

# 泊大橋建設工事の概要と風に対する検討

## CONSTRUCTION REPORT AND STUDY ON SUPPRESSING WIND-INDUCED VIBRATION OF TOMARI-OHASHI BRIDGE

阪本 浩\*・永井康平\*\*・坂田 弘\*\*\*・江草 拓\*\*\*\*  
*By Hiroshi SAKAMOTO, Kohei NAGAI, Hiroshi SAKATA  
 and Taku EGUSA*

Tomari-ohashi bridge is located at the Naha coastal way connecting four wharves of Naha Harbor, Okinawa. The type of this bridge is three-span continuous steel decked box girder of 170-meter center span. Tomari-ohashi bridge stands fifth in Japan as regards the length of center span of this type. This paper describes leading characteristics of the planning, designing, construction and erection method of Tomari-ohashi bridge, and also a detailed explanation is given showing wind tunnel test results and suppressing methods of wind-induced vibration, which requires particular investigations.

### 1. ま え が き

泊大橋は、沖縄県の重要港湾那覇港を構成する那覇ふ頭、泊ふ頭、および計画中の浦添ふ頭を連絡する那覇港臨港道路のほぼ中央に位置する総延長1118mの現在県内最長の海上長大橋である。その主径間工区は泊航路を横断する中央径間が170m、桁下のクリアランスはHWLから25mの3径間連続鋼床版箱桁橋であり(写真-1参照)、この形式としては支間長で現在日本第5位の規模を有する長大橋で、那覇港臨港道路のメインとなる工事である。

このような大規模な橋梁工事は沖縄県では初めてのことであったが、事前調査、計画検討、各種試験を十分に積み重ね、昭和61年4月開通の運びとなった。

本稿は、泊大橋主径間工区工事について報告するものであり、2.で計画・設計・施工の概要を、3.で架設の

概要を紹介する。さらに、本橋の工事において技術的検討を要していくつかの事項の中から、特に、4.で強風対策について述べることにする。

### 2. 計画・設計・施工の概要

#### (1) 計 画

泊大橋主径間部(中央3径間)については、上部構形式としてPC連続橋、3径間連続鋼床版箱桁橋、シングルワーレントラス式ニールセン橋、ダブルワーレントラス式ニールセン橋、斜張橋の5型式について比較設計を行い各案の経済性、施工性、耐久性、維持管理などを総

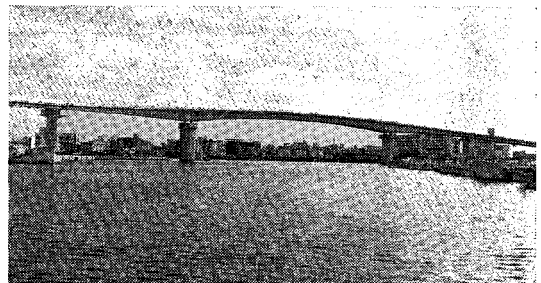


写真-1 泊大橋主径間全景

\* 正会員 沖縄総合事務局 開発建設部長  
(〒900/那覇市前島 2-21-5)

\*\* 正会員 工修 沖縄総合事務局那覇港工事事務所長  
(〒900/那覇市港町 261)

\*\*\* 正会員 工博 三菱重工業(株) 広島研究所次長  
(〒733/広島市西区観音新町 4-6-22)

\*\*\*\* 正会員 三菱重工業(株) 広島製作所鉄構部橋梁設計課長  
(〒733/広島市中区江波沖町 5-1)

合的に判断して3径間連続鋼床版桁橋を採用することにした。支間割りについては、主径間部の航路幅、高架区間の始終点座標、護岸への取付けの整合性、基礎地盤高などの基本的事項を考慮するとともに、支承条件、桁間の伸縮性も考慮して検討を行った結果、泊航路の航路幅150mを確保し、かつ主径間の平面線形になるべく曲線部が入らないことから、中央径間支間長170m、側径間支間長91.2mと決定した。

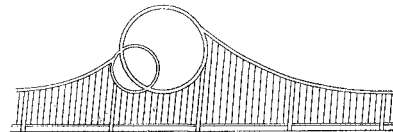
一方、床版については、鉄筋コンクリート床版にした場合は、死荷重の割合が大きくなり下部工への影響が大きくなることから鋼床版を採用することにしたが、本橋の架橋地点が海上であることに加えて沖縄特有の高温多湿な気候のため防錆面での配慮が特に必要であった。防錆上の対策については後に述べる。

(2) 設計

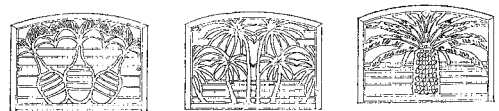
主径間部の全体一般図を図-1に示す。また、設計条件のうち荷重に関しては表-1に示すとおりであるが、その他特に設計条件として考慮した点は、架設条件と腐食である。すなわち、架設工法については後で述べるように主桁を3分割しおのおのブロックを起重機船で一括架設する大ブロック工法としたため、架設系の断面力も特に考慮する必要があった。また、腐食については将来の腐食分を考慮して外気に直接露出している部分に対し使用板厚から1.5mmを控除して設計を行った。

さらに、本橋が沖縄の海の玄関に位置することから景觀についても特に配慮し特殊な装飾高欄を設けることにした。すなわち、P16とP19の主径間側には図-2(a)に示すような大小の輪が重なった高欄を配置し、港湾によって本土と本島と離島とが結ばれ、より密接に和

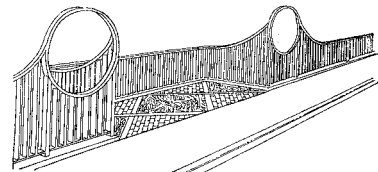
をもって発展する姿を形象化することを意図した。また、一般高欄の間には図-2(b)に示すパネル高欄を交互に20m間隔に配置して南国情緒を高めることにした。さらにP17、P18上にはバルコニーを設け、海や街を眺める眺望空間としての機能を持たせるとともに橋全体の流れにアクセントをつけることにした。このバルコニーには図-2(c)に示すような高欄を配することにした。



(a) シンボルマーク



(b) パネル (アルミキャスト 硝煙仕上)



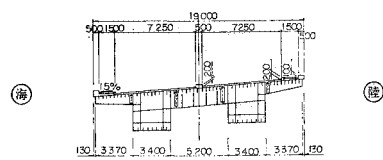
(c) バルコニー

図-2 デザイン高欄

表-1 荷重条件

活荷重	衝撃荷重	地震荷重	風荷重	添加物荷重	温度変化
道路橋 示方書	1.0	水平震度	瞬間最大 風速	50kgf/m <sup>2</sup>	0℃～ 50℃
TT43	25+ℓ ℓ:支間長	kh=0.21	70m/sec		

断面図



側面図

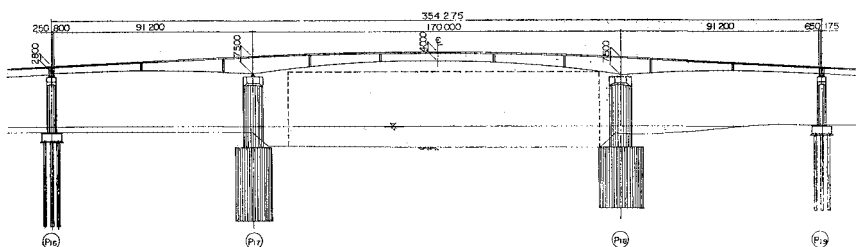


図-1 主径間部全体一般図

### (3) 施 工

工場製作の手順に従って述べることにする。

#### ① 原寸展開および罫書・切断

手作業による切断誤差を最小限にするため、可能な限り数値原寸を行い、電算数値制御による自動罫書・切断を実施した。その結果、罫書線の太さに起因する切断誤差はなく、切断機の部材寸法チェックでは目標計画値を十分満足した。

#### ② 組立および溶接

特に溶接変形をカバーするため、あらかじめ収縮量を設定し原寸展開時に収縮代を見込み、また変形に対しては逆ひずみを与えておくなどの対策を講じた。溶接の施工にあたっては実際の収縮量、変形量を確認しながら品質管理をすすめたため、計画値を十分満足する高い精度の小ブロックとすることができた。

#### ③ 仮組立および地組立（大ブロック組立）

仮組立および地組立は広島、呉および津において、昭和59年4月より10月の間に行われた。この大ブロック組立時と現地での架設時の温度(20°C±5°C)との差を考慮して、巻尺の補正を行った。

製作上の問題点とその対策として特に考慮したのは次の2点である。

##### (i) 下部工と上部工の相対出来形確認

本橋の大ブロック架設を成功させるためには、下部工と上部工のおおのの絶対的な精度がよいことはもちろんのこと、相対的な寸法精度の誤差を小さくすることが要求された。このため、下部工の出来形を上部工へ反映させることにし、下部工の出来形計測に使用した光波測定機と上部工製作基準テープを照合し、誤差補正のうえで上部工の製作を行った。さらに、大ブロック組立時に光波測定機による計測を実施し、大ブロックと下部工との現地取合精度の確認を行った。

##### (ii) 各ブロック間の断面形状の確認

各工場において組み立てられた3ブロックは、現地に

において下フランジとウェブを高力ボルト締めにより連結するため、断面形状の精度管理を厳しくする必要があった。このため、製作は表-2に示す「土木工事必携」および「道路橋示方書」に示されている「仮組立検査要領及び寸法精度基準」の許容誤差の1/2を目標計画値とすることにした。さらに各工場の精度管理が目標値を満足していることを確認するために、現場継手部のブロックを工場間相互に移動することにより現場継手部の仕口合せを行い断面形状の確認を行った。

## 3. 架 設

### (1) 工法の選定

本橋の架設地点の地形的条件を考えると、架設工法としては図-3に示す6案が考えられたが、経済性や施工の迅速性の面からは大ブロック工法が有利であると判断され、工期、工費および純技術的な問題の細部にわたって検討を加えた結果、最終的にA案の3分割による大ブロック工法を選定した。ただし、実施までに検討すべき課題として次の事項が揚げられた。

- (i) 3000tf 吊り起重機船の沖縄までの回航時期の決定
- (ii) 桁架設日の決定および作業船の確保
- (iii) 泊漁港閉塞時の対応策
- (iv) 12000 DWT~16000 DWT 台船の仮係留場所の選定
- (v) 3000tf 吊り起重機船の仮係留場所の選定
- (vi) 桁閉合時の仕口合わせ






### (2) 輸 送

橋体輸送は、台船(12000 DWT~16000 DWT)、主曳船(3600 PS+2400 PS)、補助曳船(2000 PS)および警戒船(1000 PS)を1組とした船団構成で広島・呉・津から那覇まで輸送した。

輸送距離は広島-那覇間は950 km、呉-那覇間は965 km、津-那覇間は1240 kmである。

橋体輸送にあたって、橋桁各ブロックとも約120mの長さがあり、また、外洋航海であることから動揺に対する安定性を確保するために大型台船を採用することにした。船団構成が長く(400~800m)なることから、伊良湖水道あるいは豊後水道をめぐるまではこれを短く(200~300m)するなどして航行安全に特に注意を払った。また、橋体を載せる架台構造、固定方法など細部にわたって日本海事検定協会に照査を依頼し万全を期した。

表-2 断面形状の精度

項 目 (使用器具)	検査要領	精度基準		計測要領
		条件	許容誤差	
桁 高 (棒ゲージ)	<ul style="list-style-type: none"> <li>各主桁毎に両端部及び中間支点部の主桁ウェブの高さを測定する。</li> <li>ウェブ高さが変化するのは中央部を更に追加する。</li> </ul>	H > 2 m (H: 桁高)	±4 mmに2 m又はその端数を増すごとに±1 mmを加える	
平面対角長 (テープ)	<ul style="list-style-type: none"> <li>上フランジ上面で支脚の対角を計測する。</li> </ul>	対角線長の差	15 mm	
現場継手部 の寸法 (スキマゲージ)	<ul style="list-style-type: none"> <li>主桁の余継手の1/2を測定する。</li> </ul>	設計遊間に 対し	±3 mm	
取合の確認	<ul style="list-style-type: none"> <li>現場取合い部を対角計測で角度の確認を行い直線度を調べる。</li> </ul>			
板の平面度	<ul style="list-style-type: none"> <li>腹板の変形を生じた位置で計測する。</li> </ul>	h: 桁高	$\frac{h}{250}$ mm	

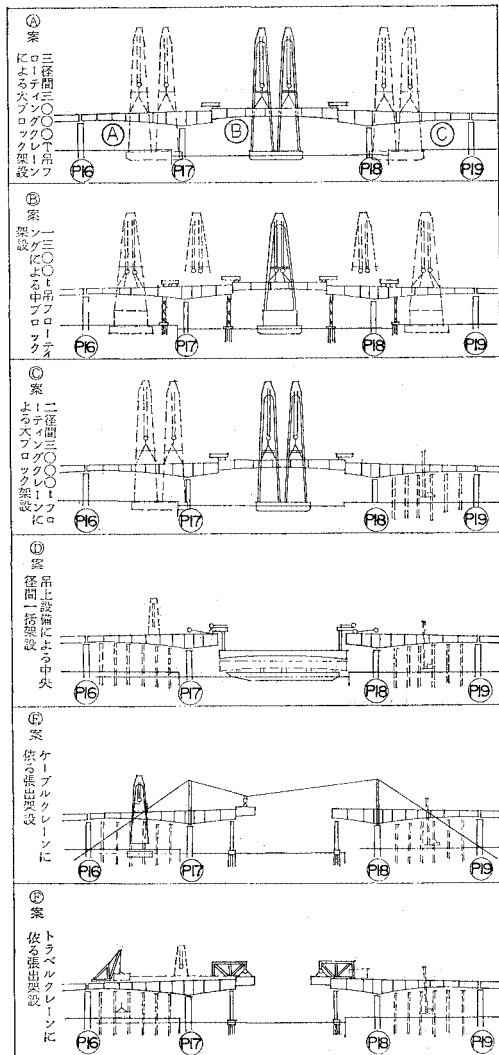


図-3 架設工法案

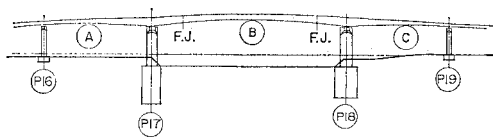


図-4 架設ブロック

(3) 架 設

分割される各ブロックの長さや重量は(図-4)

- Aブロック 118.25 m (1 353 tf)
- Bブロック 117.50 m (1 307 tf)
- Cブロック 118.10 m (1 397 tf)

であるため、これに使用する起重機船は、揚程 35 m 以上吊上げ可能な 3 000 tf 起重機船に決定した。

架設手順は、最初にCブロックを、次にAブロックを

起重機船にて架設し、最後に航路部分にあたるBブロックをAおよびCブロックの間に落とし込んだ。このBブロックの落とし込みには所要のクリアランスを得るためにセットバック工法を採用した。すなわち、Bブロックの落とし込みを容易にするため、Aブロックのみ架設直後ジャッキにてP16側へ約250mmずらして間隙を広くし、Bブロックの落とし込み後ただちにAブロックを元の位置まで戻した。なお、Bブロックの重量はセッティングビームによりAおよびCブロックにあずけた。

長さ118m、重量約1400tfの大ブロックを精度±2mm以内で所定の位置に据え付けるためには、起重機船の操船作業のみでは不可能であるので、桁の位置決め装置が必要であった。位置決め装置としては橋軸方向および直角方向の両方向に対して調整可能な構造とし、ワイヤーロープ、チルホール、チェーンブロックおよび滑車などを使用することにした。橋体が所定位置上1mまで巻き下げられたときに位置決め装置を桁の吊金具および橋脚上金具にセットし、さらに橋体を巻き下げながら、位置決め装置を操作して所定位置へ据え付けた。

なお、橋体の吊金具は工場にてあらかじめ取り付けしておき、橋脚上の金具も下部工施工時に橋脚天端に埋設しておいた。

以上のような施工法により、天候にも恵まれ航路の閉塞あるいは航行制限を5日間(うち、橋体本体の架設は3日間)という短期間でもって、無事計画どおり架設することができた。

4. 強風対策

本橋は鋼床版箱桁橋としては、国内有数の支間長を有する長大橋であるため、たわみやすく柔らかな構造となり風に対して非常に鋭敏である。さらに沖縄は台風の常襲地域であることから、本橋の風に対する安定性の検討は欠くべからざる重要な課題であった。

まず泊大橋の耐風安定性について、過去の類似橋梁の調査および風洞試験結果等を参考にしてさらに流動解析等により耐風安定性の推定を試みた結果、詳細にその耐風安定性を検討する必要があると判断された。

本橋の風に対する一連の研究のフローチャートを図-5に示す。

(1) 風洞試験

強風対策の検討の方法としては風洞試験がある。昭和58年度には部分模型を用いた風洞実験を行った。本実験では各断面の空力特性を明らかにするとともに、断面の耐風特性を改善する方策(制振対策)の基本的な検討を行った。昭和59年度には、さらに橋全体の詳細な耐

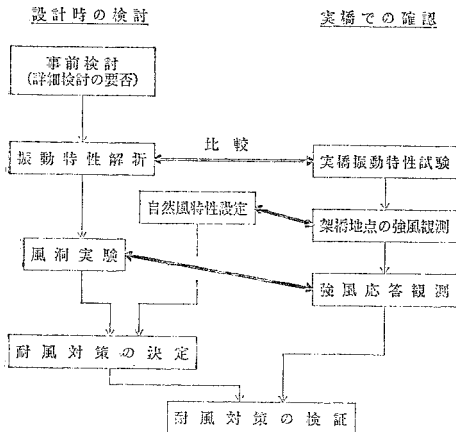


図-5 耐風対策検討フローチャート

風安定性を調査するとともに、部分模型実験の結果明らかとなった耐風性の改善策（制振対策）の効果を確認するため、全径間模型を用いた風洞実験を実施した。

実験の詳細内容については文献 1), 2) を参照されたたい。

a) 風洞試験結果（制振対策のない場合）

泊大橋の主径間部の耐風性状について、図-6 に全径間模型実験結果を示す。図-6 よりわかるように本橋は風が吹いたとき、風速 20 m/s, 45 m/s, 60 m/s 付近でそれぞれのたわみの 1 次, 2 次, 3 次モードの限定振動が、また、風速 60 m/s を超えた付近でたわみ 1 次モードの発散振動が発生する。限定振動の最大片振幅は風速 25 m/s 付近で 50 cm に達する。

b) 風洞試験結果（制振対策した場合）

昭和 58 年度に実施した部分模型実験においては数十種類にのぼる改善策（制振対策工）の検討を行った。

その結果、図-7 に示すような制振対策工のうち耐風安定プレートは発散振動に対して制振効果があり、ダブルフラップは限定振動を抑制するのに有効である。

表-3 に制振対策試験結果を示す。同表からわかるように耐風安定プレートは発散振動に対しては顕著な制振効果があるが、限定振動に対してはほとんど効果がない。しかし、さらにダブルフラップを高欄上部に取り付けると限定振動振幅を海風の場合で 6~23% に、陸風の場合で 6~52% 程度に低減することができる。

c) 強風対策の決定

以上の実験結果を踏まえて、強風対策の基本方針を以下のように考えた。

- ① たわみ 1 次の発散振動……破壊につながるような大振幅の振動であり、制振対策を必ず講ずる。
- ② たわみ 1 次の限定振動……発生風速が低いことから、頻度も高く、また車両走行性なども問題となる

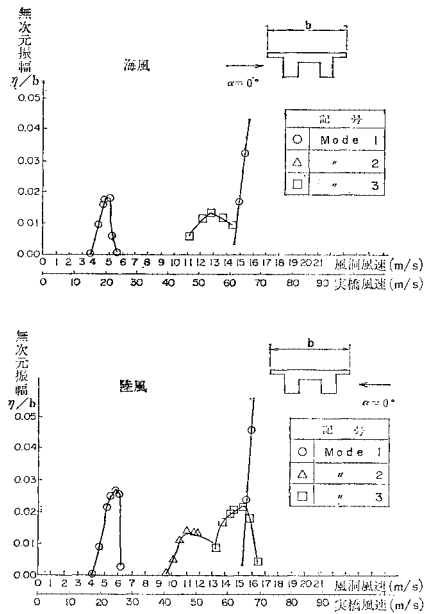


図-6 風速と発生振幅 (δ=0.02) (全径間模型)

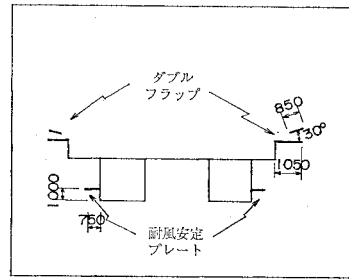


図-7 有効な制振対策工

表-3 制振対策試験結果 (全径間模型)

対策	迎角	海風				陸風			
		δ=0.02		δ=0.06		δ=0.02		δ=0.06	
		一様流	乱流	一様流	乱流	一様流	乱流	一様流	乱流
対策なし	0°	346 (62.8)	184	156 (65.0)	—	488 (65.1)	315	283 (63.2)	—
	3°	425 (59.2)	—	—	—	450 (65.4)	—	—	—
プレート	0°	344	198	171	68	524	378	270	162
	3°	460	—	201	—	619	—	314	—
プレート+ダブルフラップ	0°	49	76	10	—	198	91	17	—
	3°	105	—	13	—	319	—	68	—

表中の数値は：限定振動の振幅を示す（単位：mm）。  
ただし、( ) 内数値は発散振動の発生風速を示す（単位：m/s）。

可能性がある。したがって、疲労強度、使用性の面から詳細検討を行い、制振対策の必要性を検討する。

- ③ たわみ 2 次, 3 次の限定振動……発生風速が 40 m/s 以上で発生頻度が少ないうえ、振幅がある値以

上大きくならない限定振動であること、また、このような高風速では車両も通行しないと考えられるので、応力的に問題なければ対策を講じない。

以上の考え方を基本に制振対策工の要否、および必要な対策工の種類を検討した。

表一3より制振対策なしでは、風向、迎角、対数減衰率の違いにかかわらず、60 m/s 程度の風速で発散振動が発生する。しかし、耐風安定プレートを取り付けるとこの振動は完全に制振可能である。

したがって、前述の考え方に従い発散振動については、制振対策工として耐風安定プレートを橋長方向全長に取り付けることとした。

本橋に取り付けた耐風安定プレートの構造図を図一9に示す。

次に、限定振動対策については、詳細な定量的検討が必要である。すなわち実橋の対数減衰率および架橋地点の強風特性（乱れ強さ、迎角など）を適正に想定し、これら諸量に基づいて限定振動振幅の推定が必要である。

これら諸量については、従来の研究および他橋での実測結果などを参考に次の値を想定した。

- ① 実橋の対数減衰率  $\delta = 0.06$
- ② 乱れ強さ 海風  $I_W = 4.3\%$   
陸風  $I_W = 7.0\%$
- ③ 迎角 海、陸風とも  $\alpha = 0^\circ$

図一8と上記想定諸量から実橋に発生する限定片振幅として次の推定値を得た。

- 海風…… 70 mm
- 陸風…… 120 mm

この発生振幅を設計的に評価すると、走行車両の知覚的な面でやや懸念が残るものの、疲労強度的には十分な安全性を有している（疲労限度より定まる許容振幅は

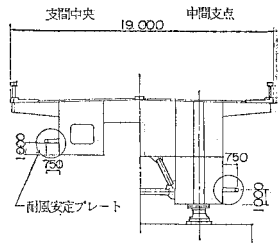
180 mm である）。

以上の検討から限定振動対策としてのダブルフラップは設置しないこととした。

しかし、以上の検討は、不確定要因のある実橋諸量を前述のごとく仮定したものであるため、

振幅推定値の信頼性は必ずしも十分ではない。

そこで、架設後、実橋の振動試験および強風応答観測を行い、万一有害な振動が発生もしくは発生するおそれがあると判断された場合には、さらに、必要な対策を追従することとした。



図一9 耐風安定プレートの構造図

(2) 実橋振動特性試験

a) 試験方法

架設途中の実橋を人為的に加振し、振動特性を計測した。試験の目的が耐風安定性に関与する振動特性値の把握であるため、試験はたわみ1次振動の対数減衰率の実測を主体とし、できるだけ簡略な加振方法および計測方法を採用することにした。

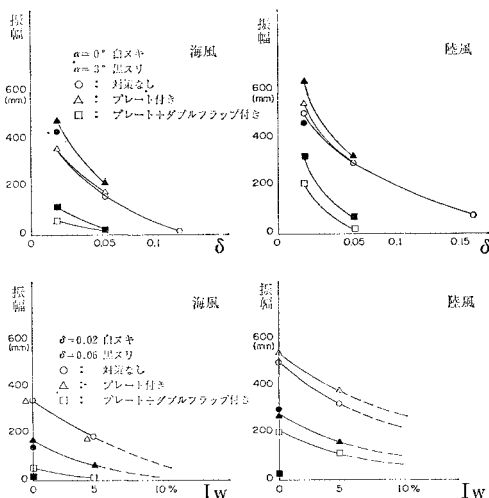
まず、加振の方法は、図一10に示すように、橋面上に障害物を多数列設置し、この上で車両を走行させたときに発生する衝撃力により加振を行った。このとき、障害物の設置間隔と車両の走行速度を調整することにより、連続して作用する衝撃力の時間間隔が、橋の固有周期に同調するようにして、橋梁の応答をできるだけ成長させる方法とした。

計測項目は、橋桁振動と支承の移動量であり、計器設置箇所を図一10に示す。橋桁振動は中央径間3点、側径間1点の主として鉛直方向振動をサーボ型加速度計により検出し、2回積分後、変位波形を記録した。

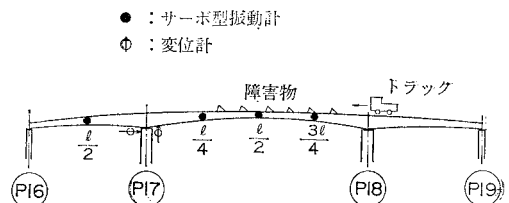
試験実施時の本橋の架設状況は、鋼桁部は構造的に完成し、地覆、高欄、舗装工事は未着手の段階であった。

なお、以上のほか架設完了後の実橋についても簡単な加振実験を行った。

これは橋桁中央部に約170人の人間が集まり、体重の上下移動による慣性力加振を行ったものである。



図一8 対数減衰率および乱れ強さの影響（全径間模型）



図一10 加振・計測方法

次に、試験時の橋梁諸元に対応した固有振動計算を行った。本橋は曲線橋であるため、3径間の立体振動計算モデルを作成した。モデル作成にあたり、橋桁は箱桁の剛性中心を通る線材で置換し、2列の箱桁相互は鋼床版の有効幅を考慮した水平材、斜材で結合した。橋脚下端は地盤の水平および回転ばねを介して固定した。また可動支承の条件は、試験時の振動振幅が相当小さいことを考慮し、水平方向の条件を次の3ケースとした。

- ケース 1 完全に自由にスライドする。
- ケース 2 完全に動きが拘束される（固定支承）。
- ケース 3 支承の摩擦力、弾性変形などに対応するダッシュポット (C)、ばね (K) で結合される。

ここで、ケース 3 は C を含む系なので複素固有値計算を行った。

**b) 固有振動数および固有モード**

車両走行中（強制加振中）および走行停止後の自由減衰振動波形例を 図-11 に示す。本試験で得られた最大振幅は約 22 mm（中央径間中央）である。

加振力の周期は鉛直 1 次振動周期にほぼ同調させたが加振波形が衝撃的であるため、応答波形も高次振動成分を含んでいる。原波形をデジタルフィルターを用いて各次成分に分離することにより、鉛直方向の 1 次、2 次、3 次および水平方向の 1 次振動の固有振動特性実測値を得た。フィルタリング後の自由減衰波形例を 図-11 下段に示す。

このようにして得られた固有振動特性実測値を計算値と対比して表-4 に示す。表-4 において振動数値を範囲で示しているのは、振動数の振幅依存性を表わしており桁振動振幅が大になるほど、振動数が低下する。

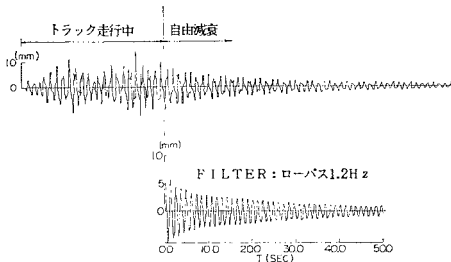


図-11 原波形およびフィルタリング波形

表-4 固有振動数

可動支承 計算 条件	計算値 (Hz)			実測値 (Hz)	
	ケース1	ケース2	ケース3		
モード	水平:自由 回転:自由	水平:固定 回転:自由	水平:水平, 自由 回転:自由 (複素計算)		
鉛直振動	1次	0.700	0.692	0.617 ~ 0.690	0.60 ~ 0.65
	2次	1.469	1.614	1.494 ~ 1.608	1.44
	3次	1.804	2.024	1.924 ~ 2.018	1.97
水平1次振動	1.350	1.385	1.367 ~ 1.382	1.36	

計算振動数は支承条件の違いにより異なった値となる。実測値に対し、ケース 1 はかなり低めであり、ケース 2 はやや高めである。ケース 3 はケース 1, 2 の中間的な値であり、実測値とほぼ対応している。

以上のことから、固有振動数の対比からみた可動支承の計算条件は水平方向には固定の条件に近いものであることがわかる。これは、試験時の桁振動振幅が小さいことに起因するものと考えられる。

次に、固有モードの対比を 図-12 に示す。可動支承計算条件の違いによる固有モードの差異は小さかったため、図-12 はケース 2 の計算値を示している。両者の対応はほぼ良好である。

**c) 対数減衰率**

多数回の自由減衰波形から得られた鉛直 1 次振動の対数減衰率実測値を桁振動振幅との関係で整理した結果を 図-13 に示す。この結果から本橋の対数減衰率  $\delta$  は著しい振幅依存性を示していることがわかる。桁振動振幅が大きくなるにつれ対数減衰率は急速に大きくなっていく。

なお、架設完了後の人力加振による対数減衰率は 図-13 に比較しやや大きめの値を得たが、振幅依存性の傾向は変らなかった。

このような対数減衰率の振幅依存性を支承部の摩擦に起因すると仮定して前記ケース 3 の計算モデルにより定量的な検討を試みた。

ケース 3 のモデルにおいて支承部の摩擦力に相当する

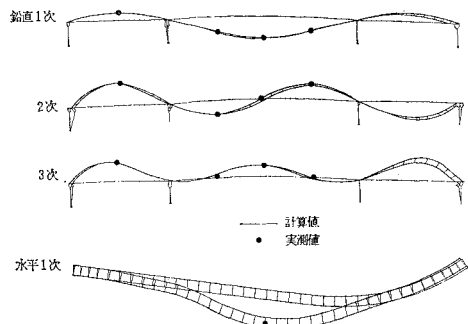


図-12 固有モード

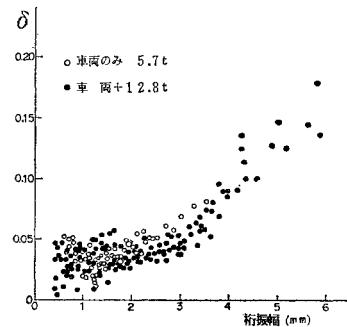


図-13 対数減衰率実測値

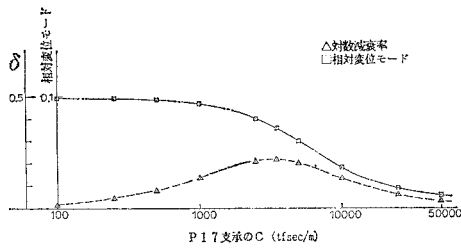


図-14 C の変化に対する対数減衰率および相対変位モード (計算値)

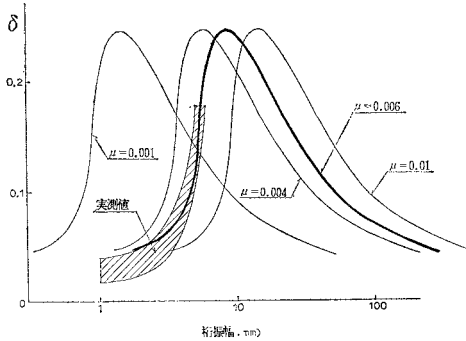


図-15 対数減衰率の振幅依存性

減衰係数  $C$  を変化させた場合の対数減衰率と支承部の相対変位モード (橋桁中央の上下変位に対する支承部の水平滑り量の比率) を 図-14 に示す。

支承部の相対変位モードが一定の範囲では、 $C$  の増加とともに  $\delta$  も大きくなるが、さらに  $C$  が増加すると相対変位モードが小さくなるため  $\delta$  も低下する。すなわち  $\delta$  は  $C$  の変化に対し極大値をもつことがわかる。

一方、支承部の  $C$  については、正弦振動の場合、摩擦力と振動振幅から近似的に求められることが知られている。ここで沓のコロガリ摩擦係数  $\mu$  を仮定し、図-14 の  $C$  を桁の振動振幅に換算し実測結果と比較した結果を 図-15 に示す。図-15 における  $\delta$  の計算値には 図-14 で求められた  $\delta$  以外に  $\delta_0=0.03$  の一定値を付加した値とした。 $\delta_0=0.03$  は実測値において最も微小振幅時の対数減衰率であり、支承の摩擦以外の橋梁全体の構造減衰に相当する対数減衰率と考えたものである。

摩擦係数  $\mu$  を種々変えた計算値のうち、実測結果に最もよく合致するのは  $\mu=0.006$  である。

次に、この計算における支承部の水平移動量について実測値と対比すると 図-16 のように  $\mu=0.006$  のものが最もよく対応している。なお、摩擦係数については桁架設工事のセットバック時の油圧ジャッキの水平力から求めた値が  $\mu=0.003\sim 0.007$  の範囲であったことから妥当な値であると考えられる。

以上のことから、実測対数減衰率の著しい振幅依存特性は、支承部の摩擦に起因すると仮定するとうまく説明できる。この仮定のもとにさらに大振幅範囲の  $\delta$  を推

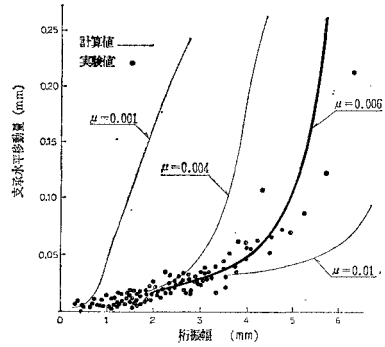


図-16 支承の水平移動量

定すると 図-15 のごとくある振幅以上では  $\delta$  が低下する。こうして推定した  $\delta$  は大振幅範囲での実測による裏付けはないものの、設計的には安全側の推定と考えられる。そこで以下の耐風検討では構造減衰率  $\delta$  として 図-15 の推定値をベースとする。

### (3) 強風応答観測

架設最終段階の昭和 60 年 6 月末～9 月末までの 3 か月間、台風を対象とした強風応答観測を行った。

計測項目は中央径間の中央点における強風と橋桁振動である。強風データは橋面上 10 m の高さに 3 成分の超音波風速計を設置し、橋桁振動は加速度計により計測した。

観測期間中、沖縄本島に影響を与えた台風は 6 号、7 号、9 号、11 号、13 号であり、これら台風時に大量の強風データが採取された。しかし、沖縄本島への直撃台風はなく、風速が本橋の共振風速 (観測時点では約 30 m/s) まで達するデータは得られなかった。

最も強い風は台風 11 号であり、平均風速 18.2 m/s、瞬間最大風速 26.8 m/s であった。橋桁振動はいずれの台風時にもほとんど発生しておらず、1~2 mm 以下の微小振動であった。

強風データの中から、風向が比較的橋軸直角方向に近

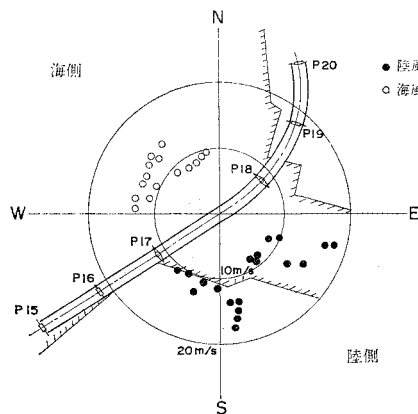


図-17 風速、風向分布



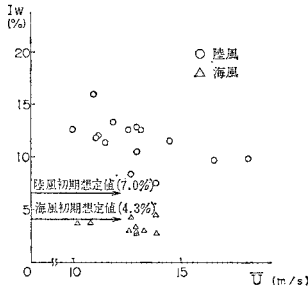


図-18 乱れ強さ

いものを選定し、強風の統計諸量を求めた。解析に用いた強風データの平均風速、平均風向を 図-17 に示す。

まず、鉛直方向の乱れ強さ  $I_w$  を 図-18 に示す。海風は 3~5%、陸風は 8~14% の範囲であり、上流の地形の差異が明確に現われている。次に平均迎角は、陸風がほぼ水平であるのに対し、海風は 3~5 度の吹き上げを示している。陸風の場合、背後が開けた海であるのに対し、海風は背後が丘で吹き上げになるものと思われる。

なお、迎角データは橋桁の影響を受けるため、渦点法による流動解析を行い、無限遠方の平均迎角を求め、この結果を用いて計測迎角を補正した。

(4) 耐風性の推定

以上、今回実橋において実測された橋梁振動特性および現地強風特性に基づき、再度風洞試験結果を見直し実橋の耐風性を推定した。

耐風性に関与する主要な実測諸元を初期想定値と比較すると表-5 に示すとおりである。

図-18 および 表-5 よりわかるように海風の場合、乱れ強さの実測値は初期想定値とほとんど差がないが、陸風の場合の実測値は初期想定値より約 50% 程度大きい値であり、陸風については乱れ強さとして少なくとも 10% 程度は期待できるものと思われる。

以上に示す実測結果を参考に海風、陸風の実測諸元に対する発生振幅曲線を風洞試験結果に基づき作成すると 図-19 のようになる。発生振幅を幅で示しているのは迎角の変動範囲に対応する。次に対数減衰率の振幅依存性、すなわち減衰特性曲線を同図に併せて示す。対数減衰率も幅で示しているのは、支承部の摩擦係数のばらつ

表-5 実測諸元と初期想定値の比較

諸元	初期想定値	実測値
対数減衰率 $\delta$	0.06	振幅により変化
乱れ強さ $I_w$	海風4.3% 陸風7.0%	海風4.2% 陸風10.7%
迎角 $\alpha$	海風、陸風ともに 0°	海風 3°~5° 陸風 -1°~1°

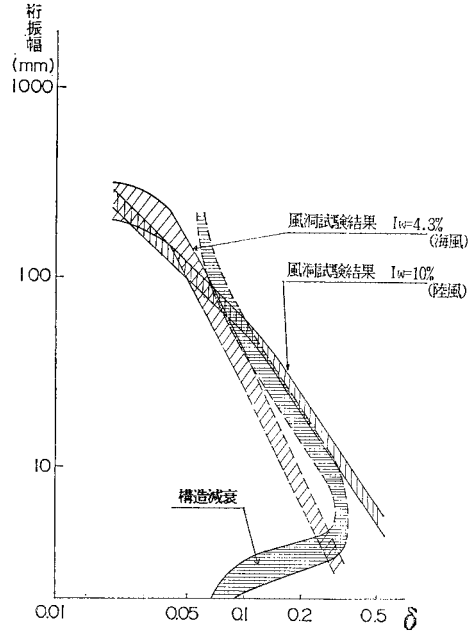


図-19 発生振幅の推定

き範囲を考慮したものである。

図-19 において実際の振動振幅は両曲線の交点で与えられ、最終的な推定値として次の値を得た。

- 海風 約 5 mm
- 陸風 約 10~90 mm

この推定値を前記の初期設計時の値と比較すると、かなり低めになっており、設計段階における耐風性の推定がさらに安全側に検証されたといえる。

しかし、現時点での推定値にしてもなおかつ推定幅を残しており、強風時の発生振幅を最終的に確認するためには、今後、共振風速時の風に対する発生振幅を実測しておくことが必要と考えられる。この観点から、供用開始後も台風に対する簡略な強風応答観測を追加実施の予定である。

5. 腐食対策

(1) 塗 装

一般に海上橋では耐候性鋼板を使うほか重防食塗装系を採用している。沖縄における橋梁の塗装系も、中規模クラス以上になると重防食塗装を採用した実績が多い。本橋においても、重防食塗装系を採用し、長期的に防錆効果の得られる塗装系とするため、「那覇港臨港道路塗装基準及び塗装規格」を制定した。

表-6 に本橋と本州四国連絡橋の外表面塗装の比較を行ったが、瀬戸内海気候と亜熱帯性気候との環境条件の差

表一 泊大橋と本四橋の外塗装仕様比較

		泊大橋		本四橋	
外装仕様	ジョッププライマー	無機シリカゾルタイプ	μ (15)	同左	μ (20)
	下塗1層	厚膜型エポキシ樹脂コンクリート	75	厚膜型無機シリカゾルタイプ	75
	ミストコート	厚膜型エポキシ樹脂塗料下塗	(10)	同左	—
	下塗2層	“	100	“	60
	下塗3層	“	100	“	60
	中塗	シリコン樹脂塗料中塗	30	“	30
	上塗	シリコン樹脂塗料上塗	30	“	30
	合計膜厚		μ 335		μ 225
長期防錆性		○～◎		○	
耐候性		○		○	
グース舗装での耐熱性		○		○	
百沸塩粒子性(耐潮風性)		○		○	
必要下地処理グレード		SSPC-SP-10以上		SSPC-SP-10以上	
施工性	下地処理の影響の受け易さ	○		△	
	厚膜時の塗膜のフレ	◎		△	
性	スプレーダストの飞扬	○		△	
	仕上り観	○～◎		△～○	
低湿乾燥性		△		○	

が塗膜厚の差 80 μ に現われている。

## (2) 舗装

鋼床版の発錆は、使用性能を低下させるばかりでなく橋梁の耐用年数にも直接悪影響を与えるため、その防水工法の選定は重要な課題である。一般に表面防水は、防水を兼ねたアスファルト混合物による舗装本体による防水工法または舗装体と鋼床版の間に設けるシートや塗膜による防水工法が用いられている。

本橋では、本州四国連絡橋を参考に舗装、耐久性、鋼床版の防錆や施工性について検討した結果、沖縄では初めて下層には防水効果の大きい硬質グースアスファルトを 40 mm、上層には耐流動性に優れている改質アスファルト混合物を 40 mm 設けることにした。また、歩道部については、下層の軽量コンクリートを考慮して防水効果のある防水メンブレン層とカラーグースアスファルト 30 mm を設けることにした。

## 6. あとがき

まえがきにも述べたが泊大橋の開通式も昭和 61 年 4 月 11 日無事終了した。その後港湾貨物の流通も円滑になり港湾機能拡大に大いに貢献している。泊大橋の建設にあたっての種々の技術的課題の検討の成果は将来の同種の橋梁建設にも大いに活かされるであろう。

おわりに、計画より完成まで 10 年余にわたり本橋の建設に関与された諸先輩をはじめ、業界、地元の団体、住民など多数の方々には謝意を表します。なお、強風対策については、中央大学 岡内 功教授にご指導頂きましたことを感謝いたします。

### 参考文献

- 1) 岩田邦彦・佐藤浩考・稲室隆二：三径間連続鋼床版複箱桁橋(泊大橋)の耐風性について、土木学会第 39 回年次学術講演会, 昭和 59 年 10 月。
- 2) 永井康平・親泊正孝・稲室隆二：三径間連続鋼床版複箱桁橋(泊大橋)の耐風性について(続報)、土木学会第 40 回年次学術講演会, 昭和 60 年 9 月。

(1986.4.22・受付)

## 論文集編集委員会からのお願い (1986.5.16)

### 土木学会論文集編集委員会

#### キーワードの付与について

論文集編集委員会では、諸般の事情を勘案して、論文集 10 月号掲載の論文より、第 1 頁の英文概要の下にキーワードを付与することになりました。

つきましては、7 月 1 日以降より投稿される論文、報告、ノートは、所定の場所にキーワードを英文で付与して下さい。

キーワードの数は、3～5 ワーズ以内とします。キーワード表は特に準備致しませんので、著者が論文内容を最も適切に表現する語を厳選のうえ記載して下さい。

以上、宜しくご協力のほどお願い致します。