

(42) 吊床版橋の動的挙動について  
— 車両走行試験と風洞実験 —

鹿島建設(株)	技術研究所		徳山清治
同 上	土木設計本部	正会員	上迫田和人
同 上	土木設計本部	正会員	○石原 元
同 上	情報システム部	正会員	矢野一正

1 はじめに

吊床版橋はドイツの U. Finsterwalder によって提案された橋梁形式で、吊り材であるケーブルをコンクリート床版で取巻いたケーブル構造である。このため床版厚さを極めて小さくすることができ、長大支間の橋梁に適した形式である。

しかし、吊床版橋はコンクリートの桁橋や斜張橋に比べて固有振動数が低く、フレキシブルな構造であるため、車両走行や風に対する動的挙動を明らかにする必要がある。日本での建設実績は10橋程度だが、そのほとんどは歩道橋で支間も短いため、これら動的挙動に関するデータは充分ではないのが現状である。

このたび、車両走行実験や風洞実験などの動的諸実験を行って、吊床版橋の動的挙動を調べた。

本稿では、その動的諸実験の結果について述べる。

2 車両走行試験

2-1 試験概要

吊床版橋での活荷重に対する衝撃係数を調べるために、車両走行試験を行った。試験を行った吊床版橋(A橋)を図-1に示す。この橋のたわみ振動数は常時微動の測定結果から1次で1.70Hz、2次は1.95Hzであった(図-2)。

試験では衝撃係数に与える走行速度、車両の固有振動数、路面の凹凸の影響を調べた。試験ケースを表-1に示す。走行速度は0(静的荷重)~21 km/hrである。車両の振動数  $f_v$  は橋の1次振動数に合わせたケース ( $f_v = 1.73\text{Hz}$ )、合わせないケース ( $f_v = 1.27\text{Hz}$ ) で実施した。また、試験の一部では、橋の路面はコンクリート舗装面であったが、支間中央に板を敷き人工的な不陸を設けた。床版の静的たわみは橋が架設された湖沼の底に不動点を設置したバネ式変位計、動的たわみは橋面に取付けた振動変位計で測定した。

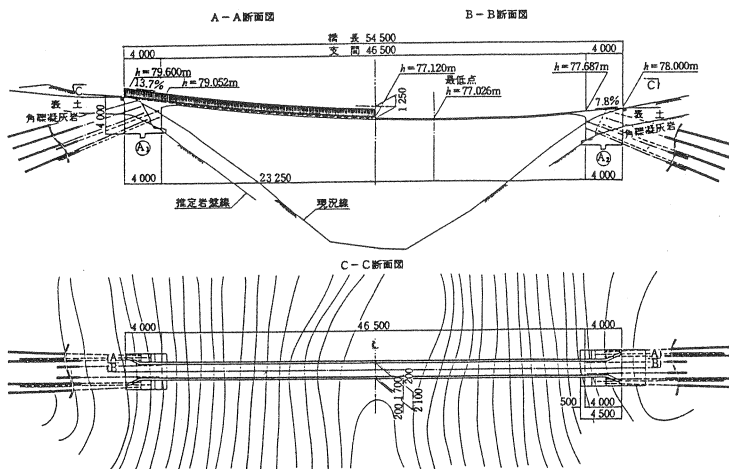


図-1 車両走行試験吊床版橋(A橋)

表-1 車両走行実験・試験ケース一覧

区分	試験ケース	載荷荷重	車両振動数	走行速度	
		(kgf)	(Hz)	(km/H)	
静	静的	1-1	830	—	0
	載荷	1-2	830	—	0
動	走行	2-1	830	1.73	8.0
		2-2	830	1.73	7.4
	走行	3-1	830	1.73	19.1
		3-2	830	1.73	20.9
	走行	4-1	1,028	1.27	13.7
		4-2	1,028	1.27	12.2
試	人工不	5-1	830	1.73	17.6
		陸走行	5-2	830	1.73
	制動	6-1	830	1.73	9.3
		6-2	830	1.73	7.9
	走行	7-1	337	—	2Hz
		7-2	337	—	2Hz

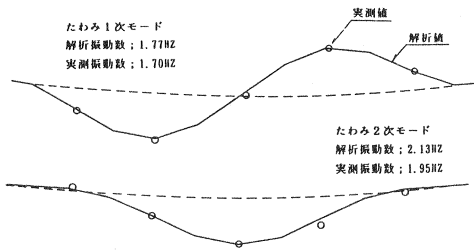
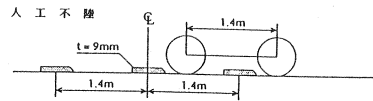


図-2 たわみ振動



2-2 試験結果

図-3に試験ケース 2-2、3-2 の計測結果を示す。

車両走行時での静的たわみ  $\delta_s$  は図-4のとおりで、静的載荷時でのたわみに対応していた。

図-5に走行速度の早いケースと遅いケースでの床版の卓越振動数を示す。

走行速度が遅い場合には1、2次モードが卓越し、速度が早い場合には雑多な振動モードが混在するのがわかった。

衝撃係数  $i$  を次のように定義して求めた。

$$i = (\delta d) \max. / (\delta s) \max.$$

ここで、 $(\delta s) \max.$  ; 車両走行時の静的たわみ最大値

$(\delta d) \max.$  ;  $(\delta s) \max.$  近傍での動的たわみ最大値

衝撃係数の測定結果を図-6に示す。

衝撃係数は0.04~0.20で、走行速度が速いほど小さくなる傾向を示した。

また、衝撃係数には車両の固有振動数や路面の凹凸の違いによる顕著な差は認められなかった。

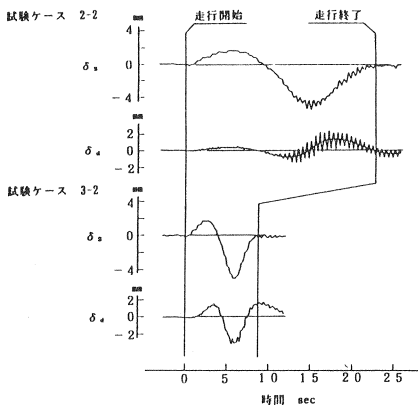


図-3 たわみ測定結果(支間中央)

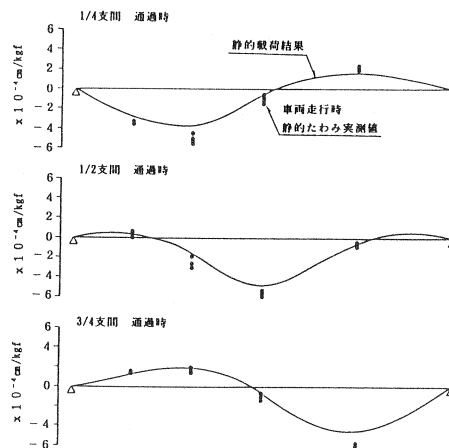


図-4 静的たわみ形状

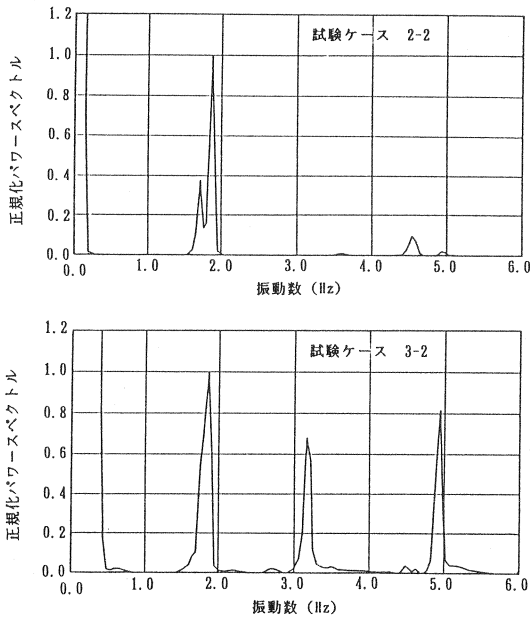


図-5 床版の卓越振動数

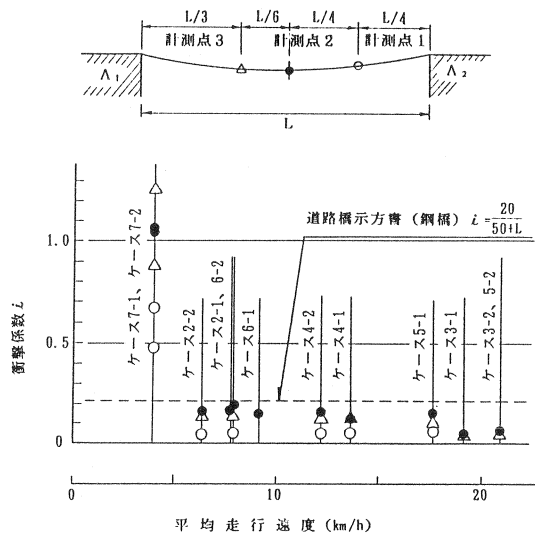


図-6 衝撃係数

### 2-3 吊床版橋の衝撃係数

以上の試験結果から、衝撃係数は車両の固有振動数や路面の凹凸に比べて走行速度の影響が大きいと推察される。

走行速度が速いほど衝撃係数は小さくなったが、これは橋の支間が 46.5mと短いため、速度が速いほど振動が過渡的になったためと考えられる。

また、別に行った歩調 2Hzの歩行試験では、歩調が橋の2次振動数にほぼ一致していたため、衝撃係数は 0.5 ~ 1.3と大きな値を示した。

本試験では橋の有効幅員から車種を制限したため、車体の振動数を橋の2次振動数に合わせられなかったが、車両走行では車体自身の減衰が大きいため、車体と橋梁の連成振動が衝撃係数に与える影響は歩行時よりも小さいと考えられる。

今回の試験で得られた衝撃係数をわが国の設計基準値と比較すると図-6のとおりである。試験を行った橋の支間は短く、走行速度も制限されたものであるが、当面は鋼橋の基準値程度の衝撃係数を見込めばよいと考えられる。

## 3 風洞実験

### 3-1 吊床版橋の耐風安定性

吊床版橋の床版断面は扁平であるため、ねじり剛性が小さく、ねじれフラッターが低い風速で発生する可能性を有している。

このほど、耐風対策を含めて風洞実験からねじれフラッターの発生風速を図-7に示す吊床版橋(B橋)で詳細に調べた。

なお、この吊床版橋でのねじれフラッターの限界風速を我が国の設計基準を使って予測すると、発生風速は約 20m/secと推定できた。

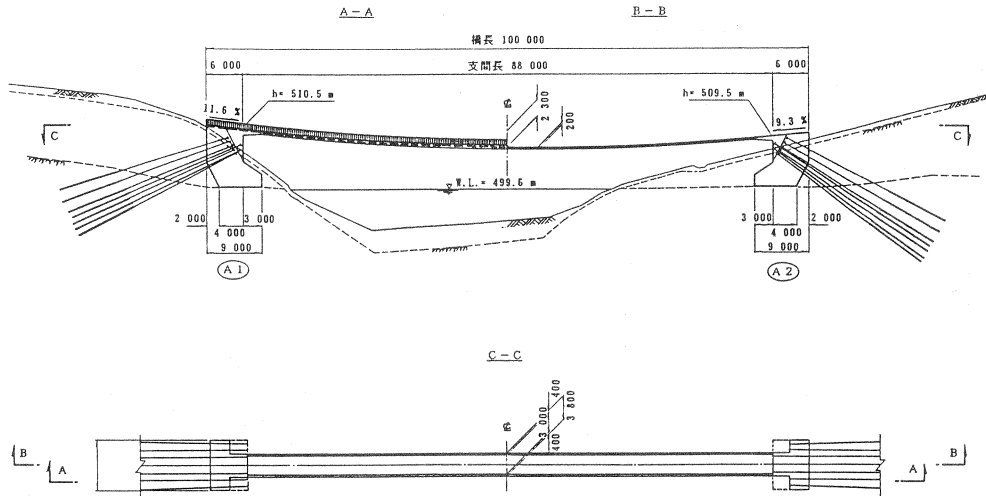


図-7 風洞実験吊床版橋 (B橋)

### 3-2 風洞実験

#### 1) 固有振動数

実験を行う吊床版橋の振動数を固有振動解析から推定した。解析では図-8の3次元骨組構造モデルを使用した。

部材Ⅰはケーブル緊張力による幾何学的な復元力を表わす。

部材Ⅱは床版部分の曲げや伸びの剛性を表わす。

部材Ⅲはモデル部材Ⅰとモデル部材Ⅱを結ぶダミー部材である。

固有振動解析結果を図-9に示す。

解析の結果、低次モードのねじれ振動数は1.74Hzと推定できた。

ねじれ振動数は同一支間のコンクリート橋に比べて非常に低く、ねじれフラッターに対する安全性の評価が重要と考えられる。

#### 2) 風洞実験の諸元

固有振動解析の結果から、ねじれ振動は水平振動との連成振動であると推定されたが、ねじれフラッターに対する基本的な耐風性状を調べるために2次元剛体模型を使用した。模型は実物の1/19である。

実験の諸元を表-2に示す。

風洞実験のパラメータには断面形状、減衰をとった。

断面形状は実橋の断面を基本断面とし、地覆の無い長方形断面、耐風対策として基本断面にフェアリングを付けた断面である。

(図-10)

ねじれ振動の減衰は対数減衰率 $\delta = 0.02 \sim 0.05$ を設定した。

写真-1に風洞実験状況を示す。

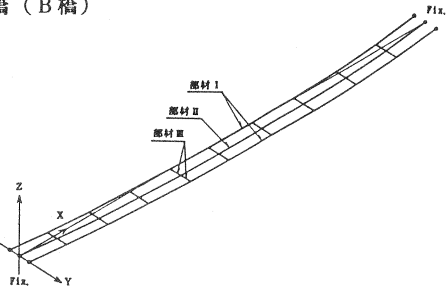


図-8 固有振動解析モデル

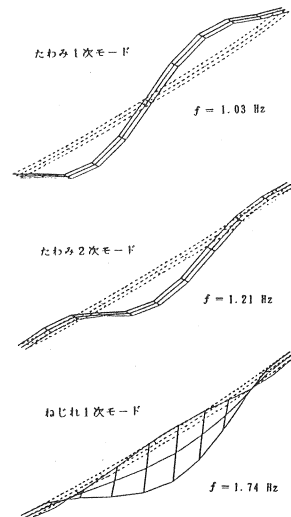
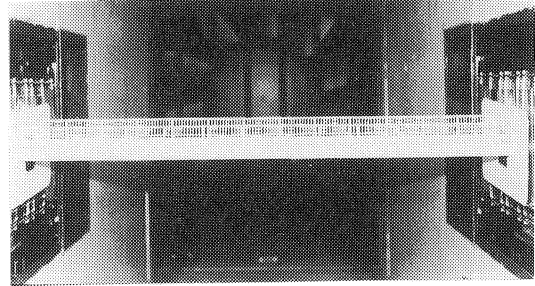


図-9 固有振動解析結果

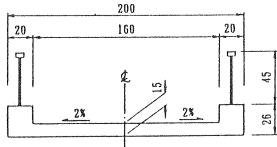
表-2 風洞実験諸元

	実橋	模型
縮 尺	1	1/19
桁幅 B	m	3.8
桁高 D	m	0.5
質量/単位長	kgfs <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	3.19×10 <sup>2</sup>
回転慣性/単位長	kgfs <sup>2</sup>	5.22×10 <sup>2</sup>
ねじれ振動数	Hz	1.74
		9.08

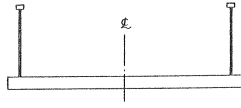
写真-1 風洞実験状況



基本断面



長方形断面



フェアリング付断面

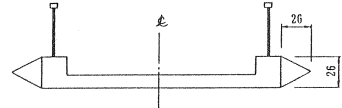


図-10 風洞実験模型断面

### 3-3 実験結果

#### 1) 断面形状の影響

各断面(迎角 $-3^\circ$ )のねじれ応答結果を図-11に示す。また、各断面( $\delta=0.016$ )のねじれフラッターの発生風速を図-12に示す。

発生風速は迎角によって異なるが、ねじれフラッターは正の迎角に対して安定化する傾向を示した。

基本断面の発生風速は長方形断面に比べて低く、地覆の有無が発生風速に影響することがわかる。

フェアリング付き断面では、実験風速の範囲内ではねじれフラッターは発生しなかった。

以上のことから、ねじれフラッターの発生風速は床版端部の形状に大きく影響されるが、ねじれフラッターの安定対策にはフェアリングの取付けが有効であるといえる。

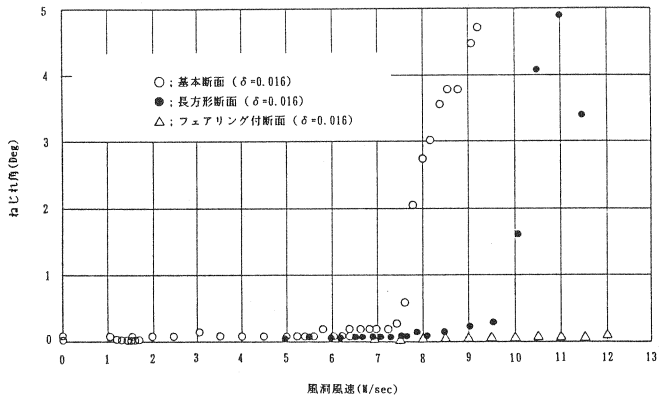


図-11 ねじれ応答結果

#### 2) 減衰の影響

基本断面で減衰を変化させた場合(迎角 $0^\circ$ )のねじれ応答結果、ねじれフラッターの発生風速をそれぞれ図-13、図-14に示す。

発生風速が減衰の増加ともなって大きくなるのがわかる。このため、吊床版橋のねじれフラッターの発生風速を評価するには、実橋での減衰評価が重要になると考えられる。

表-3は車両走行試験を行った吊床版橋(A橋)で行った自由振動実験の結果である。

これより、当橋のねじれ振動の構造減衰は $\delta=0.02\sim0.03$ 程度と推定される。

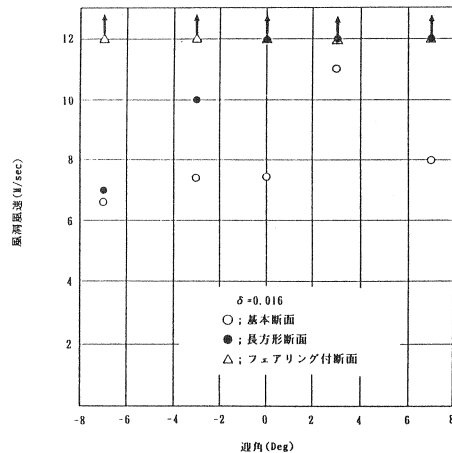


図-12 ねじれフラッター発生風速

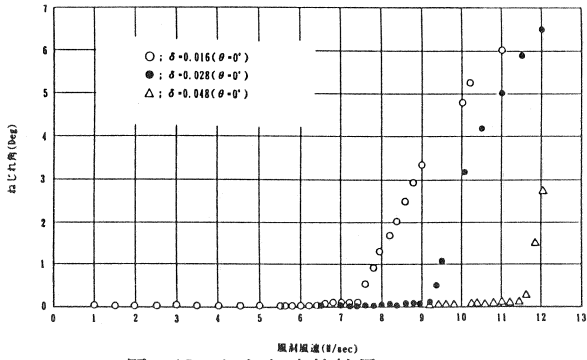


図-13 ねじれ応答結果

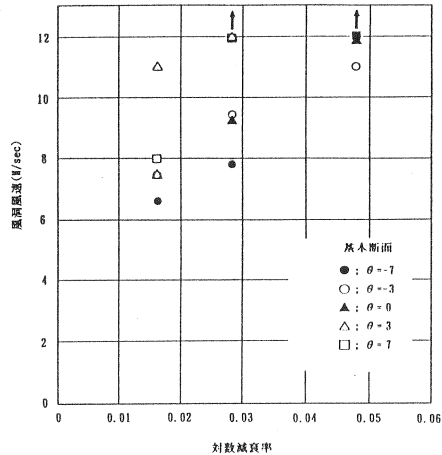


図-14 ねじれフラッター発生風速。

表-3 吊床版橋の減衰実測値

たわみ振動

次数	振動数 Hz	対数減衰率	モード形状
1	1.70	0.033	
2	1.95	0.031	
3	3.40	0.043	
4	4.55	0.023	
5	6.75	0.048	

ねじれ振動

1	3.50	0.022	
2	4.90	0.032	

### 3) 実橋(B橋)のねじれフラッター

風洞実験結果から基本断面を有する吊床版橋の発生風速を推定する。固有振動解析の結果からねじれ振動数を1.74Hzと仮定すると、発生風速は27 ( $\delta=0.016$ )~44 ( $\delta=0.048$ )m/sec のように推定できる。

なお、B橋では振動試験を行ってねじり振動数と減衰を確認し、フェアリングを取付けるなどの耐風対策の必要性を検討する予定である。

## 4 おわりに

吊床版橋は構造が単純で長大支間の橋梁に適した橋梁形式といわれるが、構造がフレキシブルであるため、長大道路橋に適用するには車両走行時の衝撃や耐風安定性などの動的な検討が必要と考えられる。

今回の動的諸実験では、車両走行時の衝撃係数や風によるねじれフラッターの発生などの動的挙動を実験的に調べた。

衝撃係数は、同種橋梁の車両走行実験の結果、わが国の道路橋に関する設計基準である道路橋示方書の設計値が適用できることがわかった。

風によるねじれフラッターについては2次元バネ支持模型の風洞実験より調べた結果、フラッターの発生風速は床版端部の形状や減衰に大きく影響されることがわかった。また、耐風対策としてフェアリングが有効であることがわかった。

今回の実験から吊床版橋の基本的な動的挙動を把握することができ、長大道路橋への適用を見込むことができたと思われる。

今後はB橋にて車両走行実験や風応答観測などを行い、さらに詳細な動的データを収集する予定である。

### <参考文献>

- 1) S. Tokuyama, K. Kamisakoda: Design, Construction and Dynamic Characteristic Tests of a Stress Ribbon Bridge (Chiburiko Bridge), 8th U.S.-Japan Bridge Engineering Workshop, May, 1992
- 2) 日本道路協会: 道路橋耐風設計指針, 1991年 7月