

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.21 No.82 '97.4

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第82号 目次

Contents Honshi Technical Report No.82

125年前……………	監事	菊池徳彌…	1
125 years ago			
舞子トンネル明り巻部におけるプレキャスト 化工法の設計・施工	第一建設局 舞子工事事務所 第二工事長 第一建設局 舞子工事事務所 第二工事長代理	岩垣富春… 浜村吉昭	2
Design and Construction by Precast Work Method Over Open-Cut Section of Maiko Tunnel			
撫養橋(上下線並列橋)の耐風応答特性……………	第三建設局 向島工事事務所 副所長 第一建設局 設計課長代理 第一建設局 鳴門管理事務所 工事第一課	帆足博明… 谷口貴成 貴志友基	8
Aerodynamic Responses of Muya Bridge in Parallel Arrangement			
北備讃瀬戸大橋ケーブル送気試験……………	企画開発部付き 第一建設局 鳴門交通管制室 交通司令 第二管理局 坂出管理事務所 橋梁管理役	奥田基… 山下五月 伊香賀信	14
Cable inside dry up test on Kitabisanseto Bridge			
吊橋主塔の引張接合継手の製作架設……………	企画開発部 企画課付き 第一建設局 舞子工事事務所 第一工事長代理 企画開発部 企画課	佐々木雅敏… 宮口典博 山口和範	19
Fabrication and Erection of Towers with Bolted-Flange Joints on a Suspension Bridge			
長大トラス吊橋のハンガーピン定着部補強……………	設計部 設計第二課長代理 第一建設局 洲本工事事務所 第四工事長代理	大橋治一… 大川宗男	28
構造の力の伝達機構と疲労挙動			
Force Transfer Mechanism and Fatigue Behavior of a Pin-connection Anchor of Hanger for a Long-Span Sus- pension Bridge			
鋼橋の耐震設計、評価、補修に関する米国の……………	設計部 設計第一課長	秋山春樹…	40
最近の情報(セミナー報告)			
Seismic Design, Evaluation and Retrofit of Steel Bridges, (2nd US seminar, San Francisco)			
タンザニア動物保護区における道路及び橋梁……………	第三建設局 今治工事事務所 第五工事長付	藤田太…	43
の建設・補修工事の現状報告			
Report Construction and Repair Works of Roads in Tanzania			
技術ニュース……………			46
The Latest Information			
文献紹介……………			48
Related Technical Reports in other Publications			

本四技報総目次：次回掲載予定：第85号

本四技報 第83号(H9.7) 掲載予定

- ・舞子高架橋 PC 上部工の設計・施工
- ・灘川橋の設計と施工
- ・多々羅大橋大型風洞試験報告
- ・多々羅大橋詳細設計
- ・来島大橋 3P・5P・6P・8P 主塔基礎の設計・施工

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。

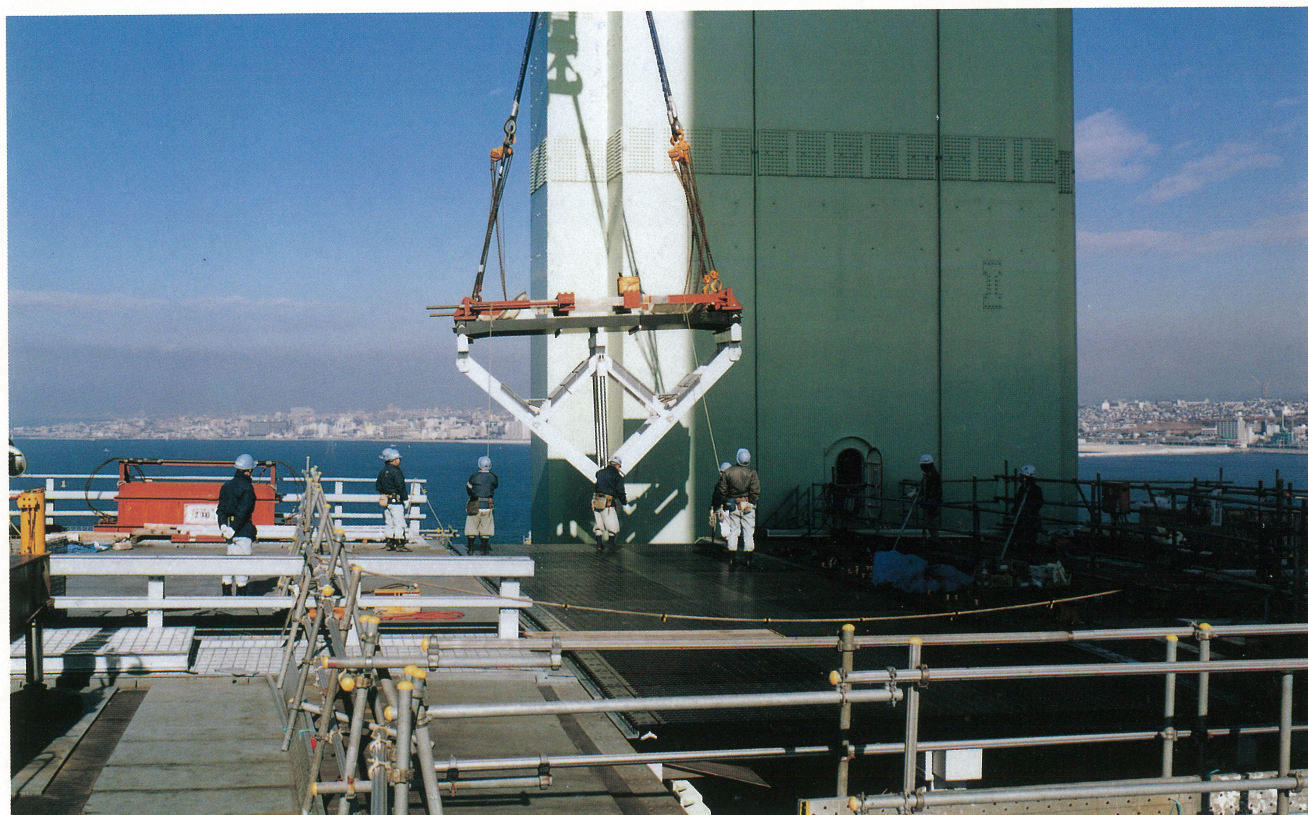
神戸～鳴門ルート

Kobe-Naruto Route



明石海峡大橋の工事の現況
Current view of Akashi kaikyo Bridge Work

(平成9年2月24日)
(February 24, 1997)



道路伸縮装置架設状況 (2P)
Expansion Joint Setting (2P)

(平成9年2月18日)
(February 18, 1997)

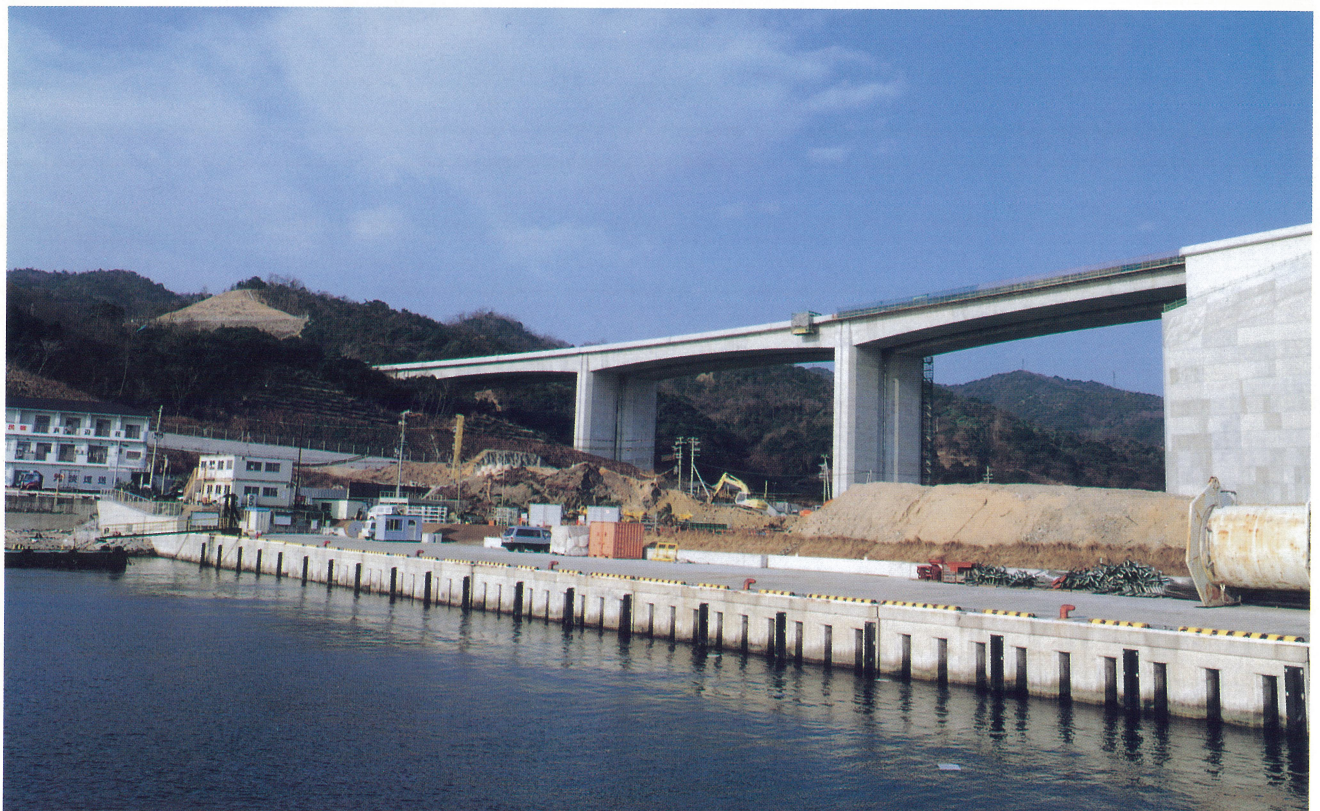
神戸～鳴門ルート

Kobe-Naruto Route



神戸側陸上部 [舞子高架橋]
Kobe side - Maiko Viaduct

(平成9年2月19日)
(February 19, 1997)



淡路島側陸上部 [松帆高架橋]
Awaji side - Matsuhoh Viaduct

(平成9年2月21日)
(February 21, 1997)

尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



新尾道大橋 [尾道側下部工施工状況]
Shin Onomichi Bridge - Sub structure Work on Onomichi side

(平成9年3月)
(March 1997)



多々羅大橋 [3P側架設状況]
Tataro Bridge - Erection Work on 3P side

(平成9年2月)
(February 1997)

尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



来島大橋全景 [大島上空より望む]
Overview of Kurushima Bridge—*from Ohshima island*

(平成9年3月)
(March 1997)

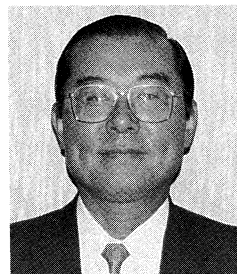


来島大橋全景 [今治上空より望む]
Overview of Kurushima Bridge—*from Imabari*

(平成9年3月)
(March 1997)

1 2 5 年 前

125 years ago



監事 菊地 徳 彌

Tokuya Kikuchi

今から125年の昔、1872年(明治5年)5月米国ナイアガラ瀑布を前に、驚異の表情を露にした日本人の一行がいた。

「瀑布ト盤渦溪ノ間ニ、兩橋ヲ架ス、一ハ溪ノ上流ニアリ、四条ノ巨鉄紐ヲ以テ、尼亞吉拉ノ岸ヨリ、加掌他ノ岸ニハル、其長サ殆二百五十間、之ヲ橋柱ニカエ、縣橋ヲ造ル、其製作甚タ堅牢ニテ、右ニハ馬車ヲ走ラシ、左ニハ鉄軌ヲシキ、蒸気車ヲ往返ス、其堅牢如此ナレドモ、外面ヨリ望メハ、一ノ長橋、四繩ヲ頼ミテ縣ノミ、其一ハ瀑布ヲサル約百余間ノ下流ニアリ、只兩条ノ鉄紐ヲ以テ鈎懸ス、傍ヨリ觀レハ、長綱ヲ断崖二百尺上ニ張ルカ如シ、(中略)此橋上モ亦馬車ヲ駆リ去ヘシ、我一行ノ車、七輛ヲ連ネ、此橋ヲ渡リシニ、其中腹ニ及フトキ、橋細ニシテ峽深く、縹渺トシテ空ヲ行クカ如ク、橋身動揺シ、衆ミナ惴惴トシテ汗冷カナリ、其危クシテ奇ナル、前橋ニ此スレハ更ニ勝味アルヲ覺フナリ、」と異常な程の驚嘆の感概を記している。当時の日本の橋についてのイメージは木造の両国橋が「大橋」であったろうから、その驚きは想像するのも難しい。

彼らは一行50人、明治新政府が派遣した岩倉具視を特命全権大使とするいわゆる岩倉使節団である。副使には明治の元勳参議木戸孝允、大藏卿大久保利通、工部大輔伊藤博文もいた。上の記録はその見聞録である「特命全権大使 米歐回覧実記」のものである。

ナイアガラに架かる橋について「橋梁史年表」をみると、5橋が掲載されている。このうち、彼らが見たのは次の2橋だったはずだ。

- 1 「NIAGARA 鉄道吊橋 1855年1/1 開通 3/8 鉄道通過 L=150.3 上段に単線鉄道 荷重368トン 下段に道路 b=4.5 径3.75mmの炭素鋼ワイヤー 3,640本 径25.4cmの平行ケーブル A. S工法、ラッピング、4ケーブル。斜策つき(65本)。(以下略)」と
- 2 「NIAGARA-CLIFTONN 橋 (FALL-VIEW 橋) 1869年 吊橋 L=386.6 b=3 木造塔 木造補剛リトラス (中略) 滝より約1/2マイル下流」

とが当時存在していた。

前者は、1897年 NIAGARA-Arch 橋 (GRANDO-TRUN 橋) と名する複線鉄道と道路を併せ有する二層の立派なアーチ橋に架け替えられている。また、後者は1884年鋼製塔に取替えられた。

当時、未だ N. Y のブルックリン橋もサンフランシス

コの金門橋も存在していない。日本では、戦国・江戸時代を通じて、他国からの侵略を防止し、あるいは領民の出入りを防ぐ等の意図から大河に橋を架けることは避けられてきた。武蔵・下総の境の隅田川に両国橋が初めて架けられたのは1661年、広重の絵にみる木造桁橋である。ために明治までに10数回も架け替えられてきた。

使節団のことに話題を戻すと、前記の米歐回覧実記は、政治や外交の、あるいは視察・調査の公式報告書ではない。あくまでも、大使岩倉具視と密接に行をとにした元佐賀藩士久米邦武が岩倉の指示と自己の感覚をもって現地の実況を日記風に記した「目撃ノ實際ノ記録」であり、欧米先進国のあらゆる文物について当時無知なる日本国民に広く知らしめるために労したものである。全5編100巻2110頁におよぶ膨大な報告に頭が下がる。

実記に溢れる使節団の飽くなき実見の意欲は異常ともいえる程の執拗さと勤勉をもって遂行する意志が漲っている。各国の政治・経済・産業・教育・社会・軍事等のもとより、国民の生活振りやものの考え方、車窓に垣間見る風景に至るまであらゆる文物をただの一つも見逃すまいとする行動は、乾いた海绵が水をすう姿にも映るし、あるいは一種の狂気さえ感じる。まさに、彼ら新政府の最高責任者達は幕末に締結した不平等条約の改定を目前に控え、米欧諸国の実状を自らの目で見、国際社会の現実を直視することを通して近代国家の基礎固めをすることが、何をおいても喫緊至上の課題と意識していた。

以来、日本は国を挙げて「脱亜入歐」の標語の下に「産業・貿易の振興」「軍事力の整備・充実」に努め、日清・日露の戦争に勝ち、第一次世界大戦を経て先の大戦で壊滅する。しかし、驚異の復活を遂げ、今や世界に冠たる経済大国にのし上がった。当時とは逆に世界の各国は日本の発展から学ぼうとしているかにみえる。以前に調べたところ、1990年ベース(145円/ドル)で日本のGNPは西ドイツの2倍、英仏伊3国の合計に相当する。関東1都6県の総生産は英仏伊の各1国並み、あるいはそれ以上だった。あと100年後の日本あるいは世界はどうなっているのだろうか？

その頃は、本四連絡橋の関連地域は経済的に繁栄し、地域の人々にとって日常不可欠のものとして三ルートが利用され、あまりに当然のこととして困難な建設のことは意識されないだろう。ふと気付いた時、はるか昔に本四架橋の建設に関わった多くの人々の労苦を思い起こしてくれる人々が多いことを希う。

舞子トンネル明り巻部におけるプレキャスト化工法の設計・施工

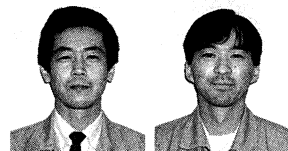
Design and Construction by Precast Work Method Over Open-Cut Section of Maiko Tunnel

第一建設局 第二工事長 岩垣 富春
舞子工事事務所

Tomiharu Iwagaki

第一建設局 第二工事長代理 浜村 吉昭
舞子工事事務所

Yoshiaki Hamamura



概要

神戸・鳴門ルートの中神戸側陸上部に位置する舞子トンネルは、延長約3.3 km、片側3車線の上下線併設トンネルである。その南坑口から232 mの区間については、良好な住環境を保全するため明り巻トンネル構造とし、上部を盛土した後、神戸市による公園整備を行う計画とした。

この区間の施工にあたり、トンネルのアーチ部にプレキャスト部材を活用したPre-Cast Arch Tunnel (PAT) 工法を開発し、施工の省力化、工期短縮、工事に伴う騒音・振動の低減、施工の安全性の向上を図った。

大断面のトンネルにプレキャスト部材を用いた施工は初めての試みであったが、当初の目的が達成できたのでその設計施工概要および実績について報告する。

The Maiko Tunnel with a length of 3.3 kilometers is located on the on-land portion of Kobe-Naruto Route at the Kobe side, consisting of parallel tunnels with a width to 3-lane highway each. The portion over a length of 232 meters from the south portal of the tunnels was constructed by the open-cut method whose top was resurfaced by the earthwork to prepare a site for a park by the Kobe City to preserve a good environment for residential area. For the construction of this portion, the precast arch tunneling (PAT) method was developed that would be expected to cut down man-power, construction period, and construction noise and vibration, but raise the safety. Although the use of precast segment was rare in such a tunnel with a wide cross section, enough performance was achieved as it was expected. This paper reports the outline of design and construction work of the tunnel.

1. まえがき

「神戸・鳴門ルート」の中神戸側陸上部に位置する舞子トンネルは、延長約3.3 km、内空断面100~140 m²、片側3車線の上下線併設トンネルである。上下線間の標準道路中心間隔は50 mであるが、南坑口にかけて徐々に近接し、南坑口付近でメガネトンネルとなる。その南坑口周辺は高度に市街化された地域であり、良好な住環境を保全する必要があった。(写真-1)

そのため、山岳トンネル区間と舞子高架橋を接続する延長232 mの区間について、センターピラーを共有する明り巻トンネル構造とし、その上部を盛土して神戸市により公園として整備される計画とした。

この区間の施工に際しては、周辺に人家が密集していることから、工事による騒音や振動をできるだけ抑えること、さらに工事期間を少しでも短縮することが課題であった。そこで、トンネルのアーチ部にプレキャスト部材を活用したPre-Cast Arch Tunnel (PAT) 工法を開発し、施工の省力化、工期短縮、騒音振動の低減、安全性の向上を図った。

アーチ構造が一般的に採用されてきた現場打ち工法に比べ、より合理的に構築できるPAT工法について、設計・施工の概要を報告する。

2. PATの基本構造

2.1 標準断面図

図-1に当初計画である移動式セントルを用いた現場打ち工法における標準断面図とPAT工法に変更後の標準断面図を示す。

PAT工法については、建築限界などの必要な内空断面を確保したうえで、アーチ部材の軽量化を図るため、部材厚を15 cm薄くした。

なお、センターピラーの最小壁厚は、山岳トンネル側の295 cmから高架橋側の60 cmまで徐々に変化する。

2.2 構造概要

図-2にPAT工法の構造概要を、図-3にアーチ部材の詳細図を示す。プレキャスト部材を適用する範囲、部材の寸法および形状は以下の要素から決定した。

- ① センターピラーの断面形状はトンネル軸方向に変化する。また、側壁部には消火栓、非常電話などの箱抜きが設けられる。そこで、断面形状が変化する底版、側壁およびセンターピラー部は現場打ち構築とし、断面形状に変化のないアーチ部にプレキャスト部材を適用した。
- ② 平面線形が緩やかな曲線区間であることを考慮し、現場打ち構築部の収縮目地間隔は12 mとし、アー



写真-1 明り巻区間全景
Photo.1 Overview of open-cut portion

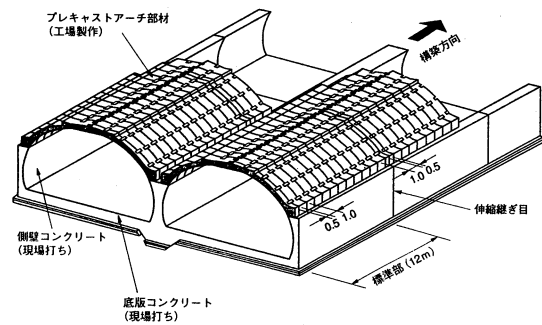


図-2 PAT 工法構造概要図
Fig.2 Outline of PAT method

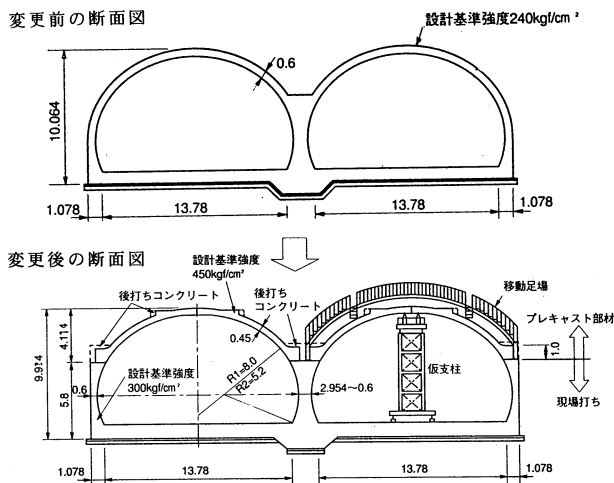


図-1 明り巻区間標準断面図
Fig.1 Typical cross section of open-cut tunnel

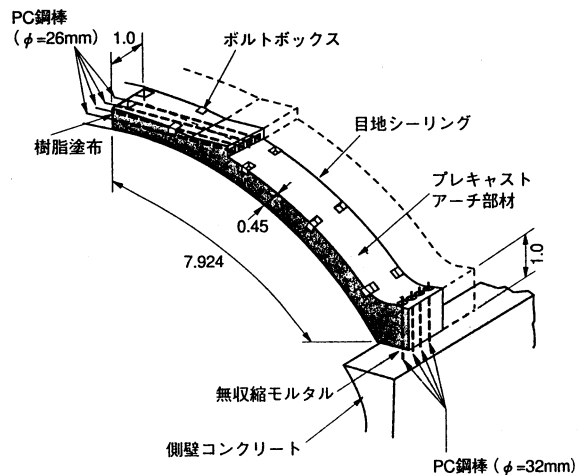


図-3 アーチ部材詳細図
Fig.3 Detail of arch member

千部材架設における1施工ブロックとした。

- ③ アーチ部材の寸法および重量は、工場から現場までの輸送に汎用車両を使用できる程度とし、長さ約8m、幅約1m、重量約110kN(11t)とした。
- ④ アーチアクションを有効利用し、アーチ天頂部およびアーチ下端部での接合箇所における作用断面力の大きさなどの構造条件を考慮して、アーチ部材の形状を決定した。
- ⑤ アーチ部材の架設にあたり、天頂部で左右の部材を千鳥に配置し接合することで、トンネル軸方向の一体化を図った。このため、1施工ブロックの中では幅1mの標準寸法の製品の他に、幅0.5mの製品を2枚使用することとした。

3. PAT の設計

3.1 設計条件

- ① 設計荷重は、市の公園計画に合わせて、死荷重としてトンネル構造物の自重およびアーチ天頂部に

土被り1.5mの盛土荷重(施工時の偏圧を考慮)を、活荷重として盛土上部供用時の分布荷重1t/m²、盛土施工時の交通荷重T-20相当、さらに地震力を考慮した。

- ② 構造計算は、底版、側壁およびアーチのトンネル断面全体をモデルとする2次元骨組みで解析した。
- ③ プレストレス接合を行うため、側壁、センターピラーおよびアーチ部材には高強度コンクリートを使用した。設計基準強度は、側壁およびセンターピラー部30N/mm²、アーチ部材45N/mm²である。

3.2 接合仕様

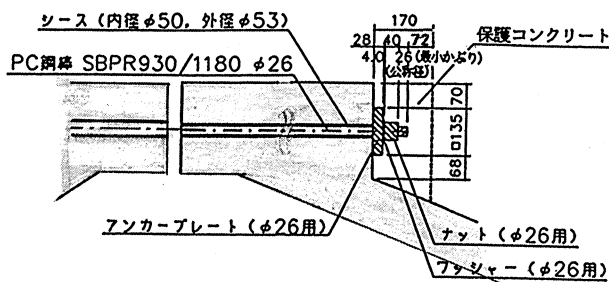
現在施工されているプレキャスト部材を用いたアーチトンネルの構造系は、すべて多ヒンジャー構造であり、その断面も2車線道路トンネル以下のものに限定されている。

一方、PAT工法では、アーチ天頂部におけるプレキャスト部材どうしの接合およびアーチ下端部におけるプレ

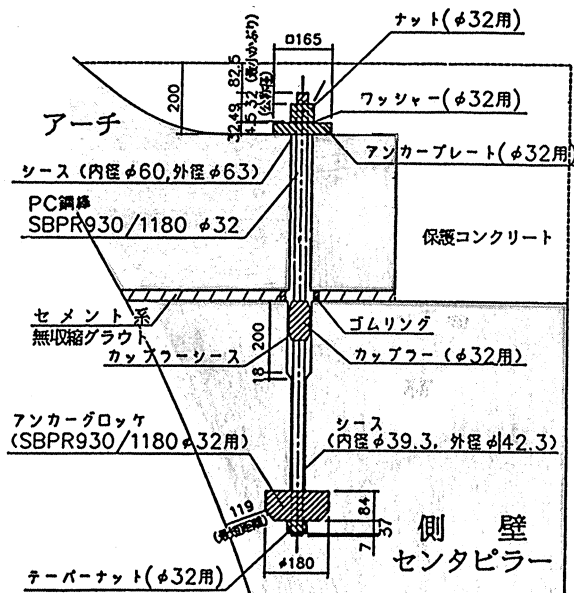
キャスト部材と現場構築部との接合とも、プレストレス力を導入することにより、剛結合として断面設計を行った。適度のプレストレス力の導入により、部材の接合面で平面保持則が成り立ち、構造系全体が一体化するためであるが、これにより大断面化を可能にした。

図-4に接合部の詳細図を示す。剛結合とする利点は以下のとおりである。

- ① 側壁下端部等の隅角部に作用する断面力が小さくなり、応力集中が緩和され合理的な設計ができる。(図-5)
- ② 変位・変形をヒンジ結合の場合の約60%程度に抑えることができる。(図-6)
- ③ 常時においては、接合部を全断面圧縮応力が作用する状態にするため、接合部の高い耐久性を確保することができる。
- ④ 地震動等の外力が作用した場合、不静定次数の高い構造とすることにより、万一損傷が生じても局所化が可能であり、構造物全体の耐震性の向上を図ることができる。



(a) 部材天頂部



(b) 部材下端部

図-4 接合部詳細図
Fig.4 Detail of joint

3.3 アーチ部材架設時の検討

(1) 仮設工法の選定

アーチ部材架設直後では、接合部の荷重伝達機構がプレストレス力導入後と異なる。アーチ部材を設置した直後では接合部はヒンジ接合と見なせるため、完成時と比べ構造物の安定性は低い。従って、架設時に風や地震などの偶発的な荷重が作用しても構造物の安全性を損なうことがないように、施工段階に応じて適切な仮設工法を選定する必要がある。

そこで、以下の仮設工法について検討した。

第1案 アーチ部材を仮受け支柱で支持する。

第2案 アーチ部材架設と同時に天頂部 PC 鋼棒の緊張を行う。

第3案 側壁とセンタピラー間の上部をタイロッドで仮緊張し、側壁の変位を抑える。

第4案 アーチ部材架設前に側壁外部の防水工・盛土を行い、側壁の変位を抑える。

このうち、トンネル内の通行および架設工期に影響せず、さらに信頼性の最も高い仮受け支柱を採用することとした。

(2) 仮受け支柱の設計

図-7に示す解析モデルを用い、各施工段階における仮受け支柱の必要性および設置台数・間隔の照査を行った。

図-8にプレストレス力導入の前後における各施工段階での作用曲げモーメント図および変位図を示す。ただし、仮受け支柱間隔は3mに1基、1施工単位である12mあたり4基用いることとした。(支柱1基あたり許容荷重は40tとする。)

作用曲げモーメントとひび割れモーメントの照査を行った結果、図-8(b)のアーチ天頂部の PC 鋼棒緊張後に支柱の撤去が可能であり、実施工に反映させた。

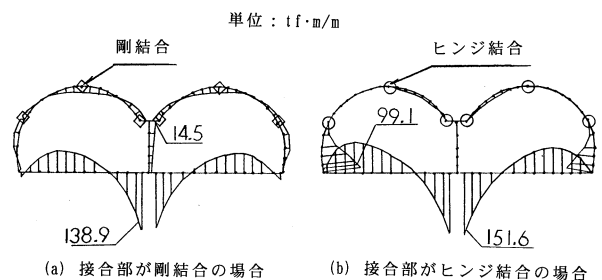


図-5 盛土後作用モーメント図

Fig.5 Moment diagram by earthwork

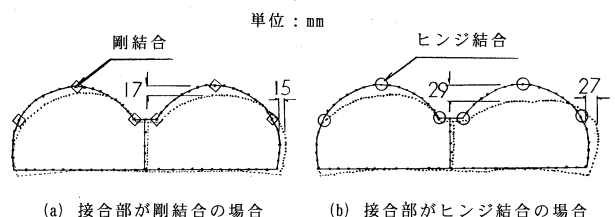


図-6 盛土後変位図

Fig.6 Displacement after earthwork

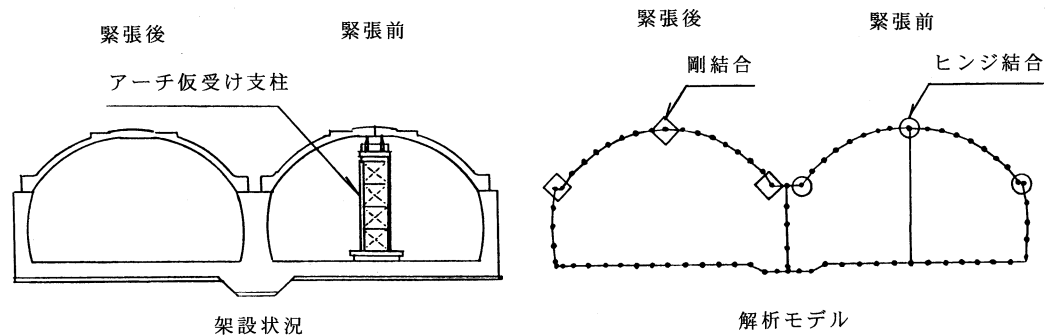


図-7 架設時における解析モデル
Fig.7 Analytical model for assembly

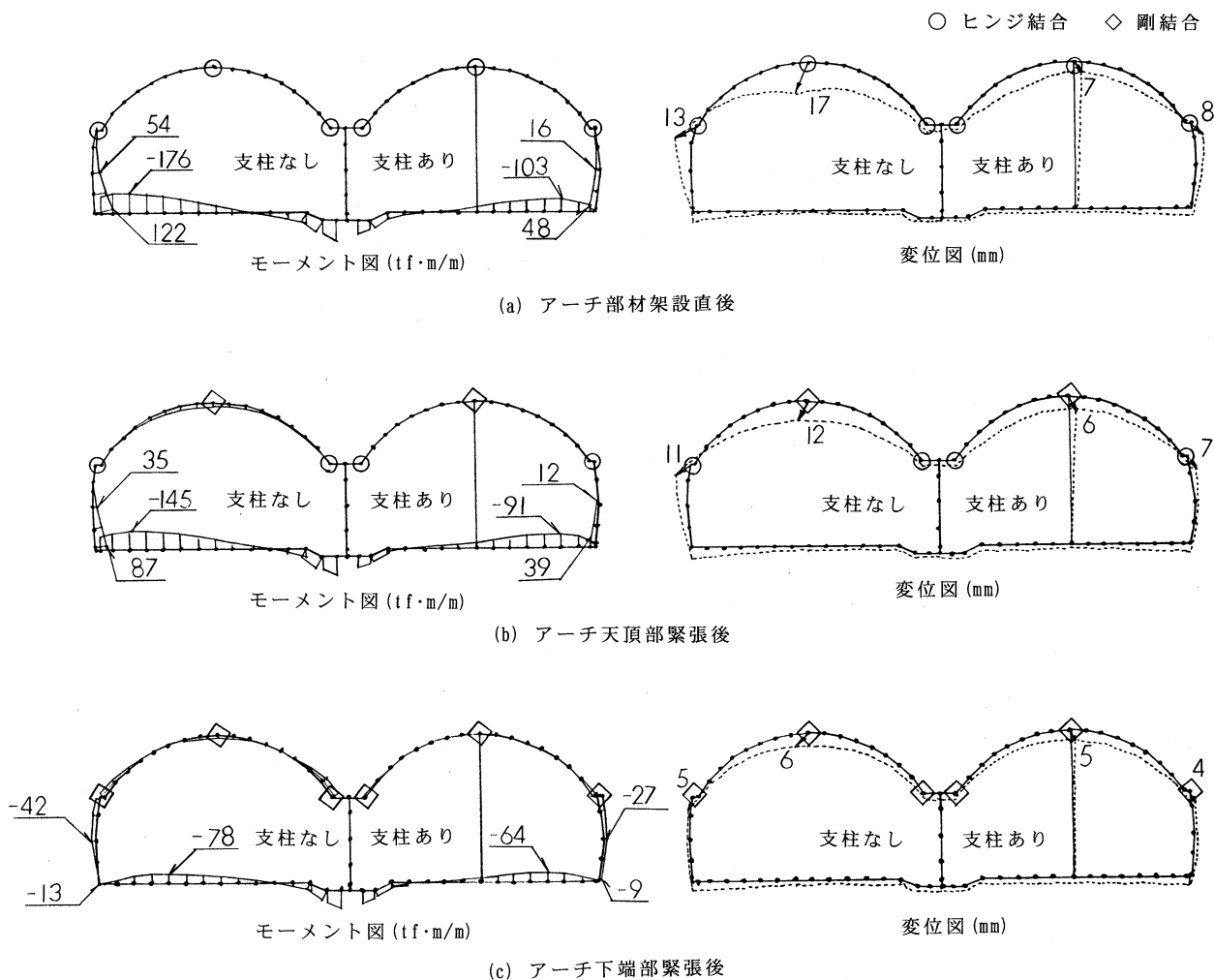


図-8 各施工段階における曲げモーメントおよび変位図
Fig.8 Moment and displacement by respective work stages

4. PATの施工

4.1 側壁部の施工

PAT工法では側壁とセンターピラーの構築がクリティカルパスとなる。このため、1施工ブロック12mの区間を1度に打設できる移動式型枠を製作し施工した。(写真-2)

なお、側壁頭部に設置するPC鋼棒の据え付けピッチの管理には、後に続くアーチ部材の架設精度に関わるため、細心の注意を払った。

4.2 アーチ部材の製作

アーチ部材に作用する応力は、盛土の断面形状およびトンネルの上り線、下り線、側壁側、中央側の配置され

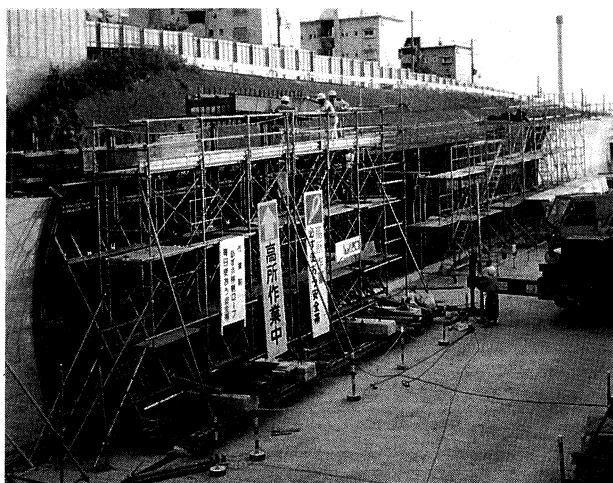


写真-2 側壁部移動式型枠
Photo.2 Movable form for side wall



写真-3 アーチ部材架設状況
Photo.3 Installation of arch segment



写真-4 ボルトボックス部防水工
Photo.4 Waterproofing for bolt box

る位置によって異なるため、部材の配置される位置毎に必要な鉄筋量も異なる。

また、明り巻区間の平面線形がクロソイド曲線の区間に位置するため、1施工ブロック毎に2基ずつ異形の製品を製作する必要があった。

さらに、トンネル内照明、通信、防災等の設備を設置するための定着アンカーボルトを製作時に埋め込むこととしたが、道路の横断勾配が変化しているため、部材毎にアンカーボルトの位置が異なる。

以上のことを考慮しつつ、工場製作のメリットを最大限発揮するため、配筋については5種類に、アンカーボルトの埋め込み位置については4パターンに集約し、工場における寸法管理等には万全を期した。

4.3 アーチ部材の架設

(1) 運搬・搬入

工場製作されたアーチ部材を、トレーラに2基ずつ積載して輸送する。

(2) 架設

仮受け支柱を先行して設置し、45tクレーンにて順次架設する(写真-3)。この際、トンネル中心線を境に左右の部材をそれぞれ50cmずらして千鳥に配置し、隣接する各部材をボルトで仮締めする。

1日あたり8~10基の架設を行い、1ブロックの架設を3日で完了させることができた。

(3) プレストレス力の導入

1ブロックの施工完了後、アーチ天頂部およびアーチ下端部にプレストレス力を導入し、部材の接合を行う。PC鋼棒の緊張作業は、アーチ上に設置した移動式足場を利用し、ディビダグ工法にて行う。導入するプレストレス力は、常時において接合部を全断面圧縮応力が作用する状態とするため、25cmピッチで設置したPC鋼棒1本あたりに、アーチ天頂部で約430kNf(44t)、アーチ下端部で約650kNf(66t)とし、緊張完了後シース管内をグラウト材で充填した。緊張の管理は、引張力とPC鋼棒の伸びの両方で行う。

なお、仮受け支柱はアーチ天頂部の緊張後に撤去することとし、これに続くアーチ下端部の緊張と次のブロックの架設の並行作業が可能となった。

(4) 防水工

防水処理として、部材間の目地にはシリコン樹脂でシーリングを行い、ボルトボックスには無収縮モルタルを充填後ブチルゴム系のシートを設置する。さらに、トンネル全体をゴムアスファルトシート(厚さ3.2mm)で覆い、保護モルタル等で被覆する。

4.4 施工実績

当初計画であった移動式セントルを用いた現場打ち工法により施工した場合、全区間の構築に約28ヶ月を要するのに対し、PAT工法では約18ヶ月で施工でき、約10ヶ月間もの期間が短縮できた。

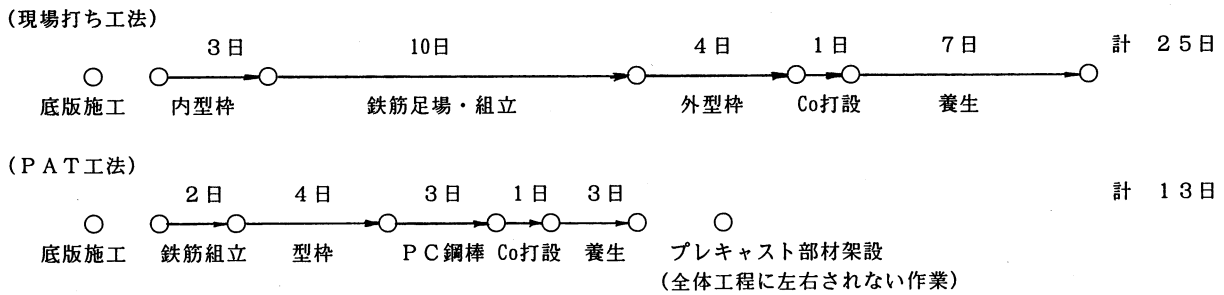


図-9 単位ブロックあたり施工フロー図
Fig.9 Work sequence for an unit of operations

延長 12 m の施工単位について現場打ち工法と PAT 工法の施工日数を比べてみると、その差は約 2 週間であり、図-9 の施工フロー図のとおり、鉄筋や型枠の組立、コンクリートの養生期間が大幅に短くなった。

また、工期短縮の他に、以下の利点が確認できた。

- ① 現場作業が少なくなり、鉄筋加工・組立、コンクリート打設、セトル移動・セットに伴う騒音、振動をできるだけ抑えるという当初のねらいが達成できた。
- ② 現場作業員の延べ人数は、現場打ち工法の 60% に減少できたうえ、底版・側壁部の鉄筋、型枠、コンクリート打設、アーチ部材の架設、PC 鋼棒の緊張などの並行作業が可能となり、良質な熟練作業員の確保が容易であった。
- ③ 高所作業となるアーチ部にプレキャスト部材を用いることによって、現場作業の簡素化および合理化が図れ、安全性の向上に大きな効果があった。
- ④ 毎日定常的にアーチ部材を搬入することができ、狭い作業スペースの中での工事車両の運行管理が容易であった。
- ⑤ アーチ部材が天候等の自然条件の影響の少ない専用工場で作成できるため、品質のばらつきのない製品になった。

5. おわりに

PAT 工法では、アーチ部材の接合部がプレストレス力による剛結合であり、工場製品と現場打ち構造物との

併用という特殊な構造物の構築であったが、当初目的とした施工の省力化、工期短縮、騒音・振動の低減、安全性の向上という面では良好な成果が得られ、工事苦情を受けないことなく、かつ安全に施工することができた。

本工法は、上載荷重の比較的小さい明り巻トンネルに適用される工法であるが、アーチ構造が合理的に構築されることから、今後建設される都市トンネルへの応用が考えられる。

今回の施工では、工事費を低減するまでには至らなかったが、土木構造物のプレキャスト化は社会の趨勢でもあり、この施工事例が大規模なコンクリート構造物のプレキャスト化施工普及の一端を担うことができれば幸いである。

参考文献

- 1) 岡澤達男、浜村吉昭：プレキャスト部材による 6 車線明り巻きトンネルの構築、第 21 回日本道路会議論文集、1995 年 10 月
- 2) 増井直樹、岡澤達男、浜村吉昭：プレキャスト部材による 6 車線明り巻きトンネルの設計、土木学会第 51 回年次学術講演会、1996 年 9 月
- 3) 原崎郁夫、中谷通夫、藤井剛：プレキャスト部材による 6 車線明り巻きトンネルの建設、土木学会第 51 回年次学術講演会、1996 年 9 月
- 4) プレキャスト化で工程 10 ヶ月短縮、舞子トンネル(南工事)、日経コンストラクション第 153 号、1996 年 2 月

撫養橋（上下線並列橋）の耐風応答特性

Aerodynamic Responses of Muya Bridge in Parallel Arrangement

第三建設局 副所長 帆足博明
向島工事事務所 (前) 第一建設局 設計課長

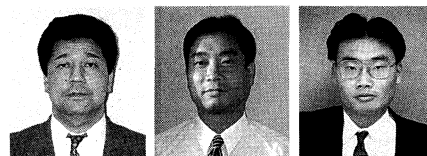
Hiroaki Hoashi

第一建設局 設計課長代理 谷口貴成

Takashige Taniguchi

第一建設局 工事第一課 貴志友基

Yuuki Kishi



概要

上下線並列構造となる撫養橋の耐風安定性に関しては、これまでに二次元模型および一径間弾性模型を用いた風洞試験を実施しており、その結果、単独橋および並列橋ともにギャロッピング抑制のための制振プレート兼ねた外部管理路を設置することとし、既に上り線は外部管理路を設置し、架設供用している。本文では、下り線に外部管理路を設置しない場合の並列橋の耐風安定性を、一径間弾性模型を用いた風洞試験により検討した。その結果、上下線の固有振動数比により耐風性が大きく影響を受けることおよび乱流中では、ギャロッピングは緩和され、乱れ強さの増加とともにパフェッティングに移行する傾向が分かった。

The Muya Bridge has two separate decks: one for the north- and the other for the south-bound lanes, and the decks are arranged alongside each other. In the aerodynamic study on the bridge, wind tunnel tests were carried out using two-dimensional and three-dimensional elastic models.

As a result, it was required that a side maintenance deck, which would play a role as a dumping plate, installed alongside of the decks to suppress galloping with the deck in both cases of single and parallel arrangement, and the deck for the north-bound lanes has been already completed and opened to public.

This paper introduces the further study on the aerodynamic stability of the bridge by elastic model wind tunnel test, which was carried out to investigate feasibility of stabilization without the side maintenance deck.

As a result, it was found that the aerodynamic responses would be greatly affected by the difference between natural frequencies of both decks, and the galloping would be reduced in a turbulent flow and transformed into the buffeting with increment of turbulent intensity.

1. まえがき

撫養橋は本州四国連絡橋神戸～鳴門ルートの大毛島と四国本土間の撫養瀬戸に架設された上下線並列の4径間連続鋼箱桁橋 (107 m + 160 m + 160 m + 107 m) である。(図-1)

撫養橋上り線は既に供用中であるが、平成8年度に下り線が架設されると、最終的には2橋が並列することとなり、並列構造としての空力的な干渉影響により、単独橋とは異なった複雑な空力現象を呈することが考えられる。

並列橋としての撫養橋の耐風安定対策としては、これまでの数回の風洞試験により、上下線ともにギャロッピ

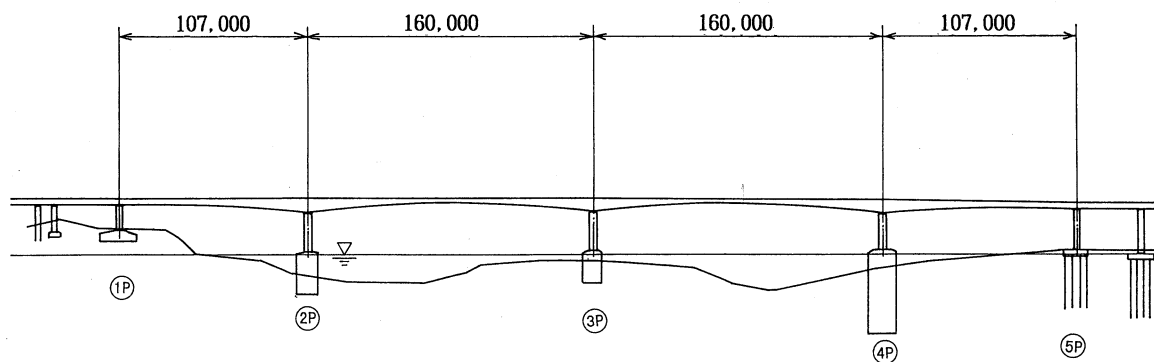


図-1 撫養橋一般図

Fig.1 General plan of Muya Bridge

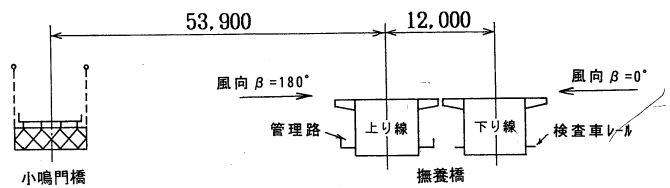
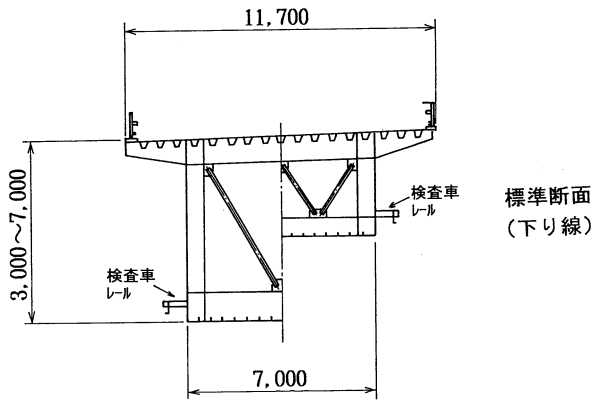


図-2 撫養橋断面の概要
Fig.2 Outline of cross section of Muya Bridge

ング抑制のための制振プレートを兼ねた外部管理路を設置することとし、上り線は図-2に示すように外部管理路を設置して架設されている。

今回下り線の建設にあたり、経済性及び景観上の観点から外部管理路を除けないか検討するためとブラケット端部の断面形状及び振動数が当初設計断面に対し若干変更になったことを受けて、下り線側橋梁の最終諸元を用いた並列2橋の空力特性を、1径間弾性模型を用いた風洞試験により確認した。

2. 風洞試験の概要

撫養橋の2P~3P間の桁を対象として、縮尺1/60の1径間弾性模型2体(上下線)を製作した。風洞模型としては、1径間模型(長さ約2670mm)の端部における気流の三次元的影響を防ぐために、長さ約830mmのダミー模型桁を配置しており、模型全長は約4,330mmとなっている。

断面中央に剛性棒を配置し、鉛直剛性を相似させている。本模型を用いた風洞試験で対象とした振動モードは、最も卓越する鉛直曲げ1次モードである。

表-1に実橋及び模型の振動諸元を示す。

表中の一般化質量は、2P~3P部分の桁に対する鉛直曲げ1次モードに関する値である。

2橋の振動数比 K (下り線/上り線)の解析値は、表中のように1.09であり、下り線が9%高い。風洞試験では下り線側橋梁に外部管理路(制振プレート)を設置しない断面[タイプA]を基本断面として実施したが、一部のケースでは下り線側にも管理路を設置した断面[タイプB]についても試験を行い、外部管理路の効果を見た。

その他の試験パラメータは、振動数比(K)とともに、迎角(α)、風向(β)、主流方向乱れ強さ(I_v)である。

風向(β)は、図-2中に示したように、下り線が上流側となる風向を 0° その逆を 180° とした。境界層乱流は、スパイヤーおよび粗度ブロックにより発生させた。

なお、各模型の動的応答の測定は、レーザ変位計各2台

表-1 実橋・模型の振動諸元

Table 1 Similarity between the real bridge and the elastic model

		振動数 Hz	振動数比 (下り/上り)	一般化質量 kg · s ² /m
解析値	上り線	0.447	1.09	7.69 × 10 ⁴
	下り線	0.488		7.05 × 10 ⁴
模型 所要値	上り線	—	1.09	0.356
	下り線	—		0.327
模型 測定値	上り線	3.97	1.09	0.353
	下り線	4.32		0.326

をスパン1/2点および1/4点に設置し、鉛直たわみ成分を測定した。

なお、今回の風洞試験に先立ち、既設橋(上り線)での振動試験結果および動態観測結果を以下のように整理し、風洞試験に反映することとした。

(1) 既設橋(上り線)の固有振動特性

既設橋の振動試験によると、鉛直曲げ1次モードにおいて固有振動数は計算値より約10%大きい0.52 Hz、対数減衰率は0.06~0.145となっており、過去の風洞試験に使用した対数減衰率(0.02)の3~7倍である。よって今回の風洞試験での構造減衰は0.06とした。

(2) 現地の風特性

現地での観測によると、現地風の主流方向の乱れ強さは約10%(ただし低風速のデータしかないため、高風速域での乱れ強さは推定)である。風向は斜風(橋直方向に対して 22°)が卓越している。

3. 風洞試験の結果

今回対象とした試験パラメータの範囲では、並列2橋の応答振幅は、上流側・下流側ともほぼ同様であった。

以下では、下り線側スパン中央点の鉛直曲げ振動の特性に着目し、スパン中央の鉛直たわみ（最大変位の実橋換算値）と実橋換算風速の関係としてまとめる。なお、本橋の設計風速は55 m/s、発散振動照査風速は66 m/sである。

3.1 風向・迎角の影響

図-3は設計振動数比1.09の応答特性を一様流、迎角 $\alpha=0^\circ$ について比較した結果である。図より、下り線が上流側となる風向($\beta=0^\circ$)では、実橋換算風速45 m/s付近でギャロッピングが発生するが、下り線が下流側となる風向($\beta=180^\circ$)の場合にはギャロッピングなどの振動現象はなく、風向による空力特性の顕著な差が認められる。断面形状は2橋類似であることおよび後述するように、単独橋ではギャロッピングが発生しないことを考えると、風向によるこのような空力特性の顕著な違いは、2橋の振動数に差があるためと考えられる。

図中に $\alpha=+3^\circ$ （吹上げ）、 $\beta=0^\circ$ の結果を併記しているが、 $\alpha=0^\circ$ の場合とほぼ同一の応答パターンであり、迎角の影響はほとんどないことが判る。

3.2 下り線外部管理路の影響

図-4に下り線側橋梁に外部管理路を設置しない場合[タイプA： $\alpha=+3^\circ$ 、 $\beta=0^\circ$]の結果を、図-5に外部管理路を設置した場合[タイプB： $\alpha=+3^\circ$ 、 $\beta=0^\circ$]の結果を示す。

図-4と図-5を比較してみると、外部管理路の有無に関わらず、固有振動数比 $K=1.09$ の場合には、照査風速以下でギャロッピングの発生が認められる。

ただし、タイプBのギャロッピング発生風速は、タイプAに比べて約10 m/s上昇していることから、下り線側の外部管理路は耐風性の改善に寄与していることが判る。

3.3 振動数比(K)の影響

ここでは、タイプAに関して2橋の振動数 K を変化させた試験を行い、その影響を調べた。

図-6は、一様流、 $\alpha=+3^\circ$ 、 $\beta=0^\circ$ の条件で K の影響を調べた結果である。図示のように $K=1.0$ ではギャロッピングの発生は認められない。 $K=1.03$ では、 $K=1.09$ の場合より幾分耐風性が改善されるものの、照査風速以下でギャロッピングの発生が認められる。

振動数比 K とギャロッピング発生風速との関係をタイプAとタイプBおのおの場合についてまとめたものを図-7に示す。ただし、タイプAでは $\alpha=+3^\circ$ タイプBでは $\alpha=0^\circ$ の条件で、減衰率はいずれも $\delta=0.06$ である。

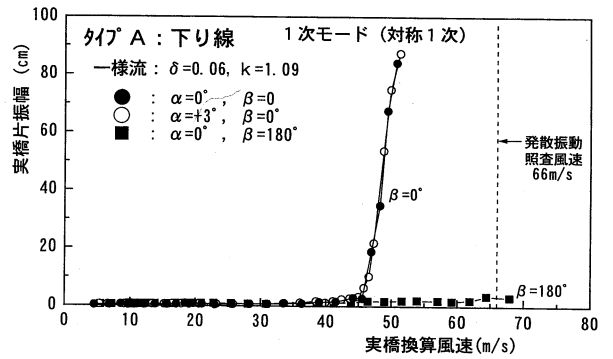


図-3 風向・迎角の影響

Fig.3 Influence of wind direction and angle of attack

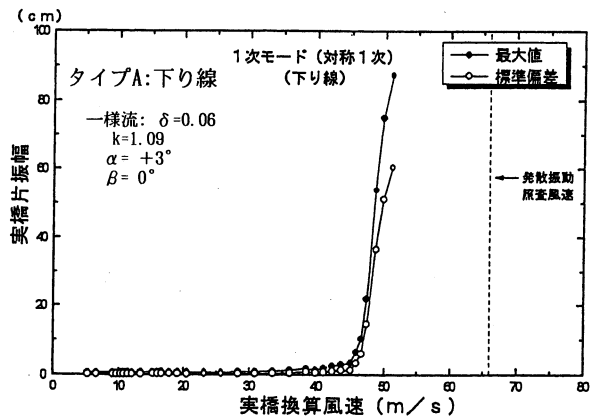


図-4 タイプAの耐風性

Fig.4 Aerodynamic stability of Type A

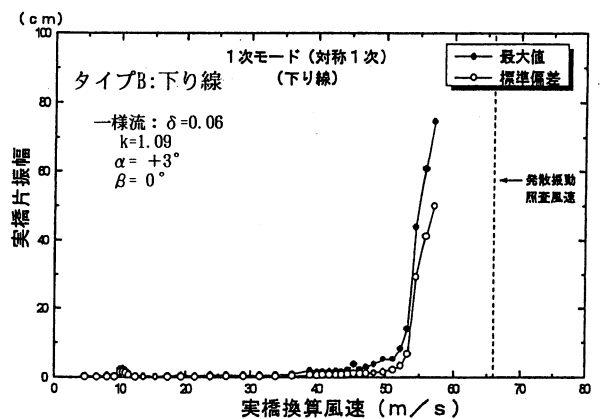


図-5 タイプBの耐風性

Fig.5 Aerodynamic stability of Type B

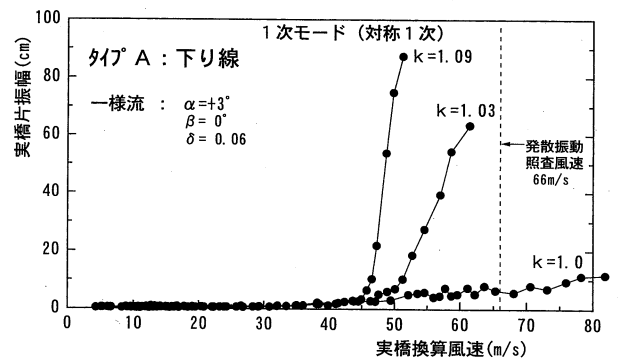


図-6 振動数比(K)の影響

Fig.6 Influence of frequency ratio (K)

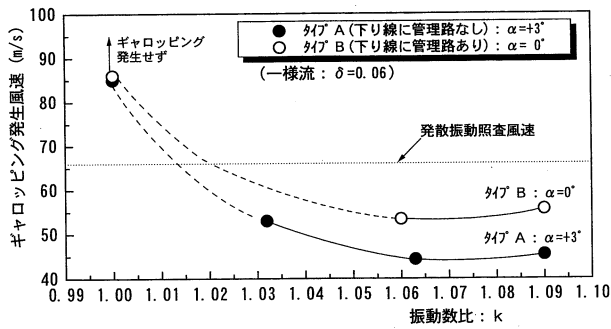


図-7 振動数比 (K) とギャロッピング発生風速の関係

Fig.7 Relationship between frequency ratio (K) and galloping wind speed

図示のように2橋の振動数が接近するとギャロッピング発生風速が高くなる傾向が判る。

3.4 風の乱れの影響

並列橋のギャロッピング現象に及ぼす気流の乱れの影響を調べるため、タイプ A の断面について、主流方向乱れ強さ (I_u) を変化させた試験を実施した。

試験条件は、 $\alpha=0^\circ$ 、 $\beta=0^\circ$ および $K=1.09$ である。

図-8 に試験結果を示す。図示のように気流の乱れ強さによって一様流中で見られたギャロッピング現象は緩和される傾向となることが判る。

図-9 は、測定された応答波形の最大値と標準偏差の比 (P_F) を、設計風速 55 m/s 近傍のデータについて整理したものである。 P_F は、応答波形が正弦波の場合には 1.4、波形が不規則になると、3 近傍の値になることが一般的に言われている。

$I_u=5\%$ の場合はそれ以外の場合に比べて P_F の値が小さいことから、応答波形の包絡線の変動は比較的小さいことが判る。一様流中でのギャロッピング波形は $P_F=1.5$ であることを考えると、 $I_u=5\%$ の場合にはギャロッピングの様相が残っているものと考えられる。

$I_u=7.5\%$ の場合に P_F がやや大きくなる要因としては、ギャロッピングからバフエッティングへの過渡状態で、定常振幅の変動が大きくなるものと推定される。

定性的な傾向としては $5\% \leq I_u \leq 7.5\%$ では設計風速近傍でギャロッピングの影響が及んでいるようであり、 $I_u \geq 10\%$ では、ギャロッピング現象は消滅し、バフエッティングに変化していると考えられる。いずれにしても、乱れ強さの増加により耐風性が良くなる傾向である。

3.5 下り線単独橋の耐風安定性

2橋並列時にギャロッピングが発生する要因を究明する目的で、一様流中の下り線単独橋の空力特性を調べた。対象とした断面は、管理路を設置しない下り線 [タイプ A] で、試験条件は、 $\alpha=0^\circ$ 、 $\beta=0^\circ$ である。

図-10 に減衰率 $\delta=0.01$ 、 0.06 に対する試験結果を示す。図中に同一条件での並列橋の応答 ($\delta=0.06$) を併記している。

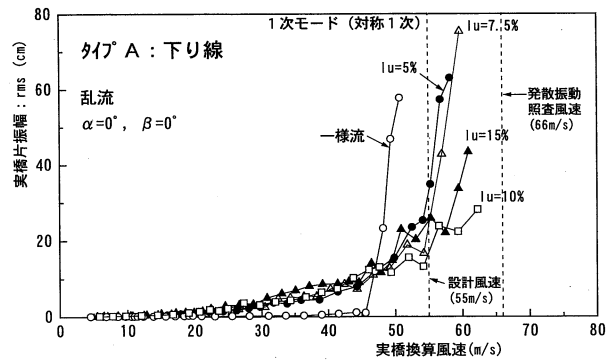


図-8 気流の乱れの影響

Fig.8 Influence of turbulence of flow

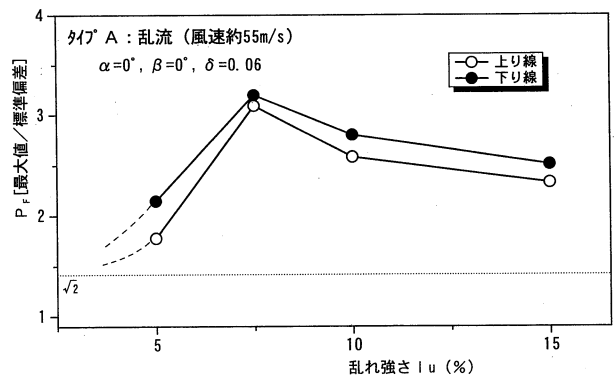


図-9 乱れ強さ (I_u) と [最大値/標準偏差] の関係

Fig.9 Relationship between turbulence intensity (I_u) and the ratio of maximum to standard deviation

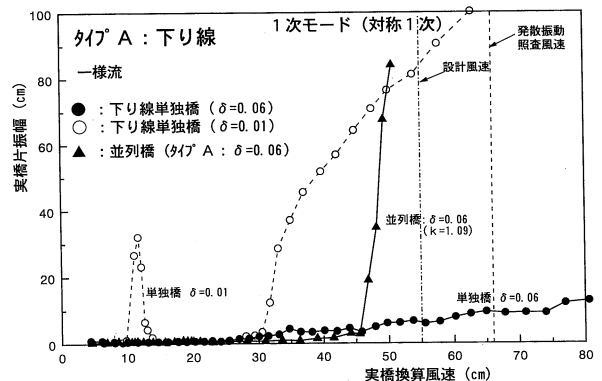


図-10 下り線単独橋の空力特性

Fig.10 Aerodynamic characteristics of the single, south-bound lanes deck

図から明らかなように、下り線単独橋の場合、 $\delta=0.06$ の条件ではギャロッピングの発生はなく、 $\delta=0.01$ とすると、風速 10 m/s 付近で限定振動の発生と 30 m/s 付近からのギャロッピングの発生が認められる。

同一の減衰率 $\delta=0.06$ の並列橋の応答と比較すると、単独橋ではギャロッピングは発生しないが、並列橋ではギャロッピングが発生することになる。(なお、管理路を設置した上り線単独橋では、ギャロッピングの発生はないことが確認されている。)

このことから、タイプ A の並列橋で見られるギャロッピング現象は、上下線各単独橋の耐風安定性が劣るために生じるのではなく、2橋が近接していることが要因となっていることがわかる。

3.6 ギャロッピング特性

並列橋[タイプ A]、 $\alpha=0^\circ$ 、 $\beta=0^\circ$ 、 $\delta=0.06$ 、 $K=1.09$ の条件で実施した試験データ及び、実橋換算風速 47 m/s での測定波形から以下のことが判明した。

- (1) 上下線の位相は上流側に比べ下流側が約 120° の位相遅れとなっている。
- (2) ギャロッピングの定常振動中に一方の模型を徐々に拘束した。上流側の模型を拘束した場合は下流側の振動は消滅する。一方、下流側模型を拘束した場合は上流側の振動は消滅する。

以上の結果より、近接 2 橋の空力特性には、並列 2 橋周りの流れのパターンに基づく強制的空気力と、2 橋が相互に振動することによって生じる自励的空気力の 2 つの要素が影響するものと考えられる。

3.7 試験結果のまとめ

今回の風洞試験で得られた成果を要約すると以下のようになる。

- (1) 2 橋がごく接近した並列橋の場合、2 橋の振動数比 K によって耐風性が大きく影響を受けることが判った。
一様流中では、振動数比 $K=1.09$ で、上流側の振動数が高い場合（下り線側からの風向）には、下り線の外部管理路の有無に関わらず照査風速内でギャロッピングが発生した。
一方、上流側の振動数が低い場合（上り線からの風向）および 2 橋の振動数が等しい場合には、ギャロッピングが生じないことが判った。
- (2) 2 橋がごく接近した並列橋の場合は、1 橋単独橋とは全く特性が異なる空力現象が発生し得ることが判った。
- (3) $K=1.09$ 、 $\delta=0.06$ の並列橋では、一様流中ではギャロッピングが発生したが、乱流の場合には乱れ強さの増加とともに、ギャロッピング現象は緩和されバフティング現象へ推移することが判った。

4. 現地の気流乱れ強さの推定

以上の実験結果から、撫養橋並列橋の空力特性（特にギャロッピング特性）は、固有振動数比 K とともに気流の乱れ強さによって影響を受けることが判明した。

ここでは現地風の乱れ強さを周辺の観測結果から推定する。

図-11 は、昭和 61 年～62 年にかけて現地で観測された平均風速と乱れ強さの関係を示したものである。図示のように乱れ強さは風速の増加に応じて漸減し、かつデータのばらつきも小さくなってほぼ一定の範囲内に収

束する傾向にある。図からは、平均風速 16～18 m/s の範囲で $I_u=10\sim15\%$ 程度と評価できるが、前述の風洞試験で発現したギャロッピングは 40 m/s 以上の強風域であり、現地での強風域の観測記録がないため現地風での評価は難しい。

そこで、他の近傍の観測データから推定することとした。

図-12 は、垂水観測塔及び大鳴門橋における観測結果である。垂水のデータは、昭和 40 年～53 年に観測された 7 個の強風観測値を、平均風速と乱れ強さの関係について整理したものである（観測点の高さは 31.5m）大鳴門

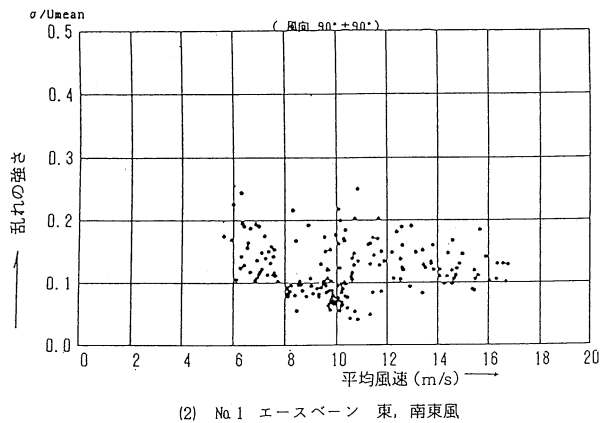
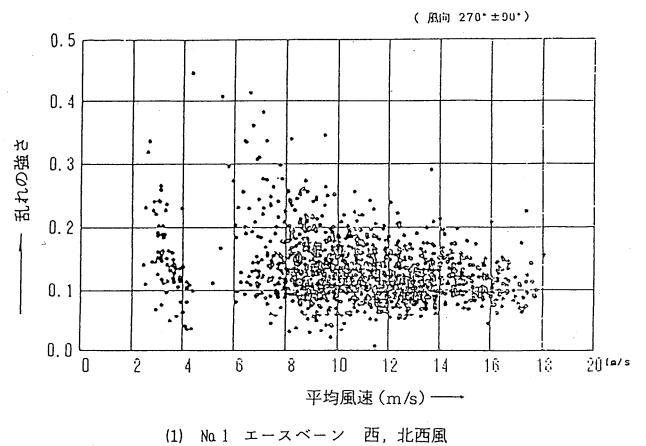


図-11 撫養橋現地風の観測結果

Fig.11 Summary of natural wind observation at the bridge site

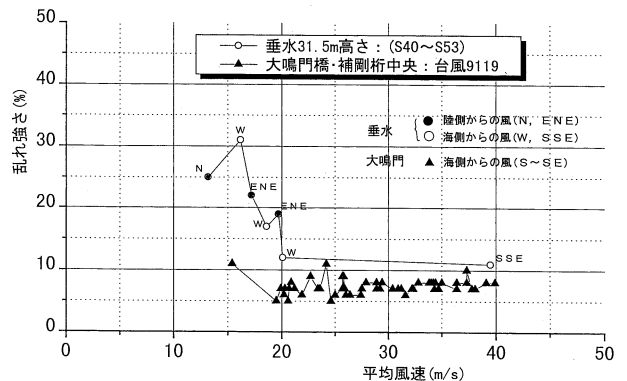


図-12 乱れ強さの測定値

Fig.12 Measured values of turbulent intensity

橋のデータは中央径間中央の補剛桁上で測定された平成3年9月27日の台風19号の観測値である。図から、垂水観測塔のデータでは（極めて少ないデータではあるが）平均風速の増大に応じて乱れ強さは低減し10%近くに収束する傾向にある。また、陸からの風（N~ENE）では、 $I_v \geq 20\%$ であり、強風域の海からの風（W、SSE）に比べて乱れ強さが大きい。

大鳴門橋のデータは、平均風速20~40 m/sの範囲に集中しており、この範囲で I_v のばらつきは小さく、5~10%である。この大鳴門橋のデータは全て開けた海からの風である。

図-13に撫養橋周辺の地形図を示す。図において、風洞試験の一樣流中でギャロッピングが発生した下り線方向（ESE方向）からの風の乱れ強さに与える地形の影響を見ると、橋梁から1 km および2 km 地点に小高い丘があり、この方向の風はこの影響を受け、開けた海からの風に比べて、乱れ強さ I_v は大きくなるのが推定される。以上の点から、撫養橋の架橋地点での下り線方向の風は、乱流傾向で、その乱れ強さは10%を下回らないものと考えられる。風洞試験の結果を合わせて考察する

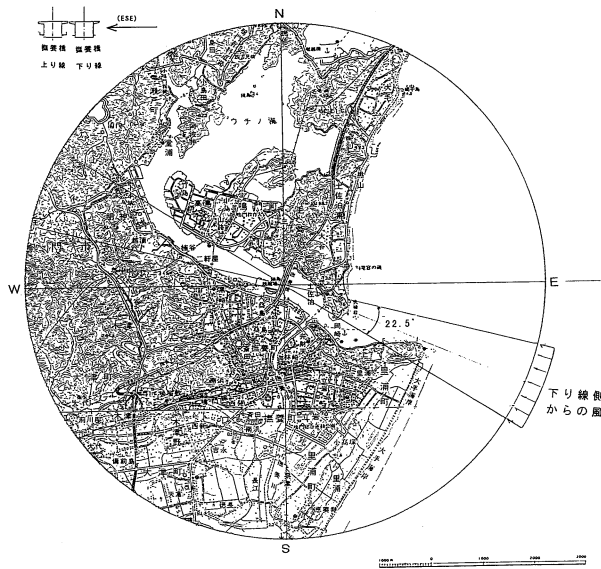


図-13 撫養橋を中心とした半径5 kmの地形

Fig.13 Topography inside the radius of 5km from the Muya Bridge

と、撫養橋並列橋の応答は、10%程度の気流の乱れにより、照査風速内で急激に立ち上がるギャロッピング現象は抑制され、風速の上昇とともに振幅が漸増するバフェッティング現象が生じ、その振幅は初通過破壊に対しては許容値内に収まるものと推定される。

5. あとがき

風洞試験の結果、2橋がごく接近した並列橋になった場合、①2橋の振動数比が異なった場合は、管理路の有無に関わらず、照査風速内でギャロッピングが発生すること、②2橋の振動数比が等しい $K=1.0$ の場合には、管理路がなくてもギャロッピングは抑制されること、③乱流中では、管理路がない場合でもギャロッピングは緩和され、乱れ強さの増加とともにバフェッティングに移行する傾向があることが判った。

これより、断面がほぼ同一の2橋が近接して設置される場合には、単独橋とは全く特性の異なる空力現象が発生しうることが示唆された。このような並列橋における振動現象の発生機構は、未だ十分に解明されてなく、今後の研究に委ねるところが多い。

以上のような研究結果を踏まえ、撫養橋の耐風安定化対策として2橋を連結する方法、ダンパーの設置、質量付加などについて検討し、質量付加方式を採用することとした。しかし、仮定した構造特性を満足し、推定される風の乱れがある場合は、耐風対策は不要と考えられるため、後施工の困難な質量付加のための橋体の補強は行いが、質量付加そのものについては本橋架設後、上下線の振動数比を現地で確認するとともに橋体監視を慎重に行いながら現地風の特性をさらに詳細に把握した上で、対策の要否を判断することとした。

参考文献

- 1) 道路橋耐風設計便覧平成3年7月
- 2) 撫養橋風洞試験（その1）昭和57年
- 3) 撫養橋風洞試験（その2）（その3）昭和58年
- 4) 撫養橋風洞試験（その4）昭和59年
- 5) 撫養橋の風洞試験（本四技報）、vol.9、No 33、1985
- 6) 並列箱桁橋の対風応答特性平成8年

北備讃瀬戸大橋ケーブル送気試験

Cable inside dry up test on Kitabisanseto Bridge

企画開発部付き 橋梁技術課長 奥田 基
（前）第二管理局 Motoi Okuda

第一建設局室 交通司令 山下 五月
鳴門交通管制室 Satsuki Yamashita

第二管理局 橋梁管理役 伊香賀 信文
坂出管理事務所 Nobufumi Ikoga



概要

ケーブルの防錆方法は、ラッピングワイヤーを使い表面をカバーして防水性を高める方法が従来使用されてきた。しかし、水分の侵入を防ぐことを主眼とするラッピングは、既に侵入した水分及び防水層を突破した水分に対しては、効果がないため、内部水の除去を目的にケーブル内に乾燥空気を挿入するシステムを考案し、北備讃瀬戸大橋の東ケーブル2Pで試験を行い、経過時間毎の湿度測定を中心として、乾燥範囲の到達を考察した報告である。

For the purpose of anti-corrosion of the cable for the suspension bridge, the Cable wrapping systems have ordinarily been employed to cover the peripheral of the cable for waterproofing. However, this system was found to be insufficient to prevent corrosion of the cable in a corrosive environment such as one around the Honshu-shikoku Bridges, which is oceanic and with quite a few rainfalls throughout the year. A new system was worked out to dry up the moisture inside the cable that was produced by the residual water inside the cable. The system consists of air dryer, blower, desalinate filter, and air injection piping, as well as a watertight cable sheath. The measurements were made on the following items:

1. Air humidity inside the Cable
2. Air pressure inside the Cable

As a result, it was found that the dehumidified area in the cable corresponded to the lapse of time for air injection and the quality of air-tightness of the cable cover. Also found was that the pressure change was observed over a length of 100 meters from the point of air injection, although the length of dehumidified area along the cable far exceeded that.

The system has still been under experiments, and this paper reports the outline of the system as an interim one.

1. まえがき

ケーブルの防錆方法は、ラッピングワイヤーを代表とする表面をカバーして防水性を高める方法が従来使用されてきた。しかし、水分の侵入を防ぐことを主眼とするラッピングは、既に侵入した水分また、防水層を突破した水分に対しては、効果がないため、内部水の除去を目的にケーブル内に乾燥空気を挿入するシステムを考案し北備讃瀬戸大橋で試験工事を行い、湿度の低下を確認した。従来、密閉部分での防錆方法として乾燥空気送風は、古くはデンマークのリトルベルト橋の箱桁内を相対湿度40%以下に保持し、無塗装とする等の実績がある。また、本四公団においても、垂鉛メッキのケーブル素線がアンカレイジ上屋の中のアンカースパンでは、露出しており、結露現象が発生するため、上屋内を除湿器で乾燥させる方法を採用し維持管理してきた。この方法をケーブル全体に適用するため、今回は、北備讃瀬戸大橋の東ケーブル2Pで試験を行い、経過時間毎の湿度測定を中心として、乾燥範囲の到達を考察した報告である。なお、空気は、塔からの片押しで排気口を移動させ、範囲の変化を計測し、最終的到達距離を推定することを最終目標とし

ているが、経過時間も報告時点では十分でないので、本報告は中間報告である。

2. 試験方法

試験は、平成7年1月に設備を設置し、平成7年4月から7月の2ヶ月間に第一回目を平成8年1月から第二回目を試験中で（平成8年中は実施予定）ある。

(1) 送気設備

送気設備は、図-1に示す様に乾燥機と送風機からな

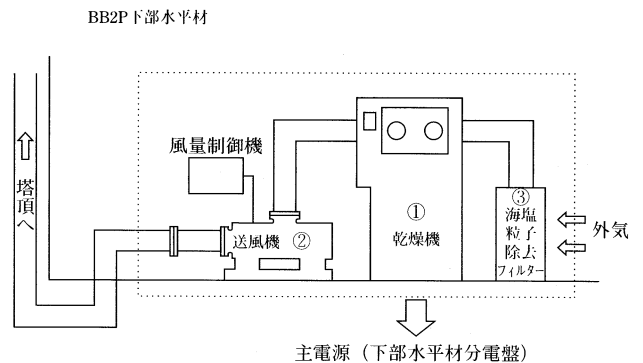


図-1 乾燥機（乾式除湿機）及び送風機設置図

Fig.1 Dryer (dry-type dehumidifier) and blower system

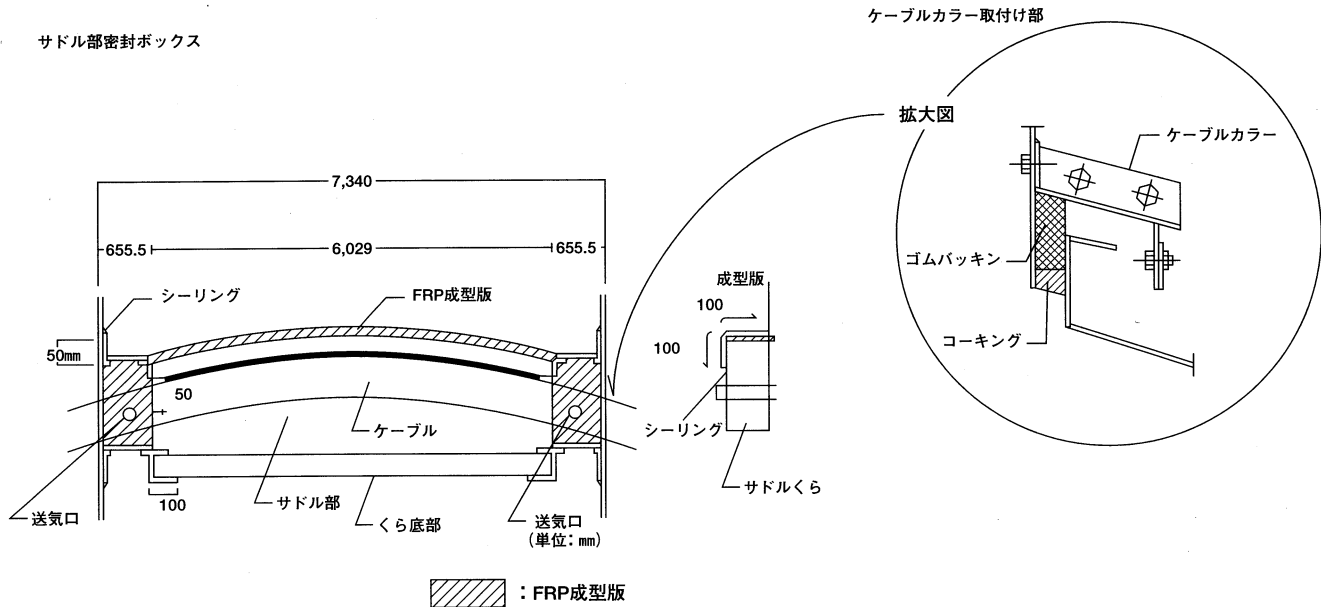


図-2 送気口構造

Fig.2 Detail of injection mouth

表-1 乾燥システム能力

Tab.1 Performance of dehumidifying system

乾燥機 (乾式除湿機)	除湿量 (20°C RH 80%) 風量 除湿機能	4.1 kg/h 600 m ³ /h アクトシリクロータ
送風機	モーター インバーター制御機	7.5 KW
海塩粒子除去フィルター	除去法 捕集効率	大気塵比色法 90%以上

り、それを塔の中間水平材上に置いた。水平材は、路面上から設備を簡易な工法で設置可能な唯一の位置である。水平材は、海面上約 70 m の高さであるので、塩分の影響を考慮して、塩分除去フィルターを設けた。また、塔頂への配管は、塔内に配置した。表-1 に送気設備の能力運転状況を示す。

(2) 送気機構

送気機構は、図-2 に示す様に、サドル鞍上面及びケーブルカラーの周辺で密閉構造を作り、そこへ、圧力を掛けてケーブル内へ乾燥空気を圧挿入している。ケーブルの断面は、一般部では、空隙が 18%程度で架設されているが、サドル付近では、図-3 にしめす様に鉛直面にサドル内スペーサによる約 6 mm の隙間がある。このため、ここを利用する方法で効率良く空気を圧入することができた。

(3) ケーブル密閉機構

ケーブルの密閉機構としては、図-4 に配置と構造を示すが、ペースト+ラッピングワイヤー+ゴムシートが主である。また、これの未施工部分では、合成ゴム系防食シートで仮ラッピングしている。第 1 回目と第 2 回目の相違は、この密閉構造の範囲の部分である。

(4) 計測方法

計測は、図-5 に示すとおり、圧力計、温度計、湿度計を配置して行っている。試験の目的としては、流量、漏

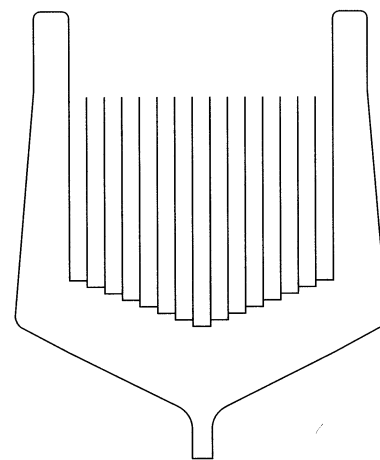


図-3 サドルスペーサー構造詳細図

Fig.3 Detail of saddle spacer

洩量から乾燥速度、最適送風圧力を算定することをねらいとしたが、流量計に表示することができるほどの流量、及び長距離の場所での圧力測定はできなかった。(中央径間中央等) そのため、観測の主眼を、湿度の推移にして、実験を継続した。

3. 試験結果及び考察

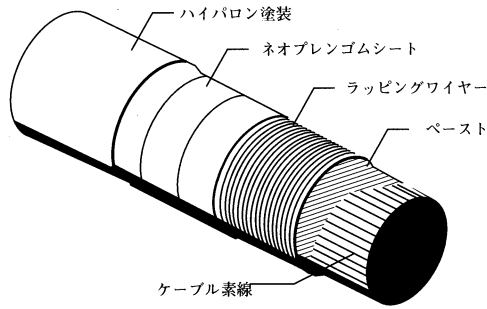
試験結果として、表示できるのは、湿度の変遷と圧力のデータである。それらを、図-6、図-7、図-8 に示す。

圧力の計測結果は、第二回目のもののみである。

- (1) 圧力は、送気管での損失は少ないが、挿入口での損失が大きい。
- (2) 距離減衰も顕著に現れている。
- (3) 送気中の圧力損失が大きいことは、漏洩量が大きい

(構造図)

ベースト⇨ラッピングワイヤー⇨ネオプレンゴムシート⇨ハイバロン塗装



(配置図)

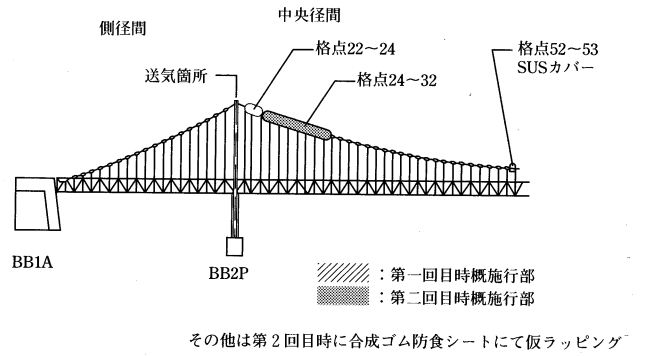


図-4 ケーブル密閉機構

Fig.4 Mechanism of airtight of cable

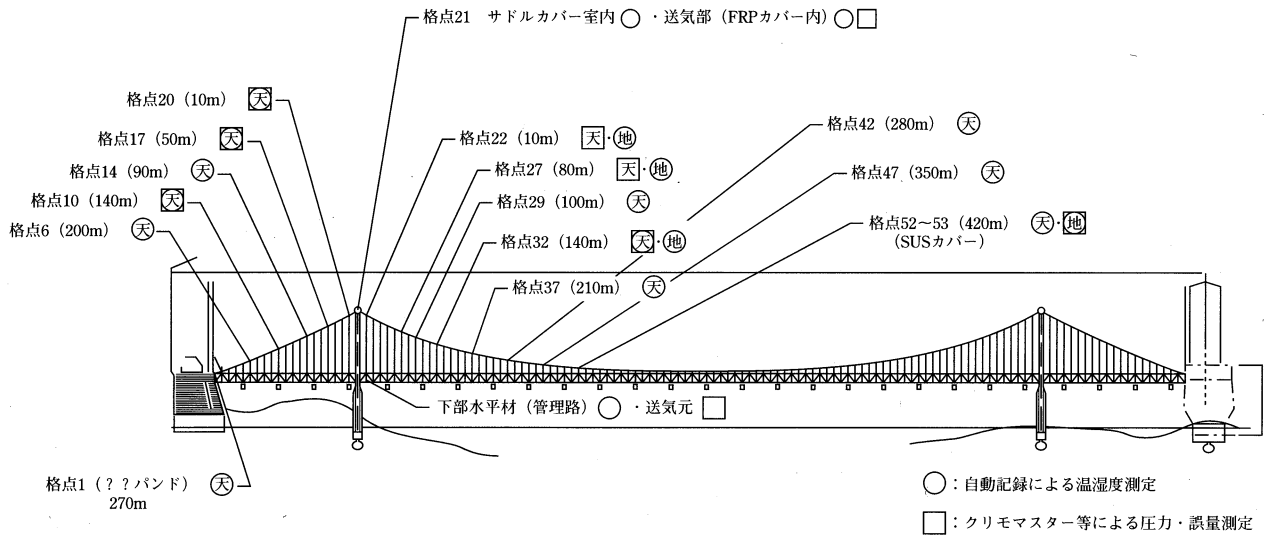


図-5 測定位置図

Fig.5 Points of measurement

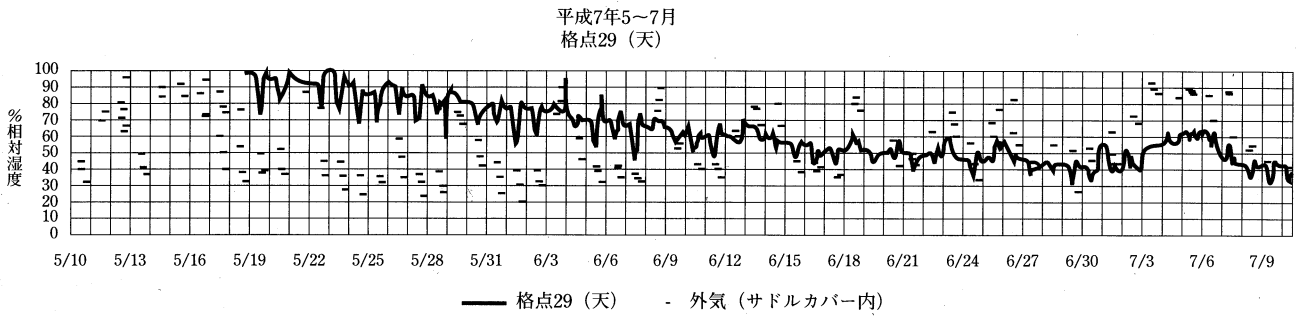


図-6 湿度低下状況(1)

Fig.6 Humidity decrement (1)

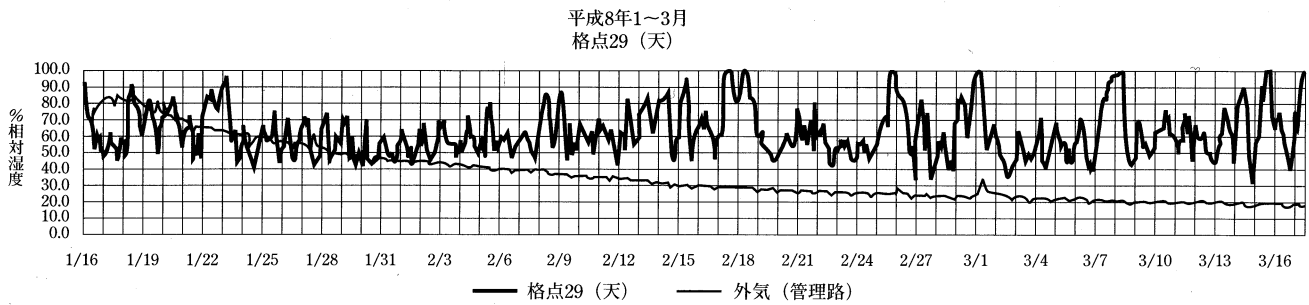


図-7 湿度低下状況(2)

Fig.7 Humidity decrement (2)

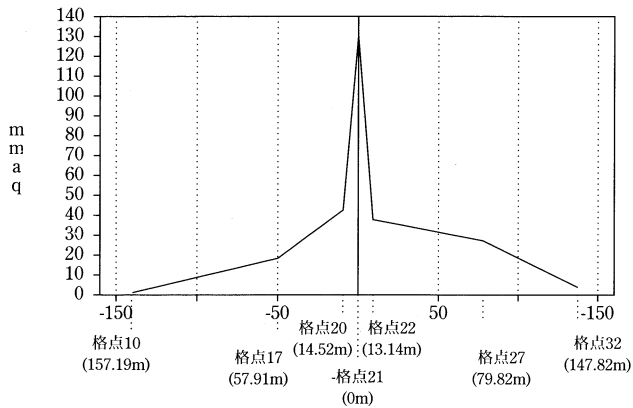


図-8 圧力と距離
Fig.8 Pressure and length

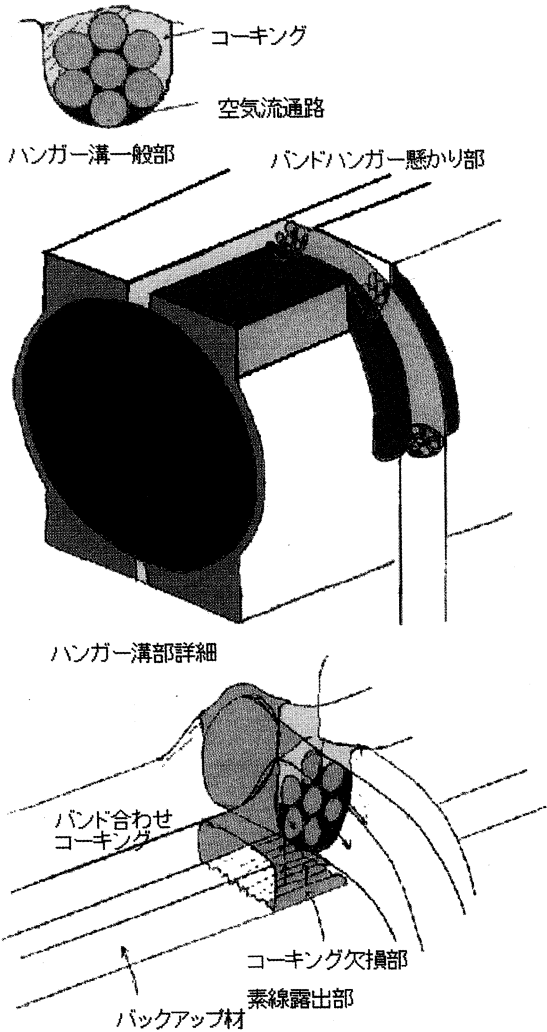


図-9 ハンガーバンド構造図
Fig.9 Detail of suspender and cable band

ことに起因している。

漏洩原因は、以下の事項が確認されている。

- (1) 塔頂サドルカバー内でのコーキング不可能場所がケーブルカラー端バンド部で存在する。
- (2) ケーブルバンドの噛み合わせ部のコーキングが、外部からの水の侵入防止用であり、エアータイトにはなっていないため、バンド内部とハンガー懸かり部で



写真-1 ハンガーロープ部
(ハンガーロープ縫り合わせ部塗膜の破れ箇所からの漏洩)

Photo.1 Suspender rope
(weaving part of suspender rope--air leakage from crack in coating)

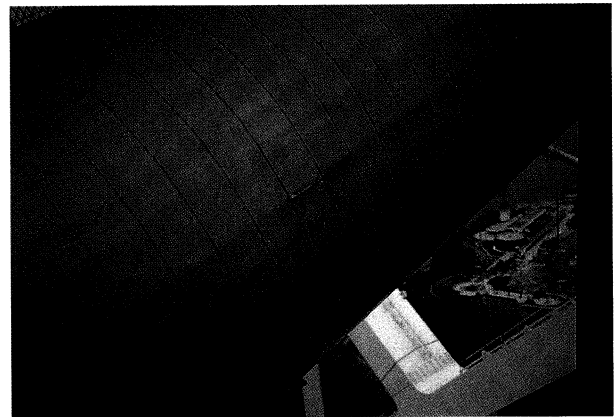


写真-2 ケーブル一般部
(ゴムシート重ね継ぎ箇所からの漏洩)

Photo.2 Typical section of cable
(air leakage from overlapping part of rubber sheet)

はコーキングがなく、空気がハンガー内の縫り合わせの空間を通りハンガーロープの塗装破れ箇所から漏洩する。(写真-1・図-9)

- (3) ラッピング一般部のゴムシート重ね継ぎ場所から漏洩する。(写真-2)

湿度の変遷では、

- (1) 第一回目と2回目では、時間の軸が4分の1になった様に変化が早く現れ、密閉度の差が大きく影響することが判明した。
- (2) 送気口から近い距離では、早く乾燥し、送気口湿度と同じ程度(20%以下)になる。
- (3) ある程度の距離では、一度湿度が上昇し、その後下降する傾向がある。これは、因島での試験でも同様の傾向を示すので、途中にある湿気を押し出し、また、途中に液体である水分を乾燥させながら乾燥範囲が拡大していったことを示すと判断している。
- (4) 当初、乾燥範囲は、100 m程度と判断していたが、時間経過とともに140 m部分も下がり、200 mも下がる傾向を呈しているため、最終的に乾燥可能な範囲の判

定を行い、除湿送風機の設置間隔を判定する材料としたい。

- (5) 排気孔は、当初、中央径間中央に設置していたが、上記に示す様に、除湿速度が想定を大きく下回るため、湿度低下のボトルネック付近、最初は150 m付近でバンド下面のコーキングを撤去したが、その後、140 m付近の湿度が低下したため、その部分の排気口を閉じ、200 m付近に移動した。乾燥手法としてこの方法も確立したい。

以上の結果から、乾燥空気挿入機構を実現するに当たっての留意事項は、以下のとおりである。

- (1) 効率の良い挿入孔を設置する。(塔頂サドルスペース部分は、ケーブルに対する加工度が少ないので良好な場所である。楔を使う方法は、素線を痛める原因となる。) バンド部は、空隙率が、一般部より少ないので、効率が悪いので、別途、送気孔を設置する。
- (2) 乾燥機、送風機の設置場所は、塔頂に設置するのが、塩分除去の観点からは、理想であるが、機械の更新、メンテナンスを考慮すると、塔下部水平材が、良好である。塔基部では、塩分が多いため、除塩フィルターの交換回数が増え、また、海中の塔基礎であるならば、接近手段が、問題となる。

- (3) 空気圧力は、従来のバンド部分等のコーキングが、時間経過と共に劣化していることも考慮して、低めの値(0.01気圧)であったが、コーキングを確実にし、ハンガーへの漏洩を止め圧力を上昇し、流入乾燥空気量を上昇させることが、確実性を増す手段となる。

- (4) 可能な限りケーブル被覆により気密化する。方法は、丸線の場合は、ゴムカバーで補完する。または、S字断面のラッピングワイヤーを使用して密閉度を上げる。

- (5) 排気孔の位置によっては、乾燥促進につながる可能性が高いため、効果確認と手法の確立を急ぐ。

以上述べてきた事項を今後の試験工事で確認実施する予定である。

4. あとがき

現在、140 mまでのケーブル内乾燥に成功しており、200 mの乾燥も可能性が高くなってきている。今後、試験を継続するとともに気密化、排気方法等の検討をさらにすすめ、送気乾燥システムを確立していく予定である。

また、新規吊橋については、これらの結果も踏まえ対応していくことが望ましい。

吊橋主塔の引張接合継手の製作架設

Fabrication and Erection of Towers with Bolted-Flange joints on a Suspension Bridge

企画開発部
(前)第三建設局今治工事事務所

企画課付
第六工事長

佐々木雅敏

第一建設局舞子工事事務所
(前)第三建設局今治工事事務所

第一工事長代理
第六工事長代理

宮口典博



企画開発部
(前)第三建設局今治工事事務所

企画課付
第六工事長

山口和範

概要

来島第一大橋の2P・3P主塔の道路水平材より上の水平継手では、架設作業の省力化、安全性向上および工程短縮、また維持管理省力化や景観への配慮という観点から長締め形式の引張接合用高力ボルトを用いたフランジ接合（引張接合継手）を採用している。

本文では、国内では実績のない接合方式の採用にあたっての各種検討結果、製作、架設について報告する。

A bolted-flange joint system was designed for a part of towers, from a horizontal member at the roadway-height to the topmost part, of 2P and 3P of Kurushima Bridge, in order to reduce man power and construction period and raise safety with the site work, as well as to achieve easy maintenance and good aesthetic on the bridge. This paper introduces a course of design, fabrication, and erection on the joint system, which had been unprecedented in Japan.

1. まえがき

来島大橋は西瀬戸自動車道の最も四国側、今治と大島を結ぶ三連吊橋であるが、この内、大島側の来島第一大橋2P・3P主塔（図-1、2）の道路水平材より上の水平継手において、引張接合継手を採用した。

この継手方式の採用により、主塔内面のみで架設作業を行うことができるため、架設用の外面足場が不用なことから、ボルトの締付け本数が少いこと、継手部の現場塗装がないこと等により、現場作業の簡略化の促進・安全性の向上を図ることができた。また、外面に継手が見えないため、景観性の向上を図ることもできた。

この接合方式は国内では前例がなく、構造形式の選定、設計・製法および架設工法について相互の検討が必要であり、最終的には実物大のパイロットメンバー試験により設計検証を行うとともに、製作・架設方法を確立した。本文では、製作、架設に関する各種検討結果および実施工について報告する。

設計については参考文献^{2)~5)}を参照されたい。

2. 継手構造

塔柱の水平継手の引張接合継手構造は、図-3に示すように、ベアリングプレート、補強リブ、エンドプレート、シアプレート、長締め形式の引張接合用高力ボルト

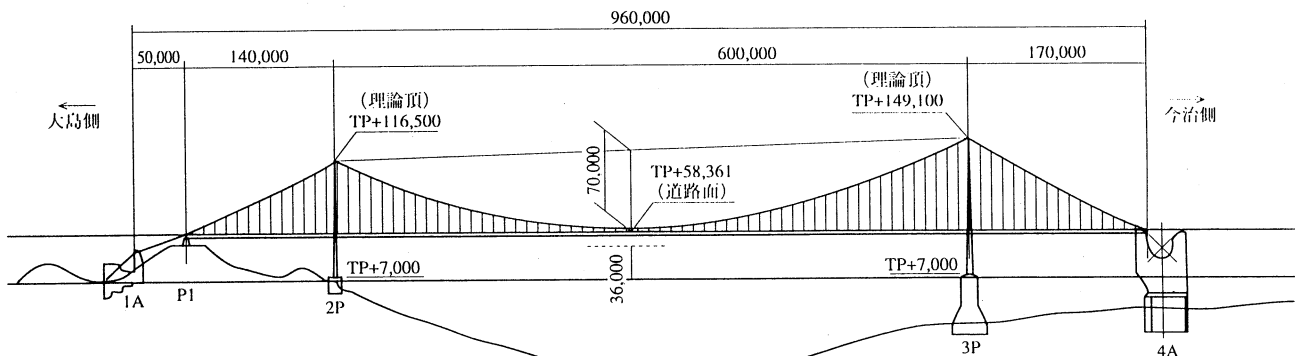


図-1 来島第一大橋一般図

Fig.1 General plan of the 1st Kurushima Bridge

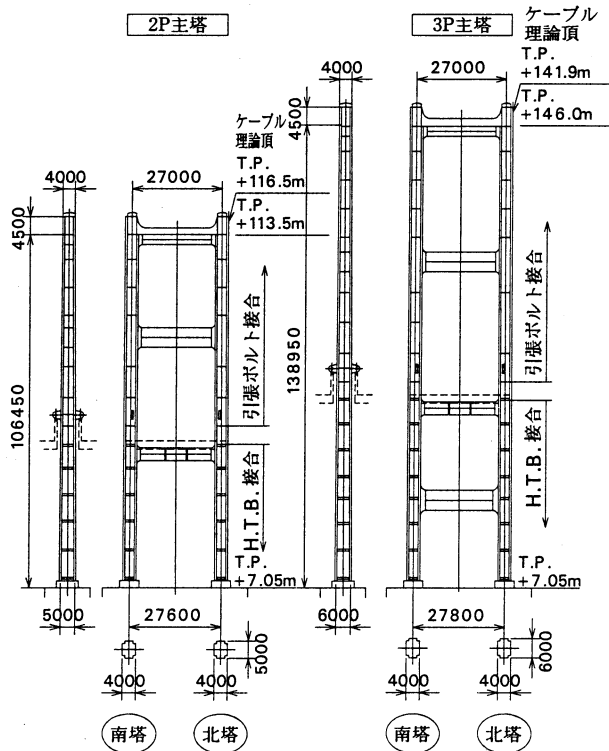


図-2 主塔水平継手区分

Fig.2 Categories of horizontal joint system of the tower

(以下「引張ボルト」という)、摩擦接合用高力ボルトから構成されている。この継手設計では、継手に作用する各断面力に対して個々の部材が抵抗するものと仮定する。すなわち、

- ①圧縮力は、母材（塔壁、縦リブ）と補強リブがメタルタッチにより伝達する。
- ②引張力は、プレストレスを導入した引張ボルトの圧縮力の減少により伝達する。継手部には離反を生じさせないことを前提条件とする。
- ③せん断力やねじりモーメントに対してはエンドプレートに配置した摩擦接合用高力ボルトによる摩擦接合により抵抗する。
- ④引張ボルトの設計においては、プレストレスによる軸引張力の他に、外荷重による引張力によって発生する付加軸力を考慮する。

3. パイロットメンバー試験

吊橋主塔の部材精度には高度なものが要求されるが、引張接合継手の場合、従来の継手形式に比べ部材端部での溶接施工量が多くなるため、パイロットメンバー試験により精度確保の検討を行った。

まず、小型パイロットメンバーにより狭隘部の溶接施工性と部材精度確保について検討し、つぎに実寸法の大型パイロットメンバーにより実部材の製作方法の検討を行った。また、この大型パイロットメンバーにより設計法の検証および二段仮組立の再現性の確認を行うとともに

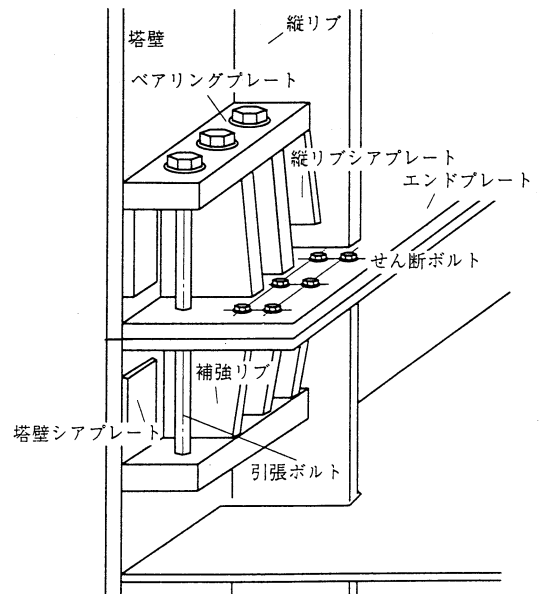


図-3 引張接合継手構造

Fig.3 Structure of flange joint system

表-1 パイロットメンバー試験概要

Tab.1 Summary of test on pilot member

試験区分	試験内容の概要
設計	<ul style="list-style-type: none"> ・プレストレスによる部材応力分布の確認 ・プレストレスによる引張ボルト応力の確認 ・プレストレスによる変形状態の確認
製作	<ul style="list-style-type: none"> ・製作要領、手順の確立 ・部材出来形精度の確認 ・仮組立精度の確認 ・継手部の防錆要領の確立
架設	<ul style="list-style-type: none"> ・架設再現性の確認 ・引張ボルトの軸力管理方法の確立 (超音波軸力計の精度確認) ・リラクゼーションによる軸力への影響確認

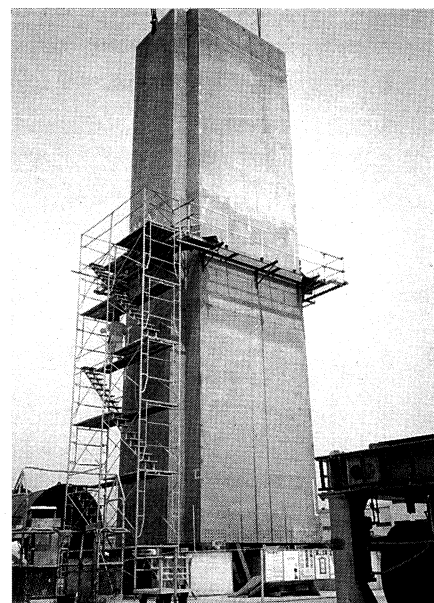


写真-1 大型パイロットメンバー

Photo.1 View of pilot member

に、引張ボルトの締め付け方法等現地架設方法についても検討を行った（表-1、写真-1）。

3.1 供試体の概要

大型パイロットメンバーは、3P主塔の一般継手部である塔柱第6段ブロック上面および第7段ブロック下面をそれぞれ1,000 mm伸ばし、引張接合継手構造を組み込んだ供試体を製作した。この供試体は、単品切削、パネル切削、ブロック切削など実構造物と全く同じ手順を経て製作し、溶接施工、切削加工、仮組立等についても検討した。試験終了後は、供試体部分を切り離し、本体ブロックとした。

なお、塔壁・縦リブ・補強リブおよび引張ボルトにはひずみゲージを貼付し、プレストレスの分布状況、ボルトの軸力・曲げおよびねじりによる応力を測定した。

3.2 引張ボルトの締付け試験

引張ボルトの締付け軸力は、下限側は塔壁の離反、上限側はボルト自体の強度および塔柱部材の強度に対するものがあり、入念に管理する必要がある。一方、現場作業性からボルト締付け方法の効率化を図る必要がある、大型パイロットメンバーで引張ボルトの締付け方法およびボルトの所定軸力の管理基準の検討を行った。

(1) 引張ボルトの締付け方法

引張ボルトの締付け方法については、ボルトテンショナーによる締付、油圧レンチによる締付の2方法について検討を行ったが、以下の理由により油圧レンチによるトルク法を採用した。(ナット回転角法についても検討したが、ばらつきが大きく、共回りも多かったため、今回は採用するにはいたらなかった)

- ①締付機の作業性（機械のハンドリング等）が良い。
- ②締付機がコンパクトであるため、引張ボルトの塔壁からの偏心による付加曲げモーメントを小さくできる。

(2) 引張ボルト軸力管理方法

トルク法に基づいた油圧レンチでの長締めボルトの締付けでは、ボルトのねじれの影響により軸力が適正に導入されないことが懸念されたため、全ボルトについて軸力確認を行うこととした。

引張ボルトの軸力計測方法については、ひずみゲージによる計測、マイクロメータあるいはダイヤルゲージによる計測、超音波軸力計による計測、の3種類について、精度、計測速度、管理のしやすさ、管理値をはずれたときの軸力調整のしやすさ、将来計測時の再現性について比較検討を行った結果、超音波軸力計による計測を採用することとした。

(3) 試験結果

締付け試験は、トルク法による軸力のばらつきおよび超音波軸力計の精度の確認を目的に行った。

表一2にトルク法で締め付けた引張ボルト軸力をひずみゲージで測定した結果、表一3にひずみゲージと超音波軸力計の比較を示す。目標軸力100%で、ボルト群の管理基準±6%を超える+5~10%の誤差が生じており、別

表一2 トルク法による締付軸力の差

Tab.2 Difference in axial forces in fastening by torque control

目標軸力 (ton/本)	A		B		C		D		
	計測値 (ton)	差 (%)	計測値 (ton)	差 (%)	計測値 (ton)	差 (%)	計測値 (ton)	差 (%)	
50%	42.50	46.46	9.32	47.86	12.61	50.79	19.51	49.52	16.52
75%	63.75	72.81	14.21	69.79	9.47	71.75	12.55	76.51	20.02
100%	85.00	93.06	9.48	89.83	5.68	88.16	3.72	90.62	6.61

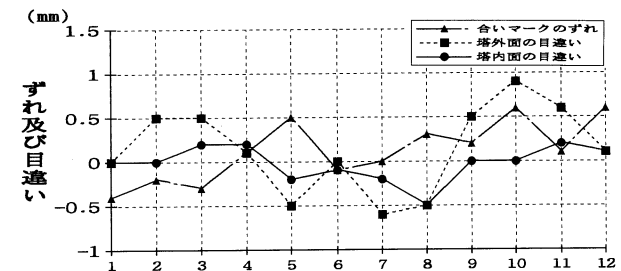
表一3 ひずみゲージと超音波軸力計の比較

Tab.3 Comparison between strain gauge and ultrasonic tension meter

目標軸力	A		B		C		D		差比率の平均 (%)
	軸力差 (ton)	差比率 (%)	軸力差 (ton)	差比率 (%)	軸力差 (ton)	差比率 (%)	軸力差 (ton)	差比率 (%)	
50%	1.71	3.68	0.32	0.67	1.62	3.19	0.10	0.02	1.89
75%	-0.20	-0.27	-0.26	-0.37	0.12	0.17	3.74	4.89	1.11
100%	-1.19	-1.28	3.96	4.41	-0.61	-0.69	-2.19	-2.42	0.01

* 軸力差=超音波軸力計の計測値-ひずみゲージの計測値

* 差比率=軸力差/ひずみゲージの計測値



図一4 仮組立時と架設時目違い量の比較

Fig.4 Comparison of difference in misalignment between shop assembly and site erection

途ボルトの軸力管理が必要であること、超音波軸力計の精度は最大5%の誤差が確認されたが、平均で0.01%~1.9%であり実施工上の精度としては問題ないことが確認された。

3.3 架設再現性試験

継手部外面には足場を設けないため、目違いの確認・調整作業は全て内面作業となる。このため、仮組立時に塔内面に設けた位置調整用パイロットホール、および、合いマークのみによる架設で仮組立時の状態が再現可能か確認した。

塔壁各辺当たり3箇所の合いマークを合わせるよう7箇所のパイロットホールにドリフトピンを打ち込み、目違い量の計測を行った結果、2段仮組立時との差は最大で0.9 mm、平均0.3 mmであり、再現性が確認された(図一4)。

3.4 継手部の養生試験

引張接合継手は、継手面の外縁部が最大2 mm幅で塔外面に露出する可能性があり、養生を施さないと浸入した水分により継手部が腐食されることが予想されるため、

何らかの防水対策が必要である。一方、外面足場の無い引張接合継手の利点を生かすため、架設完了後のゴンドラ作業を極力減らすことも重要である。そこで、弾性シール材、弾性接着剤、フィルム、塗料による各種養生方法について、小型試験片による1,000時間の塩水噴霧促進試験、圧縮荷重による塗膜の割れ確認試験、および大型パイロットメンバー（試験後切り離れたブロック）を使用して、施工性の確認を行った結果、継手部のギャップ、目違いによって養生効果が低下せず、架設後の作業が不要な「架設直前に接合面の端部に上塗り塗料を塗り込み、硬化前に架設する方法（シール塗装）」を採用することとした。

なお、継手面（エンドプレート端面）には製品ブラスト後、厚膜型無機ジンクリッチペイント（乾燥膜厚75 μ m）を施す事とした。

4. 製作

4.1 引張接合部材の製作精度

引張接合部材の製作精度基準を表一4に示す。

精度基準は、パイロットメンバーの製作実績を考慮し、以下の点に着目して決定した。

①継手面（エンドプレート）の平坦度

現地においては、プレストレス等の圧縮力によりエンドプレートが圧着することから、接合部のすき間の1/2とした。

②端面の粗度

接合面には、製品ブラスト後ジンクリッチペイントを塗布するため、従来のメタルタッチ面の粗度の規定12.5Sではなく、鋼橋等製作基準の1次部材の粗度50S以下の項を適用した。ただし、エンドプレートの平坦度0.1mmを確保するため実部材では25S程度の表面粗さになった。なお、これによる鉛直度等の部材精度への影響はなかった。

③接合部のすき間

上記①と同じ理由から、鋼橋等製作基準の塔柱添接部の最大すき間の規定を適用した。

④部材の目違い

鋼橋等製作基準の規格を適用した。計測位置は架設時に確認が出来ない塔柱外面としたため、仮組時にエンドプレートこぼ面を部分的に面一に仕上げ、合いマークを設けた。

4.2 製作上の特徴

引張接合部材の製作フローを図一5に示す。

(1) 単品切削

引張接合部を構成する部材（ベアリングプレート、縦リブシアプレート、塔壁シアプレート、補強リブ、エンドプレート）は、溶接量を減らすため、部材間でメタルタッチさせるために、単品切削を行った。また、部材間のメタルタッチを確保するためには、

表一4 引張接合ブロック製作精度基準
Tab.4 Specification for fabrication of flange joint system

管理項目		規格値	パイロットメンバー製作実績
部材	継手面の平坦度	0.1mm以下	Max 0.08 mm
	継手面の面粗度	50 S以下	20 S
仮組立	接合部のすき間	0.2mm以下	メタルタッチ 100%
	部材の目違い	2 mm以下	Max 1.5 mm

- ・ベアリングプレートと塔壁との直角度
- ・補強リブの、ベアリングプレート接触面と塔壁接触面との直角度
- ・エンドプレートの塔壁との取付角度

が重要なため、それぞれの角度構成面の切削を行った。

(2) 溶接施工性

シアプレートの形を台形にする等部材の配置を工夫し溶接施工性の改善を図った。また、設計応力的に6mm脚長の隅肉溶接で十分な継手については、これを適用した。

(3) パネル切削

塔壁とエンドプレートの直角度および縦リブ、補強リブとエンドプレート接触面のメタルタッチを確保するため、縦リブおよび補強リブのエンドプレート取付面をパネル状態で全面切削した。

(4) 塔柱断面形状管理

引張接合継手では断面の目違いを摩擦接合のように添接板で修正出来ないため、BOX組立時には、隣接塔柱ブロックとの目違いが最小となる様に断面寸法の確保に配慮して施工した。

①先行製作ブロックの寸法を後行製作ブロックに反映するため、テンプレートや定規等を使用したり、端面切削前に隣接ブロックを仮合わせして歪取りを行った。

②引張継手ブロックはパネル相互が塔軸方向にズレを生じると、端面切削時エンドプレートの板厚不足が発生する恐れがあるため、トランシット等により継手部の出入りを管理して組立てた。

4.3 引張ボルトの製作

引張ボルトの材料としては、ボルトのリラクゼーション、遅れ破壊を考慮して、ケーブルバンド等で使用実績の多いクロムモリブデン鋼（SCM 440相当：耐力 $\sigma_y \geq 96 \text{ kg/mm}^2$ 、引張強さ $\sigma_b \leq 120 \text{ kg/mm}^2$ ）を採用した。

引張ボルトの軸力管理に超音波軸力計を用いるためには、ボルト端面の直角度の確保が重要であり、ボルト端面の切削を行い所定の直角度を確保した。端面の直角度の判定は、超音波軸力計を用いてボルト端部より探照し、正常なエコーが得られることにより合格とした。

座金は、ベアリングプレートの変形によるボルトの曲げ変形を防止するため、球面座金を使用した。

なお、トルク係数安定化処理として、摩擦接合用防錆

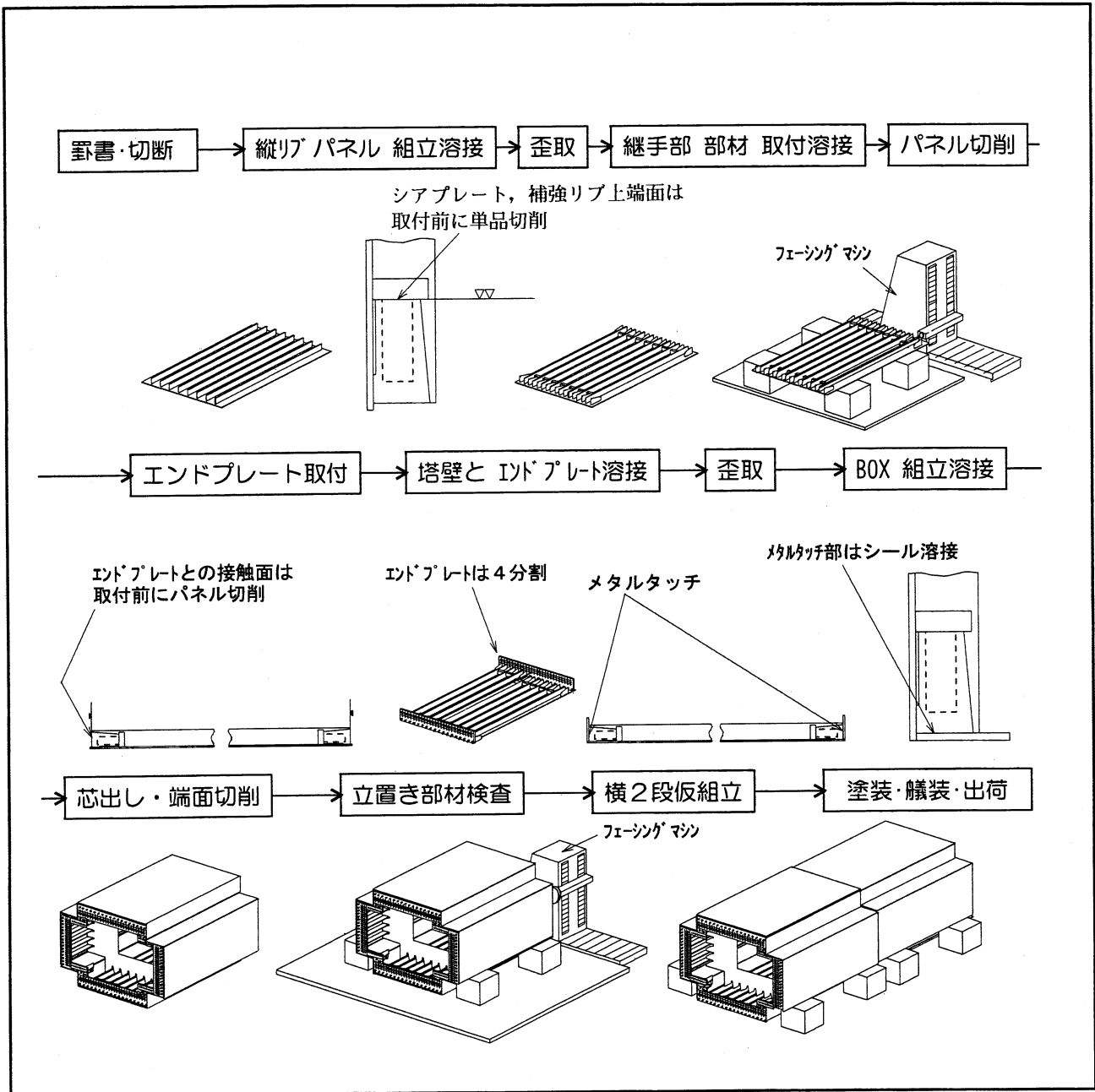


図-5 引張接合ブロック製作フロー
 Fig.5 Flow in manufacturing of members with flange joint

高力ボルトと同様の表面処理・塗装を行った。

5. 架設

(1) 塔柱ブロックの架設

工場で製作したブロックは、台船で運搬し橋脚上に設置したクライミング式ワークレーン (75 ton×32 m) により、水切り、架設を行った。塔柱架設要領を図-6、架設手順を図-7、写真-2~6 に示す。

引張ボルトは、径 30~48 mm、長さ約 1.2~1.3 m、1 継手当たり 28~76 本であり、工場上で上段の架設ブロックにあらかじめ挿入した。

引張ボルト接合ブロック (以下、「引張ブロック」とい



写真-2 端面の塗込み状況
 Photo.2 Coating of flange

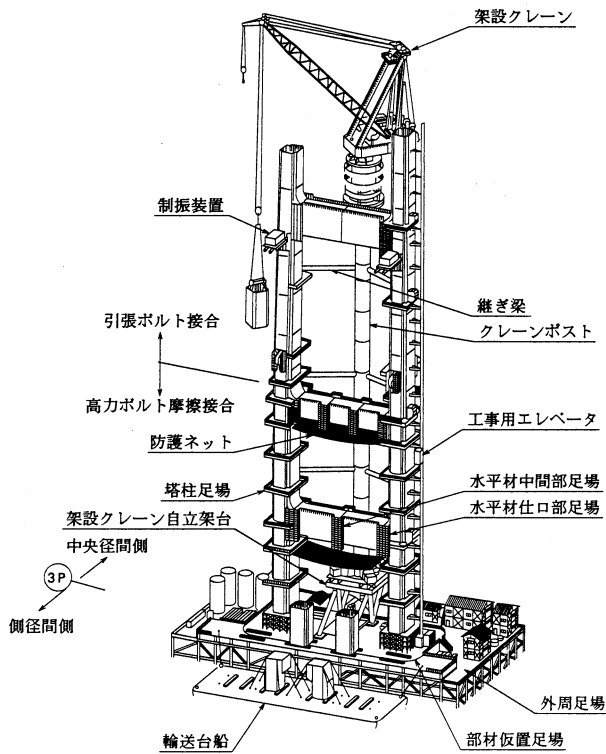


図-6 塔柱架設要領

Fig.6 Erection sequence of tower members

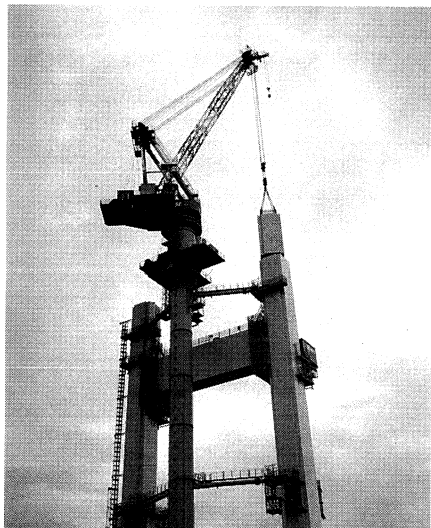


写真-3 引張ボルト接合部材の架設状況

Photo.3 Erection of a member with flange joint

う) の架設の特徴は次のとおりである。

- ①架設直前に接合面の防水処理（シール塗装）を行う。
- ②架設作業時間（玉掛け→架設→玉掛け解除）が短い。
- ③ボルト本数が少ない。
- ④継手部の外周足場が不要である。

①は、引張接合の特徴を極力活かすため、搭乗設備による外面作業を削減することを主眼として試験を行った結果採用したもので、接合部の外面塗装が不要である。

②は、玉掛け→吊り上げ→架設・位置調整→仮締め→玉掛け解除の架設作業時間が、HTB摩擦接合ブロック

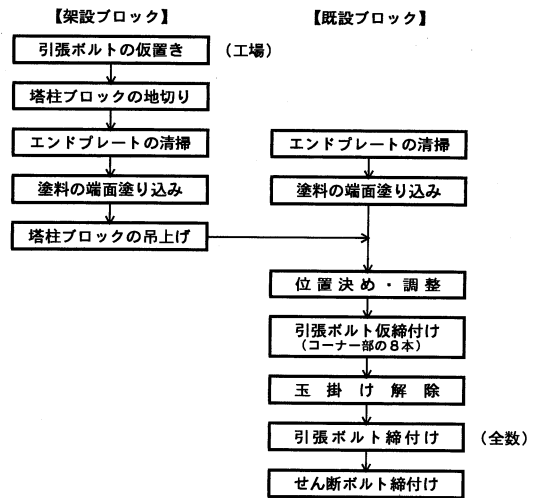


図-7 引張ボルト接合ブロックの架設手順

Fig.7 Erection operation of members with flange joint

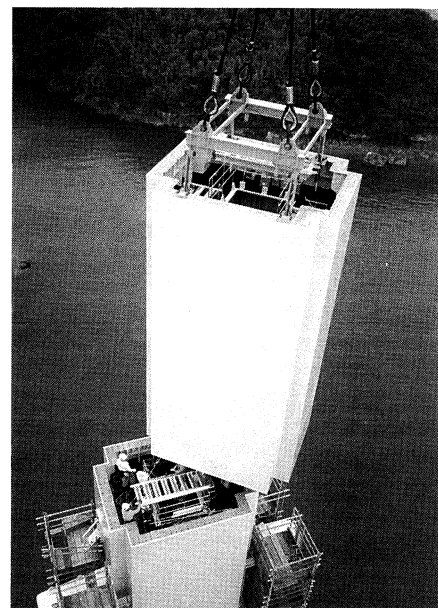


写真-4 引張ボルト接合部材の架設状況

Photo.4 Erection of a member with flange joint

(以下、「HTBブロック」という) では3~4時間程度要するのに対し、引張ブロックでは1時間半程度と約半分の時間で施工できたことである。

短縮の要因としては、

- ・フランジ接合であり、位置調整では工場仮組立時に設置したパイロットホール(28本/継手)にドリフトピンを打ち込むだけで合いマーク(12カ所/継手)がほぼ一致した。
- ・仮締めサービスボルト本数がHTBブロックでは平均400本程度に対し、引張ブロックでは平均60本程度と非常に少なかった。

等の理由が上げられる。

なお、HTBブロックは玉掛け解除後、メタルタッチ作業に時間を要しているが、引張ブロックはプレストレスにより100%メタルタッチするため不要である。

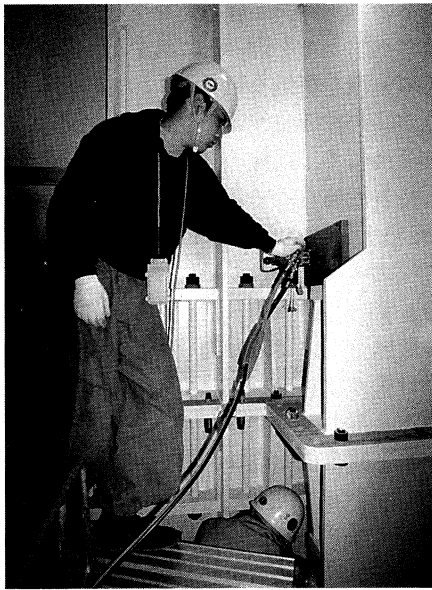


写真-5 引張ボルトの締付け作業
Photo.5 Fastening operation of bolt

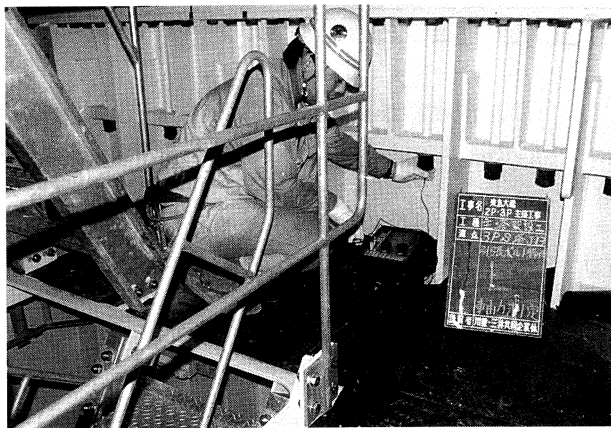


写真-6 引張ボルトの軸力測定
Photo.6 Measurement on axial force of bolt

③は、HTBブロックでは1600本/継手程度であるが、引張ブロックでは引張ボルトが平均50本/継手程度、高力ボルトが250本/継手程度であり、ボルトのまくばり(配置)作業、ボルト締作業の省力化、時間短縮が図れる。

④は、継手部の外面足場が不要なため、足場解体作業が発生しないので危険作業が低減されて安全性が向上するとともに、全体の足場解体作業の工程が短縮される。

工程短縮期間は、架設全体工程について、全段HTBブロックとした場合の計画日数と道路水平材上部を引張ボルト接合に変更した計画日数と実績の比較を表-5に示す。

摩擦接合と比較して本体架設は2Pで7日、3Pでは3日、架設全体工程では、2P、3Pとも当初計画より約1.5ヶ月程度短縮されており、そのうち足場解体、補修塗装の工程短縮が大勢を占めている。

表-5 引張ボルト接合・HTB摩擦接合工程比較表

Tab.5 Comparison of work schedules between flange joint and ordinary friction joint

工種	道路水平材上 引張ボルト	全段HTB で架設		短縮日数	
		①計画	②実績	③-①	③-②
3 P 主 塔	本体架設 底板 ~ 9 段	48日	52日	48日	0日 ▲4日
	10 段 ~ 閉合	46日	43日	50日	4日 7日
	合 計	94日	95日	98日	4日 3日
主 塔	塔頂サドル、塔頂クレーン架設 架設クレーン降下	20日	16日	20日	0日 4日
	足場解体	28日	32日	44日	16日 12日
	補修塗装	28日	20日	46日	18日 26日
	全体架設工程	170日	163日	208日	38日 45日
2 P 主 塔	本体架設 底板 ~ 7 段	35日	37日	35日	0日 ▲2日
	8 段 ~ 閉合	39日	33日	42日	3日 9日
	合 計	74日	70日	77日	3日 7日
主 塔	塔頂サドル、塔頂クレーン架設 架設クレーン降下	18日	12日	18日	0日 6日
	足場解体	21日	22日	33日	12日 11日
	補修塗装	21日	15日	36日	15日 21日
	全体架設工程	134日	119日	164日	30日 45日

- 注) 1. 全体工程は、主塔底板架設開始～補修塗装完了までの日数を示す。
2. 上記日数は、ネット日数を示す。
3. 補修塗装での公団検査日数は除く。

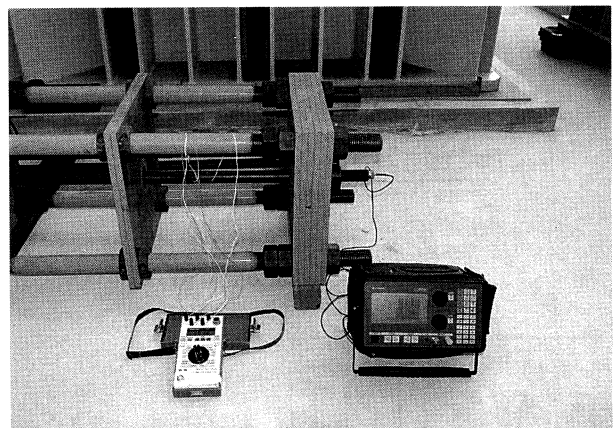


写真-7 脚上でのキャリブレーション
Photo.7 Calibration in situ

(2) 引張ボルトの軸力管理

ボルト締付け手順を図-8、キャリブレーションの状況を写真-7に示す。引張ボルトの本締付け完了後、超音波軸力計で全ボルト軸力を計測し、下記の管理基準値を超えたボルトについては「増締め」あるいは「緩め」を行い、管理基準値内に納まるようボルト軸力を調整した。なお、ボルト締付け時の隣接ボルトへの軸力低下の影響を少なくするため、締付けは2段階(所定軸力の50%、100%)とした。

ボルトの所定軸力の管理基準は以下のように定めた。

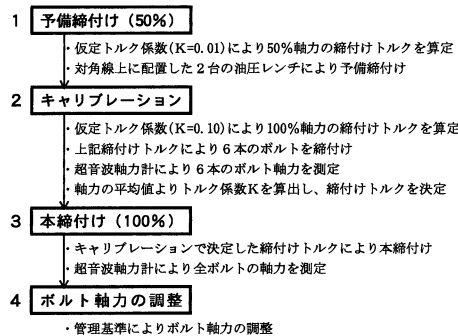
- ①個々のボルト軸力はケーブルバンド軸力の管理値を参考にし、所定軸力の±10%以内とする。
- ②ボルト群(各辺)の軸力の平均値は、「鋼橋等製作基準、本四公団」のトルク法による締付の管理値に準拠し所定軸力の±6%以内とする。
- ③塔部材の設計応力の+側の余裕が6%以下のボルト群(各辺)については、設計応力の許容以内とする。

表一6 引張ボルトの所定軸力と管理基準 (3P)

Tab.6 Specified axial force and its quality controls (3P)

継手位置	ボルト径 (mm)	ボルト本数	所定軸力 (t)	管理基準値			
				群の平均値 (t)		個々 (t)	
				下限	上限	下限	上限
J17	φ30	40	38	35.7	39.0 (2.5%)	34.2	41.8
J16	φ30	32	39	36.7	39.4 (1.0%)	35.1	42.9
J15	φ30	48	38	35.7	38.6 (1.5%)	34.2	41.8
J14	φ36	48	56	52.6	56.6 (1.0%)	50.4	61.6
J13	φ36	60	53	49.8	56.2 (6.0%)	47.7	58.3
J12	φ36	68	55	51.7	58.3 (6.0%)	49.5	60.5
J11	φ45	60	82	77.1	85.3 (4.0%)	73.8	90.2
J10	φ45	72	79	74.3	83.7 (6.0%)	71.1	86.9
J9	φ48	76	85	79.9	88.0 (3.5%)	76.5	93.5

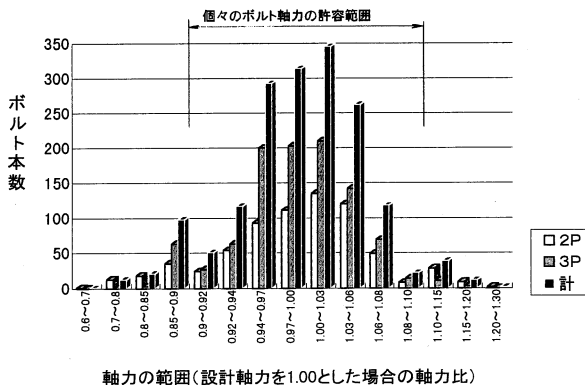
* ボルト本数は片塔柱当たりの本数を示す。



図一8 引張ボルト締付け手順

Fig.8 Operation for bolt fastening

	ボルト本数 (本)	ボルト群		個々のボルト	
		緩め (群)	増締め (群)	緩め (本)	増締め (本)
2P	700	8	8	39	67
3P	1,008	1	4	39	66
計	1,708	9	12	78	133



軸力の範囲(設計軸力を1.00とした場合の軸力比)

図一9 本締付完了直後の軸力のばらつき

Fig.9 Deviation in axial forces measured after final fastening

各ボルトの所定軸力と管理基準を表一6、本締付け完了後の軸力のバラツキを図一9に示すが、約11%のボルトが上記①の管理基準値を超え、約16%のボルト群(128群中21群)が②の管理基準値を超えていた。また、③の管理基準値については前述の21群中9群が超えていた。この調整は超音波軸力計で測定しながら行ったが、一本あたり10分程度で調整することができた。

トルク法のみでの締付けでは個々のボルト、群とも管理基準を守れず、今回採用した「トルク法による締付け」と「超音波軸力計による軸力管理」の併用が、引張ボルトの締付け管理に有効な方法であることが確認できた。

(3) 引張ボルトの保護キャップ

引張ボルトは吊橋完成後、ほとんどが不要なものとなるが、2PのJ10、3PのJ12、J13継手には吊橋完成後、渦励振により引張力が作用するためダブルナットで緩み止めを行い軸力抜けを防いでいる。この引張ボルトの経年変化測定用として図一10に示すように、2P南塔J10、3P南塔J12の引張ボルト片端面を未塗装としグリス塗布後、軟質塩化ビニール性の保護キャップ(ボルトアイキャップ)を被せた。

(4) 今後の課題

①ボルト締付作業

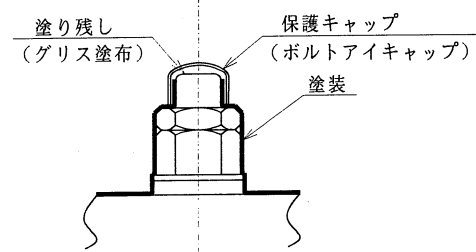
今回使用した締付機の重量は、油圧レンチ：10kg、油圧ポンプ：43kgであり、人力で安全、迅速にハンドリングできた。長大吊橋へ引張接合を適用する場合、ボルトの負担する引張力の増大に伴うボルトの太径・長尺化に対する小型の締付機の開発が必要である。

②工事用エレベーター設置位置

工事用エレベーターは塔内に設置することが望ましい。塔内設置により作業員の移動が容易となり、また外面足場が不要となるため、この接合方式の特徴を生かすことができる。ただし、架設クレーンオペレータのアクセスとして、塔柱とクレーンポストの繁ぎ梁設置位置ごとに塔内塔外のアクセス用マンホールを設置する等の方法を別途考慮する必要がある。

③継手部の養成

今回採用したシール塗装は、接合面の離反を許さないという設計条件のうえで成り立っているもので



図一10 保護キャップ取付要領

Fig.10 Installation of cover cap

ある。長大吊橋へ引張接合を適用する場合、設計の合理化のために離反を部分的に許容することが予想されるが、外面作業を必要としない新工法、材料の検討が必要である。

シール塗装は、作業時間が端面清掃を含んでも15～20分/ブロックと短時間であったが、降雨によって接合面が濡れている状態では塗装作業ができないため、それがそのまま架設作業を遅延させるという弱点もあった。仮置ブロックのオーニングによる滞水防止、シール塗料の改良見直し等の検討を行うべきである。

6. あとがき

2P・3P主塔工事は、平成8年3月全ての工事を完了し、当初計画より早くケーブル工事へ引継ぐことが出来た。引張接合継手は、当初のねらいどおり架設作業の省力化、工期短縮、高所作業の削減等に寄与しており、今後の維持管理作業の省力化にもつながるものである。来島大橋での実績が今後の同種構造物に活かされることを願う。本報告が今後の同種構造物の一助となれば幸いである。

最後に、本構造に関して貴重なご意見をいただいた田島二郎博士、工事を担当した川重・三井共同企業体の皆様をはじめ、関係者各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

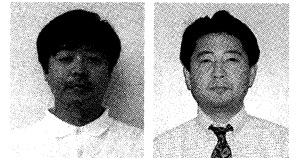
- 1) 本州四国連絡橋公団：鋼橋等製作基準、1989年4月
- 2) 大橋：来島大橋主塔の継手構造、本四技法、Vol.18 No.71、1994年7月
- 3) 大橋、谷中、水川、梅田：引張接合を用いた吊橋主塔の力学に関する研究、構造工学論文集、Vol.41 A、1995年3月
- 4) 佐々木、山口：来島大橋主塔引張接合継手の設計・製作、第21回日本道路会議論文集、1995年月
- 5) 谷中、村瀬、佐々木、山口：来島大橋主塔の引張継手の設計施工、JSSC、No.18、1995年
- 6) 佐々木、磯江、小山、林：引張ボルト接合継手を用いた来島大橋主塔の製作、土木学会第51回年次学術講演会I(A)、1996年9月
- 7) 森川、佐々木、宮口、小山、上野、山口：来島大橋主塔工事における引張ボルト接合の施工、土木学会第51回年次学術講演会I(A)、1996年9月

長大トラス吊橋のハンガーピン定着部補強構造の力の伝達機構と疲労挙動

Force Transfer Mechanism and Fatigue Behavior of a Pin-connection Anchor of Hanger for a Long-Span Suspension Bridge

設 計 部 設計第二課長代理 大 橋 治 一
Harukazu Ohashi

第 一 建 設 局 第四工事長代理 大 川 宗 男
Muneo Ohkawa



概 要

吊橋のハンガーロープと補剛桁連結部をピンで結合したピン定着部では、補剛桁からの力はピンとピン孔の支圧によりハンガーロープへと伝達される。暴風時などでは主ケーブルと補剛桁に相対な変位が生じるためハンガーロープのピン定着部には面外の力が作用する。このとき定着ピンは片当たりの状態となることや、繰り返しの力が定着構造に作用するとなどが予想されるが、このような場合の応力挙動や疲労挙動は明確でない。そこで本文は、補剛トラスを有する長大吊橋を対象に検討された二種類の定着構造について静的載荷試験および疲労試験を実施し、構造上の弱点部の把握並びに疲労強度と疲労挙動の確認を行った結果を報告する。

Through pin-connection parts of suspender ropes attached to chord members of stiffening truss on a suspension bridge, all loads are transmitted by bearing of the pin and the pin plate. With a strong wind condition, the out-of-plane force acts repeatedly on the connection, which would be produced by the horizontal component of a tension in the suspender rope that would occur from a relative movement between the stiffening truss and the cable. This recurrent action creates a non-uniform condition of the bearing stress in the pin connection. This report presents results of static loading test and fatigue test that were carried out to verify weak points and the fatigue strength, using full-scale specimens representing two types of pin-connection structure for a long-span, truss-stiffened suspension bridge.

1. はじめに

本州四国連絡橋の吊橋のハンガーロープには従来、ストランドロープの一種であるCFRC (Center Fit Rope Core) これをケーブルバンドに鞍掛けし、端部のソケットを補剛桁の定着構造にはめ込み、支圧により荷重を伝達する形式が用いられてきた。明石海峡大橋ではこれに替えて、ハンガーロープにポリエチレン管で被覆処理したセミパラレルケーブルを用いて、両端のソケットをピンでケーブルバンドと補剛桁の双方に連結する形式が採用されている。この方法は、ハンガーロープの鞍掛けがないためにハンガーの二次曲げ応力が軽減されること、ピンによる定着構造は従来のソケットの支圧伝達による方法と比べて構造が簡素となること、被覆処理されたセミパラレルケーブルを用いることで長尺化するハンガーロープのプレハブ化とメンテナンスフリーが可能となること、などの利点がある。

補剛トラスを有する長大吊橋においては、暴風時に生じる主ケーブルと補剛桁の相対変位により、ハンガーには大きな角折れが発生する。このため明石海峡大橋の特に大きな角折れが生じる支間中央付近および側径間端部付近の角折れが4.5~7.5度の範囲では、面外にも回転可能なユニバーサルピンを、7.5度以上の角折れの範囲で

は従来通りのCFRCの鞍掛けを採用している。橋軸直角方向の角折れが比較的小さい(最大4.5度)主塔付近の定着部では、橋軸方向のみに回転可能な一方向ピンを採用している。

わが国でのピン定着構造の事例は、中小吊橋に多い。一般にピン定着構造は、ピンの支圧応力度とピン孔部の補強から、溶接による重ね板構造とされる。ハンガーからの荷重は、定着ピンを介して、これら重ね板で分担し、重ね板間の溶接により主構造へと伝達される。しかし、定着ピンの支圧応力の均等性や、暴風時のようにピンが片当たり状態で力を受ける場合の応力挙動が明らかではなく、このピン定着構造が明石海峡大橋のような大規模構造物に本格的に採用されることから、ピン定着構造の構造上の弱点部と力の伝達機構を把握する必要がある。

本文では、応力状態の厳しい一方向ピンの定着部を対象とした実物大の試験体を製作し、ピン定着構造のピン孔周辺部の定着板と補強板の応力状態、ピンとピン孔の接触状態、およびピンの曲げ応力の測定、さらに暴風時の状態での疲労試験を実施した結果を報告する。

2. 試験体

明石海峡大橋で採用されるピン定着構造は、補剛トラス上弦材ウェブを鉛直上方に延長した定着板にピン孔を

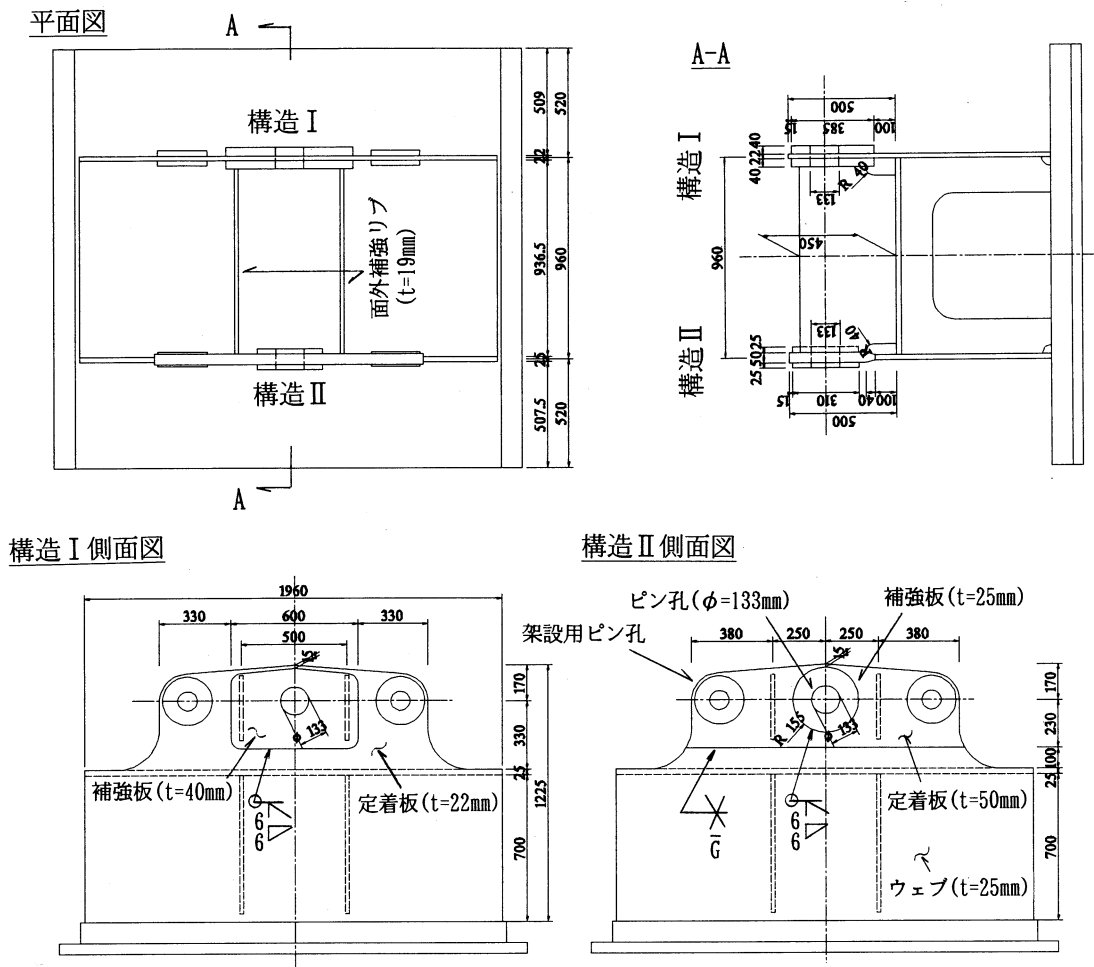


図-1 試験体の形状と寸法
Fig.1 Dimensions of specimen

設け、その断面欠損分を補強する2枚の補強板を両面に溶接で取り付けけた構造である。また、暴風時などには定着部に面外力が作用するため、ピン孔の両側に補強リブを取り付けている。定着板と2枚の補強板により構成される定着部の厚さは、ピンとピン孔の許容支圧応力から100 mmとしている。

本試験では、トラス上弦材の2枚のウェブに、定着板と補強板の板厚構成と定着部補強板の形状が異なる二種類の定着構造を試験の対象とした。ここでは二種類の構造をそれぞれ構造 I、構造 II と称することとする。試験体は実寸大とし、その形状と寸法を図-1 に示す。

構造 I (図-2 参照) では、弦材ウェブの板厚 ($t=22$ mm) を変更せず上方に延長した定着板に板厚 $t=40$ mm の補強板を溶接で取り付けけた。したがって定着部の板厚は 102 mm となった。補強板の形状は、暴風時などの面外力が作用したときの定着部の曲げ剛性を増すために大きな五角形状とし、面外の補強リブが補強板に取り付くようにした。また、この構造は定着部の鋼重を軽減するには有効であるが、薄い定着板に厚い補強板を取り付けるため構造上検討が必要である。

構造 II (図-3 参照) では、弦材ウェブ (板厚 $t=25$ mm) を上フランジ直上で $t=50$ mm の板厚に増厚した定着板

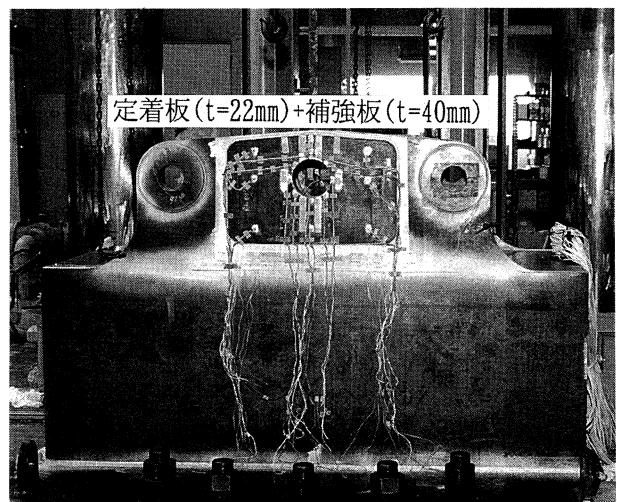


図-2 構造 I
Fig.2 Structure I

に、板厚 $t=25$ mm の円形状の補強板を取り付けた。補強板の形状を円形にすることは、他の形状に比べ幾何学的にも安定し、円孔を補強する方法としては一般的とされている。またこの構造は、ウェブの板継ぎ溶接が必要なため、その部分の溶接品質の確保が重要である。

補強板の溶接は、構造 I、II とも補強板側に 6 mm の

開先を取る部分溶込みグループ溶接と脚長6mmのすみ肉溶接を併用した溶接としている。一般に、このような重ね板の溶接はすみ肉溶接によって行われる。道路橋

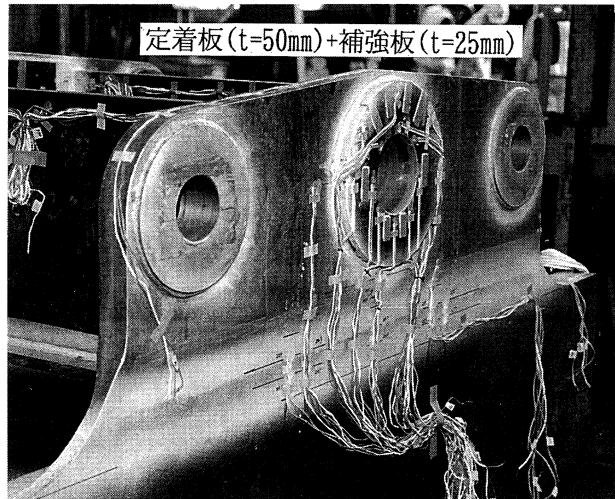


図-3 構造II
Fig.3 Structure II

示方書³⁾によると、すみ肉溶接のサイズSは溶接部材の厚い方の板厚をtとすると $S \geq \sqrt{2 \cdot t}$ を標準とすることとしている。本試験体の場合は板厚が50mmであるので $S=10$ mmが必要となる。しかし、本試験体の溶接は荷重を伝達する重要な溶接であることから、溶接の精度やのど厚の確保、確実な溶込みを考慮して、このような併用型の溶接方法とした。

ピン孔の加工と補強板の組立手順を図-4に示す。補強板は補強板の外縁部で定着板に仮付け溶接し、ピン孔を所定の径で切削した後、外縁の全周を溶接している。またピン孔内面の定着板と補強板の溶接はしていない。

試験には、実橋で使用されるハンガーロープと同等なロープと、φ130mmの定着ピンを使用した。

主要な使用鋼材の機械的性質と化学成分を表-1に示す。

3. 試験方法

試験には静的に5900kN、動的に3900kNの載荷能力を有する大型疲労試験機を用いた。

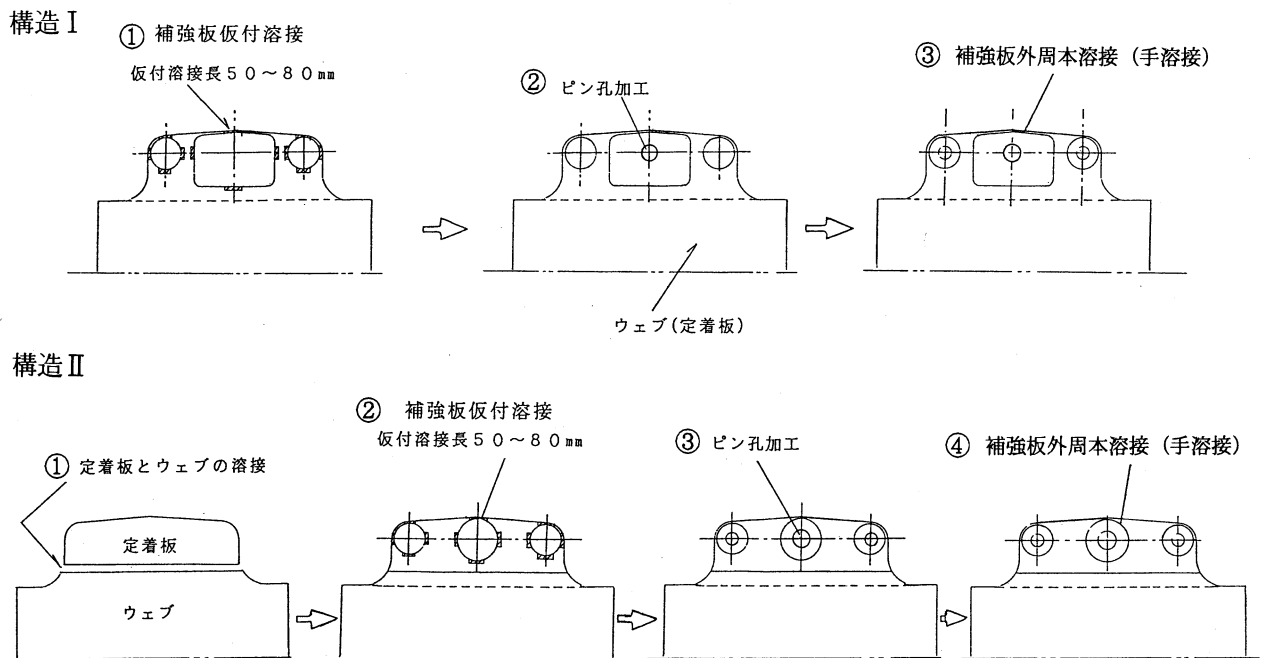


図-4 ピン定着部の組立順序

Fig.4 Assembly sequence of pin connection

表-1 使用鋼材の機械的性質と化学成分 (ミルシートより)

Tab.1 Physical properties and chemical components of steel used

部材名	材質	機械的性質				化学成分											
		降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	絞り (%)	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	Nb	V	Ceq
						×100	×1000	×100	×10000	×100							
定着ピン	SCM 435	922	1,020	18	58	35	25	78	16	18	17	8	111	16			
ウェブ材①	SM 490 A	418	561	25		17	46	134	20	5	1				2		41
補強板	SM 490 A	383	531	32		17	44	134	16	4	1				2		41
ウェブ材②	SM 490 YB	380	553	29		17	47	144	10	2	1				3	6	43
定着板②	SM 490 A	396	534	29		13	27	137	18	5	1					21	37

荷重の要領を図-5に示す。荷重は常時を想定した荷重状態と暴風時を想定した場合の2ケースとした。常時を想定した荷重は、二本のハンガーロープを平行に取り付けて、定着部には鉛直方向の荷重を作用させた。また、暴風時を想定した荷重は、ハンガーロープと定着板の相対的な角折れが5度となるようにハンガーロープを取り付けて、ピン定着部には面外方向の荷重を作用させた(図-6を参照)。

疲労試験は定着部に面外荷重が作用する暴風時を想定した荷重状態で行った。また、疲労試験を実施する前に、常時と暴風時を想定したそれぞれの荷重状態で静的な荷重試験を行った。さらに疲労試験後には、疲労試験中に検出されたき裂の破面調査を実施した。

4. 静的荷重試験

(1) 試験計画

ハンガー張力による荷重は、ピンとピン孔との支圧により定着構造に伝達され、定着部の設計ではハンガーからの荷重は、定着板と2枚の補強板に均等に伝達されるとしている。しかし、実際にはピンとピン孔の接触状態や荷重の荷重状態、つまり暴風時に生じるピンの傾斜による片当たりや、ピン孔内面のピンとの接触部の凹凸などにより、定着部に作用する荷重状態は、設計で仮定している場合より厳しい状態となることが考えられる。また、ピンとピン孔は径が異なるために、これらの接触部では高い支圧応力が生じると予想される。

そこで、静的荷重試験ではピン定着部の応力状態を測定するとともに、応力の発生に影響を及ぼすと考えられるピンとピン孔内面の接触状態、および定着ピンの応力を測定した。

静的荷重試験は常時と暴風時を想定したそれぞれの状態で実施した。荷重荷重は一本のハンガーロープあたり980 kN(二本で1960 kN)とした。荷重の設定は、実橋のハンガー張力が最大約1470 kNと想定されているが、試験体の材質が材料手配の都合からSS 400材を使用している箇所があり、実橋のSM 490 Y材とは異なるため、本試験では最大980 kNとした。静的荷重試験での着目点は以下の通りである。

a) ピンとピン孔内面の接触状態

ピンとピン孔の接触状態は、力が定着板と補強板に伝達される機構に影響を及ぼすと考えられる。そのため、所定の荷重を載荷したときのピンとピン孔内面の接触状態を調査した。

接触状態の調査には感圧フィルムを用いた。この感圧フィルムは厚さ0.2 mmで面圧20 MPa以上で変色するタイプである。測定方法は、載荷前にあらかじめピンとピン孔の隙間に感圧フィルムを挿入しておき、荷重の載荷、除荷後に取り出し、感圧フィルムの変色状態から接触面の形状を測定した。

b) 定着部の応力測定

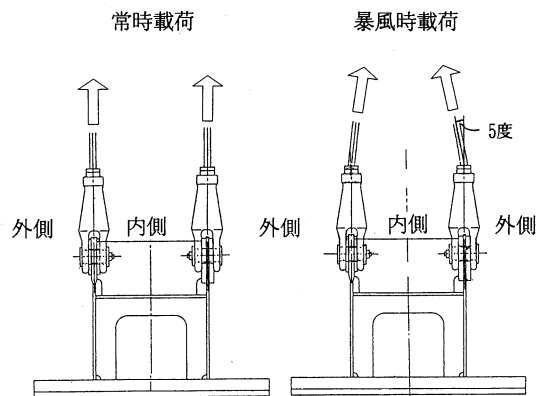


図-5 荷重の要領
Fig.5 Loading procedure

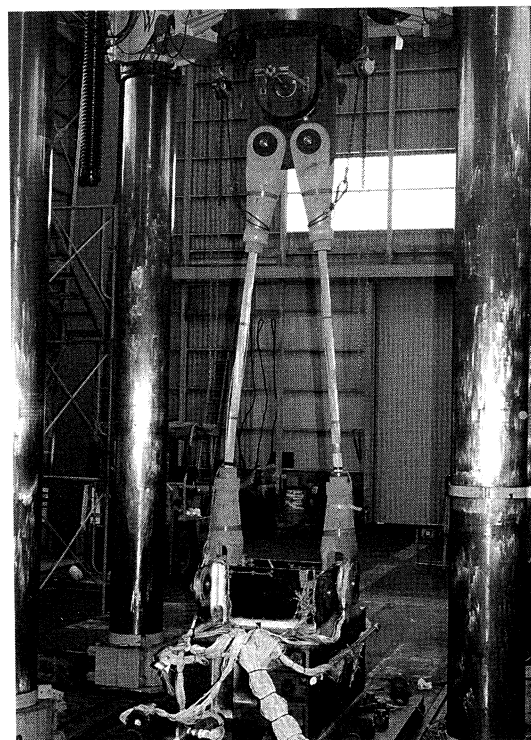


図-6 荷重状況
Fig.6 State of loading

定着部の応力は、ピンとピン孔の接触状態または荷重の荷重状態によって異なる。そこで、定着部に作用する応力状態を把握するために、供試体の各部にひずみゲージを貼付して応力測定を行った。応力の測定位置は、ピン孔周辺部、補強板外周の溶接部、定着板下部の主構弦材上フランジとの交差部を主とし、暴風時荷重時には定着部に面外曲げが作用すると考えられるので、すべて定着部の表裏の位置で応力測定を行った。また、応力測定では主応力の大きさと方向を明らかにするため、主に三軸タイプのひずみゲージを用いた。

c) ピンの応力測定

ピンは補剛トラスからの荷重をハンガーに伝達する重要な部材であり、ピン孔と接するピンの表面には高い支圧応力が作用し、ピンの軸方向には曲げ応力が発生する。ピンの曲げ応力は、ピンと定着部の接触状態

およびハンガーケーブルのソケットによるピンの支持状態の影響を受けるが、その状況は必ずしも明らかではない。

そこで、定着ピンの上下面でピン軸方向の応力測定を行い、ピンの曲げ状況を調査した。ピンは直接にピン孔と接するため、ピンの円周方向に幅 10 mm、深さ 2 mm のゲージ保護用の溝を設け、その溝底での応力測定とした。ピン軸方向の応力測定位置は、それぞれが定着板と二枚の補強板の板厚内に配置する関係上、3箇所とした。

(2) FEM 構造解析結果

実験に先立って、検討すべき問題点を明確にし、概略の定着構造の応力挙動を把握するため、FEM により試験体の構造解析を行った。ここでは解析の概略と主な結果について述べる。

解析モデルは、構造 I と構造 II をそれぞれ 1/2 とした 1/4 モデルとした。要素分割は、定着部では溶接部の影響を考慮するために 3次元固体要素とし、面外補強板も 3次元固体要素、そのほかは 3次元シェル要素とした。定着板と補強板の溶接は、補強板最外縁部の要素を定着板と結合させてモデル化した。図-7 に 3次元モデルの要素分割図を示す。

荷重は常時載荷時では鉛直方向に 1470 kN の力を載荷した。暴風時の場合は 5度斜め方向に 1470 kN を載荷したときの分力として、鉛直方向に 1460 kN、水平方向に 127 kN の力を載荷した。また、ピンの傾斜によるトルクを、水平力がソケット上端に作用したときのモーメントとして 120 kN・m をピン中心に作用させた。鉛直方向の支圧力はピン孔内面の要素の表面に圧力荷重として入力し、モーメント荷重は等価な偶力に置換した節点荷重とし、水平力も節点荷重として入力した。いずれの荷重もピン孔の周方向については、中心角が 80 度となる範囲に cos 分布させた。主な解析結果を以下に述べる。ただし、ここで示す応力値は Von Mises の相当応力である。

a) 常時載荷時 FEM 結果

構造 I、構造 II の応力分布状態は、どちらの構造もピン孔上部で 160 MPa を越える応力となり、ピンとの接触部近傍では 200 MPa 程度となっている。弦材上フランジと交差する付近の定着板の応力は、板厚の薄い構造 I の方が若干高い応力となっている。補強板外周の溶接部には大きな応力は生じていない。これら結果より、常時載荷時には構造上どちらにも特に問題となる箇所はなかった。

b) 暴風時載荷時 FEM 解析結果

構造 I、構造 II のどちらの構造も補強板外周の溶接部に沿って高い応力 (約 160 MPa) が発生する。また構造 I では、構造 II に比べ高い応力の範囲が溶接部近傍のごく狭い範囲となっており、板厚構成と面外補強リブによる面外方向の剛性の違いによる応力集中が現れているものと考えられる。

ピン孔のピンとの接触部付近の応力は、どちらも高い応力となり、特にピン孔エッジ部では極めて高い応力が発生している。また、構造 II では定着部の面外補強リブが補強板の外側に位置しているため、ピンの接触部に作用した面外方向の力は、一旦定着板に全部流れたのち補強リブに伝達される。このため補強板に直接補強リブが取り付けられている構造 I に比べると接触部に発生する応力が高くなっている。

暴風時の応力分布状況から判断して、常時載荷時に比べ応力状態が厳しく、特にピンの片当たりによって、ピン孔上部のピンとの接触部および補強板外周の溶接部に高い応力が発生することが判明した。

(3) 試験結果

a) ピンとピン孔の接触状態

荷重を 980 kN まで載荷したときのピンとピン孔の接触状態を図-8 に示す。着色部分が接触している範囲である。

常時を想定した載荷時のピンとピン孔の接触状態で

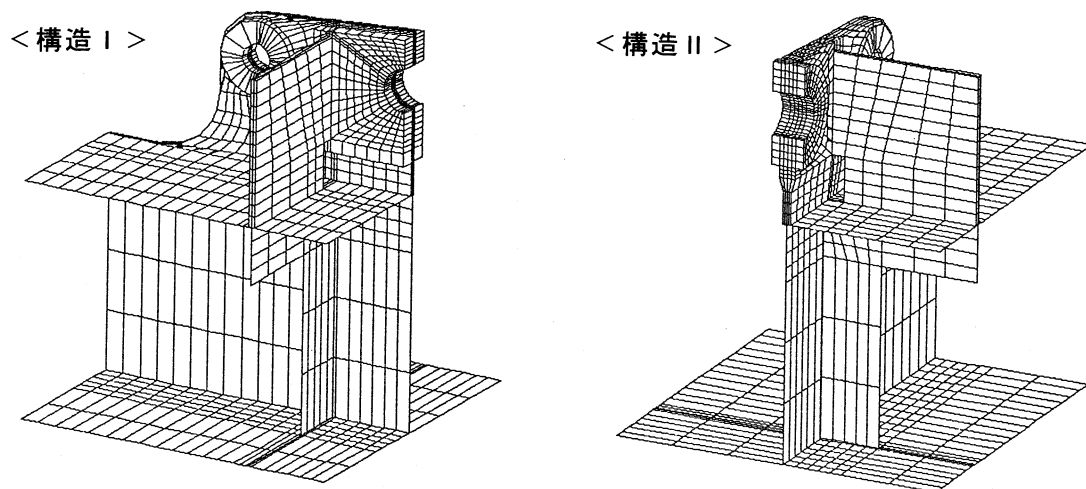


図-7 3次元モデル要素分割図

Fig.7 Segmental elements of 3-dimensional model

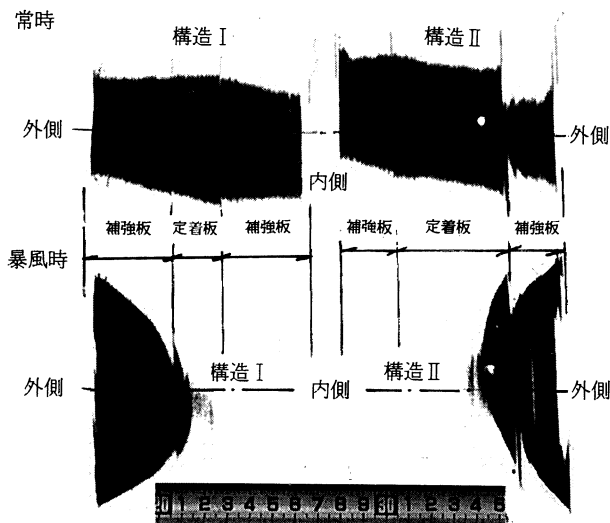


図-8 ピンとピン孔の接触状況
Fig.8 State of bearing of pin with its hole

は、ピンは定着板には均等に接しているが、補強板には僅かしか接触していない場合がある。また補強板に接していても全体的には補強板より定着板の方が接触している幅が大きい。これはピン孔内面の定着板と補強板の段差の影響によるものである。この段差は補強板の外周を溶接したときに生じる残留応力により、補強板がピン孔の直径方向に変形して生じたものと考えられる。段差の高さを測定した結果、定着板が補強板より最大で0.2 mm程度凸となっていた。また、その大きさは構造 Iの方が構造 IIより小さかった。これは、構造 Iの方が補強板が厚く大きいことから、溶接の残留応力による補強板の変形が小さかったためと考えられる。

暴風時を想定した荷重では、ピンが完全に片当たりの状態となり、構造 I、IIのいずれの試験体の場合も内側の補強板には接していない状況であった。構造 Iは構造 IIより補強板が厚いため、外側の補強板が受ける荷重の割合が構造 Iの方が大きいことを示している。つまり、構造 Iではピンからの荷重のほとんどが、外側の補強板から補強板外周の溶接部により主構造へ伝達されることとなっている。

ピンとピン孔の接触理論のヘルツの公式 (Hertz's Formula)¹²⁾では、a)接触面積の大きさが曲率半径に比べて十分小さいこと、b)接触部の応力が弾性限度内であり組織的に均一であること、という仮定条件から導かれたものである。ヘルツ理論の適用性について道路橋示方書では、ピン孔径 r_1 とピン径 r_2 の比率(r_1/r_2)が1.02より大きい場合にヘルツの公式を適用するように規定されている。今回の試験では、 r_1/r_2 が1.023となっている。そこで、本試験で得られたピンとピン孔の接触状態とこの公式から求められる値を比較してみた。ただし、ヘルツの公式ではピンの軸方向の応力分布は一定としていることから、この検討には常時荷重時のみを対象とした。

表-2に実測されたピンの接触状態と公式から求められた値の比較を示す。接触面積はプランメータを用いて測定した。接触幅は接触面積をピン軸方向の接触長さで割って求めた平均値である。参考までに暴風時荷重時の接触面積と接触幅についても示すが、この時の接触幅はピン孔外縁部の最大接触幅を示す。

常時荷重による接触幅の実測値は、ヘルツの公式から求められた接触幅より大きい値となっている。この原因として、a)ヘルツの公式により求められた値にはプレスケールの厚みが考慮されていないこと、b)接触部が局部的に塑性変形をしている可能性があること、c)接触幅はヘルツの公式からも判断できるようにピン径とピン孔径の僅かな違いで差がでるため、ピン孔内面の段差によるばらつきが実測値に含まれること、が考えられる。b)の接触部の塑性変形については、ヘルツの公式を用いて接触幅の実測値から最大接触圧を推定すると $P_{max}=260$ MPa程度となり、接触部の塑性変形はないと考えられるが、ピン軸方向に接触状態が均等でないことから局部的な塑性変形の可能性があるものと考えた。

暴風時荷重時の接触状態は、常時荷重時よりピン孔の周方向には長く接触しているが、逆にピン軸方向では短くなっており、接触面積は小さくなっている。この状態では、接触面で均等に荷重を受けていたと仮定しても、接触圧は350 MPaとなり、材料の機械的性質から判断して、ピン孔のエッジ部では塑性変形を起こしていることが考えられる。

また今回の測定は、荷重980 kNまでの荷重としたが、実橋では1470 kNの荷重が作用するため、常時の状態でもピン孔のエッジ部が塑性変形を起こす可能性が大きくなり、暴風時ではその範囲はさらに広がるものと考えられる。

b) 定着部の応力測定

荷重980 kN時の常時荷重時および暴風時荷重時の主応力の状態を図-9に示す。ここでは、主な測定位置での応力実測値とFEM解析値を記入している。ただしここで示すFEM解析値は、応力測定位置に相当する要素応力に2/3を乗じて、荷重980 kN換算とした。また、定着板下部では鉛直方向のみの測定としたので、FEM解析値も鉛直方向の応力を示した。

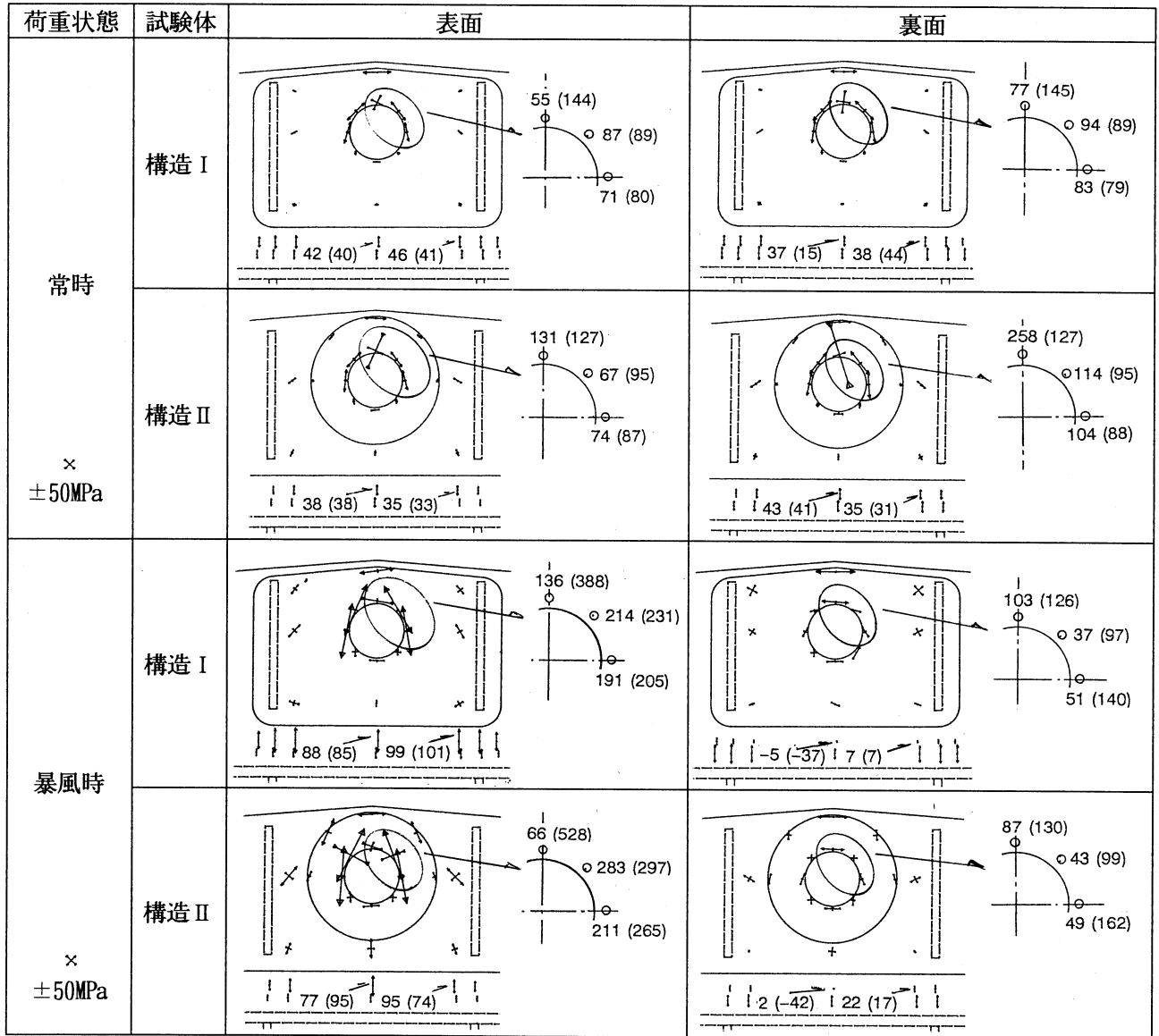
常時荷重時の補強板の実測応力は、構造 Iのピン孔直上の接触部で最大約80 MPaの圧縮応力が、構造 IIでは同様の位置に最大約250 MPaの圧縮応力が作用している。この構造 IとIIの応力の差は、先に述べたようにピン孔内面の定着板と補強板の段差による接触状態の違いによるものと考えられる。

また、構造 Iと構造 IIで他のピン孔周辺部の応力は、ピン孔の接線方向に70~100 MPaの引張応力が、補強板上縁部の溶接部近傍で水平方向に100 MPaの引張応力が作用している。このように、直接ピンが接する付近の補強板の応力は、ピンの接触状態により表裏の

表-2 ピンとピン孔の接触状態測定結果

Tab.2 Summary of measurement on bearing condition of pin with pin hole

	常時載荷時					暴風時載荷時	
	実測値			ヘルツの公式		接触幅 (mm)	接触面積 (mm ²)
	接触面積 (mm ²)	接触幅 (mm)	最大接触圧*1) (MPa)	接触幅 (mm)	最大接触圧 (MPa)		
構造 I	4,960	52	260	36.6	355	103	3,010
構造 II	4,710	49				115	2,760



※ 実測値 (FEM値)

図-9 定着部の応力測定結果

Fig.9 Measured stress of anchor

関係で差が生じているが、それ以外の位置では補強板の応力に特に差はない。そのほか補強板外周の溶接部近傍や定着板下部で 50 MPa 程度となっている。

また、図-9 に示すように各部の応力は、ピンとの接触部を除いて、ほぼ FEM 解析値と同程度となっている。

暴風時載荷時の測定結果では、定着部に面外の曲げ

が作用し、定着板の表裏において主応力の大きさと方向が異なっている。また、ピンの片当たりによって荷重を直接受ける補強板の応力は、かなり大きな値となっており、特にその補強板のピン孔周辺部では 230 MPa を超える引張応力が発生している。構造 I と II で応力の状態を比較すると、構造 I では補強リブが補強板に取り付けられているため、補強リブ近傍の定着部

の応力は構造Ⅰの方が小さい値となり、曲げ成分も小さくなっている。しかし、補強板下部の定着板と弦材上フランジの交差部では、構造Ⅰの方が大きな応力になっており、曲げ成分も構造Ⅰの方が大きい。これは定着板の板厚が、構造Ⅰの方が薄いためであると考えられる。

また暴風時載荷によって大きな支圧応力が作用するピン孔直上縁部では、塑性変形を起こしていたことが判明した。これは測定中にピン孔直上のひずみゲージが測定限界を超えたことで明らかとなった。このため、図-9に示す応力測定結果において、ピン孔上部の応力が他の部位の応力と比べ小さいのは、ピン孔直上部のひずみゲージを貼り替えて再測定を実施したためである。また、図-8で示した暴風時のピンの接触状態で、ピン孔エッジ部でわずかに接触していない範囲があるが、この範囲が特に塑性変形の進んだ範囲である

と考えられる。

補強板外周の溶接部および定着板下部の引張側の応力は、構造Ⅰで100 MPa、構造Ⅱでは70 MPaとなっている。この応力差は先にも述べたとおり、定着板の板厚の差によるものと考えられる。

暴風時載荷時の実測応力と FEM 解析値を比較すると、ピンが接触する位置では FEM 解析値の方が実測応力値より大きくなっているが、それ以外のところではほぼ同様な値となっている。

c) 定着ピンの応力

荷重 980 kN 載荷時のピンの主応力測定結果を図-10に示す。ピン上面ではピンの軸方向に圧縮応力が、下面では軸方向に引張応力が卓越しており、ピンには曲げが作用している。

そこで、ここではこの実測応力からピンに作用する外力を推定し、現行設計法¹³⁾との比較を試みた。ま

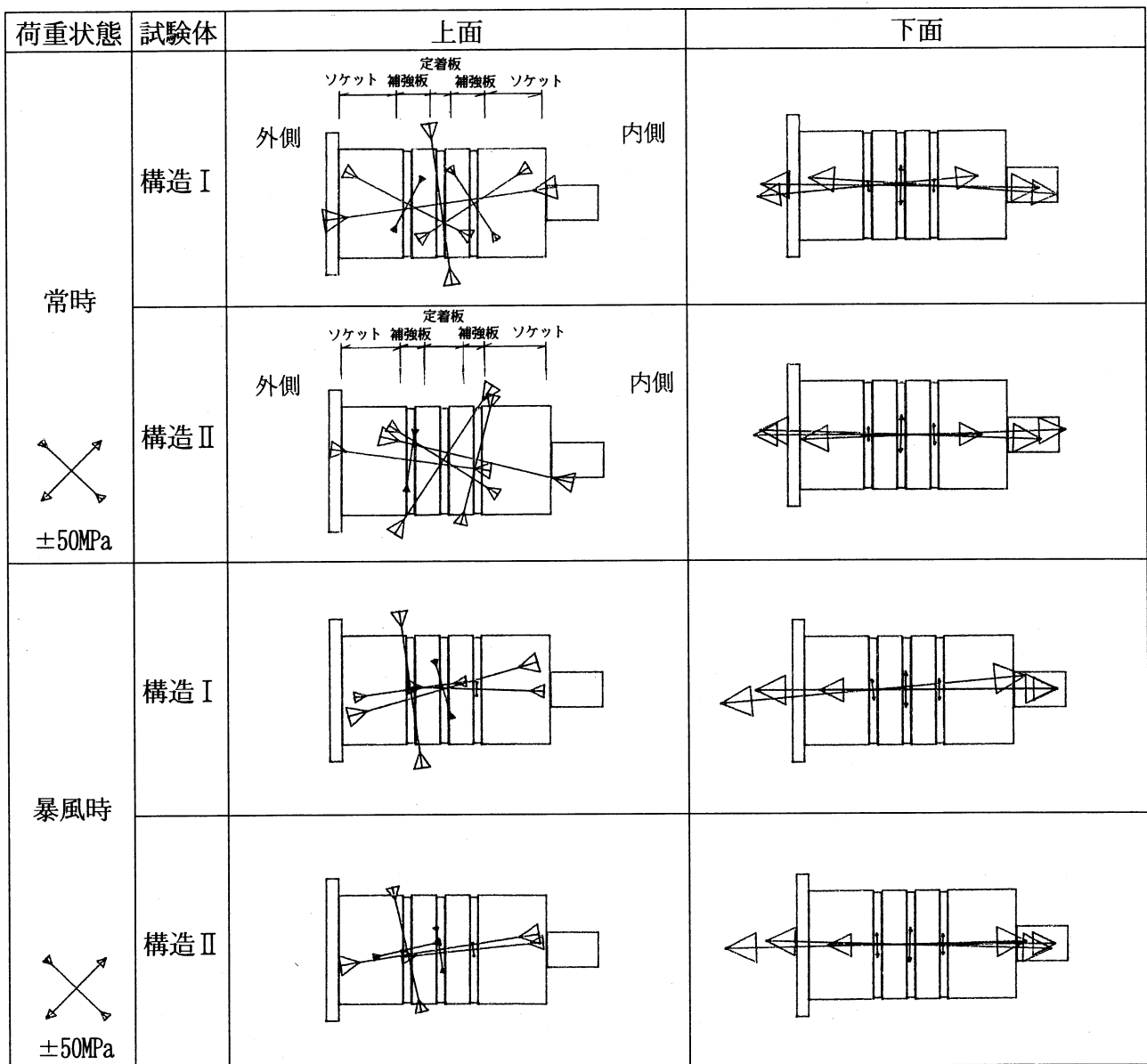


図-10 ピンの応力測定結果
Fig.10 Measured stress of pin

ず、実測応力からピンに作用している曲げモーメントを算出し、ピン軸方向の曲げモーメント分布を求めた。ピンを設計する場合、外力は図-11 (a), (b)に示すように、(a)外力とピンが受ける力を集中荷重とした場合と、(b)それぞれが等分布としている場合があり、一般に設計では(a)のように仮定していることが多い。

図-12 に常時載荷時と暴風時載荷時のピンの曲げ応力から求めた曲げモーメントの分布を示す。常時載荷時の場合、ピンとピン孔の接触状態は、構造 I と構造 II とでは異なっているため、実測値から求めた曲げモーメントの分布は両者で異なっている。しかし、この状態は両者ともに外力を等分布で仮定した場合に近い。

暴風時載荷時の場合、構造 I と構造 II ととも実測値から求めた曲げモーメントは、ほぼ同じ分布である。常時載荷時に比べて曲げモーメントの分布に差がないのは、ピンの片当たりにより接触している範囲がほとんど補強板内であり、ピン孔内面の段差の影響が現れていないためと考えられる。

暴風時載荷時の場合の曲げモーメント分布も外力を等分布と仮定した場合の方が近い。

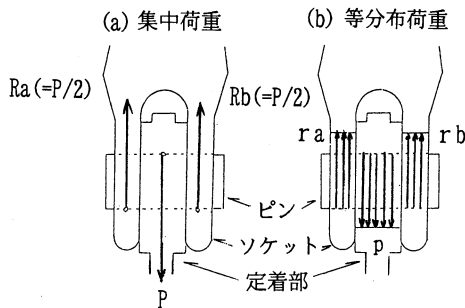


図-11 ピンに作用する外力の状態
Fig.11 External forces acting on pin

以上のことから、ピンの設計における外力の作用方法としては、等分布荷重と仮定した場合の方が実測値に近いと考えられる。

5. 疲労試験

(1) 試験計画

疲労試験は暴風時を想定した載荷状態で実施した。疲労試験荷重は、上限 980 kN、荷重範囲としては 590 kN とした。この荷重範囲の設定は、先に述べた FEM 構造解析結果から、疲労試験の着目部である補強板外周のすみ肉溶接の応力を参考とした。FEM 構造解析から補強板外周の溶接部に生じる応力は、1470 kN 載荷時で約 160 MPa である。この溶接部の 200 万回疲労強度は、JSSC 疲労設計指針 4) によると荷重伝達型すみ肉溶接で 65 MPa である。したがってこれを目安に、応力範囲 70 MPa に相当する荷重として、荷重範囲を 590 kN、下限荷重を 390 kN とした。

ただし、本試験で設定した疲労試験の荷重範囲は、実橋で予想される暴風時の繰り返し荷重 (約 200 kN) に比べて大きい。したがって、この疲労試験の条件は、実橋で予想される荷重状態よりも過酷な状態となっている。本疲労試験では、ピン定着構造に繰り返し荷重が作用した場合の疲労強度上の弱点部の検証と疲労挙動の把握に重点を置いた。

疲労試験中のき裂調査は、繰り返し回数が約 30 万回に一度の割合で主に目視で行い、疲労き裂が発生しやすいと思われる部分では磁粉探傷試験 (MT) を併用した。

疲労試験は繰り返し回数が 400 万回になるまで実施し、50 万回ごとに 5 万回のピーチマーク操作 (下限荷重を上げて荷重範囲を 1/2 にする) を行った。

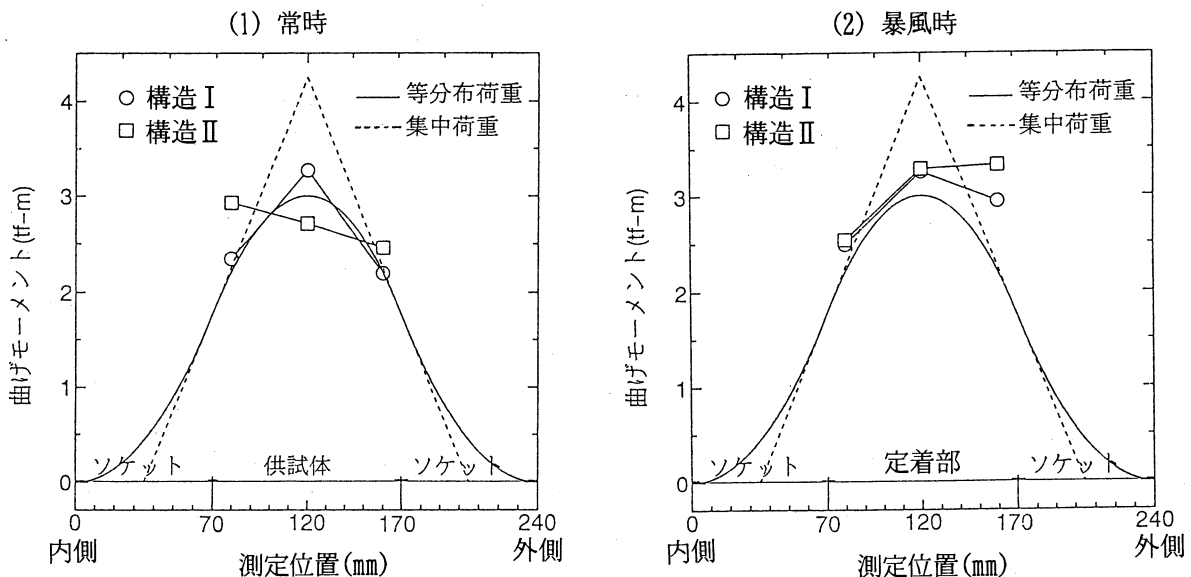


図-12 ピン軸方向のモーメントの分布図
Fig.12 Moment distribution over axis of pin

試験中に検出されたきれつについては、検出時のきれつの長さや位置などの発生状況を記録し、以後適宜にきれつの進展状況について調査した。

(2) 破面調査

疲労きれつの検出方法は主として目視によっているため、溶接のルート部などの内部から発生したきれつが表面に現れたときには、きれつ発生からかなりの繰り返しを受けている場合がある。このため、疲労試験中にビーチマーク操作を実施し、試験終了後には破面を露呈し、疲労破面の観察を行い、きれつ発生の起点や時期、および進展状況を調査した。

(3) 疲労試験結果

疲労試験中に検出された疲労きれつは、全6箇所であ

り、検出順に No.1~No.6 とした。これらきれつの検出時の状況と進展状況のスケッチを図-13 に示す。

構造 I では、繰り返し回数 105 万回時にきれつ No.1 および No.2 を検出した。きれつの検出位置は、補強板下部溶接線のコーナー部のビード止端であった。これらのきれつは補強板下部の溶接ビード止端に沿って進展し、きれつ No.1 は溶接線のコーナー部から溶接止端部を離れて定着板を水平方向に進展した。きれつの全長は繰り返し回数 400 万回までに 200 mm を超える長さまで進展し、きれつ No.2 とともにきれつは、補強板下部の溶接部全長にわたった。

一方の構造 II では、きれつ No.3~No.6 の 4 箇所を検出した。きれつ検出時の回数は、きれつ No.3 が 105 万

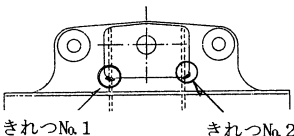
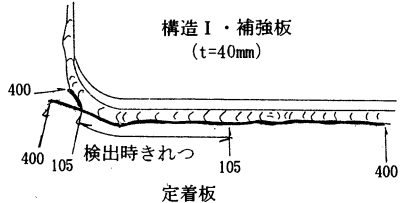
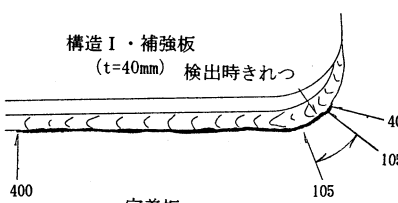
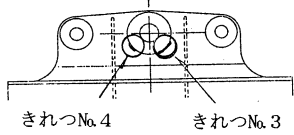
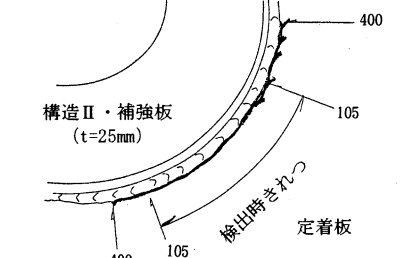

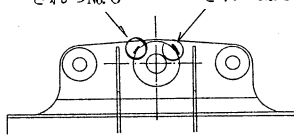
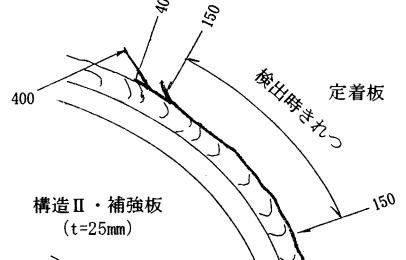
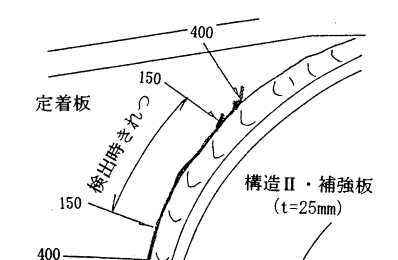
試験体	きれつスケッチ	
<p>《構造 I ・ 外 側》</p>  <p>きれつ No. 1 きれつ No. 2</p>	<p>きれつ No. 1 検出時回数: 105×10^4 回 検出ときれつ長: 150 mm 試験終了ときれつ長: 328 mm</p>  <p>構造 I ・ 補強板 (t=40mm) 400 105 検出ときれつ 105 400 定着板</p>	<p>きれつ No. 2 検出時回数: 105×10^4 回 検出ときれつ長: 25 mm 試験終了ときれつ長: 240 mm</p>  <p>構造 I ・ 補強板 (t=40mm) 検出ときれつ 400 105 400 定着板</p>
<p>《構造 II ・ 外 側》</p>  <p>きれつ No. 4 きれつ No. 3</p>	<p>きれつ No. 3 検出時回数: 105×10^4 回 検出ときれつ長: 135 mm 試験終了ときれつ長: 223 mm</p>  <p>構造 II ・ 補強板 (t=25mm) 400 105 検出ときれつ 105 400 定着板</p>	<p>きれつ No. 4 検出時回数: 150×10^4 回 検出ときれつ長: 14 mm 試験終了ときれつ長: 134 mm</p>  <p>400 検出ときれつ 150 150 構造 II ・ 補強板 (t=25mm) 400 定着板</p>
<p>《構造 II ・ 内 側》</p>  <p>きれつ No. 6 きれつ No. 5</p>	<p>きれつ No. 5 検出時回数: 150×10^4 回 検出ときれつ長: 110 mm 試験終了ときれつ長: 149 mm</p>  <p>400 150 400 検出ときれつ 150 400 定着板 構造 II ・ 補強板 (t=25mm)</p>	<p>きれつ No. 6 検出時回数: 150×10^4 回 検出ときれつ長: 77 mm 試験終了ときれつ長: 115 mm</p>  <p>400 150 400 検出ときれつ 150 400 定着板 構造 II ・ 補強板 (t=25mm)</p>

図-13 検出きれつのスケッチ
 Fig.13 Sketches of detected crack

回、No.4~6は150万回であった。きれつNo.3、4が補強板の左右の斜め下方部の溶接ビード止端、No.5、6はNo.3、4の反対側の補強板の斜め上の溶接ビード止端であった。これらのきれつは溶接ビードの止端に沿って進展し、その後ビード止端から離れて定着板へと進展した。

疲労試験により、どちらの定着構造でも補強板の溶接部が弱点となることが確認でき、構造I、IIではきれつ

検出時の繰り返し回数に差がないことから、疲労強度的にも差はないと考えられる。

また疲労きれつは、いずれの構造も溶接の定着板側の止端部から発生し、ビードに沿って進展したのち定着板に伸びた。

(4) 疲労きれつの発生、進展挙動

疲労試験中に検出した疲労きれつのうち、代表的なきれつNo.1とNo.3の破面を図-14に示す。

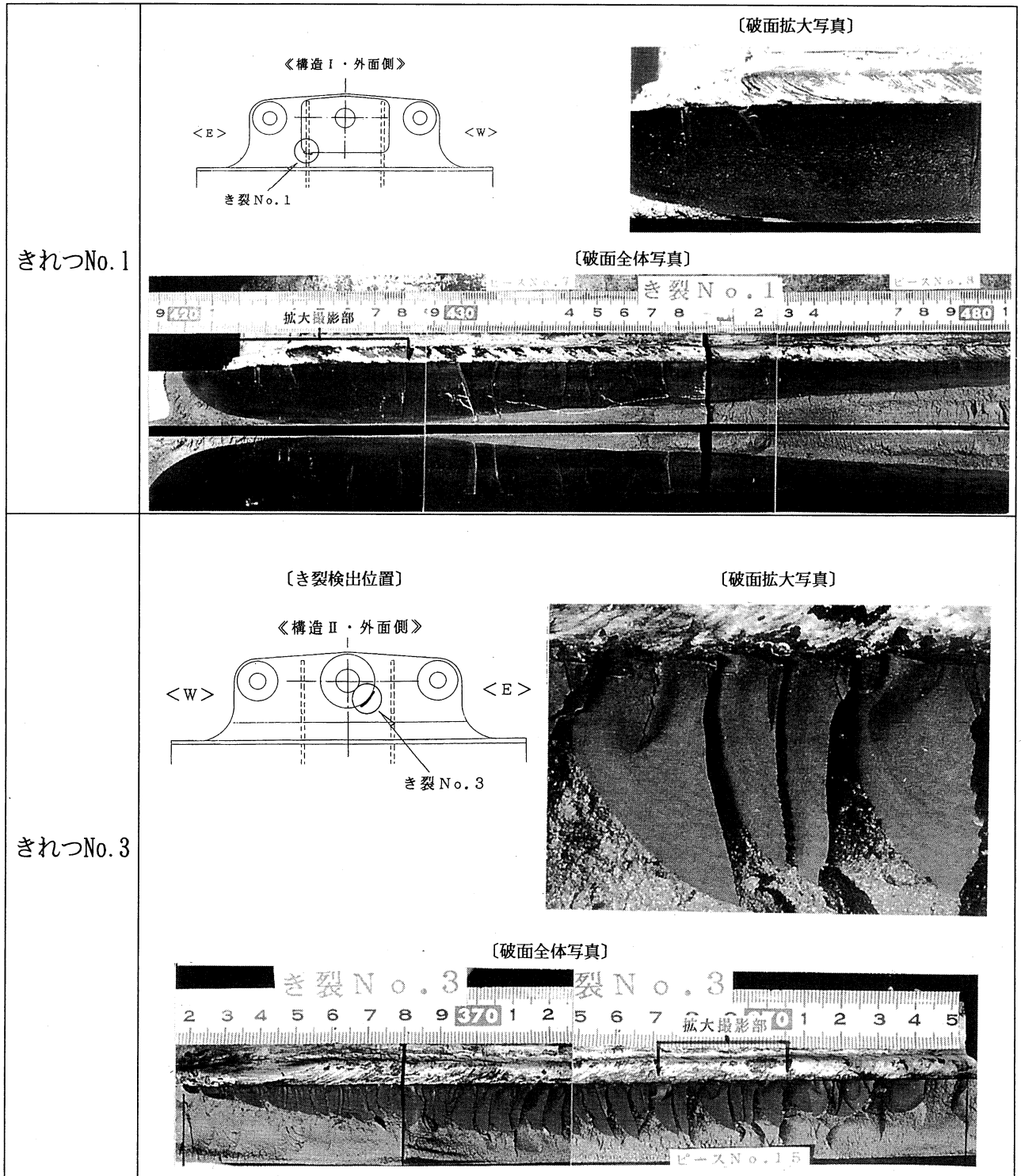


図-14 代表的きれつの疲労破面
Fig.14 Breakage surface of typical fatigue crack

きれつ No.1 の疲労破面には若干の錆が見られ、ピーチマークの確認はできなかった。しかし、錆の様子から判断して、きれつの起点は溶接線のコーナー部の溶接ビード止端部と推定される。きれつ No.2 も同様な位置を起点としていた。また、きれつ No.1 については板厚方向に深く進展し、定着板を貫通するほどにまで達していた。

きれつ No.3 は、溶接ビードの止端部を起点としており、多数のきれつがうろこ状に重なり合って成長している。ピーチマークの観察より多数のうろこ状のきれつは、ほぼ同じ時期に発生していることがわかった。また、このような破面の状況は、きれつ No.4~6 でも同様であった。板厚方向のきれつ進展については、最大で 20 mm 弱であり、構造 I で生じたきれつ No.1 とほぼ同程度の深さであったが、定着板の厚さが構造 I より厚いため、板厚貫通までには至らなかった。

構造 I、II では板厚構成と補強板形状の違いから疲労きれつの発生状況と進展挙動について違いが見られた。構造 I はきれつ発生部の溶接線の方向と力の作用方向がほぼ直角になっているため、補強板下部の溶接線全長にわたってきれつは進展し、定着板の板厚が薄いこともあり、板厚貫通直前にまで至った。一方の補強板が円形状の構造 II では、溶接線の方向と力の作用方向の関係が位置によって異なるためか、きれつは多数のうろこ状となって発生した。また、それらきれつは溶接線をあまり沿うことなく定着板に進展したが、定着板の板厚が厚いことから進展は少なかった。

6. まとめと考察

(1) ピンとピン孔の接触

今回の補強板の溶接施工手順では、補強板外周の溶接による残留応力の影響により、定着部ピン孔内面に段差が生じる。これを防ぐためには、補強板の本溶接後に再度のピン孔加工が必要である。

また、暴風時にはピンが傾斜し、完全に片当たりの状態となるので、補強板の設計には注意を払う必要がある。

(2) 定着部とピンの応力

ピンとピン孔の接触部では、定着部材が降伏するような高い応力が生じ、特に暴風時にはピンが片当たりとな

り、接触部で塑性変形が生じる。

ピンの応力分布は、作用する外力を集中荷重とした場合より等分布と仮定した方が実際に近い。

定着部の応力は、常時載荷時においてはどちらの構造も特に問題となるような応力は発生しないが、暴風時載荷時には、定着板に面外の力が作用し、補強板外周の溶接部に応力集中が生じる。

(3) 疲労試験結果

疲労きれつは補強板外周の溶接部の定着板側止端部から発生し、溶接線に沿って成長した後、定着板を進展した。定着板はピン定着構造の中では最も重要な部材であるので、このような疲労きれつが発生し進展した場合には、致命的な損傷になり得るため、疲労には十分な注意が必要であると考えられる。疲労強度的に構造 I と II ではきれつの発生時期に大きな差はなく、疲労強度的に同程度の疲労強度と考えるが、疲労きれつの発生状況と進展挙動については違いが見られた。

7. おわりに

本試験で検討した 2 タイプのピンとピン孔の接触状態の調査で、暴風時にはピンが片当たりとなり、常時の状態においてもピン孔内面の凹凸のために均等に接触しないことが明かとなった。そのためハンガーからの荷重は、定着板と補強板には均等に分担して伝達されていない。したがって荷重の確実な伝達には、定着板と補強板を連結する溶接部のサイズや品質について今後検討する必要がある。

最後に、本検討にあたり熱心なご議論を通し貴重なご指導、ご意見を頂いた疲労分科会（主査：三木千寿 東京工業大学教授）の委員各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、1994 年 2 月
- 2) H.Hertz: ber die ber hbung fester elastischer K rper, J.f r die reine u. angew. Mathem., 92 (1881) 156.
- 3) 日本道路協会：道路橋支承便覧、1991 年 7 月
- 4) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説、1993 年 4 月

鋼橋の耐震設計、評価、補修に関する米国の最近の情報 (セミナー報告)

Seismic Design, Evaluation and Retrofit of Steel Bridges, (2nd US seminar, San Francisco)

設 計 部 設 計 第 一 課 長 秋 山 晴 樹

Haruki Akiyama



1. まえがき

はじめに特記しておくべきと思われるのは、この会議大変な熱気があったということである。鋼橋の耐震という比較的狭い分野で約300人も技術者が集まり、みっちり2日間、途中抜け出す人もほとんどなく皆熱心に聞き入っていた。出された論文も程度が高く、一昔前の米国とは相当様子が違う気がした。日本では我々の長大橋の技術は世界一ということになっているが、本当にそうだろうかと不安を覚えたものである。米国は本気になれば急速に前に進む。少なくともある分野においてこの不安はあまり見当違いではないような気がする。筆者は「阪神大震災が明石大橋に与えた影響」を紹介するのが目的で出席した訳だが、それはそれで好評ではあったが、個人的には紹介してきたというより勉強してきたという感じの方が強かった。

提出論文は18編、あとポスターセッションが26編だったがこれを全部紹介するのは無理なので、特に印象の残ったもののみ紹介することとする。興味を持たれた人は論文集を図書室においておくので参照されたい。

2. 基調講演2題

2.1 Charles Seim 氏の講演

耐震設計の長老として、過去・現在・これからという形で設計の位置付けと要約を行っている。コンパクトにまとまっており、暇な人はぜひこの論文を読むと良い。ここで氏は「耐震フロンティア」という言葉を使ってこれを前に進めようと主張された。それほど今は地震関係者にとって Extraordinary な時であり、ロマプリータ地震からの7年間で耐震技術は爆発的に発展していると評価されたが、これはこの会議の雰囲気から十分領けた。「技術者の役目は人々の求めることに応えることである。そして、今人々は地震が来ても安全な橋を求めている」こういう技術者の明確なスタンスは聞いていて気持ちのいいものであった。

2.2 Bruce Bolt 氏の講演

氏はバークレーの名誉教授である。私事になるが、20年前初めて英文で読んだ地震の本がこの人の著書だったのでよく覚えている。当時既に大変な権威だったのでいまだに現役で活躍されているのには本当にびっくりした(日本では驚くことではないのだが)。

内容は設計に用いる地震入力波をどう作成するかに重点がおかれており、一般の技術者が深く勉強する必要は無いと思われるが、興味のある人は論文を参照されたい。

具体的には Caltrans の委員会レポートを要約して紹介している。特記すべき点としては、地震波を特徴づけるものとしてマグニチュードと距離、速度・加速度・変位のピーク値、継続時間の外に近地震の場合「Fling」(初期のドーンとくる大きな揺れ)について十分な配慮が必要とされていることがある。これは、応答スペクトルだけでは表現できないことであり、時系列での解析の重要性を裏づけるものであるが、特に初期の入力地震波をどう設定するかについてずいぶん研究が行われているようである。また、断層の方向と橋軸の方向とか、入力波の位相の調整も重要であるとして、どう取り組むかについてのサマリーもされている。なお、論文集には書かれていなかったが、講演では振幅のスペクトルだけでなく位相スペクトルも重視して解析に取り込むべきであると強調されていたのが記憶に残っている。

3. 一般論

バークレーの Abolhassan Astaneh 教授がこの会議のまとめ役として、米国の最新の耐震設計の考え方について講演された。論文にも非常に判り易く整理して書かれているのでぜひ参照されたい。ここで感心させられるのは米国では考え方の枠組がとてもしっかりしていることであり、それがわかり易く表現されていることである。特記すべきを3点以下に列挙する。

3.1 設計手法

長大橋は別として、一般にはあくまで等価静的荷重に修正係数をかけた形で地震荷重を定義しようとしている。

動的解析の重要性は認識しながらも、その解りにくさ
と解の不安定性を考慮して修正係数で処理しようとしてい
る。この修正係数は AASHTO では 1994 年版からまた
大きく変わろうとしているので注意を要する。

3.2 基本的考え方

基本的な考え方としては鋼橋に対する ductility (ねばり) の要求が重要となっていて。ここでは鋼上部構造の部材設計を例にとり説明がなされている。図-1 に示すように部材を鉛直荷重を支持するもの (1 次部材と呼んでいる) と横荷重を受け持つもの (2 次部材) に分け、1 次部材さえしっかりしていれば 2 次部材は多少壊れてもかまわない、むしろ荷重を低減さす方向に有効に壊した方が橋全体としては有利であるとの判断をとっている。ではどの程度橋は壊れてもいいのかということで、部材としての基準と大きな橋全体の基準を提案している。後者については表-1 のようにまとめられていた。前者については次に述べる。

3.3 部材の ductility

部材はすべて弾性である必要はない。一部降伏してもいいし、局部的に座屈してもよい。重要なのは最終耐力がいくらあるかと、それまでにどれだけ変形できるか (ductility) である。ここでは幅厚比 b/t の規定に幅を持たせ、 λ_p (局部座屈なしの塑性特性) と λ_r (局部座屈) の 2 つの指標を入れて要求値を変化させている。具体的数値は論文を参照されたい。

3.4 解析手法

長大吊橋の場合、個別に十分な動的解析がなされるべきであるとされているが、その道具としての解析プログラムと解析モデルの開発にも大変な労力が注がれてきたようである。これは L. L. N. L の David McCallen 氏と Astaneh 教授の論文にまとめられているが、とても細かい話になるのでここでは紹介しない。ただ、ここ数年の彼らの成果が今の日本の数値計算に十分反映されているかどうかは個人的にはチェックしてみたい気がしている。

4. 各橋梁の補修設計

報告された橋梁は以下の通りである。

* SAN FRANCISCO-OAKLAND BAY 橋 (東と西)

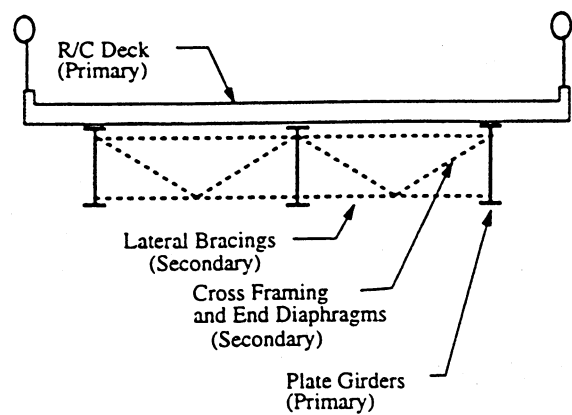


図-1 1次部材と2次部材

Fig.1 Primary and secondary members

表-1 1996 版カリフォルニア橋梁耐震要求基準

Tab.1 Seismic Requirement on Bridges of California, 1996

GROUND MOTIONS	MINIMUM PERFORMANCE LEVEL	LIMITED PERFORMANCE LEVEL	FULL PERFORMANCE LEVEL
	IMMEDIATE FULL SERVICE	IMMEDIATE FULL SERVICE	IMMEDIATE FULL SERVICE
FUNCTIONAL EVALUATION EARTHQUAKE (FEE)	→ Repairable within 90 days → Lane closures are allowable through off-peak hours → Minor concrete spalling → Buckling of secondary steel members → Joint damage allowable	→ Repairable within 30 days → Repairs require minimum traffic interference → Buckling of secondary steel members → Joint damage allowable	→ Essentially elastic → Minimal damage → Minor concrete cracking → Minor buckling of secondary steel members
SAFETY EVALUATION EARTHQUAKE (SEE)	NO COLLAPSE → Significant damage with a high probability of repairability → Maintain vertical load carrying capacity and a minimum lateral system capacity → No public access possible → Repairs will require complete evaluation	LIMITED SERVICE → Intermediate repairable damage → Light emergency vehicles within hours → Reduced public traffic lanes within days → Lateral system capacity is relatively reduced → Repairs within a year	IMMEDIATE FULL SERVICE → Minor repairable damage → Lateral system capacity slightly effected → Minor concrete spalling → Lane closures outside peak hours only → Repairs within 90 days
FAULT CROSSING (i.e., RUTURE EVALUATION)	NO COLLAPSE → Extensive damage with low probability of repair → Maintain residual capacity for probable vertical and lateral service loads only	NA	NA



写真-1 雨季の道路状況
Photo.1 Road in rainy season



写真-4 川底にコンクリートを打設した箇所
Photo.4 Riverbed covered with concrete



写真-2 道路補修状況
Photo.2 Road repair work



写真-5 台船に車を乗せ川を渡る様子
Photo.5 River crossing of car on a barge



写真-3 保護区内の小橋梁
Photo.3 Small bridge in wildlife preserve

定して、そのワイヤーに台船をつなげて、台船をボートで押して川を渡っている区間もある（写真-5）

5. 動物保護区内の土木工事

道路の修繕は特筆すべき事がないので省略するが、橋脚の建設等でコンクリート打設を行うときのコンクリートの配合や、職人が少ない型枠や鉄筋工事の施工にあ

たっては大変苦労した。以下にコンクリート工事について記述する。

5.1 工事材料の手配

鉄筋は首都で12 m ものを購入して、真ん中で折曲げ現場までトラックで搬入した。切断は鋸で人力にて行い、加工は現地で製作した鉄筋加工台を使用して曲げ加工を行った。

セメントはタンザニア国産の袋詰めセメント（普通ポルトランドセメント1袋50 kg 入り）を同じく首都で購入して、現地に搬入した。

砂は川に行き人力でトラックに積込み、現場に搬入、砂利は現場近くを通っているタンザニア・ザンビア鉄道の補修用のバラストを安価で分けてもらった。

型枠材は1インチ×6インチの板を並べ、2インチ×4インチの角材を横に渡してつなぎ合わせた。しかし、板の製材が悪いため、板と板の間からコンクリートが漏れる事が多く、新聞紙を間に入れ塞いだ。

支保工が必要な場合は現地の木を伐採して使用した。

5.2 コンクリートの配合

現地では計量器がないためコンクリートの材料の計量

は、バケツを使い、コンクリートミキサー(0.17 m³ 練り)に容積比で投入して練り混ぜを行った。しかしバケツに入れる材料の量やバケツの大きさに若干の違いがあること及びミキサーに投入する回数の数えミスなどがあり、均質なコンクリートを作ることが大変難しかった。ちなみにセメント、細骨材、粗骨材の配合比率は、使用場所によって変えていたが容積比率で1:2:4等で行っていた。水はセメントの容積比で1.8倍と決めて、施工前に打合せをしたにも係わらず、作業員は作業性がよいのか、どうしても水を多めに入れてしまう事が多く、1 m³当たりのセメント量が設計より少ない傾向にあったのは大変問題であったと感じている。

5.3 コンクリート打設

コンクリート打設は、金属製のお盆にコンクリートを入れ、それを作業員が頭に乘せて、打設場所まで運び、打設した。

このような施工で、1日の施工量は20 m³程度が限界であった。

5.4 その他

作業上注意した点は暑い中での土木作業なので、作業員を2班に分け、それぞれの班の作業時間と休憩時間の

設定を行い、比較的休憩時間を多くとれるようにしたこと。作業内容を交代させることによって作業量を平均化させ、作業員の不満を解消させる等の措置をとった。

このように技術的なことより、楽しくみんなで仕事ができる環境づくりに、より多くの気を使わざるを得なかったのも事実である。

6. おわりに

自然を守るという事と、道路を整備する事は相反することかもしれない。しかし、今なお、存在する密猟者の取り締りや動物の生態調査、そしてそこで生活するレンジャーにとって道路や橋梁は必要である。そして、野生動物と大自然を多く抱えるタンザニアにとって、外国人観光客の増加をねらい、保護区内の道路整備を行って、外貨を入手する意義は大きい。

動物保護区域内で小規模ではあるが工事を行うことについては、上記のように様々に感じるがあった。

しかし、大自然の中で生活し現地の人たちと一緒に汗を流した経験は大変貴重なものであったと思う。そして私なりに技術協力の必要性を強く感じた2年間であった。

■舞子高架橋連結

神戸・鳴門ルート of 舞子高架橋・下り線で、平成9年2月18日に連結式が行なわれました。これにより舞子トンネルと明石海峡大橋がつながることとなりました。

舞子高架橋は、全長511.2mの8径間連続ラーメン箱桁橋です。周辺環境に配慮して、騒音、振動が少なくなるようコンクリート構造とし、かつ伸縮装置を減らすため連続桁形式としています。

高架橋周辺は市街地や公園緑地に囲まれているほか、交通量の多い国道2号やJR、山陽電鉄、都市計画街路など多くの鉄道、道路が交差しています。

工事は基礎部が平成2年12月に始まり、平成5年12月から上部工架設作業に移りました。

約500mの区間に7本の橋脚がたち並び、路面は最も高い所で地上40mの上空となります。

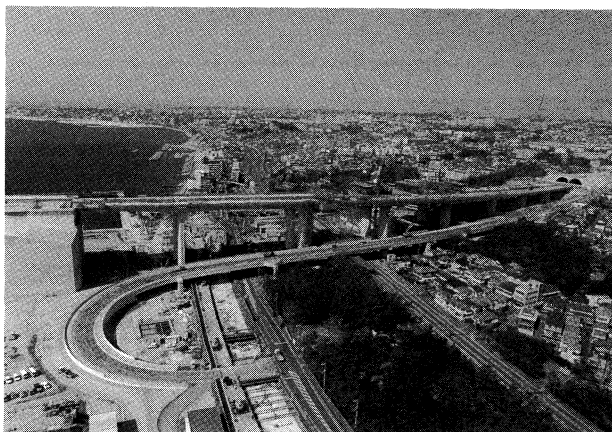
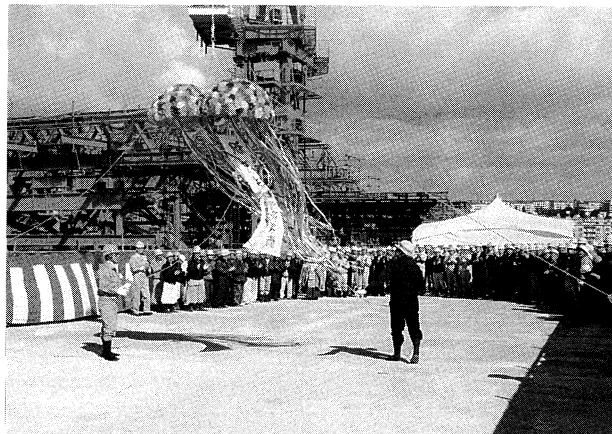
上部工架設工法は、橋脚の低い山側3径間は支保工架設とし、橋脚の高い5径間は片持張出し架設工法を採用しました。

JRと山陽電鉄の中間で、橋上にバスストップが設置されるため、橋の幅員は徐々に広がるとともに、平面曲線区間でもあるため、上部工は3次元的に変化しています。

このため、片持張出し架設（デビダグ）工法では、横方向にも移動可能な特殊な架設用移動作業車（ワーゲン）を用いて施工されています。

引き続き上り線を平成9年7月頃に連結し、その後、舗装工事等を行い平成10年春に完成する予定です。

（文責：第一建設局 専門役 井上博明）



■淡路側陸上部舗装工事、現場プラント稼働開始

明石関連の淡路側陸上部工事は、土工工事及び橋梁上部工工事をほぼ終え、現在、舗装工事に着手したところである。

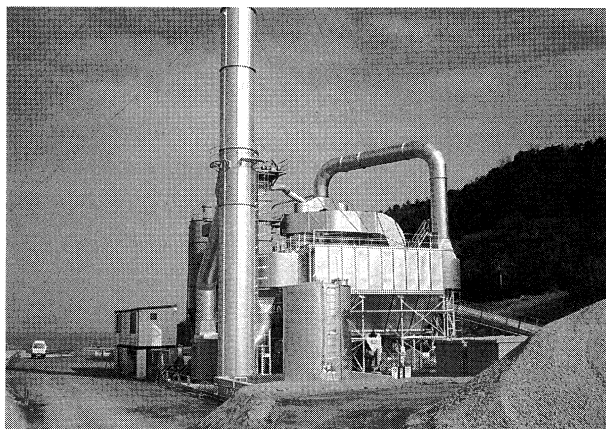
本舗装工事は津名以北約27kmで総合材量が約39万トンと、大量であることから、その製造は現場にプラントを設けて行なうこととしている。プラントの設置にあたっては、経済性及び周辺環境等を配慮し、本線内に4ヶ所計画しており、その規模は、おのおの日生産量1200tクラスである。（敷地面積 約7~8千m²/ヶ所）

設備は、骨材、石粉、アスファルト等の貯蔵・供給設備、乾燥・加熱設備、計量設備、混合設備（写真参照）から構成されており、稼働にあたっては粉じんあるいは排ガス中のばいじん、騒音等の環境保全に十分留意しなければならない。

現在、舗装工事は路盤工の施工中であり、プラントの本格稼働は平成9年4月頃からの予定である。なお本

プラントでは通常の混合物の他、ギャップ舗装用及び排水性舗装用の混合物も製造を行うものである。

（文責：第一建設局 建設第二課長 糸日谷淑光）



プラントの全景

（手前は重油タンク、奥はバグフィルタである）

■多々羅大橋最後の桁大ブロック架設終わる

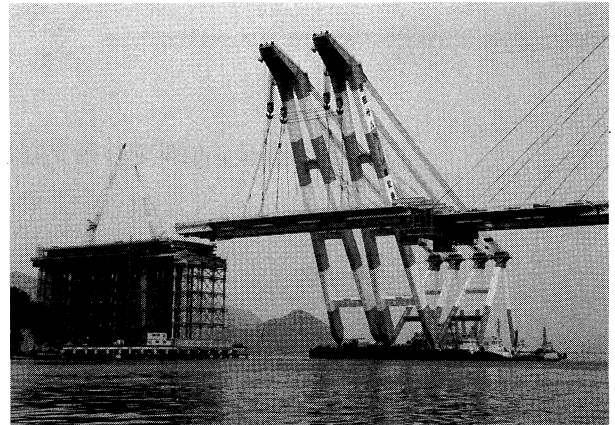
多々羅大橋上部工事は平成7年8月に塔架設の準備作業を開始して以来、順調に進捗している。平成9年2月15日には本橋としては最後になる3P側側径間の桁大ブロック架設を終えた。

桁の大ブロック架設は2P、3Pとも塔付き部と側径間で合わせて4回あり、3P塔付き部は平成8年1月30日、2P塔付き部は同年2月12日に架設した。その後、塔架設完了後に、2P側側径間を同年11月24日に架設した。

今回の架設は、2P側より3P側の側径間が長いので、中央径間と側径間を交互に小ブロックで架設する桁のバランス架設後に側径間を連結する大ブロック架設を行うことになり、2P側大ブロック架設から約3ヶ月後に架設した。

3P側側径間の桁大ブロックは長さ102m、幅30.6m、高さ2.7m、重量1,510tonであり、3,600ton吊りFC船により海面上の高さ約40mの現地架設を実施した。

これにより中央径間を残して生口島と2P並びに3P



と大三島が結ばれた。2月末現在2P、3Pとも塔から170m桁架設を完了しており、残るは長さ550m、27ブロックとなっている。

今後は中央径間小ブロックの直下吊り架設をケーブル定着を含めて1ヶ月に4ブロック程度のペースで、今年秋頃の桁閉合を目標に安全第一で施工していく。

(文責：第三建設局 建設第一課長 小松原 仁)

■来島第一大橋 ケーブル架設終了間近か

来島第一大橋ケーブル架設の前期工事のうち主な工事は、平成9年4月末までに終了する予定である。同橋のケーブル架設経緯は以下のとおりである。

年月日	工種
平成8年	
6月5日	パイロットロープ渡海(2P~3P間)
9月21日	キャットウォーク完成
9月28日	キャットウォーク渡り初め
10月7日	ストランド引出し開始
平成9年	
1月14日	ストランド引出し完了
2月5日	スキージング開始
3月4日	ケーブルバンド架設開始
3月27日	ハンガーロープ架設開始

平成9年の初夏からは、補剛桁の直下吊り架設を開始する予定である。

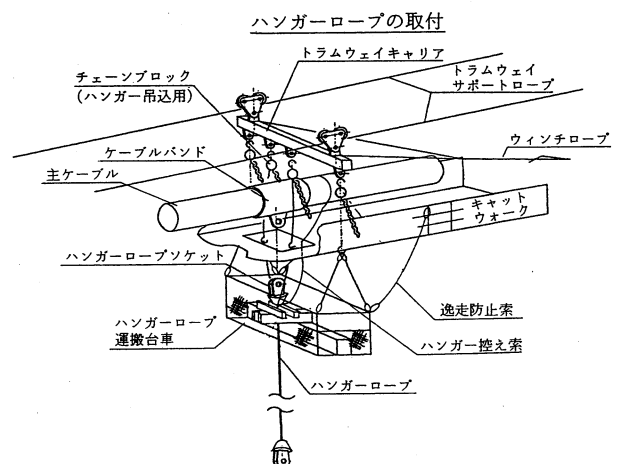
なお、第三大橋では、2月末からキャットウォーク床組の架設を開始し、5月中旬頃からケーブルストランドの引出しを開始する予定である。

第二大橋では、3月中旬からキャットウォークロープの架設を開始した。

(文責：工務部 工務第二課長代理 中元雄治)



ケーブルバンド施工状況



ハンガーロープ施工要領図

文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'97.1~3月 HOLMES 登録分

◎著者欄の*印は公団以外の人

題 名	著 者	雑 誌 名	巻	号	年 月	頁
架橋工事用自航台船の定点保持制御装置の開発	古賀 昇、朝倉義博	三菱重工技報	1-33	6	1996.11	408-411
TBMの掘進データと周辺岩盤の亀裂分布との関連性について	岩垣富春、浅野 剛*、 蛭子清二*、斉藤敏明*	第28回岩盤力学に関するシンポジウム			1997.01	
山岳トンネルにおけるゆるみ現象の調査 —舞子トンネル中南工事の分析例—	岩垣富春、西村正夫*、 蛭子清二*、斉藤敏明*	第28回岩盤力学に関するシンポジウム			1997.01	
明石海峡大橋 —補剛桁架設工事—	大江慎一	橋梁			1997.01	36-45
大勢が心に秘めたマイ・ブリッジ (新年インタビュー)	北川 信、藤原武夫、 田邊邦彦*	橋梁			1997.01	46-48
世界一のケーブル架設—よもやま話—	山根 信*、聖生守雄*、 田邊邦彦*	橋梁			1997.01	49-52
明石海峡と千鳥の飛翔	田邊邦彦*	橋梁			1997.01	53-55
アジア橋梁セミナー報告	栗野純孝、横山功一*	道路		671	1997.01	46-50
鋼床版の現場継手近傍の局部応力と変形挙動	大橋治一、藤井裕司、 三木千壽*、小野秀一*、 村越 潤*	土木学会論文集	I-38	556	1997.01	65-76
橋梁基礎の即時沈下予測と室内・原位置試験	新田篤志、龍岡文夫*、 小高猛司*、井上昭生*、 王 林*	土と基礎	45	469	1997.02	36-38
来島大橋(第一大橋)のパイロットロープ渡海	森章、平野信一、麓興一郎、 杉田卓男*	橋梁と基礎	31		1997.02	7-12
鳴門北IC~鳴門IC間の橋梁概要及び四車線化 工事の現況について	溝口幸典	橋梁			1997.02	15-35

本州四国連絡橋公団の基準類

本州四国連絡橋公団で現在使用している基準類は次のとおりです。この基準類は財海洋架橋調査会 (TEL. 03-3555-8361) で販売しています。

*** 仕様書・要領等**

土木工事共通仕様書	平成 8 年 4 月
調査等共通仕様書	平成 8 年 4 月
電気通信施設標準仕様書集	平成 8 年 4 月
電気通信施設管理規程 自家用電気工作物	昭和60年10月
保安規程 電気通信施設保守基準	
凶面作成要領 (貸出しのみ)	昭和59年10月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労	昭和58年 1 月
きれつの発生の一例	
機械設備工事共通仕様書 (案)	平成 8 年 4 月
機械設備工事施工管理要領 (案)	平成 8 年 4 月
測量作業規定	平成 7 年 4 月
技術関係資料取扱要領	平成 8 年 4 月
長大橋梁点検要領	平成 9 年 1 月
一般橋梁塗替塗装要領	平成 9 年 1 月
海峡部橋梁塗替塗装要領	平成 9 年 1 月
定点塗膜調査要領	平成 9 年 1 月
亜鉛めっき面用プラスト処理標準	平成 9 年 1 月

*** 設計基準額 (上部工・設計編)**

上部構造設計基準・同解説	平成元年 4 月
耐風設計基準 (1976)・同解説	昭和51年 3 月
風洞試験要領 (1980)・同解説	昭和55年 6 月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元年 4 月
吊橋主塔の塔頂構造設計要領 (案)	平成 5 年 9 月
鋼床版設計要領・同解説	平成元年 4 月
トラス構造設計要領 (案)	平成 5 年 9 月
吊橋リンク支承構造設計指針・同解説	平成元年 4 月
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置	昭和59年 3 月
設計要領・同解説	
下路管理路の設計マニュアル (案)	昭和53年 9 月
点検補修用作業車構造基準 (案)	平成 6 年 3 月
明石海峡大橋耐風設計要領・同解説	平成 2 年 2 月
尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説	平成 6 年11月
鋼上部構造の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン (案)	平成 5 年 9 月

*** 設計基準類 (上部工・製作・材料編)**

鋼橋等製作基準	平成 5 年 5 月
鋳鍛鋼品製作基準・同解説	平成 5 年 9 月
鋼橋等塗装基準・同解説 (案) [平.6.10一部改訂]	平成 2 年 4 月
橋面舗装基準 (案) [62.6一部改訂]	昭和58年 4 月
鋼床版現場溶接施工基準 (案)	昭和54年 3 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
HBS 高力ボルト類規格	平成 4 年 8 月
HBS 鋼材規格 [53.10改正]	昭和52年11月
HBS ケーブル材料規格・同解説	平成 3 年 9 月
HBS 塗料規格 (案) [平.6.10一部改訂]	平成 2 年 4 月
HBS リンク支承関係規格	昭和51年 3 月
溶融亜鉛めっき処理構造物・高力ボルト	平成 5 年 9 月
製作要領 (案)	
本州四国連絡橋大型疲労試験写真集	平成 8 年 1 月

*** 設計基準類 (下部工編)**

下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針	昭和52年 3 月
[56.8一部改訂]	
耐震設計基準・同解説	昭和52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

大型鉄骨、鉄筋コンクリート橋脚設計	昭和54年11月
要領・同解説 (案)	
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
橋梁用マスコンクリート設計・施工基準・	平成 2 年 8 月
同解説 (案)	

[付属資料]

1. 低発熱型コンクリート仕様 (案)	平成元年 7 月
2. 高性能 AE 減水剤品質規格 (案)	平成 2 年 8 月
鋼設置ケーソン設計要領 (案)	昭和54年 2 月
風化花崗岩の支持特性判定要領 (案)	昭和55年 3 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

※表紙右上記号 (ISSN 0912-6953) 説明

ISSN は International Standard Serial Number (国際標準逐次刊行物番号) の略で、逐次刊行物に付与される国際的なコード番号で、ISSD (国際逐次刊行物データシステム) という組織のもとで逐次刊行物の組織や検索に利用されます。

この番号は、国立国会図書館 ISSN 日本センターより割り当てられたものです。

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長	奥川 淳 志			
編集委員	大江 慎 一	寺 鳴 賢 策		
	大島 廣 機	徳 永 剛 平		
	大橋 治 一	鳥 海 隆 一		
	尾上 一 馬	中 尾 俊 哉		
	小川 和 也	中 元 雄 治		
	金崎 智 樹	原 澤 秀 久		
	北口 雅 章	藤 原 亨		
	栗原 敏 広	辺 見 泰 造		
	古賀 昇	眞 邊 保 仁		
	酒井 和 吉	山 田 郁 夫		
	田中 聡 史	吉 永 優		
	宮脇 幸 男	(海洋架橋調査会)		

本四技報 第 82 号

発行	平成 9 年 4 月 15 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
	〒104 東京都中央区入船 3-1-13
	エーユー入船ビル 4 F
	電話 03 (3555) 8361
発行者	井上 義 光
制作	ニッセイエプロ株式会社

定価 2,200 円

