

2. 実験結果

いま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、模型における実験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 $200g$ として実橋に換算すると表-1 (MB) のごとくなり、土木学会本州四国建築橋梁設計の修正震度法による計算結果 (EQ)、設計結果 ($D+L/2+EQ+T$) ならびに平均応答スペクトル曲線による上部構造全体としての解析結果と比較したのが図-3 である。同図において丸印は実験値、 η/p は減衰定数、 D , L , EQ , T はそれぞれ死荷重、活荷重、地震荷重、慣性荷重を意味し、縦軸は曲げモーメントである。

同図から、模型における減衰定数 (0.6%) が想定する実橋のものより小さく実験値が大きめに突出していることを考慮すると、実験結果は地震応答解析結果 (2乗和の平方根、減衰定数 $0, 2, 5\%$) に近いことや低目になっており、また新潟M-S, E-W成分のように両者の周期特性の相違によりたがいにかけ離れた値を示し、修正震度法による計算値に近づくものも出てくるといえる。

また主塔と等分突における応答加速度、変位、歪の最大値を平均応答 ($\eta/p = 0, 2, 5\%$)、直接応答 ($\eta/p = 0.6\%$)、実験値 ($\eta/p = 0.6\%$) の三者で比較したものが図-4 である。同図から二者の間に必ずしも一致した傾向が見出せるわけではないが、実験値は総じて解析結果よりも低目ではあるが直接応答値にはかなり近接した値を示している。加速度では解析値と実験値では傾向が著しく異なるが、図-2 の振動モード図を参照すると、解析値は $T = 0.63$ 秒におけるモードに支配され、実験値のほうは $T = 0.27$ 秒におけるモードに支配されていることにもとづくようである。これは実験が主塔と基だけを加振させたのに対し解析のほうは上部全体として計算したものであり、塔頂におけるケーブル張力の影響が小さくないためと、地震入力加速度が約 $400/s$ の定常的振動でありこれは模型の3次モードに近くこのモードで共振していることによるものと思われる (図-5参照)。

3. 結論

現在まで行われた実験や解析結果からつぎのことかえよう。

(1) 解析結果で平均応答と直接応答の値がかなりよく一致し実験結果が総じてこれらより低目に出ていることを考えると、各モードで減衰を同じとしていたりことや応答を2乗和の平方根で表現している点を改善する必要があり、力学モデルの設定、解析手法の全般にわたって理論的研究を積み重ねる必要がある。

(2) 実験そのものについては、ケーブル張力を平衡質量でバランスさせており、アンカー部でこの影響が入ったので主塔基部に導入させる加速度入力と比べ雑音が多く、ダンパーを介してかなり離れた位置にケーブルを定着させるなど模型に改良を施し、実験の精度を向上させる必要がある。

(3) 現行の動的応答を考慮した修正震度法では平均応答スペクトル曲線と基本に諸種の補正係数を乗じて設計震度を求めるて行く過程で、高次モードの影響による補正、等分布震度に換算するための補正などに実際より応答を高めに評価する傾向があると思われる実験の積み重ねによりこの傾向を定量的に把握し、さらに解析的にこれをうづめて設計される吊橋を合理的・経済的なものに改善する必要がある。

参考文献 (1) 建設省土木研究所; 土木研究所資料第2/6号; 昭和41年11月

表-2 主塔の固有周期(橋軸方向振動)
(単位 sec)

	1次	2次	3次	4次
解析	1.69	0.63	0.51	0.27
実験	1.78		0.50	0.27

図-2 主塔の振動モード(橋軸方向振動)

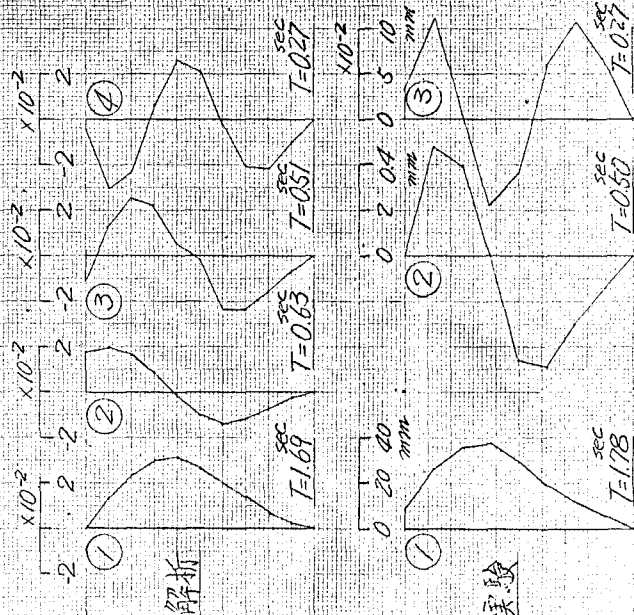


図-3 主塔基部の固けモーメント
(入力最大加速度 200gal)

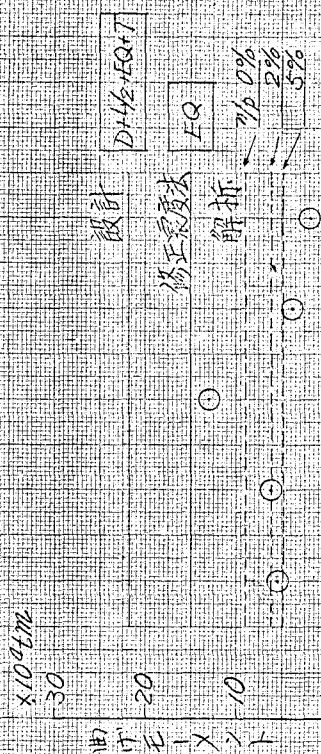


図-4

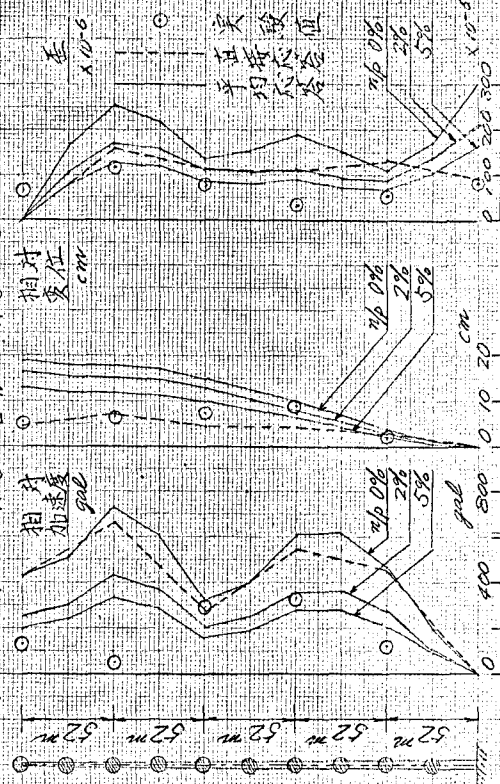


図-5 主塔5等分点の応答加速度および変位歪 (主周期1.2sec間)

