

東京湾アクアライン橋梁部鋼箱桁橋に 発現した渦励振とその特性

吉田好孝¹・藤野陽三²・時田秀往³・本田明弘⁴

¹正会員 本州四国連絡橋公団向島管理事務所所長 (〒722-0073 広島県御調郡向島町6904)
(元東京湾横断道路(株)技術部技術第二課長)

²Ph.D. 東京大学教授 工学系研究科社会基盤工学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

³正会員 工修 清水建設(株)設計第2部 (〒105-0023 東京都港区芝浦1-2-3)
(元東京湾横断道路(株)技術部技術第二課係長)

⁴正会員 三菱重工業(株)長崎研究所流体研究室 (〒850-0063 長崎市飽の浦町1-1)

東京湾アクアライン橋梁部の最大支間長240mを含む10径間連続鋼床版箱桁橋(全長1,630m)において、部分模型及び10径間全体模型による風洞試験においてみられたのと同様の渦励振が発生した。そのため架設後の橋梁に対し動態観測を行い、渦励振による鉛直撓み振動が桁に生じることが確認された。実橋で観測された1次撓み振動は風速約16~17m/secで振幅が最大となり、大きい場合には約54cmに達した。この振幅は、風洞試験値を起振実験で得られた実橋の対数減衰率で補正した値と整合的であった。また風速23m/sec前後においては、2次モードの渦励振と思われる振動の発現が認められた。実橋において渦励振が生じた風向は、橋軸直角方向を中心にほぼ±20°の範囲であった。

Key Words : *field measurement, long span steel box girder, Trans-Tokyo Bay Highway, vortex-induced oscillation, wind tunnel test*

1. まえがき

本論文で対象とする橋梁は、東京湾アクアライン橋梁部の一部で、4車線幅員22.9m、最大支間長240mの2径間を含む全長1,630mの10径間連続鋼床版箱桁橋である¹⁾。

近年の鋼箱桁橋の長径間化に伴い、鋼箱桁の耐風安定性を懸念する指摘があり^{2), 3)}、本橋においても設計検討段階より二次元部分模型あるいは三次元全体模型による各種の風洞試験が行われた⁴⁾。その結果、渦励振による鉛直撓み振動が、風速に応じて低次モードから高次モードに至るまで出現することが判明した。種々の空力的対策を検討したが、完全に振動を押しさきることができず、同橋への制振対策として同調質量減衰器(TMD, Tuned Mass Damper)の設置等を検討した^{1), 5)}。

しかし、設計時に用いる橋梁の構造減衰は概して安全側であり、実橋においては上回る可能性があること、風の乱れや傾斜角などの風特性が現地と風洞試験とは異なる可能性があることから、実橋において必ずしも有意な振動が発生するとは限らないと

考えた。

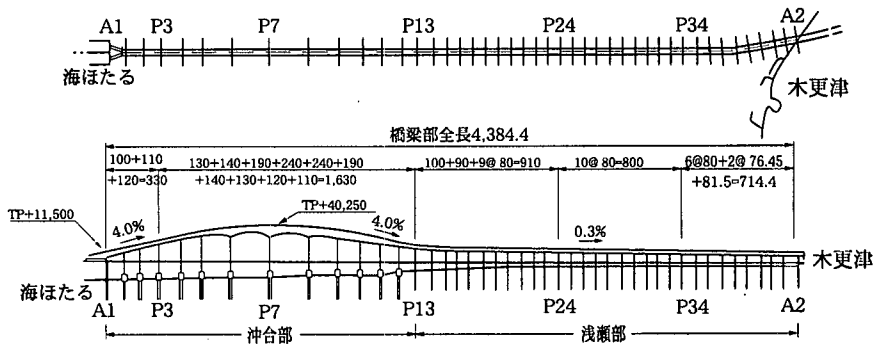
また東京湾アクアラインにおいては、橋梁部をシールトトンネルや人工島内の工事の工事用道路として利用するため、桁の架設完了から供用開始までかなりの期間があり、そのため桁製作時には制振対策を行わず、実橋に対し現地で動態観測や起振実験を実施した上で、有害な振動が発生すれば必要な制振対策を施すこととした。

桁の架設は1994年10月に完了した。しかし同年12月の南西の季節風により、桁に有意な振動が認められ、その後も一定の条件下で渦励振によると思われる振動が発生した。

本論文では(1)事前に実施した風洞試験結果、(2)現地の自然風特性、および(3)実橋における渦励振の特性と風洞試験との整合性等について述べる。

2. 橋梁位置と構造概要

本橋を含む道路計画ルートは、東京湾のほぼ中央を北西-南東方向に横断しており、検討の対象とした橋梁部は、湾内中央よりやや南東寄りに位置して



a 側面図

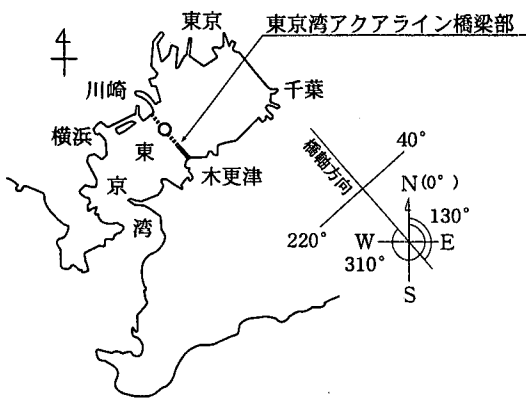
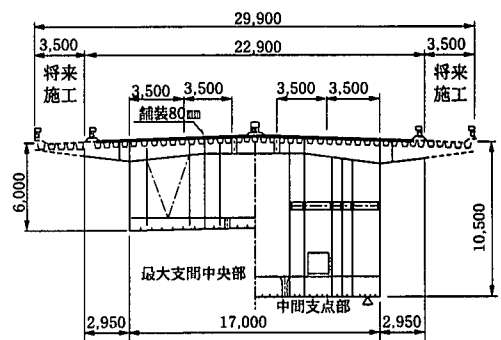


図-1 架橋地点位置図



b 断面図

図-2 東京湾アクアライン
橋梁部の構造概要

いる(図-1)。橋軸方向が北となす角度は、北を 0° として右回りに 130° および 310° である。従って橋軸直角方向(水平面内)は 40° および 220° となる。

橋梁構造は1ボックス3セルの10径間連続鋼箱桁橋で、全長1,630mの直橋である(図-2)。最大支間長はP6~P7~P8の2径間で各々240m、P5~P9の航路部は桁高の変化する変断面桁である。

完成時の構造(現状)は往復4車線、幅員 $B=22.9\text{m}$ 、アスファルト舗装厚さ $t=80\text{mm}$ である。なお将来の交通量増加に対応し、現幅員の両側にそれぞれ1車線分(3.5m)の拡幅が可能な構造となっており、この場合の幅員は $B=29.9\text{m}$ となる。現4車線構造を完成型、将来の6車線構造を将来型と以後称する。

橋脚は鋼製Y型、桁中間部(P4~P11)の支承は大型鋼製ピボット支承(固定)であり、連続桁端

部等(P3およびP12、P13)は鋼製ピボットローラー支承(可動)である。上部工に作用する橋軸方向地震時水平力は、鋼製ピボット支承を介して橋脚に伝達される、いわゆる多点分散型構造である。桁の温度変化などによる橋軸方向の伸縮は、鋼製橋脚の水平たわみにより吸収される。本橋の詳細な構造的特徴は、参考文献1)、6)に示されている。

3. 風洞試験による橋梁の耐風特性の事前検討

(1) 部分模型による二次元風洞試験

対象としている橋梁はウェブ高さに変化する変断面箱桁橋である。そこで、まずはじめに最大支間長部の $L/2$ 点(桁高 $h=6.0\text{m}$)と、 $L/6$ 点($h=7.63\text{m}$)の2タイプを対象にして、完成型の部分模型による二次元風洞試験を一様流のもとで実施した(図-3)。 $L/2$ 点は最大支間長部では桁高が最も薄

表-1 実橋と二次元部分模型の諸元

結 元		完成型 (4車線)		将来型 (6車線)	
		L/2断面	L/6断面	L/2断面	L/6断面
実 橋	質量 (t/m) 注1)	25.40	25.29	28.10	27.99
	極慣性モーメント (t・m) 注1)	1248.52	1355.83	1880.23	2027.42
	1次たわみ振動数 (Hz) 注2)		0.35		0.35
	1次振れ振動数 (Hz)		1.52		1.52
	構造減衰 (1次)		0.030		0.030
二 次 元 部 分 模 型	縮尺	1/30	1/30	1/30	1/30
	質量 (kg)	76.20	76.87	84.30	83.97
	構造減衰	0.02	0.02	0.02	0.02
	風速倍率	4.47	4.45	4.60	4.61

注1) 実橋と模型の質量及び極慣性モーメントは等価質量に基づくものではなく、各断面の値である。

注2) 実験における振動数比は、たわみと振れの連成する可能性が少ないため、相対条件からは除外した。

注3) 1次たわみ振動数は完成型での起振実験結果、1次振れ振動数は解析値である。

注4) 実橋の構造減衰は、起振実験結果に基づいている。

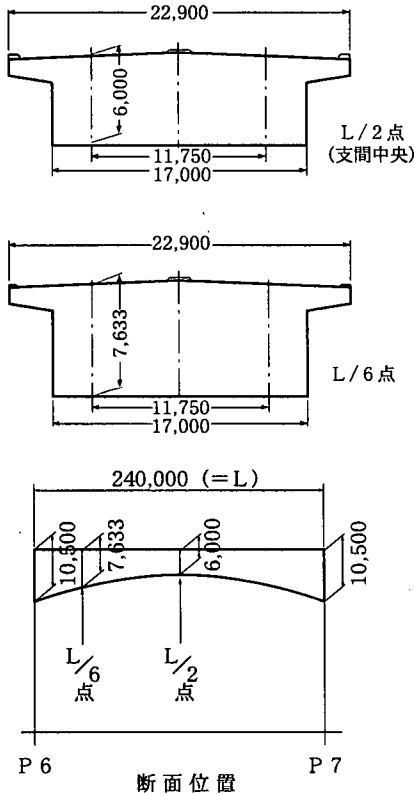
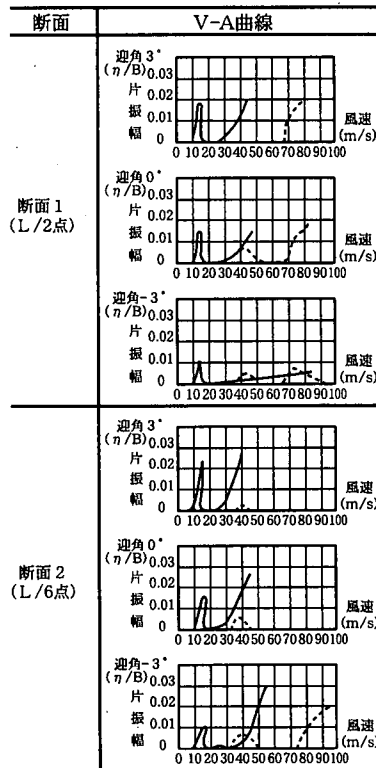


図-3 二次元風洞試験の部分模型 (完成型)



注1) 1/30, 完成型, 耐風対策無し
注2) ----- 振れ振動

図-4 二次元模型による風洞試験結果

く、桁横断面の水平軸に関する曲げ剛性最小の断面位置であり、L/6点については、その応答特性が変断面桁全体の応答特性に近い結果を示すことに着目した^{3), 7)}。風洞模型の諸元等を表-1に示す。完成型で耐風対策を行わない断面に対する部分模型風洞試験の結果は以下の通りである(図-4)。

- a) 完成型で耐風対策を実施しない断面(図-2)においては、L/2断面およびL/6断面とも、風速10m/sec付近より限定振動(渦励振)が発生し、風速15~17m/secで最大振幅となる。
- b) 渦励振による鉛直たわみ振動の無次元片振幅 η/B は、L/2断面およびL/6断面とも、風の傾斜角 0° の時では0.015程度(実橋換算たわみ $\eta=34$ cm)、L/6断面の $+3^\circ$ の場合で0.025程度($\eta=56$ cm)である。
- c) 発散振動(ギャロッピング)は、L/2断面では風速30m/sec付近から、L/6断面では風速25~30m/sec付近から徐々に生じる。
- d) 振れ渦励振は、L/2断面およびL/6断面とも風速35~40m/secで生じる。

以上のように基本断面では、設計風速 $V_d=67.7$ m/sec以下で渦励振による限定振動と、発散振動であるギャロッピングが発生した。これらの振動を抑制するために、空力的対策として、1) フェアリング、2) ダブルフラップ、3) スカートの制振効果を調べる風洞試験を実施した。これらの各空力的対策案を図-5に示す。空力的対策後の風洞試験結果は以下の通りである(図-6)。

- a) 渦励振対策としてダブルフラップ+フェアリング+スカートの組み合わせの場合、最も振幅が低減する。ただしこの場合でもL/2断面(風の傾斜角 $\alpha=+3^\circ$)で $\eta=18$ cm、L/6断面($\alpha=0^\circ$)の場合で $\eta=40$ cmの振動が残り、橋梁の使用性上問題のない振幅とすることはできない。なお、本橋では文献8)等に基づき、使用性に関する許容振幅の目安を $\eta_a=10$ cmとした⁹⁾。
- b) 設計風速($V_d=67.7$ m/sec)以下で生じるギャロッピングに対しては、箱桁の側面下部にスカートを設置することにより、L/2断面($\alpha=0^\circ, \pm 3^\circ$)およびL/6断面($\alpha=0^\circ, +3^\circ$)について、振動を抑制することが可能である。しかしL/6断面の $\alpha=-3^\circ$ ではギャロッピングが生じる。

部分模型による風洞試験の結果、桁に渦励振とギャロッピングが発生し、かつその制振が困難であることが明らかとなった。ただし部分模型による試験では、

- a) 桁高の変化する変断面桁
- b) 最大で約4%の縦断勾配

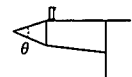
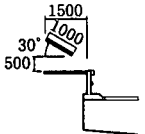
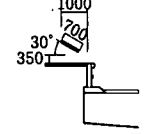
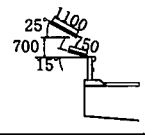
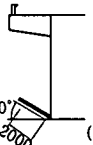
種類(記号)	形状		
	記号	先端角 θ	幅員B(mm) 完成型 将来型
フェアリング F-1 F-2	F-1	60°	1126 693
	F-2	70°	928 571
	 二等辺三角形タイプ (θ 変化)		
ダブルフラップ DF-1 DF-2 DF-3	DF-1		
	DF-2		
	DF-3		
スカート S	S	 (連続して取付け)	

図-5 二次元風洞試験における空力的対策

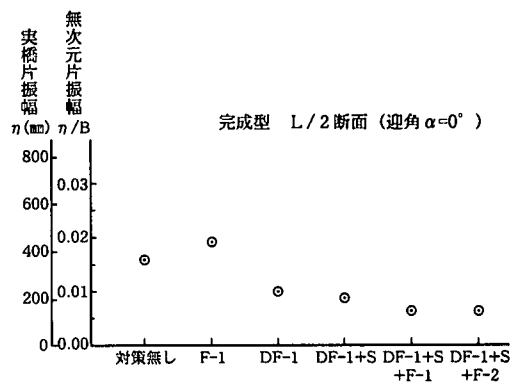


図-6 渦励振に対する空力的対策の効果
完成型L/2断面(傾斜角 $\alpha=0^\circ$, 一様流)

表-2 全体模型風洞試験に用いた乱流

名称	主流方向の乱れ強さ I_u (%)	主流方向乱流の定義
1.乱流A	4	架橋位置において吹く風のうち、乱れが最も小さいと考えられる乱流。乱流発生は剛翼による。
2.乱流B	8	架橋位置において吹く風のうち、やや大きめの乱れを有する乱流。乱流発生は剛翼による。
3.乱流C	8	乱流Bと同等の乱れ強さを有し、フレキシブル翼により水平方向（橋軸方向）の空間相関を低下させた乱流。

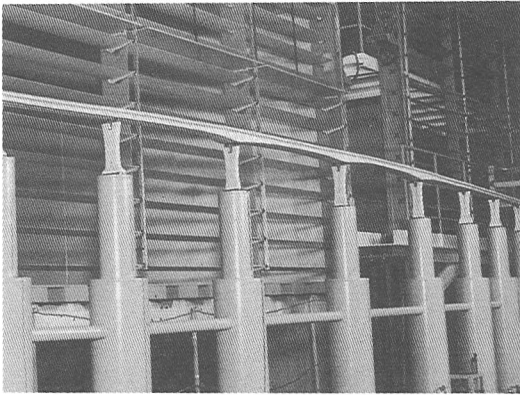


写真-1 10径間連続桁の全体模型風洞試験

- c) 各支間長の異なる多径間連続桁のモード特性
- d) Y型橋脚周りの風の効果

等の影響が反映されていない。これらの要因が実橋の耐風安定性に影響を与える可能性があると考えられたため、三次元弾性模型を用いて、更に詳細な風洞試験を実施することとした。

(2) 三次元全体模型による風洞試験

三次元風洞模型については、当初は10径間連続桁の内、最大支間長240m径間部を含む中央部4径間（P5～P9）のみを縮尺1/100で模型化した。しかし模型化しない側径間部分に作用する空気力が、中央部の振動振幅に影響を与えること、および10径間連続桁の高次振動モードまで把握する必要があることを考慮して、10径間全てをモデル化することとした（写真-1）。

風洞の大きさは限られているため、10径間全体を風洞の中に納めると模型の縮尺は1/170となる。1/170模型の採用に当たっては、模型縮尺が大きいためその再現性が問題となるが、それについては1/30、1/90および1/170の3種類の部分模型に対し同一条件で風洞試験を行い、試験結果に空力特性上の大差が生じないことを確認している（図-7）。

全体模型の鉛直方向たわみ剛性は、桁内部に配置した金属製剛性棒によって相似させた。外形は檜材ブロックで再現しており、各ブロック間の隙間は薄いゴムによって覆うことにより、隙間の影響を除去した。振動系の減衰は電磁式ダンパーにより調整した。

架橋地点は開けた海上部であるため、一般の海峡部などよりは一樣流に近い風が作用すると予想され、風洞試験においては一樣流を基本とした。しか

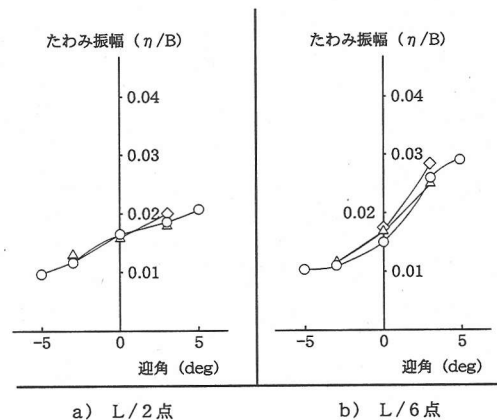


図-7 模型縮尺による振動振幅の比較
 (完成型、一樣流、渦励振対策無し)
 (○: 1/30, △: 1/90, ◇: 1/170)

し事前の風観測結果に基づいて、表-2に示す乱れを考慮した試験も併せて実施した。1/170縮尺の三次元全橋風洞模型に適用した実橋諸元を表-3に、解析による振動モードを図-8に示す。試験結果の概要は以下の通りである。

- a) 渦励振は、設計風速 ($V_d=67.7\text{m/sec}$) の範囲で1次振動から9次あるいは10次振動まで発生することを確認した（図-9）。各振動次数における振幅の差は、卓越振幅を生じる径間がそれぞれ異なり、等価質量および作用空気力

表-3 実橋の総質量及び等価質量

項目	諸元
桁の総質量	36,337 (t)
等価質量	1次振動モード 22.7 (t/m)
	2次振動モード 22.0 (t/m)

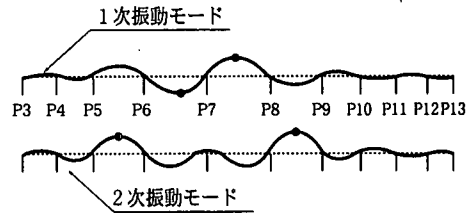


図-8 10径間連続桁の鉛直たわみ振動モード

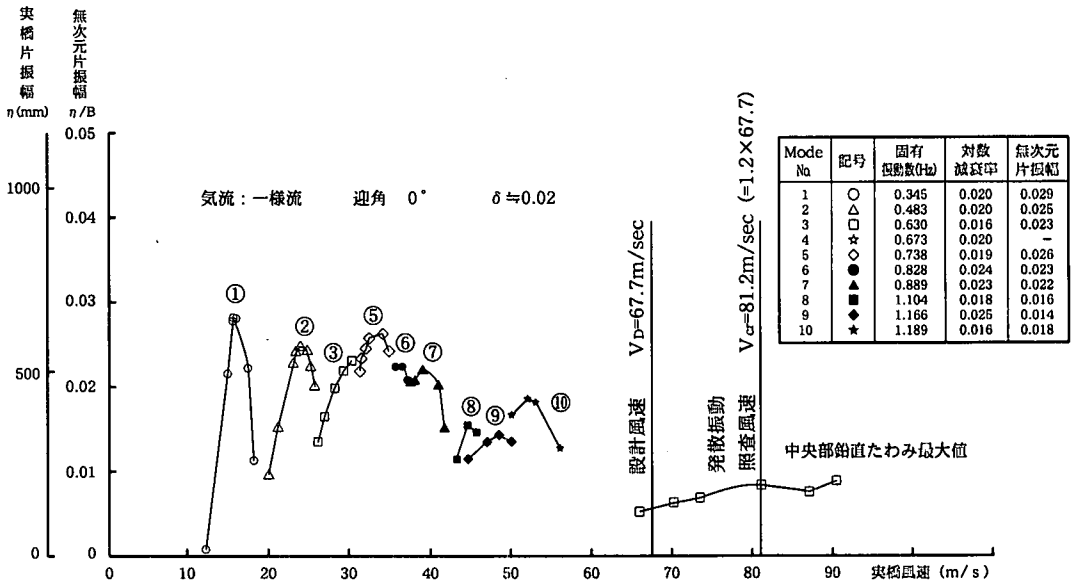


図-9 全体模型による風洞試験結果 (完成型, 一樣流)

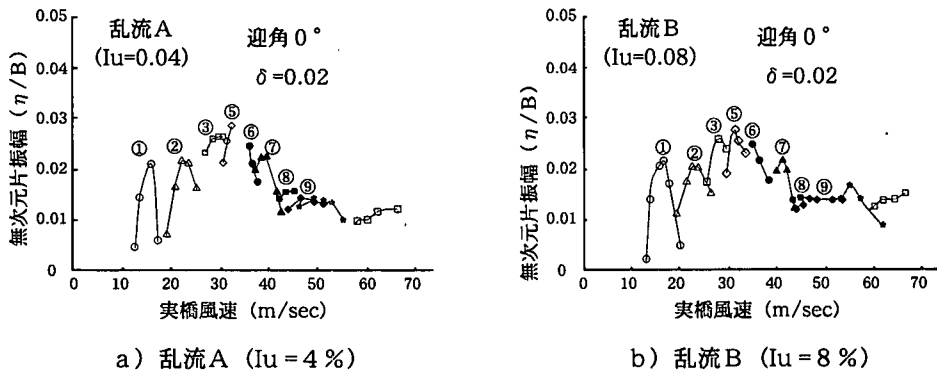


図-10 全体模型による風洞試験結果 (完成型, 乱流)

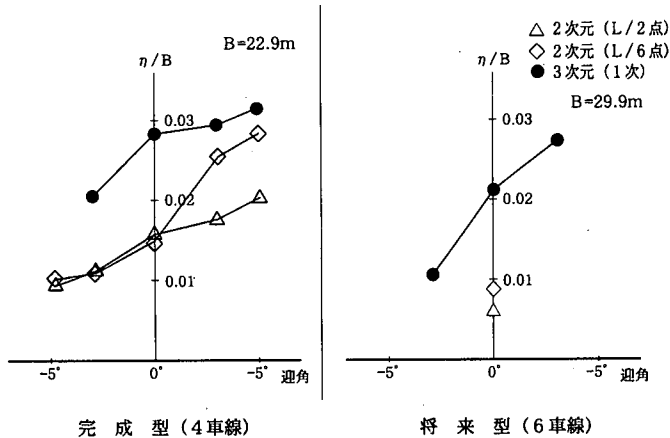


図-11 完成型と将来型の渦励振振幅（一樣流, 対策無し）

がモードごとに異なることが原因であると考えられる。なお図-9のケースでは、4次振動は3次振動と5次振動の間で確認が困難になっている。

- b) 部分模型実験で発生が認められていた発散振動（ギャロッピング）については、その発生が認められなかった。これは全体模型による風洞試験で、中央4径間以外の側径間部が空力的な制振効果を発揮したためと思われる。
- c) 主流方向の乱れ強さ4%（乱流A）及び8%（乱流B, C）の3種類の乱流中の試験においては、1次振動の最大振幅が、一樣流中の試験に比べいずれも約20%小さくなった。ただし各乱流相互の差はあまり明瞭ではなかった。なお渦励振により1～9次の鉛直たわみ振動が連続して発生する現象は、一樣流の場合と同様である（図-10）。

d) 完成型（4車線）と将来型（6車線）の比較では、張り出し部の長い将来型の振動振幅は、完成型に比べ約2/3程度に抑制されている（図-11）。

これらの試験結果より、本橋では渦励振が低風速から発生する可能性が高く、一方、10径間連続桁としてのギャロッピングは発生しないと判断されたため、渦励振に対してのみ制振対策を行うこととした。

4. 動態観測

(1) 橋梁上の観測概要

本橋においては風観測や動態観測、起振実験等の結果に基づいて制振対策を検討した。これらの観測や実験は、完成橋梁に対する単なる確認に留まらず、得られたデータは制振対策を実際に計画する上で重要な意味を持つ。

表-4 橋梁の動態観測に使用した風向風速計

計器の種類	仕様
風向風速計 (三次元)	型式: 風車型発電式
	測定範囲: 水平風向360° 垂直風向±40° 風速2~70m/sec
	精度: 水平風向±5°以内 垂直風向±5°以内 風速10m/sec以上で±5%以内
	起動風速: 起動風速: 2 m/sec以下
風向風速計 (二次元)	型式: 風車型
	測定範囲: 風向0~540° 風速0~60m/sec
	精度: 風向±3°以内 風速10m/sec以上で±3%以内
	起動風速: 0.3m/sec以下

動態観測の内容は、橋梁上の風向風速、風の傾斜角、桁の鉛直振動加速度及び支承の回転変位である。風向風速計は、桁の振動の影響が少ない支点近傍（P7）の桁上に設置した。使用した機器の設置位置を図-12に、風向風速計の仕様を表-4に示す。

ここで整理した観測データは、1995年5月よりほぼ1年間の記録である。橋面舗装は1995年6月までに施工を完了しているが、桁内の電力ケーブルや管理路などの各種添架物などは、一部未載荷のままである。ただし観測期間中に、死荷重の大きな変化はない。

(2) 風向風速計

風向風速計は、外側地覆の自動車用防護柵支柱に鋼製帯板で固定した。桁上の三次元風向風速計（風車型、表-4）は、横断方向の風上側では広範囲の風向風速に対し安定したデータが得られる。しかし

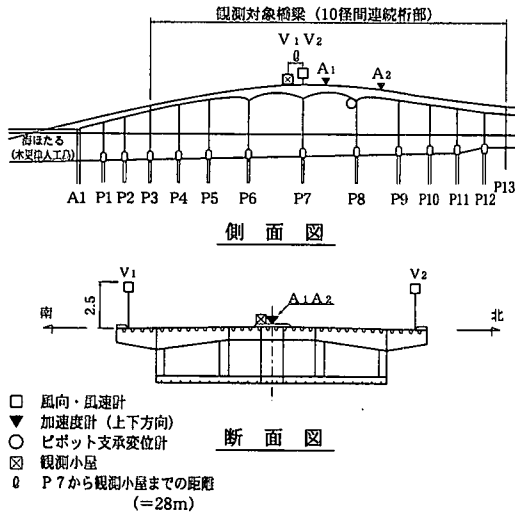


図-12 計測機器設置位置

風下側では、風速にかかわらず気流が大きく乱れ、風向風速計が常に前後に揺動して信頼性の高いデータを得ることができない。従って三次元風向風速計は桁横断面の両側端にそれぞれ1基ずつ常設し、橋軸直角方向の風に対しては、常に風上側のデータを採用することとした。以下の文中で特に断らない限り、風特性データは三次元風向風速計による値である。

二次元風向風速計は、橋面上の風速の水平成分を直接計測することを目的として設置した。設置箇所は三次元風向風速計に隣接した位置（南西側）で、設置期間は1995年5月～11月の約6ヶ月である。

(3) 加速度計及び計測小屋

加速度計の型式はサーボ型で、測定範囲は1G以下、周波数範囲は0～300Hzである。設置は維持管理の容易さを考え、中央分離帯の自動車防護柵支柱に固定した。コンピュータ、ディスプレイ、記録器などを納めた計測小屋は、橋面上の中央分離帯近傍に設置しており、計測する風に影響を与えないように、P7からP6方向に約28m離れた位置とした。各計測器からのケーブルは、柵内を通して計測小屋へ導いた。

(4) 計測の条件

計測機器の自動的な起動及び計測データのサンプリングは以下の条件によった。

- 1) 計測は瞬間風速が10m/secに達したときに開始する。

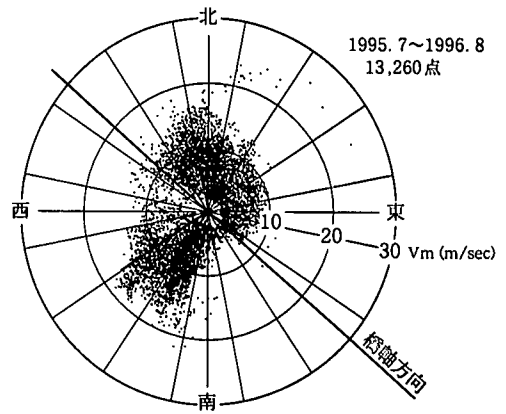


図-13 架橋地点の風向風速特性

- 2) 1回の計測は10分間とし、その間0.1秒毎に風速、風向などのデータを得る。
- 3) 風速が10m/sec以下であっても、毎正時（1回/時間）には計測する。

すなわち1回10分の計測で、風速 V 、風向 θ 、主流方向乱れ強さ I_u 、および鉛直面内の風の傾斜角 α について各々6,000個のデータが得られる。10分間平均値および最大値は、それぞれこの6,000個のデータの平均値および最大値として算出した。

(5) 架橋地点の風特性

架橋地点における卓越風向は、主に南西と北北西である。湾口からの風である南西風は夏期において高い頻度で吹くが、冬季においてもしばしば生じている。南西方向はほぼ橋軸直角方向に当たり、その発生頻度は年間を通じて比較的高い（図-13）。

上記（4）に示した条件に従い、10分間平均値として整理された風のデータ数は、1995年7月より1996年6月までの1年間で13,260個であり、この計測時間総量は全期間の25.2%を占める。風速の出現頻度は15～16m/sec以下の範囲に集中しており、10分間平均風速 V_m の日最大値の出現頻度は、図-14に示すように $V_m=10$ m/secから19m/secにかけて、ほぼ一定の割合で減少している。

主流方向乱れ強さは、図-15に示すように南西風では概ね2～10%の範囲に、同様に橋軸直角方向である北東風では概ね3～10%の範囲に分布している。なお北西方向の風の乱れが20%を越える広範囲に分布しているが、これは橋軸方向に近いために、自動車用防護柵などの影響を受けていると考えられる。

参考文献8)によると、開けた海岸部に相当する乱

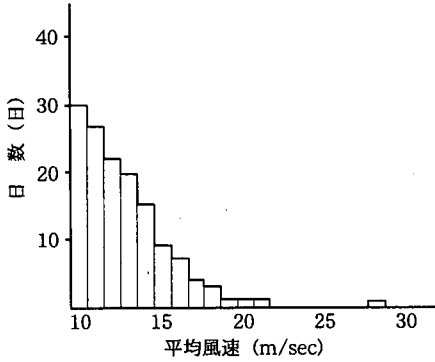


図-14 日最大10分間平均風速の出現頻度
(1995年7月～1996年6月)

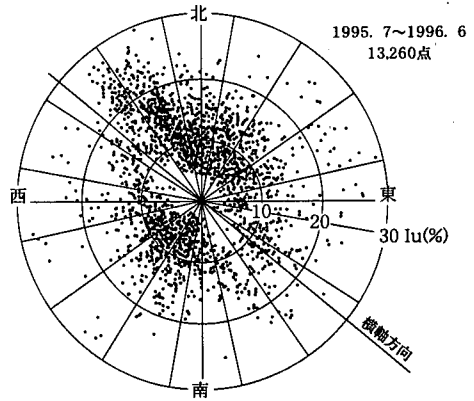
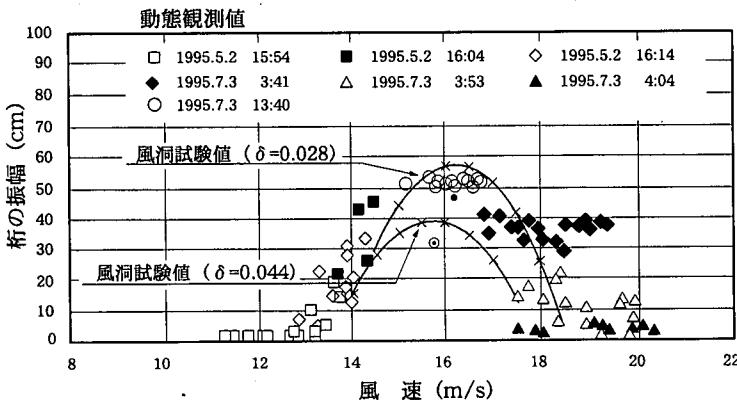


図-15 主流方向乱れ強さ I_u の風向別特性



注1) 実線は全体模型風洞試験結果、
一様流、迎角 $\pm 0^\circ$ 。
注2) ●は乱流時 ($I_u = 4\%$) の推定
値、 $\delta = 0.028$ 。
注3) ○は同上、 $\delta = 0.044$ 。

図-16 桁の振動振幅の比較 (図中の実線は風洞試験値(1次モード)を補正したもの)

れ強さは $I_u = 0.12 \pm 30\%$ 、すなわち $8.6\% \sim 15.6\%$ に相当する。本橋周辺のような開けた海上部では、乱れの小さな風が高い頻度で吹いており、渦励振発生面からは悪条件となっていることが分かる。桁を振動させる風もこの南西風であることが多い。

ガストファクターは、おおむね $V_m = 3 \sim 16 \text{ m/sec}$ の範囲では $G = 1.1 \sim 1.9$ という分布であり、特に $1.1 \sim 1.3$ の範囲に集中した。また平均風速が約 20 m/sec を越えると、ガストファクターは $1.1 \sim 1.4$ の範囲に集中する傾向を示した。

5. 渦励振による振動

(1) 風速と桁振幅の関係

桁に制振対策を施していない状態で、桁に生じる渦励振の現象は一様ではない。長時間にわたり定常的で振幅が一定なケース、あるいは振幅が常に変化しているケースなどが認められ、その振幅について

も大小様々である。これらの変化は主に風の風向、風速、乱れ強さ、ガストの大小などに左右されていると考えられる。

比較的長時間にわたり一定の風が作用したケースを図-16に示す。採用データは1995年5月2日の連続30分間、および最大振幅を観測した同年7月3日の40分間における計測値である。図中の各点はそれぞれ30秒間の平均値で、図全体の観測点数は140点となる。これらのデータの中から、応答振幅の大きい2ケース(5月2日16:04～16:14および7月3日13:40～13:50)を抽出して周波数分析を行うと、1次振動が卓越していることが分かる(図-17)。

図-16の風速は、三次元風向風速計で計測した値を、二次元風向風速計の結果と対照させて、水平方向の風速に換算した値(以下、水平換算風速)である。桁の振幅は、桁に設置した加速度計の動態観測結果から、桁の1次振動モードの固有振動数を用

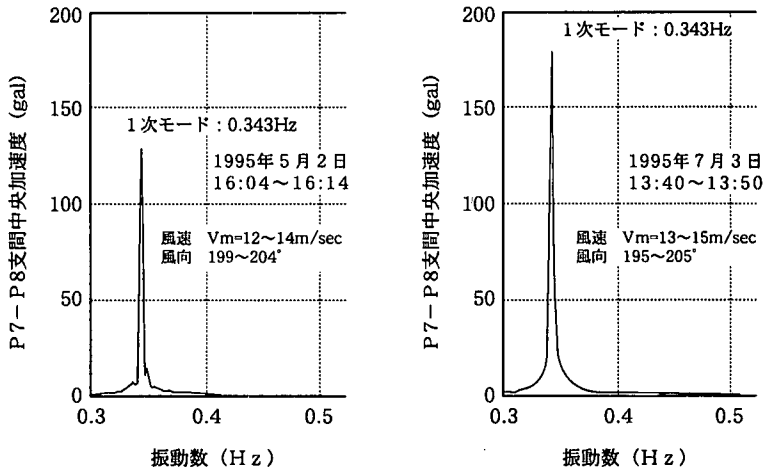


図-17 周波数分析結果

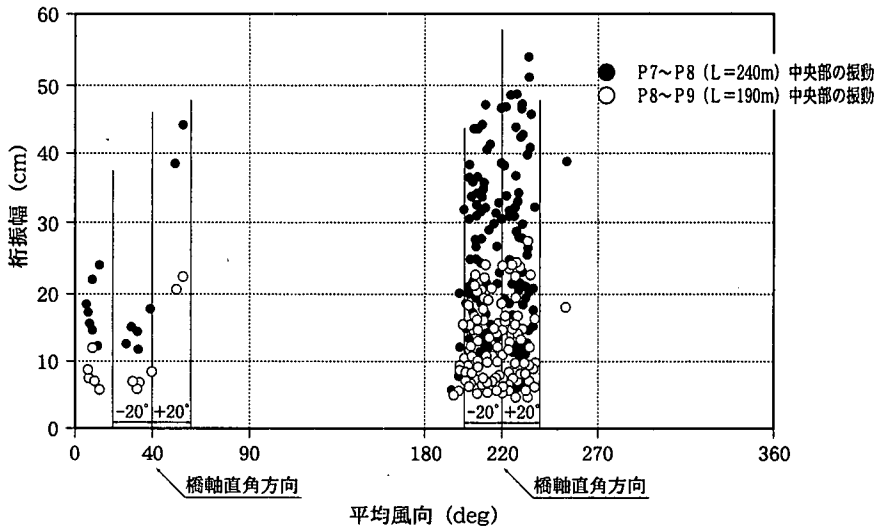


図-18 風向～桁振幅関係

いて

$$\eta = a / (2 \pi f)^2 \quad (1)$$

により求めた。ここで、 η ：振動振幅 (cm)， a ：計測された加速度 (gal)， f ：固有振動数 (Hz) である。

これまでに記録された桁の最大加速度値は $a = 253\text{gal}$ であり、振幅は式 (1) より $\eta = 54\text{cm}$ となる。このときの風向は南西風で、方位は 205° (橋軸直角方向から 15° 東寄り)、主流方向の乱れは $4 \sim 6\%$ 強であった。

すなわち渦励振の1次鉛直たわみ振動は、風速 (水平換算風速) $V = 13 \sim 20\text{m/sec}$ の範囲で生じ、最大振幅発生時の風速は、 $V = 16 \sim 17\text{m/sec}$ であ

る。また図-16に示す実線は、10径間全体模型による風洞試験の結果を、起振実験で得られた対数減衰率 $\delta = 0.028 \sim 0.044^{6), 10)}$ を考慮して補正したものである。これより実橋の動態観測結果が、風洞試験結果によく一致していることが分かる。なおここで示した風洞試験結果は三次元全体模型による試験で、全体模型の縮尺は $1/170$ 、風の条件は一様流、風の傾斜角は $\pm 0^\circ$ 、橋梁の各諸元は実橋 (完成型) の値を用いた (表-3)。ここで主に一様流中の風洞試験と比較した理由は、安全側の判断のために一様流による試験を主として実施したためである。ただし $I_u = 4\%$ の乱流試験では、桁の振幅がおおむね一様流試験の 8 割程度に減少した。その結果も推

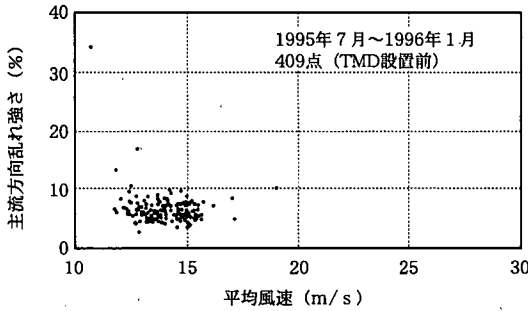


図-19 平均風速（水平換算風速）～主流方向乱れ強さ
関係
（桁の振動加速度 $a=100\text{gal}$ （振幅 $\eta=21.3\text{cm}$ ）以上の風）

定値として図示した。

(2) 風向と桁振幅の関係

桁が加速度 $a=50\text{gal}$ （振幅 $\eta=10.6\text{cm}$ ）以上の応答を示した場合の、風向と振幅の関係を図-18に示す。データ抽出の対象期間は、1995年7月より、1次振動用制振装置稼働前の1996年1月までの約7ヶ月である。10分間の計測中、1波でも50gal以上となった場合、その10分間記録を1データとして取り扱っている。横軸の平均風向は10分間の平均値であり、縦軸の桁振幅は10分間中の最大加速度から(1)式により求めている。図中の●は $L=240\text{m}$ 支間中央における応答値、○は $L=190\text{m}$ 支間中央における応答値である。従って1データから○●それぞれ1個づつが得られており、全データ数は174個である。

計測された風速範囲はおおむね $V_m=27\text{m/sec}$ 以下であり、 $V_m=20\text{m/sec}$ 以下のケースが多い。そのため計測結果は殆どが1次振動によるものであるが、2次振動が卓越したデータ数11を含んでいる。

これより南西風による1次の渦励振振動は、橋軸直角方向から $\pm 20^\circ$ の範囲でのみ発現していることが分かる。ここで風向 $0\sim 13^\circ$ の7データ(14点)、および風向 252° の1データ(2点)は、橋軸直角方向 $\pm 20^\circ$ の範囲外にある。その理由は、図の風向(横軸)が10分間平均値であり、桁振幅(縦軸)は10分間中に生じた最大の桁振幅で整理しているため、風向が10分間内で大きく変化した場合に、橋軸直角方向 $\pm 20^\circ$ の範囲から離れた位置にプロットされたことによる。

風向が橋軸直角方向から約 $\pm 20^\circ$ 以上偏向して

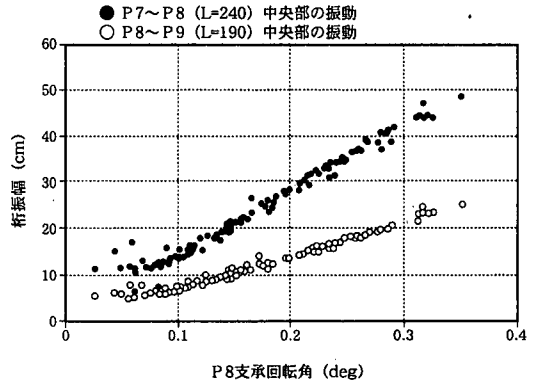


図-20 支承销転角～桁振幅関係

作用すると、風の流線に沿った幅員が6%程度増加するなどによる空力的変化が生じ、渦励振の発現条件に合致しなくなると考えられる。

(3) 風速と乱れ強さの関係

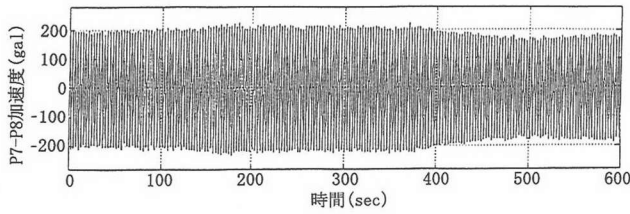
桁の振動加速度が100gal以上(1次振動振幅 $\eta \geq 21.3\text{cm}$ に相当)を記録した時の、平均風速とその時の主流方向乱れ強さ(いずれも10分間平均値)との関係を図-19に示す。7ヶ月間でのデータ数は409点である。

これによると桁に100gal以上の振動を生じさせた風速はおおむね $12\sim 17\text{m/sec}$ であり、乱れ強さは4~10%の範囲にある。観測期間中、桁に作用した風速は広範囲にわたっているため、桁の応答振幅が大きくなる風速は上述のごとく限定されているといえる。しかし当地点における風の乱れは、広大な海面のため小さい値であり、10%を越える風はさほど多くない。全橋模型による風洞試験では、乱流の場合に桁の振動振幅が一樣流より低下する傾向が見られたが、実橋の観測結果からは、乱れ強さと渦励振の振幅との関係を見出すことはできなかった。

(4) 支承销転角と桁振幅の関係

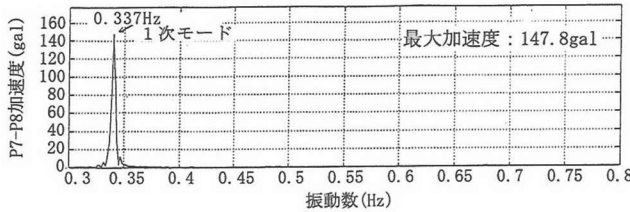
現地において、桁の加速度のほかに支承(上支承)の回転変位を同時に計測した。桁の鉛直撓み振動に伴うP8支承の回転角の変化を図-20が得られ、支承销転角と桁振幅の関係は、大振幅の範囲までおおむね線形に推移し、一直線上に分布していることが分かる。これより次のことがいえる。

- 1) 渦励振による本橋の桁の振動は、桁支点部の回転変形を伴った動きとなっている。
- 2) 桁の鉛直撓み振動と鋼製ピボット支承の回転角は、線形的変位の範囲内である。
- 3) 本橋で使用した支持能力 4,800t級の大規

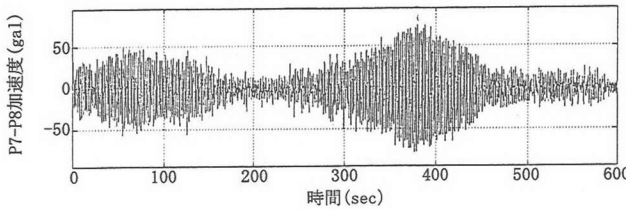


年月日	1995.11.1
時間	13:39~13:49
V_m (m/s)	16.2~19.3
V_{max} (m/s)	23.4

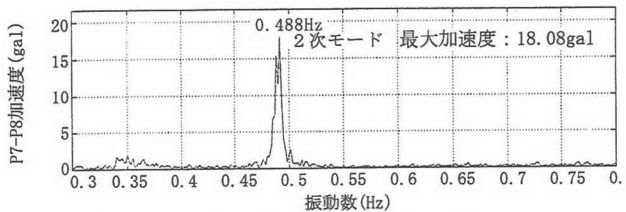
注1) V_m : 10分間平均風速
注2) V_{max} : 瞬間最大風速



(a) 1次モードが卓越する例



年月日	1995.11.8
時間	2:03~2:13
V_m (m/s)	24.9
V_{max} (m/s)	31.5



(b) 2次モードが卓越する例

図-21 風速と振動モード

模な鋼製ピボット支承は、桁の大振幅振動に対し良好に作動している。

渦励振による本橋の桁の鉛直たわみ振動モードは、桁の曲げ剛性の小さな支間中央のみが振動しているのではなく、支点部の回転も伴った径間全長にわたる振動であることが推測できる。

6. 風速と振動波形

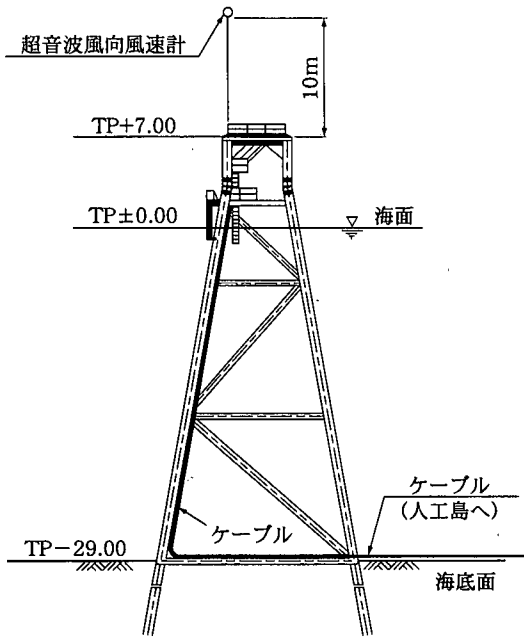
これまでに観測された振動波形は、その時々風の風向、風速などの特性により様々な特徴を示しており一様ではない。例えば渦励振による1次振動の周期成分が顕著なケース、2次振動の周期成分が顕著なケース、また風によっては10分間の範囲で、1次振動と2次振動の波形が混在するケース

などがある。桁の応答波形に関しては、振動振幅が定常的なケース、あるいは周期的に変化するケースなどがあり、また周波数応答解析の結果において、応答の周波数領域の狭い波形、または比較的広い応答領域を示すケースなどが見られる。

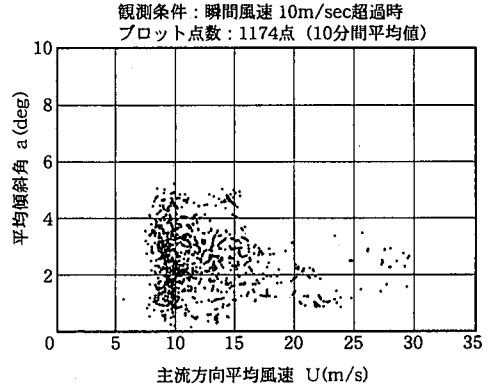
動態観測で得られた橋梁振動時のデータの中から、応答振動が定常的で、周波数分析では1次振動モード成分が顕著な例（a-図）と、応答が周期的で、2次振動モードが顕著な例（b-図）を図-21に示す。

7. まとめ

東京湾アクアライン橋梁部10径間連続鋼床版箱桁橋（最大支間長240m 2径間）に発現した桁の



付図-1 海上部の自然風計測



付図-2 海上部の平均風速～平均傾斜角関係

だが、実橋では風の乱れ強さと桁の応答振幅との明確な関係は見出せなかった。

鋼連続箱桁橋の実橋における動態観測の結果、以上のように風の特性などの諸条件が合致すると、風洞試験とほぼ同様の挙動を示すことが明らかとなった。固有周期の長い多径間連続箱桁橋については、その耐風安定性に十分に配慮する必要があると考えられる。

渦励振に関するまとめを以下に示す。

- 1) 本橋は検討段階から風による振動の発生が懸念されていたが、橋梁完成後1年間にわたる動態観測で、渦励振の発生が確認された。
- 2) 渦励振による桁の振動振幅(鉛直たわみ量)は、1次振動の片振幅で最大 $\eta \approx 54\text{cm}$ に達した。
- 3) 桁の最大振動振幅($\eta \approx 54\text{cm}$)は、起振実験から求めた構造減衰により補正した風洞試験(全体模型、一様流)の結果と整合的であった。
- 4) 桁が渦励振を生じた時の風速範囲は、1次振動の場合ほぼ $V = 13 \sim 19\text{m/sec}$ 、振幅最大時の風速は $V = 16 \sim 17\text{m/sec}$ であった。これらの結果はいずれも全体模型(一様流)による風洞試験結果と一致した。なお、渦励振と思われる2次振動は風速 $V = 23\text{m/sec}$ 前後で発生した。
- 5) 桁が1次の渦励振振動を生じた時の水平面内風向は、橋軸直角方向からほぼ $\pm 20^\circ$ の範囲であった。
- 6) 桁が比較的大きな振動振幅(加速度 $a = 100\text{gal}$ 以上、すなわち $\eta = 21.3\text{cm}$ 以上)を生じた時の主流方向乱れ強さ I_u は、 $4 \sim 10\%$ の範囲であり、乱れ強さは比較的小さい値であった。風洞試験では一様流に比べ、乱流($I_u = 4\%$)では振動振幅が8割程度に減少する傾向を示し

謝辞: 東京湾アクアライン橋梁部の耐風検討会において終始ご指導頂いた岡内功氏(当時中央大学教授)、成田信之氏(当時東京都立大学教授)、茨城大学の横山功一教授(当時土木研究所地震防災センター長)、土木研究所構造橋梁部構造研究室の佐藤弘史室長、貴重な助言を頂いた東京大学の木村吉郎助教授、内田恵之助氏(当時東京湾横断道路(株)専務取締役)の、八戸工業大学の塩井幸武教授、データ作成に協力頂いた三菱重工(株)の渡辺則良氏に厚く御礼申し上げます。

付録. 遮蔽物のない海面上の風特性

(1) 計測の目的と概要

橋梁上の動態観測によると、海面上を移動して来たほぼ水平の風は、遮蔽物である桁の影響を受けて、路面上で正(吹上げ)の傾斜角を有する。

そこで遮蔽物のない海面上の風特性を照査するため、橋梁部から約6km西方の海上測量台に風向風速計を設置した。この測量台の近くには、風に影響を与える構造物は存在せず、約750m真東に工事中の川崎人工島があるのみである。なおこの計測時には、川崎人工島上の換気塔は全く未施工である。測量台の床は海面上7mにあり、その床構造は鋼製網状としているため、風の吹き抜けが可能である。

この測量台上に高さ 10m の支柱を立て、その先端に超音波式三次元風向風速計を取り付けた（付図-1）。自動計測の開始条件は、橋梁部と同様に瞬間最大風速が $V = 10\text{m/sec}$ を越えると、自動的に開始されるシステムとした。観測期間は1996年7月19日より12月2日までの約4.5ヶ月間、観測データ数は10分間で1点として1,174点である。

(2) 計測結果

計測の結果を以下に示す。

1) 鉛直面内の平均傾斜角 α はほぼ $0 \sim 5\%$ の範囲に分布しており、 $1 \sim 3^\circ$ に集中している。強風時には $\alpha = 1.5 \sim 3^\circ$ 付近に集中する傾向が認められる（付図-2）。

2) 主流方向乱れ強さ I_u は、ほぼ $5 \sim 20\%$ の範囲に分布し、 $6 \sim 10\%$ の範囲に集中している。

すなわち、 I_u は橋梁上の計測結果よりやや大きいですが、これは以下の二つの理由によると考えられる。

1) I_u は高度の影響を受け、高度が低いほど I_u は高くなる傾向にある。この海上部の計測高さも、橋梁上の計測高さより約26m低い位置にある。

2) 特に風速が高い時には波浪が高くなり、海面の粗度が増加して I_u が高い値となる。

なおガストファクターの集中範囲は、文献11)に示されている1.2~1.4という値とおおむね一致した。

傾斜角 α は 0° 付近には集中せず、わずかな吹上げ角を有する結果となった。一般に風は特殊な気象条件あるいは地表面（海面）の摩擦の影響で、一時的にある傾斜角を持つことがある¹²⁾。ここで用いた三次元風向風速計の計測精度は、風の鉛直方向成分に対し実質的な誤差1%程度という高精度である。また計器を載せている支柱の剛性は十分あり、更に8本のスティで固定している。湾内の潮流については最大でも 0.5m/sec と小さいため、風や潮流による変形はないと考えられる。ただし計器を水平に設置する場合は気泡式の水準器によっており、この設置誤差が皆無であると断定できない。したがって海面上での傾斜角が正となる理由は、海面の波浪または測量台の床などによる吹上げ風の発生、あるいは風向風速計の設置誤差などが推定されるが、原因を特定するまでには至らなかった。

計測結果より、本橋に作用する自然風が大きな吹上げ角度を有していることはなく、本橋の風洞試験

において、傾斜角 $\alpha = 0, \pm 3^\circ$ とした前提がほぼ妥当であることが示された。

参考文献

- 1) 飯田裕, 吉田好孝, 佐賀弘一: 東京湾横断道路・多径間連続鋼床版箱桁橋上部工の設計・施工(上,下), 橋梁と基礎, Vol.29, No.3, 4, pp.2-9, pp.27-34, 1995年3,4月。
- 2) 横山功一, 中神陽一: 長大箱桁橋の耐風設計, 土木技術資料, 28-7, pp.32-37, 1986。
- 3) 斉藤通, 本田明弘: 長大箱桁橋の耐風性及び制振対策法について, 構造工学論文集, Vol.36A, 土木学会, 1990年3月。
- 4) Hirai, S., Honda, A., Kato, H., Yoshida, O. and Okauchi, I.: Aerodynamic Stability of Trans-Tokyo Bay Highway Bridge, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 49, pp.487-496, 1993。
- 5) Japan Society of Civil Engineers, Japan Highway Public Corporation, Trans-Tokyo Bay Highway Corporation: Trans-Tokyo Bay Highway Project, November, 1996。
- 6) 吉田好孝, 時田秀往, 藤野陽三, 勝浦啓: 多径間連続鋼床版箱桁橋の起振実験とその振動特性, 構造工学論文集 Vol.43A, pp.725-736, 土木学会, 1997年3月。
- 7) 宮下力, 大橋治一, 樋上 秀一, 藤沢伸光, 宇野裕恵: 門崎高架橋の耐風安定性, 橋梁と基礎, Vol.18, No.2, pp.35-42, 1984年2月。
- 8) 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, 丸善, 1991年7月。
- 9) 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橋に発現した渦励振の振動制御, 土木学会論文集, No.633/I-49, 1999年。
- 10) 時田秀往, 吉田好孝, 勝浦啓: 10径間連続鋼床版箱桁橋の起振実験, 土木学会第51回年次学術講演会, I-部門, pp.128-129, 1996年9月。
- 11) 岡内功, 伊藤學, 宮田利雄: 耐風構造, 丸善, 1977年。
- 12) 橋と風編集グループ: 橋と風, (第3章), コスミック, pp.115-184, 1990年8月。

(1998.10.15 受付)

WIND TUNNEL STUDY AND FIELD MEASUREMENT OF VORTEX-
INDUCED VIBRATION OF A CONTINUOUS STEEL BOX GIRDER
IN TRANS-TOKYO BAY HIGHWAY

Yoshitaka YOSHIDA, Yozo FUJINO, Hideyuki TOKITA
and Akihiro HONDA

Vortex-induced vibration was observed in a 10-spans continuous steel box girder ; total length of the bridge is 1,630m including two spans of 240m length. Measurement of vibration showed that the maximum amplitude of the first bending mode which occurred at wind of 16~17m/sec, was approximately 54cm. This is consistent with the result of wind tunnel test. Second mode vibration was also observed at the wind speed nearly 23m/sec. The wind direction when the vortex-induced vibration occurred is limited to a range of about $\pm 20^\circ$ from perpendicular to the bridge axis.