

京都大学大学院 学生員 樋口 徹
 京都大学工学部 正員 越本 勝
 京都大学工学部 正員 白土 博通

京都大学工学部 正員 白石 成人
 阪神高速道路公団 正員 杉山 守久

1 まえかき 空力二次元剛体桁模型バネ支持試験による斜張橋の耐風性評価に際して、実験に要求される質量、質量慣性モーメントは、桁部の単位長さ当りの質量 m 、質量慣性モーメント I_{eq} に着目し、相似条件より算出されている場合が多い。ここでは桁部のみならず塔、ケーブルの振動モードを考慮した等価質量 m_{eq} 、等価質量慣性モーメント I_{eq} の考え⁽¹⁾⁽²⁾を用いることにより、現在計画中の鋼斜張橋、PC斜張橋、複合斜張橋等の形式の異なる斜張橋を対象に m_{eq} 、 I_{eq} を算出し桁部の m 、 I との比較を行うと共に、これら I_{eq} の考え方を適用してPC箱桁斜張橋のフラッタ特性に振替を加えるものである。

2 等価質量、等価質量慣性モーメント

二次元剛体桁模型バネ支持試験によって斜張橋の桁部の空力特性を明らかにする場合、試験に要求される質量相似条件は、図1に示されるように桁部のみならず塔およびケーブルの質量効果が考慮されなければならない。今、実橋の n 次モードに対応する等価質量、等価質量慣性モーメントは、次のように与えられる。

$$m_{eq} = \left\{ \int_0^L m_0 M_{y0j}^2(z) dz + \int_0^L m_0 A_{x0j}^2 M_{x0j}^2(z) dz + \int_0^L I_{0p} A_{0p}^2 M_{0p}^2(z) dz \right. \\
+ \int_0^L m_1 A_{x1j}^2 M_{x1j}^2(y) dy + \int_0^L m_1 A_{z1j}^2 M_{z1j}^2(y) dy \\
+ \sum_i (m_{ci}/2) M_{y0j}^2(z_i) + \sum_i (m_{ci}/2) A_{x0j}^2 M_{x0j}^2(z_i) + \sum_i (m_{ci}/2) b_i^2 A_{0p}^2 M_{0p}^2(z_i) \\
\left. + \sum_i (m_{ci}/2) A_{x1j}^2 M_{x1j}^2(y_i) + \sum_i (m_{ci}/2) A_{z1j}^2 M_{z1j}^2(y_i) \right\} / \int_0^L M_{y0j}^2(z) dz$$

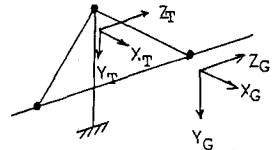


図1 斜張橋モデル

(1)

$$I_{eq} = \left\{ \int_0^L m_0 C_{y0j}^2 M_{y0j}^2(z) dz + \int_0^L m_0 C_{x0j}^2 M_{x0j}^2(z) dz + \int_0^L I_{0p} M_{0p}^2(z) dz \right. \\
+ \int_0^L m_1 C_{x1j}^2 M_{x1j}^2(y) dy + \int_0^L m_1 C_{z1j}^2 M_{z1j}^2(y) dy \\
+ \sum_i (m_{ci}/2) C_{y0j}^2 M_{y0j}^2(z_i) + \sum_i (m_{ci}/2) C_{x0j}^2 M_{x0j}^2(z_i) + \sum_i (m_{ci}/2) b_i^2 M_{0p}^2(z_i) \\
\left. + \sum_i (m_{ci}/2) C_{x1j}^2 M_{x1j}^2(y_i) + \sum_i (m_{ci}/2) C_{z1j}^2 M_{z1j}^2(y_i) \right\} / \int_0^L M_{y0j}^2(z) dz$$

(2)

上式において、 M , C , T , L はそれぞれ、タワー、ケーブルを意味するはモード定数を意味するモード関数 M の最大値はすべて1とし、係数 A , C はそれぞれ桁部 y 方向最大変位量、桁部 z 方向最大変位量と y 方向最大変位量との比である。

これらの式を用いて、現在検討されている鋼斜張橋(A橋)、PC斜張橋(B橋)、コンクリート製タワー、鋼桁部を有するいわゆる複合斜張橋(C橋)について、それぞれの振動モード、質量分布特性を考慮して等価質量、等価質量慣性モーメントを求めれば表1のようになる。この表に示されるように、複合斜張橋の場合桁部に比べ塔の質量が大きいため、桁部の等価質量比(m_{eq}/m)、および等価質量慣性モーメント比(I_{eq}/I)は、他の2つに比べて大きくなっている。従って塔部質量の桁部への効果大という点では、複合斜張橋は耐風安定性上有利であると言える。

表1 構造諸元および計算例 (t-m)

M_G, M_T ; tsec²/m² I_{GP} ; tsec²

	支間長 (m)	M_G	M_T	I_{GP}	断面	形状	m_{eq}/M_G	I_{eq}/I_{GP}
鋼斜張橋	485	2.6	1.7 2.9	137.6			1.02(対1次) 1.04(逆1次)	1.05(対1次) 1.12(逆1次)
PC斜張橋	195	4.3	4.0 23.6	138			1.11(1次)	1.25(15次)
複合斜張橋	200	2.0	1.9 2.5	117.4			1.22(対1次)	1.40(対1次)

3 耐風安定性評価への適用

ここで得られた $m\phi$, I_{eq} を用いてPC斜張橋(B橋)のねじりフラッタ限界風速の評価を行った。一般に非定常空気力係数 A^* は、橋断面の幾何学的形状によって決定される。一方斜橋の2次モードにおいてフラッタ開始限界条件を与える A^* は式3で求められ、 A^*-V_{cr} 曲線より懸架元フラッタ限界風速が求まり、式4より各振動モードにおけるフラッタ限界風速が推定される。

$$A^* = \frac{I_{eq} \delta \phi}{\pi \rho b^4} \quad (3) \quad V_{cr} = \frac{U}{b w \phi} \quad (4)$$

B橋の2次および15次の振動モードを図2に示す。2次では桁部に比べ、タワーが大きく変形し桁部のねじり変位は小さいが、15次では桁部が大きくねじれるモードとなっている。 I_{eq} , $w \phi$ は図3で示されるようにモード次数により大きく変化する。 I_{eq} は低次モードにおいてかなり大きな値を示している。一方ねじりフラッタ限界風速 V_{cr} は I_{eq} , $w \phi$ (モード別固有振動数)に起因することから、高次にわたる V_{cr} の評価が必要となる。式3, 式4を用いてその V_{cr} を、図4に示す実験より得られた非定常空気力係数曲線(A^*-V_{cr})から求めれば表2のようになる。表2よりB橋の場合2次に比べ15次の方が、 I_{eq} は十分小さく、また非定常空気力係数曲線の特性から推測されるように、15次の方が V_{cr} 値が小さくなることが知られる。

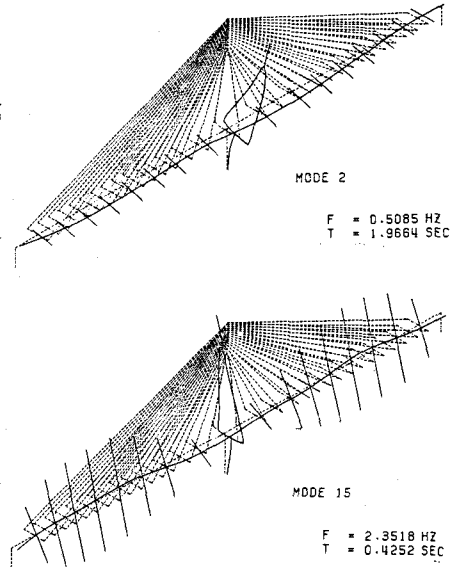


図2 B橋振動モード図

表2 B橋のフラッタ限界風速推定値

	$I_{eq} \delta \phi / \pi \rho b^4$		$V_{cr} (U/f\phi)$		$U_{pcr} (m/s)$	
	$\delta=0.02$	$\delta=0.04$	$\delta=0.02$	$\delta=0.04$	$\delta=0.02$	$\delta=0.04$
2	88.85	177.7	60	60	80	80
15	0.81	1.62	42	55	270	360

4 あとがき

数値計算例において、等価質量、等価質量慣性モーメントの桁部の質量、質量慣性モーメントからの増加には、タワー変形が最も支配的に寄与しており、計算結果からいえるようにコンクリート製タワー、鋼桁部を有する複合斜張橋は、他の形式と比較して耐風安定性上、より効率的であろうと考えられる。桁部だけの質量、質量慣性モーメントから斜張橋の耐風安定性の検討が行なう場合、現実とはかけ離れた評価と与える可能性があると言えよう。

参考文献

- 1) 山村信道, 田中洋 “橋梁の二次元風洞実験に適用する複算マスの計算法” 日本造船技報 第41巻3号
- 2) 京大・橋梁工学研究室 “国島大橋架設時の耐風性に関する研究” その1/その2 (1977.3/1978.3)

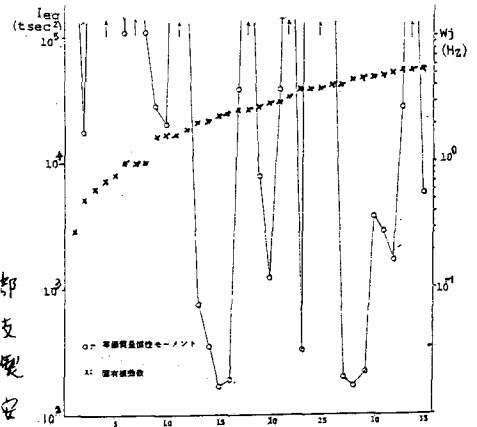


図3 各振動モードにおける等価質量慣性モーメントおよび固有振動数

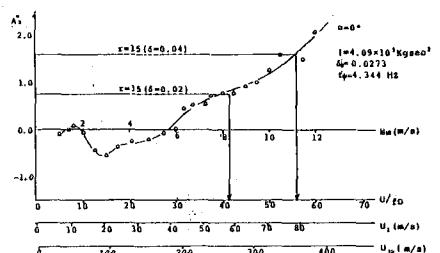


図4 B14の非定常空気力係数