

吊橋の耐震解析第一報 (実験解析法と一実験例) 建設省土木研究所

正員 栗林 栄一
正員 〇 小山田欣裕

1. まえがき

長径向吊橋の耐震性に関しては、最近幾多の理論解析又実験的研究が行われ、国の内外いずれの成果が発表されている。本論文では、建設省土木研究所が実施している本州四国連絡橋の耐震調査のうちから、三径向吊橋上部構造の全橋模型を用いた振動実験の結果を中心に、地震応答解析結果と修正震度法による計算結果との比較検討を行った。ここに述べる実験に類似したものとして、京都大学の小西・山田が1966年リソニンで行われた吊橋シンポジウムで発表した主塔および橋脚と組合わせた系の地震応答に関する研究などがある。また、修正震度法については土木学会が答申レタ1967年の本州四国連絡橋技術調査報告書があり、建設省ではこれにもとづいて設計計算を行っている。

一方、当所報告ノ28号の1号高田・大久保・栗林が国内の地震記録から求めた平均応答スペクトル曲線にもとづいて、三径向吊橋の地震応答が求められており、実験・設計・解析の三者が後で比較検討されている。

2. 実験の概要

実験にあたって対象とした実験橋は、昭和41年に建設省本州四国調査事務所が示した「三径向補剛吊橋概略設計L1500M設計計算書」にもとづくもので、その一般的諸元は、全長3000m、中央径向長1500m、主塔高224m、中央径向ゲールサグ比1/10、上部構造総重量12万tである。これに対して、模型は幾何縮尺比1/100(全長30m、主塔高2.24m)、時間相似比1/10、加速度相似比1、重量相似比1/50000(約2.3t)、1次の固有周期0.140sec、減衰定数 $\alpha/d=0.006$ になっている。

使用された加振機の性能は、加振運動数領域が正弦波で5~3000c/s、任意波で20~2000c/sがあり、加振最大加速度は全振幅で63.5gである。

ここに述べる実験は、主塔1基についてその基部に5種類の地震加速度入力(表-1)を与え、主塔8等分点における加速度・歪を測定したものである。

3. 実験の結果

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実橋に換算(主塔基部への入力加速度の最大値を200galとして)したものを示すと表-2のごとくである。またこの結果を、土木学本州四国耐震指針の修正震度法によって計算した結果をうけ、地震応答スペクトル曲線による動的応答解析の結果と比較したのが図-1である。

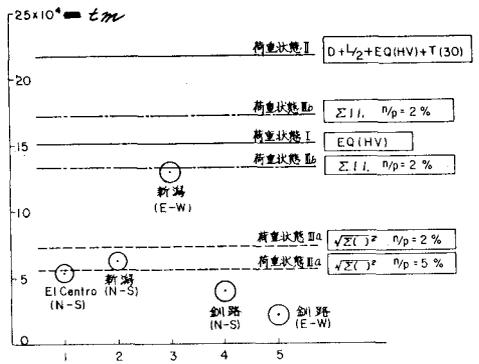
表-1 入力地震加速度

種類	地震名	スケール	最大加速度
1	20 El Centro N-S	6.7	313.06 gal
2	64 新潟 N-S	2.3	137.13
3	" E-W	"	156.88
4	22 釧路 N-S	不明	223.88
5	" E-W	"	222.75

表-2 主塔基部の曲げモーメント

種類	成分名	$Z_{g \max}$	$Z_{d \max}$	$M_{g \max}$ (200gal 当り)
1	El Centro, N-S	313.06 gal	275 gal	544.73 tm
2	Niigata, N-S	137.13	127	625.51
3	Niigata, E-W	156.88	148	129.702
4	Kushiro, N-S	243.88	269	385.32
5	Kushiro, E-W	372.75	324	269.74

たべレ、同図において、荷重状態Ⅰ、Ⅱは修正震度法によるもの、Ⅲは動的応答解析によるもの、丸印は実験値、 $\sqrt{\sum \zeta_i^2}$ は2乗和の平方根、 $\sum |\zeta_i|$ は絶対値和であり、D、L、EQ、Tはそれぞれ、死荷重、活荷重、地震荷重、温度荷重を意味する。H/Wは橋軸方向地震動によって吊橋並部およびゲージが鉛直方向に振動するような状態をいう。



4. 結論

さて、同図から次の事が判明する。

- 1) 実験結果は動的解析の2乗和の平方根に近い。
- 2) 5種類の実験値のうち、新潟E-W成分によるものは、修正震度法による値の方が動的解析の絶対値和に近くなっている。
- 3) 模型における減衰定数は、想定する実橋のものより小さいので、実験による応答は大きめに出ている。
- 4) 修正震度法による値は、動的解析の絶対値和に近い。

これらのうちで、実験にもとづく事実は次のごとく説明出来る。

主塔の1次の固有周期 $T=1.4$ 秒に対して、用いた地震波形5成分の動的応答倍率 β (地震動加速速度の最大値に対する応答加速速度の比)を個々の地震応答スペクトル曲線(減衰定数 $\varepsilon=2\%$ とした場合)から求めて見ると

- ’ 40 El Centro N-S : $\beta=0.86$
- ’ 64 新潟 N-S : $\beta=1.75$
- ’ ” E-W : $\beta=1.25$
- ’ 62 釧路 N-S : $\beta=0.29$
- ’ ” E-W : $\beta=0.25$

のごとくなり、平均応答スペクトル曲線では $\beta_{av}=1.35$ となっている点から考えると、新潟E-W成分による応答が修正震度法による値に近接しているのは妥当である。また、El Centro N-S成分による応答も $\beta_{av}=1.35$ に対する大小関係を満足している。一方、新潟N-S成分による応答がE-W成分によるものに比べて小さく出ているが、これは両者の周期特性の相違にもとづくものである。平均応答スペクトル曲線を基本として地震荷重を算出する現行の修正震度法による設数は妥当性については未だ幾多の問題があるといえよう。

したがって現在実施している上部全体の振動実験についても、減衰定数の採り方、入力とする地震波の初動の時間的ずれ、下部構造による増幅の影響の問題、さらに構造物の非線型性や耐震解析の手法の妥当性などを中心に、解析・実験の両面から逐次改善して研究を進めている。

(参考文献)

- 1) 建設省土木研究所;土木研究所資料第216号;昭和41年11月
- 2) ” ; ” 326号;昭和43年3月