

# PC斜張橋（サンセットブリッジ）の動特性とレインバイブレーション

Dynamic characteristics and the cable vibration of a PC cable stayed bridge

麻生稔彦\*、烏野 清\*\*、北川正一\*\*\*、船迫隼雄、\*\*\*\*、村岡公範\*\*\*\*\*

Toshihiko ASO, Kiyoshi UNO, Shoichi KITAGAWA, Hayao FUNASAKO and Kiminori MURAOKA

\*工博 山口大学助手 工学部社会建設工学科 (〒755 山口県宇部市常盤台2557)

\*\*工博 九州共立大学教授 工学部土木工学科 (〒807 北九州市八幡西区自由が丘1-8)

\*\*\*理修 九州国際大学助教授 経済学部経営学科 (〒805 北九州市八幡東区枝光5-9-1)

\*\*\*\* 鹿児島県土木部検査指導課 (〒892 鹿児島県鹿児島市山下町14-50)

\*\*\*\*\* コーアツ工業(株) 工事部長 (〒895 鹿児島県川内市大小路町31-3)

This paper reports the dynamic characteristics of a PC cable stayed bridge (length 190m and width 6.8m) and the rain vibration of its cables.

After the construction of a PC cable stayed bridge (Sunset bridge), the excitation test was carried out in order to confirm natural frequencies, vibration modes and damping constants. During the excitation test, cable vibration under a high wind and the rain vibration was observed. From the results of spectrum analysis of cable vibration and FEM eigen analysis, it is observed that the frequencies of 13~15th vibration modes excel under high wind, while under rain vibration 3rd and 4th modes frequencies surpass.

Key Words: cable stayed bridge, dynamic characteristics, rain vibration, excitation test

## 1. はじめに

近年、PC斜張橋のスパンの長大化が進み、各地で大型斜張橋が多く建設されている。これに伴い建設後の斜張橋においてレインバイブレーション等のケーブル振動が観測され<sup>1)</sup>、オイルダンパー<sup>2)</sup>、<sup>3)</sup>や高減衰ゴム<sup>4)</sup>等による制振方法についての研究・開発が進められている。

斜張橋は構造系が複雑なことおよび桁がスレンダーなことから、その設計にあたっては十分な耐震性、耐風性を確保することが非常に重要となる。一般に斜張橋は風による影響が大きく、建設に当たっては事前に風洞試験等により耐風安全性の検討がなされる。しかし、設計時に耐震性、耐風性を検討する場合、構造系の減衰定数が小さいことや主塔と桁およびケーブルの振動が複雑に連成する等の斜張橋特有の動特性を示すため、解析結果が実際の挙動と異なることも予想される。したがって、橋梁の動特性を実橋完成後に振動試験を行い確認することは、設計時の動的解析の妥当性を検討するとともに、今後の設計を行う上でも大変有意義である。この種の試験結果を蓄積することにより、安全かつ合理的な斜張橋の設計が可能になるものと考えられる。これまでも斜張橋について実施された動的試験の結果はいくつか報告さ

れているものの<sup>5)~10)</sup>、それらの多くは桁および主塔についてのものであり、ケーブルの実挙動について述べられているものは少ない<sup>11)</sup>。

以上のような観点から、本論文ではスレンダーなPC斜張橋について実施した起振機試験結果について述べるとともに、起振機試験中に観測されたケーブルのレインバイブレーションについて報告する。今回対象とした橋梁は鹿児島県吹上浜海浜公園内に建設された吹上浜サンセットブリッジの斜張橋部分であり、橋長189.6m、幅員6.8mの自転車歩行者専用橋である。本橋の建設地点は強い季節風が吹くため、耐風安定性の確保が重要となっている。起振機試験は本橋完成後、橋面工施工前に固有振動数、振動モードおよび減衰定数を明らかにすることを目的として実施した。また、起振機試験時のケーブルの挙動も同時に測定することとした。この起振機試験実施中に、平均風速10m/s程度の季節風によるケーブルの振動が目視され、特にこの季節風が小雨と重なると荒津大橋と同様なレインバイブレーションが発生し、ケーブルが大きく波打つ状態となった。これらの現象を測定・解析することにより今後の制振対策の資料を得ることができた。

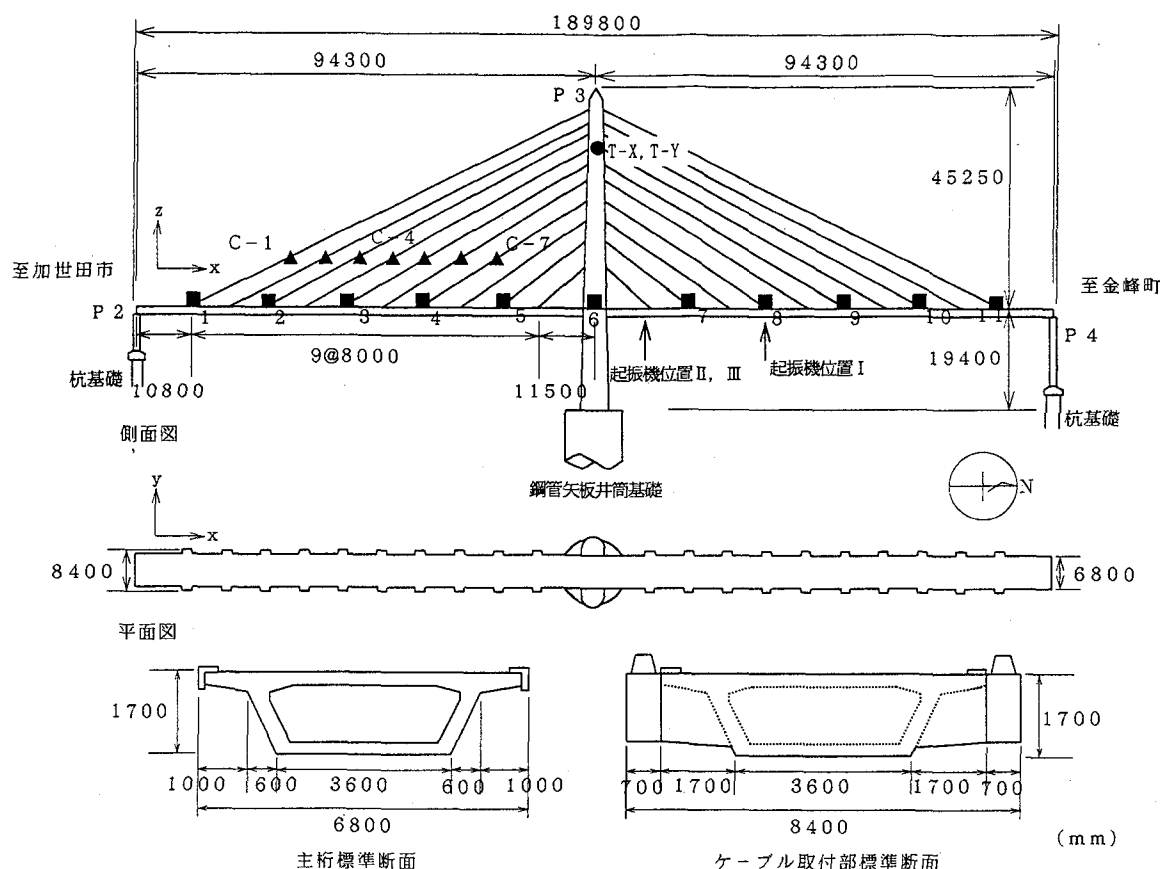


図-1 橋梁概要

## 2. 橋梁概要

今回起振機試験を実施した橋梁は、鹿児島県吹上浜にある県立吹上浜海浜公園内の園路および自転車道として建設された吹上浜サンセットブリッジの斜張橋部分である。吹上浜サンセットブリッジは橋長189.8mの斜張橋部分を含んだ全長405mの自転車歩行者専用橋であり、上部工は2径間連続PC箱桁＋2径間連続PC斜張橋＋単純PCT桁橋である。図-1に斜張橋部分の概要を示す。本橋は橋長189.8mに対して幅員は標準断面で6.8m、ケーブル取り付け部で8.4mとなっておりスレンダーな構造である。主桁は剛性、減衰定数等が大きく耐風安定性に優れる1室PC箱桁を採用している。主塔は高さ64.65mであり、主塔よりファン型2面吊りのケーブルを配している。ケーブルはPC鋼線をポリエチレンコーティングしたSEEE工法による斜材ケーブルを使用しており、表-1に各ケーブルの諸元を示す。また、本橋の架設地点は軟弱地盤であり支持層が深いため、P3橋脚では鋼管矢板井筒基礎が採用されている。

## 3. 試験概要

図-1中に起振機試験における測点と起振機位置を示す。ここで、測点1～11は桁上の測点であり、各測点に

表-1 ケーブル諸元

| ケーブル番号 | 斜材構成    | ケーブル長(m) | ケーブル直径(mm) |
|--------|---------|----------|------------|
| C-1    | 2×360PH | 93.42    | 85.5       |
| C-2    | 2×360PH | 85.16    | 85.5       |
| C-3    | 2×360PH | 76.93    | 85.5       |
| C-4    | 2×360PH | 68.48    | 85.5       |
| C-5    | 2×360PH | 60.06    | 85.5       |
| C-6    | 2×310PH | 51.68    | 82.5       |
| C-7    | 2×310PH | 42.80    | 82.5       |
| C-8    | 2×310PH | 33.94    | 82.5       |
| C-9    | 2×270PH | 25.16    | 75.5       |
| C-10   | 2×270PH | 15.84    | 75.5       |

においてサーボ式加速度計により橋軸方向（面内方向）、橋軸直角方向（面外方向）、上下およびねじれの各振動を測定した。ねじれ振動は桁両端で上下方向の振動を測定し、他の振動については桁中央線上で測定した。また、主塔上の測点では面内方向および面外方向の振動を測定した。なお、C-1～C-7はケーブルの測点であり、ひずみ式加速度計を用いて測定した。

起振機位置はあらかじめ行った固有値解析を参考にし

表-2 境界条件

| 方向         | P 2 橋脚 | P 3 橋脚 | P 4 橋脚 |
|------------|--------|--------|--------|
| x          | 自由     | 固定     | 自由     |
| y          | 固定     | 固定     | 固定     |
| z          | 固定     | 固定     | 固定     |
| $\theta_x$ | 固定     | 固定     | 固定     |
| $\theta_y$ | 自由     | 固定     | 自由     |
| $\theta_z$ | 固定     | 固定     | 固定     |

て3Hz以下のモードが測定できるように決定した。起振機位置Ⅰでは上下方向加振、面外方向加振および面内方向加振を行った。ここで、上下方向加振では1、2次の振動を対象とした。起振機位置Ⅱ、Ⅲでは3次以降の上下方向振動およびねじれ振動を対象とした起振機位置である。起振機試験では、まず起振機の加振周波数を細かく変化させて共振曲線を求め、固有振動数を明らかにした。次に、得られた固有振動数において加振し、共振状態から起振機を急停止させた後の減衰自由振動記録から減衰定数を求めた。なお、今回使用した起振機は最大起振力5tfの油圧式起振機（三菱重工製）である。

#### 4. 数値解析

起振機試験と併せて本橋の固有値解析を行い、実測値と比較することにより設計諸元および解析モデルの妥当性を検討することとした。数値解析モデルとしては本橋を節点数106、要素数64のはり部材からなる3次元骨組構造モデルに置換した場合と、本橋の鋼管矢板井筒基礎を詳しくモデル化し節点数118、要素数76に置換した場合の2通りとした。上部工の桁部分は標準断面の剛性を持つものとし、補剛材やバルコニー等は剛性を無視し付加質量としてはり要素に考慮している。また、起振機試験時の状況と一致させるために、高欄およびアスファルトの質量は考慮していない。P 2 橋脚およびP 4 橋脚における上部工との境界条件は可動支承となっており、各橋脚上における境界条件を表-2に示す。

一方、ケーブルは曲げ剛性を無視し、張力による剛性のみを考慮して解析することとした。本解析ではケーブルを除いた橋本体の振動を対象とすることから、ケーブルには質点を設けていない。また、斜張橋のように定着点間の距離の長いケーブルを有する構造では、ケーブルの自重による変位とつり合う付加張力が発生する。この付加張力は定着点間距離の最も長くなる最上段ケーブルで大きくなるが、この付加張力が動特性におよぼす影響は小さいと考え解析では考慮していない。

基礎条件はP 3 橋脚基礎が直径12m、深さ42.5mの比較的大きな鋼管矢板井筒基礎であり、建設地盤も万之瀬川河口の軟弱地盤である。このため、鋼管矢板井筒基礎の

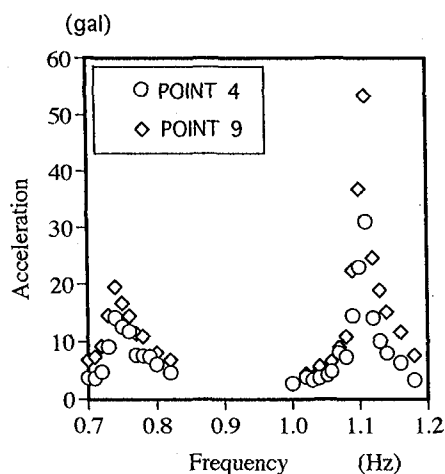


図-2 共振曲線（上下1次、2次）

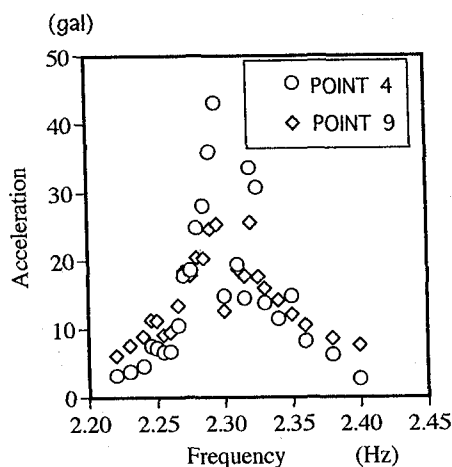


図-3 共振曲線（上下3次）

影響を基礎頭部に作用する地盤ばねとして考慮するCASE1と、鋼管矢板井筒基礎を多質点系に置換し地盤を各質点に作用する地盤ばねで考慮したCASE2の2通りの解析を行うこととした。

#### 5. 起振機試験結果

##### (a) 共振曲線、振動モード

加振周波数0.2~3.0Hzの範囲について、固有振動数近傍を起振機の最小周波数刻みで変化させて共振曲線を求めた。図-2、図-3に上下方向振動の共振曲線の例を測点4と測点9について示す。図-2は1、2次振動の共振曲線であり起振機位置Ⅰにおいて加振したものである。また、図-3は3、4次振動であり加振位置は起振機位置Ⅲである。ここで、以下の共振曲線はいずれも起振力を1tfに換算して示している。これらの図より上下方向振動の1~4次は明瞭なピークが表れている。なお、上下方向加振時には主塔での応答は観測していない。面外方向の共振曲線を主桁については図-4に示す。図-5は主塔の面内および面外方向の共振曲線である。両者

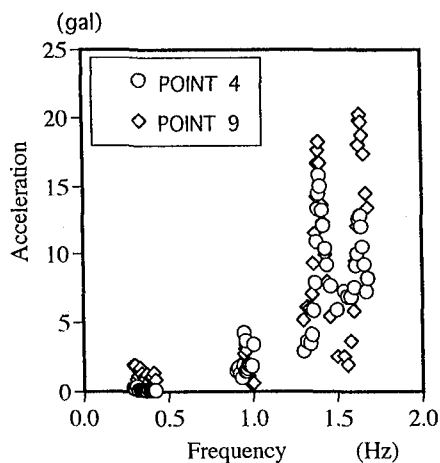


図-4 共振曲線（面外、桁）

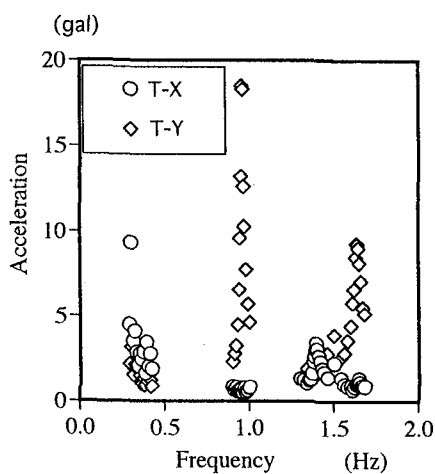


図-5 共振曲線（主塔）

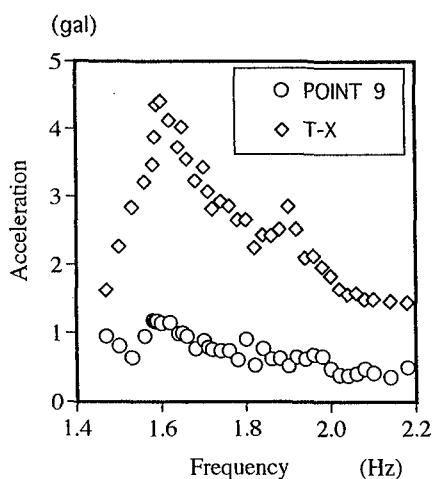


図-6 共振曲線（面内）

の図を比較すると、主塔のみが振動するモードであることがわかる。また、0.3Hz付近においては主塔は面内方向に振動しており、桁の面内1次振動もこの周波数であると考えられる。図-6は起振機位置Iにおいて橋軸方向に加振した時の共振曲線である。これは図-5に示し

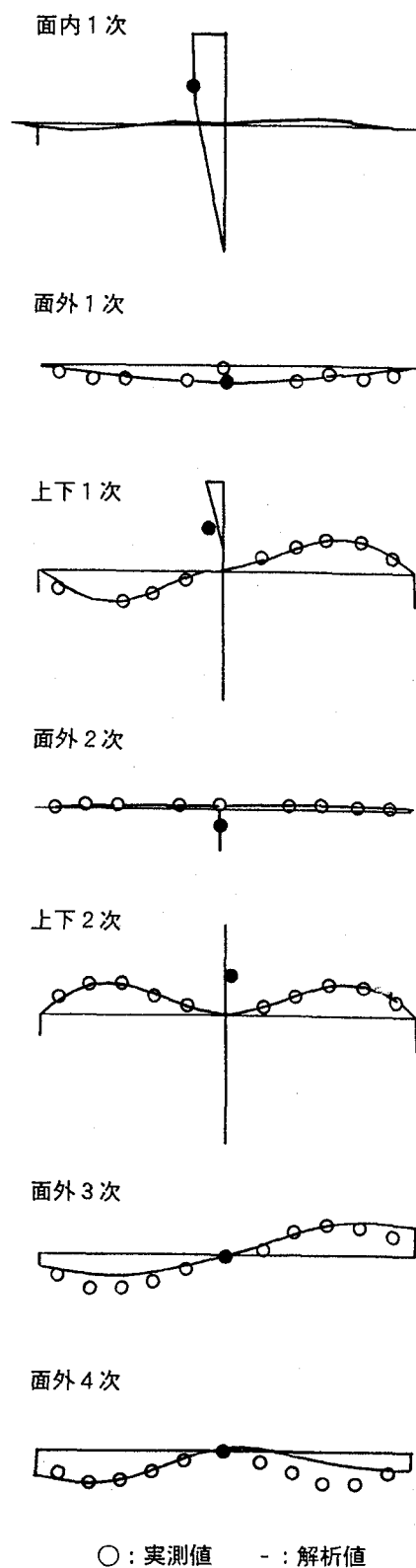


図-7 振動モード

たように橋軸方向1次振動が0.3Hz付近であることから、2次振動と考えられる。面内1次振動については起振力が小さいため共振点を明瞭に確認することができなかった

表-3 固有振動数

| 面内振動 | 実測値 (Hz) | CASE 1 (Hz) | CASE 2 (Hz) |
|------|----------|-------------|-------------|
| 1次   | 0.30     | 1.13        | 0.37        |
| 2次   | 1.60     | 2.73        | 1.76        |
| 面外振動 |          |             |             |
| 1次   | 0.30     | 0.73        | 0.37        |
| 2次   | 0.96     | -           | 0.98        |
| 3次   | 1.40     | 1.07        | 1.14        |
| 4次   | 1.64     | 1.24        | 1.33        |
| 上下振動 |          |             |             |
| 1次   | 0.74     | 0.72        | 0.74        |
| 2次   | 1.11     | 1.11        | 1.09        |
| 3次   | 2.30     | 2.15        | 2.17        |
| 4次   | 2.33     | 2.19        | 2.14        |

た。

なお、起振機試験実施中に季節風が強く吹いたため、この影響が大きく桁の振動時におけるケーブルの振動は観測できなかった。

以上の試験結果を有限要素法による固有値解析と比較した。表-3は各CASEの解析による固有振動数と実測値を、図-7にCASE2の解析結果による振動モードを実測値と比較して示したものである。なお、表において空欄となっているCASE1の面外2次振動については解析では現れなかった。基礎工と上部工が一体となって振動する面外1次において、CASE1は実測値に比べ振動数が高い。一方、CASE2では主塔が振動する面内1次、面外1次振動とも実測値にほぼ一致している。面外4次では解析値より実測値の方が多少大きくなっているが、振動モードをみると実測値は片側のスパンが大きく振動しており、両サイドの橋脚の剛性が実際と解析とでは異なっているかまたは橋脚と桁との境界条件が実際には解析で用いたように理想的な状態ではないためと考えられる。実測値では主塔および桁の振動する面内1次と面外1次が連成振動しておりCASE2の解析値より多少小さくなっている。一方、実測値より得られた上下3次振動と上下4次振動とでは解析では順番が逆に表れている。これは、これらの振動の固有振動数が非常に近接していることから、解析上のわずかな条件の違いによる影響と考えられる。以上のように解析結果と実測値とを比較すると、CASE1に比べCASE2の方が、特に主塔の振動が大きい1次、2次振動について実測値と良く対応している。したがって、比較的支持層が深い場所に建設された鋼管矢板井筒基礎は多質点系に置換して、上部工と一体として解析する必要があるだろう。

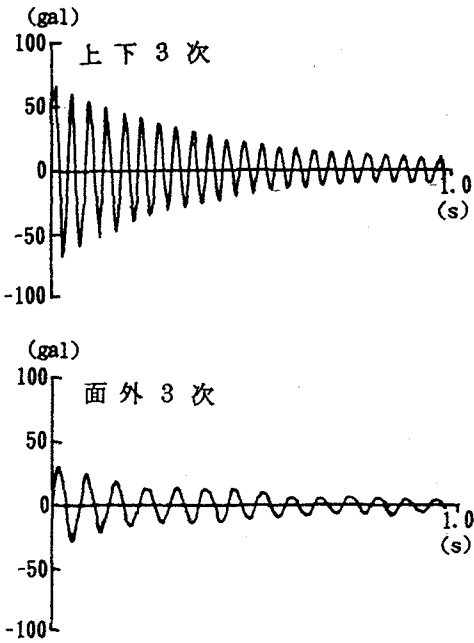


図-8 減衰自由振動波形

表-4 減衰定数

|        | 共振曲線  | 減衰自由振動 | 初期振幅      |         |
|--------|-------|--------|-----------|---------|
|        |       |        | 加速度 (gal) | 変位 (mm) |
| 面内 2 次 | 0.044 | -      | -         | -       |
| 面外 2 次 | 0.006 | 0.008  | 24.1      | 6.6     |
| 面外 3 次 | 0.016 | 0.024  | 32.8      | 4.2     |
| 面外 4 次 | 0.015 | 0.021  | 29.3      | 2.8     |
| 上下 1 次 | 0.022 | 0.015  | 6.18      | 2.9     |
| 上下 2 次 | 0.007 | 0.006  | 34.5      | 7.1     |
| 上下 3 次 | -     | 0.011  | 65.5      | 3.1     |
| 上下 4 次 | -     | 0.013  | 65.0      | 3.0     |

(b) 減衰定数

構造物の動的応答特性を検討する場合、その減衰定数は重要なファクターとなる。起振機試験により減衰定数を求めるには、①共振曲線から求める方法、②起振機急停止による減衰自由振動から求める方法の2通りがある。図-8に減衰自由振動波形の例を示す。各次数において比較的きれいな減衰自由振動波形が得られた。表-4にそれぞれの方法で求めた減衰定数を示す。ここで、減衰定数は振動振幅に依存することものと考えられるが、本実験では各共振振動数における起振機の最大起振力で加振した場合についての減衰定数を求めた。このときの減衰自由振動波形の初期振幅を表-4にあわせて示している。また、共振曲線から求めた減衰定数を求める場合には加振周波数間隔が大きいことから誤差が大きいものと考えられる。表-4より本橋はスレンダーな斜張橋であることから、通常のPC橋に比べて減衰定数が小さいこと

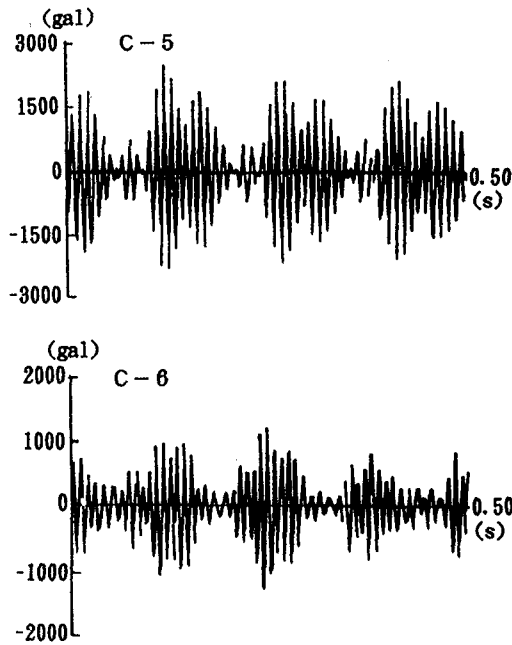


図-9 季節風によるケーブル振動波形

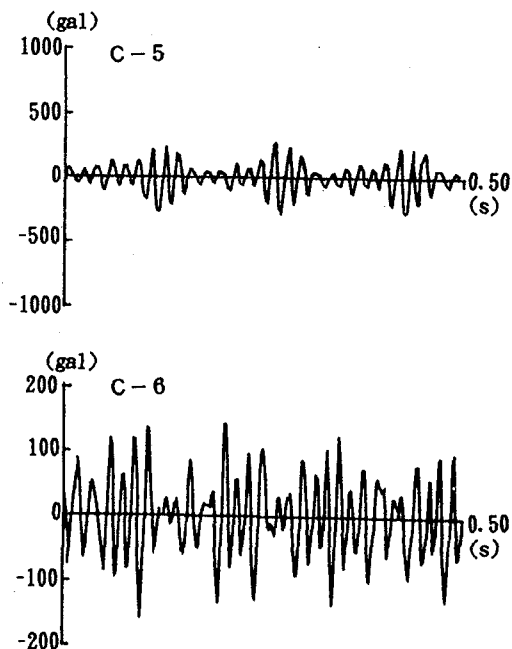


図-10 レインバイブレーション波形

がわかる。ただし、試験時には高欄およびアスファルトがない状態であり、供用開始後にはこれらにより減衰定数の増加が多少見込まれるものと考えられる。

## 6. ケーブル振動

本橋の各ケーブルは冬季の風速約10m程度の季節風によって振動していることが目視された。特に、この季節風が小雨と重なると荒津大橋と同様なレインバイブレーションが発生し、ケーブルが大きく波打つ状態となった。

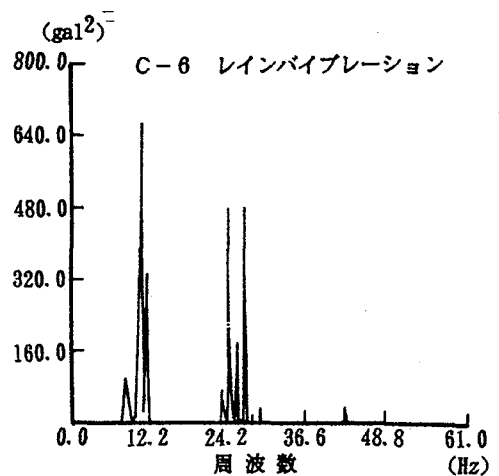
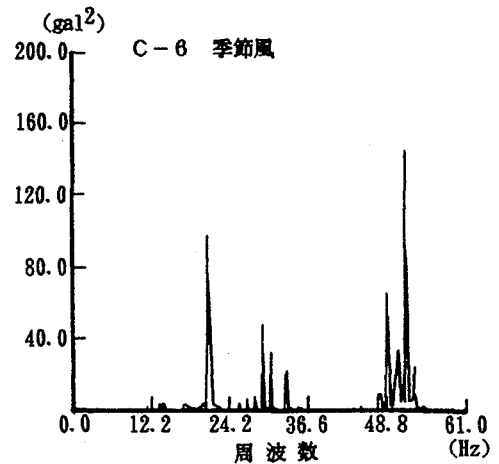


図-11 フーリエスペクトル

当初、起振機試験時に桁と同時にケーブルの振動を測定する予定で、ケーブル番号C-1～C-7に最大容量1Gのひずみ式加速度計を設置していたが、試験開始前にレインバイブレーションが発生しC-1～C-4の加速度計が故障した。加速度計の設置位置はケーブルの下端から約2.5m程度の所であることから、レインバイブレーション発生時のケーブルの応答加速度はかなりの値であったことが予想される。そこで、C-1～C-4のケーブルの下端に最大容量2Gのひずみ式加速度計を新たに設置し、季節風およびレインバイブレーション発生時のケーブル振動を測定することとした。

図-9は季節風によるケーブルの振動波形の例である。各ケーブルとも加速度計の最大容量2Gあるいは1Gを越えていることから加速度の値そのものは信頼性に乏しいが、かなり大きな加速度で振動していることがわかる。図-10はレインバイブレーションが発生したときのケーブル振動の例であるが、雨がやむ直前の測定値であり、目測によればレインバイブレーションはかなり小さくなっていた。この場合のケーブルの加速度は1G以下であり、加速度の大きさに信頼性はあるが、本格的なレイ

表-5 ケーブル固有振動数

| 次数 | C-1  | C-2  | C-3  | C-4  | C-5  | C-6  |
|----|------|------|------|------|------|------|
| 1  | 2.4  | 2.6  | 2.9  | 3.2  | 3.6  | 3.9  |
| 2  | 4.7  | 5.2  | 5.7  | 6.4  | 7.2  | 7.9  |
| 3  | 7.1  | 7.8  | 8.6  | 9.6  | 10.7 | 11.9 |
| 4  | 9.5  | 10.4 | 11.5 | 12.8 | 14.3 | 15.9 |
| 5  | 12.0 | 13.1 | 14.4 | 16.0 | 18.0 | 20.0 |
| 6  | 14.5 | 15.7 | 17.4 | 19.3 | 21.7 | 24.2 |
| 7  | 17.0 | 18.4 | 20.4 | 22.6 | 25.4 | 28.4 |
| 8  | 19.5 | 21.2 | 23.4 | 26.0 | 29.1 | 32.6 |
| 9  | 22.1 | 23.9 | 26.5 | 29.4 | 33.0 | 37.0 |
| 10 | 23.7 | 26.0 | 28.7 | 31.9 | 35.7 | 41.2 |
| 11 | 24.7 | 26.7 | 29.6 | 32.8 | 36.8 | 41.3 |
| 12 | 27.3 | 29.6 | 32.7 | 36.3 | 40.7 | 45.7 |
| 13 | 29.9 | 32.4 | 35.9 | 39.8 | 44.6 | 49.9 |
| 14 | 32.3 | 35.3 | 39.0 | 43.3 | 48.6 | 54.1 |
| 15 | 34.7 | 38.1 | 42.2 | 46.8 | 52.5 | 57.9 |

(Hz)

ンバイブレーション時に比べて、これらの値は小さいと考えられる。季節風時の振動に比べると、振動数がかなり小さくなっているため応答加速度は小さいが、変位振幅はかなり大きい。ここで、これらの時刻歴の測定にあたってはフィルターは用いていない。

今回の測定は当初より風によるケーブル振動の測定を目的とはしていなかったため、図-9、図-10の波形を記録した時点での風向、風速は測定されていない。しかし、その後の観測により季節風による振動とレインバイブレーションはいずれも風速が7~10m/sで、風向が橋軸に対してほぼ45°にあたる北西の場合についてのみ発生することが観測された。したがって、記録された波形もこの風向、風速においてのものだと推定される。

図-9および図-10に示すケーブル振動の振動数を検討するためにフーリエスペクトルを求めた。図-11にフーリエスペクトルの例としてC-6について示す。なお、フーリエスペクトルは加速度で求めると高周波成分が強調され、低周波成分については見づらくなるが図-9、図-10に示した波形から、このときのケーブルは比較的高い振動数で振動しているため加速度フーリエスペクトルとした。このフーリエスペクトルから季節風時とレインバイブレーション時の卓越している振動数を比較すると、季節風時の場合は30~50Hzでよく振動しており、レインバイブレーションの場合は11~12Hzで振動していることがわかる。ただし、レインバイブレーション時のC-4ケーブルはあまり振動していなかった。

先に述べた本橋の数値解析モデルでは、ケーブルを対象としていないため質点を設けていない。そこで、ケーブルのみ24等分して節点数25、要素数24の多質点系にモ

表-6 振動数の比較 (季節風)

|     | 第1ピーク<br>周波数 (Hz) | 解析値<br>(Hz) | 次数 | 第2ピーク<br>周波数 (Hz) | 解析値<br>(Hz) | 次数 |
|-----|-------------------|-------------|----|-------------------|-------------|----|
| C-1 | 30.5              | 29.9        | 13 | 3.9               | 4.7         | 2  |
| C-2 | 31.3              | 32.4        | 13 | 58.6              | -           | -  |
| C-5 | 48.8              | 48.6        | 14 | 19.3              | 18.0        | 5  |
| C-6 | 57.8              | 57.9        | 15 | 21.4              | 20.0        | 5  |

表-7 振動数の比較 (レインバイブレーション)

|     | 第1ピーク<br>周波数 (Hz) | 解析値<br>(Hz) | 次数 | 第2ピーク<br>周波数 (Hz) | 解析値<br>(Hz) | 次数 |
|-----|-------------------|-------------|----|-------------------|-------------|----|
| C-1 | 12.5              | 11.5        | 4  | 25.4              | 23.4        | 8  |
| C-2 | 25.4              | 26.0        | 8  | 19.5              | 19.3        | 6  |
| C-5 | 11.5              | 10.7        | 3  | 26.4              | 25.4        | 7  |
| C-6 | 11.0              | 11.9        | 3  | 27.4              | 28.4        | 7  |

デル化し固有値解析をおこなった。表-5は固有値解析によって得られた各ケーブルの固有振動数である。この固有振動数を図-11の実測値による卓越周波数と比較して表-6、表-7に示す。表-6は季節風による振動、表-7はレインバイブレーションについてまとめたものである。季節風によるケーブル振動では13~15次が最も卓越して振動しており、この次数より低次に第2ピークが見られる。一方、レインバイブレーション発生時のケーブルでは3、4次振動が最も卓越しており、次に6~8次振動付近に次の卓越周波数がみられる。これらのことから、レインバイブレーションは季節風による振動に比べて卓越する振動数が低いことから、応答変位は大きい加速度は逆に小さいものと考えられる。しかし今回測定した加速度はケーブル下端に近いにもかかわらずかなりの加速度であったことから、将来的にはケーブル定着部の疲労が問題になることも予想され、ダンパー等による制振対策を考える必要があろう。通常、制振対策に用いるダンパーは美観上の問題からケーブル下端に設置されるが、本橋のケーブルではレインバイブレーションにおいても3、4次振動が卓越していることからダンパーによる付加減衰がかなり大きく、制振を行いやすいものと考えられる。なお、現在本橋には粘性ダンパーによる制振対策がとられ、レインバイブレーションは全く発生していない。

## 7. おわりに

今回対象としたサンセットブリッジの斜張橋部分は非常にスレンダーな構造であるが、起振機試験によりその固有振動数、振動モードが明らかとなった。また、この

結果を有限要素法による固有値解析結果と比較し設計値の妥当性を確認するとともに、本橋のような深い基礎を持つ橋梁の動的解析には基礎部分のモデル化が必要であることを示した。一方、近年問題となっている斜張橋ケーブルについて強風下での振動とレインバイブレーションの双方についてに観測できた。これらの観測結果と解析との比較により強風時振動とレインバイブレーションとでは振動する次数が異なることが明らかとなった。

長大斜張橋の建設は今後も確実に増えるものと予想される。その際、安全な耐風性・耐震性を確保しつつ合理的な設計を行うには、既往の橋梁についての様々なデータの蓄積を図ることが必要不可欠であると考えられる。今回の報告がその一助となれば幸いである。

#### <参考文献>

- 1) 横山 他：斜張橋ケーブルの風による振動と対策、橋梁と基礎 Vol. 23 No. 8、pp. 75～84、1989年8月
- 2) 米田 他：斜張橋ケーブルの風による振動とその制振法、橋梁 Vol. 28 No. 4、pp. 54～62、1992年8月
- 3) 烏野 他：斜張橋ケーブル制振用ダンパーの簡易設計法、構造工学論文集 Vol. 37A、pp. 789～798、1991年3月
- 4) 今田 他：高減衰材を用いたケーブル制振装置、土木学会第48回年次学術講演会第1部、pp. 654～655、1993年9月
- 5) 福岡 他：大和川橋梁の振動試験、橋梁と基礎、pp. 23～30、1984年3月
- 6) 佐々木 他：檀石島橋の実橋振動実験、土木学会第43回年次学術講演会第1部、pp. 634～635、1988年10月
- 7) 久我 他：呼子大橋の動的諸実験、橋梁と基礎、pp. 31～36、1989年9月
- 8) 林 他：横浜ベイブリッジの振動実験、土木学会第45回年次学術講演会第1部、pp. 772～773、1990年9月
- 9) 亀井 他：菅原城北大橋の実橋振動実験、土木学会第45回年次学術講演会第1部、pp. 776～777、1990年9月
- 10) 岡内 他：大振幅加振による長大斜張橋の実橋振動実験、土木学会論文集 No. 455/I-21、pp. 75～84、1992年10月
- 11) 烏野 他：荒津大橋の振動特性とケーブルダンパーの制振効果、九州技法 第5号、pp. 23～30、1989年6月

(1994年9月14日受付)