

(吊橋上部構造の耐震実験および解析)

建設省土木研究所 正員 栗林 栄一

。 小山田 欣裕

まえがき

長径間吊橋の耐震性に関しては、最近幾多の理論解析や実験的研究が行われ、国の内外でその成果が発表されている。本論文では第23回年次学術講演会に「実験解析法と一実験例」と題して吊橋の耐震実験の結果の一部を述べたのに引き続き、三径間吊橋上部構造の全体模型を用いて行った耐震実験の結果と理論解析の結果と対比し検討を行ったものである。本実験に類似したものとしては京都大学の小西・山田が1966年リスボンで行われた吊橋シンポジウムで発表した主塔及び橋脚を組合わせた系の地震応答に関する研究などがある。

1: 実験の概要

実験にあたって対象とした実橋は、昭和41年に建設省本州四国調査事務所が示した「三径間補剛吊橋概略設計L1500M設計」算書にもとづくもので、その一般的諸元は、全長3000m、中央径間長1500m、主塔高226m、中央径間ケーブルサゲ比1/10、上部構造総重量12万tであり、模型の相似比は、幾何縮尺比1/100(全長30m、主塔高2.26m)、時間相似比1/10、加速度相似比1/1、重量相似比1/50,000(約2.3t)となっている。模型の周期及びモードを解析結果と比較したのが表-2および図-2である。使用された加振機の性能は、加振の動数領域が正弦波で5~3000C/S、任意波で20~2000C/S、加振最大加速度は63.5gである。

実験は、主塔/基についてその基部に5種類の地震加速度入力(表-1)を橋軸方向に与え、主塔各点の加速度・変位を測定し、つぎに62剣路E-W成分を用いて主塔各点の加速度・変位、歪を同時に測定することを試みたものである。主塔基部への入力最大加速度及びそれに伴う応答変位、歪の測定結果を図示したものが図-4である。

図-1 実験のフローチャート

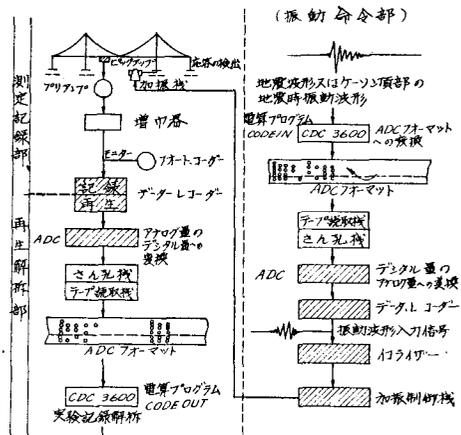


表-1 入力加速度および応答曲げモーメント

番号	成分名	記録最大加速度	入力最大加速度	M <sub>0</sub> max (200 gal当り)
1	1940・ELCENTRO, N-S	313.06 gal	275 gal	54.473 t/m
2	1964・新潟, N-S	137.13	127	62.551
3	1964・新潟, E-W	156.88	188	129.702
4	1962・剣路, N-S	243.88	269	38.532
5	1962・剣路, E-W	372.75	324	20.974

## 2. 実験結果

いま主塔において最大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 $200g a l$ として実橋に換算すると表-1(MB)のごとくなり、土木学会本州四国連絡橋耐震指針の修正震度法による計算結果(EQ)、設計結果(D+L/2TEQ+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、 $\eta/p$ は減衰定数、D, L, EQ, Tはそれぞれ死荷重、活荷重、地震荷重、風荷重を意味し、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いに出てく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%)に近いがやや低目となっており、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よう。

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。同図から三者の間には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、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ることや応答を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ら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)

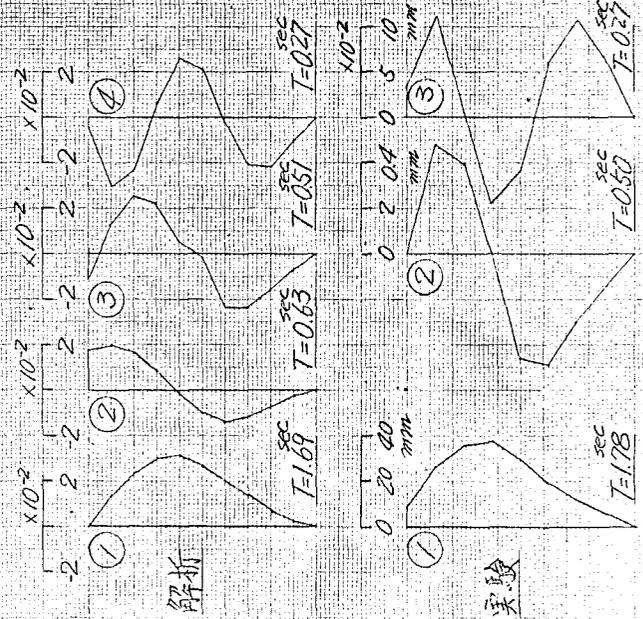


図-3 主塔基部の曲げモーメント  
(入力最大加速度 200gal)

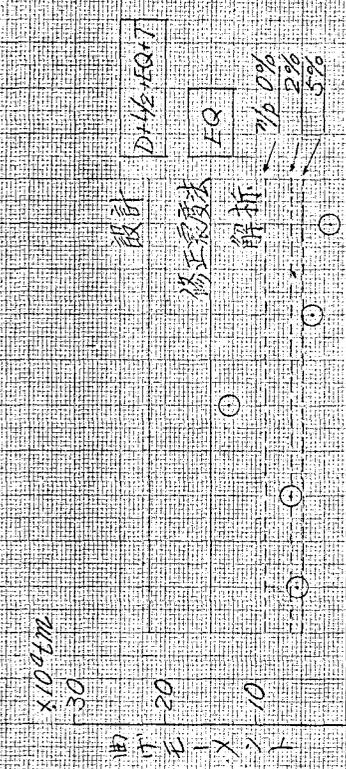


図-4

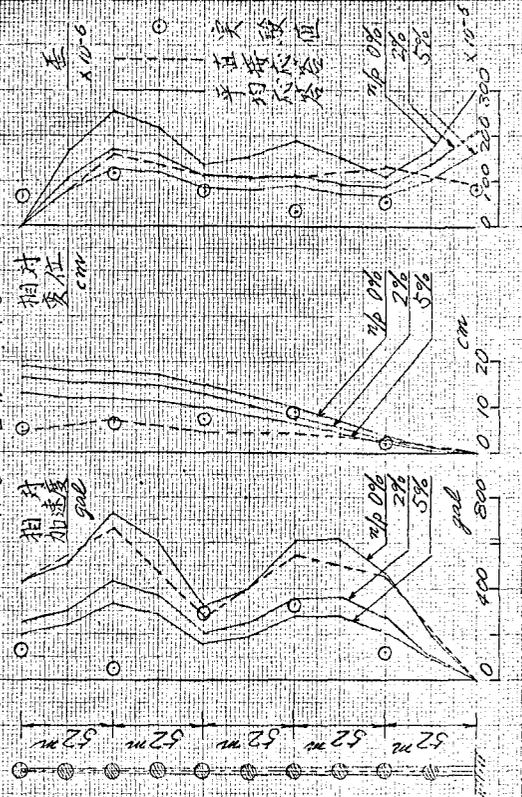


图-5 主塔与等分点之振幅加速度および位移 (主塔動 1.2 sec間)

