

本州四国連絡橋における観測結果を反映した経済的に
長大橋を実現するための耐風設計法に関する研究

〔 Study on wind-resistant design method for economically realization of long-span
bridges based on full-scale measurement of Honshu-Shikoku Bridges 〕

2016 年 3 月

楠 原 栄 樹

目 次

第1章 序 論.....	1
1.1 研究の背景と目的.....	1
1.2 本論文の構成.....	2
第2章 本州四国連絡橋の耐風設計.....	5
2.1 日本の耐風設計基準類の変遷.....	5
2.2 本州四国連絡橋耐風設計基準(2001).....	11
2.2.1 耐風設計のフロー.....	13
2.2.2 設計の基本とする風の特性.....	14
2.2.3 静的設計.....	16
2.2.4 照査.....	17
2.3 まとめ.....	19
第2章参考文献.....	20
第3章 本州四国連絡橋における実橋観測.....	21
3.1 はじめに.....	21
3.2 実橋振動試験.....	21
3.2.1 概要.....	21
3.2.2 実橋振動試験結果.....	22
3.3 臨時現地観測.....	25
3.4 動態観測設備.....	28
3.5 動態観測結果の分析.....	29
3.5.1 動態観測結果概要.....	29
3.5.2 明石海峡大橋の強風時応答特性.....	30
3.5.3 補剛桁の応答.....	49
3.5.4 橋体の振動特性.....	55
3.5.5 吊橋全体系解析モデルの改良.....	61
3.6 まとめ.....	69
第3章参考文献.....	70
第4章 経済的に長大橋を実現する耐風設計手法.....	73
4.1 はじめに.....	73
4.2 門崎高架橋耐風安定化対策の再検証.....	73
4.2.1 検討の背景.....	73

4.2.2	建設時点の検討結果.....	74
4.2.3	耐風性の再検討.....	78
4.2.4	まとめ.....	104
4.3	設計風速の設定法に関する検討.....	105
4.3.1	はじめに.....	105
4.3.2	明石海峡大橋の基本風速設定方法.....	105
4.3.3	現地観測期間の設定に関する検討.....	112
4.3.4	まとめ.....	120
4.4	風向別風荷重に関する検討.....	121
4.4.1	はじめに.....	121
4.4.2	主塔の設計方法.....	121
4.4.3	まとめ.....	134
4.5	まとめ.....	135
	第4章参考文献.....	136
	第5章 結論と今後の課題.....	137
5.1	結論.....	137
5.2	今後の課題.....	138
5.2.1	耐風設計におけるライフサイクルコストの縮減.....	138
5.2.2	新たな空力振動現象への対応.....	139
	第5章参考文献.....	140
	【参考資料-1】本州四国連絡橋耐風設計基準(2001).....	143
	【参考資料-2】乱れのスケール算出方法.....	151
	【参考資料-3】空間相関係数（FFT）.....	155
	【参考資料-4】トラス桁のねじり剛性評価.....	159

第1章 序 論

1.1 研究の背景と目的

長大橋梁の耐風安定性の確保に関する研究は、1940年のタコマ橋の落橋事故に端を発していることは言うまでもない。この事故を契機に、アメリカでは様々な研究が実施され、耐風安定性を満足させるための剛性を確保することができるトラス形式の補剛桁の長大吊橋が建設された。これに対し、イギリスでは1966年に流線型の箱桁を用いた吊橋(セバーン橋)が建設され、剛性だけでなく空力特性にも優れる補剛桁が開発された。

欧米において中央支間長が1000mを超える規模の吊橋を建設している時代に、日本では1962年に中央支間長367mの若戸大橋をようやく完成させる程度の技術レベルであった。その後、日本特有の地震や台風に対する厳しい設計条件を考慮しつつ、欧米の技術を参考にしながら独自に技術開発を推進し、少しずつ橋梁規模を拡大していった。その結果、若戸大橋の完成から約40年後となる1998年には世界最大の明石海峡大橋(中央支間長1991m)が完成するに至っている(図-1.1.1)。

なお、グラフ中の点線(緑線)で示す中国においては、日本の半分である約20年で世界最大級の吊橋を建設するに至っている。これは、欧米で開発された吊橋の基本的な技術をベースとして、さらに高度化した日本の長大橋建設技術が、大いに参考にされた結果であると考えられる。

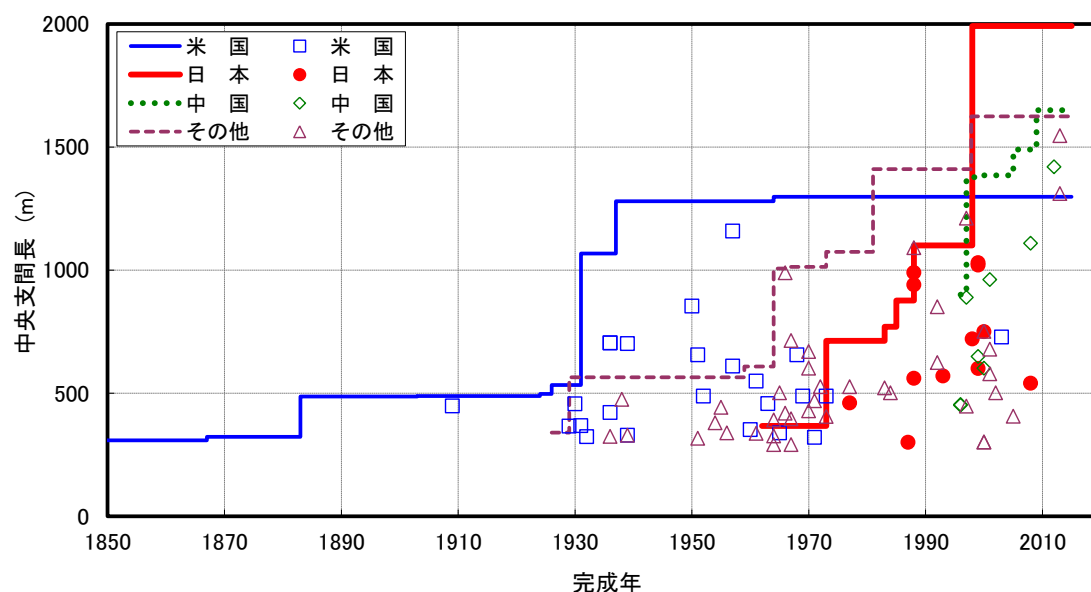


図- 1.1.1 吊橋中央支間長の変遷

日本の長大橋建設の実現にあたっては、様々な解決すべき技術的な課題が存在しており、耐風設計技術もそれら重要な課題の中のひとつであった。特に、日本は世界でも有数の台風常襲地域に位置しているため、長大橋の耐風安定性の確保にあたっては、諸外国よりも厳しい条件のもとに様々な検討が実施された。そして、各橋の建設時点における最新の知見に基づき段階的に設計手法を見直しながら長大橋の建設を実施していき、最終的に明石海峡大橋の完成により、日本の耐風設計法はほぼ確立したものと考えられる。そしてその成果は、「本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)・同解説」としてとりまとめられている。

しかしながら、耐風設計上の全ての課題が解決されている訳ではなく、設計上の仮定が多く残されている状況である。そこで、より経済的で合理的な耐風設計法を確立するためには、それらの仮定の妥当性を検証することが必要である。そのため、本州四国連絡橋には供用後の実橋の挙動を計測するための機器が設置されており、暴風時や地震時の動態観測データが蓄積している。また、供用後に確認された建設段階では考慮していなかった空力振動現象などが確認された場合には、動態観測とは別の実橋観測も実施し、未解明な事象を明らかにするための検討を実施している。

一方、明石海峡大橋完成時点に建設省土木研究所(当時)を中心として超長大橋の耐風安定性に関する共同研究が実施され、本州四国連絡橋公団(当時)もその一員として研究に参加し、明石海峡大橋を超える規模の仮想橋梁に対する全橋模型試験、解析的検討を担当した。この共同研究において、全橋模型試験における風洞模型設計上の新たな留意点、明石海峡大橋を超える規模の超長大橋をより経済的に実現する技術についての提案等に代表される耐風設計上の新たな知見が明らかとなっている。

以上のような背景のもと本論文は、供用後に得られた実橋の動態観測データを分析し、耐風設計上の仮定に対する妥当性を検証を実施するとともに、最新の知見に基づくより経済的に長大橋を実現するための耐風設計手法について検討を行った結果について述べるものである。

1.2 本論文の構成

本論文では、本州四国連絡橋の耐風設計基準に対し、橋梁が完成した後に得られた知見に基づく今後の耐風設計法について検討を行ったものであり、5つの章から構成される。以下に各章の概要を述べる。

まず第1章では、「序論」として研究の背景と目的を述べたのち、本論文における各章の概要を述べる。

第2章では、「本州四国連絡橋の耐風設計」と題し、段階的に建設された本州四国連絡橋に対する耐風設計基準類の変遷を述べたのち、建設段階において使用したこれ

らの基準には記載されていない耐風設計に関する検討成果を総括した「本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)」の概要について述べる。

第3章では、「本州四国連絡橋における実橋観測」と題し、耐風設計基準類を規定するにあたり設定した仮定を検証するために設置した本州四国連絡橋の動態観測設備の概要、橋梁の完成時点で実施した実橋振動試験結果の概要および供用後に発生した空力振動現象等の解明のために実施した現地観測結果の概要を述べる。さらに、明石海峡大橋の動態観測データのうち、強風時のデータに着目した自然風特性、強風時の補剛桁と主塔の振動特性、明石海峡において観測された年最大風速から求められる風速の期待値の分析を行うことにより、耐風設計上の仮定の妥当性についての考察を行う。

第4章では、「経済的に長大橋を実現するための耐風設計手法」と題し、門崎高架橋を対象として橋梁完成後に明らかとなった知見に基づく、耐風安定化部材の必要性についての再評価結果を述べたのち、明石海峡における観測データや気象官署の記録の分析による基本風速の設定にあたっての現地観測期間と、風向別風荷重の適用による主塔設計経済化の可能性について検討を行った結果について述べる。

最後に第5章では、「結論と今後の課題」と題し、本研究により得られた結果を総括し、本研究の段階においても残されている未解明な事象とその検討方針を、今後の課題として述べる。

本論文における第2章以下の関係を整理すると、図-1.2.1のとおりとなる。

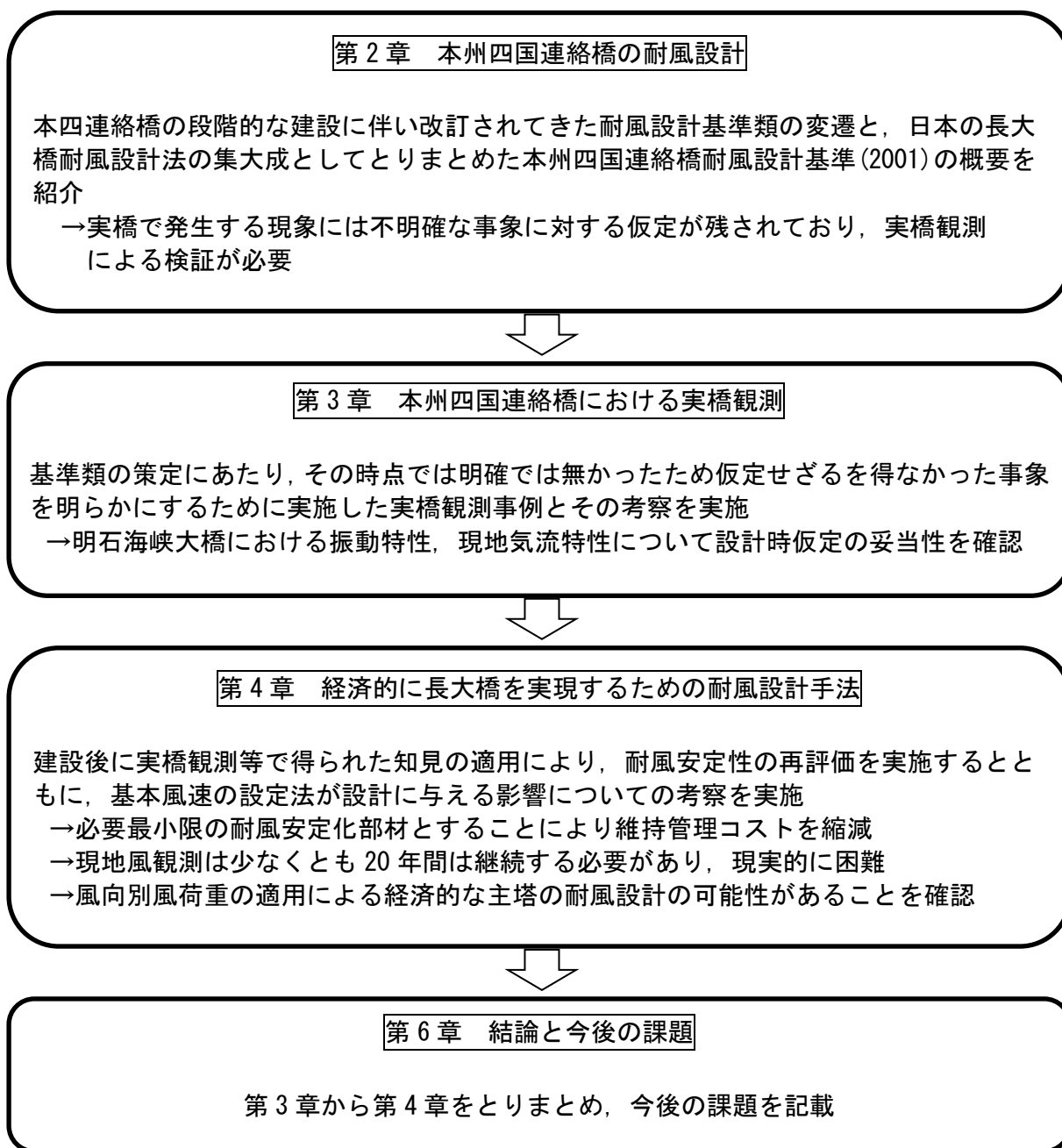


図- 1.2.1 本論文における各章の関係

第2章 本州四国連絡橋の耐風設計

2.1 日本の耐風設計基準類の変遷

本州四国連絡橋の耐風設計は、建設省と日本国有鉄道が土木学会に委託し、1961年に設置された「本州四国連絡橋技術調査委員会(土木学会)」の下部委員会である「耐風設計小委員会」において、1963年より検討が始められた。その後の2年間の検討により、我が国の耐風設計基準の基礎となる「本州四国連絡橋技術調査・第1次報告書・付属資料・耐風設計指針(1964)」が1965年1月にとりまとめられた。

この指針において、耐風設計の基本となる、

- ・風速の高度分布などの基本的な風の特性
- ・再現期間を考慮した基本風速

の設定手法が提案されている。また、動的な照査に対しては、

- ・フラッターの照査風速を設計風速の1.2倍とすること
- ・その照査は風洞試験によること

が規定され、風洞試験の実施における一般的な項目が整理されている。

この指針をもとに、再現期間を100年または150年とした場合の本州四国連絡橋の基本風速(鳴門海峡で50m/s, その他の橋梁は45m/s)が提案され、気流の乱れと構造物規模の関係から設計風速を補正する考え方を導入した「本州四国連絡橋技術調査報告書・付属資料1・耐風設計指針(1967)」が小委員会の最終報告としてとりまとめられた。この資料の中で、フラッターの照査において迎角($\pm 5\text{deg.}$, $\pm 10\text{deg.}$)による照査風速も設定されている。

その後、1970年に本州四国連絡橋公団(以下、「本四公団」という)が設立され、1972年には本四公団より土木学会に委託した「本州四国連絡橋耐風研究小委員会」におけるその時点の最新の検討成果を盛り込みながら改定が重ねられた。

(1) 本州四国連絡橋・耐風設計基準(1972)

本四公団が設立され架橋計画が現実化したことに伴い、架橋地点の地域特性や長大橋の特性を考慮した基準化が実施されており、主に以下の項目が明確にされている。

- ・適用範囲を明確化

道路橋については「道路橋示方書」、鉄道橋については「鋼鉄道橋設計標準」が既に定められていたため、本耐風設計基準の適用範囲として「主径間500m以上のトラス補剛吊橋を対象とする」ことを明記。

- ・設計手順を明確化し、再現期間を 150 年として 4 地域の基本風速を設定

長大支間橋梁では耐風安定性が構造寸法を支配することから、各照査段階で必要に応じて設計を見直す耐風設計の手順を明確化。

また、耐風設計の基本となる各橋の基本風速が、現地観測、周辺気象官署資料および地形因子解析により算出される再現期間 150 年の値から、明石海峡大橋、大鳴門橋、児島・坂出ルート、尾道・今治ルートの 4 地域で設定。

- ・水平方向の長さによる補正係数(v_2)の見直し

耐風設計指針(1967)では両端を単純支持された剛性の高い構造物に対する補正係数を算出していたのに対し、吊橋のような剛性の低い構造物についてはガスト応答特性を考慮した方が妥当であることから、いくつかの異なるスパンに対するガスト応答解析結果より補正係数を設定。

- ・フラッター照査風速を設計風速の 1.3 倍に変更

上記見直しにより静的設計に対しては合理的な設計風速が設定されたが、自励振動に対しては未解明な部分も残されているため、フラッターの照査風速が耐風設計指針(1967)とほぼ同じとなるよう補正係数を 1.3 に変更。

- ・風洞試験基準の設定

空気力係数および自励振動の照査については、風洞試験により求めざるを得ないことから、試験手法を明確にし、試験結果の精度の判断を容易にすることを目的とした風洞試験基準を作成。

(2) 本州四国連絡橋・耐風設計基準(1975)

1973 年 9 月に建設大臣および運輸大臣より本州連絡橋の工事に関する基本計画が指示されたが、同年 11 月に当時のオイルショックの影響による総需要抑制策の一環として工事着手が凍結された。その間も調査研究は継続されており、凍結が解除される 1975 年 8 月に当面の建設方針が決定されるタイミングで、以下の項目を修正した基準として提案されている。

- ・基本風速の地域区分を 5 地域に変更

明石海峡、備讃海峡、来島海峡に対する気象データの統計解析等を実施し、150 年の再現期待値には推定量の偏差は小さくないものの、偏差による期待値の差は設計に大きな影響を与えるものではないことから、解析結果をもとにした基本風速を設定。

その結果、尾道・今治ルートにおける基本風速は来島海峡とその他の地域に分解。

- ・風荷重作用時の許容応力度の割増し係数を設定

許容応力度の割増し係数は、別途定められた「上部構造設計基準」において

規定された値を使用することが基本し、支間長が 200m を超える橋の主構造および吊橋の補剛桁、塔に対しては従来よりも高い 1.50 と設定。

これは、当時の知見による風荷重による評価を行った結果であり、風荷重を受けた時に発生する耐荷力が材料の降伏点に対して 1.1～1.2 程度の余裕を持たせる程度に相当。

- ・フラッター照査風速を設計風速の 1.2 倍に変更

研究途上のフラッターに関する一定の安全率を確保するため、風洞試験の技術、設計・施工の信頼性ならびに構造物の社会的重要性を総合的に考慮し、設計風速の 1.2 倍をフラッター照査風速と設定。

- ・風洞試験基準に主塔試験を追加

架設段階における独立主塔の風による振動にも留意する必要があることから、空力弾性模型の使用を基本とした主塔の風洞試験方法を追加。

(3) 本州四国連絡橋・耐風設計基準(1976)

その後、1 ルート 3 橋(大三島橋(1975 年 12 月起工)、大鳴門橋(1976 年 7 月起工)、因島大橋(1977 年 1 月起工)、瀬戸大橋(1978 年 10 月起工))の着工方針が示されたことに伴い、「本州四国連絡橋・耐風設計基準(1976)、以下、「基準(1976)」という)」が制定された。基準(1976)は、基本的に 1988 年に完成した瀬戸大橋、1991 年に完成した生口橋までの耐風設計に適用されており、当時においては日本で唯一の耐風に関する設計基準であったことから、本四連絡橋以外の長大橋においても参考として用いられている。

- ・上部構造設計基準と整合を図り、風荷重算定法を規定

本州四国連絡橋・耐風設計基準(1975)を基本に、別途制定されている本州四国連絡橋鋼上部構造設計基準(1976)に規定されている風荷重に関する記載と整合するよう、200m 以下の橋梁の風荷重に対する安全率および活荷重載荷時の風荷重に対する安全率を見直し。

(4) 明石海峡大橋耐風設計要領(1990 年 2 月)

明石海峡大橋は、1982 年頃より中央支間長 2000m 前後の道路単独橋として検討が進められ、その実現のための最も重要な課題の一つとなるのは耐風安定性の確保であったことから、「本州四国連絡橋耐風研究小委員会」の下に、「耐風設計基準見直しのための作業班」が設置され、既往規模をはるかに超える長大橋の構造特性・空力特性が幅広く検討された。これらの結果と、地形・地質などの現地調査結果、上部構造の試設計結果等に基づく総合的な判断により、明石海峡大橋は、支間割り 960m+1990m+960m の 3 径間 2 ヒンジ補剛トラス吊橋とすることが決定された。

さらに、明石海峡大橋の支間長が、諸外国を含めた既往の橋梁と比較してきわめて長く、可撓性に富む構造であることから、適用範囲を明石海峡大橋に限った「明石海峡大橋耐風設計要領(1990年2月)」(以下、「明石要領」という)が制定された。

明石要領では、架橋地点近傍に設置した観測鉄塔(垂水観測塔)の20年間にわたる風観測データ等より基本風速を46m/sと設定し、風の変動特性を考慮した風荷重の補正方法により設計方法に変更されている。さらに風荷重による静的設計結果をガスト応答解析で照査することが規定された。これにより、基準(1976)までで用いた風荷重の補正係数と異なる係数を使用することとなったが、それぞれの補正係数の関係は概念的に以下の式で関係づけられている。

$$\mu_2 = v_2^2 \times v_4 \quad (\text{式 2.1.1})$$

$$\mu_3 = v_3^2 \times v_5 \quad (\text{式 2.1.2})$$

ここに、 μ_2, μ_3 ：明石要領における水平方向構造物、鉛直方向構造物の補正係数、

v_2, v_3 ：基準(1976)における構造物の水平長さ、鉛直長さによる補正係数、

v_4, v_5 ：基準(1976)における構造物の応答特性による補正係数(水平、鉛直)である。

また、フラッター照査風速の設定では、フラッターが構造物に悪影響を与える程度までに発達する時間を考慮し、その時間の間はフラッターを発生させる風速が吹き続けることを考慮する補正係数(μ_F)が追加されている。この補正係数は、明石海峡大橋ではフラッターの発達時間をねじれ対称1次振動の5周期分の時間に相当する30秒とし、橋軸方向の長さ(L=2000m)に対して10分間における空間的に平均化した風速の最大値より決定されている。さらに、照査の対象とする風の傾斜角が±3deg.に変更されている。

(5) 尾道・今治ルート耐風設計基準(1994年11月)

明石海峡大橋の着工の後、残された海峡部橋梁である尾道・今治ルートの新尾道大橋、多々羅大橋、来島海峡第一、第二、第三大橋については、明石要領を踏襲した形で、多島海特有の地形が気流特性に与える影響も考慮し、「尾道・今治ルート耐風設計基準(1994年11月)」(以下、「尾道・今治基準」という)が制定された。

「尾道・今治基準」では、設計段階時実施されたガスト応答解析結果による風荷重の補正係数が設定されたため、ガスト応答解析による照査が省略されている。また、世界最大規模の斜張橋となる多々羅大橋については、ケーブルに対するレインバイブラーションの照査が追加されている。

以上のような経緯を経て、本州四国連絡橋は完成したが、これらの橋の設計の段階において基準作成後に実施した様々な検討により得られた知見の集大成として、「本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)^{[2.1],[2.2]}」が取りまとめられた。

各基準類の改訂により、大きく変化しているのは基本風速と動的照査法であり、その概要を整理したものを表-2.1.1に示す。また、本州四国連絡橋の耐風設計基準類の変遷とそれぞれの橋の建設時期の関係を表-2.1.2に示す。

表- 2.1.1 本州四国連絡橋耐風設計基準類の経緯

基準類	基本風速 (m/s)					動的照査		
	明 石	鳴 門	瀬戸大橋	来 島	それ以外	安全率 ^{※2}	照査法 ^{※3}	迎角範囲
1964	42	50	45	42	40	1.2	二次元	
1967	45	50	45	45	45	1.2	二次元	±10deg.
1972	43	50	43	40	40	1.3	二次元	± 7deg.
1975	43	50	43	40	37	1.2	二次元	± 7deg.
1976	43	50	43	40	37	1.2	二次元	± 7deg.
1990	46	-	-	-	-	$1.2 \times \mu_F$	二次元	± 3deg.
1994	-	-	-	40	37 / 30 ^{※1}	$1.2 \times \mu_F$	三次元	± 3deg.

※1：新尾道大橋

※2：フラッター照査風速を設定する場合に適用する設計風速に乗ずる安全率

※3：桁の風洞試験による照査法であり、二次元はバネ支持模型試験、三次元が全橋模型試験である

表- 2.1.2 本州四国連絡橋耐風設計基準類の経緯

西暦	和暦	主な出来事	①	②	③
1961	S36	本州四国連絡橋技術調査委員会（土木学会）発足			
1962	S37				
1963	S38	耐風設計小委員会発足			
1964	S39	本州四国連絡橋・耐風設計指針（1964）制定			
1965	S40				
1966	S41				
1967	S42	本州四国連絡橋・耐風設計指針（1967）制定			
1968	S43				
1969	S44				
1970	S45	本州四国連絡橋公団設立			
1971	S46				
1972	S47	本州四国連絡橋・耐風設計基準（1972）制定			
1973	S48				
1974	S49				
1975	S50	本州四国連絡橋・耐風設計基準（1975）制定	大三島橋 大鳴門橋 因島大橋 瀬戸大橋 伯方・大島大橋 生口橋		
1976	S51	本州四国連絡橋・耐風設計基準（1976）制定…①			
1977	S52				
1978	S53				
1979	S54				
1980	S55				
1981	S56				
1982	S57				
1983	S58				
1984	S59				
1985	S60				
1986	S61				
1987	S62				
1988	S63				
1989	H01				
1990	H02	明石海峡大橋耐風設計要領（1990）制定……②			
1991	H03	大型風洞実験施設完成			
1992	H04				
1993	H05				
1994	H06	尾道・今治ルート耐風設計基準（1994）制定…③			
1995	H07				
1996	H08				
1997	H09				
1998	H10				
1999	H11				
2000	H12				
2001	H13	本州四国連絡橋・耐風設計基準（2001）制定			

各橋梁の工期：起工式から開通式の期間

(6) 道路橋耐風設計便覧

上述の本州四国連絡橋に対する耐風設計基準類は長大橋を対象としたものであるが、道路橋示方書が適用される支間長 200m 以下の一般橋においても、橋梁形式や現地風環境の影響により耐風性の照査が必要となる場合がある。そこで、道路橋示方書に示される静的風荷重の考え方および動的な影響を考慮した照査方法等を示した「道路橋耐風設計便覧^[2,3]」が 1991 年に初版が、2007 年に改訂版が刊行されている。

2.2 本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)

本州四国連絡橋は、1999 年 5 月の尾道・今治ルート of 概成により計画されていた全ての長大橋が完成した。これらの橋の耐風設計にあたっては、設計段階における耐風設計基準等の適用が基本とされたが、設計および架設段階において安全性確認のために実施した耐風性検討結果も反映されている。特に明石海峡大橋、多々羅大橋、来島海峡大橋については、設計・建設段階において制定されていた耐風設計基準類には記載されていない大型風洞実験施設における全橋模型風洞試験による気流と構造の三次元性を考慮した耐風安定性の確認等の、今後の耐風設計において不可欠な検討が実施されている。

このような建設段階の経験および事後の反省・検討は、長大橋の実現において非常に重要なものばかりであることから、本州四国連絡橋が完成するまでに得られた全ての知見を盛り込み新たな設計基準の形式でとりまとめた「本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)」(以下、「基準(2001)」という)が制定された。基準(2001)は、中央支間長約 1000m 以上の吊橋、中央支間長約 500m 以上の斜張橋を対象としたものであるが、「道路橋耐風設計便覧」の適用範囲を超える橋梁にも適用可能となるよう、中規模の橋に対する緩和規定が併記されており、実質的に日本における唯一の耐風設計基準となっている。

基準(2001)に示される耐風設計のフローは、図-2.2.1 に示すとおりとなっており、各段階における評価方法はそれ以降の条文の中に詳しく示されている(参考資料-1)。このフローの中で最も特徴的なのは、適用範囲の橋梁については、最終的な耐風安定性の評価を気流や構造の三次元性を考慮して実施することとなっていることであり、海外の長大橋梁でもこの考え方が参考にされ、実際に導入されている。

以下に基準(2001)の条文における考え方の概要を述べる。

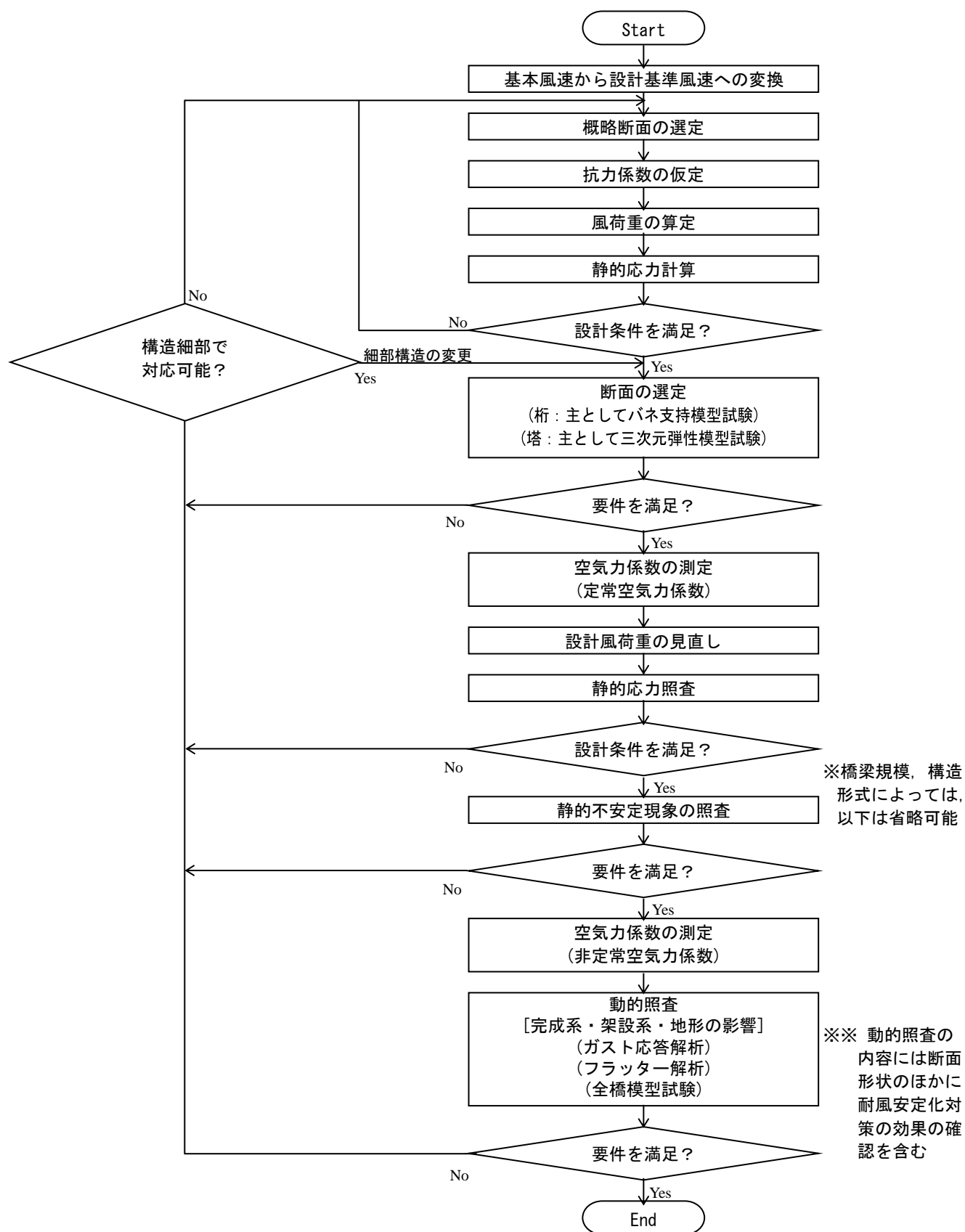


図- 2.2.1 本州四国連絡橋耐風設計基準 (2001) に示される耐風設計のフロー

2.2.1 耐風設計のフロー

耐風設計は、気流や構造の三次元性を考慮して図- 2.2.1 に示されるフローに従い実施することとなっているが、風の作用による現象と照査が必要となる部位について表- 2.2.1 のとおり整理されている。

表- 2.2.1 風の作用による現象と照査の必要となる部位

		桁**	塔***	吊橋 ケーブル	吊橋 ハンガー ロープ	斜張橋 ケーブル
静的 作用	定常空気力による変形と応力*	○	○	○	○	○
	不安定現象	横座屈	○	—	—	—
		ダイバージェンス	○	—	—	—
動的 作用	発散振動	○	○	—	—	—
	ガスト応答	○	△	—	—	—
	渦励振	○	○	—	△	○
	ケーブルの風による振動	—	—	—	△	○

* ガスト応答の影響を考慮している

** 桁を中心とした橋梁全体系

*** 塔を中心とした橋梁全体系（架設時は塔単独）

凡例 ○：照査する必要がある

△：場合によっては照査が必要

—：照査不要

基準(1976)までの基準においては、耐風設計の手順が明確に示されていないが、概ね以下の手順にしたがい実施されている。

- ① 抗力成分による静的設計にて断面案を仮定
- ② 風洞試験により仮定した空気力係数を確認
- ③ 静的不安定現象の照査、
- ④ バネ支持試験を主体とした動的照査

特に、④の動的照査は一樣流中における二次元剛体モデルによるバネ支持試験を基本としており、明石要領においてもバネ支持試験による照査が規定されるにとどまっていた。しかしながら、明石海峡大橋はそれまでの吊橋の実績を大きく上回る超長大橋であり、耐風安定性の確認はバネ支持試験では不十分であると判断されたため、様々な検討が実施され、最終的に橋梁全体をモデル化した全橋モデルによる風洞試験を実施することとなった。ところが、明石海峡大橋の補剛トラスを形状の細部を正確に再現するためには少なくとも 1/100 のモデル縮尺を確保する必要があり、そのようなモデルを収納できる大型の風洞試験施設は存在しなかったため、1991 年に茨城県つくば市の建設省土木研究所(当時)敷地内に本四公団が大型風洞施設を建設し、明石海峡大橋の全橋モデル風洞試験が実施された。

全橋モデル風洞試験の結果、明石海峡大橋のような超長大橋のフラッター特性は、バネ支持モデル試験から推定することは困難であることが明らかとなり、気流と構造の三

次元性を考慮した全橋模型試験、フラッター解析などの結果を総合的に判断して動的照査を実施すべきであるという結論に至った。

一方、多々羅大橋および来島海峡大橋は、同様の型式の従来橋梁に比べて規模が大きい橋梁であるとともに、橋梁に作用する接近流が瀬戸内海特有の多島海による周辺の地形の影響を受けて非一様性となることが想定されたことから、周辺地形模型を含む大型風洞試験が実施されている。

これら三橋に対して実施した三次元性を考慮した耐風安定性の照査は、明石要領や尾道・今治ルート耐風設計基準には明記されていない事項であるが、大型風洞試験の実施により長大橋においては必要不可欠な照査項目であることが明らかとなったことから、基準(2001)において動的照査の方法として位置付けられた。なお、この三次元性を考慮する照査法は、近年の国内外の長大橋耐風設計でも取り入れられている。

上記のほかに、耐風設計の手順において新たに追加されたものとして、完成系主塔の動的照査、ハンガー、ケーブル類の照査および並列橋梁における上流側の桁のウェイク(後流)による振動についても、該当する構造を採用する場合は耐風性の照査を行うこととなっている。

また、一連の検討において開発されたフラッター解析やガスト応答解析などの解析による手法により動的照査を行うことが可能であるが、既往の実績を越える規模の超長大橋あるいは従来と異なる形式の長大橋においては、解析手法の妥当性が確認されていないことから、全橋模型試験の実施が必要であるとしている。

2.2.2 設計の基本とする風の特徴

設計の基本とする風の特徴は、耐風設計指針(1964)において提案された再現期間に基づく設定法が基本である。本州四国連絡橋では、式 2.2.1 の関係より、供用期間(T)を 100 年、非超過確率(q)を 0.5 とすれば、再現期間(R)は 150 年と算出される。この 150 年の最大風速の再現期待値となる海面上 10m における 10 分間平均風速を算出し、それぞれの橋の基本風速(U_{10})としている。

$$q = \left(1 - \frac{1}{R}\right)^T \quad (\text{式 2.2.1})$$

再現期待値の具体的な設定手法としては、以下の 3 種類の手法が一般的に用いられているが、実際には架橋地点周辺において十分に観測データが得られない等の理由から、それぞれの手法による再現期待値から総合的に決定している。

- ① 架橋地点の観測記録から直接架橋地点の最大風速の期待値を求める方法
- ② 架橋地点の観測記録と近隣の気象官署の観測記録との相関を求め、気象官署の記録から架橋地点の最大風速の期待値を求める方法
- ③ 架橋地点の地形因子から架橋地点の最大風速の期待値を求める方法

橋梁の部材毎の設計基準風速($\overline{U_z}$)は、基本風速に構造の高度に応じた補正係数(μ_1)を乗ずることにより求められる(式 2.2.2). 本州四国連絡橋ではべき乗則による高度補正を採用しており、べき指数(α)は、開けた海上の明石海峡大橋で $\alpha=1/8$ 、その他の橋梁は多島海に位置することから $\alpha=1/7$ が設定されている.

$$\overline{U_z} = \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \cdot U_{10} \quad (\text{式 2.2.2})$$

ここに、 z は橋梁部材の基準高度である

気流の特性については、主流方向のパワースペクトルとして日野の式(式 2.2.3)、鉛直方向のパワースペクトルとして Bush & Panofsky の式(式 2.2.4)を採用している. また、変動風速の空間相関特性値としては、指数関数型の Davenport の式(式 2.2.5, 式 2.2.6)を採用している.

日野の式 (主流方向のパワースペクトル)

$$\frac{f \cdot Su(f)}{\sigma_u^2} = 0.4751 \cdot \frac{f}{f'} \cdot \left\{ 1 + \left(\frac{f}{f'} \right)^2 \right\}^{-\frac{5}{6}} \quad (\text{式 2.2.3})$$

$$\text{ここに、} f' = 1.7181 \times 10^{-2} \cdot \frac{\alpha \cdot Kr \cdot \overline{U_{10}}}{lu^3} \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^{(2m-3)\alpha-1}$$

α : 気流の鉛直分布のべき指数

Kr : 地表面摩擦係数 ($Kr=0.0025$)

$\overline{U_{10}}$: 高度 10m における 10 分間平均風速

m : 修正係数 ($m=1$)

σ_u^2 : 主流方向風速の分散 である

Bush & Panofsky の式 (鉛直方向のパワースペクトル)

$$\frac{f \cdot Sw(f)}{\sigma_w^2} = \frac{0.632 \cdot \left(\frac{fr}{fr_{\max}} \right)}{1 + 1.5 \cdot \left(\frac{fr}{fr_{\max}} \right)^3} \quad (\text{式 2.2.4})$$

$$\text{ここに、} fr = \frac{f \cdot z}{U_z} \quad : \text{無次元振動数 } (fr_{\max} = 0.3)$$

σ_w^2 : 鉛直方向風速の分散 である.

Davenport の式 (変動風の空間相関)

$$Ru(n, \Delta x) = \exp \left(\frac{-k_{ux} \cdot n \cdot \Delta x}{\overline{U_{10}}} \right) \quad (\text{式 2.2.5})$$

$$Ru(n, \Delta z) = \exp \left(\frac{-k_{uz} \cdot n \cdot \Delta z}{\overline{U_{10}}} \right) \quad (\text{式 2.2.6})$$

ここに、 Δx , Δz : 着目点の水平方向, 鉛直方向の距離

k_{ux} , k_{uz} : 水平方向, 鉛直方向のディケイファクター ($k_{ux}, k_{uz}=8$) である

一方、大型風洞による全橋模型試験の結果より、風洞内で実測された気流の特性に関し、Kármánが提案したパワースペクトル(式2.2.7)、空間相関(式2.2.8)の式を適用し、比較の実測値と整合している事例が確認^[2,4]されている。ガスト応答解析の実施にあたっては気流の特性を実測値に整合させた関数表現を用いることが重要であることから、このKármánの提案式も基準(2001)に記載されている。

Kármán型パワースペクトル

$$\frac{f \cdot Su(f)}{\sigma_u^2} = \frac{4 \cdot X_u}{(1 + 70.8 X_u^2)^5} \quad (\text{式 2.2.7})$$

ここに、 $X_u = \frac{f \cdot L_u}{U_z}$ であり、 L_u は風速の主流方向の乱れスケール である

Kármán型空間相関関数

$$Ru(f, \Delta x) = 0.994 \left\{ \eta^{5/6} \cdot K_{5/6}(\eta) - \frac{\eta^{11/6}}{2} \cdot K_{11/6}(\eta) \right\} \quad (\text{式 2.2.8})$$

ここに、 $\eta = 0.747 \cdot \frac{\Delta x}{L_u} \cdot \sqrt{1 + 70.8 X_u^2}$

K_n ; n 次の第2種変形ベッセル関数 である

2.2.3 静的設計

構造物の静的設計では、設計風荷重の補正係数を導入し、式2.2.9で計算される抗力成分の風荷重のみを作用させることとされている。風荷重の補正係数は、抗力、揚力、空力モーメントを考慮したガスト応答解析結果より橋毎に定められている。

$$P_D = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \mu_* \cdot C_D \cdot A_n \cdot \overline{U_z}^2 \quad (\text{式 2.2.9})$$

ここに、 ρ : 空気密度 (=1.18kg/m³)

μ_* : 空気力補正係数(μ_2 は吊り構造部、ケーブルに適用し、 μ_3 は塔に適用)

C_D : 抗力係数

A_n : 投影面積

$\overline{U_z}$: 設計基準風速 である

なお、この風荷重補正係数は、明石要領より採用されており、基準(1976)における補正係数とは、概念的に次式の関係となる。

$$\mu_2 = \nu_2^2 \times \nu_4 \quad (\text{式 2.2.10})$$

$$\mu_3 = \nu_3^2 \times \nu_5 \quad (\text{式 2.2.11})$$

また、多々羅大橋のケーブルについては、その風荷重が静的設計に大きく影響を及ぼすことから、風洞試験結果に基づき次式により算出する。

$$P_{cable} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \mu \cdot C_D^* \cdot D \cdot \ell \cdot \overline{U_z}^2 \quad (\text{式 2.2.12})$$

ここに、 $C_D^* = C_D \cdot (\sin \theta)^3$

C_D : ケーブルの抗力係数 (=0.7)

D : ケーブル径

ℓ : ケーブル長

θ : ケーブルの傾斜角度 である

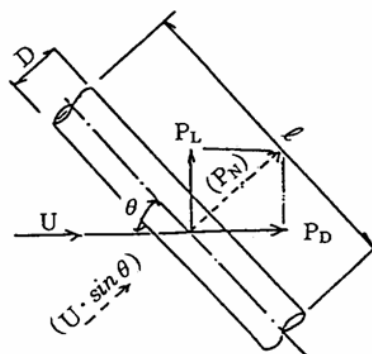


図- 2.2.2 ケーブルの風荷重設定における座標系

2.2.4 照査

耐風設計における照査としては、風荷重の作用に伴う静的不安定現象とフラッターに代表される動的現象を対象としている。

静的不安定現象としては、横座屈とダイバージェンスが挙げられるが、従来規模の橋梁の場合は、フラッターが発生する風速よりも高い風速で発生する現象であるため、特に問題とされることはなかった。しかし、支間長の増大に伴い橋梁全体のねじれ剛性が相対的に低下するため、橋梁の規模や形式によっては注意が必要となる現象となることから、照査を実施することとされている。なお、風荷重による変形を考慮した動的照査を実施する際に、有限変位理論による解析を実施すれば、静的不安定現象に対する照査も実施可能であるため、個別に照査が実施されることはない。

動的照査にあたっては、全橋模型試験、対風応答解析(フラッター解析、ガスト応答解析)を実施し、三次元性を考慮した照査が実施される。照査結果に影響を及ぼす要因としては、空気力係数、構造減衰があるが、前者については風洞試験要領に従い実測値を使用し、後者については理論的な評価が困難であることから、既往の実橋振動試験結果を参考に基準(2001)において値を設定している。値設定の根拠となった吊橋と斜張橋の実橋試験結果を図- 2.2.3に示す。

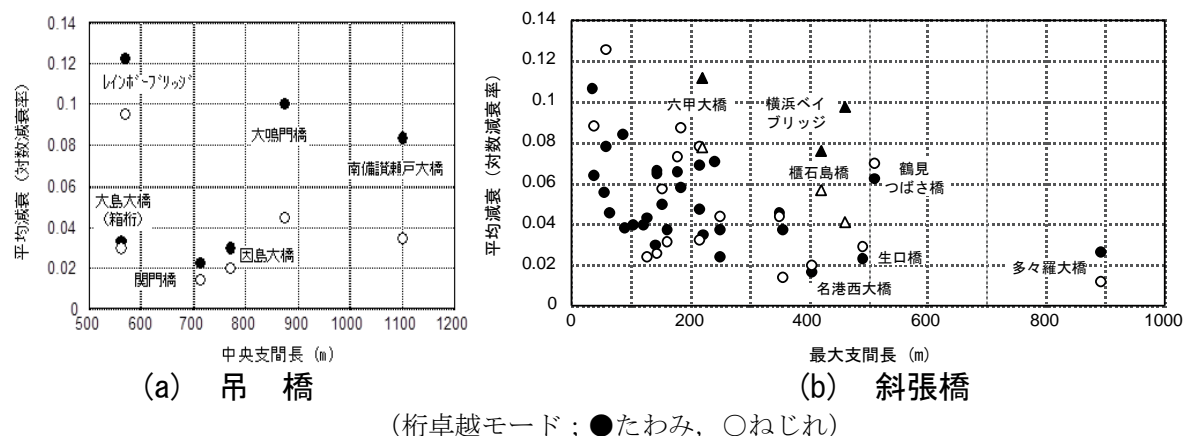


図- 2.2.3 支間長と構造減衰の関係(基準(2001)より引用)

また、支間長の増大に伴い、ハンガーロープや斜張橋ケーブルの風による振動現象の発生が無視できない状況となっていることから、ケーブルの構造減衰についても既往の実測例より、構造減衰を対数減衰率で 0.003 と設定している。

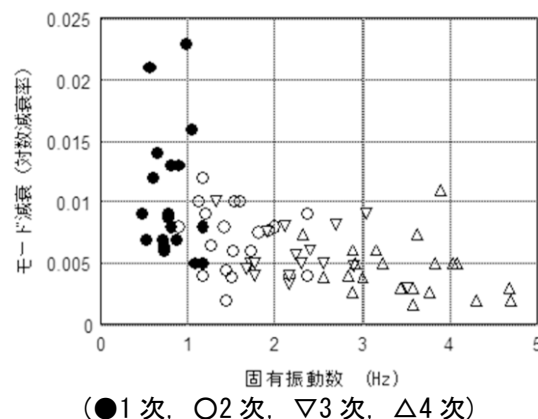


図- 2.2.4 斜張橋ケーブルのモード減衰と固有振動数との関係(基準(2001)より引用)

さらに、明石海峡大橋と来島海峡大橋の主塔については、吊橋完成系においても大振幅の渦励振が発生する可能性があることが風洞試験の結果より明らかとなり、以下に示す方針に従い対応がなされている。

- ① 風洞試験結果より推定される渦励振の発生風速域に応じ、活荷重载荷の有無，許容応力度の割増し係数を決定
- ② 渦励振発生時における全荷重を载荷した状態に対する解析を実施し，発生応力状態を把握
- ③ ①，②の結果より，渦励振への対応方針を決定

明石海峡大橋の場合は、安全性を満足する許容振幅以下に渦励振による振幅を抑制するため、塔柱内に質量同調型制振装置(Tuned Mass Damper; TMD)を設置するとともに、ダブルセイフティとして塔柱と側径間補剛桁の間に桁間ダンパーを設置した対応が実施されている。

一方、来島海峡大橋の主塔においても完成形において渦励振の発生が風洞試験により確認されているが、明石海峡大橋とは異なり渦励振により発生する応力度が当初設計断面に対する許容応力度をわずかに超過する状況であったことから、初期通過破壊に対する断面設計を再度実施し、断面性能を上昇させることにより渦励振への対応が実施されている。なお、来島海峡大橋については、風洞試験で想定した以上の渦励振振幅が発生した場合の対策として、明石海峡大橋と同様の桁間ダンパーが将来的に設置可能となるような構造的な配慮も施されている。

2.3 まとめ

第2章では、本州四国連絡橋の耐風設計基準について、その経緯と主要な考え方について整理を行った。我が国の大規模プロジェクトである本州四国連絡橋を実現するため、耐風設計に関しては1963年より本格的な検討が開始され、概ね40年後に「本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)」という形で一応の終結に至った。基準(2001)は、設計から風洞試験までを系統的に取りまとめており、このような基準類は世界的にも存在していないことから、日本の産学官が約40年間にわたり協調して実現した大きな財産であると言える。

しかしながら、外力となる自然風の特性、外力を受けた時の構造物の挙動など、明らかとなっていない事象が多く残されており、より精緻な設計を行い、より経済的な長大橋梁を実現するための耐風設計手法を確立するためには、本州四国連絡橋における検証を行っていくことが必要である。そのため、本州四国連絡橋には橋体の挙動を把握するための動態観測設備が設置されている。残念ながら、本稿執筆段階の我が国の社会経済情勢では、大規模な架橋プロジェクトの実施は見込まれないが、遠い将来において活用できるよう耐風設計の高度化を少しずつでも進めていくことが重要であると考えられる。

なお、本論文の第3章では、本州四国連絡橋の動態観測設備等の実橋で観測されたデータの分析結果より設計の仮定は概ね妥当であったことについて述べ、第4章では第3章の結果と最新の知見に基づくより経済的に長大橋を実現するための耐風設計手法に関する検討結果について述べる。

第2章参考文献

- [2.1] 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)・同解説，2001.8.
- [2.2] 楠原栄樹，花井拓：本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)の制定，本四技報 No.098，pp.2-6，2002.3
- [2.3] 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，2007.12.
- [2.4] 金崎智樹，宮田利雄，北川信，鳥海隆一，井上浩男：明石海峡大橋全橋模型ガスト応答特性の一検討，第13回風工学シンポジウム，pp.233-238，1994.10

第3章 本州四国連絡橋における実橋観測

3.1 はじめに

第2章で述べたとおり，長大橋の耐風設計には多くの仮定が残されており，実橋の振動特性を把握するため，本州四国連絡橋の代表的な橋梁に対して供用前に実橋振動試験が実施されている．また，風による振動現象が発生した場合にも短期間観測機器を設置した臨時現地観測が実施されている．さらに，外力に伴う挙動分析による設計手法の検証を実施するため，動態観測設備が設置され長期的な観測が実施されている．本章では，それらの実橋における観測の結果とその分析結果を示す．

3.2 実橋振動試験

3.2.1 概要

耐風設計に限らず，橋梁の振動特性は長大橋の設計において最も重要な項目の一つであるが，設計段階における固有振動解析結果が必ずしも実橋と一致しているとは限らない．そこで，本州四国連絡橋の代表的な橋梁において，橋梁が完成した後に起振機を用いた実橋振動試験が実施されている．構造減衰や固有振動数等の振動特性を実橋で確認されたデータは，仮定検証の面で有意義であるばかりでなく，その後に建設される長大橋の設計にも大いに役立つものである．

実橋振動試験は，吊橋の大鳴門橋^[3.1]，南備讃瀬戸大橋^[3.2]，大島大橋^[3.3]，斜張橋の櫃石島橋^[3.4]，生口橋^[3.5]，多々羅大橋^[3.6]，桁橋の門崎高架橋^[3.7]，撫養橋で実施されている．加えて，建設段階に主塔独立時の振動特性や斜張橋ケーブルの振動特性も確認されている．吊橋および斜張橋の実橋振動試験には，それぞれの橋の諸元に調整された本四公団保有の大型起振機が使用された(表- 3.2.1，図- 3.2.1)．

表- 3.2.1 大型起振機の仕様(櫃石島橋用の設定) ^[3.4]

重量	約 106t(重錘含む)
寸法	H=6.3m, W=6.1m, L=7.1m
重錘重量	6.0~55.5t
重錘ストローク	±0.16m
起振周波数	0.355~2.165Hz
発生波形	近似正弦波
起振力	最大 20,000kg
同期制御	2 台同相同期，逆相運転可能
駆動方式	直流電動機 315kW



図- 3. 2. 1 振動試験状況(石島橋) [3. 4]

3. 2. 2 実橋振動試験結果

実橋振動実験では主に固有振動数と構造減衰を明らかにすることが目的とされており，その結果は表- 3. 2. 2～表- 3. 2. 6 に示すとおりとなっている。

吊橋及び斜張橋の実測された固有振動数は，解析値と概ね一致することが確認できる．構造減衰(対数減衰率)については，補剛桁がトラス桁の場合において，たわみの減衰率がねじれの減衰率よりも高い値を示す傾向にあるのに対して，箱桁の場合は，ねじれ，たわみともほぼ同じ値となっている．これらの構造減衰の実測値は基準(1976)に設定されている値とほぼ同等か，それ以上となっていることから，一連の検討により決定した桁断面の耐風安定性は確保されていることが確認できる．

これらの実橋振動試験結果を受けて，基準(1976)の「桁形式にかかわらず，ねじれ，鉛直たわみ振動の構造減衰を対数減衰率(δ)で 0.03」と設定していたものを，明石海峡大橋以降の耐風設計基準類においては，トラス桁の場合はねじれ振動について $\delta=0.02$ ，鉛直たわみについて $\delta=0.03$ ，箱桁の場合は，ねじれ，鉛直たわみとも $\delta=0.02$ と再設定されている．

桁橋については，吊橋や斜張橋と同様に固有振動数の解析値と実測値はほぼ一致している．しかし，実測された構造減衰は基準(1976)等に規定される値に比べ大きくなっていることが確認された．これらの橋梁の支間長は基準(1976)の適用範囲ではないため，直接的に比較できるものではないが，道路橋耐風設計便覧^[3.8]に示される最大支間長(L)と構造減衰(δ)の関係(式 3. 2. 1)から計算される値とほぼ同じ値となっている．この結果，桁の耐風安定性には十分な余裕があることが推測できたため，門崎高架橋については耐風安定性の再評価を実施しており，その詳細については後述する．

$$\delta = \frac{0.75}{\sqrt{L}} \quad (\text{式 3. 2. 1})$$

主塔独立時の構造減衰については、最低次の曲げ振動モード(面外1次)で $\delta=0.01$ を下回る結果も得られているが、架設時には別途制振装置が設置されるため、実質的に問題とはなっていない。主塔の完成系における振動特性については、実橋振動試験結果により明確にはされていないが、明石海峡大橋の動態観測データにより少しずつ明らかとなってきており、その概要は後述する。

さらに、ケーブル類の構造減衰の実測値は、弾性シール材等の設置を行わない場合は非常に低い値となることが確認されており、基準(2001)では $\delta=0.003$ と規定されている。

ここで、表中に記載した対数減衰率の算出に当たっては、①自由減衰波形から求める方法、②モーダル円から求める方法、③共振時最大振幅から求める方法があるが、それぞれの方法で算出した値が大きく異なることを確認したうえで、自由減衰波形から求められる値のうち大振幅で風速が低い実験ケースのものを抽出することを基本としている。

表- 3.2.2 吊橋の実橋振動試験結果

橋 梁 名		大鳴門橋			南備讃瀬戸大橋			大島大橋		
支 間 割		93+330+876+330			274+1100+274			140+560+140		
桁 形 式		トラス桁			トラス桁			箱桁		
振動モード		振動数(Hz)		対 数 減衰率	振動数(Hz)		対 数 減衰率	振動数(Hz)		対 数 減衰率
		解析	試験		解析	試験		解析	試験	
た わ み	対 称 1 次	0.154	0.165	0.112	0.166	0.168	0.034	0.232	0.232	0.017
	逆対称 1 次	0.147	0.164	0.109	0.133	0.151	0.180	0.157	0.189	0.018
ね じ れ	対 称 1 次	0.306	0.328	0.033	0.329	0.329	0.020	0.541	0.553	0.020
	逆対称 1 次	0.493	0.506	0.057	0.452	0.452	0.037	0.741	0.759	0.040

表- 3.2.3 斜張橋の実橋振動試験結果

橋 梁 名		櫃石島橋			生口橋			多々羅大橋		
支 間 割		185+420+185			150+490+150			270+890+320		
桁 形 式		トラス桁			箱桁			箱桁		
振動モード		振動数(Hz)		対 数 減衰率	振動数(Hz)		対 数 減衰率	振動数(Hz)		対 数 減衰率
		解析	試験		解析	試験		解析	試験	
た わ み	対 称 1 次	0.429	0.430	0.080	0.334	0.340	0.018	0.223	0.226	0.024
	逆対称 1 次	0.734	0.729	0.088	0.435	0.441	0.021	0.262	0.263	0.018
ね じ れ	対 称 1 次	1.029	1.058	0.046	0.736	0.732	0.022	0.497	0.498	0.017
	逆対称 1 次	1.715	1.910	0.071	1.045	1.065	0.020	0.831	0.822	0.051

表- 3.2.4 桁橋の実橋振動試験結果

橋 梁 名		門崎高架橋(3 径間)			門崎高架橋(4 径間)			撫養橋		
橋梁形式		3 径間連続箱桁橋			4 径間連続箱桁橋			4 径間連続箱桁橋		
支 間 割		108+108+108			149.6+190.4+190.4+149.6			107+160+160+107		
振動モード		振動数(Hz)		対 数 減衰率	振動数(Hz)		対 数 減衰率	振動数(Hz)		対 数 減衰率
		解析	試験		解析	試験		解析	試験	
た わ み	1 次	0.87	0.93	0.08	0.40	0.48	0.05-0.11	0.51	0.55	0.06-0.12
		(0.926)		(0.072)	(0.525)		(0.054)	(0.625)		(0.059)
	2 次	1.14	1.16	0.05	0.57	0.64	0.01-0.07	0.81	0.82	—
	3 次	1.66	1.64	0.04	0.81	0.84	0.01-0.05	1.24	1.29	—

表- 3.2.5 主塔（独立塔）の実橋振動試験結果

橋梁名		明石海峡大橋		大鳴門橋		因島大橋		大島大橋	
塔形式		トラス		トラス		トラス		ラーメン	
塔		2P	3P	3P	4P	2P	3P	5P	6P
塔高(m)		286.7	286.7	125.9	125.9	135.9	135.9	88.8	88.8
曲げ	解析	0.127	0.127	0.34	0.34	—	—	0.292	—
	試験	0.126	—	0.33	—	—	0.223	0.304	—
対数減衰率		0.007	—	0.02	—	—	—	0.016	—
橋梁名		来島第三大橋		櫃石島橋		生口橋		多々羅大橋	
塔形式		ラーメン		H		A		逆 Y	
塔		8P	9P	2P	3P	2P	3P	2P	3P
塔高(m)		173.5	170.5	139.3	143.5	96.0	96.0	220.0	220.0
曲げ	解析	0.160	—	0.73	0.70	0.255	0.255	0.16	0.16
	試験	0.168	—	0.75	0.72	—	0.249	0.16	—
対数減衰率		0.012	—	0.098	0.075	—	0.013	—	—

表- 3.2.6 生口橋ケーブルの実橋振動試験結果

		弾性シール材無し			弾性シール材有り		
		振動数 (Hz)	倍振幅 (mm)	対 数 減衰率	振動数 (Hz)	倍振幅 (mm)	対 数 減衰率
中央径間	7 段ケーブル	0.74	16.71	0.0043	0.68	3.29	0.017
	8 段ケーブル	0.69	20.26	0.0037	0.64	6.16	0.015
側 径 間	7 段ケーブル	0.99	15.50	0.0024	0.93	1.62	0.019
	8 段ケーブル	0.94	5.70	0.0009	0.87	5.01	0.017

3.3 臨時現地観測

設計段階より十分な検討を行い建設された本州四国連絡橋においても、建設段階には想定していなかった現象が発生しており、振動発生原因を究明するために必要に応じて臨時の現地観測が実施されている。後述する動態観測設備で得られるデータは橋体全体の挙動を把握するための長期的な観測であるのに対し、個々の部材に発生した振動現象の特性を把握するためには、着目する部材に観測機器を設置して観測を実施する必要がある。これまでの臨時観測として最も多く実施されているのは、ケーブル構造の風による振動を定量的に把握するものであり、明石海峡大橋のイルミネーションケーブルの振動、櫃石島橋および岩黒島橋の並列ケーブルに発生するウェイクギャロッピング特性、多々羅大橋のケーブル振動状況、来島海峡大橋のハンドロープ振動状況を把握するための現地観測が実施されている。いずれのケーブル構造も追加の制振対策を必要とする発散的な振動現象は確認されていないが、振動の発生状況を定量的に把握することの重要性が再確認されている。なお、多々羅大橋の現地観測については十分に強い風のデータが得られていないことから、2014年末現在において現地観測は継続されている。

また、橋梁の強風時動的応答特性に影響を与える要因の一つとして、気流の空間相関特性が挙げられ、明石海峡大橋には動態観測設備として複数の風速計が配置されているが、明石海峡以外の架橋地点における空間相関特性を把握するため、一時的に複数の風速計を設置した現地観測が実施されている。いずれも短期間の観測であったため、有効なデータは少ないが、大鳴門橋で記録された季節風による強風において乱れ強さの小さい気流(主流方向の乱れ強さ：約4%)の事例が観測されている^[3.9]。

さらに、門崎高架橋においては、実橋振動試験結果等の完成後に得られた知見をもとに耐風性の再評価が実施され、結果的に耐風安定化部材の半数を撤去できることとしたが、耐風安定化部材の有無により橋梁の構造の特性が変化することが懸念されたことから、部材撤去前後の実橋挙動観測が実施されている。

風が原因と考えられる振動が発生した場合、その原因究明と振動状況の定量的評価のため、数年程度現地観測が実施されることがあり、以下に示す主要な観測事例について概要を述べる。

- (1) 明石海峡大橋：イルミネーションケーブルの振動原因調査
- (2) 大鳴門橋：気流の空間相関特性の把握
- (3) 櫃石島橋／岩黒島橋：ウェイクギャロッピング性状の把握
- (4) 多々羅大橋：ケーブル振動状況の把握
- (5) 来島海峡大橋：ハンドロープ振動状況の把握
- (6) 門崎高架橋：供用後に得られた知見に基づく耐風性再評価結果の検証

(1) 明石海峡大橋における臨時観測

明石海峡大橋主ケーブルのイルミネーションに電源と制御信号を送るためのケーブルが、振動が原因により損傷したため、振動の発生原因を把握するための現地観測が実施された^[3.10]。この観測では、主ケーブル上の狭いスペースに多くのセンサを設置する必要があったため、FBG タイプの光ファイバーセンサを用いた計測システムが使用されている。

観測結果は、観測期間中に台風の襲来がなかったため、20m/s よりも低い風速域での評価ではあるが、風による振動の発生が確認されており、それが損傷の原因であると推測された。しかしながら、発散的な振動は認められておらず、ケーブルの支持方法を、仮に振動が発生しても損傷しない構造に変更することとしたため、特別な制振対策は設けられていない。

(2) 大鳴門橋における臨時観測

海峡を通過する気流の特性を把握することを目的として、大鳴門橋中央径間に5基の超音波風速計を設置し、1996年1月から12月までの1年間の気流観測が実施された^[3.11]。その結果、台風時の乱れ強さは季節風時のデータに比べて大きくなり、乱れのスケールおよび空間相関は逆に小さくなる傾向にあることが確認されるとともに、実測された空間相関特性は Davenport の提案式よりも低めの値を示すことが明らかとなっている。

(3) 櫃石島橋および岩黒島橋における臨時観測

道路・鉄道併用の斜張橋である櫃石島橋と岩黒島橋では、建設時にウェイクギャロッピングの発生が確認されたことから、その制振対策として制振ロープとスパーサが設置されている^[3.12]。しかしながら、その制振対策を節としたサブスパン振動の発生により制振ロープが破断する事象が生じている。サブスパン振動の振幅は8cm程度であり斜ケーブル自体に構造的な影響を及ぼすものではないものの、車道上空で制振ロープが破断することに伴う第三者被害の防止を目的として、制振対策の検討が実施された^[3.13]。その結果、無対策の並行ケーブルにおいて後流側のケーブルに発生する励振力は非常に高く、付加減衰による制振は困難であることが明らかとなり、励振力を低減させる空力的な対策が必要とされた。そこで、明石海峡大橋ハンガーロープの制振対策^[3.14]として採用しているヘリカルワイヤに着目し、櫃石島橋および岩黒島橋のケーブル諸元における最適なヘリカルワイヤを風洞試験により決定し、実橋に試験施工を実施するとともに現地観測により、その効果を確認した。実橋観測の結果、ヘリカルワイヤによりサブスパン振動の振幅は抑制されており、制振効果が確認されている。なお、実橋においては、現状の制振ワイヤが耐摩耗性に優れた構造に交換されて

いることから、ヘリカルワイヤは将来的な対応案の一つとして位置づけられている。

(4) 多々羅大橋における臨時観測

世界最大規模の斜張橋である多々羅大橋の斜ケーブルには、空力振動現象の抑制を目的としたインデントケーブルを世界で初めて採用^[3.15]している。円形ケーブルの風洞試験は、レイノルズ数の影響を除去するため実物大の模型を使用して実施しているが、実橋における実際の挙動が明らかでは無いことから、代表的なケーブルに対する現地観測が実施されている^[3.16]。これまでの観測結果によると、長尺ケーブルにおいて空力振動の発生は確認されていないことから、レインバイブレーションに対する制振対策としては有効であることが確認されているが、短尺ケーブルにおいてドライステートギャロッピングと推測される振動の発生も確認されており、より高風速でのデータを得るための現地観測が継続されている。

(5) 来島海峡大橋における臨時観測

来島海峡第三大橋側径間のハンドロープ振動に伴いロープの定着構造の破断が確認されたことから、振動の発生原因の把握を行うため現地観測が実施された^[3.17]。観測の結果、主ケーブルから放出された気流の影響によりハンドロープが振動していると考えられたが、発生した振幅は定着構造に影響を及ぼす値では無く、溶接部が原因と判断されたため、溶接部構造の見直しが実施されている。

また、大鳴門橋での気流観測と同様に、来島海峡大橋においても自然風特性の把握を目的とした現地観測を実施したが、観測期間中に有効な強風データが得られていない。

(6) 門崎高架橋における臨時観測

門崎高架橋は、本四連絡橋の中で最も高い基本風速が設定されている大鳴門橋に接続する高架橋であり、急峻な岬に並行して建設されることから、建設段階において耐風安定性の検討が実施され、耐風安定化部材としてダブルフラップや下部スカートが設置されている^[3.18]。これら耐風安定化部材は、長期間にわたり厳しい腐食環境下に晒されたことから大規模な補修が必要となった。そこで、建設後に得られた最新の知見による耐風安定性の再評価が実施され、岬側に設置されている耐風安定化部材は撤去可能であることを明らかにされた^{[3.19],[3.20]}。その再評価の効果を確認するため、現地観測が実施され、耐風安定化部材撤去後の安全性が確認されている^[3.21]。

門崎高架橋に対する一連の耐風安定性の再評価および現地観測結果については、第4章で詳細を述べる。

3.4 動態観測設備

長大橋の設計にあたっては、前述のとおり未解明な部分が多く存在していることから、実橋における挙動から設計時における仮定の妥当性を検証することを目的として、本四連絡橋の代表的な橋梁には動態観測設備が設置されている。各橋梁に設置された動態観測設備のセンサ配置は、図-3.4.1 から図-3.4.6 に示すとおりである。なお、本論文執筆段階において、動態観測設備の更新計画が見直されており、ここで示した図は、将来的な設備の配置と一致しない。

2015 年 3 月時点における耐風性に関連した観測としては、明石海峡大橋において平均風速 20m/s を超えた場合に 10 分間のデータが記録されるようになっており、その分析結果については、3.5 で述べる。

【明石海峡大橋】

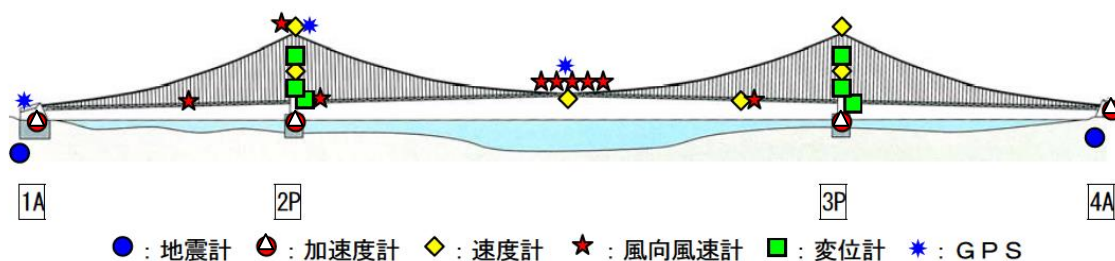


図- 3.4.1 明石海峡大橋のセンサ配置

【大鳴門橋】

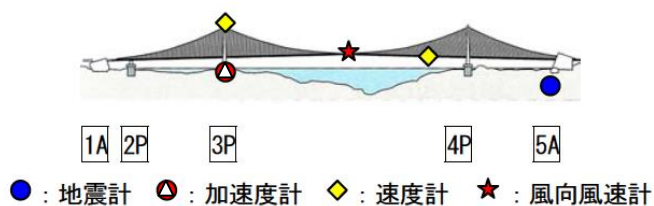
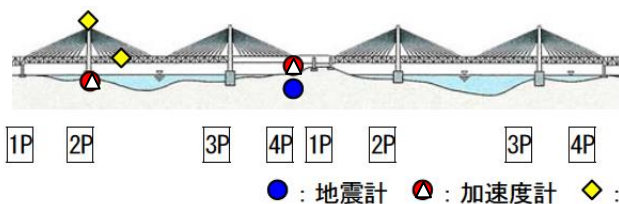


図- 3.4.2 大鳴門橋のセンサ配置

【櫃石島橋・岩黒島橋】



【番の州高架橋】

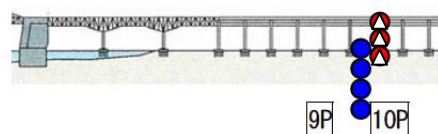


図- 3.4.3 櫃石島橋・岩黒島橋・番の州高架橋のセンサ配置

【北備讃瀬戸大橋・南備讃瀬戸大橋】

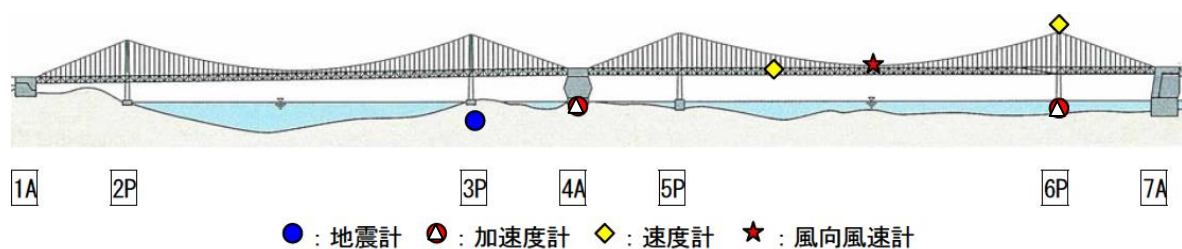


図- 3.4.4 北備讃瀬戸大橋・南備讃瀬戸大橋のセンサ配置

【因島大橋】

【多々羅大橋】

【大三島橋】

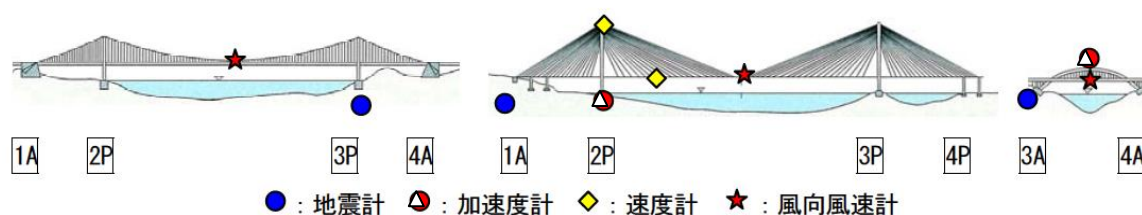


図- 3.4.5 因島大橋・多々羅大橋・大三島橋のセンサ配置

【来島海峡大橋】



図- 3.4.6 来島海峡大橋のセンサ配置

3.5 動態観測結果の分析

3.5.1 動態観測結果概要

設計検証を目的として設置された動態観測設備で観測されたデータは必要に応じて分析が実施されており、以下にその概要を述べる。

耐風設計法の検証を目的として、大鳴門橋の供用後より代表的な長大橋で動態観測が実施されているが、自然外力を対象としているため検証実施のために十分なデータは得られていない状況である。しかしながら、比較的大きな外力の作用が確認された場合には、観測データの分析が実施され、公表論文として発表されている。本節では、動態観測に関する過去に公表した論文概要を示す。なお、動態観測は、強風時だけでなく地震時についてもデータが記録されているが、ここでは強風時データに関するもののみを示すものとする。

動態観測設備の概要としては、1985年に多田^[3.22]が大鳴門橋動態観測システムを発表し、その後、1991年に岩屋ら^[3.23]が瀬戸大橋、1998年に阿部ら^[3.24]が明石海峡大橋の動態観測システムの概要を紹介している。

強風時の応答特性としては、1996年に勝地ら^[3.25]が大鳴門橋、南備讃瀬戸大橋において台風9119号および台風9313号通過時に観測された強風時データを用い、自然風特性の実測値および強風時の橋体応答特性を基準(1976)に従い算出される計算値との比較を行い設計手法の妥当性を検証している。

また、2002年には勝地ら^[3.26]が明石海峡大橋における台風9918号通過時の観測データを用い、風速が徐々に変化する場合の平均化時間についての考察を実施しており、2006年には遠山ら^[3.27]により明石海峡大橋における強風時応答特性と台風0406号通過時の時系列波形の分析が行われ、短時間に風速が大きく変動する場合の評価時間についての考察が実施されている。

橋梁に作用する自然風特性としては、2008年に楠原ら^{[3.28],[3.29]}により明石海峡大橋で記録された強風データの分析結果が示されている。また、橋体の振動特性については、勝地ら^{[3.30],[3.31]}が明石海峡大橋の振動特性について2004年に、減衰特性について2006年に分析結果を公表している。

なお、本稿執筆時点(2015年)において、強風時の橋体挙動に着目して明石海峡大橋、強風時のケーブルの対風挙動に着目して多々羅大橋で継続的に観測が実施されている。

3.5.2 明石海峡大橋の強風時応答特性

世界最大の吊橋である明石海峡大橋(中央支間長1991m)の設計にあたっては、前例のない超長大構造物であることから、耐風設計や耐震設計に関する様々な検討が実施された。しかしながら、十分に解明できない事項が残されるため、いくつかの仮定を設けた設計が実施されている。そのような設計上の仮定を検証するため、明石海峡大橋では各種センサ(風向風速計、地震計、加速度計、速度計、GPS等)を設置した橋体の動態観測が実施されている。明石海峡大橋の動態観測設備^[3.32]は図-3.5.1に示すとおりとなっており、特に支間中央には、気流の空間相関を計測するために、様々な間隔で5基の風向風速計が設置されている(図-3.5.2)。

本節では、設計基準における仮定の妥当性を検証することを目的に、供用後10年間に得られた強風時の動態観測データの分析結果について述べる。

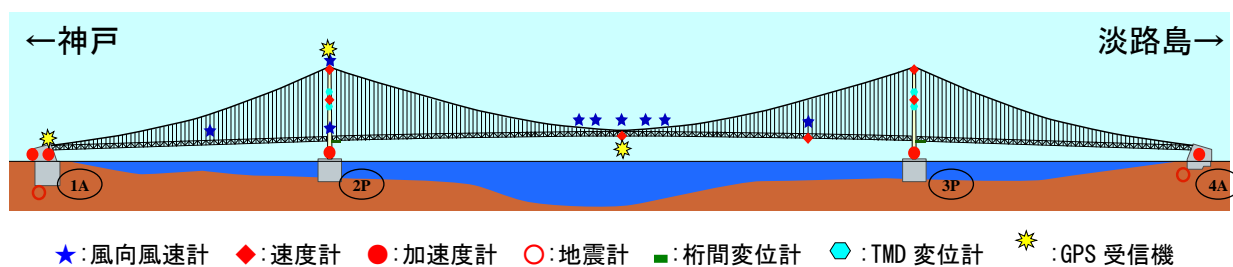


図- 3.5.1 明石海峡大橋の動態観測設備

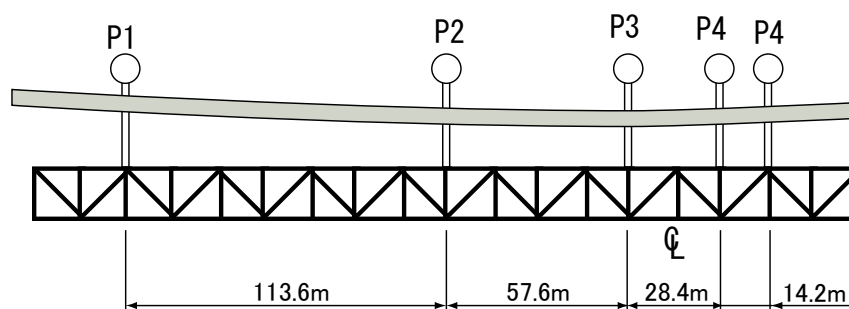


図- 3.5.2 明石海峡大橋の支間中央付近風向風速計の配置

(1) 強風時データの概要

明石海峡大橋の強風時データは、橋体に設置された9台の風向風速計のうち、いずれかの風速計の10分間平均風速がトリガ値である15m/sを超えた場合に、10分間の時系列データがサンプリング間隔0.05秒で保存されるシステムである。

供用後の10年間(1998年～2007年)に記録された強風データの数は、約32,000個の時系列データ(10分間隔)であり、中央径間中央の風速計(P3風速計)における風向と平均風速の関係を整理した結果を図- 3.5.3に示す。この図において、橋軸方向の風があまり記録されていないが、これは以下の理由により風速が低減されているものと推測される。

- ① 神戸側、淡路島側とも橋近傍の地形が標高100～200m程度の丘陵地。
- ② 主塔や主ケーブルの影響

なお、明石海峡大橋の設計検証においては、強風時における橋の応答特性に着目することから、橋軸直角方向に近い風向のデータが重要であり、このような風向特性は特に問題ないと考えられる。

データの分析にあたっては、莫大な量のデータの中から、着目するデータを抽出する必要があるが、図- 3.5.3に示されるとおり、橋軸直角方向±30度程度の範囲内のデータに絞ってもかなりの数である。そこで、今回の分析では台風通過時の強風データ(最大瞬間風速を記録した10分間のデータ)に着目することを基本とした。

供用後10年間において、明石海峡大橋を中心とした半径500kmの範囲内を通過した台風の数39個であり、そのうち動態観測記録が得られているのは22個であった。

(表- 3.5.1). 通過した台風の経路は図- 3.5.4 に示すとおりであり、支間中央に配置されている P3 風速計において、図中の実線(青色)で示す台風は記録が得られており、破線(赤色)の台風については、現地の風速がトリガ値に達していない場合やシステム障害等の理由により記録が残されていない。

なお、2008 年以降も動態観測は継続されているが、日本への台風接近数が少なく強風時データが記録されていないことから、本論文では供用後 10 年間のデータを対象とした。

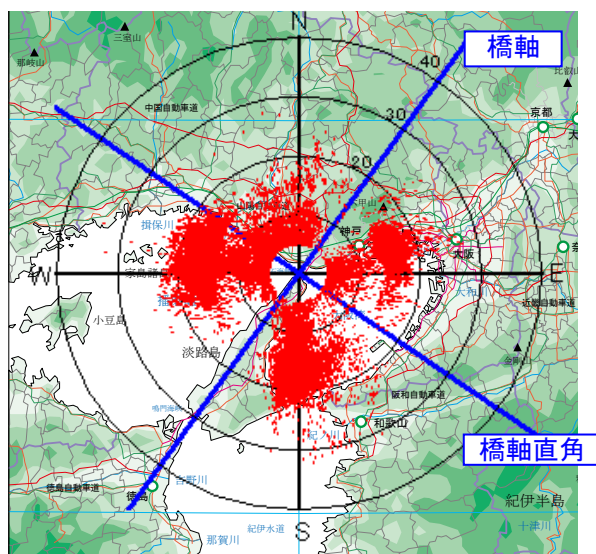


図- 3.5.3 明石海峡大橋の 10 年間の強風データ風配図

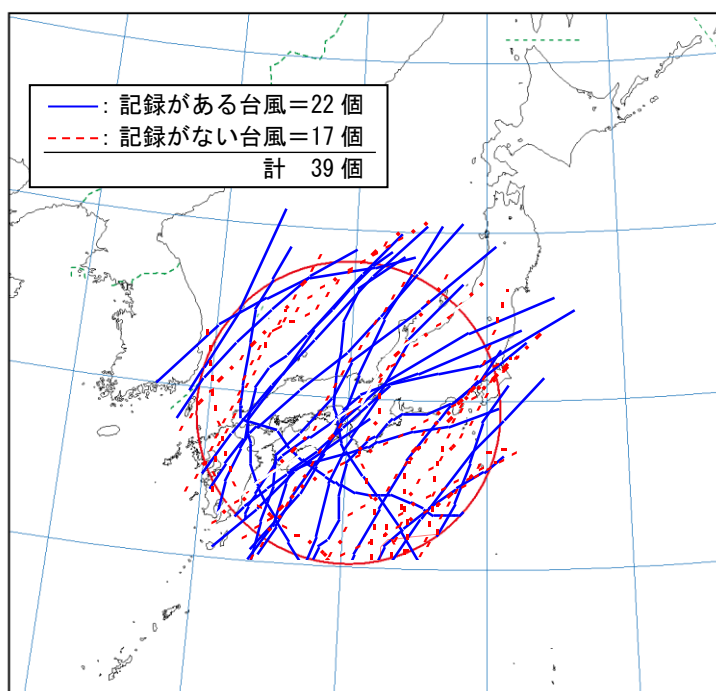


図- 3.5.4 明石海峡大橋近傍(半径 500km)を通過した台風の経路図(1998-2007)

表- 3.5.1 明石海峡大橋近傍(半径 500km)を通過した台風リスト(1998-2007)

番号	年	月	日	時	中心気圧 (hPa)	最接近距離 (km)	最大瞬間風速 (m/s)	平均風速 (m/s)	平均風向 (deg.)	乱れ強さ (%)
T9807	1998	9	22	13	960	90.9	39.3	33.2	284	6.1
T9808	1998	9	21	18	996	112.1		—		
T9810	1998	10	18	00	980	76.3		—		
T9916	1999	9	15	10	994	19.6	36.0	26.9	178	13.6
T9918	1999	9	24	12	965	248.5	40.8	32.3	175	9.0
T0003	2000	7	8	00	955	433.3	15.8	14.6	287	3.0
T0006	2000	7	31	15	994	497.6	23.2	19.5	167	7.4
T0009	2000	8	13	00	985	464.9		—		
T0111	2001	8	21	21	970	118.8	30.4	21.7	8	10.0
T0121	2001	10	18	12	985	446.3		—		
T0204	2002	6	11	15	999	74.5	23.3	18.9	176	6.4
T0206	2002	7	10	18	965	267.0		—		
T0207	2002	7	16	03	980	179.4		—		
T0213	2002	8	19	03	955	389.4		—		
T0221	2002	10	1	15	950	351.5		—		
T0304	2003	5	31	15	988	69.9	24.1	18.6	156	7.8
T0306	2003	6	20	00	985	341.0		—		
T0310	2003	8	9	06	970	35.7		—		
T0315	2003	9	21	18	955	428.9	21.4	15.8	9	11.3
T0404	2004	6	11	18	1004	54.3	28.8	22.8	66	10.0
T0406	2004	6	21	13	970	10.7	34.6	23.5	94	16.5
T0410	2004	7	31	15	975	230.9	22.6	19.4	79	5.9
T0411	2004	8	5	00	998	48.3	28.3	20.1	105	14.5
T0415	2004	8	19	15	970	425.6	23.2	18.4	182	7.0
T0416	2004	8	30	21	970	175.8	39.1	24.8	151	9.0
T0418	2004	9	7	18	955	265.7	38.7	30.5	164	9.6
T0421	2004	9	29	20	990	44.5		—		
T0422	2004	10	9	12	950	251.9	22.0	14.7	60	22.7
T0423	2004	10	20	17	960	60.5	28.6	19.7	349	11.9
T0507	2005	7	26	12	975	342.4		—		
T0511	2005	8	25	18	965	271.4		—		
T0514	2005	9	7	03	975	327.6		—		
T0517	2005	9	25	00	950	462.0		—		
T0610	2006	8	19	06	990	412.2		—		
T0613	2006	9	18	06	975	350.6		—		
T0704	2007	7	15	05	965	138.3	25.4	19.8	76	9.7
T0705	2007	8	3	12	992	273.2	33.9	26.8	178	8.8
T0711	2007	9	17	15	1004	459.7	19.3	16.8	177	6.5
T0720	2007	10	27	15	975	434.0	18.3	14.8	347	11.3

注 1) 最接近距離は、気象庁発表^[3.33]の 6 時間毎の台風位置と明石海峡大橋中央との距離の最小値を記載

2) 表中の網掛けした台風は、支間中央(P3 風速計)で記録が残されていないことを表す

3) 2008 年から 2014 年については西日本に接近・上陸した台風が少なく強風記録も得られていないため、表中には整理していない

(2) 台風時強風の気流特性

1) 全般的な特性

動態観測データが記録されている 22 個の台風について，最大瞬間風速が記録されている 10 分間のデータを対象にして，台風の距離と瞬間最大風速および平均風速を整理した結果を図- 3.5.5 に示す．これまでに観測されたデータの範囲内では，台風との距離が 300km 以下の場合に最大瞬間風速が 30m/s を超える傾向にあることが明らかとなった．ここで，台風との距離は，気象庁公表の 6 時間毎のデータから，動態観測で最大風速を記録した時間に最も近い時間の台風位置より求めた．

次に，台風の距離と乱れ強さ(対象データの 10 分間平均風速と変動風速の標準偏差の比)の関係を整理した結果を図- 3.5.6 に示す．台風との距離が 250km 程度における乱れ強さ 20%を超える 1 データを除き，台風との距離が広がるにつれて，観測される乱れ強さは小さくなる傾向にあることを確認した．また，台風時のデータにおいても，風速が低い場合に乱れ強さが 5%程度あるいはそれを下回るデータが観測されており，渦励振等の限定振動に対する注意が必要であることを裏付けている．

また，これらのデータを風速と乱れ強さの関係で整理すると，図- 3.5.7 のとおりとなり，低風速側ではバラツキが大きいものの，風速の増大に伴い，乱れ強さは 10%程度の値となる傾向があることが確認された．

乱れ強さの最も大きい台風(T0422)と最も小さい台風(T0003)の時系列データを図- 3.5.8 に示す．いずれの台風も気圧 950hPa 程度で紀伊半島沖を通過しており，明石海峡における平均風速は 15m/s 程度である．乱れの強い T0422 は北東の風であり，時系列波形より，最初の 300 秒間が大きな乱れを示し，その後は 1/3 程度の乱れ強さになっていることがわかる．一方，乱れの小さい T0003 は T0422 よりも距離が若干離れた経路を通過しており，西風となっている．以上より，T0422 による風は神戸側の地形(六甲山等)や本体(主塔，主ケーブル)の影響を受け乱れ強さが大きくなったものであり，T0003 による風は明石海峡の西側に位置する開けた海上を通過したため乱れが小さくなっていると推測される．

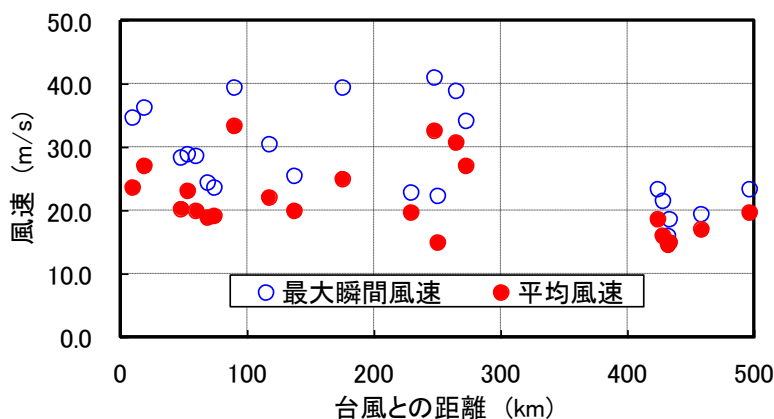


図- 3.5.5 台風との距離と風速の関係

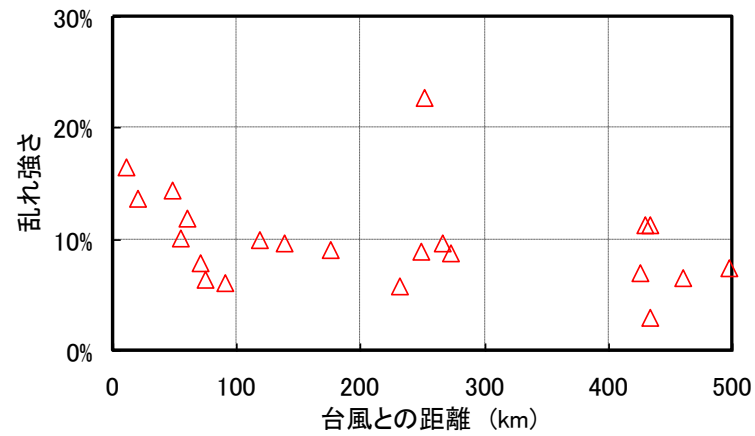


図- 3.5.6 台風との距離と乱れ強さの関係

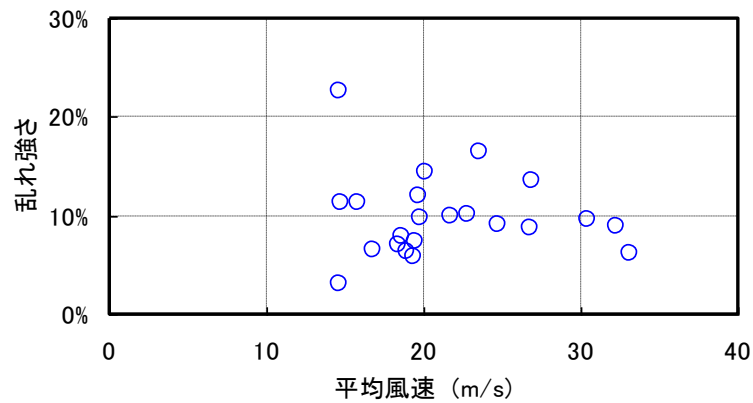


図- 3.5.7 平均風速と乱れ強さの関係

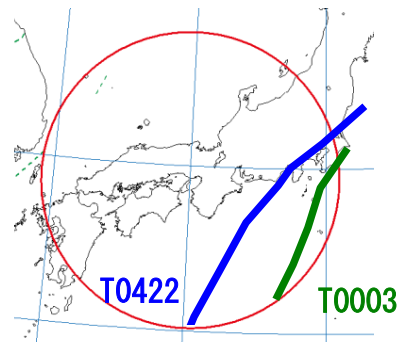
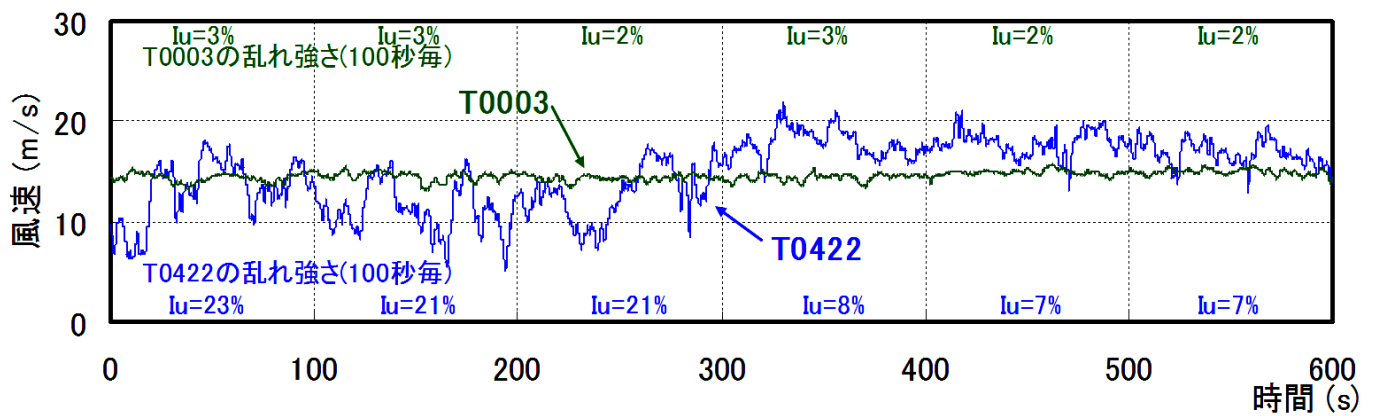


図- 3.5.8 台風通過時 (T0003, T0422) の時系列波形

2) 個別台風の特徴

より詳細な強風時の特性を把握するため、記録された 22 個の台風について主流方向気流のスペクトル分析を行った。また、以下の特徴的な 4 つの台風については(図-3.5.9)、空間相関特性の把握を実施した。

T9807：最大風速を記録した台風	(Uave=33.2m/s)
T0003：乱れ強さが小さい台風	(Iu = 3.0%)
T0406：最も橋の近傍を通過した台風	(Uave=23.5m/s)
T0422：乱れ強さが大きい台風	(Iu = 22.7%)

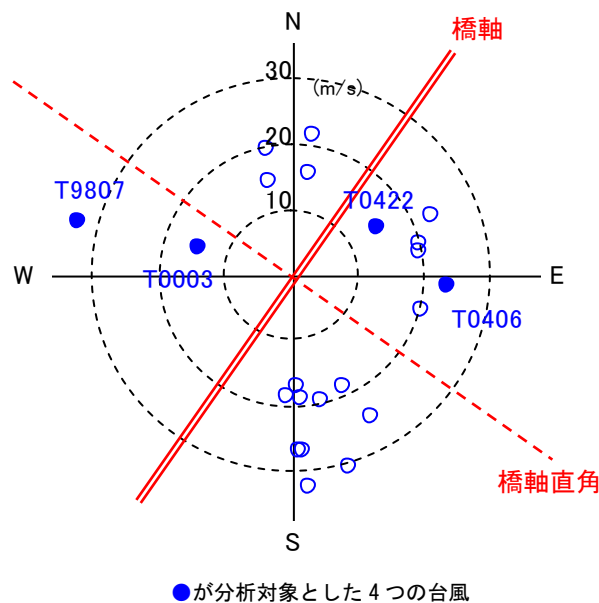


図- 3.5.9 風向と平均風速の関係(22 台風)

3) 気流のパワースペクトル特性

記録された 22 個の台風について支間中央に位置する P3 風速計の風速時系列とパワースペクトルを算出した結果を、図- 3.5.10 から図- 3.5.14 に示す。図中には日野式によるスペクトル^[3.34](式-3.5.1；青実線)と ESDU74031^[3.35]で示されるカルマン型スペクトル(式-3.5.2；赤破線)，及び補剛桁の低次モードの無次元振動数を示した。

日野式によるスペクトル

$$\frac{f \cdot Su(f)}{\sigma_u^2} = 0.4751 \frac{f}{f'} \left\{ 1 + \left(\frac{f}{f'} \right)^2 \right\}^{-\frac{5}{6}} \quad (\text{式 } 3.5.1)$$

$$\text{ここに, } f' = 1.7181 \times 10^{-2} \cdot \frac{\alpha \cdot Kr \cdot \overline{U}_{10}}{Iu^3} \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^{(2m-3)\alpha-1}$$

α ：風速鉛直分布のべき指数 (=1/8)， Kr ：地表面摩擦係数 (=0.0025)，
 m ：修正係数 (=1) である。

カルマン型スペクトル

$$\frac{f \cdot Su(f)}{\sigma_u^2} = \frac{4 \cdot X_u}{(1 + 70.8 \cdot X_u^2)^{\frac{5}{6}}} \quad (\text{式 3.5.2})$$

ここに, $X_u = \frac{f \cdot L_u^x}{U_z}$, L_u^x : 風速の主流成分の風向方向の乱れスケールである.

なお, 複数の台風データを比較するため, 以下の無次元化を行った.

横軸: $\frac{f \cdot z}{U_{ave}}$ [z は, P3 風速計のおおよその高度である 100m を適用]

縦軸: $\frac{f \cdot Su(f)}{\sigma_u^2}$

ここに, U_{ave} : 平均風速, z : 高度, σ_u : 主流方向風速の標準偏差 である.

実測値のスペクトルは, 補剛桁の低次モードの無次元振動数領域において, 日野式によるスペクトルおよびカルマン型スペクトルと概ね一致することを確認した. なお, 乱れ強さの小さい台風(T0003)において, 日野式によるスペクトルは, ピークが高周波数側にシフトし, うまく実測値と整合しない結果となっている. これまでに得られたデータに限れば, カルマン型のスペクトルを使用する方が若干有効であるが, 設計における仮定は概ね妥当であると判断できる.

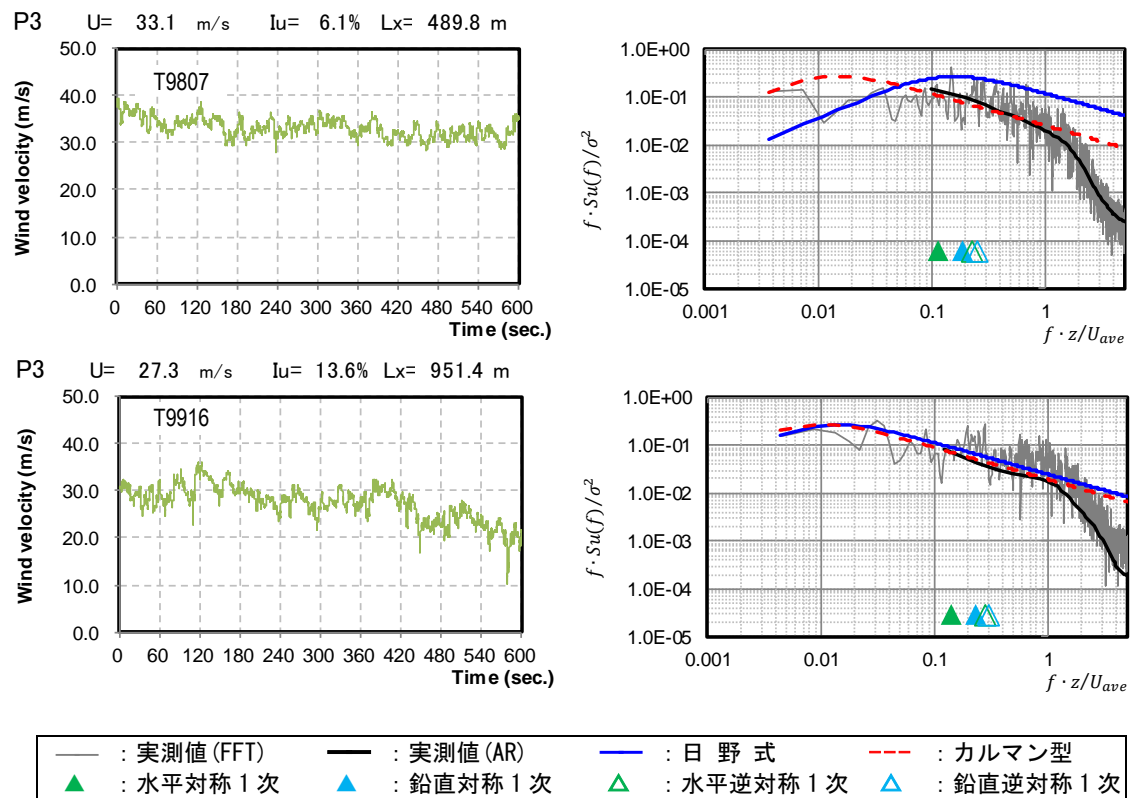


図- 3.5.10 台風通過時の気流のパワースペクトル(明石海峡大橋)

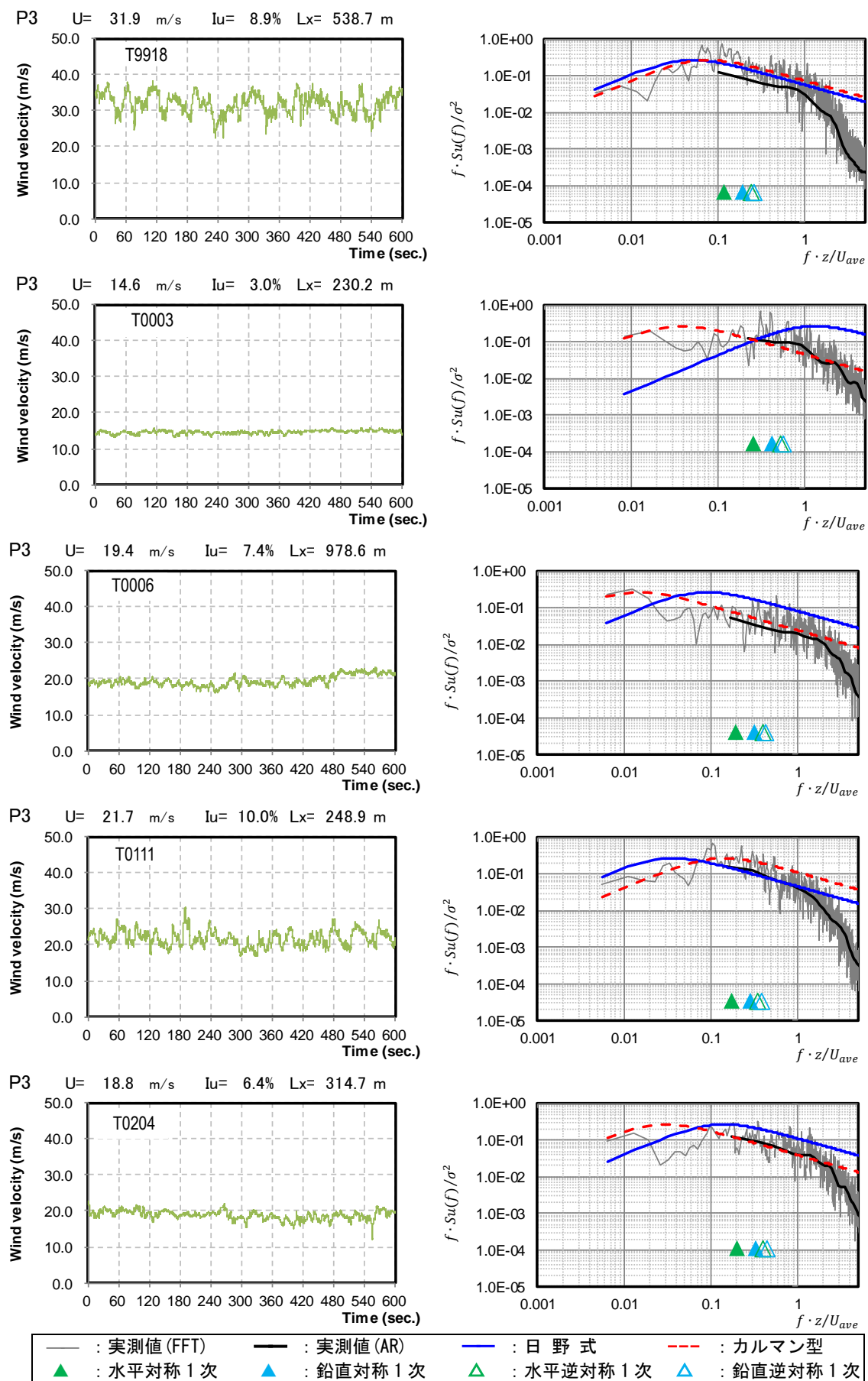


図- 3.5.11 台風通過時の気流のパワースペクトル(明石海峡大橋)

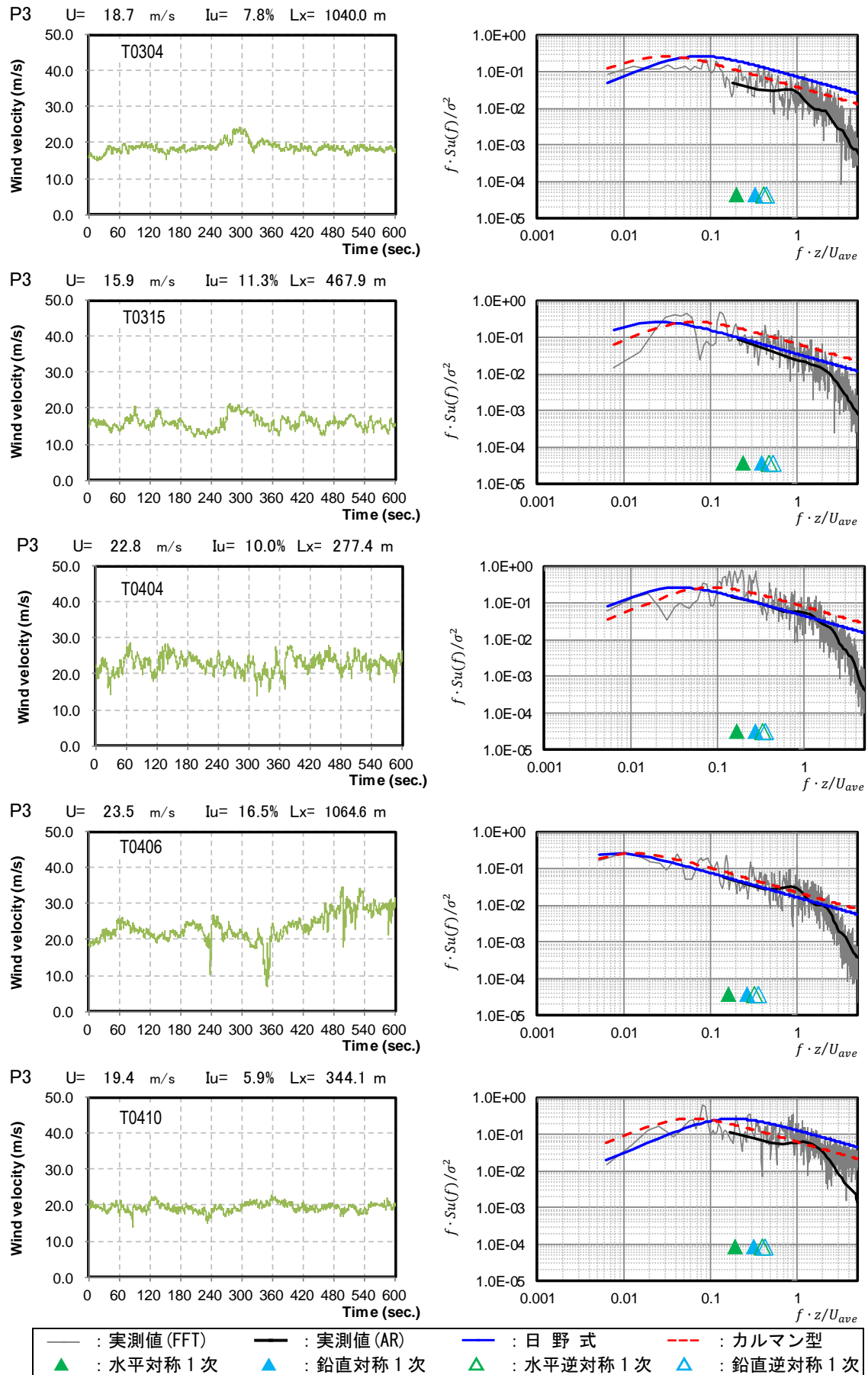


図- 3.5.12 台風通過時の気流のパワースペクトル(明石海峡大橋)

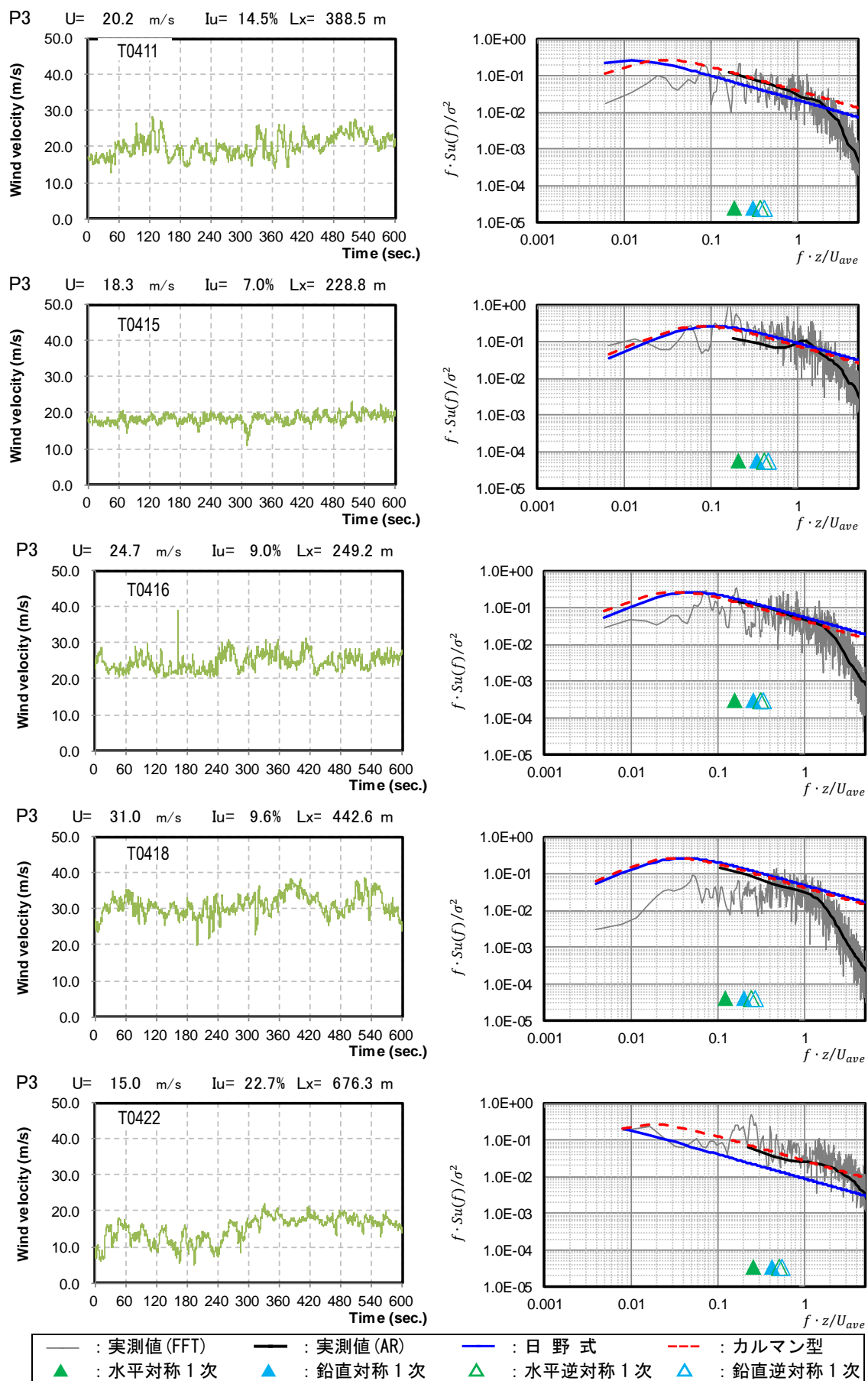


図- 3.5.13 台風通過時の気流のパワースペクトル(明石海峡大橋)

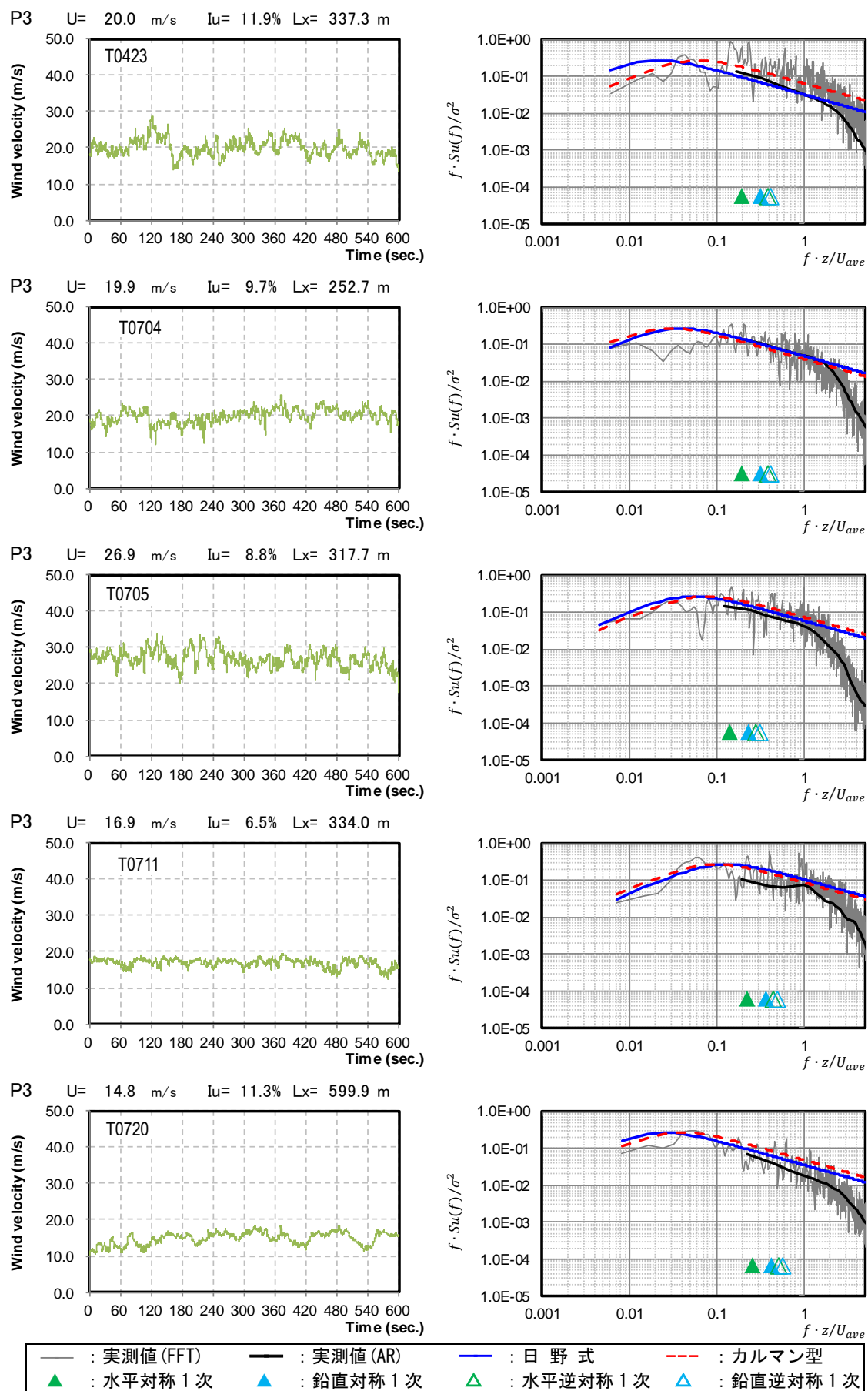


図- 3.5.14 台風通過時の気流のパワースペクトル(明石海峡大橋)

4) 気流の空間相関特性

明石海峡大橋には気流の空間相関特性を把握するため、中央径間中央付近に5台の風速計を設置している(図- 3.5.15)。前述の4つの台風に対する空間相関の計算結果を図- 3.5.16～図- 3.5.19に示す。図中には、次式で示される基準(2001)で規定する指数関数式(Davenport 式)による空間相関とカルマン型の空間相関関数をプロットして比較を行った。

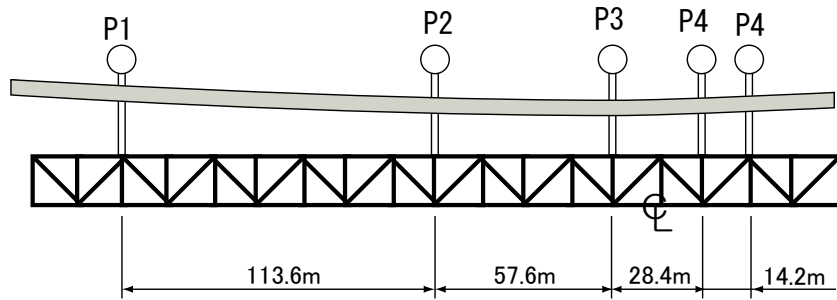


図- 3.5.15 風速計の配置

気流の空間相関は、風速計の距離が100m程度までは、P3風速計で実測された乱れのスケールを使用して計算したカルマン型の空間相関関数により概ね表現できた。今回の実測値では、距離が離れた場合に振動数0Hzにおける相関が悪くなる傾向があまり現れておらず、指数関数式でも概ね気流の状態を再現できたことから、基準(2001)で示した仮定は概ね妥当であると判断できる。しかしながら、風速計の距離が100mを超える場合に振動数が0.2Hzを超える領域において一度下がった相関が再度高くなる傾向が現れている。特に、乱れの大きい台風(T0422)はその傾向が高くなっており、カルマン型の関数でも表現ができなくなっている。

この現象が発生する原因としては、風速計の特性やノイズの影響が考えられるが、明石海峡大橋の補剛桁の水平対称1次振動数は約0.04Hzであり、0.2Hzを超える振動数領域の記録データの特性が桁の応答に影響を及ぼす可能性は小さいと考えられる。

$$co \cdot coh(f) = 0.994 \left\{ \eta^{5/6} \cdot K_{5/6}(\eta) - \frac{\eta^{11/6}}{2} \cdot K_{11/6}(\eta) \right\} \quad (\text{式 } 3.5.3)$$

$$\text{ここに, } \eta = 0.747 \cdot \frac{\Delta x}{L_x^u} \cdot \sqrt{1 + 70.8 \left(\frac{f \cdot L_x^u}{\bar{U}} \right)^2}$$

K_n ; n 次の第2種変形ベッセル関数, Δx ; 風速計の距離,

L_x^u ; 乱れのスケール(P3風速計の実測値を使用して計算) である。

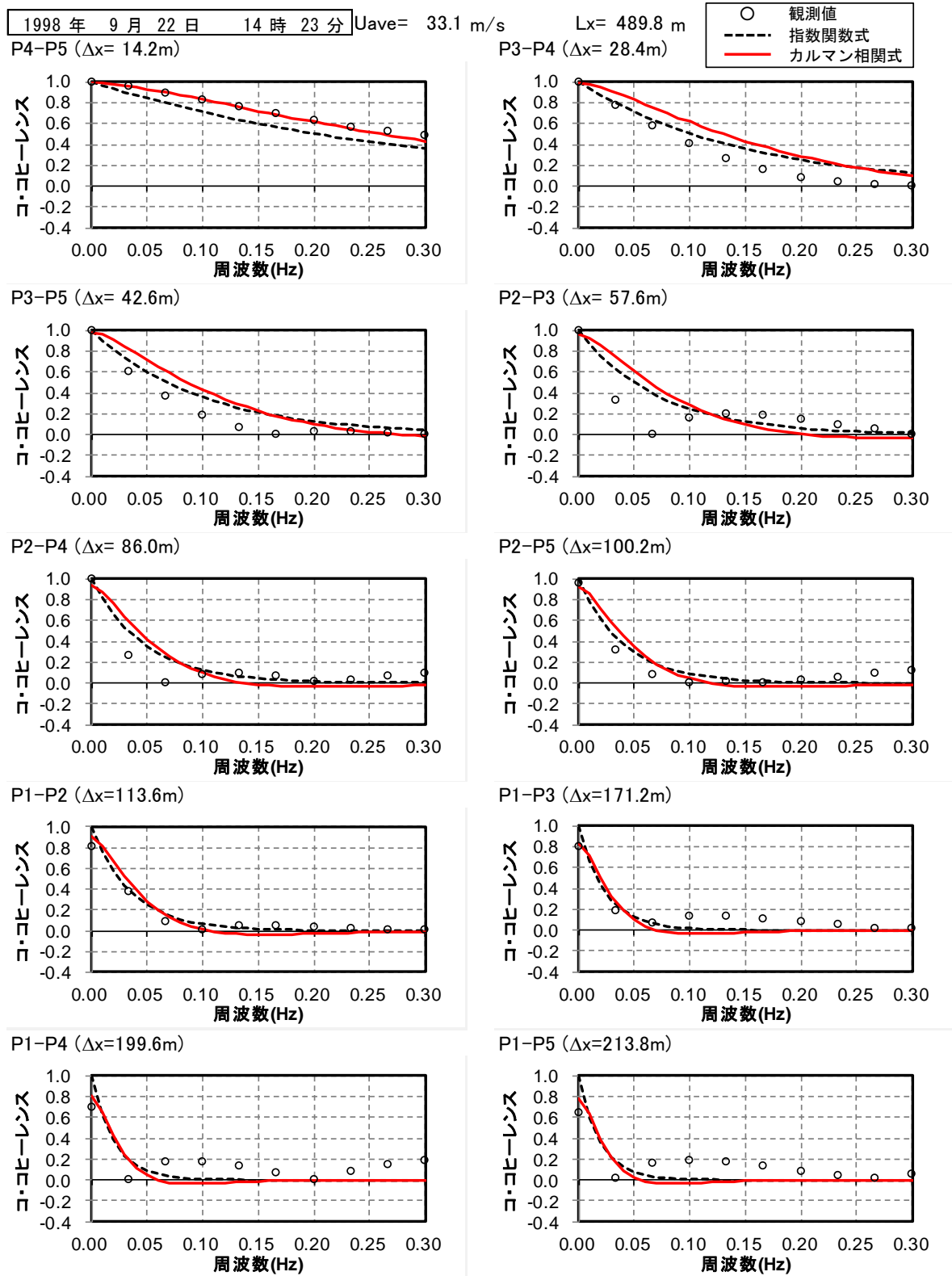


図- 3.5.16 台風通過時の気流の空間相関(T9807)

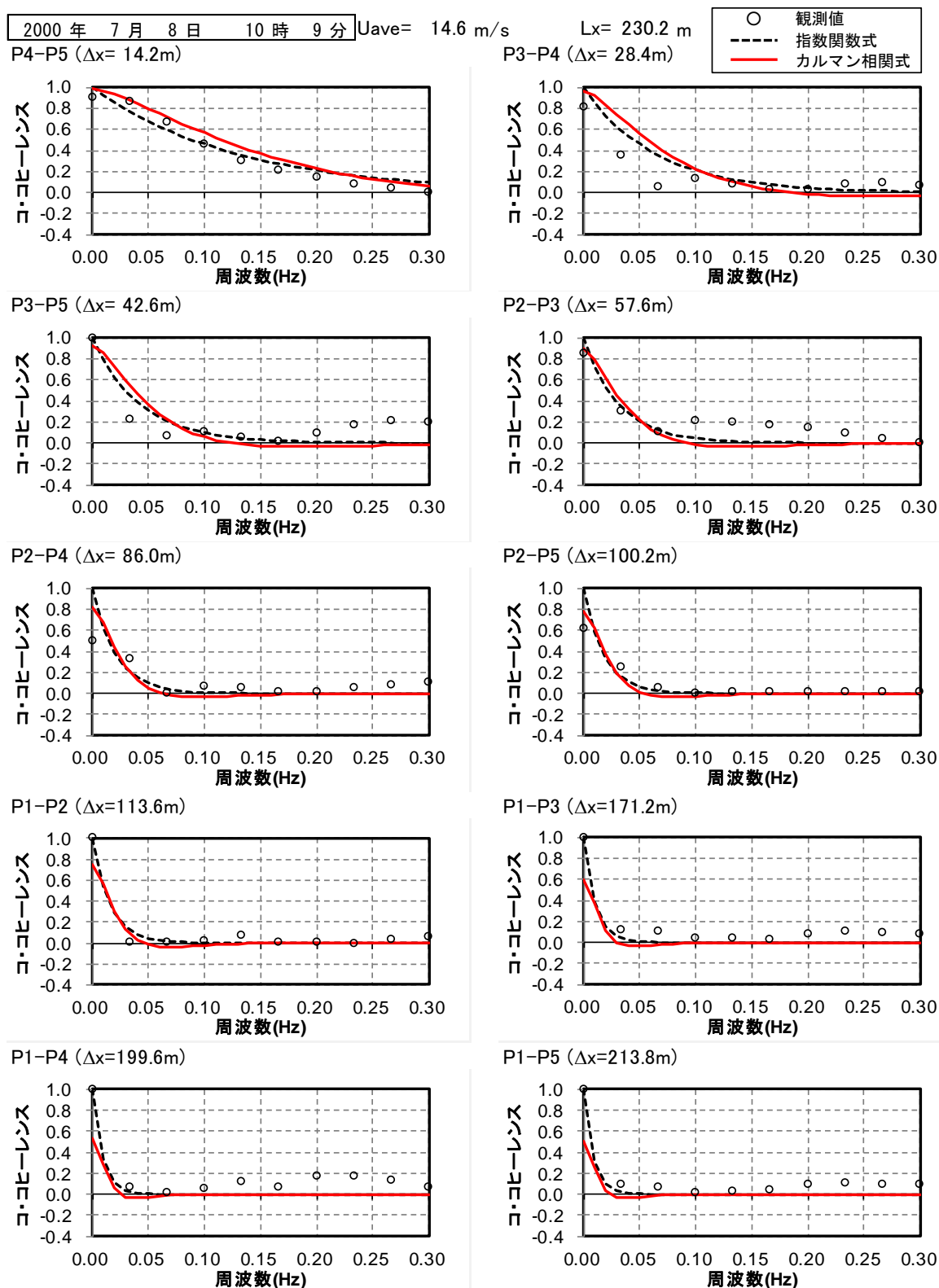


図- 3.5.17 台風通過時の気流の空間相関(T0003)

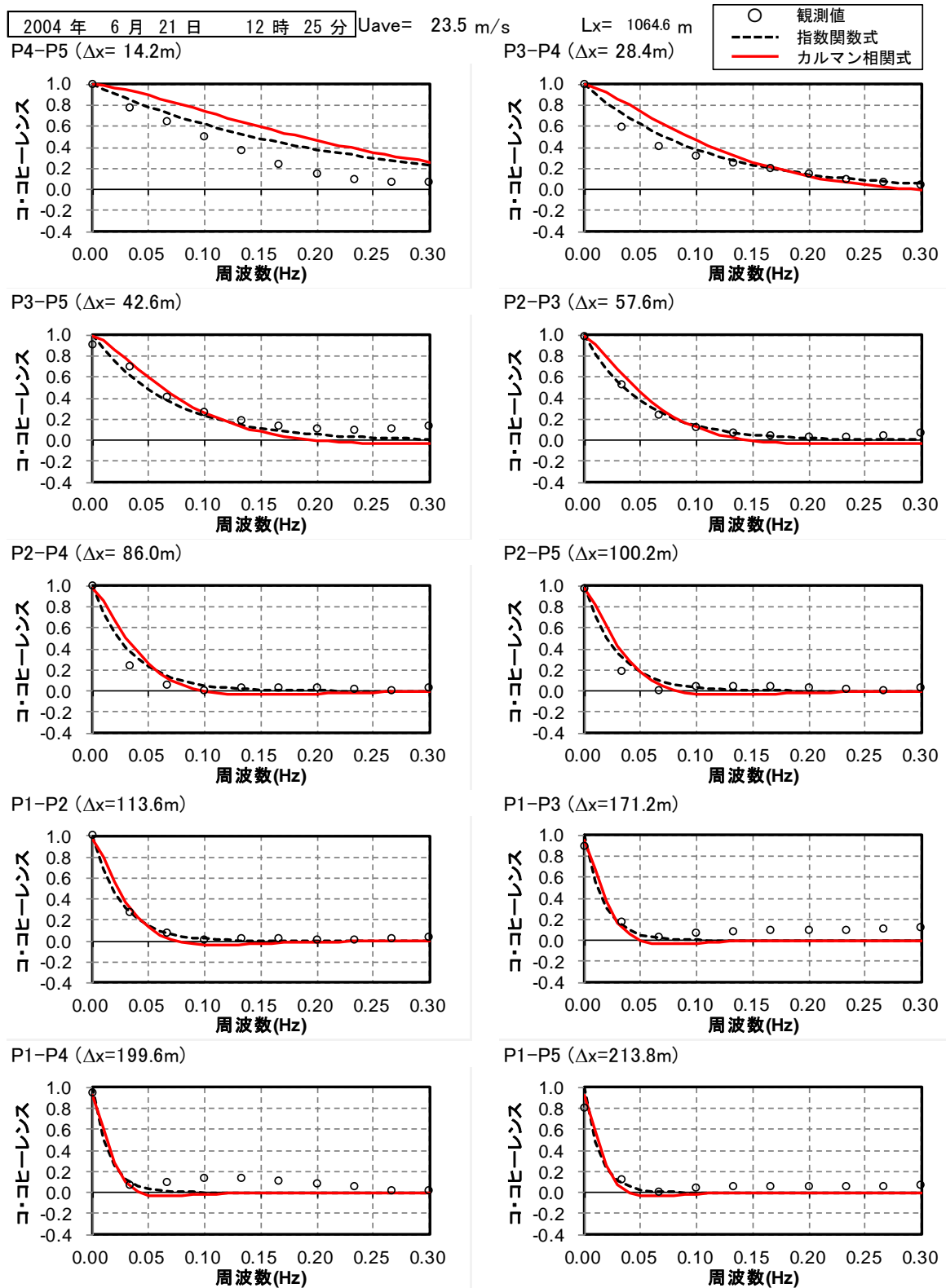


図- 3.5.18 台風通過時の気流の空間相関(T0406)

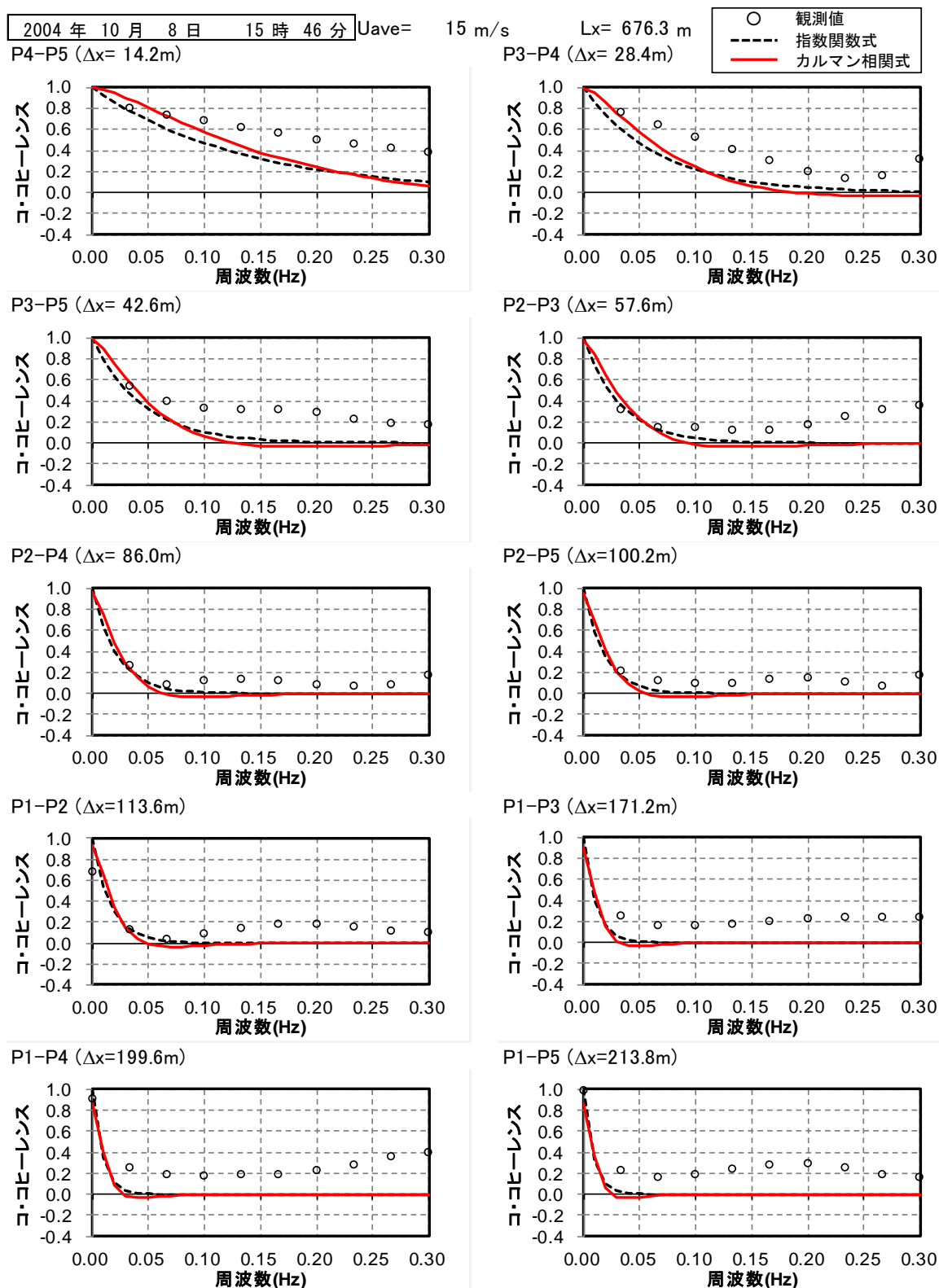


図- 3.5.19 台風通過時の気流の空間相関(T0422)

なお、T0422 は橋軸方向に近い風向からの風となっているため、図-3.5.15 に示す風速計の間隔を直接計算で使用することは問題があると考え、風向方向の間隔および平均的な風速による各風速計に風が到達する時間差を考慮して空間相関特性を整理した(図- 3.5.20)。また、時々刻々の偏角に対応した橋軸直角成分のみを抽出し空間相関特性を併せて整理した。

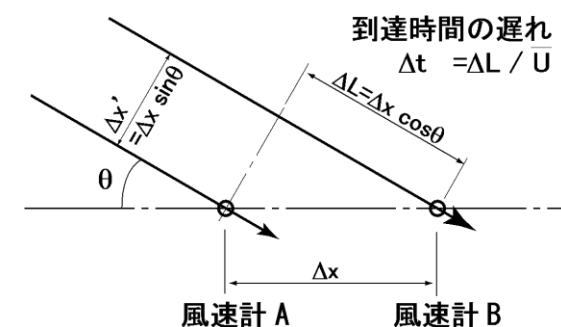


図- 3.5.20 斜風時に発生する時間差

偏角の影響を時間差と橋軸直角方向成分を考慮して整理した空間相関のプロットを、図-3.5.21 に示す。時間差を考慮した観測値の空間相関(図中の◆)は、距離が離れた場合の高周波数側の相関関係が大きくなる傾向が見られず、カルマン型の関数に近い傾向を示すことが明らかとなった。一方、気流の橋軸直角方向成分で整理した結果(■)も、高周波数側での相関関係が大きくなる傾向がみられておらず、偏角を有していても流れに直角な面における気流の空間相関係数はカルマン型の関数に近い傾向を示す可能性があることが明らかとなった。

今回のデータは、橋軸方向より 25 度の風向となっており、観測された平均風速 15m/s 程度を考慮すると、最も距離の長い P1 と P5 の風速計では、到達時間の差が 10 秒程度となる。そのため、観測されたデータをそのまま処理すること自体に無理があったものと考えられる。また、時間差を考慮した空間相関はカルマン型関数で表現できたことから、ある程度以上の風向で記録されたデータを分析する場合には、同様の考え方を導入する必要があることが明らかとなった。

なお今回の分析は、パワースペクトルについては 22 個の台風、空間相関については 4 個の台風を対象としており、最大平均風速も 33m/s 程度であることから、より高い風速での検証が必要である。また、偏角の影響についても 1 ケースでの検討にとどまっていることから、どの程度の風向から時間差の影響を考慮する必要があるのかについては、明石海峡大橋でのデータをより多く分析することにより検証していく必要がある。

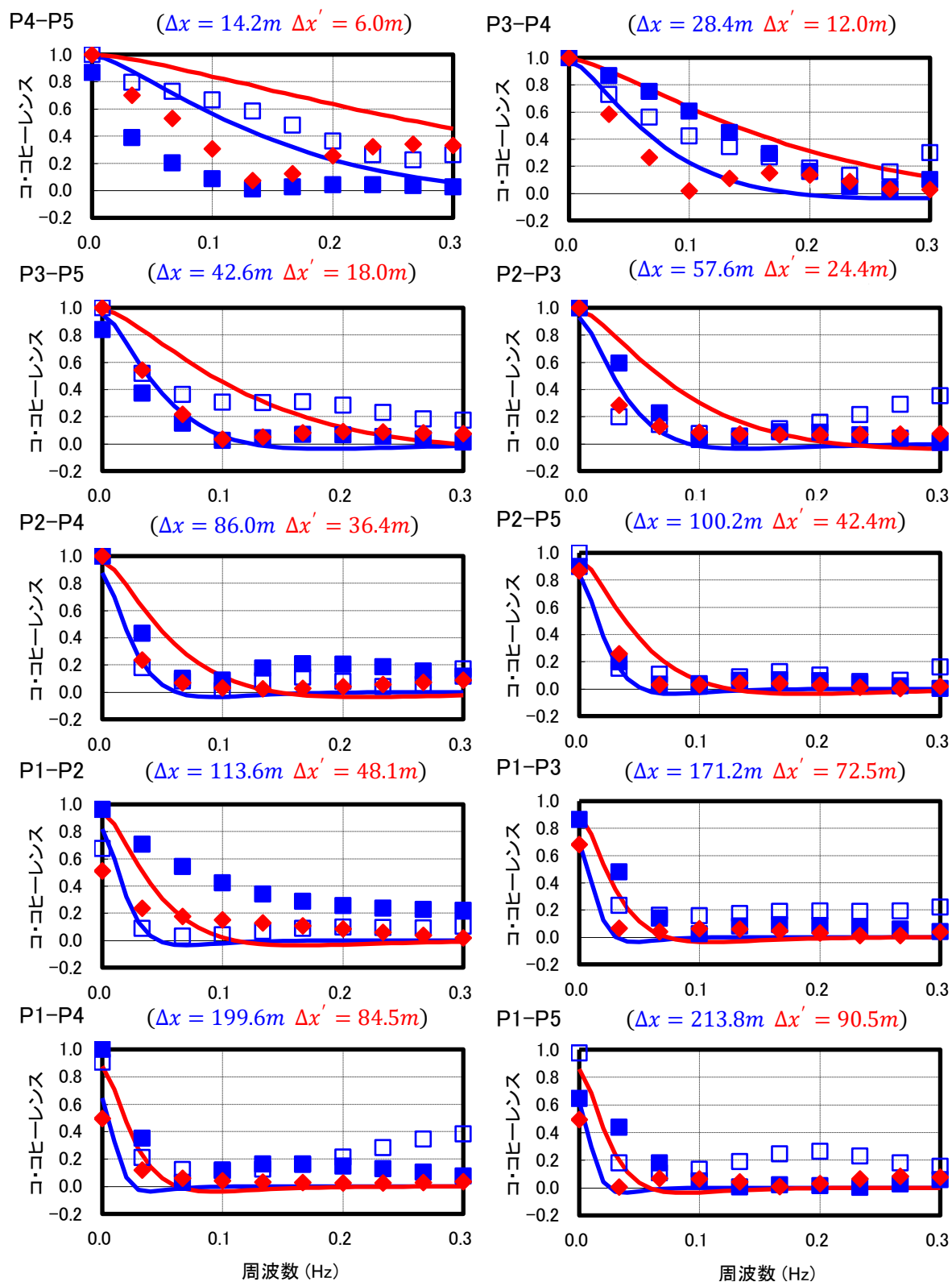


図- 3.5.21 偏角を考慮した空間相関特性(明石海峡大橋 T0422)

3.5.3 補剛桁の応答

(1) 応答特性の概要

1) 設計風荷重

基準(2001)で規定される静的設計において考慮する吊橋補剛桁の橋軸直角方向(水平方向)の設計風荷重(P_D)は次式のとおりである.

$$P_D = \mu_2 \frac{\rho \overline{U_z}^2}{2} C_D A_n \quad (\text{式 3.5.4})$$

ここに, ρ : 空気密度

$\overline{U_z}$: 設計基準風速

C_D : 抗力係数

A_n : 投影面積,

μ_2 : 風荷重補正係数 である

ここで風荷重補正係数は, 明石海峡大橋を対象としたガスト応答解析で得られたガスト応答倍率(=最大応答/平均応答)を参考として, $\mu_2=1.55$ と設定されている. 一方, 全橋模型試験によって得られた応答値の倍率は 1.2 程度であり, 模型と実橋における気流の相似性等に検討の余地があるものの, 安全側の値をとり $\mu_2=1.55$ が採用されている. なお, この風荷重の補正係数は, 補剛桁の曲げモーメントに着目した解析結果により算出されたものであり, 支間中央における変位の応答倍率は 1.33 と計算されている^[3.36].

2) 設計値と実測値の比較

過去の主要な台風のうち橋軸直角方向 ± 30 度の範囲の記録について, 基準(2001)で規定する評価時間 600 秒(10 分間)による平均的な応答とその時間内の最大応答を整理した結果を図- 3.5.22 に示す. この図より, 平均応答変位の実測値(□)は, 静的風荷重が作用した場合の計算値(点線)に一致し, ほぼ風速の二乗に比例していることがわかる. 一方, 動的応答成分(△)は本四基準に規定する風荷重の補正係数(ガスト応答解析で算出された応答倍率(=最大応答/平均応答=1.33))で計算される値(長破線)より小さな値となっており, 最大応答値(●)も設計値(実線)よりもその分小さくなっている.

明石海峡大橋の強風時における補剛桁の最大応答は設計時の想定を下回っているが, 上述の風荷重補正係数 μ_2 が安全側の設定がなされていること, 実際の風は必ずしも橋軸直角方向からだけではなく, 若干の偏角を有する風が作用していること等も考慮すると, 設計上の風荷重は概ね妥当であったと考えられる.

しかしながら, 2004 年に上陸した台風 0406 号による橋体応答(☆印)は設計における想定値を超えたものとなっており, 次節においてその原因を検討した.

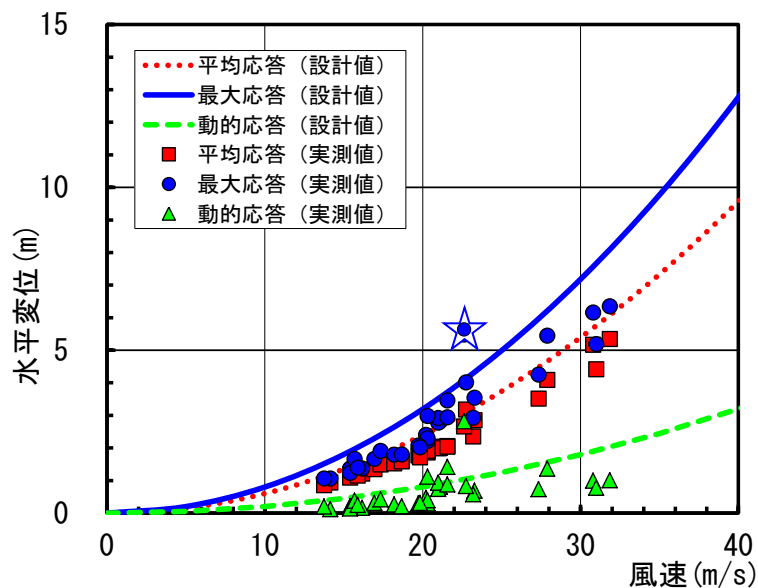


図- 3.5.22 風速と応答の関係(明石海峡大橋)

(2) 台風 0406 号通過時の挙動の分析

1) 時系列波形

台風 0406 号は、図- 3.5.23 に示す進路で明石海峡大橋の近傍を通過した。支間中央において最大瞬間風速を記録した時刻(6 月 21 日 12:33 頃)の前後 1200 秒間(20 分間)の風速、風向と橋体応答(支間中央の水平変位)の波形を図- 3.5.24 から図- 3.5.26 に示す。最大瞬間風速を記録した時刻を中心として 300 秒程度の範囲で風速の波形が大きく変動し、最大瞬間風速 34.5m/s を記録した。ほぼ同じ時間帯に水平変位の波形についても同様に大きな変動が見られた。また、台風が橋の近傍(西側)を通過したことにより、グラフの横軸に示す時間 600 秒付近で風向が橋軸直角方向を境にして東風から南風へと変化している。

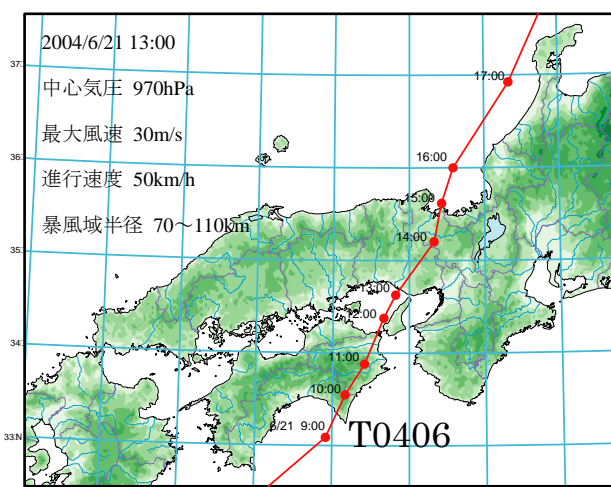


図- 3.5.23 台風 0406 号の進路

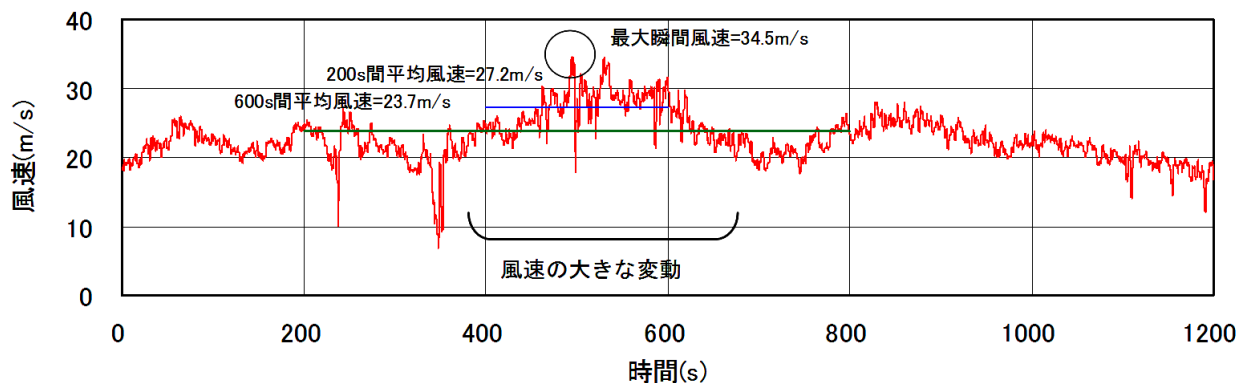


図- 3.5.24 台風 0406 号の風速の時系列(2004 年 6 月 21 日(月) 12:25~12:45)

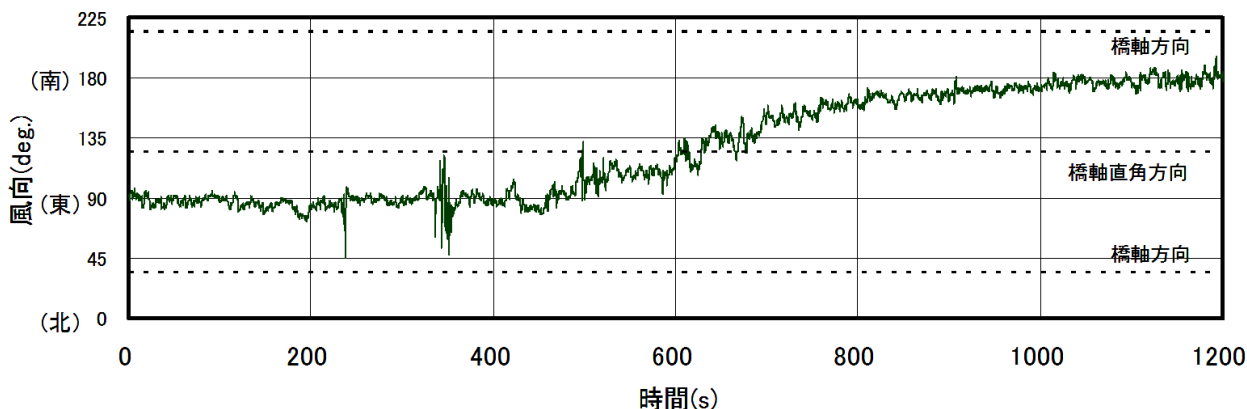


図- 3.5.25 台風 0406 号の風向の時系列(2004 年 6 月 21 日(月) 12:25~12:45)

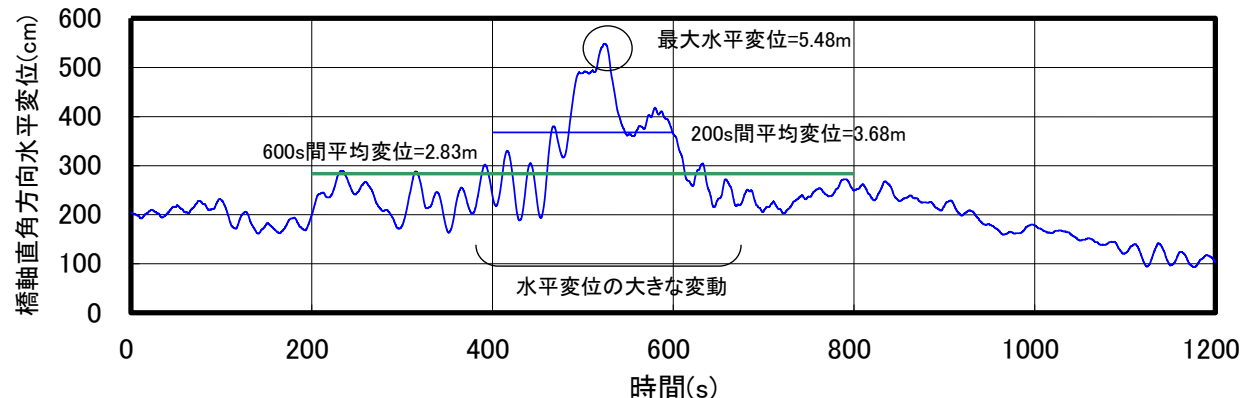


図- 3.5.26 台風 0406 号の橋体応答の時系列(2004 年 6 月 21 日(月) 12:25~12:45)

2) 平均化時間による考察

台風 0406 号において長周期の風速および橋体変位の変動が見られたことに着目し、風速と応答の平均化時間を変化させた整理を行った。その結果、表- 3.5.2 に示すように平均化時間を 100 秒程度とした場合に、応答倍率が 1.27 となり、基準(2001)を規定する時に実施した変位の応答倍率(1.33)に近い値となった。ここで平均化時間とは、変位が最大となる時間を中心に、平均の対象とする時系列の時間であり、今回は 50s, 100s, 200s, 300s, 600s で風速および変位の時系列を平均化した。

表- 3.5.2 平均化時間の違いによる風速と応答の関係

平均化時間 (s)	600	300	200	<u>100</u>	50
最大瞬間風速 (m/s) ①	34.6				
平均風速 (m/s) ②	23.7	26.2	27.8	28.9	29.3
突風率 ①/②	1.46	1.32	1.25	1.20	1.18
最大応答 (m) ③	5.48				
平均応答 (m) ④	2.83	3.33	3.70	4.31	4.74
応答倍率 ③/④	1.93	1.65	1.48	<u>1.27</u>	1.16

次に、明石海峡大橋の水平対称 1 次モードの周期が約 25 秒であることに着目し、台風 0406 号の風速と応答の波形について 2 周期(50 秒)、3 周期(100 秒)及び 8 周期(200 秒)の移動平均で整理した(図- 3.5.27)。風速変動は移動平均の時間を変化させても波形にあまり差が見られない。一方、橋体応答に着目すると、時系列の前半は移動平均時間による応答の違いが現れていないのに対して、最大変位が発生した時間帯においては、移動平均時間により応答変位に差が生じる結果となっており、動態観測結果の分析にあたっては注意が必要となることが明らかとなった。

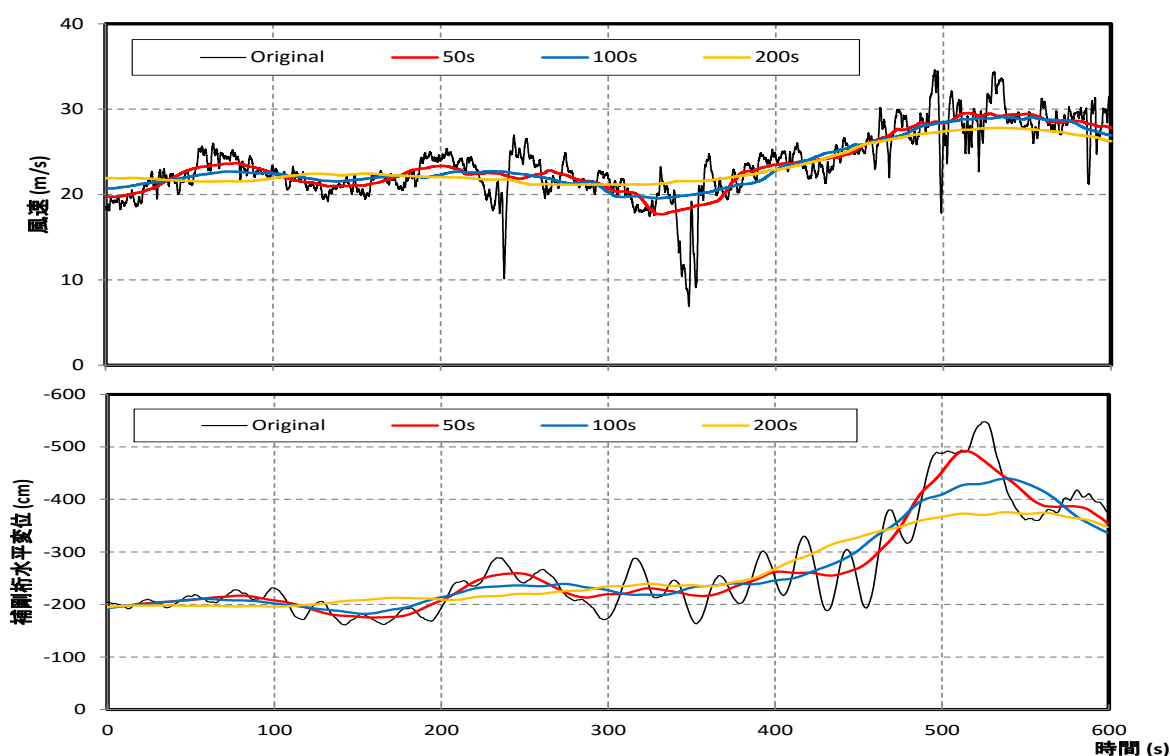


図- 3.5.27 台風 0406 号の風速と橋体応答の時系列(移動平均)

さらに、最大風速および最大応答が発生した時間帯の時系列を抽出するとともに、橋軸直角方向風速を合わせて整理した結果を図- 3.5.28 に示す。図中には、水平対称

1 次振動数(0.039Hz)で振動した場合のプロットも合わせて記載した。グラフ前半は固有振動数と同じ周期で補剛桁が応答していた状態が、風向が橋軸直角方向に変化し始め最大風速を記録した 490 秒程度の時に、固有振動に調和した補剛桁応答が妨げられ、最大風速と最大応答の発生時間に約 30 秒のズレが生じている。これは、橋体が振動状態で戻ろうとする力より 505 秒程度に作用した風荷重による強制変形の方が大きかったためであると考えられる。なお、台風 0406 の気流特性は、図- 3. 5. 12 および図- 3. 5. 18 に示すとおり、基準(2001)に示す関数式で表現可能である。

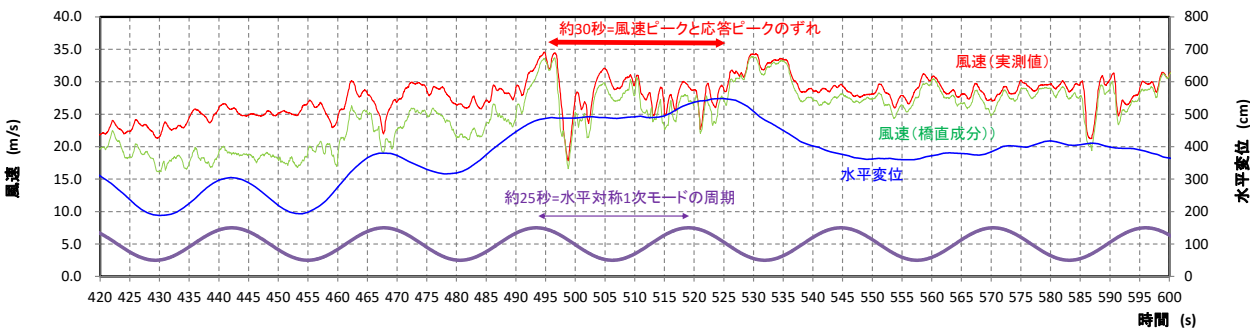


図- 3. 5. 28 台風 0406 号の風速と橋体応答の時系列(最大値発生時間帯)

今回の現象は長周期の風速変動により発生したものであり、今後のデータ分析において注意が必要であることが明らかとなった。また、諸外国における橋梁の設計風速は表- 3. 5. 3 に示すとおりとなっており、米国のように 3 秒間の瞬間風速で評価する事例もあることから、今後の耐風設計において評価時間をどの様に設定するのかの課題が残されている。そのため、明石海峡大橋における動態観測を継続し、より高風速でのデータ蓄積が必要である。ただし、設計風速の定義を変更すると、風荷重の補正係数(μ_2 , μ_3)やフラッター照査風速の補正係数(μ_F)の値も変更する必要があることにも留意する必要がある。

表- 3. 5. 3 諸外国における設計風速の定義

国名	米国	欧州	英国
基準類	ACSE 7-05	EN1991-1-4	BS 37/01
設計風速の定義	3 秒ガスト	10 分間平均風速	10 分間平均風速

3) その他の台風の時系列波形との比較

比較のために、台風 9807 号と台風 0416 号の進路を図- 3. 5. 29 に、風速、風向および橋体応答の時系列波形を図- 3. 5. 30 に示す。これらの台風は、前述の台風 0406 号に比べると架橋位置から離れた地点を通過したこともあり、台風 0406 号で見られたような短時間で風速、橋体応答の変動が大きくなる現象は確認されなかった。

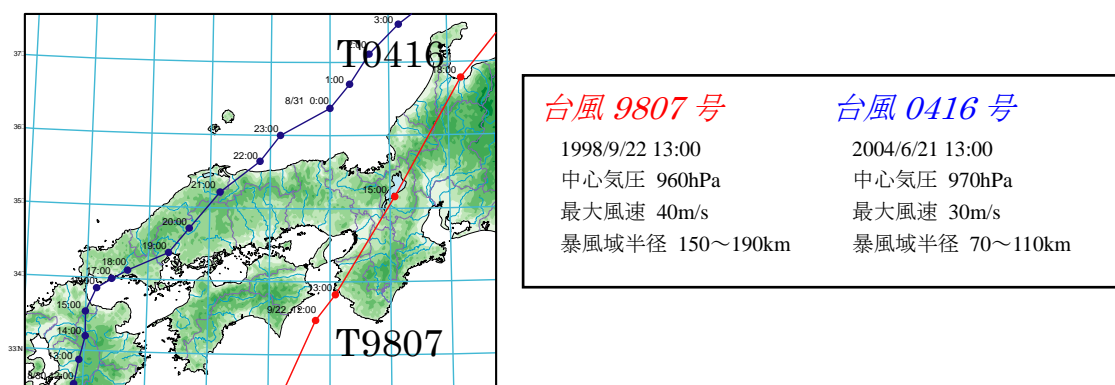


図- 3.5.29 台風 9807 号と台風 0416 号の進路

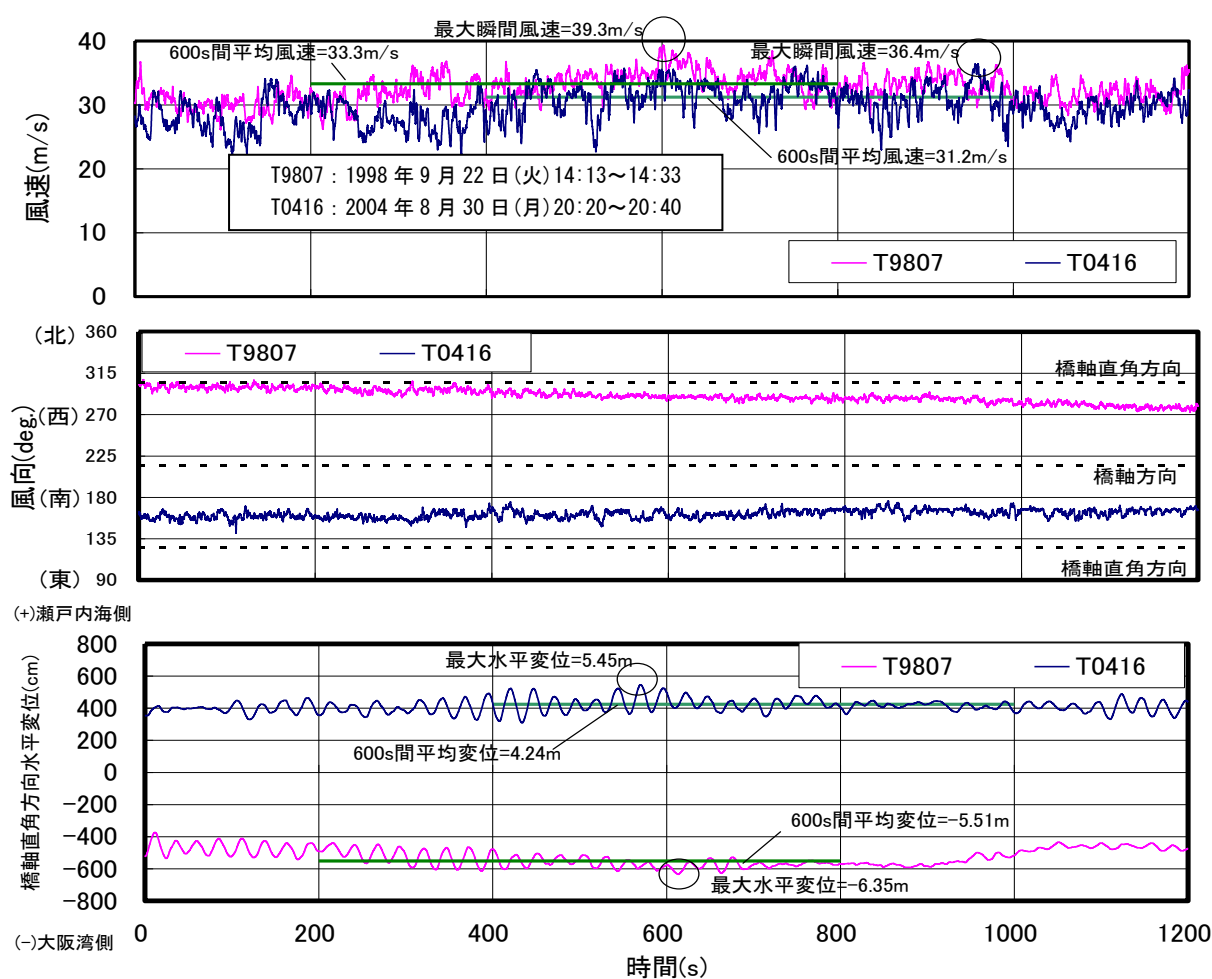


図- 3.5.30 台風 9807 号と台風 0416 号の風速，風向および橋体応答の時系列

3.5.4 橋体の振動特性

1) 補剛桁の振動特性

10 年間に記録されたデータの中で、最大風速を記録した台風 9807 号(最大風速約 33m/s, 最大瞬間風速約 39m/s)の通過時における風速と補剛桁応答の時系列波形を図-3.5.31 に示す。補剛桁の応答は、支間 $L/2$ 点の変位(GPS)および速度(速度計)と、支間 $3L/4$ 点の速度(速度計)のデータである。

支間 $L/2$ 点の水平変位データ(GPS)は、風速の増加に合わせて桁の水平対称 1 次モードの周期(約 25 秒)で振動しながら漸増しており、桁は風速の平均的な変化にも反応した挙動を示している。その他の速度計による補剛桁応答についても、周期性の見られる波形を示している。

そこで、計測された補剛桁の振動波形のパワースペクトルを算出した結果(図-3.5.32), 補剛桁の振動モードに対応した周波数でピークが現れており、ねじれ対称 1 次モードを除き、解析振動数に対して 5%以下の誤差となっており、解析モデルは実橋をほぼ忠実に再現していることを確認した(表-3.5.4)。なお、ねじれ対称 1 次モードが実測と解析とで整合していないことに対する検討については後述する。

勝地らの研究^[3.37]においても、数ケースの動態観測結果に対する固有振動特性と減衰特性の把握が Wavelet スクリーニングを併用した ERA 法で試みられている。その結果、振動数については実測値と解析値はほぼ一致(図-3.5.33)するとともに、減衰についても設計で想定した値が妥当であることが確認されている(図-3.5.34)。さらに、藤野^[3.38]らは、多自由度構造物である明石海峡大橋で計測された加速度波形を等価な 1 自由度系に置き換えて変位推定する手法を提案し、推定値が GPS による実測変位と整合することを確認している。

表- 3.5.4 固有値振動解析結果と実測値との比較（台風 9807 号通過時のデータ）

振動モード	解析値	実測値	実測値／解析値
水平対称 1 次	0.039 Hz	0.038 Hz	0.97
水平逆対称 1 次	0.078 Hz	0.080 Hz	1.03
鉛直対称 1 次	0.065 Hz	0.063 Hz	0.97
鉛直逆対称 1 次	0.076 Hz	0.080 Hz	1.05
鉛直対称 2 次	0.121 Hz	0.121 Hz	1.00
ねじれ対称 1 次	0.150 Hz	0.164 Hz	1.09

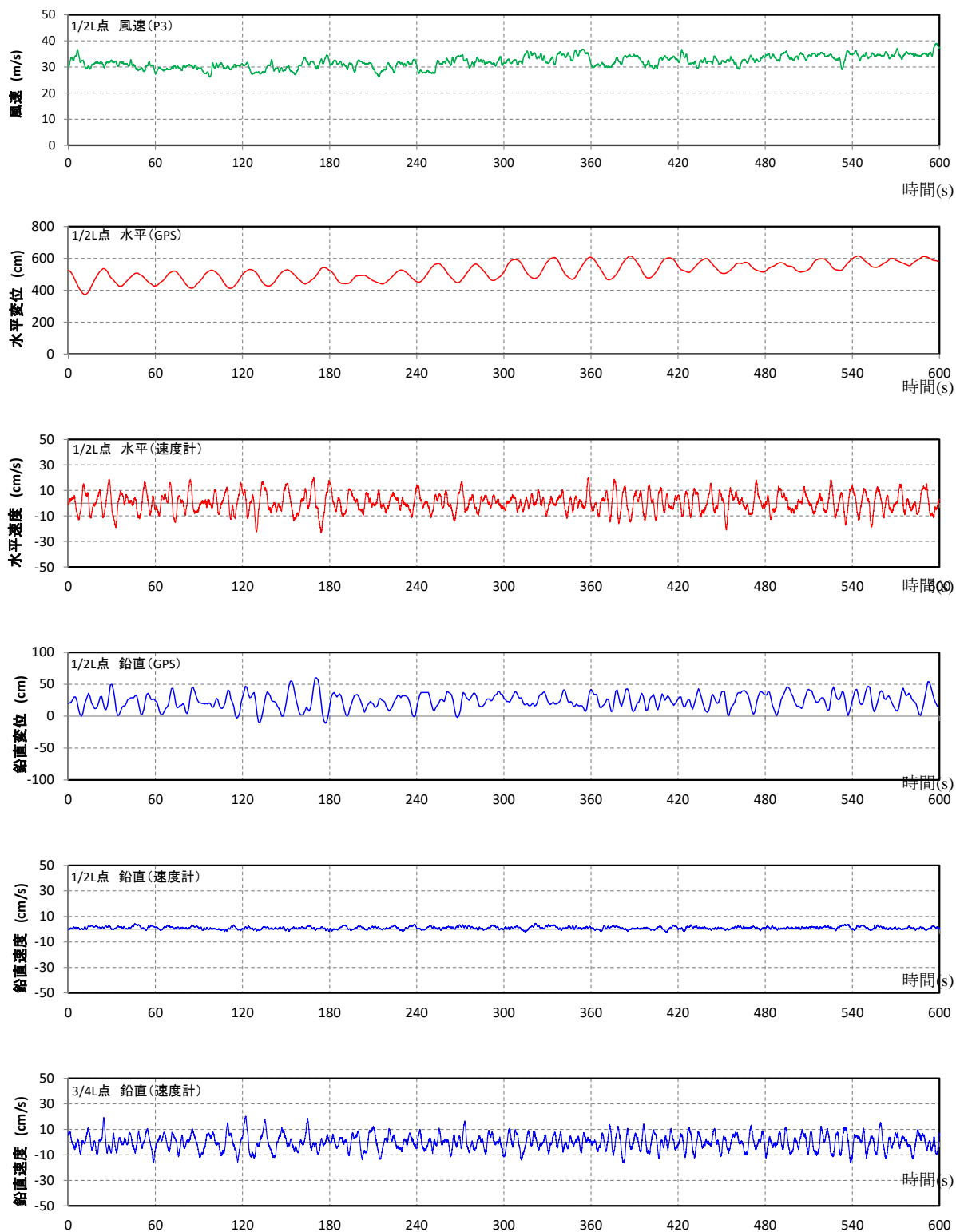


図- 3.5.31 風速と桁の応答の時刻歴（台風 9807 号通過時のデータ）

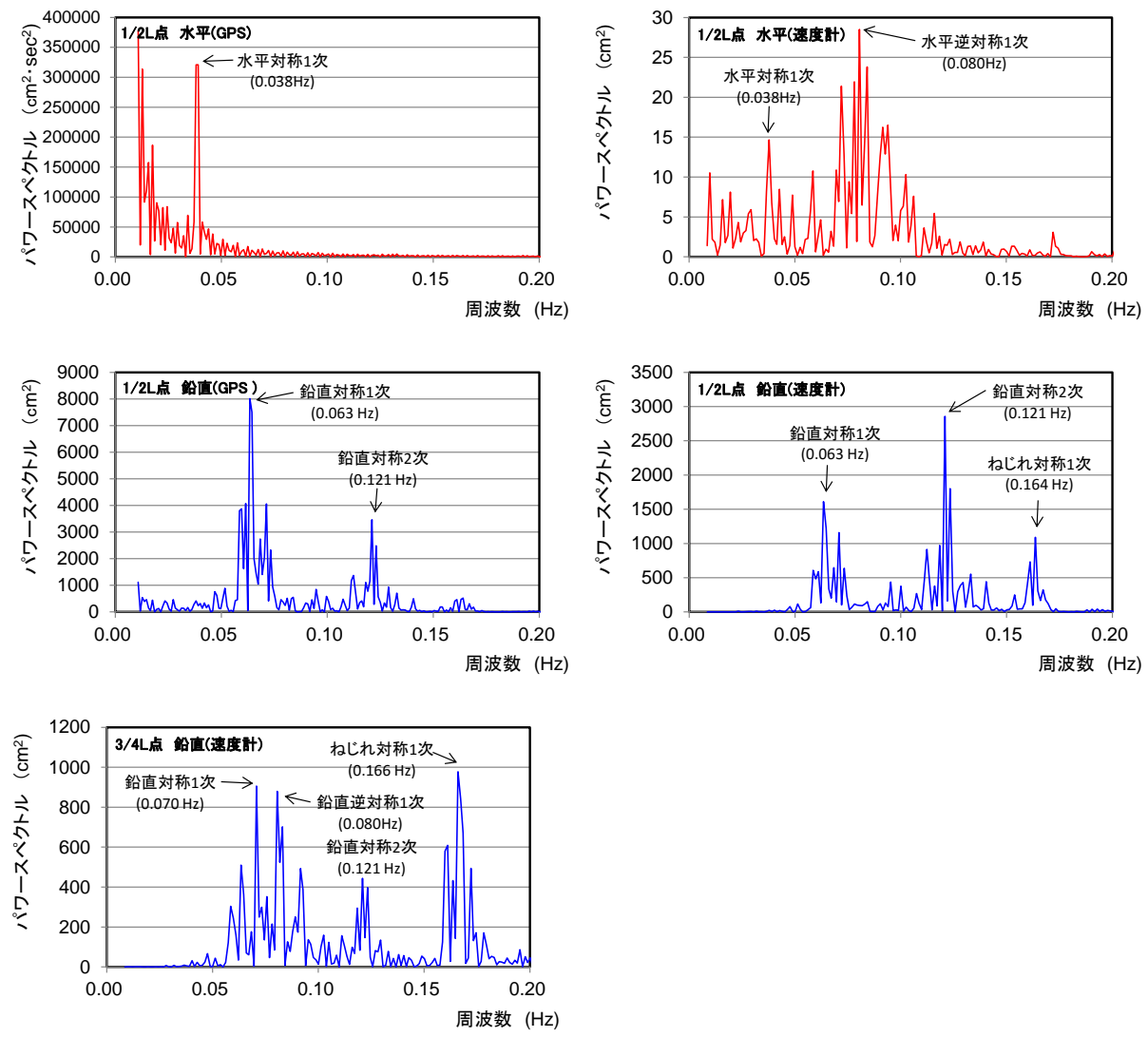


図- 3.5.32 桁応答のパワースペクトル (台風 9807 号通過時のデータ)

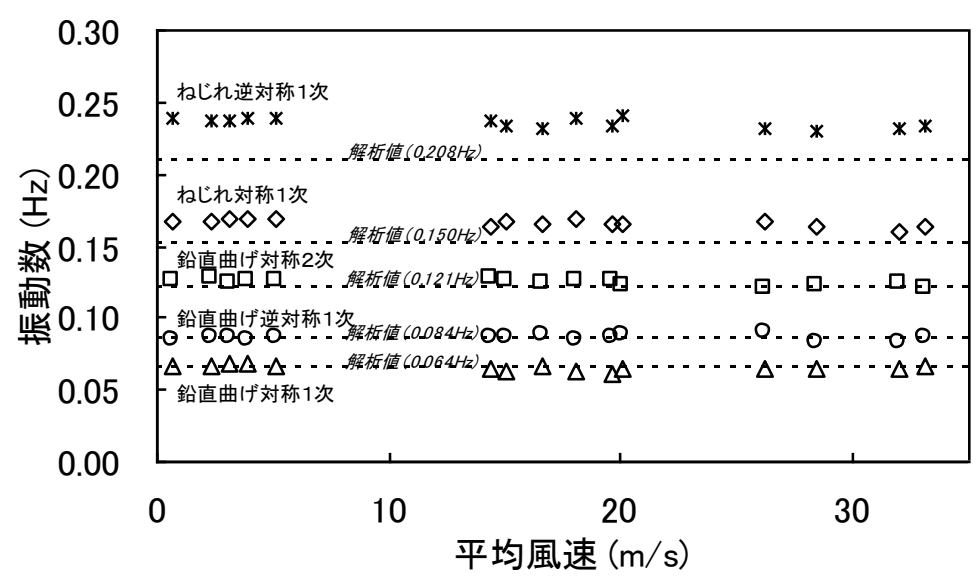


図- 3.5.33 ERA 法による固有振動数の同定結果 (文献 3.39 より引用)

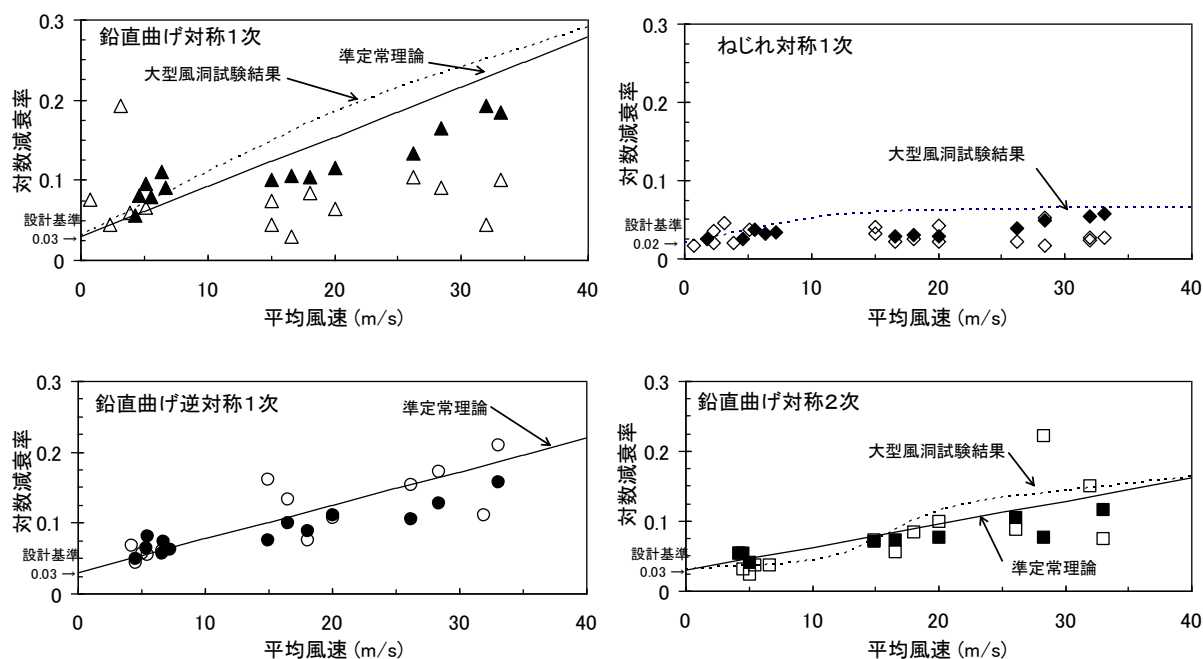


図- 3. 5. 34 Wavelet スクリーニングを用いた減衰特性同定結果(文献 3. 39 より引用)

2) 主塔の振動特性

明石海峡大橋の主塔は海面上約 300m に達するほど高く、従来にも増して風で揺れやすい特徴を有している。そのため塔柱には耐風性に優れた隅切り断面を採用するとともに塔柱内に TMD(Tuned Mass Damper)を設置して、渦励振により発生する振幅を許容値内に抑えることとしている。(詳細については文献 3.40) を参照)

供用後 10 年間のデータのうち、橋軸直角方向 $\pm 30\text{deg.}$ の範囲のデータを整理した結果を図- 3. 5. 35 に示す。ここで、それぞれのグラフの縦軸は、10 分間に記録されたデータ(156 個)の絶対値の最大値と平均値の差を最大振幅と見なしたものである。これらのデータのうち、風速 30m/s 程度で曲げ用の TMD 変位計に若干大きな値が記録されているのが明らかとなった。このデータは、台風 9807 号が通過した時のものであり、主塔風洞試験において渦励振の発生が確認された条件(風速 30m/s 程度)に近い強風は作用していることが確認された。そこで、この振動が計測された 1 時間のデータに着目し、時刻歴波形(図- 3. 5. 36~図- 3. 5. 38)の分析を実施した。この時間帯の風速は、橋軸直角方向 $\pm 30\text{deg.}$ の範囲で 20m/s~40m/s の変動をしており、特に 1200 秒より後ろは乱れ強さが小さくなる傾向にあるが、主塔の振動が発達している状況が確認されなかった。一方、TMD の変位計の時系列データを見ると、1000~2000 秒の時間帯においてわずかであるが TMD の変位が発生している状況が確認できたが、時系列グラフを見る限りにおいては主塔の速度計との相関が見受けられない。

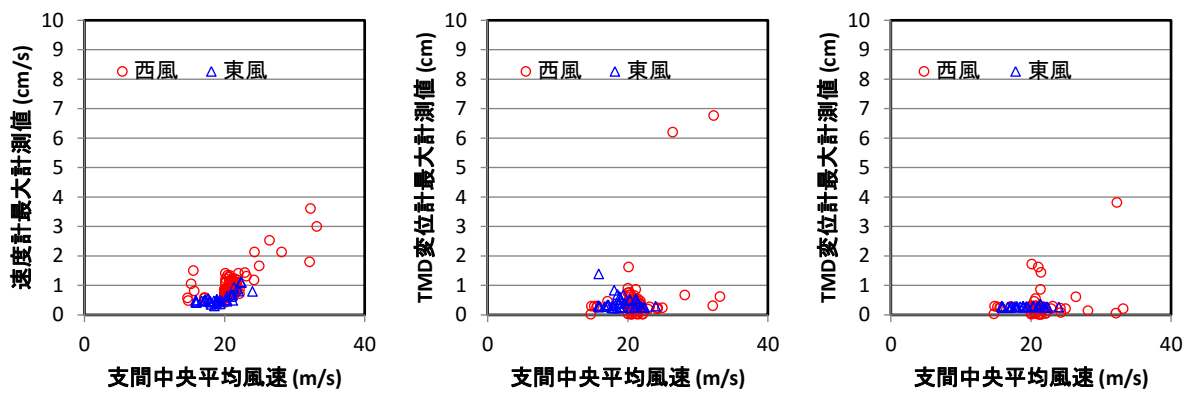


図- 3. 5. 35 風速と応答の関係 (2P)

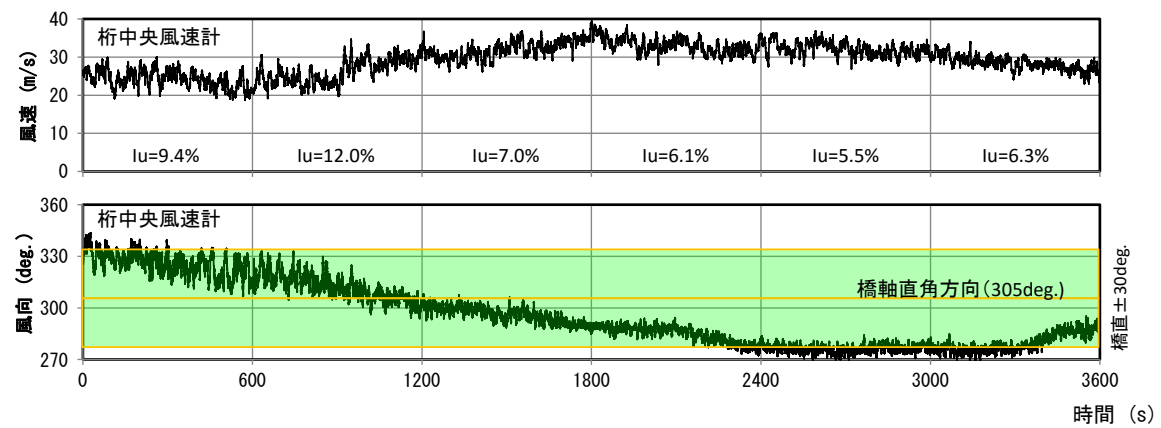


図- 3. 5. 36 支間中央の風速変動

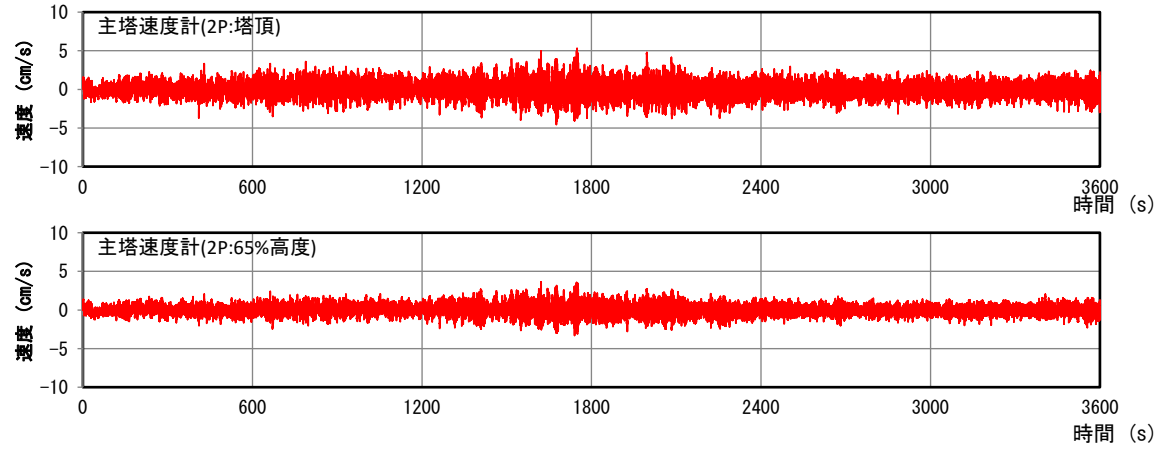


図- 3. 5. 37 主塔の応答波形 (65%高度)

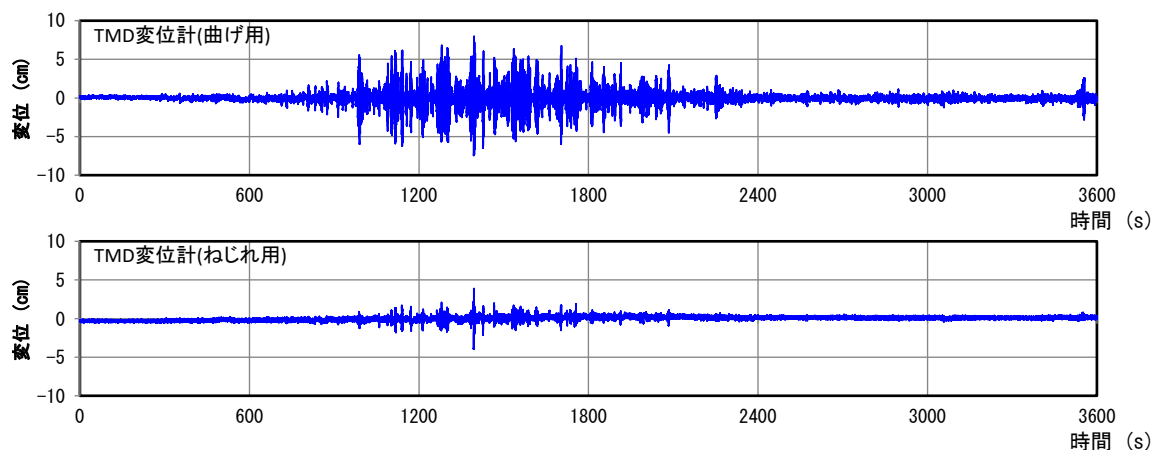
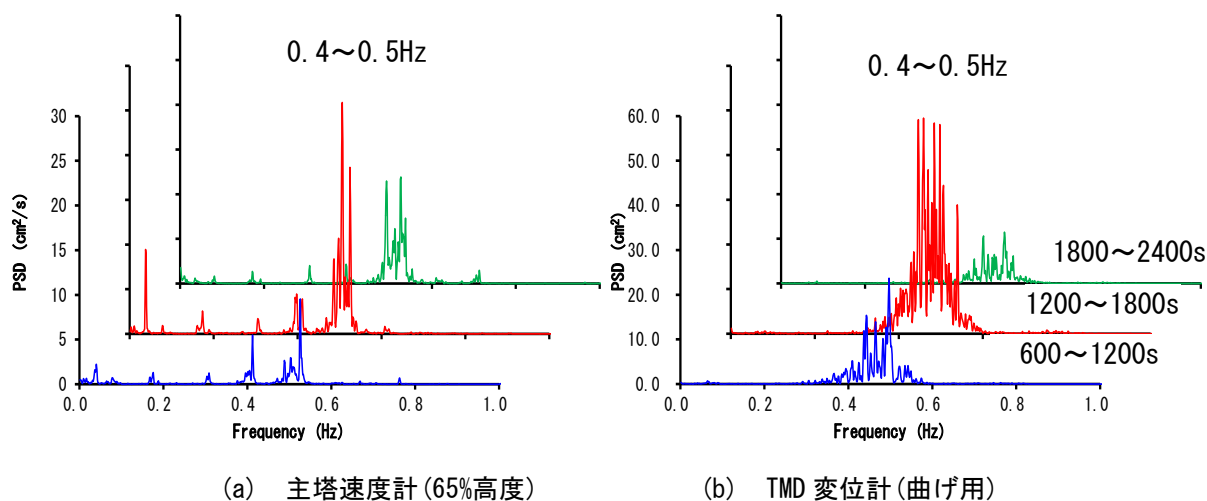


図- 3.5.38 TMD 変位計の応答波形

次に、TMD 変位計が応答を示している時間帯である 600 秒～2400 秒の主塔速度計および TMD 変位計の時系列データに対してスペクトル解析を実施した。その結果、いずれのスペクトルにも主塔の面外曲げ一次モード(0.442Hz)に近い振動数が卓越していることが確認され、主塔の振動に伴い TMD が動作したものと考えられる(図- 3.5.39)。しかしながら、主塔の速度計から求められる主塔の振動振幅は片振幅で 2cm 程度であり、許容振幅の 30cm に対して非常に小さな振幅であるとともに、図- 3.5.36 で示した風速の時系列は主塔から約 1km 離れた支間中央のデータであるため、この観測結果だけでは、TMD が有効に機能していたのか、あるいは現地の気流が十分な渦励振の励振力を与える条件となっていなかったかは判断することができない。



(a) 主塔速度計 (65%高度)

(b) TMD 変位計 (曲げ用)

図- 3.5.39 主塔応答のパワースペクトル

3.5.5 吊橋全体系解析モデルの改良

ねじれ振動数の実測値が解析値を 10% 程度上回る原因として、固有値解析に用いた立体骨組モデルが実際の構造を正確に再現できていないことが考えられた。設計段階で用いる解析モデルは、建設当時の計算機能力も考慮し、複雑なトラスで構成される補剛桁を小松らの研究^[3,41]による薄肉弾性ばり理論を用いて算出した 1 本棒のねじり剛性に換算した梁要素を使用している。しかしながら、明石海峡大橋では橋軸方向にきめ細かく断面構成を変化させていること、2 パネル K トラスが採用されている等の理由から、薄肉弾性ばり理論では正しくねじり剛性が評価されていない可能性が考えられた。そこで、トラス部材のモデル化が剛性に与える影響を把握するため、トラス部材を全て再現した立体モデルによりねじり剛性の逆算を行った。なお、トラス桁のねじり剛性評価方法については、参考資料－4 として整理した。

(1) 検討方法

明石海峡大橋の補剛桁は、橋軸方向に断面変化しているため、実橋の断面構成を反映した 11 ブロック(L=約 170 m～200m)に分割し、各ブロックの部材剛性(純ねじり剛性 J)の算出を行った。解析プログラムは、Dyna2e Ver 7.1 (伊藤忠テクノソリューションズ)を使用した。

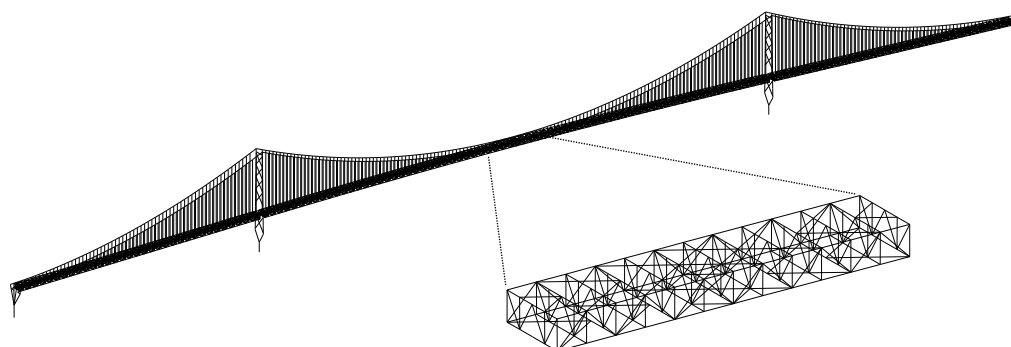


図- 3.5.40 立体トラス全橋モデル

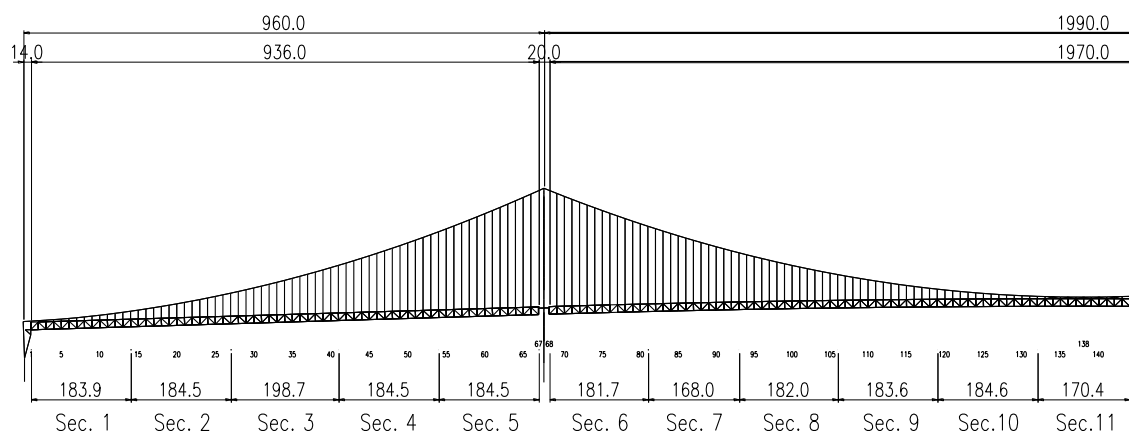


図- 3.5.41 検討対象としたブロック割

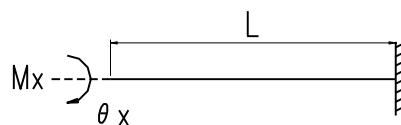
各ブロックの解析モデルを，以下の基本条件を設定して作成し，作用荷重と変形量の関係から部材剛性を逆算して求めた．なお，明石海峡大橋における部材剛性分布は，表- 3.5.5 に示すとおりである．

- ① 解析モデルの境界条件は一端固定・他端自由とし，自由端にねじりモーメントを載荷．

ねじりモーメント：

$$M_x = GJ \frac{\theta_x}{L} \quad (\text{式 3.5.5})$$

ここに， G ：せん断弾性係数であり，その他の係数は下図による．



- ② 放物線形状の影響を無視（縦断勾配は水平）

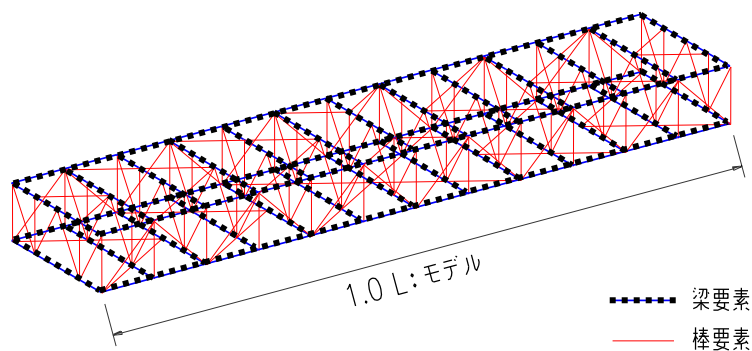
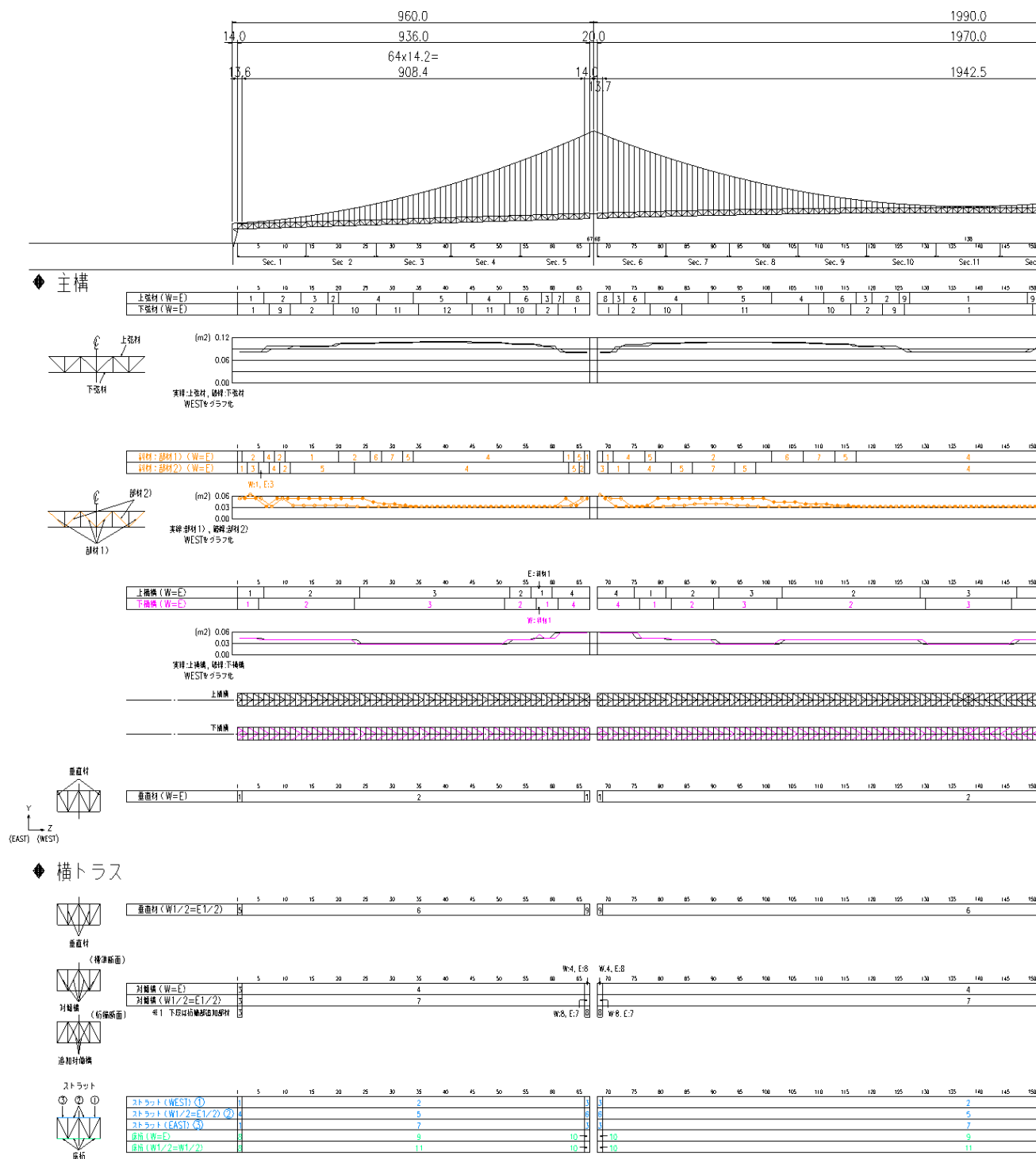


図- 3.5.42 ブロックモデルのイメージ

表- 3.5.5 明石海峡大橋の部材剛性分布

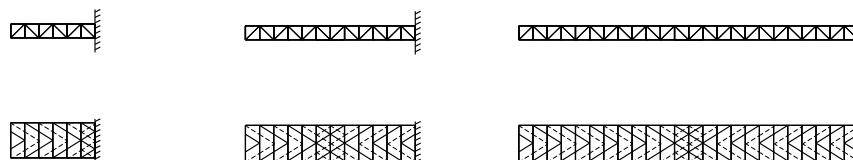


(2) モデル化範囲の影響

一連の検討に先立ち、モデル化の範囲が補剛桁の剛性評価に及ぼす影響を調査した。

(a) 解析モデル

解析モデルは、中央径間中央のブロック ($L \approx 170\text{m}$) を基本モデルとして、その 0.5 倍、2.0 倍、4.0 倍の部材長の 4 モデルとした。



(a) 部材長 0.5

(b) 部材長 1.0 (基本モデル)

(c) 部材長 2.0

(d) 部材長 4.0

図- 3.5.43 解析モデル

(b) 解析結果

4 つの解析モデルを用いた静的解析結果より、補剛桁のねじり剛性を(式 3.5.5 に示す荷重と変位関係より逆算した結果を表- 3.5.6 及び図- 3.5.44 に示す。ここで、表中の簡易計算値は、図- 3.5.45 に示す補剛桁構造に対して、トラス部材を薄肉断面と仮定した換算板厚を有する箱断面とした場合のねじり剛性を(式 3.5.6～(式 3.5.8 により算出したものである。

逆算されるねじり剛性は、1.0L モデルに対して 0.5L モデルは約 1.2 倍、4.0L モデルは約 0.85 倍と、部材長が長くなるに従いねじり剛性が低くなる傾向が確認された。これは、部材長が長くなると部材がねじれることに伴い発生するそりの影響が小さくなるためであると考えられる。

明石海峡大橋では、図- 3.5.41 に示したとおり約 200m 毎に断面構成が変化していることから、従来の簡易計算式によるねじり剛性は実際よりも小さめの値となっていると考えられる。

表- 3.5.6 部材長が逆算剛性に与える影響

パネル長 (×L)	0.5	1.0 (基本)	2.0	4.0	簡易計算値
ねじり剛性 ($J ; \text{m}^4$)	16.8 (1.19)	14.0 (1.00)	12.5 (0.89)	11.9 (0.85)	11.1 (0.79)

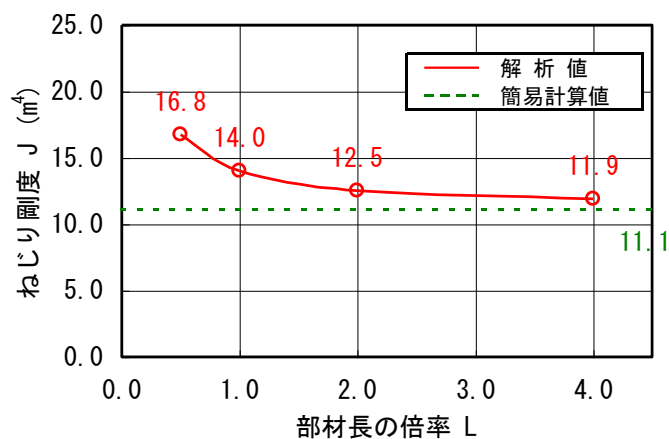


図- 3.5.44 部材長が逆算剛性に与える影響

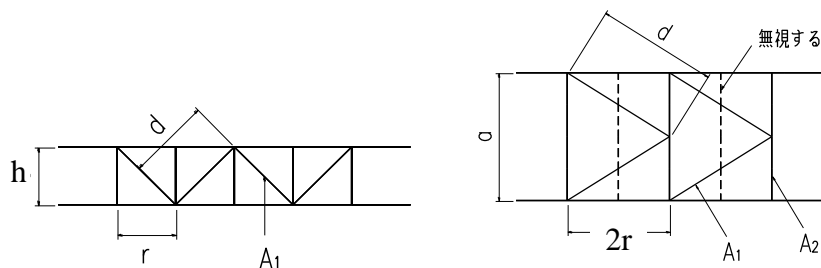


図- 3.5.45 簡易計算によりねじり剛性を算出する際の補剛桁断面諸元

主構トラスの換算板厚

$$t_e = \frac{E}{G} \frac{r h}{\frac{d^3}{A_1}} \quad (\text{式 3.5.6})$$

上・下横構の換算板厚

$$t_e = \frac{E}{G} \frac{2r a}{\frac{2d^3}{A_1} + \frac{a^3}{4A_2}} \quad (\text{式 3.5.7})$$

薄肉断面の純ねじり剛性

$$J = 4A^2 \int \frac{ds}{t} = \frac{4(a_1 \times a_2)^2}{\frac{a_1}{t_{e1}} \times 2 + \frac{a_2}{t_{e2}} \times 2} \quad (\text{式 3.5.8})$$

ここに、添字 1：主構トラス，添字 2：上・下横構 である

(3) 各ブロックの断面定数の算出

全部材を考慮した解析モデルを用いた静的解析結果をもとに逆算されるねじり剛性より、補剛桁の各ブロックの剛性を図-3.5.46のとおり11種類に分けて設定した。前述のとおり、ねじり剛性は、ブロック長に伴うその影響により算出される剛性が変化するため、ブロック長が約200mのモデルを基本として、その4倍の長さのブロック長のモデルの剛性に相当する値として、ねじり剛性を基本モデルの80%とした場合も記載した。なお、ねじり剛性を80%としたケースは、斜材を薄板換算して算出した簡易計算値とほぼ整合している。

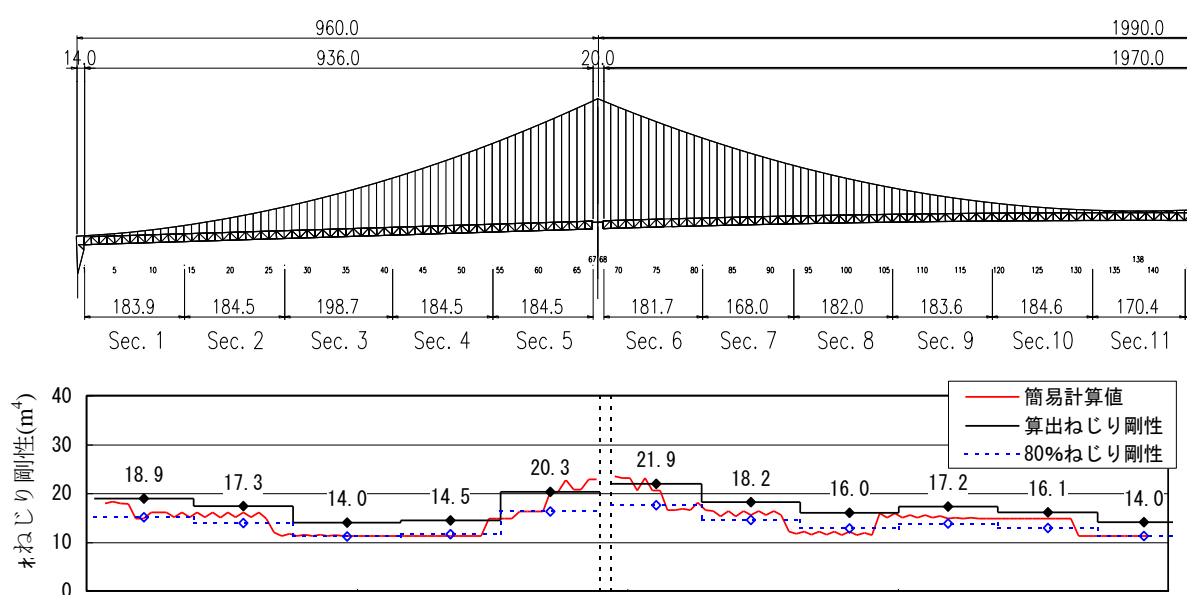


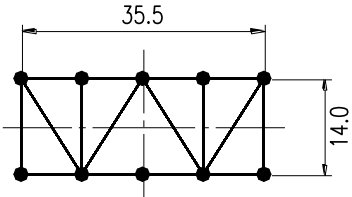
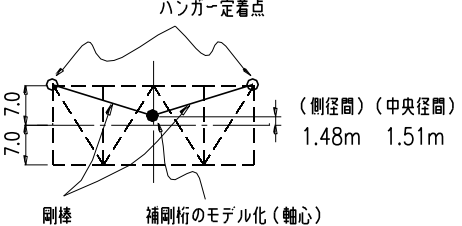
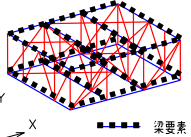
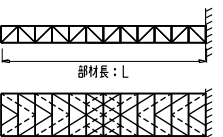
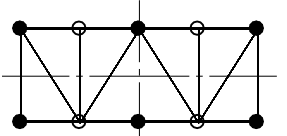
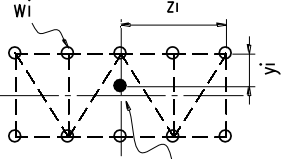
図- 3.5.46 ブロック毎の設定ねじり剛性

(4) 固有値解析モデルの作成

前項で設定したブロック毎のねじり剛性を使用して、補剛桁を1本棒に変換した固有値解析用の「フィッシュボーンモデル」(立体骨組モデル)を作成した。このモデルとは別に、明石海峡大橋の補剛桁工事において全てのトラス部材をモデル化した全橋の「立体トラスモデル」が作成されており、そのモデルを Dyna2e Ver 7.1 で解析できるようモデルの変換し、比較解析を行った。

なお、補剛桁以外のケーブルおよび塔の諸元は、立体トラスモデルとフィッシュボーンモデルで同じ値とした。立体トラスモデルとフィッシュボーンモデルの違いを表-3.5.7に示す。

表- 3.5.7 解析モデルの比較

	立体トラスモデル	フィッシュボーンモデル
節点座標	<p>・ トラス構造</p>  <p>・ 1断面当り 10 節点で構成</p> <p>・ 全ハンガーモデル</p>	<p>・ フィッシュボーンモデル</p>  <p>ハンガー定着点</p> <p>(側径間) (中央径間)</p> <p>1.48m 1.51m</p> <p>剛棒 補剛桁のモデル化 (軸心)</p> <p>・ 1断面当り 3 節点</p> <p>・ 全ハンガーモデル</p>
補剛桁 部材剛性	 <p>初期軸力 N_i</p> <p>$N_i = -85tf$ $N_i = -87tf$ $N_i = 55tf$ $N_i = -62tf$ $N_i = 0tf$ $N_i = 110tf$ $N_i = 168tf$ $N_i = -45tf$</p> <p>梁要素 棒要素</p> <p>上・下弦材および横トラスの上・下ストラットを梁要素，他を棒要素でモデル化 横トラスおよび主構垂直材には，初期軸力を考慮</p>	 <p>部材長：L</p> <p>分割部材モデル</p> <p>一本の梁要素に対して，前項で算出した部材剛性を入力。 (全トラスモデルの補剛桁を 11 部材 (L=170～200m) に分割し，部材ごとの剛性を算出)</p>
質量・慣性	 <p>●：質点 (6質点に入力)</p> <p>6 節点に 3 方向の質量を入力</p>	 <p>質点：W, θ x (10質点より算出)</p> <p>補剛桁を表す 1 節点に質量・極慣性を入力。 (断面の質量分布に等価な極慣性を算出)</p>
主塔およびケーブルについては，節点数，節点座標，剛性，初期張力等は全て同じモデルを使用		

(5) モデルの違いによる固有振動特性の比較

立体トラスモデルとフィッシュボーンモデルの補剛桁のねじり固有振動数の比較を行った結果を表- 3.5.8 に示す。立体トラスモデルより逆算して算出したねじり剛性を使用したフィッシュボーンモデルの固有振動数は，立体トラスモデルとほぼ同じ値となった。このことから，明石海峡大橋のように橋軸方向に部材構成が変化するトラス部材については，薄板換算した簡易計算式によるねじり剛性を用いた解析モデルではなく，今回のように部材長に応じたトラス部材から逆算されるねじり剛性を用いた解析モデルの方が妥当な解析結果を与えることを確認した。

ここで，従来のフィッシュボーンモデルよりねじり剛性を大きくすることにより，立体トラスモデルに近い振動数とすることができているが，対称 1 次モードだけ比率が 1.00 を超えていない結果となっている。この原因を調査するため，各ねじれ振動モードの比較を行った(表- 3.5.9)。これらのモード図より，

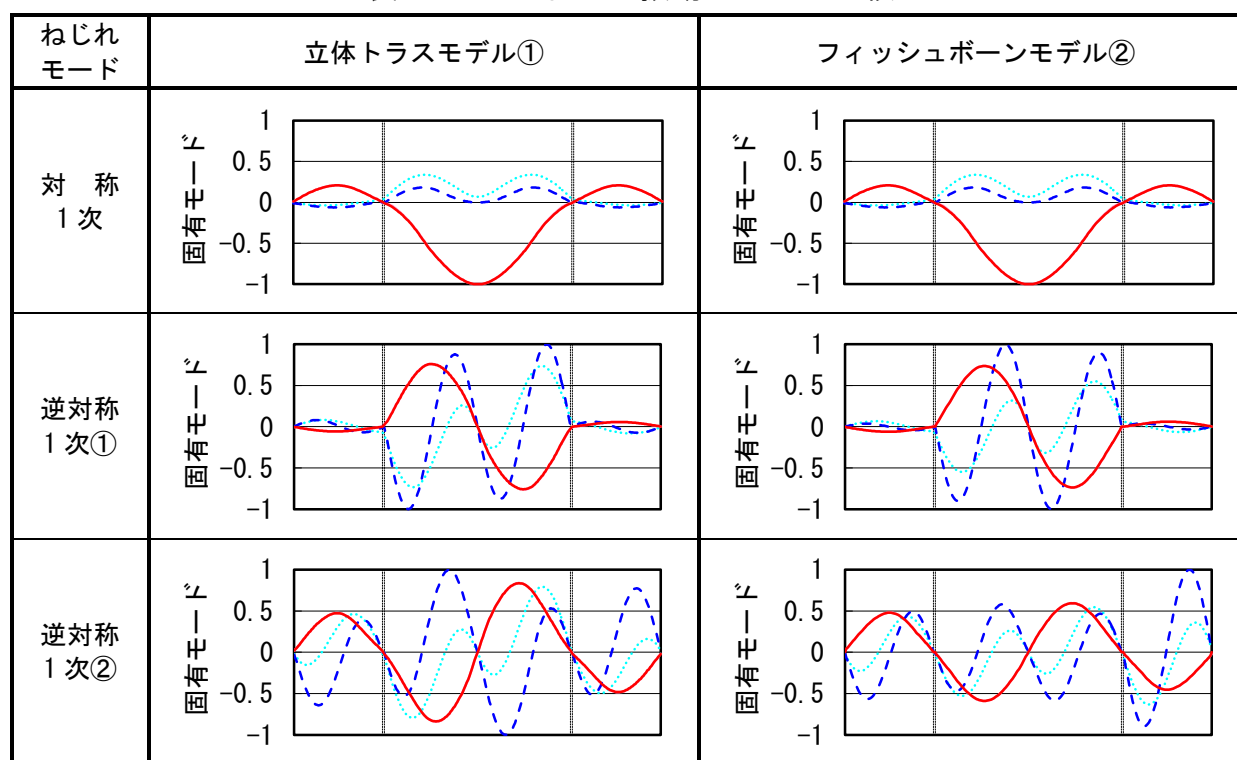
- ① 対称1次モードは立体トラスモデル，フィッシュボーンモデルともにねじれ振動が卓越しており，モード形状も双方がほぼ一致
- ② 逆対称1次モードでは補剛桁およびケーブルの水平モードと大きく連成し，それぞれのモード形状も一致していない

という傾向を示していることが確認できる．つまりモードのスパン(節から節の距離)が半分となる逆対称モードでは，桁のねじり剛性の影響がより大きくあらわれるためであると考えられる．

表- 3.5.8 ねじれ振動数の比較

ねじれモード	立体トラスモデル①		フィッシュボーンモデル②		比率 ②/①
	モード (次)	振動数 (Hz)	モード (次)	振動数 (Hz)	
対 称 1 次	12	0.1639	12	0.1592	0.97
逆対称 1 次①	25	0.1980	25	0.2057	1.04
逆対称 1 次②	28	0.2179	29	0.2307	1.06

表- 3.5.9 ねじれ振動モードの比較



— 補剛桁ねじれモード - - - 補剛桁水平モード ケーブル水平モード

(6) 他の吊橋での事例

トラス補剛桁を有する長大吊橋の解析振動数と実測値は，表- 3.2.2 に示したとおり，ねじれ振動数においても解析値と試験値は一致する結果となっている．このうち，国内では明石海峡大橋に次ぐ橋梁規模の南備讃瀬戸大橋のトラス断面のねじれ剛分

布は図- 3. 5. 47 に示すとおり，主塔近傍を除き橋軸方向に一定の断面となっている．これは，図- 3. 5. 46 で示した明石海峡大橋のような短い部材長で断面変化させることに伴うその影響が小さくなることを示しており，従来規模の橋梁では解析モデル化の影響を受けていなかったと考えられる．

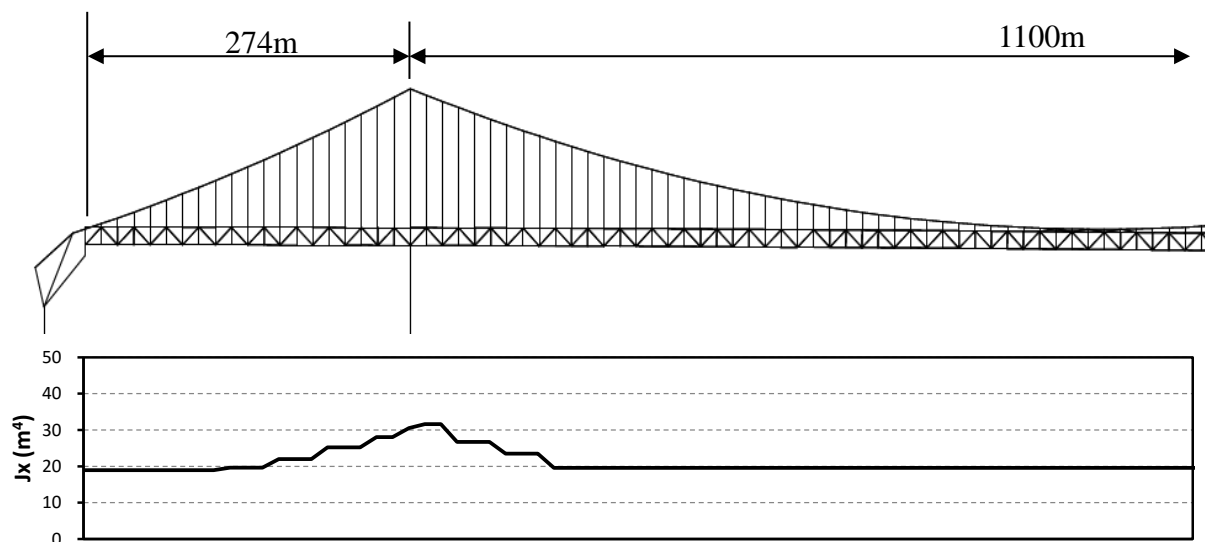


図- 3. 5. 47 南備讃瀬戸大橋におけるねじれ剛性の橋軸方向分布

3. 6 まとめ

第3章では，実橋の挙動と解析結果を比較することにより，設計時における仮定の妥当性検証を試みた．中央支間長 1000m 程度までの橋梁に対する起振機による実橋振動試験結果は，試験結果が解析結果よりも大きくなる傾向があるものの概ね同程度の値となることが確認されており，設計時の過程は妥当であると考えられていた．しかしながら，中央支間長が 2000m 級の明石海峡大橋では，十分な振幅で加振可能な起振機が存在していないことから，自然外力による実橋の挙動により妥当性の検証を行うことを目的とした動態観測設備を設置している．

橋体が大きな挙動を示す外力としては地震と強風が考えられるが，明石海峡大橋に関しては供用後に大きな地震記録が得られていないことから，強風時の観測記録に着目し，供用後 10 年間に得られた強風時の記録に対する分析，現地の気流特性および橋体の応答特性の把握を行った結果，以下のことが明らかとなり，設計時の仮定は概ね妥当であったことが確認された．

- ① 明石海峡では台風との距離が 300km 以内の場合に平均風速 30m/s を超え，風速の増加に伴い乱れ強さは 10%程度に収束する傾向にある
- ② 気流のパワースペクトルは指数関数型，カルマン型ともに概ね観測結果を表現することができるが，乱れ強さの小さい条件において指数関数型のパ

ワースペクトルは整合しにくくなる

- ③ 空間相関特性はカルマン型関数により概ね表現できるが、風速計の配置に対してある程度以上の偏角を有する場合は時間差を考慮する必要がある
- ④ 動態観測データから同定される橋体の振動特性は、ねじれ振動を除き、解析値とほぼ一致する

また、ねじれ振動が観測と解析とで整合しない原因を解明するため、解析モデルの部材剛性に着目した解析を実施した。その結果、明石海峡大橋において、ねじれ振動モードの実測値と解析値が整合しないのは、橋軸方向に剛性が変化させたトラス桁の場合、トラス部材を薄板に換算して算出するねじり剛性は部材がある程度以上長く無い場合は実際よりも低めに算出されることが原因であること明らかとなった。そのため、断面構成が橋軸方向に変化する複雑なトラス補剛桁を有する実橋を精度良く再現した解析モデルと作成する場合は全てのトラス部材を再現した解析モデルにより解析を実施するのが適当であると考えられる。しかしながら、フラッター解析などの複素固有値解析を実施する場合は、部材数が計算時間に大きく影響を及ぼすことから、立体トラスモデルから逆算されるねじり剛性を使用したフィッシュボーンモデルにより解析を実施することが妥当であることを確認した。

なお、現時点では設計時の気流特性に関する仮定条件を検証するための十分な情報(データ数、最大風速レベル)は得られておらず、より高風速のデータを多く蓄積する必要があることから、動態観測は継続中である。また将来的には、地震応答解析と同様に、入力条件である強風特性を精度良くモデル化し、時刻歴解析により橋体応答を再現する手法の開発も必要であると考えられる。

第3章参考文献

- [3.1] 田中淳之，湊田政信，岩屋勝司：大鳴門橋振動実験の報告，本四技報，Vol.11，No.36，pp.30-37，1985.12
- [3.2] 奥田基，大川宗男：南備讃瀬戸大橋振動実験，本四技報，Vol.13，No.49，pp.26-34，1989.1
- [3.3] 平塚義久：大島大橋振動実験，本四技報，Vol.12，No.48，pp.42-47，1988.10
- [3.4] 大田享，勝地弘：櫃石島実橋振動実験，本四技報，Vol.13，No.48，pp.12-21，1988.10
- [3.5] 藤原享，玉越隆史：生口橋実橋振動実験，本四技報，Vol.17，No.65，pp.31-43，1993.1
- [3.6] 河口浩二，森山彰，真辺保仁，山口和範：多々羅大橋の振動実験速報，本四技報，Vol.23，No.90，pp.23-30，1999.4

- [3.7] 吉田修：門崎高架橋の振動実験及び風による振動計測，本四技報，Vol.11，No.36，pp.61-66，1985.12
- [3.8] 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，2007.12.
- [3.9] 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)・同解説，2001.8
- [3.10] 楠原栄樹，横井芳輝：明石海峡大橋イルミネーションケーブルの振動計測(中間報告)，本四技報，Vol.22，No.111，pp.2-5，2008.9
- [3.11] 鳥海隆一，竹口昌弘，宮田利雄，佐藤弘史：自然風の空間相関特性に関する検討，第15回風工学シンポジウム，pp.353-，1998.12
- [3.12] 馬場賢三，大田享，勝地弘：岩黒島橋・櫃石島橋ケーブル制振装置，本四技報，Vol.12，No.47，pp.15-23，1988.7
- [3.13] 秦健作，楠原栄樹，花井拓：斜張橋並列ケーブルのウェイクギャロッピング制振対策検討，第18回風工学シンポジウム，pp.413-418，2004.12
- [3.14] 竹口昌弘：明石海峡大橋のハンガーロープ制振対策，本四技報，Vol.24，No.93，pp.18-25，1988.7
- [3.15] 藤原亨，真辺保仁，山口和範：多々羅大橋ケーブル制振対策，橋梁と基礎，pp.16-19，1999.5
- [3.16] 楠原栄樹，角和夫，竹口昌弘：多々羅大橋ケーブルの空力振動に関する現地観測結果，第21回風工学シンポジウム，pp.381-386，2010.12
- [3.17] 遠山直樹，山田郁夫，楠原栄樹：吊橋ハンドロープの風による振動計測結果報告，土木学会第62回年次学術講演会，pp.331-332，2007.9
- [3.18] 大島久，宮下力，大橋治一：門崎高架橋の風洞試験，本四技報，No.22，pp.14-21，1982.10
- [3.19] 楠原栄樹：門崎高架橋(3径間部)の耐風安定性の再評価，本四技報，Vol.26，No.99，pp.13-17，2002.9
- [3.20] 楠原栄樹，遠山直樹：門崎高架橋(4径間部)の耐風安定性の再評価，本四技報，Vol.27，No.101，pp.2-7，2003.9
- [3.21] 楠原栄樹，福永勸，遠山直樹：門崎高架橋耐風安定性の再検証，構造工学論文集，Vol.56A，pp.608-615，2010.3
- [3.22] 多田和夫，亀山雅俊，森下尊久：大鳴門橋動態観測システム，本四技報，Vol.11，No.36，pp.21-25，1985.12
- [3.23] 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.18-27，1991.1
- [3.24] 阿部和智，天野耕一：明石海峡大橋動態観測システム，本四技報，Vol.22，No.86，pp.29-34，1998.4
- [3.25] 勝地弘，多田和夫，北川信：動態観測結果に基づく長大橋の耐風設計に関する

- 考察, 土木学会論文集, No.543/ I -36, pp.163-173, 1996.7
- [3.26] 勝地弘, 宮田利雄, 山田均, 田中孝明, 楠原栄樹: 長大橋ガスト応答評価のための平均化時間, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.939-946, 2002.3
- [3.27] 遠山直樹, 山田郁夫, 楠原栄樹: 長大橋動態観測データの分析, 第19回風工学シンポジウム, pp.495-500, 2006.12
- [3.28] 楠原栄樹, 山田郁夫, 横井芳輝: 明石海峡大橋動態観測設備で観測された台風時強風記録の分析, 第20回風工学シンポジウム, pp.31-36, 2008.12
- [3.29] 秦健作, 楠原栄樹, 花井拓, 平野茂: 強風による明石海峡大橋の挙動に関する報告, 第17回風工学シンポジウム, pp.399-402, 2002
- [3.30] 勝地弘, 宮田利雄, 山田均, 秦健作, 楠原栄樹: 常時微動データによる明石海峡大橋の固有振動特性, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.637-646, 2004.3
- [3.31] 勝地弘, 山田均, 楠原栄樹: 動態観測データに基づく明石海峡大橋の減衰評価, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.603-610, 2006.3
- [3.32] 阿部和智, 天野耕一: 明石海峡大橋動態観測システム, 本四技報, Vol.22, No.86, pp.29-34, 1998.4
- [3.33] 国土交通省気象庁: 過去の気象データ検索ホームページ,
<http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php>
- [3.34] Mikio Hino: *Spectrum of gusty wind*, Proceedings of third International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures, paper 1-7, 1971
- [3.35] ESDU74031: *Characteristics of Atmospheric Turbulence near the Ground Part II; Single Point Data for Strong Winds*, 1974
- [3.36] 土木学会: 本州四国連絡橋耐風研究小委員会(昭和62年度)報告書, 委員会資料集 3/4(第31回), 1987.12
- [3.37] Hiroshi Katsuchi, Hitoshi Yamada, Shigeki Kusuhara: *Application of wavelet screening to mode parameter identification of Akashi Kaikyo Bridge*, Proc. of 12th International Conference on Wind Engineering, pp.159-166, 2007
- [3.38] 藤野陽三, 楠原栄樹, 阿部雅人: 長大橋の対風動態観測記録のヘルスマモニタリング研究への活用, 日本風工学会誌, 第34巻第4号, pp.480-484, 2009.10
- [3.39] 楠原栄樹: 明石海峡大橋の動態観測データを用いた振動特性同定手法の検討, 本四技報, Vol.31, No.108, pp.22-27, 2007.3
- [3.40] 秦健作, 辰巳正明, 大倉幸三: 明石海峡大橋主塔の制振対策, 土木学会論文集, No.507 I -30, pp.279-289, 1995.1
- [3.41] 小松定夫, 西村宣男: 薄肉構造弾性ばり理論によるトラスの立体解析, 土木学会論文報告集, 第238号, pp.1-16, 1975.6

第4章 経済的に長大橋を実現する耐風設計手法

4.1 はじめに

第1章および第2章で示したとおり，日本の長大橋の耐風設計法は本州四国連絡橋実現にあたっての課題を解決するための検討を中心に実施され，発展してきた．そのため，経済性を追求する概念が十分に反映されておらず，本格的な維持管理段階となった現時点において，以下の耐風安定化対策において維持管理上の課題が存在することが明らかとなっている．

- 明石海峡大橋の主塔制振対策
- 大鳴門橋の耐風安定化対策
- 門崎高架橋の耐風安定化対策
- 瀬戸大橋の吊橋における耐風安定化対策

これらの課題に対しては，最新の知見を適用した耐風性の再検討を実施することにより経済化の可能性が考えられる．

一方，耐風設計を実施する上で最も重要な設計風速については，現地および周辺気象官署で観測された記録から求められる再現期待値を基本に決定されてきた．しかしながら，現地観測データと周辺気象官署との相関が必ずしも高くない場合には架橋地点における観測記録に頼らざるを得ないが，必要となる現地観測期間に関する検討はほとんどなされていない．さらに，他分野では台風による強風の再現期待値をシミュレーションにより決定する手法が適用されている．

この様な背景のもと，本章では以下の3点に対する検討を実施した．

- ① 門崎高架橋耐風安定化対策の再評価
- ② 設計風速決定のための現地観測期間に関する考察
- ③ 風向別風荷重が主塔設計に与える影響に関する考察

4.2 門崎高架橋耐風安定化対策の再検証

4.2.1 検討の背景

門崎高架橋(図-4.2.1)は，大鳴門橋に接続する淡路島側の高架橋であり，大鳴門橋と同等の基本風速で設計されるほか，急峻な地形を有する岬に並行して建設される比較的長支間の箱桁橋であることから，道路橋示方書の適用範囲の橋梁であるにもかかわらず，建設当初よりその耐風安定性に関する詳細な検討が実施された．

建設当初の検討は，主に支間が長く変断面である4径間部を対象として，2次元バ

ネ支持試験のほか、地形を考慮した単径間弾性模型および全橋模型による風洞試験が実施されている。その結果、ギャロッピングおよび渦励振対策として、下部スカートとダブルフラップが必要と判断され、実橋に設置されている。

一方、3 径間部については、支間長も短く等断面の箱桁であることから、4 径間に対する検討結果をもとに、2 次元バネ支持試験が実施され、渦励振対策としてダブルフラップのみが設置されている。

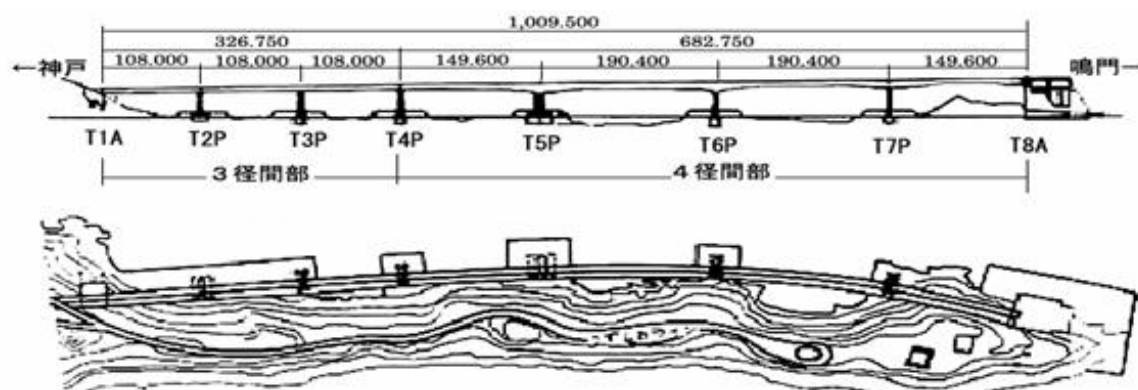


図- 4.2.1 門崎高架橋一般図

門崎高架橋の建設後 20 年弱が経過した段階において、これら耐風安定化部材の腐食が進行(写真- 4.1.1)していることが確認され、補修または交換の必要が生じた。しかしながら、維持管理費用の縮減を考慮すると、耐風性に影響を及ぼさない部分は交換しないことが考えられたため、建設後に得られた最新の知見を考慮して耐風安定化部材の設置範囲に着目した風洞試験による耐風安定性の再評価を実施した。



写真- 4.2.1 ダブルフラップの腐食状況

4.2.2 建設時点の検討結果

(1) 風洞試験結果

建設時に実施された主な風洞試験結果を表- 4.2.1 から表- 4.2.3 に示す。4 径間部については支間が 190m と長大である上に、変断面の曲線橋であることから、従来の

バネ支持試験だけでなく、1 径間模型および4 径間模型の弾性模型を用いた試験が実施されている。これに対し、3 径間部は支間 100m 程度の等断面直線橋であり、主に渦励振対策を目的としたバネ支持試験のみが実施されている。

これらの風洞試験の結果、4 径間部については渦励振とギャロッピングの制振対策として下部スカート(LS)とダブルフラップ(DF)が設置され、3 径間部については渦励振対策としてダブルフラップのみが設置された^[4.1] (図- 4.2.2)。

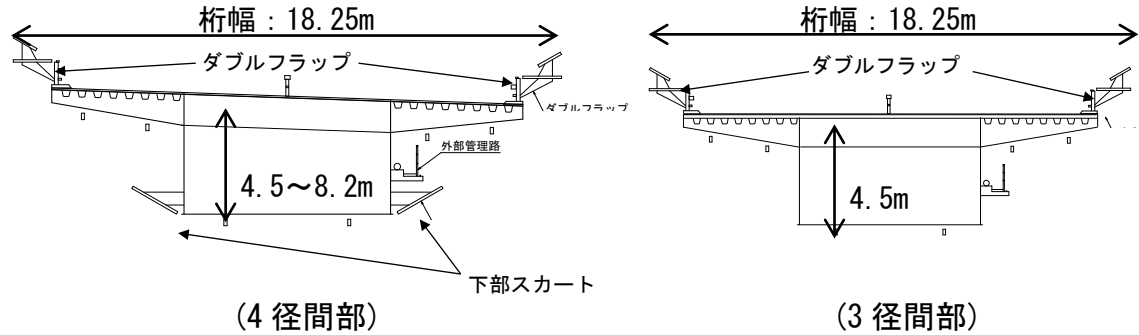


図- 4.2.2 門崎高架橋桁断面図

表- 4.2.1 門崎高架橋風洞試験結果(4 径間部：全橋模型)

4 径間模型		基本断面				左記+LS		左記+DF	
地形模型		有		無		有		有	
気流		一様流	乱流	一様流	乱流	一様流	乱流	一様流	乱流
ダブルフラップ		無	無	無	無	無	無	連続	連続
ギャロッピング (m/s)		36	発振無	37	発振無	37	発振無	発振無	発振無
渦励振	1 次	110	40	50	20	121	68	25	発振無
		17	16	12	14	17	16	17	発振無
	2 次	110	30	50	10	102	44	10	発振無
		27	25	19	23	24	23	26	発振無

渦励振の欄の上段は最大片振幅(cm)，下段は最大振幅発生時の風速(m/s)である

表- 4.2.2 門崎高架橋風洞試験結果(4 径間部：一径間模型)

1 径間模型		基本断面			左記+LS	左記+DF		
地形模型		有	無		有	有		
気流		一様流	一様流	乱流	一様流	一様流	一様流	一様流
迎角		0deg.	0deg.	3deg.	0deg.	0deg.	0deg.	0deg.
ダブルフラップ		無	無	無	無	連続	千鳥断続	平行断続
ギャロッピング (m/s)		43	64	発振無	68	発振無	91.5	発振無
渦励振	1 次	63	30	55	70	13.6	20.4	21.6
		16	15	14	15	15	15	15

渦励振の欄の上段は最大片振幅 (cm)，下段は最大振幅発生時の風速 (m/s) である

表- 4.2.3 門崎高架橋風洞試験結果(3 径間部抜粋)

バネ支持 試験	基本断面			左記+DF		
	ギャロッピング (m/s)	渦励振		ギャロッピング (m/s)	渦励振	
		片振幅 (cm)	風速 (m/s)		片振幅 (cm)	風速 (m/s)
$\alpha = 0\text{deg.}$	発振無	34.5	37.9	発振無	12.8	35.8
$\alpha = 3\text{deg.}$	92.3	40.9	35.4	発振無	12.0	37.1
$\alpha = 5\text{deg.}$	—	—	—	発振無	29.9	33.5
$\alpha = 7\text{deg.}$	—	—	—	84.7	39.6	33.3
$\alpha = 10\text{deg.}$	71.0	91.3	36.8	82.4	47.1	32.1

(2) 現地振動試験結果

渦励振等の限定振動に対しては構造減衰の影響は大きいと考えられる。

門崎高架橋においては、上部工の架設完了時に振動試験が実施されており、その結果を表- 4.2.4 に示す^[4.2]。渦励振の対象となるモード(1 次, 2 次)については設計値である値($\delta = 0.02$)に対して比較的大きな構造減衰($\delta = 0.05$ 程度以上)を有することが明らかとなっている。また、道路橋耐風設計便覧^[4.3]に示される推定式(式 4.2.1)も、4 径間部は $\delta = 0.05$ 程度である(図- 4.2.3)。

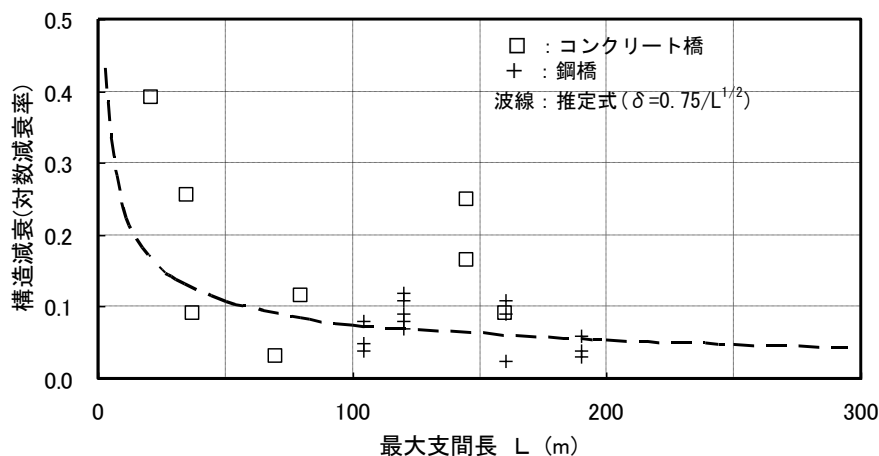
$$\delta = 0.75/\sqrt{L} \quad (\text{式 4.2.1})$$

表- 4.2.4 振動試験結果(舗装後のデータ)

	3 径間部		4 径間部	
	常時微動	起振実験	常時微動	ブレーキ加振
1 次	0.05 ~ 0.10 <i>0.96</i>	0.08 <i>0.93</i>	0.06 ~ 0.11 <i>0.481</i>	0.06 ~ 0.10 <i>0.477</i>
2 次	0.03 ~ 0.09 <i>1.20</i>	0.05 <i>1.16</i>	0.04 ~ 0.10 <i>0.650</i>	0.04 ~ 0.07 <i>0.646</i>
3 次	0.02 ~ 0.06 <i>1.64</i>	0.04 <i>1.62</i>	0.03 ~ 0.06 <i>0.860</i>	0.03 ~ 0.06 <i>0.842</i>
4 次	0.02 ~ 0.04 <i>3.26</i>	— —	0.03 ~ 0.05 <i>1.000</i>	0.03 ~ 0.05 <i>0.933</i>

上段：対数減衰率，下段：固有振動数

ブレーキ加振とは、クレーンの重錘を自由落下させた後、ブレーキをかけて加振したものである。

図- 4.2.3 最大支間長と構造減衰の関係(道路橋耐風設計便覧^[4.3]より)

(3) 現地気流条件

門崎高架橋は、急峻な岬に平行して建設されることから、建設時(昭和 56 年 11 月～昭和 57 年 10 月)に現地風観測が実施されている。海側(南東側)からの強風データを整理した結果を図- 4.2.4 に示す。

この図から、強風時において、20deg.以上の気流傾斜角となっていることがわかる。また、乱れ強さに着目すると、5%を下回るケースも見受けられており、比較的乱れの小さな風が吹く可能性があることも確認された。

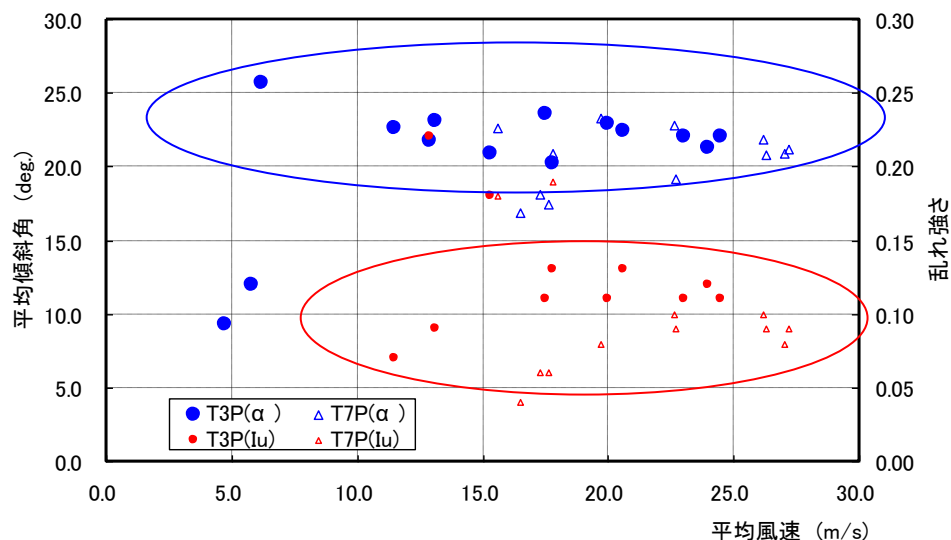


図- 4.2.4 現地気流観測結果(海側からの風を対象に整理)

一方、図- 4.2.5 に示す鳴門海峡における風観測結果(昭和 46 年～昭和 59 年)をみると、門崎高架橋に対して橋軸直角方向の風が卓越しており、岬側からの風は主に冬季の季節風によるものが殆どであることが確認できる。

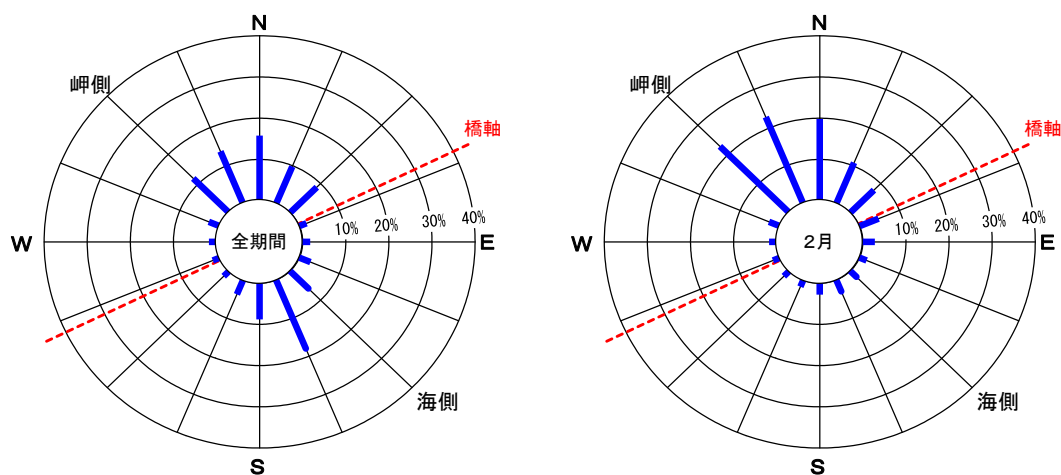


図- 4.2.5 鳴門海峡における風観測結果(S46～S59)

4.2.3 耐風性の再検討

4.2.2 で示した建設後に得られた知見から、耐風安定化部材の一部撤去の可能性が見いだせたことから、撤去範囲を判断するために以前の風洞試験では実施していないケースについての風洞試験を実施した。試験は、まず単断面の直線橋である3径間部を対象とした2次元バネ支持試験を実施した後、変断面の曲線橋である4径間部に対しては、3径間部の結果を参考として地形を再現した全橋模型試験を実施した。

(1) バネ支持風洞試験結果(3径間部)

建設時に実施された風洞試験は風洞試験要領(1980)に基づき、試験迎角は事前に4径間部に対して実施された検討結果を基に0,+3,+5,+7,+10deg.で実施されている。そのため、現地で観測された20deg.の吹き上げに対する照査がなされていない状況である。また、建設時における検討では、先行して検討が進められていた4径間部の試験結果を参考にダブルフラップの有無にのみ着目した風洞試験のみが実施されていることから、以下の点に着目して風洞試験を実施した^[4.4]。

- ・迎角20deg. (吹き上げ) 程度の状態における耐風安定性
- ・ダブルフラップの設置方法
- ・構造減衰の影響

1) 試験条件

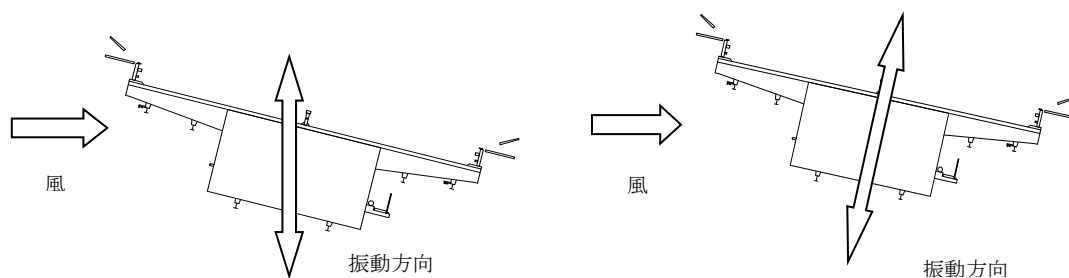
構造諸元については大きな変更はないことから、表- 4.2.5 に示す諸元により試験を実施した。また、大迎角での試験を実施する必要があることから、風洞閉塞率を考慮して模型縮尺を1/35 から1/48 に変更した。

表- 4.2.5 バネ支持試験条件(縮尺1/48)

	実橋値	要求値	試験値
重 量	12.505 tf/m	8.63 kgf/model	8.558 kgf/model
たわみ振動数	0.8724 Hz	-	3.592Hz
構 造 減 衰	0.05*	0.05	0.05
風 速 倍 率		12	11.7

※構造減衰は実測結果に基づき $\delta=0.05$ とした。(建設時の設定値は $\delta=0.02$)

また、バネ支持試験の方法についても、図- 4.2.6 に示すとおり、従来の試験では振動方向は鉛直方向のまま模型の角度を変化させていたのに対し、気流に対する模型の振動方向を合わせ、より実際の振動状況に近い条件で試験を実施した。なお、今回の模型で両方式の試験を実施し、両者に有意な差は現れないことを確認した(図- 4.2.7)。



(a) 従来の試験方法

(b) 今回の試験方法

図- 4.2.6 バネ支持試験における模型支持方法の違い

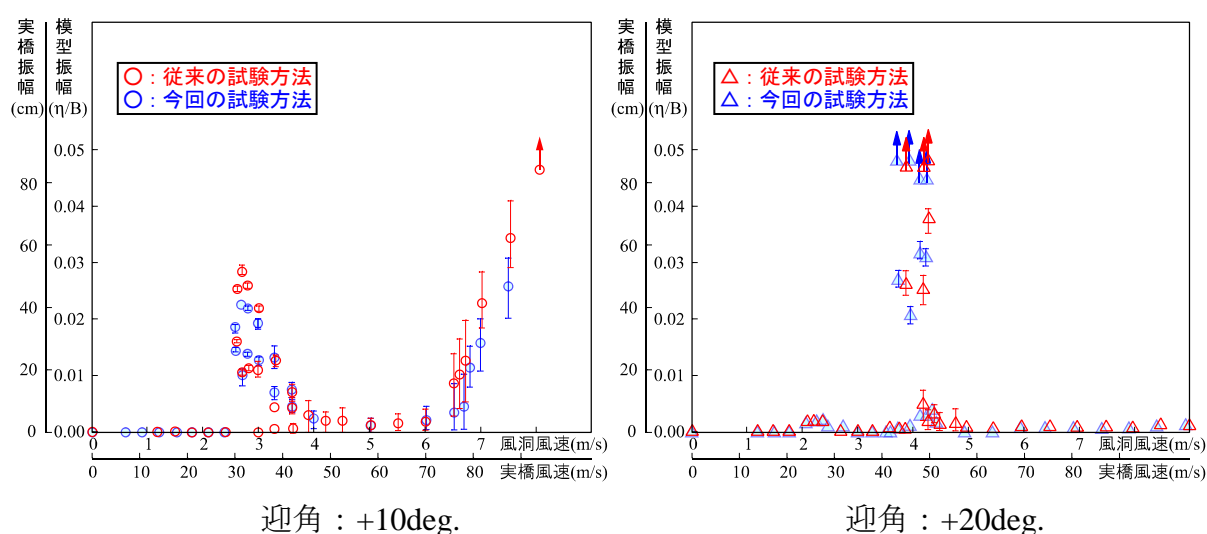


図- 4.2.7 バネ支持試験結果

2) 試験結果

(a) 渦励振

一様流中における渦励振に着目した試験結果を図- 4.2.8 に示す。現断面(○, ●)は、構造減衰 $\delta=0.05$ を考慮すると、建設された桁断面は、どの迎角においても渦励振はほとんど発生していないのに対し、両側のダブルフラップを撤去した断面(△, ▲)では、構造減衰 $\delta=0.05$ を考慮しても、迎角 15deg.において 1m を越える渦励振が発生することを確認した。

一方、海側のダブルフラップは存置し岬側のダブルフラップのみを撤去した断面(□, ■)では、構造減衰 $\delta=0.05$ を考慮すると現断面とほぼ同じ応答を示している。

一様流中において両側のダブルフラップを撤去すると、大きな渦励振振幅が発生することから、現地の風特性を考慮し、乱れ強さ 5%の格子乱流試験を実施した。試験結果は図- 4.2.9 に示すとおりであり、乱流を考慮しても迎角 15deg.で 60cm 程度の渦励振が発生し、耐風安定性は改善しないことを確認した。

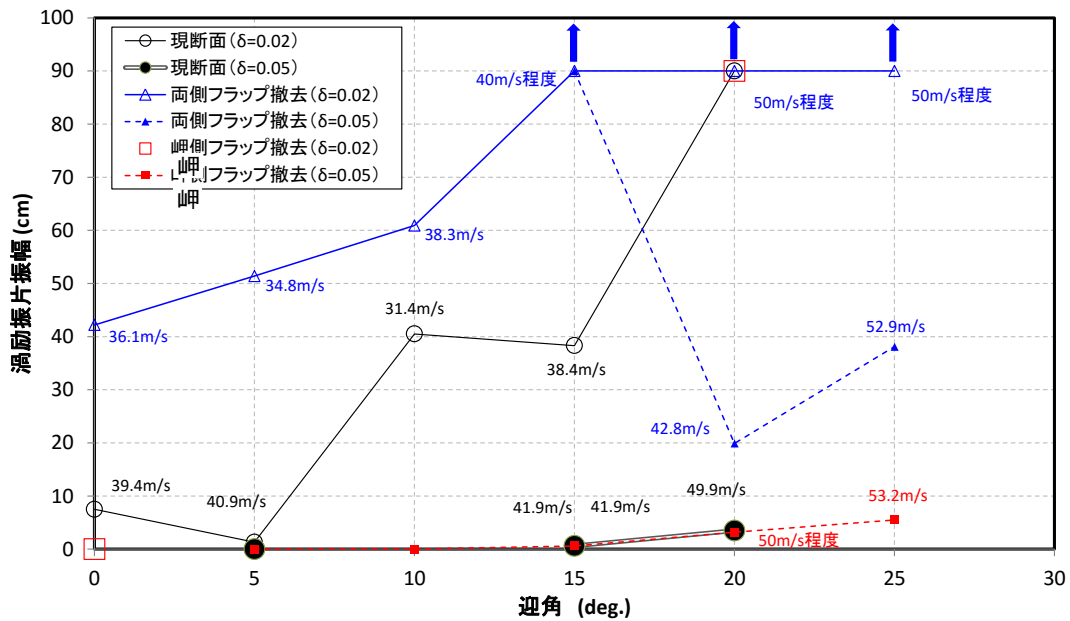


図- 4. 2. 8 渦励振の発生状況(一様流)

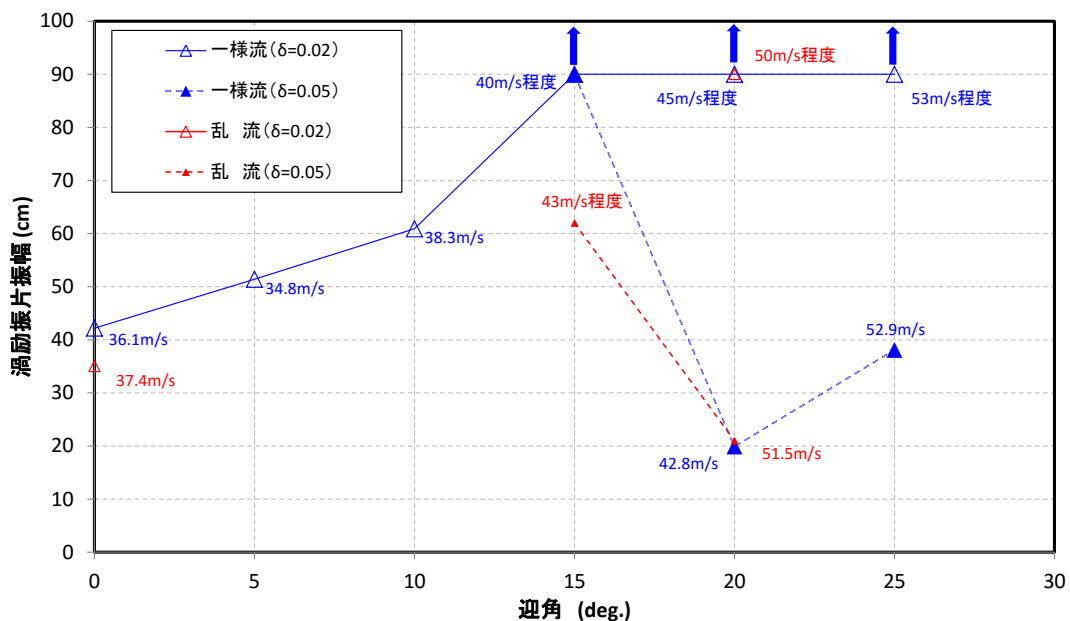


図- 4. 2. 9 渦励振の発生状況(5%格子乱流, 両側ダブルフラップ撤去断面)

(b) ギャロッピング

発散振動であるギャロッピングの発生状況を迎角毎に整理した結果を図- 4. 2. 10に示す。図中に示す実線は設計基準(1976)に示される発散振動の照査範囲である。岬側のダブルフラップを撤去した断面は、現状と断面とほぼ同等の耐風性能を有しており、ギャロッピングに対しても問題はないものと考えられる。なお参考として、現地観測結果を基に実線を迎角 20deg.が中心となるように上述の照査範囲をシフトさせて、図中の赤い波線で示した。

また、耐風設計便覧^[4.3]では、本橋のような桁断面は乱流中においてギャロッピングの発生が生じにくくなることから乱流の補正係数を乗じていない。これにならって、基準(2001)で定める μ_F を1.0として照査風速を算定すると約70m/sとなり、いずれの迎角においてもギャロッピング照査風速は満足するものと判断できる。

以上のような照査風速を設定することにより、3径間部においてはダブルフラップの有無に関係なく、いずれの迎角においてもギャロッピングに対する安全性は確保されていることが確認できた。

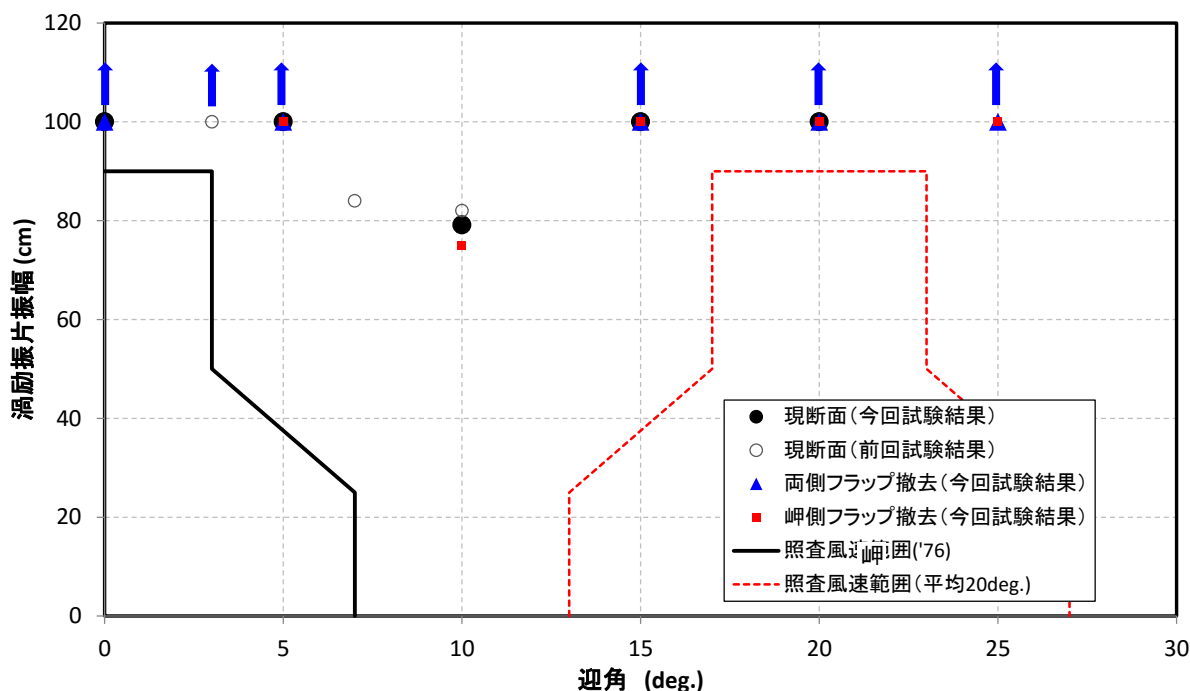


図- 4.2.10 ギャロッピングの発生状況

(2) 全橋模型試験(4径間部)

3径間部に対するバネ支持風洞試験の結果、岬側のダブルフラップは耐風安定性に影響を及ぼしておらず、撤去可能であることが明らかとなったことから、4径間部についてもダブルフラップ一部撤去の可能性が見いだされた。しかし4径間部は、桁が変断面であること、曲線橋であること、3径間部よりも縦断が高く岬との位置関係が異なること等を考慮し、縮尺1/100の全橋模型試験を実施した。なお、全橋模型試験は、建設時の試験では考慮されていない以下の点に着目した^[4.5]。

- ・耐風安定化部材の設置範囲
- ・風向の影響
- ・構造減衰の影響

1) 試験条件

3 径間部と同様に構造諸元については大きな変更はないことから、建設時に実施した全橋模型試験の諸元(表- 4. 2. 6)を基本とし、大型風洞実験施設(図- 4. 2. 11)^[4,6]を使用することとして、模型縮尺を 1/120 から 1/100 に変更した。

なお、模型化の範囲は以下のとおりである。

- ・ T4P 及び T8A における模型端部の流れのパターンの相似を考慮し、3 径間側の端径間(T3P-T4P)と大鳴門橋アンカレイジを模型化
- ・ 地形模型の範囲は、T6P を中心に直径約 10km の範囲を基本に、T3P 側は風向角 $\pm 20\text{deg}$.をカバーする範囲と T8A 側は岬の先端までを模型化

いずれのモードも、図- 4. 2. 12 に示すとおり、実橋値、模型解析値によく整合している。模型化したのは図- 4. 2. 13 に示す範囲であり、風向の定義を合わせて示す。写真- 4. 2. 2 に完成した模型の状況を示す。

表- 4. 2. 6 全橋模型試験条件

		実橋値(建設時想定値)	所要値	試験値
縮 尺		—	1/100	1/100
たわみ 振動数	1 次	0.399 Hz	3.99 Hz	3.90 Hz
	2 次	0.569 Hz	5.69 Hz	5.57 Hz
	3 次	0.808 Hz	8.08 Hz	7.83 Hz
	4 次	0.991 Hz	9.91 Hz	9.34 Hz
構造 減衰	1 次	0.02	0.02	0.019
	2~4 次	0.01	0.01	0.015-0.017

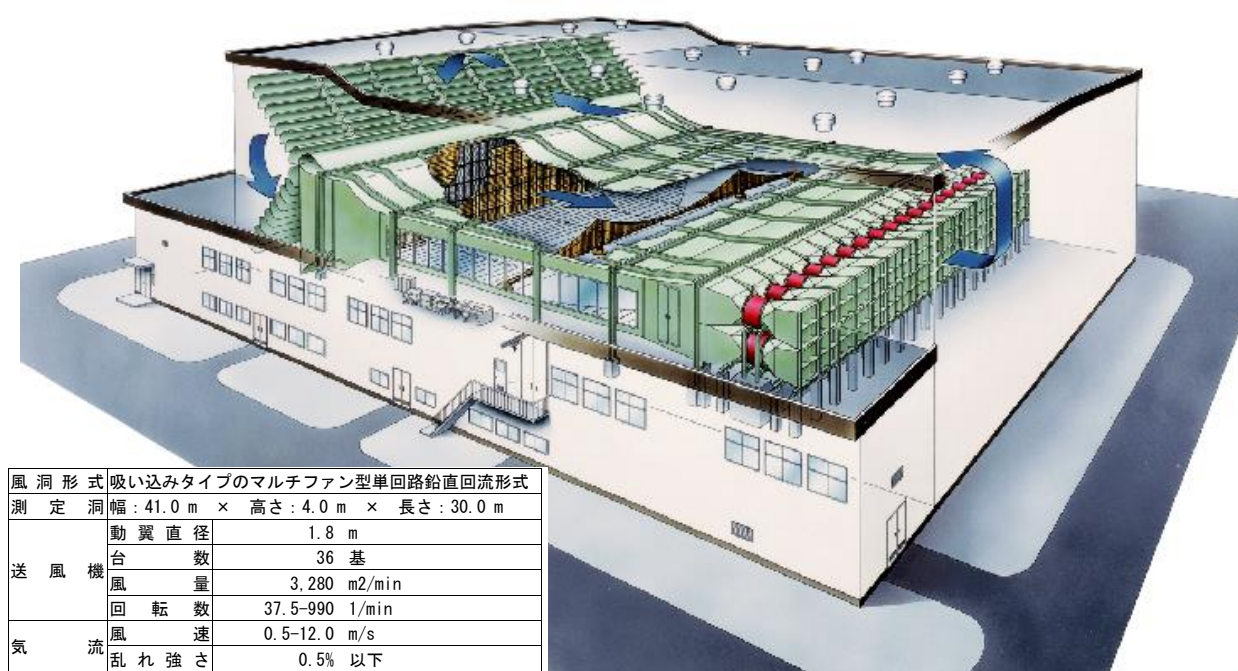


図- 4. 2. 11 大型風洞実験施設概要

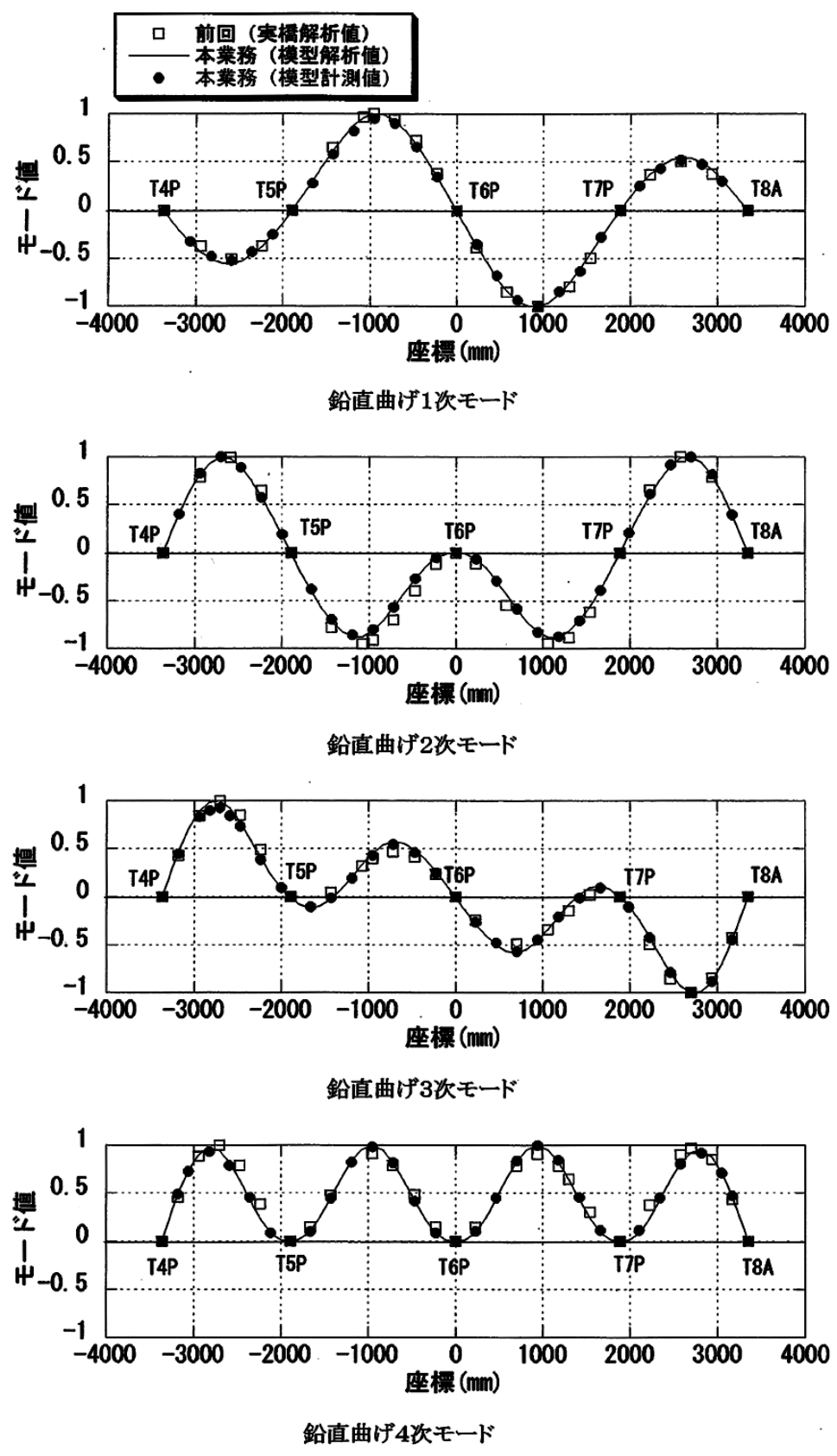


図- 4.2.12 固有振動モード図

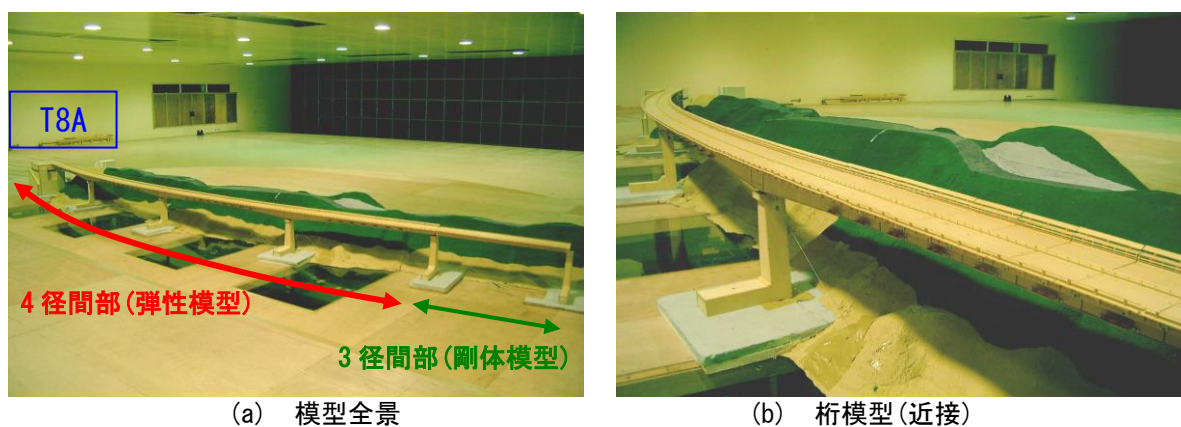
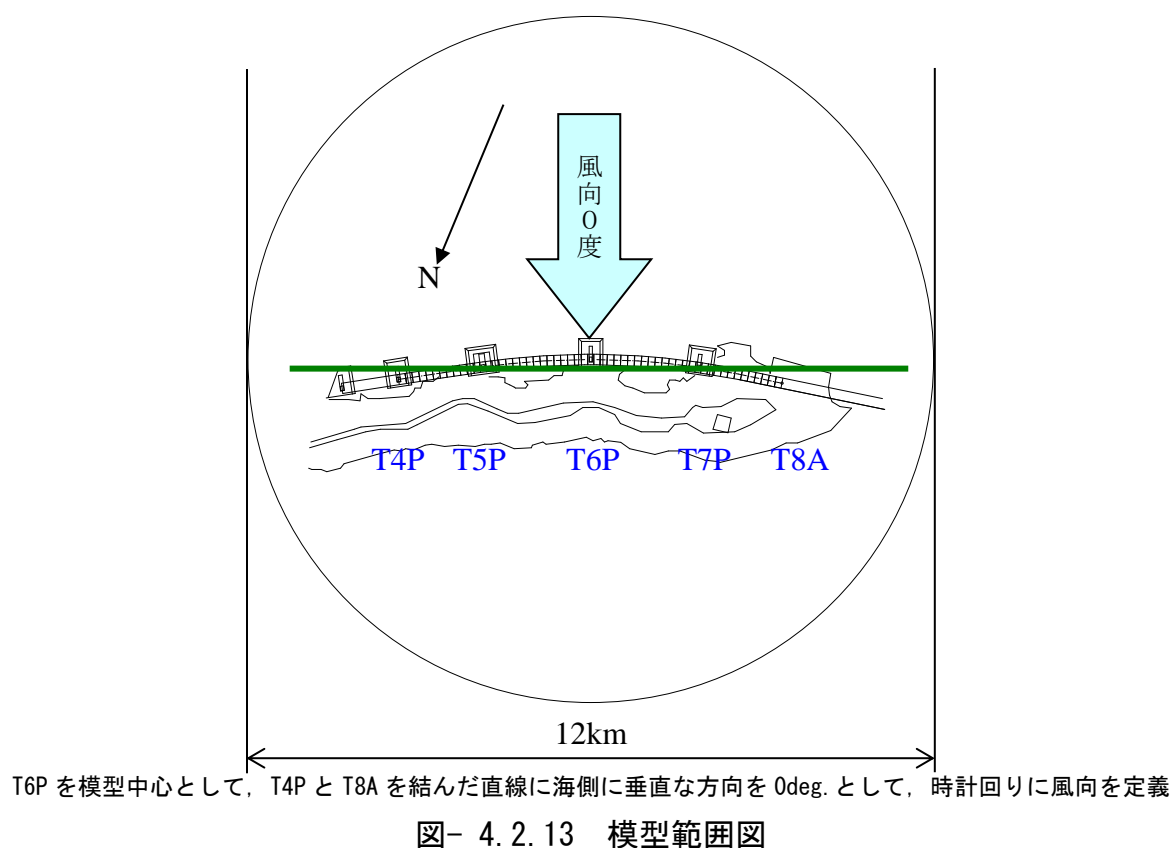


写真- 4. 2. 2 完成した全橋模型

2) 気流条件

地形による気流の影響を把握するため、桁模型設置前の気流状況を確認した。風速の計測には、大型風洞実験施設にトラバース装置が設けられていないことから、粒子画像流速測定法(PIV)により実施した^[4,7]。

(a) 海側からの風向(偏角0度)

桁に接近流が直接作用すると考えられる海側からの風向(図- 4. 2. 14)における、桁に位置の気流に岬が与える影響を確認した。各径間における支間中央位置における気

流計測結果を図- 4. 2. 15 から図- 4. 2. 18 に示す。径間により計測結果は異なるが、背後の岬の影響により桁位置の気流傾斜角は吹き上げ傾向を示しており、最大で14deg.程度の吹き上げとなっていることを確認した。また、岬が最も接近する T7P-T8A間では路面位置付近の風速が接近流よりも高くなる傾向を示すことも確認した。

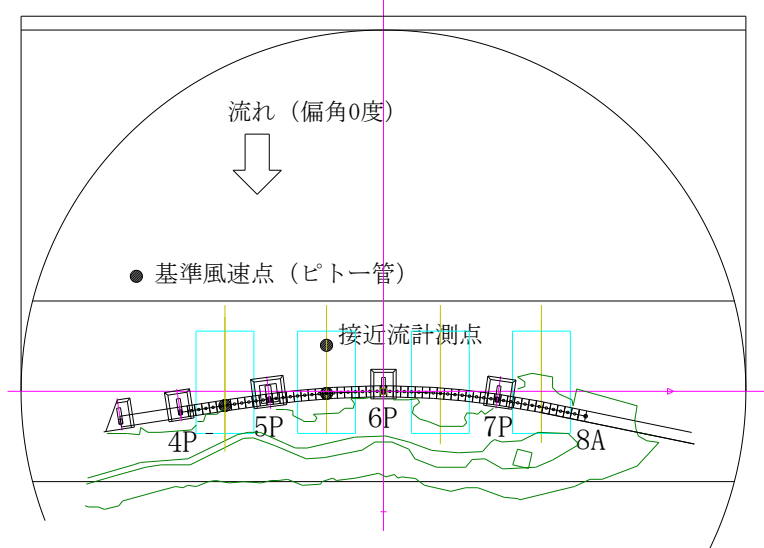


図- 4. 2. 14 風速計測を実施した風向

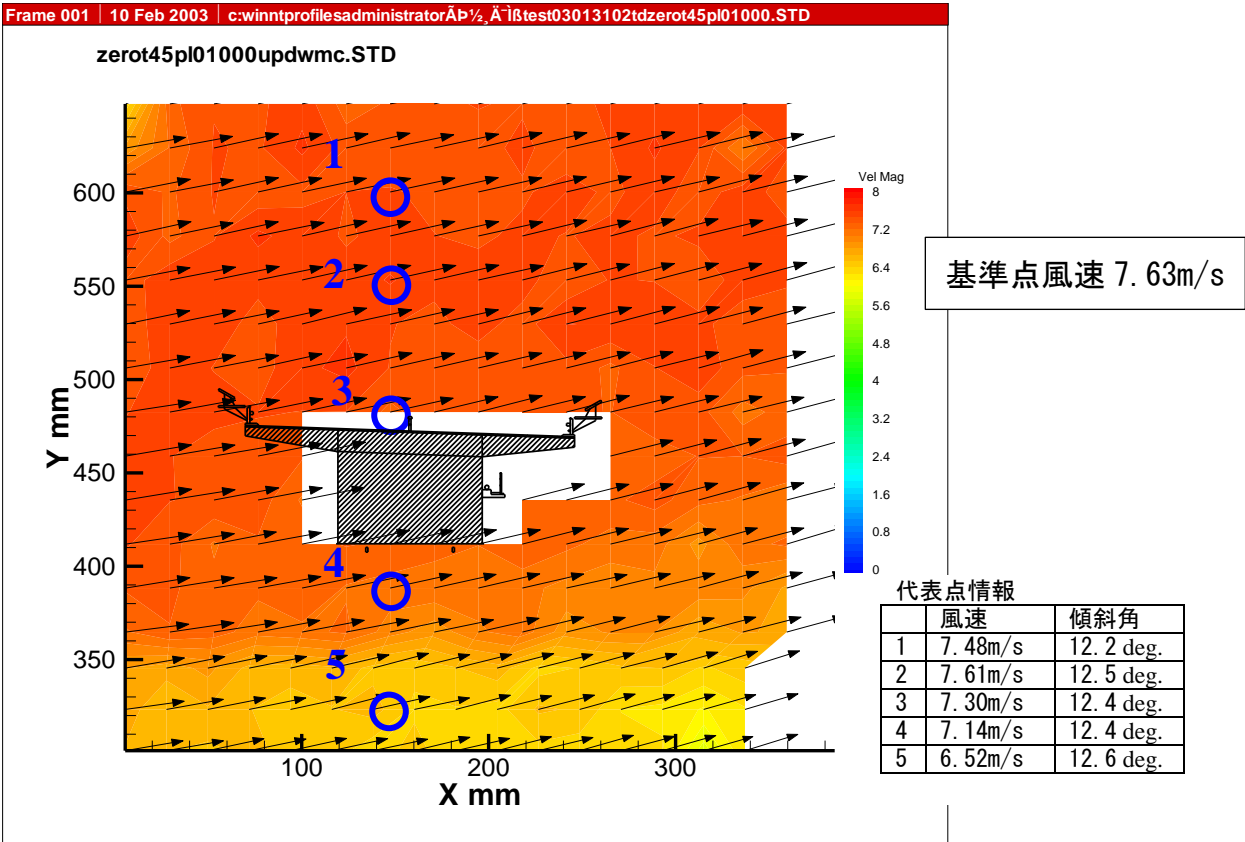


図- 4. 2. 15 試験結果(風向:0度, T4P-T5P 径間中央, 300 - 650mm)

Frame 001 | 14 Mar 2003 | c:\winntprofilesadministrator\Ã½_Ä`Ìßtest0301300

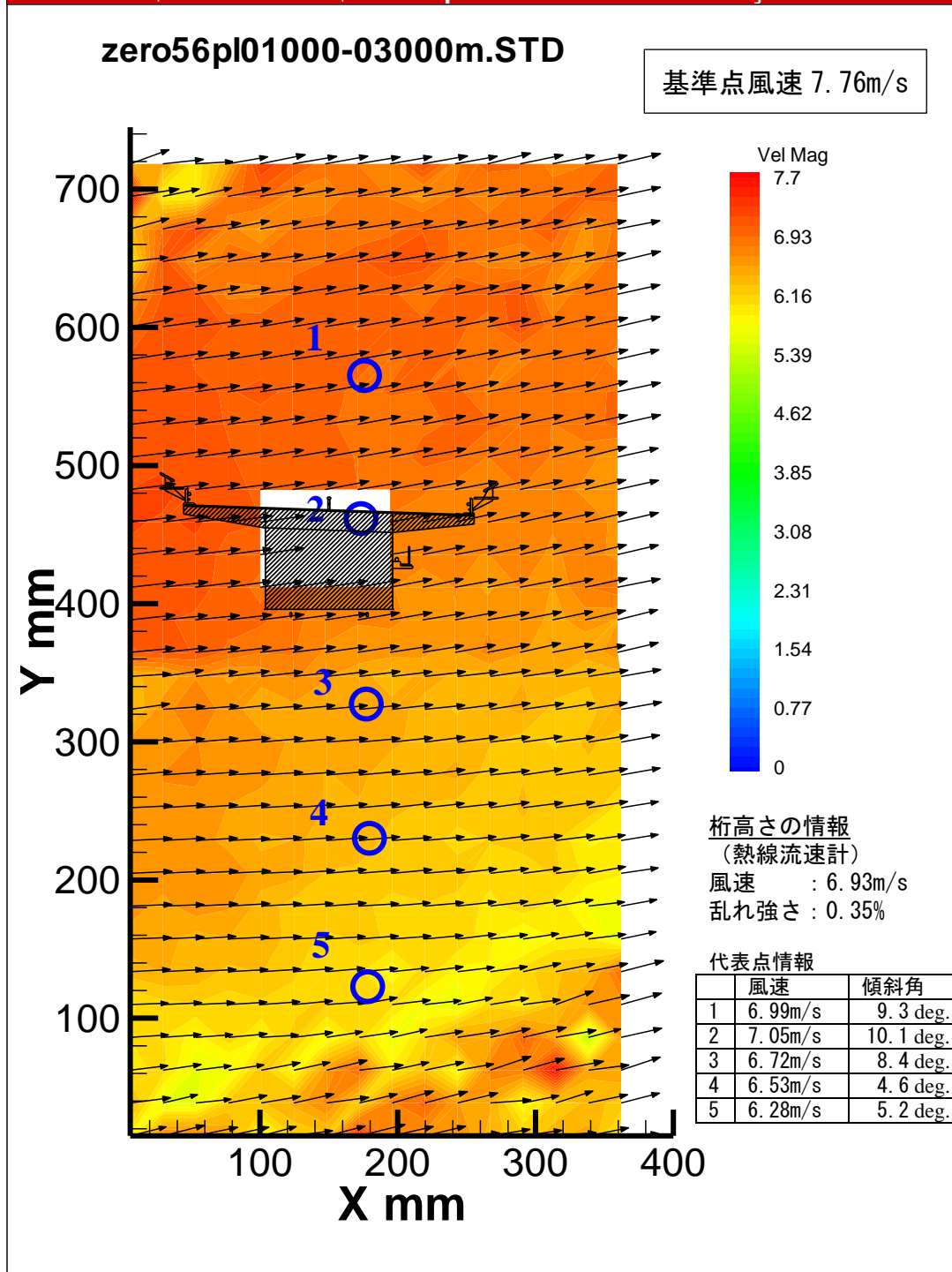


図- 4.2.16 試験結果(風向:0度, T5P-T6P の中間, 0 - 700mm)

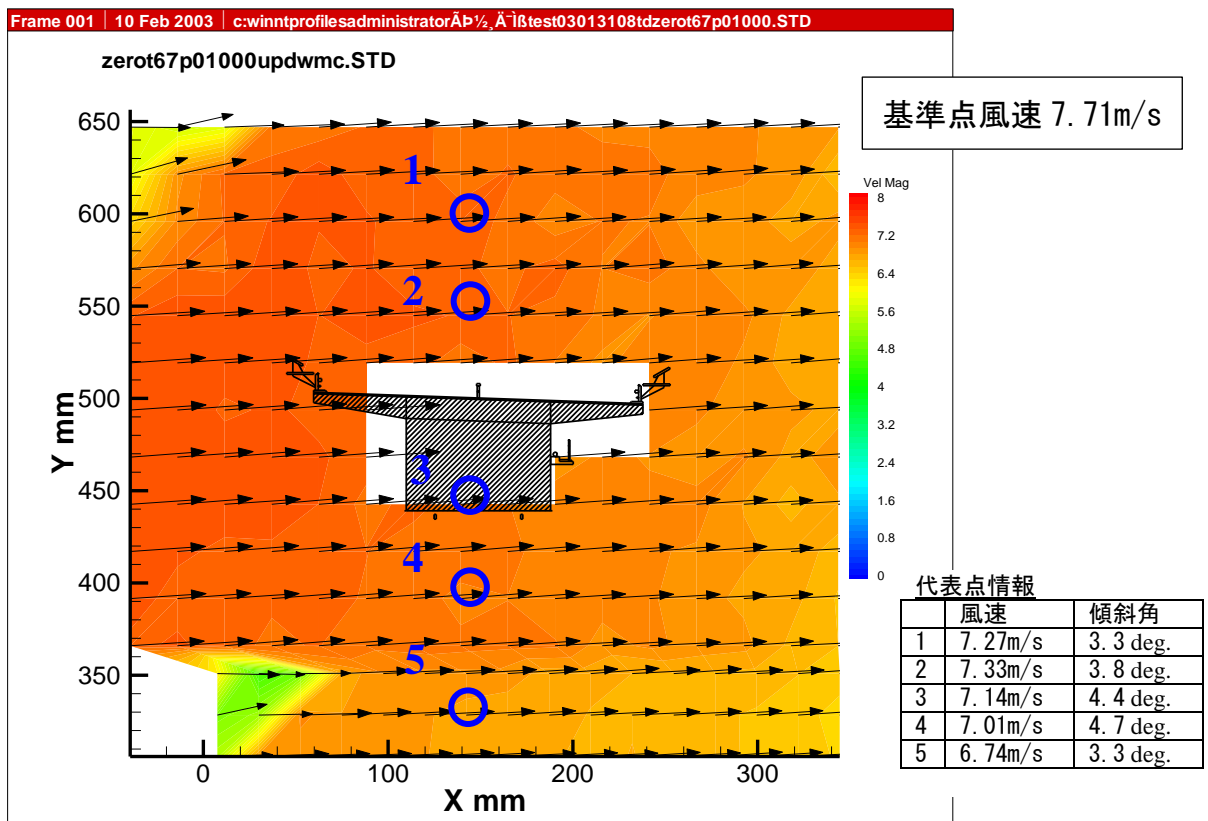


図- 4.2.17 試験結果(風向角 0 度, T6P-T7P の中間, 300 - 650mm)

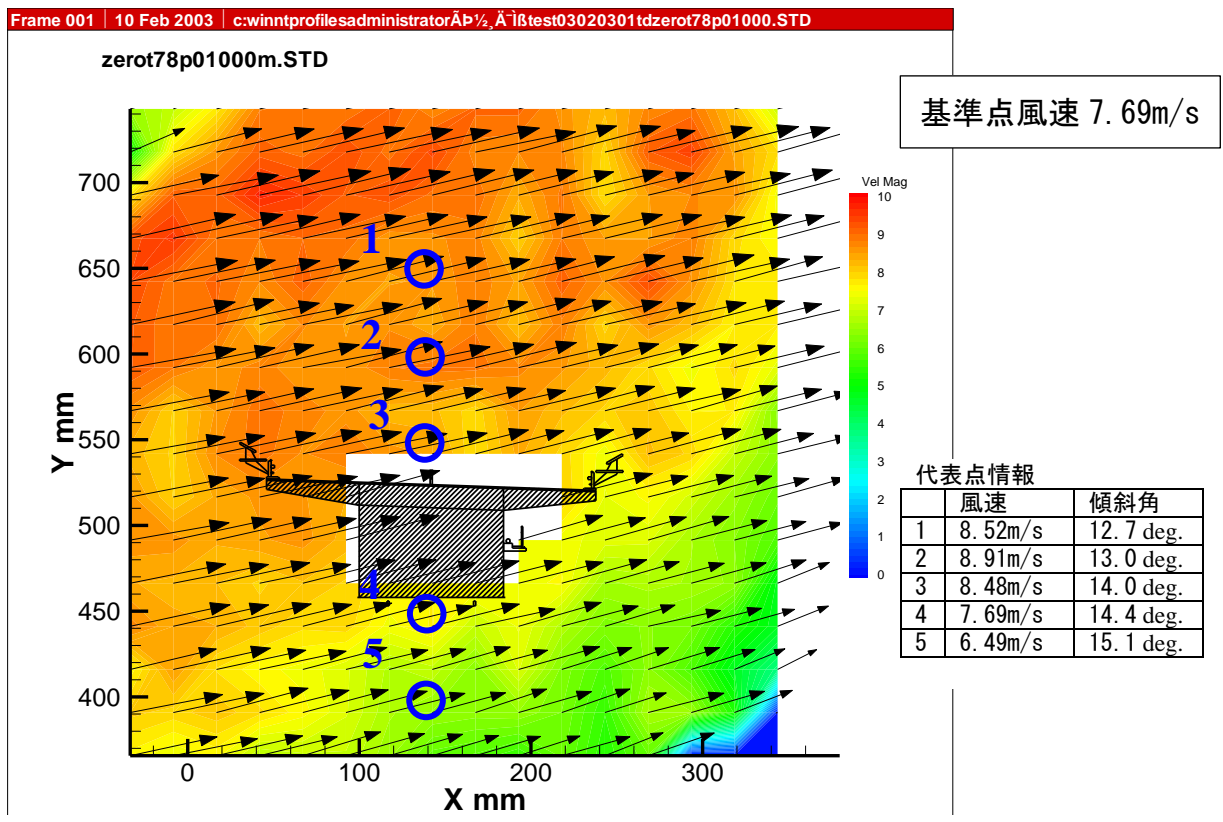


図- 4.2.18 試験結果(風向:0 度, T7P-T8A 径間中央, 350 - 700mm)

(b) 岬側からの風向（偏角 180 度）

地形模型を 180deg.回転させ、岬側からの風向(図- 4. 2. 19)を同様に調査した結果を図- 4. 2. 20 から図- 4. 2. 23 に示す. 海側からの風向の計測結果と異なり, 桁位置における風速は, 接近流に比べて非常に小さく乱れた状態となっている. これは, それぞれの図に示した写真でもわかるとおり, 岬の存在により気流が押し上げられ, 桁はその止水領域に位置しているためであると考えられる. なお, 海側からの風向と同様に大鳴門橋側の T7P-T8A 間は他の径間に比べ路面上の風速が高くなっており, 走行車両への影響を考慮する必要があることが明らかとなった.

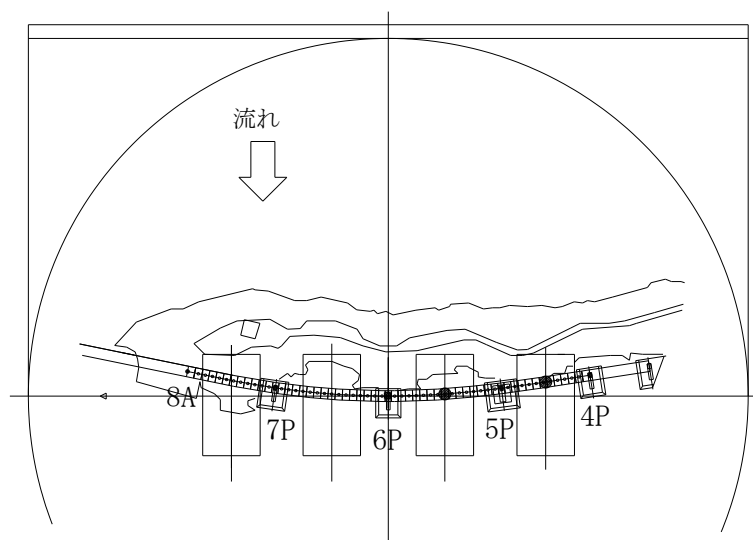


図- 4. 2. 19 風速計測を実施した風向

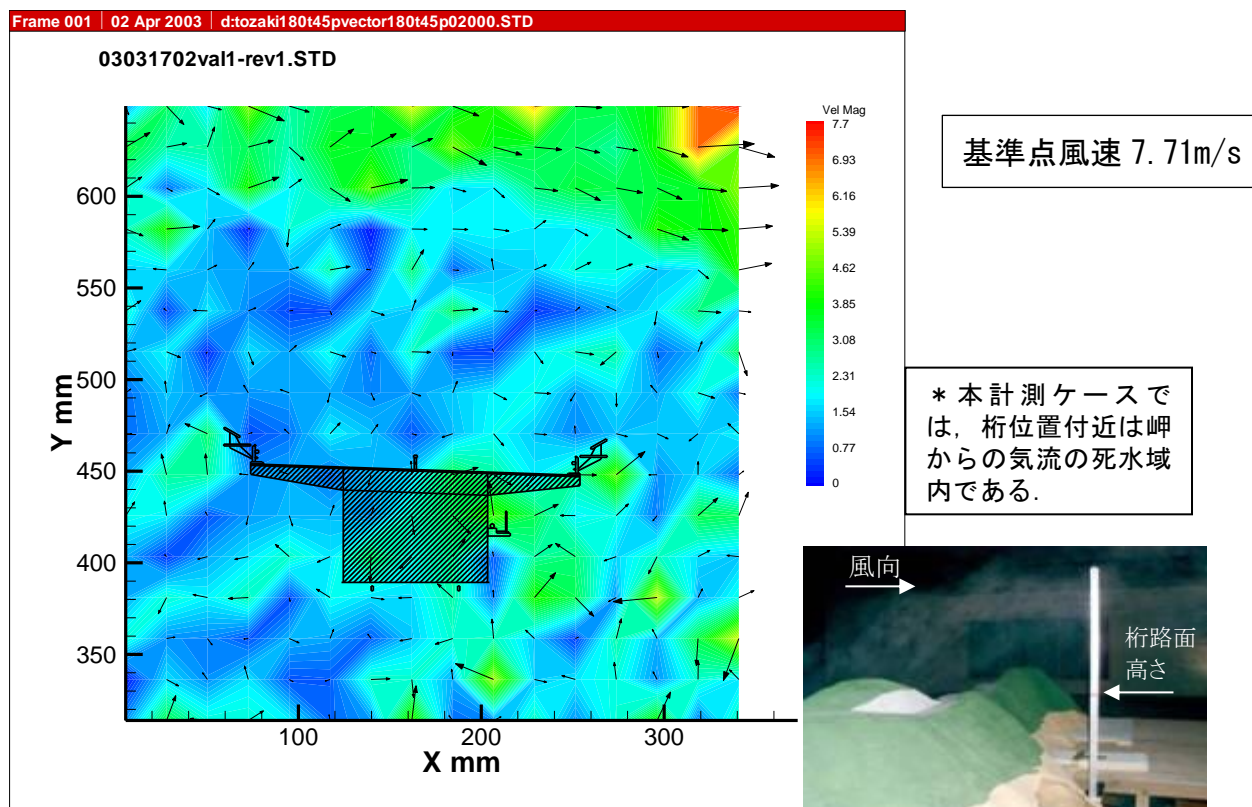


図- 4. 2. 20 試験結果(風向:180 度, T4P-T5P 径間中央, 300 - 650mm)

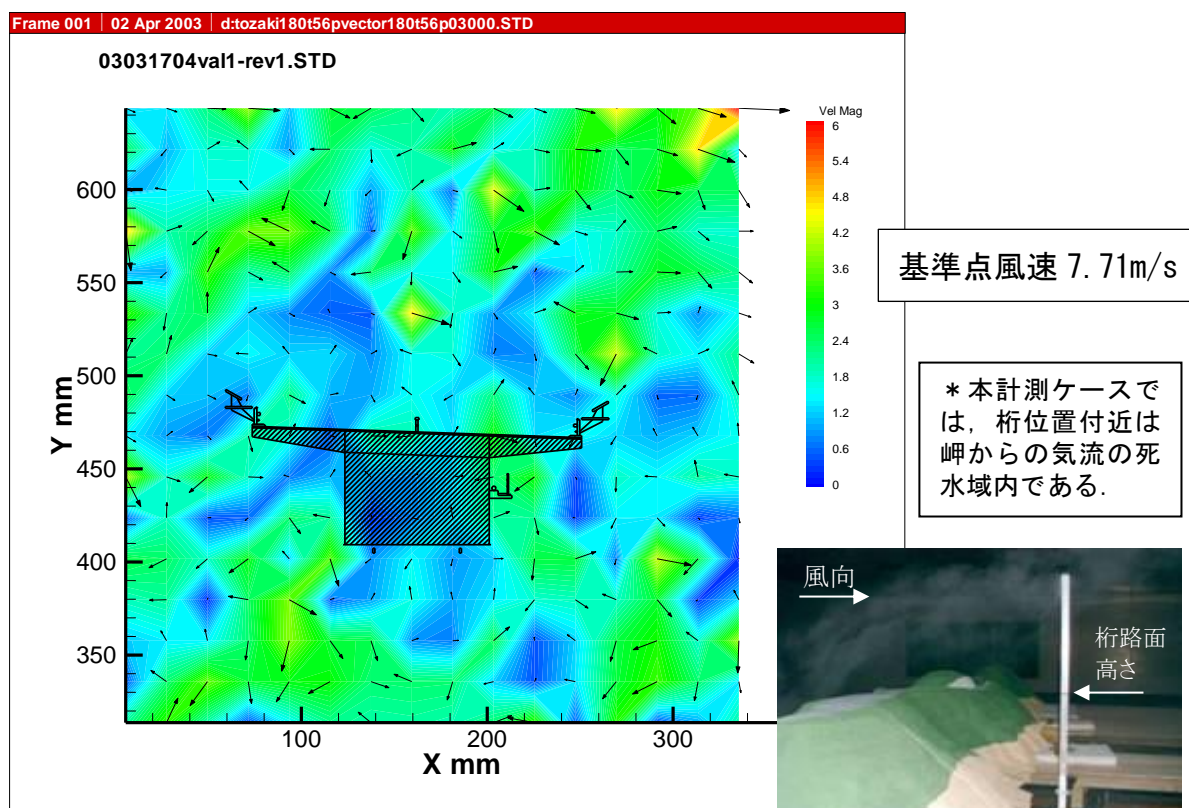


図- 4. 2. 21 試験結果(風向:180 度, T5P-T6P 径間中央, 300 - 650mm)

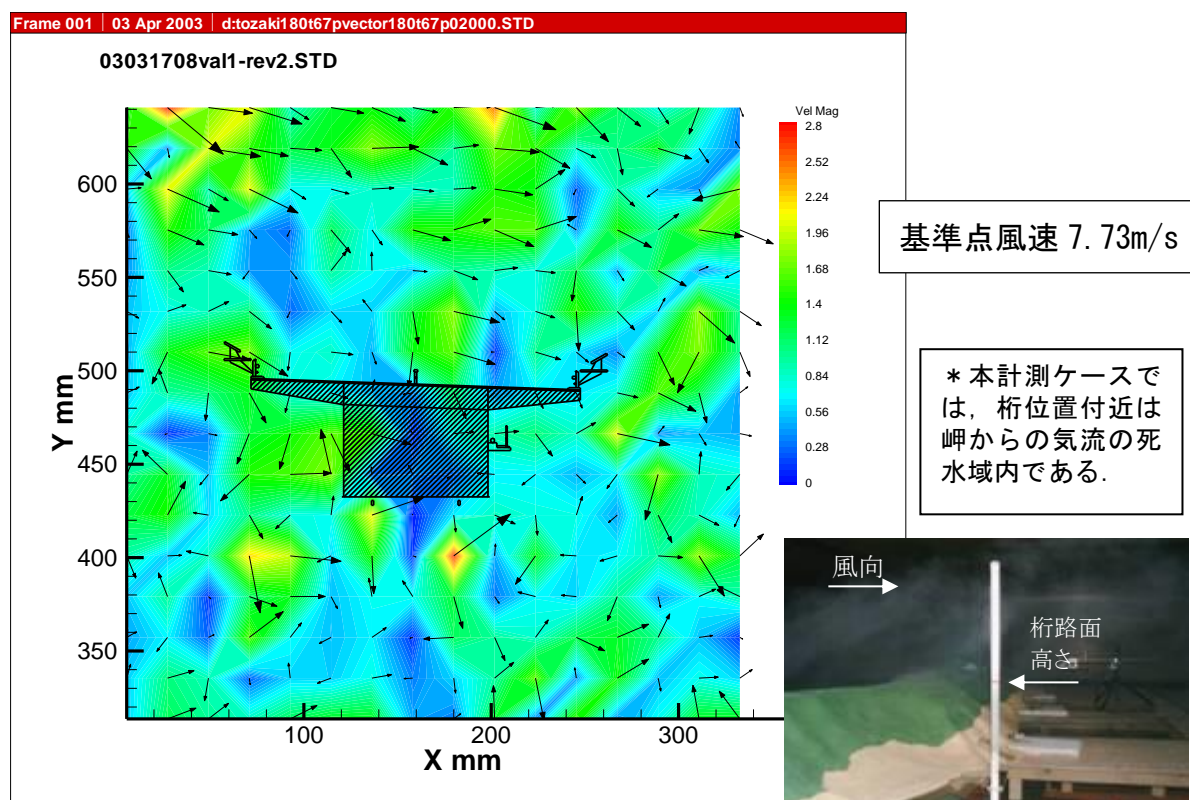


図- 4. 2. 22 試験結果(風向:180 度, T6P-T7P 径間中央, 300 - 650mm)

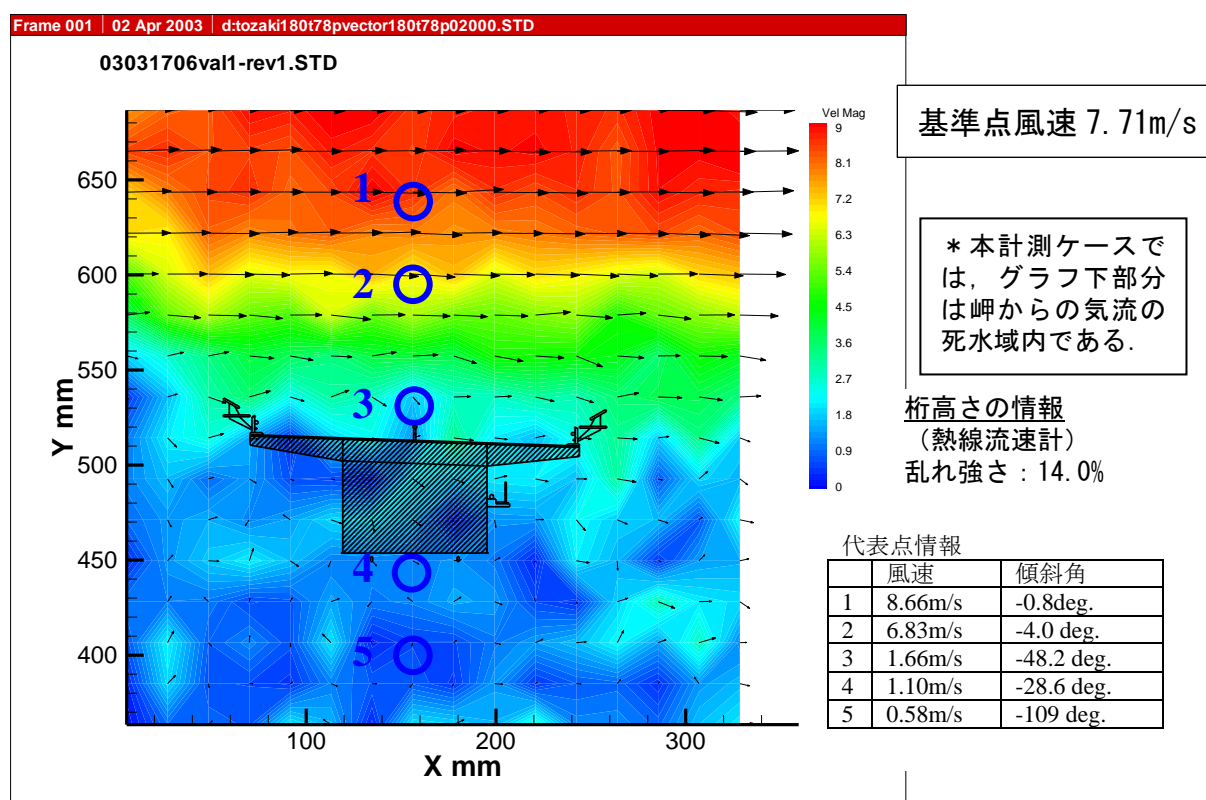


図- 4. 2. 23 試験結果(風向:180 度, T7P-T8A 径間中央, 350 - 700mm)

3) 全橋模型試験結果

(a) 耐風安定化部材の影響(海側からの風向)

海側からの風向(0deg.)において,

ケース 1: 現状断面(構造減衰 $\delta=0.02$)

ケース 2: 現状断面(構造減衰 $\delta=0.05$)

ケース 3: 岬側下部スカート撤去(構造減衰 $\delta=0.05$)

ケース 4: ケース 3+岬側ダブルフラップ撤去(構造減衰 $\delta=0.05$)

ケース 5: ケース 4+海側下部スカート撤去(構造減衰 $\delta=0.05$)

ケース 6: ケース 4+海側ダブルフラップ撤去(構造減衰 $\delta=0.05$)

の 6 ケースの試験を実施し, 断面の基本的な耐風特性を調査した. それぞれのケースの V-A 図を図- 4.2.24~図- 4.2.28 に示す.

① ケース 1, ケース 2 の試験結果概要(図- 4.2.24)

現状断面の再現性を確認するため, 構造減衰を $\delta=0.02$ と $\delta=0.05$ の 2 ケースを実施した. 建設時(S56)に実施された試験結果も合わせてプロットした.

構造減衰(δ)が 0.02 の場合は, 建設時の試験結果とよく整合しており, 今回の試験条件が問題ないことを確認した.

一方, 現地における振動試験結果を反映した構造減衰($\delta=0.05$)を適用した試験では, 渦励振の発生が抑制されており, 本橋において実際に渦励振の確認が認められていないことを裏付けていると判断できる.

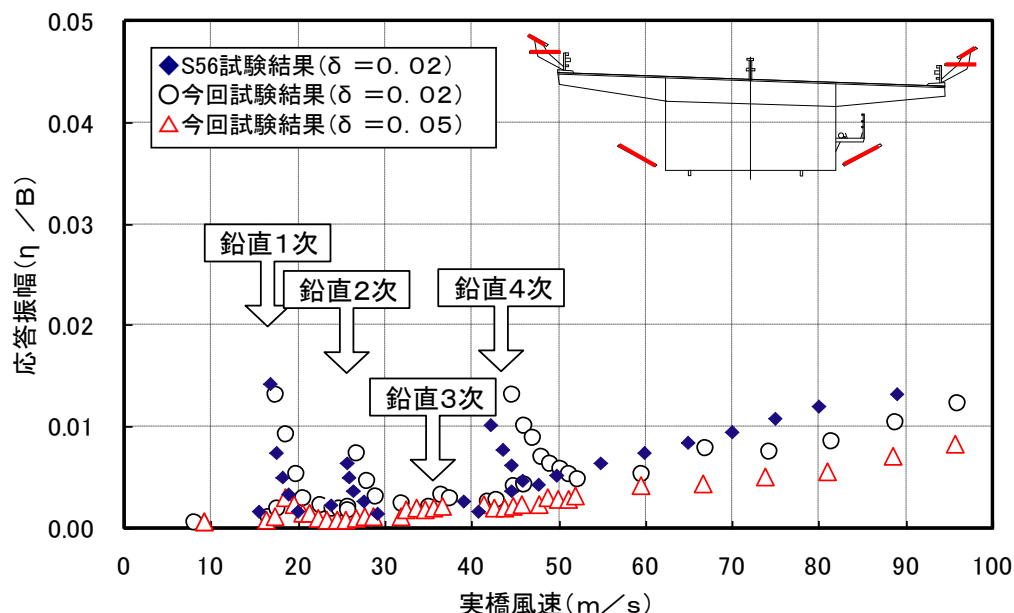


図- 4.2.24 V-A 図(ケース 1, ケース 2)

② ケース3の試験結果概要(図- 4.2.25)

現状断面から，岬側の下部スカートのみを撤去しても，現状断面とほぼ同等の耐風性能を示すことを確認した．

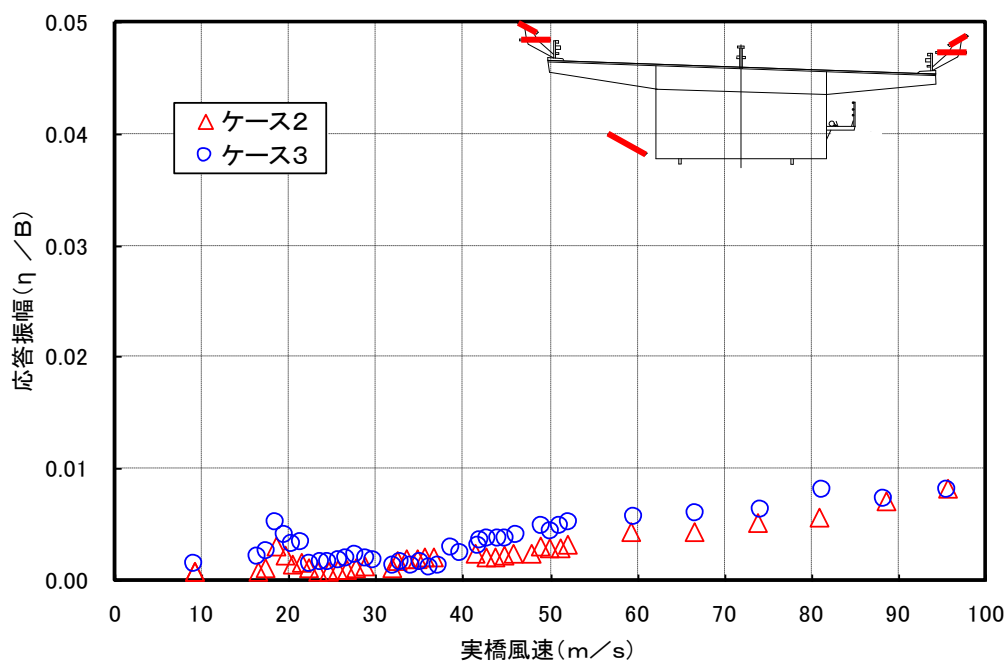


図- 4.2.25 V-A 図(ケース 3)

③ ケース4の試験結果概要(図- 4.2.26)

現状断面から，岬側の下部スカート及びダブルフラップを撤去しても，現状断面とほぼ同等の耐風性能を示すことを確認した．

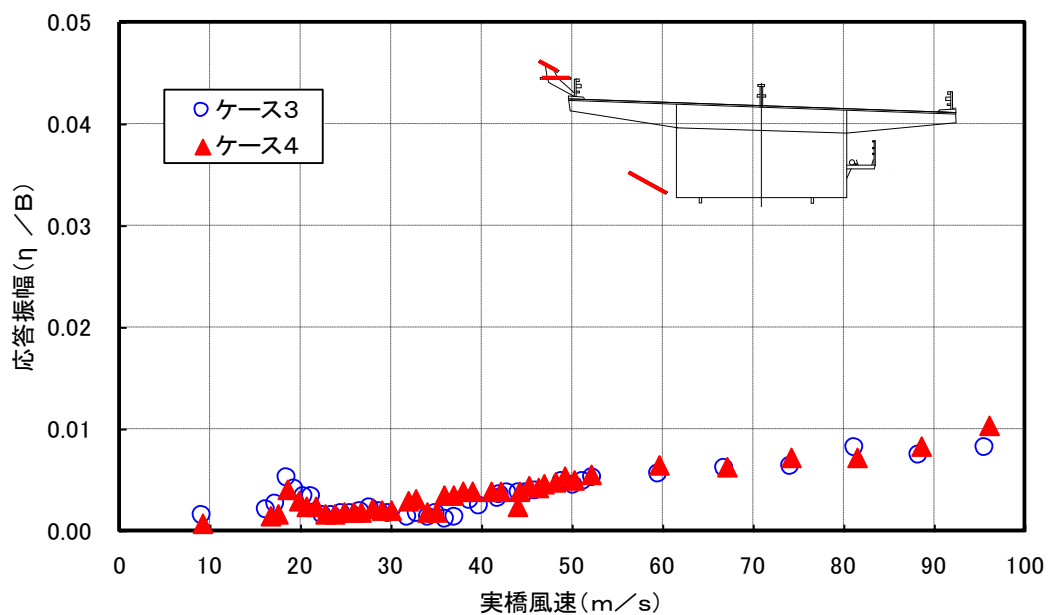


図- 4.2.26 V-A 図(ケース 4)

④ ケース5の試験結果概要(図- 4.2.27)

ケース4の断面に対して、海側の下部スカート撤去すると、風速80m/s程度でギャロッピングが発生した。このことから下部スカートは、従来の知見とおりギャロッピング対策として有効であることを確認した。

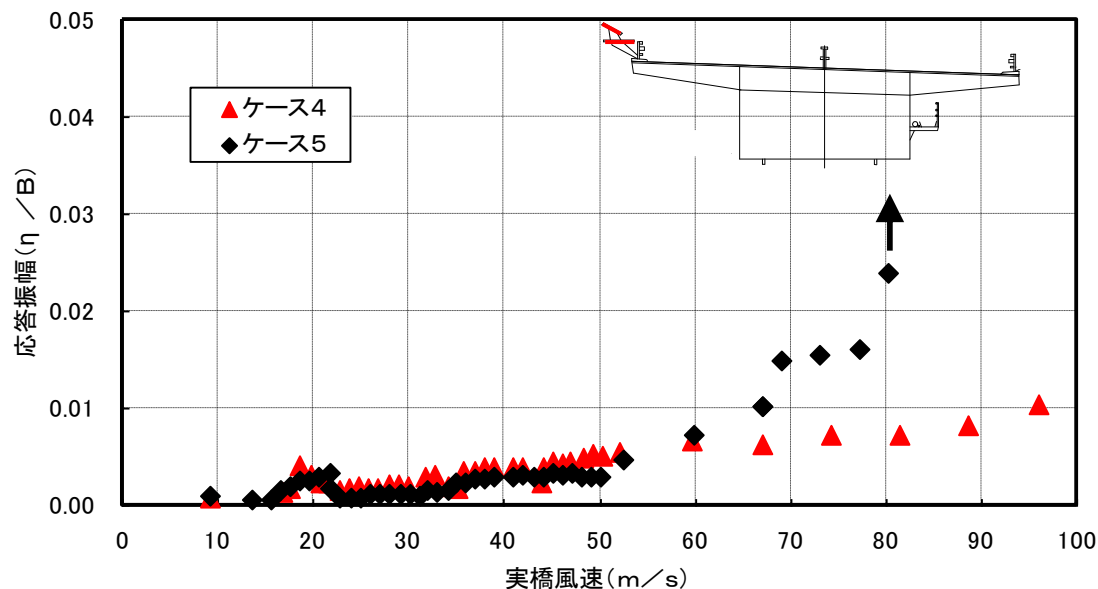


図- 4.2.27 V-A 図(ケース5)

⑤ ケース6の試験結果概要(図- 4.2.28)

ケース4の断面に対して、海側のダブルフラップを撤去すると、風速15m/s程度で大振幅の渦励振が発生した。このことは④と同様に、従来の知見とおりダブルフラップが渦励振対策として有効であることを確認した。

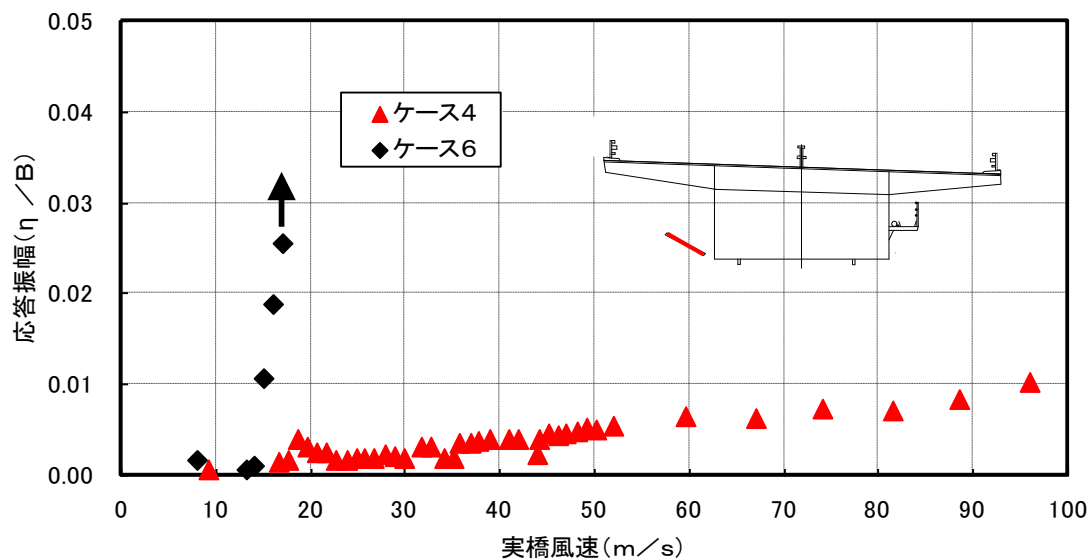


図- 4.2.28 V-A 図(ケース6)

以上の結果、海側からの風向の場合、岬側の耐風安定化部材は撤去可能であるが、海側の耐風安定化部材は耐風安定性を確保する上で必要であることを確認した。

(b) 風向の影響

耐風安定化部材の影響に対する試験結果から、岬側の耐風安定化部材を撤去したケース4の断面を基本として、風向の影響について調査を実施した。検討の対象とした風向は、海側からの風に対し 0deg. , $0\pm 10\text{ deg.}$, $0\pm 20\text{ deg.}$ とした。試験結果は、図-4.2.29に示すとおりである。

海側からの風向については、風向の影響は殆ど見受けられず、ケース4の断面の耐風安定性は確保されているものと判断できる。

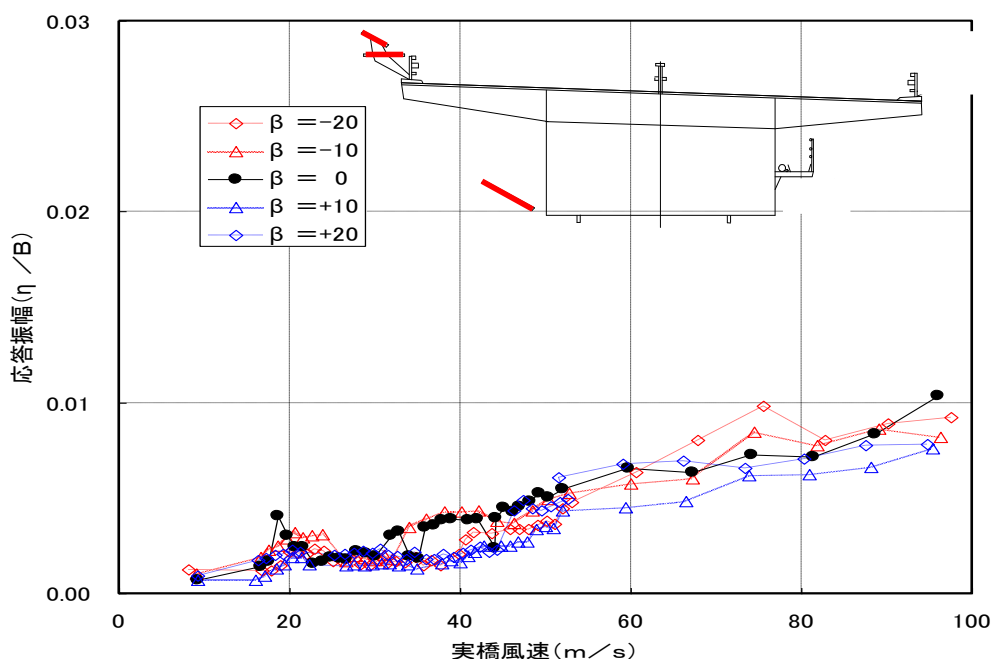


図- 4.2.29 風向による影響(海側からの風)

(c) 耐風安定化部材の影響(岬側からの風向)

事前の風速計測の結果、岬側からの風向の場合は桁位置における風速は接近流よりも大幅に低減されることが明らかとなっており、耐風安定化部材の有無が耐風性に与える影響は小さいと考えられたが、念のため風向 180 deg. および 200 deg. での風洞試験を実施した。試験結果は、図-4.2.30に示すとおりである。

この図から、高風速域において海側の風よりも2~3倍程度大きな応答を示すことが明らかとなった。しかし、図-4.2.31に示す応答波形からも明らかとなっており、これは岬から剥離した気流によるガスト応答であり、現状断面においても発生するものである。また、ケース4の断面の方が、風上側の付加物が無くなっている関係から現状断面より若干小さめの応答を示していることから、ケース4の断面は岬側からの風向においても耐風性上問題ないものと考えられる。

なお、いずれのケースにおいても、ガスト応答により発生する振幅は、図-4.2.30に示す通り許容振幅以下であり、設計上の問題は無いことを確認した。

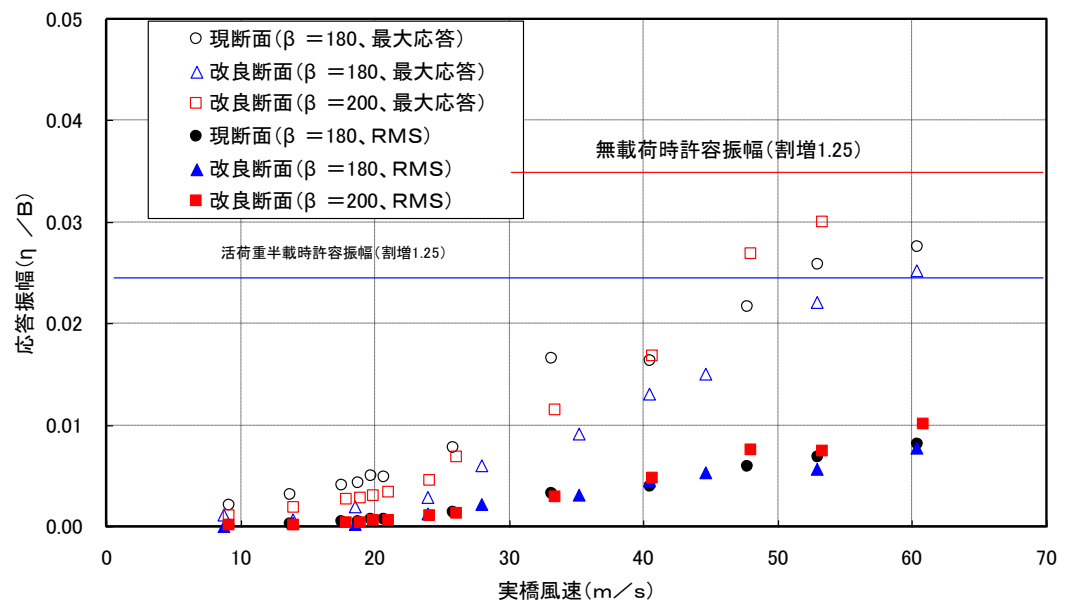


図- 4. 2. 30 風向による影響(岬側からの風)

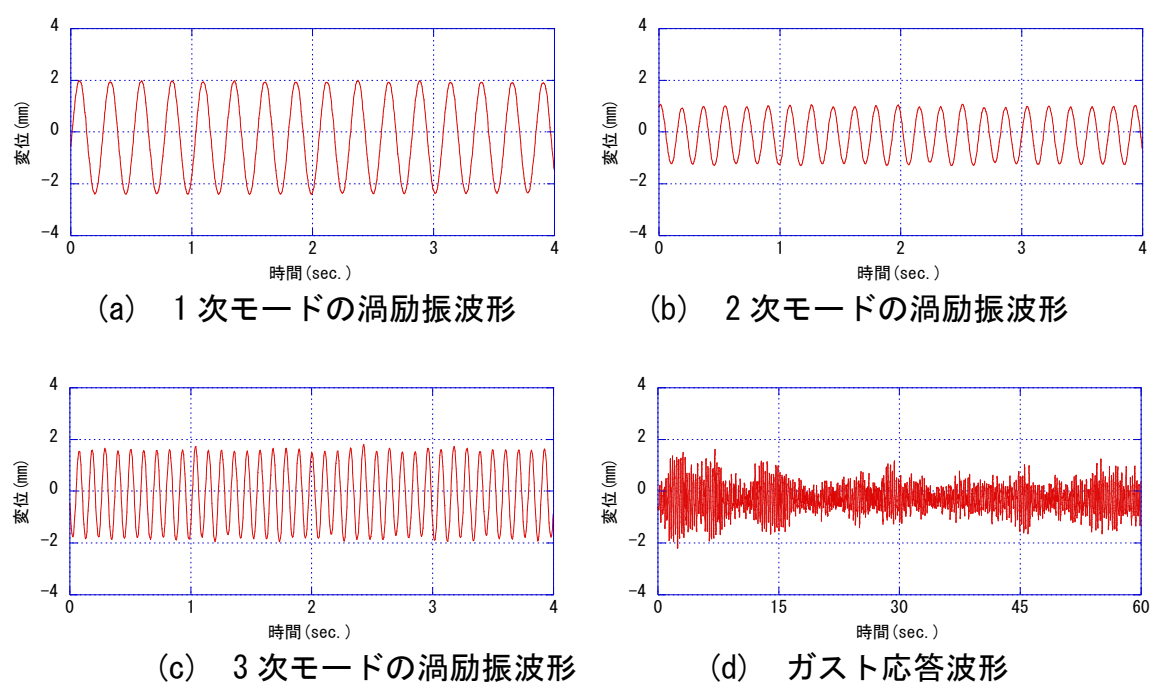


図- 4. 2. 31 応答波形

(d) 耐風安定化部材の橋軸方向配置に関する検討

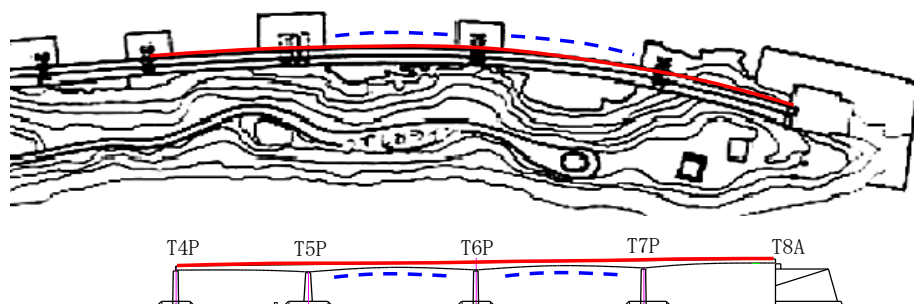
より経済化を目指し、海側の耐風安定化部材の橋軸方向における設置範囲についての検討を実施した。4 径間部のうち支間長の短い端径間(T4P～T5P 及び T7P～T8A)については、耐風性に与える影響は小さいと考え、端径間の海側の耐風安定化部材の効果に着目した図- 4. 2. 32 に示す 2 ケースについて風洞試験を実施した。

試験結果は図- 4. 2. 33 に示すとおりである。

ケース A の端径間の海側下部スカート撤去しても耐風安定性は変化せず、撤去可能であることが確認した。一方、ケース B のように端径間のダブルフラップを撤去すると、風速 30m/s 程度で 3 次モードの渦励振が発生することを確認した。

これは、風速 80m/s～90m/s で発生が予想されるギャロッピングが 1 次モードで発生しようとするため、モード縦距の小さい端径間の励振力は小さいと考えられるのに対し、風洞試験で渦励振の発生が確認された 3 次モードは、端径間部のモード縦距が大きく、その部分のダブルフラップが無くなることにより大きな励振力が発生していることが原因であると考えられる。

ケース A（両端の径間の海側下部スカートを撤去）



ケース B（両端の径間の海側下部スカートとダブルフラップを撤去）

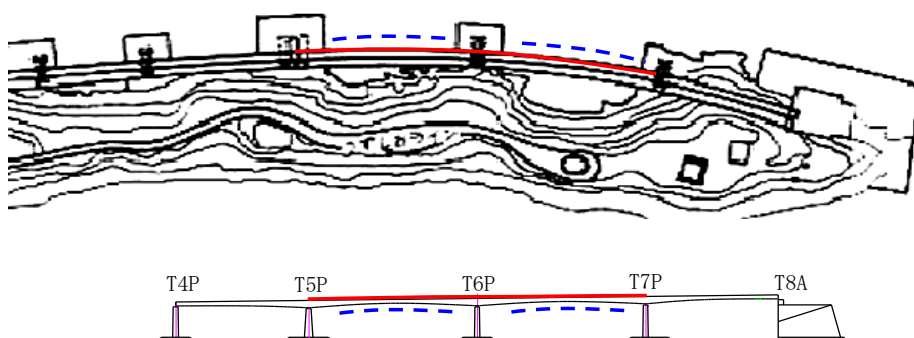


図- 4. 2. 32 橋軸方向部材配置の影響確認試験ケース

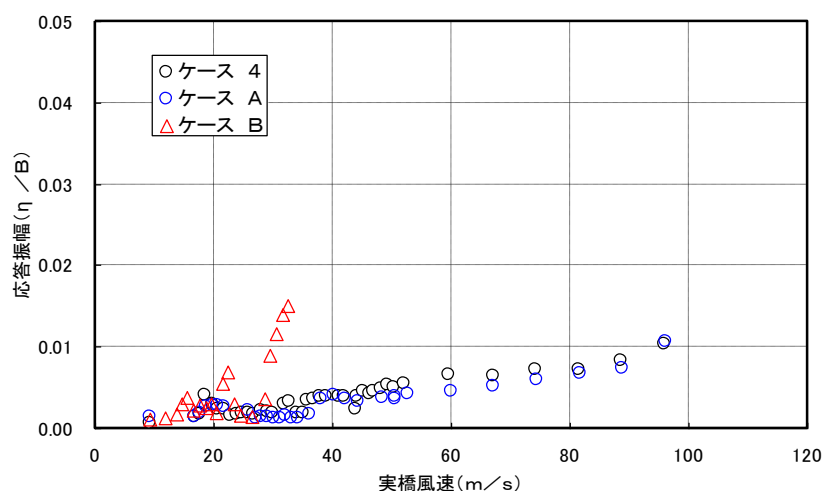


図- 4. 2. 33 V-A 図（耐風安定化部材の橋軸方向配置の影響）

(3) 耐風安定化部材の撤去によるコスト縮減効果

耐風安定化部材の再評価を実施するまでは、全ての耐風安定化部材の維持管理が必要となり、耐風安定化部材の数量は、ダブルフラップ 218 パネル、下部スカート 64 枚である。上述の耐風安定化部材の再評価を行うことにより、岬側のダブルフラップおよび下部スカートの一部は撤去可能となったことから、維持管理費の縮減効果について試算を実施した。補修及び撤去に要する費用は、類似作業の実績から次のとおり設定した。

- ・ダブルフラップ補修（新規製作） 1.9 百万円／パネル
- ・ダブルフラップ補修（塗替塗装） 0.7 百万円／パネル
- ・ダブルフラップ撤去 0.2 百万円／パネル
- ・下部スカート補修 1.2 百万円／パネル

3 径間部のダブルフラップ全数を補修とした場合、1 回目の補修費は約 60 百万円となる。3 径間部の岬側ダブルフラップを撤去とした場合の節減額は今回の風洞試験費も考慮すると約 7 百万円となるが、補修のサイクルを 20 年とした場合、供用後 100 年間のライフサイクルコスト(LCC)の節減額は約 1 億円と見込まれる。

一方、4 径間部のダブルフラップは損傷が大きく取替が必要な状況のため、1 回目の補修額が約 250 百万円となる。4 径間部の岬側ダブルフラップ撤去できるとした場合の節減効果は 1 回目で約 90 百万円となるが、供用後 100 年間の LCC では約 4 億円の節減となる。

3 径間部と 4 径間部の両方とも岬側ダブルフラップを撤去した場合の節減効果は、1 回目で約 1 億円、供用後 100 年間の LCC で約 5 億円と試算された。(図- 4.2.34)

この様に、建設時点では想定せざるを得ない条件を、完成後に明らかとすることにより、橋梁の安全性を確保しつつ維持管理段階における大幅なコスト縮減が実施可能となることが明らかとすることができた。

表- 4.2.7 1 回目の補修費節減額(単位：百万円)

		補修費	風洞試験費	撤去費	節減額
3 径間部	全数補修	60	—	—	△ 7
	岬側撤去	30	8	10	
4 径間部	全数補修	250	—	—	△90
	岬側撤去	125	20	15	
合 計	全数補修	310	—	—	△97
	岬側撤去	155	28	25	

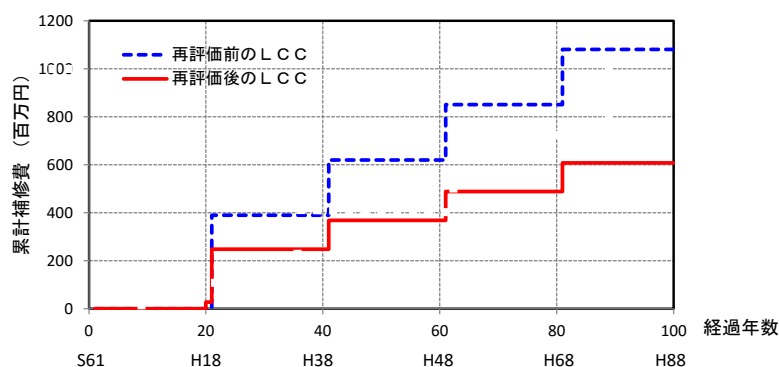


図- 4.2.34 ダブルフラップ補修費のLCC 比較

(4) 実橋観測による試験結果の検証

供用後に得られた新たな知見に基づく再検討の結果、門崎高架橋の耐風安定化部材のうち半分は撤去可能であることが明らかとなり、実橋においても不要となる岬側の耐風安定化部材は撤去することとした。しかしながら、これらの部材を撤去することに伴い、橋梁の振動特性が変化することが懸念されたため、耐風安定化部材撤去前後における実橋振動観測を実施し、橋梁の振動性状の把握を実施した^[4.8]。

1) 実橋振動観測設備

門崎高架橋の振動特性を把握するため、3径間部はT2PとT3Pの径間の中央部の、4径間部はT6PとT7Pの径間の中央部の桁内に加速度計を設置し、風況を記録するためT3PおよびT7P付近の道路照明柱に超音波風速計を2004年4月に設置した。計測器の配置図を図- 4.2.35に示す。

それぞれの計測器で得られるデータは、桁内に設置したパソコンにより、いずれかの風速計の10分間平均風速が5m/sを超えた場合に時系列データを保存するシステムにより自動計測を実施した。なお、耐風安定化部材の撤去時期は表- 4.2.8に示すとおりである。

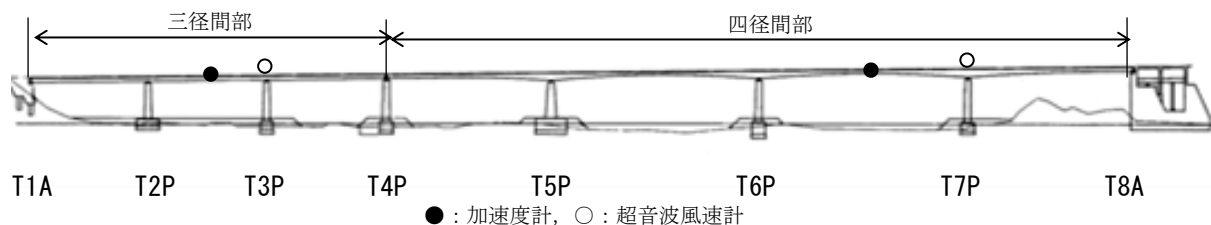


図- 4.2.35 計測機器配置図

表- 4.2.8 耐風安定化部材の撤去時期

橋梁名	耐風安定化部材	撤去時期
三 径 間 部	ダ ブ ル フ ラ ッ プ	2 0 0 4 年 1 2 月
四 径 間 部	ダ ブ ル フ ラ ッ プ	2 0 0 5 年 1 1 月
	下 部 ス カ ー ト	2 0 0 6 年 1 月

2) 実橋振動観測結果

(a) 現地風特性

2004年4月から2008年3月までの4年間に記録されたデータについて、10分間平均風速と、風向の関係(図-4.2.36)、乱れ強さの関係(図-4.2.37)、気流傾斜角の関係(図-4.2.38)を整理した。また、2004年から2006年に大鳴門橋中央の風速計で観測された日最大平均風速の風配図を図-4.3.39に示す。これらの結果より、現地風の特性は次のとおりであると判断できる。

- 海側橋軸直角方向(海側)の風の発生頻度が高い
- 岬側からの風は桁位置ではほとんど観測されない
- 風速が高い時の気流の乱れ強さは15%程度の値を示す
- 平均的な気流傾斜角は20～30deg.程度の値を示す

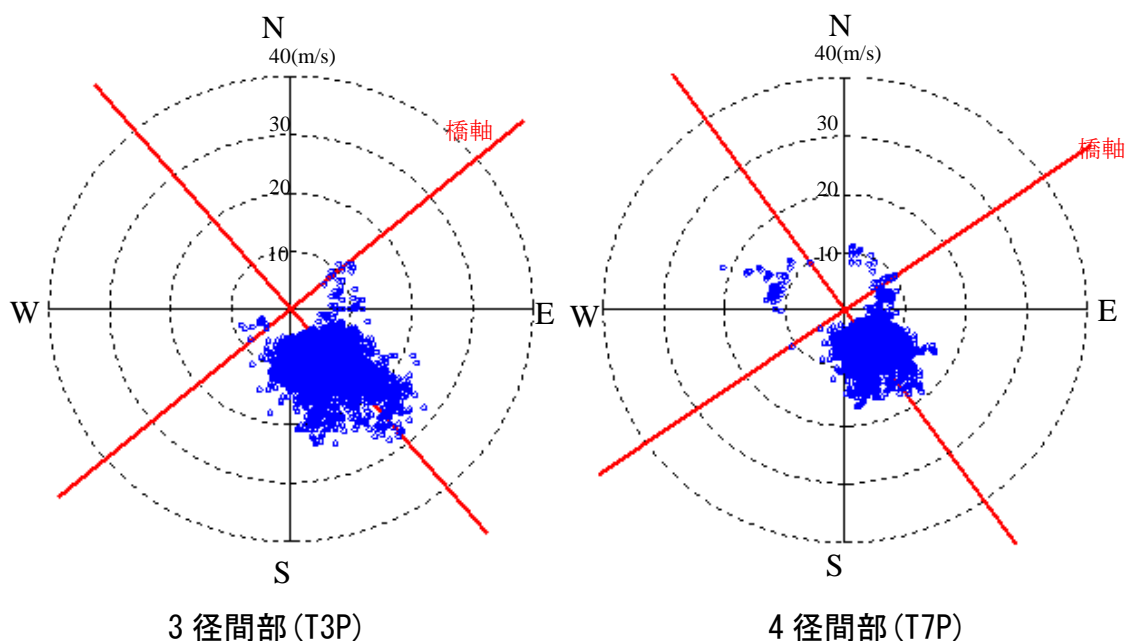


図-4.2.36 風速と風向の関係 (2004.4-2007.3)

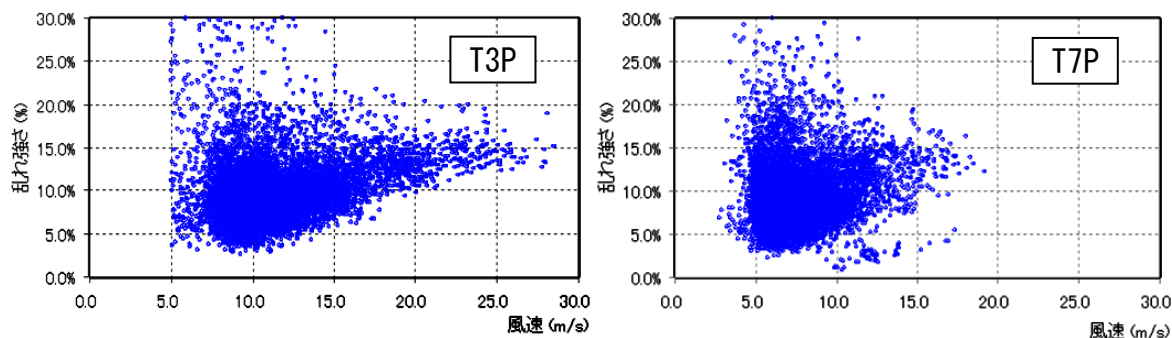


図-4.2.37 風速と乱れ強さの関係

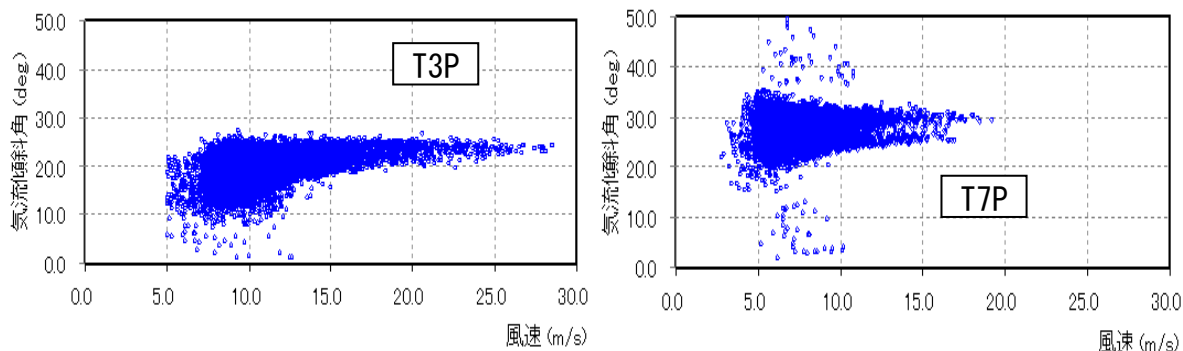


図- 4. 2. 38 風速と気流傾斜角の関係

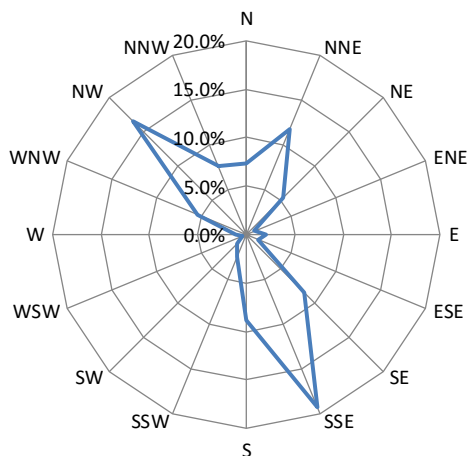


図- 4. 2. 39 大鳴門橋中央風速計における風配図（2004 年から 2006 年）

(b) 橋体の対風応答特性

観測された 10 分間の記録を平均風速と加速度の標準偏差の関係で整理した結果を図- 4. 2. 40 に示す. 図中に × 印でプロットしたのが耐風安定化部材を撤去する前のデータであり, ○印でプロットしたのが撤去後のデータである. いずれのプロットも風速の増加に伴い加速度の標準偏差は二次曲線的な増加傾向を示しており, 耐風安定化部材の有無による対風応答特性の変化は確認されなかった. また, 橋軸直角方向からの風向のデータを抽出し, 観測された加速度波形を変位に変換して全橋模型試験結果と比較した結果, 観測結果は概ね風洞試験結果と一致することを確認した(図- 4. 2. 41).

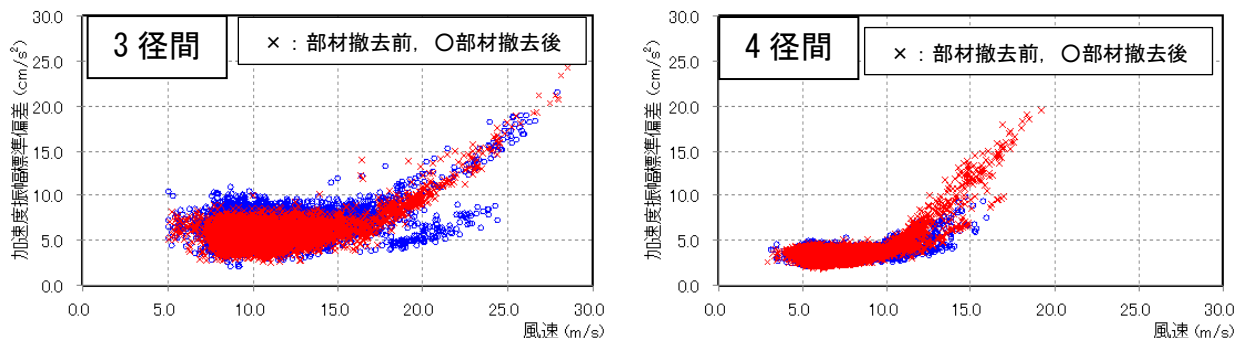


図- 4. 2. 40 風速と発生加速度の関係

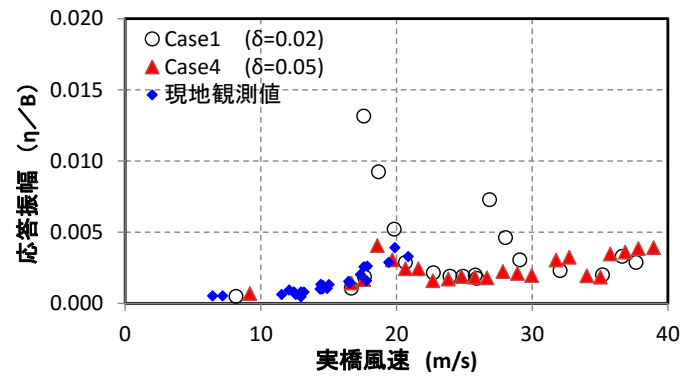


図- 4.2.41 風速と応答振幅の関係 (4 径間部)

(c) 橋体の振動特性

耐風安定化部材の撤去に伴い橋梁全体の構造減衰が変化しないことを確認するため、計測されたデータに RD 法^[4.9]を適用し構造減衰の変化を調査した。時刻歴波形の分析にあたっては、次のフローに従い処理を実施した。

- ① 橋軸直角方向 $\pm 5\text{deg.}$ の範囲内で数風速のデータを抽出する
- ② 1 次振動数 $\pm 0.05\text{Hz}$ 程度のバンドパスフィルタを適用した波形を生成する
(3 径間部は $0.9\sim 1.0\text{Hz}$, 4 径間部は $0.45\sim 0.55\text{Hz}$)
- ③ 生成された波形より、振幅の標準偏差を超える極大値の時間から 10 波分の波形を抽出し、時間軸を揃えて重ね合わせる(RD 法)

重ね合わせ回数は、観測されたデータが 10 分(600 秒)単位で記録されているため、3 径間部で 60 回程度、4 径間部で 30 回程度であったが、比較的安定した減衰波形が得られた(図- 4.2.42)。

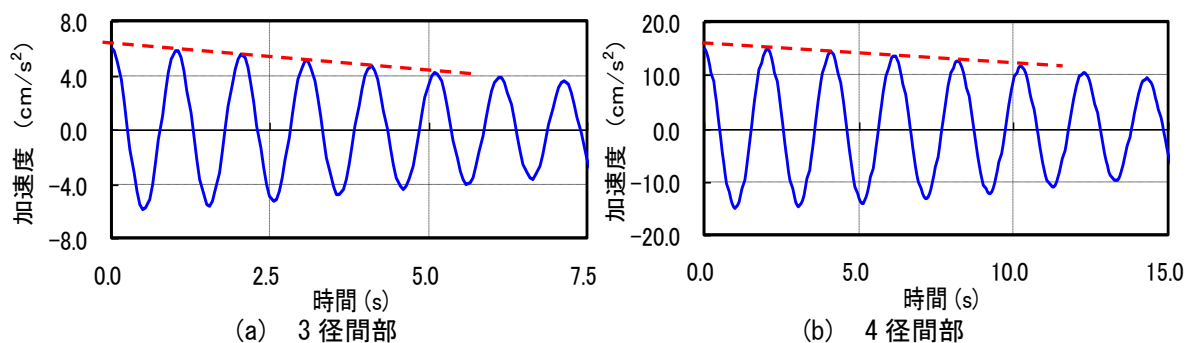


図- 4.2.42 RD 法により生成された減衰波形の例 (2004/08/30 18:46~18:56)

以上の処理により算出された構造減衰と風速の関係を整理すると図- 4.2.43 のとおりである。常時微動的なデータを対象としたため、処理した振動の振幅は若干小さい値ではあるものの、耐風安定化部材の撤去前後により構造減衰の変化は見受けられず、風洞試験で想定した値($\delta = 0.05$)をいずれも上回っていることを確認した。

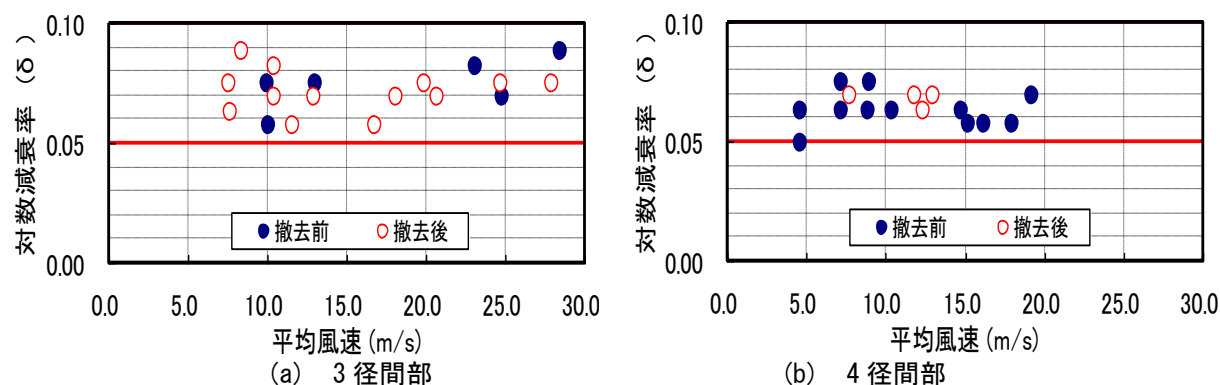


図- 4. 2. 43 風速と構造減衰の関係

(d) 類似事例

耐風対策が施された桁橋は表- 4. 2. 9 に示すとおりであり，このうち東京湾アクアライン連絡橋では門崎高架橋と同様に実橋観測は実施されている^{[4.10],[4.11]}．東京湾アクアライン連絡橋では，設計段階の風洞試験で渦励振の発生が予想されていたが，他工事の工事用道路として使用することから橋梁の完成から供用までに相当の期間が存在していたため，工事期間中の動態観測結果より制振対策の必要性を再評価することとされていた．そして，完成後に実施された実橋振動試験結果によると，確認された構造減衰は $\delta = 0.03$ と風洞試験条件($\delta = 0.02$)よりは若干高めの値であったものの，その後の動態観測によちに渦励振の発生が確認された．そして，門崎高架橋の例とは逆に箱桁内に制振装置(TMD)を設置することとされている．

表- 4. 2. 9 耐風対策が検討された桁橋の例

橋 梁 名	所在地	最大支間長	空力的対策	構造的対策
福岡北九州高速道路	福岡県	113m		TMD※
関西国際空港連絡橋	大阪府	109m	水平プレート	
なみはや大橋	大阪府	250m	水平プレート	TMD
大島大橋高架橋	長崎県	72.5m		オイルダンパ
東京湾アクアライン連絡橋	神奈川県	240m		TMD
中部国際空港連絡橋	愛知県	100m		TMD
有明西運河高速道路橋	東京都	230m	スカート※	
海田大橋	広島県	250m	水平プレート※	
撫養橋	徳島県	160m	鉛直プレート	
新北九州空港連絡橋	福岡県	210m	フェアリング	
木津川新橋	大阪府	107.5m	フェアリング／フラップ	
泊大橋	沖縄県	170m	水平プレート※	
門崎高架橋	兵庫県	190.4m	ダブルフラップ／スカート	

※：設計段階で必要とされているが，実橋に設置されていないもの

なお，門崎高架橋と東京湾アクアライン連絡橋の主要諸元の違いを整理すると表- 4. 2. 10 のとおりとなる．双方で大きく異なるのは，

- ① 最大支間長の短い門崎高架橋は振動数が高く，渦励振の発生風速も高くなる傾向にある

- ② 構造減衰は門崎高架橋の方が大きく、渦励振の発生が起こりにくい傾向にある。(式 4.2.1 で東京湾アクアライン連絡橋の構造減衰を計算すると、0.048 となるが、実測された減衰はそれよりも小さい値となっている。)
- ③ 東京湾アクアライン連絡橋は開けた海上に位置しているため、乱れ強さの小さい風が作用することもあり、渦励振が発生しやすいことが挙げられ、これらの特性の違いが正反対の対応となった原因であると考えられる。なお構造減衰の違いについては、

- 門崎高架橋はコンクリート製の比較的剛な橋脚であるのに対して、東京湾アクアライン連絡橋はコンクリートに比べると剛性が低い鋼製橋脚を採用していること
- 支承条件については、門崎高架橋が5の支承のうちT5Pが固定支承(ヒンジ)、その他の4支承は可動支承となっているのに対して、東京湾アクアライン連絡橋は11の支承のうち可動支承は3支承(P3,P12,P13)のみであること
- 門崎高架橋では、ダブルフラップ等の耐風安定化部材がボルト接合により設置されており、付加減衰効果が期待されたこと

などの違いにより、振動時の支承摩擦条件が大きく異なっていることが原因であると考えられる。したがって、将来の同様な形式の橋梁においても構造減衰が大きくなるような構造を採用することが有効であると考えられる。

表- 4.2.10 門崎高架橋と東京湾アクアライン連絡橋の主要諸元

			門崎高架橋 (4 径間部)	東京湾アクアライン連絡橋
橋梁形式			4 径間連続鋼箱桁橋	10 径間連続鋼箱桁橋
最大支間長			190. 4m	240m
完成時期			1985	1997
振動特性	1 次	振動数	0. 93	0. 329
		構造減衰	0. 08	0. 03
	2 次	振動数	1. 16	0. 471
		構造減衰	0. 05	0. 03
	3 次	振動数	1. 62	0. 613
		構造減衰	0. 04	0. 04
	4 次	振動数	3. 26	0. 654
		構造減衰	0. 04	0. 04
接近流の乱れ強さ			5～10% (桁上面)	2～10% (桁上面)

また、ブラジルの Rio-Niterói 橋(桁橋で世界最大支間長 300m)においても、渦励振の発生が確認されており、東京湾アクアライン連絡橋と同様に構造的対策として Multiple Synchronaized Dynamic Attenuators (MSDA)が供用後に設置されている^[4.12]。

4.2.4 まとめ

第4章では、完成後20年以上が経過した門崎高架橋について、建設後に得られた知見をもとに耐風安定化部材の必要範囲について風洞試験および現地観測を実施し、耐風安定性の再評価を実施した。その結果、以下に示す事項が明らかとなり、将来の耐風安定化部材に対する維持管理費用を大幅に削減(100年間のLCCで約5億円)することが可能となった。

- ① 4径間部、3径間部ともに、岬側の耐風安定化部材を撤去しても現状断面とほぼ同等の耐風性を有する
- ② 風上側の耐風安定化部材は、耐風安定性の確保に大きく寄与しており、海側の耐風安定化部材の撤去は困難
- ③ なお、海側の下部スカートのうち、第1径間および第4径間に設置されているものは撤去可能
- ④ 耐風安定化部材の有無にかかわらず、岬側風により大きなガスト応答を示すが、その応答振幅は許容振幅の範囲内であり、設計上は問題ない
- ⑤ 撤去可能と判断された耐風安定化部材（岬側ダブルフラップおよび下部スカート）は、補修せず順次撤去可能
- ⑦ 耐風安定化部材撤去前後における強風時の橋体挙動は変化しない

建設時においては、時間的な制約、不十分な情報の下で検討を実施する必要があったため、必ずしも経済的で有効な対策となっていないことは、やむを得ないと考えられる。しかしながら、橋梁の耐用年数は長期にわたることから、効率的な維持管理を実施するためには、場合に応じた見直しを行う必要があると考えられる。今回の事例は、急峻な地形に近接しており、一方向からの風向が卓越するという特殊な環境であることも、再評価する上での大きな要因となっているが、今後は様々な視点での検討により、建設時の想定を見直すことも必要な場合があると考えられる。

なお、今回の検討は耐風安定化対策を縮減することができた事例となっているが、実橋において発生する空力現象には、当初考慮していないような現象(表-4.2.11)も発生しており、現象によっては追加の対策が必要となることも考えられる。この場合、実際に発生している現象を現地観測等により把握し、構造の安全性に影響を及ぼすような現象である場合は、その対策について十分な検討を実施し対応する必要がある。

表- 4.2.11 耐風設計段階において考慮していなかった空力振動現象の例

橋 梁 名	部 材	振動現象	主な制振対策等
明石海峡大橋	ハンガーロープ	ウェイクインデュースト/フラッター	ヘリカルワイヤ
櫃石島橋/岩黒島橋	斜ケーブル	ウェイクギャロッピング	制振ロープ/スパーサ
多々羅大橋	斜ケーブル	ドライステート/ギャロッピング	現地観測中

4.3 設計風速の設定法に関する検討

4.3.1 はじめに

第2章で述べたとおり、本州四国連絡橋の耐風設計基準類における設計基本風速は、段階的に見直しが実施されており、その基本は架橋地点周辺の気象官署における風観測記録の分析結果によるものとなっている。唯一、世界最大の吊橋である明石海峡大橋では、架橋地点近傍の観測鉄塔で観測された風観測記録を分析した結果を基本に設定が行われている。現地の気流特性を把握するためには架橋地点近傍における観測が有効であり、その結果より基本風速の設定ができることが理想的であるが、長期間にわたる現地観測を実施するのは非情に困難である。そこで、これまでの現地観測結果が基本風速の設定に与える影響を調査し、その結果をもとに最低限必要となる現地観測期間についての考察を実施した。

4.3.2 明石海峡大橋の基本風速設定方法

明石海峡大橋の設計基本風速は、「明石海峡大橋耐風設計要領・同解説(平成2年2月)」において海面上10mにおける10分間平均風速として46m/sが設定されている。この値は、架橋地点近傍に設置した観測鉄塔における20年間の風観測記録を極値統計解析して算出される150年再現期待値(49.4m/s)を基本に、既往の予測手法による推定値を参考として高度80mにおける風速を $49.4\text{m/s} \times 1.1 = 54.3\text{m/s}$ を決定し、観測鉄塔と支間中央の風速の関係を求めるために実施した地形模型風洞試験(縮尺1/5000)による風速比よりさらに1.1倍した風速を、鉛直風速分布のべき法則(べき指数=1/8)を適用し地上10mに換算した値である。

$$U_{10} = 49.4\text{m/s} \times 1.1 \times 1.1 \times \left(\frac{10\text{m}}{80\text{m}} \right)^{\frac{1}{8}} = 46\text{m/s} \quad (\text{式 4.3.1})$$

現地観測が実施された垂水観測塔は、図-4.3.1に示す位置(北緯34度37分30秒、東経135度04分10秒)に、昭和39年(1964年)に設置されたものであり、海上31.5mおよび80mで風観測が実施された。各年の海上80mにおける最大風速を整理した結果は、表-4.3.1に示すとおりとなっており、1965年の台風23号通過時に最大平均風速52.2m/sが記録されている。

各年の最大風速を順番に並べ、二重指数確率紙にプロットした結果を図-4.3.2に示す。1964年と1965年の台風による強風が他の年に比べ大きな値であるため、回帰直線との差が大きくなっている状況が見受けられるが、明石海峡大橋の基本風速は1964年から1983年まで20年間のデータに対する回帰直線(赤色ライン)を基本に150年再現期待値として49.4m/sが算出されている。一方、垂水観測塔における風観測は設計基本風速を設定した後も継続されており、最終的に34年間の記録が残されてい

る。34年間のデータを整理した結果が図-4.3.2の青色ラインである。20年間のデータよりも相関係数は上がるものの、追加された14年間に最大風速となる様な強風が記録されなかったため、150年の再現期待値は低下する傾向となる。

さらに、明石海峡大橋供用後は橋の動態観測システムで計測された風速データが蓄積されているため、できるだけ対象となるデータを多くすることを目的として、1999年以降は明石海峡大橋支間中央における風速計の定時観測データ(表-4.3.2)を対象として分析を実施した。ここで、記録された最大風速が台風によるものか、季節風によるものかに分類し、それぞれのデータに関して極値統計解析を実施した。解析結果は図-4.3.3に示すとおりであり、台風と季節風では異なる傾向を示すことを確認しており、低風速域におけるデータの取り扱いには注意が必要であることが明らかとなった。

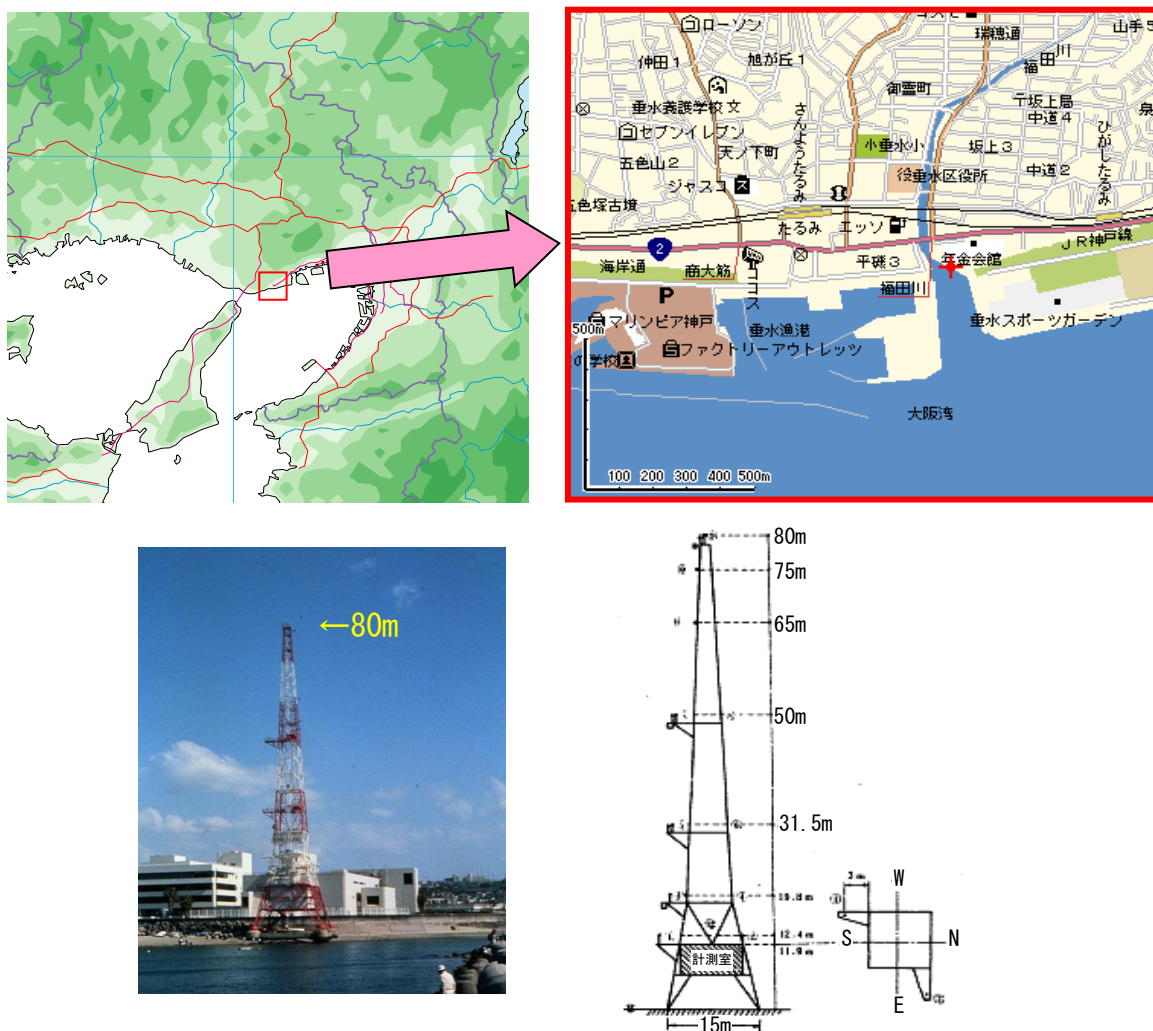


図- 4.3.1 垂水観測塔の概要と位置

表- 4.3.1 垂水観測塔において観測された年最大平均風速

年度	風速 (m/s)		順位		風向	備考		
	観測値	補正值	観測値	補正值				
1964	42.3	40.2	33	33	S	9/25 T6420	台風	
1965	52.2	49.6	34	34	SE	9/10 T6523	台風	
1966	23.7	22.5	8	4	-	5/22 南岸低気圧		季節風
1967	24.0	22.8	9	5	W	4/ 4 関連前線通過		季節風
1968	30.7	29.2	29	27	S	8/29 T6810	台風	
1969	29.5	28.0	26	25	W	12/ 3 冬型気圧配置		季節風
1970	27.8	26.4	23	19	S	8/15 T7009	台風	
1971	30.5	29.0	28	26	S	3/20 日本海低気圧		季節風
1972	25.8	24.5	15	11	-	9/16 T7220	台風	
1973	28.0	26.6	24	20	WSW	3/22 冬型気圧配置		季節風
1974	27.2	25.8	21	16	SSE	4/21 日本海低気圧		季節風
1975	26.2	24.9	16	17	W	8/23 T7506	台風	
1976	23.2		6	8	W			
1977	30.0		27	29	W	2/28 寒冷前線通過		季節風
1978	25.2		11	12	S			
1979	25.5		14	15	W	10/ 1 T7916	台風	
1980	26.9		19	22	-	10/26 冬型気圧配置		季節風
1981	22.9		4	6	WNW			
1982	25.2		12	13	WSW			
1983	25.3		13	14	W			
1984	26.2		17	18	S	8/22 T8410	台風	
1985	20.5		1	1	-			
1986	24.5		10	10	WNW	12/28 日本海低気圧		季節風
1987	29.4		25	28	SSE	10/17 T8719	台風	
1988	20.5		2	2	W	1/20 冬型気圧配置		季節風
1989	23.1		5	7	W	8/27 T8917	台風	
1990	27.5		22	24	W	12/11 冬型気圧配置		季節風
1991	34.8		32	32	S	9/27 T9119	台風	
1992	27.1		20	23	S	8/ 8 T9210	台風	
1993	32.9		30	30	S	9/ 4 T9313	台風	
1994	23.4		7	9	SSW	4/12 日本海低気圧		季節風
1995	21.8		3	3	S	4/23 日本海低気圧		季節風
1996	34.4		31	31	S	8/14 T9612	台風	
1997	26.8		18	21	NE	7/26 T9709	台風	

注 1) 1964～1975 は三杯型風速計のため 95%に補正している。

2) 備考欄に強風要因「台風によるもの」、「季節風によるもの」を示す。

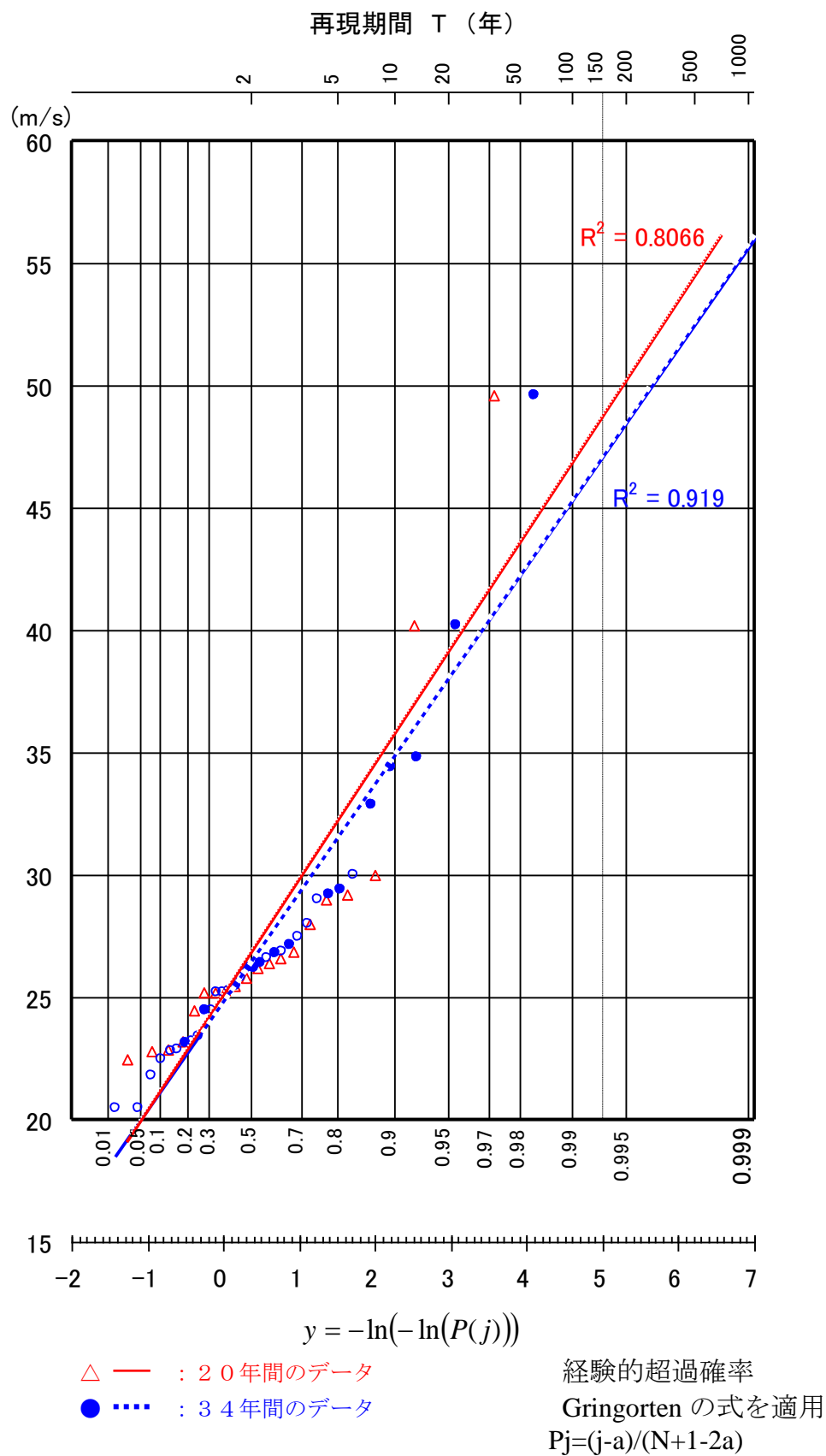


図- 4.3.2 風速と再現期間の関係 (垂水観測塔 ; H=80m, 1964-1997)

表- 4.3.2 台風による年最大風速の整理(明石海峡)

明石海峡大橋動態観測データを考慮							
西暦	和暦	y	風速	風向	日時	台風	
1	1985	S60	-0.5798	11.1	N	S60. 6. 30 21:55	T8506
2	1995	H 7	-0.4970	17.3	SW	H 7. 9. 24 09:55	T9514
3	1983	S58	-0.4184	18.2	N	S58. 10. 11 07:06	T8313
4	2000	H12	-0.3429	19.8	SSE	H12. 9. 1 09:00	T0012
5	1981	S56	-0.2697	20.0	E	S56. 10. 22 09:34	T8124
6	1988	S63	-0.1981	20.0	ENE	S63. 8. 16 00:56	T8813
7	1986	S61	-0.1276	20.7	ESE	S61. 8. 4 02:05	T8610
8	1990	H 2	-0.0578	22.1	ENE	H 2. 9. 30 09:20	T9020
9	1994	H 6	0.0117	22.5	S	H 6. 10. 12 14:20	T9429
10	2001	H13	0.0813	22.7	NNE	H13. 8. 21 13:00	T0111
11	1989	H 1	0.1512	23.1	W	H 1. 8. 27 16:40	T8917
12	2002	H14	0.2219	23.3	SSE	H14. 7. 19 14:00	T0209
13	1980	S55	0.2935	23.7	S	S55. 9. 11 18:14	T8013
14	1972	S47	0.3665	24.5	-	S47. 9. 16 --:--	T7220
15	1982	S57	0.4412	24.7	N	S57. 9. 12 14:24	T8218
16	1978	S53	0.5179	25.2	S	S53. 8. 3 08:17	T7808
17	1979	S54	0.5970	25.5	W	S54. 10. 1 --:--	T7916
18	1975	S50	0.6791	26.2	W	S50. 8. 23 --:--	T7506
19	1984	S59	0.7646	26.2	S	S59. 8. 22 01:21	T8410
20	2003	H15	0.8542	26.2	NE	H15. 8. 9 04:00	T0310
21	1970	S45	0.9487	26.4	S	S45. 8. 15 --:--	T7009
22	1997	H 9	1.0491	26.8	S	H 9. 6. 28 17:30	T9708
23	1992	H 4	1.1564	27.1	S	H 4. 8. 8 20:00	T9210
24	1968	S43	1.2722	29.2	S	S43. 8. 29 --:--	T6810
25	1987	S62	1.3986	29.4	SSE	S62. 10. 17 03:50	T8719
26	1999	H11	1.5383	29.8	SSE	H11. 9. 24 13:00	T9918
27	1993	H 5	1.6953	32.9	S	H 5. 9. 4 03:50	T9313
28	1996	H 8	1.8754	34.4	S	H 8. 8. 14 20:50	T9612
29	1991	H 3	2.0880	34.8	S	H 3. 9. 27 22:20	T9119
30	1964	S39	2.3495	40.2	S	S39. 9. 25 --:--	T6420
31	1965	S40	2.6930	49.6	SE	S40. 9. 10 --:--	T6523

垂水観測塔のみのデータ							
西暦	和暦	y	風速	風向	日時	台風	
1	1985	S60	-0.4628	11.1	N	S60. 6. 30 21:55	T8506
2	1995	H 7	-0.3692	17.3	SW	H 7. 9. 24 09:55	T9514
3	1983	S58	-0.2794	18.2	N	S58. 10. 11 07:06	T8313
4	1981	S56	-0.1922	20.0	E	S56. 10. 22 09:34	T8124
5	1988	S63	-0.1065	20.0	ENE	S63. 8. 16 00:56	T8813
6	1986	S61	-0.0217	20.7	ESE	S61. 8. 4 02:05	T8610
7	1990	H 2	0.0630	22.1	ENE	H 2. 9. 30 09:20	T9020
8	1994	H 6	0.1481	22.5	S	H 6. 10. 12 14:20	T9429
9	1989	H 1	0.2342	23.1	W	H 1. 8. 27 16:40	T8917
10	1980	S55	0.3219	23.7	S	S55. 9. 11 18:14	T8013
11	1972	S47	0.4118	24.5	-	S47. 9. 16 --:--	T7220
12	1982	S57	0.5044	24.7	N	S57. 9. 12 14:24	T8218
13	1978	S53	0.6006	25.2	S	S53. 8. 3 08:17	T7808
14	1979	S54	0.7012	25.5	W	S54. 10. 1 --:--	T7916
15	1975	S50	0.8071	26.2	W	S50. 8. 23 --:--	T7506
16	1984	S59	0.9197	26.2	S	S59. 8. 22 01:21	T8410
17	1970	S45	1.0404	26.4	S	S45. 8. 15 --:--	T7009
18	1997	H 9	1.1714	26.8	S	H 9. 6. 28 17:30	T9708
19	1992	H 4	1.3154	27.1	S	H 4. 8. 8 20:00	T9210
20	1968	S43	1.4764	29.2	S	S43. 8. 29 --:--	T6810
21	1987	S62	1.6603	29.4	SSE	S62. 10. 17 03:50	T8719
22	1993	H 5	1.8766	32.9	S	H 5. 9. 4 03:50	T9313
23	1996	H 8	2.1416	34.4	S	H 8. 8. 14 20:50	T9612
24	1991	H 3	2.4882	34.8	S	H 3. 9. 27 22:20	T9119
25	1964	S39	3.0000	40.2	S	S39. 9. 25 --:--	T6420
26	1965	S40	4.0405	49.6	SE	S40. 9. 10 --:--	T6523

$$y = -\ln(-\ln(P(j)))$$
$$P(j) = \frac{(j-a)}{N+1-2a}$$

※ 上表には季節風による年最大風速のみが記録された6年(1966年,1967年,1969年,1971年,1973年,1974年)については, 台風時の記録が存在していないため, 風速を0m/sとして経験的超過確率を算出している。

$$y = -\ln(-\ln(P(j)))$$

$$P(j) = \frac{(j-a)}{N+1-2a}$$

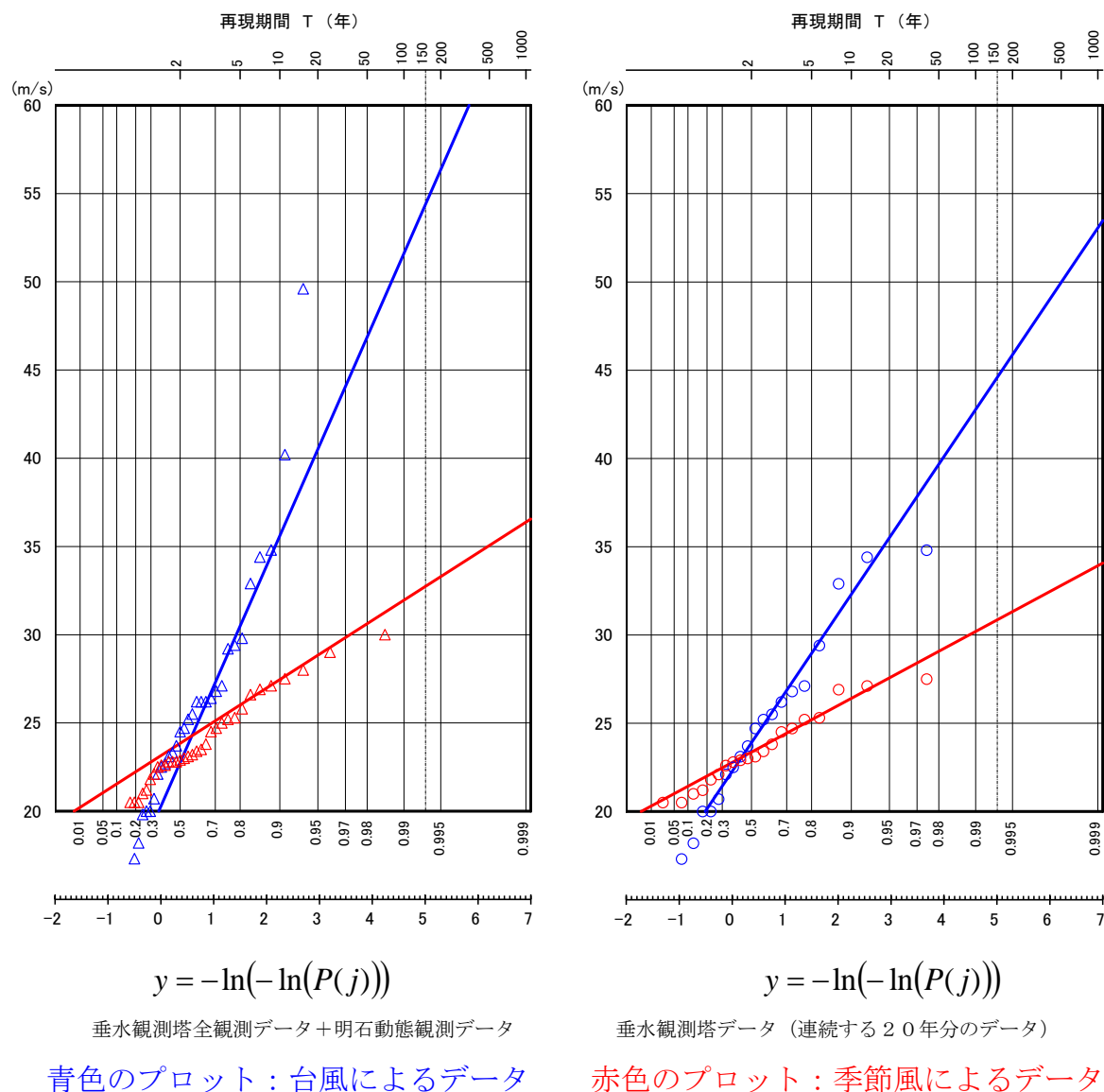
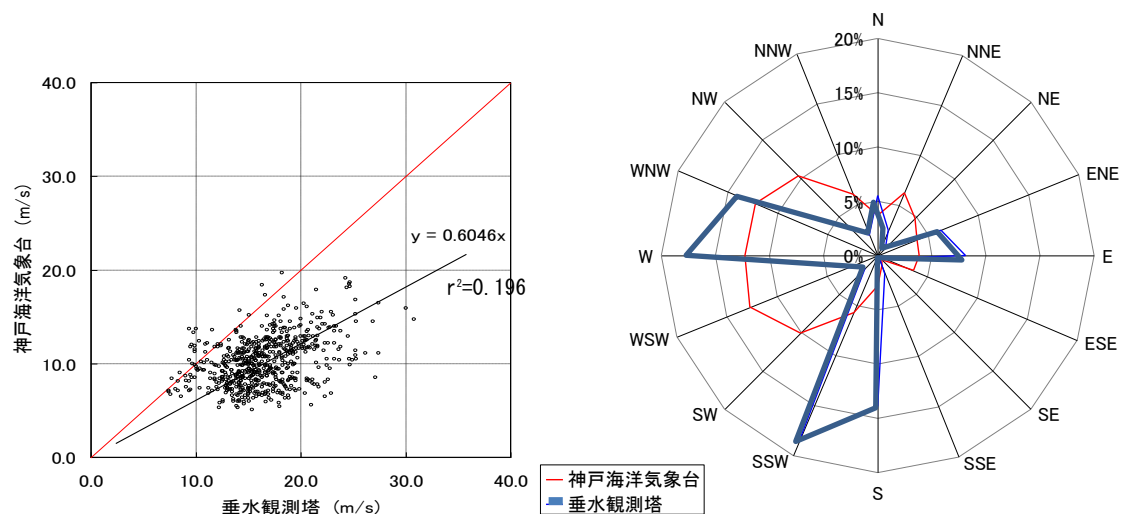


図- 4.3.3 年最大風速の分析結果

架橋地点近隣における、より長期的な観測データとして、神戸海洋気象台の観測記録^[4.13]が存在しており、垂水観測塔での観測記録との相関を調べた。

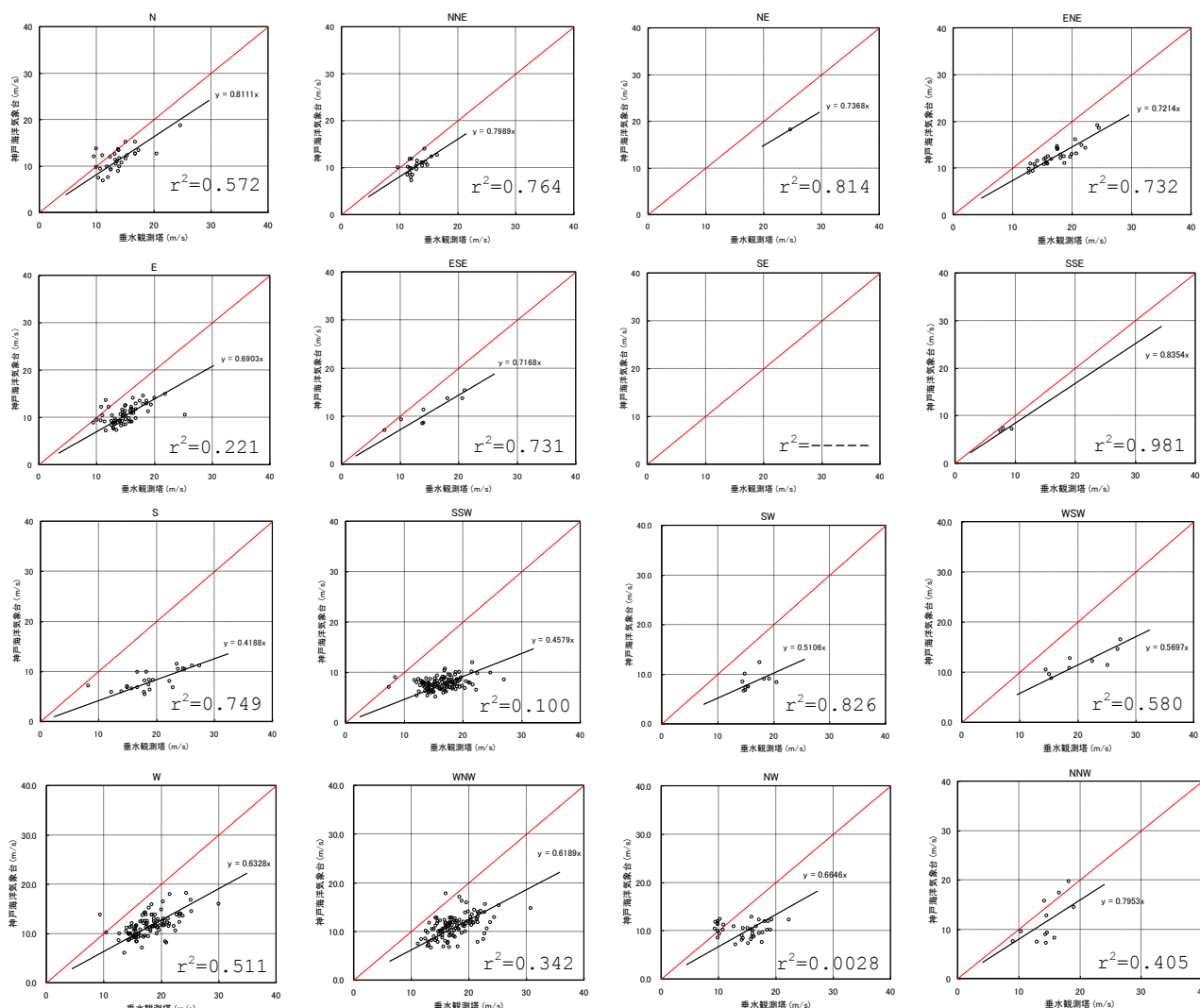
図- 4.3.4 は全風向に対する相関を整理したものであり、バラツキはあるものの神戸海洋気象台の風速は垂水観測塔の約 60%程度となっていることを確認した。ここで、神戸海洋気象台の観測高度が 26.8mであることを考慮すると、 $(26.8/80)^{1/8} = 0.87$ の高度補正が必要であり、実際には 70%程度に低減されていると考えられる。風向特性については、神戸海洋気象台が北西から南西の範囲の風向が卓越しているのに対して、垂水観測塔では西および南の風が卓越する傾向にあり、観測位置の違いが現れていると考えられる。

両者の風向の特性が異なっていることから、垂水観測塔で記録されてデータに対して $\pm 22.5\text{deg.}$ のデータが記録されている神戸海洋気象台のデータを用いて風向別の相関を整理した結果を図- 4.3.5 に示す。相関の高い風向も存在しているが、全般的に両者の相関は高くなく、神戸海洋気象台のデータを極値統計解析することにより明石海峡の再現期待値を算出することは困難である判断できる。



(全風向の観測データを整理)

図- 4.3.4 垂水観測塔と神戸海洋気象台の風観測データの相関関係



(垂水観測塔の風向を基本に $\pm 22.5\text{deg.}$ 風向の範囲の観測データを整理)
 図- 4.3.5 垂水観測塔と神戸海洋気象台の風観測データの相関関係

4.3.3 現地観測期間の設定に関する検討

明石海峡大橋は検討段階より従来規模を大幅に上回る吊橋として計画されていたため、段階的に本州四国連絡橋を建設し、その建設技術確立した。そのため、計画の早い段階から現地観測が実施されており、20年以上にわたる観測記録が得られている。しかしながら、事業化が決定してから工事着手までには十分な期間を確保できない場合も考えられることから、適切な現地観測期間についての机上検討を実施した。

(1) 観測される最大風速の影響

垂水観測塔での観測記録の分析でも示したとおり、観測期間によって計算される再現期待値は影響を受けることが明らかとなっている。そこで、観測期間に既往最大規模の風速が観測されたか否かが再現期待値に与える影響の検討を実施した。

50年以上の記録が得られている神戸海洋気象台の観測記録を用いて、極値統計処理

を実施する期間により150年再現期待値がどの様に影響を受けるのかの計算を実施した。観測期間中の最大風速は1965年であることから、1961年から統計処理を行った場合と、1971年から統計処理を行った場合の試算を実施した。

表- 4.3.3 より既往最大規模の風速を含む場合の再現期待値は、それを含まない場合の再現期待値の1.2～1.5倍程度となっており、既往最大規模の風速を観測していない現地観測記録では危険側の評価を与える可能性があることが確認できた。試算結果を二重指数確率紙にプロットした結果は図- 4.3.6 に示すとおりであり、既往最大規模の風速を記録したデータの場合(左図)は、統計処理対象期間により最大値の二重指数確率紙へのプロットがばらつくため、計算される再現期待値も大きく変化したものと判断できる。一方、既往最大級の風速を記録していないデータの場合(右図)は、統計処理対象期間の違いに伴うプロットのばらつきが小さくなっており、長期間の観測であっても低めの再現期待値を得る可能性がある。

表- 4.3.3 統計対象期間の違いによる150年再現期待値

統計開始年	10年間	20年間	30年間	40年間	54年間
1961	39.3 m/s	36.0 m/s	34.0 m/s	32.5 m/s	32.9 m/s
1971	26.9 m/s	26.9 m/s	26.2 m/s	27.2 m/s	—
1961/1971	1.46	1.34	1.30	1.20	—

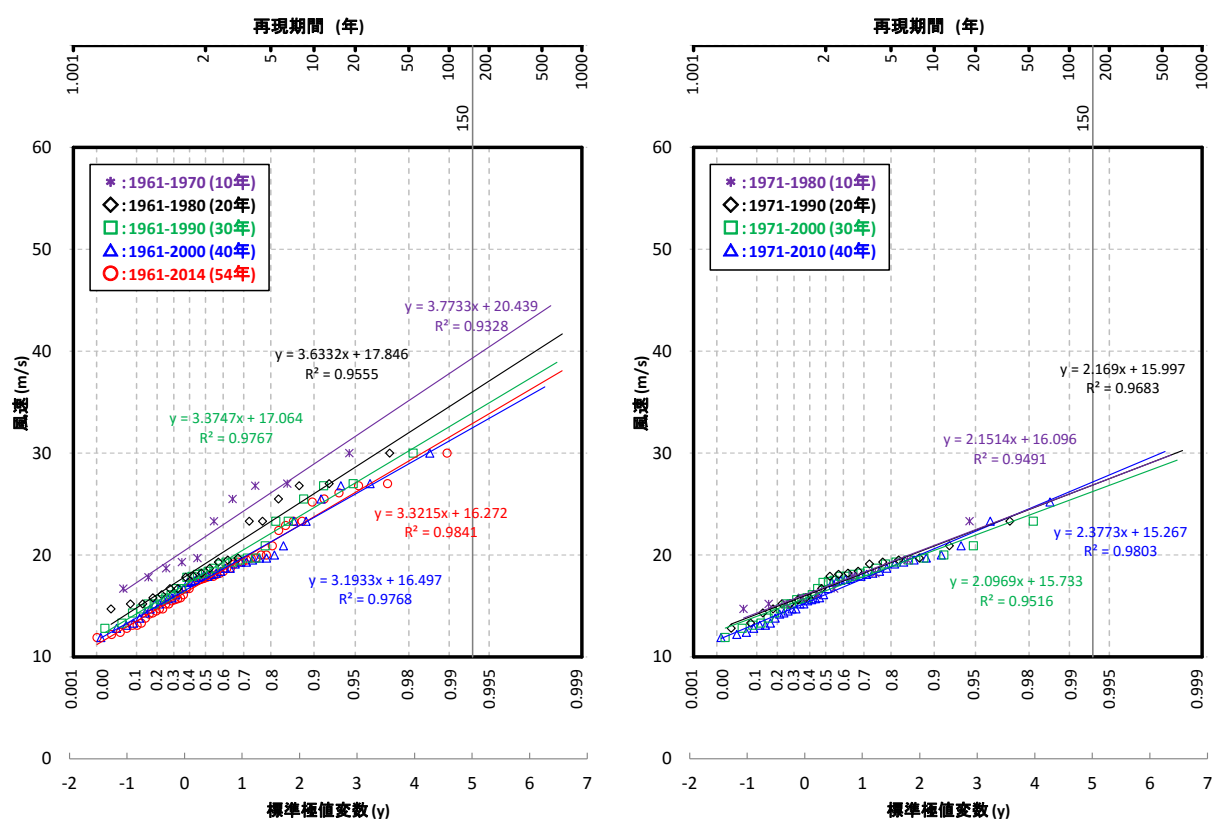


図- 4.3.6 統計対象期間の違いによる二重指数確率の変化

以上より、現地観測記録に既往最大級のデータが含まれているか否かが、再現期待値に影響を及ぼすこととなるため、実際に得られたデータに既往最大級のデータが含まれているかを確認する必要がある。そこで、垂水観測塔および神戸海洋気象台の年最大風速を年別に整理した(図- 4.3.7)。この図より、垂水観測塔で最大級の風が観測された1964年と1965年には神戸海洋気象台でも他の年よりも高い風速が記録^[4.13]されており、近隣気象官署の長期間にわたる観測記録は、限られた期間の現地観測データを極値統計解析する際の記録されたデータの妥当性を判断する材料になると考えられる。

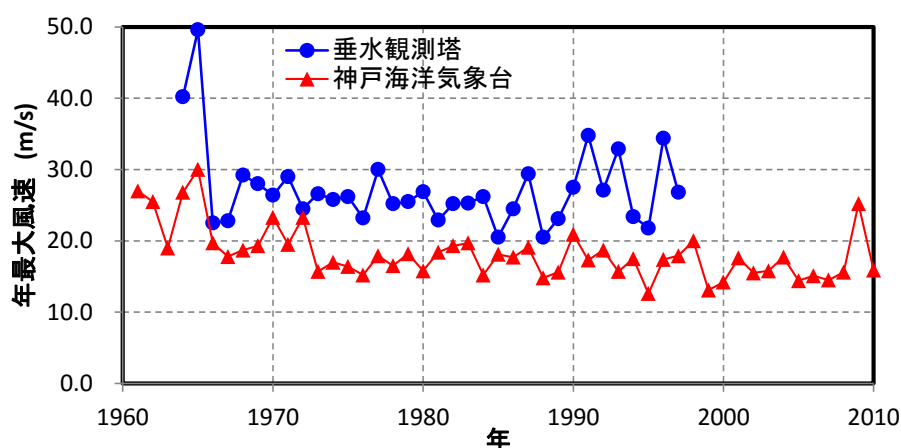


図- 4.3.7 垂水観測塔と神戸海洋気象台の年最大風速の関係

(2) 観測される最大風速と平均風速の関係

気象庁のホームページ^[4.13]には既往最大風速が観測された上位20地点が表- 4.3.4のとおり示されており、このうち現在観測が継続されており、その観測期間内に最大風速が観測されている気象官署のデータを対象として、強風が観測される地域における年最大風速の最大値と観測期間で平均した値の比較を行った(図- 4.3.8)。

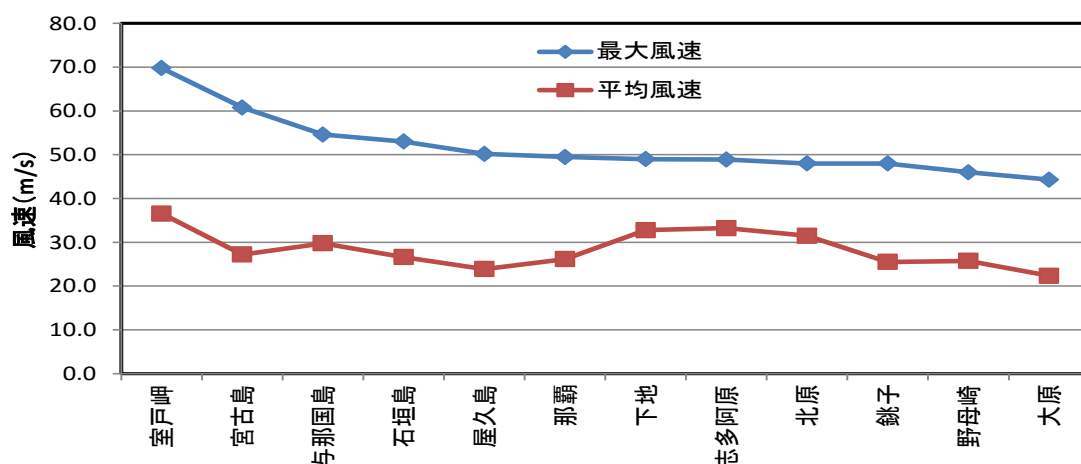


図- 4.3.8 強風発生地域における最大風速と平均風速の関係

表- 4.3.4 気象官署で観測された最大風速の一覧

順位	都道府県	地点	観測値			観測中
			m/s	風向	起日	
1	静岡県	富士山	72.5	西南西	1942年4月5日	
2	高知県	室戸岬	69.8	西南西	1965年9月10日	○
3	沖縄県	宮古島	60.8	北東	1966年9月5日	○
4	長崎県	雲仙岳	60	東南東	1942年8月27日	○
5	滋賀県	伊吹山	56.7	南南東	1961年9月16日	
6	徳島県	剣山	55	南	2001年1月7日	
7	沖縄県	与那国島	54.6	南東	2015年9月28日	○
8	沖縄県	石垣島	53	南東	1977年7月31日	○
9	鹿児島県	屋久島	50.2	東北東	1964年9月24日	○
10	北海道 後志地方	寿都	49.8	南南東	1952年4月15日	○
11	沖縄県	那覇	49.5	東北東	1949年6月20日	○
12	沖縄県	下地	49	北西	2003年9月11日	○
13	沖縄県	志多阿原	48.9	南南東	2010年9月19日	○
14	静岡県	石廊崎	48.8	東	1959年8月14日	○
15	沖縄県	北原	48	北北東	2007年9月14日	○
〃	千葉県	銚子	48	南南東	1948年9月16日	○
17	長崎県	野母崎	46	南東	2006年9月17日	○
18	愛知県	伊良湖	45.4	南	1959年9月26日	○
19	沖縄県	盛山	44.9	南西	2015年8月23日	○
20	沖縄県	大原	44.3	南東	2010年9月19日	○

気象庁ホームページ^[4.13]より引用

これらのデータについて、観測期間と最大風速と平均風速の比率の関係を整理すると、図- 4.3.9 のとおりとなり観測期間が長くなるに従い最大風速と平均風速の比率は大きくなる傾向にあり、最大風速は平均風速の概ね2倍程度となることがわかる。

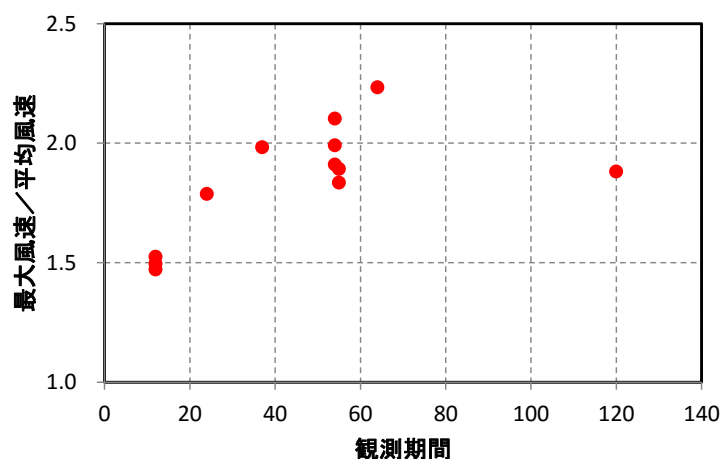


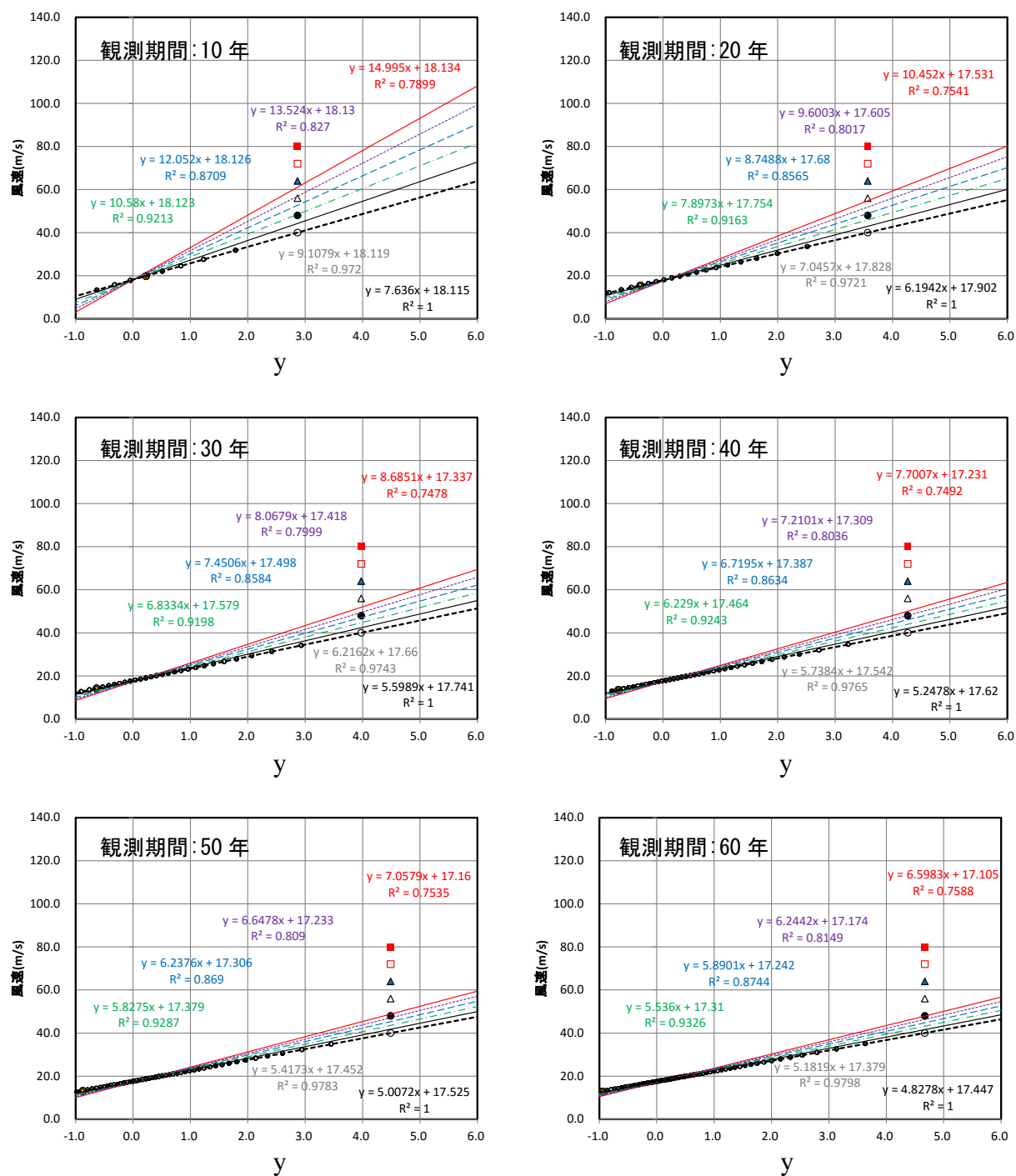
図- 4.3.9 強風発生地域における観測期間と最大風速／平均風速の関係

(3) 観測期間が再現期待値に与える影響

上述の結果を参考に、何年くらいの記録があれば再現期待値が大きく変化しなくなるか把握するため、以下の前提条件による試算を実施した。

- ① 観測される年最大風速は極値Ⅰ型分布に完全に一致する。すなわち、 n 年分の記録が得られた場合、最小風速の確率(P_1)と最大風速の確率(P_n)が機械的に決定されるため、二重指数確率紙にプロットされる2点から求められる回帰直線から目標とする年数の再現期待値が算出できる。標準極値変数の算出方法は基準(2001)と同様に Gringorten の式($P_j = (j - a)/(N + 1 - 2a)$: $a = 0.44$)を使用する。
- ② 期間内に観測される最小風速は 10m/s, 最大風速は $V_{\max}=20\text{m/s}$ または $V_{\max}=40\text{m/s}$ とし、観測期間をパラメータとした回帰直線を求める。
- ③ ②に対し、最大風速のみを 1.2 倍, 1.4 倍, 1.6 倍, 1.8 倍, 2.0 倍とした場合の回帰直線に与える影響を求める。

これらの条件による試算結果を図- 4.3.10 および図- 4.3.11 に示す。観測される最大風速が同じであれば、観測期間が長くなるに従い回帰直線のグラフの傾きは小さくなっており、垂水観測等における試算結果と同様である。また期間内に観測される最大値の影響についても、観測期間が長くなれば回帰直線も収束する傾向にあることを確認した。



$$y = -\ln(-\ln(P(j)))$$

■ : 80m/s, □ : 72m/s, ▲ : 64m/s, △ : 56m/s, ● : 48m/s, ○ : 40m/s

図- 4. 3. 11 観測期間の違いによる近似直線の変化 (Vmax=40m/s)

以上の結果から、各試算条件における観測期間と 150 年再現期待値の関係は図-4.3.12、観測期間と再現期待値の変化率(風速変化率)の関係は図-4.3.13 のとおりとなった。いずれも、設定した最大風速に関係なく観測期間が長くなるに従い収束する傾向を示す。観測期間内に 1 データのみ平均的な風速の 2 倍の強風を観測した場合においても、観測期間 20 年で 10%程度、30 年で 5%程度の変化率となっている。これは、それ以上観測を継続すれば再現期待値が前述の割合で減少することを意味しており、設計上は安全側の評価を与えていると考えられる。したがって、現地における風観測は少なくとも 20 年程度が必要であり、可能であれば 30 年程度とすることが工学的に提案できると考えられる。

ただし、以上の試算は観測されるデータが極値 I 型分布に完全に従うことを前提条件としているため、実際には観測されたデータを処理する際に、処理対象データ数をパラメータとした試算により変化率を比較したうえで判断する必要があると考えられる。

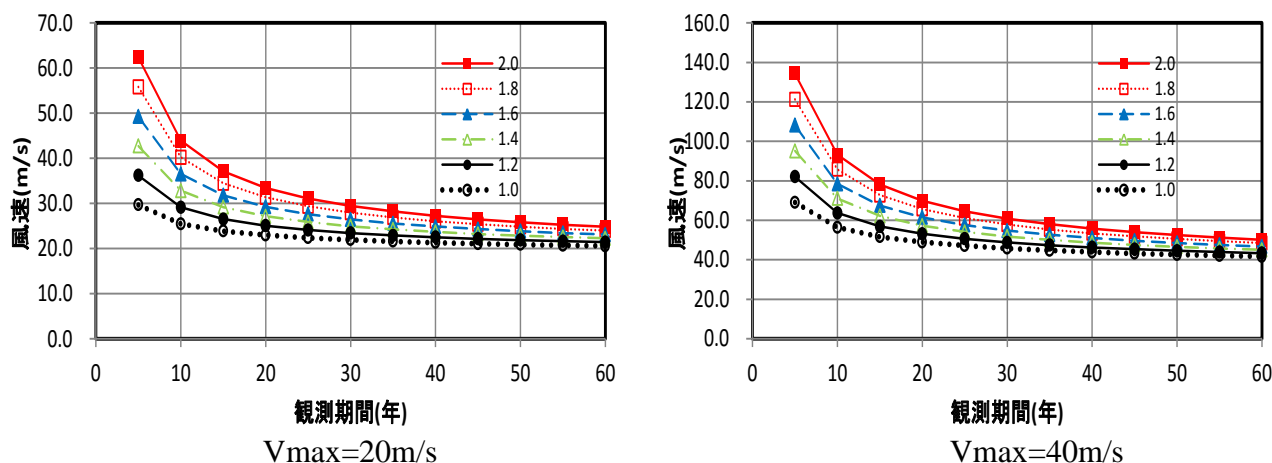


図- 4.3.12 観測期間と 150 年再現期待値の関係

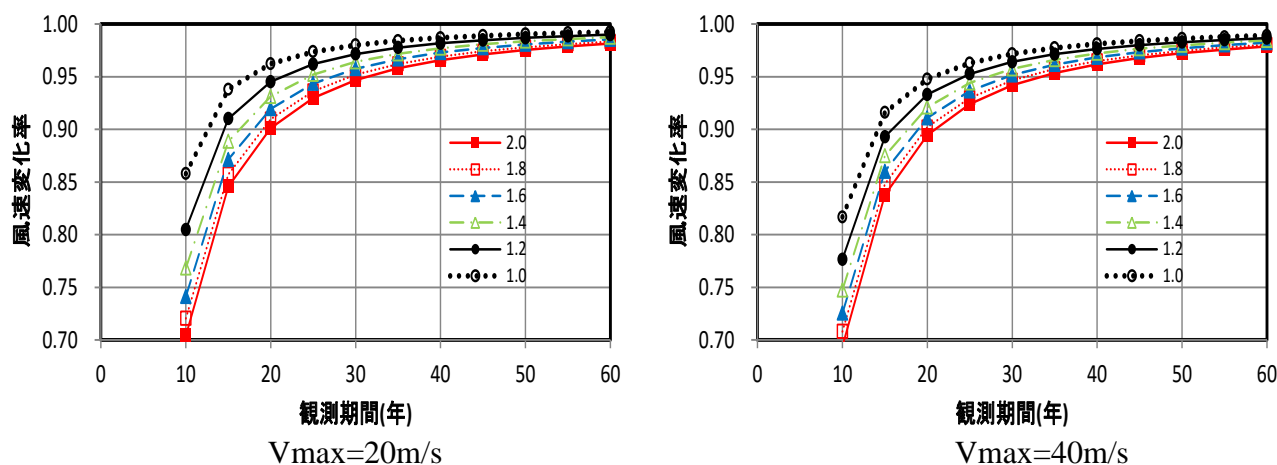


図- 4.3.13 観測期間と風速変化率の関係

4.3.4 まとめ

垂水観測塔および気象官署における風観測結果を分析することにより、以下のことが明らかとなった。

- ① 観測期間内に既往最大級の記録が含まれるか否かで再現期待値が左右される
- ② 既往最大級の記録が含まれるか否かについては、周辺気象官署における長期的な観測記録との比較を行うことで判断できる
- ③ 観測期間による再現期待値の影響を少なくするためには、理想的な観測記録が得られた場合でも最低 20 年は必要である

しかしながら実際には、建設前に 20 年間も現地観測を実施することは困難であると考えられることから、近年のコンピュータ技術の進展により開発されている、台風の発生頻度、規模、進路、発達状況などを確率分布にあてはめて計算を実施する台風シミュレーション手法の適用が有効であると考えられる。台風シミュレーションの適用に関しては、国内では建築物荷重設計指針・同解説^[4.14]において 2004 年版で既に記載されている。

なお、明石海峡大橋を対象とした 5000 年間を対象とした台風シミュレーションの試算例(表- 4.3.5)では、高い精度で必要とする期間の再現期待値が風向別に計算されており、今後の長大橋の耐風設計において非常に有効な手法であると考えられる。

なお台風シミュレーションで得られるのは、平均風速の再現期待値であるため、現地気流の変動特性等を把握するためには、現地観測により確認する必要がある。

表- 4.3.5 風向別の 150 年再現期待値計算例(明石海峡)^[4.15]

風向	計算値	低減率 計算値/南風
N	37.13	0.780
NE	38.52	0.809
E	42.76	0.898
SE	46.14	0.969
S	47.60	1.000
SW	46.39	0.975
W	42.65	0.896
NW	38.48	0.808

4.4 風向別風荷重に関する検討

4.4.1 はじめに

静的設計における風荷重は、基準(1976)が規定された段階から、橋軸方向および橋軸直角方向に対して実施することとされており、風荷重の設定にあたっては構造物の長さの影響や変動風の影響を考慮した補正係数を定めている。特に、変動風の影響については、明石海峡大橋の全橋模型風洞試験をはじめとする一連の検討により、接近流特性の定式化が動的応答に影響を及ぼすことが明らかとなっている。接近流特性については、実橋観測によるその把握が試みられているが、第3章で示したとおり現時点では設計風速の半分程度の風速データしか得られておらず、接近流特性を決定するために十分な検討が進んでいない状況である。

経済的な超長大橋の実現にあたっては、初期投資額に影響を及ぼす死荷重の軽減および維持管理上も有利となる耐風安定性に優れる箱桁の採用が有効である。箱桁の採用に伴い風荷重も大幅に軽減されるため、橋梁全体で風荷重により断面が決定されるのは、主塔基部周辺のみに限定されることとなる。一方、主塔は形状が複雑であり、風向により受風面積が変化するため、風向別の風荷重により設計する必要がある。しかしながら、現状の耐風設計基準では全風向に対する基本風速が設定されており、架橋地点の風向特性によっては風荷重低減の余地が残されている。本節では、主塔の風向別風荷重の影響について検討を行い、より経済的な風荷重の設定方法について述べる。

4.4.2 主塔の設計方法

風向別風荷重が長大橋の主塔設計結果に及ぼす影響を把握するため、過去に実施された主塔模型風洞試験で得られた塔柱受風荷重の計測結果を用いて、橋軸方向および橋軸直角方向の風荷重の解析結果をもとに、斜風時に主塔各部に生じる断面力の推定を行った。座標軸は橋軸方向を X 軸、橋軸直角方向を Y 軸とし、橋軸方向からの偏角を β と定義した (図- 4.4.1)。

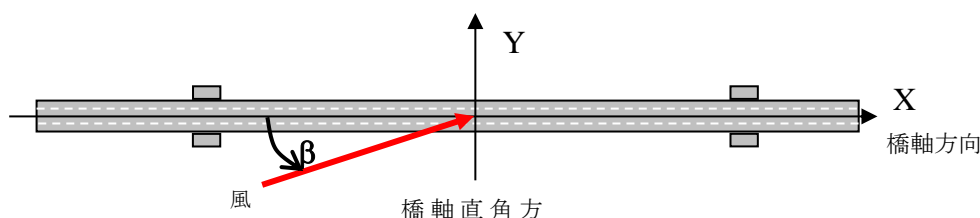


図- 4.4.1 座標軸の定義

(1) 検討対象橋梁

検討対象とした橋梁は、将来明石海峡大橋を超える規模の長大吊橋が必要となることを想定して、図- 4.4.2 に示す中央支間長 2250m の仮想吊橋とした。図- 4.4.3 に示す主塔各部に作用する断面力分布は、橋軸方向風荷重、橋軸直角方向ともに、風荷重により発生する塔基部から道路水平材付近の曲げモーメント(W_{LL} 時および W_{TT} 時)が地震時(L1)の値を上回っており、塔柱断面構成を決定する荷重状態となっている。

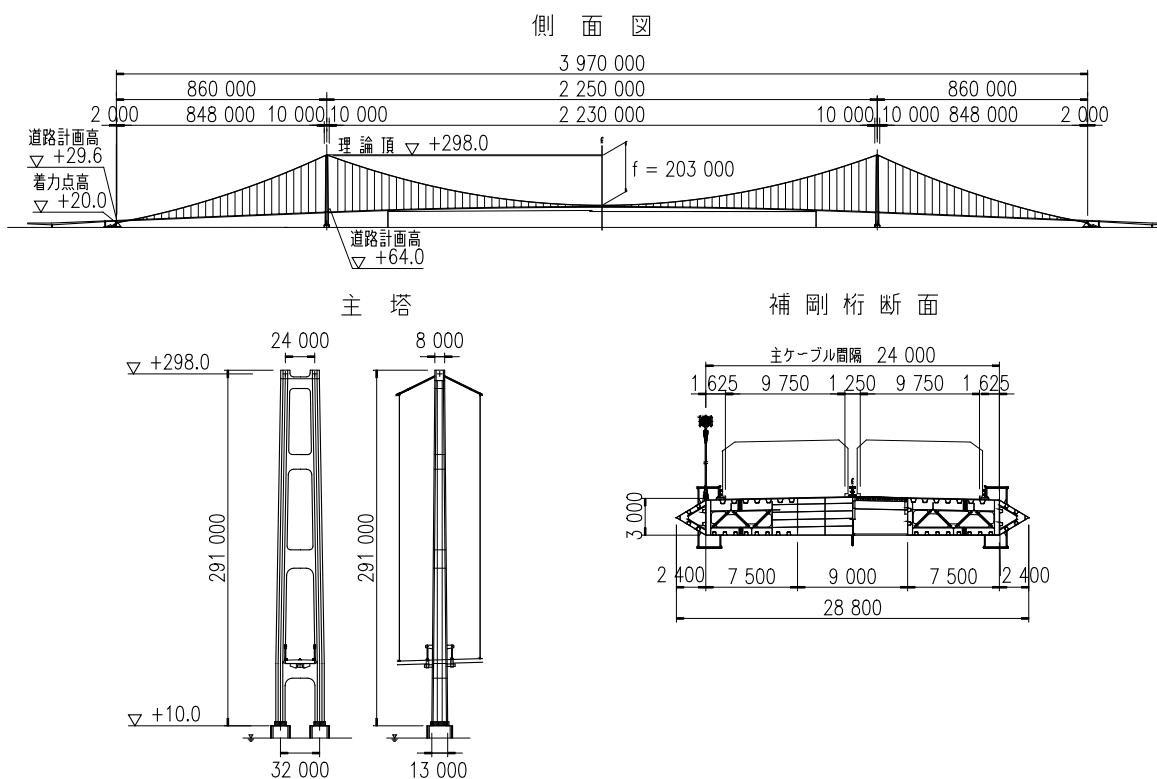


図- 4.4.2 検討対象橋梁

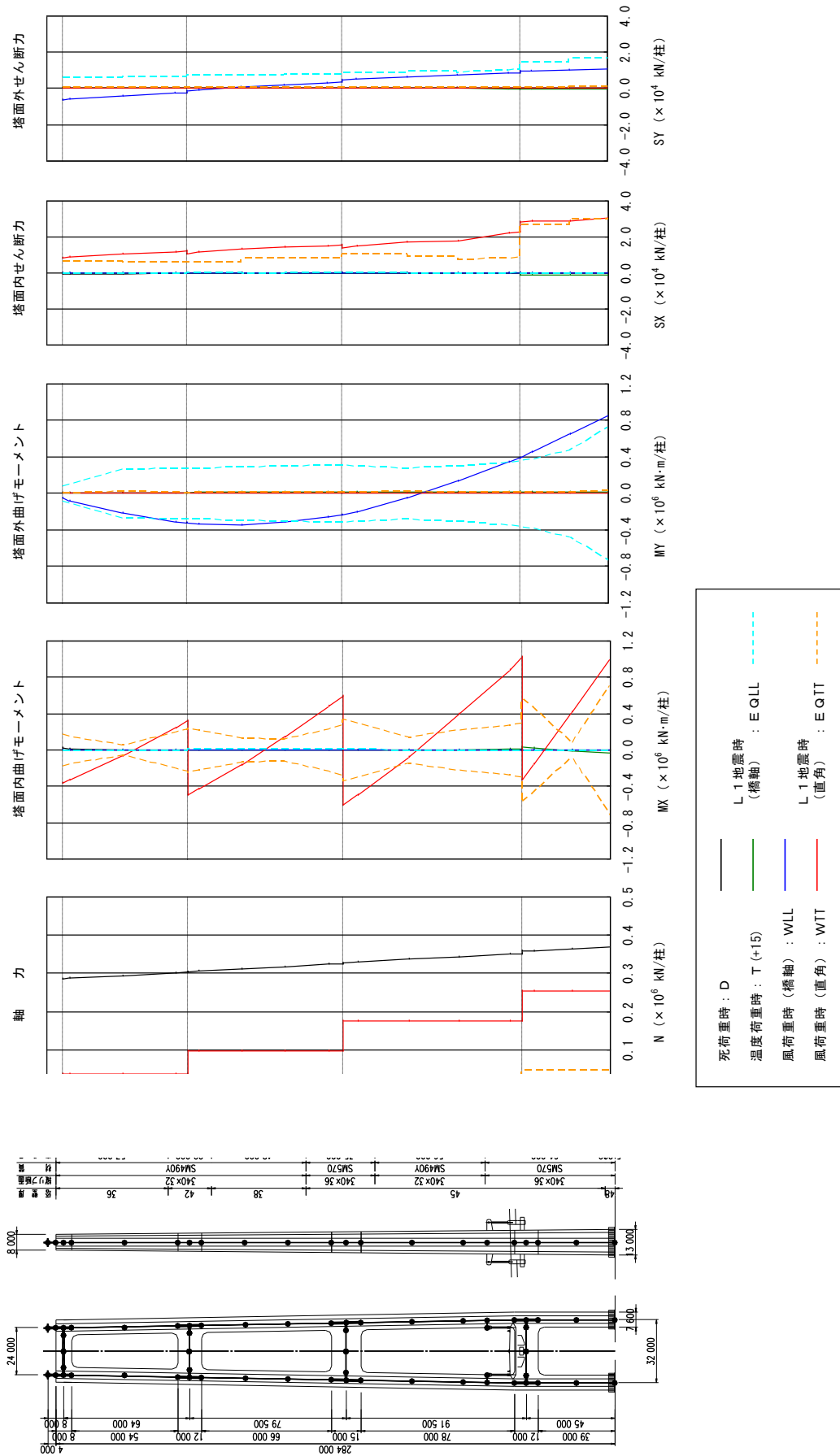


図- 4.4.3 2200m 級吊橋主塔の風荷重載荷時における断面力分布

(2) 風荷重の設定

風荷重は、基準(2001)に従い表-4.4.1に示す抗力係数および表-4.4.2に示す風荷重の補正係数より、部材毎の風荷重を表-4.4.3のとおり設定した。ここで風荷重の補正係数は、ほぼ橋梁規模が同じである明石海峡大橋の値を使用した。

表-4.4.1 抗力係数

	着目方向		備 考
	橋軸方向	橋軸直角方向	
補 剛 桁	0.21	0.7	橋軸直角方向は風洞試験結果 橋軸方向はその30%を設定
主 ケ ー ブ ル	—	0.7	基準(2001)
ハ ン ガ ー	0.7	0.7	基準(2001)
主 塔	1.8	1.8	基準(2001)

表-4.4.2 風荷重補正係数(μ_2 , μ_3)

着目方向 設計対象	補剛桁設計用		主塔設計用	
	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
補 剛 桁	1.25	1.7	1.25	1.4
主 ケ ー ブ ル	—	1.7	—	1.4
ハ ン ガ ー	1.25	1.7	1.25	1.4
主 塔	1.5	1.7	1.5	1.55

表-4.4.3 部材毎の設計風荷重

		Uz (m/s)	橋軸方向				橋軸直角方向			
			$\mu_{2,3}$	C_{D1}	A_{n1}	P_{DLL} (kN/m)	$\mu_{2,3}$	C_{D2}	A_{n2}	P_{DTT} (kN/m)
補剛桁	補 剛 桁	54.9	1.25	0.36	3.47	2.78	1.4	1.2	3.47	10.37
	ハンガー	60.3	1.25	0.7	0.26	0.49	1.4	0.7	0.26	0.55
	計					3.27				10.92
ケーブル	ケーブル	60.3	—	—	—	—	1.4	0.7	1.01	2.12
	ハンガー	60.3	1.25	0.7	0.13	0.24	1.4	0.7	0.13	0.27
	計					0.24				2.39
主塔	塔 柱	60.8	1.5	1.8	7.6	44.8	1.55	1.8	8-13	48.7~79.1
	水 平 材	60.8	1.5	1.8	8-15	47.1~88.3	—	—	—	—

設計風荷重は、(補剛桁 ; /橋), (ケーブル ; /ケーブル), (主塔 ; /柱) の値である。

(3) 風向別風荷重による主塔断面力と応力度

1) 主塔に作用する風荷重

完成時吊橋主塔に作用する風荷重としては、図- 4.4.4 に示すとおり主塔自身の受風荷重と吊構造系（ケーブル、ハンガー）からの反力がある。斜風時にこれらの風荷重の載荷によって生じる主塔基部の断面力について、三角関数による荷重配分を行う概略検討を行った。

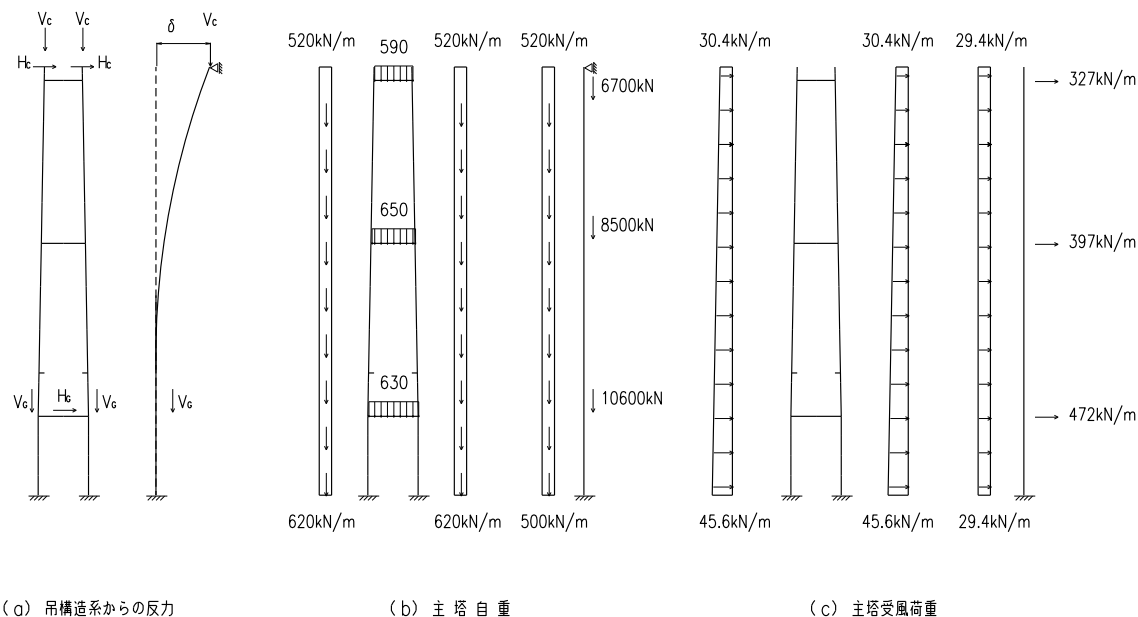


図- 4.4.4 主塔への作用力

2) 主塔基部断面力の算出

橋軸方向および橋軸直角方向の解析結果を用い、塔基部の風向別風荷重による主塔の断面力（軸力 N ，モーメント M ，せん断力 S ）を次式により算出した。

$$F_{TT}(\beta) = F_{TT}(90) \times \sin \beta \quad (\text{式 4.4.1})$$

$$F_{LL}(\beta) = F_{LL}(0) \times \cos \beta \quad (\text{式 4.4.2})$$

ここに、 $F_{TT}(\beta)$ ：斜風(風向 β)作用時の橋軸直角方向の断面力

$F_{LL}(\beta)$ ：斜風(風向 β)作用時の橋軸方向の断面力

$F_{TT}(90)$ ：橋軸直角方向風荷重により生じる断面力

$F_{LL}(0)$ ：橋軸方向風荷重により生じる断面力

である。

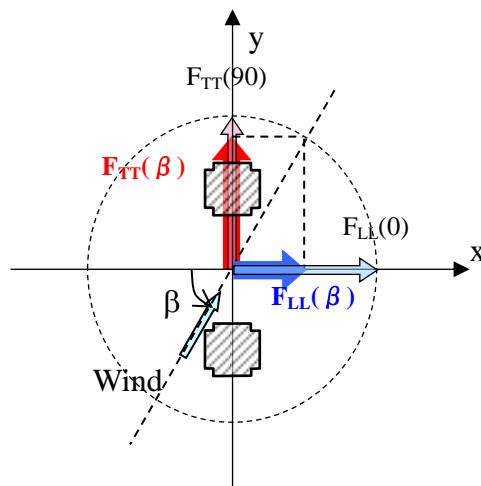


図- 4. 4. 5 風向別風荷重による断面力算出

主塔基部における応力度を図- 4. 4. 6 に示す。最大応力は b 点において $\beta=75\text{deg.}$ 付近で発生しており、ほぼ橋軸直角方向の風荷重により断面が決定されていることが明らかとなった。

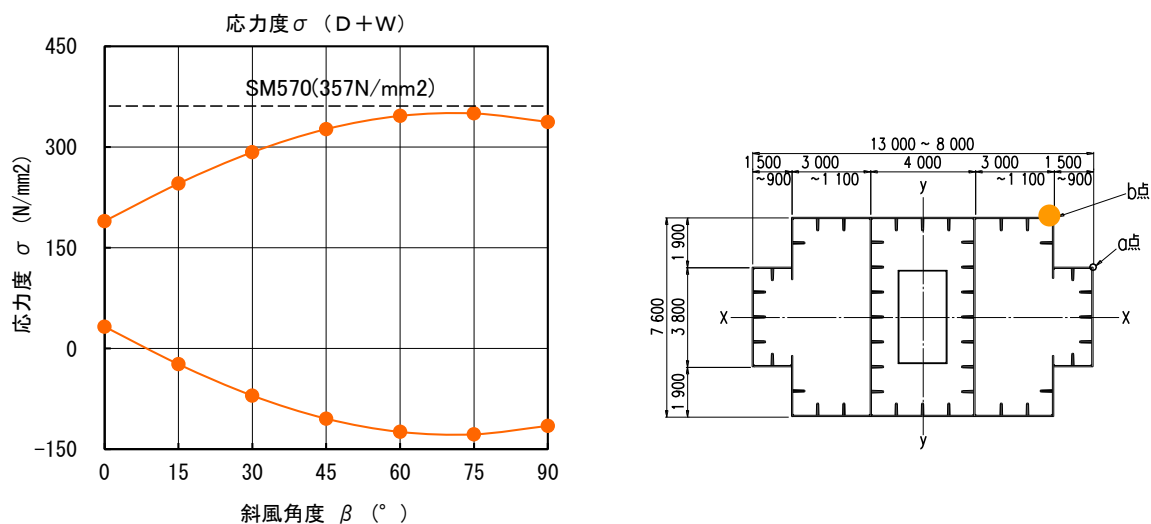
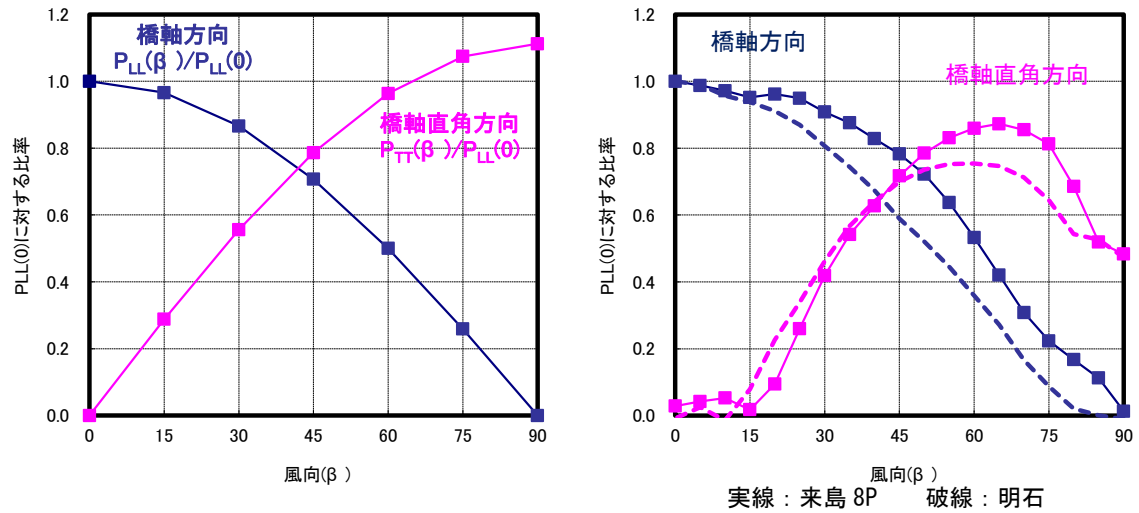


図- 4. 4. 6 風荷重による主塔基部に発生する応力度

ただし、図- 4. 4. 7 の主塔に作用する風荷重の風向別分布(橋軸方向の受風荷重を 1 として無次元化)に示すように、実際に主塔自身が受ける風荷重は、主塔模型風洞試験結果に見られるように橋軸直角方向風荷重作用時には、2 本の塔柱の重なりが生じること等により、単に橋軸直角方向、橋軸方向作用時の風荷重を風向毎に三角関数で分配したものとは異なった傾向を示すものと思われる。



(a) 三角関数で分配

(b) 主塔模型風洞試験結果

図- 4. 4. 7 風向別の主塔受風荷重 ($\beta=0$ の風作用時の橋軸方向受風荷重を基準)

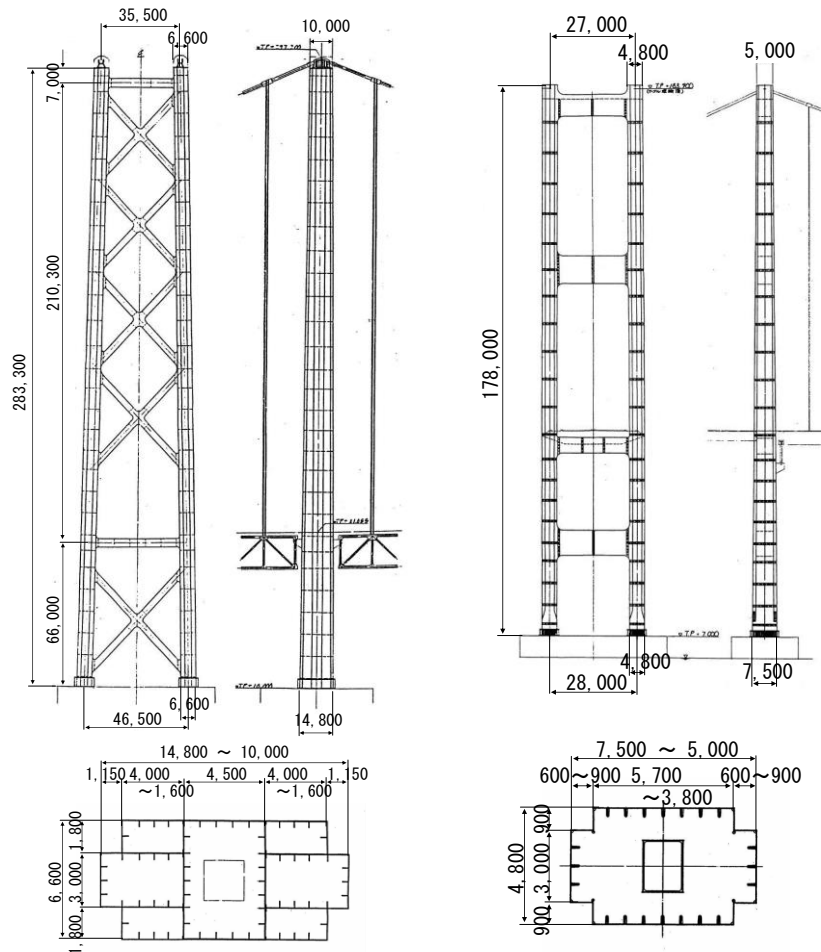
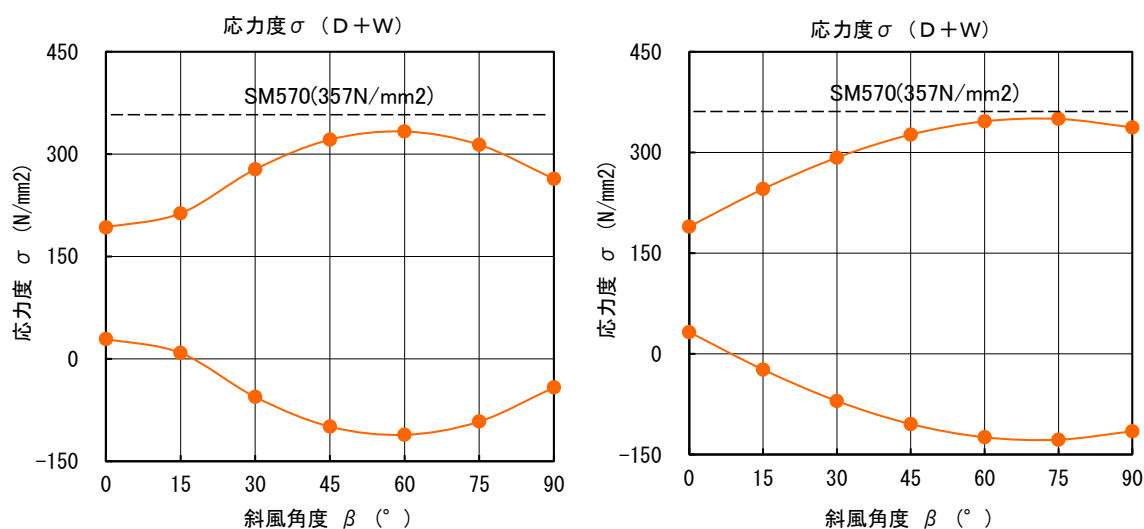


図- 4. 4. 8 来島海峡大橋，明石海峡大橋の主塔形状（主塔模型風洞試験）

3) 主塔基部断面力の算出

吊構造系(ケーブル、桁)からの反力によって生じる斜風時断面力については、三角関数で分配する方法で算出し、主塔自身の受風荷重については、図- 4.4.7 の来島海峡大橋 8P 主塔模型風洞試験で得られた比率で作用するものと仮定して断面力を算出した。主塔基部の断面力および応力度の算出結果を図- 4.4.9 に示す。

塔基部の応力度は、主塔風洞試験結果を用いたことによって橋軸直角方向の風荷重が小さくなったため、三角関数で近似した結果と比べて最大応力度が発生する斜風角度が橋軸方向側に移り $\beta = 60\text{deg.}$ 付近となった。最大応力度が生じる斜風角度 $\beta = 60\text{deg.}$ 付近での主塔基部応力度について、死荷重および風荷重による発生原因別の割合は表- 4.4.4 に示すとおりであり、塔柱自身の受風荷重によるものの割合が最も大きくなる。



(a) 風洞試験結果を使用した試算

(b) 三角関数による試算(再掲)

図- 4.4.9 風荷重による主塔基部に発生する応力度

表- 4.4.4 主塔基部応力度に占める成因別の割合

荷重内訳	(N/mm ²)	
風荷重		
塔柱受風荷重	134.84	40%
ケーブルからの入力荷重	70.65	21%
補剛桁からの入力荷重	16.69	5%
死荷重	111.06	33%
合計	333.24	

ここで、応力度のピークが生じる斜風角度 $\beta = 60\text{deg.}$ と、橋軸直角方向風 ($\beta = 90\text{deg.}$) 作用時における応力度の比率は、 $\beta = 60\text{deg.}$ で生じる応力度を基準すれば、 $1.0 : 0.6$ 程度となる。これを風速の比率に換算すると、 $\sqrt{1.0} : \sqrt{0.6} = 1.0 : 0.8$ となる。すなわち、

架橋地点に風速が0.8となる風向が存在し、その方位が $\beta=60\text{deg.}$ となる風向となった場合は、 $\beta=60\text{deg.}$ でピークを示していた主塔基部応力度が橋軸直角方向($\beta=90\text{deg.}$)の応力度と同程度まで低減できる可能性があることを示している(図-4.4.10)。

なお「建築物荷重指針・解説^[4.14]」では、構造骨組用水平風荷重 W_D を次式で定義しており、既に風向による影響を考慮した設計法が提案されている。

$$W_D = q_H C_D G_D A \quad (\text{式 4.4.3})$$

$$q_H = \frac{1}{2} \rho U_H^2 = \frac{1}{2} \rho (U_0 K_D E_H k_{rw})^2 \quad (\text{式 4.4.4})$$

ここに、 q_H ：速度圧、 C_D ：風力係数、 G_D ：風方向荷重のガスト影響係数、 A ：地表面からの高さ Z における見付面積、 U_H ：設計風速、 U_0 ：基本風速、 K_D ：風向係数、 E_H ：風速の鉛直方向分布係数 E の基準高さ H における値、 k_{rw} ：再現期間換算係数である

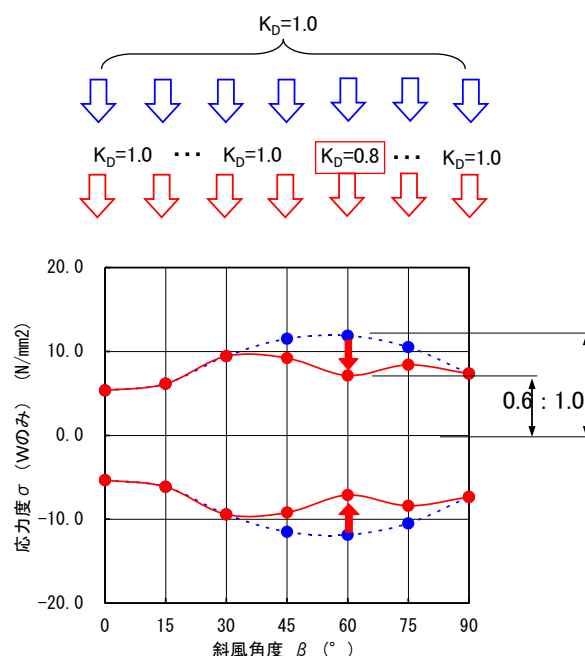


図- 4.4.10 主塔における風向別設計のイメージ

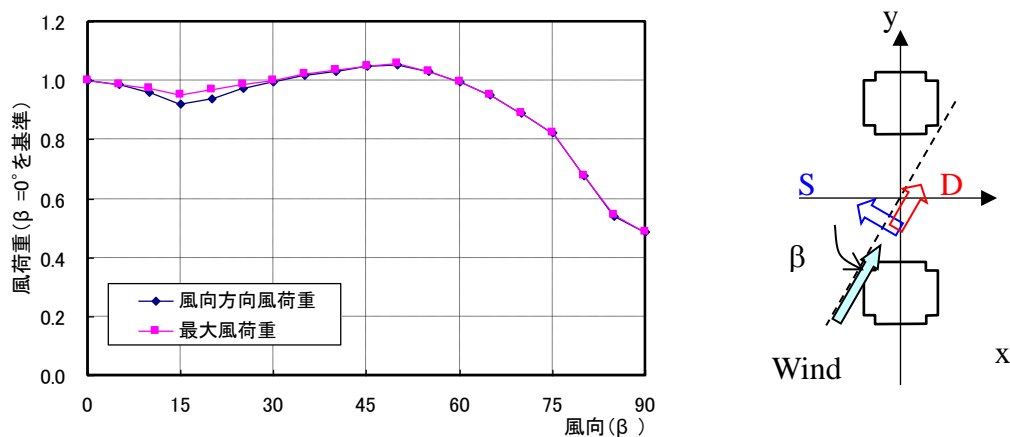
4) 風荷重の実測事例

風向別に風荷重が変化する状況を把握するため、主塔及び補剛桁の風洞試験結果の整理を実施した。

a) 塔柱に作用する風荷重

主塔模型風洞試験による来島海峡大橋8Pに作用する風向別風荷重を図-4.4.11に、に各風向の来島海峡大橋8Pの投影面積を図-4.4.12に示す。塔柱に作用する風荷重は単に投影面積のみによって決まるものではなく、主塔形状や塔柱の隅切り等によっても影響されるため、単純に両者の比較はできないが、投影面積の風向毎の推移を見

ると、風向 $\beta = 75\text{deg}$ 付近で2本の塔柱が重なり始め、 90deg までにかけて投影面積が減少していく傾向が、図-4.4.11の風荷重計測結果にも同様に現れている。なお、塔柱に作用する風向別風荷重の詳細な評価を行うには、個別に主塔模型を用いた風洞試験で計測を行う必要があると考えられる。



(風向方向風荷重 D ，最大風荷重 $\sqrt{D^2 + S^2}$)

図- 4.4.11 主塔に作用する風向別風荷重 (来島 8P 主塔模型風洞試験結果)

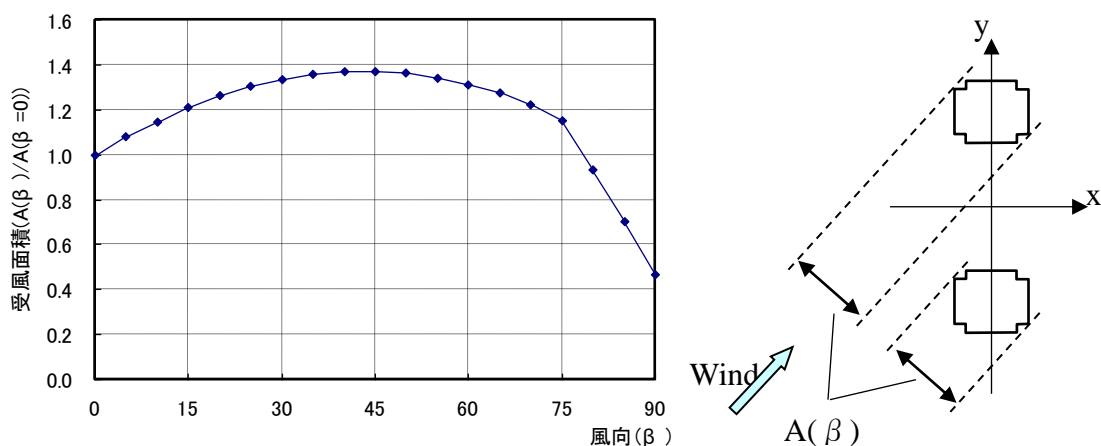


図- 4.4.12 風向別投影面積 (来島海峡大橋 8P を例に概略計算)

b) 補剛桁に作用する風荷重

基準(2001)では橋軸方向の解析で使用する抗力係数は、実測値がない場合は橋軸直角方向の値の30%としている。来島海峡大橋の箱桁では風向を変化させた効力の計測が実施されており、三角関数で求められる効力係数と比較すると図-4.4.13のとおりとなる。箱桁の場合は、実測値とほぼ傾向が同じで安全側の値となっており、補剛桁およびケーブルについては風向別に三角関数で分配する方法は妥当であると考えら

れる。

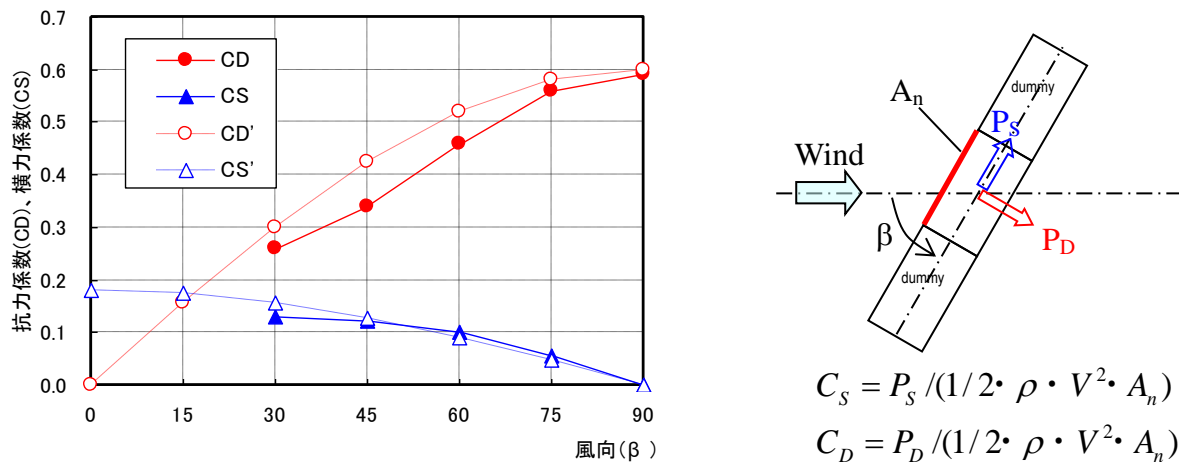


図- 4. 4. 13 箱桁断面の風向別風荷重

5) 風向別風荷重が主塔構造に与える影響

風向別風荷重が主塔構造に与える影響について、明石海峡を対象として実施された台風シミュレーション結果を適用し、塔基部の発生応力を比較した。

(a) 風向別再現期待値の試算結果

明石海峡大橋を対象とした台風シミュレーションによる風向別再現期待値の試算例は表- 4. 3. 5 および図- 4. 4. 14 のとおり、南風が卓越した風向特性を示すことが確認されている。最大値である南風を基準とした風向別の風速低減率は北風時に最小となり約 80%程度と算出されている。また、風荷重は風速の 2 乗に比例することから、風速の低減率を 2 乗した値を風荷重の低減率として、グラフにプロットした。

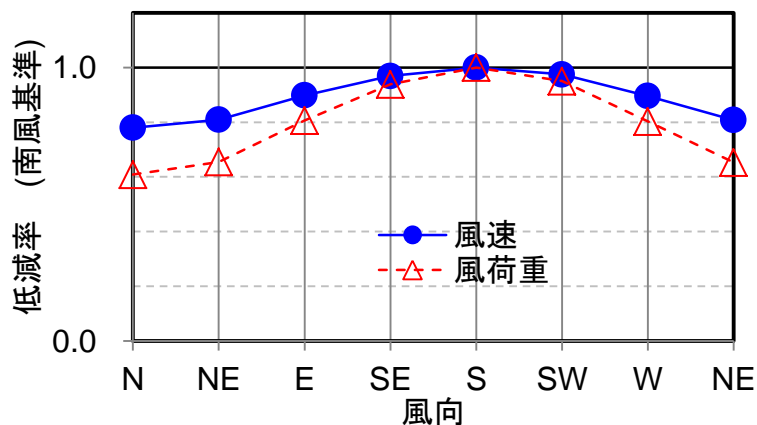


図- 4. 4. 14 風向別低減率のグラフ

(b) 風向別風荷重の影響

風の風向特性と構造物の方向の関係は特定できないことから、図- 4. 4. 15 に示す 3

ケースを想定して、上述の検討で使用した 2200m 級吊橋における主塔基部の風荷重による発生応力を計算した。

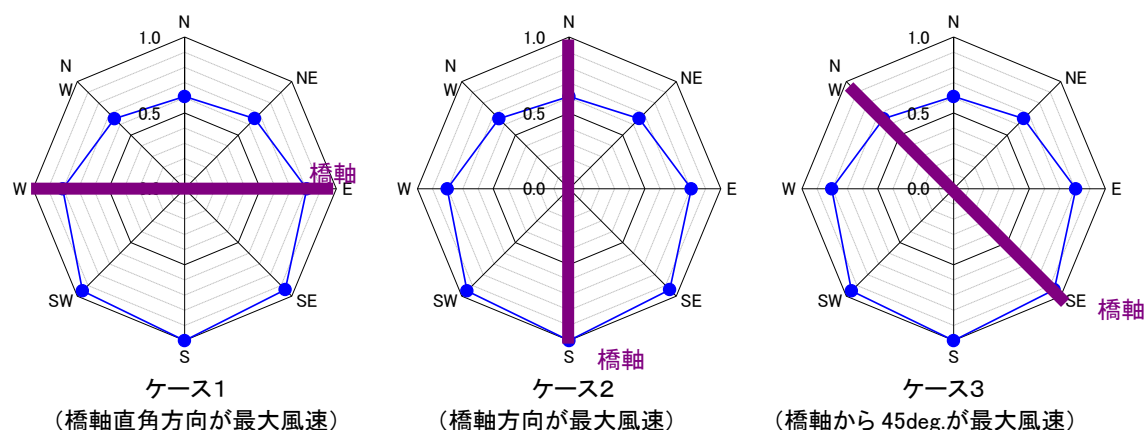


図- 4. 4. 15 試算ケース毎の風向と橋軸方向の関係

それぞれのケースの検討結果は、図- 4. 4. 16 から図- 4. 4. 18 に示すとおりである。

表- 4. 4. 4 で示したとおり、主塔基部の発生応力に占める風荷重の割合は 40%程度であり、風速の低減率に伴った主塔基部の応力度低減にはつながっていないが、風向別の設計風速を設定することにより主塔基部で発生する応力度は数%程度低減される可能性があることが明らかとなった。

なお、ケース 3 については、図- 4. 4. 18 に示すとおり橋軸直角方向の風速があまり低減されない風向(SW)と、大きく低減される風向(NE)が考えられ、前者は風向を考慮しない場合とほとんど変わらない計算結果を与えるのに対して、後者は主塔基部応力が 8 割程度まで低減しており、現地の風向特性が大きく影響を及ぼすことを示している。このことから、台風シミュレーション結果により風向別再現期待値を算出した後、現地地形条件を考慮した架橋位置の風向特性を算出することが経済的な設計につながるものと考えられる。なお、地形条件を考慮した架橋位置の風向特性の算出方法としては、地形模型風洞試験のほか近年開発が進んでいる数値流体解析により実施することが考えられる。

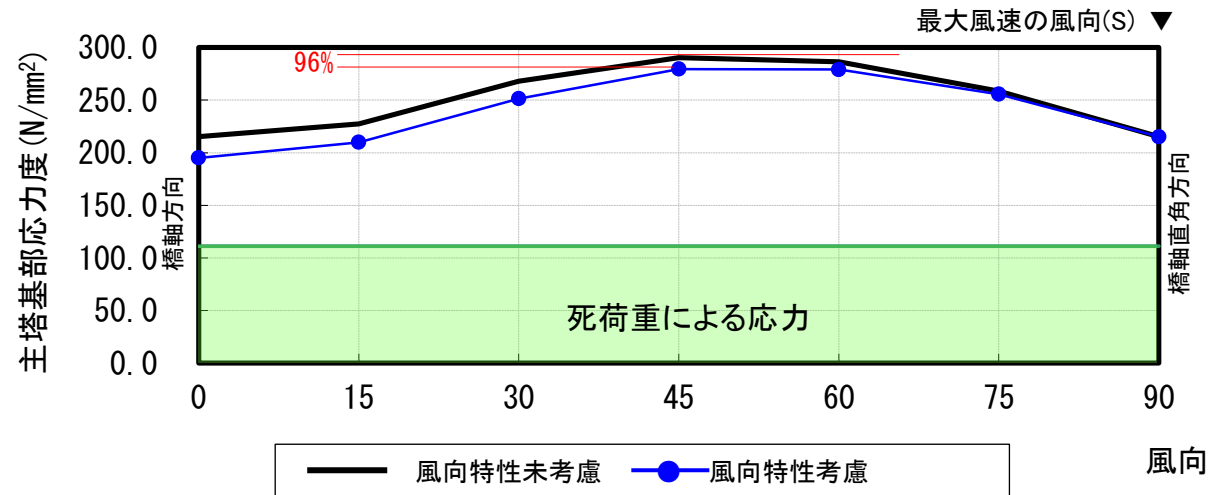


図- 4.4.16 風向別発生応力度(ケース 1)

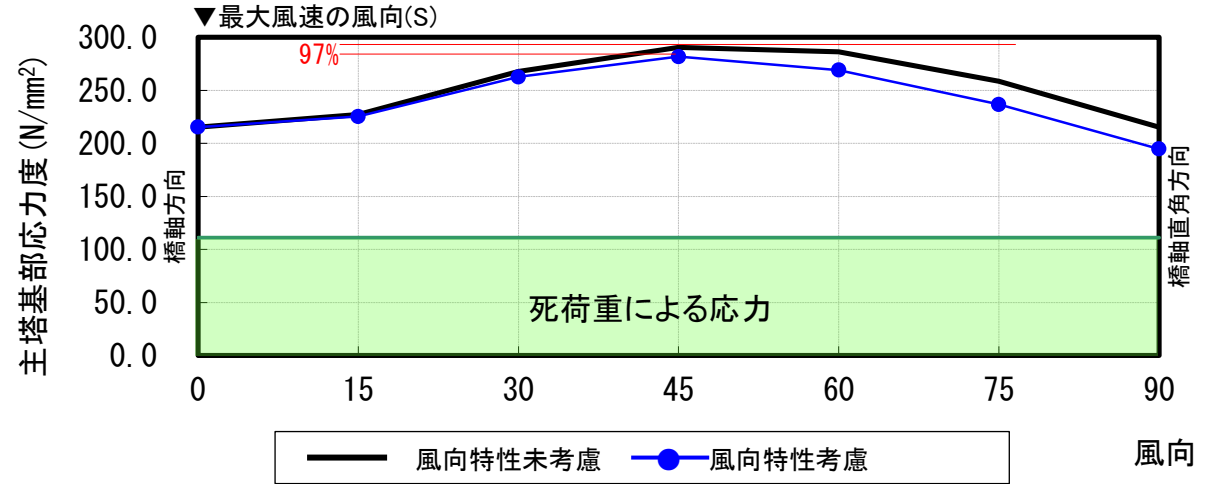


図- 4.4.17 風向別発生応力度(ケース 2)

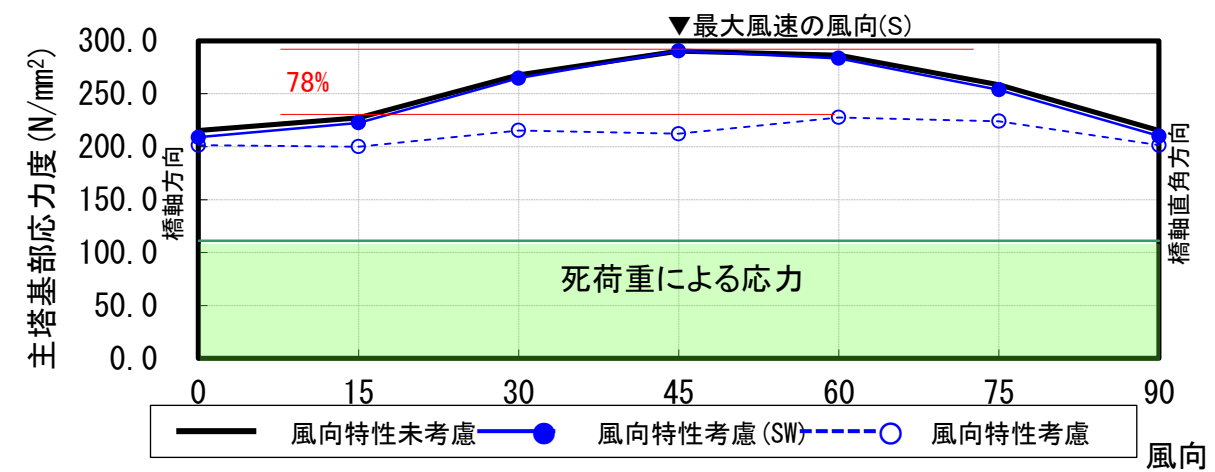


図- 4.4.18 風向別発生応力度(ケース 3)

4.4.3 まとめ

台風シミュレーションを実施することにより風向別の再現期待値が得られることを考慮し、風荷重が支配的となる主塔の設計に風向別風荷重の概念を導入した検討を実施した。その結果、以下のことが明らかとなった

- ① 一般的な吊橋主塔においては、橋軸直角方向から偏角を持った風向の風荷重が支配的となる
 - ② 荷重が支配的となる風向は、2本の塔柱が重ならず、各塔柱の投影面積が大きくなる場合である
 - ③ 台風シミュレーションから計算される風向別再現期待値が小さくなる風向に上記風向に一致すれば、主塔の設計条件が緩和され経済的な構造が実現できる
- また、吊橋完成状態における主塔の渦励振対策に関しても、渦励振発生のある風向、風速域の発生確率を求めることができるため、より安全性の高い制振対策の選定につながる事が考えられる。

ただし、長大橋の基礎位置は、現地地盤条件、施工条件により決定されるため、必ずしも理想的な配置ができない可能性がある。

これを解決するアイデアとしては、複数のコンクリートを充填鋼管(Concrete Filled Tube:CFT)から構成される主塔構造(図- 4.4.19)の採用が考えられる。鋼管の配置を風荷重上有利な配置とすることにより経済的に主塔を設計できるものと考えられる。

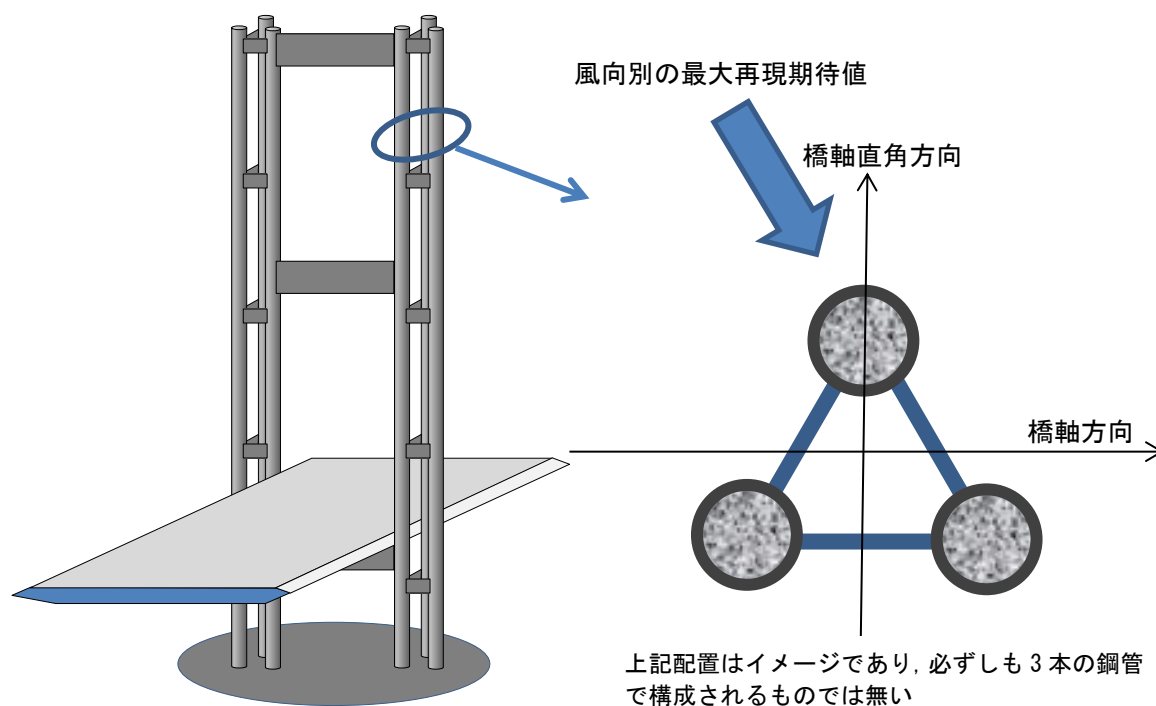


図- 4.4.19 CFT 主塔の適用イメージ

4.5 まとめ

第4章では、経済的に長大橋を実現するための耐風設計手法に着目した検討を実施した。

4.2 では、門崎高架橋を対象として橋梁完成後に明らかとなった知見を適用し耐風安定性の再評価を行うことにより、建設時に設置した耐風安定化部材を半減させ、今後の維持管理費用を大幅に軽減させることを明らかとし、維持管理も考慮した耐風安定化部材の選定が重要であることを示した。

4.3 では、設計基本風速の設定法に着目し、現地観測と周辺気象官署のデータ分析等を行い、現地観測により再現期待値を設定する際は少なくとも20年以上の観測が必要であることを示した。

4.4 では、風荷重が設計上支配的となっている主塔に着目し、風向別風荷重の導入についての検討を実施し、主塔基部に発生する応力低減できることを示した。

以上のように、耐風設計においてもライフサイクルコスト縮減の概念を適用することが重要であり、それにより将来の長大橋において、より経済的で合理的な構造が実現可能となると考えられる。

第4章参考文献

- [4.1] 大島久, 宮下力, 大橋治一: 門崎高架橋の風洞試験, 本四技報, No.22, pp14-21, 1982.10
- [4.2] 吉田修: 門崎高架橋の振動実験および風による振動計測, 本四技報, No.36, pp.61-66, 1985.12
- [4.3] 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, 2007.12
- [4.4] 楠原栄樹: 門崎高架橋(3 径間部)の耐風安定性の再評価, 本四技報, Vol.26, No.99, pp.13-17, 2002.9
- [4.5] 楠原栄樹, 遠山直樹: 門崎高架橋(4 径間部)の耐風安定性の再評価, 本四技報, Vol.27, No.101, pp.2-7, 2003.9
- [4.6] Toshio Miyata, Hitoshi Yamada, Koichi Yokoyama, Tomoki Kanazaki, Takaaki Iijima and Masaaki Tatsumi: *Construction of Boundary Layer Wind Tunnel for Long-span Bridges*, 8th International Conference On Wind Engineering, Ontario, Canada, July 8~12, 1991
- [4.7] 山崎裕大, 杉本高志, 遠山直樹: PIV(粒子画像流速測定法)による流れ計測, IIC REVIEW, No.31, pp.40-46, 2004.4.
- [4.8] 楠原栄樹, 福永勸, 遠山直樹: 門崎高架橋耐風安定性の再検証, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.608-615, 2010.3
- [4.9] 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報告集, 第454号, pp.29-38, 1993.12
- [4.10] 吉田好孝, 藤野陽三, 時田秀往, 本田明弘: 東京湾アクアライン橋梁部鋼箱桁に発現した渦励振とその特性, 土木学会論文集, No.633/I-49, pp.103-117, 1999.10
- [4.11] 吉田好孝, 藤野陽三, 佐藤弘史, 時田秀往, 三浦章三郎: 東京湾アクアライン橋梁部鋼箱桁に発現した渦励振の振動制御, 土木学会論文集, No.633/I-49, pp.119-134, 1999.10
- [4.12] R.C. Battista, M.S. Pfeil: *Reduction of vortex-induced oscillations of Rio-Niterói Bridge by dynamic control devices*, JWEIA No.84, pp.273-288, 2000
- [4.13] 国土交通省気象庁: 過去の気象データ検索ホームページ,
<http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php>
- [4.14] 社団法人日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説(2004) 第6章風荷重, pp.18, 2004.9
- [4.15] 本四高速 海峡横断道路耐風委員会: 海峡横断道路耐風委員会報告書(平成15年度~平成19年度), pp.110, 2008.3

第5章 結論と今後の課題

5.1 結論

我が国の長大橋建設技術は、世界最高水準の技術であるといっても過言ではないが、未だ不明な事象も数多く残されており、それらを解明し、長大橋の技術を高度化していくことが、明石海峡大橋を超える規模の長大橋プロジェクト実現において有効であると考えられる。そこで本研究では、一部の未解明な現象の解明を目的として本州四国連絡橋における実橋観測結果の分析を行うとともに、今後の長大橋を経済的に実現するための耐風設計手法の提案を行った。本研究で得られた結論を以下に述べる。

第2章では、本州四国連絡橋の段階的な建設と並行して順次改訂が進められてきた耐風設計基準類の変遷を整理するとともに、本四三ルートが概成した時点における日本の耐風設計の集大成としてとりまとめられた「本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)」における各条文の考え方と残されている課題を整理した。また、この残されている課題の解決を目的として、主要な本州四国連絡橋に設置されている動態観測設備の位置づけを示した。

第3章では、本州四国連絡橋の実橋挙動に着目し、明石海峡大橋の動態観測データを含む実橋振動試験結果の分析により、第2章で示した設計上の仮定を検証するための試みを実施した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- ① 強風時における実橋挙動は、設計での想定よりもやや小さめの値が記録されており、静的設計手法が妥当性であることを示した
- ② 供用後10年間で得られた強風データを分析し、現地の気流特性は基準(2001)に規定する気流特性の提案式で概ね表現可能であり、これまでの仮定が妥当であることを示した
- ③ 自然風が短時間に大きな風速変動を示す事例が確認されており、風荷重による変形状況の評価において、風速の平均化時間をこれまでの10分(600秒)から2分(120秒)から3分(180秒)とすることでガスト応答解析結果と一致することを示した
- ④ 実測値と解析値のねじり振動特性が整合しない事象について、部材剛性をパラメータとした解析を実施し、解析モデル作成時の留意点を示した

第4章では、耐風設計面における経済化の可能性を探ることを目的として、門崎高架橋耐風安定化部材の再評価、基本風速設定方法および主塔設計への風向別風荷重適用の可能性について検討を実施した。

門崎高架橋については、建設時点における知見では最善であった設計結果も、その後の知見により再評価することにより合理化が可能であり、この検討により当初設置した耐風安定化部材の半数は撤去可能であることが明らかとなり、大幅なコスト縮減が実現できることを示した。この様に、過去の検討結果にとらわれることなく、設計の再評価を行うことは、多くの社会資本を抱え維持管理時代を迎える我が国において非常に重要であると考えられる。

また、耐風設計を実施する上で必要となる基本風速設定法に対する検討を実施し、周辺気象官署データも活用した現地観測期間としては、少なくとも20年は継続する必要があることを示した。

さらに、風向別風荷重が主塔基部応力度に与える影響についての検討を実施し、台風シミュレーションにより風向別の再現期待値によって、将来の吊橋主塔の設計においてコスト縮減の可能性があることを示した。

5.2 今後の課題

本論文で示した検討内容以外にも、未解明な事象がまだ多く残されており、実橋挙動の分析等による課題の解明が必要である。特に第3章で示した明石海峡大橋での観測風速は設計風速の半分程度の値(風荷重換算で1/4)であり、より高い風速データにより検証を行うことが必要である。以下に、本論文において検討した結果に関する今後の課題を示す。

5.2.1 耐風設計におけるライフサイクルコストの縮減

長大橋の実現において耐風安定性の確保は最も重要な課題の一つとして挙げられるが、長大橋の維持管理期間は長期にわたり、建設費に占める耐風安定化対策の初期費用は僅かであっても、多くの維持管理費用が必要となる対応は避けるよう、設計段階よりライフサイクルコストが増大しない配慮が必要である。これについては第4章で、検討段階で選定した耐風安定化対策が必ずしも全て必要でない可能性があることを示した。さらに、本州四国連絡橋において、以下の検討が実施されていることから、今後の耐風設計においてはライフサイクルコスト縮減の概念を取り入れる必要があると考えられる。

- ① 明石海峡大橋の主塔制振対策について、最新の解析手法等を用いた検討の実施による制振対策の維持管理レベルの緩和^[5.1]

- ② 大鳴門橋のセンタースタビライザについて、耐風安定性に影響を及ぼさない部材のフラッター解析による抽出^[5.2]
- ③ 瀬戸大橋の吊橋における中央分離帯部分の開口について、耐風安定性に影響を及ぼさない範囲の検討(本論文執筆時点において実施中)

5.2.2 新たな空力振動現象への対応

本州四国連絡橋では耐風安定性に対する十分な検討の結果、桁や主塔において建設段階において想定していない空力振動の発生は、第3章で示した動態観測の分析結果からも確認されていないが、ケーブル構造において以下の空力振動の発生が確認され、必要に応じた対策は実施されている。特に維持管理性に優れるポリエチレン被覆されたケーブルは、断面が滑らかな円形となることから、空力振動が発生しやすくなっているため注意が必要となっている。

- ① 明石海峡大橋ハンガーロープの空力振動^[5.3]
- ② ケーブル送気乾燥システム用送気管の空力振動^[5.4]
- ③ 斜張橋並列ケーブルの空力振動^[5.5]
- ④ 多々羅大橋ケーブルの空力振動^[5.6]

また、Dry-state galloping に関しては、その発生原因に関する研究^{[5.7],[5.8]}が進められており、本州四国連絡橋においても発生の可能性がある場合は、最新の知見に基づく対応が必要である。

第5章参考文献

- [5.1] Masahiro Takeguchi, Chihiro Kawato, Susumu Fukunaga : *Evaluation of Vibration Control Devices for the Akashi-Kaikyo Bridge Main Towers*, 8th International Cable Supported Bridge Operators Conference, 2013.6
- [5.2] 福永勸, 角和夫, 竹口昌弘, 遠藤和男 : 大鳴門橋のフラッター解析による耐風性再評価, 本四技報 Vol.36, No.117, pp.3-7, 2011.9
- [5.3] 竹口昌弘 : 明石海峡大橋のハンガーロープ制振対策, 本四技報 Vol.24, No.93, pp.18-25, 2000.4
- [5.4] 楠原栄樹, 横井芳輝 : 明石海峡大橋イルミネーションケーブルの振動計測(中間報告), 本四技報 Vol.33, No.111, pp.2-5, 2008.9
- [5.5] 楠原栄樹, 秦健作, 遠山直樹, 花井拓 : 斜張橋並列ケーブルの制振対策検討, 本四技報 Vol.29, No.105, pp.2-7, 2005.9
- [5.6] 楠原栄樹, 角和夫, 竹口昌弘 : 多々羅大橋ケーブルの空力振動に関する現地観測結果, 第21回風工学シンポジウム, pp.381-386, 2010.12
- [5.7] M. Matsumoto, T. Yagi, H. Hatsuda, T. Shima, and M. Tanaka: *Sensitivity of Dry-state Galloping of cable stayed bridges to Scruton number*, Proceedings of the Seventh International Symposium on Cable Dynamics, 2007
- [5.8] 勝地弘, 山田均, 佐々木栄一, 稲森健太, 加賀祥太 : 実インデント被覆ケーブル模型を用いたドライギャロッピングの検討, 第21回風工学シンポジウム論文集, pp. 387-392, 2010.12

謝 辞

本論文をとりまとめるにあたり、暖かい御指導と御助言をいただきました横浜国立大学 勝地弘教授に心より感謝いたします。また、論文審査の過程において貴重な御意見をいただきました横浜国立大学 藤野陽三教授，山田均教授，椿龍哉教授，西尾真由子准教授に感謝申し上げます。

本論文は、著者が本州四国連絡高速道路株式会社 長大橋技術センター在籍時に担当した内容（一部，民営化前の本州四国連絡橋公団時代の内容を含む）が基本となっており，本論文の内容についての執筆を認めていただいた会社に感謝いたします。

検討内容の一部については，本州四国連絡橋耐風検討会において，松本勝京都大学名誉教授，横山功一茨城大学名誉教授，久保喜延九州工業大学名誉教授，藤野陽三横浜国立大学教授，佐藤弘史博士（現 IHI インフラシステム技術顧問），山田均横浜国立大学教授，白土博通京都大学教授，石原孟東京大学教授，勝地弘横浜国立大学教授，木村吉郎東京理科大学教授より多くの御意見をいただきましたことに感謝の意を表します。

第3章および第4章における構造解析にあたっては，株式会社総合技術コンサルタント 宮花邦宏氏，渡邊裕規氏に協力いただいたことに感謝の意を表します。

本論文の作成には多くの時間を要してしまいましたが，その間に何度も挫折しそうになりました。その都度，モチベーションを維持することができたのは，暖かい家族（妻：千恵，長女：瑞貴，長男：達樹）の存在が大きかったことを最後に記して，感謝の意を表します。

【参考資料-1】本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)

「基準(2001)」の条文を以下に示す。

1. 総則

1. 1 適用の範囲

本耐風設計基準は、明石海峡大橋、多々羅大橋、来島海峡大橋等の長大橋梁の耐風設計に適用する。

1. 2 用語と記号

1. 2. 1 用語

この基準で用いる用語は次の定義による。

(a) 風速に関するもの

(1) 基本風速

耐風設計の基本とする風速であって、架設地点の海面上 10m の高度における 10 分間平均風速で表す。

(2) 設計基準風速

設計風荷重の算定、および耐風安定性の検証の基準として用いる風速であって、基本風速に構造物の高度による補正係数を乗じて求める。

(3) 限界風速

発散振動が発生する最低の風速をいう。

(4) 照査風速

構造物の風による発散振動に対する照査のために用いる風速である。限界風速が照査風速を上回る場合は安全と判定される。

(b) 風荷重、空気力に関するもの

(1) 設計風荷重

設計基準風速から、風荷重補正係数を用いて算定される橋軸方向または橋軸直角水平方向に作用する空気力(抗力成分)をいう。

(2) 定常空気力

物体に作用する空気力の時間的平均成分をいう。

(3) 変動空気力

物体に作用する空気力のうち、風の乱れにより時間的に変動する空気力をいう。

(4) 非定常空気力

運動している物体に作用する空気力のうち、運動に伴って時間的に変動する空気力をいう。

(c) 風の特性に関するもの

(1) 風向

風の吹いてくる水平面内の方向をいう。

(2) 偏角

風の水平面内の入射角で、橋軸直角方向となす角をいう。

(3) 風の傾斜角

水平方向を基準として風の吹いてくる鉛直面内の角度をいう。吹き上げを正とする。

(4) 迎角

橋軸に直角な鉛直断面における橋桁の基準軸と風のなす角度をいう。橋桁が水平な場合は風の傾斜角と等しいが、橋桁が片勾配を持ったり静的にねじられた場合、迎角と風の傾斜角は異なってくる。吹き上げを正とする。

(5) 一様流

風速が時間的・空間的に変化しない気流をいう。設計・照査に用いる風の状態の 1 つである。

- (6) 乱流
風速が時間的・空間的に変動する気流をいう。
- (d) 橋の構造に関するもの
- (1) 構造減衰
無風時における構造物の振動の減衰性能をいう。対数減数率で表す。
- (2) 基準海面
構造物の高度の算定上の基準とする高さで、東京湾中等潮位(T.P.)を0mとする。

1. 2. 2 記号

この要領で用いる記号は次の定義による。

- (1) $\overline{U}, \overline{V}, \overline{W}$ それぞれ平均風速の主流方向成分，水平方向成分，鉛直方向成分
- (2) u, v, w それぞれ変動風速の主流方向成分，水平方向成分，鉛直方向成分
- (3) β 風の偏角
- (4) \overline{U}_{10} 基本風速
- (5) \overline{U}_Z 設計基準風速
- (6) P_d 設計風荷重
- (7) ρ 空気密度
- (8) C_D 抗力係数
- (9) A_n 投影面積
- (10) μ_1 構造物の高度による設計基準風速の補正係数
- (11) μ_2 ケーブル・吊材・吊構造部に作用する風荷重の補正係数
- (12) μ_3 塔に作用する風荷重の補正係数
- (13) μ_F 発散振動の照査に用いる風速の補正係数

2. 耐風設計の手順

耐風設計は次の手順によって行うものとする。なお、中規模で実績がある構造形式の橋梁については(3)、(4)項を省略することができる。

- (1) 静的設計にて概略桁断面案，概略塔断面案を得る。
- (2) バネ支持模型試験により空力特性に優れた桁断面を選定する。
三次元弾性模型試験により空力特性に優れた塔断面を選定する。
選定した桁，塔断面の空気力係数の確認を行う。
- (3) 静的不安定現象の照査を行う。
- (4) 発散振動，ガスト応答，渦励振について，風洞試験(全橋模型試験)，対風応答解析(ガスト応答解析，フラッター解析)により照査を行う。

なお，構造部位毎に風の作用による現象を適切に選定して，照査を行うものとする。

3. 設計の基本とする風の特徴

3. 1 基本風速

設計に用いる基本風速 \overline{U}_{10} は表-3.1.1の通りとする。

表-3.1.1 基本風速

橋 名	基本風速 (m/s)
明石海峡大橋	46
来島海峡第一，第二，第三大橋	40
多々羅大橋	37

3. 2 設計基準風速

設計基準風速 \overline{U}_Z は、基本風速 \overline{U}_{10} に対象とする構造物の高度に応じた補正係数 μ_1 を乗じて、式(3.2.1)により算定するものとする。

$$\overline{U}_Z = \mu_1 \cdot \overline{U}_{10} \quad (3.2.1)$$

補正係数 μ_1 は式(3.2.2)により求め、少数第3位を四捨五入して定めるものとする。

$$\mu_1 = \left(\frac{Z}{10} \right)^\alpha \quad (3.2.2)$$

ここで、べき指数 α の値は、表-3.2.1に示す値とする。

表-3.2.1 べき指数の値

橋 名	べき指数
明石海峡大橋	1/8
多々羅大橋、来島海峡大橋	1/7

ただし、基準高度 Z は、構造物の基準海面からの高度であり、表-3.2.2によって算定するものとする。

表-3.2.2 基準高度の定め方

構造物	基準高度 Z (m)
桁	中央径間補剛桁 たは主桁の平均高度
吊橋ケーブル 吊材ハンガーロープ 斜張橋ケーブル	桁の基準高度と塔頂平均高度の平均値
塔	塔高の 65% 高度

3. 3 風の変動特性

(1) 発散振動照査時

吊構造部の発散振動の照査にあたっては、主流方向成分の乱れ強さ $Iu = 0.10$ 、鉛直方向成分の乱れ強さ $Iw = 0.05$ を考慮するものとする。

(2) 渦励振照査時

渦励振の照査にあたっては、主流方向成分の乱れ強さ $Iu = 0.05$ 、鉛直方向成分の乱れ強さ $Iw = 0.025$ を考慮するものとする。

(3) ガスト応答照査時

ガスト応答照査にあたっては、次の風速変動特性を考慮する。

① 主流方向成分

主流方向成分のパワースペクトル $Su(f)$ については式(3.3.1)を用いる。

$$\frac{f \cdot Su(f)}{\overline{u}_2} = 0.475 \cdot \frac{f}{f'} \cdot \left\{ 1 + \left(\frac{f}{f'} \right)^2 \right\}^{-5/6} \quad (3.3.1)$$

ここで、 f は振動数であり、 $f' = 0.632 \times Z^{-0.75}$ とする。

また、主流方向乱れ強度 $Iu(Z)$ の鉛直方向分布は式(3.3.2)を用いる。

$$Iu(Z) = Iu(10) \times \left(\frac{Z}{10} \right)^{-\alpha} \quad (3.3.2)$$

ただし、 α は表-3.2.1に示したべき指数である。また、 $Iu(10)$ は高度 10m での乱れ強度であり、桁高さで $Iu(Z) = 0.10$ となる値とする。

② 鉛直方向成分

鉛直方向成分のパワースペクトル $Sw(f)$ については、式(3.3.3)を用いる。

$$\frac{f \cdot Sw(f)}{\overline{w}^2} = \frac{2.11 \times f_r}{1 + 11.2 \times f_r^{5/3}} \quad (3.3.3)$$

ここで、 f_r は無次元振動数であり、 $f_r = (f \times Z / U_z)$ とする。

また、鉛直方向成分乱れ強度は主流方向成分乱れ強度の1/2とする。

③変動風速の空間相関特性値

空間相関について指数関数表示をする際のディケイファクター k は、いずれの方向にも8を用いることとする。

(4) 周辺地形の影響

架橋地点周辺の地形が複雑であり、その影響により特殊な風条件となることが考えられる場合は、上記にかかわらず、地形模型を用いた風洞試験により周辺地形の影響を加味した変動風を用いて照査を行うことができる。

3. 4 風の傾斜角、偏角

耐風性を検証する風の傾斜角は、表-3.4.1に示す範囲とすることを原則とする。架橋地点の周辺地形によって、卓越傾斜角が認められる場合には、これを中心とし、また、風荷重による桁の静的なねじれ変形が大きい場合にはこれを考慮する必要がある。

表-3.4.1 風の傾斜角

気流	傾斜角
一様流中	-3deg.~+3deg.(-0.052rad.~+0.052rad.)
乱流中	0deg.

偏角については橋軸直角方向を考慮することを原則とするが、地形の影響、構造物特性などにより橋軸直角方向以外の風向が厳しくなることが考えられる場合は、その偏角も対象とするものとする。

4. 静的設計

4. 1 静的風荷重

静的設計においては、設計風荷重として空気力のうち抗力成分のみを考慮する。

吊橋ケーブル・吊橋ハンガーロープ・斜張橋ケーブル・吊構造部に作用する風荷重

$$P_D = \mu_2 \frac{\overline{\rho U_z^2}}{2} C_D A_n \quad (4.1.1)$$

塔に作用する風荷重

$$P_D = \mu_3 \frac{\overline{\rho U_z^2}}{2} C_D A_n \quad (4.1.2)$$

ここに、補正係数 μ_2 、 μ_3 は表-4.1.1に示す値をとるものとする。また、空気密度 ρ は $0.12 \text{ kgf} \cdot \text{sec}^2 \cdot \text{m}^{-4}$ ($1.18 \text{ kg} / \text{m}^3$)とし、設計基準風速 $\overline{U_z}$ は、3.2の規定によるものとし、抗力係数 C_D および投影面積 A_n は、それぞれ表-4.1.2および表-4.1.3により定めるものとする。

なお、桁の抗力係数については風洞試験によって検証するものとし、橋軸直角方向の気流に対する抗力係数の測定値が、設計に用いた迎角0deg.における値と5%以上異なった場合には測定値を考慮して再設計を行うものとする。

表-4.1.1 補正係数

設計対			桁		塔	
着目方向			橋軸直角	橋軸方向	橋軸直角	橋軸方向
明石海峡大橋	吊橋ケーブル	μ_2	1.55	—	1.35	—
	吊橋ハンガーロープ 補剛桁	μ_2	1.55	1.25	1.35	1.25
	塔	μ_3	—	—	1.55	1.50(上端固定) 1.75(上端自由)

来島海峡大橋	吊橋ケーブル 吊橋ハンガーロープ 補剛桁	μ_2	2.0	1.3	1.7	1.3
	塔	μ_3	—	—	1.4	1.55(上端固定) 1.7(上端自由)
多々羅大橋	斜張橋ケーブル 主桁	μ_2	1.9	1.35	1.65	1.35
	塔	μ_3	1.9	1.5	1.65	1.5(上端固定) 1.8(上端自由)

表-4.1.2 抗力係数

構造部分		橋軸直角方向		橋軸方向	
		抗力係数	備考	抗力係数	備考
桁	トラス構造	類似断面の風洞試験値による		橋軸直角方向の抗力係数の60%	類似断面の風洞試験値がある場合はそれによる
	箱桁	類似断面の風洞試験値による		橋軸直角方向の抗力係数の30%	
塔		1.8 または 類似断面の風洞試験値による	長方形断面塔柱の片塔柱あたり	1.8 または 類似断面の風洞試験値による	長方形断面塔柱の場合
吊橋ケーブル		0.7		—	
吊橋ハンガーロープ		0.7		$0.7/\sqrt{2}$ 0.7	トラスの場合 箱桁の場合
斜張橋ケーブル		0.7		0.7	

表-4.1.3 投影面積の定め方

構造部分	橋軸直角方向	橋軸方向
桁	桁・地覆・欄の風上側	橋軸直角方向に同じ
塔	風上・風下側塔柱	両塔柱および腹材
吊橋ケーブル	風上・風下側ケーブル	考慮せず
吊橋ハンガーロープ	風上・風下側ハンガーロープ	橋軸直角方向に同じ
斜張橋ケーブル	風上・風下側ケーブル	橋軸直角方向に同じ

気 流	傾 斜 角
一様流中	-3deg. ~ +3deg. (-0.052rad. ~ +0.052rad.)
乱流中	0deg. (0rad.)

偏角については橋軸直角方向を考慮することを原則とするが、地形の影響、構造物特性などにより橋軸直角方向以外の風向が厳しくなることが考えられる場合は、その偏角も対象とするものとする。

4. 2 風荷重の載荷方法

風荷重は、橋軸直角方向または橋軸方向に作用する等分布水平荷重とすることを標準とする。ただし、必要な場合においては、考えている部材に最も不利な応力が生ずる範囲に全強度の、また、他の範囲に 1/2 強度の風荷重を載荷するものとする。構造各部の風荷重の載荷方法を以下に示す。

(1) 橋軸直角方向の風荷重

- 桁 : 風上側構面に全荷重を載荷するものとする。
- 塔 : 風上側、風下側の塔柱の軸線に各風荷重を載荷するものとする。
- 吊橋ケーブル : ケーブルの軸線に沿って等分布荷重を載荷するものとする。
- 吊橋ハンガーロープ : ハンガーロープに作用する風荷重の平均強度を、桁とケーブルの風荷重に等分するものとする。
- 斜張橋ケーブル : ケーブルに作用する風荷重の平均強度を、吊構造部と塔の風荷重に等分するものとする。

(2) 橋軸方向の風荷重

- 桁 : 橋軸方向風荷重を等分布載荷する。
- 塔 : 塔柱と腹材を含む全断面積を有効として算定した風荷重を、等分布載荷する。
- 吊橋ケーブル : ハンガーロープに作用する風荷重の半分を考慮し、ケーブル自身に作用する風荷重は無視する。
- 吊橋ハンガーロープ : ハンガーロープに作用する風荷重の平均強度を、桁とケーブルの風荷重に等分するものとする。
- 斜張橋ケーブル : ケーブルに作用する風荷重の平均強度を桁と塔の風荷重に等分するものとする。

(3) 斜風の影響

桁の支承、伸縮装置およびステイなどの橋軸方向変位が問題となる構造の設計においては、橋軸方向の風荷重と、橋軸直角方向の風荷重を同時に載荷するものとする。

4. 3 他の荷重との組み合わせと許容応力度の割り増し係数

風荷重と他の荷重との組み合わせと、許容応力度の割り増し係数は表-4.3.1の通りとする。

表-4.3.1 荷重の組み合わせと許容応力度の割り増し係数

荷重の組み合わせ	許容応力度の割り増し係数	
	塔	桁
D+W+T+SD+E	1.40	1.50

D : 死荷重

SD : 支点移動の影響

W : 風荷重

E : 製作および架設誤差の影響

T : 温度変化の影響、ただし、設計風荷重Wと組み合わせる温度は 35℃とする

5. 照査

5. 1 静的照査

5. 1. 1 静的不安定現象に対する照査

風荷重による吊構造部の静的不安定現象が生じることがないように、桁の剛性確保には十分留意するものとする。

5. 2 動的照査

5. 2. 1 構造減衰

動的照査における橋梁の構造減衰は、いずれの振動形に対しても表5.2.1の値を標準とする。

表5.2.1 構造減衰（対数減衰率）

構造系		対数減衰率	
		たわみ振動	ねじれ振動
桁卓越モード	トラス補剛桁	0.03	0.02 スパン500～600m 程度以下のときは0.03としてよい。
	充腹補剛桁	0.02	0.02
塔卓越モード	塔・ケーブル・桁系	0.02	0.02
	独立塔	0.01	0.01
斜張橋ケーブル卓越モード		0.003	-
吊橋吊材卓越モード		0.00	-

なお、主塔の渦励振、斜張橋ケーブルのレインパイブレーション、吊橋吊材の風による振動に対して、ダンパーなどの構造的制振対策により構造減衰を高める場合には、所要の減衰を付加できることを確認するものとする。

5. 2. 2 発散振動に対する照査

桁および主塔に対して、一様流中における発散振動の限界風速 U_F が次式を満足することを確認するものとする。

$$U_F \geq 1.2 \cdot \mu_F \cdot \overline{U_Z} \quad (5.2.1)$$

ここに、 μ_F は風速変動に係る補正係数であり、 $\overline{U_Z}$ は、設計基準風速である。

表-5.2.2 桁の発散振動照査に対する風速変動補正係数 μ_F

橋名	μ_F
明石海峡大橋	1.08
多々羅大橋	1.1
来島海峡大橋	1.1

5. 2. 3 ガスト応答に対する照査

吊構造部および主塔に対してガスト応答解析を行って、安全性を照査するものとする。また原則として、境界層乱流中における風洞試験によっても照査する。ただし、橋梁規模、構造形式、架橋地点の風環境によっては、4.1で規定した風荷重の補正係数を考慮して静的設計を行った場合、ガスト応答に対する照査を省略することができる。

なお、ガスト応答解析または風洞試験により求まる応力度が許容応力度を5%以上超える場合には、再設計を行うものとする。

5. 2. 4 渦励振に対する照査

構造物もしくは構造部材に渦励振が発生し問題となる可能性のある場合には、その安全性・使用性について十分な検討を行うものとする。

5. 2. 5 ケーブルの風による振動に対する照査

斜張橋のケーブルや吊橋のハンガーロープに風による振動が発生し問題となる可能性のある場合には、その安全性の確保について十分な検討を行うものとする。

6. 架設時の検討

6. 1 架設時の基本風速

架設時の検討に用いる基本風速は表-6. 1. 1の値を標準とする.

表-6. 1. 1 架設時の基本風速

橋名	架設時基本風速 (m/s)
明石海峡大橋	37
来島海峡第一, 第二, 第三大橋	31
多々羅大橋	29

6. 2 架設時の検討項目

構造物の架設各段階, 特にケーブル架設前の独立塔, および架設中のケーブル, 桁などは強風による被害を受ける可能性がある. したがって, 施工各段階における静的ならびに動的耐風安全性を風洞試験などの方法を用いて確認し, 必要に応じて適当な対策を施すものとする.

【参考資料-2】 乱れのスケール算出方法

耐風構造^[参2.1]によると、乱れの空間スケールは**参式-2.1**により定義されている。

$$L_j^{u_i} = \int_0^\infty \tilde{R}_{ij}(r_j) dr_j \quad (\text{参式-2.1})$$

ここで、 R は空間相関テンソルを各成分の標準偏差で除したものであり、**参式-2.2**および**参式-2.3**で表される。

$$\tilde{R}_{ij}(r_j) = \frac{R_{ij}(r_j)}{\sqrt{u_i^2} \sqrt{u_j^2}} \quad (\text{参式-2.2})$$

$$R_{ij}(r_j) = \overline{u_i(x) \cdot u_j(x + r_j)} \quad (\text{参式-2.3})$$

同様に時間スケールは、

$$T_j^{u_i} = \int_0^\infty \tilde{R}_{ij}(\tau) d\tau \quad (\text{参式-2.4})$$

$$R_{ij}(\tau) = \overline{u_i(t) \cdot u_j(t + \tau)} \quad (\text{参式-2.5})$$

で表され、これにテイラーの乱れの凍結に関する仮説である $r_x = U\tau$ を用いると、**参式-2.6**が導かれる。時間スケールを算出する際の空間相関テンソル成分(**参式-2.5**)は、自己相関関数であるから、乱れの空間スケールは自己相関係数より算出することになる。

$$L_x^{u_i} = \int_0^\infty \tilde{R}_{ii}(r_x) dr_x = \int_0^\infty \tilde{R}_{ii}(\tau) d(U\tau) = UT_x^{u_i} \quad (\text{参式-2.6})$$

一方、Wiener-Khinchin の定理から、パワースペクトルと自己相関関数の関係は、**参式-2.7**で表され、

$$S_x(f) = \int_{-\infty}^\infty R_x(\tau) \cdot e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad (\text{参式-2.7})$$

$f = 0$ とすれば、

$$S_x(0) = \int_{-\infty}^\infty R_x(\tau) d\tau = 2\sigma_x^2 \int_0^\infty R_x(\tau) d\tau \quad (\text{参式-2.8})$$

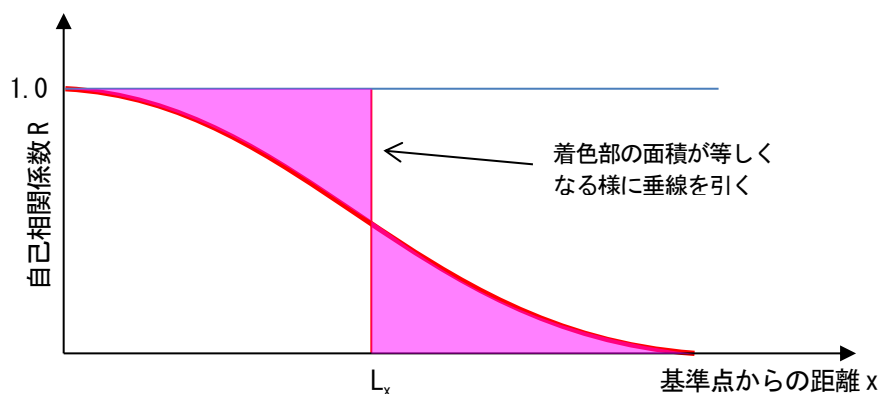
が導かれる。ここで、**参式-2.6**、**参式-2.8**より乱れの空間スケールとパワースペクトルの関係が、**式-2.9**のとおり算出される。

$$L_x^{u_i} = \frac{U \cdot S_x(0)}{2\sigma_x^2} \quad (\text{参式-2.9})$$

さらに、テイラーの仮説が成立する場合、パワースペクトルの最大周波数を与える波長は $L = \sqrt{1.5}(U/f_{\max})$ で与えられ、**参式-2.9**は次のように書き換えることができる。

$$L_x^{u_i} = \frac{\sqrt{1.5}}{8.4} \cdot \frac{U}{f_{\max}} = \frac{1}{6.9} \cdot \frac{U}{f_{\max}} \quad (\text{参式-2.10})$$

次に、橋梁の耐風設計^[参2.2]によると、風速変動の相関が1であると仮定できる距離範囲として、**参図-2.1**に示す概念で乱れのスケールを導いている。



(文献-参 2.2 の図 4.5 を基に作成)
参図-2.1 乱れスケールの概念図

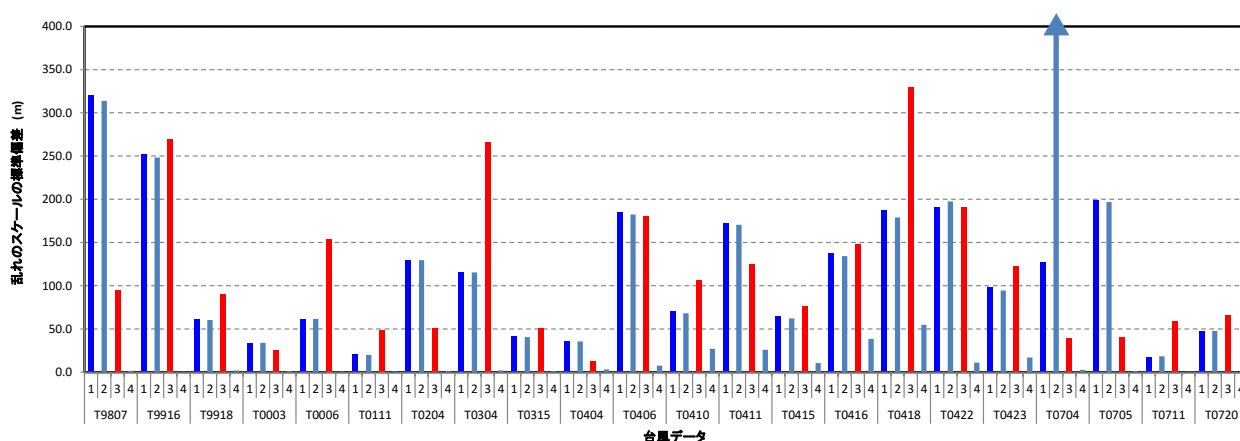
本文中で示した 22 個の台風データについて、

- 方法 1. 本四高速保有の解析プログラムによるスケール
- 方法 2. 参図-3.1 に示す概念による自己相関係数より算出されるスケール
- 方法 3. 参式-3.9 より算出されるスケール
- 方法 4. 参式-3.10 より算出されるスケール

の 4 種類の計算結果を比較した。

算出した結果は参表-2.1, 参表-2.2 のとおりであり、5 つの風速計で算出される値の標準偏差をグラフ化したものが参図-2.2 である。

これらの結果より、方法 1., 2., 3.により算出した結果は、概ね一致しているのに対して、方法 4.は算出されるスケール自体が小さく、風速計間のバラツキを表す標準偏差も小さな値となっている。これは、パワースペクトルの最大値を示す周波数が 5 つの風速計でほぼ同じ値となっており、各風速計の平均風速もほぼ同じであることが原因であると考えられる。また、方法 2.において T0704 が異常値を示していることから、本論文における乱れスケールは方法 3.により算出した値を使用している。



参図-2.2 乱れのスケールの風速計間の標準偏差(台風別)

【参考文献】

- [参 2.1] 岡内功, 伊藤學, 宮田利雄: 耐風構造, 丸善, pp.56, pp.60, 1977.4
- [参 2.2] 土木学会: 橋梁の耐風設計—基準の最近の進歩—, pp.51, 2003.3

参表-2.1 台風別乱れスケールの算出結果(その1)

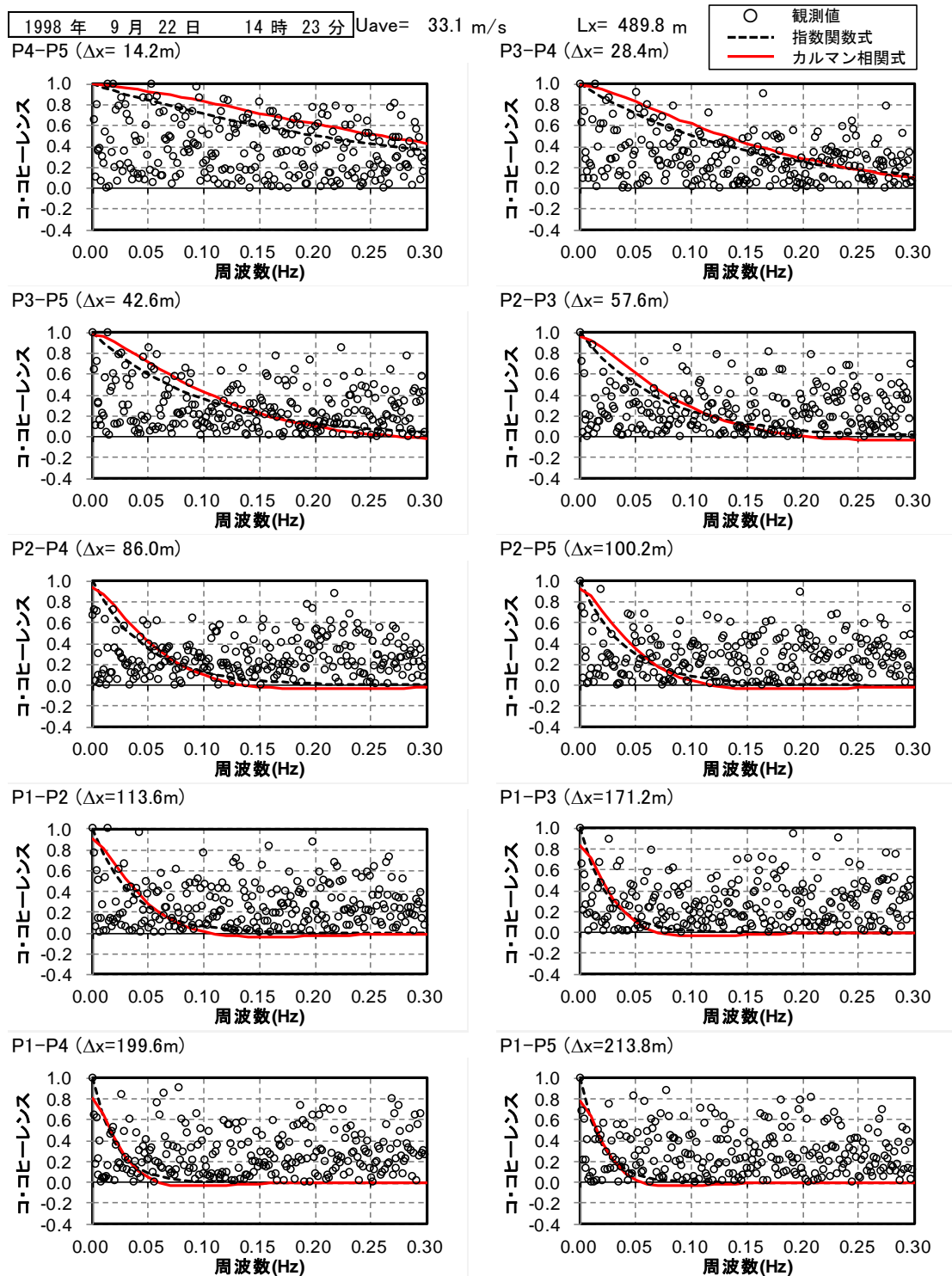
		SD	AVE	P1	P2	P3	P4	P5
T9807	1	319.9	1,174.2	1,269.1	1,690.8	947.6	918.7	1,044.7
	2	314.0	1,145.6	1,230.0	1,656.0	923.2	896.6	1,022.1
	3	94.5	535.0	696.4	460.2	489.8	490.2	538.4
	4	1.4	144.2	145.7	143.3	143.9	142.5	145.7
T9916	1	251.7	1,299.7	917.7	1,175.9	1,424.3	1,445.9	1,534.8
	2	248.3	1,267.3	888.4	1,149.2	1,388.4	1,411.1	1,499.4
	3	269.7	973.5	1,381.6	623.9	951.4	978.2	932.4
	4	0.3	118.5	118.3	118.7	118.8	118.1	118.4
T9918	1	61.0	208.3	—	131.9	186.2	260.5	254.6
	2	60.2	177.9	—	102.6	156.1	229.5	223.3
	3	89.9	437.1	—	332.4	538.7	477.2	400.0
	4	1.9	138.0	—	135.2	138.5	138.6	139.7
T0003	1	33.7	390.5	—	427.8	385.4	347.3	401.4
	2	34.0	375.5	—	413.8	372.5	331.7	384.0
	3	25.6	245.9	—	218.4	230.2	270.3	264.9
	4	1.1	63.6	—	62.9	63.5	62.8	65.2
T0006	1	61.7	1,068.7	1,057.7	1,147.1	998.1	1,114.9	1,025.9
	2	61.7	1,044.2	1,034.8	1,121.8	973.0	1,090.7	1,000.8
	3	154.2	772.9	825.0	632.3	978.6	606.0	822.6
	4	0.5	83.7	83.2	84.1	84.4	83.1	83.8
T0111	1	20.1	114.0	145.4	122.9	101.9	102.0	97.9
	2	19.9	93.6	124.6	102.5	81.5	81.8	77.6
	3	48.8	276.3	361.2	268.0	248.9	240.1	263.3
	4	0.8	93.9	95.0	92.9	94.5	93.6	93.7
T0204	1	129.3	462.8	299.6	446.4	493.1	612.2	—
	2	129.5	445.3	282.1	428.1	475.8	595.2	—
	3	50.4	311.2	380.6	266.9	314.7	282.7	—
	4	1.0	80.4	79.4	80.0	81.8	80.2	—
T0304	1	115.7	426.9	232.2	407.8	496.5	496.4	501.5
	2	115.5	409.2	215.0	389.6	478.4	479.3	483.6
	3	266.2	642.4	344.7	502.9	1,040.0	571.2	753.2
	4	2.0	79.3	76.0	79.5	81.1	79.7	80.4
T0315	1	41.0	232.1	305.0	217.8	219.2	208.5	210.1
	2	40.5	217.0	288.8	203.4	204.3	193.1	195.2
	3	50.9	443.2	514.5	441.1	467.9	384.6	407.9
	4	1.0	69.3	71.2	68.5	69.1	68.8	69.0
T0404	1	35.8	138.0	186.2	100.2	164.0	122.7	116.6
	2	35.5	116.9	165.0	79.4	142.3	101.8	95.9
	3	12.8	281.6	275.3	272.5	277.4	278.6	304.2
	4	3.3	95.4	91.4	93.3	99.0	98.3	94.7
T0406	1	184.4	934.9	647.9	930.0	1,100.6	1,093.6	902.4
	2	182.4	906.2	622.6	901.9	1,069.4	1,064.0	873.3
	3	180.4	816.0	579.6	855.6	1,064.6	859.1	721.2
	4	7.5	103.6	93.5	100.5	102.1	111.1	110.9

参表-2.2 台風別乱れスケールの算出結果(その2)

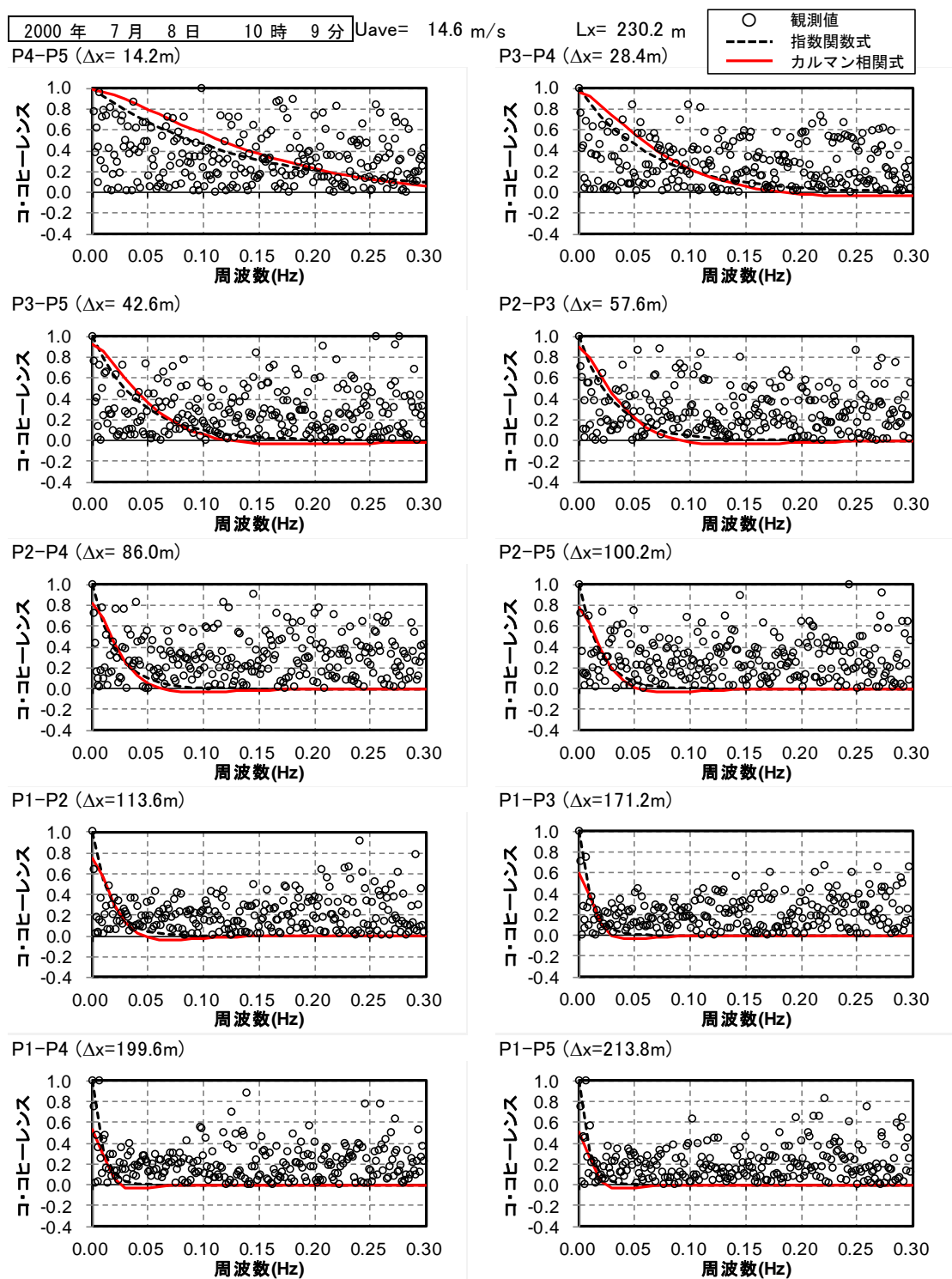
		SD	AVE	P1	P2	P3	P4	P5
T0410	1	70.1	162.8	75.4	109.0	240.2	218.0	171.5
	2	68.2	145.7	62.4	91.1	220.9	199.8	154.5
	3	106.0	175.9	75.7	158.3	344.1	201.0	100.6
	4	27.0	62.7	28.5	81.6	84.3	80.8	38.4
T0411	1	172.4	201.8	34.8	164.5	493.5	176.3	139.7
	2	170.3	185.1	23.6	146.5	474.9	156.3	124.3
	3	125.2	231.3	67.7	227.5	388.5	311.3	161.6
	4	25.9	71.2	27.0	82.7	87.7	88.9	69.7
T0415	1	65.0	134.8	—	88.6	175.4	204.1	71.0
	2	62.1	116.6	—	72.3	156.6	182.1	55.4
	3	75.7	221.5	—	204.4	228.8	318.0	134.8
	4	10.6	78.7	—	73.1	79.6	93.1	68.9
T0416	1	137.8	216.1	56.5	152.1	412.4	290.8	168.8
	2	134.1	194.6	40.6	129.2	387.4	264.7	151.4
	3	148.0	262.2	69.6	277.2	249.2	483.9	230.8
	4	38.4	87.1	24.0	106.0	107.3	119.9	78.4
T0418	1	186.6	224.9	82.8	91.6	433.4	425.2	91.5
	2	178.9	203.6	70.1	74.6	404.3	394.7	74.4
	3	329.5	333.8	116.1	142.2	442.6	867.0	101.2
	4	54.8	75.4	59.7	13.2	134.7	130.5	39.0
T0422	1	190.2	643.1	—	531.1	844.5	758.6	438.1
	2	197.5	659.5	—	536.9	871.1	778.2	451.9
	3	191.1	456.5	—	315.8	676.3	555.4	278.5
	4	10.9	54.4	—	50.4	65.0	61.2	40.9
T0423	1	97.9	173.3	—	118.0	231.2	277.8	66.3
	2	94.5	156.4	—	102.8	210.6	258.6	53.8
	3	122.0	239.3	—	153.8	337.3	350.7	115.3
	4	16.8	74.6	—	63.4	86.8	91.0	57.1
T0704	1	127.5	352.0	149.2	431.7	483.0	361.5	334.8
	2	1299.5	3,456.0	1,336.0	4,886.1	3,691.8	3,850.8	3,515.4
	3	38.8	267.3	239.8	306.5	252.7	227.0	310.7
	4	2.8	84.5	79.7	84.6	86.4	86.3	85.6
T0705	1	198.6	315.5	666.9	268.1	189.5	215.1	238.1
	2	196.9	286.6	635.0	238.9	161.2	187.2	210.6
	3	40.4	319.2	249.8	341.6	317.7	340.6	346.4
	4	1.1	115.9	114.3	116.7	116.8	116.3	115.2
T0711	1	17.6	149.5	180.6	139.7	146.4	141.3	139.4
	2	18.4	133.1	165.7	123.6	129.5	123.8	123.0
	3	58.6	251.3	256.3	173.9	334.0	226.0	266.2
	4	0.5	73.0	73.1	73.1	73.6	72.7	72.3
T0720	1	47.7	276.6	239.4	264.7	359.5	268.5	251.1
	2	47.7	262.4	224.8	250.7	345.1	254.5	237.0
	3	65.4	611.5	657.9	547.8	599.9	554.1	697.9
	4	0.4	64.6	64.3	64.1	64.5	64.7	65.2

【参考資料-3】空間相関係数（FFT）

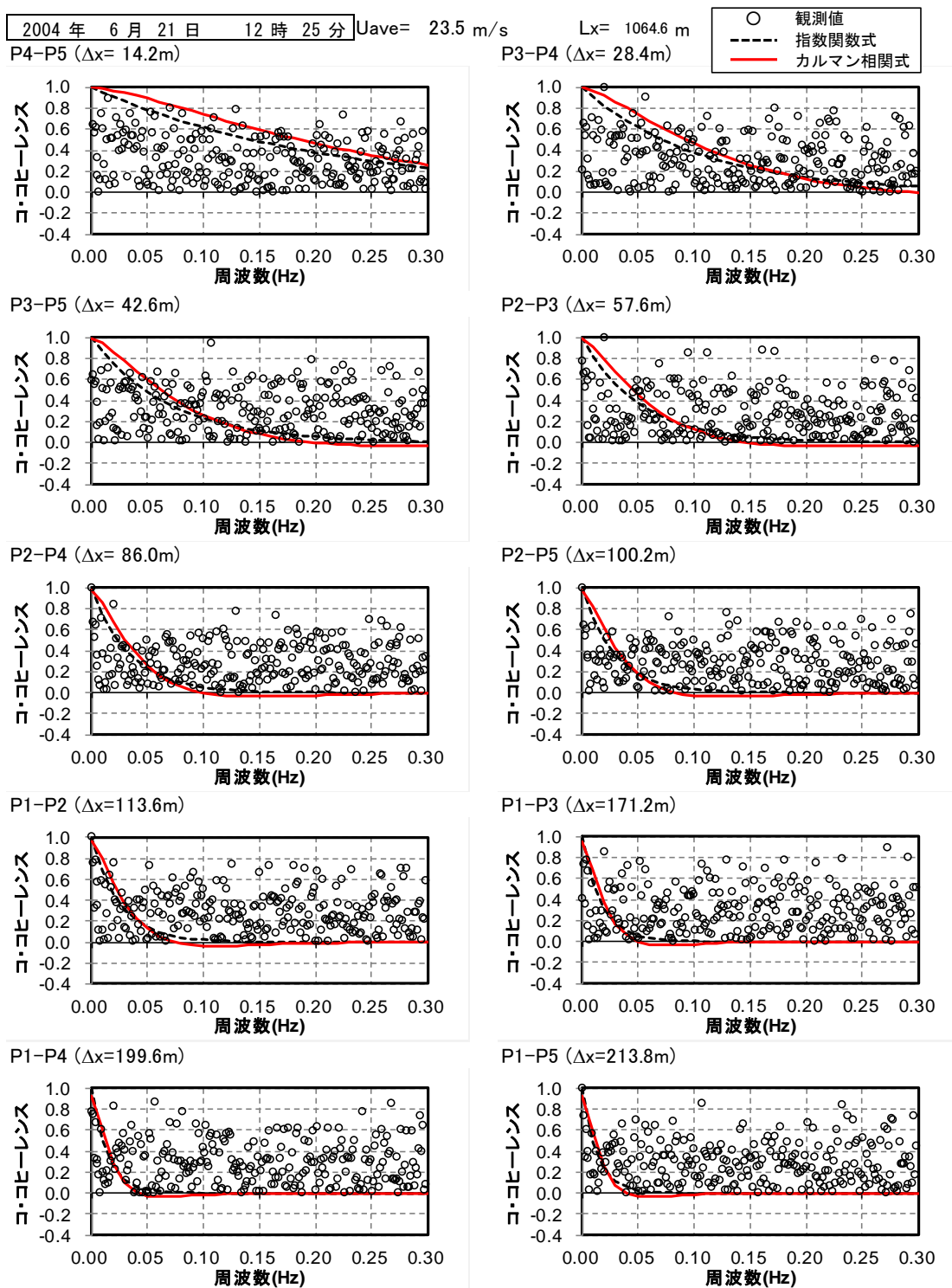
本文 3.5.2 で示した空間相関は AR 法で平準化したスペクトルを用いて算出した値をプロットしているが、ここでは参考として FFT で算出されるスペクトルを用いた計算を行った結果を示す。



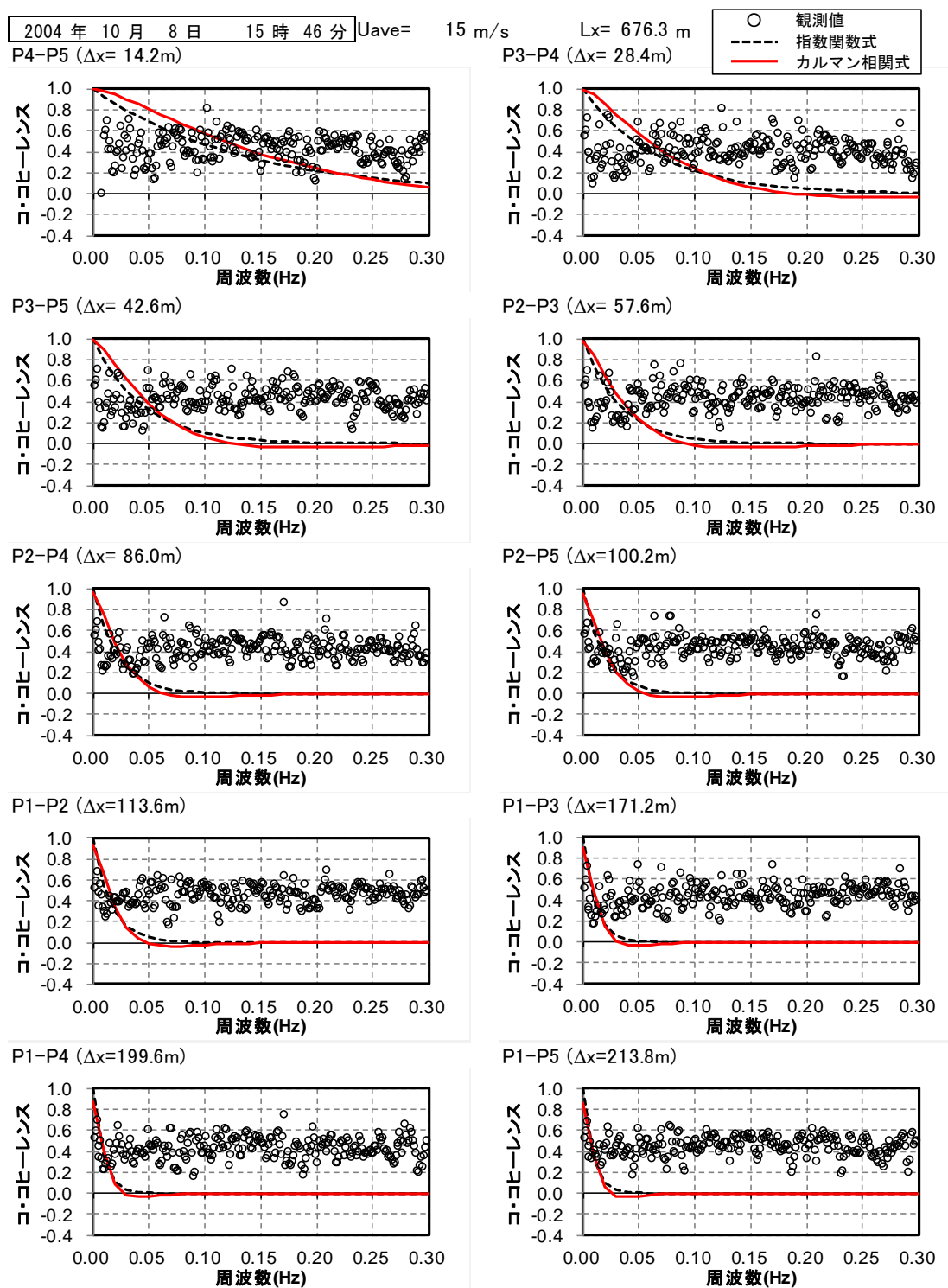
参図-3.1 台風通過時の気流の空間相関(T9807)



参図-3.2 台風通過時の気流の空間相関(T0003)



参図-3.3 台風通過時の気流の空間相関(T0406)



参図 3-4 台風通過時の気流の空間相関 (T0422)

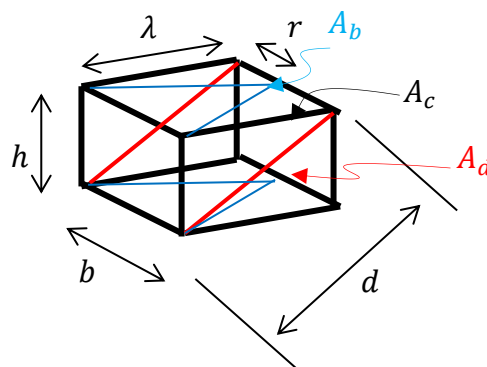
【参考資料-4】 トラス桁のねじり剛性評価

本文 3.5.5 で示した吊橋全体系解析モデルの改良において、明石海峡大橋におけるねじれ対称 1 次振動が解析値と実測値とで異なる原因として、トラス桁のねじり剛性評価が影響していると述べた。以下に、トラス桁のねじり剛性評価についての検討結果を示す。

トラス構造のねじり剛性については、小松らの研究^[参 4.1]により連続体としての換算方法に関する研究が進められており、ねじり剛性は一般的に次式で与えられるとされている。

$$GJ = \frac{2Eb^2h^2}{\frac{d^3}{\lambda A_d} + \frac{2r^3}{\lambda A_b} + \kappa \frac{\lambda^2}{A_c}} \quad (\text{参式-4.1})$$

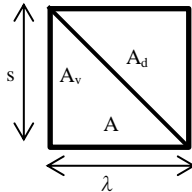
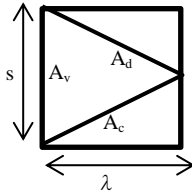
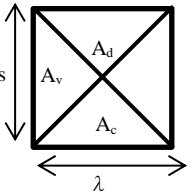
ここに、それぞれの記号は参図-4.1 に示すとおりである。



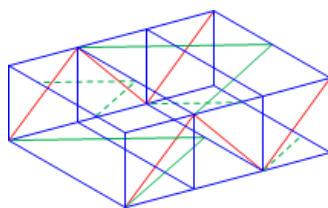
参図-4.1 トラス桁のねじり剛性を算出する際の記号の定義

このトラス 1 パネルの中で弦材および斜材に流れるせん断流を考慮し、同じパネル面積の板と変形量が同じとなる板厚の薄肉近似式を、トラス形式により参表-4.1 のとおり導いている。

参表-4.1 換算板厚の式

トラス形式			
ワレントラス ダブルワレントラス	$\frac{E}{G} = \frac{s\lambda}{\frac{d^3}{A_d}}$	$\frac{E}{G} = \frac{s\lambda}{\frac{2d^3}{A_d}}$	$\frac{E}{G} = \frac{s\lambda}{\frac{d^3}{2A_d}}$
プラットトラス ハウトラス Kトラス	$\frac{E}{G} = \frac{s\lambda}{\frac{d^3}{A_d} + \frac{s^3}{A_v}}$	$\frac{E}{G} = \frac{s\lambda}{\frac{2d^3}{A_d} + \frac{s^3}{4A_v}}$	

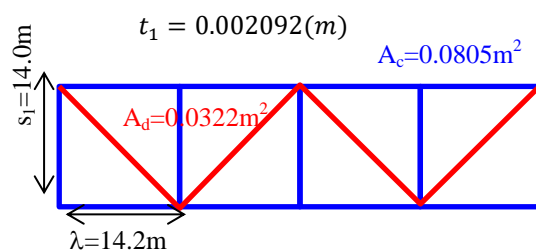
明石海峡大橋のトラス補剛桁は、参図-4.2 に示すとおり、上横構と下横構は2パネルKトラスを1パネルずらした構造となっているが、それぞれの構面を1パネルとして、参表-4-1 に示す換算板厚を中央径間中央部のトラス断面を代表として計算する。



参図-4.2 明石海峡大橋のトラス補剛桁断面

(a) 主構トラスの換算板厚

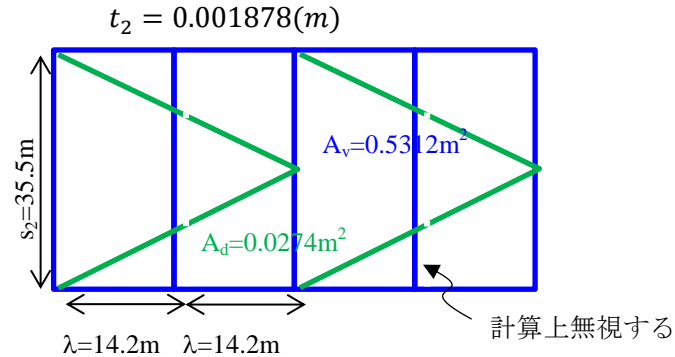
$$t_1 = \frac{E}{G} \times \frac{s_1 \lambda}{\frac{d^3}{A_d}} = \frac{2.1 \times 10^7}{8.1 \times 10^6} \times \frac{14.0 \times 14.2}{\frac{(\sqrt{14.0^2 + 14.2^2})^3}{0.0322}} \quad (\text{参式-4.2})$$



参図-4.3 主構トラスの構成（明石海峡大橋支間中央部）

(b) 主横トラスの換算板厚

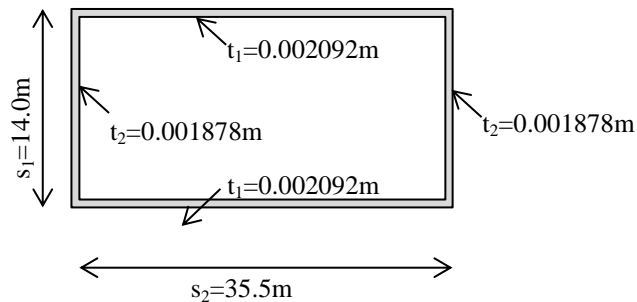
$$t_2 = \frac{E}{G} \times \frac{s_2 \lambda}{\frac{2d^3}{A_d} + \frac{s_2^3}{4A_v}} = \frac{2.1 \times 10^7}{8.1 \times 10^6} \times \frac{35.5 \times 28.4}{\left(\frac{\sqrt{(35.5/2)^2 + 28.4^2}}{0.0274} \right)^3 + \frac{35.5^3}{4 \times 0.5312}} \quad (\text{参式-4.3})$$



参図-4.4 主横トラスの構成（明石海峡大橋支間中央部）

(c) ねじり剛性の計算

上述の結果より、主構トラスと主横トラスの板厚を有する矩形断面（参図-4.5）のねじり剛性を以下の式で算出する。



参図-4.5 換算板厚を適用したトラス断面

$$J = \frac{4A^2}{\oint \frac{ds}{t}} = \frac{4 \times (s_1 \times s_2)^2}{\frac{s_1}{t_1} \times 2 + \frac{s_2}{t_2} \times 2} \quad (\text{参式-4.4})$$

$$J = 11.1(m^4)$$

一方、文献参 4.1 に示される平均化した対傾構のせん断剛性は、換算板厚による矩形断面に対して以下の式が適用できる。

$$\gamma = \frac{48E \times \left(\frac{2s_2}{I_1} + \frac{6s_1}{I_2} \right)}{\lambda \times \left(\frac{3s_1^2}{I_2^2} + \frac{4s_1s_2}{I_1I_2} + \frac{s_2^2}{I_1^2} \right)} \quad (\text{参式-4.5})$$

$$\gamma = 0.0542$$

対傾構のせん断剛性とねじり剛性の比(r)及び曲げ剛性と曲げねじり剛性の比(μ)は、次式で表される。

$$r = \sqrt{\frac{b_1 \gamma}{2(b_1^2 - b_2^2)}} \quad (\text{参式-4.6})$$

$$\mu = \sqrt{\frac{GJ}{a}} \quad (\text{参式-4.7})$$

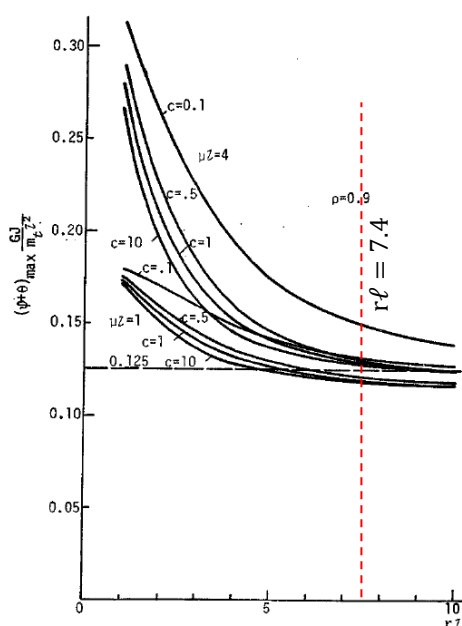
ここに、係数 b_1, b_2, a は次式で計算できる。

$$b_1 = G(s_2 t_1 + s_1 t_2) \frac{s_1 s_2}{2}, b_2 = G(s_2 t_1 - s_1 t_2) \frac{s_1 s_2}{2}, a = EA_c \frac{s_1^2 s_2^2}{4},$$

$$r = 0.03746, \quad \mu = 0.02935$$

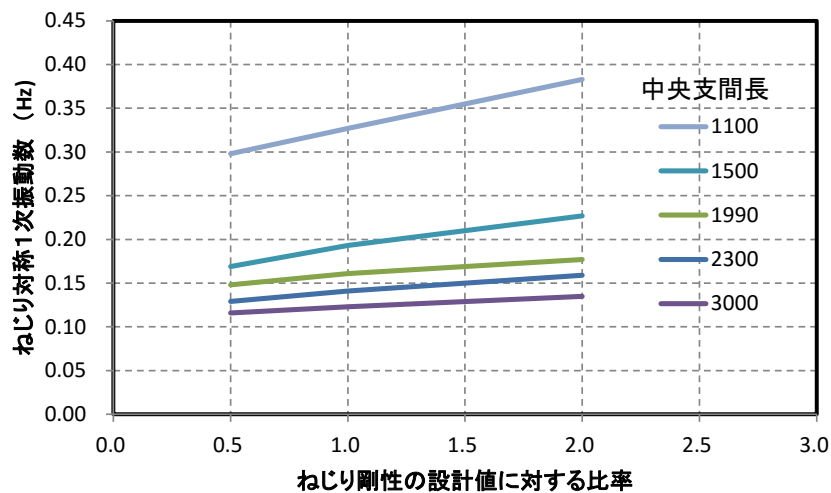
ここで、本文中の基本ケースである支間長 200m を適用すると、 $r\ell = 7.4$, $\mu\ell = 5.8$ となり、文献参 4.1 に示される単純梁を対象とした試算ケースにおいてそりを含むねじれ角の最大値に僅かながら影響を及ぼす範囲となっていることがわかる (参図-4.6)。なお、 $C=1.5$, $\rho=0.8$ と計算される。

小松らの試算結果と異なっているのは、曲げ剛性と曲げねじれ剛性の比のパラメータの μ である。これは、斜材の剛性と主構弦材の剛性の差が試算条件よりも小さいことが上げられる。この原因としては、死荷重軽減を目的として弦材材料に調質高張力鋼を用いていることが考えられる。



参図-4.6 ねじり荷重作用時のねじり角最大値 (文献 参 4.1 より引用)

次に、補剛桁のねじり剛性が吊橋全体系のねじり振動数に与える影響について、ねじり剛性をパラメータとした固有値解析により調査を行った。その結果、**参図-4.7**に示すとおり、支間長の増大に伴い補剛桁のねじり剛性が固有振動数に与える影響が小さくなることが確認された。これは、支間長の増大に伴い、死荷重状態でケーブル張力がほぼ決定されるためであると考えられる。なお、明石海峡大橋は、桁のねじり剛性が振動数に与える影響がかなり小さくなっている状態であると判断できる。



参図-4.7 ねじり剛性とねじり振動数の関係

【参考文献】

- [参 4.1] 小松定夫，西村宣男：薄肉構造弾性ばり理論によるトラスの立体解析，
土木学会論文報告集，第 238 号，pp.1-16，1975.6

