

京都大学大学院 ○学生員 松本清太
 京都大学工学部 正 員 山田善一
 〃 正 員 河野健二

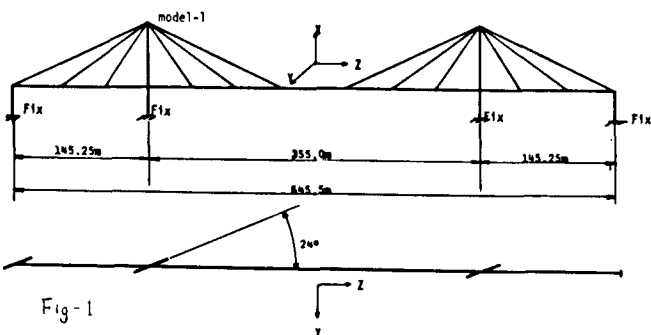
1. 要旨

従来、橋梁の耐震解析を行なう場合、橋軸方向、あるいは橋軸直角方向からの地震入力に対する検討のみを行なって、他の方向からの入力に対する検討を行わない場合が多い。これは、橋軸方向、橋軸直角方向が最も揺れやすい入力方向であり、これら2方向の入力に対して安全ならば、他の方向からの入力に対しても安全であるとの発想からである。ところが、橋脚が橋軸に対して斜めになっており、橋軸を含む鉛直平面に関して非対称な橋梁の場合、橋軸方向、橋軸直角方向からの入力が最も大きな応答を及ぼすとは限らない。むしろ、斜め方向からの入力が最も大きな応答を及ぼす可能性がある。

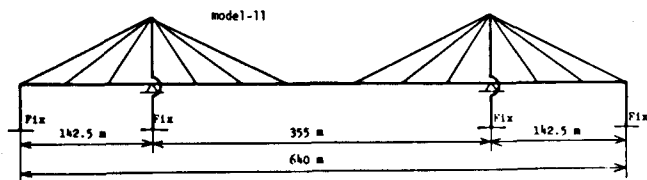
そこで、本研究では橋脚が橋軸に対して斜めになっている場合と橋脚が橋軸に直角になっている場合の斜張橋をモデルとして、任意方向から地震動を入力した場合の応答を計算し、入力方向の違いによる応答の特性を調べた。

2. 解析手法

(a) モデル-----Fig-1に示すように、同程度のスパン長を有する2つの斜張橋モデルを考えた。モデル-Iは橋脚が橋軸に対して斜めになっており、タワーは正方形断面の単柱である。一方モデル-IIは橋脚が橋軸に対して直角になっている一般的な形式で、タワーはA型である。



(b) 地震入力の方法-----スペクトル応答解析においては、水平方向200gal 鉛直方向100galを同時に入力し、水平方向の入力を様々な角度から行なった。実地震応答解析では、EL-CENTRO(1940)とTAFT(1952)の成分を用い、スペクトル応答解析と比較するために、最大加速度が200galとなるように修正して入力した。また、入力する加速度はベクトルの的に分解できると仮定して計算を行なった。



(c) 手法-----モデルは1節点について6つの変位成分を有するはり要素けらなると考え、有限要素法を適用した。ここに、ケーブルは曲げ剛性を有しないはり要素と考えた。応答解析には、非減衰固有値解析を利用したモードアナリシスを用い、20次モードまで考慮して計算した。

3. 結果

(a) 固有振動数をTABLE-1に示す。ここに*印を付したものはY軸方向成分が卓越しているモードであり、**印を付したものはY軸方向成分とX-Z平面内の成分が同程度の大きさになっているモードである。また、無印のものはX-Z平面内の成分が卓越しているモードである。モデル-IIでは、X-Z平面内のモードとY軸方向のモードが完全に分離している。一方、モデル-IではX-Z平面内の成分とY軸方向成分がほぼ同程度の大きさになっているモードが存在し、また、X-Z平面内とY軸方向のモードが完全に分離していない。

(b) モデル-Iでは、タワーのY軸方向成分が卓越するモードが低次に存在するが、モデル-IIではこのようなモードは低次には存在しない。

(c) スペクトル応答解析において、水平入力を橋軸方向に作用させた時、モデルⅡでは変位はX-Z平面内のみで現われ、Y軸方向の変位は0である。ところが、モデルⅠではタワー、桁共にかなり大きなY軸方向変位が現われる。また、モデルⅠでは、橋軸直角方向に入力した時よりも、むしろ橋軸方向に入力した時の方がタワーのY軸方向変位は大きい。TABLE-2に、入力方向を変化させた時の、主要な点の応答変位を示す。

(d) TABLE-3にモデルⅡの與地震応答変位を示す。ここでは、接地点に入力する地震波の位相のずれを考慮して、次の5ケースについて計算した。1) 位相のずれがない場合。2) 地震波の波速を250m/sec. と仮定して位相をずらせた場合。3) 左側2本の橋脚と右側2本の橋脚に入力する地震波の位相差が $\frac{1}{4}T_1$ の場合。4) 位相差が $\frac{1}{2}T_1$ の場合。5) 位相差が $\frac{3}{4}T_1$ の場合。ここに、 T_1 は1次固有周期である。さて、この応答変位とTABLE-2のスペクトル応答解析による変位とを比較すると、スペクトル応答解析による変位の方が小さい。これは、モデルⅡの応答を低次モードが支配しており、応答スペクトル曲線の長周期の応答倍率が小さいためと考えられる。また、位相差に関する5つのケースを比較すると、各ケース間に大きな差異はなく、このモデルの場合、位相差を考慮する必要はないと考えられる。

(e) Fig-2に與地震応答断面力の最大値が、入力方向の変化により、どのように変わるかを示す。これより地震入力方向により、断面力がかなり大きくなる場合があることがわかる。とくにタワーに関しては地震荷重に対する配慮が必要になるものと思われる。

(f) モデルⅠのようにY軸方向の振動モードの影響が比較的高次まで現われるような場合、スペクトル応答解析による変位から断面力を求めることは困難である。したがって與地震等に関する応答解析が必要となる。

Table 2 Displacement Using Acc. Curve (cm)

Input		model-1				model-11			
		Tower-top		Center span		Tower-top		Center span	
		Y	Z	X	Y	Y	Z	X	Y
A	R.M.S.	58.6	1.2	4.8	10.4	0.0	4.7	22.7	0.0
	ABS.	93.0	3.2	8.0	14.7	0.0	6.6	26.0	0.0
B	R.M.S.	37.9	1.2	3.2	5.6	0.1	4.7	22.5	3.8
	ABS.	61.9	3.2	6.3	9.5	0.1	6.4	25.5	4.1
C	R.M.S.	17.1	1.3	3.8	4.0	0.1	4.5	21.0	6.0
	ABS.	36.3	3.6	7.3	7.9	0.1	5.5	24.0	7.5
D	R.M.S.	33.6	2.1	9.1	8.1	0.1	4.3	21.3	7.5
	ABS.	55.5	4.8	13.0	13.5	0.1	4.8	22.8	8.2

Table 1 Natural Frequency (Hz)

Mode	model-11	model-1
1	0.356 *	0.433
2	0.435	0.607 *
3	0.609 *	0.650 *
4	0.662	0.667 **
5	0.711 *	0.670 **
6	0.721 *	0.705 *
7	0.725 *	0.970 *
8	0.975	1.103
9	0.985	1.224
10	1.075 *	1.272 *
11	1.080	1.330
12	1.259	1.393 **
13	1.307 *	1.661 **
14	1.393	1.721 *
15	1.528	1.739

* ; Y-Direction Mode

** ; Coupled Mode

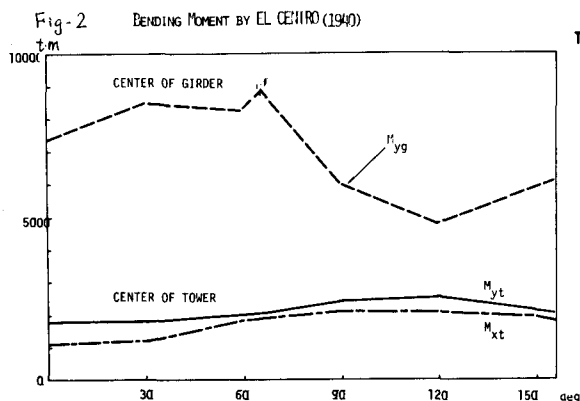


Table 3 Maximum Deflection by El. Centro 1940 (cm)

Case	Point Deflection	model-11					
		A	A	B	B	C	C
		Y	Z	X	Y	Y	Z
1		0.0	8.1	38.4	1.2	0.0	9.8
2		0.0	9.1	46.7	1.2	0.0	11.5*
3		0.0	8.9	44.9	1.2	0.0	10.4
4		0.0	9.9*	48.0*	1.2	0.0	11.2
5		0.0	8.9	43.4	1.2	0.0	10.6

A ; Tower Top (Left)

B ; Center of Span

C ; Tower Top (Right)

* ; Maximum Deflection of 5 Cases