

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol. 10 No. 40 '86.10

本州四国連絡橋公団監修

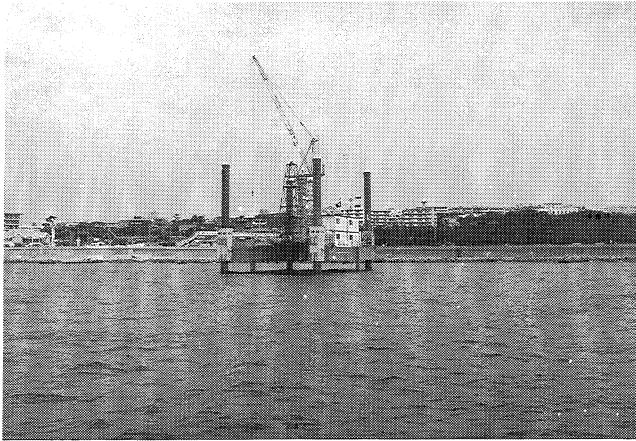
APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第40号 目次

「明石」の事業再開にあたって	第一建設局 局長	遠藤 武夫	1
撫養橋の設計と施工	第一建設局鳴門工事事務所	秋山 晴樹	2
	同上	加藤嘉津次	
	同上	秦 建作	
下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設(その2)	第一建設局垂水工事事務所	奥川 淳志	8
	(前)第二建設局児島工事事務所		
	第一建設局垂水工事事務所	平原 伸幸	
	(前)第二建設局児島工事事務所		
櫃石高架橋トラスの設計・製作・架設	第二建設局児島工事事務所	藤井 裕司	13
	日本鉄道建設公団	佐々木忠俊	
	(前)第二建設局児島工事事務所		
与島高架橋ループ部上部工の設計	企画開発部企画課	多田 一正	18
	(前)第二建設局坂出工事事務所		
	第二建設局坂出工事事務所	村瀬佐多美	
	同上	富田 大造	
南北備讃瀬戸大橋7Aアンカレイジの施工	第一建設局洲本工事事務所	高木 浩	26
	(前)第二建設局坂出工事事務所		
大島大橋塔架設工事	第三建設局計画課	谷中 幸和	35
	(前)第三建設局今治工事事務所		
	第三建設局今治工事事務所	福永 勸	
伯方橋上部工の設計製作	第三建設局計画課	谷中 幸和	42
	(前)第三建設局今治工事事務所		
	第三建設局今治工事事務所	越智 節雄	
技術ニュース			49

本四技報 第41号 (62. 1) 掲載予定

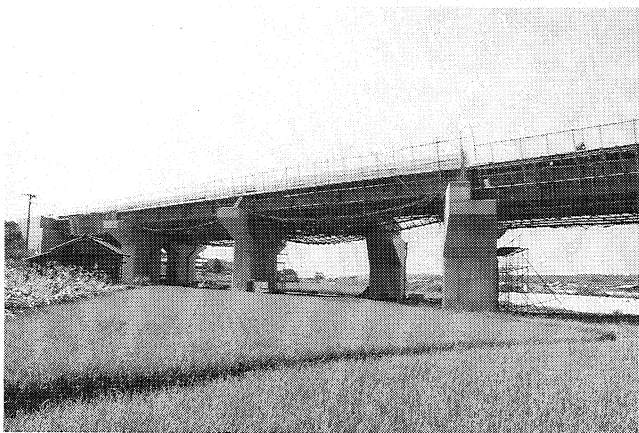
- ・ 門崎高架橋仮設備撤去工事
- ・ 鳴門黒山地区の強風対策
- ・ 神道山地区工事
- ・ 櫃石島橋塔架設時の動吸振器式制振装置
- ・ 櫃石高架橋下部の施工
- ・ 羽佐島高架橋の大ブロック架設
- ・ 検査車を利用した因島大橋のメンテナンス



明石海峡大橋地質調査 1A海域のミニ SEP 艀装中。①
(61年8月)



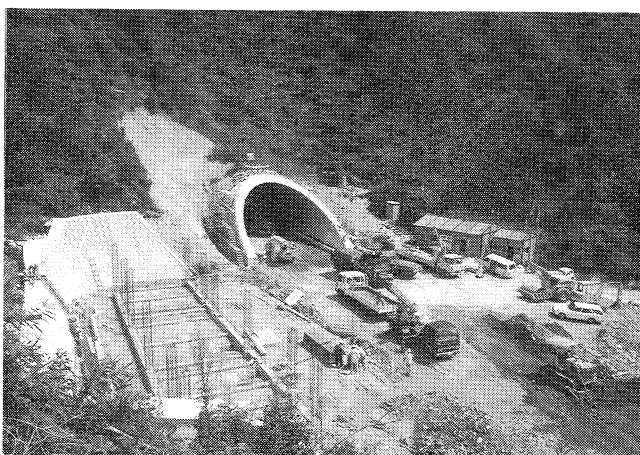
広田工事 土工概成。② (61年8月)



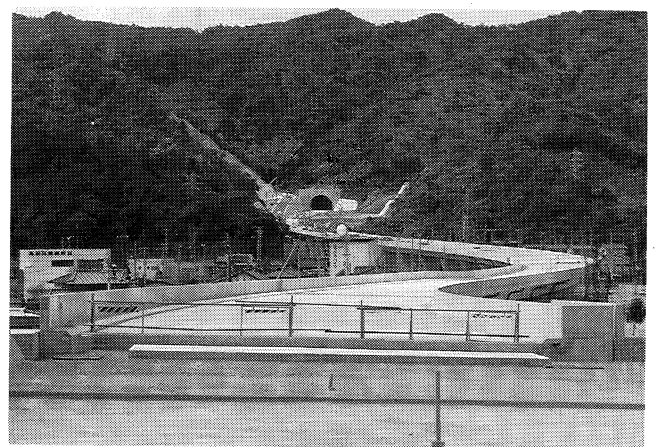
長田川橋上部工工事 左側PC上部工事、右側鋼上部工事。③
(61年8月)



黒山工事 内ノ海から完成した第1三ツ石トンネル方向を望む。④
(61年8月)



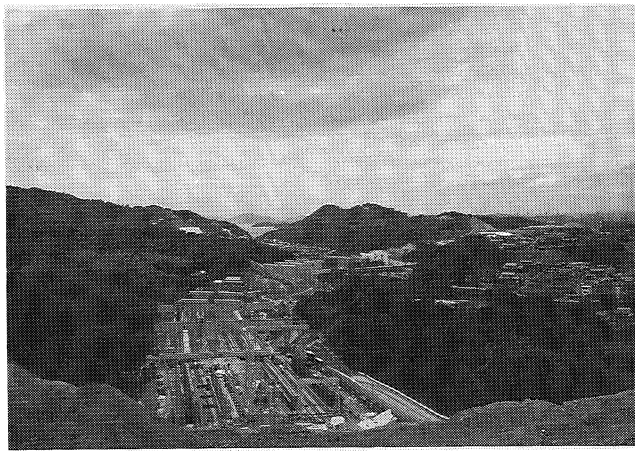
第二三ツ石山トンネル工事 坑内坑を完了し、トンネル内舗装工事中。⑤
(61年8月)



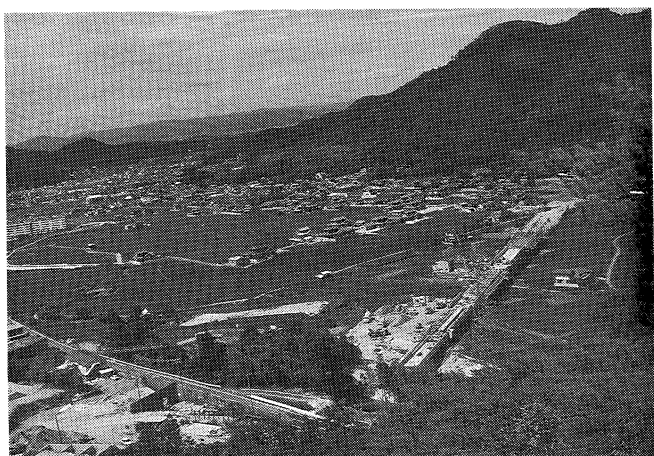
撫養高架橋PC上部工(その1)(その2)工事桁コンクリート打設を完了し、橋面工を一部残すのみ。⑥(61年8月)



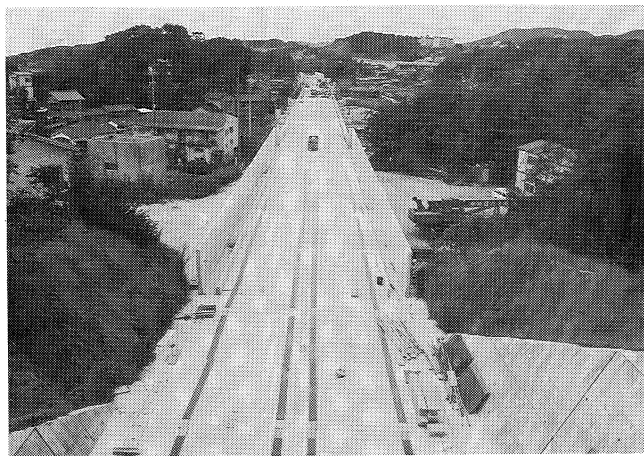
一般国道30号西田高架橋 PC上部工もほぼ概成し、早島I.C.への土運搬のための舗装（下り線）もほぼ完成した。（61年9月）



一般国道30号菰池高架橋、下部工も一部分を残しほぼ概成し、現地では、PC桁の架設が開始された。（61年9月）



本四備讃線木見高架橋 木見駅（仮称）付近の構造物を福南山トンネル北坑口の上方より見る。（61年9月）



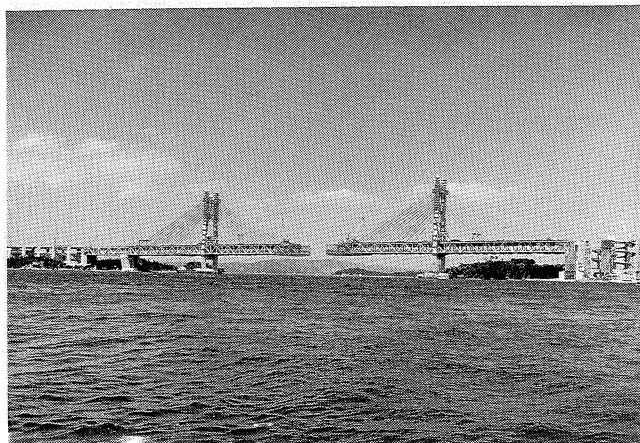
本四備讃線上之町高架橋 福南山トンネル南坑口より上之町駅（仮称）方向を望む。（路盤コンクリートは未着手）。（61年9月）



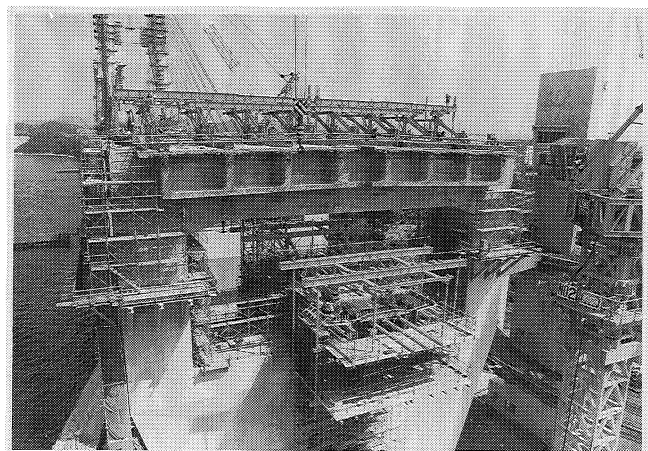
鷺羽山地区（その3）工事 神道山函渠は概成したが、下津井電鉄との交差部は一部工事中。（61年9月）



下津井瀬戸大橋 補剛桁の架設進行中（鷺羽山駅より）。（61年9月）

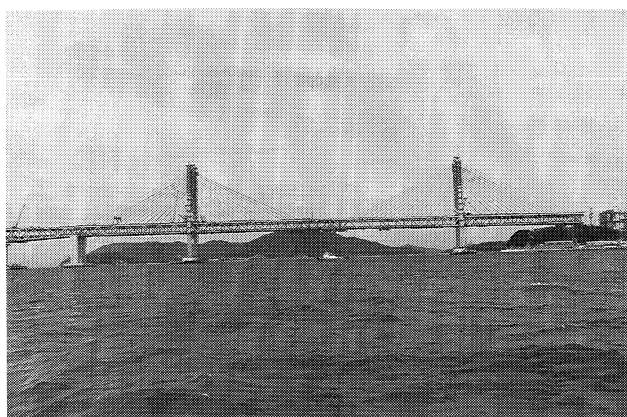


檀石島橋 主桁の架設進行中(西方海上より)。61年9月)

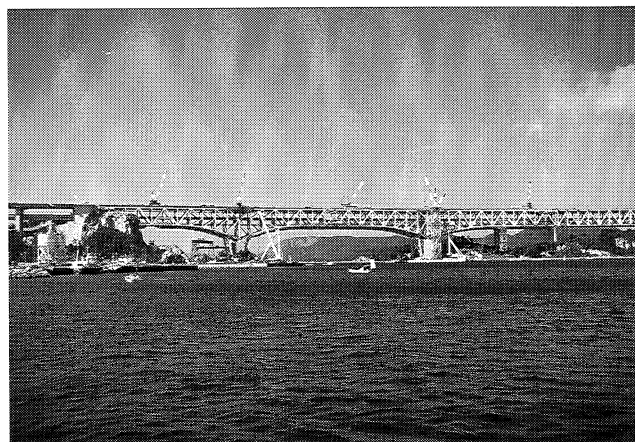


岩黒島高架橋 道路は、バスストップのため8主桁で児島側でワーゲン組立中 鉄道は張り出し施工中。

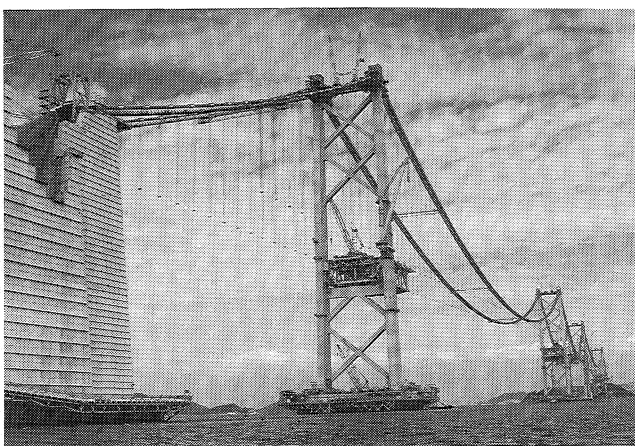
(61年9月)



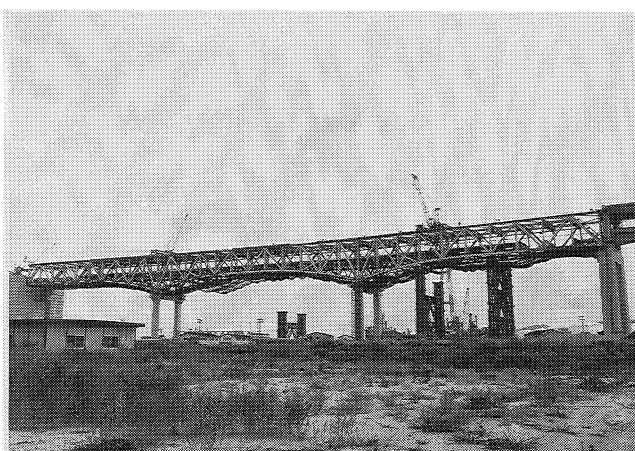
岩黒島橋 中央径間閉合し、橋の形がほぼ概成した。
(61年9月)



与島橋 中央径間で閉合(9月13日)(東方海上より)。
(61年9月)

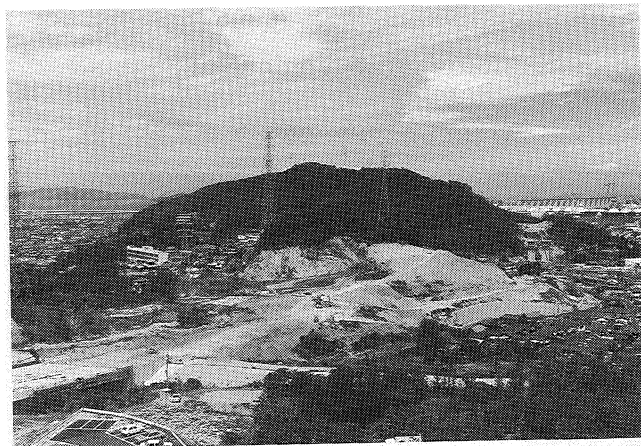


南備讃瀬戸大橋 ハンガーロープの架設中。補剛桁は中央径間部については架設済。
(61年9月)

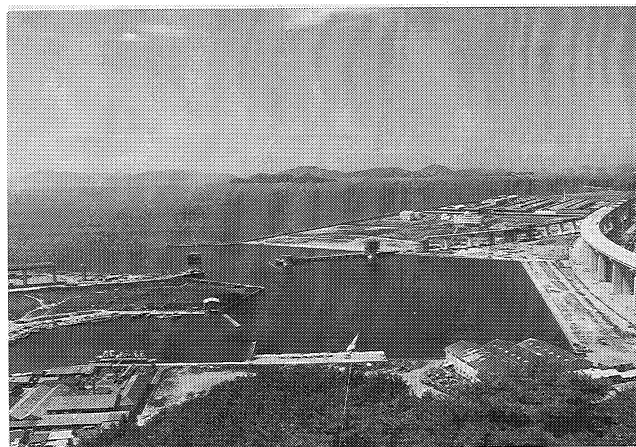


番ノ州高架橋トラス部 橋上クレーンによる鋼床版の架設中。
(61年9月)

児島～坂出ルート

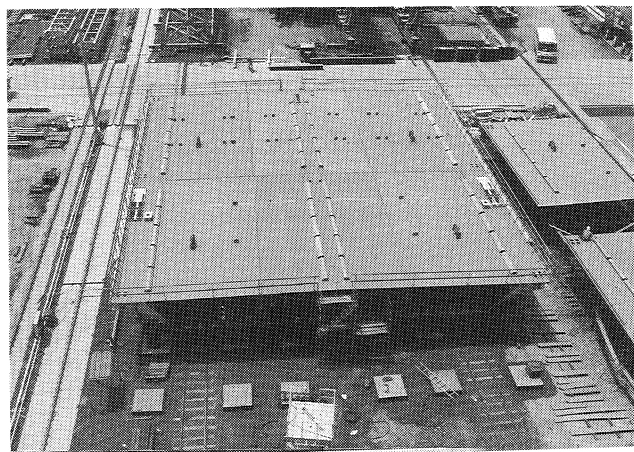


一般国道30号八幡工事 土工工事及び八幡高架橋施工中
(右側に八幡高架橋の2P 橋脚が見える)。(61年9月)

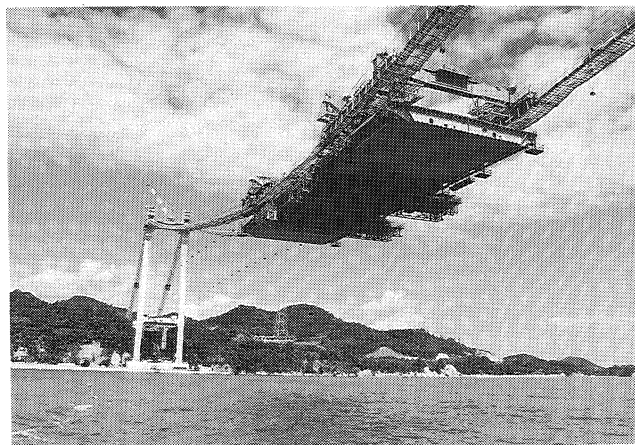


本四備讃線北浦港橋梁 2P、4P の柱頭部施工中。
(61年9月)

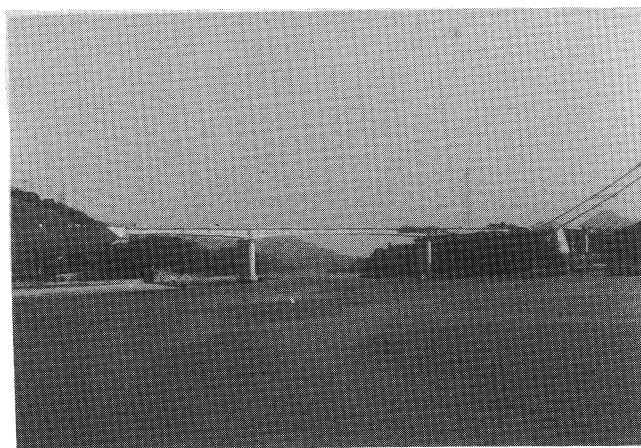
尾道～今治ルート



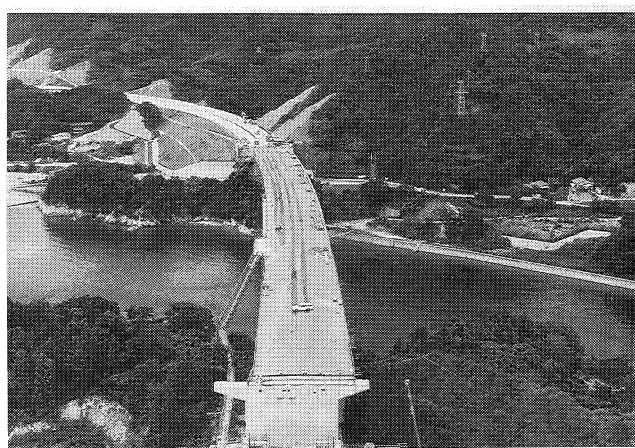
工場製作完了した大島大橋補剛桁。(61年9月)



補剛桁架設中の大島大橋 (3ブロック架設済)。
(61年9月)



桁架設完了した伯方橋。(61年9月)



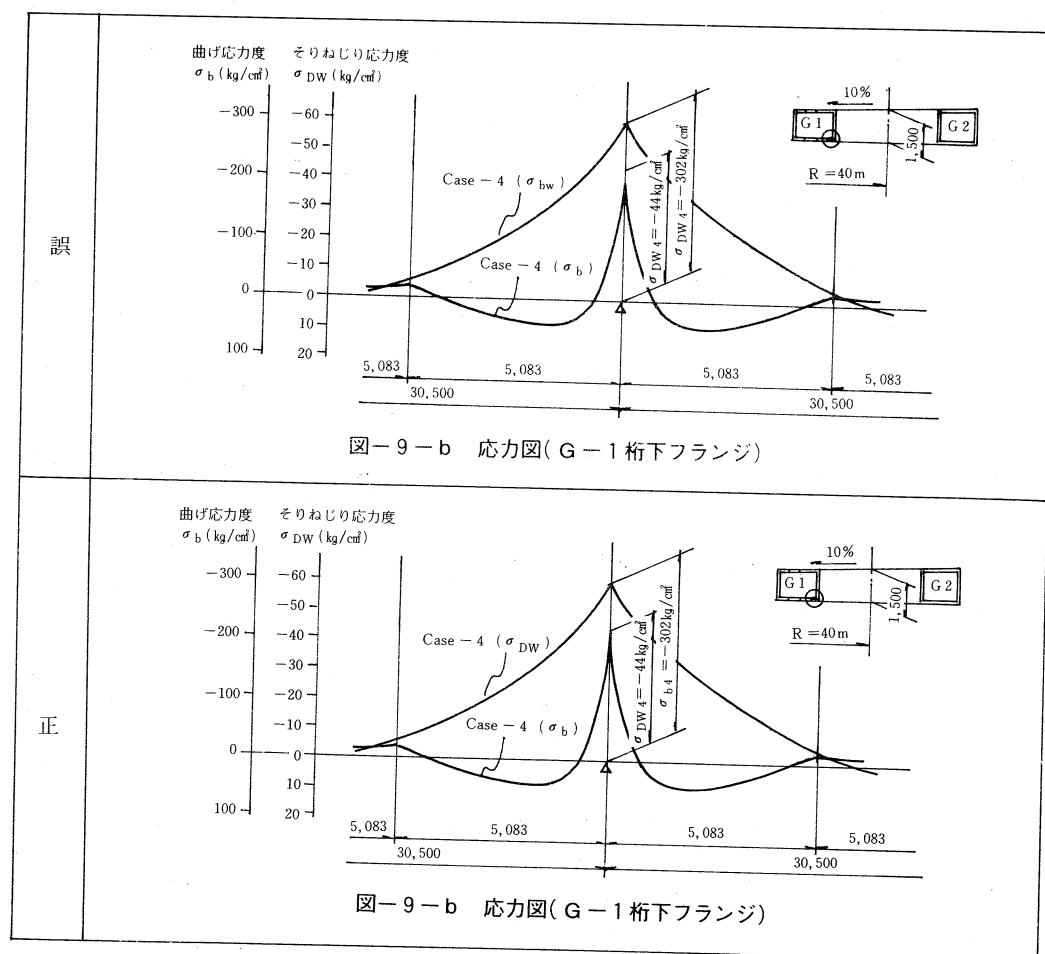
桁架設が完了した伯方橋 (伯方島方向)。(61年9月)

下記のような誤りがありましたので訂正いたします。

頁	行	誤	正
目次	15	村瀬佐多美	村瀬佐太美
〃	16	富田大造	富田大造
18	写真-1	与島高架橋ループ発全景	与島高架橋ループ部全景
19	右欄下から	ダイヤグラム	ダイヤフラム
20	右欄	(1-0法による応力度)とし	(1-0法による応力度)とみなし
〃	〃	応力度)とし	応力度)とした。
21	右欄下から	活荷重により	活荷重による

頁	図・表	誤	正
23	図-9-a	Case-1(σ_{bw})	Case-1(σ_{DW})
〃	〃	Case-2(σ_{bw})	Case-2(σ_{DW})
25	表-6 機能上の特長欄 1行目	・橋間方向	・橋軸方向
〃	〃 〃 3行目	次のような問題がある。	次のような問題がある。

23頁 図-9-b



「明石」の事業再開にあたって

Resumption of Akashi Kaikyo Bridge

第一建設局 局長 遠藤 武夫
Takeo Endo

昭和61年4月26日明石海峡大橋の起工式が行われ、本四架橋事業は新しい展開をみることになった。

架橋の必要性が世に提唱されてから一世紀、原口氏の架橋計画が提案されてからも、およそ半世紀の月日が流れている。具体の調査が開始されて30年、そして本四公団の手で工事に着手されてからも10年、この間公団は、当面の事業とされた1ルート4橋について、既に3橋を供用させ、残る1ルートと1橋についても、瀬戸の海に、“想像力の助け”を借りずとも、眼でその完成の姿がとらえられるまでに進捗させた。ゆれ動く経済社会情勢に対応し、技術的な研究開発はもとより、種々の社会的要請に応えるために、公団は総力を挙げて問題解決に取り組みこのような成果を収めてきたのである。これが、関係機関及び関係者の評価するところとなり、新しく展開する「明石」は本四公団で実施すべし、との方針が決定されたものと思われる。我々は、世界一となる明石の事業を進めるに当って、一層の努力を重ね、この期待に応えなければならない。

「明石」は本四架橋の技術的可能性の調査が始められた時から最大の課題とされ、本四架橋の目標、到達点とされてきたが、それは今日でも変わらない。そこには、これまでに得られたすべての知見——研究、開発、実験、施工実績のすべてが注ぎこまなければならない。しかし明石海峡の架橋条件の厳しさを考えると、これまでの知見に加えて更なる発展なくしては、目標達成は難しい。「明石」に限らず我々の造る長大橋は容易に再建出来るものではなく、ひとたび建設されたものは将来に向けて永続的に機能することが要請され、保持していかなければならないものである。とすれば、それは、現在に生きる人が何を考え、どのような技術をもってこれを建設したか、後世の人々が現在を評価する時の大きな対象の一つとして取りあげることになる。我々には、我々の造る橋に「現在」のすべてを盛り込み、後世にも役立つものとしなければならない責務がある。20世紀の日本が21世紀、22世紀…に贈る生きた文化遺産とも言えるべきものとする責務である。なかでも明石はその頂点に立つもので、「世界のトップランナーとしての責務を有する」（本四技報No38 吉田理事）のである。明石の事業が再開され、その事業に参加出来る喜びは大きい。が、明石のもつ意義を考えると、喜びよりむしろ責務の重大さに思いは至る。これから許される時間のなかで、現在のベストを求めて我々は最大限の努力をしていかなければならない。

関係各位の御支援を心よりお願いする次第である。

いま、明石の海では、現地水理実験に引き続いて、海底地質の精査ボーリングが行われているが、この調査によって得られる詳細なデータを加えて、当面の目標である下部工の設計・施工法の確定を急いでいる。

これまでの長い調査研究から指摘されてきた技術的課題についても、既往の実績をふまえ、その外挿のなかで明石をとらえ得るのか各工種について慎重な検討が急がれるが、明石をより安全確実に、工期工費の面でもより有利に、そして架橋地域の環境に調和した橋とするためにもこの検討は、完成するまで続けられるべきものと考ええる。この検討は効果的に行われなければならないが、検討するにあたってひとつだけ懸念されることがある。

それは私個人の不勉強さに起因することではあるが、「技術の積み重ねが、これまで充分であったか」という点である。これまでの架橋において調査研究をし新技術を開発し、その実用化に努力し技術の向上を図ってきたのは、前の橋より次の橋をより優れたものとするためである。しかし公団の現状をみると、担当者の数に限度があり、その数少ない担当者は新しい事業の進捗を図るための業務に多くの時間をさかざるを得ない状況にある。そのため完了した工種についての成果及び反省が十分に整理できず、技術の積み重ねが必ずしも充分行われていないのではないかと懸念がある。それまでの経験と実績のすべてが次の橋に注がれるべきであることは当然であるが、ひとつの実績について事後の検討——反省し改善すべき問題点の抽出と改良すべき方向づけ等がなされなければ、真に経験と実績が注ぎ込まれたことにはならない。

かつて本四架橋の技術的可能性が論議されたとき、官・学・民あげて、技術の結果がはかられ、新たな技術の開発に一体となって取り組まれた。架橋工事が始められる時も真剣な論議が繰り返され、設計施工上の問題解決がはかられた。「完成すれば終り」というのではなく、既橋梁について、各工種毎に建設を始める時と同様な論議がなされ、技術的評価を明らかにすることが必要ではないか。それが真の技術的蓄積になり、次の橋への技術的継承を確実にすることになると思う。

新しい事業展開がはかれようとしている今こそ、このような「技術的評価」の努力もまた始められなければならないと考えている。

撫養橋上部工の設計と施工

Design and construction of the super structure of Muya Bridge

鳴門工事事務所 第四工事長

秋山 晴樹

Haruki Akiyama

鳴門工事事務所 第四工事長付

加藤 嘉津次

Kazutugu Katou

鳴門工事事務所 第四工事長付

秦 健作

Kensaku Hata

1. まえがき

撫養橋は、神戸ー鳴門ルートのうち大毛島と四国本土を隔てる小鳴門海峡(別称、撫養の瀬戸)をまたぐ全長約534mの4径間連続鋼床版単室箱桁橋である。橋梁位置図を図-1に、全体一般図を図-2に示す。

本橋は、将来当ルートが全通する時には上りと下り各々2車線、計4車線とする計画であるが、当面は上り車線側(西側)の箱桁のみを施工し、上下各1車線として供用することとなっている。

下部工に関しては、3基の海中橋脚は昭和58年6月に、また両側の陸上橋脚は昭和60年9月に完了している。上部工工事は昭和59年より開始され、約1年半の詳細設計と製作を経て昭和60年12月に大ブロック架設が終了した。

撫養橋の主要諸元を表-1に示す。

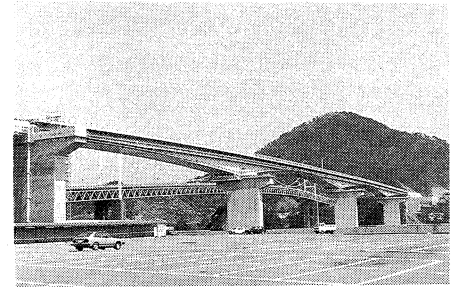


写真-1
撫養橋現況

表-1 主要諸元

路線名	一般国道28号線
道路構造規格	完成時 第一種第2級
	暫定時 第一種第3級
設計速度	完成時 100km/h
	暫定時 80km/h
橋格	1等橋
橋長	535.575m(完成時道路中心)
支間割	107.0m+160.0m+160.0m+107.0m
形式	4径間連続鋼床版単室箱桁橋
幅員	完成時 2×10.0m(4車線)
	暫定時 10.0m(2車線)
平面線形	クロソイド(A=400m)~直線~クロソイド (A=350m)~円(R=1050m)
縦断勾配	i=0.52% ↗ 3P ↘ i=2.0%
横断勾配	-2.1%~4.0%
舗装厚	65mm
使用鋼材	SS 41, SM 50 Y
鋼重	主構造 約 3400 t
	付属物 約 700 t

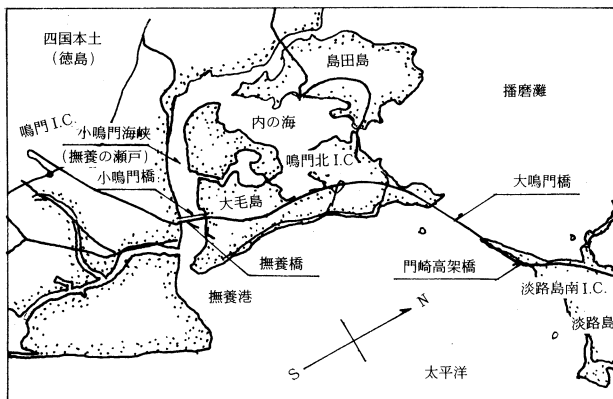


図-1 橋梁位置図

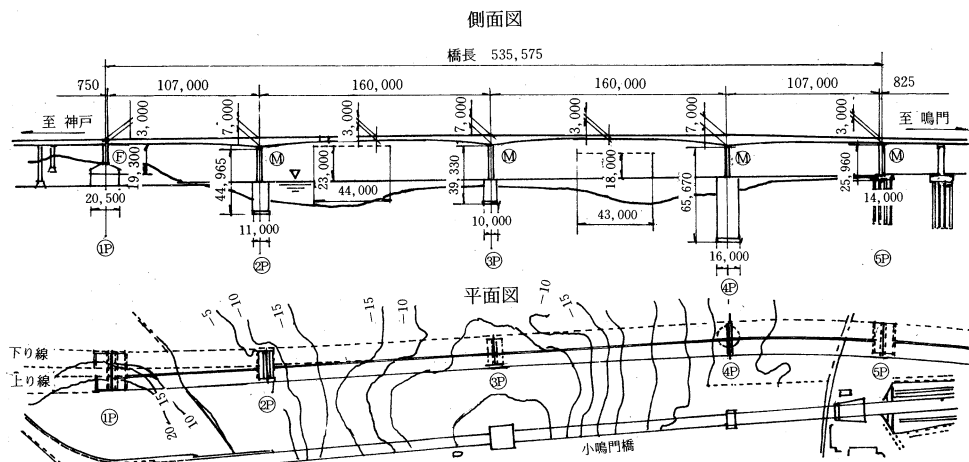
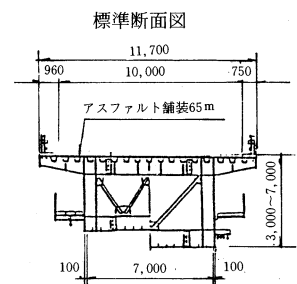


図-2 撫養橋全体一般図



2. 設 計

本橋は支間200m以下の道路橋のため、基本的には道路橋示方書(昭和55年2月)に従っている。

設計条件を表-2に示す。

表-2 設計条件

死 荷 重	鋼 重 (平均 値)	6.540t/m
	舗 装 ・ 地 履	2.206t/m
	付 属 物	1.385t/m
	公共添加物(水道, NTT)	0.500t/m
	合 計	10.631t/m
活 荷 重		TL-20, TT-43
地 震 荷 重	静 的 解 析	最大震度 Kh=0.3
	動 的 解 析	最大加速度 240gal
風 荷 重	設 計 風 速	V=55m/sec
空 気 力 係 数	抗 力 係 数	CD=2.12
	揚 力 係 数	CL=0.56
	ピッチングモーメント係数	CM=0.39
温 度 荷 重	温 度 変 化	-10℃~+50℃
	温 度 差	鋼床版に15℃

主桁は、通常の主荷重、温度変化の影響の他に、桁の架設ステップ毎の断面力および大ブロック吊上げ時と台船輸送時の断面力を算出し、応力度および座屈安定照査を行った。

桁高は、撫養橋自身の空力特性、小鳴門橋との風による相互干渉、活荷重によるたわみ剛性および経済性を総合的に考慮して、端支点上と中央径間中央部において3m、中間橋脚部で7mとした。このため、径間中央の桁高が支間長の1/53と比較的スレンダーとなり、所要のたわみ剛性を箱幅を拡げることにより確保したため幅員に比べて箱幅の広い構造となっている。

中間ダイヤフラムはすべてトラス構造とし、桁高によりW、V形式を使い分けた。

鋼床版の設計は、本四公団・鋼床版設計要領(案)(昭和53年3月)に従った。ただし、W形式ダイヤフラムが縦リブに及ぼす影響については、有限帯板法を用いて付加モーメントを算出し、その結果を用いてリブの設計を行なった。

水平補剛材の設計としては、桁高の高い中間支点付近では、補剛材段数は2段~4段を使用した。水平補剛材が2段の腹版パネルについては道路橋示方書により照査し、3段以上の腹版パネルについては、「鋼構造の補剛設計法の理論と実際」(土木学会編昭和54年9月)により照査した。ただし、所要安全率は道路橋示方書によっている。また、中間支点付近で $0.75\sigma_a$ 以上の応力を受ける最下段および下から2段目の補剛材は垂直補剛材を貫通させ、かつ腹版添接部でも連続させて、補剛材を切断することによって発生する偏心力に対処した。

耐震設計としては、道路橋示方書に従い静的解析を基本としたが、さらに動的解析も行なって、沓のサイドブロック等の耐震上問題となる箇所を照査した。

耐風設計としては、本四公団・耐風設計基準(昭和51

年3月)に従って、静的設計および動的設計を行なった。静的設計に関しては、風洞実験結果等により求めた空気力係数を用いて風荷重を算出し、支承および支承と桁の結合部等の設計を行なった。設計風速は道路橋示方書に従って $V=55\text{m/sec}$ とした。撫養橋の動的特性に関しては風洞実験により種々の検討がなされている。これによると、外部管理路、耐風安定材、検査車レール等の桁外面添架物のない基本断面ではギャロッピングと渦励振の発生する可能性があることが認められている。そこで、破壊的なギャロッピング現象に対しては、風洞実験で効果の認められた整流板としての外部管理路を設けることで対処した。また、限定的な振動である渦励振に対しては、一応フラップ等の耐風安定材が取り付け可能な構造とし、撫養橋架設後動態観測を行なって、耐風安定材の設置を決定することになっている。

3. 工場製作

桁は大きく4つの大ブロックに切り、それを直接フローティングクレーン(以下FCと呼ぶ)で搬出できる工場岸壁で組み立てた。なお、各小ブロックの製作は本四公団、鋼橋等製作基準(昭和52年3月)に従っているが各パネルの組立および大ブロック組立の精度管理については道路橋示方書によった。

大ブロックの製作要領は、図-3と図-4に示すとおりである。A~Eのパネルを組み合わせて長さ約30mの小ブロックを作り、それを屋外の地組場において接合し大ブロックに組み立てた。なお、大ブロック組立てに先立って、架設現場での接合となるジョイント部については両側的小ブロックを用いて取合試験組立てを行なった。小ブロックのデッキプレートとの接合は工場岸壁での溶接となるがこれは片面サブマージアーク溶接とし、また、Uリブの接合については被覆アーク溶接とした。なお、現場溶接に先立ち、最適な施工法を選びその信頼性を確保するため、デッキプレートについては、サブマージアーク溶接と炭酸ガス半自動溶接の2種類で、また、Uリブについては上向きで箱桁腹板に隣接する狭あい部での溶接姿勢等を重視して溶接施行試験を行なった。

デッキプレートとUリブ以外の現場接合は防錆処理高力ボルトによる摩擦ボルト接合とした。締め付けはナットランナーで行ない軸力管理はトルク法によった。

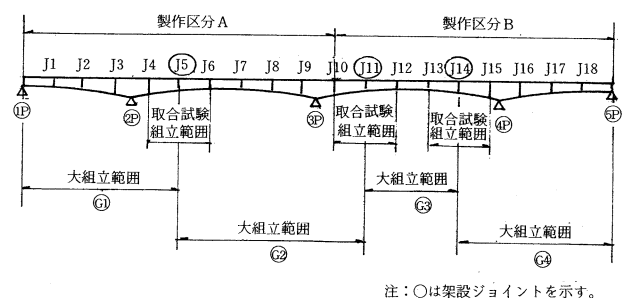


図-3 製作と架設ブロック区分

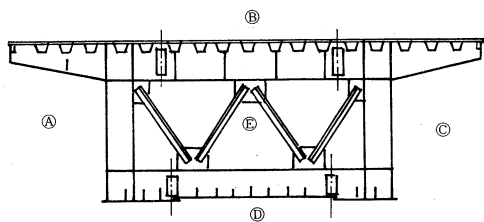


図-4 パネル区分

大ブロック組立の形状管理のための拘束・仮付け溶接、高力ボルト締め付け、およびキャンバー計測等については、夜間から早朝にかけて行なった。中間支点上のダイヤフラムの接合は、支点部補強のための多大な溶接があったため、溶接ひずみ等を考慮し、サブサイズ工法を用いて寸法を確認した後添接を行なった。

塗装は本四公団・鋼橋等塗装基準(昭和55年3月)および塗料規格(昭和55年3月)に従って行った。大ブロックジョイント部以外はすべて大ブロック組立時に最終塗装まで行ない、現場塗装を極力少なくした。

4. 架 設

4.1 架設概要

桁の架設については、桁高の最大が7mと陸上輸送するには大きすぎることを、また、架設用ステーシングを通行船舶の多い航路に長

期間設置することは問題があること等により、FCによる大ブロック工法を採用した。

架設順序は、G1、G2、G4、G3桁の順とした。G2とG3桁についてはセッティングビームを用いて、既設の桁と橋脚に完全にあずけた後、各接合面に逐次、センターホールジャッキによりモーメントを導入し、所定の前死荷重状態での桁形状にする現場継ぎ手工法を採用した。

FCについては吊能力、アウトリーチ、桁の架設高、架設地点の水深、ひねり吊の可否、進入路途上にある狭水路等の条件を検討し、1,600t吊のものを採用することとした。

架設要領を図-5に、架設工事の概略行程を表-3に示す。

表-3 架設工事工程表

項目	年 月	60						61					
		7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6
仮 設 工													
渡 渡 工													
脚 回 り 準 備 工													
台 船 架 台 ・ 機 装 工													
桁 積 込 ・ 輸 送 工													
架 設 工													
高力ボルト・鋼床版溶接													
付 属 物 取 付 工													
現 場 塗 装 工													
跡 片 付													
風 観 測													

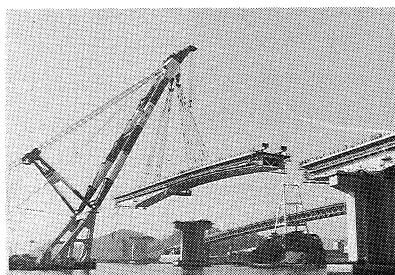


写真-2 大ブロック架設 (G2桁)

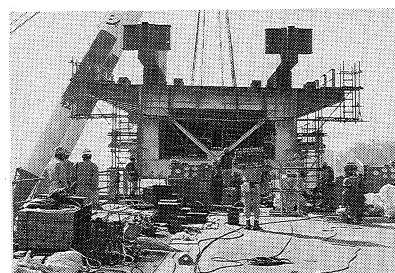


写真-3 大ブロック架設 (橋面上の状況)

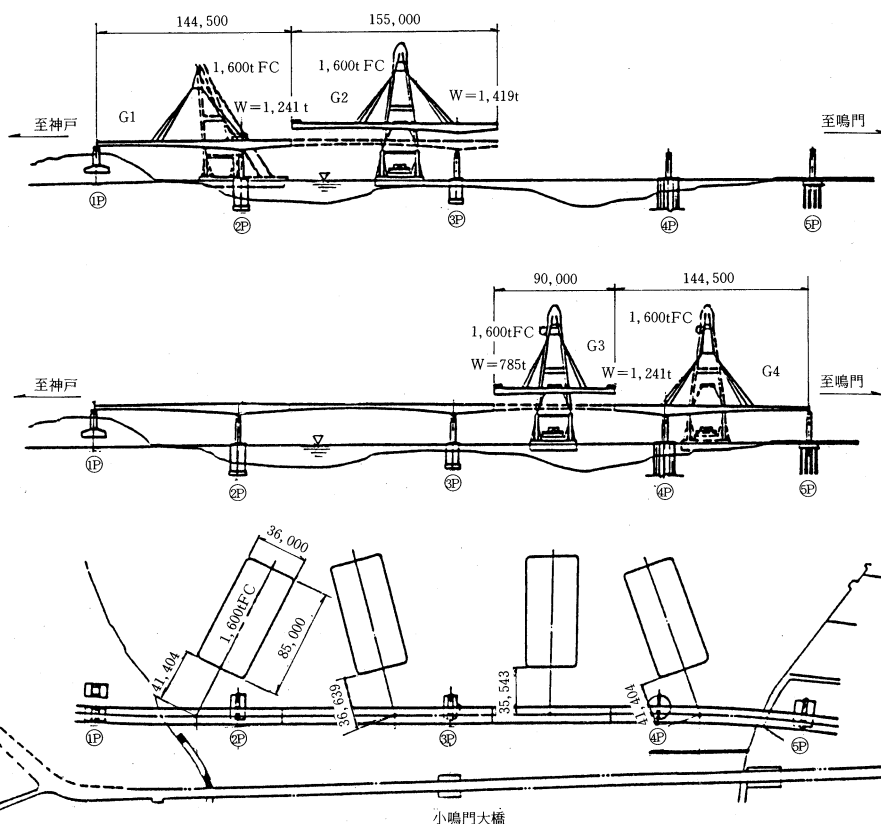


図-5 撫養橋架設要領図

4.2 架設作業

4.2.1 モーメント連結

大ブロック架設において一般的に行なわれているモーメント連結工法は、空中ジョイント法と呼ばれ、FCで桁を吊っている間にHTB締めで連結するもので、仕口の微調整が困難であり、FC拘束時間が長く気象等の制限を受けやすい。

本工事で用いた大ブロック継ぎ手部の連結法は、セッティングビームで既設桁に吊桁をあづけ、FC船を撤去した後センターホールジャッキ等で仕口の調整を行ない、積極的に所定のモーメントを導入する工法である。

大ブロック連結手順は図-6に示すとおりである。

表-4に各ジョイントでの計画導入モーメントと実際に導入したモーメントを示す。計画ではJ11の導入モーメントが大きいのでその約半分を、J14を嵩上げた状態でJ11を接合した後J14を所定の位置に降ろすことに

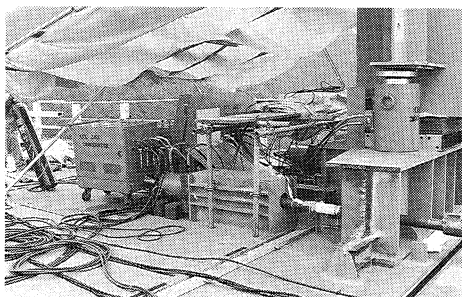


写真-4 センターホールジャッキ

Step	継手作業状況	
1		- セッティングビームに荷重をあづけ、桁引寄せ - 鉛直ジャッキにより高さ調整 - 下フランジのH.T.B.締め
2		- センターホールジャッキによりモーメント導入、仕口合わせ - 目標導入モーメント確認
3		溶接縮み分ジャッキ戻し
4		- デッキプレート現場溶接 - Uリブ現場溶接
5		ジャッキ力再調整
6		ウェブのH.T.B.締め
7		- センターホールジャッキ解放 - セッティングビーム解放

図-6 大ブロック連結手順

表-4 導入モーメント

ジョイント	計画値		実施値	
	導入モーメント	嵩上げ量	導入モーメント	嵩上げ量
J ₅	-1496 t・m	—	-4765 t・m	—
J ₁₁	-1935 t・m	—	-3588 t・m	—
J ₁₄	46 t・m	720mm	1475 t・m	895mm

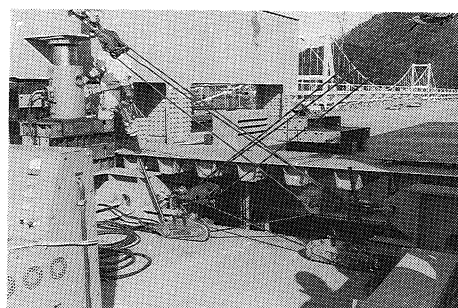


写真-5 J14ジャッキダウン

より付加し、センターホールジャッキによるモーメント導入量を減らすこととした。しかし、実際にはJ5の上面仕口の開きが予想外に大きく、その調整のため計画値の約3倍のモーメントを導入することになった。

4.2.2 現場溶接

a 鋼床版

デッキプレートの突き合せ溶接は、裏当て材を用いたサブマージアーク溶接を原則とした。ただし、センターホールジャッキのテンションロッド位置付近および溶接始末端は炭酸ガス半自動溶接を用いた。品質管理は、本四公団・鋼床版現場溶接施行基準に従って行なった。

Uリブの突き合せ溶接は6mmの裏当て金を用いた被覆アーク溶接で行なった。溶接部はビードの外観検査を十分に行ない、さらに浸透探傷検査により確認している。

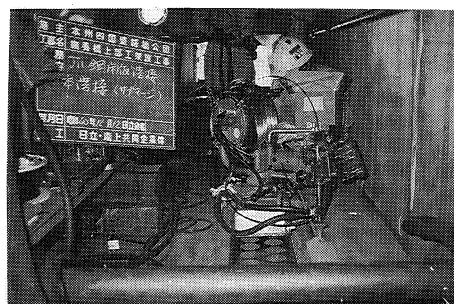
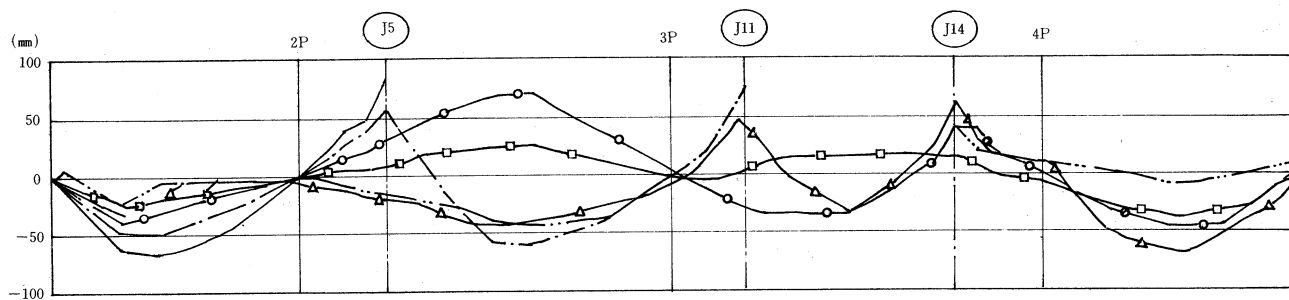


写真-6 鋼床版溶接（サブマージアーク溶接）

b 沓溶接

下沓の材質はSCW49で、底版との溶接部の開先はレ形状とした。溶接は被覆アーク溶接で行ない、ビード外観検査および浸透探傷検査を行なった。



架設ステップ	状 況	図 中 の 線
STP 1	△ △ Hinge	——
STP 2	△ △ △	——
STP 3	△ △ △ △ △ △	——
STP 4-1	△ △ △ △ △ △	——
STP 4-2	△ △ △ △ △ △	——
STP 5	△ △ △ △ △ △	——

図-7 架設ステップ別キャンバー図（設計値との差）

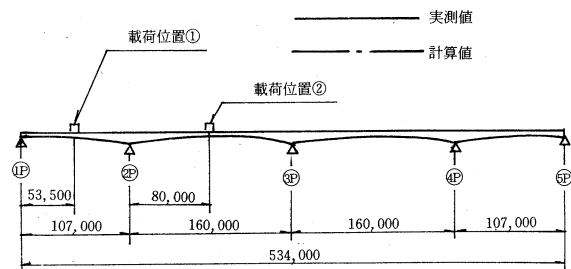
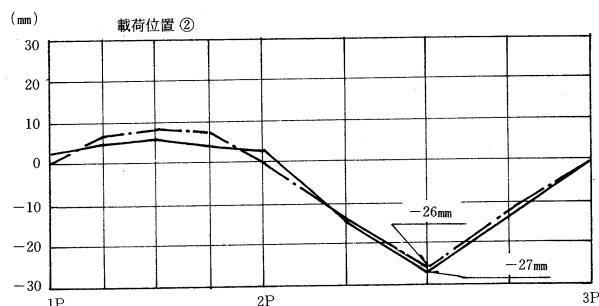
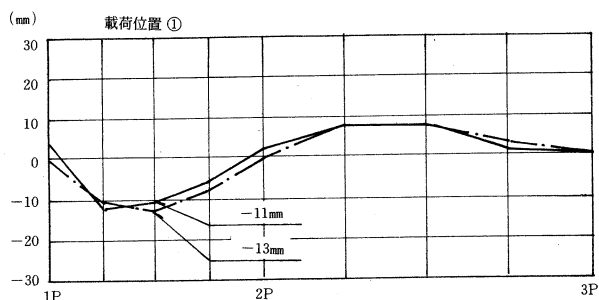
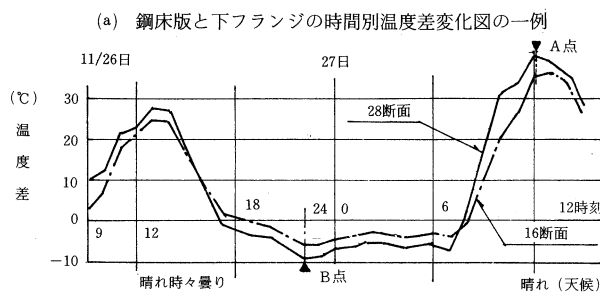


図-8 トラッククレーンによる載荷試験結果（変形量）

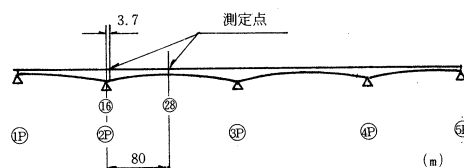
4.3 精度管理

架設ステップ毎のキャンバー管理図を図-7に示す。架設ステップの初期の段階では、支間中央で約70mm程度さがりぎみであったが、溶接時の仕口調整等によりキャンバーは最終的には最大約40mm程度の良い精度で納まった。

25 t吊トラッククレーンによる載荷試験結果を図-8に



(b) 温度測定位置図



(c) 断面の温度分布図の一例

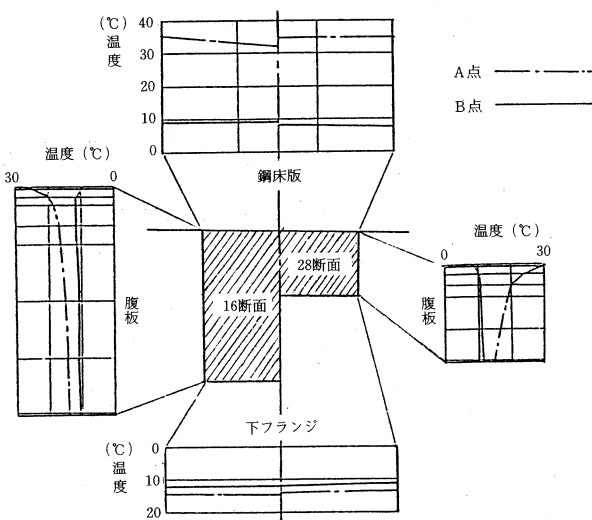


図-9 温度分布測定結果

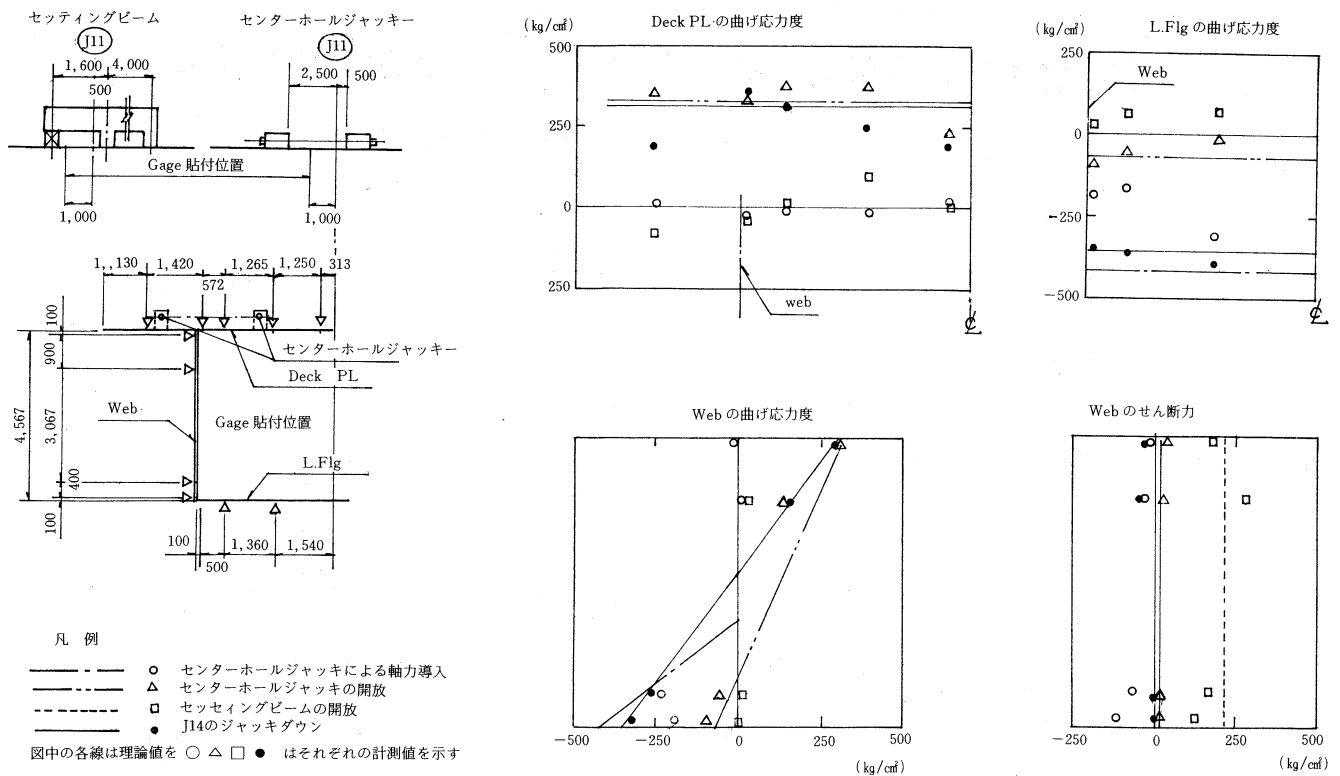


図-10 大ブロック継手部の応力測定結果

示す。これによると、計測値と設計値の差がほとんど無く、よって、ほぼ設計どおりの桁剛度が確認された。

また、桁の温度分布の測定を行ない、鋼床版と下フランジの温度差と架設作業時間の関係を把握し、センターホールジャッキ引き込み時の基準点設定等の形状決定時期およびカンバー計測等の管理と補正に利用した。計測結果の1例を図-9に示す。

各架設作業時における大ブロック継ぎ手J11付近の応力度計測結果を図-10に示す。計測結果は、多少ばらつきはあるが、計算結果とほぼ一致した。よって、所定のモーメントが大ブロックジョイントに導入されたことが確かめられた。この外、風の特性および風による桁の振動測定を行なっているがこれらの計測結果については機

会を見て報告する予定である。

5. あとがき

本橋の架設は天候に恵まれて、当初の計画をほとんど変更せずに行なうことができた。

このたび、本橋で用いた大ブロック架設工法の長所は本文に述べたとおりであるが、本橋が今後、同種の大ブロック架設を計画するための参考になれば幸いである。

最後に、本橋の計画・設計・施工に際し、御指導を賜った、各委員会等の関係各位に対し、誌面を借りて深く感謝の意を表したい。

下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設(その2)

Erection of Cat Walk for Simotsui-Seto Bridge (No.2)

垂水工事事務所 副 所 長
(前) 児島工事事務所 第七 工事長
垂水工事事務所 技 術 課
(前) 児島工事事務所 第七工事長付

奥 川 淳 志
Atushi Okugawa
平 原 伸 幸
Nobuyuki Hirahara

5. CWロープの架設

5.1 レシプロ式ホーリングシステムの架設

CWロープの架設のうち、4A～3P側径間および3P～2P中央径間は、4A橋台上のAウィンチと2P塔下のBウィンチを同調運転させることにより4A～3P～2Pを結ぶ搬送機構としたレシプロ式ホーリングシステムを用いて架設した。

まず渡海を行なった東ラインの架設について述べる。渡海完了後、2P塔下にてBウィンチに仕込んである $\phi 28\text{mm}$ の迎えロープを $\phi 42.5\text{mm}$ のBロープと入れ替え、渡海の際Aロープ(パイロットロープ)に4tのバックテンションを与えていたカウンターウェイト設備よりAロープを抜き取り、その後ロープを曳索ガイドローラーに盛り替え、東ラインの架設を完了した。

西ラインのレシプロ式ホーリングシステムの架設については、3P～4A間に渡海用の予備ラインとして東ラインと同様な形態でAロープが繰り込まれ、3P塔頂で仮固定されている。そのため渡海完了後、Aロープを塔頂ウィンチで惜しみを取りながら4Aまで巻き戻し、カウンターウェイト設備から抜き取り後、再び塔頂ウィンチを用いてAロープを3P塔頂まで移動させる。3P塔頂にて西ラインのAロープを、滑車設備・転向シーブを介し既に完成している東ラインのレシプロ式ホーリングシステムを用いて3P～2P間を引き出す。2P塔頂にて西ラインのAロープとBロープとを連結した後、2P・3P各塔頂に設置した滑車設備を用いて横引き・移設し、西ラインの架設を完了した。

以上の手順で、東西両ラインのレシプロ式ホーリングシステムが完成する。

5.2 簡易キャリヤの架設

CWロープの架設のうち、2P～1A側径間は、あらかじめこの径間に張り渡した $\phi 45\text{mm}$ の主索をCWロープの運搬台車のガイドロープとして用いることによってCWロープの荷重をこの主索に預け、2Pの塔頂ウィンチと1Aの橋台ウィンチの同調運転で、CWロープの運搬台車を動かしていく機構の簡易キャリヤにて架設した。なお、この主索はトラムウェイサポートロープとして転用している。

まず、東ラインの塔頂ウィンチロープと橋台ウィンチ

ロープを人力にて引き出し、連結後架空する。西ラインはこの東ラインのシステムにて塔頂ウィンチロープを1Aまで引き出し、横引き・移設する。後にトラムウェイサポートロープとなる $\phi 45\text{mm}$ の主索は、このシステムにて引き出し架設した。

5.3 CWロープの架設

CWロープの架設順序は、塔の変位(倒れすぎ、振れすぎ)を考慮した上で側径間を先行とし、東西ではほぼ歩調を合わせて架設を行なった。表-5にCWロープ架設段階における各諸元を示す。

4A～3P側径間のCWロープの架設は、レシプロ式ホーリングシステムを使用した。側径間分のCWロープ11本のうち最初の9本は、中央径間分に先行し架設し

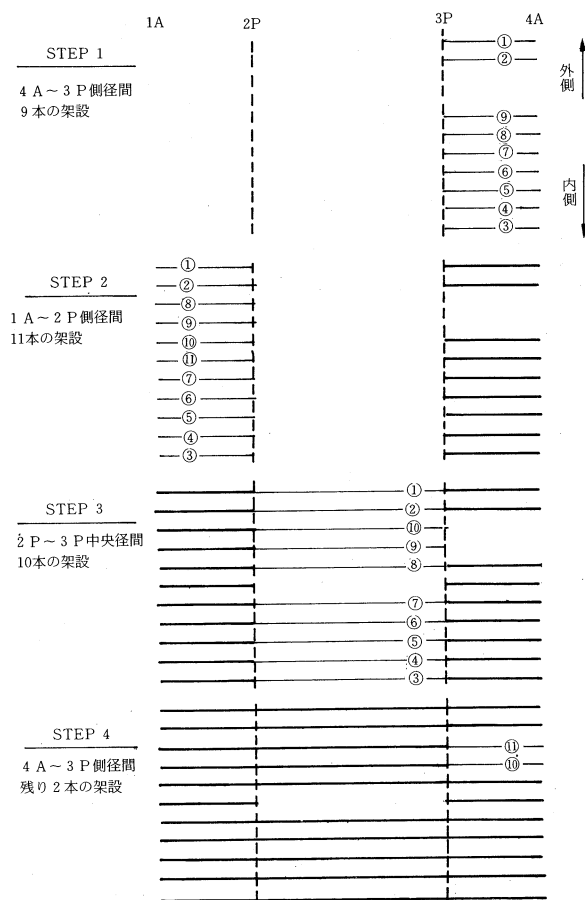
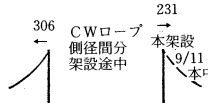
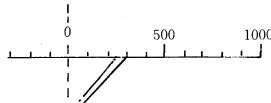
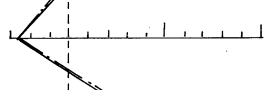
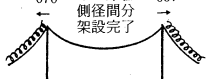
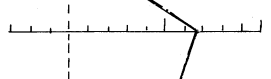
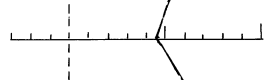
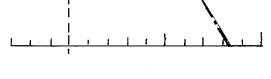


図-7 CWロープ架設順序

表-5 CW架設段階における形状・張力

CW架設段階	塔頂変位 (mm) (側径間側を正, 2P-、3P-、-)	サ グ (m)			水平張力 (ton)		
		1A~2P	2P~3P	3P~4A	1A~2P	2P~3P	3P~4A
		15.515	—	15.450	91	—	74
		14.678	94.838	14.676	96	173	96
		未計算	未計算	未計算	396	197	408
		4.395	85.427	4.289	499	357	510
		5.118	84.465	5.126	918	592	941

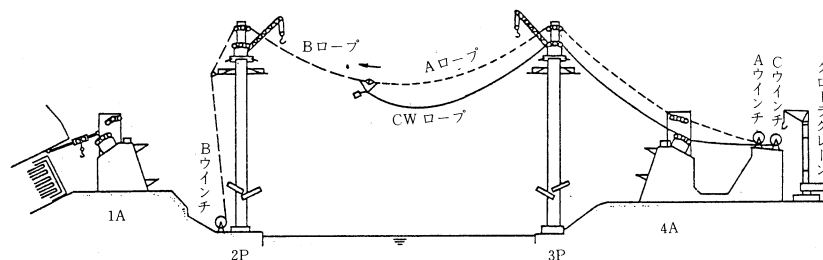


図-8 CWロープの架設(4A~3P、3P~2P)

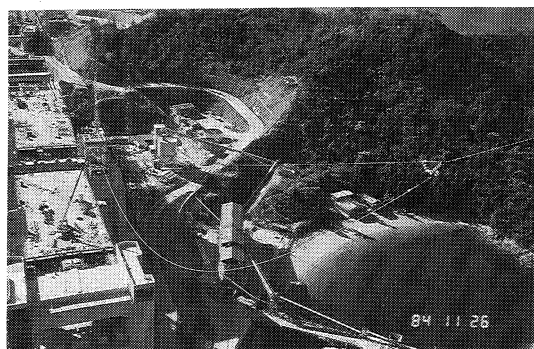


写真-2 CWロープの架設(4A~3P)

た。このとき1本目のCWロープ以外は、直前に引き出したCWロープに連結して9本目まで順次引き出し、定着を行なった。また、残りの2本は中央径間の完了後、同様に連結し架設した。作業手順としては、CWロープを4A橋台上のCウィンチ(ロープ送り出し機)にセットし、橋台ウィンチにて4Aスプレーバント前面まで引き出した後、バント前面でレシプロ式ホーリングシステムのキャリヤにCWロープ先端を取り付け、4Aから3Pまで引き出し、定着した。定着作業は、仮引装置のストロークおよびロープ長の関係から4A側を先行定着した後、3P側を定着した。

3P~2P中央径間のCWロープの架設も、4A~3

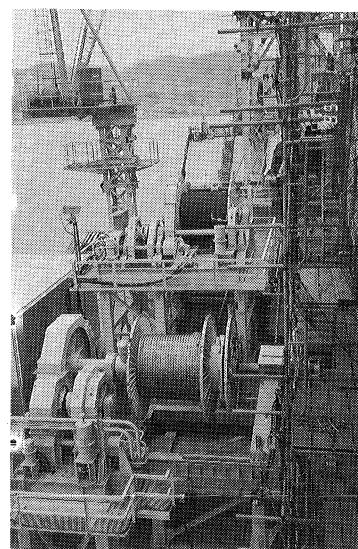


写真-3 プルテン式ホーリング設備 (A・Cウィンチ)

P間と同様にレシプロ式ホーリングシステムを使用した。中央径間分のCWロープ10本のうち最初の1本目の架設は、4A~3P側径間の9本目のCWロープに連結して引き出しを行ない、2本目~9本目の架設は直前に引き出したCWロープに連結して順次引き出し、定着を行なった。また、最後の10本目には側径間の10本目を連結して架設した。作業手順は、4A~3P側径間と同様であり、定着作業は3P側を先行定着した後、

2P側を定着した。

2P~1A側径間のCWロープの架設は、橋台ウィンチと塔頂ウィンチの同調による簡易キャリヤを使用した。側径間分のCWロープは11本ともすべて、順次2P塔下のロープ送り出し機に設置し、CWロープを塔頂クレーンソケットを塔頂まで吊り上げ、運搬台車に仮固定した。運搬台車に仮固定されたCWロープは、1A~2P間に張り渡したφ45mmの主索上に塔頂ウィンチと橋台ウィンチとの連動により1Aまで引き出し、定着を行なった。定着作業は1A側を先行定着した後、2P側を定着した。

CWロープの引き出し、定着は、各径間とも片側につき1日に2本ずつ行なった。

CWロープの引き出し、定着は、各径間とも片側につき1日に2本ずつ行なった。

CWロープのリール交換のうち、4A~2P間分のリール交換は、4A上に設置のCウィンチ(ロープ送り出し機)にリール(側径間8.5t/個、中央径間18.5t/個)をセットすることから、地上から4A橋台上までの高低差28m前後を解決するため、作業半径を考慮しながら東側のリール交換は180t吊クローラークレーン(主ブーム長64m)で、また西側については150t吊クローラークレーン(主ブーム長64m)で行なった。

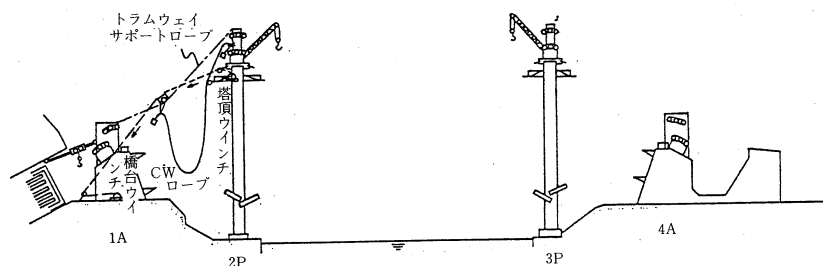


図-9 CWロープの架設(2P～1A)

なお、CWロープの引き出しに際して各径間ともサグ監視を実施し、特に3P～2P中央径間では3P下段水平材よりサグを視準し、ロープの最下点は航路高上10m以上(T.P.+42.9m以上)を確保しつつCWロープの引き出しを行なった。

CWロープの引き出し完了後、床組の架設の着手前にロープ間のサグ差のパラツキをなくして床面形状の平滑化を図るため、側径間は橋台ストームロープ定着足場より、また中央径間は3P下部水平材上よりトランシットにてCWロープのサグを視準し、ロープ間の相対サグ差をロープ径の半分以上以内を目標にシム板を挿入して調整した。調整箇所は塔頂側とし、2Pでは中央径間、側径間の両方を、3Pでは側径間のみを調整した。

6. CW床組の架設

6.1 ループ式ホーリングシステムの架設

CW床組の架設のうち、2P～3P中央径間の床組については床組架設台車(以下「台車」と称す)を用いて架設していくが、この台車の移動にはCW架設以降のケーブル架設、すなわちエア・スピニング時の主要架設設備となるループ式ホーリングシステムを使用した。

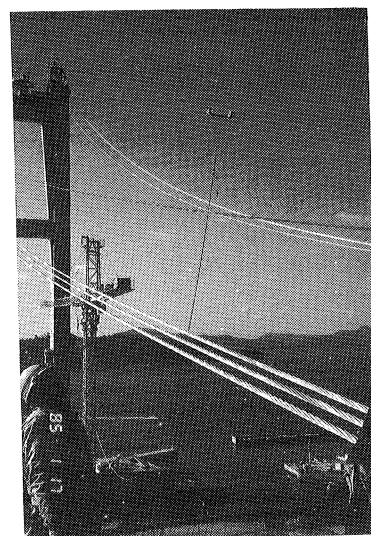
ループ式ホーリングロープの引き出しには、既設のレシプロ式ホーリングシステムを用い、4A橋台上のCウィンチにループ式ホーリングロープをセットし、A・B両ウィンチの同調運転により4A～3P～2P間を張り渡した。2P～1A間分のロープは2P塔下ウィンチにより一度塔下に展開した後、橋台ウィンチおよび塔頂ウィンチの同調による簡易キャリヤ設備にて2P～1A間を張り渡した。こうして4A～1A間にφ31.5mm、長さ1,800mのロープを東西各ラインにつき2本ずつ引き出した後、各橋台まわりのループ式ホーリングシステム用のシーブ類および機械類にロープを繰り込み、この2本のロープの両端を4A、1Aの2ヵ所でロングスプライス(ロープの編み込み作業)を行ない、各ライン1系統ずつのエンドレスのループホーリングラインを形成した。その後、各橋台の横緊張装置にてホーリングロープに張力を導入し、ループ式ホーリングシステムが完成する。

6.2 CW床組の架設

CW床組の架設順序は、塔の変位が過大とならないよう考慮した上で表-5に示す順で架設した。

写真-4

CWロープの架設
(2P～1A)



側径間のCW床組の架設は、塔頂において床面金網、横梁、手摺支柱、中・下段ハンドロープの順で床組を2パネル分(4m)ずつ組み立てた後、塔頂ウィンチで惜しみつつ滑らしながら小移動させ、次の2パネル分の作業空間を塔頂に確保していく。このようにして順次滑り出しを行ない、1/4径間分(約60m)の組み立てを完了したら、橋台ウィンチにより床組を橋台側へ大移動させ、CWロープのマーキングと一致する所まで床組を滑らせ、各所の位置を確認、修正した後、滑り出しのために緩めてあった横梁固定用ボルトの本締め、ハンドロープの緊張、および側面金網の取り付けを行なった。この床組の滑り出しの際、床面金網の極端な変形を防止するため、横梁10mごとにφ12mmのロープを取り付け、これを塔頂にて惜しみながら床組を滑らすことによって変形を防止した。クロスブリッジの架設は、2回の床組の大移動による滑り出し作業の後、塔頂ウィンチと橋台ウィンチとの同調運転により行なった。その後、同様の手順で残りのCW床組を滑り出しにて架設した。側径間のCW床組の架設は、片側につき1日に10～12mの割で施工した後、落下物防止用の合繊ネットおよび滑り止めのステップ材を取り付け、最後に上段ハンドロープをループ式ホーリングシステムにて塔頂から橋台に向けて、CW床組上に配置した引き出しローラー上を引き出した。以上の手順により側径間分の架設を完了する。

中央径間のCW床組の架設は、台車(床組架設台車)を用いて架設した。台車は片側につき2台ずつ設置し、塔下にて地組後、塔頂に引き上げてCWロープに吊り下げた。台車は支索としてCWロープを利用することにより台車の荷重をCWロープに預け、ループ式ホーリングシステムにて目標の床組架設位置まで大移動した。また、架設位置付近の小移動は台車内の寸動ウィンチにて行なった。床組の架設手順としては、まず塔頂にて台車に床組資材を積み込んだ後、目標位置までの大移動を行なう。このときループ式ホーリングシステム1系統につき2P、3P各1台ずつ台車が配置されており、ホーリングシステムを駆動させての大移動は両台車の同時進行と

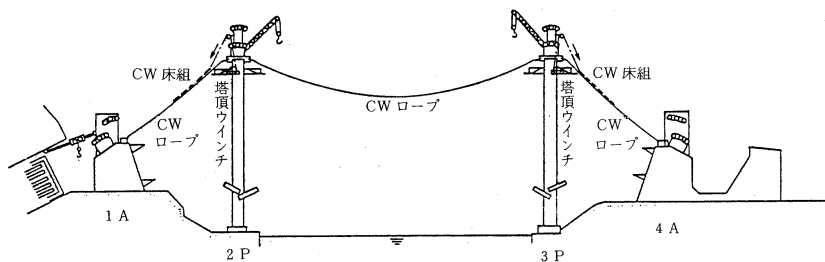


図-10 CW床組の架設(2P～1A、3P～4A)

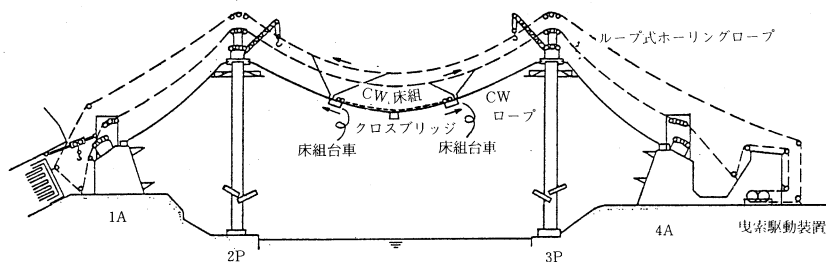


図-11 CW床組の架設(2P～3P)

なることから、台車間の緊密な連絡を必要とした。こうして目標位置まで到着すると、台車内に搭乗の作業員により床面金網、横梁、手摺支柱の順で床組を2パネル分(4m)ずつ組み立てた後、台車内の寸動ウインチにより2パネル分だけ移動し次の架設位置へと進んでいく。塔頂にて台車に積み込む床組資材は、半日の施工数量の20m分(約1.8t)を原則として、1日に2回塔頂にて資材を積み込んだ。そして、この台車による床組の架設が40m進行するごとに、次の床組の組み立て作業と並行して架設を完了した床組部分の合繊ネット、ステップ材を順次取り付けていった。ハンドロープのうち中・下段ロープは資材をクロスブリッジに仮置き、床組架設の進捗に合わせ順次延伸していく。上段ロープは中央径間分の床組架設が完了後、2P塔頂にハンドロープリールを設置し、ループ式ホーリングシステムにて引き出しローラー上を3Pに向けて引き出した。クロスブリッジの架設は、塔下にて地組完了後、塔頂クレーン2台の相吊りにて塔頂まで引き上げてCWロープに吊り下げた。その後、東西2台の台車の同時駆動によりCWロープに沿って滑り降ろし、CWロープのマーキングに合わせて固定した。以上の手順により中央径間分の架設を完了する。

7. ストームロープの架設およびCWシステムの調整

7.1 ストームロープの架設

ストームロープの架設は、CW床組の架設完了後、各径間ごとに順次行なった。このうち2P～1A側径間、2P～3P中央径間のストームロープは、2P塔下に設置したアンリーラー(ロープ送り出し機)より塔頂を介して、それぞれ1A側、3P側に向けて引き出し、4A～3P側径間は、4A前面よりCW床面を介して、4Aから3Pに向けて引き出した。このストームロープの引き出しは、側径間を塔下ウインチと橋台ウインチの同調運転により、また中央径間をループ式ホーリングシステム

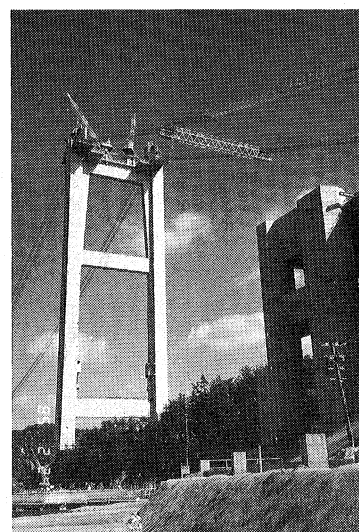


写真-5 クロスブリッジの架設(3P～4A)

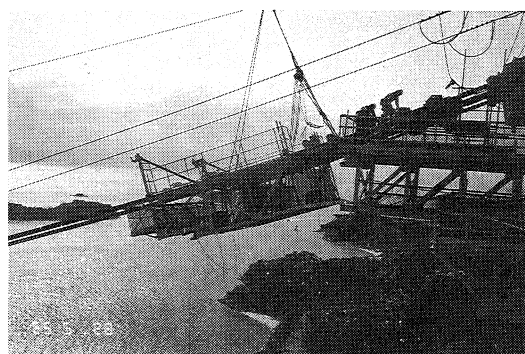


写真-6 床組架設台車の組立

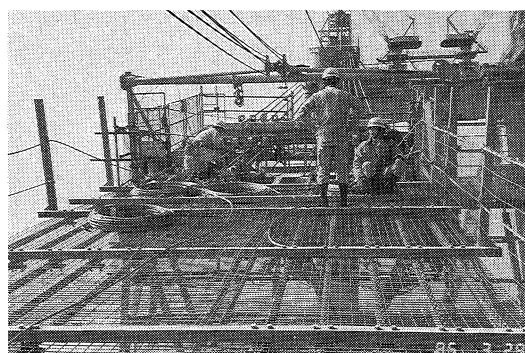


写真-7 CW床組の架設(2P～3P)

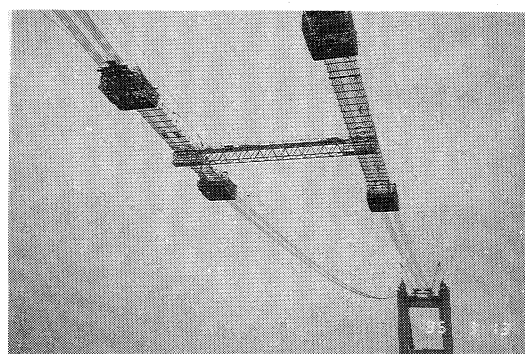


写真-8 CW床組の架設(2P～3P)

により、どちらもCW床面上に12m間隔で配置した引き

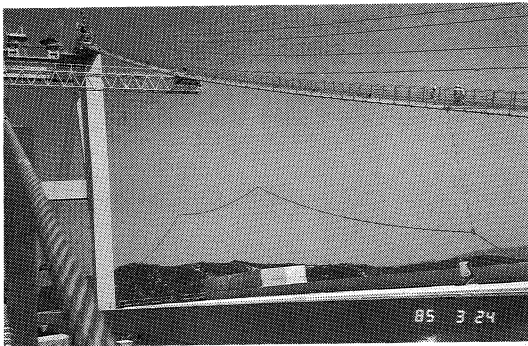


写真-9 ストームロープの架設(3P~4A)

出しローラー上を引き出した。こうして引き出しの完了したストームロープにストームロープ用ハンガーロープを取り付けた後、塔頂および橋台に設置した繰り込み設備にてストームロープをCW床面より上げ越し、CW手摺をかわして外側に吊り降ろし、その後所定箇所に引き込み、定着した。

7.2 ترامウェイシステムの架設

トラムウェイシステムとは、CW上の索道設備を指し、ホーリングロープ、トラムウェイサポートロープ、ギャローズフレーム、曳索ガイドローラー等により構成されるが、この中でストームハンガー位置に設置するギャローズフレームは、エア・スピニング作業中のループ式ホーリングロープの鉛直変位、水平変位を拘束するための設備である。このうち1A~2P間のトラムウェイサポートロープは、CWロープ架設用の簡易キャリヤの主索として使用したため、既に架設完了している。残りの各径間のトラムウェイサポートロープは、ストームロープの架設と同様の手順でCW上を引き出し、塔頂側の繰り込み設備にて架空し調整した。ギャローズフレームは、塔下にて地組完了後、塔頂クレーンにて塔頂まで吊り上げてトラムウェイサポートロープ上に載せ、塔頂ウィンチで惜しみをとりながらロープ上を滑らせて所定位置まで運び固定した。このフレームの配置完了後、トラムウェイハンガーを引き込み、ループ式ホーリングロープをギャローズフレームのガイドローラーに挿入する。その後、ホーリングロープに張力を導入し、試運転を経て、ループ式ホーリングシステムを含むトラムウェイシステムが完成した。

8. あとがき

こうして下津井瀬戸大橋のCW架設は、昭和59年7月初旬に準備工を着手して以来順調に工事が進捗し、60年6月4日には無事ケーブル架設(エア・スピニング作業)を迎えることができた。

しかし、CW架設の着手前後での本橋の下部工の進捗状況は、4Aについては昭和59年3月末の竣工に引き続

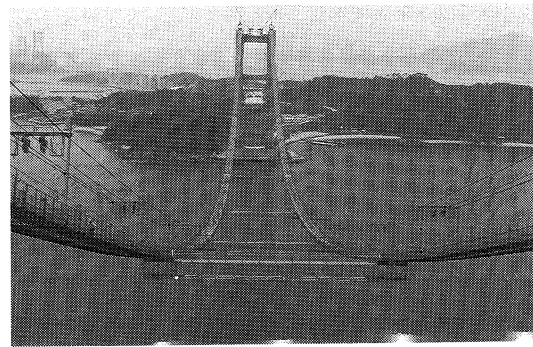


写真-10 完成したキャットウォーク設備

き4A周辺の道路桁・鉄道桁の工事を着手しており、また1Aについては工事工程が諸事情により遅れケーブルベントが昭和59年10月末、トンネルアンカーが昭和60年1月中旬に構造物ができあがるといった状況であり、1A、4Aとも下部工工事と並行して同一ヤード内でケーブル工事のための準備作業を進めていかねばならず、現場は工種の異なる作業同士が重なるため、工程計画、安全管理等は従来の工事にも増して、関連工事との工程調整を密にして作業ヤード等を両者で工面しながら作業を行なっていた。

また、工事現場付近の状況を見ると、1A~2P間のすぐ近くまで人家が密集しており、しかも2P直下には漁港および県道が存在しているため、工事期間中の万一の飛来落下物からの防護のために県道防護工を設置するとともに、CW上の高所作業で使用する用具には落下防止用にヒモを取り付け万全を期した。

本橋のCW架設工事の中で、これまでの工事と大きく異なる点は、FC船によるパイロットロープの渡海と床組架設台車による中央径間のCW床組の架設(因島大橋の中央径間の一部で試験的に実施例あり)の2点であるが、このうちFC船による渡海については、すでに述べたとおり航路閉鎖を伴わずに渡海作業を行なうことができた。また、台車によるCW床組の架設については、台車自体の組立・解体に要する工期を見込んでも中央径間1,000m級以上の吊橋については、工期短縮化が図れるのではないかとと思われる。

下津井瀬戸大橋はCW設備の架設の完了に伴うケーブル架設(エア・スピニング作業)も昭和60年12月3日に終了し、その後のスクイズ作業、ケーブルバンド架設を経て昭和61年2月現在、ストームロープの撤去およびCW設備の主ケーブルへの盛替え等の作業を施工中であり、まもなくハンガーロープの架設が始まろうとしている。

最後に、主作業が高所作業であり、危険な作業が多い中で、CW架設のみならずケーブル工事全体が大した事故もなく工事を終えようとしているのは、これも工事関係各位の努力の賜であり、ここに深く感謝いたします。なお、CW架設以後の工事報告については、また機会を改めて報告したいと思います。

櫃石島高架橋トラスの設計・製作・架設

Design, Fabrication and Erection of Truss in Hitsuishijima Viaduct

児島工事事務所 第八工事長 藤井 裕司
Yuji Fujii
日本鉄道建設公団 計画部 調査課 佐々木 忠俊
(前) 児島工事事務所 第八工事長代理 Tadatoshi Sasaki

1. まえがき

櫃石島高架橋トラスは、児島・坂出ルートの内、櫃石島南端に位置する全長約100mの単純トラス橋である。

本橋は、大型フローティングクレーンによって一括架設を行い、昭和61年2月に共用部としては初めて、維持管理設備を含めた上部工架設工事が竣工したので、その設計から架設までの概要について報告する。

2. 構造諸元

橋 長	104.950m
支 間	100.900m
主構形式	垂直材付きワーレントラス
規 格	道路：第1種第2級 鉄道：新幹線 在来線
幅 員	道路：4車線 鉄道：完成時新幹線複線、在来線複線 暫定時在来線複線
平面形線	$R=3,500\text{m}$
縦断線形	$-0.4\% \sim 1\%$ の縦断曲線
横断勾配	2%直線片勾配
床版形式	8径間連続鋼床版
道路舗装	アスファルト舗装 $t=75\text{mm}$

軌道方式 鋼桁直結方式

鋼 重	主橋体	1,747ton
	上路床組	610 〳
	下路床組	264 〳
	付属物等	299 〳
	公共添架物	182 〳
	合 計	3,102 〳

3. 設 計

各部材に対する詳細設計での主な検討項目および結果を示す。

3.1 主 構

(1) 桁配置

線形は、平面は $R=3,500\text{m}$ 、縦断は $R=15,000\text{m}$ の凹曲線内であるが、主構は平行な直線として配置し、上路床組、下路床組をそれぞれ曲線、折線とし、これに対処した。

(2) 主要諸元

主構の主要諸元を表-1に示すが、単純トラスであるため疲労応力レベルは低く、全てD等級である。

上下弦材の断面寸法を決めるにあたって、図-2に示すように、断面寸法、鋼重および板厚をパラメータにして試算した。その結果、小断面にすると鋼重は、若干

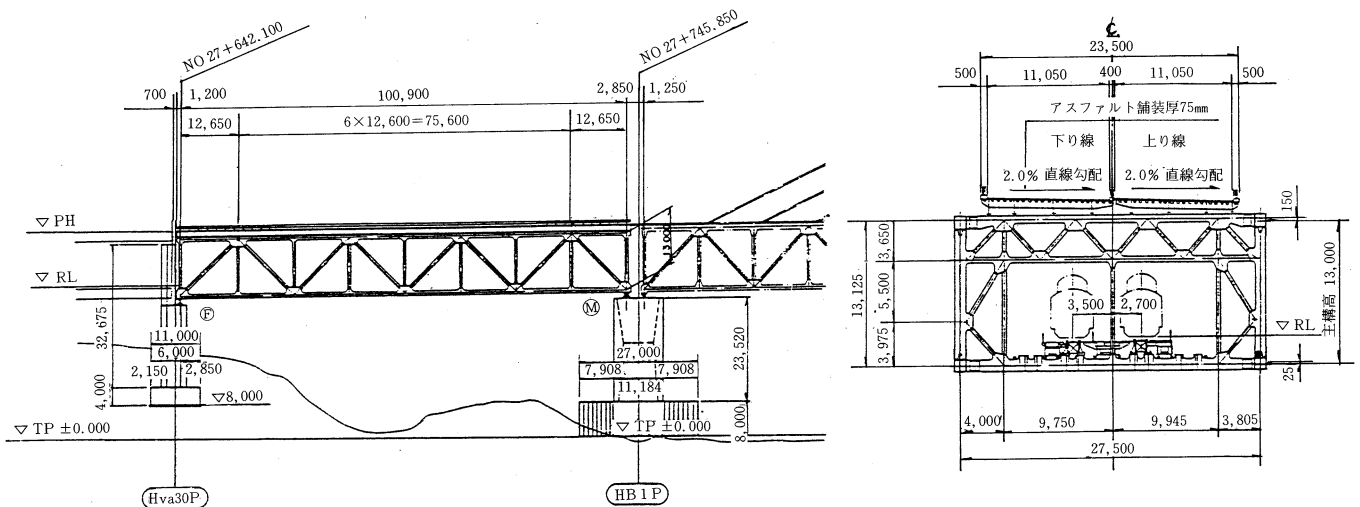


図-1 一般図

表-1 主構の主要諸元

	上 弦 材	下 弦 材	斜 材	垂 直 材
断面寸法(mm) (板厚は最大値)				
最大軸力(t)	3,479	3,276	2,207	284
応力度(kg/cm ²)	$\sigma_{\max}=2,454 < \sigma_a=2,860$	$\sigma_{\max}=2,621 < \sigma_a=2,860$	$\sigma_{\max}=1,691 < \sigma_a=1,803$	$\sigma_{\max}=371 < \sigma_a=1,400$
疲労検算軸力(t)	542	520	384	87
疲労応力振幅(kg/cm ²)	$\sigma=389 < \sigma_a=800$	$\sigma=440 < \sigma_a=800$	$\sigma=302 < \sigma_a=800$	$\sigma=114 < \sigma_a=800$
材 質	SM58	SM58	SM58	SM41

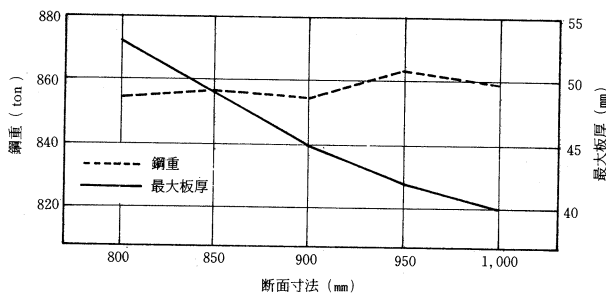


図-2 断面寸法と鋼重、板厚の関係図

減少し、板厚が増加する傾向にあり、工費面からは有意差がなかった。このため隣接の榎石島橋との連続性、主横トラス下弦材の所要高さ約1mと合わせると格点構造上有利であることから、上記の断面寸法を採用した。

(3) 部材長

主構弦材の添接長さは、当初1パネル12.6mで計画していたが、製作工場の能力、精度の確保、地組立場への輸送条件等調査した結果、28m程度は充分対応可能であると判断し、2パネル毎の添接とし、鋼重の軽減を図った。

3.2 上路床組

上路床組は、上下線分離構造の8径間連続鋼床版とした。従来の吊橋等の鋼床版の連続径間数は、4径間程度が通例であったが、移動量、橋軸直角方向水平力とも過大な値とならないことから、車両の走行性向上のため、全長にわたり連続構造とした。

縦桁の配置はアスファルト舗装の限界ひずみに対処するため、レーンマーク直下に配置するものとした。平面線形に対しては、縦桁を同心円の曲線桁とし、横断勾配による高さの差約400mmは縦桁の腹板高を変化させ、縦断勾配への対処はベースプレートにより調整するものとした。

3.3 下路床組

下路縦桁は、トラス格間毎の単純プレートガータであるが、鋼桁直結軌道が、 $R \approx 3,500\text{m}$ の曲線軌道である

ため格点毎の折れ線とした。なお、縦桁上での軌道中心の偏心量は、腹板厚内に納まっている。

軌道締結装置は、鋼直Ⅱ型を標準として使用しているが、橋端部では、鉛直角折れが6.7%となり鋼直Ⅲ型を一部使用した。同一桁内での締結装置の変化に対応するため橋端部の縦桁を図-3に示す構造とした。

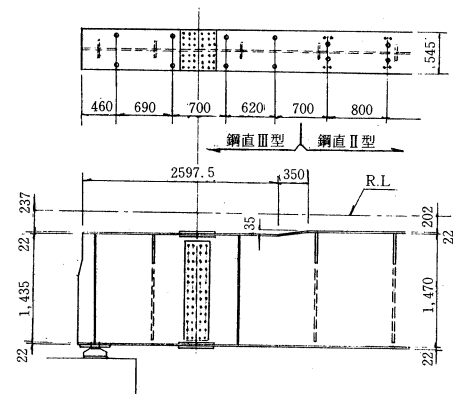


図-3 橋端部の下路縦桁

3.4 大ブロック吊金具

大ブロック架設の場合、吊天秤を用いた架設が一般的であるが、本橋の場合、フローティングクレーンの吊能力に対して架設重量に余裕が無く、作業性では、若干劣るが吊天秤を用いない吊金具を採用した。この結果吊金具は図-4に示すように吊ワイヤ方向に角度をつけた形状とした。

4. 製作

4.1 部材製作

本橋の製作は、他工区との工程調整等から一括架設の時期を昭和60年8月と決め、昭和59年10月より製作を開始した。製作内容は、主構、鋼床版、下路床組の他に、電々・電発の公共添架物、主桁管理路、支承、各種の維持管理設備である。この中で溶接施工上特に、次の2点をポイントとして示す。

(1) 主構の大ブロック架設用吊ピースは、図-4に示すように上弦腹板と一体であるため、その部分のかど溶接については、その溶接線が、一般部すみ肉溶接から180度回転する遷移部、次にグループ溶接と変化する。これに対しては、過去の溶接実験等をもとにした施工方法により慎重な施工を行った結果、表面および裏面とも良好なビードが得られた。

(2) 下路縦桁の上フランジとウェブの溶接は、JRS

では完全溶け込みで、ルートフェース2mmを標準としている。これを自動溶接で行うと、溶け落ちが懸念されたため、事前に溶接施工試験を行い、施工法を確認した。その時の溶接条件等を表-2に、断面マクロを写真-1、2に示す。試験結果より、Aタイプ、Bタイプともビード外観、溶け込み形状に問題なく施工できることが確認されたため、構設との打合せも踏まえ、実施工においては、組立精度の確保が容易で、溶け落ちの心配の少ないBタイプで施工することにした。

4.2 地組立

主橋体及び鋼床版は、大ブロック一括架設を実施する

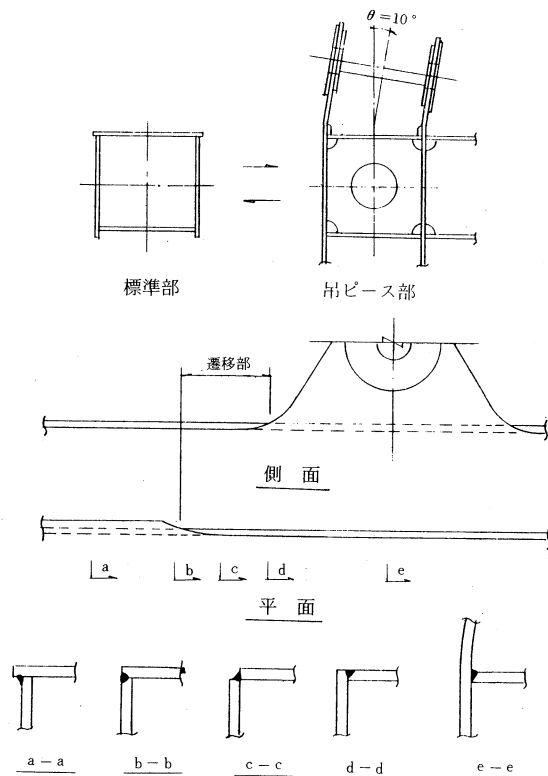


図-4 遷移部詳細

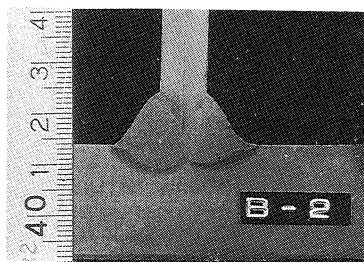


写真-1
断面マクロ(K社)

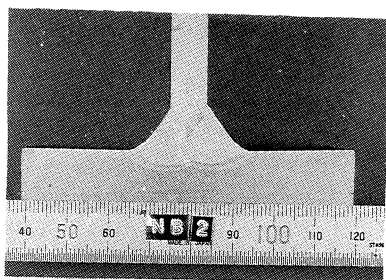


写真-2
断面マクロ(N社)

ため、大阪泉北港(泉大津市小津島町助松埠頭)の公共岸壁にて、地組立を行った。なお、仮受点反力が一箇所当り224tonのため、ボーリング調査等を実施し、地表から13~16mに分布する大阪天満層を支持層としてH鋼杭(H-400×400根入長13.5m~16.5m)を施工した。

地組立時の精度は、表-3に示すとおりであり、所要の精度を満足するものであった。

5. 架 設

5.1 積込み・輸送

地組立を完了した橋体大ブロックは、昭和60年8月2日に、3,000t吊フローティングクレーン(F.C)により、12,000ton積台船上に積込み、ラッシング作業およびサーベヤー検査を経た後、8月4日に出航した。なお、現地架設条件が厳しいため、試験吊りを行ない、各所要値の計算値と実測値のチェックを行なったが、誤差は少なかった。

表-2 下路縦桁溶接施工試験の材料及び条件

溶接材料	仮付溶接	シーリング溶接	本溶接	電流	電圧	速度	溶接姿勢	K社	N社
								YM-26(1.2φ)	MG S-50(0.9φ)
溶接条件	仮付溶接	ワイヤ	MF-53(8×48)	210~230A	28~30V	28~33cm/min	ワイヤ 上フランジ 溶接姿勢 30° ウェブ 水平すみ肉	MG S-50(0.9φ)	MG S-50(0.9φ)
	シーリング溶接	ワイヤ	MF-53(8×48)	210~230A	28~30V	28~33cm/min	ワイヤ 上フランジ 溶接姿勢 30° ウェブ 水平すみ肉	MG S-50(0.9φ)	MG S-50(0.9φ)
	本溶接	ワイヤ	MF-53(8×48)	210~230A	28~30V	28~33cm/min	ワイヤ 上フランジ 溶接姿勢 30° ウェブ 水平すみ肉	MG S-50(0.9φ)	MG S-50(0.9φ)
開先条件	Aタイプ	ルートフェイス2mm	2社共A, B両タイプ試験する	210~230A	28~30V	28~33cm/min	ワイヤ 上フランジ 溶接姿勢 30° ウェブ 水平すみ肉	MG S-50(0.9φ)	MG S-50(0.9φ)
備考	Bタイプ	ルートフェイス4mm	2社共A, B両タイプ試験する	210~230A	28~30V	28~33cm/min	ワイヤ 上フランジ 溶接姿勢 30° ウェブ 水平すみ肉	MG S-50(0.9φ)	MG S-50(0.9φ)

表-3 主構の地組立精度

	誤差の許容値(mm)	実績値(mm)
全長	$\pm 2 \times N$ $= \pm 16.0$	+7 ~ +10
主構中心間隔	$\pm \{4 + (B-2) \times 0.5\}$ $= \pm 16.7$	-2 ~ +4
主構高さ	$\pm 0.5 \times H$ $= \pm 6.5$	-4 ~ +3
主構端面対角長	$\pm 0.25 \times (B-5)$ $= \pm 5.6$	-4 ~ +2

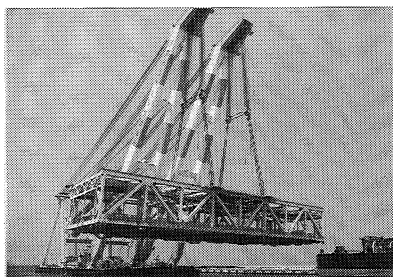


写真-3
大ブロックの積み込み



写真-4
大ブロックの輸送

5.2 現地架設

児島・坂出ルートにおいて大ブロック架設は、数多くあり、特に目新しいものではないが、今回の特徴を以下に示す。

- (1) 児島側は、櫃石高架橋30Pの道路梁が完成しており、坂出側には、櫃石橋側径間を架設済みであるため両側に障害物がある。なお、橋体との最小間隔は、300mmと非常に狭い。
- (2) 現地の水深が浅く、しかも等深線が橋軸に対して傾いているため、F.Cの進入は角度を持ったものとなる。
- (3) F.Cの吊能力、アウトリーチから揚程限界が37mに対し既設構造物の高さが48mであり、従って差し込み架設となる。

上記の制約条件を解消し、円滑な架設を行なうため、防舷材付き金具、ガイド梁、引寄せ索を設置した。また、F.Cの進入を円滑に行うため、シンカー等を設置した。これらをまとめて図-5に示す。実際の架設は8月11日に行ったが、7～8m/secの風が吹いていたにも拘わらずこれらの設備を使用して、非常に順調な架設が出来た。

5.3 架設完了時のそり

図-6に架設完了時のキャンバーの設計値と実測値を示すが、凸形状で最大値13mmと良い精度に納まっている。

5.4 上路床組の調整

大ブロック架設後、全体で8ブロックに分割した鋼床版を600ton吊F.Cにより順次架設し、その後現場溶接及び高力ボルト締めを行った。大ブロック、鋼床版とも地組立の精度を十分満足していたが、図-7に示すように上路床組支承上にフィラープレートが必要な箇所が全体の33%あった。多径間連続の影響が、多少あると思われる。

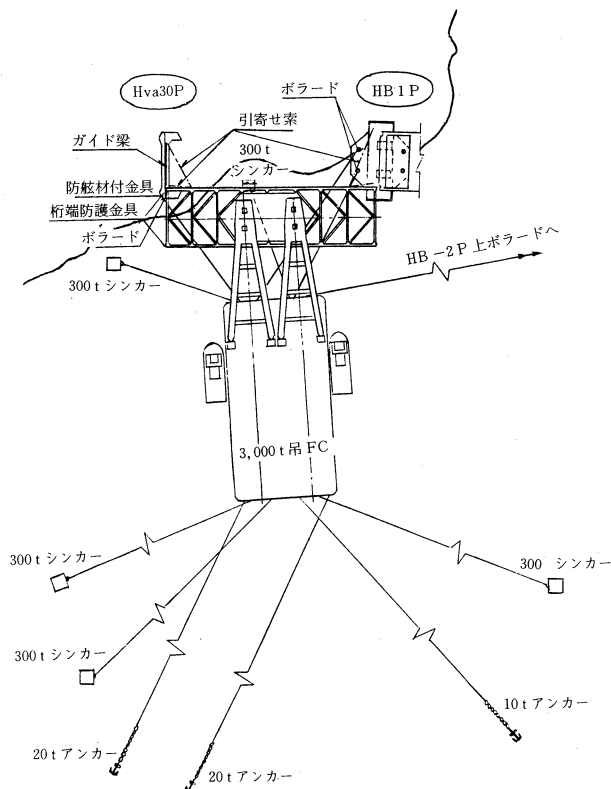


図-5 大ブロック架設用機材、シンカー配置図

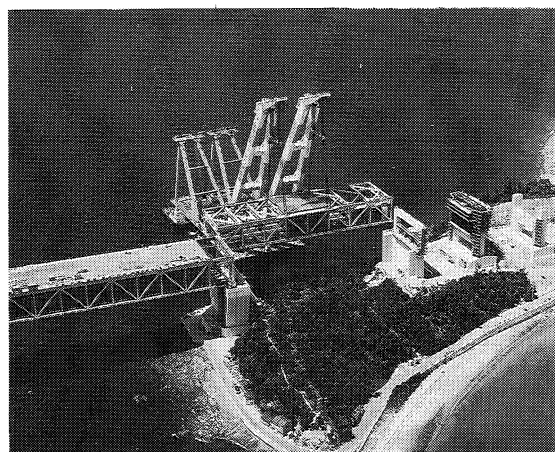
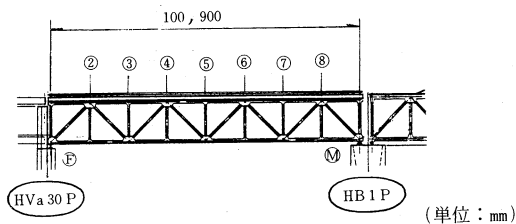


写真-5 大ブロックの斜め差し込み架設



	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
設計値	19	28	44	45	42	26	15
実測値	26	38	55	56	55	37	22
差	+7	+10	+11	+11	+13	+11	+7

図-6 架設完了時キャンバー

5.5 下路床組の調整

下路床組の据付け高さ調整のフローチャートを図-8

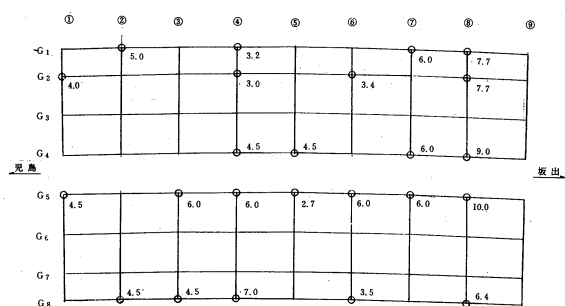


図-7 上路床組支承フィラープレート配置図(単位:mm)

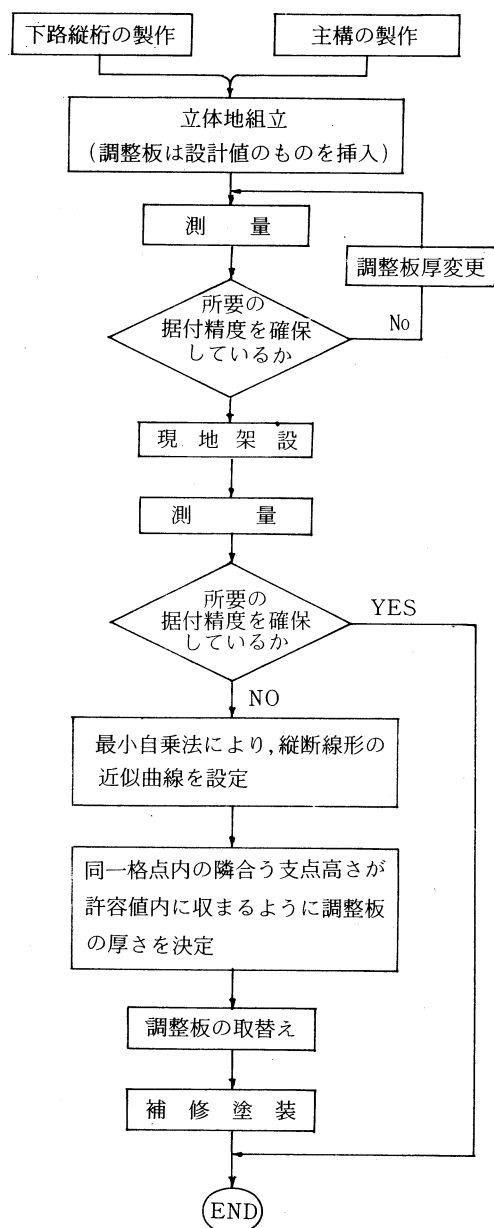


図-8 下路縦桁据付け高さの調整フローチャート

に示すが、地組立場であらかじめ調整したにもかかわらず、現地架設後10ヵ所、全体の18%の調整が生じた。

5.6 トラフリブの現場継手

トラフリブの現場継手は、表-4に示すように一長一短があり、両型式を併用しているのが一般的ようだが、本橋では全て高力ボルト接合で施工した。実施工の結果では、施工性は、心配したほど悪くないようである。

表-4 トラフリブ現場継手の比較

	高力ボルト接合	溶接接合
形状図		
構造	イ)開断面のため、内面塗装が必要。 ロ)断面欠損によるリブの増厚が必要。	イ)密閉構造で防錆上は好ましい。
施工性	イ)ボルトの締付管理ができ、品質のばらつきがない。 ロ)デッキプレート溶接の裏面ビードの成形が、ハンドホール、スカーラップからの作業となり、作業性は劣る。 ハ)トラフリブ内の塗装は作業性が悪く、管理しにくい。	イ)狭隘な場所での上向き溶接となるため、作業性が悪い。 ロ)溶接作業者の技量により、品質にばらつきが出る場合がある。 ハ)トラフリブ溶接時の既設塗装面の養生、及び火粉の養生が必要。 ニ)目違い調整用の治具が別途必要となる。 ホ)縦桁隣接のリブはボルト接合であり、手順上は複雑である。

5.7 点検補修用作業車の試運転・調整

内面および外面作業車は現場架設後、直ちに試運転・調整を行った。外面作業車の試運転は風時($V \approx 10\text{m/sec}$)と無風時に、走行速度を変化させて走行状況、レール継目での振動等を調査した。レール継目の段差は、入念な摺り付け調整を行ったが、風時の走行では敏感な反応を示した。

6. あとがき

限られたページ数の中で設計・製作・架設をまとめたために、個々の詳しいデータは収容できなかったが、特に上路床組、下路床組の架設精度には注意を要するようである。本文では記載しなかったが、維持管理設備の中には、Dルートで初めて取付け調整を行ったものもあり試行錯誤もあったが、一応の品質と精度を確保できたと思われる。

最後に、詳細設計開始より約2ケ年で架設まで終了し、無事竣工できましたが、ご指導いただいた関係者各位に感謝の意を表します。

与島高架橋ループ上部工の設計

Design of Loop Bridge in Yoshima Viaduct

本社企画開発部 審議役
(前)坂出工事事務所 第三工事長
坂出工事事務所 第三工事長
坂出工事事務所 第三工事長代理

多田 一正
Kazumasa Tada
村瀬 佐太美
Satami Murase
富田 大造
Taizou Tomita

1. まえがき

与島高架橋(橋長717m)は、本州四国連絡橋児島・坂出ルート海峡部のほぼ中央に位置し、本州側の与島橋、四国側の北備讃瀬戸大橋ではさまれた高架橋である。

本橋(ループ橋)は、与島高架橋中間橋脚である YVa 4 P から与島パーキングへの連絡路となる鋼 9 径間連続非合成箱桁橋(橋長303m、鋼重約1,000 t)で、昭和61年8月現在、上部工桁架設を終了し、床版施工中である。

本報告は、種々の設計検討の内、特に検討を要したダイヤフラム配置、そりねじり応力度の決定および橋軸直角方向にも移動する伸縮装置についての概要報告である。

2. 設計概要

2.1 橋梁諸元

路線名：一般国道30号および本四備讃線
道路規格：B規格ランプ(2方向分離2車線)
設計速度：30km/H
橋格：1等橋(TL-20、TT-43)
橋梁形式：鋼9径間連続非合成箱桁
橋長：303.0m
支間構成：33.9m + 49.7m + 6 @ 30.5m + 35.1m = 301.8m
有効幅員：2 × (5.00m + 6.25m + 7.90m)
平面線形：直線 ~ R = 40m ~ R = 150m ~ クロソイド
設計水平震度： $K_M = 0.15$

2.2 設計概要

本橋の特徴は概ね次のとおりである。

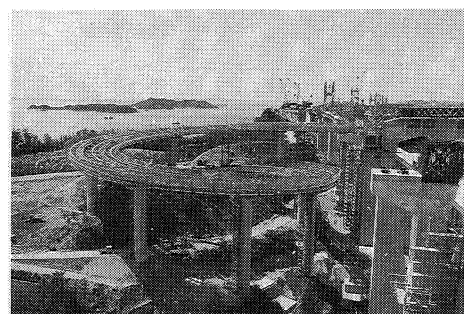


写真-1 与島高架橋ループ発全景(昭和61年5月)

- i) 深礎ぐいを含む下部構造高が24~47mと変化、かつ高橋脚なため躯体形状の統一、地震時水平力の分散、さらに可動支承の伸縮方向の不明確さを解消するため、支承形式として全てゴム支承(リング沓)とする。
- ii) YVa 4 P 橋脚においてループ橋と A・B ランプが交差しているため、橋軸方向、橋軸直角方向に移動(ループ橋は全方向に移動)する伸縮装置が必要である。
- iii) 曲率半径40m、縦断勾配7.46%、横断勾配10%全径間(9径間)連続のループ橋である。

このような特徴を有するループ橋上部工の詳細設計は図-3に示す流れで実施した。

3. 主橋体の設計

3.1 ダイヤフラムの配置

本橋は非常に厳しい曲率半径を有するため、せん断およびねじれ変形拘束等に対処するためのダイヤフラム間隔等、断面性能を決定する適切な方法がない。よってダイヤフラム間隔と断面変形(ダイヤフラム間の相対たわ

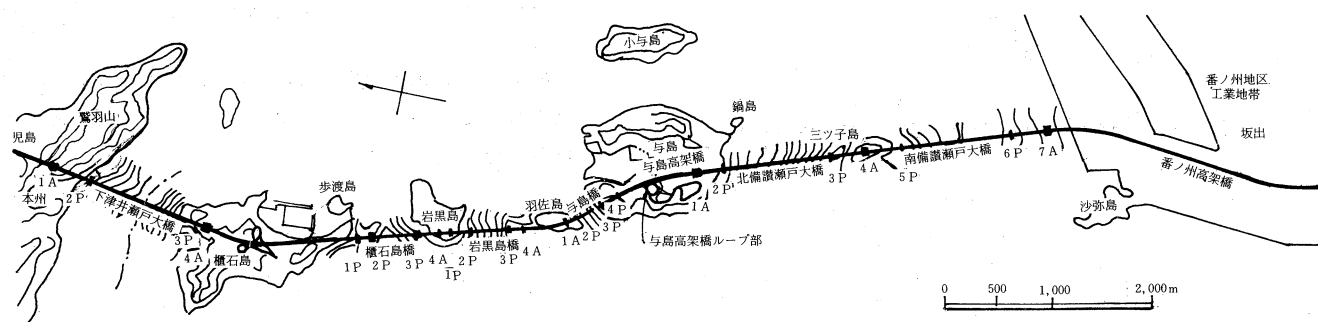


図-1 与島位置図

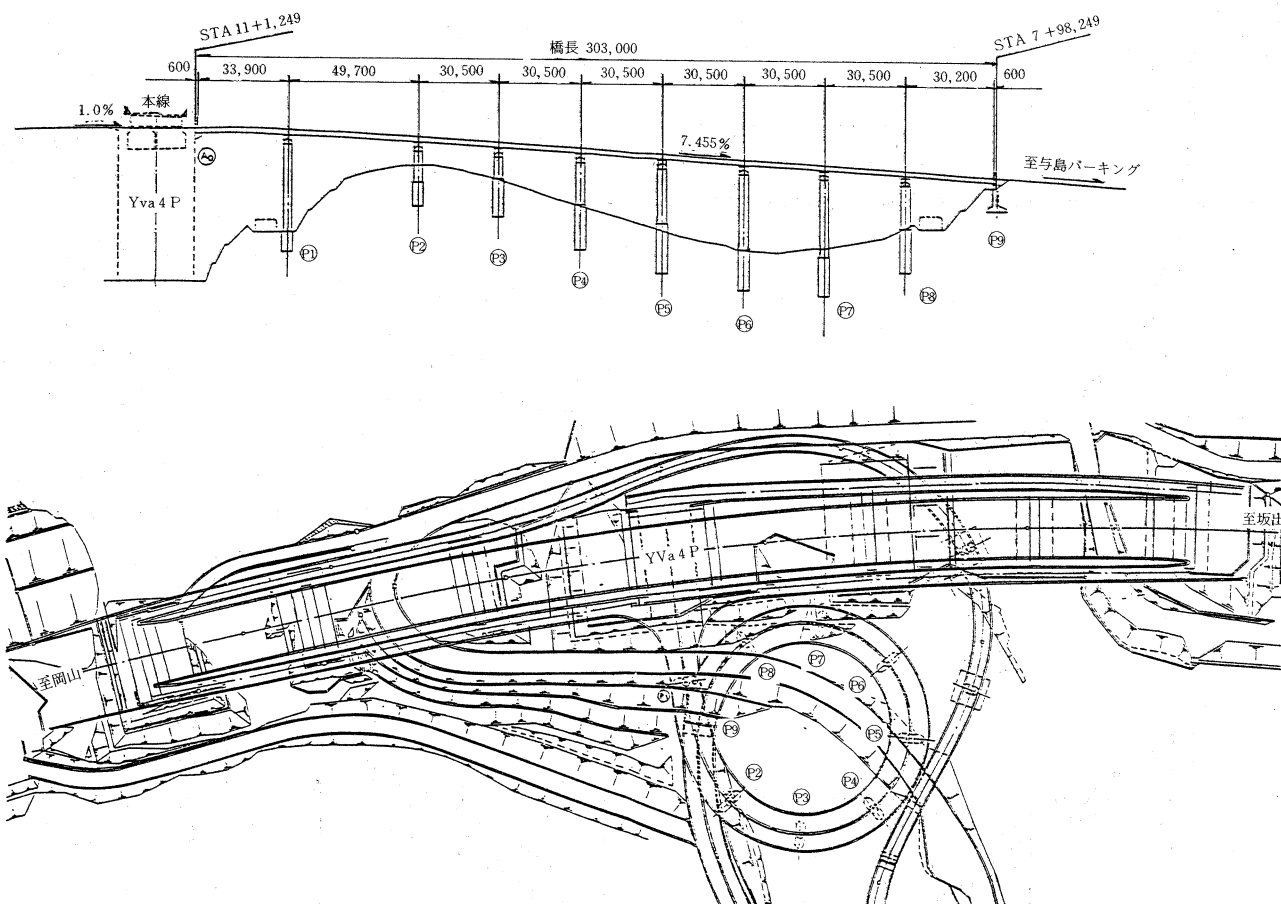


図-2 全体一般図

み)を下記の解析モデルにて検討し、本橋のダイヤフラム間隔を決定した。

〈解析モデル〉

解析方法：三次元による SHELL 解析

橋梁形式：単純曲線箱桁(1 Box)

支 間：30.5m(曲線部標準支間)

曲率半径： $R = 40\text{m}$ (道路中心上の半径)

ダイヤフラム枚数： $N = 1$ 枚、2枚、3枚、5枚、11枚、5枚+全横リブ

断 面：単一断面とする(図-7 参照)

この解析からダイヤグラム間相対たわみおよび直応力は図-4、5となり、次のことが言える。

- i) 断面保持の観点から見た場合、ダイヤフラム枚数が5枚程度となると大差なくなる。
- ii) ダイヤフラム枚数が11枚となればダイヤフラム間の断面変形はほとんどなくなり、そりねじり応力等も無視しうる程度と思われる。
- iii) ダイヤフラム間に配置している通常の横リブ剛度では断面保持には何ら有効に働いていない。

以上から曲線箱桁橋においてもプレートガーダー橋と同様6m以下となるようにダイヤフラムを配置すれば断面保持が十分なされるものと考えた。

3.2 解析モデルにおけるそりねじり応力度

ダイヤフラム枚数5、11枚および5枚+全横リブの3

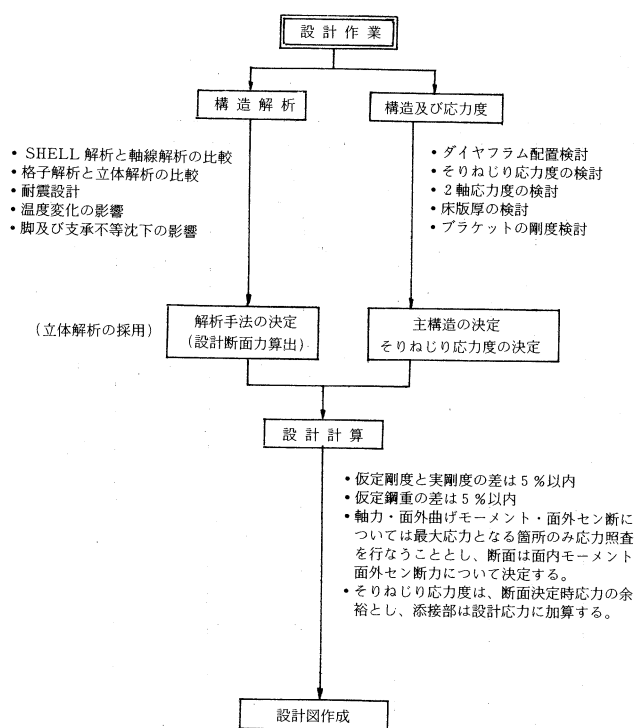


図-3 作業の流れ

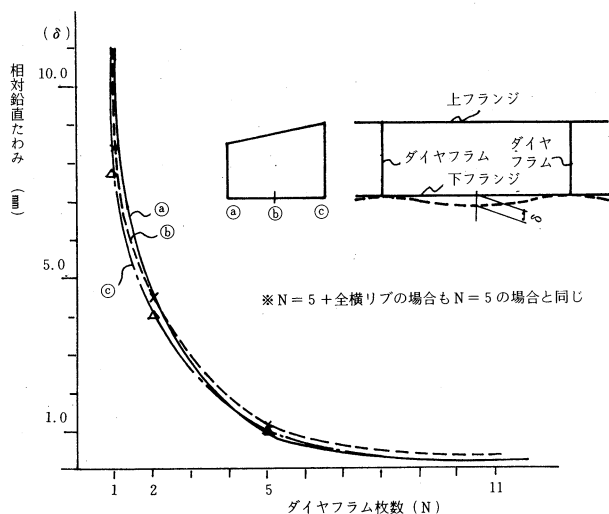


図-4 相対たわみ

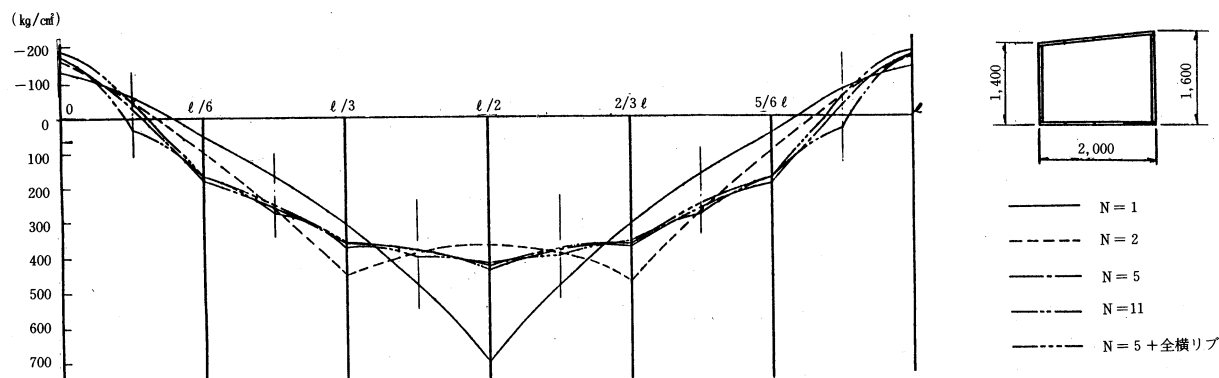


図-5 直応力図(下フランジ)

表-1 そりねじり応力と曲げ応力の関係
(下フランジ)

ダイヤフラム数		SHELL 解析による応力 (kg/cm ²)			$\sigma_a = 2,100 \text{ kg/cm}^2$ とした場合 (kg/cm ²)			応力図
		σ_b	σ_{DW1}	σ	$\sigma_b = \sigma_a - \sigma_{DW2}$	$\sigma_{DW2} = \sigma_a - \sigma_{DW1}$	σ_a	
N=5	上フランジ	-487 (97)	-13 (3)	-500 (100)	2,037	63	2,100	略
	下フランジ	405 (94)	26 (6)	431 (100)	1,973	127	◇	図-6①
N=11	上フランジ	-430 (99.8)	-1 (0.2)	-431 (100)	2,095	5	◇	略
	下フランジ	349 (99.7)	1 (0.3)	350 (100)	2,094	6	◇	◇
N=5 +全横リブ	上フランジ	-474 (98)	-12 (2)	-486 (100)	2,058	42	◇	◇
	下フランジ	405 (95)	20 (5)	425 (100)	1,901	99	◇	図-6②

σ_b : 曲げ応力度 σ_{DW} : そりねじり応力度 $\sigma = \sigma_b + \sigma_{DW}$ ()内は全応力度(σ)を100%とした時の百分率を示す

ケースについてそりねじり応力度を算出する。算出方法は、SHELL 解析で得られた値(直応力度)を最小二乗法により二次放物線近似し、この放物線値を通常の曲げ応力度(1-0法による応力度)とし、直応力度との差をそりねじり応力度(断面変形に伴うそり応力度)とし、そりねじり応力度と曲げ応力度の比を算出すると表-1のようになる。

この結果、 $N=5$ および $N=5$ + 全横リブの場合かなり大きなそりねじり応力度が生じるが、 $N=11$ の場合ほとんど生じない。これはダイヤフラム間の断面変形の差すなわち変形拘束によるもので、文献1~8等においても中間横リブの効果が記載されている。そこで中間横リブとそりねじり応力の相関について再検討する。この検討からダイヤフラム間中央の横リブ剛度を相関剛比(主桁と横リブの剛度比) $\gamma = 10$ 程度の断面にすると $N=11$ の場合と同様の結果となり表-2に示すように $N=5$ の場合に比べて約50%の応力減少となる。この方式

は、そりねじり応力度の緩和、結果的には鋼重減となり経済性に優れるため本橋の構造に決定した。以上の検討より図-7に示す配置および構造を採用した。

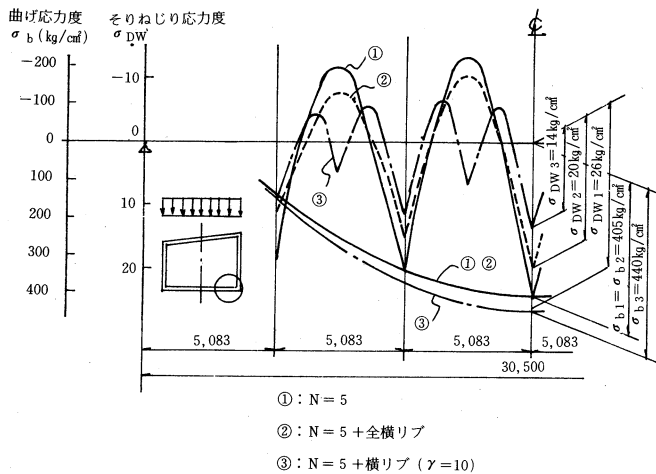


図-6 応力図(下フランジ)

表-2 そりねじり応力度の比較(ダイヤフラム5枚)

	① 横リブなし	② 全横リブ考慮	③ T=10程度の横リブ考慮
上フランジ	63kg/cm ² (100)	42kg/cm ² (67)	21kg/cm ² (33)
下フランジ	127kg/cm ² (100)	99kg/cm ² (78)	65kg/cm ² (51)

i) ③のそりねじり応力度

$$\text{上フランジ } \sigma_{DW} = \frac{5}{502+5} \times 2,100 = 21 \text{ kg/cm}^2 \text{ (図省略)}$$

$$\text{下フランジ } \sigma_{DW} = \frac{14}{440+14} \times 2,100 = 65 \text{ kg/cm}^2 \text{ (図-6③)}$$

ii) ()内は横リブなしの場合を100とした時の比を示す。



	実 橋	解析モデル
① ダイヤフラム	ダイヤフラム t=10 a=200×10	ダイヤフラム t=10
② 相関剛比 r=10の 横リブ	フランジ: a 200×10 ウェブ: b 300×9	a: 250×16 b: 550×16
③ 通常の 横リブ	フランジ: a 200×10 ウェブ: b 300×9 cは補剛材	a: 250×16 b: 100×9

等価換算方法は曲げ剛性が等しくなるようにした。

図-7 ダイヤフラム及び横リブ配置

3.3 実橋におけるそりねじり応力度

本橋は9径間連続桁であるため、正確なそりねじり応力度を算出するためには、横桁・ダイヤフラム・横リブ(前項で決定した相関剛比 $\gamma=10$ 程度の横リブ)を考慮した全体系(9径間連続桁)としてSHELL解析を行なう必要がある。しかし、現有電子計算機では要素数等電算容量上解析不可能である。したがって、前項単純桁(1 Box)による結果、2径間連続桁(1 Box)による結果、および3径間までの断面力差は大きい、それ以上の径間になると差は小さくなることを考慮し、2径間連続桁(2 Box)としてSHELL解析を行なう。解析モデルは図-8とし、解析ケース(載荷方法)は死・活荷重を考慮し、図-8に示す5ケースを考えた。

また、電算容量の関係から中間横リブは無視し、主桁・横桁・ダイヤフラムから構成される三次元SHELLとした。この場合、支承は剛支点とした。

SHELL解析で得られた値を最小二乗法により四次放物線近似(二次放物線近似ではすりつかない)を行ない、SHELL解析による直応力と、四次放物線近似値(以下曲げ応力という)との差をそりねじり応力とし、この曲げ応力とそりねじり応力の比を算出すると表-3のとおりである。

表-3の結果を基に本橋の実応力度を算出する。本橋の場合、応力交番部等特殊部分を除き死・活荷重比がほぼ6:4となっている。よって合計応力度を2,100kg/cm²として支間部と中央支点部のそりねじり応力を次式により算出し、表-4に整理する。

死荷重によるそりねじり応力度: σ_{DW1}

$$\sigma_{DW1} = (\text{Case-1の } \sigma_{DW}/\sigma) \times 1260 (=2100 \times 0.6)$$

活荷重によりそりねじり応力度: σ_{DW2}

支間部: $\sigma_{DW2} = (\text{Case-2又は}$

$$\text{Case-3の } \sigma_{DW}/\sigma) \times 840 (=2100 \times 0.4)$$

中間支点部: $\sigma_{DW2} = (\text{Case-4又は}$

$$\text{Case-5の } \sigma_{DW}/\sigma) \times 840$$

合計そりねじり応力度: σ_{DW}

$$\sigma_{DW} = \sigma_{DW1} + \sigma_{DW2}$$

表-4のそりねじり応力はダイヤフラムのみの場合であり、表-2の結果からダイヤフラムの中間に相関剛比 $\gamma=10$ 程度の横リブを配置すればそりねじり応力は50~70%減少する。よって本橋のそりねじり応力は50%低減するものとして詳細設計に反映させた。

支間部そりねじり応力度

$$G_1 \text{ 桁 } \sigma_{DW} = 135 \times 0.5 = 68 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_2 \text{ 桁 } \sigma_{DW} = 147 \times 0.5 = 74 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 70 \text{ kg/cm}^2$$

中間支点部そりねじり応力度

$$G_1 \text{ 桁 } \sigma_{DW} = 257 \times 0.5 = 129 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 130 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_2 \text{ 桁 } \sigma_{DW} = 168 \times 0.5 = 84 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 80 \text{ kg/cm}^2$$

4. 実橋における応力測定

以上、示したように、単純箱桁(1-Box)および2径間連続箱桁(2-Box)をモデルとする SHELL 解析によりダイヤフラム間隔、そりねじり応力度を検討し、本橋の

表-3 曲げ応力とそりねじり応力及び応力比

解析ケース	桁番号	上フランジ			下フランジ			応力図
		$\sigma_b(\sigma_b/d)$	$\sigma_{DW}(\sigma_{DW}/d)$	σ	$\sigma_b(\sigma_b/d)$	$\sigma_{DW}(\sigma_{DW}/d)$	σ	
1 (支間部)	G ₁	-164 (94)	-11 (6)	-175 (100)	175 (94)	12 (6)	187 (100)	図-9-a
	G ₂	-248 (93)	-19 (7)	-267 (100)	219 (93)	16 (7)	235 (100)	略
1 (中間支点部)	G ₁	355 (89)	44 (11)	399 (100)	-335 (90)	-36 (10)	-371 (100)	図-9-a
	G ₂	410 (93)	31 (7)	441 (100)	-415 (92)	-35 (8)	-450 (100)	略
2	G ₁	-143 (94)	-9 (6)	-152 (100)	141 (93)	11 (7)	152 (100)	図-9-a
3	G ₂	-210 (93)	-15 (7)	-225 (100)	212 (94)	13 (6)	225 (100)	略
4	G ₁	305 (86)	49 (14)	354 (100)	-302 (87)	-44 (13)	-346 (100)	図-9-b
5	G ₂	410 (92)	34 (8)	444 (100)	-415 (92)	-35 (8)	-450 (100)	略

σ_b : 曲げ応力度(kg/cm²) σ_{DW} : そりねじり応力度(kg/cm²) $\sigma = \sigma_b + \sigma_{DW}$

※上フランジ応力図は省略する。

断面決定に反映させた。しかし、この結果は計算により得られたもので、実橋においても同様の結果が得られるかどうか、特にダイヤフラム間に設けたラーメン構造の横リブ(相関剛比 $\gamma=10$ 程度)が断面拘束(そりねじり応力の低減)に対し有効に働いているかどうか確認する必要がある。以上の目的から工場製作仮組立後応力測定を行なった。測定は写真-2、図-10に示す仮組立時の P₂~P₄間の連続桁を利用し、鋼重による応力を内桁60点について測定した。また、測定結果は実剛度による2径間連続桁により SHELL 解析を行ない、この結果と対比することで SHELL 解析の妥当性を確認した。

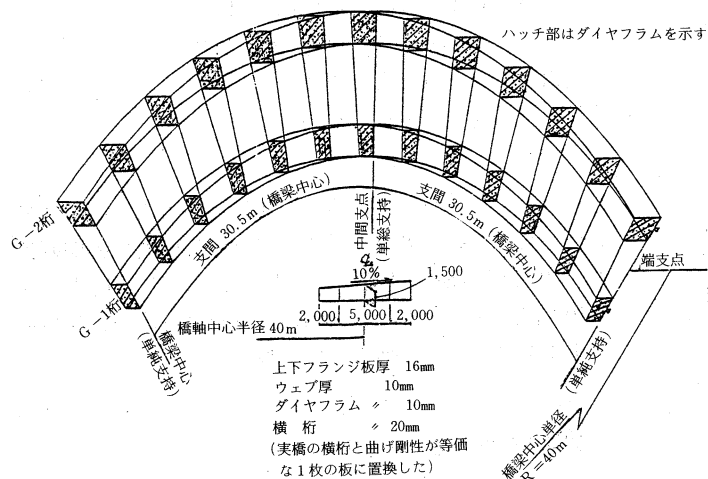
主桁応力測定結果と SHELL 解析結果を図-11に示す。

この結果から応力自体にバラツキはあるものの全体としては一致した結果が得られた。このことは、SHELL 解析結果を基にそりねじり応力等の検討を行ない、そりねじり応力の減少を図るため、ラーメン構造の横リブを配置することで対処したが、実験結果からも明らかに中間横リブの効果が表われており、その妥当性が検証できたと思われる。

表-4 実橋におけるそりねじり応力度 (kg/cm²)

		上フランジ			下フランジ		
		σ_{DW1}	σ_{DW2}	σ_{DW}	σ_{DW1}	σ_{DW2}	σ_{DW}
G ₁	支間部	-76	-50	-126	76	59	135
	中間支点部	139	118	257	-126	-109	-235
G ₂	支間部	-88	-59	-147	88	50	138
	中間支点部	88	67	155	-101	-67	-168

$$\sigma_{DW} = \sigma_{DW1} + \sigma_{DW2}$$



解析ケース	載荷方法	載荷図
Case-1	両桁全径間載荷 死荷重による曲げモーメントに対応させる	
Case-2	内桁(G-1桁)片径間載荷 活荷重による内桁正の曲げモーメントに対応させる	
Case-3	外桁(G-2桁)片径間載荷 活荷重による外桁正の曲げモーメントに対応させる	
Case-4	内桁全径間載荷 活荷重による内桁負の曲げモーメントに対応させる	
Case-5	外桁全径間載荷 活荷重による外桁負の曲げモーメントに対応させる	

図-8 SHELL 解析骨組及び解析ケース

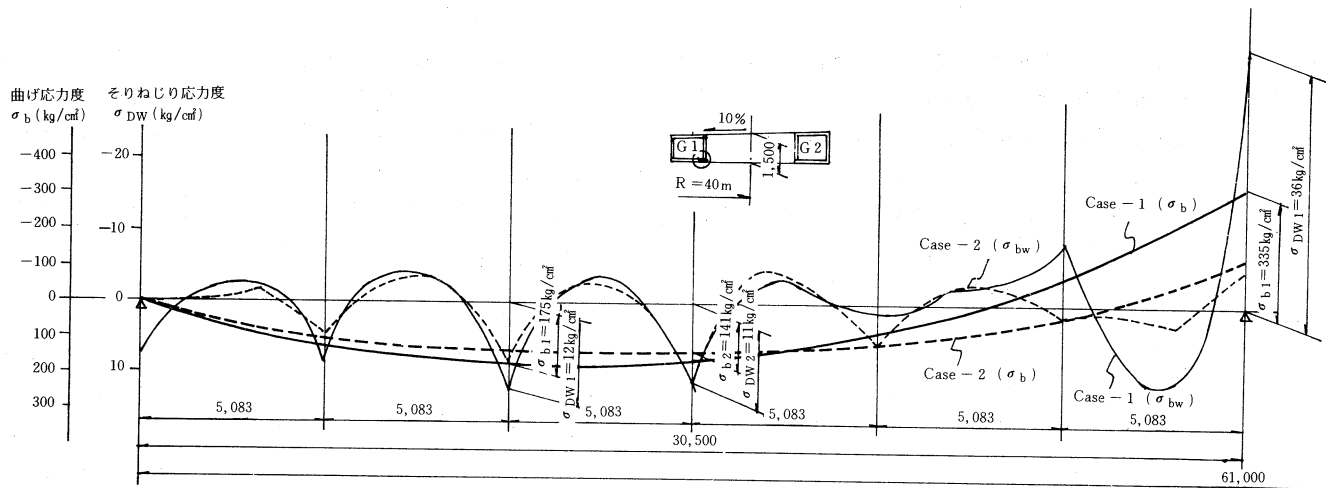


図-9-a 応力図(G-1桁下フランジ)

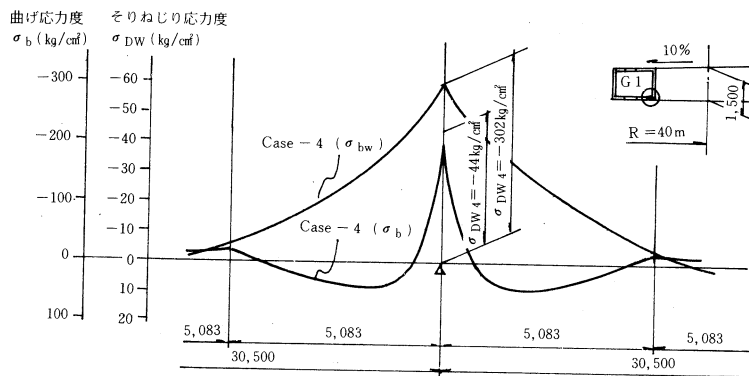


図-9-b 応力図(G-1桁下フランジ)

5. 伸縮装置

本橋は反力分散沓として全方向移動可能なリング沓を使用しているため、伸縮装置は橋軸方向だけでなく全方向移動可能な構造とする必要がある。特にランプ桁とのかけ違いとなるYVa4 P上は表-5のようになりに大きな移動量となる。

一般に使用されている伸縮装置のうち橋軸直角方向の微小変位について移動可能なタイプは数種あるが、本橋のように橋軸方向、橋軸直角方向共大きく移動する伸縮装置の施工実績はない。このため、現在施工されている伸縮装置およびその改良型を含め、各種の形式から本橋に適合できる3案について表-6に示すように機能性を中心に比較を行ない、新しくTYPE-Ⅲを本橋の伸縮装置として開発した。

6. まとめ

曲率半径の小さいループ橋($R=40\text{m}$)としてダイヤフラム配置、そりねじり応力および伸縮装置を中心に検討結果を述べてきたが、ダイヤフラム配置・そりねじり応力について次のことが言える。

i) 曲率の小さい曲線橋であってもダイヤフラム間

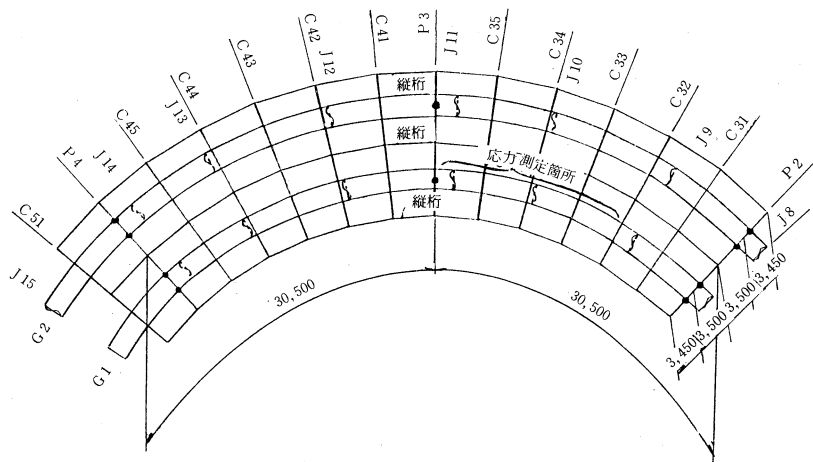


図-10 応力測定位置図

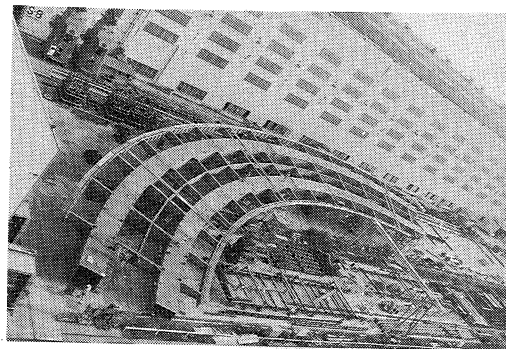


写真-2 仮組立全景

隔は、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編 8.8.1 対傾構の規定を満足すれば断面変形は特に問題とならない。

ⅱ) 道路橋示方書Ⅱ鋼橋編 3.2.4 を満足する横リブ間隔では断面変形を拘束する効果はない。

ⅲ) ダイヤフラムの中に 1 本相関剛比 $\gamma = 10$ 程度の横リブを配置すると断面変形が小さくなり、そりねじり応力は横リブがない場合の 30～50% 程度になる。

$$\text{相関剛比 } \gamma = \frac{KL_D^3}{EI_W}$$

ここに K ：ラーメン方式のダイヤフラムとしての剛性

L_D ：ダイヤフラム間隔

I_W ：箱桁のずり定数

E ：ヤング係数

以上から、曲線桁等、そりねじり応力が問題となるような橋梁形式の場合、ダイヤフラムの中間に相関剛比

$\gamma = 10$ 程度の横リブを配置することは、そりねじり応力の軽減に対し有効な方法と言える。ただし、そりねじり応力の低減率は曲率半径に左右されると思われるので、曲率半径を変えて検討する必要があると思う。また、全方向移動可能な伸縮装置の開発は、伸縮方向が明確とならない橋梁に対し非常に有利となった。なお、本伸縮装置については現地据付前に実車走行試験を実施し、機能および挙動について要求どおりであることを確認している。

最後に、本四連絡橋としては比較的小規模橋梁であるが、膨大なケースにおよぶ構造解析、ならびに全方向移動可能な新しい伸縮装置の開発等、数々の検討業務を精力的に実施された関係各位に紙上より感謝申し上げるとともに、本報が今後の類似橋梁の設計の一助になれば幸いである。

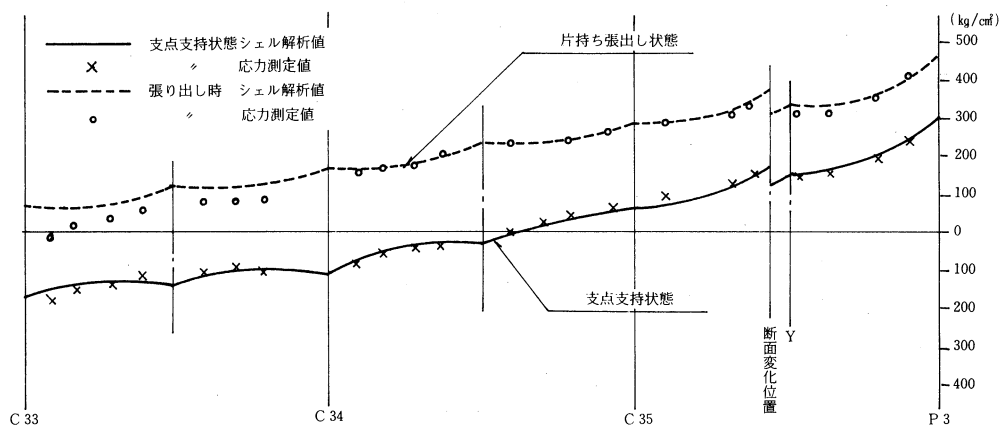


図-11 実験結果とシェル解析による比較

表-5 伸 縮 量 単位：mm

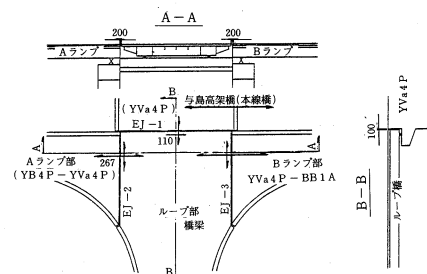
		A橋台 (YVa4 P)					
		E J-1		E J-2		E J-3	
		橋軸方向	橋軸直角方向	ループに対する橋軸方向	ランプに対する橋軸方向	ループに対する橋軸方向	ランプに対する橋軸方向
活荷重		4	1	4	1	4	1
(注1) 回転変位		5	—	—	—	—	—
(注2) 温度変化		14	4	14	4+89=93	14	4+155=159
ループ部地震時		± 85	± 83	± 85	± 83	± 85	± 83
ランプ部地震時		—	—	—	± 75	—	± 153
組み合わせ	①	23	5	18	94	18	160
	②	116	106	116	252	116	383
移動量		112	110	120	260	120	390

注1：活荷重による回転変位で桁高の2/3を中立軸とし、活荷重たわみより算出

注2：温度変化 ±25 deg の値

①：活荷重+温度変化 (± 25 deg)

②：温度変化 (± 25 deg) × 0.8 + 地震 × 0.5 ± 10mm



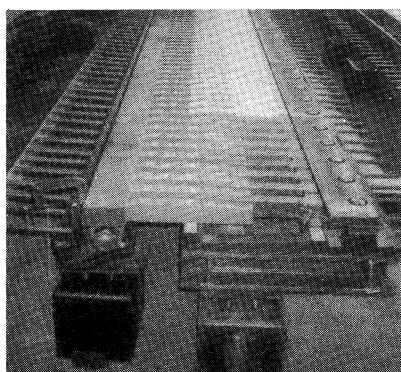


写真-3 伸縮装置(仮組状況)

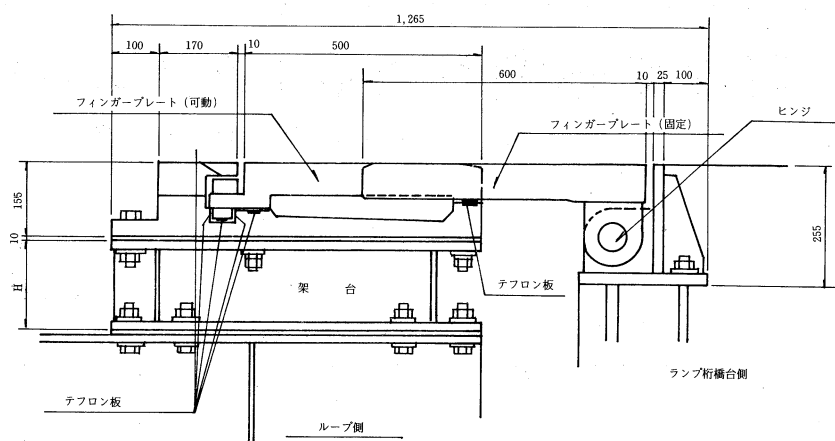


図-12 伸縮装置断面図

表-6 伸縮装置比較表

TYPE	構 造	機 能 上 の 特 長	重 量 (ton)	機 能 比 較 表								摘 要
(I) 渡り板式伸縮装置		・橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直回転、平面回転が可能であるが次のような問題がある。 1) 路面に板厚分の不陸が生じ、その結果先端部にめくれ変形が生じ危険である。 2) 遊間が伸びた場合、先端が支点となる。また縮んだ場合、先端が浮き上がり、強度上、安全上問題である。 3) 渡り板にねじれ変形が生じピンが最弱部となる 4) 上記の理由によりフィンガーのたつき現象が起こり騒音が発生し、長期の使用に疑問がある。	約 45.6 FCD 40=31.2 SS 等=14.4	常 時				地 震 時				・設計移動量の考え方は以下のタイプ全て同一である。 - 設計移動量=温度変化×0.8+$\frac{1}{2}$地震
				δ_x	δ_y	δ_z	平面回転	δ_x	δ_y	δ_z	平面回転	
				Z方向変位	Y方向変位	Z方向変位	平面回転	Z方向変位	Y方向変位	Z方向変位	平面回転	
				18	160	20		120	390	—		
(I)				△	△	△	△	△	△	△	△	歯先端支持点接触 歯先端支持 歯先端浮上り ピン歯部に横曲げ 常時と同じ (同左) (同左) (同左)
(II) 铸鋼製フィンガージョイント		・橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直回転、平面回転が可能であり、機能上は満足するが「A」部の支持構造が最弱部となり、構造上問題がある。	約 78.7 FCD 40=65.2 SS 等=13.5	(II)				(II)				(ただし、構造上問題あり)
				○	○	○	○	○	○	○	○	
				(III)	○	○	○	○	○	○	○	
				(III)	○	○	○	○	○	○	○	
(III) 铸鋼製フィンガージョイント(Ⅱの改良型)		・橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直回転、平面回転が可能である。 (I) 案の鉛直回転とスライド機構を分離したが支持構造を改良し、機能上、構造上とも満足できる。地震時における変形にも追従でき、ループ橋およびランプ桁、本線桁にも悪影響を及ぼさない。 - また、ループ橋およびランプ桁の解析条件(支点支持条件)を満足できる構造である。 [本案を採用する]	約 46.1 FCD 40=24.4 SVS 304=1.1 SS 等=20.6									平面回転
				(III)	○	○	○	○	○	○	○	
				(III)	○	○	○	○	○	○	○	
				(III)	○	○	○	○	○	○	○	

参考文献

- 奥村敏恵・坂井藤一 箱型ばりの断面変形と中間ダイヤフラムの影響 土木学会論文報告集第190号 1971年6月
- 大塚久哲・吉村虎蔵・彦坂 熙 曲線箱桁橋における中間隔壁の補剛効果 橋梁と基礎 78-1, 78-2
- 能町純雄 剛なダイヤフラムで等区画に分けられる薄肉長方形箱桁の曲げねじりについて 土木学会論文集第146号 (昭和42.10)
- 中井 博・村山泰男 ダイヤフラムを有する曲線箱桁橋のずり応力の解析と設計への応用 土木学会論文報告集第309号 1981年5月
- 坂井藤一・長井正嗣 ブロック有限要素法による薄肉曲線箱桁の立体解析 土木学会論文報告集第295号 1980年3月
- 小松定夫・長井正嗣 中間ダイヤフラムの新しい設計法に関する研究 土木学会論文報告集第326号 1982年10月
- 坂井藤一・長井正嗣・近藤廣舒・佐野信一郎 並列2箱桁橋の中間ダイヤフラム設計法 土木学会論文報告集第280号 1978年12月
- 坂井藤一・長井正嗣 鋼箱桁橋の中間ダイヤフラム設計法に関する一試案 土木学会論文報告集第261号 1977年5月
- 道路橋示方書Ⅱ鋼橋編 昭和55年2月日本道路協会
- 与島高架橋ループ部上部工製作 詳細設計報告書 本四公団第二建設局, 宇部・サノヤス共同企業体 昭和60年3月

南北備讃瀬戸大橋7Aアンカレイジの施工

Execution of North & South Bisan-Seto Bridge 7A Anchorage

第一建設局洲本工事事務所副所長
(前)坂出工事事務所 第二工事長

高木 浩
Hiroshi Takagi

1. まえがき

南北備讃瀬戸大橋7Aは、Dルート海峡部橋梁基礎群のうち、四国側最南端部に位置し、南備讃瀬戸大橋の主ケーブル張力約80千tを支えるアンカレイジである。

その体積は海中部約28万 m^3 、気中部約19万 m^3 計47万 m^3 で橋梁基礎構造物としては世界最大である。

気中コンクリート工事は昭和53年から始まった下部工事の最後をなすもので、本文は気中コンクリートの施工計画及び施工中に得られた各種の測定値等を記すものである。

気中コンクリートは天端高がT P +5.0mのケーソンに乗っている高さ76m、巾55m、長さ76m、の構造物で図-2のように複雑な形状をしている。

本工事は186千 m^3 のコンクリートの打設、28千 m^2 の型枠、2.8千tの鉄筋、4千tのアンカーフレームの据付け、97千mのクーリングパイプの布設等が主なもので、その工程は表-1のとおりである。

以下各工種毎に記す。

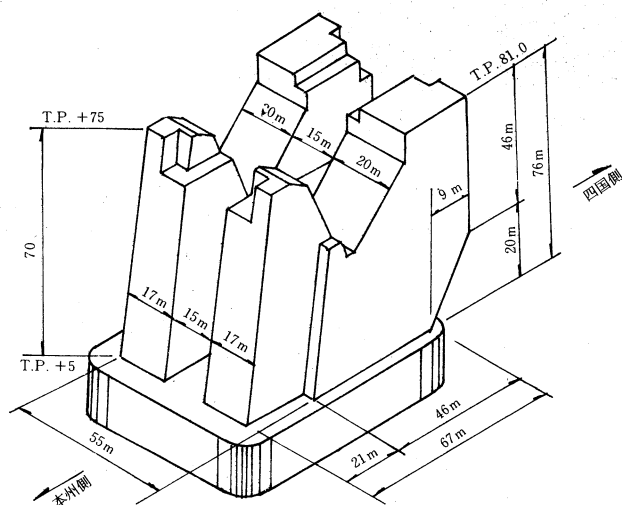


図-2 7A形状図

表-2 コンクリートの目標品質

コンクリートの種別	材令91日における圧縮強度 (kg/cm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (打込み箇所) (cm)	空気量の範囲 (打込み箇所) (%)	セメントの種類
F	240	40	11±1.5	4±1	高炉セメントB型 (中庸熱型)

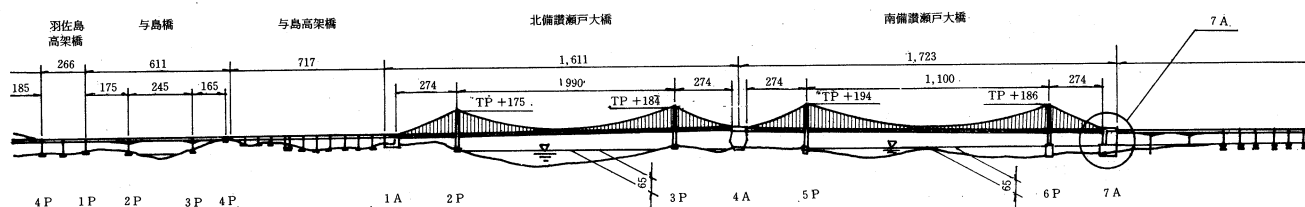


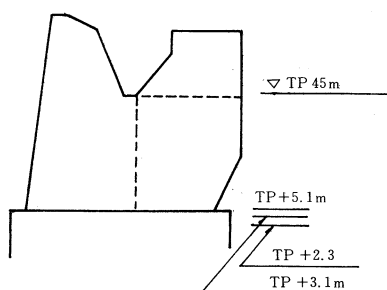
図-1 7A位置図

表-1 実績工程表

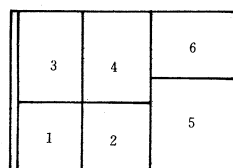
	昭和 58 年												昭和 59 年												昭和 60 年			
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	
準 備 工																												
コンクリート打設																												
アンカーフレーム据付																												
ク ー リ ン グ 工																												
グ ラ ウ ト 工																												

表-3 配合値一覧表

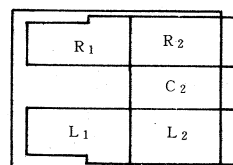
配合種別	粗骨材の 最大寸法 (mm)	水セメント比 W/C(%)	細骨材率 S/A(%)	単位水量 W (kg)	単位セメント量 C (kg)	単位細骨材量(kg)		単位粗骨材量(kg)			単位 混和剤量 (g)	備 考
						S ₁ (細)	S ₂ (粗)	G ₁ 40-25	G ₂ 25-13	G ₃ 13-05		
暫定配合	40	55.4	38.2	155	280	710		1,150			700	
F-1	◇	55.3	40.0	155	280	740		436	363	363	700	M社セメント 1本砂 骨材A
F-2	◇	◇	38.2	155	280	280	421	464	348	348	700	M社セメント 2本砂 骨材B
F-3	◇	◇	◇	155	280	315	386	472	355	355	700	M社セメント 2本砂 骨材C
F-4	◇	57.1	◇	160	280	313	383	470	352	352	700	O社セメント 2本砂 骨材C

図-3
打設ブロック割付図

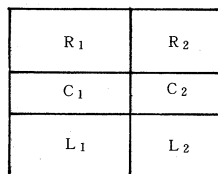
TP +2.3~ TP 3.1m



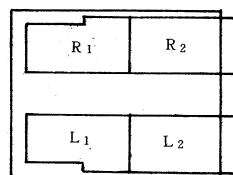
TP +5.1~ TP 45m



TP +3.1~ TP 5.1m



TP +45m以上



2. コンクリート工事

コンクリートの目標品質は表-2のとおりである。配合試験は使用するセメントが2種類、骨材が3種類であったため、4回の試験練を行なった。

結果を表-3に示す。

セメントはマスコンクリート打設に伴う温度上昇を抑えるため、水和熱の低い中庸熱型高炉B種セメント(高炉スラブ含有量50~55%)を使用した。

細骨材は海砂を使用した。塩分が0.4%以下になるまで工業用水で除塩した。

粗骨材は3種類の粒度のものを使用した。ケーブルの張力をアンカレイジの重量で支える構造物に使用するため、コンクリートの単重は大きい方が望ましいことから、骨材の合成比重が2.60以上となるものを使用した。また、吸水率は3%以下のものとした。

混和剤は使用セメント量を減らすとともに、マスコンクリートの施工に伴うコールドジョイントを回避するた

め遅延型減水剤を用いた。ただし冬期は標準型の減水剤を使用した。

A E剤は当初ポゾリスNo8と混合型であるNo303を使用していたが、コンクリート内の空気量が予想外に少ないため、別添加タイプのNo202に変更し、良好な空気量が得られた。

2.1 打設計画

打設面積が広いのでブロック割をし、日当たり打設量を低減させた。ブロック割は構造物の形状から次の4種とした。(図-3参照)

- 海中コンクリート天端(T.P. + 2.3m)からT.P.3.1m間はケーソンの隔壁があるため隔壁により分けられた6ブロックとした。
- T.P.3.1mからT.P.5.1m間は橋軸方向に3ブロック、橋軸直角方向にてブロックの6ブロックとした。
- T.P.5.1mからT.P.45mの間は躯体の形状から5ブロックとした。

●T.P.45m以上はセンターブロックの打設が終了することから4ブロックとした。

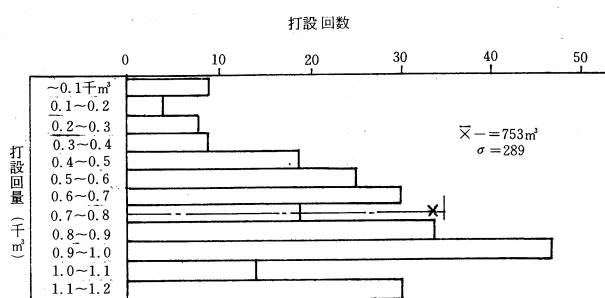
1打設当りのリフト高は温度応力の影響、全体工期、1リフト当りのコンクリート量を考え1.5mを基本とした。海中コンクリート天端(T.P.+2.3m)からT.P.3.1m間はケーソンの隔壁のためパイプクーリングが困難なことから、海中コンクリート部分との急激な温度差が生じる恐れがあるため、リフト高を0.8mと小さくした。

また、アンカーフレームの設置等のため打設期間が15日以上30日未満となる場合は1リフト高を0.75mに、30日以上経過した時は0.75mを2リフトで打設し、打設リフト上下での急激な温度差が生じないように配慮した。

このブロック割等にもとづく打設実績表を表-4に示す。表-5に打設量別回数表を示す。

日最大打設量は1,180 m^3 、平均日打設量は753 m^3 、打設回数は289回であった。

表-5 打設量別回数表



2.2 仮設備

コンクリートの打設用仮設備の主なものは図-4に示すとおりである。

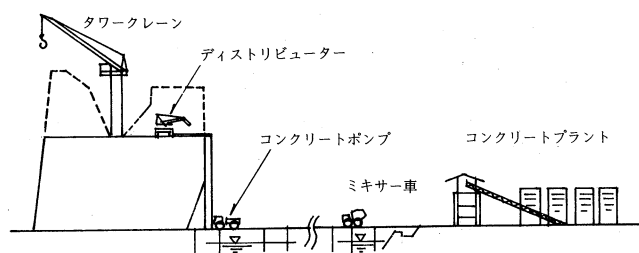


図-4 仮設備図

コンクリートは日当たり打設量が多く、かつ打設回数も多いことから近傍の陸上部へコンクリートプラントを作り、ミキサー車で栈橋上を通り運搬した後、コンクリートポンプで打設ブロックまで持ち上げ、ディストリビューターで打設地点まで運ぶ方式としている。各設備について概要を記す。

(1) コンクリートプラント

打設場所が海上にあるため、夜間照明が漁業や航行船舶に影響を与える事や、高所作業となるための安全性を考え昼間(7時半から18時半まで)のみの施工とした。したがって、この11時間の間に最大打設量1180 m^3 (全体の20%)を供給出来るプラントを設けた。

ミキサー効率を90%、混練サイクルを75秒以上と考え2.5 m^3 2軸強制混練ミキサーを設置した。

夏場のコンクリート温度を下げるための水をミキサー中に投入したが、氷のない場合の1サイクルは約75秒であったのに対し、水量が増せば混練性能が低下し水量が50~60%では1サイクルに約90秒程度要した。

したがって、氷を増すにつれコンクリートの製造能力が低下していくため、水量は60%が限界であると考えられる。

(2) コンクリートポンプ

コンクリートの打設は必要打設能力からポンプによることとしたが、ポンプ車の選定に当っては、

●粗骨材径が40mm、スランプ10cmの生コンが打設出来ること

●最上部まででは76mもコンクリートを持ち上げる必要があること、すなわち配管の水平換算長が最大500mにもなること

●T.P.45mまではポンプ車3台以下で120 m^3/hr 以上の吐出能力を持っていること

●経済的であること

を考えて最大吐出量100 m^3/hr の能力を持つポンプ車2台を使用することとし、他に1台をトラブル発生時の予備として置いた。

ポンプ車の一般仕様のコンクリートシリンダー $\phi 215\text{mm}$ では、水平換算長が200mを越えかつ生コンの性状が不良な場合には、圧送圧が限界に近づき能力不足のため配管を閉塞させるトラブルが生じたため、コンクリートシリンダーを $\phi 180\text{mm}$ の小さいものと交換した。最大水平換算長500mの時圧送圧220 kg/cm^2 でぎりぎりであったが無事圧送出来た。

また、骨材が40mmであることや圧送圧が高いことが原因となってポンプ車部品の消耗度が激しかった。

ポンプ車の水平換算長と平均吐出量の関係を図-5に示す。T.P.75mの所で20.1 m^3/hr の吐出能力であった。

(3) コンクリート分配機

打設面が広いこと(最大780 m^2)、打設量が多いこと、1リフトを数層に分けて打設すること等から施工能率のアップと省力化のためコンクリート分配機を使用した。分配機はコンクリートホースを自由に振り回し、任意の地点にコンクリートを吐出出来るディストリビューターと、鉄骨等のためホースを振り回せない所ではコンクリート配管の途中に窓を設け、吐出点の窓を開けることによりコンクリートをばらまく回転管方式の2つで施工した。ディストリビューターはオペレーター1人で能率的に作業出来有効であったが、ディストリビューターの部分の

表-4 気中コンクリート打設実績表

L1				切欠部			切欠部				R1									
リフト	T.P(m)	打設日	打設量(m³)	リフト	T.P(m)	打設日	打設量(m³)	リフト	T.P(m)	打設日	打設量(m³)	リフト	T.P(m)	打設日	打設量(m³)					
49	75.0 73.0	1.26	152.5	4	58.520 57.280	11.26	23.8	4	58.520 57.280	11.23	26.3	49	75.0 73.0	1.21	152.8					
48	71.5	1.16	190.5	3	55.986	11.15	83.3	3	55.986	11.14	87.5	48	71.5	60.1.11	190.5					
47	70.0	60.1.6	240.1	2	54.820	11.3	75.0	2	54.820	10.31	78.8	47	70.0	12.27	240.2					
46	68.5	12.22	261.0	1	53.452	10.27	82.4	1	53.452	10.22	86.6	46	68.5	12.17	261.0					
				L2																
45	67.0	12.12	281.6	リフト	T.P(m)	打設日	打設量(m³)	45	68.4 67.0	10.9	472.9	45	67.0	12.6	281.6					
44	65.5	11.22	324.2	44	65.5	9.20	546.7	44	65.5	9.16	458.3	44	65.5	11.13	324.2					
43	64.0	11.6	337.5	43	64.0	9.7	558.6	壁(L側) 壁(R側)				43	64.0	10.30	337.5					
42	62.5	10.24	504.5	42	62.5	8.29	579.4	No.	打設日	打設量	No.	打設日	打設量	42	62.5	10.17	504.7			
41	61.0	10.10	536.0	41	61.0	8.19	551.8	④	12/7	1.6	④	12/7	1.6	41	61.0	10.5	536.0			
40	59.5	9.26	547.9	40	59.5	8.5	595.9	⑤	11/26	1.7	⑤	11/28	1.7	40	59.5	9.24	547.9			
39	58.0	9.13	576.4	39	58.0	7.25	608.0	⑥	11/26	3.7	⑥	11/28	3.7	39	58.0	9.11	576.4			
38	56.5	9.2	597.0	38	56.5	7.17	683.3	⑦	11/26	3.7	⑦	11/28	3.7	38	56.5	9.1	597.0			
37	55.0	8.21	619.8	37	55.0	7.7	749.8	⑧	11/26	2.8	⑧	11/28	2.8	37	55.0	8.9	619.8			
36	53.5	8.6	637.9	36	53.5	6.28	793.4					36	53.5	8.1	637.9					
35	52.0	7.27	655.2	35	52.0	6.19	904.4					35	52.0	7.22	655.2					
34	50.5	7.18	682.6	34	50.5	6.7	958.2					34	50.5	7.13	682.6					
33	49.0	7.6	734.1	33	49.0	5.25	1,010.4					33	49.0	7.4	734.1					
32	47.5	6.27	759.5	32	47.5	5.15	1,056.5					32	47.5	6.23	759.5					
31	46.0	6.13	787.3	31	46.0	5.3	1,084.4					31	46.0	6.9	787.3					
30	44.5	6.6	843.4	30-2	45.0	4.25	717.1	リフト	T.P(m)	打設日	打設量(m³)	30-2	45.0	4.20	717.1					
29	43.0	5.27	849.6	30-1	44.5	4.16	434.5	30	45.0	6.30	320.6	30-1	44.5	4.11	434.5					
28	41.5	5.14	857.7	29	43.0	4.4	1,170.0	29	43.0	6.22	877.5	29	43.0	5.23	849.6					
27	40.0	4.30	862.4	28	41.5	3.20	1,180.9	28	41.5	6.14	880.2	28	41.5	5.11	857.7					
26	38.5	4.21	870.7	27	40.0	3.6	1,170.0	27	40.0	5.31	877.5	27	40.0	4.27	862.4					
25	37.0	4.10	875.3	26	38.5	2.23	1,180.9	26	38.5	5.17	880.2	26	38.5	4.17	870.7					
24-2	36.25	3.26	440.1	25	37.0	2.14	1,170.0	25	37.0	5.2	877.5	25	37.0	4.6	875.3					
24-1	35.5	3.18	443.5	24	35.5	2.2	1,180.9	24	35.5	4.24	880.2	24-2	36.25	3.23	440.1					
23	34.0	2.28	888.2	23	34.0	1.17	1,170.0	23	34.0	4.14	877.5	24-1	35.5	3.14	443.5					
22	32.5	2.18	896.5	22	32.5	59.1.10	1,180.9	22	32.5	3.31	880.2	23	34.0	2.25	888.2					
21	31.0	2.6	901.0	21	31.0	12.23	1,170.0	21	31.0	3.16	877.5	22	32.5	2.15	896.5					
20	29.5	1.23	909.5	20	29.5	12.10	1,180.9	20	29.5	3.5	880.2	21	31.0	2.3	901.0					
19	28.0	59.1.13	913.9	19	28.0	12.1	1,170.0	19	28.0	2.27	877.5	20	29.5	1.26	909.5					
18	26.5	12.26	922.4	18	26.5	11.25	1,180.9	18	26.5	2.21	880.2	19	28.0	1.18	913.9					
17	25.0	12.16	926.7	17	25.0	11.16	1,170.0	17	25.0	2.9	877.5	18	26.5	59.1.9	922.4					
16	23.5	12.9	935.4	16	23.5	11.9	1,164.9	16	23.5	2.9	877.5	17	25.0	12.22	926.7					
15	22.0	11.29	939.6	15-2	22.75	11.1	607.7	16	23.5	1.27	868.3	16	23.5	12.13	935.4					
14	20.5	11.23	948.3	15-1	22.0	10.1	527.9	15-2	22.75	1.20	427.9	15	22.0	12.2	939.6					
13	19.0	11.14	952.4	14	20.5	9.22	1,119.7	15-1	22.0	59.1.16	423.7	14	20.5	11.26	948.3					
12	17.5	11.8	961.2	13	19.0	9.13	1,090.5	14	20.5	12.20	834.8	13	19.0	11.17	952.4					
11	16.0	10.31	965.3	12	17.5	9.2	1,074.4	13-2	19.75	12.12	411.1	12	17.5	11.11	961.2					
10	14.5	10.19	974.2	11	16.0	8.23	1,045.5	13-1	19.0	12.7	406.6	11	16.0	11.3	965.3					
9	13.0	10.11	978.1	10	14.5	8.10	1,029.1	11	16.0	9.29	783.9	10	14.5	10.23	974.2					
8	11.5	10.1	987.1	9	13.0	8.3	1,000.5	10	14.5	9.17	767.3	9	13.0	10.10	978.1					
7	10.0	9.20	991.0	8	11.5	7.27	983.8	9	13.0	9.3	750.2	8	11.5	10.4	987.1					
6	8.5	9.8	1,000.0	7	10.0	7.19	955.5	8	11.5	8.26	733.5	7	10.0	9.26	991.0					
5	7.0	8.31	971.6	6	8.5	7.11	938.5	7	10.0	8.19	690.4	6	8.5	9.19	1,000.0					
4	6.0	8.20	672.7	5	7.0	7.2	881.1	6	8.5	8.6	629.8	5	7.0	9.5	971.6					
3	5.1	58.6.2	607.9	4	6.0	6.23	600.0	5	7.0	7.29	651.9	4	6.0	8.25	672.7					
2	L1	7.20	783.4	3	5.1	58.6.17	540.0	4	6.0	7.22	450.0	3	5.1	58.8.9	607.9					
1-2	L1	6.29	619.8	2	L2	6.9	680.6	3	5.1	58.7.17	405.0	2	L2	6.15	680.6					
1-1	L1	58.6.19	476.8	1	L2	58.6.3	689.6	2	C1	9.16	587.3	1	R2	58.6.8	689.6					
1	58.5.6	466.5	2	58.5.8	489.6	3	58.5.17	613.7	4	58.5.20	643.2	5	58.5.26	705.5	6	58.6.2	526.3	7	58.5.19	84.3
				2	C2	7.8	399.4	2	C2	7.3	307.1	2	R2	58.6.8	689.6	2	R1	7.26	780.1	
				1-2	C2	58.6.27	236.3	1-2	C2	58.6.27	236.3	1-2	C2	58.6.27	236.3	1-2	R1	58.7.4	476.8	
				1-1	C2	58.6.27	236.3	1-1	C2	58.6.27	236.3	1-1	C2	58.6.27	236.3	1-1	R1	58.7.4	476.8	

+8.452
トンネル
+7.0
断体変化点

+5.1
ケーソン天端
+4.1

+3.1

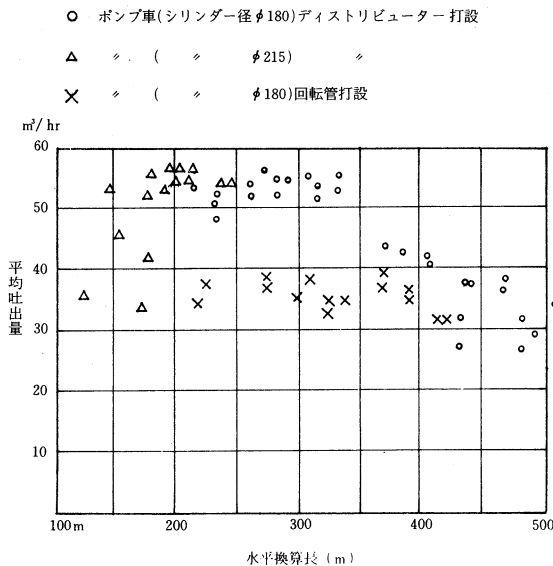
+2.3
水中コンクリート天端

配管で水平換算長が60m以上にもなり、高所での作業にはポンプ圧送能力不足の一因ともなった。

回転管方式は、コンクリートを吐出する窓の箇所が適切であれば普通工法に比べ施工能率は良いが、取り扱い操作を確実にこなないと配管閉塞が生じ復旧に時間を要する。

2.3 施 工

コンクリートの打設は50cmの3層打ちとしたが、打設



図－5 水平換算長とポンプ車平均吐出量

量が多いことから、最初に打設した個所の打ち継ぎに3時間半もかかる場合が生じ、気温の高い時はコンクリートが硬化しコールドジョイントに近い状態が発生した。

そこで夏場は全面積を一度に打設せず、型枠際の美観に影響を及ぼす箇所から順次天端まで仕上げることにした。この場合勾配の締め固めが十分行なわれていないため打ち継いだ時すみやかにその部分の締め固めを十分に行なった。なお、コールドジョイントを発生させない限界の打設時間は夏場で2時間半、春秋で3時間、冬場で3時間半であった。

打設後冬場は約16時間、春秋は14時間、夏場は12時間養生した後グリーンカットを行なった。夏場は遅延型の混和剤を使用して、夜間のグリーンカットを避けた。ウォータージェットの使用圧力は80～140kg/cm²とした。

標準的な打設サイクルを表－6に示す。鉄筋の量等により幾分変わるが大体7～10日サイクルであった。

3. 型枠・鉄筋

アンカレイジの壁面は瀬戸内海を航行する般舶のレーダ障害を防止する目的でテクスチャーと呼ばれるギザギザな型をしているため型枠も特殊形状とした。

型枠は軽量なシャタリングを使用したダム用大型枠を使用し、スライドはタワークレーンによる吊り上げ方式とした。又各ブロック間の型枠は躯体の1体化を図る目的により剪断キーを取りつけている。

鉄筋の内約1/3の900tonはD51であるが、太径鉄筋の

表－6 打設サイクル表

日数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24																				
場所																																												
一般部表面筋のみ	先行ブロック継目グラウト配管												先行ブロック継目グラウト配管																															
	1 リフト														2 リフト (7日)(980㎡)														3 リフト (8日)(980㎡)														4 リフト	
アンカーフレーム内																																												
	1 リフト														2 リフト (8日)(600㎡)														3 リフト (9日)(560㎡)														4 リフト	
目地鉄筋及びグラウト配管																																												
	1 リフト														2 リフト (10日)(1,200㎡)														3 リフト (10日)(1,200㎡)														4 リフト	

つなぎは圧着式、スクイズ式、ネジ式を場所、時期で使い分けた。ネジ継手の締付機がコンパクトな事からロスタイムは少なかった。

ブロック間を継ぐ鉄筋(D51)には、コンクリートの乾燥収縮、温度低下により目地が開いて行くにつれ引っ張られて行くが、この応力を $500\text{kg}/\text{cm}^2$ 以下にするよう検討した。目地の両側 ℓm 間にシースをかぶせ、コンクリートとの付着を切り、目地が $\Delta\ell$ 開いた時、増加応力 $\Delta\sigma$ を規定値内におさまるようにした。 $(\Delta\ell = 4.5\text{mm})$

このシースはブロック間の目地巾の変動がなくなった後グラウトをして固めた。

4. マスコンクリート対策

7Aアンカレイジは富配合で、マスコンクリート施工ともなるため、施工時の温度応力によるひびわれが最も懸念された。したがってあらかじめ種々の対策を検討すると共にコンクリート中に温度計、ひずみ計、応力計を設置し、観測しつつその結果を施工にフィードバックした。測定値をもとに層状コンクリートの打設時のひび割れ発生メカニズムを解明すると、リフト中央部から下部にかけてひび割れの発生時期は2つの段階で発生している。

① 自層打設後、温度降下の段階で引張応力が増加する傾向を示しており、次リフト打設の温度上昇段階で上層の拘束応力のためさらに引張応力が大きくなって行く。この引張応力が大きいため、初期の段階でひび割れが発生する場合が見られた。

② 次に上層リフトを打設していくにつれ、断面中央部や断面下部に引張応力が累積され、この累積引張応力のためにひび割れが発生する場合がみられた。この時のひび割れの伝播方向は上部ばかりでなく、下部の方へも伝播する傾向が見られた。(図-6参照)

以上の現象から、温度ひび割れを防止するためにはリフトの最高温度を抑制することが非常に重要である事が解る。最高温度を抑制するためのクーリング方法として図-7に示すクーリング体系によることとした。

4.1 プレクーリング

コンクリートの断面温度上昇試験を練り上げ温度別に行ない、表-3に示す配合で、打込み温度 20°C の時断面温度上限式は

$$T = 39.4(1 - e^{-0.46t})$$

ここに T : 断面上昇温度($^\circ\text{C}$)

t : 材令(日)

を得た。 $t = 7$ 日の時 $T = 38^\circ\text{C}$ となり、打設時のコンクリートの温度を 25°C 以下にするため混練水の一部にアイスブレークを、混練水にも冷水を使用した。

氷混入率は最大60%まで行なった。

図-8に氷混入率の気温とコンクリート打設時温度を示す。氷が10%増すと打設時温度は 1.1°C 低下する。図

-9に打設時温度、気温、コンクリート最高温度の関係を多変量解析して求めた結果を示す。

氷の製造のためコンクリートプラント内に50t/日の製氷機と貯氷庫を設けた。また、初夏及び初秋は冷水のみでプレクーリングを行なう事にして214千kcal/hrの冷凍機も設置した。なおプレクーリングは6月上旬より開始し、10月下旬に終了した。

4.2 パイプクーリング

コンクリート中に $\phi 25.4\text{mm}$ 、厚 1.4mm の鋼管を埋設し、パイプ中に海中を通すことで、コンクリートを冷却するものである。クーリングコイルの間隔は 1.4m 、躯体外面からのかぶり長を 1.0m 前後、1系列の最大長は熱効率の関係から350mとした。

クーリングコイルは図-10のとおり冷水、暖水が隣り合うように配管するとともに、コイル内の水流の向きを1日に1回切り替え、コンクリート内部の冷却効果を一樣になるようにした。

(1) 常時通水

7Aケーソンの海中コンクリートの内部温度は約 70°C の熱を有しており、気中コンクリートに長期に渡って熱

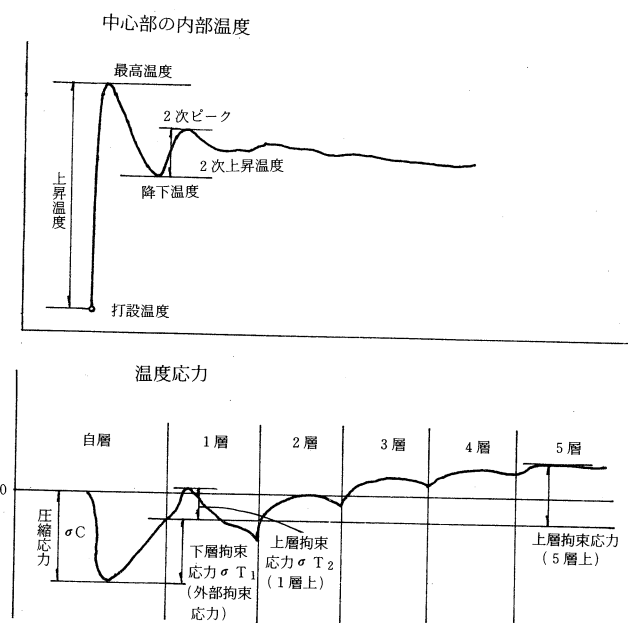


図-6 ひび割れ発生メカニズム模式図

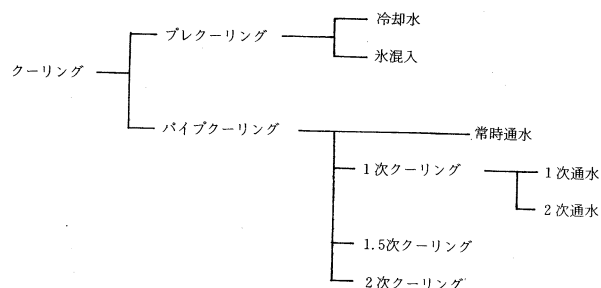


図-7 クーリング体系図

伝導される。このため気中コンクリートのクーリング効果が損なわれることになるため、気中コンクリート最下部リフトで連続して通水することにより、下からの熱を遮断するため行なったものである。

(2) 一次クーリング

層間拘束による温度ひびわれの抑制の観点から、コイル内の通水は2回に分割して行なった。

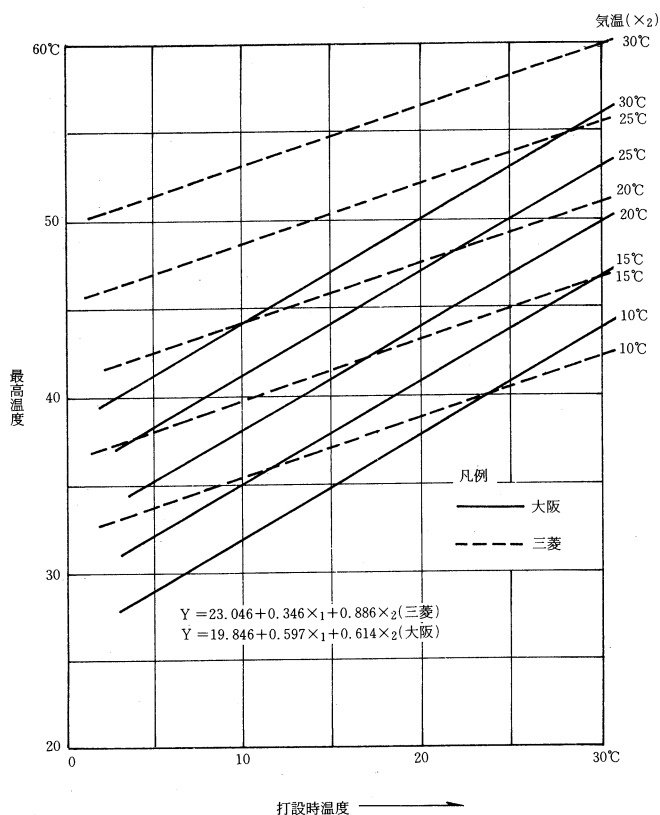


図-9 打設時温度と最高温度

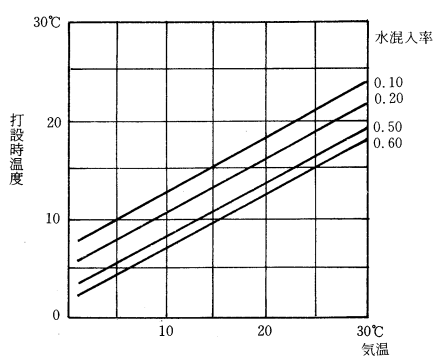


図-8 打設時温度と気温

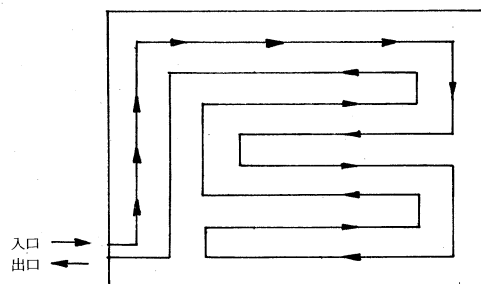


図-10 クーリングパイプ布設方向

1) 一次通水

コンクリート内部の水和熱に基づく上昇温度を低下させるため行なった。通水期間はコンクリート打設開始前から内部温度が最高になるまでとした。一次通水でコンクリート内部温度を23℃前後まで低下させる予定であったが、海水利用のために約30～35℃までしか下げることが出来なかった。

二次クーリングで最終温度を16℃まで下降させると低下温度が14～19℃となり、コンクリート内に大きな引張力を発生させる等悪影響が考えられた。

そこで昭和59年1月から3月までの冬季海水が冷えた時期にコンクリート内部温度が20℃になるまで通水した。通水に海水を用いているため、コンクリート打設中万一コイルが破損した場合、コンクリート中に海水が混じる事になるため、1リフト3層打ちの内2層目終了まで清水を用いた。

2) 2次通水

上層のコンクリート打設によりコンクリート内部の温度は再び上昇するが、二次クーリングまでの内部温度を23℃前後にすることが望ましい。

このため当初は、上のリフトのコンクリート打設翌日から30日間、又は内部温度が23℃になるまで通水した。しかしコンクリート打設9日以降、特に上リフト打設時にひび割れが発生し、上部から下部へ伝播していく傾向が見られた。この要因の1つに上部リフトが下部リフトに与える外部拘束力が考えられ、この力を小さくするためには層間の温度差を大きくしないことが重要と考え、二次通水の開始時期を遅らせることとした。

昭和59年6月からは当分一次通水のみとし、二次通水は上層10リフト打設以降行なうことに変更した。

図-11に二次通水の有無による内部温度の経時変化を示す。

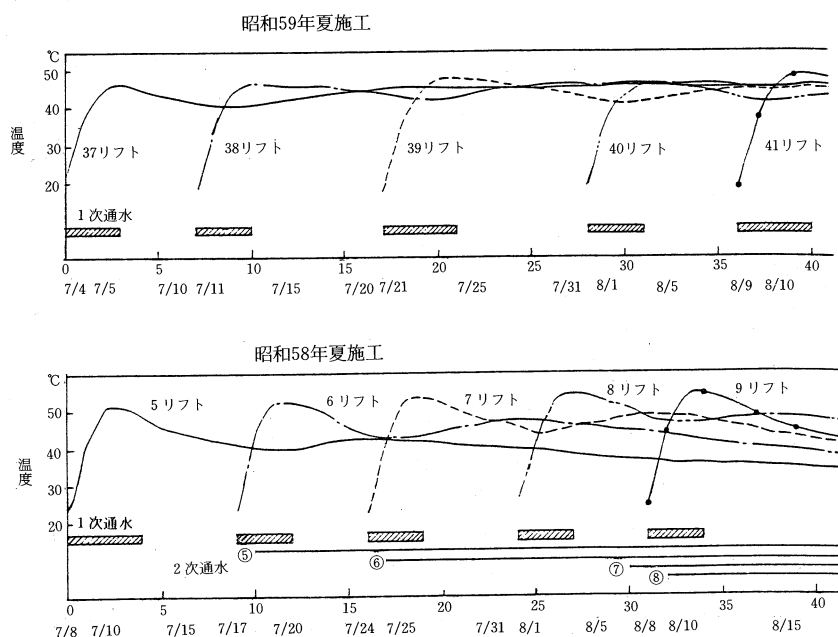


図-11 二次通水の有無によるコンクリート内部温度履歴の比較

二次通水時期を遅らせた59年夏は、リフト間の温度格差はほとんどなく、ひび割れの対策としては有効であったと思われる。

3) 冷却水温と流量

一次通水終了時のコイルの出入口の水温差はブロックの変化、通水量の多少に関係なくコンクリートのピーク温度に比例し、12～3℃であった。2次通水時の出入口による温度差は季節や通水量の多少による変動はほとんどなく、6℃前後でほぼ一定又は減少傾向にあった。

(3) 二次クーリング

気中コンクリートはブロックに分割し施工しているため、各ブロック間の目地はグラウトにより充填し、気中コンクリートを一体化することになっている。このグラウト時はコンクリートの温度を当地方の年平均気温と同じ温度にしておく必要があるため、2次クーリングを行ない、コンクリート温度を下げた。海水温度が下がる冬場にコンクリート温度が16℃になるまで通水した。

表-7に2次クーリング所要日数を、図-12にコンクリート温度降下量を記す。

5. グラウト工

気中コンクリート内の継目部、クーリングパイプ内等空隙部にセメントグラウトを行なった。

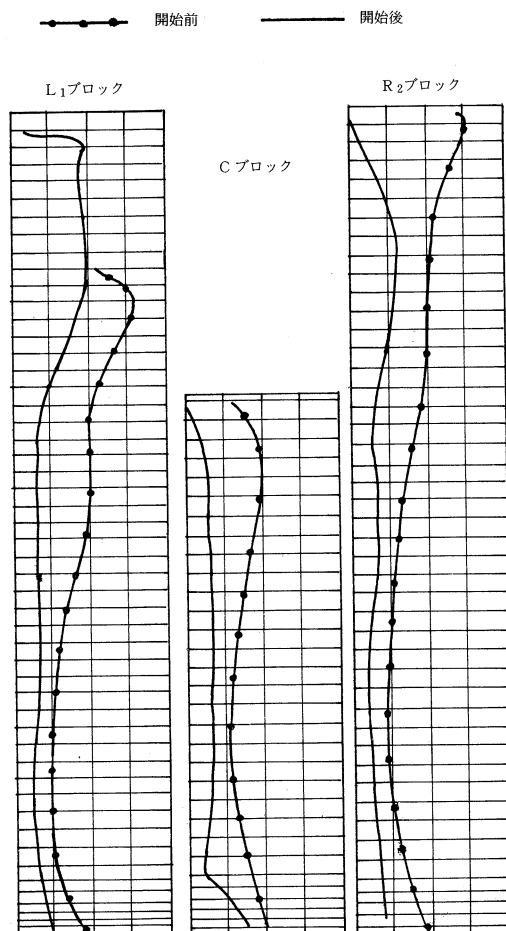


図-12 二次クーリングによる温度降下量

5.1 継目グラウト

2次クーリングによりブロック間の目地を開けた後そのすき間にセメントミルクを圧入した。

目地の開きは、コンクリートの水和熱の降下による収縮に起因するが、ダムコンクリートのように外部拘束がないため、ブロックの大きさに比例した大きさとなった。

図-13に目地巾を示すが、一般的には夏期施工時のものは大きく(5～8mm)、冬期施工時のものは小さく(1～2mm)なった。(平均で4.5mm)

グラウトの配合は、躯体内のクラックにもセメントミルクを充填させた方が良いため、流動性の良いセメント：水＝1：2.0で開始し、途中から本来の配合である1：0.8に切り替えた。

吐出側のパイプから排出されるミルクの比重が理論比

表-7 2次クーリング(16℃まで)所要日数一覧表(日)

コンクリート温度(℃)	9月 (28℃)	10月 (23℃)	11月 (18℃)	12月 (13℃)	1月 (10℃)	2月 (8℃)
20	—	—	—	— (20℃まで)	8	6
22.5	—	—	— (22.5℃まで)	8	14	11
25.0	—	—	17	14	19	15
27.5	—	— (22.5℃まで)	25	19	23	18
30.0	—	17	31	23	26	21
32.5	— (32.5℃まで)	25	36	26	29	24
35.0	17	31	40	29	32	27
37.5	25	36	43	32	35	30
40.0	31	40	46	35	38	33
42.5	36	43	49	38	41	36

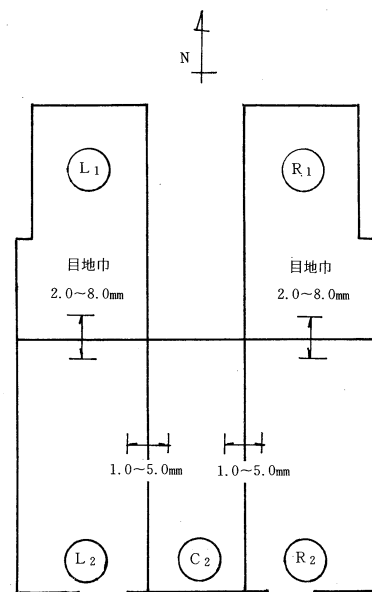


図-13 目地巾図

重以上のものが安定した状態で検出されるまで注入を続けた。

注入圧は高いほど有利であるが、コンクリートのたわみにより継目の開きが大きくなり、鉄筋等に新たに応力を生じさせる等好ましくないので 2.0kg/cm^2 と比較的低い圧力で圧入した。図-14にグラウトによる継目開度変化および鉄筋応力増加を示す。

5.2 パイプクーリング

クーリングコイル内にセメントミルクを充填するもので当該リフトのクーリングを終了したものから順次行なった。使用したミルクの計算理論比重 1.744 、実練り上りミルクの比重は 1.83 である。

排出されるミルクの比重はコイル内の水と混り合うため平均で 1.78 に留まった。

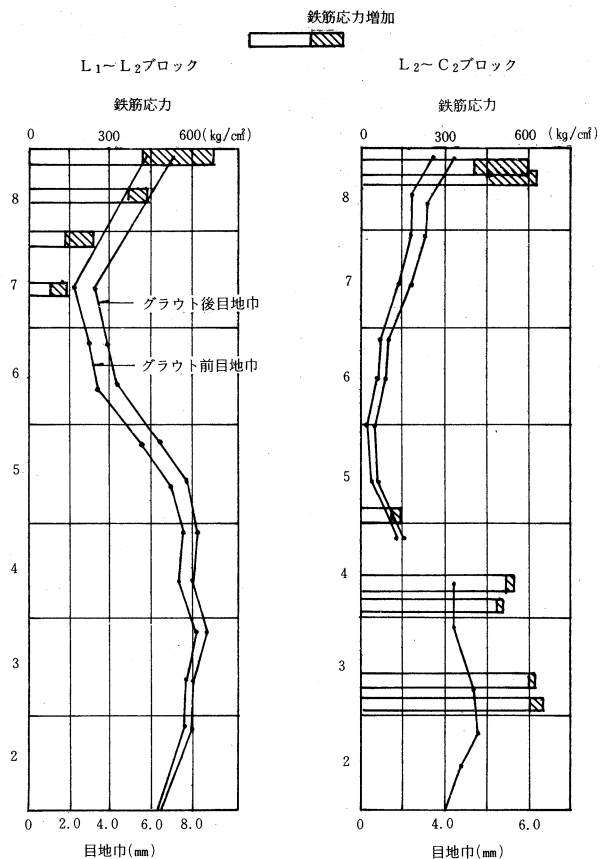


図-14 グラウトによる継目開度変化および鉄筋応力増加

大島大橋塔架設工事

Erection of the Towers in Ohshima Bridge

第三建設局 計画課長
(前) 今治工事事務所 第二工事長
今治工事事務所 第一工事長付
(前) 今治工事事務所 第二工事長付

谷中幸和
Yukikazu Yanaka
福永勲
Susumu Fukunaga

1. まえがき

大島大橋は尾道～今治ルートに属し、来島海峡の副航路である宮窪瀬戸を横断する中央径間560mの単径間吊橋である。本橋では、耐風安定性や航行船舶のレーダーへの影響などを考慮して、補剛桁に逆台形の箱桁を採用している。また、付近一帯が瀬戸内海国立公園に指定されており、両側の主塔形状は自然景観との調和が図れるよう、シンプルな傾斜2層ラーメン形式とし、鉛直もタワーリンクではなくローラー支承とし路面より目立たない構造としている。図-1に主塔一般図を示す。

本文では、既に竣功した塔の架設工事の概要について報告するものである。

2. 架設工法の選定と手順

主塔架設にあたり、あらかじめ次の3案の架設工法に

ついて検討した。

第1案：クリーパークレーン工法

架設クレーンを塔柱に沿って移動させながら架設を行なう工法

第2案：F C 船による一括架設工法

塔本体を工場にて組立て、大型F C 船により一括して架設する工法

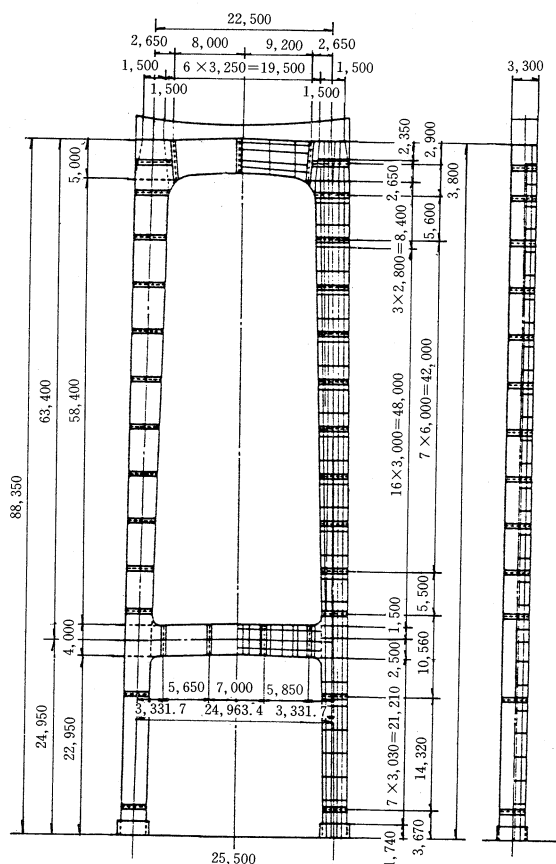
第3案：ジブクレーン工法

架設クレーンを上部水平材に載せた状態で2本の塔柱の間を引き上げながら架設を行なう工法（マタディ橋で採用された方法）

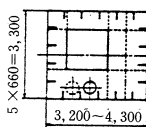
上記3案の長所・短所は次のとおりであった。

第1案：工期、工費は3案の中間でオーソドックスな工法である。

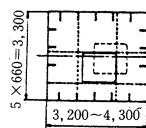
第2案：工期、工費とも一番有利である反面、狭隘な宮窪瀬戸に広範囲な工事海域を設けるとともに、



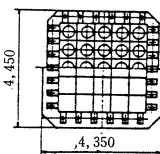
下り
(エレベーターの有る側)



上り
(エレベーターの無い側)



塔基部断面



	ブロック重量 (ton)	
	下り線側	上り線側
UH	④	⑤
	31.41	37.12
⑭	33.54	33.54
⑬	28.32	28.17
⑫	26.11	26.15
⑪	25.78	25.81
⑩	26.15	26.30
⑨	25.77	25.92
⑧	25.17	25.29
⑦	26.22	36.33
⑥	26.07	26.17
⑤	25.69	25.76
④	26.65	26.67
LH	①	②
	30.11	37.16
	③	
	30.69	
⑬	65.23	66.62
⑫	69.33	69.37
⑪	38.22	38.22
⑩	16.62	16.62

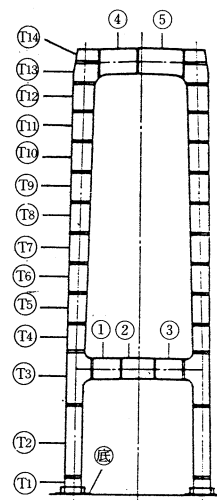


図-1 主塔一般図

大規模な航路規制を行なわざるを得ない。

第3案：工期、工費とも一番不利な上、架設クレーンの上部水平材との一体引き上げ時の安定性等技術的問題点が多い。

以上の検討により、クリーパークレーン工法を採用することとした。

また、工法の合理化のため図-2に示す順序で施工を行った。本工法の特徴と長所は以下のとおりである。

(1) クリーパークレーンを300 t吊F.C船により直接塔柱に取付け、撤去したこと。これは、クリーパークレーン架台を比較的小型(120 t)に製作することができたためと、塔が2層ラーメン形式であるために架台の取付けと撤去時にF.C船のブームが斜材と干渉しないためである。このため、クリーパークレーンの自立架台を省略することができ、工費節減と工期短縮が可能になった。なお、塔柱第3段までは予めF.C船により架設した。

(2) 下部水平材の架設をクリーパークレーンを下部水平材より上にせり上げた後行なったことと、クリーパークレーンの撤去位置を下部水平材より上にしたこと。このため、下部水平材から張り出されるウィンドタングおよび鉛直査ブラケットがクリーパークレーンと干渉しないので、これらを下部水平材と溶接一体構

造とすることができた。

3. 工事概要

3.1 仮設備

(1) 概要

主塔架設用仮設備としては水切クレーン、運搬台車、クリーパークレーン、塔柱足場および工事用エレベーターがある。本主塔架設においては工期的余裕があったのでシリーズ架設とした。このため、主要仮設備は5 P → 6 P に転用した。図-3に仮設備の配置図(5 P側)を示す。これらの仮設備は、部材の水切りから架設までの動きと各種クレーン類の作業半径を考慮して配置したもので、5 P・6 Pとも同様の考え方である。また、クレーン能力は部材最大重量が37 tであることから40 tとした。

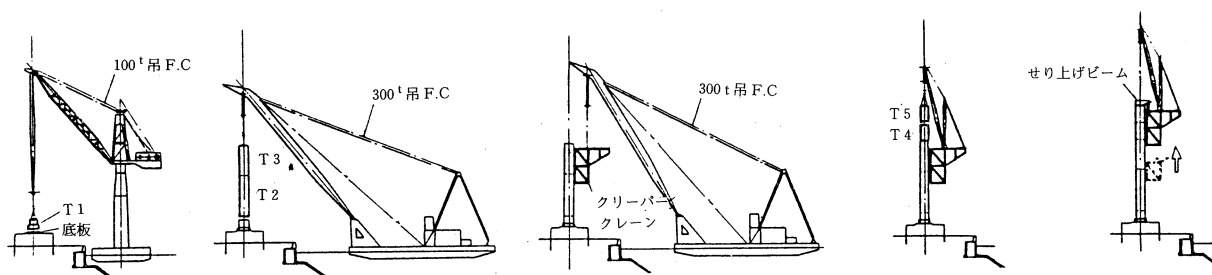
(2) 水切クレーン

水切りクレーンには定置式三脚デリックを使用し、その能力は40 t × 30 mであった。

(3) 運搬台車

運搬台車はエンドレスロープによるウィンチ方式とし、積載荷重40 t、ゲージ3 m、走行長30 mであった。本主塔架設においては塔柱部材は常に立て置き状態としたので、立て起し設備は設けなかった。

- ① 底板の据付け 第1段の架設 ② 第2段+第3段の架設 ③ クリーパークレーンの取付け ④ 第4段、第5段の架設 ⑤ 第1回せり上げ



- ⑥ 下部水平材 第6段、第7段の架設 ⑦ せり上げと架設をくりかえして第8段～第11段を架設する。 ⑧ 第12段～第14段、塔頂サドル上部水平材の架設 ⑨ 塔頂クレーンの据付け ⑩ クリーパークレーンの降下、除去

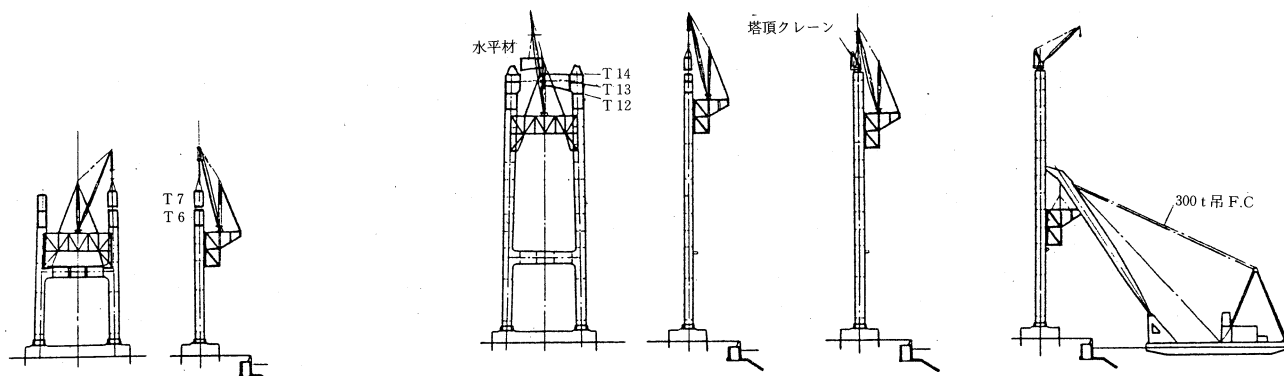


図-2 施工順序図

(4) クリーパークレーン

図-4にクリーパークレーンの一般図および仕様を示す。せり上げ方式は既設塔柱の天端に天秤を取付けるワイヤーウインチ方式とした。クリーパークレーンの設計では、クレーンの吊り能力、作業範囲およびブロック重量から1回のせり上げで塔柱2段の架設ができるよう配慮してせり上げ回数を減らしたほか、クリーパークレーンの上ピンと下ピンの間隔を1回のせり上げ高さ(12m)に合せたので、ガイドレールの種類および塔内補強箇所を減らすことができた。

(5) 塔柱足場および工事用エレベーター

塔柱足場は三角ブラケットを塔柱に固定し、その上に足場板を敷き詰める方式とした。足場の塔柱への取付け

は高所作業の軽減を考えてあらかじめ地上で行なったが、撤去は塔頂クレーンで吊った作業枠で行なった。

工事用エレベーターはラックギヤー方式とし、経済性を考えて片側の塔柱にのみ取付け、塔柱1段おきに停止階を設けた。このため、停止階以外のところには垂直梯子を設けた。

3.2 コンクリート仕上げ

橋脚上面は塔の架設精度および塔柱からの鉛直力の伝達を考えて、実績もあり精度管理も確実な切削研磨方式を採用した。

橋脚天端は、あらかじめコンクリート打設面を50mm高くしてあり、この部分を巡回式研磨機2台と走行式研磨機1台により切削研磨した。仕上がったコンクリート研磨面の気泡等による微少な穴についても支圧面として働くよう万全を期して無収縮モルタルをすり込み補修した。また、研磨面は過去の事例としてセメント粉末を敷いたり、塗装を施した例もあるが、信頼性等を考えこれらの施工はしなかった。

巡回式研磨機と走行式研磨機を比較すると、巡回式のほうが据付けに手間がかかり、精度も劣った。

3.3 塔本体架設

(1) 底板および塔柱第1段の架設

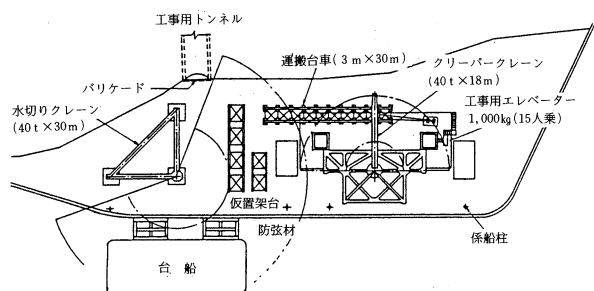


図-3 仮設備配置図(5P)

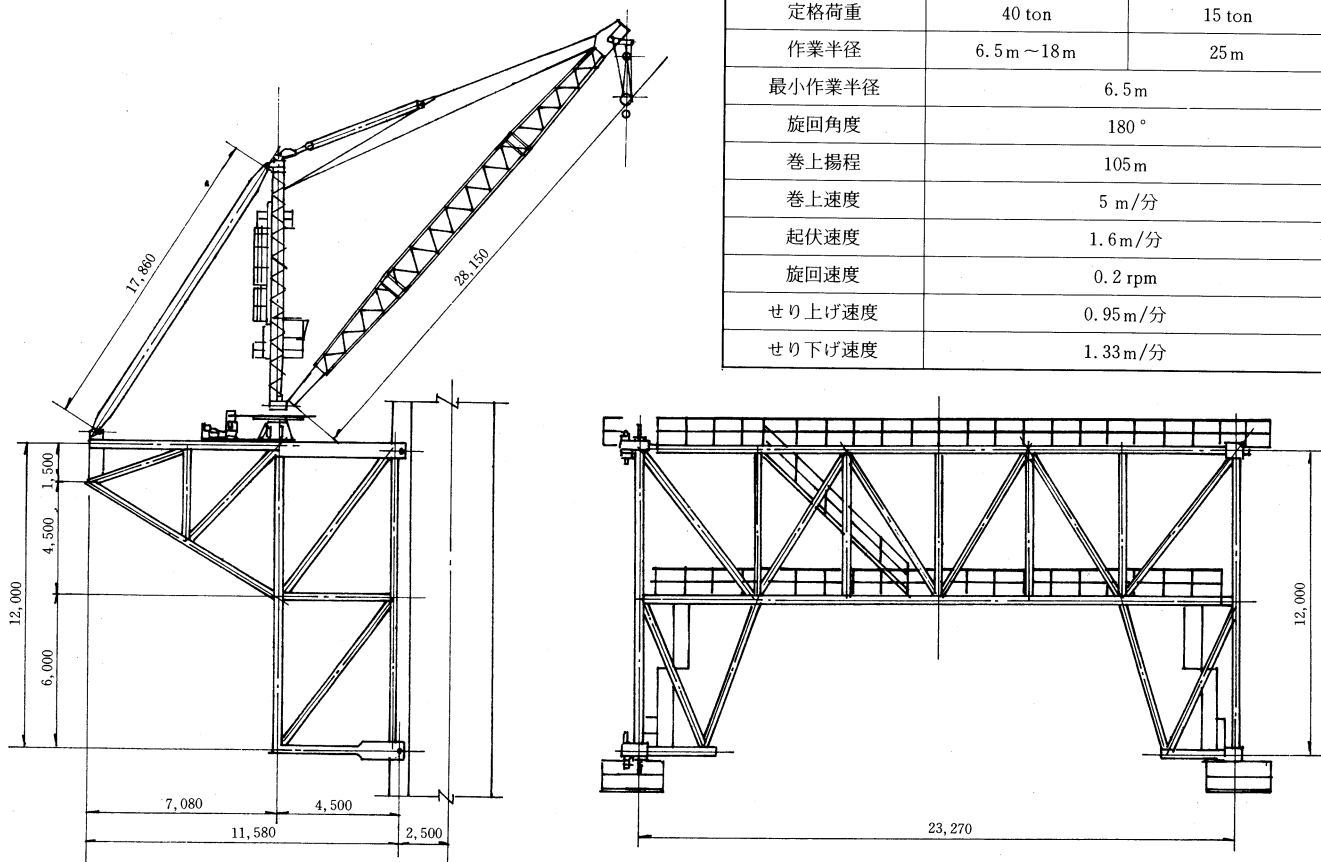


図-4 クリーパークレーン

底板は清掃されたコンクリート研磨面に100 t 吊 F C 船にて架設し、予め埋設していた金物を使用してジャッキによる平面位置の微調整を行なった。

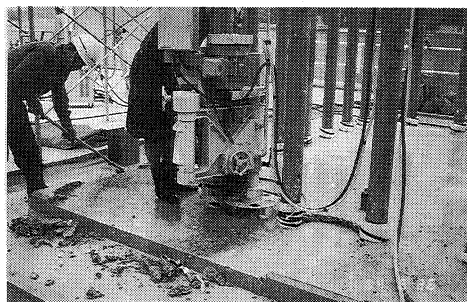


写真-1 コンクリート仕上げ(旋回式研磨機)

塔柱第1段はアンカーボルトに軸力測定用の歪みゲージを貼り付けた後、底板と同様に架設した。

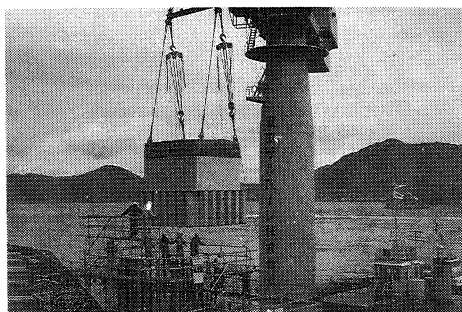


写真-2 塔柱第1段架設

(2) 塔柱第2段・3段の一括架設

塔柱第2段・3段は工場にて地組立を行ない、台船上に横置きして輸送し、現地にて300 t 吊 F C 船の2個のフックを相吊りして立起し架設を行なった。

塔柱第2段・3段の添接部は工場にて H.T.B.の本締が終了しているが、架設後にもメタルタッチを計測して架設による変化のないことを確認した。

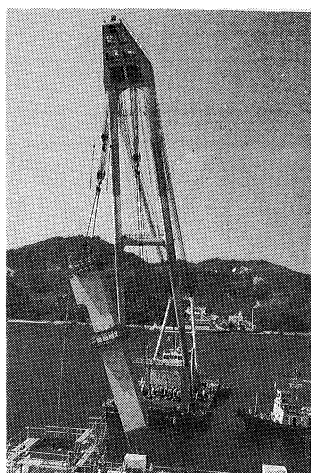


写真-3 塔柱第2段、3段一括架設

(3) クリーパークレーンの取付けおよび組立

クリーパークレーンのステーキングは塔柱第2段・3段の塔壁面にトラッククレーンによりガイドレールを取

付けた後、300 t 吊 F C 船により直接ガイドレールに取付けた。その後、クレーン部分をトラッククレーンにより組立てた。

(4) 塔柱一般部の架設

塔柱第4段～14段まではクリーパークレーンのせり上げと塔柱の架設を繰り返しながら行なった。また、塔柱は輸送・仮置き・吊上げとも常に立置き状態とし、立起し設備を省略した。

塔柱外壁には地上にて足場等の仮設備を可能な限り取付け、塔内には階段等の付属物を仮置きした。そして、塔柱を吊上げてメタルタッチ面を保護するマスキングテープをはがして清掃した後架設した。マスキングテープはメタルタッチ面の防錆および端面保護には有効であったが、塔柱の重みで、圧着していたためマスキングテープのはがしと清掃に大変手間どった。

各塔柱の架設毎にメタルタッチ、目違いを確認した後、高力ボルトの締付けを行なった。また、塔柱2段の架設毎に塔の鉛直度および塔高の確認を行なった。



写真-4
塔柱一般部の架設

(5) 水平材の架設

下部水平材は3部材から成っていて、塔柱側の部材を先行架設した後、中央部分の間隔調整を行なって中央部材を架設した。間隔調整はせり上げ設備によりクリーパークレーンとガイドレールとの縁を切った後、クリーパークレーンのステーキングとガイドレールの間にセットしたジャッキにより行なった。また、塔柱側部材の先行片持ち架設によるたわみについてはその量が無視し得る値であったため、特に対策等は行なわなかった。

上部水平材は2部材からなっており、下部水平材と同様に間隔調整を行なって架設した。

水平材の架設においては、本主塔が2層ラーメン構造で斜材が無いことから塔の振り剛性が比較的小さく、クリーパークレーンが塔柱に偏心して取付いていることから、間隔調整用ジャッキ反力により塔柱に比較的大きな振れが生じ、水平材の仕口合せに手間どった。

(6) 高力ボルトの締付け

高力ボルトには、M24F10Tを使用した。

高力ボルトは各部材が所定の精度内に架設された事を

確認した後、順次締付けを実施した。

高力ボルトの締付け管理はトルク法により行ない、締付けトルクは記録紙により全数確認を行なった。なお、高力ボルトの締付け後、再度メタルタッチ、目違いの確認を行ない高力ボルトの締付けによる変化の生じないことを確認した。

3.4 塔頂サドル、塔頂クレーンの架設

塔頂サドルの架設は上部水平材の架設前に行なった。これは、クリーパークレーンの能力の関係から上部水平材があると運搬台車からの吊上げが出来ないためである。塔頂サドルの架設に先立ち工場にて、塔柱14段と塔頂サドルの製作精度を考慮した架設位置のマーキングを行なって架設精度の向上に努めた。

塔頂クレーンの架設は架台、本体、ブームと3分割して行なった。それぞれの部材はクリーパークレーンの側面より吊上げて所定の位置に架設した。これは、クリーパークレーンのせり上げを塔柱最上段まで行なわなかったため(塔柱11段までせり上げた)一般部材のように運搬台車からの吊上げが上部水平材が支障となって出来なかったからである。

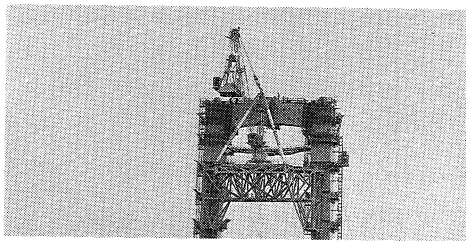


写真-5 塔頂クレーンの架設

3.5 クリーパークレーンの撤去

クリーパークレーンは、まず塔頂クレーンにてクレーン部を解体撤去した後、塔頂にせり下げ天秤を取付けて下部水平材上までガイドレールに沿って降下させ、(下部水平材にはウィンドタング等の張出しがあるのでこれ以上降下できない。)300 t 吊 F C 船にて一括撤去した。

3.6 制振装置

塔だけで自立している時橋軸直角方向の比較的低風速の風により揺れることは広く知られている。本主塔においても固有値解析および風洞実験において、曲げ振動では塔頂片振幅が最大0.8m、捩り振動では0.03 rad 程度となることが予想された。これらの値は作業の安全性の許容値を上回るため制振装置を設けることとし、実績の有るスライディングブロック方式(ブロックを傾斜したレールの上で滑らせて塔の振動を抑制する)を採用した。

制振装置の有効性を確認するため塔頂クレーンを利用して加振実験を行なった。固有振動数については実測値と観測値はよく一致したが、対数減衰率については本四

基準の $\delta = 0.01$ より若干大きかった。一方、制振装置の付加減衰特性については加振不足から明確には把握出来なかったが、制振ブロック重量の増加に伴って減衰率は大きくなる傾向を示した。

なお、本主塔のように曲げ剛性の小さい塔では、クレーン稼動による振動が作業員に若干の不快感を与えるようであるが、制振装置取付け後は不快な振動は抑制された。これより、制振装置は作業性向上の面においても役割りを果たしたと考えられる。

3.7 アンカーボルトの軸力導入

アンカーボルトには塔柱第1段架設完了後、目標軸力の50%を導入し、塔柱第2段・3段一括架設後の高力ボルトの締付けが終了した後、目標軸力の100%(240 t)を導入した。これは塔柱第1段架設完了後に目標軸力まで導入すると、塔柱周辺に配置したアンカーボルトのため、塔柱の中央部が凸型形状となり以後の塔柱架設に対する悪影響が懸念されたためである。

アンカーボルトの軸力導入には368 t のセンターホールジャッキを使用した。塔柱第2段・3段の高力ボルト締付け後、予備締め(75%)、本締め(100%)の2度締めとし、2台の締付機によって各塔柱中心に対して対称となるような順序で軸力導入を行なった。

アンカーボルトの軸力管理のため、一部のアンカーボルトに歪みゲージを貼付け、油圧ポンプの油圧計とボルト軸力の相互関係および油圧解放後のボルト軸力の低下を把握した。また、ナットの締付けにはトルクレンチを使用し、各ボルト軸力が均等になるよう配慮した。

アンカーボルトの軸力はコンクリート部分の乾燥収縮とクリープおよびボルトのレラクゼーション等により減少することが知られている。そこで、塔架設完了後導入軸力の再計測を行なったが、設計時に見込んだ軸力減少量よりも小さかったのであえて増し締めは行なわなかった。

3.8 架設精度

(1) コンクリート仕上げ

仕上げの完了したコンクリート面に300mmピッチで格子状に地墨を打ち、仕上げ精度を確認した。表-1に精度基準および結果を示す。

表-1 コンクリート仕上げ精度

		仕上げ高さ	平面度	最大隙間	傾 斜
精度基準		T.P. 7.150に対し て $\pm 1 \text{ mm}$	1 mm以内	0.5mm/m以内	$\frac{1}{10,000}$ 以下
5 P	右柱	+0.44~-0.46	0.90	0.45	1/14.482
	左柱	+0.60~-0.19	0.79	0.45	1/10.500
6 P	右柱	+0.50~-0.44	0.94	0.45	1/10.243
	左柱	+0.53~-0.40	0.93	0.45	1/10.243

(2) メタルタッチ率

表-2にメタルタッチの実績を示す。メタルタッチについては、全継手の平均値として外板80%、縦リブ45%で要求精度を十分満足したものと考えられる。許容値は外板50%以上、縦リブ25%以上である。

(3) 塔柱鉛直度

塔柱の橋軸方向および橋軸直角方向の鉛直度をトランシットにより確認した。図-5に最終出来形測量結果を示す。なお、許容値は18mm(塔高/5,000)である。

(4) 塔柱高さ

塔柱高さはスチールテープにより計測した。表-3に最終出来形測量結果を示す。なお、許容値は±14mmであ

る。

3.9 工 程

表-4に工事工程表を示す。稼働率は主要な作業が冬期であったことを考えると比較的よく、ほぼ計画工程どおりの作業ができた。

4. 考 察

本主塔架設においては、以上に述べた工法を採用したが、吊橋の主塔工事においては以下に述べるような検討事項が残されていると思われる。

表-2 メタルタッチ率

(単位%)

ジョイント名	5 P				6 P			
	左塔		右塔		左塔		右塔	
	外板	縦リブ	外板	縦リブ	外板	縦リブ	外板	縦リブ
⑪1	73	44	65	56	88	50	83	50
⑪2	88	81	90	81	70	63	88	88
⑪3	60	44	63	31	90	44	75	38
⑪4	65	44	55	25	83	56	85	44
⑪5	65	38	63	38	88	38	85	50
⑪6	65	33	90	39	78	39	85	39
⑪7	85	39	90	44	98	39	95	67
⑪8	69	39	74	39	83	44	93	56
⑪9	88	33	74	39	88	44	90	44
⑪10	83	45	79	40	86	45	90	40
⑪11	76	45	71	40	95	40	98	40
⑪12	73	45	77	50	93	40	82	40
⑪13	70	41	70	36	72	50	87	41

※ J2は工場締め

表-3 塔柱高さ

単位mm

	左柱	右柱
5 P	-1.9	-2.6
6 P	-6.3	-3.7

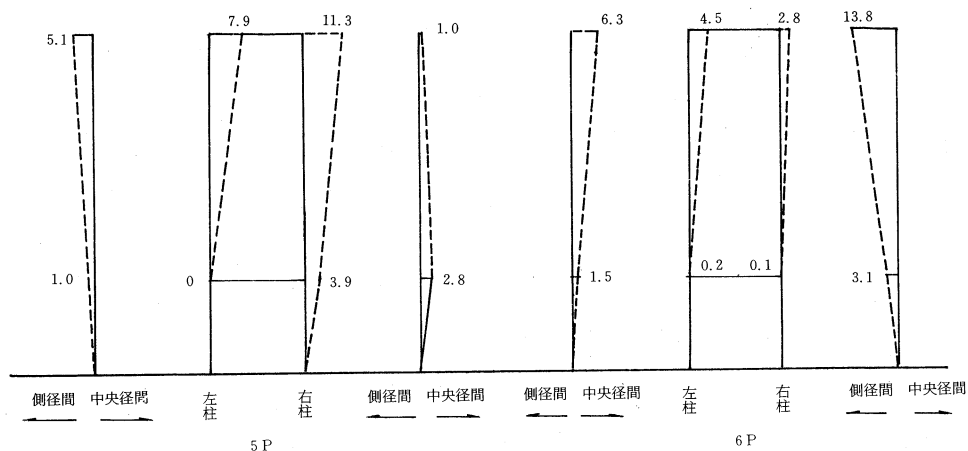


図-5 塔柱鉛直度

表-4 工事工程表

		59年								60年							
		6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	
5 P	準備工	■															
	仮設備工	■	■	■	■	■											
	コンクリート仕上げ	■	■														
	塔本体架設			■	■	■	■	■	■								
	塔頂クレーン架設								■								
	仮設備解体工								■	■	■						
	塗装, 塔内エレベータ							■	■	■	■	■					
6 P	準備工					■											
	仮設備工							■	■	■	■						
	コンクリート仕上げ					■	■										
	塔本体架設							■	■	■	■	■	■				
	塔頂クレーン架設												■	■			
	仮設備解体工												■	■	■		
	塗装, 塔内エレベータ											■	■	■	■	■	

(1) 本主塔程度の塔においては、底板、塔柱第1段とも軽量なので、底板と塔柱第1段の溶接一体構造の採用を検討してもよいと思われる。

上記の方法を採用すれば、機械切削が不要となるため底板の表面粗度の不足から生ずる塗装のはく離もなくなると思われる。

(2) クリーパークレーンのせり上げ回数およびブーム長は施工性と経済性の両面から決定されるが、今回クリーパークレーンのクレーン部分の組立てが高所作業となったことや、塔頂クレーンの上部水平材上への設置作業がクリーパークレーンの能力の限界に近いところであったことを考えると、施工性を重視し、若干の余裕を見込むべきであったと思われる。

(3) 今回、コンクリート仕上げについては研磨方式を採用したが、コンクリート研磨の面倒さを考えると、本橋程度の規模の塔柱では、モルタル注入工法の採用について検討することも無意味ではないと思われる。

5. あとがき

大島大橋の主塔架設工事は本四公団の他の吊橋主塔架

設工事に比べ比較的規模が小さく、構造的に2層ラーメンであることから、施工計画の段階で他にみられない種々の合理化を図ってきたつもりである。その主要なものは仮設備を転用するシリーズ架設とクリーパークレーンの設置方法として塔柱への直接取付けを行なったことであるといえる。

これらの試みに対しては現場作業上大きな作業要領の変更をすることなく、期待どおりの施工ができ、施工された塔の精度等の品質管理についても、ほぼ満足いく結果が得られた。

最後に本工事は約19カ月の工期で完了したが、この間工事を担当した住友重機(株)の現場担当者の努力により無事故無災害で工事を終えることができたことを申し添えます。

参考文献

- 1) 谷中 大島大橋塔製作、本四技報 Vol.10, No37, '86. 1
- 2) 谷中・松本・福永 大島大橋主塔架設 第39回建設省技術研究会講演概要, '60. 1

伯方橋上部工の設計・製作

Design and Fabrication of Hakata Bridge

第三建設局 計画課長 谷中幸和
(前)今治工事事務所 第二工事長 Yukikazu Yanaka
今治工事事務所 第二工事長付 越智節雄
Setuo Ochi

1. まえがき

伯方橋は、本州四国連絡橋尾道～今治ルートのうち、伯方島、見近島間の海峡部に架かる橋梁である。隣接する見近島、大島間の海峡部に架かる大島大橋に接続される。

本橋は、中央径間145m、両側径間90mの3径間連続鋼床版単箱桁橋である。その諸元を図-1に示す。

本橋の構造上の特徴は、主桁の腹板間隔が10.8m、両側の張出し長が8.05mあり、非常に広幅で偏平な主桁断面となっていることである。(図-2)

現在、工事は順調に進み、現地の架設工事もほぼ完了しているが、今回は、詳細設計と工場製作について報告することとしたい。

2. 設計概要

構造諸元および設計条件をそれぞれ表-1、表-2に示す。

本橋は、交通量を考慮して、幅員構成を暫定時においては車道2車線(9.0m)+自歩道(4.0m)とし、完成時には車道4車線(2×9.0m)+両側自歩道(2×2.5m)とした。段階施工によって車線の切替えを行なう計画であるが、基本設計において段階施工への対応性および経済性を検討した結果、前述の大断面の単箱桁構造を採用した。

本橋の架設は、地形条件および経済性を考慮して、2P、3P両中間支点を含む中央径間部を3,000t吊クレーン船による大ブロック架設とし、残りの側径間部を

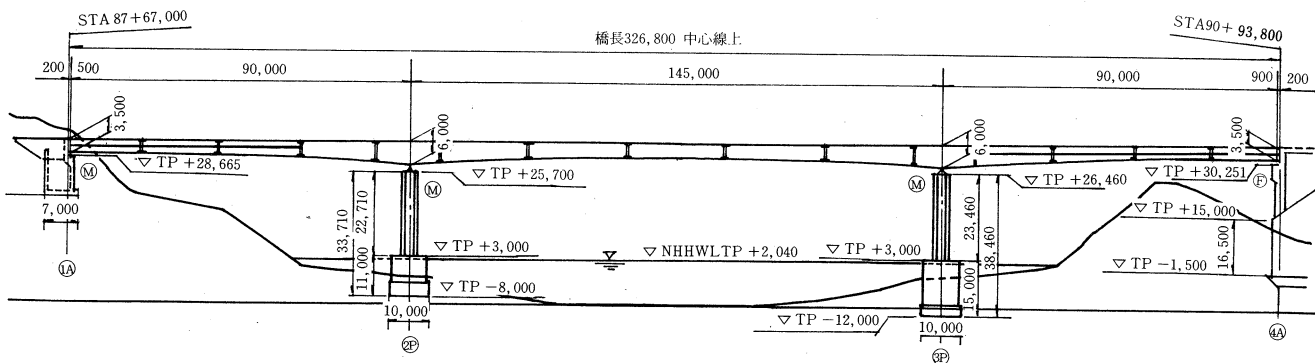
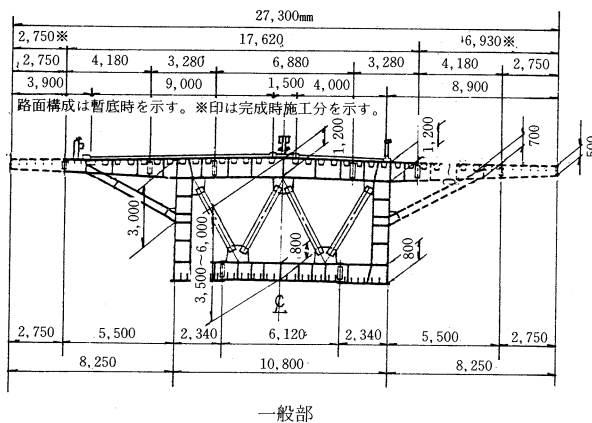
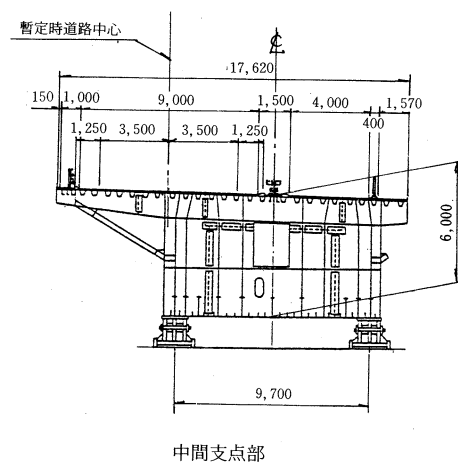


図-1 一般図



一般部



中間支点部

図-2 断面図

仮設ベントを利用した180 t吊トラッククレーンによる小ブロック架設（一部張り出し架設を含む）とした。

本橋の設計で特に留意した事項は以下のとおりである。

(1) 主桁の設計

暫定系と完成系の断面に分けて断面力および応力を計算し、応力の重ね合わせを行なって主桁断面を決定した。

主桁の断面計算は、断面が非対称であることから、主軸の傾きを考慮して行なった。また、主桁の断面変形に伴って生じるそり応力度を断面決定に反映させた。

(2) 座屈の照査

本橋の主桁断面は、一般の箱桁橋に比べて各板要素の幅厚比が大きいので、種々の座屈の照査を行ない、必要な補剛を行なった。

(3) 耐震設計

本橋は、支間200 m以下であり、耐震設計基準では修正震度法による静的耐震設計の適用範囲であるが、大島大橋のアンカレイジに固定連結されているのでアンカレイジの振動の影響を考慮して動的応答解析を行なった。

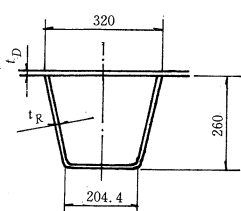
この結果、4 A支点に大きな水平力が生じることが判明したので、断面の補強を行なった。

表－1 構造諸元

項目	暫 定 時	完 成 時
道 路 規 格	第1種第3級(2車線)	同左(4車線)
橋 格	1等橋(TL-20, TT-43)	
橋 梁 形 式	3径間連続鋼床版単箱桁橋	
航路建築限界	N.H.H.W.Lより26.0m	
橋 長	326,800m	
支 間 割 り	90.0m+145.0m+90.0m	
有 効 幅 員	車道 自歩道 9.0 + 4.0m	自歩道 車道 自歩道 2.5 + 9.0+9.0+2.5m
平 面 線 形	1 A ~ 4 A 円(R=900m)～緩和曲線～直線	
縦 断 線 形	0.52 % ~ 1.40 %	
横 断 勾 配	車 道 自歩道	2.64%～±2 % 車 道: 2.64%～±2 % 歩 道: 1 %
舗 装 厚	車 道: アスファルト舗装 自歩道: 同 上	65mm 35mm

表－2 設計条件

		暫 定 時	完 成 時	備 考
死 荷 重 (t / m)	鋼 重	9.21	1.97	注) 主桁の構造計算において、完成時の死荷重のうち、本体鋼重は暫定時の構造系に対して計算され、他の死荷重は、完成時の構造系に対して計算される。
	地 覆 ・ 舗 装	2.41	1.60	
	付 属 物	0.58	0.22	
	添 架 物	0.75	0.05	
	計	12.95	3.84 ^(注)	
活 荷 重	自 動 車 荷 重	TL-20, TT-43		
	歩道部等分布荷重	300kg/m ² (側径間は 340kg/m ²)		
地震荷重	静 的 解 析	K _{Hm} = 0.19		注) 本四スペクトルでは180galであるが、支間長200m以下なので、道示の地域別補正係数で低減
	動 的 解 析	153 gal ^(注)		
風 荷 重	基 本 風 速	37.0 m / s		
	設 計 風 速	52.0 m / s		
	抗 力 係 数	C _D = 1.86		
	風 荷 重	314 kg/m ²		



		t_D = 鋼床版の板厚	t_R = Uリブの板厚
一般部 (腹板間)	標準部	12mm	6 mm
	中間支点	15	8
	中央径間中央	12	8
張出し部		12	6

図－3 鋼床版-Uリブの板厚構成

3. 各部設計

3.1 鋼床版・床組の設計

3.1.1 解析方法

鋼床版・縦リブは、有限帯板法（張出し歩道部は、平面格子桁解析）で設計するとともに、主桁に囲まれた鋼床版部分は、Pelikan-Esslinger 法によって照査した。

横リブ、ブラケット、縦桁等の床組は、格子桁解析および平面骨組解析で設計した。

3.1.2 設計結果

(1) 鋼床版・縦リブ

鋼床版・縦リブの板厚構成は、後述の主桁作用との応力の重ね合せにより、図－3のとおり決定した。縦リブは、ねじり剛性の高いUリブを用いた。Uリブの純間隔は、320mmとした。なお、中央径間中央のUリブ（SM 50Y A）は、局部座屈の照査結果より、板厚を8 mmとした。腹板際のH. T. B継手部は、腐食等を考慮して板厚を6 mmから8 mmとした。

(2) ダイヤフラム

支点上ダイヤフラムは、支点反力を受けるため充腹構造とした。2P, 3Pの中間支点は反力が大きいので、2枚のダイヤフラムを1 m間隔で配した。

中間ダイヤフラムは、実施設計時に採用していたV型トラス構造に比べ、せん断剛性、鋼床版のたわみの抑制、架設時の形状保持に有利なW型トラス構造とした。断面性能、取合い構造を考慮し、C T鋼の背合せ断面とした。

(3) たわみ制限

鋼床版は、活荷重載荷時のたわみによる舗装のひび割れを防ぐため、門崎高架橋の設計¹⁾を参考にして、両端支持部で1/1,000以下、張出し部で1/300以下にた

わみを抑えた。

3.2 主桁の設計

3.2.1 主桁の構造計算

主桁の設計に用いる構造系は、暫定系と完成系の2種類とし、応力度を重ね合わせて設計した。表-3に計算ケースを示す。この他、大ブロック架設後の側径間の小ブロック架設の各ステップを追って構造計算も行なったが、支配的とはならなかった。図-4に大ブロックの輸送架設時の状態を示す。

3.2.2 断面力

図-5に曲げモーメント図を示す。断面は、ほぼ完成系で決まった。断面の応力計算は、主軸の傾きを考慮し、次式によった。

$$\sigma = \frac{M_x (I_y \cdot y - I_{xy} \cdot x)}{I_x \cdot I_y - I_{xy}^2}$$

- I_x : x軸(水平軸)回りの断面2次モーメント
- I_y : y軸(鉛直軸)回りの断面2次モーメント
- M_x : x軸回りの曲げモーメント
- I_{xy} : 断面相乗モーメント

ねじり荷重に伴う主桁のそり応力度を別途、ビームアナロジー法によって求め、主桁の許容応力度から差し引いて断面決定を行なった。そり応力度は、許容応力度の5%程度の56kg/cm²~91kg/cm²であった。

3.3 主桁の補剛設計

3.3.1 鋼床版の座屈

鋼床版の全体座屈を、道路橋示方書3.2.3圧縮をうけ

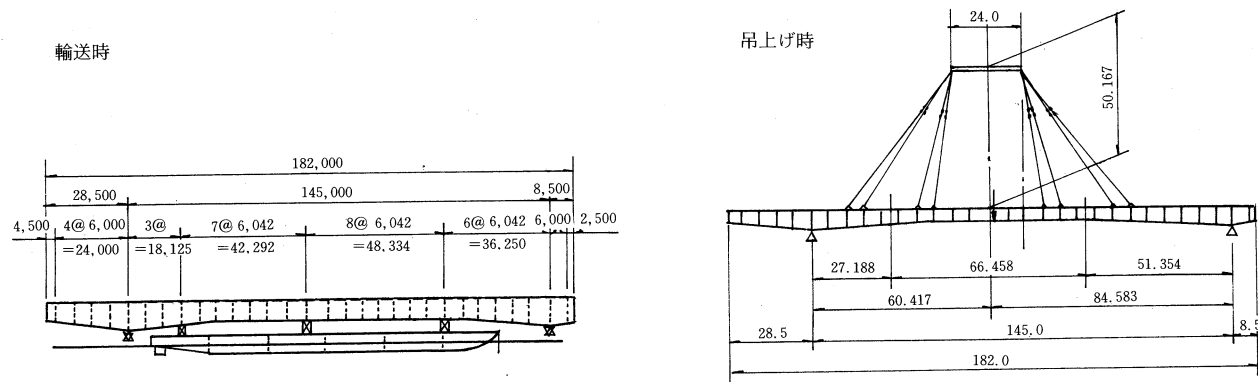


図-4 輸送架設の状態

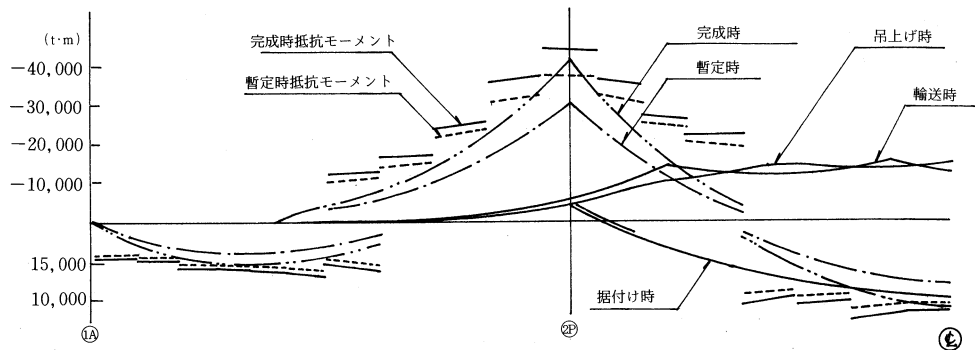


図-5 曲げモーメント図

表-3 主桁の計算ケース

構造計算ケース		構造系	抵抗断面	荷重	備考
暫定時	暫定-1	三径間連続	暫定	1. 暫定時鋼重 2. 暫定時死荷重 3. 暫定時活荷重	暫定-2, 完成の2 ケースの応力度の重 ね合わせを行う
	暫定-2	三径間連続	暫定	1. 暫定時鋼重 2. 暫定時死荷重 3. 完成時追加鋼重	
完成時	完成	三径間連続	完成	1. 完成時追加死荷重 2. 完成時活荷重	
架設時	架設-1(吊上げ時)	単純梁	暫定	暫定時鋼重	許容応力割増 1.25
	架設-2(輸送時)	2径間連続	同上	同上	
	架設-3(据付け時)	単純梁	同上	同上	

る補剛板として照査したが、縦リブ、横リブともに必要剛度を満足していた。

3.3.2 下フランジ

腹板間隔が広いので、下フランジが圧縮をうける中間支点付近は中央縦桁がないと横リブ・縦リブの必要剛性が大きくなり鋼重が大幅に増加する。そのため、座屈の節となる剛性の大きな縦桁をいれて鋼重減を図った。

縦桁、腹板間の座屈を、道示3.2.3圧縮をうける補剛板として照査したが、縦リブ・横リブともに必要剛度を満足していた。

2 mピッチで入れた横リブ間の座屈を“巾の広い圧縮補剛板²⁾”として設計したが、許容応力度の低下はなかった。

3.3.3 下フランジ補剛縦桁

補剛縦桁は、主桁と同一の応力が作用するものとして、下フランジの圧縮部を座屈照査したが、補剛材の必要はなかった。

3.3.4 下フランジ折曲げ点の補剛

下フランジの折曲げ点には、下フランジに作用する圧縮力の分力が面外方向に作用するので、リブを格子構造に配置して補剛した。設計は格子桁解析で行ない、縦リブを3本おきに高くし、折曲げ点に桁高1,000mmの横リブを設けた。(図-6)

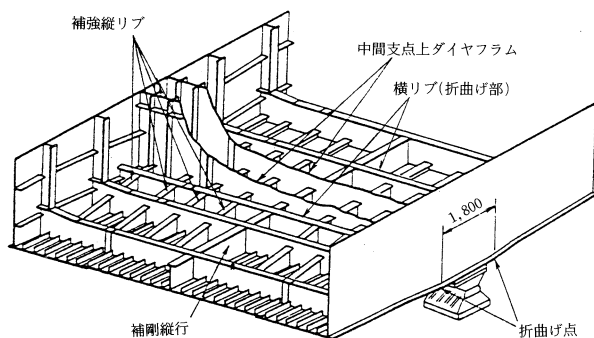


図-6 中間支点部の構造

3.3.5 腹板の水平補剛材

腹板高の高い橋梁では、道示の規定の範囲を超えて水平補剛材を3段配置して腹板厚の低下を図っている例が多く、門崎高架橋では“組合せ応力を受ける板パネルの安定照査式³⁾”によって腹板の補剛設計を行なっている。

本橋においても中間支点付近の桁高の高い腹板について、2段配置として道示の腹板による設計と3段配置として“組合せ応力を受ける板パネルの安定照査式”による設計とを比較検討した。その結果、道示では腹板として取扱う場合より圧縮板として取扱う場合の方が基準耐荷力が厳しいので、2段配置の場合の腹板厚よりも3段配置の場合の方が、逆に厚くなることが判った。よって、本橋の腹板の水平補剛材は2段とした。

3.3.6 大ブロック輸送・架設時の座屈

大ブロック輸送・架設時に完成時と反対の負の曲げ

モーメントが作用する支間中央において、圧縮を受ける下フランジおよび腹板下方は、座屈照査を行ない補剛材を追加した。

3.4 耐震設計

3.4.1 解析方法

耐震設計は、静的解析の他に、大島大橋のアンカレイジを含めた動的解析を行なった。

入力加速度は、本四スペクトルより153gal (180gal×0.85:道示の地域別補正係数で低減)とした。減衰定数は、本四耐震設計指針により、上部工0.02, 下部工0.1, 橋脚0.05とした。

その結果、4 A 支点の橋軸方向に1支査当り935tonの非常に大きな水平力が生じることが判明した。

3.4.2 断面照査

動的解析で得られた地震時の断面力と死荷重断面力を重ね合わせて断面照査した。地震時圧縮を受ける3 P~4 A間の腹板下方に水平補剛材を2段追加配置した。

3.4.3 4 A 支承部の応力集中

地震時作用する前述の大きな橋軸方向水平力が、支承、ソールプレート、下フランジ、腹板へと応力伝達されるので、今回、特に以下のような応力照査を行なった。

設計は、斜張橋のケーブル定着部における応力分布の計算法⁴⁾を参照にして、次のようにモデル化した。(図-7)

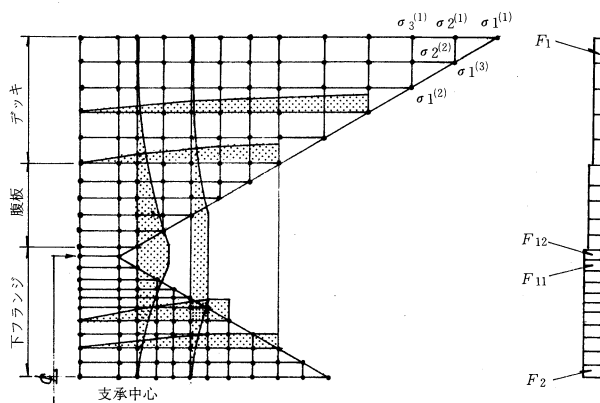


図-7 応力分布の仮定

- (1) ソールプレート中心より応力伝達する。
 - (2) 腹板と箱桁部の鋼床版を下フランジ面に展開する。
 - (3) 鋼床版、下フランジの縦リブの影響は無視する。
 - (4) 断面の半分を1査で受持つ。
 - (5) 垂直応力度の分布は、分布角度30°の線上で極大値、桁端部で0、その中間は放物線とする。
 - (6) 腹板と下フランジに分布する応力度の合計は、水平力を各断面の断面積比で分けた値とする。
 - (7) 分布角度30°の線から内側の横断方向では、応力は均等とする。
- 垂直応力度は次式により求めた。

$$\sigma_1^{(1)} = \frac{Q}{\sum_{i=2}^n F_i} \dots\dots\dots (1)$$

$$\sigma_1^{(i)} = \frac{1}{F_i + 2(F_{i+1} + F_{i+2} + \dots\dots + F_n)}$$

$$\cdot [2Q - \{\sigma_i^{(1)} \cdot F_2 + \sigma_{i-2}^{(2)} \cdot (F_2 + F_3) + \sigma_{i-2}^{(3)} \cdot (F_3 + F_4) + \dots\dots + \sigma_{i-1}^{(i-1)} (F_{i-1} + F_i)\}] \dots\dots\dots (2)$$

Q : 左右に伝達分配されたせん断力
 F_i : 計算モデルの分割断面積

(1)式は、全断面に均等化された点での応力度を示す。
 (2)式の $\sigma_1^{(i)}$ は、 F_i に作用する応力が $\sigma^{(i)}$ と $\sigma^{(i-1)}$ の平均値であると仮定して、橋軸直角な断面上での橋軸方向の力のつり合いより求める。 $\sigma_1^{(i)}$ が求められれば、放物線の式より $\sigma_2^{(i)} \sim \sigma_i^{(i)}$ までが求められる。

その結果、桁端部から6.0m間は、下フランジの板厚を15mmから22mm、30mmに、腹板の板厚を13mmから19mmにそれぞれアップさせた。この方法で求めた応力分布は、FEM結果とよく一致していた。

さらに、4 A 支承部付近の下フランジと腹板下端のコーナー部は、箱断面を形成させて補強した。(図-8)

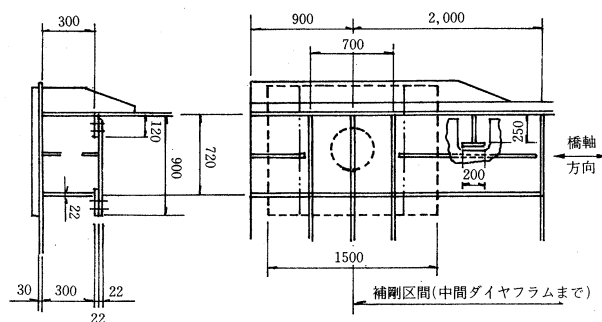


図-8 4 A 支点の補強構造

3.5 輸送・架設時補強

3.5.1 仮受点補強

大ブロック輸送時の受点、小ブロック架設時の仮受点および形状管理のためのジャッキアップ時の受点は、横リブおよびダイヤフラム位置とし、座屈防止のための補剛材を設け、補強した。

大ブロックの吊金具は、両腹板に8個ずつ計16個、ダイヤフラム位置に設けた。その構造は、鋼床版を貫通させ、腹板に添わせて溶接するものとした。

3.5.2 小ブロック架設時補強

小ブロック架設状態を図-9に示す。

腹板の下側のL型断面となるブロックは、断面の重心とせん断中心とのずれが大きいため、面内曲げモーメント、ねじりモーメント、そりモーメントによる応力度が腹板上縁で過大となる。そのため、腹板縦継手にそってT型断面の縦桁を追加補強した。

張出し架設部は、さらに型鋼でトラス組みし、疑似箱断面を形成させて補強した。(図-10)

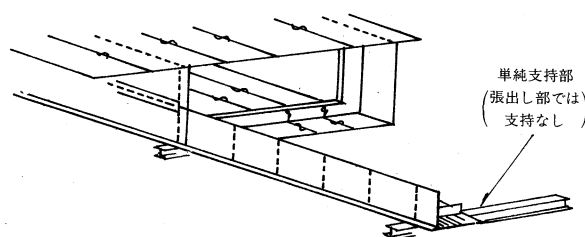


図-9 小ブロック架設時の状態

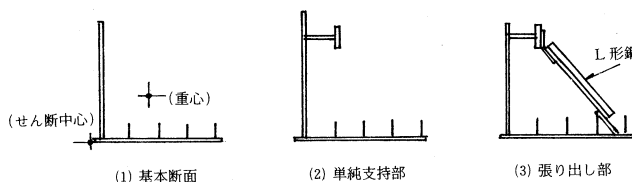


図-10 架設時補強断面

3.6 支承・ペディスタルフレーム

可動支承は、ピンローラー支承とし、緩和曲線区間であるため、移動方向を固定支点と各可動支点を結んだ直線方向とし、回転方向とずらした。

固定支承は、地震時の橋軸方向水平力に対応するため、せん断型ピン支承（SN CM439）とした。

大ブロック架設時の誤差吸収、桁の水平移動時の反力受けのために、2 P、3 Pともにペディスタルフレームを設けた。ペディスタルフレームと杓本体は、全径間架設完了後、所定の移動量が確保される位置に杓を横移動させて現場溶接で固定する。

4. 工場製作

4.1 製作概要

架設工法が、大ブロック架設と小ブロック架設の2種類の工法になったために、製作においてもそれぞれに異なった作業工程となった。製作フローチャートを図-11に示す。大ブロック架設する部材は、ハンドリングおよび精度確保のため、1部材長を約27m、1部材重量を約60 ton程度とし、断面を5分割した。小ブロック架設する部材は、ベント位置、架設クレーンの吊り能力の制約より、1部材長を約20m、1部材重量を約20 ton程度とし、断面を9分割した。(写真-1、写真-2)

大断面の箱形状を精度よく仕上げるため、製作途中において品質管理を密に行ない、精度確保に留意した。

大ブロックに取付く小ブロック部材は、大ブロック地組立前に、大ブロック側の取合いブロックと仮組立を行ない、整合性を確認した。

本橋の製作、架設工程を表-4に示す。

4.2 大ブロック地組立

大ブロックは、公共岸壁ヤードにおいて、H鋼の架台上に組立てた。架台は1部材（27m）の両端を支持するように配置し、無応力の状態で地組立てした。

部材の添接は、鋼床版、Uリブを溶接とし、それ以外の下フランジ、腹板、リブ等をH.T.B接合とした。但

し、腹板直近のUリブはH. T. B接合とした。

鋼床版の溶接は単一電極面片面裏波自動溶接とし、溶接姿勢等で自動化できないUリブは、手溶接とした。ルート間隔および目違いの最適値を選び、溶接施工性を

確認するため、溶接に先だって溶接施工試験を実施した。その結果、表-5のように管理値を定めた。

H. T. Bの締付けの軸力管理は耐力点法によった。部材組立てにおいて、大断面の箱組みであるので、部材同士の整合が困難である。そのため、横リブ・縦リブ等のボルト孔を拡大孔 (M22に対して $\phi 26.5\text{mm}$) とした。そのために全体の寸法精度が低下することはなかった。

地組立にあたっては、桁の通りとキャンバーの確保に特に留意した。桁の通りは、あらかじめ地面にけがいた座標点に各ブロックの仕口を合わせて確認した。キャンバーは架台上で調整した。この時、溶接による収縮量を1シーム当り2mm見込み上げ越しておいた。冬期の地組立であるが、日照による桁の変形が予想されたので、組立作業の翌朝、温度差のない時に精度を確認後次の作業を進めた。地組立フローチャートを図-12に示す。溶接による収縮に対応するため、H. T. B締付けを溶接の前後2回に分けて行なった。

日照で桁に生じた温度差は 20°C であったが、架台で変形が拘束されて、地組立完了後の桁の通り、キャン

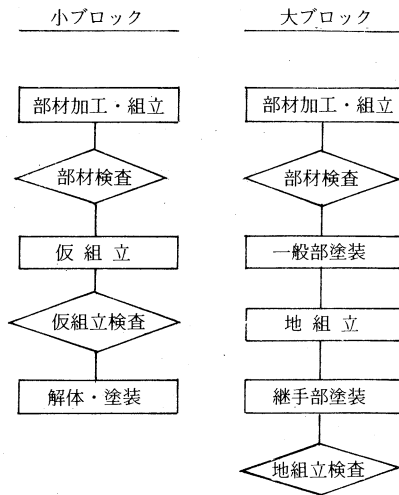


図-11 製作フローチャート

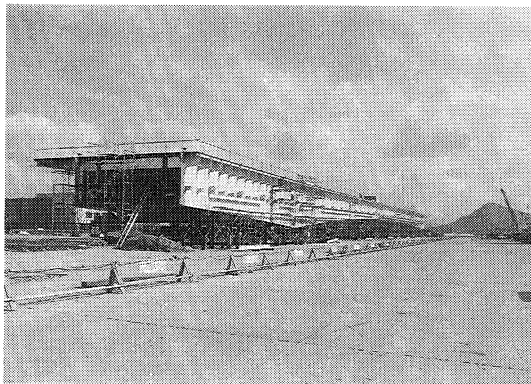


写真-1 大ブロック地組立状況

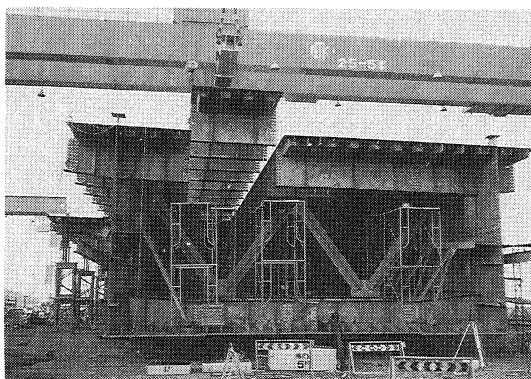


写真-2 小ブロック仮組立状況

表-4 工程表

	59年度					60年度												61年度											
	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1
詳細設計	■	■	■	■	■																								
工場製作						■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
架設																													

表-5 ルート間隔と目違いの管理値

デッキプレート		Uリブ	
項目	精度	項目	精度
開先角度 (θ)	$50 \pm 5^{\circ}$	開先角度 (θ)	$35 \pm 2.5^{\circ}$
ルートフェイス (a)	$1 \pm 1\text{mm}$	ルートフェイス (a)	$1 \pm 1\text{mm}$
ルートギャップ (G)	$3 \pm 5\text{mm}$	ルートギャップ (G)	$9 \pm 5\text{mm}$
目違い (S)	2mm以下	目違い (S)	2mm以下

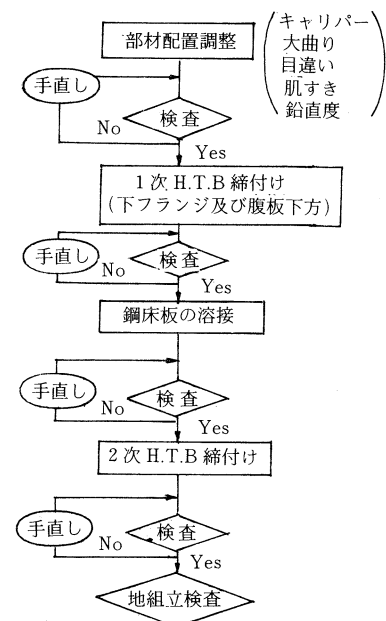


図-12 地組立フローチャート

バーの温度差による影響は中央径間中央で両方ともに5mm程度の小さいものであった。

4.3 付属物の製作

橋梁付属物の一覧表を表-6に示す。

表-6 橋梁付属物一覧表

名 称	内 容
伸 縮 装 置	歩道部、地覆 1 A、4 A：鋼板 車道部 1 A：ダクタイル鋳鉄、4 A：鋼フィンガー
自動車防護柵	ボックス（角形鋼管）ビーム形式
排 水 装 置	中央分離帯と歩道部端部に18mピッチ
耐震連結装置	橋台とピン（S55C）で連結
地 覆	グースアスファルト+プレキャストコンクリート
管 理 路	桁内に2条（幅600mm）
ケーブルラック	下フランジ、リブ上に1条（幅600mm）
水 道 管	桁内に1条（SGP 250A、ナイロンコーティング仕上げ）
電 力 管	〃 2条（F.R.P 200φ）
N . T . T . 管	〃 4条（SGP 80A、溶融亜鉛メッキ）
桁 内 照 明	20W蛍光灯6mピッチ
道 路 照 明	車道側に36mピッチ
検 査 車 レール	I形鋼（150×300×11.5×22、亜鉛溶射+塗装）

4.3.1 伸縮装置

1 Aの伸縮装置は、移動量が大きい（伸縮量290mm）のでダクタイル鋳鉄製フィンガージョイントとした。排水はステンレス板で橋台に取付けた樋に導流する構造とした。移動方向に合わせてフィンガーに角度をつけた。

4 Aの伸縮装置は、移動量が小さいので鋼フィンガージョイントを採用し、弾性シール材を空隙に充填して密閉構造とし、非排水とした。

なお、歩道部、地覆部は、1 A、4 Aともに鋼板のすり合わせとした。

4.3.2 管理施設

桁内の各所に公団管路、N T T管、電力管、送水管の添架設備を配置したため、検査路を2条設け、桁外の検査路は設置しなかった。桁内検査路の一般部は、下フランジの縦リブ上にグレーチングを敷いた構造とし、中間支点付近の桁高の高いところは、横リブからの吊り下げ式とした。

検査車レールを取付けるために、腹板の下方に2mピッチでブラケットを設けた。検査車レールは、桁高の変化には追従させず、路面の縦断勾配に平行に直線としI形鋼のフランジ面に検査車の車輪を乗せる構造とした。

5. あとがき

本橋の設計においては、大断面の単箱桁構造を採用したため、通常の箱桁橋では簡略化している計算（主桁の応力計算および座屈の照査）を詳細に行ない、補剛材を追加したが、有効幅員に対する単位面積当りの鋼重は420kg/m²と、このクラスの橋としては軽く、経済設計とすることができた。

製作においては、入念な品質、出来形管理を行なった結果、満足のゆく精度が得られた。

なお、設計で配慮した架設補強の成果については、別途、架設の報告のなかで述べる予定である。

参考文献

- 1) 宮下力・大橋治一・藤本勝武・是角行雄・宇野裕恵「門崎高架橋の設計・製作」1983年11月 橋梁と基礎
- 2) 「幅の広い圧縮補剛板の設計法に関する研究」昭和57年 阪神高速道路公団・災害科学研究所
- 3) 小松定夫編「鋼構造の補剛設計」昭和57年 森北出版
- 4) 近藤和夫・小松定夫・小林紘士・井上洋里・松川昭夫「豊里大橋のケーブル定着点の設計について」1971年8月 土木学会論文報告集 第192号

一般国道28号（大鳴門橋関連）の工事の現況

本四連絡道路神戸・鳴門ルートは、淡路島中央に位置する津名一宮 I.C を境に、以北（36km）は明石海峡大橋関連区間として61年4月に事業化された。以南は大鳴門橋関連区間として51年以降建設が進められており、その内の大鳴門橋を含む2区間が去年の6月に供用開始されたことは記憶に新しいところである。

大鳴門橋及びその関連区間（津名一宮 I.C ～鳴門 I.C、45km）は62年度の全通に向けて、残区間の工事を鋭意進めているところであり、巻頭写真と合わせ報告する。

まず鳴門北 I.C ～鳴門 I.C（7.9km）は62年春の供用開始が予定されており、写真-④（黒山工事、8月末撮影以下同じ）、写真-⑤（第2三ツ石山トンネル工事）、写真-⑥（撫養高架橋 PC 上部工事）に示すように、土木工事はほぼ概成しており、8月には最終の仕上げともいべき舗装、植栽工事も発注されたところである。

本区間は最終的には4車線の計画であるが、当面は2車線の暫定供用である。ただし、法面工の手戻り等を避けるため写真に示すように、土工は原則として完成施工、橋・高架、トンネルは2車線施工としている。本区間の主要構造物は、大毛島内の土佐泊浦高架橋（420m）、四国本島との間の撫養の瀬戸に架かる撫養橋（536m）、四国側の撫養高架橋（1294m）であり、トンネルには最長の撫養トンネル（616m）他2本がある。

一方、淡路島内の洲本 I.C ～西淡出入口（15.5km、この間に西淡三原 I.C が設置され、45km全通時には西淡出入口は撤去される）は、諸般の事情から工事は鳴門側に比べてやや遅れており、62年秋の供用開始を目途に工事を展開しているところである。工事の現況は、写真-②（広田工事）、写真-③（長田川橋上部工事）に示すように概成した工区もあるが、用地取得、軟弱地盤の処理等に時間をとられたため、鋭意土木工事の進捗を図っている区間もある。

本区間は最終的には6車線となるが、当面は2車線の暫定供用である。ただし、60年度の内需拡大のための補正予算で、かなりの区間に追越車線の設置が認められている。

津名一宮 I.C 以北の明石海峡大橋及びその関連区間は、4月26日の起工式以降、地元への事業計画説明、ルート説明を行なうとともに、海峡部においては昨年度からの継続である現地水理実験の現地作業を終了させ、9月には下部工4基の精査ボーリングに着手した。前者では3月以来約5万m³の掘削を行ない、強潮流大水深下でのグラブ船の作業性、掘削孔の安定性等について貴重なデータを得ることができた。後者はまず1A、3Pから着手し、本年度内には現地作業を概成させ、この結果をもって下部工の実施設計を行なう予定である。写真-①は、1A地点のミニ SEP の艀装作業である。

大島大橋 補剛桁架設開始

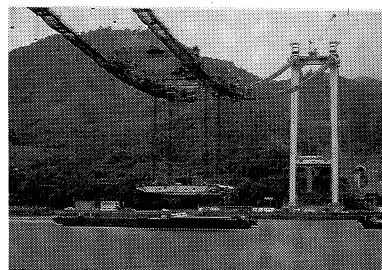
大島大橋補剛桁の架設作業が9月10日、スパン中央の桁からスタートした。

本橋は鋼床版箱桁を採用しており、架設方法は、架設地点直下に台船を係留し、メインケーブル上に設置されたリフティングビーム本体より直接桁を吊上げるという「直下吊上げ工法」を本四公団で初めて採用した。

リフティングビーム本体は、7月29日から8月1日にかけて、1,300t 吊クレーン船により2基（約200t/基）が、既に架設済である。

午前7時、80t 転錨船で所定位置に60t 鋼製シンカーを打設したのち後退。長さ25.4m巾23.7m、厚さ2.2m、重さ約240t の箱桁を積んだ3,000t 台船を曳船2隻で中央径間中央に曳航し、転錨船に連結して定点保持した。午前8時30分、リフティングビームにより吊り上げ作業を開始。吊上げ速度は毎分1m。作業は順調に進められ午前11時、吊上げを完了し、ハンガーロープソケットを装着して作業を無事終えた。

今後、この中央部の桁から5P、6P 側に向けて、1ヶ月当り4ブロック程度の割合で順次張出してゆき、来年3月頃には、全体25ブロックの架設を完了する予定である。



補剛桁吊上げ状況

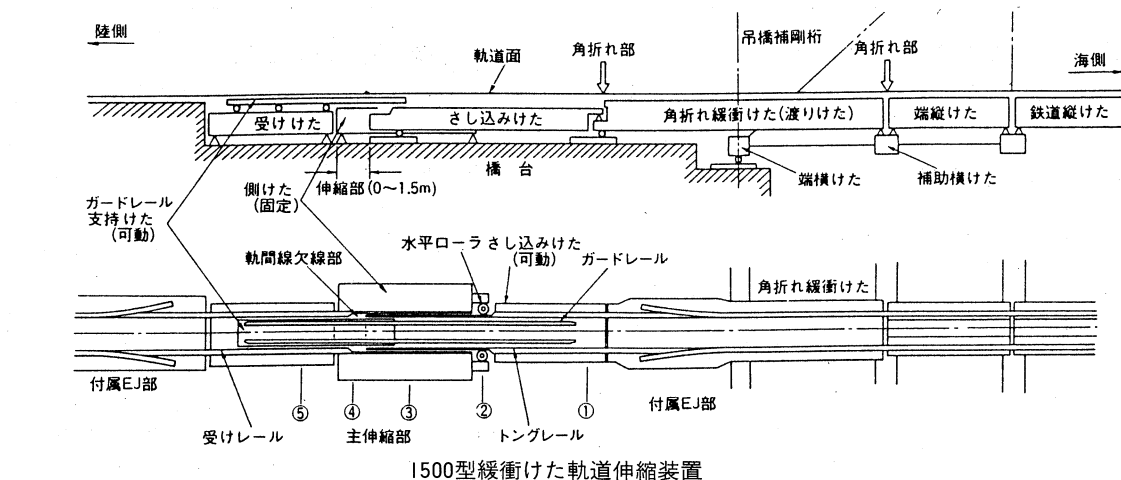
緩衝桁関連、製作・据付進む

児島・坂出ルートの海峡部橋梁は、道路・鉄道併用橋であり列車を安全に高速走行させるために種々の検討がなされている。

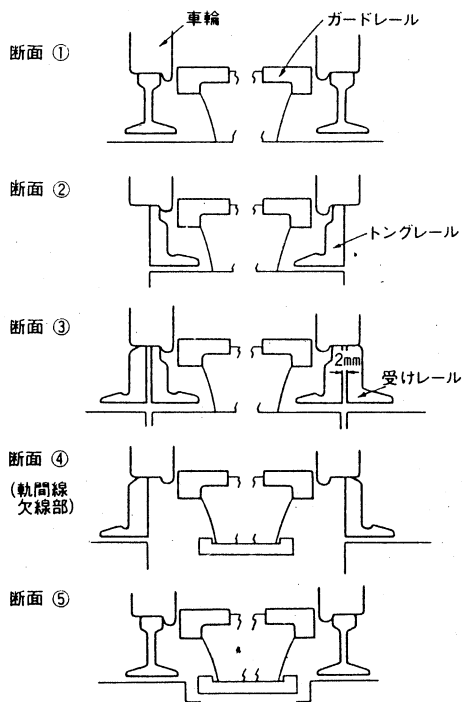
併用橋の場合、鉛直たわみは自動車・列車荷重等によって非常に大きく、なかでも吊橋は4～5mにもなる。このため橋梁端部、すなわち構造物との接合点で大きな角折れや伸縮が生じるが、その値は一般鉄道橋と比べてはるかに大きいものである。

このような大きな角折れと伸縮に対応するため種々の緩衝桁軌道伸縮装置を研究し、「さし込み桁方式」（吊橋用1500型）「移動まくら木方式」（斜張橋、トラス橋用、800特型）などを開発した。

このうち、吊橋用の1500型は、緩衝桁は角折れ緩衝桁、差し込み桁、ガード支持桁、受け桁及び側桁から構成されている。角折れ緩衝桁で吊橋端部のたわみによる折れ角を半減させ、差し込み桁とガード支持桁で伸縮に追随し、側桁と受け桁は、伸縮によって軌道中心がずれない



1500型緩衝けた軌道伸縮装置



1500型の車輪とレールの関係

よう差し込み桁とガード支持桁を案内する構造となっている。

軌道伸縮装置は、レール締結装置（鋼直Ⅲ形）、トングレール、受けレール、ガードレール、及び付属 EJ から構成されている。角折れに対しては、鋼直Ⅲ形締結装置を用いて緩衝桁と直結することで桁のたわみにレールを追随させ、トングレールと受けレールで伸縮を取る構造となっている。ガードレールは伸縮部で車輪が脱輪しないようトングレールと受けレールの内側に配置され、ロングレールの軸力が伸縮部のレールに作用しないよう付属 EJ を設けている。

1500型は、現在工場製作を進めているが、列車走行の安全性と伸縮量の確認のため機能試験を実施し架設を待つものも一部ある。

800特型については、斜張橋、トラス橋ともほぼ現場に据付けが完了している。

南備讃瀬戸大橋補剛桁架設始まる

児島・坂出ルート海峡部に架かる六つの長大橋のうち、橋桁工事が未着手であった同橋で補剛桁の架設が8月12日から開始された。

同橋では、今年4月末に主ケーブル架設を完了させ、ケーブルバンド、ハンガーロープの架設など補剛桁工事の準備を整えていた。

補剛桁架設では、工期短縮を図るためクレーン船で4パネルブロックを据え付ける「大ブロック架設工法」を採用し、8月12日早朝6時から長さ60m、重量1,500トンのブロックを北主塔（5P）の中央径間部約78mの位置にセットし、ハンガーロープ8ヶ所（32本）のうち、とりあえず6ヶ所と連結した。

同現場では、13日に南主塔（6P）の中央径間部、30日に5P、9月1日に6Pのそれぞれ側径間部で同様の4パネル大ブロック架設が行われ、面材によるサイクル架設は10月より実施している。

斜張橋、トラス橋の現況（Dルート）

児島・坂出ルートの岩黒島橋では、6月13日（主構）、6月26日（鋼床版）の閉合作業が実施され、海峡部六橋のうちで初めて橋上を端から端まで歩いて渡れるようになった。

岩黒島をはさんで隣り合い、サイズも同じ双子橋の櫃石島橋は、主桁の張り出し架設も大詰めとなり9月19日に主桁、10月6日に鋼床版が閉合した。

羽佐島と与島を結ぶ与島橋は、曲線区間に当るため、構造も複雑で橋桁が一段と高くなっているのが特徴で、それぞれのバランスをとりながら橋桁部分をトラベラークレーンで張り出していく工法で架設を進めてきたが、9月13日に中央径間の閉合を実施した。

羽佐島高架橋と番の州高架橋トラス部については、それぞれ、橋桁の一括架設によって、6月16日（羽）、7月4日（番）にブロックの据え付けが完了し、橋が概成した。

櫃石島橋が閉合したことによって 鷺羽山から番の州まで、吊橋のキャットウォークなどを使って歩き渡れることとなった。

本四公団の基準類

本四公団で現在適用している基準類は以下のとおりです。

*印以外のものは(財)海洋架橋調査会 (Tel03-662-7571)で販売しております。

仕様書・要領等

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

*測量作業規程	昭和55年度
*図面作成要領	昭和59年10月
技術関係資料取扱要領・技術関係資料 マイクロフィルム作成等事務処理要領	昭和56年4月
*海上工事安全施工技術指針	昭和52年3月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労 き裂の発生の一例(写真集)	昭和58年1月

設計基準類

海峡部における道路の建築限界および
幅員構成

昭和47年10月

用語と定義

昭和48年5月

上部構造設計基準・同解説(59.2一部改訂)

昭和55年6月

下部構造設計基準・同解説(56.8一部改訂)

昭和52年3月

耐震設計基準・同解説

昭和52年3月

耐風設計基準(1976)・同解説

昭和51年3月

鋼橋等製作基準・同解説(60.3一部改訂)

昭和52年3月

鍛鋼品製作基準・同解説

昭和55年3月

鋼橋等塗装基準・同解説(58.5一部改訂)

昭和55年3月

橋面舗装基準(案)

昭和58年4月

橋梁用マスコンクリート施工基準・
同解説(案)

昭和50年3月

仮設物設計指針

昭和52年3月

吊橋リンク・支承構造設計指針(案)

昭和51年3月

トラス格点構造設計指針(案)

昭和51年3月

鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・
同解説

昭和52年8月

耐震設計基準・同解説

昭和52年3月

吊橋主塔設計要領(案)

昭和55年3月

吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領(案)

昭和52年3月

ケーブルバンド設計要領(案)

昭和53年3月

ハンガー設計要領(案)

昭和53年3月

鋼床版設計要領(案)(58.10一部改訂)

昭和53年3月

鋼床版現場溶接施工要領(案)

昭和54年3月

風洞試験要領(1980)・同解説

昭和55年6月

鋼上部構造用鋼材選定要領(案)(60.3一
部改訂)

昭和48年9月

鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装
置設計要領・同解説

昭和59年3月

重力式直接基礎アンカレッジ設計要領
(案)・同解説

昭和55年3月

鋼設置ケーソン設計要領(案)

昭和54年2月

多室型緩衝工の設計要領(案)

昭和55年3月

複合材型緩衝工の設計要領(案)

昭和56年3月

大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要
領・同解説(案)

昭和54年11月

風化花崗岩の支持特性判定要領(案)

昭和55年3月

*陸上部道路橋設計要領(案)

昭和51年11月

*ケーブルアンカーの設計マニュアル

昭和49年2月

下路管理路設計マニュアル(案)

昭和53年9月

鉄道床組の標準図作成

昭和57年10月

材 料 規 格

昭和60年8月

高力ボルト類規格

リンク支承関係規格

鋼 材 規 格

昭和53年10月

鋼材規格解説

ケーブル材料規格

昭和54年6月

塗 料 規 格

昭和55年3月

本四技報編集委員会名簿 (アイウエオ順)

編集委員長 奈良平俊彦

編集委員	上田克己	越智勝
	加藤茂	金沢克義
	木村博司	佐藤辰雄
	佐原俊樹	篠原和徳
	下村稔	田島照義
	高見彰	辻英夫
	手島茂富	淵田政信
	牧野善栄	森章
	山崎廣志	山名至孝
	吉岡利春	吉田修
	吉田好孝	
	小暮三郎	(海洋架橋調査会)

本四技報 第40号

発行 昭和61年10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

東京都中央区日本橋小伝馬町11-9

住友生命小伝馬町ビル5F

電話 03(662)-7571

発行者 井上義光

印刷 中井編集デザイン事務所

定価 1,900円

