text{tm}$	12.84 ^{sec}
右側側径間 1/2 点	5.385×10^3	2.247×10^3	12.84	3.048×10^2	1.257×10^2	10.62	2.388×10^3	9.937×10^2	12.84
左側主塔 2/8 点	2.037×10^4	2.249×10^4	2.42	1.202×10^4	1.684×10^4	2.16	7.136×10^3	9.038×10^3	13.03
" 4/8 点	4.037×10^4	4.199×10^4	6.16	2.355×10^4	3.174×10^4	8.38	1.505×10^4	-2.136×10^4	6.12
" 6/8 点	1.795×10^4	1.856×10^4	2.18	1.075×10^4	-1.616×10^4	2.18	7.911×10^3	-1.189×10^4	2.64
" 8/8 点	4.870×10^4	4.703×10^4	5.60	2.862×10^4	-3.294×10^4	8.66	2.010×10^4	2.872×10^4	2.66
右側主塔 2/8 点	2.041×10^4	2.249×10^4	2.42	1.202×10^4	-3.764×10^3	13.36	7.131×10^3	-7.549×10^3	6.78
" 4/8 点	4.052×10^4	4.198×10^4	6.16	2.355×10^4	4.867×10^3	7.82	1.503×10^4	-1.494×10^4	8.54
" 6/8 点	1.796×10^4	1.856×10^4	2.18	1.074×10^4	-4.052×10^3	4.80	7.911×10^3	-7.406×10^3	2.94
" 8/8 点	4.883×10^4	4.703×10^4	5.60	2.861×10^4	-7.109×10^3	7.72	2.009×10^4	2.104×10^4	8.54
中央径間 1/4 点	3.118×10^3	2.195×10^3	12.56	1.868×10^2	-1.299×10^2	12.53	1.374×10^3	-9.381×10^2	12.56
" 中央点	2.857×10^0	2.026×10^0	10.78	7.656	-6.531	6.63	3.826×10^1	4.123×10^1	9.28
" 3/4 点	3.120×10^3	-2.197×10^3	12.56	1.869×10^2	1.235×10^2	12.55	1.375×10^3	1.006×10^3	12.54

最大応答: $\sqrt{\sum |||^2}$; $n/p=0.02$

表-2.4 全支点同一地震入力による応答と1支点入力のみの地震入力による応答との比較(変位)

応答の計算方法 位 置	最 大 応 答		直 接 応 答	
	B/A	C/A	B/A	C/A
左側側径間1/2点(u)	0.123	0.62	0.147	0.649
" 1/2点(v)	0.056	0.449	0.077	0.448
右側側径間1/2点(u)	—	—	0.105	0.575
" 1/2点(v)	—	—	0.042	0.433
左側主塔0点	0.097	0.549	0.135	0.661
" 2/8点	0.485	0.361	0.606	0.401
" 4/8点	0.563	0.342	0.726	0.447
" 6/8点	0.581	0.397	0.677	0.535
右側主塔0点	—	—	0.066	0.483
" 2/8点	—	—	0.085	0.438
" 4/8点	—	—	0.096	0.361
" 6/8点	—	—	0.133	0.426
中央径間1/4点(u)	0.062	0.465	0.080	0.538
" 中央点(u)	0.056	0.448	0.068	0.450
" 3/4点(u)	—	—	0.058	0.433
" 1/4点(v)	0.057	0.451	0.026	0.426
" 中央点(v)	—	—	—	—
" 3/4点(v)	—	—	0.057	0.492

A: 全支点同一地震入力

B: 左側主塔基部1支点のみ地震入力他零入力

C: 左側ケーブルアンカー1支点のみ地震入力他零入力

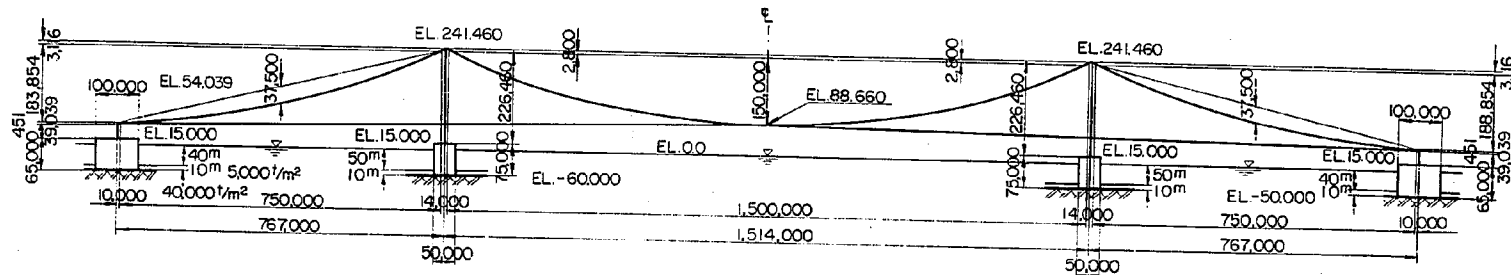


圖-2.1 三徑間吊橋 (L=1500)

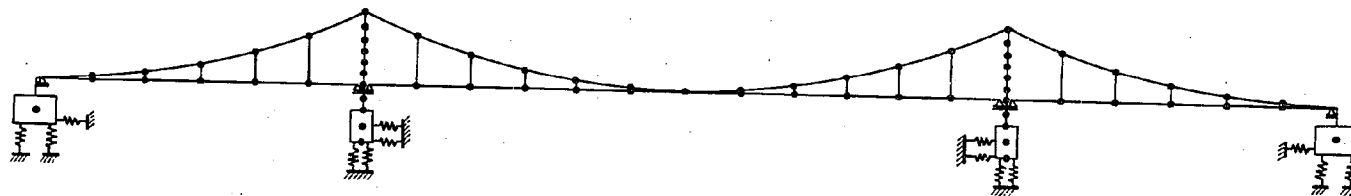


図-2.2 三径間吊橋の力学モデル

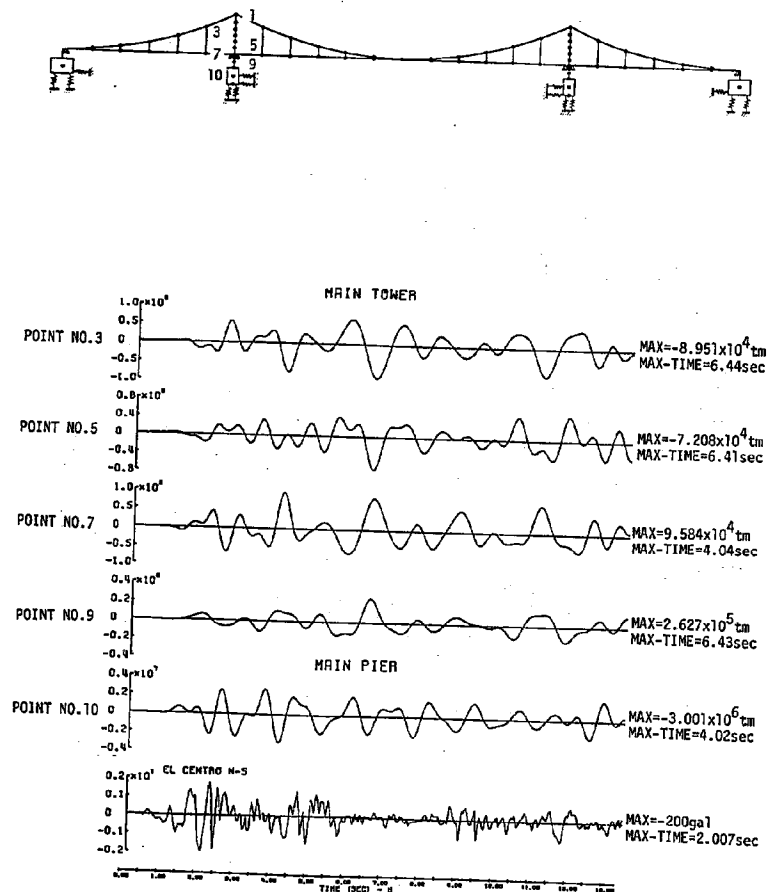


図-2.3 応答曲げモーメント
(1940 El Centro N-S, 200gal, $n/p=0.02$)

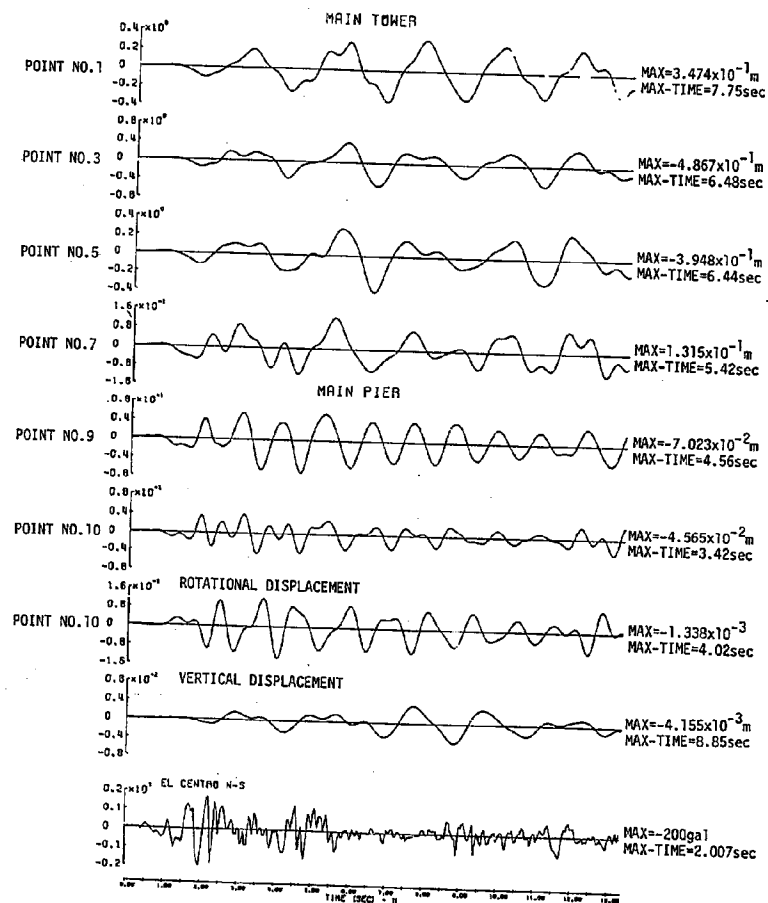


図-2.4 応答変位
(1940 El Centro N-S, 200gal, $n/p=0.02$)

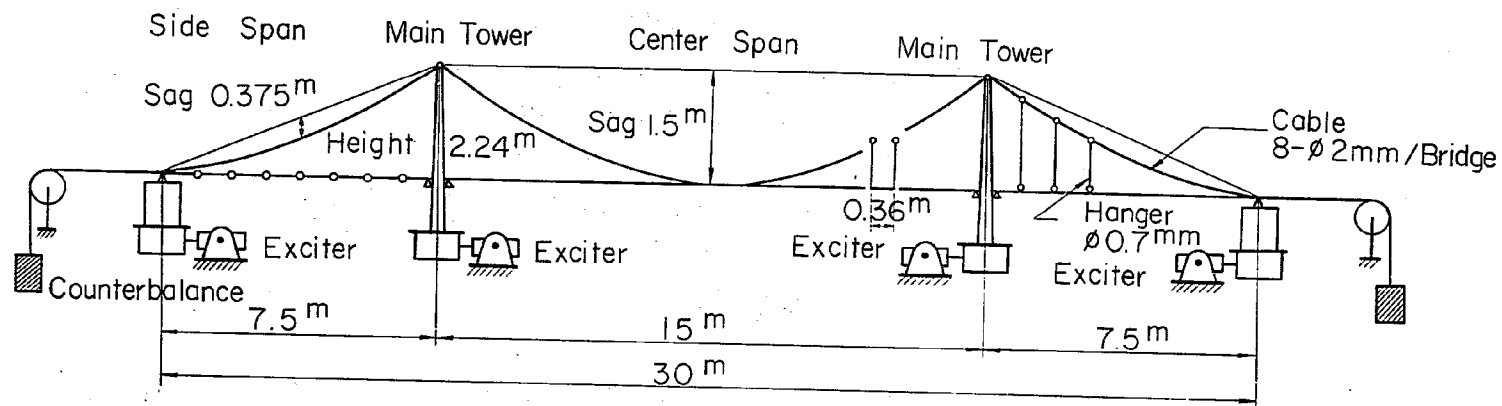


图-2.5 吊桥上部构造全桥模型一般图

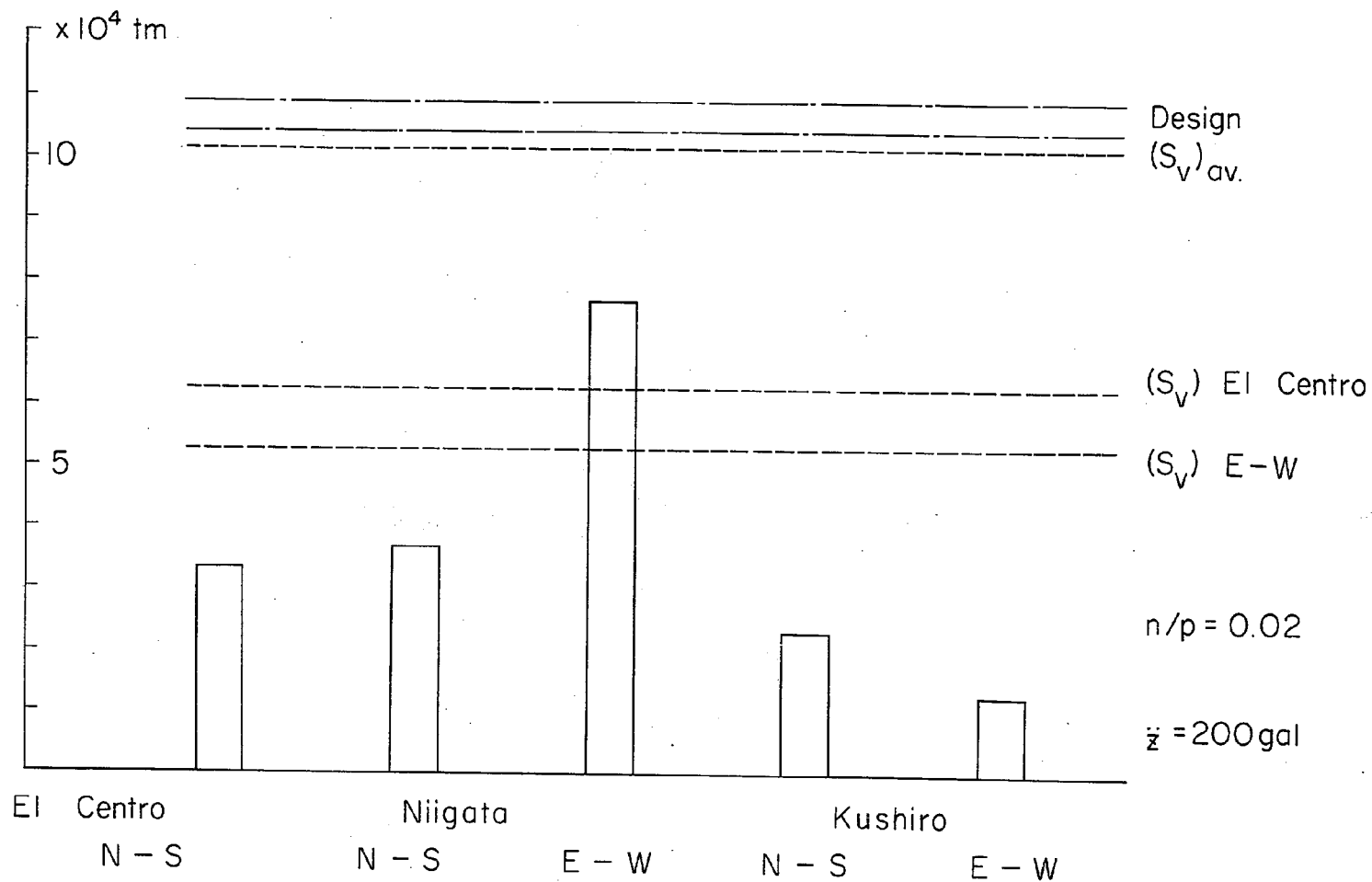


図-2.6 主塔基部の最大応答曲げモーメント

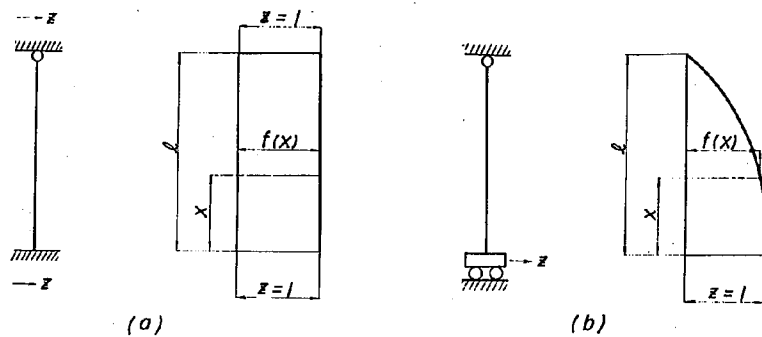


图 - 2.7

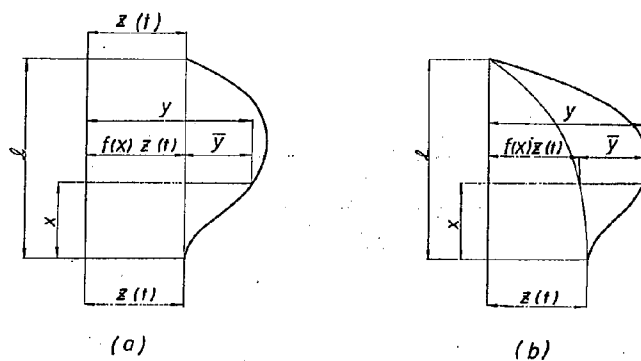


图 - 2.8

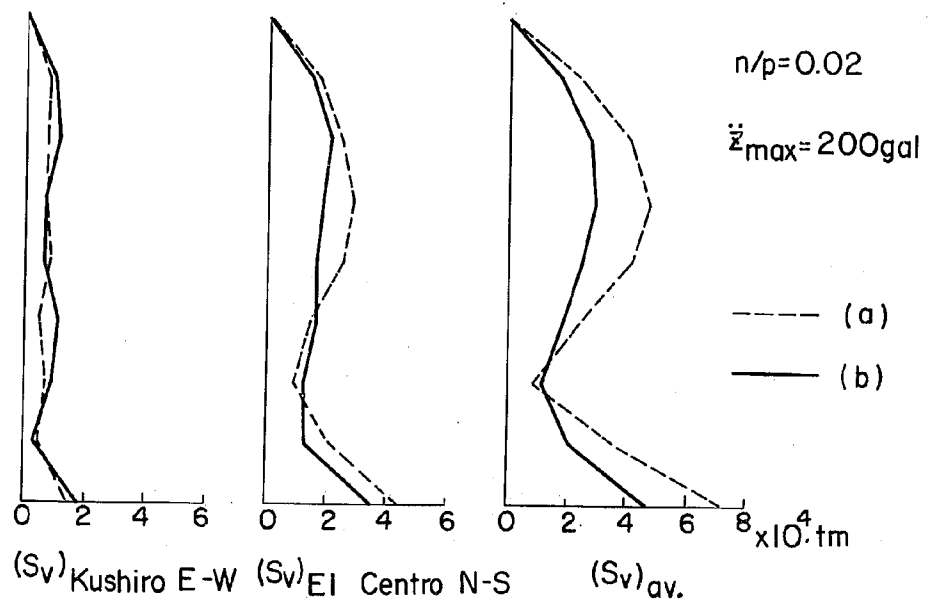


図-2.9 最大応答曲げモーメント

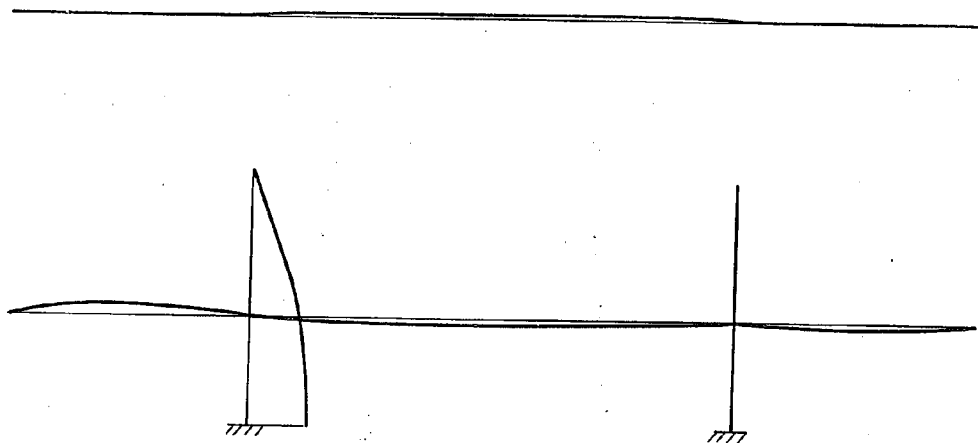


図- 2.1 0 左側主塔基部1 支点のみに静的支点変位 $z = 1$ が
与えられたときの静的たわみ曲線

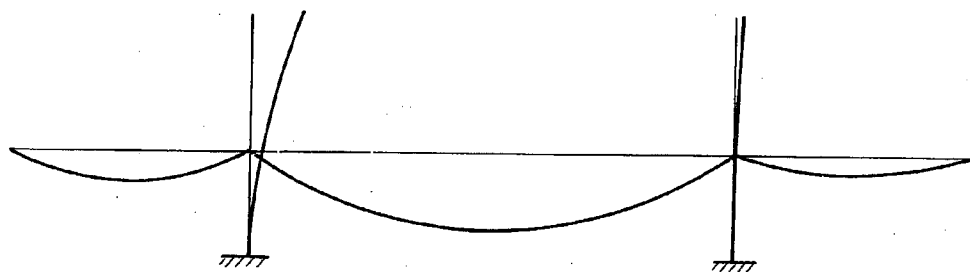
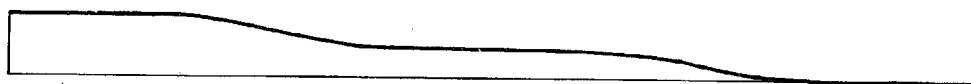
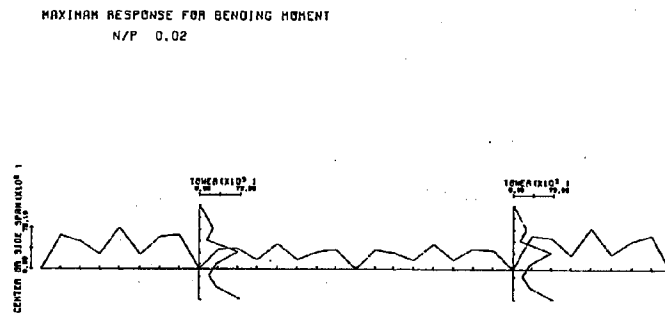
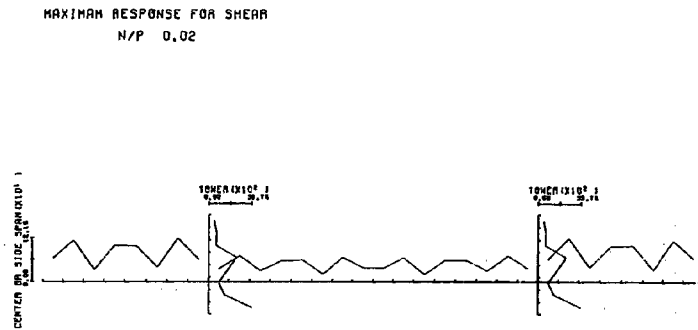
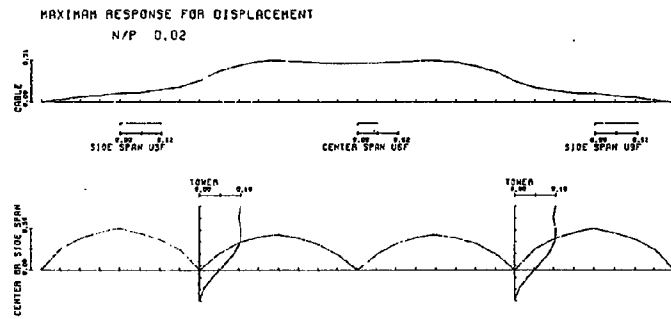
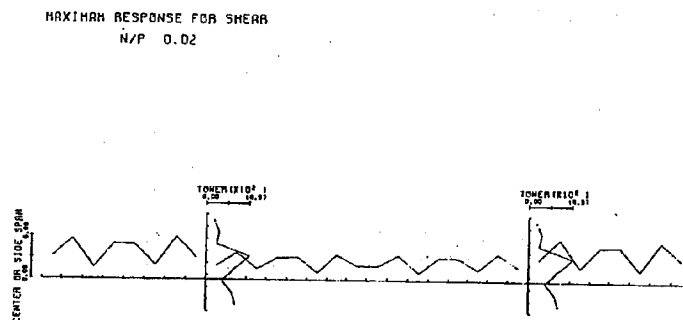
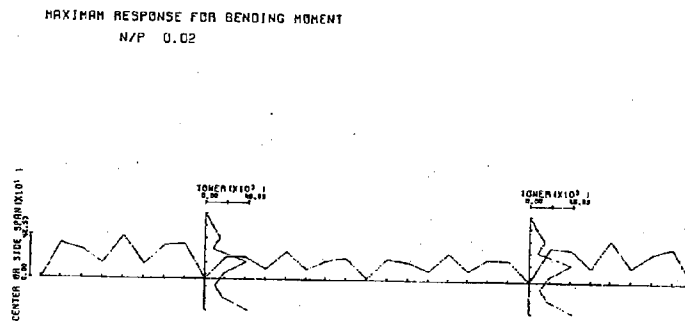
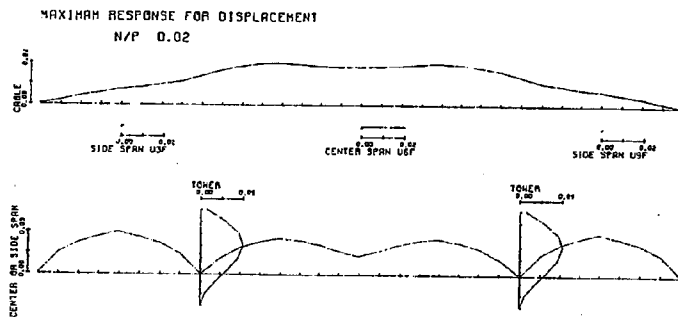


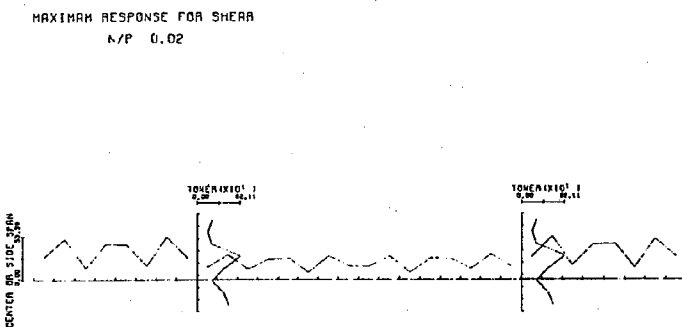
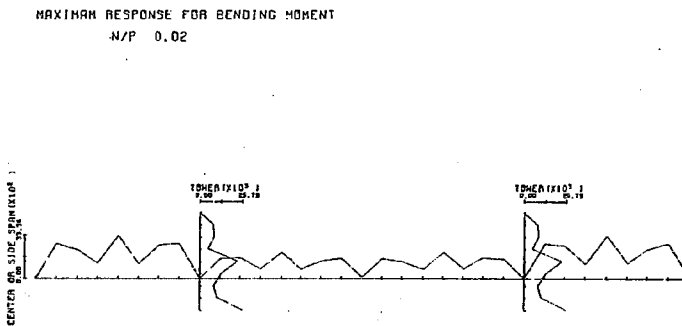
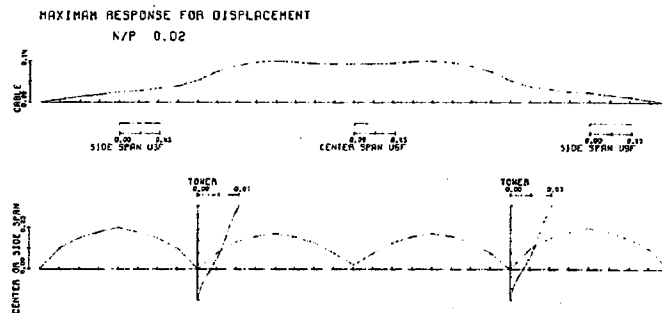
図- 2.1 1 左側ケーブルアンカー1 支点のみに静的支点変位 $z = 1$ が
与えられたときの静的たわみ曲線



図一 2.12 全支点同一地震入力による最大応答・平均応答スペクトル(1964)



図一 2.13 左側主塔基部1支点のみの地震入力による最大応答・平均応答
スペクトル(1964)



図一 2.14 左側ケーブルアンカー1支点のみの地震入力による最大応答・
平均応答スペクトル(1964)

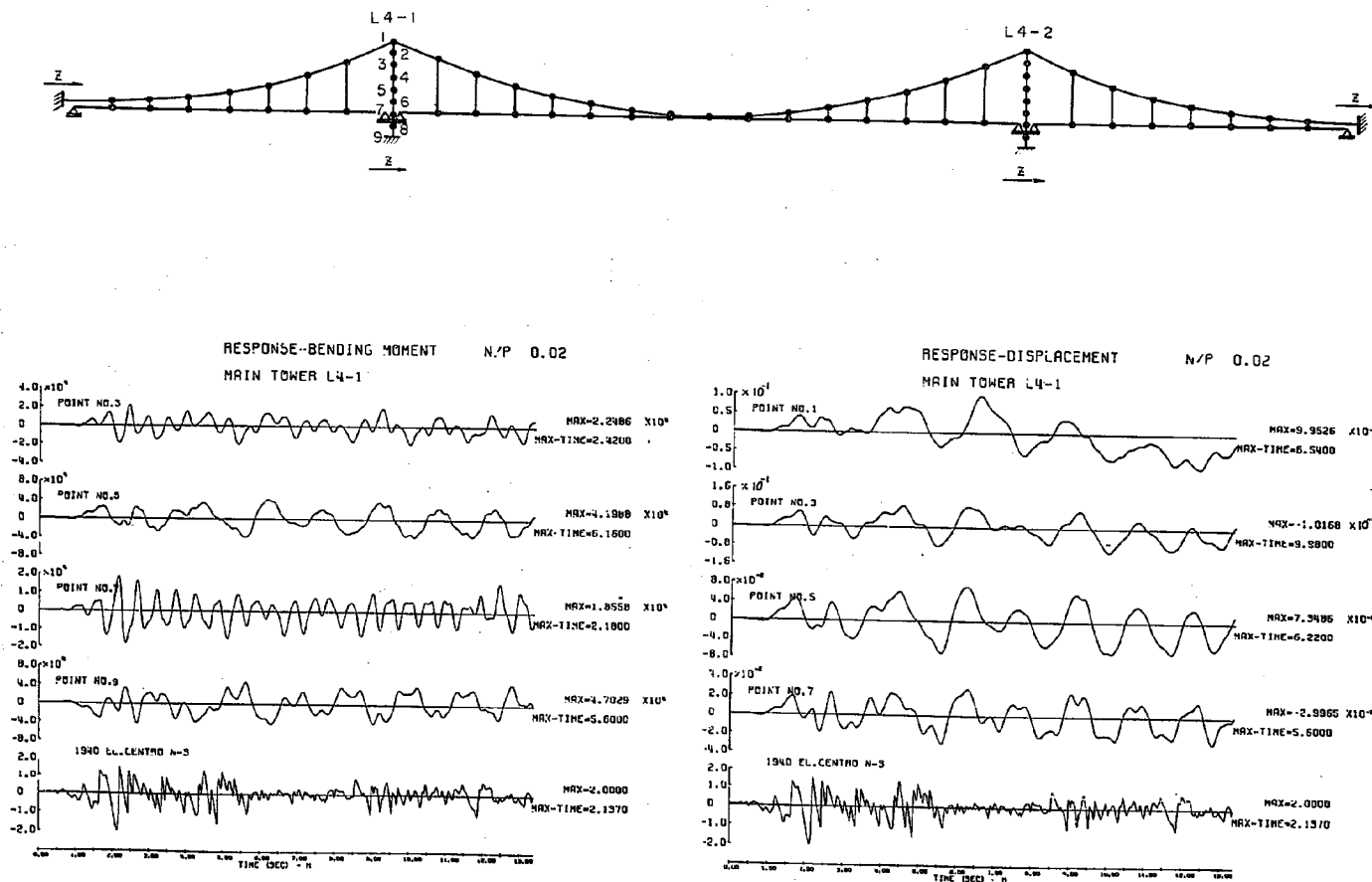


図 - 2.15 全支点同一地震入力による応答変位および応答曲げモーメント
(1940 El Centro N-S, 200 gal, $n/p=0.02$) 単位: m, t m

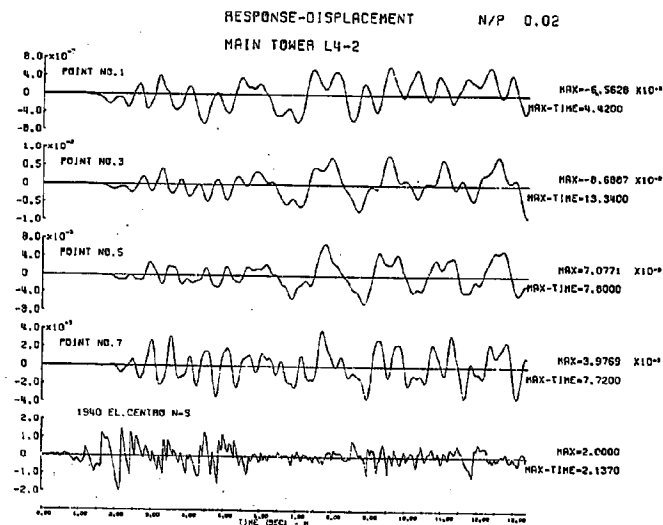
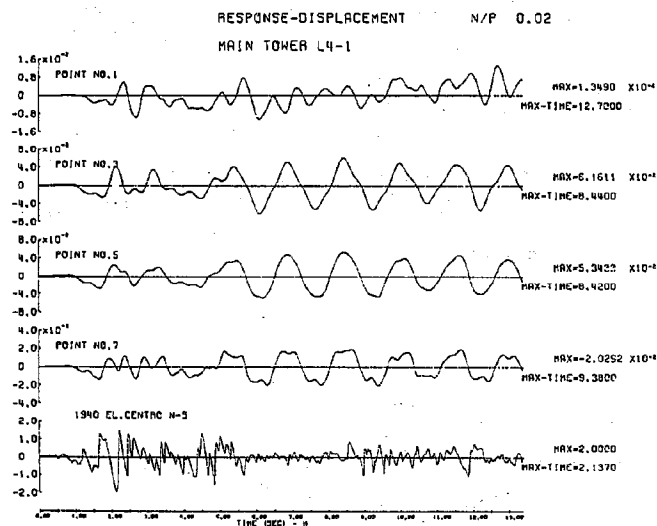
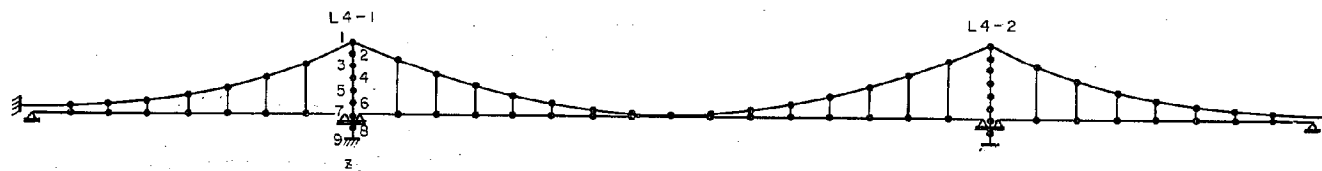


図-2.16 左側主塔基部1.支点のみの地震入力による応答変位
(1940 El Centro N-S, 200gal.n/p=0.02) 単位: m

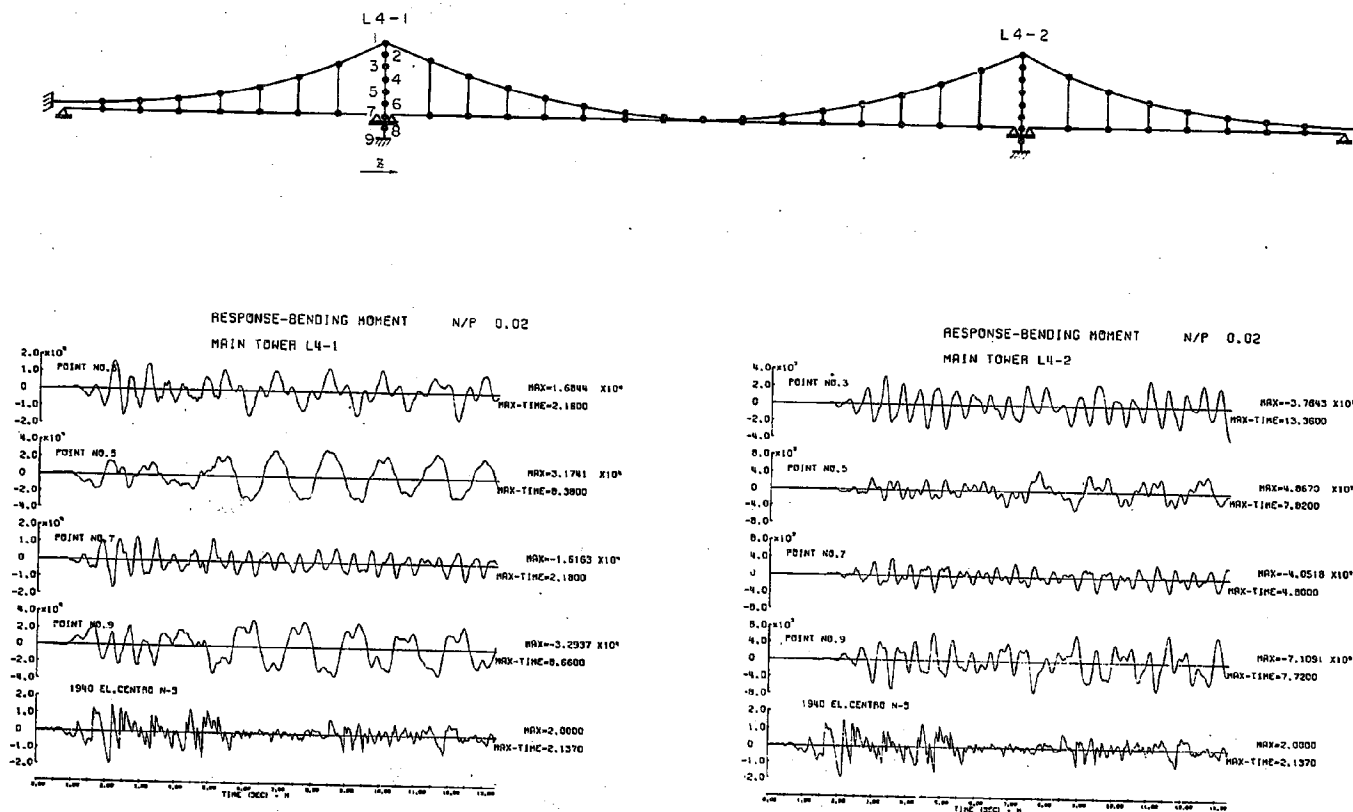


図-2.17 左側主塔基部1支点のみの地震入力による応答曲げモーメント
(1940 El Centro N-S, 200gal, n/p=0.02) 単位: tm

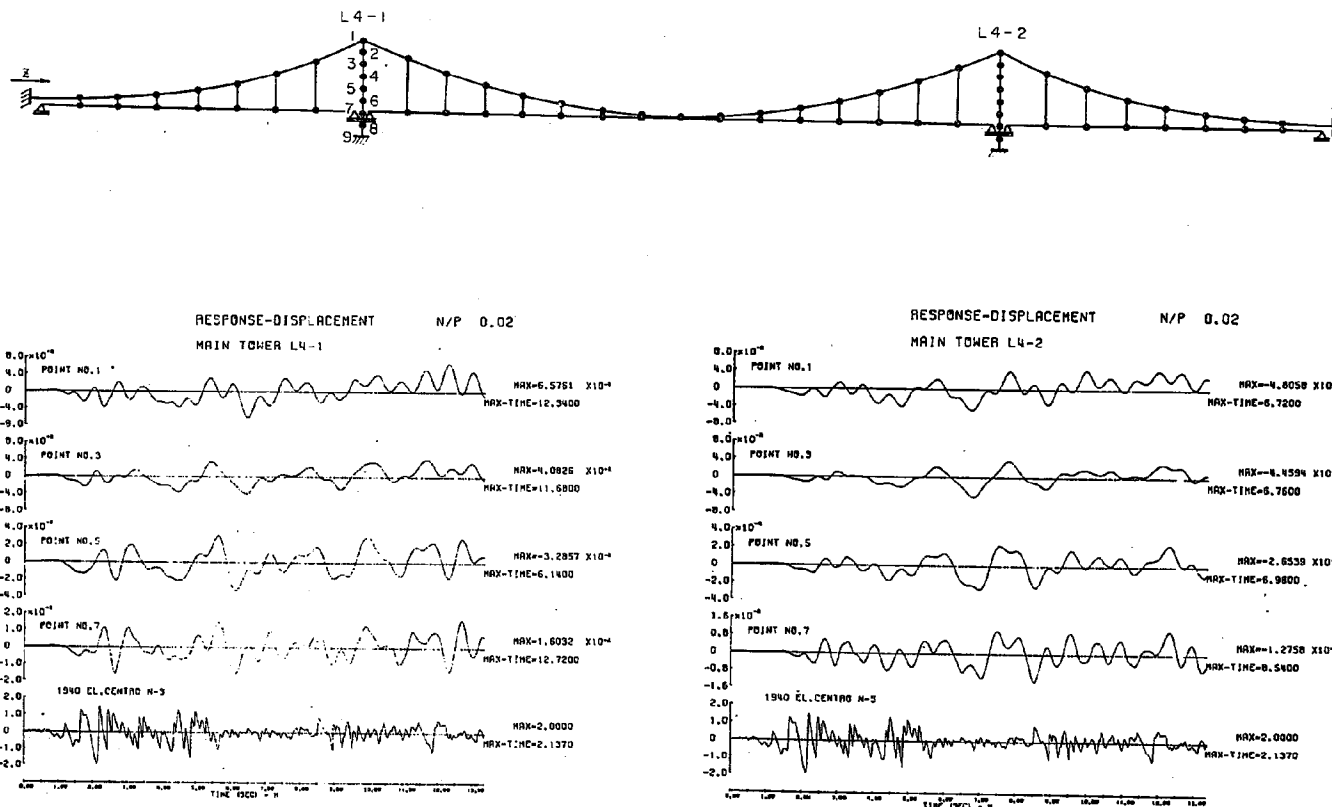


図-2.18 左側ケーブルアンカー1支点のみの地震入力による応答変位
(1940 El Centro N-S, 200gal, n/p=0.02) 単位: m

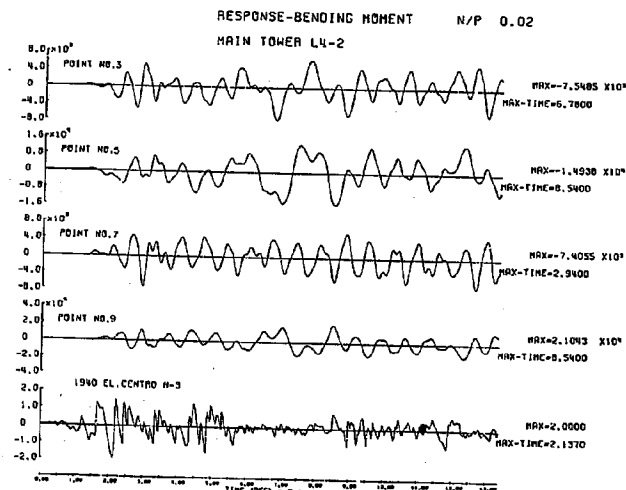
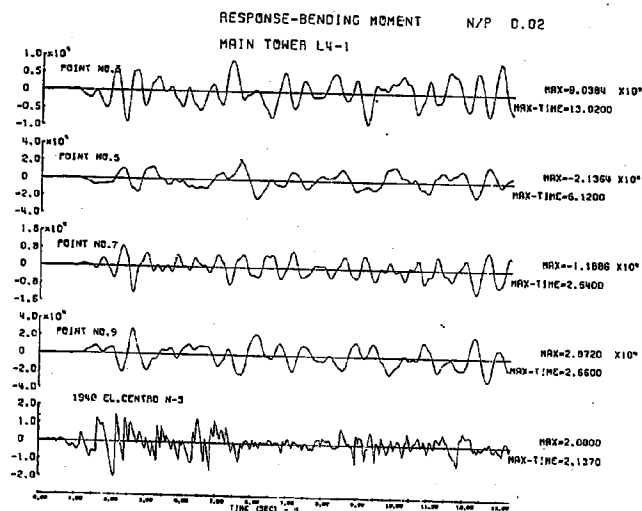
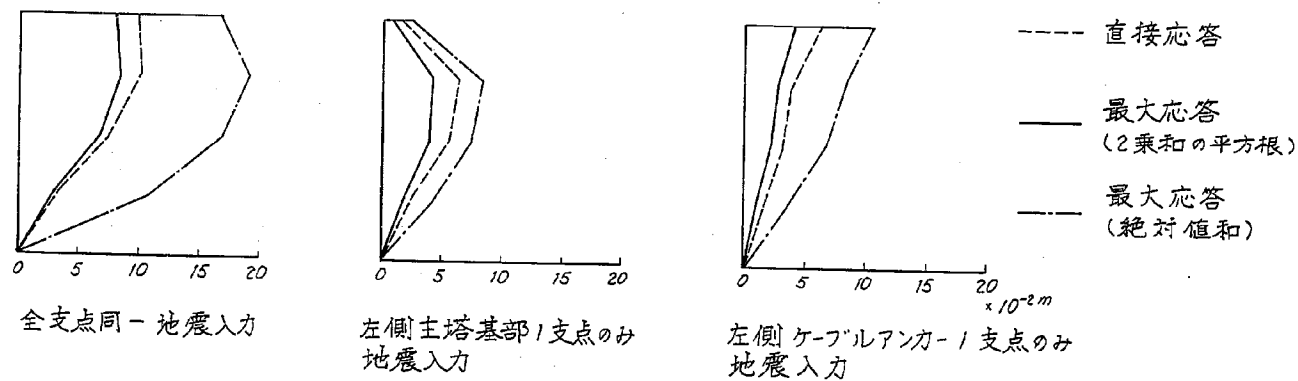
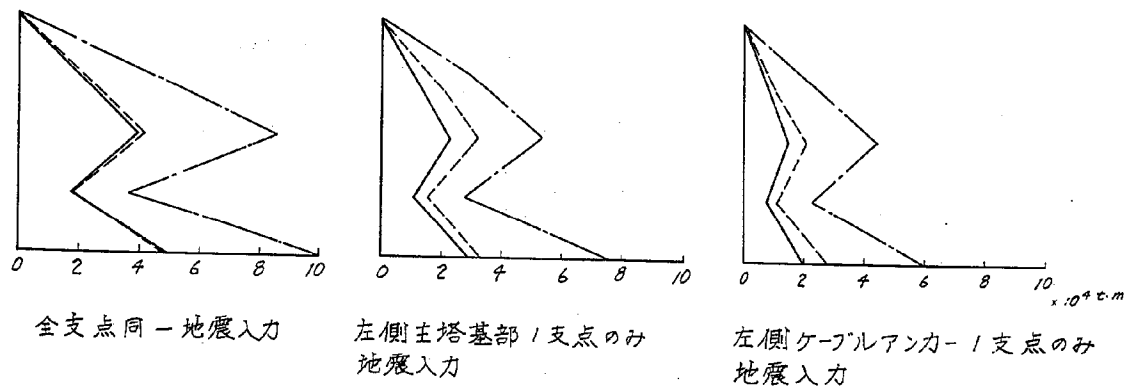


図-2.19 左側ケーブルアンカー1支点のみの地震入力による応答曲げモーメント
(1940 El Centro N-S, 200gal, $n/p=0.02$) 単位: tm



(a) 変位



(b) 曲げモーメント

図-2.20 最大応答と直接応答の比較 (左側主塔)

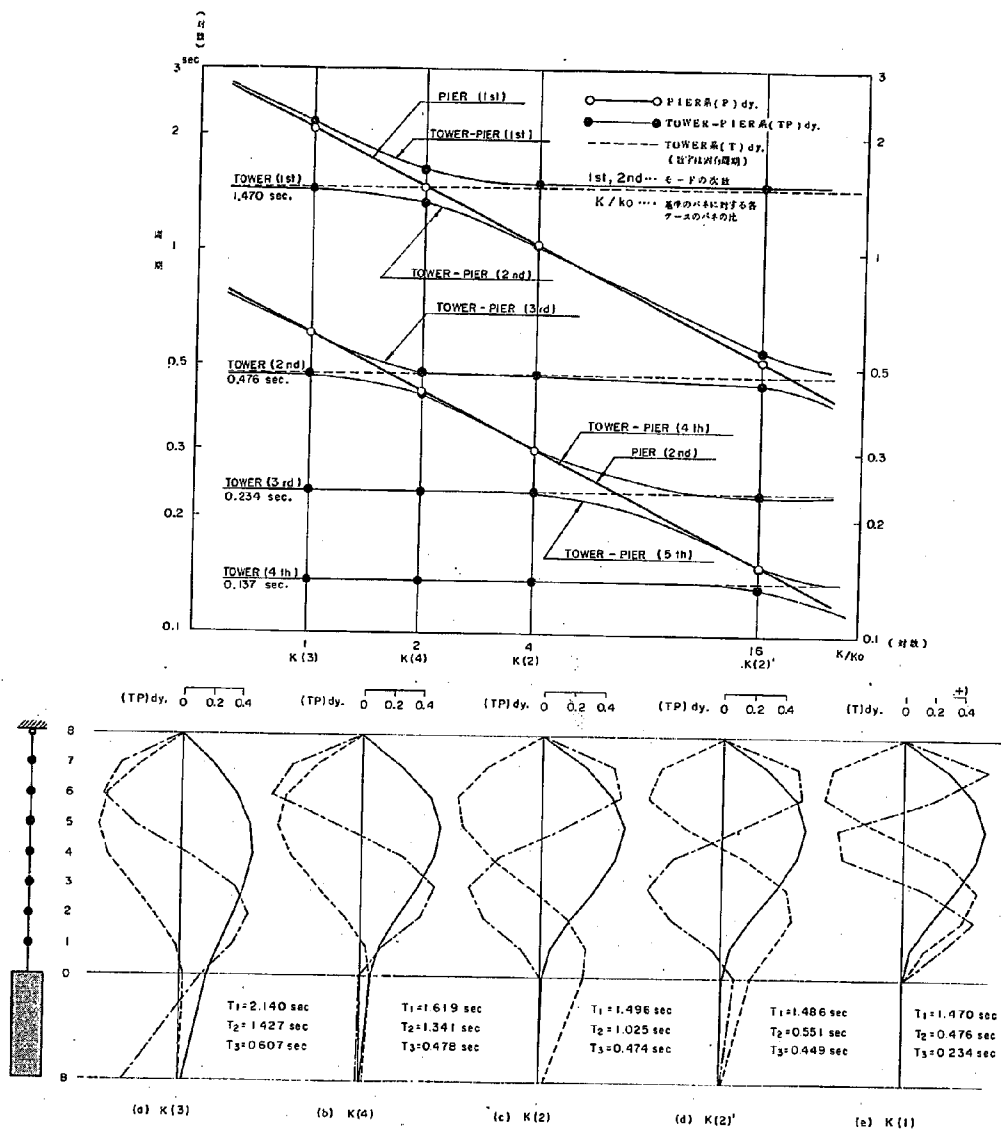


図-2.2.1 下部構造のばねの変化に伴う固有周期・固有振動モードの変化

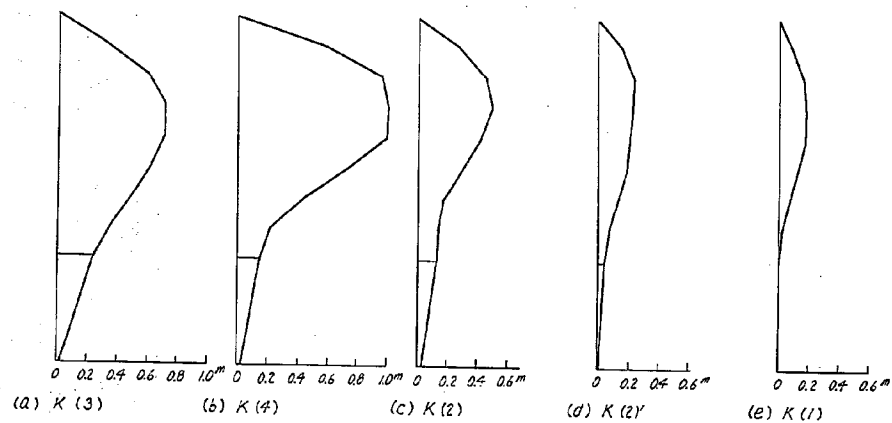


図-2.2.2 下部構造のばねの変化に伴う応答変位の変化

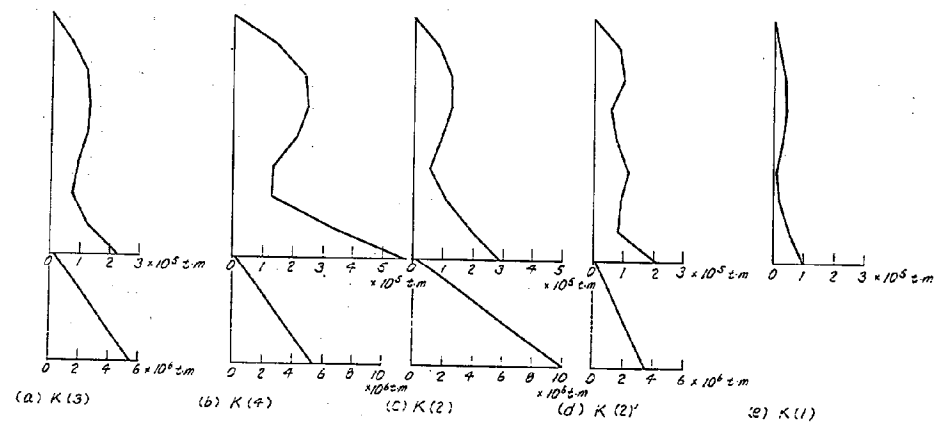


図-2.2.3 下部構造のばねの変化に伴う応答曲げモーメントの変化

表-3.1 解析計算条件

項目	内 容
自由度数	橋軸水平・鉛直方向109, 橋軸直角方向98
構成部材	上下部構造全橋
地震入力	平均応答スペクトル(1964) 地震応答スペクトル 1940 EI Centro N-S 応答スペクトル
入力最大加速度	200 gal
地震入力点	全支点同一波形
減衰定数	0, 2, 5 %
応答の種類 (最大応答)	変位, 曲げモーメント, 剪断力, ケーブル張力, 地盤反力 加速度, センタースティ張力
X-Yプロッター による図化	変位モード 最大応答

表-3.2 模型実験結果との比較

振動モード		周 期 (sec)		
		実験値の実橋換算値*	理 論 値*	本 解 析 結 果
鉛 直 た わ み	対 1次	20.00	19.50	20.07
	2次	8.34	8.12	8.98
	称 3次	6.67	6.83	7.90
	逆 1次	10.00	10.42	12.00
	対 2次	5.00	5.02	6.11
	称 3次	3.13	3.17	4.52

* : 土木研究所資料第597号「多径間吊橋の振動特性に関する調査報告書」昭和
45年3月による。

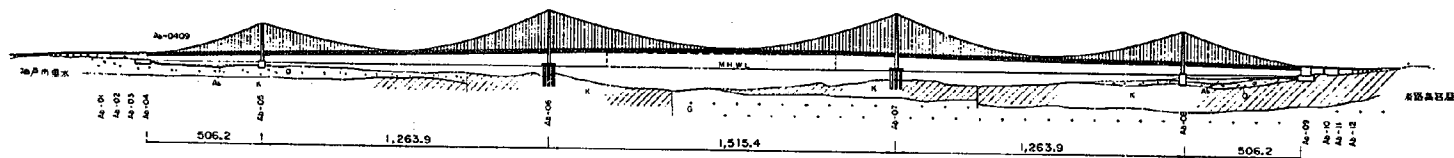


図-3.1 多径間吊橋(5S-H1500D)

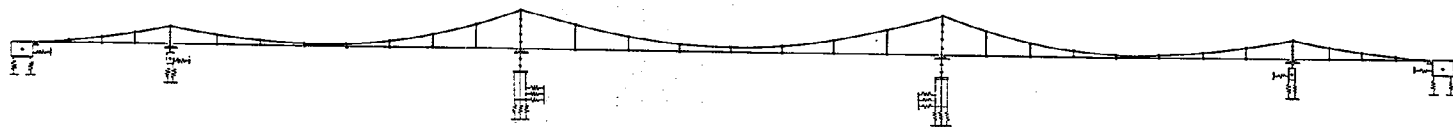


図-3.2 多径間吊橋の力学モデル

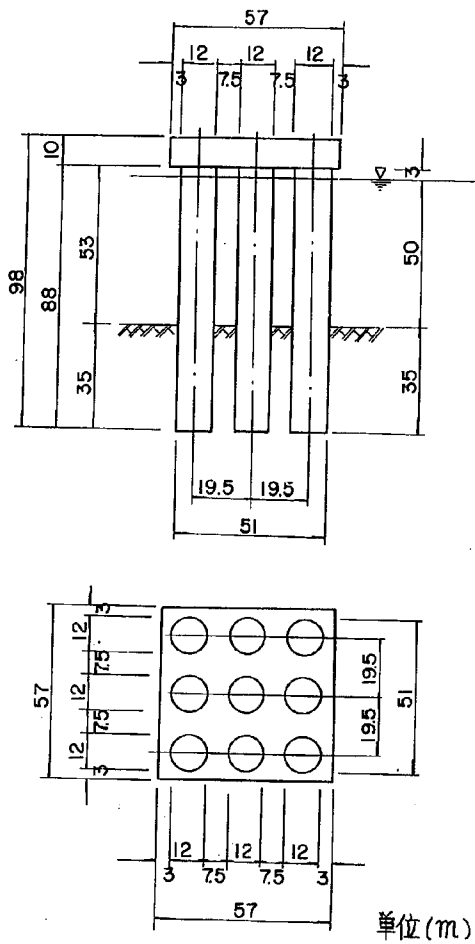


図-3.3 多柱基礎の一例

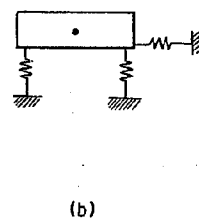
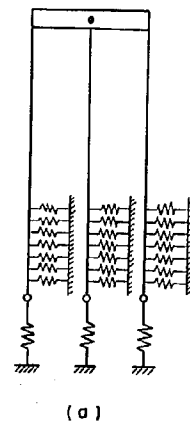
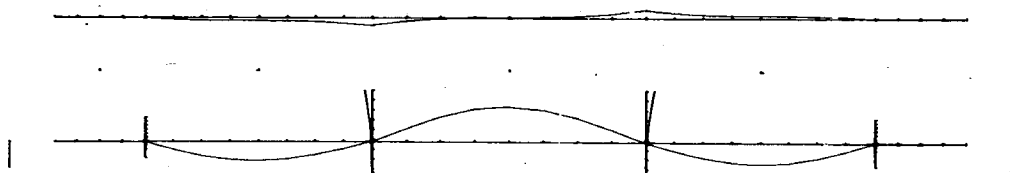
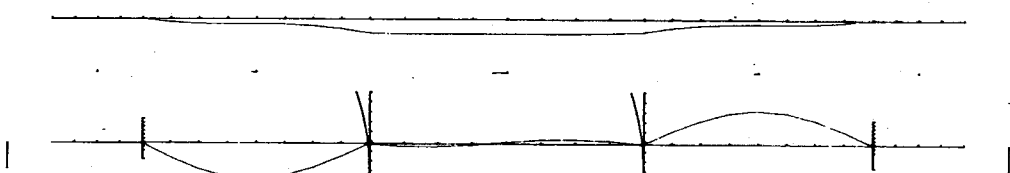


図-3.4 多柱基礎の力学モデル

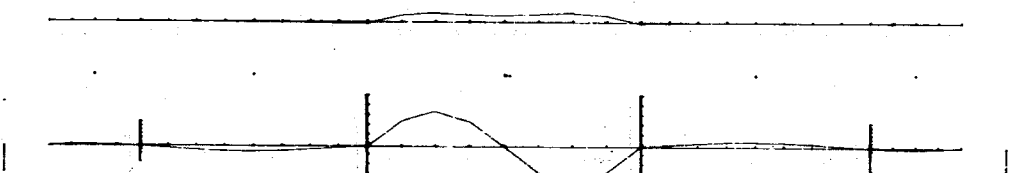
MODE NO. 1 $T = 20.069 \text{ sec}$ $F = 0.00 \%$



MODE NO. 2 $T = 18.466 \text{ sec}$ $F = 0.76 \%$



MODE NO. 3 $T = 11.998 \text{ sec}$ $F = 0.07 \%$



MODE NO. 4 $T = 9.962 \text{ sec}$ $F = 0.01 \%$

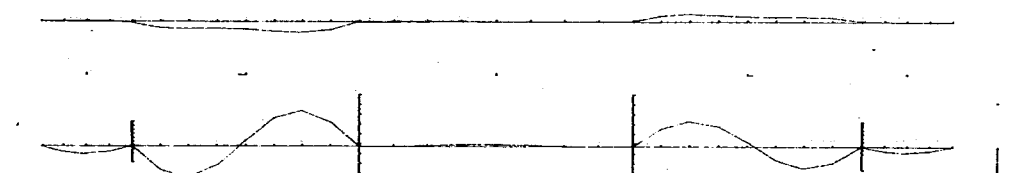
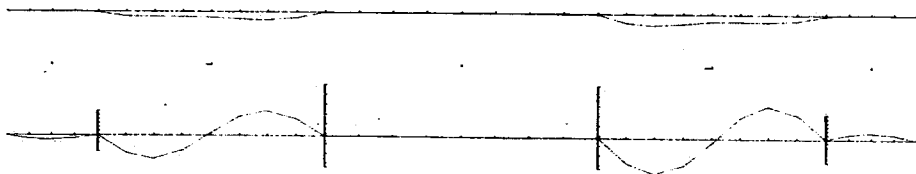
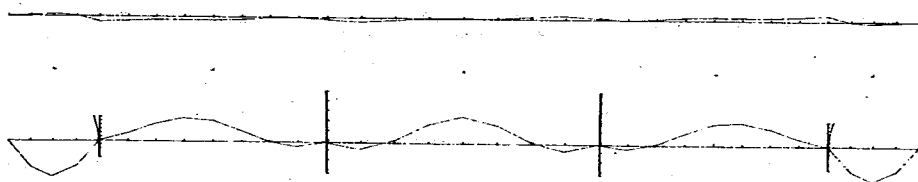


図 - 3.5 橋軸方向固有振動モード

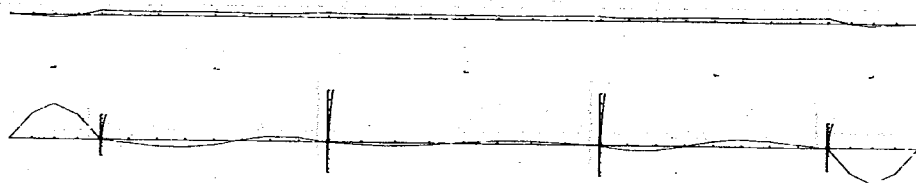
MODE NO.5 $T=3.955$ sec $F=0.22$ g



MODE NO.6 $T=8.982$ sec $F=0.09$ g



MODE NO.7 $T=8.182$ sec $F=0.29$ g



MODE NO.8 $T=7.899$ sec $F=0.01$ g

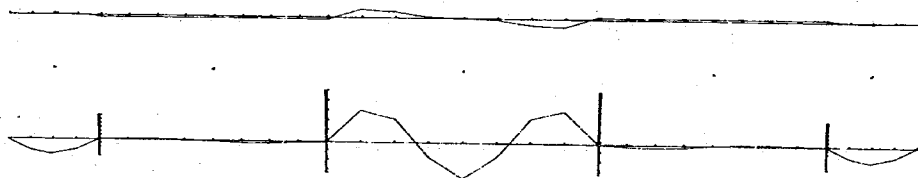
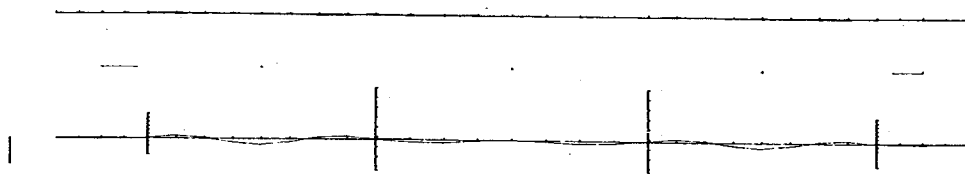
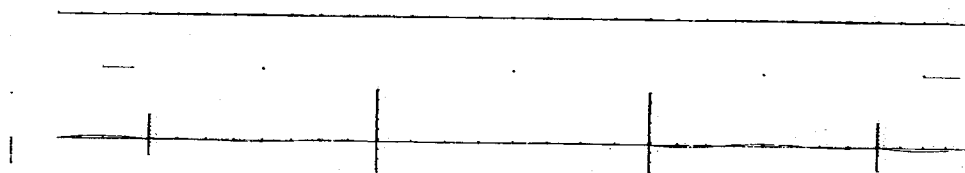


図-3.6 橋軸方向固有振動モード

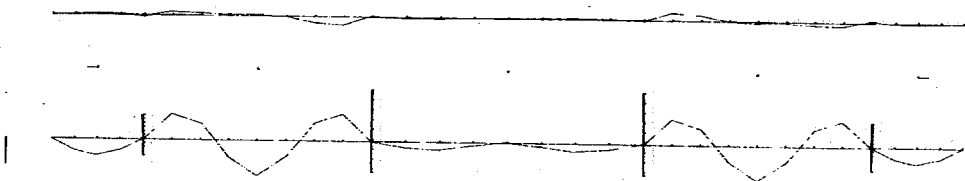
MODE NO. 9 $T=6.993$ sec $F=0.04$ %



MODE NO. 10 $T=6.923$ sec $F=0.83$ %



MODE NO. 11 $T=6.662$ sec $F=0.11$ %



MODE NO. 12 $T=6.587$ sec $F=0.05$ %

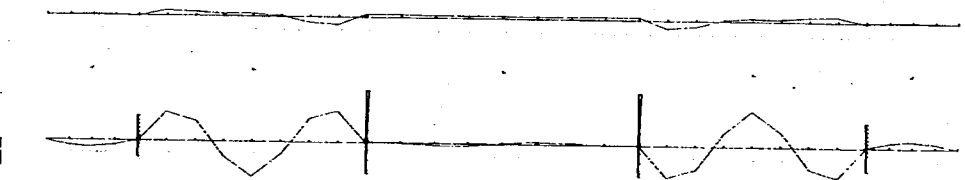
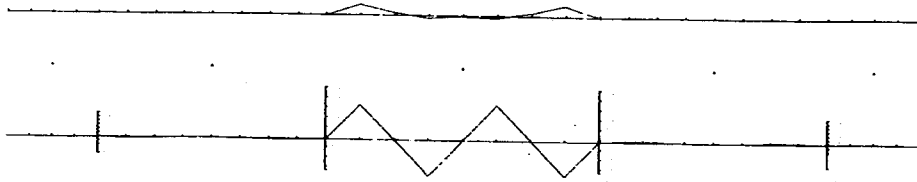
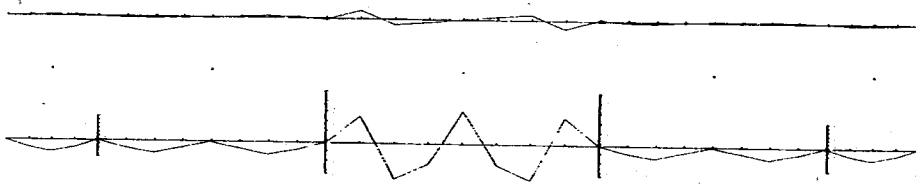


図-3.7 橋軸方向固有振動モード

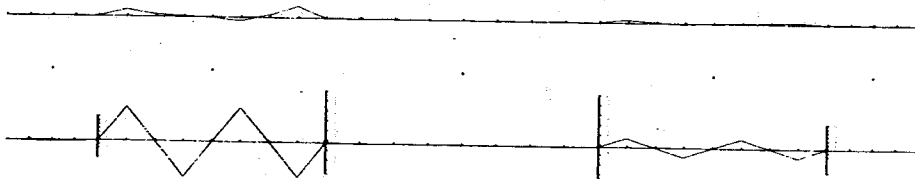
MODE NO. 13 $T=6.113$ sec $F=0.00$ g



MODE NO. 14 $T=5.168$ sec $F=0.70$ g



MODE NO. 15 $T=5.031$ sec $F=0.01$ g



MODE NO. 16 $T=5.030$ sec $F=0.00$ g

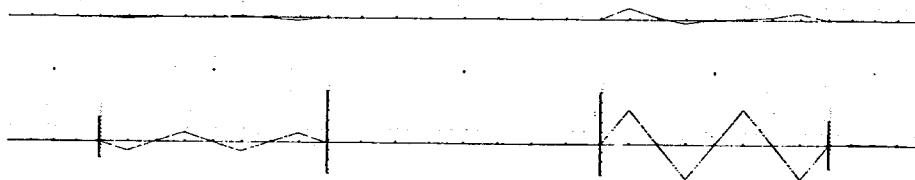
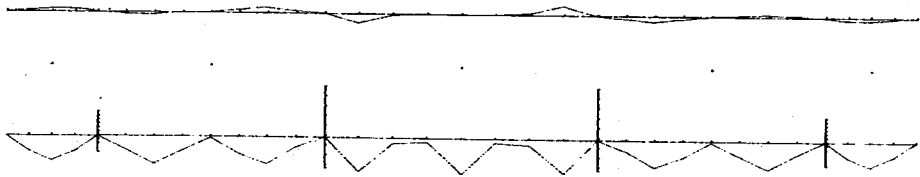
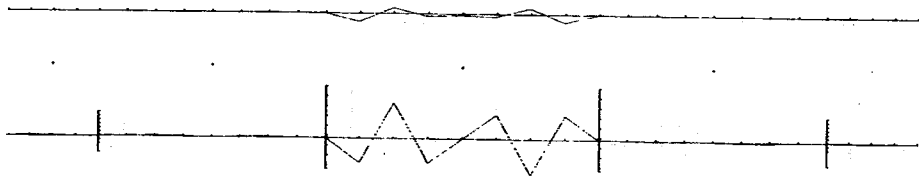


図-3.8 橋軸方向固有振動モード

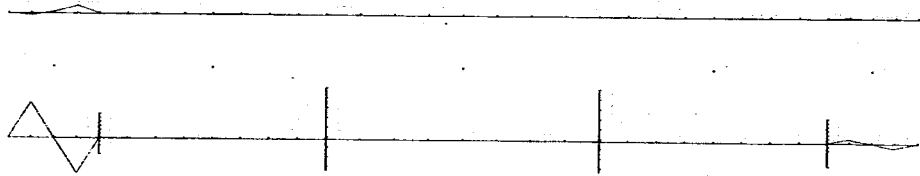
MODE NO. 17 $T=4.831$ sec $F=3.64$ %



MODE NO. 18 $T=4.529$ sec $F=0.01$ %



MODE NO. 19 $T=4.240$ sec $F=0.00$ %



MODE NO. 20 $T=4.240$ sec $F=0.00$ %

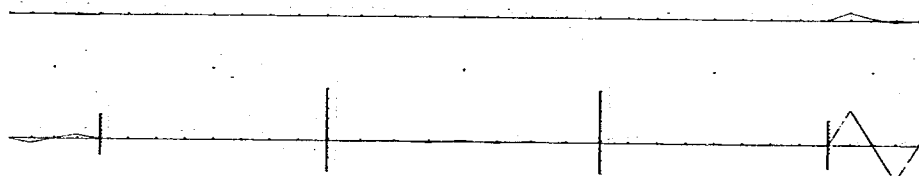
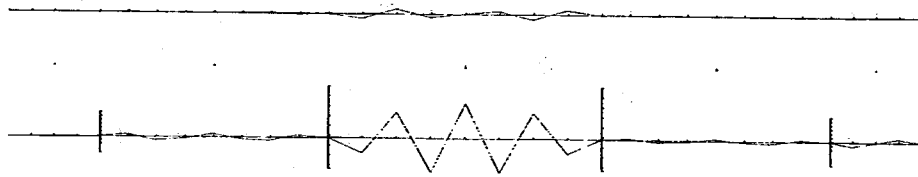
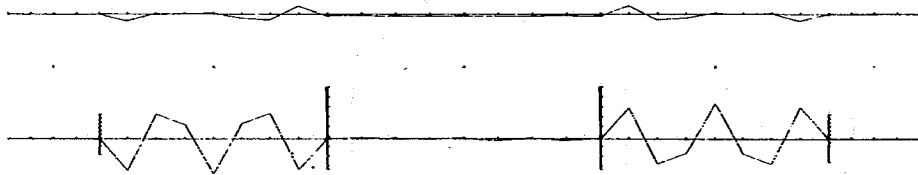


図-3.9 橋軸方向固有振動モード

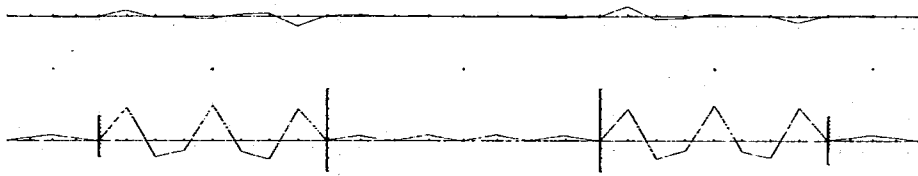
MODE NO. 21 $T = 4.232$ sec $F = 0.01$ g



MODE NO. 22 $T = 4.195$ sec $F = 0.00$ g



MODE NO. 23 $T = 4.162$ sec $F = 0.39$ g



MODE NO. 24 $T = 3.596$ sec $F = 0.03$ g

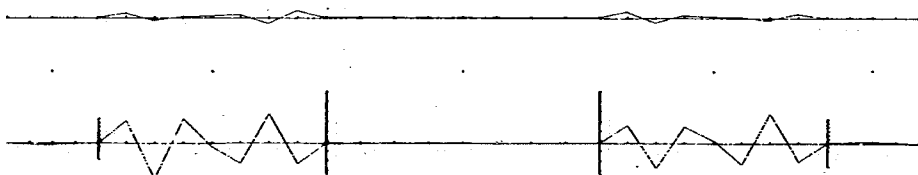
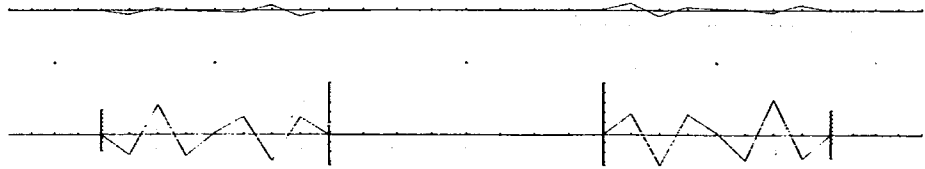
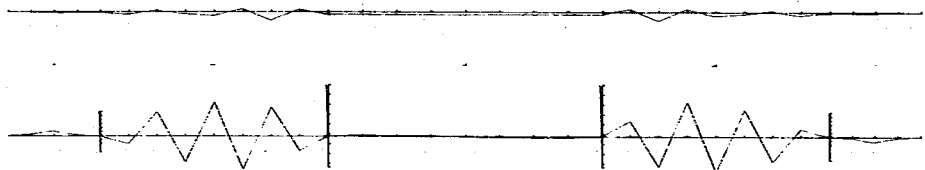


図-3.10 橋軸方向固有振動モード

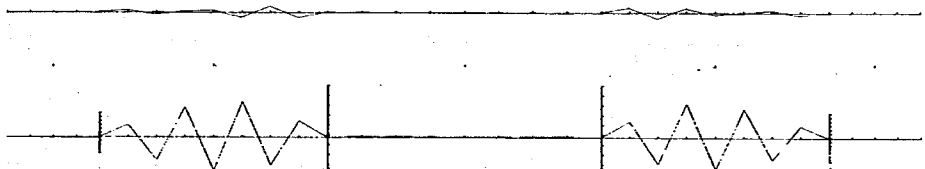
MODE NO. 25 $T=3.694$ sec $F=0.00$ %



MODE NO. 26 $T=3.466$ sec $F=0.11$ %



MODE NO. 27 $T=3.456$ sec $F=0.02$ %



MODE NO. 28 $T=3.141$ sec $F=1.66$ %

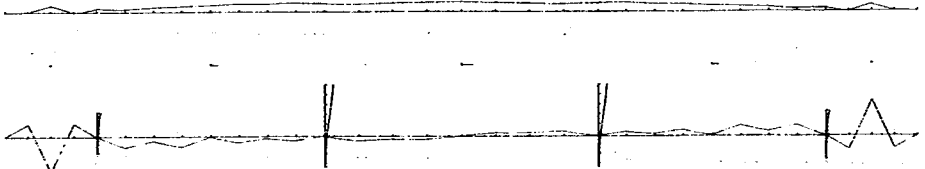
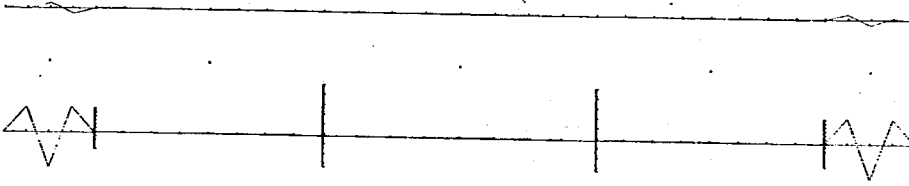
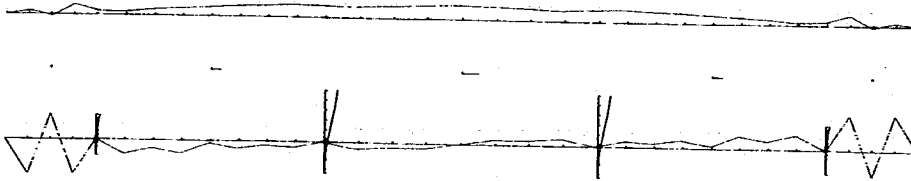


図-3.11 橋軸方向固有振動モード

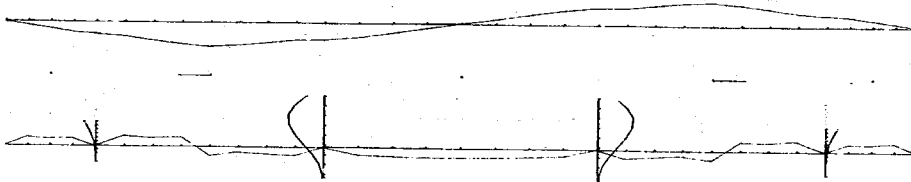
MODE NO. 29 $T=3.071$ sec $F=0.07$ g



MODE NO. 30 $T=3.002$ sec $F=1.73$ g



MODE NO. 31 $T=1.942$ sec $F=0.01$ g



MODE NO. 32 $T=1.726$ sec $F=1.14$ g

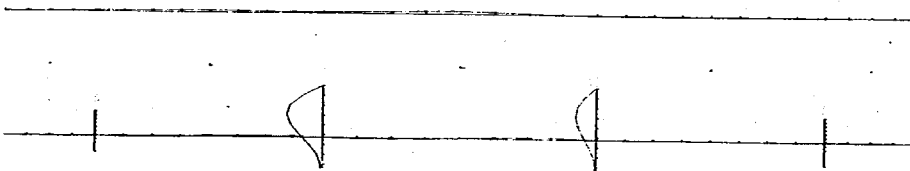
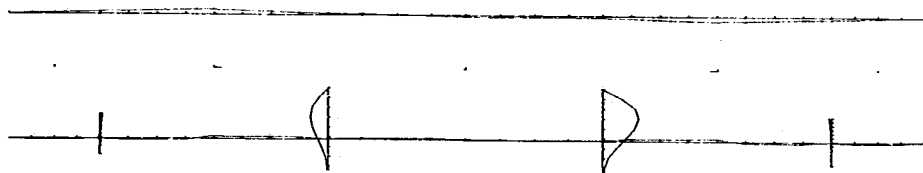
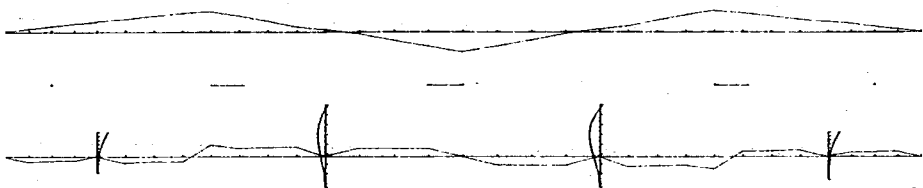


図-3.12 橋軸方向固有振動モード

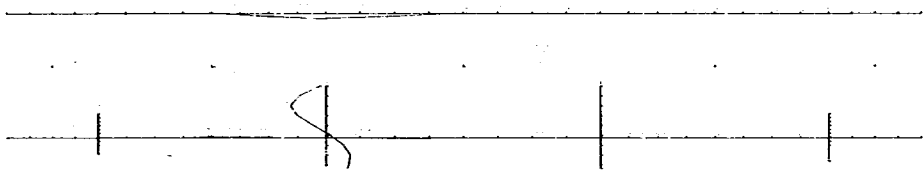
MODE NO. 33 $T = 1.704$ $F = 0.05$



MODE NO. 34 $T = 1.634$ $F = 0.17$



MODE NO. 35 $T = 1.094$ $F = 3.64$



MODE NO. 36 $T = 0.949$ $F = 3.09$

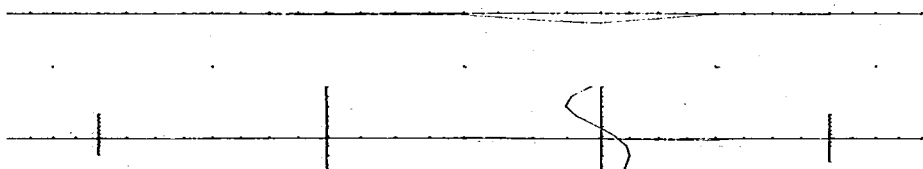
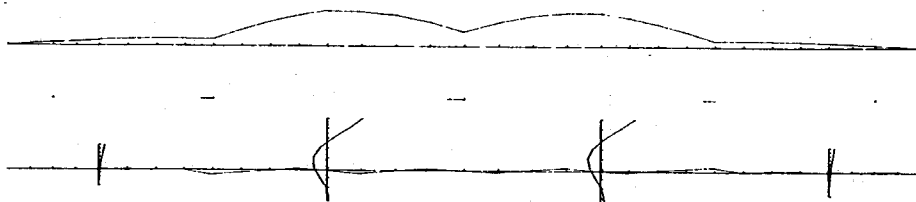
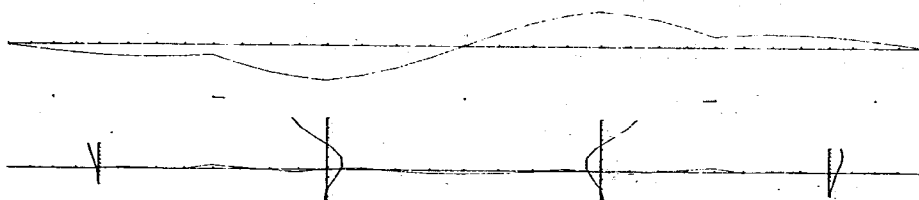


図 - 3.13 橋軸方向固有振動モード

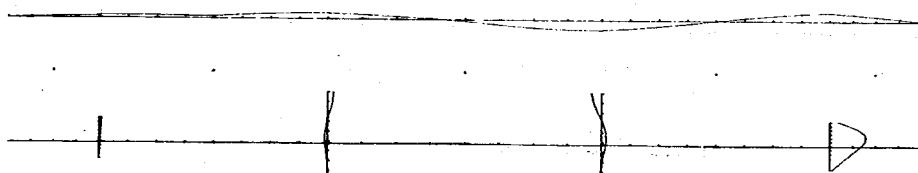
MODE NO. 37 $T = 0.796 \text{ sec}$ $F = 0.33 \%$



MODE NO. 38 $T = 0.725 \text{ sec}$ $F = 0.19 \%$



MODE NO. 39 $T = 0.697 \text{ sec}$ $F = 3.72 \%$



MODE NO. 40 $T = 0.600 \text{ sec}$ $F = 2.23 \%$

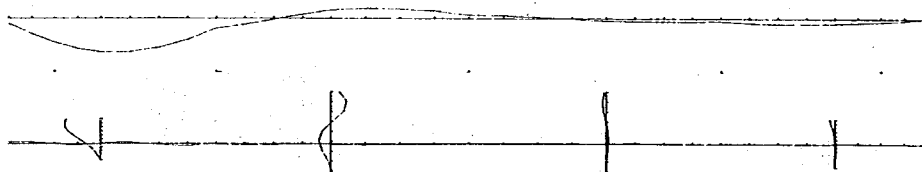
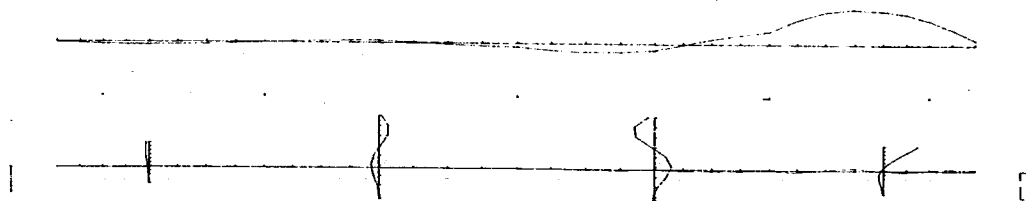
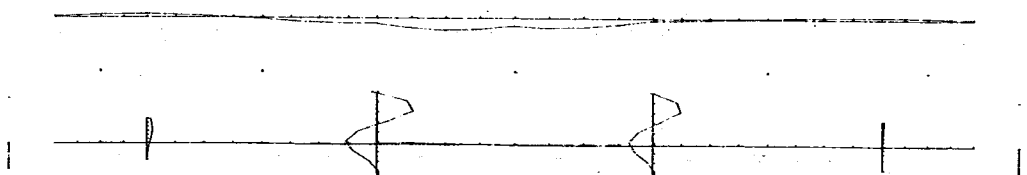


図-3.14 橋軸方向固有振動モード

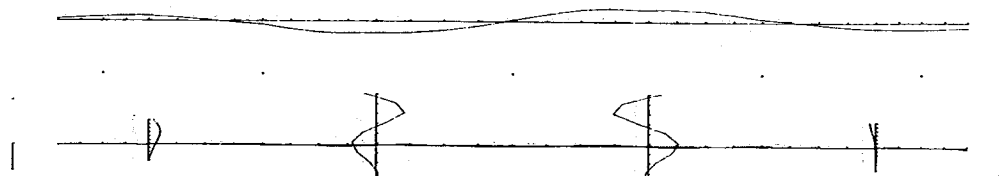
MODE NO. 41 $T = 0.577$ sec $F = 1.75$ %



MODE NO. 42 $T = 0.553$ sec $F = 0.10$ %



MODE NO. 43 $T = 0.539$ sec $F = 1.06$ %



MODE NO. 44 $T = 0.512$ sec $F = 5.46$ %

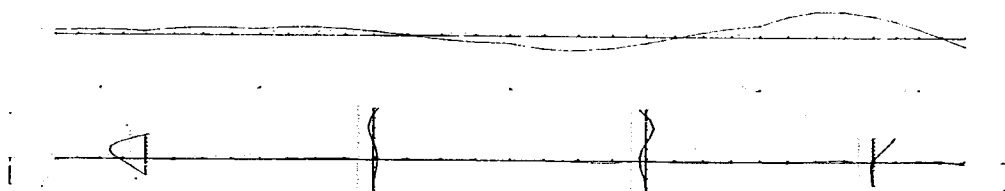
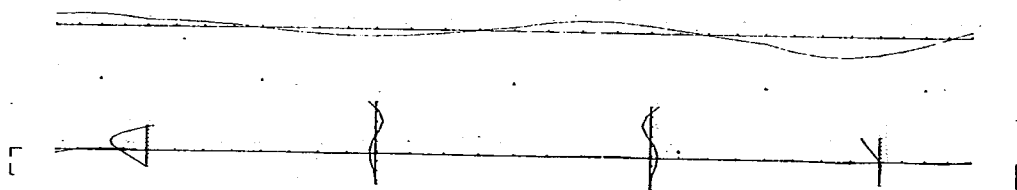
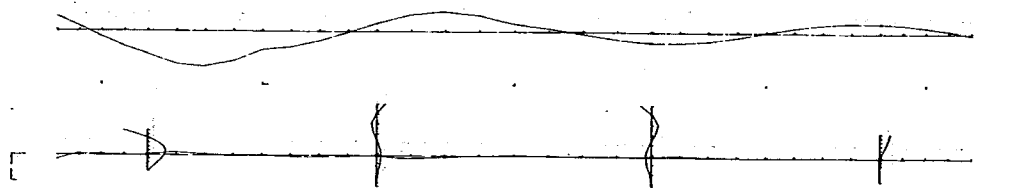


図-3.15 橋軸方向固有振動モード

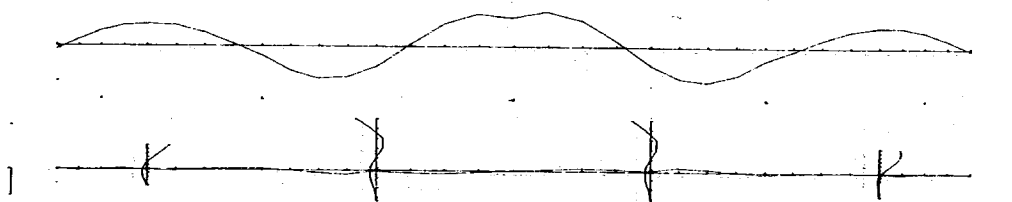
MODE NO. 45 $T=0.509$ sec $F=3.60$ Hz



MODE NO. 46 $T=0.477$ sec $F=2.26$ Hz



MODE NO. 47 $T=0.413$ sec $F=0.60$ Hz



MODE NO. 48 $T=0.394$ sec $F=14.58$ Hz

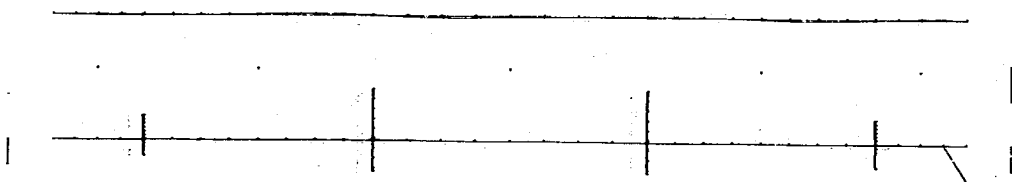
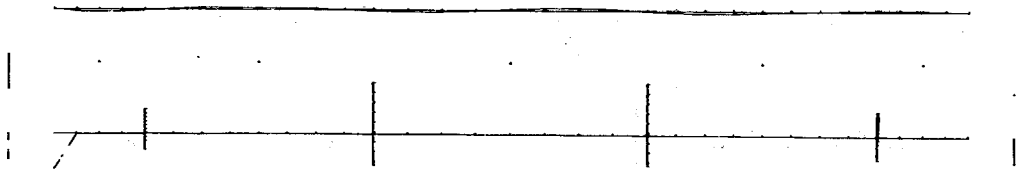
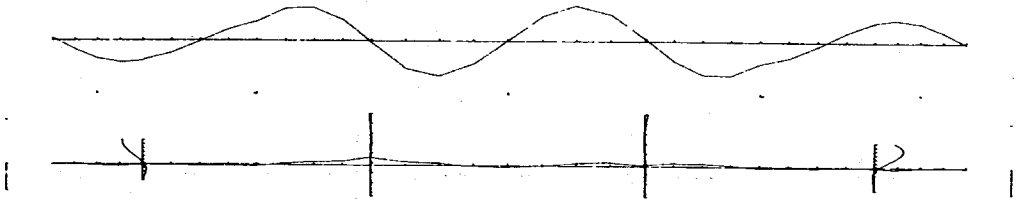


図-3.16 橋軸方向固有振動モード

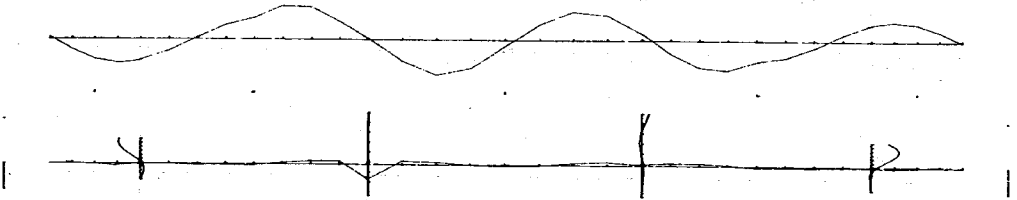
MODE NO. 49 $T=0.376$ sec $F=9.47$ s



MODE NO. 50 $T=0.366$ sec $F=9.47$ s



MODE NO. 51 $T=0.358$ sec $F=9.51$ s



MODE NO. 52 $T=0.331$ sec $F=9.29$ s

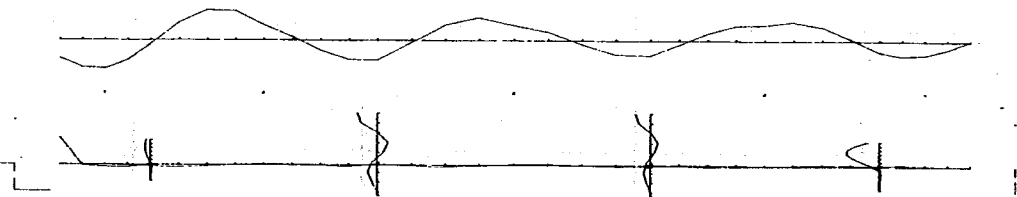
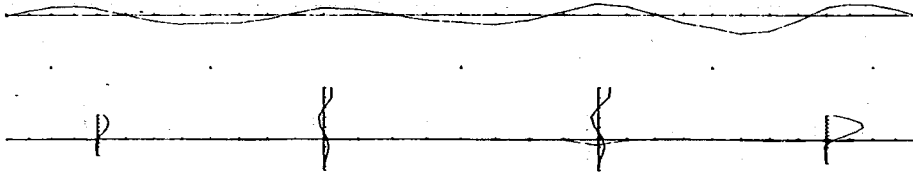
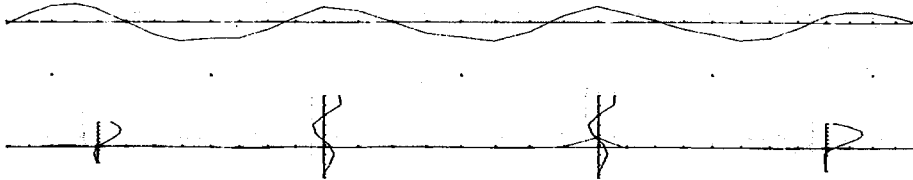


図-3.17 橋軸方向固有振動モード

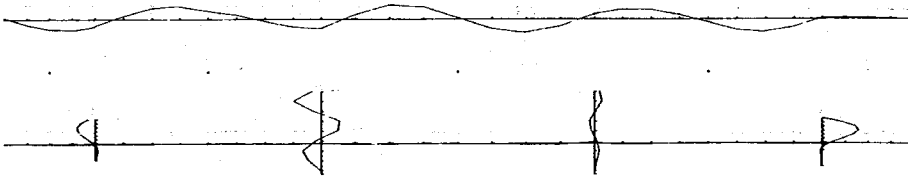
MODE NO. 53 T=0.322 sec F=3.50 Hz



MODE NO. 54 T=0.321 sec F=4.25 Hz



MODE NO. 55 T=0.309 sec F=0.05 Hz



MODE NO. 56 T=0.301 sec F=0.00 Hz

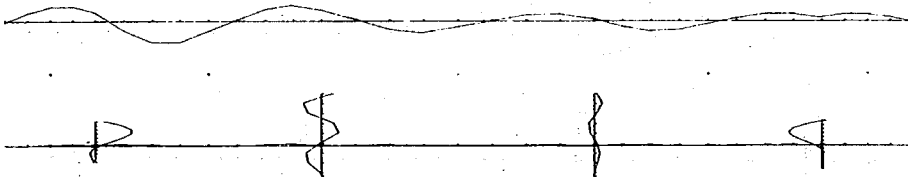
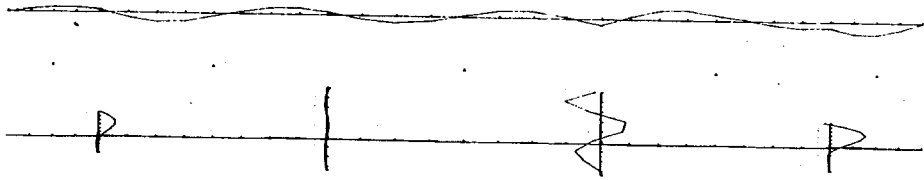
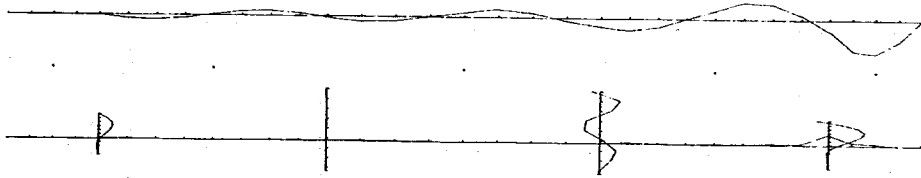


図-3.18 橋軸方向固有振動モード

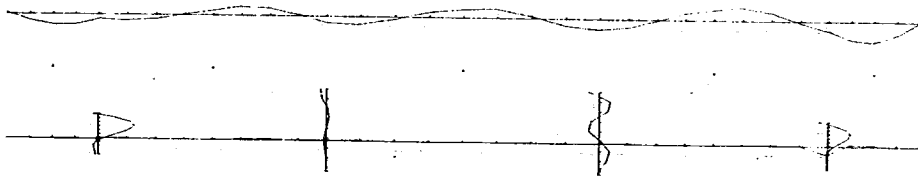
MODE NO. 57 $T = 0.297$ sec $F = 0.03$ g



MODE NO. 58 $T = 0.289$ sec $F = 2.15$ g



MODE NO. 59 $T = 0.289$ sec $F = 2.15$ g



MODE NO. 60 $T = 0.281$ sec $F = 0.47$ g

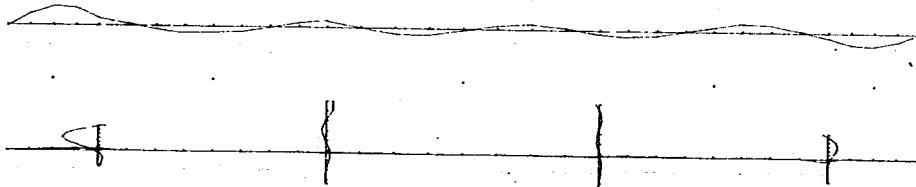
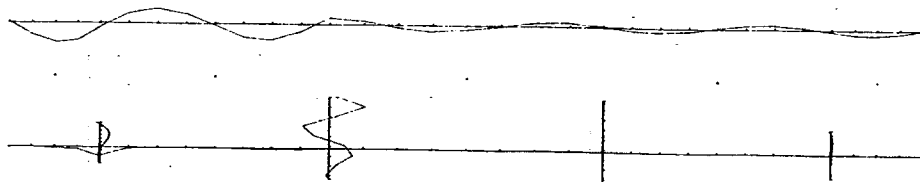
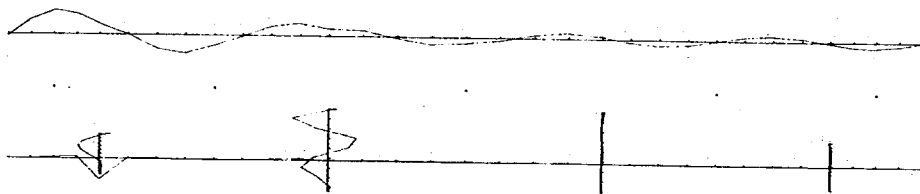


図-3.19 橋軸方向固有振動モード

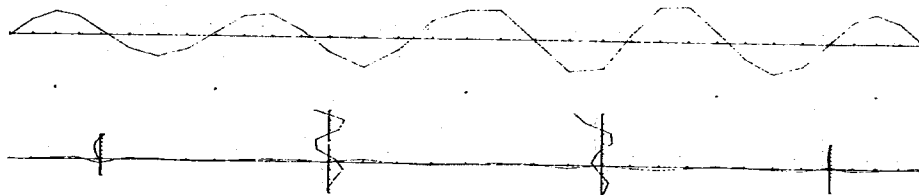
MODE NO. 61 $T = 0.273$ sec $F = 0.96$



MODE NO. 62 $T = 0.268$ sec $F = 2.05$



MODE NO. 63 $T = 0.260$ sec $F = 0.23$



MODE NO. 64 $T = 0.253$ sec $F = 0.06$

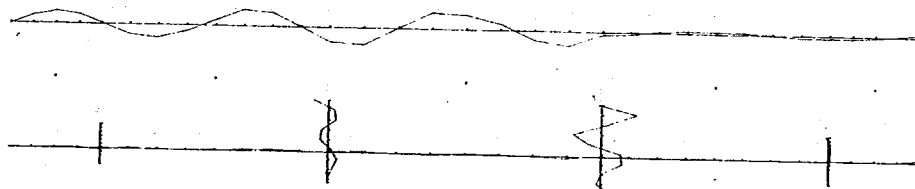
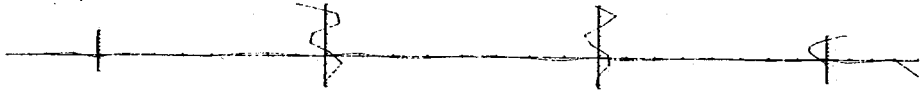
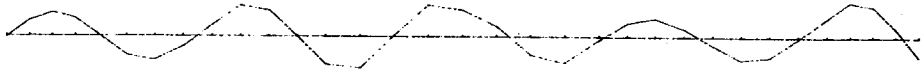
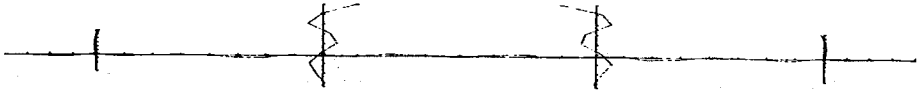
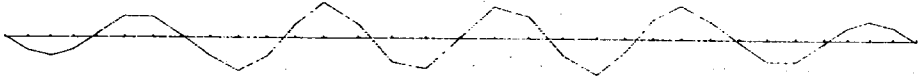


図-3.20 橋軸方向固有振動モード

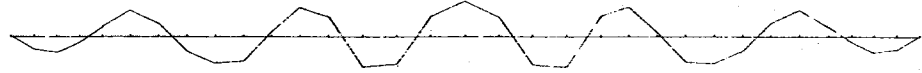
MODE NO. 65 $T = 0.252 \text{ sec}$ $F = 2.23 \text{ g}$



MODE NO. 66 $T = 0.239 \text{ sec}$ $F = 0.03 \text{ g}$



MODE NO. 67 $T = 0.212 \text{ sec}$ $F = 0.00 \text{ g}$



MODE NO. 68 $T = 0.198 \text{ sec}$ $F = 0.01 \text{ g}$

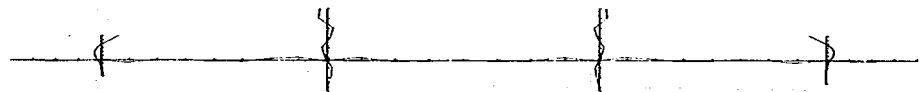
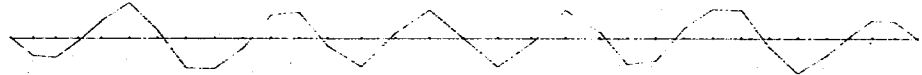
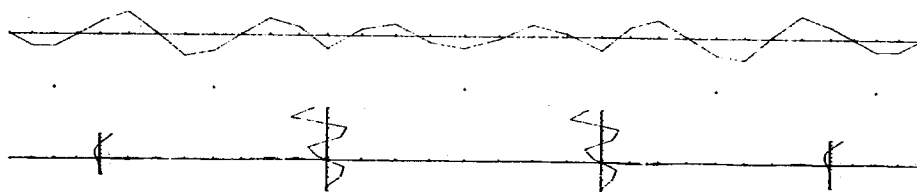
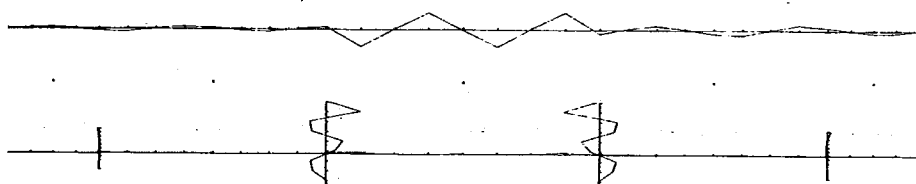


図-3.21 橋軸方向固有振動モード

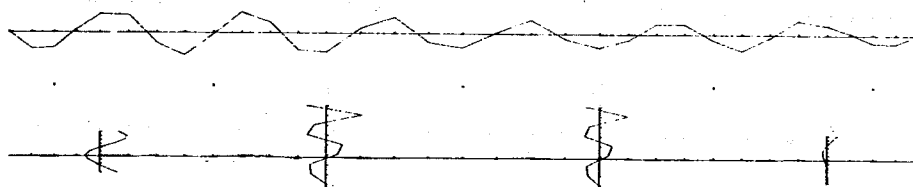
MODE NO. 69 $T = 0.192 \text{ sec}$ $F = 0.02$



MODE NO. 70 $T = 0.188 \text{ sec}$ $F = 0.00$



MODE NO. 71 $T = 0.181 \text{ sec}$ $F = 0.36$



MODE NO. 72 $T = 0.179 \text{ sec}$ $F = 0.37$

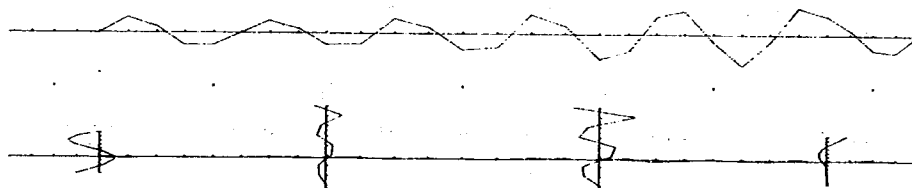
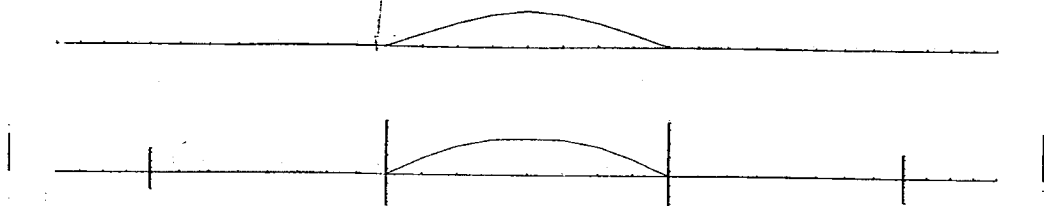
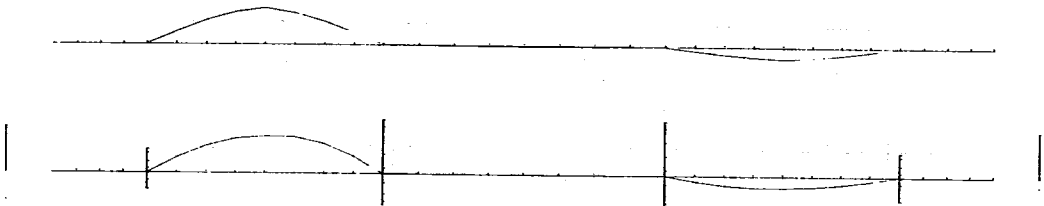


図-3.2.2 橋軸方向固有振動モード

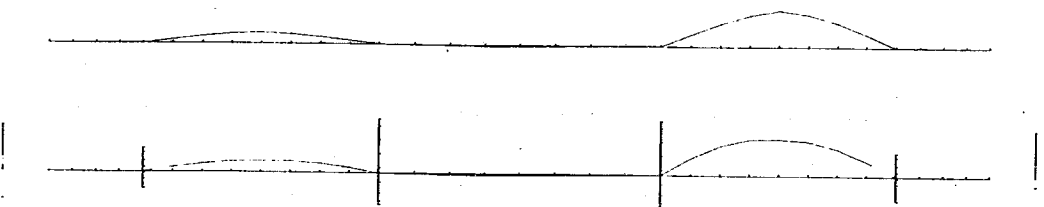
MODE NO. 1 $T = 23.125 \text{ SEC}$ $F = 3.344 \text{ \AA}$



MODE NO. 2 $T = 19.061 \text{ SEC}$ $F = 4.079 \text{ \AA}$



MODE NO. 3 $T = 15.054 \text{ SEC}$ $F = 3.609 \text{ \AA}$



MODE NO. 4 $T = 12.236 \text{ SEC}$ $F = 0.000 \text{ \AA}$

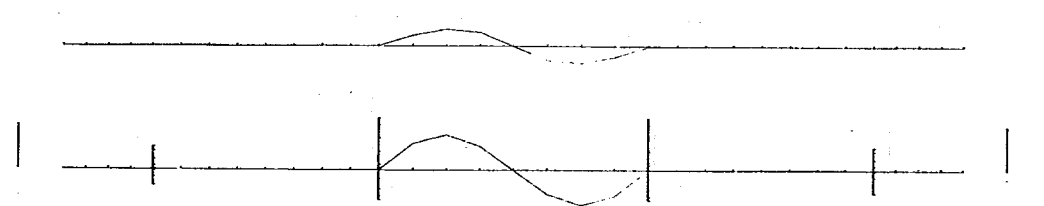
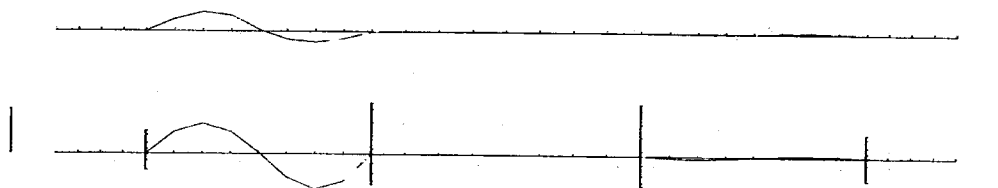
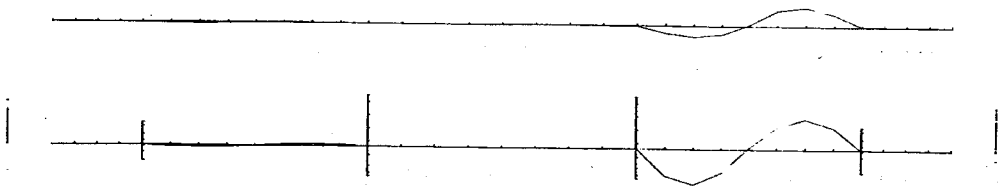


図 - 3.23 橋軸直角方向固有振動モード

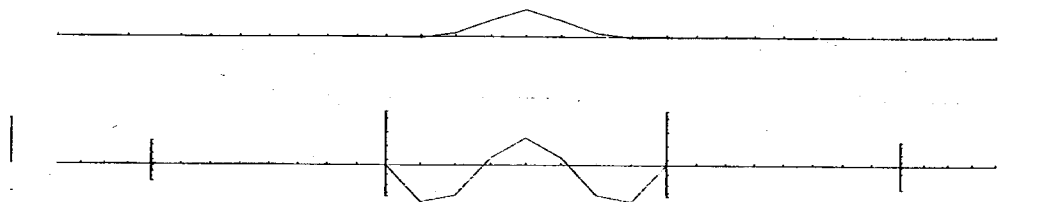
MODE NO. 5 $T = 9.806 \text{ SEC}$ $F = 0.001 \text{ 1}$



MODE NO. 6 $T = 9.804 \text{ SEC}$ $F = 0.001 \text{ 2}$



MODE NO. 7 $T = 7.660 \text{ SEC}$ $F = 0.130 \text{ 2}$



MODE NO. 8 $T = 7.546 \text{ SEC}$ $F = 1.033 \text{ 2}$

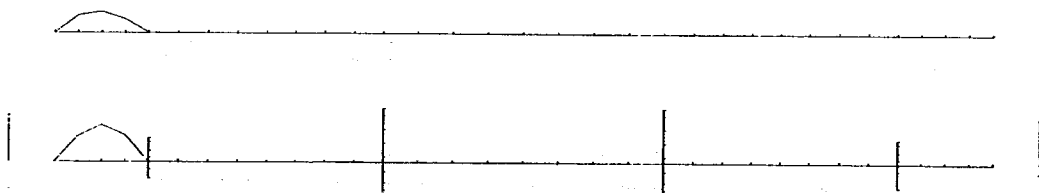
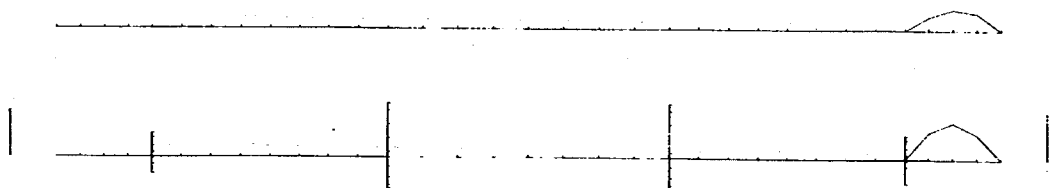
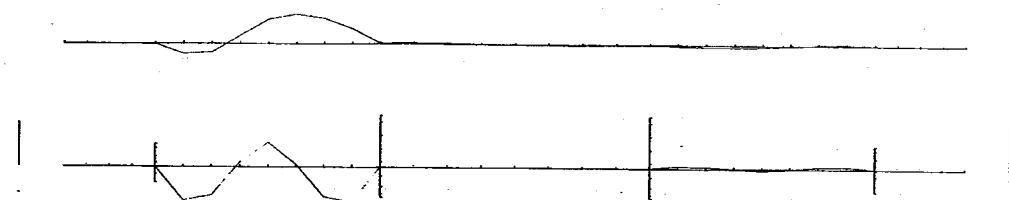


図-3.24 橋軸直角方向固有振動モード

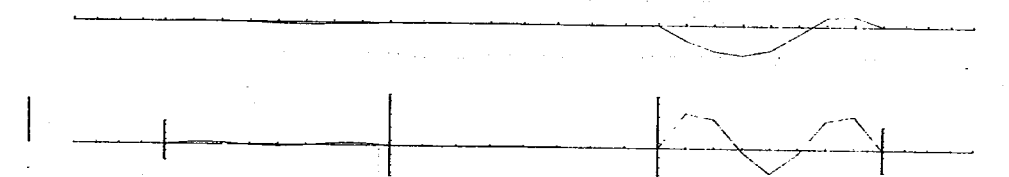
MODE NO.9 T=7.545 SEC F=1.036 %



MODE NO.10 T=6.064 SEC F=0.054 %



MODE NO.11 T=6.069 SEC F=0.071 %



MODE NO.12 T=5.718 SEC F=0.000 %

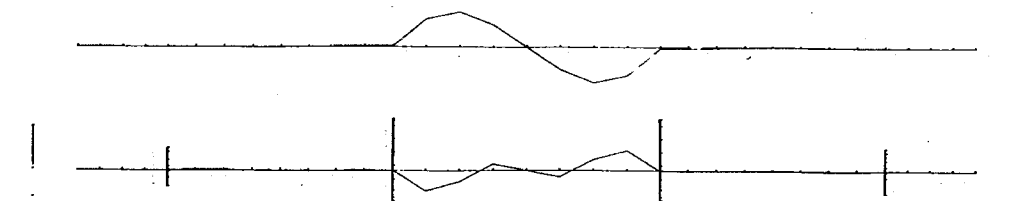
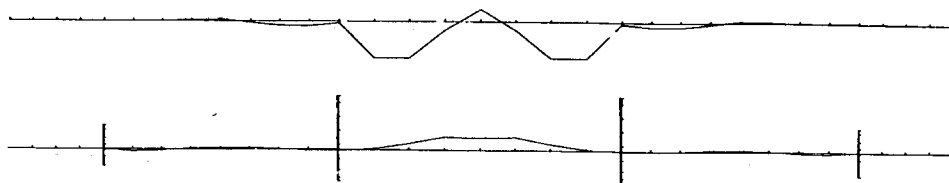
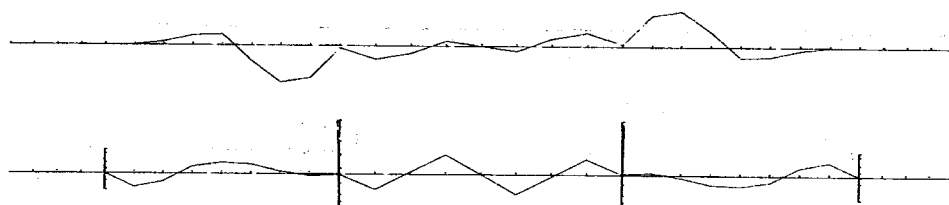


図-3.25 橋軸直角方向固有振動モード

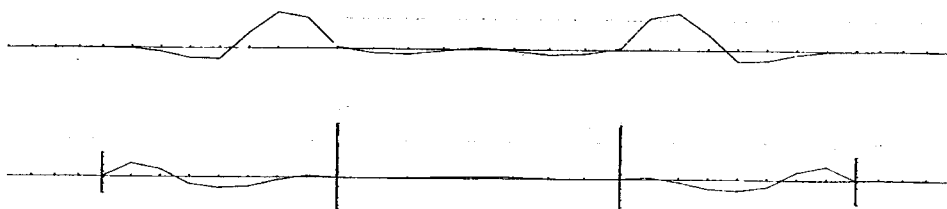
MODE NO. 13 T=5.314 SEC F=0.267 %



MODE NO. 14 T=5.001 SEC F=0.000 %



MODE NO. 15 T=4.978 SEC F=0.248 %



MODE NO. 16 T=4.936 SEC F=0.000 %

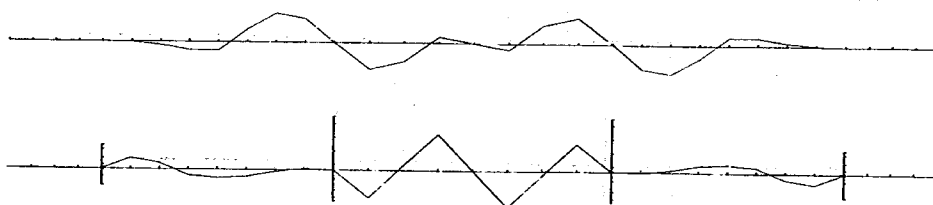


図-3.26 橋軸直角方向固有振動モード

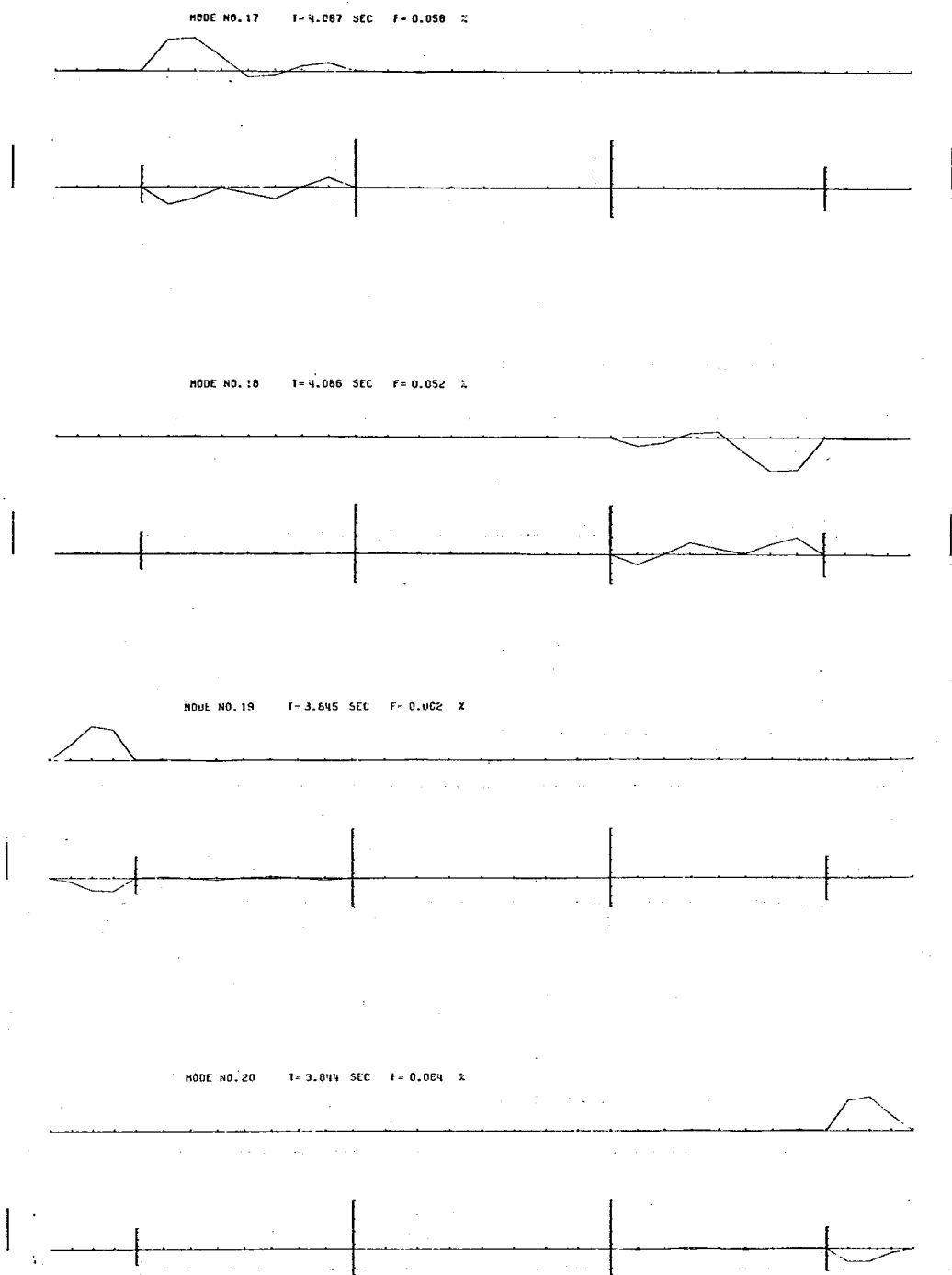
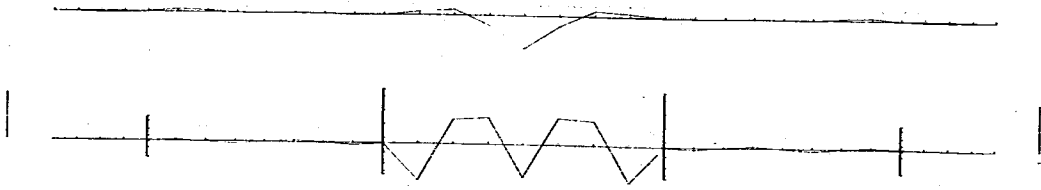
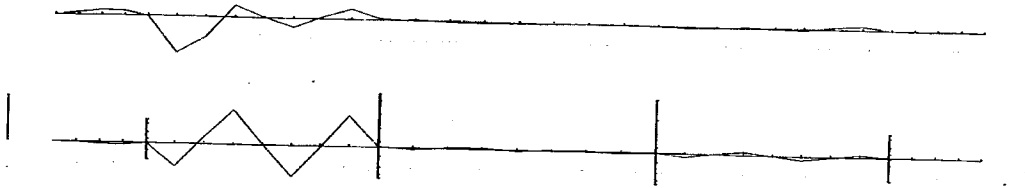


図-3.27 橋軸直角方向固有振動モード

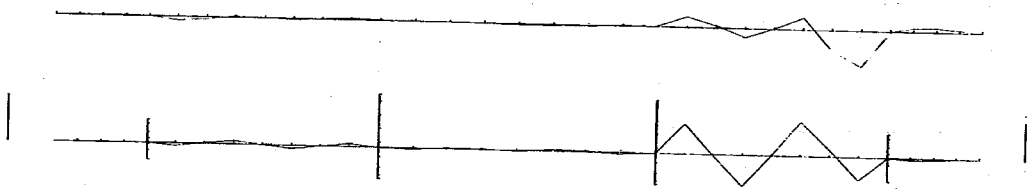
MODE NO. 21 T= 3.822 SEC F= 0.037 %



MODE NO. 22 T= 3.784 SEC F= 0.000 %



MODE NO. 23 T= 3.783 SEC F= 0.000 %



MODE NO. 24 T= 3.505 SEC F= 0.000 %

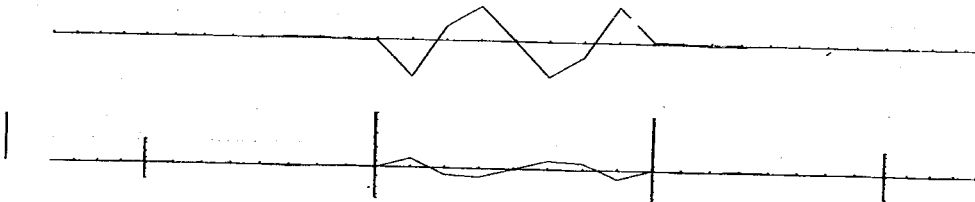
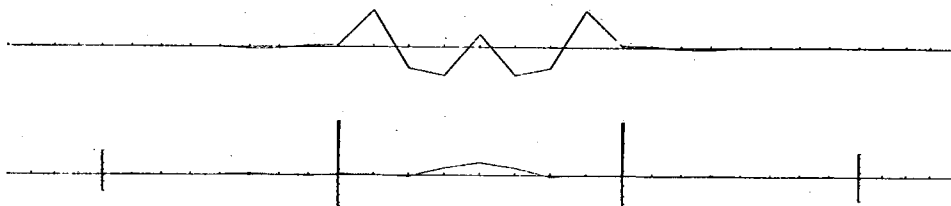
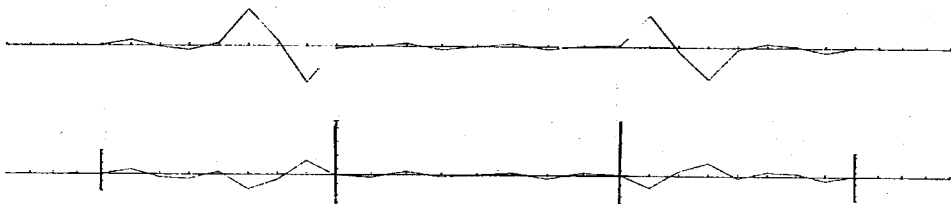


図- 3.28 橋軸直角方向固有振動モード

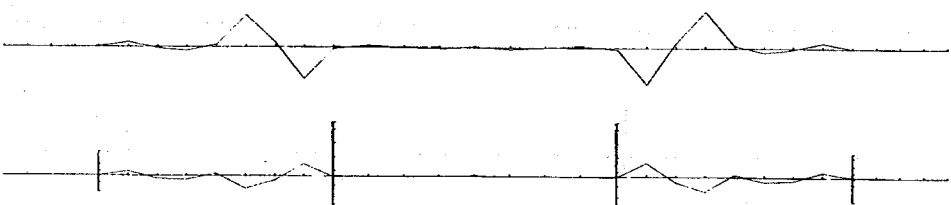
MODE NO. 25 T= 3.418 SEC F= 0.072 %



MODE NO. 26 T= 3.122 SEC F= 0.000 %



MODE NO. 27 T= 3.121 SEC F= 0.011 %



MODE NO. 28 T= 3.073 SEC F= 0.000 %

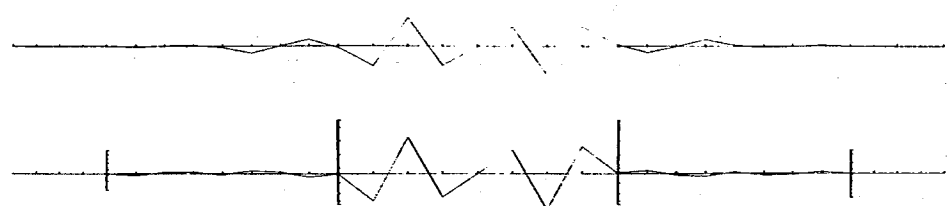
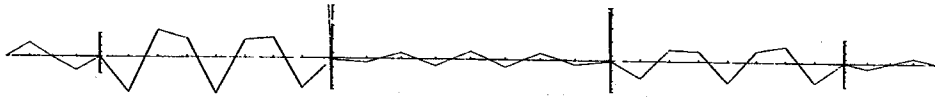
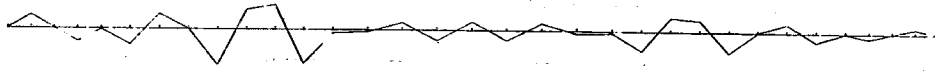
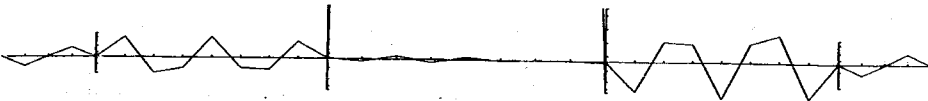
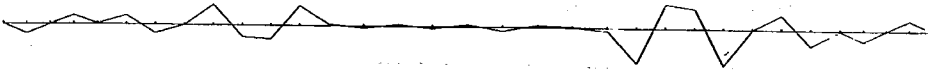


図-3.29 橋軸直角方向固有振動モード

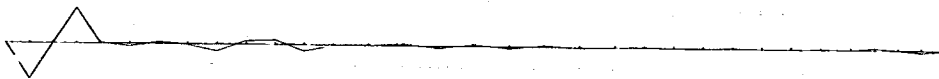
MODE NO. 29 $T=2.871$ SEC $F=0.167$ %



MODE NO. 30 $T=2.873$ SEC $F=0.011$ %



MODE NO. 31 $T=2.887$ SEC $F=0.005$ %

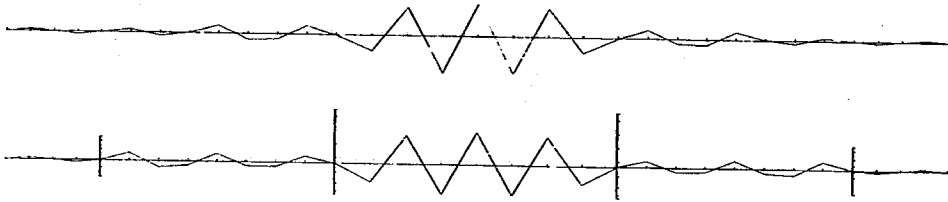


MODE NO. 32 $T=2.866$ SEC $F=0.002$ %

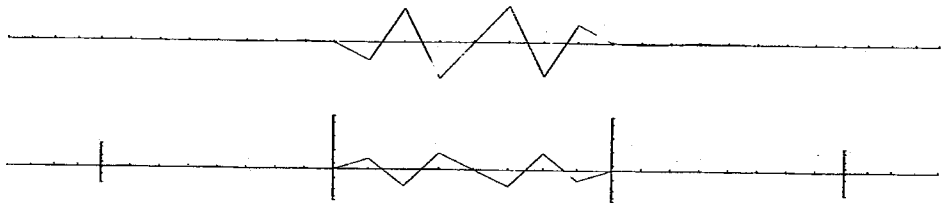


図-3.30 橋軸直角方向固有振動モード

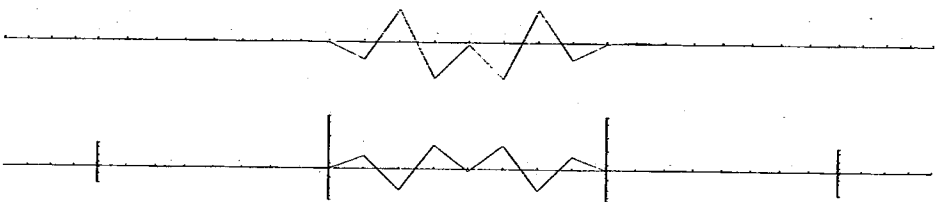
MODE NO. 33 T=2.859 SEC F=0.002 Z



MODE NO. 34 T=2.775 SEC F=0.000 Z



MODE NO. 35 T=2.753 SEC F=0.000 Z



MODE NO. 36 T=2.713 SEC F=0.005 Z

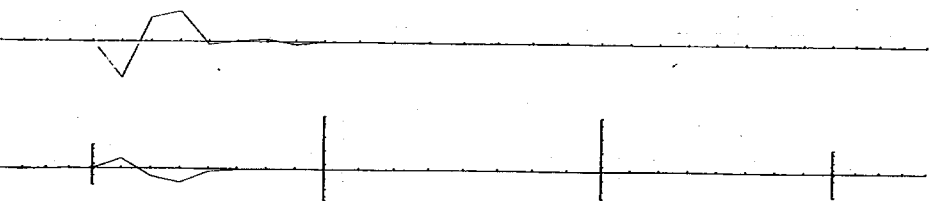
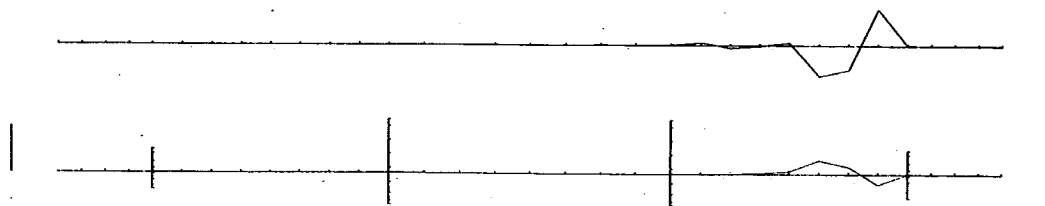
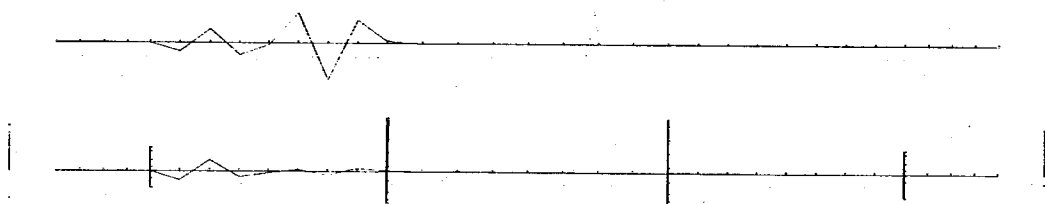


図-3.31 橋軸直角方向固有振動モード

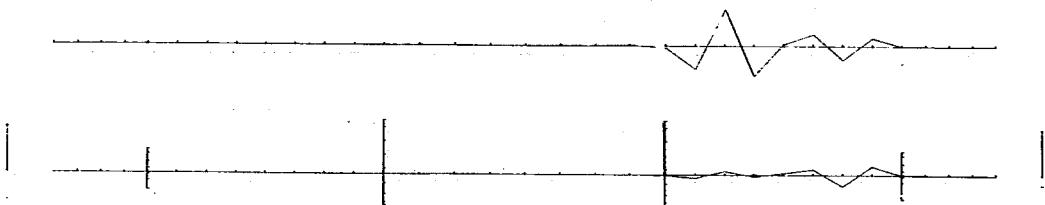
MODE NO. 37 $T=2.712$ SEC $F=0.005$ %



MODE NO. 38 $T=2.459$ SEC $F=3.013$ %



MODE NO. 39 $T=2.459$ SEC $F=0.308$ %



MODE NO. 40 $T=2.356$ SEC $F=0.001$ %

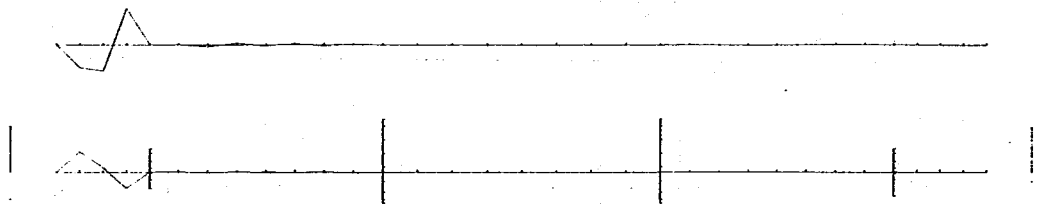
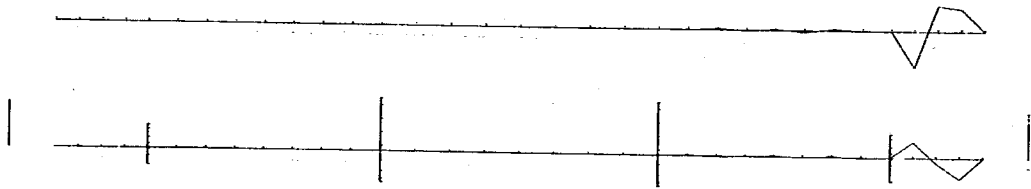
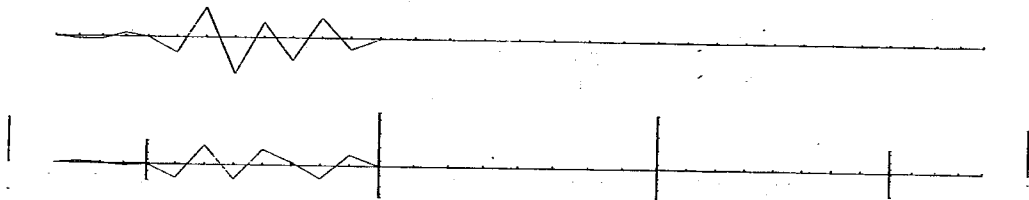


図-3.32 橋軸直角方向固有振動モード

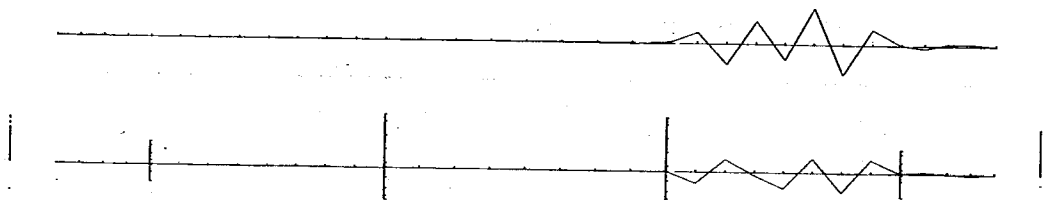
MODE NO. 11 T=2.356 SEC F=0.001 ٪



MODE NO. 12 T=2.348 SEC F=0.003 ٪



MODE NO. 13 T=2.348 SEC F=0.005 ٪



MODE NO. 14 T=2.139 SEC F=0.005 ٪

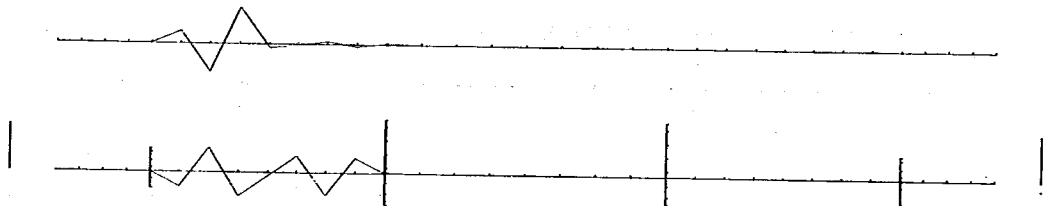
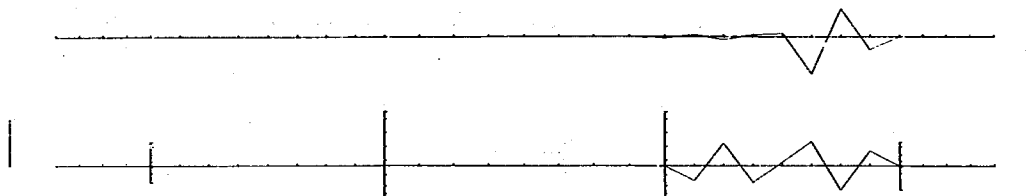
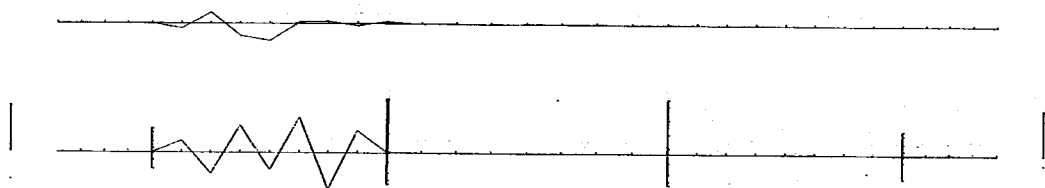


図-3.33 橋軸直角方向固有振動モード

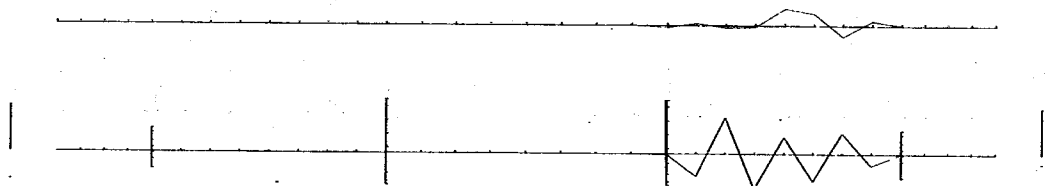
MODE NO. 45 T=2.139 SEC F=0.003 X



MODE NO. 46 T=2.058 SEC F=0.026 X



MODE NO. 47 T=2.058 SEC F=0.017 X



MODE NO. 48 T=2.013 SEC F=0.022 X

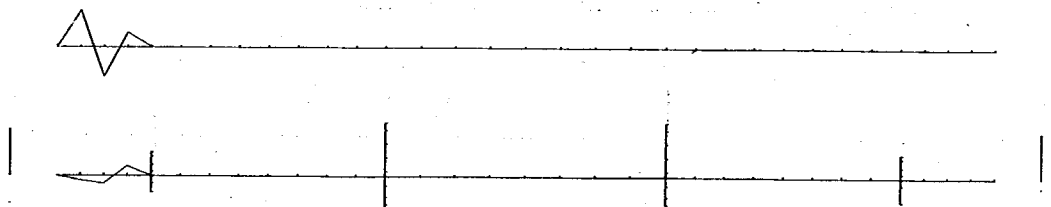
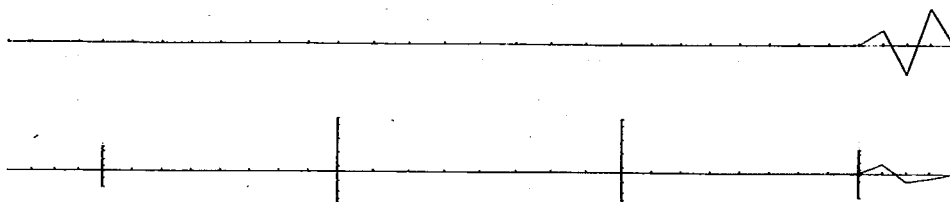
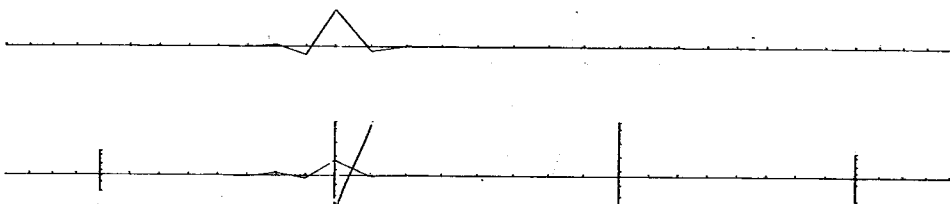


図-3.34 橋軸直角方向固有振動モード

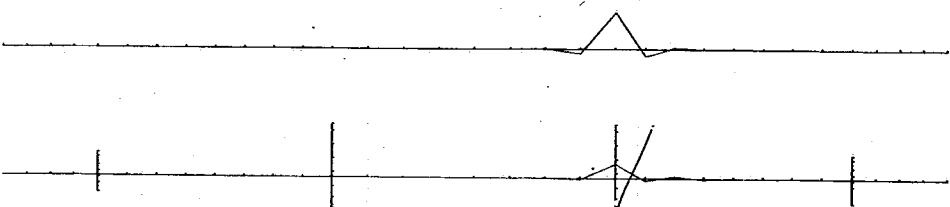
MODE NO. 49 T= 2.012 SEC F= 0.023 %



MODE NO. 50 T= 1.766 SEC F= 4.153 %



MODE NO. 51 T= 1.718 SEC F= 2.937 %



MODE NO. 52 T= 1.600 SEC F= 0.016 %

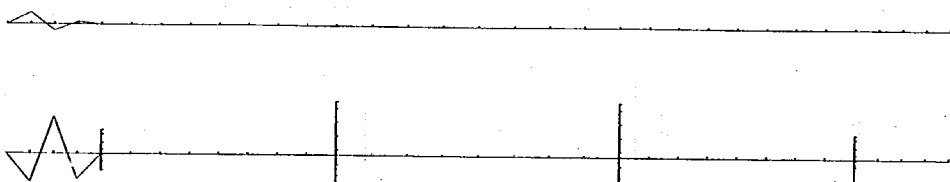
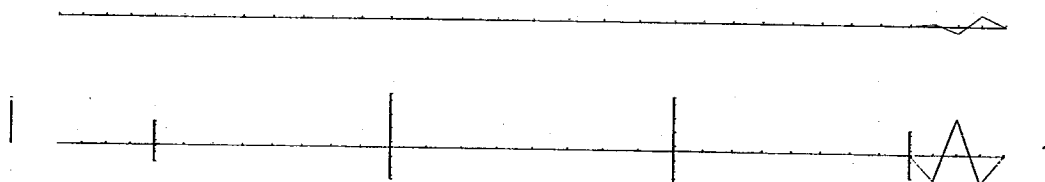
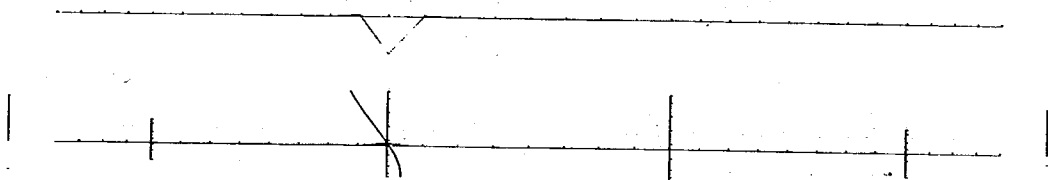


図 - 3.35 橋軸直角方向固有振動モード

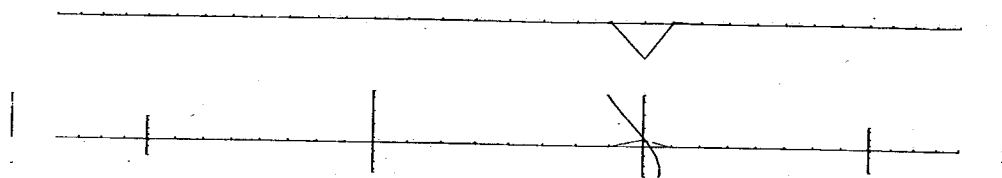
MODE NO.53 T=1.600 SEC F=0.016 Z



MODE NO.54 T=0.968 SEC F=6.124 Z



MODE NO.55 T=0.850 SEC F=5.943 X



MODE NO.56 T=0.593 SEC F=1.740 Z

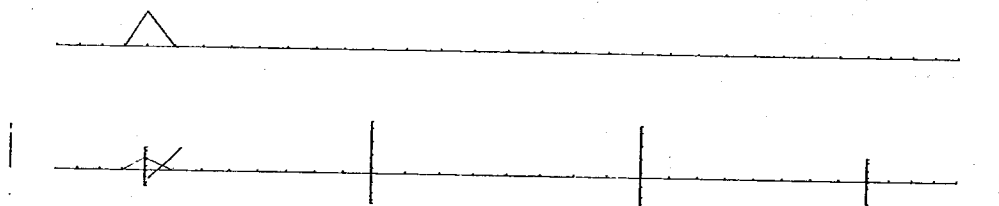
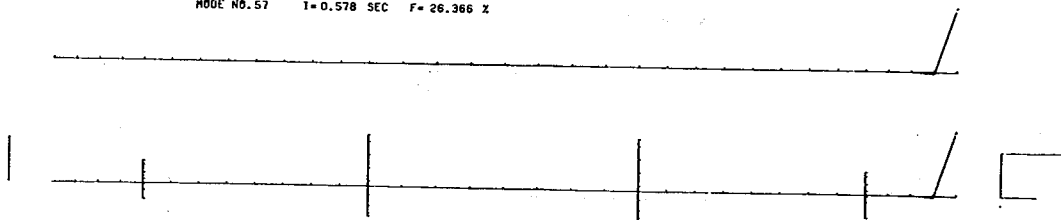
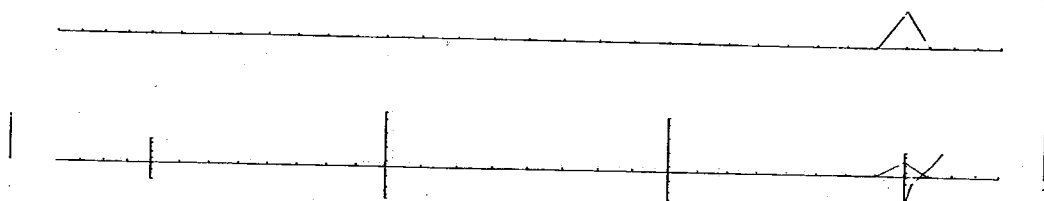


図-3.36 橋軸直角方向固有振動モード

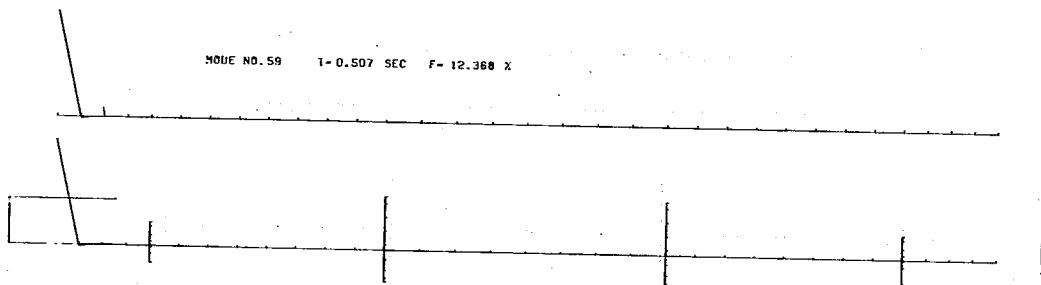
MODE NO.57 T=0.578 SEC F=26.366 X



MODE NO.56 T=0.555 SEC F=4.648 X



MODE NO.59 T=0.507 SEC F=12.368 X



MODE NO.60 T=0.458 SEC F=0.047 X

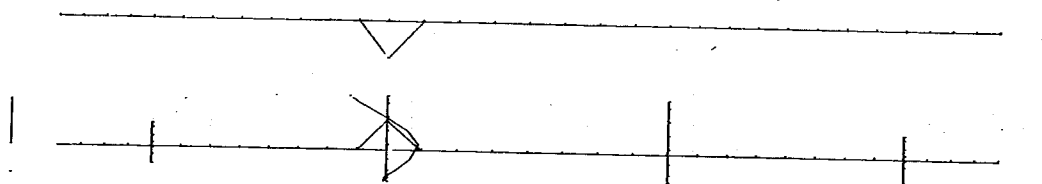
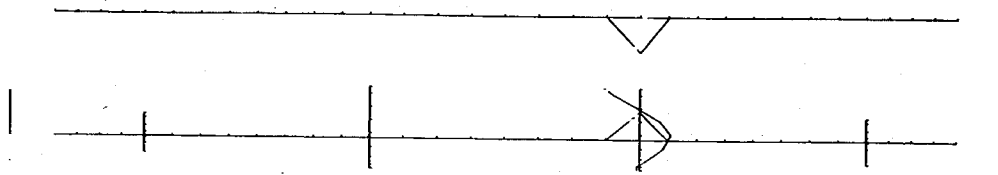
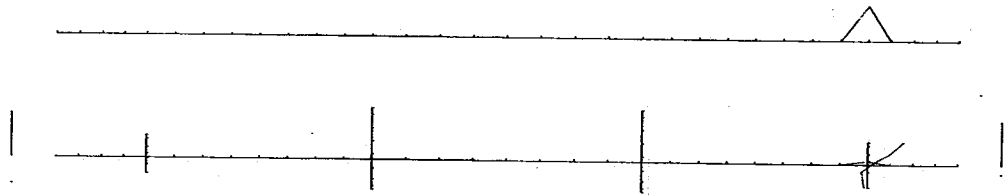


図-3.37 橋軸直角方向固有振動モード

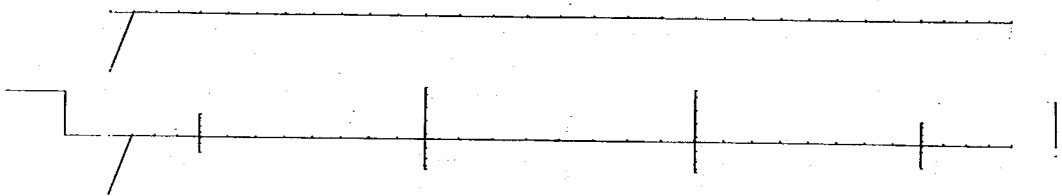
MODE NO. 61 T=0.455 SEC F=0.081 X



MODE NO. 62 T=0.328 SEC F=2.881 X



MODE NO. 63 T=0.299 SEC F=8.617 X



MODE NO. 64 T=0.285 SEC F=2.871 X

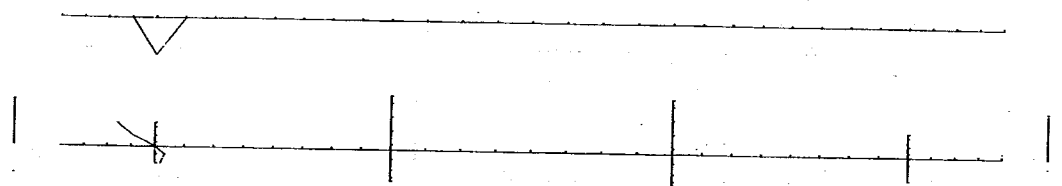
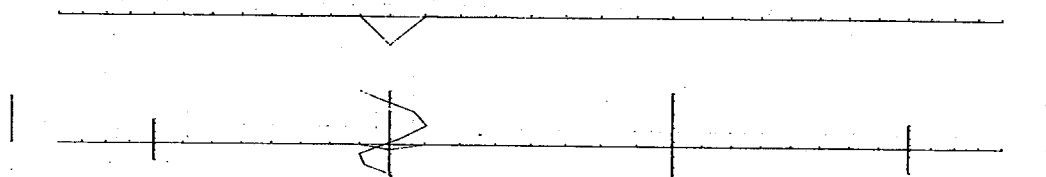
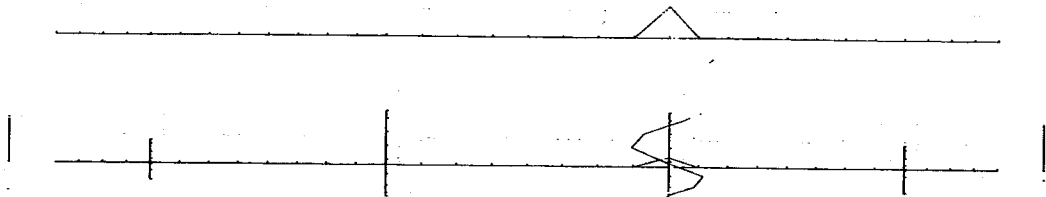


図-3.38 橋軸直角方向固有振動モード

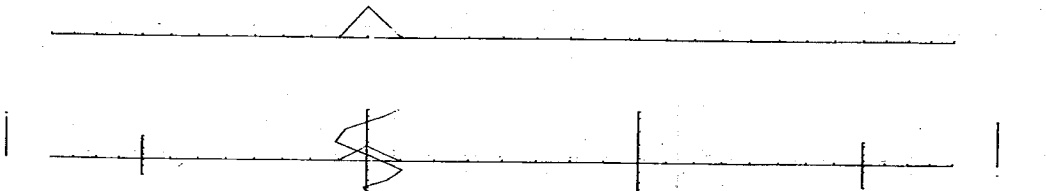
MODE NO. 65 T= 0.275 SEC F= 0.153 X



MODE NO. 66 T= 0.264 SEC F= 0.108 X



MODE NO. 67 T= 0.236 SEC F= 0.022 X



MODE NO. 68 T= 0.240 SEC F= 0.057 X

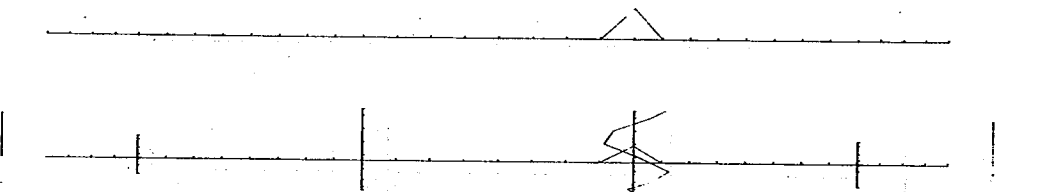
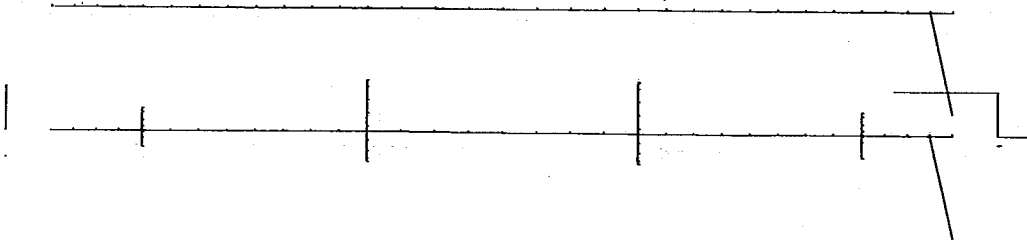
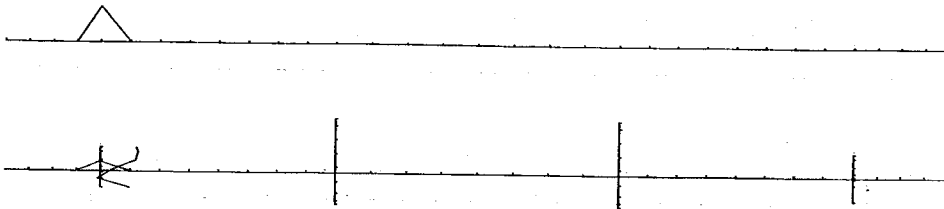


図-3.39 橋軸直角方向固有振動モード

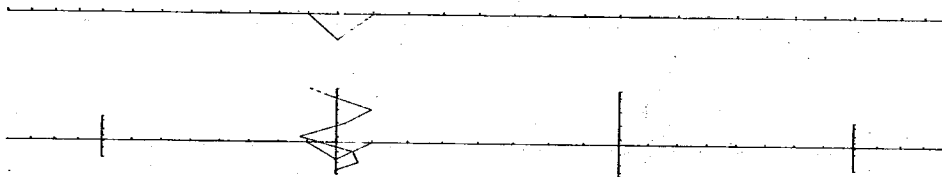
MODE NO.69 T=0.232 SEC F=5.621 Z



MODE NO.70 T=0.210 SEC F=1.886 Z



MODE NO.71 T=0.185 SEC F=0.000 Z



MODE NO.72 T=0.185 SEC F=0.000 Z

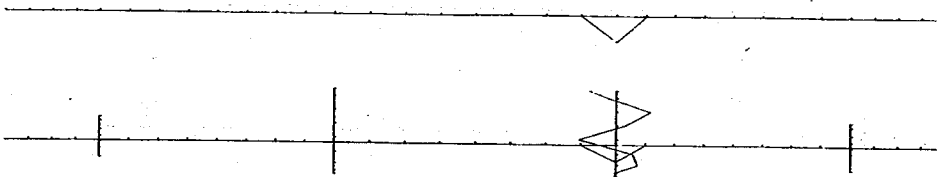


図-3.40 橋軸直角方向固有振動モード

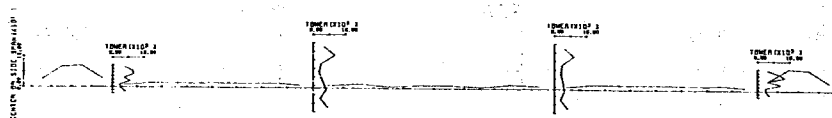
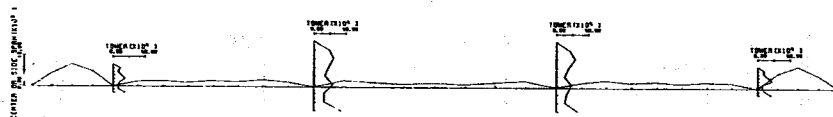
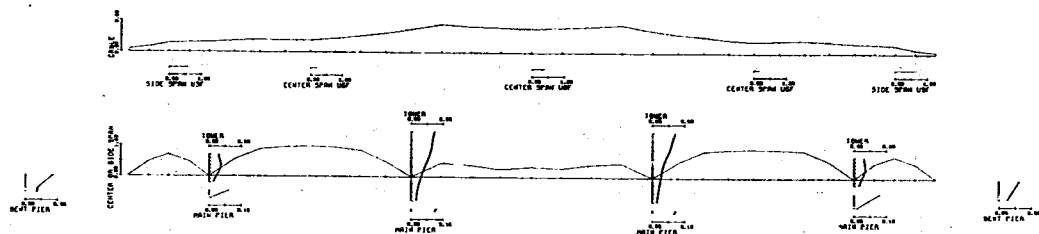


图-3.41 橋軸方向最大応答 ($n/p=0.02$)

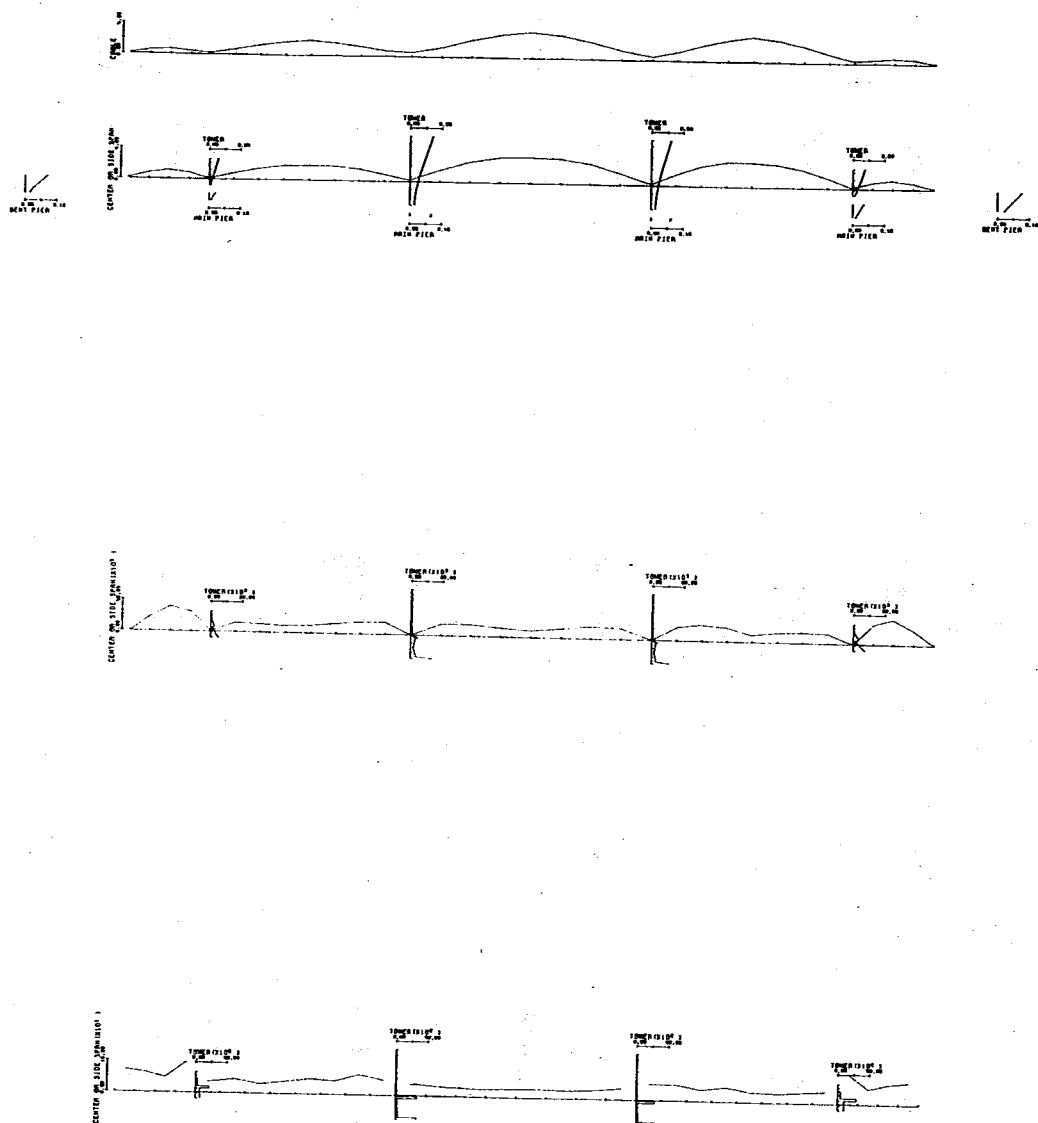


图-3.42 橋軸直角方向最大応答 ($n/p=0.02$)

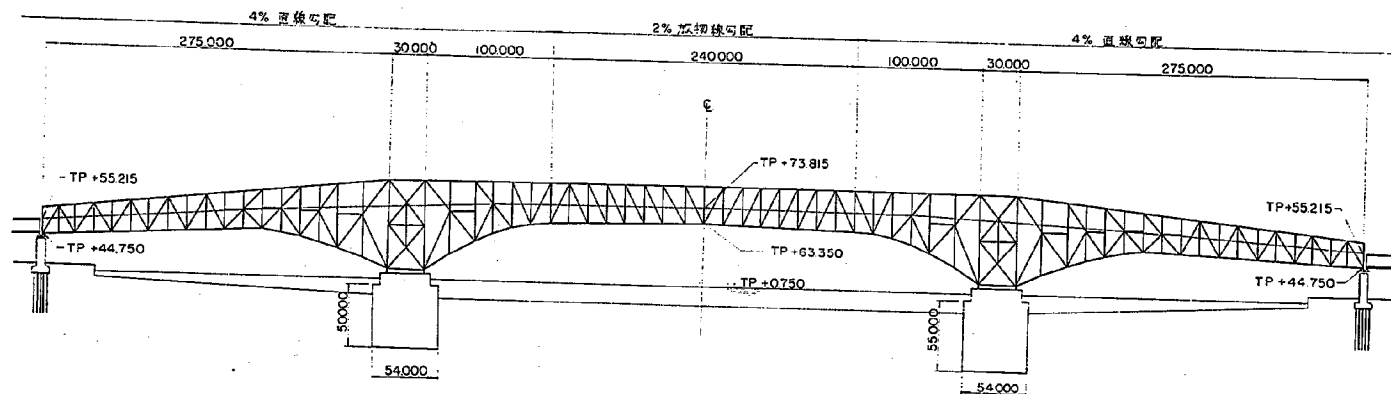


図-3.43 対象としたカンチレバートラス橋

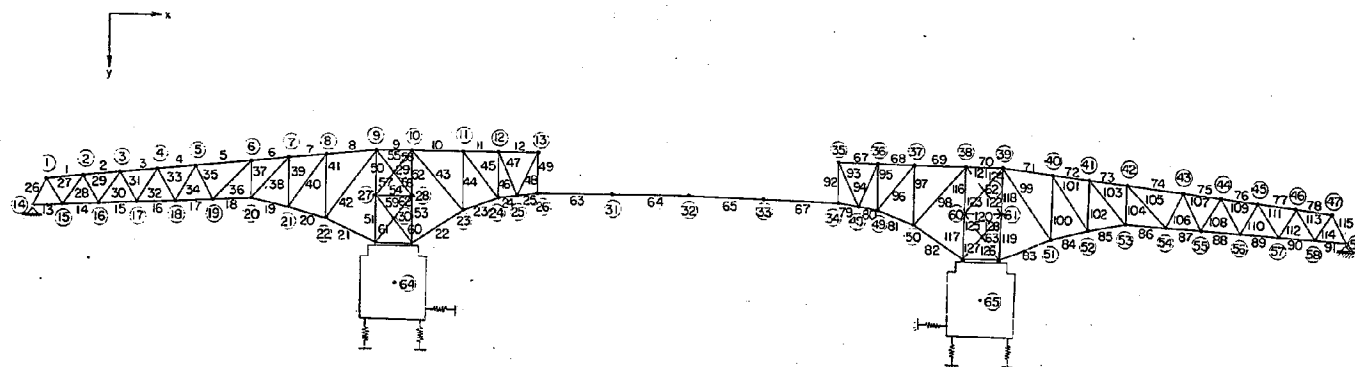


図-3.44 カンチレバートラス橋力学モデル

表-4.1 固有振動特性

次数	固有周期	モード寄与率		相当質量	
	T (sec)	D _{1x}	D _{1y}	M _{1x} (%)	M _{1y} (%)
1	2.390	23.8	-3.6	2.95	1.11
2	1.527	6.8	29.3	0.24	71.60
3	1.275	-19.7	7.4	2.02	4.57
4	1.101	-9.1	-5.7	0.44	2.67
5	0.784	80.4	2.7	33.53	0.60
6	0.669	70.7	-4.6	25.95	1.75
7	0.565	53.6	-1.1	14.92	0.09
8	0.537	18.1	5.4	1.69	2.42
9	0.505	9.2	5.1	0.44	2.21
10	0.340	6.3	9.6	0.21	0.08
11	0.324	-6.9	3.2	0.25	0.85

表-4.2 応答断面力(軸力)

部材番号	応答値	設計許容値
1	78277 ^{ton}	(2211) 2406 ^{ton}
上 3	154881	(3675) 3764
5	138043	(1993) 2055
弦 7	137352	(3992) 4298
8	168665	(5515) 5684
材 10	237701	(5515) 5684
11	143654	(2963) 3223
14	101501	(2800) 3150
下 16	213566	(3966) 4018
18	466023	(2085) 2339
弦 20	609474	(5707) 6052
21	701368	(7643) 7801
材 22	396052	(7643) 7801
23	360290	(5707) 6052
斜 40	96159	(3474) 3524
42	124084	(2871) 2800
材 43	162910	(1960) 2104
45	99623	(3474) 3524
垂直材 41	129104	(2529) 2632
44	104511	(2529) 2632
50	196507	
塔 51	530845	
柱 52	175270	
53	496462	

注：部材番号は図-4.18参照

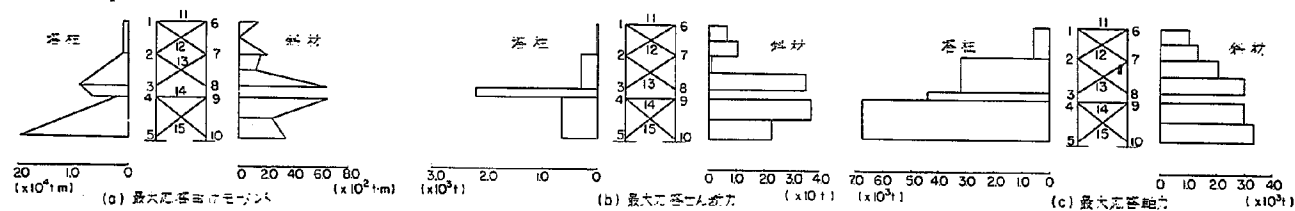


图-4.1 副塔橋軸直角方向最大応答 ($n/p=0.02$)

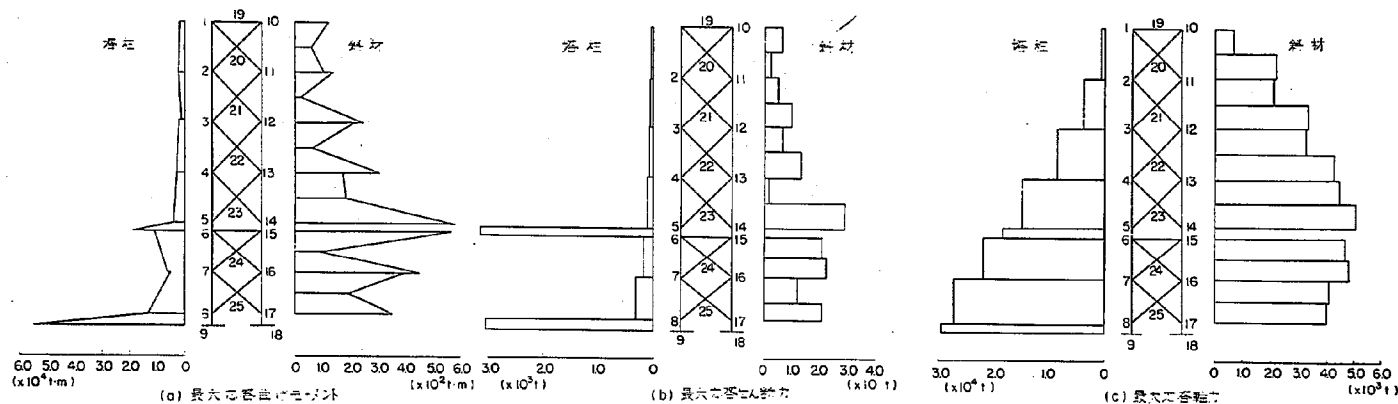
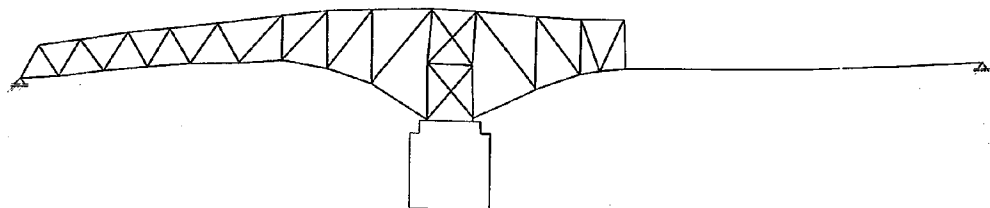
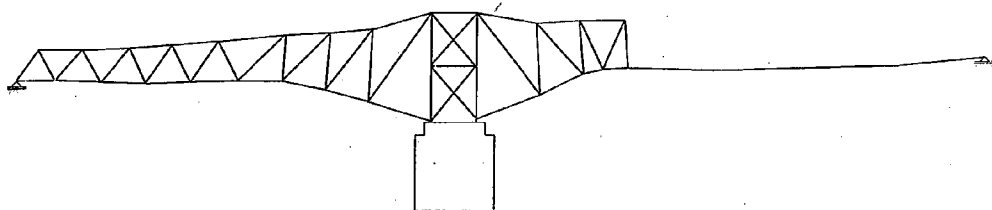


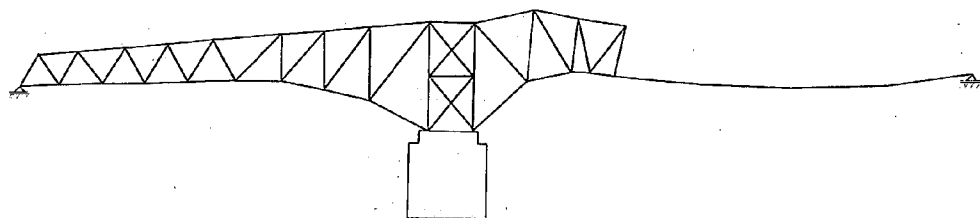
图-4.2 主塔橋軸直角方向最大応答 ($n/p=0.02$)



(a) 1 次モード $T = 2.390 \text{ sec}$

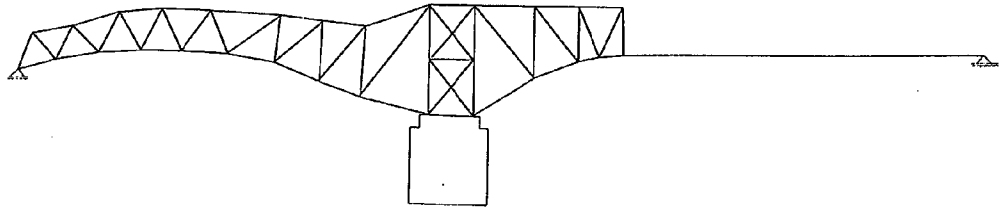


(b) 2 次モード $T = 1.527 \text{ sec}$

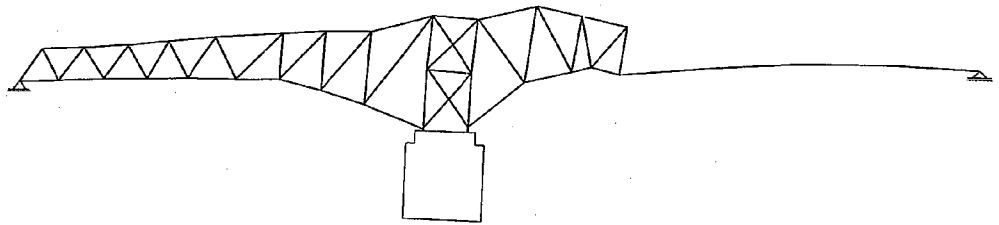


(c) 3 次モード $T = 1.275 \text{ sec}$

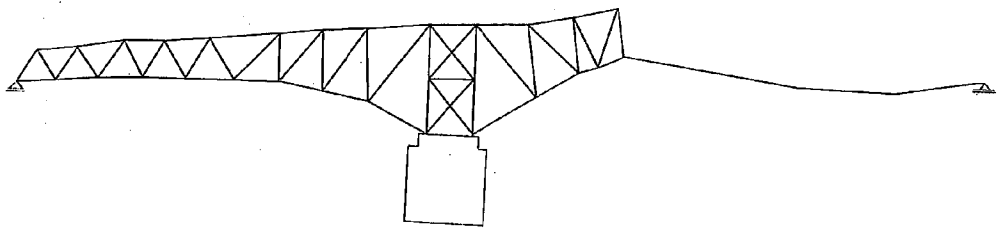
図-4.3 固有振動モード(その1)



(a) 4 次モード $T = 1.101 \text{ sec}$



(b) 5 次モード $T = 0.784 \text{ sec}$



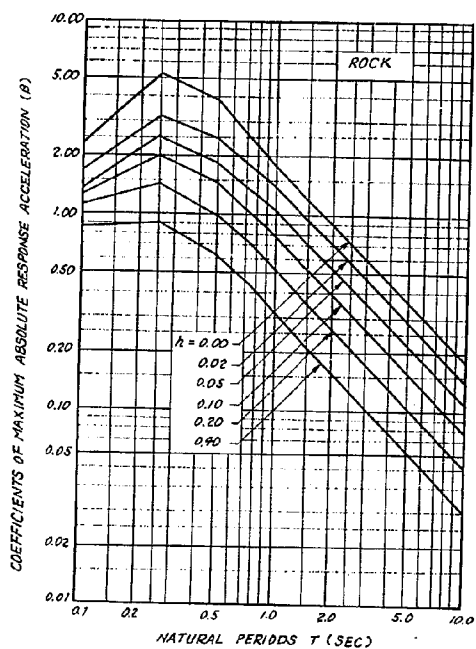
(c) 6 次モード $T = 0.669 \text{ sec}$

図-4.4 固有振動モード(その2)

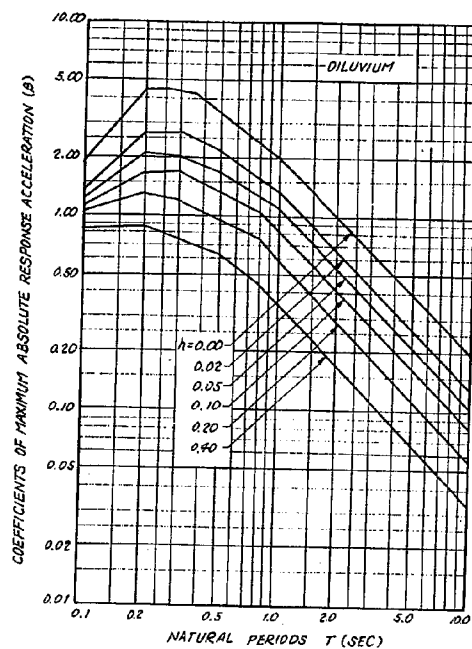
付録1 平均応答スペクトル(1970)

付表 - 1.1 平均応答スペクトル (1970)

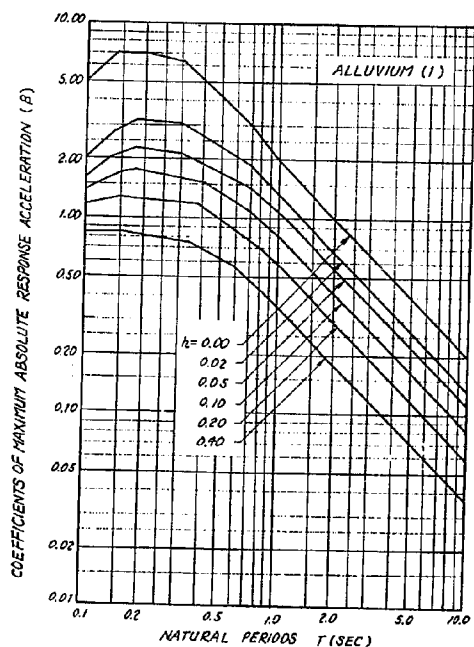
地盤条件	h/T	0.10	0.14	0.15	0.18	0.19	0.20	0.22	0.25	0.26	0.28	0.32	0.36	0.38	0.40	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.80	0.90	1.00	10.00
普通層	0.00	2.30	—	—	—	—	—	—	—	5.46	—	—	—	—	—	3.85	—	—	—	—	—	—	1.81	0.181
	0.02	1.62	—	—	—	—	—	—	—	3.25	—	—	—	—	—	2.50	—	—	—	—	—	—	1.40	0.140
	0.05	1.36	—	—	—	—	—	—	2.50	—	—	—	—	—	—	1.85	—	—	—	—	—	—	1.05	0.105
	0.10	1.22	—	—	—	—	—	—	1.98	—	—	—	—	—	—	1.43	—	—	—	—	—	—	0.758	0.0758
	0.20	1.10	—	—	—	—	—	—	1.45	—	—	—	—	—	—	1.00	—	—	—	0.737	—	—	0.502	0.0502
	0.40	0.850	—	—	—	—	—	—	0.900	—	—	—	—	—	—	0.609	—	—	—	0.454	—	—	0.303	0.0303
	0.00	1.91	—	—	—	—	4.40	—	—	—	4.52	—	4.38	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.98	0.198
洪積層	0.02	1.37	—	—	—	—	2.71	—	—	—	—	2.69	—	—	—	2.12	—	—	—	—	—	—	1.32	0.132
	0.05	1.26	—	—	—	—	2.08	—	—	—	—	1.99	—	—	—	1.68	—	—	—	—	1.27	—	1.04	0.104
	0.10	1.17	—	—	—	1.67	—	—	—	—	—	1.57	—	—	—	1.30	—	—	—	—	1.02	—	0.820	0.0820
	0.20	1.07	—	—	—	1.29	—	—	—	—	—	1.15	—	—	—	—	—	—	—	—	0.747	—	0.578	0.0578
	0.40	0.848	—	—	—	0.900	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.630	—	—	—	—	0.439	—	0.340	0.0340
	0.00	5.05	6.86	—	7.00	—	—	—	—	—	—	6.34	—	—	—	—	—	—	—	3.02	—	—	1.93	0.193
比較的硬い沖積層	0.02	2.01	2.74	—	3.08	—	—	—	—	—	—	2.98	—	—	—	—	—	—	—	1.87	—	—	1.32	0.132
	0.05	1.60	2.05	—	2.27	—	—	—	—	—	—	2.11	—	—	—	—	—	—	—	1.43	—	—	1.03	0.103
	0.10	1.39	1.65	—	1.74	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.50	—	—	—	—	1.09	—	—	0.807	0.0807
	0.20	1.17	—	1.28	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.15	—	—	—	—	—	—	0.703	—	0.580	0.0580
	0.40	0.843	—	0.847	—	—	—	—	—	—	—	0.730	—	—	—	—	—	0.547	—	—	0.440	—	0.347	0.0347
	0.00	2.68	—	—	—	—	5.31	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7.46	—	6.59	—	5.12	0.512
比較的軟かい沖積層	0.02	1.39	—	—	—	—	—	—	—	3.01	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3.70	—	2.95	2.48	0.248
	0.05	1.25	—	—	—	—	—	—	—	2.25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.70	—	—	1.80	0.180
	0.10	1.16	—	—	—	—	—	—	—	1.73	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.00	—	—	1.31	0.131
	0.20	1.05	—	—	—	—	—	—	—	1.27	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.40	—	—	0.877	0.0877
	0.40	0.861	—	—	0.876	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.820	—	—	0.730	—	0.565	0.495	0.0495
	0.00	2.68	—	—	—	—	5.31	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7.46	—	6.59	—	5.12	0.512



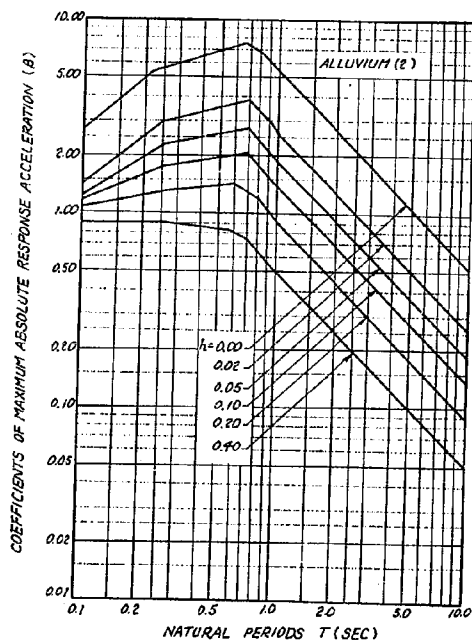
付図－ 1.1 岩盤に対する平均応答スペクトル



付図－ 1.2 洪積層に対する平均応答
スペクトル



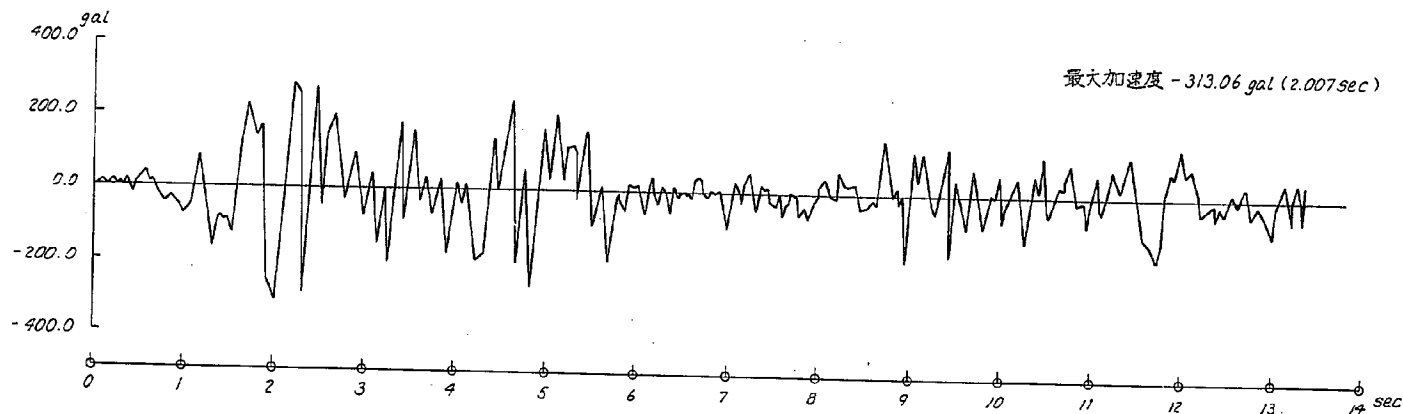
付図－ 1.3 比較的硬い沖積層に対する
平均応答スペクトル



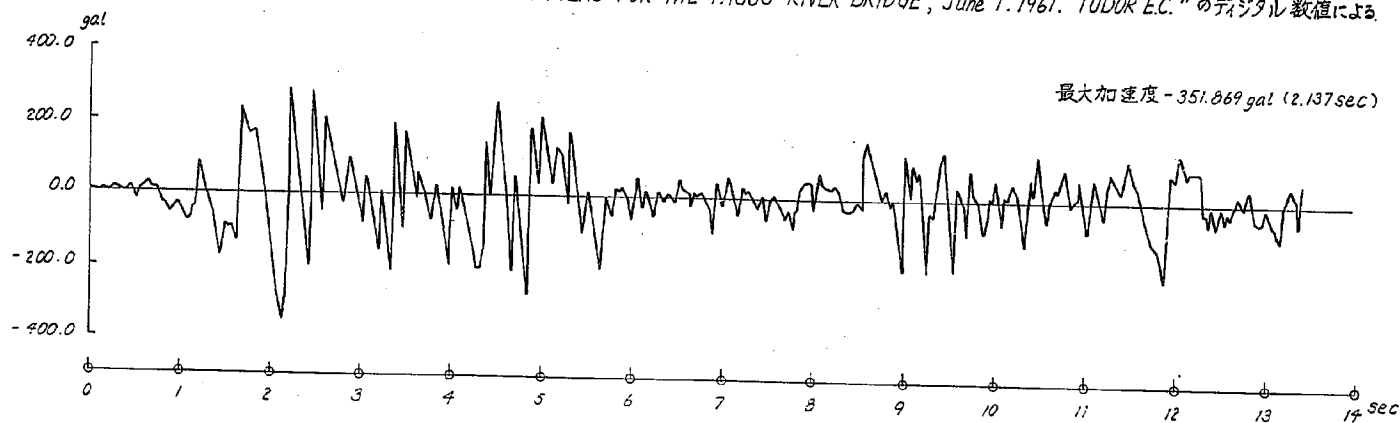
付図－ 1.4 比較的軟かい沖積層に対する
平均応答スペクトル

付録 2 El Centro 地震応答スペクトル

1940年5月18日 El Centroにおいて得られた
地震加速度記録のN-S成分の地震応答スペクトル

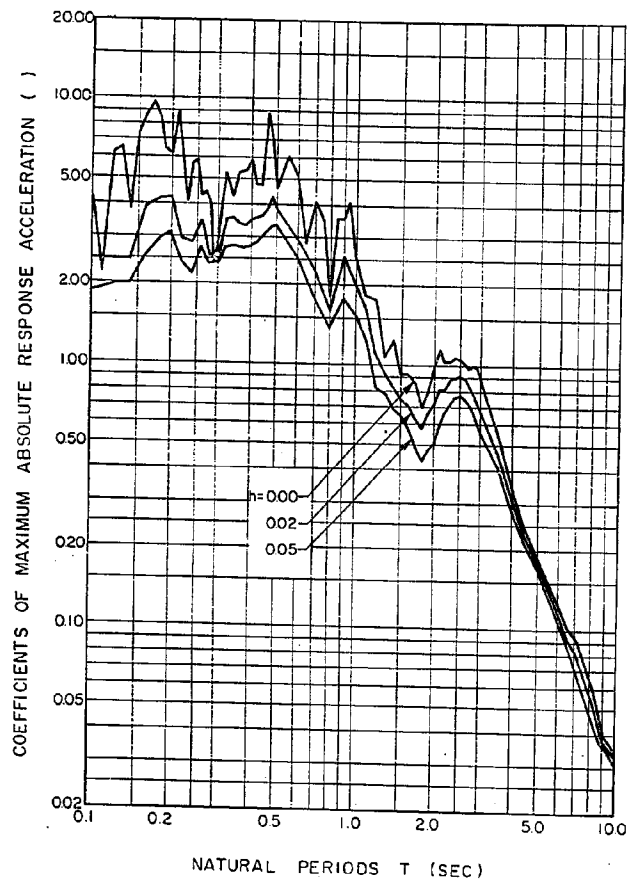


(a) "SEISMIC ANALYSIS OF THE MAIN PIERS FOR THE TAGUS RIVER BRIDGE, June 1, 1961. TUDOR E.C." のデジタル数値による

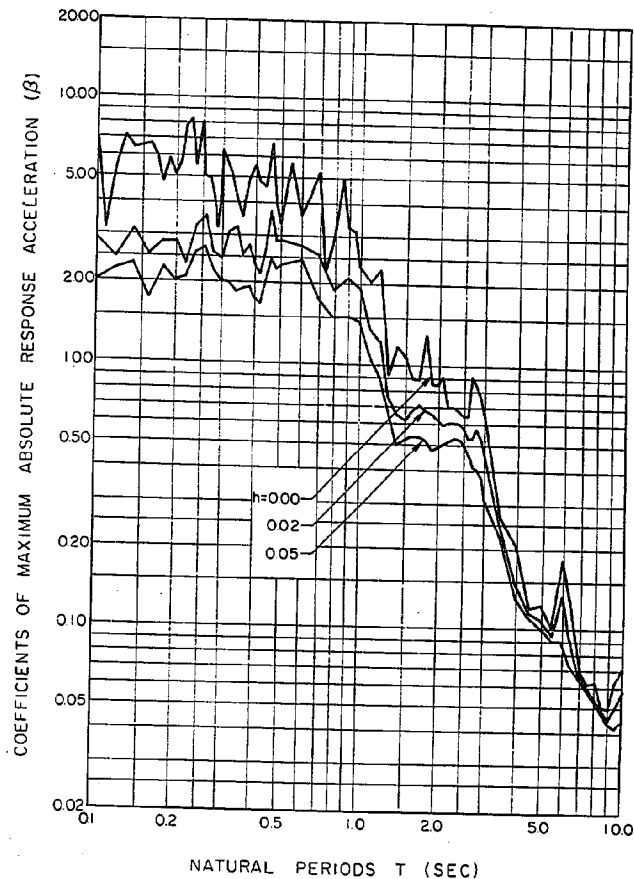


(b) "STRONG MOTION EARTHQUAKE ACCELEROGRAMS, VOL. I, PART A, July 1969, CIT, EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH LABORATORY" のデジタル数値による

付図 - 2.1 E1 Centro 地震のデジタル数値をプロットした波形記録



(a) "SEISMIC ANALYSIS OF THE MAIN PIERS FOR THE TAGUS RIVER BRIDGE, June 1, 1961, TUDOR E.C." のデジタル数値による。



(b) "STRONG MOTION EARTHQUAKE ACCELEROGRAMS, VOL. I, PART A, July 1969, CIT, EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH LABORATORY" のデジタル数値による

付図-2.2 E1 Centro 地震応答スペクトル

三径間吊橋等地震応答解析解析結果

土研資料第521号
昭47.3 (1972)

栗林・飯田
福田・高場

キーワード

地震応答解析, 三径間吊橋, 多径間吊橋, カンチレバートラス橋.

要旨

三径間吊橋等の地震応答を明らかにするため実施した地震応答解析の解析結果を述べたものである。

対象とした構造物は、三径間吊橋、多径間吊橋、カンチレバートラス橋の3種類である。



郵便はがき

は
十
円
切
手
を
い
は
っ
て
下
さ
い

2 8 0 - □ □

建設省土木研究所
振動研究室
御中

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 521 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

