

呼子大橋 (PC 斜張橋) の施工時耐風性観測

久 我 尚 弘*
 竹 田 哲 夫**
 徳 山 清 治***
 日 紫 喜 剛 啓†

1. ま え が き

プレストレストコンクリート斜張橋 (以下 PC 斜張橋) は合理的な構造形式を持った橋梁タイプで、美観にも優れている。このため、近年多くの PC 斜張橋が建設あるいは計画されている。

呼子大橋は、佐賀県西北部に建設中の PC 斜張橋 (中央径間 250 m) で、玄海国定公園内にある離島と本土を結ぶ海上橋である。現在、上部工の中央連結を完了し、周囲の景観に調和した優美な姿をみせている。

本橋は、完成すれば我が国最大のコンクリート橋であり、世界的規模の本格的な PC 斜張橋であることから、計画段階より耐風性を含み諸検討が行われた。

一般に、PC 斜張橋は可撓性に富むため、従来の静的な耐風設計のほかに、吊橋や鋼製の斜張橋と同様に動的な耐風検討が必要とされる。また、呼子大橋は、地理的にも玄海灘からの強い季節風等を受ける。

このため、計画段階の諸検討においても動的な耐風性について検討され、特に架設中の耐風性が重要視された。つまり、架設中は完成系に比べ構造的にたわみやすく、風に対して不安定な状態にあると考えられる。

この結果、風洞実験によって架設中の耐風性について検討されたが、施工にあたっては自然風と実験風の違いなどを考慮して、実橋での施工時耐風性観測を計画し、観測結果によっては耐風対策を施すことを考えた。

本報告は、施工時耐風性観測を中心に、架設中の耐風性検討の経緯と結果、また観測結果からの耐風性の予測と実施した対策について述べるものである。

2. 呼子大橋の概要

本橋は佐賀県西北部の東松浦郡呼子町と加部島を結ぶ海上の道路橋で、橋長 494.25 m (121.0+250.0+121.0 m) の 3 径間連続 PC 斜張橋である (図-1, 2)。

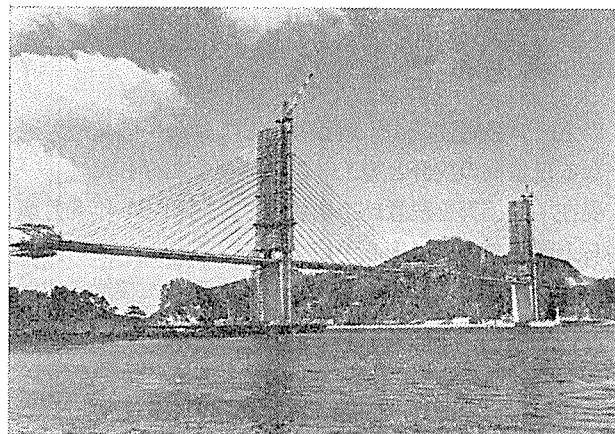


写真-1 主桁張出し状況

工事は、昭和 60 年 10 月の準備工開始より昭和 63 年 4 月に主桁の閉合を完了した。

設計および施工に関する詳細は既に発表されているので^{2)~6)}、耐風性に関する事項に限定して示す。

2.1 気 象

架橋地点での観測記録は無いが、風況調査によれば⁷⁾ 10 m/sec 程度の橋軸直角方向風の発生頻度は高く、大型台風時には 40 m/sec 以上の風が吹くと考えられている。なお、設計基準風速は、近接している平戸での過去最大の観測記録を参考に $V_{10}=41.7$ m/sec と設定された²⁾。

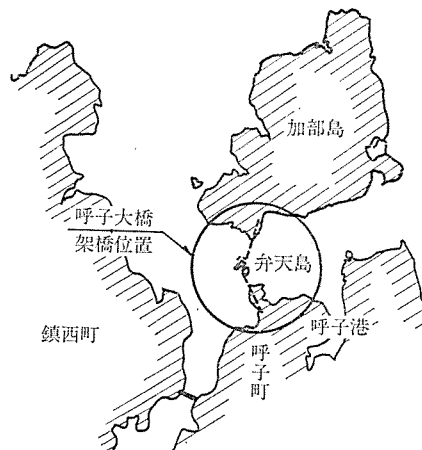


図-1 架橋位置図

* 佐賀県唐津農林事務所橋梁課長

** 鹿島建設 (株) 土木設計本部第二設計部設計長

*** 鹿島建設 (株) 技術研究所第一研究部研究員

† 鹿島建設 (株) 鹿島・松尾・岸本共同企業体

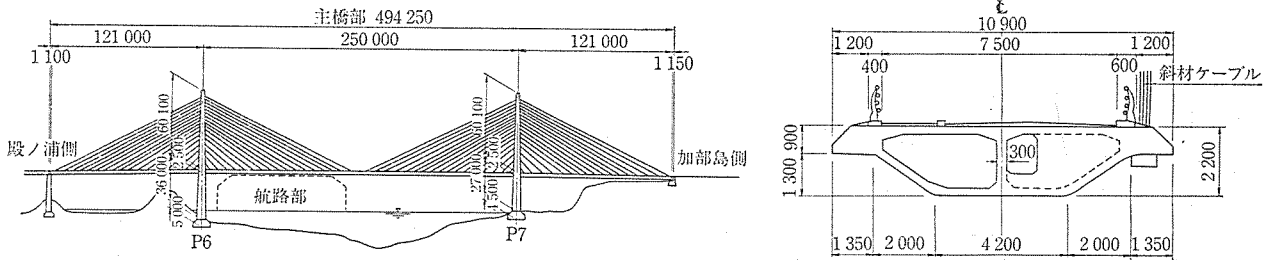


図-2 一般図

2.2 構造系

本橋はフローチングタイプで、斜材ケーブルの配置は準ハープ型の2面吊りマルチケーブルになっている。ただし、架設中は風に対する安全性を高めるために主桁と橋脚は仮固定ブロックによって剛結した。

主桁の断面形状は、気流が前縁剥離しないようにウインドノーズを持った逆台形箱桁断面である。

2.3 施工法

主桁はフォルパウワーゲンによる張出し架設工法で施工し、また、橋脚へのアンバランスモーメントを生じさせないように、橋脚を挟んで左右対称に張出し施工した。主桁の最大張出し時（以下100%張出し）には、張出し長は橋脚センターから約119mである。なお、主塔および斜材は主桁の張出しに併行して施工した。

3. 施工時耐風性の検討

3.1 検討概要

架設中の主桁は橋脚および斜材を介して主塔で支持されているが、主桁張出しの先端部は自由端になっており、構造的にたわみやすくなっている。特に、100%張出し時での主桁のたわみ振動数は、固有振動解析によれば約0.2Hzで、完成系の0.3Hzに比べて小さい。このため、風による振動、例えば低風速域での渦励振（低風速励振）を考へても、架設中において発現しやすく、発生の頻度および振動の大きさによっては施工性に影響を与えることが考えられた。

このため、本橋の計画段階より架設中の耐風性が重要視され、風洞実験により耐風性の検討が行われた。

しかし、風洞実験は一様流を基本にしており、乱流としての自然風との相違が考えられる。また耐風性に大きく影響する構造減衰についてもPC斜張橋に関する情報が少なく明らかではない。

そこで、本橋の施工にあたっては、初期の張出し段階から主桁の耐風性観測を行い、風洞実験結果との比較から張出し長さが長くなった場合の耐風性を予測し、場合によっては制振等の耐風対策が早期に処置できるよう配

慮した。

3.2 施工時耐風性の事前検討

風による振動としては、図-3に示すように限定的な振動である渦励振とパフエーティング、また、ギャロッピングなどの発散的な振動に大きく分類される。

これら動的な耐風性に対する照査法としては、阪神高速道路公団の“耐風設計における動的照査法”（以下、HDLの方法）⁸⁾やイギリスの耐風設計基準による方法⁹⁾があるが、詳細な検討では風洞実験によるのが一般的である。

本橋でも架設中の耐風性については三次元模型の風洞実験が行われ検討された¹⁰⁾。

(1) 架設系三次元模型風洞実験

実験は70%および100%張出し時を対象に、次の実験ケースについて行われた。

- 縮尺：1/121
- 迎角 $\alpha = -6 \sim 6^\circ$
- 構造減衰（対数減衰率 $\delta = 0.008 \sim 0.04$ ）
- ワーゲン・カバーの有無
- 一様流と乱流

これら実験結果について文献10)を引用し、要約すると次のとおりである。

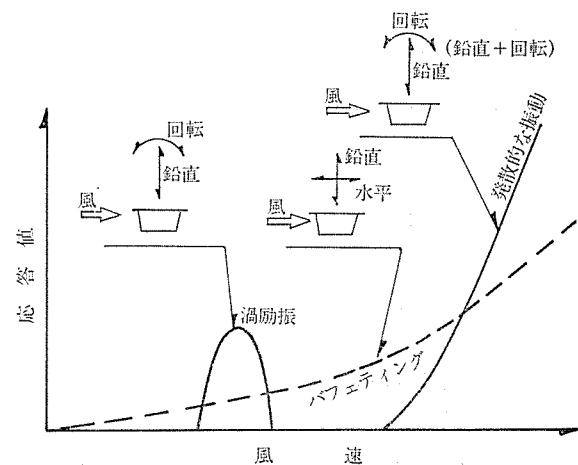
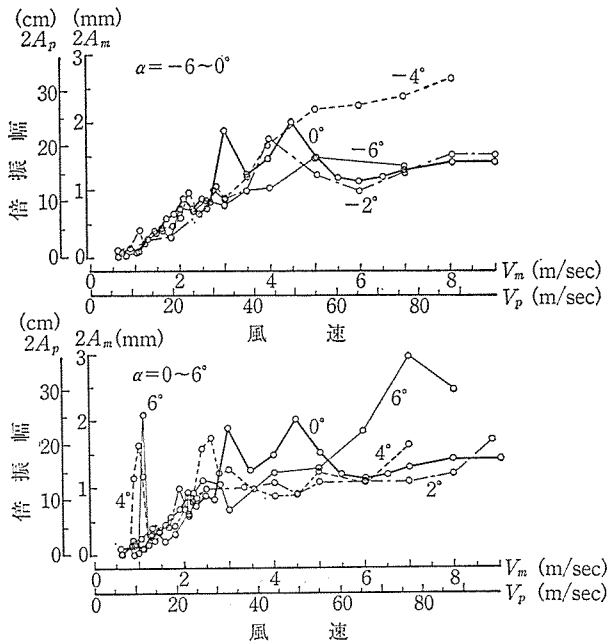
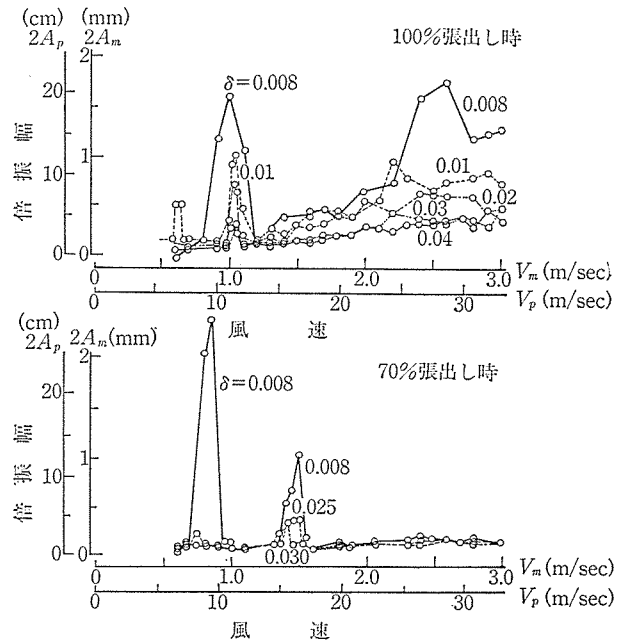


図-3 風による振動



図—4 風速—応答変位 (三次元, 一樣流, 100% 張出し, $\delta=0.008$) 文献 10) より



図—5 風速—応答変位 (三次元, 一樣流, $\alpha=4^\circ$) 文献 10) より

a) 迎角の影響

図—4 に迎角についての風速 (V)—応答変位 (A) 曲線を示す。図中の添字 m は実験値, p は実橋換算値を示している。

○低風速励振について

低風速励振は迎角 $\alpha=4^\circ$ 以上の吹上げ風で発現し, 発現風速は換算風速 $V_r=V/fd$ で 9.5 程度 (100% 張出し時は実橋換算風速約 11 m/sec) であった。また, 振動は左右に張り出された主桁が対称にたわみ振動するモード (以下主桁対称モード) であった。ただし, 乱流中の実験では, 一般に言われているように低風速励振は発現しなかった。

○バフェティングについて

迎角 $\alpha < 4^\circ$ で低風速励振が発現しない一樣流の場合でも, 応答は風速とともに増大した。これは主に主桁自身が作り出す周辺流の乱れによって引き起こされる不規則なバフェティング型のたわみ振動で, 主塔の倒れによって左右の主桁が逆対称にたわみ振動するモード (以下, 主桁逆対称モード) であった。なお, ギャロッピングの発生はみられなかった。

b) 構造減衰の影響

図—5 に構造減衰についての風速 (V)—応答変位 (A) 曲線を示す。

○低風速励振について

100% 張出し時の実験結果では主桁対称モードの低風速励振, 70% 張出し時には主桁対称モードに加え主桁逆対称モードの低風速励振の発現がみられた。

低風速励振の発現風速は構造減衰にかかわらずほぼ一定しているが, 応答量は構造減衰に反比例して小さくなった。

迎角 $\alpha=4^\circ$, 構造減衰が $\delta=0.03$ 以上では, 100% 張出し時の主桁先端の応答量は実橋換算で片振幅 20 mm 程度以下であった。

c) たわみ振動と水平振動

主桁の水平振動はバフェティングが発生する風速域でたわみ振動とともに発生した。本橋と同じようにワーゲンをシートで覆わない場合, 水平振動はたわみ振動の $1/3 \sim 1/2$ であった。

(2) 実験結果と推定値の比較

実験結果と前述した HDL の方法による推定値を比較した。表—1 に示すように, 低風速励振の発現風速は実験値と推定値でほぼ対応している。また, 自励振動の限

表—1 実験値と推定値の比較 (単位: m/sec)

		100% 張出し		70% 張出し	
渦 たわみ 振動	主桁逆対称	—	—	8.1	7.4
	主桁対称	11.5	11.6	15.6	16.0
ねじれ 振動	ねじれ振動	—	26.0*	—	32.5
自 励 振動	ギャロッピング	発生せず	98* 発生せず	発生せず	88 発生せず
	ねじれフラッター	—	99* 発生せず	—	>100 発生せず
曲げ 振動	曲げねじれフラッター	—	>100* 発生せず	—	>100* 発生せず

実験値/推定値

* 側径間閉合扱い

界風速の推定値は極めて高く、風洞実験でもギャロッピングの発生はみられていない。

3.3 事前検討による架設系の耐風性

以上の結果、迎角が 4° 以下で構造減衰が $\delta=0.03$ 以上であれば、低風速励振はほとんど問題にはならず、また、乱流としての自然風を考慮すれば、実橋で低風速励振が起こる可能性は少ないと考えた。

また、自励振動についても、限界風速の推定値は設計風速 58.5 m/sec よりも大きく、発生しないと考えた。

なお、設計風速は前述の設計基準風速に高さおよび水平長さの補正係数を乗じたものである¹¹⁾。

一方、バフェティング（自然風の乱れによる不規則振動を対象とするので以下ガスト応答と称する）については低い風速から高い風速にわたって発生し、応答は風速とともに増大する。

また、たわみ振動のほうが水平振動よりも大きくなるが、陸側に張り出された主桁を地上アンカーと緊結すればたわみ振動は低減できると考えた。

4. 施工時耐風性観測

本観測は風に対する架設中の安全性について調べ、観測結果によっては制振等の耐風対策を施すためのものである。

このため、観測は40%張出しより開始し、張出しが長くなった場合の安全性についてあらかじめ予測できるようにした。特に、事前の耐風性検討結果から、低風速励振の発現の有無とガスト応答に着目し、風速と応答との関係、応答特性としての構造減衰および振動モードについて調べた。

なお、架橋地点での風の特性的については、本観測とは別に自然風観測として実施された。

4.1 観測方法

(1) 観測システム

観測項目は風向・風速および主桁のたわみ・水平およびねじれ振動である。観測位置を図-6に示す。

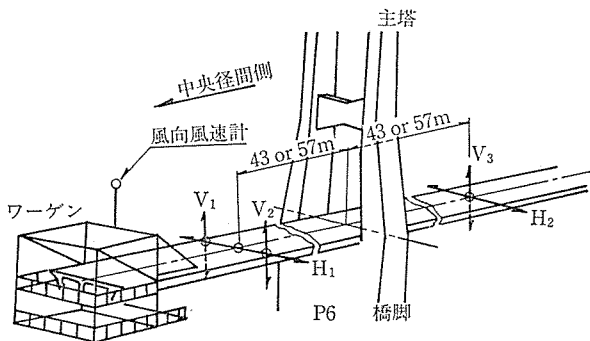


図-6 観測位置

風向・風速は中央径間側のワーゲン上に設置した風車型風向風速計、また主桁の振動は固有振動数を考え長期振動計（測定周波数範囲 $0.1\sim 100\text{ Hz}$ ）を主桁内に設置して測定した。一回あたりの計測時間は約10分間（サンプリング間隔 $0.15\text{ sec}\times$ データ個数 $4096=614\text{ sec}$ ）である。

(2) 観測期間と頻度

観測期間は主桁の40%張出し時（橋脚センターからの張出し長； 49 m ）より100%張出し終了までの約8か月間である。風による応答量は張出し長さによって異なるため、観測は次のように張出し段階に分けて行った。特に、70%および100%張出し時については、風洞実験と比較するために重点的に観測を行った。

張出し段階 1; 40~55% 張出し時（測定位置 43 m ）

張出し段階 2; 55~70% 張出し時（測定位置 57 m ）

張出し段階 3; 70~85% 張出し時（測定位置 57 m ）

張出し段階 4; 85~100% 張出し時（測定位置 57 m ）

観測の対象とした風速域は低風速励振の発現風速を考慮して、最大瞬間風速 5 m/sec から台風等の強風時までの風速域である。

なお、測定期間中に三回の台風を経験したが、観測データのうち最大の瞬間風速は約 30 m/sec であった。

4.2 観測結果

(1) 風速(V)—応答変位(A)

全観測データ（風速範囲は10分間平均で $2\sim 20\text{ m/sec}$ ）のウィンドローズは図-7に示すとおりで、主風向は架橋地点の湾内をまわり込む方向になっていた。

各張出し段階のたわみ振動および水平振動の最大瞬間風速(V_{max})—応答変位(A)曲線例を図-8~11に示す。なお、図中の応答量は最大値(A_{max})と二乗平均値

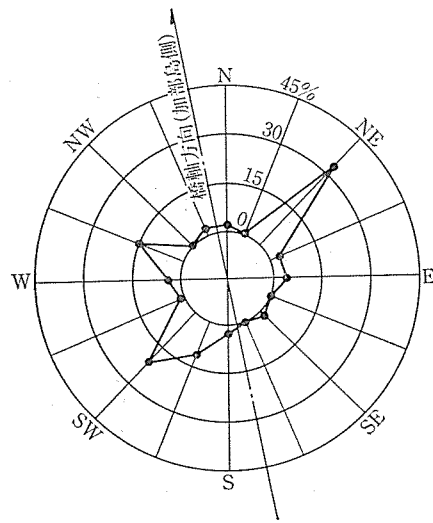


図-7 ウィンドローズ

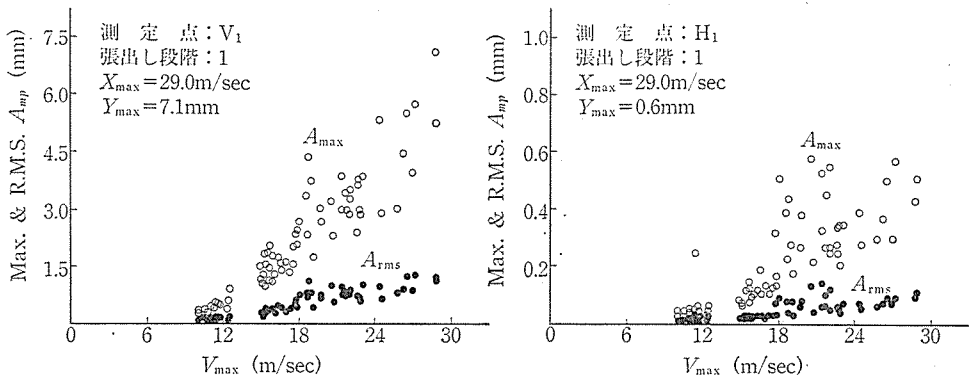


図-8 風速一応答変位 (張出し段階 1)

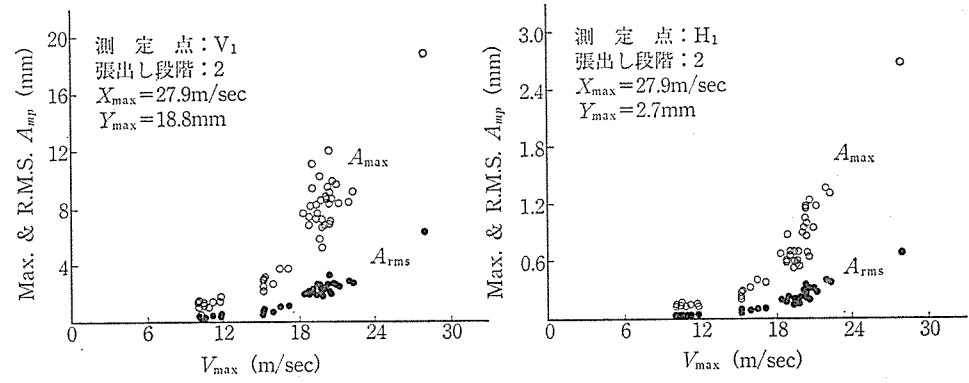


図-9 風速一応答変位 (張出し段階 2)

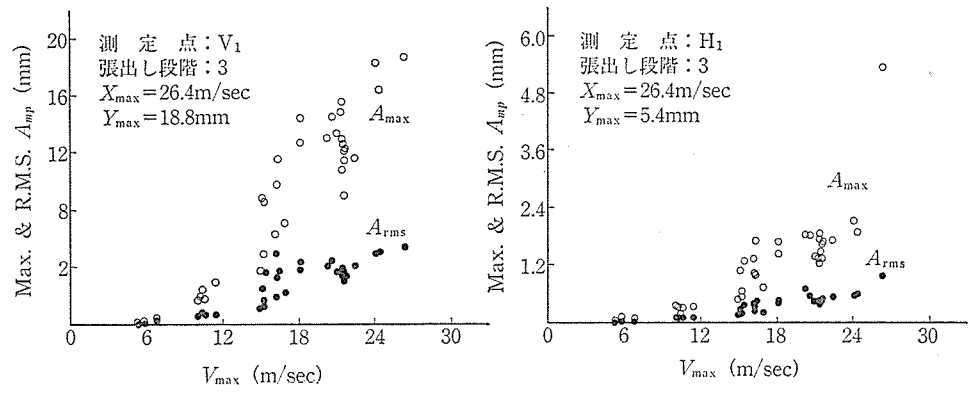


図-10 風速一応答変位 (張出し段階 3)

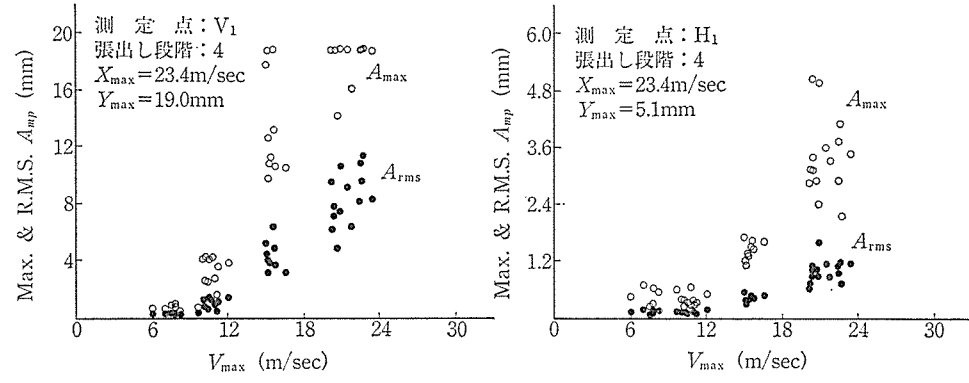


図-11 風速一応答変位 (張出し段階 4)

(A_{rms}) である。

振動はガスト応答と判断され、低風速励振およびギャロッピング等の自励振動は認められなかった。観測された最大値はたわみ振動で片振幅約 20 mm, 水平で約 5 mm であった(張出し長さ; 104.5 m, 最大瞬間風速; 23.4 m/sec, 測定位置; 橋脚センターより 57 m)。

(2) 振動性状

各張出し段階のたわみ振動について、図-12 のスペクトル解析の結果、二つの振動成分からなっているのがわかった。また、これら振動成分のモードを各計測点の位相差から求めると 図-13 に示すとおりで、風洞実験結果の主桁逆対称モードと主桁対称モードに相当してい

た。また、これらのモードと振動数は架設系の固有振動解析結果に良く一致していた。

4.3 実橋での施工時耐風性

(1) 低風速励振について

HDL の方法によれば、観測期間中の低風速励振の最大振幅時風速は主桁逆対称モードで 4~16 m/sec, 主桁対称モードで 12~24 m/sec と予想されたが、風速と応答の観測結果からは低風速励振の発現は見られなかった。これは、風洞実験結果から考えられるように、自然風の乱れのほか、迎角や構造減衰が影響したためと考えられる。

迎角については、本観測とは別に実施された超音波風

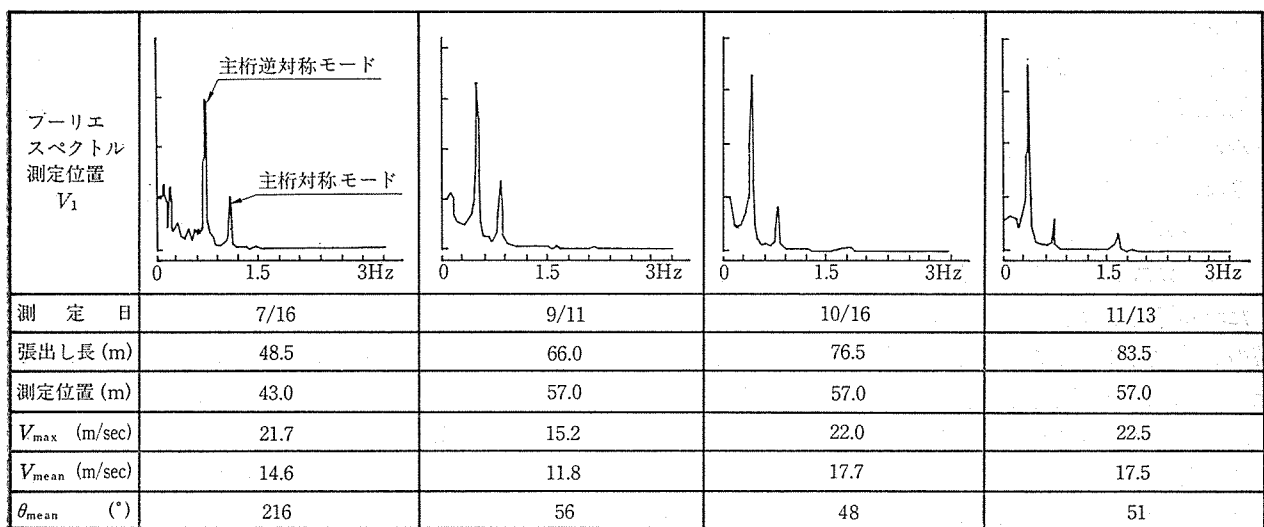


図-12 たわみ振動のスペクトル解析結果

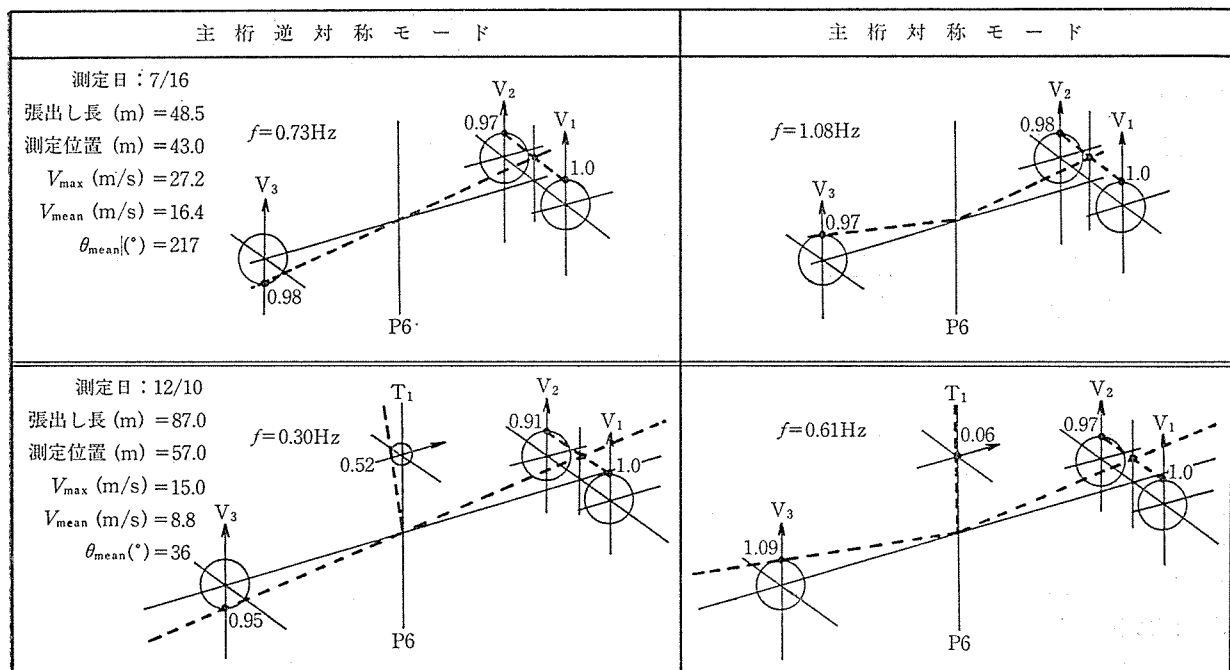


図-13 振動モード

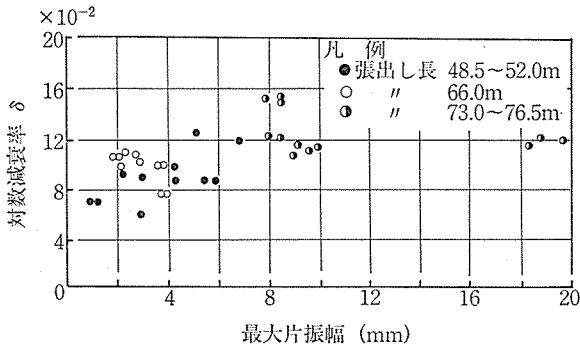


図-14 たわみ振動（主桁逆対称モード）の $A_{max}-\delta$

速計による自然風観測によれば、仰角は 4° 以下であった。また、構造減衰については、減衰をたわみ振動のスペクトルから $1/\sqrt{2}$ 法で求めると $\delta=0.06$ 以上（図-14）を示した。ただし、これら減衰には仮設物の減衰（例えば主塔回りの仮設足場）および空力減衰やスペクトルの最大値読取り誤差¹²⁾等が含まれているため確定はできないが、文献等^{13),14)}で示されているように構造減衰は $\delta=0.05$ 程度と推定される。

(2) ガスト応答について

たわみ振動は水平振動に比べて大きく、その応答は主塔の橋軸方向の倒れによる主桁逆対称モードが主であった。また、たわみ振動と水平振動の応答比は約 4~10 で、風の乱れ特性に違いはあるが風洞実験結果の 2~3 よりも大きい。

これについては、図-7 の観測期間中のウインドローズに示すとおり、橋は橋軸に対して斜めの風を受けており、主塔を橋軸方向に倒れ込ませようとする変動空力の影響によるものと考えられる。

5. 施工へのフィードバック

5.1 耐風性の予測

本観測のポイントは張出し初期の耐風性について調べ、張出しが長くなった場合の安全性を予測することである。低風速励振については、風洞実験結果および初期の観測結果から、今後とも低風速励振の発現は無く、発現したとしても応答量は小さく問題は生じないと考えた。

一方、ガスト応答は張出しの初期から発生しており、その後も発生すると考えられた。また、構造的にも張出し長さに伴ってたわみやすく、固有振動数が小さくなるため（図-15）、張出しが長くなった場合の安全性を予測する必要があった。

5.2 ガスト応答の推定

応答量の大きいたわみ振動に着目し、応答に支配的であった主桁逆対称モードのガスト応答について検討し

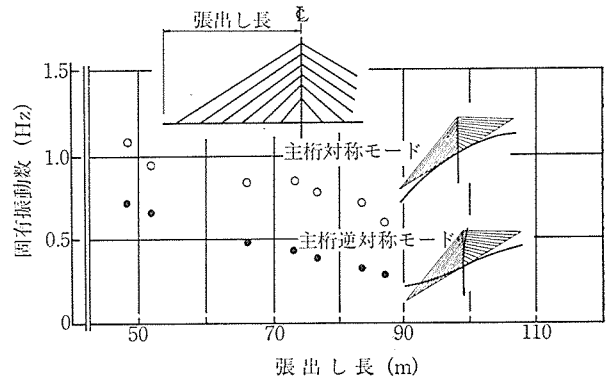


図-15 張出し長一固有振動数（実測値）

た。

ガスト応答を推定する場合、一般には外力としての変動揚力や変動風速のパワースペクトル、構造物の振動特性としての固有振動数や構造減衰、また細長い構造物では自然風の距離による空間変動性等の複雑なパラメータが必要になる^{1),15)}。ここでは、最大瞬間風速 20 m/sec での初期の観測結果に基づいて次の簡易式を考え、70% および 100% 張出し時のたわみ振動を推定した。

$$\delta_L = \delta_{52} (D_L/D_{52}) (S_u(f_L)/S_u(f_{52})) (U/20)^2 R_v$$

ここに、

δ_L : 張出し長 L の主桁先端の推定応答値

δ_{52} : 張出し長 52 m における最大瞬間風速 20 m/sec での主桁先端の応答値

D_L/D_{52} : 変形が主桁逆対称モードと一致する単位荷重下での張出し長 L と 52 m の主桁先端のたわみ比

$S_u(f_L)/S_u(f_{52})$: 張出し長 L および 52 m の変動風速のパワースペクトル（日野の式）の比

f_L, f_{52} : 張出し長 L および 52 m の主桁逆対称モードの固有振動数

U : 最大瞬間風速 (m/sec)

R_v : 低減率

ここで、 R_v は一種の補正係数で（例えば風速の空間変動性による応答の低減）、70% 張出し前までの観測結

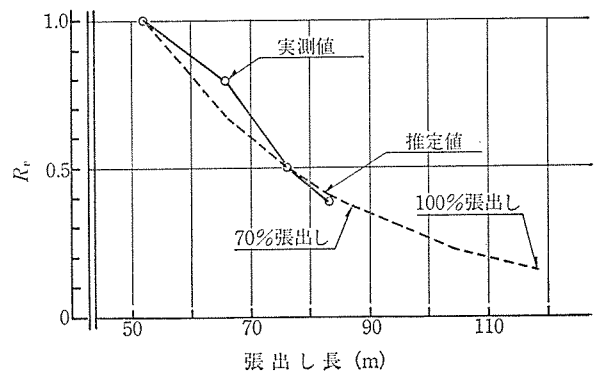


図-16 張出し長一 R_v

果から図-16のように推定した。なお、主桁先端の応答値は、計測点位置の実測値とたわみ形状から求めた。

上記の方法により、70% および 100% 張出し時における最大瞬間風速 20 m/sec での主桁先端のたわみは、それぞれ片振幅で最大 25 mm および 80 mm 程度と推定された。

また、その後の 70% 張出し時における観測結果（最大瞬間風速 20 m/sec で最大約 21 mm）より、推定値はほぼ妥当であることがわかった。以上の結果を基に、100% 張出し時の主桁、主塔および斜材の応力を計算すると、最大瞬間風速約 60 m/sec までは許容値以下で、安全であると予測した。

なお、100% 張出し時の観測結果は 50 mm 程度で、結果的には 70% 張出し時と同様に推定値を幾分下回っていた。

5.3 主桁閉合に伴う制振対策

以上の検討より、張出し施工中については主桁の制振対策は特に必要ないと判断した。しかし、主桁の側径間閉合および中央連結時には、主桁に対してなんらかの制振対策を行う必要が認められた。すなわち、主桁の側径間閉合時には吊支保工によって施工するが、コンクリート打設までの作業期間中に強風時のガスト応答があると、側径間アプローチ橋側と主橋部既設ブロック側に相対変位を生む振動が生じ、型枠支保工にとって有害な変位を生じる。このため、風による振動を抑制する対策としてアプローチ側と既設ブロック側をH形鋼等を用いて緊結することとした。また、中央連結時にも同様の対策を施した。

アプローチ側と既設ブロック側の緊結前後のたわみ振動（実測値）を比較すると、緊結後の応答は緊結前の約 65% に低減した。

6. あとがき

本橋は完成すればコンクリート橋として我が国最大の

スパンとなり、PC 斜張橋の幕開けを代表する橋梁になる。このため、建設にあたっては設計・施工において数々の検討が積み重ねられた。特に、耐風性については、一般には鋼製の橋梁に比べ重量および構造減衰が大きいため良好と考えられてはいるものの、著者らの知る限りでは鋼製の橋梁に比べて実橋での観測例は皆無に等しい。本観測結果が今後の PC 斜張橋の耐風性検討の参考になれば幸いである。なお、本橋では風による斜材ケーブルの振動観測や完成後の振動実験等を実施あるいは計画しており、これらについても今後報告する予定である。

参 考 文 献

- 1) 岡内、伊東、宮田：耐風構造、丸善
- 2) 片淵：加部島大橋（PC 斜張橋）計画概要、橋梁、1984.2
- 3) 片淵、久我ほか：呼子大橋（PC 斜張橋）の計画、橋梁、1986.11
- 4) 片淵、久我ほか：呼子大橋（PC 斜張橋）の設計、橋梁、1986.12
- 5) 中上：呼子大橋（仮称）の工事現況、橋梁、1987.1
- 6) 藤岡：呼子大橋（仮称）の工事現況、橋梁、1988.1
- 7) 昭和 59 年度 加部島架橋技術検討委員会報告書、昭 59.11
- 8) 阪神高速道路公団、(財) 阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路の設計に関する検討、設計荷重 (HDL) 委員会報告書第 3 荷重分科会報告、昭 59.3
- 9) Institute of Civil Engineers, Bridge Aerodynamics, Thomas Telford Ltd. 1981
- 10) 佐賀県唐津農林事務所ほか：全体模型風洞実験報告書、昭 58.12
- 11) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準 (1976)・同解説、昭 51.3
- 12) 小坪、烏野：常時微動測定による構造物の振動性状解析、土木学会論文報告集、1974.2
- 13) 小林：米国の斜張橋の風洞実験、日本風工学研究会誌、昭 57.4
- 14) 横山：斜張橋の耐風設計、橋梁と基礎、1985.8
- 15) 横山、佐藤ほか：斜張橋の鉛直たわみガスト応答に関する現地観測および風洞実験、風工学シンポジウム、1986
【昭和 63 年 4 月 27 日受付】