

P C 斜張橋の耐震性に関する模型振動実験

京都大学工学部 正員 山田善一 家村浩和
京都大学大学院 学生員 濱 浩二 ○上野敏明

1. はじめに 本研究は、日本でも建設計画が進められている長大PC斜張橋をプロトタイプとした斜張橋模型を用いて、その振動特性を明らかにしようとしたものである。一般に橋脚は強軸方向に取りつけられているが、本研究で対象とした橋梁は橋脚が強軸に対して24度の傾きを有する構造になっているため、面内と面外の振動が連成する。そこで、立体的な振動性状の検討を行なった。

2. 模型について 模型の設計には相似則を用い、主桁・塔部は次式で示される軸力を受ける梁の曲げ振動方程式がプロトタイプとモデルとで相似になるように断面の諸量を求めた。

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right) + \frac{W}{Lg} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + P \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = - \frac{W}{Lg} \ddot{z}$$

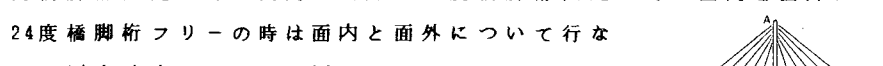
ここに、 EI は桁の曲げ剛性、 g は重力加速

度、 L は主桁の長さ、 P は桁に作用する軸力、 w は主桁の重量、 t は時間、 y は桁の変位量、 z は入力加速度を表わす。上式により求めた幾何学的スケ

ールは130、タイムスケールは11.4であった。また本橋梁は重量の大きいP 図2. モデルの概要
C桁を有しているので、模型の重量と剛性を幾何学的スケールより決まる値の1/5に縮小してある。ケーブルは、塔・桁の曲げ剛性とケーブルの伸び剛性との比によって材料と断面を決定した。なお、模型の材料にはアクリル樹脂、付加重量には鉛、ケーブルにはつり糸(ナイロン)を用いている。塔と主桁の結合部は、固定にもフリーにもできるようにするとともに、ピアと主桁のなす角度が変えられるように工夫をこらしてある。この模型の概要を図1、図2に示す。

3. 振動実験

本研究は、上述の模型を用いて強制振動実験を行ない、強軸面内・面外の振動性状を明らかにするものである。特に、橋脚が斜角の時の影響、および橋脚が固定・フリーの時の差異について調べた。振動実験の際、特に難しい問題としてケーブル張力の調整があげられる。これについては、所定の張力よりケーブルの振動数を求め、その振動数で振動台を振動させ、ケーブルを共振させるという方法をとった。なお、加振ケースは、直角橋脚桁固定の時は面内と面外、24度橋脚桁固定の時は面内と面外、ピアの強軸と弱軸、24度橋脚桁フリーの時は面内と面外について行なった。なお、測定地点については図3に示す。



4. 実験結果および考察 実験によって得られたデータを元にして共振曲線・位相曲線を求め、これらを参考に

Yoshikazu YAMADA, Hirokazu IEMURA, Kouji HAMA, Toshiaki UENO

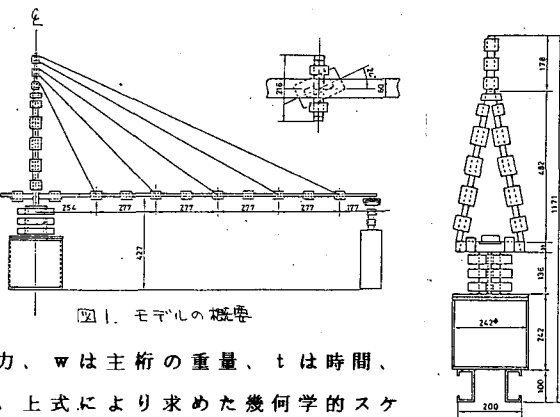


図1 モデルの概要

図2. 干渉の概要

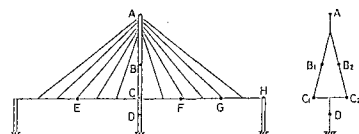
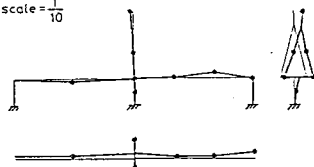


圖3 計測地点

して、明らかに共振ピークの見られるものを取りあげてモード図を描いた。まず直角橋脚の場合であるが、面内・面外の振動の練成はほとんど見られなかった。したがって、面内と面外での振動モードは分離して考えることができる。次に24度橋脚の場合であるが、入力方向が面外・面内の時の1, 2次のモード図をそれぞれ図4, 図5に、入力方向がピアの弱軸方向の時のタワートップ、タワー中部における共振曲線をそれぞれ図6, 図7に示す。ここに、x方向, y方向はそれぞれ面内、面外方向の応答倍率を表わす。モード図より、面内加振でも面外方向の振動が現れ、各モードの出現する振動数はほとんど変わらないことがわかる。また、入力方向がピアの弱軸方向の時に、最も大きな振動が現れた。次に、橋脚フリーの時は固定の時と異なり、0.94Hzの時に面内、2.11Hzの時に面外の桁中心の振動モードが現れた。次に、ピアの弱軸方向に入力した時の応答が、面内・面外方向の入力を合成することによって得られるかどうかを調べた。この時、面内方向の応答 $\times \sin 24^\circ$ + 面外方向の応答 $\times \cos 24^\circ$ とピアの弱軸方向の応答倍率を比較した。タワー部・桁部についてのものをそれぞれ表1, 表2に示す。これにより、かなり正確に合成されることがわかった。

(参考文献) 『模型実験の理論と応用』江守一郎・D.J シュエリング 技報堂出版, 1973. 『斜張橋の耐震性に関する実験的研究』竹内敬二 京都大学卒業論文, 1975. 他

CASE001 1st-mode
f = 3.72 Hz
scale = $\frac{1}{10}$



CASE001 2nd-mode
f = 6.59 Hz
scale = $\frac{1}{20}$

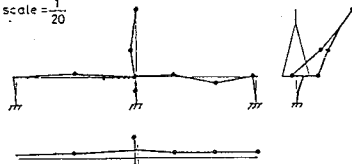
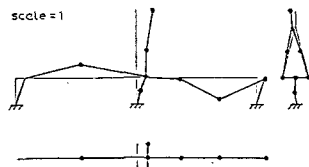


図4. 振動モード(入力: 面外)

CASE011 1st-mode
f = 3.62 Hz
scale = 1



CASE011 2nd-mode
f = 6.55 Hz
scale = 1

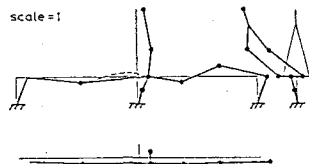
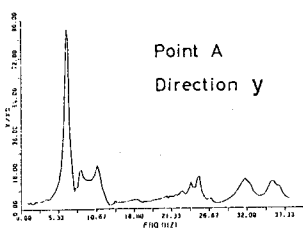


図5. 振動モード(入力: 面内)



Point A
Direction y

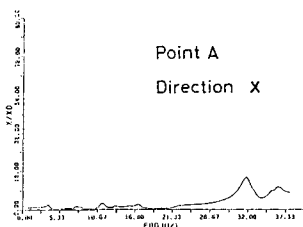
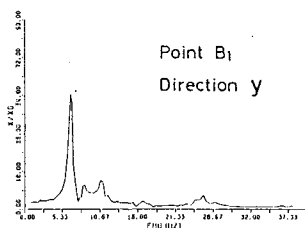


図6. 共振曲線(タワー・トップ)



Point B₁
Direction y

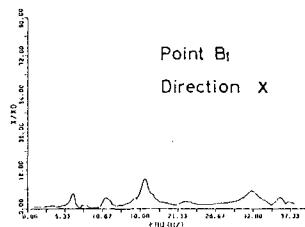


図7. 共振曲線(タワー・中部)

(1) Input: Weak Axis of Pier			
Point Direction	A	B ₁	B ₂
x	2.19	1.37	1.56
y	5.00	4.67	3.88

(2) Input: x			
Point Direction	A	B ₁	B ₂
x	1.03	0.81	0.87
y	0.21	0.18	0.14

(3) Input: y			
Point Direction	A	B ₁	B ₂
x	1.65	0.60	0.67
y	4.97	4.93	3.96

(4) Synthetic Value			
Point Direction	A	B ₁	B ₂
x	1.93	0.88	0.97
y	4.67	4.57	3.67

表1. ベクトル合成(タワー部)

(1) Input: Weak Axis of Pier			
Point Direction	E	F	G
x	1.20	*	1.16
y	5.72	5.36	5.07
z	3.87	0.42	8.21

(2) Input: x			
Point Direction	E	F	G
x	0.26	*	0.20
y	0.42	0.45	0.38
z	0.37	0.41	0.81

(3) Input: y			
Point Direction	E	F	G
x	1.37	*	1.30
y	7.72	7.44	6.37
z	4.09	0.99	9.30

(4) Synthetic Value			
Point Direction	E	F	G
x	1.35	*	1.27
y	7.22	6.98	5.97
z	3.89	1.07	8.83

表2. ベクトル合成(桁部)