

京都大学大学院 学生員 長尾文明

京都大学工学部 正 員 白石成人

京都大学工学部 正 員 松本 勝

1. まえがき 中規模橋梁として斜張橋が数多く建設されているが、一般に、桁形状としてBluffな箱形断面が使用されていること、固有振動数が低いことなどにより、渦励振等の耐風性は必ずしも安定ではない。一方近年注目されているPC橋梁では、その剛性・質量の大きさより、短径間橋梁では動的問題はほとんどないと考えられるが、支間長の増加に伴い可撓性が増すとともに質量も増大し固有振動数が低下して、その耐風性が問題となることが予想される。そこで本研究では、非対称径間連続PC斜張橋の耐風性に関して、断面形状とその空力特性ならびに質量・減衰の及ぼす効果および気流の乱れの影響を部分模型あるいは全体模型を使用して実験的に調査した結果を報告するものである。

2. 実験概要 まず本研究では、図1に示す6種類の箱形断面に図2に示す床板を取付けた縮尺 $1/20$ の二次元軽量模型の空力特性を一樣流中において鉛直曲げねじれ2自由度で支承応答実験により検討し、断面1と耐風性に優れた断面2に関して、二次元重量模型による質量（軽量模型の約4倍）の効果、さらにオイルダンパーを用いて減衰の及ぼす影響も併せて調査した。また、図3に示した縮尺 $1/20$ の全体模型を使用し、一樣流および格子乱流中における応答特性も測定した。なお、格子は、 $60\text{mm} \times 30\text{mm}$ の角材を 140mm の間隔に配置したGrid Aとそのメッシュ空間の $1/4$ をほぼ均等に塞いだGrid Bを使用した。それ以外の乱流特性は、Grid A（乱れの強度 $I_u \approx 6.4\%$ 、乱れスケール $L_x \approx 10\text{cm}$ ）、Grid B（ $I_u \approx 10.5\%$ 、 $L_x \approx 10.5\text{cm}$ ）である。また、本実験に用いた各断面の振動物理量を表1に示す。

3. 実験結果および考察 図4、図5は、軽量模型による迎角 0° のたわみ渦励振応答とねじれ応答を示したものであり、無次元化はすべて模型代表長として有効桁高 H を使用している。本研究対象断面は、迎角 $0^\circ \sim 5^\circ$ において有効桁高幅員比が3~4の範囲であり、また、ねじれ渦励振開始速度がたわみの約 $1/3$ であることより前縁剥離型渦励振^①であると考えられる。両図より各断面の特徴として、①断面1は矩形Boxを上部より削り取って逆台形とした断面2は、構造減衰が大きくなっているが、たわみ渦励振応答は大きく減少している。類似形状である断面5は、断面1と有意な差は認められない。②断面1の下部側エッジを切り取った断面4は、断面1より空力不安定性が弱まっている。③ブラケット部分を覆った断面3、6は、ねじれフラッターに関して是有効であるが、ねじれ振動応答は発現風速が高く本ケースでは、たわみ渦励振応答振幅が最小となる断面2が最も空力的に安定な断面であると考えられる。また、ほぼ同様の結果が迎角 3° においても確認された。

次に、基本断面として断面1、空力的に安定な断面として断面2を対象として質量と類似させた重量模型を用いて、質量・減衰の効果ならびに全体模型による空力特性の調査を行なう。ここで、断面1に関して以下に報告を行なう。図4には、●印でほぼ同じ構造減衰の重量模型の応答も併せて示したが、応答振幅は線型強制振動的に減少していないことが明らかである。そこで、たわみ渦励振最大応答振幅と質量減衰パラメータの関係と求めたのが図6である。各迎角において質量減衰パラメータの増加に伴い応答振幅は指数的に減少していることが認められるが、図4に示すように質量効果が線型強制振動的に現われないことから、質量が大ということと渦励振に対し安定とは必ずしもいえず、実橋の構造減衰の正確な把握が重要であると考えられる。図7は、全体模型を傾けることにより設定した迎角 5° における中央径間の応答振幅の最大値を二次元重量模型の結果とともに示したものである。なお、最小応答振幅の未記入のものはすべて0である。渦励振応答は、構造減衰が大きく（ $\delta_p \approx 0.065$ ）質量減衰パラメータも大きいので、検出されていない。また、部分模型の高風速で発現する自励振動的たわみ応答は、全径間模型では、一樣流中において、バタニングの応答として発生し、乱流中ではその応答振幅が乱れの

強さの増加に伴い、増大している。この応答は、橋梁形式が異なるものの成田ら²⁾の報告にある連続箱桁橋の応答特性と類似したものであると考えられる。図8は、全体模型と加振し、減衰振動応答より、振幅 $2\eta/B = 0.07$ における減衰特性を重量模型($2m/\rho D^2 = 33.56$)の渦励振応答とともに示したものであり、渦励振領域の風速で減衰が減少していることより、構造減衰が小さい場合に渦励振応答が発現する可能性が認められ、部分模型との対応が得られたものと考えられる。

4. あとがき 以上の実験結果より箱桁PC斜張橋の耐風性に関して、従来より述べられているように構造減衰の果たす役割が大きいことが明らかとなり、実橋の構造減衰の正確な把握が望まれる。また、今後の課題として、全体模型実験において観測された高風速で発現するバタッティング的応答の発生機構の究明が挙げられる。最後に、本研究の実施に協力と得た京都大学工学部助手 白上博通氏に謝意を表す。

参考文献

- 1) 白石成人・松本勝、"充腹構造断面の渦励振限界風速と応答特性について、日本風工学研究会誌 No.10 1981/10
- 2) 成田 信之・山本邦夫・佐藤弘文、"長大連続箱桁橋の付風応答特性について、"第7回風工学シンポジウム論文集、1982/12

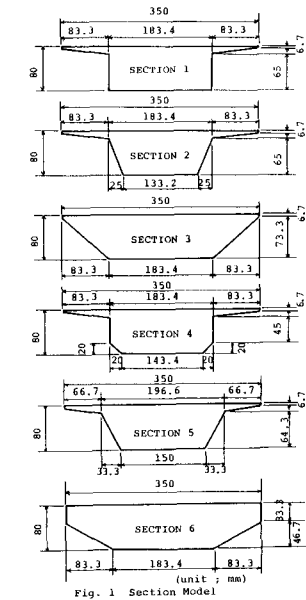


Fig. 1 Section Model

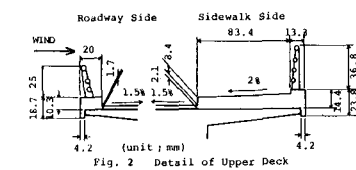


Fig. 2 Detail of Upper Deck

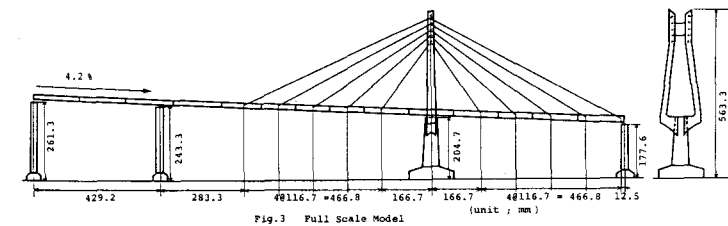


Fig. 3 Full Scale Model

Table 1

SECTION No.	1	2	3	4	5	6	1 Heavy	1 Heavy	1 Heavy	1 Pull
α (deg.)	0	0	0	0	0	0	0	5	5	5
m (kg s/m ²)	0.518	0.4653	0.5108	0.4846	0.4372	0.4803	2.2185	2.2185	2.2185	0.1570
I (kg s ⁴)	0.007007	0.007086	0.007847	0.006936	0.006711	0.007586	-----	-----	-----	-----
f_n (Hz)	3.2934	3.3225	3.2470	3.3247	3.3811	3.3498	4.7260	4.7106	4.7368	8.3473
f_g (Hz)	6.8003	6.8579	6.4360	6.8309	6.8740	6.5836	-----	-----	-----	-----
f_n/f_g	2.065	2.064	1.982	2.055	2.033	1.965	-----	-----	-----	-----
δ_n	0.0098	0.0191	0.0119	0.0141	0.0102	0.0117	0.0088	0.0122	0.0566	0.0652
δ_g	0.0057	0.0073	0.0050	0.0096	0.0072	0.0076	-----	-----	-----	-----
D (mm)	90.3	90.3	90.3	90.3	90.3	90.3	113.6	113.6	113.6	28.4
B/D	3.969	3.969	3.969	3.969	3.969	3.969	3.147	3.147	3.147	3.147
$2m/\rho D^2$	9.86	19.22	11.97	14.18	10.26	11.77	38.31	53.11	155.68	203.22
Fig. No.	4,5,6	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,6	6,8	6,7	7,8

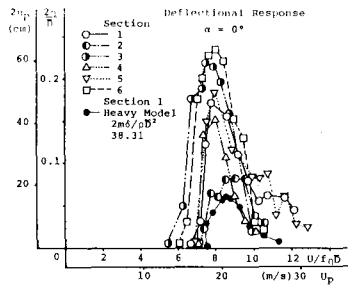


Fig. 4 Deflectional Response of Light Model

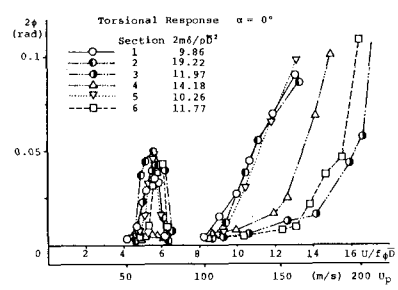


Fig. 5 Torsional Response of Light Model ($\alpha = 0^\circ$)

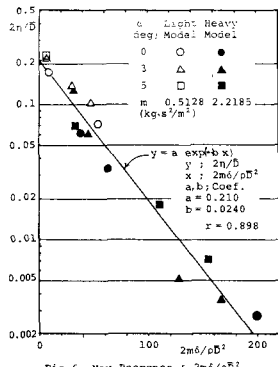


Fig. 6 Max Response & $2m/\rho D^2$

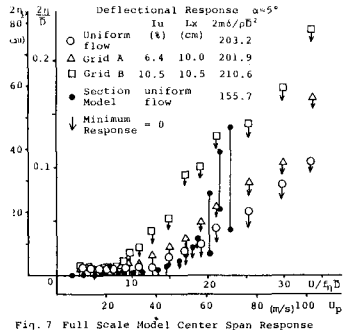


Fig. 7 Full Scale Model Center Span Response

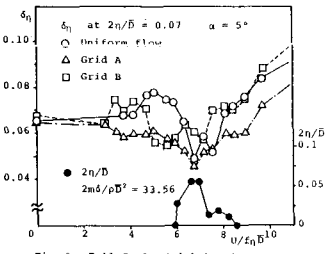


Fig. 8 Full Scale Model Damping