



平成15年6月大型台風来襲時の女神大橋の挙動について

女神大橋建設事務所建設課

◎ 中瀬和敏

○ 北原雄一

1. はじめに

女神大橋の様なスレンダーな長大橋では、耐風安定性の検討が必要不可欠であるが、認識され出したのは近代になってからのことである。米国ワシントン州でのタコマ橋（吊橋）落橋事故（1940年）がきっかけであり、落橋時の風速はたかだか19m/s。ねじれ振動の共振現象によりケーブル破断が原因であった。

女神大橋は、完成時よりも架設時の構造形状がはるかに耐風安定上好ましくない。その架設がフルバランス架設工法を採用しているため架設途中は、やじろべえの如き不安定な状態である。また、本橋は構造的に揺れ易いため（後述2.2）、耐風安定性の検討も実施済みである。架設中の代表的な耐風対策としては、制振装置（TMD）の設置が挙げられる。

本書は、昨年6月19日に来襲した台風6号時の風環境・橋体及び制振装置（TMD）の応答を計測・考察することで架設時耐風安定性の検証を行うものである。

2. 女神大橋概要

1) 女神大橋の諸元

形式：3径間連続鋼斜張橋

支間割：200m+480m+200m

主塔：H型170m

主桁：扁平箱桁

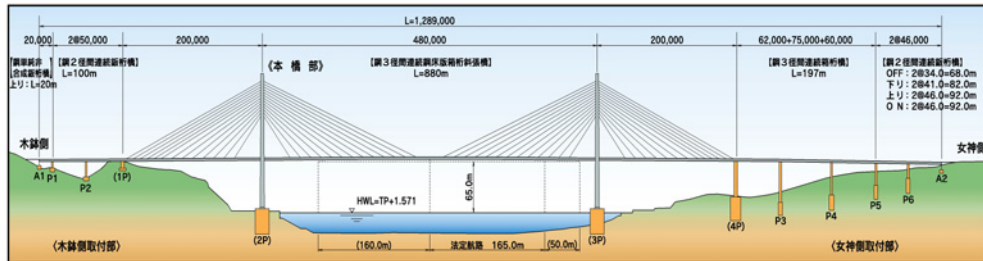


図 2-1 女神大橋一般図

国土交通省施工機所

2) 耐風特性に着した女神大橋の特徴

① 照査風速が高い

他の鋼斜張橋の架設時照査風速は設計基本風速の70%であるが本橋は80%。他橋では対象外となる振動も本橋では対象となる。

② ねじれ剛性の低いH型主塔と扁平箱桁の組合せ

制振対象モードが多くなり、ねじれの高次振動も制振対象となる。

③ 桁下高が高く振動数が低い

桁下高65mの斜張橋は国内初。バランス架設時の振動数が低い。



図 3-1 台風6号来襲時の2P主塔

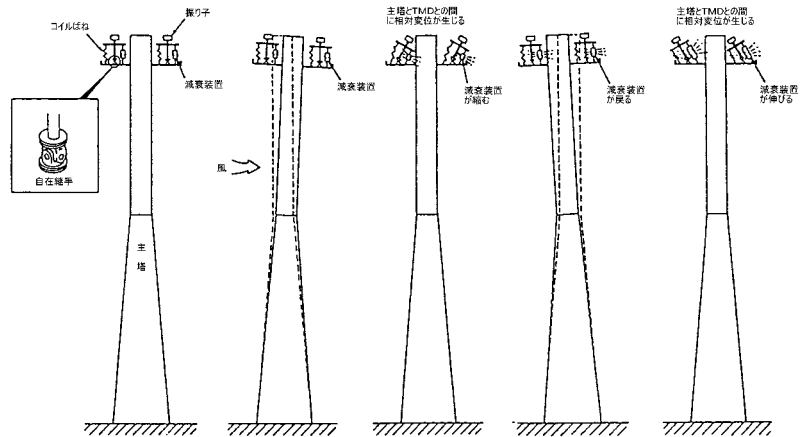
3. 台風来襲時の現地状況

現在、女神大橋は現在両主塔の架設を完了し、主桁バランシング架設を急ピッチで行っているところである。台風6号来襲時は2P主塔架設完了直後で、タワークレーン(JCC)撤去前であった。図3-1では分かり難いが、主巻き・補巻きフックが絡まってしまった。

4. 女神大橋の制振装置について

1) 制振装置(TMD)とは?

ある風速の風が吹くと、主塔は一定の周期で揺れる。主塔頂部に同じ周期の振子を取り付けると、振子は主塔の振動に伴って大きく揺れ、この振動による力が主塔の振動を打ち消す方向に作用することで、主塔が制振される。



主塔と振子間には、減衰装置(オイルダンパー)を付け、主塔の振動エネルギーを熱エネルギーに置換、発散させることで振動を吸収する。

2) 女神大橋の TMD 配置

1台であらゆる振動を制振できる万能のTMDはなく。制振対象・制振可能振動数に応じて使い分ける必要がある。女神大橋では17基の制振装置を架設ステップに応じ配置していった。

5. 女神大橋 TMD チューニングの為の振動数計測

1) チューニングの必要性

女神大橋は様々な振動の発生が予想されており TMD が計画されているが、設計に用いた振動数は計算で求めた主塔振動数により決定されている為、実際値とは異なる可能性がある。このため、主塔の振動数を実測し、その結果により TMD チューニングを行う必要がある。

2) 計測項目

各位置で計測された微小な電圧信号(アナログ信号)は、主塔基部の計測場所まで伝送し、増幅・デジタル信号に変換されPCにデータ収録する。収録信号は、即時解析され最大風速・平均風速・平均風向・固有振動数・加速度最大値等をデータ保存する。

センサー設置状況を図5-1および図5-2に示す。

計測項目	計測機器	計測内容
風向・風速	風向風速計	主塔頂部の風向風速
主塔加速度	サーボ型 加速度計	主塔頂部の橋軸・橋軸直角振動 主塔中間部の橋軸振動
主桁加速度	サーボ型 加速度計	主桁中央径間の鉛直・橋軸直角振動
TMD変位	変位計	TMD-E1, E3, C1マス挙動



図 5-1 主塔加速度計設置状況



図 5-2 制振装置重錘変位計設置状況

6. 台風 6 号時の橋体挙動

1) 台風の経路

図 6-1 に平成 15 年 6 月 19 日朝に長崎に最接近した台風 6 号の経路・通過時間を示す。本県、対馬沖を 9:00 頃通過し多大な被害を残した。

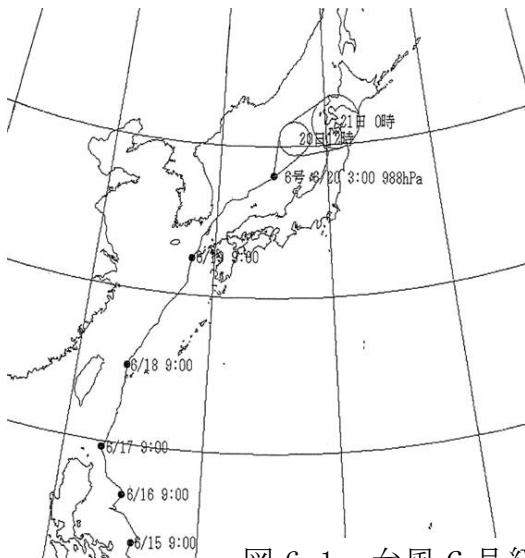


図 6-1 台風 6 号経路

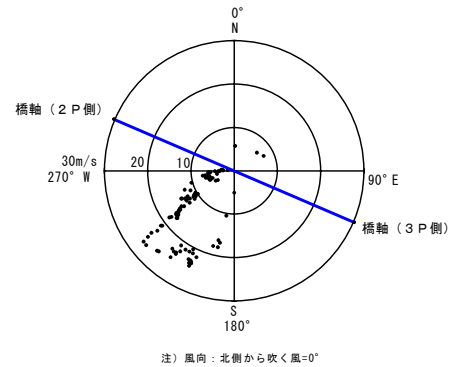
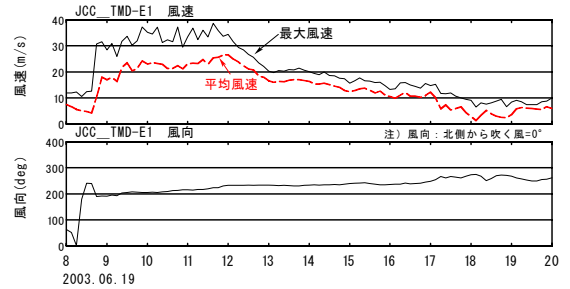


図 女神大橋 2P 風速風向分布
(0306号台風、2003年06月19日08:00~20:00)

図 6-2 女神大橋 2P 風向風速分布

2) 女神大橋 2 P 主塔の風向風速分布

図 6-2 に計測結果を示す。最大風速：40m/s 弱、平均風速：20~30m/s、橋軸直角方向（南西）の風が 4 時間程度観測された。

3) 女神大橋 2 P 主塔の応答結果

時刻	最大風速 (m/s)	平均風速 (m/s)	平均風向 (deg)	主塔 J21 橋軸 加速度 (Gal)	主塔 J21 橋軸 変位 (mm)	E1マス変位 (mm)
10:30	37.2	24.2	92.1	101.9	223.1	215.4
10:40	35.2	23.0	92.7	102.0	215.5	254.2
10:50	34.5	23.6	92.9	111.7	344.4	310.8
11:00	37.1	23.2	92.1	113.3	319.3	313.8
11:10	31.3	22.9	94.0	107.5	258.8	243.2
11:20	32.3	21.3	95.7	130.3	250.1	211.8
11:30	31.6	21.3	98.5	120.1	229.4	204.2
11:40	37.3	22.3	100.5	142.3	155.7	127.0
11:50	29.5	21.1	102.2	155.1	186.4	158.8
12:00	33.4	23.1	102.1	155.0	230.0	145.6
12:10	36.8	23.4	101.8	193.8	295.0	306.0
12:20	32.4	23.2	103.5	210.4	216.7	207.4
12:30	36.0	24.7	103.1	211.8	213.5	215.4
12:40	33.4	22.9	105.3	211.7	211.6	155.0
12:50	38.6	25.4	109.9	181.9	272.6	272.4
13:00	35.9	25.6	110.7	211.4	232.7	255.6
13:10	33.6	26.5	116.6	168.1	227.9	141.4
13:20	34.4	26.5	118.8	130.6	159.5	143.4
13:30	31.6	25.0	119.3	142.8	177.8	129.2

注 1) 風向は 3 P 橋軸方向から吹く風を 0 度とする。
2) 主塔変位は計測された加速度波形の数値積分から求めた。

表 6-1 2 P 主塔振動計測結果一覧

6月19日10:30～13:00までの主塔の振動計測結果を表6-1に示し、風速と主塔変位（橋軸方向）の関係を図6-3に示す。

主塔変位は、風速23m/s付近で最大となり、約344mm（片振幅値）であった。また、風速が23m/sより速くなると主塔振動は減少する傾向にある。

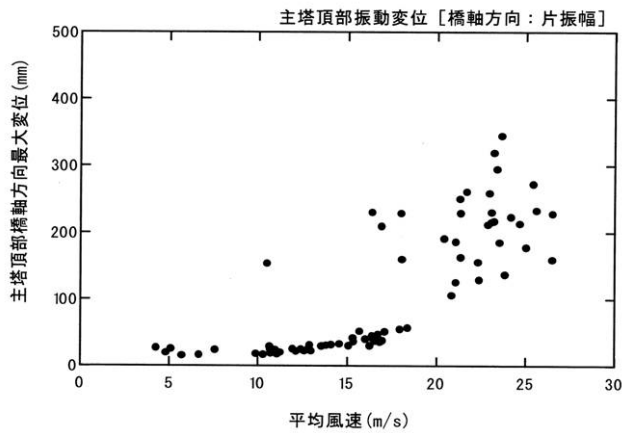


図 6-3 風速と主塔変位の関係

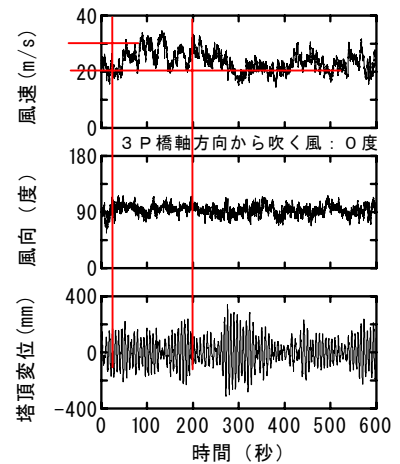


図 6-4 計測波形例

図6-4に風速・風向と主塔振動の計測波形例の一部を示す。主塔の橋軸振動は、橋軸直角風

（図6-4に風向90度）で風速20m/sを超えた場合に大きな値を示した。

また、風速30m/sでの主塔振動は風速20m/sを超えた場合より小さくなっており、図6-3の傾向と一致している。

図6-5に実計測データを基に、主塔変位と桁の鉛直変位の関係を、図6-6に主塔振動時のモードを示す。

主塔変位と桁鉛直変位には線形の関係があり、振動モードも主塔頂部の振動が大きくなる1次モードに近い振動である。

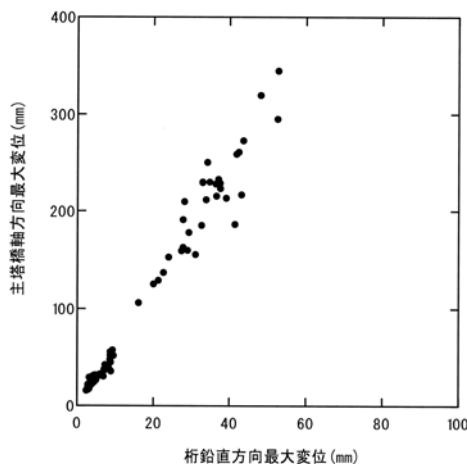


図 6-5 主塔変位と桁鉛直変位の関係

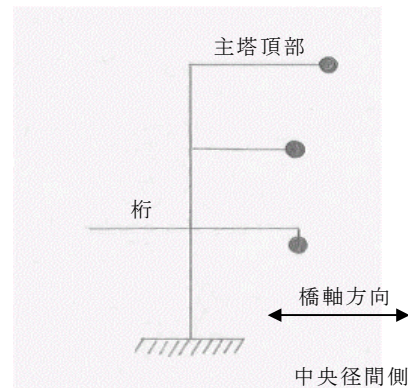


図 6-6 振動モード

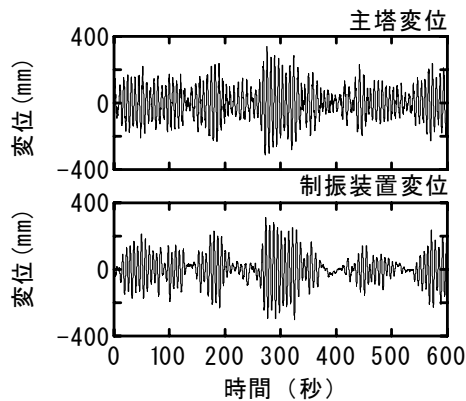
塔の振動原因として①渦励振振動、②キャロピング、③ハフティング等が考えられる。今回は橋軸直角の風で、ある風速（今回は30m/s程度）以上では変位の低下が発生しているので、渦励振と推察されるが、風洞試験における渦励振の共振風速は10m/s程度であったことから、この振動は別要因（例えば桁との相互作用、など）によって起因していることも考えられる。

4) 制振装置の効果確認

図6-7に主塔変位と制振装置重錘変位の計測波形を、図6-8に主塔変位

と制振装置重錘変位の関係を示す。

制振装置の重錘は、主塔の約 1.43 倍動き、ほぼ設計値（1.5 倍）どおりの挙動を行なっている。



観測時刻 2003. 6. 19 10:40~10:50

図 6-7 計測波形例

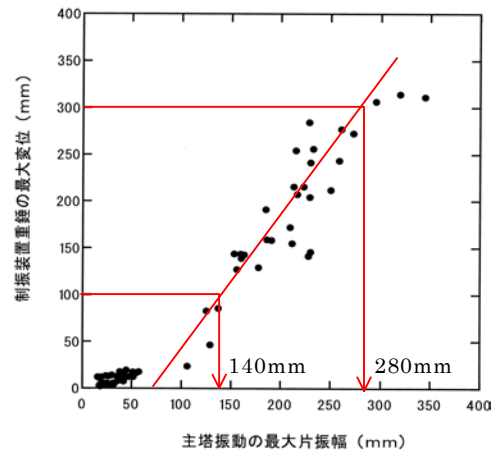
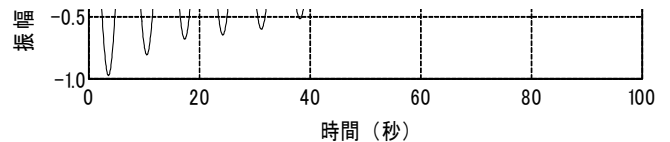
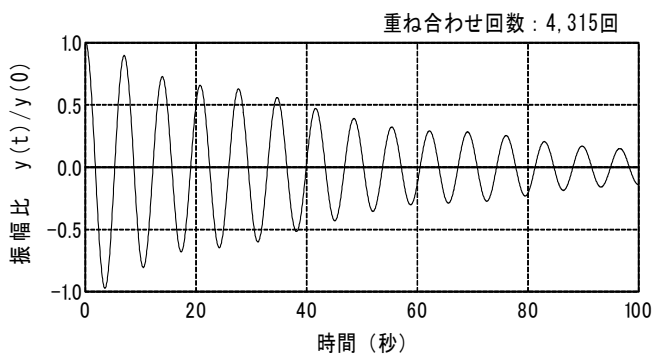


図 6-8 主塔変位と制振装置重錘変位の関係

図 6-9 に制振装置が作動している観測データから RD 法 (Random Decrement Technique) によって減衰を求めた結果を示す。

RD 法は、観測された不規則波形から減衰波形を求める手法であり、(a) 図に示すように良好な減衰波形が得られている。この減衰波形から対数減衰率を求めた結果を (b) 図に示す。求められた対数減衰率は、 $\delta = 0.133$ であり、制振装置によって減衰の付加が行なわれていると判断できる。

(参考：主塔の構造減衰設計値で=0.01)



(a) 不規則波の重ね合わせ結果

図 6-9 RD 法による減衰解析結果

図 6-10 に主塔を 1 自由度系のモデルに置き換え、風外力を推定して制振効果の逆解析を行なった結果を示す。

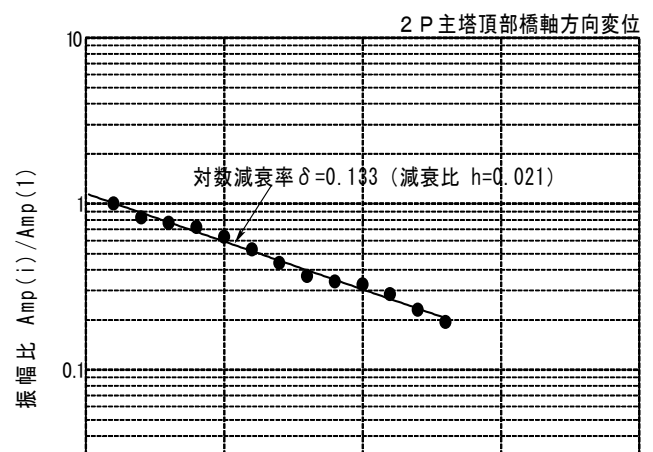
この逆解析に用いた風外力 F は下記の式によって求めている。

$$F = m\ddot{x} + c\dot{x} + kx$$

ここで m : 1 次振動の一般化質量

k : 1 次振動の等価剛性

x, \dot{x}, \ddot{x} : 主塔変位、速度、および加速度



モーダル風外力の推定値を用いた場合の制振装置作動状態における解析値は、実測の主塔変位より1割～2割程度大きくなっているものの、主塔振動の挙動は実測値と良く似ている。この結果より、本手法で主塔の風応答を表すことができると仮定し、制振装置非作動状態における主塔挙動および制振装置の効果を推定した。

制振装置を非作動とした場合の解析値は、制振装置作動の解析値と比べて1.6倍～1.9倍の値であり、制振装置によって主塔振動は抑止されていると推察できる。

なお、制振装置作動時の主塔対数減衰率は、RD法での解析結果を参考に $\delta = 0.133$ 、制振装置非作動の場合は主塔減衰設計値である $\delta = 0.01$ を採用。また、主塔の固有振動数は観測波形の周波数分析結果より0.144Hzとした。

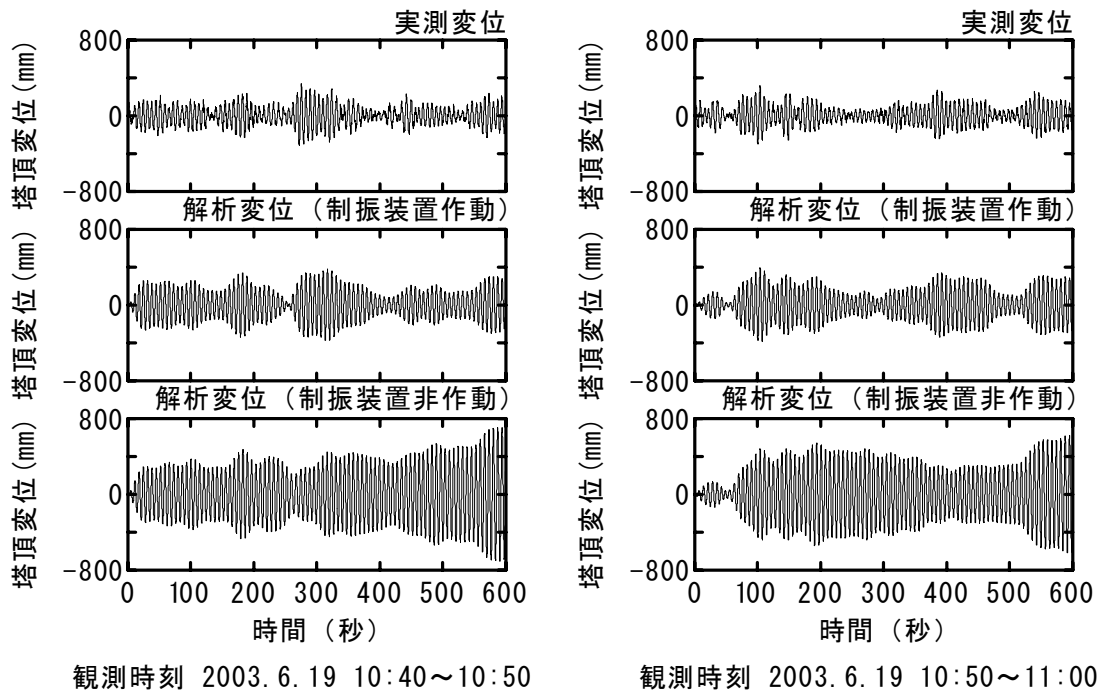


図 6-10 モーダル風外力の推定による制振効果の逆解析

7. さいごに

振動現象は、構造物のさまざまな振動モードの複合現象であり実態を正確に把握する事は非常に難しい。今回の限られたデータの中で確認できたことは、

- ① 今回の台風では、橋体に悪影響を及ぼす発散振動等は発生していない。
- ② 今解析結果では、制振装置の効果が確認された。

今後も、主塔・主桁の動態観測を継続しデータの蓄積・分析を行い耐風検討の妥当性を検証して行きたいと考える。