

報技四本

修監公団橋絡連四国本州

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

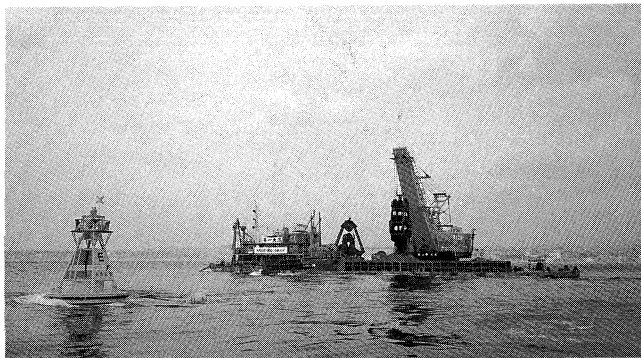
本四技報 第39号 目次

道路の管理について……………	(前)第二建設局 局 長……………	高橋 信夫……………	1
早島 I.C 軟弱地盤対策……………	第二建設局建設第一部……………	城野治三郎……………	2
	(前)第二建設局倉敷工事事務所		
	同上……………	天野 弘 也	
下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設(その1)……………	第一建設局垂水工事事務所……………	奥 川 淳 志……………	7
	(前)第二建設局児島工事事務所		
	第二建設局児島工事事務所……………	平 原 伸 幸	
岩黒島橋ケーブルの設計と製作……………	第一建設局建設部……………	保 田 雅 彦……………	12
	(前)第二建設局児島工事事務所		
	第二建設局児島工事事務所……………	武 山 哲 郎	
	工務第二部工務第四課……………	野 沢 学	
	(前)第二建設局児島工事事務所		
南北備讃瀬戸大橋補剛桁の溶接施工試験……………	第二建設局坂出工事事務所……………	成 井 信……………	20
	第三建設局向島管理事務所……………	平 野 茂	
	(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……………	古 家 和 彦	
南備讃瀬戸大橋塔製作・架設……………	第二建設局建設部計画第二課……………	山 中 鷹 志……………	30
	(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……………	林 義 信	
	同上……………	金 崎 智 樹	
北浦港橋梁の設計……………	第二建設局坂出工事事務所……………	松 田 大 六……………	38
	同上……………	大 坪 正 行	
	同上……………	山 岸 明	
櫃石島高架橋トラス用点検補修作業車……………	第二建設局建設部機械電気課……………	坂 本 光 重……………	45
技術ニュース……………			49

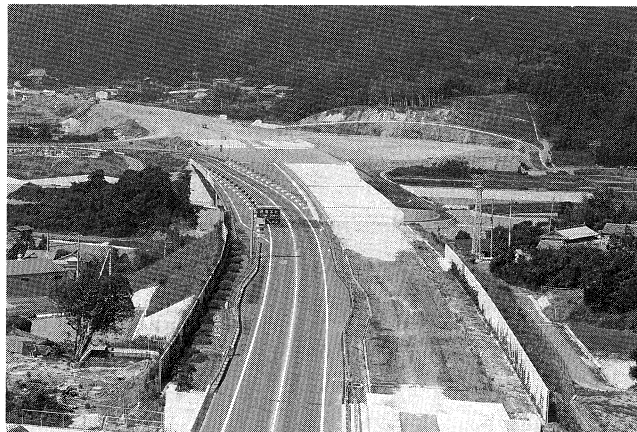
本四技報 第40号 (61.10) 掲載予定

- ・撫養橋の設計・製作・架設
- ・下津井瀬戸大橋キャットウォークの架設(その2)
- ・櫃石高架橋トラスの架設
- ・与島高架橋ループ部上部工の設計
- ・南北備讃瀬戸大橋7 A アンカレイジの施工
- ・検査車を利用した因島大橋のメンテナンス
- ・大島大橋塔架設工事
- ・伯方橋上部工の設計・製作

神戸～鳴門ルート



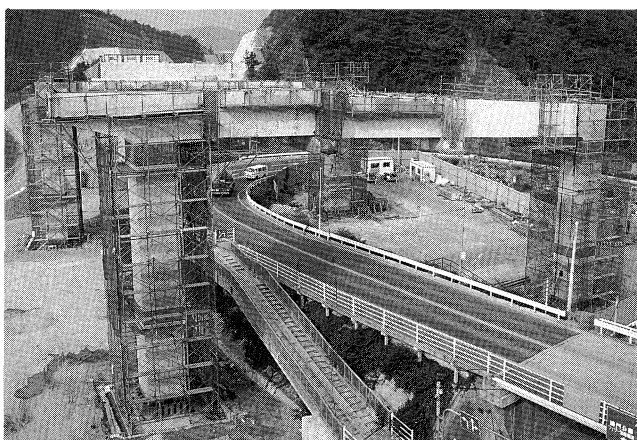
明石海峡現地水理実験、大型グラブ船による海底掘削。
(61年4月)



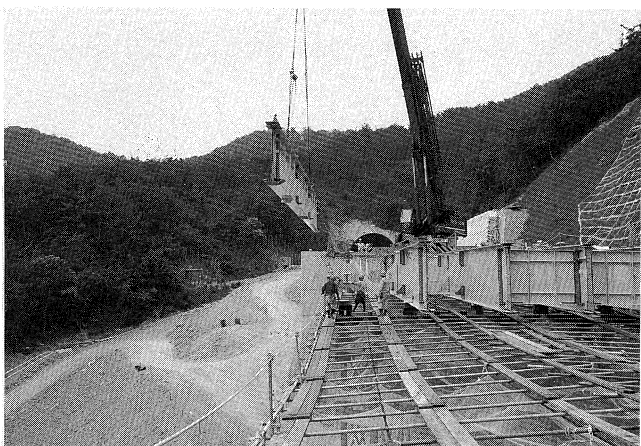
洲本 I.C 工事、尾筋跨道橋より概成した洲本 I.C を望む。
(61年6月)



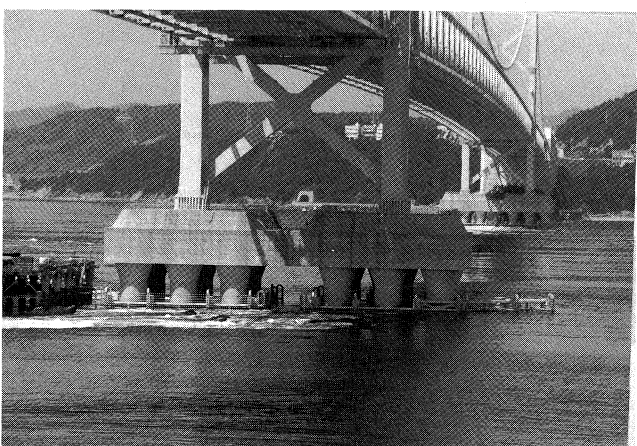
志知奥工事、大型重機による大土工(平積16m³モータスクレーバ)
(61年6月)



撫養橋南取付高架橋上部工工事、県道鳴門公園線を跨いで門型鋼製橋脚架設完了(2基469t)
(61年6月)

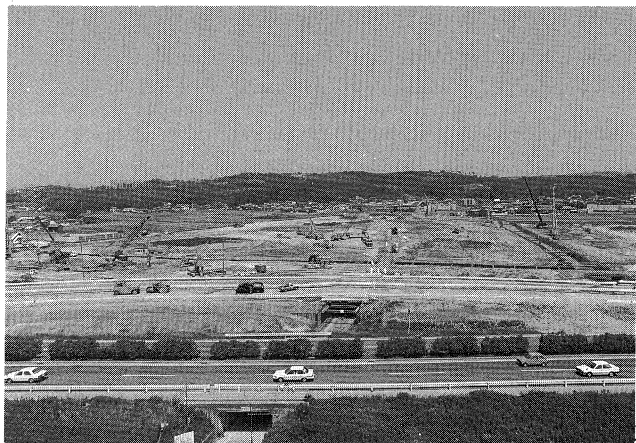


土佐泊浦高架橋上部工工事、I.C(120t吊)により桁架設中
(61年6月)

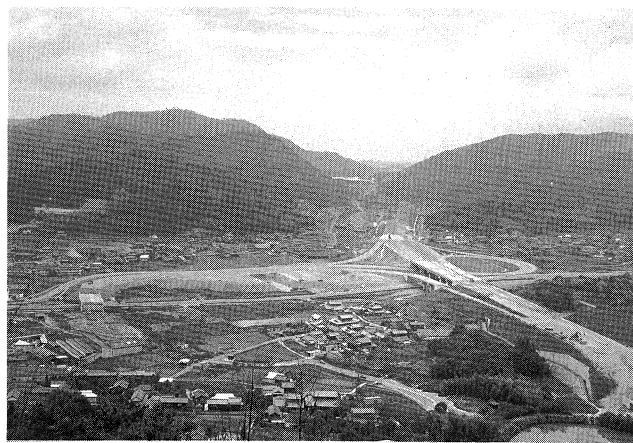


大鳴門橋仮設備撤去工事(その2)、作業足場支持枠部を撤去し、緩衝工架設完了(3P)
(61年5月)

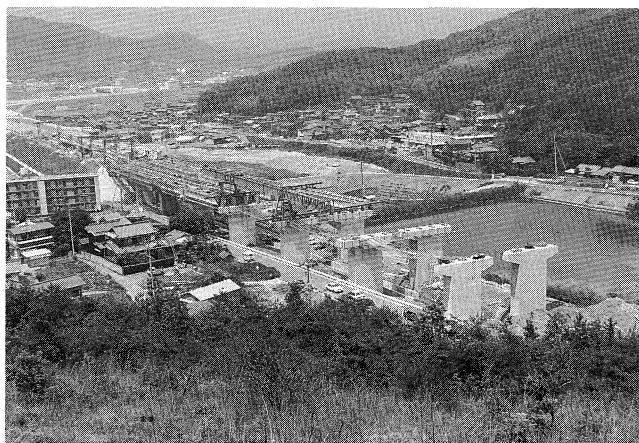
児島～坂出ルート



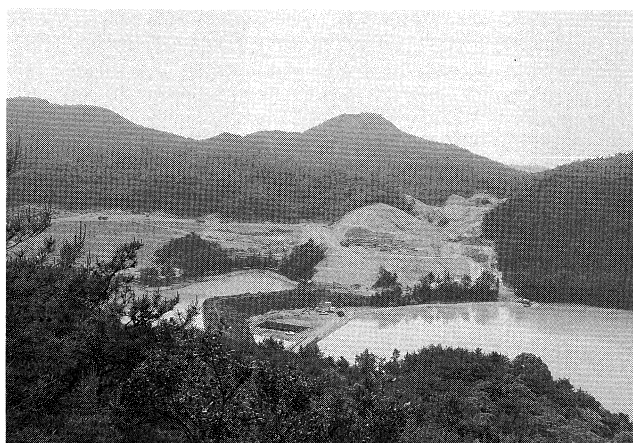
早島インターチェンジ工事(軟弱地盤処理工の施工を完了)
(61年6月)



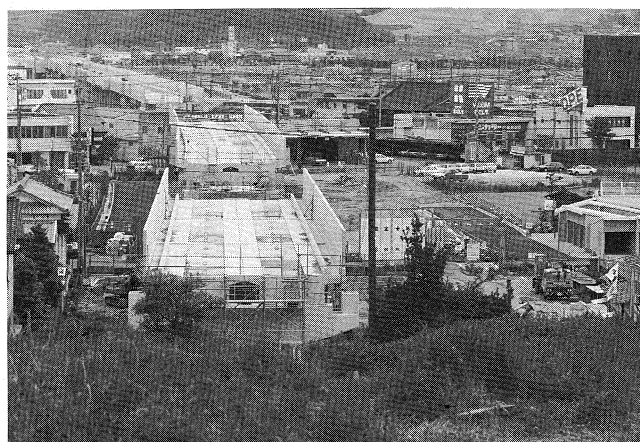
水島インターチェンジの全景を望む(宮山より)
(61年6月)



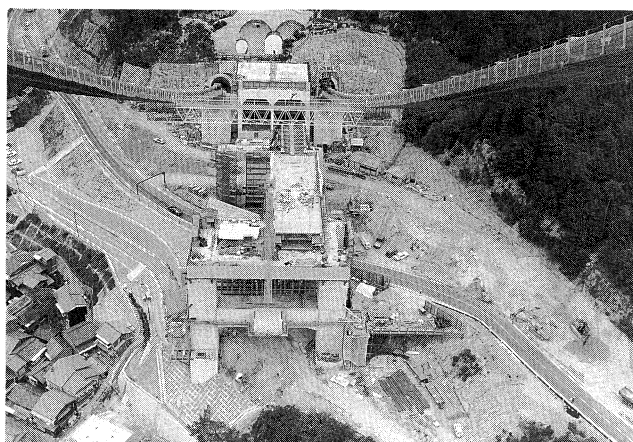
福江高架橋のP C桁の製作架設中
(61年6月)



鴻池S Aの土工及び塩生橋の橋脚施工中(右奥に見えるのは、塩生トンネル北坑口)
(61年6月)

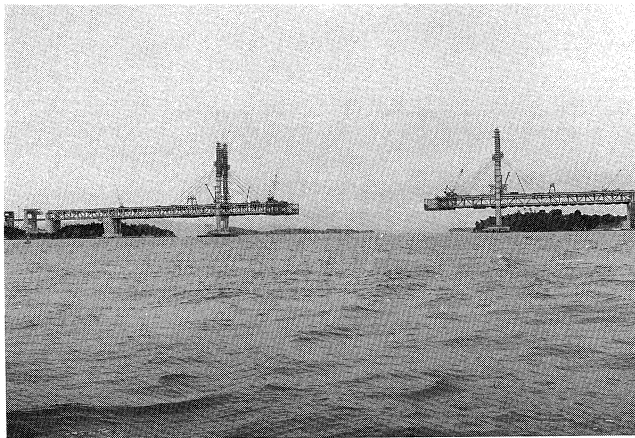


本四備讃線下村トンネル南坑口付近より児島駅(仮称)を望む
(61年6月)

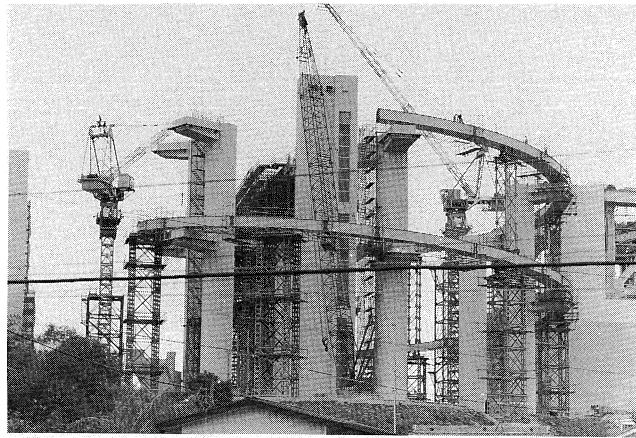


下津井瀬戸大橋2 Pより鷺羽山トンネル南坑口を望む
(田之浦高架橋P C桁施工中)
(61年6月)

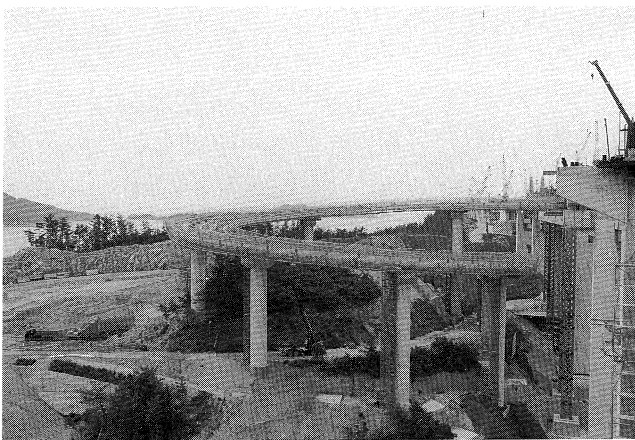
児島～坂出ルート



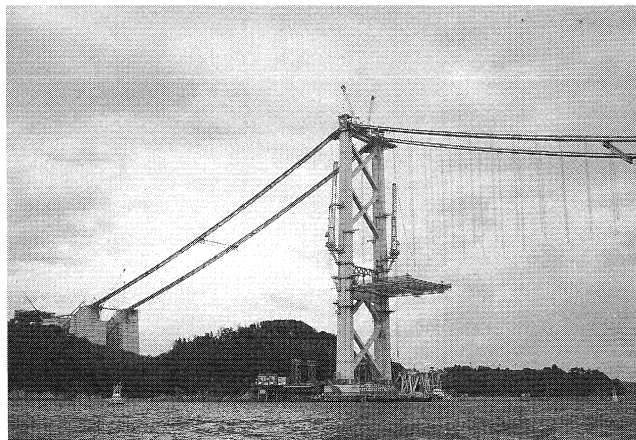
櫃石島橋中央径間桁架設中(櫃石島橋西方海上より)
(61年6月)



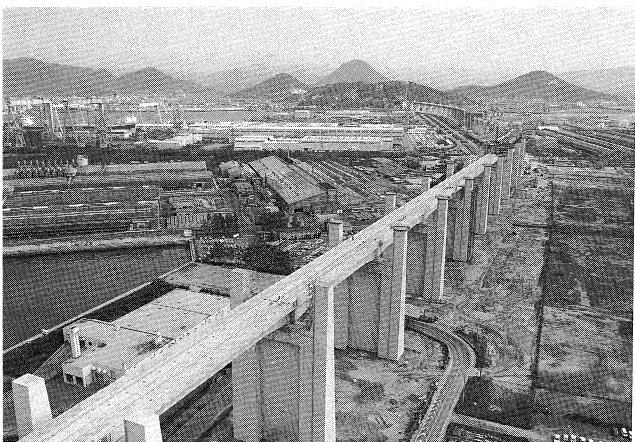
岩黒島への連絡橋の桁架設中 (61年6月)



与島高架橋ループ部の桁架設を完了 (61年6月)



北備讃瀬戸大橋2P(中間支点主横トラスの架設を完了し面材架設の準備作業中)
(61年6月)

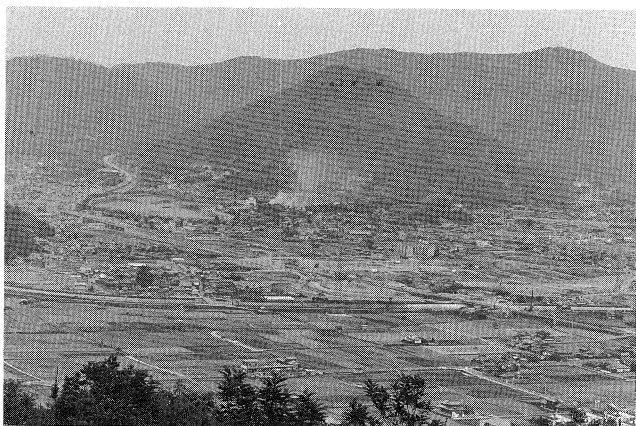


番ノ州高架橋全景、鉄道桁(PC桁)の施工完了し、道路桁(鋼箱桁)の施工に移っている。
(61年6月)



番ノ州道路高架橋の全景(0Pから12Pまで桁架設を完了し、床版工の施工中)
(61年6月)

児島～坂出ルート



坂出南インターチェンジの工事全景(ルートは写真のほぼ中央を左から右へ横切っていく) (61年6月)

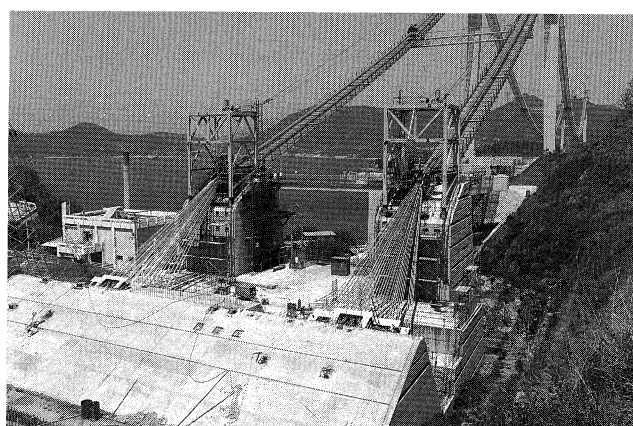


本四備讃線北浦港橋梁全景(海に設ける2P～4Pの連壁は完了し、躯体構築中) (61年6月)

尾道～今治ルート



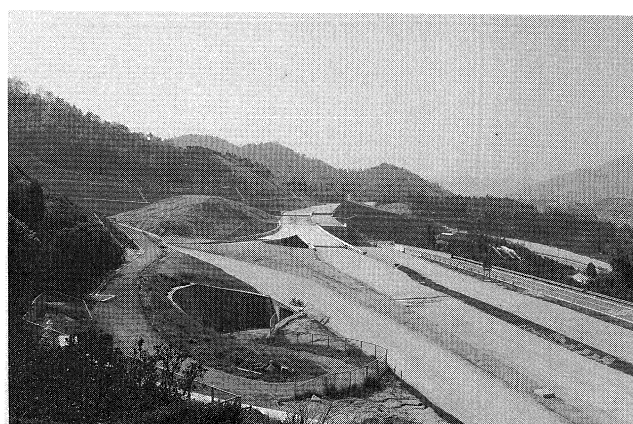
大島大橋ケーブルストランド架設完了(大島より) (61年6月)



大島大橋ケーブルストランド架設完了(大島側7A付近) (61年6月)



伯方橋(見近島側側径間を除き桁架設完了) (61年6月)



伯方島I.C、土工工事はほぼ完了(大島方向) (61年6月)

道路の管理について

Administration of Roads

(前)第二建設局 局長 高橋 信夫
Nobuo Takahashi

昭和54年5月の大三島橋^{さきがけ}の供用を先駆に、因島大橋、大鳴門橋と本四公団管理の橋梁及び陸上部道路は順次延伸してきた。

63年春の供用をめざす児島、坂出ルート、これに先行する大鳴門関連の道路及び伯方大島大橋も近くこれに加わってくる。

本四ルートは本州と四国間のみならず東九州も含めた西日本全体からみた幹線交通網の一部としてその重要な役割を次第に増してきている。そして道路橋梁の管理の仕事もその比重を大巾に増してきつつある。

我が国で道路管理の仕事が重要視され始めたのはそれ程古いことではない。それは自動車交通の増加と軌を一にしている。国が直接国道を管理し始めたのもそうした背景のもとで、それは昭和33年度からであった。

その当時、道路管理で一番切迫した仕事は路面の維持補修の工事であった。大量化大型化する自動車の交通荷重に耐えきれずどんどん破損が広がる。主として戦前施工の舗装の交通の現況に合わせての補強打替の工事で、特に大都市の都心部での夜間工事と、その工法の開発は注目をあびた。また老朽橋梁の補修架替、特に輪荷重の急激な増大による床板の補強工事は急を要した。極めて道路資産のとばしい時代でもあり何とか車を通すことに精一杯の時代であった。

新設された舗装道路の延長も次第に延び、自動車交通の長距離化が進む中で次に問題になってきたのは交通へのサービスレベルの向上についてであった。即ち道路様式、路面標示等の整備、豪雨災害等に対する対策、更には雪国においての冬期交通確保のための除雪体制の整備であった。更に全国的な交通量の増加にともなう交通事故の増加、沿道の環境悪化に対する対策としての歩道の設置、横断歩道橋、鉄道路切対策、ガードレール、照明の設置、更には防音壁路面のワダチ堀れ対策、道路中央帯及び路側部への植樹、不法看板や電柱広告類の取締等々、時代の要請、地域の条件に応じてその主要テーマは急速に変化し、多様化していった。

管理の仕事に携って一番印象に残るのは災害時における交通の確保と復旧の仕事である。昭和39年に起こった新潟地震からはや20年余になるが、たまたまこの仕事に直接従事したので未だ記憶に新しい。マグニチュード7.7の大地震によって道路、鉄道は各地でズタズタになり、地下に埋設された電気、通信、水道、ガスといった公共供給施設も破壊された。かろうじて機能を残した、道路、河川の防災用無線によって被災状況が全国に伝えられた。市内を流れる信濃川には三つの橋が架けられていた。地震発生の数日前に終わった新潟国体に間に合せて、木橋から鋼橋に架け替えられたばかりの昭和橋は、ほとんどの桁は落ち完全に交通不能。同じくその少し前に新設された八千代橋はとりつけ部の沈下で交通不能。かろうじて残ったのは、昭和初期架設のコンクリートアーチ橋

の万代橋のみであった。しかしこの橋も外見上は一応そのままでの姿であったが、橋台部の移動で大きな内部歪が生じ、いわば複雑内部骨折といった状況であった。最も古い橋が一つだけ残された訳であるが、はたしてこうした状況で一般交通を通せるものかどうか道路管理者は極めて重要な決断を迫られたものである。

厳密な変位観測のもとで軽車輛のみの一方通行から始められた。一方直ちに始められた応急の補強対策の完了を待って全面使用されるまでにはかなりの日時を要した。

補強、修繕工事で一番問題になったのが建設的の設計資料を集めることであった。戦災と道路管理者の変遷によって全く資料が手もとになかったのである。八方手をつくして探した結果、建設に携った人がたまたま個人の資料として自宅に保管していたものが見つかり大いに助かった。設計資料の保管の大切さを痛切に感じたものである。

一本の橋の交通の回復が震災の復旧にはたした役割は計り知れないものがあつた。

道路の空間は単に人と物を通すのみでなく、その他の多くの目的に利用されている。特に公共供給施設の占用空間として極めて重要視されている。特に大都市部においては貴重な道路空間を有効活用する手段として共同溝の建設が行われ始めてからすでに久しい。地方の都市においてもその必要性が高まってきている。

各々事情の異なる占用物件の管理者の計画を調整し、費用の分担を決め、事業を推進するためには、自ずとその都市の電気、通信、ガス、水道、下水道の現況と長期計画を知る必要があり、共同溝の建設は都市そのものを知るうえでも大変よい勉強になるものである。

専用道路と一般道路では管理上の相異点はあるものの、ともに道路管理の仕事には、日々の社会経済活動に直結している生きている施設を預っているという、責任の重さとともに、仕事への創意工夫がそのまま生かされるといふ面白さも持っている。

今後の道路管理としては、担当する管理区間を全体の道路ネットワークのなかでとらえることにより、各利用トリップの発地から着地までの全体としてのサービスレベルのアップを如何にして上げてゆくかといった視点が必要であると思う。

また貴重な道路構造物の空間的管理として多目的な利用、中でも本四の場合優れた観光資源として多面的な活用を図ってゆくことが必要と思う。即ち施設の有効活用によって如何に価値ある時間とサービスを提供出来るかということが管理の主題でなければならないと思う。

道路管理、公共施設の管理に対しての社会の要請は日々変化し、また多様化が進む、また地域毎の事情も違ってくる。常に柔軟な体制と個々の従事者の創意と勇氣によって初めて優れたサービスが提供されるものと思うのである。

早島I.C軟弱地盤対策

Counter measure of Soft soil on HAYASHIMA I.C

第二建設局 建設第一部長
(前)倉敷工事事務所 所長
倉敷工事事務所 第三工事長

城野 治三郎
Zisaburō Sirono
天野 弘也
Hiroya Amano

1. まえがき

早島I.Cは、岡山県都窪郡早島町に建設する本州四国連絡橋、児島・坂出ルートの起点で、山陽自動車道と一般国道2号との連絡施設である。(図-1)

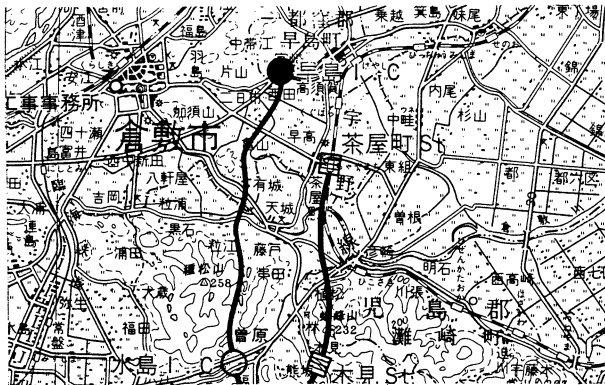


図-1 位置図

当I.Cは、山陽自動車道の日本道路公団と、本四公団の合併事業であるが、事業主体別に区分して施工することが困難なため、本四公団がI.C全体を施工するものである。I.C総面積は約20万 m^2 であり、ランプ総延長は約5kmにおよび本線料金所は17箇所、ランプブースは本四公団側が8か所、日本道路公団側が5か所あり日本でも有数の大規模I.Cである。(写真-1)

I.C内には、遊水地的役割を果たす水路および生活道路が確保されている為、構造物として橋梁・高架橋が11橋又函渠が15か所を計画している。

盛土は、洪積層・沖積層の軟弱地盤上に土砂120万 m^3 を搬入し6~11mの高盛土を構築する。

約4,000mに及ぶ外周盛土部分には、側方流動・隣接地の地盤隆起・引き込み沈下等に対応するため、DJM (Dry Jet Mixing)・GCP (Gravel Compaction Pile)・盛土補強工等の軟弱地盤対策工法を計画している。また、I.C内面には、施工期間が約2年半と短期間であるため、供用後の残留沈下を最小限に低減すると共に、構造物箇所では載荷盛土による地盤の強度増加を図る目的で、PD (Paper Drain)を計画している。(図-2)特に本文では、早島の土質特性と外周盛土の軟弱地盤対策工法の

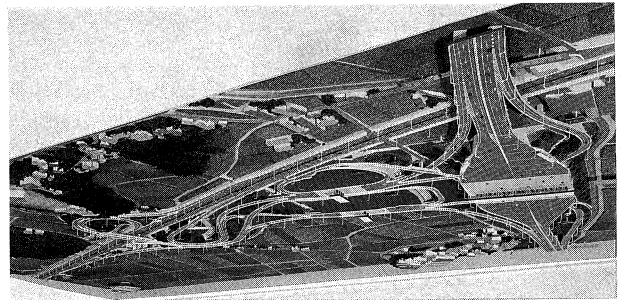


写真-1 模型写真

内、DJMの特殊設計および盛土補強工の設計手法の報告を行うものである。

2. 早島I.C土質概要

2.1 地形および土質概要

計画域は南北に標高約80m前後の丘陵に境された地盤高-0.6m位の狭長な沖積低湿地であり、16世紀に約1m前後の干拓により陸化した田園地である。本域を構成する地層は古生層の花崗岩類及び第三紀層を基盤とし、これを被覆して新生代第四紀洪積・沖積世の末固結堆積土層が厚く分布している。基盤は起伏に富み、その埋没地形に沿って堆積する土層は、TP-10m位を境として上部の沖積層と下部洪積層に区分できる。なかでも沖積層はいわゆる軟弱地盤であり極めて軟弱かつルーズな土層より構成されている。洪積層は最上部に扇状地状の砂礫層が連続的に分布しておりそれ以深は粘性土、砂質土の互層となり、最下部は砂礫層となっている。(図-3, 表-1)

2.2 地質構成

(1) 沖積層

沖積層はTP-10m前後で分布し、その堆積は3層に区分できる。

現地盤面よりほぼ全域に渡って分布する層厚2m前後の沖積上部層(Ac1)と、層厚6m前後のN値0の軟弱な海性粘土層の沖積中部層(Ac2)と、基底部に層厚2m前後で堆積している沖積下部層(Ac3)である。

なお中部層には、層厚0~2.5m程度の $S_m \sim S_c$ に分類される砂質土層(Ac2)が含まれている。

(2) 洪積層

洪積層はT.P-10m～-34m付近の間に分布し、その堆積は上位より3層に区分できる。

扇状地性の $\phi 10\sim 50$ の古生層起源の円レキ層で層厚2～10mの砂レキ層(Dg₁)と、均質で固結度が低く強度

変性特性の小さい沖積粘土層(Dc₁)と、N値5と硬質な粘性土層、不均一な堆積状況の砂泥互層、埋没谷中心部に分布するN値30～70と強固な古期段丘レキ相当層の堆積した洪積層である。

(3) 基盤岩(B_r)

基盤岩は、I.C南側の丘陵部を形成する中世代白亜紀の花こう岩と、T.P-34m以深の埋没谷主谷に分布する第三紀の砂岩およびレキ岩である。

2.3 土質工学的性質

土質調査に基づき軟弱地盤対策設計の各土質定数緒元を設定した。なお紙面の都合上各土質試験の土質定数設定根拠の図表は割愛した。

(1) 粘性土層のせん断強度(C)

粘性土は、 $\phi = 0$ として $C = q_u / 2$ で求めた。各層の $q_u \sim Z$ の関係より、Ac₁層では、 $q_u = 0.1 \sim 0.3 \text{ kg/cm}^2$

に分布しているため、その平均値 $q_u = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $C = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ を設計値とする。Ac₂層の設計値は、 $C = 0.1 + 0.013Z$ (Z: 深度方向) を設定した。Ac₃層は、データが少なく $q_u = 0.25 \sim 2.3 \text{ kg/cm}^2$ の範囲にバラついていたため、これらのデータとN値の相関により、平均的な分布を間接的に求めて設計定数を設定する。設計粘着力は、N値>4の領域では、 q_u の最小値 $q_u = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

より $C = 0.75 \text{ kg/cm}^2$ (過圧密領域)と設定し、N値≤4の領域では、正規圧密領域として、Ac₂層と同様に $C = 0.1 + 0.013Z$ に設定する。

Dc₁層は、平均値 $q_u = 0.7 \text{ kg/cm}^2$ 、 $C = 0.35 \text{ kg/cm}^2$ を設定値として設定することができた。

(2) 砂質土層のせん断強度

Ac₃層では、三軸(CD)試験が実施されており、最小値として $C_d = 0.0 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi_d = 30^\circ$ が得られているが、N値0～3のゆるい砂層の粒度分布を見ると、細粒分(74 μ)以下が30～50%含まれており、砂質土と粘性土との性質を示すものと思われる。そこで、 ϕ については、上記の値より5%低減し、細粒分が多いので

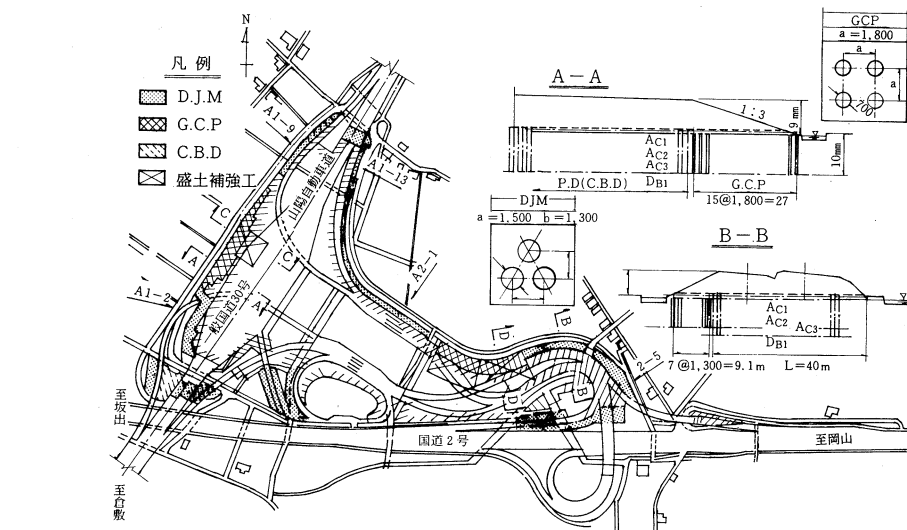


図-2 軟弱地盤対策図

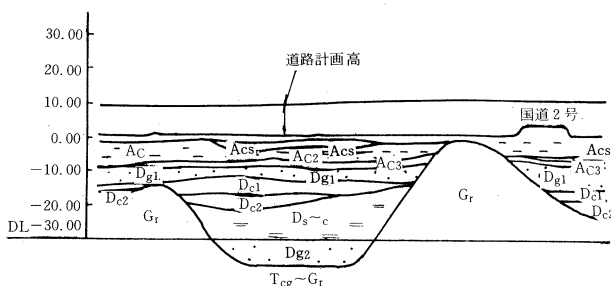


図-3 模式断面図(本線)

表-1 土層構成一覧表

時代	地質系統	模式柱状図	土性	層相及び分布
新生第四紀	沖積層	上部	粘性土	地下水位GL-0.5m以深 N=0の極めて軟弱な粘性土層である。後背湿地性の堆積層相を呈し、砂分を全体に混入する。
		中部	粘性土 砂質土	均質な海成粘性土層 N=0 極めて軟弱 Ac ₂ 層中の挟在砂層 N=0のルーズな砂層である。
		下部	N値土～有段質粘土 砂質粘土	沖積基底部に分布する汽水性の堆積物 層相変化が著しい
第三紀	洪積層		砂 レ キ	扇状地性の堆積物、広範囲に分布する。 レキ層としては全体にルーズである。
			粘性土	N≤4の洪積層としては、軟質な粘土層である。 貝殻片を混入する均質な海成粘土。
			粘性土 砂泥互層 砂 レ キ	乱堆積層相を呈する淡水～汽水性の堆積土層であり硬質～密な土性を示す。 基底部に基底レキが分布する。
第三紀	鮮新世	第三紀層	砂 レ キ	アルコール質砂岩、亜炭を挟在する。 花崗岩、古生層基源のレキを主体、マトリックスはアルコース砂。いずれも非海成の三紀層。
中世代白亜紀後期	広島型花崗岩		花崗岩	広島型花崗岩、起伏に富む埋没地形を形成する。 風化帯を形成しマサ化する。

見掛けの粘着力を見込み $C=0.05\text{kg}/\text{cm}^2$ 、 $\phi=25^\circ$ と設定した。

(3) 圧密定数

圧密降伏応力 P_c の値は、沖積層 (Ac_1 , Ac_2 , Ac_3) が、正規圧密ないしそれに近い状態 [$P_c \approx P_0 + 0.2 (\text{kg}/\text{cm}^2)$] であり、 $Ac_1 \cdot Ac_2$ は、正規圧密として取り扱う。 Dc_1 層は、約 $0.6\text{kg}/\text{cm}^2$ の過圧密状態にある。

各粘性土層の $e-\log P$ および $\log C_v - \log P$ 曲線の設計値で、これらの設計値は、各土層の $e-\log z$ および $\log C_v - \log P$ 曲線に基づき物理試験結果を参考にして、各層の代表値となるように設定した。

また、 A_s 層、 Dg_1 層は、それぞれ N 値 $10 \sim 20$ ・ N 値 $25 \sim 70$ であることから、B.K.Hough の N 値と $e-\log P$ の関係により設計値とした。

(4) 強度増加率 (m)

粘性土の強度増加率は、次の方法によって求めて設計数値とした。

- a) 三軸 (C_u) 試験より ($m = \tan \phi C_u$)
- b) 塑性指数 I_p より ($m = 0.11 + 0.0037 I_p$)
- c) $q_u \sim P_0$ より ($m = 1/2 \cdot q_u / P_0$)

三軸 (C_u) 試験結果では、 $m=0.39 (0.36 \sim 0.47)$ が得られており、理論的には、同結果に基づいて設計値を設定するのが最も適切と考えられるが、ここでは、その他の推定値も考慮し、 $m=0.3$ を採用する。

3. 粉体噴射攪拌 (D J M) 工法の設計

3.1 工法概要

当工法は、軟弱地盤中に粉末体の改良材を供給し、強制的に原位置土を攪拌混合するものである。土と改良材を化学的に反応させることにより、土質性状を安定させ地盤の強度を高める。通常、設計方法は、①複合地盤としての改良域および域外を通るすべり (円弧すべりや滑動) のチェック、②杭体としての応力チェック、③パイル着底層の支持力チェックである。しかし、当早島地区は、極めて軟弱な地盤であり、盛土高さが $10 \sim 11\text{m}$ と高く、工期が2年半と短期間であるため、特に④複合すべり、⑤ミドルサード法による確認、⑥D J M杭体の曲げ応力チェック等を設計に加えた。それら検討の結果改良域の法肩側約 $30 \sim 40\%$ 部分をブロック改良し、偏土圧による杭体破壊に対応させた。

3.2 設計方法

ここでは、上記④～⑥の設計手法について紹介する。なお、設計で一般的に使用されている記号の説明は、紙面の都合上割愛させていただいている。

(1) 複合すべり

複合すべりは、図-4に示すように地盤内は円弧で、盛土内はすべてテンションクラックを考慮し (イロハニ) かつ (ニハ) 面に盛土による水平土圧が作用するとして、安全率は、次式で表わすことができる。

$$F_s \geq \frac{R(l_3 \tau_0 + l_2 \bar{\tau})}{r_E \cdot W_E + r_p \cdot P_0}$$

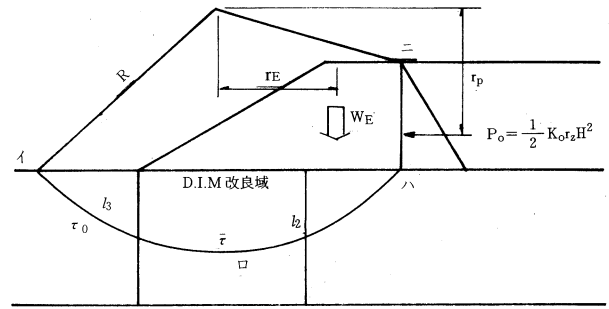


図-4 複合すべりの説明図

(2) ミドルサード法の計算方法

D J M改良体を地中構造物と考えて自重と盛土による増加水平応力の作用点が、ミドルサード内に入るかどうかチェックする方法である。B点におけるモーメント $M = W_s \cdot m + W_E \cdot h + \sum (P_1 \cdot i - P_2 \cdot i) d_i$ であり、軟弱層中にD J Mを施工した部分の底面上で、B点からの x の位置に合力が作用すると、 $x = M/W$ となる。ここで x が $2B/3$ 以内ならば◎-③上に引張力が作用しないので、安全率を以下のように定義する。(図-5)

$$F_s = \frac{2/3 \cdot B}{x} \geq 1.0$$

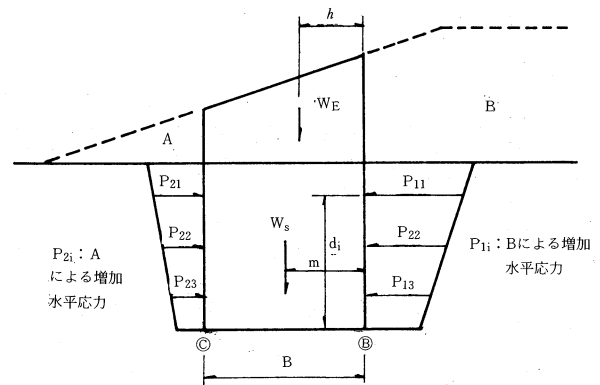


図-5 ミドルサード法の説明図

(3) D J Mパイルの曲げのチェック方法

曲げの計算は、弾性FEMを主とし弾性支承上の梁計算を参考として用いる。この計算で得られた曲げ形状から曲率半径を右式により求め、次式のようにパイルの縁応力を計算する。

$$\sigma = \sigma_C \pm \sigma_B = \frac{r_E \cdot H_E}{a_p} \pm \frac{E}{R} \left(\frac{a}{2} \right) \leq \frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{ta}}$$

$$R = \frac{1}{2} \left\{ \delta + \frac{\left(\frac{L}{2} \right)^2}{\delta} \right\}$$

ここに、

σ_c : 鉛直荷重による圧縮応力 a : パイル径 σ_B : 水平荷重による曲げ応力 σ_{ca} : 許容圧縮応力 ($q_u P$) E : パイルの弾性係数 σ_{ta} : 許容引張応力 ($0.2 q_u P$) R : 曲げ変形から求まる曲率半径 a_p : 改良率

(4) 計算結果

上記の設計手法に基づく諸計算結果は、表-2のとおりである。この計算結果は、28断面計算結果より抽出したものである。

表-2 計算結果一覧表

断面 No		A1-2	A1-9	A1-13	A2-1	A2-5	所要安全率
STA No		本線 28+40	Aランプ 3+40	Bランプ 2+70	Hランプ 0+00	Fランプ 4+50	
設計条件	土質ブロック	A	A	A'	B	C	
	盛土高 (m)	9.8	4.7	6.8	5.1	10.0	
	AC ₃ 層圧密条件	正規	正規	過圧密	過圧密	正規	
	水路の有無	有	有	無	有	無	
	改良幅 B (m)	19.2	7.5	10.1	7.5	15.3	
改良仕様	ブロック幅 B (m)	6.2	2.3	3.6	2.3	6.2	
	平均置換率 ap	52.9	52.3	54.3	52.3	56.2	
	パイル強度 ap (kg/cm ²)	4.0	3.0	4.0	3.0	4.0	
	円弧スベリ F _s	2.86	2.12	—	—	—	1.25
	複合スベリ F _s	1.89	2.07	1.60	1.80	1.68	1.25
計算結果	残留強度円弧スベリ F _s	1.62 (1.73)	1.71	1.30 (1.35)	1.53 (1.71)	1.37 (1.46)	—
	滑動 F _s	1.20	1.28	1.21	1.26	1.35	1.20
	群杭支持力 F _s	8.26	4.47	2.81	4.98	7.23	1.50
	杭体破壊 F _s	2.46	2.73	2.54	2.73	1.67	1.25
	FEM F _s	21.7	—	1.68	1.54	1.53	1.25
備考	弾性支承上のハリ F _s	1.73	—	1.67	1.82	1.15	—
	ミドルサード F _s	1.29	—	1.17	1.09	—	1.0
	主計測断面						

4. 盛土補強工法

4.1 工法概要

当盛土補強工法(支圧式アンカー工法)は、盛土の下部路体部にアンカー鉄板付の径29mmの鉄筋を敷設することにより、地盤の側方変位の減少とせん断破壊に抵抗させる工法である。外周盛土において、GCPの施工部分のC-C断面とD-D断面に計画した。この工法は、早島地盤によく似かよった鞭木地区において、昭和58～59年度と2年間にわたって試験盛土を実施した。沈下、変位、土圧および鉄筋応力等の動態観測の結果より各設計数値の検証を行い、早島ICに反映している。また、当IC内でも実際に使用する盛土材を用いたアンカーの原位置引抜試験を実施し、引抜力を確認している。

4.2 設計検討

盛土の安定に対しては、GCPによる地盤改良の上に支圧式アンカーを併設して次記安全率を確保する事を主体に種々の設計方法を用いて解析を行っている。

i) 盛土立上り時においては、GCPのみの安全率は $F_s \geq 1.0$ とし、鉄筋の引張力も考慮した場合の安全率は $F_s \geq 1.10$ とする。

ii) 供用開始時においては、GCPのみの安全率は $F_s \geq 1.10$ とし、鉄筋の引張力も考慮した時の安全率は $F_s \geq 1.25$ とする。

1) 円弧すべりに対する検討

GCPのみによる地盤改良については、供用開始時 ($F_s \geq 1.10$) と、盛土立上り時 ($F_s \geq 1.0$) の両者の検討を行い法尻からの控え幅と改良幅を決定する。それら改良仕様により盛土補強工法を加算し、供用開始時 ($F_s \geq$

1.25)、盛土立上り時 ($F_s \geq 1.10$) となるようなアンカー鉄筋の配置を行う。(図-6)

$$M_r + T \cdot L \geq F_s \cdot M_d$$

$$\therefore T \geq (F_s \cdot M_d - M_r) / L$$

ここに、 M_r : 抵抗モーメント ($tf \cdot m$),

M_d : 滑動モーメント ($tf \cdot m$)

T : 所要引張力

当円弧すべりに対するアンカー筋の抵抗モーメントは、鉄筋の極限状態においては、相当な数値が期待できるものと思われる。

2) 平面すべりに対する検討 (図-7)

$$\tau \cdot l + T \geq F_s \cdot (P_a - P_p)$$

$$\therefore T \geq F_s \cdot (P_a - P_p) - \tau \cdot l$$

ここに、

$\tau \cdot l$: せん断抵抗力 P_p : 受働土圧の合力 $P_{a1, 2}$: 主働土圧の合力

3) 複合すべりに対する検討 (図-8)

$$M_r + T \cdot L_2 \geq F_s \cdot (M_d + P_0 \cdot L_1)$$

$$\therefore T \geq \{F_s \cdot (M_d + P_0 \cdot L_1) - M_r\} / L_2$$

4) 模型実験結果に基づく検討

鉄筋の引張力は次式により算出する。

$$T = K_o \cdot \gamma_t \cdot H^2 / 2$$

ここに、 K_o : 盛土内の水平土圧係数 ($K_o \approx 0.5$)

γ_t : 盛土の単位体積重量

H : アンカーの土被り厚

各検討方法に基づく鉄筋の必要引張力は、表-3のとおりである。

5) アンカー鉄筋配置の検討

前項で得られた鉄筋の必要引張力の設計値としては、表-4に示す値を採用し、各鉄筋径(D25, 29, 32)に対

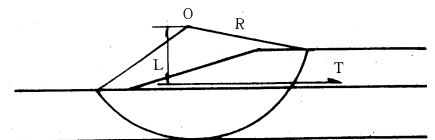
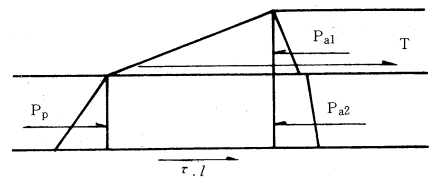
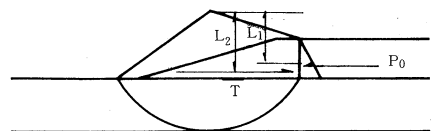
図-6
円弧すべりの説明図図-7
平面すべりの説明図図-8
複合すべりの説明図

表-3 鉄筋の必要引張力一覧表

単位 (t・f)

断面	円弧すべり	平面すべり	複合すべり	模型実験	設計値
本線部	25.0	15.7	—	30.4	30.0
Hランプ部	19.2	10.6	6.9	16.8	20.0
Fランプ部	28.0	21.8	11.6	30.4	30.0

応する鉄筋の路線方向のピッチを求め、表－４に示した。同表より、施工性と鞭木の例を参考に鉄筋径はD29を選び、ピッチは50cmの配置とする。

表－４ 鉄筋の必要本数一覧表

鉄筋径	上下段での許容引張力	必要引張力30 tfの場合		必要引張力20 tfの場合	
		鉄筋ピッチ	m当り鉄筋本数	鉄筋ピッチ	m当り鉄筋本数
D 2 5	12.1 tf	40cm	2.5本	60cm	1.7本
D 2 9	15.3 tf	51cm	2.0本	76cm	1.4本
D 3 2	19.0 tf	63cm	1.6本	95cm	1.1本

アンカープレートの枚数およびアンカー長は、アンカーを入れない場合の $F_s=1.25$ 以上となるすべり面（円弧）の外側（盛土側）に必要な数量とする。なお、これらの配置を検討するにあたっては、鞭木の試験盛土および早鳥の原位置引抜き試験により下記の諸条件を設定している。

①アンカー鉄筋の段数は２段とし、上下の間隔は60cmとする。②上下段の支圧力の分担割合は、下段：上段＝２：１とする。③プレートの間隔は４m、プレート寸法は225mm×225mmとする。④プレートの設計支圧力は１枚当り４tfとする。⑤鉄筋に過大な応力が作用するのを防止する目的で、GCP、PDの境界部には漸移区間を設計し、鉄筋の配置は、上に凸（かまぼこ型）な形状を考慮している。これら設計による構造図は図－９となる。

4.3 FEMによる参考計算

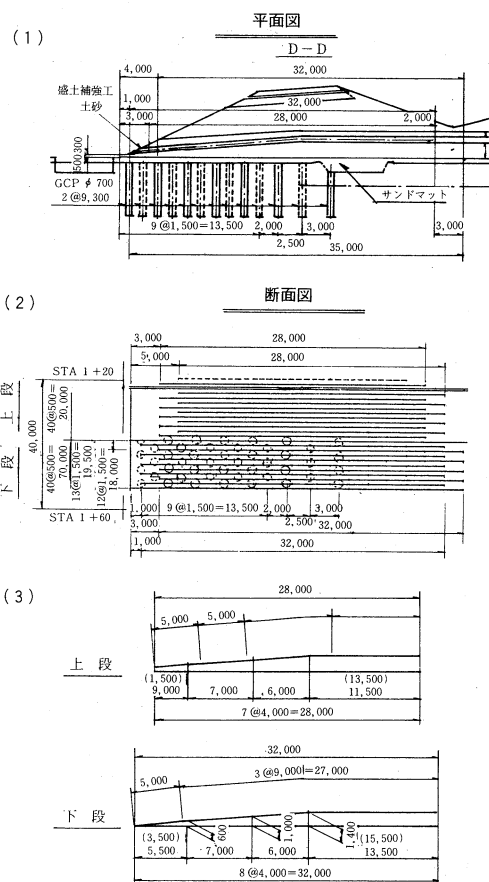
当盛土補強工は、盛土施工中および施工後において動態観測を行い変位、応力の検証を行うが、盛土の変形に伴う鉄筋応力をあらかじめチェックするため、FEMによる参考計算を行った。表－５に結果を示している。

検討手法は、盛土の経過に伴う鉄筋応力の変化をシュミレートするために、ステップ計算を行い圧密度50%、80%、100%時の応力および変形を求めた。ポアソン比は一律に $\mu=0.33$ とし、粘性土の変形係数は体積圧縮係数 M_v から逆算し、砂質土の変形係数は三軸(CD)試験や N 値を参考にして決定した。また、盛土の変形係数は、盛土に使用予定の土の三軸(UU)試験結果の E_{50} を用いた。なお、GCPの変形係数は、応力分担比が $n=5$ となるように $E=500\text{tf}/\text{m}^2$ とした。支圧式アンカーのうち、アンカー自体は棒要素として評価し、鉄筋自体のEAをインプットした。土とアンカーとは、Joint要素で結合させ、Joint要素の入力定数は、原位置引抜き試験から求めた。

5. あとがき

PD工法、載荷盛土工法、GCP工法ならびに動態観測計画については、紙面の関係上割愛させていただいた。

現在、工事用道路、仮水路等の準備工および敷砂敷土工を行い、DJM、GCP、PDも95%完了している。実際の地盤は、予想以上に軟弱である。軟弱地盤対策設計



図－９ 盛土補強構造図

表－５ FEM 解析結果一覧表

項目		検討断面	
		D-D断面(H1ランプSTA 1+86.2)	
解 析 条 件	軟弱地盤対策工の条件	1	2
		G.C.Pのみ	G.C.P+盛土補強工
	G.C.Pの条件		
		改良幅 B(m)	法尻から15.0m(10本)+漸移区間3本
		改良深度 Z(m)	9.3
		改良率 AP(%)	17.1
		弾性定数 E(tf/m ²)	500
	盛土補強工の条件	アンカー長	上段32m, 下段36m
		アンカーの配置条件	沈下を考慮したかまぼこ型の配置
		モデル化	アンカーと土はJointで結合
解 析 結 果	鉄筋応力の最大値 (Kg/mm ²)	引 張 力	上 段
			下 段
		圧 縮 力	上 段
			下 段
	地中部の水平変位 (cm)	法 尻	31.6
		部	20.8
		法尻から12.5 or 13.0 m 外側	15.4
		法尻から25 m 外側	7.9
			6.3

に基づき忠実に施工を行うとともに、入念な動態観測を実施することにより側方流動を起こさないよう工事を進める所存である。

最後に、国土開発技術研究センターに依託して、福岡正已委員長を始めとする早鳥一粒江間軟弱地盤検討委員会の諸先生方に、貴重な御助言とご指導をいただいている。深甚なる謝意を表する次第である。

下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設（その1）

Erection of Cat Walk for Shimotsui-Seto Bridge (No.1)

第一建設局垂水工事事務所副所長
(前) 児島工事事務所 第七工事長
児島工事事務所 第八工事長付

奥川 淳志
Atushi Okugawa
平原 伸幸
Nobuyuki Hirahara

1. まえがき

下津井瀬戸大橋のキャットウォーク（以下「CW」と称す）架設は、表-1に示すように、昭和59年7月初旬より準備工に着手、同年11月2日には大型クレーン船を用いてパイロットロープの渡海を実施、その後CWロープ、床組、ストームロープ等を順次架設し、翌年60年5月末にCW設備を完成させ、6月4日にケーブル架設（エア・スピニング作業）を開始した。本稿は下津井瀬戸大橋のCW設備の架設工事の概要について報告するものである。

2. CW設備の構造概要

2.1 基本構造

CWの基本構造は、床幅4.5m、手摺高1.4m、床面と主ケーブル中心までの距離を1.5mとし、40m間隔でストームハンガーを設置しCW床面をストームロープで拘束した。また、東西のCW間の連絡用としてクロスブリッジを中央径間7基、側径間各1基設置し、エア・スピニング作業時におけるCW床面の形状保持、および作業時のトラブル処理に対して迅速な対応がとれるようにした。図-1、2、および表-2にCWの骨組形状、床面詳細、ロープ諸元を示す。

さらに、本橋のCWの構造上の特徴を挙げれば以下のとおりである。

- (1) 主塔のセットバックはトラクションロープを用いずに側径間CWロープにて行なった。
- (2) ストームハンガーはバーチカルタイプとし、CW

表-1 下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設実施工程

	昭和59年度						昭和60年度		
	10	渡海	11	12	1	2	3	4	5 AS開始
1 A		橋台足場架設 CW ガーダー取付 スプレーサドル準備 架設	スプレーバント架設 グラウト注入・調整	ループ式 ホーリング設備基礎工	ループ式 ホーリング設備設置	天井クレーン設置			
1 A ~ 2 P				簡易キャリヤ の設置 CW ロープ 準備 架設 (1~11)	準備 床組架設	側面金網 ステップ材 準備 架設	ストームロープ 準備 架設	ギャロズフレーム・ ケーブルフォーマー	エア・スピニング ループ式 ホーリング設備 試運転・調整
2 P	迎えロープ・Bロープ・ 塔頂・塔下 ウィンチ設置 仕込み 仮引装置設置・調整	渡海準備		CW ロープ 相対サグ調整 床組台車 地組吊上	制振装置撤去		床組台車 撤去	CW 調整	
2 P ~ 3 P	リハーサル	渡海	CW ロープ 架設準備 レシプロ用 ロープ架設	ループ用 ロープ架設	CW ロープ 準備 架設 (1~10)	ループ式 ホーリング設備設置 台車 床組架設準備 試運転 床組架設	レシプロ式 ホーリング設備撤去	ハンドロープ 側面金網 ステップ材 準備 ストームロープ架設	ギャロズフレーム・ ケーブルフォーマー エア・スピニング ループ式 ホーリング 設備試運転・調整
3 P	塔頂・塔下 ウィンチ設置 渡海準備 仮引装置設置・調整			制振装置撤去		床組台車地組吊上	床組台車撤去		
3 P ~ 4 A	Aロープ引出	レシプロ用 ロープ架設 (1~8) ロープ架設	CW ロープ 準備 架設 ループ用 ロープ架設		CW ロープ架設 準備 床組架設 (9) (10) (11)	ハンドロープ 側面金網 ステップ材 準備 ストームロープ架設		ギャロズフレーム ケーブルフォーマー エア・スピニング ループ式 ホーリング設備 試運転・調整	
4 P	CW ガーダー取付 A・C ウィンチ据付 渡海準備	スプレーサドル グラウト注入・調整			レシプロ式 ホーリング設備撤去		レシプロ式 ホーリング設備撤去	エア・スピニング用設備 設置・調整	

ロープ側定着部で長さを調節できる構造とした。

(3) ストームロープは鉛直面内に設けた。

(4) CW盛替後のバランスを考え、CW中心線と主ケーブル中心線を一致させた。

(5) 小物落下対策として床組は溶接金網 5φ50×75角目の上に合繊ネット1.3φ20×20角目および1.0φ10×10菱目を敷き万全を期した。

(6) ステップ材は歩行性を考慮し、急傾斜部は密に緩傾斜部は粗に配置した。

なお、ケーブル架設工事の航行船舶への海上安全対策として、CW完成後は水路の中央に緑色の仮設中央灯を設置するとともに、塔近傍のストームロープには橙色の注意灯を設置した。

表-2 CW関係ロープ諸元

種 引	ロープ構成	ロープ規格	切断荷重	単位重量
側径間	メインロープ	70φ×11	7×37 IWSC	324×11=3,564 t
	ストームロープ	40φ×2	7×19 IWSC	101×2=202
	ハンガーロープ	18φ×2	7×7 IWSC	21.3×2=42.6
中央径間	メインロープ	62φ×10	7×37 IWSC	254×10=2,540
	ストームロープ	62φ×4	7×37 IWSC	238×4=952
	ハンガーロープ	18φ×4	7×7 IWSC	21.3×4=85.2

2.2 照明施設

本橋のケーブル架設はエア・スピニング工法にて計画されており、工程の短縮化を図りスピニング作業期間中は昼夜2交替の体制を敷いたため、CW上の照明施設は夜間作業に対し十分な照度を確保するとともにこの海域を航行する船舶への影響を極力少なくするよう灯具には特別なルーバ(遮光板)あるいはフード付灯火を使用し、船舶に対して直射光線が達しないようにした。

CW上の照明は、歩行用に30W蛍光灯を6m千鳥配列にて、スピニングホイールおよびライブワイヤの監視用に40W蛍光灯を両側手摺に10mごとに配置し、さらにホーリングロープの脱索監視用に100Wレフレクタ形水銀灯を40mごとのギャローズフレームの両側柱に配置した。電力は1A側、4A側の相方で高圧にて中国電力、四国電力より供給を受け、それぞれ中央径間の中央までを分担した。照明配線はCW上に40m間隔で配置された分電盤よりCW床面をコロガシ配線した。

3. 架設工事の概要

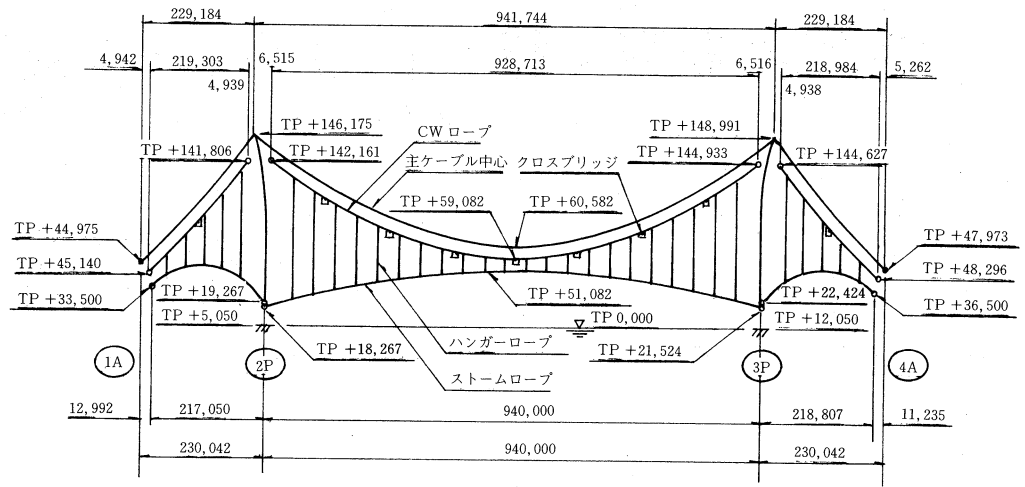
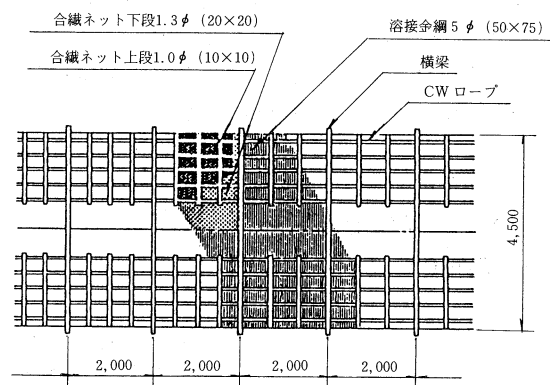


図-1 CW骨組形状

CW床面平面図



CW床面断面図

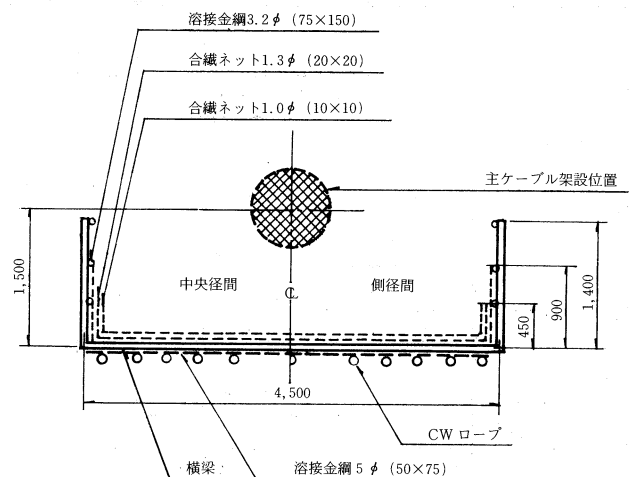


図-2 CW床面詳細

これまでの吊橋工事では、ケーブル工事がCW架設に着手する場合は、関係する下部工の完成後、現場での作業を行ってきた。しかし、CW架設前の本橋の下部工の進捗状況は、4Aは昭和59年3月末に竣工、2P・3Pは同年8月中旬には塔工事よりケーブル工事に現場の引

き渡しを受けるなど、1 A 以外についてはCWの架設工程に支障ないが、1 A については工事工程が諸事情により遅れ、もしこの完成を待ち1 A～4 Aと全径間を通してのパイロットロープの渡海を行うとすれば、渡海が昭和60年1月中旬頃にずれ込み、渡海以降の工事工程が逼迫するため、1 A 周辺の完成を待たずに2 P～4 Aの間で渡海を行うこととした。このため、当初CWロープの架設は、全径間すべてレシプロ式ホーリングシステムにてCWロープを架設する計画であったが、これを2 P～4 Aのみとし、1 A～2 P間のCWロープは橋台ウインチと塔頂ウインチの同調による簡易キャリアにて架設を行った。また、CWロープの架設に続く床組の架設には、中央径間はレシプロ式ホーリングシステムにて設置したループ式ホーリングシステムを用いての床組架設台車工法、側径間は橋台ウインチと塔頂ウインチを用いての滑り出し工法にて床組の架設を行った。この後ストームロープをCW床面上に引き出し、CWの手摺を乗り越し所定位置に定着した。なお、ループ式ホーリングシステムは、CW架設以降のエア・スピニングによるケーブル架設の主要架設設備として使用した。

4. パイロットロープの渡海

4.1 工法の選定

パイロットロープ(先導索)の渡海とは、ケーブル前期工事期間中の主要運搬設備となるホーリングシステムを兩岸の橋台間に設置していくための足掛りとなる作業である。

パイロットロープの渡海(以下「渡海」と称す)は、これまで我国では浮子工法とフリーハング工法の2工法により実施されており、どちらも航路閉鎖を伴っていた。しかし、国際航路を有するDルートの大吊橋3橋は、一般船舶の航行を妨げることなくパイロットロープを渡海させるFC工法、すなわち、高いブームを有するクレーン船を利用して海峡を横断する工法を採用し、その先鞭をきって下津井瀬戸大橋の渡海を昭和59年11月2日に実施した。

渡海作業は、前述のとおり1 A～2 P間を切り離した2 P～4 A間で実施し、渡海の方法は、3 Pより2 Pへ向かって引き出した。また、東西2ラインのパイロット

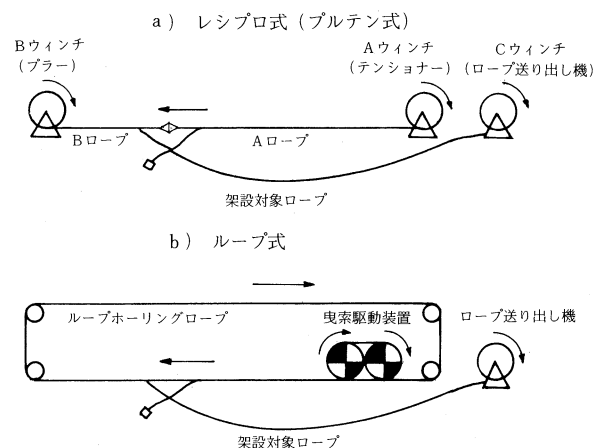


図-4 ホーリングシステム概念図

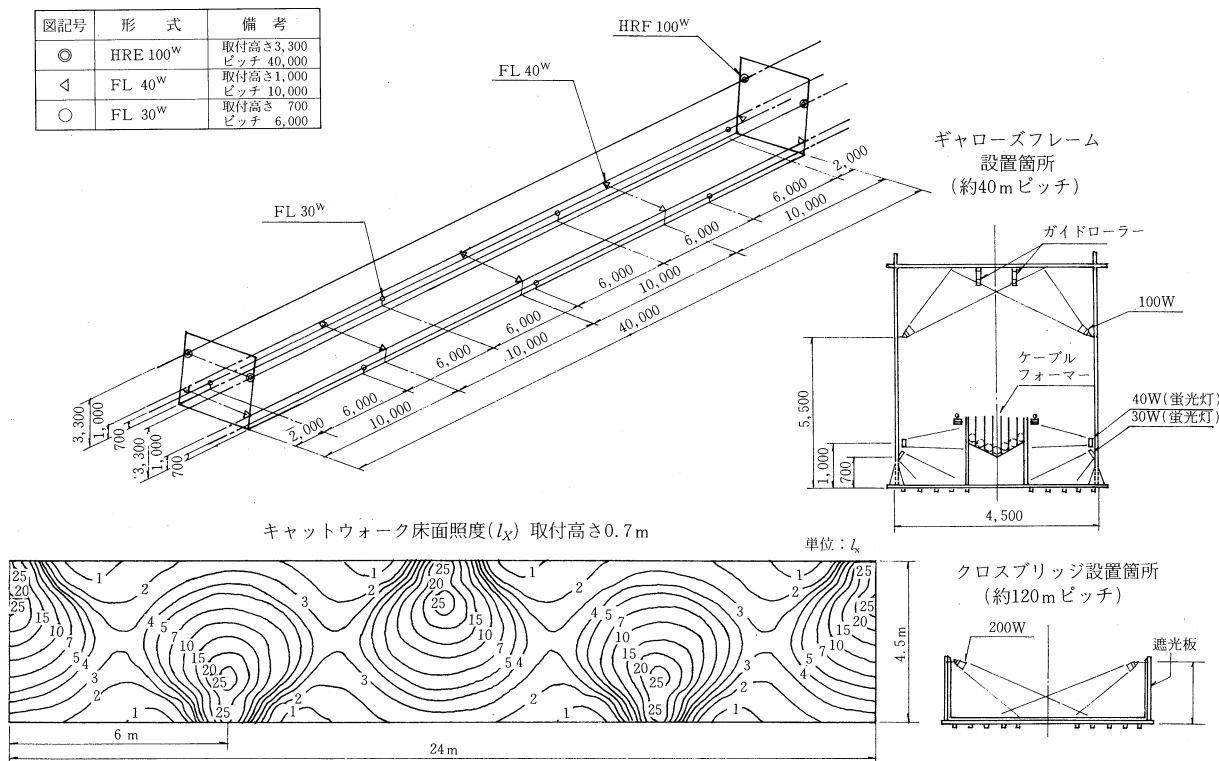


図-3 キャットウォーク上照明

ロープのうち東ラインのみFC工法を用いて渡海し、残る西ラインは渡海された東ラインのパイロットロープを利用して引き出し後、塔頂での滑車設備を用いて横引きし西ラインに移設した。

4.2 渡海作業

渡海作業は、図-5に示すようにφ28mmのワイヤロープを1,300t吊FC船のブーム頂部(海面上約100m)に固定し、このロープの引き出し側のFC船とロープの供給側となる4Aの大型特殊ウインチ(以下「Aウインチ」と称す)とをカウンターウェイト設備を介して同調させ、引き出すパイロットロープに一定張力(約4t)を与えることによってロープの最下点は海面上50m以上を確保しつつ3Pから2Pへと海峡部を横断することができる。FC船は、約40～50m/分の速度で曳船(3,000HP級)4隻により曳航し、不測の事態に備え別に2隻の補助曳船を配備し万全を期した。対岸の2Pに到着したパイロットロープは、あらかじめ2P橋脚付近に設置した大型特殊ウインチ(以下「Bウインチ」と称す)に繰り込んだφ28mmの迎えロープと連結した後、FC船のブーム頂部とパイロットロープとを連結していたφ28mmの渡海用台付

ロープが弛緩するまでBウインチの迎えロープを巻き取る。その後、この台付ロープをパイロットロープから切り離し、さらにBウインチの迎えロープを巻き取ってパイロットロープがFC船のブーム頂部に干渉しないことを確認の後にFC船を離脱させ、パイロットロープを2P～4Aの各所で固定し渡海作業を完了した。図-5に渡海作業時の機械設備の配置を、また表-3に実施工程表を示す。

4.3 安全対策

渡海作業について関係者の周知、徹底をはかるため、新聞、ファクシミリ放送、テレビ、ラジオ、ポスターによる広報活動を行った。

また、現場では実際にFC船を用いての総合リハーサルを昭和59年10月31日に実施し、以下の項目を点検するとともに、渡海作業手順の習熟をはかった。

- ① タイムスケジュール
- ② 作業手順
- ③ 通信連絡体制
- ④ FC船団の運航
- ⑤ 不測の事態の事前対応(停電対策等)

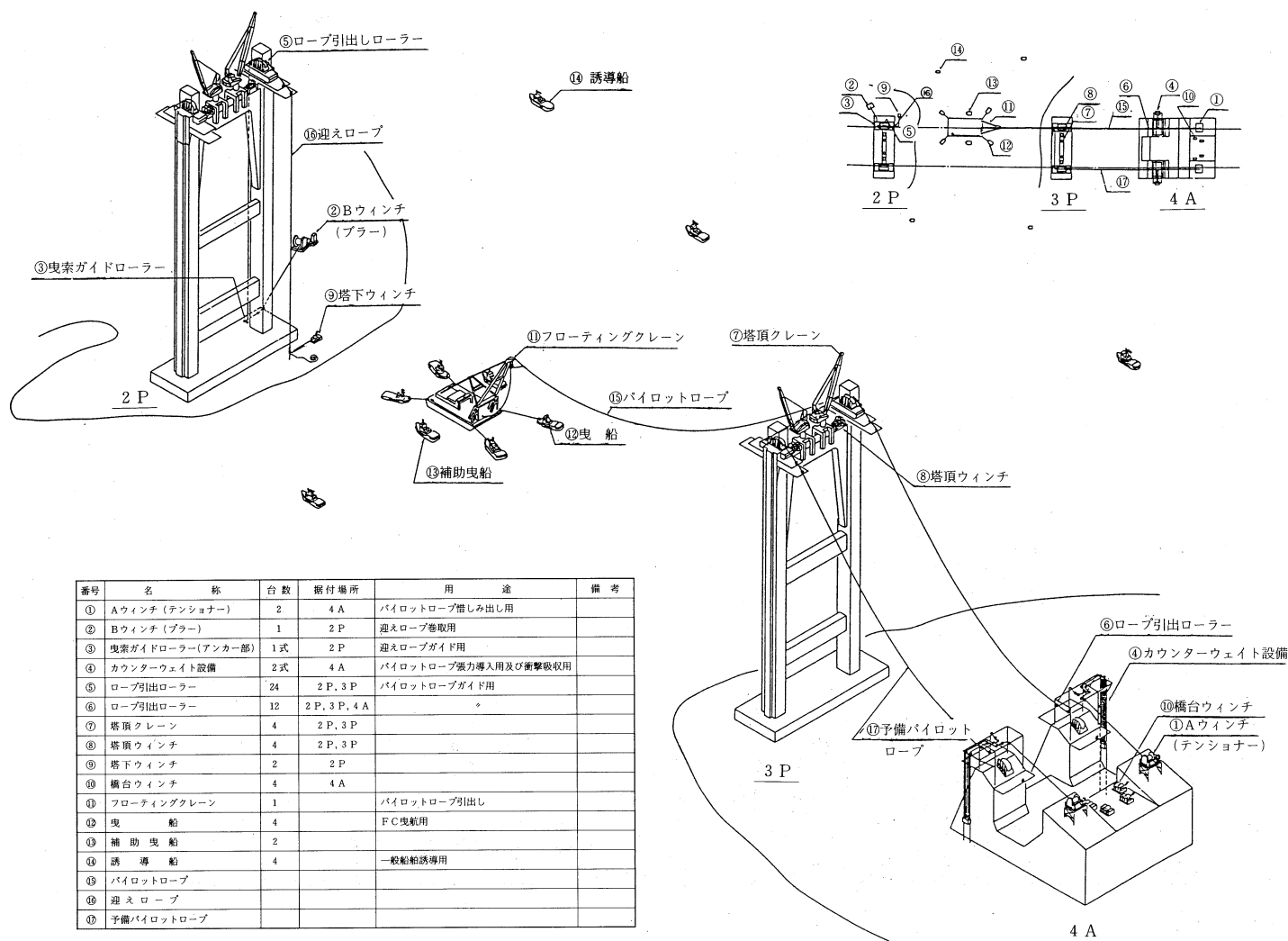


図-5 パイロットロープの渡海要領図

写真-1
パイロットロープ
の渡海

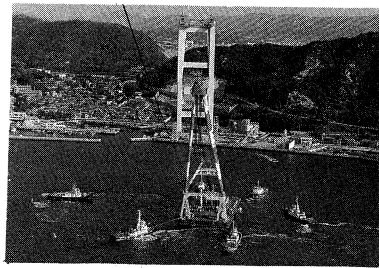


表-3 パイロットロープ渡海時間工程表

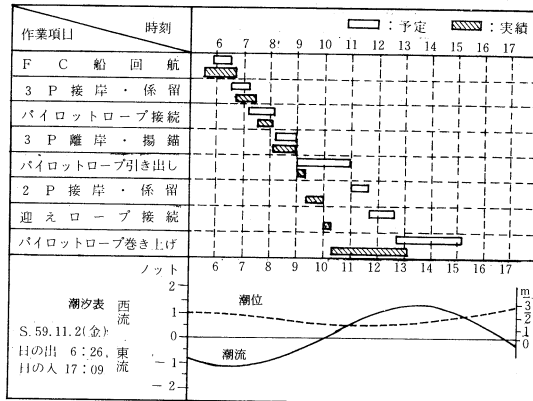
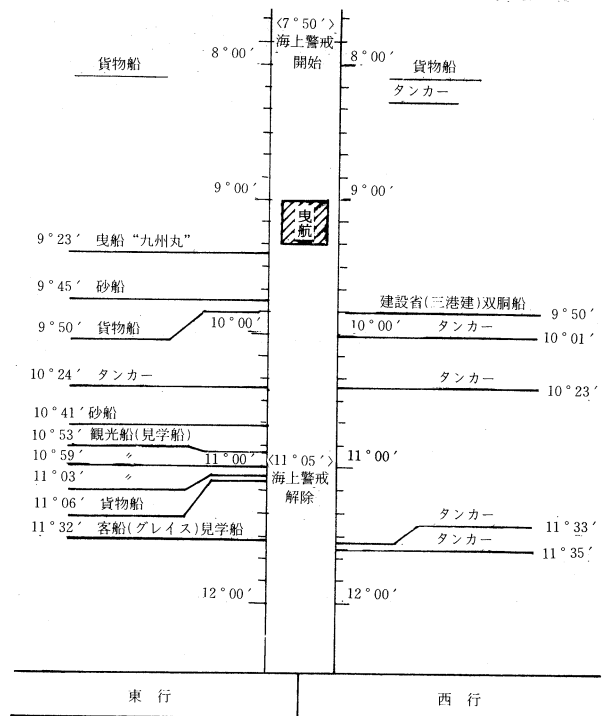


表-4 渡海時下津井瀬戸通過船実績



※上記には漁船は含まない。

主要一覧表

名 称	隻数	性 能	記号
F C 船	1	1,300t 吊	▼
曳 船	4	3,000ps 級	■
補 助 曳 船	2	3,000ps 級	□
広 報 船	8	500ps 級	△
警 戒 船	4	350ps 級	◇
アドバルーン 付 広 報 船	4	100ps 級	●

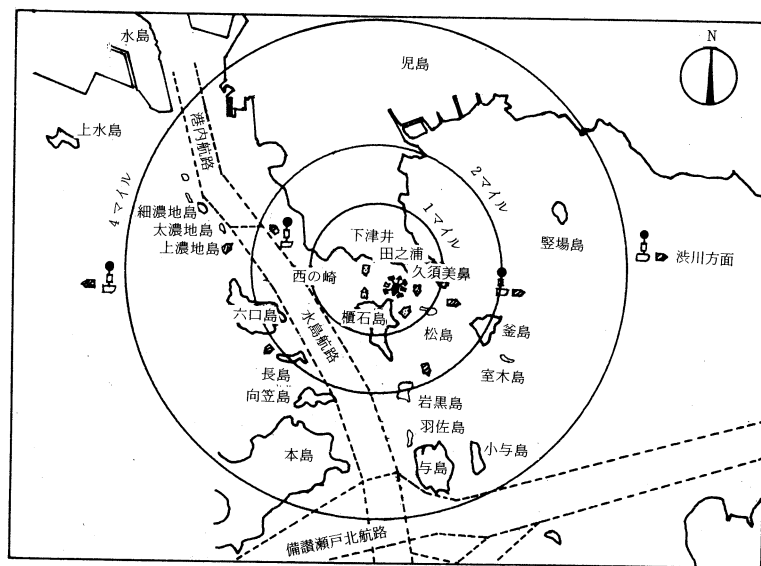


図-6 渡海時警戒船配置

渡海作業実施の可否判定基準は、渡海海域における気象状況が次の条件の場合は作業を中止することとした。

- ① 風速：8 m/秒以上（平均風速）
- ② 視程：2,000m以下
- ③ 波高：1 m以上

幸いにも渡海は好天に恵まれ、当日は図-6に示すとおり警戒船、広報船を配置して、警戒船は渡海作業中に「貴船は十分に注意して進行されたい」を示す国際信号旗「NE」を掲げることにより、また広報船はアドバルーン等によって渡海海域を航行する船舶に十分注意を促がすとともに、関係海上保安部等の協力を得て海峡を封鎖することなく渡海作業を行うことができた。表-4に渡海作業時間帯における下津井瀬戸通過船舶の実績を示す。

次号につづく（内容予定）

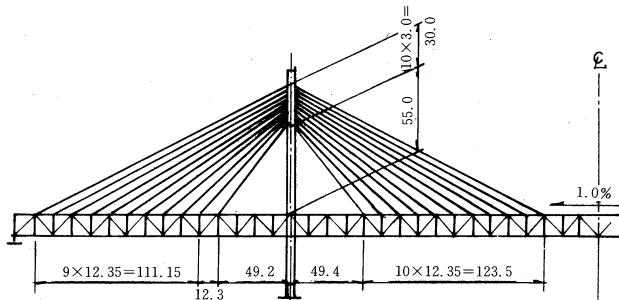
5. CWロープの架設
 - 5.1 レシプロ式ホーリングシステムの架設
 - 5.2 簡易キャリヤの架設
 - 5.3 CWロープの架設
6. CW床組の架設
 - 6.1 ループ式ホーリングシステムの架設
 - 6.2 CW床組の架設
7. ストームロープの架設およびCWシステムの調整
 - 7.1 ストームロープの架設
 - 7.2 トラムウェイシステムの架設
8. あとがき

Design and Fabrication of Cables on Iwakurojima Bridge.

野 沢 学
Manabu Nozawa

報 技 四 本

表-2 ケーブル配置



ストランド の索線数		岩里島側 側径間	中央径間	羽佐島側 側径間
第1段(最下)	211	211	199	187
第2段	199	211	199	187
第3段	151	163	151	139
第4段	151	163	151	139
第5段	151	163	151	139
第6段	151	163	151	139
第7段	199	211	211	199
第8段	211	211	211	199
第9段	241	223	223	241
第10段	265	241	241	265
第11段(最上)	277	241	241	277

機械的性質と、疲労特性の確認が行われた。図-2 は疲労試験の結果である。¹⁾ この結果、静的強度、疲労強度共に 5mm 垂鉛めっき鋼線なみの強度が十分得られる見通しがついた。

また、ソケット部の疲労強度については、昭和54年度に本四公団により、機械化研究所内の大型疲労試験機を用いた疲労試験が実施された。この試験は HiAm 7mm 裸線×127本について応力振幅 30kg/mm^2 と 25kg/mm^2 の2種類であった。この結果、繰返し数200回における破断率5%を疲労強度とした場合、 30kg/mm^2 以上の

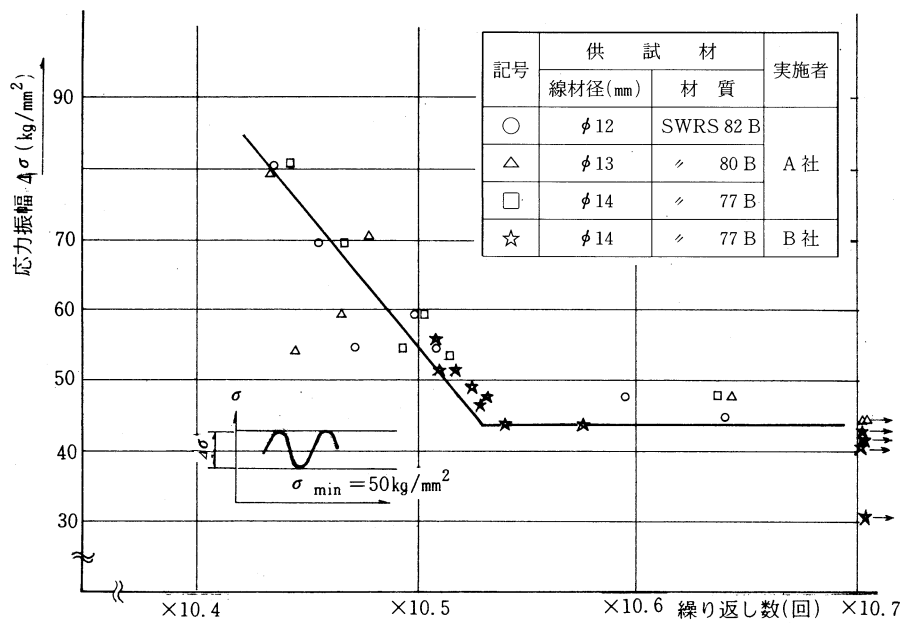


図-2 φ7mm 垂鉛めっき鋼線疲労試験結果

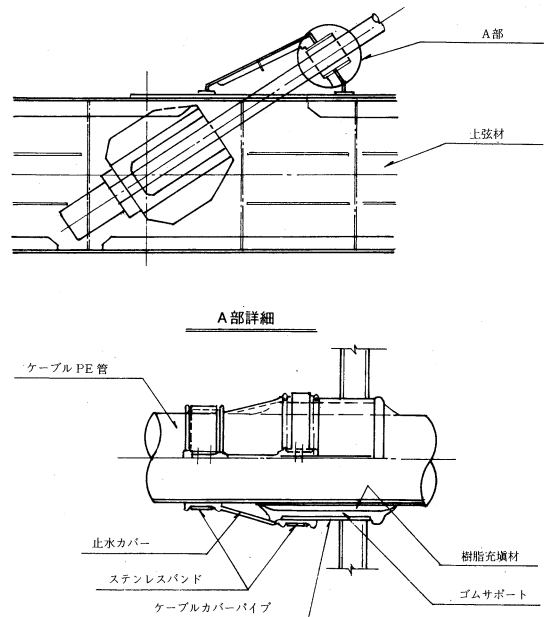


図-3 ケーブル角折れ緩衝装置

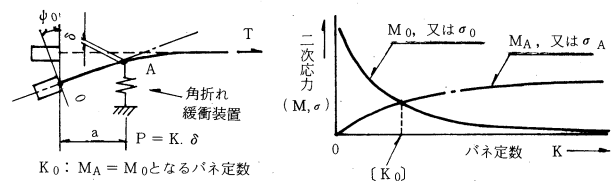


図-4 角折れ緩衝装置のゴムの硬さと二次応力の関係

疲労強度が得られることが確認された。²⁾

2.3 ケーブルの角折れ(二次応力)対策

本橋の場合、ケーブルと桁との相対角変化は最大で約 0.015rad である。耐疲労性の高い HiAm ソケットではあるが、この部分に曲げを与えることは好ましくない。そこで、ソケットの手前で 弾性的に支える事によりソ

ケット部の曲げを緩和するケーブル角折れ緩衝装置を設けた。(図-3 参照)

上弦材上フランジの止水性をよくするために、ゴムサポート内側は、現場で樹脂系ゴムを注入するものとした。ケーブルの二次応力は角折れ緩衝装置のバネ常数により、図-4 のように変化する。ゴムのバネ常数は、ゴム硬度、緩衝ゴムの構造寸法により決まるが、現実的には図の K_0 よりは大きくなる。これにより、最大の二次応力の発生する位置を、ソケット部から一般部に移すことができた³⁾。

2.4 防食設計

(1) 防食設計の検討経緯

HiAm アンカーケーブルの防錆工として最もポピュラーなのは、PC鋼線(裸線)をPE管で被覆し、PE管内をセメントモルタルで充填したものである。

しかし、本橋の場合、

- ① 海峡部で腐蝕環境が厳しい。
- ② 併用橋であるため応力振幅が大きい。
- ③ メンテナンスが困難である。
- ④ 耐用年数は100年以上である。

という条件と、更に、亜鉛めっき鋼線という条件がある。

通常のセメントモルタルの場合、亜鉛とセメントが化学反応を起し、水素が発生する。また、応力振幅が大きいと、充填されたセメント硬化物にひび割れが生じ、防食上の弱点となる恐れがあった。そのため上述のような条件のもとに、昭和56年度に「斜張橋ケーブルの製作・輸送および架設に関する検討委員会」(安浪金蔵委員長)⁴⁾を設け、主としてPE管と高分子注入材の検討を行った。また、昭和57～58年度には「被覆鋼線の耐食性に関する研究委員会」(朝倉祝治委員長)⁵⁾⁶⁾を設け、主としてポリマーセメント充填材の検討を行った。更に、昭和59年度には、ポリマーセメントの実物ケーブルへの注入実験⁷⁾とポリマーセメント充填ケーブルの疲労試験⁸⁾を行った。以上の検討結果を踏まえて昭和60年度始めに最終決定した。

(2) PE管(ポリエチレン管)

PE管材料としては、紫外線による劣化を防ぐために、カーボンを2～3%混入したもので、低密度のものと高密度のものがある。耐候性、耐熱性については同等であるが、耐圧特性、耐外傷性、オーバーラップ管との溶接性から高密度ポリエチレン管を選定した。また、ポリエチレン管構造は、表面クラックが下層にまで伝達しないよう二重管とした。外管厚は、耐外傷性、成形性、耐候性を考慮して一定の3mmとし、内管は防食材注入時の内圧およびリール巻取時の変形および座屈に対し厚みが決められた。

(3) 防食注入材

1) 高分子注入材の検討

注入材の選定にあたっては次の要求性能を設定した。

- ① 硬化物物性(伸び率、引張強さ、引裂強さ)
- ② 施工性(注入性、打継性、取扱性)
- ③ 耐久性(耐劣化特性、PE膨潤性)

- ④ 防食性(透湿係数、溶着性、亜鉛めっきを腐食させないこと。)

多々ある常温硬化型有機材の中から注入性、素線間浸透性、反応速度制御のし易さ等からポリウレタン樹脂が選定された。ポリウレタンはポリオールとイソシアネートの化学結合によって生成される。ポリオールとしては耐加水分解性の少ないポリブタジエン系ポリオールが選定された。また、イソシアネートとしては特定化学物質に指定されているTDI(トリレン・ジ・イソシアネート)は避け、MDI(ジフェニル・メタン・ジ・イソシアネート)とした。更にポリブタジエン系ポリウレタンは高粘度のため、可塑剤を添加することにより粘度低下をはかった。

配合として、ポリブタジエン系ポリオール、イソシアネート、可塑剤、配合剤の混合比と組み合わせによって、77種類を試作し、その中から、硬化物物性、混合物粘度、透水率、透湿係数、湿熱劣化(加水分解特性の評価)、乾熱劣化(可塑剤の揮発性とポリマーの熱老化特性の評価)、ポリエチレン管への膨潤性、コスト等を調査検討し、CAC-3-6という配合を選定した。その諸特性を表-3に示す。これらの検討成果と施工性を確認するために、2体の実ケーブルによるCAC-3-6の注入実験を行った。実験状況を写真-1に、実験ケーブルを図-5に示す。また注入実験装置の概要を図-6に示す。

表-3 CAC-3-6 硬化物の諸特性

		試験規格	試験結果			
				5℃	25℃	40℃
①	粘 度 (CPS)	JISK 6838	A 液	3,500	1,050	380
			B 液	95	38	25
			A+B	5℃	25℃	40℃
			5分	2,100	720	340
			30分	2,600	1,700	1,600
②	引 張 強 さ	JISK -6301	25～33kg/cm ² (破断時)			
③	伸 び	〃	240～280%			
④	引 裂 強 さ	〃	5.2～7.1kg/cm			
⑤	硬 さ	〃	46～48°			
⑥	線 膨 張 係 数	ASTM -D-696	1.5×10 ⁻⁴ cm/cm・℃(40～80℃)			
⑦	透 湿 係 数	JISZ -0208	340×10 ⁻² g・cm/cm ² ・Sec・cm Hg			
⑧	吸 収 率	JISK -6301	0.098%/24 hr (重量変化)			
⑨	比 重		1.013			

実験結果の概要を示すと以下のようであった。

- ① 硬化不良で解体調査ができなかった部分を除くと、全て良好で、素線をばらばらにした結果でも、注入材が完全に中心部まで浸透している。(写真-2)
- ② 打継目も気泡以外の欠陥は無く、完全に一体化している。
- ③ 気泡は1～2mmが殆んどで上部ほど多い。ただ

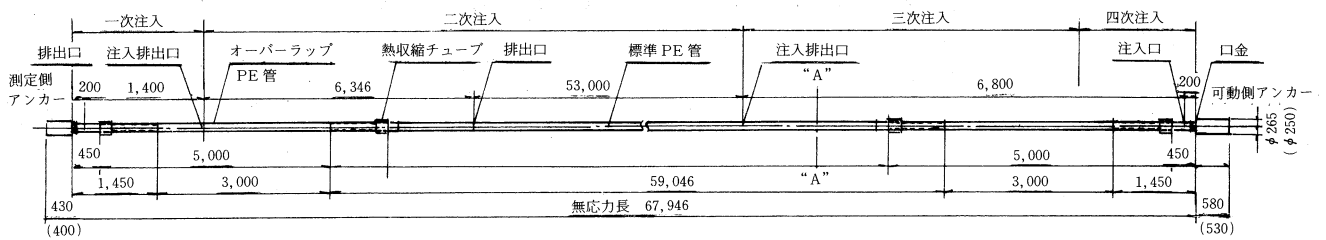


図-5 高分子材注入実験ケーブル

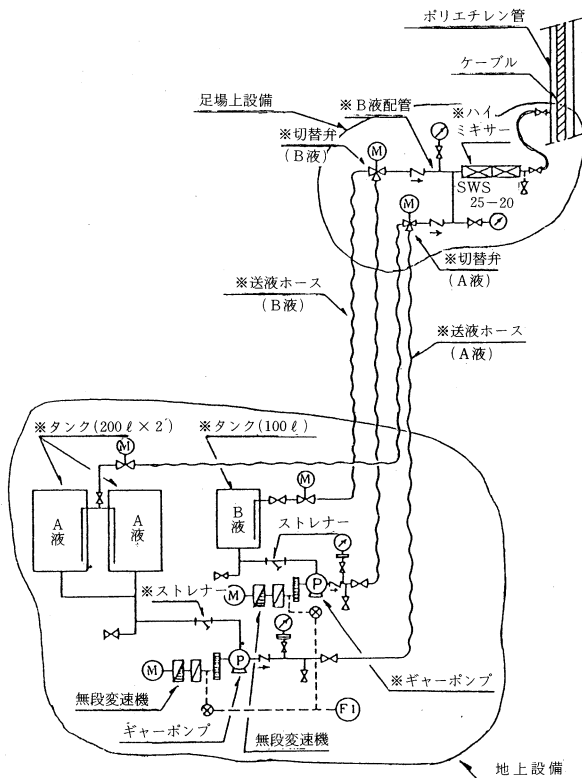


図-6 注入実験装置概要

し、これらは全て独立気泡である。

- ④ 注入量、注入時間は計算値と実験値が完全に一致している。従って空隙は殆んどないと考えられる。
- ⑤ 一本のケーブルの第4次注入と、他の1本の第3次注入で、注入機のイソシアネート側吐出部が目づまりを起し、イソシアネートが出にくくなり、硬化不良を起した。
- ⑥ イソシアネートは温度、湿度の影響を受け易い。その結果、次の点について改良の必要性を認めた。
 - i) イソシアネートの可使温度範囲を大きくし、現場的にもっと使い易いものにする必要がある。
 - ii) 注入機が目づまりを起こしたのは、混合液が逆流したためで、逆止弁等合流点の改造の必要がある。

その後、i) については材料メーカーにより、プレポリマー化による改良検討が加えられた。改良内容を要約すると表-4のとおりである。

2) ポリマーセメント注入材の検討

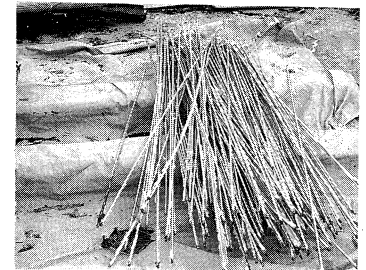
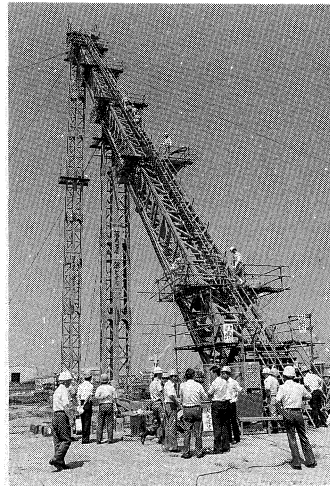


写真-2

写真-1

ポリマーセメントは、従来のセメントモルタルの欠点である亜鉛との反応を抑え、鋼線の伸びに追従できる伸び特性のよいセメント系注入材で、高価な高分子材料に代わるものとして昭和56年頃ワイヤーメーカーによって研究開発されたものである。この注入材の基礎的な防錆能を確認するために前述の委員会を設け、検討を行った。検討結果を要約すると以下のとおりである。

- ① ポリマーセメント中の裸鋼線は不動態化し、殆んど腐食しない。(侵食度 $0.3\mu\text{m}/\text{年}$ 程度)
- ② 亜鉛めっき鋼線の重量減少量から腐食速度を求めたところ、普通ポリマーセメント中で約 $5\mu\text{m}/\text{年}$ 、早強ポリマーセメント中で約 $3.5\mu\text{m}/\text{年}$ であった。
- ③ 一時防錆剤を塗布した場合、亜鉛の腐食速度は $0.2\sim 0.3\mu\text{m}/\text{年}$ で小さく抑えられる。
- ④ ポリマーセメントにクラックが入っても水分が浸透しない限り、激しい腐食は起こらない。
- ⑤ 水分が常に存在する場合には 0.1mm より大きいクラックが存在すると腐食は加速される。

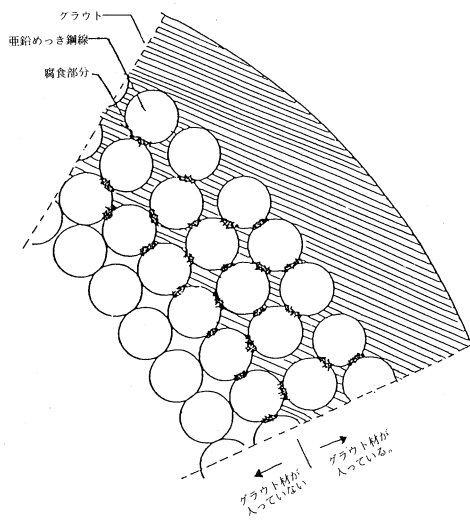
以上は室内模型実験の結果であるが、実ケーブルへの充填状況と、定量的防錆能を把握するために、岩黒島橋上部工架設工事の中で注入試験を行った。

長尺ケーブル実験は、素線数163本の2体の実物ケーブルに速度を変えてポリマーセメントを注入し、21日経過後に解体調査したものである。ポリマーセメントの配合を表-5に示す。注入は大型連続練りグラウトミキサーで行った。試験の結果は以下のようである。

- ① 両端ソケット部を除くと、ポリマーセメントは内部の素線にまで完全に浸透している。

表－４ プレポリマー化による改良効果比較表(CAC－３－６)

	項 目	物 性 面 で の 改 善 効 果				施工性から見た改良効果	
		従 来 配 合		改 良 配 合			
1	B液(イソシアネートを含む)の低温析出。	18℃以下3～4日で析出。(加湿すると可逆)		0℃以下2カ月で少量の白濁。		注入機の日づまりやギャーポンプのかじりがなくなる。保管倉庫に加熱装置が不要。	
2	B液の高温における重合固形物の発生。	40℃以上でイソシアネート化合物同志の重合固形物が発生。 (非可逆反応)		60℃以上で固形物発生。		固形物による注入機のスレーナーの日づまりがなくなる。高温時のクーラー設備が不要。	
3	吸 湿 性	微量の空気中の水分を吸収して尿素化合物を液表面に生成。		微量の空気中水分程度では尿素化合物は生成しない。 但し、吸収し続けると懸濁する。		水分対策は必要。	
4	粘 度 特 性	A液(ポリオール)	1,050 C.P.S /25℃		A液(ポリオール)	980 C.P.S /25℃	混合液粘度が高くなる。 注入条件の検討確認の必要がある。
		B液(イソシアネート)	38 C.P.S /25℃		B液(イソシアネート)	810 C.P.S /25℃	
		A + B (促進剤なし)	5 分後	30分後	A + B (促進剤なし)	5 分後	30分後
		500cc, 25℃	720 C.P.S	1,700 C.P.S	500cc, 25℃	860 C.P.S	2,200 C.P.S
5	A液とB液の混合比率	A液/B液=100/20			A液/B液=100/50		注入機、ポンプ等の流量管理が楽になる。
6	A液とB液の混合比率の許容誤差	± 5 %			± 10 %		



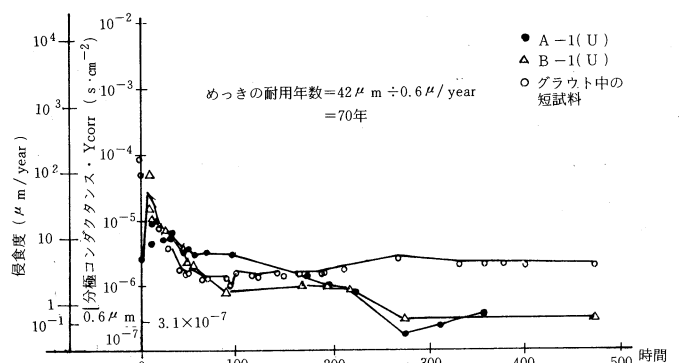
図－７ 腐食形態の模式図

- ② 両端部はソケット定着のために、素線間の隙間がないため、セメント粒子は内部の素線にまでは浸透しない。
- ③ ポリマーセメントが浸透している一般部は亜鉛本来の光沢があるが、両端の浸透していない部分は、図－７のようにグラウトの入っている部分と入っていない部分の境界部の素線めっき表面が変色していた。

また、短尺ケーブル実験は、ポリマーセメントと亜鉛の反応を定量的に把握すると共に、素線間の隙間の大きさによるポリマーセメントの浸透性の違いを調べる目的で行われたものである。表－６に実験ケースを示す。ここでいう電気化学的試験とは分極抵抗法によるもので、分極コンダクタンス Y_{corr} が腐食速度に比例する^{4), 5)}ことから亜鉛の寿命を推定しようというものである。ま

表－５ ポリマーセメントの配合

P/C (ポリマーセメント比)	25%	セメント一袋当り配合			
		セメント C	水 W	ポリマーエマルジョン (P:W=1:1)	消泡剤
W/C (水セメント比)	28%	40kg	1.2kg	20kg (水10kg, ポリマー10kg)	0.2kg



図－８ 分極コンダクタンスの時間変化

た、腐食減量試験は、予め重量を測定しておいた亜鉛めっき鋼線の試料片をケーブル内へ埋め込んでおき、注入後、21日経過して解体し、取り出してその重量変化を見るものである。図－８に電気化学的試験の結果を示す。A－１，B－１は素線が密に配置されたソケット端部に相当する部分のモデルと考えられる。

この結果から次のようなことが推察された。

- ① 反応は注入直後が最も激しく起こり、300時間ぐらいうると、反応の量は落ち着く。しかし、素線束内に残るしめり気のため、微量ではあるが長期にわたって進行する。

② ポリマーセメントが内部素線にまで十分浸透していない場合は、亜鉛の寿命が70年をはるかに下回る可能性がある。

また、この実験と平行して、ポリマーセメントを注入したHiAm 127の疲労試験も行われた。試験条件は、上限応力 $60.1\text{kg}/\text{mm}^2$ 、下限応力 $35.1\text{kg}/\text{mm}^2$ 、応力振幅 $25.0\text{kg}/\text{mm}^2$ である。2体のうち1体は127万回で全周にわたる幅 $0.1\sim 0.6\text{mm}$ の亀裂が発生した。また、スペーサーストランド部には試験の初期に 0.6mm の亀裂が生じた。もう1体では、くり返し数 $N=80$ 万回から120万回の間に約60本の素線が断線した。これはその後の調査で、ポリマーセメントの製造工程の変更により、エマルジョンの平均粒子が大きくなり、単位重量当り表面積が小さくなったことと、ミキシング不足のため、セメントの硬化遅延が生じ、余剰水のため腐食疲労を起こしたものと考えられる。

3) 結論

以上のように、防食材については長年月にわたり検討がなされてきたが、海上に架ける併用橋である本橋のケーブルには、可撓性に富み、その電気的絶縁性のために腐食の心配のないポリブタジェン系ポリウレタンを選定した。

2.5 ケーブルの製作長

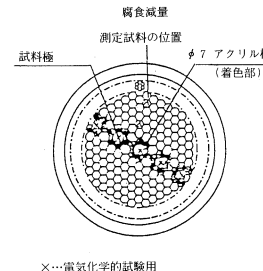
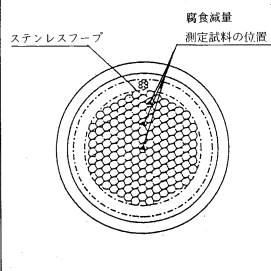
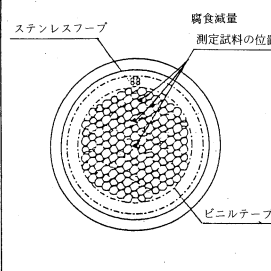
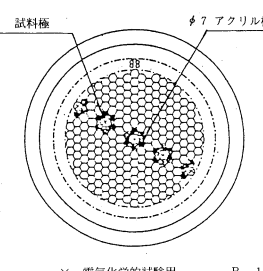
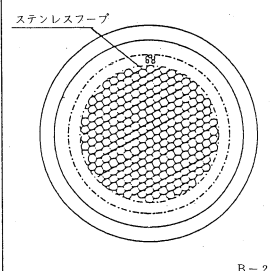
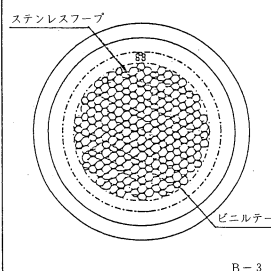
ケーブルの製作長は、死荷重完成系の形状長から無応力長を求め、それに塔、桁、ケーブルの製作架設誤差を吸収するための設計シム量 50mm を加えたものとして求めた。なお、架設時に許容応力を起える側径間最下段より、2本目と中央径間最下段は他のケーブルより 75mm 長くし、シムを入れ直すこととした。

3. ケーブルの製作

3.1 ケーブル製作工程

ケーブルの製作工程の概要を流れ図で示すと図-9の

表-6 短尺ケーブル供試体断面図

A 素線数 163本	 腐食減量 測定試料の位置 試験極 φ7 アクリル棒 (着色部) ×…電気化学的試験用 △ 腐食試料用 A-1	 ステンレスワイヤ 腐食減量 測定試料の位置 A-2	 ステンレスワイヤ 腐食減量 測定試料の位置 ビニルテープ A-3
B 素線数 241本	 試験極 φ7 アクリル棒 ×…電気化学的試験用 B-1	 ステンレスワイヤ 腐食減量 測定試料の位置 B-2	 ステンレスワイヤ 腐食減量 測定試料の位置 ビニルテープ B-3
	間隔処理法 蜜な状態に配した。	ケーブル中央及び両端にステンレス板(0.1mm)を層状に各層ごとに1枚ずつ配した。	A-2・B-2と同様の処理を行ない、更に各層間のケーブル素線1本おきにビニルテープを一重に巻いた。

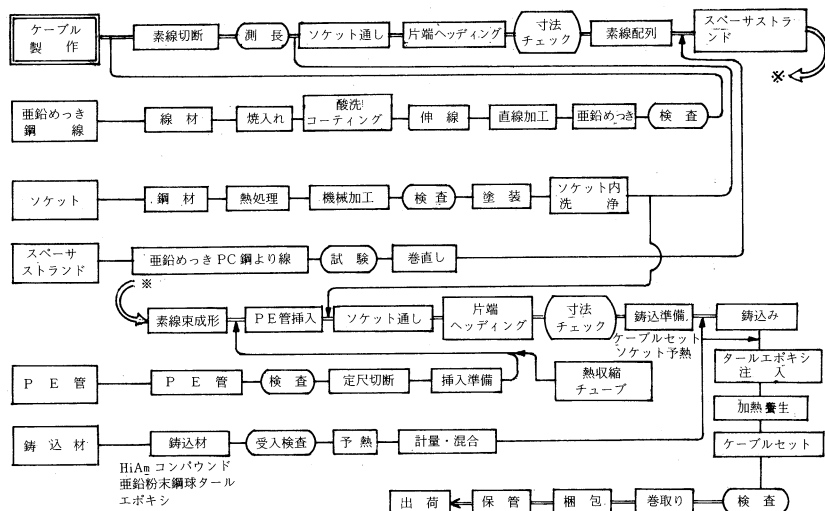


図-9 ケーブル製作工程図

とおりである。

3.2 亜鉛めっき鋼線

前述2.2の試作試験の結果を踏まえ、7mm亜鉛めっき鋼線の規格をHBSG 3501に準じ表-7のように設定した。このうち直線性の規定を厳しくしたのは、HiAmケーブル製作上から要求されるためである。

亜鉛めっき鋼線は、SWRS 82Bの直径13mmの線材から伸線され、めっき前径で6.9mm、めっき後7mmで減面率72%である。表-7に品質検査結果を示す。

3.3 PE管の製作

PE管は加熱融着溶接部のない一本ものとし、ケーブル製作工場内で製作した。まず内管を連続押し出し成形した後、同じライン上で、続けて内管上に外管を連続押し出し成形して製造した。内管と外管は密に接するが、

互いに溶着しないものとした。PE管の寸法および寸法許容差を表-8に示す。また、諸試験項目と試験結果を表-9に示す。

3.4 ケーブル製作

(1) 素線の切断

亜鉛めっき鋼線は、指定されたケーブル長にソケット内鑄込み長さを加えた長さで1本ずつ切断した。長さの計測は、切断レーンに並行して配置された一直線のVみ

ぞ計測レーン上に切断した素線を乗せ、テープ合せを行った長さ200mのJIS 1級鋼製巻尺にテープ合せ時に設定した張力を付与して行った。測定に際しては、素線とテープの温度差が±2℃以内であることを確認した上で実施した。

切断精度は±1/20,000以内としたが、実際の測定結果は表-10に示すように±1/30,000～±1/40,000であった。

(2) ケーブル長確認用ワイヤー

素線切断時において、ソケット付け加工後のケーブル長確認のために、1ケーブル内の全素線の中の最外層線1本の素線について、両端ソケット支圧面から、1,500mmの位置にマーキングを行った。

(3) 素線のヘッディング加工

素線の両端は、所定のソケットおよびスペーサプレートに通した後、図-10に示す寸法に冷間にてヘッディング加工を行った。

表-7 亜鉛めっき鋼線の規格と品質検査結果

	規 格		品 質 検 査 結 果				
	斜張橋用	HBSG 3501	平均値	標準偏差	最小値	最大値	試験数
線 径 mm	7.00±0.08	5.00±0.06	7.000	0.013	6.96	7.06	2,726
偏 径 差 mm	0.08以下	0.06以下	0.027	0.011	0	0.06	2,726
引張強さ kg/mm ²	160～180	同 左	167.5	3.0	162	175	2,726
0.7%耐力 kg/mm ²	118以上	同 左	133.7	2.4	128	138	168
伸 び %	420以上	同 左	6.48	0.36	5.6	7.4	168
ね じ り 回 数 回	12以上	14以上	23.5	1.3	20	26	84
亜鉛付着量 g/m ²	300以上	同 左	350.0	16.8	312	390	84
線 径 増 加 mm	0.14以下	0.12以下	0.096	0.008	0.08	0.11	84
巻 付 回 数	φ21mmに8回以上	φ15mmに8回以上	切損なし				
直 線 性	コイル端2mの弧の高さ35mm以下。スプリングアップ5mm以下。		フリーコイル径4m以上 フリーリングリフト15cm以下。			合 格	

表-8 PE管の寸法および寸法許容差

管の種類	呼び径	外 径 mm	全厚みmm	外管厚みmm	備 考
標 準 管	147	147.0 ^{+4.3} / ₋₀	9.5±1.0	3.0±0.5	
	169	169.0 ^{+4.8} / ₋₀	11.0±1.1	3.0±0.5	
	187	187.0 ^{+5.4} / ₋₀	12.5±1.2	3.0±0.5	
オーバラップ管	171	171.0 ^{+4.6} / ₋₀	9.5±1.0	3.0±0.5	標準管147用
	196	196.0 ^{+5.4} / ₋₀	11.0±1.1	3.0±0.5	標準管169用
	217	217.0 ^{+5.9} / ₋₀	12.5±1.2	3.0±0.5	標準管187用

表-9 PE管の寸法以外の試験項目と試験結果

項 目	試験および検査項目	合否判定基準	平均値 x̄	標準偏差 a	最小値 min	最大値 max	試験数 n
引張試験	JIS K 6761に規定する2号形ダンベル状試験片を管軸方向に打抜いたものを使用し、JIS K 7113によって試験を行い、降伏引張応力を求める。 試験速度は200±20mm/minを原則として、試験温度は23±2℃とする。	降伏点応力： 190kg/cm ² 以上	210.9	6.5	202	227	48
		降伏点歪： 10%以上	22.4	2.3	18	28	48
水圧試験	長さ1mの試験片を40±2℃の水で5気圧の圧力を加え、そのまま4時間放置し、漏れなどの異常の有無を目視によって調べる。さらに試験前および試験後(圧力負荷状態)の外径を測定し、外形の変化率を算出する。	漏れなどの異常がなく、外径の変化率が3%以下であること。	1.36	0.14	1.2	1.6	16
灰分試験	JIS K 6761の6.7項に規定する方法に準じて測定する。(質量約10g)	0.07以下	0.032	0.008	0.016	0.047	48

表-10 素線の切断長精度

切断長の区分 m	切 断 長 精 度 mm			測長本数	切断本数
	$\bar{x}$	σ	R (最大値～最小値)		
70～99	0.1	0.84	6(3～-3)	1,826 (0.21)	8,832
100～129	0.1	1.01	6(3～-3)	1,513 (0.25)	6,040
130～159	0.1	1.20	8(4～-4)	2,023 (0.25)	7,816
160～200	0.0	1.49	10(5～-5)	1,476 (0.30)	4,964

注 1. 切断長精度とは計算素線長に対して実際切断長がいくらずれていくかで表わす。
2. 測長本数欄と()内は測長の頻度を示す。

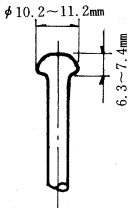


図-10 ヘッディングの形状

(4) 素線の集束

1 ケーブル分の全素線を平行に配列しながら、スペースストランドを約1 mピッチでらせん状に巻き付けた。

素線の両端部を除く素線表面には、作業性の改善と素線の防錆のために、J I S K 2 2 4 6 (さび止め油) N P - 3 相当の潤滑油を塗布した。

(5) P E 管の取付け

P E 管の内径は、スペースストランド外接円径より、8 mm 以上大きな寸法とし、束ねられた素線束上へ端部より P E 管をかぶせ、図-1 に示す構成に配列した。

(6) ソケット付け加工

ソケットへの鑄込み材は、表-11 に表すエポキシ樹脂、亜鉛粉末および鋼球を用い、ソケットおよび鑄込み材を約35℃に予熱した後、鑄込みを行った。鑄込み中は、加振機によりソケットに振動を与えて鋼球を密に充てんし、鑄込み完了後約100℃で1.5時間以上の加熱養生を行った。

これらの鑄込み作業は、すべてスイスのB B R 社の技術標準に基づき、実施された。

表-11 鑄込み材料

品 名	内 容
エ キ シ ボ 樹 脂	スイスで開発されたHiAmコンパウンドとる。
亜 鉛 粉 末	純度95%以上、平均粒径10 μ 以下のものとする。
鋼 球	直径1.0～2.0mmの球状で硬度Hv300～500のものとする。
タ ー ル エ ポ キ シ	粘度(20℃)10,000～60,000cps, 硬度(20℃)約52度(A形)伸び(20℃)約100%のものとする。

(7) ソケット近傍のケーブル防錆

鑄込み完了後、ケーブル両端部の防食を完全なものとするために、主構側はソケットからグラウト1次注入口まで、主塔側はソケットからグラウト最終排出口までの各400mmはP E 管内へ、二液混合硬化型タールエポキシを注入充てんした。

(8) ケーブル条長精度

ケーブル製作時に素線束最外層に配置したケーブル長確認用ワイヤのマーキングを利用して、ケーブル完成後マークとソケット支圧面間の距離を測定し、ケーブル条長精度の目安とした。

図-11は、ケーブル長確認のワイヤのマーク間距離を正とし、上記マークとソケット支圧面間の距離の実測値より求めたケーブル条長の精度を表したものである。いずれのケーブルも±3 mm以内であり、非常に良い精度であるといえる。

(9) ケーブルの巻取り

完成したケーブルは、胴径2.8mおよび3.2mの鋼製リールに1本ずつ巻取った。

巻取りに当っては、まず主構側ソケットをリールに固定し、主塔側ソケットをケーブル長に応じ1.5～5回転ねじった後、毎分1～3 mのゆっくりした速度で巻き

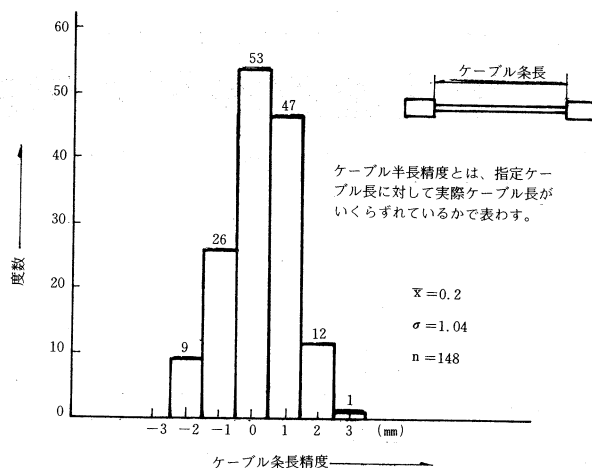


図-11 ケーブル条長精度

取った。主塔側ソケットをねじるに際しては、P E 管にねじれを入れないために、主塔側の標準P E 管とオーバーラップP E 管の重なり部分をフリーとし、すべらせた。これらの処置により平行に束ねた素線束のリールへの巻取りによる形崩れを最小限に押え、P E 管の異常変形を防ぐことができた。

4. あとがき

本橋のケーブルの製作で、7 mm亜鉛めっき鋼線についても5 mmのそれと損色のない品質のものが得られたことは、特筆すべきことである。また、防食施工については二重P E 管、高分子注入材という新技術に挑戦することになるが、この技術を確立するためにも、現場における確実な施工と、経済性への努力が望まれる。

最後に、7 mm亜鉛めっき鋼線の開発に尽力された新日鉄、神鋼の方々へ、また、防食設計の検討に貴重な実験データと知見を提供頂き、或は注入実験の実施に尽力頂いた安浪委員長、横浜国大朝倉助教授を始め各委員会委員の皆様に深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 斜張ケーブル用7 φ 亜鉛めっき鋼線試作試験結果報告書(改定版) 昭和55年11月 (株)神戸製鋼所 および 7 φ 亜鉛めっき鋼線の製造と品質 斜張橋ケーブル用7 φ めっき鋼線の試作試験 昭和55年11月 新日本製鉄(株)
- 2) 櫃石島、岩黒島斜張橋に関する検討 本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会昭和55年度報告書[別冊3] 昭和55年3月 土木学会
- 3) 岩黒島橋詳細設計概要書 昭和59年3月 本四公団第二建設局児島工事事務所
- 4) 斜張橋ケーブルの製作・輸送および架設に関する検討報告書 昭和57年3月 本四公団第二建設局 (財)海洋架橋調査会
- 5) 被覆鋼線の耐食性に関する研究 昭和58年3月 本四公団 (財)海洋架橋調査会
- 6) 同 上 昭和59年3月
- 7) ケーブルグラウト施工実験(ポリマーセメント系) 昭和60年3月 本四公団・児島工事事務所
- 8) 大型疲労試験報告書 昭和59年度 本四公団、機械化研究所

南北備讃瀬戸大橋補剛桁の溶接施工性試験

Trial Fabrication Report for South and North Bisan-Seto Bridges

坂出工事事務所 第五工事長 成井 信
Shin Narui
向島管理事務所 維持補修課長代理 平野 茂
(前)坂出工事事務所 第五工事長付 Shigeru Hirano
坂出工事事務所 第五工事長付 古家 和彦
Kazuhiko Furuya

1. まえがき

南北備讃瀬戸大橋（以下南北備讃と記す）は、児島ー坂出ルート of 海峡部最南端に位置し、南備讃瀬戸大橋（中央径間長1100m）と北備讃瀬戸大橋（同990m）からなる双子吊橋であり、連続補剛トラス形式を採用したダブルデッキ構造の道路・鉄道併用橋である。

南北備讃も、他の本四連絡橋と同様、主構部材には調質高張力鋼を使用した応力変動幅の大きい部材が多く、これらの溶接施工に関しては、厳しい品質（表－1）と精度が要求されている。主構弦材の基本的な製作方法は、大鳴門橋をはじめ岩黒島橋、櫃石島橋等の製作で検討されてきたが、南北備讃は、従来の製作方法では対処しきれないと思われる未経験な構造部材（中間支点部下弦材、ハンガーブラケット等）も有している（図－1）。したがって、これら部材の製作方法の確認をするため、表－2に示すような各種試験体を製作し、実施施工を行ううえでの製作要領および品質管理要領の妥当性の検証を行った。

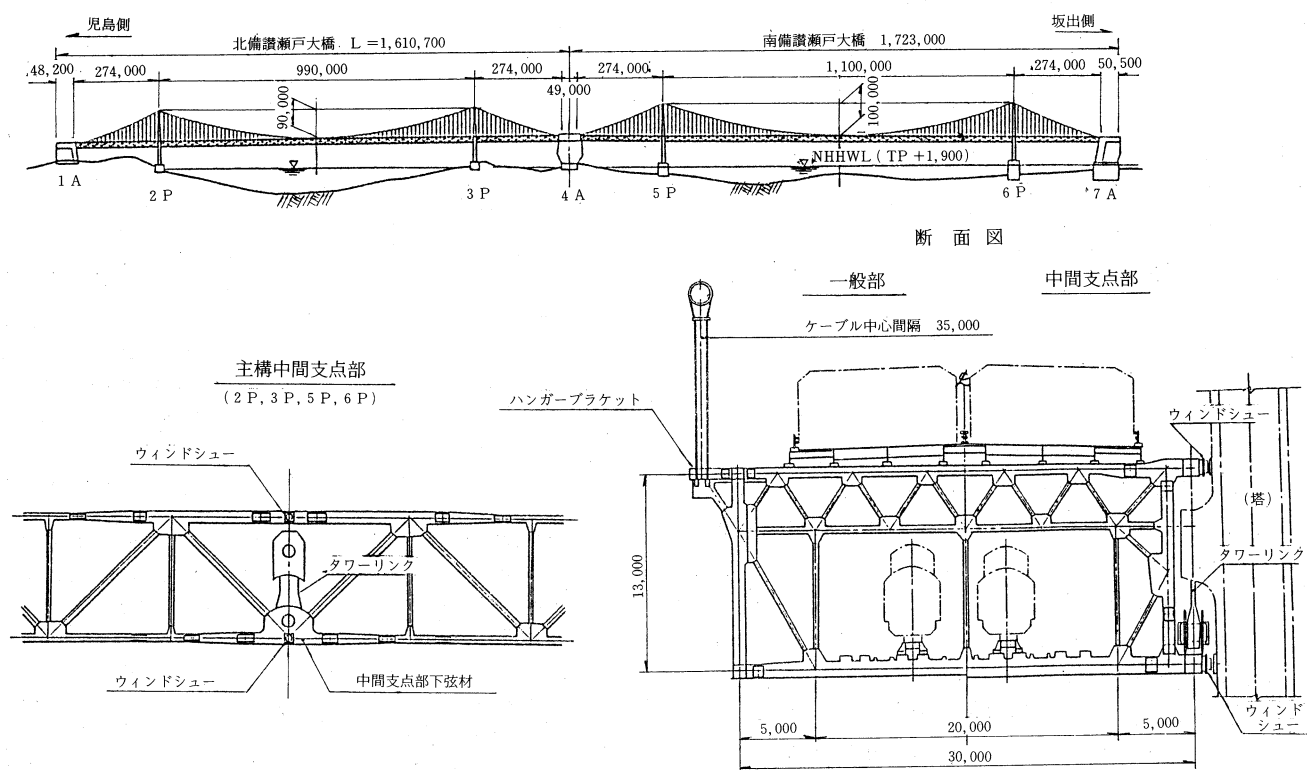
本橋では、これらの試験のうち、中間支点部下弦材試験体の製作と主構上下弦材試験体の製作について報告する。

2. 中間支点部下弦材試験体の製作

南北備讃の補剛トラスは、列車の高速走行性を考慮し

表－1 疲労設計を満足させるための溶接部の要求品質

部材等級	特 A 部材	A 部材	備 考
ブローホール (B.H.) の限界値	W 寸法 (mm)	1.5	3.0
	H 寸法 (mm)	4.0	6.0
(応力範囲) (疲労許容応力範囲)	$0.7 \leq \frac{\sigma_r}{\sigma_{fa}}$	$0.5 \leq \frac{\sigma_r}{\sigma_{fa}}$ < 0.7	σ_{fa}^B : かど溶接疲労許容応力範囲 σ_r : 応力範囲



図－1 南北備讃瀬戸大橋

表-2 南北備讃で実施した製作試験体

(単位:体)

試験体の種類		中間支点部 下弦材	主構上下弦材	主構弦材 レデュース部材	主構端支点 下弦材	一般部 ハンガー ブラケット	水平トラス部 ハンガー ブラケット	主横トラス 下弦材
製作 数量	南備讃	2	4	1	0	1	1	1
	北備讃	2	4	1	1	4	0	1
備考		← 今回の報告範囲 →						

て連続桁形式を採用しており、中間支点（搭部）ではタワーリンクで吊り下げる構造としている。そのため、中間支点部下弦材は下記のような特徴を有している。

- ① 大きな軸力（約 -4800^t 、 $+3100^t$ ）が作用する。
- ② 溶接部の要求品質が厳しい（特A部材、 $\sigma_r/\sigma_{fa}=0.95$ ）。
- ③ タワーリンクとの取り付け精度が厳しく、ピン受けプレート部に大反力（約 3800^t ）が作用する。
- ④ ウェブ外面にウィンドシューが取り付けため、弦材内面に補強ブロックを設けている。
- ⑤ 内面すみ肉溶接を施工している。

以上の点により、当該部材は本橋製作に際して、最も問題を有していると考えられた。

2.1. 主要な検討課題

中間支点部下弦材試験体の形状を図-2に示すが、その主要な検討課題は以下に示すようである。

- ① 極厚調質高張力鋼（S M58 Q、 $t=50\sim 140\text{mm}$ ）を用いたウェブプレートの板継ぎ溶接方法

- ② 内面すみ肉溶接を含む弦材かど溶接方法
 - ③ ウィンドシュー補強ブロックの製作方法
 - ④ ウィンドシュー補強ブロックの取り付けおよびトラス弦材の組立方法
 - ⑤ 主横トラス仕口部の溶接方法
 - ⑥ ピン受けプレート部のピン孔加工方法と精度
- なお、試験体の製作に先立ち、従来の施工経験をもとに、製作要領書を作成し、その中で具体的な要求精度や品質（管理目標値）を設定した。

2.2. 組立手順

試験体の組立手順の概要を図-3に示す。

まず、フランジ、ウェブ、ダイヤフラム、ウィンド

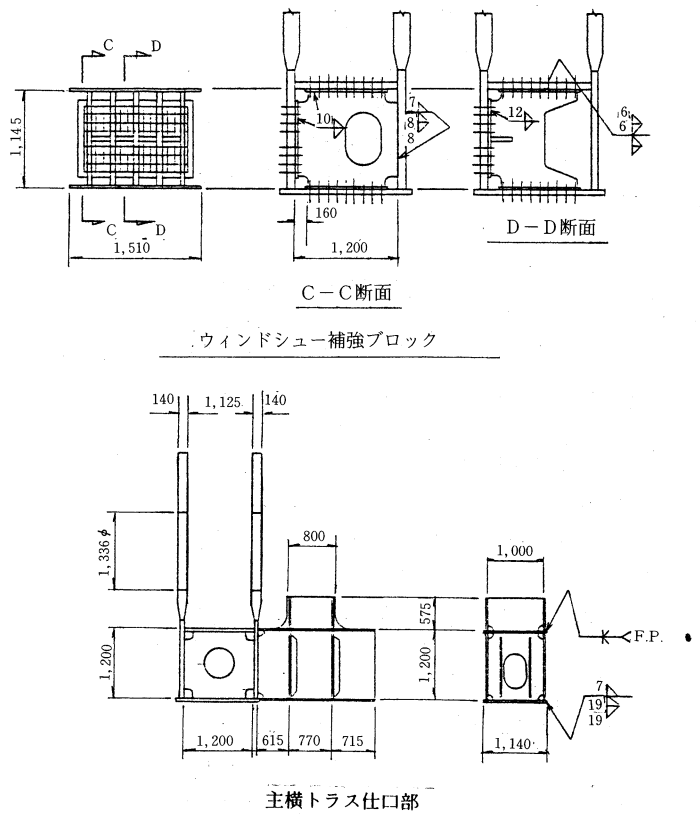
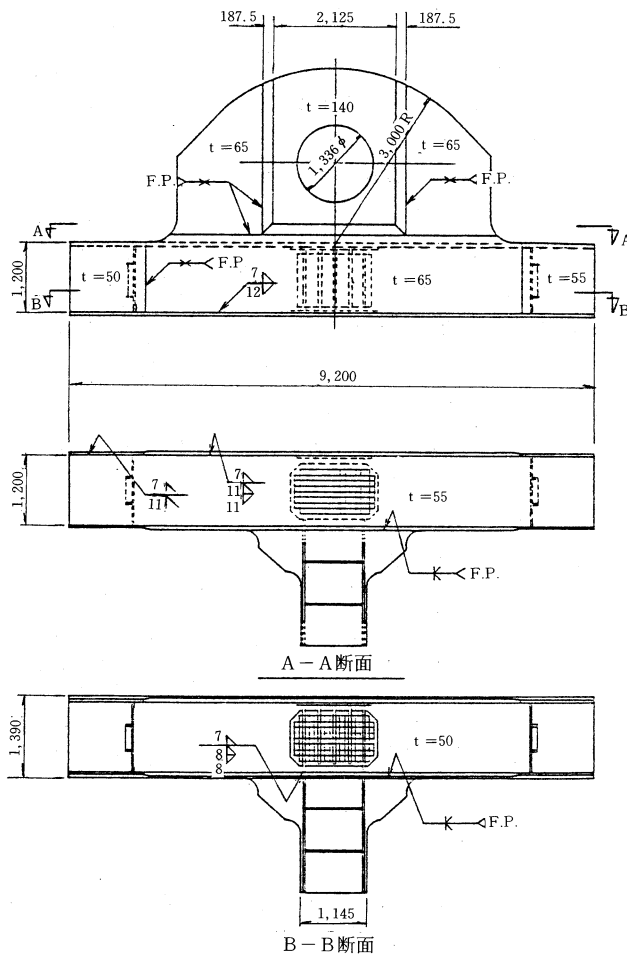


図-2 中間支点部下弦材試験体形状

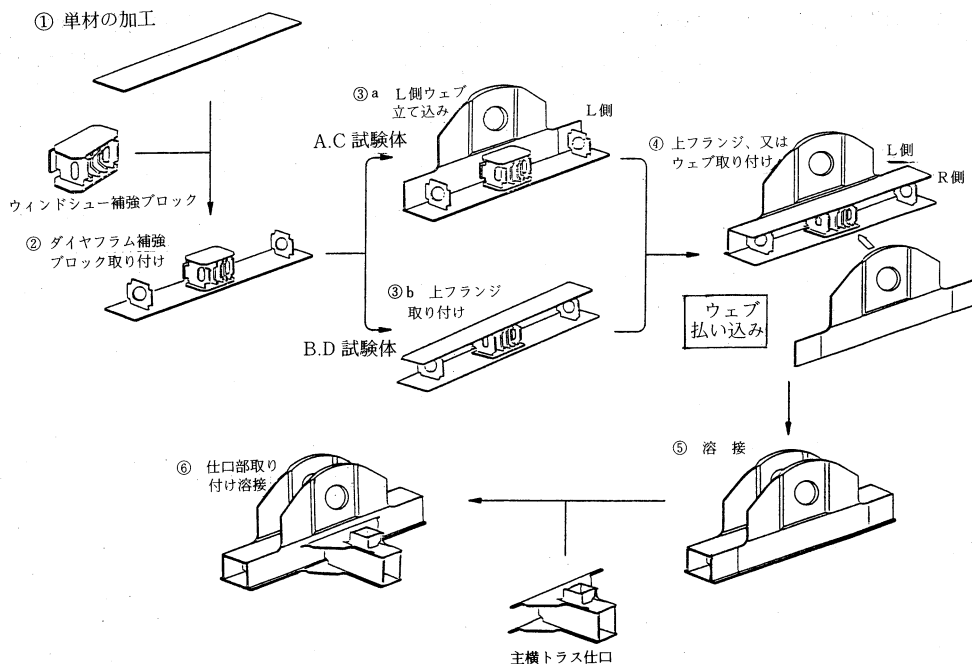


図-3 組立手順の概要

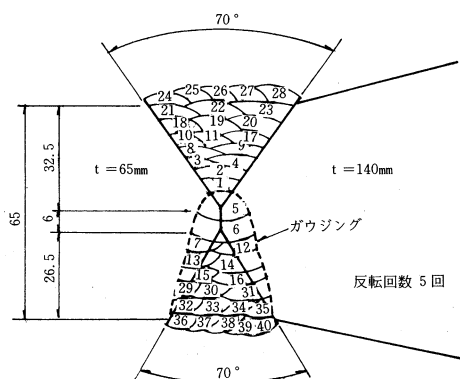


図-4 極厚板の板継ぎ溶接部積層法

シュー補強ブロック、主横トラス仕口の単材の加工をする(①)。次に下フランジ上にダイヤフラムとウインドシュー補強ブロックを取り付ける(②)。その後、A、C試験体ではL側ウェブ、上フランジの順で(③a)、B、D試験体では上フランジ、L側ウェブの順で取り付け(③b)を行う。そして、R側ウェブを払い込み(ウェブ払い込み方式 ④)、溶接する(⑤)。その後、主横トラス仕口を本体に取り付け溶接する(⑥)。

2.3. 板継ぎ溶接

板継ぎ溶接においては、溶接部の健全性はもちろんであるが、溶接によって生じる角変形の防止とその矯正が重要な課題となる。

特に、本試験体のウェブおよびピン受けプレートは極厚調質高張力鋼から構成されており、さらに縦、横の2方向に溶接継手が交差する構造となっているため、溶接による角変形が大きく生じた場合、その矯正が困難となることが予想された。そのため各々の溶接継手は何度

も反転を重ね、表裏の溶着量のバランスをとりながら溶接することによって、溶接後の角変形の防止をはかった。図-4に積層法の1例を示す。なお、仮付溶接はCO₂半自動溶接で、また本溶接はサブマージアーク溶接で行った。

この結果、溶接後の角変形量はどの継手部においても5/1000mm程度におさまり、プレスによる矯正で管理目標値(一般部1/1000mm、上フランジかど継手部0.3/500mm)以下に修正することができた。

2.4 前加工

2.4.1 切断、切削および研磨

溶接部において、ブローホール等の溶接欠陥の発生を極力抑え、所要の要求品質を得るための主要因の1つに、切断、切削および研磨等の前加工精度の向上があげられる。

図-5において、フランジとウェブの端面直角度およびルートフェイス面の平坦度を確保するため、以下の点に注意して加工を行った。

- ① 板継ぎ溶接後に二次切断を行い、溶接変形の影響を除去する。
- ② 溶接開先部の加工精度を高めるため機械切削を行う。
- ③ 自動研削装置を使用し、ルートフェイス面および端面近傍のプライマーおよびドラグラインを完全に除去する。

以上の結果、表-3に示すように管理目標値以下の精度に収めることができた。

2.4.2 上フランジ幅とダイヤフラム幅の寸法管理

かど継手溶接部からの溶着金属の垂れ込みをなくすためには、上フランジとダイヤフラムの幅寸法の相対差を管理し、ルートギャップを“0mm”指向する必要がある。そのため、A、C試験体では加工後の上フランジ幅の実測値をもとにダイヤフラム幅を決定し、またB、D試験体では上フランジ、ダイヤフラムとも機械切削加工をして寸法管理を行った。結果を表-4に示す。

2.5 ウインドシュー補強ブロックの製作

ウインドシュー補強ブロックは、中間支点部の上下弦材内に組み込まれ、ウインドシューからの反力を受ける格子状の部材であり、ブロックの構造上狭いスペース

スでの溶接作業が避けられない。そこで、実物大の模型を作り溶接作業性を検討後、図-6に示す順序で製作した。

すみ肉溶接や部分溶け込み溶接の初層は、ルート部の溶け込みを十分確保するため、MAG半自動溶接で施工し、その後、手溶接により積層し、仕上げ層はなめらかな

ビード外観を確保するため、止端形状改良棒や化粧盛棒を用いた。この結果良好なビード形状を得ることができた。

本部材は、高力ボルトと溶接によって下弦材に接合されるため、四周の接合面は下弦材のウェブ、フランジと隙間なく密着する必要がある。そこで、溶接完了後溶接歪は、さらに四周を機械切削加工で仕上げた。この結果、下弦材との接合面は隙間を生ずることなく密着させることができた。

2.6 組立

南北備讃の中間支点部下弦材は、極厚のピン受けプレートに有し、この内法寸法が上フランジ幅より狭い構造となっており、従来用いられてきた『フランジ落とし込み方式』による組立方法を採用することができない。そのため、図-3に示すように、『ウェブ払い込み方式』による組立方法を採用した。組立状況を写真-1に示す。

組立後、内面溶接を除くかど継手溶接部には、MAG半自動溶接により仮付溶接を行う。レ形かど継手およびすみ肉継手の仮付後のルートギャップ測定結果を表-5に示す。いずれの試験体においても管理目標値0.5mm以下に収めることができた。

なお、ブローホール（以下B.H.と記す）、ルート部溶接欠陥の防止や溶け込み線の不整防止をはかるため、溶接線の全長にわたり、仮付溶接間にシーリング溶接（サイズは仮付溶接に同じ）

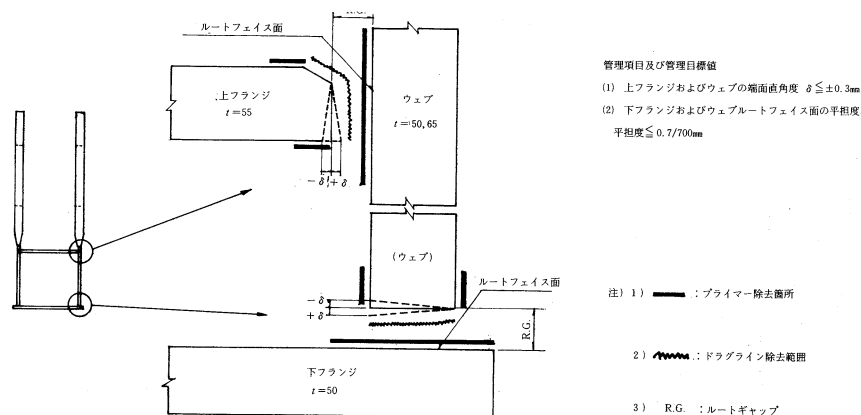


図-5 かど継手の管理基準（A試験体の例）

表-3 各試験体の前加工精度

項目	試験体	南 備 讃				北 備 讃			
		A 試験体		B 試験体		C 試験体		D 試験体	
		管理目標値	加工精度	管理目標値	加工精度	管理目標値	加工精度	管理目標値	加工精度
直 角 度	上フランジ	$\leq \pm 0.3\text{mm}$	$-0.2 \sim +0.1\text{mm}$	$\leq \pm 0.3\text{mm}$	$-0.3 \sim 0\text{mm}$	$\leq \pm 0.3\text{mm}$	$0 \sim +0.1\text{mm}$	$\leq \pm 0.3\text{mm}$	0
	ウェブ		$-0.3 \sim +0.3\text{mm}$		$-0.2 \sim +0.2\text{mm}$		$-0.1 \sim 0\text{mm}$		$-0.05 \sim +0.05$
平 担 度	ウェブ	$\leq 0.7/700\text{mm}$	$0 \sim 0.5/700\text{mm}$	$\leq 0.3/500\text{mm}$	$0 \sim 0.3/500\text{mm}$	$\leq 0.5/500\text{mm}$	$0 \sim 0.29/500\text{mm}$	$\leq 0.5/500\text{mm}$	$0 \sim 0.3/500\text{mm}$
	下フランジ		$0 \sim 0.5/700\text{mm}$		$0 \sim 0.3/500\text{mm}$		$0 \sim 0.22/500\text{mm}$		$0 \sim 0.3/500\text{mm}$
開 先 形 状	開先深さ	$12 \begin{matrix} -0.5 \\ +1.0 \end{matrix} \text{mm}$	$12.0 \sim 12.5\text{mm}$	$11 \begin{matrix} -0 \\ +2 \end{matrix} \text{mm}$	$11.0 \sim 11.7\text{mm}$	$10 \begin{matrix} -0 \\ +1.0 \end{matrix} \text{mm}$	$10 \sim 11\text{mm}$	$10 \begin{matrix} -0.5 \\ +1.0 \end{matrix} \text{mm}$	$9.7 \sim 10\text{mm}$
	開先角度	$60^\circ \pm 2^\circ$	60°	$60^\circ \pm 2.5^\circ$	$60^\circ \sim 60.25^\circ$	$60^\circ \pm 2^\circ$	$58^\circ \sim 60.9^\circ$	$60^\circ \pm 2.5^\circ$	60°

注 ※ $\leq 0.7/700\text{mm}$ とは、700mmのストレッチャーをあてた場合、最大隙間が、0.7mm以下であることを示す。

表-4 上フランジ幅とダイヤフラム幅の寸法管理

南 備 讃		北 備 讃	
A 試 験 体	B 試 験 体	C 試 験 体	D 試 験 体
上フランジ幅をダイヤフラム幅に反映した。	上フランジ、ダイヤフラムとも機械加工するため、上フランジ 設計値 ±0.3mm ダイヤフラム 設計値 +0 -0.3mm を管理目標とした。	上フランジ幅をダイヤフラム幅に反映した。	上フランジ、ダイヤフラムとも機械加工するため、上フランジ 設計値 ±0.5mm ダイヤフラム 設計値 ±0.3mm を管理目標とした。
実測値	実測値	実測値	実測値
上フランジ幅： +0.6～0.9mm	上フランジ幅： +0.08～-0.18mm	上フランジ幅： +0.7～+1.3mm	上フランジ幅：-0.2mm
ダイヤフラム幅： +0.1～+0.4mm	ダイヤフラム幅： -0.15～-0.26mm	ダイヤフラム幅： +0.4～+1.0mm	ダイヤフラム幅： -0.2mm

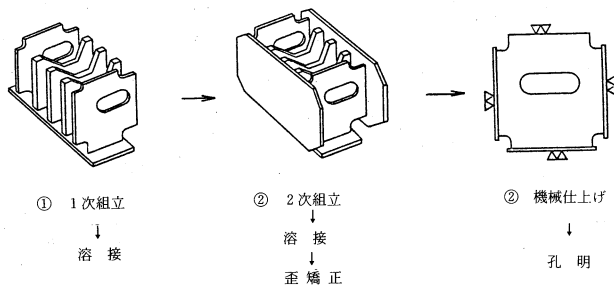


図-6 ウィンドシュー補強ブロックの製作順序

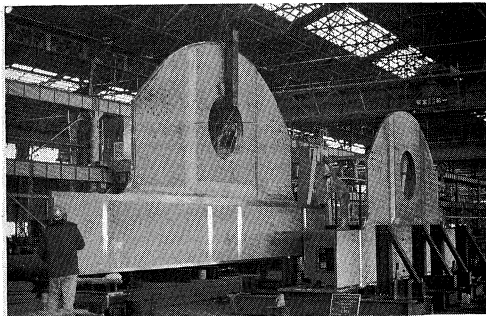


写真-1 組立状況

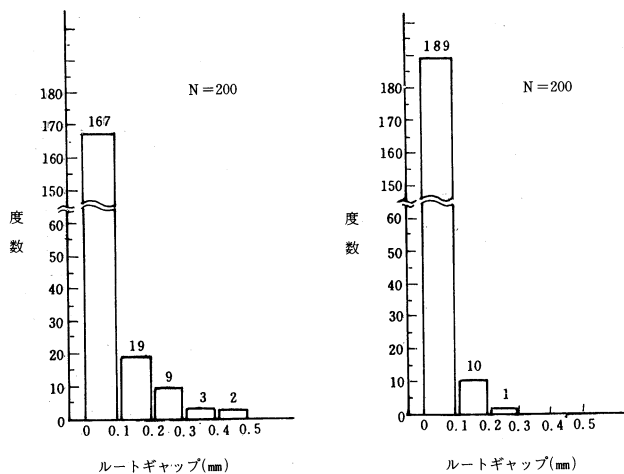


表-5 かど継手部のルートギャップ測定結果 (4試験体の合計)

を実施した。

2.7 かど溶接

溶接は外面かど溶接 (レ形溶接、すみ肉溶接) を先に、その後内面すみ肉溶接の順序で、前者はサブマージアーク溶接法により、また後者はMAG自動溶接法 (ミグトレイン) により実施した。

溶接に際しては、溶け込み線の不整防止、ルート部の溶接欠陥の防止を図るため、次の点に注意施工した。

- (1) サブマージアーク溶接の電源はクレーン等とは別系統にし、十分な容量を有するものを使用した。また一部の工場では電流制御器を用いる等の対策を講じた。
- (2) 内面すみ肉溶接の実施に際しては、開先内へのごみ、ほこり等の異物混入を防ぐため、スパーサーを介してテープ等で養生を行った。また一部の工場では、MAG溶接装置の電源にスパッター

発生により少ないパルス電源を用いて施工した。

なお、ダイヤフラムおよびウィンドシュー補強リブのスカーラップ形状は、内面すみ肉溶接に使用するミグトレイン (断面寸法150mm×150mm) がスムーズに走行できるように、160mm角の形状とした。

2.8 主横トラス仕口部の製作

主横トラス仕口部は、図-3に示すように予め溶接組みして、主構部下弦材のかど溶接終了後取り付けした。

この仕口部のウェブとフランジの溶接は、上フランジ側を完全溶け込み溶接により、また下フランジ側を外面からの片側部分溶け込み溶接および内面すみ肉溶接で行った。この結果、下フランジ側は上フランジ側に比べ溶着量が多く、しかも溶着金属が、ウェブ板中心に対して偏心しているため、溶接歪による大きな変形が生じた (図-7)。このため、実橋製作にあたっては、この溶接継手を図-8に示すように、部分溶け込み溶接より溶着量が少ない完全溶け込み溶接に変更することにし、詳細設計に反映した。

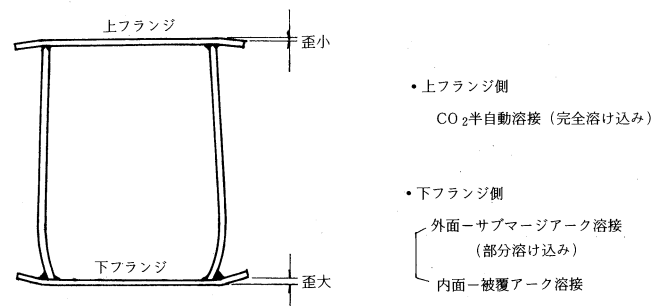


図-7 主横トラス仕口部の溶接歪

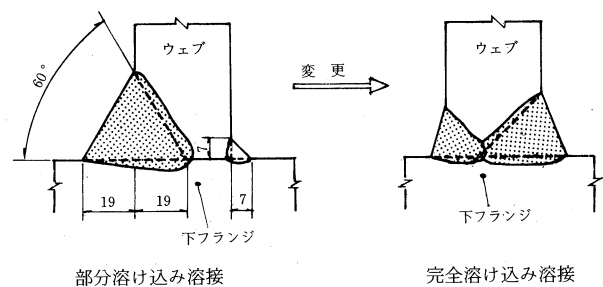


図-8 溶接継手の変更

2.9 ピン孔の機械加工

全ての溶接が完了し、溶接歪の修正を行い、製作精度が管理目標値以内であることを確認した後、横中ぐり盤を使用してピン孔の機械切削加工を行った。加工時にピンプレートのブレが発生すると、ピン孔の機械加工精度が低下するため、相方のピンプレートを拘束材で固定し、ブレ発生の防止を図った (写真-2)。

2.10 試験体製作精度

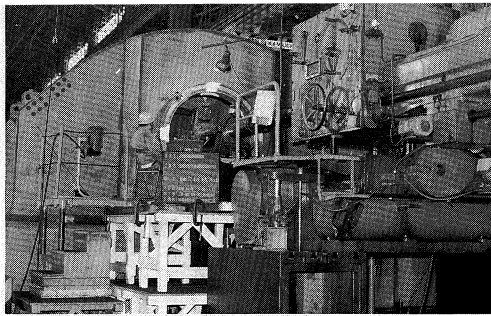


写真-2 ピン孔の加工

断面寸法が大きく、板厚も厚いため溶接後の橋軸方向の歪（そり、大曲り、ねじれ等）はほとんど発生しなかった。また、ウェブと上フランジとのレ形溶接とすみ肉の増し盛り溶接により、ピン受けプレート部に最大25mm（約4/1000mmに相当）の内倒れ量が発生したが、外面から線状加熱をすることにより良好な精度に矯正できた。

矯正後の、断面諸寸法を測定した。測定結果の1例を表-6に示す。

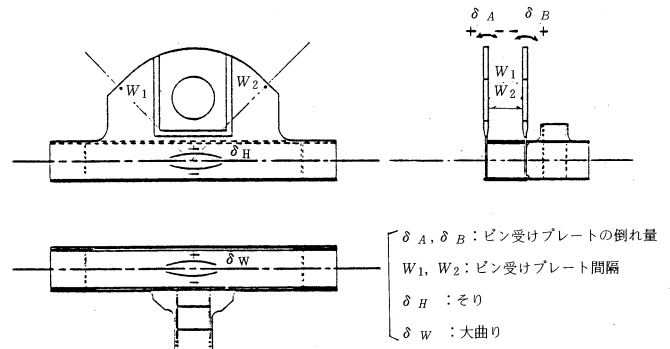
2.11 超音波探傷検査および破壊試験

2.11.1 超音波探傷検査と破面試験

かど溶接完了後、内面すみ肉溶接を含むかど溶接部全線にわたって自動超音波探傷検査（以下AUTと呼ぶ）を実施した。また破面試験片は、予め定めた位置およびAUTで異常が認められた箇所より採取した。

表-6 中間支点部下弦材試験体製作精度

南 備 讃		北 備 讃	
A試験体	B試験体	C試験体	D試験体
$\delta_H = -0.5\text{mm}$	$\delta_H = -0.5\text{mm}$	$\delta_H = 0$	$\delta_H = -0.7\text{mm}$
$\delta_W = +0.5\text{mm}$	$\delta_W = +1.5\text{mm}$	$\delta_W = -1.0\text{mm}$	$\delta_W = +0.9\text{mm}$
$\delta_A = -0.5\text{mm}$	$\delta_A = -0.5\text{mm}$	$\delta_A = -0.1\text{mm}$	$\delta_A = +2.0\text{mm}$
$\delta_B = +2.0\text{mm}$	$\delta_B = +1.5\text{mm}$	$\delta_B = -0.5\text{mm}$	$\delta_B = +1.0\text{mm}$
$W_1 = +0.8\text{mm}$	$W_1 = -1.5\text{mm}$	$W_1 = -1.3\text{mm}$	$W_1 = -1.0\text{mm}$
$W_2 = +0.9\text{mm}$	$W_2 = 0$	$W_2 = -1.0\text{mm}$	$W_2 = 0$



AUT、破面試験とも、特A部材としての要求品質を超える大きなB.H.は認められず、良好な品質を得ることができた。

表-7および図-9に破面試験結果を、図-10、11にAUTと破面試験結果との比較を示す。

表-7 破面試験結果（4試験体の合計）

溶 接	ブローホール (B.H.), スラグ巻込					溶込不整	たれ込み	すり傷
	領域Ⅰ	領域Ⅱ	領域Ⅲ	領域Ⅳ	領域Ⅴ			
外面レ形かど溶接	1コ	0	0	0	0	1か所	2か所	なし
外面すみ肉かど溶接	1コ	0	0	0	0	なし	なし	なし
内面すみ肉溶接	15コ	22コ	0	0	0	5か所	なし	なし
合 計	17コ	22コ	0	0	0	6か所	2か所	なし

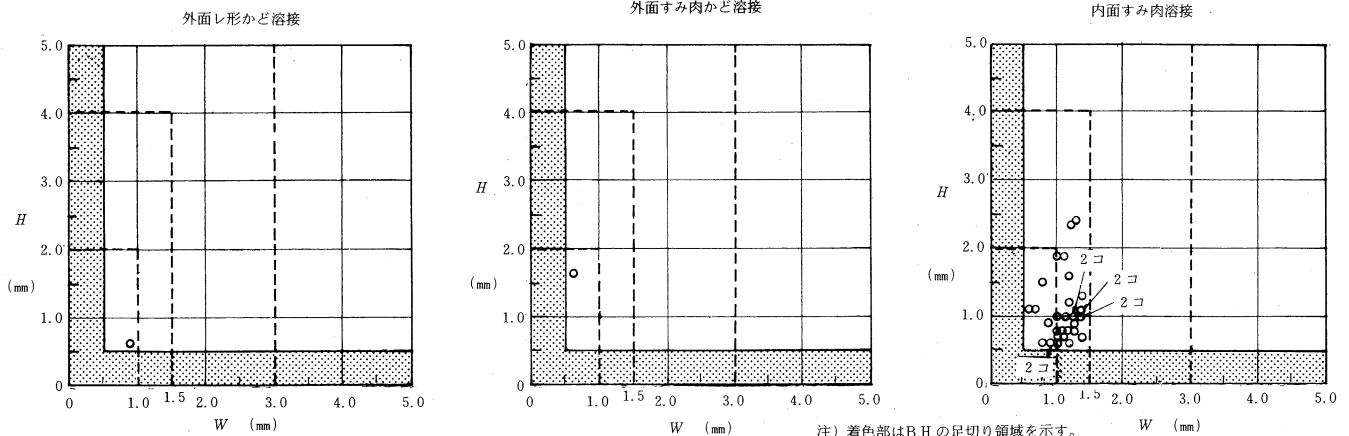
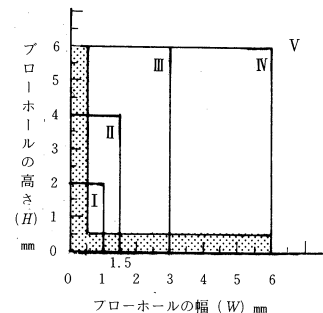
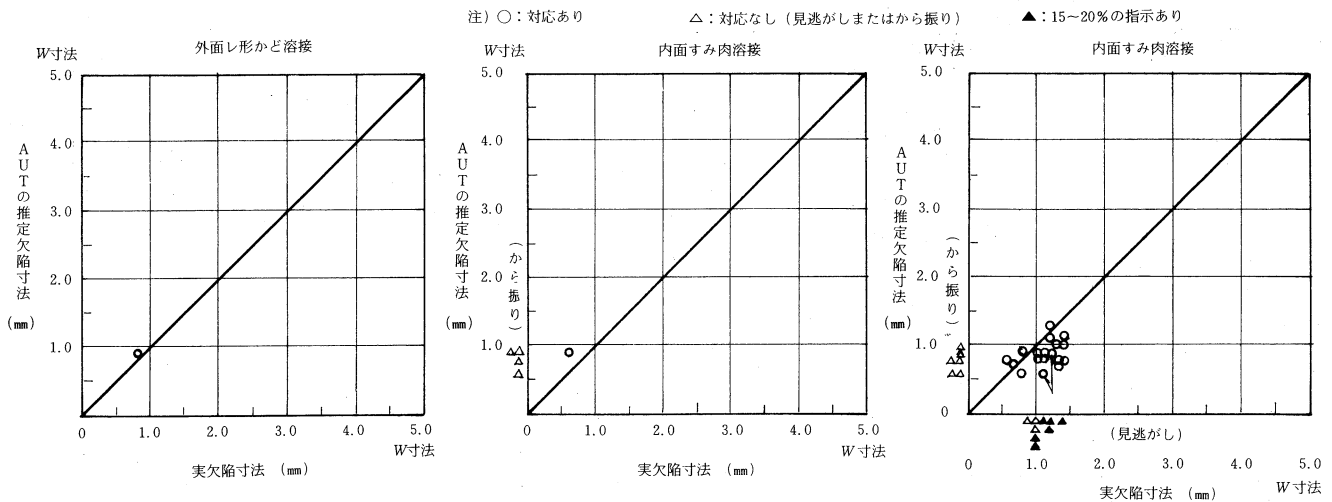
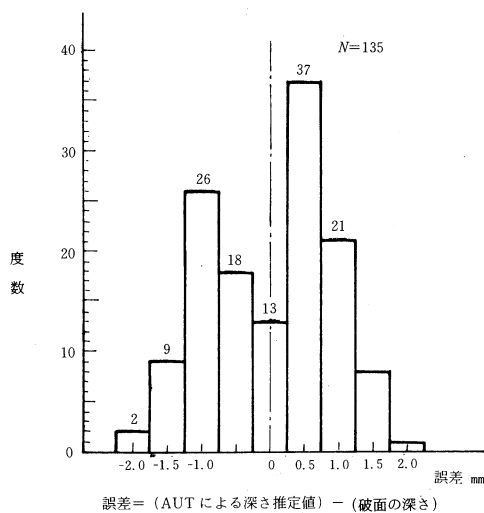


図-9 破面試験結果（4試験体の合計）



図一10 推定欠陥と実欠陥の比較（4試験体の合計）



図一11 超音波探傷検査結果と破面試験結果（溶込み深さ）の比較

図表に示すように、内面すみ肉溶接で微小B.H.が数多く発生しているが、調査の結果、これは主に次の原因によるものと考えられる。

- ① 養生スパーサーとして木材を使用したのが、木材に含まれていた水分により、溶接前に開先部に錆を生じていた。
- ② ミグトレインのケーブル供給巻き取り装置の径が小さく、溶接ワイヤーの送給が不安定となった。

なお、直径が0.5mm以下のB.H.はAUTでの識別が困難（材料の偏析、溶け込み線の不整またはB.H.の識別が確実にできない。）であり、要求品質上も問題にならない大きさであるため、図一9に示すように『足切り領域』として取り扱った。

また、図一10に示す『見逃し』とは、破面試験によってB.H.が確認されたもののAUTでは指示エコーが小さかったり（▲印）、全くエコー指示がないためB.H.として判定できなかった場合である。『から振り』とは、AUTではB.H.の内在を判定したものの、破面試験ではそれが確認できなかった場合を示すものであるが、いずれにおいても要求品質上問題にならない大きさの

B.H.であった。

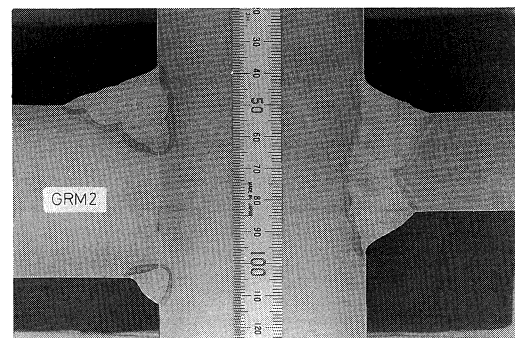
2.11.2 断面マクロ試験

かど溶接部の断面マクロ試験結果を、写真一3に示す。溶接部はワレ等の有害な欠陥は認められず、また仮付溶接およびシーリング溶接は、本溶接の際十分に再溶融されており、健全な品質であることが確認された。

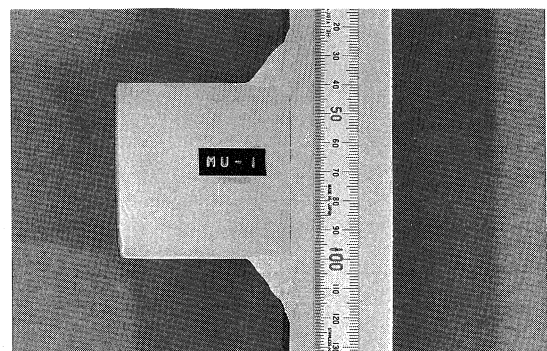
また、ウインドシュー補強ブロック溶接部の断面マクロ試験結果を写真一4に示すが、この部分の溶接も健全な品質であることが確認された。

2.11.3 継手性能試験

板厚65mmと140mmの板継ぎ溶接部の継手性能試験結果を表一8に示すが、引張り試験、側曲げ試験および衝撃

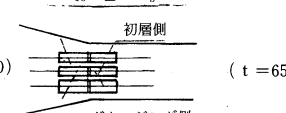


写真一3 主横仕口取り付け側上フランジ付近の溶接



写真一4 補強ブロック中間リブ溶接部のマクロ写真

表-8 継手性能試験結果

項 目	試験片番号	A試験体	B試験体	C試験体	D試験体	判 定 基 準
引 張 試 験 (T)	T-1	69.8 kg/mm ²	66.7 kg/mm ²	69 kg/mm ²	71 kg/mm ²	T=56~71 kg/mm ²
	T-2	70.2 kg/mm ²	66.2 kg/mm ²	70 kg/mm ²	71 kg/mm ²	
側 曲 げ 試 験	S-1	異常なし	異常なし	異常なし	異常なし	原則としてきれつが生じてはならない。
	S-2	異常なし	異常なし	異常なし	異常なし	
衝 撃 試 験 (vE-10) -10℃ Vノッチシャル ピー吸収エネルギー	SI1~3	平均 11.4 kg・m	平均 9.3 kg・m	平均 10.8 kg・m	平均 10.3 kg・m	$vE-10 \geq 4.8 \text{ kg} \cdot \text{m}$ 
	SM1~3	平均 9.3 kg・m	平均 7.6 kg・m	平均 8.2 kg・m	平均 7.4 kg・m	
	SO1~3	平均 10.2 kg・m	平均 11.7 kg・m	平均 10.5 kg・m	平均 10.9 kg・m	
マ ク ロ 試 験	B M	異常なし	異常なし	異常なし	異常なし	欠陥があつてはならない。

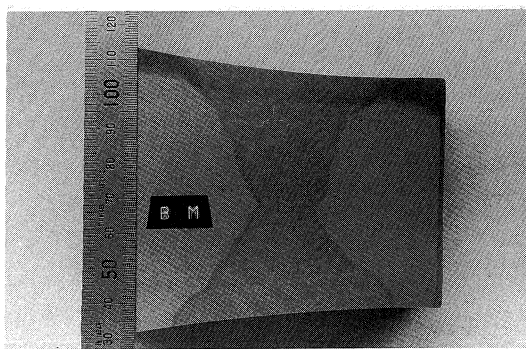


写真-5 極厚板の板継ぎ溶接部のマクロ写真

試験のいずれにも異常は認められなかった。写真-5に同継手部のマクロ写真を示す。

2.12 中間支点部下弦材試験体製作のまとめ

以上述べてきたように、中間支点部下弦材試験体の製作を通じ、これらの製作要領、品質管理要領等は基本的には妥当であることが確認された。組立方法として採用した『ウェブ払い込み方式』は、ダイヤフラムの外周溶接をするために箱断面形成後部材内に作業が入ることのできる構造物にしか適用できないが、フランジの落し込み作業がないためすり傷の発生もなく、作業性も良好であり非常に有効な組立方法であった。

なお、AUTおよび破面試験によって確認された内面すみ肉溶接の微小B.H.や溶け込み不整等については、下記の対策を行うことにより改善できるものと考えられる。

- ① 開先部の発錆を防止するため、養生用スペーサーは、吸湿しないアルミ材等の金属材料を用いる。
- ② ミグトレインのワイヤー送給性を安定させるため、ケーブル巻き取り装置の直径を大きくし、(約3.0m)ケーブルの中間支持用に受け台車を使用する。

3. 主構上下弦材試験体の製作

3.1 試験目的および対象部材

南北備讃の調質高張力鋼を使用した主構上下弦材は、

前述のように、そのかど継手に対し特別な要求品質が付加されている。そこで、実橋の製作にあたって、これらの要求品質を十分確保できるようにするために、主構上下弦材の試験体を製作し、材料、前加工、組立、溶接などの各施工段階において、製作要領および品質管理要領が適切であるかどうかを検討した。

試験体の対象部材として、各施工会社の製作範囲の中で、製作上最も問題点を有しており、要求品質の特に厳しい特A部材を選定した。過去に同種の施工性試験と実施工の経験のある工場については、この試験を免除したので南北備讃瀬戸大橋補剛桁製作工事における主構上下弦材試験体の製作数は8体となった。

3.2 試験体形状および組立手順

8体の試験体の代表的な1例を図-12に示す。また、これら試験体の組立手順の概要図を図-13に示す。同図右側は、ダイヤフラムの外周溶接をするために、箱断面形成後弦材内に作業が入ることのできる構造物に適用され、中間支点部下弦材と同様に『ウェブ払い込み方式』による組立方法を示すものである。また同図左側は、従来から用いられてきた『フランジ落し込み方式』による組立方法を示す。

3.3 前加工

部材の前加工精度は、前述の中間支点部下弦材と同等の品質が必要であり、切断、切削および研磨に際しては、かど継手部の直角度、平坦度の精度や清浄度が管理目標値を満足するように十分注意して施工した。かど継手の端面加工、開先加工はガス切断、機械加工あるいは両者の併用で行い、その後自動研削装置で研磨を行った。加工精度はいずれも管理目標値を満足していた。

3.4 組立

組立は、『ウェブ払い込み方式』または『フランジ落し込み方式』を採用したが、仮付溶接後のルートギャップはどの試験体においても管理目標値0.5mm以下にすることができた。

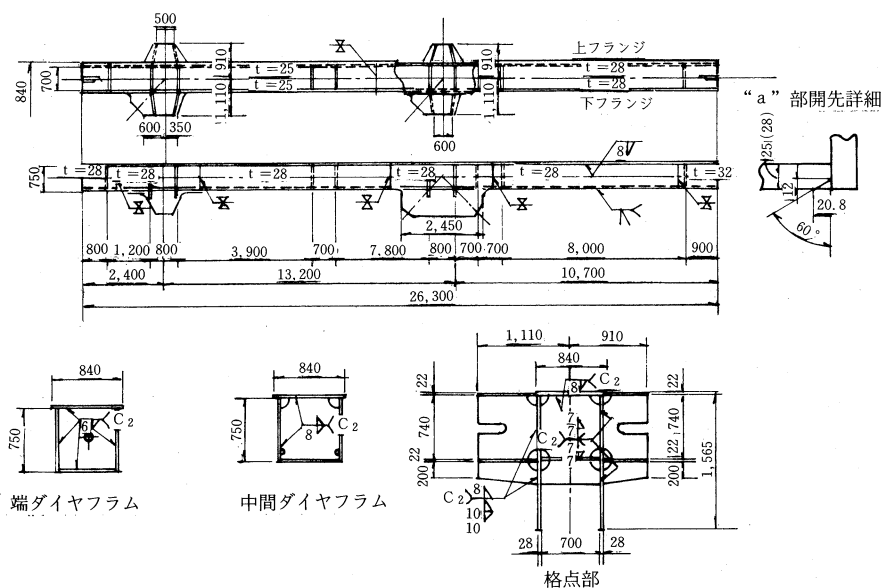


図-12 主構上弦材試験体

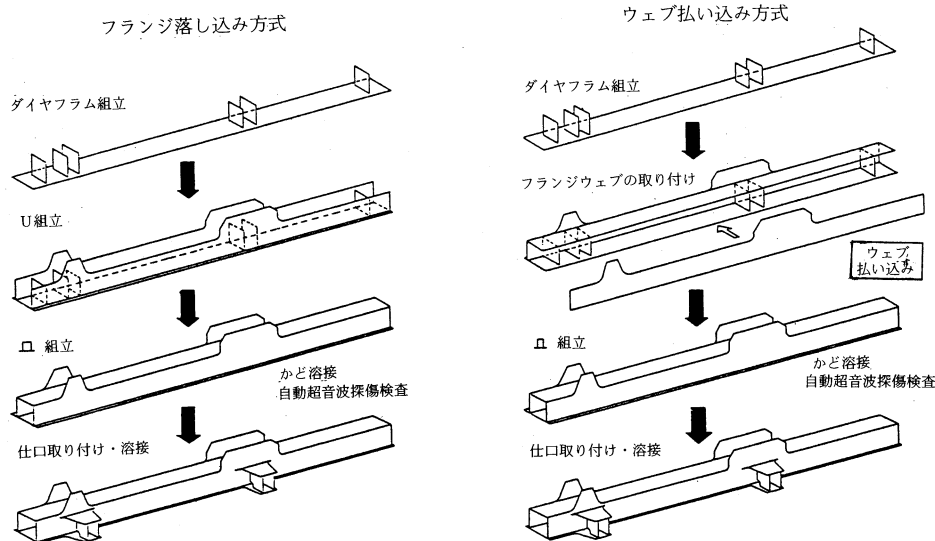


図-13 組立手順

『フランジ落とし込み方式』による組立方法を採用した場合は、以下の点に留意し施工した。

- ① ダイヤフラムの溶接によって生じるウェブのやせ馬等の溶接歪の防止とその矯正を十分に行う。
- ② 主構上下弦材長が26.2mと長く、フランジ落とし込み作業が容易でないため、マグネットクランプを用いて多点吊りし、パイプのコロを用いて順次落とし込みを行うなどの方法により、すり傷発生防止をはかる。
- ③ 落とし込みフランジとH形組立部材の平面曲りおよび幅寸法の相対差を十分管理して施工する。

3.5 かど溶接

外面レ形かど溶接および外面すみ肉かど溶接はいずれもサブマージーク溶接で施工した。なお、本溶接に先立つ仮付溶接およびシーリング溶接はMAG半自動溶接

で施工した。

溶接に際しては、B.H.等の溶接欠陥の防止、均一な溶け込み線の確保を図るため以下の処置を施し要求品質を満足するよう努めた。

- ① 仮付溶接後、全長にわたりシーリング溶接を行い、かど継手内への異物混入の防止を図るとともに、仮付、シーリング溶接が本溶接時に完全再熔融されるよう、のど厚の管理を十分に行った。
- ② 溶接ワイヤのねらい位置の安定化のため、ならい位置とねらい位置のオフセット量を“0”とし、ならいのタイムラグをなくし、板厚変化部でも十分対応できるような改良形ならい装置を使用した(図-14)。
- ③ 溶接電源の安定化を確保するため、クレーン等とは別系統の受電設備を使用し、他の設備の稼働に伴う溶接電源への影響の排除に努めた。

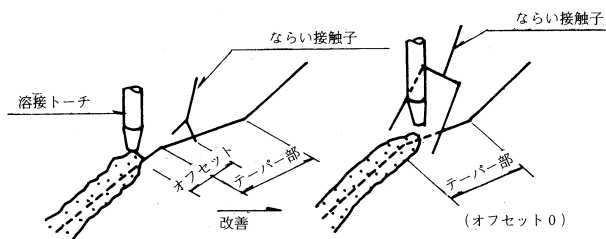


図-14 ならい装置の改善例

3.6 部材精度 試験体製作完了後、そり、大曲り、ねじれ等について測定した結果、どの試験体も管理目標値を満足しており、良好な精度が得られた。

3.7 AUTと破面試験

AUTおよび破面試験では、特A部材としての要求品質を超えるようなB.H.は認められなかった。破面試験

の結果を表-9、図-15に示す。3体の試験体において、フランジ落し込み作業につけたすり傷が広範囲にわたって認められた。

表-9 破面試験結果（8試験体の合計）

溶 接	ブローホール(B.H.)スラグ巻込					溶込不整	たれ込み	すり 傷
	I	II	III	IV	V			
外面レ型 かど溶接	15コ	5コ	0	0	0	1か所	3か所	21か所
外面すみ肉 かど溶接	13コ	2コ	1コ	0	0	なし	なし	なし
合 計	28コ	7コ	1コ	0	0	1か所	3か所	21か所

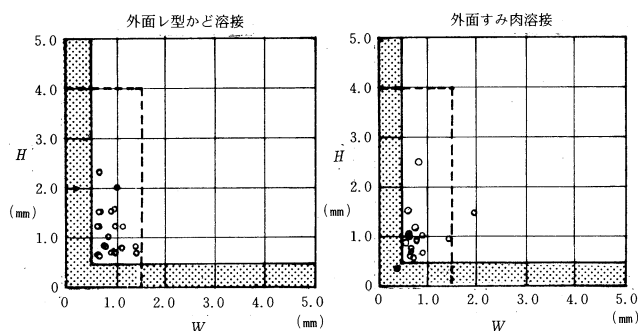


図-15 破面試験結果（8試験体の合計）

3.8 主構上下弦材試験体製作のまとめ

主構上下弦材試験体の製作を通じ、これらの製作要領や品質管理要領等は基本的に妥当であることが確認された。今回採用した『フランジ落し込み方式』と『ウェブ払い込み方式』の組立方法の違いによる両者における品質の有意差は特に認められなかった。しかし、いずれの方法を採用する場合でも、板継ぎ溶接部の角変形、板厚の目違い、余盛り部の仕上げ等の精度は、かど継手部のルートギャップ $\leq 0\text{ mm}$ （密着を意味する）指向するうえで重要な因子であり、これら個別の管理を十分に行う必要がある。

フランジ落し込み中に発生したすり傷は、落し込みフランジ幅とダイヤモンド幅寸法を十分管理する、ウェブのやせ馬の矯正を行う、落し込みをより慎重に行う等の対処をすることによって防止できるものと考えられる。

また、自動研削機で研磨する場合、コンタクトホイールのゴム硬度が低いと、端面に丸み（0.2mm）を生じ、これによるB.H.の発生も確認された。実施工にあたっては硬度の高いコンタクトホイールを使用し、さらに直角度を十分管理することによって、欠陥発生を防止できるものと考えられる（図-16）。

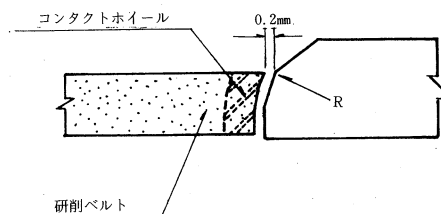


図-16 フランジ端面の肩落ち

4. あとがき

以上の試験体の製作を通じて、本橋のような特殊な構造を有する部材の製作においても、表-1に示した溶接部の要求品質を満足することが確認できた。さらに、南北備讃補剛桁の製作要領および品質管理要領がほぼ適切であることも確認できた。

本文中で述べた一部の問題点は、施工方法の改善や詳細設計の部分的な変更により解決できるものである。

以上の試験体製作から得られた貴重なデータをもとに、実施工では品質の良い部材が製作される事が期待される。

最後に、御指導頂いた「海洋架橋調査会・本州四国連絡橋製作検討委員会、委員長 奥村敏恵 東大名誉教授」の委員の方々に感謝の意を表します。

南備讃瀬戸大橋塔製作・架設

Fabrication and Erection of Minami-Bisan Seto Bridge Towers

第二建設局 計画第二課長
(前)坂出工事事務所 第一工事長
坂出工事事務所 第一工事長
坂出工事事務所 第一工事長付

山中 鷹志
Takashi Yamanaka
林 義信
Yoshinobu Hayashi
金崎 智樹
Tomaki Kanazaki

1. まえがき

南備讃瀬戸大橋は、本州四国連絡橋・児島～坂出ルートに属し、与島と番ノ州間の備讃瀬戸をまたぐ2つの吊橋のうち、南側に位置する三径間連続吊橋である。橋長および中央径間長は、それぞれ1723m、1100mであり、桁下は65m確保されている。補剛桁の上路部は4車線の自動車専用道路として、下路部は当面鉄道在来線複線として供用される(図-1)。

架橋地点は、瀬戸内海の主航路であるため船舶の往来が激しく、航行船舶への安全を最重点に建設が進められている。また、瀬戸内海国立公園内での工事であることに留意し、環境保全に努めている。

昭和60年8月に塔架設工事が竣工したので、ここに塔の製作および架設工事の概要を報告するものである(写真-1)。

2. 工事の概要

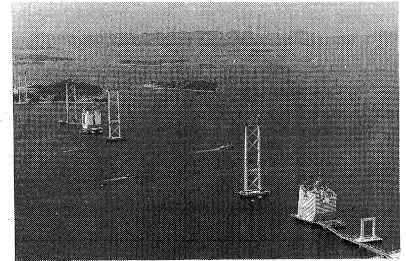
2.1 塔の構造

塔の構造を図-2に示す。本橋は4Aから7Aに向かって約1%の下り勾配となっているため、塔の高さに約9mの差がある。5Pおよび6Pの塔の高さは、それぞれ180m、171mであり、また鋼重は、それぞれ9500t、9000tである。

塔は、ケーブルからの巨大な荷重を塔頂で受け、塔基部でアンカーボルトにより固定された橋脚に荷重を伝達するように設計されている。このため、塔を鉛直に架設することが最も重要となる。また、継手部は所定のメタルタッチ以上になるように設計上考慮している。

写真-1

完成した塔



本塔は、さらに次のような特徴がある。

- ① 塔柱を内側に1.3%傾斜させ、連続補剛トラス桁の空間を確保した。
- ② 塔架設クレーンの能力を考慮して、塔柱を18段に分割し、さらに各段を3つのセルに縦分割して最大部材重量を125t程度に押えた。なお、荷重の伝達機構上、塔基部(第1段)と塔頂部(第18段)は3セル一体構造とした。
- ③ 中間支点ウインドシューを補剛トラス上下弦材に取付け、風や地震による横方向反力を直接塔柱に伝達させる構造とした。
- ④ 吊橋完成時のケーブル荷重および塔自重(片塔柱当り約35,000t)による弾性圧縮を考慮し、5Pおよび6Pでそれぞれ129mm、124mm高くなるように製作した。

2.2 架設工法

吊橋主塔の架設工法としては、

- ① クリーパークレーンを用いる工法
- ② タワークレーンを用いる工法
- ③ 大型起重機船を用いる工法

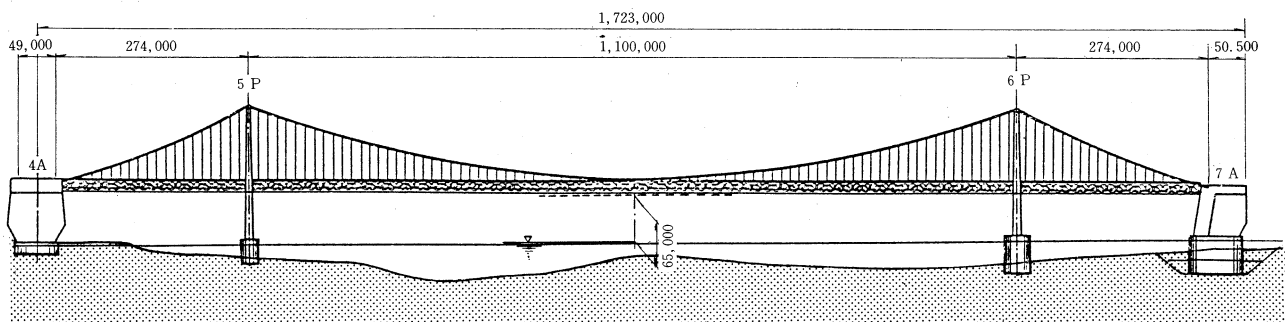


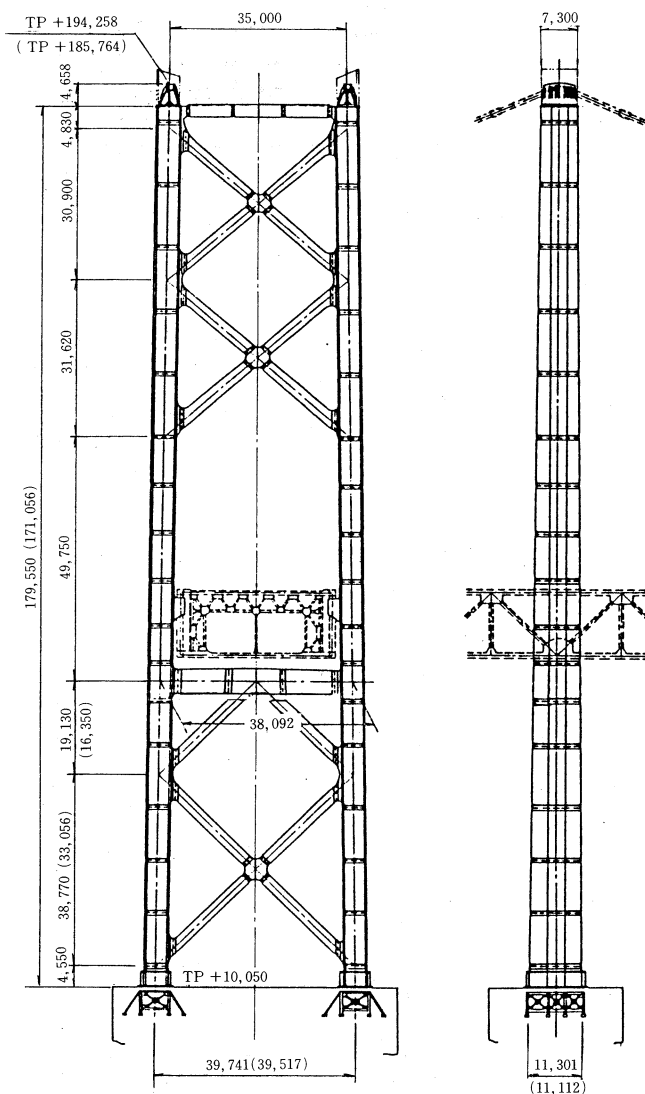
図-1 南備讃瀬戸大橋全体図

などがある。

本工事では、現地の条件、全体工程等を考慮して、5 P側はワイヤー迫上げ方式によるクリーパークレーン工法を採用し、6 P側はタワークレーン工法とした。

長大吊橋の塔架設工事に使用したクレーンの比較を表ー1に示すが、クリーパークレーン工法が一般的になっている。

2.3 工事工程



図ー2 南備讃瀬戸大橋塔一般図

塔工事の実施工程を表ー2に示す。

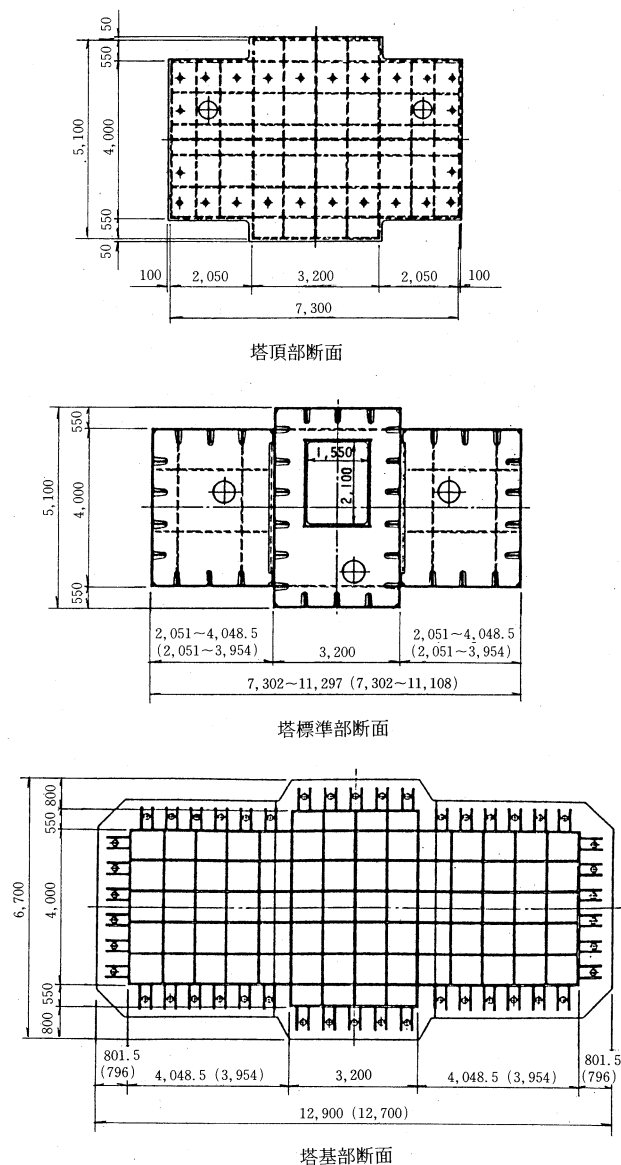
塔工事は、三菱重工業（株）が5 P側を、石川島播磨重工業（株）が6 P側を担当した。

3. 製作

3.1 製作手順

塔製作の手順を図ー3に示す。

ブロック添接部の孔明は、部材切断時、パネル組時、セル組立時、大ブロック組立時および仮組立時の5段階



表ー1 塔架設クレーン能力

橋梁名	単位	南備讃瀬戸大橋			北備讃瀬戸大橋		下津井瀬戸大橋		大鳴門橋		因島大橋		関門橋		
クレーン諸元		5 P		6 P	クリーパークレーン	水切クレーン	クリーパークレーン	水切クレーン	クリーパークレーン	水切クレーン	クリーパークレーン	水切クレーン	2 P		3 P
		クリーパークレーン	水切クレーン	タワークレーン									クリーパークレーン	水切クレーン	タワークレーン
定格荷重	ton	130	136	135	114	120	105	105	86	90	55	55	55	55	60
作業半径	m	28	24	60	28	24	25	22	28	17.5	20	25	20	25	35
揚程	m	204	35	182.5	198	43.6	155	40.5	144	39.7	160	30	150	30	144

表-2 塔工事実施工程

工事内容		年 月	57 年					58 年												59 年												60 年								
			8	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	2	3	4	5	6	7	8	
製作工事	詳細設計																																							
	原寸加工																																							
	仮組立																																							
	塗装(上塗仕上げ)																																							
架設工事	5 P	橋脚上面仕上げ																																						
		仮設備																																						
		塔部材架設																																						
		塗装(継手部及び補修部)																																						
		塔内エレベータ設備																																						
		塔内電気設備																																						
	6 P	橋脚上面仕上げ																																						
		仮設備																																						
		塔部材架設																																						
		塗装(継手部及び補修部)																																						
		塔内エレベータ設備																																						
		塔内電気設備																																						

に分けて実施した。これら孔明時期の決定に当っては、大鳴門橋主塔の製作実績やパネルおよびセル組立によって生じる溶接歪収縮量などが考慮されている。また、添接板の孔明は、ブロック端面の機械切削後、孔位置を計測してから実施することとし、計測結果をフィードバックさせることによって精度の向上に努めた。

3.2 使用鋼材

塔製作で使用した鋼材は、主に SM58 材で、極厚鋼板の一部を除いて H B S 規格および J I S 規格に適合したものである。

極厚鋼板の使用例を表-3 に示す。底板および頂板は、溶接により一枚の大板とした後、板厚面を切削加工するものであり、ロール厚は、切削代、板厚公差、平坦度、溶接変形を考慮して決定した。

3.3 加工・組立

加工および組立において留意した点は、次のとおりである。

- ① 塔の主要材質は、調質高張力鋼 (SM58) であることから、溶接歪の加熱による矯正条件を充分検討するとともに、歪の発生を極力回避することが重要である。このため、先にパネル組立を行い、セル組立溶接後の歪やねじれを極力少なくするように努めた。
- ② 部材断面の形状保持の役割をするダイヤフラムは、四周とも機械切削による仕上を行い、寸法精度を上げた。
- ③ パネル組立時の縦リブは、両側の溶接線に対して 2 台のサブマージーク溶接機を同時に使用し、下向水平溶接を行うことによって、縦リブの倒れ変形の防止に努めた。
- ④ 塔柱かど継手の溶接は、部材の曲りおよびねじれ等を防止するため、左右の溶接線を同時に行った。
- ⑤ SM58 材 ($t=36 \sim 56\text{mm}$) の塔柱部材の溶接は、 50°C 以上の予熱を必要とする。このため、パネル組立あるいはセル組立時の予熱装置は、予熱範囲および予熱温度の変動を最小限にするように工夫した。

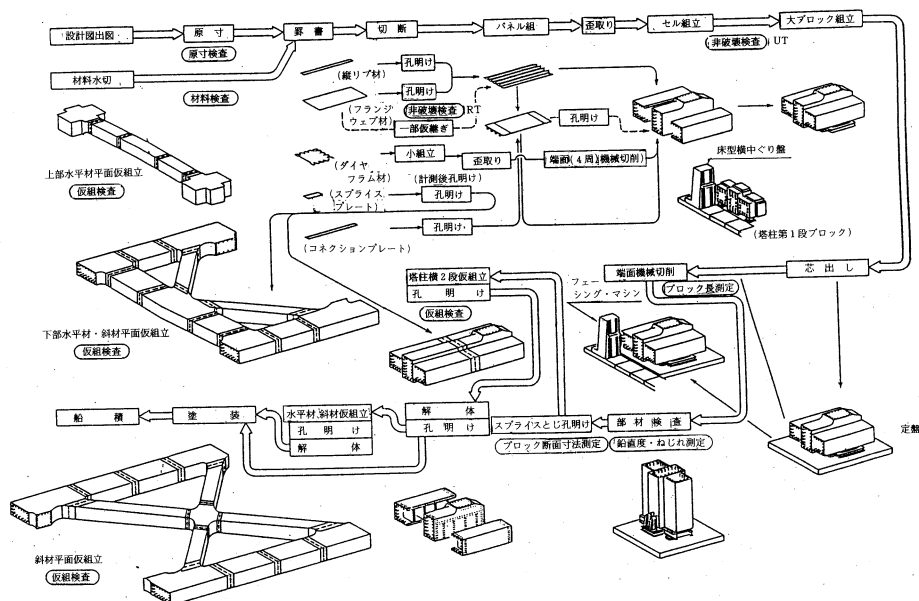


図-3 製作手順図

表-3 極厚鋼板使用例

(単位: mm)

部 材	材 質	適用規格	仕 上 寸 法	ロ ー ル 寸 法	備 考
底 板	SM41	HBS G3107 鋼上部構造用超 極厚鋼板(案)	PL180×6,700×12,900 (PL180×6,700×12,700)	PL215×4,050×6,750① PL215×4,500×5,650② PL215×4,050×6,750① PL215×4,400×5,650②	3枚を溶接して 1枚板とした。 板厚を切削し た。
タワーリンク ピンプレート	SM58	特 別 仕 様	PL140×3,090×5,250	PL140×3,140×5,300	板厚の切削なし
頂 板	SM58	HBC G3106 鋼上部構造用厚 板 SM58	PL79×5,200×7,500	PL100×3,600×5,350① 4,000×5,350①	2枚板を溶接して 1枚板とした。 板厚を切削し た。

() 内は6Pを示す。

表-4 仮組立時メタルタッチ率

(%)

位 置	5 P 平均 値								6 P 平均 値							
	塔柱 (東)				塔柱 (西)				塔柱 (東)				塔柱 (西)			
	全体	C	B	A	全体	C	B	A	全体	A	B	C	全体	A	B	C
ウェブ, フランジ	97.6	99.8	95.7	98.8	98.4	99.5	96.4	100	94.0	94.1	94.8	94.1	95.5	96.7	93.8	96.6
縦 リ ブ	97.2	98.2	97.3	96.3	93.6	96.9	93.1	96.2	95.3	96.3	93.9	94.4	95.2	98.7	94.6	93.3

3.4 端面機械切削

塔柱は、大ブロック組立後、継手部のメタルタッチ精度を確保するために、高精度の機械加工が可能な大型床上式横中ぐり盤で端面を切削した(写真-2)。端面切削は、部材の温度差に留意して実施し、また、横中ぐり盤の機械精度を定期的に点検して精度の向上に努めた。

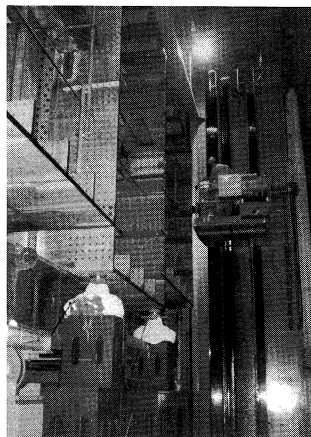
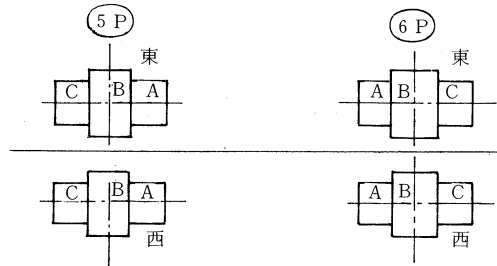


写真-2 塔柱の端面切削

3.5 製作精度

部材の製作精度の確認として、端面切削の完了した塔柱ブロックを検査定盤上に置き、鉛直度、曲がり、ねじれ、端面の平行度等の検査を行った。その後、横置き状態で2段づつ仮組立を行い、塔柱の鉛直度と継手部のメタルタッチに重点を置いた検査を実施した。この検査は、温度の影響が少ない屋内で実施した。

図-4および表-4に鉛直度と継手部のメタルタッチ率の検査結果を示す。なお、鉛直度の結果は、全体の精度を向上させるために次工程のブロックにフィードバックさせた。

斜材および水平材は、屋外で塔柱中セルとともに横置状態で仮組みし、寸法精度を確認した。この計測は、部材上下面温度差が5℃以内となる夜間等を実施した。

3.6 工場塗装

本工事では、工場で最終層まで塗装することを原則とし、外面にポリウレタン系(公団基準No. 5)、内面にはタールエポキシ系(同No. 10)を採用した。なお、塔内は照明効果を高める目的でアルミニウムペイントを塗布したが、各ブロック最上段のダイヤフラム上面は、次のブロックを架設する時の作業場として

使用するため、工場で塗装せず、現場で行うことにした。

上塗り塗装の塗色はマンセル記号N-7.5であるが、5Pと6Pとの色相を合わせるために標準塗板見本を作成し、見本に合わせて調色した。

3.7 電波吸収材

6Pには橋梁による船舶レーダーの偽像発生を軽減させるために、第7段(塔高さTP67m)までの南面および東面にゴムフェライト系の電波吸収材を工場で貼付けた。

4. 架 設

4.1 仮設備

架設工法として、5Pはクリーパークレーン工法を、6Pはタワークレーン工法を採用したが、仮設備の配置をそれぞれ図-5に示す。

5Pの水切りクレーンは、200t吊起重機船を使用して設置した。また、クリーパークレーンの自立架台部およびステージング部はあらかじめ連結しておき、3,000t吊起重機船で吊運搬して据付けた。その上に設置するデリック部も同船にて実施した。

6Pでは、タワークレーン本体の設置に先立ち、タワークレーンの架台部(高さ方向3分割)およびその横に本体組立用の300t吊クローラークレーンをそれぞれ

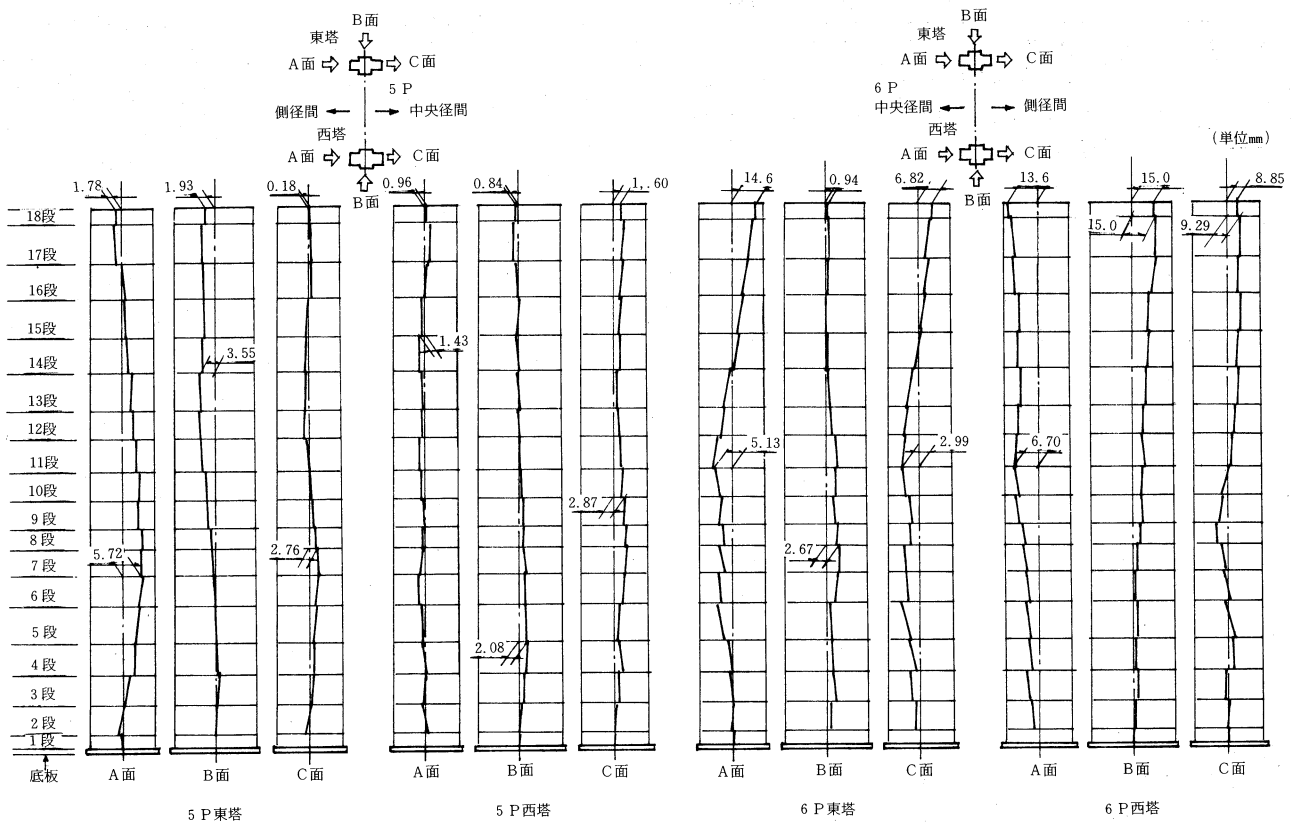


図-4 仮組み立て時の鉛直度

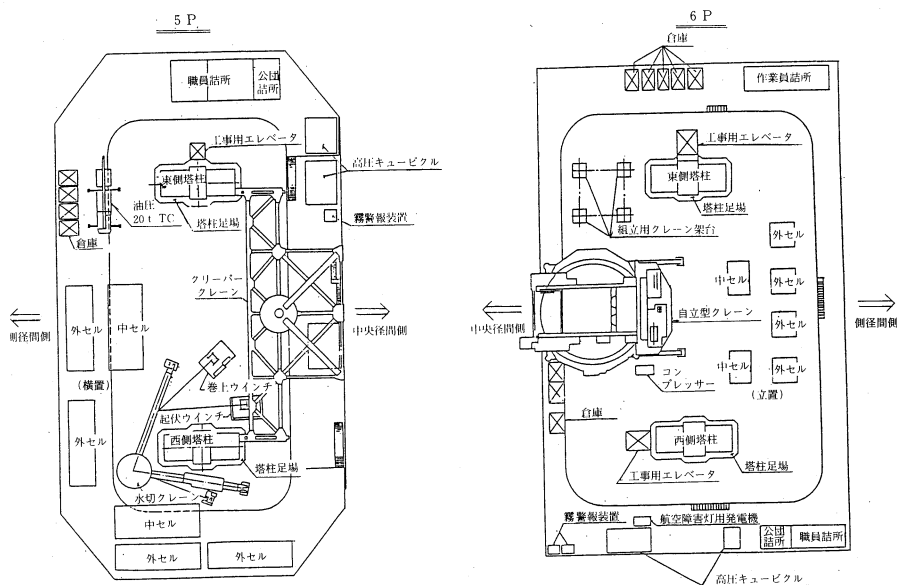


図-5 仮設備配置図

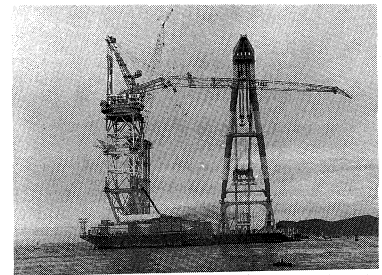


写真-3 起重機船によるブームの接続 (6P)

1,300t吊起重機船により据付けた。このクレーンを使用してタワーの本体部、カウンターウエイト、ウインチ等を組立て、長さ94mのブームは、1,600t吊起重機船を使用して接続した(写真-3)。その後、タワーの本体は、塔最上段の架設が可能な高さまで昇降マストを組上げた後にクライミングさせた。

6Pは、工程上非常に厳しいことから、タワーの組立て作業は、塔基部コンクリートの研磨作業と並行して行った。

4.2 橋脚上面コンクリート仕上

主塔からの巨大な荷重をスムーズに橋脚に伝達するために、塔基部コンクリートと塔柱底板とを密着させることが重要である。方法として、④コンクリート面を平滑に磨き上げる方法、⑤コンクリート面と底板との間にモルタルを充填する方法がある。本工事では、以下の理由により前者を採用した。

- ① 仕上状態が目視でき、施工管理が直接的にできる。

② 施工実績が多く、信頼性に優る。

本工法は、レイトランス等による劣化部を考慮して50mm程度高めに打設されたコンクリート仕上面を研磨することにより所定の精度内に仕上げるものである。仕上は、初期切削、荒仕上、中仕上、精密仕上および細部手仕上の順に行い、削り過ぎないように入念に仕上げた。

本工事では、5 P、6 Pともに一般部用の走行式研磨機1台、アンカーボルト周辺用の施回式研磨機2台を使用して、東西2面の研磨作業を並行して施工した。

コンクリート仕上面の精度結果を表-5に示す。

なお、コンクリート仕上面には、橋脚コンクリートからの浸透水を遮断し、底板下面の腐食を防止する目的で大鳴門橋で実績のあるエポキシ樹脂系塗料を40 μ m塗布した。

表-5 コンクリート仕上面の精度

	5 P		6 P		許容値
	東 塔	西 塔	東 塔	西 塔	
平均高さ(mm)	+0.22	+0.15	+0.52	+0.47	基準値 TP 10.05m
最高高さ(mm)	+0.43	+0.51	+0.74	+0.88	+1.00
最低高さ(mm)	-0.18	+0.05	+0.34	+0.30	-1.00
平 面 度 ^{注)}	0.61	0.46	0.40	0.58	1.00
最 大 傾 斜	1/13,300	1/14,700	1/30,000	1/29,500	1/10,000
最 大 隙 間	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	0.5mm/m

注) 平面度は最高高さと最低高さの差とする。

4.3 部材の輸送

部材は、架設工程に従って1段分(6セル)づつ台船輸送した。

輸送においては、塩分の付着や海水の進入を防ぐために全面にわたってシートでカバーし、また、メタルタッチ面を傷つけないように留意した。

5 Pでは、横置き状態で輸送し、他方6 Pは、立置き状態で行った(写真-4)。後者は、現地での立て起し作業がなく、添接板および架設用足場を製作工場であらかじめ設置して輸送することができた。この点も、6 Pの工程短縮に役立ったと思われる。

4.4 塔の架設



写真-4 台船による部材輸送 (6 P)

5 Pでは、底板および塔柱第1段をそれぞれ3,000 t吊起重機船にて架設し、第2段以降は全てクレーンにより架設した。

他方、6 Pでは、塔柱第1段のみ600 t吊起重機船にて架設し、底板および第2段以降は、タワークレーンを使用して行った。

架設段階の一例を写真5～6に示す。

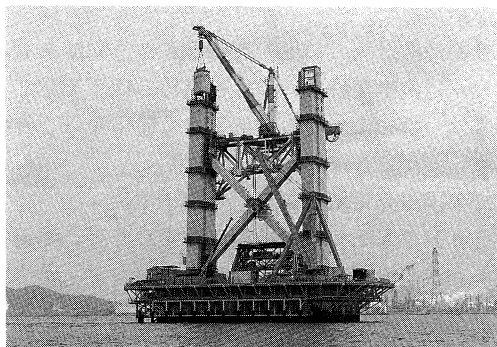


写真-5 塔柱第7段架設 (5 P)

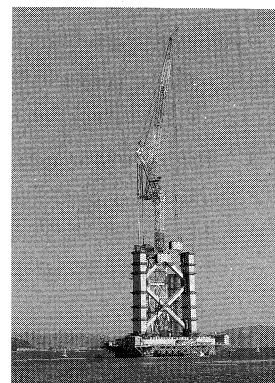


写真-6

下部水平材架設 (6 P)

(1) 塔柱の架設

塔柱の架設では、まず中セルを架設し、それをガイドに両側の外セルを架設した。

各段の架設完了後には、次の項目について精度の確認をした。なお、許容値等は表-6のとおりである。

- ① 塔柱立上り精度
- ② 塔柱の現場継手部のすき間(メタルタッチ)
- ③ 目違い
- ④ 塔柱上面のセル相互の段差
- ⑤ 塔柱上面の断面形状

上記のうち、不具合が発生してその対応に苦労したの

表-6

塔架設精度

要求項目	許容値又は管理目標値
立 上 り 精 度	架設完了後の塔柱中心偏位 30mm
メ タ ル タ ッ チ 率	0.04mmのスミゲージ停止率 塔 柱 50%以上 縦リブ 25%以上 最大すき間 0.2mm
目 違 い 量	1mm以内
中セルと外セル の 段 差	(計測のみ)
断 面 寸 法	辺 長 ± 2 mm 対角長 ± 3 mm

は、項目④である。

5 Pの塔柱第5段架設時にセル相互に段差が生じ、5段以降の架設により段差が累積され、西塔第10段では最大1.6mm外セルの高い箇所が生じた。塔柱第18段（最上段）が3セル一体構造となっているため、このまま架設を進めると第17段架設後に調整が必要となる恐れがあるので、工場出荷前の全部材について寸法計測を行い、誤差の累積状態を把握するとともに、調整用のシム板（黄銅製）を用意した。

工場での寸法計測の結果、改善される方向にあることがわかり、以後の架設をそのまま進めて様子を見た。結果としては、幸いにもシム板を1枚も使用することなく完了することができた。

5 Pでの段差測定結果を表-7に示す。

なお、6 Pでもセル間の段差が発生したが、段差の大きい箇所が次の段でも大きくなるとは限らず、累積傾向はなかった。

(2) 斜材、水平材の架設

斜材は、橋脚上で斜めに調整後吊上げた。勾配の調整は、台付ワイヤーにチェーンブロックを仕込んで行った。

また、斜材の架設は、その他の部材に較べて風の影響を受け易く、塔柱に接触する恐れがあったため、風速5/sec.以下の時に実施した。

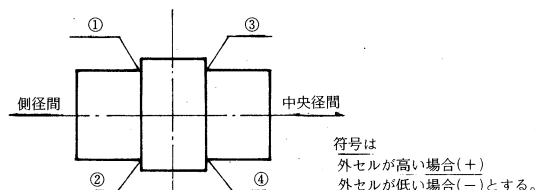
3分割された水平材の架設は、下部水平材は中央ブロックを先行させ、上部水平材は側ブロックから行き、閉合ブロックは落し込みが容易にできるよう逆八形の構造としたので、閉合作業は順調に実施できた。

4.5 架設精度の実績

塔架設精度の実績として、塔柱立上り精度およびメタルタッチの測定結果を図-6、表-8に示す。なお、立

表-7 セル間の段差測定結果（5 P）

	東 塔				西 塔			
	①	②	③	④	①	②	③	④
J-2	-0.12	+0.02	+0.03	+0.13	-0.2	-0.4	0	0
J-3	0	0	-0.05	+0.04	0	-0.4	+0.2	-0.07
J-4	0	+0.20	0	0	+0.2	0	0	0
J-5	+1.0	+0.7	+1.1	+0.5	+0.5	+0.1	+0.7	+0.8
J-6	+0.8	+0.9	+0.8	+0.9	+0.2	+0.1	+0.9	+1.5
J-7	+0.7	+0.6	+0.6	+0.5	+0.4	+0.2	+0.8	+1.0
J-8	+0.8	+0.8	+0.8	+1.1	+0.6	+0.3	+1.2	+1.3
J-9	+1.0	+1.0	+0.9	+0.8	0	+0.2	+0.7	+1.2
J-10	+0.6	+0.6	+0.7	+0.2	+0.5	+0.4	+1.0	+1.6
J-11	+0.7	+1.0	+1.0	+0.3	+0.3	+1.0	+0.2	+1.2
J-12	+0.15	+0.8	+0.6	+0.1	+0.1	+0.8	0	+1.6
J-13	+0.3	+1.3	+0.8	0	0	+0.15	0	+0.7
J-14	+0.2	+0.5	0	0	+0.2	+0.4	0	+0.7
J-15	0	+0.5	+0.4	-0.2	+0.3	0	+0.15	+0.8
J-16	0	+0.3	0	0	+0.4	+0.4	0	-0.2
J-17	+0.1	+0.25	-0.2	-0.15	+0.1	+0.15	0	0



上り精度は、クリーパークレーンおよび制振装置による倒れの影響を試算し、補正したものである。

メタルタッチ率は、工場製作時に外板、縦リブともに90%以上であったが、外板は平均90%程度を確保しているものの、リブはかなり低下しており、特に6 Pでは、平均60%程度で、場所的には40%台もあった。これらは、

誤容値以内であるが、工場製作時の精度を架設に再現することの難しさを痛感した。

6 P西塔側第14段の立上り精度は、塔上部で南へ24.9mmの倒れが発生したが、これは斜材架設前の状態で、架設後は、6.5mmと問題なかった。その他の値の大きい計測値についても同様である。

4.6 制振装置

自立状態の塔は、橋軸直角方向の風により比較的低風速で渦励振と呼ばれる共振振動を発生する。この振動は、振幅が限られた振動であるが、塔本体およびク

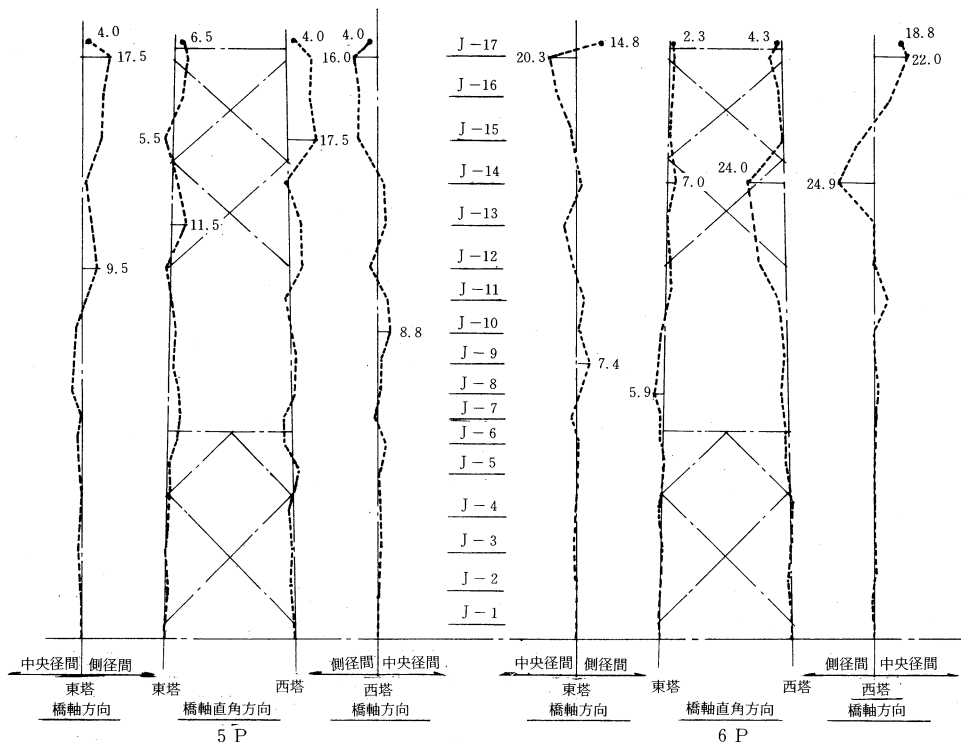
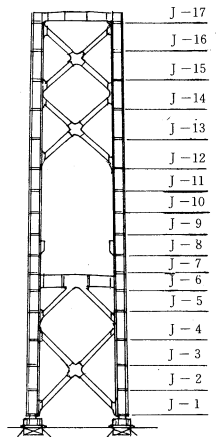


図-6 塔柱立上り精度

表-8 メタルタッチ率

	5 P				6 P			
	E 塔		W 塔		E 塔		W 塔	
	シェル	リブ	シェル	リブ	シェル	リブ	シェル	リブ
J-1	91.7	83.0	98.9	65.1	97.9	61.0	91.7	53.0
J-2	82.3	78.6	88.5	85.7	97.9	66.7	83.3	75.0
J-3	93.5	86.9	91.3	94.0	84.8	45.2	90.2	64.3
J-4	88.0	59.3	81.5	66.3	97.8	67.9	96.7	81.0
J-5	98.9	83.3	85.9	66.7	85.9	54.8	97.8	64.3
J-6	97.7	73.7	97.7	86.8	84.1	65.8	89.8	57.9
J-7	96.6	94.7	80.7	80.3	94.3	76.3	100	71.0
J-8	95.5	91.0	93.2	89.7	82.9	76.3	93.2	65.8
J-9	95.4	84.6	97.7	88.5	84.0	64.4	72.7	47.3
J-10	98.8	85.9	94.0	87.2	88.1	67.1	94.0	63.2
J-11	96.4	82.9	89.3	76.3	96.4	85.5	97.6	82.8
J-12	86.9	92.1	86.9	88.2	89.2	51.3	88.0	68.4
J-13	98.8	96.1	89.3	82.9	89.2	61.8	89.2	57.8
J-14	95.0	77.1	86.3	84.3	88.7	51.4	96.2	72.0
J-15	97.5	91.4	92.4	82.9	97.5	44.0	97.5	51.4
J-16	94.7	84.3	90.8	77.1	96.0	58.8	96.0	73.5
J-17	81.6	72.1	75.0	63.2	94.7	57.3	94.7	58.8
平均値	93.5	83.2	89.5	80.0	91.4	62.0	92.2	65.1



レーンの安全性および作業の安全性から制振対策をする必要がある。

本塔の場合、ほぼ形状の等しい北備讃瀬戸大橋での風洞実験結果をもとにして制振装置の設計を行った。制振装置の機構は種々あるが、5 Pの場合はオイルダンパー方式を採用し、6 Pの場合はスライディングブロック方式とした(写真-7、8)。

ケーブル渡海前の昭和60年7月8日および13日に、寒冷前線による西南西の風により、数時間にわたり塔の渦励振が観測された。風速は、ほぼ共振風速に等しい15m/sec.であった。

この両日、6 Pでは塔頂の振幅が約30cmまで発達したが、制振ロープのサグ変化のみで振動を吸収していた。これは、装置の設計において、塔が最も危険な状態となるねじれ振動(共振風速:40~50m/sec)に対して最も有効となるようにブロックの重量を決めたため、風速15m/sec.での振動に対してはブロックが過大となり、摩擦が切れるまでに至らなかったものである。

他方、5 Pでは、振動は観測されたもののその振幅は数cm程度であり、オイルダンパーが有効に働いているのが確認できた。

5. あとがき

南備讃瀬戸大橋の塔は、5 Pが昭和60年5月に、6 Pが同年6月にケーブル工事に引渡され、架設工事は8月末に無事竣工した。南備讃瀬戸大橋は、Dルート全体のクリティカルの一つでもあり、特に6 Pに関しては下部工工事から引継ぎ、ケーブル工事に引渡すまでの期間が1年未満というかなり厳しい工程であった。種々の問題も発生したが、先行していた北備讃瀬戸大橋塔の施工を参考に適切な方法で対処し、高精度で高品質な塔を完成することができた。

本報告では、工事における主要点および工事を振り

写真-7
制振精度(5 P)

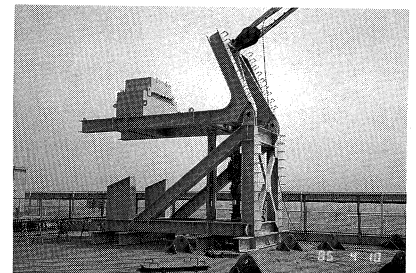
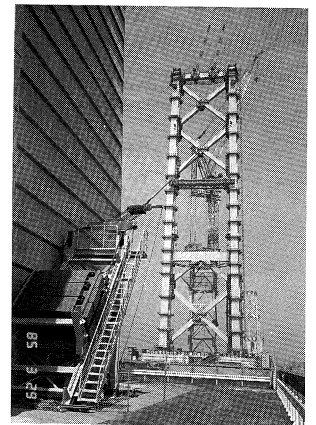


写真-8 制振装置(6 P)



返っての考察を思いつくままに述べたが、十分に意を尽すことができなかった箇所もある。詳細は、工事報告書を参照願いたい。

最後に、本工事の設計・製作・架設に当り、ご指導、ご協力をいただいた関係各方面の方々に厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 南備讃瀬戸大橋塔製作工事報告書 昭和60年3月 本州四国連絡橋公団第二建設局
- 2) 南備讃瀬戸大橋塔架設工事報告書 昭和60年8月 本州四国連絡橋公団第二建設局
- 3) 山中鷹志:南備讃瀬戸大橋塔架設工事 昭和59年度施工技術報告会講演概要 (社)土木学会関西支部

北浦港橋梁の設計

Design of Kitaurako Bridge

坂出工事事務所 第六工事長

坂出工事事務所 第六工事長代理

坂出工事事務所 第六工事長代理

松田大六
Dairoku Matsuda

大坪正行
Masayuki Otsubo

山岸 明
Akira Yamagishi

1. まえがき

北浦港橋梁は本四備讃線の児島－坂出ルート of 四国側に位置し、北浦漁港入口を跨ぐ鉄道橋である。

上部工は、PC鉄道橋としては、上越新幹線・太田川橋梁の最大スパン110mをしのぐ、日本最長のスパン120mを有する橋長450mの5径間連続PC箱形桁である。

また、上部工を支える基礎造物には、連続地中壁基礎（以下、連壁基礎という）を本四公団として初めて採用した。

その北浦港橋梁の全体一般図を図－1に示すが、現在下部工は施工中であり、上部工は詳細設計中である。

本報告は、開発されて間のない連壁基礎の設計を中心に、北浦港橋梁の設計の概要について述べる。また、地震応答解析により、構造物の安全性についても照査したので、その概要を報告する。

2. 北浦港橋梁の構造計画

2.1 スパン割

「本四備讃線北浦港橋梁実施設計 昭和58年11月」においては、北浦港橋梁の最大スパンは100mで、海上部の橋脚数は4基であったが、その後、航路の確保、冬季の波浪対策、工事中の騒音および海水汚濁、等についての地元協議の経過をふまえ、スパン割の見直しを行った。その結果、経済性、海上部における下部工の施工性、長大PC橋梁の施工実績、シューの製作、等を考慮し、最大スパン120mの5径間連続PC箱形桁とし、海上部の橋脚数を3基とした。（図－1）

なお、対称スパン割の4径間連続桁とせずに、あえて5～6P間をつなぎ、5径間連続桁としたのは、それを

単純桁とすると、その間に設置される分岐器に悪影響を与えること、また、4～5P間の側径間の施工については、海上部で支保工施工するか、または仮連結による張出し架設する方法とが考えられるが、いずれも連続桁と比べて不経済となること、等の理由による。

2.2 基礎構造の選定

海上部の基礎形式は、船舶の航路を確保するために基礎の断面形状寸法を小さくすることができ、かつ大反力の支持が可能であること、水深12m程度の海上部で安全に施工ができること、等の条件を満たす基礎工法を選定する必要があった。

そこで、鋼管矢板井筒基礎工法、場所打ち杭工法、ケーソン・場所打ち杭混合工法、連壁基礎工法、等々検討した。その結果、安全性、施工性、経済性、工期、等において、総合的に優れていると考えられる連壁基礎工法を採用することとした。

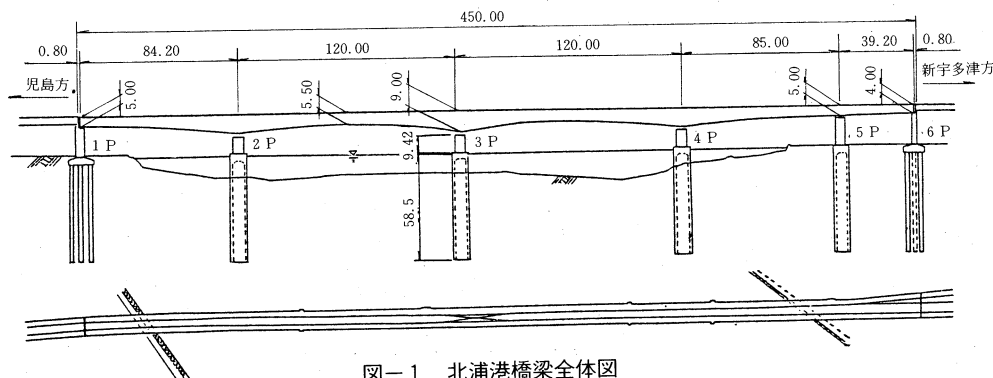
しかし、連続桁の基礎形式については支持条件を同じとするために同種類のものを用いるのが一般的であるが、陸上部の1、6Pの基礎形式については場所打ち杭とした。

これは、場所打ち杭と連壁基礎の掘削方法がほぼ同じであり、その支持力性状も周面地盤を主な支持地盤としている点において、ほぼ同じであると考えられること、陸上施工においては、連壁基礎に比べて場所打ち杭の方が経済的であること、等の理由による。

ただし、陸上部の5Pについては、基礎を場所打ち杭とすると、基礎幅が大きくなり、現在の護岸にあたること、それを避けてスパンを変更すると、6Pにアップリフトが生じ、構造上の欠陥となる恐れがあること、等を

考慮して、基礎断面を小さくすることが可能である連壁基礎を採用することとした。

連壁は1950年頃イタリアで開発され、主に低騒音、低振動工法として、掘削工事の土留壁、建物の地下外壁や耐震壁、等として使用されてきた。そして、昭和54年、東北新幹線、飯坂街



図－1 北浦港橋梁全体図

道架道橋においてケーソン基礎にかわるものとして、連壁単体を箱型に閉合させた基礎―連壁基礎が鉄道橋として最初に施工された¹⁾。

その後、連壁基礎は、ケーソン基礎と比べて、支持力性状が優れていること、低騒音、低振動工法であること、軟弱層から砂れき、岩盤までの掘削が可能であり、かつ大深度の掘削が可能であること、周囲の地盤をゆるめないことから近接施工が可能であること、地上からの機械化施工で安全なこと、等の長所があり、橋梁の基礎構造物としての使用実績も増えつつある。

3. 設計条件

北浦港橋梁の基本的な設計条件を表―1に示す。

設計水平震度は修正震度法により求めた（国鉄RC標準）。また、架設時の検討として、水平震度は設計水平震度の $\frac{1}{2}$ を、また、鉛直震度はその $\frac{1}{2}$ を考慮した。

なお、北浦港橋梁の設計には、主に国鉄・建造物設計標準・鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物、プレストレストコンクリート鉄道橋、基礎構造物および抗土圧構造物（以下、国鉄RC標準、国鉄PC標準、国鉄基礎標準という）を用いた。

表―1 設計条件

項 目		設計条件
鉄道規格		甲 線
列車荷重		KS-16
軌道構造		複線スラブ軌道
線 形	平面	一部 1,300m
	縦断	LEVEL
設計震度	水平	0.16~0.18
	鉛直	0

4. 上部工の設計

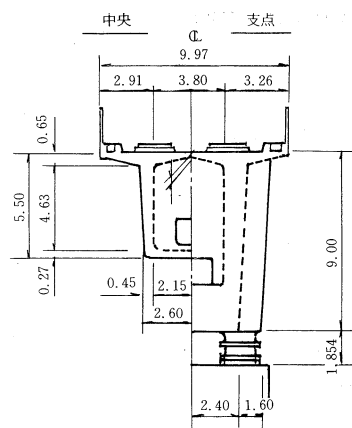
上部工は現在詳細設計中であるので、基本設計の概要について述べる。

4.1 主桁の設計

連続桁の桁高スパン比 h/l は、スパン割、スパン数、上載荷重、等により異ってくる。本橋梁においても、断面力、施工性、経済性、美観、等について種々検討した結果、最大スパンにおける支点の桁高を9.0m ($h/l=1/13.3$)、スパン中央の桁高を5.5m ($h/l=1/21.8$)とした。

部材断面の形状寸法を図―2に、許容応力度を表―2に示す。

最近の鉄道PC連続桁では、施工性、経済性、等を考慮して、張出し鋼材には経済的な本数を選定できるPC鋼棒を、連結鋼材には1本当りの緊張力の大きいPCケーブルを用いる設計が増えつつある。本橋梁においてもこれらの点を考慮して、張出し鋼材にはディビダーク



図―2 PC桁断面図

表―2 PC桁の許容応力度

設計基準強度 δ_{ck}			400 kg/cm ²
プレストレス導入時圧縮強度			280 %
コンクリート	許容曲げ圧縮応力度	プレストレス導入時	180 %
		設計荷重作用時	140 %
	許容曲げ引張応力度	プレストレス導入時	15 %
		全静荷重作用時	0 %
		設計荷重作用時	10 %
	許容斜め引張応力度	せん断力又はねじりモーメント	13 %
		せん断力とねじりモーメント	17 %
	基準の許容付着応力度（異形鉄筋）		20 %
鉄筋	基準の許容引張応力度（SD 35）		2,000 %
PC鋼材	プレストレッシング中		$0.80 \sigma_{pu}$ または $0.90 \sigma_{pu}$
	プレストレッシング直後		$0.70 \sigma_{pu}$ または $0.85 \sigma_{pu}$
	設計荷重作用時		$0.60 \sigma_{pu}$ または $0.75 \sigma_{pu}$

鋼棒SBPR95/120を、連結鋼材にはSWPR7B・12T15.2を用いることとした。

4.2 支承部

上部工は長大橋梁であるので地震時水平力も大きく、1つの橋脚に水平力を集中支持させることは非常に不経済となり、美観上も好ましくない。そこで、本橋梁においても、下部工の剛性に見合った地震時水平力を分散支持させることが可能であるダンパー式ストッパーを用いることとした。ただし、6Pについては、線路方向の水平力を分担させると鉛直力とのバランスがくずれ、水平力を受けるための杭が必要となるので、地震時においても橋軸方向の水平力を支持しない可動の鋼角ストッパーを用いることとした。

なお、桁の移動による分岐器（5～6P間）への影響を小さくするために、常時において固定となるバネ付きのダンパー式ストッパーは4Pに用いることとした。

シューについては、大反力を支持できるローラーシューとし、2～4Pには4本ローラーを、1、5、6Pには1本ローラーを用いることとした。

4.3 架設時のブロック割

桁架設は、2～5 Pからの張出し架設工法を採用し、側径間部は支保工架設とした。

2～4 Pからの桁架設は大断面であるので、施工性を考慮して大型ワーゲンとし、5 Pからの桁架設は中型ワーゲンとした。

なお、工期短縮のために、超大型ワーゲンの使用を詳細設計の中で検討中である。

5. 下部工の設計

5.1 地 質

地質は中世代白亜紀の領家花崗岩類を基盤として、新世代第3紀の三豊層、第4紀の洪積層および沖積層に覆われており、兩岸の陸上部の表層は浚渫埋土層から成っている。

その地質柱状図を図-3に示すが、陸上部と海上部とでは差がなく、中間層は砂混りのシルトおよび粘性土と砂質土との互層となっている。支持層としては、連壁基礎、場所打ち杭ともN値50以上の三豊層とした。

陸上部の埋立土層(約6 m)と海上部の表層(約2 m)は、道路橋示方書・同解説(IV 下部工編、V 耐震設計編昭和55年5月)により流動化する土層と判定されたので同示方書に基づき、流動化土層の水平地盤係数を低減することとした。

5.2 設計一般

下部工の部材断面図寸法、鉄筋量は、殆んど地震時において決定している。そのような部材(地盤より突出している連壁基礎、橋脚)については大地震時においても崩壊しないように、死荷重+列車荷重+1.5×地震の影響の荷重の組合せによる断面力が部材の破壊強度より小さいことを確認する終局強度設計法により検討した(国鉄RC標準)。

また、連壁基礎については、地盤の塑性化の影響をより安全側に評価できるように、死荷重+1.5×地震の影響の荷重の組合せによる外力を作用させ、構造解析により求めた断面力(軸力を除く)を $\frac{3}{2}$ 倍したものを設計用値として検討した¹⁾。

なお、下部工の地震時水平力の分担は、下部工の剛性を考慮して決めた。

5.3 連壁基礎

連壁基礎の設計は、ケーソン基礎と場所打ち杭基礎の設計基準に若干の修正を加えて行っており、他の基礎と同様、その施工法と深くかかわっている。

下部工の一般図を図-4に示すが、連壁基礎は4パネルに分けて施工する。

連壁基礎の掘削、コンクリート打設はリバース杭とは同じで、ポリマー泥水で溝壁を保護しながら掘削し(本橋梁では、回転ビット式掘削機を使用)、トレミー管を用いてコンクリートを打設する。

本橋梁における海上部の連壁の施工は、鋼管矢板の中

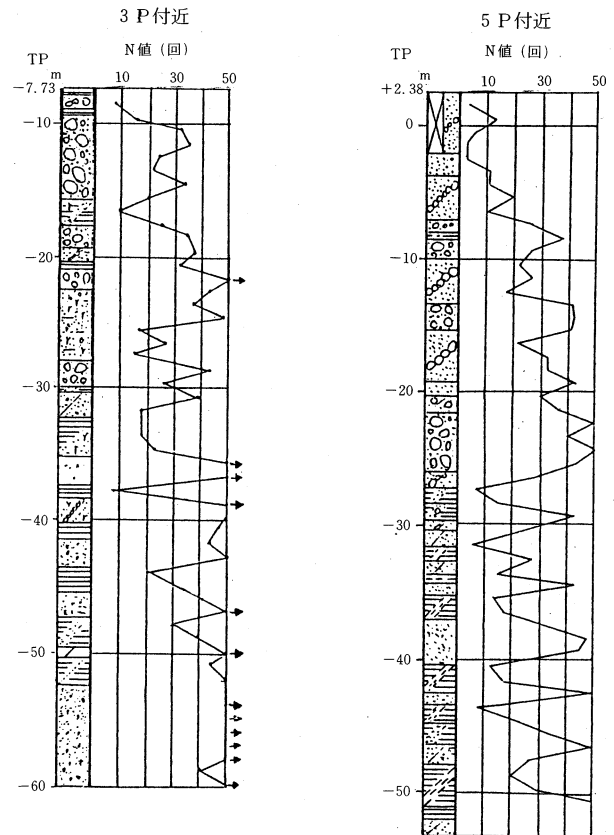


図-3 地質柱状図

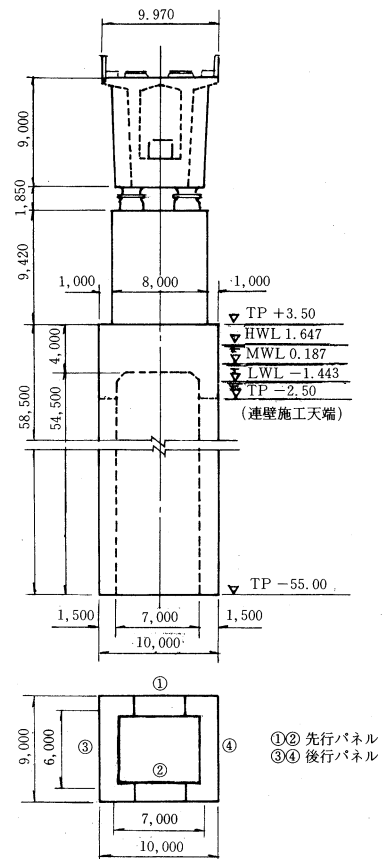


図-4 下部工一般図(2～4 P)

に、花崗土、セメント、水および分離防止剤(海水汚濁防止のため混入)とを攪拌混合したソイルセメントを打設築造した築島上で行う。なおソイルセメントは、若材

令埋立土層の溝壁崩壊防止のために用いた。

また、鉄筋筋は1エレメントあたり4ピースに分割し、200tクローラークレーンで建込んだ。

(1) 許容応力度

連壁基礎の許容応力度を表-3に示すが、一般部については、場所打ち杭の人工泥水を用いた場合の許容応力度に準じた。また、施工上必要となってくる鉛直継手部(箱形断面としての継手部)の許容応力度は、今までの実験結果から、曲げに対しては一般部の60%、せん断に対しては80%とした¹⁾。

(2) 構造解析

場所打ち杭の構造解析は回転抵抗力が小さいことから地盤の水平バネのみを考慮して行っている。しかし、連壁基礎の場合は、周面、底面の面積も大きく、一体として挙動するので回転抵抗力も大きいことから、図-5に示すような、面に直角なバネ(水平バネ、鉛直バネ)と面に平行なバネ(せん断バネ)とを考慮して行っている。また、バネは地盤の弾性範囲を越えると塑性変形するとい

う弾塑性バネを採用している。

地盤バネ係数とその極限值(弾性範囲)を表-4に示すが、基準となる k_1 、 k_7 は下式(国鉄基礎標準)により求め、表-4の係数 $\alpha_2 \sim \alpha_6$ 、 α_8 は有限要素法解析等から推定している。ただし、内部土の k_3 、 k_4 、 k_6 については、図-5に示すA区間のみ考慮している。

$$k_1 = 0.4 \sigma E_o B_h^{-\frac{1}{3}} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \dots\dots(1)$$

$$k_7 = 0.4 \sigma E_o B_v^{-\frac{1}{3}} \times 0.5^* \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \dots\dots(2)$$

*地盤のゆるみやスライムを考慮した低減

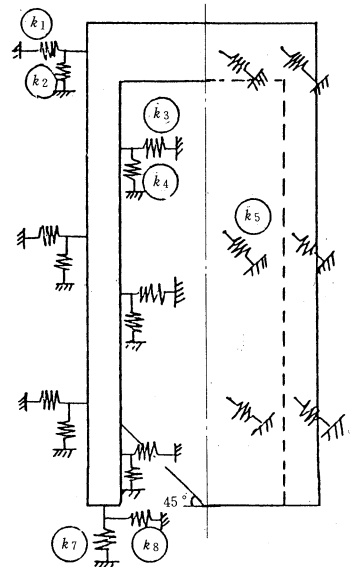
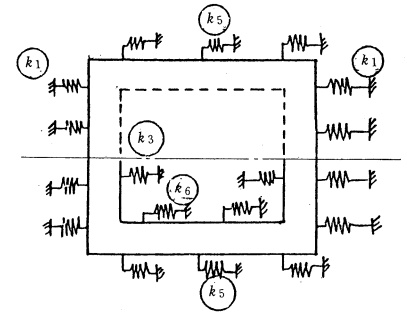


図-5 連壁基礎の力学モデル

表-3 連壁基礎の許容応力度

(単位: kg/cm²)

材料	応力の種別	頂版部	連壁部		備考
			一般部	鉛道継手部	
鉄筋	引張応力度 σ_{sa}	2,000	2,000	1,200	SD35
コンクリート	曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	90	80	48	頂版部
	せん断応力度				
	斜め引張鉄筋の計算をしない場合 τ_{a1}	3.9	3.7	3.0	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$
	斜め引張鉄筋の計算をしない場合 τ_{a2}	17	16	12.8	連壁部
	付着応力度	16	11	—	$\sigma_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$
	支圧応力度(全面載荷)	80	70	—	

* 1 連壁部のコンクリートは、単位セメント量370kg/m³以上、水セメント比50%以下、スランプ18cm、 $\sigma_{28} = 300 \text{ kg/cm}^2$ とする。

* 2 ベントナイト濃度が10%以上の場合は別途検討する。

表-4 地盤バネおよび地盤反力の極限值

地盤バネ	地 盤 反 力 の 極 限 値		
	最 大 値	最 小 値	
$k_1 = \text{式}(1)$	$P_1 = (K_p - K_0) \Sigma \gamma D + 2C K_p$	$P'_1 = (K_a - K_0) \Sigma \gamma D + 2C K_a$	K_p : 受働土圧係数 $= \tan^2(-\frac{\phi}{2} + 45^\circ)$ K_a : 主働土圧係数 $= \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ K_0 : 静止土圧係数 $= 1 - \sin \phi$ (砂質土) $= 0.7$ (粘性土) $\Sigma \gamma D$: 求める位置より上面の有効土被り圧 P_0 : 静止土圧 C : 粘着力 δ : 土と壁面の摩擦角 $= \phi$ ϕ : 土の内部摩擦角 σ : 外力により壁面に垂直に作用する応力 q_d : 極限鉛直支持の最大値 ($q_{d\max} = 300\text{t}/\text{m}^2$) W_c : 基礎の有効重量 A : 基礎底面積 Z : 着目点までの深さ D_f : 基礎底面までの深さ
$k_2 = \alpha_2 k_1$	$P_2 = (P_0 + \sigma) \tan \delta + C$	$P'_2 = -P_2$	
$k_3 = \alpha_3 k_1$	$P_3 = 0.5 P_1$	$P'_3 = 0.5 P_1$	
$k_4 = \alpha_4 k_2$	$P_4 = 0.5 P_2$	$P'_4 = -P_4$	
$k_5 = \alpha_5 k_1$	$P_5 = P_0 \tan \delta + C$	$P'_5 = -P_5$	
$k_6 = \alpha_6 k_5$	$P_6 = 0.5 P_5$	$P'_6 = -P_6$	
$k_7 = \text{式}(2)$	$P_7 = q_d - W_c / A$	$P'_7 = W_c / A$	
$k_8 = \alpha_8 k_8$	$P_8 = \sigma \tan \delta + C$	$P'_8 = -P_8$	
$\alpha_2 = 0.15 + 0.35 Z / D_f$ $\alpha_3 = 0.20$ $\alpha_4 = \alpha_6 = -0.40 + 0.80 Z / D_f$			
$\alpha_5 = 0.60, \quad \alpha_8 = 0.50$			

E_0 : 地盤の変形係数 (kg/cm^2)

α : E_0 の算定方法及び荷重条件に対する補正係数

B_h : 基礎前面の換算幅 (cm)

B_v : 基礎底面の換算幅 (cm)

なお、2～4 Pの連壁基礎の設計に用いた土質諸定数を表-5に示すが、詳細設計段階では、海上部の地質調査ができなかったので1 P付近の値を用いた。その後の3 P付近の地質調査結果(図-3参照)との比較では、N値、変形係数、等有意差はなかった。

構造解析は、外力と連壁基礎の剛性、地盤バネ反力との釣合い状態を求めることにより行うが、連壁基礎の βl ($\beta = 4 \sqrt{\frac{kD}{4EI}}$, l =基礎の長さ) が2以下の場合、連壁基礎を剛体とした場合と弾性体とした場合との断面力の差が小さいことから、解析の簡便な方法である前者で解析してもよいこととなっている。

本橋梁の詳細設計では、断面力が弾性体として解析した場合より、剛体とした場合の方が大きいので、剛体と

表-5 土質諸数値 (2～4 P)

TP	層厚 (m)	内部摩擦角 (度)	単位重量 $r(\text{t}/\text{m}^3)$	変形係数 $E_0(\text{kg}/\text{cm}^2)$	平均N値及び $q_u(\text{kg}/\text{cm}^2)$
-12.0	29	33	0.85	130	20
-41.0	6	0	0.90	300	40 $q_u=4.9$
-47.0	6	0	0.90	200	30 $q_u=3.4$
-53.0	2	39.0	0.90	300	40

変形係数は孔内水平載荷試験より求めた値

して解析した。しかし、2～4 Pの連壁基礎の βl は1.8程度、5 Pの連壁基礎の βl は2.6程度となるので、電算プログラムの開発をまって、下部工工事の設計検討の中で、弾性体としての検討を行った。

その結果を図-6に示すが、縦方向の断面力については弾性体の方が小さく、地盤反力の最大値については弾性体の方が大きくなっており、 βl の大きい5 Pの方がその差も大きくなっている。

そこで、弾性体として求めた地盤反力を用いて構造解析を行い箱形断面の配筋(図-7)について見直した。その結果、剛体とした場合は連壁基礎の最下端の配筋の方が、中間部より密であったが、弾性体とした場合はその逆となった。

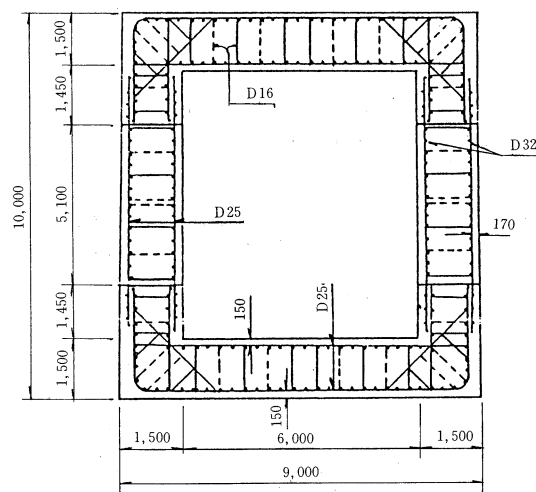


図-7 連壁基礎の配筋例(2 P～4 P)

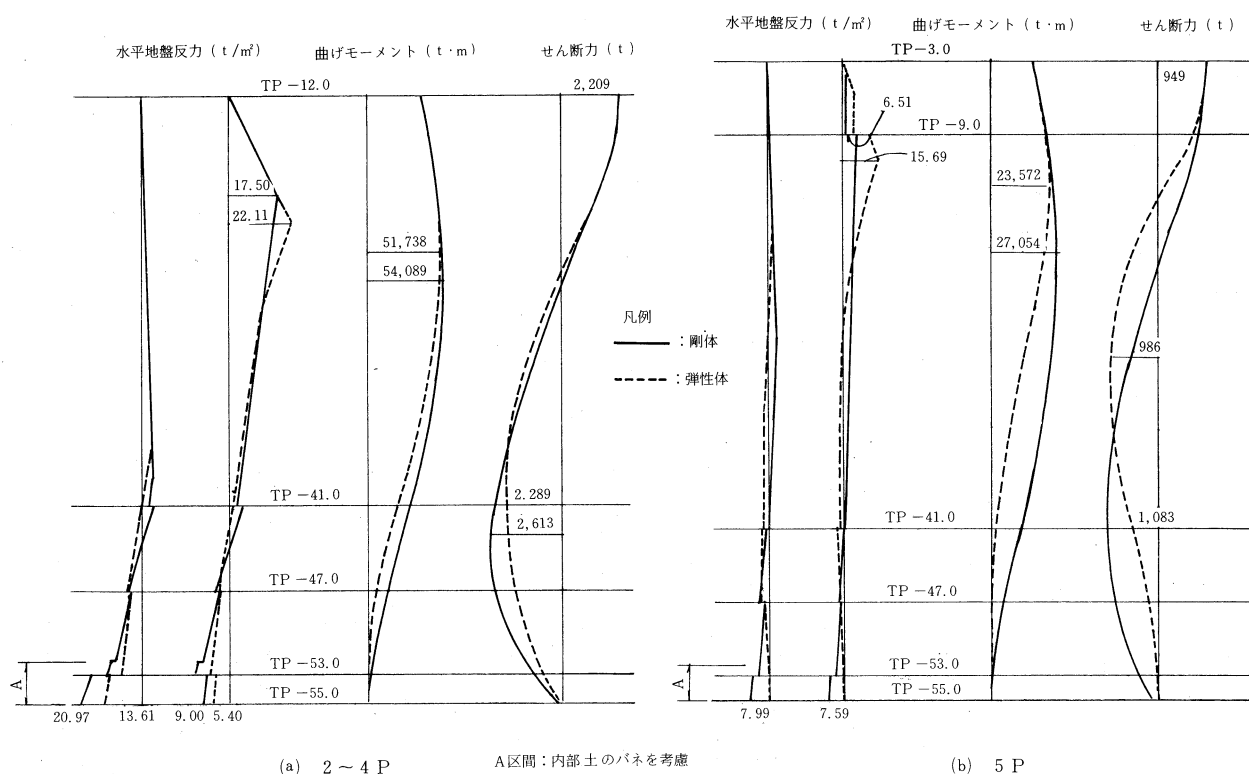


図-6 剛体と弾性体との比較図

箱形断面の構造解析は、地盤反力（有効幅を考慮した平均地盤反力）を荷重として作用させ、図-8に示す骨組図で行った。

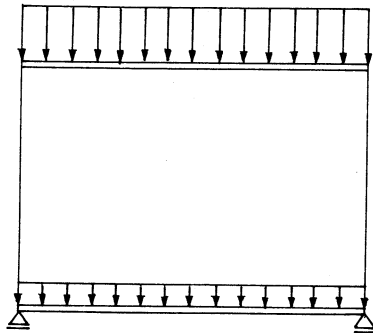


図-8 箱形断面の骨組図

(3) 安定計算

連壁基礎の安全計算は、ケーソン基礎と同様、地盤の極限状態において検討する極限法で行うが（国鉄基礎標準）、ケーソン基礎と異なる点は、基礎周面の摩擦力によるせん断抵抗を期待していることである。

極限鉛直支持力は、道路橋示方書（IV 下部構造編）により、周面摩擦力と底面支持力の和として算定したが、連壁基礎内面の摩擦力は外面の $\frac{1}{2}$ とし、また鉛直継手部での鋼板部の摩擦力はコンクリート部の $\frac{1}{2}$ とした。

極限水平支持力および極限抵抗モーメント（転倒に対する検討）の算定は国鉄基礎標準によった。

本橋梁の安定計算結果を表-6に示すが、鉛直支持により連壁基礎の大きさが決定した。

表-6 安定計算結果（2～4 P）

荷 重 状 態		橋 軸 方 向			橋軸直角方向		
		常 時	一 時	地震時	常 時	一 時	地震時
連壁基礎 底面 断面力	M t.m	32	3,610	104,850	720	20,420	102,710
	N t	10,830	12,420	11,090	10,830	12,460	11,110
	H t	0	61	2,030	17	320	1,800
安全度	鉛直支持	3.5	3.1	3.2	3.5	3.0	3.2
	水平支持	—	659.4	19.3	—	115.7	20.0
	転 倒	—	108.4	3.7	502.3	17.8	3.5
許 容 安 全 度		3	2	1.5	3	2	1.5

*一時とは、死荷重、列車荷重、衝撃、制動・始動荷重、波浪荷重の荷重の組合せのうち許容応力の割増係数が1.25に相当する場合である。

(4) 鉛直継手

連壁基礎では、エレメント間を一体とするための鉛直継手が必要となるが、その継手が施工上、設計上の問題点となっている。

本橋梁では、今までの施工実績、耐力試験結果、等をふまえ、図-9に示すような構造とした。

水平鉄筋の重ね継手長さは、鉄筋径の42倍とした¹⁾。また、図中のタイロッドは、コンクリートの打設荷重（12 t/m²を考慮）に対するものであり、フラットバーは、後行鉄筋の建込みに対するものである。なお、鉛直継手部の鋼板の防蝕に対しては、電気防蝕を施すこととなっている。

(5) 頂 版

頂版は上部工反力を連壁基礎に伝達する役割を果たしているが、連壁基礎頂版の場合、頂版厚も大きく、四辺が連壁に連結されているため、応力が非線形的な分布を示し、また局部応力の発生も考えられる。

そこで、ディープビームとしての解析とFEM解析とにより鉄筋量の算定を行った。そのFEM解析による主応力の分布状態を図-10に示すが、主応力の引張りの最大値は9.5 kg/cm²程度（スパン中央下端を除く）で、ハン

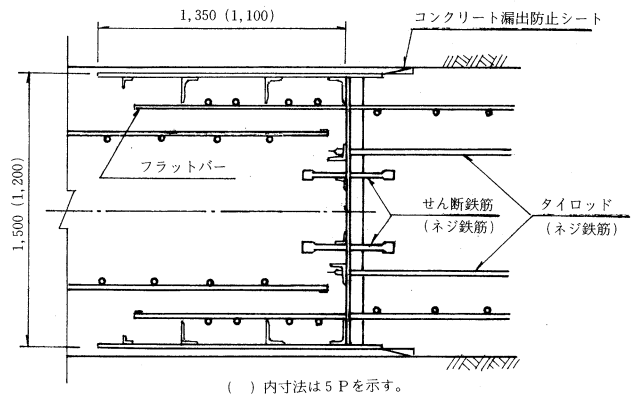


図-9 鉛直継手部詳細図

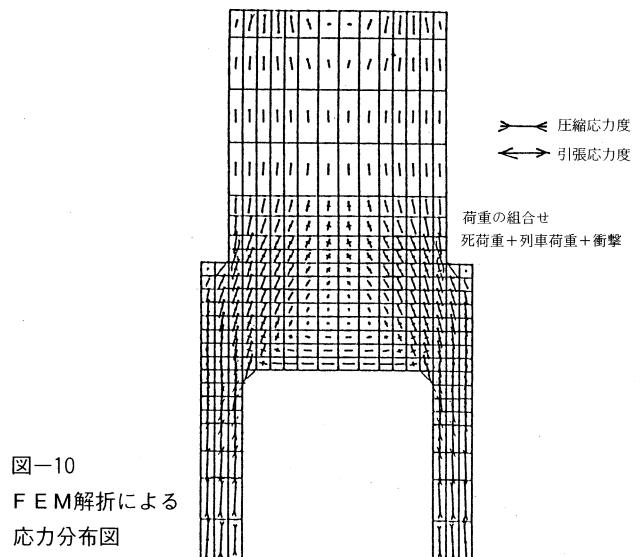


図-10
FEM解析による
応力分布図

チ端上部に発生している。それに対しては鉄筋で受けもたすこととした。その配筋図を図-11に示す。

なお、FEM解析は平面解析とし、荷重分担については、建築学会・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説の長方形スラブの応力たわみ図表により求めた。

6. 地震応答解析

連続桁の基礎として、2～5 Pに連壁基礎、1、6 Pに場所打ち杭と異種の基礎を用い、かつ長大橋梁ということで、静的解析に加え、動的解析を行い、その安全性について照査した。

地震波としては開北橋 T₁を用い、橋軸方向、直角方

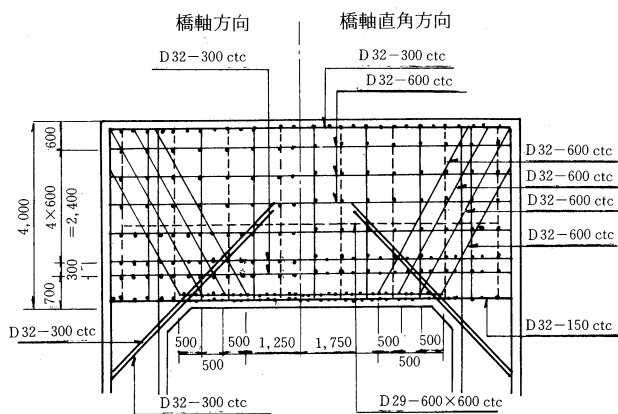


図-11 頂版の配筋図(2~4P)

向の完成時と架設時の4ケースについて検討した。

基盤における入力加速度は、耐震地盤面(本橋梁の場合、陸上部における流動化土層の下端、TP-3.0m)において、200gal(架設時100gal)となるように重複反射理論により求めた。

その結果、地盤の応答加速度は、基盤(TP-91.0m)では94galで、そこから徐々に増加し、海上部の耐震地盤面(TP-12m)で131galとなり、シルト混り粗砂(TP-9.0~3.0m)で応答加速度が急激に増加し、陸上部の耐震地盤面(TP-3.0m)で200gal(想定値)となっている。

解析モデルは、上部工-基礎-地盤の全体系モデルとし、基礎を含めた構造部材については、集中質点とそれをつなぐ棒部材で構成された多質点系振動モデルとし、地盤についても同様に、集中一つなぎバネ系の多質点格子型モデルとした。また、半無限地盤は逸散効果を評価できる粘性ダンパーを境界面に設けて、有限領域のモデルとした。なお、前に述べた流動化土層については、付加質量として扱った。

完成系の応答加速度を表-7に、動的解析と静的解析における橋軸方向の断面力の最大値を表-8に示す。

この結果によると、断面力は、連壁基礎地中部では静的解析値より動的解析値の方が小さいが、橋脚下端では若干動的解析値が大きくなっている。

橋脚下端については、5(1)で述べた終局強度設計を行っているので応力上問題なかった。

動的解析に用いた地盤バネは、静的解析の場合と同じ値を用いたが、電算プログラム上、弾性バネ(静的解析では弾塑性バネ)とした。そこで、地盤を弾性バネとした場合と弾塑性バネとした場合とについて静的解析において断面力の比較をした。その結果、弾性バネとした場合より弾塑性バネとした場合の方が、最大曲げモーメントについては2~4Pで20%、5Pで8%、最大せん断力については2~4Pで45%、5Pで15%大きくなっている(最大地盤反力は減少)。したがって、地盤を弾塑性バネとした場合の動的解析の応答値は若干変化すると考えられるが、断面力がこれらの率で増加すると仮定した場合は、静的解析において連壁基礎を剛体として解析しているので十分安全であった。

表-7
最大応答加速度
(単位:gal)

		橋軸方向	橋軸直角方向
1P	桁中心	252	302
	橋脚下端	219	196
2P	桁中心	247	196
	橋脚下端	132	145
3P	桁中心	247	174
	橋脚下端	147	118
4P	桁中心	254	194
	橋脚下端	143	118
5P	桁中心	264	247
	橋脚下端	150	164
6P	桁中心	268	319
	橋脚下端	260	200

表-8 動解値と静解値の断面力(橋軸方向)

		最大曲げモーメント(t・m)		最大せん断力(t)	
		動解値	静解値	動解値	静解値
1P	橋脚付け根	14,961	14,137	925	968
	場所打ち杭	7,843	7,461	925	1,056
2~4P	橋脚付け根	13,603	12,543	1,437	1,406
	連壁基礎	44,206	54,089	1,782	2,613
5P	橋脚付け根	13,320	12,261	850	913
	連壁基礎	21,847	27,054	936	1,083
6P	橋脚付け根	6,212	5,665	541	411
	場所打ち杭	2,440	2,415	541	471

・連壁基礎の静解値は連壁基礎を剛体とした場合の値である。
・静解値は死荷重+地震の影響による断面力である。

また、架設時には、入力加速度が完成系の $\frac{1}{2}$ であるので、完成系より断面力が小さかった。

なお、列車走行安全性についても特に問題とならなかった。

7. あとがき

以上、北浦港橋梁の設計の概要について述べたが、表面的な報告しかできなかったことをおわびするとともに、詳細については、設計報告書を参照されたい。

施工については、仮栈橋、作業構台、築島、等の仮設物の設置も終え、昭和61年1月中旬からは連壁の掘削工事が始まっている。また、昭和61年夏には上部工の工事にも着手できる予定である。したがって、海上部の下部工の施工、長大PC橋梁の施工については、またの機会を得て報告したい。

最後に、連壁基礎の設計、特に連壁基礎の弾性体としての構造解析、鉛直継手部の構造について、御指導いただいた国鉄・構造物設計事務所海野次長をはじめ基礎土構造の皆様に、紙面をかりてお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 海野隆哉：地下連続壁を用いた函型剛体基礎の設計施工
コンクリート工学 VOL 22 No. 6 June 1984

櫃石島高架橋トラス用点検補修用作業車

Inspection and Repair Platform of Hitsuishi Viaduct Truss

第二建設局 建設部機械電気課長代理

坂本 光重
Mitushige Skamoto

1. まえがき

Dルート海峡部は9.5kmあり、この間に吊橋3橋・斜張橋1橋・トラス橋4橋・高架橋(島しょ部)2橋の長大橋梁が連続している。これらの長大橋梁は島しょ部の高架橋を除き全て鋼製橋梁であり、これらの総塗装面積は300万㎡近くになる。仮に全面積を完成時と同一仕様の7層塗を行うとすれば、34万人日余りの塗装工と7,000tのペイントが必要となる。したがって本ルートに関しては、全ての塗膜が劣化した後全体を塗り替える後追い式の保全よりも、局部的な弱点部は短い周期でタッチアップを行ない、全体的には活膜の残っているうちに表面3層塗程度を行う、予防的な保全が有効となる。また橋体には各種の管路・航路標識、橋体観測機器等が添架されているためこれらの点検補修も必要となり、かなりの高頻度で橋体へ接近する必要がある。しかし橋体は海上の高々所にあり、しかも桁上は自動車、桁内は列車、桁下は船舶が航行しているため、従来の単管案による塗装足場では安全性、経済性、随時性の面より困難となる。このような点より、橋体のいかなる部分へも、特別な仮設足場を設置することなく、いかなる時でも容易に接近でき、しかも点検と同時に補修のできるアクセス手段として作業車を設置するものとした。作業車は橋体の構造より8形式、ルート全体で90台となり、昭和59年末より橋体工事の進捗に合せて順次製作・据付されている。本稿では最初に製作・据付られた櫃石島高架橋トラスの作業車について報告する。

2. 設計

2.1 使用材料

作業車は橋体に取付けたレール上を全長に亘って走行するため、極力軽量化を図り橋体の荷重負担を小さくすることが重要であり、また自重を軽くすることにより、レール断面も小さくなるとともに、駆動電動機、減速機、車輪等が小形化でき経済的となる。さらに海上に据付けられるため、海塩雰囲気曝され、厳しい腐食環境におかれるため、耐食性の良好な材料を使用し、作業車自身の保全費用を最少限にする必要がある。このため構造部材はアルミニウム合金を使用するとともに、機械部分についても、塗装しにくい部分にはステンレス鋼を使用した。

2.2 仕様書の整備

アルミニウム合金材を使用した構造物は小形水門や既設の橋梁点検車があり、設計基準としては、(社)軽金属協会「アルミニウム合金土木構造物設計・製作指針」、
「アルミニウム合金製橋梁検査車構造設計・製作指針」が決められている。しかし今回の作業車は1台当りの重量が70tを超え従来のものに較べて大形であり、またルート全体のアルミニウム合金の使用量も1,200tを超える。このため別に「点検補修用作業車製作・据付工事共通仕様書」を独自に制定し、設計・製作の標準化を行うものとした。この仕様書の詳細な説明は他に譲るが、設計面では、据付橋梁(桁内面、桁外面、塔、ケーブル等)ごとに形式を分類し、表1～3に示すように塔載荷重・走行速度・作用する外力の大きさと組合せ、使用材料毎の許容応力、作用荷重の組合せと許容応力の割増率等を決定した。アルミニウム合金材は構造物として使用しており溶接接合が主体となるが、鋼材に較べて、高温で活性化するため、ブローホールの発生、酸化物の差込み、割れ等の欠陥が発生しやすい欠点を持つ。このため製作面では、継手構造、作業環境、作業員資格等を規制するとともに、重要部は全長に亘ってレントゲン検査を行うものとした。また作業車の製作と走行レールの製作取付は請負者が別々になるため、双方の製作精度を規定し、整合を図るものとした。

表1 作業車の標準塔載荷重

作業車の型式		乗員数	乗員荷重	機材荷重
ケーブル 作業車	(万能作業台)			
	走行台数	1人	100kg	300kg
	付属ゴンドラ	4人	300kg	
	(ユニット式作業車)			
内面作業車	移動ケージ	8人	600kg	300kg
	ハンガー用ゴンドラ	2	150kg	50kg
	全形式共通	3人	225kg	200kg
	側面作業台			
外面 作業車	側面フレーム	3人	225kg	100kg
	接近用機械装置	3人	225kg	
	下面作業台	10人	750kg	1,000kg
塔 作業車	単面形作業車	5人	375kg	375kg
	コの字形作業車	5人	375kg	375kg
	ガーダー形作業車	3人	225kg	225kg

3. 外面作業車

3.1 用途

外面作業車は図-1に示すように、桁の下面と両側面をとりまいて走行するU字形の作業車であり、主構と下横構及び主横トラス側部の点検補修に使用するものである。この作業車の特徴は桁内に入出するとともに、主構全高に亘って昇降する伸縮足場を設けたことである。このように特殊な構造としたのは、Dルートは他のルートと異なり桁内部を鉄道車両が走行するため桁内からのアプローチが制限されるためである。

3.2 構造

構造は主構下弦材に取付けた走行駆動部とこれに懸架

される下面フレーム、走行駆動部より立上る側面フレーム及び側面フレームに支持され昇降と桁内へ入出する伸縮足場に大別される。これらの主要なフレームはパイプトラスとし、風荷重の低減と軽量化を図った。また継手は現場据付上必要となる下面フレームと側面フレームの継手のみボルト継手とし、他は全て溶接継手とした。

3.3 機能

作業車は下面フレーム上に10人の作業員と1,000kgの機材を塔載し5~30m/分の速度で橋軸方向へ走行する。下面フレーム床から主構下面までは1.9mであり、踏台を用いれば主構、下横トラス、鉄道桁へ容易に接近できる。伸縮足場は3人の作業員と100kgの機材を塔載し、側面フレームに沿って8.8m昇降するとともに、桁内へ4.7m伸縮する、この機構により作業員は写真1~2に示すように橋体に容易に接近できる。なお外面作業車の主要仕様を表-4に示す。

表-2 作業車の標準移動速度

作業車の分類	速度 m/min		適 要
	低 速	高 速	
ケーブル作業車	2~3	10~20	
内 面 作 業 車	2~3	—	橋軸直角方向の移動時
	—	5~20	橋軸方向の移動時
外 面 作 業 車	4~5	30~40	
単面形作業車	5~10		
コの字形作業車	5~10		
ガーダー形作業車	5~10		

写真-1

外面作業車による主構上部への接近

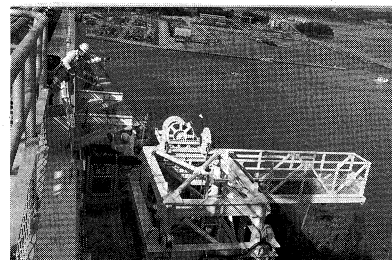


表-3 アルミニウム合金の許容応力度

強さの種別		(単位 kg/cm ²)						
材質	強さの種別	引 張 強 さ		圧 縮 強 さ	せん 断 強 さ		支 圧 強 さ	
		σ_{tm}	σ_{ty}	σ_{cy}	τ_u	τ_y	σ_{bm}	σ_{by}
5083-O	母 材	2,800	1,300	1,300	1,600	750	5,300	2,450
5083-R	溶 接 部	2,800	1,300	1,300	1,600	750	5,300	2,450
6061-T6	母 材	2,700	2,500	2,500	1,550	1,400	5,100	4,750
	溶 接 部	1,700	1,000	1,000	950	550	3,200	1,900

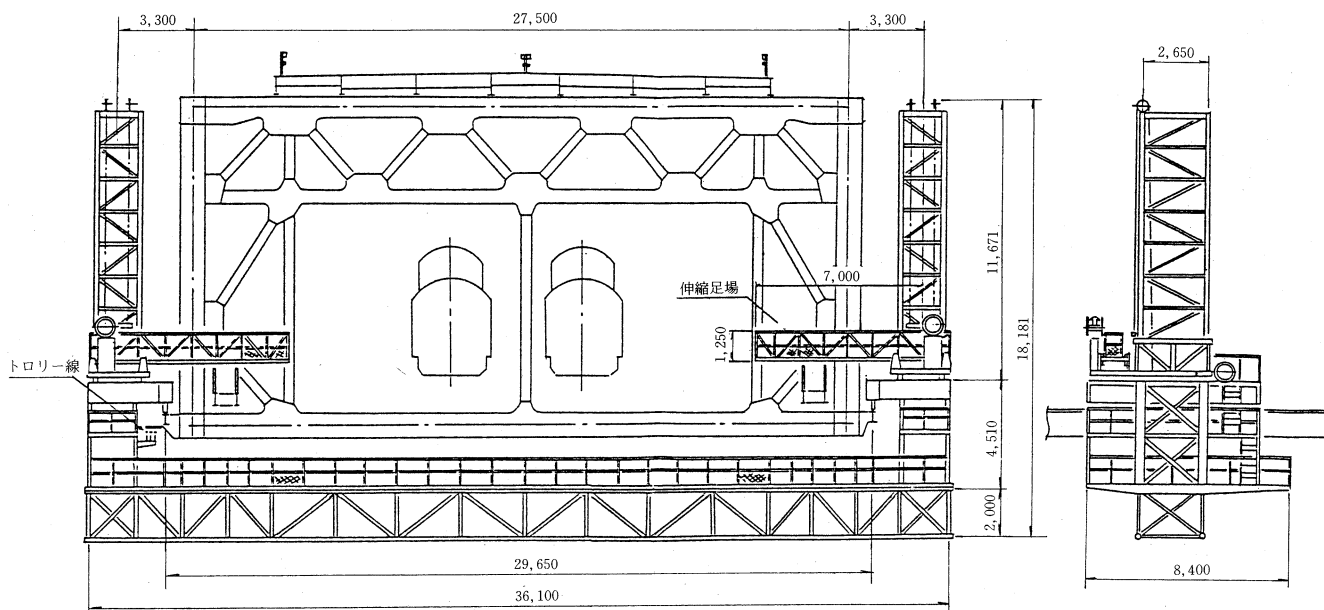


図-1 外面作業車一般図

写真-2

外面作業車による
下横構への接近

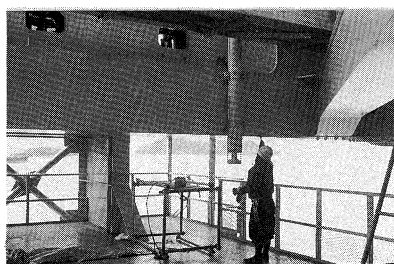


表-4 外面作業車の主要仕様

項目	仕様
形式	下部懸垂形自走式
作業車サイズ	下面作業台：長さ36,100mm×幅6,000mm 側面作業台：高さ11,67mm 伸縮足場：長さ8,250mm×幅6,000mm
走行速度	0～30m/min
伸縮足場昇降速度	5m/min
伸縮足場スライド速度	5m/min
走行電動機	15kW×2台
伸縮足場昇降電動機	(5.5kW×1台)×2基
伸縮足場スライド電動機	(0.1kW×1台)×2基
走行制御方式	サイリスタ、一次電圧制御
制動方式	電氣的回生制動と油圧押上機ブレーキの併用
クランプ方式	摩擦シューによるレール抱き込み方式
係留方式	軌条箱によるピン方式
給電方式	耐食形ユニット式絶縁トロリー
電源	AC 440 V, 60 Hz 3φ
搭載荷重	下面作業台：1750kg・f (乗員：750kg・f(10人), 機材1,000kg・f) 伸縮足場：325kg・f (乗員：225kg・f(3人), 機材100kg・f)×2基
作業車自重	約 59,000kg
使用材料	A 5,083, A 6,061

3.4 安全装置

レール端・昇降端・伸縮端には近接スイッチを設け、自動的に停止するようにした。操作箇所は下面フレーム(全体)と伸縮足場(伸縮・昇降)上の2か所となったため、双方にマイクとスピーカーを設け連絡の便を図った。さらに伸縮足場の昇降装置には荷重検出用ロードセルと過下降防止スイッチを設けている。

4. 内面作業車

4.1 用途

内面作業車は図-2に示すように、道路桁、道路床版裏、上横構、主横トラス上部等に接近するものであり、橋軸直角方向に移動する横行台車と台車上を橋軸方向に走行するとともに昇降する昇降台車及びこれらの台車を吊上げて各パネル間に橋軸方向へ移動する移設台車により構成する。

4.2 構造

横行台車は、主横トラス

中弦材に支持された軌条を走行するもので、1パネル間を2本のH主桁で渡っている。昇降台車はこの横行台車の主桁を軌条として橋軸方向に走行するとともに、パンタグラフ機構により昇降する。移設台車は主横トラス上弦材に取付た2条のH形鋼の走行軌条内に走行車輪をかみこませ、懸垂走行させるものである。横行台車は四隅に設けたスクリュウジャッキにより吊上、吊下する。吊下走行時に揺れ等が懸念されたため、ジャッキとともに、固定金具を設けた二重の安全装置とした。

4.3 機能

作業車は3人の作業員と200kgの機材を塔載して、3m/分の速度で橋軸及び橋軸直角方向に走行しパネル内の任意の平面位置に移動し、3.5m/分の速度で2.5m昇降する。当該パネルの作業が完了すると、横行台車を移設台車の真下に移動させ、移設台車よりスクリュウジャッキを下ろし、これと台車を連結し1m吊上げ次の作業パネルに移設する。移設速度は20/4m/分の2段階であり、通常は20m/分で移設し、吊下げ前の位置決を4m/分の低速で行うものとした。この機構により作業員は写真3～4に示すように、道路床版裏も、主横トラス上部に容易に接近できる。なお内面作業車の主要仕様を表-5に示す。

4.4 安全装置

レール端・吊上端には近接スイッチを設け自動的に停

写真-3

内面作業車による
鋼床版裏面への接近

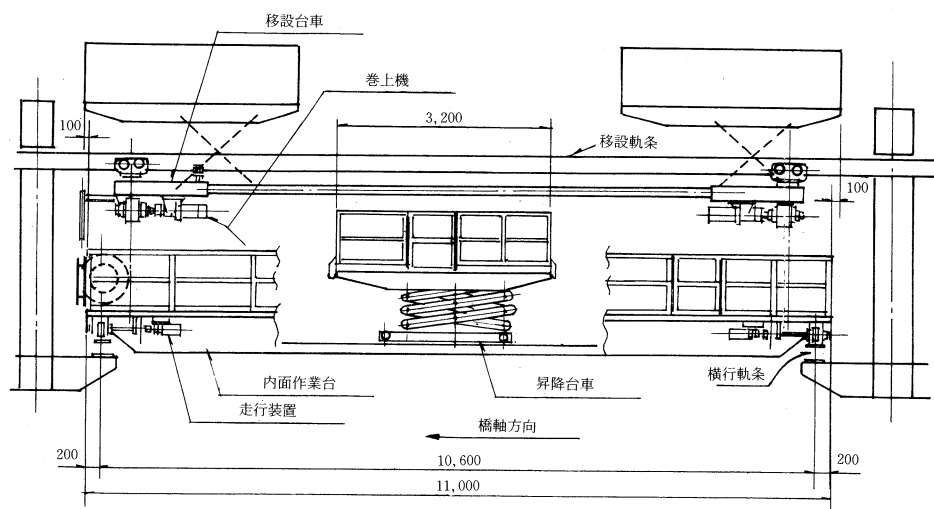
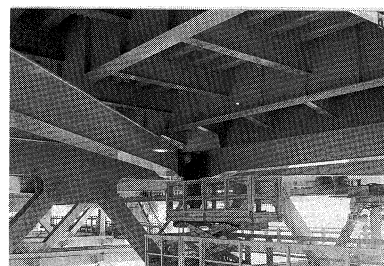


図-2 内面作業車一般図

写真-4

内面作業車による主構
トラスへの接近

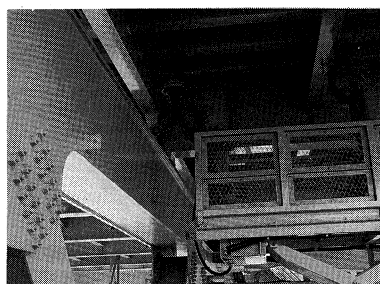


表-5 内面作業車の主要仕様

項 目	仕 様
作 業 車 サ イ ズ	移設台車：長さ 9,200mm×幅 1,620mm 内面作業台：長さ 11,000mm×幅 2,200mm 昇降台車：長さ 3,200mm×幅 1,000mm
昇 降 ス ト ロ ッ ク	移設台車：900mm 昇降台車：2,340mm
移 設 速 度	4/20 m/min(二速切換)
移設台車昇降速度	0.4 m/min
昇降台車走行速度	3 m/min
昇降台車走行速度	3.5 m/min
移 設 電 動 機	(0.75/0.2kW. 2 モータ)×4 基
移設台車昇降電動機	0.1kW×4 台
横 行 電 動 機	0.1kW×4 台
昇降台車走行電動機	0.1kW×1 台
昇降台車昇降電動機	2.2kW×1 台
速 度 制 御 方 式	直入定速制御
制 動 方 式	電磁ブレーキ
ク ラ ン プ 方 式	摩擦シューによる抱き込み方式(移設台車・内面作業台とも)
係 留 方 式	移設台車：摩擦シューによるレール抱き込み方式 内面作業台：軌条桁に対するピン方式
給 電 方 式	耐食形ユニット式絶縁トロリー
電 源	440V 60Hz 3φ
搭 載 荷 重	内面作業台：425kg.f (乗員：225kg.f (3人), 機材200kg.f) 昇降台車：200kg.f (乗員：150kg.f (2人), 機材 50kg.f)
作 業 車 自 重	移設台車 約 4,100kg.f 内面作業台 約 5,900kg.f
使 用 材 料	移設台車 SS 41 内面作業台 A 5083, A 6061

止するようにした。また特に鉄道面への安全を考慮し、作業床は密閉構造にするとともに、手摺には全てエキスパンドメタルを張り作業工具等の落下防止を図った。さらに先に述べたように吊上移設時はスクリージャッキの他、固定金具を設けた。

5. 製作・据付

5.1 アルミニウム合金の溶接

作業車はアルミニウムの溶接構造物としてはまれにみる大型のものであり、施工にあたっては十分な配慮が必要となる。アルミニウム合金は、溶融熱量と熱伝導率が大きいため大電流を必要とし、また熱膨張係数も大きいので溶接時に歪が発生する。また高温で酸化されやすく、酸化物である Al_2O_3 は融点が高いため介在物としてピード内に存残しやすく、さらに多量の水素が入るとブローホールを生成する。このように鋼と比べて溶接しにくく

かつ欠陥を発生しやすい欠点を持っている。またピード面も鋼に較べて一般的にきつなくなる。

溶接部の欠陥は、空気中の湿度・温度・風等の外部環境と、溶接姿勢・電圧・電流・シールドガス量等の溶接条件により大幅に異なる。このため①溶接加工場は専用の加工場とし清潔にするとともに、廻りを締め切り防風を徹底させること、②重要部位の溶接は気温 5℃以上、湿度80%以下で行うこと、③回転治具等を多用し溶接姿勢は下向を原則とすること、④事前に溶接施工試験を行い溶接条件を決めること等の対策を行った。また施工試験ピースを「仕上り標準」とし、以後のピード外観はこれを基に判定するものとした。これらの措置により溶接部は完了後の非破壊検査結果で不合格になることなく良好な結果を得ている。作業車は軸距が30mを越える大きな機械設備であり、また別途設置した軌条に据付するため精度を明確に決定しておかなければならない。

このため製作時の精度を表-6に示すように決定し据付作業時のトラブルを防止している。

表-6 作業車の仕上精度

測 定 箇 所	許 容 誤 差 (mm)	測 定 点 数
作業車の全長 L (m)	$\pm(10+L/10)$	上下各1
作業車の全高 H (m)	± 5 $H \leq 5$ $\pm(2.5+H/2)$ $H > 5$	両端部及び中央部
作業車の全幅 B (m)	± 4 $B \leq 2$ $\pm(3+B/2)$ $B > 2$	〃
主げた、主構のそり	-5~+5 $L \leq 20$ -5~+10 $20 < L \leq 40$	各主げた、主構について5~7m間隔
現場継手部のすき間	3	全継手数
桁外面 作業車	側面フレームの鉛直度 δ (mm) 側面フレーム高 側面フレームの昇降台用レールの通り δ (mm)	各主構について3~5m間隔(橋軸方向及び橋軸直角方向) レールの全長
ホイールベース	± 5	

6. あとがき

櫃石島高架橋用作業車は昭和60年10月に据付を完了し、その後橋体に取付た落下防止綱等仮設備の撤去やタッチアップ塗装等に使用したが、設置目的である、「アクセスしたい」場所に、容易に近づく」という目的を十分にはたしている。また、この使用経験よりディテールに多少の変更の必要を感じるものの全体のシステムとしては特に不具合はなく十分に威力を発揮している。この後も多くの作業車を設置していくが、本作業車の実績をフィードバックし万全を期すよう考えている。

明石海峡大橋の起工式行われる

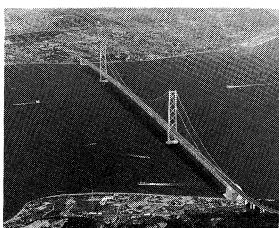
去る4月26日、本四連絡橋事業関係者の待望久しかった明石海峡大橋の起工式が行われた。この日9時45分、春の陽光をきらきらとはねる明石海峡に面した松帆の浦で鍬入れ式が、11時30分から神戸のポートアイランドにおいて起工式と祝賀式が行われ、世界一の吊橋を建設して、本州・淡路島・四国を直結する事業の、新たな第一歩が踏み出されたわけである。

なお、起工式にさきだって4月8日に、明石海峡大橋関連事業区間（垂水JCT～津名一宮IC、約36km）のルートとともに、明石海峡大橋の新しい橋梁計画（図参照）も発表された。新旧計画の対比は表に示すとおりであるが、同橋が道路単独橋に変更されることに伴い、より柔軟に上・下部工の設計施工を見直すことが可能となったため、総合的に優れた新計画が採用されたものである。新計画では、中央支間長の増大により上部工鋼重が増えるものの、下部工建設地点の水深と支持地盤が浅くなり、取付高架橋も短くなるため、経済性は全体としてやや向上する。さらに今までの大鳴門橋、南北備讃瀬戸大橋等での経験や技術の開発によって、工期を従前の13年から10年に短縮することとされた。

今後の予定としては、61年度の神戸側陸上部の都市計画決定と海峡部精査ボーリング、62年度の海上保安庁、環境庁協議、漁業補償等を経て、63年度から本工事を始める計画である。

明石海峡大橋新・旧計画の比較

項 目		新	旧
ケーブル支間割 (m)		960+1,990+960=3,910m	890+1,780+890=3,560m
主 塔 の 高 さ		T.P.+333m	T.P.+285m
ケーブル	サ グ 比	1/8.5	1/9.5
	直 径	φ84cm×4本	φ83cm×4本
補 剛 ト ラ ス 寸 法		高14.0m×幅35.5m	高14.0m×幅35.5m
3 P	水 深	T.P.-37m	T.P.-41m
	根 入 れ	T.P.-55m	T.P.-70m
	施 工 法	鋼管連壁ケーソン工法	
4 P	水 深	T.P.-4m	T.P.-17m
	根 入 れ	T.P.-13m	T.P.-52m
	施 工 法	締切オープン掘削工法	地下連続壁併用逆巻工法
上 部 工	塔	56,000 t	39,900 t
	ケーブル	68,000 t	58,900 t
	吊 構 造	85,000 t	77,500 t
計		209,000 t	176,300 t
下部工コンクリート量		975,000m³	1,260,000m³



尾道・今治ルート「生口橋」の起工

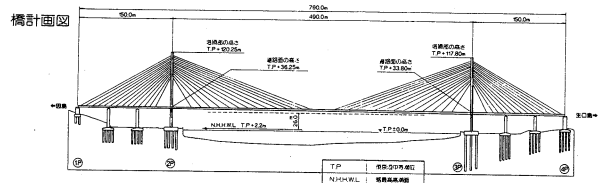
尾道・今治ルート第4番目の橋梁として、因島と生口島を結ぶ生口橋が、5月18日に起工された。

生口橋は橋長790m、中央支間長490mの斜張橋で、その規模としては、現在世界最大級のものである。

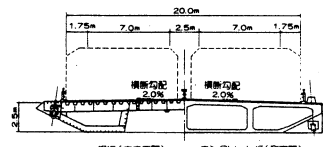
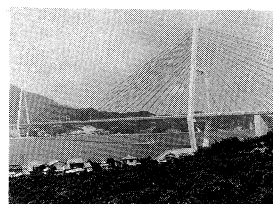
この橋は、これまで長い期間、地質調査、設計調査等を進めてきたが、その結果、海底地盤が悪く、海中基礎が大型となるため、施工性、経済性、航行安全等総合的に検討し、最適な橋梁形式として、塔基礎を汀線付近に設けた斜張橋としたものである。

この橋の特徴は、中央支間の桁を鋼製、側支間の桁をコンクリート製とした複合構造にある。これは、中央支間長に対し比較的短い側支間部の死荷重を増し、両支間の力の釣合いを図るための構造であって、このような構造の斜張橋は、世界的に例が少なく、日本では最初のものである。

この橋の工期は6年を予定しており、完成すれば、現在道路公団で供用中の尾道大橋と合せ、広島県側の3島（向島・因島・生口島）全てが本州と結ばれることになる。



側 面 図

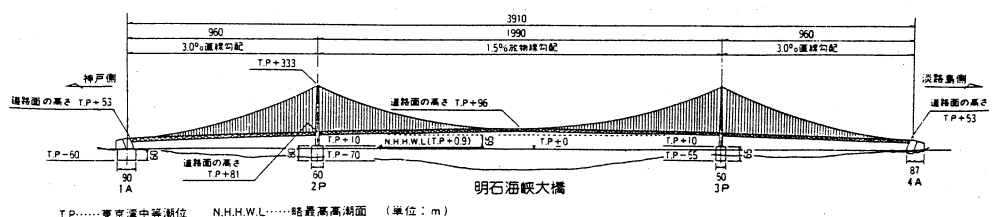


断 面 図

明石海峡現地水理実験

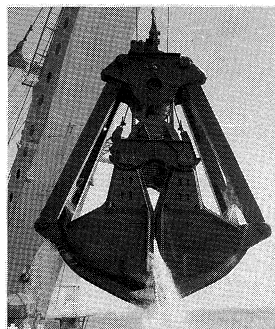
本実験は、明石海峡大橋3P主塔基礎建設予定位置において、大型グラブ浚渫船（バケット重量125t、13m³及び85t、25m³）により、T.P.-45mまで約25,000m³の海底掘削（水深38m、掘削深さ約7m、掘削底面60m×20m）を行い、

- (イ) グラブの掘削性（掘削潮流限界、掘削能率など）
- (ロ) 掘削面の性状（埋戻り、砂漣の発生状況など）を調査することを目的としている。



本実験は昭和61年3月27日に掘削を開始したが、気象および海象条件に恵まれ、5月末現在で当初計画の砂礫層の掘削底T-P-45mにほぼ達した。

今後は、6月初旬のSEP調査を終えた後、底面を仕上げ、6月末の強潮流にさらに掘削面の性状を調査するとともに、3Pの支持層となる砂礫層下層の神戸層が、グラブ掘削出来るか否かの神戸層掘削実験を行う予定である。



巨大なクラブバケット

・グラブ要目

容量	WL25m ³
高さ	9.88m
幅	3.70m
開口幅	9.80m
重量	85t

児島・坂出ルートの吊橋主ケーブル全て完了

児島・坂出ルートでは、4月29日に道路・鉄道併用橋では世界一の規模を誇る南備讃瀬戸大橋(橋長1,723m、中央径間長1,100m)の世界一の太さのメインケーブルの架設(引出し)が終了した。

メインケーブルは、直径1,063mm、直径5.12mmの特殊なピアノ線を127本束ねたストランドと呼ばれる直径66.6mmの素線の束を271本集めたもの。架設作業は昨年12月18日に始まり、延べ作業日数約百日、延べ作業人員は約二万人にのぼっている。

吊橋のメインケーブルで直径1mを超えるのは世界で南備讃瀬戸大橋ただ一つだけで、2番目に太いのは北備讃瀬戸大橋の直径99.8cm、3番目下津井瀬戸大橋の94cmで、同ルートの3つの吊橋が世界ランキング3位までを独占している。ちなみに、外国で1番太いのはアメリカのゴールデンゲート橋で直径92.4cm。

メインケーブルの架設を終えると約1ヶ月かけてスクイジングと呼ばれるメインケーブルを円形に仕上げ整形する作業を機械と木ヅチ「かきや」を使って行い、6月には円形にしたメインケーブルがばらけないようにして、メインケーブルと橋げたをつなぐハンガーロープを固定するケーブルバンドを両側に合わせて264個取り付け、7月下旬から直径6.8mmのハンガーロープを張り渡し8月からいよいよ補剛桁の架設にかかる。

児島・坂出ルートの吊橋補剛桁架設開始

児島・坂出ルートの3つの吊橋のうち、下津井瀬戸大橋、北備讃瀬戸大橋でそれぞれ、4月29日、5月13日に補剛桁の架設作業が始まった。

補剛桁の架設は、3橋とも架設地点における海象、気象条件が非常に厳しいことを考慮し、架設途中の耐風安定性にも優れ、関門橋以降に架設された我国の長大吊橋と同様に「逐次剛結工法」を採用した。

工事区域が国立公園内にあり、瀬戸内海の主要航路など厳しい環境内での作業であることから、工程と安全性及び形状精度の確保に重点を置いて、2パネルを単位とする「面材架設」とし、吊材(ハンガーロープ)の引込みは、予めねじ切り加工されたハンガーロープソケットを利用して、ハンガーブラケット下側より直接吊材を引込み、補剛桁にセットする「直接吊材引込」で行ない、引込み張力を吊材の許容張力内におさえるため、架設先端数本の吊材に荷重を分散させる「多格点同調引込み」を採用した。なお、3橋とも2ないし3格点の吊材で荷重分散させる。

下津井瀬戸大橋、南備讃瀬戸大橋では、現地の制約条件、工事工程などより、吊橋補剛桁の架設では初めてFC船を使って大ブロック架設を実施する。(下津井瀬戸大橋は2パネルブロック、南備讃瀬戸大橋は4パネルブロック)

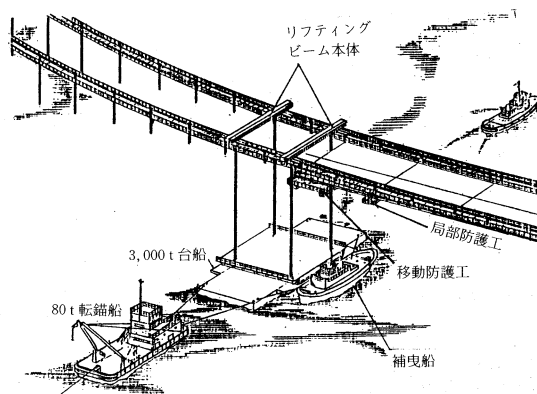
伯方大島大橋の現況

伯方橋は、6月中旬現在、身近島側側径間のうちの2ブロック(約40m)の架設を残すのみとなっており、7月末頃には閉合の予定である。

大島大橋のケーブル工事は、ケーブルバンドの取付けを終了し、今後ストームロープの撤去、キャットウォークの盛替えを行い、7月初め頃にはハンガーロープの架設を終える予定である。

大島大橋中央径間の補剛桁工事については、現在架設のための準備作業中である。補剛桁架設は、リフティングビームによる直下吊り工法を予定している。(図参照)リフティングビームとは桁架設のための仮設備であり、ケーブル上を走行する本体と、塔下に配置されたウインチ設備により構成される。この工法は架設地点直下に3,000t台船を1点アンカー係留により定点保持し、台船上の架設ブロック(560mを25ブロックに分割、1ブロック100~250t)をこのリフティングビーム本体から4点吊りで吊上げ、既設桁に連結するというものである。架設はこの設備2基を使用し、支間中央部から両島側へ張出してゆく。

現在、リフティングビームの設置は7月、桁架設は9月から開始の予定である。



大島大橋補剛桁架設概要図

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イジ設計要領 (案)・同解説	昭和55年3月
鋼設置ケーソン設計要領(案)	昭和54年2月
多室型緩衝工の設計要領(案)	昭和55年3月
複合材型緩衝工の設計要領(案)	昭和56年3月
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要 領・同解説(案)	昭和54年11月
風化花崗岩の支持特性判定要領(案)	昭和55年3月
*陸上部道路橋設計要領(案)	昭和51年11月

*ケーブルアンカーの設計マニュアル	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	榎 沢 寛	
	越 智 勝	加 藤 茂	
	木 村 博 司	佐 藤 辰 雄	
	佐 原 俊 樹	篠 原 和 徳	
	下 村 稔	田 島 照 義	
	田 中 秀 也	辻 英 夫	
	手 島 茂 富	福 井 幸 夫	
	瀧 田 政 信	牧 野 善 栄	
	森 章	山 崎 廣 志	
	山 名 至 孝	吉 田 修	
	吉 岡 利 春		
	小 暮 三 郎	(海洋架橋調査会)	

本四技報 第39号

発 行	昭和61年 7月15日
監 修	本州四国連絡橋公団
発行所	財団法人海洋架橋調査会 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5 F 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

