

## PC 床版少数主桁橋の耐風安定性について

日本道路公団 正会員 ○芦塚 憲一郎 三菱重工業(株) 正会員 斎藤 通  
三菱重工業(株) 正会員 本田 明弘 三菱重工業(株) 正会員 平井 滋登

## 1. はじめに

主構造の合理化を目的としたPC床版鋼2主桁橋梁は、従来の一般的な鋼I桁と比較すると、下横構の省略や構造の単純化によって、ねじれ剛性及び構造減衰がそれぞれ低下するものと考えられ、特にねじれ振動に関わる耐風安定性の評価を行う際には慎重な対応が必要である。著者らは、平成11年から現在に至るまで、比較的長支間

(50m～90m)の本形式の橋梁を対象として、風洞実験などによる耐風安定性検討を継続的に実施してきた。今回、これらの検討データを系統的にまとめ、今後計画・建設される本形式橋梁の耐風設計の初期段階における基礎資料としてまとめた。表1に検討対象とした断面形状を示す。これらは一部モデル橋を含むが、基本的には日本道路公団管内で設計・施工された（あるいは施工中の）橋梁である。主たる対象断面は、2車線幅員で桁の総幅が11m程度の断面であり、主桁高や高欄形状がそれぞれ異なる断面を対象としている。

## 2. 構造特性の予測

## ① 桁質量及び極慣性モーメント

今回対象とした表1の橋梁について、無次元質量と無次元極慣性モーメントを求めると、概略以下の通りである。ここで、 $m$ 、 $I$ ：単位長さ当りの質量及び極慣性モーメント、 $\rho$ ：空気密度、 $B$ ：桁総幅を示す。

無次元質量： $\frac{m}{\rho B^2} = 97.5$ （約±10%） $\approx 100$ ， 無次元極慣性モーメント： $\frac{I}{\rho B^4} = 9.25$ （約±20%） $\approx 10$

## ② 固有振動数

図1に最大支間長と固有振動数の関係を示す。図1より分かるように、たわみ振動数は箱桁橋を対象とした便覧による推定式とほぼ一致するが、ねじれ振動数については、従来の箱桁橋よりも大幅に低い振動数になり、たわみ振動数と近い値になる。なお、桁と脚を剛結構造にした場合には各々の振動数の1.4倍程度になる。

## ③ 構造減衰

図2には、実橋における振動試験で実測された構造減衰を、最大支間長を横軸にとって示す。図2より分かるように、支間長により、計測された構造減衰のばらつきは大きい、その最小値は、およそ $\delta = 0.03$ （たわみ）、 $\delta = 0.04$ （ねじれ）である。

キーワード 二主桁橋，風洞試験，耐風性，予測

連絡先 〒851-0392 長崎県長崎市深堀町 5-717-1 三菱重工業(株) 長崎研究所 流体研究室 TEL 095-834-2820

表1 「PC 床版二主桁橋」検討対象断面

| 番号 | 高欄 | 遮音壁    | 総幅(m) | 桁高(m) | 主桁間隔(m) | 床版厚(mm) |
|----|----|--------|-------|-------|---------|---------|
| A  | 壁  | 無し     | 11.2  | 2.9   | 6.0     | 320     |
| B  | 半壁 | 無し     | 11.2  | 2.9   | 6.0     | 320     |
| C  | 壁  | 無し     | 11.4  | 4.0   | 5.7     | 310     |
| D  | 壁  | 3m     | 11.4  | 3.2   | 5.7     | 310     |
| E  | 鋼製 | 3m     | 11.4  | 3.0   | 5.7     | 310     |
| F  | 鋼製 | 3m     | 11.4  | 2.8   | 5.7     | 310     |
| G  | 鋼製 | 3m     | 11.4  | 2.5   | 5.7     | 310     |
| H  | 半壁 | 無し     | 10.8  | 3.0   | 5.9     | 320     |
| I  | 半壁 | 無し     | 11.4  | 2.8   | 5.7     | 310     |
| J  | 半壁 | 3m, 5m | 18.05 | 3.21  | 10.0    | 360     |

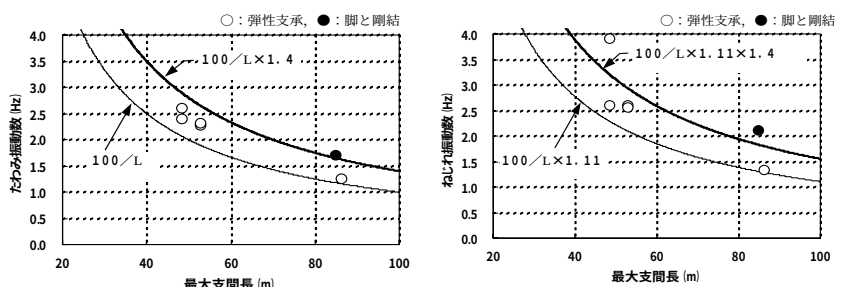


図1 最大支間長 (L) と固有振動数の関係

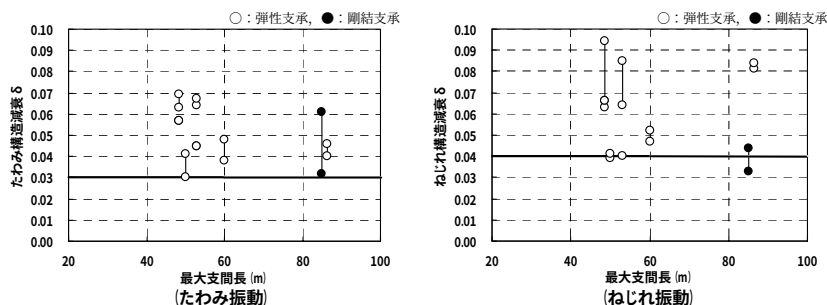


図2 最大支間長 (L) と対数減衰率の関係

### 3. 空力特性の予測

空力特性の予測において、断面形状は、図3に示す総桁幅(B)及び桁高(d)を用いて、断面比(B/d)として

評価した。なお、遮音壁が設置された断面においては、桁高を遮音壁の頂部までの高さを用いた。また、振幅は構造特性(スクルートン数)の影響を補正するため、「質量減衰パラメータ」または「極慣性モーメント減衰パラメータ」をに無次元振幅に乗じて評価した。

#### ① 発散振動

図4には、発散振動の無次元開始風速と断面辺長比の関係を示す。なお、発散振動の無次元開始風速は、風洞試験結果から、ねじれ振幅が $1^\circ$ 又はたわみ振幅が幅員Bの1%を超えて発生する風速として求めた。図4より分かるように、辺長比(B/d)が1.5~4.0の間では、ギャロッピングについては無次元風速(U/fB)で4.0以上、また捩れフラッタについては3.0以上で便覧の箱げた橋の値(図中矢印)に比べて大きくなっている。

#### ② 渦励振振動

実験で対象とした橋梁は、それぞれ質量や極慣性モーメントが異なり、また実験諸元が異なるため、ここでは、得られた実験結果から、ほぼ支間長50mで構造減衰がたわみで $\delta = 0.03$ 、ねじれで $\delta = 0.04$ 、代表的な無次元質量 $m/\rho B^2 = 100$ 、無次元極慣性モーメント $I/\rho B^4 = 10$ に対応する質量減衰パラメータ $\beta_3$ 、極慣性モーメント減衰パラメータ $\beta_4$ の時の値に換算して、渦励振の開始風速、無次元最大振幅、振幅の構造減衰に対する変化特性(傾き)を取り纏めた。

便覧に記されている従来の箱げた橋(図中矢印)と比べて、渦励振の開始風速は、その中央値は、たわみはほぼ同じであるが、ねじれについては2.0と約倍ほど大きい。また最大振幅は辺長比が3.0以下のたわみについては、ほぼ変わらないが、辺長比3.0以上のたわみ、及びねじれ振動については、倍以上の振幅の振動が発生するので注意が必要である。また構造減衰に対する振幅の変化特性は、たわみの場合ほぼ-1乗に比例するが、ねじれについては、-1乗~-2乗の間の値に比例している。

### 4. まとめ

PC床版を有する二主桁橋は、今後その経済性から広く普及するものと考えられるが、柔な構造になるため、設計に当っては、その耐風性を十分評価しつつ設計を行うことが重要である。今後は、更にデータの蓄積を図り、より詳細で精度良い予測を行うことにより、過不足のない安全で信頼性のある設計を実現してゆくことが必要である。なお、本論文の作成に当りご指導いただきました、伊藤学 東大名誉教授、松本勝 京大教授、山田均 横国大教授に、深く感謝いたします。

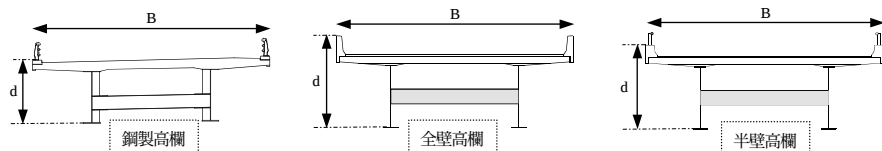


図3 断面形状とパラメータ

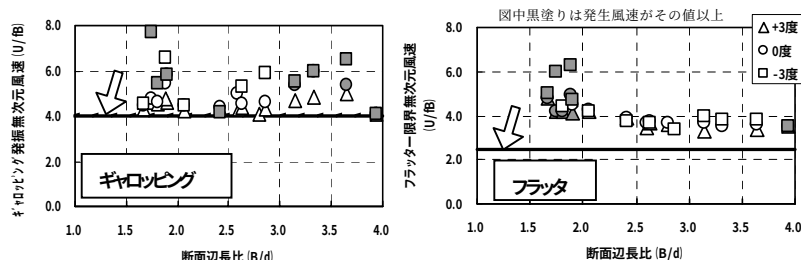


図4 断面辺長比と発散振動開始

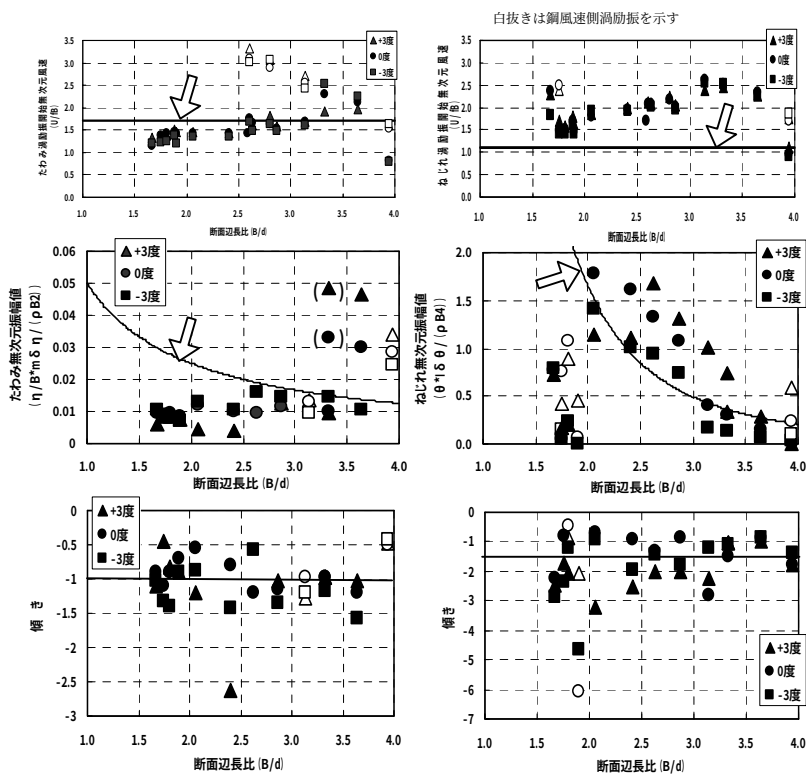


図5 渦励振開始風速、無次元最大振幅、振幅の構造減衰に対する変化特性(傾き)と断面辺長比の関係