

# GPSを用いた吊橋補剛桁の風圧変形計測に関する研究

中村俊一<sup>1</sup>

<sup>1</sup>正会員 Ph.D. 東海大学教授 工学部土木工学科 (〒259-1292 平塚市北金目 1117)

風によって生ずる長大吊橋補剛桁の変位を GPS により直接計測する方法を提案し、実橋梁において計測を実施した。その結果、加速度計では測定できなかった準静的変位の測定に成功し、計測結果は風洞試験結果および FEM 解析値とも一致した。一方、GPS 計測された極長周期の変動変位成分に関しては、スペクトル解析により求めた振動特性は起振実験および FEM 解析の結果と一致し、さらに加速度を 2 回積分して得た変位ともほぼ等しかった。しかし、慣用的なガスト応答解析による推定値は GPS 計測値と相関はあるものの、ばらつきが大きかった。本研究より、GPS は長大吊橋の準静的および極長周期特性の把握、さらには長期モニタリングにも有効と考えられる。

*Key Words: GPS, suspension bridge girders, wind-induced displacements, gust response, monitoring*

## 1. 緒言

既設の長大吊橋には、強風時の自動車走行管理および構造物の異常発見を目的とし、橋梁の動態観測システムが設置されている<sup>1)2)</sup>。これらの動態観測システムでは、補剛桁の振動特性を観測するために加速度計が主に用いられている。しかし、長大吊橋の低次振動はきわめて長周期であり、とくに橋軸直角方向風荷重により補剛桁には準静的変位が生じ、加速度計ではこれを計測できないという問題がある。光学式変位計を用いれば準静的変位の計測は可能ではあるが<sup>3)</sup>、強風により長大スパン補剛桁が大変形する場合には大規模な受光板が必要となり、変位計測は必ずしも容易でない。

著者らのグループは、近年急速に進歩した人工衛星から送られる電波を利用した GPS (Global Positioning System) に着目し、これを風による吊橋補剛桁の準静的変位や極長周期振動の計測に適用することを提案した<sup>4)5)</sup>。GPS は測量用に開発されたが<sup>6)</sup>、現在では海上施工における位置測定にも利用されており<sup>7)</sup>、構造物の変位観測にも適用可能であると考えたからである。そこで、著者らのグループは GPS を用いて実橋梁における強風時観測を実施し、補剛桁の準静的変位の計測に成功した<sup>8)</sup>。さらに、本研究では、この計測値を風洞実験および FEM 解析結果と比較することにより、その妥当性を検証した。

長大吊橋の固有振動はきわめて長周期であり、加速度を 2 回積分して得られる変位の精度を検証する必要がある。しかし、実橋梁においてその妥当性を検討した研究はきわめて少なく、辰巳・秦による光学変位計と加速度計からの推定値を比較し、0.04Hz 以下の低周波成分を取り除けば両者の差異は 10%程度であるとの報告のみである<sup>3)</sup>。したがって、本論文では、加速度データによる計算変位と GPS で直接計測された変位を比較し、両手法の適用性を検討した。

吊橋のガスト応答に関しては、多くの理論的な研究がなされているが<sup>8)9)</sup>、その妥当性は主に風洞実験により検証されている。実橋梁での観測事例は少なく、実施事例でも、ほとんどが変位計測には加速度計を用いている<sup>10)</sup>。本研究では、慣用的なガスト応答解析を行い、GPS 計測値との比較を行うことにより、極長周期領域のガスト応答推定式の精度についても考察した。

風による構造物の変位計測に GPS を適用した事例としては、筆者らの研究とほぼ同時期に Humber 橋で Ashkenazi & Roberts が試験的に実施した例のみである<sup>11)</sup>。ただし、Humber 橋での計測では、風のデータは収集されておらず、また構造物の振動特性との関係も明確にされていない。したがって、本研究は、風により生じる構造物の変位計測への GPS の適用性を論じた最初の論文であると言える。

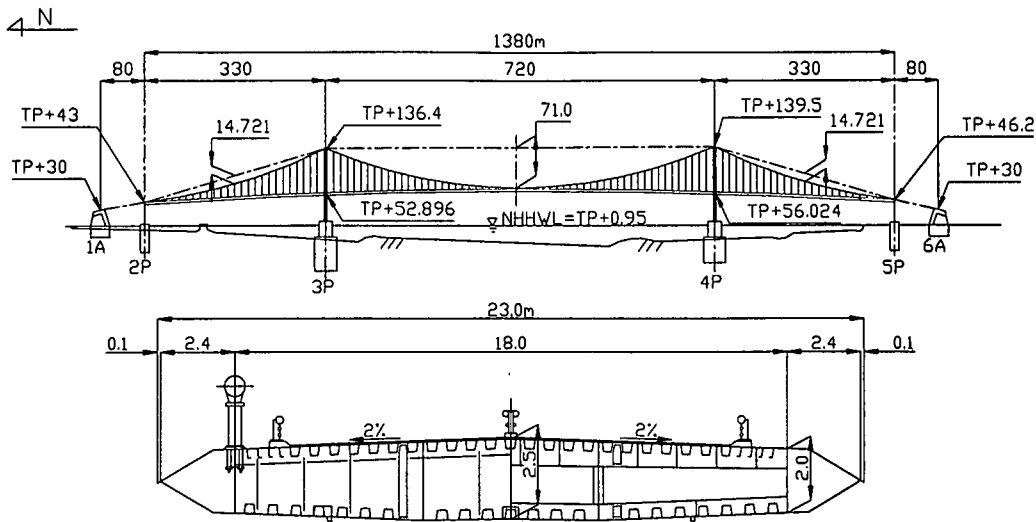


図-2 計測吊橋の側面図および補剛桁断面図

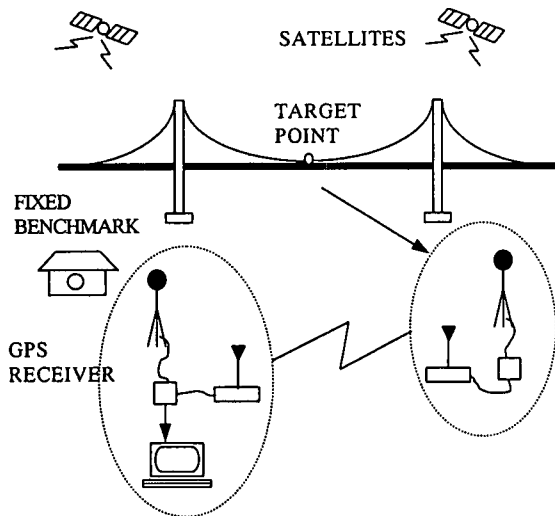


図-1 GPS 計測システム

## 2. GPS による観測

### (1)GPS 概要

本研究では、リアルタイムキネマティック方式 GPS を用いた<sup>6)7)</sup>計測システムを図-1 に示すが、変位計測する桁中央部を移動局とし、固定点となる陸上事務所を基準局とし、この2個所にアンテナを設置した。衛星からの信号を基準局で感知し、その位置情報を無線モデムにより移動局に送信する。移動局では、これを受信すると同時に衛星からの信号も受信し、これら2つのデータから搬送波位相解析により位置を計算する。この結果を、別チャンネルのモデムにより基準局に送信し、設

置したパソコンのファイルに保存した。GPS 衛星は地球の赤道面に対して55度傾いた6枚の軌道面上に4個ずつ合計24個が配置されているが、これらのうち最低4個以上の衛星から電波を受信することが必要である。また、全測点で同じ衛星の組を観測しなければならない。

測定間隔は1秒であり、これは測定当時(1998.3)の技術水準での最小値であった。したがって、本システムは長周期の構造物にのみ適用可能であることに注意を要する。仕様機器は、7,400Msi型高精度リアルタイムGPS受信機2台、デジタル通信機2台、パソコン1台であった。なお、GPSの技術は日進月歩であり、測定間隔はより短くなる傾向があることを付記する。

### (2)観測概要

観測を実施した吊橋の側面図と断面図を図-2 に示すが、橋梁形式は3径間2ヒンジ吊橋、主径間長は720m、側径間長は330m、補剛桁は幅23.0m、高さ2.5mの流線形鋼床版箱桁である。本橋は湾を越える海上橋であり、冬期には強い季節風が作用する。橋梁が完成し、開通直前であった1998.3.13-3.30の冬期に連続観測した。

桁中央部の移動局では、見通しのよい東側のケーブルハンドロップ支柱にGPSアンテナを固定し、受信機本体とデータ送受信機は補剛桁内に設置した。また、基準局のGPSアンテナは事務所屋外に設置した。これを事務所内に置いたGPS受信機本体とデータ送受信機に接続し、ノートパソコンにより制御およびデータ収録を行った。

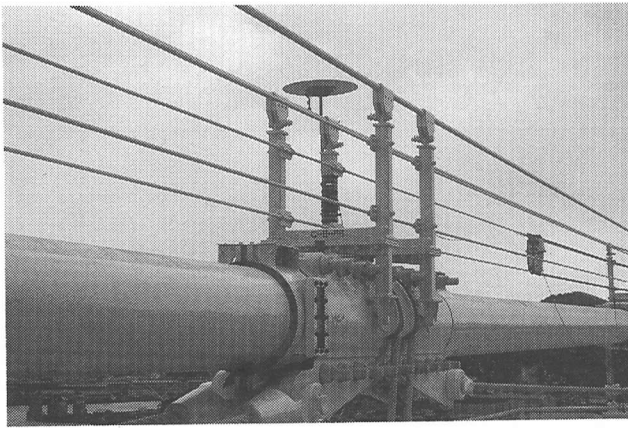


写真-1 桁中央部移動局のアンテナ



写真-2 陸上部基準局のアンテナ

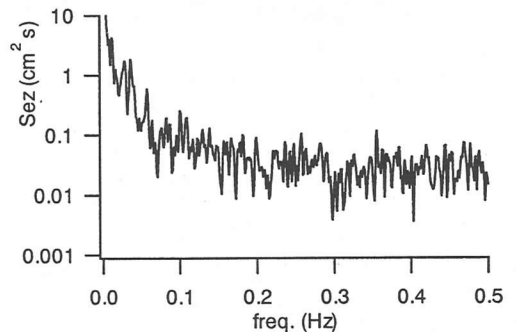
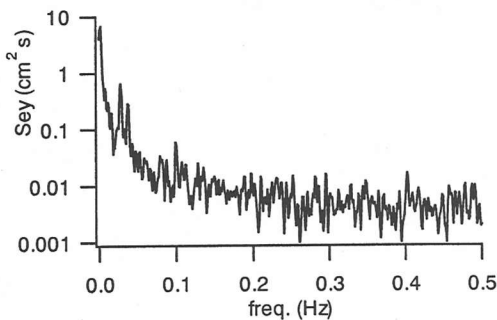


図-3 計測誤差のパワースペクトル

写真-1 および写真-2 に移動局と基準局の GPS アンテナを示す。両者の距離は、約 1 km である。気象条件による計測への影響はなかったが、衛星数が 4 個に達しない場合にはデータが入手できなかった。ただし、8 割以上の時間は正常に計測できた。

風速・風向データは、塔頂および桁中央に設置した超音波風向風速計により 1/20 秒間隔で測定した。風速の高さ方向の分布は 1/11 乗則にしたがうことは事前の長期観測により判明していたが、今回計測した塔頂と桁中央の風速の比較からも、同一の結果が得られた。

### (3) 計測誤差

GPS システムの誤差  $e$  に関しては、GPS 計測機器製作会社より次式が規定されている。

$$e = c + d / 500,000 \quad (1)$$

ここで、第 1 項の  $c$  は固定誤差で、水平方向に 1.0cm、鉛直方向に 2.0cm と規定されている。第 2 項は、2 つのアンテナ間距離  $d$  に依存する誤差で

ある。

実測定にさきだち、システムの測定精度を確認するため事前計測を実施した。移動局の受信機を固定点と考えられる主塔基部に一時的に移動し、それを上下左右 3 方向に強制的に 10cm 変位させ、繰り返しデータを収集した。測定データを統計処理した結果、水平方向の最大誤差は 1.6cm、鉛直方向の最大誤差は 2.1cm であった。式(1)によれば、本計測では  $d$  は 1km であるため、トータル誤差は 1.2cm、2.2cm となる。したがって、測定誤差はほぼ規定値どおりの精度と考えられた。

さらに、受信機を主塔基部に固定し連続計測した。FFT により得られた水平変位パワースペクトル  $Se_y$  と鉛直変位パワースペクトル  $Se_z$  を図-3 に示す。なお、時間刻みは 1 秒、データ数 4,096 個のセットを 3 回移動し平均した。この図より、0.1Hz 以上の周波数領域では、スペクトルレベルはほぼ一定のホワイトノイズ性状を示し、計測値がこの誤差レベル以上であれば、この領域での振動特性の把握が可能であることが理解できた。

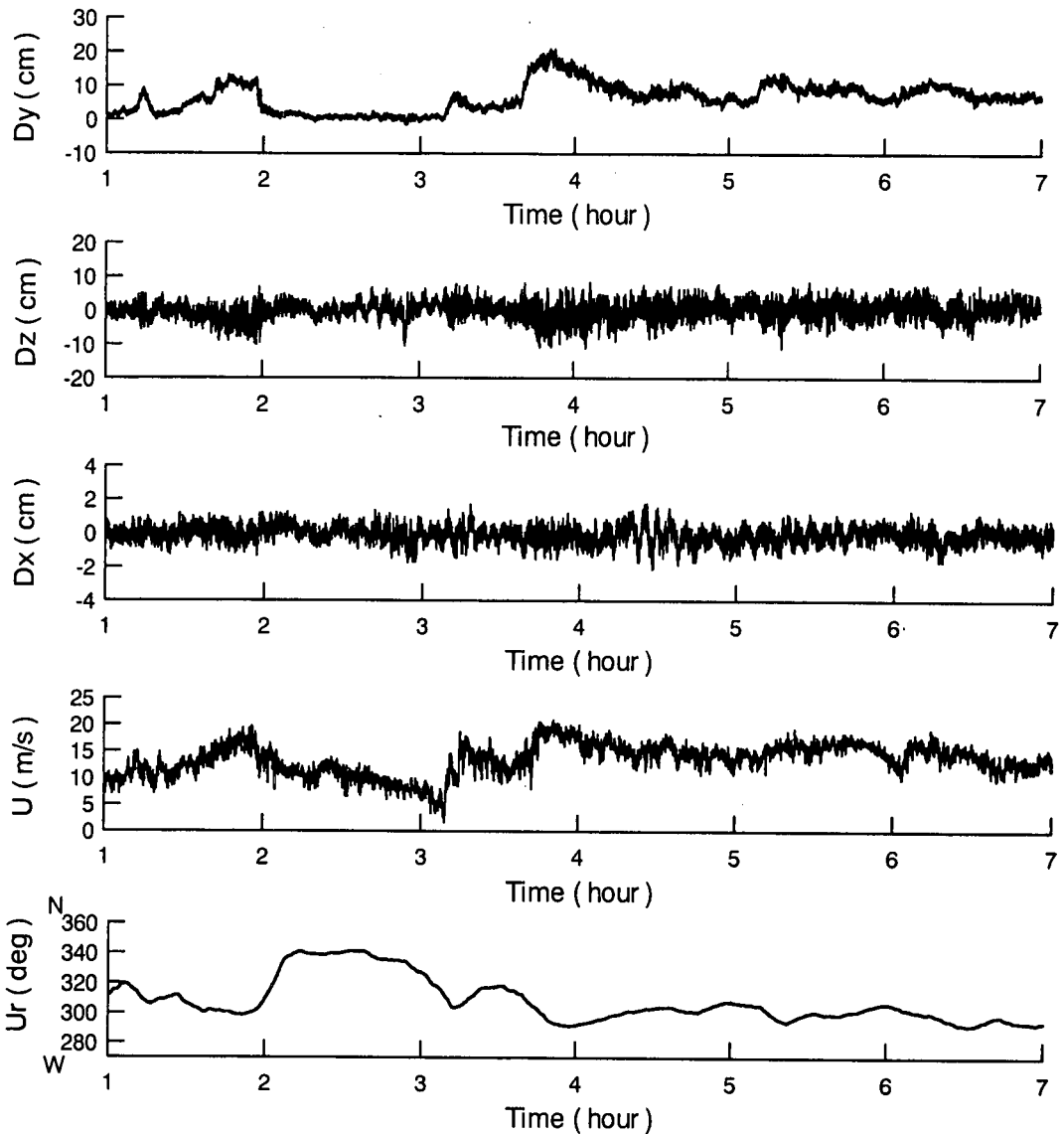


図-4 計測結果 (3月16日)

### 3. 準静的変位

#### (1)計測データ

観測期間中に最大風速を観測した3月16日の1時から7時の記録に関する、3方向の変位と風速・風向を図-4に示す。なお、計測変位の原点は、風速がほぼ0のときの値とした。風向 $U_r$ は西北西～北北西(292.5°～337.5°)の範囲でほぼ推移しており、橋軸直角方向(270°)とはややずれている。風速 $U$ は1時から4時までは0m/sから20m/sと変動幅が大きい、4時以降は10m/sから20m/sの範

囲で推移している。

橋軸直角方向の変位 $D_y$ は、準静的な成分と変動成分で構成されている。準静的変位に関しては、風向きの影響はあるものの、変位 $D_y$ と風速 $U$ の強弱は全般的に良く対応している。また、3時50分のとき風速が最大の20m/sに達し、そのときの橋軸直角方向の変位は21cmであった。これは、設計段階で実施された全体模型(縮尺1/145)を用いた風洞試験により得られた一様風速と水平変位の関係とほぼ等しかった。

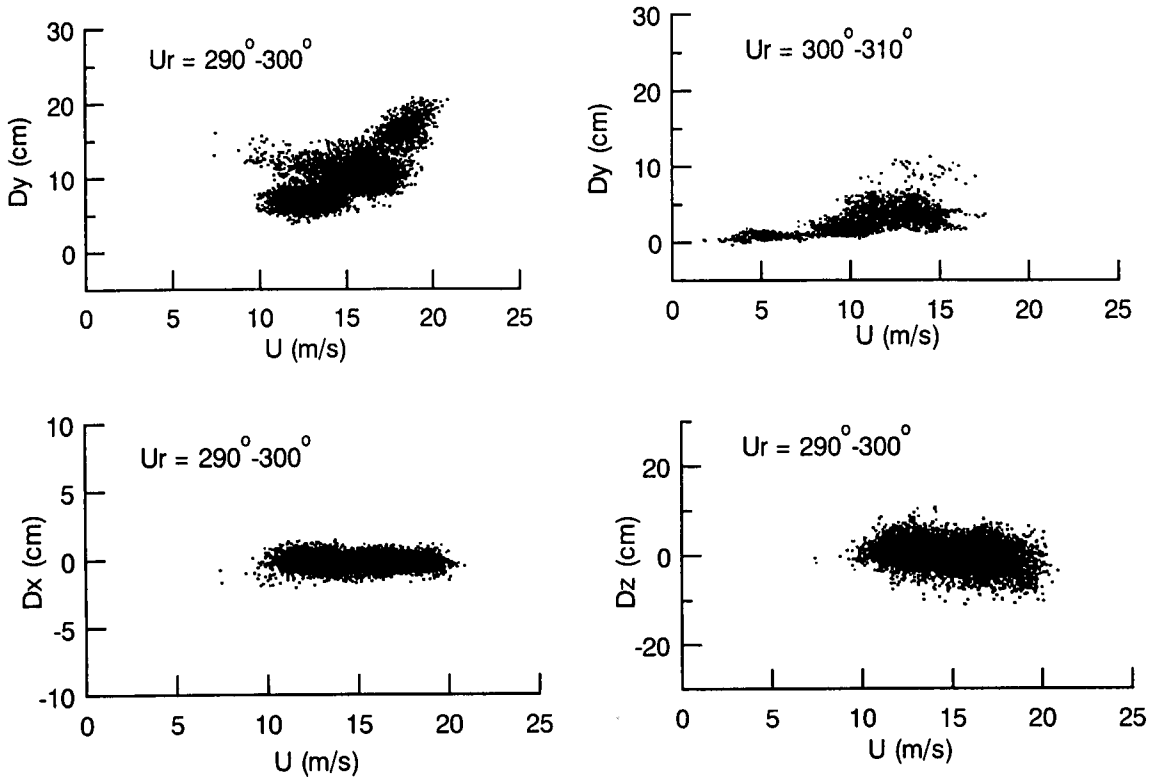


図-5 変位と風速の関係

鉛直方向変位  $Dz$  は変動成分のみであり、 $\pm 10\text{cm}$  の範囲で変動している。橋軸方向の水平変位  $Dx$  も変動成分のみであり、 $\pm 2.0\text{cm}$  の範囲で変動している。これは、計測誤差と同じレベルであり、このデータのみからは実際の振動と誤差との区別はつけられない。

図-4 の計測結果に関し、1秒間隔の瞬間データの3方向変位と風速の関係を図-5 に示す。橋軸直角方向変位  $Dy$  に関しては、風向き  $U_r$  が  $290^\circ$ - $300^\circ$  および  $300^\circ$ - $310^\circ$  の2ケースについて示す。いずれの  $Dy$  も風速  $U$  との相関がみられるが、風向が橋軸直角方向( $270^\circ$ )からずれるほど変位が小さくなっている。一方、橋軸方向変位  $Dx$  と鉛直変位  $Dz$  は風速にかかわらず変動幅がほぼ一定であり、風速との関係はみられない。

## (2)水平変位

3月16日の1時から7時までのデータについて、さらに詳細解析を行うため、平均風速が異なる3個の10分間データ(Data-A:3時50分~4時、Data-B:1時40分~1時50分、Data-C:6時40分~6時50分)に着目した。Data-Aの橋軸直角変位  $Dy$  と鉛直変位  $Dz$ 、および風速の水平成分  $U_y$  と鉛直

成分  $U_z$  を図-6 に示す。橋軸直角変位  $Dy$  および鉛直変位  $Dz$  とともに、周期的な変動がみられる。なお、3つのデータの塔頂での橋軸直角方向の平均風速は、Data-Aは  $16.3\text{m/s}$ 、Data-Bは  $12.8\text{m/s}$ 、Data-Cは  $10.8\text{m/s}$  である。

水平変位に関しては、10分の間にも平均値が変動しており、準静的変位の変化がみられた。そこで、これらのデータをさらに2分間データに分割した。この2分間平均変位と平均風速との関係を図-7 に示すが、平均変位は平均風速の2乗に比例する関係がみられる。

さらに、立体FEMモデルを用い、静的風荷重が作用した場合の変形を解析した。FEMモデルでは、主塔・側塔・桁は梁要素とし、主ケーブル・ハンガーは弦要素とし、主塔やアンカレッジ等の基礎は基盤とバネで結合した。また、抗力係数は風洞実験で得られた値を採用し、桁に対して0.75、ケーブルに対して0.70とした。変形状態を図-8 に示す。FEMによる計算値も図-7 に示したが、GPSデータとFEM計算値はきわめて良く一致している。このような関係は、これまで風洞実験では確認されてはいるものの、実橋での実測値で証明されたのは本研究が初めてである。

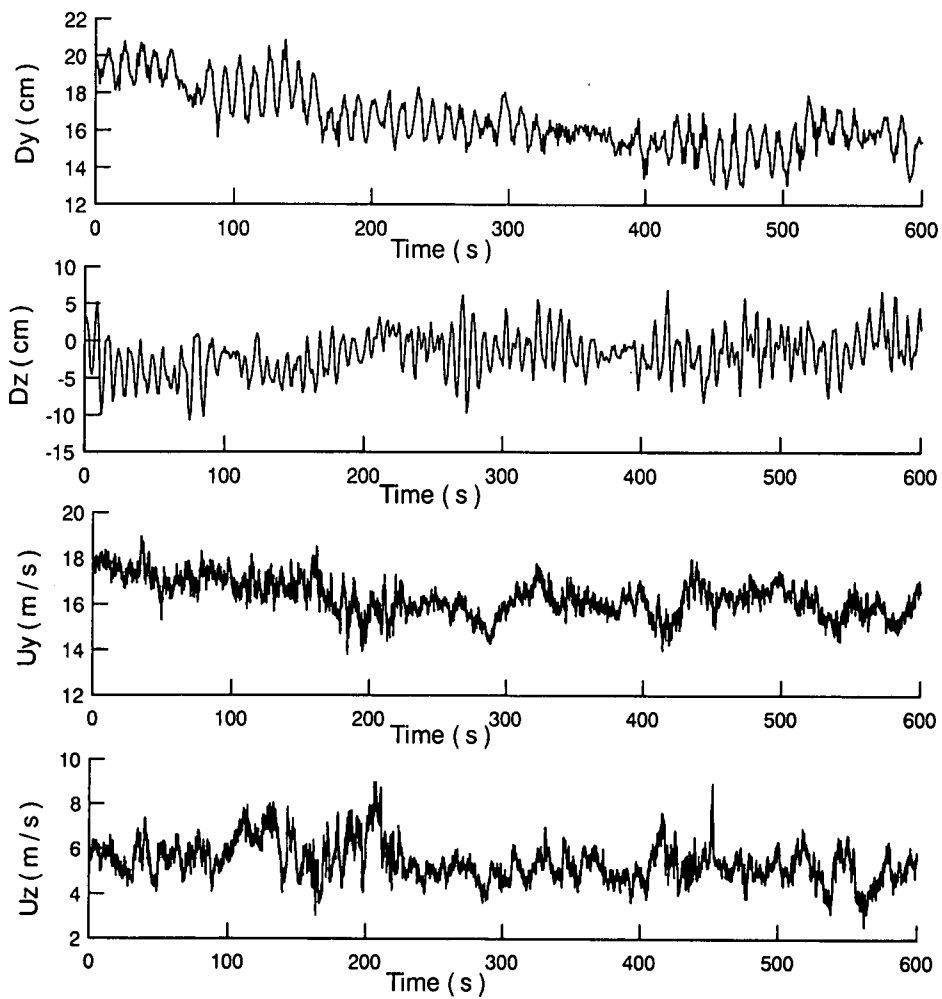


図-6 10分間計測データ (Data-A)

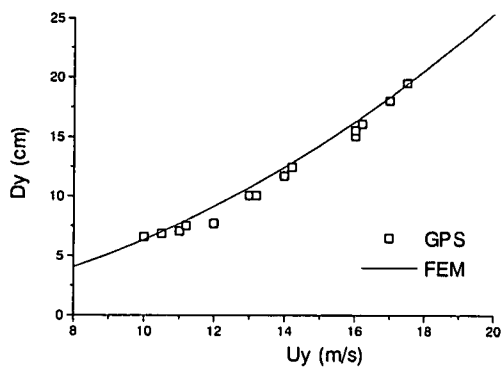


図-7 水平変位と風速の関係 (2分間平均)

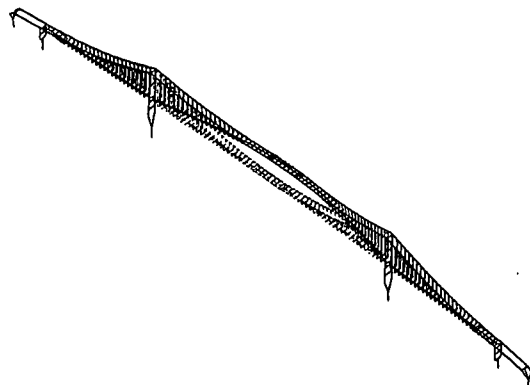


図-8 FEM による変形

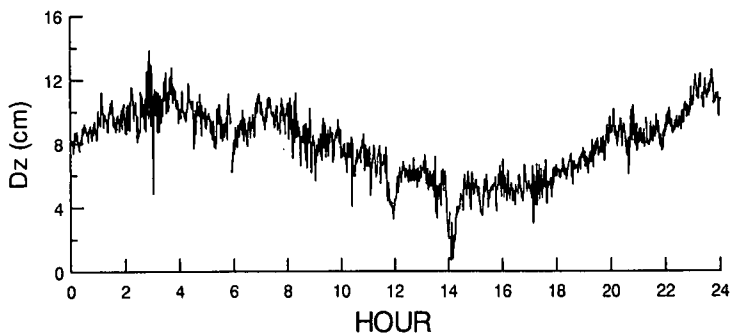


図-9 24時間鉛直変位(3/14)

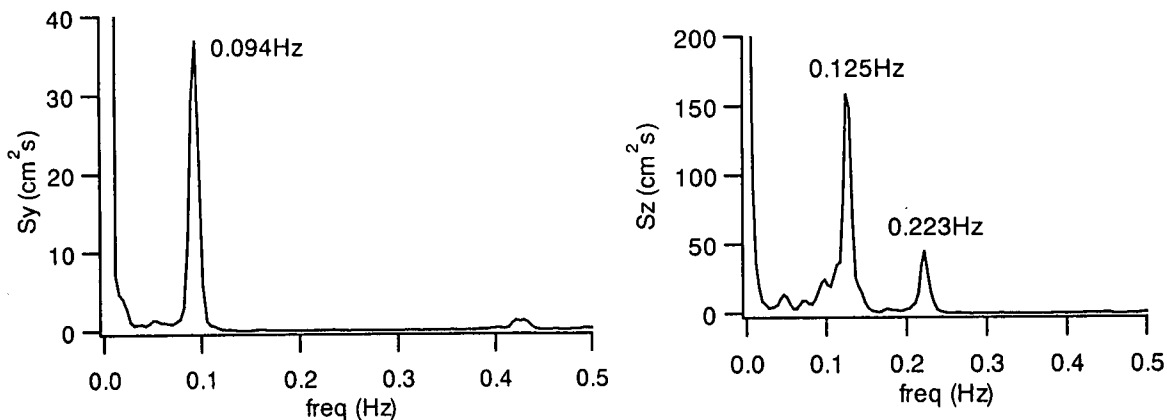


図-10 計測変位のパワースペクトル

### (3)鉛直変位

長時間にわたり衛星数不足による欠損のない 3月14日のGPS計測データのうち、桁中央での鉛直変位  $D_z$  の24時間変化を図-9に示す。データは1分間の平均値とした。この図より、鉛直平均変位は周期的に変動していることが確認でき、最大変動幅は約13cmであった。この鉛直変位は、ケーブルの温度変化によりケーブルが伸縮し、その結果、補剛桁が上下することによると推定された。

ケーブル架設時に施工精度の確認のためケーブル内部には熱電対が埋め込まれている。これによれば、この日の主ケーブルの温度変化は最大4.1℃であった。立体FEM解析によれば、この温度差に対応する桁中央部の鉛直変位差は11.8cmとなり、計測最大変動幅とほぼ同じである。したがって、鉛直方向平均変位は主ケーブルの温度変化により24時間周期で変動していることが検証できた。実橋梁において、このような明確な関係が示されたのも、本研究が初めてである。

### 4. スペクトル解析

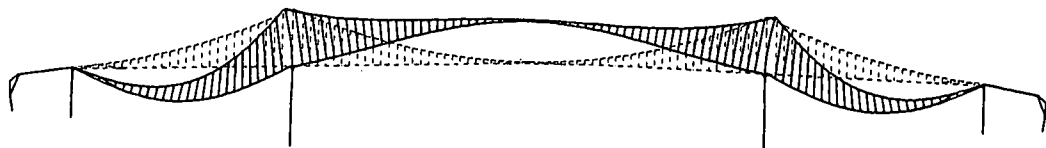
本章では、GPSデータをスペクトル解析し、さらに加速度計から得られた変位と比較することにより、GPSの長周期振動計測への適用性を検討した。

#### (1)スペクトル解析

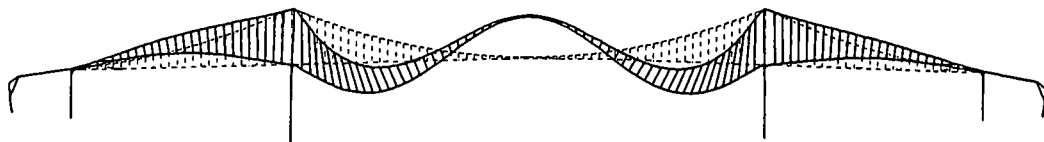
Data-A, B, Cに関する3方向変位のパワースペクトルをFFTにより求めた。解析方法は、時間刻み1秒、データ数256のセットを3回移動させ平均した。Data-Aの水平方向パワースペクトル  $S_y$  および鉛直方向パワースペクトル  $S_z$  を図-10に示す。いずれも、卓越した周波数が存在し、橋軸直角変位に関しては水平1次振動数と推定されるピークが0.094Hzにあり、鉛直変位に関しては、0.125Hzが鉛直対称1次、0.223Hzが鉛直対称2次と推定される。これらに対応するFEM解析により得られたモード形状を図-11に示す。その他のデータに関する卓越周波数を表-1に示すが、3データともほぼ同一である。また、FEM解析結果とも良く一致している。



水平対称 1 次モード



鉛直対称 1 次モード



鉛直対称 2 次モード

図-11 FEM 解析によるモード図

表-1 固有振動数の比較

| MODE         |      | GPS    |        |        | Accelerometer |        |        | FEM   | Forced Test |
|--------------|------|--------|--------|--------|---------------|--------|--------|-------|-------------|
|              |      | Data-A | Data-B | Data-C | Data-A        | Data-B | Data-C |       |             |
| Lateral      | 1 st | 0.094  | 0.098  | 0.094  | 0.093         | 0.098  | 0.098  | 0.101 | 0.099       |
| Vertical     | 1 st | 0.125  | 0.125  | 0.125  | 0.125         | 0.127  | 0.132  | 0.123 | 0.129       |
|              | 2 nd | 0.223  | 0.223  | 0.223  | 0.225         | 0.225  | 0.225  | 0.217 | 0.218       |
| Longitudinal | 1 st | -      | 0.152  | 0.152  | -             | 0.151  | 0.151  | 0.149 | 0.149       |
|              | 2 nd | 0.199  | 0.203  | 0.203  | 0.200         | 0.205  | 0.205  | 0.196 | 0.196       |

橋軸方向変位  $D_x$  に関しては、図-4 からは実際の振動と誤差との区別がつきにくかったが、スペクトル解析により周期的な振動をしていたことがわかる。

桁中央部にサーボ型加速度計を設置し、GPS 計測と同時刻に、補剛桁の 3 方向加速度を 1/20 秒間隔で測定した。これらの加速度データのパワースペクトルを FFT により、時間間隔 1/20 秒、データ数 4,096 のセットを 3 回移動し、それらを平均した。得られた卓越周波数も表-1 に示すが、いずれのモードにおいても GPS と加速度計から得られた卓越周波数は良く一致している。

藤野らは、起振実験により本橋梁の振動特性を

把握している<sup>12)</sup>。これにより得られた固有振動数も表-1 に示したが、これも GPS および加速度計から得られた卓越周波数とほぼ一致している。したがって、0.1Hz から 0.3Hz の低周波数領域においては、GPS・加速度計・起振実験から得られた固有振動数はすべて一致し、極長周期振動の計測にも GPS による計測システムが有効であることを見出した。

#### (2) 加速度から得られた変位

ここでは、GPS で得られた変位と加速度を 2 回積分して得られる変位とを比較し、両システムの精度について考察する。



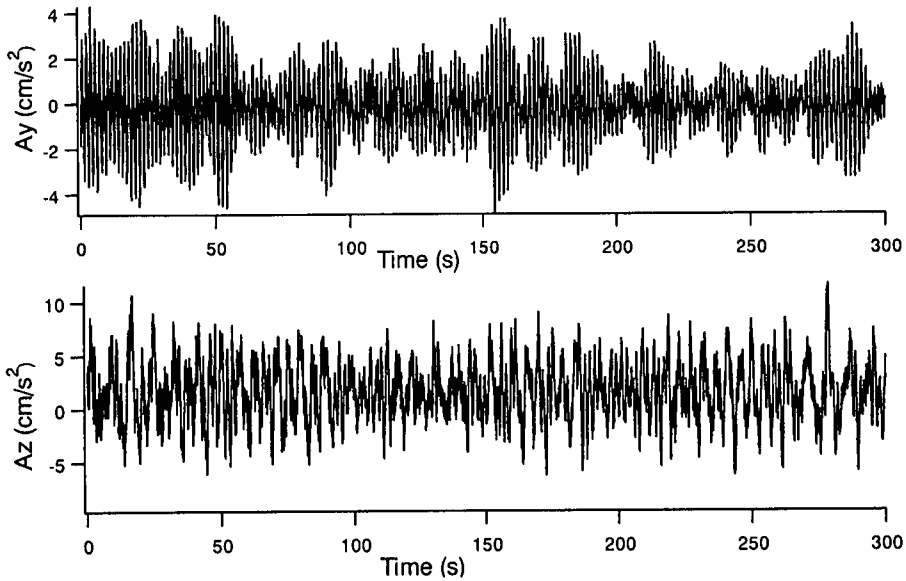


図-12 加速度波形

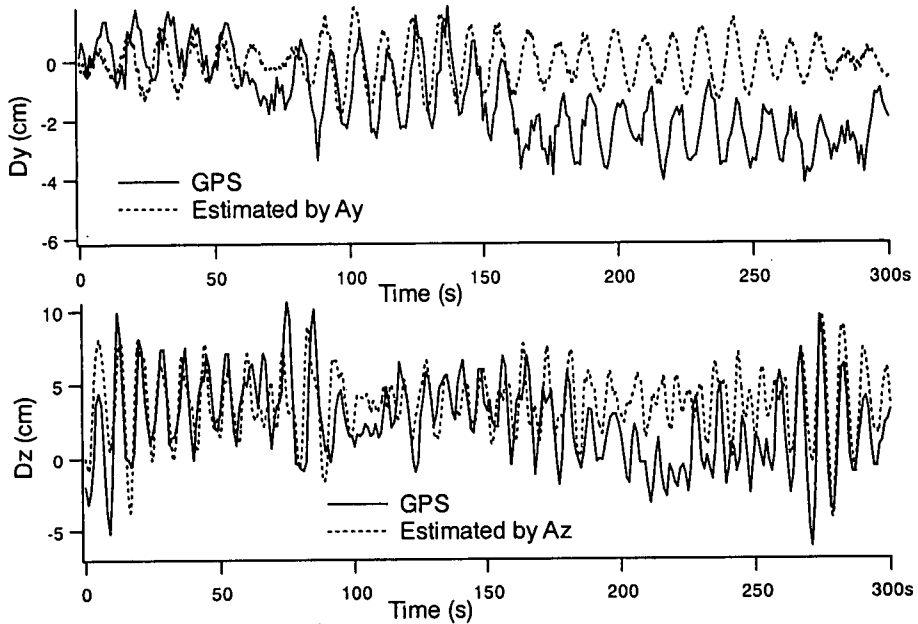


図-13 加速度計による推定変位とGPS計測変位の比較

Data-A に関する水平方向加速度  $A_y$  と鉛直方向加速度波形  $A_z$  を図-12 に示す。これらを2回積分して変位が求められるが、辰巳・秦が指摘しているように<sup>9)</sup>、低周波数領域を削除する必要がある。本解析においても、カット周波数を種々変化させ、GPS の波形に近くなるカット限界周波数を探った。その結果、辰巳・秦の研究結果とほぼ同様に、0.05Hz 以下の周波数成分をカットすれば、GPS 波

形に近くなることがわかった。同一時間を対象とした加速度計による推定変位およびGPS変位波形の一例を図-13 に示す。GPS 変位波形の平均値は時間とともに変化するが、加速度から得られた変位はローパスフィルターがかかっているため平均値は一定である。しかし、両者の変動波形はおおむね一致している。

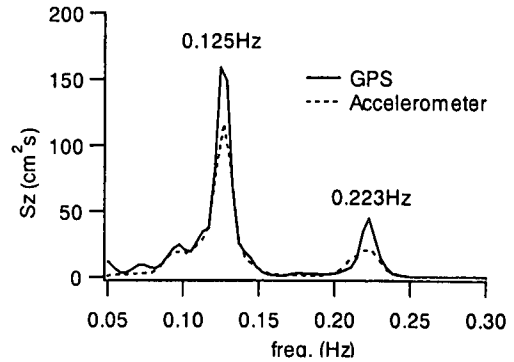
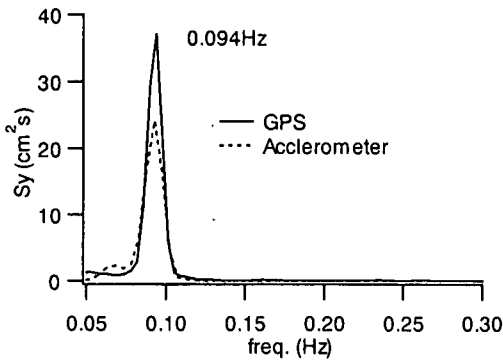


図-14 加速度計による変位のパワースペクトルと GPS 変位のパワースペクトル (Data-A)

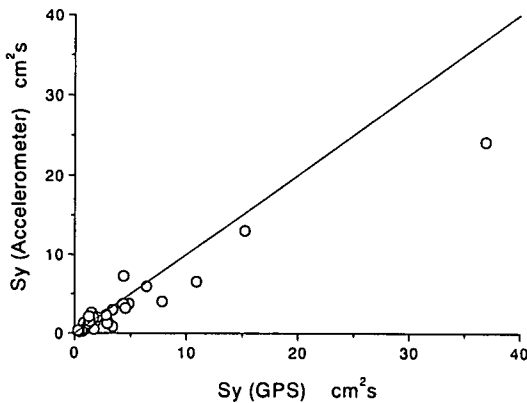


図-15 水平変位のスペクトルピーク値の比較

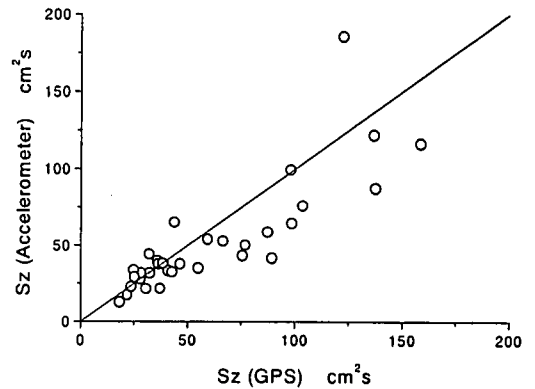


図-16 鉛直変位のスペクトルピーク値の比較

変動成分振幅を比較するため、両者のパワースペクトルを比較した。風速の大きかった3月16日と30日の観測結果を10分間に分割し、そのうちから平均風速が10m/sを越える30個のデータを解析した。その一例を図-14に示すが、水平および鉛直パワースペクトルとも両者の卓越周波数は一致しているが、スペクトルのピーク値には差異がみられる。水平方向に関するGPS変位パワースペクトルの1次モードのピーク値と加速度波形から得たピーク値の比較を図-15に、鉛直方向スペクトルの1次モードに関する同様の比較を図-16に示す。いずれの図においても、両者は強い相関を示しており、ほとんどのデータにおいて誤差は30%以内である。パワースペクトルは振幅の2乗に比例するため、GPS計測変位および加速度計からの推定変位は実用的には良く一致していると言える。

## 5. ガスト応答

本章では、風の変動成分によって生ずる補剛桁のガスト応答について、ガスト応答解析による推定値とGPSにより得られた変動成分変位を比較する。

### (1) 推定式

吊橋のガスト応答に関する研究はDavenportにより確率統計的な手法が提案されて以来<sup>8)</sup>、各国で研究が発展され、本州四国連絡橋の耐風設計基準<sup>9)</sup>にも導入されている。

本章では、実橋梁の耐風設計に用いられる慣用的な手法を用いてガスト応答値を推定し、計測結果と比較考察する。推定手法の詳細は文献9)を参照されたいが、ここではその基本式と計算に用いたデータを示す。

補剛桁中央の水平変位応答変位スペクトル  $S_y(f)$  は次式で求められる。

$$S_y(f) = S_{uy}(f) \sum_r |H_r(f)|^2 \{\phi_r\}^T [|X_{a_i}(f)| |X_{a_j}(f)| R_{ij}(f) \{\phi_r\} / (2\pi f_r)^4 M_r^2] \quad (2)$$

ここで、 $f$ : 周波数、 $S_{uy}(f)$ : 桁中央における水平風速のパワースペクトル、 $|H_r(f)|^2$ : メカニカルアドミッタンス、 $|X_{a_i}(f)|^2$ : 点  $i$  における空力アドミッタンス、 $R_{ij}(f)$ : 点  $i$  と点  $j$  間の無次元クロススペクトル、 $\phi_r$ :  $r$  次のモードベクトル、 $f_r$ :  $r$  次モードの卓越周波数、 $M_r$ :  $r$  次モードの一般化質量である。メカニカルアドミッタンスは次式である。

$$|H_r(f)|^2 = 1 / [ \{1 - (f/f_r)^2\}^2 + 4\zeta_r^2 (f/f_r)^2 ] \quad (3)$$

ここで、 $\zeta_r$  は  $r$  次モードの減衰定数であり、構造減衰  $\zeta_r^0$  と次式第 2 項の空力減衰の和として次式であらわされる。

$$\zeta_r = \zeta_r^0 + \sum_i \{ \rho C_D A_i U_y \phi_{ri}^2 \} / (4\pi f_r M_r) \quad (4)$$

ここで、 $\rho$ : 空気密度 ( $1.23 \text{ N s}^2/\text{m}^4$ )、 $A_i$  は点  $i$  における投影面積で桁断面積  $A_g$  ( $2.5 \text{ m}^2/\text{m}$ ) またはケーブル断面積  $A_c$  ( $0.475 \text{ m}^2/\text{m}$ ) である。抗力係数  $C_D$  は前述したように、桁とケーブルでは異なる値を用いた。モードベクトルは、式(5)に示すように、桁のモードベクトル  $\{\phi_{Gr}\}$  とケーブルのモードベクトル  $\{\phi_{Cr}\}$  の和であらわされる。前章のスペクトル解析により求めた図-10 より、水平振動では 1 次モードが明らかに支配的であるため、このモードのみを考慮した。また、側径間の影響も小さいため、主径間のモードのみを考慮した。

$$\{\phi_r\} = \{\phi_{Gr}, \phi_{Cr}\} \quad (5)$$

具体的なモード形状および振動特性値は図-11 に示す FEM 解析で求めた値を用いた。すなわち、 $f_1$  は  $0.101 \text{ Hz}$ 、 $M_1$  は  $4,935 \text{ kN s}^2/\text{m}$  である。桁に対する空力アドミッタンスは次式となる。

$$|X_{a_i}(f)|^2 = 4 \{ (\rho/2) U_y^2 C_D A_G \}^2 |X_D|^2 / U_y^2 \quad (6)$$

ここで、 $|X_D|^2 = 2 \{ 8\xi - 1 + \exp(-8\xi) \} / (8\xi)^2$ 、

$\xi = f D_G / U_y$  および  $D_G$ : 桁高さ ( $2.5 \text{ m}$ ) である。ケーブルに対する空力アドミッタンスは次式であらわされる。

$$|X_{a_i}(f)|^2 = 4 \{ (\rho/2) U_y^2 C_D A_c \}^2 |X_D|^2 / U_y^2 \quad (7)$$

ここで、 $|X_D|^2 = 1$  である。無次元クロススペクトルはディケーフアクター  $k$  と点  $i$  と点  $j$  間の距離  $d_{ij}$  を用いて次式であらわされる。なお、 $k$  は 7 とした。

$$R_{ij}(f) = \exp(-f k d_{ij}^{0.5} / U_y) \quad (8)$$

一方、補剛桁中央の鉛直方向変位のパワースペクトル  $S_z(f)$  は次式となる。

$$S_z(f) = S_{uz}(f) \sum_r |H_r(f)|^2 |X_{a_i}(f)|^2 \{\phi_r\}^T [R_{ij}(f) \{\phi_r\} / (2\pi f_r)^4 M_r^2] \quad (9)$$

ここで、 $S_{uz}(f)$  は桁中央における鉛直風速パワースペクトルを用いた。減衰係数  $\zeta_r$  は構造減衰  $\zeta_r^0$  と次式第 2 項の空力減衰の和であらわされる。

$$\zeta_r = \zeta_r^0 + \sum_i \{ \rho (C_D A_G / B_G + d C_L / d\alpha) B_G U_y \phi_{ri}^2 \} / (4\pi f_r M_r) \quad (10)$$

ここで、 $C_L$  は揚力係数であり、揚力係数こう配  $dC_L/d\alpha$  は風洞実験結果より 4.03 とした。鉛直方向ガスト応答に関しては補剛桁のみに着目し、モードベクトルは主径間および側径間の補剛桁 1 次と 2 次モードを考慮した。

$$\{\phi_r\} = \{\phi_{Gr}\} \quad (11)$$

モード形状および振動特性値は FEM により求めた。 $f_1$  は  $0.125 \text{ Hz}$ 、 $f_2$  は  $0.223 \text{ Hz}$ 、 $M_1$  は  $7,786 \text{ kN s}^2/\text{m}$ 、 $M_2$  は  $4,297 \text{ kN s}^2/\text{m}$  である。空力アドミッタンスは次式とした。

$$|X_{a_i}(f)|^2 = \{ (\rho/2) U_y^2 (C_D A_G / B_G + d C_L / d\alpha) B_G \}^2 |X_L|^2 / U_y^2 \quad (12)$$

ここで、 $|X_L|^2 = (a + \xi) / \{ a + (\pi a + 1)\xi + 2\pi\xi^2 \}$ 、

$a = 0.1811$ 、 $\xi = \pi f B_G / U_y$  および  $B_G$ : 桁幅 ( $23.0 \text{ m}$ ) である。

構造減衰は実橋梁の起振試験<sup>12)</sup>により求められた自由振動波形より推定し、鉛直 1 次モードは  $0.0091$ 、2 次モードは  $0.0056$ 、水平 1 次モードは  $0.0376$  とした。水平 1 次モードに関しては、自由振動波形がうなりをともなっていたため、応答曲線を用いハーフパワー法により推定した値も考慮し総合的に判断した。

## (2) 計測値と推定値の比較・考察

水平風速のパワースペクトルの一例を図-17 に、鉛直風速パワースペクトルの一例を図-18 に示す。

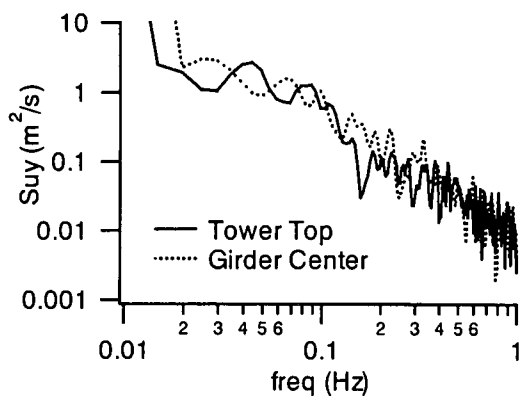


図-17 水平変動風速パワースペクトル

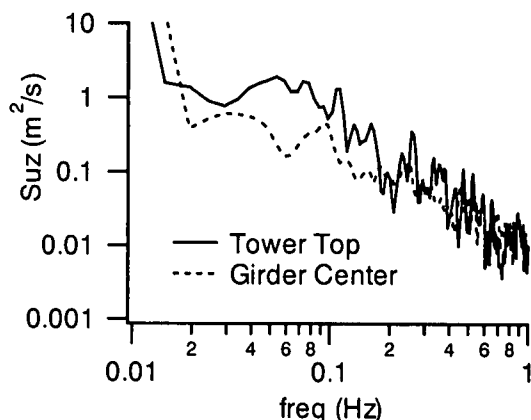


図-18 鉛直変動風速パワースペクトル

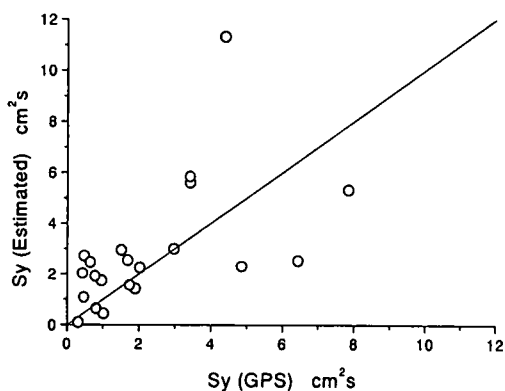


図-19 水平方向ガスト応答値の比較

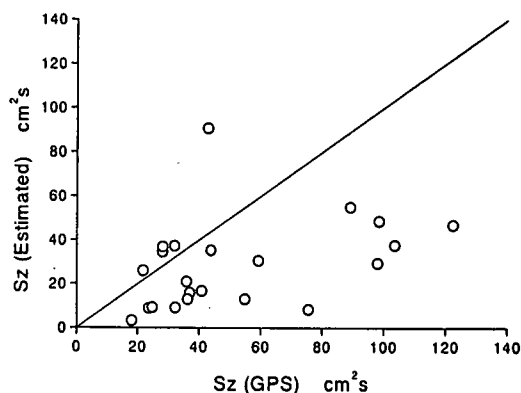


図-20 鉛直方向ガスト応答ピーク値の比較

いずれも、高周波数になるほど指数的に低減しているが、スペクトル波形はなめらかでなく波打っている。水平風速に関しては桁上と塔頂でのスペクトルレベルはほぼ等しいが、鉛直風速に関しては桁上のスペクトルレベルの方が低くなっている。しかし、これが高低差の影響なのか、風速計の設置位置の影響かは判別できなかった。

前章で用いたデータのうち、風速データに欠損がなく、かつ10分間に大きな変化のない20個のデータを選択し、ガスト応答計算を行い、GPS計測値と比較した。水平1次モードのスペクトルピーク値の比較を図-19に、鉛直1次モードに関する同様の比較を図-20に示す。いずれも、両者間に相関が見られるものの、かなりばらつきがある。とくに、鉛直方向に関しては、推定値が実測値より低い傾向がみられる。これは、桁中央で観測された風速が、構造物に影響され実際より低く観測されている可能性もあると考えられる。また、桁中央部の風速スペクトルのみを用いて解析しているため、橋軸方向の変化が考慮されていないこと

も精度がばらつく原因のひとつである。したがって、ガスト応答推定値の精度を向上するためには、風の計測精度を上げるとともに、風計測点数を増やすことが重要だと考えられる。なお、同一のデータを用いて加速度計変位とも比較したが、本図と同様の傾向が見られた。

## 6. 結論

GPSを用いた風による吊橋補剛桁の変位計測を提案し、実橋において冬期観測を実施した。計測結果の分析、FEM解析および起振実験結果との比較、加速度データとの比較などにより得られた主な知見を以下に示す。

- 1) GPS計測システムの誤差は、水平方向に1.6cm、鉛直方向には2.1cmであった。また、0.1Hz以上の周波数領域ではスペクトルレベルはほぼ一定のホワイトノイズ性状を示し、この領域での被計測物の振動特性の把握が可能であるこ

とが理解できた。

- 2) GPS で計測した橋軸直角方向変位は、準静的変位と周期的変位とで構成されていた。準静的の水平変位と水平風速成分は強い相関を示し、両者の関係は風洞実験結果および FEM 解析結果と良く一致した。
- 3) GPS で計測した鉛直方向変位も、準静的変位と周期的変位とで構成されていた。準静的鉛直変位は、主ケーブルの温度変化により 24 時間周期で変動した。変動幅は、計測された温度変化による FEM 解析結果と一致した。
- 4) GPS で計測した変位のパワースペクトル解析を実施し、0.1~0.3 Hz において GPS データから得た固有振動数は、加速度計および FEM 解析値と一致した。
- 5) GPS で計測した変位のパワースペクトルのピーク値は、加速度計を 2 回積分して得られた変位のピーク値とを比較した結果、水平・鉛直方向とも両者の誤差は 30%以内であり、実用的には良く一致していると考えられた。
- 6) 慣用的なガスト応答解析による推定値は、GPS 測定値と相関は見られるものの、ばらつきが大きかった。今後、推定式の精度を向上するには、風速計測値の精度を上げること、風速計測点数を増やすことが重要であると考えられた。
- 7) 以上より、GPS を用いた桁変位測定システムは、長大吊橋補剛桁の準静的変位および極長周期振動の計測に有効であることが検証された。また、長期に補剛桁の変位状態を GPS によりモニタリングすることにより、吊橋健全度の監視にも役立つと考えられる。

京大学大学院工学研究科) から助言をいただいた。また、データ解析には前東海大学の浅井広貴氏(川田工業)および沖野武志氏(千代田コンサルタント)に協力いただいた。各位に対し、謝意を表する次第である。

#### 参考文献

- 1) 岩屋勝司, 武山哲郎, 大川宗男: 瀬戸大橋の動態観測, 本四技報, Vol.15, No.57, pp.18-27, 1991.
- 2) 栗原敏広: 大島大橋の橋体観測, 本四技報, Vol.16, No.64, pp.33-41, 1992.
- 3) 辰巳正明, 秦健作: 強風下での吊橋の挙動解析, 本四技報, Vol.14, No.53, pp.2-11, 1990.
- 4) 中村俊一, 坂本良文, 並木厚, 渋谷元: GPS を用いた強風時における吊橋補剛桁の変位観測の報告, 第 15 回風工学シンポジウム論文集, pp.245-250, 1998.
- 5) Nakamura, S., Sakamoto, Y., Fujino, Y. and Skakibara, M.: GPS measurement of wind-induced suspension bridge girder displacements, IABSE Symposium in Rio, pp.459-466, 1999.
- 6) Herring, T.A.: 全地球測位システム GPS, 日経サイアンス, pp.30-37, 1996.4.
- 7) 吉田由治: 海上工事を革新する GPS 測位システム, 土木学会誌, Vol.863, 1998.
- 8) Davenport, A.G.: Buffeting of a suspension bridge by storm winds, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.88, No.ST3, pp.233-268, 1962.
- 9) 本州四国連絡橋公団: 明石海峡大橋耐風設計要領・同解説, 付録 II ガスト応答解析, pp.44-51, 1990.
- 10) 高橋守人, 西本聡, 津村直直: 扁平箱桁断面を有する吊橋補剛桁の架設時ガスト応答観測, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1087-1094, 1999.
- 11) Ashkenazi, V. and Roberts, G.: Experimental monitoring of the Humber Bridge using GPS, Proceedings of Institution of Civil Engineer, Civil Engineering, pp.177-182, 1997.
- 12) Fuino, Y., Nakamura, S., Shibuya, H., Yanagihara, M., Sato, M. and Sakamoto, Y.: Forced and Ambient Test of Hakucyo Suspension Bridge, Proceedings of Structural Congress, pp.328-331, ASCE, 1999.

謝辞: 本論文をまとめにあたり、藤野陽三教授(東

(1999.12.8 受付)

## A STUDY ON MEASUREMENT OF WIND-INDUCED DISPLACEMENTS OF SUSPENSION BRIDGE GIRDERS USING GPS

Shun-ichi NAKAMURA

A new measurement method with GPS was proposed to measure the suspension bridge girder displacements, and field measurements were carried out. The semi-static displacement was successfully obtained and corresponded to the wind tunnel test and the FEM analysis. As for the fluctuating displacement component, power spectrums of GPS data agreed well with acceleration data, FEM and the bridge dynamic test, besides the GPS data corresponded to the acceleration data. The gust response estimated by the analysis was correlated with the GPS data but scattered. This method is proved to be useful for semi-static and dynamic measurements of long-span bridge girder displacements.