

報技四本

修監公団橋絡連四国本州

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

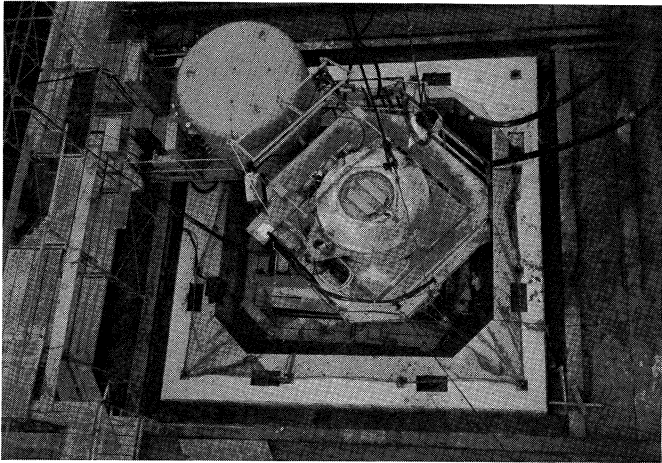
本四技報 第24号 目次

人口をめぐって……………	理 事……………	柴 田 啓 次…	1
亀浦高架橋の施工……………	第一建設局鳴門工事事務所……………	富 岡 紘……………	2
	同 上……………	山 本 茂 樹……………	
緩衝工の設計要領(案)……………	第二建設局坂出工事事務所……………	神 弘 夫……………	9
	設計部設計第三課……………	栗 野 純 孝……………	
南北備讃瀬戸大橋4A ケーブルアンカー……………	第三建設局坂出工事事務所……………	山 中 鷹 志……………	15
フレームの設計……………	同 上……………	栗 原 敏 広……………	
大型クレーン船を用いたパイロットロープ……………	第三建設局坂出工事事務所……………	馬 場 賢 三……………	22
渡海実験……………	同 上……………	平 野 茂……………	
	同 上……………	吉 元 郁 男……………	
大鳴門橋バックスティ径間の製作……………	第一建設局鳴門工事事務所……………	多 田 和 夫……………	30
Humber 橋訪問記……………	第二建設局児島工事事務所……………	奥 川 淳 志……………	37
技街ニュース……………			38

本四技報 第25号 (58.7) 掲載予定

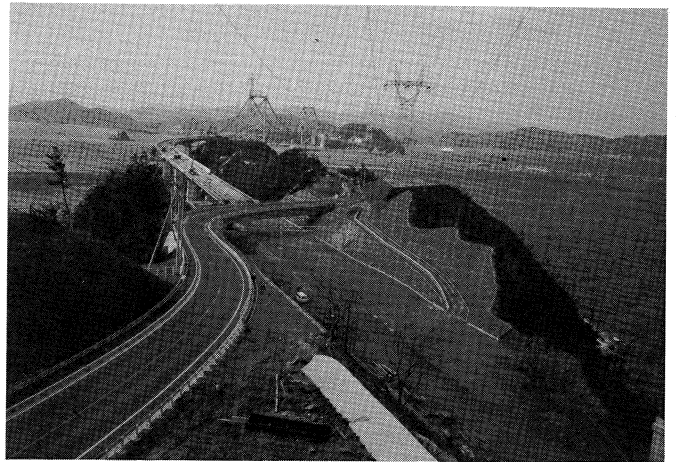
- 傾斜二層地盤の支持力に関する検討
- 伊弉高架橋上部工施工計画
- 与島高架橋の設計
- 因島大橋補剛桁架設
- 補剛桁高力ボルトのスベリ試験

神戸～鳴門ルート



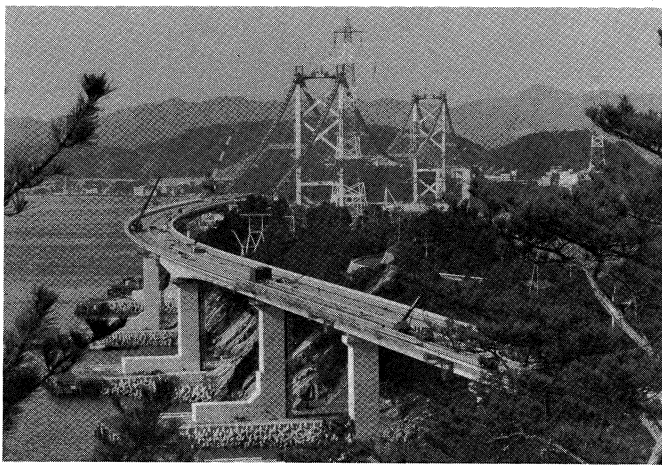
松帆沖地質調査（その1）

（58年2月）



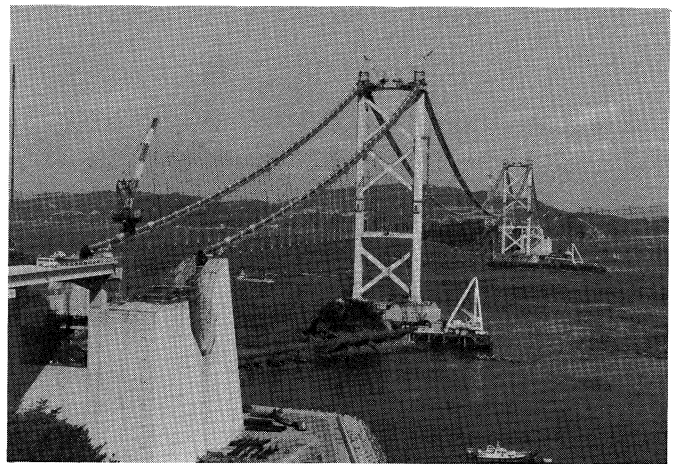
鳥取工事

（58年2月）



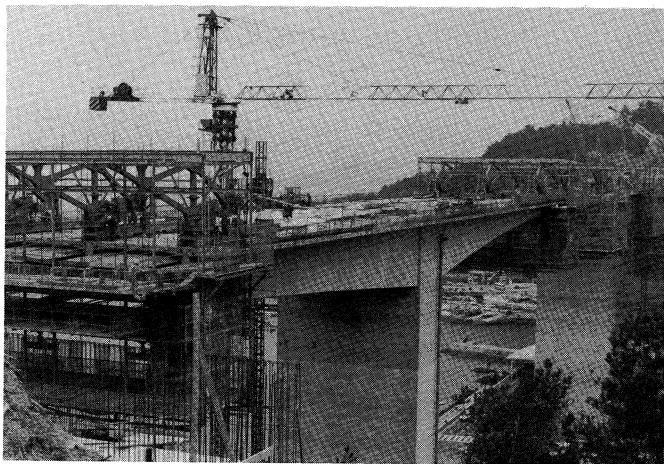
門崎高架橋上部工 架設工事

（58年2月）



大鳴門橋ケーブル架設工事

（58年2月）



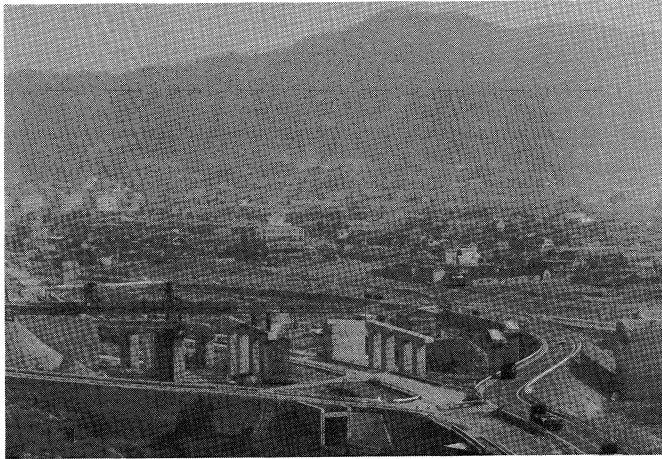
亀浦高架橋第1，2工区工事

（58年2月）



撫養橋下部工工事

（58年2月。）



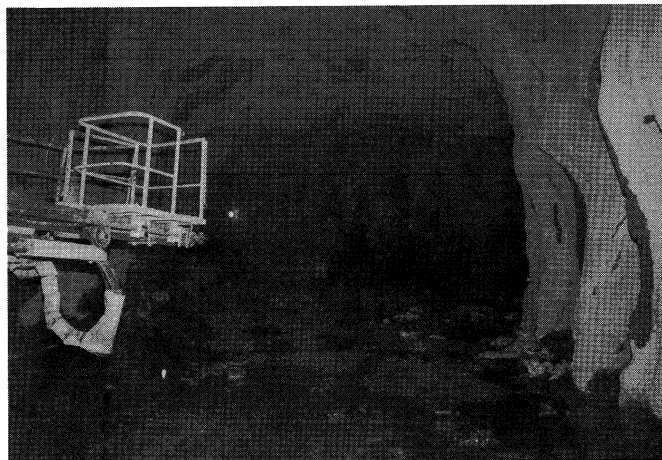
一般国道30号水島IC（その1）工事

（58年1月）



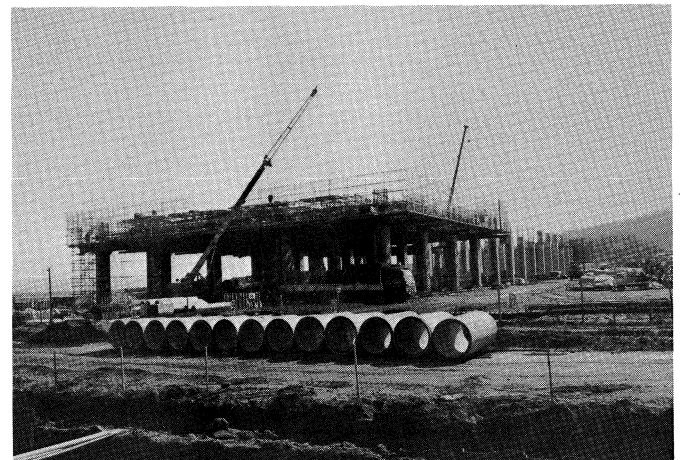
一般国道30号水島IC.PC上部工工事

（58年1月）



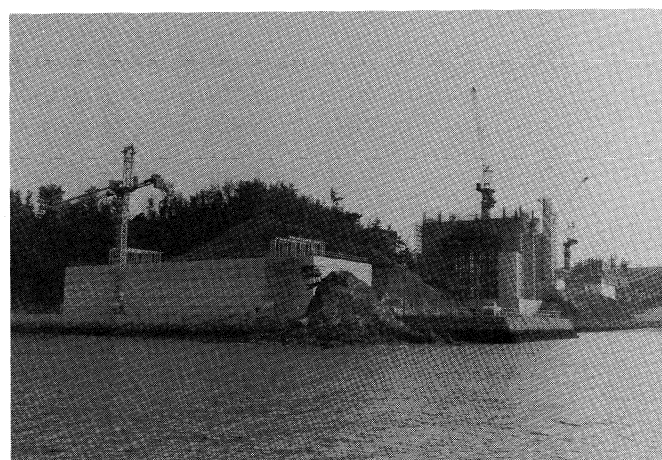
福南山トンネル南工区工事

（58年2月）



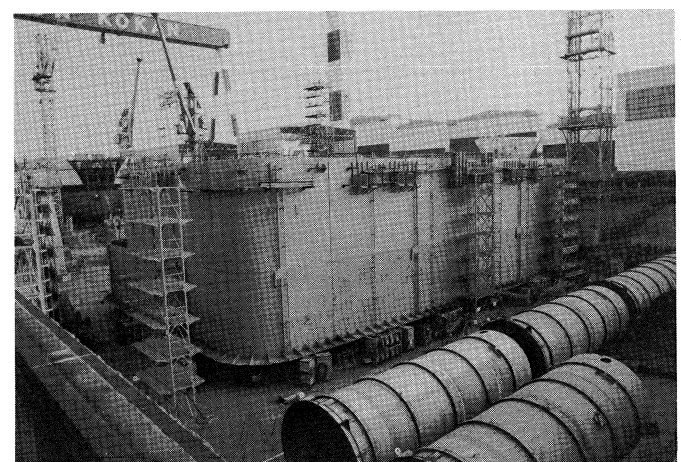
本四備讃線児島高架橋

（58年1月）



櫃石島地区（その1）工事（下津井瀬戸大橋3P、4A）

（58年1月）



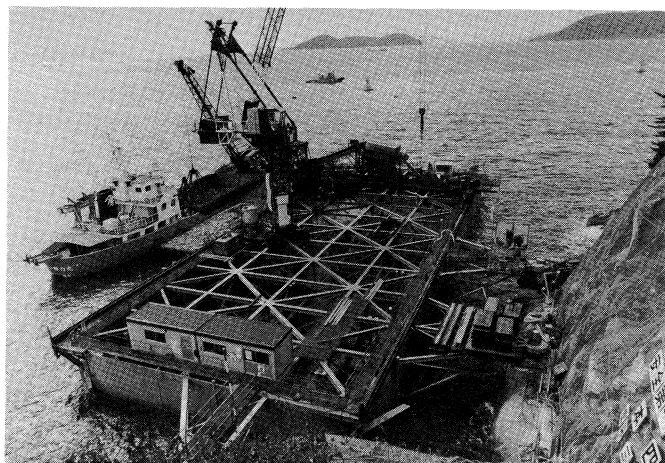
櫃石島橋3P鋼製ケーソン製作

（58年1月）



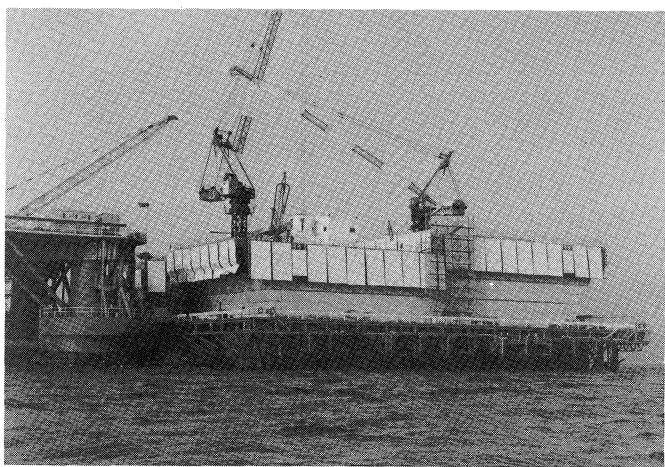
岩黒島橋下部工（その１）工事

（58年１月）



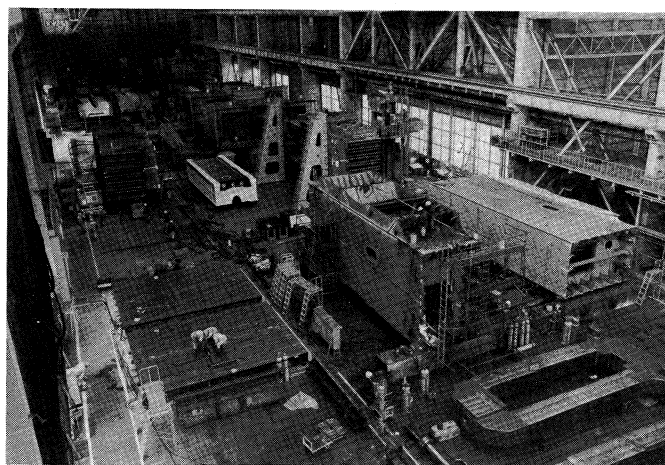
与島地区（その１）工事

（南北備讃瀬戸大橋２P、粗骨材投入中）（58年１月）



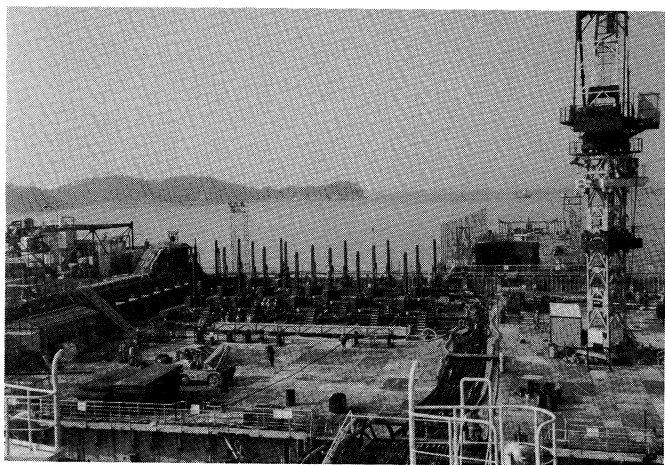
南北備讃瀬戸大橋下部工北工区（その４）工事

（南北備讃瀬戸大橋４A 気中コンクリート打設）（58年１月）



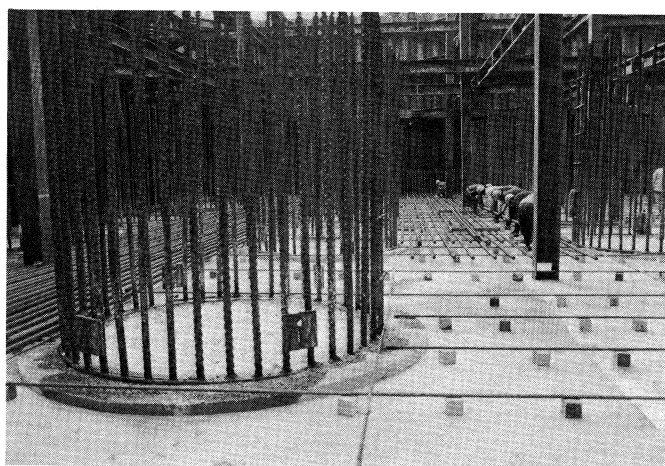
北備讃瀬戸大橋塔製作（２P）

（58年１月）



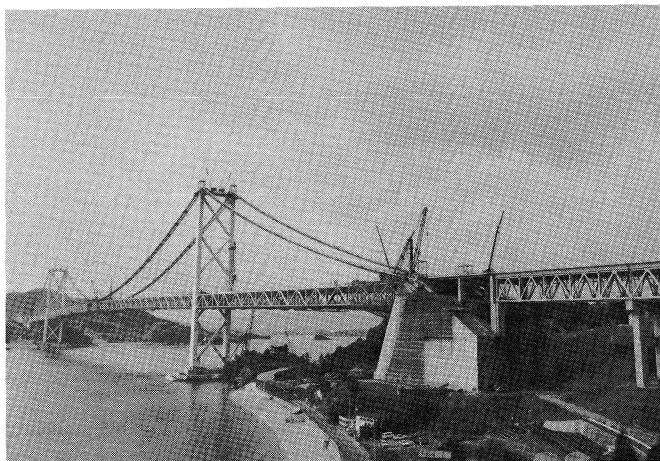
南北備讃瀬戸大橋下部工南工区（その３）工事

（南北備讃瀬戸大橋７A モルタル注入）（58年１月）



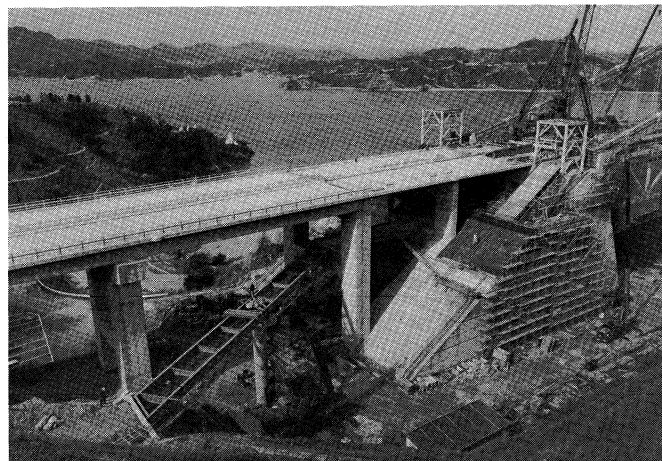
番ノ州高架橋下部工工事（その２）

（58年１月）



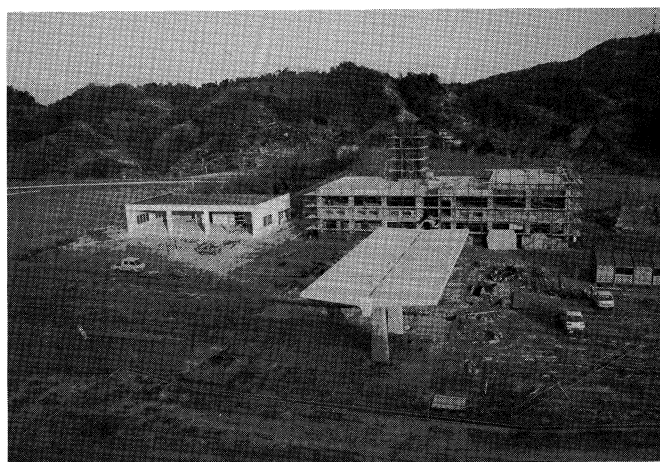
因島大橋全景

(58年2月)



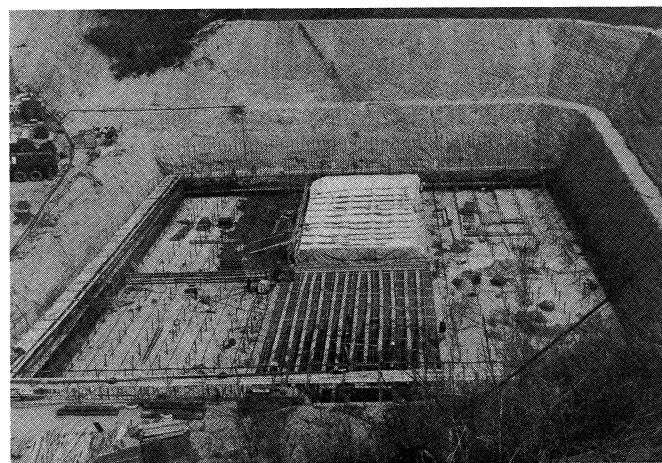
因島大橋4 A上屋工事

(58年2月)



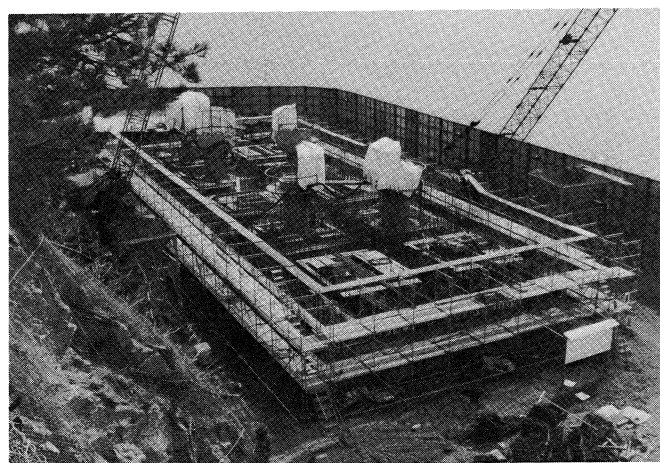
向島管理事務所新築工事

(58年2月)



伯方・大島大橋4 Aコンクリート打設

(58年2月)



伯方・大島大橋5 Pニューマチックケーソン

(58年2月)

人口をめぐって

On Population

理事 柴田 啓次
Hirotsugu Shibata

人口は、経済活動の源泉であるとともに、その成果でもある。県や市町村が、その人口の消長に多大な関心を示すのもそのゆえならばこそである。

ところで、太古から現在まで、日本列島では延べ5億人の人々が活動してきたといわれる。このうち19世紀以前の延べ人口がその6割の約3億人、20世紀に入ってから80年余りの間が、全体の約4割の約2億人といわれる。最近においていかに人口が急増し、稠密な経済活動が行なわれているかがよくわかる。

最近、人口をめぐっての論議としては、

- (1) 出生率の低下によって、総人口の規模が第3次全国総合開発計画の想定より下回り、それだけに、高令化のテンポが更に早まり、20世紀末には、65才以上の人口割合が15.6%という欧米並みの高水準に到達するであろうこと
- (2) 人口移動率は低下し、地方圏と三大都市圏との間の人口転出入はようやくバランスがとれ、昭和55年国勢調査では前回国勢調査時よりも人口が減少したのは東京都のみで、他の道府県はすべて人口が増加するという結果がでたこと

などをめぐって、人口の地方定住の促進、地域経済の活性化、高令化社会への対応、女性の社会参加の条件整備等々が課題とされているところである。

ところで、どの社会でも人口成長には急増しやがて安定するという波のような動きが何回かくりかえされている。太古のことはよくわからないが、わが国でも、縄文時代の人口循環、弥生時代から10世紀までにかけての大きな波（稲作の普及）、14・15世紀にはじまり、16・17世紀の急速な人口増加（市場経済の発展）、19世紀に始まり現在その頂上に近づきつつあるとみられる第4の波（工業化の進展）と4つを数えることが多い。

さて、日本列島に人類が住みついたのは3万年以上前とされる。1万年ほど前から縄文式文化がはじまるが、縄文中期の人口は、およそ25万人といわれている。このころは東日本の方が圧倒的に人口が多かったようである。縄文後期、晩期に至り、気候の寒冷化に伴い、東日本の人口は激減し、日本列島全体の人口もかなりおちこむ。

紀元前3世紀ごろ、九州北部に新しい文化（弥生式文化）がおこる。紀元前1世紀には東日本も弥生式文化におおわれるようになる。これとともに日本の人口は急速に増加し、この人口成長は1,000年もつづき、8世紀を

すぎるところから成長を鈍化させて11世紀に至る。西暦700年（平城京遷都は712年）の人口は523万人と推計されている（経済企画庁「日本列島における人口分布の長期時系列分析」(昭和49年3月)）。このとき、近畿以西の西日本がおおよそ6割を占めている。

平安時代（平安京遷都は794年）から室町時代後期（応仁の乱は1467年から）までは、人口の著増はない。前掲分析によれば1500年の人口は、953万人とされているから、800年間で430万人、約8割の人口増にとどまる。しかし、14・15世紀ごろから市場経済がすすみはじめ、16世紀中葉から17世紀にかけて、すなわち戦国時代から江戸時代前期（桶狭間の戦いは1560年、江戸開府は1603年、義士討入りは1702年）における人口爆発につながる。1700年の人口は、2,829万人と推計されているから、200年間で約3倍、1,900万人の増である。この人口爆発は市場経済の進展に伴い、農民が経済合理性にめざめ、小農自立がすすみ、それまで有配偶率の著しく低かった隷属農民、傍系親族が自立して世帯をもつといういわば婚姻革命と衣食住全般にわたる日常生活水準の向上による死亡率の改善とが大きな原因になっているとされる。

江戸時代後期は人口停滞期であったが明治（元年は1868年）に入って人口は急増する。1872年の全国人口は、3,480万人（日本統計年鑑）とされているが、昭和15年（1940年国勢調査）では、70年間でその倍以上の7,311万、戦争による一時減少はあったが、昭和25年国勢調査では8,412万人、55年国勢調査では1億1,706万人とこの30年間で戦前70年間の人口増と等量の大きな人口増をもたらしている。

人口の地域別配分をみると、停滞期とされている江戸後期でも多彩な展開がみられる。飢饉・疾病の影響、そして人口増と新田開発の循環によって、北陸や西南日本では大きなプラスで、東奥羽、関東、近畿では大きなマイナスとなっている。山陽地方、四国地方の全国人口に対する構成比は、前記分析による1846年数値では、それぞれ9%、7%であるが、昭和55年国勢調査では5.3%、3.6%にすぎないのは明治以後の大きな変化だ。

現代の人口停滞、静止人口化のきざしが、わが国文明の爛熟なのか。将来はどうなるのか。本四連絡橋の完成によって、山陽、四国、さらに広く西日本の人口のウェイトはどうなるのか、想像の夢と期待は果てることがない。

亀浦高架橋の施工

Construction of Kameura Viaduct

鳴門工事事務所 第五工事長

富岡 紘
Hiroshi Tomioka

鳴門工事事務所 第五工事長付

山本 茂樹
Shigeki Yamamoto

1. まえがき

亀浦高架橋は、鳴門海峡をまたぐ大鳴門橋に連なる四国側の橋梁の中で最初の道路単独の長大橋である。(図-1 位置図)

本橋は、比較的鋼橋の占める割合が多い本四橋梁の中で、数少ないプレストレストコンクリート道路橋であり、その主な特徴は、岩盤上に設置される大型ニューマチックケーソン、高い橋脚及び広い道路幅員を可能にする上部構造の箱桁にある。しかしこれらの特徴の外、計画、設計、施工等の中で要求された厳しい自然条件、社会条件等が背景にあって現在施工が行われている。(図-2)

現在工事は最盛期を迎えており、上部工の主桁部をワーゲンによる張出し架設が行われている。(写真-1)

本文は、亀浦高架橋の施工のうち、下部工については

K4P及びK5Pの施工を、上部工については、K3P～K6P間のディビダーク工法によるワーゲン施工を中心に報告するものである。

なお、上部工については前述のように施工途中でもあり、一部計画も含めて報告している。

2. 工事概要

亀浦高架橋の上部工は、完成時幅員33.25m(6車線)、橋長593.35mのプ

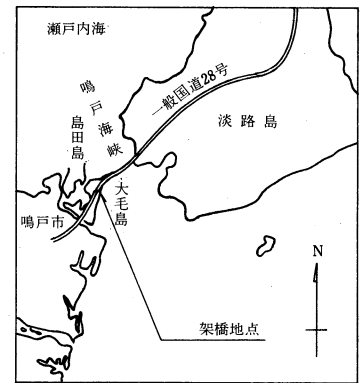
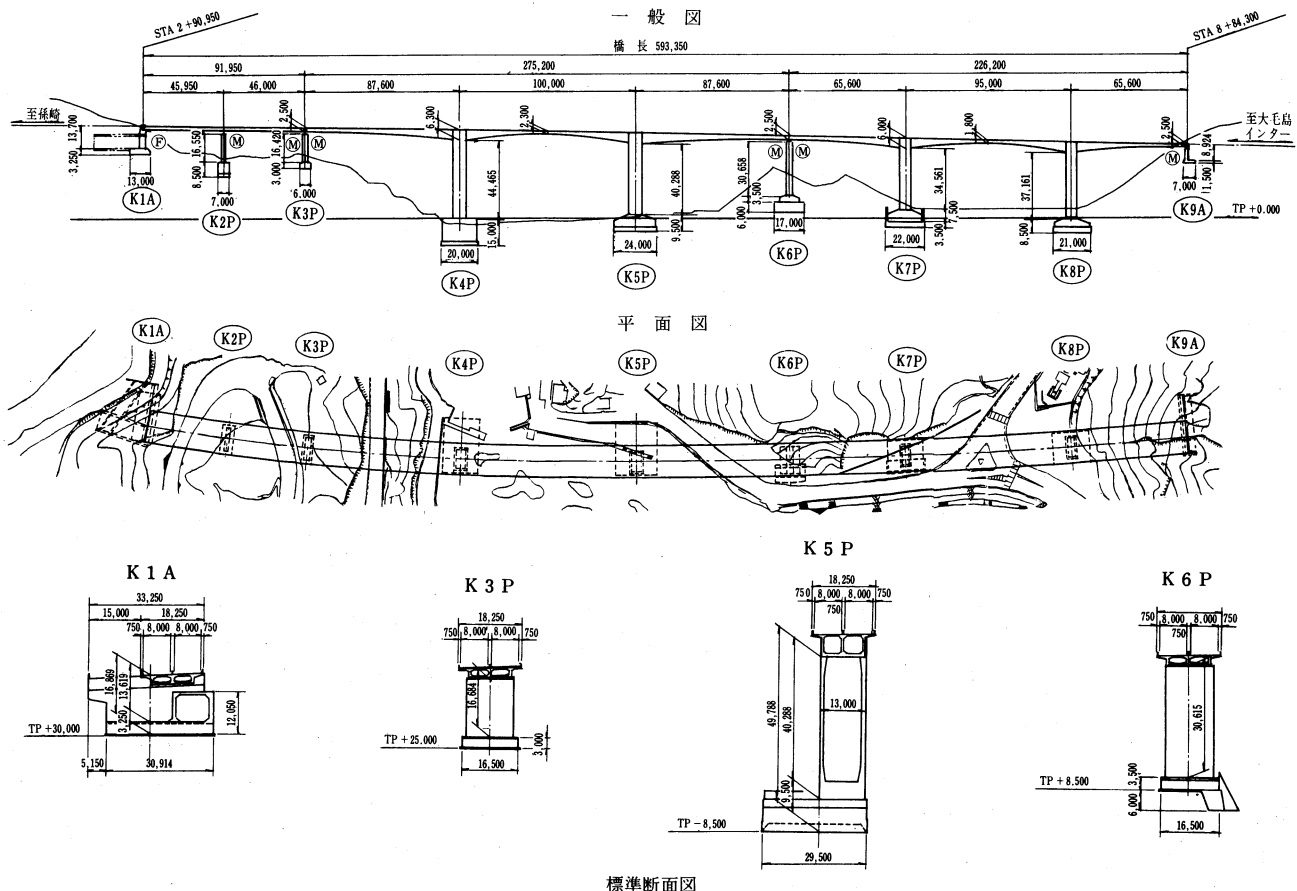


図-1 位置図



標準断面図

図-2

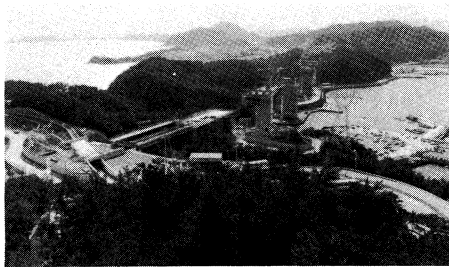


写真-1
亀浦高架橋上部
施工状況

レストレストコンクリート道路橋 (TL-20、TT-43) であるが、今回施工は幅員18.25m (4車線) の2径間連続PC橋一連及び3径間連続有ヒンジPCラーソン橋2連の暫定施工である。表-1に上部工構造諸元を示す。

下部工は、ケーソン基礎及び直接基礎であり、このうちケーソン基礎のK4P・K5Pは海上部施工となるため完成施工とした。表-2に下部工構造諸元を示す。

3. 下部工の施工

3.1 築島工事

(1) 築島の計画

K4P及びK5Pは、亀浦漁港の中にあり、基礎工事のために築島を行う。築島の締切り工法には、コルゲートセル工法、コンクリートブロック工法、セルラーブロック工法等があるが、経済性に於いて有利で且つ組立、運搬、撤去の施工性が優れているコルゲートセル工法を採用した。

築島天端高は、塑望平均満潮平均潮位 (TP+0.6m) に0.5mの余裕をとりTP+1.1mとし、台風等による波浪を考慮し波返し (高さ1.0m) を設けた。

(2) 築島の施工

図-3に築島工標準断面図を示す。

築島工事は、まずセル設置位置での推積層の除去をグラブ浚渫船 (グラブ容量1.2m³) に行ったのち、マウンド形成用の捨石 (100~200kg/個) をガット船 (199t) により

表-1 上部工構造諸元

上部工名	K1A~K3P	K3P ~ K6P	K6P ~ K9A	合計
橋種 (橋格)	プレストレストコンクリート道路橋 (一等橋、TT-43、TL-20)			-
型式	2径間連続 PC橋	3径間連続 有ヒンジPCラーメン橋	3径間連続 有ヒンジPCラーメン橋	-
橋長	l = 593,350 m			-
支間長	45,400m + 45,400m	87,000m + 100,000m + 87,000m	65,000m + 95,000m + 65,000m	-
幅員	8,000m × 2			-
工法	フレシネ工法	ディビダーク工法	ディビダーク工法	-
コンクリート (m³)	1,300	5,000	4,000	10,300
鉄筋 (t)	130	540	400	1,070
PC鋼材 (t)	60	580	340	980

表-2 下部工構造諸元

下 部 工 名		K1A	K2P	K3P	K4P	K5P	K6P	K7P	K8P	K9A・	合 計
橋	構 造 型 式	連丁式橋台	壁式橋脚	壁式橋脚	箱形橋脚	箱形橋脚	壁式橋脚	箱形橋脚	箱形橋脚	連丁式橋台	—
	形 状 寸 法(m)	36.1×3.5	13.5×2.2	13.5×3.3	13×7.5	13×7.5	13.5×3.5	13×6	13×6	33.3×2.1	—
	橋 脚 高 さ(m)	10.1	16.6	16.4	44.6	40.3	30.7	34.6	37.2	8.9	—
	コンクリート(m³)	4,500	490	740	2,500	2,200	1,500	1,500	1,600	520	15,550
	鉄 筋(t)	300	16	19	580	510	54	330	340	20	2,169
基 礎	型 式	直接基礎	オープンケーソン	直接基礎	ニューマチックケーソン	ニューマチックケーソン	直接基礎	直接基礎	ニューマチックケーソン	直接基礎	—
	形 状 寸 法(m)	13×28.3×3.3	7×16.5×8.5	6×16.5×3	20×31.5×15	24×29.5×9.5	11×16.5×3.5	20×17.8×7	21×17.8×8.5	7×33.3×2	—
	支持地盤高(m)	T.P.+35.3	T.P.+23	T.P.+28	T.P.-16.5	T.P.-8.5	T.P.+8.5	T.P.-3	T.P.-9	T.P.+30.5	—
	コンクリート(m³)		780	290	6,900	6,300	580	2,200	3,000	400	20,450
	鉄 筋(t)		67	10	880	600	32	79	200	17	1,885

投入し、潜水夫により不陸整正を行った。

次に、コルゲートセル施工後の埋砂が捨石のすき間より流出するのを防ぐために、防砂シート (厚さ1mm) を敷設し、その上にコルゲートセル (直径6m、高さ2.5~4.9m) を、現場より約1.5km離れた亀浦作業基地にて組立て、36t吊起重機船により運搬、据付を行った。

コルゲートセル据付完了後、セルの移動防止のために、セル内には順次中詰石 (1~5kg/個) を、セル前面には被覆石 (200~600kg/個) をガット般により投入した。

コルゲートセル構築後、埋砂を前述の亀浦作業基地の岸壁に砂船により陸揚げして、ダンプトラックにより運搬し、コルゲートセルの背面によりまき出し、ヤードの造成を行った。これと併行してコルゲートセル天端に厚さ30cmの天端コンクリート及び波返しの施工を行い、築島工を完了した。(写真-2)

工事現場は、狭い漁港の中であるため、漁船の航行に支障を与えることなく作業を進めなければならなかったこと、コルゲートセルの海上運搬路が旅客船等の航路を横切るため、運搬時間帯に制限があったこと、観光地であるために、埋砂の陸上運搬時期には制約があったことなど数多くの制約条件があったが、地元関係者と協議を重ねた結果トラブルもなく築島工事を終えることができた。

3.2 ニューマチックケーソン工事

(1) 仮設備工事

ニューマチックケーソン工事に於いて、主要な設備としては、電気設備・送気設備・硝出し設備がある。(図-4)

電気設備の容量計画は、工事電力使用量が最大となるニューマチックケーソン工事で計画し、最大電気容量は1,200KWの設備とした。

送気設備は、近くに民家があり騒音を抑えるために、防音ハウス内にコンプレッサーを設置する計画とし、函

内送気用低圧コンプレッサー4台、予備1台、掘削用高圧コンプレッサー1台を設置した。また、停電等の非常事態に備えて100PSディーゼルコンプレッサーを1台設置するとともに、減圧病の発生に備えてホスピタルロック1台をハウス横に設置した。

硝出し設備は、三脚デリックを3基設置したが、作業ヤードが狭いことから、工事用通路を確保するためH鋼によるフレームを構成して、地上4mの位置に三脚デリックを設置した。

(2) ケーソン躯体の構築

K4Pケーソンの刃口は、鋼製であり、平面寸法20.2m×31.7m (重量75t) にもなるため、製作段階に於いて10分割して製作を行い、工場より陸送して現地にて組み立てを行った。

現地では、分割された部材同士を現場溶接としたが、現場溶接では、温度及び風速の管理が重要であり、これらに対する対策を充分に行った。

ケーソン刃口設置後、ケーソン作業室天井スラブのコンクリートの打設を行うが、スラブの支保工としては、施工性の良い土砂セトルを採用し、土砂セトルの締め固めにより刃口金物が外側へ変形するのを防ぐため、上下2段にタイロッドを配置した。また、土砂セトルとスラブコンクリートの縁切りのために、ポリフィルム(厚さ0.15mm)を敷設した。

天井スラブの打設は、1回の打設量が946m³にもなるため2社のプラントより供給し、ポンプ車は作業ヤードが狭いため2台とした。

ポンプ車1台当りの打設能力は、45m³/hr、打設面積630m²の2層打ちとした。

写真-3にケーソン躯体構築状況写真を示す。

スラブコンクリート打設後、沈下掘削のためのマンロック1基、マティリアルロック5基を設置し、沈下掘削に入った。

(3) 沈下掘削

K5Pケーソンの沈下箇所は、刃口据付面下約0.6mで岩盤の露出する山側と、築島で使用した埋砂の海側とでは、地盤支持力に差があること、岩盤面が海側に傾斜し

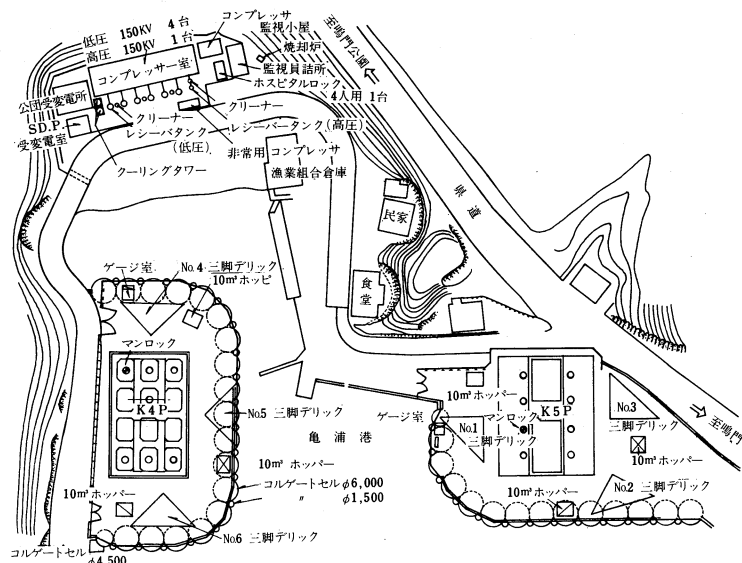


図-4 仮設配置図

の制限及びケーソン傾斜にそなえてのサンドル設置等を計画した。

図-5にK5P地質図を示す。

実際に沈下掘削を開始すると、予想通りケーソンの根入れが浅い時期に岩盤が山側に現われ、海側への変位が見られた。このため、ケーソンを海側に傾斜させないように、函内に於ける海側へのサンドル設置、刃口部の岩盤を充分に取り除いてからの沈下の実施、及び沈下量の制限などの対策をとった。その結果、最大変位量を10cm以内に納めることができた。

ケーソンの沈下条件式は、沈下荷重(ケーソン自重+載荷荷重) > 沈下抵抗(揚圧力+周面摩擦抵抗+刃先抵抗)であり、沈下関係図に基づいて、かつ、これを適宜修世しながら、実際の沈下掘削を管理しなければならない。(図-6) 当初計画では、沈下抵抗力がケーソン自重より大きい時が一時的にあったが、実際には、沈下初期より岩盤が現われたため周面摩擦力が仮定値と異なったこと、また、作業気圧が必ずしも理論気圧に等しくないこと、及び刃口部分の抵抗が極力小さくなるように掘削を行ったことなどによって、特別の措置を講ずることなく沈設できた。

函内の掘削は、天井走行型電動バックホウ(バケット容量0.1m³)2台と、電動ショベル(バケット容量0.2m³)3台を用いて2直制で実施した。(写真-4)

岩盤掘削は、発破を併用して行った。

発破に際しては、附近の民家に対する影響を考慮し、1回当たりの薬量の制限、段発の採用等の対策をとると共に、民家のそばで振動測定を行い、過大な発破とならぬよう薬量等を管理しながら作業を進めた。

削孔は、さく岩機で0.6mピッチ、深さ0.7m~0.8mの穴を削孔し、削孔完了穴には孔壁崩壊を防止するため塩ビパイプを入れておき、装薬時にパイプを抜いて爆薬と込物を充填した。

発破方法としては、導爆線による発破と電気雷管発破

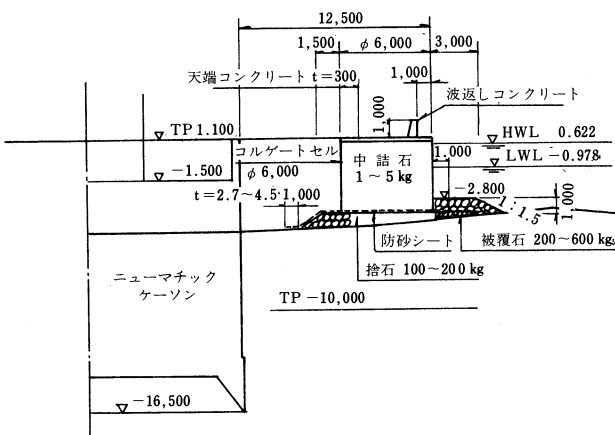


図-3 築島工標準断面図



写真-2
築島施工状況

ていることなどから、ケーソン沈下中に変位及び傾斜が懸念されたため、沈下の変位及び傾斜に対する対策として、ケーソン変位及び傾斜の測定、1回当たりの沈下量

があるが、迷走電流の懸念、通電時の電流漏洩の可能性
があること、段発発破の実施等によって、電気雷管では
不発残留が起こりやすいと考えられ、安全性の高い導爆
線による発破を行うことにした。

発破作業を行う場合は、作業員を函外に退避させ、発
破後の後ガスを排出し、酸素濃度計で安全を確認したの
ち、入函させる処置をとった。



写真-3
ケーソン構築状況

岩盤試験は、K4P・K5P ケーソン基礎底面において、
平板載荷試験及びブロックせん断試験を実施し、基礎底
面の支持力、変形特性やせん断強度を把握することとした。

当構造物の設計許容支持力(地震時)は、K4Pで800t/m²
(設計反力190t/m²)、K5Pで393t/m²(設計反力115t/m²)
であるが、試験結果では、K4P 極限支持力1,485t/m² 以
上で、許容支持力(地震時)に換算すると1,485×1/2 ≒
750t/m²、K5Pで極限支持力849t/m²(許容支持力425t/m²)
以上であった。なお、上記の値は、基礎底面の一部に混
在する和泉層岩盤 C₂～Dランクの岩盤における試験結果
である。また、設計地盤定数は、和泉層岩盤評価ランクⅢ
で、E_s=6,000kg/cm²、C=30t/m²、φ=30°であるが、試
験結果及び岩盤観察より総合的に判断して、支持岩盤面
は大半がC₁クラス以上の良好な岩盤であり、E_s=6,000
kg/cm²以上が期待できると考えられ、また、ブロックせん
断試験結果によれば、C=50～150t/m²、φ=60°である
が一般的な値としてC=80～260t/m²、φ=45～50°と推
定した。(表-3)

3.3 橋脚工事

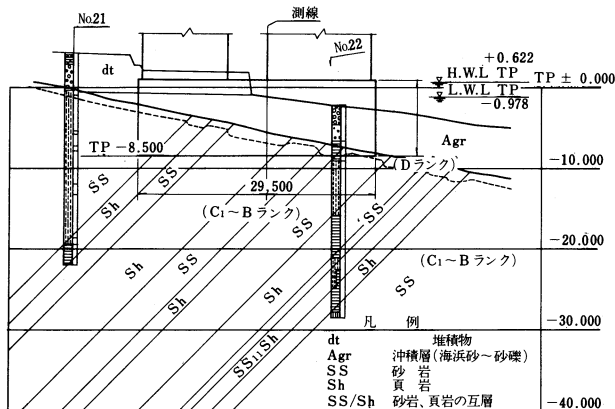


図-5 K5P地質図

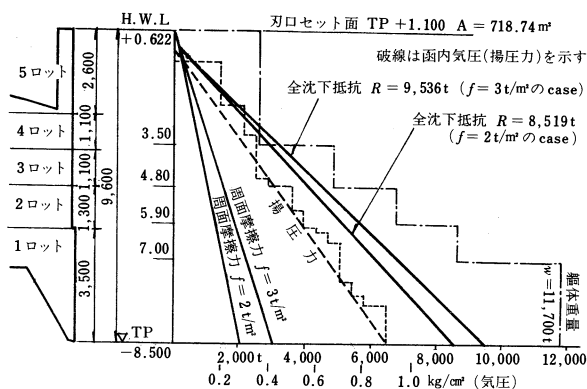


図-6 K5P沈下関係図

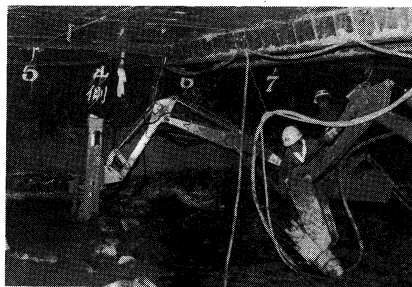


写真-4
ケーソン函内の
作業状況

橋脚の標準断面は橋軸方向7.5m、橋軸直角方向13.0m
壁厚1.0mの長方形中空断面である。橋脚高さはK4Pが
約45m、K5Pが約40mであり、1ロット打設高さは3.75m
とした。

橋脚施工に必要な作業足場は、内外部とも枠組足場と
し、2ロットに1回行われる鉄筋の圧接時に必要な高さ
を順次組み上げた。型枠はメタルフォームを大型パネル
化し、スライド時には水平クレーン(吊り能力2.5t、ジブ
長さ30m)にて吊り上げてセットした。コンクリートはポ
ンプ打設とし、1回当たりの打設量は約140m³で、1時間
当たり約30m³/hrの打設量であった。橋脚の最終ロットに
は上部工事に必要なP C鋼棒が配置されるため、橋脚
本体よりも圧縮強度の大きいコンクリートが打設された。
写真-5に橋脚施工状況写真を示す。

4. 上部工の施工

4.1 柱頭部

橋脚完成後、柱頭部の施工を行う。

柱頭部の形状は、桁高6.3m、橋軸方向の長さはワー
ゲンを2基組立てるのに必要な9.5mとなっている。

柱頭部の構築にあたり、ブラケット及びH鋼による床
組上に支保工を組み、型枠、鉄筋、P C鋼材の配置を行
うが、資材の吊込みは橋脚工事に引き続き水平クレーン
を使用した。(図-7)

コンクリート打設区分は、打設量と作業手順から下ス
ラブ部(150m³)、ウェブ部(135m³)、上スラブ部(85m³)
の3分割とし、コンクリートポンプ車により打設した。

ポンプ車で送り出す鉛直高さは50m、水平長さは15m
程度であり、1時間当たり20m³/hrの打設量であった。
コンクリート打設後、P C鋼棒を緊張し、支保工の解体
を行った。

表-3 平板載荷試験結果

No.	岩の種類	最大荷重(t/m ²)	変形係数(kg/cm ²)
1	砂 岩	1,485	7,110
2	頁 岩	1,485	8,000
3	頁 岩	1,485	5,330

注) 1. 載荷板はφ30cmである。各ケースとも降伏にいたっていない。
2. 変形係数は400~600t/m²前後の荷重で求めている。

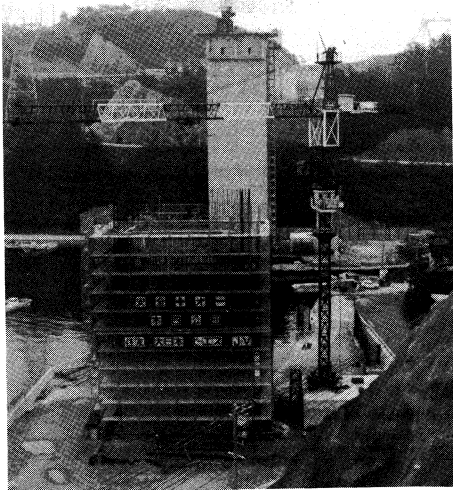


写真-5
橋脚施工状況

4.2 張出し架設部

張出し施工に先立ち、柱頭部にワーゲンの組立・解体及びコンクリート打設のため、橋脚工事で用いた水平クレーンより吊り能力の大きいジブクレーン(E-60)を組立て、水平クレーンを解体した。また、昇降エレベーターの設置を行った。

張出し架設は、中央径間48.5m、側径間48.0mであり、桁高はそれぞれSin.曲線で変化し、柱頭部から桁端に行くに従い桁高は低くなっている。施工ブロック長さは、ワーゲン(3主桁中型)の能力とコンクリート打設量から2.5m、3.0m、3.5mの3種類とし、K4P側で32ブロック、K5P側で43ブロックに分割し施工する計画とした。(図-8、9)

次に表-4に標準サイクル表を示し、各作業の施工について述べる。

表-4 標準サイクル表

工種	日数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ワーゲン移動据付		■									
型 枠 組 立 て		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
P.C鋼棒配置		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
鉄 筋 配 置		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
コンクリート打設		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
養 生		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
緊 張		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

①型枠組立て

ワーゲン移動据付け後、型枠のセットを行う。型枠は、

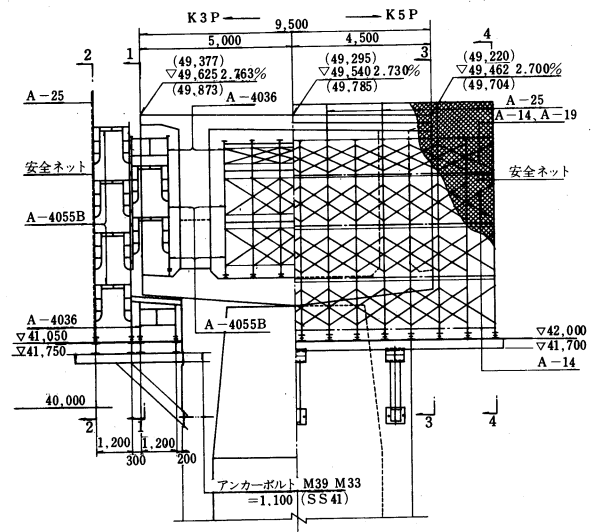


図-7 柱頭部支保工

ワーゲン移動と同時に前進できるようにウェブの内枠を除いてすべてワーゲン本体よりP.C鋼棒及びチェーンブロックより吊下げられている。型枠は、計画高さに揚げ越し量及び線形を加味し、所定の位置にセットする。また、小口型枠は、原寸加工場に於いてP.C鋼棒、鉄筋の位置を図面通りに孔あけし、設置する。

②P.C鋼棒、鉄筋の配置

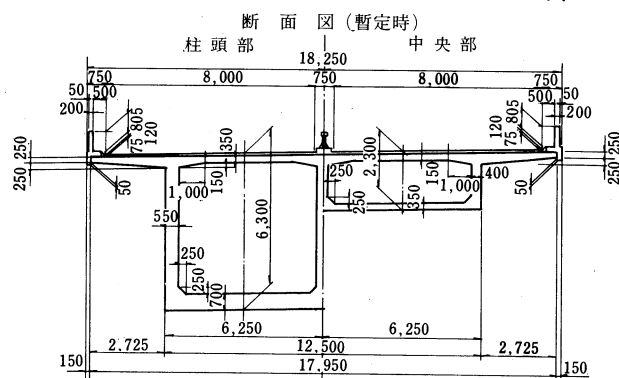
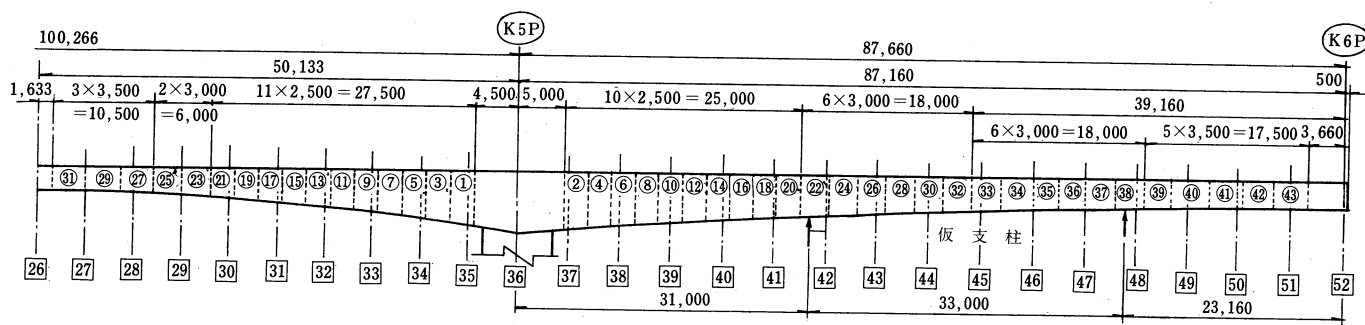
型枠がセットされると、主鋼棒(橋軸方向)の接続を行う。主鋼棒は主に2ブロックごと(5~7m)にカップラーにより接続され、緊張側と固定側を区別するため、コンクリート面から出る長さを前者は1m、後者は0.5mとし、カップラーシースの取付け位置が区別できるようにしている。また、本橋は曲線橋で且つ幅員が広いので、4ブロックに1回、それぞれのP.C鋼棒の長さの調整を行う。主鋼棒が配置されると、下スラブから順次鉄筋が組立てられ、床版横筋鋼棒の配置が完了後、地覆、高欄の鉄筋が組立てられる。(写真-6)

③コンクリート打設

張出し施工時のコンクリートは、ジブクレーンを使用して1.3m³バケットにて吊り上げ、ジブクレーンの旋回半径内ではワーゲンにセットされたホッパーで直接受け、下スラブ、ウェブ、上スラブの順に打設される。旋回半径外では、フォークリフトで橋面上を運搬し、ベルトコンベアーを介して打設する。1回の打設量は40~60m³であり、1時間当たり打設量は7~8m³程度である。

④養 生

本橋の桁下には、漁港及び交叉する県道、市道があるために、養生は橋面に浸透性被膜養生剤の散布及び養生マットにより湿潤状態を保たせることにした。特に冬期は、ワーゲン全体をシートで囲みジェットヒーターで養生することが初期強度を期待するうえでは有利な方法であるが、工事箇所では北西風が強く、ワーゲンにおよぼす影響が大きいことから、電熱マットを使用することを計画している。



⑤ 緊 張

緊張は、最終の生コン車より供試体を取り、 260 kg/cm^2 の圧縮強度が確認されたのち作業を行う。夏期ではコンクリート打設終了時から1.5日後、冬期では2～2.5日後に緊張がなされる。

⑥ワーゲン移動

ワーゲン移動は、ワーゲン本体にセットされた電動モーターによりまずレールを前進させ、次に自動走行装置により本体を前進させる。ワーゲンのセットは水平にすることが基本であり、横断勾配に対してはトラス材と横バリ材との間に鋼製のキャンバー材を配置し、前後の油圧装置を作動させることにより水平にセットする。また、ワーゲンは、漁港、県道、市道上を通過するため、ワーゲン周囲にセイフティネットを張り、下面にはシート張りにより絶対に飛来落下のないよう安全を図った。

図-10にワーゲン構造図、図-11に張出し架設施工状況図を示す。

4.3 側径間部

左右のバランスを保ちながら施工する張出し工法では、側径間の張出し長さは中央径間の張出し長ちにより制限されるため、側径間部では支保工施工を必要とする区間が生じる。一般図で分かるとおり、K3P～K4P間では支保工施工が可能であるが、K5P～K6P間に於いては県道が横断しており、支保工施工は交通の支障となり、地形条件から不可能であり、県道の両側に仮支柱（TP1、TP2）を設け、主鋼棒の他に仮締鋼棒を併用することにより、側径間全体を張出し施工することにした。仮支柱はそれぞれ6mづつの単体（約6t）に分割し、K5P 築島内より150tトラッククレーンにより組立てた後、仮支柱通

過用に改造したワーゲンにより張出し施工する。仮支柱にはそれぞれ300t油圧ジャッキ6台を配置し、支点沈下が生じた場合にはジャッキを作動させ、設計応力とたよう管理する。張出し施工完了後、桁端の一部を吊支保工にて施工後、仮締鋼棒の緊張力を解放し、仮支柱を撤去する。

4.4 中央ヒンジ

中央ヒンジ部の施工は、支点反力調整を行った後、中央径間の張出し施工部の残り約1.5mづつ、3mを吊支保工にて施工する。中央ヒンジ部には、せん断力を拘束する鉛直沓と、水平力に抵抗する水平沓を同時にセットし、コンクリートを打設する。本橋は鉛直沓については、接触部が従来から使用されていた線接触のものでは沓の摩擦が考えられるため、面接触のものに変更し、万一破損しても取換え可能な構造とした。

4.5 揚げ越し

本橋のように中央ヒンジタイプ型式の橋梁では、主桁完成後の主桁のたれさがり現象がみられることがあり、美観上好ましいものではない。揚げ越し量を決定する主な項目は、①張り出し施工時に生ずる変形、②側径間支保工部に生じる変形、③側径間仮支柱での施工時に生じる変形、④主桁完成後生じる変形（橋面荷重・クリープなど）、⑤美観上の揚げ越しからなり、①～③の主桁完成時までに生じる変形と、④⑤の主桁完成後生じる変形に区別できる。特に、後者の⑤の値を決定するにあたっては意見の別かれるところであるが、打設したコンクリートの弾性変形、プレストレスの減少量がそれぞれ設計値と異なった場合のことを考慮して、中央径間で50mmを張り

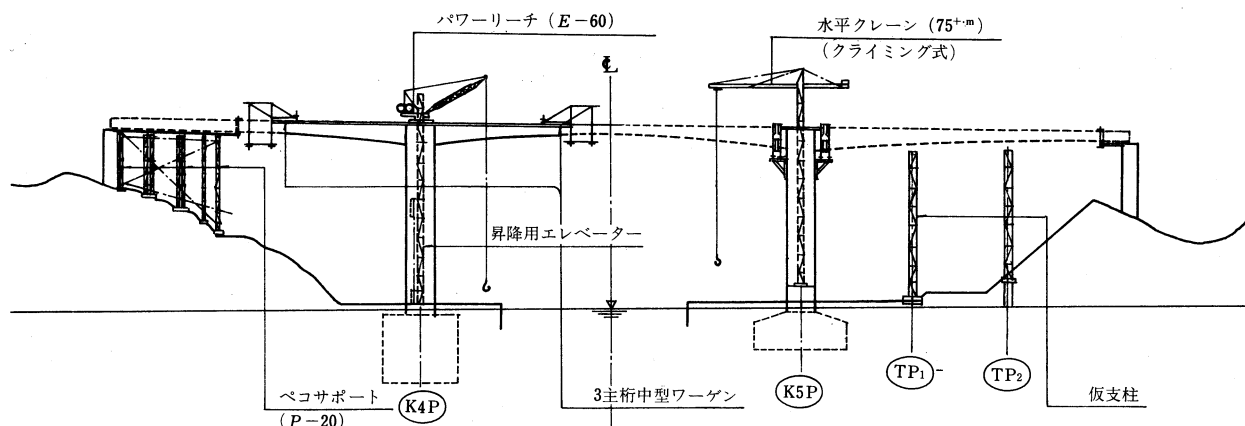


図-11 張出し仮設施工状況図

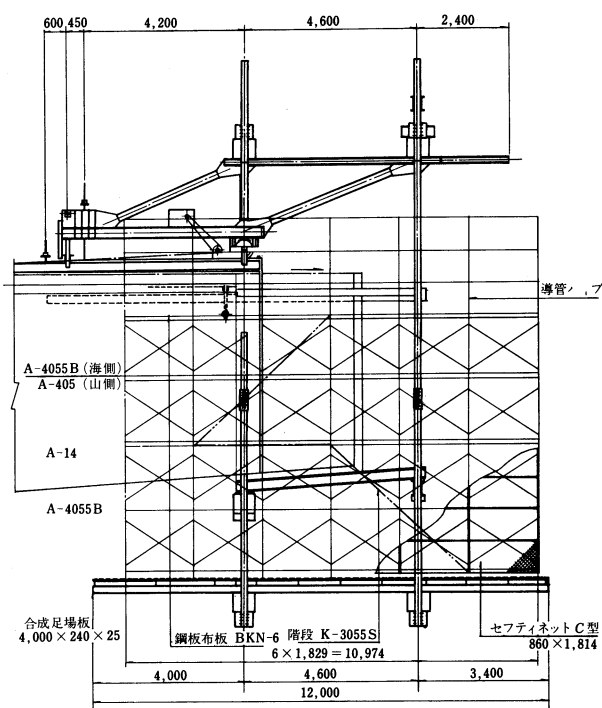


図-10 ワーゲン構造図

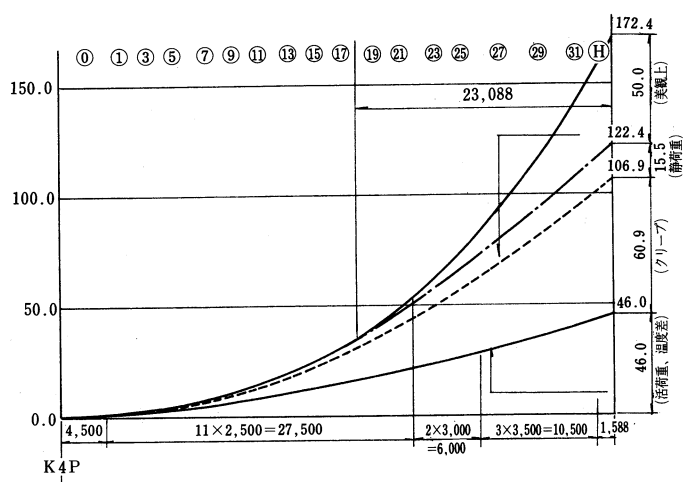


図-12 揚げ越し計画図

出し長さの約1/2区間より2次曲線で揚げ越すことにした。(図-11)

日常の揚げ越し管理として、コンクリート打設前、打設後ごとに橋面測量を行い、気温等の影響を考慮しながら、それぞれの施工段階での計画高さのチェックを行っている。(図-12)

5. あとがき

亀浦高架橋工事も着手以来3年近く経過したが、その間も決して平穏無事であったわけではない。上部工事が本格化して完成まであと約1年余りとなった今、公団初のディビダグ工法によるプレストレストコンクリート橋として無事に完成して、鳴門公園の景観と調和した姿を見せることを願っている。

本報告は上部工が施工途中で、概略の計画を述べたに過ぎないので、工事完了後別の機会に報告させて顶きたい。

最後に、本報告をまとめるに当たり協力を頂いた関係者の皆様に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) ディビダグ工法設計施工指針(案)・土木学会
- 2) 道路橋示方書・同解説、日本道路協会
- 3) 亀浦高架橋第一工区岩盤試験報告書、昭和56年4月、本四公団
- 4) 大鳴門橋下部工(その2)工事1A基礎底面岩盤試験報告書、昭和53年12月、本四公団

緩衝工の設計要領(案)

Design Specification of Buffer Structure

坂出工事事務所 第九工事長 神 弘 夫
Hiroo Jin
設 計 部 設計第三課 栗 野 純 孝
Sumitaka Kurino

1. まえがき

本州四国連絡橋の海峡部を横断する長大橋の桁下高・橋脚位置の決定にあたっては、日本海難防止協会（以下日海防という）の航行安全調査報告等にもとづき、航行船舶の支障とならないような配慮が払われている。

また、航路標識、照明設備あるいは無線による船舶誘導設備などの航行援助施設も設けられることから、船舶が海上交通のルールを守るならば橋脚に衝突することは通常あり得ないものと考えられる。

しかしながら、瀬戸内海は航行船舶が輻輳し、橋脚と船舶の衝突事故が万一発生した場合には、沈没や油脂類による汚染などの重大災害となる恐れもあることから、衝突事故の際に船舶の損傷をも最小限に抑えることが強く求められている。

これに応じ公団では、船舶の航行実態、衝突の事故例・形態・エネルギー及び船舶の構造等の基礎的調査を日海防に委託しこれらのデータを得るとともに、昭和54、55年には具体的な緩衝工の構造検討を日海防に委託し実施した。

これらの委託業務の成果として、多室型および複合材型緩衝工と称する衝突時に圧壊することにより、衝突エネルギーを吸収し船舶本体を防護する緩衝工の設計要領(案)が得られている。

本文は、このうち多室型緩衝工の設計要領(案)の概要について述べるものである。

2. 多室型緩衝工の概要

緩衝工に求められる機能は、①衝突力を緩和すること、②衝突エネルギーを吸収することであり、大型船の衝突まで対象とした場合にはそのエネルギーは $10^4 \text{ t} \cdot \text{m}$ のオーダーにも達する。そのため緩衝工としては、従来から用いられてきた木材やゴム袋に圧搾空気を詰めたものなどの吸収エネルギーが小さいものでは十分とはいえないことから多室型とよばれる緩衝工が考えだされたものである。多室型緩衝工とは図-1に示すとおり、リブ、対傾構、横梁、鋼板等で多くの室に区画割りされた鋼構造物で、剛体基礎の周囲に取付けられ、船舶が衝突した場合それ自身が圧壊することにより衝突エネルギーを吸収し船舶に生ずる損傷を最小限にするとともに橋脚をも防護する設備である。

3. 設計の基本条件

3.1 対象船舶及び衝突形態・速度

緩衝工の設計にあたって、まず定めるべきこととしてどんな船舶が、またどのような衝突(形態・速度)で衝突するかの問題がある。これについては、船舶の航行状況、潮流、水深などのデータをもとに各橋脚毎に定めるべきであるが、要領(案)では日海防の航行安全調査をもとに対象船舶の上限を $30,000 \text{ G} \cdot \text{T}$ とし、衝突形態は表-1の組合せから適宜選ぶこととしている。

また、衝突速度として、①航路に沿う通常航行船：13ノット、②航路を横切る小型船：10ノット、③漂流船：潮流速+2ノットを標準とした。

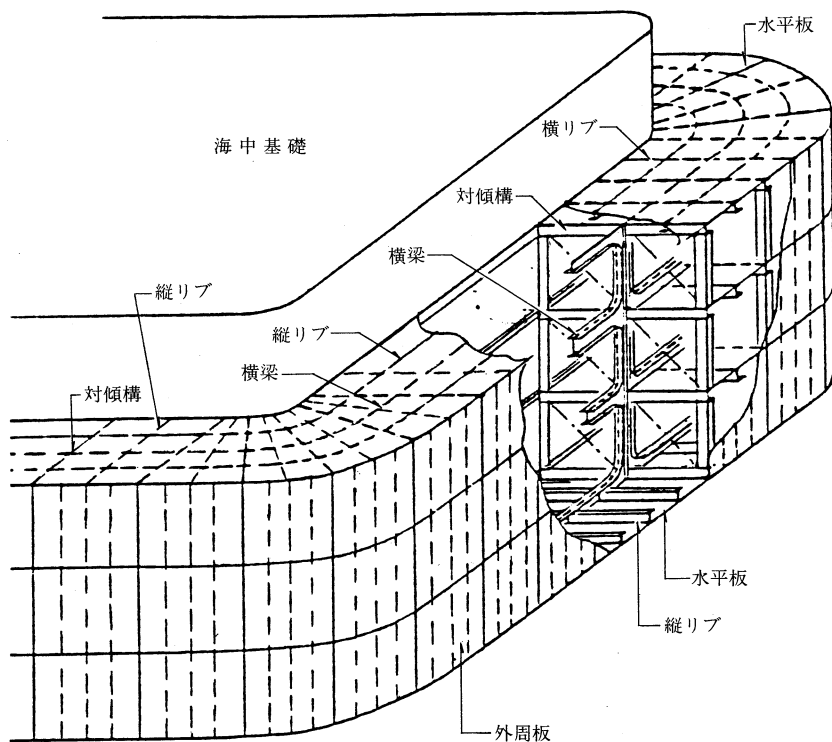


図-1 多室型緩衝工

表－１ 衝突形態の組合せ

項 目	内 容
衝突船の種別	航行船、漂流船
船舶の衝突箇所	船首、船側、船尾
海中基礎への衝突場所	航路直角面、航路平行面、コーナー部（橋軸平行面）（橋軸直角面）
衝突状態	正面衝突、斜め衝突、回頭衝突、向心衝突、偏心衝突

3.2 船舶衝突時の許容条件

船舶衝突時において船体及び緩衝工に生ずる変形、あるいは部分的な圧壊をどの程度まで許容するかは、緩衝工の設計にあたって極めて重要である。一般の船舶は、船首部に隔壁を有しており、衝突時に圧壊する部分がこの隔壁より前方の範囲であれば沈没等の大事故に至らないこと、また、船側衝突の場合は船体の圧壊を許容する

表－２ 船舶衝突時の許容条件

		許 容 条 件
船 体	船 首 部	船首隔壁までの圧壊を許容する。
	船 側 部	塑性変形が生じる状態まで許容する。
緩 衝 工	本 体	全圧壊を許容する。
	取 付 部	原則として弾性設計とする。

と、浸水・沈没あるいは海上汚染など重大な災害をまねく恐れがあることから、船首部については圧壊までを、船側部については塑性変形までを許容することとした。

また、緩衝工は非衝突時には、死荷重・潮流・波圧・静水圧等の荷重に対し一般の構造物と同様にその形状と耐久性を保持するよう設計されなければならない。したがって、各荷重の組合せによる各部材の応力は弾性領域内にあることを確認することとしている。（表－２参照）

4. 設計の手順

緩衝工の設計にあたっては、船舶の衝突形態によって船舶の許容衝突力、許容変位量などの設計条件に相違があり、これに伴い衝突エネルギーの吸収機構にも２通りの考え方がある。

従って、設計手順にも大別して、船首衝突及び船側衝突の２つの流れがある。

図－２に設計手順のフローを示し、以下に説明を加える。

① 設計条件の決定：対象船舶、衝突速度、衝突形態及び外力を求めるための海象・気象条件を定める。

② 衝突エネルギーの算定：①で定めた船舶と衝突形態について式(1)、(2)で計算し、外的条件として設定する。

③ 船体強度と吸収エネルギーの算定：船体強度と吸収エネルギーは、式(7)、(8)で船首の荷重－変位（以下 $F_s - \delta_s$ と呼ぶ）、吸収エネルギー－変位（以下 $E_s - \delta_s$ と呼ぶ）曲線を求め船体側の条件として設定する。

④ 緩衝工の必要性判定：緩衝工が必要か否かの判定において不必要な状態とは、船首衝突の際にその衝突エネルギー E_0 をすべて船首部の許容変位量内で吸収できる場合をいう。一般に船側衝突を考え合せた場合には、何らかの緩衝工が必要になる。

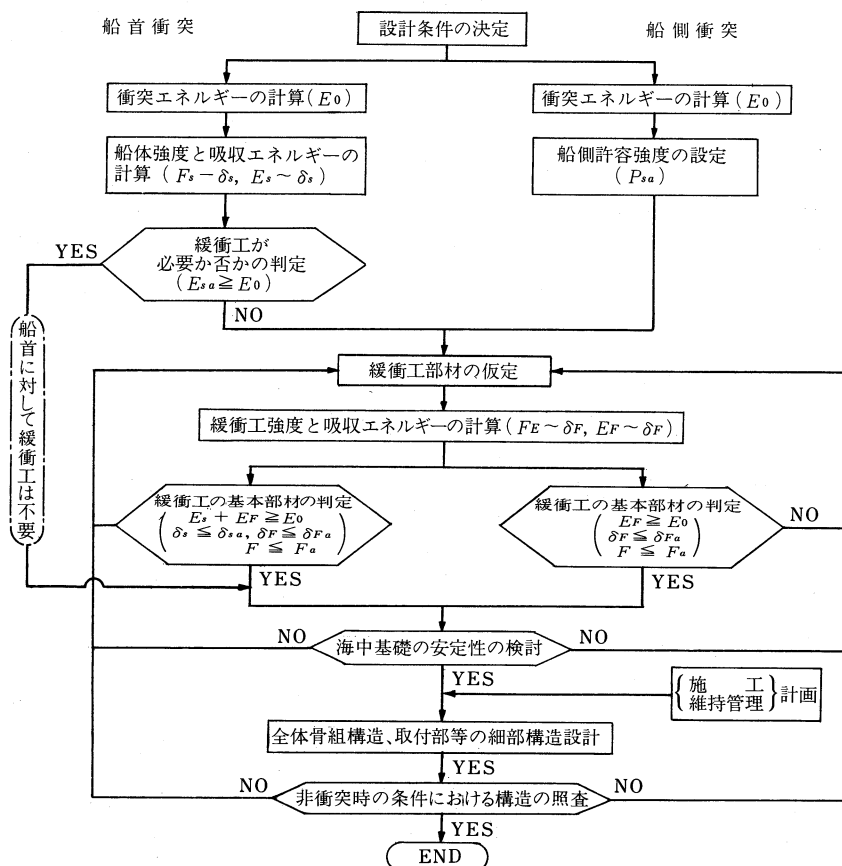
⑤ 緩衝工部材の仮定：対象船舶、衝突方向、潮位差等を考慮し、緩衝工部材の寸法、間隔、方向等を仮定する。

⑥ 緩衝工強度と吸収エネルギーの算定：緩衝工強度と吸収エネルギーは、式(10)、(11)で船首及び船側衝突の荷重－変位（以下 $F_F - \delta_F$ と呼ぶ）、吸収エネルギー－変位（以下 $E_F - \delta_F$ と呼ぶ）曲線を求め、緩衝工側の条件として設定する。

⑦ 基本部材の決定：船体及び緩衝工双方の吸収エネルギーの分担、変位量及び衝突力を判定し緩衝工の基本部材を決定する。

⑧ 細部構造の検討：製作、取付、取替等の施工及び維持管理の条件を考慮し、ブロック割、取付部構造等を定める。

⑨ 非衝突時の照査：衝突時の条件で設定された構造に対して、暴風時等の荷



図－２ 設計の手順

重条件で緩衝工部材の照査を行い、所定の安全率を満足することを確認する。

4.1 衝突エネルギー

船舶衝突時に緩衝工に伝達される衝突エネルギー E_0 は、一般に次の式で表わすことができる。

1) 前進運動の場合

$$E_0 = \frac{1}{2g} \alpha \cdot \Delta \cdot V^2 + \frac{1}{2g} \beta \cdot \Delta \cdot (r\omega)^2 \frac{1}{1 + (\frac{\ell}{r})^2} \quad (1)$$

2) 横漂流の場合

$$E_0 = \frac{1}{2g} \beta \cdot \Delta \cdot V^2 \frac{1 + (\frac{\ell}{r})^2 \cos^2 \gamma}{1 + (\frac{\ell}{r})^2} \quad \dots\dots(2)$$

ここに、

E : 衝突エネルギー (t・m)

g : 重力加速度 (9.8 m/sec²)

α, β : 付加質量係数 ($\alpha=1.1, \beta=1.4$ としてよい)

Δ : 船舶の満載排水量 (t)

V : 船舶の衝突速度 (m/sec)

ω : 衝突前の船舶の回転角速度 (rad/sec)

ℓ : 接触点から船舶の重心までの距離 (m)

r : 水平面における船舶の重心まわりの慣性回転半径 ($r=1/4 \times L$ としてよい)

γ : 船舶の重心と接触点を結ぶ線と衝突速度ベクトルとのなす角度 (deg)

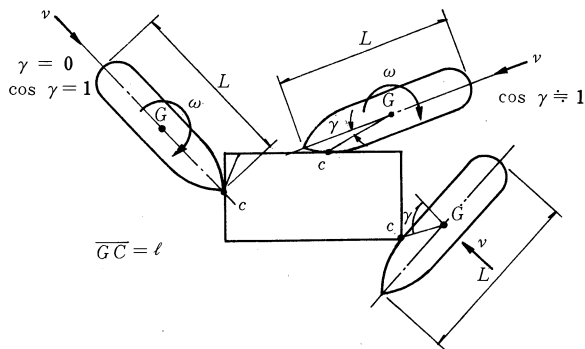


図-3 船舶の衝突状態

衝突時の対象船舶の回転角速度 ω が明らかでない場合は、各種船舶の旋回成績から求められた平均値 $\omega=0.035$ (rad/sec) を用いてもよい。

4.2 船体強度と吸収エネルギー

4.2.1 船首部の圧壊荷重

船首部の強度や変形特性を一義的に設定するのは、対象船舶や衝突状況の違いを考えると難しい問題ではあるが、設計のうえでは船首部の構造及び形状を実船の調査実績をもとに図-4に示すように標準化している。また図-4の標準形状に対応する標準寸法を表-3に示す。これによると船長 L を定めると、船首強度の計算に必要なすべての寸法が求められることになる。

船首部圧壊荷重は船首部側板の座屈荷重にほぼ等しい

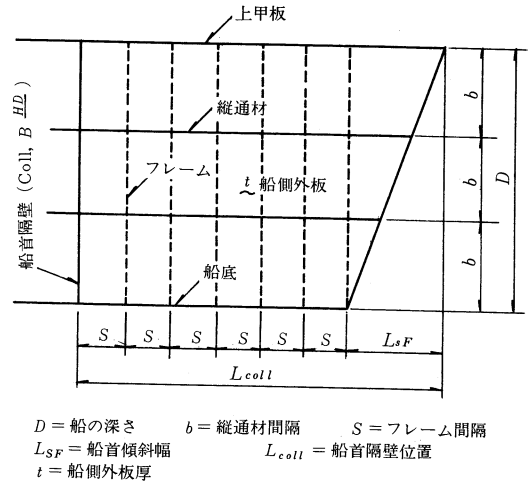


図-4 標準化された船首形状

表-3 船首部の標準寸法値

構造寸法	記号	標準寸法	単位
船の深さ	D	$0.08 L$	m
船側外板厚	t	$0.82 \sqrt{L} + 2.5$	mm
フレーム間隔	S	610	mm
船首隔壁位置	L_{coll}	$0.1 L$	m
縦通材間隔	b	$3 \cdot S$	mm
船首部傾斜幅	L_{SF}	$0.25 D$	m
船首部先端角度	2θ	$35^\circ \sim 70^\circ$	
船体幅	B	$L/10 + 3.81$	m

注) 船長 L は、船舶規模 (G.T.) から別途推定する。

ことから式(3)、(4)により求められる。

$$\delta_{cr(s)} = K \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \leq \sigma_Y \quad \dots\dots(3)$$

$$P_{cr(s)} = 2 D t \cos \theta \cdot \sigma_{cr(s)} \quad \dots\dots(4)$$

ここに、

$\delta_{cr(s)}$: 船首部側板の座屈応力 (t/m²)

$P_{cr(s)}$: 船首部の圧壊荷重 (t)

K : 座屈係数 $= \left(\frac{S}{b} + \frac{b}{S}\right)^2$

E : ヤング率 $= 2.1 \times 10^7$ (t/m²)

ν : ポアッソン比 $= 0.3$

σ_Y : 降伏応力度 (t/m²)

θ, t, b, D, S : 図-4, 表-3による。

4.2.2 船側強度

船側衝突における船側の許容強度は、図-5に示す船側部の外板または肋骨のどちらかに全塑性曲げモーメント M_p が生じる時の荷重として求められる。すなわち式(5)、(6)のいずれか小さい値となる。

$$P_{sa1} = 3 \delta_Y \left(\frac{t}{S}\right)^2 \quad \dots\dots(5)$$

$$P_{sa2} = \frac{12 \delta_Y Z_{p2}}{S \cdot \ell^2} \quad \dots\dots(6)$$

ここに、

P_{sa1} : 船側外板の許容強度 (t/m²)

P_{sa2} : 船側肋骨の許容強度 (t/m²)
 δ_Y : 鋼材の降伏応力 (t/m²)
 t : 板厚 (m)
 S : 肋骨間の距離 (m)
 ℓ : 隔壁間距離または甲板と底板(または中甲板)間の距離 (m)
 Z_{p2} : 塑性断面係数 (m³)

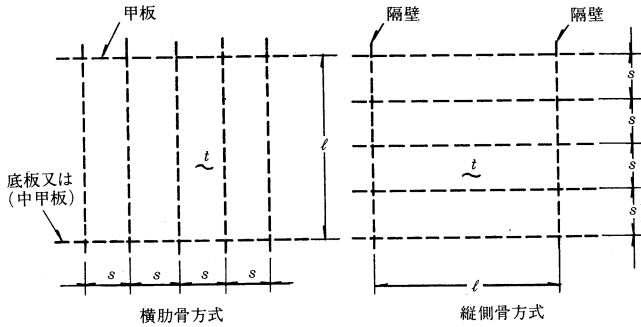


図-5 船側構造

4.2.3 船首の荷重、吸収エネルギーと変位

船首衝突の場合の荷重-変位 ($F_s - \delta_s$) 曲線及び吸収エネルギーと変位 ($E_s - \delta_s$) 曲線は式(7)、(8)で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} F_s &= \frac{\delta_S}{\delta_{SF}} \cdot P_{cr(s)} \quad (0 \leq \delta_s \leq \delta_{SF}) \\ F_s &= P_{cr(s)} \quad (\delta_{SF} < \delta_s \leq \delta_{sa}) \end{aligned} \right\} \dots\dots(7)$$

ここに、

F_s : 船首に作用する荷重
 δ_s : 荷重 F_s における船首部の変位量
 δ_{SF} : 船首部傾斜部の長さ (= L_{SF})
 δ_{sa} : 船首部の許容変位量 (= $\frac{2}{3} L_{coll}$)

$$\left. \begin{aligned} E_s &= \frac{1}{2} \cdot \frac{P_{cr(s)}}{\delta_{SF}} \cdot \delta_s^2 \quad (0 \leq \delta_s \leq \delta_{SF}) \\ E_s &= P_{cr(s)} \cdot \left(\delta_s - \frac{1}{2} \delta_{SF} \right) \quad (\delta_{SF} < \delta_s \leq \delta_{sa}) \end{aligned} \right\} \dots\dots(8)$$

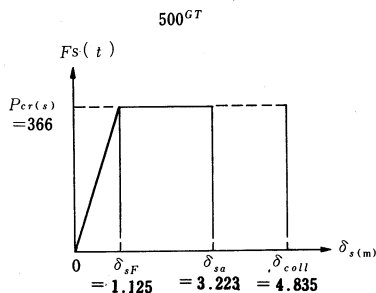


図-6 船首部の $F_s \sim \delta_s$ 曲線、 $E_s \sim \delta_s$ 曲線

ここに、

E_s : 変位量 δ_s における船首部の吸収エネルギー

500 G・T の船舶の $F_s - \delta_s$ 、 $E_s - \delta_s$ 曲線の計算例を図-6に示す。

4.3 緩衝工強度と吸収エネルギー

4.3.1 船首衝突

船首部が緩衝工に衝突した場合、本要領(案)では緩衝工が図-7に示す食いこみ型の破壊形態をとるよう緩衝工を設計することとしており、緩衝工強度と吸収エネルギーは次の前提条件にもとづいて計算する。

① 緩衝工(衝突に対する有効部材)としては水平板およびリブのみとする。

② 水平材は幅方向について強度一定とする。

③ 船首部先端が海中基礎に達するまでは、船首部は圧壊せず、緩衝工のみの圧壊(図-8中Ⅰ)によりエネルギーを吸収する。これだけで衝突エネルギーが吸収されない場合は、船首部先端が海中基礎に到達した後は緩衝工の圧壊範囲が拡大する(図-8中Ⅱ)と共に船首部も先端から圧壊(図-8中Ⅱs)し両者で衝突エネルギーを吸収する。

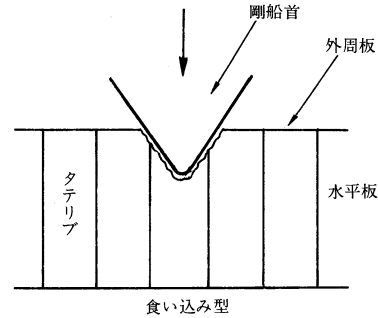


図-7 破壊形態

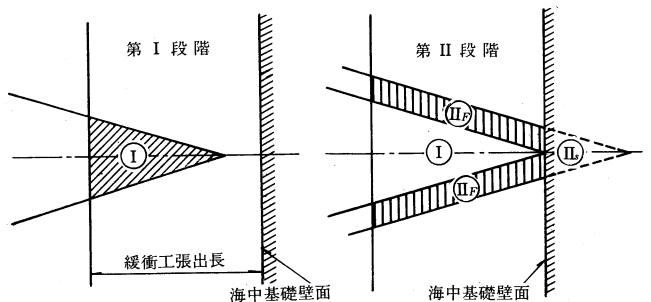


図-8 緩衝工と船首部の圧壊進行状況

(1) 緩衝工強度

緩衝工強度は、水平板の座屈強度にはほぼ等しいものとし式(9)で表わすことができる。

$$\left. \begin{aligned} F_F &= P_{cr(F)} \cdot B \cdot n \\ F_F &< P_{cr(s)} \end{aligned} \right\} \dots\dots(9)$$

ここに、

F_F : 緩衝工強度 (t)

$P_{cr(F)}$: 緩衝工水平板一層の単位幅当り強度 (t/m)

$P_{cr(s)}$: 船首強度 (t)

B : 船首部の緩衝工突入幅 (m)

n : 緩衝工水平板の層数
 $P_{cr(F)}$ の計算例を図-9に示す。

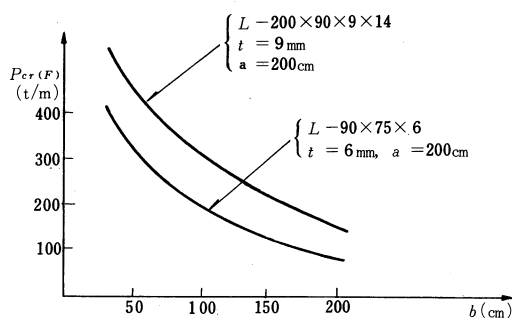


図-9 $P_{cr(F)}$ の計算例

(2) 荷重と変位、吸収エネルギーと変位

船首部は剛体とみなされるので、船首の突入幅 B は突入量 (= 緩衝工の変位量) δ_F を用いて $B = 2 \cdot \delta_F \cdot \tan \theta$ で表わされ、荷重と変位量の関係は式(10)で表わされる。

$$F_F = P_{cr(F)} \cdot 2 \cdot \tan \theta \cdot n \cdot \delta_F \quad \cdots \cdots (10)$$

ここに、

2θ : 船首角度 (°)

δ_F : 緩衝工の変位量 (m)

また吸収エネルギーと変位量の関係は、式(10)を積分することにより式(11)で表わすことができる。

$$\left. \begin{aligned} F_F &= P_{cr(F)} \cdot \tan \theta \cdot n \cdot \delta_F^2 \\ \delta_F &\leq \delta_{Fa} (= 0.9 L_F) \end{aligned} \right\} \quad \cdots \cdots (11)$$

ここに、

δ_{Fa} : 緩衝工の有効変位量 (m)

L_F : 緩衝工の全張出し長さ (m)

なお、吸収エネルギーと変位の関係において、緩衝工が全圧壊したとき、吸収エネルギーに寄与する有効変位量としては全壊長さの0.9としている。

荷重と変位 ($F_F - \delta_F$)、吸収エネルギーと変位 ($E_F - \delta_F$) の関係を図-10に示す。

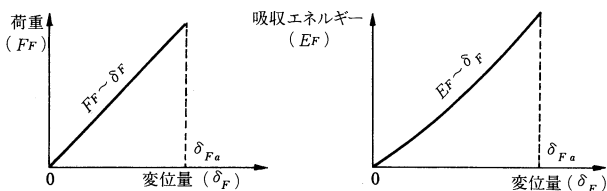


図-10 緩衝工の荷重・吸収エネルギーと変位

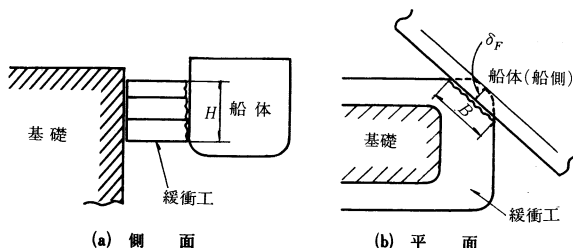


図-11 船側衝突

4.3.2 船側衝突

船側部が図-11に示すように衝突したとき、その衝突

エネルギーは突入範囲の緩衝工が座屈圧壊し吸収されるものとし、船首部衝突とはほぼ同様の仮定条件に基づいて計算する。

(1) 緩衝工強度

緩衝工強度は水平板の座屈強度とほぼ等しく式(12)で示される。ただし船側部は圧壊を許容しない条件から、緩衝工の船側部との接触部強度は船側部許容強度より小さくする必要がある。

$$\left. \begin{aligned} F_F &= P_{cr(F)} \cdot B \cdot n \\ \frac{F_F}{B \cdot H} &\leq P_{sa} \end{aligned} \right\} \quad \cdots \cdots (12)$$

ここに、

F_F : 緩衝工の強度 (t)

$P_{cr(F)}$: 緩衝工水平板一層の単位巾当り強度 (t/m)

P_{sa} : 船側許容強度 (t/m²)

B : 船側部の緩衝工突入幅 (m)

n : 緩衝工水平板の層数

H : 船側部と緩衝工の接触高

(2) 荷重と変位、吸収エネルギーと変位

船側部は剛体とみなされるので、船側部の突入巾 B は突入量 (= 緩衝工の変位量) δ_F の関係で表わされ、荷重と変位の関係及び吸収エネルギーと変位の関係は式(13)、(14)で表わされる。

$$F_F = P_{cr(F)} \cdot n \cdot B(\delta_F) \quad \cdots \cdots (13)$$

$$\left. \begin{aligned} E_F &= \int_0^{\delta_F} (F_F) d\delta_F \\ \delta_F &\leq \delta_{Fa} (= 3/4 L_F) \end{aligned} \right\} \quad \cdots \cdots (14)$$

ここに、

$B_{\delta(F)}$: 突入幅 (m)

δ_{Fa} : 緩衝工の有効変位量 (m)

L_F : 緩衝工の全張出し長さ (m)

なお吸収エネルギーと変位の関係で、緩衝工が全圧壊した場合、吸収エネルギーに寄与する有効変位量としては全圧壊の3/4としている。

4.4 船舶が緩衝工に衝突した時の変位とエネルギー

上述の船首、船側 (剛体と仮定)、緩衝工の荷重変位曲線、エネルギー変位曲線を重ね合わせることによって船首衝突時あるいは船側衝突時の必要な緩衝工部材寸法を決める。(図-2)

重ね合わせる時は、熱などによる損失がないとしたエネルギー保存則より船首衝突の時 $E_F = E_0$ (船首衝突第I段階)、 $E(E_S + E_F \text{ の加算}) = E_0$ (船首衝突第II段階)、船側衝突の時は $E_0 = E_F$ として必要な強度、変形量にはいるような寸法をくりかえし求める。

4.5 緩衝工機能の照査

最後に衝突時における緩衝工がその要求される機能を満足することを確認しなければならない。

すなわち、船首部衝突時の船舶及び緩衝工の変位量及び吸収エネルギー、船側部衝突時の緩衝工の変位量及び

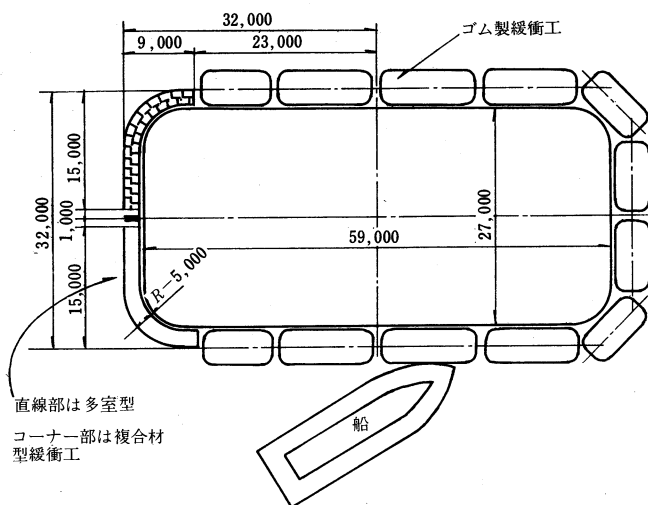


図-12 南備讃瀬戸大橋 5P 緩衝工一般図

表-4 5P多室型緩衝工設計条件

対象船舶	衝突速度
200 G/T (航路横断船)	8 kt
500 G/T (")	8 kt
500 G/T (漂流船)	5 kt

表-5 船首および船側強度の計算

対象船舶	船首傾斜量	船首強度	船側強度
200 G/T	0.83m	186 ton	10 t/m ²
500 G/T	1.13m	366 ton	10 t/m ²

表-6 5P多室型緩衝工の照査結果

項目	衝突形態 総トン	船 首 衝 突		船側衝突
		200 GT	500 GT	500 GT
衝突エネルギー E_0 (t·m)		450	1,040	530
吸収エネルギー (t·m)	緩衝工 (E_f)	136	210	530
	船 舶 (E_s)	314	830	—
変位量 (m)	緩衝工 (δ_f)	全壊	全壊	1.86
	船 舶 (δ_s)	2.10	2.65	—
船舶の許容圧壊量 (m)		2.18	3.19	—
船 側 強 度		—	—	$\bar{\sigma}_{cr} = 0.96 < 1.0 \text{ kg/cm}^2$

吸収エネルギーを各々求め、それらの値が表-2に示す船舶衝突時の許容条件などの前提条件を満足することを確認する必要がある。また、非衝突時の照査として、死荷重・潮流、波浪、施工時荷重等の組合せ荷重に対し、緩衝工の各部材が弾性限界内にあることを確認することにより設計が完了することになる。

5. 緩衝工の実施例

以上述べた多室型緩衝工の設計要領(案)及び昭和55年

度に得られた複合材型緩衝工の設計要領(案)に基づき、南備讃瀬戸大橋の5Pを対象として、多室型及び複合材型緩衝工の設計・製作が行われ現在実用に供されている。

図-12に5Pの緩衝工の一般図を、表-4、5、6に各々設計条件、船体強度の計算値及び多室型緩衝工の照査結果を示す。

6. あとがき

本州四国連絡橋の海中橋脚に取付けられる緩衝工の設計がいかなる思想にもとづき、どのような手順で行われるかについて概略を述べたつもりである。

現実の衝突現象は、極めて複雑で種々の衝突形態に対し緩衝機能を発揮する緩衝工を設計するには、未だ解明すべき点が多く、設計計算上はかなり割り切った仮定条件を設けているのがこの要領(案)の特徴であるが、基本思想として衝突船舶が受ける損傷を最小にすることを目的としていることを理解して載ければ幸いである。

最後に、これら設計要領(案)の作成にあたられた日本海難防止協会、海洋鉄構協会の関係者各位に厚く御礼を申し上げる次第である。

南北備讃瀬戸大橋4A ケーブルアンカーフレームの設計

Design of 4A Cable Anchor Frame of
South & North Bisan-Seto Bridges

坂出工事事務所 第一工 事 長 山 中 鷹 志

Takashi Yamanaka

坂出工事事務所 第一工 事 長 付 栗 原 敏 広

Toshihiro Kurihara

1. まえがき

南北備讃瀬戸大橋は、連続する3径間連続吊橋2橋で構成されており、4A橋台は、2橋の共用アンカレイジである。4Aケーブルアンカーフレームは、このアンカレイジの中に埋め込まれ、1ケーブル当たり約4万トンの張力をアンカレイジを介して大地へ伝える役目を持っている。

4Aケーブルアンカーフレームの大きな特徴は、架設方法にある。通常、ケーブルアンカーフレーム（以下アンカーフレームという）は、製作工場で仮組立された後、解体して輸送し、現場で単材架設することが普通であり、現在までに設置された因島大橋、大鳴門橋、下津井瀬戸大橋4A、北備讃瀬戸大橋1Aの各アンカーフレームは、全てこの方法によっている。しかしながら、4Aの場合は、

アンカーフレームが4基あり、現地での単材架設は、期間が長期にわたり、コンクリート打設工程に支障をきたす。従って、4Aアンカーフレームは、製作工場の岸壁上で立体本組立した後、3,000ton吊起重機船で吊運搬し、現地で一括架設する計画となっている。この際、地形の関係から起重機船が4Aの西側からは接近できないので、西側に設置される2基のアンカーフレームは、一旦、東側へ仮置した後、あらかじめコンクリートに埋め込まれた滑り桁の上を滑らせ、西側の設置位置まで移動させる横引き工を行うこととしている。

4Aアンカーフレームの製作は、昭和56年12月に発注し、詳細設計、部材製作を終え、現在は立体本組立を行っている。

本報告は、4Aアンカーフレームの詳細設計に基づき、アンカーフレーム各部の構造と設計の考え方の概略につ

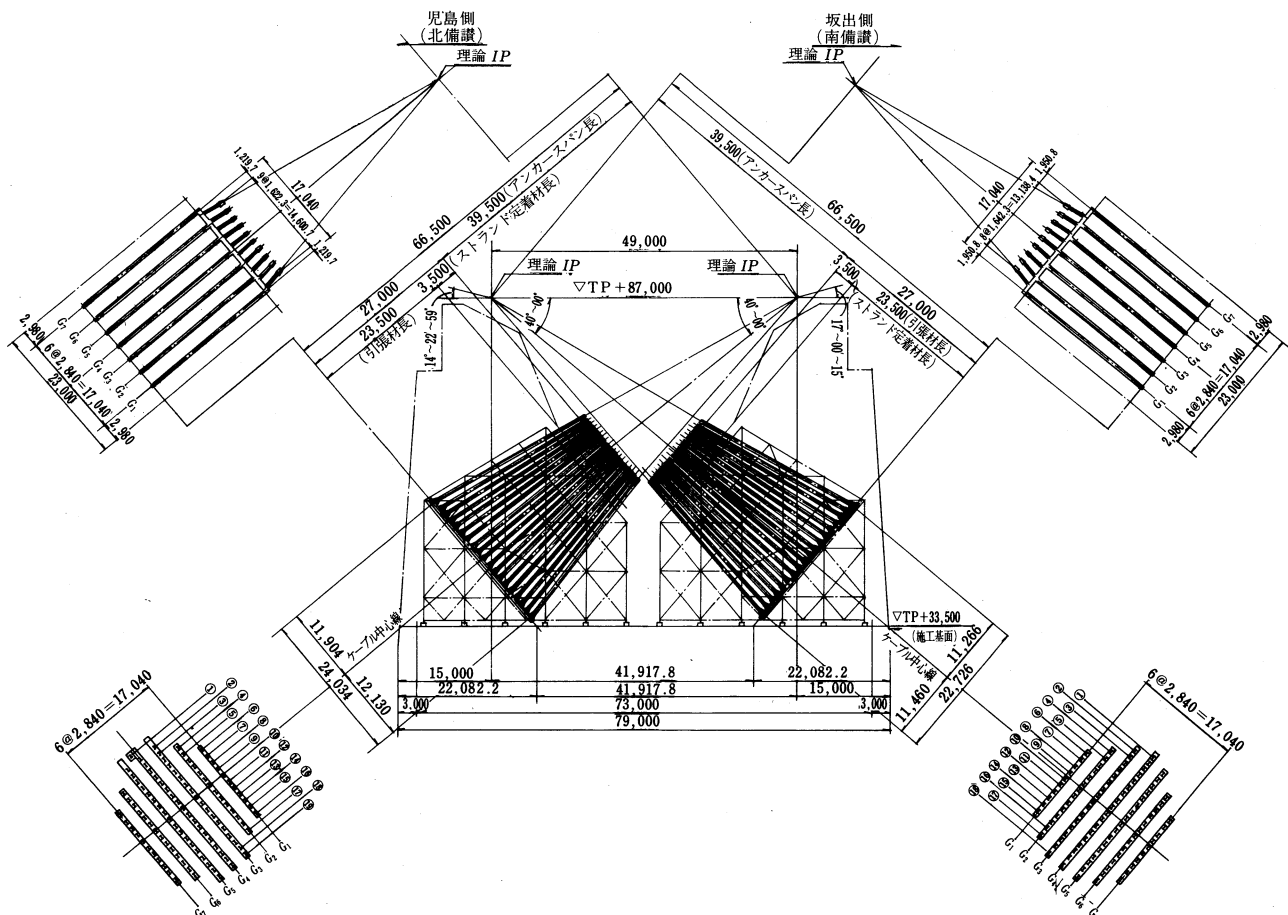


図-1 4Aアンカーフレーム一般図

いて紹介するものである。

2. アンカーフレームの構造形式

アンカーフレームの形式については、文献¹⁾に詳しく述べられているので併せて参照願いたい。

4A アンカーフレームの形式は、基本的には関門橋で採用された前面ガーダー方式に近い。ケーブルストランドは、1本または2本単位でストランド方向に向けられた定着桁に定着される。定着桁からの張力は、引張材を通じてアンカーガーダーへと伝えられるが、定着桁と引張材の間に仕切ガーダー（前面ガーダーと同意）を設け、定着桁に対して引張材の数を減らすと同時に、引張材を水平面内において平行に配置することによりアンカーフレームの幅の縮小を図っている。

支持フレームは、アンカーフレーム本体の組み立て時から現地架設後コンクリートに埋設されるまで、本体を所定の位置に保持しておくための仮設部材的なものであり、主構、受桁、横構により構成される。

図-1に4A アンカーフレームの全体一般図、図-2にアンカーフレーム本体の各部の名称を示す。

3. 設計条件

3.1 基本寸法

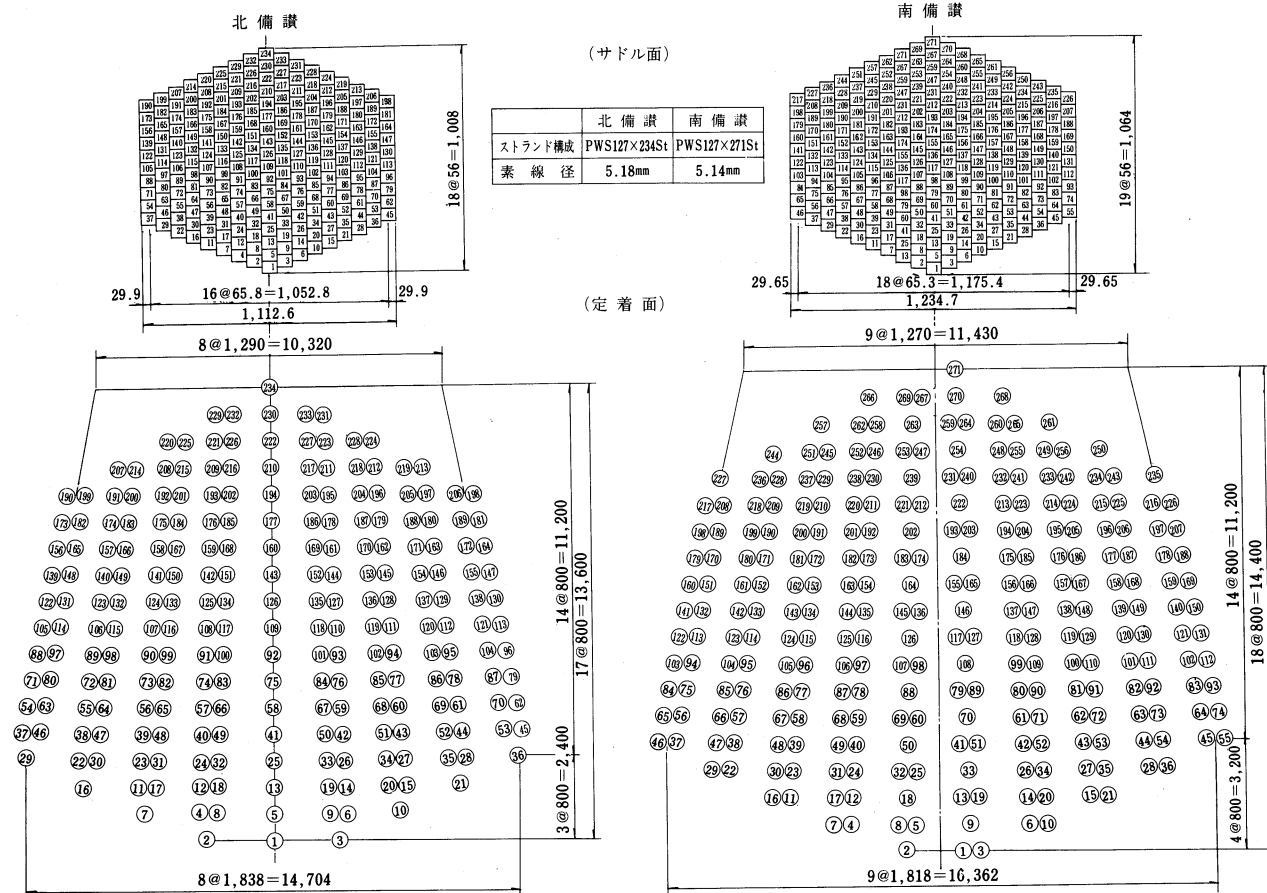


図-3 ストランド配置図

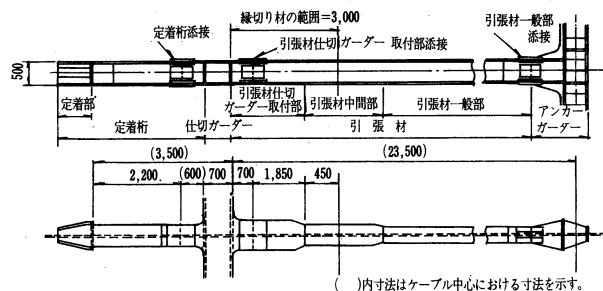


図-2 アンカーフレーム各部名称

図-3にストランドの配置を示す。定着面における配置は南北のストランドが空中で接触することなく立体交差するよう定められている。アンカースパン長は39.5mであり、鉛直面内における引張材の方向はサドル面でのストランド位置と定着面での位置を結んだ方向としている。

3.2 設計荷重

アンカーフレーム本体に働く荷重は、ストランド張力と種々の要因による偏心荷重である。

設計荷重としてのストランド張力は、吊橋の全体解析より求められる基本設計張力を割増しして設計荷重とする方法もあるが、本設計ではストランド全強によって設計することとした。

偏心荷重はアンカーフレームの設計、構造、製作、架

表－1 偏心誤差の設定値 (単位: mm)

	鉛直方向偏心量 e_y		水平方向 偏心量 e_z
	1本定着	2本定着	
設計上	30 (30)	15 (15)	0 (0)
構造上	12 (12)	12 (12)	6 (6)
製作上	22 (22)	22 (22)	22 (22)
架設上	205 (200)	205 (200)	135 (135)
合計	269 (264)	254 (249)	163 (163)

(注) () 無しは南備讃側、() は北備讃側アンカフレームの値

表－2 偏心荷重 (単位: ton)

		ストランド張力	鉛直偏心荷重	水平偏心荷重
南備讃	1本定着	168.7	1.149	0.696
	2本定着	337.4	2.170	1.392
北備讃	1本定着	171.3	1.145	0.707
	2本定着	342.6	2.160	1.414

(注) ストランド張力・偏心荷重は定着桁1ヶ所当たりの値である。

$$\text{偏心荷重} = \text{ストランド張力} \times \frac{e}{\text{アンカースパン長}}$$

表－3 張力差に起因する偶力(2本定着桁)

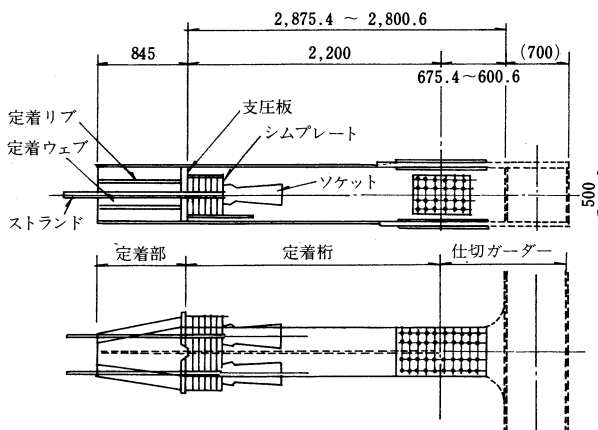
		張力差によるモーメント(t-m)	水平力 (t)
南備讃	完成時	4.905	0.101
	架設時	5.845	0.120
北備讃	完成時	4.967	0.102
	架設時	5.285	0.109

(注) モーメント・水平力は定着桁1ヶ所当たりの値である。

設上より生じるもので各誤差の設定値の単純加算をもって偏心誤差とし、偏心荷重を求めた。また、ストランドが2本定着される定着部では、2本のストランドの張力差により偶力モーメントが働く。これら偏心誤差の設定値と偏心荷重のまとめを表－1～3に示す。

4. 定着桁の設計

定着桁は1本定着桁と2本定着桁の2種類に分かれる。



図－4 定着桁構造図(2本定着)

定着桁の構造を図－4に示す。2本定着桁は大鳴門橋、因島大橋と同じ形式のもので、H形断面の部材に定着板、補強リブを溶接する構造となっている。この形式において定着リブは定着ウェブを貫通する十字継手構造となっており、リブの板厚が比較的厚いこと、板厚方向の拘束度が高いことなどから溶接に際してラメラテア^(注)の発生が懸念されたため、このリブには耐ラメラテア鋼材(Z25規格)を使用し、ラメラテアの発生を抑制することとした。

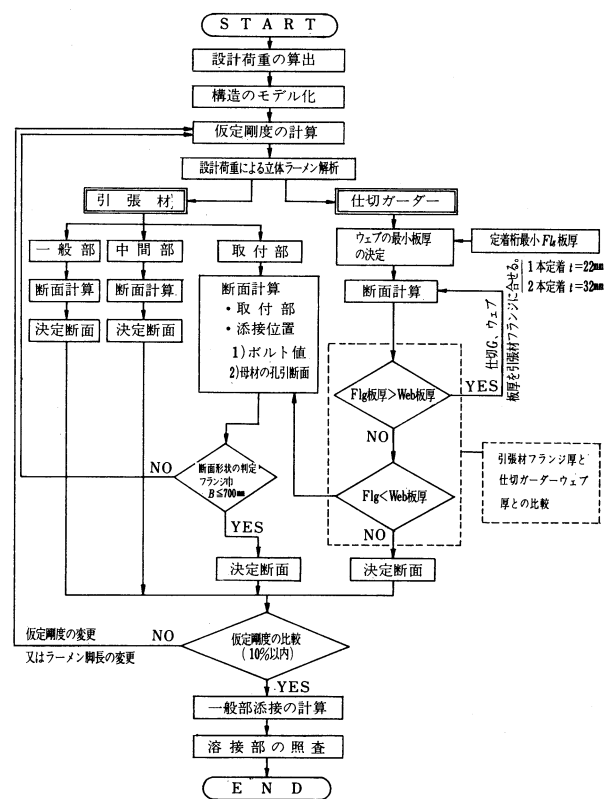
断面決定はストランド張力、偏心荷重、自重により決定したが、定着桁内部における応力伝達の流れを考慮して設計を行った。

(注) ラメラテアは、鋼板の板厚方向に応力が発生するような溶接継手において、鋼板表面に平行に発生する階段状の割れである。

5. 仕切ガーダー、引張材の設計

5.1 設計方針

仕切ガーダー、引張材の設計フローチャートを図－5に示す。



図－5 仕切ガーダー、引張材設計フローチャート

5.2 解析モデル

解析は立体ラーメンとして解析した。ラーメン脚のうち仕切ガーダーより3.35mの部分は、発泡スチロール等によりコンクリートとの縁切りを行うこととし、特にラーメン隅部に発生するモーメントの減少を図ることをねらっている。

解析は次の2ケースで行い、断面力の大きい方で部材の設計を行った。

CASE-1：引張材に塗布する縁切り塗料が有効に働くと考え、縁切り材までのラーメンと、それに続く引張材のアンカーガーダーまでの伸びを考慮した全体系

CASE-2：コンクリートと引張材の間に付着が生じると考え、縁切り材までのラーメンだけを考えた部分系

また、アンカーフレーム本体の自重による応力は、コンクリートにより被覆された後も残留応力として残るので、支持フレームの受桁によって支持された状態での自重による断面力を解析し、上記解析結果に単純加算した。解析モデルを図-6に示す。

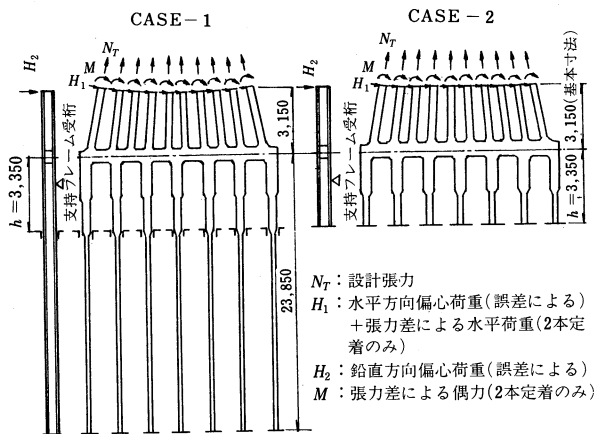


図-6 仕切ガーダー、引張材解析モデル

5.3 断面決定

断面決定は図-5のフローに従って行ったが、ラーメ

ン隅角部の張り出しが大きい数ヶ所の断面では、引張材仕切ガーダー取付部で応力が大きくなり、断面収束が悪い傾向がみられた。ここで南備讃9段の断面を例にとり上げ表-4により断面決定の過程を示す。

南備讃10段、13段についても9段と同様の傾向を示し、両端の引張材の縁切り深さを1m下げたが、北備讃については検討の結果縁切り深さを下げても有効ではないので、引張材一般部の断面を大きくすることで対処した。

6. アンカーガーダーの設計

アンカーガーダーは引張材からの張力をコンクリートの支圧力に変換してアンカレイジに伝達する部材であり、上フランジを支圧面としている。構造としては、上下フランジ、上フランジを貫通するウェブ、補強リブからなっており、上フランジとウェブには耐ラメラテア鋼材を

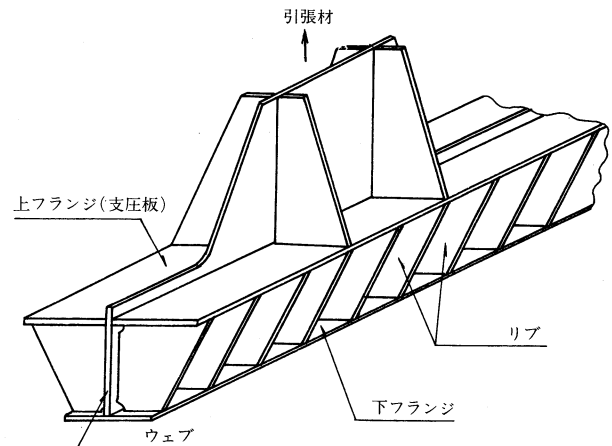


図-7 アンカーガーダー概要図

表-4 断面決定の過程（南備讃9段）

		G ₁ 、G ₇		状態図	摘要
		断面*	応力**		
STEP 1	仮定断面	490	2576		
		× 32	2707		
STEP 2	断面変更	660	2056		STEP 1の断面力により断面をアップして解析
		× 42	2097		
STEP 3	縁切り深さの変更	660	2011		G ₁ 、G ₇ の縁切り深さを1m下げて解析
		× 42	1753		
STEP 4	引張材一般部断面の変更	660	1933		CASE 1において両外桁と内側桁との伸びの差を小さくするためにG ₁ 、G ₇ の一般部断面を小さくし、G ₂ 、G ₆ の一般部断面を大きくする。 G ₁ 、G ₇ 250×12→240×12 G ₂ 、G ₆ 420×25→430×25
		× 42	1737		

(注) * 断面計算はフランジのみを有効としているのでフランジ断面を示す。

** 応力は引張材仕切ガーダー取付部での断面力に対する値で、上段はCASE 1、下段はCASE 2の場合を示す。

使用している。図-7に構造の概要を示す。

引張材張力に対する構造解析はアンカーガーダー前面のコンクリートをバネ評価し、弾性支承上の梁として解析を行い、アンカーガーダー、引張材の自重による影響を加算した。引張材張力は仕切ガーダー、引張材の設計における全体系(CASE-1)の解析結果を適用した。断面設計はガーダー軸力については、上下フランジに囲まれたコンクリートと一体になって抵抗するものとした。また、コンクリート支圧力に対しては、上フランジだけが抵抗するものとして、ウェブ及びリブで周辺を固定された三辺固定板として作用応力度を求めた。リブについてはコンクリート支圧力によって曲げモーメントとせん断力が作用する片持ち梁として設計を行った。

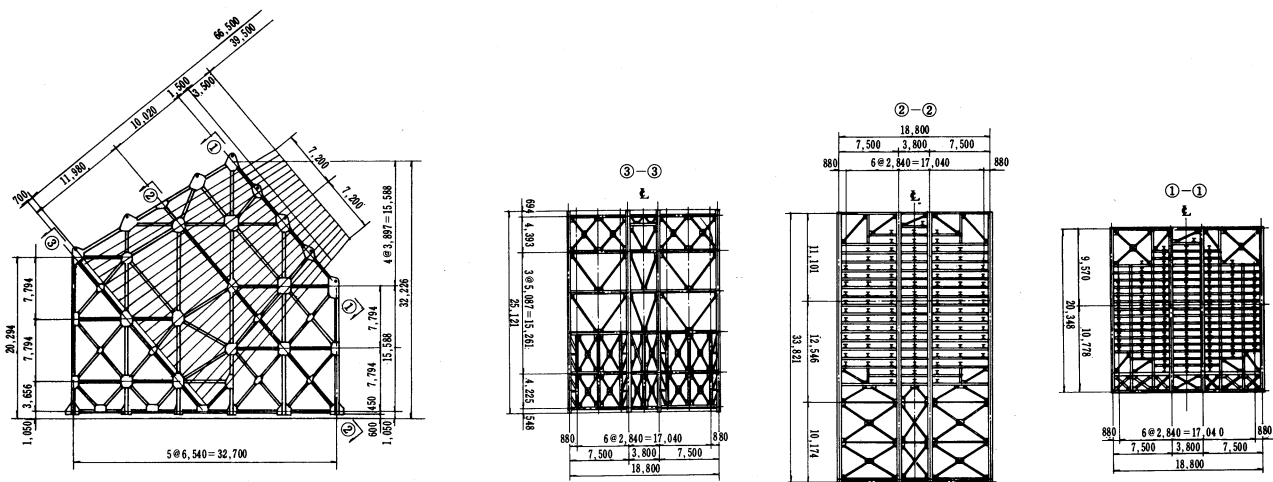


図-8 支持フレーム一般図（南備讃）

7. 支持フレームの設計

7.1 構造概要

支持フレームの全体一般図を図-8に示す。支持フレームは基本的に引張材受桁2面、アンカーガーダー受桁、受桁を通してアンカーフレームの重量を支える主構4面、及び風荷重等の横荷重に抵抗するための横構から構成される。

7.2 設計荷重

荷重は次の5種類の荷重を考慮した。

1) 自重

支持フレーム及びアンカーフレーム本体の自重

2) 風荷重

設計風速 $V_D = 39 \text{ m/sec.}$ とし、道路橋示方書のトラスの規程に準じた載荷方法により支持フレーム、アンカーフレーム本体に働く風荷重を載荷した。

3) 地震荷重

設計震度 $K_H = 0.1$ とし橋軸直角方向に載荷した。

4) 温度変化

$\pm 15^\circ\text{C}$ の温度差を考慮した。

5) 摩擦力

横引き時に各柱基部に働く摩擦力を摩擦係数 $f = 0.05$ (テフロン板) として計算した。

荷重の基本ケースと組合せ、及び許容応力度の割増し、荷重の割増しを表-5に示す。

7.3 支持フレームの設計

設計のフローチャートを図-9に示す。

支持フレームの構造解析は支持フレームを構成する全部材を評価した立体解析で行ったが、アンカーフレーム本体と支持フレームとの連結による全体剛性のアップは安全側と考え無視することとした。

部材の設計は、主構面の主部材及び受桁の部材が軸力と曲げを受ける部材、主構面のトラス腹材及び横構斜材、支材は軸力を受ける部材と考え設計を行った。

表-5 荷重の基本ケースと組合せケース

基本ケース及び組合せ		ケース番号	許容応力度の割増	荷重の割増	常時換算率
完成時	自重	支持フレーム	①	—	—
		引張材	②	—	—
		アンカーガーダー	③	—	—
	風荷重	④	—	—	—
	温度変化	⑤	—	—	—
	地震荷重	⑥	—	—	—
	① + ② + ③	⑭	1.0	1.0	1.0
	⑭ ± ⑤	(+15°C) ⑮	1.35	"	0.741
		(-15°C) ⑯	"	"	"
	⑭ + ④ ± ⑤	(+15°C) ⑰	1.65	"	0.606
		(-15°C) ⑱	"	"	"
	⑭ + ⑥ ± ⑤	(+15°C) ⑲	"	"	"
		(-15°C) ⑳	"	"	"
架吊り時	自重	支持フレーム	㉑	—	—
		引張材	㉒	—	—
		アンカーガーダー	㉓	—	—
	②① + ②② + ②③	②④	1.25	1.2	0.960
	横引き時	支持フレーム	㉕	—	—
		引張材	㉖	—	—
		アンカーガーダー	㉗	—	—
	横引き	⑦	—	—	—
	①① + ①② + ①③	⑧	1.0	1.0	1.0
	⑧ + ⑦	⑨	1.25	1.2	0.960
	⑧ + ⑦ + ④	⑩	1.65	1.2	0.727

$$\text{常時換算率} = \frac{\text{荷重の割増}}{\text{許容応力度の割増}}$$

7.4 一括吊りの検討

一括吊りに使用する起重機船は揚程、吊り能力から3,000ton吊起重機船「武蔵」1船に限定されるので、検討は「武蔵」の仕様準じて行った。

表-6 供試塗装系

塗装系	1次素地調整	第1層	塗装 間隔	第2層	塗装 間隔	第3層
A	HBS K5611	HBS K5609	1 d	HBS K5609	1 d	JIS K 5492 アルミニウムペイント 110 g/m ² (15 μ)
B	製品 ブラスト	無機 ジンクリッチ プライマー	}	タール エポキシ	}	JIS K 5622 1種 鉛丹 260 g/m ² (35 μ)
C		タール エポキシ (110 μ)		タール エポキシ (110 μ)		JIS K 5622 1種 鉛丹 150 g/m ² (20 μ)
D	200 g/m ² (20 μ)	330 g/m ²		330 g/m ²		JIS K 5421 煮あまに油 (15 μ) 110 g/m ²

8.3 試験結果

図-13に最大付着応力の測定結果を示す。最大付着応力では明らかに塗装系による差異が見られ、タールエポキシ+アルミニウムペイントが最大付着応力が小さい(2.9 ~ 3.4 kg/cm²)

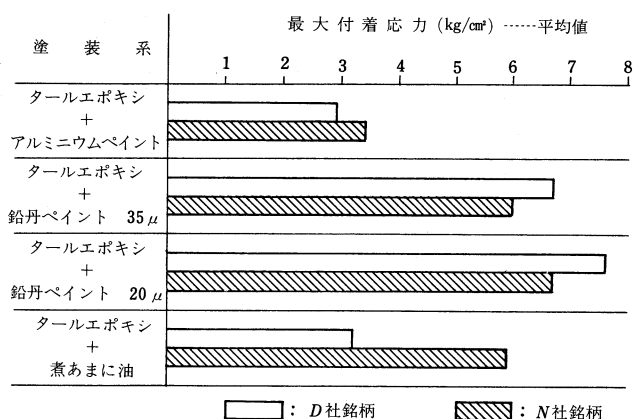


図-13 最大付着応力測定結果

また、塗膜の破壊形態の観察結果によれば、破壊形態はアルミニウムペイントの凝集破壊あるいは層間剥離であり、タールエポキシの防錆性の問題も無いなど、現有の塗料の組み合わせとしては最適であると判断される。

以上の結果から、4 A アンカーフレームの引張材の塗装系は当初のタールエポキシ+鉛丹を変更し、タールエポキシ+アルミニウムペイントで行うこととした。

9. あとがき

本稿は「南北備讃瀬戸大橋 4 A ケーブルアンカーフレーム製作」における詳細設計の概要を主に報告したものである。

なお、詳細設計完了後、南備讃瀬戸大橋については設計荷重の見直しなどにより、ケーブル素線径が5.14mmから5.12mmに変更されたが、照査の結果、影響が微小であり、部材断面の変更は生じなかったことを付記しておく。

現在 4 A アンカーフレームは立体本組立中であり、また、現地ではコンクリート打設を進めているところである。

工事が順調に進めば58年初夏にアンカーフレームの架設を行うことができる見込みである。

最後に、設計に携わった関係者各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 林有一郎：因島大橋ケーブルアンカーフレームの設計
本四技報 Vol. 4 No. 11 80.1
- 2) 田中淳之：大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計
本四技報 Vol. 4 No. 13 80.7
- 3) 南北備讃瀬戸大橋 4 A ケーブルアンカーフレーム設計計算書
昭和57年 8 月 本四公団坂出工事事務所
- 4) ケーブルアンカーの設計マニュアル(案) 昭和49年 2 月
本四公団

大型クレーン船を用いたパイロットロープ渡海実験

Test of Stretching Pilot Rope Cross Strait for Cable
Election of Suspension Bridge Using Floating Crane

坂出工事事務所 第五工事長 馬場 賢三
Kenzo Baba
坂出工事事務所 第五工事長付 平野 茂
Shigeru Hirano
坂出工事事務所 第五工事長付 吉元 郁男
Ikuko Yoshimoto

1. まえがき

吊橋のケーブル架設では、既に完成している主塔を経由して兩岸のアンカレイジ間にホーリングロープ（索道）を張渡し、このホーリングロープを利用してキャットウォーク（吊足場）の設置とケーブルストラント（または素線）の引出し作業を行う。このホーリングロープを張渡すにあたって、パイロットロープと呼ばれる細径のロープを先行して張渡す必要がある。この作業をパイロットロープの渡海という。

パイロットロープ渡海には表-1に示すように種々の工法が考えられるが¹⁾、

現地の地形・潮流などの自然条件、工法の安全性・経済性ならびに航行船舶等の社会的制約条件等から決定される。児島一坂出ルートには下津井瀬戸大橋・南北備讃瀬戸大橋の3つの長大吊橋があるが、特に国際航路の備讃瀬戸には大小含め1日片側約250隻の航行船舶がある。従来の吊橋で実施された浮子工法、フリーハング工法を採用した場合、4～6時間程度の航路閉鎖が必要になり、社会的影響は多大となる。こうした背景のもと、航路閉鎖を行うことなく、パイロットロープを渡海する工法の開発が要請された。そこで、ヘリコプターの使用等を含め比較検討した結果、高いブームを有するクレーン船を利用してパイロットロープの渡海を行う工法（FC工法）が、実現性のある工法として評価され、技術的な問題に関し多方面にわたって机上検討が進められた。

しかし、このFC工法は世界でも初めての試みであるとともに、失敗・やり直しが許されないことを考えた場合、机上だけの検討だけではなく、実際に近い状況で実験を行い、機械設備の機能および水平張力が作用したロープを取付けたクレーン船の挙動等、FC工法実用への問題点を把握し、解決しておく必要があった。今回の実験は以上の項目を主目的として実施された。

2. FC工法の概要

南備讃瀬戸大橋を例に、FC工法で中央径間のパイロ

表-1 パイロットロープの渡海工法

工 法	工 法 概 要	長 所	短 所
(1)海底敷設工法	①パイロットロープを海底電線の敷設と同様に海底に落しこんでいます。 ②塔頂よりロープを巻き上げ架空する。	・工法としては単純 ・外国での実績は多い	・航路閉鎖期間が長い ・海底地形の影響を受けやすい
(2)浮子工法	①細径のパイロットロープに浮子をつけ8の字形に仕込んでおく。 ②潮流の強い時間帯に曳船にてロープを海上に引出す。 ③浮子を作業船で回収しながら塔頂よりロープを巻き上げ架空する。	・日本で実績多い（因島大橋、関門橋、平戸大橋、大正島橋、その他電線工事例多い） ・海底地形の影響を受けない ・風の影響は比較的少ない	・潮流の影響を受けやすい ・航路閉鎖を必要とする
(3)フリーハング工法	①曳船によりパイロットロープを中間支持なしで他方の橋脚まで引出す。 ②塔基部より巻き取りながら塔頂よりロープを巻き上げ架空する。	・潮流の影響は比較的少ない ・大町門橋で実施された	・張力調整用の設備が(2)に比べて大かりになる ・航路閉鎖を必要とする
(4)気球工法	①渡海ロープを気球により中間支持し、曳船で引出す。	・潮流の影響はほとんど受けない	・風の影響を強く受ける ・航路閉鎖時間が長い
(5)ヘリコプター工法	①ヘリコプターにより塔頂から塔頂へパイロットロープを張り渡す。 ②パイロットロープを細径のものから順次太径のものへ盛りかえる。	・航路閉鎖時間は短い ・潮流の影響は全く受けない	・風の影響を強く受ける（作業速度は約5m/s）ので稼働率が低い ・ロープの盛替え回数が多くなる ・山間部等の電線架設で実績あるがスパンの吊橋での実績がない ・現在のヘリの吊能力最大は約2tであり水平力1tをかけることはむずかしい ・現在の電線架設におけるヘリ延線はロープを下へ落とさないことを前提としていないので、航路閉鎖なく行うことは技術的・法的にむずかしい

工法概念図

(1)海底敷設工法

(2)浮子工法

(3)フリーハング工法

(4)気球工法

(5)ヘリコプター工法

渡海ロープ

渡海ロープ

渡海ロープ

渡海ロープ

渡海ロープ

ットロープを渡海する作業要領を説明する。

南備讃瀬戸大橋は中央径間1,100m、航路高は略最高高潮面（N.H.H.W.L.）+65m（T.P 66.9m）となっている。5Pの塔頂（T.P 194m）からこの航路を侵さず、パイロットロープを引出すためには、ブーム高約100mを有する1,300+吊FC（長門：図-4）が考えられる。パイロットロープは索道としての安全率4.0を確保し、後のロープの盛替え作業の効率の面から直径φ28mmとした。

まず側径間については曳航用の引船でフリーハング工法によって渡海し、中央径間のパイロットロープ渡海は図-1に示すように、Step 1ではFC船団（クレーン船と曳航用引船3000PS級4隻、補助用引船2隻）を5Pに接岸し、クレーン船のブーム先端に固定されている台付ワイヤーとパイロットロープの中間点を連結し、さらにパイロットロープの先端をクレーン船上に引込んでおく。なお、4Aアンカレイジ上には、これからの引出しに必要なロープを巻取っているアンリラー、ロープを一定張力で繰出す延線機が設置されており、さらにロープ張力・繰出速度の調整と緊急時の予備ロープ長を収納することを目的にカウンターウェイトが設けられている。

Step 2では航路の船影が途切れた時を見計らって、FC船団は5Pを離岸し約1.5ノット（約45m/分）の速度で6Pに向って曳航を開始する。

Step 3では6Pに接岸した後、クレーン船上に引込んであったパイロットロープの先端と6P上の迎えロープ

を連結する。

Step 4では惜しみロープをきかせながら、迎えロープを7A上のウインチで巻取る。迎えロープとパイロットロープの張力がバランスした時点で、クレーン船のブームに固定している台付ワイヤーが緩むので、ワイヤーを取りはずして渡海作業は終了する。

3. 実験

3.1 実験概要

今回行った一連の実験概要は表-2に示すとおりである。それらの詳細について以下に述べる。

3.2 クレーン船の動揺特性の調査

一般的な船と違って、クレーン船の動揺については実測された例がない。そこで、クレーン船「長門」について表-2のNo.1に示す試験を行い動揺特性を調査した。なお、試験項目のうち蛇行試験は、2隻の引船を図-2のように配置して、クレーン船を強制的に蛇行させるものである。動揺の計測はブーム先端および船室内に加速度計・ジャイロを設置して行った。その結果を表-3に示す。試験はクレーン船の回航中に行ったので、時間・場所の制約があり、さらに西日本が高気圧に覆われ、なごが続いたため、試験に適した波浪に遭遇しなかった。その結果、波浪によるクレーン船の動揺は小さく十分な成果が出なかった。蛇行試験では、本番の作業では考えられないような急激な操船を行ったにもかかわらず、ブーム頂部の最大加速度は倍振幅で20gal程度であった。また、回航中すれ違った船舶のひき波により、クレーン船がどの程度動揺するか計測を行った。計測チャンスは夜間になったため、相手船のトン数・速度を正確に確認できなかったが、約3万ton程度のタンカーがすぐ側を通過しても、ブーム頂部の加速度は倍振幅で40gal程度であった。以上、この計測だけでは不十分ではあるが、この種のクレーン船は瀬戸内海のような内海ではあまり揺れず、本番の工事にも使用可能であろうという感触を得て、次の実験に臨むことになった。

3.3 ロープ引出し実験設備

ロープ引出し実験図は図-3に示す瀬居基地前面の坂出港内で実施することになった。(写真-1) 図-4にFC船団によるロープ引出し実験の概要を示す。陸上実験設備は、吊橋主塔を想定した鉄塔(海面からの高度64.9m)、ロープ緊張塔(地上高10.8m)、延線機(繰出し速度は張力8tonで最大55m/分)、アンリーラーから成っている。(写真-2) 主塔には、2.で述べたカウンターウェイト(約32ton)が4条架けのロープで吊られており、静止時には一定のロープ張力(32ton÷4本=

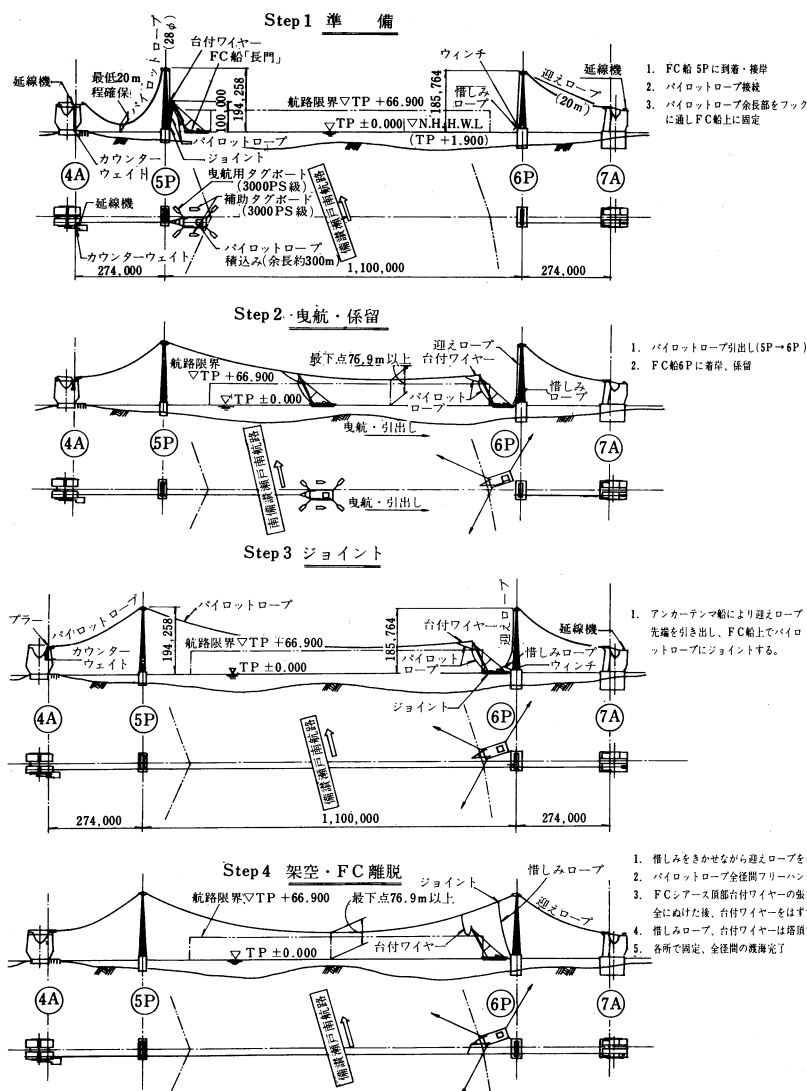


図-1 FC工法によるパイロットロープ渡海作業

表-2 実験概要

No	名称	実験主旨	実験項目	実施日時・場所
1	クレーン船の動揺特性の調査	クレーン船の動揺特性を調査して、FC工法を実用化するにあたって必要な基礎資料を得る。	1) 波浪による動揺試験(停船) 2) 蛇行試験 3) 通行船のひき波による動揺計測	昭和56年12月9~11日 岩国から玉野に至る航路上
2	確性実験	引船3000PS級1隻によって、ロープ引出し実験を行い、陸上設備の機能を確認するとともに、設備の操作・連係動作を習得する。	1) ロープ引出し実験 2) 延線機緊急停止実験(ロープ連結) 3) 引船緊急停止実験(ロープなし)	昭和57年3月9日 坂出港内
3	FC船団曳航実験	ロープを連結していないクレーン船を引船3000PS級4隻によって曳航し、操船性を確認する。	曳航および緊急停止実験(ロープなし)	昭和57年3月12日 坂出港内
4	FC船団によるロープ引出し実験(総合実験)	ロープをFC船のブーム先端に取付け、4隻の引船により曳航してロープを引出すとともに、FC工法で想定されるトラブルに対処する実験を行う。	1) ロープ引出し実験 2) 延線機緊急停止実験 3) FC船団緊急停止実験	昭和57年3月12日・15日 坂出港内
5	FC船団による航路横断実験	パイロットロープ渡海作業が実際に行われる瀬戸内を本番と同程度の船団で横断し、船団の航行特性を調査する。	航路横断実験(ロープなし)	昭和57年3月13日 備讃瀬戸

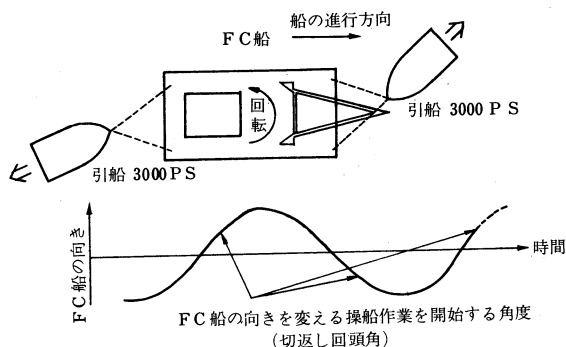


図-2 蛇行試験時の操船



図-3 実験場所

表-3 クレーン船の動揺特性の調査結果

項目	電機速度 (ノット)	ブーム角度 (度)	風速 (m/s)	ブーム頂部加速度 (gal)			ピッチング (度)	最大ヨー角 (度)	最大ヨー角速度 (度/sec)	有義波高 (m)	平均波周期 (sec)	備考
				上下	左右	前後						
波浪による 動揺試験	停船	34	60° 6 m/s	5	7	5	0	—	—	7	4.0	
	"	55	150° 2 m/s	3	6	4	0	±10	—	13	3.6	
蛇行試験	0.5, 2	63	10° 1 m/s	11	5	0	0	±20	±06	—	—	切返回頭角5°
	"	"	0 m/s	20	4	"	0	±30	±07	—	—	" 10°
	"	"	"	18	8	4	0	—	±15	—	—	" 15°
通行船のひ き波による 動揺計測	4	44	90° 7.5 m/s	7	18	12	0	—	—	—	—	約1000tonの貨物船が 右舷約200m横を通過
	5	55	8 m/s	21	16	11	0	—	—	—	—	約100tonの船が右舷 約50m横を通過
	"	"	"	24	42	26	0	—	—	—	—	約3万tonのタンカー が左舷通過

表-4 計測項目と要領

計測項目		確性試験	F C 船 実 験	F C 船 実 験	F C 船 実 験	計測要領
ロープ引出し 船の挙動	航路	○	○	○	○	トランシットで視準し計算で求める
	速度	○	○	○	○	"
	船の向き	○	○	○	○	船体の方位計
	船体の動揺	◎	◎	◎	◎	加速度計、傾斜計(ローリング、ピッチング)
パイロットロープ の挙動	ブーム頂部の動揺	◎	◎	◎	◎	加速度計
	カウンターウエイトの動き	◎	◎	◎	◎	大容量変位計
	ロープ張力	◎	◎	◎	◎	三点シープ式張力計
	繰出し速度	◎	◎	◎	◎	光電式回転計でパルス数を読み取る。
	サグ観察	○	○	○	○	レベル
気象・海象	船側のロープ張力	◎	◎	◎	◎	ロードセルをロープに付ける。
	風向・風速	○	○	○	○	風向・風速計
	波高	○	○	○	○	スタジア式波高計
通信・連絡状況	潮流	○	○	○	○	小野式自記流速計
	タイムスタディー	○	○	○	○	テープレコーダー

注) ◎は自動計測・記録



写真-1 ロープ
引出し実験全景

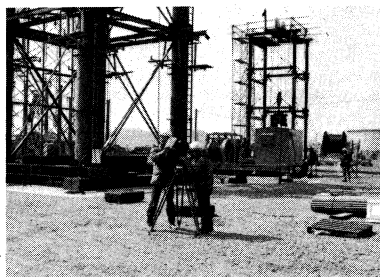


写真-2 延線機、
アンリーラー、
ロープ緊張塔

8 ton) が作用するシステムになっている。また、カウンターウエイトの揚程は約50mで、予備ロープ長としては50m × 4 本=200m 程度確保できる。ロープ緊張塔にもカウンターウエイト(約2 ton)を配置して、延線機にバックテンションを与えると同時に、延線機とアンリーラー間の速度調整およびアンリーラーの乱巻取りを防止している。なお、ロープ引出し時には航行船舶に対する警戒のため、引船を2隻配置した。

3.4 計測要領

確性試験・F C 船団によるロープ引出し実験・航路横断実験で計測した項目と要領を表-4 に示す。また、F C 船団によるロープ引出し実験時の計測器の配置を図-4 に、航跡測定用のトランシットの配置を図-5 に示す。カウンターウエイトの挙動は図-6 に示すように、動滑車にピアノ線をとおして、変位を1/10に低減し、歯車式の大容量変位計で計測している。

ロープ張力は鉄塔の頂部に設けた三点シープ式張力計(図-7、写真-3)、ロープの繰出し速度は三点シープの1つの円周にスコッチライトテープを等間隔に貼り、放った光線の反射パルス数を読み取る光電プローブを用いて計測した。(図-8、写真-3)

3.5 確性実験

確性実験は、陸上設備の機能確認、延線機・アンリーラーの操作訓練、計測要領の習得、通信連絡作業の習熟を目的とし、引船3000 PS 1隻でロープを引出した。第1回目は延線機を止めて、カウンターウエイトに繰込んであるロープを150 m ずつ2回繰返して引出し、カウンター

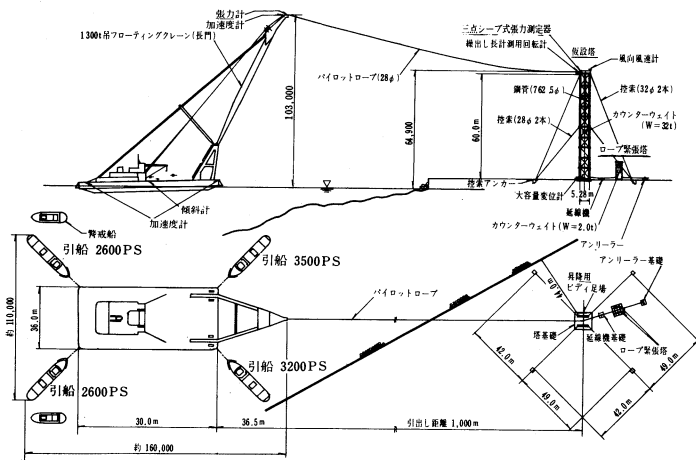


図-4 FC船団によるパイロットロープ引出し実験の概要

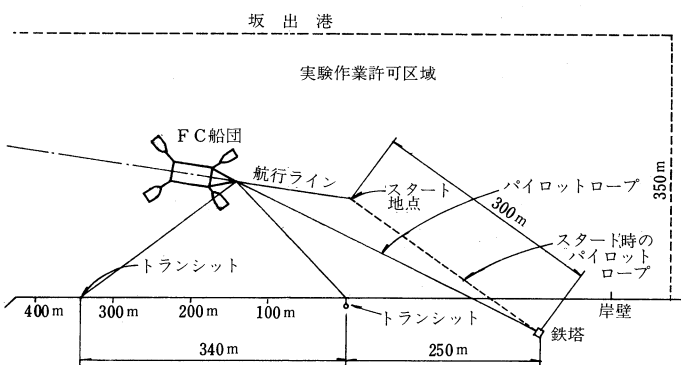


図-5 船跡測定

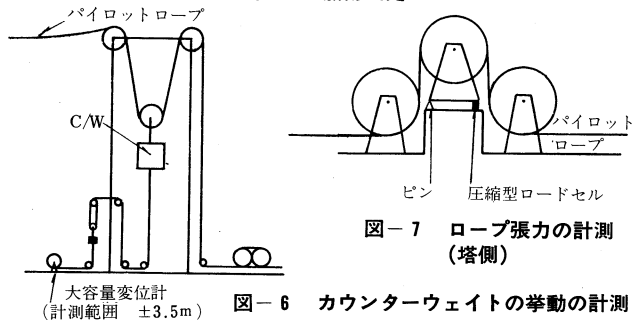


図-6 カウンターウェイトの挙動の計測

ウェイトシステムの機能を確認した。続いて延線機からロープを引出す実験、延線機を緊急停止する実験、引船を緊急停止させる実験など、合計4回行った。この実験実験ではロープをあまり引出すと海面にロープが着水するので、600m程度しか引出せなかったが、装置操作の不慣れの解消、計測作業の俊敏化、連絡要領の確認等の成果が得られた。

3.6 FC船団曳航実験

クレーン船にロープを付けずに、ロープ引出し実験と同じ船団構成で、曳航実験を行った。この実験の目的は操船訓練と操船性の確認である。この実験の成果としては、船団を1.5ノット(約45m/分)で曳航中、緊急停止させた場合、停止に約25秒程度要し、その間約12m程度航行していることがわかった。この結果、カウンターウェイトに繰込んである予備ロープ長(約200m)は十分で

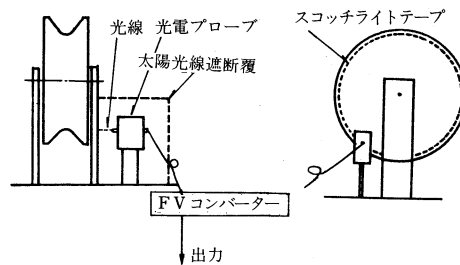


図-8 ロープ繰出し長の計測

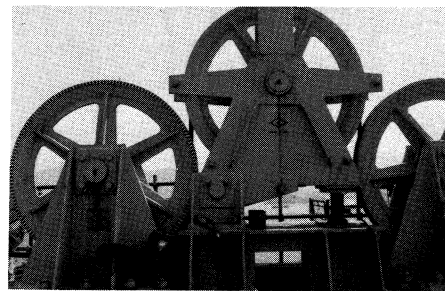


写真-3 三点シーブ式張力計と光電ロープ

であることが確認できた。そこでロープ引出し実験では、カウンターウェイトを地上より約15mの位置にセットし、予備ロープ長としては約160m確保することにした。

3.7 FC船団によるロープ引出し実験

この実験は、本番のパイロットロープ渡海作業に近い状況でロープ引出しを行い、システム全体の機能を確認し、水平張力が作用しているFC船団の挙動・操船性、緊急時の対処方法、指揮命令系統、渡海作業のタイムスケジュール等、未経験のFC工法を実用化するにあたっての問題点を把握しようとする総合実験である。

実験はまず船団を図-5に示すスタート地点(鉄塔から約300m)から目標航行速度1.5ノットで曳航し、延線機を緊急停止させる実験を2回、逆にFC船団を緊急停止させる実験を1回行った。延線機緊急停止実験は陸上側設備に何らかのトラブルが生じロープの繰出しができなくなった事態を想定したもので、陸上設備担当の指揮者から延線機が停止したことが実験本部に有線通信で連絡され、本部が無線でFC船団に停止命令を出すものである。一方、FC船団緊急停止実験は航行船舶または船団のトラブルによって航行不能に陥った事態を想定したもので海上指揮者から緊急停止する旨、実験本部に通告し、本部はロープの繰出し停止命令を陸上設備担当の指揮者に出すものである。

続いて、パイロットロープを連続的に約1,000m引出す実験を2回行った。(写真-4)各段階における計算上のロープ形状を図-9に示す。この図には本工事におけるロープ形状も併せて示した。

実験結果を表-5に示す。パイロットロープを1,000m引出す実験では、船位が40m程度予定線からずれている。この原因として実験作業許可区域が港内の航行船舶に支障しないように岸壁に平行に定められたため(図-5)、航行ラインがパイロットロープの方向に一致せず、大き

表－5 FC船団によるロープ引出し実験結果

実験項目	合 図	時 刻	船位(ブーム頂部)	船速(ブーム頂部)	カウンターウエイトの移動	ロープ張力			気象・海象
						塔 頂	F C 側		
パイロットロープ引出し実験 (1.5ノット: 300m位置→1000m位置)		11'08"09 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28	北 40 20 0 20 40 南	1ノット 2 3	15' 20' 25'	7 8 9	7 8 9		東の風1~2m/sec 有義波高 13cm 周期 2.3秒 西 流 0.1ノット
延線機緊急停止実験	延線機停止	13'56'06"	制動時間 50秒	1.4ノット	15m 15.2	7 8 9	7 8 9		東の風1~4m/sec 有義波高 18cm 周期 2.3秒 北 流 0.1ノット
	FC船団停止確認	12'56'56"	制動距離 20.1m	0	50秒 20.3				
延線機緊急停止実験	延線機停止	13'28'00"	制動時間 42秒	1.7ノット	45秒 17.4	7 8 9	7 8 9		東の風1~4m/sec 有義波高 18cm 周期 2.3秒 北 流 0.1ノット
	FC船団停止確認	13'28'42"	制動距離 23.7m	0	12.1				
FC船団緊急停止実験	FC船団緊急停止	14'29'10"	制動時間 30秒	1.5ノット	30秒 15.8	7 8 9	7 8 9		東の風1~4m/sec 有義波高 18cm 周期 2.3秒 北 流 0.1ノット
	FC船団延線機停止確認	14'29'40"	制動距離 18.3m	0	16.1				

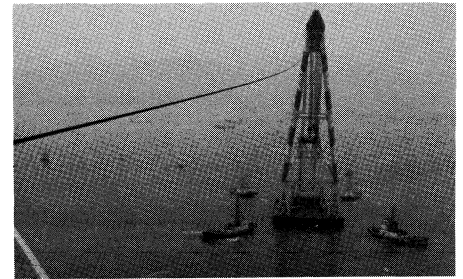


写真-4 ロープ引出し中のFC船団

制動距離が短くなっている。これは、延線機の緊急停止実験と違い、連絡に要する時間を必要としないことによる。また、カウンターウエイトの動きはほとんどなかった。この理由としては、延線機の運転者がカウンターウエイトの動きを見ながら速度調整を行っているためである。

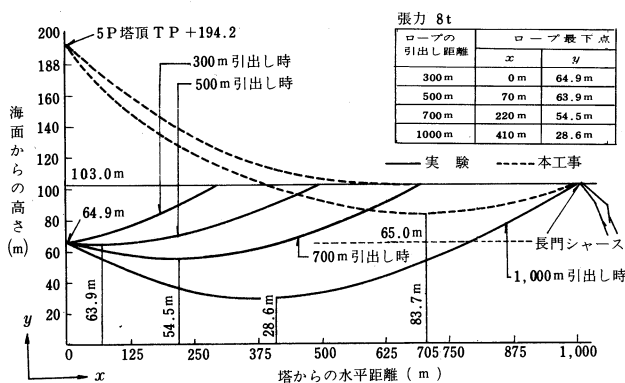


図-9 パイロットロープの形状

な角度差があるためロープ張力によってクレーン船は、岸壁側(北側)に引き寄せられる傾向があることと、航行予定線として見通せる目標物が近くなかったので操船上の判断にとまどいがあったことが考えられる。

ロープ繰出し速度を時々刻々、船団に連絡して船速のコントロールを行い、目標1.5ノットに対して±0.3ノットの変化が認められたが、延線機のロープ繰出しが船速によく追従しているため、カウンターウエイトはほとんど動かず、またロープ張力の変動も小さく問題がなかった。さらにFC船挙動も、表-6に示すように、小さかった。

延線機緊急停止実験では、延線機の停止連絡からFC船団の停止確認されるまで約40~50秒、制動距離(予備ロープの繰出し長にはほぼ一致)は約20~24mであった。その間、延線機からロープが繰出されないためカウンターウエイトは約5m(ロープ長で5m×4本=20m)上昇した。これは、3.6で述べたFC船団曳航実験の制動距離12mより長くなっている。この理由として、連絡に要する時間だけFC船団がそのまま航行しているためである。FC船団の緊急停止実験では、さらに制動時間、

表-6 クレーン船の最大応答

項 目	ロープ引出し実験	航路横断実験
クレーン船体の動揺(角 度)	ローリング	18.2 分
	ピッチング	13.3 分
クレーン船ブーム頂部の応答加速度	左 右	15.0 gal
	前 後	8.9 gal
	上 下	6.4 gal
		7.8 gal

3.8 FC船団による航路横断実験

航路横断実験では、ロープ引出し実験と同じ船団構成で本番の渡海作業が行われる地点より約1km東の地点を往復して横断した。横断においては、警戒船2隻を配置するとともに、実験本部を公団船「やしま」に設置し、情報管理室から航行船舶情報を得ながら船舶が途絶えるのを待って横断開始の指令を出した。待ち時間は、20~30分程度必要であった。実験結果を表-7に示す。実験時期は、大潮の日に近く、往路(6P~5P)においては、西方向約1ノット(場所によっては1.5ノット程度あったと考えられる)の潮流により、船団は航行予定線より大きく西側へ約200m程度流された。また予定線から流されていることが確認されて、航路の修正のため操船を行ったが、この程度の潮流になると、この船団構成では無理であった。一方、復路(5P~6P)においては図-10の潮汐表から理解できるように、転流時に近く約0.3ノットの西流になっており、このときの予定線からのずれは約60m程度であった。この場合、操船に無理はなかった。また、本番の渡海時では吊橋主塔が架設されており見通せる目標物になるため、予定線のずれは多くともこの程度に収めることができると考えられる。なお、復

表-7 FC船団による航路横断実験結果

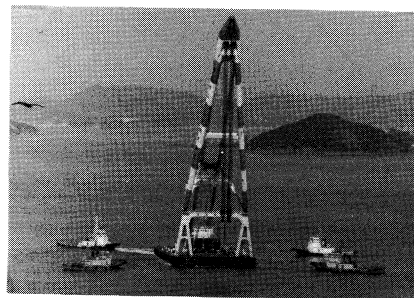
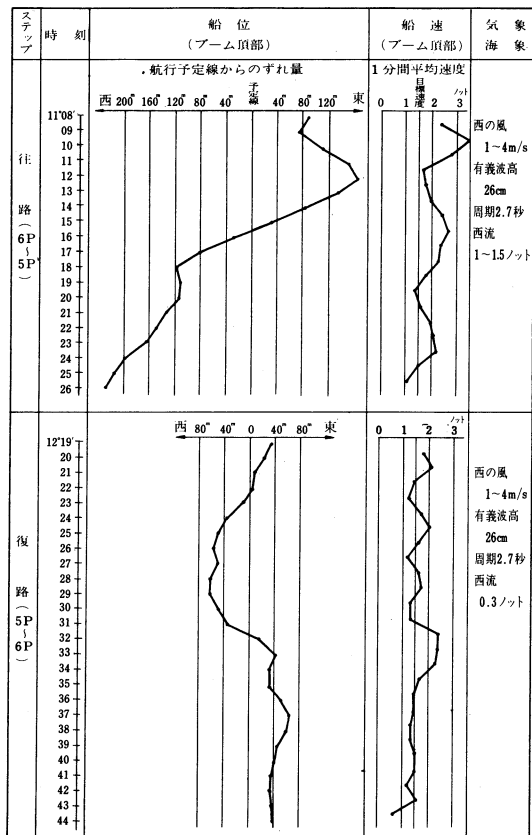


写真-5
航路横断中の
FC船団

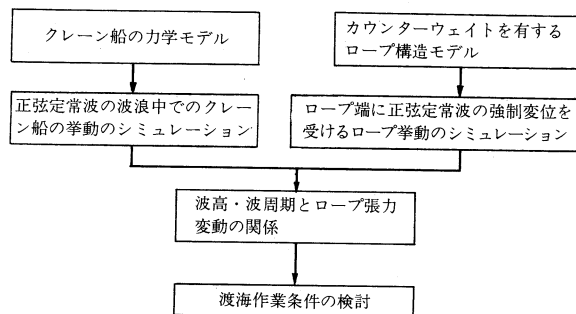


図-11 理論解析のフローチャート

表-8 クレーン船の固有周期

運動モード	固有周期(秒)
ピッチング	6.0
ローリング	8.3

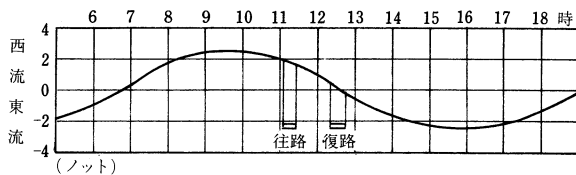


図-10 航路横断実験時の潮流 (昭和57年3月13日)

路の航行速度は1~2ノットの範囲で、クレーン船の動揺も表-6に示すとおり小さかった。

4. 理論解析

4.1 概要

3.で述べたロープ引出し実験は坂出港内における実験でもあり、比較的穏やかな気象海象条件のもとで行われた本番のパイロットロープ渡海作業は、より厳しい条件のもとで実施される場合も考えられるので、そのような条件においてクレーン船およびパイロットロープがどのような挙動を示すのか検討しておく必要がある。理論解析は図-11に示すフローチャートに従って行った。

4.2 クレーン船の挙動

クレーン船の諸元は、設計図から重量および重心位置等を求め、さらに付加質量を推定して求めており、これから得られたクレーン船の固有周期を表-8に示した。続いて、正弦定常波浪中におけるクレーン船ブーム頂部の応答変位を求めた²⁾。無次元化した応答曲線を図-12

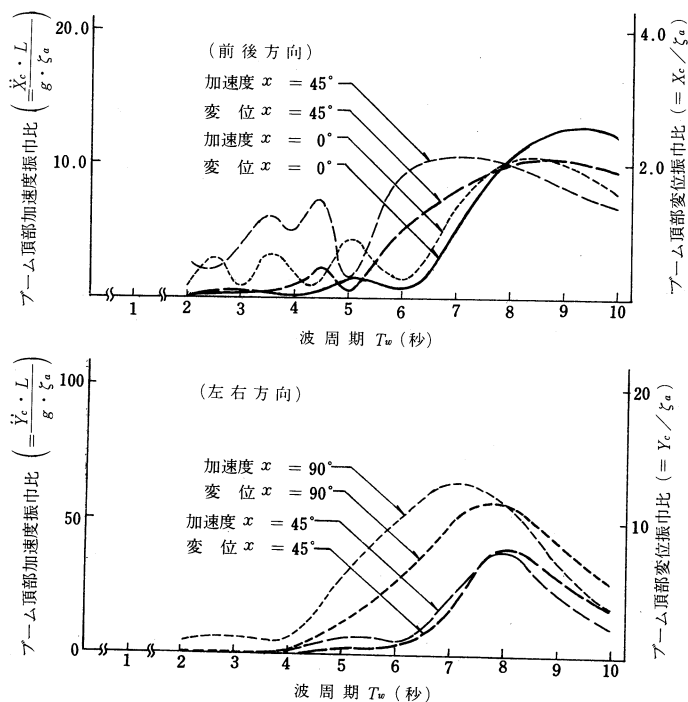


図-12 クレーン船の動揺特性 (ζ_a : 波高、 X_c , Y_c : 変位、 L : 船長)

に示す。この図より、波の周期が4秒以下では、クレーン船ブーム頂部の応答変位(太線)は微小であることがわかる。ここで α はクレーン船と波の進行方向とがなす角度を示している。なお、図-13に波高とブーム頂部の変位との関係を示した。

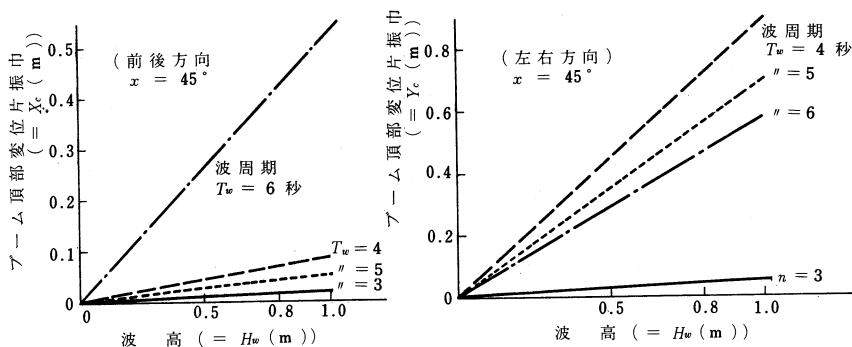


図-13 クレーン船のブーム頂部の応答変位

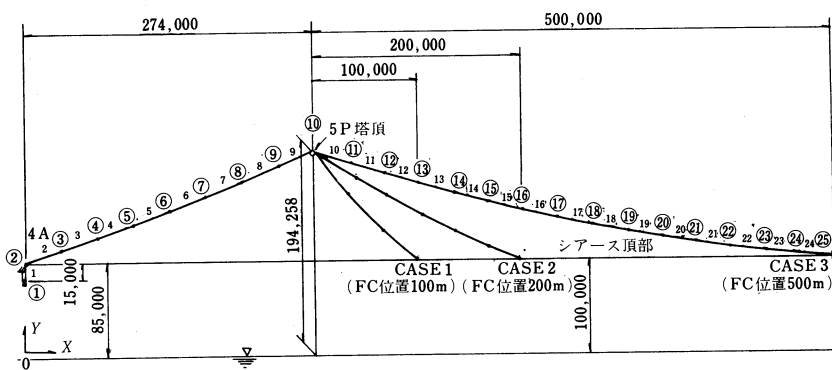


図-14 渡海作業中のパイロットロープのモデル

4.3 カウンターウェイトを有するロープの挙動

ここでは、南備讃瀬戸大橋のパイロットロープ渡海作業で想定されるロープ形状を図-14に示すようにモデル化し、クレーン船側のロープ端に正弦定常波の強制変位を作用させた場合のロープ張力変動を求めることにする。力学モデルはロープが5Pより100m、200m、500m繰出された3ケースを設定した。なお500m以上ロープを繰出した場合、系が長周期化し、ロープ張力変動が小さくなる傾向があるので検討を省略した。モデル化にあたっては、5P塔頂(節点⑩)とカウンターウェイトを吊り下げている滑車の位置(節点②)でロープが滑るものとして、2次元の大変形問題として扱っている³⁾。また、ロープの減衰はRayleigh減衰とし、1次固有振動に対

表-9 ロープの諸元

弾性係数	$1.6 \times 10^7 \text{ t/m}^2$
断面積	397 mm ²
分布質量	$3,520 \times 10^{-4} \text{ t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}^2$

表-10 ロープの初期張力

部材	初期張力(t)
1	7.8
2	7.8
3	7.79
4	7.79
5	7.80
6	7.82
7	7.84
8	7.87
9	7.91

て減衰定数が0.05になるように係数を設定した。

クレーン船のブームがロープのある平面内において水平方向に正弦定常波で変位する場合、ブームの変位振幅とロープ張力変動の関係を数値解析で求めると図

15になる。この図において、100mと200mロープが引出された場合に、ブームの振幅が大きくなると張力変動が急激に大きくなる傾向が見られる。ここでの検討では、図-13に示すとおり、ブームの振幅は小さいので、このような現象は生じないと考えられる。

4.4 渡海作業中のロープの挙動

実際の渡海作業では、波高・波の周期によって、クレーン船のブームがどの程度揺れて、その結果としてロープ張力がどの程度変動するかが問題になる。波の進行方向によるクレーン船ブーム頂部の応答変位(図-13)と強制変位を受けるロープモデルでの張力変動(図-15)との関係から、ブームが波の周期で揺れると考えると、

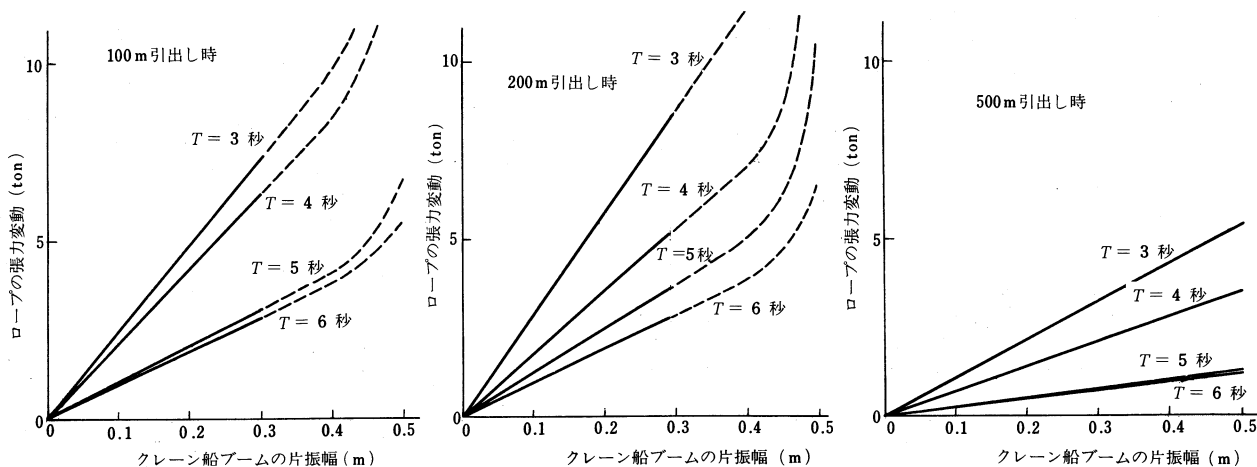


図-15 クレーン船の動揺とロープ張力変動

波高とロープ張力変動の関係が求まる。
(図-16) この図はロープにとって厳しいと考えられる波の進行方向に対するもので、波高0.3m、波周期約4秒、ロープ引出し距離200mでは、ロープ張力の変動は4 ton 程度になると予想される。

4.5 考察と渡海作業の限界気象条件

上述の理論解析には下記のように不十分な点があり、多少過大な結果になっていると考えられる。

(1) クレーン船およびロープ張力の実測は特定の波周期の微小な波高に対してしか行われておらず、理論解析で得られた結果は定性的に妥当であると判断できるが、定量的には確認できていない。

(2) ロープの力学モデルとして、ロープ長を一定として扱わざるを得ないが、実際にはロープが連続的に繰出され、力学系が逐次変化しており、一時的に厳しい状態になってもその状態が長く続かない。

(3) ロープの減衰には滑車の摩擦の影響、ロープ繰出しによる影響が考えられるが、理論解析では無視している。また、ロープ張力が大きくなった場合、ロープの内部減衰は大きくなる。

(4) クレーン船は4～6隻の引船で曳航されるので、この引船によって、クレーン船は揺れにくくなると考えられる。また、クレーン船の動揺とロープの挙動を別々に計算して、波高とロープ張力変動との関係を求めているが実際にはクレーン船とロープの相互作用により、動揺が抑制される傾向にあると考えられる。

一方、備讃瀬戸における風の吹送距離約10kmについて、波周期・波高を求めると $V_{10}=8\text{m/sec}$ の風速で、 $T_{1/3}=2.5$ 秒、 $H_{0\ 1/3}=0.45\text{m}$ 、 $V_{10}=5\text{m/sec}$ で $T_{1/3}=2.0$ 秒、 $H_{0\ 1/3}=0.28\text{m}$ 程度になる。⁴⁾ したがって $V_{10}\leq 8\text{m/sec}$ では $T_{1/3}<3$ 秒、 $H_{0\ 1/3}<0.5\text{m}$ となるので、波と同じ周期でクレーン船が動揺すると考えた場合、図-16に示すようにロープ張力変動は1 ton 以下になると予想される。

さらに、実際の渡海作業ではT.P 194mの5P塔頂でロープ等の取扱いがあり、この作業条件を塔頂で風速8～10 m/sec とすると、 $V_{10}=5.5\sim 6.9\text{m/sec}$ 程度になる。⁵⁾ したがってクレーン船・ロープの動揺よりむしろ、高所における作業条件でパイロットロープの渡海条件が設定される可能性がある。

5. まとめ

クレーン船を用いたパイロットロープ渡海工法は、航行船舶が輻輳する備讃瀬戸において、いかに航路閉鎖を行わずに渡海作業を実施するかという社会的要請のもとに考案された。そして、世界で初めての工法であり、安全性・確実性が要求されることから、机上検討にとどまらず

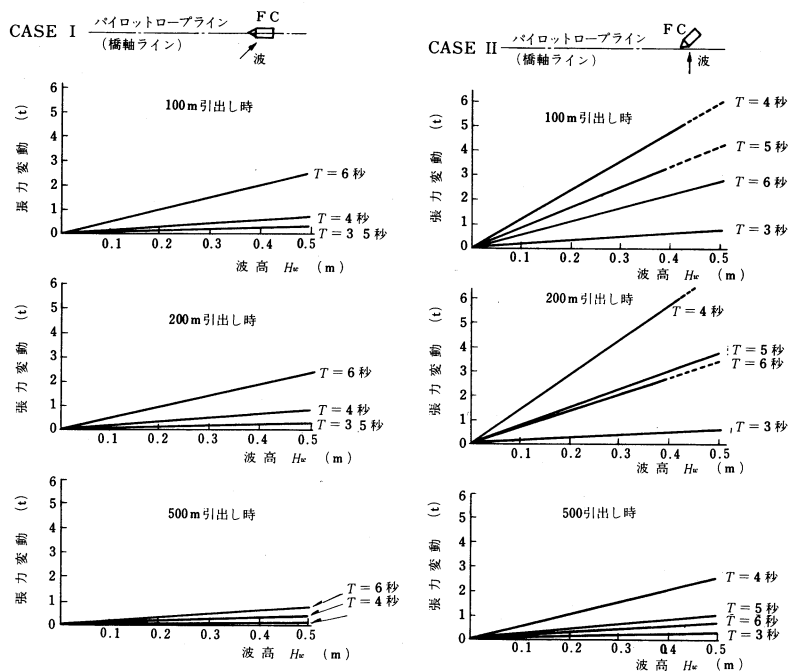


図-16 波高とロープ張力変動

実際の状況に近い状態でのロープ引出し実験等、種々の実験が行われた。その結果として、以下の結論を得た。

(1) パイロットロープ引出しの諸設備は順調に作動し、実際の工事においても本システムで十分である。

(2) 潮流が強い場合、船団を航行予定ラインに保つことが困難になるので、渡海作業は小潮の時期か潮止りの時間帯を選ぶ必要がある。

(3) 本番の渡海作業では吊橋の主塔が航行目標になり、船団の航行ラインを保つことが容易になると考えられるが、引船を2隻程度増して確実に行う必要がある。

(4) 本番の作業に先だって、船団を固定して曳航練習を実施することが必要である。

(5) 作業限界条件については、クレーン船の動揺ばかりでなく、高所作業の安全性からも決定される。

以上、技術的にFC工法は従来の実績ある工法と同じレベルに至ったと考えられるが、さらに今後、航行船舶の安全性、広報活動の範囲・法律上の手続・経済性など残された問題を詰め、最終的な採否を決めることになると考えられる。

最後にFC工法を開発するにあたり、御指導下さいました本州四国連絡橋Dルート吊橋ケーブルおよび補剛桁の施工法検討委員会((財)海洋架橋調査会:乙藤委員長)の各委員ならびに実験に関係された多くの方々に深く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 土木学会: 関門橋工事報告書 昭和52年3月
- 2) 船舶の耐航性に関する理論計算プログラム 三井造船技報第82号、1973.4
- 3) 永田孝三、中西宏: 塔頂でのケーブルの滑りを考慮した架設中の吊橋の地震応答について 第24回構造工学シンポジウム「構造の非線形問題」、1978.2
- 4) 本四公団: 下部構造設計基準・同解説、昭和52年3月
- 5) 本四公団: 本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)・同解説、昭和51年3月

大鳴門橋バックスティ径間の製作

Fabrication of Backstay Span Girder of Ohnaruto Bridge

鳴門工事事務所 第二工事長 多田 和夫
Kazuo Tada

1. まえがき

大鳴門橋バックスティ径間は現在ケーブル工事が進められている大鳴門橋の淡路島側に隣接するダブルデッキ構造の単純ワーレントラス橋である。上層は暫定時4車線、完成時6車線の道路部であり、下層は複線の新幹線軌道が設置できる併用橋である。(図-1)

本橋はわが国で初めて製作架設された本格的な併用橋で、製作は昭和55年9月から同年12月まで要し、地組後、現地まで輸送され、昭和56年4月14日一括架設された。^{1)~3)}

本橋の主構弦材には調質鋼(SM58)が使用されており、鉄道荷重による疲労の影響を考える場合、設計・製作上特別の配慮が必要とされる。たとえば、本四公団では種々の溶接継手の疲労試験を行い、さらに大型トラス部材による疲労試験を実施している。これらの結果、トラス部材の角継手ルート部のブローホール、ルート部の溶込み不整などの溶接欠陥が疲労強度を低下させる要因として問題としている。^{4)~6)}

そこで、本橋の部材製作にあたっては、調質鋼を用いた角継手(すみ肉)溶接部に生じる溶接欠陥の防止を計るため、「鋼橋等製作基準(昭和52年3月)」に追加すべき事項を特記仕様書の中に提示した。さらに、溶接施工試験を中心として、本四連絡橋製作検討委員会(奥村敏恵委員長、田島二郎副委員長)の指導を受け本橋の製作が行われた。

ここでは、主構弦材の溶接施工を中心に、溶接施工試験および製作の概要を報告する。

2. バックスティ径間橋の概要

(1) 上部工諸元

支間およびパネル割り：8×11.1m=88.8m
主構高：12.5m
主構幅：22.0m
主構造：直弦単純ワーレントラス(鉛直材付き)
道路床組：8径間連続鋼床版(アスファルト舗装65mm)

(2) 使用鋼材

SM58、SM50Y、SM41、SS41

(3) 製作数量(今回工事分)

トラス構造	816 t	} 計 1,265 t
道路床組	341 t	
管理路	63 t	
その他	14 t	

(4) 弦材の断面構成

上弦材および下弦材の断面構成を図-2に示す。
弦材の角継手としては、すみ肉溶接による方法、部分

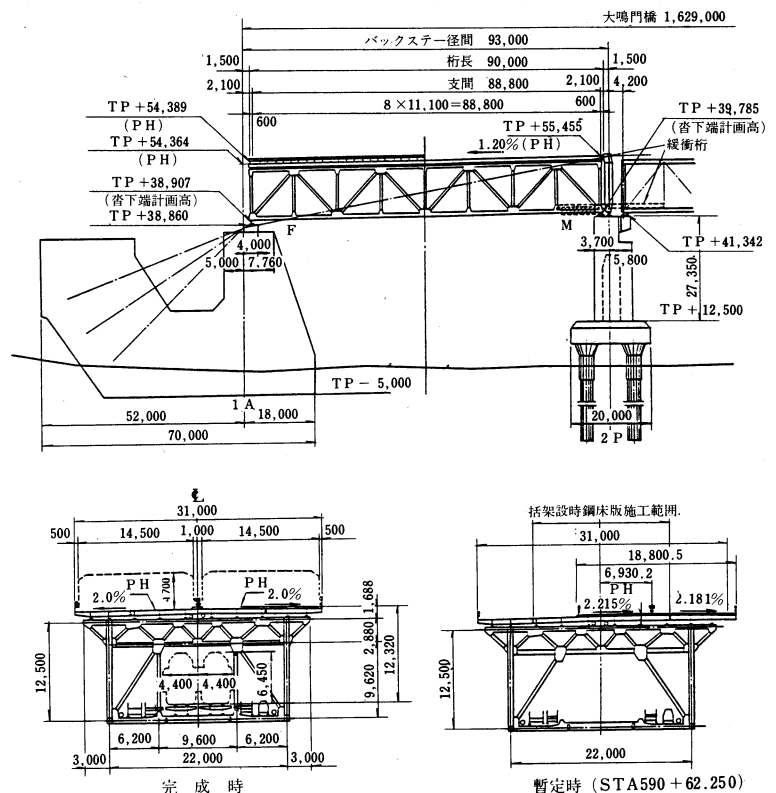


図-1 一般図

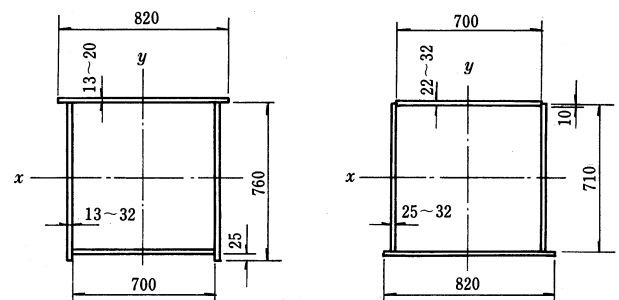


図-2 断面構成

溶込み溶接による方法、部分溶込みとすみ肉溶接の併用および完全溶込みによる方法など用いられており、トラス部材の断面構成法として確立した考え方はないようである。本橋では、すみ肉溶接を採用しており、これは一般的にレ型開先部分溶込み溶接と比して溶接欠陥が少ないと考えられること、最も実績のある継手形状であること、また検討および製作工程とのかね合い等、総合判断の結果決めたものである。

なお、すみ肉溶接の断面構成では、下弦材の格点部で遷移区間が避けられず、その結果、自動溶接が困難なため、別途溶接法の検討を実施した。

(5) 「製作基準」に追加した特記事項

溶接欠陥防止のため、調質鋼を用いた部材の製作にあたって、特記事項として提示した主な事項は以下のとおりである。

1) ガス切断：開先面およびルート部についてはグラインダかけなどによりドラグラインを完全に除去する。(図-3) その場合グラインダの目は溶接と平行でなければならない。

2) 仮付溶接：仮付溶接の長さは80mm以上、間隔400mm以下とし、サイズは本溶接時に仮付け溶接部が再溶融される大きさとする。仮付溶接法は原則として自動溶接とする。

3) 溶接一般：溶接電源および装置については、溶接後の品質を十分保証できるものとし、以下の点に考慮しなければならない。

- ① 十分な受電容量を有すること。
- ② 配線はクレン等と別系統が望ましい。
- ③ 安定化電源の採用が望ましい。
- ④ 溶接開始にあたっては溶接機等の計器類の較正を行わなければならない。

4) 溶接前の部材の状況：溶接面および隣接部は黒皮・金属前処理塗装も取除き、表面はSPSSのSd₂またはSh₂に相当する状態にグラインダ研削する。また、溶接作業するまで有害なごみが付着しないよう保護しなければならない。

5) 予熱：開先部を直接バーナーであぶってはならない。

6) 溶接施工：サブマージーク溶接を使用する場合、は原則として初層はストレートビードの自動溶接とする。

3. 溶接施工条件の検討

前述した条件を満足し、健全な溶接ルート部を得るためには、従来の溶接施工条件では十分に満足させることは困難なため、溶接施工試験実施に先立ち溶接施工条件の確立を目的とし、小型試験片により実験が行われた。

具体的には、①仮付溶接施工法、②本溶接条件、③トラス格点遷移部における溶接施工法、以上の3項目である。なお、同時に実施工での鋼板研削方法、予熱要領・装置の選定、組立治具等の検討も併せて行われた。

(1) 仮付溶接施工法

2.(5)特記事項の仮付溶接に対する考え方は、従来の考え方とは大きく異なったものである。検討の結果MAG溶接により表-1の溶接条件で行うと、できるだけ小さなサイズ(3.5~4mm)で、本溶接で十分再溶融され、かつ

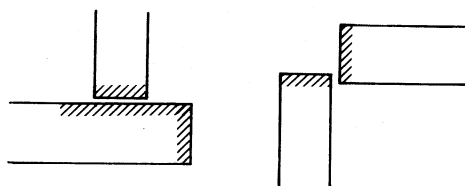
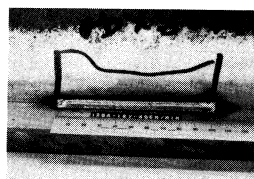


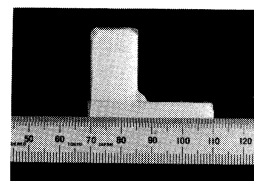
図-3 すみ肉溶接開先面

表-1 適正仮付溶接条件

使用ワイヤ	ワイヤ径 (mmφ)	溶接電流 (A)	溶接電圧 (V)	溶接速度 (cm/分)
MG -50T	0.9	120~150	18~22	40~50
MGS -63B	0.9	120~150	18~22	40~50



(a) ビード外観



(b) 断面マクロ

写真-1 仮付溶接(120A-18V-40cm/min)

安定した仮付溶接が得られた。

仮付溶接ビードの外観および断面マクロ写真の一例を写真-1に示す。

(2) 本溶接条件

溶け込み不足を防ぎ、仮付始末端の凹凸をなくするには十分な溶け込みが得られ、仮付溶接部を完全に再溶融することができる本溶接条件を選定する必要がある。

実験に使用された溶接材料を表-2に示す。溶接姿勢は仮付再溶融に有利だと考えられる下向姿勢である。

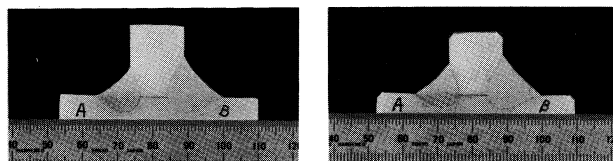
表-2におけるMF-63は、ビード外観が良好なすみ肉溶接専用フラックスであり、一方MF-38AはMF-63と比較してビード外観がやや劣るが、深い溶け込みが得られるフラックスである。これら2種類のフラックスを用いて適正溶接条件が検討された。MF-63を用いた場合、溶け込

表-2 使用溶接材料

溶接ワイヤおよび溶接フラックスの組合せ				メーカー
溶接ワイヤ	ワイヤ径(mmφ)	溶接フラックス	フラックス粒度	
US-49	4.8	MF-63	8×48	神戸製鋼所
US-49	4.8	MF-38A	20×200	神戸製鋼所

表-3 サブマージーク下向きすみ肉適正溶接条件

脚長 (mm)	溶 接 材 料		溶接電流 (A)	溶接電圧 (V)	溶接速度 (cm/分)	溶接入熱量 (KJ/cm)
	ワイヤ径 (mm)	フラックス 粒 度				
6	4.8	20×200	600~650	30~32	50~60	18.0~25.0
7	4.8	20×200	600~650	30~32	45~55	19.6~27.7
8	4.8	20×200	600~700	30~32	40~50	21.6~33.6
9	4.8	20×200	600~700	30~32	35~45	24.0~38.4



(a) 一般部 (b) 仮付部
A. 650A-30V-55cm/min (21.3KJ/cm)
B. 700A-30V-40cm/min (31.5KJ/cm)
写真-2 溶接部の断面マクロ写真 (US-49×MF-38A)
溶接方向

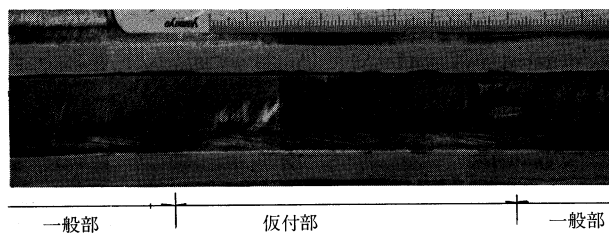


写真-3 溶接ビードの破面写真 (US-49×MF-38A)

みは浅くビード形状は凹となることが認められ、MF-38Aを用いた場合には、溶け込みが深く、溶接電圧が30Vの場合では良好なビード形状となることが認められた。そのため、小さなサイズで本溶接する場合に、安定して仮付溶接を再溶融させることを考慮して、使用フラックスはMF-38Aとし、各脚長時の適正溶接条件が求められた。

表-3に各脚長時における適正溶接条件の検討結果を示す。写真-2および写真-3に脚長6mmおよび9mmの溶接条件での溶接ビード断面マクロの一例および脚長6mmの溶接条件における溶接ビードの破面試験を行った破面の一例を示す。

(3) トラス格点遷移部における溶接施工法

下弦材の溶接には落としすみ肉溶接が用いられるため格点部には遷移溶接部が生じる。したがって遷移部の溶接にあたっては開先形状および溶接ねらい位置が溶接線方向にしたがって変化し、さらに溶接ルート部の健全性を確保するために、特別な溶接施工法が要求される。

遷移部の溶接にはサブマージアーク溶接による連続自動溶接は困難なので、溶接を途中で中止し、被覆アーク溶接

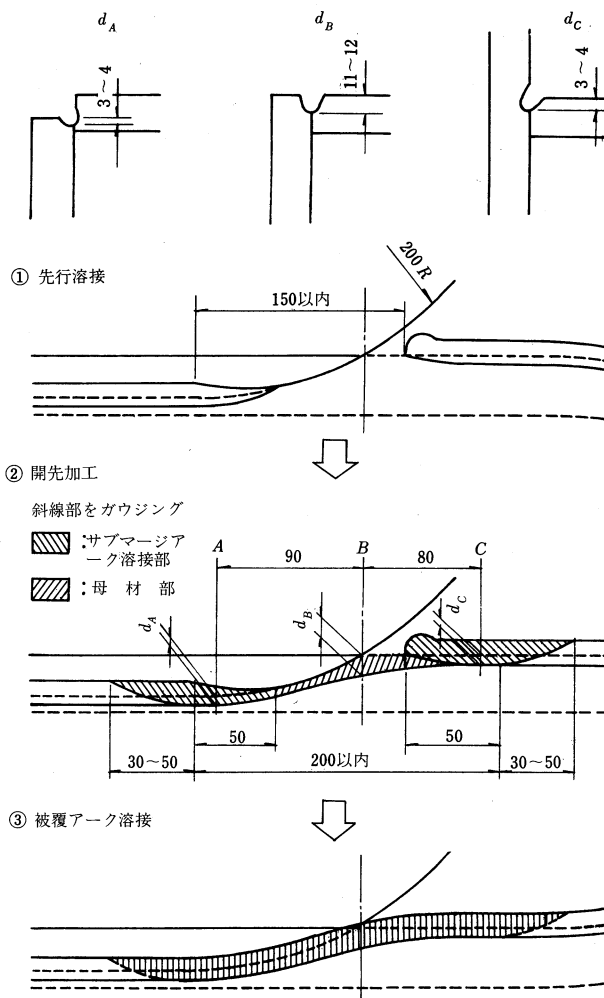


図-4 トラス格点フィレット部における遷移部の溶接

または半自動ガスシールドアーク溶接を用いて、一般部のサブマージアーク溶接の溶接ビードを継がねばならない。

溶接法には、あらかじめウェーブ・フランジを開先加工しておき、溶接でうめておく方法もあるが、検討の結果、本橋では図-4に示すように遷移部をアークエアガウジングおよびグラインダを用いてなめらかにU字形の溝を形成し、手溶接でうめていくガウジング方式を採用している。

遷移部の溶接を手溶接で行う時には、溶け込みのなめらかさ、初層を一本の溶接棒で連続溶接(250mm程度)すること、および作業性を考慮して溶接棒は長さ400mm、棒径5mmのものが使用された。

その結果、図-4に示す $d_A \sim d_C$ の値を満足するU字形の溝を整形し、被覆アーク溶接を行うと、サブマージアーク溶接部との継ぎ目および溶接ルート部が安定してなめらかとなる溶接施工が行われることが判明した。

写真-4に溶接ビード破面を示す。

4. 溶接施工試験

3.で選定された適正溶接条件で、実施



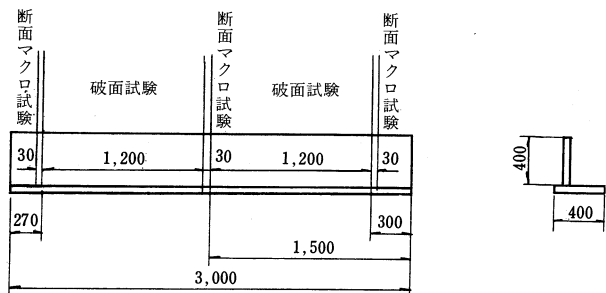
写真-4 遷移部の溶接ビード破面

工への適用性を確認するため、試験体を工場のラインに流した品質管理体制のもとで製作し、溶接施工試験が行われた。

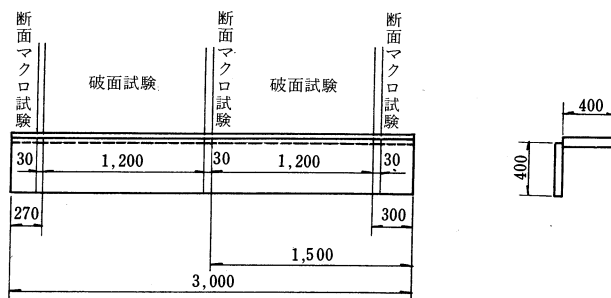
4.1 溶接施工試験要領

(1) 弦材角継手およびT継手

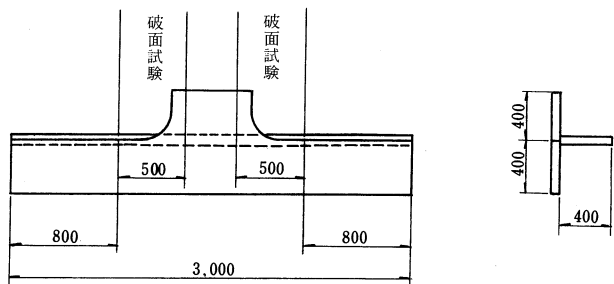
試験はすみ肉溶接、落としすみ肉溶接および格点部溶接について行われ、供試体数量はそれぞれ2体、2体および5体である。格点部溶接については技量試験を兼



(a) すみ肉溶接供試体



(b) 落としすみ肉溶接供試体



(c) 格点部供試体

図-5 供試体形状および寸法

表-4 溶接材料および溶接条件

溶 接	溶 接 法	溶 接 材 料	溶 接 条 件			最 小 予 熱 温 度 ℃	サ イ ズ mm	備 考
			電 流 A	電 圧 V	速 度 cm/min			
仮付溶接	ガスシールド	MGS-63B	120	18	40	100	3	80%Ar+20% CO ₂ 20~25/min
	アーク溶接	(0.9φ)	150	22	50			
本溶接	サブマージ	MF38A (12×65)×	600	30	40	50	8	—
	アーク溶接	US-49 (4.8φ)	700	32	50			
本溶接	初覆アーク	LBM-62	180	—	—	100	—	格点遷移部 の 溶 接
	溶 接	(5.0φ)	260	—	—			

ねているため遷移部の溶接に従事する作業者がすべて受験した。供試体の形状および寸法を図-5に試験片採取位置とあわせて示し、溶接材料および溶接条件を表-4に示す。

溶接施工法はすべて実際の補剛桁製作において用いるものと同様とし、溶接施工にあたっては、補剛桁が箱形部材であることを考慮して、図-6に示す治具を製作し開口部は供試体を取り付けて試験を実施した。

なお、SM58材の溶接時には50℃の予熱が必要でありその方法について種々検討の結果、赤外線ヒーターを溶接装置に取り付け、溶接の進行とともにその前方を加熱する方法が最も適していると考えられ、予熱温度も十分高くなることが確認されている。

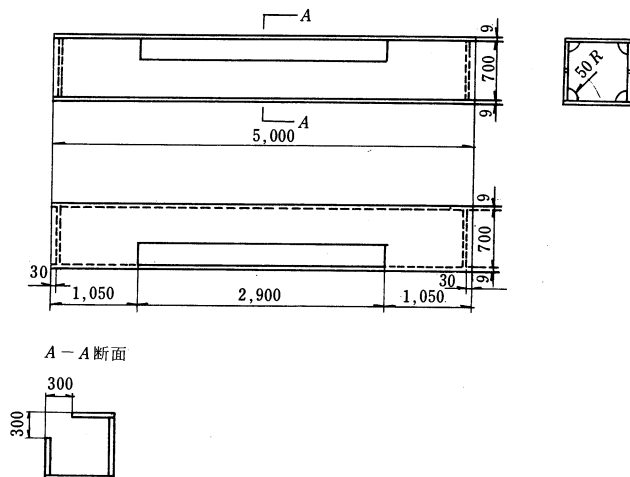
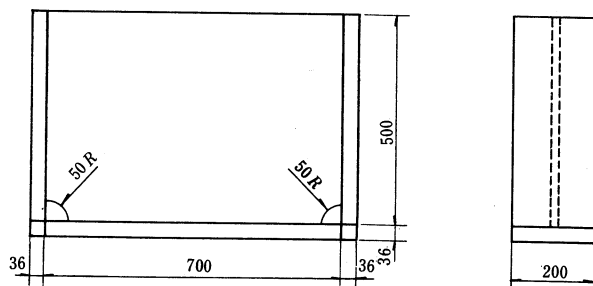


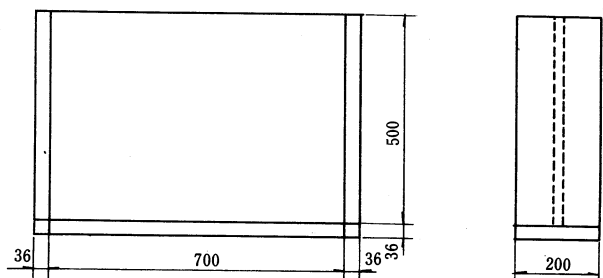
図-6 弦材角継手およびT継手溶接施工試験用治具形状および寸法

(2) ダイアフラム溶接継手

試験はスカラップを有するダイアフラムおよびスカラップのないダイアフラムの溶接について行った。供試体



(a) スカラップあり



(b) スカラップなし

図-7 ダイアフラム試験体形状および寸法

数量は7人の受験者に対しそれぞれ2体計14体である。
 供試体においてダイヤフラムの鋼種および板厚はSM 41A、15mm厚とし、ウェブおよびフランジプレートはSM 58、36mm厚とした。供試体形状および寸法を図-7に示し、溶接材料および溶接条件を表-5に示す。

溶接施工法は、溶接姿勢も含めて補剛桁製作のダイヤフラム溶接に用いるものと同様とし、溶接施工にあたっては溶接作業への拘束条件を再現するために図-8に示す治具を製作し、供試体をその中に設置し溶接を行った。
 なお、スカラップのないダイヤフラム溶接のコーナー部での運棒法は図-9に示すようにコーナーでスタート部およびエンド部を残さない方法が採用された。

表-5 溶接材料および溶接条件

溶接区分	溶 接 法	溶 接 棒 (棒径mm φ)	溶接電流 A	最小予熱 温度 °C	備 考
仮付溶接	被覆アーク溶接	LB-52 (4.0)	130-190	100	D5016 低水素系
仮付溶接	被覆アーク溶接	LB-52V (4.0)	180-240	100	D5016 低水素系 立向下進専用棒
本 溶 接	被覆アーク溶接	LB F-52A (5.5)	240-300	100	D5026 鉄粉低水素系 すみ肉専用棒
本 溶 接	被覆アーク溶接	LB-52 (3.2)	90-130	100	D5016 低水素系

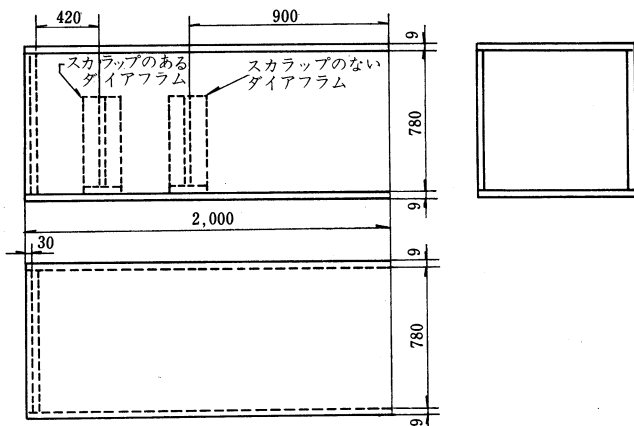


図-8 ダイヤフラム溶接継手の溶接施工試験用治具形状および寸法

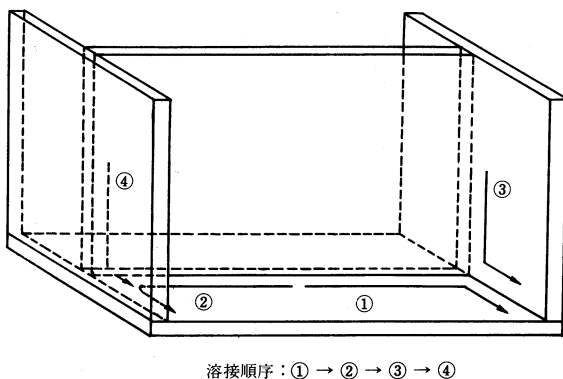


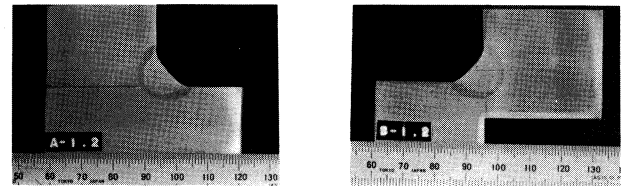
図-9 ダイヤフラム溶接コーナー部における運棒法

4.2 試験結果

溶接完了後、供試体を48時間以上放置し、各種試験を実施した。試験項目は、ビード外観試験、超音波探傷試験、断面マクロ試験、破面試験およびダイヤフラム溶接止端部形状測定である。

(1) 断面マクロ試験

図-5に示す位置から試験片を採取した結果、すべての試験片において欠陥は認められず、良好な溶接ビード断面形状を示していた。写真-5に断面マクロ試験片の一例を示す。



(a)すみ肉溶接試験体 (b)落とし込みすみ肉溶接試験体

写真-5 溶接部断面マクロ写真

(2) 破面試験

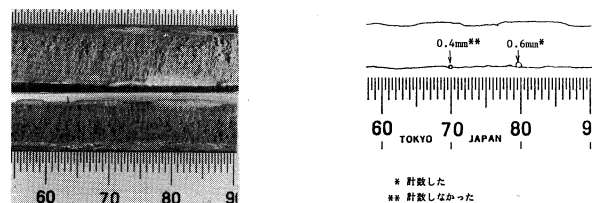
すみ肉溶接試験体および落とし込みすみ肉溶接試験体の破面試験結果を表-6、ブローホールの測定結果を表-7に示す。

表-6 破面試験結果(すみ肉および落とし込みすみ肉試験体)

検 査 項 目	検 査 結 果
溶 け 込 み 量	溶け込み不足は認められず良好であった。
ルート部の割れ	認められなかった。
仮付部の再溶融	良好であった。
ルート部の凹凸および仮付部のなめらかさ	良好であった。
スラグ巻き込みの有無	認められなかった。
そ の 他	特に異常は認められなかった。

表-7 ブローホール 測定結果(すみ肉および落とし込みすみ肉溶接試験体)

試 験 体 名 (記 号)	ブローホールの個数 (大きさ: D mm)				合計 個数
	$0.5 \leq D \leq 1.0$	$1.0 < D \leq 1.5$	$1.5 < D \leq 2.0$	$2.0 < D$	
すみ肉溶接試験体 (A-1)	3	2	0	0	5
すみ肉溶接試験体 (A-2)	1	0	0	0	1
落とし込みすみ肉溶接試験体 (B-1)	2	1	0	0	3
落とし込みすみ肉溶接試験体 (B-2)	1	1	0	0	2



(a)ブローホールの拡大写真 (b)スケッチ図およびブローホールの実測値

写真-6 溶接ビード部の破面写真の一例(すみ肉溶接試験体)

ブローホールについては、一体について1～5個生じているが、大きさについては文献⁷⁾で許容値の目安としている $\phi 1.5\text{mm}$ 以下であった。ブローホールが観察された破面の一例を写真-6に示す。

(3) ダイアフラム溶接止端部形状測定

試験項目は、すみ肉溶接止端部形状測定、スカラップ部のまわし溶接のビード形状の外観検査およびスカラップを有しないダイアフラムのコーナー部のビード形状の外観検査であり、止端部形状の測定は、溶接部をモデリングコンパウンドを用いて形採りし、拡大投影器で20倍に拡大した状態で図-10に示す ρ (止端部曲率)、 θ (フランク角)および d (アンダーカットの深さ)を測定した。測定の結果、表-8に示すように合否の判断の目安とされた $\rho \geq 2.0\text{mm}$ 、 $\theta \geq 120^\circ$ 、 $d \leq 0.3\text{mm}$ をすべて満足することが出来た。

5. 実橋の製作

5.1 実施工程

本橋の製作の実施工程を表-9に示す。本工事は他工事との関連より発注から架設まで約1年の工期であった。

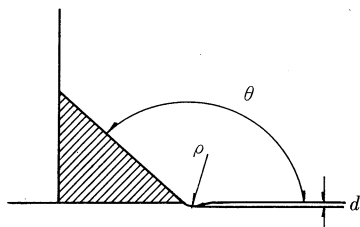


図-10 すみ肉溶接部の ρ 、 θ および d

製作についてはマーキング開始から部材製作完了まで3ヶ月であり約500t/月のペースで部材加工が行われた。

5.2 製作要領

調質鋼を用いた弦材について、製作手順の一例を表-10

表-8 ダイアフラムすみ肉溶接止端部形状測定結果

スカラップの有無	測定項目	仮付部の平均値	コーナー部以外の一般部の平均値	コーナー部の平均値(ラインダ整形あり)	コーナー部の平均値(ラインダ整形なし)
有	ρ	1.8	2.1	3.0	2.1
	θ	159	160	159	157
	d	0.02	0.01	0.02	0.01
無	ρ	2.3	2.7	3.6	3.3
	θ	159	159	163	161
	d	0.03	0.03	0.05	0.01

表-9 製作実施工程表

	昭和55年												昭和56年				
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5			
詳細設計	●	●	●	●													
溶接施工試験		●	●	●	●												
材料手配			●	●	●	●											
原寸				●	●	●	●										
主構(上・下・垂)					切	断	溶接・仕上げ・部材検査										
(斜材)						●	●	●	●	●							
主構(上・中・下)						●	●	●	●	●							
(斜材)							●	●	●	●							
横構						●	●	●	●	●							
鋼床版							●	●	●	●							
一括地組									●	●	●	●	●	●			
架設										●	●	●	●	●			
										鋼床版取	鋼床版装	一括架設	現場検査	竣工			

表-10 下弦材の組立および溶接方法

製作手順		主な使用機械	備考
	板継仮付	プレス	
	板継溶接		
	ビード仕上垂取		
	ケ書	自動ガスシールドアーク溶接機	
	組立仮付		
	ダイヤフラム溶接		
	すみ肉仮付	マニプレーター	溶接方法 CAW: 被覆アーク溶接 SAW: サブマージアーク溶接 MAG: 自動ガスシールドアーク溶接 (Ar + CO ²) CO ² : 半自動ガスシールドアーク溶接 (CO ²)
	すみ肉溶接		
	遷移部溶接		
	歪取	フェーシングマシン ラジアルボール盤	溶接姿勢 F: 下向 Fil: 水平すみ肉 V: 立向 H: 横向 O: 上向
	2次ケ書		
	端面切削		
	孔あけ		
	小物部材取付		
	仕上げ		
	部材検査		

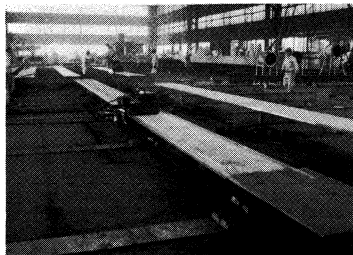


写真-7 自動ベルトによる研削

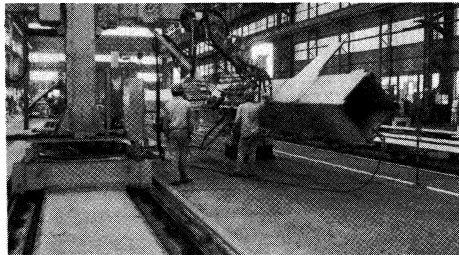


写真-8 マニプレーターを使用した下向き肉溶接

りつけ隔板との接触面を本溶接し、最後に残りのフランジを組み込み、仮付溶接、肌スキのチェック、シール溶接の順で行われ、次の本溶接のラインにうつる。

ルート間隔の確保については特にSM58材の上下弦材のすみ肉継手において、規制値の $1/2 (=0.5\text{mm})$ におさえ管理された。

3) 予熱：弦材角継手の予熱は、仮付溶接では開先部を直接あぶらないようガスバーナーで行われ、また本溶接については赤外線ヒーターをマニプレーターの溶接装置に取り付け、溶接の進行とともにその前方を加熱する方式で行われた。

4) 溶接：調質鋼を用いた弦材については、前述した溶接施工試験で確認した要領に基づき溶接された。

特に、溶接に先立ち溶接面および隣接部の清浄性の確保、材片集成（仮付溶接）後本溶接完了迄の時間的制約（2hr以内）に対処するための時間管理の徹底がはかられた。弦材かど（すみ肉）溶接は下向き姿勢で写真-8に示すマニプレーターが用いられた。

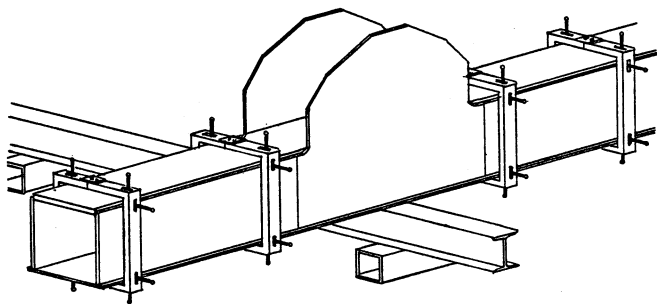


図-11 組立装置をセットした状態

表-11 ブローホール測定結果

タブテスト供試体番号	ブローホールの個数（大きさ： $D\text{mm}$ ）				合計個数
	$0.5 \leq D \leq 1.0$	$1.0 < D \leq 1.5$	$1.5 < D \leq 2.0$	$2.0 < D$	
No.1	8	0	0	0	3
No.2	5	0	0	0	5
No.3	3	0	0	0	3
No.4	2	0	0	0	2
No.5	2	0	0	0	2
No.6	0	0	0	0	0

に示す。

工場での品質管理は従来にない厳しいものが必要とされた。特に、疲労応力の高い、調質鋼を使用したトラス弦材の製作については注意が払われた。留意した点は以下の通りである。

1) 切断、切削：良好な組立精度を確保するため支配的要素である切断寸法精度の確保の徹底をはかった。特に、弦材の落とし込みフランジと隔板の幅寸法精度の管理や角継手（すみ肉）溶接部の開先の切断面は鋼材面に直角になるよう規制（ $\pm 0.2\text{mm}$ ）を設けた。

また、図-3に示すタッチ面については、切断部のドラッグライン、酸化皮膜及びプライマーの完全除去の徹底をはかった。同時に仕上げの方向（溶接線と平行）およびあらさの規制もあり、具体的には作業能率ならびに均一な品質を確保するため移動式自動研削装置が開発され、使用されることにより解決された。

2) 組立：製品精度および溶接部の品質は組立作業に大きく左右されるので、図-11に示す組立装置を有効に使用し、特に肌スキに留意して組立てられた。

組立手順は、定盤上にフランジを置き隔板を定位置にセットし仮付溶接をする。その後、ウェブを両側よりと

5.3 タブテスト

SM58材を使用した弦材には長さ1mのエンドタブ(SM58、32mm)を取り付け、実部材と同様に溶接施工した後、破面試験を実施し実部材の製作が適切であったことを確認した。

タブテストのブローホールの測定結果を表-11に示す。

6. あとがき

要求品質を満たすべく、3.で述べたトラス弦材の製作において検討課題であった事項について、管理基準も含め一つの施工法を確立し施工できた。なお、さらに検討課題も残されたが、大鳴門橋補剛桁の製作を通じ引き続き検討が重ねられ、本橋の製作は本四連絡橋併用橋桁製作の1ステップを果したものと考えられる。

最後に本橋の製作にあたって施工上の問題点全般にわたり指導をいただいた本四連絡橋製作検討委員会および製作および諸試験を実施した栗本鉄工㈱の関係者に厚く感謝の意を表わす次第である。

参考文献

- 1) 多田・赤間：大鳴門橋バックステイ径間の架設、橋梁、第17巻9号、1981.9
- 2) 山口・多田・赤間：鋼橋のFC架設工法—大鳴門橋バックステイ径間の一括架設—土木技術 第37巻8号 1982.8
- 3) 多田・永井・奥村：大鳴門橋バックステイ径間の実施設計 橋梁と基礎 第16巻3号 1982.3
- 4) 奥川：80キロ鋼溶接継手の疲労試験 本四技報 第1巻2号 1977.10
- 5) 田島・奥川：80キロ鋼を使用したトラス格点構造の疲労試験 橋梁と基礎 第12巻9号 1978.9
- 6) 旭・岸本・帆足：箱形断面供試体を用いた大型疲労試験 橋梁と基礎 第14巻6号 1980.6
- 7) 旭・竹名・平野：疲労許容応力の見直し 本四技報 第5巻18号 1981.10

Humber 橋訪問記

An Account of Humber Bridge

児島工事事務所 第七工事長 奥川 淳志
Atsushi Okukawa

1. はじめに

IABSE Colloquium on Informatics in Structural Engineering への出席及び長大橋視察のため昭和57年10月に欧州への出張を命ぜられた。本文はその際調査した長大橋のうち、Humber 橋について感じた事を紹介するものである。なお、この橋の概要については文献^{1)~3)}を参照されたい。

10月15日午後1時に面会の約束がとれ、Humber 橋の北側にある管理局に Mr. M. Stockwell (Bridgemaster of Humber Br. Board) 及び Mr. D. Strachay (Engineer of FFP) の両氏を訪問した。両氏による工事概要の説明を受けた後、約2時間にわたって Hessele 側アンカレイジ、補剛桁、主塔へと案内された。以下順を追って記す。

2. 補 剛 桁

本橋の補剛桁は、Severn 橋と同じ翼型流線形箱桁であり、斜めハンガーの採用と共に特徴付けられるものである。Severn 橋については何回となくハンガーロープの断線や、舗装補修、タワーリンクの耐力不足等ニュースになっており、又 Humber 橋訪問の前日に Severn 橋を見学していることもあり、2つの橋の相違点、改良点について大きな興味を持ったものであった。しかし、設計論的には Severn 橋のそれと全く同様で、僅かにその構造細部でいくつかの改良がなされた程度であり、多少期待外れの観もあったが、そのいくつかを記すと以下の通りである。

- 1) ハンガーロープと桁との連結にはピンを使用している点は Severn 橋と同様であるが、中央径間中央付近のみ橋軸方向にもピンを用い、自在継ぎ手としている。
- 2) ハンガーロープには Severn 橋のような揺れ止め装置は見当たらない。
- 3) 道路面の舗装は Mastic アスファルトを用い機械施工をしているが、その厚さは Severn 橋と同じ37mmである。
- 4) タワーリンクは高さ約3m位の背の低いA型をしており、ウィンド杓を兼ねている。
- 5) 桁の輸送には台船を用い、現場溶接条件に留意した。
- 6) 塗装は、パネル製作後製品ブラストを施し、プライマ塗布後 epoxy-ester 塗装3層と架設後の塩化ゴム塗装2層の計5層塗りである。

Severn 橋と同様に中央径間中央に立ち止まり、桁の振動を体感するに、特に大型車の通過に伴って上下動を感じるが、Severn 橋のそれよりかなり小さい。この振動は1台の車で生じ、その周期は非常に小さく高次のモードで振動しているのではないかと気になる。

なお、Humber 橋の桁下高は30mであるが、Mr. Stockwell 曰く、“桁下高は今の1/3で十分の船しか通らないが、地域住民の要望により……工事が遅れるので”。ここでも又洋の東西を問わない問題があったようである。

3. 主 塔

Barton 側主塔のコンクリート打設は、同基礎の難工事の遅

れをとりもどすために、12時間の2交代、1週7日の稼動を行いスリップフォームを用いて僅か1750時間で155.5mの塔を完成させている。また水平材4本のうち、上側2本のコンクリート打設後ケーブル業者への引継ぎを行い、下側2本の水平材はキャットウォーク架設後にコンクリートを打設するという離れ業を行っている。

主塔の片方の塔柱には、維持管理用の2人乗りエレベータが設けられており、これにより Hessele 側塔頂に昇ったが、エレベータの中で Mr. Stockwell の“コンクリートタワーは建設費を相当安価としたが、その厚い肉厚により2人乗エレベータしか設けられず、維持修善用機械の運搬のためには小さすぎる。また万一クラックが生じた時の補修方法がなく維持管理者として心配している。”を聞き、また、塔頂に出た時風もないのにサドル部でキュッキュという何かが擦わる音を聞きながら、コンクリートの主塔の是非を考えていた。

4. 維持管理

ハンバー橋を含めた約3.5kmの有料道路を担当する管理局は、料金所や駐車場とともに同橋の北 Hessele 側に集められている。管理局の建物は1,2階に倉庫と車庫、3階は事務室、4階は料金所が見渡せるコントロール室となっている。そこに働く人は26人の管理員と12人の現場スタッフの計38人とのことであった。料金所のブースは12基で、中央の4基は入出線用に互換性のあるものである。この橋の料金は、当初12.5ペンスであったが僅か1年3ヵ月の間に3度の値上げが行われた結果1.5ポンドとなっていた。交通量は非常に少なく徴収された料金は維持管理費を賄うだけで建設費の償還はできないとのことである。

5. あとがき

1966年の Severn 橋の完成に続いて、1971年5月に詳細設計を開始した Humber 橋はコンクリート塔の持つ重量感と、翼型補剛桁の繊細さが良く調和し、ただ大きいのが故だけではない感動をこの橋を見る者に覚えさせる。一方、最近の Severn 橋に関する多くの批判を見聞きするにつけ、Humber 橋に採用された改良点は期待する程はなく Severn 橋の二の舞を演ずることのないよう祈らずにはいられない。とはいっても、Severn 橋の流れを汲む画期的な設計思想と1,410mという最長支間での施工技術は高く評価されよう。当公団にも“明石”がある。“明石”の早期実現によって、Humber 橋を凌駕する設計思想、施工技術が我々のものとなる日の近からんことを思つて Humber 橋を後にした。

文 献

- 1) 欧州長大橋研究会：欧州長大橋の建設技術および構造物の実情調査、日本溶接協会、1951年7月
- 2) 多田安夫、松崎実：欧州長大橋視察報告(1)、本4技報、No.8、'79.4
- 3) 海外文献研究グループ：Humber 橋—世界の吊橋開通—橋梁と基礎 81-11 P.52 建設図書

大鳴門橋補剛桁架設準備進む

補剛桁の架設作業は、工期短縮と安全性を考え予め工場で面組した主構、主横トラス(最大85t)を3,000t積台船で海上輸送し、



3P、4P海上作業足場上に設けた大型三脚デリックで水切り仮置される。仮置された部材は架設の進行に合せ塔付ジブクレーン(90t級)で橋上に吊り上げられ、さらに運搬台車によって架設先端まで運ばれる。運ばれた部材はトラベラークレーン(90t級)と、吊材引込装置を用いて連結していく。この一連の作業を繰り返しながら、両主塔より中央径間、側径間に張り出し架設する。なお、本橋は耐風安定性等に有利な逐次剛結法(無ヒンジ)を採用する。

現在ハンガーロープの架設を終え塔付ジブクレーンの組立、タワーリンクの取付、端主横トラスの架設を行っているが、今後下面移動防護工塔付パネルの取付、トラベラークレーンの組立へと進み、6月頃からは本格的な桁架設を始める予定である。

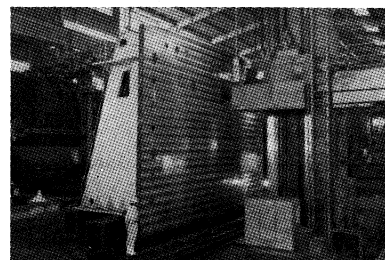
羽佐島高架橋、与島橋の橋梁計画の変更について

羽佐島高架橋、与島橋の橋梁計画については、中央径間をできるだけ短くすることにし当初設計のとおり橋梁計画を定めた。この計画ではYB-2Pは設置ケーソンを採用していた。しかしその後隣接する岩黒島橋等の工事が進捗し、海中発破作業による振動が予想以上であったため、環境保全上発破薬量を制限せざるを得ない情勢となった。この実績をもとに再検討した結果、YB-2Pを海中発破および設置ケーソン工法で施工すると発破薬量が制限されるので工期・工費的に問題が多いことが判明した。よって支間割を変更し、YB-2Pを羽佐島に寄せ施工実績の多い締切直接基礎とした。その結果、上部工の施工については、中央支間が長くなることにより困難となるが、下部工が一基減ったこと及び海中基礎がなくなったことにより全体的には経済化が図られる。また海中工事が

なくなることにより船舶航行上からも有利になった。

下津井瀬戸大橋塔底板切削完了

下津井瀬戸大橋の塔工場製作は昭和57年3月に契約され、現在、詳細設計を経て鋭意塔本体を製作中であるが、今般(昭和58年3月)、その塔柱を支持する底板の切削加工を完了したので報告する。



この吊橋の底板は、仕上り寸法：厚200mm×幅7,250mm×長9,830mm、材質SM41B(HBS G3107)であり、支給(素材)寸法235mm×3,560mm×9,840mmと235mm×3,710mm×9,840mmの2枚の超極厚板を製作工場にて溶接一体化した後、表裏面、端面等を切削仕上げしたものである。

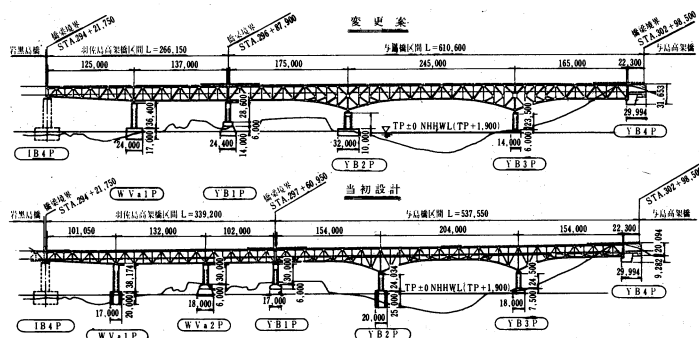
この底板はその寸法がわが国において既往最大であるため、イケール(切削用立型架台)を用い、本邦最大級の横中線盤を使用した。写真は2P側底板の仕上げ切削中を示したものである。

なお、切削精度は大寸法にあっても、平面度0.2mm/m、上下面の傾き(板厚差/板幅)1/10,000以内を充分確保できている。

伯方・大島大橋5Pニューマチックケーソン工事始まる

伯方・大島大橋は橋梁形式の異なる2橋よりなるが、そのうち橋長840m(140m+560m+140m)の吊橋である大島大橋の下部工本体工事が現在順調に行われている。大島大橋は単径間吊橋であるため、アンカレイジ(4A、7A)、ピア(5P、6P)の他に側径間ピア(見近島P₁~P₃、大島側P₄~P₆)が含まれる。4A、6P、7Aは直接基礎であるが、5P地点は断層があることが予想されたことや設置面がT.P-12mと比較的深いことからニューマチックケーソン工法が採用されている。5Pの掘削は地盤が主として岩盤であることから発破作

業が主体となる。土砂の搬出は大鳴門橋等の実績を考慮して三脚デリックを使用している。また、コンクリート打設におけるブロック割は、コンクリート最大打設量を350m³とし、深さ方向に9ブロックとしている。昨年11月に刃口を据付けて以来、順調に掘削作業が進められており、最終沈下は本年7月の予定である。大島大橋の下部工事は59年度に完成することになっているが、現在、アンカレイジに設置するケーブルアンカーフレームの製作を既に終え、昭和58年度には上部工事への足がかりとなる塔の製作工事を発注する予定である。一方、橋長325m(90m+145m+90m)の箱桁橋である伯方橋も、昭和58年度から下部工事に着手する予定である。



羽佐島高架橋、与島橋全体一般図

〈変更内容〉

橋名	羽佐島高架橋		与島橋	
	当初設計	変更案	当初設計	変更案
橋梁形式	3径間連続トラス橋	2径間連続トラス橋	3径間連続トラス橋	同左
支間割	101.05+132+102m	125 + 137m	154 + 204 + 154 m	175 + 245 + 165 m

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。

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

仕様書・要領等

- * 土木工事共通仕様書 昭和53年 6 月
- * 測量・調査・設計等共通仕様書 昭和56年12月
- 施工管理試験要領 昭和54年11月
(昭和56年 4 月追補)
- 測量作業規程 昭和55年度
- 図面作成要領 昭和46年12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

材料規格等

- 鋼材規格 昭和53年10月改正
- 本州四国連絡橋鋼上部構造用鋼板規格
の解説 昭和54年 3 月
- 摩擦接合用防錆処理高力ボルト・六角
ナット・平座金のセット暫定規格 昭和51年 2 月

- * ケーブル材料規格 昭和54年 6 月

- * 塗料規格 昭和55年 3 月

設計基準等

- 幾何構造基準(案) 昭和48年10月
- * 上部構造設計基準・同解説 昭和55年 6 月
- * 下部構造設計基準・同解説・仮設物設計指針 昭和52年 3 月
- * 耐風設計基準(1976)・同解説 昭和51年 3 月
- * 耐震設計基準・同解説 昭和52年 3 月
- 鋼上部構造用鋼材選定要領(案) 昭和48年 9 月
- 風洞試験要領(1980)・同解説 昭和56年 3 月
- ケーブルアンカーの設計マニュアル 昭和49年 2 月
- 鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針 昭和52年 8 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

- * 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

製作基準等

- * 鋼橋等製作基準・同解説 昭和52年 3 月

- * 鋼橋等塗装基準・同解説 昭和55年 3 月

- 橋面舗装基準(案) 昭和55年 3 月

- * 鋳鍛鋼品製作基準(案) 昭和55年 3 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

本四技報編集委員会名簿 (アイウエオ順)

編 集 委 員 長	杉 田 秀 夫			
編 集 委 員	有 田 稔	黒 瀧 義 則		
	後 藤 忠	坂 本 政 彦		
	庄 司 吉 美	高 橋 靖 典		
	田 中 嘉 博	千々岩 敏 弼		
	成 田 秀 志	野 村 直 茂		
	秦 健 作	水 間 雅 昭		
	村 田 正 信	森 田 行 守		
	山 下 義 之	山 県 守		
	渡 辺 忠 明			
	小 暮 三 郎	(海洋架橋調査会)		

本四技報 第24号

発 行 昭和58年 4 月15日
監 修 本州四国連絡橋公団
発行所 財団法人海洋架橋調査会
東京都港区虎ノ門4丁目3番20号
第22森ビル 〒105
電話03(436)-3896
発行者 養 輪 健二郎
印 刷 中井編集デザイン事務所

定価1,400円

