

# 常吉連絡橋(仮称)の耐風安定性の検討

木場 和義<sup>1)</sup> 細見 雅生<sup>2)</sup>

常吉連絡橋(仮称)は、大阪市の常吉地区から舞洲への連絡橋として計画されている海上橋梁である。主橋梁部は、最大支間長が250m、有効幅員が11.75mの2面吊り鋼斜張橋であり、塔が1基の斜張橋としては国内で最大規模のものである。本橋は架設地点の立地条件や、本橋の構造特性などから、耐風安定性の検討が必要であると判断された。当社では耐風安定性の検討項目の中で、完成系、塔独立時および、主桁架設時の3次元風洞試験を実施した。さらに、風洞試験の結果と架設地点の自然風特性から、疲労照査による安全性の確認を行った。また、架設時に塔が独立状態となるときに発生する振動に対しては、制振対策として制振装置(TMD : Tuned Mass Damper)の設置を検討した。ここでは、これら一連の風洞試験の内容と結果について報告する。

## まえがき

常吉連絡橋(仮称)は、大阪市の北部、淀川河口沿いに位置する埋立地である舞洲と此花区常吉地区を結ぶ海上橋梁である。その主橋梁部には、最大支間長が250m、1基の塔を有する3径間連続鋼床版斜張橋が採用されている。位置図を図-1に、一般図を図-2に示す。本橋は湾岸部の航路部に位置することから、乱れの少ない強風が作用することが予測される。設計段階における、耐風設計便覧などによる耐風性の基本検討では、低風速域におけるたわみ振動とねじれ振動の渦励振の発生が予測された。また、ねじれフラッターの発現風速は、照査風速である68.1m/sを下回ることが推定された。このような現地風の条件と本橋の構造および振動条件から、風洞試験による完成系および架設系における耐風安定性の検討が必要であると判断された。

風洞試験は、主桁の断面形状を検討するための2次元剛体部分模型による風洞試験と、塔独立時、主桁架設時、および完成時の総合的な耐風安定性を確認する3次元弾性模型による風洞試験を実施した。また、風洞試験の結果と架設地点の自然風特性から、疲労照査による安全性の確認を行った。

さらに、架設時に塔が独立状態となるときに発生する振動に対しては、制振対策としてTMD設置の検討を行った。

## 1. 2次元風洞試験の概要

先に行われた2次元風洞試験では、主桁の断面形状を検討するために、地覆外側に段差を有する基本断面の他にフェアリング付き断面を含めた数



図-1 位置図

1) 橋梁設計部設計二課係長 2) 技術開発室次長

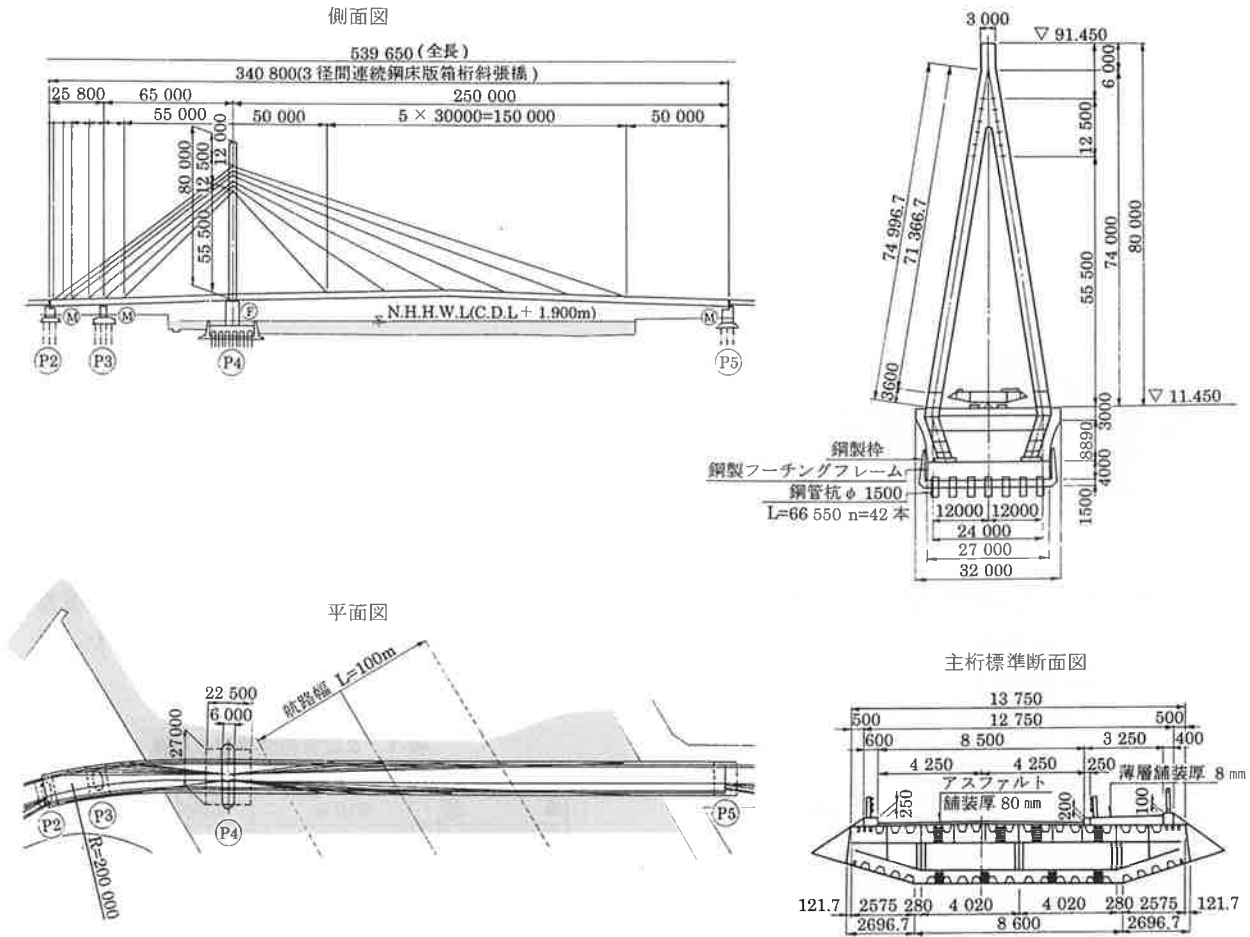


図-2 一般図

種の断面形状について耐風性を調査した。その結果、上面傾斜角が35度のフェアリング付き断面は、非常に良好な耐風性を示すことが確認された。また、基本断面においても段差部の隅切り効果による制振作用が認められ、耐風安定性上問題となる応答振動は発生しなかった。しかし、隅切りによる制振効果は、レイノルズ数に依存することが知られており<sup>1)</sup>、風洞試験の結果を実橋に適用するにはさらに検討が必要と考えられた。一方、フェアリングによる制振対策は実績も多く、信頼性の高い方法であるため、主桁の耐風性の改善対策としてフェアリングを設置することとした<sup>2)</sup>。

## 2. 3次元風洞試験

3次元風洞試験は、2次元風洞試験で得られた結果を確認するとともに、橋梁の立体的形状の影響、気流の3次元的特性の影響などを含めた、総合的な耐風安定性の確認を行うことを目的として実施した。

塔については、その形状は逆Y形で計画されており、面内方向に剛性の高い構造となっているが、ケーブル設置前の独立状態においては橋軸直角方向の風による面外方向の振動の発生が予測された。また主桁架設系については、完成系とは異なった構造条件となり、さらに足場やクレーンなどの架設機材が設置された状態となる。これらの条件に対する、耐風安定性の確認が必要であると考えられた。

以上から、架設系と完成系を対象として3次元弾性模型を用いた風洞試験を実施し、主桁および塔の総合的な耐風安定性の検討を行った。具体的な検討項目を以下に列記する。

### ①塔独立時の耐風安定性の検討

一様流中および境界層乱流中で、風向と構造減衰の条件を数種設定して応答試験を実施した。写真-1に示す。

### ②主桁架設系の耐風安定性の検討

振動解析結果より、最も振動数が低くなる架設段階を対象として選定し、塔独立時と同様に応答試験を実施した。写真-2に示す。

③完成系の耐風安定性の検討

一様流中および境界層乱流中で、風向、迎角と構造減衰の条件を数種設定して応答試験を実施した。写真-3に示す。

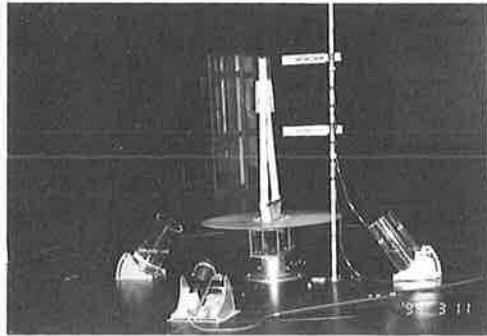


写真-1 塔独立時の風洞試験状況

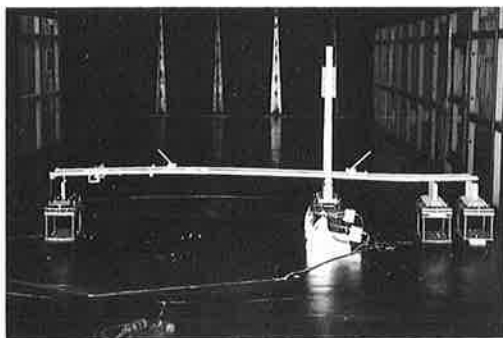


写真-2 主桁架設系の風洞試験状況

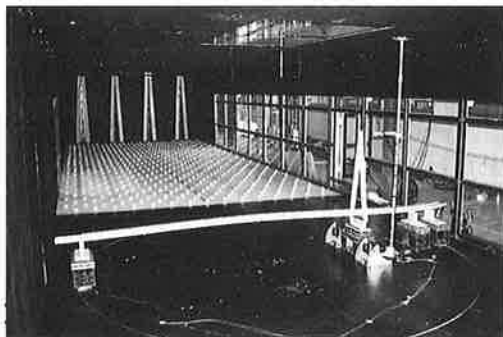


写真-3 完成系の風洞試験状況

(1) 試験方法

風洞試験は、当社所有のエッフェル形風洞において実施した。この風洞は、測定部の断面として、幅4.0m×高さ2.0m(風速0.5m/s~10.8m/s)と、幅1.5m×高さ2.0m(風速0.5m/s~25.0m/s)の2種類に設定が可能である。本試験は幅4.0m×高さ2.0mの測定部にて試験を行った。

模型は、縮尺=1/100、振動倍率=12の3次元弾性模型を使用した。模型の剛性は鋼製の剛性棒で、質量は鉛板を付加して目標値に調節した。表-1に、使用した模型の諸元を示す。

風洞試験は、模型の静的特性と動的特性の計測を行って構造特性を確認した後に、風を作用させて応答試験を実施した。

応答試験では、固有振動数および質量を所要値に調整した3次元弾性模型を、風洞内のターンテーブル上に設置し、迎角、風向、減衰などの条件を設定して風による応答を計測した。迎角は橋脚模型を設置している台座部を傾けることにより模型全体を傾斜させて設定し、風向はターンテーブルを回転させて設定した。この模型に一様流および境界層乱流を作用させて、模型に発生する振動の振幅と風速の関係を調べた。

境界層乱流は、風洞の上流に設置したスパイヤとラフネスブロックで2種類の乱流を生成して用いた。表-2に塔単独時の風洞試験で用いた境界層乱流の特性を、また図-3に試験状況を示す。

表-1 3次元弾性模型の諸元

諸元	実橋値	縮尺	模型所要値	
塔	塔高	80.0 m	1/100	800 mm
	塔柱断面	3.00 × 3.55 m	1/100	30.0 × 35.5 mm
	面外曲げ剛性	0.4137 ~ 0.9002 m <sup>4</sup>	12 <sup>2</sup> /100 <sup>6</sup>	59.57 ~ 129.6 mm <sup>4</sup>
	面内曲げ剛性	0.7099 ~ 1.213m <sup>4</sup>	12 <sup>2</sup> /100 <sup>6</sup>	102.2 ~ 174.6 mm <sup>4</sup>
主桁	橋長	340 m	1/100	3400 mm
	主桁断面	2.4 × 13.75 m	1/100	24 × 137.5 mm
	曲げ剛性 Iy	0.6671 ~ 2.030 m <sup>4</sup>	12 <sup>2</sup> /100 <sup>4</sup>	70.60 ~ 231.7 mm <sup>4</sup>
	曲げ剛性 Iz	12.16 ~ 71.83 m <sup>4</sup>	12 <sup>2</sup> /100 <sup>4</sup>	1207 ~ 8278. mm <sup>4</sup>
	ねじれ剛性 J	1.568 ~ 6.882 m <sup>4</sup>	12 <sup>2</sup> /100 <sup>6</sup>	227.0 ~ 863.8 mm <sup>4</sup>

表-2 境界層乱流の特性

発生方法	平均風速 V (m/s)	べき指数 α	乱れ強さ		
			Iu (%)	Iw (%)	
乱流 I	スパイヤ：B=210 mm × 4台	2.80	1 / 7	10.47	8.19
	ラフネスブロック：h=50 mm	5.82	1 / 7	11.07	8.56
乱流 II	スパイヤ：B=510 mm × 4台	2.37	1 / 7	15.45	12.86
	ラフネスブロック：h=50 mm	5.19	1 / 7	14.85	13.01

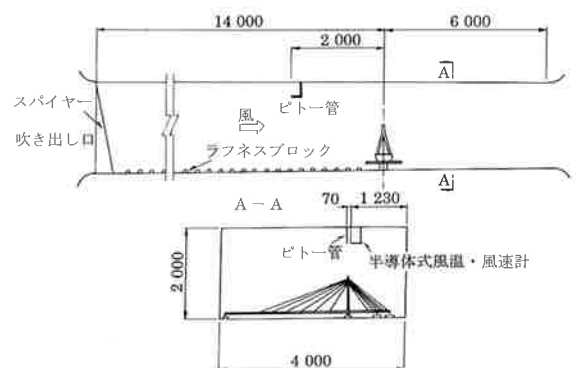


図-3 乱流中の試験状況

(2) 試験結果

1) 塔架設時

橋軸直角方向からの風による応答を図-4に示す。

構造減衰  $\delta = 0.01$  では、塔頂位置の実橋換算振幅で約0.3mの小振幅の振動が実橋換算風速15m/s付近の狭い風速域で発生する。構造減衰を  $\delta = 0.007$  と少し下げると、実橋換算風速20m/s付近から50m/s付近までの広い風速域の限定振動が発生し、27m/s付近で最大振幅が実橋換算値で約2.0mと急激に大きくなる。これは、加速度に換算すると3000galに相当する。

この限定振動は、橋軸直角方向に対して10度の風向角の範囲までほぼ同様に発生するが、わずかな構造減衰の付加によって応答振幅が大きく減少し、 $\delta = 0.018$  以上ではほとんど振動は発生しない。図-5に構造減衰と振幅の関係を示す。

境界層乱流中の応答は、乱れ強さ( $I_u$ )=11%の乱流中では振動はかなり不安定なものになるが、一様流中で発生する高風速側の応答が認められる。 $I_u = 15\%$  の乱流中では、一様流中で発生する応答は発生しなくなるが、風速の増加に伴って気流の乱れによるガスト応答が徐々に大きくなる。

2) 完成時

図-6に橋軸直角方向からの風による主桁の応答を示す。フェアリング付きの完成系断面では、風向角( $\beta$ )が $0^\circ$  (橋軸直角方向の風向)、迎角( $\alpha$ )が $0^\circ$  の気流中では、2次元風洞試験の結果と同様振動は発生しない。しかし、 $\alpha = +3^\circ$  ( $\alpha$  の符号が正は吹き上げの迎角を示す) の場合には、歩道が風上側になる場合、車道が風上側になる場合ともに、鉛直たわみ1次モードと鉛直たわみ2次モードの渦励振が発生する。

風向角を徐々に変化させたケースでは、風向の変化とともに、渦励振の振幅は徐々に小さくなり、 $\beta = 26^\circ$  の時に渦励振はほぼ発生しなくなる。 $\beta = 26^\circ$  以上の風向についても数ケース行い、 $\beta = \pm 26^\circ$  の範囲外の風向では渦励振が発生しないことを確認した。

また  $\beta = 0^\circ$  で、迎角を $0^\circ$  から $+5^\circ$  まで細かく変化させたケースでは、迎角の増加に伴い渦励振の振幅が増加することを確認した。常吉連絡橋の架設位置では、迎角が継続的に $+5^\circ$

付近となる確率は非常に少ないと考えられる。しかし、この結果は耐風安定性の照査の有効なデータとなる。

一様流中で発生した渦励振は、 $I_u \approx 5\%$  の乱流中では若干発生するが、 $I_u \approx 8\%$  の乱流中では発生しない。したがって、実橋で想定される  $I_u$  が10%を超える気流中では、渦励振の発生はほぼ抑制されると考えられる。また、気流の乱れによるガスト応答は、風速、乱れ強さの増加

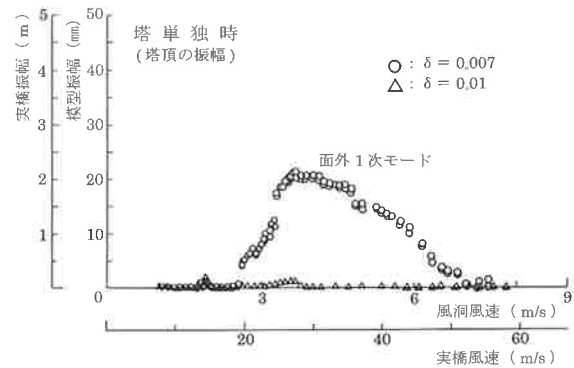


図-4 橋軸直角方向からの風による塔の応答

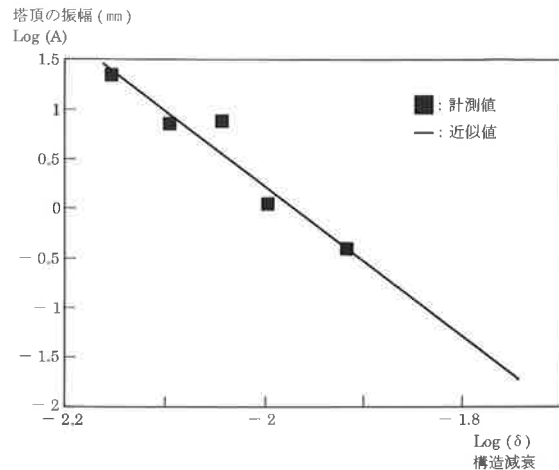


図-5 構造減衰と振幅の関係

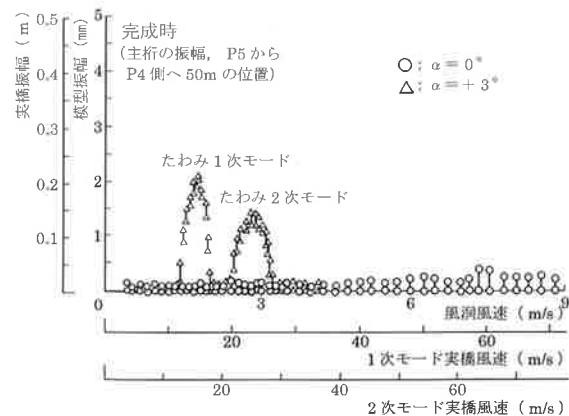


図-6 橋軸直角方向の風による主桁の応答

とともに大きくなり、既往の実験や観測結果とよく対応している。

以上の試験結果より、3次元風洞試験の結果と自然風の乱れや振動を発生させる風の生起確率を考慮した確率的な検討を行い、2次元風洞試験の結果とも合わせて総合的に耐風安定性を評価することとした。

### 3) 主桁架設時

主桁架設時の風洞試験は、最も振動数が低くなる架設段階の構造系に足場とクレーンの模型を付加して行った。 $\beta = 0^\circ$  ,  $\alpha = +3^\circ$  の条件では、完成系で発生する振動は発生しない。迎角を $\alpha = +5^\circ$  に大きくすると、鉛直たわみ1次モードの振動が若干発生する。しかし、迎角が大きい風の発生する確率は現地付近の風観測結果から考えて小さいと予想され、主桁架設時の安全性は十分確保されている。

また、主桁架設用の足場、クレーンを取り外した場合は、完成系と同じ条件( $\beta = 0^\circ$  ,  $\alpha = +3^\circ$ )で実橋換算最大振幅=250mmの比較的大きな渦励振が発生する。このことから、架設系で渦励振が発生しないのは、高欄が設置されていないなど、断面形状が完成時とは異なることその他に、足場やクレーンが気流を乱すことによる空気力学的な制振効果を有しているためと推察される。

### (3) 2次元風洞試験との比較

表-3に2次元風洞試験と3次元風洞試験の比較を示す。

表より、2次元風洞試験ではフェアリング付断面、基本断面ともに発生していなかった渦励振が、3次元風洞試験では $\alpha = +3^\circ$  の条件で発生していることがわかる。

2次元試験と3次元試験のレイノルズ数を比較すると、

$$2 \text{次元試験: } Re = \frac{V \cdot d}{\nu} = \frac{1.7 \times 0.085}{1.46 \times 10^{-5}} = 1.0 \times 10^4$$

$$3 \text{次元試験: } Re = \frac{1.7 \times 0.028}{1.46 \times 10^{-5}} = 3.3 \times 10^3$$

となり、約3倍程度の差がある。

このことと既往の風洞試験の報告<sup>3)</sup>から、主にレイノルズ数の差によって試験結果に差が生じたものと考えられるが、この他にも質量、構造減衰

表-3 2次元風洞試験と3次元風洞試験の比較

		振動現象の種類	2次元風洞試験	3次元風洞試験
フェアリング付断面	歩道風上 $\alpha = +3^\circ$	たわみ渦励振	発生しない。	発生する。 (たわみ1次モードと2次モード)
		ねじれ渦励振	発生しない。	発生しない。
		渦励振	発生しない。	発生しない。
	歩道風上 $\alpha = 0^\circ$	たわみ渦励振	発生しない。	発生しない。
		ねじれ渦励振	発生しない。	発生しない。
		渦励振	発生しない。	発生しない。
$\delta = 0.02$	車道風上 $\alpha = +3^\circ$	たわみ渦励振	発生しない。	発生する。 (たわみ1次モードと2次モード)
		ねじれ渦励振	発生しない。	発生しない。
		渦励振	発生しない。	発生しない。
	車道風上 $\alpha = 0^\circ$	たわみ渦励振	発生しない。	発生しない。
		ねじれ渦励振	発生しない。	発生しない。
		渦励振	発生しない。	発生しない。
基本断面	歩道風上 $\alpha = +3^\circ$	たわみ渦励振	発生しない。	発生する。 (たわみ1次モードと2次モード)
		ねじれ渦励振	発生しない。	発生しない。
		渦励振	発生しない。	発生しない。
	歩道風上 $\alpha = 0^\circ$	たわみ渦励振	発生しない。	発生しない。
		ねじれ渦励振	発生しない。	発生しない。
		渦励振	発生しない。	発生しない。
$\delta = 0.02$	車道風上 $\alpha = +3^\circ$	たわみ渦励振	発生しない。	発生する。 (たわみ1次モードと2次モード)
		ねじれ渦励振	発生しない。	発生しない。
		渦励振	発生しない。	発生しない。
	車道風上 $\alpha = 0^\circ$	たわみ渦励振	発生しない。	発生しない。
		ねじれ渦励振	発生しない。	発生しない。
		渦励振	発生しない。	発生しない。

の設定の差や3次元効果による影響もあると考えられる。

以上から、耐風安定性の検討にあたって、3次元風洞試験で発生した応答について確率的な検討を加え、総合的に照査することとした。

## 2. 疲労照査

本橋が建設される舞洲には、モノケーブル自定式の吊橋である此花大橋があり、風観測が継続して実施されている。この風観測のデータと今回実施した風洞試験結果を用いて、渦励振とバフエッティングを対象として応答を発生させる風の生起確率を考慮した疲労照査を行った<sup>4)</sup>。

### (1) 疲労照査の方法

疲労照査は、「鋼構造物の疲労設計指針」に基づいて等価応力範囲を用いた疲労照査法と累積損傷度を用いた疲労照査法で行った。疲労照査の手順を、図-7に示す。

風による振動に対する疲労照査を行う場合、通常、橋軸直角方向付近の風向に対して行われる。本照査では、振動が発生する風向、風速および迎角の範囲を風洞試験結果から求め、現地の風観測

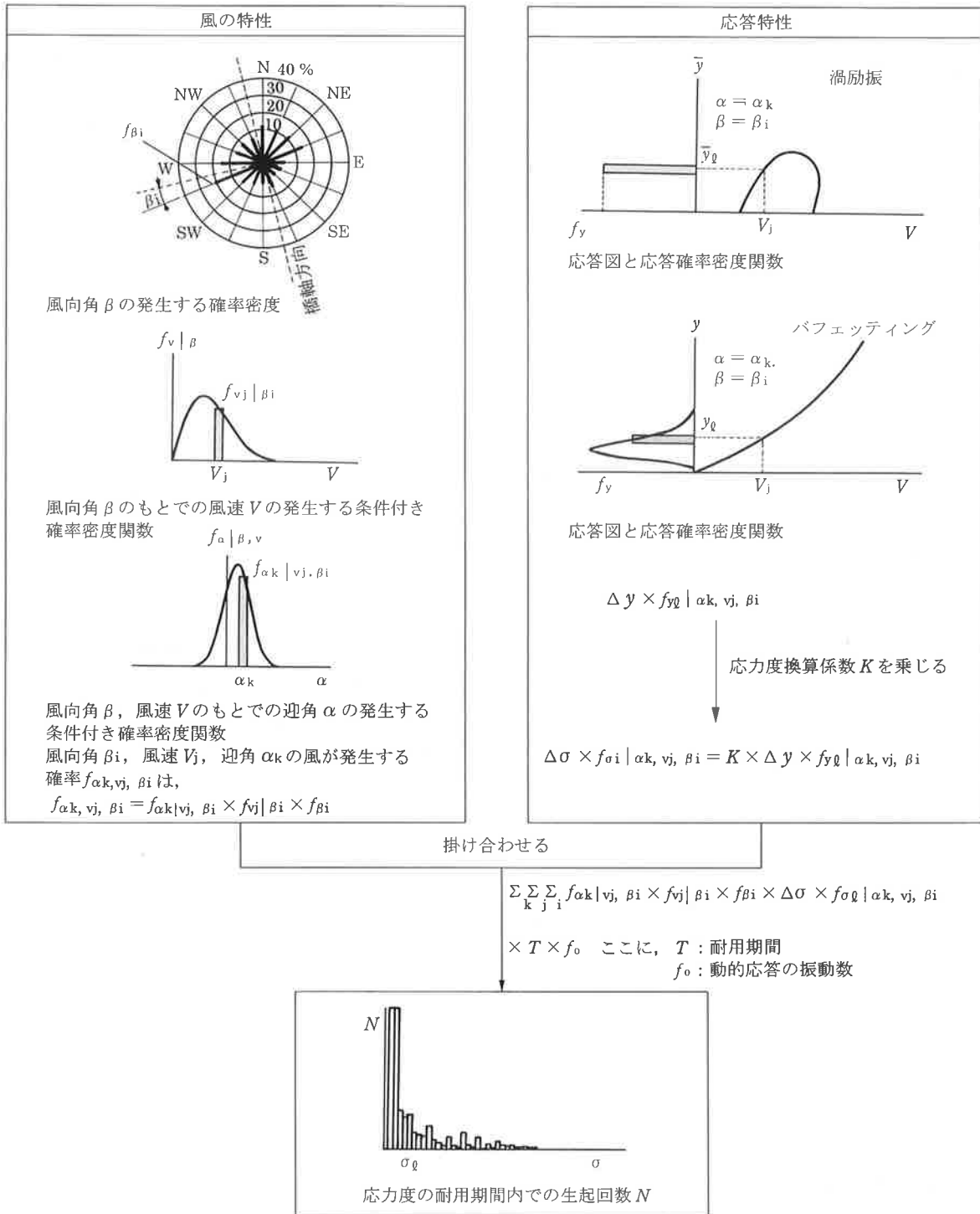


図-7 疲労照査の手順

データとあわせて、振動を発生させる風の生起確率を考慮した疲労照査を行った。

(2) 照査結果

風向の生起頻度を図-8に示す。観測地点における発生確率の高い風向は、淀川に沿う北東の風と大阪湾からの西風である。本橋の橋軸は東北東から西南西である。各振動振幅(モード振幅の最大値)における振動の発生回数の計算結果を図-9に

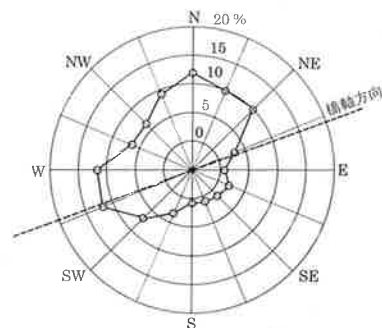
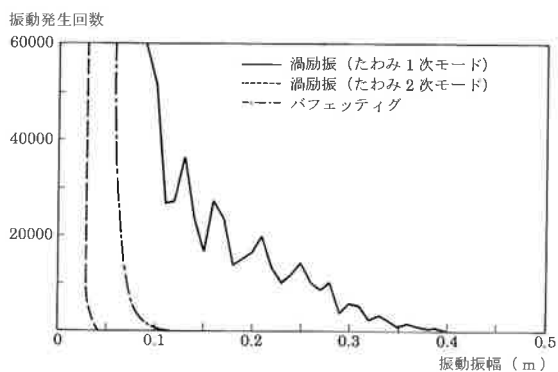


図-8 風向の生起頻度



(注) グラフの横軸の振動振幅は、主桁のモード最大振幅である。

図-9 振動の発生回数

表-4 主桁の疲労照査結果

	渦励振 1次モード	渦励振 2次モード	ガスト応答
有効振動回数 (全振動回数)	386,000回 ( $413 \times 10^6$ 回)	106回 ( $1,030 \times 10^6$ 回)	2,670回 ( $397 \times 10^6$ 回)
等価応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	588 < 1430 (61 < 140)	615 < 22000 (63 < 103)	317 < 7520 (40 < 142)
累積疲労損傷度	0.069 < 1.0 (0.081 < 1.0)	0.00002 < 1.0 (0.224 < 1.0)	0.00007 < 1.0 (0.022 < 1.0)

- 1) カッコ内は、全振動回数をを用いて計算した場合の値を示す。
- 2) 有効振動回数は、打ち切り限界以上になる応力範囲の発生回数を示す。
- 3) 許容応力範囲は、振動回数に対して疲労設計曲線を用いて計算した。
- 4) 耐用期間は100年とした。
- 5) 強度等級はEとした(打ち切り限界 = 296kgf/cm<sup>2</sup>)。

示す。振動モード解析から応力度が最大になる位置での応力度を求め、等価応力範囲を用いる方法と累積疲労損傷度を用いる方法により疲労照査を行った。

疲労照査の結果を、表-4に示す。どの応答に対しても等価応力範囲、累積疲労損傷度のどちらについても許容値以内であり疲労に対して安全であることが確認できる。

### 3. 耐風安定性のまとめ

2次元と3次元の風洞試験、および現地の風を考慮した疲労照査の結果をもとに、本橋の耐風安定性についてまとめると以下のとおりである。

#### (1) 主桁の耐風安定性について

2次元風洞試験ではフェアリング付き断面形状が最適断面として選定された。同試験ではフェアリングを付けない断面も試験され、渦励振などの振動は発生しなかった。これは塔柱断面の隅切り効果に近い効果であると考えられるが、その効果

はレイノルズ数の影響を受けることからこの断面を使用するにはさらに種々の風洞試験や実橋観測などによる確認が必要であり、フェアリング付き断面を選定する事が妥当であるとしている。

3次元風洞試験ではこの結果を受けて試験を行った。大半のケースで2次元風洞試験と同様な結果を得られたが、 $\beta = 0^\circ$ ,  $\alpha = +3^\circ$ の気流中で、たわみ1次とたわみ2次の渦励振が発生するという一部異なった結果もあった。この差異は、レイノルズ数の影響であると推察される。また、この渦励振は $I_u = 8\%$ と比較的小さな乱れを持つ気流中では発生しないことを確認した。

以上の風洞試験に加え、渦励振とガスト応答を発生させる風の生起確率を考慮した確率的な疲労応力度の照査も行った。その結果、どの振動に対しても発生応力範囲は疲労許容応力範囲以下であった。

2次元風洞試験、3次元風洞試験、現地の風の状況(現地風の観測結果と耐風設計便覧から $I_u > 10\%$ と推測される)および渦励振とガスト応答に対する疲労照査を総合的に評価し、主桁断面としてはフェアリング付きの断面形状を採用している。

#### (2) 塔独立時の耐風安定性について

塔が独立状態となる架設時には、橋軸直角方向からの風により15~50m/sの広い風速範囲で限定振動が発生する。この応答は構造減衰を0.01から0.018と少し大きくすることにより制振が可能である。

問題となる限定振動は、架設時の塔が独立状態になる期間に発生が限定されており、また減衰の付加で制振が可能である。制振対策としては機構的に減衰を付加する方法が有効であると考えられる。

#### (3) 主桁架設時の耐風安定性について

特に耐風安定性上問題となる振動は発生しない。3次元風洞試験の $\beta = 0^\circ$ ,  $\alpha = +3^\circ$ の条件で発生したたわみ渦励振は、架設時には発生しない。このことは、完成系と構造条件が異なることその他に、足場、トラッククレーンがあることによる制振効果が現れたものと推測される。

#### 4. TMDの検討

##### (1) 制振装置の必要性

塔架設時の3次元風洞試験結果より、橋軸直角方向の風によって塔面外1次モードの限定振動が発生することが予測された。この振動は、風速27m/s付近で最大振幅2.0mとなる。これは、加速度に換算すると3000galに相当し、作業性および架設機材の安全性から制振する必要があると考えられる。

構造減衰を変化させた風洞試験より、問題となる限定振動は構造減衰を  $\delta = 0.05$  程度にすれば、ほとんど発生しなくなり、表-5に示す許容加速度を満足することができる。構造減衰を付加する方法としては、TMDの設置による方法が効果的である。

表-5 許容加速度の比較

		許容加速度
耐風設計便覧		100gal
来島大橋	作業時 16m/s $\geq$	50gal
	休止時 16m/s $<$	600gal
名港東大橋	塔頂	100gal
	添接	20gal
ISO2631	船酔	(RMS)25gal
常吉連絡橋	塔頂	50gal

##### (2) TMDの概略性能

質量比  $\mu = 0.003$  とする。

塔架設時の塔全体重量  $W = 860.9\text{tf}$ 、塔頂にTMDを設置すると仮定する。

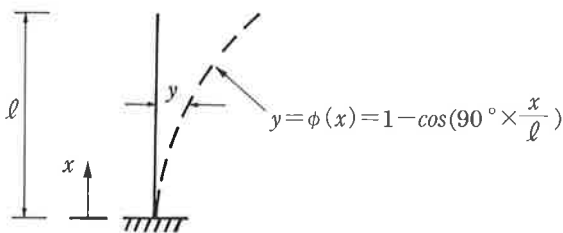


図-10 振動モードのモデル化

$$\int_0^l \left\{ 1 - \cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{x}{l}\right) \right\}^2 dx$$

$$\frac{\pi}{2} \cdot \frac{x}{l} = \theta, \quad \frac{d\theta}{dx} = \frac{\pi}{2l}$$

$$dx = \frac{2l}{\pi} \cdot d\theta$$

$$= \frac{2l}{\pi} \int_0^{\frac{\pi}{2}} (1 - \cos\theta)^2 d\theta$$

$$= \frac{2l}{\pi} \int_0^{\frac{\pi}{2}} (1 - 2\cos\theta + \cos^2\theta) d\theta$$

$$= \frac{2l}{\pi} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left( 1 - 2\cos\theta + \frac{1}{2} \cdot \cos 2\theta + \frac{1}{2} \right) d\theta$$

$$= \frac{2l}{\pi} \left[ \frac{3}{2}\theta - 2\sin\theta + \frac{1}{4}\sin 2\theta \right]_0^{\frac{\pi}{2}}$$

$$= \frac{2l}{\pi} \left( \frac{3\pi}{4} - 2 \right) = 0.227$$

$$M_{eq} = \int_0^l m \phi^2 dx$$

$$= m \int_0^l \phi^2 dx$$

$$= m l \times 0.227$$

$$= \frac{W}{g} \times 0.227$$

$$= \frac{860.9}{g} \times 0.227 = 19.94 \text{ tf} / (\text{m/sec}^2)$$

以上より、TMDの概略の規模は、

重量:  $W_{TMD} = 19.94 \times 9.8 \times 0.003 = 0.586 \text{ tf}$

ダンパー:  $\delta_{2,opt} = 2\pi \sqrt{3\mu/8(1+\mu)^3} \approx 0.210$

この条件より、文献<sup>5)</sup>を参考にしてTMDの性能を推定すると、

振動数比  $\alpha \approx 1.0$  の場合:

見かけの対数減衰率 ( $\delta_{eq}$ )  $\approx 0.15$

TMDの相対振幅 ( $\zeta$ )  $\approx 10$ 倍

となる。

以上のように、比較的小さな装置で十分な性能を得ることができ、TMDの設置は有効な制振方法であることが確認できた。

#### あとがき

常吉連絡橋の耐風安定性について、3次元風洞試験を完成系と架設系について実施し、2次元試験および現地の風を考慮した疲労照査結果と合わせて、総合的な評価を行った。その結果、主桁の断面形状としては、上面傾斜角が35°のフェアリ



ング付き断面が安定した耐風性を示し、疲労の面でも問題ないことが確認できた。

塔については、独立状態となる架設時に最大振幅が約2.0mの大きな振幅の振動が発生する可能性があることがわかった。この振動は、構造減衰の付加によって制振が可能であることから、TMD設置の検討を行い、比較的小さな装置で十分な制振が可能であることを確認した。

現在、常吉連絡橋の上部工工事は工場製作をほぼ完了し、現場架設に入った段階である。塔架設時にはTMDが設置される計画であり、塔とTMDの挙動および現地の風向・風速を対象とした動態観測が実施される予定である。今後、これらの実橋の観測を含めて、本橋の耐風性を評価するとともに、今後の耐風設計の有効な資料として役だてたいと考えている。

最後に、風洞試験にの実施に当り大阪市建設局橋梁課、および模型の製作・調整や試験の実施、データの分析などで協力していただいた関係各位に感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 例えば 岡島 厚・上野久儀・阿部彰人・隅切り矩形断面柱の空力特性に及ぼすレイノルズ数の影響, 日本風工学誌, 第49号, pp.1-13, 1991.11.
- 2) 米田昌弘・宮地真一・枝元勝哉・望月秀之: 常吉連絡橋(仮称)の部分模型風洞試験, 川田技報, Vol.15, 1996.
- 3) 井上浩男・萩生田弘・船本憲市・内藤誠: 長大吊橋扁平断面補剛桁の耐風安定性に関する実験的研究, 三井造船技報, 第135号, 1988.
- 4) 細見雅生・小林紘士・新田吉伸: 橋梁の渦励振およびバフティングに対する疲労照査について, 鋼構造年次論文報告集, 第3巻, 1995.11.
- 5) 堀内博・藤澤伸光・津村直宣: TMDの設計における実用算定式, 土木学会構造工学論文集 Vol.37A, 1991.3.