

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

来島海峡大橋特集

/KURUSHIMA KAIKYO BRIDGE

Vol.23 No.91 '99.7

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第91号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.91

長大橋建設の明日に向けて……………	株式会社四国連絡橋エンジニアリング 顧問	蟹澤 康人	1
Aiming at Tomorrow of the Long-Span Bridge Construction			
自航台船「うましま」の開発について……………	第二管理局 局長	平山 純一	2
Development of Self-Positioning Deck Barge 'Umashima'			
開通に思う……………	第三管理局今治管理事務所 所長	藤井 周志	3
Some Thoughts on the Opening			
自航台船の開発……………	第三管理局今治管理事務所 施設課長	瀧下 健二	4
Development of Self-Positioning Barge	第三管理局保全部 機械課	亀井 敏行	
	第三管理局今治管理事務所 施設課	中村 修	
西瀬戸自動車道の維持管理用機械設備……………	第三管理局保全部 機械課長	田上 幸雄	12
Maintenance and Control Facilities on the	建設省関東地方建設局宇都宮国道工事事務所 機械課長	小林 晃市	
Nishiseto Expressway	建設省九州地方建設局 機械課長	大崎 弘道	
来島海峡大橋ケーブル製作・架設工事報告……………	第三管理局今治管理事務所 橋梁維持課長	平野 信一	18
Work Report on Kurushima Kaikyo Bridge			
Cable Fabrication and Erection			
来島海峡大橋補剛桁架設……………	長大橋技術センター 技術調整課長代理	伊藤 進一郎	24
Erection of Stiffening Girder of Kurushima	建設省土木研究所耐震技術研究センター 防災技術課	大谷 康史	
Kaikyo Bridge			
来島海峡大橋10Aトンネルアンカレイジ工事報告……………	第三管理局保全部 専門役	吉川 章三	33
Work Report on 10A Tunnel Anchorage of			
Kurushima Kaikyo Bridge			
来島海峡大橋馬島高架部鋼上部工の設計・施工……………	第三管理局今治管理事務所 工事課長	伊藤 稔明	41
Design and Construction of Kurushima Kaikyo	第三管理局大三島管理支所 維持補修課	祖父江 泰孝	
Bridge Umashima Viaduct Section Superstructure			
曲線を持つ連続PC箱桁の押出し架設……………	第一管理局垂水管理事務所 維持計画課長	若月 豊	49
一下田水高架橋PC上部工工事報告—	長大橋技術センター 技術情報課	川端 淳	
Extrusion Construction of Curved PC Girder			
- Constructing Report of Shitadami PC Bridge -			
小浦高架橋工事報告……………	第三管理局今治管理事務所 維持計画課長	村卸 靖訓	55
Construction Report on Koura Viaduct	愛媛県土木部道路都市局都市計画課 専門員	加藤 嘉朗	
マレーシアの道路と橋……………	東京事務所付(マレーシア公共事業省)	高城 信彦	65
Roads and Bridges in Malaysia			
海外報告(トルコ共和国)	保全部 橋梁保全課長代理	川上 賢明	67
Overseas Report (Republic of Turkey)			
技術ニュース……………			73
The Latest Information			
来島海峡大橋公表論文一覧表……………			75
Summery of Public Articles on Kurushima Kaikyo Bridge			

本四技報総目次：次回掲載予定：第95号

本四技報 第92号 (H11.12) 掲載予定

- ・ 明石海峡大橋ケーブル後期工事報告
- ・ 尾道小橋補修工事
- ・ 向島管理事務所管内の陸上部橋梁耐震補強工事(下部工)
- ・ 来島海峡大橋の橋面塗装
- ・ 来島海峡大橋補剛桁の設計・製作

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。



総裁式辞
Address of president

(平成 11 年 5 月 1 日)
(May 1, 1999)



テープカット (尾道側)
Tape cut (on Onomichi side)

(平成 11 年 5 月 1 日)
(May 1, 1999)

来島海峡大橋開通式

Kurushima Kaikyo Bridge Opening Ceremony



テープカット (今治側)
Tape cut (on Imabari side)

(平成 11 年 5 月 1 日)
(May 1, 1999)



開通パレード
Opening parade

(平成 11 年 5 月 1 日)
(May 1, 1999)

来島海峡大橋

Kurushima Kaikyo Bridge



海底掘削状況 (3P主塔基礎) (平成3年12月)
Seabed excavation (3 P tower foundation) (December, 1991)



ケーソン輸送状況 (9P主塔基礎) (平成5年1月)
Caisson delivery (9 P tower foundation) (January, 1993)



ケーソン設置状況 (5P主塔基礎) (平成5年5月)
Setting of caisson (5 P tower foundation) (May, 1993)

来島海峡大橋

Kurushima Kaikyo Bridge

山留工（鉄筋補強土工法）
による掘削状況（7A）
Earthwork with work retaining wall
(Steel bar reinforcing method) (7A)

（平成6年3月）

(March, 1994)



コンクリート打設状況（4A）
Concrete placing (4A)

（平成6年4月）
(April, 1994)

10A 施工状況
Work on 10A

（平成8年1月）
(January, 1996)



来島海峡大橋

Kurushima Kaikyo Bridge



主塔架設状況 (5P)
Tower erection (5P)

(平成6年11月)
(November, 1994)



ケーブル・ストランド架設状況 (平成8年12月)
(来島海峡第一大橋)

Erection of cable strand (December, 1996)
(First Kurushima Kaikyo Bridge)

補剛桁の大ブロック架設状況
(3P~4A間)
Large block erection operation
(3P to 4A)

(平成9年12月)
(December, 1997)



来島海峡大橋

Kurushima Kaikyo Bridge

補剛桁の直下吊り架設状況
(来島海峡第三大橋)
Hoisting operation of deck
(Third Kurushima Kaikyo Bridge)

(平成 10 年 2 月)
(February, 1998)



橋面舗装(グース・アスファルト) (平成 10 年 11 月)
状況 (来島海峡第二大橋)
Deck pavement (guss asphalt) (November, 1998)
(Second Kurushima Kaikyo Bridge)

船舶緩衝工設置状況 (5P) (平成 11 年 1 月)
Installation of buffer device for ship collision (January, 1999)
(5P)



長大橋建設の明日に向けて

Aiming at Tomorrow of the Long-Span Bridge Construction

株式会社本州四国連絡橋エンジニアリング
(前)第三建設局

顧問 蟹澤 康人

Yasuhiro Kanisawa



本州四国連絡橋の建設事業は、平成11年5月1日の西瀬戸自動車道の完成、開通により、約4分の1世紀にわたる建設事業の幕を閉じることになりました。

私事にわたりますが、昭和46年10月に当公団に入社して、企画開発部企画課に配属され、全体事業費の取りまとめ、工事実施計画の作成にたずさわって以来、直接的にしろ、間接的にしろ、長大橋の建設にずっと関わり、今西瀬戸自動車道の現場責任者として棹尾を飾ることができたことは、大変幸いな事と感謝しております。

さて本四3ルート建設終了にあたり、当尾道・今治ルート全体の中での位置づけや、特色をふりかえって見ると、次のように言えるのではないのでしょうか。

このルートでは、海峡部橋梁の支間条件や、自然条件が、比較的穏やかなため「まずEルートで」ということで、技術的には、常に全体事業の先駆けの役割りを果たしたのですが、その結果、事業実施上のさまざまな問題についても、必然的に先駆けの役目を果たさざるを得なくなりました。

大三島橋は、海峡部橋梁第1号として、技術的にも、積算や契約方式、対外協議などの全てについて、重要なトレーニングを兼ねた本番でありました。

因島大橋は、当公団吊橋の第1号として、初めて素線数127本のストランドを採用し、その後の吊橋設計・施工の基礎を作ったと言えます。

そして、この橋は、旅客船問題という、特別立法を求めた大運動の渦中に巻き込まれ、度々の工事中断という事態も経験しました。

大島大橋では、桁高わずか2.2mの超薄型の箱桁を採用し、直下吊架設工法の貴重な経験を積むことができました。

生口橋では、当時、世界最大の斜張橋でしたが、側径間と中央径間のバランスを考慮して、側径間にコンクリート桁を採用した画期的な複合構造を実用化させました。

これらの技術は、他ルートでさらにみがきをかけられて、本ルートの新尾道大橋、多々羅大橋、来島海峡大橋に引継がれてきました。

この3橋では、他ルートでも、常に検討の対象にはなりながら、支間や荷重条件、自然条件により採用に踏み切れなかった薄型の箱桁を採用しているのが、最も大きな特色といえましょう。

箱桁型式は、耐風安定性や、斜張橋ではさらに耐座屈

性能が確保されれば、トラス型式に比して、製作も容易で、経済的であり、なによりも外面の形状が単純なため塗装の塗替作業が容易で、維持管理の面で極めて有利な型式と言えます。

また3橋とも、景観面には極めて大きな配慮を払い、景観委員会において、公団外の専門家を含めて長期にわたり検討を行い、構造各部の諸元を決定しています。

架設面で画期的なことは、来島海峡において、自航台船を使った直下吊を行い、長さ36メートルの大ブロックを約30分間という短い時間で所定位置まで吊上げを行ったことです。仮設ヒンジにより仮接合を行うことにより、桁の剛結作業は、海面を使用することなく行うことができ、この結果、航路内作業を実質1ヶ月程度で終了することができました。

また設計面でも、耐風性や座屈耐力を実験も含めて精査し、海中基礎についても、設計施工条件の許すかぎり経済性を追求して、上下端をしばりこんだ形状としたり、設置条件の許すものには、維持管理上有利なコンクリートケーソンを採用するなどの努力も払っています。

この様に見ると、このルートの棹尾を飾る3橋は、当公団の長大橋技術の集大成ということができ、次期プロジェクトで求められている、工費・工期の縮減についても、かなり明確な方向性を先取りしていると言っても過言ではないと思います。

今後の技術的課題としては、これら設計・施工技术のさらなる高度化を図るのは当然として、我々が前提条件として固定化していた荷重条件や安全率など最も根本的な問題についても、今までの実績をもとに再検討していく事が必要でしょう。

また施工計画や工期に大きな影響を持つもう一つの要因である社会的条件の整備についても、通常外国ではほとんど問題にならない我国特有の問題として、漁業補償や、旅客船問題、航行安全問題などがあり、これらについても、十分な総括が必要でしょう。

我々はこれらの解決に膨大なエネルギーを費やした訳ですが、同時に多くの調査研究の成果、そしてなによりも大きな実績を積み上げてまいりました。

以後のプロジェクトには、これらの冷静な評価と、実績を十分生かすことにより、重複した検討や対策を行うことなく、より経済的で、迅速な事業の実施を図ることが最も肝要かと思えます。

自航台船「うましま」の開発について

Development of Self-Positioning Deck Barge 'Umashima'

第二管理局
(前)工務部

局長 平山 純一

Junichi Hirayama



この度完成した来島海峡大橋の補鋼桁は、経済的な箱桁を採用しており、この形式の架設方法は、直下吊り工法にほぼ限定される。従ってここでは、「航行船舶の多い国際航路で、しかも急潮流下における補剛桁の直下吊り架設」という固有の課題があり、私は、たまたまこの課題に取り組む機会に恵まれた。

桁ブロックを架設位置の直下に運搬して、主ケーブル上のリフティングビームで吊り上げる直下吊り工法は、従来の張り出し工法に比べて、桁の形状に制限がない・大ブロック化が可能・高所作業が少ない等の特徴があり、工費、工期、安全性に優れた工法にもかかわらず、わが国では施工例が少ない。これは、海面の使用に当たり制限が伴うことや海象条件が厳しいことなどによる。直下吊り工法では、桁ブロック運搬船が一定時間航路内に停船するため、一般航行船舶の支障になる。従って、多くの海面利用者のコンセンサスを得るのは容易ではなく、その実現のためには、海面の使用範囲を狭くするとともに作業時間を短縮して、一般航行船舶への影響を少なくすることが肝要となる。

本四架橋で初めて直下吊り工法を採用したのは、大島大橋である。架橋地点は比較的航行船舶も少なく、潮流速も小さい場所であったので、桁ブロック運搬船の定点保持は、一点アンカー方式を用いた。この係留方式は、作業時間は3時間程度要するものの、全て汎用の作業船で可能なため、経済的で優れた工法である。従って、同様な航路環境や海象条件下にある新尾道大橋、生口橋、多々羅大橋でもこの方式を採用している。

幅約4kmの来島海峡は、地形条件、海象条件、航行船舶の実態等の周辺環境が格段に厳しく、係留作業を伴うアンカー方式は不可能であることから、無アンカーで定点保持する方法を見出すべく、平成元年に操船性試験を実施した。この試験は、複数の曳船の連携による定点保持を試みるもので、桁ブロック運搬船に見倣した2000tの台船の前後に曳船を配備し、台船の位置を常時計測して、目標位置とのズレを確認しながら2隻の曳船の動きを指示する方法であった。結果は、潮流の変化に対応できず、目標位置を中心にして半径2.5m以内の範囲に留まることができたのは、1分程度であった。さらに、平成3年には、現存した唯一のスラスター付自航起重機船「おきとり」を借り上げて、現地試験を実施した。結果は、来島海峡の条件には能力不足であったが、前回よりも操船性は格段に向上した。こうしたことから、台船

の四隅に360度回転可能な推進器を装備し、目標値とのズレは自動制御で修正する方法(自航台船という)であれば、定点保持は可能である確信を得た。

一方、平成3年春から、直下吊り架設についての対外説明を開始したが、初期の反応は、大変厳しいものであった。「瀬戸内一の海の難所である来島海峡で、航路内を使用する直下吊り作業を、何故行うのか?」ということである。これに対し、施工計画、航行安全対策についての我々の考え方を繰り返し説明し理解を求めた結果、平成4年には、ようやく本論に入れる状況となった。平成5年からは、(社)日本海難防止協会に委託し、架設作業中の残された水域での航行可能な船の大きさ、航行方式および周知・広報活動等の航行安全対策について、検討を行った。

こうした中で、自航台船の建造についての条件整理をし、搭載桁重量約500t、潮流3ノット以下で定点保持精度 ± 2.5 m以内、作業時間30分以内を目標とした。これらを満足するために、リアルタイム測量装置、自動定点保持システムを開発して、既存の台船に搭載する方針とし、関連する内航運送事業法上の解釈等についても整理されて、平成7年には自航台船「うましま」が完成した。これを用いて桁の模擬施工等の現地実大実験を行い、関係者に披露して、桁架設工法および航行安全対策への理解を頂くよう努めた。その結果、多くの海面利用者の理解と協力を得ることができ、平成9年夏からの約1年間にわたる現地工事も無事終了した。航路内の作業時間の平均は、30分程度という結果で当初の開発目標を達成できた。

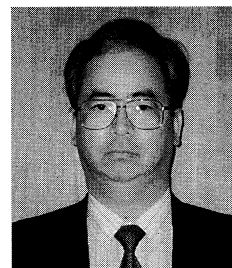
来島海峡大橋での直下吊り架設は、従来の張り出し工法に比べて約1/2の工期で終え、工費も大幅に縮減することができた。「うましま」は、来島海峡大橋の施工後、広島県の安芸灘大橋でも使用され評価を得た。「うましま」の開発は、急潮流下で航行船舶の多い航路上に架設される吊橋の直下吊り架設工法の道を拓くものであり、今後のこのような条件下での桁架設に明るい見通しを得た。しかしながら、この種の開発に当たっては、「工学的判断により目標を定め、具体的な設備を立案し、施工実験等により妥当性を確認する」という手法を採っており、現在の成果は、必ずしも最適解とは言えない。従って、常に異なった視点からの見直しを行うことが必要であると思われる。

開通に思う

Some Thoughts on the Opening

第三管理局今治管理事務所 所
(前)第三建設局今治工事事務所 所

長 藤井 周志
Hiroshi Fujii



昨年はあまりにも悲しい事故も起きてしまい、皆様にもいろいろご心配、ご迷惑をおかけしましたが、ようやく開通にこぎ着けることが出来ました。事故については、労働基準監督署、警察署において鋭意捜査が行われているところです。いずれ結論が出されることでしょうか。

来島海峡大橋工事の中で、鮮明な記憶として残っている作業の一つは、補剛箱桁の直下吊り架設です。この作業は重さ500トン、長さ36m、幅32mもの補剛箱桁のブロックを自航台船に載せ、航路の真ん中に運び、吊橋のケーブル上のリフティングビームから降りてくるフックに接続して箱桁を所定の高さまで吊り上げるものです。

自航台船の開発や、50分以内の短時間で作業を終えるためのシステム、二重三重の安全対策、船舶への広報システムなど多くの課題がありましたが、この作業は来島海峡大橋の補剛箱桁を架設するためには欠かせない作業であり、10年余にわたる、種々の検討、実証実験、関係機関との調整、習熟訓練など、周到な準備を行ってはいます。しかし、万が一トラブルが発生した場合に影響の大きさを考えると毎回の作業は緊張の連続でした。

作業は平成9年8月25日から第一大橋で始められ、その後第三大橋を、次いで第二大橋と進められ平成10年8月10日に全てが完了しました。この順番は、アンカレイジ工事などの進捗状況から決まったものですが、作業の制約条件の厳しい橋ほど後に施工することとなりました。

作業の手順の一つ一つに問題がないことを実作業の中でも確認をしつつ、制約条件のさらに厳しい場所での作業に取り組めていけたことは、結果として全ての作業を順調に完了させることに大いに役立ったと思います。

第三大橋を見渡せる場所に、愛媛県内で人気随一の糸山展望台があります。平日頃も多くの方々が来島海峡の眺望を楽しみにここにお出でになります。その眼前、作業員の声が聞こえるような近さで補剛箱桁の直下吊り架設は行われました。見る見る間に500トンの桁が吊り上がっていく様子を、多くの一般の方々が興味深く見られていました。これほど多くの方が見守る中での作業は、今までに例がなかったのではないのでしょうか。

来島海峡大橋の建設期間中にはたくさんの方々にお出でいただきました。ご案内をさせていただくと、来島海峡の眺めによく調和している来島海峡大橋の設計や、来島海峡大橋で駆使されている我が国の建設技術の高さなどは勿論、とりわけ自転車歩行者道が併設されていることに、皆様高い関心を示されました。

「歩いて、自転車に乗って瀬戸内海を渡り本州まで行ける。」ということは、多くの方々にしまなみ海道を訪れてみたいと思っていただく大きなきっかけになるのではないのでしょうか。整備されつつあるサイクリングターミナルなどの自転車を出し出す施設、対岸でそれを乗り捨てる事が出来るシステム、橋の上を自転車で実際に走った時の爽快感、修学旅行などで当地にお出でになり橋の上の自転車歩行者道を渡る計画など他の地域にはない魅力です。

この地域は、水軍のロマンあふれる土地柄です。来島海峡大橋から見える島の島にも、水軍の出城や船隠しなどがあったようです。来島海峡は迷路のように屈曲して、潮流が早いことから昔から海の難所として知られていました。風を知り、潮流を知り、操船の巧みな船の海人たちがこの地域に現れ、海賊行為も当然あったと思いますが、ここを航行する船を安全に導き警護をするサービス業を行っていました。これが水軍の始まりです。この種の生業が成り立つほど多くの航行船舶があったことは、ちょっと意外です。陸路は未整備で治安が悪かったり、物資の輸送に適した交通手段がまだなかったのが理由でしょう。

千年以上も昔から海賊がこの地に現れたことが文献に残されていますから、その当時から来島海峡は交通の要衝だったのでしょうか。そういう眼で、新たに交通の要衝の十字路となった来島海峡大橋を眺めながら、橋の下を通る東西方向の海路と、橋の上を通る南北方向の陸路を見比べ、時代の移り変わりに想いを馳せるのも一興でしょう。

来島海峡大橋の事業にいろいろな面でのご参画や、ご協力を頂いた多くの方々と来島海峡大橋の完成を一緒に喜び、また皆様に感謝したいと思います。

自航台船の開発

Development of Self-Positioning Barge

第三管理局今治管理事務所
(前) 第三建設局今治工事事務所

施設課長
機械電気課長

瀧下 健二

Kenji Takishita

第三管理局保全部
(前) 第三建設局今治工事事務所

機械課
機械電気課

亀井 敏行

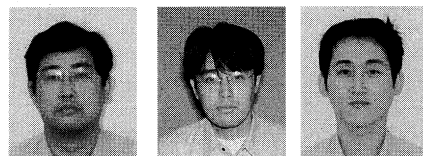
Toshiyuki Kamei

第三管理局今治管理事務所
(前) 第三建設局今治工事事務所

施設課
機械電気課

中村 修

Osamu Nakamura



概要

来島海峡大橋は、来島海峡の東水道、中水道、西水道という三つの水道をまたぐ。なかでも中水道と西水道には海上交通安全法に基づく法定航路（国際航路）が設定されており航行船舶が輻輳する。急潮流・狭水道の海の難所でもある。このような海域での桁の直下吊り架設を安全に遂行するため、従来工法より作業に必要な占有面積を大幅に縮小し、短時間で吊り上げを終えることで、航行船舶への影響を最小限に抑制することが求められた。その中で最大の課題となった台船の無係留定点保持については、急潮流下でも自動で船位制御できる桁運搬台船を開発して実工事で大きな成果をあげることが出来た。

The Kurushima Kaikyo Bridge spans over the three sea course : Higashi Suido, Naka Suido, and Nishi Suido. Among them, the Naka and the Nishi Suido accommodate a number of ships on the legal navigational courses (International) by the law. These channels are well known for narrow width and rapid tidal current. These situations required the erection work safer and shorter in time inside a narrower work space on the sea than those used in the ordinary operations. Especially, developed was the self-positioning barge for deck delivery without anchoring device. The barge could control its position by self-propelling system installed on the vessel, and achieved the great results.

1. はじめに

来島海峡は、図-1に示すように大島と今治間の幅約4kmの海峡で、この間には武志島、中渡島、馬島等が点在しており、瀬戸内海特有の多島海景観を呈する景勝地（瀬戸内海国立公園）である。この海峡は安芸灘と燧灘をつなぐ航路となっており通行船舶は1日約1,000隻にも及ぶ。また急潮流として名高く（中水道で最大10ノット）、狭いうえに湾曲しているため、海の難所としても知られている。海峡は武志島と馬島によって大きく三つの水路に分かれ、それぞれ東水道、中水道、西水道と呼ばれている。このうち中水道と西水道は、海上交通安全法に基づく法定航路（国際航路）となっており、50mを越える船舶の通行が義務づけられている。

来島海峡大橋の補剛桁架設は、このような厳しい航行環境に配慮し、通行船舶に対する影響を軽減する架設工法の大きな要素としてアンカーで係留せずに桁ブロックの吊り上げ地点で高精度で定点保持できる自航式の台船を開発・建造した。

2. 桁架設工法

長大吊橋の補剛桁架設工法には、大分類して我が国で

多く採用されてきた「張り出し工法」と伯方・大島大橋や諸外国で多く採用されている「直下吊り工法」がある。

本橋の補剛桁は一室の流線形箱桁である。箱桁は、現地作業の短縮（工期短縮）、落下の危険作業箇所への減少（安全性）ができ、美観や維持管理上も優れた形式である。ただしそのためには、全断面ブロックの架設が必須であることから、本橋の桁架設は経済性にも優れている直下吊り架設工法を採用した。

3. 開発の経緯

従来の直下吊り架設の多くは、台船を架設地点直下にアンカー係留で定点保持させ桁を架設してきた。

来島海峡において、直下吊り架設を採用するには次の諸条件を満たさなければならない。

- 1) 急潮流下における定点保持
- 2) 輻輳する航行船舶への影響の低減
 - ①海面使用時間の短縮
 - ②海面使用面積の低減

以上の条件下で、架設工事を行うには従来の架設工法では、作業船による海面使用時間・海面使用面積が大きくなり、また外国で実績のある自航式台船（手動）では急潮流下での定点保持は困難となり、来島海峡における架設工事は不可能である。

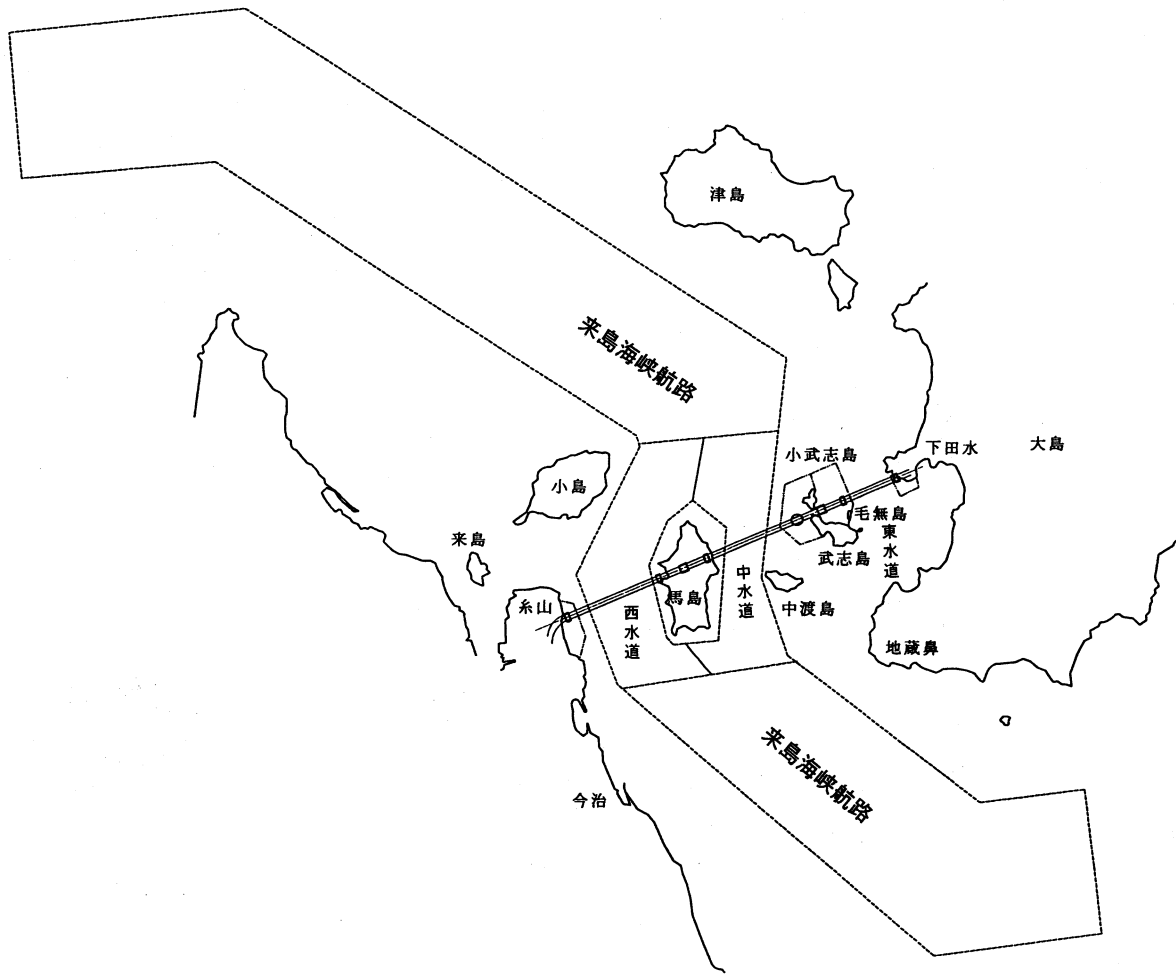


図-1 来島海峡大橋架橋地点位置図
Fig.1 Location of bridge site

以上のことより短時間で且つ正確に定点保持するために自動で船位制御できる自航式の桁運搬用台船の開発が必要不可欠となった。開発にあたっては平成元年から実験を実施しており、表-1に開発経緯を示す。

4. 自動定点保持システム

4.1 システムの構成

自動定点保持システムの構成は、短時間に航行、回頭と外力による即応性を高めるために、船体の四隅に全旋回型の推進器を設け、また光波測距儀と自動追尾装置を利用して船体位置の測定、ジャイロコンパスによる船首方位の測定、風等の外力条件から最適な推進器の操作諸量を指令出力する演算処理装置から構成される。図-2に構成図を示す。

システムの制御は、運搬船が定点保持すべき座標を目標位置として事前に入力し、位置計測機器からの情報を基に目標位置との偏差を求め、この偏差を0にさせるべく推進器の推進力の大きさと方向を最適なものとするフィードバック制御を行う。また、風力や未知の外乱に対してはフィードフォワード制御するモードも設定した。

表-1 開発経緯

Tab. 1 Time table of development

実施年度	内 容	結 果
平成元年	現場海域で台船を曳船で定点保持させる実験を実施	安定せず
平成3年	現場海域で固定式推進器の自航台船方式で操船試験を実施	推力向上及び推進力方向の自由度を高めることにより所要の精度の確保、一定時間内で作業できる見通しを得た
平成5年	明石大橋で開発されたクイックジョイントを使用して現場海域でフック装着性能の確認実験を実施	短時間で確実に台船上で作業できる確認を得た
平成7年	現場海域(5P)で桁架設模擬実験を実施	自航台船の定点保持性能、クイックジョイント装着試験を実施し作業性、安全性の確認を得た

この制御動作は、短時間で正確に行うことが重要となるが、この制御演算には偏差量の比例、微分、積分の三要素に関する制御量のゲイン値を設定して行うPID制御により行った。各要素の寄与度によって応答性が異なるため多数の現場状況を想定し事前シミュレーション、また現場海域での定点保持試験により各要素の最適ゲイン

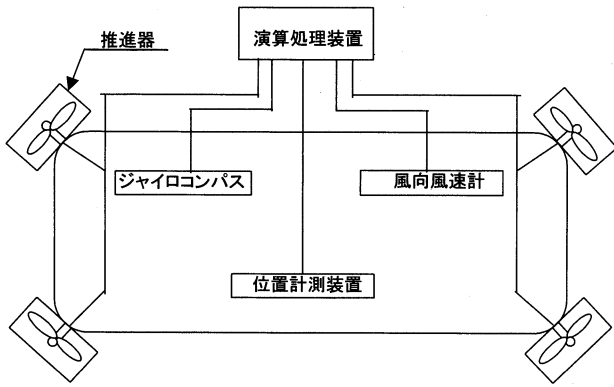


図-2 定点保持システム構成図

Fig. 2 Positioning system

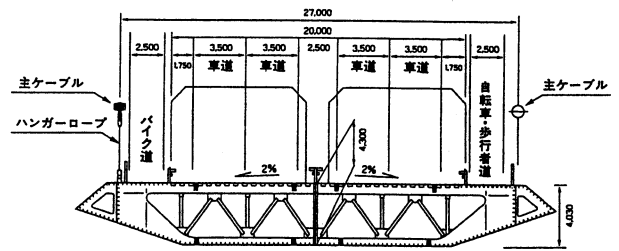


図-4 架設ブロック一般図

Fig. 4 Outline of erection block

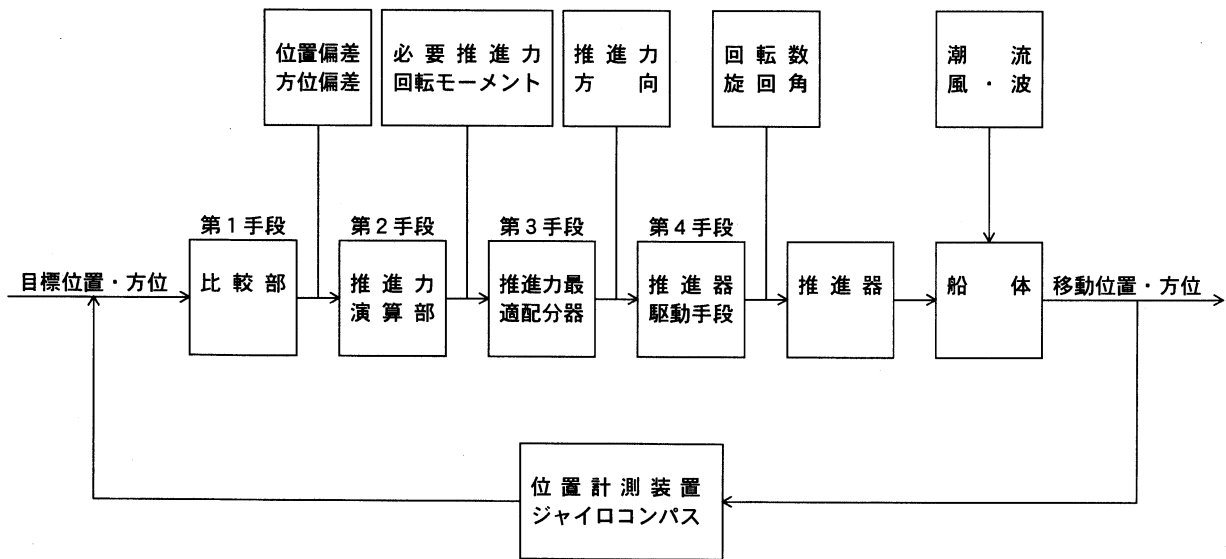


図-3 制御ループ図

Fig.3 Control procedure

値を設定した。なおこの制御ループのサイクルタイムは即応性を確保するために0.5 secとした。制御ループ図を図-3に示す。

また、突然の測量機器故障時に対処するための手動切り替えモードの設定や、4台の推進器の内、1台が故障しても残りの3台で定点保持できるようにプログラムした。

4.2 運搬台船規模の選定

運搬船は、前項で述べた短時間で且つ正確に定点保持できる性能を持ったものを選定する必要があるが、架設ブロック(図-4)の寸法、重量を考慮すると現存する台船に航海できる諸設備を艤装させるのが最も得策であった。したがってベースとなる台船は、基本的には架設ブロックの寸法から大きさを決定し、喫水量と主機関、推進器能力とのかね合い(経済性)も考慮し2000t積級の台船とした。艤装された自航台船を図-5に示す。

表-2 前提条件

Tab.2 Conditions

区分	航行時	定点保持時	記事
航行速度(knt)	7.0	3.0	潮流速
風速(m/s)	15.0	10.0	
波高(m)	1.0	0.5	有義波高

自航台船の定点保持能力は、台船長さ方向35度からの潮流3kn、平均風速10m/s、波高0.5mの外乱条件下で、あらかじめ設定した目標値に対して±2.5m以内の範囲に定点保持することが可能である。

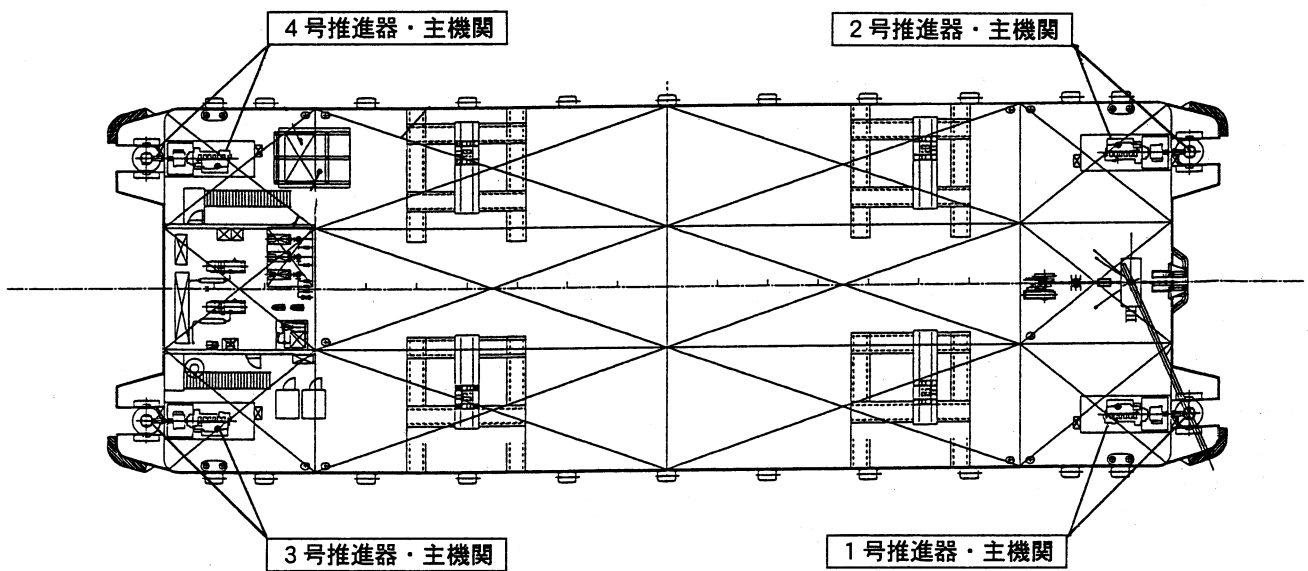
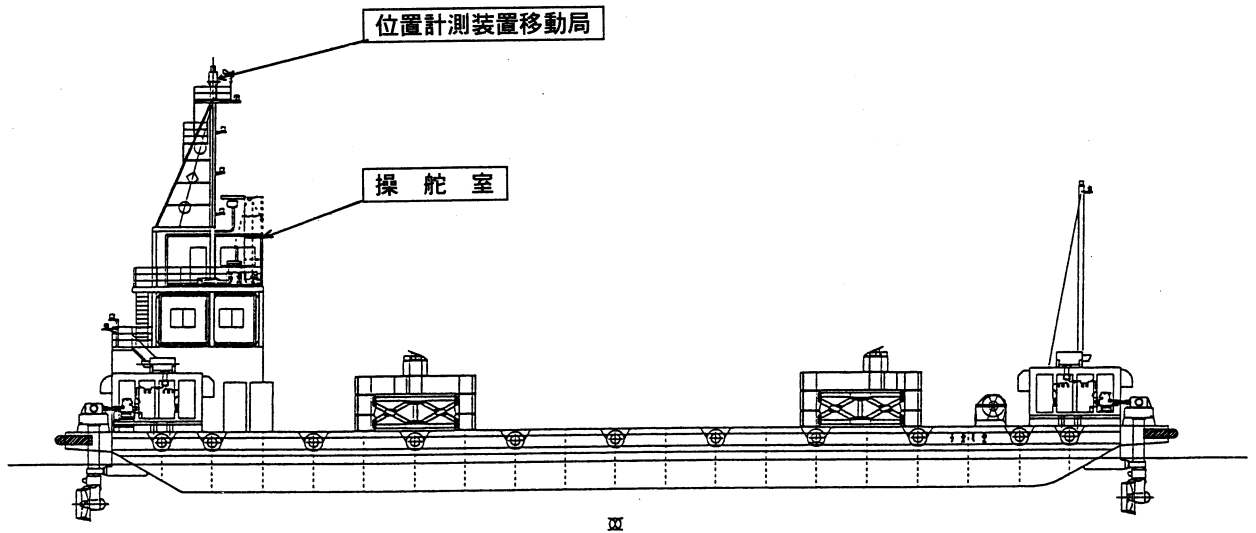


図-5 自航台船一般図

Fig.5 Profiles of self-positioning barge

表-3 船体に作用する外力

Tab.3 External force acting on hull

区分	航行時			定点保持時		
	前後方向 (t f)	左右方向 (t f)	回頭 モーメント (tf-m)	前後方向 (t f)	左右方向 (t f)	回頭 モーメント (tf-m)
潮流力	7.1	0	0	0.9	3.0	27.29
風力	3.8	0	0	1.4	1.0	10.12
波力	1.6	0	0	0.4	0.4	0.01
計	12.5	0	0	2.7	4.4	37.42

4.3 主機関、推進器の算定

4.3.1 前提条件

主機関と推進器の制御には、表-2の前提条件を基に台船に同時に同方向から全外力を作用させ、なおかつこの条件下で7knt以上で航行出来る能力を有するものとする。

4.3.2 主機関及び推進器の選定

主機関及び推進器の選定は、前項の前提条件と船体に作用する外力を求めると表-3の数値となる。

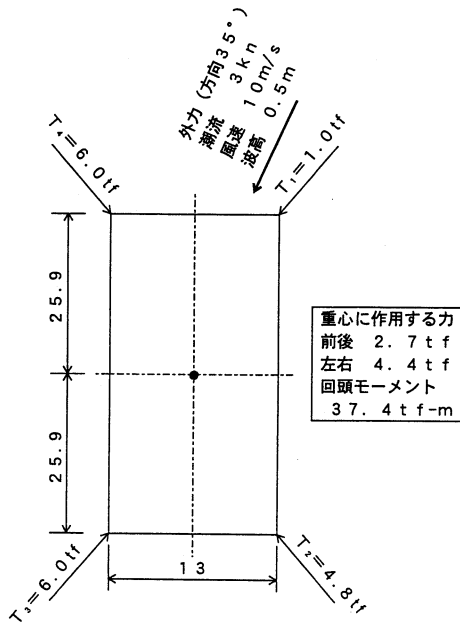


図-6 定点保持時の外力とバランスする推進力

Fig.6 Thrust force balanced with external force in positioning

表-4 主機関及び推進器の仕様

Tab.4 Dimensions of main engine and thruster

主要目		仕様
主機関	形式	水冷4サイクルディーゼルエンジン
	シリンダ数	6気筒
	シリンダ径×行程	160×219mm
	連続最大出力	650ps/1450rpm
	回転数上昇速度	7秒/(600→1450rpm)
推進器	形式	立体4翼全旋回型推進器
	プロペラ径	1350mm
	ピッチ径	(0.8657)
	回転数	474rpm
	旋回速度	10秒/180度

推進器は船体の四隅に1台ずつ装備しているため、各推進器の推進力の総和が外力を上回ればよいこととなる。航行時の船体に作用する外力は前後方向の12.5tfのみであり、4台の推進器の推進力を全て進行方向に作用させることが出来るため、1台当たりの推進力は3.2tfとなる。定点保持時に作用する潮流の方向は最も厳しい条件で前方斜め35度であり、計算上は安全側を見て風力及び波力も同時に同方向から作用するものとして算定を行った。また後で述べるように応答時間の短縮と推進器の水流の相互干渉を低減するため推進器の方向を45度で船体の外側へ作用させる配置とした。これによって、外力の方向変化に対する推進器の旋回量が少なくなるため、応答時間が短くなると共に水流の相互干渉も避けられる。

また、図-6のように定点保持中は主機関が最低でア

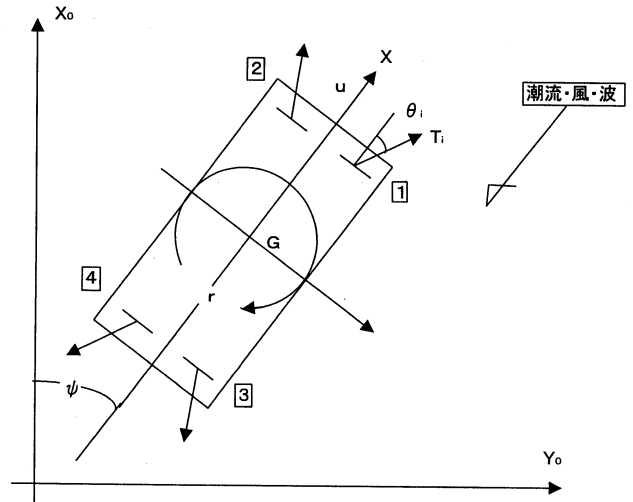


図-7 船体運動の座標系

Fig.7 Coordinates of ship movement

イドリング回転分の推進力が生じており、この推進力を1tfとし前後方向、横方向及び回頭モーメントがバランスする推進力を求めると6tfとなる。したがって推進器の最大必要推進力は6tfとなる。

以上を基に、前述能力を満たすものでなおかつ汎用品で容易に入手可能なプロペラ、またこのプロペラを必要推進力で回転させることが出来る主機関を選定した。

表-4に主機関及び推進器の仕様を記載する。

4.3.3 船体の操縦運動の算定

自航台船を定点保持させる制御を行う場合、に基本式となる船体の操縦運動は図-7に示すように (X_0, Y_0) を空間固定の座標系、 (x, y) を船体固定の座標系とすると、船体の操縦運動方程式は次のように前後方向の運動(1)式、横方向の運動(2)式、及び回頭の運動(3)式の2次元平面内での3自由度の運動として表すことが出来る。

前後運動

$$(M + m_x) \cdot du/dt = (M + m_y) \cdot v \cdot r + X_H + \sum_{i=1}^4 T_{si} \cdot \cos \theta_{si} + X_A + X_W \quad \dots(1)$$

横運動

$$(M + m_x) \cdot dv/dt = (M + m_x) \cdot u \cdot r + Y_H + \sum_{i=1}^4 T_{si} \cdot \sin \theta_{si} + Y_A + Y_W \quad \dots(2)$$

回頭運動

$$(I_z + J_z) \cdot dr/dt = N_H + \sum_{i=1}^4 (X_{si} \cdot T_{si} \cdot \sin \theta_{si} - y_{si} \cdot T_{si} \cdot \cos \theta_{si}) + N_A + N_W \quad \dots(3)$$

ここに

M, I_z : 船体の質量及び重心まわりの慣性モーメント

m_x, m_y, J_z : x, y軸方向の付加質量及び付加慣性モーメント

u, v, r : 船速のx, y軸方向成分及び旋回角

T_{si}, θ_{si} : i番目の推進器の推力及び旋回角

x_{si}, y_{si} : i番目の推進器の取付位置

X_H, Y_H, N_H : 船体に作用する流体力(船体が運動する

ことによって水から受ける力・回頭モーメント)

X_A, Y_A, N_A : 風により船体が受ける風圧力・回頭モーメント

X_W, Y_W, N_W : 波により船体が受ける漂流力・回頭モーメント

4.3.4 必要推進力の算定

前項により算出した運動の基本値に対してあらかじめ設定した目標定点及び目標方位に偏差が生じれば制御演算を行う。偏差を修正するために必要となる推力は(4)式で求められる。

$$\begin{aligned} T_x &= K_{Px} \cdot (X_0 - X_0^*) + K_{Ix} \cdot \int (X_0 - X_0^*) dt + K_{Dx} \cdot u \\ T_y &= K_{Py} \cdot (Y_0 - Y_0^*) + K_{Iy} \cdot \int (Y_0 - Y_0^*) dt + K_{Dy} \cdot v \\ T_r &= K_{Pr} \cdot (\phi - \phi^*) + K_{Ir} \cdot \int (\phi - \phi^*) dt + K_{Dr} \cdot r \dots \dots \dots (4) \end{aligned}$$

ここに

- T_x, T_y, T_r : 前後・横方向の推進力と回頭モーメント
- X_0, Y_0, ϕ : 現在位置と現在方位
- X_0^*, Y_0^*, ϕ^* : 目標位置と目標方位
- K_{Px}, K_{Py}, K_{Pr} : 前後・横・回頭方向の比例ゲイン
- K_{Ix}, K_{Iy}, K_{Ir} : 前後・横・回頭方向の積分ゲイン
- K_{Dx}, K_{Dy}, K_{Dr} : 前後・横・回頭方向の微分ゲイン
- u, v, r : x, y 軸方向の前後方向速度、横方向速度、回頭角速度

さらに、現場海域では潮流力、風圧力、波漂流力等が外乱として船体に作用するため、上記で求めた目標位置と現在位置の偏差量により演算した操作量では収束が悪い場合がある。これらの外力は、定点保持地点から移動させようとする力として働き推進力に対して抵抗力とし

て作用するため、定点保持に対する収束時間が長くなったり、逆に目標位置をオーバーしてしまう場合がある。すなわち外力が大きいと制御応答性が下がり、さらにはそれが計算推進力より上回ると制御動作として機能しなくなる。従って運搬船に作用する外力を推定し、必要推進力 = 計算推進力 + 外力として外力を補償する事が必要となる。よって風外乱補償と未知外乱補償の制御機能を装備した。

4.3.5 推進力の配分

前項で求めた推進力と回転モーメントは、船体全体に付与するべき力であるが、推進器は4台あるため推進力を配分しなければならない。(5)式、(6)式で配分計算を行う。

$$\begin{aligned} T_x &= T_{x1} + T_{x2} + T_{x3} + T_{x4} \\ T_y &= T_{y1} + T_{y2} + T_{y3} + T_{y4} \\ T_r &= X_1 \cdot T_{y1} + X_2 \cdot T_{y2} + X_3 \cdot T_{y3} + X_4 \cdot T_{y4} \\ &\quad + y_1 \cdot T_{x1} + y_2 \cdot T_{x2} + y_3 \cdot T_{x3} + y_4 \cdot T_{x4} \dots \dots \dots (5) \end{aligned}$$

ここに

- T_{xi}, T_{yi} : 各推進器の前後左右方向の推進力
- X_i, y_i : 回頭中心を基準とする各推進器の座標

$$\begin{aligned} T_{x1}^2 + T_{y1}^2 &< T_{Max1}^2 \\ T_{x2}^2 + T_{y2}^2 &< T_{Max2}^2 \\ T_{x3}^2 + T_{y3}^2 &< T_{Max3}^2 \\ T_{x4}^2 + T_{y4}^2 &< T_{Max4}^2 \\ T_{x1}^2 + T_{y1}^2 &> T_{Min1}^2 \\ T_{x2}^2 + T_{y2}^2 &> T_{Min2}^2 \\ T_{x3}^2 + T_{y3}^2 &> T_{Min3}^2 \\ T_{x4}^2 + T_{y4}^2 &> T_{Min4}^2 \dots \dots \dots (6) \end{aligned}$$

ここに

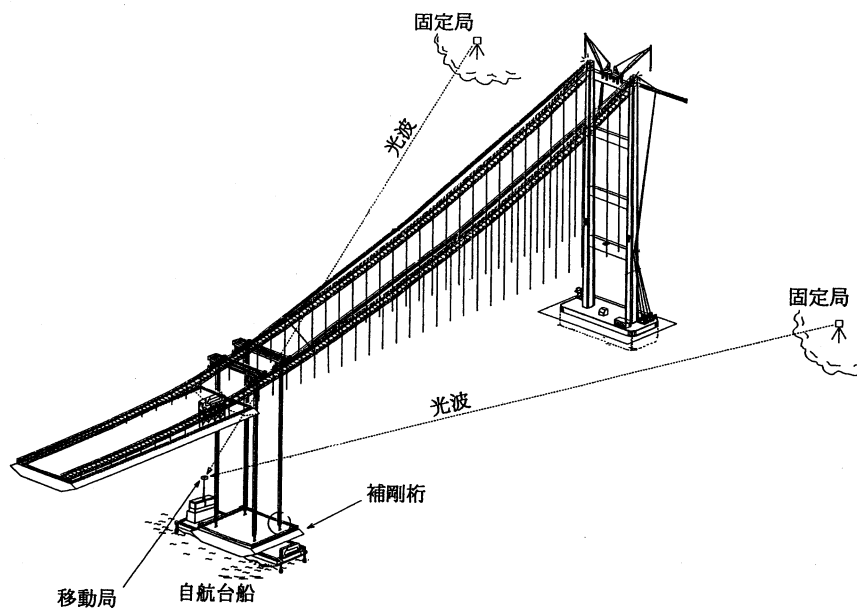


図-8 光波測距+自動追尾方式の位置関係図
Fig.8 Location by optical and self-tracking method

T_{Maxi} : 各推進器の最大推進力

T_{Mini} : 各推進器の最小推進力

(5)式により目標位置と現在位置との偏差を修正する操作量、すなわち前後左右の推進力と回転中心まわりのモーメントを推進器に与えることとなるが、推進器が(6)式に示す推進器の能力限界値に加えて何らかの条件(評価関数)が必要となる。この評価関数としては(7)式に示すような従来からの計算手法である各推進器の推進力の和を

最小とする推進力最小評価法と(8)式に示す今回新たに考案した旋回角の操作量の和を最小とする旋回角最小評価法で算定を行った。

(推進力最小評価法)

$$J_T = T_{x1}^2 + T_{x2}^2 + T_{x3}^2 + T_{x4}^2 + T_{y1}^2 + T_{y2}^2 + T_{y3}^2 + T_{y4}^2 \dots (7)$$

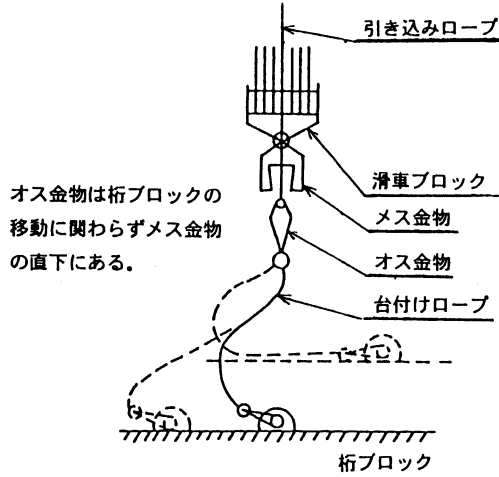


図-9 自航台船揺動の吸収要領

Fig.9 Absorbent of irregular movement of barge

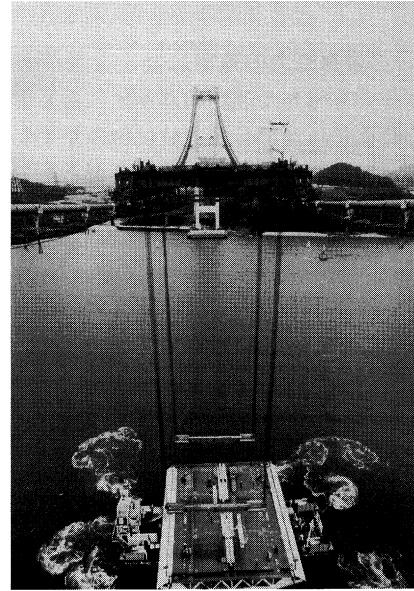


写真-1 定点保持状況

Photo.1 Positioning operation

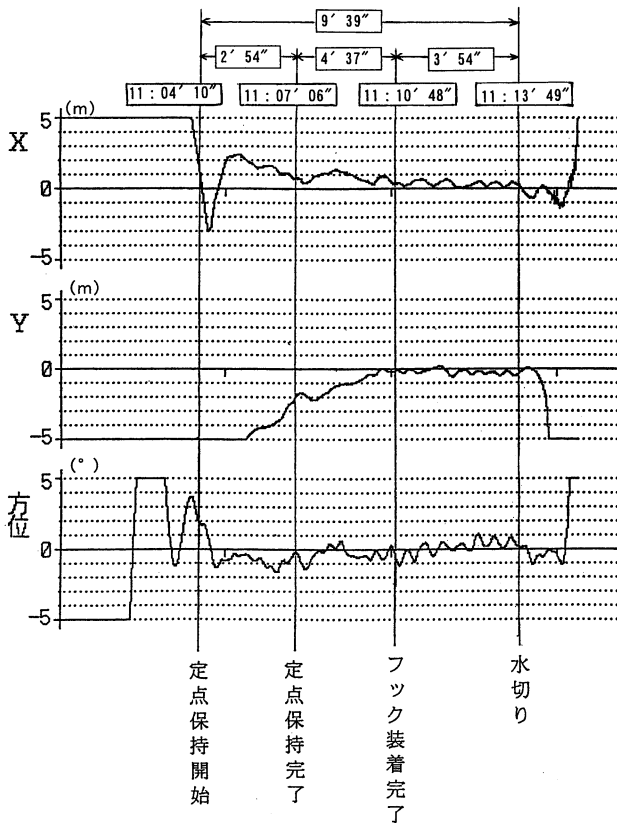
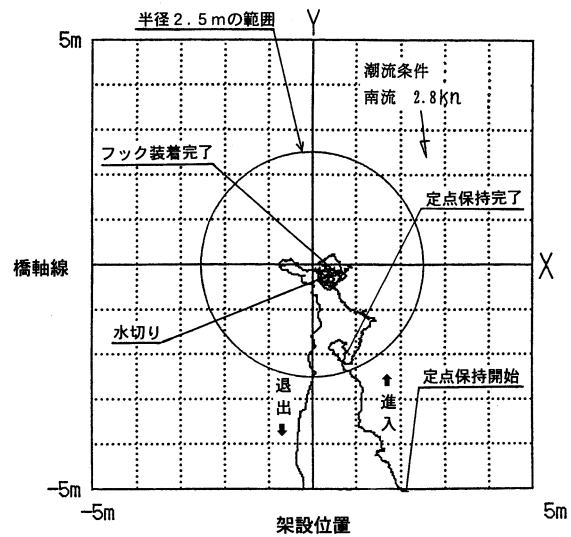


図-10 自航台船の定点保持状況

Fig.10 Positioning performance of barge



b36 光波状態 固定局A, Bの交角 92.5度

局種別	レベル	フィルター	局種別	レベル	フィルター	送信距離
A局	固定	10	送 ND8	移動	11	送 ND8 410 m
B局	固定	11~12	送 ND8	移動	12	送 ND8 305 m

ここに

J_T : 推進力の和を最小にする評価関数
(旋回角最小評価法)

$$J_\theta = (\tan^{-1} T_{y1}/T_{x1} - \theta_1^0)^2 + (\tan^{-1} T_{y2}/T_{x2} - \theta_2^0)^2 + (\tan^{-1} T_{y3}/T_{x3} - \theta_3^0)^2 + (\tan^{-1} T_{y4}/T_{x4} - \theta_4^0)^2 \dots \dots \dots (8)$$

ここに

J_θ : 旋回角の操作量の和を最小にする評価関数
 θ_i^0 : 推進器の中立位置、制御前の旋回角度

(7)式による推進力最小評価法については、推進器の推進力が少ない(機関回転数が小さい)ため、燃料消費量としては少ないが、旋回角に対しての操作量が大きくなるため応答時間が長くなる。また、旋回角が大きく操作されるため、お互いの水流が干渉し流場の変動によって制御応答性が悪くなる。

一方(8)式による旋回角最小評価法については、推進器の推進力が大きい(機関回転数が大きい)ため、燃料消費量としては多いが旋回角が小さいため応答時間が短くなる。また推進器が船体の中心に向け推進力を発生しているため、お互いの水流が干渉せず流場の変動が少ないため制御応答性が良い。

今回は定点保持時間が短いため、燃料費はかさまないことと、急潮流下の定点保持であるため、応答時間の短縮を優先して(8)式を採用した。

4.3.6 船位計測システムの選定

桁運搬船を定点保持させるには、正確な位置情報をリアルタイムに伝送し且つ精度の良いものでなくてはならない。位置計測システムとしては大別して以下の4タイプが考えられた。

1) 光波測距+自動追尾方式

光波距離計で陸上の固定局と船体間の距離及び角度をと自動追尾しながら計測を行う。方位計測はジャイロコンパスによる。

2) 電波測距方式

主局と従局を電波で計測する。方位計測はジャイロコンパスによる。

3) GPS方式

4ヶ以上の人工衛星から発信される電波を船上、陸上で受信して位置を計測する。陸上の座標が既知の局で位置補正をする。

4) 画像処理方式

ケーブル上に設置したCCDカメラにより船体を撮影し、その画像中の標的を抽出する事により位置、方位を計算する。そのデータを無線で台船上へ送信する。

以上の4タイプより採用計測システムを検討した結果、精度上の問題から考えると、光波測距+自動追尾方式が最も有効であり、もし光波が大型船の通航で遮られても短時間であればターゲットエリアからはずれずに自動復帰が可能である。よって自航台船の船位計測システムに光波測距+自動追尾方式を採用した。本船の船位計測シ

ステムの構成は、陸上に二点の固定局としてプリズムを、台船マスト部に移動局として光波測距儀を設置し、三角測量を行うもので、固定局と移動局の双方向自動追尾型としている。図-8に計測システムの位置関係図を示す。

4.3.7 連結装置

自航台船の定点保持精度は±2.5mでありこの範囲で平面運動を繰り返すと共に、付近を航行する船舶の航走波や自然波による上下運動が生じる。このため従来のソケットとピンによる連結は困難となる。このため明石海峡大橋のケーソン繫留索の連結に使用したクイックジョイントを採用した。これによって、連結作業が短時間になったのと、桁の吊りピースとオス金物との間に台付けロープを設け台船の揺動を吸収する事が可能となった。自航台船揺動の吸収要領を図-9に示す。

5. 施工実績

桁架設作業における自航台船の作業の流れは、作業前に工事海域内その日のシステムの状態を確認→現場海域進入→定点保持(写真-1)→クイックジョイント連結→LBによる吊上→現場海域退出となる。

実施工での自航台船の定点保持状況の一例を図-10に示す。ここでは橋軸線上をX軸、橋軸直角線上をY軸とし、架設地点中心を0としている。

定点保持に要する時間は開始から2分54秒で完了し、水切りまでは僅か9分39秒で施工できた。定点保持完了後は、X軸・Y軸方向とも1m以内に保持している。

よって定点保持性能は所要の性能を十分に満足していることがいえる。

6. あとがき

自動位置制御機能を持った自航台船による補剛桁の架設は、世界でも例のない架設工法であるが、トラブルもなく無事に吊橋三橋の架設作業を行うことができ、架設工程の大幅短縮に大きな役割を果たした。また作業完熟訓練や、架設実施中での巧みなる作業手順の合理化、連絡体制の見直しを行って当初計画していた50分間の海面使用時間を大幅に短縮して、平均30分間で作業を行うことができた。今後の長大橋架設工事においても重要な要素となり工事工程、作業の合理化に大きく寄与するものと確信する。

最後に本自航台船2隻の製造を担当された三菱重工業(株)、川崎重工業(株)をはじめ関係者各位の御努力に深謝いたします。

参考文献

- 1) 自動船位保持装置製造 完成図書 平成7年3月
本州四国連絡橋公団

西瀬戸自動車道の維持管理用機械設備

Maintenance and Control Facilities on the Nishiseto Expressway

第三管理局保全部 機械課長 田上 幸雄
Yukio Tanoue

建設省関東地方建設局宇都宮国道工事事務所
(前)第三建設局保全部 機械課長代理 小林 晃市
Koichi Kobayashi

建設省九州地方建設局
(前)第三建設局保全部 機械課長 大崎 弘道
Hiromichi Osaki



概要

通称しまなみ海道と言われる西瀬戸自動車道には、道路を効率よく維持管理し、利用者が安全で快適に通行するため、各種の維持管理設備が設けられている。

ここでは維持管理設備のうち、大三島橋が部分供用されてから尾道～今治間が開通するまでの約20年間にわたり設置された機械設備について紹介するものである。

To secure safe and comfortable driving of the road users various facilities were installed on the Nishiseto Expressway for the efficient maintenance and control over the highway.

The paper introduces the facilities that have been installed for past 20 years from the completion of Ohmishima Bridge to the latest opening of the entire section between Onomichi and Imabari.

1. まえがき

西瀬戸自動車道は、昭和54年に大三島橋の供用を開始して以来、因島大橋、伯方・大島大橋、生口橋と部分供用を行ってきた。平成10年度には、新尾道大橋、多々羅大橋、来島海峡大橋も完成し、平成11年5月1日をもって（一部島内区間は未施工）尾道～今治間の供用が開始された。総延長は約60kmで、10橋の海峡部橋梁と3本のトンネルが存在する自動車道である。

維持管理用機械設備には、海峡部橋梁に設けた点検補修作業車、防災設備、管理用エレベータ設備やトンネルに設置した防災設備、換気設備、また、SA・PA等に設置した給水・汚水処理設備、各ICに設けた交通管理設備などがある。

これら機械設備は、西瀬戸自動車道における建設、維持管理についての諸条件を満たして設置しており、特に比較的新しい設備については、これまでに設置され使用してきた経験と、他ルートにおける実績とを反映し、経済的でより安全に使いやすい設備となっている。

本稿では、尾道～今治間の供用に伴い西瀬戸自動車道における維持管理用機械設備についてまとめ報告するものである。

2. 桁点検補修作業車

桁点検補修作業車は、橋梁の補修塗装、橋梁本体及

び添架されている設備の点検補修等に使用するもので、塗装・点検補修作業の安全性と能率の向上を図るため設置している。

西瀬戸自動車道に設置した桁点検補修作業車の主要仕様を表-1に示す。

多々羅大橋及び来島海峡大橋の桁点検補修作業車は（写真-1）、設置年が平成9年、平成10年と新しく以下に示す特徴がある。

(1) 給電方式

従来の桁点検補修作業車の給電方式は、絶縁トロリー方式を採用しているが、塩害によるトロリー線の絶縁不良が発生しやすく、碍子洗浄を定期的に行う必要があり、維持費の負担が大きくなっている。

このため多々羅大橋、来島海峡大橋では、バッテリーによる給電方式を採用し、維持費を削減するとともに、トロリー線の設置に要する初期投資額も抑えることができた。また、バッテリーより給電できない場合は、桁下面の作業用コンセントにより、接続を切り替えながらの走行も可能である。

なお、バッテリーはゴルフカート、フォークリフトに使用されている市場性の高いもので、価格、重量からみて経済的であり、繰り返し充電にも十分耐えられる、小型電動車用鉛電池を採用している。

(2) 操作盤

桁点検補修作業車は、常に同一人物が操作する訳ではなく、使用目的等により操作員が代わる。従来の作業車では、操作員は運転マニュアルを見ながらの操作とな

表一 桁点検補修用作業車の仕様

Tab.1 Specification of work vehicle for check and repair of deck

橋梁名 仕様項目	因島大橋	生口橋	多々羅大橋	大三島橋	伯方橋	大島大橋	来島海峡 第一大橋	来島海峡 第二大橋	来島海峡 第三大橋
設置年月	S58.11	H 3. 8	H 9. 3	S54. 3	側径間 H 2. 3 中央 S61.11	S62. 5	H10. 9	H10. 9	H10. 9
設置台数	側径間 2台 中央 1台	中央径間 1台	側径間 2台 中央 1台	1台	側径間 1台 中央 1台	中央径間 1台	側径間 2台 中央 1台	側径間 1台 中央 1台	中央径間 1台
本体材質	アルミ合金	アルミ合金	アルミ合金	SS 作業台はアルミ	SS	アルミ合金	アルミ合金	アルミ合金	アルミ合金
床寸法(mm)	3,000×31,000	4,000×24,000	6,000×32,500	1,700×10,020	3,000×16,600	3,000×26,900	6,000×33,700	6,000×33,700	6,000×33,700
搭載荷重	人員	4,375 kg 1 m ² 当たり	8人	10人	870 kg 1 m ² 当たり	6人	10人	10人	10人
	資材	500 kg以下	1,300 kg	2,000 kg	500 kg以下	1,000 kg	1,100 kg	2,000 kg	2,000 kg
速度 (m/分)	走行	5, 10, 20, 30	3, 5, 10, 20	側径間 5~15 中央 5~30	15	側径間 12 中央 15	側径間 5~15 中央 5~30	側径間 5~15 中央 5~30	5~30
	昇降 横行	- -	3.2 手押し	- -	3.2 10	手動 手押し	- -	- -	- -
駆動電動機 (kw×台)	走行	11×2	15×1	側径間 1.5×4 中央 2.2×4	5.5×1	側径間 3.7×4 中央 5.0×4	3.7×4	側径間 1.5×4 中央 3.7×4	側径間 1.5×4 中央 3.7×4
	昇降 横行	- -	1.5×2 -	- -	1.5×2 0.75×2	- -	- -	- -	- -
給電方式	絶縁トロリー 440V	絶縁トロリー 440V	バッテリー DC276V	絶縁トロリー 220V	ケーブルリール 440V	絶縁トロリー 440V	バッテリー DC276V	バッテリー DC276V	バッテリー DC276V
重量 (t/台)	側径間 25.65 中央 26.20	12.0	側径間 22.98 中央 23.44	16.5	側径間 41.69 中央 43.80	23.07	側径間 24.0 中央 24.6	側径間 24.8 中央 25.3	25.3

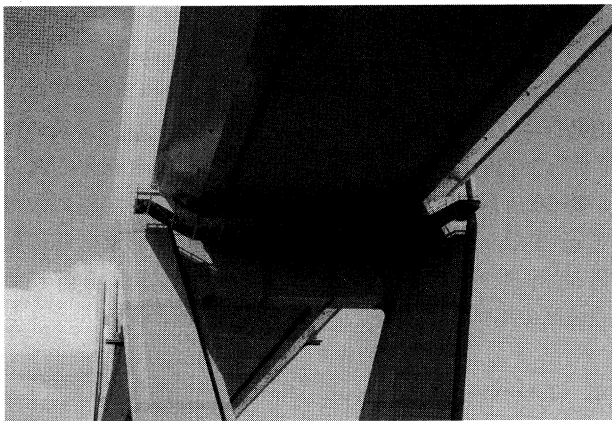


写真-1 多々羅大橋桁点検補修用作業車
Photo.1 Work gondola of Tataru Bridge

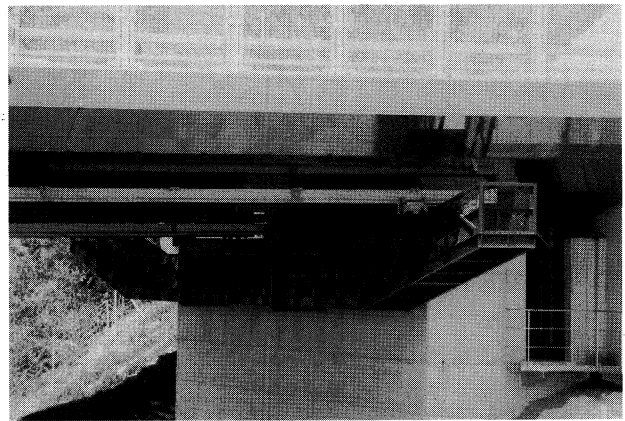


写真-2 新尾道大橋簡易移動足場
Photo.2 Simple work gondola of Shin-Onomichi Bridge

るが、安全性を高めるために各種のインターロック機構を設けており、時には複雑な操作となり、操作手順に迷ったり、誤操作を引き起こす原因にもなっている。

この作業車では、操作盤に「ガイダンス方式」を採用した。作業車の操作手順、並びに作動条件を満たしていない場合の対処方法は、全て操作盤のディスプレイに表示されるため、手順の迷いや、誤操作が解消され効率の良い安全な作業が行える。

また、最高速度まで無段階の速度制御方式や、コントローラを手放すと自動的に走行停止するデッドマンコントロール方式を採用して作業性と安全性の向上を図っている。

(3) 桁架設時の移動安全足場としての使用

従来の作業車は、橋梁完成前に設置し架設工事に使用することはなかったが、この作業車は、桁架設工事中に設置し移動安全足場として、主に現場添接部の塗装に使用し建設費の節減を図った。

表二 新尾道大橋簡易移動足場の仕様

Tab.2 Specification of simple movable gondola for Shin-Onomichi Bridge

設置箇所 仕様項目	上り線側	下り線側
構造型式	4点懸垂型手動走行式ガーダー	
寸法	車体寸法	1,140×12,950mm
	桁下高さ	2,000mm
	軌条間隔	6,872mm
重量	900kg	850kg
積載荷重	乗員	5人(375kg)
	機材	200kg
走行装置	形式	ラック駆動式手動走行装置×2台
	移動速度	約2m/min(ハンドル操作速度60rpm)
構造材質	アルミ合金	

この他に新尾道大橋の1A~2P間桁下には、JR山陽本線、国道2号、国道317号が通過しているため、その桁下環境を考慮し点検用に簡易移動足場(写真-2)を

表-3 海峡部橋梁防災設備仕様

Tab. 3 Specification of disaster prevention system on offshore bridge

設置場所・仕様項目		橋梁	因島大橋	生口橋	多々羅大橋	大島大橋	来島海峡第一大橋	来島海峡第二大橋	来島海峡第三大橋
設置	年月		S58.10	H3.12	H11.3	S62.12	H11.3		
ポンプ室	消火ポンプ	形式	多段渦巻ポンプ	多段渦巻ポンプ	多段渦巻ポンプ	多段渦巻ポンプ	多段渦巻ポンプ		
		吐出量	1,200ℓ/min	1,190ℓ/min	800ℓ/min	1,190ℓ/min	800ℓ/min		
		全揚程	87m	81m	70m	89m	113m		
		口径	125A	125A	100A	125A	100A		
		電動機出力	37kw	37kw	18.5kw	37kw	30kw		
		電源	3φ, 440V	3φ, 440V	3φ, 210V	3φ, 440V	3φ, 460V		
		台数	1台	1台	1台	1台	1台		
受水槽	容量			40m ³		40m ³			
橋上消給水栓箱	消火栓	放水圧	3.0kg/cm ²	3.0kg/cm ²	-	3.0kg/cm ²	-		
		ホース寸法	25A×30m	32A×36m	-	40A×20m	-		
		設置数	26基	18基	-	27基	-		
		設置間隔	約50m	約50m	-	約30m	-		
消給水栓箱	給水栓	放水圧	3.0kg/cm ²	3.0kg/cm ²	3.0kg/cm ²	3.0kg/cm ²	3.0kg/cm ²		
		口径	65A	65A	65A	65A	65A		
		設置数	26基(消火栓箱内)	18基(消火栓箱内)	58基	27基(消火栓箱内)	19基	30基	26基
		設置間隔	約50m	約50m	約50m	約30m	約50m		
桁内等	主配管	材質	SGP-VB	SGP-VB	SGP-VB	SGP-VB	SGP-VB		
		口径	150A	150A	150A	150A	150A		

設けている。

本体は、アルミ合金製で4点懸垂型手動式の移動足場であり、上り線側と下り線側に二分割して設置し、操作力の軽減を図っている。表-2に主要仕様を示す。

3. 橋梁防災設備

橋梁防災設備は、海峡部橋梁上で車両火災が発生した場合に、主ケーブルを火災から守るため設置された設備である。表-3に各々の橋梁に設置した防災設備の機器構成を示す。

因島大橋、生口橋、大島大橋に設置された消火栓箱には、初期消火に使用する消火栓と消防機関が使用する給水栓を収納している。

多々羅大橋、来島海峡大橋については、橋上に消防機関が使用する給水栓（写真-3）を設置している。

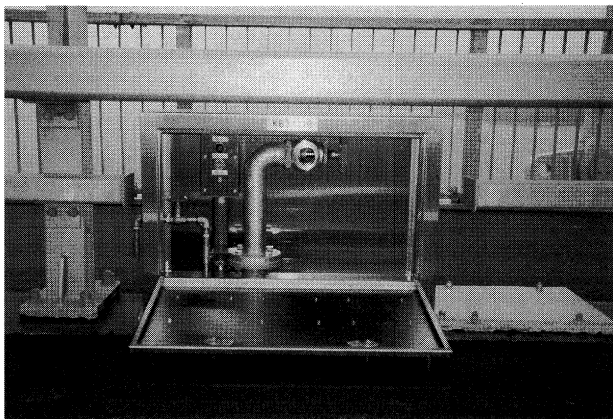


写真-3 来島海峡大橋給水栓

Photo. 3 Water bulb on Kurushima Kaikyo Bridge

来島海峡大橋における給水栓の設置箇所については、消防庁のタンクローリーを対象とした火災実験で、炎の高さが17~20m程度であったこと、及び放水能力の高さが約30m程度であることから、主ケーブルが路面より30mまでの高さ以下にある範囲とした。橋梁全体には約50mピッチで配管を設けている。ただし30m以上の箇所でも給水栓を増設することが可能である。

4. エレベータ設備

エレベータ設備は、主塔、桁、ケーブル等の橋体、またITV、航空障害灯などの管理設備の点検補修時に、作業員や機材の運搬を効率よく行うため、吊り橋や斜張橋の主塔及びアンカレイジ内に設置している。西瀬戸自動車道における主塔用エレベータ設備の主要仕様を表-4に示す。

斜張橋の主塔は屈曲しており、多々羅大橋では昇降時の傾きに対し、エレベータ内の床が常に水平を保つよう、床が可動する構造となっている。

5. トンネル防災設備

道路トンネルには、車両事故・火災等の発生に備え、トンネル防災設備を設置する必要がある。

防災設備として必要な機器・装置は、「道路トンネル非常用施設設置基準」により、トンネル延長と交通量からトンネル等級(AA,A,B,C,D)が区分され、その等級区分に対し具備すべき設備が規定される。表-5に西瀬戸自動車道のトンネルに設置した防災設備の内訳と数量を示す。

表-4 塔エレベータ設備仕様

Tab. 4 Specification of tower elevator

設置橋梁・箇所	因島大橋		生口橋		多々羅大橋		大島大橋		来島海峡大橋						
	2P	3P	2P	3P	2P	3P	5P	6P	2P	3P	5P	6P	8P	9P	
設置台数	上り線	1台	1台	1台	1台	-	-	-	-	1台	1台	1台	1台	1台	1台
	下り線	1台	1台	-	-	1台	1台	1台	1台	-	-	-	-	-	-
使用開始年月	S55. 1	S54. 6	H 2. 1	H 2. 1	H10. 3	H10. 3	S60. 2	S60. 7	H 8. 2	H 8. 2	H 8. 2	H 8. 2	H 8. 2	H 8. 2	
用途	人荷用		人荷用		人荷用		人荷用		人荷用		人荷用				
定格速度 ※ 屈曲部	45m/min		45m/min ※ 11m/min		90m/min ※ 15m/min		45m/min		60m/min		90m/min				
最大定員	5人		3人		6人		4人		5人		6人				
積載荷重	350kg		200kg		500kg		300kg		400kg		450kg				
昇降路行程	118m		107m	105m	210m		73m		93m	122m	146m	123m	158m	155m	
カゴ内寸法(mm)	1,250×700		600×830		908×1,500		930×780		810×1,020		950×1,150				

表-5 トンネル防災設備設置数量

Tab. 5 Quantity of disaster prevention equipment in tunnel

トンネル	宮窪トンネル (1,420m)	吉海トンネル (356m)	近見山トンネル (1,138m)
項目			
交通量(台/日)	8,100	9,900	7,200
トンネル等級	A	C	B
設置年月	S61. 3	H11. 3	H11. 3
押釦式通報装置	38	9	30
消火器	29×2本	8×2本	23×2本
消火栓	29	-	-
給水栓	10	-	-
誘導表示板	14	2	10

(1) 押釦式通報装置

通報装置は、トンネル内における火災、事故等の発生を釦を押すことにより交通管制室等に通報し、消火栓ポンプや非常警報装置の制御の起点となる設備である。設置間隔は50mを標準としている。

(2) 消火器・消火栓・給水栓

消火器・消火栓は、火災の初期消火に用いるための設備である。設置間隔は50mを標準としている。

給水栓は、消防機関による本格消火に用いるための設備である。宮窪トンネルでの設置間隔は約200mである。

(3) 誘導表示板

誘導表示板は、トンネル内で火災や事故に遭遇した利用者をトンネル外へ安全に誘導、避難させるための設備である。宮窪及び近見山トンネルでの設置間隔は約200mであり、吉海トンネルでは約120mの間隔で設置している。

なお、近見山トンネルについては平成22年の交通量が11,400台/日と推定され、この場合のトンネル等級はA級となるため、消火栓箱の追加が可能なようトンネル壁には箱抜き施工を行っている。写真-4は今回設置した押釦式通報装置、消火器(消火器箱一体型)である。

6. トンネル換気設備

道路トンネルには、自動車の排気ガス等による汚染空

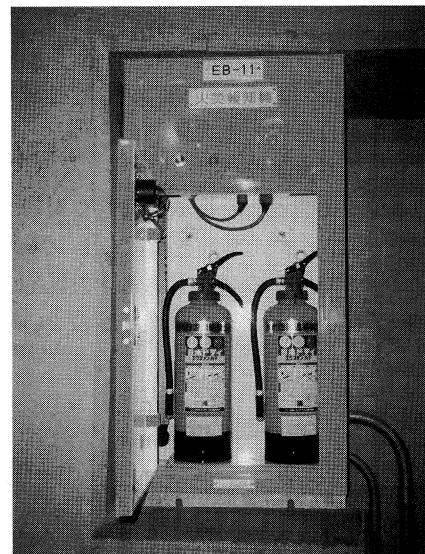


写真-4 近見山トンネル押釦式通報装置・消火器

Photo. 4 Button type alarming device and fire extinguisher in Chikamiyama Tunnel

気を排除し、通行車両の安全と保守点検時の作業環境を良好な状態に保つため換気設備を設置する。

吉海トンネルのように延長の短いトンネルでは、自然換気で十分な場合もあるが、延長が長く交通量の多いトンネルにおいては機械換気設備が必要である。

西瀬戸自動車道では、宮窪トンネルに換気設備が必要となった。

換気方式は、所要換気量が小さく、建築限界の上部に

表-6 宮窪トンネル換気設備仕様

Tab. 6 Specification of ventilation system of Miyakubo Tunnel

主要機器	機器仕様または測定方式	数量
ジェットファン	φ1,500-50kw	2台
手元開閉器箱	壁掛型閉鎖配電箱	2面
消防隊専用制御盤	屋外防雨形スタンド式	2面
一酸化炭素検出装置	非分散型赤外線分析法	2台
煙霧透過率測定装置	連続光変調方式	2組
風向風速測定装置	時分割送受切替型超音波パルス	1台
換気計測制御盤	屋内自立単位閉鎖型	1面

表一7 ジェットファン仕様の比較

Tab.7 Comparison of jet fan specification

仕様項目	従来型	今回採用
口径 (mm)	1,530	1,530
吹出平均風速 (m/s以上)	30	30
効 率 (%以上)	65	73
騒 音 (dB(A)以下)	98	95
全 長 (mm)	5,500	4,250
外 径 (mm)	1,750	1,750
吐出風量 (m ³ /s以上)	55	55
電 圧 (V)	440	440
出 力 (kw以下)	55	50
定 格	連続	連続
絶縁種別 (以上)	F種	F種
概算重量 (kg)	2,700	2,350

設置が可能なこと及び経済性から「ジェットファン縦流換気方式」とした。

近見山トンネルは供用当初において自然換気が成立するため、ジェットファンは設置せず一酸化炭素検出装置を設け、トンネル内の換気状態に応じてジェットファンを追加設置することにした。

(1) 宮窪トンネル換気設備

宮窪トンネルに設置した換気設備主要機器の仕様等及び数量を表一6に示す。換気設備は、トンネル火災時の排煙設備として使用する場合もある。火災時の操作は現場状況を確認しながら行う必要があるため、両坑口に消



写真一5 宮窪トンネル換気設備

Photo.5 Ventilation system of Miyakubo Tunnel

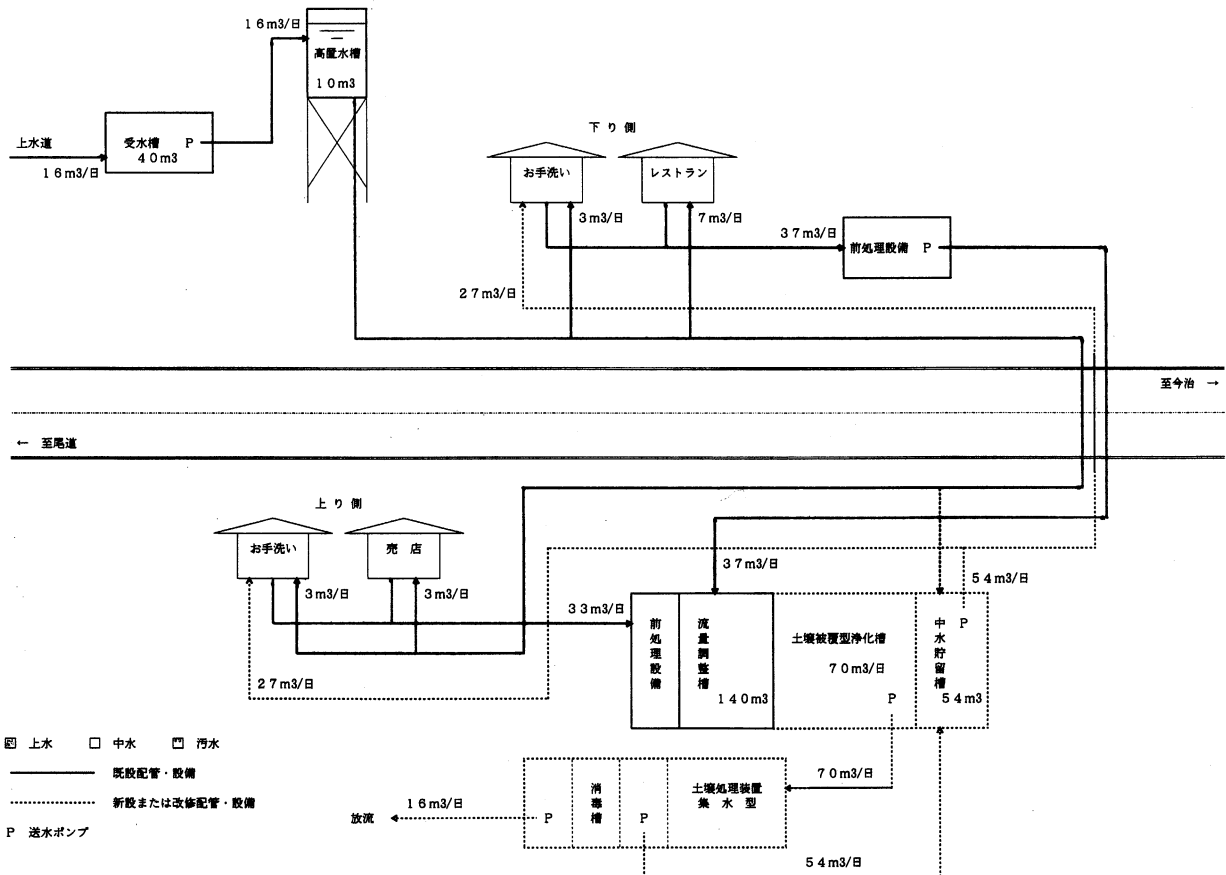
防隊専用の制御盤を設置した。

また、宮窪トンネルに設けたジェットファンは、従来の機種と換気能力は同じであるが、軽量で効率も良く電動機の出力も50kwと小さくなっている。(表一7参照。)

今回設置したジェットファン(写真一5)は従来型と比べ、運転経費の面で有利である。

(2) 近見山トンネル一酸化炭素検出装置

近見山トンネル中央部に一酸化炭素検出装置を設置した。台数は1台で宮窪トンネルと同様に、非分散型赤外



図一1 大浜 PA 給排水設備フロー図

Fig.1 Ohama PA water supply and drainage equipment flow chart

線分析法により測定を行うものである。

なお、計測盤は一酸化炭素濃度1点、煙霧透過率2点などの計測項目と換気制御部の追加が可能な構造として

7. 給水・汚水処理設備

休憩施設の売店やレストラン、公衆便所等に使用する上水を供給する設備と、その施設から排水される汚水の処理を行う設備を各PA・SAに設けている。

(1) 大浜PA 汚水処理設備

大浜PAの汚水処理設備は、尾道～今治間の開通に伴う交通量の増加に対応すべく平成10年度に増設改修工事を実施した。

給水設備については現状の規模とし、公衆便所の洗浄水には中水を供給するものとし新たに中水設備を設けた。

給水汚水処理設備全体のフローを図-1に示す。

(2) 瀬戸田PA 給水汚水処理設備

瀬戸田PAの給水設備については、高置水槽方式とポンプ直送方式の比較を行い、停電の発生が非常に少ないこと、加圧給水ポンプの性能も向上していることから経済的なポンプ直送方式を採用している。また、町水道の受水箇所がPAより低い場所にあり、中継ポンプを設けている。

汚水処理設備は排水等水質基準を厳守し、将来の交通量増加に対し、中水設備の追加や洗浄水槽の増設を考慮した計画としている。

(3) 来島海峡SA 給排水設備

来島海峡SAは、今治市の給水区域外であることから夜間(23時～5時)のみの受水となる。このため、受水槽の規模は、昼間に使用する水量を確保できる容量とした。また、受水点がSAより離れているため、約1,200mの送水が必要となった。

売店、レストラン、公衆便所からの排水は、公共下水道への放流が可能のため前処理設備のみを設けている。

なお、各SA・PAにおける給水設備、汚水処理設備、排水設備の主要仕様は表-8に示すとおりである。

8. 交通管理用機械設備

各ICには過積載、車高オーバーを監視する交通管理用機械設備を配置しており、表-9にその内訳を示す。

各設備は既設のものが多数あり、それらを有効利用することで工事費の節減を図った。

9. 凍結防止設備

路面の凍結防止用に散布する塩水を製造するための凍結防止設備を向島管理事務所、今治管理事務所及び大三島支所の3箇所を設置している。

表-8 給排水・汚水処理設備の仕様

Tab.8 Specification of water supply and drainage and sewage processing system

項目		PA・SA	大浜PA	瀬戸田PA	来島海峡SA
給水設備	受水槽		FRP製 40m ³	FRP製 9m ³	FRP製 190m ³
	ポンプ設備		334ℓ/min H=27m 3.75kw × 2基	70ℓ/min H=23m 1.5kw × 2基	400ℓ/min H=57m 11kw × 2基
	高置水槽		FRP製 10m ³	-	FRP製 30m ³
	中継ポンプ		-	50ℓ/min H=22m 1.5kw × 2基	-
排水・汚水処理設備	前処理設備		RC躯体構造 10.2m ³ /hr以上	RC躯体構造 8.6m ³ /hr以上	RC躯体構造 24.0m ³ /hr以上
	本処理設備		RC躯体構造 土壌被覆型 接触ばっ気方式 70m ³ /日	RC躯体構造 長時間ばっ気方式 30m ³ /日	-
	土壌処理装置		集水型 214m ²	-	-
	処理水質		BOD 5ppm COD 15ppm SS 10ppm	BOD 20ppm COD 30ppm SS 50ppm	-
備	中水貯留槽		RC躯体構造 54m ³	-	-

表-9 交通管理用機械設備の配置

Tab.9 Arrangement of equipment for traffic control

設備名	軸重計	車高検知器	車重計
IC名			
向島本線	1基	2基	1基
向島IC	1基	1基	-
因島北IC	1基	1基	-
因島南IC	1基	1基	-
生口島北IC	1基	2基	-
生口島南IC	1基	2基	-
大三島IC	1基	1基	-
伯方島IC	1基	1基	-
大島北IC	1基	1基	-
今治北IC	1基	-	-
今治IC	1基	-	1基

10. おわりに

維持管理用機械設備は、道路の保守、維持管理及び利用者の安全と快適性の向上を図るうえで、非常に重要な役割を占めている。西瀬戸自動車道の機械設備は、20年以上にわたって順次設置されており、作業効率、安全性、経済性等の条件の見直しや技術の進歩により、仕様や設置数などが異なる設備も存在する。

本ルートも本年5月から本格的な管理体制に入り、これからも、設置した機械設備の稼働状況を十分に調査し、また、これまでの経験を踏まえ、効率の良い維持管理に向け、さらなる創意・工夫を重ねていく所存である。

西瀬戸自動車道における維持管理用機械設備の完成にあたり、数多くの御指導、ご協力を頂いた関係各位に深く感謝する次第である。

来島海峡大橋ケーブル製作・架設工事報告

Work Report on Kurushima Kaikyo Bridge Cable Fabrication and Erection

第三管理局今治管理事務所
(前)第三建設局今治工事事務所

橋梁維持課長
第七工事長

平野 信一

Shinichi Hirano



概要

来島海峡大橋は世界初の三連吊橋であり、本四架橋最後の吊橋である。

来島海峡大橋のケーブル工事は、本橋が既設吊橋の施工規模であるため従来の延長線上で対処できたにも関わらず計画・設計・製作・架設のいくつかの面で新技術・新工法を採用している。それは本四架橋最後の吊橋であり、三連吊橋の工事を限られた期間内に同時に進めるといった必要があったからである。本稿では、ケーブルストランド製作の品質管理、ケーブルストランド架設、ケーブルスクイズの施工の概要を報告するものである。

The Kurushima Kaikyo Bridge, which is composed of three-continuous suspension bridges, is a final construction project of the Honshu-Shikoku Bridges.

The cable work of Kurushima Kaikyo Bridge employed some of new technology and methods in planning, design, fabrication, and erection. This is because three consecutive bridges should be constructed simultaneously within a limited period of construction. This report introduces quality control in fabrication of cable strands, erection of cable strands, and cable squeezing works.

1. まえがき

来島海峡大橋のケーブル前期工事は、平成6年1月から平成8年8月までに塔頂サドル・スプレーサドルを、平成7年8月から平成8年11月までにケーブルストランドを、平成8年3月から平成9年8月までにケーブルバンド・ハンガーロープを製作した。また平成8年1月に橋台・塔頂仮設構造物の架設工事に着手し、6月5日に第一大橋の、10月23日に第二・第三大橋のパイロットロープの渡海をヘリコプターを用いて行い、以後第一・第三・第二大橋の順でストランド架設を行い、平成10年3月15日に竣功した。

本文では来島海峡大橋ケーブル工事の特徴を述べ、ケーブルストランド製作の品質管理、架設工事の概要等を報告するものである。

2. 本橋の特徴

来島海峡大橋ケーブル工事は3橋の本体構造物(主ケーブル・ハンガーロープ・サドル・バンド等)約19,000tの製作・架設をほぼ同時に行ったもので、その主な特徴は以下に示すとおりである。

①吊橋の主ケーブルは、引張強度180 kgf/mm²の亜鉛めっき鋼線(直径約5 mm)を127本束ねたパラレルワイヤストランド(PWS-127)で構成されている。

各橋のストランド本数は、第一大橋で44本、第二・

第三大橋各102本、合計496本である。

- ②ハンガーロープには維持管理性等に優れたフッ素樹脂で着色したポリエチレン被覆平行線ケーブル(引張強度160 kgf/mm²直径5 mm)を採用した。なお第二・第三大橋の中央径間中央付近の7格点はPWSによるハンガーロープの製作が不可能なため、鋼製ロッドハンガーとした。⁴⁾
- ③ケーブルバンドには1本ハンガーのため縦締め方式の構造を採用しピン定着バンドとした。(ハンガーロープはソケット部のピンによりバンドと連結。)⁴⁾
- ④第一・第二大橋と第二・第三大橋の各橋台部(4A・7A)では各橋のケーブルストランドが交差して定着される共用アンカレイジ構造である。そのためケーブルストランドの架設順序は補剛桁架設も考慮して第一・第三・第二大橋の順でシリーズ架設とした。
- ⑤パイロットロープには軽量で強度の高いアラミド繊維ロープ(直径は第一大橋:18 mm、第二・第三大橋:12 mm)を使用し、これを巻いたリールをヘリコプターに装着した延線機に取り付け、ヘリコプター側でロープ張力を調整しながら架設した。パイロットロープ直径は、ヘリコプターの牽引能力とロープ盛替え回数とを勘案して決定した。⁵⁾
- ⑥キャットウォークは中央径間600~1000 m程度の吊橋で従来キャットウォークの安定化を目的に設置されてきたストームロープシステムを設けない構造とし、工期短縮・工費節減をはかった。

架設時の安定性を確保するため床組の両側に補剛用

また現在の生産技術をもつとすれば 200 kgf/mm² の亜鉛めっき鋼線の製作も可能であろう。

過去に製作されたケーブルストランドとの比較を表-4 に示す。各項目とも目立った変化はなく、安定した加工精度の製品が得られている。

4. ホーリングシステム機械設備

キャットウォークの架設、ケーブルストランドの架設に使用される主要設備がホーリングシステムである。一般的にホーリングシステムの能力は上記引き出し時の張力で設定され、ループ式とレシプロ式（単線式）があるが本橋ではループ式を採用した。また架設工程・経済性等を考慮し、第一大橋では1系統の大ループ式（ロープ径 30 mm）、第二・第三大橋では2系統の小ループ式（ロープ径 40 mm）とした。概ねスパンが 1000 m を越えると CWR 引き出し時の張力が卓越するが、今回ストームロープシステムを設けない構造とし CWR の細径化（北備：58 mm、第二・第三：46 mm）等もあって、ループ式のホーリングシステムの採用が可能となった。

ループ式の場合、橋台部のロープ廻しや設備配置が複雑になること、およびロープのロングスプライスが不可避で（この強度は IWRC 6×Fi(29) の場合全強の 6/7 とする。）ロープの強度上の配慮が必要となる。

また今回スプライス部がシーブ内を通過することが不可避であったが 102 本程度の引き出し本数ではロープ損傷、ワイヤ断線等問題はなかった。ストランドの引き出し速度は第二・第三大橋では最大 50 m/分～60 m/分であったがホーリングロープの脱索などはなかった。空荷状態での速度も同じとしたため、第二大橋では、移設・整形とキャリアバックのタイミングが合っていた。したがって、これ以上の長大橋では、明石海峡大橋のようにキャリアバック速度を上げないと、キャリアバックがクリティカルになると考えられる。

本橋の場合、三連吊橋であり 2 箇所の共用アンカー、またトンネルアンカーという構造上の都合により、ストランドの引き出し設備をストランド定着点の前面に設置せざるを得なかった。特に第三大橋のストランド架設設備はこの影響を受けストランドの先端ソケットが反対側に到達してもリール内にストランドが残っているためス

表-3 亜鉛めっき鋼線の品質比較

Tab.3 Comparison of quality of galvanized steel wire

		明石海峡大橋	来 島			
			第一大橋	第二大橋	第三大橋	
寸法	線 径 (mm)	規格値	5.23	5.16	5.13	5.00
		平均	5.243	5.171	5.143	5.014
		標準偏差	0.010	0.011	0.011	0.011
機 械 的 性 質	引 張 強 度 (kgf/mm ²)	規格値	180～200			
		平均	187.7	186.8	187.1	187.5
		標準偏差	1.85	1.64	1.73	1.55
	0.8% 耐 力 (kgf/mm ²)	規格値	140 以上			
		平均	152.5	152.0	152.3	153.0
		標準偏差	1.7	1.19	1.26	1.18
	伸 び (%)	規格値	4% 以上			
		平均	6.51	6.84	7.1	6.9
		標準偏差	0.49	0.41	0.47	0.45
ね じ れ (回)	規格値	14 回以上				
	平均	26.0	25.5	25.7	26.1	
	標準偏差	1.28	1.24	1.01	1.04	

表-4 ケーブルストランドの品質比較

Tab.4 Comparison of quality of strand

		南備讃瀬戸大橋	北備讃瀬戸大橋	明石海峡大橋	来 島		
					第一大橋	第二大橋	第三大橋
ソケットとストランドの 直角度 90±0.5°	平均値	0.0099	0.0175	0.0040	0.0049	0.0014	0.0116
	標準偏差	0.0046	0.0175	0.0110	0.0119	0.0053	0.0197
メタル 鋳込率 90% 以上	平均値	96.09	96.18	97.20	97.01	97.59	97.50
	標準偏差	1.08	1.06	0.04	1.09	1.27	1.50
背面プレスによる拔出量 (mm)	平均値	4.9	4.9	5.0	5.00	4.99	4.99
	標準偏差	0.4	0.5	0.3	0.11	0.12	0.17
ソケット付け加工精度 (mm)	平均値	0.0	0.1	0.1	-0.19	-0.12	0.06
	標準偏差	0.4	0.5	0.4	0.39	0.32	0.21

トランドをリールから抜き取り、そして定着させるには引き出されたストランドを別系統の引出し設備によりさらに引き出し、再び引き戻すという作業を余分に行わなければならなかった。この作業に要する時間は20~30分/ストランドとなり、条件面で良かった第二大橋との比較では1ストランド/日の引き出し本数差となるものであった。この点は品質上特に問題はなかったが設備配置的には、ストランド定着点の後面に配置するのが望ましい。下部工の施工計画立案時、本体工、ヤード計画の際上部工工事に配慮することで避けられる。

仮引き装置は、第一大橋の橋台部についてのみ繰り込み方式、その他はクランプジャッキ方式とした。

また中間クランプ（各塔頂部ワイヤシーリング位置）は、樹脂素材の人力介添え型としたため、軽量かつ取り付け・取り外しが容易であった。一方で引き出し速度最大60m/分の介添えは大変であった。

ストランドの引き出しに関しては、キャットウォークをストームレスにしたことで従来以上引き出し時のキャットウォークの変形（たわみ、傾き）が懸念されたがガイロープの効果等もあり架設に支障をきたすような大きな変形はなかった（写真-1、2）。

5. ストランドのサグ調整

本橋でのサグ測量および調整は以下のように行った。

- ①NO1 ストランドの絶対サグ測量および調整
- ②NO2~NO3 ストランドはNO1ストランドを基準として行い、その後基準ストランドを盛替えながら行う（写真-3）。
- ③架設期間中2回（1/3架設完了時、2/3架設完了時）の絶対サグ測量を行う。その結果に基づき以降の相対サグ調整方針を決定した。

ストランドの絶対サグ測量では、レーザー方式に代わり光波測量技術を利用した手法を用いた。得られた測量結果の各諸量間の整合性及び同じ日の20分~90分程度の時間差の中での測量結果の再現性は概ね良かった。塔の倒れで4mm程度、サグ点標高点（塔の倒れ評価誤差による影響を除く）で10mm程度の精度で測量が可能である。ただ今後は①視通しを妨げないようなギャロー

ズフレーム構造の工夫、②測距儀の高さを簡易な手順で変えられるような治具の工夫、③測距儀を設置するポイントを適宜変更できるよう予めオプションポイントを用意しておく等の改善があれば一層省力化できる。

ケーブル形状を把握する上で、主ケーブルの温度を評価することは重要かつ複雑な問題である。今回の測量では従来と同様に主ケーブル断面内に埋め込んだ温度センサーによるモニタリングを行うことでケーブル表面温度と断面温度の関係を把握することに努めたが、第一大橋では気温の安定する深夜では表面温度と断面温度にさほど差はなく、表面温度の平均値でケーブルの温度を評価しても問題はなかった。

一方、第三・第二大橋では天候によっては断面の温度分布が一樣にならないうちに（日中に暖められたケーブルの温度が内部にこもったまま）次の朝を迎えることになる。第三大橋で安定時温度差（表面平均-断面平均）=0℃（平成9年7月2日）、第二大橋では安定時温度差=-1.7℃~-2.1℃（平成9年8月28日）であったので、ケーブル表面温度平均にその分の補正を施して評価した。

ケーブル架設完了後のサグ測量結果を表-5に示す。

今回のサグ調整は、前述したように上層ストランドの影響を受けない外層のストランドに基準ストランドを盛替える方法で行ったが、基準ストランドが被調整ストランドと近い位置にあり、作業性も良く、見た目の評価が容易なため現場での調整量の決定等が短時間でできた。

各橋のサグ調整の結果概要を以下に示す。

- ①第一大橋では、架設途中（約1/3ストランド架設完了時）に側径間についてのみ10mm上げ越して調整を行った。プレスクイズ時に実施した測量結果から判断すると、各径間ともストランドの出来高は、目標値に対して±50mmの範囲に納まっている。
- ②第三大橋では最終のケーブル出来高が低くなることを考慮してNO1ストランドを基準値内で高めに調整したが1/3ストランド架設完了後、側径間のストランド群の下がり量が大きいため残りのストランドについては側径間のみ20mm上げ越して調整した。しかしケーブルの最終出来高は各径間とも低めの結果となった。
- ③第二大橋では第三大橋の結果を踏まえ、NO1ストラ

表-5 ケーブル架設完了後のサグ測量結果

Tab.5 Measurement of sag after cable erection

	第 一 大 橋						第 二 大 橋						第 三 大 橋					
	1A~2P		2P~3P		3P~4A		4A~5P		5P~6P		6P~7A		7A~8P		8P~9P		9P~10A	
	南	北	南	北	南	北	南	北	南	北	南	北	南	北	南	北	南	北
①NO.1ストランド調整誤差	-12	-5	+37	+33	+1	+12	+56	+50	+7	+3	+17	+31	+16	+37	+31	+44	+43	+16
②プレスクイズ時サグ誤差	+20	+32	+48	+36	-32	-22	-16	-21	+6	-20	-66	+8	-78	-121	-66	-30	-58	-81
③NO.1ストランドからの下り量(上り量)②-①	+32	+37	+11	+3	-33	-34	-72	-71	-1	-23	-83	-23	-94	-158	-97	-74	-101	-97
△f/L	1/5,500		1/85,700		1/5,000		1/3,500		1/85,000		1/4,600		1/2,000		1/12,000		1/12,800	
(参考) 南備讃瀬戸大橋の△f/L:	{ 側径間の平均≒1/5,800 中央径間の平均≒1/14,100						明石海峡大橋の△f/L:						{ 側径間の平均≒1/5,500 中央径間の平均≒1/61,500					

ンドを許容範囲内で高め狙いにしておくとともに、ストランド設計径 68 mm に +2 mm の余裕を持たせたストランド径 70 mm として若干上げ越し気味に調整を行ったが、架設済みストランド群の下がりには押さえきれず、さらに架設途中 (1/3 完了後及び 2/3 完了後) に中央径間、側径間とも約 20 mm~30 mm の上げ越し調整を行った。最終的にはケーブルの出来高は 6P-7A 側径間南ラインの 66 mm を除けば目標値に対して +10 mm~-20 mm の範囲に納まっておりほぼ目標形状にできた。

下がり量が大きかった原因を考察すれば、ストランド群の内部温度が表面温度に比べ高く、内部ストランドが下方のストランドを押し下げたためだと考えられる。

第一、第二、第三大橋ともシム量は設計シム量 (予想シム量) に対して多めであった。シム量の増減の原因はストランドの製作誤差及び現場架設誤差によるものであるがシム量の実績 (平均値) に基づいてストランドの製作および現場架設の精度を推定したものを表-6 に示す。

6. ケーブルスクイズ

ケーブルストランドの架設完了後、略六角形に配置されているストランド群をケーブルバンド取り付けに支障がないように、空隙率 20%±2% を目標とする円形断面に整形するスクイズを行った。スクイズは、以下の 2 段階で行った。

① プレススクイズ

夜間の各ストランドの配列が正位置へ戻る時間帯にストランドの配列修正をケーブルフォーマー部及びその 1/2~1/3 点 (間隔: 中央径間 60~75 m、側径間 45~60 m) で行い、帯鋼又はワイヤロープで固縛し、その後配列修正間を 9~10 m ピッチでワイヤスクイズした。プレススクイズの管理目標としてはスクイズマシンの通過可能が前提で第一直径 500 mm、第二・三直径 750 mm 程度とした。

② 本スクイズ

プレススクイズ完了後、油圧スクイズマシン (Cap: 200 t × 6 基) を使用し、塔頂から中央及び橋台に向かって作業間隔約 1 m 毎にケーブルが所定の空隙率となるよう

に仕上げ垂鉛めっき帯鋼にて固定した (写真-4)。中央及び橋台に達したら塔頂に向かって管理値に取まらなかった箇所を仕上げた。空隙率の管理はケーブルの縦径、横径、円周の測定により、空隙率はケーブルを真円とし周長より求めた。表-7 に各橋の管理目標値を示す。

第二・第三大橋において、バンド架設後のバンドボルト一次締め付け後及び二次締め付け前後に軸力測定と同時にケーブル周長の計測を行いスクイズ後の空隙率との比較を行った。結果を見ると第二・第三大橋ともスクイズ完了後に 19% 程度であったものが、一次締め付け後には 17.5% に低下している。また一次締め付けから二次締め付け後では 0.2% 程度の低下とあまり変化は見られない。ケーブルバンド設計上は 18±4% と規定されていることからケーブル形状としては良い値となった。

バンド架設後の空隙率を見た場合、バンド部では 17% 程度まで締まっていることを考えるとスクイズ時の空隙率を 20±2% とする必要がなく見直すべきであろう。スクイズの目的はストランド架設後の主ケーブルの形状を整え、バンド架設に支障がないようにすることにあるのであれば、規定値を見直しスクイズ作業の円滑化を計るべきである。ただ後期工事のラッピング作業において支障とならないことに考慮する必要はある。

また工期短縮を考えた場合、スクイズ間隔が重要なポイントである。最大間隔はバンド取り付け付近のみから 1 m 間隔までである訳で今後は一定のスクイズ間隔を規定するのではなく、品質管理上問題のない範囲でスクイズ間隔を広げる方向に進めなければならないと考える。

7. あとがき

来島海峡大橋のケーブル工事は世界初の三連吊橋のケーブルをほぼ同時に来島海峡に架ける工事であり、工期短縮・工費節減を追求された工事である。第二大橋のストランド架設をネット 27 日間で終えるなど工期短縮に最大限努めた。渡海からハンガーロープの架設完了まで約 11 ヶ月である。

また、この間延労働者数 87,095 人、延労働時間数 736,754 時間の無事故・無災害記録を達成している。

途中、兵庫県南部地震でストランド製作の一時中断、

表-6 来島海峡大橋ストランド製作・現場架設精度の推定

Tab.6 Presumption of erection accuracy in fabrication and erection of strand of Kurushima Kaikyo Bridge

	第一大橋	第二大橋	第三大橋
① 設計シム量 (mm)	386.0	493.4	574.4
② 実績シム量平均値 (mm)	494.3	556.3	593.9
③ シム量誤差 (②-①) (mm)	+108.3	+62.4	+19.5
④ ケーブル仮想中心線上の無応力長 (m)	1,063.1	1,637.6	1,701.3
⑤ 推定精度 (③/④)	1/9,816	1/26,244	1/87,246

表-7 スクイズ管理目標値

Tab.7 Target quality of squeezing operation

		第一大橋	第二大橋	第三大橋	
管理限界値		一般部: 空隙率 20%±2% バンド部: バンド架設に支障のないこと。 (バンド設計上は空隙率 18%±4%)			
管理目標値	横径	最大値 (mm)	422	641	625
		最小値 (mm)	410	629	617
	縦径	最大値 (mm)	451	675	669
		最小値 (mm)	417	625	609
周長 (mm)		1338~1372	2026~2076	1974~2024	

海上作業の約1ヶ月の工事中断があっても各橋をほぼ予定通りに補剛桁工事に引き継げたのは本橋に携わった方々の本橋にかける熱意以外の何物でもなかったと思う。

最後に設計、製作、施工の全てにおいて多大の尽力をされた新日鐵・神鋼特定建設工事共同企業体の方々並びにこの工事関係者一同に紙面を借りて謝意を表すものであります。

参考文献

- 1) 香川、平野：因島大橋ケーブル架設、本四技報、Vol. 6、No. 20、'82. 4
- 2) 平野、平塚：大島大橋ケーブルストランド架設工

事、本四技報、Vol. 11、No. 44、'87. 10

- 3) 河口：明石海峡大橋ケーブルの製作・架設、本四技報、Vol. 22、No. 86、'98. 4
- 4) 平野、麓、薄井：来島大橋ハンガー・バンドの設計、本四技報、Vol. 22、No. 85、'98. 1
- 5) 森、平野、麓、杉田：来島大橋（第一大橋）のパイロットロープ渡海、橋梁と基礎、1997、Vol. 31、No. 2
- 6) 平野、麓、薄井、北條他：来島大橋キャットウォークの設計・施工 橋梁と基礎、1997、Vol. 31、No. 6

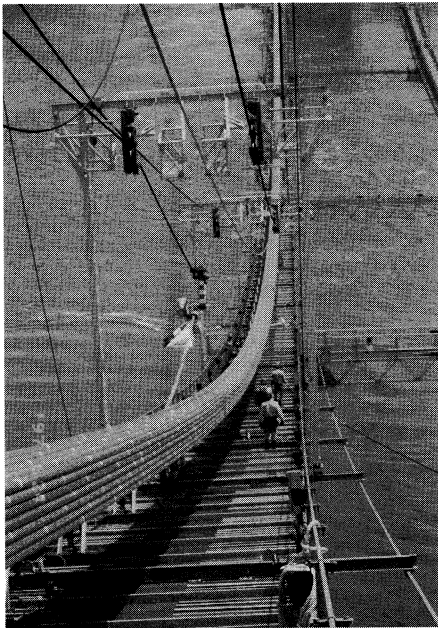


写真-1 ストランド引出し（第三大橋）
Photo.1 Pull of strand (the 3rd Bridge)

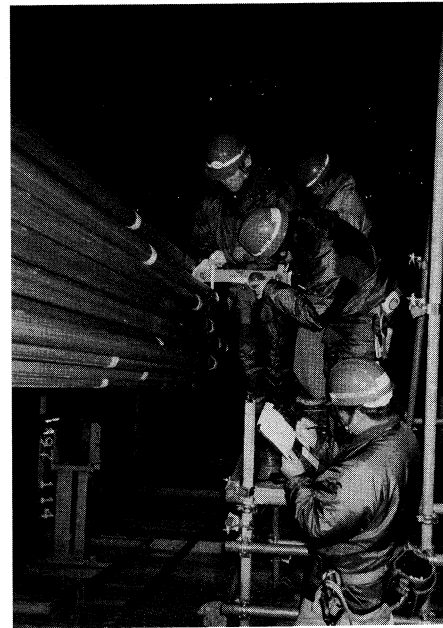


写真-3 ストランドサグ調整（第一大橋）
Photo.3 Arrangement of strand sag (the 1st Bridge)

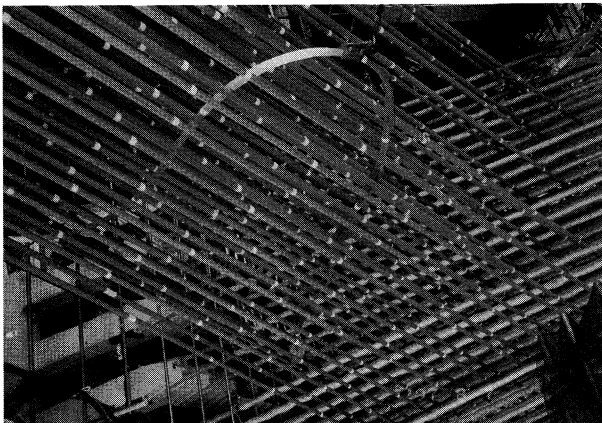


写真-2 ストランドの定着（第二大橋 7A）
Photo.2 Erection of strand (the 2nd Bridge 7A)

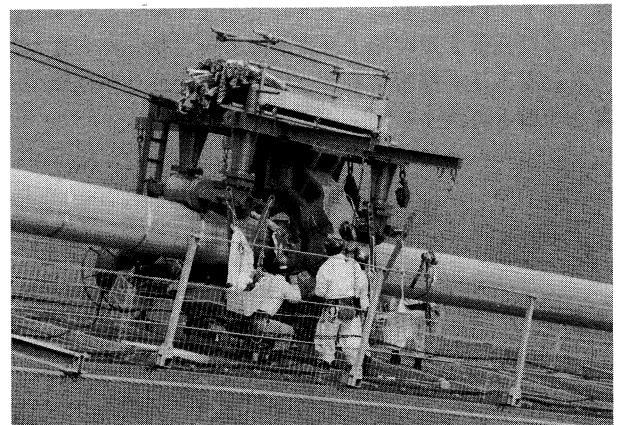


写真-4 本スクイズ（第二大橋）
Photo.4 Cable squeezing (the 2nd Bridge)

来島海峡大橋補剛桁架設

Erection of Stiffening Girder of Kurushima Kaikyo Bridge

長大橋技術センター
(前)第三建設局今治工事事務所

技術調整課長代理
技術課長

伊藤 進一郎

Sinichiro Ito



建設省土木研究所耐震技術研究センター
(前)第三建設局今治工事事務所

防災技術課
技術

大谷 康史

Yasushi Ohtani

概要

来島海峡大橋の補剛桁架設は、直下吊り工法を基本として、架設地点の施工環境に応じて、直下吊り架設、縦取り架設、大ブロック架設の3つの工法で行った。航路上では直下吊り架設を行うことにより、海面使用期間を大幅に短縮した。架設地点が陸上部にかかる場所については縦取り架設を行うことにより、陸上に架設される桁の全断面ブロック架設を可能とした。また、工事区域内で潮流が弱い場所では大ブロック架設を行うことにより、現地工程の短縮を図った。本報告は来島海峡大橋における吊橋の一室箱桁の架設についてまとめたものである。

The stiffening girder of Kurushima Kaikyo Bridge was erected by the three methods: the direct hoisting method, the swing method, and the large block erection methods. Time reduction in works on the sea was achieved by the direct hoisting method using a self-positioning barge. The erection over the land was made by the swing method. Time reduction in works was also achieved by the large block erection method. This report describes the erection of the box girder of Kurushima Kaikyo Bridge.

1. はじめに

来島海峡大橋は尾道・今治ルートのも最も終点側に位置する三連吊橋である(図-1)。本橋の補剛桁架設は、架設地点の特性に応じて、直下吊り架設、縦取り架設、大ブロック架設の3種類を使い分け、工期短縮をはかった。

直下吊り架設は、本工事の主たる工法として、海上区間に用いた。来島海峡は通航船舶が多く、狭水道急潮流の海峡でもあることから、航行安全上、補剛桁の直下吊り架設について、架設時間及び海面使用期間の大幅な短縮が求められた。そのため、従来の台船を一点係留する方法を採用せず、新たに無係留で定点保持が可能な運搬船(以下「自航台船」という)を開発することにより、吊り上げ作業を短時間で終わることを目指した。また、全ヒンジ工法を採用することにより、海面使用期間の大幅な短縮も可能とした。

縦取り架設は、直下吊りができない陸上部や浅瀬を含む区間において、桁の全断面ブロック架設を行うために用いた。来島海峡大橋では、直下吊りの大型ブロックを吊り上げるために用意した2機のリフティングビーム(以下「LB」という)を有効利用して、桁の荷重をLB間で盛り替えながらを桁を橋軸方向に移動させる方法を用いた。

大ブロック架設は、潮流が比較的穏やかな3P-4A間の工事海域において用い、現地工程の短縮を図った。

本報告は、来島海峡大橋の補剛桁架設について、まとめたものである。

2. 架設概要

2.1 架設工法の区分

架設工法は、直下吊り工法を基本としたが、地形、海象条件により施工場所に応じて図-2に示すように3種

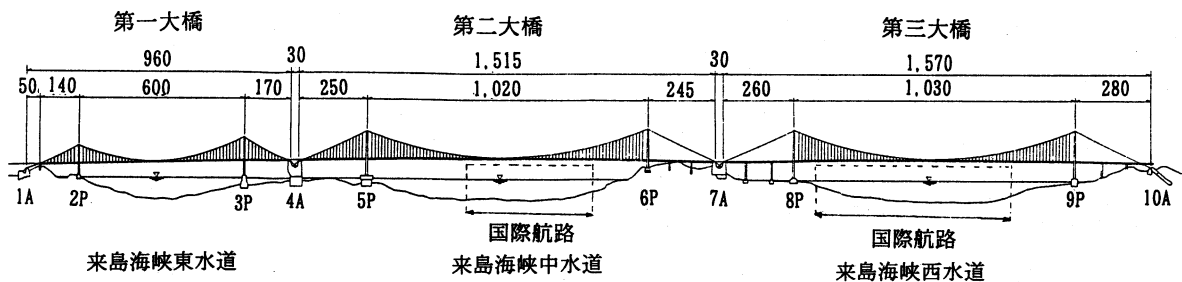


図-1 来島海峡大橋一般図

Fig. 1 General plan of Kurushima Kaikyo Bridge

類の工法を使い分けた。工法の選定基準は以下の通りである。

1) 直下吊り架設

自航台船が架設位置の直下に進入できる区間で行った。1回に3パネル分(1パネルの長さは約12m)を標準として架設を行った(表-1参照)。

2) 縦取り架設

自航台船が架設位置の直下に進入できない陸上部及び浅瀬の桁架設に用いた。用いた区間は、陸上部になる第一大橋P1-2P側径間、第二大橋6P前面の陸上部、各主塔基礎の上空付近のブロックである。縦取り架設は、1回に1パネル分の架設を行った(表-1参照)。

3) FC大ブロック一括架設

大型FCが係留できる潮流が比較的弱い3P・4A間の工事区域(図-3)で3P-4A間の側径間と第二大

橋の4A側端ブロック架設に用いた。最大7パネル分(ブロック長約84m)の一括架設を行った。

2.2 架設手順

中央径間の補剛桁の架設手順を第三大橋を例として、以下に示す(図-4)。

- ①各塔頂付近で、LB2基(第三大橋全体で4基)を組み立てて、桁中央まで移動する。
- ②桁中央のブロックを架設する。
- ③両側の塔に向かって、左右のバランスを取りながら閉合部手前まで順次架設する(既設桁とは架設ヒンジで連結)。
- ④閉合ブロックから塔側は、塔側から中央に向けて縦取り架設を行い、最後に閉合ブロックを直下吊り架設する。
- ⑤桁架設完了後、HTB締付、鋼床版溶接を行う(桁外面作業車または移動安全足場を利用)。

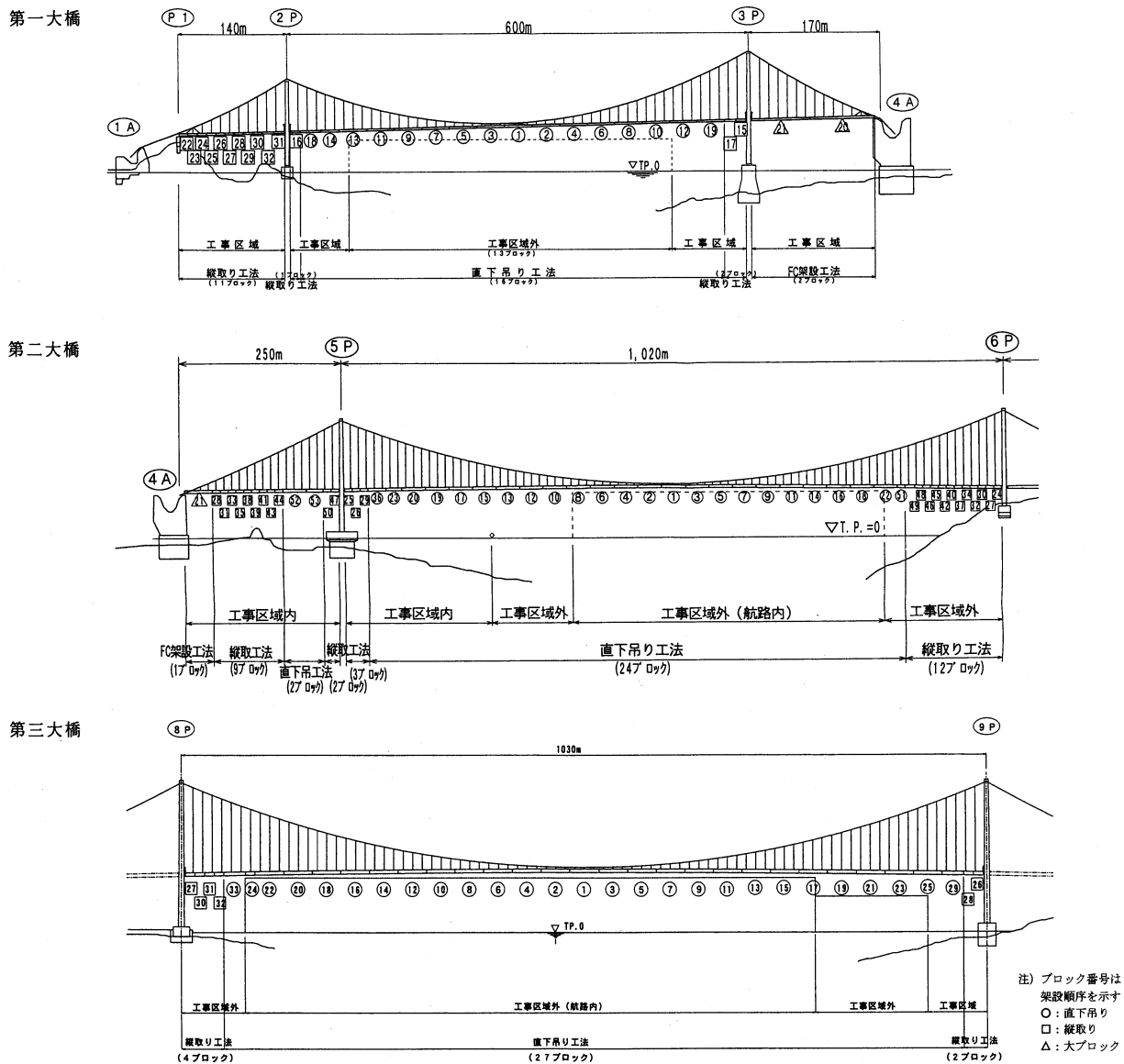


図-2 架設工法区分図

Fig. 2 Employment of erection method

⑥主塔付近に移動させたLBを塔頂クレーンを使用して解体、撤去する。

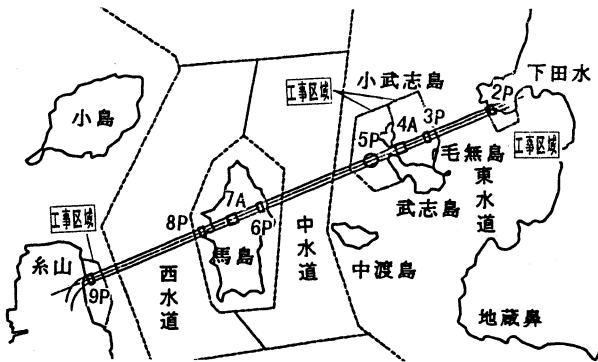


図-3 来島海峡大橋位置図

Fig. 3 Location of kurushima kaikyo Bridge

表-1 各架設方法の回数と架設ブロック諸元

Tab. 1 Number of erection operation and dimension of erection block

工法	直下吊り架設			縦取り架設		
	回数	標準長	標準重量	回数	標準長	標準重量
第一大橋	16	3パネル (約36m)	約420 t	14	1パネル (約12m)	約140 t
第二大橋	26		約500 t	26		約170 t
第三大橋	27		約500 t	6		約170 t

工法	大ブロック架設	
架設位置	架設長	架設重量
3P-4A第一大橋側径間	7パネル (約84m)	約970 t
3P-4A第一大橋側径間	6パネル (約72m)	約920 t
4A-5P第二大橋側径間	3パネル (約36m)	約560 t

3. 直下吊り架設

3.1 直下吊り架設の手順

本橋の直下吊り架設の概念図を図-5に示す。桁ブロックを搭載した自航台船を、自動定点保持システムを用いて架設位置直下にアンカーなしで停留保持し、LBのフックと桁ブロックをクイックジョイント(明石海峡大橋の主塔基礎用ケーソンの係留索連結作業を機械化するために開発された連結装置)を用いて連結し、吊り上げる工法である。吊り上げた桁は、ハンガーロープに無応力定着した後、既設桁と架設ヒンジで仮連結する。直下吊り架設の状況を写真-1に示す。

3.2 架設用仮設備

3.2.1 自航台船

自航台船は来島海峡大橋建設のため公団が開発した桁ブロックの運搬船で、その自動定点保持システムは、3 kt以下の潮流下において水切り地点におりたフックの半径2.5 m以内におさまる精度で船体を自動停留保持できる性能を持つ。

船殻のベースは2,000 t積級台船で、その4隅に推進

機(プロペラ)とエンジンを装備している。船橋内に操船のため集中操作盤と定点保持するための自動制御盤を配している。

制御方法は、自船位置の測量座標と目標地点座標の偏差をもとにPID制御法により各推進器の操作を行って船体を目標位置に収束させていくフィードバック制御である。

この自航台船の位置計測のために、陸上部に固定局を2基設置した。固定局の設置位置は、以下の条件を満足する地点を選定した。

- ①設置点の標高が高く、他の船の通航により光波が遮断されないこと。
- ②測距精度確保のために自航台船との距離が概ね1,200

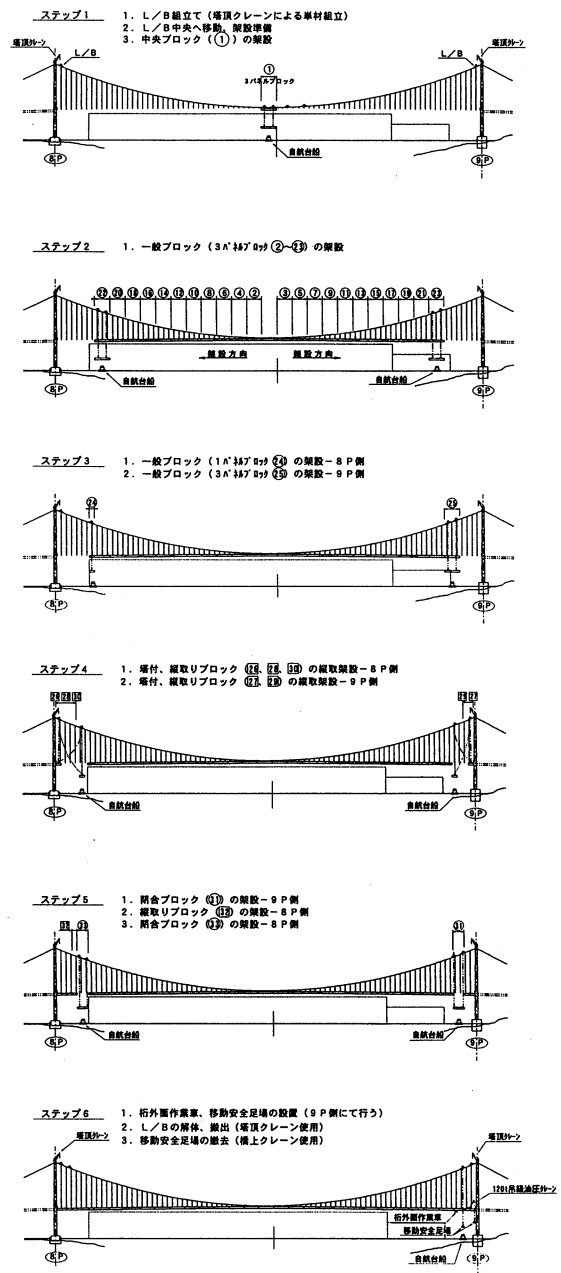


図-4 補剛桁架設手順(来島海峡第三大橋)

Fig. 4 Work sequence of stiffening girder (Third Kurushima Kaikyo Bridge)

m 以下であること。

③測距精度確保のために固定局と移動局を結ぶ2本の線の交差角が、30°以上150°以下であること。

以上の条件を満たす位置に、固定局を設置することとした。

3.2.2 LB

LBは補剛桁を吊り上げる揚荷装置である。図-5に示すように、本橋では従来どおりLBの本体はケーブル上に設置し、ウインチは脚上に設置する分離型とした。

本橋では架設時間を短縮するために、巻き上げウインチの高速化を図り、定格荷重時の巻き上げ速度を最大5m/分とした。

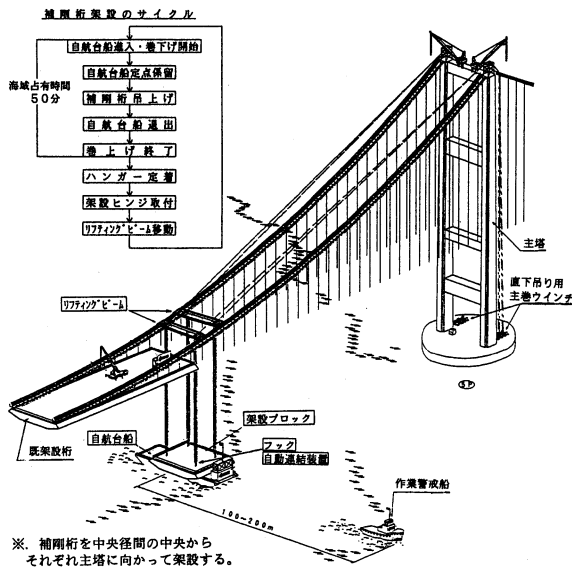


図-5 直下吊り架設概念図

Fig. 5 Concept of the direct hoisting method

LBの移動方法は、大型桁ブロックを吊上げるためにLB本体も大型化(1基の重量が約200t、第二大橋側径間、第三大橋は約250t)し、従来のローラー方式ではローラーが載った位置のケーブル断面の変形が大きいので、軌条方式を採用した。反面、ローラー方式に比べ移動速度が遅くなり、約9m/h程度であった。LBの移動は走行ワイヤーにかかる張力や、安全性の観点から、1基ずつ移動することとし、2基同時には移動させなかった。そのため、直下吊り架設時には、桁架設後、次の架設位置まで2基のLBをそれぞれ36m移動させるのに、約8時間を必要とした。

3.2.3 クイックジョイント

直下吊り架設においては、1つの吊り点あたり約125tの荷重が作用するため、台付治具が非常に重くなり、ピンによる台付は作業時間がかかる。この台付作業の迅速化を図るため、クイックジョイントを使用した。本工事中では、LB上のテンションウインチからリードワイヤーをフックとなるメス金物の中を経由して、桁側のオス金物に連結し、それをメス金物がオス金物へのガイドとすることにより、動揺する船上でもスムーズに連結することができた(写真-2)。

3.3 架設時間と架設期間の設定

航路付近の直下吊り架設においては、航行安全上海事関係者へ、その日時・場所についての周知を行った。また国際航路においては告示で航行制限を行うことから、架設時間を明示する必要がある。そのため、LBの能力や自航台船の定点保持試験の実績をもとにした必要作業時間に若干の余裕時間を考慮し、計画架設時間を50分とすることにした。この時間は架設地点への台船の進入から桁の巻き上げ終了までの時間であり、内訳は表-2に示すとおりである。同じ直下吊り架設でも、大島大橋

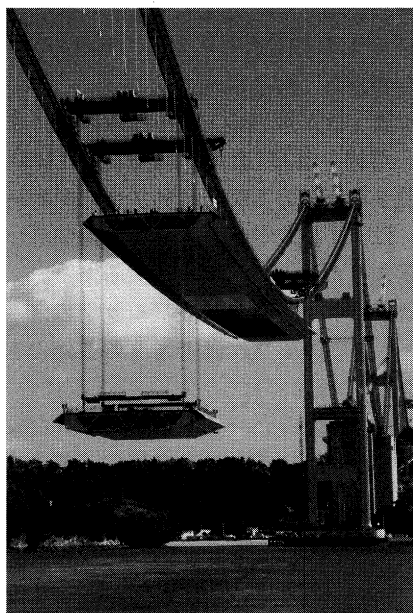


写真-1 直下吊り架設状況

Photo. 1 Operation on the direct hoisting method

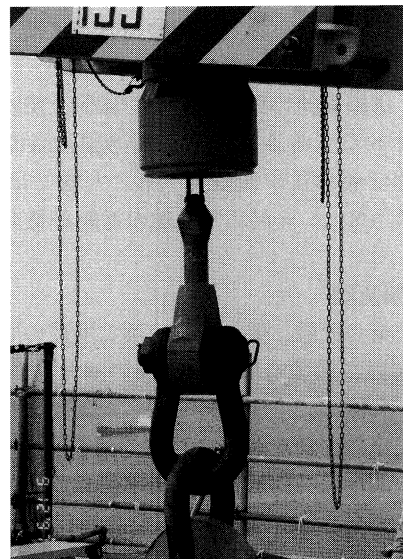


写真-2 クイックジョイント

Photo. 2 Quick joint

に比べて1/3以下の時間に短縮することとした。

また、海面使用期間を短くするために、架設ブロック間の鉛直曲げを拘束しないで仮連結していく全ヒンジ工法を採用した。

表一 計画架設時間の比較

Tab. 2 Comparison of planned erection time

	来島大橋	大島大橋
台船進入	10分	75分
定点保持作業	3分	10分
フック装着点検	9分	35分
水切り・調整	8分	
巻き上げ(定着高さまで)	20分 定着高さ約78m	(45分) 定着高さ約39m
船舶の退去	(5分)	60分
合計	50分	180分

注：大島大橋は、来島大橋の区分に相当する時間を記載した。
巻き上げと船舶の退去は併行作業である。

3.4 海上安全対策

補剛桁架設時は来島海峡の各水道の航路を自航台船で2分割することになるため、可航幅が最小時には通常の半分以下となる。そのため、補剛桁の架設時には海事関係者と協議の上、航行の安全のために、以下の対策を行った。

①架設警戒船の配備

吊り上げ時には表一3に示す船舶を特別に配備し、架設地点に接近する船舶に対して、情報提供、注意喚起等を行った。特に現地に不慣れと考えられる外国船に対しては、英語で広報した。

②塔頂閃光灯の設置

塔頂に青色の閃光灯を設置し、作業期間中閃光させることにより、航行船舶に対し、周知を行った。

③可航水域表示の設置

自航台船、架設警戒船、キャットウォーク上に、2分割されている水路幅のどちらが広いかを通航船に示す矢印を設置した。また、第一大橋の架設時には、キャットウォーク上には可航幅も表示した。

さらに、国際航路の架設においては海上保安庁の告示により具体的な日時表で、50分間の架設時間帯が示され、その間は船体長が制限長（第二大橋では80m、第三大橋では108m）を超える船舶の通航が禁止された。

3.5 架設実績

架設は、第一大橋、第三大橋、第二大橋の順で行った。補剛桁の架設に必要な時間は前述の通り、50分と設定した。第一大橋の工事区域外で行った架設実績および第二・第三大橋の国際航路内における架設実績を表一4に示す。第一大橋の初回は、作業に不慣れな面といくつかのトラブルが発生し、架設に55分の時間を要した。しかし、その後は問題点の改善と作業手順の習熟のため、架設に要した時間は回を重ねるごとに短縮されていった。また、第二・第三大橋については第一大橋の経験を踏ま

え順調な架設を行うことができた。これは、以下の要因によるものである。

- ①自航台船の定点保持能力が期待通りに発揮された。
- ②クイックジョイントにより台付作業の迅速化が図れた。
- ③LB主巻ウインチの高速化により、吊り上げ時間が短縮された。

特に、クイックジョイントを使用した台付作業から桁の水切りまでの時間は、自航台船の吊り上げ位置までの操船習熟とリードワイヤー取付作業の習熟も加わることで、当初計画より大きく短縮することができた。

表一3 架設警戒船の種類と役割

Tab. 3 Types and roles of guard boat for erection

架設警戒船の種類	配備時間 (第三大橋の例)	役割
作業警戒船	フック巻き下げ開始から補剛桁巻き上げ終了まで	自航台船の直近に船舶が来る方向に配備し、船舶への注意喚起、警戒業務を行う。 1~2隻。
広報船	フック巻き下げ開始30分前から補剛桁巻き上げ終了30分後まで。	来島海峡航路の入口付近に配備し、船舶情報の収集及び船舶への情報提供を行う。 2隻
船舶監視船	フック巻き下げ開始30分前から補剛桁巻き上げ終了30分後まで。	反航船舶監視のため航路途中に配備する。 1 or 3隻(国際航路内架設時のみ)
遠方広報船	フック巻き下げ開始3時間前から補剛桁巻き上げ終了まで。	架橋地点から約3.6海里(架設地点まで約3時間の距離)の地点に配備し、船舶情報の収集及び船舶への情報提供を行う。 2隻(国際航路内架設時のみ)
遠方船舶監視船	フック巻き下げ開始2時間前から補剛桁巻き上げ終了30分後まで。	架橋地点から約2.4海里(架設地点まで約2時間の距離)の地点に配備し、船舶情報の収集及び船舶への情報提供を行う。 2隻(国際航路内架設時のみ)

4. 縦取り架設

本橋の縦取り架設の概念図を図一6に示す。手順は以下の通りである。

- ①事前に2基のLBのフックを橋軸方向に連結しておく。
- ②台船等で、補剛桁を中央径間側LBの直下に運搬する。
- ③補剛桁を直上のLBで吊り上げ、移動方向前方のLBに荷重を盛替え、桁を前進させる。
- ④荷重が解放された後方のLBを前進させ、主ケーブルに固定した後、前方LBの荷重を後方LBに預け直す。
- ⑤荷重解放された前方LBを前進させて主ケーブルに固定する。以上の盛り替え動作を繰り返す。
- ⑥架設位置にきたら、ハンガーに定着する。

縦取り架設を行う場合の架設ブロックの大きさは、LB1基の吊り能力で決まり、直下吊りの3分の1の1パネルブロックとした。

図一7に第一大橋のP1~2P間で行われた縦取り架設の実績工程を示す。実績から、各縦取り架設ブロックの平均移動速度は、20~40m/日である。各ブロックごとに幅があるのは、LBの縦取り回数に差があるからである。縦取り回数は、LBの固定位置から吊り荷までの高さによっても変わり、必ずしも縦取りの全体距離に比例しない。縦取り架設時の状況を写真一3に示す。

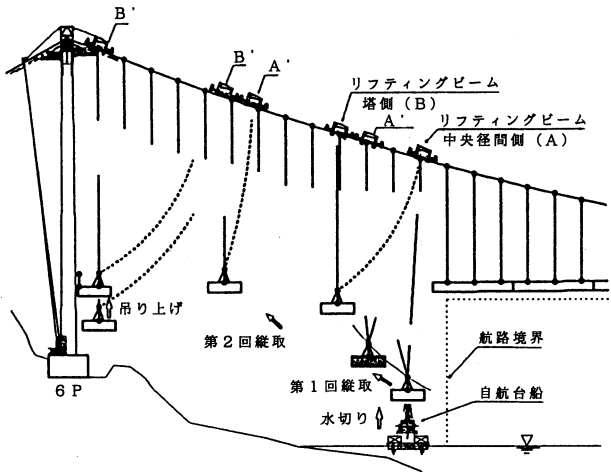
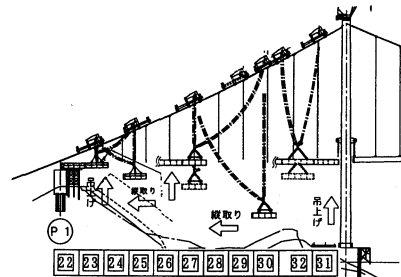


図-6 縦取り架設概念図

Fig. 6 Concept of swing erection

5. 大ブロック架設

補剛桁の架設においては、表-1に示すように、3回のFC船による大ブロック架設を行った。第一大橋の3P-4A側径間についてはLBによる架設も可能であったが、架設位置がFCを係留する広さがある工事海域内にあり、直近にある武志島、小武志島の影響で来島海峡の中では比較的潮流の穏やかな場所であるため、大



ブロック番号	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
縦取距離(m)	120	108	96	84	72	60	48	36	24	12
縦取り回数	6	6	4	3	2	2	2	1	1	1
所要日数	1	1	9	8	6	3	3	3	2	1
合計日数	48日(補剛桁の積み替え時の潮待ち期間を除く)									

第一大橋P1-2P側径間縦取り架設実績

図-7 縦取り架設実績工程

Fig. 7 Result schedule of swing erection

表-4 直下吊り架設実績所要時間(航路内)

Tab. 4 Result time schedules of erection operation in the direct hoisting method (in the sea traffic route)

第一大橋の架設実績 (単位:分)															
ブロック番号	予定時間	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	6回目	7回目	8回目	9回目	10回目	11回目	12回目	13回目	平均
自航台船進入	10	b 2.1	b 2.2	b 2.0	b 2.3	b 1.9	b 2.4	b 1.8	b 2.5	b 1.7	b 2.6	b 1.6	b 2.7	b 1.5	6.9
定点保持作業	3	1.4	0.6	2.0	0.8	1.8	2.0	1.0	1.7	1.2	2.0	0.8	0.5	2.7	1.4
定点保持(フック装着点検)	9	14.6	8.4	18.8	8.2	7.1	7.2	9.6	8.5	6.0	6.8	6.5	7.4	5.6	8.8
水切り・調整	8	17.2	9.2	5.1	5.3	9.0	4.6	5.2	4.6	8.0	5.3	8.3	5.1	5.2	7.1
巻上げ(2.5mまで)	6	5.8	3.3	4.9	4.2	5.5	3.5	3.3	2.9	4.0	3.5	4.1	3.6	3.0	4.0
巻上げ(2.5m~定着高さ)	14	11.0	8.8	6.7	8.0	7.5	7.9	7.3	9.6	7.6	9.7	6.4	9.2	8.5	8.3
架設作業時間	50	55.0	36.3	50.5	31.4	35.0	27.7	30.8	31.5	33.3	29.8	39.8	29.2	45.0	36.6

第二大橋の架設実績 (単位:分)																
ブロック番号	予定時間	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	6回目	7回目	8回目	9回目	10回目	11回目	12回目	13回目	14回目	平均
自航台船進入	10	b 3.1	b 3.0	b 3.2	b 2.9	b 3.3	b 2.8	b 3.4	b 2.7	b 3.5	b 3.6	b 3.7	b 3.8	b 3.9	b 4.0	5.0
定点保持作業	3	1.5	1.3	2.3	1.0	4.0	1.4	4.2	1.4	3.7	3.5	3.1	4.0	3.0	3.4	2.7
定点保持(フック装着点検)	9	9.2	8.1	7.0	6.8	4.5	7.0	3.9	5.0	3.3	3.0	3.6	3.7	3.4	3.2	5.1
水切り・調整	8	4.3	4.0	3.2	4.5	3.3	4.4	3.0	4.1	3.5	3.0	2.7	3.1	2.8	3.0	3.5
巻上げ(2.5mまで)	6	3.3	3.0	0.6	3.2	1.2	3.1	0.8	3.2	0.7	0.7	1.3	3.4	1.4	1.5	2.0
巻上げ(2.5m~定着高さ)	14	14.1	11.9	15.9	11.7	17.2	11.3	13.6	11.8	14.3	14.3	13.3	10.8	18.9	14.8	13.9
架設作業時間	50	35.9	33.5	35.7	31.2	34.2	31.0	30.9	29.6	30.4	28.8	29.1	28.5	39.1	31.2	32.1

第三大橋の架設実績 (1/2) (単位:分)														
ブロック番号	予定時間	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	6回目	7回目	8回目	9回目	10回目	11回目	12回目	13回目
自航台船進入	10	b 1.8	b 1.7	b 1.9	b 1.6	b 2.0	b 1.5	b 2.1	b 1.4	b 2.2	b 1.3	b 2.3	b 1.2	b 2.4
定点保持作業	3	5.6	5.8	5.5	5.6	5.7	7.4	5.3	6.9	5.7	7.8	3.8	11.5	4.2
定点保持(フック装着点検)	9	5.2	1.3	1.5	3.2	3.5	3.0	2.0	1.7	3.1	2.6	2.1	3.4	1.6
水切り・調整	8	9.0	5.2	17.8	8.5	7.8	7.2	6.7	6.1	4.3	6.5	5.1	6.3	4.6
水切り・調整	8	4.1	2.0	2.7	2.8	3.4	2.1	2.8	2.0	2.9	2.4	3.0	1.4	2.6
巻上げ(2.5mまで)	6	2.6	1.5	2.3	1.5	6.9	2.3	2.9	1.7	2.2	2.2	2.7	2.0	2.7
巻上げ(2.5m~定着高さ)	14	13.5	8.9	6.3	6.4	11.6	6.6	8.2	6.8	6.7	9.0	6.5	7.2	5.4
架設作業時間	50	40.0	24.7	36.1	28.0	38.9	28.6	27.9	25.2	24.9	30.5	23.2	31.8	21.1

第三大橋の架設実績 (2/2) (単位:分)														
ブロック番号	予定時間	14回目	15回目	16回目	17回目	18回目	19回目	20回目	21回目	22回目	23回目	24回目	25回目	平均
自航台船進入	10	b 1.1	b 2.5	b 1.0	b 2.6	b 9	b 2.7	b 8	b 2.8	b 7	b 2.9	b 6	b 3.0	5.9
定点保持作業	3	1.8	1.4	2.0	2.1	4.0	1.6	1.1	2.1	2.7	1.4	0.9	1.4	2.3
定点保持(フック装着点検)	9	4.9	4.3	5.1	4.6	5.5	4.4	5.2	4.5	5.1	4.7	3.6	4.8	6.1
水切り・調整	8	2.0	2.2	1.6	2.4	0.8	2.9	1.5	2.4	1.9	2.9	1.3	2.4	2.3
巻上げ(2.5mまで)	6	1.6	2.8	2.0	3.7	2.5	3.5	2.3	3.9	1.7	3.1	1.6	3.6	2.6
巻上げ(2.5m~定着高さ)	14	6.6	5.7	7.4	7.5	7.5	7.1	9.8	7.1	6.5	7.6	6.6	9.6	7.7
架設作業時間	50	22.9	20.7	24.1	25.0	26.0	24.3	26.1	24.5	24.8	24.3	21.2	27.7	26.9

補足：自航台船進入には、架設開始公示時刻より、実際に架設を開始した時刻までの、通過船舶の待ち時間を含む。

幅に現地工程を短縮できることから、大型 FC 船による大ブロック一括架設を採用した。この大ブロック架設時の状況を写真-4 に示す。

また、第二大橋 4 A 橋台付の桁は、主ケーブルが桁よりも低い位置にあり、LB を用いて架設することが非常に困難であったため、大型 FC 船による大ブロック一括架設を採用した。

6. 桁の連結

ハンガーに定着した補剛桁は、架設ヒンジで仮連結した後、以下の手順で連結した。

①部分添接

桁外面作業車等が設置された後、下フランジ、サイドウェブ下側半分を HTB で添接した。これは、架設途中で架設ヒンジに作用する力が許容応力を越える場合の対策として、桁に作用する面外曲げ、面内曲げを分担させることを目的とした。このときに、鋼床版裏面の U リブ、サイドウェブ上半分の添接を行わなかったのは、後で施工する鋼床版の溶接収縮に配慮したものである。

ただし、本橋では中央径間中央から塔に向けて架設したので、架設時の桁の形状は、架設初期は下に凸の形状をしており、架設が進むにつれ水平な形状に移り、架設後期では上に凸の形状となる。桁上面をヒンジで連結しているため架設が進捗するにつれて開いていた下フランジが閉じてくる。そのため、桁外面作業車等を使用した下フランジの添接を行う架設後期になると、添接するには下フランジのすき間が狭くなりすぎてしまう場合がある。これは、桁架設時には舗装等がまだ未施工で完成時の死荷重に至っていないためである。桁間隔が狭くなると、添接のために桁間隔を広げる必要が生じる。そこで、架設した桁間の下フランジのすき間が、完成時の寸法に近くなった段階で、桁内のみで添接できる下フランジの縦リブのみを添接した。

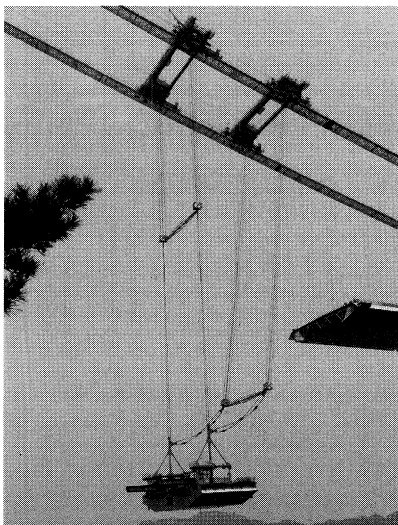


写真-3 縦取り架設状況 (第二大橋 6 P 側)

Photo. 3 Swing erection operation (on 6 P side of second bridge)

②溶接

桁の現場溶接は、鋼床版を先行して行い、その後フェアリング部の溶接を行った。鋼床版溶接にはサブマージアーク自動溶接を、フェアリング溶接には CO₂ 半自動溶接を用いた。

③溶接後の添接

溶接が終了し、桁の形状が決まった後、残っていた鋼床版裏面の U リブ、サイドウェブ上半分の添接を行った。

7. 習熟訓練と作業手順の改良

自航台船による架設は前例がないため、架設前に習熟訓練を行った。訓練は自航台船の喫水が架設時と同じになるように重りを搭載した状態で、架設地点において、架設時と同様の潮流条件で行った。これにより、手動による運航方法を習熟することができ、自動定点保持性能が確認された。

また、架設初期の経験に基づき、架設途中から以下の改良を行った。

①架設手順の洗練

直下吊り架設において、自航台船による無係留の定点保持、クイックジョイントによる台付作業は、前例が無く、安全性、確実性等に模擬施工試験以上の実績が無かったため、実施工当初は各手順において細心の注意を払い慎重に作業を行った。しかし、第一大橋で架設実績を積んだことにより、

- ・ 2 基のクイックジョイントの同時連結
- ・ 各フックブロックの荷重バランス調整の簡略化
- ・ 自航台船の早期退出

等の、作業の改善要領が習得されたため、第二・第三大橋の架設においてはこれを取り込み、架設時間の短縮、安全性の向上を計った。

②ピンプレートの養生

ハンガーは補剛桁のピンプレートにピン定着する構造である。ピン定着を行うときに、ハンガーの桁側ソケットは輸送リール巻取時のくせが残っていて、定着するピンプレートに対してねじれている。このようなハンガー

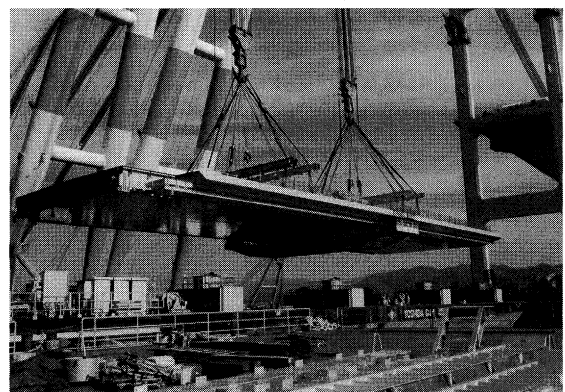


写真-4 大ブロック架設 (第一大橋 3 P-4 A 間)

Photo. 4 Large block erection operation (between 3 P and 4 A of first bridge)

は、定着時にハンガーソケットとピンプレートが接触し、双方の塗装を痛めることがあった。そのため、架設途中からピンプレートに保護材を取り付けることにより、塗装の損傷を軽減することができた。

8. 工事工程

8.1 現地実績工程

補剛桁工事の現地実績工程を図-8に示す。現地着手は、平成9年5月であり、架設準備が終了した同年8月25日に第一大橋中央径間から桁の吊り上げ工事を開始した。

全体工程のクリティカルとなる補剛桁工事の工種はケーブル前期工事のハンガー架設とケーブル後期工事のケーブルラッピングの間に行うLBの組立、吊り上げ架設、LB解体である。図-7より、工事期間はLBの組立解体が大部分を占めることがわかる。実工程ではLBの解体が組立時の作業習熟により、計画より若干早く終わることができた。

吊り上げ工事は、工事許可の制約条件として、1日1ブロックの吊り上げしかできないこと、広報した日時でしかできないこと、の2つの条件が課せられたため、稼働率以外の短縮を行うことはできなかった。

8.2 架設工程の評価

来島海峡大橋の架設工程を評価するにあたり、全ヒンジ工法の第一大橋と同じ箱桁形式ではほぼ同規模である逐次閉結法の大島大橋を比較する。比較結果を表-5に示す。

補剛桁の架設ブロックあたりの架設期間は、ほぼ同等であるが、全ヒンジ工法の採用により海面上作業期間を逐次閉結法の大島大橋に対して、40%に短縮することができた。

また、準備工事を含めた工期比較を表-6に示すが、本橋における直下吊り架設は、トラス桁の面材張出架設に比べて準備工事等を含めても工程が短い工法であると考えられる。

9. 架設時の挙動の評価

9.1 架設ヒンジの設計とヒンジ部の挙動

補剛桁は架設期間中、架設ヒンジでブロック間を仮連結しているが、この架設ヒンジは、以下の考え方で設計を行った(図-9参照)。

①6に示した部分添接前は、桁に作用する軸力、鉛直力、面外曲げ、ねじりをサイドウェブ直上の鋼床版に設置したピンタイプの架設ヒンジで伝達する。面外せん断力については、鋼床版の中央に設置したせん断キータイプのヒンジが伝達する。

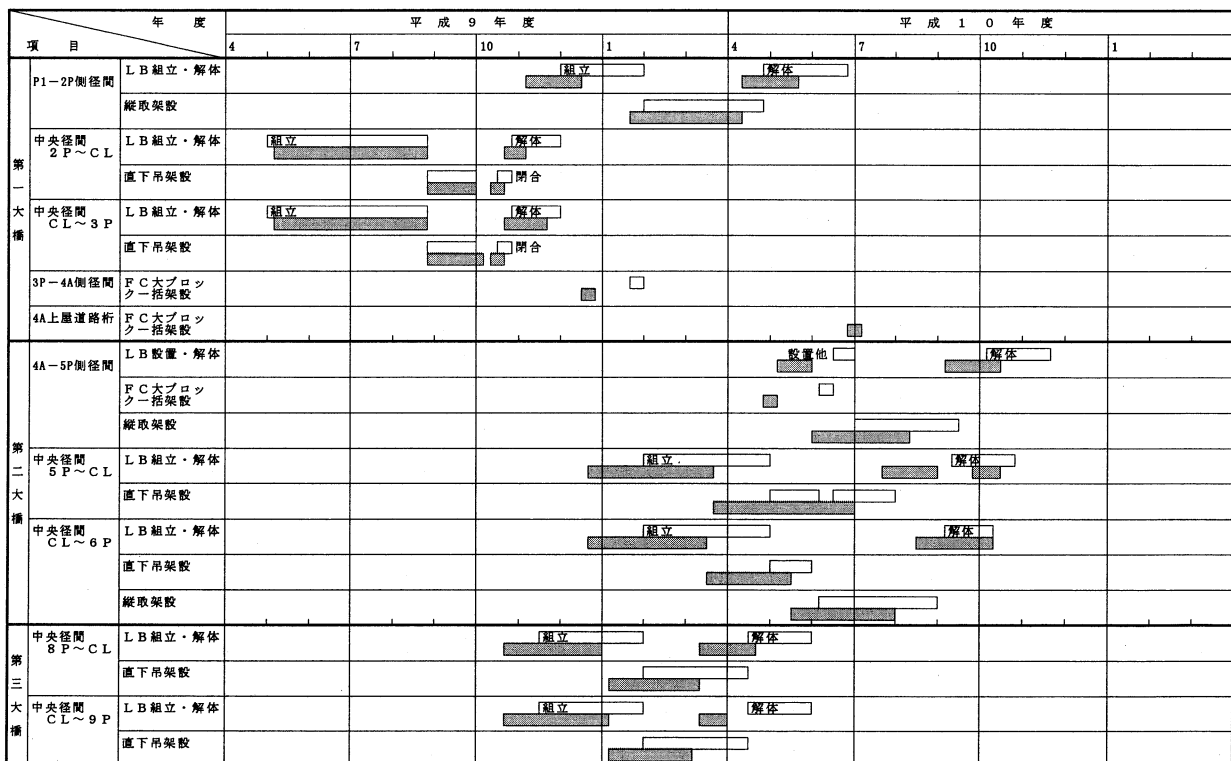
②部分添接後は、軸力、鉛直せん断力、ねじりについては、架設ヒンジで100%伝達し、面内曲げについては架設ヒンジと下フランジの偶力で伝達する。面外曲げは、架設ヒンジ、下フランジ添接それぞれ50%ずつ分担する。

9.2 形状計測

補剛桁の架設時の形状を把握するために、各ブロックの吊り上げごとに形状計測を行った。第三大橋の計測結

図-8 補剛桁工事現地実績工程

Fig. 8 Result schedule of stiffening girder erection works



注：補剛桁工事の中で他の工事と関係の大きいクリティカル工程の工種のみを記載している。上段は、平成9年2月時点の計画を示す。下段は、実績を示す。

果を解析結果と合わせて図-10に示す。図-10に示すように、計測結果は解析結果とよくあっていた。なお、この解析結果は、計測時のLB・重機等の機器配置等による荷重分布を考慮した解析結果である。

10. あとがき

来島海峡大橋の補剛桁架設は、第一大橋から開始され、架設当初には小さなトラブルに見舞われたこともあったが、それらは関係各位の熱意により、克服する事ができた。この経験は、第二・第三大橋の架設に反映され、補剛桁架設全体を無事終了することができた。

特に、本橋の自航台船による直下吊り架設の成功は、今後の急潮流あるいは船舶交通の輻輳する場所における架橋での直下吊り工法の積極的な採用に寄与するものと考えている。

ここに、来島海峡大橋の架設に携わり、尽力をつくされた関係各位に、深く感謝する次第である。

表-5 来島海峡第一大橋と大島大橋の架設期間の比較

Tab. 5 Comparison of time period of girder erection of First Kurushima Kaikyo Bridge and Ohshima Bridge

橋梁名	第一大橋	大島大橋
架設工法	全ヒンジ工法	逐次剛結方法
中央支間長	600 m	560 m
標準ブロック長	36 m	24 m
架設ブロック数	19ブロック	25ブロック
海面上使用期間	54日	176日
海面上使用期間/ブロック (大島大橋を基準とした比)	2.8日 (40%)	7.0日 (100%)
架設作業期間	139日 (103日)	199日
架設作業期間/100 m	23.2日 (17.2日)	35.5日
架設作業期間/ブロック	7.3日 (5.4日)	8.0日

注：海面使用期間は、最初のブロック吊り上げから最終ブロック吊り上げまでの期間とした。
架設作業期間は、最初のブロック吊り上げから完全に閉合するまでとした。ただし、第一大橋では、中央径間の架設作業期間の途中に、3P・4A側径間のFC大ブロック架設が行われ、この期間中央径間中央～3P間の工区の作業は中断している。そのため、作業に中断のなかった2P～中央径間中央の工区の期間を参考値として()付で示している。

表-6 来島海峡第三大橋とトラス桁橋の工程の比較

Tab. 6 Comparison of erection period of Third Kurushima Kaikyo Bridge and truss bridge

橋梁名	来島第三大橋	北備讃瀬戸大橋	明石海峡大橋
桁形式	補剛箱桁	トラス桁	トラス桁
中央支間長	1,030 m	990 m	1,991 m
架設準備期間	3.0月	7.0月	4.0月
架設作業期間(中央径間のみ)	4.5月	9.5月	15.0月
架設回数	33回	42回	66回
架設サイクル	2.9日	9日	6～7日
期間/1,000 m	4.4月	9.6月	7.5月

注：架設作業期間として、箱桁は完全閉合までの期間、トラス桁はトラス閉合までの期間とした。
架設サイクルは、一工区のサイクルを示す。

ピンタイプ				せん断キータイプ		
	TYPE-A	TYPE-B	TYPE-C	TYPE-D	TYPE-A	TYPE-B
設計水平力(tf/ヒンジ)	151.2	204.4	225.7	162.0	19.0	26.1
設計垂直力(tf/ヒンジ)	1.1	1.1	2.6	14.8	全体寸法(mm) (橋軸×橋幅)	
ピン径(mm)	120	130	130	115	450×560	
ピンプレート厚(mm)	25	28	32	32	せん断キー寸法(mm) (橋軸×橋幅)	
ダブリング厚(mm)	12	14	19	12	100×180	
連結板厚(mm)	25	28	34	28	板厚(mm)	
					32	
					ボルト数	
					4列2段 4列3段	

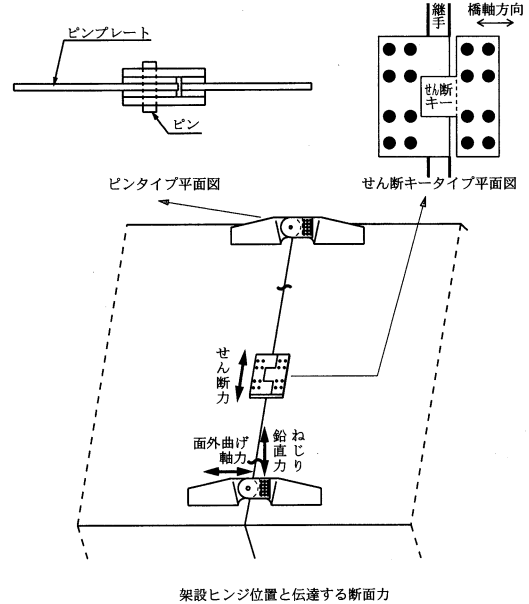
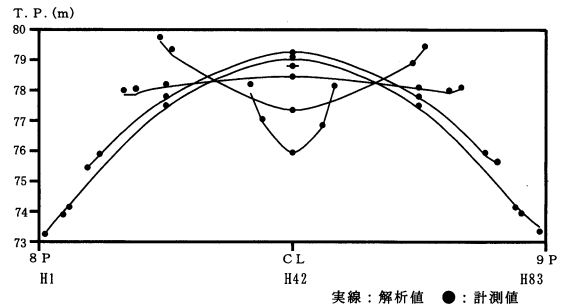


図-9 架設ヒンジの構造(来島海峡第三大橋)

Fig. 9 Structure of erection hinge (Third Kurushima Kaikyo Bridge)



1ブロック架設時		架設初期(5ブロック架設時)					
測定位置	H42	測定位置	H35	H37	H42	H47	H49
実測値	78.692	実測値	78.057	77.042	75.956	76.858	78.141
解析値	78.678	解析値	77.893	76.934	75.930	76.821	78.109
差	0.014	差	0.164	0.109	0.026	0.037	0.035

架設中期(15ブロック架設時)					
測定位置	H20	H22	H42	H62	H64
実測値	79.755	79.337	77.364	78.886	79.446
解析値	79.578	79.160	77.328	78.880	79.442
差	0.177	0.177	0.036	0.006	0.004

架設中期(19ブロック架設時)							
測定位置	H14	H16	H21	H42	H63	H68	H70
実測値	77.988	78.036	78.209	78.444	78.126	77.985	78.107
解析値	77.862	77.875	78.098	78.446	78.065	77.899	78.042
差	0.126	0.161	0.111	-0.002	0.061	0.086	0.065

架設後期(23ブロック架設時)							
測定位置	H8	H10	H21	H42	H63	H74	H76
実測値	75.456	75.891	77.810	79.241	77.801	75.937	75.662
解析値	75.448	75.855	77.724	79.227	77.765	75.850	75.593
差	0.008	0.036	0.086	0.014	0.037	0.087	0.067

架設終了、LB解体後									
測定位置	H1	H4	H5	H21	H42	H63	H79	H80	H83
実測値	73.244	73.917	74.161	77.495	79.118	77.477	74.149	73.970	73.357
解析値	73.255	73.982	74.218	77.377	78.982	77.390	74.198	74.031	73.526
差	-0.011	-0.065	-0.057	0.118	0.136	0.087	-0.049	-0.061	-0.169

図-10 架設時形状計測値(来島海峡第三大橋)

Fig. 10 Measured value of camber on stiffening girders during erection (Third Kurushima Kaikyo Bridge)

来島海峡大橋 10 A トンネルアンカレイジ工事報告

Work Report on 10 A Tunnel Anchorage of Kurushima Kaikyo Bridge

第三管理局保全部
(前)第三建設局今治工事事務所

専
副

門
所

役
長

吉川 章三

Shozo Yoshikawa



概要

来島海峡大橋 10 A アンカレイジは、国内の本格的な吊橋では下津井瀬戸大橋の 1 A アンカレイジに次いで 2 番目のトンネルアンカレイジである。施工は、斜め 40° 下向きのトンネルを発破による NATM で掘削し、ケーブルアンカーフレームの据え付けを行った後、高流動コンクリートを打設し完成させた。ここでは、10 A トンネルアンカレイジの設計の考え方、施工方法について工事報告するものである。

The Kurushima Kaikyo Bridge 10 A Tunnel Anchorage was constructed in the second place next to the Shimotsui-Seto Bridge 1 A Tunnel Anchorage. The tunnel was bored by NATM with an incline of 40 degree downward, and the high flowability concrete was poured into the tunnel after installation of cable anchor frame. This paper reports the work procedure and design concept of 10 A Tunnel Anchorage.

1. はじめに

来島海峡大橋 10 A アンカレイジは、国内の本格的な吊橋では下津井瀬戸大橋の 1 A アンカレイジに次いで 2 番目のトンネルアンカレイジであり、基本的な設計思想、施工方法は、下津井瀬戸大橋と同様である。ここでは、来島海峡大橋 10 A トンネルアンカレイジの設計の考え方、施工方法について工事報告すると共に、最後に下津井瀬戸大橋との相違点を述べることにする。図-1 に 10 A トンネルアンカレイジの一般図を示す。

2. トンネルアンカレイジの設計の考え方

来島海峡大橋の 10 A トンネルアンカレイジの設計については、参考文献 1) の本四技報'94.1 に述べられているのでここでは詳述はしないが、概略の考え方は以下のとおりである。

トンネルアンカレイジの滑動安定は、トンネル内の躯体コンクリート重量および共連れ岩重量に対する斜面方向に対する重量抵抗、摩擦抵抗さらには周辺岩盤の粘着抵抗の和が吊橋ケーブル張力に対して安全率 2 を確保するものとした。

$$F_{sl} = \frac{W \cdot \sin \theta + \mu W \cdot \cos \theta + C \cdot A}{T} \geq 2.0$$

$$W = W_R + W_C$$

W_C : 躯体重量 (t)

W_R : 共連れ岩重量 (t)

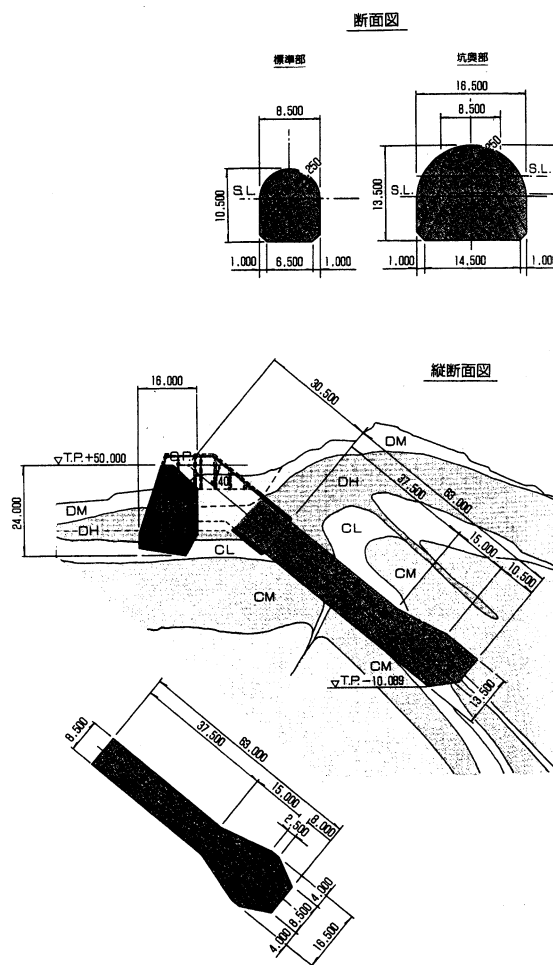


図-1 来島海峡大橋 10 A トンネルアンカレイジの一般図
Fig.1 Outline of 10 A Tunnel Anchorage of Kurushima Kaikyo Bridge

- C : 粘着力 (t/m²)
- A : 周面積 (m²)
- μ : 平均摩擦係数
- θ : トンネル傾斜角 (度) = 40°
- T : ケーブル張力 (t) = 19,300 t

基本的には、同形式のトンネルアンカレイジである下津井瀬戸大橋1Aと同じ上式とするが、

- ① トンネル拡幅部の岩盤が、下津井瀬戸大橋のC_Hに対して、来島大橋10AではC_M級主体で粘着力の評価も低いこと
- ② トンネル付近に熱水変質脈が貫入してそれに伴うD_Hが層状に分布し、複雑な地質構成となっていることから、粘着力を無視しても重量と摩擦抵抗を合わせたもので安全率が1を確保できるよう、下式

$$F_{s2} = \frac{W \cdot \sin \theta + \mu W \cdot \cos \theta}{T} \geq 1.0$$

でも照査することとした。

なお、滑動安定照査にあたっては、トンネル周辺岩盤の「ゆるみ領域」も考慮した。

3. トンネルアンカレイジの施工手順の概要

トンネルアンカレイジの施工手順は次に示すとおりである。また、施工手順図および実際の施工の実施工程を図-2および表-1に示す。

- ① トンネルの掘削
- ② ケーブルアンカーフレームの架設
- ③ トンネル内の躯体コンクリートの施工
- ④ サドルベントの施工

- ⑤ グラウトの施工
- ⑥ 上屋の施工 (ケーブル架設後)
- ⑦ 修景盛土

ここでは、①トンネル掘削から⑤グラウトの施工までについての施工内容について説明する。

4. トンネルの掘削

4.1 トンネル掘削の概要

トンネル掘削の施工手順は、次に示すとおりである。

- ① ヤードの造成 (一部は坑口部の掘削と並行作業)
- ② トンネル坑口部の掘削
- ③ トンネル標準部の掘削
- ④ トンネル坑奥部の掘削

トンネルの掘削方法は、「上部半断面先進下半水平ベンチカット方式の発破工法」で掘削を行う「NATM」で施工を行った。掘削は、ゆるみ領域が比較的少ない「機械掘削」が望ましいが、傾斜トンネルでの機械の施工性および経済性の面から「発破による掘削」を採用した。また、掘削ずりの搬出方法は、トンネル上部に排出する「掘下がり方式」と、トンネル底部より排出する「掘上がり方式」があり、各方式の検討を行ったが、経済性および安全性に優れ、下津井瀬戸大橋でも施工実績のある「全断面掘下がり方式」を採用した。

4.2 トンネル坑口部の掘削

坑口部の支保構造は、通常の鋼アーチ支保工、ロックボルト、吹付コンクリート等の組合せを採用した。ただし、下半部については、斜めトンネルの施工の特殊性に

表-1 10A トンネルアンカレイジ工事の実施工程

Tab.1 Work schedule of 10A tunnel anchorage work

項目	平成5年度	6年度	7年度	8年度	9年度	10年度
作業ヤードの造成	—					
トンネルの掘削 坑口部の掘削 掘削仮設備の設置 標準部、坑奥部の掘削 台座コンクリートの設置、他		—	—			
ケーブルアンカーフレームの架設			—			
トンネル内の躯体コンクリートの施工 準備作業等 高流動コンクリートの打設			—	—		
サドルベントの施工			—	—		
グラウトの施工 クーリング コンタクトグラウト				—	—	
(ケーブル工事)				—	—	
上屋の施工					—	—
修景盛土						—

より、鋼製支保工を用いない構造とした。トンネル天端部の安定化を図る補助工法として、「発泡ウレタン圧入による工法」を採用した。なお、D_H級岩盤については、アーチ部 120° 分の範囲をフォアパイリングで先受工を用いた。

坑口部の二次覆工コンクリートは、アーチ部および側

壁部は 60 cm、インバート部は 80 cm の厚さとした。

4.3 トンネル掘削の仮設備

トンネルの掘削方法として、「発破による NATM」で、掘削ずり搬出方法として、「全断面掘下がり方式」を採用したが、斜めトンネルにおける掘削ずりの搬出と作業

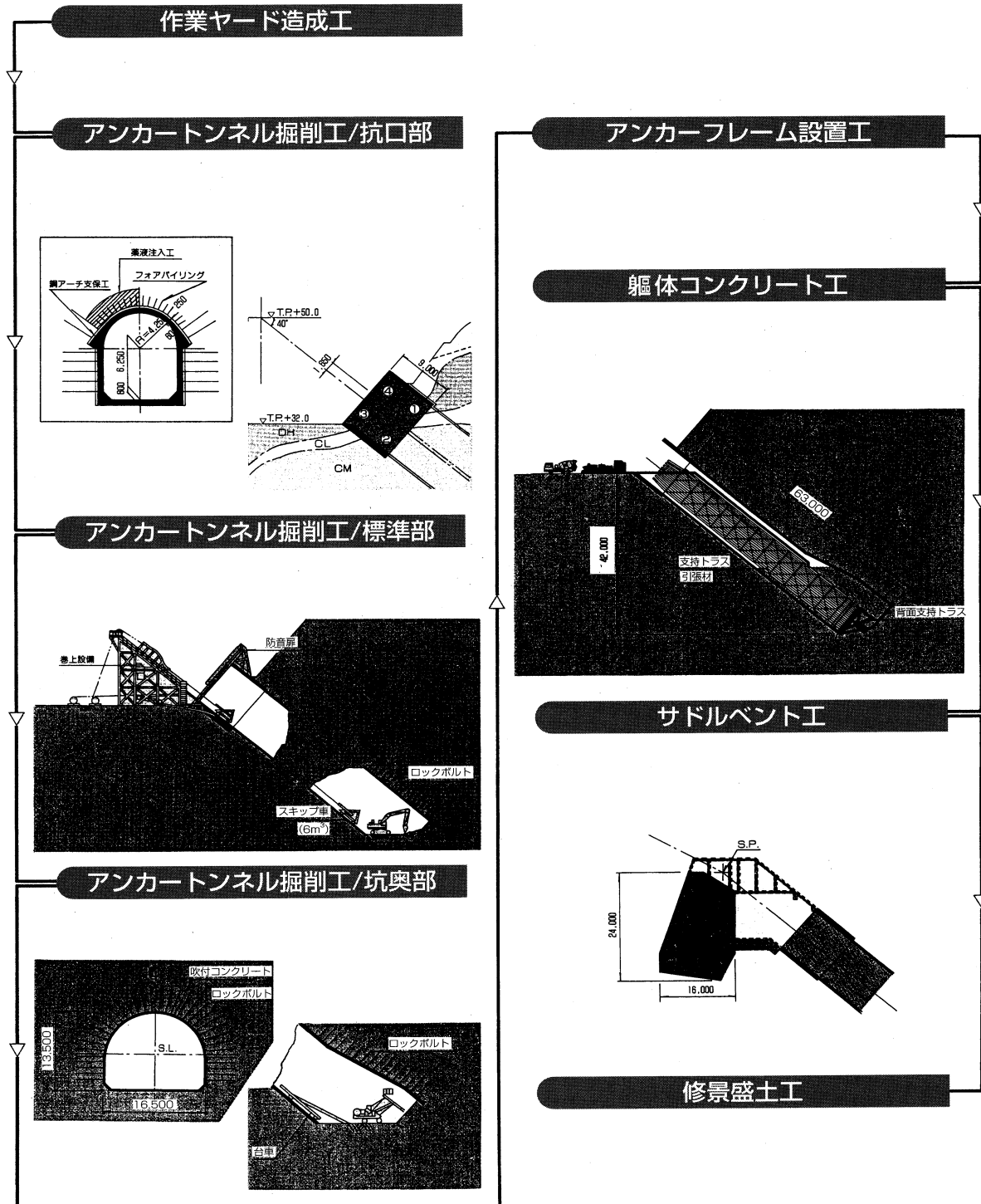


図-2 トンネル掘削の施工手順

Fig.2 Work procedure of tunnel excavation

機械等の搬入出のため、特殊な「ずり巻上設備」と「台車巻上設備」等の仮設備を事前に設置した。トンネル掘削用の主要な機械設備（トンネル1本当たり）を表-2に、坑内配置図、および「ずり巻上設備」「台車巻上設備」の図を図-3および図-4に示す。

表-2 トンネル掘削用の主要な機械設備

Tab.2 Major work machinery for tunnel excavation

設備名称	数量	機械内容
削孔機	1台	油圧式2ブームクローラジャンボ (18.3t/台)
ずり積機	1台	油圧0.7m ³ 級バックホウ (19.1t/台)
吹付設備	1式	吹付機 (77H ⁻ -285) 吹付ロボット (77H ⁻ -305ER)
換気設備	1式	反転軸流ファン (15kw×2) 風管600mm
排水設備	1式	
ずり巻上設備	1式	巻上機 90kw 30m/min 6m ³ スクップ
台車巻上設備	1式	巻上機 37kw 4m/min 台車
檜設備	1式	H形鋼を基本としたトラス構造
防音扉設備	1式	

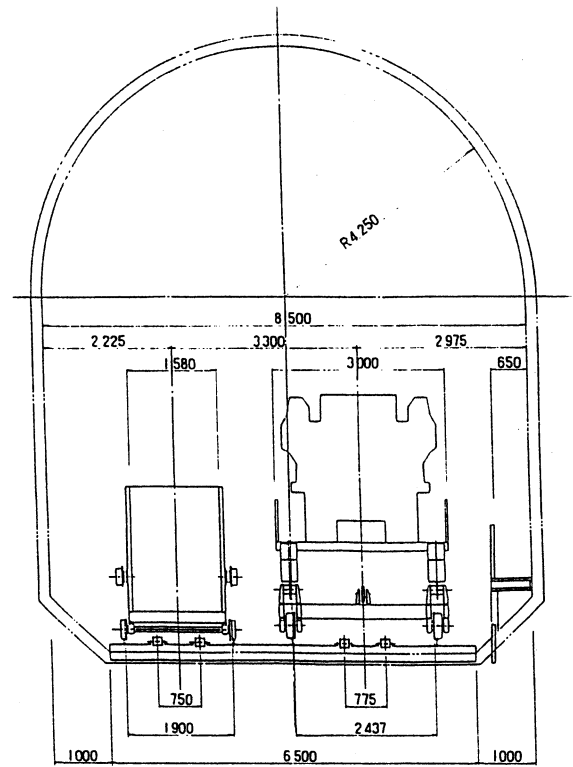


図-3 坑内配置図

Fig.3 Arrangement of work yard

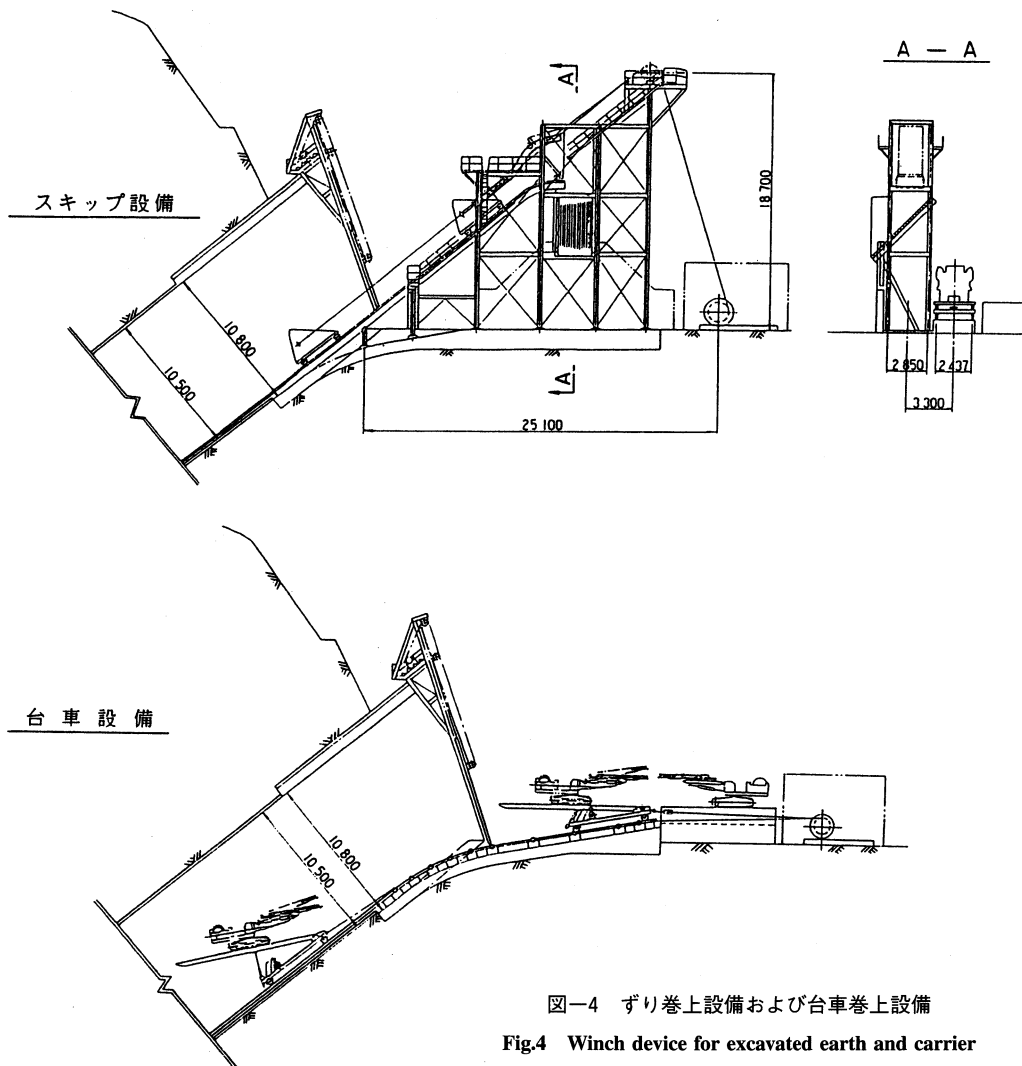


図-4 ずり巻上設備および台車巻上設備

Fig.4 Winch device for excavated earth and carrier

4.4 トンネル標準部、坑奥部の掘削

トンネル標準部および坑奥部の支保構造は、40°の傾斜トンネルおよびアンカレイジとしての特徴を考慮し、鋼アーチ支保工を用いない構造とした。その鋼アーチ支保工が受け持つ軸力を吹付コンクリートとロックボルトで支持するものとした。

標準部および坑奥部の「上半断面先進下半水平ベンチカット方式の発破掘削」のサイクルを図-5に示すが、トンネルの40°勾配を考慮し、上半部2進行（1進行は1mもしくは1.2m）、ベンチ部1進行を1サイクルとした。上半およびベンチ部の発破計画は、周辺地山の緩み領域を極力少なくするため、ベンチ部は標準部2分割、拡幅部は3分割とした。

ずり処理は、坑内において、バックホウ0.7m³級でスキップ車6m³にずりを積込み、巻上げ機でスキップ車を槽頂部まで巻上げて坑外に搬出する。このずり処理時間がサイクルタイムに大きなウェイトを占めた。

掘削後、厚さ15cmもしくは20cmの吹付コンクリートの施工を行った。ロックボルトの打設は、吹付コンクリート施工後速やかに施工を行った。現場管理のために実施した計測により、吹付コンクリートにクラックが発生やロックボルト軸力計に異常値を表した箇所にはロックボルトの増し打ち等に対応した。

実施工での1日当たりの進行長は0.44m～0.79mであった。

トンネル掘削後、ケーブルアンカーフレームを架設するための台座コンクリートの施工を行った。

5. ケーブルアンカーフレームの架設、補強鉄骨

5.1 ケーブルアンカーフレームの架設の概要

ケーブルアンカーフレームの構造概要を図-6に示す。ケーブルアンカーフレームの構造形式としては、定着桁に作用するストランド張力を前面仕切ガーダーにより、平面的に平行に配置した引張材方向に変換する「前面仕切ガーダー方式」を採用した。また、トンネルの断面を小さくするため、引張材は側面的にも平行に配置しており、そのため、前面仕切ガーダーには側面的にも曲げ応力を伝達する必要がある。吊橋のケーブルからの力の流れは、ストランド→定着桁→前面仕切ガーダー→引張材→背面ガーダー→躯体コンクリート→地山と言う考え方である。

ケーブルアンカーフレームの鋼重は1基あたり約1,000トン余り（2基で約2,000トン余り）で、その内、半分以上が引張材の重量である。

ケーブルアンカーフレームの架設手順を図-7に示す。
①準備作業として、坑口部での地組、積込みに使用する「回転軌条桁」や坑内への搬入に使用する「坑内軌条」、「水平台車」さらに坑奥部での「坑内吊上げ設備」等の仮設備の設置を行った。
②背面支持トラスは、坑口部で地組みした部材を坑奥部に搬入し、扇型回転方式により

1サイクルフロー

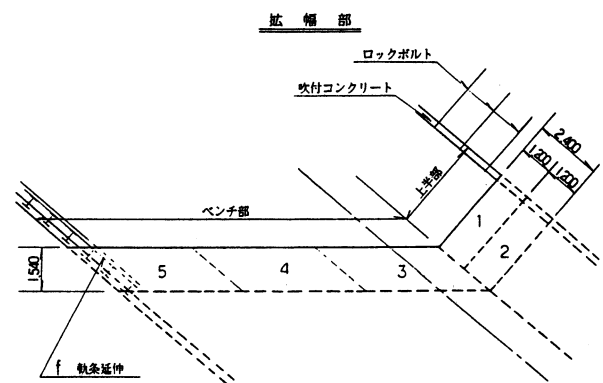
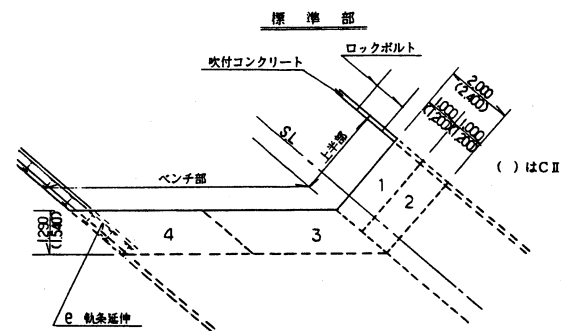
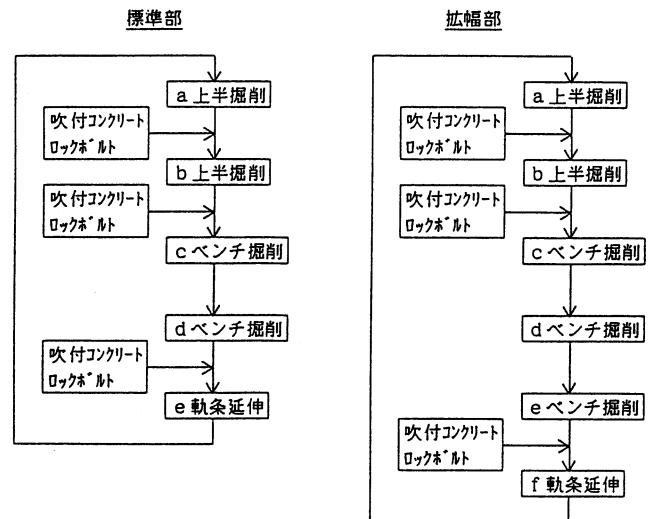


図-5 トンネル掘削のサイクル

Fig.5 Cyclic sequence of tunnel excavation

ブロック架設した。③背面定着ガーダーは、9段に分割しているが、平面的な幅がトンネル標準部の幅より広いいため、1ブロックずつ搬入した後、坑奥部でターンテーブルを用いて90°水平回転させ、設置した。④支持トラスは、坑口部で4ブロックに地組みし、1ブロックずつ坑内に搬入、設置した。⑤引張材は、1本の長さが約55mあるが、現地には長さ20m弱の単部材で坑内に搬入し、「逐次連結方式」によりボルト添接しながら落とし込み架設した。⑥前面仕切ガーダーは、9ブロックで現地搬入したものを油圧クレーンおよび坑内部の吊上設備

で架設し、定着桁は、単部材で同様に順次架設した。

アンカートンネルの安定解析の結果、引張材にケーブル張力が導入した際に坑奥部の躯体コンクリートにひびわれの発生が予想されたため、コンクリートの打設前に

無筋コンクリートの許容引張応力度 (3.0 kgf/cm^2) 以上の引張応力が発生している範囲を鋼材で補強した。鋼材としては、坑内での組立等の施工性を重視し、鉄筋ではなく、鉄骨を用いた。

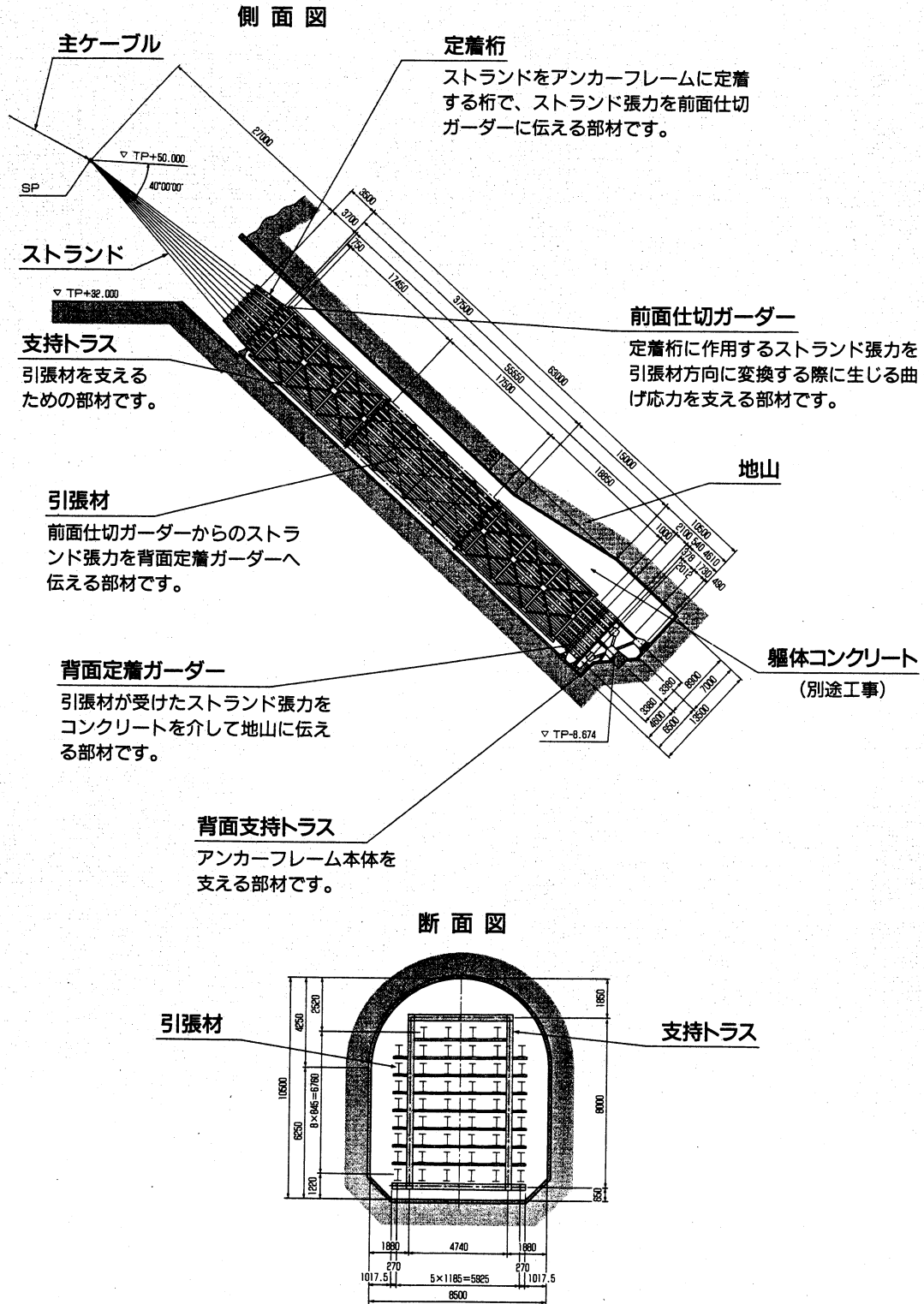


図-6 ケーブルアンカーフレームの構造概要

Fig.6 Outline of cable anchor frame structure

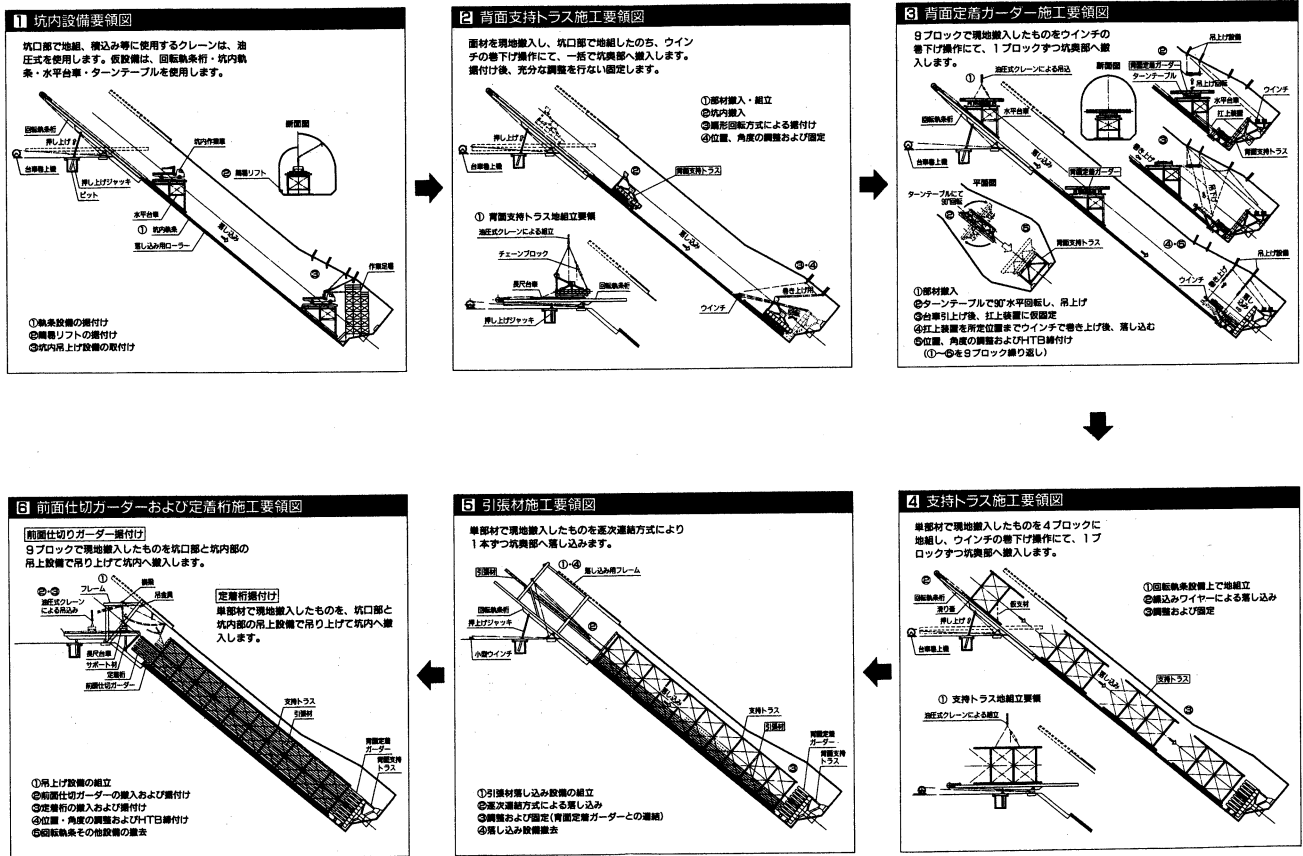


図-7 ケーブルアンカーフレームの架設手順
Fig.7 Erection sequence of cable anchor frame

6. トンネル内の躯体コンクリートの施工

トンネル内の躯体コンクリートについては、トンネル自体が斜め40°下向きに傾斜しているとともに、狭いトンネル内にケーブルアンカーフレーム等の鋼材が密に配置されているため、コンクリートの締め固め作業を十分に行うことができない。そこで締め固め作業の必要のない「高流動コンクリート」を採用することとした。10Aで用いた高流動コンクリートについては、参考文献2)の本四技報'96.10に述べられているので、ここでは詳述はしないが概要は以下のとおりである。コンクリート量がそれほど多くないので、現場プラントでなく、市中の生コンプラント2社を用いる。そのため、細骨材の表面水の変動およびトラックアジテーターによる輸送間の経時等による品質の変化が懸念され、品質の安定化が一番の課題で、配合の試験練り、現場での施工実験を行い、結論として、明石海峡大橋でアンカレイジで使用した「粉体系の高流動コンクリート」ではなく、増粘剤も併用した「併用系の高流動コンクリート」を採用した。

10Aで使用した高流動コンクリートの配合を表-3に示す。

表-3 高流動コンクリートの配合

Tab.3 Mixture of high flowability concrete

Gmax (mm)	スランプ フロー目盛 (cm)	空気量 の目標 (%)	単体量 (kg/m ³)						増粘剤 Z	高性能 AE 減水剤 C×3%程度
			W	C	LP	S ₁	S ₂	G		
20	60	2.5	162.5	260	210	482	341	880	W×2.5%	

ただし、スランプフローの値については、数リフトの流動状況や充てん状況を確認した上で、目標値を再度設定するものとする。また、高性能 AE 減水剤の添加率は所定のスランプフロー、空気量を満たすよう調整する。

7. サドルベントの施工

サドルベントの施工は、通常の重力式アンカレイジのマスコンクリートとしての施工と同様であるので、詳述はしないが、概略は以下のとおりである。コンクリート打設について、サドルベント下部のフーチングは3リフト、サドルベント上部工はリフト高3mとし6リフト、計9リフトで施工した。1回当たりの最大打設量は約500m³で低発熱型セメントを使用したコンクリートを打設した。第8、第9リフトは打設時期が5月、6月になったので、プレクーリングを行い打ち込み温度を15℃、17℃とした。

8. コンタクトグラウトの施工

躯体コンクリートが周辺の岩盤と一体でアンカレイジとしての性能を確保することと、止水を目的として、コンタクトグラウトを行った。グラウトは、クーリングにより躯体コンクリートを強制的に冷却した後、躯体と吹付コンクリートの間隙を超微粒子セメントを用いたグラウト（セメントミルク）を充填することにより行った。

グラウトは1トンネル当たり4ゾーンに区切って行うこととし、躯体コンクリートの打設の進行に合わせて、グラウト配管およびクーリング配管を設置した。クーリング配管は、通常はグラウトのための2次クーリング以外に初期のひびわれ対策としての1次クーリングにも使用することが多く、その場合、 $\phi 25$ mmの電線管をコンクリートのリフト毎に平面的に水平に配置することが一般的である。しかし、10Aでは1次クーリングの必要がなく、2次クーリングだけのために使用するため $\phi 38$ mmの電線管をトンネル軸方向に 40° 勾配に配置した。

躯体コンクリートは、低発熱型セメントを使用して打ち込み温度 20° 以下で打設され、その温度はピークで 45° 程度まで上昇した。解析によると、自然冷却による場合、安定温度（岩盤温度 17° 程度）に達するまで5年程度の年月が必要となり、ケーブル張力が導入する前にグラウトするのが不可能であるため、強制的にコンクリートを安定温度まで冷却した。クーリングの時期としては水温が低い冬期が効率的であるが、ケーブル架設時期との兼ね合いもあり、冷却水を用い、8月上旬から10月上旬の間に実施した。

グラウト工は、9月26日から10月18日に渡って施工した。グラウト工に用いたセメントは、比表面積 $8000 \text{ cm}^2/\text{g}$ 以上、平均粒径 4.0μ 以下のものを使用し、注入は低濃度配合から開始し、徐々に濃度を上げ、最終配合として $W/C=0.8$ 配合のセメントミルクとした。計画では南北トンネル各々4ゾーンに区別してグラウトする予定であったが、コンクリートブロック間のグラウトと異なり、コンクリートと岩盤の間隙のグラウトであるため、岩盤等へのリーク量が多く、ゾーン毎の厳格なグラウトは困難であり、その都度、充填を確認してグラウトを行うこととした。結果として、継目開度から想定された継目体積の約20倍程度のグラウト量を注入した。

9. 地下水対策および浸透水対策

事前の調査ボーリング孔内での地下水調査では、イオン濃度や電気伝導度から一般的な地下水であり、海水の影響は全く受けていないと判断された。また、地下水位は $TP+20$ m付近であった。

トンネル掘削に伴い、地下水位は下がっていったが、

掘削中の湧水はそれ程多くなかった。また、躯体コンクリート打設後は地下水位は元に近い状態に戻っている。

完成後、周辺の水位を測定するとともに、何らかの原因で水位が上昇した場合の対策として、トンネルの下方約 1.5 mの位置に $\phi 15$ cm程度のボーリング孔をトンネル軸方向に沿って掘削した。

また、完成後のケーブルアンカーフレーム定着部への水の浸水を防ぐため、定着具部の下方に水の溜まる釜場を設けた。

10. 下津井瀬戸大橋トンネルアンカレイジとの相違点

これまで来島海峡大橋のトンネルアンカレイジの工事内容を説明したが、ここでは下津井瀬戸大橋のトンネルアンカレイジとの相違点を再挙する。

- ①躯体コンクリートに、市中生コンプラントで製造した「併用系高流動コンクリート」を採用した。
- ②2次クーリングのための配管は、 $\phi 38$ mmの管をトンネル軸方向 40° 勾配に配置した。
- ③アンカートンネル内の水処理のため、トンネル坑口部に釜場を設置した。
- ④トンネル下方に地下水観測等のためのボーリング孔を設置した。

11. おわりに

トンネルアンカレイジは、周辺の岩盤と一体となってケーブル張力に抵抗するので、地形・地質条件が適せば重力式アンカレイジに比べ、コンクリート量を大幅に減ずることができ、経済的になるとともに、周辺の地形改変も抑えることができ非常に有効な構造である。しかし、斜めトンネルの掘削に当たっては、水平もしくは鉛直トンネルとは異なり特殊な設備も必要となり、不経済な面もある。今後のトンネルアンカレイジを計画するに当たっては、効率的な掘削方法、ケーブルアンカーフレームの更なるブロック架設化等を念頭に置いた、設計段階からの配慮が必要と思われる。

最後に、10Aトンネルアンカレイジの工事を施工して頂いた、「清水・間・不動・若築・川崎重工JV」、10Aのケーブルアンカーフレーム工事を施工して頂いた「高田・宮地建設JV」、および関連業者の方々に感謝を申し上げます。

参考文献

- 1) 森：来島大橋の設計概要；本四技報No.69 '94.1
- 2) 吉川、鳥羽：来島大橋10A高流動コンクリートの試験練り、現場施工実験および実施工；本四技報No.80 '96.10

来島海峡大橋馬島高架部鋼上部工の設計・施工

Design and Construction of Kurushima Kaikyo Bridge Umashima Viaduct Section Superstructure

第三管理局今治管理事務所
(前)第三建設局今治工事事務所

工 事 課 長
第 一 工 事 長

伊 藤 稔 明

Toshiaki Ito



第三管理局大三島管理支所
(前)第三建設局今治工事事務所

維 持 補 修 課 長
第 一 工 事 長

祖 父 江 泰 孝

Yasutaka Sobue

概要

来島海峡大橋馬島高架部は、来島海峡大橋の第二大橋、第三大橋を接続する高架橋であり側径間に該当する。橋梁形式は、来島海峡大橋全体の連続性を考慮して、本線橋は両側ともに鋼3径間連続鋼床版箱桁橋としている。また、本橋にはバスのバスストップが設置されており道路幅員が広く全体にわたり変化している。

上部工の設計にあたり幅員変化に伴う主桁分岐構造の検討、及び支承構造、支承条件の見直しを行った。また、施工場所の特殊性から架設工法として送り出し工法を採用した。

本稿は、馬島高架部の本線橋上部工の設計・施工概要を報告するものである。

Umashima Viaduct Section of Kurushima Kaikyo Bridge joins the second and the third Kurushima Kaikyo bridges as a side-span bridge. The viaduct was designed as a steel three-span continuous steel-floor box deck on both sides in consideration of continuity of the entire Kurushima Kaikyo Bridge structures. In addition, since the viaduct accommodates a bus stop structure, the width of roadway varies all over the span length. Design of superstructure included a study on the forked deck structure, bearing structure, and review of support condition. The site condition required the erection made by cantilevering launching. This paper outlines the design and construction of superstructure of Umashima Viaduct section.

1. まえがき

来島海峡大橋馬島高架部は、西瀬戸自動車道の今治側海峡部の馬島に位置し、来島海峡第2大橋、第3大橋を接続する高架橋であり、側径間に該当する部分である。

馬島には、連絡施設としてバスストップ及び馬島島内へのアプローチとして管理用出入路が計画されている。

馬島高架部は、本線橋、7Aアンカレイジ上の道路桁、管理用出入路ON、OFFと複数の橋梁で計画されている(図-1)。

本線橋は、バスストップの設置に伴い幅員が広く変化することにより、主ケーブルへの干渉及び主桁の分岐構造等複雑な構造となっている。併せて、吊橋全体の影響を考慮した設計を行う必要がある。

また、施工場所が、国立公園第二種特別地域内の施工であり周辺地形への配慮及び架設条件等の制約から架設工法として、送り出し工法を採用した。

本稿は、本線橋上部工工事における設計上配慮した事項と、架設工法として採用した送り出し工法の概要を報告する。

2. 工事概要

本線橋は、馬島島内に建設されたコンクリート橋脚(P2、P3、P4、P5)、主塔(6P、8P)ブラケット及び7Aアンカレイジに支持されており、吊橋と下部工を共用する橋梁となっている。

橋梁諸元は以下の通りである。

(1) 本線(6P~7A)

橋梁形式: 3径間連続鋼床版箱桁

橋 長: 238.355 m

支 間 割: 75.825 m + 80.000 m + 77.835 m

橋 格: 第1種3級

設計速度: 80 km/hr

設計活荷重: B活荷重

幅 員: 39.3586 m ~ 477.700 m

平面線形: $R = \infty$

横断勾配: 2%直線両勾配(車道部)

LEVEL~1%片勾配(原自歩道)

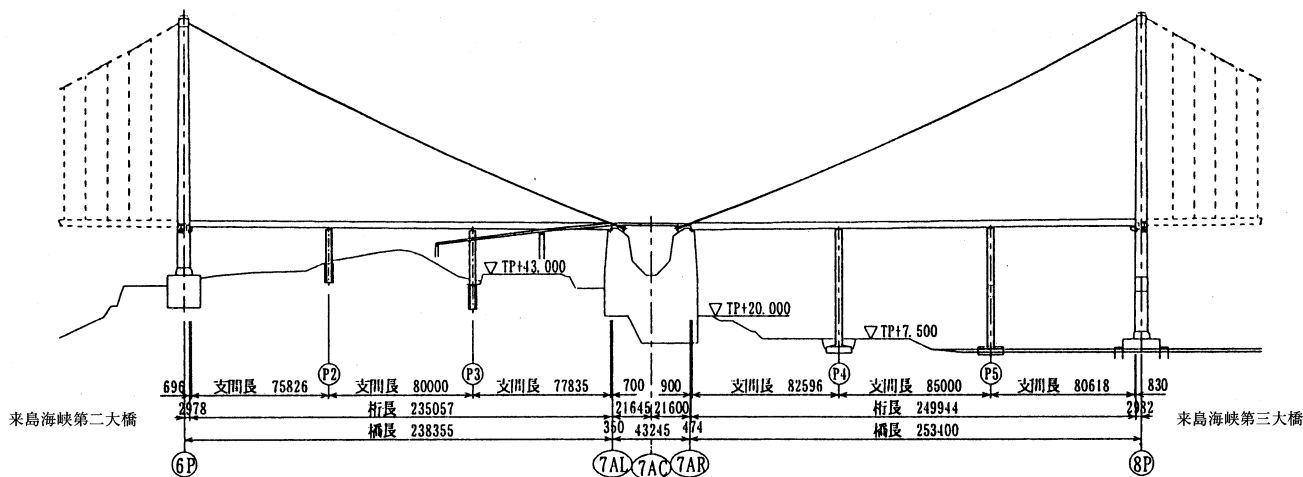
縦断勾配: 0.13~1.8%(緩和曲線)

鋼 重: 約2,900 t (SM490Y、SS400)

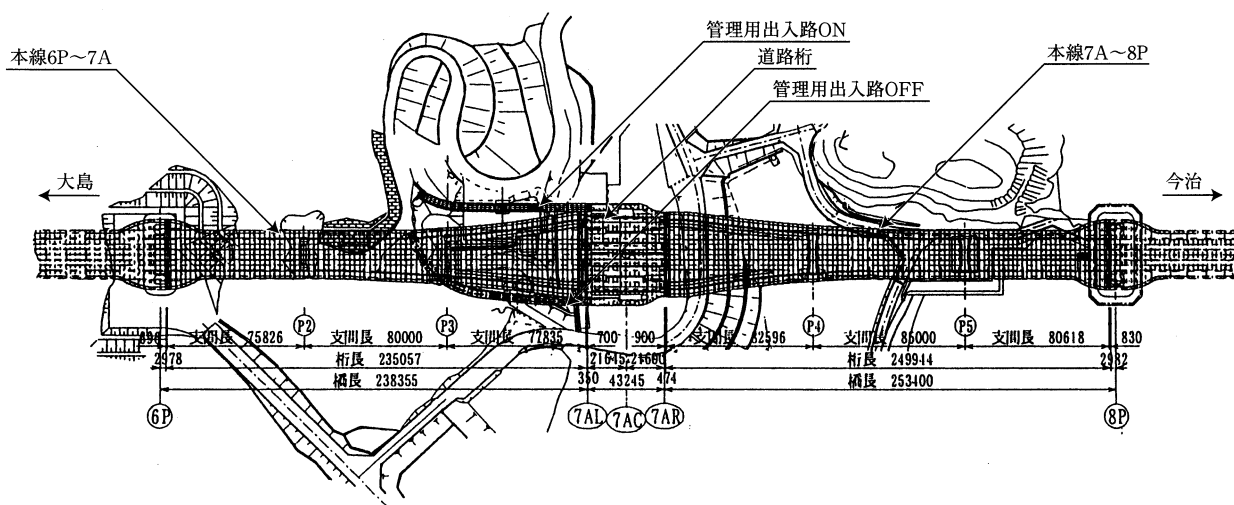
(2) 本線(7A~8P)

橋 長: 249.944 m

側面図



平面図



横断面

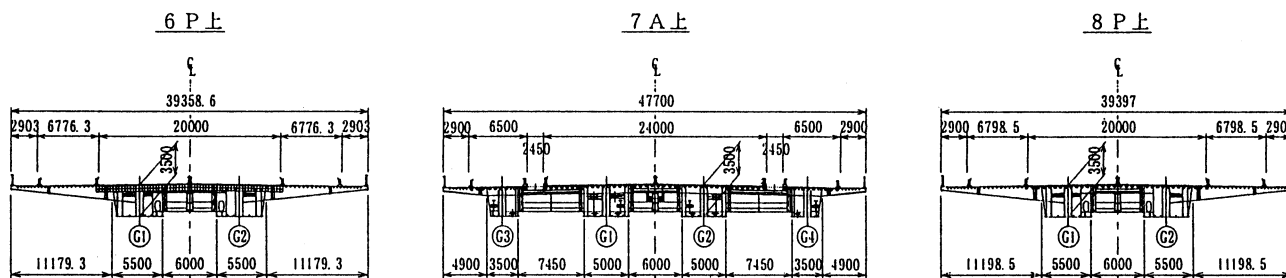


図-1 全体一般図

Fig.1 General plan

支間割：82.596 m + 85.000 m + 80.618 m
 他諸元については本線（6P～7A）に同じ。
 鋼重：約 3,060 t (SM 490 Y, SS 400)

3. 設計

設計全体の基本的な流れを図-2 に示す。
 本橋の構造的な特徴は下記に示すとおりである。

①7A 上にバスストップが設置されるため本線橋全

線に渡り幅員が広く変化する。これに起因し、本線橋主桁は2主桁から4主桁に変化する構造を取っている。2主桁から4主桁に変化する主桁構造箇所（主桁分岐部と呼ぶ）の応力伝達を明確にし、設計する必要がある。

②本線橋は吊橋と下部工を共用する構造となっている。兵庫県南部地震を考慮して、吊橋を含めた構造系での地震動的応答解析を行い、下部工に影響の無い範囲でより優れた耐震性を有する支承条件を決定する。

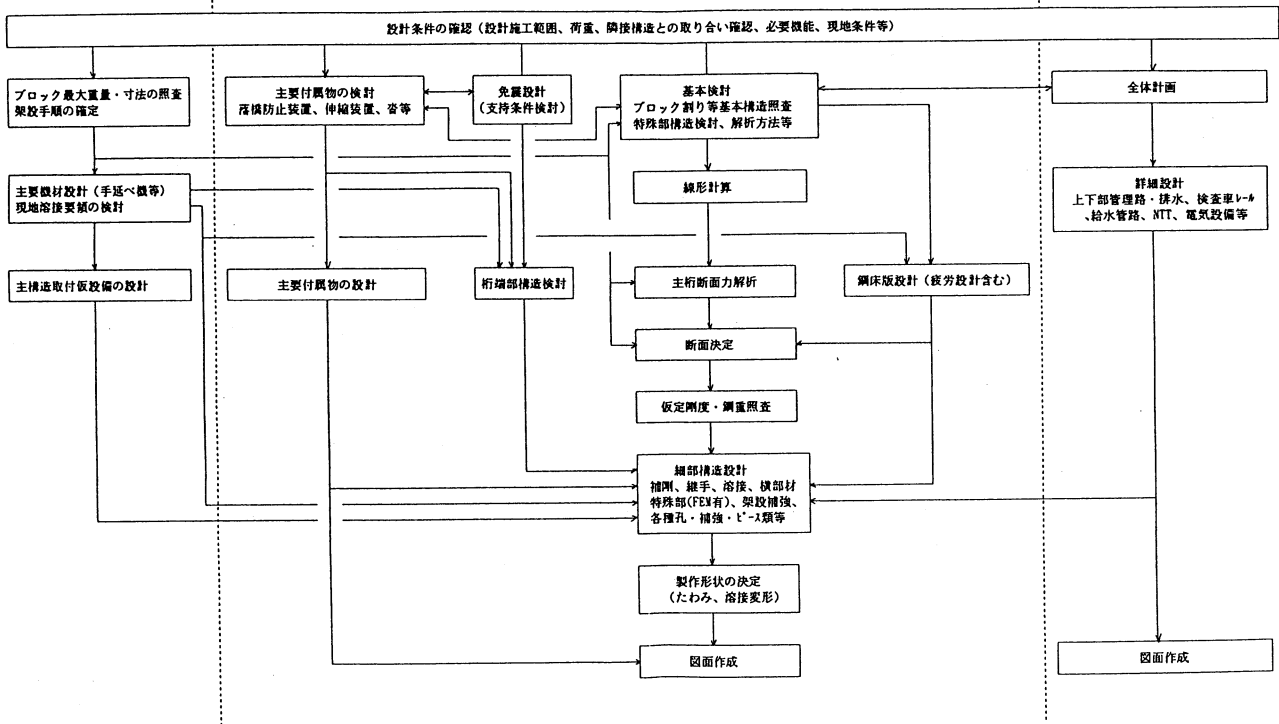


図-2 設計手順

Fig.2 Design procedure

3.1 主桁分岐部の照査

主桁分岐部は、分岐後の主桁の腹板を主桁内に割り込ませることにより、分岐前の箱内は2主桁の腹板とダイヤフラムで構成され、箱内を2セルから3セルに変化させ主桁を分岐させる構造としている。なお、割り込ませた腹板は応力の円滑な伝達に配慮し、縦リブを連続させ箱桁の剛性が急変しないようにしている。

主桁分岐部の力の流れはフランジ、腹板といった応力部材から、剛度部材であるダイヤフラムを介して応力伝達されるが複雑な構造であるため、局所的な応力が発生する可能性があることから3次元FEM解析を行い、応力の伝達が円滑であるかの確認を行った。FEM解析モデルは本線橋にある4箇所の主桁分岐部の内、最も大きな断面力が発生している7A~8P間G2桁側の主桁分岐部について行った。モデルの範囲は橋軸方向には、割り込み腹板を有する範囲に加え、分岐前3パネルと分岐後2パネルとし、橋軸直角方向には全幅員とした。解析プログラムにはNASTRANを使用した(図-3)。解析の結果、主桁応力度では、主桁が分岐する直前の下フランジの箇所でも局所的に骨組格子解析結果より、若干大きめの値の発生する箇所があったが、主桁分岐部における応力伝達は概ね円滑であり、下記の理由により局所的な応力が発生しなかった。

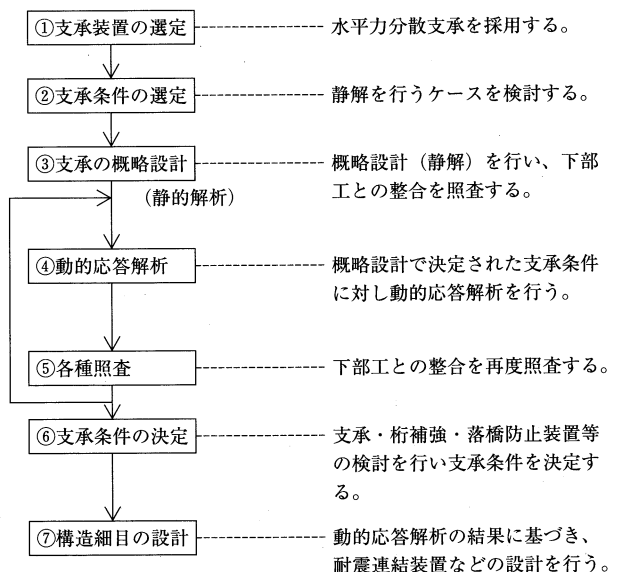
- ①分岐の角度が小さい。
- ②箱桁内に割り込む内側腹板長を十分に長くした。
- ③分岐部ダイヤフラムの剛性が十分確保できた。

3.2 耐震性を考慮した支承条件の検討

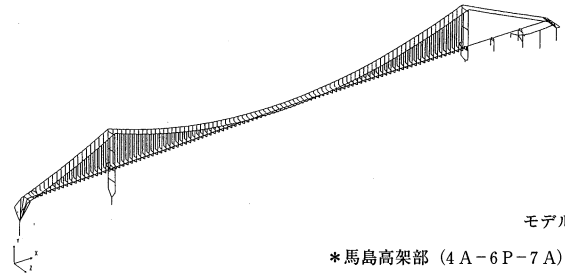
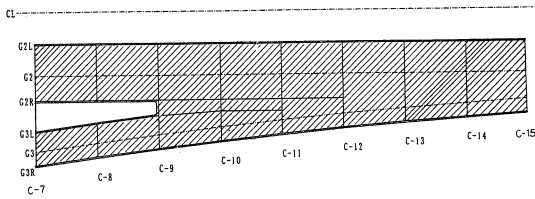
3.2.1 支承条件

兵庫県南部地震により支承構造の再検討の必要が生じた。馬島高架部を支持する下部工は、詳細設計を行う時には既に施工が終わっていたが、支承構造を見直す上で、より優れた耐震性を有する支承条件にすべく検討を行った。馬島高架部は吊橋と下部工を共用しており、吊橋の挙動の影響を受けることになる。従って、吊橋を含めた構造系による地震動的応答解析を行うものとした。

以下に検討フローを示す。



着目範囲



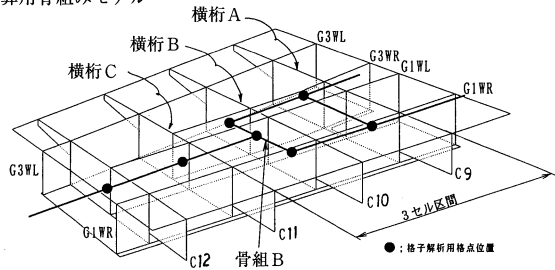
モデル図

馬島高架部(4A-6P-7A)

図-4 モデル図(第二大橋)

Fig.4 Model (Second Bridge)

格子計算用骨組みモデル



骨組Bは、横桁A,B,Cで構成する2セルの箱桁としての剛度を有する。

表-1 支承条件検討ケース

Tab.1 Study cases of support condition

6P~7A		6P	P2	P3	7A(L)
橋軸方向	CASE 1	E	M	F	E
	CASE 2	E	M	M	F
	CASE 3	E	M	E	E
橋直方向	CASE1~3	E	F	F	F
	CASE3'	E	E	E	F

7A~8P		7A(R)	P4	P5	8P
橋軸方向	CASE 1	E	F	F	M
	CASE 2	F	E	E	M
	CASE 3	E	E	E	M
橋軸直角方向		F	F	F	F

FEM解析モデル

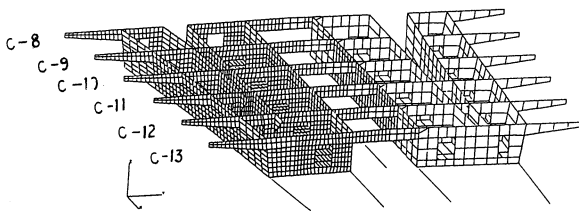


図-3 解析モデル

Fig.3 Analytical model

地震動的応答解析に用いる入力地震動の内短周期地震動は「来島大橋剛体基礎耐震設計法(案)」及び「本四公団耐震設計基準・同解説」に示される加速度応答スペクトル曲線を、長周期地震動は「道路橋示方書・同解説V耐震設計編 平成2年2月」に示されるI種地盤の加速度応答スペクトルを適用する。

地震動的応答解析により得られた支承反力から支承寸法及び落橋防止装置の設置を考慮して支承条件の決定を行う(図-4)。

検討にあたっては以下のような地震レベルにより照査を行うものとした。

①震度法レベル

吊り橋を含む構造系での地震動的応答解析により得られた結果を震度法レベルとし、この地震力に対し、許容応力度設計を行う。

②地震時保有水平耐力レベル

地震時保有水平耐力照査における照査用水平震度 khc を用いて地震動的応答解析結果を割増して、この結果を面積等価の手法により非線形の結果に変換した。この非線形の解析結果が、降伏応力度(許容応力度×1.7)以下となるように設計を行う。

③非線形動解レベル

「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様の準用に関する参考資料 平成7年6月」(以下復旧仕様と呼ぶ)に示される非線形動解の簡便法における照査用水平震度 khc を用いて地震動的応答解析結果を割増して、この結果を面積等価の手法により非線形の結果に変換した。この非線形の解析結果が、終局強度(許容応力度×3.0)以下となるように設計を行う。

地震動的応答解析を行うにあたり予め支承条件を3ケース抽出し(表-1)、この内最も耐震性に優れた支承条件を選定することとしたが、6P支点については、来島第二大橋主塔の耐震設計における動的解析結果から、6P支承の橋軸直角方向の固定方法は弾性支持を選定しているため新たな支承条件は検討ケースに含めていない。

検討の結果、当初の支承条件が表-2に示すように変更となった。

動的解析の結果を整理し決定ケースに至った理由を下記に述べる。

①7Aの支承を弾性支持とした理由は、橋軸方向では端支点を弾性固定にして橋軸方向変位を小さくしたり、橋軸直角方向で端支点到反力が集中し水平力が大きくなる事を防ぐことが出来るため弾性支持とした。

②7A~8P側の橋軸方向地震時では、P4、P5橋脚が高橋脚であるため、橋脚の地震時水平力が上部工に分配されてしまうことが、地震動的応答解析の結果により明らかになった。したがって、弾性支持により橋脚から上部工に分配される水平力を低減し、かつ、ゴム支承に加わる水平力を軽減することにより耐震性の向上を行う

表一2 支承条件

Tab.2 Support condition

6P~7A (当初)

	6P	P2	P3	7A	備考
橋軸方向	E	M	F	E	7A分担率 21%
橋軸直角方向	E	F	F	F	

6P~7A (今回)

	6P	P2	P3	7A	備考
橋軸方向	E	M	E	E	7A分担率 52%
橋軸直角方向	E	F	F	F	Level 1
橋軸直角方向	E	E	E	F	Level 2,3

7A~8P (当初)

	7A	P4	P5	8P	備考
橋軸方向	E	F	F	M	7A分担率 50.2%
橋軸直角方向	F	F	F	F	

7A~8P (今回)

	7A	P4	P5	8P	備考
橋軸方向	E	E	E	M	7A分担率 67.9%
橋軸直角方向	F	F	F	F	

ものとした。

③6P~7Aの橋軸直角方向地震時では、P2、P3橋脚（ラーメン構造）の左右橋脚高が極端に異なるためP2、P3橋脚の支承を固定支持とするケースにおいて左右の支承に反力の不均衡が発生する。したがって、P2、P3上支承を橋軸直角方向も弾性支持にすることにより、反力の不均衡を解消することとした。

3.2.2 落橋防止構造

馬島高架部は、支持される下部工（7Aアンカレイジ、各橋脚、6P、8P主塔等）が施工済みであるため、復旧仕様が要求する耐震性を確保するための落橋防止構造を設けることは非常に困難な状況にあったが、以下に示すような概念により落橋防止構造を設計することとした。

馬島高架部本線橋に非線形動解レベルの地震が起きても、

- ①主塔への衝突は避けるものとする。
- ②吊り橋のメインケーブルには干渉しないようにする。
- ③馬島高架部本線橋自体の落橋がないようにする。

ただし、主塔側は主塔自体への補強構造が大がかりになるため、7Aアンカレイジ側に落橋防止装置を設けるものとした。

落橋防止装置は、PCケーブル及び耐震壁とし、ともに非線形動解レベルの地震に耐えうる構造とした。

なお、ゴム支承は、震度法レベルの地震時には、ゴムのせん断変形能で対応出来るようにし、地震時保有水平耐力レベルの地震時では、支承移動制限装置が地震力に耐えうるように設計した。

地震動的応答解析の結果により、以下については特別な配慮を施した。

- ①6P~7Aの橋軸直角方向地震時において、震度法レベルでは伸縮装置への影響がないようにP2、P3支承を固定となるようにし、地震時保有水平耐力レベルでは弾性支持となる構造とした。

②7A~8Pの橋軸方向地震時（非線形動解レベル）において、P4、P5橋脚の変位量が大きくなるため、7A支承の移動制限装置は非線形動解レベルでも対応できる構造とした。

4. 施工

馬島高架部を施工する場所は、瀬戸内海特有の多島海景観を呈する景勝地であり、国立公園第二種特別地域に指定されている。したがって、できるだけ地形改変をしない架設工法を選定する必要があった。

馬島高架部本線橋の6P~7A側は地形が急峻であるため、トラッククレーンベント工法ではベントおよび架設ヤードの確保のために大規模な地形改変を余儀なくされる。また、7A~8P側では60mを越える架設高さであり、P5~8Pは海上に位置し架設ヤードの確保並びにベント設備が多く要するトラッククレーンベント工法では施工性、経済性から見ても好ましくない。また、トラベラクレーンによる張出し架設工法も考えられたが架設期間が長期になる。

したがって、馬島高架部本線橋の架設には、架設ヤードが7A側を基地にする事により地形改変を少なくすることができ、施工性・工期が確保される、手延機による送出し架設工法を採用した。

架設ステップを図一5に示す。

また、桁部については地上よりクレーンを用いた張出し架設工法とし、横桁・鋼床版については架設された主桁上にトラッククレーンを配し架設を行った。

4.1 手延機による主桁の送出し架設

(1) 送出しヤードの施工

手延機による送出し架設工法に用いる送出しヤードを、支保工と工事桁により構築する。

送出しヤードとして、6P~7A側ではP3~7A間、7A~8P側では7A~P4間に工事桁（幅員8.5m）を下り線側にトラッククレーン450t吊りにより架設した。工事桁上には送出し設備として、ルール、台車及び送り装置（油圧式ジャッキ）等の配置をした（写真一1）。

ベント、工事桁の主な諸元を以下に示す。

・ベント

6P~7A側 構造高 23.451m

7A~8P側 構造高 58.137m

・工事桁

6P~7A側 桁長 77.300m

7A~8P側 桁長 82.296m

桁高 2.500m (2主桁 ビルドH)

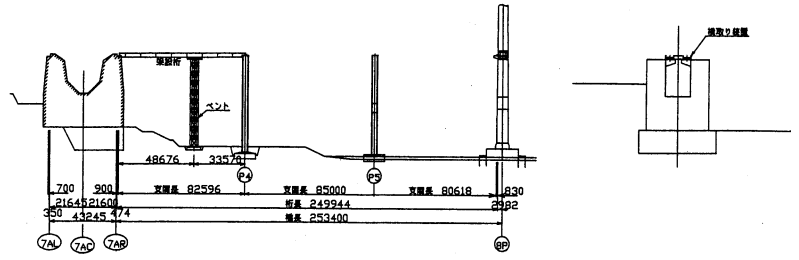
桁間 5.500m

(2) 手延機による送出し架設の施工

上り線主桁G1を先行し送出し架設を行い、横取り降下後、下り線主桁G2を同様な方法で送出し架設を行った。手順を下記に示す。

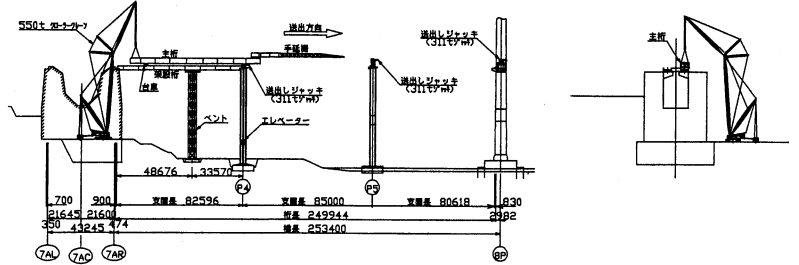
STEP-1

- ①ペントを組立てる。
- ②工事桁を組立てる。
- ③送出し・横送り・降下装置の設置。



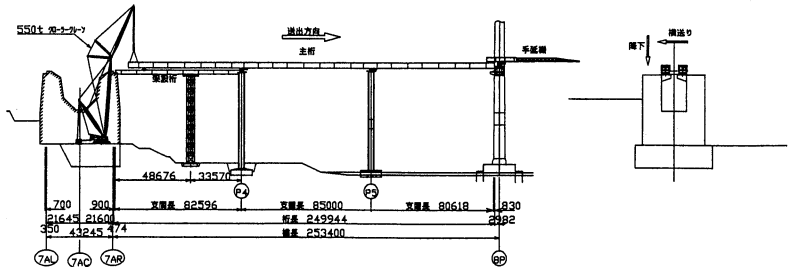
STEP-2

- ①G2主桁を組立て、ボルト締め、溶接作業を行う。
- ②手延機を組立てる。
- ③G2主桁を送出す。
- ④組立→送出し→組立→繰返す。



STEP-3

- ①8P到達後、順次手延機を解体する。
- ②横取り、降下作業を行う。
- ③G2主桁と同様にしてG1主桁の架設を行う。
- ④工事桁、ペント撤去後主桁を降下する。



STEP-4

- ①G3・G4, 横桁, 鋼床版の架設を行う。
- ②鋼床版部のボルト締め及び溶接作業を行う。
- ③高欄等の付属品を取付ける。
- ④現場塗装を行う。(継手部)

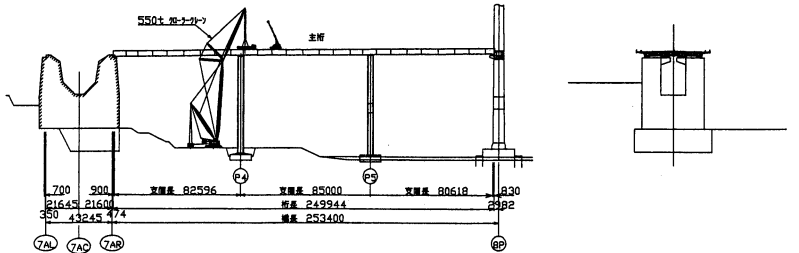


図-5 架設ステップ

Fig.5 Erection steps



写真-1 工事桁の架設状況 (7A~P4)

Photo.1 Erection of work girder (7A to P4)

- ①工事桁上に主桁ブロックをクローラークレーンにて搭載する。
- ②主桁ブロックの連結を行う。連結はキャンバー形状

を確認した後、HTB本締め・鋼床版デッキの溶接を行う。

- ③主桁に手延べ機を連結する。
- ④主桁を主塔方向に送出す。
- ⑤主桁ブロックを連結・送出しを繰り返す。

手延べ機の設置位置は、主桁の先端ではなく主桁の上面とした。これは、主塔の道路水平材を高さ的にクリアするための対策である (写真-2、図-6)。

これにより、主桁の降下高さは低くなったが、各橋脚上で手延べから主桁に盛り替える作業が生じた。

送り出し架設の管理としては、ジャッキの荷重管理と送り出し方向の管理を行った。各橋脚・主塔到達時に橋軸直角方向の調整はできるが、桁の送出し毎に送出し用油圧式スライドジャッキ (310t1000mmストローク) の左右のストローク量を管理することにより、橋軸直角方向のズレを極力少なくするようにした。

主桁搭載に用いた重機

- 6P~7A側 クローラークレーン (450t吊)
- 7A~8P側 クローラークレーン (550t吊)

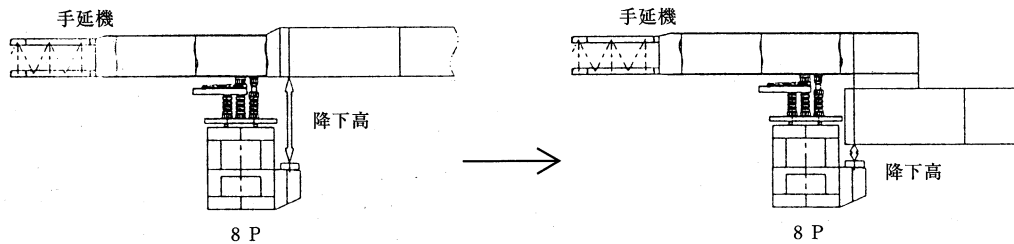


図-6 手延べ機の設置位置

Fig.6 Arrangement of launching device

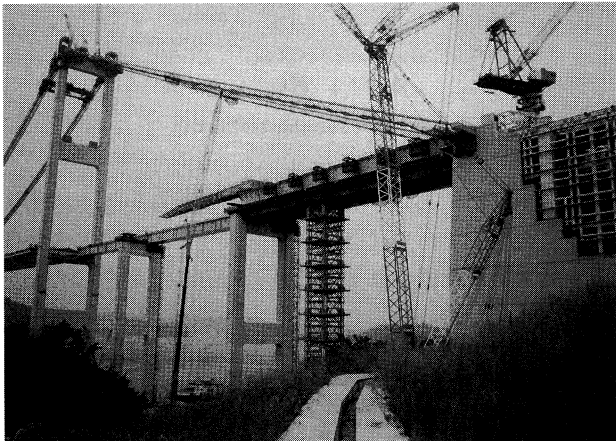


写真-2 主桁の送出し状況 (7 A~8 P)

Photo.2 Launching of main girder (7 A to 8 P)

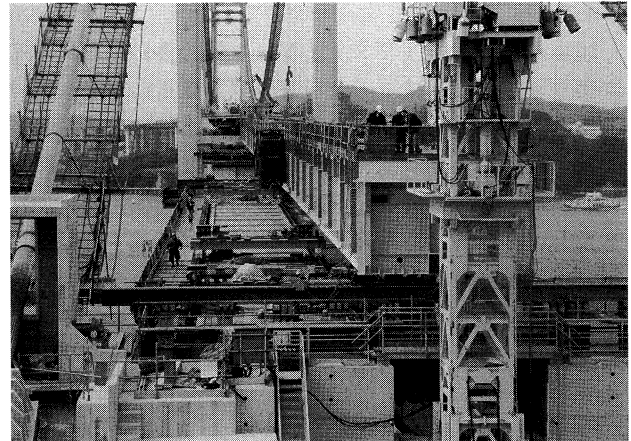


写真-3 主桁の横取り状況 (7 A~8 P)

Photo.3 Lateral shift of main girder (7 A to 8 P)

4.2 主桁横取り及び降下

上り線主桁の主塔到達後、各橋脚及び主塔ブラケットに横取り設備を設置し、主桁を所定に位置に横取り、降下を行った。引き続き下り線側主桁を上り線側主桁と同様に送出し、工事桁撤去後所定の位置に降下した(写真-3)。

4.3 横桁・鋼床版架設

横桁・鋼床版については架設された主桁上にトラッククレーンを配し架設を行った。

4.4 枝桁部の張出し架設

馬島高架部本線橋の枝桁 (G3、G4 桁) については、G1、G2 桁を横桁で連結し構造を安定させた後に、クローラークレーンにて主桁分岐部から順に張出し架設を行った。

枝桁のキャンパー形状を確保する目的で、ベントに代替する設備として、枝桁吊りビームをG1、G2桁上に設置した(図-7)。G1、G2桁には予め枝桁吊りビーム取付け仕口及び架設補強を施した。

地上よりクローラークレーンにて枝桁ブロックを架設・連結した後、枝桁吊りビームに仕込んだセンターホールジャッキに盛り替え、ジャッキによりキャンパー形状を調整する。キャンパー形状が確保された後にHTB本締め、鋼床版デッキの現場溶接を行った。

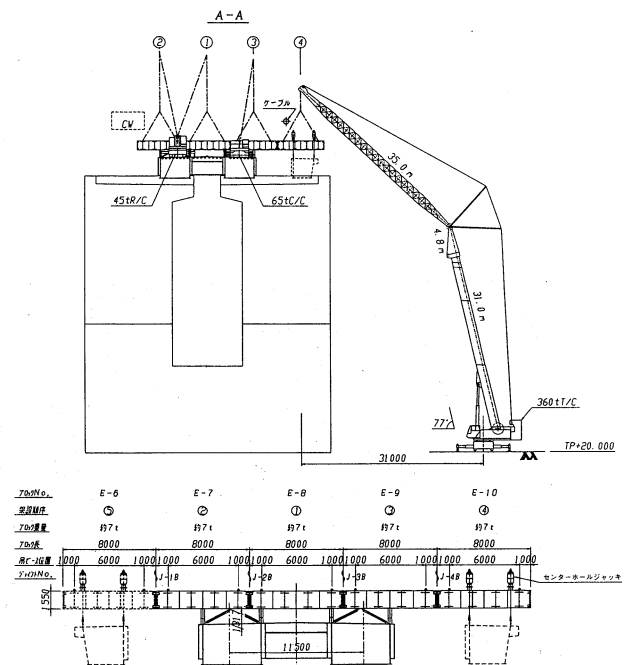


図-7 枝桁の架設

Fig.7 Erection of branch girder

4.5 現場継手

添接は、防錆処理高力ボルトを用いた。また高力ボルトの締付け工法としては耐力点検出法によった。

デッキ部の現場溶接は片面自動サブマージアーク溶接

にて行い、自動溶接機が使えない箇所については半自動溶接を行った。

溶接施工に先立って、溶接試験を実施しルートギャブの範囲を設定した。

溶接部の品質管理方法は、超音波探傷試験による方法とし、主桁デッキ部全数、鋼床版の交差部全数について同試験を行った。また、工場製作時に現場溶接による縮み量を1継手あたり2mm見込んでいたが、実際の施工では、1継手あたり概ね1.5mm程度の縮み量であった。

4.6 移動式足場工

現場継手の塗装及びタッチアップ等の為に桁下にパイプ吊り足場もしくはワイヤーブリッジ兼用の足場を設けることになるが、本橋梁は桁高が高く2段に足場を設置する必要がありブロック数が多いこと及び支間長も長い為、吊り足場等では足場組立・解体作業が多く、工期も要し、高所作業も増えることになる。本施工では足場組立・解体作業に労力を要しない移動足場工を用いる事とした。移動式足場工は、主桁下フランジに固定されたラックレールを軌条とし、足場が自走していくものである(写真-4)。

5. あとがき

馬島高架部鋼上部工事は、施工場所の特殊性から架設手順が複雑な上、ケーブル工事・上屋工事と輻輳する工事であり工程調整を行いながら工事を進めてきました。

主桁架設がほぼ終了した平成10年6月10日送り出しヤードに使用していた工事桁解体中に工事桁が落下するという大事故が発生し、この事故により8人が被災し7人が死亡するという結果となりました。この事故により

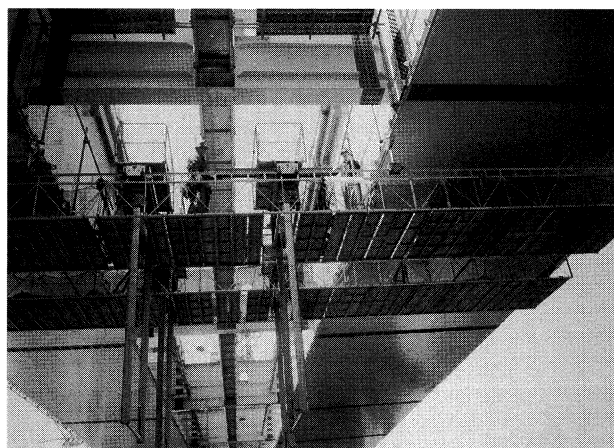


写真-4 移動式足場

Photo.4 Movable scaffolding

亡くなられた7人のご冥福を心からお祈り申し上げます。また、大事故であり社会的影響も大きく、工事安全が確認され工事が再開されるまで多くの方にご尽力ご心配をおかけしました。

工事再開まで約3ヶ月の工事中止となりましたが、再開後は工事関係者の並々ならぬ努力のおかげで来島大橋馬島高架部鋼上部工事は、平成11年3月25日に竣工を迎える事が出来ました(写真-5)。

最後に、馬島高架部事故対策委員会の委員長並びに委員の方々及び関係各位に対し、また、工事関係者に対して心より感謝申し上げますとともに、亡くなられた7人の方に工事完成を報告させていただきます。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様の準用に関する参考資料(平成7年6月)

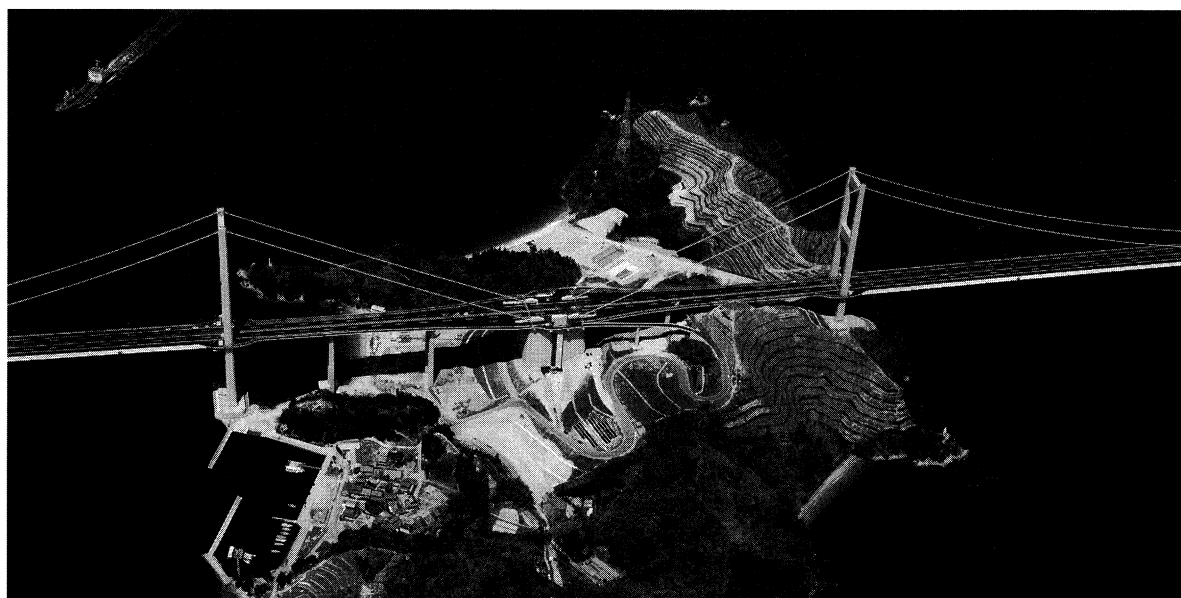


写真-5 来島海峡大橋馬島高架部

Photo.5 Entire view of Umashima Viaduct section

曲線を持つ連続 PC 箱桁の押出し架設 — 下田水高架橋 PC 上部工工事報告 —

Extrusion Construction of Curved PC Girder
— Constructing Report of Shitadami PC Bridge —

第一管理局垂水管理事務所
(前)第三建設局今治工事事務所

維持計画課長
第五工事長

若月 豊
Yutaka Wakatsuki



長大橋技術センター
(前)第三建設局今治工事事務所

技術情報課付
第五工事長

川端 淳
Sunao Kawabata

概要

下田水高架橋は、来島大橋の大島側取付け高架となる橋梁で、起点(尾道側)から橋長 259 m の 7 径間連続 PC 箱桁と橋長 302 m の 4 径間連続鋼床版箱桁の 2 連の桁で構成される全長 561 m の高架橋である。

下田水高架橋 PC 上部工については、橋台背面に主桁製作ヤードを設置し、そこでブロック毎に桁を製作し、前方に送出す押出し工法を採用して架設したが、平面線形が $R=800$ m から $R=2,000$ m と S 字に変化するため、主桁を常時同じ位置から押出すことができず、当初は平面線形より外れた位置から押出しを開始し、後続ブロックの製作(押出し)位置を横にスライドさせながら正規の線形になるように施工した。

The Shitadami Viaduct, having an overall length of 561 meters, is composed of two adjoining girders: one is a seven-span continuous PC box deck with a length of 259 meters and the other is a four-span continuous steel floor box deck.

In construction of its PC superstructure, an assembling yard was set up near the abutment, where segments of deck were assembled and launched in cantilever toward the span center. Since the deck had an S-shaped horizontal curvature because of its geometrical alignment, the segment assembly was carried out to fit this curved alignment in the site, and the assembled deck was jacked out from the abutment.

1. まえがき

PC 桁の押出し架設工法とは、橋台背面に設置した主桁製作ヤードで複数のブロックに分割した主桁を、ブロックごとに製作し、それを前方に押出すことを繰り返して製作・架設を行う工法である。押出し架設工法には、押出し方法の違いにより、集中押出し方式と分散押出し方式とがあり、集中押出し方式とは主桁製作ヤードに大型の油圧ジャッキ等の押出し装置を設け 1 箇所から主桁に力を与えて支点上を滑らしながら押出す方式で、一方、分散押出し方式とは押出し時の鉛直支点上全てに鉛直ジャッキと水平ジャッキを組合わせた押出し装置を設置して全支点上で桁を送り出す方式である。

下田水高架橋 PC 上部工は、縦断線形が -2.0% ~ $+2.3\%$ に変化し、また、平面線形についても $R=800$ m ~ $R=2,000$ m へ左右に変化する (S カーブ) という線形を持つ橋長 259 m の PC 橋梁で、通常、このように複雑な形状の PC 桁を押し出し架設工法で架設することは難しいとされている。しかしながら、下田水高架橋 PC 上部工工事では、架設地点の地形が複雑で支間の中間に仮支柱を設けることが困難であるということ、架設地点に近接して人家等が存在するということを考慮して、支間

の中間に仮支柱を設ける必要がなく、また、作業が製作ヤードにほぼ限定される押出し架設工法により架設することとした。

2. 構造及び設計条件

下田水高架橋 PC 上部工は、来島大橋の大島側取付け高架橋となる下田水高架橋を構成する橋長 259.00 m の 7 径間連続 PC 箱桁である。

下田水高架橋 PC 上部工の道路線形は、図-1 の橋梁一般図及び表-1 の設計条件に示すとおり、縦断線形、平面線形、横断勾配の変曲点が存在し、複雑な線形となっている。

3. 押出し工法を採用するための検討

下田水高架橋 PC 上部工で押し出し架設工法を採用するにあたり、道路線形が前項で述べたように複雑な線形であるため、通常の押し出し架設の検討に加えて、つぎのような検討を行った。

3.1 主桁高

押し出し架設方法を採用する場合、架設時の鉛直支持を

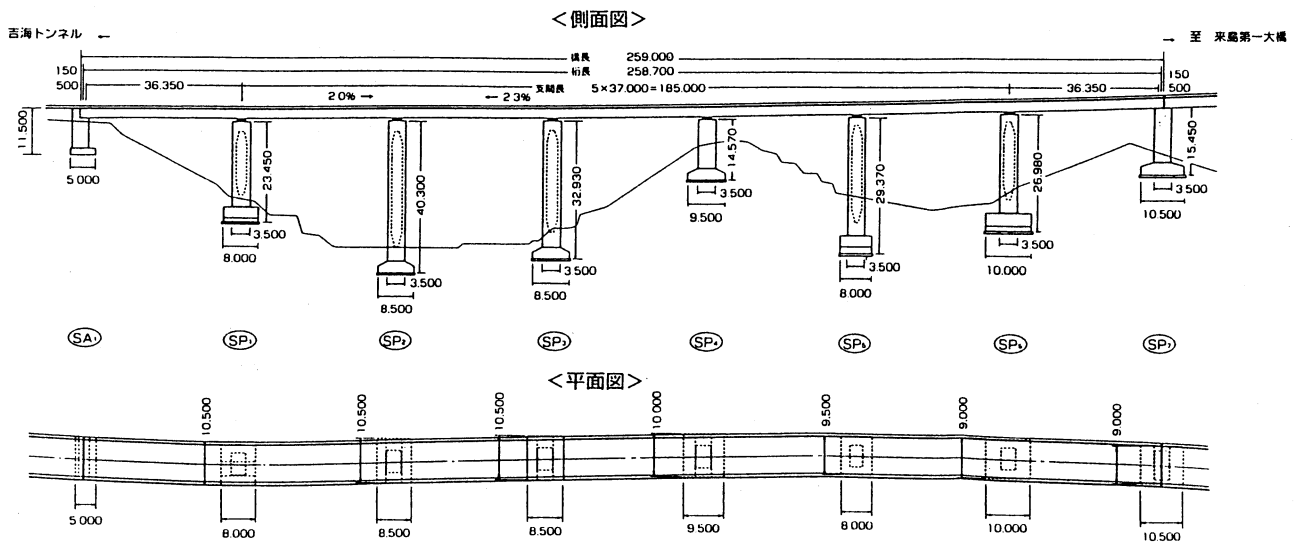


図-1 下田水高架橋 PC 上部工橋梁一般図

Fig. 1 General drawing of Shitadami Viaduct PC superstructure

表-1 下田水高架橋 PC 上部工の設計条件

Tab. 1 Design condition of Shitadami Viaduct PC superstructure

道路規格	第1種第3級		
設計速度	80km/hr		
設計荷重	B活荷重		
橋梁形式	7径間連続PC箱桁		
橋長	259.000m		
桁長	258.700m		
支間	36.350+5@37.000+36.350=257.700m		
車道部幅	9.500m		
支持形式	橋軸方向	M-E-E-E-E-E-E-M	
	橋軸直角方向	F-F-F-F-F-F-F-F	
	縦断線形	-2.00% (↘) ~ 2.30% (↗)	
	横断線形	R=800~A=309.885~R=∞~R=2,000	
	横断勾配	4.00% (↙) ~ 0.00% ~ -2.00% (↘)	
使用材料	上部工	コンクリート	$\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$
		鉄筋	SD345
		PC鋼材	SWPR7B, SWPR1, SBPR930/1180
	下部工	コンクリート	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2, \sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$
		鉄筋	SD345
	鋼材(鋼管)	SKK490(外面リブ付き鋼管)	
斜角	90° 00' 00"		
基礎形式	直接基礎		
設計震度	橋軸方向Kh=0.14, 橋軸直角方向Kh=0.17		

常に良好な状態で確保すること、製作ヤードに設置する型わくの転用等の条件から、下床版の縦断線形は、押し出し時の軌跡が同一となる直線、または単一の円弧としなくてはならない。下田水高架橋 PC 上部工の道路の縦断線形は、起点側から 2.0% で下り、パーチャルカーブを介して 2.3% の上りに変化するというような線形であるため、下床版を単一の円弧とする場合、桁高の変化を伴うこととなる。

そこで、下田水高架橋 PC 上部工では、下床版の縦断線形を決定するにあたっては、上床版と下床版の線形の差違により生じる桁高変化を極力小さくして景観に違和感を与えないようにするとともに、図-2 に示すような曲げモーメントに対して有利となるように桁高に配慮して以下の条件をコントロールとし、円の中心及び半径、各支点上での桁高を算出して比較検討を行った。

- ① SP7 上で桁高を 2.5 m とする。
(下田水高架橋鋼上部工と合わせる。)
- ② 上床版の縦断線形より、最も路面高が低くなる SP2 上で桁高を 2.2 m とする。
- ③ 主な視点場 (下田水港) から最も遠い SA1 上で、桁高をパラメータとして 2.2 m ~ 2.6 m まで 0.1 m づつ変化させる。

上記の条件により計算した結果は、表-2 及び図-3 に示すとおりである。下田水高架橋 PC 上部工の下床版の縦断線形は、これらの結果の比較検討より、主な視点となる下田水港に近接している SP5 ~ SP7 の間での桁高の変化が最も小さくなる SA1 で桁高を 2.6 m とするケース (表-2、図-3 中の No.5) と決定した。採用した下床版の半径及び中心は以下のとおりである。

半径： $R = 8,487.400\text{ m}$

中心： $x = \text{STA. } 197 + 61.086$ (SA1 から 23.650 m)

$y = \text{T.P.} + 8,523.152\text{ m}$

3.2 平面線形の対策

通常の出し架設方法では、主桁の描く軌跡が常に同じとなるよう一定の方向に押し出し、押し出し時の主桁の鉛直支持が良好に確保できるようにして架設する。一般的な直橋及び単一円弧の曲線橋の押し出しでは、その直線または円弧にあわせて主桁を製作し、直線橋ではその方向に、曲線橋では接線方向に押し出して架設する。また、曲率が左右に変化するような曲線橋 (S 字桁) の場合は、変曲点で分割し、2つの円弧に置換え、橋の両端から押し出しを行い、最後に両端からのびてきた主桁を連結するというような方法で架設するのが一般的である。

下田水高架橋 PC 上部工は、図-1 及び表-1 に示すように曲率が左右に変化する S 字状の平面線形ではあるが、終点 (今治) 側は 4 径間連続鋼床版箱桁との掛違いであるため、製作ヤードは起点 (尾道) 側にしか設け

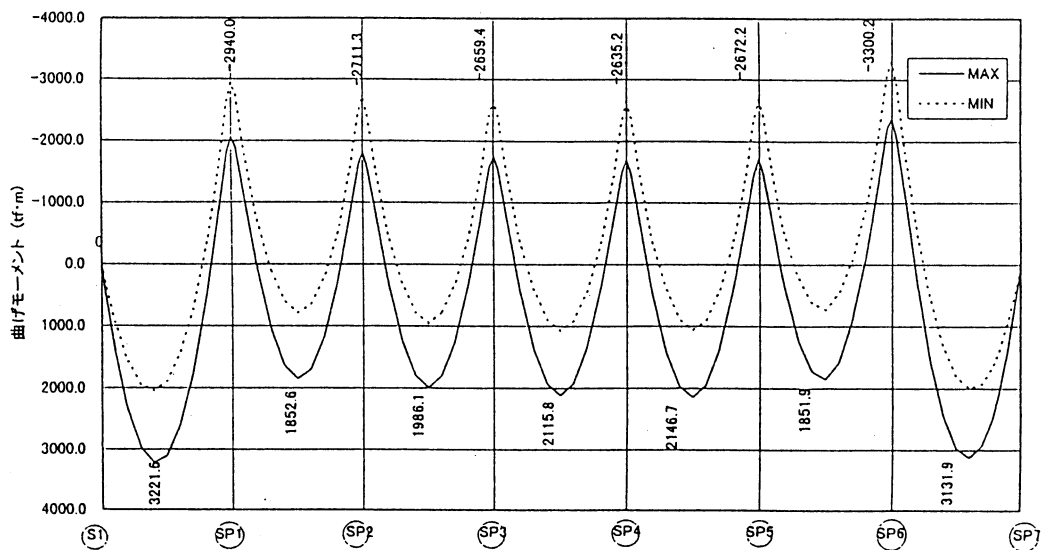
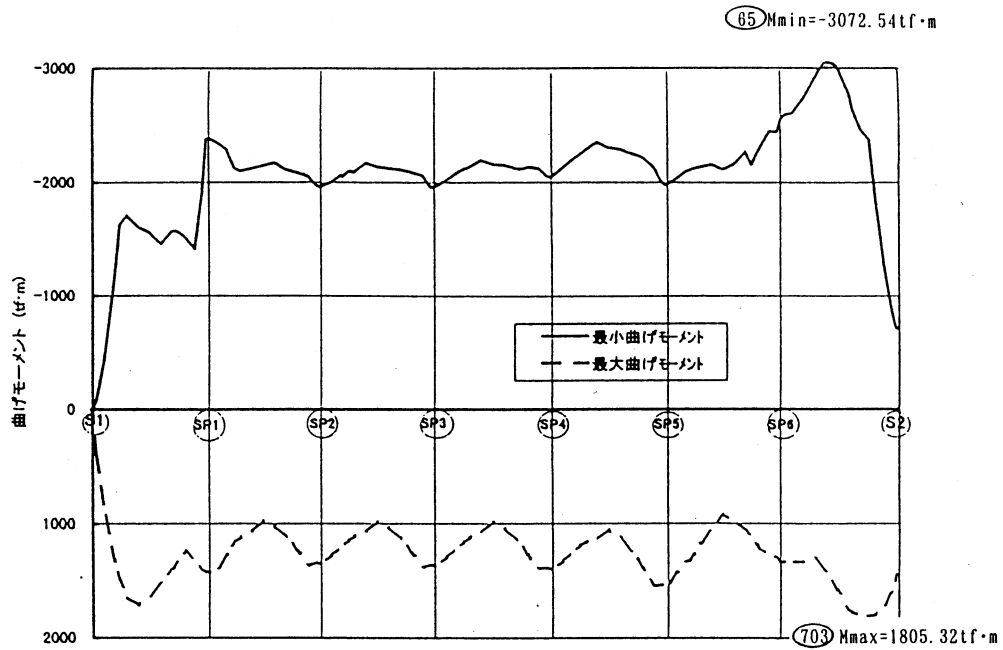


図-2 架設系、完成系の最大・最小曲げモーメント

Fig. 2 Maximum and minimum bending moment of erection system and finished system

られず、起点側からのみの押出しで架設しなくてはならない。よって、下田水高架橋 PC 上部工の押出し架設では、最初は終点側に存在する $R=2,000$ m の円弧を SA 1 橋台背面まで延長した位置に製作ヤード（型わく）を設置して製作を行い、 $R=2,000$ m の円弧にのせて押出しを開始し、平面線形の変化点で、その線形に合わせて主桁製作位置（型わく位置）を調整しながら主桁が正規の線形となるように製作、架設を行うこととした。なお、この押出し方法では、初期のブロックを SA 1 背面まで延長した $R=2,000$ m の円弧にのせて押出すことから、SP 1 及び SP 2 では正規の線形と押出しの線形のずれにより橋脚より少し離れたところを主桁が通過してゆくこ

となり、架設中の主桁の鉛直支持を橋脚のみで確保することができなくなるが、これについては、橋脚の横に仮支柱を設置することで対処する。

4. 施 工

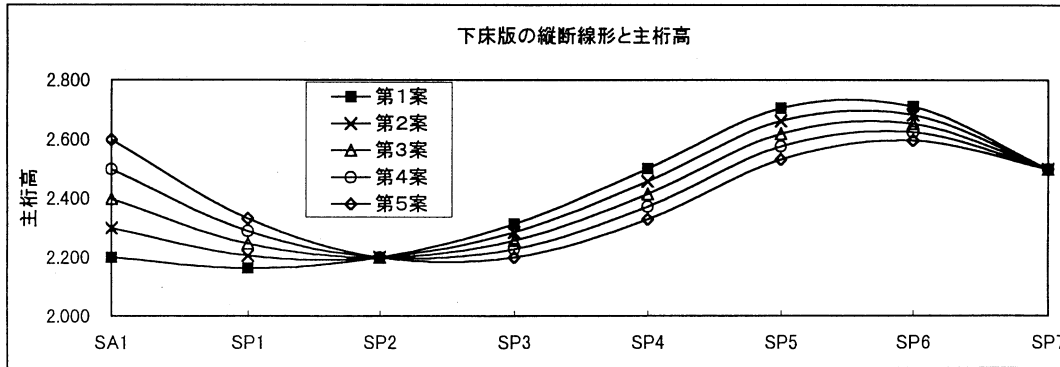
下田水高架橋 PC 上部工工事は、図-4 に示すように主桁を 15 のブロックに分割し、押出し架設工法により架設した。下田水高架橋 PC 上部工工事での使用材料及び数量は、表-3 に示すとおりである。

なお、下田水高架橋 PC 上部工では、主桁の平面線形のためにブロックの押出しを行うにつれ、主桁製作位置

表一2 下床版の縦断線形と主桁高

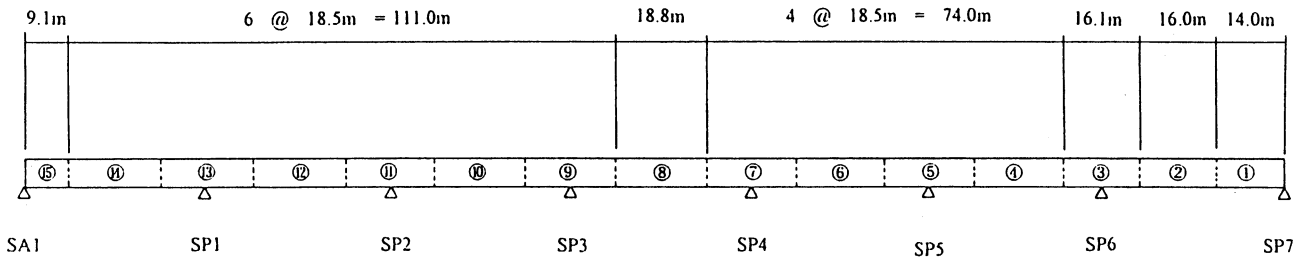
Tab. 2 Camber of lower floor slab and deck depth

	主桁高条件 (m)			下床版の線形 [単円の半径] (m)	各支点上の構造柱での桁高 (m)							
	SA1	SP2	SP7		SA1	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6	SP7
No. 1	2.200			6,275.127	2.200	2.162	2.200	2.314	2.502	2.705	2.712	2.50
No. 2	2.300			6,714.729	2.300	2.205	2.200	2.286	2.459	2.662	2.683	2.50
No. 3	2.400	2.200	2.500	7,220.576	2.400	2.247	2.200	2.257	2.416	2.619	2.654	2.50
No. 4	2.500			7,808.862	2.500	2.290	2.200	2.228	2.373	2.576	2.626	2.50
No. 5	2.600			8,487.400	2.600	2.333	2.200	2.200	2.330	2.533	2.597	2.50



図一3 下床版の縦断線形と主桁高

Fig. 3 Camber of lower floor slab and deck depth



図一4 ブロック割図

Fig. 4 Segmental division

が横にスライドし、押し出し位置が変化するという架設となるため、押し出し方向の微調整ができる全支点に押し出し装置を設置して桁を送り出す分散押し出し方式を採用した。

4.1 施工手順

下田水高架橋 PC 上部工の押し出し架設は、製作ヤードを設置して、ブロック毎に製作、架設（押し出し）を繰り返す。全ブロックの架設（押し出し）終了後、支承をセットし、PC 鋼材の 2 次緊張を行い、その後、壁高欄、伸縮装置等の橋梁付属物を取付けるという手順で行った。

4.2 主桁製作

主桁製作は、型わく設置、鉄筋組立、PC 鋼材配置、コンクリート打設の順に行い、以降、コンクリート強度が発現したのを確認して、脱型及び PC 鋼材 1 次緊張を行う。これら一連の作業が全て終了した後、押し出し作業を行い、次のブロックの製作に移る。

下田水高架橋 PC 上部工工事では、表一3 に示すよう

に $\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ （設計基準強度： $f_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$ ）の早強コンクリートを用い、鉛直部のみの脱型時及び PC 鋼材 1 次緊張時の必要強度はそれぞれ $\sigma_f = 50 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_{PC} = 260 \text{ kgf/cm}^2$ とした。脱型、PC 鋼材 1 次緊張はそれぞれの必要強度が発現したのを確認して行い、コンクリート打設後、おおむね 2~3 日で押し出し作業に移行できた。

なお、製作で行う PC 鋼材 1 次緊張とは、図一2 に示す主桁架設系で生じる曲げモーメントに対する橋軸方向プレストレス（PC 鋼棒、 $\phi = 32 \text{ mm}$ ）、主桁ウェブの鉛直プレストレス（PC 鋼棒、 $\phi = 32 \text{ mm}$ ）、床版の橋軸直角方向プレストレス（PC 鋼線、 $12 - \phi = 8 \text{ mm}$ ）を導入するもので、製作段階では、主桁ウェブの鉛直締、床版の横締については完成系で行うが、主桁の縦締については架設系のプレストレスを導入する。

4.3 押し出し

押し出しは、写真一1 に示すような鉛直ジャッキと水平

ジャッキを組合わせた押し出し装置を用いて行った。この押し出し装置は、各支点上に2基づつ設置し、図-5に示すように、鉛直ジャッキを上昇させて主桁を持ち上げ、水平ジャッキのストロークを戻し、そして、鉛直ジャッキを降下させ主桁を押し出し装置のスライドプレートに盛り替えた後、水平ジャッキによりスライドプレートをスライドさせるという動作を繰り返し、主桁を前方に送出してゆく。なお、これら全ての押し出し装置の制御は、製作ヤード横に設けた建屋内に据付けた集中制御盤により、一元的に制御されている。

また、下田水高架橋PC上部工では、S字上の主桁を片側から押し出すことから、押し出し時に正規の平面線形とはずれたところを主桁が移動し、特に押し出し線形と正規の線形との差が大きいSP2及びSP3では、橋脚の横に仮支柱を設けて橋脚天端を拡幅し、SA1においても仮支柱を設けて架設時の鉛直支持を確保した。これらの仮支柱上では、図-6に示すように主桁の押し出しが進むについて、主桁が橋脚側を通過するようになるため、その都度、押し出し装置を移動させる必要があった。写真-2にSP1及びSP2の仮支柱を、写真-3に押し出し時のSP1支点を、写真-4に架設中の下田水高架橋PC上部工を示す。

4.4 2次緊張

全ブロックの押し出しが完了した後、各支点上での鉛直支持を押し出し装置から支承に盛り替え、支承を正規の状態にセットし、PC鋼材の2次緊張を行う。

PC鋼材2次緊張とは、図-2に示す完成系で生じる曲げモーメントに対して、主桁PC構造物として有効となるようなプレストレスを導入するものである。2次緊張で導入したプレストレスは、1次緊張で導入したプレストレスと共同して完成系の荷重により生じる曲げモーメントに抵抗する。

張で導入したプレストレスは、1次緊張で導入したプレストレスと共同して完成系の荷重により生じる曲げモーメントに抵抗する。

PC鋼材2次緊張は、製作時に主桁内に埋込んだ2次緊張鋼材用シースに、PC鋼より線のケーブル(12-φ=12.7)をとおり、鋼材緊張後グラウトをするインナーケーブル方式により行った。

この作業を行い、架設系のPC構造から完成系のPC構造に置換えた後、壁高欄、橋梁付属物等を施工して架設工事は完了する。

5. あとがき

下田水高架橋PC上部工事は、平成9年8月より第1ブロックの製作を開始し、平成10年4月下旬に最終の第15ブロックの押し出しが完了した。その後、引続き

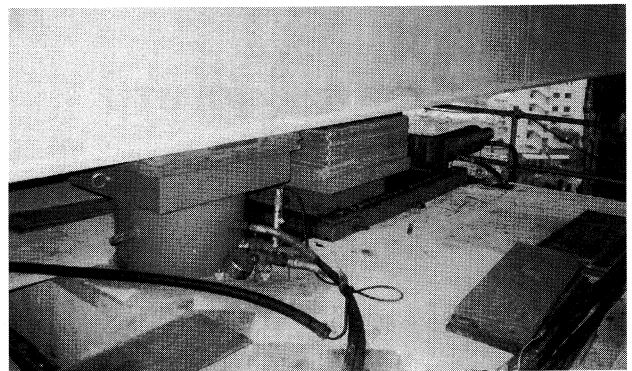


写真-1 押し出し架設

Photo. 1 Extruding erection

表-3 使用材料及び数量

Tab. 3 Used material and quantity

材 料		使用数量	摘 要
コンクリート	$\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ (早強)	1,903.7 m ³	主桁
	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	213.1 m ³	壁高欄、橋台パラペット
鉄 筋 SD345		277.7 ton	主桁、壁高欄、橋台パラペット
P C鋼材	PC鋼棒 SBPR930/1180 φ=32mm	78.0 ton	主桁縦締、主桁鉛直締
	PC鋼線 SWPR1AN φ=8mm	27.2 ton	床版横締
	PC鋼より線 SWPR7BN φ=12.7mm	15.0 ton	主桁縦締(2次緊張ケーブル)

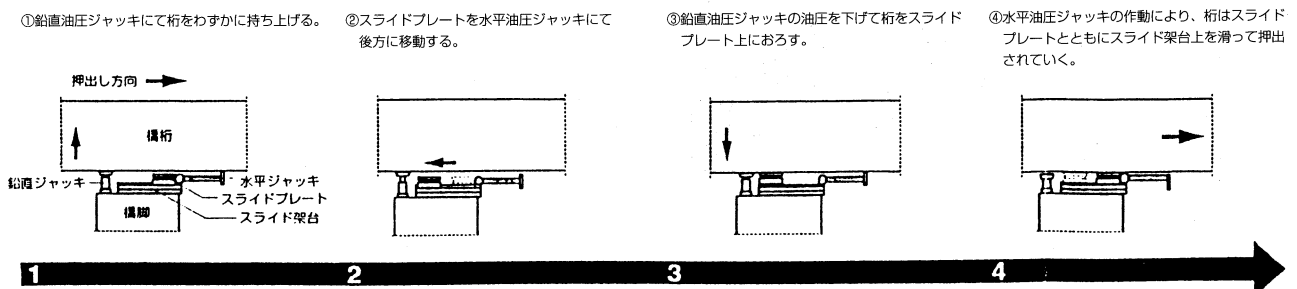
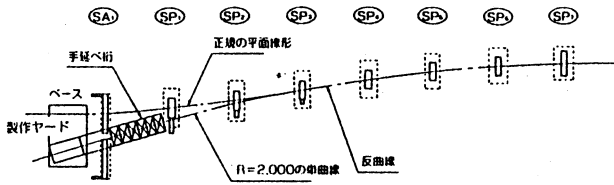


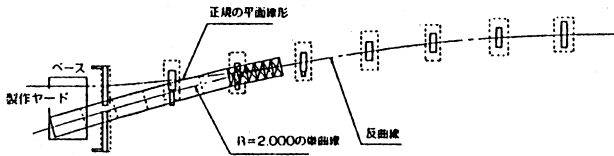
図-5 押し出し装置

Fig. 5 Jacking device

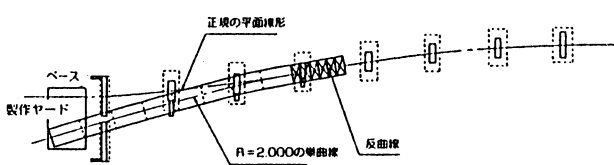
●ステップ1：第1ブロック押し出し終了時



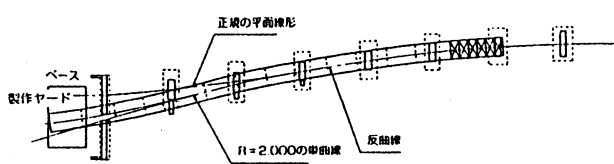
●ステップ5：第5ブロック押し出し終了時



●ステップ7：第7ブロック押し出し終了時



●ステップ12：第12ブロック押し出し終了時



●ステップ15：完成時

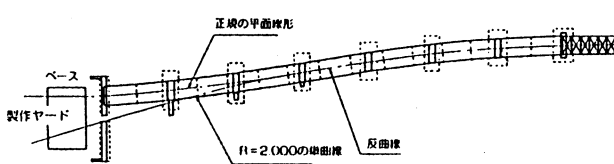


図-6 押し出し軌跡図

Fig. 6 Extrusion path

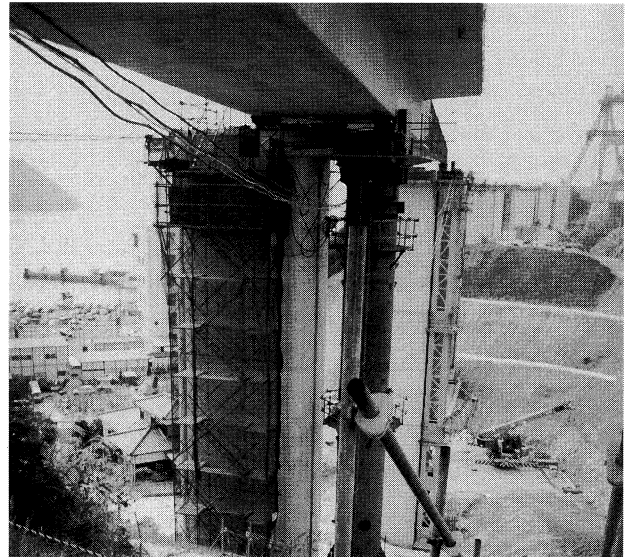


写真-3 押し出し時のSP1支点

Photo.3 SP1 fulcrum at extrusion

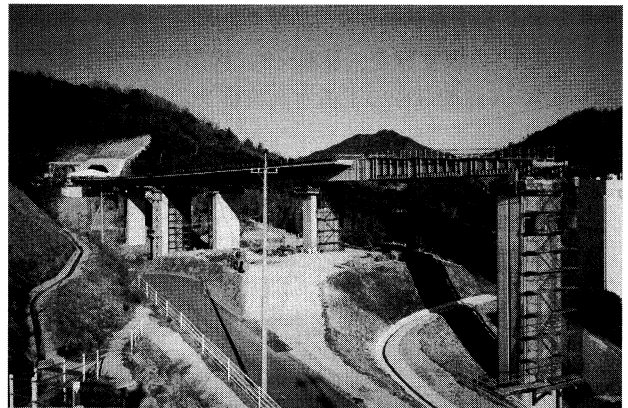


写真-4 架設中の下田水高架橋PC上部工

Photo. 4 Shitadami Viaduct PC superstructure under erection



写真-2 SP1及びSP2の仮支柱

Photo. 2 Temporary prop of SP1 and SP2

2次緊張、壁高欄、橋梁付属物等の取付けを行い平成10年9月上旬に全ての工事を完了した。

押し出し架設工法は、作業が製作ヤードのみに限定されるというメリットはあるが、仮に製作ヤードでの作業に遅れが生じた場合は全てに影響が及ぶことになる。下田水高架橋PC上部工工事においては、他工事との関連により、工程的に余裕のない中で施工が行われたが、大きな問題もなく当初の予定どおりに施工がなされ、工事を担当されているピーシー・極東下田水高架橋PC上部工工事特定建設工事共同企業体の方々には深く感謝致します。

また、本稿執筆にあたり、多くの方々からご助言、ご協力をいただきましたこと、合わせてお礼申し上げます。

小浦高架橋工事報告

Construction Report on Koura Viaduct

第三管理局今治管理事務所
(前) 第三建設局今治工事事務所

維持計画課長
第四工事長

村 卸 靖 訓

Yasunori Muraoroshi

愛媛県土木部道路都市局都市計画課
(前) 第三建設局今治工事事務所

専門員
第四工事長代理

加 藤 嘉 朗

Yoshio Kato



概要

小浦高架橋は、来島第三大橋9P主塔から今治北インターチェンジに至る3径間連続鋼床版箱桁橋(L=580m)と6径間・7径間・4径間連続ラーメン箱桁プレストレストコンクリート橋(L=930m)からなる橋梁である。架橋地点は海上部、陸上部と変化に富み、架設工法は鋼橋区間ではトラッククレーン・ベント工法のほかに、日本有数の急流地点である来島海峡での曲線箱桁(曲線半径500m)の大ブロック架設、鋼床版継手構造が橋軸・橋軸直角方向ともに現場溶接のトラベラクレーンによる大断面張り出し工法を採用した。また、PC橋区間では片持式移動作業車による張り出し架設及び固定支保工による場所打ち架設を採用した。本文は、鋼橋区間の大ブロック架設を中心とした工事報告をするものである。

Koura Viaduct combines two systems: a three-span continuous steel box deck (L=580 m) and a combined six-, seven-, and four-span continuous rigid frame PC box deck (L=930 m), connecting between 9 p tower of Kurushima Kaikyo Bridge and Imabari-Kita Interchange. The construction site features offshore and on-land sections, which necessitated adoption of various construction methods: such as besides erection using bent scaffolding and truck cranes for steel decks, a large block erection method at a time for the curved (R=500 m) deck over an eminent spot of Kurushima Strait having rapid tidal stream, and the cantilever launching method using traveling gantry for the deck having a large cross-section, whose lateral and horizontal splicing structure were by field welding. Moreover, the projection construction by using a movable cantilever work vehicle and the cast-in-place construction by fixed support were adopted in the PC bridge section. The paper reports the construction work, focusing on the large block erection for the steel deck section.

1. まえがき

小浦高架橋は、西瀬戸自動車道の中で最も四国側に位置する高架橋であり、今治北ICから、大島～今治間を3連吊橋で結ぶ来島海峡大橋の9P主塔部に直接接続されるものである。位置図を図-1に示す。

本橋は、来島海峡大橋9P主塔～P3橋脚間の「第1高架部」約330mと、P3～P6橋脚間の「第2高架部」約250mからなり、第1高架部は2主桁、第2高架部は1主桁の、それぞれ3径間連続鋼床版箱桁橋である。

西瀬戸自動車道の特徴として、本線に併設して自転車歩行車道とバイク道(125cc以下)が設置されるが、これらは第1高架部と第2高架部の接点に当たるP3橋脚位置で本線から分離し、県道からのランプ桁と接続する。

一方、来島海峡大橋区間では、これらは主塔の外側を迂回するため、第1高架部の9P主塔側端部は大きく拡幅される構造となっている。また来島海峡大橋は上下各2車線ずつの車線構成であるが、9P主塔位置よりP3橋脚に至る第1高架部の区間で上下各1車線に絞りこみ、第2高架部からは上下線の対面通行として暫定的に供用することとした。

また、橋梁の桁下高さが30～70mと変化に富んでおり、高所作業も多いことから架設工法、仮設備の計画にあたっては、それらを十分考慮した安全対策を施すことが重要であった。特に工場製作された架設部材の輸送は海上輸送であり、周辺海域は航行船舶が輻輳し漁業操業密度の高い海域であることから、海上航行安全を念頭においた施工計画の立案を行った。

主橋梁部構造一般図を図-2に、工事数量を表-1に示す。

2. 設計

2.1 設計の概要

設計条件を表-2に示す。

2.2 設計の特徴

本橋の第1高架部は、最大腹板高 $h_{max}=4,450$ mm、最小曲線半径 $R_{min}=500$ m(横断勾配6%)を有する曲線箱桁橋であり、道路橋示方書に規定される最小腹板厚を満足させるだけでは、座屈や面外方向たわみに対する耐荷力について安全性を確保できたとはいえない。このため本橋の腹板については、下記の方針に従って設

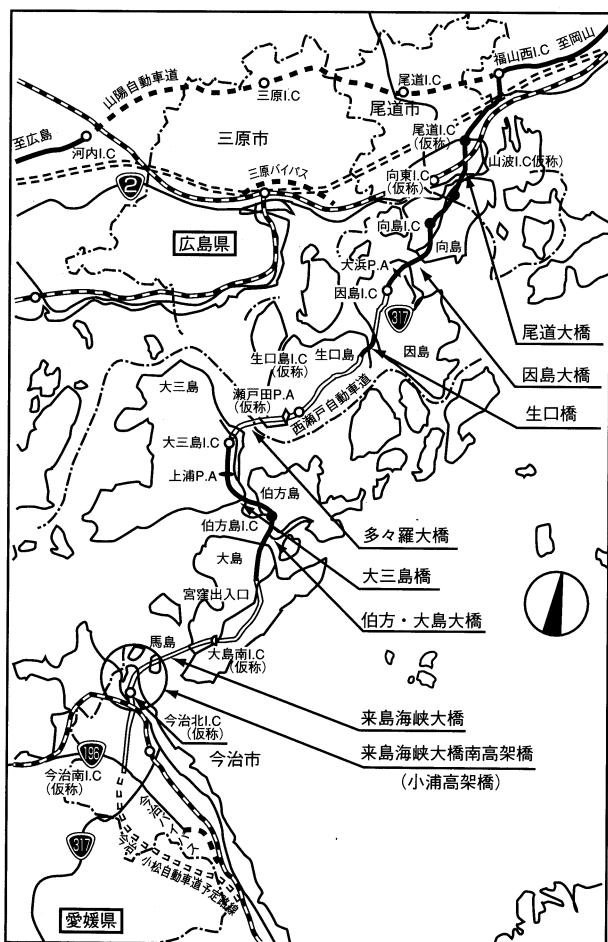


図-1 施工位置図

Fig.1 Construction site



写真-1 小浦高架橋

Photo.1 Koura Viaduct

計を行い、安全性を確認することとした。

(1) 最小腹板厚

阪神高速道路公団の「曲線桁設計の手引き」によれば、曲線桁の腹板の設計は、面外たわみあるいは応力度に着目した限界値を設定して、満足すべき必要幅厚比を規定すべきであるとされており、具体的な限界値として、道示鋼橋編の許容最大初期たわみを有する直線桁の腹板が

表-1 主橋梁部工事数量

Tab.1 Main bridge construction amount

第1高架部	桁の製作・輸送・架設	約 3,630 t	桁本体の製作・輸送・架設
	橋梁付属物の製作・輸送・架設	約 240 t	支承、伸縮装置、管理路、高欄の製作・輸送・架設
	桁・橋梁付属物の塗装	約69,000㎡	工場・現場塗装
	公共添加物の製作・輸送・架設	約 15 t	水道管、NTT管路の伸縮装置架台の製作・輸送・架設
第2高架部	桁の製作・輸送・架設	約 990 t	桁本体の製作・輸送・架設
	橋梁付属物の製作・輸送・架設	約 90 t	支承、伸縮装置、管理路、高欄の製作・輸送・架設
	桁・橋梁付属物の塗装	約20,500㎡	工場・現場塗装

表-2 設計条件

Tab.2 Design conditions

- 道路規格：第1種3級
- 活荷重：B活荷重、群集荷重
- 形式：3径間連続鋼床版箱桁2連
- 支間割：第1高架部
106.492 + 110.000 + 109.315 m
- 第2高架部
82.300 + 84.000 + 82.400 m
- 橋長：第1高架部 329.994 m
- 第2高架部 250.000 m
- 有効幅員：第1高架部 26.000 m ~ 38.600 m
- 第2高架部 9.500 m
- 設計速度：80 km/h
- 平面線形：クロソイド (A=250)
~円曲線 (R=500 m)
- 縦断勾配：1.800% ~ 2.548% (VCL=300 m)

絶対最大応力度で降伏点に達した時に生じる最大面外たわみ δ^c_{max} と最大面外曲げ応力度 σ^c_{bm} を採用している。この限界値をもとに、曲率と幅厚比の関係から照査式が示されており、本橋においても、下記の照査式(1)、(2)を満足するように腹板厚を決定することとした。

(a) 水平補剛材のない場合

$$tw \geq \frac{hw}{\beta_0} \{l + \alpha(a/Rw)\} \dots\dots\dots(1)$$

上式において、 α_0 、 β_0 は、表-3 で与えられる値である。

(b) 水平補剛材を用いる場合

$$tw \geq \frac{hw}{\beta_0} \quad (a/Rw \leq \gamma_0)$$

$$tw \geq \frac{hw}{\beta_0} \frac{1}{\{\gamma_0 - \delta_0(a/Rw) + \epsilon_0(a/Rw)^2\}} \quad (a/Rw > \gamma_0)$$

.....(2)

上式において、 β_0 、 γ_0 、 δ_0 、 ϵ_0 、 η_0 はそれぞれ表-4 に与えられた値である。

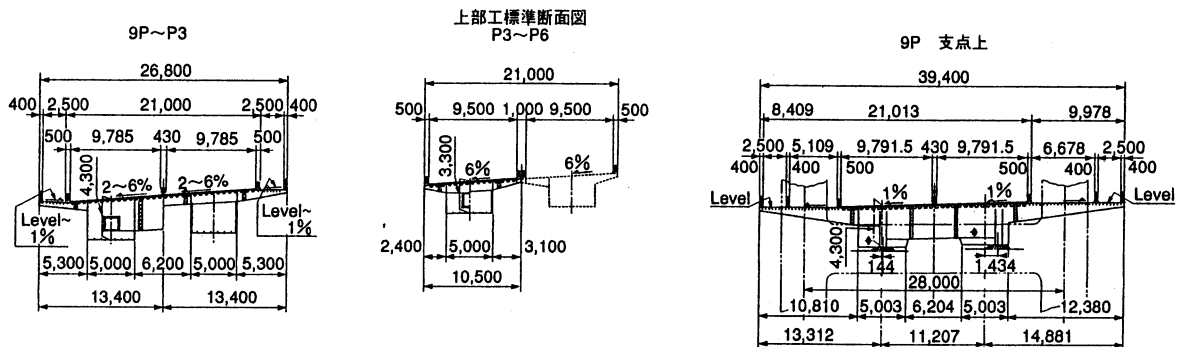
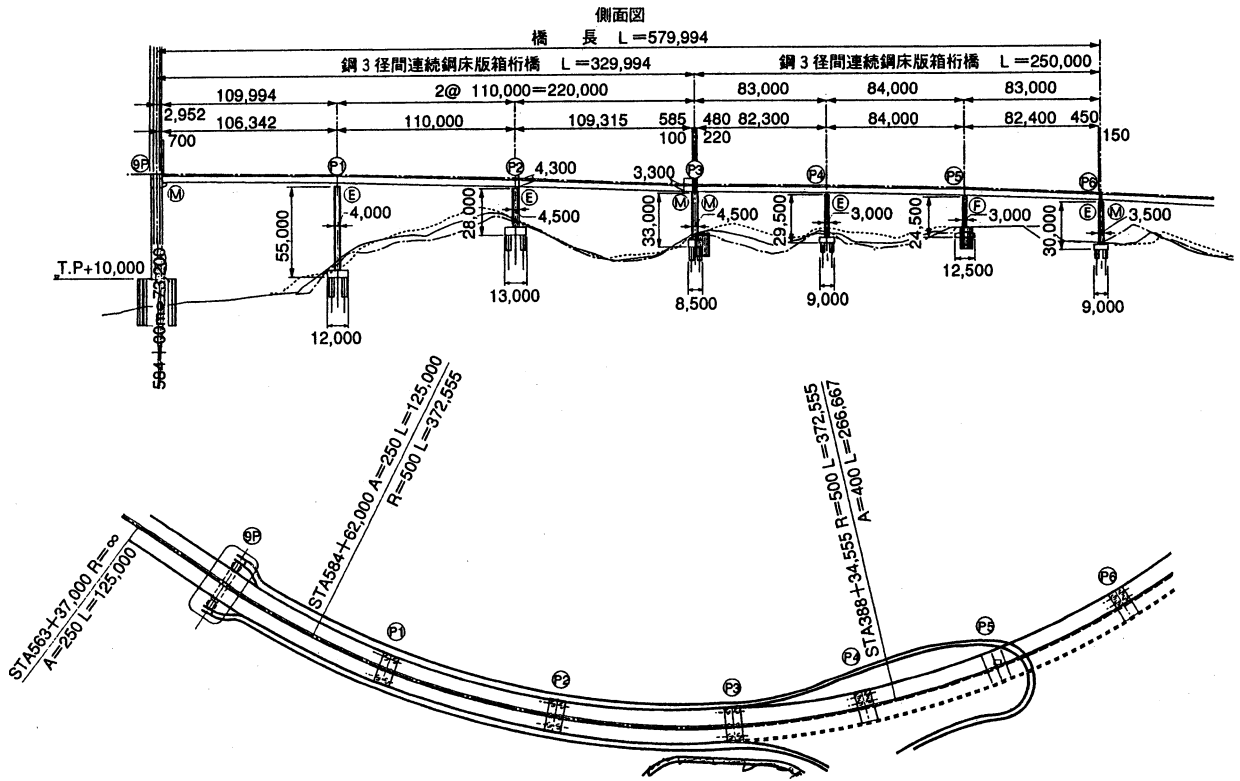


図-2 全体一般図

Fig.2 General drawing

表-3 係数 α_0 および β_0 の値

Tab.3 Values of factors, α_0 and β_0

パラメータ	鋼種	SS400 SM400	SM490	SM520 SM490Y
β_0		152	130	123
α_0		6.623	5.266	4.587

表-4 係数

Tab.4 Factors

パラメータ	SS400 SM400		SM490		SM520 SM490Y	
	補剛材1段	補剛材2段	補剛材1段	補剛材2段	補剛材1段	補剛材2段
β_0	256	310	220	310	209	294
r_0	1.232	1.643	1.576	1.554	1.748	1.510
δ_0	29.82	51.19	46.72	52.53	55.17	53.20
ϵ_0	303.7	556.8	521.9	602.7	631.0	625.6
η_0	0.0085	0.0150	0.0147	0.0123	0.0168	0.0110

ただし、 hw : 上下フランジの純間隔

tw : 腹板の板厚

a : 垂直補剛材の間隔

Rw : 腹板の曲線半径

(2) 座屈安全率の照査

腹板パネルの座屈に対する安全性の照査法については、種々の提案がなされているが今回は断面計算により決定された断面と、その作用応力度に対して、道路橋示方書および座屈設計ガイドライン（土木学会）でそれぞれ規定されている座屈安全率の照査式の双方を用いて行った。

両者の照査式は、どちらか一方がより厳しい基準となっているとは一概に判断できず、傾向的には水平補剛材2段配置の場合、圧縮側第1パネルについては座屈設計ガイドラインの方が厳しく、圧縮側第2パネルについては道路橋示方書の方が厳しい結果となるようである。

なお、水平補剛材の設置位置については、2段配置の

個所は道路橋示方書に従い、3段配置の個所は関西空港設計要領に従うこととした。図-3に補剛材の設置位置を示す。

(3) 添接部の照査

添接位置における腹板は、水平補剛材を添接板の手前で止めるため無補剛パネルとなる。従ってこの個所の照査としては、添接板を含めた合計厚さを腹板厚とした無補剛板として座屈安全率の照査を行い、所要の安全率が確保できない場合は、図-4に示す手順で水平補剛材を連結する構造とした。

3. 製作

3.1 工場製作フロー

本橋の工場製作フローを、単材架設部および大ブロック架設部について、それぞれ図-5、図-6に示す。

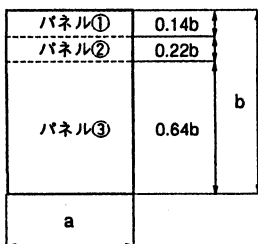
3.2 製作上の留意点

本橋の製作は下記の点に留意して行った。

- (1) 鋼床版には、補剛材としてトラフリブ(板厚6mm)が使用されており、デッキプレートとトラフリブのすみ肉溶接は、疲労対策上十分な溶け込みが必要なため、溶接施工試験を行い施工方法を確立した。
- (2) 各高架部を2社で分割して製作したため、取り合い部を含めて寸法精度を確保する必要があった為、下記の方法により対処した。

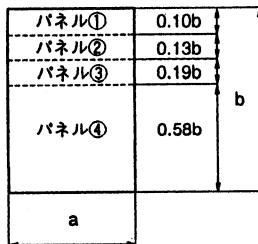
- 1) 鋼橋等製作基準の測定項目に規定されている精度より厳しい管理目標値(倍精度)を設定した。
- 2) 2社工区境については、2社間で部材転送をすることにより、重複仮組立を行い取り合い部を確認した。
- (3) 主桁断面が、最大高さ4.3m×幅5.0mと大きいため、製作の各段階で精度を確認し、その上で次のステップの作業に移り、取り合い部の精度向上に努めた。また、最大部材長が24m、最大重量100tであったため、製作ラインを安全で効率的に流す方法を検討し実施した。
- (4) 第1高架部の大ブロック架設部のヤード継手は、主桁および横桁、横リブ、ブラケットを含めてすべて溶接

<水平補剛材2段配置>



(道示による配置)

<水平補剛材3段配置>



(関西設計要領より)

図-3 水平補剛材設置位置
Fig.3 Arrangement of horizontal stiffeners

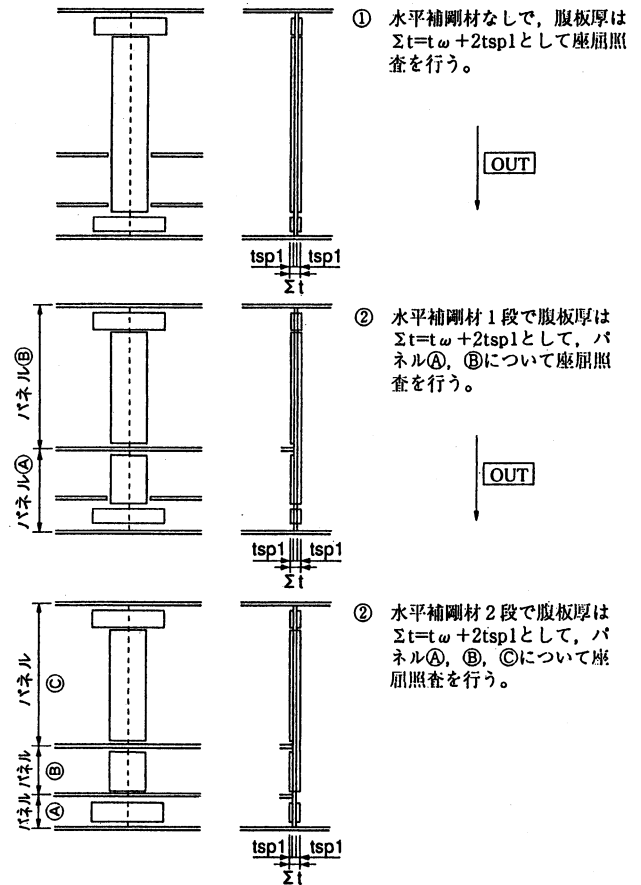


図-4 添接位置の腹板座屈照査手順
Fig.4 Web plate buckling check procedure at splice

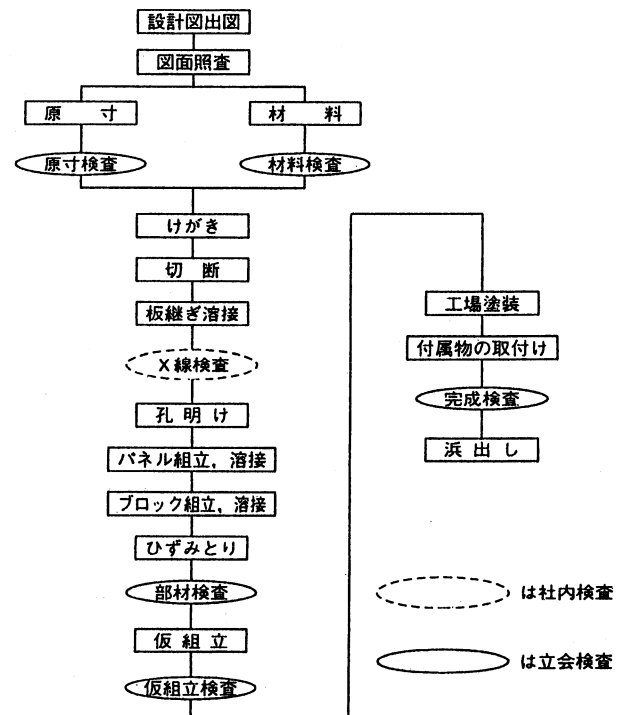
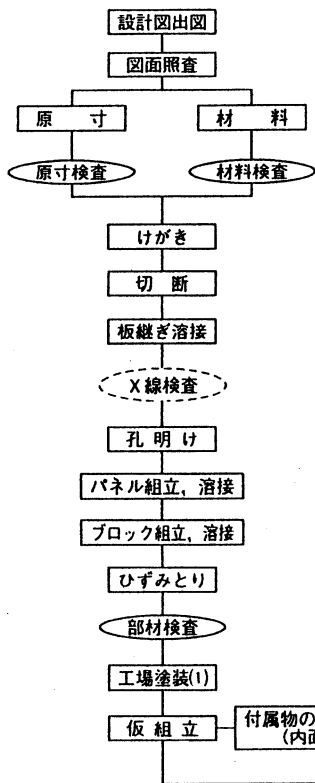


図-5 工場製作フロー(単材架設部)
Fig.5 Shop manufacture flow (single member erection part)



工場塗装(1): 外面→最終層まで
内面→最終層まで
工場塗装(2): 外面→添接部タッチアップのみ
内面→添接部タッチアップのみ

図-6 工場製作フロー (大ブロック架設部)
Fig.6 Shop manufacture flow (large block erection part)

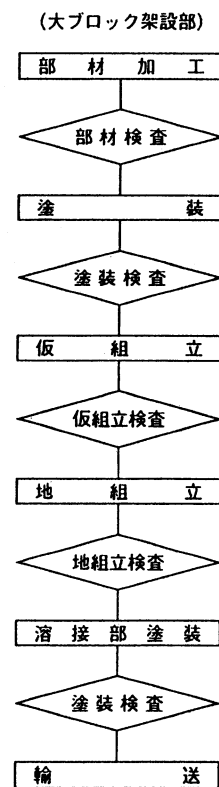
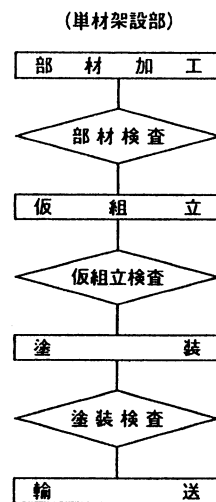
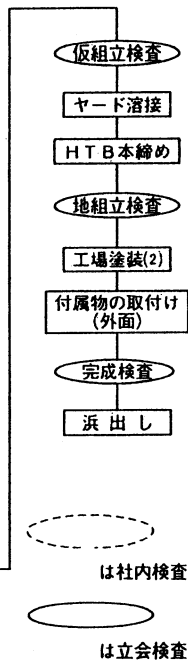


図-8 仮組立・地組立フロー
Fig.8 Flow of temporary and site assembly

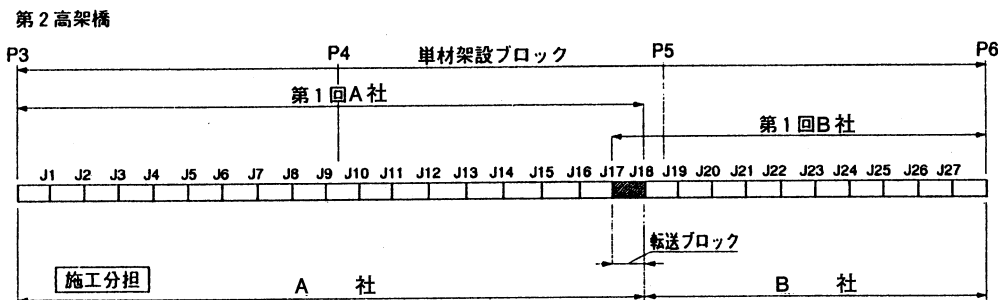
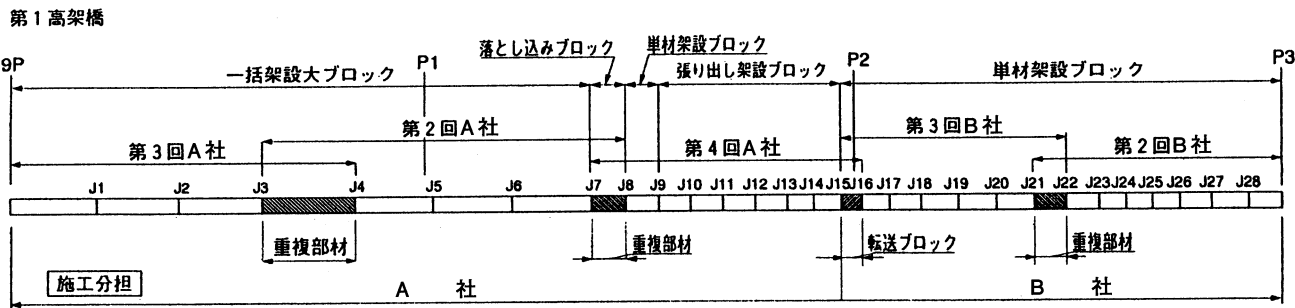


図-7 仮組立・地組立範囲と順序
Fig.7 Range of temporary and site assembly, and the order

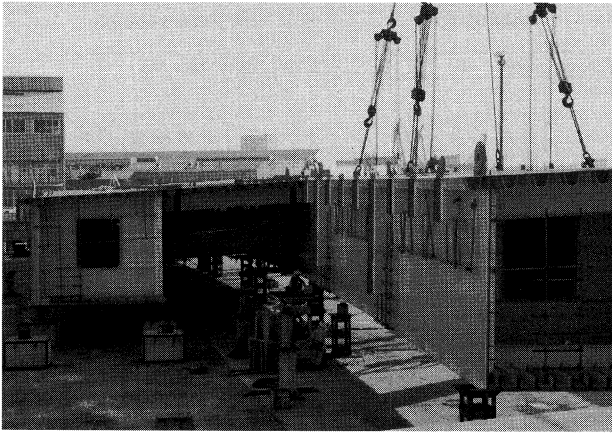


写真-2 施工状況
Photo.2 Work scene



写真-3 施工状況
Photo.3 Work scene

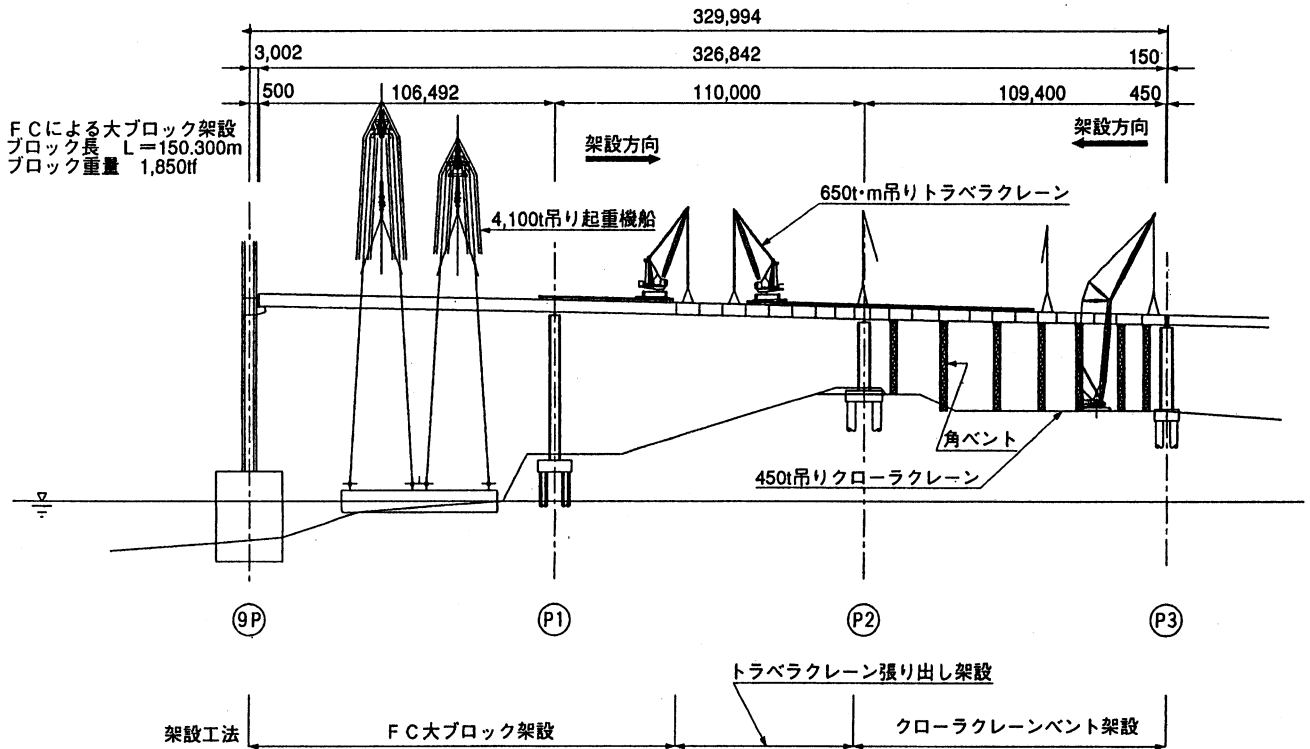


図-9 第1高架部架設要領図

Fig.9 The first viaduct erection procedure

構造としたが、Uリブのみは高力ボルト構造とした。大ブロック地組立の精度および品質の確保に努める必要があったので、下記の方法にて対処した。

- 1) ヤード溶接方法の確立
- 2) 各ブロックごとのヤード溶接前の拘束方法の確立
- 3) 各ブロックごとのヤード溶接完了後の精度確認

3.3 仮組立・地組立

仮組立および地組立の範囲は図-7に示す。

大ブロック架設部については部材検査完了後、上塗り塗装を行い、仮組立完了後引き続き地組立を行った。地

組立は、海上輸送のため製作工場の岸壁で行った。仮組立および地組立の施工フローチャートを図-8に示す。施工状況を写真-2、写真-3に示す。

4. 架設

4.1 架設概要

架設方法は安全性、工程、経済性、地理的条件、橋梁の構造形式等を総合的に検討し決定した。

本橋の場合、架設位置が海上部から陸上部に跨り桁下空間も30~70mと変化に富んでいる。

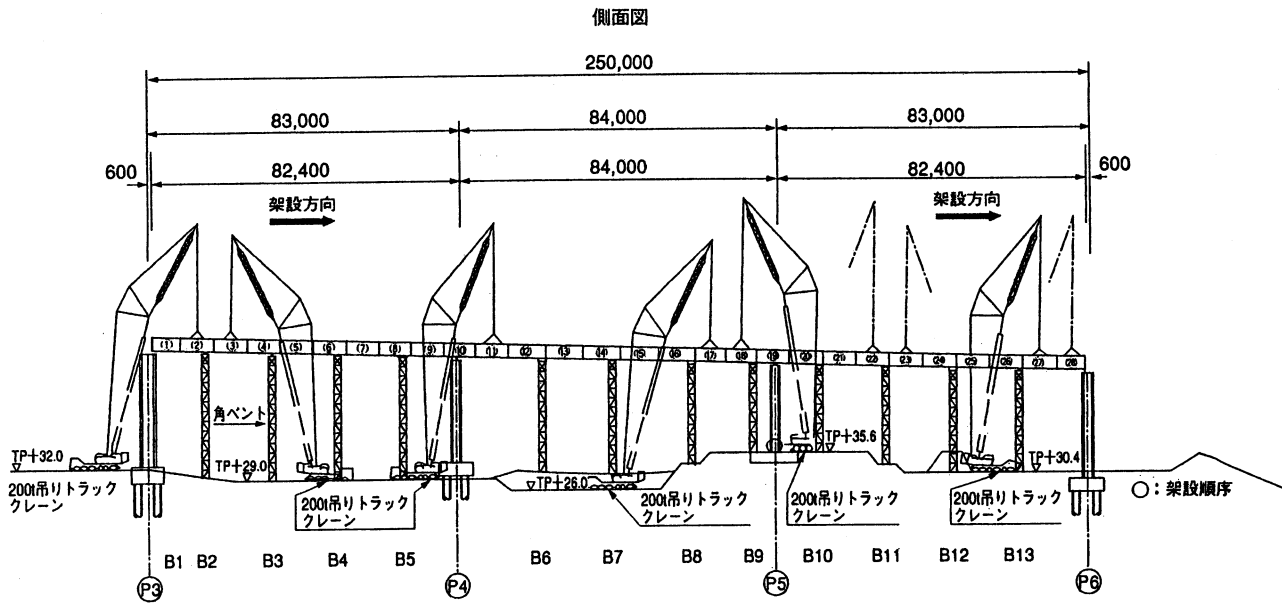


図-10 第2高架部架設要領図
Fig.10 The second viaduct erection procedure

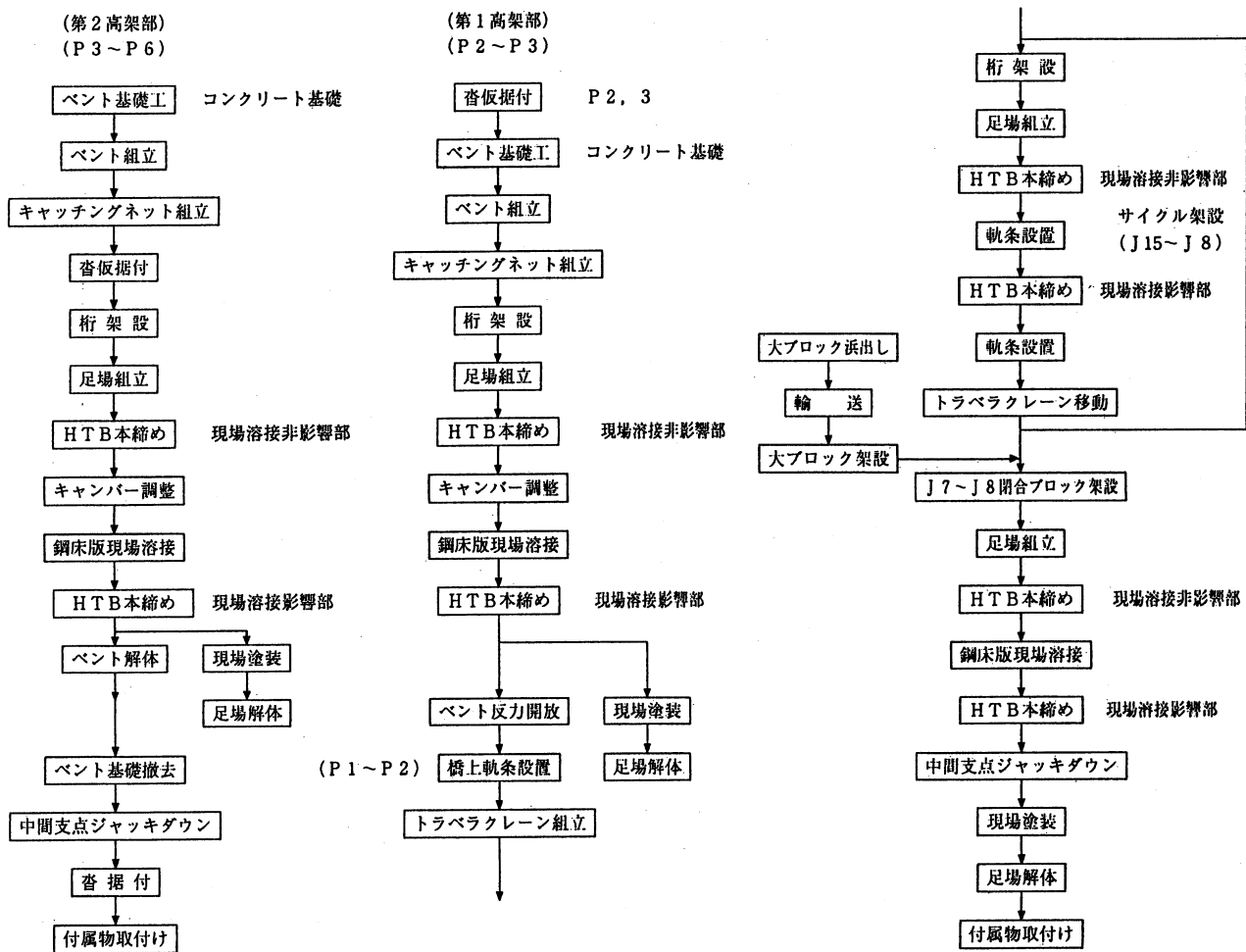


図-11 架設フローチャート
Fig.11 Erection flowchart

大ブロック架設作業全体フローチャート

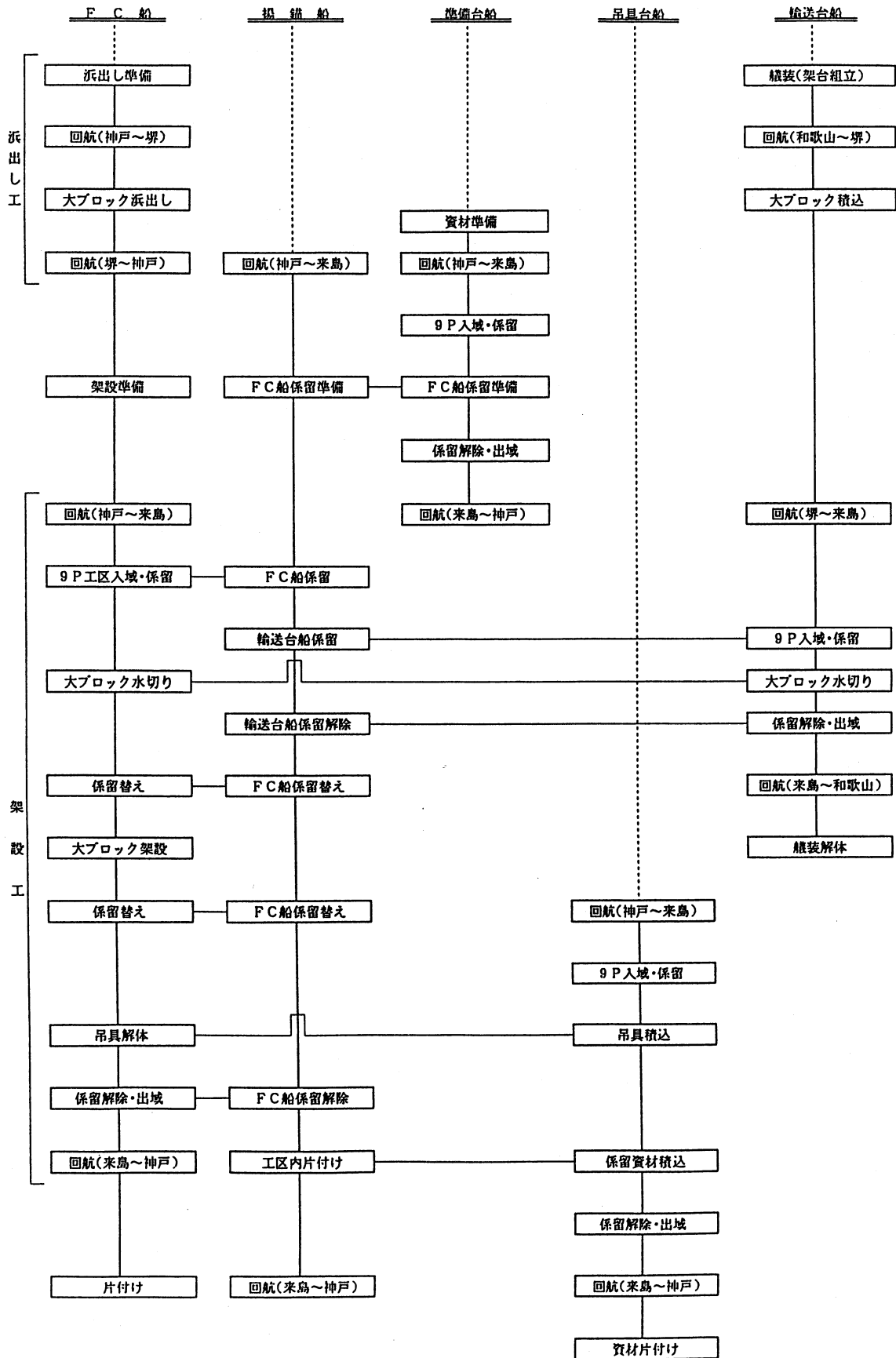


図-12 大ブロック架設作業全体フローチャート

Fig.12 Entire flowchart of the large block erection work

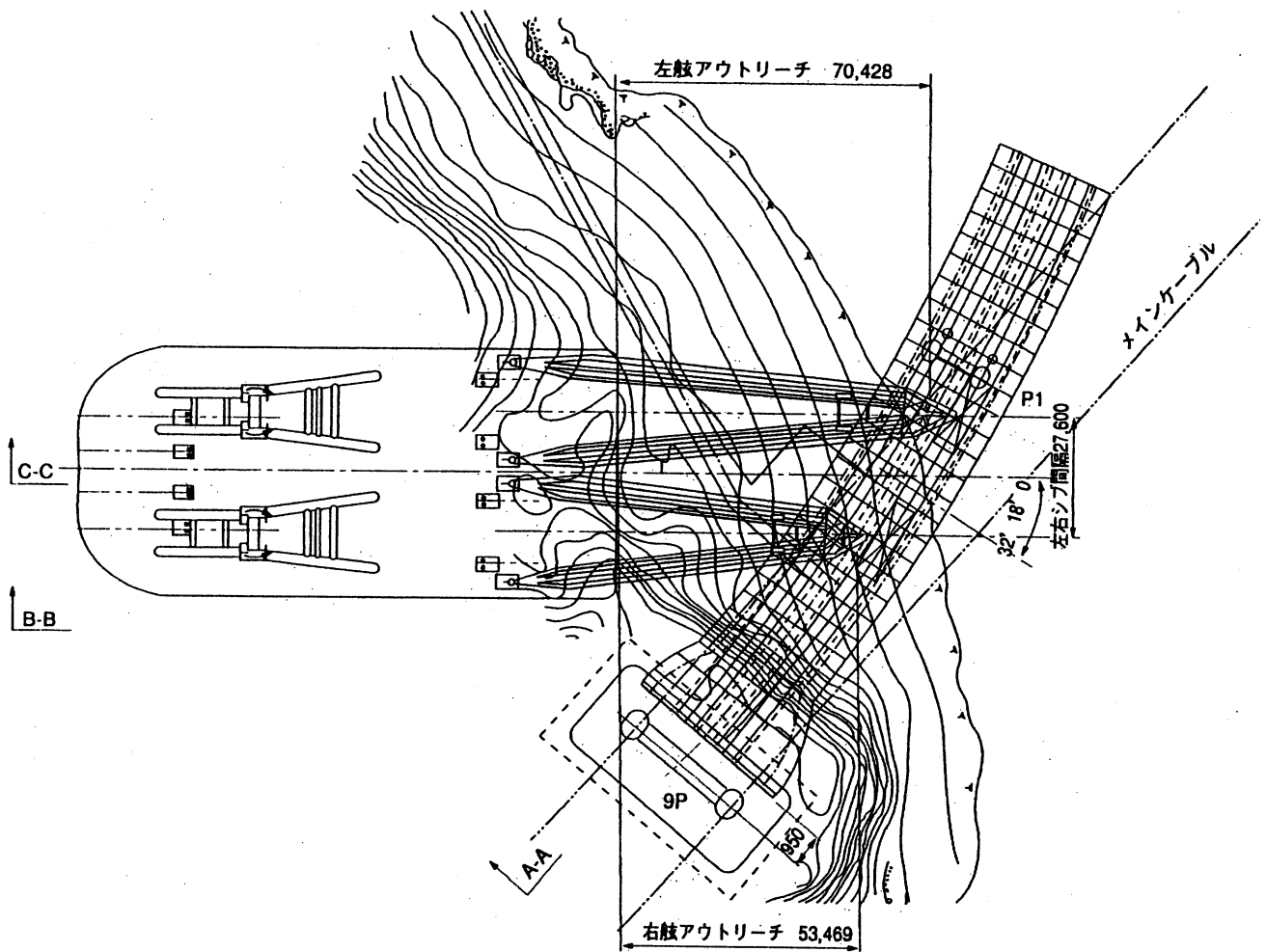


図-13 大ブロック架設要領図

Fig.13 Procedure of the large block erection



写真-4 水切り状況
Photo.4 Unloading



写真-5 大ブロック架設状況
Photo.5 Large block erection

第1高架部(9P~P3)、第2高架部(P3~P6)は以下のような地形上に位置している。

9P~P1:海上部、P1~P6:陸上部

P1~P2……丘の斜面であり重機等の進入は困難でべ

ント設置には工事用道路の取り付け、大規模な法面整形が必要である。

P2~P3……大部分がTP+32.0mの作業ヤードであり、P2橋脚付近はTP+38.0mのヤー

ドである。

P3～P6……各径間に標高の違う作業ヤードがあり、工事用道路も取り付けてある。P4～P5径間は市道大浜糸山線があり、一般車両の通行がある。

海上部の架設は、起重機船(以下FC)による大ブロック一括架設とした。ブロック重量・アウトリーチ・揚程・工事海域の水深から架設の可能性を検討した結果、4,100t吊りFCを使用した。

大ブロック長は架設可能な最大長さを検討し、約150mとした。

陸上部の架設は、ベント設置可能なP2～P6径間はトラッククレーン・ベント工法とした。P1～P2径間はベント設置が困難であることから、トラベラクレーンによる張り出し架設とした。

第1高架部架設要領を図-9、第2高架部架設要領を図-10、作業フローチャートを図-11に示す。

4.2 大ブロック架設

本工事の大ブロック架設の特徴は

- (1) 桁平面形状が曲線桁であること。
- (2) 架設地点の地形から桁橋軸方向とFC中心が約30度の斜角を有すること。
- (3) 急流である来島海峡の海象条件と国際航路に隣接し、工事海域設定が制限されている。

大ブロックの形状はブロック長150m、ブロック重量1,850tであり、16点吊りとし斜角の影響で吊り点すべてが横桁位置とならないため、ワイヤ張力による水平力は吊り天秤を介することとした。工事海域での桁の水切り作業は、工事海域への入出域が来島海峡の転流(北流⇄南流)時と定められているため、輸送台船(14,000t積)およびFCとともに、転流時間に合わせたタイムスケジュールとした。

架設作業は、大きくは3段階の作業ステップとした。第1ステップは所定位置50cmまでの誘導であり、9P・P1上からの誘導を行った。第2ステップは9P・P1上の引き寄せ設備を先行してFCが追従する引き込み作業であり、10cmきざみの管理とした。第3ステップは、所定位置近傍10cmから支承周りの油圧ジャッキにて微調整を行いながら位置決めを行った。

FCの負荷解放は、10、20、30、40、50、80、100%の順序で解放し、支承位置との関係を確認しながら架設完了することが出来た。

大ブロック架設作業全体フローチャートを図-12に、大ブロック架設要領を図-13に示す。

水切り状況を写真-4、大ブロック架設状況を写真-5に示す。

4.3 大断面張り出し架設

P1～P2径間の架設は、P2～P3間に荷揚げ用クレー

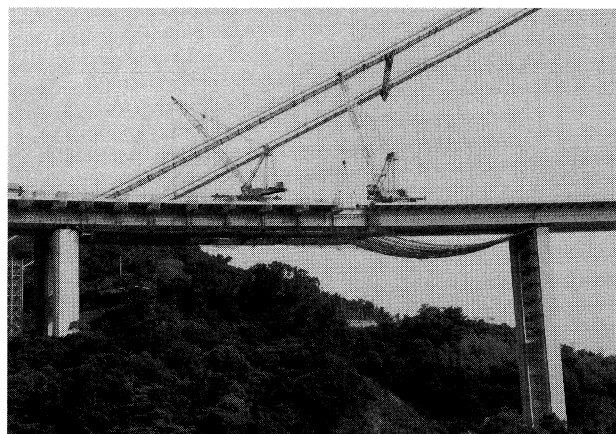


写真-6 閉合状況

Photo.6 Closure of deck

ンとして450tクローラクレーンを架設用クレーンとして650t・mトラベラクレーン2台を使用した。

P2～P3間架設完了後、ベント反力を解放し、P2近傍にトラベラクレーンおよび橋上台車が組立可能な範囲で軌条設備を設置し、450tクローラクレーンを使用し、トラベラクレーン及び橋上台車の組立を行った。

架設作業は、仮置きヤードから架設工程にあわせて部材を場内輸送し、作業足場組立後、荷揚げクレーンにて橋上台車に仮置きしラッシング後、橋上を運搬し、先端のトラベラクレーンにて所定位置に架設した。なお、運搬作業は安全性を重視して1回あたりの運搬は、主桁、側床版とも1部材とした。

主桁架設後に横桁、中床版の順序で架設を行ったが、主桁間の剛度差、曲率半径の影響で横桁の架設が困難な場合が多く、横桁位置で主桁間隔を保持する仮設材を製作し対応した。

架設サイクルは部材架設完了後、ベント架設と同様に主桁下フランジと腹板下1/2のボルト本締め→鋼床版溶接→残ボルトの本締め→軌条延長→トラベラクレーン移動とした。

張り出し架設は、各ステップごとのキャンバー管理と桁間距離の測定を鋼床版溶接前後に実施し、大ブロック架設部との閉合を無事完了することが出来た(写真-6)。

5. あとがき

小浦高架橋は、平成10年10月に無事完了した。

本工事を着手するにあたって、設計部会・製作部会・輸送部会・架設部会の4つのセクションを設置し各々部会が連携を取りながらスムーズな工事進捗に努め、しかも本文でも述べたように曲線半径R=500mを有する曲線箱桁を、陸と海から架設と変化に富んだ橋梁を無事故・無災害で終えることが出来た。ここに小浦高架橋の設計と施工に携わった関係各位に感謝する次第である。

マレーシアの道路と橋

Roads and Bridges in Malaysia

東京事務所付
(マレーシア公共事業省)

高城 信彦

Nobuhiko Takagi



1. はじめに

1980年代から急速に経済発展を続けてきた東南アジア諸国の中でも、特に著しい成長を遂げてきた国がマレーシアである。1997年夏に始まったアジア経済危機では大きな打撃を受けたが、近い将来には再び成長を続けるものと期待されている。自動車交通に代わる交通手段がないと言っていい同国で、経済発展を支えてきた道路網の役割は非常に大きなものがある。

本文は、マレーシアの道路と橋の現状を紹介するものである。

2. マレーシア

マレーシアは赤道に近い北緯1度から7度に位置している。国土はマレー半島南部と東方海上ボルネオ島北部の2地域から成り、半島部は人口の80%と国土の40%を占めている。国土面積は日本よりわずかに小さく、人口は約2,200万人。マレー系住民が60%、中国系が30%、インド系が10%の典型的な多民族複合国家で、イスラム国の立憲君主国である。国王は国内13州のうち9州に君臨する9人のスルタンの中から5年毎に選出される。

1511年のポルトガルによるマラッカ占領以来、外国の支配を受け続けたが、1957年のマラヤ連邦を経て、1963年に東マレーシアを含むマレーシアが成立した。

首相マハディールによるルックイースト政策は日本でも知られ、アジアでは台湾、韓国につぐ中進国になりつつある。2020年までにイスラム国で初の先進国となる目標が掲げられている。すず、天然ガス、石油、ゴム、パームオイル等資源に恵まれる一方で、最大の輸出品は電気電子製品であり、工業化が進んでいる。

3. 道路の状況

独立以来、道路整備が積極的に進められ、現在では高速道路約1,000km、連邦道路約15,400km、州道等48,000kmが整備されている。人口が少なく、プランテーションにより土地の利用形態が単純であること、地形が

比較的なだらかなことが道路整備を容易にした。

マレーシアの道路整備の特徴は、高速道路の民営化である。民間事業者は政府との契約で約30年間の営業免許を与えられ、計画、設計施工、資金調達、用地取得、運営管理、料金徴収を民間事業として実施し、免許期間終了時に高速道路を政府に移管するBOT方式である。シンガポール国境からタイ国境まで半島西側を縦断する南北高速道路約850kmなど、国内のすべての高速道路が民営化事業として実施されており、現在のところ大きな成功を収めている。

しかし、道路建設を安易に民営化に依存しすぎた結果、最近完成した高速道路や有料道路では予測交通量を大きく下回るものがあり、BOT事業の先行きに不安を抱かせる路線が出てきている。毎年のように繰り返される通行料金の値上げも大きな批判にさらされている。

半島部に比べて東マレーシアの道路整備は遅れている。州都近郊の道路はかなり高水準の整備が進んでいるが、それ以外の道路はいまだ低水準のままである。サラワク州とサバ州はお互い山岳部で境を接しているものの、両州を直接連絡する道路は整備されていない。

4. 橋の状況

国内には大河川が少なく地形もなだらかなため、大橋梁は少ない。マラッカ海峡の観光地ペナン島と本土を結ぶ海上橋(写真-1)は国内最長で全長13.5km。中央部には支間225mのコンクリート斜張橋がある。写真-2のマレーシア・シンガポール第二連絡橋は全長2kmのコンクリート橋で1998年1月に開通した。

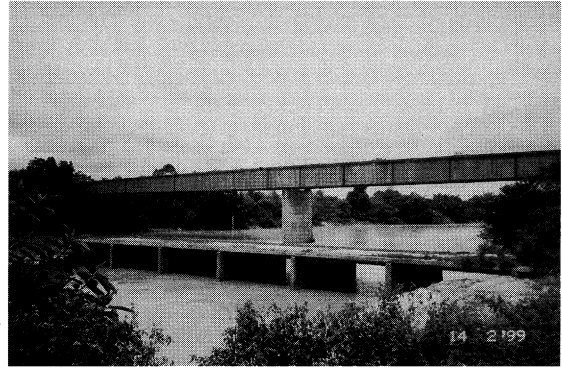
大橋梁が必要とされる場所が少ないことと建設費用の点で鋼橋の建設はまれである。国内資材だけで建設でき、地震と強風がない自然環境にも恵まれて、コンクリート橋が支配的である。プレストレストコンクリート桁をゴム支承で支える単純桁が一般的な形式である。

代表的な鋼橋としては、支間45mの連続アーチ橋、スルタン・イスカンダール橋(写真-3)がある。1932年に建設され、維持管理も行き届き、現在も幹線道路の交通を担っている。橋の下には旧日本軍との交戦を物語るトーチカが今も残っている。人々から親しまれる美し



写真一 国内最長のペナン橋

Photo.1 Pinang Bridge, the longest in the country



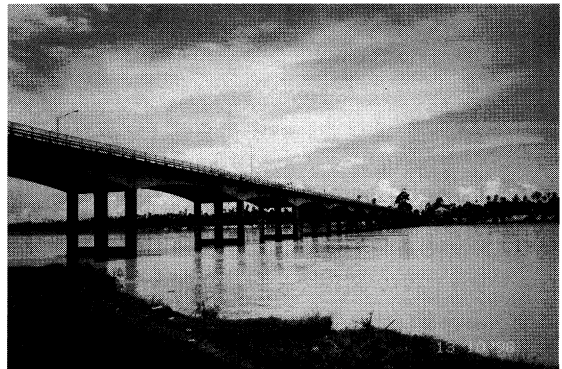
写真一四 スルタン・アーマド・シャー橋

Photo.4 Sultan Ahmad Shah Bridge



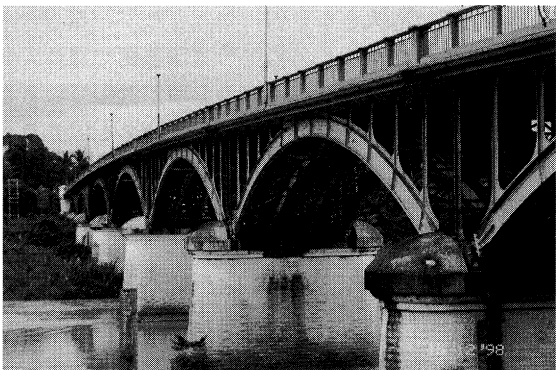
写真一三 マレーシア・シンガポール第二連絡橋

Photo.2 The second link bridge for Malaysia and Singapore



写真一五 スルタン・ヤヒヤ・プトラ橋

Photo.5 Sultan Yahya Putra Bridge



写真一三 スルタン・イスカンダール橋

Photo.3 Sultan Iskandar Bridge

い橋である。

スルタン・アーマド・シャー橋(写真一四)は、円借款を利用して1974年に完成した最大支間150mの2径間連続鋼箱桁橋である。桁端部の4個の鋼製ローラー支承は脱落したり損傷がひどく、最近、国産のゴム支承に取り替えた。

代表的コンクリート橋は、北部ケランタン州都コトバルにあるスルタン・ヤヒヤ・プトラ橋(写真一五)がある。全長900mの鉄筋コンクリート連続ラーメン橋で、1960年完成時には国内最長の橋であった。建設当時のコンクリートに重大な問題があったと思われる、完成後数年で大規模な補修にとりかかり、床版を打ち替えた。現

在も劣化が著しく、梁のコンクリートの亀裂とはく離がひどい。重量制限をしながら利用されているが、いずれ架け替えが必要となるであろう。

多くの橋に共通する問題は、交通量の増大と車両の重量化に対応していくことである。耐荷力不足や変状が目立つものも多い。連邦道路の橋梁数は約4,500橋に達し、これらの維持管理の重要性が今後ますます大きくなっていく。マレーシアでは既に道路橋の維持管理の合理化を目指したコンピュータによる橋梁維持管理システムを導入している。また、将来の維持管理を軽減するため、標準設計を導入した。

5. おわりに

1997年3月から国際協力事業団派遣長期専門家としてマレーシア公共事業省に勤務する機会があり、その間に国内各地で視察した道路と橋の現状を紹介した。

マレーシアは独立以来の建設主体の段階から、多くの橋を適切に維持管理することに重点を置く段階を迎えている。しかし、長く外国の援助と技術に依存してきた結果、多くの技術者に維持管理に必要な基本的知識が不足しているように感じられる。先端技術を重視する一方で、設計資料や図面の保管などができていない。建設段階の品質管理も改善する必要がある。マレーシアの橋梁技術者が早く自立することを期待している。

海外報告 (トルコ共和国)

Overseas Report (Republic of Turkey)

保 全 部
(前)第三建設局建設部
(トルコ公共事業住宅省)

橋梁保全課長代理
計 画 課 付

川 上 賢 明

Yoshiaki Kawakami



1. はじめに

トルコ共和国では、1980年代から自動車道路の整備を急速に進めており、1998年12月末現在で、約1,830 kmの自動車道路が開通している。近年経済危機の悪化に伴い多少はペースダウンしているものの、道路総局(Karayollari Genel Müdürlüğü, General Directorate of Highways、以下「KGM」と略称する)は、5,000 kmの自動車道路網を整備する計画がある。

これらの自動車道路には、多くの橋梁が計画されているにもかかわらず、KGMには独自の橋梁の設計基準がなく、基本的には「AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)」の基準に従うとしているものの、実際は各工事ごとに請負者がそれぞれ得意な(すなわち自国の)基準を用いているのが実状である。

このような背景のもと、1997年1月から1999年1月までの2年間、JICA長期派遣専門家の5代目としてトルコ共和国で勤める機会を得た。要請の内容(A1フォーム)は、1) 鋼橋の設計ガイドラインを含む道路橋設計示方書の整備、2) 自動車道路の構造物の設計・施工および維持管理に関する協力、3) 長大橋梁プロジェクトへの協力ということで10年間変化なく、この要請内容は私の代で終結させなければならないという時期でもあった。

2. トルコ KGM

トルコにおける近代的な道路整備体制は、1886年のオスマントルコによる公共事業局の設置による。1923年の共和国建国後、1929年の道路法の制定とともに、道路・橋梁局が発足し、国道・地方道の整備が進められた。第二次世界大戦後、本格的な道路網整備と財政システムの確率を目的とした新道路法が1950年に成立し、道路事業の実施主体として、公共事業住宅省内に、KGMが設立され、現在にいたっている。この道路法は1973年5月改訂され、これにより道路総局が高速道路の建設から料金徴収まで実施することが可能となり、第1ボス

ボラス橋(写真-1)を始めとし、トルコ全土の有料道路の建設・維持管理を実施している。

現在、KGMは、国道・地方道・高速道路、合わせて計約6万 kmを管轄しており、これらの道路計画、設計、建設、維持管理及び運営全てに権限を有している。

KGMの主な業務内容は以下のとおりである。

- ・ 国道、地方道の設計・建設・維持管理
- ・ 高速道路の設計・建設・維持管理
- ・ 車両重量等の検査の実施と懲罰の実施
- ・ 内務省の許可の下、法定制限速度の見直しの実施
- ・ 車検の実施と法規に違反しない時の懲罰(罰金、免許証の減点等)の実施

なお、車検制度はあるものの、毎年、対象車両の2～3割程度しか受検しないとのことである。

組織的にはKGMは、公共事業住宅省の管轄下にあり、組織は総裁の下に4人の副総裁がおり、本局は12の部及びその他で構成されている。また、地方組織として17の支局、2カ所の機械センター、1カ所の機械保守センター、112の国道・地方道維持管理事務所及び365の出張所を有する。

支局の下には、建設事務所及び管理事務所があるが、建設事務所は各工事発注単位(おおむね50～100 kmの工事が一括発注される)ごとに工事請負者の事務所に隣接しておかれ、1～3名の職員が配属されている。建設工事の実際の監督は、KGMが別途契約した「エンジニア」(コンサルタントからの施工管理)にまかされており、職員の主たる業務は、エンジニアから提出される工事監督記録及び進捗状況報告のチェックである。

管理事務所は供用延長30～50 kmごとにおかれているが、管理事務所を総括する「総括管理事務所」が(支局との中間の組織として)おかれている自動車道路もある。

管理事務所には、支局課長クラスのチーフエンジニア以下、機械・電機担当、舗装維持担当、交通管制担当等のエンジニア若しくはテクニシャン、並びに、料金収受員が配属されている。

職員数は政府公務員約5,500人、労働者約28,000人であり、政府公務員のうち、3,000人が技術職、2,500人が事務職である。



写真-1 第一ボスポラス橋

Photo.1 The First Bosphorus Bridge

3. 道路整備状況

トルコ共和国の道路は、おおむね次の7種類に分類される。1.自動車道路 2.一般国道 3.地方道 4.村道 5.観光道 6.林道 7.都市内道路 前述したように、1998年末現在で約1,830 kmの自動車道路が供用されているほか、1997年末時点で約31,500 kmの国道及び約28,500 kmの地方道が供用されている。

KGMはこの分類の内、自動車道路(写真-2、3)、国道(写真-4)及び地方道の建設と管理(写真-5)並びに地方公共団体の委託により観光道路等の建設を実施している。自動車道路及び幹線国道は、欧州国際道路(ヨーロッパハイウェイ)の一部に位置づけられており、「E番号」が付与されている。

自動車道路は、現在約1,913 km(既供用部分を含む)が建設中であり、西暦2000年までに約3,000 kmを完成させることが計画されている。(図-1)

この3,000 kmの自動車道路ネットワークの一部は、欧州南北横断自動車道(Trans-European North-South Motorway: TEM)に位置づけられており、将来的には、ヨーロッパとアラビア半島、北アフリカ及びアジアハイウェイを結ぶ大動脈になると期待されている。1977年の当初計画時、北ヨーロッパと地中海を結ぶ観光事業促進を主目的としたTEM Projectであったが、その後トルコの参入により現在の路線に修正された。

トルコ縦横断道路(Trans-Turkiye Highway: TTH)は、全長3,200 kmからなり、幹線道路網の中でも特に骨格部分を形成し、ブルガリア国境からイスタンブール、アンカラを経て、シリア・イラン及びイラクに通ずる国道である。TTHは台数・キロでみた場合、トルコ全土の自動車輸送の約3割を担っている。ADTは都市部近郊で日10万台である。大型車混入率は30~60%であり、国境付近では90%に達する。また、外国車混入率は都市部で数%、国境周辺で40~50%となる。

TTHは欧州と中東・西アジア等を結ぶ国際的重要路線であるにもかかわらず、交通量の増大による容量不足

や重交通による道路損傷が著しいため、道路総局では当該路線の道路維持・改良を最重要課題とし世銀融資により事業を推進している。

道路整備の問題点及び今後の課題を上げると大きく3つに分けられる。

第一にマスタープランの不在である。道路総局では毎年夏に各支局より提出された道路新設及び改修計画を基に予算の割当てを行うが、道路整備の指針となるべき基本方針及び判断基準が策定されていないため、効率的な道路整備が行われているとは言い難い状況にある。

第二に技術基準・要領等の欠如が挙げられる。道路計画・設計・建設から維持管理に至るまでトルコではほとんど基準類が整備されておらず、必要に応じてAASHTO等諸外国の基準を準用している。中にはトルコの国状に合わないものも多々あるが、既存道路のデータのフィードバックが行われた形跡も皆無といえる。

最後に何と云っても資金不足である。1994年の経済危機及びその克服を意図した財政再建プログラムにより歳出が著しく制限されており道路関係予算も大幅にカットされて来た。道路予算の国家予算に占める率はここ30年間減り続け、近年は2%前後で推移している。特に維持管理予算にしわ寄せが来ており、年変動が激しいがドルベースで見るとここ20年間増えておらず第2次幹線道路の損傷は著しい。今後とも外貨やBOTを取り入れて事業を推進していくことになるが、資金不足は容

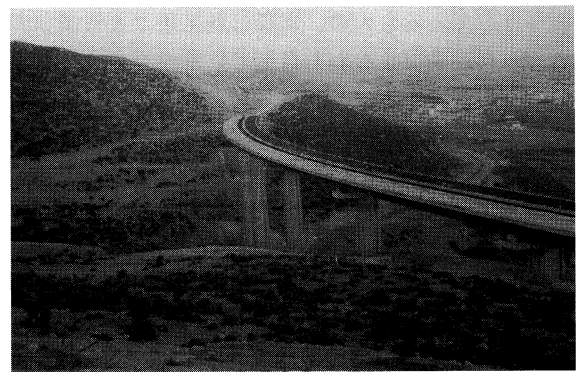


写真-2 高橋脚(H=146m)のアタチュルク高架橋

Photo.2 The Atatürk Viaduct, with the high piers (H=146 m)



写真-3 自動車道路の交通標識

Photo.3 The traffic sign of the motorway



写真-4 イスタンブールにある旋回橋

Photo.4 The Swing bridge in Istanbul

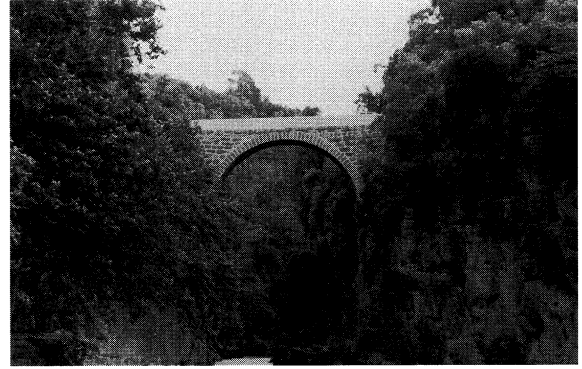


写真-5 修復したアーチ橋

Photo.5 The restored arch bridge

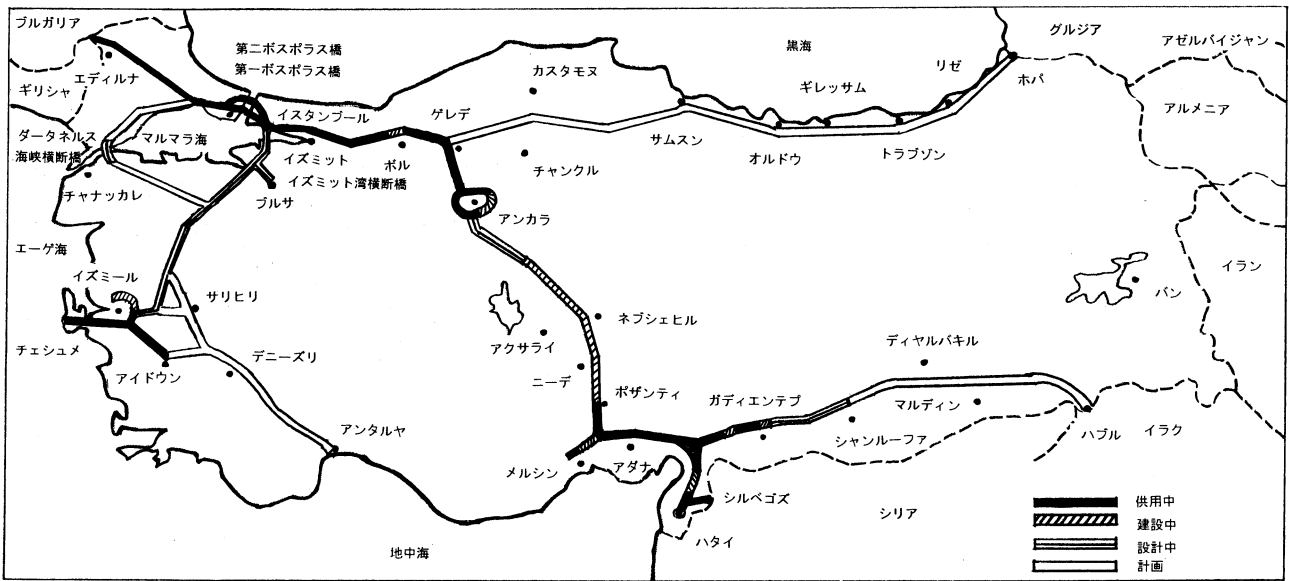


図-1 自動車道路ネットワーク

Fig.1 The motorway network

易には解消しないと予想される。

4. 日本政府による経済協力

道路分野における経済協力としては、第2ボスポラス橋を含むイスタンブールの高速道路建設及びゴールデンホーン橋(写真-6)の事業がある。両事業の概要は下記のとおりである。

①第二ボスポラス橋

- ・目的：イスタンブール市内の交通量緩和
- ・円借対象：橋梁及び接続する高速道路(合計延長：37 km)
- ・貸与総額：616億(第1期～第3期合計)
- ・工事期間：1985年12月4日～1989年10月25日
- ・請負会社：石川島播磨重工、三菱重工、日本鋼管及びイタリア、トルコ
- ・橋梁概要：鋼製吊橋、全長1,510m、中央径間1,090m、8車線
- ・現交通量：約12万台/日

②ゴールデンホーン橋(その1)

- ・目的：イスタンブール市内の交通量緩和
- ・円借対象：橋梁
- ・貸与総額：29億
- ・工事期間：1972年11月～1974年7月
- ・請負会社：石川島播磨重工、ドイツ
- ・橋梁概要：鋼製箱桁、全長995m、6車線(両側歩道あり)

③ゴールデンホーン橋(その2)

- ・目的：イスタンブール市内の交通量緩和及び橋梁本体の補修
- ・円借対象：橋梁及び接続部の拡幅(6車線から10車線)、補修
- ・貸与総額：138億
- ・工事期間：1994年5月13日～1996年8月20日(橋梁部完成)
- ・請負会社：石川島播磨重工、トルコ



写真-6 ゴールデンホーン橋拡幅工事

Photo.6 The widening renovation of the Golden-Horn Bridge



写真-7 イズミット湾横断橋架橋位置

Photo.7 The proposed bridge site for the Izmit Bay crossing

5. 長大橋梁プロジェクト

トルコにおいて現在、長大橋梁プロジェクトの計画は3つある。そのうち、「イズミット湾横断橋計画」(写真-7)については、BOT (Build, Operate and Transfer) 方式で進められていた。北側既存高速道路のインターチェンジ“Dilovasi”から“Orhangazi”間のイズミット湾を横断する中央径間1,688 mの吊橋並びに南側の約1 kmのアプローチ高架橋を含む、総延長約45 kmの高速道路の建設である。イギリス、日本、トルコのJ.Vが第一交渉権を得て、数十回に渡る協議の結果、KGMとのフレームコントラクトを1997年10月16日に調印した。このフレームコントラクトの協議が不調に終わると他の交渉権を持つ競争相手のイタリア・フランス等J.Vか、フランス・トルコJ.Vに交渉権が移動することになっていた。

しかし、KGMサイドもトルコ国初めての大型プロジェクトのBOT方式(SA等の小規模なBOTはある。写真-8)ということも相まって、自国でのリスクをなるべく回避しようとし、その後の協議が思うように進まなかった。この仮契約後、本契約に向けて設計・建設工事契約書の最終ドラフトの完成、各金融機関からの資金調達契約書の作成及び建設技術の詳細詰め等を行いながら、継続して最終調整の協議が行われていた。その後、新聞紙上で1998年11月29日に正式契約のセレモニーがあると公表されたが、その2日前の25日になって突然、国会で内閣の不信任案が採択され、政府が倒れてしまった。その後KGMの総裁もそれに呼応するかのように辞職してしまった。しかも時同じくしてコンソーシアムもイズミット橋の正式契約を諦めた。というのも両方でこれまで正式契約のために作成されてきた協議書が、最終段階になってトルコ内の裁判所で審査された結果が、コンソーシアムにとってはとても受け入れ難いものとなってしまったという結論である。今後は、トルコ国内部でのBOT法の改正が成されない限りは、BOTでの国際契約が難しいと判断した模様である。このため1年半もに及んだ契約協議は、取り敢えず打ち切られる事とな

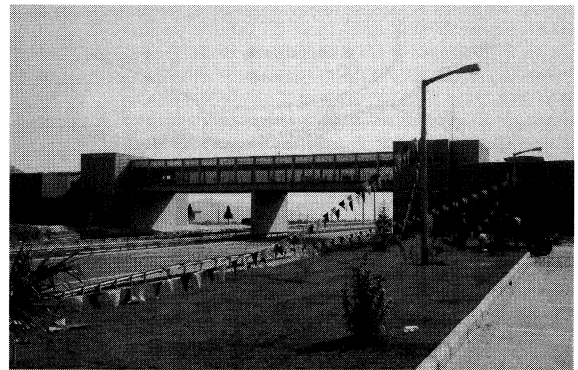


写真-8 S.Aの上下線を結ぶ連絡橋

Photo.8 The connecting bridge to link the back and forth lanes of S.A

り、振出しに戻ったと云わざる得ない状況となった。

このイズミットの契約締結を楽しみにしていた私も、在任期間中の調印はみることが出来なかった。

また、「ダータネルス海峡横断橋」については、F.S及び実施設計も終わり、準備は既に出てきているものの、政府方針としては同じBOT方式で行いたいという意向から、イズミットの進行状況を見守っていたが、採算の面(予測交通量約2,000台)からも何処の企業も応札しないことから、新たな方式でのファイナンスを模索しているという声もKGM内部では、聴かれるようになった。

さらに第三ボスポラス橋計画については、1997年9月に公共事業省大臣が橋かトンネルかを別にして早急にF.Sを行う必要有りと新聞に公表した。それを受けた形でKGMの総裁も橋推進派という事もあり、同橋梁を道路・鉄道併用橋で行えば、工期4年、建設費\$750百万で行うことが出来るとアピールしたが、閣議により「鉄道トンネル(KGM担当外)」を先に行うと判断がされたことにより、KGMも静観しなければならぬ状態であったが、最近になってKGMサイドもまた動き出した。それに呼応したように1999年1月を目途に、この第三ボス(BOT方式で工費\$700百万、運営14年間、その後KGMに引渡し)のオファーに、特に興味を示しているイタリア、日本、ドイツ、フランス、イギリス及びアメリカ企業が、KGMに対して何らかの提案がなされる

模様であった。

しかし、データネス及び第三ボスについては、「イブミット湾横断橋計画」、「ボスボラスチューブクロッシング計画」とピックアッププロジェクトが国内で目白押しのため、資金調達の面からも早期の事業化にはもう少し時間が必要と思われる。いずれにしてもしばらくの間、これら長大橋プロジェクトの動向に注目していかなければならない状況には変わらない。

6. 技術移転活動の実際

業務環境面からみると、道路総局は公共事業住宅省に属するが非常に独立色の強い官庁で、道路の重要案件も総局内で決定した後、省を通さず国家計画庁（SPO）とも直接交渉を行う権限を有するところである。全国規模の組織のため、当然転勤はあるが、日本の官庁のような決まったルールはなく、同一ポストで10年以上も珍しくもない。組織内の人事は決して公平とは言えず、部長級以上は政治の影響を強く受ける。KGMの前総裁を例に挙げれば、彼は17支局長を17年も務めた人であり、彼が総裁になった後、多数の人間が同支局から本省の重要ポストに引き上げられている。能力の次で、如何に偉い人を知っているかでその人の将来は決まるといっても過言でない。

そのためか、はたまた低賃金であるためか、実力のある者や若者の離職が後を立たない。さらに政府の公務員人員削減によりその後の補充がないため、職員の士気の低下も感じられる始末である。

また、イスラム教の国のため、年1度のバイラムの断食中は、イライラしてまともに話が出来ない事も間々あったが、我々に迷惑をかけることは一度もなかった。

技術環境面からみると私の配属された自動車道部橋梁課のカウンターパート（写真-9は、我家において）は、全員がトルコ共和国では一流大学の卒業生であり、また、ほぼ全員が技術的な議論に不自由のない英語を話すことができた。当地の大学の教育水準についてははっきり分からないが、トルコ共和国には他の中東諸国及び中央アジア等の国から多数の学生が留学してきていることからみて、発展途上国の中では高い方に属するのではないと思われる。

ただし、当地の技術者全般の傾向として、現場の監督業務は一つ下の仕事と見なす傾向があり、事務所での書類の照査は行うものの、実際に現場を見て判断をすることがほとんどないため、せっかくの専門知識が実務に即したのものになっていない傾向がある。

また、トルコ共和国にはほんの一部を除いては独自の設計基準がなく、基準の制定の経緯等の知識が欠如したままで基準を使用することとなり、機械的に条文を適用するのみとなっているため、状況に応じての工学的な判断を行うことは少ない。残念なことにトルコ国自身の基準・要領なるものを自分の手で今もなお、創れないのも

その一因ではないかと思われる。

上記のような国内環境からして、外国人が現地のカウンターパートと円滑に業務を遂行する上で必要不可欠なことは、やはりお互いの「信頼関係」ということになる。

業務の多くの部分は、計画的に出来る業務計画書通りの内容やセミナー（写真-10）等と違い、カウンターパートからの質問に答えるという形が多いため、どうしても受け身になりがちである。質問も最近途切れていると感じれば、積極的にこちらから資料を提供したり、パンフレットを見せたり、ビデオを使い雑談したりと、色々工夫を試みなければならない。しかし、彼らが興味がないものに対しては、なかなかこちらが思うようには事が運ばなかったことを多々経験した。

私の例で考えると、公的な仕事の場面だけでなく、私自身が生活していく上で困ったことについて相談すると、彼らは非常に懇切丁寧に教えてくれたりもする。このようにカウンターパートとは、つまらいと思うような日常のお互いの「愚痴」を含めた何でもない話題から始まって、公私共々付き合っていくのも大事なことで、私自身にとってトルコで生活する上で、彼らが重要なパートナーとなっていったような気がする。

それは、ひとえにお互い同士が信頼し合うということに繋がっている。

信頼関係の形成には、専門家が十分なその専門知識を持っている事が必要不可欠ではあるが、多岐に渡る質問の中には自分では説けない質問も中には出てくる。その時には、素直に自分も経験していないので時間が必要だという旨を相手に理解してもらい、その後の確にその問題を解決に導くために、誠実に対処していくことを心がければ自然とカウンターパートとは信頼関係が生まれてくる。2年という短いようで長い間一緒にいればどうしても、最後は人間と人間という泥臭い関係になってくるのが、国が違えども自然というものであり、これまた仕方のないことでもある。彼らはいつもスーパーマンを求めている訳ではないのである。

それともう一つ、最後まで私を悩ましたものは、必要かつ十分な語学力であった。最初はこれが私の最大の敵であったといっても過言ではない。しかし、上記でも触れたが、いつも顔を会わしているメンバーと話すと、全てを話さなくてもお互いが、だんだん分かり合ってくるからこれもまた不思議である。最後の方は、うまく話そうとしなくても仕事は十分やっていけるという自信も芽生えた。

だが、それとは別にある程度、現地語ができることがより望ましいということは言うまでもない。

私のカウンターパートは、幸いにしてほぼ全員が英語を話すため、仕事の話はすべて英語でできた。また、前述したように仕事以外のいろいろな「雑談」を通して、お互いの理解を深めることで、信頼関係を増すこともできた。しかし、KGMを含めたカウンターパート以外の方（英語を話さない人）との話では、「雑談が一緒に出

来た”とよく思ったものである。これはとりもなおさず自分がトルコ語を勉強しなかったことに尽きるが、その意味でも、現地語ができることは、さらなる円滑な業務の遂行に繋がるものと確信している。



写真-9 我が家でのカウンターパート

Photo.9 The counterpart and my family in my home



写真-10 セミナーでの講義

Photo.10 The lecture in the seminar

7. あとがき

専門家の立場は、公式には、「日本・トルコ両国政府の合意に基づいて派遣された」橋梁の専門家ということになる。では、実際我々と一緒に仕事をする KGM 側から見て、専門家とは何であったのであろうかと考えると、一般的には、「橋梁に関する技術アドバイザー」とでも思われていたであろうが、具体的なプロジェクト、あるいは、特定課題の解決に向けての技術アドバイザーというわけではなかったため、日本から来ている橋の相談役、もしくは便利屋とでも思っていたかもしれない。

というのも、内容毎に日本と同じで担当課が変わるため、それに関するカウンターパートも自動的に変わらざるを得ない仕組みであった。そのため特に橋梁に関係のない分野での質問もたくさん受ける事があった。それもだんだん付き合いが親しくなっていくに連れて、その傾向が顕著になるようになってくる。それも雑談付きでどんどん話が膨らみ、次に会ったときにはほとんどない質問も出てくる。このようにして人と知合い、付合ってい

き、その人と“アルカダッシュ”(友人)になり、さらにその友人が他の友人を紹介するといった具合に付き合いが広がっていく。とても奇妙でそれでいて何だか自分がトルコという国にどんどん溶け込んでいっている感じが、確実に実感してくる。それが何だか心地よさにも感じてくる不思議なものである。これが「人との付き合い」、「援助の第一歩」かとも感じた。

赴任した時から、所属のカウンターパートを初めとし、道路総局のかなり人間が、専門家活動あるいは JICA 活動全般を理解してくれていたように感じた。これは、私が同部署 5 代目の専門家だということももちろん手伝っていたのであるが、加えてグループ研修等で日本に行ったことのある人が、かなりの数に上っていて、総じて親日的であったことも幸いしている。その時「国際援助」というものの必要性を改めて感じたものだ。

しかし、上記のように実感してきたのはやはり、家族共々トルコ生活に慣れてくる半年位を過ぎた頃、さらに 1 年たった一時帰国後、顕著に感じるようになった。自分自身がトルコ生活にも親しみ、トルコ人の友達を持つようになってくる頃と非常によく重なり合った。それは言い換えると自分の語学力にも比例していたように思えた。英語はもちろんもっと流暢に、現地語が多少なりとも話せたら、もっともっとトルコ人を理解し、トルコ生活が楽しめたのではないかと後悔もした。しかし、英語が堪能、現地語がぺらぺらというたくさんの日本人を知っているが、それだけでは人間関係を修めるのはなかなか難しいようである。言葉が流暢に喋れるだけでは人の心は掴めない。結局の処、その各個人が持っているハート、人と人の心の通い合い、信頼関係にいきつくと思われた。

日本と異なった組織・文化に一人入り込んでいき、その中で任期中の計画を立て、それなりの成果を上げようと思えば、こんなに苦しく、楽しいやり甲斐のある仕事はなかなか体験できない。日本の中で組織の一つの歯車として働いてきた今までの仕事とは、ひと味もふた味も違った内容であった。

最後に個々のカウンターパートには、公私ともに大変お世話になった。また、JICA 現地事務所の各位にも、業務の遂行に関し、種々のサポートをいただき、心から感謝したい。日本とは違い、何事もゆっくりとしたペースの中で生活を楽しみながら仕事が出来るといった環境の中で、家族共々エンジョイしながら業務を全うすることが出来たことは、貴重な経験であった。

私も出来上がったトルコでの橋梁を見ながら、トルコ人のハートを通じて、いくらかでもトルコ国に貢献できていればと感じる次第である。

参考文献

- 1) 川上賢明 : 総合報告書、国際協力事業団、平成 10 年 12 月
- 2) 川上賢明他 : 任国担当分野概要、建設省国際課、平成 10 年 12 月

■「瀬戸内しまなみ海道完成記念・国際シンポジウム」の開催

平成11年3月27日、「しまなみ海道の完成と本四3橋時代の到来」をメインテーマに、尾道市内のホテルにおいて国際シンポジウムが開催され、約300名の参加者があった。

このシンポジウムは、(財)海洋架橋調査会等の主催、本四公団および(財)本四道路管理協会の共催により、長大橋の技術を紹介する「講演会」と、地域資産である橋の活用策を討論する「パネル討論会」の2部構成で実施された。

講演会は、基調講演と海外長大橋の紹介からなり、伊藤學 東京大学名誉教授と藤川寛之 本四公団副総裁による基調講演に続き、M.P.ビルロジュー博士（国際構造コンクリート連合会長）からノルマンディ橋が、N.J.ギムシング デンマーク工科大学教授からグレートベルト橋がそれぞれ紹介された。

パネル討論会は、「しまなみ海道の完成と地域社会」をテーマとして、藤田雄山 広島県知事、加戸守行 愛媛県知事、ビルロジュー博士、ギムシング教授、藤原良一 本四公団総裁の5名をパネリストに、小森星児 神戸山



パネル討論会の状況

手大学学長をコメンテーター、戸田常一 広島大学経済学部教授をコーディネーターとして開催され、活発な討論が展開された。

シンポジウムの終了後には多々羅大橋の体験学習会が実施され、参加者は約160名であった。

(文責：企画開発部企画課長代理 酒井和吉)

■多々羅大橋とノルマンディ橋の姉妹橋調印式

平成11年5月1日、西瀬戸自動車道開通式後の広島・愛媛両県主催の祝賀会において、多々羅大橋とフランスのノルマンディ橋の姉妹橋調印式が開催された。これは、平成7年1月のノルマンディ橋の開通式で交換された姉妹橋提携に関する覚書に基づいて調印書を交換したものである。

日本側は、藤原本四公団総裁、両県の姉妹橋実行委員会会長である柴田瀬戸田町長、高橋上浦町長、両県代表として藤田広島県知事、加戸愛媛県知事の署名者5名全員が出席。フランス側は、署名者であるル・アール商工会議所のグロス会頭やボノン名誉会頭の他、レジェ仏設備省道路局国際部長、ドゥロネ仏大使館公使、ラマル・オンフルール市長などが出席された。

多々羅大橋の姉妹橋提携は、瀬戸大橋とゴールデンゲート橋およびファティ・スルタン・メハメット橋（第



調印書の交換（藤原総裁とグロス会頭）

二ボスポラス橋)、明石海峡大橋とグレートベルト橋に続くものである。

(文責：企画開発部企画課長代理 酒井和吉)

■長大橋技術センター発足

平成11年5月1日付で「長大橋技術の継承・高度化」を効率的かつ確実にを行うために、公団の新組織として「長大橋技術センター」を発足した。

同センターは、1センター長、技術調整課、技術開発課、技術情報課の3課で構成される。

長大橋技術センターの役割と業務は以下のとおりである。

1. 長大橋維持管理に関する技術業務
 - ・風や地震による本四橋の動態観測結果の解析と、橋の健全度の評価。
 - ・より耐久性の高い塗装材料、構造物の長寿命化のための技術開発。
2. 長大橋技術の情報拠点としての業務
 - ・本四長大橋や国内外の長大橋プロジェクトに関する技術情報の収集・整理・分析・発信。

3. 国内外長大橋プロジェクトの支援。
 - ・本四長大橋の建設や管理の経験を基にした新たな設計・施工基準および施工法の確立。
 - ・国内外長大橋プロジェクトの技術支援および長大橋技術を扱う他機関への協力。
4. 長大橋の設計施工技術の若手技術者へ継承。
 - ・長大橋技術の高度化を通じて、若手技術者に技術の継承。

(文責：長大橋技術センター技術調整課長代理 小川和也)

■土木学会賞等の受賞

平成10年度は、西瀬戸自動車道の完成年にあたり、土木学会賞、地盤工学会賞をはじめとする各種の名誉ある賞を受賞することができました。

土木学会賞としては、土木技術の発展に顕著な貢献をなした画期的なプロジェクトに与えられる技術賞に「西瀬戸自動車道の長大橋の建設」が選ばれました。大三島橋、因島大橋、大島大橋、生口橋、新尾道大橋、多々羅大橋、来島海峡大橋の、四半世紀の間のこれら建設工事における設計・施工および材料に関する技術開発の成果に対して評価を受けたものであります。また、田中賞(作品部門)としては、「多々羅大橋」及び「来島海峡大橋」の両橋が、また技術開発賞には来島海峡大橋に適用された自航台船の開発が選ばれました。その他、明石海峡大橋関連で論文賞、田中賞(論文部門)が受賞されました。

(文責：企画開発部企画課長代理 大橋治一)

(敬称略)

部門種別	受賞作品
土木学会	
技術賞(Ⅱグループ)	西瀬戸自動車道の長大橋の建設
論文賞	強潮流・大水深下の海中基礎の施工に関する研究(加島聰, 坂本光重, 鈴木幹啓)
田中賞(作品部門)	多々羅大橋
田中賞(作品部門)	来島海峡大橋
田中賞(論文部門)	A Study of Mode Coupling in Flutter and Buffeting of the Akashi Kaikyo Bridge(勝地弘, 秋山晴樹)
技術開発賞	自動定点保持機能を持つ橋梁架設用台船の開発(平山純一, 土山正己, 古賀昇, 中尾俊哉, 大仲茂樹)
地盤工学会技術業績賞	舞子トンネルの施工
鋼構造協会賞	明石海峡大橋(上部工)の建設
全建賞	多々羅大橋建設事業

■来島大橋ケーブル工事 JV 労働大臣賞受賞

平成11年7月1日、新日鐵・神鋼来島大橋ケーブル工事特定建設工事共同企業体は、「安全成績が高い水準にあること」を理由に「労働大臣表彰(優良賞)」を受賞した。

ケーブル架設工事(前期工事)は96年の準備工事からスタートし、その年6月には第一大橋のパイロットロープ渡海、続いて10月には第二・第三大橋のパイロットロープ渡海と、ほぼ同時併行的に進められた。また、関連する他の工事との間で現場作業が約10カ所にわたって輻輳したため、工程上の調整項目も膨大となり、工事の遂行は非常に困難を極めた。そのような中、97年8月最後の第二大橋のストランド架設を終え、98年3月竣工した。

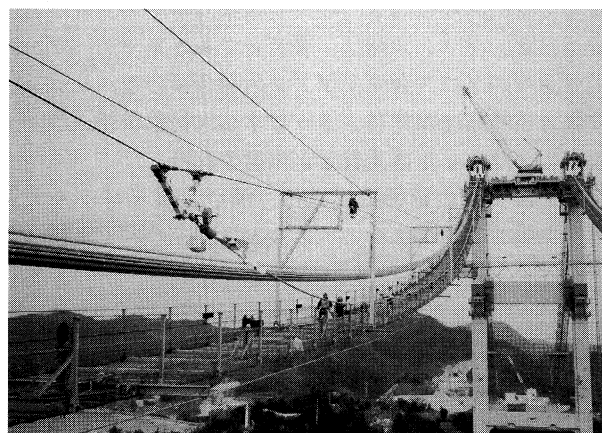
また、ケーブル後期工事は98年3月第一大橋のラッピングからスタートし、キャットウォークの撤去・塔頂クレーンの撤去を経て99年4月竣工した。

延べ労働時間は、前期工事736,754時間、後期工事400,286時間でトータル1,137,040時間であり、この間完全無災害であった。上部工工事で百万時間を超えての

工事が少ない中、今回無災害で竣工し、このような荣誉ある賞を受賞できたことは特筆すべきことであり、工事関係者の努力に深く感謝する次第である。

なお、同JVは平成10年7月に前期工事で、また平成11年7月には後期工事それぞれ愛媛労働基準局長賞を受賞している。

(文責：今治管理事務所橋梁維持課長 平野信一)



来島海峡大橋公表論文一覧表

表題	執筆者	掲載誌等	発表年月
来島大橋（二径間吊橋）の設計について	小川英信、岩屋勝司、阿部和智	第16回四国地方建設局技術研究会	1973.08
来島大橋	日里正夫	橋梁と基礎	1988.08
来島大橋海峡部地質調査	加島延行	本四技報 No.54	1990.04
来島大橋原位置岩盤試験	毛利徳成、下村稔、野間俊男	本四技報 No.55	1990.07
来島大橋山留工試験	白石哲磨、平井良樹、井上伸男	本四技報 No.55	1990.07
来島大橋の橋梁計画	片山英二、藤井裕司、荻原勝也	本四技報 No.56	1990.10
来島大橋の耐震設計	山田勝彦、福永勸	本四技報 No.57	1991.01
来島大橋の設計地盤定数 (領家型風化花崗岩を対象として)	山田勝彦、福永勸	本四技報 No.58	1991.04
来島大橋主塔の耐風特性	大橋治一、楠原栄樹	本四技報 No.59	1991.07
本四連絡橋の概況 - 明石海峡大橋、多々羅大橋、 来島大橋の現況	肥田木修	土木技術	1992.01
来島大橋	喜多和夫	開発往来	1992.04
来島大橋上部工の耐震性	大橋治一、中村哲也	本四技報 No.62	1992.04
来島大橋の橋梁計画	秋山晴樹、森本規行	土木施工	1992.08
多島海に建設される来島大橋に作用する気流特性に ついて	大橋治一、楠原栄樹	第47回土木学会年次学術講演会	1992.09
来島大橋の概要	藤原常男	建設の機械化	1992.10
海中基礎岩盤の確認調査方法 - 本四連絡橋来島大橋の例 -	山縣守、平山純一、長谷川芳巳	土と基礎	1992.11
来島大橋補剛桁の耐風性	大橋治一	本四技報 No.65	1993.01
来島大橋の基礎施工	秋山晴樹、長谷川芳巳	土木施工	1993.05
来島大橋基礎の耐震設計 (英語)	森邦久、山岸一彦、山田郁夫	海洋施設の耐風・耐震技術に関する日米ワーク	1993.05
来島大橋5Pケーソン工事の計画と施工	高城信彦	第3回技術発表会論文集	1993.07
来島大橋建設工事用海底ケーブルの敷設	中島国雄、矢野稔	本四技報 No.67	1993.07
来島大橋の工事現況	天野耕一	建設の機械化	1993.08
来島大橋の工事概況	新田篤志、仁科隆平、石川庄嗣	橋梁	1993.09
来島大橋9Pコンクリートケーソン製作・設置について	吉田茂司、上村博文、清家伸二	第47回建設省技術研究会論文集	1993.11
来島大橋5Pケーソンの電気防食	高城信彦、金保勉、清見博英	本四技報 No.69	1994.01
来島大橋下部工の設計概要	森邦久、山田郁夫	本四技報 No.69	1994.01
来島大橋5P鋼ケーソンの防食	高城信彦	鋼橋塗装	1994.04
来島大橋主塔の景観設計	大橋治一、磯江浩	本四技報 No.70	1994.04
来島大橋4Aマスコンクリートの温度応力計測	長谷川芳巳	第4回技術発表会論文集	1994.07
来島大橋9Pコンクリートケーソンの設計・製作・設置	吉田茂司	第4回技術発表会論文集	1994.07
来島大橋主塔の継手構造	大橋治一	本四技報 No.71	1994.07
来島大橋の景観検討	藤井裕司、大橋治一、山田郁夫	第49回土木学会年次学術講演会	1994.09
来島大橋主塔の引張接合による継手	大橋治一、村瀬佐太美	第49回土木学会年次学術講演会	1994.09
来島大橋主塔引張接合継手の構造形式	村瀬佐太美、大橋治一、水川洋介	第49回土木学会年次学術講演会	1994.09
来島大橋主塔架設時の風洞試験	大橋治一、磯江浩、小林義和	第49回土木学会年次学術講演会	1994.09
来島大橋主塔水平継手の設計法	大橋治一、越智賢二、水川洋介	第49回土木学会年次学術講演会	1994.09
来島大橋主塔水平材の「縦リブ連結継手」	山口和範、大橋治一、石毛立也	第49回土木学会年次学術講演会	1994.09
来島大橋主塔の耐風・耐震設計	大橋治一、山口和範	本四技報 No.72	1994.10
吊形式橋梁鋼床版箱桁ダイヤフラム部の疲労試験	奥川淳志、大江慎一	本四技報 No.72	1994.10
来島大橋4Aマスコンクリートの施工について	長谷川芳巳	第48回建設省技術研究会論文集	1994.11
来島大橋4Aアンカレイジの海底掘削工事における 情報化施工	古村学、長谷川芳巳、原田雅弘	土木学会論文集	1994.12
来島大橋の海底基礎岩盤の確認検査 (英語)	谷中幸和、長谷川芳巳、N.Mastui	WORKSHOP ON ROCK FOUNDATION	1995.00
来島大橋主塔の引張継手の設計施工	谷中幸和、村瀬佐太美、佐々木雅敏	JSSC 会誌	1995.00
来島大橋5P・6P主塔の設計・製作・架設	佐々木雅敏、田中克芳	トピー鉄構技報	1995.06

表 題	執筆者	掲載誌等	発表年月
来島大橋 10 A 山留工の設計・施工	清家伸二	第 5 回技術発表会論文集	1995.07
来島大橋 2P、9P コンクリートケーソン設計・施工	富田大造、吉田茂司	本四技報 No. 75	1995.07
来島大橋主塔の設計報告	佐々木雅敏、埜野暢一、高木裕二	東骨技報	1995.07
来島大橋 10 A トンネルアンカレイジの設計	吉川章三	第 21 回日本道路会議論文集	1995.10
来島大橋主塔の架設時耐風応答について	花井拓	第 21 回日本道路会議論文集	1995.10
来島大橋主塔引張接合継手の設計・製作	佐々木雅敏、山口和範	第 21 回日本道路会議論文集	1995.10
来島大橋主塔の引張り接合継手の設計	谷中幸和、大橋治一	橋梁と基礎	1995.11
来島大橋補剛桁直下吊り架設に使用する自航台船の 操船試験について	杉町直明	第 49 回建設省技術研究会論文集	1995.11
来島大橋 8P・9P 主塔工事の製作	宮田博司、山下裕二	技報まつお	1995.12
来島大橋主塔の設計 (その 2)	永岡弘、亀山隆志	技報まつお	1995.12
来島大橋 10A ケーブルアンカーフレーム工事の設計・製作	大内邦夫、小野誠大	高田機工技報 No. 12	1996.00
来島大橋主塔	辰口聖一、伊藤裕彦、坂本一史	駒井技報 Vol. 16	1996.00
来島大橋アンカレイジにおけるマスコンクリートへの アフターボンド鉄筋	増井直樹、長谷川芳己	コンクリート工学年次論文報告集	1996.01
来島大橋下部工中工事	溝淵彬	安全と環境	1996.01
多々羅大橋・来島大橋の概要 - 瀬戸内しまなみ海道 -	毛利徳成	鋼橋塗装	1996.04
急潮流下における長大吊橋の補剛桁直下吊り工法の研究	平山純一、坂本光重、中尾俊哉、 古賀昇	土木学会論文集	1996.06
来島大橋 6P・7A 山留め工 (鉄筋補強土光法) の設計・施工	伊藤稔明、金保勉、遠藤和男	本四技報 No. 79	1996.07
引張ボルト接合継手を用いた来島大橋主塔の製作	佐々木雅敏、磯江浩、小山智数	第 51 回土木学会年次学術講演会	1996.09
来島大橋の風洞試験が行われる	佐藤弘史、萩原勝也	土木技術資料	1996.09
来島大橋主塔の架設時耐風対策	山口和範、佐々木雅敏、堀内博	第 51 回土木学会年次学術講演会	1996.09
来島大橋主塔の架設時動態観測	山口和範、津村直宜、大森龍一郎	第 51 回土木学会年次学術講演会	1996.09
来島大橋主塔の振動実験	佐々木雅敏、中村幸、小池裕二	第 51 回土木学会年次学術講演会	1996.09
来島大橋主塔工事における引張ボルト接合の施工	佐々木雅敏、宮口典博、森川裕史	第 51 回土木学会年次学術講演会	1996.09
来島大橋 10 A 高流動コンクリートの試験練り、現場 施工実験及び実施工	吉川章三、鳥羽保行	本四技報 No. 80	1996.10
来島大橋主塔架設時耐風対策	鈴木周一、佐々木雅敏、山口和範	本四技報 No. 80	1996.10
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 VOL. 31 No. 2	1997.02
来島大橋主塔 5P の架設時制振対策	佐々木雅敏、山口和範、津村直宜、 佐藤豪他	土木学会論文集	1997.04
来島大橋キャットウォークの設計・施工	平野信一、麓興一郎、薄井稔弘、 北條哲夫他	橋梁と基礎 Vol. 31 No. 6	1997.06
来島大橋 3P・5P・6P・8P 主塔基礎の設計・施工	高城信彦、伊藤稔明、遠藤和男	本四技報 No. 83	1997.07
来島大橋 4A・7A ケーブルアンカーの設計・施工	伊藤稔明、五十嵐光徳、森敦朗	本四技報 No. 84	1997.07
来島大橋の地形模型風洞試験始まる	萩原勝也	土木技術資料 Vol. 39 No. 8	1997.08
大型風洞における来島第二大橋架設系初期風洞試験	滝口伸明、宮田利雄、竹口昌弘	第 52 回土木学会年次学術講演会	1997.09
来島第二大橋架設時のフラッター解析に関する検討	竹口昌弘、宮田利雄、佐藤弘史	第 52 回土木学会年次学術講演会	1997.09
来島大橋の建設 (英語)	蟹沢康人、藤井裕司、河口浩二	IABSE SYMPOSIUM KOBE	1998.09
来島大橋ハンガー・バンドの設計	平野信一、麓興一郎、薄井稔弘	本四技報 No. 85	1998.01
来島大橋の地盤地質調査	宮島圭司、加島延行	基礎工	1998.03
来島大橋 5P 基礎形状決定経緯	岩田富春	第 8 回技術発表会論文集	1998.07
来島大橋補剛桁の縦取架設	遠山直樹	第 8 回技術発表会論文集	1998.07
来島大橋	吉川章三	橋梁と基礎	1998.08
来島第二大橋ガスト応答に関する検討	竹口昌弘、宮田利雄、田中洋	第 53 回土木学会年次学術講演会	1998.09
来島大橋 9PR ケーソンの塩害対策用表面被覆材の 暴露試験による性能評価	村卸靖訓、村上邦夫、阿部久雄	第 53 回土木学会年次学術講演会	1998.09
来島大橋大型風洞試験報告	古屋信明、鳥海隆一、竹口昌弘	本四技報 No. 88	1998.10

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9年11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
図面作成要領(貸出のみ)	平成10年4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	
維持修繕等共通仕様書	平成9年12月
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
技術関係資料取扱要領	平成10年12月
長大橋梁点検要領	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
保全管理要領	平成10年8月

*設計基準額(上部工・設計編)	
上部構造設計基準・同解説[平.7.7一部改訂]	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(貸出のみ)	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.7.7一部改訂]	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	平成5年9月
ためのガイドライン(案)	

*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
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.9.1一部改訂]	平成6年10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)	平成6年10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ISSD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 (五十音順) 平成11年7月1日現在

編集委員長	北川 信	木村 一也
編集委員	阿部 明弘	小林 義弘
	伊藤 邦雄	酒井 和吉
	伊藤 進一郎	高津 知司
	上村 博文	出澤 正樹
	大江 慎一	遠山 直樹
	大橋 治一	橋本 重和
	小川 和也	福永 保仁
	荻原 勝也	真山 田郁
	香山 誠明	山田 和彦
	川上 賢明	山田 芳嗣
	木口 淳一	
	北口 雅章	
	佐伯 康二	(海洋架橋調査会)

本州四国連絡橋公団
HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY
 〒651-0088 神戸市中央区小野柄通4-1-22
 アーバンエース三宮ビル内
 電話番号：078-291-1000 (代表)
<http://www.hsba.go.jp/>

本四技報 第91号

発行	平成11年7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
	〒104-0042 東京都中央区入船3-1-13
	エーユー入船ビル4F
	電話 03 (3555) 8361
発行者	大 富 宏
制作	ニッセイエプロ株式会社

定価2,200円

