

女神大橋架設時の 0306 号台風による 主塔の動的挙動について

北原 雄一¹・上田 浩之²・渡部 剛賢³・高橋 和雄⁴

¹正会員 長崎県 土木部道路建設課 (〒850-8570 長崎市江戸町 2-13)

E-mail : kitahara@pref.nagasaki.lg.jp

²正会員 三菱重工橋梁エンジニアリング(株) (〒730-8642 広島市中区江波沖町 5-1)

E-mail : hiroyuki_ueda@mbe.mhi.co.jp

³正会員 MHI ソリューションズテクノロジー(株) (〒733-0036 広島市西区観音新町 1-20-24)

E-mail : t.watanabe@mhisoltech.hmw.mhi.co.jp

⁴フェロー会員 長崎大学教授 工学部社会開発工学科 (〒852-8521 長崎市文教町 1-14)

E-mail : takahasi@civil.nagasaki-u.ac.jp

女神大橋は、長崎県に建設された最大支間長 480m、主塔高 170m を有する鋼斜張橋である。現地の地形的要因から斜バントを用いた主桁のバランス架設工法を採用した。また、風洞模型実験等の結果から制振対策として、完成時はもとより架設時においても Tuned Mass Damper(TMD) を配置した。2003 年 6 月に大型で強い勢力を持つ 0306 号台風が長崎県に上陸し、主塔が独立したばかりの不安定な状態であった架設地点を直撃した。

本稿では、この架設途中に来襲した台風の現地観測結果および主塔の動的挙動を基に、TMD の制振効果について検証した。その結果、TMD の作動により主塔の対数減衰率は $\delta=0.133$ となり、主塔の応答が 1/1.6~1/1.9 程度抑制されたことから、TMD の制振効果が確認された。

Key Words : cable-stayed bridge, tower, dynamic behavior, TMD, aeroelastic stability

1. まえがき

長大橋の耐風対策として、代表的なものに制振装置の設置が挙げられる。設置に際して橋梁規模、架橋条件等に応じ、事前に風洞実験を実施し諸条件を決定後、制振装置の設計を行っている¹⁾。

制振装置は完成時はもとより架設時でも、橋体に渦励振等が発生する場合、溶接継手部等の疲労への影響、現場溶接作業の効率化および作業環境の改善のために採用されることがある。架設時は設置可能箇所が限られ、作業の進行によっては装置を移設する必要もあることからコンパクトで取り扱いが容易な Tuned Mass Damper (TMD) が多く採用される。

架設途中は完成時と比べ不安定な形状も存在するため、品質、工程、および作業効率等の施工管理を行う上で、架設時の制振効果を確認することは、非常に重要なことである。しかしながら、制振すべき形状は架設の進行によって刻々と変化する。制振効果を確認するため、その都度、架設作業を中断して大型起振機等による振動実験を実施することはできない。このため、短時間で低風域から高風域が発生する大型台風来襲時の橋体の動的挙動から、架設時制振装置の効果の検証を行うことは有効であると考えた。

架設途中での大型台風来襲時の動態観測記録は、東神戸大橋(鋼斜張橋、最大支間 485m)²⁾、明石海峡大橋(鋼吊橋、最大支間 1,991m)³⁾、名港東大橋(鋼斜張橋、最大支間 410m)⁴⁾があるが、この時動態観測を基に架設時制振装置の効果の検証までは至っていない。

長崎県の長崎港に位置する女神大橋(鋼斜張橋、最大支間 480m)では、事前に風洞実験⁵⁾を実施した結果、架設時に橋体の渦励振の発生が予想されたため、TMD が配置された。

本稿では、架設地点を直撃した 0306 号台風の観測資料と架設途中にあった女神大橋 2P 主塔と TMD の動態観測結果をとりまとめ RD 法(Random Decrement Technique)に⁶⁾よって減衰波形を求め、この減衰波形から対数減衰率を求める。

さらに、主塔を 1 自由度系のモデルに置き換え制振装置が作動している主塔応答の実測結果から、モーダル風外力を推定し、このモーダル風外力を用いて制振装置非作動時の主塔応答の推定を行い、制振装置作動時の主塔応答と比較をすることで、架設用に設置した TMD の制振効果を検証した。

2. 女神大橋の概要

女神大橋の風洞実験⁵⁾の結果、完成時の耐風安定性を向上させるため塔および桁断面の開発、フェアリング、整流板の配置、検査車レール位置の最適化検討を行った。さらに架設時においてもTMDを設置し、完成までの間、架設時のTMDチューニング用データ収集のために、現地の風特性、主塔および制振装置重錘の動態観測を行った。

図-1に示すように、長崎湾は、ほぼ南西に開けた湾であり、特に台風が九州の西部を北上した場合に強風が吹き込む地形である。風向別再現期待値を求めるとS(南)～SSW(南南西)付近の風速分布が卓越し前述の地形条件と整合している⁵⁾。

図-2に一般図を示す。本橋部は全長880mで、斜張橋としては国内6番目の支間長となる480mを有する。

また、港内には大型LNG船等を建造する造船所および大型観光船が停泊する岸壁等があり、これら大型船舶の航行を考慮し65mの桁下空間を確保している。

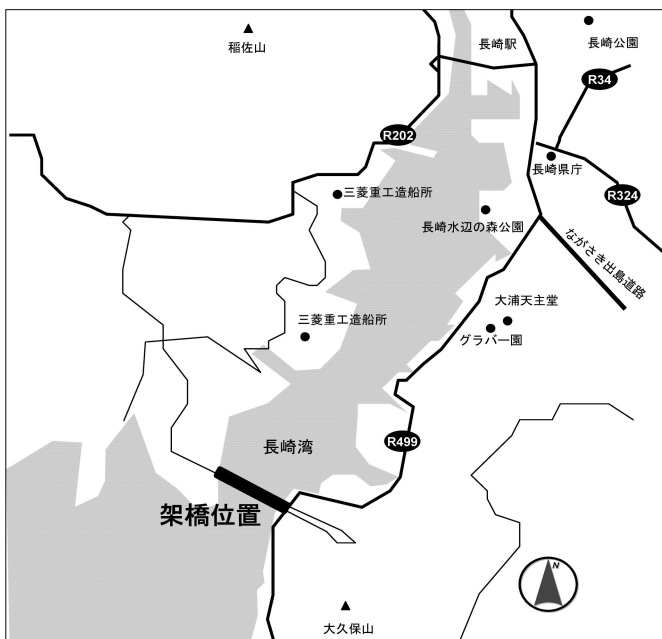


図-1 架橋位置図

(1) 女神大橋の基本諸元

a) 橋梁概要

橋 長：1,289m

(木鉢側取付120m+本橋880m+女神側取付289m)

b) 本橋部

形 式：3径間連続鋼斜張橋

支 間 割：200m+480m+200m

主 桁：扁平箱桁

ケーブル形式：マルチファン形式

(2面吊り, 13段φ115mm~180mm)

桁下空間：略最高高潮位(N.H.H.W.L)+65m

風 荷 重：基本風速⁷⁾ $V_{10}=49\text{m/s}$

架設時基本風速⁷⁾ $V_{10}=39\text{m/s}$

(ここで、 V_{10} は海面上高さ10mでの風速(m/s)を示す。)

(2) 主塔の諸元

図-3に主塔正面図を示す。主塔は基部から直線斜めに

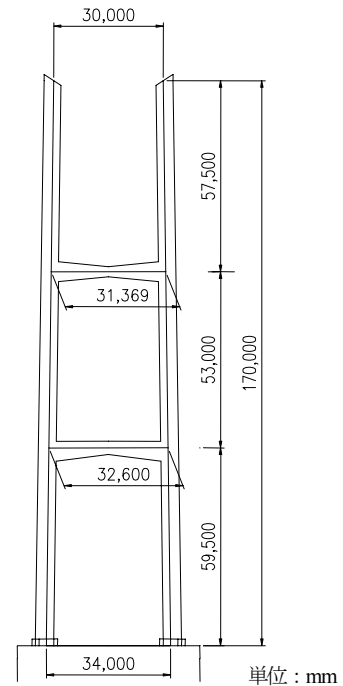


図-3 主塔正面図

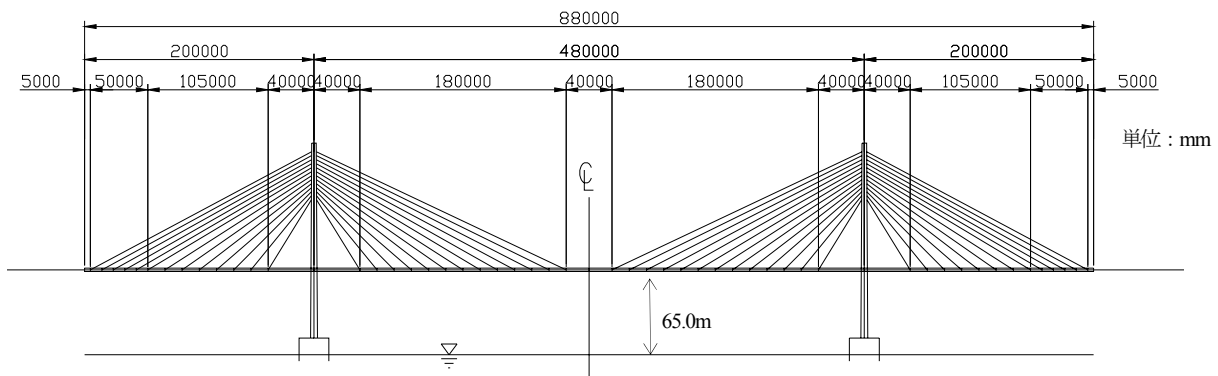


図-2 一般図



写真-1 台風来襲時の2Pの状況

表-1 台風来襲時の主塔制振諸元

制振諸元	面外振動			ねじれ振動
	1次	2次	3次	1次
許容振幅(m)	0.671	0.210	0.570	0.420
振動数 (Hz)	0.138	0.543	0.655	0.874
有効質量 ($kN \cdot s^2/m$)	1,807.1	2,796.9	541.0	1,683.6
等価質量 ($kN \cdot s^2/m^2$)	45.1	124.5	71.5	47.0
必要減衰 δ_{req}	0.023	0.012	0.013	0.024
主塔実振幅 max(m)	0.275	0.225	0.064	0.085
決定要因	加速度		疲労	

表-2 制振装置の諸元

制振装置 タイプ	架設時		完成時		
	E 1	E 4	E3	C 1	
制振目的	主塔面外 1次振動	主塔面外 2次振動	主塔ねじれ 1次振動	主塔面内 2次振動	
制振方式 ⁹⁾	多段振子 パッシブ方式	単振子 パッシブ方式 (1方向)	単振子 パッシブ方式 (1方向)	単振子 パッシブ方式 (1方向)	
TMD 諸元	装置重量(kN)	274.4	362.6	147.0	58.8
	重錘重量 W(kN)	186.2	156.8	78.4	29.4
	重錘設計振幅(m)	0.54	0.42	0.42	0.24
	基本設計振動数 f _d (Hz)	0.135	0.54	0.90	0.90
	設置台数	1台	2台	4台	4台

立ち上がり上下2段の水平梁で繋がれたH型である。

主塔形状：H型 高さ170m

主塔材質：SM570, SM490Y

主塔鋼重：38,661kN

架設方法：基部上部から下段水平梁までの主塔下部と、塔付主桁大ブロック120mは工場ヤードで大型ブロック化し、40,180kN吊級の起重機船でそれぞれ一括架設を行った。

続いて主塔上部の単ブロックを塔付主桁大ブロックに配置した1,568kN吊級の塔付タワークレーンを用いて架設し継手部を現場溶接した。この工程を繰り返し主塔を完成させた⁸⁾。

した時は2P主塔架設完了直後で主塔上部単ブロック架設に使用した塔付タワークレーンの撤去前であった。塔付主桁大ブロックを支える斜ベントは設置済みであるものの主塔は完全に独立した状態であった。

この時の状況を写真-1に示す。

(2) 女神大橋の制振諸元

台風来襲時の架設形状（タワークレーン付主塔独立）での主塔制振諸元は既に風洞実験⁵⁾および振動解析等により検証済みであり、その結果を表-1に示す。なお、本表に記載されている許容振幅は、主塔の発生モード最大点の振幅である。

3. 0306号台風来襲時の女神大橋の概要

(1) 架設状況

本橋の架設は、架設地点の地形的要因より主桁架設にフルバランス工法を採用した⁸⁾。0306号台風が来襲

4. 制振装置の設計

(1) 諸元の決定

制振装置の基本諸元を表-2に示す。表-2に記載している基本設計振動数はTMD設計時の基本値であり±10

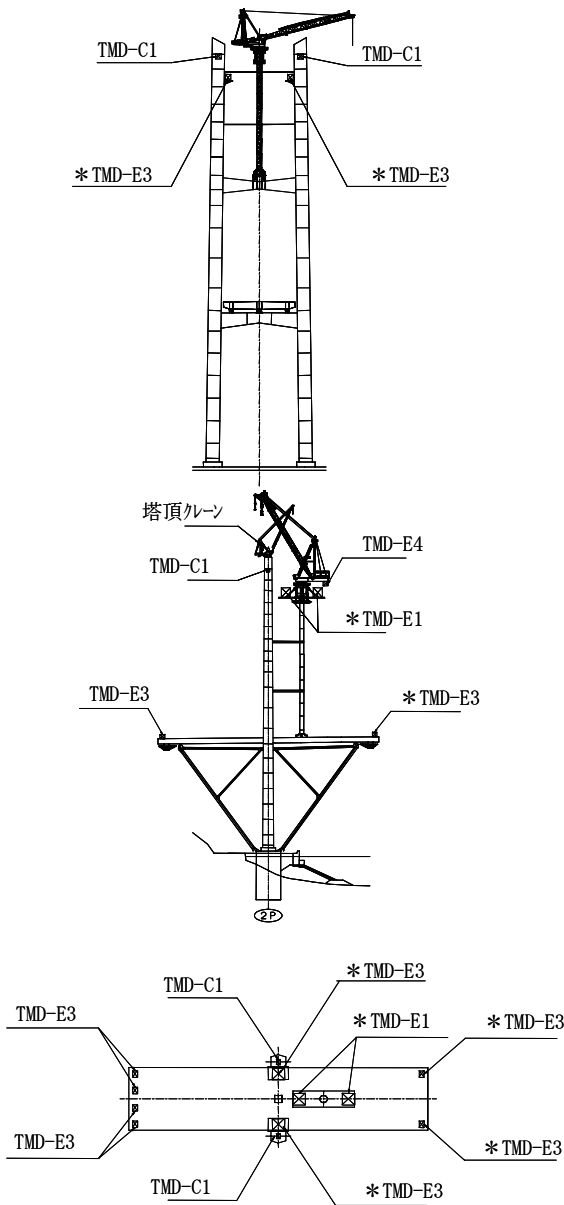


図-4 台風来襲時のTMD配置図

%範囲でチューニングを行い架設状況に応じた固有振動数へ調整する。例えば、E1の場合 0.122Hz~0.149Hzが調整可能な範囲となる。

a) 設計減衰 (対数減衰率) δ_{des}

耐風設計基準・同解説 1976 本四公団¹⁾に準じ、独立塔の構造減衰として対数減衰率 $\delta_s=0.01$ とした。

設計減衰 δ_{des} は振動解析や風洞試験の精度を考慮して明石海峡大橋制振対策³⁾と同様に安全率を 1.2 とし、以下の式(1)より算出した。

$$\delta_{des} = 1.2 \delta_{req} - \delta_s \quad (1)$$

ここで、 δ_{des} : 設計減衰
 δ_{req} : 必要減衰
 δ_s : 構造減衰

なお、必要減衰 δ_{req} が構造減衰 δ_s 以下、および共振風速が設計風速を超えるものは制振対象から除外した。

表-3 2P 主塔独立時の計測項目・機器一覧

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 重錘挙動

b) 設置位置

TMDの性能を十分に発揮させるため制振対象モードで振幅値が大きい位置に極力設置するものとした。

また、タワークレーン等にTMDを取り付け、TMDの移設が少なくなるよう取付け位置を検討した。

c) TMDの種類

TMDのバネ取替え等チューニングすることで、1台のTMDが架設進捗によって異なる複数の振動数に対応できるような設計諸元とし、TMDの種類が最小となるようにした。

d) 制振装置の減衰定数 h_d

設計減衰とTMD重錘の振幅許容値を満足させるようTMDの振動数と減衰定数を変化させた2質点系解析を行い¹⁰⁾、TMDの減衰定数を $h_d=0.35$ と決定した。この時、主塔振幅とTMD重錘振幅の最大応答倍率 Φ は約 1.6 であった。

(2) TMDの配置

架設の進捗によって必要となるTMDは変化するが、設置、撤去、移設作業を最小とするため、架設進捗によっては必要とされないTMDも現地に設置した。

台風来襲時の架設進捗における制振装置の配置を図-4に示す。なお、図-4内*箇所が対象架設ステップに必要なTMDである。

5. 主塔動態観測の方法

2P 主塔独立時の計測項目と計測機器、計測内容を表-3に示す。主塔、主桁および制振装置重錘の各位置で計測されたセンサーの電圧信号 (アナログ信号) は増幅後、デジタル信号に変換され、PCにて即時解析され最大風速、平均風速、平均風向、固有振動数および最大加速度値を算出し、データ保存した。

塔頂の加速度計とTMD-E3の変位計設置状況を写真-2および写真-3に示す。

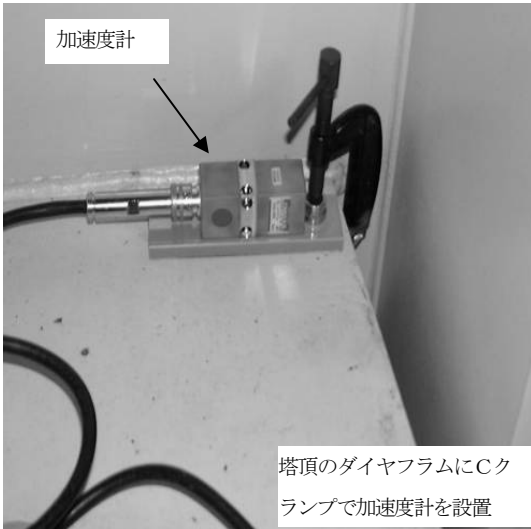


写真-2 塔頂ダイヤフラム加速度計設置状況



写真-3 塔頂TMD-E3 重錘変位計設置状況

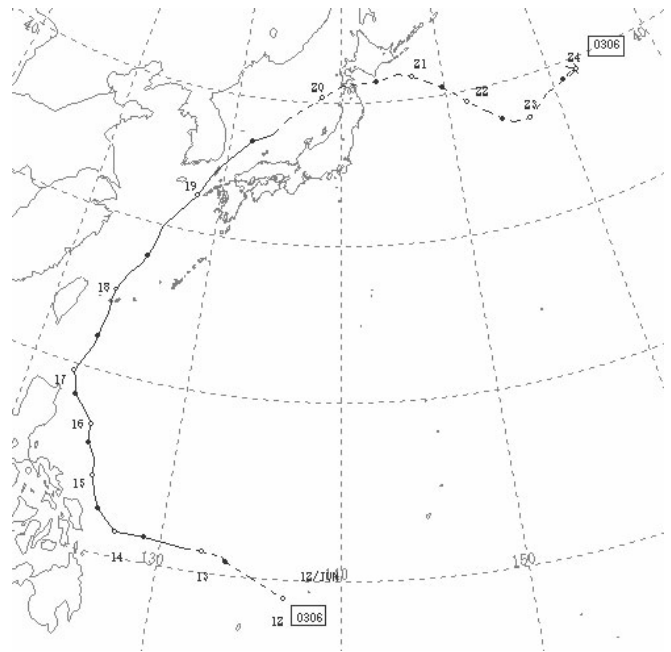
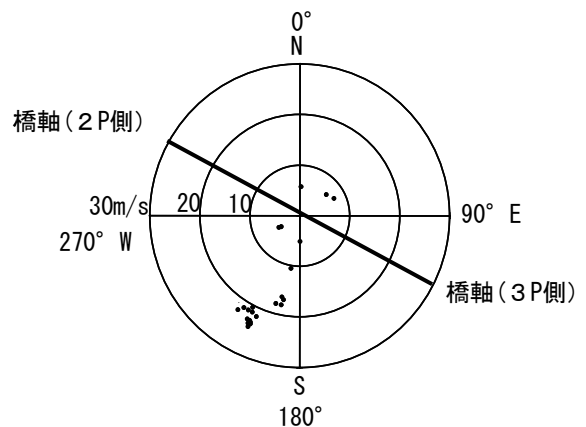
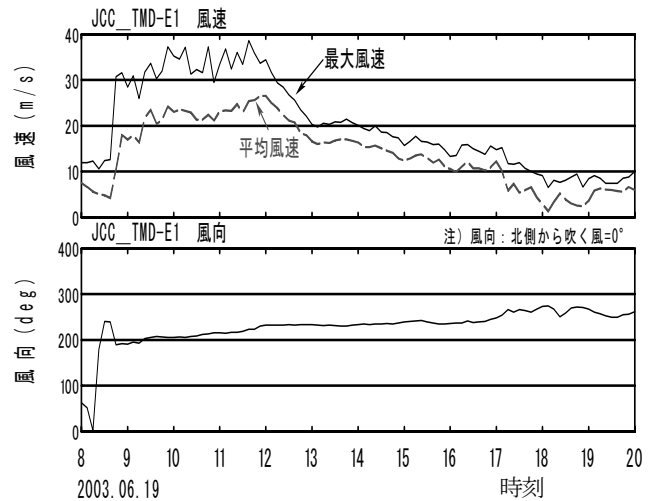


図-5 0306号台風の経路¹²⁾



注) 風向: 北側から吹く風=0°

図-6 女神大橋2Pにおける風向・風速分布
(0306号, 2003.6.19 8:00~20:00)

6. 0306号台風来襲時の主塔の動的挙動

(1) 台風の経路

2003年6月13日1000hPaで発生した0306号台風は九州西海岸沖を北上し6月18日西表島を通過後、6月19日朝に長崎県に最接近し、翌日6月20日985hPaで温帯低気圧となった。0306号台風の経路と通過時間¹⁰⁾を図-5に示す。

(2) 2P主塔の風向・風速分布

図-6に女神大橋2P塔頂に設置した風向・風速計による6月19日8:00~20:00間の計測結果を示す。

台風が接近した8:30~12:30の約4時間において、瞬間最大風速:38.6m/s、10分間平均風速:21.1~26.5m/s、橋軸直角方向(南西)の風が観測された。

(3) 2P主塔橋軸方向の振動計測結果

6月19日10:30~13:30間の2P主塔での風速、風向と振動計測の結果を表-4にまとめ、その時の平均風速と主

表-4 2P主塔と風および振動計測結果一覧

時刻	最大風速	平均風速	平均風向	主塔J21橋軸	主塔J21橋軸	E1重錘変位
	(m/s)	(m/s)	(deg)	加速度(Gal)	変位(mm)	(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3P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。

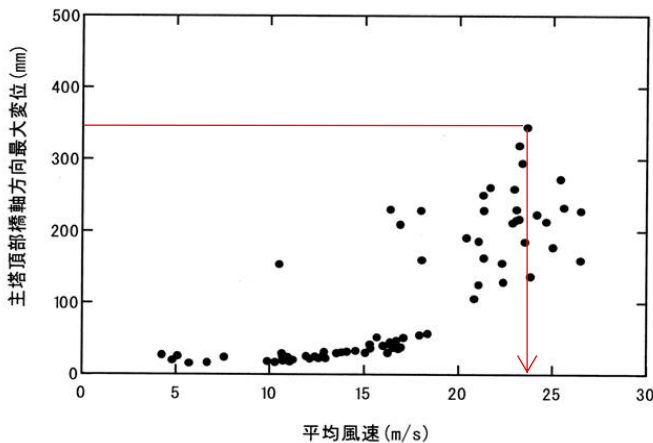
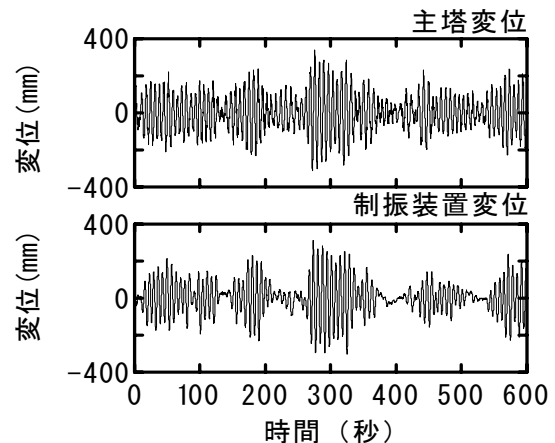


図-7 風速と主塔頂部変位（橋軸方向）の関係



観測時刻 2003.6.19 10:40~10:50

図-8 主塔変位とTMD-E1重錘変位計測波形例

塔頂部の橋軸方向変位の関係を図-7に示す。

主塔頂部の変位は風速 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。

事前に実施した風洞実験 (照査風速 49m/s) では発散振動の発現はなく渦励振のみ発現が確認された。今回の計測では橋軸直角方向の風である風速以上では変位が低下しているため渦励振と判断される。しかし、風洞実験において渦励振が発現した主塔面外1次振動時の風速は10m/s 以下であったのに対し、実測では風速 23m/s 付近とかなり乖離していた。

これは、例えば主塔と桁の相互作用の影響で構造体の重量が大きくなり振動発現風速が高くなったこと、層流状態の風洞試験に対し、乱流下の実測で共振点に変化した等の理由が推定される。

今後の課題として、風洞実験と実際との差異を検証する必要がある。特に(a)実験モデルと実橋との拘束条件、

(b)実験時風条件と実際、(c)実験時振動モードと実際等が重要である。

7. 制振装置効果の確認

(1) 制振装置のチューニング確認

図-8 に主塔変位とTMD-E1重錘変位の計測波形を示し、図-9 に2P主塔橋軸方向の変位とTMD-E1, TMD-E3の重錘変位波形の周波数分析結果を示す。

主塔変位とTMD-E1重錘変位の波形の相似性は高く、主塔と主塔に設置したTMDそれぞれの卓越振動数もほぼ一致していることから、制振装置は計画どおりチューニングされ、正常に作動したことが分かる。

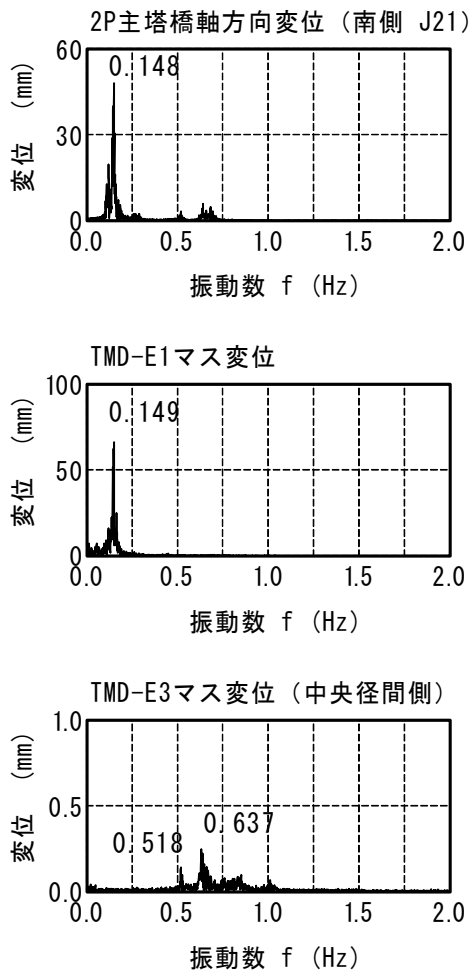


図-9 観測波形の周波数分析結果

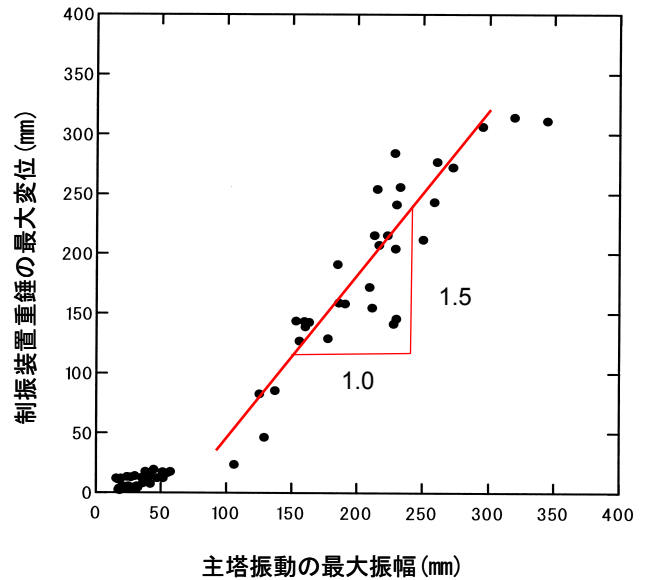
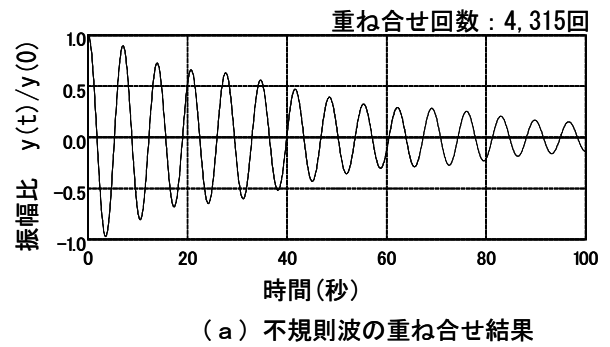


図-11 主塔変位と制振装置重錘変位の実計測関係



(a) 不規則波の重ね合せ結果

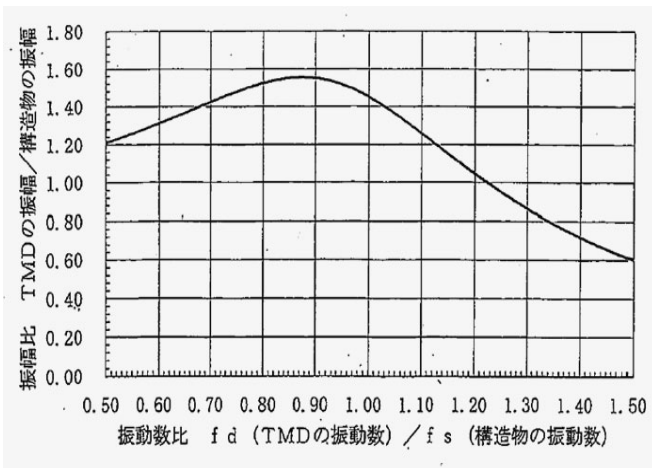


図-10 TMD設計時の主塔とTMD-E1の振幅比理論値曲線図

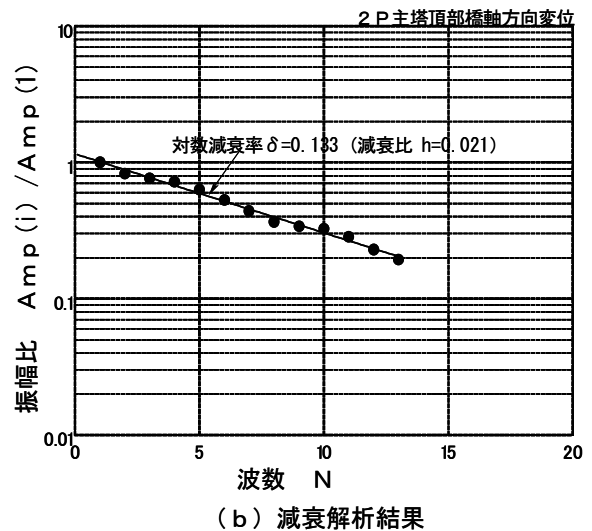


図-12 RD法による減衰解析結果

(2) 制振装置の最大応答倍率 (Φ)

図-10 にTMD設計時の主塔とTMD-E1の振幅比理論値曲線図を示し、図-11 に主塔変位と制振装置重錘変位の実計測関係を示す。

図-10 にて主塔とTMDの振動数が一致している時、TMDの振幅と構造物の振幅比は1.5程度で、設計最大応答倍率が $\Phi=1.6$ に対し、今回計測された制振装置重錘の最大変位は主塔変位の約1.5倍であったことから制

振装置は正常に作動していることが分かる。

(3) 2P主塔の対数減衰率の算出

前述の図-8 に示した制振装置作動時の観測データは、不規則な応答である。起振機等で強制加振した自由減衰波形データもないことからRD法(Random

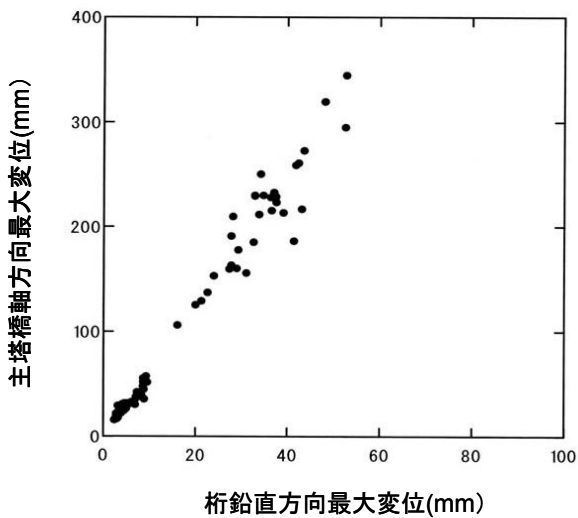


図-13 主塔変位と桁鉛直変位の関係

Decrement Technique)⁶⁾によって減衰波形を求めた。

この結果を図-12 (a) に、この減衰波形から対数減衰率を求めた結果を図-12 (b) にそれぞれ示す。

求められた対数減衰率は、 $\delta = 0.133$ であった。

この推定された対数減衰率は独立塔の設計構造減衰率 $\delta_s = 0.01$ を上回り振動の抑止が最も必要となる面外1次振動での必要減衰 $\delta_{req} = 0.023$ をも上回っていることから、制振装置によって必要な減衰の付加がなされている。

また、TMDによる減衰が付加され、主塔振幅がおさまっていることから、主塔とTMD変位は逆位相になっていないことが確認できる。

8. 制振装置非作動時応答の解析

前章でTMDによる減衰付加が確認された。本章では、制振装置非作動時の状況を解析値より推定し作動時の解析値と比較し、制振装置効果の程度を推定する。

台風来襲時の実計測データから得られた主塔の橋軸方向変位と桁の鉛直方向変位の関係を図-13に示す。

主塔橋軸変位と桁鉛直変位は線形の関係にあり、また、主塔振動も頂部振動が大きく揺れる1次モードに近い振動であったことから、主塔を1自由度系のモデルに置き換えてモーダル風外力を推定した。

モーダル風外力は、制振装置が作動している場合の実測主塔応答から、式(2)によって求めた。

$$F = m\ddot{x} + c\dot{x} + kx \quad (2)$$

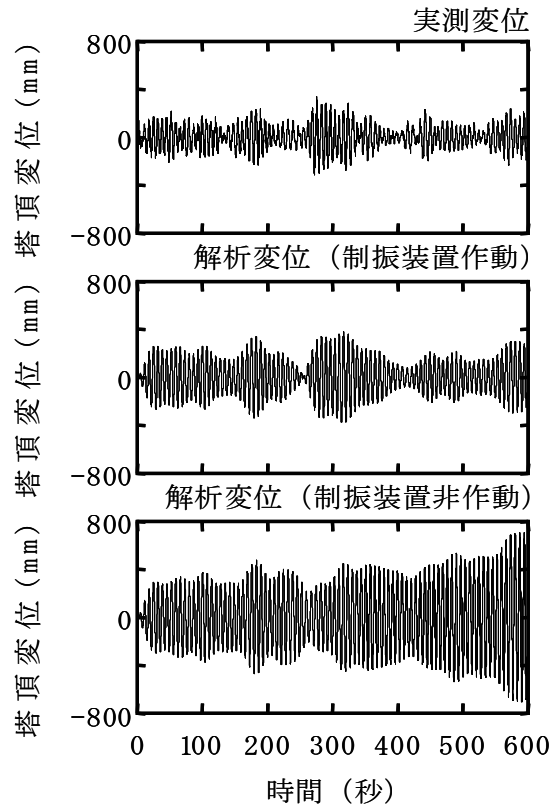
ここで、 m : 1次モードの一般化質量

c : 1次モードの一般化減衰係数

k : 1次モードの一般化剛性

x, \dot{x}, \ddot{x} : 主塔変位, 速度, および加速度

この求められたモーダル風外力を用いて、制振装置作



観測時刻 2003. 6. 19 10:40~10:50

図-14 モーダル風外力の推定による制振効果の逆解析

動時および制振装置のない状態に相当する制振装置の非作動時状態の応答を推定した結果を図-14に示す。

図-14において実測の主塔変位と制振装置作動時の解析変位を比較すると、解析変位は10~20%程度大きめとなっている。実測変位は計測機器のスペース都合上、塔頂より10m下で計測されたものであり、有限要素法による固有振動解析から対象振動モードの塔頂部の値が計測位置の値より1.25倍程度大きいことを考慮すると、実測変位と解析変位との差異は小さい。

実測振幅波形と解析振幅波形の相似性は高いことから本手法で主塔の風応答を表すことができると仮定し、制振装置の非作動時における主塔挙動および制振装置の効果を確認した。図-14において制振装置非作動時の解析値は、制振装置作動時の解析値と比べ1.6~1.9倍大きい値を示していることから制振装置の作動によって主塔の振動は抑制されている。

なお、制振装置作動時の主塔の対数減衰率は、RD法での解析結果から $\delta = 0.133$ を用い、制振装置非作動の場合の主塔減衰は設計値である $\delta_s = 0.01$ とし、主塔の1次モードの固有振動数は、図-9の主塔振動の観測波形を周波数分析した結果より0.148Hzを用いた。

9. まとめ

本稿では、鋼斜張橋架設時の耐風対策として設置されたTMDの制振効果について、大型台風来襲時の主塔の動的挙動観測データより検討を行った。

結果は、以下のとおりであり、鋼斜張橋架設時の制振対策として、TMDの有効性が確認された。

(1) 主塔と制振装置重錘の卓越振動数は、ほぼ一致していた。また、主塔が振動している時の制振装置重錘の変位は主塔変位の約1.5倍であり、設計時の主塔変位と制振装置重錘変位の応答倍率1.6にほぼ等しいことから、制振装置は設計どおり正常に作動した。

(2) 主塔の不規則波形からRD法を用いて対数減衰率を求めた結果、 $\delta = 0.133$ が得られた。この推定された対数減衰率は、独立塔の設計構造減衰率 $\delta_s = 0.01$ を上回り、振動の抑止が最も必要となる面外1次振動での必要減衰 $\delta_{req} = 0.023$ を上回っていることから、制振装置によって必要な減衰の付加がなされていると判断できる。ただし、RD法によって求められた減衰値には空気力による空力減衰も付加されていると推察されるので、この空力減衰については別途検討する必要がある。

(3) 主塔を1自由度系のモデルに置き換え、モーダル風外力を推定し主塔変位の逆解析を行った結果、主塔の変位は、制振装置によって1/1.6~1/1.9程度に抑制されたと推定できる。

引き続き、完成系の女神大橋においてTMDを考慮した斜張橋をモデルとした解析を行っており、2自由度系でTMDの制振効果および主塔とTMDの位相関係の検証等について別途報告を行う予定である。

謝辞：本報告をまとめるにあたり、長崎県女神大橋建設事務所および工事関係者の方々には多大なるご協力をい

ただきました。また、九州工業大学木村吉郎助教授には原稿作成にあたりご教示をいただきました。ここに記して、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準・同解説，1976.
- 2) 上田芳夫，北沢正彦，正田正一，金治英貞：東神戸大橋主塔の対風挙動と振動実験，阪神高速道路公団技報，第11号，pp.61-74，1991.
- 3) 金崎智樹，奏健作，佐々木伸幸，下土居秀樹：明石海峡大橋主塔独立時の耐風特性，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，I-490，pp.978-979，1994.
- 4) 和田博久，本荘清司，武田勝昭，石井孝：名港東大橋台風9426号来襲時の主塔動態観測，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集，I-706，pp.1412-1413，1995.
- 5) 古川和義，本田明弘，今金真一：女神大橋架橋地点の風環境に関する地形模型風洞実験，土木学会第48回年次学術講演会講演概要集，I-365，pp.878-879，1993.
- 6) 田村幸雄，佐々木淳，塚越治夫：RD法による構造物のランダム振動時の減衰評価，日本建築学会構造系論文集，第454号，p.29，1993.12
- 7) 宮崎純夫，本田明弘，今金真一：女神大橋の基本風速，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，I-529，pp.1056-1057，1994.
- 8) 中瀬和敏，有吉正敏，北原雄一，甲斐富岳，今金真一，上田浩之：女神大橋上部工の施工橋梁と基礎，No.39，pp.2-14，2005.
- 9) 社団法人日本鋼構造協会：構造物の耐風工学，1997.
- 10) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐風設計・要領・同解説，1990.
- 11) 土木学会構造工学委員会：橋梁の耐風設計，2003.
- 12) 気象庁ホームページ：
http://www.data.kishou.go.jp/yohou/typhoon/route_map/bstv2003.html

(2006. 8. 28 受付)

DYNAMIC BEHAVIOR OF TOWER OF THE MEGAMI BRIDGE UNDER CONSTRUCTION BY TYPHOON NO.0306

Yuuichi KITAHARA, Hiroyuki UEDA, Takeyasu WATANABE and
Kazuo TAKAHASHI

The Megami Bridge is one of the longest cable-stayed bridges in Japan with a center span length of 480m and tower of 170m in height. The balancing girder erection method using inclined and vertical bents and tuned mass damper (TMD) are adopted in order to prevent the occurrence of topographic features. Typhoon No.0306 went ashore in Nagasaki Prefecture on June 19 in 2003.

As the results of analyzing the behavior of tower of the Megami Bridge by this typhoon, the effect of TMD was evaluated. The logarithmic decrement of response of the tower was 0.133 and the responses were decreasing from 1/1.6 to 1/1.9 and the effectiveness of TMD was checked in this paper.