

報技四本

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第36号 大鳴門橋特集号 目次

大鳴門橋建設をふりかえって	第一建設局 局 長	今 中 靖 雄	1
大鳴門橋と関連区間の開通	設計部長	奈良平俊彦	2
	(前) 第一建設局建設部長		
大鳴門橋と関連区間の開通	第一建設局洲本工事事務所長	松 本 弘 輝	3
大鳴門橋に関する二・三の思い出	企画開発部上席審議役	小 川 英 信	4
	(前) 第一建設局鳴門工事事務所 長		
大鳴門橋補剛桁架設工事	第一建設局鳴門工事事務所	瀧 田 政 信	5
大鳴門橋ケーブル工事—その品質・精度—	第一建設局設計課	多 田 和 夫	12
大鳴門橋基礎の挙動計測	第一建設局設計課	樋 口 康 三	17
	第一建設局鳴門工事事務所	小 野 下 武	
大鳴門橋動態観測システム	第一建設局設計課	多 田 和 夫	21
	第一建設局鳴門管理事務所	亀 山 正 俊	
	第一建設局設計課	森 下 尊 久	
大鳴門橋照明用柱の耐風検討	第一建設局建設部	山 田 勝 彦	26
	第一建設局鳴門工事事務所	秋 元 茂 男	
大鳴門橋振動実験の報告	第一建設局鳴門工事事務所	田 中 淳 之	30
	設計部設計第一課	岩 屋 勝 司	
	第一建設局鳴門工事事務所	瀧 田 政 信	
大鳴門橋の橋面舗装	第一建設局鳴門工事事務所	瀧 田 政 信	38
	同上	川 西 芳 則	
大鳴門橋緩衝工計画	第二建設局児島工事事務所	金 沢 克 義	43
	(前) 第一建設局建設第一課		
大鳴門橋関連区間の陸上部工事	第一建設局建設第二課	西 川 雅 博	50
大鳴門橋関連区間の維持管理設備	第一建設機械電気課	谷 口 肇	55
門崎高架橋振動実験および風による振動計測	工務第二部工務第三課	吉 田 修	61
	(前) 第一建設局鳴門工事事務所		
大鳴門橋と関連区間の公表論文一覧表			67

本四技報 第37号 (61.1) 掲載予定

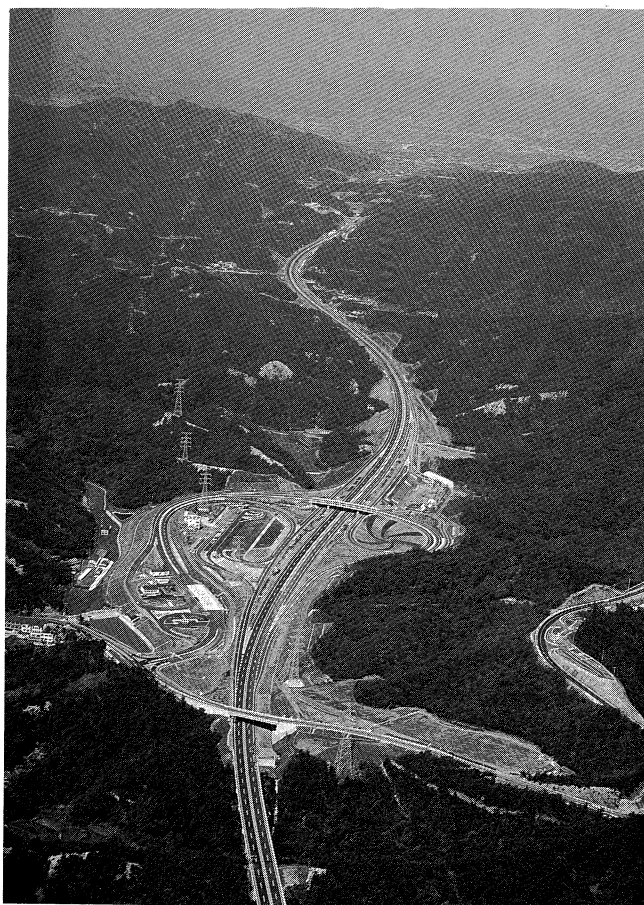
- 下村トンネル設計施工
- 下津井瀬戸大橋塔架設
- 与島橋の設計
- 与島3P可動支承の設計とローラー耐久試験
- 南北備讃瀬戸大橋の耐風性(その1)
- 番ノ州高架橋下部工の施工
- 大島大橋塔の設計製作

大鳴門橋及び関連区間



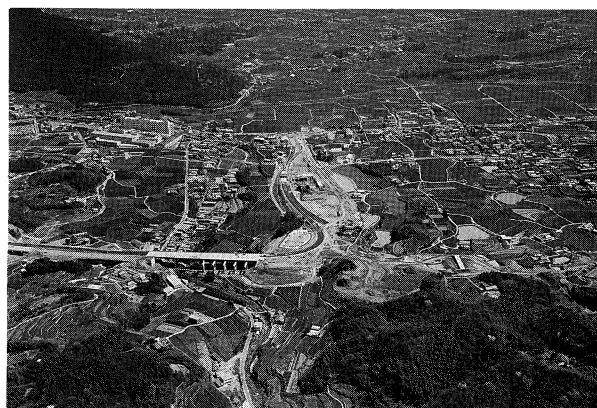
完成した大鳴門橋

(60年5月)



淡路島南I.C

(60年5月)



洲本I.C

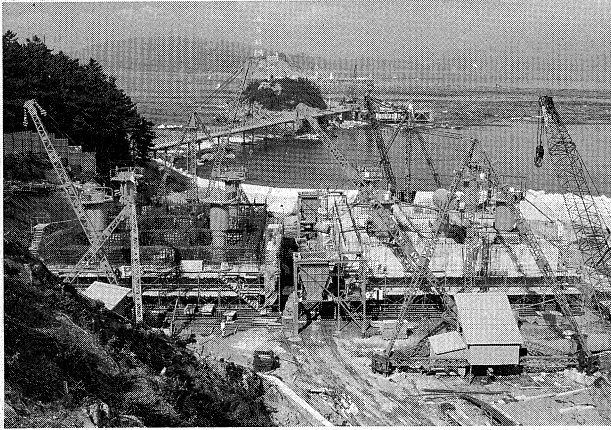
(60年5月)



鳴門北I.C

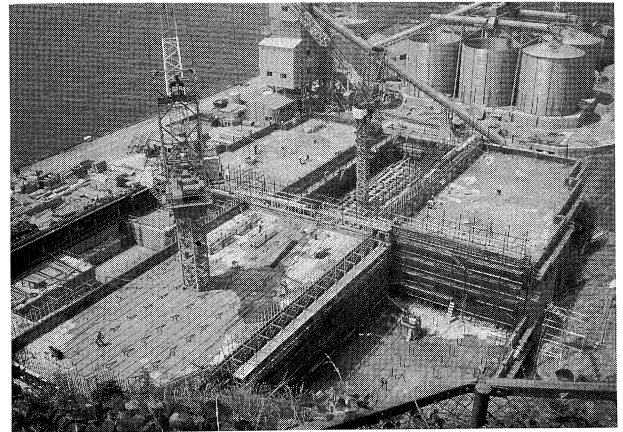
(60年5月)

大鳴門橋



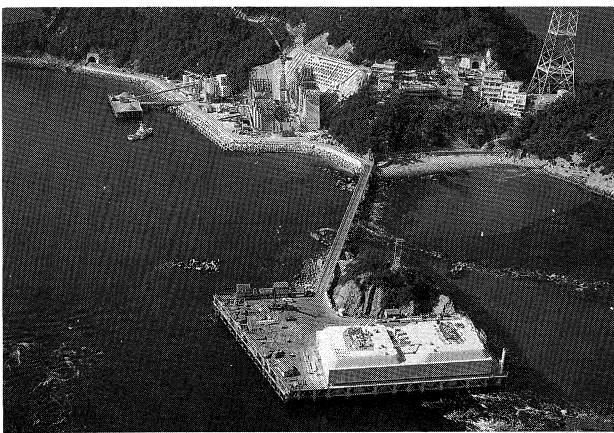
5Aケーソン工

(52年 8月)



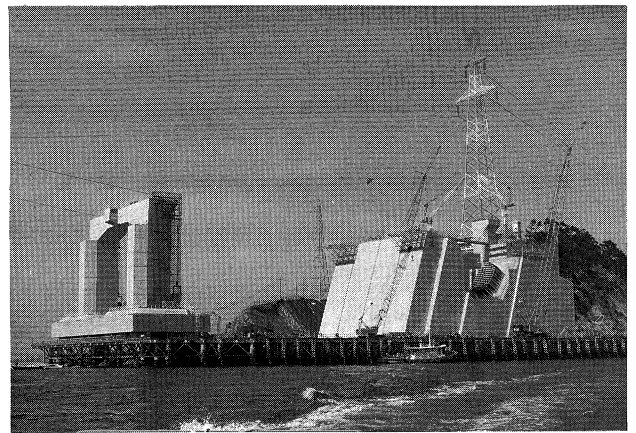
1Aアンカレイジ工

(54年 6月)



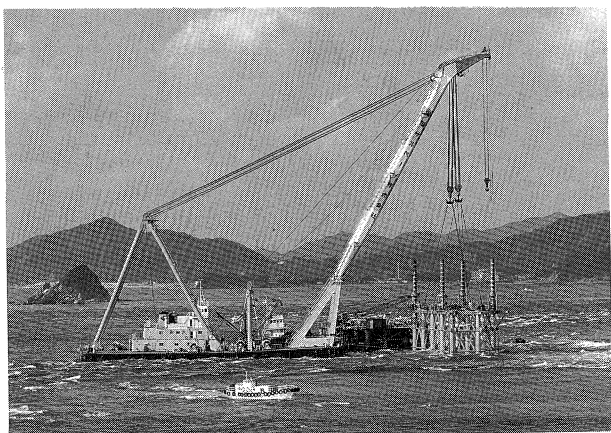
4P、5A工事

(55年 2月)



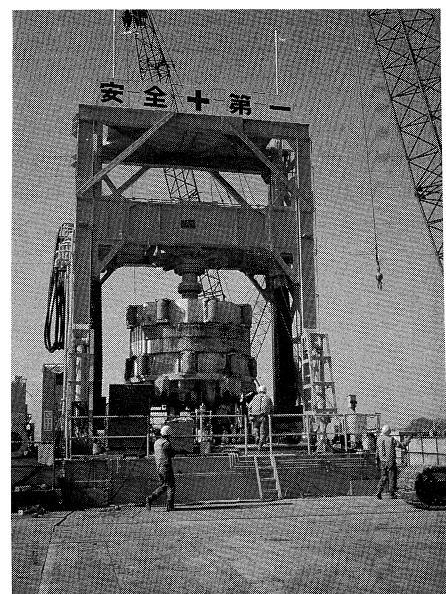
1A、2P工事完了

(56年 3月)



3P作業足場設置

(51年10月)



大口径掘削機 (φ4.4m) (53年 1月)

大鳴門橋



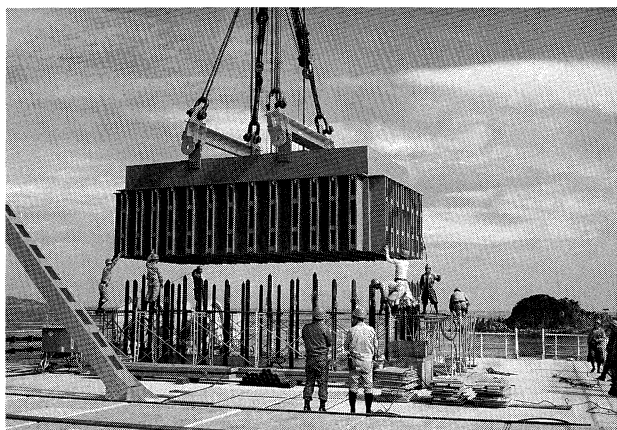
3P多柱基礎工

(54年 3月)



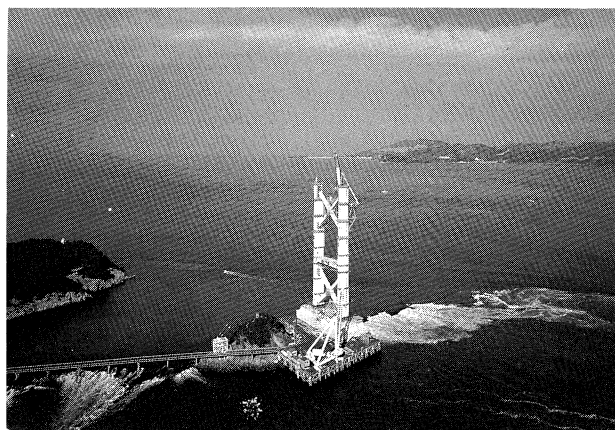
2P頂版工

(54年10月)



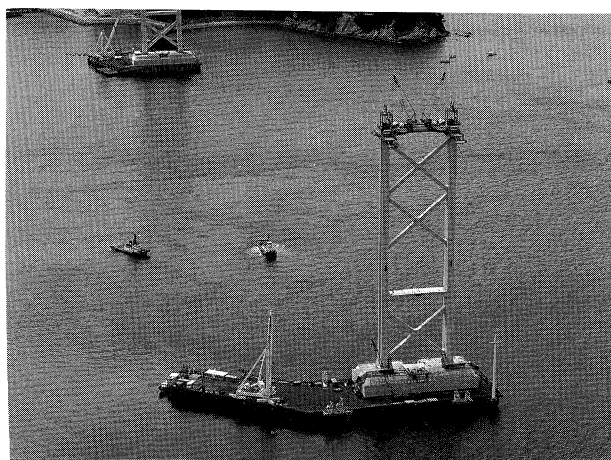
3P主塔架設

(55年 8月)



主塔架設

(55年12月)



パイロットロープ渡海

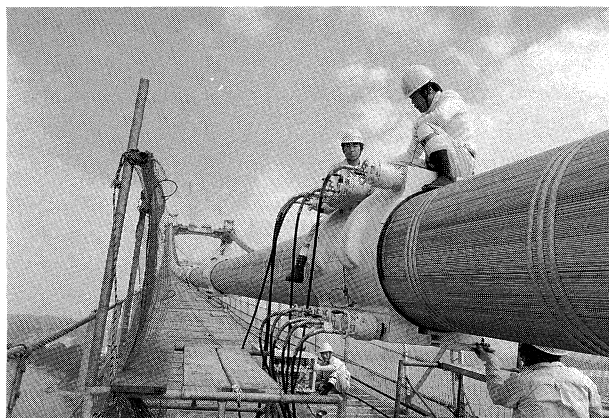
(56年 8月)



ケーブル架設

(57年 4月)

大鳴門橋及び関連区間



ケーブルバンド架設

(57年 9 月)



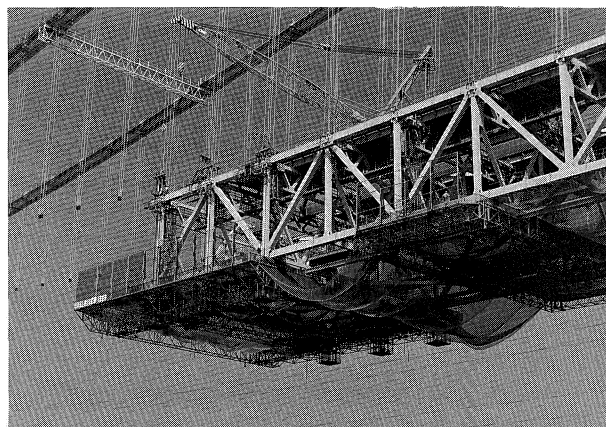
補剛桁架設

(58年 9 月)



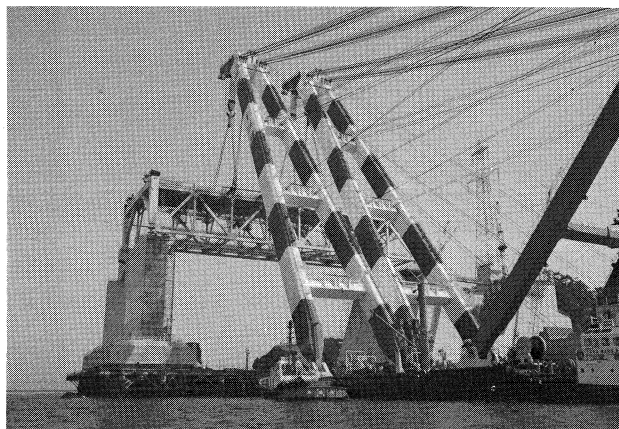
補剛桁架設

(58年12月)



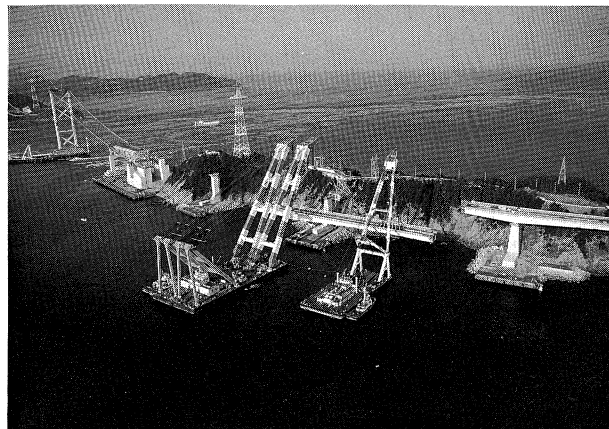
補剛桁架設

(58年11月)



バックスティ径間架設

(56年 4 月)



門崎高架橋工事

(57年12月)

大鳴門橋建設をふりかえって

Looking Back upon the Construction of Ohnaruto Bridge

第一建設局 局長 **今中靖雄**
Yasuo Imanaka

昭和51年7月に起工した大鳴門橋は、約1,050億円の工事費と約9年間の歳月をついやし、関連陸上部道路津名・一宮I.C～洲本I.C間12kmと共に、先般6月8日無事開通した。誠に喜びに耐えないしだいである。いま風光明媚な鳴門の海に、中央径間876mmの東洋一の吊橋が優美な姿を浮かべている。

ここに至るまで、架橋事業を取り巻く政治色の強い社会環境の変化に対応しつつ、調査・計画・施工と幾多の難関を関係者の理解と協力を得ながら突破し、今日に至ったことは、公団職員の誇りのみならず、いささかなりとも我国の橋梁技術の進歩に貢献できたと言っても過言ではあるまい。そこで、この大鳴門橋の建設の経緯をふり返り、これから行う事業の参考にできるよう、若干考えてみたいと思う。

まず調査時代については、本四公団発足以前から引き継いできた土工協委託による海上試験工事の実態である。この現地試験工事は長期にわたったが、未経験の本格的海中工事の幕あけを迎えて、作業員、ひいては公団職員を含めて海に対する「馴れ」が得られたことは高く評価してよい。関係者の良い意味での信頼関係の樹立にも役立ったと思うし、苛酷な自然条件の中で無事故の完成を迎えられたことの遠因にもなっている。プロジェクトが大型化するほど試験なり、リハーサルが必要なゆえんである。

次に計画段階での事業実施上の各種の手順が確立されたことがある。自然公園法関係を始めとして、文化財保護法の協議、環境問題、船舶航行安全問題、旅客船問題、漁業補償問題、全港湾問題等々、工事中から完成後にまたがるケースが殆どであるが、それぞれ委員会形式を柱として、衆知を集め、コンセンサスを得ながら実施してきたのは結果的に良かったと思う。ある時期には、この方法について内部でもかなり議論となり、悩んだこともあったが、やはり大プロジェクトなるが故の必要エネルギーと時間であったと思う。

技術上の問題にうつろう。着工直前になって環境庁から、渦潮を阻害しないようスパンを大きくして4P橋脚を裸島に寄せるよう条件がついた。スパンのバランスを崩さない範囲で、しかもアンカレイジの掘削の安全性を保ちうる限界を模索し、6m大きくすることで876mと決めたが、結果的にはアンカレイジの山側掘削法面の沁りが発生し、その対策に相当の工事費と労力を払わざる

を得なかった。下部工計画上の問題で、多柱基礎構造の採用がある。環境上の問題と岩礁地帯である自然条件を考慮し決定されたが、この海峡の特殊性から妥当であったと考えている。その前提として上部工架設まで考えての海上作業足場の構築が成功の鍵であったが、時間をかけた試験工事がそれを解決してくれた。具体的には $\phi 1\text{ m}$ クラスの掘削機の開発であり、若干推積層のある場合の掘削方法の確立であった。さらに多柱本体を掘削する $\phi 4.4\text{ m}$ の大口径掘削機の開発については数年を越す努力の結果、見事開発に成功した。径7mの柱の掘削については、 $\phi 4.4\text{ m}$ 掘削機で芯抜きし、その外側を $\phi 1.5\text{ m}$ 掘削機でオーバーラップ掘削することで解決した。これは鉛直精度の確保が問題点であったが、現有機種で効果的に施工した好例である。

塔工事では、美観上からデザインに配慮し、架設途中の渦励振振動には制振装置が極めて有効であった。

ケーブル工事では、着磁式測長機の採用、パイロットロープの渡海でフリーハング工法の採用があるが、前者は、備讃瀬戸において使用され、後者はクレーン船工法開発への引き金となった。また2Pに於けるストランドの滑りの問題があったが、度重なる実験にもとづくジャッキで押えつける機械的方法で成功した。

補剛桁工事では、ハイテン70使用による熔接部の疲労強度の確保の問題があった。このため奥村先生を委員長とする製作検討委員会が各工場を巡回し、実地に熔接工の訓練・指導にあたられたことは、特筆に値する。また8社に分散して製作したことによる工区境の寸法・形状の確保も以後の実績として評価されよう。

架設に於いては、面材架設の採用、ノーヒジンの逐次剛結工法で下弦材の直接引き込み、しかも中央スパンでは3格点同時引き込みを実施した。面材の重量が70tをこえたためトラベラークレーンの自重が400tにもなり、このため引き込み量が2mをこす所があり、これは今後工程短縮とあわせ検討の余地がある。

以上技術的問題にふれたが、今後取り組まねばならない明石海峡大橋は、従来の延長線ととらえられない面が多々あり、発想の転換を要する事柄が出てこよう。いづれにしても大プロジェクトは波長が長い宿命をもっており、それでいて即断を要することも多く、柔軟な対応が必要であろう。要は最後までやり通す不屈の精神、云いかえれば「ド根性」が必要ではなかろうか。

大鳴門橋と関連区間の開通

Opening of the Ohnaruto Bridge and Its Related Route

設 計 部 長 奈良平 峻彦
(前) 第一建設局 建設部長
Toshihiko Narahira

大鳴門橋と関連区間が完成し開通した1985年6月8日は、長大吊橋大鳴門橋が完成し、神戸鳴門ルートの一部をなす22kmの道路が完成し、開通によって始めて神戸鳴門ルート上を車輛が通行した日である。

開通には2つの意味がある。

第1は、紀井水道を介してとはいえ太平洋からの風とうねり、鳴門海峡の渦潮で示される急潮流等苛酷な自然条件の中に海中基礎を築き、中央支間876m東洋一の長大吊橋が完成した事である。淡路島と四国は長大吊橋によって結ばれて地続きになったことである。

第2は、神戸鳴門ルートの内22kmの道路が、陸上橋梁や高架区間、大土工区間の築造によって完成した事である。その前提には関係官庁や住民等、多くの調整事項が条件となっていた。開通された22kmの道路は、大鳴門橋関連区間45kmの全区間完成が間近い事、さらに明石海峡大橋関連区間36kmの必要性も具体的に示した事である。

(長大吊橋の架橋技術)

鳴門海峡に、長大吊橋大鳴門橋を建設するためには、総合的な架橋技術を必要とした。

第1は下部工の建設である。海峡の潮流が激流となって流れる岩礁地帯の海底岩盤へ基礎を建設することが、この橋梁の下部構造の課題であった。クレーン船によって海底に一括設置された鋼製海上作業足場は、直径1mの穿孔機とモルタル中詰によって海底岩盤へ定着され、強固な足場を提供した。この足場上から直径4.4m大口径掘削機で海底岩盤を掘削しコンクリートで固める多柱基礎の築造が、この条件下での最良の解決策として選択された。多柱基礎は工事中海水汚濁の防止、および完成後橋脚が潮の流れを乱すのを少なくする上でも効果的であった。大口径掘削機を用いた多柱基礎の築造は、多くの施工実験を経て実用化した新工法でもあり、下部工を特徴づけている。

第2は上部工の建設である。鳴門海峡は強風地域である。大鳴門橋が完成した後の耐風安定性に関する検討は数多くの風洞実験によって入念に設計に反映されたことは勿論であるが、施工中の対応策も重要な課題であった。解決策例を挙げると、1. 剛性の弱い、ケーブル張り渡し前の主塔が、渦励振振動を起さないための制振対策として、オイルダンパーと重錘を組み合わせた大型の制振装置を用いて効果を修めた。2. 補剛トラスの架設中の耐風安定性を確保するため、架設ヒンズを設けない逐次剛

結法を採用した。このために引込ジャッキ容量を増して対応し解決した。3. 架設中の耐風安定性を保つために補剛トラスが支間中央で剛結される迄は、路面中心部の1/3ほどは風の通りぬける開口部を必要とし、工程が窮屈になるにもかかわらず、鋼床版後架設を行った。

下部、上部にわたるこれら長大吊橋の架橋技術は、長年の調査研究の成果として大鳴門橋に結集され、ここに完成して四国と淡路島を地続きとしたのである。

(道路建設のための調整作業)

四国の鳴門から明石海峡に向って伸びる20kmあまりの陸上部道路を建設するためには、直接道路区域の取得、ならびに沿道との整合に種々の困難な調整が必要とされた。国立公園特別地域での道路の対応、保安林の解除、埋蔵文化財発掘との調整、交差する河川、道路との計画調整等は工事着手以前に解決しなければならない手続であり公的機関との対応の中で調整された。

住民と直接対応し納得を得るためには、きめ細かい配慮が必要であった。用地取得の例に溜池がある。雨の少ない淡路島は溜池が多い。溜池の水をたよりに営農する水利権者は多数であり、溜池の底地所有者も又複数であり中には遠隔地居住者もいる。これら関係者の意見が一致して了解到し、工事着手にたどりつくためには多大の困難な調整を必要とした。

沿道との整合もある。縦貫によって分断された左右沿道両地域の水路、道路を修復するのはもとより、路面路側排水の端末処理、盛土やコンクリートを搬入するための工事用道路の確保等、住民の納得を得て調整すべき事項は数多くある。そのためには担当者個人を理解してもらう努力から始められ納得を得ていることに注目しなければならない。これら調整は工事と並行して行なわれたので、取得状況に対応した工事計画の修正も不可欠であり、この対応方法の巧拙が短期完成の要点でもあった。22km道路の完成は、これら課題に対する解答である。

(供用のための設備)

新しい技術を取入れた諸設備が快適な有料道路としての機能を発揮せしめている。

地域を代表する樹種や渦潮模様を取入れた景観保全の植栽、国立公園にふさわしい管理事務所や料金所の建設光ファイバーによる通信設備、機械設備や標識類、新しい夜の景観を創造する橋塔照明、等がそれであり、優美な自然の風景とともにこのルートを快適にしている。

大鳴門橋と関連区間の開通

Opening of the Honshu-Shikoku Highway, Kobe-Naruto Connected with Ohnaruto Bridge

洲本工事事務所 所長

松本 弘輝

Hiroki Matsumoto

1. はじめに

去る6月8日、大鳴門橋と関連区間の一部が開通した。国土の均衡ある発展と国民経済の発達に資する事業として進められている本四事業は、今ひとつここに成果をみせた。

開通して3ヵ月、関係者による事前の周到な諸整備により、増大した交通量を常時確保し、地域の活性化が徐々に図られてきつつあることを目の当たりにするとき、私も事業関係者のひとりとして喜びにたえません。

以下に、淡路島側から供用開始に至る簡単な経緯と工事現況等を述べて、内外から当事務所に寄せられた御支援に対するお礼と致します。

2. 供用区間の設定

今回の供用は、大鳴門橋関連区間として位置づけられ建設を進めている津名一宮I.C以南、鳴門I.C迄の約45kmのうち、淡路島内の津名一宮I.C・洲本I.C間と西淡出入口から大鳴門橋を介して鳴門北I.C迄のふたつの区間となった。洲本I.Cから西淡出入口迄約15.5kmの区間は、用地、地域整備、予算等調整解決すべき問題が残ったため、次回に供用することになり、現在鋭意工事中である。西淡出入口は、上記区間が供用開始されるまで、暫定的に使用される仮の出入口である。淡路島南I.C北約2.8kmのこの地を本線と在来道路（うずしおライン）との仮出入口とした理由は、淡路島南I.Cに取付くうずしおラインの線形が大型車に対してやゝ厳しいものであるため、線形の良好な当該地を出入口とすることで交通流の円滑化を図るとともに地域の生活環境に配慮したためである。

3. 工事

昭和48年度の事業計画および工事計画説明後の一時中断後、50年12月から地元協議を再開した。

島内最初の工事は、大鳴門橋着工に遅れること約2年の53年9月に西淡三原I.C内の大日川ランプ橋から始まり用地取得に応じて大鳴門橋取合の伊毘高架橋および淡路島南I.Cより西淡路出入口迄の工事、津名一宮I.Cより洲本I.C迄の供用区間を中心に重点的に工事を進めた。

大鳴門橋に近接する西淡出入口以南の工事は、橋の完成供用に時期を合わせるため早くから準備にはいり、伊毘高架橋に55年10月に着工し、淡路島南I.C工事、伊加利工事等土工工事、舗装工事、各種施設工事、植栽工事等を順次実施して供用を迎えた。

津名一宮I.C・洲本I.C間については、多くの用地案件を抱えた中での工事発注となった。当区間約12kmを7工区に分け、58年3月より8月にかけて土工事を発注していった。因みに発注時の用地案件は270件の多くを数え、短かい工期を遵守する上で、用地、工事ともに苦心を要したところである。工程上、

土工事、橋梁工事と舗装工事、諸設備工事、植栽工事等が工期後半に集中し、調整が不可欠であった。完成のため、工事関係者、地元行政、公団職員および施工管理員等一丸となってことに当たり幸い無事故で完成した。

4. 供用後の交通量

島では大鳴門橋の完成を記念し併せて明石海峡大橋の早期着工を祈願する「くにうみの祭典」が4月21日より8月31日の間開催された。会期中会場を訪れた人は218万人にのぼった。四国と淡路島を陸路一体とした橋の利便性と橋そのものが持つ観光的魅力は今後も活かされて島の発展に大きく寄与するものと思われる。

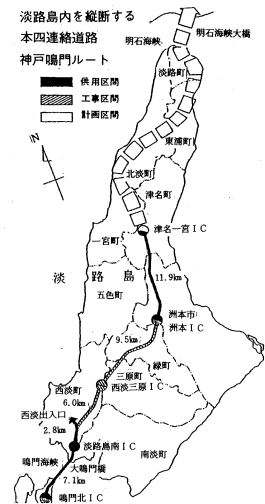
橋上交通量は、従来のフェリーによる年間1日平均2,500～3,000台/日であったものが、10,800台/日（6月8日より9月7日迄の平均値）と飛躍的に増大した。

津名一宮I.C・洲本I.C間も4,400台/日となっており、いずれも予想交通量を大きく上まわっている。海峡部の大巾な増大にも拘らず、島内道路交通には支障を来していない。これは、建設省、兵庫県、運輸省等関係機関によるバイパス建設、現道改良、フェリーの一部増便等事前の措置が当を得ていたためと推量される。

5. おわりに

大鳴門橋と関連道路の一部開通に引き続き目下、洲本I.C・西淡出入口迄の15.5km区間の早期完成と供用に向けて鋭意工事を進めているところである。津名一宮I.C以北の事業促進も、これが達成されて初めて現実味を帯びてくるように思われる。

以上、供用迄の簡単な経緯と供用後の現況を述べて本報告を終ります。



大鳴門橋に関する二、三の思い出

A Few Memories of the Ohnaruto Bridge

企画開発部 上席審議役
(前)第一建設局 鳴門工事事務所長

小川 英信
Hidenobu Ogawa

大鳴門橋は厳しい自然条件等幾多の困難を克服しながら建設されてきましたが、御承知の通り去る6月8日に開通し、橋上交通量も推定交通量より多く、真に嬉しい限りです。これも関係各位の多年にわたる絶大なる御支援御協力の賜であり、厚く御礼申し上げる次第です。

本誌に執筆の依頼があり、既に掲載されている本橋関係の記事、また今回の執筆者のテーマ等から重複を避けたいこともあって、本誌の内容として不釣合かとも感じられるが、二三の思い出を紹介することとする。

(台風について)

本橋架橋地域は台風常襲地域であり、過去のデータでも昭和40年9月10日に門崎先端で瞬間最大風速80mを記録している。

幸いなことに本橋の建設期間即ち昭和51年7月から昭和60年6月迄、天候にも恵まれ台風の直撃を受けていない。しかし、私が現地で担当した建設期間の後半、昭和56年4月から4年余の期間で思い出すのが、昭和57年8月27日の豊後水道を通過し山口広島間を通り日本海へ抜けた台風13号である。テレビによる気象協会からの予報では、徳島県は20mの圏外とのことであったが、本橋塔頂で54cm/秒、鳴門工事事務所で45m/秒の暴風雨にさらされた。本橋はお陰様で被害無しであったが、陸上部で一部ステージングが倒壊し、一部の住民及びマスコミ関係からお叱りを戴いた苦い出来事があった。しかし、人身事故が無かったことは不幸中の幸いであった。この台風時、因島大橋地点では、台風中心に近いにもかかわらず20数mと聞いている。鳴門海峡附近はとにかくにも風の強い地域である。

徳島県南部では、海亀が毎年台風時期前に卵を産みに海岸の砂浜へ上陸する。海亀が浜の高い所へ卵を産む年は、大きい台風が来ると云う通説があり、毎年気にしたものである。無信心ではあるが、つつい神社に参拝する回数も多くなり、安全祈願と同時に台風が来ない様にと併せてお願いしたものである。

(雪について)

南国徳島のイメージがある鳴門でも、工事期間中に何度か積雪があった。工事関係者は、当地が強風地域であることは充分認識して現場に入場しているものの、雪対応に関しては全く予想外であった。ケーブル工事の期間

中の昭和57年1月28日に約15cmの積雪となり、キャットウォーク上が白銀のめずらしい光影となった。キャットウォーク上の雪が凍り、つららになって落下しないかと気をもんだりしたが、幸い凍ることなく融けてしまった。また補剛桁工事期間中の昭和59年1月31日に、徳島地方は16年ぶりの大雪に見舞われた。あたり一面白銀の世界となり積雪量が20cmにもなった。当日は神戸で「航行安全対策地方協議会」が開催された日でもあった。私はたまたま別の用件で前日神戸へ出張していたので、その会議に出席出来事無きを得てラッキーであった。しかし一部の関係者は、その会議に出席するため陸上交通が麻痺状態の中、早朝辛じて淡路ヘリーで阿那賀に渡ったものの、淡路島内では鳴門以上の積雪のため動きがとれず、フェリーも欠航となり足止め状態となってしまった。この冬は例年以上に寒さの厳しい年で、強風雪時の橋上の寒気は、厳冬に於ける高山の山頂を思わせる程であり、さりとて厚着をすると動作が鈍くなるので、作業員は随分悪戦苦闘されたものである。この寒さのためか鳴門海峡では、鯛が例年以上にたくさん浮き上った年でもあった。

(現場来訪者について)

本橋の建設工事が進捗するにつれ、現場来訪者が年毎に多くなった。塔工事が完成し、パイロットロープの渡海作業等の施工が実施された昭和56年度の現場来訪者数は6千人代、翌年のケーブルストランド架設等、ケーブル工事が主体の年が前年の5割増の9千人代、その翌年は補剛桁架設工事が主体で、更に前年の3割増の1万2千人代と増加の一途をたどった。そしてその翌年は吊橋の形状も整い橋上も工事関係者は歩いて渡れる状態になったこともあってか、1万4千人代とふくれ上った。

現場来訪者にとっては、毎日見ていた私達と一種異った感慨に浸られ嬉ばれたものである。色んな立場の方が橋に関心をもち来訪していただいたことは、当時の現場はある面で大変さがあったが、業務遂行上是非とも必要なものであると理解し職員一同に頑張っていたいただいたものである。

以上、技術報文から逸脱した内容であるが、思い出の一端を御披露させていただいた。

今後、本橋が大いに利用され、地域発展に寄与されることを祈念して、小文をとじる。

大鳴門橋補剛桁架設工事

Stiffening Girder-Erection of Ohnaruto Bridge

鳴門工事事務所 第二工事長 瀧田 政信
Masanobu Fuchida

1. まえがき

大鳴門橋の補剛桁架設工事は、昭和58年1月に準備工事に着手以来約2年半の歳月をかけて、昭和60年6月5日無事竣工した。

本橋の架設地点は、本四3ルートの中で最も気象海象条件の厳しい場所であり、補剛桁架設工事に於ても、部材輸送や施工の各段階においてそれが各種の障害となった。このような厳しい自然条件、工程短縮の要請に対応すべく、本橋の補剛桁架設では逐次剛結無ヒンジ工法による面材架設を採用しているのが特徴である。

無ヒンジ工法は、架設途中段階での台風等に対する耐風安定性を改善するとともに、ヒンジ部構造の大型化をさけ、ヒンジ部材取替え等の必要がなく工程を短縮出来るだけでなく、補剛桁の架設精度の向上、作業の安定性の確保などの利点がある。

証し、主構と同時に架設する鋼床版は中央径間では半載荷、側径間では全面載荷とした。

本工事の実施に際しては、部材輸送工事との連携はもちろんのこと、上屋工事、ケーブル工事、舗装工事等と重複作業となるため、綿密な工程計画が要求されたが、幸いにも無事故無災害のうちに、工程・品質ともに満足できる結果で工事を完了することが出来た。

本稿は、補剛桁架設工事の主要工程について概要を報告するものである。

2. 輸送および水切り

部材の輸送は、架橋地点の条件および部材の大きさから海上輸送に頼らざるをえない。

部材輸送における大きな制約として、

- ① 海上作業足場上の仮置ヤードの広さから、1回の輸送は1ブロック（約350 t）分に制限される。
- ② 現地での水切りは、風雨や波浪のほか日出～日没の作業時間帯に潮汐の条件が加わる。

このため、架設部材は各製作工場より3,000 t 台船に1ブロック分を積み込み、輸送時の気象状況の適切な把握と、架設の進捗との綿密な工程調整を行いながら、原則として水切り前日までに淡路島側にある蛇ノ瀬基地に入港仮泊し、翌日の潮止りをねらって作業足場に接岸係留

するとともに、台船の安定の良い南流時（瀬戸内海→太平洋）の限られた時間内に大型部材の水切りを完了させるのを基本とした。

さらに水切り時間の短縮と作業の安全の為に、主構及び横トラス面材は縦積み輸送とし、小物部材は極力パレットにまとめて梱包して水切り回数の減少を計った。

潮汐は1日ごとに40～50分ずつ遅れるため、水切り可能日は1月に約2週間しかない。そのため、特に中央径間・側径間の併行架設段階になると架設工程のネックともなりかねず、水切り作業を計画どおり実施出来るか否かは工程管理上の重要な問題であった。大型部材用の水切りクレーンと小型部材専用の補助クレーンの併用、吊り天秤の着脱ピンの改良、玉掛け作業の簡易化等、種々の検討と努力により、一周期潮（約半月）に3回の水切り作業を成功させたことが、工程短縮の大きな原動力となった。ちなみに、1ブロックの水切りに要した時間は平均約4時間である。

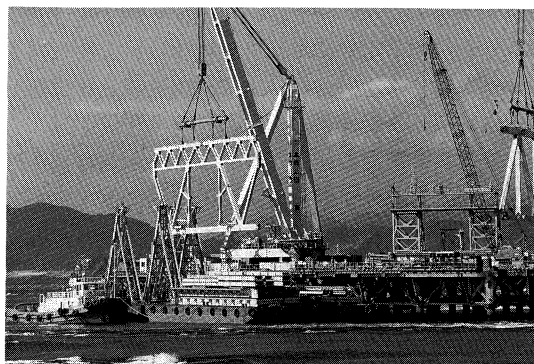


写真-1 水切り状況

3. 補剛桁の架設

3.1 架設工法

(1) 無ヒンジによる逐次剛結工法

本橋では、現地の自然条件、工程短縮、組立精度の確保、施工性等から面材架設による逐次剛結工法を基本とし、ヒンジ工法と無ヒンジ工法の両者を比較検討の上、架設途中の耐風安定性、作業の安全性にすぐれた後者を採用した。

無ヒンジ工法の採用に伴い、ケーブルと補剛桁の剛性の違いから生ずる架設先端の引込力の増大に対しては、吊材の多格点引込によって解決している。

ちなみにヒンジ工法の場合、架設ヒンジを中央径間の主塔より6パネル目、14パネル目に設け、中央径間を12パネル先行架設することによって、吊材最大張力は396 t（架設時許容耐力416 t）、最大セン断力は260 tとなる。

無ヒンジ工法では、中央径間を22パネル架設した段階で吊材に最大張力が発生し、先端3ヶ所の吊材長を調整することにより、吊材張力は415 tで等張力となる。

(2) 吊材直接引込み工法

吊材引込方法としては、「間接引込み」と「直接引込み」の2案を検討した。

前者は、主ケーブルから吊下げたタイロープをジャッキを介して補剛桁と連結し、それを利用してケーブルと補剛桁の間を引締めることによって吊材を定着する。この工法では、架設の進捗に伴って吊材長が変化するため、それに応じてタイロープの調整が必要で、作業が煩雑となること、ケーブルに仮バンドやタイロープを取付・取外しするためのケーブル移動足場が必要となり、仮設備が増大するとともに、その移動・盛替作業上の施工性が劣る等の欠点がある。

後者は、吊材ソケットに仮吊材を連結し、補剛桁下弦材に設置したジャッキにより引込みを行う「下弦材引込み」と、吊材の中間にボタンを取付け、上弦材に設置したジャッキにより引込む「上弦材引込み」を検討した。

上弦材引込みでは、補剛桁のタワミ角の処理が容易であること、補剛桁の補強が少なくてよい利点はあるが、永久構造物としてハンガーロープの中間にボタンが残るため疲労、防錆上の問題点があること及び経済性の面から不利である。

本橋では、ケーブル移動足場が不要であること、引込み作業が全て下面移動防護工上で行えること、吊材を直接引込むためタイロープの調整が不要であると共に、安全性に不安がない等の長所があることから、下弦材位置による吊材直接引込み工法を採用した。

(3) 先行パネル数

補剛桁の架設は、吊橋構造系の力学的バランスや施工性、工程などを考えると、中央径間をある程度先行させ、側径間、中央径間の架設を併行架設する工法が有利である。

本橋を無ヒンジによる逐次剛結工法で架設するとして、先行パネル数を8パネル、12パネル、16パネルに変化させ、架設計算を行った。

「無ヒンジ工法」の場合、先端部の吊材長を調整することによって、数本の吊材張力を等張力とする。した

表-1 主要架設機械一覧表

名 称	能力・仕様	使用数量		使用目的	設置場所
		3 P	4 P		
水切三脚クレーン	90 t × 17.5 m (3 P) 90 t × 16.0 m (4 P)	1 基	1 基	部材、架設機材の水切用	海上作業足場
塔付ジブクレーン	85 t × 40 m	1 基	1 基	部材、架設機材の橋上荷揚げ用 架設機材の組立用	主塔中間部
塔頂クレーン	17.7 t × 7.3 m	2 基	2 基	小物部材および架設機材の取揚げ用	主塔上
運搬台車	78.2 t 積自走式	2 基	2 基	部材の橋上運搬	中央径間および側径間既設橋上
トラベラクレーン	85 t × 30 m	2 基	2 基	部材の架設	中央径間および側径間既設橋上
つり材引込装置	417 t / 格点2.5 m	10 基	10 基	ハンガーロープ引込み定着	中央径間および側径間ハンガー引込地点
下面移動防護工	38.0 m (L) × 42.0 m (W)	2 基	2 基	桁架設時の落下防止	中央径間および側径間桁架設地点
局部移動防護工	16.5 m (L) × 42.0 m (W)	2 基	2 基	同 上	中央径間および側径間作業地点
内面移動防護工	積載荷重300 kg (移動時)	2 基	2 基	鋼床版裏面足場設備の組立解体時の墜落、落下防止	桁内面

がって先行パネル数の多少による補剛桁のセン断力、曲げモーメントの変化は少い。側径間の鉛直変位については先行パネル数の影響を受けるが、中央径間の変形に比較し、その量が少い。

したがって、本橋では施行性及び全体工程の短縮を考慮し、中央径間14パネルの先行架設とした。

3.2 主要架設機械

表-1 に主要架設機械一覧表を示す。

3.3 標準ブロックの繰返し架設

本工事の第1段階として、昭和58年3月から、主塔と取合うタワーリンク、端横トラスの架設が始められた。端横トラスは一般部の横トラスに比べて重量も重く、タワーリンク及びウィンドシューとの取合いもあるため、塔頂クレーン及び塔付ジブクレーンによる単材架設を基本とし、一部は頂版上で地組したものを滑車付仮バンドを介して一括吊上げ架設した。

端横トラスの架設が完了すると、第1ブロックに先行して、下面移動防護工の架設を行ない、後続の作業の安

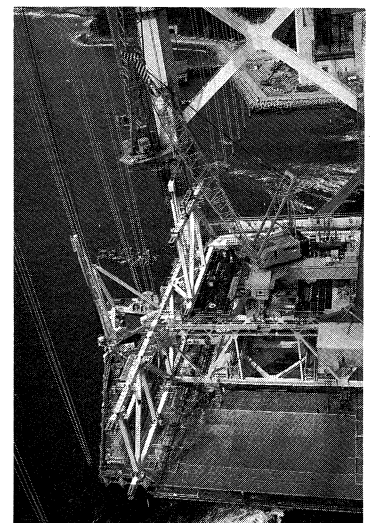


写真-2 標準架設

逐次剛結工法により架設された補剛桁ブロックは片持ちの状態になっており、補剛桁とハンガーソケットの離れが大きい。その間隔を引き締め、定着させるため下弦材に吊材引込装置を取付け、仮吊材(タイプル)にて吊材と連結して引込みを行った(吊材直接引込み)。本工事では無ヒンジ工法に伴う架設先端の吊材過応力を分散させるため、中央径間は3格点、側径間は2格点を標準とした多格点引込みを採用しており、これらを同時適確に操作する必要から、厳重な管理体制と操作については極力簡易集中化をはかり、下面移動防護工上に操作盤を設置して、トランシーバー等で連絡をとりながら引込み作業を実施した。

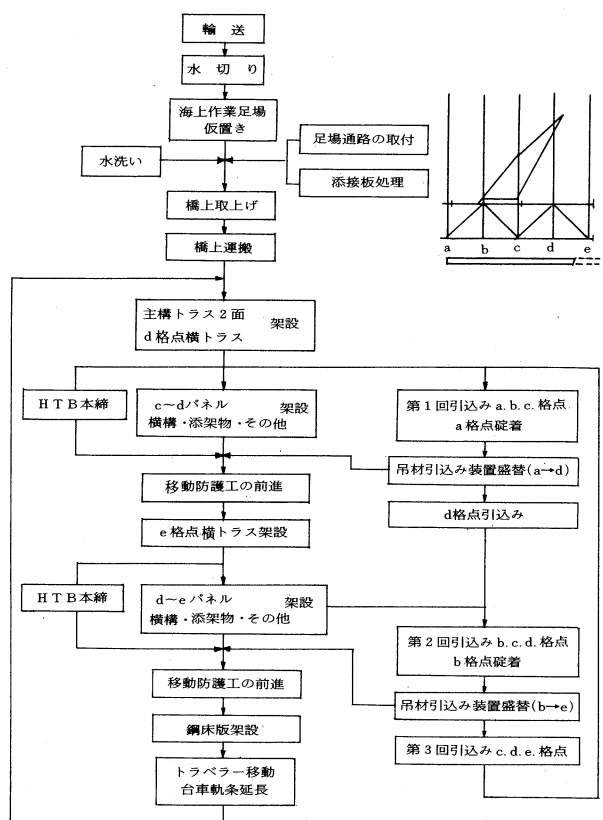
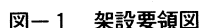
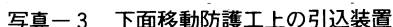


図-2 標準ブロック架設の作業の流れ



架設計算の目的は、吊材が過応力とならないように、吊材の引込量、引込力等の必要な数値を得ることと、架設中の補剛桁の形状測量結果と比較、検討に必要な数値

架設計算は、当初4パネル毎に行う計画であったが、実際には全ステップについて行い、また、計算モデルを対称モデル・全橋モデル・立体モデルを使いわけた。また、中央径間でも引込み力が小さくなった時点（CB-16以降）では2格点引込みとし、架設先端から2格点目の

名 称	数量	クリティカル NET 9日												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
主 構 ト ラ ス	2面	○	○											
横 ト ラ ス	2面		○	○	○									
検 査 車 レ ー ル	4本		○	○	○	○								
下 横 構	4本		○	○	○	○								
保 安 管 理 路	4組													
電 々 添 加 桁	2組				○	○	○	○						
関 電 添 加 桁	2組				○	○	○	○						
内 面 管 理 路	4組													
上 横 構	4本													
ス タ ビ ラ イ ザ	2本				○	○	○	○						
座 屈 防 止 材	2本													
鋼 床 版	2面						○	○						
H.T.B. 本 結 め	主構トラス			○	○	○								
	横トラス						○	○	○					
	上、下横構他									○	○			
トラバークレーン軌条桁盛替									○	○				
運搬台車用軌条敷設										○	○			
トラバークレーン移動											○	○		
移動防護工の移動			○	○										
吊材引込作業引込							○	○	○	○				
盛 替														

図-4 標準架設サイクル工程

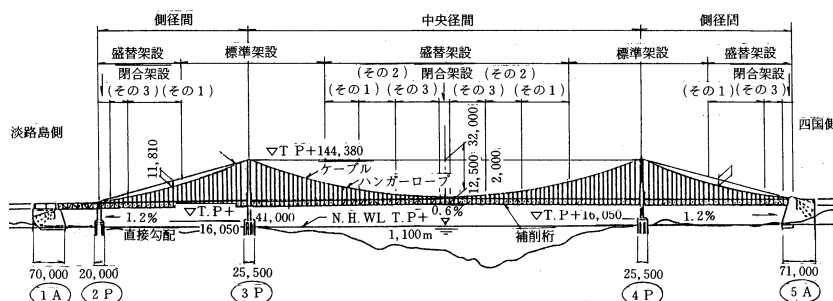


図-5 盛替架設範囲図

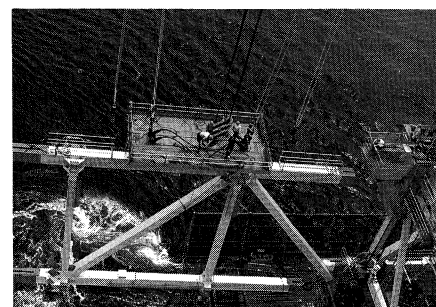


写真-4 盛替架設

名 称	数量	クリティカル NET 10日												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
主 構 ト ラ ス	2面	○	○	○										
横 ト ラ ス	2面		○	○	○									
検 査 車 レ ー ル	4本		○	○	○	○								
下 横 構	4本		○	○	○	○								
保 安 管 理 路	4組													
電 々 添 加 桁	2組				○	○	○	○						
関 電 添 加 桁	2組				○	○	○	○						
内 面 管 理 路	4組													
上 横 構	4本													
ス タ ビ ラ イ ザ	2本				○	○	○	○						
座 屈 防 止 材	2本													
鋼 床 版	2面						○	○						
H.T.B. 本 結 め	主構トラス			○	○	○								
	横トラス						○	○	○					
	上、下横構他									○	○			
トラバークレーン軌条桁盛替									○	○				
運搬台車用軌条敷設										○	○			
トラバークレーン移動											○	○		
移動防護工の移動			○	○										
吊材引込作業引込							○	○	○	○				
盛 替														

図-6 盛替架設サイクル工程

仮引込みを省略する等架設段階に応じた作業の省力化が図られた。

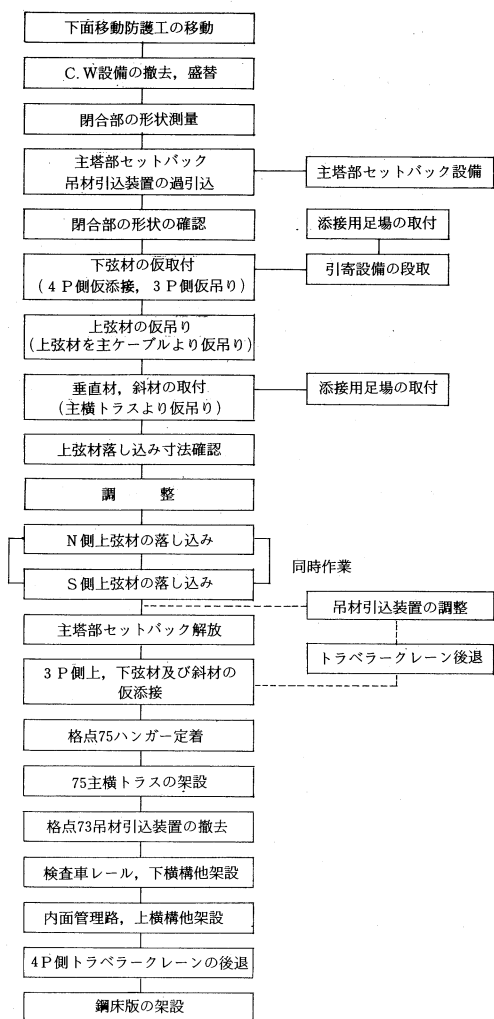
架設計算結果の例を図-3に、標準架設の平均的なサイクル工程を図-4に示す。

3.4 主構の盛替架設

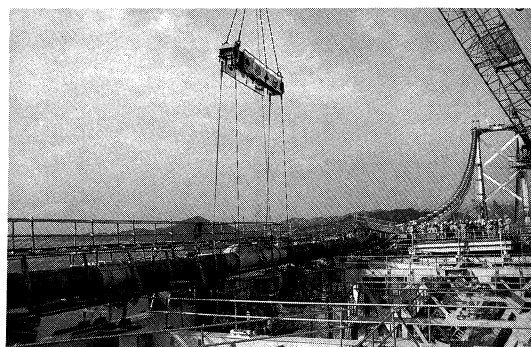
補剛桁の架設が進むにつれ、主ケーブルの位置が低くなり、主構面材架設の際にトラバークレーンのブームが主ケーブル及びキャットウォークに接触するため、CB-9、SB-8の主構架設から通常の架設が不可能となる。そこで主構面材を吊材または仮吊りワイヤー等で一担主ケーブルに

ぶらさげ、そのあと主ケーブル、キャットウォークを跨ぐ天秤を使用して再度面材を吊直し架設した。この盛替架設は、吊材の長さにより中央径間3種類、側径間2種類の架設方法を実施した。また、盛替架設の始めでは、従来のブーム長では盛替架設できないので、ブームを約6.0m継ぎ足してブームヘッドを主ケーブルより高くして、架設を始めた。図-5に盛替架設範囲図を示す。

盛替架設は、仮吊りワイヤーのセット、上天秤、下天秤の使いわけ、キャットウォーク床組の開孔閉鎖等作業内容が複雑化するだけ



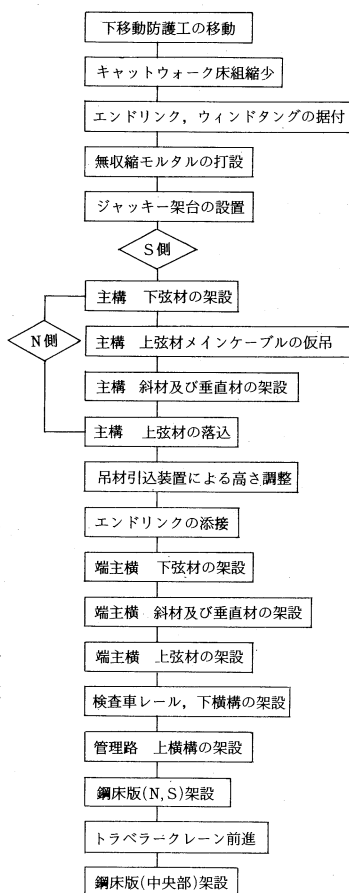
図一七 中央径間閉合部架設手順



写真一五 中央径間閉合



写真一六 鋼床版現場溶接



図一八 側径間閉合部架設手順

でなく、その施工範囲も長いので、施工工程も含めて今後の面材架設における一検討課題と考えられる。

盛替架設の平均的なサイクル工程を図一六に示す。

3.5 閉合部の架設

昭和59年3月15日4P海上作業足場上に、中央径間の閉合部材が水切された。

閉合部の主構部材は単材架設とし、上弦材は主ケーブルとのクリアランスが約1mしかないため通常の組立順序がとれず、上弦材を予め主ケーブルに吊り下げておき、下弦材、垂直材、斜材を組立ててから上弦材を吊下ろし、閉合作業とした。

閉合のためのワーキングスペースを確保するため、桁全体をセットバックする設備を3P・4P主塔の中間水平材上に設けた。セットバック量は片側当り50mmとし、片主構当り約30tで縦引きした。

また、桁の勾配、高低差についてはトラベラークレーンの後退及び引込装置による吊材の過引込みで調整を行った。

昭和59年3月21日、工事関係者および数多くの報道陣の見守るなか上弦材が約800mm吊下し架設され、万歳と拍手につつまれながら主構の閉合が無事完了した。

側径間の閉合は約1ヶ月後に行われた。

中央径間閉合部架設手順を図一七に、側径間のそれ図一八に示す。

4. 鋼床版現場溶接

現場溶接の範囲は、鋼床版デッキプレート、トラフリブ、バックステイ径間縦桁の溶接が主体である。

鋼床版現場溶接は、製作工事の段階で試験施行を行ない、鋼床版現場溶接施工要領書が作成されており、現場施工に際しては極力それを踏襲することとした。

また、本橋では海上高所で風の影響を受けやすい作業環境であることに留意し、現場溶接部の品質を確保するため、溶接技術者の現場常駐指導、溶接種別に対応した溶接士の従事はもちろんのこと、検査および品質管理には万全を期して努力した。

吊桁部の溶接開始時期は、側径間が閉合部を除いて架設完了後（S B-15まで）、中央径間は残鋼床版の架設と併行して、10～12パネル遅れで開始、バックステイ径間部は、後鋼床版全数を架設後に開始した。

溶接方法、許容差を表-2～3に示す。

現場溶接の検査は、外観検査、X線検査、浸透探傷検査、超音波探傷検査を行った。図-9は1ブロック当りに発生した欠陥数の度数分布である。1ブロック当りの平均欠陥発生率は、14.7個と高いが、不合格となった溶接は全体の1.3%程度と非常に少なく、ほとんどが拘束溶接部であった。

本橋の鋼床版横リブには、盲継手を2ヶ所設けてある。これは縦シーム施工時に横収縮から反りを生じ、外縁桁

表-2 溶接方法

部 材	適用の範囲	溶 接 方 法
デッキの突合せ継手	始末端・交差部	手又はCO ₂ 半自動溶接
	デッキ突合せ一般部	サブマージアーク溶接
ト ラ フ リ ブ	突合せすみ肉部	手溶接
舗装漏れ防止板	突合せすみ肉部	手溶接

表-3 開先形状と許容差

(1) デッキプレート

開 先 形 状	標 準	許 容 差	備 考
開 先 角 度 θ	50°	±5°	目違いは局部的に3mmを認める。
ルートギャップ G	3mm	-3mm～+7mm	
ルートフェース a	1mm	±1mm	
目 違 い S	0	2mm	

(2) トラフリップ

開 先 形 状	標 準	許 容 差	備 考
開 先 角 度 θ	35°	±2.5°	目違いは局部的に3mmを認める。 シーリングビードは4mm以下とする。
ルートギャップ G	5mm	-1mm～+5mm	
ルートフェース a	0	+1mm	
目 違 い S	0	2mm	

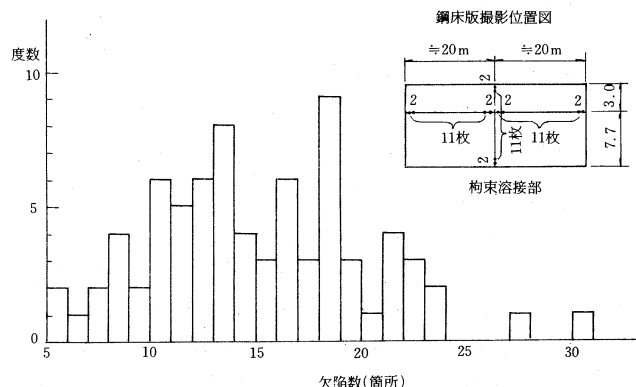


図-9 1ブロック当りの欠陥発生数の度数分布(鋼床版突合せ溶接)

が浮き上がる。また、製作誤差から上査と下査にスキ間が生じるなどの問題が起こるため、盲継手部の高力ボルトを仮締め→開放→本締めと操作することにより構造系を変えて、誤差を吸収する目的で設けられたものであり、その効果は十分にあったと評価している。

5. 精度管理

補剛桁架設途中における吊橋の形状は、大きな変形を繰返しながら最終形状に達する。架設中の変形を把握することは、架設の安全性、精度を管理するうえでも重要である。

このため、補剛桁の形状測量を4パネル架設毎に行った。測量は肉眼視準ができ、かつ温度の影響が少ない早朝に実施した。測定項目は、ケーブルサグ、塔の倒れ、補剛桁の鉛直変位、水平変位、スプレーサドルの移動量等である。以上の測量結果と架設計算結果を比較検討して、架設精度の管理に役立てた。この場合架設資機材の位置は、架設の進捗に応じて日々変化するので、入力データと計算結果の適否については現場状況との整合性に十分注意する必要がある。

また、架設当初にはケーブルの角折れにも十分注意を要し、検討しなければならない。

図-10に塔の倒れ量、図-11に補剛桁の鉛直変位を示す。

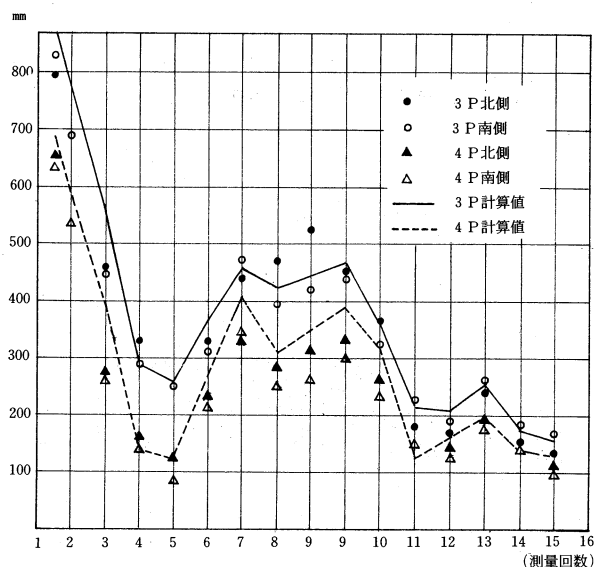


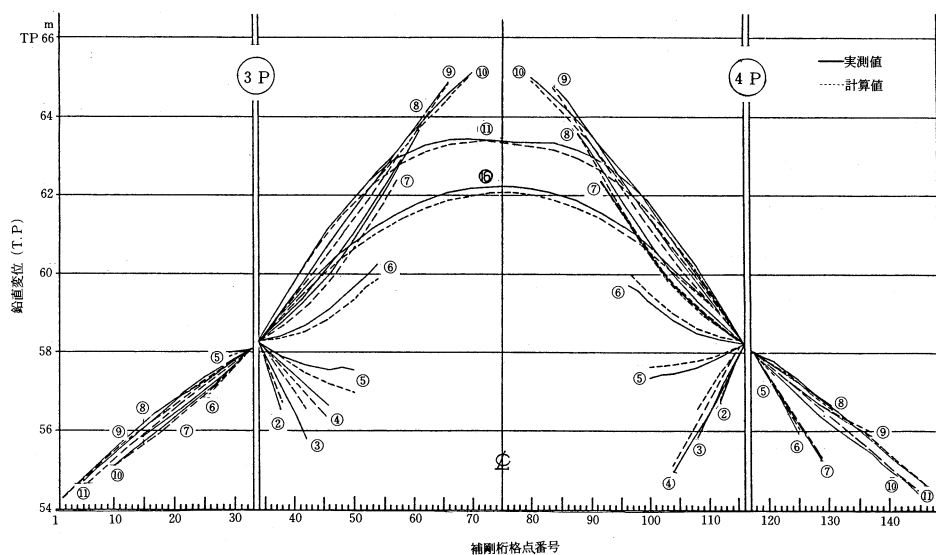
図-10 塔の倒れ量

6. 実施工程

本工事の実施工程を表-4に示す。

補剛桁架設工事は、昭和58年6月から本体架設（C B-2以降）が始まった。当初1サイクルの架設工程に20日以上かかったが、作業の習熟や作業手順の見直し、補助重機の投入等種々の工程短縮努力が実を結び、次第に架設サイクルを14日以内に短縮することができた。また、

表一 4 補剛桁架設実施工程 (3 P)

[illegible]

図一11 補剛桁鉛直変位（瀬戸内海側）

架設中は比較的天候に恵まれたこと、施工機械の大きなトラブルが発生しなかったこと、さらに、交錯する工事の中で、公団と企業体が一体となって綿密な工程調整がなされたことも全体工程を短縮することにつながった。

7. あとがき

本工事は、従来の長大吊橋で実績のある逐次剛結面材工法の成果を活用し、本邦は勿論諸外国にも例をみない

いる。

本工事で特筆すべき点は、品質もさることながら、鳴門の厳しい自然条件・社会条件下における大幅な工程短縮と、労働大臣優良賞受賞に象徴される無事故無災害の記録であろう。

これもひとえに、本工事にたずさわった数多くの作業員、職員、並びに関係各位の、大鳴門橋にかけた情熱と意欲、そして責任感の賜ものであると深く感謝の意を捧げるものである。

「無ヒンジ工法」の採用や、部材の大型化に伴ない運搬、架設用諸設備の開発等新しい試みが多数行われたが、結果的にみて品質、工期、安全いずれの面からも十分な成果をあげることができた。

しかし、塔付ジブクレーンの旋回・起伏の速度、下面移動防護工の昇降、主構の盛替架設、キャットウォーク縮少等、設備や施工法について今後の研究開発を期待し、改善が計られなければならない点も残されて

大鳴門橋ケーブル工事——その品質・精度

Accuracy of main-cable and hanger-rope in Ohnaruto Bridge

第一建設局 設計課長 多田 和夫
Kazuo Tada

1. まえがき

大鳴門橋ケーブル工事は昭和56年2月～58年2月に前期工事が、昭和59年4月～59年12月に後期工事が実施された。

工事の詳細報告は各種文献^{1)～7)}に詳細に報告されているので、本報告では視点を変えケーブル工事にかかわる製作・架設精度等の品質及びそれに関する基準類との関連について報告する。

2. ケーブルストランド長

2.1 製作長さの決定

ストランドの製作長さは、その製作誤差、現場施工誤差及び余裕代を考慮して決められる。

(1) ストランドの製作誤差

大鳴門橋のストランドの製作誤差はゲージワイヤの製作誤差及びストランドの製作誤差を従来（関門橋）の実績（旧 HBS 3503, 54 年 6 月）から表-1 のように設定している。

(2) 現場施工誤差

想定されるケーブル長に関する現場施工誤差を表-2 に、

表1 ストランドの製作誤差

	かたより	ばらつき
ゲージワイヤの製作誤差	$a_e \pm \frac{1}{60,000}$	$a_e \pm \frac{1}{20,000}$
ストランドの製造誤差	$b_e \pm \frac{1}{14,000}$	$b_e \pm \frac{1}{14,000}$

表-2 現場施工誤差推定値（かたより）

誤差要因	根拠	かたより推定値	
		1 A 側	5 A 側
1. アンカースパン長における誤差	$\Delta x = 54.6 \text{ mm}$ $\Delta y = 54.6$ $\Delta z = 33.2$	*イ	
		$\pm 84.1 \text{ mm}$	$\pm 84.1 \text{ mm}$
2. バックスティ	$\frac{\Delta x}{\Delta y} = 55$	*ロ	
		Δx による ± 53.9 Δy による ± 11.0	—
3. サイドスパン	$\Delta x = 15$ $\Delta y = 9$	*ハ	
		Δx による ± 14.4 Δy による ± 2.4	± 14.4 ± 2.4
4. センターズパン	$\Delta x = 19$ $\Delta y = 9$	*ニ	
		—	Δx による ± 18.6 Δy による ± 4.3
5. 空率率見積誤差（サドル内）	$\pm 30 \text{ mm}$ /サドル	アンカー ± 15.6 バックスティ ± 8.5 サイドスパン ± 11.3 センター —	± 21.3 — ± 11.3 ± 10.2
6. ソケット支圧板製作誤差	$\Delta \ell = 2$		± 2.0
		± 2.0	± 2.0
7. 架設計算誤差	$\Delta \ell = 10$		± 10.0
		± 10.0	± 10.0
8. 絶対サグ測量誤差	センター $\Delta f = \pm 70$ サイド $\Delta f = \pm 100$ バックスティ	— ± 17.0 ± 3.0	± 33.6 ± 17.0 0
	合計 (R. M. S.)	± 105.6	± 99.2

スパン長に関する根拠を表-3(a)～(d)に示す。

表-3 現場施工誤差推定値（ばらつき）

誤差要因	根拠	ばらつき推定値	
		1 A 側	5 A 側
1. 調整時温度誤差	$\Delta t = \pm 3^\circ \text{C}$	$\pm 16.6 \text{ mm}$	$\pm 45.4 \text{ mm}$
2. サグ測定誤差	$\Delta f = \pm \frac{D}{2}$	センター サイド ± 6.0 バックスティ ± 1.0	± 16.8 ± 6.0
3. アンカースパン張力調整	$\Delta T = 2t$	± 1.0	± 1.0
4. サドルでのストランドのおさまり具合	$\Delta h = 1 \text{ st}$	アンカー ± 18.2 サイド ± 9.9 バックスティ ± 13.4	センター ± 12.4 サイド ± 13.4 アンカー ± 24.9
5. その他ストランドの形くずれ	$\Delta \ell = \pm 10 \text{ mm}$	± 10.0	± 10.0
	合計 (R. M. S.)	± 32.0	± 58.6

表 3(a) アンカースパン長架設誤差（*イ）

	x (ℓ)	y (h)	Z (B)
アンカーフレーム仮組誤差	$\pm 15 \text{ mm} * 1$	$\pm 15 \text{ mm}$	$\pm 15 \text{ mm}$
アンカーフレーム据付誤差	$\pm 15 * 1$	± 15	± 15
アンカーフレームのコンクリート打設による変形	$\pm 50 * 3$	± 50	$\pm 25 * 4$
スプレーサドル A F 据付誤差	$\pm 5 * 3$	± 5	± 5
スプレーサドル製作誤差	$\pm 1 * 5$	$\pm 2 * 5$	$\pm 2 * 5$
$\sqrt{\sum X^2}$	± 54.6	± 54.6	± 33.2
ΔL	$\sqrt{54.6^2 + 54.6^2 + 33.2^2} = 84.1$		

注 * 1 : CAF 製作施工計画による * 2 : 下部工特記による * 3 : 推定
* 4 : 軸方向の * 5 : 鋳鍛鋼製作基準による

表 3(b) バックスティ（*ロ）

	x (ℓ)	y (h)	Z (B)
側塔 A F 据付誤差	$\pm 15 \text{ mm} * 1$	$\pm 5 \text{ mm}$	$\pm 5 \text{ mm}$
側塔誤差	$13.875 \times \frac{1}{10,000} = \pm 2 * 2$	± 2	± 2
側塔サドル製作誤差	$\pm 1 * 3$	± 2	± 2
スプレーサドル製作誤差	$\pm 1 * 3$	± 2	± 2
スプレーサドル下面 A F 据付誤差	$\pm 5 \pm 50$ (コンクリート打設)	$\pm 5 \pm 50$	$\pm 5 \pm 50$
$\sqrt{\sum X^2}$	55	55	55
ΔL	53.9	11	—

注 * 1 : 推定 * 2 : 製作基準 * 3 : 鋳鍛鋼製作基準

表3(c) サイドスパン (*ハ)

	x (ℓ)	y (h)	Z (B)
側塔 A F 据付誤差	± 5 mm * 1	± 5 mm	± 5 mm
側 塔 誤 差	± 2 * 2	± 2	± 2
側塔サドル製作誤差	± 1 * 3	± 2	± 2
主 塔 据 付 誤 差	± 5	± 5	± 5
主塔製作架設誤差	$125.68 \times \frac{1}{10,000} = \pm 13 * 2$	$\sqrt{1^2 \times 13} = \pm 4$	± 13
$\sqrt{\sum X^2}$	15	9	15
△L	14.4	2.4	—

* No. は表 2-3 (b) と同じ

表3(d) サイドスパン (*ニ)

	x (ℓ)	y (h)	Z (B)
主 塔 据 付 誤 差	$\pm \sqrt{2 \times 5^2} = \pm 7 \text{ mm}$	± 7 mm	± 7 mm
主塔製作架設誤差	$\pm \sqrt{2 \times 13^2} = \pm 18$	$\pm \sqrt{2 \times 1^2 \times 13} = \pm 5$	$\pm \sqrt{2 \times 13^2} = \pm 18$
$\sqrt{\sum X^2}$	19	9	19
△L	18.6	4.3	—

なお、本橋の場合サグ調整は 3 P 塔頂サドル上を固定点として、1 A ~ 3 P を 1 A 側で、3 P ~ 5 A を 5 A 側で実施した。これら現場施工誤差を 1 A ~ 3 P 及び 3 P ~ 5 A 間のケーブル長 462 m、1,261 m に対する比で表わすと表-4 のようになる。

(3) ストランド製作余裕長

以上の推定より、かたより、ばらつきの合計は

$$\text{かたより} = Li \sqrt{Ae^2 + Be^2 + Ce^2}$$

$$\text{ばらつき} = Li \sqrt{As^2 + Bs^2 + Cs^2}$$

(ここで、 Li は 1 A ~ 3 P、3 P ~ 5 A のケーブル長) となるから、(1)、(2)より諸数値を代入すると表-5 のようになる。

一方、製作余裕長は図-1 に示すように、かたより + ばらつき + 余裕代で決定される。本橋では誤差以外の余裕代を 50 mm とし、

$$1 \text{ A 製作余裕長 } (S_{1A}) = 50 + 110 + 50 = 210 \text{ mm}$$

$$5 \text{ A } \quad \quad (S_{5A}) = 50 + 135 + 125 = 310 \text{ mm}$$

合 計 ($S_{1A} + S_{5A}$) = 100 + 245 + 175 = 520 mm とした。

表-4 現場施工誤差のまとめ

	かたより	ばらつき
現場施工誤差 (1 A 側)	$C_{e1} = \pm \frac{1}{4,400}$	$C_{s1} = \pm \frac{1}{14,400}$
現場施工誤差 (5 A 側)	$C_{e5} = \pm \frac{1}{12,700}$	$C_{s5} = \pm \frac{1}{21,500}$

表-5

かたより・ばらつきの推定値

	1 A ~ 3 P	3 P ~ 5 A
か た よ り	± 110.1	± 135.2
ば ら つ き	± 49.7	± 124.6
合 計	± 159.8	± 259.8

2.2 使用シム量

ストランドの製作誤差、現場施工誤差に関する精度を知る一つの目安として、ストランド架設終了時のストランドについてのアンカー部の使用シム量がある。

図-2 に、1 A、5 A の合計シム量の実績を示す。

これより、かたよりは $520 \text{ mm} - 787 \text{ mm} = -267 \text{ mm}$ で図-1 に示す ⊖ 側にかたよりを生じており推定量より若干大きかった。また、ばらつきは最大 265 mm で推定量 175 mm よりもかなり大きな値を示した。

シム厚の定着位置での分布を示すと図-3 のようになり、上方よりも下方又中心よりも横側でシム量が多かった。これは当初はストランド間の干渉が少なくストランドの位置が高めに架設され、後のものは架設状態としてストランドが積み重なり低く架設されたものと考えられる。又横広がりのストランドほどシム量が多いのは理論線上からのずれ量が累積した結果と推定される。

推定した現場施工誤差に対し実績の分析結果は約 1/2 以下であり、またゲージワイヤの保証精度は着磁式測長装置でかたより $\pm 1/20,000$ 、ばらつき $\pm 1/15,000$ (実績 $1/34,000$) におさえられており、これらの結果からは使用したシム量のかたより・ばらつきの増加原因は説明できない。

またシム量は関門橋で 130 mm (計画) が 220 mm (実績平

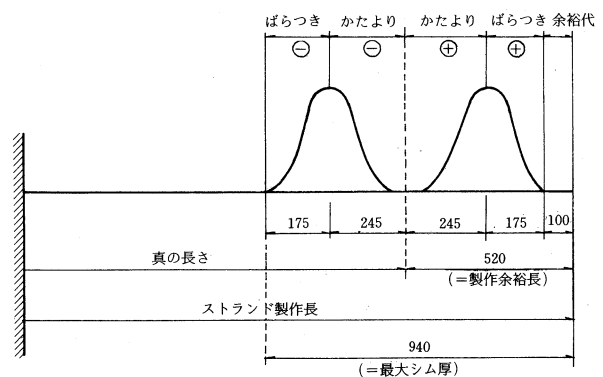


図1 ストランド製作長・シム厚の考え方 (単位:mm)

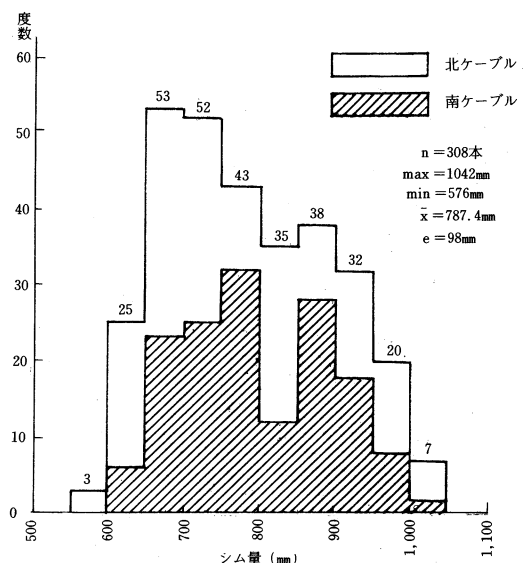


図2 使用シム量の実績

表-6 ケーブルサグ測量結果

(単位のないものはmmとする)

		1 A~2 P (バックステイ径間)		2 P~3 P (側径間)		3 P~4 P (中央径間)		4 P~5 A (側径間)	
		北 側	南 側	北 側	南 側	北 側	南 側	北 側	南 側
目 標 サ グ		0.842 (m)		10.820 (m)		74.732 (m)		10.820 (m)	
ストランド架設時 (基準ストランド架設時)	基準ストランド架設時 (サグの許容値)	-5 mm	+4 mm	+8 mm	+26mm	+18mm	+14mm	-20mm	-10mm
		(±80)		(±80)		(±60)		(±80)	
	50本目ストランド架設時	-72	-73	+38	+56	+22	+27	+57	+89
	100本目ストランド架設時	-83	-93	+14	+37	+66	+70	+16	+45
	154本目ストランド架設時	-73	-88	+30	+43	+56	+27	+66	+78
スクイズ完了時 (ケーブル中心)		-96	-128	-107	-86	-39	-81	-57	-75
因島大橋の実績 (プレススクイズ完了時)		—		-59	-27	-53	-90	-116	-75

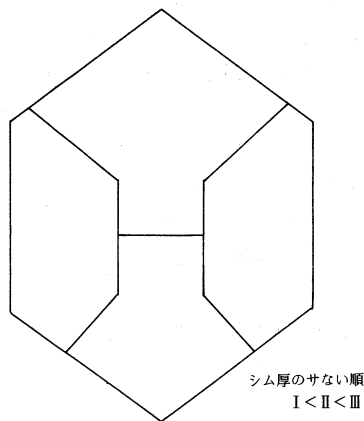


図3 シム厚の分布

均値)に、因島大橋で467mm(計画)が531mm(実績平均値)であり、増加率では関門橋と因島大橋の中間値程度であった。量的には大鳴門橋の場合はもともと推定値そのものが両橋よりも大きい、両橋との相違点は、ゲージワイヤの測長方法が違ふこと、ケーブル長がより長いこと、ケーブル径が大きいこと、副塔があるため径間数一つ多いこと等があげられる。

しかし、いずれの吊橋も○側にかたよりを生じており共通的な傾向がみられる。

また、大鳴門橋の結果より明石海峡大橋で4,000m級のケーブル全長を考えると、ケーブル長で2.45倍になり、2m前後の平均シム量と推定される。たとえPS工法でマーキング架設するにしてもかたよりのみはシムで吸収せねばならず、今後ケーブル長の精度に関する問題について検討の余地があると考えられる。

3. ケーブルの応力

大鳴門橋の主ケーブルの許容応力度は $\sigma_a=64\text{kg}/\text{mm}^2$ で安全率は2.5としている。この場合許容応力度を決めるにあたっての前提として想定される製作・架設誤差の分の応力度は $5\sim6\text{kg}/\text{mm}^2$ として安全率の中に含めている。

本橋の場合、設計経緯(併用複線・単線、道単問題)より、荷重状態がD+L+Tの状態ですべて許容応力との余裕

がほとんどないため、特に前述の誤差応力をシビヤに考える必要があった。

誤差応力の生ずる要因としてはi)ケーブルの製作誤差、ii)測量誤差(サグ・塔変位)、iii)サグ誤差、iv)アンカースパン張力誤差、v)サドル据付け誤差等が考えられる。

このうち最も大きな要素はiii)のサグ誤差である。サグ測量結果を表-6に、相対サグのばらつき及びその時の応力の影響結果を表-7に示す。

この結果サグ誤差100mmとして応力度への影響は $0.7\text{kg}/\text{mm}^2$ 程度である。これに製作誤差他残りの要因を考慮しても $1.5\text{kg}/\text{mm}^2$ 程度である。

また1.で前述したようにシム量から推定したかたより+ばらつき $=267\pm237\text{mm}$ の誤差が1732mのケーブル間で製作・架設で生じたものと危険側に考えても、高々 $6\text{kg}/\text{mm}^2$ 弱であり、特に許容応力の決定にあたって想定した値には近く主ケーブルの応力度について問題はないものと考えられる。

4. ケーブルの空隙率

ケーブルの品質には、完成時のケーブルの空隙率も大きな要素となる。空隙率はストランド架設後のスクイズ、ケーブルバンドの架設、バンドボルトの締付等の施工性を左右することになり、そのため空隙率についても適切な品質管理が必要である。

本橋の設計では空隙率を表-8のように想定している。

表-7 相対サグのバラツキによるケーブル応力度への影響

			相対サグの バラツキ (Df)	$\Delta F/\Delta L$	ケーブル応力 のバラツキ (D σ)	D σ の平均値 kg/m ²	
						大鳴門	(関門)
側 径 間	2 P~3 P	S	7.8mm	5.765	0.08 kg/m ²	0.10	0.13
		N	9.9		0.10		
	4 P~5 A	S	12.6		0.13		
		N	7.8		0.08		
中 央 径 間		S	8.2	2.232	0.08	0.08	0.12
		N	8.3		0.08		

本スクイズ時の施工管理目標としては、バンド設置時の施工性を考慮し、図-4に示すように、やや偏平気味に縦径を805～809mm、横径を830～860mmでスクイズを行っている。

スクイズ後の断面形状（縦径、横径）の測定結果及び空隙率の分布を図-5に示す。

この結果一般部の空隙率は平均値で設計値20%と同一であり十分な精度を有している。また、一次締付後の測定結果を表-9に示す。平均値17.6%であり特にバンドの締付けにシムの用意とかみ合せ不能の現象は起らなかった。以上より本橋と同程度の架設精度が確保できれば空隙率にかかわる基準要領の設計値は妥当と考えられる。

ただ、偏平率は図-4に示すように当初の管理値よりやや偏平であり、最大の偏平度は横径/縦径=867/800=1.08であった。偏平度が大きい場合は図-6に示すようにケーブルバンドの締付けで問題が生ずる。

偏平度が大きい場合はバンドボルトが穴壁に接触し曲げを受ける恐れがあり、座金部が片接触となる。ケーブルバンドの設計要領では、概して導入軸力にくらべケーブルバンドの肉厚は従来の吊橋よりも薄くなっており

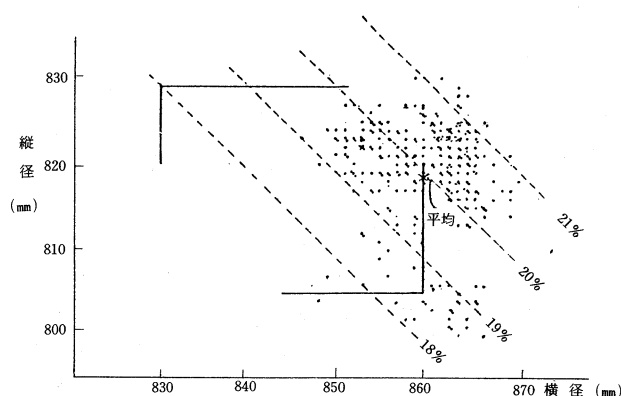


図-4 ケーブルの形状管理と実績

表-8 ケーブルの設計空隙率

	空隙時
本スクイズ後の一般部	20% (径840)
バンド部ボルト締付（一次）後	18±3%
バンドの設計（かみ合せ部）	18±4%

変形しやすく、また、ケーブルバンドの応力的な面からの規制は考えられているが、変形状態の面からの考察・規制はなされていない。

従って、変形の面からの設計要領の見直しとケーブルスクイズ時の適切な偏平度の設定が必要と考えられる。

5. ハンガーロープ

ハンガーロープはその長さが短い場合、製作誤差の影響が極めて顕著にあらわれる。「ハンガー設計要領」はその点を考慮して以下のように考えている。

製作誤差の要因として、ハンガーロープ、ケーブルバンドの製作誤差が影響するとし、ハンガーはHB5より、バンドは鍛鋼製作基準をもとに表-10のように誤差を想定している。

ところが、表-10の誤差をそのまま考慮するとかなり誤差応力が発生しハンガーロープが太径化するので、「ハンガー設計要領」では60m以下のハンガーロープ長のものについては再測長（標点～ソケット間）をし、かつケーブルバンドの寸法誤差を考慮してシムで

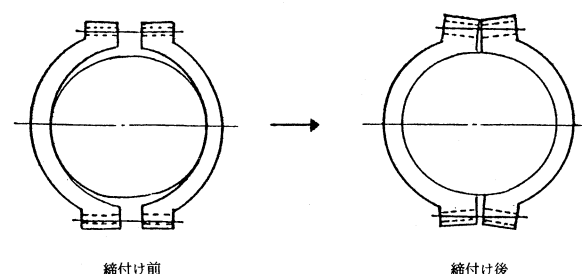


図6 バンドの締付け

表-10 製作基準額の誤差規定

ハンガーロープ	マーク間距離60mm	マーク間距離 ±3.0mm	HBS G3540
	以下の場合	ソケット端面と標点間の距離 ±5.0mm	
ケーブルバンド	内径 ±2mm	同一バンド内で内径・肉厚に差がないと考え±5mmと推定	鍛鋼製作基準
	肉厚-0.05t (=-1.9mm大鳴門)		

表-9 バンドボルト1次締付後の空隙率

	北側ケーブル	南側ケーブル
1A～2P	17.7	17.4
2P～3P	16.6	17.5
3P～4	17.9	18.2
4～4P	18.0	18.2
4P～5A	17.0	16.5
平均	17.4	17.7
	17.6	

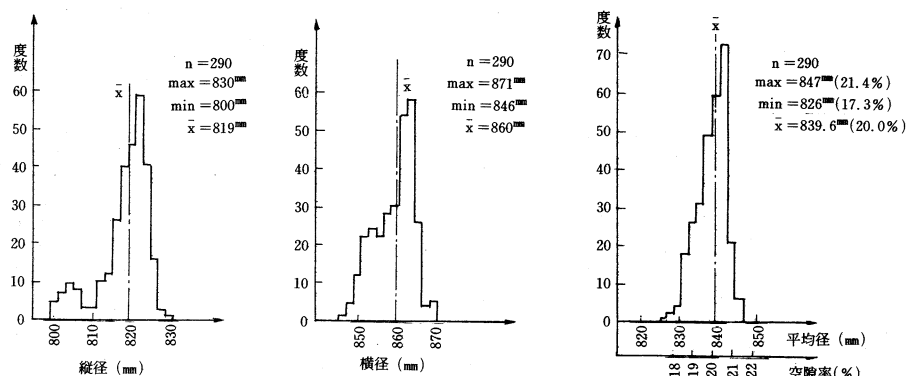


図-5 スクイズ後の断面形状及び空隙率

調整することを前提に表-11のように考えている。

補剛桁工事では、必ずしもハンガーロープ製作において「ハンガー設計要領」に従い再測長されていないこと、バンドの製作誤差・架設誤差のハンガー長に及ぼす影響が不分明なこと等より、最も影響が大きい同一格点内のハンガーロープ長の誤差のみをシムで調整する前提で以下のように対処している。

即ち表-10に従い製作誤差を

$$\Delta l = \sqrt{3^2 + 2 \times 5^2 + 5^2} = 9.2 \text{ mm}$$

と設計要領 (4.1mm) の2倍強を想定して、その場合、誤差による応力度は

$$\sigma = E \epsilon = 129 / l \text{ kg} / \text{mm}^2$$

となり、これより応力的に余裕の無いハンガーロープ (284格点のうち54格点) のみ調整シム (15mm) を用意した。調整範囲を表-12に示す。

ハンガーロープ (長さ60m以下) 及びバンドの製作実

表-11 ハンガー設計要領の誤差の設定値

ハンガーロープ	マーク間距離60mm	マーク間距離 $\pm 3.0 \text{ mm}$	$\Sigma = \sqrt{3^2 + 2 \times 2^2 + 2^2} = 4.1 \text{ mm}$
	以下の場合	ソケット端面と標点間の距離 $\pm 2.0 \text{ mm}$	
ケーブルバンド	同一格点内のハンガー長の誤差に対して	$\pm 2.0 \text{ mm}$	

表-12 大鳴門橋ハンガーロープのシム調整範囲

	余 裕 力	限界ロープ長	調整個所
2P ~ 3P	77.8 t	12.60 m	2格点 × 2
3P ~ 4P	51.1 t	19.18 m	23格点 × 2
4P ~ 5P	62.8 t	14.89 m	2格点 × 2

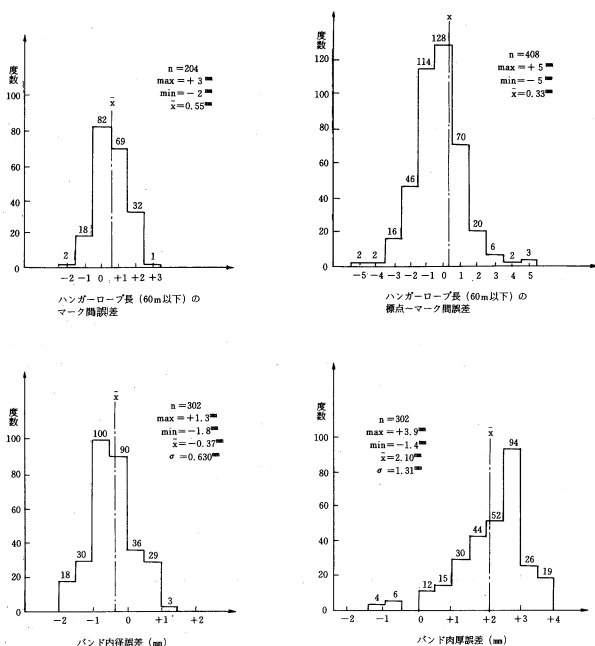


図7 ハンガー、ケーブルバンドの製作誤差

績を図-7に示す。結果はハンガーロープ及びバンド内径は表-10を満足しているが、バンド肉厚については⊕側の規制値がないため増厚気味であった。

また調整結果は17格点で $15 \pm 2 \text{ mm}$ の誤差調整が行なわれ、同一格点のハンガーロープ長の差の最大値は4mmであった。結果的に表-11に示す設計要領の想定値4.1mmに等しかった。

以上ハンガーロープの誤差応力の評価およびその対応はケーブル工事・補剛桁工事にまたがり、またHBSのハンガー規格、鍛造鋼製作基準及びハンガーロープ設計要領にも関係し、必ずしもそれらの間の調整がとれていないため明解な対応がされておらず、やりにくい問題であった。

今後これらの関係を整理し設計要領等を明確にする必要がある。即ち、

- i) 設計要領では設計上考慮する誤差要因とその数量的評価を明確にすること。
- ii) HBS (ハンガー関係) では設計要領との整合をはかること (再測長)。
- iii) 鍛造鋼製作基準では i) と整合させ、場合によってはバンド肉厚の⊕側規制値及びバンド溝部外周長の測長の必要があること。

などがあげられる。

6. あとがき

以上大鳴門橋ケーブル工事に関係する品質・精度に関する事項に着目しとりまとめ報告した。

公団は設計・製作基準・要領等を作成するにあたり、品質精度のデータは国内の本四以前の吊橋及び不十分ながら外国の橋梁等の実績を参考にしているが、さらに合理化するためには今後とも地道な実績の積み重ね作業を行い、データを取りまとめて残しておくことが必要である。

この種の精度にかかわるデータ分析は、当初より論点を明らかにしておいて、そのつもりでデータをとっておく必要がある。本報告は後作業に終り、根拠等を十分追跡できず不十分な分析により考察を加えたところもあり今後御批判をいただければ幸いである。

参考文献

- 1) 小川・山口・鈴木・奥田：「大鳴門橋ケーブル架設工事」橋梁 Vol. 18, No. 9, No. 10
- 2) 小川・多田・鈴木：「大鳴門橋ケーブル架設工事工事報告」第26回建設省四国地建管内技術研究会
- 3) 小川・多田・俵屋・杉田・湊：「大鳴門橋のケーブル架設工事」橋梁と基礎 Vol. 17, No. 10
- 4) 湊・堤・白井・橋田・小林：「大鳴門橋のケーブル工事」R&D 神戸製鋼技報 Vol. 34, No. 1
- 5) 俵屋・豊島・杉田・細川：「長大吊橋ケーブル技術の現状と課題—大鳴門ケーブル工事を踏えて」カラム No. 89, No. 90
- 6) 小川・淵田・鈴木：「大鳴門橋主ケーブルのラッピング工事」第38回建設省技術研究会
- 7) 今中・多田：「大鳴門橋のケーブル工事」建設の機械化 '85. 3

大鳴門橋基礎の挙動計測

Observation Results of Foundation Behavior in Ohnaruto Bridge

第一建設局 設計課長代理 樋口 康三
Kozo Higuchi
鳴門工事事務所 第二工事長付 小野下 武
Takeshi Onoshita

1. まえがき

大鳴門橋の基礎岩盤は走向N40°E、傾斜40°~50°SEの単斜構造を示し、かつかなり硬質な砂岩と比較的軟質な頁岩との互層という複雑な工学的特性を有している。(図-1、2参照)このような岩盤上の大規模な基礎という事で、施工中の基礎の安定性の確認を目的として下部工の動態観測が実施されてきた。

その内容は表-1に示すとおりであるが、本報告はこのうち施工管理を主目的としているものを除き、アンカレイジ躯体及び多柱基礎の挙動に関する計測結果をとりまとめたものである。

なお、下部工完成に至るまでは既に報告されている¹⁾ので、本報告では下部工完成以降、桁閉合時までを対象とする。

表-1

大鳴門橋の動態観測

(a) アンカレイジ 単位:カ所				
着目	センサー	1A	5A	
軀体	9成分否計	23	26	
	応力計	3	5	
岩盤	挿入型傾斜計	2	6	
	埋設型傾斜計	4	8	
	多段式変位計	8	20	
	間隙水圧計	5	5	
	継目計	4	—	
アンカーフレーム	1方向否計	20	—	
	3方向否計	21	—	
ケーソン	刃先荷重計	3	8	
	面圧計	1	12	
	埋設型傾斜計	6	8	
	水圧計	1	4	
	鉄筋計	—	208	

(b) 多柱基礎 単位:カ所			
着目	センサー	4A	
頂版	鉄筋計	46	
多柱	鉄筋計	68	
	荷重計	9	

2. 計測機器の配置

アンカレイジ(1A、5A)および多柱基礎(4P)に用いた計測機器の仕様をそれぞれ表-2、表-3に示す。

また、これら計測機器の配置を1A、5Aおよび4Pについてそれぞれ図-1、図-2、図-3に示す。

表-2 1A, 5A 基礎岩盤の計測概要

計測項目	使用計器			数量	
	名称	型式	測定範囲	1A	5A
岩盤の水平変位	埋設型傾斜計	BK-2FS	±2°	1孔×4点	2孔×4点
	挿入型傾斜計	BK-5E	±5°	2孔	6孔
岩盤の鉛直変位	多段式変位計	BJ-100CS	0~100mm	2孔×4点	5孔×4点
底面地盤反力	カールソン型 応力計	CR-60G	60kg/cm ²	3点	5点

表-3 4P基礎の計測概要

計測項目	使用計器			数量
	名称	型式	測定範囲	
鉄筋応力	鉄筋計	BF-10C	50kgf/cm ²	68
底面地盤反力	荷重計	BR50KD-S	2400kg/cm ²	9

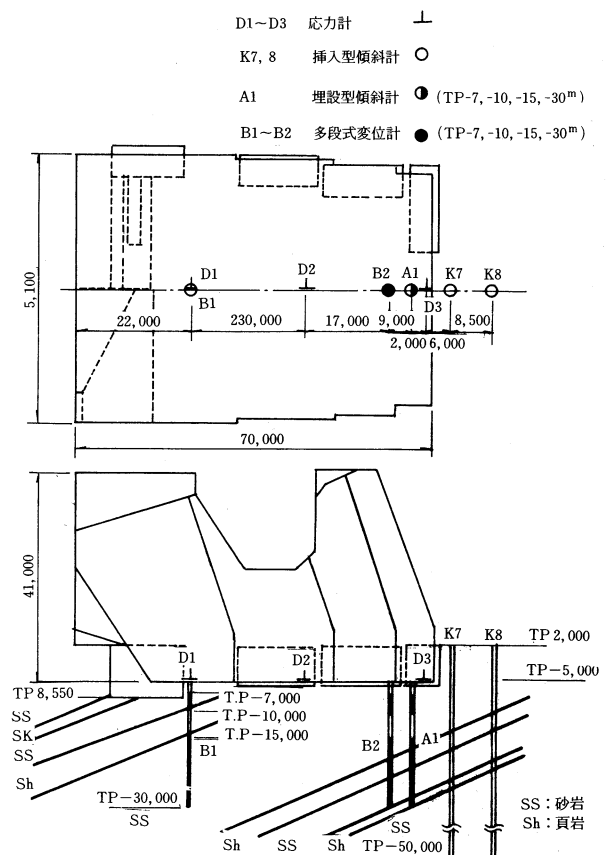


図-1 1A計測機器の配置

3. 計測結果および考察

(1) アンカレイジ

アンカレイジの挙動のうち、傾斜計から測定される基礎岩盤の水平変位については、オーダーとしては10mm以内ではあるが、その方向は非常に複雑な特性を示しており、本報告ではその内容は省略し、多段式変位計から求まる基礎の鉛直変位、応力計から求まる基礎底面の鉛直方向地盤反力度についてのみ報告する。

鉛直方向地盤反力度および鉛直変位の実測値と計算値の比較を1A、5Aについてそれぞれ図-4、図-5に示す。測定段階は下部工完成時、ケーブル架設後、桁閉合後の3段階である。また、計算値は、アンカレイジを剛体、基礎岩盤を一様分布ばねで評価して算出した値である。これらの図より考察を加えると以下のとおりである。

1Aについて、

- (i) 地盤反力度 D2の値が計算値に比べて非常に小さいが、その原因としては計器設置箇所の岩盤が変形係数の小さい頁岩である事に起因する可能性が強い。
- (ii) D2を除いてみると、地盤反力度に関しては概ね計算で予測された挙動を示していると云える。
- (iii) 基礎の鉛直変位に関しては、B1の実測値は計算

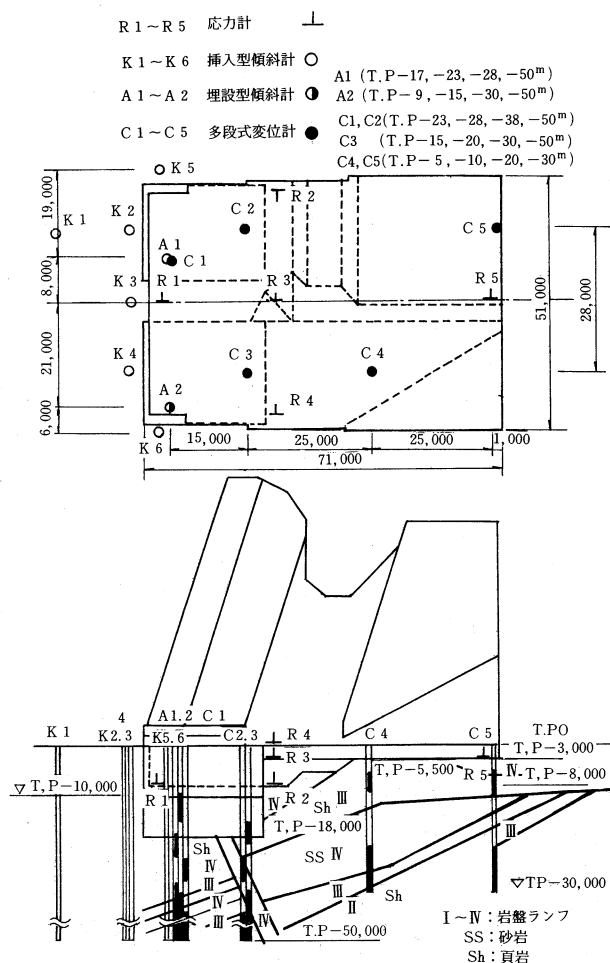


図-2 5A計測器の配置

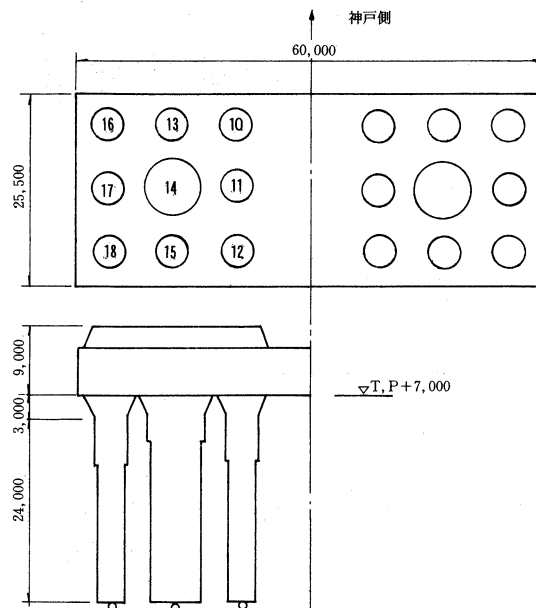


図-3 多柱の計測機器の配置(4P)

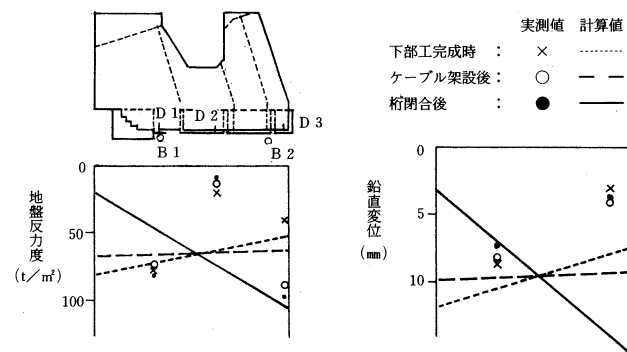


図-4 1A計測結果

値とよく合っているが、B2による値は荷重に対する変動が殆どなく、かつ計算値の1/2~1/3の変位しか示していない。

この原因としては、変位測定における不動点の設定位置 (T.P.-30m) の妥当性の問題もあるが、B2の位置が基礎前方に位置するため特に岩盤の水平変位の影響を受けているのではないかと考えられ

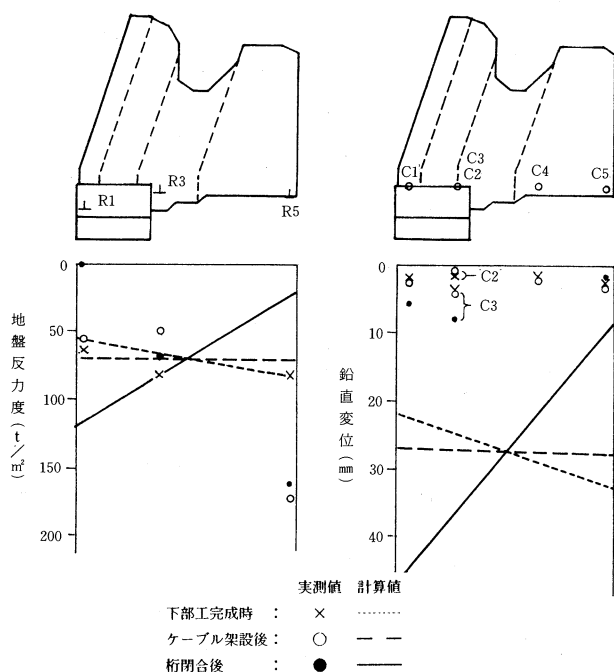


図-5 5A計測結果

る。すなわち、その影響によってみかけ上鉛直変位計の変位測定ロッドが伸び、あたかも岩盤が隆起したような結果となり鉛直変位を過少評価している可能性がある。

5Aについて、

- (i) 地盤反力度に関し、下部工完成時では比較的计算値と実測値は一致しているが、ケーブル架設後以降つまり水平力が作用してくると、実測値は予測される傾向すなわちケーブル張力方向に回転するという傾向と全く逆の挙動を示している。

この事をどう判断するかに関し、単純にR1とR5の結束ミスと割り切る事は簡単ではあるが、むしろ複雑な岩盤挙動の影響あるいは5Aが基礎前面にケーソンを有する複合基礎である事の影響という観点で検討を進める事が必要であろう。

- (ii) 鉛直変位に関しては、実測値は計算値の1/5程度と小さいが、この原因は、計算に用いた変形係数の評価の差異と、後で述べる地盤反力係数の評価におけるケーソンの効果にあると考えられる。

以上、計算値と実測値は必ずしも一致しないが、地盤反力度、鉛直変位の値そのものは問題のない範囲にあり、設計上の致命的な問題はないと考えられる。

なお、変形量算出のための鉛直方向地盤反力係数（以下 k_v という）について考察を加える。

1Aにおいて岩盤水平変位の影響の比較的小さいと思われるB1～D1の組合せから k_v を算出する（ $k_v = q\delta$ ここに q 地盤反力度、 δ は鉛直変位）と約9 kg/cm²であり、設計値の6.73 kg/cm²にほぼ近い。この設計値は道路橋示方書に基づいて $k_v = k_{v0} (B_v/30)^{-3/4}$ （ B_v : 換算載荷巾（cm）, $k_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_o$, $\alpha = 1$, $E_o = 10,500 \text{ kg/cm}^2$ ）に

より求めた値である。この式における載荷面積の影響を評価する指数 $-3/4$ の与える影響は大きく、仮にこの指数を -1 , $-2/4$ とすると k_v はそれぞれ2.0, 25.0 kg/cm²となる。よって $-3/4$ の値がこのような大規模な基礎に適用してもほぼ妥当であった事は重要な知見と云える。

一方、5Aに関しては実測値から評価される k_v のばらつきが大きい。鉛直変位量が計算値の1/5程度しか生じていないという観点で検討を加えた。まず第一に考えられるのは設計に用いた5A岩盤の変形係数の過小評価であるが、5A岩盤の変形係数（設計では岩盤ランクⅢとⅣの平均として $E_s = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ を用いた）が1A岩盤の変形係数（設計では岩盤ランクⅡとⅢの平均として $E_o = 10,500 \text{ kg/cm}^2$ を用いた）より大きいとは考えにくい。岩盤評価のみでは上記現象を説明する事は困難である。しかし、 k_v 評価におけるケーソンの効果、すなわち計算では換算載荷巾 B_v を基礎の総底面積から算出しているが、ケーソン部を独立の載荷面積と評価する（ k_v は約2倍になる）考えを導入すれば上記現象を説明する事が可能であり、ケーソンを有する複合基礎の場合このような考え方ができるのではないと思われる。ただしこの事については他に岩盤の変形係数の評価における深部の影響なども考えられるため更に詳細な検討が必要と思われる。

(2) 多柱基礎

鉄筋計の平均応力から多柱ひずみを算定し、このひずみからコンクリートの変形係数 E_c を $E_c = 2.7 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ と仮定して求めた多柱反力度（ $v = (E_c A_c + E_s A_s) \cdot \sigma_s / E_s \cdot A$ ここに v は多柱反力度、 $E_s A_s$ は鋼材の弾性係数と断面積、 $E_c A_c$ はコンクリートの弾性係数と断面積、 σ_s は測定された鉄筋応力、 $A = A_s + A_c$ ）および多柱先端の荷重計から直接求めた多柱先端地盤反力度を計算値と比較したのが図-6、図-7である。計算値は頂版を平面格子ばりとし柱位置で柱と柱先端の地盤の合成ばねで支持させたモデルにより得られたものである。これらの図より考察を加えると以下のとおりである。

- (i) 多柱反力度については概して実測値の方が大きい。

この事に関し、コンクリートの E_c が前述の値より小さいと考えにくく、原因としては鉄筋計の実測値のばらつきに起因すると考えられる。

- (ii) 多柱先端地盤反力度についてはNo. 11、15、18の多柱は荷重が先端まで伝わっていない事が判る。

一方、400 t/m²と非常に大きい地盤反力度を示している例もあるが、この結果については $\phi 32 \text{ cm}$ の荷重計による結果を $\phi 4 \text{ m}$, $\phi 7 \text{ m}$ の大断面積かつ不均質な多柱底面全体にそのまま通用したため、受圧板直下の地層の局所的な変形特性の影響を受けて杭反力を過大評価している可能性が考えられる。

- (iii) 周面摩擦力については、多柱反力度と多柱先端地盤反力度の差から次式で計算できる。

$$F = (vA - W - v'A)$$

ここに、 F : 周面摩擦力

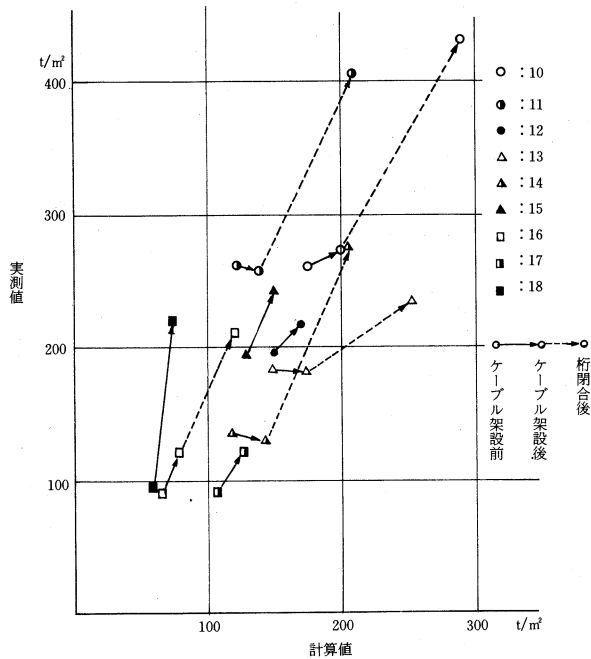


図-6 多柱反力度

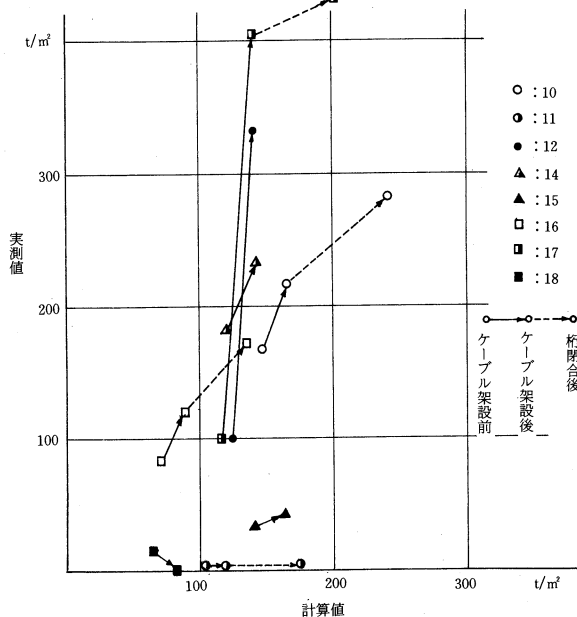


図-7 多柱先端地盤反力度

v, v' : 実測された多柱反力度、多柱先端地盤反力度

W : 多柱反力度測定点から多柱先端地盤反力度測定点までの多柱重量

しかし、結果は非常にばらつきが大きく、また負の周面摩擦力の生じるケースもあり定量的な評価は困

難であった。しかし、多柱基礎の設計において多柱の周面摩擦力を無視した事は、数本についてそのようは傾向もみられ、結果的には妥当であったと考えられる。

(iv) 周面摩擦力の影響のない多柱反力度について、多柱ごとの荷重分担率を実測値と計算値で比較したのが図-8である。この図より、周面摩擦力の大きいNo. 11、15、18の多柱の分担比が計算値より大きくなっている傾向がみられる。

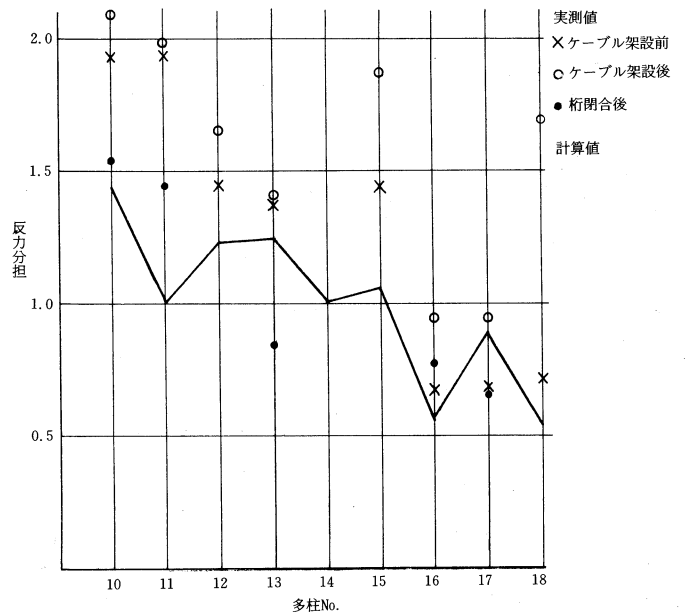


図-8 多柱の反力分担 (各多柱反力度/No. 14多柱反力度)

4. むすび

頁数の関係で概要を記すのみとなったが、5 Aの鉛直地盤反力度を除き、大局的な挙動は設計段階の予測と大差なく、基礎の安定性は確認されたと考えられる。

また、地盤反力係数の評価方法、多柱の周面摩擦力の評価について重要な知見が得られた。

しかし、随所にみられる複雑な挙動から、不均質な岩盤に対する設計および計測方法について今後さらに検討する必要があると思われる。

参考文献

- 1) 山口, 宮島; 大鳴門橋基礎の挙動計測結果について: 接地圧の評価と設計への適用に関するシンポジウム 土質工学会 昭和57年11月

大鳴門橋動態観測システム

Long Term Observation System of the Ohnaruto Bridge

第一建設局 設計課長 多田 和夫

Kazuo Tada

鳴門管理事務所交通管制室交通指令
(前)第一建設局機械電気課長代理

亀山 正俊

Masatoshi Kameyama

第一建設局 設計課

森下 尊久

Takahisa Morishita

1. まえがき

大鳴門橋は本四架橋の中でも、唯一外洋に面した橋梁で、風の条件が厳しく（昭和40年9月最大瞬間風速80m/sを記録）、また地震に対しては耐震設計基準で想定している大規模地震の震源地である紀伊半島沖、土佐沖に最も近い所に位置している。

このような自然条件のもとで、今後橋体が健全に機能し得よう維持管理するためには、長期にわたって台風・地震時に実橋観測を行い橋体の特性を把握することが必要不可欠である。

それによって初めて長期的な真の維持管理が出来、さらに耐風・耐震関連の技術基準のフォローアップにつながり、ひいては将来の長大橋の技術開発に寄与することが可能となる。

以下、上記の背景で設置された大鳴門橋に係る長期動態観測システムについてその概要を報告する。

2. 動態観測システムの基本方針

動態観測システムの基本的な考え方を図-1に示す。

動態観測の目的は大別して、①交通管制用、②橋体管理用、③将来設計のためのデータ収集用の三つに区分される。

①交通管制用とは、指定した地震計・風速計のデータを定常的に鳴門管理事務所に伝送し、交通管制用グラフィックパネルに表示し利用するものである。

②橋体管理用は、管理事務所レベルで実施される日常管理用と、生データを別途解析し橋体の健全度を掌握す

る広義の橋体管理用に区分される。そのうち日常管理にはデータの即時性は要求されるが、必ずしも詳細なデータは必要とならない。そのため、風・地震・橋体振動用代表センサーでサンプリングされたデータから一定間隔毎に最大値を検出し、管理事務所のモニター操作卓に定常的に伝送し、異常値を示した場合には点検が実施されることになる。

広義の橋体管理及び③将来設計のためのデータ収集では、即時性は要求されないので、1 A 上屋内観測装置で磁気テープに生データを記録するにとどめ、後日別途解析を行うことになる。

ここで、地震についてはその性格より、設定レベル以上のものは全自動でデータ収録・保存するが、風については自動及びマニュアル操作で、データを収録・保存する。

また、風・地震が重なった場合には、地震の記録を優先して収録・保存する。

3. 観測項目及び観測計器

表-1に観測項目及び観測計器を、図-2に観測計器の配置を示す。

4. システムの概要

図-3にシステムの構成概要を示す。

システムは橋体に設置する観測計器、1 A に設置する計測盤と観測装置、管理事務所に設置する遠隔操作卓及び各間のデータ受渡しを実行する伝送装置により構成されている。

橋体で計測されたデータは、電流あるいは電圧の形変換器（シグナルコンディショナー）を介して計測盤に送られ、観測装置では常時データの取込み、計測値の大小の判断、保存等の処理が実行される。

また、必要なモニター用データは、1 A ～管理事務所の間約4 kmを ASTEC（交通管制用自動監視制御システム）用光ファイバー回線を利用して伝送される。

さらに、処理装置等の各種の運転・制御・監視は、1 A で処理装置の周辺機器から実行されるだけでなく、管理事務所の操作卓から、光ファイバー回線でリモート操

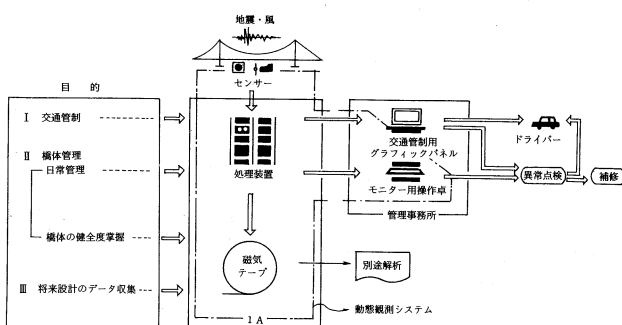


図-1 動態観測システムの概念図

表-1 観測項目及び観測計器

観 測 計 器					デ ー タ の 記 録	
計 器	数量	成 分	CH数	設置場所 (図-2 参照)	モニター (管理事務所)	磁気テープ記録 (IA)
プロベラ型風向風速計	※※ 6台	風速 (水平), 風向	12 ^{CH}	P ₁ P ₂ P ₃ , P ₄ , P ₅ , P ₆	グラバネ FDD 操作卓	MT (10 ^{CH})
超音波風向風速計	6台	X, Y, Z (→主流方向, 傾斜角)	18 ^{CH}	S ₁ , S ₂ , S ₃ , S ₄ , S ₅ , S ₆	———	MT (18 ^{CH})
地 震 計	4台	X, Y, Z	12 ^{CH}	G ₁ G ₂ G ₃ , G ₄	グラバネ 操作卓 → P	MT (12 ^{CH})
加 速 度 計	18台	T (橋軸直角)	4 ^{CH}	3 T 6 T 4 T, 10 T	操作卓 → P	風時 MT (2 ^{CH}) 地震時 MT (4 ^{CH})
		L (橋 軸)	7 ^{CH}	2L, 5L, 6L 8L, 10L, 11L, 12L	操作卓 → P	風時 MT (3 ^{CH}) 地震時 MT (7 ^{CH})
		V (鉛 直)	7 ^{CH}	3V, 4V 8V, 9V, 12V 1V 7V	操作卓 → P 操作卓 → P	風時 MT (7 ^{CH}) 地震時 MT (5 ^{CH})
加速度型変位計	3台	V (鉛 直)	3 ^{CH}	1V, 3V, 4V	操作卓 → P	———
変 位 計	4台	L (橋 軸)	4 ^{CH}	SSL, CSL, SNL, CNL	操作卓 → P	———

※ FDD: フロッピーディスク, P: プリンタ, MT: 磁気テープ ※※ 6台の内1台は本システムと別系統

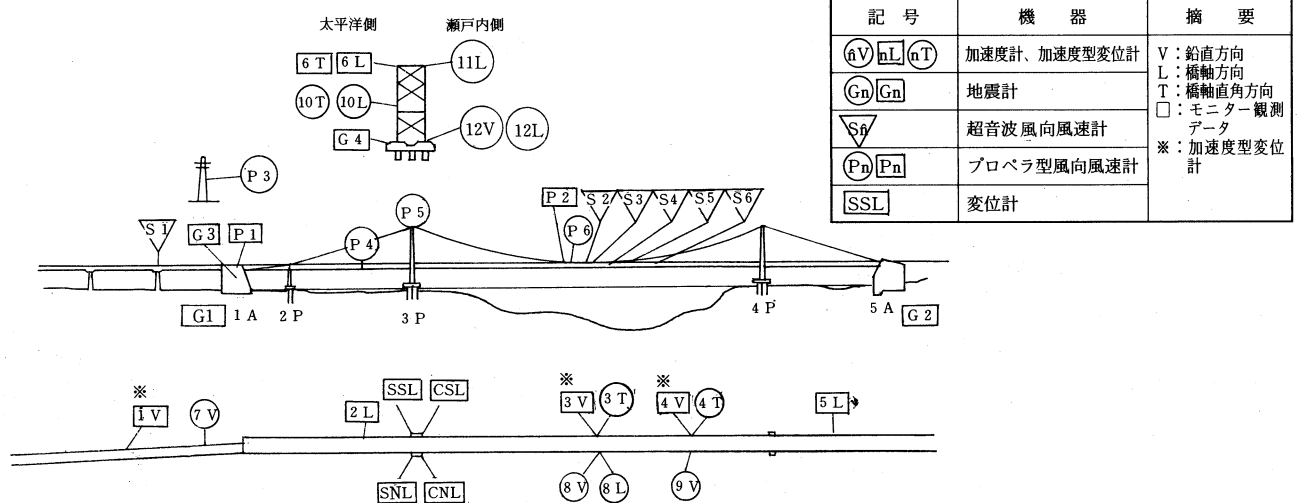


図-2 観測計器の配置

作シグナルを伝送することでも行える。

5. ハードウェアの構成

5.1 観測装置

1 A 上屋内に設置される観測装置のハードウェア構成を図-4 に示す。観測装置は処理部を中心に、磁気ディ

スク部、磁気テープ部、メンテナンスパネル部、ラインプリンタ部、インターフェイス部及びデジタル入出力部により構成されている。

(1) 処理部

処理部は、インターフェイス部からの入力データの取込み、処理、記憶、保存、監視及び機器の監視・制御等

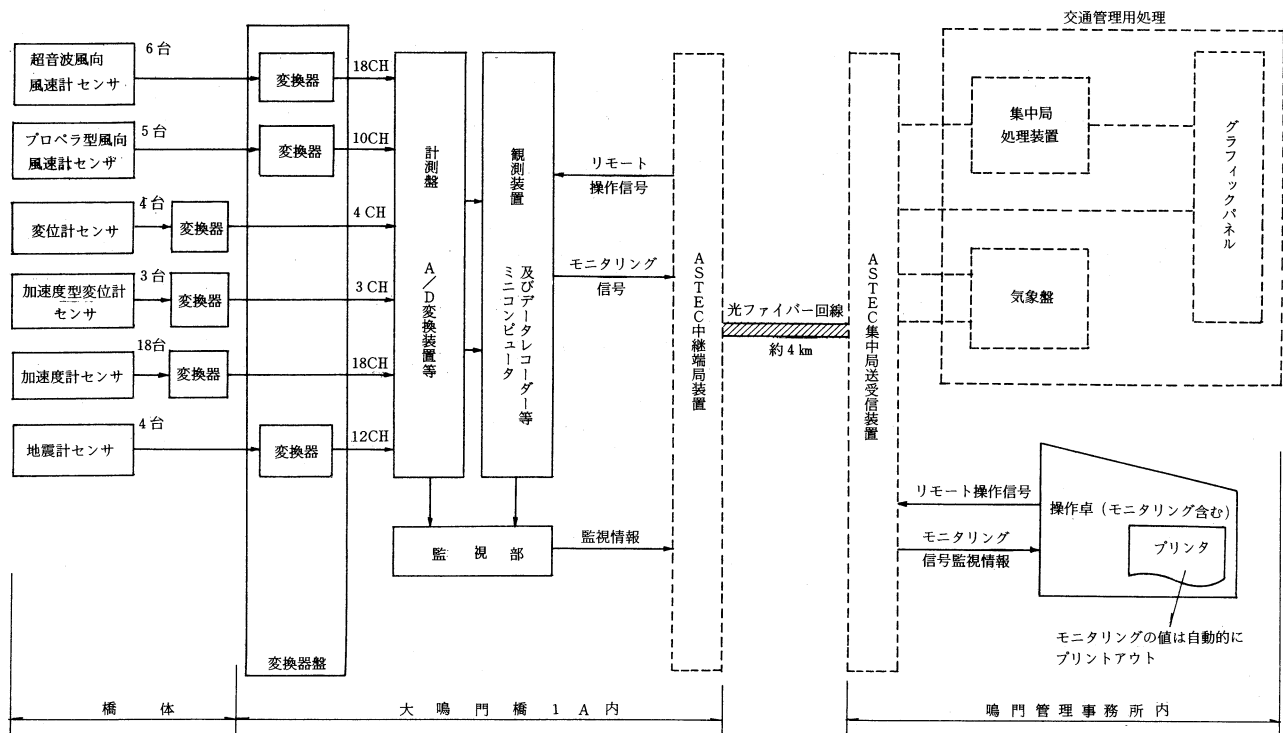


図-3 システムの構成概要

を実行する部分で、高速処理能力 (435ns/4バイト)、大容量メモリ (主記憶部1.0MB) を有し、大容量外部記録装置 (DK 2×125MB、MT 4×164MB) を接続する32ビット・ミニコンピュータより成る。

(2) 磁気ディスク装置

磁気ディスク装置は、外部記録装置として、125MBの記憶容量を有するディスク2台、即ち観測データの一時保存を行うディスク及びオペレーティングソフト並びにアプリケーションソフト用ディスクより成る。

(3) 磁気テープ装置

磁気テープ装置は、外部記録装置として4台接続され、観測データの保存を行う。

保存は地震用・風用に固定されずダイナミックに使用され、常時1台が地震用、1台が風用に用いられる。残り2台は、前者の収録が終わった場合自動切換えされ連続して記録する予備機である。

MTは、2,400フィート、6,250RPIの記録密度を有しており、MT1巻で風データの場合 (40ch、20Hzサンプリング) で約6.3時間、地震データの場合 (28ch、100Hzサンプリング) で約1.8時間の収録が可能である。

(4) メンテナンスパネル部及びラインプリンタ部

メンテナンスパネル部は、コンソールディスプレイ (CRT)、キーボード (KB) 及び高速シリアルプリンタ (SPR) より構成され、システムの運用を計るワークステーションである。

即ち、操作者は、自分の行いたい仕事に該当するメニュー (あらかじめ設定されており、CRTに表示される) にそって、KBを介して番号を選択する会話形式でシステムの運転管理を実行することができる。また、操作者はディスプレイと同時にKBを操作することによって運転記録をSPRにコピーし保存することが可能である。さらに、ラインプリンタ (LP) にMTの保存状況リスト出力や、検出レベル・検出時間長等のパラメータ一覧出力並びに各センサーの設定ゲインを確認するため

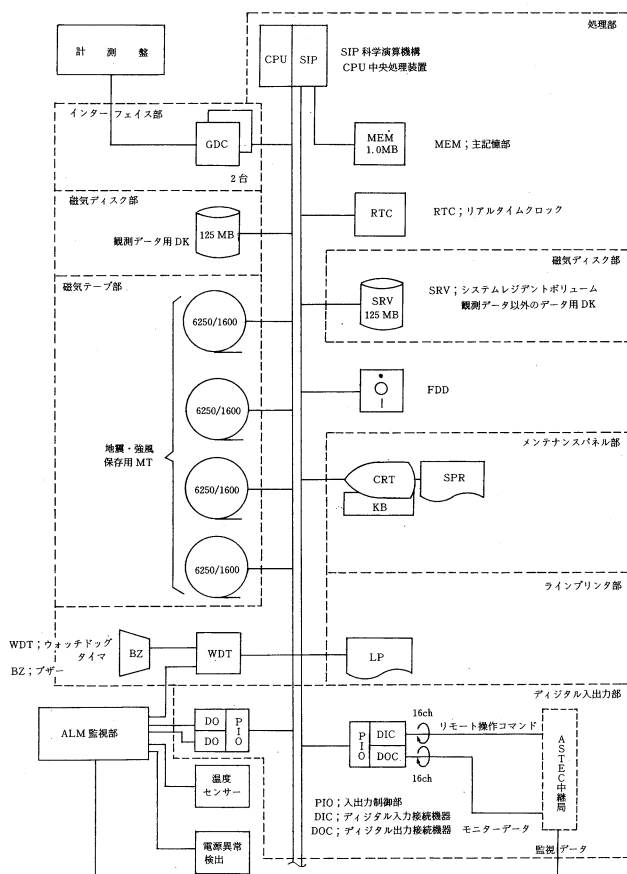


図-4 観測装置のハードウェア構成

のリスト一覧を出力することができる。

(5) デジタル入出力部

デジタル入出力部は処理部と ALM（警報）監視部及び ASTEC 中継局との間のデータ授受を行うインターフェイスである。

ALM 監視部に通知するシステムの監視情報出力は、CRT、MT、DK、汎用入出力制御部（GDC）等の障害（ハードウェアエラー）の発生通知や、MT の保存状況、MT のかけかえ要求等の運用監視状況の通知を行う。障害が発生した場合にはデジタル入出力部は、その旨を CRT にメッセージ出力し、ALM 監視部にも情報を表示する。

デジタル入出力部と、ASTEC 中継局の間では、管理事務所からのリモート操作信号を処理装置に入力したり、逆にモニター信号を処理装置から管理事務所に通知する機能を持っている。

5.2 計測盤

計測盤は 1 A 内に設置されていて、風速計・地震計・加速度計等のセンサーの入力信号（地震計 $\pm 10V$ 、超音波風向風速計 $\pm 8V$ 、プロペラ型風向風速計 $\pm 1V$ 、加速度計及び変位計 $4 \sim 20mA$ ）を受け A/V（電流/電圧）変換、A/D（アナログ/デジタル）変換及びスケール変換（デジタル値の計測値への変換）を行い、インターフェイスを介し処理装置にデータを送る機能を持っている。

なお、入力より A/D 変換までの総合精度はフルスケールで 1% 以下に押えられている。また、アナログ波形で監視するため 4 ch 分のオシロスコープを計測盤に接続することができる。

5.3 操作卓

管理事務所内に動態観測専用の操作卓が設置されている。（写真-1）これには日常管理のため主要なデータのモニターと、その記録及びシステムの重要な制御並びに障害監視を行う機能がある。

データのモニター項目は、表-1 で示した操作卓の事項、即ち風速・応答加速度・変位等強風時 12ch、地震・応答加速度・変位等地震時 22ch である。

また制御機能として、強風時のマニュアル方式でのデータ収集、地震・風速の任意の保存レベル設定の遠隔操作が可能である。

5.4 観測計器

観測計器の仕様を表-2 に示す。

(1) プロペラ型風向風速計

プロペラ型風向風速計は 6 台設置され、その内 1 A 及び中央径間 1/2 点の 2 台（ P_2 、 P_6 、）で 1 分毎に計算される 10 分間平均風速が交通規制に利用される。また同時（5 分毎）にデータは FDD に記録され、後日、頻度分布等統計処理が行われる。

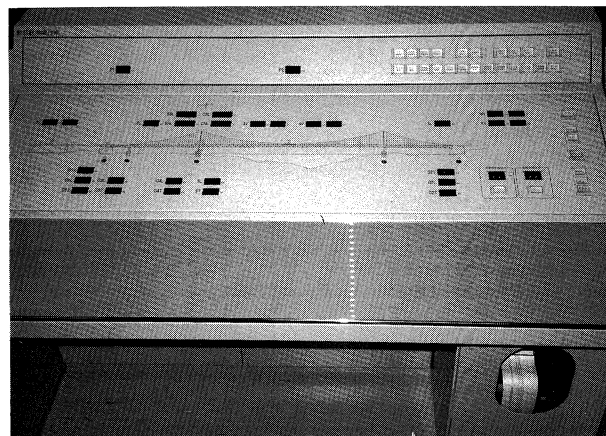


写真-1 動態観測専用操作卓

その他の風速計は、海峡部の風速分布、沿岸風との相関等の調査用である。その内、関西電力送電鉄塔上に設置された P_3 は、昭和 48 年より継続してデータがとられている大鳴門橋でのキーステーションであり、今迄の集積データとの対応を可能とするものである。

(2) 超音波風向風速計

三次元方向の風速・風向及び広い周波数応答範囲の変動風の特性を調査するため、中央径間に 5 台、門崎高架橋に 1 台の計 6 台を設置している。

中央径間には太平洋側に約 10m、30m、60m、120m と指数倍間隔で設置し、風速の空間相関あるいは海峡風の迎角特性及びその橋軸方向分布の把握が可能となる。

(3) 地震計

地震計は、1 A、5 A の地中にそれぞれ 1 台及び 1 A、3 P の基礎にそれぞれ 1 台、計 4 台を設置している。

地中地震計 2 台のデータは交通管制にも利用され、最大ガル値が交通管制用のグラパネに表示される。

また、地震計の測定レンジは 100、300、1000gal の 3 段階に切換えが可能である。

(4) 加速度計

風時、地震時の橋体応答加速度を検出するために、18 台のサーボ型加速度計が設置されている。内 7 ch は操作卓でモニター可能であり、MT の記録は風時には 12ch・20Hz のデータサンプリング、また地震時には 16ch・100Hz のデータサンプリングができる。測定レンジは 98、294、980gal の 3 段階に切換えが可能である。

(5) 変位計

大鳴門橋の補剛桁及び門崎高架橋の鉛直変位を測定するために、加速度型変位計を 3 台、また補剛桁の橋軸方向遊動円木運動による変位を測定するため 3 P の両側にワイヤー型変位計が 4 台設置されている。これらのデータはいずれも操作卓にモニターされ、挙動を直接把握することができる。

また、補剛桁の橋軸直角水平方向の変位を把握するために別途 5 A には観測窓が、中央径間 1/2 点の主横トラス下弦材にはターゲットが設置され、それをセオドライトにより目視することで変位量を把握することができる。

表-2 観測計器の仕様等

	プロベラ型風向風速計	超音波風向風速計	加 速 度 計	地 震 計	変 位 計	加速度型変位計
機 種 名	KE-500	DA-300型	ASQ 1 BL	SA-355	CDV-230 BM	ASQ 1 BL
型 式	プロベラ型	時分割送受切換型 超音波パルス方式	サーボ型	サーボ型	ワイヤー型	サーボ型
測 定 範 囲	(風速) 2~80m/s (風向) 0~540°	0~60 m/s (水平) 0~30 m/s (垂直)	±1 G (980 gal)	±1,000 gal	±1,000mm	±800mm
成 分	—	3	1	3	1	1
測 定 レ ン ジ	固 定	固 定	98,294,980gal	100,300,1,000gal	固 定	固 定
測 定 誤 差	・風 速 10m/s以下:フルスケール の±5%以下 10m/s以上:測定値±5% 以下 ・風 向 ±5°以下	フルスケール(60m/s) に対して ±1%以下	測定値に対して ±1%以下	測定値に対して ±3%以下	フルスケールに 対して ±1%以下	測定値に対して ±1%以下
変 換 器 出 力	風向0~540°(0~1VD.C) 風速0~80m/s(0~1VD.C)	0~±60m/s (0~±6V(max±8V))	4~20mA(500Ω以下) (4mA/-max, 12mA/0, 20mA/+max)	0~±10V (10V/1,000gal)	4~20mA(500Ω以下) (4mA/-1,000mm, 12mA/0, 20mA/+1,000mm)	4~20mA(500Ω以下) (4mA/-800mm, 12mA/0, 20mA/+800mm)
電 源	A.C 100±10%	A.C 100±10%	A.C 100±10%	A.C 100±10%	A.C 100±10%	A.C 100±10%
遠 隔 較 正	無	有(ローカルのみ)	有(遠隔及びローカル)	有(ローカルのみ)	有(遠隔及びローカル)	有(遠隔及びローカル)
ローパスフィルタ	無	無	有	有	無	有
サンプリング間隔	0.05sec (20Hz)	0.05sec (20Hz)	0.01sec (100Hz)(ただし風 の場合0.05secにまびき)	0.01sec (100Hz)	0.05sec (20Hz)	0.05sec (20Hz)

表-3 コマンド機能一覧

コマンド名称	管理事務所 操 作 卓	1 A システムコンソール	
		オンライン処理中	オンライン停止中
オンライン処理停止		○	
同 上 再 開			○
地震・風保存値設定	○	○	○
風モニタ開始/停止	○		
リモート操作禁止/解除		○	
保存状況リスト出力		○	○
ゲイン設定/確認			○
パラメータ管理		○	○
テスト機能	○		
MT デッキ切離し/接続		○	
モニタ表示開始/停止		○	
MT 保存停止/再開		○	
システム状況一覧		○	○

表-4 パラメーター一覧

区分	項 目	説 明	単位
地震データ保存	地震トリガ検出レベル	地震保存トリガの検出レベル値	ガル
	地震トリガ検出時間長	地震保存トリガを検出する時間長	秒
	地震トリガ検出ピーク数	地震トリガ検出時間長内にレベルオーバーするピークTOピーク数	—
	地震トリガ前保存時間長	地震保存パラメータ。地震保存トリガ検出より、前何秒から保存するか指定する。	秒
風データ保存	地震トリガ後保存時間長	地震保存終了パラメータ。地震保存トリガ検出より、後何分、保存するか指定する。	分
	強風トリガ検出レベル	強風保存トリガの検出レベル値	m/s
	強風トリガ検出時間長	強風保存トリガを検出する時間長	秒
	強風トリガ前保存時間長	強風保存開始パラメータ。強風保存トリガ検出より、前何秒から保存するか指定する。	秒
モニタリング送信	強風トリガ後保存時間長	強風保存終了パラメータ。強風保存トリガ検出より、後何分、保存するか指定する。	分
	モニタ区間	強風、地震発生時のモニタリングデータ検出時間長	分
	警報レベル用ガル値 a	警報レベル1用のガル値	ガル
	〃 b	警報レベル2用のガル値	ガル
	〃 c	警報レベル3用のガル値	ガル

6. ソフトウェアの構成

動態観測の運用を図る頭脳となるべきソフトウェアは図-4に示すSRVに組み込まれており、大きく区分すると、データの取込み、検出、保守等をコントロールする「オンライン業務」とシステムに種々の命令を与える「コマンド業務」及びシステムの制御・監視を行う「運転管理業務」に関するソフトより構成されている。ここでは運用する立場から必要となるコマンド業務の一覧を表-3に、またその内のパラメーター管理される処理定数の項目を表-4に示すにとどめる。

これらの命令操作は、前述した5.1(4)の1AのCRTあるいは5.3操作卓で実行される。

7. あとがき

紙面の都合でシステムの概要を紹介するにとどめた。

今後、本システムは大鳴門橋の位置している条件より、貴重なデータをとらえるものと予想される。また、得られたデータを有効活用することにより、適切な橋体管理に役立ち、将来にわたる技術開発に寄与するものと期待される。

大鳴門橋照明用柱の耐風検討

Wind Proof Study of Illumination Post of the Ohnaruto Bridge

第一建設局 建設部専門役

山田 勝彦

Katushiko Yamada

鳴門工事事務所 第六工事長付

秋元 茂男

Shigeo Akimoto

1. まえがき

大鳴門橋照明設備は設置に先立ち橋上で現地調査を行うこととされた。試験柱は八角型テーパ柱で、強風時に激しい振動が度々目撃されたので実機計測と風洞試験を実施した。検討の結果、部材の疲労と灯器の耐久性の著しい低下に問題が有ることが判った。耐風対策は工程上大巾な変更ができなかったため制振装置の附加、対疲労補強及び強化型灯器の使用を考えた。制振装置は新規開発のチェーンダンパを使用した。

一方、大鳴門橋以外の海峡部には丸型テーパ柱を用いた。丸型柱も風洞試験を主とした検討を加えた。その結果、やはり灯器の耐久性が問題となった。制振装置は外観に配慮し整流板によることとし、他は八角柱に準じた対策を取ることにした。

本文は上記内容の要点を報告するものである。

2. 照明用柱の概要

2.1 主要諸元 (図-1 参照)

2.2 静的設計

(1) 設計基準について

柱の設計は「日本照明器具工業会規格・照明用テーパポール (鋼製) JIL 1001-1966改正」によるが、設計風速は地域の特殊性を考慮して別途与えた。また、当基準にない八角柱の風力係数や錠着ボルトネジ部有効断面面積に対する疲労限 (σ_r) は、各々 1.4、2.5 ~ 5.0 kgf/mm² とした¹⁾²⁾

(2) 設計風速 (V_D)

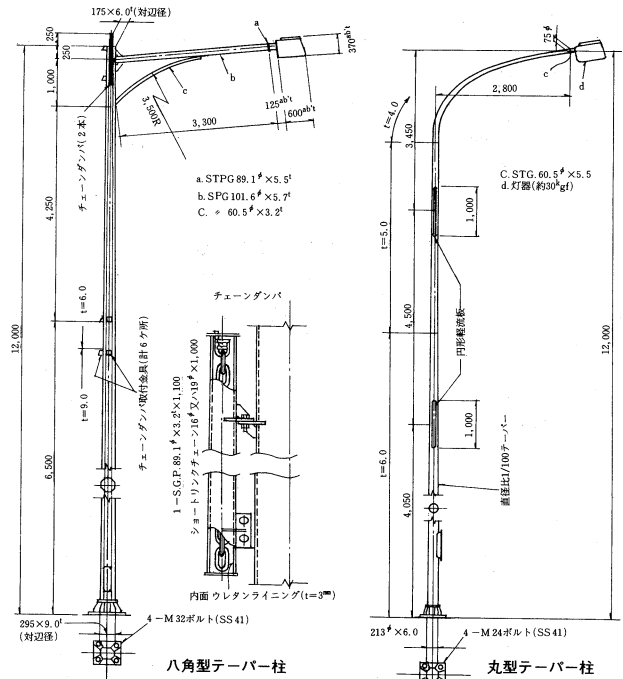
静的設計用 V_D は鳴門海峡の基本風速を重要度、耐用年数を考慮して通減し、以下、本四耐風設計基準 (1976) により次式で与えた。 $V_D = 53.4 \times \nu_1 \geq 60 \text{ m/sec}$ ① ここに ν_1 は高度に応じた補正係数である。

3. 八角テーパ柱 (大鳴門橋区間)

3.1 実機計測、風洞試験と主たる知見

(1) 実機計測 (図-2 参照)

試験柱は鋼床版を架設したあとで横トラス上弦材に建込んだ。計測はNo3柱に加速度計、動歪計をセットし、



	門崎高架橋 上屋 1A	大鳴門橋 上屋 5A	孫崎高架橋 上屋 5A	孫崎土工部	龜浦高架橋
至 淡路	鳴門海峡			至 鳴門	
テーパ柱種別	丸 型	八 角 型	丸 型	丸 型	丸 型
数 量 (本)	34	112	10	5	20
設計風速 (w/sec)	69	70.5	69		
基部最大モーメント (tf・m)	4.2	10. ¹	4.2	3.6	

図-1 照明用柱の概要 (標準寸法で図示)

すぐそばに風向風速計を置き同時記録した。なおNo2柱は灯器による障害が出たのでNo1と共に途中で撤去した。図-3は振動モードで、表-1は静態時に行った自由振動試験のデータである。表-2は発振時の風と応答値を整理したものである。振動中の風向、風速の変動は概ね $\pm 10^\circ$ 、 $\pm 0.4 \text{ m/sec}$ 内である。振動の継続時間は10~数10秒で強弱を繰り返すが、中でも Case. 1 は定常状態が非常に長いものであった。振動はその方向が風向と略直交しており、ストローハル数の点からカルマン渦励振によるものと思われる。共振時の主要部への影響は表-2のとおりで3次モードが有害である。

(2) 風洞試験 (図-4 にデータの一部を示す)

(3) 3次モードの年間有効振動数 (n_3)

発振風速を11~14.9 m/sec とした時の年間延べ吹送

表-1 試験柱の固有振動数と減衰定数(自由振動試験)

振動方向	項目	次数	1次	2次	3次
橋軸方向 (面外振動)	振動数(Hz)		1.6	3.85	9.8 (9.7)
	減衰定数(%)		0.25~0.4 (0.36)		
橋軸直角方向 (面内振動)	振動数(Hz)		1.65	5.3	10.3 (10.5)
	減衰定数(%)		0.3~0.4 (0.25)		

注: () 内はテストピットにおける3次モード実測値

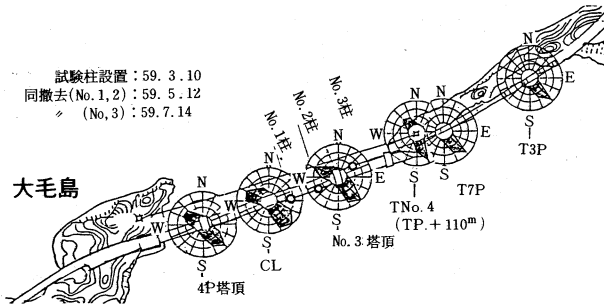


図-2 強風時風向分布(宇都宮)と試験柱位置

時間は920時間 (s 53年度、門崎No.4 データによる) である。その内、振巾が問題となる程大きく発達している時間比率は約7%で、 $n_3 \geq 2.3 \times 10^6$ 回と見積られた。

3.2 振動対策

(1) 照明用柱

礎着ボルトの疲労限から決まる抵抗モーメントはM32 (桁側ボルト孔 $\phi 34\text{mm}$, $\sigma_r \leq 3.0\text{kgf/m}^2$) として $1.2\text{tf}\cdot\text{m}$ であり、表-2 に示すモーメントの概ね1/3で

表-2 大鳴門橋上実測データ(8角柱主要例)

Case			1	3	5	7	8
計測日（5月）			3日夜	8日A.M.	9日P.M.	14日	14日
風 向			NNW~NW	NNW	SE	NW	W
共振時風速(m/sec)			12.7	1.7	5.2	11.7	12.9
振 動 方 向			面外	面外	面外	面外	面内
卓越振動数(H _Z)			9.76	1.6	3.87	9.82	11.6
ストローハル数 ¹⁾			0.17	0.20	0.16	0.18	0.20
最大 応 答 値	加 速 度 (gal)	B点	3,856	8	69	1,443	2,603
		C点	4,629	32	174	1,867	1,580
		D点	(断線)	39	271	212	1,589
	C点片振巾 (mm)		12.4	3.2	2.9	4.9	3.0
	A点モーメント (tf・m) ²⁾		3.1	0.08	0.14	1.2	1.2
	角型灯器中心 ³⁾ の加速度(G)		※※ 1.7~2.9	0.05	0.25	※※※※ 0.3~0.5	※※※※ 2.5~3.6
	振動継続時間(sec)			408	—	300	139
当日の観測時間(hr)			15.5	—	7.5	7.5	7.5

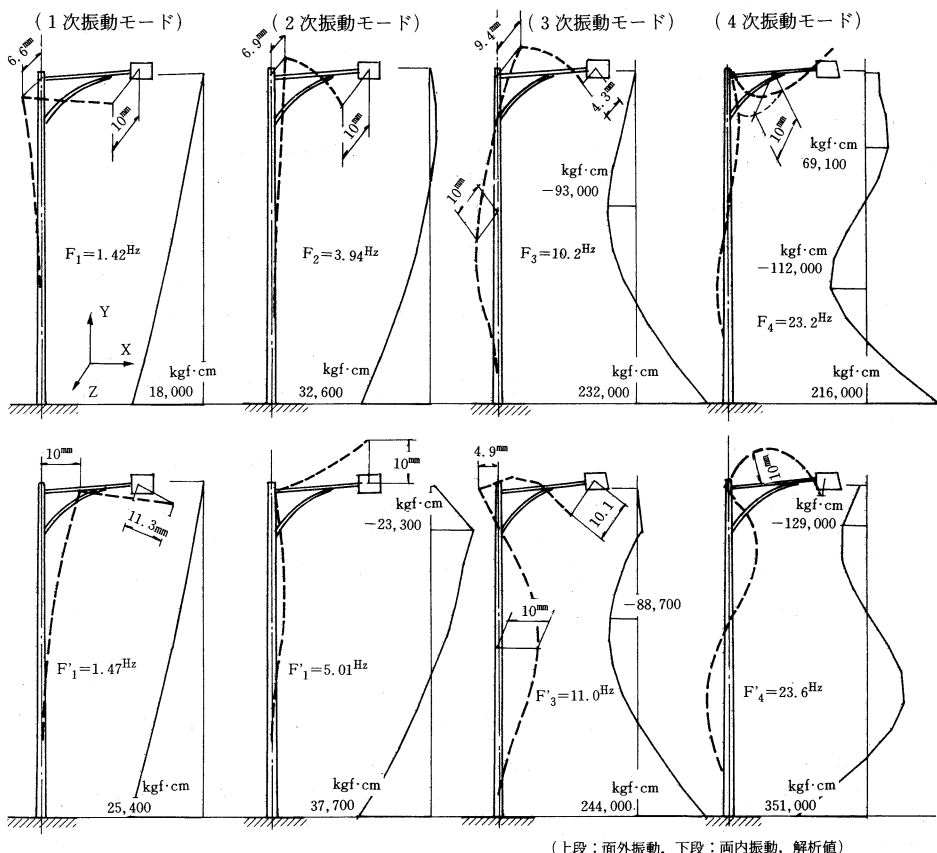
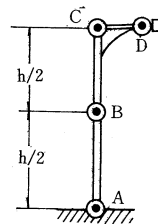
注: 1) B点の対辺距離($d=0.22\text{m}$)を用いた見掛け値

2) 最大変位から求めた計算値

3) (実測値) $\times$ (灯器中心の変位) / (実測点の変位) として求めた値を示す。

※は灯器部を3次元F.E.M. 他を骨組としたモデル

※※は灯器部を3質点に分割した骨組モデルによる値(灯器重量は約30kgfでアーム部剛性の影響が大きい。)



(上段: 面外振動, 下段: 面内振動, 解析値)

図-3 八角柱(原案)の振動モードと単位変位を与えた時の曲げモーメント図

ある。従って制振巾はこれを目標とし、疲労対策のため原案に対し灯器取付部の補強、格点部補強及び溶接の見直しを行った。なお礎着ボルトは変動張力の管理を目的として4tf/本のプレストレスを導入した。

(2) 灯器

灯器は解析並びに加振台による調査を行い、細部を補強した。この強化型は、灯器中心位置で1.5G(取付部0.75G)を耐用限とした。灯器部の加速度は面内振動の時に厳しく、実測 Case. 8 を対象とすると振巾は1/2.5以下にする必要がある。但し、橋軸方向風の発生頻度は一部の場所を除いて少ないので少しは甘くし得る。

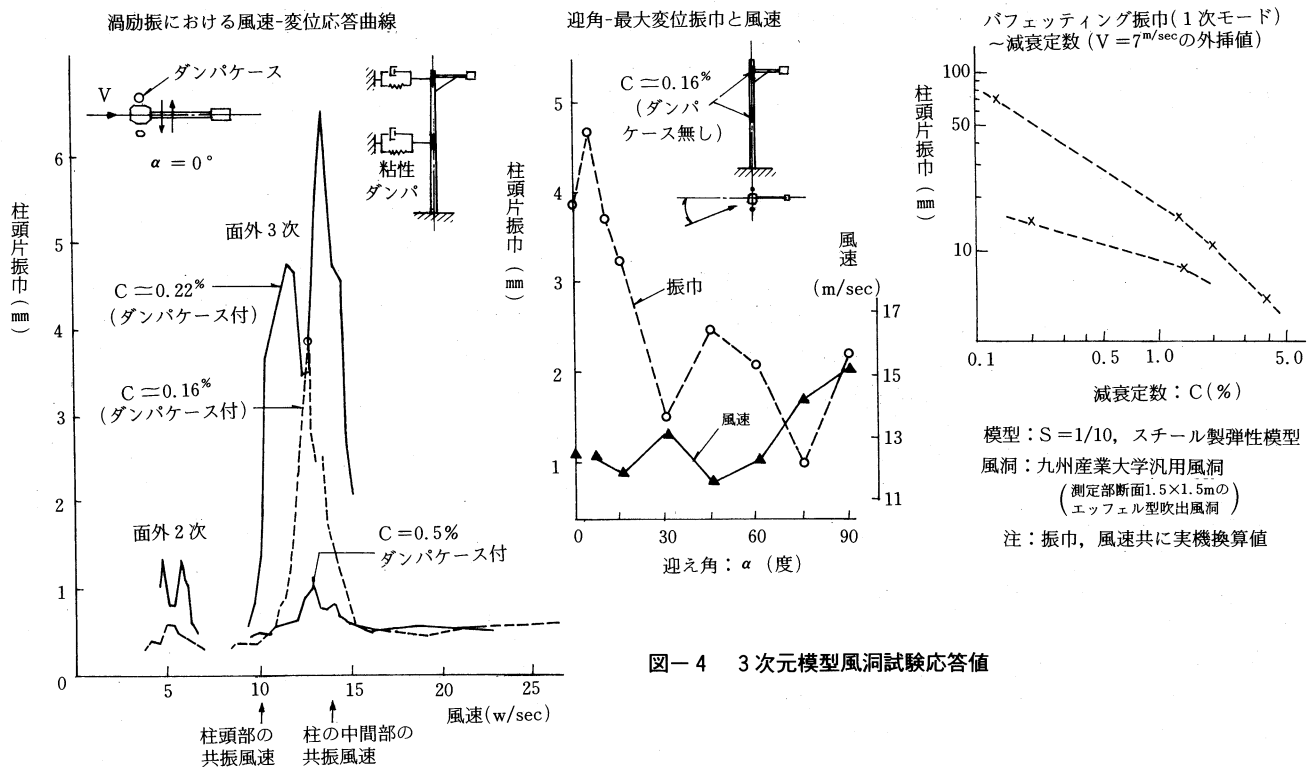


図-4 3次元模型風洞試験応答値

(3) バフティングについて

風洞試験値を外挿して得られた $V_D=70\text{m/sec}$ における柱頂部の片振巾は約40mm (基部モーメント約1.1tf・mに相当) である。実機では2~3倍になる可能性があるので、制振対策を施すことが望ましい。

(4) 制振方法の選定³⁾⁴⁾

当初は整流板やツル巻きによる空力的な方法を考えて、2次元風洞試験を行ったが良好なものは見出せなかった。並行して、照明柱の質量比が非常に大きいので減衰性を付与した時の試験を行い、その効果を確認した (図-4参照)。ダンパは適当なものが無いので方向性・耐久性を考慮してガス管内にチェーンを吊るし、衝突によりエネルギーを吸収させる方法 (以下チェーンダンパと云う) を考え基礎試験により有望なことを確認した。別途砂詰め鋼管も検討を加えたが無効と結論された。

3.3 チェーンダンパの開発と装着計画

(1) 実装試験

チェーンダンパの減衰量は、チェーンと外挿管の諸元と振動に依存する。定量的に把握することは簡単ではないので試験柱を円形ピット (住金・波崎研究センター) 内に移し一連の実装試験を実施した。試験は呼び径16mm、長さ1.0mのショートリンクチェーンと外径89.0mmのS.G.P.を標準とし、諸元及び装着本数を変数としている。加振方法は引綱法による自由振動と頂部にセットした起振器による強制振動との2方法によった。試験データの一部を図-5に示す。チェーンダンパの効きは試験範囲内ではチェーン重量と振巾が支配的と見られる。

(2) 装着計画

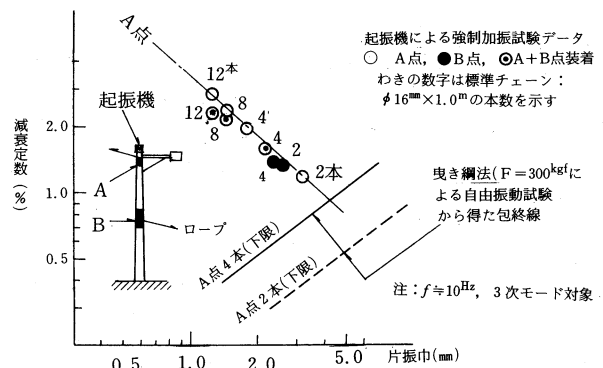


図-5 実装試験による照明柱の振巾と減衰定数(例)

減衰附加により低下した振巾を基に所要の減衰定数が得られるまでチェーン重量を増加させる。3.2節に記した制振巾を確保するのに必要な、照明用柱全体の減衰定数は、面外及び面内振動に対し各々0.8~1.2及び0.6~0.9%と推定できる。装着位置は外観に配慮して柱頂部とし、且つ振巾の拡大をねらって、さらに25cm上に出した。チェーンの所要量は先の必要減衰定数に対し呼び径16mm長さ1.0m物換算で、各1.9~2.0及び2.4~3.0本と設定した。実装は振動特性をズラす目的で呼び径16及び19mm (16mm換算で1.4本) 各1本の計2本とした。チェーン重量は合13.4kgfで、照明用柱全体870kgfの1.5%に相当する。パフティングに対しては振動数が小さくなるので量的な評価は難しいが、発生音や基礎試験からある程度の効果は期待できると考えている。

(3) チェーンダンパ音軽減対策

チェーンの衝突音は遠方までよく響くので外挿管内壁に3mm厚のポリウレタンライニング (-24dBの効果) を施し問題の解決を図った。

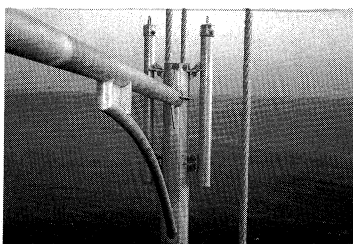
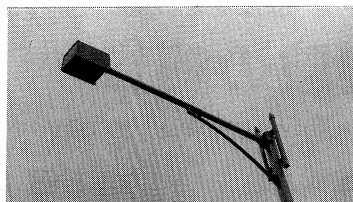


写真-1
八角型柱頂部

4. 丸型テーパ柱（大鳴門橋を除く区間）

4.1 振動概要

解析とスチール弾性模型（ $S=1/10$ ）を使った風洞試験により検討を加えた。風速・変位応答は $C=0.16\%$ の場合実機換算、 $5\sim 8$ 及び $15\sim 20\text{m/sec}$ 、の風速域で3（ $f \approx 8\text{Hz}$ ）及び4次（ $f=18.5\text{Hz}$ ）モードの渦励振が見られた。また迎え角が 90° の気流では面内3、4次モードの他に広い風速域で灯器収納箱の渦励振と思われる大きな面内2次モードの振動が見られた。面内4次モードの灯器の加速度は前記耐用限を超える。

4.2 耐風対策

制振方法は一連の試験により開発した整流板により様子を見ることとした。丸型柱の場合振巾が小さいのでチェーンダンパの効きは良くないと思われる。外観は馴染みにくい、バンド取付けが可能としてある。柱自体の振動時応力レベルは高くないので溶接部や礎着部を補強し疲労対策とした。但し礎着ボルトは既設であったため補強はしていない。

5. 設置後の状況と点検時の留意事項

八角柱は昭和59年11月中旬に建込みを始めたが、同月末のチェーンダンパ装着までの間は顕著な振動が見られた。それ以後は注視、手による感触、もしくは耳を当てるかしないと振動は認められない。状況はチェーンの衝突音が聞え始めると減衰し概ね停止する。これが繰り返されている。（耳を当ないと聞えない）

丸型柱では、灯器側からの強風（面内方向、約 15m/sec 以上）時に大きな首振りが生ずる他は目視などで判るような振動は確認されていない。首振り振動は灯器箱の渦励振と思われる振動モードは面内2（ $f=3.0\text{Hz}$ ）又は1次（ $f=1.1\text{Hz}$ ）と目される。今、2次モードで全振巾を箱高の $1/4$ と仮定すると灯器の加速度及び基部モーメントはそれぞれ 1.5 及び $0.4\text{tf}\cdot\text{m}$ になる。すぐ支障を来すとは思えないが注意深く見てゆく必要

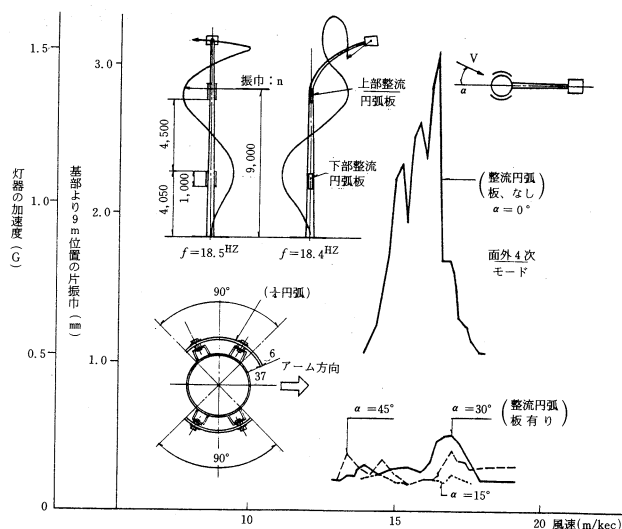


図-6 丸型テーパ柱整流板の効果

がある。

点検事項は、強風時には目視、触感により振動の状況を調査したい。通常点検時には灯器、柱溶接部、礎着ボルト及びベースコンクリー面などの異常をチェックする。

6. あとがき

八角柱は丸型柱に比し剛性の面で優れるが重量、風荷重共2.5倍に近い。現時点から考察するに大鳴門橋区間は丸型柱では行き詰まるようで心もとない。但し、振動特性は良好で灯器の空力特性を改善し剛性及びマス分布に配慮すれば他の強風地域なら十分対応可能なものになると思われる。

おわりに、本検討は「海峡部道路照明設備製作据付工事」の一環をなすもので、諸資料は文献5)に集録してある。短期間に一つの成案を見たのは関係者の努力による所が大きい。殊に九州産業大学吉村助教授には風洞試験の実施をはじめ貴重な御意見をいただいた。ここに厚くお礼を申し上げる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄塔構造基準 昭和47年第1版・第4刷 6ページ
- 2) 砂本・藤原：ボルトの疲レ強サ，三菱重工技報 Vol. 3, No 2
- 3) 辻松雄：構造力学的耐風制振対策 日本風工学会誌第20号 昭和59年6月
- 4) W. H. Reed III: Hanging Chain Impact Dampers: A Simple Method for Damping Tall Slender Structures, Wind Effects on Buildings and Structures, Univ. of Toronto Press, 1968.
- 5) 本州四国連絡橋公団：海峡部道路照明設備製作据付工事実驗報告書，昭和60年3月。

大鳴門橋振動実験の報告

Vibration Test on Aerodynamic Stability of Ohnaruto Bridge

鳴門工事事務所 所 長 田 中 淳 之
Atsuyuki Tanaka
鳴門工事事務所 第二工事長 淵 田 政 信
Masanobu Fuchida
設計部設計第一課 課長代理 岩 屋 勝 司
Katsushi Iwaya

1. まえがき

大鳴門橋は、本州四国連絡橋の一つで、うず潮で有名な鳴門海峡に架かり、淡路島門崎と大毛島孫崎を結ぶ橋長1,629mの3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋で、わが国初の道路鉄道併用吊橋である。

架橋地点の鳴門海峡は、わが国でも屈指の強風地域で、上部工設計にあたっては風洞実験が実施され、風に対する配慮がなされてきた。橋の完成にあたり設計で想定してきた振動特性を実橋試験により明らかにしておくことは、本橋の検証だけでなく、今後の長大吊橋の耐風設計等の合理化にとってきわめて有意義なことである。

本実験は、大振巾の自由振動から固有振動数や構造減衰率などの振動特性を把握しようとするものである。本橋においてこのような振動を得るためには、新たに低周波域を対象とした大出力かつ高精度の起振機の開発が必要であった。この種の実験の成果は起振機の性能によるところが大である。

本文は、昭和60年6月8日の供用開始に先立ち行われた大型起振機による実橋振動試験の概要報告である。

2. 実験目的および実験項目

吊橋は、可撓性に富み、風に対する影響を受けやすい橋梁形式であり、風に対する十分な検討が必要である。本州四国連絡橋においては、耐風性に対しては耐風設計基準（以下「基準」という）を定めて風洞実験による確認実験を行っている。しかし、耐風性能を評価するうえで重要な構造減衰率は微小な振幅での実測データしかなく、「基準」において評価基準としている振幅には及ばないのが現状である。耐風性を評価するには、その安全性を評価できる振動条件下における橋の諸特性を知る必要がある。

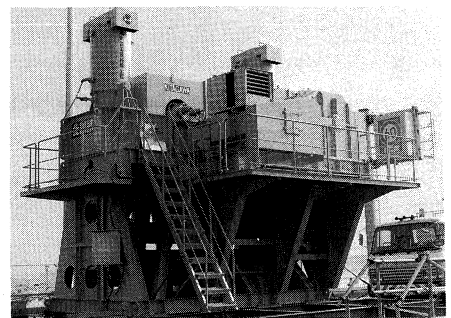
したがって、本実験では次の事項の検証を目的とした。

- 「基準」における評価基準となる振幅を目標に加振し、その自由振動波形から振幅と構造減衰率の関係を検証する。
 - 固有振動数と振動モード性状を把握する。
 - 固有振動数から橋体の剛性を推定する。
 - 動態観測システムによる測定結果との比較を行う。
- また、以上の実験項目と合わせ実験結果を評価するた

め、以下の事項についても計測を行った。

- 塔部伸縮継手の移動
- 補剛桁の橋軸方向および橋軸直角方向の振動
- ケーブルの橋軸直角方向の振動
- 塔頂の橋軸方向の振動
- 風向、風速
- 橋体の変位（レーザーおよびトランシットによる）
- 補剛桁の橋軸直角方向の傾斜

写真－1
起振機



3. 実験設備および実験方法

3.1 実験設備

(1) 起振機

従来、振動実験に使用されている起振機は、一對の偏心回転振子の遠心力を利用した回転形式のものが一般的であった。この形式は高周波域においては効果的であるが、低周波域では出力が不足し、精度上も問題がある。また、自由振動を得るための起振力の急停止は困難であった。

本起振機は、これらの問題を解決するもので、設計に際しては低周波域を対象とし、「基準」で規定されている橋体の構造減衰率0.03に対して若干の余裕をみて0.04と想定し、同基準の基準振幅〔たわみで $B/200$ （ B ：主構幅、片振幅約17cm）、ねじれで 0.5° （片振幅で約15cm）〕程度の起振を目標とした。

また、他の本四連絡橋での振動実験も出来るように配慮してある。

起振機の機構を図－1に示す。図に示すように直流電動機によって発生した回転力は、減速機およびクラッチを経て駆動軸に伝えられる。駆動軸に伝えられた力は、一對の歯車を互いに逆方向に回転させ、歯車と同軸に設けられたクランク軸を回転させる。クランク軸には、コネクションロッドが連結され下方のウェイトを上下に運動させる。このウェイトの上下運動が起振力となる。エ

アシリンダーはウエイトをバランスさせ、電動機の負荷を軽減し、周波数精度を向上させている。自由振動に必要な起振力の急停止は、ウエイトが所定位置にきた時点でクラッチを切り離し、ブレーキを作動させることによって可能となっている。主な仕様を表-1に示す。本機はクランク軸の半径および減速機を変更することにより最大2 Hzまでの起振が可能である。

(2) 計測設備

計測器の配置を図-2に示す。加速度計は、塔頂、ケーブルバンド上および補剛トラス下弦材に設置されている。いずれの加速度データも測点付近で10 Hzのローパスフィルターを通したあと増巾し、橋上の送信ケーブルで3 P橋上の計測室に送信される。送信されたデータは、メインアンプを通してデータレコーダーに、収録される。実験時には、これらの全データをペンレコーダーおよびメモリスコープで観察できると同時に必要なデータをパソコンに入力し、その波形と減衰率、振動モード、共振曲線など随時把握できるようになっている。

3.2 実験方法

3.2.1 起振方法

2台の起振機は、図-3に示すように対称モードの実

表-1 起振機の主要諸元

重 量	約90ton (1台当たり)
寸 法	H=6.30m W=6.10m L=7.10m
重 錘 重 量	33ton (最大)
重錘ストローク	±0.50m
起 振 周 波 数	0.1Hz ~ 0.6Hz (連続)
発 生 波 型	近似正弦波
起 振 力	最大20,000kg (0.5Hz)
同 期 制 御	2台同相同期及び逆相運転可能
駆 動 方 式	電動機駆動 (サイリスタレオナード方式)
電 源	商用電源 440V、60Hz

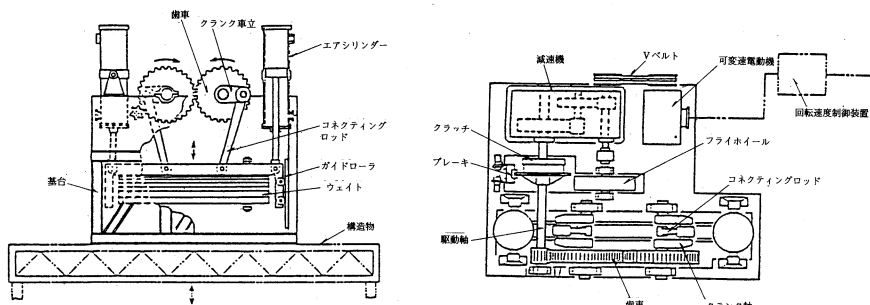


図-1 起振機の機構

験時には中央径間のL/2点に、逆対称モードの実験時には、3 P側L/4点の橋軸直角方向に対して対称に20.75m離して設置した。曲げ振動は同位相、ねじれ振動に対しては逆位相で、2台の起振機を同調させて起振を行った。

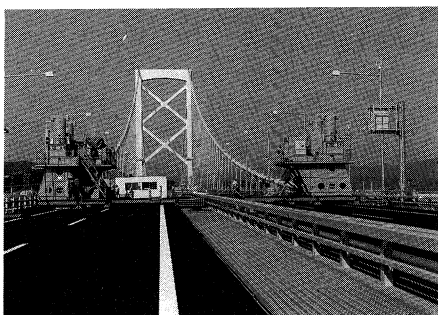


写真-2 径間中央に設置された起振機

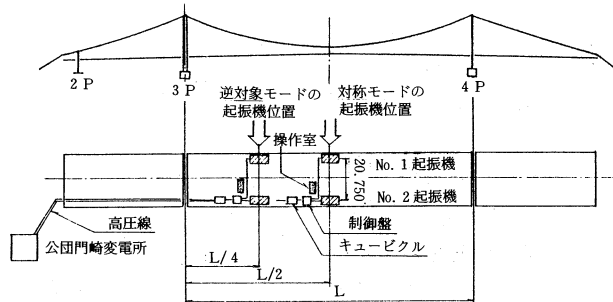


図-3 起振機の配置と電源供給設備

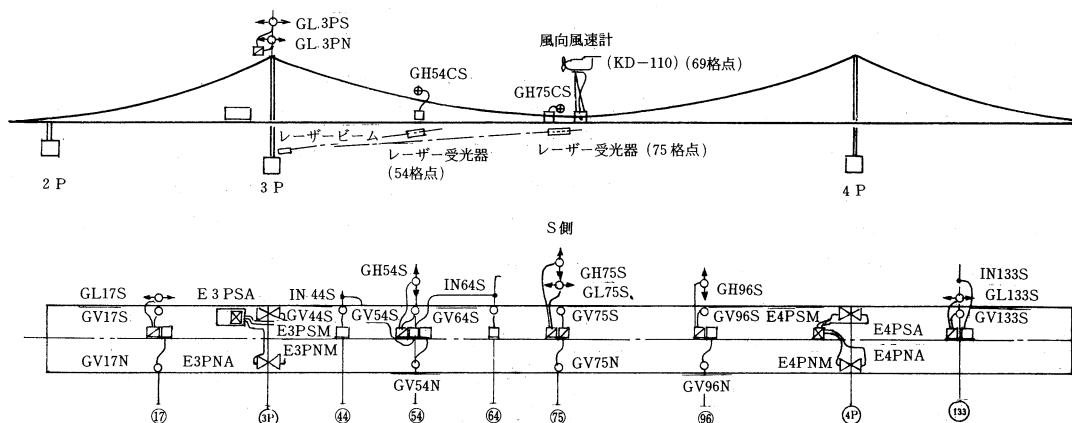


図-2 計測器配置図

自由振動実験では、橋体の応答振幅が定常状態に達した段階で起振機を停止し、自由振動波形の計測を行った。停止は2台の起振機が同時に停止するように調整した。すなわち、曲げ振動では2台の起振機の重錘がともに下死点で、ねじり振動については、それぞれ上下死点で同時に停止するよう、クラッチとブレーキを調整した。

3.2.2 実験方法

実験は、強制振動により共振曲線を求め、固有振動数の確認を行ったうえで自由振動試験を行った。以下にその手順を示す。

(1) 強制振動試験

- 常時微動解析により固有振動数を推定し、共振曲線を求めるための起振周波数領域の決定を行った。
- 起振機を作動させ、所定の回転数に安定した時点から約80波程度の起振を行い、加速度計の振幅が定常状態に達していることを確認したうえで、データの取込みを行った。データの取込み時間は20波以上を目安に決定した。
- データ取込み終了後、周波数を若干変動させ、再び定常状態になった時点でデータを取込む。

以上の作業を順次繰り返し、共振曲線を求め固有振動数を確認する。なお、目的としたモードで橋体が振動しているか、随時モード図を描きながら実験を行った。

(2) 自由振動実験

- 共振曲線から求めた固有振動数で80波程度の加振を行い、橋体の振動が定常状態になっていることを確認した後、起振機を停止する。
- 自由振動の計測は、振幅が小さくなり、波形、周期が乱れてくるまで続けた。
- 停止後の自由振動波形から、パソコンを使用して減衰率の計算を行った。

自由振動試験は、各モード5回以上繰り返し行った。

4. 計算結果と考察

4.1 解析方法

(1) 固有振動数

解析モデルは、補剛桁を回転中心（せん断中心と重心の½点）を通る剛性棒に置き換えた立体骨組モデルとし、補剛トラスのねじれ剛性はBleichの換算式によって算出した。なお計算には起振機関係の荷重を考慮した。

(2) データ解析

磁気テープに収録された実験データは、フーリエ解析ではフィルターなしで250 m sec 間隔で、強制振動および自由振動に関してはローパスフィルターを通したあと50 m sec 間隔で、A/D変換してフロッピーディスクに集録し、解析のデータとした。データは磁気テープ集録時に高次の振動成分を除くため10 Hzのローパスフィルターを用いているが、データ解析時にはさらに、曲げ1次振動で1 Hz、曲げ対称2次およびねじれ振動で3 Hzのローパスフィルターを用いた。

(a) フーリエ解析

データは250 m sec 間隔で4,096点、1,024 秒間取り

込んだ。したがって分解成分波の間隔は $\Delta f = 1/N \cdot \Delta t = 0.001$ Hz となる。

(b) 変位

振動時の変位は、加速度波形を正弦波と仮定して算出した。加速度と変位の関係は、実験に先立ち両者のキャリブレーションを行うとともに実験時には中央径間 $L/2$ 、 $L/4$ 点の変位をトランシットおよびレーザーにより計測し、算出方法に支障のないことを確認した。表-2に各測定方法による変位測定結果を示す。

表-2 測定変位量の比較 (単位cm)

モード		加速度計	トランシット	レーザー
曲 げ	対 称 1 次	4.0	4.0	3.8
	逆 対 称 1 次	4.9	5.0	4.5
	対 称 2 次	8.8	8.0	8.8
ね じ り	対 称 1 次	12.8	測定せず	11.8
	逆 対 称 1 次	6.7	〃	6.8

(3) 周 期

A/D変換後のデータから波形の零クロス点を求め周期を算出した。

(4) 振動モード

同一時刻における加速度データから求めた。

(5) 減衰率

減衰率は、常時微動のパワースペクトル、共振曲線、自由減衰振動から求めている。常時微動からの減衰率は、ハーフパワーメソッドによった。算出式は次式に示すとおりである。

$$\delta = 2 \pi h / \sqrt{1 - h^2}$$

$$h \doteq \frac{w_1^2 - w_2^2}{2 (w_1^2 + w_2^2)} \times \left\{ 1 - \frac{3}{8} \left(\frac{w_1^2 - w_2^2}{w_1^2 + w_2^2} \right) \right\}$$

w_1, w_2 : パワースペクトル密度の極大値の1/2となる振動数

h : 減衰定数

δ : 対数減衰率

共振曲線からの減衰率は次式で与えられる。

$$\delta = 2 \pi h / \sqrt{1 - h^2}$$

$$h = (w_1 - w_2) / 2 w_n$$

w_n : 共振振動数

自由減衰振動からの減衰率は、波形には若干の乱れやビート現象もみられるため、加速度波形の極大値、極小値を回帰曲線により近似し、その曲線から減衰率を算出した。また参考のため曲げ振動は1～2波、ねじれ振動については10波の減衰率も算出した。

4.2 実験結果と考察

実験結果は次のとおりである。

(a) 常時微動

常時微動は、強風時 ($V=16$ m/s, S) および弱風時

($V = 7 \text{ m/s}$, SW) について夜間20分間にわたりデータを収録した。最大加速度レベルは強風時約1 gal、弱風時約0.1 gal 程度である。図-4～5に弱風時における $L/2$ 点の常時微動波形とそのパワースペクトル図を示す。

(b) 強制振動

図-6は起振周波数に対する各モードの応答曲線(共振曲線)である。各モードの応答が共振周波数前後で非対称なのは、起振機の重錘が一定のため、起振周波数の変化にともない起振力が変化するためである。共振曲線から減衰率を算定する場合、これらの影響は小さく無視した。表-3に、共振曲線からの減衰率を用いた場合の起振効率を示す。

(c) 自由振動

図-7は各振動モードの自由振動波形を、図-8は各振動モードの減衰率を示したものである。減衰率は、波形極値の回帰曲線からも求めているが、図-9に示すように各振動モードの回帰曲線は、振動波形を十分に近似している。本実験は、自然風下で行われたものであり、

表-3 起振効率

振動モード	対数減衰率	計算振幅①	実振幅 ②	起振効率②/①
対 称 1 次	0.097	7.6cm	5.6cm	74 %
曲 げ 対 称 2 次	0.064	10.9	8.8	81
逆 対 称 1 次	—	—	4.9	—
ね じ り 対 称 1 次	0.031	23.7	16.1	68
逆 対 称 1 次	0.040	10.0	6.7	67

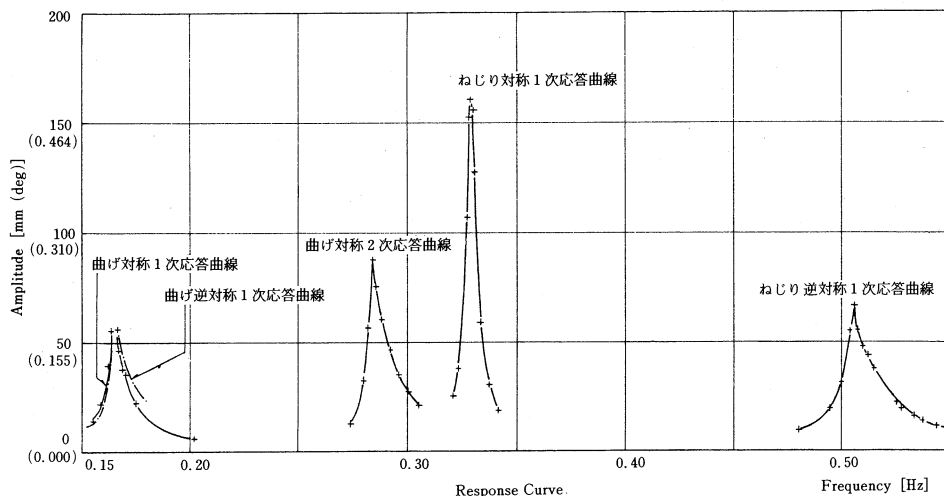


図-6 共振曲線

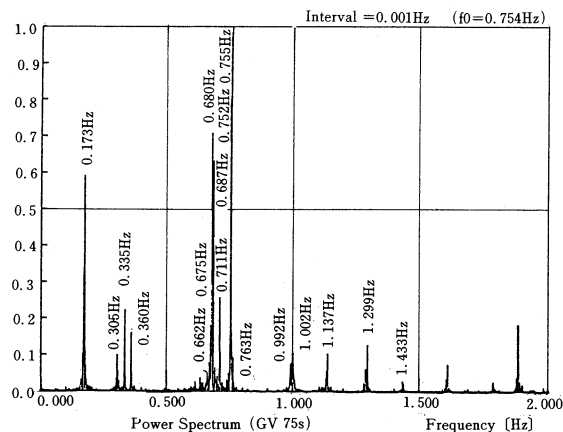


図-5 パワースペクトル (中央径間 $L/2$ 点)

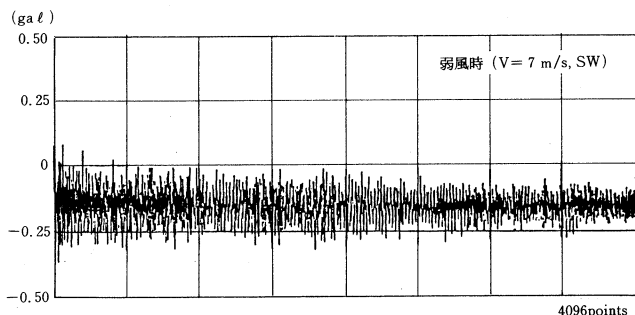
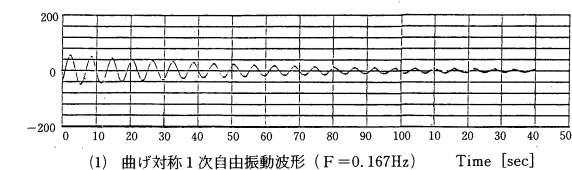
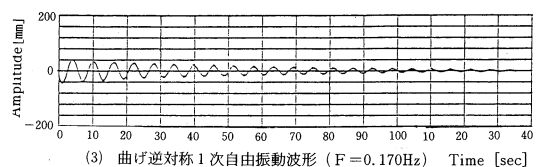


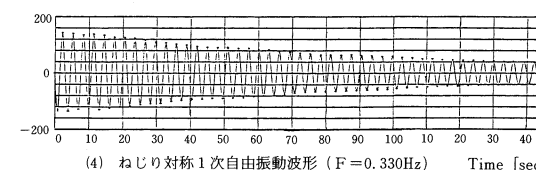
図-4 常時微動原波形 (中央径間 $L/2$ 点)



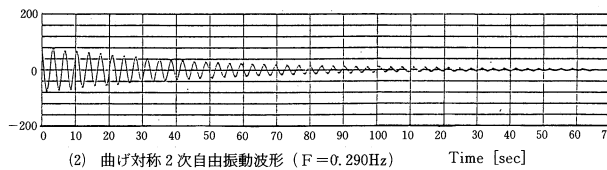
(1) 曲げ対称1次自由振動波形 (F=0.167Hz) Time [sec]



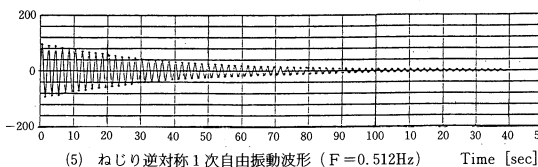
(3) 曲げ逆対称1次自由振動波形 (F=0.170Hz) Time [sec]



(4) ねじり対称1次自由振動波形 (F=0.330Hz) Time [sec]



(2) 曲げ対称2次自由振動波形 (F=0.290Hz) Time [sec]



(5) ねじり逆対称1次自由振動波形 (F=0.512Hz) Time [sec]

図-7 各モードの自由振動波形

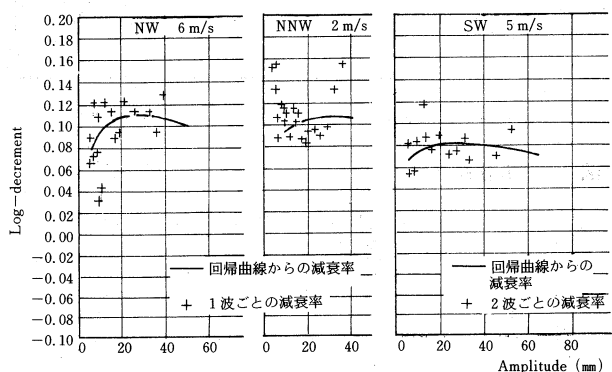
算定した減衰率には風の影響が含まれているが、それらを取り除くことは困難であるので、ここではそれぞれの自然条件下での実測値を示した。

次に、これらの結果をもとに振動性状を考察する。

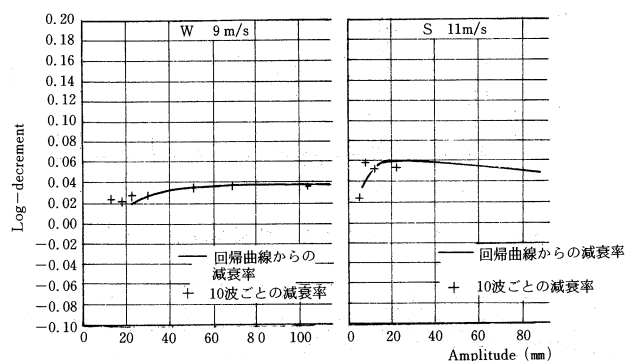
(1) 減衰率

(a) 減衰率の算出方法による比較

減衰率は、常時微動のフーリエスペクトル、強制振動による共振曲線、自由減衰振動から求めている。各算出方法による結果を比較すると表-4に示すようになる。曲げ対称2次モードは、常時微動におけるスペクトルのパワーが小さく減衰率を求められなかった。また、曲げ逆対称1次モードは曲げ対称1次モードと固有振動数が近似しており、常時微動からも共振曲線からも減衰率は求められなかった。共振曲線から求めた減衰率は、自由振動における大振幅から求めた値の約70~95%である。また常時微動から求めた減衰率は、自由振動における大振幅から求めた値の約75~45%とかなり小さい。自由振動においては、常時微動の振幅レベルでは波形の乱れが



(1) 曲げ対称1次減衰率 (2) 曲げ逆対称1次減衰率 (3) 曲げ対称2次減衰率



(4) ねじり対称1次減衰率 (5) ねじり逆対称1次減衰率

図-8 各振動モードの減衰率

表-4 減衰率の比較

実験手法 振動モード	常時微動		強制振動 (共振曲線)	自由振動		
	弱風時 (V=7m/s, SW)	強風時 (V=16m/s, S)		微小振幅 0.3~0.5cm	小振幅 1~2cm	大振幅 2cm以上
曲げ対称1次	0.075	0.078	0.097 (5.6)	0.086	0.108	0.112
曲げ対称2次	—	—	0.064 (8.8)	0.063	0.075	0.080
曲げ逆対称1次	—	—	(4.9)	0.082	0.104	0.109
ねじり対称1次	0.025	0.023	0.031 (16.1)	0.018	0.028	0.033
ねじり逆対称1次	0.027	0.025	0.040 (6.7)	0.045	0.048	0.057

注()内は共振時の振幅(cm)を示す。

大きく減衰率は算出できないが、小振幅域では振幅の減少にともない減衰率は減少する。

(b) 各モードの減衰率

減衰率の評価は、比較的大きな振幅が得られている自由振動の大振幅での減衰率で行う。各モードの減衰率は表-4に示すとおりである。耐風上問題となる低次振動モードにおいては、曲げ振動の減衰率は0.080~0.112とねじれ振動の減衰率0.033~0.057に比べかなり大きい。曲げ振動においては、高次モードの方が減衰率は小さい。また対称1次モードと逆対称1次モードの減衰率は大差ない。その原因としては、モードの変移の影響も考えられる。逆対称モードは自由振動になると対称モードに移行するため、初期段階ではモードが保持されるが、次第に対称モードの振動に近い挙動を示す。ねじれ振動では、対称モードと逆対称モードの減衰率の相違がみられ、対称振動の減衰率は逆対称モードよりもかなり小さい。

(c) 振幅依存性

いずれのモードも振幅2cm前後を境にして振幅の変化に対する減衰率の応答が異なる。それより小さな振幅域では振幅の減少にともない減衰率は小さくなる。さらに微小振幅での減衰率は、自由振動からは波形が乱れ求められないので、微小振動を対象としている常時微動測定からの減衰率をみると、定性的には自由振動の結果と符合する。振幅が大きな領域になると、減衰率は計測範囲内ではほぼ一定で振幅依存性はみられない。

(d) 風による影響

自由振動における微小振幅での振動は、振幅が大きい場合に比べ風による影響が大きく波形はかなり乱れ、減衰率のバラツキの原因ともなっている。本実験は限られた期間内に行なわれたもので、風に対する系統的な実験ではないが、風による減衰率の応答を整理すると若干の定性的影響がみられる。本実験時の自然条件下においては、曲げ振動では風速が大きくなると空力減衰が増すが、ねじれ振動では逆に減衰率は小さくなる傾向がみられた。

(e) ケーブルの横ゆれの影響

ケーブルには中央径間の $L/2$ 点、 $L/4$ 点の橋軸直角水平方向に加速度計を設置し、横ゆれを観測している。曲げ振動モードでは、ケーブルの横ゆれはほとんど見られずその影響もない。しかし、ねじれ振動では、ケーブルの横ゆれがみられる。ねじれ対称1次振動では、ケーブルの横ゆれは大きく、ケーブル $L/4$ 点の横ゆれの加速度は桁の $L/2$ 点の鉛直方向の加速度に匹敵するものである。2つの振動は交互にエネルギーの増減を繰返す連成振動となり、振動波形にはビート現象がみられ減衰性状にも影響を与えている。ここでは両振動を分離せず連成された振動のまま取扱った。このねじれ対称1次振動にともなうケーブルの横ゆれは、固有振動モードからも確認される現象で、その振動は桁の振動の減衰とともに減衰する。ねじれ逆対称振動では、ケーブル $L/4$ 点の横ゆれの最大加速度は桁 $L/4$ 点の鉛直方向の加速度の約8%で、ビート現象はごくわずかにみられるにすぎず、減衰への影響はないと思われる。

(f) 既往資料との比較

本橋と同じように、起振機による自由振動から減衰率を求めている関門橋と比較すると、表-5に示すとおりである。本橋においては曲げ振動で0.080~0.112、ねじれ振動で0.033~0.057であるのに対して、関門橋では曲げ振動で0.021~0.048、ねじれ振動で0.012~0.015と橋体構造、分析データの振幅および測定時の風の影響など、状況が異なるとはいえ大きな差を示している。本四連絡橋においては、吊橋上部工の耐風性を検証する際の構造減衰率を、基準振幅で0.03としている。この基準を適用すると本橋での基準振幅は、曲げ振動で170mm、ねじれ振動で148mm（弦材位置での変位）となる。実験結果は表-4に示すとおりである。

曲げ振動では、いずれのモードも基準振幅には及ばないが、振幅が大きくなる

ことによって構造減衰の大幅な低下は考えられず、十分な減衰率を有するものと推定される。ねじれ振動では、対称1次振動は基準振幅に達し、基準の減衰率を有している。逆対称1次振動の振幅は基準振幅に至らないが、両振動モードとも減衰率と振幅の関係は実験結果からみれば定性的には変わらず、基準振幅においても基準値以上の減衰率であると推定される。したがって、耐風上問題となる低次振動モードの減衰率は、いずれも本四耐風設計基準以上の値を有するものといえる。

(2) 橋体の剛性

常時微動における卓越周波数および強制振動における共振周波数を橋体の固有振動数とみなし、計算結果と比較すると表-6に示す通りとなる。常時微動測定時の起振機位置は中央径間 $L/2$ 点である。これらの実測値と計算値との差が橋体の剛性評価にあると考えると、橋体の曲げ剛性は計算値より前者の場合で24~33%、後者の場合で12~29%大きく、ねじれ剛性は、Bleichの換算式を用いた場合、前者の場合で12~19%、後者の場合で5~15%大きいことになる。

(3) 振動特性

本橋は、鉛直面内の曲げ振動において、対称1次モードと逆対称1次モードの固有振動数がきわめてよく近似

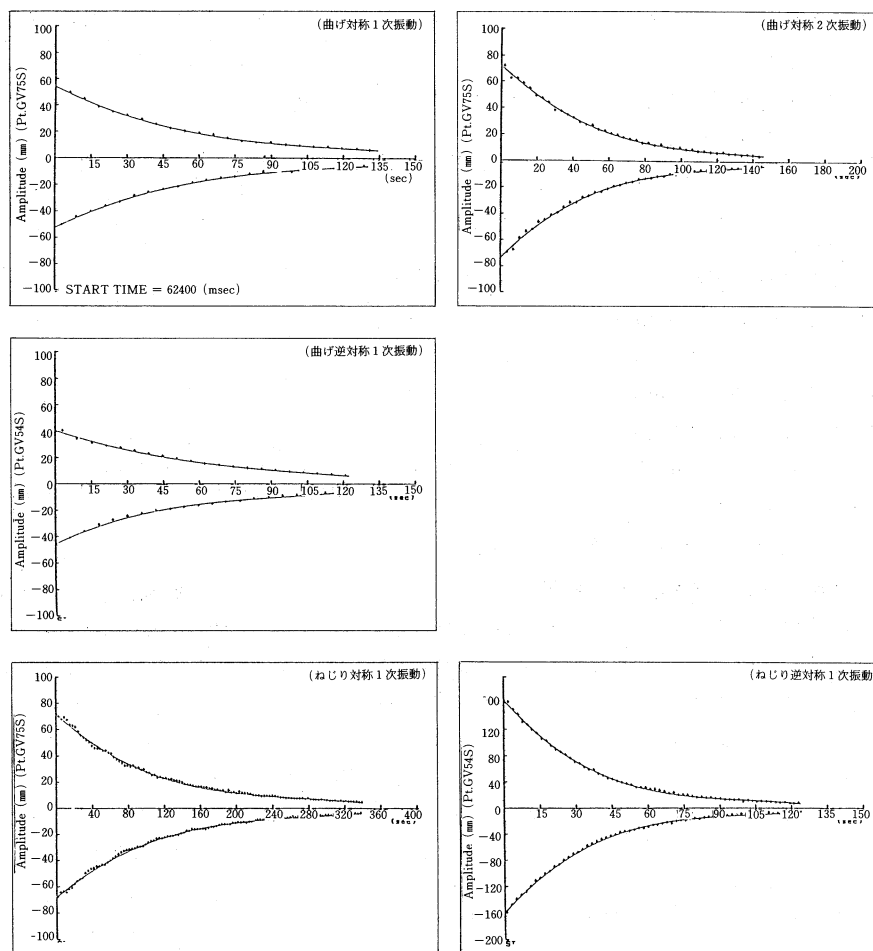


図-9 振動モード

表-5 減衰率の比較

振動モード		関 門 橋		大 鳴 門 橋		
		最大初期振幅 gal (cm)	減衰率	最大初期振幅 gal (cm)	振幅 (cm)	減衰率
曲 げ 振 動	対 称 1 次	65 (3.66)	0.031	7.5 (7.0)		0.112
	対 称 2 次	2.2 (0.63)	0.021	31.2 (9.8)	2.0以上	0.080
	逆対称1次	1.4 (1.09)	0.048	6.0 (5.7)		0.109
ね じ れ 振 動	対 称 1 次	11.7 (1.98)	0.012	75 (17.6)		0.033
	逆対称1次	16.4 (1.86)	0.015	105 (10.4)	2.0以上	0.057

注 最大初期振幅とは自由振動での初期の最大振幅を示す。

しており、逆対称1次振動は、共振状態から自由振動に移行すると逆対称モードは持続せず、すぐ対称モードとの連成振動となり、次第に対称モードに移行する。本橋は逆対称モードの生じにくい構造といえる。また、定常状態で起振機を停止し、自由振動を始めると、それまで保持されていた共振振動数は次第に変化し、常時微動のFFT解析から求められる卓越周波数に接近している。これらの挙動は表-6に示すように全てのモードにみられる。

この現象については、本実験における振動が非線形性を示すほどの振動状態でないことを考えると、塔部伸縮装置の挙動によるものとの推測もされるが、解明されな

かった。実験時における補剛桁の各振動モードを図-10に示す。破線が計算モードであるが、実験値はほぼ計算モードに近い挙動を示している。

(4) 橋体の変位

表-7に橋体の橋軸方向の変位を示す。設計上の観点からみると実験における振動は小さく、橋体各部の動きは計算値とは若干の違いがみられる。とくに曲げ逆対称1次振動において、中央径間の移動および塔頂の移動が大きい。

(5) 振動実験による橋体への影響

実験時の振動による変位は、本橋の設計値に比べて小さく、橋体に損傷を発生させることなく、起振機直下の舗装面も外観上全く正常であったが、各部で振動や音が発生した。各部の振動発生は、とくにねじれ振動時が激しく、吊材、照明柱、上下連絡階段、トロリー線定着部などに大きな揺れが認められた。またスティケーブルに

表-6 固有振動数の比較

振動モード	計 算 値		常時微動 (比率) *	強制振動 (比率) **	自 由 振 動 振 動 数 の 移 行
	起振機L/2	起振機L/4			
曲 げ 対 称 1 次	0.154	0.153	0.173 (1.123)	0.166 (1.078)	0.166→0.169 (1→20波)
曲 げ 対 称 2 次	0.268	0.269	0.298 (1.112)	0.284 (1.060)	0.284→0.295 (1→20波)
曲 げ 逆 対 称 1 次	0.149	0.147	0.172 (1.154)	0.167 (1.136)	0.167→0.171 (1→20波)
ね じ れ 対 称 1 次	0.306	0.307	0.334 (1.092)	0.328 (1.072)	0.328→0.332 (1→120波)
ね じ れ 逆 対 称 1 次	0.497	0.493	0.527 (1.060)	0.506 (1.026)	0.506→0.517 (1→20波)

注) (比率) * : 計算値(起振機L/2)で除した値を示す。

(比率) **: 対称振動に対しては計算値(起振機L/2)で、逆対称振動に対しては計算値(起振機L/4)でそれぞれ除した値を示す。

は20 tの張力が導入されていたが、起振機などの荷重および振動による鉛直変位により張力が減少し、サグの変動が目視され、ケーブルバンドのコーキング材に亀裂を生じた。さらに路面上では、中央分離帯部の落下防止グレーチングに十分目視できるせん断変形が生じた。一方、音が発生させる部位は桁、鋼床版などの支承部、伸縮部、落下防止グレーチングなど非常に多く、発生源を確認するために多くの監視人を必要とした。これらの振動、動き、発生音は、いずれも起振機で加振中に生じ、起振機を停止し自由振動に移ると動きも円滑になり、急速に減衰した。実験後、路面、管理路、検査車などを用いて橋体を点検した結果、普通ボルトの一部にゆるみを生じていた以外は異常は認められなかった。

(6) 動態観測結果との比較

表-8に動態観測結果と実験結果を示す。実験時における動態観測結果は、実験の計測結果と変わらず、観測装置は正常に作動しているといえる。

5. まとめ

本実験は、「基準」における基準振巾を目標に振動を発生させ、その自由振動から振動特性を把握しようとしたものである。実験で生じた振巾は、耐風上問題となるねじれ振動では基準振巾が得られたが、曲げ振動では構造減衰率が基準規定値を大幅に上廻ったため規定値に及ばなかった。

しかし、いずれのモードもこの種の実験では今までにない大きな振幅が得られた。

実験結果を要約すると次のようになる。

(a) 減衰率は、振幅2 cm程度を境に、これ以下の小振巾域では振巾の減少にともない減少し、振巾依存性がみられるが、これ以上の大振巾域ではほぼ一定値となり、振巾依存性はみられなかった。

(b) 自由振動における2 cm以上の振巾域の減衰率は次のとおりである。

曲げ対称1次振動 0.112

曲げ対称2次振動 0.080

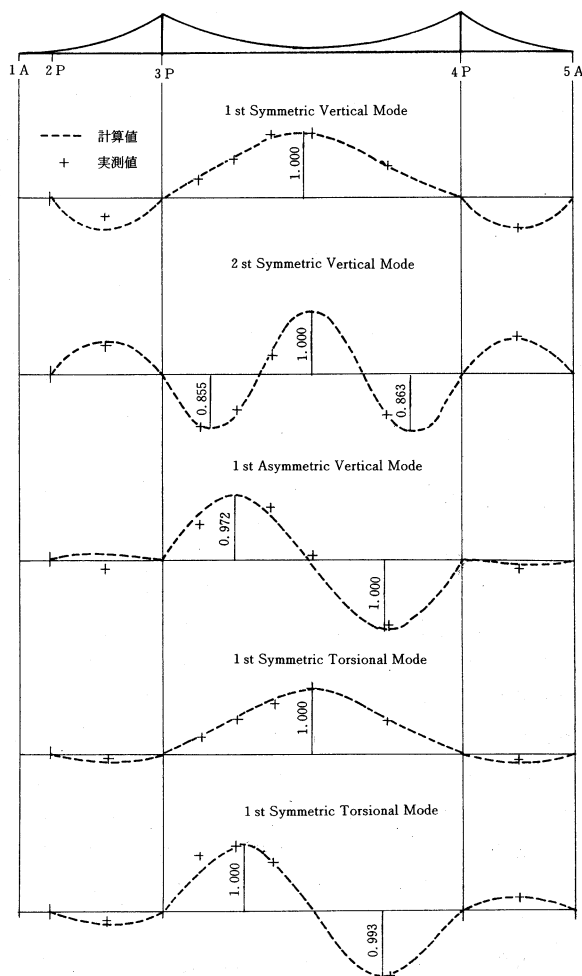


図-10 振動モード

曲げ逆対称 1 次振動
0.109
ねじれ対称 1 次振動
0.033
ねじれ逆対称 1 次振動
0.057

(c) 固有振動数の計算値と実測値（常時微動における卓越周波数）との差が主に橋体の剛性にあるものとなれば、本橋は鉛直面内剛性で約30%、ねじれ剛性で Bleich による剛性評価をした場合に対して約15%高い剛性を有するものと推定される。

(d) 各モード形状は計算モードとよく一致する。しかし、曲げ逆対称 1 次モードは発生しにくく、自由振動では対称モードに移行する。

また、共振周波数は常時微動における卓越周波数と若干異なるが、自由振動で振幅が減少するにつれて常時微動の周波数に接近する。

(e) 実験時における動態観測システムによる測定結果は、今回の実験システムによる結果と変わらず、同観測

表－7 橋軸方向変位量

単位：変位mm、加速度 gal

モ ー ド			塔 頂				主塔部伸縮装置移動量			
			補剛桁間中央部				3 P		4 P	
			3 P	2 P 側 径間	中央径間	5 A 側 径間	側径間	中 央 径 間	側径間	
曲 げ	対 称 1 次	変 位	7.4(8.8)	1.8(2.7)	—(0.1)	2.8(2.3)	2.0(3.5)	—(1.2)	—(1.4)	1.0(1.6)
		加速度	0.8(0.8)	0.2(0.3)	—(0)	0.3(0.2)				
	逆対称 1 次	変 位	33.0(1.2)	—(0.4)	51.8(12.3)	—(0.3)	1.0(0.3)	3.5(12.6)	1.0(12.9)	0.3(0.1)
		加速度	3.5(0.1)	1.5(0.3)	5.5(1.1)	1.8(0.0)				
	対 称 2 次	変 位	3.8(6.1)	—(2.1)	—(1.0)	3.8(3.9)	2.0(2.0)	1.0(1.6)	2.0(0.2)	4.5(3.7)
		加速度	1.2(1.7)	—(0.6)	—(0.3)	1.2(1.1)				
ね じ り	対 称 1 次	変 位	11.8(15.9)	—(0)	—(0)	—(0)	1.5(—)	3.8(—)	2.6(—)	0.3(—)
		加速度	5.0(5.9)	—(0)	—(0)	—(0)				
	逆対称 1 次	変 位	4.9(9.9)	—(0)	—(0)	—(0)	0.8(—)	2.8(—)	—(—)	1.5(—)
		加速度	5.0(9.5)	—(0)	—(0)	—(0)				

注：() 内は計算値を示す。

システムは正常に作動していることが確認された。

以上の実験結果から、橋体の剛性および振動特性の評価は若干安全側にあり、耐風設計上妥当であったことが確認された。

6. あとがき

本実験は、今までにない大振巾での自由振動を得ることを目標としたため、従来の起振機では用をなさず、まず新たな低周波用の起振機の開発から着手しなければならなかった。供用をひかえ、限られた期間内におけるこのような開発と実験には困難も多く関係者の協力が必要であった。

実験の結果は、曲げ振動は減衰率が予想以上に大きく目標の振巾は得られなかったが、ねじれ振動における減衰率は本四耐風設計基準値に近く、目標の振巾が得られれば満足できるものと考えている。

本起振機は、長周期の長大橋に利用可能であるので、今後大いに利用され、自由振動下におけるデータが蓄積されて長大橋の耐風設計等の合理化のためのよき資料となることを切望する。

本起振機は、長周期の長大橋に利用可能であるので、今後大いに利用され、自由振動下におけるデータが蓄積されて長大橋の耐風設計等の合理化のための資料となることを切望する。

最後に、起振機の開発に深く関与された本社設備課および関係各位並びに本振動試験にあられた横河・三井・宮地・瀧上共同企業体の方々に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 関門橋振動試験報告書 昭和49年3月 土木研究所
- 2) 大鳴門橋振動試験報告書 昭和60年6月 本四公団

表－8 橋体加速度における動態観測結果と実験結果との比較 (gal)

モード	曲げ対称 1 次	曲げ対称 2 次	曲げ逆対称 1 次	ねじり対称 1 次	ねじり逆対称 1 次
場所	BSF-0.165	BS2F-0.284	BAF-0.164	TSF-0.329	TAF-0.506
GV75S	6.8	25	3.0	58	5.0
3 V	6.3	28	2.5	54 (48)	—
GV75N	6.8	25	3.0	58	5.0
8 V	6.3	29	2.5	57 (50)	—
GV96S	3.0	19	2.5	32	95
4 V	2.5	14	2.5	26 (23)	96 (85)
GV96N	3.0	19	2.5	32	90
9 V	3.8	19	2.5	32 (28)	93 (82)
GH75S	0.0	0.0	0.0	30	7.5
3 T	0.0	0.0	0.0	30	—
GH96S	0.0	0.0	0.0	30	37
4 T	0.0	0.0	0.0	34	40
GL17S	0.3	—	—	0.0	0.0
2 L	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
GL75S	0.0	—	3.5	0.0	0.0
8 L	0.0	0.0	1.3	0.0	—
GL133S	0.3	1.3	—	0.0	0.0
5 L	0.0	1.3	0.0	0.0	0.0
GL3PS	1.0	1.5	3.3	5.0	5.0
11 L	1.0	1.5	—	7.5	5.0
GL3PN	1.0	1.5	3.3	5.0	5.0
6 L	1.0	1.5	—	7.5	5.0

上段の値は実験結果を下段は動態観測システムの値を示す。

() 内の値は設置位置による補正を行なう前の値である。

—印は、振幅が小さいか、ノイズのため読み取り不可能な箇所を示す。

大鳴門橋の橋面舗装

The Pavement on the Steel Deck of Ohnaruto Bridge

鳴門工事事務所 第二工事長 洲田 政信
Masanobu Fuchida
鳴門工事事務所 第二工事長付 川西 芳則
Yoshinori Kawanishi

1. まえがき

大鳴門橋は、本州四国連絡橋の神戸～鳴門ルートに属しており、昭和60年6月8日に供用を開始した。本稿は、大鳴門橋で施工した吊橋鋼床版上の橋面舗装工事における、グースアスファルト及び改質アスファルト等の施工について報告するものである。

2. 工事概要

2.1 工程

本工事は表-1の実施工程に示すとおり、一次施工（昭和59年9月～12月）と二次施工（昭和60年3月～5月）に分割して施工した。分割施工とした理由は、

1) 舗装工事を極力早期に着手することにより、大鳴門橋の早期完成を図る。

2) グースアスファルト、改質アスファルト等の施工可能温度の制約（舗装は気温10℃以上）から冬期の施工が難しい。

3) 他工事との関係で大型クレーン作業を行う個所および橋面上を常時使用する個所は作業完了後でないといふ舗装できない。

このため図-1平面図に示す施工区分となった。

2.2 標準断面

図-2に本橋の鋼床版一般部標準断面および舗装構成を示す。舗装は2層で構成され、舗装厚を65mmとし、下層はグースアスファルト、上層は改質アスファルトとした。海側の路肩部については、自動車防護柵が道路側に張り出ている為、大型ローラーによる防護柵の損傷や転圧不足が懸念されたため、この部分についてはグースアスファルトを採用して人力舗設するものとした。

2.3 合材製造プラント

本工事で舗装した合材はすべて淡路島の既存プラント

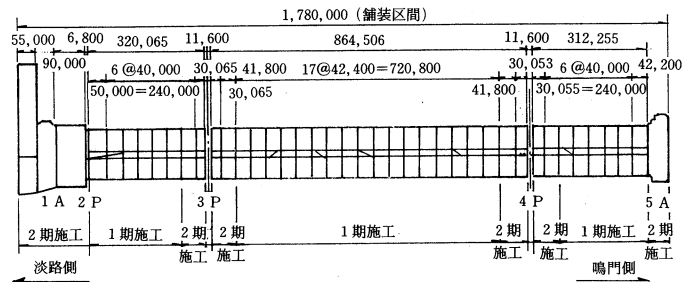


図-1 平面図（1期・2期施工区分）

表-1 実施工程表（主要工種）

項 目	数 量	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月
準 備 工	1式										
プラント増設および撤去	1式										
研 掃 工	34,756.0m ²										
接 着 層 工	34,756.0m ²										
下層グースアスファルト工	34,756 m ²										
タックコート	11,259.6ℓ										
上層グースアスファルト工	1,743.3m ²										
改質アスファルトコンクリート工(I)	33,458.0m ²										
防 水 層 工	3,371.9m ²										
アスファルトコンクリート基層工	2,994.8m ²										
	2,309.3m ²										
アスファルトコンクリート表層工	94.9m ²										
跡 片 付 け	1式										

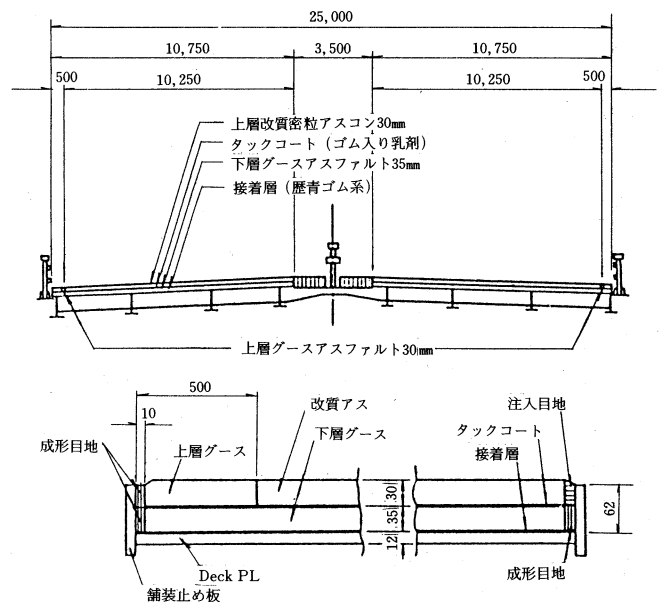


図-2 標準断面

で製造した。グースアスファルトを製造するために特殊設備を増設した。表-2 にプラント追加設備を示す。

3. 混合物の配合設計

3.1 グースアスファルト

(1) 使用材料

グースアスファルトのバインダーである硬質アスファルトは、石油アスファルト（20～40）と精製トリニグッドアスファルトを重量比75：25の割合で混合したものが使用された。使用骨材は碎石（5、6、7号、スクリーニングス）が小豆島産、砂が香川県直島産、石粉は岐阜県産である。

(2) 室内配合

- 1) 各骨材の配合割合は、橋面舗装基準（案）の粒度範囲に準じて決定した。
- 2) バインダーの配合量を、7.5～9.0%までの範囲で0.5%きざみで変化させ各種試験を行った。
- 3) 設計バインダー量の決定は、流動性試験および貫入量試験の結果から、流動性目標18秒、貫入量目標1.5mmを満足するバインダー量を求め、両者の平均を求めた。

平均値はホイトラッキング試験および曲げ試験から動的安定度350回/mm以上、曲げ破断ひずみ 8.0×10^{-3} 以上のバインダー量であった。上記により設計バインダー量を8.0%と決定した。

(3) 試験練り

- 1) 室内配合をもとに、現地プラントにおいて8.0%を中央値に上下0.3%の量を変化させ3種類の配合で試験練りを行った。
- 2) 適正バインダー量は、室内配合時と同じ試験を行ない8.1%と決定した。

グースアスファルトの骨材配合を表-3 に、配合試験および試験練りの結果得られた適正バインダー量と混合物性状を表-4 に示す。

3.2 改質アスファルト

(1) 使用材料

改質アスファルトは橋面舗装基準（案）のⅠ型である。Ⅰ型は60～80ストレートアスファルト100重量部にゴム7重量部程度添加したものである。特徴としてはタフネス・テナシティー値および伸度の高い点である。

(2) 室内配合

- 1) 各骨材の配合割合は、橋面舗装基準（案）の粒度範囲に準じて決定した。
- 2) バインダーの配合量を、5.0～7.0%までの範囲で0.5%きざみで変化させ各種試験を行なった。
- 3) 設計バインダー量の決定は、動的安定度を1,500回/mm以上、曲げ試験の破断ひずみ 6×10^{-3} 以上を満すバインダー量を求め中央値を設計バインダー量として、5.9%と決定した。

(3) 試験練り

表-2 プラント追加設備

名	称	仕様・数量	摘 要
バインダー混合設備	アスファルトケトル	10t×2基	ストアス20～40貯蔵用
	ホットオイルヒータ	1基	
	ブレンダータンク	5t×2基	
トリニ破砕機		1基	
石粉乾燥加熱設備	石粉サイロ	30m ³ ×1基	
	石粉乾燥ドライヤ	10t/h×1基	
	ベルコン	2基	
	石粉サージホッパ	1基	

表-3 グースアスファルト骨材配合および合成粒度

骨材配合 (%)	砕石6号	26 (27.0)	橋面舗装基準 (案) 粒度範囲
	砕石7号	28 (29.2)	
	粗砂	7 (6.6)	
	細砂	15 (14.2)	
	石粉	24 (23.0)	
合成粒度	ふるい目 20mm	100 (100)	—
	13	97.1 (97.0)	100
	5	71.1 (70.3)	65～85
	2.5	50.3 (48.3)	45～62
	0.6	40.6 (38.6)	35～50
	0.3	35.7 (34.1)	28～42
	0.15	25.4 (24.3)	25～34
	0.074	24.1 (23.1)	20～27

注) ()内の値は比重補正後の値

表-4 グースアスファルト混合物の特性値

	試験練り	試験施工	基準量 ^{注1)}
リュエル流動性240℃(秒)	15	13.4	20以下
貫入量(mm)	1.3	1.3	1～4
動的安定度(回/mm)	430	437	300以上(350以上) ^{注2)}
破断ひずみ($\times 10^{-3}$)	9.4	9.2	8以上
抽出バインダー量(%)	8.1	8.14	
抽出骨材粒度 (%)	ふるい目20mm	—	100
	13	—	97.2
	5	—	69.7
	2.5	—	47.5
	0.6	—	39.2
	0.3	—	31.9
	0.15	—	24.7
	0.074	—	23.4

注1) 橋面舗装基準(案) 注2) 橋面舗装施工要領

- 1) 室内配合をもとに、現地プラントにおいて5.9%を中央に上下0.3%の量を変化させる3種類の配合で試験練りを行った。
- 2) 適正バインダー量は、室内配合時と同じ試験を行ない、5.9%に決定した。改質アスファルトの骨材配合を表-5 に、試験練りの結果得られた適正バインダー量およびこのときの混合物性状を表-6 に示す。

4. 施工

鋼床版上舗装の標準的な施工手順を図-3 に示す。

4.1 研掃工

鋼床版上は、橋面舗装基準（案）にしたがい無機ジン

クリッチペイント50μを塗装しており、大型研掃機、ポリリッシャー等で4種ケレン相当の研掃を実施した。特に、ポリリッシャー数台を着装した大型研掃機は研掃および集塵が同時に行なえるため、研掃効率を上げることが出来た。

吊りピース残部は、高さは5mm以下、シャープエッジ等がない事を確認した後、研掃工に入った。

4.2 接着層工

使用材料は、瀝青、ゴム系溶剤型のものを使用した。研掃完了部分に対して直ちに接着層一層目を施工し、翌日第二層目を施工した。作業中に風によって接着材が飛散しない様に、当初移動式風防設備を設けたが、強風時には、この設備の中でも施工出来ず、作業を中止した。また、設備の移動、固定が思うようにいかず、防護柵をブルーシートで覆いゴム取付バンドで固定する方法に変更した。

表－5 改質アスファルト骨材配合および合成粒度

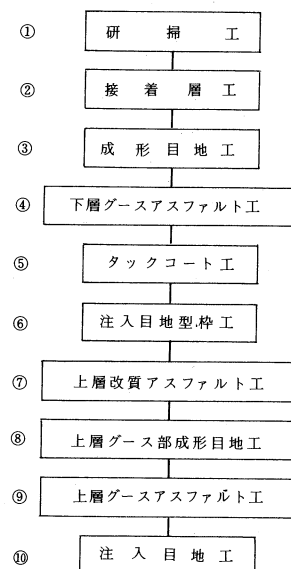
骨材配合 (%)	砕石 6 号	33 (33.8)	橋面舗装基準 (案) 粒度範囲
	砕石 7 号	26 (26.7)	
	粗 砂	14 (13.0)	
	細 砂	8 (7.5)	
	石 粉	5 (4.7)	
合成粒度	ふるい目20mm	100 (100)	100
	13	96.4(96.3)	95～100
	5	65.1(64.2)	55～75
	2.5	42.7(41.2)	35～50
	0.6	22.4(21.4)	18～30
	0.3	16.0(15.2)	10～21
	0.15	7.9(7.5)	6～16
	0.074	5.8(5.6)	4～8

注) ()内の値は比重補正後の値

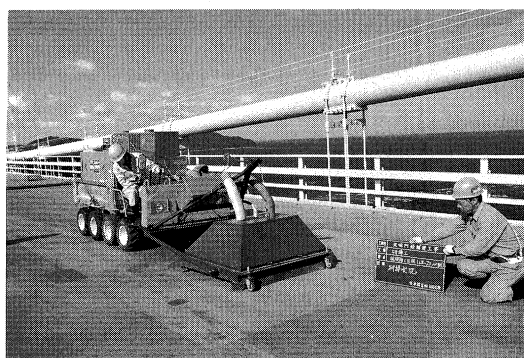
表－6 改質アスファルト混合物の性状試験結果

		試験練り	試験施工	基準値 ^{注1)}
理論密度		2.584	2.584	
50回突固めマシナル	密度(g/cm ³)	2.485	2.484	
	空隙率(%)	3.8	3.9	3～5
	飽和度(%)	78.9	78.6	75～85
	骨材間隙率 VMA (%)	18.0	18.2	
	安定度(kg)	1,219	1,215	1,000以上
	フロー値(1/10mm)	31	30	20～40
	残留安定度(%)	96.8	—	80以上
動的安定度(回/mm)		2,518	2,644	850以上(1,500以上) ^{注2)}
曲げ試験	破断ひずみ(×10 ⁻³)	7.0	7.4	6以上
	曲げ応力(kg/cm ²)	125	128	
抽出アスファルト量(%)		5.89	5.89	
抽出骨材粒度	20mm	100	100	100
	13	97.1	97.8	95～100
	5	63.2	64.1	55～75
	2.5	39.4	42.0	35～50
	0.6	22.8	23.0	18～30
	0.3	14.0	13.8	10～21
	0.15	7.1	7.5	6～16
	0.074	5.8	5.8	4～8

注1) 橋面舗装基準(案) 注2) 橋面舗装施工要領



図－3 施工手順



写真－1 大型研掃機による研掃

4.3 目地工

グースアスファルトが他の構造物と接する個所にセロシール板を設置した。成型目地の巾は舗設厚さより5mm程度狭くして良い結果を示した。

4.4 下層グースアスファルト

(1) 試験施工

試験施工は本橋上の中央分離帯側2スパン(80m)で行った。40m毎のジョイントを通過する際の人力施工スピードおよび機械のセットに要する時間が、工程進捗上のポイントであることが判った。

試験施工時の混合物性状試験結果は表－4に示す。

(2) 本施工

施工巾員は全幅を約3等分し、鋼床版両サイドより3.5mの位置にジョイントを設け縦桁直上を避けることとした。施工の開始は横断勾配の高い中央分離帯側からとし、路面に雨水の滞水することのないよう配慮した。図－4に機械配置を示す。

舗装はタイムテーブルを作成した結果グースアスファルトフィニッシャー1台とクッカー車8台の組合せで施工した。しかし、朝露による鋼床版上面のぬれ具合によっては作業開始時間が大きく変動したため、必ずしも当初の予定サイクル通りにはゆかなかった。

(3) 日常品質管理試験結果

表-7に示す。

4.5 タックコート

下層グースアスファルト完了後にゴム入り乳剤をタックコートとして散布した。ジョイント部やラップ部分の乳剤の散布量が多い所では、ゴムレーキにて均一に敷き拡げた。また、橋面上では気象条件が厳しく、雨等の急な対応や乾燥時間を早めること、高欄等への飛散防止のため人力塗布が適当であった。

4.6 改質アスファルト

(1) 試験施工

試験施工は仮設道路の既設アスファルト上で行った。施工ブロックを締固め回数の差により2ブロックに分け、転圧減測定及びコアによる密度試験を行った。その結果を表-8、表-9に示す。

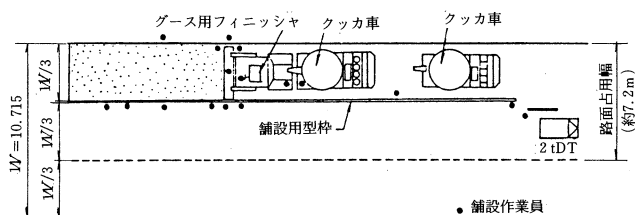


図-4 グースアスファルト舗設時機械配置

表-7 グースアスファルト混合物品質管理試験の結果

項目	N	max	min	σ	δ	目標値	基準値 ^{注1)}
ふるい目13mm	47	98.6	96.4	97.4	0.52	97	—
加熱骨材	5	47	71.7	67.4	69.9	1.01	70
材	2.5	47	48.7	46.7	47.9	0.52	48
粒度	0.6	47	40.9	38.3	39.5	0.70	39
(%)	0.3	47	33.1	30.8	32.0	0.59	32
	0.15	47	24.2	25.2	24.7	0.24	24
	0.074	47	23.3	22.7	23.0	0.15	23.1
抽出バインダー量(%)	47	8.25	7.95	8.11	0.072	8.1	± 0.9 ^{注2)}
リュエル流動性(秒)	379	19.5	7.7	12.2	2.24	—	20以下
貫入量(mm)	47	1.50	1.14	1.31	0.079	—	1~4
動的安定度(回/mm)	27	517	363	428	42.7	—	300以上 (350以上) ^{注2)}
破断ひずみ($\times 10^{-3}$)	27	10.1	8.7	9.2	0.41	—	8以上

注1) 橋面舗装基準(案) 注2) 橋面舗装施工要領



写真-2 グースアスファルトの舗設

本施工を実施するにあたり、フィニッシャー2台のホットジョイントとし、転圧はマカダムローラー3回以上、タイヤローラー(25t、15t)それぞれ4回以上、タンデムローラー2回以上でできるだけ速やかに(初期転圧180~190℃)施工することに決定した。

(2) 本施工

舗設時の機械配置を図-5に示す。舗設に先立ちジョイントの櫛の空間をガムテープでふさぎ、混合物の落下防止に努めた。また、ガムテープ上に養生鉄板を敷き、ガイドアングルを取付けることによりフィニッシャーの

表-8
試験施工転圧減

ブロック		A	B
転圧条件	マカダムローラー	3回	3回
	タイヤローラー	4	8
	タンデムローラー	2	2
転圧減(%)		11.7	12.8

表-9 切取供試体の密度測定結果

ブロック	マーシャル密度(g/cm ³)	コア密度(g/cm ³)	締固め度(%)	空隙率(%)
A	2.484	2.405	96.8	6.9
B	2.484	2.436	98.1	5.7

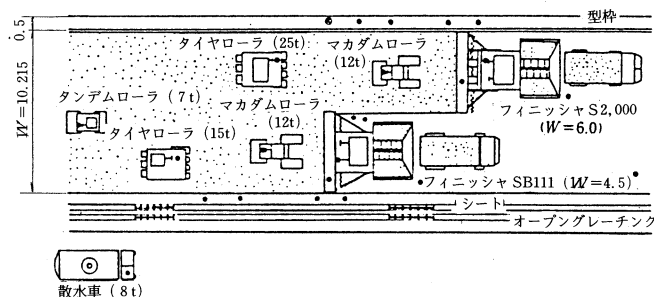


図-5 改質アスファルト舗設時機械配置

表-10 改質アスファルト混合物品質管理試験結果

項目	N	max	min	$\bar{x}$	σ	目標値	基準値 ^{注1)}
ふるい目13mm	15	98.7	95.5	97.1	0.81	97	—
加熱骨材	5	15	65.7	61.0	64.1	1.17	64
材	2.5	15	42.5	39.5	40.9	0.80	41
粒度	0.6	15	24.7	22.9	24.0	0.66	24
(%)	0.3	15	13.7	15.6	14.6	0.59	15
	0.15	15	7.0	7.8	7.3	0.21	7
	0.074	15	5.7	6.4	6.0	0.18	5.9
抽出バインダー量(%)	15	6.05	5.74	5.89	0.075	5.9	± 0.9 ^{注2)}
密度(g/cm ³)	15	2.489	2.480	2.484	0.025	—	—
空隙率(%)	15	4.0	3.7	3.9	0.09	—	3~5
飽和度(%)	15	79.4	78.0	78.8	0.42	—	75~85
安定度(kg)	15	1,355	1,153	1,242	51.2	—	1,000以上
フロー値(1/100)	15	35	26	31	2.59	—	20~40
動的安定度(回/mm)	9	2,741	1,975	2,345	230.0	—	850以上 (1,500以上) ^{注2)}
破断ひずみ($\times 10^{-3}$)	9	8.4	6.3	7.3	0.69	—	6以上

注1) 橋面舗装基準(案) 注2) 橋面舗装施工要領



写真-3 改良アスファルトの舗設



写真-4 注入目地の施工

表-12
現場管理試験結果

項 目	個 数 N(個)	max	min	平均値 $\bar{x}$	標準偏差 σ (mm)	目標値	基 準 値	摘 要
切取り 供試体	厚 さ(cm)	22	3.7	2.8	3.1	0.23	3.0	-0.7以内 ^{注1)} -0.2以内
	締固め度(%)	22	100.2	97.4	98.8	0.76	—	94以上 ^{注2)} 各供試体との比較
平 坦 性(mm, σ)	8	0.99	0.58	0.79	0.159	—	1.80以内 ^{注1)}	σ との比較
す べ り 抵 抗 値 BPN	87	79	68	73	2.67	—	60以上 ^{注3)}	各供試体との比較

注1) 橋面舗装基準(案) 注2) 橋面舗装施工要領 注3) 施工管理試験要領

連続施工が可能になり、平坦性を高めた。初期転圧は極力高温で締め固める必要がある為、出来るだけフィニッシャーにローラーを近付けた。二次転圧は、タイヤに合材が付着し易いので、タイヤローラーの進入時期を指示する為にローラー指導員を配置し指導にあたった。仕上げ転圧はローラーマーク等を完全に消すことや、舗装に不備な箇所が無いかに注意深く観察させながら転圧作業を行った。

(3) 日常品質管理試験結果

表-10に示す。

4.7 上層グースアスファルト

(1) 使用材料

下層グースと同じ材料を使用した。配合は下層グースアスファルトのバインダー量を増して8.3%とし、人力による施工が容易に出来る様にした。

(2) 本施工

路面を清掃した後、ゴム入り乳剤を塗布する。水分が充分なくなっていることを確認し、また、舗装止プレート部は成型目地が正しく設置されているか確認した。施工方法は、グースアスファルトを少量ずつ確実にさばくとともに、バーナーで温度が下がらないよう加熱しながら、フロートおよび木ゴてで高さを揃えながら、天端を速やかにならした。

4.8 注入目地工

改質アスファルトが伸縮装置および舗装止プレートと接する個所に、注入目地を施工した。舗装止プレート部は1mピッチでリブがあるため、目地板に切込みを入れ設置した。改質アスファルト舗装後目地板を抜取り、コンプレッサーおよび掃除機にて溝の清掃、水の除去を行

表-11 舗装厚の測定結果

(1)下層グースアスファルト

デ ー タ 数(個)	1,110
平 均(mm)	35.4
標 準 偏 差(mm)	1.04

(2)上層改質アスファルト

デ ー タ 数(個)	1,110
平 均(mm)	30.8
標 準 偏 差(mm)	2.03

ない、プライマーを塗布した後注入材料を加熱溶解し、注入機にて注入した。

4.9 出来形

舗装厚の測定結果を表-11に示す。

また改質アスファルトの切取り供試体の試験結果および平坦性・すべり抵抗値の各試験結果を表-12に示す。

5. あとがき

本橋では、厳しい大鳴門橋全体工程の制約の中で舗装工事を施工せざるを得なかったため、分割施工という変則的な形態となった。特に二次施工では複数の工事とのラップ作業となり、逐一の工程調整あるいは上下作業の問題等をかかえながらの施工となった。しかし幸いにもほぼ予定通りの工程で、無事故無災害で終えることが出来た。

最後に、本報告をまとめるに当り協力を頂いた関係各位に厚く御礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 橋面舗装基準(案) 昭和58年4月 本州四国連絡橋公団
- 2) 本州四国連絡橋の橋面舗装に関する調査研究報告書 昭和59年3月 海洋架橋調査会
- 3) 因島大橋の橋面舗装 本四技報 Vol. 8 No. 29, S59. 6
- 4) 門崎高架橋の橋面舗装 本四技報 Vol. 8 No. 30 S.59.

大鳴門橋緩衝工計画

Buffer Planning of the Ohnaruto Bridge

児島工事事務所 第五工事長 金沢克義
Katsuyoshi Kanazawa

1. まえがき

大鳴門橋は、図-1に示すとおり、多柱形式の海中橋脚が3基ある。このうち3P・4Pは船舶往来が激しく、渦潮と海の難所として有名な鳴門海峡を挟んでいる。また、本海峡は良好な漁場であるため、常に多数の漁船が操業している。従って、昭和49年度本州四国連絡橋航行安全調査委員会において、橋脚への船舶衝突事故が起り得るものとして、緩衝工の必要性が認められ、船舶衝突条件が提案された。昭和51年度には、第五管区海上保安本部からも緩衝工の設置を義務づけられている。しかしながら最大10ktにも及ぶ急潮流域の多柱基礎という特殊性のために従来の緩衝工形式では対処できず、新形式の検討が進められてきた。昭和58年度に到って再度船舶衝突条件の見直しを行い、各種制約条件を踏まえた実施可能な案として、図-2に示す「船首回頭方式」を主体とする緩衝工が提案された。

2. 制約条件

- 1) 重要な観光資源である渦潮への影響が少なく、美観上も目立たない線部材で構成すること。
- 2) 海中工事を避けるため、現存する作業足場杭を利用した構造とすること。
- 3) 多柱基礎外面は、約180 μ のアルミ溶射防蝕が施されているので、傷を避けるため衝突荷重の多柱への伝達を防ぐこと。
- 4) 緩衝工は、漁業消滅補償区域内に構築すること。

3. 設計条件

3.1 自然条件

表-1に設計上の自然条件を示す。

3.2 小型船の衝突条件

10tクラスのFRP製漁船が周囲の任意点で、6ktの速度で船首衝突する場合を想定した。

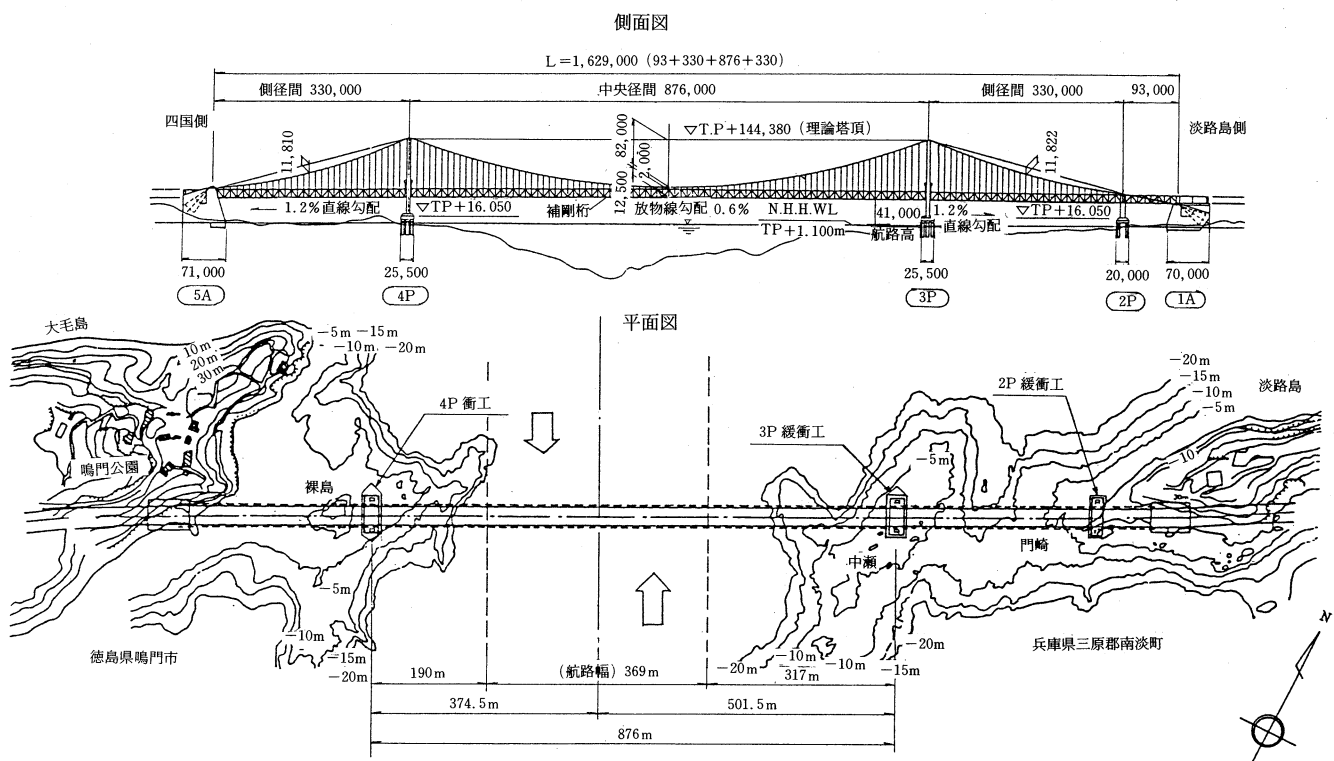


図-1 大鳴門橋一般図

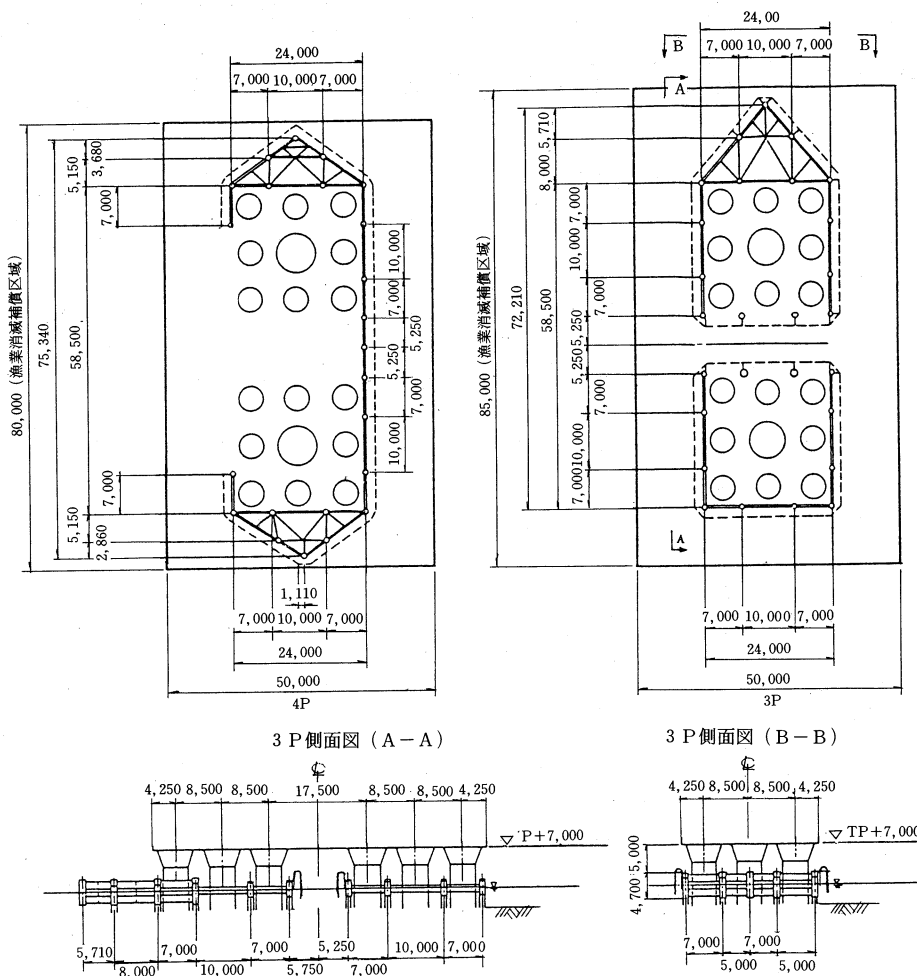


図-2 大鳴門橋緩衝工一般図

表-1 自然条件

項目	内容
潮位	満潮位 (H.W.L.): TP+0.800m
	平均潮位(M.W.L.): TP-0.300m
	干潮位 (L.W.L.): TP-0.800m
潮流	流速: 6 kt (海峡中央部)
	流向: 橋軸直角方向
水深	2P: TP ± 0 ~ TP-3.000m
	3P: TP ± 0 ~ TP-4.000m
	4P: TP ± 0 ~ TP-5.000m

3.3 中型船の衝突条件

(1) 通航船舶の大きさとその分布

鳴門海峡における、通航船舶の大きさとその分布例を表-2に示す。

(2) 海難事故の発生状況

鳴門海峡における海難事故例を図-3に示す。事故原因を分析するとつぎのことがいえる。

- 3P付近では、12隻すべてが中瀬に乗り上げており、南航路は3隻とも500GT未満である。原因は居眠り運航と急潮流による圧流である。
- 4P付近では、3隻とも500GT未満で、原因は対向船への避航措置および急潮流による圧流である。

(3) 通峡時の針路選択

- 3Pの東および南西側には中瀬が存在するため、この方向に針路をとる船はない。
- 4P北東側には暗礁が、西側には孫崎、裸島、飛島が南北一線に並んで点在しているため、西側方向に針路をとる船はない。
- 大鳴門橋には、橋梁灯、レーダービーコン、視界情報自動応答装置等の航行援助施設が設置されているため、安全な針路選択に有効な効果を与える。

(4) 衝突速度

衝突速度は、衝突形態により次式で表わされる。

直進衝突:

$$V = V_1 + V_2 \quad (1)$$

避航衝突:

$$V = 0.7 V_1 + V_2 \quad (2)$$

ここで、 V :

衝突速度、 V_1 : 航行速度、 V_2 : 橋脚近傍潮流速度。(2 kt、4P南は0

kt)

(5) 衝突条件

前述の諸条件を工学的に判断して得られた中型船の衝突条件を表-3に示す。また、小型船も含むすべての衝突条件を図-4に示す。

4. 小型船用緩衝工

4.1 基本構造

図-5に示すとおり、衝突時に3本のワイヤロープが有効に作用して、船体を損傷せず緩衝する形式とした。

4.2 理論式

小型船衝突時の力の釣り合い関係を図-6に示す。

ここで、

δ : 衝突運動停止までの船首突入量

δ_0, θ_0 : 無応力時の初期変位

a : 中間支柱間隔 (≈ 10 m)

l_0 : ロープの初期長さ (≈ 30 m)

$E_c A_c$: ロープの伸び剛性

衝突力 F のときのロープの伸び:

$$\Delta l = a \left(\frac{1}{\cos \theta_0} - \frac{1}{\cos \theta} \right) \quad (3)$$

表-2 船舶のトン数別通航隻数

項目 観測期間		100GT 未満	100GT ~500GT	500GT~ 1,000GT	1,000GT 以上	計
昭和54年 9月25日 ↓ 9月26日	北航	隻 12	72	17	1	102
		% 12	70	17	1	
	南航	隻 11	105	13	2	131
		% 8	80	10	2	
昭和55年 8月25日 ↓ 8月27日	北航	隻 20	89	18	4	131
		% 15	68	14	3	
	南航	隻 16	105	35	2	158
		% 10	67	22	1	
昭和57年 8月6日 ↓ 8月7日	北航	隻 16	113	14	7	150
		% 11	75	9	5	
	南航	隻 16	90	9	1	116
		% 14	77	8	1	
昭和57年 8月7日 ↓ 8月8日	北航	隻 14	123	11	0	148
		% 10	83	7	0	
	南航	隻 18	101	9	0	128
		% 14	79	7	0	

表-3 3P, 4P船舶衝突条件

橋脚	衝突形態	位置	衝突船	衝突速度(船速+流速)
3P	直進衝突	北側	東寄り 150GT	8 + 2 = 10 kt
			西寄り 500GT	11 + 2 = 13 kt
4P	避航衝突	北側	全面 150GT	8 × 0.7 + 2 = 8 kt
		南側	東寄り 500GT	11 × 0.7 = 8 kt
			西寄り 150GT	8 × 0.7 = 6 kt

ロープの張力:

$$T = \frac{E_c A_c}{l_0} \cdot a \cdot \left(\frac{1}{\cos \theta} - \frac{1}{\cos \theta_0} \right) \quad (4)$$

$$\text{衝突反力: } P = 2 T \sin \theta \quad (5)$$

$$\text{船首突入量: } \delta = \frac{a}{2} \tan \theta \quad (6)$$

ロープの吸収エネルギー:

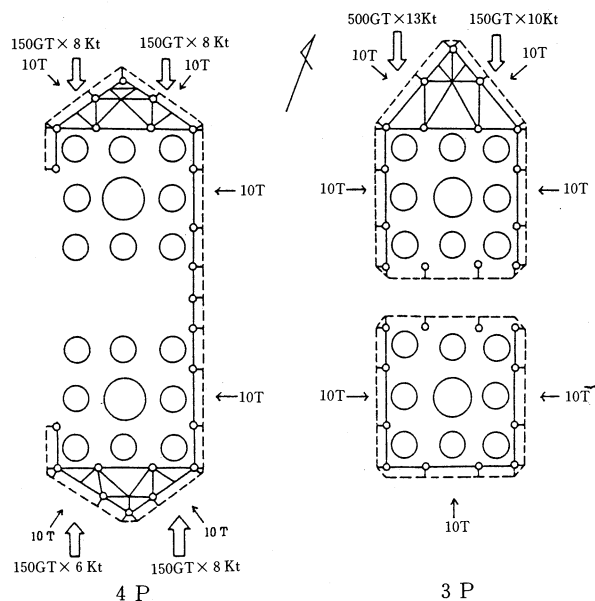


図-4 船舶衝突条件

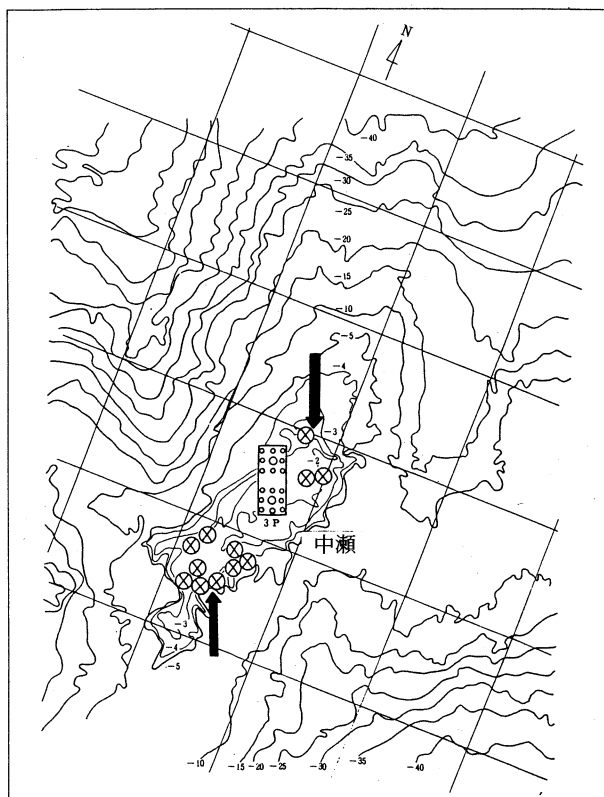
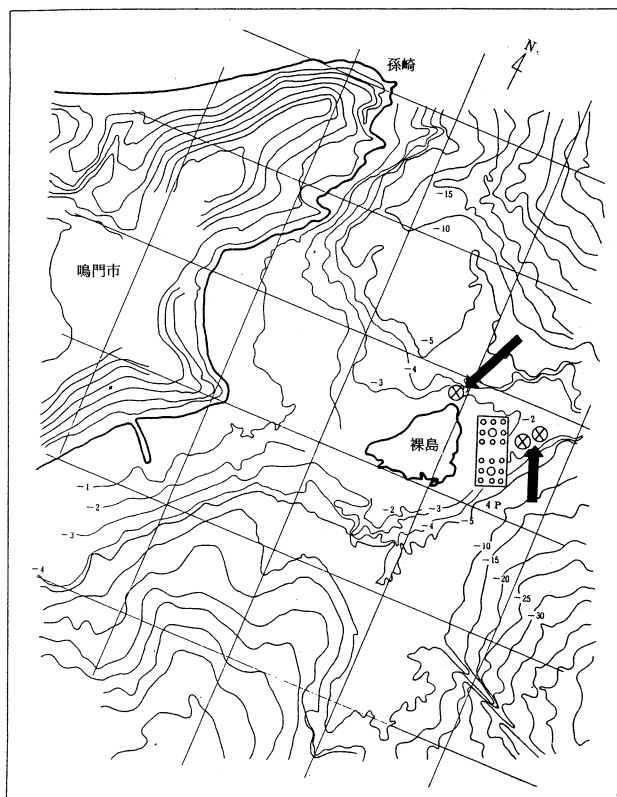


図-3 鳴門海峡海難事故例(昭和45年~昭和56年)

$$W = \frac{E_c A_c}{2 l_0} \left\{ a \left(\frac{1}{\cos \theta} - \frac{1}{\cos \theta_0} \right) \right\}^2 \quad (7)$$

4.3 ワイヤロープの緩衝特性

弾性範囲内におけるワイヤロープの緩衝特性を図-7に示す。

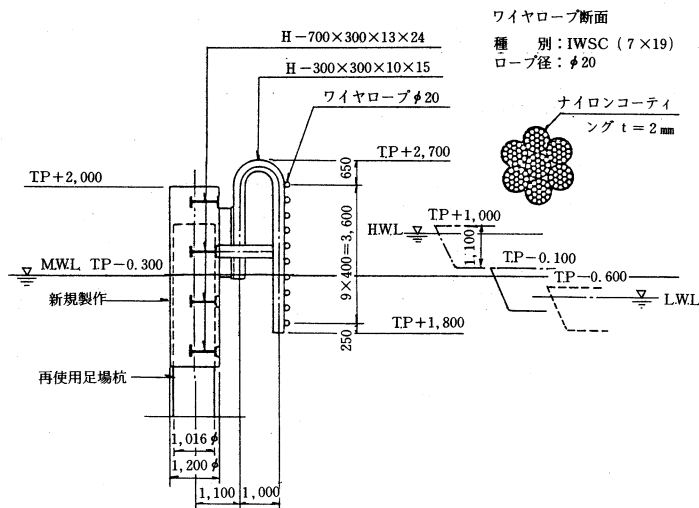


図-5 小型船用緩衝工

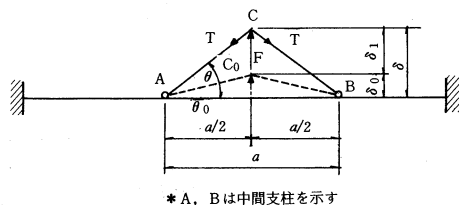


図-6 衝突時の釣合い

4.4 緩衝性能の照査

計算結果を表-4に示す。これより、船体およびワイヤロープとも損傷されないことがわかる。

5. 中型船用緩衝工

5.1 基本構造

中型船衝突時に、船首圧壊を許容値以内に抑えて、船首の回頭を誘導する目的で、図-8に示す緩衝工を採用した。

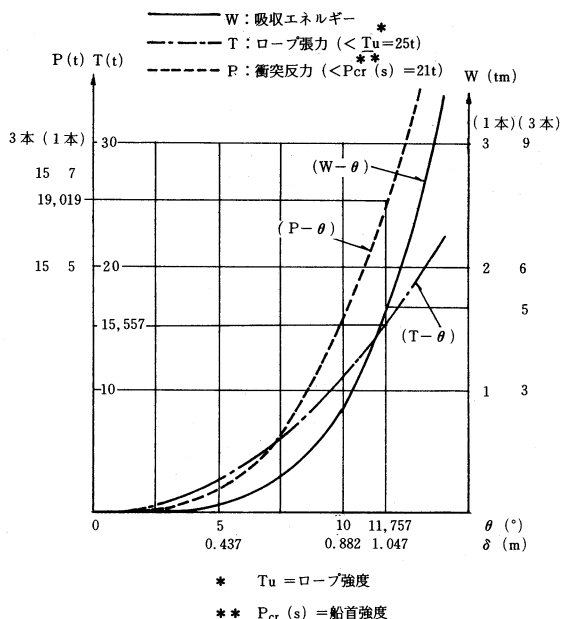


図-7 ワイヤロープの緩衝特性

表-4 緩衝性能の照査

材 料	ロープ諸元		ロープ変位角 θ (deg)	エネルギー吸収			ロープの張力			衝突反力			船首突入量		
	種別 ロープ径	EC・AC(t)		W (tm)	E_0 (tm)	評価	T (t)	Tu (t)	評価	P (t)	P_{cr} (s)	評価	δ (m)	δa (m)	評価
ワイヤロープ	IWSC (7×19) φ20mm	2.178	11.757°	5.0	≥5	○	15.6	<25.0	○	19.0	<21.0	○	1.0	<1.5	○

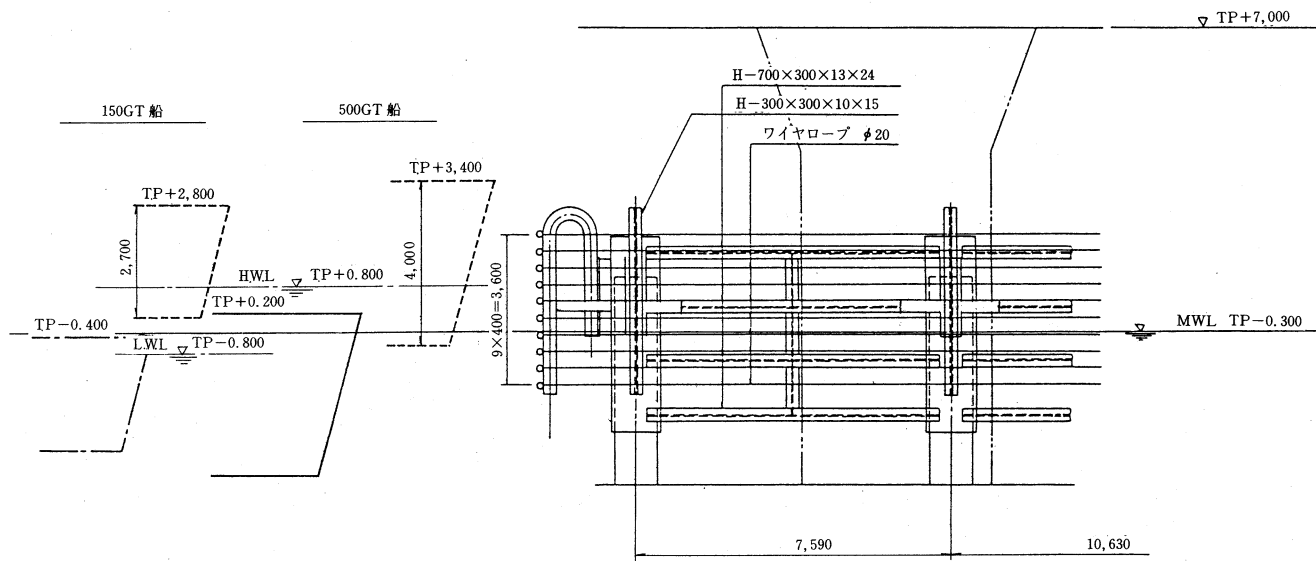


図-8 中型船用緩衝工

船首回頭時の挙動を図-9

に示す。

(1) 衝突前の運動成分

$$U_0 = V_0 \sin \theta_0$$

: 緩衝面直角速度成分 (8)

$$U_0' = V_0 \cos \theta_0$$

: 緩衝面平行速度成分 (9)

$$E_0 = \frac{1.1 \Delta f}{2g} \cdot V_0^2$$

:衝突前の運動エネルギー

$$\neq - \quad (10)$$

(2) 衝突後の運動成分

$$U_1 = U_0 \frac{p^2}{r^2 + p^2} \quad (11)$$

$$U_0' = V_0 \cos \theta_0$$

(緩衝面の摩擦無視) (12)

$$\omega_1 = U_0 \frac{p}{r^2 + p^2}$$

：衝突による回頭角

速度 (13)

ここに、 $P=0.55L\cos\theta_0$

：船の重心 G と衝突
位置との距離

$$\gamma = \frac{L}{4} : G\text{まわりの慣性回転半径}$$

(3) 衝突により損失される運動エネルギー

$$\Delta E = \frac{1.4 \Delta f}{2g}.$$

$$U_0^2 \cdot \frac{r^2}{r^2 + b^2} \quad (14)$$

(4) 船首部分圧壊による
許容吸収エネルギー

衝突時には、図-10に示すように2本の受衝撃梁により船首が部分圧壊して、衝突エネルギーが吸収される。このときの許容吸収エネルギー E_{sa} は、船首全面圧壊の許容吸収エネルギー E_{sa} との圧壊面積比で表わされる。

$$E'_{sa} = \frac{A'}{A} E_{sa} \quad (15)$$

ここに、 A' ：部分圧壊面積
 A ：全圧壊面積

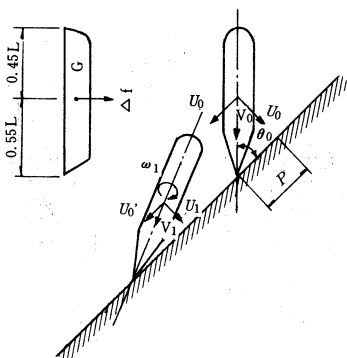
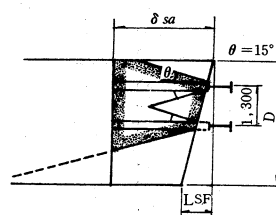
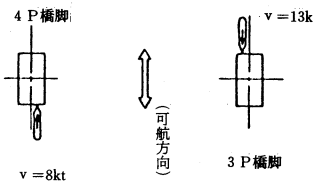
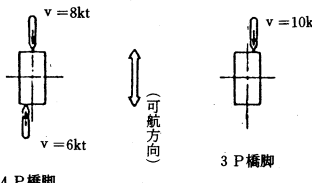
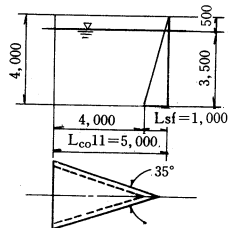
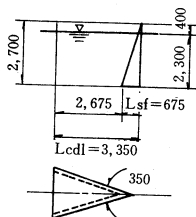
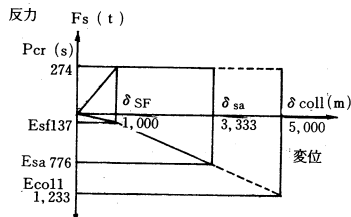
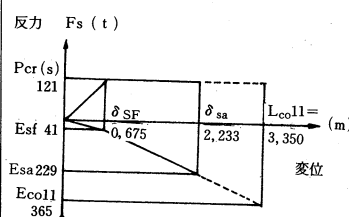


圖-9 船首回頭運動



圖一10 船首部分壓壞

表-5 中型船計算モデル

対象船舶	500 ^{GT} ($\Delta f=1,100^T$) 船		150 ^{GT} ($\Delta f=370^T$) 船		
衝突速度	13 ^{kt} (6.68m/s)	8 ^{kt} (4.11m/s)	10 ^{kt} (5.14m/s)	8 ^{kt} (4.11m/s)	6 ^{kt} (3.08m/s)
航行形態	航行船		航行船		
衝突形態					
衝突 エネルギー	満載 軽荷	2,750 tm 925 tm	1,044 tm 351 tm	549 tm 148 tm	351 tm 95 tm 198 tm 54 tm
船首部強度	Pcr (S) = 274'		Pcr (S) = 121'		
船首構造モデル					
船首部変位 荷重特性					

(注) L_{coll} : 船首から隔壁までの距離

(5) 緩衝性能の評価

式(16)が成立すれば、衝突船は沈没せずに船首回頭できるものと評価できる。

$$\Delta E < E_{\text{sa}} \quad (16)$$

5.3 計算モデル

表-3に示した衝突条件を、多室型緩衝工の設計要領(案)に基づき数値モデル化したものを表-5に示す。

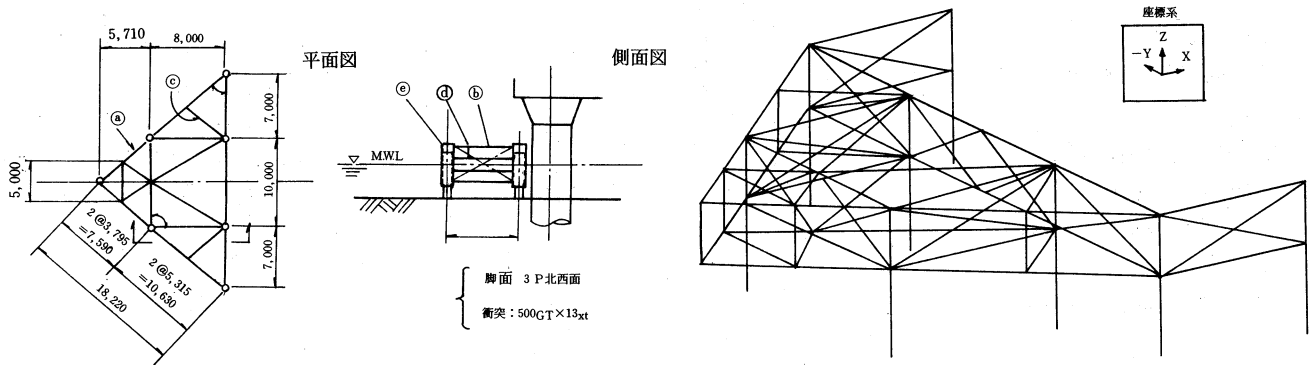


図-11 3 P支持フレーム解析モデル

5.4 緩衝性能の照査

表-6 に数値計算結果を示す。これより、総ての組合せにおいて、衝突船は沈没せずに回頭が可能であることがわかる。

5.5 支持フレームの強度

衝突時の受衝撃の反力が支持フレームの外力となる。つまり、船首強度が図-2 に示す三角形の支持フレームへの設計荷重となる。一例として、最も条件の厳しい3 P北西部に500 G T船が衝突したときの計算結果を図-11、表-7 に示す。これより、衝突時の部材応力は弾性範囲内にあり、緩衝工は破損しないことがわかる。

表-6 緩衝性能の照査

対象面	対象船舶	$\Delta f(t)$ $L(m)$	$\theta \phi^{(0)}$	$U_0(m/s)$ $U_0'(m/s)$	$P(m)$	$r^2(m^2)$	$w_1(rad/s)$	$U_1(m/s)$	$\Delta E, Esa'(tm)$
3 P 北面	500 GT $V_0=13 kt$ (6.682m/s)	1,100 t 50 m	41°	4.384 5.043	20.755	156.250	0.155	3.217	402<419 ○
	150 GT $V_0=10 kt$ (5.140m/s)	370 t 33.5 m	41°	3.372 3.879	13.906	70.141	0.178	2.474	80<138 ○
4 P 南面	150 GT $V_0=8 kt$ (4.112m/s)	370 t 33.5 m	54°	3.372 2.417	16.164	156.250	0.129	2.082	109<138 ○
	500 GT $V_0=8 kt$ (4.112m/s)	1,100 t 50 m	54°	3.372 2.410	16.164	156.250	0.129	2.082	325<419 ○
4 P 北面	150 GT $V_0=6 kt$ (3.084m/s)	370 t 33.5 m	59°	2.644 1.588	9.490	70.141	0.157	1.486	81<138 ○

表-7 3 P支持フレーム応力照査 (500 GT ×13kt)

部材名	断材	応力照査	備考
① 受衝撃梁 (ガードレール)	H-700×300×13/24 (SM 50 A)	$M=205^{tm}, N=-162^t, S=103^t$ $\sigma_M=1,780 kg/cm^2 < \sigma_{ba}=2,276 kg/cm^2$ $\sigma_N=326 kg/cm^2 < \sigma_{ca}=1,736 kg/cm^2$ $\sigma_M + \sigma_N=2,106 kg/cm^2 < \sigma_a=3,135 kg/cm^2$ $\tau=608 kg/cm^2 < \tau_a=1,815 kg/cm^2$	- 断面力は部材2本分当りの値 - 衝突時常に2本が有効に働く - 許容応力の割増し $\alpha=1.65$
② 水平梁 (本体ラーメン梁)	H-300×300×10/15 (SS 41)	$N_{min}=-103^t, l_{cr}=8.00^m$ $\sigma_{NC}=430 kg/cm^2 < \sigma_{ca}=1,097 kg/cm^2$	- 部材2本有効 $\alpha=1.65$
③ 水平面斜材	H-300×300×10/15 (SS 41)	$N_{min}=-171^t, l_{cr}=5.400^m$ $\sigma_{NC}=714 kg/cm^2 < \sigma_{ca}=1,590 kg/cm^2$	- 部材2本有効 $\alpha=1.65$
④ 鉛直面斜材	L-200×200×20 (SS 41)	$N_{max}=88^t, N_{min}=-95^t, l_{cr}=2.670^m$ $\sigma_{NC}=625 kg/cm^2 < \sigma_{ca}=1,077 kg/cm^2$ $\sigma_{Nt}=1,011 kg/cm^2 < \sigma_{ta}=2,310 kg/cm^2$	- このケースでは部材2本とする。 $\alpha=1.65$
⑤ 既設鋼管 新設鋼管	$\phi 812.3 \times 19$ (STK 41) $\phi 1,200 \times 16$ (STK 41)	$M=164^{tm}, M_{min}=55^t, S=60^t$ $\sigma_M=1,787 kg/cm^2 < \sigma_{ba}=2,310 kg/cm^2$ $\sigma_N=116 kg/cm^2 < \sigma_{ca}=2,310 kg/cm^2$ $\sigma_M + \sigma_N=1,903 kg/cm^2 < \sigma_a=2,310 kg/cm^2$	$D/t=43<100$ $\alpha=1.65$
			既設管との取合い $D/t=75<80$

6. 防蝕対策

6.1 小型船用緩衝工

図-5, 12に示すとおり、ワイヤロープはナイロン被覆し、取付治具はステンレス製とした。

6.2 中型船用緩衝工および支持フレーム

これらが腐蝕した場合に、現地の作業条件から修復は極めて困難であるため、防蝕対策としては近年海洋鋼構造物に多用されているフレックライニングを工場塗装する。この防蝕機構は、図-13に示すとおり、厚さ約1~3 μ のフレック状のガラス板がライニング樹脂中

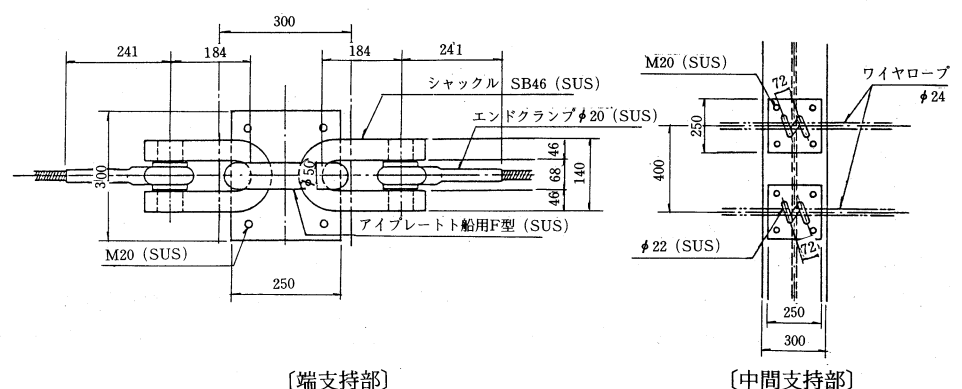


図-12 ワイヤロープ取付治具

に約100枚/mmに並び、海水の浸透を防ぐものである。表-8 に仕様を示す。

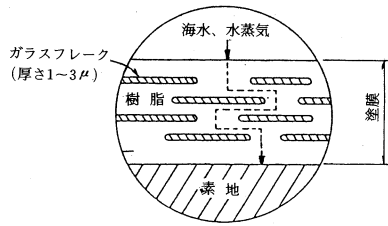


図-13 フレクライニング構造

表-8 フレクライニング仕様

1次素地調整	2次素地調整	第1層	塗装 間隔	第2層	塗装 間隔	第3層
原板プラスト + エッチングプ ライマー (20 μ)	製品プラスト SIS.S _a 2.5	プライマー P.77 (80 μ)	6h 12h	フレクライ ニング#200 (260 μ)	6h 12h	フレクライ ニング#200 (250 μ)

6.3 再使用足場杭

足場杭は、図-14に示すとおり応力部材となる内鋼管は既に中詰めコンクリートおよび水圧グラウトにより防蝕されている。ケーシング外面は下地処理してから緩衝工支柱管をかぶせ、隙間に水圧グラウトを施工する。

7. 衝撃の評価

船舶衝突時の問題点の一つとして、衝撃による乗組員の安全性がある。衝撃評価指標としては、一般に加速度変化が用いられる。一例として、500GT×13ktの衝突時における加速度変化曲線を図-15に示す。これから、小型船用のワイヤロープが衝撃緩和に有効であることがわかる。安全目標値は一般に、最大加速度が4G、加速度変化が $\frac{12G}{0.2\text{sec}}$ 以下といわれている。図より、各々 $0.17G$ 、 $\frac{0.05G}{0.2\text{sec}}$ であるから、十分安全である。

8. あとがき

本文で述べた衝突時の船舶の挙動については、水理実

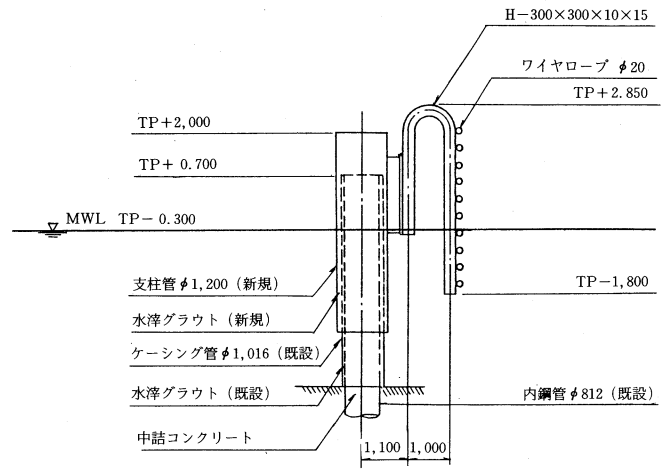


図-14 足場杭の防蝕工

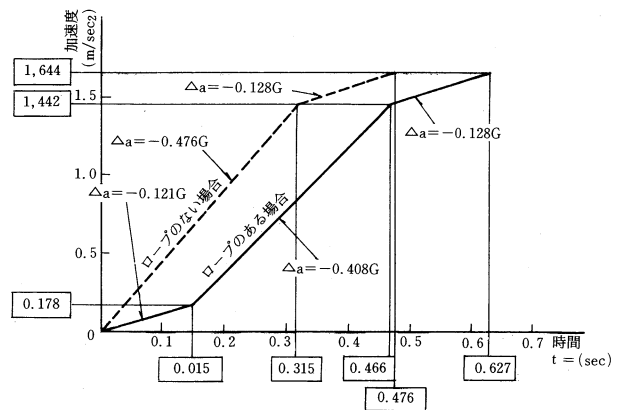


図-15 加速度変化曲線 (500GT×13kt衝突の場合)

験による検証が望ましいと考える。最後に、本緩衝工の検討にあたって御尽力頂いた方々にお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 大鳴門橋緩衝工基本設計 昭和59年3月 本四公団
- 2) 本州四国連絡橋航行安全調査報告書 昭和59年3月 日本海難防止協会 (本四公団委託)

大鳴門橋関連区間の陸上部工事

Expressway construction work of Tsuna-Ichinomiya I.C-Sumoto I.C
and Seidan Ramp-Naruto-kita I.C

第一建設局 建設部建設第二課長 西川 雅博
Masahiro Nishikawa

1. まえがき

大鳴門橋関連区間は、津名一宮 I.C から鳴門 I.C までの45kmを当面の事業区間として、段階施工により建設を進めている。

陸上部工事は、今回には未供用の西淡三原 I.C 内にある大日川ランプ高架橋工事を、53年に着手したのが最初である。今回供用した津名一宮 I.C・洲本 I.C 間(11.9km)、および西淡出入口・鳴門北 I.C 間(9.9km)の本線工事の着手は、前者が54年、後者が58年である。この着手時の相違、特に後者の事業促進が今回供用にいたるまでの陸上部工事最大の課題であった。

津名一宮 I.C・洲本 I.C 間が急がれた理由は、洲本市内を通過する現国道28号が2車線であり、右折車線はほとんど設けられていないため朝夕混雑を起しており、そこへ大鳴門橋供用となれば、さらに車両が増え渋滞を生じることが予想され、地元より同時供用を切望されたためである。

供用区間の概要は、表-1のとおりである。

本稿では、今回大鳴門橋と同時供用した両区間で、か

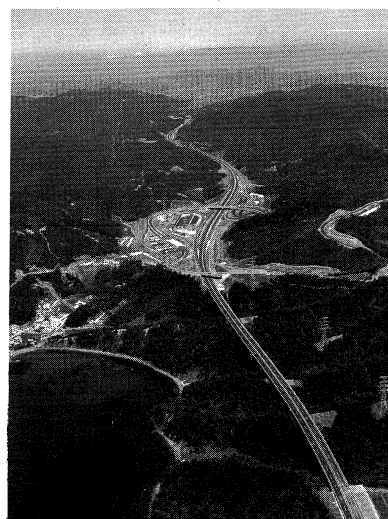


写真-1 淡路島
南インターチェンジ

つ大鳴門橋および門崎、孫崎両高架橋を除いた陸上部の工事概要と特徴について述べる。

2. 土 工

2.1 津名一宮 I.C・洲本 I.C 間

(1) 地形・地質

この区間は、淡路島中央部の先山等の山腹、山麓に沿い、尾根部で標高60～100m、谷部で30～70mと起伏に富んだ地形である。

地質は、大部分が大阪層群であり、段丘堆積物、崖錐性堆積物およびそれらが洗い出された礫、砂と、大阪層群のシルト、粘土から構成された沖積層が谷部に分布し軟弱層を構成する。大阪層群は、粘土、シルト、砂よりなり、一般に固結した粘土と、未固結ないし半固結の砂層である。このため、切、盛土工の際、降雨時には粘土、シルトが流出し、下流に悪影響が生じ易く、その流出防止対策が重

表-1 供用区間の概要

区間別		津名一宮 I.C ～洲本 I.C 間	西淡出入口 ～鳴門北 I.C 間	道路鉄道共用部区間
項 目	道 路 区 分	第1種第3級	第1種第3、第4級	第1種第4級
	車 線 数	2(一部4)	4	4
道路構成	橋	(12橋)1.4km	(2橋)0.1km	(1橋)1.7km
	高架橋	(2橋)0.3km	(6橋)1.3km	(5橋)1.3km
	土工部	10.2km	5.1km	0.5km
	計	11.9km	6.5km	3.5km
各部分の 幅 員	車 道	3.5m	3.5m, 3.25m	3.5m, 3.25
	中央帯	(0.5m)	4.5m, 1.75m	5.8m, 1.75
	路 肩	1.75m, 1.5m	2.5m, 1.25m	1.25m, 2.5m
速 度	設 計	80km/h	80km/h, 60km/h	60km/h
	規 制	60km/h	60km/h	60km/h
最 小 曲 線 半 径	最小曲線半径	994m	1,000m	582m
	最急片勾配	1.0%	3.0%	4.0%
	最急縦断勾配	3.0%	2.3%	1.55%
	最急合成勾配	5.0%	3.8%	4.2%
	最小縦断			
曲 線 半 径	凸形	16,000m	19,000m	36,500m
	凹形	12,000m	22,000m	14,500m
ほか	最小視距	175m	139m	108m

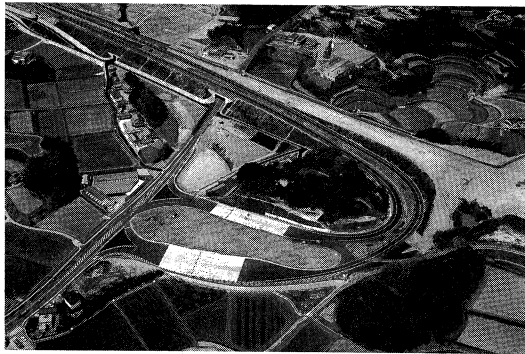


写真-2 津名一宮インターチェンジ

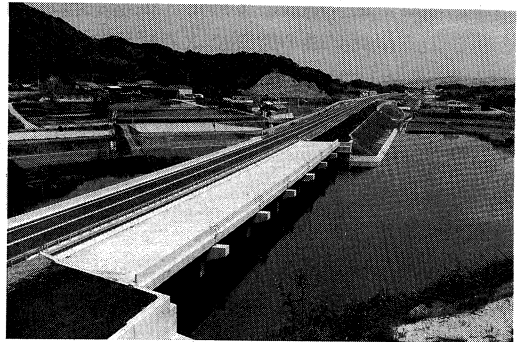


写真-3 ため池内の橋梁（大池橋）

要となる。

(2) 土工

本区間は、客土工区であり、当初施工は原則として6車切土、4車盛土とし、津名一宮I.C、洲本I.Cとも暫定端末I.Cとして施工した。土工量の概要は、表-2のとおりである。207万 m^3 の客土は、本線付近の民地および県道の大切土区間の土取場から採取したマサ土を用いた。一部捨土が生じたのは、区間全体を全面的に工事展開したため、盛土予定先への運搬路整備が間に合わず、未供用区間の盛土部に捨土したものである。

表-2 土工量 (単位:千 m^3)

区間別	道路掘削	構造物掘削	客土掘削	捨土掘削
津名一宮I.C ～洲本I.C間	1,356	350	2,067	227
西淡出入口 ～鳴門北I.C	2,530	105	128	541

(3) 軟弱地盤対策ほか

全般的に土質が悪く、特にため池等の谷部にあたる低湿地の軟弱地盤が多く、時間的制約がある中で、経済性、施工性を考慮してその対策工を行った。

本線内で実施した主な対策工は、次のとおりである。

津名I.C工事では、軟弱地盤をサンドパイルで改良し、特に排水管路を布設する部分にグラベルコンパクションパイル($\phi 700$)で補強した。

安平工事では、支持地盤の大阪層群が傾斜し、その上の軟弱堆積土層上に高盛土を実施した場合、円弧すべりが予測されたので、碎石置換により安全率を確保した。また、高盛土の法尻をテールアルメで土留した箇所、その地盤が軟弱なため地盤改良を必要としたが、現場が狭小で作業も限られるため、深層混合処理としてMIP工法を採用した。

洲本I.C工事では、盛土部に高含水比で有機物主体の軟弱層があり、民家も近接し、振動、騒音の影響を少なくするため、ノンフローコンパクションパイル($\phi 1.2\text{m}$ 、ピッチ2m、深さ2～6m、延1,590m)を施工した。

加茂工事では、尾根部を本線が突き切り25m程度Vカットし、こ道橋(橋長100m)架設直後から、大阪層

群の片側切土面が滑り出したため、アースアンカーで固定し、フリーフレームで法面処理を施工した。

区間12kmの中には、大小合せて150箇所のため池があり、ため池内の橋梁工および土工の施工時に泥土(ヘドロ)処理が必要となるが、泥土の処分先も限られ、曝気乾燥を行うには長時間かかるため、改良を行い路体を使用した。固化改良の強度は、泥土のダンプトラックによる搬出、荷卸地でのブルドーザーによる敷均し作業可能な強度(1軸圧縮強度、1 kg/cm^2)とした。セメント系固化材の使用量は、メーカーおよび土質により異なるが、試験結果では120 kg/m^3 前後が多い。

(4) 工期の短縮

延長約12kmの土工事は、7工区に分割し施工した。

各工事の発注は、58年3月から8月の間であるが、事務所建設を含めての地元説明、用地残件の処理などから、事実上の工事着手は、58年7月から59年1月の間であった。

各工事は、着手は遅れたものの施工速度を早め、59年12月から3月の間に舗装工事が施工出来るように概成した。実質の工期は1年余である。この後、舗装工事と並行して、土工および橋梁上部工の残工事のほか、植栽工標識工を施工し、60年5月中旬には全て完了した。工事着手から完工まで約20箇月が平均工期であった。

この工期短縮は、各関係者の努力によって達成されたものであるが、工事関係からみた短縮の理由は、次の事項であったと考えられる。

- (ア) ため池の機能回復、墓地移転に伴う墓地造成など補償代行工事による支障物件移転の促進。土地、建物所有者、田主に対する工事側からの促進要請。
- (イ) 軟弱地盤対策工は、経済性とともにより短期間で改良する方法を採択したこと。
- (ウ) 文化財、特に遺跡発掘の促進と盛土構造での対応。
- (エ) 公団とJ.Vとの緊密な連絡と協力により、意思疎通を計り、極力手戻りをなくしたこと。
- (オ) 工事中の無事故と交通安全の徹底。これにより間接的に地元の協力を得ること。
- (カ) 仮設材や型枠などをきめ細く転用し、施工速度を早めたこと。
- (キ) 全国的に晴天が続き稼働日数が多かったこと。
- (ク) 局長以下関係者による工事事務所における毎月1

回の事業促進会議の開催。その他、事務所内、用地担当者等による促進会議の開催による早期供用の徹底。

2.2 西淡出入口・鳴門北 I.C 間

(1) 地形・地質

この区間は、淡路島南の山間を抜け、門崎から鳴門海峡を渡り、鳴門市の大毛島にいたる、標高40～80mのところを通過する。

地質は、淡路島中央部から鳴門市にかけては同じであり、砂岩と頁岩が互層になり層理構造の発達した和泉層群である。一般には、ほぼ一定の方向に傾斜しているものの、不規則な地層もあり土軟硬判定が難しい。また、切土部では、地質の傾斜により法面勾配を流れ盤勾配に合わせた箇所があり、切土勾配が流れ盤勾配よりも急な箇所では、鉄筋の縫合により層状すべり防止工を行った。

(2) 土 工

早期に着手した門崎高架橋に隣接する鳥取工事では捨

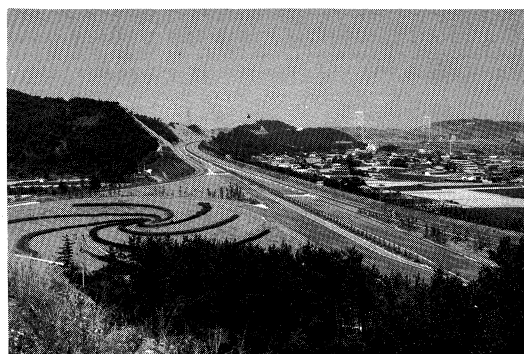


写真-4 大毛土工部

土処分したが、全体としては切盛がバランスしている。

道路掘削の大半は、両 I.C 工事に集中している。

当初施工では、淡路島南 I.C、鳴門北 I.C は完成形、伊毘、亀浦両高架橋は片側 4 車、土工部は 6 車完成形であるが、舗装は中央 4 車である。

(3) 法面工

鳴門海峡をはさみ、国立公園第二種特別地域、普通地域という地域特性と、和泉層群の頁岩は風化が速く、その表面の風化防止のため、法面修復は特に配慮し、鋼製のり枠、ロックネット、土のう客土により法面安定を計るとともに、種散布、種吹付、植生モルタル吹付により緑化を行った。

国立公園地域以外で、表面処理を行わずロックネットのみの場合、その後頁岩が風化し、細化した岩塊が法尻に落ちて排水を阻害する事例も見受けられ、法面処理が若干不十分であったことを示している。

伊毘高架橋下部工事では、海岸が近く、工事による汚濁水の流出防止のため沈砂池を予定していたが、斜面で岩盤の風化が進み崩落の恐れがあり、透水地盤で沈砂池が設けられないので、松杭に菱形金網と防砂ネットに対応した。

大毛島 I.C 工事では、I.C と連結する県道に沿って茂っている松林の防風林を伐開した。この松林は、海岸からの強風、特に夏期のまぜ（南風）を防ぎ、砂地に適したラッキョウ、サツマイモなどを生育する畑地を守っていたため、この機能回復として、有孔折板の防風柵と植樹を行った。また、県道との交差部分への飛砂による

表-3 津名一宮 I.C～洲本 I.C 間橋梁（上り）概要

橋梁別	上部工型式	橋 長 (m)	支 間 割 (m)	幅 員 (m)	鋼 重 (t)	下部基礎型式			く体型式		工 期
						直接	くい	他	橋台	橋脚	
津 名 皿 池 橋	鋼 3 径間連続鈑桁	98.6	3 @32.5	10.0	175	4	—	—	逆 T 控壁	壁	58.11—60.2
山 田 原 橋	鋼単純鈑桁	43.8	42.6	13.8	155	1	1	—	逆 T	—	58.9—59.9
大 池 橋	RC 3 + 4 径間連続中空床版鈑桁	122.1	3 @18 + 2 @18 + 16.5 + 13.85	10.0	—	8	—	—	逆 T	壁	59.10—59.9
洲 本 皿 池 橋	PC 2 径間連結合成桁	58.9	2 @28.5	10.0	—	3	—	—	逆 T	壁	59.2—59.12
古 宮 高 架 橋	PC 4 径間連結合成桁	120.5	29.38 + 2 @30.2 + 29.6	10.0	—	—	5	—	箱 逆 T	壁	58.9—60.2
中 田 川 橋	鋼 3 径間連続鈑桁	95.6	30.5 + 33.5 + 30.5	10.0	174	4	—	—	箱 控壁	壁	58.11—59.12
双 又 川 橋	RC 6 径間連続中空床版鈑桁	114.0	18.5 + 4 @19 + 18.5	10.0	—	7	—	—	控壁 逆 T	壁	58.12—59.10
琵琶川橋	鋼 2 径間連続鈑桁 RC 5 径間中空床鈑桁	154.0	2 @31.5 (M) 17.5 + 3 @18 + 17.5	10.0	124	8	—	—	逆 T	壁	58.12—59.12
天王池橋	PC 3 径間連結合成桁	80.8	3 @26.04	10.0	—	2	2	—	控壁	壁	58.12—59.9
弥助池橋	RC 3 径間連続中空床版鈑桁	51.9	3 @17	10.0	—	2	2	—	逆 T	壁	59.11—59.6
釈迦堂川橋	鋼 4 + 5 径間連続鈑桁	329.0	34.5 + 2 @42 + 34.5 34.5 + 3 @35 + 34.5	10.0	635	4	6	—	逆 T 控壁	壁	58.11—60.6
下内膳高架橋	鋼 3 径間連続鈑桁	140.0	42.45 + 54 + 42.45	10.0	343	4	—	—	控壁	壁	58.11—60.3
谷 田 池 橋	RC 3 径間連続中空床版鈑桁	49.0	16 + 16.2 + 16	10.0	—	4	—	—	逆 T	壁	59.7—60.4
奥 畑 川 橋	鋼単純箱桁 RC 1 + 5 柏間連続中空床版鈑桁 (上り)	167.05	61.5 + 19.65 + 5 @16.9	13.75 ~18.1	630	7	—	1	逆 T	壁	59.1—60.10
	鋼 2 径間連続鈑桁 RC 5 径間連続中空床版鈑桁 (下り)	179.7	44.5 + 39.5 + 5 @18.8	15.3 ~22.5							

堆砂防止対策に防砂柵を設置した。

3. 橋梁工

陸上部橋梁の概要は、津名一宮 I.C・洲本 I.C 間が表-3、西淡出入口・鳴門北 I.C 間が表-4 のとおりである。この中では、洲本市街地からよく見える釈迦堂川橋と、亀浦港からすぐ目に入るディビダーク工法の亀浦高架橋が特徴のある橋梁である。

鋼橋上部工の架設は、大半をトラッククレーンによった。なお、伊毘第一から第五までの高架橋では、起伏の大きい岬部分に架けかつ進入路も困難なため、10 t および 15 t 相吊のケーブルクレーンを、上部工架設だけでなく、ケーソン基礎を含む下部工工事にも使用した。

塗装は、伊毘高架橋は海に近いので海峡部仕様とした。上塗りの塗色はライトグレーである。

4. 舗装工

舗装設計は、アスファルト舗装要綱によるが、駐車場、料金所広場、バスストップなどは、日本道路公団の設計

要領により決定した。

本区間は、暫定供用期間が長いこともあり、仕上げ面は計画高と一致させた。舗装構成は、図-1 のとおりである。

5. 交通安全施設工

5.1 防護柵等

防護柵は、盛土部の保護路肩にガードケーブル、山地部、設置延長の短い箇所、視線誘導の必要な I.C ランプ部にガードレールとした。

中央帯の構造は、津名一宮 I.C・洲本 I.C 間が幅 50cm の暫定中央帯、西淡出入口・鳴門北 I.C 間のうち高架橋は完成時 3 車線を暫定 4 車線供用するため、上下分離としてボックスビームを設置し、一般部は中央帯にウバメガシを植栽した。

5.2 交通運用

標識設置の基本方針は、まず 62 年の 45km 供用時の配置計画を策定し、60 年 6 月供用から約 2 年後に供用形態が変ることを前提にして、今回供用時の配置計画をたてた。ただし、規制、指示、補助標識は、当面の暫定供用分の

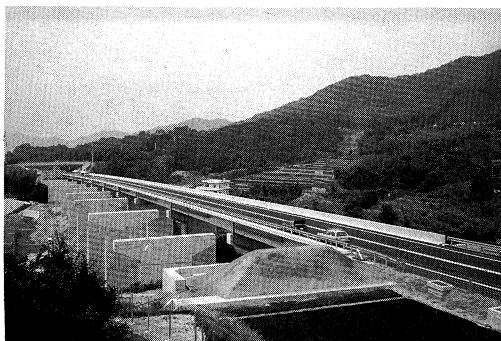


写真-5 釈迦堂川橋

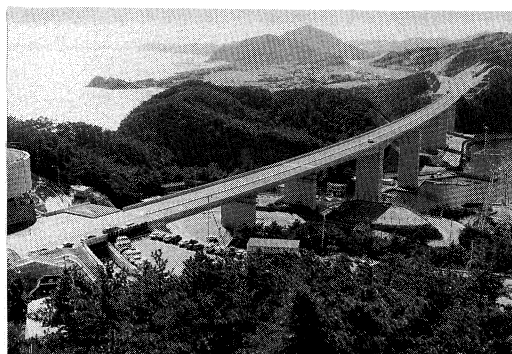


写真-6 亀浦高架橋

表-4 西淡出入口～鳴門北 I.C 間陸上部橋梁概要

項目 橋梁別	上部工型式	橋長 (m)	支間割 (m)	幅員 (m)	鋼重 (t)	下部基礎型式			橋型式		工期
						直接	くい	他	橋台	橋脚	
伊加利橋	鋼単純鈑桁 (上り)	46.5	45.5	10.25	245	3	—	—	控壁 逆 T	壁	58.8—59.9
	鋼 2 径間鈑桁 (下り)	68.0	35+32	10.25	—	—	—	—	—	—	
淡路島南 I.C ランプ橋	PC 3 径間連続箱桁	78.39	20.5+36.5+20.5	6.5×2	—	4	—	—	逆 T	壁	58.7—59.7
第一伊毘高架橋	鋼 3 径間連続鈑桁 (上り)	146.0	45+54.95+45	8.0×2	545	1	—	3 深礎	R 逆 T	R	56.3—59.11
第二伊毘高架橋	鋼 3 径間連続 (3 連) 鈑桁	405.0	3 × (42+50+42)	8.0×2	1,389	1	—	9 深礎	R 逆 T	R	56.3—59.11
第三伊毘高架橋	鋼単純鈑桁 (上り)	48.0	47.1	8.0×2	176	—	—	2 深礎	R	—	56.3—59.3
第四伊毘高架橋	鋼単純鈑桁 (上り)	40.0	39.1	8.0×2	121	—	—	2 深礎	R	—	56.3—59.3
第五伊毘高架橋	鋼 4 径間連続鈑桁 (上り)	153.0	36+2+@42+36	8.0×2	486	2	—	3 深礎	逆 T	R	56.3—59.3
第六伊毘高架橋	鋼単純鈑桁 (上り)	49.0	48	8.0×2	184	2	—	—	逆 T	—	58.6—59.3
亀浦高架橋	PC 2 径間連続箱桁	593.35	2 @45.4 +87+100+87 +65+95+65	8.0×2	—	4	—	5 ケー ソン	逆 T	壁	57.3—58.9
	PC 3 径間連続 (2 連) 有ヒンジラーメン										59.12—59.3
	(上り)										55.3—59.2
鳴門北 I.C 橋	PC 単純 T 桁	28.3	27.5	12.3 +10.25	—	—	2	—	逆 T	—	56.6—57.9

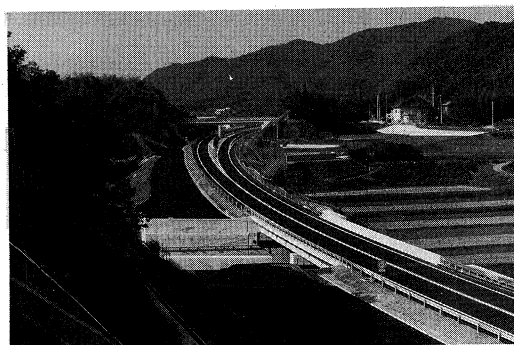


写真-7 2車線から4車線への移行部(洲本皿池橋より)

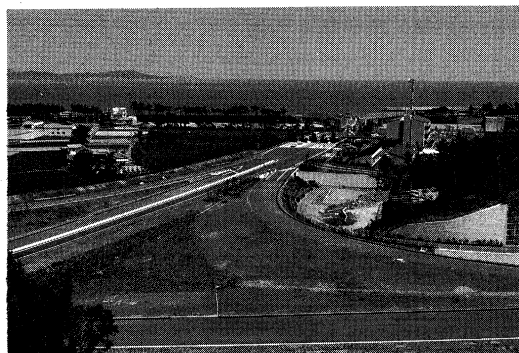


写真-8 鳴門北インターチェンジ

みとした。

今回供用に伴い淡路島内、鳴門市内の関連道路における案内標識について、表示内容の変更が生じる場合があるが、標示板取り替え時には本四道路の表示を極力挿入して公団独自の案内標識を減らすとともに、各道路管理者に新設計画がある場合、共架方式により標識の乱立を避けた。

可変道路情報板は、A型を大鳴門橋の両端と洲本 I.C に、B、C 型を各 I.C と西淡出入口に設置した。

なお、海峡部では、風、霧等の気象特性を考慮し、可変速度規制標識を設置している。

5.3 付加車線の設置

津名一宮 I.C・洲本 I.C 間 12km は、暫定 2 車線で供用されるため、一定の追越し機会を与えるよう付加車線を設置した。これは両 I.C 間のほぼ中間にあたる洲本皿池橋・古宮高架橋間約 1.2km を、中央完全分離の 4 車線区間(有効長 450m)とした。

6. 植 栽

今回供用する区間の土壌は、大阪層、和泉層であり、いずれも硬くて腐植分が少なく、保水力も小さい。また、年間降雨量も少ないので、土壌改良と根針部に蒸散、雑草防止処置(マルチング)を必要とする。

植栽には、地域の特性を活かした路傍植栽と、I.C 毎にテーマを設けて造園を行った。例えば、兵庫県木のクスノキ、徳島県木のヤマモモ、淡路島内の市、町木のウバメガシ、マツ、鳴門市木のモチなどを I.C 内や路傍に植えたほか、地域に関係のある事象、例えばうずしお模様の植栽などを取り入れた。

また、将来の交通予測に基づき、騒音に係る環境基準値を超える供用区間の一部に、コンクリート製しゃ音板($h=2\text{m}$)を路肩に設けたが、その道路内外に樹木を

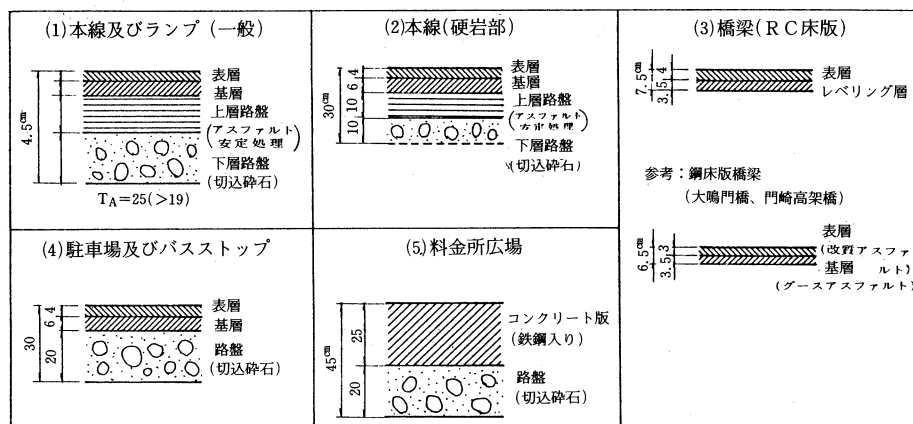


図-1 舗装構成

植え周辺との調和を計った。

兵庫県では、全県全土公園化構想により道路沿線への植栽にも力点を置いており、この主旨との整合からも、I.C の造園および路傍植栽には、苗木が主であるが、その趣旨に協力した。

7. あとがき

開通式は、津名一宮 I.C および淡路島南 I.C で執り行われた。後者での開通式がマスコミで大々的に報じられ盛況であったのは周知のとおりであるが、前者のそれもささやかであったものの、親しみがもてかつある感慨があった。

この開通に先立ち、大鳴門橋完成を記念し、兵庫県で「くにうみの祭典」、徳島県で「鳴門ピア」の催しが行われ、いずれも一定の効果を上げ、また開通後各パビリオンの入館者が増加したと聞く。

本四道路が、四国、淡路島の地域開発に大いに貢献し、その地域開発が本四道路にも寄与するという相乗効果を生じて欲しいと念じるものである。

なお、本稿では述べていない未供用区間が、それぞれ若干の問題をかかえながらも 2 年後の供用を目指して、精力的に工事が進められていることを追記したい。

最後に、建設省、各地方自治体、各 J.V 等、多方面にわたる関係の方々によるご指導、ご協力に対し、深く感謝の意を表します。

大鳴門橋関連区間の維持管理設備

The Maintenance Equipments of Route Connected with the Ohnaruto Bridge

第一建設局 機械電気課長 谷口 肇
Hajime Taniguchi

1. まえがき

昭和60年6月8日に開通式が津名一宮 I.C.、淡路島南 I.C. および鳴門市文化会館の3か所で挙行され、その日の午後6時に、一般に供用が開始された。翌日は、日曜日で好天に恵まれたため、日交通量6,500台の3倍を超す21,850台（6月9日、0時から24時までの通行台数）が大鳴門橋区間を通行した。この区間にはAルートで唯一の淡路島南P.A.があり、便所等の污水处理設備の能力不足が懸念されたが、オーバーフローすることもなく、無事、処理機能を果たした。

維持管理設備は、大別するとつぎの3つに分けられる。すなわち、機械設備関係（給水、污水处理、料金徴収、車両取締り〔車両重量計、軸重計、車高計〕、長大橋点検補修作業車、管理用自動車類）、通信設備関係（マイクロ・ウェーブ通信、移動無線、船舶航行援助〔レーダ・ビーコン、視界自動応答装置〕）および電気設備関係（交通流監視〔グラフィック・パネル、トラフィック・カウンタ、可変情報板、可変速度規制板、ITVカメラ、スピーカ〕、気象情報、橋体動態、船舶安全〔航路灯、橋脚灯〕、航空安全、電力〔受配電設備、直流電源、照明〕）が全容と云えよう。これらの設備について概述したい。

2. 機械設備関係

2.1 給水設備（消火用設備を含む）

淡路島内は、年間降雨量が少く、島内の水事情がよくない。このため、夏場は時間給水を余儀なくされる地区が多い。当公団で使用する用水（道路清掃用水、植樹散水、P.A.等便所の用水、各種飲料水、食堂の用水等）は、四国の水を大鳴門橋に添架した水道管を通して、淡路島へ給水する設備を設置している。

大鳴門橋上の車両火災に対しては、橋上の中央分離帯の高欄部に、50m毎に消火栓を設置している。消火栓には、長さ30mのホースがリールに収納されており、火災時にはドライバーがホースを引出して消火する。この消火栓には、給水栓も併設されている。

四国の水は、大鳴門橋5Aのアンカレッジの内部に80m³の受水槽を備え受水する。受水槽の下部に、給水ポンプと消火ポンプを設置し、用途に応じて動作させる。受水全量は、津名一宮 I.C. 通水時600m³/日、明石開通

時1,400m³/日で運用する。水量は、ポンプ室に設置した自記録式メータで、記録を残している。

当面、水の使用量は、淡路島南P.A.で約80m³/日が、大鳴門橋上の消火栓で約75m³（約40分間放水）が大口の消費場所である。

2.2 污水处理設備

洲本管理所、西淡出入口、淡路島南P.A.および鳴門管理事務所には、それぞれ有人の施設があり、便所の用水をはじめ生活用水の下水処理設備を配置している。

淡路島南P.A.、鳴門管理事務所は、いずれも国立公園内であるため、処理水の排出が難しく、特殊な設備を設けている。処理水は、河川、海浜に放流せず、無放流方式（一部蒸発、一部地下浸透）を採用している。

無放流方式では、バクテリアなどの微生物が糞尿などの有機物を消化して、浄化させる働きを持っている点に着目している。バクテリアの繁殖した浄化槽を2回通過すると、BODで200ppm位の原水が20ppm位の浄化水に処理される。これを更に特殊な土じょう（バクテリアの繁殖し易く、吸水のよい土）に通して、BODで10ppm位まで処理をする。污水発生の最も大きい淡路島南P.A.では、160m³/日（交通量12,000台/日）の処理設備を、このタイプで実施している。160m³/日の半量の80m³/日は、便所の水洗用水に活用（中水と称している）し、循環使用する。鳴門管理事務所の分も処理量は小さいが、仕組みはほぼ同様である。

淡路島南P.A.、鳴門管理事務所以外の処理設備では、洲本管理所は、通常の接触曝気方式で処理し、河川に放流している。また、西淡出入口は、排出量が少量であるのと、短期間（約2か年）であるので、汲み取り式としている。

2.3 料金徴収設備

津名一宮 I.C.～洲本 I.C.（2出入口）、西淡出入口～鳴門北 I.C.（3出入口）では5か所の出入口があるが、このうち、洲本 I.C.、西淡出入口および鳴門北 I.C.の3か所に料金徴収設備を配備し、切符（領収書）によって、出口・入口で料金の徴収を行っている。津名一宮 I.C.と淡路島南 I.C.は、設備と人員配置を無くして、経費の節減をはかっている。

この機械の特色は、領収書の発行、通行台数（料金車

種別）・徴収金額が機械記録されることである。記録済の用紙は、施錠箱の中に収納されており、管理者しか見られない仕組みになっている。

なお、料金徴収設備は、津名一宮 I.C から鳴門 I.C までの間 45km が開通した暁には、6 I.C 全部に磁気カード方式を採用する予定である。

2.4 車両取締設備

この設備は、20 トンを超える重量オーバー車、3.8m を超える車高オーバー車を本線内に入らせないためのものである。具体的には、車重計（0 ～ 50 トン計重）、軸重計（10 トン／軸）および車高計の 3 種類の計器を、トールゲート付近に配置し、徴収員が流入車のチェックをする。規定値オーバー車は、一旦、流入させて I.C 内で方向転換させ、すみやかに出口ゲートから排出する。

この設備は、当面、津名一宮 I.C、淡路島南 I.C の 2 I.C には、徴収員が無人のため、配備をしていない。この両 I.C からの流入車は、チェックされなくなるので、車高については両 I.C とも鉄製の門構を設置し、違反車の流入を阻止している。

2.5 長大橋・点検補修作業車

この設備は、大鳴門橋（1,629m）と門崎高架橋（1,009m）2 橋の橋桁の点検に主眼を置いて、作られたものである。

特に、大鳴門橋の補剛桁の断面は、幅 34m、高さ 12.5m の大断面であり、安全に効率よく点検補修ができるように、大形の作業車が設置されている。

大鳴門橋桁外面点検補修作業車及び内面点検補修作業車は写真－1、写真－2 に、概略の仕様は、表－1 に示すとおりである。

2.6 管理用自動車類

津名一宮 I.C ～洲本 I.C 間 11.9km と西淡出入口～鳴門北 I.C 間 9.9km に 15 台の維持管理用自動車を配置している。配置の内訳は、表－2 に示すとおりである。

2.7 雪寒対策設備

開通区間の冬期気象は、比較的温暖であるが、気温が 0℃ を下まわることが時々あり、橋上部の路面凍結が懸念される。降雪は、稀にはあるが、あっても降雪量は、たかが知れている。そこで主として、橋梁区間の凍結防止に主眼を置いた設備を、洲本管理所と鳴門管理事務所



写真－1
桁外面点検補修
作業車



写真－2 桁内面点検補修作業車

表－2 管理用自動車の配置表

車 種	規 格	鳴門（管）	洲 本	摘 用
道 路 巡 回 車	セ ダ ン	1	1	各 1 台 づ つ 0.98 t クレーン 付 兼・雪寒対策車
道 路 維 持 作 業 車	ラ イ ト バ ン	2	1	
自 走 式 標 識 車	小 型 ト ラ ッ ク	2	2	
散 水 車	9,500 ℓ	1	1	
路 面 清 掃 車	4 輪 ブラ シ 式	1	0	
高 所 作 業 車	13.5 m	1	0	
連 絡 車	セ ダ ン	2	0	
計		10	5	

に設置している。

設備は、凍結防止剤（塩化カルシウムまたは、塩化マ

表－1 長大橋・点検補修作業車の概略仕様

橋 名	用 途	概 略 仕 様				台 数
大 鳴 門	外 面 用	寸法：16.14m	（高）×39.4m	（幅）×2.5m	（長）、重量：43 t（A1 製）、走行速度：5 ～ 30m/分（モータ）	4 台
	内 面 用	3.9 ～ 7.1m	× 8.97m	× 4.9m	、 12.5 t（A1 製）、 3 ～ 20m/分（モータ）	4
門 崎 高 架	上 面 用	2.15m	× 4.35m	× 2.45m	、 2.12 t（A1 製）、 15m/分（モータ）	4
	下 面 用	2.2m	× 9.18m	× 2.26m	、 4.37 t（A1 製）、 8m/分（モータ）	7

グネシウム)を溶解槽で水溶液にして、散水車に積込み、路面に散布する方式をとっている。

3. 通信設備関係

通信設備は、マイクロ・ウェーブによる無線系と光ケーブルによる有線系の2系統を採用している。2系統を採ったのは、機器の故障時の危険分散を考えたのと、災害時の通信の確保をはかるためである。本来、通信容量の大きい光ケーブル系が幹線の働きをするが、当面、淡路島南P. A～鳴門北I. Cの区間にしか、光ケーブルが完成していないので、当分の間、無線系が主体となり、光ケーブルは補助的な役割りをする。

3.1 光ケーブル設備

光ケーブル6本の用途は、音声等(電話、データ伝送)に上り・下り各1本の2本、映像(ITV・5画面)に2本、その他将来の拡張性を考慮した予備に2本を当てている。

通常、ケーブルの構造は、細い光ケーブル(中心に純度の高いガラスの核を有するガラス線)を保持するために、保護ケーブル(芯)を中心に、その外周部に6～7本の光ケーブルを同心円状に配線してある。第一建設局で採用した光ケーブルは、6本の光ケーブルを内蔵した直径15mm程度のキャブタイヤコード状のもので、通信管路(内径54mm)に入線して、淡路島南P. Aから鳴門管理事務所まで配線している。

光ケーブル6本の用途は、音声等(電話、データ伝送)に上り・下り各1本の2本、映像(ITV・5画面)に2本、その他将来の拡張性を考慮した予備に2本を当てている。

3.2 マイクロ・ウェーブ通信(多重方式)

音声、データ等の情報の伝達手段として、光ケーブルの他にマイクロ・ウェーブ通信を備えている。多重方式は、割当てられた波長を、時間差を設けて複数回線の通話を可能としている。一波長で複数通話ができることから、多重方式と呼称している。NTT(日本電信電話株)、建設省などで20年来の使用実績を有しており、通話状態は一般の電話と変わらず、安定した通話系の一つに数えられている。当面は、マイクロ・ウェーブのみが通信系の幹線となっているが、45km開通時には光ケーブルと、このマイクロ回線がループ状にネットワークを形成することによって、相互のバックアップ機能が完成されることになる。

光ケーブルとマイクロ・ウェーブに乗って流れる信号(音声、データ、画像)は、お互いの伝送系統間を相互乗入れするため、信号方式は光ケーブルと同様のPCM(Pulse Code Modulation)方式、所謂、数値(デジタル)化の方法をとっている。

3.3 移動無線

道路巡回車などの自動車類に無線機を搭載し、管理事務所との連絡をとる仕組みが、移動無線装置である。2回線の通話数を有し、通信方式は通常のアナログ方式をとっている。

大鳴門橋の4P塔頂(高さ144m)と洲本I. Cから少し北寄りの市原地先に、それぞれアンテナを設け、開通区間の通話の用に供している。

3.4 船舶援助施設

大鳴門橋の橋脚等に通行船が衝突しないように、レーダ・ビーコンと視界(霧)自動応答装置を設けている。

(1) レーダ・ビーコン

鳴門海峡を通行する船舶の多くがレーダを装備している。レーダ・ビーコンは、灯台と同じように一種の航路標識である。大鳴門橋3Pの主塔中間部に、レーダに感應するビーコンを、橋を挟んだ両側に設置している。鳴門海峡にさしかかった通行船のレーダ・スコープ上に、独特のドットマーク(点線)が生じ、橋脚3Pの位置を示す。このマークを注目しながら操船すると、安全に航行が得られる。

(2) 視界(霧)自動応答装置

鳴門海峡は、4～5月頃にしばしば、霧が立ちこめる。著しいときは、10m先も見えない濃霧に遭遇することもある。このために、大鳴門橋の2Pと3Pの間に、透過(V. I)計を設置して、約300mの大気の透過度を測定している。この値に基づき、300m未満、500m未満、1,000m未満、2,000m未満および2,000m以上の5段階の視界を選び出し、NTTの電話回線(07995-2-2871)を通して、情報を船舶に提供している。レーダを持たずに目視で航行している船舶でも、事前に鳴門海峡付近の霧の状況が判別できる。

4. 電気設備関係

4.1 交通流監視制御設備(ASTEC: Automatic Supervisory Telemeter and Telecontrol System)

本線上の自動車の流れの監視、自動車への情報の提供を行う設備を総称して、交通流監視設備と云っている。設備の内容は、トラフィック・カウンタ、可変情報板、可変速度規制板、ITVカメラ、スピーカ、グラフィック・パネル等である。

(1) トラフィック・カウンタ

トラフィック・カウンタは、自動車の通行台数を自動的に計測する設備である。路面下にループコイルを埋込んでおき、自動車の通行で、磁場が変化する現象をとらまえて、車両台数をカウントする。

台数のカウントは、毎正時の直前1時間交通量が、鳴門管理事務所のコントロール室で、自動的に記録される仕組みとなっている。数値のサンプリングは、5分間ごとに行っており、管理事務所のグラフィック・パネル上に、5分ごとに累積値が表示される。

台数の計測位置は、津名一宮～洲本区間と大鳴門橋区間の上下に、それぞれ1か所ずつ、計4か所にループコ

イルを埋設し、測定している。

(2) 可変情報板

表示板の種類は、A形（本線用）、B形（国道、県道等からの進入車用）およびC形（トールゲート用）の3種類に大別され、A形、B形、C形の順に表示板の大きさは小さくなり、表示項目も減少する。

表示のコントロール（表示がえ）は、鳴門管理事務所のコントロールセンターで、気象、事故、工事等の情報を収集し、管制員の判断で表示に必要な文言を選び出し、表示板に掲出する。

(3) 可変速度規制板

表示内容は、60km/h、40km/h、停止の3段階で、操作は鳴門管理事務所で実施される。

設置場所は、大鳴門橋を重点に6か所に配置している。

(4) ITVカメラ、スピーカ

大鳴門橋上に4か所と淡路島南P.A1か所に、ITV（Industrial Tele Vision）カメラを設置している。用途は、大鳴門橋上の車両の流れを監視するためである。鳴門海峡の観潮のため、車両が橋上に停車して、渋滞を生じる懸念がある。渋滞を未然に防ぐため、鳴門管理事務所で、ITVカメラで監視し、橋上設置のスピーカ（120mごとに設置）で、円滑な走行を呼びかけている。

また、淡路島南P.Aのものは、気象異常等で大鳴門橋を通行止めにした場合に、可変情報板で通報する以外に、下りP.Aの駐車状況をITVカメラで監視し、スピーカで適切な誘導を行うためである。

(5) グラフィック・パネル等

交通流監視、気象、船舶・航空安全、電力、水道等の諸設備の作動状態が、鳴門管理事務所のコントロールセンターに集まり、集中管理を実施している。

パネルは、高さ2m、幅10mあり、操作席まで6m離して見え易くしている。

この部屋には、グラフィック・パネルの他に、諸設備の遠隔監視をしている機器も配置されており、機械・電気設備の監視センターとも云える。グラフィック・パネルは写真-3に示すとおりである。

4.2 気象情報設備

風、雨、凍結などの状態を速かにキャッチして、適確な交通管制をする必要がある。これらの用に供するために、風向・風速計、雨量計、気温計、路温・水分計などを本線沿いの各所に設置している。これらの測定結果は、鳴門管理事務所のコントロールセンターへ、マイクロ・ウェーブまたは、光ケーブルを通して伝達される仕組みになっている。

4.3 橋体動態観測設備

大鳴門橋は、橋長1,629mの吊橋である。建設後の実橋の挙動を捕捉するために、橋梁各部に振動計、加速度計、変位計、風向・風速計等を設置している。計測データの収集は、外力（風、地震等）で、一定値を越えた原

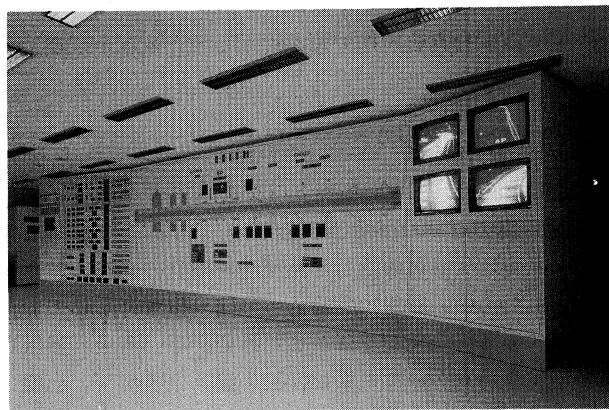


写真-3 グラフィック・パネル

象のみを自動的に、マグネティック・テープに記録される設備になっている。

この設備の詳細は、第一建設局・設計課の報文を参照されたい。

4.4 船舶安全設備

鳴門海峡を通行する船舶に、大鳴門橋の存在を明確にさせるために、一連の船舶安全設備を設けている。

(1) 航路灯（中心灯〔緑色〕、側端灯〔赤色〕）

補剛桁の両側に、航路の中心を示す中心灯と航路の両側を示す側端灯が3基ずつ、6基取り付けられている。

この灯火は、夜間のみ点灯している。いずれの航路灯も1基当たり10灯で構成されており、遠方からの視認性とランプ断線時の危険分散をはかっている。

(2) 橋脚投光設備

航路に接近して2P、3Pおよび4Pの橋脚が海上に建設されている。これらの橋脚に通行船舶が接触・衝突しないように、橋脚の頂版上部に投光設備を設けて、夜間のみ点灯し、日没後の事故に備えている。

船舶安全設備としては、この他に既に通信設備の章で触れたが、レーダ・ビーコンと視界（霧）自動応答装置がバックアップしている。

4.5 航空障害灯

大鳴門橋の主塔（3P、4P）は、海面上144mの高さがあり、飛行機の衝突の恐れがある。このため、航空法の定めがあり、航空障害灯を塔頂と塔中間部に取付け、飛行機に主塔の存在を認識させる必要がある。

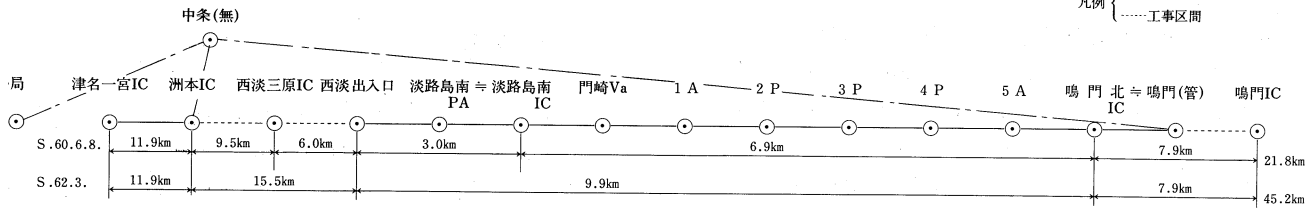
障害灯の仕組みは、写真のフラッシュ・ライトと同じ手法で、1分間に40回の頻度で、フラッシュが塔のコーナ部から発光する。光の強さは、バック・グラウンドの光量（太陽）を考慮して、昼間、薄暮、夜間の順で弱くしている。

4.6 電力設備

各I.C、P.A、大鳴門橋、門崎高架橋、亀浦高架橋の照明を始め、各種の設備で電力の消費がなされる。このため、消費地単位（主としてI.C、P.A、長大橋ご

表-3 機械・電気等設備の配置表

凡例 { — 供用区間、--- 通信回線
..... 工事区間



区 分	項 目	局	津名一宮 IC	洲本 IC(管)	中条 (無線)	西淡 出入口	淡路島南 PA	淡路島南 IC	同左 IC	門崎 Va	1A	2P	3P	4P	5A	鳴門北 IC	鳴門(管)	摘 要
B 交 通 流 監 視	中央コントロール設備																◎	含むグラ・パネ
	ミニ・グラ・パネ			○													◎	
	トラフィック・カウンタ		①	⑦						T1A ⑤					①		◎	
	可変情報板		4B, 2C	1A, 2B, 1C		1B, 1C			2A, 2B, 1C		1 A				1 A	2B, 1C	◎	A:本線, B:国道等 C:トールゲート
	可変速度規制板								① ⑤				⑤		① ④		◎	
	ITVカメラ、スピーカ							○			○		○	○	○		◎	スピーカ 大鳴門橋: 26コ 淡路島南: 4コ
C 気象情報	気 象 諸 量			○					○		○					○	◎	風速、風向等
	凍 結								○								◎	水分計、路湿計
	霧								○		○					○	◎	
D 通 信	光 ケ ー ブ ル							○			○						◎	800MHz級、6心
	無 線 (電話等)	○		○	◎												◎	
	〃 (移 動)		市原	○										○			◎	
	非 常 電 話																◎	陸上部: 1kmごと 海峡部: 0.5kmごと
E 車両取締	車 両 重 量 計			○		○										○		
	軸 重 ・ 車 高 計			○		○										○		
N 長 大 橋 維持管理	上 面 作 業 車									④								4 台
	内 面 〃											①	②	①				4 台
	下 面 〃									⑦								7 台
	外 面 〃											①	②	①				4 台
	橋梁動態計測																地震のみ ◎	39センサ (地震計を含む)
O 自 動 車	自 動 車			⑤													⑩	各種15台
P 船 舶 安 全	中心・側端灯												○	○			◎	
	橋 脚 投 光											○	○	○			◎	
	レーダ・ビーコン												○				◎	夜間・霧対策
	視界(霧)自動応答											○	○				◎	
Q 航 空 安 全	航 空 障 害 灯												○	○			◎	
W 電 力 設 備	受 配 電 設 備		30KVA	300KVA		150KVA		400KVA	75KVA	450KVA					300KVA	400KVA	◎	
	直 流 電 源 設 備	○		○	○			○	○	○					○	○	◎	
	照 明 設 備		○	○		○	○	○					主 塔 主 塔			○		
X 給・排水 設 備	管理用水配管		配管のみ	---														最大 600t/日 (消火用を含む)
	PA・IC内配管(上水)			○		○	○	○								○	○	
	〃 (下水)			5t/日		1t/日	160t/日	○	○								8.8t/日	処理設備を含む
Y 料 金 設 備	料 金 徴 収 設 備			○		○										○		
Z 営 繕	中条無線中継所				○													
	淡路島南展望台							○										機械・電気設備のみ
	管理事務所等			○												○		〃
そ の 他	予 備 品																	各種電子プリント板
	事 務 機 器																	

注: 表中◎はキー・ステーションを示す。

(S.60.6.8 現在)

と)に受配電、直流電源、照明等の諸設備が配置されている。これらを総称して、電力設備と呼んでいる。

(1) 受配電設備

電力は関西、四国両電力会社の商用電力に依存しているが、多量(300~450 kVA程度)の電力を使用するので、6.6 kVの高圧で受電して低圧(460または100 V)に変圧して、城内の設備に配電している。

設備の中身は、トランス、配電盤等で構成されており、受配電設備と称している。商用電源が停電した場合を考慮して、エンジン式の発電機を併設しており、停電対策としている。

(2) 直流電源設備

トラフィック・カウンタなど一連のセンサ類の制御、無線の電源は、直流電源を必要とする。このため、電力会社の商用電力(交流)を整流して、直流に加工する設備を設けている。これらを直流電源設備と称している。加工された直流は、バッテリーに蓄えて用いられるので、停電時もある程度、供給が可能である。

(3) 照明設備

通行車両用の道路照明とメンテナンス用の維持管理照明が、本線沿いに配置されている。

以上、機械、通信および電気設備の概要を述べたが、

各設備の配置をI.C、P.A等の場所ごとに表わすと、表-3に示すとおりである。

5. あとがき

機械、電気等の設備は、本線の道路沿いに、I.C、P.Aの構内に、あるいは管理事務所等の建物の中に収納されて、設置するものがほとんどである。当課が手掛けた諸設備は、道路、I.C、P.A、建物等が完成しないと据付けができないと云うことである。

特に、津名一宮I.Cと洲本I.C区間は、工事の進捗が全体におくれ、設備面を担当した機械電気課は、開通直前は薄氷を踏む思いをした。幸い、受注業者の絶大な協力で、どうにか間に合った。この紙面を借りて、各社に感謝を申し上げたい。

いずれの設備も、すでに管理部門である鳴門管理事務所へバトンタッチをしているが、管理部門の機械、電気担当職員が少数(専任は電気職が1名)であり、設備を生み出した建設部門としては、目が離せない。担当職員が充当されるまでは、管理部門との協調を、どのように円滑にするかが課題の一つと云えよう。

門崎高架橋の振動実験および風による振動計測

Compulsory Vibration Test & Measurement of Aerodynamic Deformation on Tozaki Bridge

工務第二部工務第三課課長代理
(前) 鳴門工事事務所 第四工事長

吉田 修
Osamu Yoshida

1. まえがき

門崎高架橋は全長1,009.5m、3径間連続および4径間連続の2連からなる鋼床版箱桁である。暫定施工のため張出しブラケットが長く桁高の低い比較的剛性の低い箱桁となっていること、また太平洋に面した強風地帯に位置し、隣接する門崎半島の影響によって吹上げ風を受

けること等から門崎高架橋の耐風安定性については橋梁計画の段階から風洞実験等、様々の研究がなされてきた。その詳細はすでに本四技報その他に発表されているので省略するが、主な経過は表-1のようになっている。

これを要約すると、未対策断面では比較的低い風速域で渦励振およびギャロッピングが発生する。ダブルフラップおよび下部スカートを取付けることによってギャ

表-1 門崎高架橋の風洞実験経緯

番号	項 目	目 的	成 果
1	4径間風洞試験 (その1) S.55.12.	・基本断面の耐風安定性の検証	・一様流中において $V=14\text{m/s}$ で渦励振が発生する、迎角 5° のとき $V=31\text{m/s}$ でギャロッピングが発生する。
2	4径間風洞試験 (その2) S.56.8.	・桁の耐風安定性に対する地形の影響 ・安定化対策	・地形による気流の吹上角は渦励振発生域で $\theta=10^\circ$ ギャロッピング発生域で $\theta=6^\circ\sim7^\circ$ 。 ・渦励振は地形によってその振幅を大にする。ギャロッピングは耐風性が改善される方向となる。 ・耐風安定性はダブルフラップ (DF) + 下部スカート (LS) の組合せが有効である。 η (渦励振) $\leq 180\text{mm}$ V_w (ギャロッピング) $\geq 100\text{m/s}$ ・実橋の耐風性を2次元模型で定量化するのは難しい。
3	4径間風洞試験 (土木研究所) S.57.5.	・多次元模型 (全径間模型) による風洞 (その2) の安定化対策の検証	・耐風安定化対策 (ダブルフラップ+下部スカート) の効果 η (渦励振) $= 240\text{mm}$ V_w (ギャロッピング) $\geq V_{dy}$ ・乱流によって ($I_v=0.1$) パフェッティングが発生する η (基本断面) $\approx 1360\text{mm}$ ($V=63\text{m/s}$) η (DF+LS) $\approx 940\text{mm}$ () がDF+LSは他の安定化案より効果がある。
4	4径間に風洞試験 (その3) S.57.6.	・ギャロッピング、パフェッティングに対する制振効果のよい耐風安定化対策の改善案 ・床版上の気流速度	・DF+LSが耐風安定化対策として、良好である。 ・ダブルフラップは床版上の剝離領域高を高くするが剝離領域内の流速の低減率を小さくする。
5	3径間風洞試験 S.56.12.	・基本断面の安定性の検証 ・耐風安定化対策	・一様流中において $V=36\text{m/s}$ で渦励振が発生する ($\eta_{\text{mm}}=345\text{mm}$; $\theta=0^\circ$) ・DFは効果がある ($\eta=128\text{mm}$; $\theta=0^\circ$)

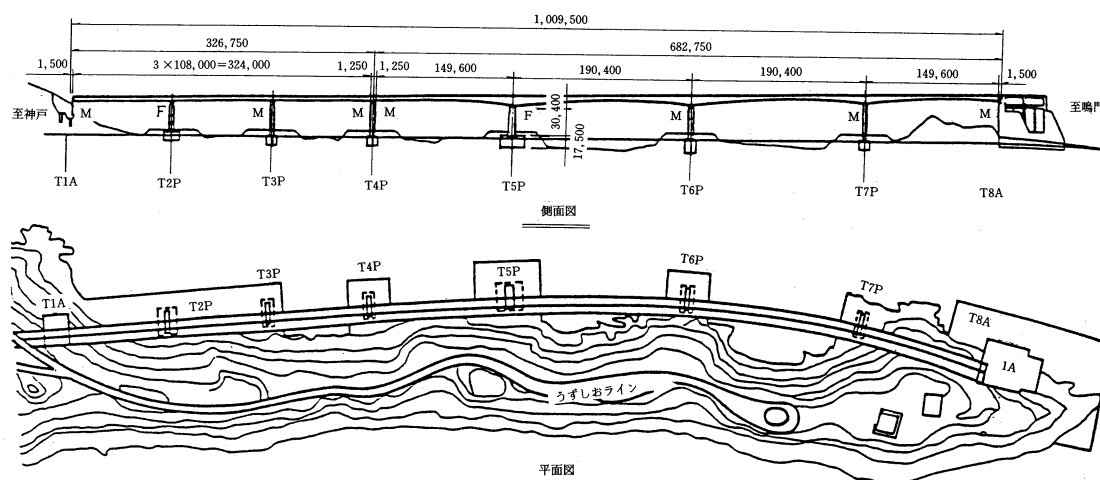


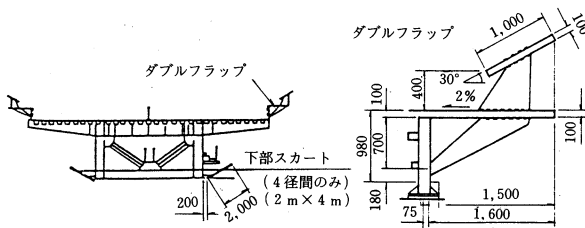
図-1 門崎高架橋構造一般図

表－２ 風により構造物に生ずる現象の種類

現 象		主として関係する空気力と現象発生機構
静的現象	静的変形	定常（静的）空気力がもたらす平均応答
	静的不安定	定常空気力によるダイバージェンス、座屈
動的現象	パフエッティング	接近流の乱れによる変動空気力がもたらす強制振動
	渦動振（風琴振動）	後流の非定常性による変動空気力がもたらす振動
	ギャロッピング（曲げフラッター）	構造物の運動による非定常空気力がもたらす自励振動
	ねじれフラッター	
	曲げねじれフラッター（古典的フラッター）	

（岡内功、伊藤学、宮田利雄共著「耐風構造」より）

ロッピング発生風速を上昇させ、渦励振によるたわみ振巾を抑制する効果を期待できる。これらのことから門崎高架橋の耐風安定化対策として、3径間部にはダブルフラップを、4径間部にはダブルフラップと下部スカートを取付けることとした。しかしながらこれらの対策によっても、理論計算では設計風速域におけるたわみ振巾が比較的大きいこと等から理論計算に用いた固有値の照査、また自然風による実橋の応答を追跡するため、振動実験および風による振動計測を行なった。本稿はその概要と結果について報告するものである。



図－２ 門崎高架橋耐風安定材の配置

2. 振動実験

2.1 実験概要

振動実験の種類、計測項目等を表－３および表－４に

表－３ 三径間部振動実験

種 別	起 振 源	加 振 法	測定項目	備 考
起 振 実 験	回転振子型起振機	定常振動および自由減衰	桁の変位加速度、沓の変位	沓の変位は舗装後のみ
常時微動測定	車両走行または自然風等	—	桁の変位加速度	—

表－４ 四径間部振動実験

種 別	起 振 源	加 振 法	測定項目	備 考
常時微動測定	自然風等	—	桁の変位加速度	—
車両走行実験	8 ton 軸トラック	20km/h、40km/hの定速走行	〃	—
車輪落下実験	〃	後輪の落下（12cm）	〃	—
周期加振実験	トラッククレーン	ウェイトの上下巻	〃	—
ブレーキ加速実験	〃	ウェイトの自由落下→ブレーキ	〃	舗装後のみ

示す。実験は舗装による定数の変化を見るため舗装前と舗装後の両方について行った。

2.2 データ処理

計測されたデータはすべてデータレコーダに収録し、数値解析の必要なものはデジタル変換を行いミニコンピュータで処理した。

(1) 常時微動測定によるものは、パワースペクトル解析を行い、スペ

クトルのピークから固有振動数を、 $\frac{1}{2}$ 法により減衰率を求めた。

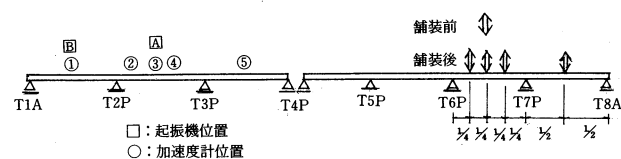
(2) 起振機による実験では、応答加速度から最小二乗法により共振曲線を求め、(1)と同様に固有振動数と減衰率を求めた。

(3) また、自由減衰波形からも対数減衰率を求めた。

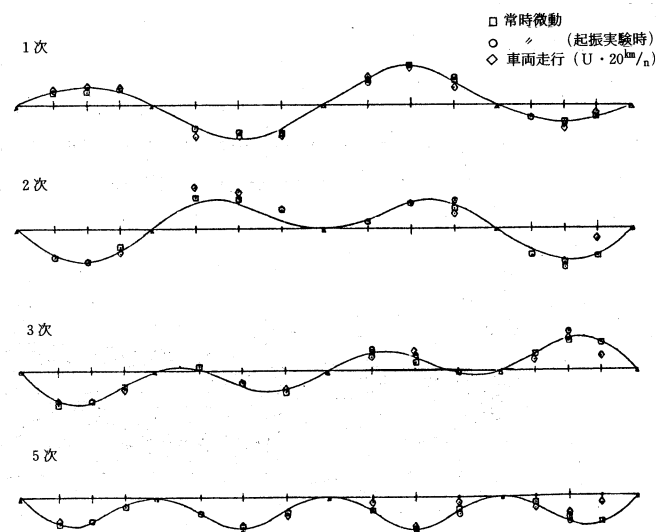
(4) モード形の推定は、常時微動のパワースペクトルのピーク値からモード値を、位相はクロススペクトルによって判定した。

2.3 実験結果

実験結果の総括を表－５、表－６に示す。また4径間の振動モードの理論値と実測値との比較を図－４に示す。



図－３ 起振機及び加速度計の設置位置(3径間)及び周期加振実験加振位置(4径間)



図－４ 振動モード（舗装後）

表-5 3 径間振動実験

鉛直 振動次数	固有振動数 (Hz)			対数減衰率 δ		
	計算値	常時微動	起振実験	常時微動	起振実験	自由減衰
1	1.02	1.08	1.05	0.06~0.10	0.10	—
	0.87	0.96	0.93	0.05~0.10	0.08	—
2	1.32	1.35	1.32	0.04~0.13	起振力 $\oplus 0.80$ $\oplus 0.13$	—
	1.14	1.20	1.16	0.03~0.09	0.05	0.06
3	1.95	1.86	1.87	0.03	0.03	0.03
	1.66	1.64	1.62	0.02~0.06	0.04	0.04
4	4.03	3.71	—	0.02~0.04	—	—
	3.44	3.26	—	0.02~0.04	—	—

注) —は測定せず、上段は舗装前、下段は舗装後の値段である。

表-6
4 径間振動実験

振動次数	固有振動数 (Hz)						対数減衰率 δ			
	計算値	常時微動	車両走行	車輪落下	起動実験		常時微動	自由減衰		
					周期加振	ブレーキ加振		車輪落下	周期加振	ブレーキ加振
1 (1)	0.452	0.485	0.500	0.500	0.504	—	<0.12> 0.10~0.14	<0.06> 0.03~0.09	<0.04> 0.03~0.05	—
	0.399	0.481	0.479	0.478	0.477	0.477	<0.08> 0.06~0.11	<0.07> 0.05~0.11	<0.06> 0.02~0.10	<0.08> 0.06~0.10
2 (2)	0.640	0.665	0.686	0.698	0.710	—	0.06~0.07	0.01~0.06	0.03	—
	0.569	0.650	0.648	0.644	0.644	0.646	0.04~0.10	0.03~0.06	0.01~0.07	0.04~0.07
3 (3)	0.921	0.934	0.931	0.937	0.943	—	0.04~0.05	0.01~0.05	0.01~0.03	—
	0.808	0.860	0.852	0.847	0.844	0.842	0.03~0.06	0.02~0.05	0.01~0.05	0.03~0.06
5 (4)	1.129	1.104	1.106	1.100	1.095	—	0.03~0.06	0.01~0.05	0.02~0.03	—
	0.991	1.000	0.999	0.991	0.994	0.933	0.03~0.05	0.02~0.04	0.01~0.05	0.03~0.05

注) 上段は舗装前、下段は舗装後の値である。() 内は鉛直振動次数、< > 内はアンサンプル平均、—は測定せず。

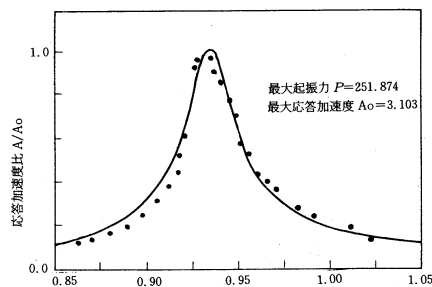


図-5 共振曲線 (3 径間舗装後 1 次)

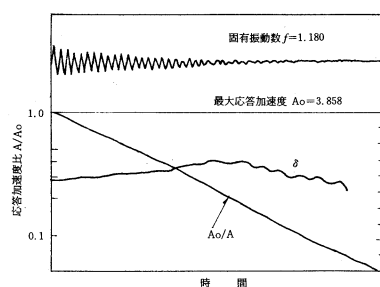
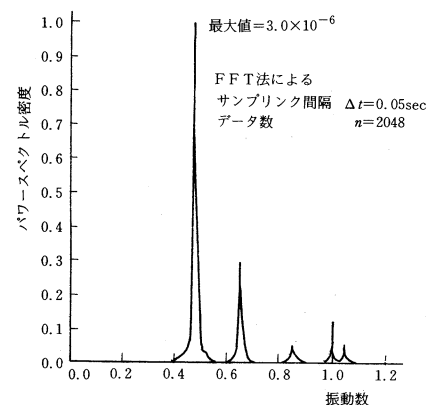
図-6 自由減衰と対数減衰率
(3 径間舗装後 2 次)

図-7 10径間強制振動のパワースペクトル

また、解析例のグラフを図-5～7に示す。

解析結果を要約すると、次のとおりである。

- (1) 振動モードは計算値と実験値はよく合致している。
- (2) 固有振動数は、低次において実験値の方が計算値よりも高くあらわれており、自動車防護柵、地覆等が剛性に寄与していると推測される。
- (3) 対数減衰率は風洞実験等において想定した $\delta = 0.02$ を十分に上回り、3 径間で 0.08 程度、4 径間で 0.06 程度となった。
- (4) 舗装が減衰定数に与える影響は、質量の増加による逸散減衰の減少と、材料間の摩擦による内部減衰の増加という相反する要素を併せ持っていると考えられ明瞭な方向を見出せなかった。
- (5) 減衰定数の振幅依存性については顕著な傾向がみられなかった。これは今回の振動実験では最大振巾が約 5 mm と比較的小さかったためと思われる。

- (6) 加振時に同時計測した支承の動きは、桁のたわみの振巾に対してほぼ線形であり桁の微小なたわみにもよく追従している。このことから減衰のモード次数による差を説明づけることは出来なかった。

3. 風による振動計測

3.1 実橋観測の目的

門崎高架橋のような箱桁橋の耐風安定性については、通常剛性が比較的大きいことから、従来、あまり問題視されたことがない。そのため、箱桁橋の耐風安定性に関する風洞実験はもとより、実橋の観測データもほとんどない状態であった。このような状況の中で、門崎高架橋は特異な地理的・地形的条件、および桁高の制約からく

る剛性の低さ等によって耐風安定性が懸念され、独自の風洞実験を行い、また土木学会の耐風研究小委員会の指導を得ながら研究を行い、ダブルフラップと下部スカートの耐風安定化対策を実施し、工事を終了した。このような研究経緯のもとで門崎高架橋では次の3点を目的として、実橋の風による振動計測を実施した。

- (1) 現位置における迎角等、風の特性を調査する。
- (2) 自然風による実橋の応答振動特性を調査する。
- (3) 風洞実験との対比を行う。

3.2 計測概要

(1) 計測期間

昭和58年3月1日～昭和58年9月30日

(2) 計測項目

- ・風観測 T3P、およびT7Pの2箇所
風速、風向、迎角
- ・桁の振動計測
三径間 2ヶ所
四径間 2ヶ所 (いずれも鉛直成分のみ)

(以上図-8、および表1-7～8を参照)

(3) 計測システム

風の観測は、プロペラ型全風向風速計(エースペン)をT3PおよびT7P地点の高架橋路面上5mの高さの所に各1台、計2台を設置した。振動の計測はサーボ型加速度計を三径間に2箇所、四径間に2箇所、計4台を設置した。これらの風および振動のデータはペン書きチャート、およびデータレコーダに記録される。

3.3 風観測の結果

(1) 強風記録

昭和58年3月から9月までの約7ヶ月間に、T3PおよびT7Pにおいて強風発生日は39日間あった。ここで強風発生日とは、T3PまたはT7Pに設置している全

表-7 観測内容

風 観 測			振 動 計 測		
地 点	記録方式	観測項目	地 点	記録方式	観測項目
T3P	瞬間値(ペン)	風速	T1A～T2P	・強風時アナログ・テープ記録	振動加速度
	平均値(ペン)	水平風向	桁中央		
T7P	強風時アナログ・テープ記録(瞬間値)	傾斜角	T2P～T3P	・瞬間値(ペン)	振動加速度
			桁中央	・参考用ー	
T3P	瞬間値(ペン)	風速	T4A～T5P	・強風時アナログ・テープ記録	振動加速度
	平均値(ペン)	水平風向	桁中央		
T7P	強風時アナログ・テープ記録(瞬間値)	傾斜角	T5P～T6P	・瞬間値(ペン)	振動加速度
			桁中央	・参考用ー	

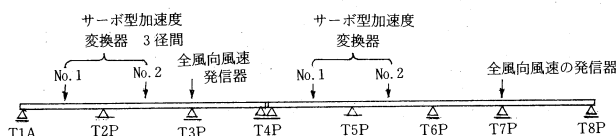


図-8 計測器配置図

風向風速計において瞬間風速15m/s以上を7秒間以上継続して記録した場合をいう。

(2) 周辺気象観測所との相関

門崎高架橋周辺の気象特性を調べるため、周辺の気象管署およびアメダスにおける風と今回の風観測との対比を行った。周辺の気象管署およびアメダスは、徳島・洲本・南淡・和歌山・潮岬・室戸岬の6地点とした。

(3) 風の特性

観測期間を春から秋までに設定したこともあって、太平洋から吹きこむ南東の風が卓越し、風の主方向は3径間のT3Pに対してほぼ橋軸直角方向、4径間のT7Pにおいては、橋軸直角方向に対して約20度ずれている。風の傾斜角は、今回の観測期間において(南東風)20°～30°の吹き上げ風になっている。ガストファクターは、15～22m/sの風速域で1.12～1.34と比較的小さい値を示している。これは、門崎高架橋が太平洋の海風を直接受けていることによるものと思われる。

3.4 風による振動の計測結果

振動加速度をデジタル変換してスペクトル解析を行った。スペクトルの代表例を図-9に示す。

スペクトル解析結果は、ケースにもよるが概して、一次の振動が大きく三次の振動は小さい。これは、減衰はモード次数によって大差がなく、また外力である自然風のスペクトルは低次周波数帯が卓越していることから、外力の周波数特性によるものと思われる。

3.5 風洞実験との対比

(1) 風による応答振動

図-10、11に3径間のV-A図、図-12、13に4径間

表-8 観測期間

地 点	期 間							
	昭和58年	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月
3 径 間 (T3P)		1日						
4 径 間 (T7P)		15日						
強風発生日数 (毎月)		(2日)	14日	5日	7日	5日	4日	2日

* T3P又はT7Pにおけるエースペンの瞬間風速値が7秒間15m/s以上あった場合に、強風時のアナログ・テープ記録が得られる。ここでは、アナログ・テープ記録を以て、強風発生日とした。

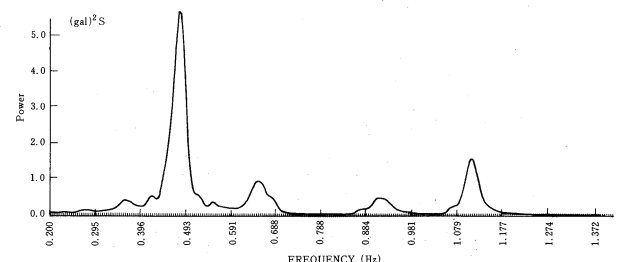


図-9 風による桁の振動加速度のパワースペクトル

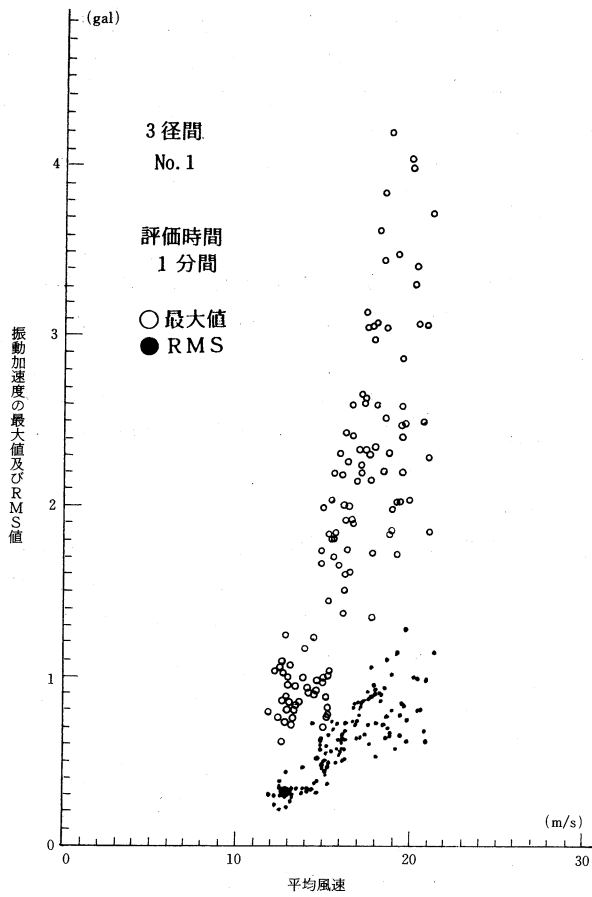


図-10 3 径間 V-A図(1)

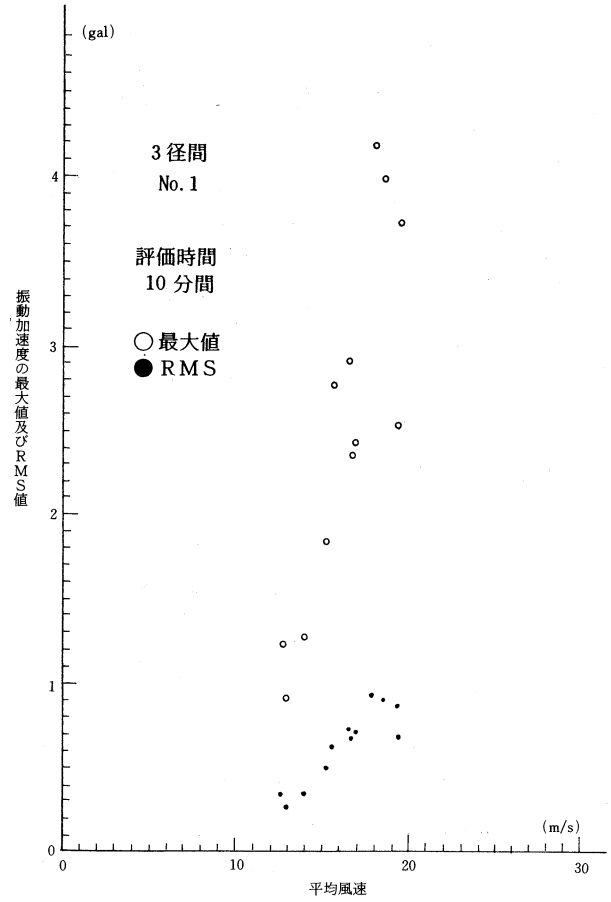


図-11 3 径間 V-A図(2)

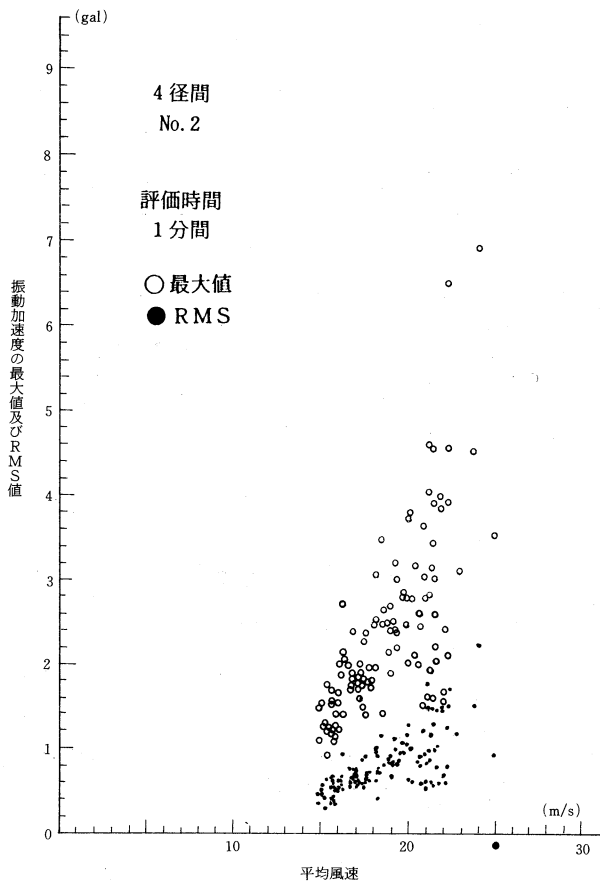


図-12 4 径間 V-A図(1)

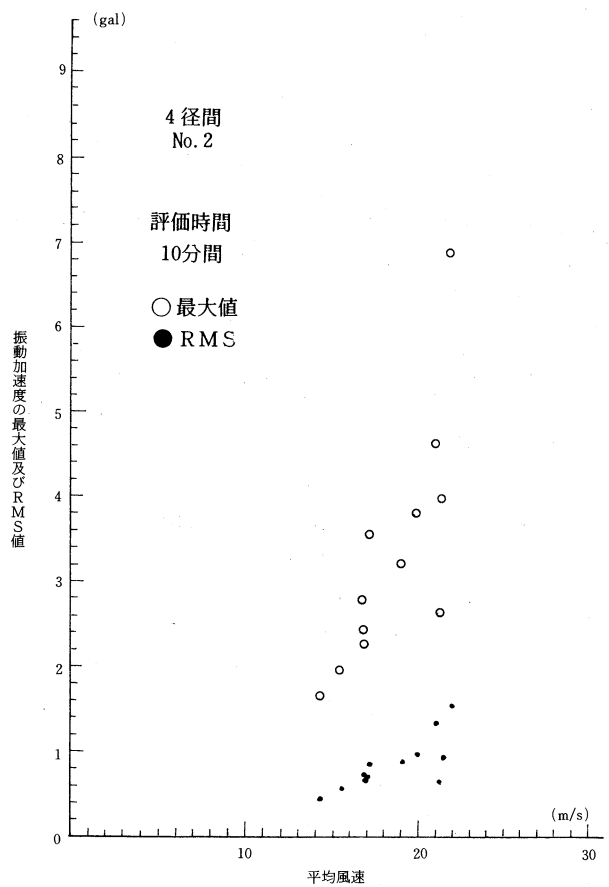


図-13 4 径間 V-A図(2)

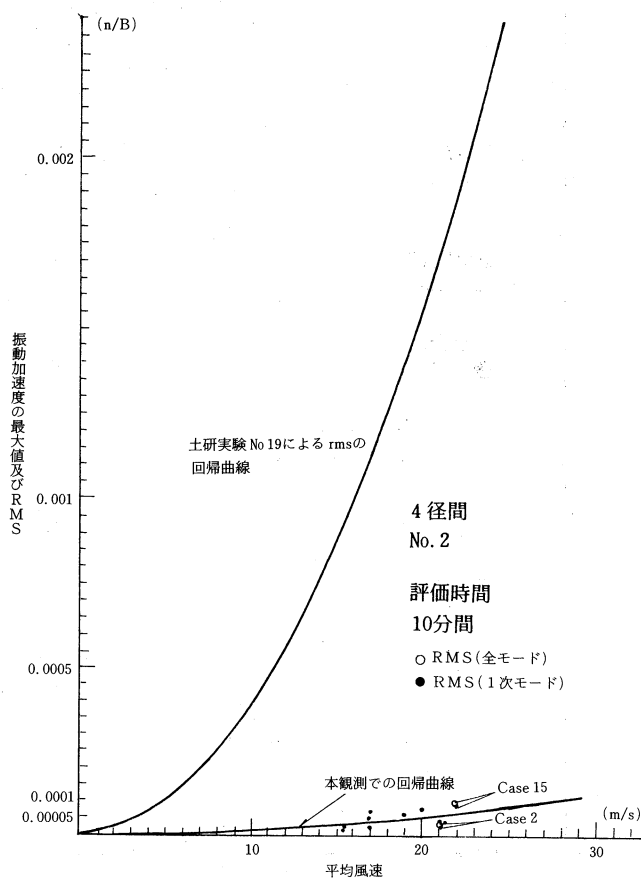


図-14 4径間 V-A図 土研データとの対比

のV-A図を示す。これらは振動の時系列波形から評価時間を変えて解析したものから、評価時間1分のものと10分のものの例である。また、4径間について、土木研究所において行われた風洞実験による応答の回帰曲線との対比を図-14に示す。

3径間の風洞実験では、 $V=36\text{ m/s}$ で渦励振が発生すると予測されていたが、今回の観測期間中にはこれを上回る強風がなかったため、この現象について言及しない。

4径間の風洞実験では、 $V=19.2\text{ m/s}$ で渦励振が発生すると予測されていたが、実橋のV-A図には、この風速域にピークが見られない。これは、風洞実験と実橋とでは桁に対する風向等、風の特性が異なること、減衰定数が実橋ではかなり大きいこと等が関係していると思われる。

これらの風による応答振動は風速とともに単調に増加していること、振動には複数のモードの成分が含まれ単一モードだけの振動ではないこと等から、今回計測された振動はすべて自然風の乱れによるバフティングであると考えられる。

(2) 減衰率

対数減衰率は振動実験で求めたものと同程度で0.03～

0.10と風洞実験の際に想定した0.02を大きく上回っている。4径間の場合、過励振の発生風速域においても顕著な減衰の低下はみられなかった。また減衰の振幅依存性はみとめられなかった。

4. まとめ

以上門崎高架橋の耐風安定性確認のため建設期間中に行った振動実験ならびに風による振動計測の結果を要約すると、

- (1) 設計または風洞実験の前提としている固有振動数と振動モードは理論値と実測値は、ほぼ一致した。減衰定数は設計等において使用した0.02を大きく上回った。
- (2) 観測期間中の最大平均風速は、T3Pで 19.6 m/s 、T7Pで 22.1 m/s であった。また強風の風向は、南東方向が卓越し、この時の迎角は $20^\circ\sim 30^\circ$ であった。強風時($V=15\sim 22\text{ m/s}$)のガストファクターは1.12～1.34、乱れの強さは0.033～0.115であった。
- (3) 風による応答振動は、V-A図に渦励振の発生を示すようなピークはみられず、三径間、四径間とも自然風の乱れによるバフティングであった。また、たわみ振巾は、風洞実験による計算値よりも小さい。

5. あとがき

門崎高架橋は、耐風安定性について特異な条件の下にあり、多年の研究の集積の結果、現在の型で施工を終え、大鳴門橋と同時に供用するにいたった。建設期間中の観測では、 20 m/s 程度の風速が観測されたにとどまったが、風洞実験において予測されたよりも、風による応答振動は安定性が高いことがわかった。しかしながら、より高い風速域における現象が未解明であるので、供用後も観測を続ける必要があると思われる。

最後に、門崎高架橋の建設ならびに研究に携わった関係者の皆様に深甚なる敬意を表します。

参考文献

- 1) 大島・宮下・大橋：門崎高架橋の風洞実験，本四技報No. 22，昭57. 10
- 2) 土居・大橋・中尾：門崎高架橋の設計・製作，本四技報No. 26，昭58. 10
- 3) 宮下・大橋・樋口・藤沢・宇野：門崎高架橋の耐風安定性、橋梁と基礎，昭59. 2
- 4) 岡内・伊藤・宮田：耐風構造，丸善，昭52
- 5) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会：本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書，昭58. 3
- 6) 土木研究資料：門崎高架橋の耐風性調査，昭58. 3

大鳴門橋と関連区間の公表論文一覧表

表 題	執 筆 者	掲 載 誌 等	刊 号 ・ 年 月
大鳴門橋			
本四架橋基礎工事施工技術上の問題点 (鳴門海上実験)	今中靖雄	建設の機械化	45. 10
鳴門海上実験の概要	今中靖雄	サスペンションNo 6	47. 6
大鳴門橋大毛島橋台付近の岩盤調査について	今中靖雄、森本隆也、野村直茂	橋梁	47. 12
大鳴門橋における大口径岩盤掘削機と掘削 実験	田島照義	建設省四国地方建設 局管内技術発表会	48. 8
大鳴門橋の計画について	今中靖雄、井根勝重	橋梁	49. 1
鳴門海峡海底岩盤掘削実験報告	森本隆也、田島照義	土木施工	49. 3
大鳴門橋下部工鋼製作業足場の設計波力に ついて	田中宗博	第28回建設省技術発 表会	49. 11
本四連絡橋における自動車走行の安定性	伊吹山、佐藤、原崎、北川	第12回日本道路会議 論文集	50. 10
大鳴門橋の調査・試験工事について	今中靖雄、宮島圭司	橋梁	51. 6
大鳴門橋の建設計画概要	今中靖雄、井根勝重	サスペンション	51. 7 51. 11
大鳴門橋着工にあたって	下川浩資	サスペンション	51. 7
多柱基礎頂板の設計に関する一考案	加島延行、松村駿一郎、保田雅彦	第31回土木年次講演 会	51. 10
ケーブル架設時におけるエキストラストラ ンドの特性(大鳴門橋についているエキ ストラストランドの解析)	橋場明、保田雅彦、大橋治一	第31回土木年次講演 会	51. 10
大鳴門橋の地盤調査	宮島圭司	応用地質 17巻 4号	51. 12
大鳴門橋の現況について	今中靖雄、藤井裕司	第31回建設省技術発 表会	52. 10
海上作業基地(拠点)大鳴門橋における海 上作業足場	遠藤武雄、古屋信明	橋梁と基礎	52. 10
本州四国連絡橋大鳴門橋下部工の施工計画	今中靖雄	建設の機械化	53. 1
本州四国連絡橋と横風	河島恒、原崎郁夫	自動車技術	53. 2
本四架橋の現況について	下川浩資	土木学会誌	53. 4
大鳴門橋下部工工事の進捗状況	松本弘輝	橋梁	53. 4
トラス補剛吊橋の耐風安定化の一対策(大 鳴門橋についている中央グレーティング下 についているスタビライザーの実験)	植田利夫、保田雅彦、藤井裕司	第33回土木年次講演 会	53. 9
多柱基礎の施工	井上徹	建設機械	54. 5
吊橋上部工の施工方法と施工機械	松本克己	建設機械	54. 5
大鳴門橋における多柱基礎の設計	上田浩司、土田泰秀	本四技報	Vol.3 No. 7 54. 1
大鳴門橋の多柱基礎の設計	野村直茂	基礎工	54. 1
大鳴門橋の下部工工事(多柱基礎)	遠藤武夫	道路	54. 6
大鳴門橋(多柱基礎)の設計施工	遠藤武夫、古屋信明	橋梁	54. 7
大鳴門橋多柱式基礎の施工報告	遠藤武夫、赤間信	本四技報	Vol.3 No. 10 54. 10
大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計	田中淳之	本四技報	Vol.4 No. 13 55. 7
大鳴門橋ケーブルアンカーフレーム定着部 パイロットメンバー試験	角和夫	建設省四国地建管内 技術研究発表	55. 7
神戸・鳴門ルート、大鳴門橋塔工事の計画 と現況	田中淳之	橋梁	55. 8
水中基礎-多柱式基礎	金光宏	橋梁と基礎	55. 8
大鳴門橋多柱基礎の平板載荷試験	遠藤武夫、山口浩二、野村直茂	土と基礎	55. 11
大鳴門橋基礎地盤の確認調査	宮島圭司	橋梁と基礎	55. 11
大鳴門橋支持岩盤の確認	宮島圭司	本四技報	55. 11

表 題	執 筆 者	掲 載 誌 等	刊 号 ・ 年 月
大鳴門橋主塔の塗装	田中淳之、鈴木周一	橋鋼塗装	55.12
大鳴門橋の下部工コンクリートの施工	森本隆也、山口浩二	セメントコン	56.1
大鳴門橋とその基礎	松本弘輝、栄川博一	基礎工	56.1
大鳴門橋多柱式基礎工事の実績	赤間信	建設の機械化	56.2
大鳴門橋主塔風洞実験	田中淳之	本四技報	Vol.5 No.16 56.4
塔壁直接伝達型サドル構造の検討	田中淳之、牧田孝二	橋梁と基礎	56.5
大鳴門橋設計概要	上田浩、奥田基	橋梁	56.5
大鳴門橋主塔竣工	田中淳之	サスペンション	56.6
大鳴門橋の多柱基礎工事	青木忠宗	土木施工	56.6、9、12、57.1
大口径杭基礎の設計・施工の考え方ー多柱基礎の設計について	栗野純孝	基礎工	56.8
大鳴門橋の設計概要	上田浩、奥田基	橋梁	56.9
大鳴門橋バックステータ径間の架設	多田和夫、赤間信	橋梁	56.9
大鳴門橋ケーブルサイドの設計	田中淳之、藤井裕司	本四技報	Vol.5 No.18 56.10
大鳴門橋アンカレイジの施工報告	山口浩二	本四技報	Vol.6 No.19 57.1
大鳴門橋主塔工事の施工	田中淳之	建設の機械化	57.2
大鳴門橋バックステータ径間の実施設計	多田和夫、永井敏彦、奥村勝良	橋梁と基礎	57.3
大鳴門橋主塔電気設備	中島国雄	建設電気技術	57.3
大鳴門橋の地盤調査Ⅱ	宮島圭司	応用地質 23巻1号	57.3
大鳴門橋主塔の製作・架設	田中淳之	本四技報	Vol.6 No.21 57.7
鋼橋のフローティングクレーン架設工法	山口浩二、多田和夫、赤間信	土木技術	57.8
長大橋の施工（上部工）	奥川淳志	J R E A	57.8
長大橋の施工（下部工）	神弘夫	J R E A	57.8
大鳴門橋5A法面補強工事	村上憲司、岡本泰臣	プレストコン	57.9
大鳴門橋ケーブル架設工事	小川英信、山口浩二、鈴木周一、奥田基	橋梁	57.9、10
大鳴門橋主塔の制振対策その1（風洞実験）	斉藤通、田中淳之、保田雅彦	第37回土木年次講演会	57.10
大鳴門橋主塔の制振対策その2（長径間ロープを用いた製振装置の模型振動実験）	江草拓、田中淳之、高橋勝明	第37回土木年次講演会	57.10
大鳴門橋主塔の制振対策その3（3P主塔実機強風応答観測）	田中淳之、山口浩二、江草拓	第37回土木年次講演会	57.10
大鳴門橋主塔制振対策その4（4P主塔実機強風応答観測）	小川一志、田中淳之、山口浩二	第37回土木年次講演会	57.10
大鳴門橋主構弦材の溶接施工について(1)ー問題点とその検討概要	牧野良一、中島国凱、多田和夫	第37回土木年次講演会	57.10
大鳴門橋主構弦材の溶接施工について(2)ーかど継手のルート部に発生するプロホールとその防止対策	大久保剛、森本喜典、奥川淳志	第37回土木年次講演会	57.10
大鳴門橋主構弦材の溶接施工について(3)ーかど継手ルート部の溶込み不整防止対策	遠藤秀臣、成宮隆雄、瀧田政信	第37回土木年次講演会	57.10
大鳴門橋主構弦材の溶接施工について(4)ーダイヤフラムのすみ肉溶接について	宮田実、津崎俊吾、江藤隆男	第37回土木年次講演会	57.10
大鳴門橋主塔工事の概要	小川英信、山口浩二、田中淳之、福山陽三、繁戸武一	橋梁と基礎	57.11
大鳴門橋基礎の挙動計測結果	山口浩二、宮島圭司	接地圧の評価と設計への応用に関するシンポジウム土木学会	57.11
大鳴門橋バックステータ径間の製作	多田和夫	本四技報	Vol.7 No.24 58.4
大鳴門橋ケーブル架設工事報告	小川英信、多田和夫、鈴木周一	第26回四国地方建設局管内技術研究会	58.7
大鳴門橋補剛桁架設工事の概要	小川英信、山口浩二、瀧田政信、鈴木周一	橋梁	58.9
大鳴門橋ケーブルサイドの製作	鈴木周一	本四技報	Vol.7 No.26 58.10
大鳴門橋のケーブル架設工事	小川英信、多田和夫、俵矢与作、杉田卓男、湊理宙	橋梁と基礎	58.10
大鳴門橋ケーブル製作	奥田基	本四技報	Vol.8 No.27 59.1

表 題	執 筆 者	掲 載 誌 等	刊 号 ・ 年 月
大鳴門橋ケーブルバンドの設計	洵田政信、鈴木周一	本四技報	Vol.8 No. 28 59. 4
側塔を有する吊橋のケーブル架設工法（大鳴門橋）	洵田正信、鈴木周一	本四技報	Vol.8 No. 30 59. 7
大鳴門橋補剛桁架設工事の施工概要	山口浩二、洵田政信、鈴木周一、高松英二	橋梁	59. 8
多柱基礎	古屋信明	橋梁と基礎	59. 8
大鳴門橋	洵田政信	橋梁と基礎	59. 8
大鳴門橋主ケーブルのラッピング工事	小川英信、洵田政信、鈴木周一	第38回建設省技術研究会	59. 11
大鳴門橋の施工	辰巳正明	道路	59. 12
大鳴門橋および門崎高架橋の橋梁点検補修作業車	今中靖雄、谷口肇、阿部重美	建設の機械化	60. 3
大鳴門橋のケーブル工事	今中靖雄、多田和夫	建設の機械化	60. 3
大鳴門橋補剛桁架設工事	今中靖雄、洵田政信	建設の機械化	60. 3
大鳴門橋の塗装工事について	洵田政信、鈴木周一	鋼橋塗装	Vol.13 No. 1 60. 4
大鳴門橋建設工事の概要	田島照義	鉄鋼界	60. 4
本四連絡併用橋の溶接施工・大鳴門橋	多田和夫	J S S C	Vol.21 60. 4
大鳴門橋の管理計画	今中靖雄	道路	60. 6
大鳴門橋の補剛桁製作工事	洵田政信、江藤隆男	本四技報	Vol.9 No. 34 60. 7
本州四国連絡橋大鳴門橋および関連区間の舗装工事	山口浩二、洵田政信、鈴木周一、中尾俊哉	舗装	Vol.20 No. 7、8 60. 7 60. 8
CONSTRUCTION OF THE OHNARUTO BRIDGE	TERUYOSHI TAJIMA	CIVIL ENGINEERING IN JAPAN	Vol.24 60.
大鳴門橋橋面舗装工事	洵田政信、鈴木周一	建設の機械化	60. 9
大鳴門橋の設計施工（設計編）	小川英信、洵田政信	土木技術	60. 9
Brooklyn 橋から大鳴門橋へ	杉田秀夫、古屋信明	土木学会誌	60. 9
大鳴門橋橋面舗装の施工	洵田政信、守矢修	第16回日本道路会議一般論文集	60. 10
Construction of the Ohnaruto Bridge	辰巳正明	Annual Report of the Roads	60.
門崎高架橋			
門崎高架橋建設工事の現況	高橋幸蔵、有田稔	橋梁	55. 4
門崎高架橋橋脚工（SRC）の設計と施工	宮下力、森章、真辺保仁	第24回四国地建管内技術研究会	56. 7
本州四国連絡橋神戸ー鳴門ルート門崎高架橋準備工事	佐伯康二、森章、佐藤昭光	土木施工	56. 2
門崎高架橋の上下部工施工計画	松木弘輝、北川信	橋梁	56. 9
門崎高架橋の橋梁計画	宮下力、古家彦、熊野喜彦	本四技報	Vol.6 No. 19 57. 1
門崎高架橋岩ケソン施工報告	宮下力、土居敏彦、矢野保広	本四技報	Vol.6 No. 21 57. 7
門崎高架橋の風洞実験	大島久、宮下力、大橋治一	本四技報	Vol.6 No. 22 57. 10
Construction of Tozaki Bridge	大橋治一、栗原郁夫	本四公団資料	58. 5
門崎高架橋の下部構造物の施工	宮下力、土居敏彦、真辺保仁	建設の機械化	58. 7
本四連絡橋門崎高架橋鋼床版グース舗装工事の施工	宮下力、中尾俊哉、山之口浩	第15回道路会議	58. 10
門崎高架橋上部工の設計製作	土居敏彦、大橋治一、中尾俊哉	本四技報	Vol.7 No. 26 58. 10
門崎高架橋上部工架設（計画編）	宮下力、大橋治一、真辺保仁	本四技報	Vol.7 No. 26 58. 10
門崎高架橋の支承	宮下力、山根正、染谷薫、上林裕二	土木施工	58. 10
門崎高架橋の大ブロック架設	吉田修、中尾俊哉	第37回建設省技術研究発表会	58. 11
門崎高架橋の設計・製作	宮下力、大橋治一、藤本勝武、是角幸雄、宇野裕恵	橋梁と基礎	58. 11
SRC 橋脚ー門崎高架橋高橋脚	森章、真辺保仁	コンクリート工学	58. 12
門崎高架橋上部工の架設	宮下力、中尾俊哉、藤本勝武、是角幸雄、山根正	橋梁と基礎	58. 12
門崎高架橋上部工架設（架設編）	宮下力、大橋治一、真辺保仁	本四技報	Vol.8 No. 27 59. 1

表 題	執 筆 者	掲 載 誌 等	刊 号 ・ 年 月
門崎高架橋の耐風安定性	宮下力、大橋治一、樋上琇一、藤沢伸光、宇野裕恵	橋梁と基礎	59. 2
門崎高架橋の橋面舗装	吉田修、中尾俊哉	本四技報	Vol.8 No. 30 59. 7
本四連絡橋門崎高架橋の鋼床版橋面舗装工事	宮下力、中尾俊哉、山之口浩	道路建設	No. 441 59.10
門崎高架橋上部工の架設	今中靖雄、中尾俊哉	建設の機械化	60. 3
Aerodynamic Stability of long-Span Box Girder	A. Tanaka, C. Miyashita N. Nomura, N. Furuya	IABSE 12th congress Poster Session	59. 9
大鳴門橋および門崎高架橋の橋梁点検補修作業車	今中靖雄、谷口肇、阿部重美	建設の機械化	60. 3
伊弉高架橋			
伊弉高架橋下部工施工計画	植田正弘、才川勉、中村富二夫	本四技報	58. 7
伊弉高架橋工事における大型ケーブルクレーン工	今中靖雄、植田正弘、才川勉	建設の機械化	60. 3
亀浦高架橋			
亀浦高架橋の施工	富岡紘、山本茂樹	本四技報	Vol.7 No. 24 58. 4
本四連絡橋特集亀浦高架橋	富岡紘	橋梁と基礎	59. 8
本四連絡道路亀浦高架橋の施工	富岡紘	コンクリート工学	60. 8
撫養橋・撫養高架橋			
撫養橋下部工事	早瀬正博、福本修三	橋梁と基礎	57. 3
撫養橋4Pオープンケーソン施工報告	大町武司、武山哲郎、中尾俊哉	本四技報	Vol.6 No. 21 57. 7
本四連絡橋特集撫養橋	吉田修	橋梁と基礎	Vol.18 No. 8 59. 8
撫養高架橋杭の載荷試験	吉田修、加藤嘉津次	本四技報	Vol.8 No. 31 59.10
撫養橋の風洞実験	田中淳之、多田和夫、長谷川芳己	本四技報	Vol.9 No. 33 60. 4
陸上部関係			
鉄筋コンクリート高架橋の一基本計画	浜本富美雄、横溝幸雄	第13回日本道路会議 論文集	54.12
鳴門地区岩盤のり面緑化試験	原崎郁夫	第13回日本道路会議 論文集	54.12
和泉層郡のり面工	原崎郁夫	本四技報	Vol.4 No. 11 55. 1
本州四国連絡道路淡路縦貫道の現況	阿部和智	矢測協	57. 9
軟弱層（谷底堆積物）上の高盛土の施工について	高嶋勉、田村美乃、荒木繁幸	土木学会第39回年次 学術講演会	59.10
軟弱層（谷底堆積物）上の高盛土の施工について（その2）	同 上	土木学会第40回年次 学術講演会	60. 4
本四連絡橋大鳴門橋および関連区間の舗装工事	山口浩二、刈田正信、鈴木周一、中尾俊哉	舗装	Vol.20 No. 7 60. 7
淡路縦貫道の施工現況と今後の展開	松本弘輝	開発往来	No. 322 60. 7
淡路島における溜池補償の考え方	神崎大夫	補償時報	60.11

本四公団の基準類

本四公団で現在適用している基準類は以下のとおりです。

*印以外のものは(財)海洋架橋調査会(Tel 03-436-3896)で販売しております。

仕様書・要領等

土木工事共通仕様書(改訂版)	昭和59年8月
測量・調査・設計等共通仕様書	昭和60年8月
電気通信施設標準仕様書	昭和58年10月
*施工管理試験要領	昭和60年2月

*測量作業規程

*図面作成要領

技術関係資料取扱要領・技術関係資料 マイクロフィルム作成等事務処理要領	昭和59年10月 昭和56年4月
--	---------------------

*海上工事安全施工技術指針

溶接構造部材における溶接欠陥と疲労 き裂の発生の一例(写真集)	昭和52年3月 昭和58年1月
------------------------------------	--------------------

設計基準類

海峡部における道路の建築限界および 幅員構成	昭和47年10月
---------------------------	----------

用語と定義	昭和48年5月
-------	---------

上部構造設計基準・同解説(59.2一部改訂)	昭和55年6月
------------------------	---------

下部構造設計基準・同解説(56.8一部改訂)	昭和52年3月
------------------------	---------

耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
------------	---------

耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年3月
------------------	---------

鋼橋等製作基準・同解説(60.3一部改訂)	昭和52年3月
-----------------------	---------

鍛鋼品製作基準・同解説	昭和55年3月
-------------	---------

鋼橋等塗装基準・同解説(58.5一部改訂)	昭和55年3月
-----------------------	---------

橋面舗装基準(案)	昭和58年4月
-----------	---------

橋梁用マスコンクリート施工基準・ 同解説(案)	昭和50年3月
----------------------------	---------

仮設物設計指針	昭和52年3月
---------	---------

吊橋リンク・支承構造設計指針(案)	昭和51年3月
-------------------	---------

トラス格点構造設計指針(案)	昭和51年3月
----------------	---------

鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・ 同解説	昭和52年8月
--------------------------	---------

耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
------------	---------

吊橋主塔設計要領(案)	昭和55年3月
-------------	---------

吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領(案)	昭和52年3月
--------------------	---------

ケーブルバンド設計要領(案)	昭和53年3月
----------------	---------

ハンガー設計要領(案)	昭和53年3月
-------------	---------

鋼床版設計要領(案)(58.10一部改訂)	昭和53年3月
-----------------------	---------

鋼床版現場溶接施工要領(案)	昭和54年3月
----------------	---------

風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年6月
------------------	---------

鋼上部構造用鋼材選定要領(案)(60.3一 部改訂)	昭和48年9月
-------------------------------	---------

鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装 置設計要領・同解説	昭和59年3月
--------------------------------	---------

重力式直接基礎アンカレイジ設計要領 (案)・同解説	昭和55年3月
------------------------------	---------

鋼設置ケーソン設計要領(案)	昭和54年2月
----------------	---------

多室型緩衝工の設計要領(案)	昭和55年3月
----------------	---------

複合材型緩衝工の設計要領(案)	昭和56年3月
-----------------	---------

大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要 領・同解説(案)	昭和54年11月
-------------------------------	----------

風化花崗岩の支持特性判定要領(案)	昭和55年3月
-------------------	---------

*陸上部道路橋設計要領(案)

	昭和51年11月
--	----------

*ケーブルアンカーの設計マニュアル

下路管理路設計マニュアル(案)

鉄道床組の標準図作成

材 料 規 格

高力ボルト類規格

リンク支承関係規格

鋼 材 規 格

鋼材規格解説

ケーブル材料規格

塗 料 規 格

昭和49年2月

昭和53年9月

昭和57年10月

昭和60年8月

昭和53年10月

昭和54年6月

昭和55年3月

本四技報編集委員会名簿(アイウエオ順)

編 集 委 員 長 奈良平 俊 彦

編 集 委 員 岩 屋 勝 司 上 田 克 己

榎 沢 寛 加 藤 茂

木 村 博 司 阪 本 謙 二

佐 藤 辰 雄 庄 司 吉 美

下 村 稔 鈴 木 朗

田 島 照 義 田 中 秀 也

手 島 茂 富 成 田 秀 志

福 井 幸 夫 森 章

森 田 行 山 崎 広 志

湯 谷 優 吉 田 修

小 暮 三 郎(海洋架橋調査会)

本四技報 第36号

発 行 昭和60年12月25日

監 修 本州四国連絡橋公団

発行所 財団法人海洋架橋調査会

東京都港区虎ノ門4丁目3番20号

第22森ビル 〒105

電話03(436)―3896

発行者 井 上 義 光

印 刷 中井編集デザイン事務所

定価2,000円

