

## 新浜寺大橋の振動実験および解析

大阪第一建設部	設計課	堀松正芳
同 部	同 課	徳林宗孝
同 部	同 課	小松郁夫

### 要 約

新浜寺大橋は、関西新空港へのアクセス道路として、また阪神都市圏の大動脈としての阪神高速湾岸線における有数の長大橋であり、ニールセンローゼ橋としては我国最長のものである。本橋のような長大橋においてはその橋梁の持つ役割の重要度を考えると予防保全の概念は必要不可欠であるといえ、完成直後の実橋における各種データは、今後の維持管理上の初期値として非常に貴重な情報を与えることになる。

阪神高速湾岸線においても、新浜寺大橋の他、中島川橋梁、神崎川橋梁、西宮港大橋などがニールセン形式を採用しており、維持管理のための基礎データの集積が望まれている。

このような背景のもと、大型同期式起振機による振動実験や将来の実験再現性を考慮した試験車走行実験および常時微動測定などを実施し、併せて数値解析を行った結果、新浜寺大橋の動的挙動特性が明確になり、今後の同種の橋梁に対する提言として動的剛性の評価や路面不陸の影響などいくつかの知見が得られた。また、それらをふまえた上で、本橋の維持管理上の着目点を示唆することができた。以下、これらの実験・解析結果を報告するものである。

キーワード：新浜寺大橋、固有振動数、振動モード、減衰定数、応答解析、振動実験

### まえがき

新浜寺大橋で採用されたバスケットハンドル型ニールセンローゼ橋は、デザインの優美さ、アーチの性質による長スパン化の可能性を有し、今後の長大スパン橋において期待され得る橋梁形式のひとつであると考えられる。

したがって、今後の長大スパン橋梁における形式の選定に供する設計資料として、新浜寺大橋の諸特性値を明らかにすることの意義はきわめて大きいと考えられた。また、従来ニールセンローゼ橋の振動実験は前例が希有であり、この意味でも実験実施の意義は大きいといえる。

本実験では、動的挙動特性の把握および維持管理上の初期データ集積を目的とし、新浜寺大橋の完成系において振動実験および解析を実施した。

その結果、新浜寺大橋の動的挙動特性が明確になり、今後の同種の橋梁に対する提言として減衰特性や動的剛性の評価についてのいくつかの知見が得られた。

また、それらをふまえた上で、本橋の維持管理上の着目点を示唆することができた。以下、これらの実験・解析結果を報告する。

# 1 実験対象橋梁

本実験で対象とした新浜寺大橋は、大阪府道高速湾岸線南伸部のほぼ中央に位置し、バスケットハンドル型ニールセンローゼ橋で支間長254m、アーチライズ36m、ライズ比1/7である。

本橋は長径間ニールセンローゼ橋として、吊橋や斜張橋と共に橋梁の長大化という世界的な動向の一端を担うものであり、また架設箇所である浜寺地区のモニュメントとしての役割を果たすものである。

本橋の構造一般図を図-1に、また構造諸元を表-1に示す。

表-1 構造諸元表

路線名	大阪府道高速湾岸線（南伸部）
道路構造規格	第2種第1級
設計速度	80km/h
橋の等級	1等橋
径間長	254.0m
幅員	20.25m（4車線）
形式	上部工：バスケットハンドル型ニールセンローゼ橋（鋼床版） 下部工：RCラーメン橋脚、場所打ち杭基礎

# 2 実験目的

本実験は、動的挙動特性の把握および維持管理上の初期データ集積を目的とし、完成系にて実施した。実験のフローチャートを図-2に示す。

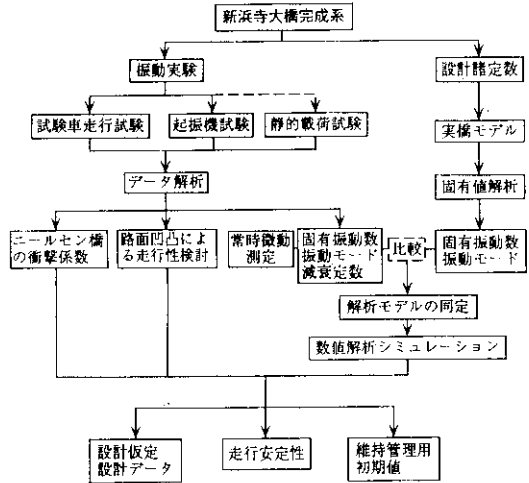


図-2 実験・解析フローチャート

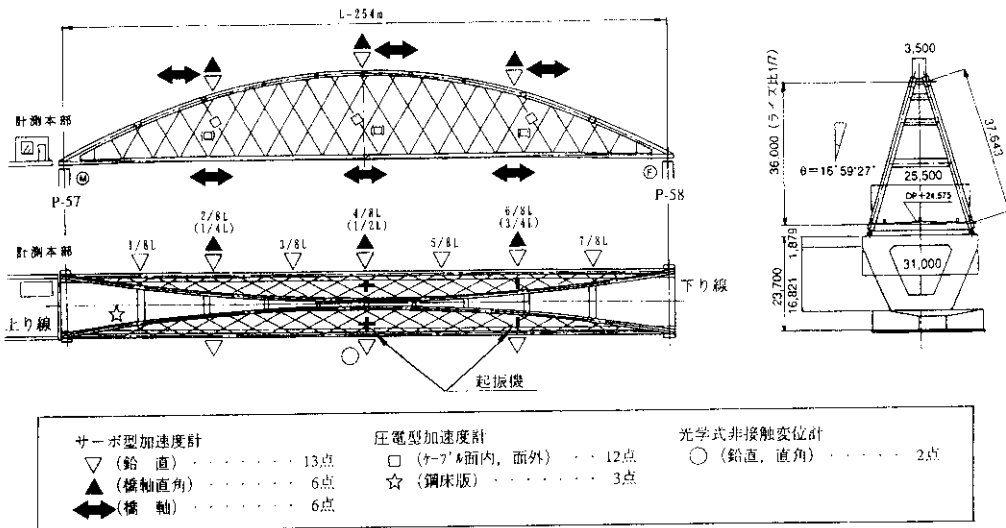


図-1 構造一般図および測点配置

### 3 実験内容

#### 3-1 起振機実験

同期式大型起振機（建設省土木研究所 所有 EX-7500BL, 加振範囲 0.1~2Hz, 最大加振力 12tf）2台を上下線の橋面上走行車線に設置し、たわみ加振、ねじれ加振、橋軸加振、および面外加振を行なった。起振力一定の状態では起振振動数を共振点の近傍で少しずつ変化させたときの橋面およびアーチリブ他の応答加速度および変位を測定した。

#### 3-2 試験車走行実験

既知荷重として総重量20tfのダンプトラックを用い、橋面上を走行させた時の応答加速度および変位を測定した。試験車の台数は1~4台で追越車線を連行で走行させ、走行速度は30, 50, 80km/hとした。

#### 3-3 常時微動測定

橋面上に活荷重その他の負荷がない状態で、自然の微振動（路下交通振動、自然風による振動など）に対する応答加速度を測定した。

#### 3-4 静的載荷実験

既知荷重として総重量20tfのダンプトラック2台および4台を橋面上の径間中央に載荷し、L/2点での静的変位量を光学式非接触変位計で測定した。

#### 3-5 計測方法

計測項目は、上・下弦材加速度（サーボ型加速度計 合計25成分）、吊材加速度（圧電型加速度計 合計12成分）、支承変位（ダイヤルゲージ式変位計 合計2成分）、下弦材径間中央たわみ（光学式非接触変位計 合計2成分）であり、測点の配置を図-1に示す。その他、起振機の同期信号、路面凹凸などを計測した。

また、各実験の概要を表-2に示す。

### 4 実験結果

起振機実験、試験車走行実験、常時微動、静的載荷試験の各々の結果を表-3に示す。

#### 4-1 固有振動数および振動モード

起振機による加振で得られた応答曲線（縦軸は応答量を起振力で除して基準化した）の例を図-3に示す。各次の起振力は1~3tf（ただし面外1次のみは振動数が低いため0.4tf）、最大振幅は鉛直5~29mm程度、橋軸直角3~38mm程度であった。固有振動数は、起振機自体の重量増加分の影響が若干見られるが全般的（0.1~2.0Hz, 10次）に安定した値が得られた。

試験車走行時の加速度波形をスペクトル分析<sup>1)</sup>した結果、車両走行による直接の加振方向である面内振動モードに加え、面外（橋軸直角）の振動

表-2 実験内容一覧

	起振機実験	試験車走行実験	常時微動測定	静的載荷試験
加振方法	大型起振機2台による定常加振。鉛直（たわみ・ねじれ）、橋軸、橋軸直角の各方向毎に単一振動数で加振。	20tf試験車1~4台の走行によるランダム（不規則）加振（主に鉛直方向加振）。	地盤の微動、自然風などによる微小振動。	20tf試験車2~4台の静的載荷。
加振位置	1/2L…鉛直（たわみ、ねじれ）、橋軸直角、橋軸 1/4L…鉛直（たわみ、ねじれ）、橋軸直角	追越車線 1台単独、2~4台連行（20tf/台）各々30,50,80km/h（4台は80km/hのみ）	（人為的な加振はしない。）	2台…1/2L,上下線の追越車線に1台ずつ。 4台…1/2L,上下線の追越・走行車線にそれぞれ1台ずつ。
測定項目	加速度（橋面・アーチ部材） たわみ（下弦材径間中央）	同左 たわみ（下弦材径間中央、端横桁）	（起振機に同じ）	たわみ（下弦材径間中央）

表-3 実験結果一覧

振動モード	起振機実験		試験車走行実験		常時微動測定		静的載荷試験
	固有振動数	減衰定数	固有振動数	減衰定数	固有振動数	減衰定数	
面外対称1次	0.592Hz	0.006~0.013	0.624~0.630Hz	0.012	0.613~0.618Hz	0.012	
面外逆対称1次	0.908Hz	0.001~0.004	0.912Hz	0.010	0.913Hz	0.005	
面内逆対称1次	0.946Hz	0.003~0.008	0.938~0.955Hz	0.009	0.945~0.947Hz	0.006	
面内対称1次	0.978Hz	0.002~0.015	1.043~1.045Hz	0.010	1.021~1.035Hz	0.004	
全体ねじれ1次	1.104Hz	0.009~0.018	1.160Hz	0.009	1.052~1.077Hz	0.005	
面外対称2次	1.337Hz	0.001~0.006	1.341~1.358Hz	0.007	1.345~1.357Hz	0.003	
面内対称2次	1.371Hz	0.008~0.013	1.367Hz	-	1.377~1.384Hz	-	
1)面内対称	1.394Hz	0.003~0.009	1.399~1.406Hz	0.008	1.398~1.418Hz	0.003	
2)面内逆対称	1.654Hz	0.019~0.023	1.704~1.706Hz	0.006	1.616~1.702Hz	0.002	
床ねじれ1次	1.917Hz	0.002~0.004	1.929Hz	0.002	1.929Hz		
動的増幅率			1.055~1.059 (設計衝撃係数=0.07:主橋)				
路面凹凸			最大凹凸量=3.82mm				
静たわみ							20lf×2台=4.7mm 20lf×4台=9.2mm

- 1) : 高次モードと考えられるが、測点数が少ないためモード形状からの次数判別が困難。  
 2) : ピークが小さく、隣接するピークの影響を強く受けているためハーフパワー法の適用が困難。

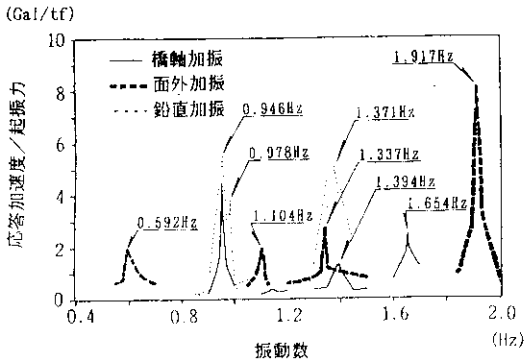


図-3 起振機による応答曲線例  
(アーチ1/4L測点, 橋軸方向成分)

モードも得られたことから、車両走行による加振でも全ての固有振動数および振動モードが再現できることを確認した。ただし、車両が加振源の場合は整数倍振動がばね振動に近いモード(面外対称1次, 面内対称1次)については、車両のばねの影響を強く受けるため起振機実験結果との差が見られた。

常時微動測定により得られたパワースペクトル曲線の例を図-4に示す。常時微動による固有振動数は、起振機実験の結果と全体的に比較的良好

一致した。これは、常時微動の場合、車両走行のようにある特定の方向成分の加振力が卓越するのではなく、すべての方向の加振力が同程度であるため全ての固有振動数がバランスよく出現するためと考えられる。しかし、加振力が小さいため安定したスペクトルが得られ難く、そのピークも小さいものが多かった。

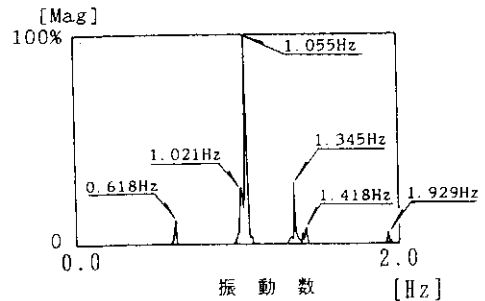


図-4 パワースペクトル曲線  
(桁1/2L橋軸成分)

径間長と固有振動数の関係を他の各種アーチ橋のデータ<sup>2)</sup>と比較した結果(図-5), 本橋の固有振動数(面内1次)については特異なものではないと考えられる。

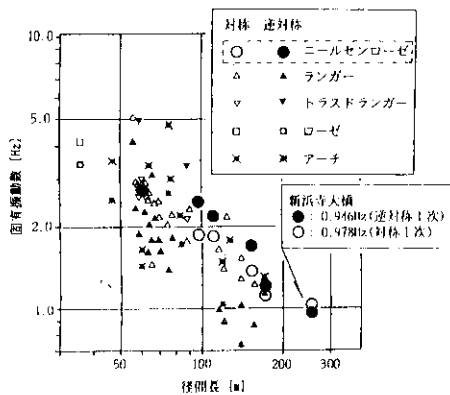


図-5 各種アーチ橋の径間長と固有振動数の関係 (面内振動)

本橋の振動モードは、面外モードが連続して2つ出現し、続いて面内モードが2つ出現している。このことから、動的特性の観点では、面内・外の剛性バランスにおいて面内剛性が優勢であるといえる。ただし、それがバスケットハンドル型ニールセンローゼ橋の一般的性質なのか、本橋特有の性質であるのかを評価するためには、より多くの同形式橋梁のデータの集積を待たねばならない。

#### 4-2 減衰定数

起振機実験では、各固有振動数において共振状態から起振機を急停止させた時の自由減衰振動波形より対数減衰率を求めた<sup>3)</sup>。自由減衰振動波形および対数減衰率計算結果の例を図-6に示す。

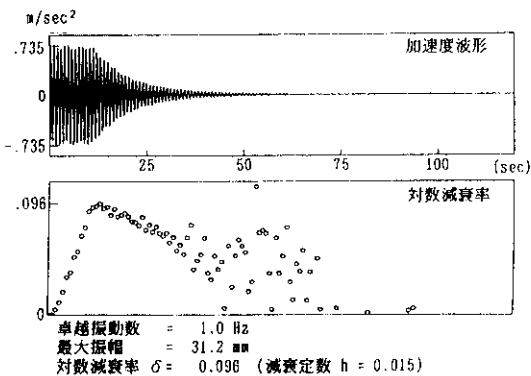


図-6 自由減衰振動波形 (桁1/2L側点面外成分; 面外方向加振時)

同図より、顕著な振幅依存性が見られ、微小振幅域ではノイズの影響が大きくなるのがわかる。

試験車走行実験では、パワースペクトル曲線からハーフパワー法により減衰定数を求めた<sup>4)</sup>。

また、常時微動測定では走行実験同様パワースペクトル曲線からハーフパワー法により減衰定数を求めた。

各実験・測定で得られた減衰定数を表-3に示す。常時微動では加振力が小さく振動振幅も小さいため、減衰定数が比較的小さい値になったものと思われる。これは、起振機実験の急制動による自由減衰で見られた振幅依存性を裏付けていると考えられる。

表-3より、各実験で得られた減衰定数は設計時の地震応答照査などで用いられた値 ( $h=2.0\%$ ) と比較すると、実測では概ね低い値が得られている (高次のモードで2%を超えるものも見られた) が、地震時に比べて小さい振幅時の値であり、安全性から見ても妥当な値である。

基本振動数 (面内1次) と減衰定数の関係を他橋のデータ<sup>2)</sup> (橋梁形式は区別していない) と比較した結果 (図-7)、本橋の面内1次振動数と減衰定数の関係は他橋の分布群に含まれており、特異な値ではないと考えられる。

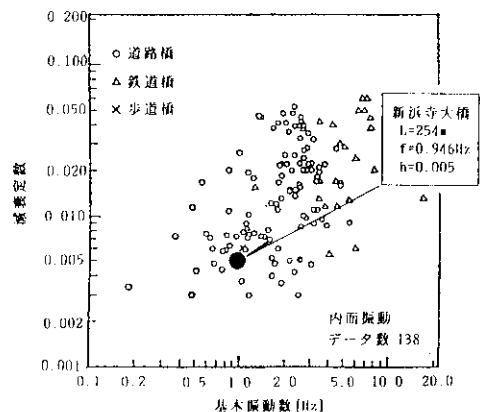


図-7 基本振動数と減衰定数の関係 (面内1次振動)

#### 4-3 動的増幅率

下弦材径間中央のたわみ波形より、橋面舗装舗

設後、供用前の路面状態での主構の動的増幅率(DIF)<sup>2)</sup>を求めた(表-3および表-4)。20tf試験車追越車線単独走行の30, 50, 80km/hの各々の動的増幅率(DIF)は1.055(30km/h), 1.059(50km/h), 1.059(80km/h)となり、わずかに車速との正の相関が伺えるが明確な傾向は得られなかった。

表-4 動的増幅率 (DIF)

20tf試験車単独走行 (実速度)	30km/h (28.1km/h)	50km/h (46.6km/h)	80km/h (58.0km/h)
静たわみ成分	3.07 mm	3.57 mm	3.71 mm
動的(振動)成分	0.17 mm	0.21 mm	0.22 mm
動的増幅率 (DIF)	1.055	1.059	1.059

(参考値: 設計衝撃係数  $i=0.07$ )

#### 4-4 静的載荷試験

20tf試験車2台(40tf)および4台(80tf)を載荷した時の下弦材径間中央のたわみを表-3に示す。測定結果より、固有値解析および応答計算に用いる解析モデルの剛性評価を行った。

### 5 解析結果

#### 5-1 解析モデル

4種類の解析モデルを設定し、固有値解析結果と実測結果を比較検討することにより実橋を詳細に評価する解析モデルを同定した。4種類のモデルの概要を図-8に示し、それらのモデルによる固有値解析結果と実測結果を併せて表-5に示す。比較検討の結果、床組を板要素ではなくラテラ

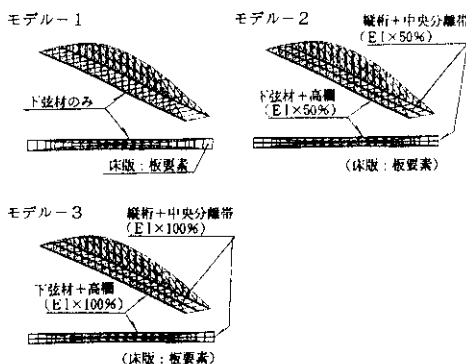


図-8 解析モデル

ルで換算したモデル-1は、モードの出現順序が実測結果と異なっており、動的剛性の評価では板要素を用いたモデル-2~4で良い結果が得られた。また、コンクリート部材である高欄および中央分離帯の剛性が50%有効であるとして主部材に付加したモデル-3が、最も実測値に近い結果となった。このことより、設計では剛性を期待しないこれらの部材について、実橋では50%程度ではあるが全体剛性に寄与していると考えられることから、実橋は設計に比べ安全側であると言える。ここで、高欄および中央分離帯の剛性は、断面2次モーメントは全断面有効(下弦材との中立軸のずれは考慮していない)とし、ヤング係数は $3.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$  ( $n=7$ )とした。

#### 5-2 路面不陸が疲労に及ぼす影響

固有値解析により同定したモデル-2を用い、主要幹線自動車専用道路における1時間分の交通量を想定した荷重列を外力として、応答解析<sup>3)</sup>を

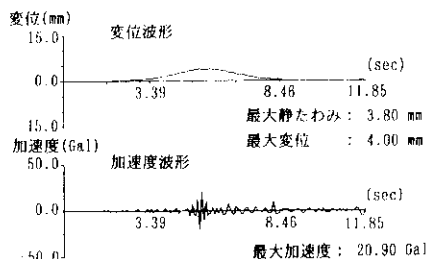


図-9 応答解析による加速度および変位波形例(20tf×1台, 80km/h, 下弦材1/2L点, 鉛直成分)

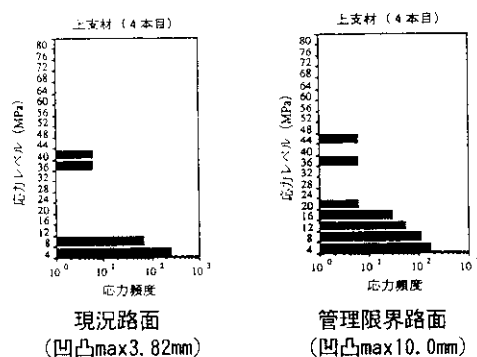














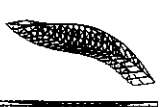







図-10 応力頻度図例(上支材4本目)

表-5 固有振動数・振動モード比較一覧

	実測値	モデル-1	モデル-2	モデル-3	モデル-4
	起振機による共振 試験車によるランダム振動 常時振動	(床組剛性の評価) 下弦材、側床版(ラテラル)のみ考慮	(床組剛性の評価) 下弦材、側床版(板要素)のみ考慮	(床組剛性の評価) モデル-2に加えて縦桁、高橋、中央分離帯を考慮(高橋、中央分離帯はE1を50%低減)	(床組剛性の評価) モデル-3と同仕様 高橋、中央分離帯は全断面有効(E1を100%評価)
1次	面外対称1次 0.592Hz 	面外対称1次 0.514Hz 	面外対称1次 0.612Hz 	面外対称1次 0.656Hz 	面外対称1次 0.762Hz 
2次	面外逆対称1次 0.909Hz 	面内対称1次 0.787Hz 	面外逆対称1次 0.787Hz 	面外逆対称1次 0.851Hz 	面外逆対称1次 0.969Hz 
3次	面内逆対称1次 0.946Hz 	面外逆対称1次 0.811Hz 	面内逆対称1次 0.883Hz 	面内逆対称1次 0.900Hz 	面内逆対称1次 1.135Hz 
4次	面内対称1次 0.978Hz 	面内逆対称1次 0.912Hz 	面内対称1次 0.918Hz 	面内対称1次 0.935Hz 	面内対称1次 1.295Hz 
	面外の基本モードが先に出現し、その後面内モードが続いていることから橋梁全体の面外に関する剛性(減衰特性を考慮すると特にアーチ部分)が比較的小さいと考えられる。	面内対称1次モードが2番目に出現していることから、床組の剛性(鉛直面内)が実橋より小さく評価されていると考えられる。	床組において、縦桁および高橋、中央分離帯を考慮していないため、振動数が実測値よりかなり低くなっている。	振動数が実測値に近似的であり、実橋の動的剛性をよく評価しているモデルといえる。	床組の剛性において、高橋、中央分離帯を全断面有効としたため、振動数が実測値より大幅に高くなった。

行った。応答解析の結果として、20tf 2軸車1台が80km/hで走行した場合(試験車単独走行時を想定)の変位および加速度波形例を図-9に、また1時間分の部材応力頻度例を図-10に示す。

図-9より、20tf 1台80km/h走行時の最大静たわみは3.80mmとなり実測値の3.71mm(表-4)とよく一致している。また、最大加速度は実測値では29Galが得られており、解析結果では約21Galと解析結果がやや小さいが、これは応答解析では最大3.078Hz(1~40次)までを考慮しているのに対し、実測では0~30Hzまでを測定範囲としており、高周波成分の影響によるものと思われる。

1時間分の応答解析では路面凹凸の条件として、プロフィールメータにより実測したデータを現況路面(最大凹凸3.82mm)とし、その最大凹凸を10mmに増加させたデータを管理限界路面として、各々の場合の部材応力頻度を求めた。さらに、部材応力頻度より疲労設計指針<sup>7)</sup>に基づき疲労損傷度を検討した。応力頻度および疲労損傷度検討の着目点は、上・下弦材、横桁、上支材のそれぞれ最大応力発生点を選んだ(図-11)。

各部材の着目点に関する1時間当たりの疲労損傷度を表-6に示す。同表より、上弦材および上支材では疲労損傷度が、現況路面に対し管理限界

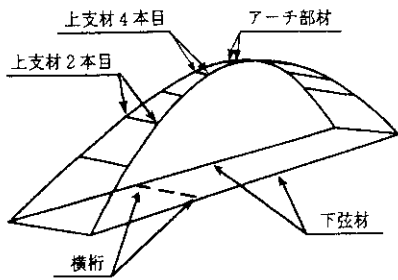


図-11 疲労損傷度検討箇所

表-6 1時間当たりの疲労損傷度の比較

着目部材	疲労損傷度/時		比率 (限界/現況)
	現況路面	管理限界路面	
下弦材	1.217E-08	1.274E-08	1.05
アーチ部材	1.542E-08	2.496E-08	1.62
上支材(2本目)	3.506E-07	5.637E-07	1.61
上支材(4本目)	3.569E-07	5.606E-07	1.57
横桁	2.899E-08	3.264E-08	1.13

現況路面 : 最大凹凸量 3.82mm  
 管理限界路面 : 最大凹凸量 10.00mm

路面では60%程度も増加しており、路面の不陸が疲労に影響を及ぼすことが確認された。

また応答解析の結果、上支材の疲労損傷度は他の部位に比べ圧倒的に大きいことから、維持管理上の着目点のひとつとして上支材まわりに留意することが望ましい。

ただし、上支材と上弦材の接合部には、リブによる補強や耐ラメラテア鋼の採用(第1~3支材)など、設計・施工時に応力に対して十分な検討と対策が施されている上に、仮想交通流による疲労損傷度から推定した疲労寿命は、上支材で300年以上、その他の部材(着目点)では3500年~9000年以上となる。したがって、供用後の実交通量が解析で想定した量を極度に超過しないかぎり、特に疲労に関する問題はないと思われる。

### おわりに

起振機実験、試験車走行実験、常時微動測定により本橋の動的挙動特性が明らかになった。

また、固有値解析の結果、動的剛性を考察する

場合には、高欄・中央分離帯など従来設計では剛性を期待していないこれらの部材についても評価すべきであることがわかった。

さらに仮想荷重列による応答解析の結果、本橋の維持管理上の着目点を示唆することができた。

通常、疲労損傷度や疲労寿命を検討する場合は、ひずみゲージによる応力頻度測定を行うことが大半であるが、本実験解析では詳細モデルと交通荷重列が得られれば応答解析により疲労特性の検討が可能であることを示した。この応答解析による方法は、その柔軟性を考えると今後の維持管理において実測と併用することでより多くの情報を管理者にもたす手法であるといえ、今回の実験で得た新浜寺大橋に関する貴重な情報とともに将来活用されることを願うものである。

最後に、本実験・解析を進めるにあたり御指導を頂いた阪神高速道路公団技術審議会鋼構造分科会(主査:福本大阪大学教授)、実験・解析を担当して頂いた(株)フジエンジニアリングおよび関係者各位に感謝致します。

### 参考文献

- 1) 日野幹雄:スペクトル解析, 朝倉書店, pp. 40~51, 1979年.
- 2) 土木学会:土木技術者のための振動便覧, pp. 105~108, 1985年.
- 3) 小堀為雄:応用土木振動学, 森北出版, pp. 41~52, 1977年.
- 4) 小坪清真・烏野清:常時微動測定による構造物の振動性状解析, 土木学会論文報告集 第222号, pp. 25~36, 1974年.
- 5) 小松定夫, 川谷充郎:斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究, 土木学会論文報告集 第275号, pp. 13~28, 1978年.
- 6) 梶川康男・織田一郎・枚本正信:走行荷重による鋼アーチ橋の疲労損傷照査に対する動的立体解析の適用, 土木学会構造工学論文集, Vol. 37A, pp. 1089~1096, 1991年.
- 7) 日本鋼構造協会:鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 技報堂, 1993年.