

報技四本

修監 本州四国連絡橋公団

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

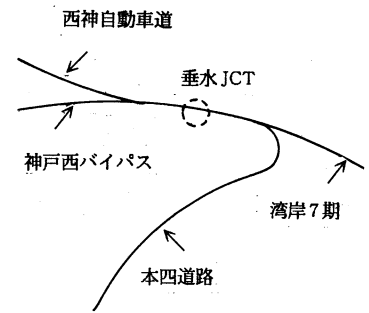
本四技報 第45号 目次

道路の整備こそ国家繁栄への道	副総裁	加瀬 正蔵	1
切土のり肩の設計施工 (淡路島内本四連絡道路緑P A)	第一建設局洲本工事事務所	永井 俊男	2
	同 上	山本 茂樹	
下津井瀬戸大橋ケーブル架設	第一建設局垂水工事事務所 (前)第二建設局児島工事事務所	奥川 淳志	7
	第一建設局設計課 (前)第二建設局児島工事事務所	平原 伸幸	
岸ノ上高架橋PC上部工の設計・施工	第二建設局倉敷工事事務所	藤井 周志	21
	同 上	角 和 夫	
櫃石島橋大ブロック架設	設計部設計第三課 (前)第二建設局児島工事事務所	金沢 克義	27
	第二建設局児島工事事務所	佐藤 昭光	
与島高架橋ループ部鋼桁の製作架設	第二建設局坂出工事事務所	村瀬 佐太美	33
	同 上	川上 明彦	
北備讃瀬戸大橋補剛桁架設工事	第一建設局鳴門管理事務所 (前)第二建設局坂出工事事務所	成井 信	39
技術ニュース			49
本四技報総目次			50

本四技報第46号（伯方・大島大橋特集号, 63. 4）掲載予定

- ・伯方橋大ブロック架設
- ・大島大橋補剛桁製作・架設
- ・大島大橋補剛桁直下吊上げ工法
- ・大島大橋補剛桁ハンガー取付点疲労試験
- ・伯方・大島大橋橋面舗装工事
- ・大島大橋の耐風安定性
- ・伯方・大島大橋関連陸上部工事
- ・伯方・大島大橋維持管理設備

神戸～鳴門ルート



都市計画決定をまつ神戸側陸上部（破線ルートは本四道路と関連道路）

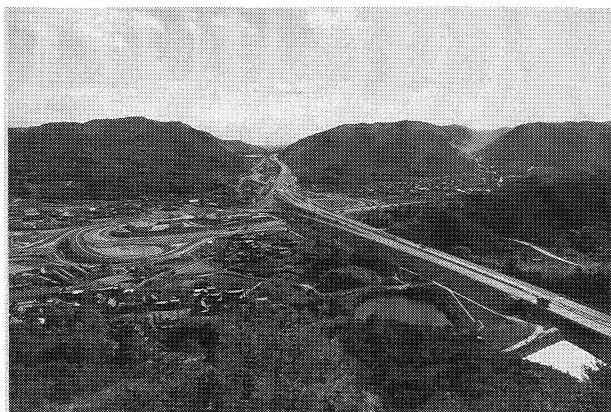
（62年12月）



大鳴門橋仮設備撤去工事（その2）（県有栈橋復旧工）

（62年12月）

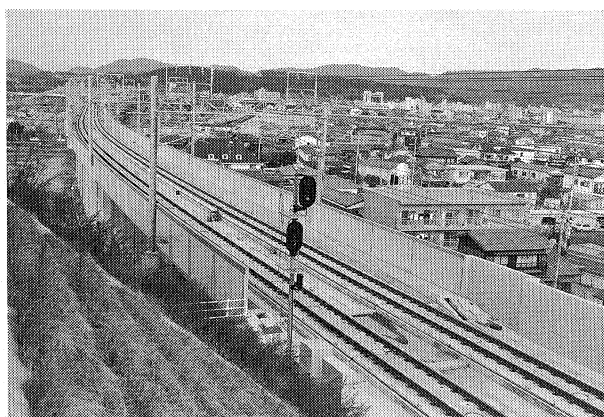
児島～坂出ルート



水島インターチェンジ（管理施設完了、舗装及び造園
工事施工中）
(62年11月)



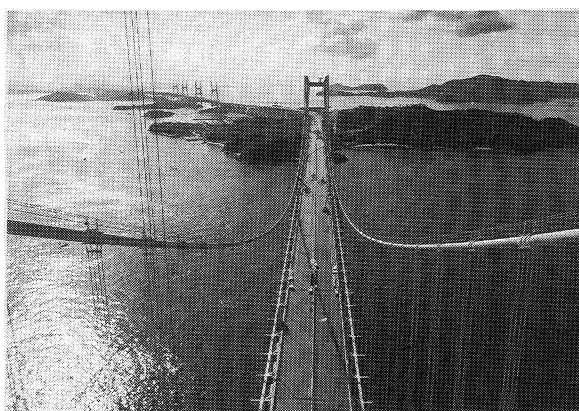
菰池高架橋（床版工完了）
(62年11月)



本四備讃線阿津川橋梁（橋梁付属物工、及び軌道
完了）
(62年11月)



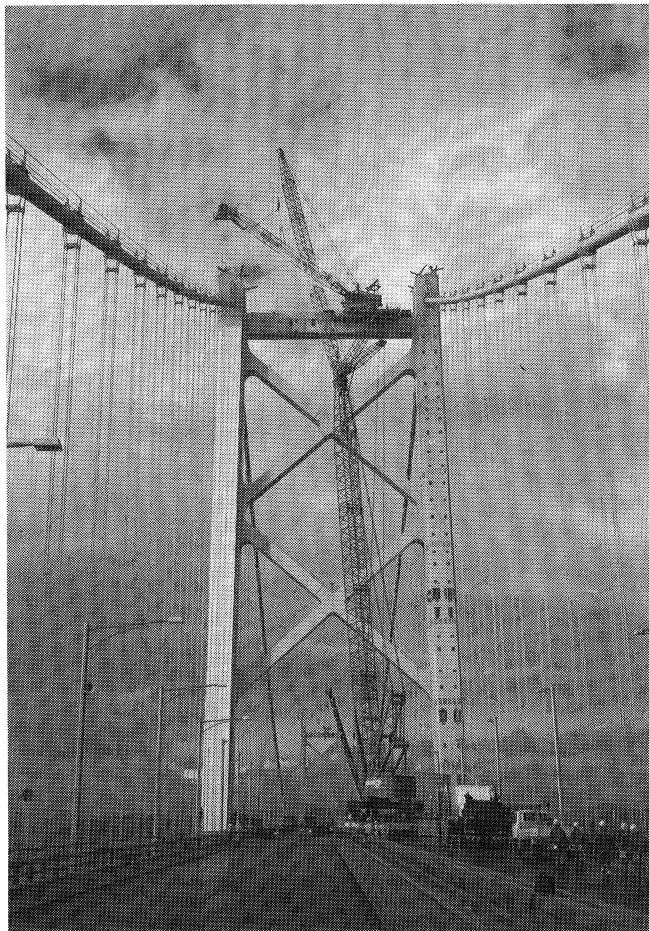
鷲羽山トンネル（道路トンネルの北坑口より。修景緑
化工事施工中）
(62年11月)



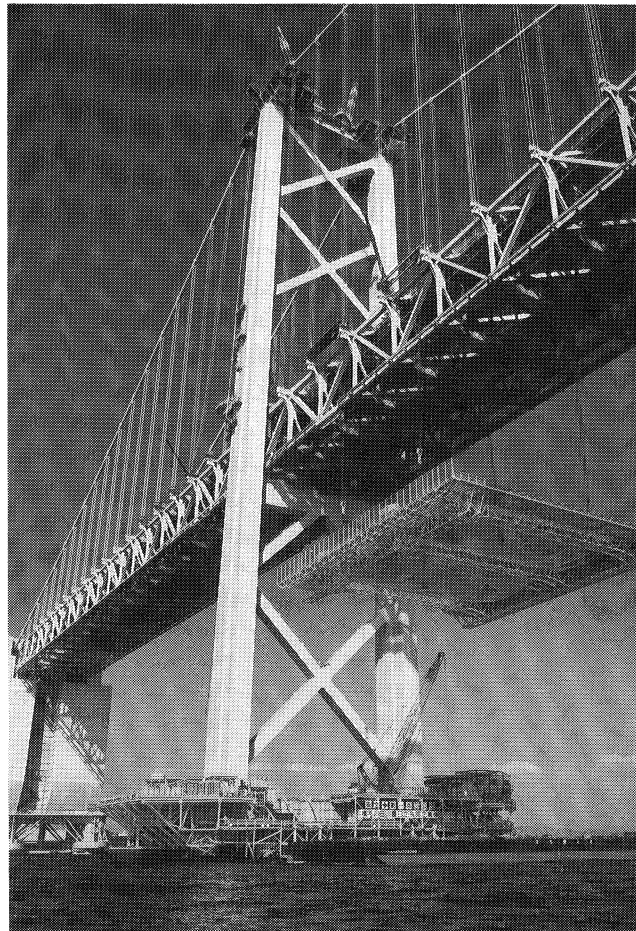
下津井瀬戸大橋（仮設備撤去及び舗装工事等施工中）
(62年11月)



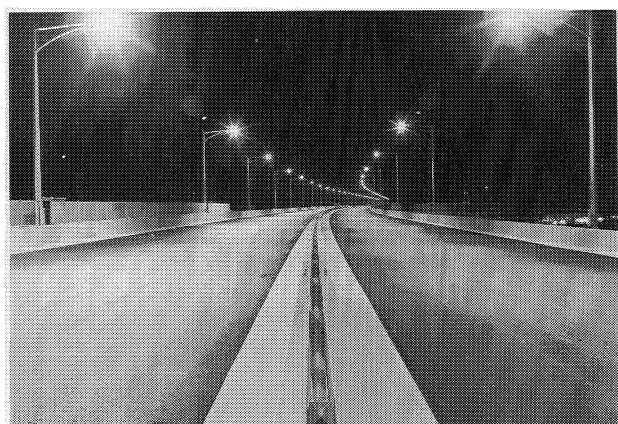
与島橋（舗装工事完了）
(62年11月)



北備讃瀬戸大橋（300ton吊りクローラクレーンによる
塔頂クレーンの解体）
(62年11月)



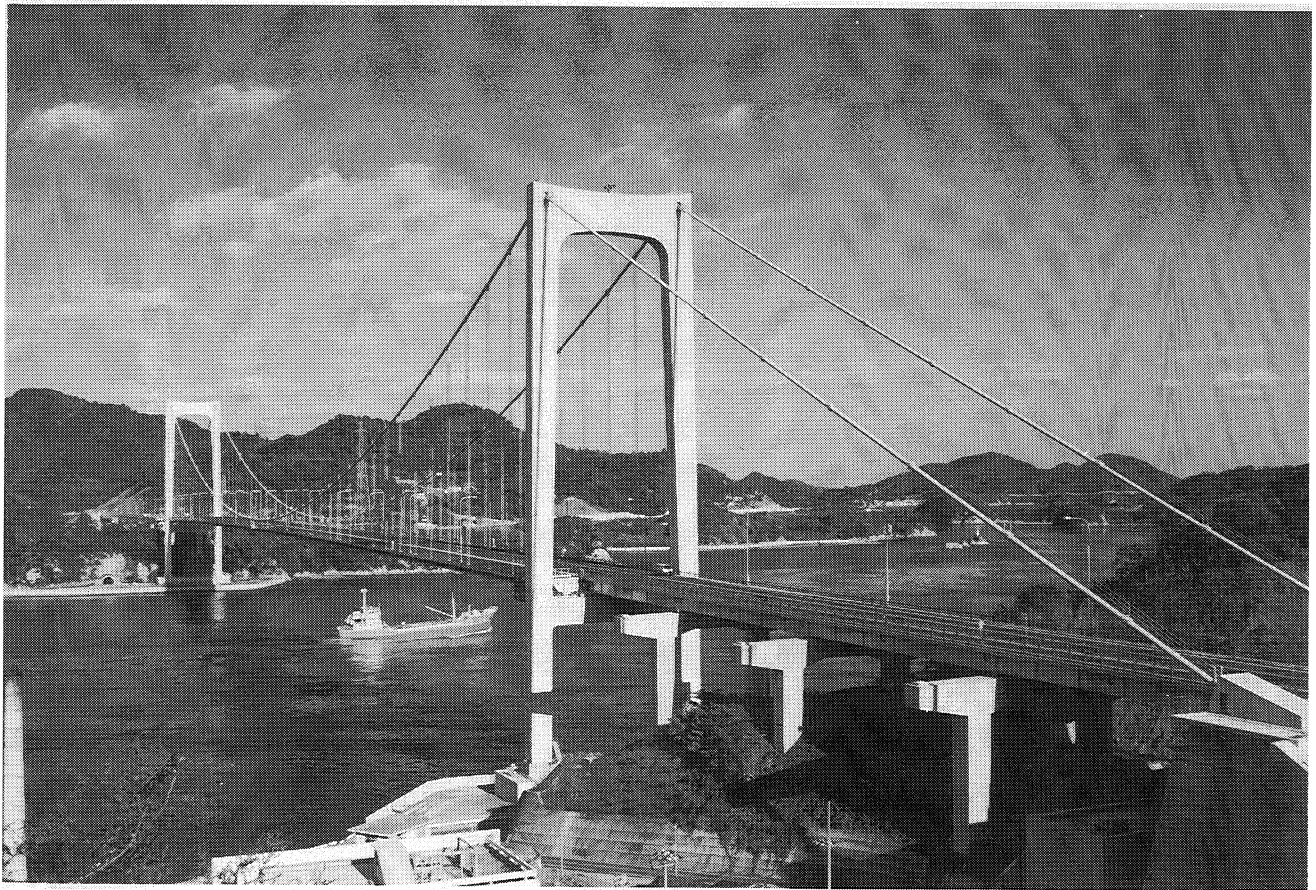
南備讃瀬戸大橋（移動防護工の撤去）
(62年11月)



番の州高架橋（舗装工事完了、照明点灯試験中）
(62年11月)

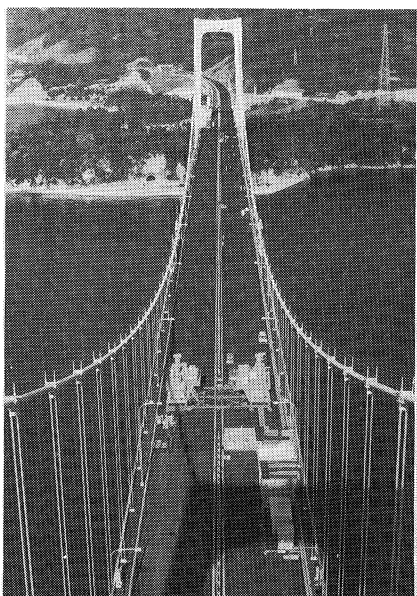


本四備讃線北浦港橋梁（橋梁付属物工完了）
(62年11月)

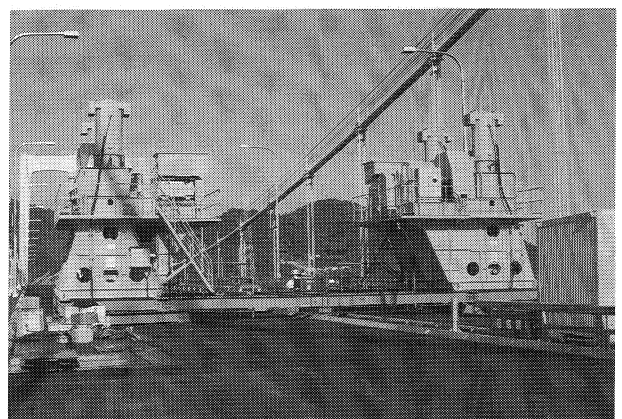


大島大橋（昭和63年1月17日開通予定）

（62年11月）



大島大橋振動実験（大島側より伯方島側を望む）
（62年11月）



大島大橋振動実験の起振機

（62年11月）

道路の整備こそ国家繁栄への道

Road for National Growth

副総裁 加瀬 正蔵
Shōzo Kase



名神高速道路の計画調査のために、昭和31年に来日したワトキンス調査団は、そのレポートの冒頭に、フランシス・ベーコン（1561～1626）の次の言葉を引用している。

「国家の繁栄と偉大さを決定するものに三つの要素がある。——それは、肥よくな土地、繁忙な工場、人と物との場所から場所への容易な輸送である。」

明治以降、わが国の近代化の歩みは、交通機関の発達により支えられてきた。明治初期よりの鉄道の整備は、戦前さらには戦後暫くの間、日本の交通の王座を長いこと占めていた。

これに反し、道路の本格的……………昭和29年の第一次道路整備五箇年計画からスタートしたが、有料道路制度と特定財源制度の二本柱により、着実な進展をみてきた。

昭和62年度は、わが公団にとって、神戸・鳴門ルートの大鳴門橋区間の全通、尾道・今治ルートの伯方大島大橋の完成に加え、いよいよ63年4月10日には児島・坂出ルートの開通という、1ルート4橋の竣功というまことに輝かしい業績を残す年となる。また、昭和38年に初めて名神高速道路の開通をみた高速自動車国道の供用延長も4,000キロの大台を突破するにいたった。（さらに青函トンネルの開通とあわせると、日本の主要4島は陸続きになる。）

日本の経済・社会の成長を支えてきた交通の王座は、昭和41年には鉄道から、道路へと移ることとなるが、最近にいたるまで、とくに貨物輸送の分担率については、道路が伸長し、鉄道は衰退するという傾向は変らない。これとは別に海運は、この間ステッディーな分担率を維持し、航空は、そのシェアは小さいが、飛躍の傾向にある。

さて、このような輸送手段別ライフサイクルの変遷は、そのときどきの産業・経済・社会構造の変化と利用者のニーズに対応するものであり、より速く、より安く、より大量に人や物を運ぶということが私どもに課された命題であった。しかし、最近では経済的にも社会的にも安定成長が指向されるにつれ、交通の役割にも、快適性、安全性が求められるようになり、利用者のニーズも多様化している。

道路についていえば、最近の都市高速道路、都市周辺の高速自動車国道等にみられる慢性的飽和状態は、自動車の走行環境を悪化させ、現に自動車輸送量の伸びの鈍化をもたらし、自動車交通は道路との関係でもはや限界にきているという人もいる。

もし、鉄道の衰退がさらに進行し、自動車交通が限界にきたとしたら、ベーコンの言葉を借りるまでもなく、わが国のこれ以上の繁栄はあり得ない。とすれば、私ども道路整備に関係するものは、自動車交通の限界を乗り越えなければならない。

このバリエーションを乗り越えるためには、さきに決められた四全総の志向する多極分散型国土を実現し、定住と交流による地域の活性化を促進するための戦略手段である「定住と交流のための交通、情報・通信体系の整備」が不可欠である。

道路整備は、その中でも重要な柱であり、高速交通サービスの普及、主要拠点間の連絡強化を目標とする本州四国連絡道路180キロメートルを含む14,000キロメートルの高規格幹線道路網の実現が図られなければならない。

切土のり肩の設計施工

—— 淡路島内本四連絡道路緑PA ——

Design and Construction of Shoulder of Slope Protective Works in Midori PA

洲本工事事務所 第二工事長 永井俊男
Toshio Nagai
洲本工事事務所 工務課長 山本茂樹
Shigeki Yamamoto

1. まえがき

緑PAは本州四国連絡道路・神戸－鳴門ルートの中洲本I・Cと西淡三原I・Cの中間にあり、先山の南山麓に位置している。(図-1) 緑PA附近の本線路線は、山麓ないし山腹を通っているため、全体的に北側が切土斜面、南側が盛土斜面となっている。地質は中世代白亜紀の和泉層群で、頁岩の優勢な風化帯である。

岩層の傾斜は大局的には南方向に傾斜し、北側の切土斜面はすべて流れ盤となり、施工中に各所で小崩壊が発生し、その都度補強工事等をおこなった。緑PAの北側のり面も掘削途中で小崩落が起こり、更にのり肩にクラックが発生した。

こののり面の上部は、緑町の保養施設が立地し、のり肩附近は道路と駐車場である。クラックはこの駐車場の舗装面に発生したため、急きょ掘削を中止し、動態観測と地質調査をおこない、対策を検討した。対策工法は、すべり面に沿って切取り、緩いのり面に変更することを基本としたが、公共の既存施設に隣接しているため用地上の制約があること、しかもこのり肩部を補強した工法を採用する必要があること等のため、のり肩工(土留工)を設置する工法を採用した。

本報告はこの対策工法について述べることにする。

2. 崩壊状況

のり面の断面を図-2に示す。のり肩クラックが発生したのは掘削が中段のり面まで進んだ時点であった。それまでに各所で小崩落があったが、これは流れ盤の頁岩層が掘削による応力解放によって剥落したり、風化部分が降雨と日照によって乾湿を繰り返した結果とみられた。

調査の結果の代表的な地質断面を示すと図-2のとおりである。のり面近くは粘土化した破碎帯が、上部は崩積土と強風化頁岩が分布し、層理面は30°程度の流れ盤となっている。深くなるに従って硬い頁岩となるが、粘土化したうすい破碎層を無数に挟んでいる。のり肩にクラックを発生させたすべり(変位)は風化層(C₁)面に沿う比較的浅い層面すべりと考えられる。掘削を中止したため変位は停止したが、そのまま掘削を進めると大崩壊に

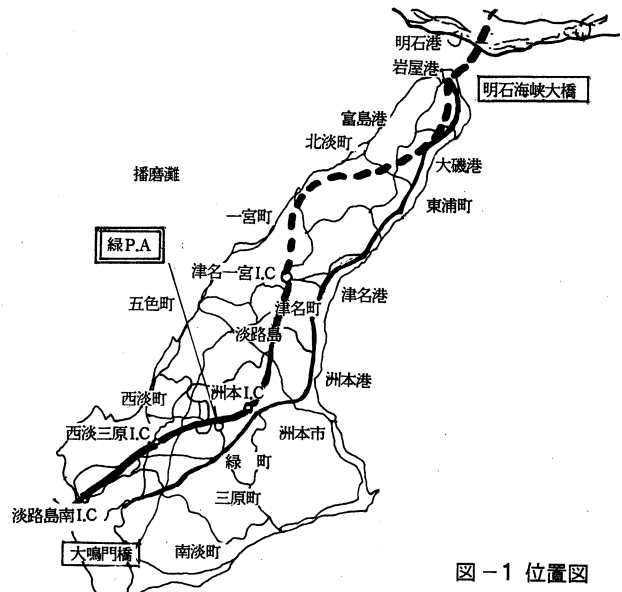


図-1 位置図

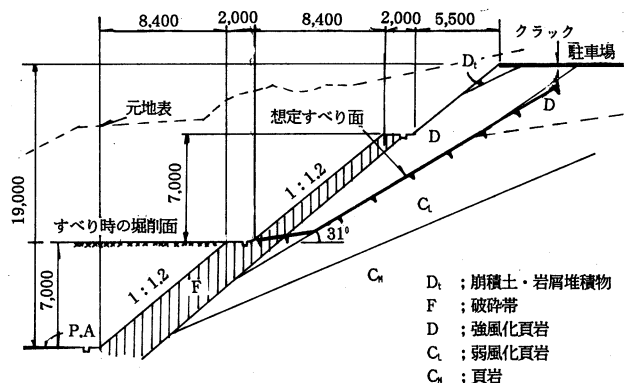


図-2 緑PA北側のり面

至ることは必至であり、この崩壊に誘発されて、崩壊が深層および周辺に及ぶ恐れがあった。

そのため、現設計のり面で工事を進め、安定な掘削斜面を形成することは困難であり、何らかの補強工法をおこなう必要があった。

3. 安定性の検討

流れ盤である和泉層群の掘削斜面の安定こう配については、図-3の安定こう配図(土質学会編)が用いられている。この図は、すべりが層理面に沿って発生すると考

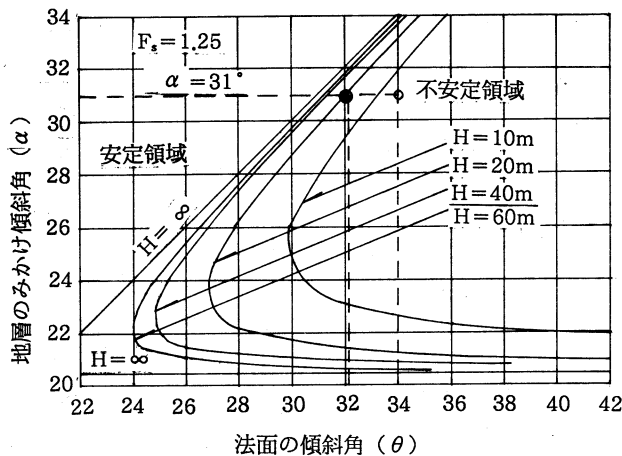


図-3 流れ盤の安定切土こう配

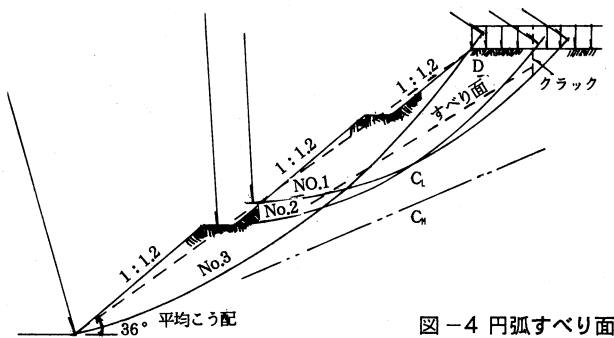


図-4 円弧すべり面

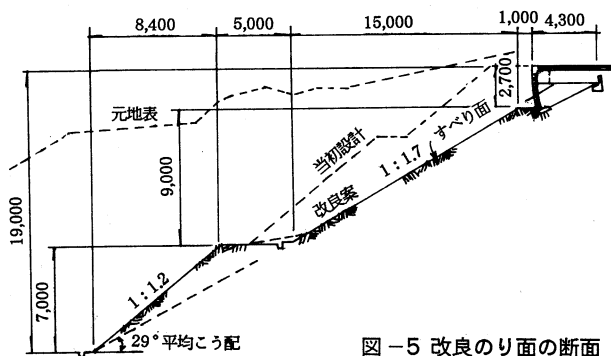


図-5 改良のり面の断面

え、狭在する破碎層の強度を $C=0.2\text{tf/m}^2$ 、 $\phi=25^\circ$ とした図である。この図によると $\alpha=31^\circ$ 、 $H=20\text{m}$ では $\theta=32.2^\circ$ となり、安定こう配は $1:1.59$ となる。

次に、円弧すべりについて検討する。破碎層を狭在する流れ盤のすべりは、上述の平面すべりが優勢であり、円弧すべりが発生することはあまりないが、平面すべり面が深くなると、円弧に近似した形に近づく。図-4に示す3つの円弧について計算すると、表-1のとおりである。No1, No2は上述のせん断強度をとったが、No3は各層を横断するので、 $C=0$ 、 $\phi=35^\circ$ とした。安全率は $0.99\sim 1.06$ の範囲にあり、平面すべりより多少高い値を示した。安定であるための所要強度は、No1, No2で $C=0.2\text{tf/m}^2$ 、 $\phi=31^\circ$ 、No3で $C=0$ 、 $\phi=40^\circ$ となる。以上の考察によると、現設計のり面こう配では不安定であり、平面すべり、円弧すべり等などを発生する可能性があることが、判明した。

4. 改良案の検討

安定性を向上させる工法としては次の工法が考えられる。

- (1) 安定な緩こう配に変更する。
- (2) グランドアンカー工法により地山を締め付ける。
- (3) のり先に擁壁を設けて緩こう配にする。
- (4) のり肩に擁壁を設けて緩こう配にする。

以上の工法を選択するに当たって制約を受ける外的条件として次のことを配慮する必要があった。

a のり先を前方に移動させることは、緑PAの施設計画に上困難である。

b のり肩を大幅に後退させることは、用地取得上困難である。

c 当該のり面は、その上位、下位ともに利用客の多い施設であり、景観上の配慮が必要である。

d のり面の上位は、利用客の多い駐車場であるため、のり肩部が特に補強される工法が望ましい。

以上の事項に配慮し、かつ経済性・安定性・施工性についても検討した結果、のり肩擁壁工法を選択することとした。従来の重力擁壁・逆T型擁壁等をのり肩のように前面地盤が傾斜したところのにり肩工として設置する際には、その安定を確保するために根入れを深くする等の特別の配慮が必要であり、必ずしも適切な工法とはいえない。そこで、傾斜地においても十分な安定を保たせるため、擁壁のように壁自重によって背後土圧に抵抗させるのではなく、壁体と背後盛土とを一体化させて安定を保つアーカウォール工法に着目した。この工法を当該のり肩に採用した場合、擁壁より安定性が高く、経済性にも優れて、施工が容易でありまた、修景上からも好ましい工法と考え採用することとした。

5. 改良のり面形状

図-5に改良断面形状を示す。図によるとクラックの発生したすべり面まで地山を掘削除去することができ、かつのり面こう配を平均 29° ($1:1.7$) まで緩くすることができる。このこう配は、図-3によると $F_s \geq 1.25$ を十分満足する。また、上段のこう配は 30.5° で、これも F_s

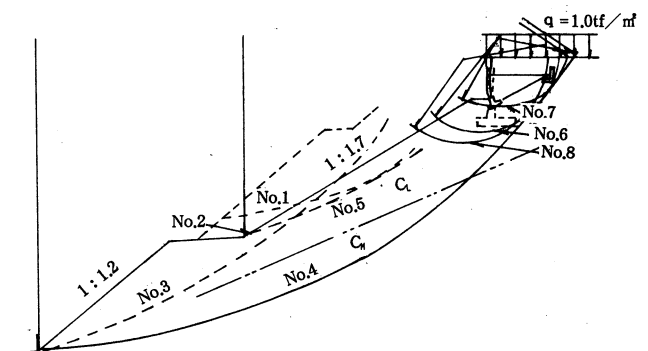


図-6 改良のり面の円弧すべり面

表-1 すべり安全率

No.	法面形状	すべり面	C (tf/m ²)	ϕ (°)	載荷重なし	載荷重あり	安定性
1	現設計	崩壊面	0.2	25	1.06	—	不足
2	"	"	0.2	25	0.99	—	崩壊
3	"	全体	0	35	1.06	—	不足
4	改良案	全体	0	35	1.39	1.37	安定
5	"	中段	0	35	1.29	1.25	"
6	"	上段	0	25	1.38	1.31	"
7	"	アーケウォール	0	25	1.86	1.74	"
8	"	逆T擁壁	0	25	1.17	1.10	不十分

≥1.25を満足している。

改良断面の円弧すべりに対する安全率は、図-6に示す各すべり面 (No4, No5, No6) に対して求めた。結果を表-1に示す。表によると、No4, No5のすべり面が安定であるためには $\phi = 35^\circ$ ($C=0$) の強度を必要とするが、No4は主に C_u 層を、No5は主に C_L 層を横断しているからこの値を十分満足しているものと考えられる。以上の平面すべり、円弧すべりの検討の結果、改良断面は十分安定な断面形状であると考えた。

6. のり肩工の検討

6.1 のり肩工の効用

当該のり肩部は駐車場であることから、車輛荷重に対して十分な耐力を持たせ、かつのり肩境界を明確にし、長期にわたって変形・変位が生じないように肩止め工を設けておく必要がある。一般にのり肩部の地盤中の応力分布は、水平地盤と異なり、水平方向の主応力が引張応力となるテンションゾーンが形成される。そして、テンションゾーン内にクラックが発生し、それに雨水が侵入して崩壊を起こした事例は多い。従って、のり肩部を何らかの工法で補強しておくことが望ましい。しかし、最近までは効果の高い経済的な工法がなかった。

6.2 アークウォール工法

本工法は傾斜地の盛土土留工法として開発された工法である。壁体 (アークウォール) は、背後に設けたアンカープレートと上下のタイロッドによって締結されている。タイロッドの締結力は、水平主応力が静止土圧領域となるようにする。このように水平方向に強い水平主応力 (拘束圧) を与えると盛土中にせん断面 (すべり面) が発生することではなく、全体が一体となって作用する。静止土圧係数は土質によって異なるが、通常0.5~1.0の範囲と考えられている。アークウォール工法によって与える拘束圧は、平均的にみて0.8程度の土圧係数に相当する。

アークウォール工法をのり肩部に適用すると、テンションクラックが発生することは勿論なく、大きな載荷重に対しても可成りの耐力を発揮すると考えられる。また、壁底面に作用する反力は他の場所の鉛直応力にほぼ等しく、下方のり面に対して殆ど荷重負担を与えない。

図-7はモール・クーロンの破壊規準によってアークウォールの応力状態を表示したものである。No1円は主

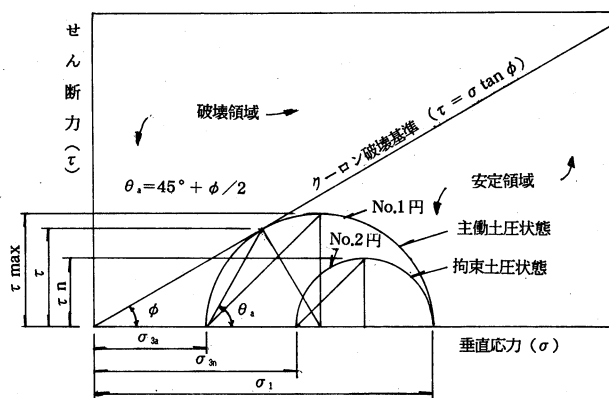
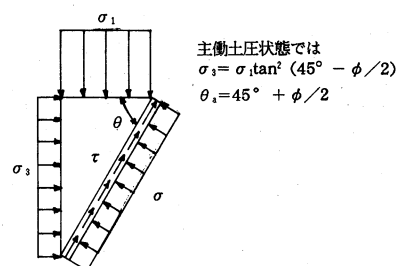


図-7 クーロン・モール円表示

働土圧状態にあるモール円で、クーロンの破壊規準線に接している。これは安全率が1.0の状態である。No2はアーケウォール工法のモール円で、水平主応力 (σ_3) を大きくした結果モール円は小さくなり、クーロンの線から可成り離れた位置にある。すなわち、十分な安定領域にある。安全率は $F_s = \tau / \tau_h$ として定量化できる。

6.3 アークウォール工法のすべり安全率

図-8はアークウォール工法によるのり肩工の標準断面を示す。本工法のすべりに対する安定性は、一体化された盛土が基礎地盤上を滑動する場合について検証する。すべり面は平面すべりと円弧すべりの両方を仮想する。

まず、図-9の平面すべりを考える。図に示すように、 $\phi = 30^\circ$ (通常擁壁設計に用いられる値) をとると $F_s = 1.47$ 、 $C = 0.2 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi = 25^\circ$ をとると $F_s = 1.27$ となる。

次に、円弧すべりの検討結果を表-1、図-6に示す。No7のすべりがアークウォール工法のすべり面である。安全率は $\phi = 30^\circ$ で $F_s = 2.15$ 、 $C = 0.2 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi = 25^\circ$ で $F_s = 1.94$ 、 $C = 0$ 、 $\phi = 25^\circ$ で $F_s = 1.74$ であり十分

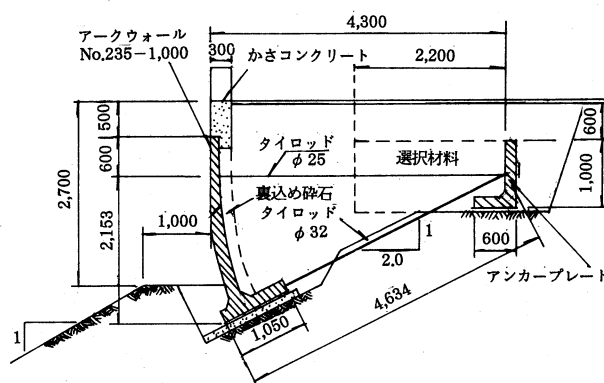
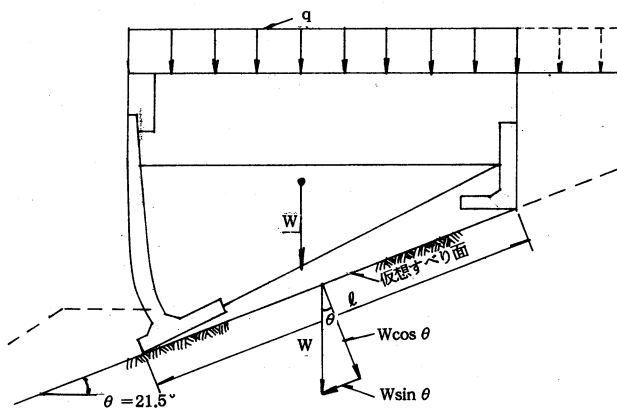


図-8 のり肩工標準断面



$$F_s = \frac{W \cos \theta \tan \phi + C \ell}{W \sin \theta} \quad C=0 \text{ (粘着力無視) の場合} \quad F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \theta}$$

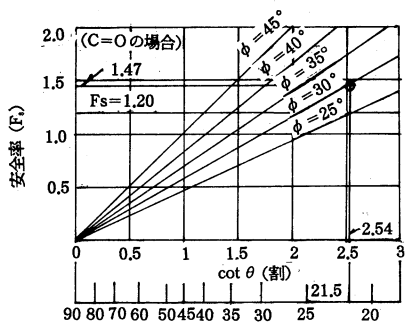
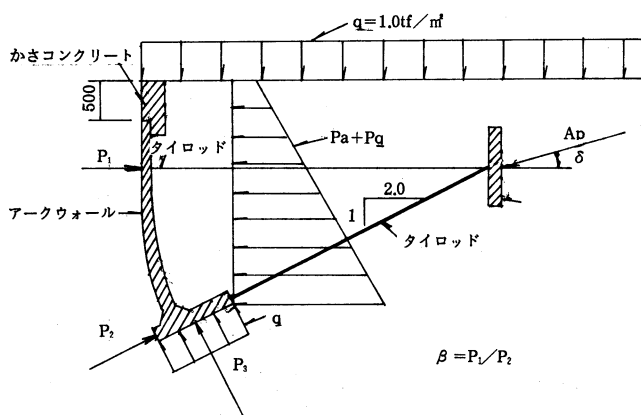


図-9 アークウォール工法の滑動安全率



型式	P ₁	P ₂	P ₃	q	β	δ	A _p
単位	tf/m	tf/m	tf/m	tf/m ²	0	0	tf/m
No.235-1000	2.73	3.83	6.30	6.00	1.40	15.5	6.38

図-10 アークウォール工法の作用応力

安定である。比較のため逆T擁壁の場合 (No8) も求めたが、 $C=0$ 、 $\phi = 25^\circ$ で $F_s=1.10$ であった。

7. アークウォール工法の細部設計

アークウォール工法の型式 No235-1000 の要旨を述べる。

7.1 作用力と反力

図-10に示すとおり、底版の摩擦抵抗力をゼロとし、かつ作用する反力が等分布となるようにタイロッドの緊

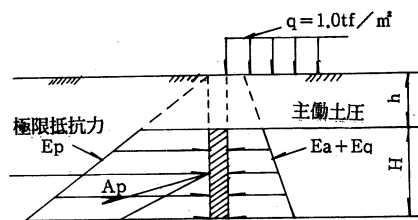


図-11 アンカープレートの作用力

施工日数	5	10	15	20
掘削・床ならし	2日			
均しコンクリート	1.5日			
アークウォール設置	3日			
埋戻し・盛土	2日			
笠コンクリート		型枠・コンクリート打設		養生
		3日		7日

図-12 アークウォール設置所要日数 (14パネル $\ell = 28\text{m}$)

張力を定めている。この計算結果による拘束圧は、仮に三角分布と仮定すると、土圧係数 $K_n=0.87$ となる。地盤反力は $q=6.0\text{tf/m}^2$ であり、同高さの擁壁の反力が 12tf/m^2 程度であるのに対し、約半分となっている。

7.2 アンカープレートの抵抗力

タイロッドからアンカープレートに作用する反力 A_p 、およびその作用方向 δ は図-11に示すが、 δ に対するプレートの極限抵抗力は前面に作用する受働土圧抵抗力に等しいものとする。プレートに作用する力を図-11に示すとおりとすると、安全率は次式のとおりである。

$$F_s = \frac{E_p}{A_p + E_a + E_q}$$

$H=1.0\text{m}$ 、 $\phi = 40^\circ$ で $F_s=2.75$ である。プレートの安全率は通常 $2.0 \sim 2.5$ の範囲で定めているので十分安定である。

7.3 タイロッド

タイロッドはSS41を用い、許容応力度は降伏応力の40%とし、また腐食代は、2.5mmを見込み、 $\phi_{上}=25\text{mm}$ 、 $\phi_{下}=32\text{mm}$ とした。

8. 施工

施工延長は56mとし、プレキャスト製品 (2.0m) を28基用いることとした。アンカープレートもプレキャストとした。工事は、区間を半分に分けて施工した。

所要日数を図-12、施工順序を図-13に示す。写真-1は改良前の状況、写真-2は図-13に示す施工順序の③～⑤、写真-3は⑦～⑩、写真-4は⑫～⑬、写真-5は完了時を示す。

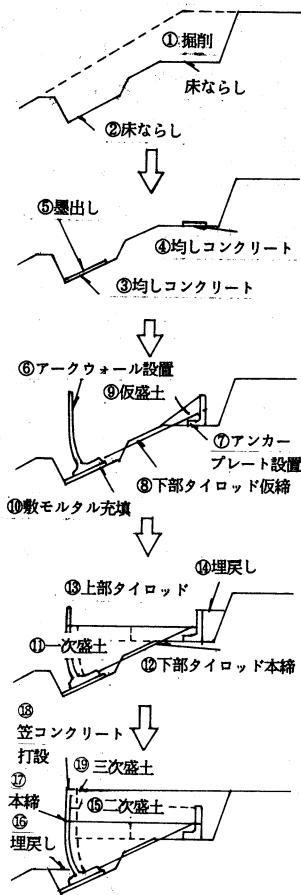


図-13 アークウォールの施工順序

9. あとがき

アークウォール工法はまだ実績の少ない工法で、理論的にその有効性が証明されていても、いざ採用となると疑問と不安が付きまとい、容易に採用することはできない。採用に踏切ったのは次の理由によった。

(1) この工法ののり肩補強効果は他のいずれの工法より優れていると考えられたこと。

(2) ウォールの底版が傾斜しているが、すべりに対する安定性からみて問題はないことが判ったこと。

施工は無事完了したが、その安定性を観測によって検証するのは、他の工法と同様に容易ではないが、外観上は変位・変形は全くみ

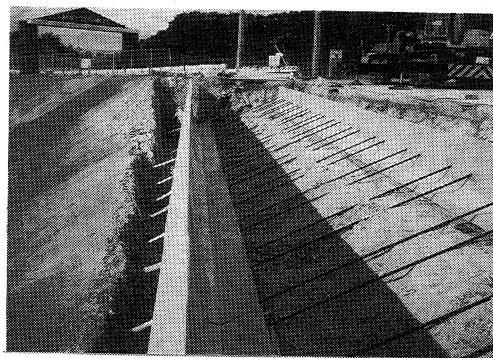


写真-3 アークウォール設置



写真-4 上部タイロッド仮締

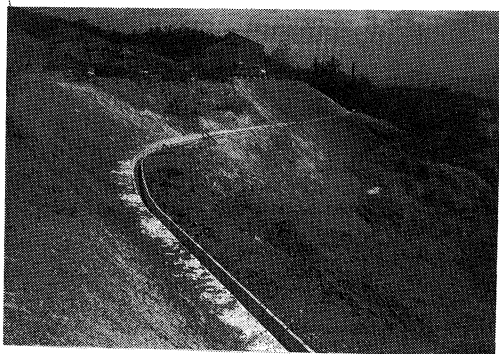


写真-1 改良前

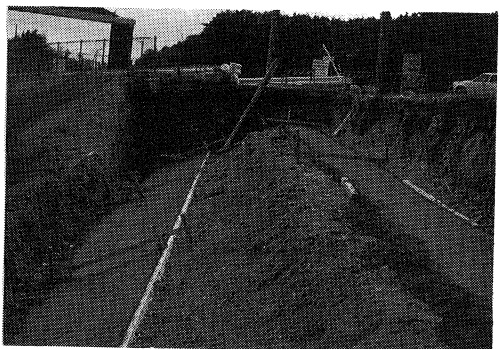


写真-2 掘削

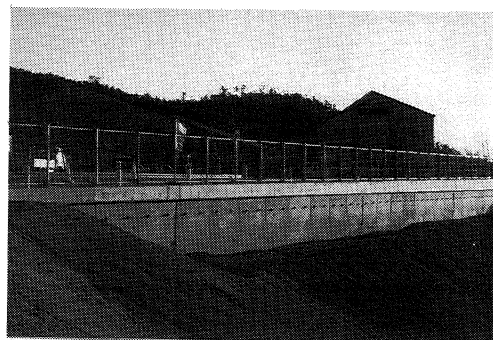


写真-5 完了

られない。また、のり面、すなわち人工斜面の上位にコンクリート壁面のある風景はあまり見かけないが、のり先に擁壁のある場合と比べて、空間的な開放感があり、緑PA側からみると緑ののり面が近景、壁面が遠景となり、アクセントのある景観を呈している。

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

参考文献

- 1) 本州四国連絡道路に係る道路土工指針作成のための調査報告書 昭和51年3月 土質学会(本四公団委託)
- 2) 一般国道28号広田工事地質調査 昭和62年1月、本州四国連絡橋公団
- 3) 曲面土留工法設計施工要領 昭和61年1月(株)アイゼック

下津井瀬戸大橋のケーブル架設

Cable Spinning for Shimotsui-Seto Bridge

垂水工事事務所 副 所 長 奥 川 淳 志
(前) 児島工事事務所 第七工事長 Atsushi Okukawa
第一建設局 設計課 平 原 伸 幸
(前) 児島工事事務所 第七工事長付 Nobuyuki Hirahara

1. まえがき

下津井瀬戸大橋は、児島－坂出ルートの中の本州側最初の吊橋であり、鷲羽山と櫃石島との間の下津井瀬戸（海峡幅約800m）に架かる中央径間940mの「張出し径間付単径間補剛トラス吊橋」である。

本橋のケーブル架設工事は、昭和59年6月に準備工に着手、その後ケーブルのエア・スピニング（以下ASという）作業を翌年の昭和60年6月4日に開始し、同年12月3日に完了した。以降、ケーブルスクイズ、ケーブルバンドの架設、およびハンガーロープの架設といった工種を順次完了し、補剛桁塔付パネルを架設する際に支障するハンガーロープの架設を一部残し、昭和61年3月末に補剛桁工事に現場の引き継ぎを行った。なお、この残りのハンガーロープは、補剛桁工事に並行して架設を行った。このケーブル架設前期工事（ハンガーロープ架設まで）の概略工程を表-1に、また、主な施工数量を表-2に示す。

本橋は、ケーブル架設工法に本州四国連絡橋として初のAS工法を用いた吊橋であり、その特色としては、平戸大橋ですでに実績のあるAS工法（低張力工法）を採用した点、さらに、工程の短縮化を図るため1つのスピニングホイールに掛けるワイヤ本数をこれまでの2本から4本としたワイヤの4本掛けを採用した点にあり、本稿はそのケーブル工事の概要を報告するものである。

2. 架設工法の選定

2.1. 制約条件

本橋は、本州側の1Aアンカレイジが国立公園地域の鷲

表-2 工事概要

項 目	数 量	備 考
ケーブル用ワイヤの製作輸送	13,018ton	φ5.37mm
メインケーブルの架設	13,409ton	ケーブル定着部材等を含む
ハンガーロープの製作	425ton	
ハンガーロープの輸送架設	462ton	ソケット・ハンガークランプ等含む
スプレッドサドルの架設	4基	1A：123.9t/基, 4A：166.7t/基
ケーブルバンドの架設	212基	550.7t, ステイバンド含まず
キャットウォークの架設	1式	
仮設備工・その他	1式	

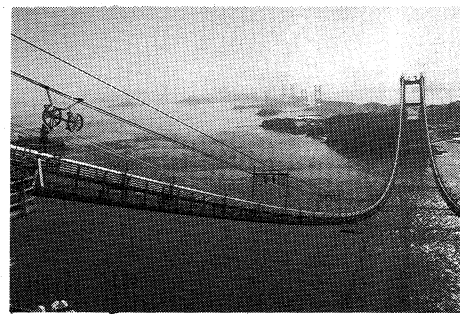


写真-1 エア・スピニング作業

羽山地区に立地しているため、この地域の地形の改変を最小限に抑える必要性から、ケーブルを定着するアンカレイジの構造形式を鷲羽山側については直接地山に定着させるトンネル式アンカレイジとし、櫃石島側は一般的な重力式アンカレイジとしている。また、児島－坂出ルートは道路鉄道併用橋であり、本橋の場合、ケーブルの定着幅を小さく収めなければ、1Aの背後にある鉄道トンネルに影響を及ぼすことから、1ストランドのワイヤ本数を552本と多くし、この太径ストランド44本で片側の1ケーブルを構成して、トンネルアンカーの断面を小さくしている。このため、ケーブル架設工法は以下に詳述する新AS工法を採用した。このようにアンカレイジがコンパクトになった反面、ケーブルの架設工法をAS工法としたことから従来のPWS（プレファブ・パラレル・ワイヤストランド）工法に比べ、現場作業が若干複雑になっている。

2.2 .AS工法（従来工法）

吊橋のケーブルは、その構成部材であるワイヤの物理的特性（強度、弾性係数等）を最大限に利用するため、捻線ロープケーブルとしてではなく平行線ケーブルと

表-1 概略実施工程表

工事名称	年 月	1984												1985												1986											
		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	9	10			
下 部 工																																					
塔 架 設 工																																					
ケーブル工事	ケーブル用ワイヤ製作																																				
	ケーブル用ワイヤ製作																																				
	仮設備・ホーリングロープ																																				
	スプレッドサドル架設																																				
	キャットウォーク架設																																				
	スピニング設備工																																				
	ス ピ ニ ン グ																																				
	ケーブルスクイズ																																				
	ケーブルバンド架設																																				
ハンガーロープ架設																																					

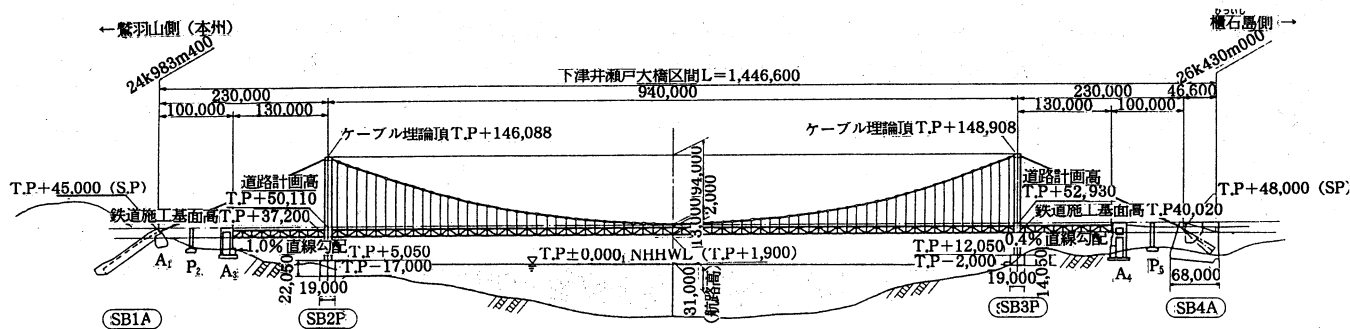


図-1 下津井瀬戸大橋一般図

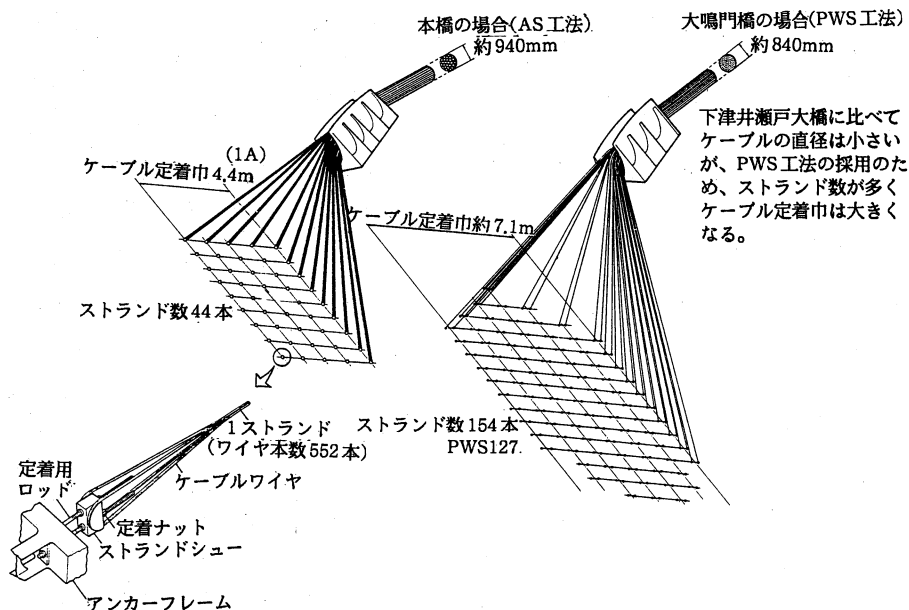


図-2 ケーブル定着部面積の比較

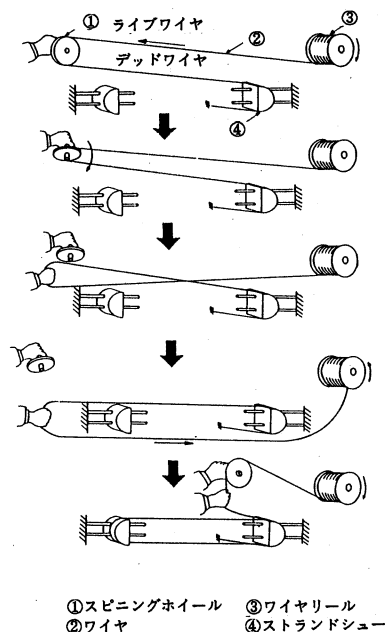


図-3 AS工法の原理

して構成されている。こうした平行線ケーブルを得るべくAS工法は、米国の John A. Roebling によって実橋に適用されて以来、世界最大支間のハンバー橋（支間1,410m）を初めとする数多くの吊橋が、この工法によって架設されてきた。AS工法は、リールに巻かれたワイヤ（φ5mm程度のピアノ線）を、架橋現場でスピニングホイールと呼ぶ滑車に引っ掛けてキャットウォーク（以下CWという）上を運搬し、このスピニングホイールが兩岸のアンカレイジ間を所定回数往復することでワイヤを現場で架線しながらストランドを形成していく架設工法である。このときアンカー部では、スピニングホイールの到着する毎に作業員がワイヤをスピニングホイールから外し、ワイヤループを半回転させてストランドシューと呼ばれる定着部材にワイヤを巻きつけるようにして定着する。ちなみに、スピニングホイールの走行に伴いワイヤ供給リールからCW上に引き出されるワイヤのうち、ストランドシューとスピニングホイール間のワイヤは、一度CW上に引き出された後には動きがないためデッドワイヤと呼ばれ、他方、ワイヤ供給リールとスピニングホイール間のワイヤは、スピニングホイール走行速度の2倍の速さで動いているためライブワイヤと呼ばれる。

従来のAS工法の大半は、まず、ワイヤにフリーハン

グを調整しながら架線する。次にこのようにして架線されるワイヤ・サグの最終チェックは、1ストランド分の架線が完了した時点で、ワイヤ間の温度が安定する夜間にストランドを揺すって調べている。このときの1ストランド内のワイヤ・サグのバラツキ範囲をスプレッドといい、AS工法による諸外国吊橋の許容基準は、これをストランド径の3~4倍程度以内に収めるように規定している。そして、許容サグ範囲を越えたワイヤは途中を切断し、短いものは別の数m程度のワイヤを継ぎ足して、また、長いものは余長分を切断除去して、スリーブ状の圧着型のワイヤ継手（素線継手）により継線し、ワイヤ・サグを許容サグ範囲内に収めているが、これらの一連の作業をシェイクアウトと呼んでいる。

したがって、あらかじめワイヤ集束工場にて所定本数のワイヤを平行状に束ねて六角形のストランドを製作し、現場ではそのストランドを単位としてケーブルを架設していく関門橋以来のPWS工法に比べ、AS工法は、現場において細いワイヤを1本ずつ架線してストランドを形成していくことから、平行線ケーブルとしての品質と架設工期が現場の作業条件（風等の気象条件、架線設備等）に大きく左右されやすく、また、多くの作業員を必要としていた。

2.3 新AS工法（低張力工法）

これまでのAS工法では、平行線ケーブルとしての品質確保のため、フリー・ハング状態で架線されたワイヤのサグをその都度測定してサグ形状でワイヤ長を調整する方式（サグ形状調整方式）と、架線時のワイヤ引き出し張力をある一定の水準に保つことで間接的にワイヤ長を均一に管理する方式（張力調整方式）とにより、ケーブルの精度管理が行われている。

しかしながら、比較的最近に施工された英国の技術によるボスボラス橋、およびハンバー橋を除き、これまでには主に前者のサグ形状調整方式によりケーブルの品質管理が行われており、ワイヤ毎のサグ形状の調整作業とストランド成形作業のためのシェイクアウトによるサグ補正を必要としていた。

我国においては、従来工法を改良するため、

1) サイクルタイムの短縮化

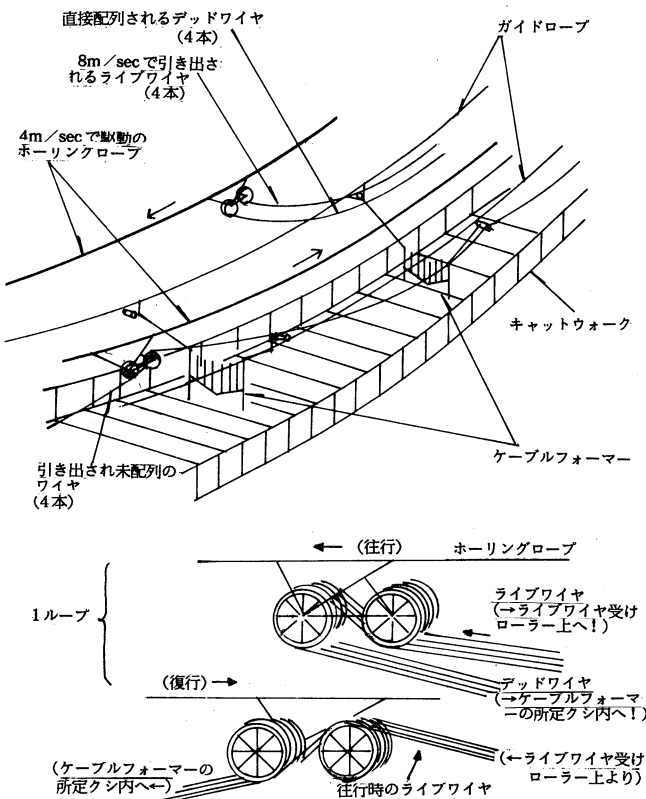


図-4 CW上のワイヤ引き出し要領

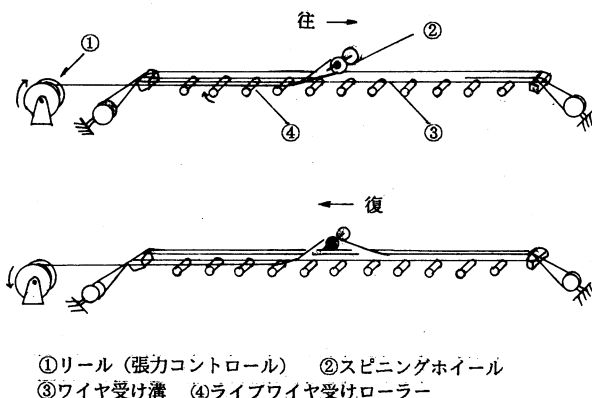


図-5 新AS工法（低張力工法）の原理

- 2) 耐風作業性の向上
- 3) ワイヤの平行性の向上
- 4) 高速運転に伴う機械の自動化
- 5) CW上作業の合理化

を目的として、以下に述べる新工法が開発されている。

この新工法は、ケーブルの品質管理方式にワイヤへの導入張力を低い水準（50kg/本）に抑えた張力調整方式を採用している。ワイヤをCW上に配置したサポート部材（ケーブルフォーマー）に支持させることで引き出し中のワイヤの形状を整え、サイクル作業中にワイヤ・サグの調整なしにストランドの形成を可能としている。また、これまでデッドワイヤとライブワイヤの仕分けには多数の作業員がCW上に必要であったのに対し、スピニングホイールの構造に工夫を加え前後2軸とすることで往行と復行とにより自動的にデッドワイヤとライブワイヤの仕分けができる機構としている。この自動仕分けの機構は、まずスピニングホイールの往行時には橋軸方向に張り渡したガイドロープにより架線されるワイヤをライブワイヤとデッドワイヤとに振り分け、このときライブワイヤをケーブルフォーマー脇のライブワイヤ受けローラー上に、一方、デッドワイヤをケーブルフォーマー内のガイドバーにより所定のストランド形成位置に誘導する。次に復行時には受けローラー上のライブワイヤをスピニングホイールの通過によりすくい上げ、往行時のデッドワイヤと同様に今度はライブワイヤを所定位置に誘導する。このためスピニングホイールは往復とも使用することになるので、1つのスピニングホイールを用いての両側アンカレイジからの引き出しはできず片側のみの引き出しとなる。この工法は、従来工法に対し新AS工法（低張力工法）と呼ばれ、すでに長崎県の平戸大橋で施工の実績がある。この新AS工法の概念図を図-5に示す。

3. ケーブル用ワイヤ関係製作物

3.1. ケーブル用ワイヤ製作

ケーブルを構成するケーブル用ワイヤ（以下ワイヤという）の製作は、平行線ケーブル用亜鉛メッキ鋼線のHBS G3501に従い、昭和59年4月より、線材3工場、伸線メッキ5工場において製造を開始し、昭和60年11月にはすべての製作工程を完了した。

ワイヤは、まずφ11.0mmのピアノ線材（JIS G3502、SWRS77B）をもとに伸線を行った後、直線機にかけて直線性のよいφ5.28mmのメッキ前鋼線を得る。その後、溶融亜鉛メッキ槽を通してφ5.37mmの亜鉛メッキ鋼線に仕上げ、さらに架設工事期間中の亜鉛メッキの白錆防止のため特殊防錆処理を施した後、コイル状に巻き取って約1ton（5,640m相当）単位で梱包し、現場までトラックにて陸上輸送した。

ワイヤの製作数量は、当初設計数量、およびケーブルを架設するのに必要なロスを見込んだ数量にて計画し、これを詳細設計数量に基づいて再度見直すとともに、架設ロス分の把握を行いつつ製作を進めた。また、このワイヤの製作実績、および品質管理結果を表-3、4に示す。なお、このワイヤの数量検測は、ワイヤ・コイル毎の実

重量による表示重量に基づいて部分的に検閲を行い、全体としては、詳細設計数量(13,018,006ton)によった。

本橋の場合、架設工法がAS工法であることから、ワイヤはスピニングホイールに掛けられて径間を引き出され、また、アンカー部ではストランドシュューに掛けられるというように架線段階では常にワイヤ自身を曲げる作業が伴っている。そこで、この曲げによる応力増を避け、また、曲げ作業の作業性を向上させる目的でフリーコイル径を小さく製作することとし、その平均値を7m前後に抑えている。国内の過去の主な吊橋のフリーコイル径等の比較を表-5に示す。

3.2 ワイヤ継手(素線継手)

ワイヤ継手とは、ケーブルを構成するワイヤ(φ5.37mm、最小破断荷重3,624kg)相互の接続に使用するもので、工場継手と現場継手の2種類に分類される。このうち、ワイヤのリーリング時にコイル間接続に使用されるのが工場継手(工場継手と称するが、本橋では後述の現場リーリング方式を採用したため、リーリング設備のあるアンカレイジ背面にて使用される。)であり、AS作業の際に発生する架線トラブルの処理(ワイヤのキンクやクニック等の有害な変形部分の除去)、工場継手がサドルやシュューの内部に入った場合の処理、および1ストランド架線終了時のワイヤ・ループの始終端の接続等に使用されるのが現場継手である。

ワイヤ継手の構造は、表-6に示すようにスリーブ面に摩擦を確保するための接合材を配した圧着摩擦接合方式であり、接合材の種類によりG型(グリッド使用)とS型(三角形コイルスプリング使用)の2種類とに分けられ、工場継手はG型とS型の併用とし、現場継手にはG型を用いた。

ワイヤ継手の規格についてはHBS等にはないため、平戸大橋の実績、およびその後の改良に伴う確認試験等のデータを基に以下のように規定した。ワイヤ継手に要求する継手性能は、工場継手、および現場継手とも、静的強度として最小破断荷重が3,511kg以上(継手効率を考慮してワイヤ自身の最小破断荷重の97%)を確保すること、また、疲労強度として繰返し数 $N=10^7$ 回において全振幅 1.7kg/mm^2 の片振れ疲労試験により疲労破断しないものとした。さらに、工場継手においては、架線時にワイヤが通過するφ1,000mmのスピニングホイール、および各種の転向シーブ類による繰返し曲げによる影響を考慮して、出荷前に繰返し曲げ試験を実施し、このときの引張強度を静的強度と同一値とした。

ワイヤ継手の製作数量は、ケーブル架設を行うのに必要なロスを見込んだ数量とし、製作時期を2回に分けて2次分は使用実績を製作に反映した。この製作実績を表-7に示す。

4. ケーブル架設

4.1 各種作業内容

4.1.1 概要

新AS工法の各種作業内容としては、以下に示すとおり主作業としてのワイヤの引き出し・配列、それに並行し

表-3 ワイヤ製作実績

製作数量	コイル荷姿図
製作実績数量 13,094.713t (13,337コイル)	
コイル平均重量 982kg/コイル	
詳細設計数量 (検閲数量) 13,018,006t	

表-4 ワイヤ製作の品質管理結果

	平均値 x	標準偏差 σ	最小~最大 (試料数 n)	HBS要求品質
線 径 (mm)	5.382	0.010	5.35~5.41 (26,674)	5.37±0.06mm
偏 径 差 (mm)	0.020	0.009	0.00~0.05 (26,674)	0.06mm以下
引 張 強 さ (kg/mm ²)	168.7	1.7	162~173 (26,674)	160kg/mm ² 以上 180kg/mm ² 以下
0.7% 耐 力 (kg/mm ²)	135.4	1.6	130~141 (1,514)	118kg/mm ² 以上
伸 び (%)	6.64	0.41	5.4~7.3 (1,514)	4.0%以上
ね じ り 回 数 (回)	23.1	1.5	19~26 (757)	14回以上
垂 鉛 付 着 量 (g/mm ²)	351.9	15.4	300~390 (757)	300g/mm ² 以上
線 径 増 加 費 (mm)	0.098	0.006	0.09~0.11 (757)	平均0.12mm以下
フ リ ー コ イ ル 径 (m)	7.55	1.07	5.0~9.0 (757)	4.0m以上
フ リ ー リ ン グ リ フ ト (cm)	0.1	0.3	0.0~1.0 (757)	15cm以下
重 量 (kg)	982.8	47.0	775~1095 (13,337)	—

表-5 ワイヤの直線性の比較

		A S 工 法		P S 工 法	
		下津井瀬戸大橋 (素線径φ5.37)	平 戸 大 橋 (素線径φ5.00)	大 鳴 門 橋 (素線径φ5.37)	因 島 大 橋 (素線径φ5.17)
フ リ ー コ イ ル 径	最小~最大	5.5~9.5m	4.0~9.2m	25~115m 6.5~10.5m	36~95m 7.0~11.6m
	平 均	7.55m	6.8m	46.02m 7.85m	50.08m 8.33m
フ リ ー リ ン グ リ フ ト	最小~最大	0~1.0cm	0~3.5cm	0cm 0~3cm	0cm 1.0cm
	平 均	0.1cm	1.0cm	0cm 0.5cm	0cm 1.0cm

注)・平戸大橋を除くフリーコイル径の最小、最大はヒストグラムのレンジ中央値に示す。

・大鳴門橋及び因島大橋の特性値についてはPWSのためその集束方法によって、ワイヤの特性も変化するため、ここではP社集束分/T社集束分の順で示す。

でのワイヤのリーリング・場内小運搬、また、このほかに上記の主作業が一段落した後に続くストランドの上げ越し・本バンド、ストランドのサグ調整、およびアンカー部の段取り替え等(以下、裏作業という)が挙げられる。

本橋の特徴は、上述の新AS工法を採用した点、工期短縮を図りスピニングホイールのワイヤ掛け数を4本掛けとした点である。しかし、この4本掛けの採用によりワイヤをアンカー部でストランドシュューに定着する際に、アンカースパン内の同時に架線したワイヤ間に交差が生じ、

表-6 ワイヤ継手の構造比較

	継手区分	スリーブ材	接合材	形状寸法		圧着方法
				外径 d	全長 ℓ	
G 型	工場	SCM 440	グリッド	10.1mm	50.0mm	ダイス(圧力120t)で圧着後、90°回転して再圧着
	現場			9.4mm	54.0mm	
S型	工場	SNCM439	三角コイルスプリング	10.1mm	100.0mm	ローラーダイス(換算線圧5.5t)で1回圧着
				9.0mm	116.0mm	
				11.1mm	48.0mm	ダイス(圧力130t)で圧着後、90°回転して再圧着
				10.0mm	50.5mm	

注) 圧着前/圧着後 A……鋼線 B……接合材 C……スリーブ

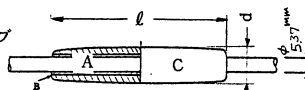


表-7 ワイヤ継手の製作実績

	製品数量		合計	備考	
	G 型	S 型			
工場継手	12,899個	6,593個	19,492個	一次分	16,610個
				二次分	2,882個
現場継手	2,955個	—	2,955個	一次分	1,993個
				二次分	962個

注) 各種試験に用いた数量は含まず。

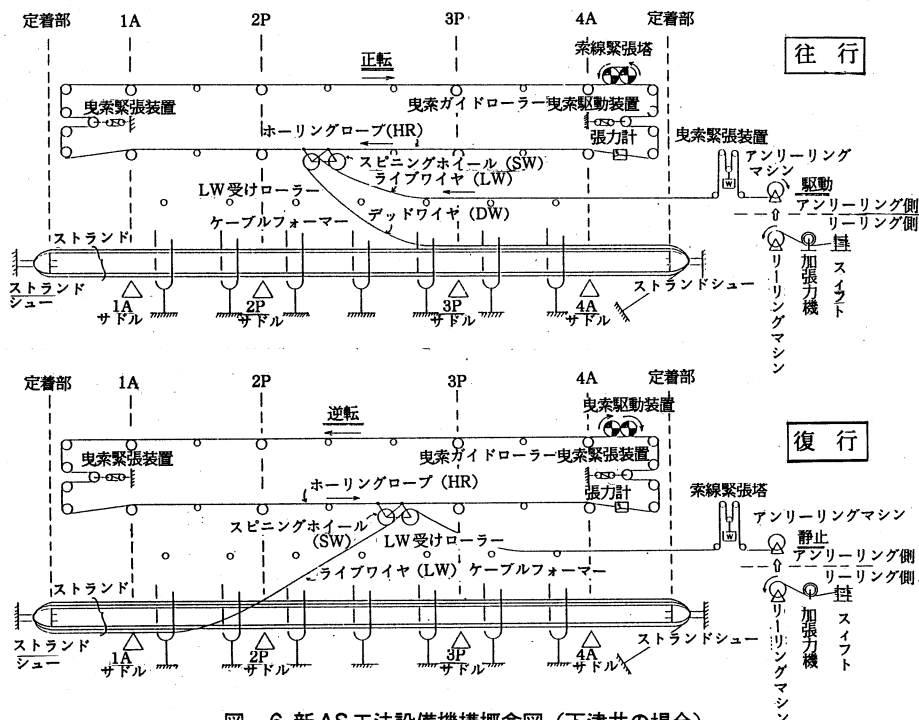


図-6 新AS工法設備機構概念図(下津井の場合)

ストランドの品質に対して悪影響が懸念されたことから、あらかじめ実験によりこの性状を確認したうえで4本掛けを採用している。なお、本橋では一基のスピニングホイールで一本のストランドを形成する機構としており、また4本掛けとしたことから1ストランドは、4本のワイヤ・ループによって形成されることになる。主要機械設備として、東西両ケーブルに各1系統ずつのループ式ホーリング設備を設定し、ワイヤの引き出し方向は、工法上の制約、および作業スペースの確保から4A側を供給基地としての片側引き出しとした。また、東西各系統にスピニングホイールを2基ずつ配置して、ホーリングロープの正転時・逆転時ともにどちらかのスピニングホイールにて常時ワイヤを引き出せるようにしている。

新AS工法でストランドを形成していく場合、ワイヤに

はフリーハング張力より低い張力しか導入されていない。このため架線中のワイヤの自重は他のもので負担されることになり、ケーブルの最下層ストランドの形成の際はCWによって、また、2層目以降のストランドの形成の際は既架設のストランドによって支持されることになる。したがって、架線が完了し1本のストランドとして各径間フ

リーハングされるまでCW、または既架設のストランドがワイヤの自重を負担せねばならず、このワイヤの自重はCWの設計に評価され、その規模に大きく影響している。本橋では、こうした新AS工法の採用に伴う設計荷重としてCW一連当たり1ストランド分の自重(97.9kg/m)を活荷重として考慮した。したがって、ストランドの架設

順序は図-7に示すとおりとなり、最下層ストランドが形成されるまではスピニングホイール2基を使用する2ストランド形成ステップは行えないことになる。また、1ストランドの構成ワイヤ本数は552本であり、4本掛けとしていることから、スピニングホイールの1往復、すなわち1サイクルでデッドワイヤ、ライブワイヤ合わせて8本のワイヤが径間に架線され、しめて69サイクル(552本/8本/サイクル)で1ストランド分のワイヤが架線される。このホーリング設備の69サイクル分の稼働をステップと称し、同一ステップでの同時形成ストランド数が1ストランドのものを14ステップ、2ストランドのものを15ステップとして合計29ステップ、すなわち2,001サイクル(69サイクル/ステップ×29ステップ)で44ストランドを形成した。

AS作業中の施工体制は、立ち上がり時における作業習熟期間の約

1ヶ月を除いて、昼夜2シフト体制(8:00~17:00、20:00~5:00)を敷き、作業時間は原則として実働8時間としたが、11ステップ以降は各シフト1時間ずつの残業を行い工程短縮を図った。また、この作業員の昼夜シフトの交代は、2週間毎に2日の作業休止日の際にローテーションを行った。機械設備の保守点検のため、昼夜シフトに各数名ずつの専属要員を配置し、機械設備のトラブルを未然に防止した。

4.1.2 ワイヤの引き出し・配列

まずワイヤの引き出しについては、既に説明したようにスピニングホイールの往行時にデッドワイヤ4本が、また、復行時にライブワイヤ4本が、CW上のケーブルフォーマー、および各サドル部の所定位置に誘導される。このワイヤの引き出し中におけるケーブルフォーマー部等で

のワイヤ配列は、偏平・凸凹にならないようにCW上に中央径間では約120m間隔に、また、側径間では約80m間隔に作業員を配置して常時ワイヤの集積状態を監視・整形した。各作業部所間の連絡は、CW上に中継増幅器を配しての各ライン独立した無線連絡にて行った。

各サドル部、および両橋台のケーブル定着部でのワイヤの配列作業は、各箇所作業員を配置して各サイクル毎に積層されるワイヤをデッドワイヤとライブワイヤの区別をしながら所定位置に順序よく配列した。この作業にあたっては、作業箇所各サイクル毎にワイヤの配置を表示する素線配列表示盤を設置して正確を期した

なお、各ストランドのスピニング開始に際し、始端ワイヤ4本を3P～4A間のCW上に仮固定しておき、69サイクル分のスピニング終了後、この始端ワイヤ4本を終端ワイヤ4本と現場継手にて継線して、1ストランドを形成した。ここで、この始終端継手が1ヶ所に集中しないように、同一ストランド内の4本のワイヤの継手は約1mずつずらすとともに、各ストランド毎の継手ヶ所については約10mずつずらして施工している。また、これとは別に

スピニング開始の際には、ストランドの上げ越し・本バンドの前作業として、あらかじめ約2m毎に被服番線を配置し、ストランドをフリーハングさせたときにワイヤがバラバラになるのを防いだ。そして、スピニング終了後フリーハング前に1ストランド分のワイヤ群をその番線で固縛して仮バンドを施した。

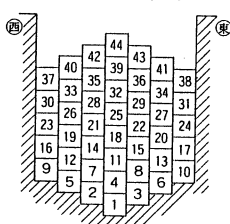
ワイヤの引き出し速度は、一般部で4m/sec、塔頂通過部で0.5m/secを標準として計画したが、現場では昼間は4～4.5m/secとし、夜間は発生騒音を考慮して2.5m/secで実施した。また、作業の習熟度に合わせてワイヤの引き出し速度を徐々にアップし、ギャローズフレーム等の通過状況を観察・修正しながら安全に定常速度を確保していった。ワイヤ引き出しの標準サイクルタイム（アンカー部でのワイヤの掛け替え作業分も含む）は図-9に示すとおりであるが、実サイクルタイムの全平均は34.7分（最大97分、最小21分）であった。

ワイヤの引き出し張力については、平戸大橋と同様にCW上にケーブルフォーマーを10m間隔で配置した上で50kg/本を導入した。引き出し張力は、素線緊張塔（フ

ステップNo.	ストランド No.	
	東ケーブル	西ケーブル
1	1	1
2	2	3
3	3	2
4	5	6
5	6	5
6	4	4
7	9	10
8	10	9
9	7・8	8・7
10	11	11
11	12・13	13・12
12	14・15	15・14
13	16・17	17・16
14	18	18
15	19・20	20・19
16	21・22	22・21
17	23・24	24・23
18	25	25
19	26・27	27・26
20	30・31	31・30
21	28・29	29・28
22	32	32
23	33・34	34・33
24	35・36	36・35
25	39	39
26	37・38	38・37
27	40・41	41・40
28	42・43	43・42
29	44	44

注）右横の△印はアンカー部脱取り替えを示す。

サドル部ストランド配列



アンカー部ストランド配列

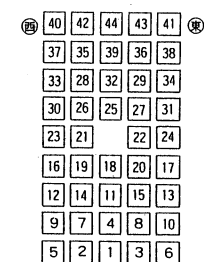


図-7 ストランド架設順序

写真-2
スピニングホイール
走行状況（往行）

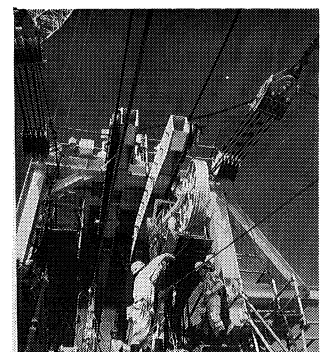
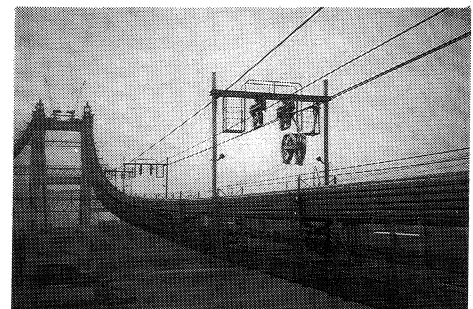


写真-3 スピニングホイール
塔頂通過状況（往行）

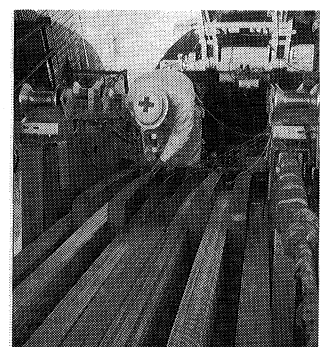
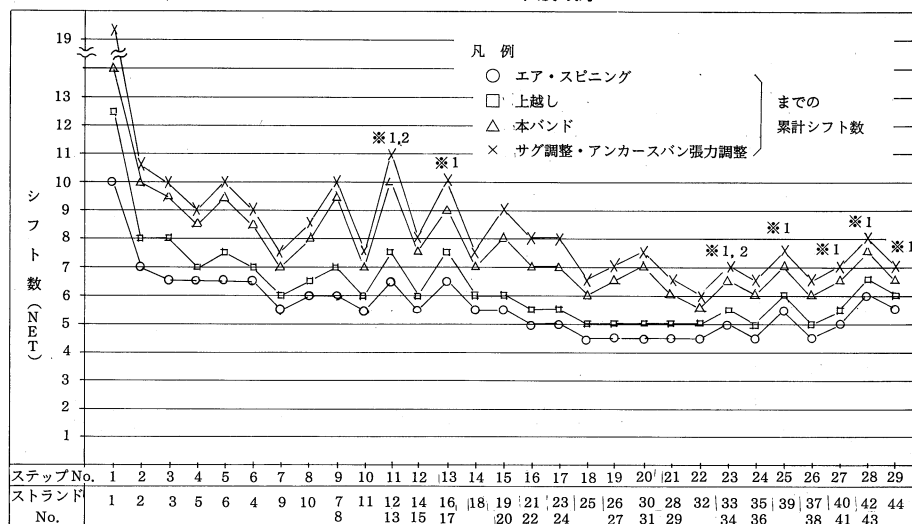


写真-4 サドル部でのワイヤ配列



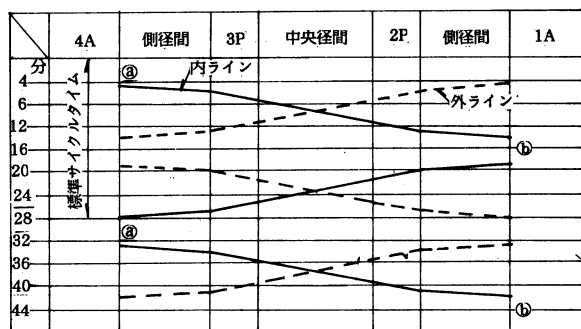
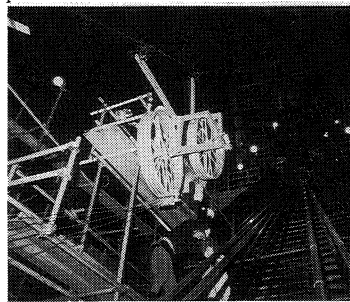
注）東側ラインのデータ／各作業は0.5シフト単位で集計。／※1強風のため減速運転あり。／※2ループ式ホーリングロープの点検あり。

図-8 AS作業所要実績シフト数の推移

写真-5
現場継手作業
(ストランド構成ワイヤ
始末端継手)

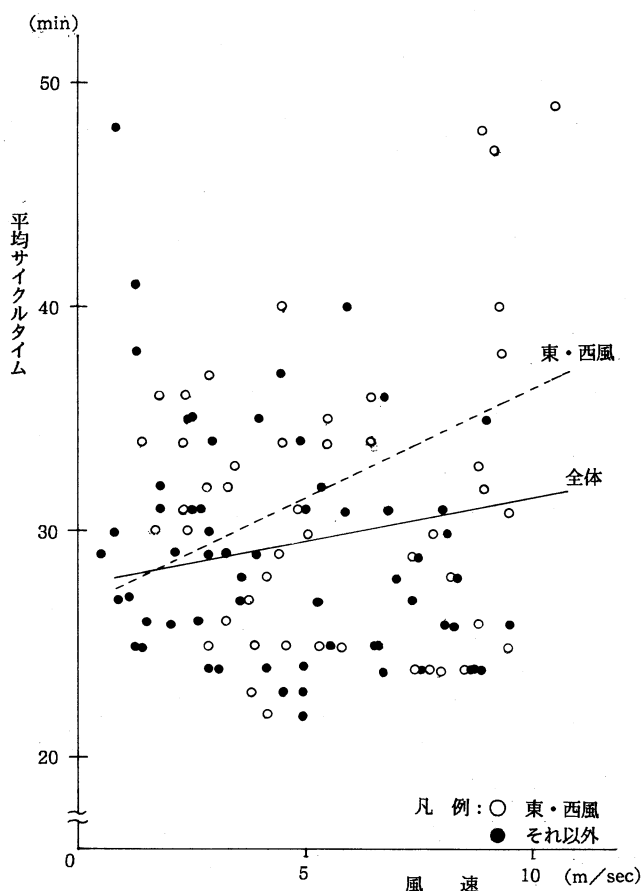


写真-6
ストランドシューへの
ワイヤ引き込み



注) ④ 4A部ワイヤ定着作業、① 1A部ワイヤ定着作業

図-9 スピニング標準サイクルタイム (昼間)



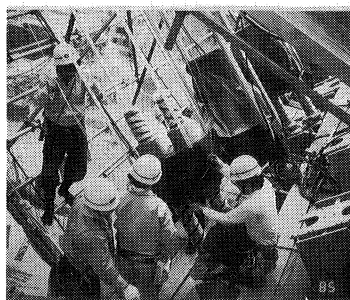
注) 昼間シフトのみのデータ

度数は0.5シフトごとの平均サイクルタイムと平均風速で1つの度数とした。

図-10 風速とスピニングサイクルタイム

ローチングシーブ型、繰り込み数4、調整ストローク3m)のカウンターウェイトで制御したが、1A~4A間に多数配置されたローラー・シーブ類の摩擦抵抗による張力変

写真-7
ストランドシューへの
ワイヤ定着作業



動を確認するため、西側ケーブルの44ストランド架設時のスピニングホイール往行終了時点にこの張力を測定した。その結果は始点側の4A背面で207kg/4本、終点側の1A前面で227kg/4本であり、同時に架線される4本のワイヤ間の張力差については特に問題ないと判断した。また、アンカー部でストランドシューにワイヤを定着する際には、各サドル前面にてワイヤ(4A部では直前架設済サイクルでのライブワイヤ、1A部では架設サイクルでのデッドワイヤ)を架設済ワイヤ群と固縛して、定着作業中のアンカー部以外のワイヤ張力を保持した。そして、ストランドシューへのワイヤ定着作業中は、スラッキング装置(片押しのワイヤ張力維持装置)と4Aアンリーラーとの同調により、アンカースパン内のワイヤ張力の解放、再導入を必要に応じて行った。アンカースパンでの張力導入は4A側は容易であったが、1A側については素線緊張塔のカウンターウェイトだけではデッドワイヤに十分に張力が入らなかった。これはストランドシューを経由してデッドワイヤの摩擦抵抗が増大したことが原因であり、現場では2P塔頂においてストッパーでライブワイヤを固定してこれに対処した。

本橋の場合、AS作業における施工条件(ワイヤの引き出し速度、および導入張力)を実験的に変えて作業性の調査を行った。

まず、引き出し速度については中央径間での引き出し速度を6m/secにして実施した(東側ケーブルにおいて、28ステップのNo.42,43の2ストランド架設の際の昼間シフトのみ2日間、5サイクルずつ)。その結果は、アンリーラー、素線緊張塔の追従性は良好であり、ワイヤの振り分けも特に問題はなかったが、スピニングホイールがギャローズフレーム部を通過する際の振動が大きいこと、スプレー部・アンカー部の曳索ガイドローラーの回転音が定常時よりもやや大きいこと等が挙げられ、サイクルタイムは計算どおり片道約1分の短縮がなされていた。全般的に特に問題になることはなかったが、今後、ワイ

ヤの引き出し速度を上げてAS工法を計画する場合には、ホーリングロープの脱索の危険性の増大、および磨耗による寿命低下等に対する検討が必要である。

次に、引き出し張力についてはこれまでの50kg/本から100kg/本を導入して実施した（東側ケーブルにおいて、29ステップのNo.44ストランドの全サイクル）。その結果は、アンリーラー、索線緊張塔の追従性は良好であるが、導入張力が高いため各ワイヤがスピニングホイールから離れて所定位置（デッドワイヤはケーブルフォーマーの所定クシ内、ライブワイヤはケーブルフォーマー脇の受けローラー上）に落ち着くまでのフリーハング長は、図-11に示すように増加した。サドル内のワイヤ配列作業性は、50kg/本の場合はスピニングホイールの通過の際に人力によりある程度介錯することでサドル内の所定位置にワイヤを配列することができたが、100kg/本の場合には、通過の最中に人力で介錯することができず、スピニングホイール通過後に配列を行った。また、サイクルタイムには影響しないもののガイドバーに沿ってサドル溝に誘導される4本のワイヤにヨリが入ることもあり作業性が悪かった。しかし、アンカー部作業のストランドシュー、スピニングホイールへのワイヤ掛けについては、特に問題はなかった。

4.1.3 ワイヤのリーリング・場内小運搬

ケーブル用ワイヤの供給は、AS作業の進捗に合わせて各ワイヤ製作工場より11ton積トラックにて陸上輸送し、フェリーにて櫃石島へと運搬した。櫃石島内には、ワイヤコイル仮置場としてフェリー岸壁近くの東ヤード内に約3,400㎡（1,008コイル仮置可能）、また、4A機械設備の背後に約1,600㎡（492コイル仮置可能）を確保し、ワイヤコイルの仮置は枕木・段木を配して3段積みとした。東ヤード仮置場から4A仮置場までの場内小運搬は、11ton積トラックにて行い、夜間の作業騒音を避けるため、作業は昼間のみとし、1日当たりの小運搬量は平均6往復、最大13往復であった。またワイヤコイルの取卸しには20ton吊トラックレーン（油圧）を使用した。

4A仮置場に集積したワイヤコイルは、4ton積トラック（2.9ton吊クレーン付き）、20ton吊トラックレーンにて、リーリング設備のスイフトに装着した後、ワイヤをフェアリーダー、加張力機を介してアンリーラー（リーリングマシン）まで引き出す。そして、この引き出したワイヤ始端をリーリングマシン側の巻き取り済のワイヤ終端と継線（工場継手）した後、コイル状のワイヤをリーリングマシンのリールドラムに巻き取った。リーリングマシンの巻き取り容量は5tonとし、1台のアンリーラーはリールドラムを2個備え、どちらのリールもスイッチの切り替えによりリーリング（ワイヤの巻き取り）とアンリーリング（ワイヤの巻き出し）ができる機能を有するツインリーラー型とした。このため、AS作業に伴うアンリーリングと同時に現場においてリーリングが可能となり、アンリーリング側のワイヤが消費されたときには、ツインリーラーの機能を切り替え、満巻状態となっているリーリング側のリールをアンリーラー側として使用した。このリール機能の切り替えの際は、アンリーラー前面にてワイヤ供給源を新しいアンリーリング側のリールにす

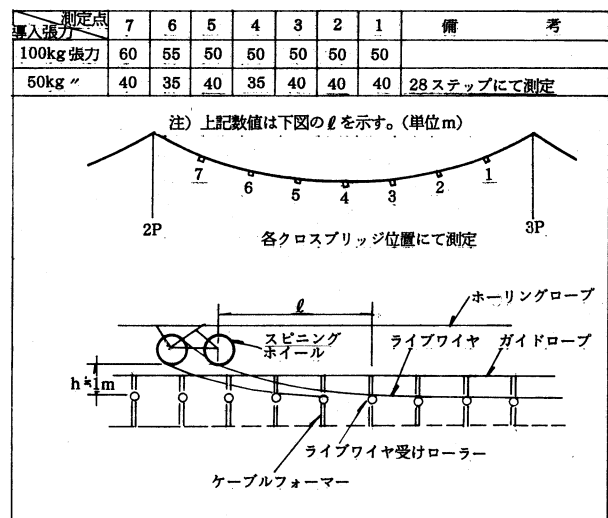


図-11 ライブワイヤのフリーハング長

るための継線（工場継手）をした後、AS作業を行った。

現場での継線作業にあたっては、担当する作業員に対し施工手順等の現場教育を十分に実施するとともに、使用する継手機からは定期的（1回/月）に継線したサンプルを抽出し引張試験にてその継手性能を確認した。

4.1.4 ストランドの上げ越し・本バンド

1ストランド分のAS作業が完了すると、あらかじめ配置してある被覆番線にて1ストランド分のワイヤ群を結束して仮バンドを施した。その後、仮引装置を用いて、サグ調整後の目標架設位置よりサグにして200～300mm程度ストランドを上げ越しする。そして、仮バンドからアルミ帯板の本バンドに付け替える作業を実施した後、上げ越しした状態で夜間のストランド調整に待機した。

ストランドの仮引装置は、サドル部でのストランドの摩擦係数を $\mu = 0.3$ と仮定し、その仮引能力を40ton引きで計画したが、塔頂部ではこの設備だけではストランドを仮引することができず、補助として簡易のストランド直引装置（センターホールジャッキ + PC鋼撚線、能力45ton引き）を配することで仮引作業が可能となった。これはストランドが太径化したために、サドル部において俵積みされた多数の整列ワイヤ群から縦スパーサーに働く側圧の影響と考えられる。ちなみに実際の仮引力から摩擦係数を逆算すると $\mu = 0.7$ 程度となっている。

本バンド作業は、小型の締付機でストランドを固縛しながら、その周囲を掛針で叩いて略円形に整えつつ、約2m間隔でアルミ帯板（幅32mm、厚さ0.6mm）の本バンドを取り付けた。本バンド作業の施工順序は、初めに各径間の1/2点、1/4点、1/8点を施工し、その後、下から上に向けて順次施工した。本バンドの間隔は、平戸大橋の実績より2m間隔と定めたが、この施工に要する時間は作業の習熟した後も最後まで短縮されなかった。ベラザノ・ナロウズ橋、マキノ橋では約3m間隔の板金止め、ゴールデン・ゲート橋では約1.5m間隔の粘着テープ3回巻き付け、また、国内のPWSでは1.5m間隔のシーシングテープ5回巻き付けを施工していることより、アルミ帯板を用いるのであれば、本バンド間隔は3m程度でもよいと考えられる。

なお、ストランド上げ越し時の仮引クランプ、および

本バンド作業時の締付機の緊張用燃線ワイヤ等により、ストランド表面の亜鉛メッキが損傷を受けることもあった。本橋では亜鉛メッキ用補修塗料（商品名ローバル）等で現場補修を施したが、今後これらの設備の改善が望まれる。

4.1.5 ストランドの調整等

ストランドの調整は、中央径間、側径間についてはサグ形状にて、また、アンカースパンについては張力にて調整を行い、これらはすべてケーブルの温度が均一となる夜間に実施した。

ケーブル架設工事では、一般にストランドのサグ量を光学的な測量機器を用いて計測することを絶対サグ測量と称し、また、被調整ストランドと基準とするストランドとの相対的なサグ差をスケールで計測し、その量に応じて被調整ストランドの長さをサドル部で出し入れし目標とするサグ量に合わせることを相対サグ調整と称している。この原理、および作業手順については因島大橋、大鳴門橋等と同一であり、詳細については因島大橋のケーブル架設工事報告（参考文献6）等を参照されたい。

ケーブル架設中において基準とするストランドはNo.1ストランドとし、架設工事の進捗に伴う絶対サグ測量による基準ストランドの確認は、No.1、10、20、30、(44)ストランド架設完了時を基本として実施した。また、絶対サグ測量は上記以外にプレスクイズ、および本スクイズ完了後にも実施し、特にプレスクイズ完了後の測量結果はハンガーロープ長の決定に反映させた。なお、本橋では絶対サグ測量に伴う各種データの集中管理システムを導入し、マイクロコンピュータでの迅速なデータ処理により夜間の限られた時間内に数多くの測量、調整作業が行えるようにした。各架設段階におけるサグ測量結果を表-8に示す。

相対サグ調整については、新AS工法の採用からCW上には10m間隔でケーブルフォーマーが配置されており、被調整ストランドがこのケーブルフォーマーのクシに干渉されてサグ量に影響がでないよう、あらかじめ該当するクシ間の幅を広げサグ調整に支障のないように努めた。また、ストランドが太径化したため断面内のワイヤ温度が均一になるまで時間を要し、サグ調整での基準ストランドとのサグ差の値が落ち着き、精度ある値が得られるまでには約20分程度要した。

アンカースパン内でのストランドの張力調整は、油圧ジャッキ（能力100ton×2基）にてストランドシューを変位させ、そのときのシューの移動量とジャッキの加圧力とをグラフにプロットし、その変曲点からストランドに導入されている張力を求め、この値が許容範囲内にならない場合はストランドシュー位置を調整して所定張力になるようにした。ストランドシューはナットを介してネジ加工されたロッドにより支持されており、このシュー位置はナットの回転移動で調整可能なため、PWS工法におけるソケット前面のシム板交換による方法に比べ微調整が容易であった。なお、この張力調整は1A、4Aともスプレッドサドルがセットバックフレームから離れ、自立した状態となる3ストランド架設完了後から実施し、相対サグ調整作業に引き続いて行った。新AS工法の場合、架線

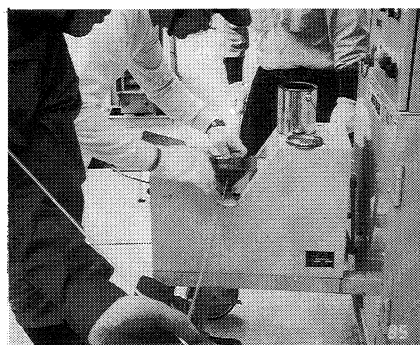


写真-8
工場継手作業

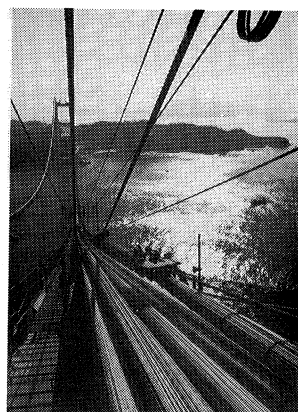


写真-9
ストランドの
仮引き・上越し

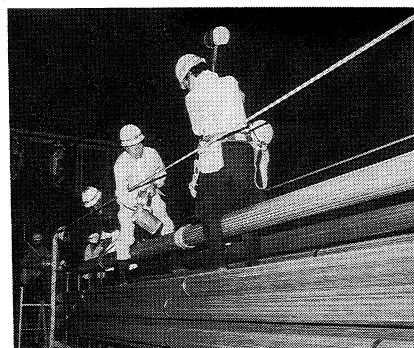


写真-10
本バンド作業

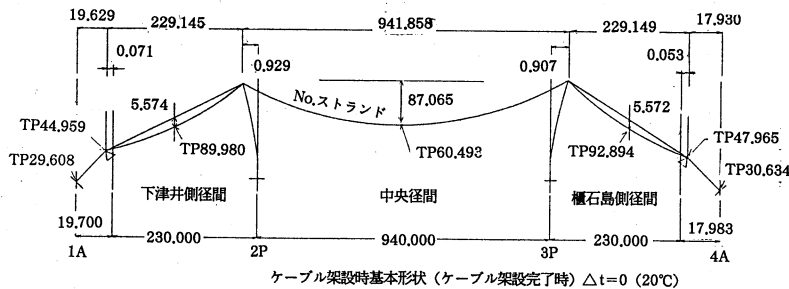
するワイヤにはフリーハング張力（本橋の場合、約230kg／本）より低い張力（50kg／本）しか当初導入しておらず、架線が完了しストランドとしてフリーハングさせる場合には、この張力差分だけストランドシューを引き込む必要がある。したがって、低張力での管理により各径間内には均一な所定長さのワイヤ群のストランドが架設されたとすれば、AS作業前に設置した当初ストランドシュー位置からAS作業後の張力調整をした最終ストランド位置までの引込量は、PWS工法における設計シム量に相当しており、この引込量の整理結果は表-9に示すとおりである。

また、このような各種のストランド調整以外に、あらかじめ指定したストランドについては相対サグ調整前の上げ越し状態時に仮バンドを外し各径間に展開することで同一ストランド内のワイヤ・サグのバラツキ範囲（スプレッド）を測定した。なお、このスプレッドの測定は東西各ケーブルについて3回ずつ実施した。この測定の目的は、現場でのAS作業によって架線される同一ストランド内のワイヤがほぼ同一長で架線されているかどうかを確認し、許容範囲外の値を示すワイヤについてはその長さを調整して平行線ケーブルとしての品質を確保するた

表-8 絶対サグ測量結果

区 分	東 ケーブル			西 ケーブル		
	1A~ 2P	2P~ 3P	3P~ 4A	1A~ 2P	2P~ 3P	3P~ 4A
測量時						
基本形状サグ値	5,574	87,065	5,572	5,574	87,065	5,572
No1ストランド架設時	0	+36	-4	-19	+35	-30
10ストランド架設時	-29	+60	-29	-75	0	-47
20ストランド架設時	-34	+37	-72	-76	+19	-66
30ストランド架設時	-11	+6	-80	-54	+15	-74
プレスクイズ後	-81	-26	-79	+6	+1	-95
本スクイズ後	-99	-15	-81	+2	+2	-86

単位mm, 各径間の所定サグ値に対する誤差を示す。



ケーブル架設時基本形状 (ケーブル架設完了時) $\Delta t=0$ (20℃)

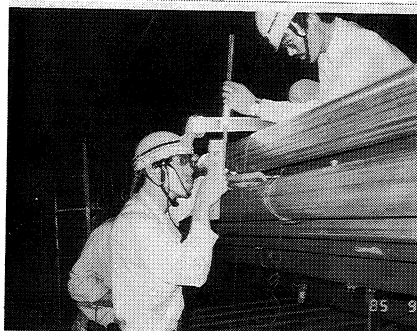


写真-11
相対サグ調整



写真-12
アンカースパン
張力調整

めである。特に本橋の場合、新AS工法(低張力工法)が採用されたことから、ワイヤへの導入張力を低張力で管理することで架線されるワイヤ長が均一になっているかどうかの確認の意味もあった。このスプレッドの測定結果の代表例を表-10に示す。この測定結果からCWだけで支持される場合はスプレッド量が若干大きく、既架設ストランド2段、3段によって支持される場合には順次スプレッド量が小さくなっていることがわかる。このように新AS工法(低張力工法)では、初期のストランドの形成にあたりスプレッド量を抑えワイヤ間に極端な張力差が生じないようにCWの設計条件とも合わせて、架設計画

上、十分な配慮が必要であろう。

4.1.6 アンカー部作業

アンカー部作業には、ロッド、およびストランドシューといったケーブル定着部材の防錆処理とその取り付け、また、必要に応じてのホーリングロープラインの盛り替えがある。

ケーブル定着部材の防錆処理は、ロッド、ナット、および座金についてペトロラタム系の防食テープの巻き付け、およびマスチックの充填により施工した。このときアンカーフレームの引張材に取り付け、将来の二次コンクリート打設のため点検が不可能となる部分については、定着部材の取り付け作業前に実施し、引張材より前方の将来とも露出する部分については、ストランドの調整作業が完了して、シュー位置が確定した後に実施した。また、定着部材の防錆・取り付け作業は、将来の目視確認が不可能となる部分が多いので、監督員による施工状況の確認を必ず実施し、万全を期した。

ケーブル定着部材は、1A分を2Pヤードに、4A分をA4橋台上にそれぞれ仮置きし、必要に応じて4ton積トラックにて小運搬して、1Aは天井クレーンにて、4Aは橋台クレーンにて所定位置に取り付けた。この取り付け時の施工誤差により定着部材のロッドには引張だけではなく、曲げも作用することになる。このため定着部材の取り付け時の施工性を確認したうえで施工誤差等の許容範囲を設定し、設計・製作に反映した。特にロッド方向の調整には、治具を工夫してスプレーサドル~引張材間に基準となるピアノ線を張り、上下2本のロッド間隔が基準線(ピアノ線)から $\pm 1\text{mm}$ の範囲になるよう調整した。取り付け作業において1Aはトンネル式アンカレイジのため作業場所が狭く、4Aと比較すると作業性が悪かった。

なお、AS作業の進行に伴い、各ストランドシューへのワイヤ掛け作業を容易にするため、ホーリングロープのターンシーブの盛り替えを行った。盛り替えの時期については、スピニングホイールの受け取り側の1Aではケーブル定着面に配置された引張材の横の段が上がるごとに、また、送り出し側の4Aではこの横の段、および縦の

表-9 ストランドシュー引込量

	東ケーブル	西ケーブル
平均値	639mm (n=43)	616mm (n=44)
最大値	901mm	816mm
最小値	550mm	524mm
標準偏差	97.6mm	86.1mm
備考	1A側・4A側の合計引込量 ただし、東側ケーブルのNo44 ストランドについては、導入 張力100kg/本にて架線したた め含まず。なお、この引込量 は470mm。	

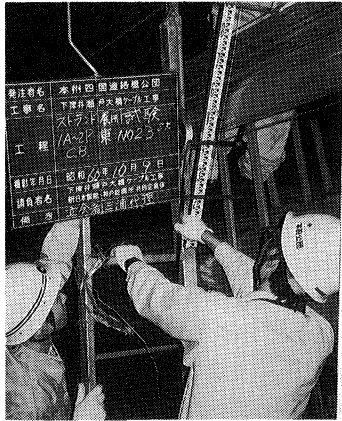


写真-13 スプレッド展開試験

表-10 スプレッド測定結果

測定回数	第1回目	第2回目	第3回目
スプレッド展開状況			
	東側ケーブルの中央径間中央部のスプレッド展開状況を代表に示す。		
対象象限スト	東側: No.6 ストランド 西側: No.5 ストランド CWにより支持	東側: No.23 ストランド 西側: No.24 ストランド 架設済ストランド2段により支持	東側: No.35 ストランド 西側: No.36 ストランド 架設済ストランド5段により支持

列が変わるごとに盛り替え作業を実施した。

4.2 AS用機械設備

4.2.1 概要

AS設備は、その使用目的から次の3つに分類できる。まず、スピニングホイールを駆動させるループ式ホーリング設備、次に、引き出されるワイヤ張力を一定に保ちながらそのスピニングホイールにワイヤを供給するワイヤの引き出し設備（アンリーリング設備）、そして、コイル状のワイヤを現場にて架線が可能なようにアンリーリング設備のリールドラムにワイヤを巻き取るワイヤの巻き取り設備（リーリング設備）である。図-12に主なAS機械設備の配置を示す。

4.2.2 ループ式ホーリング設備

ループ式ホーリング設備は、曳索駆動装置、ホーリングロープ、そして、曳索ガイドローラーから構成されている。このうち曳索駆動装置は、高速運転制御が容易な電動油圧モーターを用いた方式で、本体、タンクユニット、ポンプユニット、および遠隔操作盤から構成され、遠隔操作盤で加減速点の位置と走行速度を初期設定することにより自動運転もできるように設計されている。しかし、自動運転では加減速区間が長めとなりサイクルタイムが遅くなること、また、架設時の不測のトラブルに対する対応を考慮して自動運転は実験程度とし、基本的には手動運転とした。なお、騒音防止対策として曳索駆動装置、およびアンリーラーの油圧ユニットには防音カバーを、また、曳索ガイドローラーにはゴムライニングを施

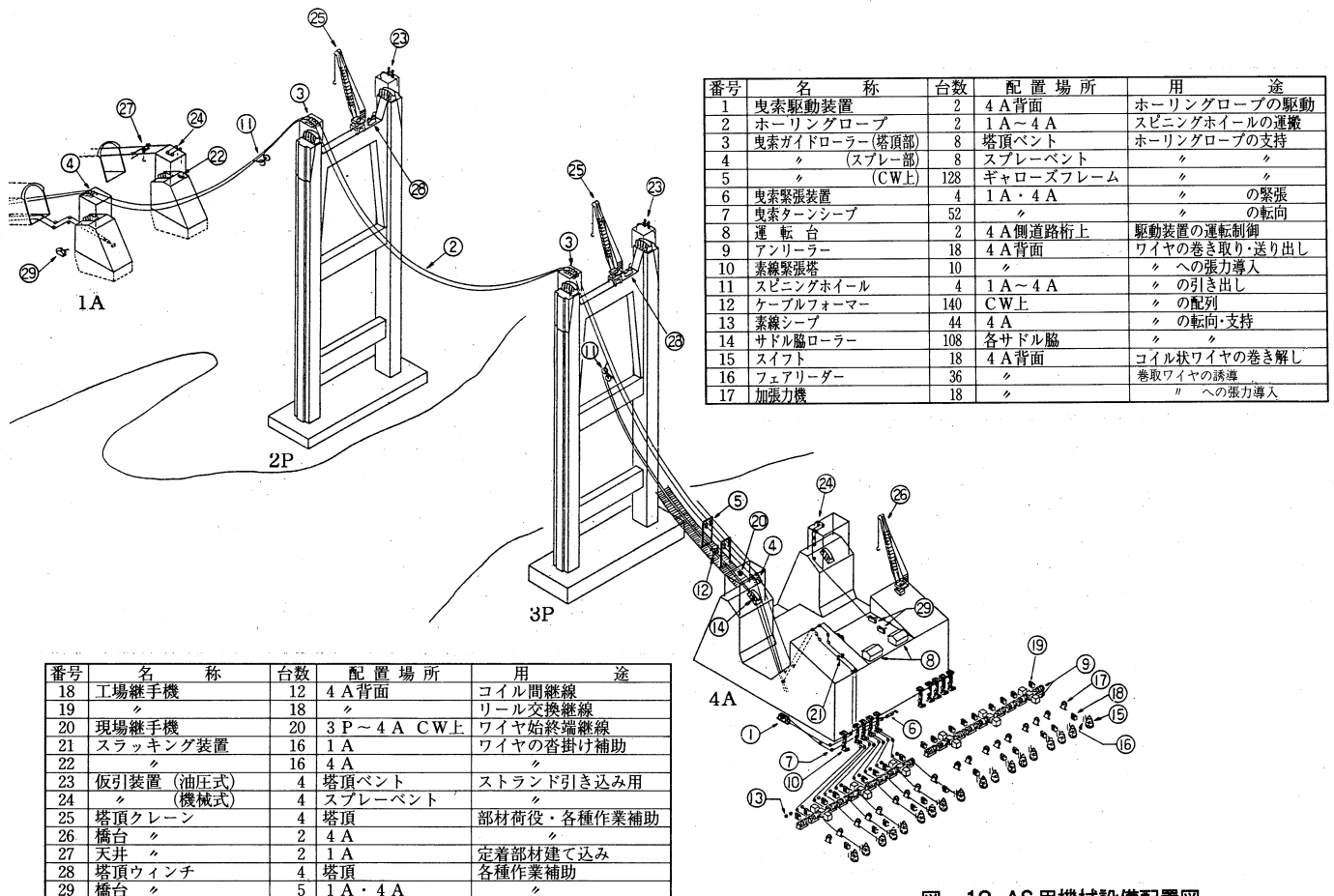


図-12 AS用機械設備配置図

して発生騒音を抑えた。

ループ式ホーリング設備は、AS作業によるケーブル架設期間に1A～4A間を2,001回往復することになるが、ホーリングロープの点検は定期的実施し、その損傷、磨耗の程度により新ロープと交換した。架設期間中におけるホーリングロープの交換実績は14ステップ施工中、および23ステップ終了時の2回であった。

引き出しラインは、東西ケーブルに各1系統ずつループ式ホーリング設備を設置し、1つのホーリングロープに2つのスピニングホイールを取り付けた。

4.2.3 アンリーリング設備

アンリーリング設備は、アンリーラー（アンリーリングマシン）、素線緊張塔、スピニングホイール、ケーブルフォーマー、および各種のシーブ類・ローラー類から構成されている。このうちアンリーラーは、油圧モーター駆動とし、ループ式ホーリング設備における曳索駆動装置の制御系と結びつけ、素線緊張塔のカウンターウェイトの位置の検出によりアンリーラーの巻き出し速度を制御するとともに、駆動装置の高速運転に完全に自動追従できる定張力自動制御方式とした。スピニングホイール、および転向シーブ類は、これまでの実験等の結果から、その径を $\phi 1,000\text{mm}$ とした。ケーブルフォーマー脇、およびサドル脇のライブワイヤ受けローラー（ $\phi 130$ ）は、ライブワイヤの引き出し速度 8m/sec （スピニングホイールの走行速度 4m/sec の2倍）に追従するため約 $1,200\text{rpm}$ で回転する必要がある、ローラーが重ければこの回転に追従できずワイヤの損傷が懸念されるため、材質をアルミ製としてこれに対処した。また、長期間の使用で磨耗の激しいローラーは、定期的に点検し必要に応じ予備ローラーと交換した。スピニングホイールについても同様に材質をアルミ製とし、各ワイヤ毎に滑車を分離させた4輪構造として高速引き出しに対処した。アンリーリング設備は、スピニングホイールが各ラインに2つずつあること、また、スピニングホイールのワイヤが4本掛けであることから、東西各ラインに8系統ずつ必要であり、さらに、架線の最中に1系統でも故障すれば、そのラインのAS作業が停止するため、各ラインに予備の系統を1系統ずつ設置して万全を期した。なお、各ラインに2つずつ設置さ

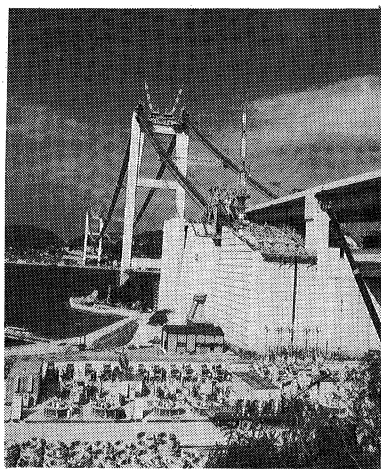


写真-14 AS用素線供給設備

れるスピニングホイールの接近状況を作業員に知らせるため、CW上にはスピニングホイール位置表示盤を配置し、表示ランプの点滅とオルゴールによる接近音とで位置確認を行った。また、駆動装置の運転室には、スピニングホイールの走行状況を把握するためCW上のITVからの映像を映すモニターを配置した。

4.2.4 リーリング設備

リーリング設備は、スイフト、フェアリーダー、加張力機、およびアンリーラー（リーリングマシン）から構成されている。これまでワイヤは、あらかじめ工場でリーリングし、そのリールを架設現場に搬入するのが一般的であり、この欠点は、リールを多数必要とするうえ、このリールのストックヤードとして広範なスペースを必要とすることである。本橋ではこれらの欠点を補うため、工場からはコイル状のワイヤを現場に搬入し、現場においてワイヤをリーリングする方法とした。この方法は、国外では英国の技術によるボスポラス橋、ハンバー橋で、また、国内では平戸大橋で採用されている。アンリーラーは4.1.3で既に述べたように、ツインリーラー型として、リーリングとアンリーリングの両機能を有するものとした。現場リーリングの場合、リーリング作業にはコイル交換や継手作業も含まれるため、ワイヤの巻き取り速度はスピニング速度よりも速くしなければならない。本橋では計画スピニング速度の 240m/min に対して巻き取り速度を平均 300m/min （設備能力 $\text{max} 360\text{m/min}$ ）としたが、夜間のリーリング作業については騒音対策上、ワイヤの巻き取り速度を昼間より低くし、特に夏期は 200m/min とした。ワイヤの巻き取り時には、スイフトのブレーキ力、および加張力機により巻き取り張力 140m/本 でワイヤをリールドラムに巻き取り、このときリールドラムに1回で巻き取るワイヤ重量は 5ton を標準とした。アンリーラーのリーリング側リールとアンリーリング側リールとの切り替えは、当初アンリーラーに貯えられた 5ton のワイヤで9サイクル分のスピニング作業を行い、この作業が終了した時点で端数をアンリーラーに残し、満巻にされたもう一方のリールと交換した。ワイヤの継線作業は、アンリーラー～素線ターンシーブ間にて、1スピニングホイール当たり4本のワイヤを同時に切断し工場継手機により継線した。また、引き出し時におけるサドル部やシュー部でのワイヤ配列を容易にするため、リーリング時に自動塗装機（エアレスガン）によりワイヤに一定間隔で着色を行った。

リーリング設備は、アンリーリング設備と同様に東西各ラインに1系統ずつ予備を設けて、9系統ずつ設置した。

5. ケーブルスクイズ・バンド・ハンガーロープ架設

5.1 ケーブルスクイズ

ケーブルスクイズとは、ストランド架設の完了したケーブルを円形に仕上げるために締め付け・整形する作業をいい、ストランドの配列確認と人力での概略整形によるプレススクイズと、スクイジングマシン（ 200ton 油圧ジャッキ $\times 6$ 基/台）での加圧整形による本スクイズとに分けられる。

プレススクイズは温度の安定する夜間に外層ストランド

の配列確認、および修正をしながら、ケーブルをワイヤロープ（φ12mm）にて結束しストランドの配列を固定させる。このワイヤロープによる結束は、まず大ピッチにて実施し、順次間隔を狭め最終的には約30m間隔で施工した。その後、ケーブルを略円形に整形するため、角張っている部分を掛矢により人力で叩きながら、本スクイズに備えて約2m間隔で亜鉛メッキ鋼帯にて固縛した。なお、プレススクイズは通常夜間に行っているが、本橋の場合、1A～2P間の住宅密集状況を考慮して、配列確認・ロープ固縛を夜間に実施し、掛矢による整形は昼間に実施した。また、プレススクイズの効率化を考えたキャタピラ式の鋼帯を振動させるプレススクイズマシンを一部導入して作業を実施してみたが、あまり効果がなかった。

本スクイズはプレススクイズ後の略円形となったケーブルに対して、形状管理範囲内に収まるまでスクイズマシンにより加圧整形し、形状保持のため約1m間隔で亜鉛メッキ鋼帯にて固縛した。このスクイズマシンでの加圧による本スクイズ作業中、バシッという音とともに急激にケーブル形状が締まる状況が時折見受けられた。これはストランドのアルミ製本バンドがケーブル内部で切断してワイヤの再配列がなされたためと推定された。この急激な変化の際、スクイズマシンのジャッキのツメによりケーブルの外層ワイヤが損傷を受けることがあり、マシン1基当たりのジャッキの個数、およびジャッキ配列、またジャッキのシュー形状等の改善が望まれる。本スクイズの締め付け順序は、スクイズマシン4台により両塔頂から降りていく方向とし、中央径間、側径間の順で施工したが、各径間とも塔頂近くの約10mはケーブルの太径化のためか1回の施工では管理範囲内に入らず、予備締め、本締めの2回の施工で管理範囲内に収めることができた。本スクイズでの管理基準、およびスクイズ後のケーブルの空隙率を整理したものを表-11、表-12に示す。なお、本スクイズの1日当たりの施工量は、中央径間の場合で40m/クルー、側径間の場合で25～30m/クルー程度であった。

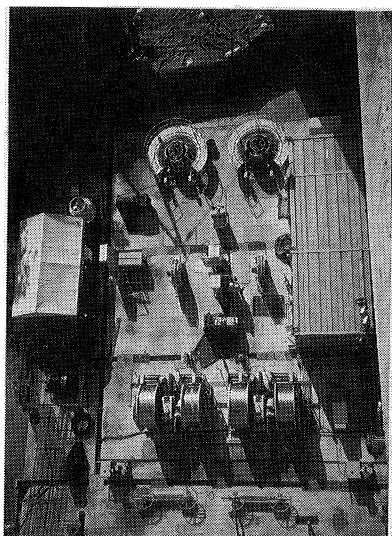


写真-15 ツインリラー型アンリラー

5.2 ケーブルバンド架設

ケーブルバンドの架設は、まずスクイズの完了したケーブル横にゲージワイヤを沿わせ夜間にバンド架設位置のマーキングを実施する。次にバンドキャリアを用いてケーブルバンドを架設位置まで搬送し、位置決めの後にバンドボルトに所定軸力を導入しケーブルバンドを固定した。ケーブルバンドの取り付け、およびバンドボルトの導入軸力の管理基準を表-13に示す。なお、ケーブルバンドの1日当たりの架設量は、平均で10（塔頂から100m程度）～5（塔頂から400m程度）バンド/クルーであった。

表-13 ケーブルバンド架設管理基準

1)	ケーブルバンドの取り付け精度
	橋軸方向 ±5mm以内
	円周方向 ±5mm以内
	(バンド取付位置マーキングに対して)
2)	バンドボルト導入軸力の管理範囲
	各ボルトの導入軸力：設計値の±10%以内
	(65.7ton～80.3ton)
	1バンドのボルト導入軸：設計値の総和以上
	力の総和 (73ton/本×n本/バンド以上)
注)	バンドボルト導入軸力（設計値）
	$T = 0.75 \sigma_{yB} A = 73\text{ton/本}$
	降伏点耐力の75%

5.3 ハンガーロープ架設

ケーブルバンドの架設後、ストームロープの撤去、およびCWの盛り替えを実施した。CWの盛り替えとは、CWの死荷重をケーブルに預けてストームロープ撤去後のCWの安定を保つとともに、CWの変位を今後の補剛桁の架設に伴うケーブルの変位に追従させるのが目的である。

ハンガーロープの架設は、この盛り替え作業を終えてCWとケーブルの相対位置がずれなくなってから実施する。あらかじめ、CW床面のうちハンガーロープが垂れ下がる箇所の金網を切り欠き、次に簡易キャリアを用いてハンガーロープを架設位置まで搬送し、ケーブルバンドの溝を跨いで鞍がけ、吊り下げた。このとき、架設するハンガーロープのうち、将来ロープの塗装が不可能となる両端のソケット、および中間部のバンド鞍がけ部については、あらかじめロープ製作工場にて本四塗装基準A-5仕様準じた仕様で先行塗装を施した。しかし、プレススクイズ後のハンガーロープ長が決定してから架設までのハンガーロープのソケット付け作業に要する期間が短いこと、その時期が冬期となったこと、および可撓性のロープに塗装したこと等が重なり、この先行塗装部分の大半は現場にて補修塗装が必要であった。今後、ロープに対する塗装系の選択も踏まえて、この部分の処理には一考が望まれる。なお、ハンガーロープの1日当たりの架設量は平均で7点/クルーであった。架設位置が塔頂から離れるにつれ、搬送距離は長くなるがハンガーロープ長は短くなり、サイクルタイムは両要因が相殺して全域にわ

表-11 本スクイズ管理基準

	設定値	備考
空隙率 (k)	19±2 (%)	$k = \left(\frac{1-5.37^2 \times 552 \times 44}{a b} \right) \times 100$
縦径 (a)	925 ⁺¹⁰ ₋₁₅ (mm)	上限値をケーブルバンド内径より (930mm) + 5mmとした。ただし、バンド取付近傍は930mmを目標とする。
横径 (b)	935 ⁺²⁰ ₋₁₀	k = 19% で a = 925mmとした場合、b = 935mmである。
平均径 ($\frac{a+b}{2}$)	930 ⁺¹² ₋₁₂	空隙率の範囲設定により左記の範囲となる。

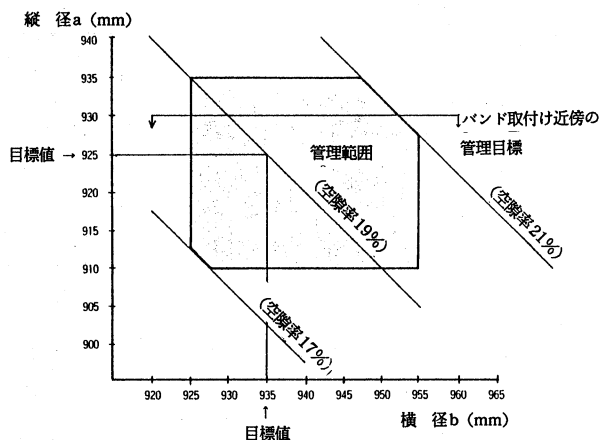


表-12 ケーブルの空隙率

		1A~2P	2P~3P	3P~4A	平均
プレススクイズ後	東ケーブル	縦径 1,034mm 横径 934mm 空隙率 27.3%	縦径 1,033mm 横径 923mm 空隙率 26.5%	縦径 1,003mm 横径 976mm 空隙率 28.5%	縦径 1,028mm 横径 934mm 空隙率 27.0%
	西ケーブル	縦径 1,044mm 横径 943mm 空隙率 28.8%	縦径 1,046mm 横径 936mm 空隙率 28.3%	縦径 1,038mm 横径 975mm 空隙率 30.8%	縦径 1,044mm 横径 944mm 空隙率 28.8%
	本スクイズ後	縦径 921mm 横径 953mm 空隙率 20.3%	縦径 923mm 横径 950mm 空隙率 20.1%	縦径 918mm 横径 952mm 空隙率 19.8%	縦径 922mm 横径 951mm 空隙率 20.1%
ケーブルバンド近傍部	東ケーブル	縦径 921mm 横径 957mm 空隙率 20.6%	縦径 924mm 横径 953mm 空隙率 20.5%	縦径 921mm 横径 955mm 空隙率 20.4%	縦径 923mm 横径 954mm 空隙率 20.5%
	西ケーブル	縦径 913mm 横径 950mm 空隙率 19.2%	縦径 918mm 横径 946mm 空隙率 19.4%	縦径 911mm 横径 949mm 空隙率 19.0%	縦径 916mm 横径 947mm 空隙率 19.3%
	西ケーブル	縦径 913mm 横径 952mm 空隙率 19.4%	縦径 920mm 横径 949mm 空隙率 19.7%	縦径 907mm 横径 952mm 空隙率 18.8%	縦径 917mm 横径 950mm 空隙率 19.5%

たりあまり差がなかった。

6. あとがき

本橋のケーブル架設は、天候に恵まれたこと、残業による1日当たりの現場作業時間の延長を図ったこと、および作業の習熟化等の要因により、当初予定の工程より短期間で完了することができた。また、準備工事を含むケーブル工事全体が無事完了できたのは、昼夜の別なく高所のCW上で作業、および監督に従事した作業員、技術職員等の関係各位の努力の賜であり、工事にあたって新日本製鉄・神戸製鋼所共同企業体に深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 本四公団：下津井瀬戸大橋ケーブル工事 工事報告書 昭和61年10月
- 2) 新日鉄・神鋼JV：下津井瀬戸大橋ケーブル工事 記録写真集 昭和61年10月
- 3) 長崎県編集：平戸大橋工事報告書 昭和53年3月
- 4) 本四公団編集：因島大橋工事誌 昭和60年9月
- 5) 奥川・平原：下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設 本四技報 Vol.10 No.39・40 '86.7・10
- 6) 香川・平野：因島大橋ケーブル工事 本四技報 Vol.6 No.20 '82.4.
- 7) 大橋：ベラザノ・ナロウズ吊橋のケーブル架設について 土木研究所彙報 第23号 昭和38年10月
- 8) 神戸市企画局調査部編：海外長大吊橋の上部工事（Ⅱ）－ケーブル関係－（明石架橋資料「調査月報」よりの抜粋・集録）
- 9) 松下：エアスピニング装置とその実験 R&D Vol.18 No.2 '68.4.
- 10) 三田村・湊他：長大吊り橋ケーブル架設工法の諸問題 R&D Vol.25 No.1 '75.1.
- 11) 津山・俵矢他：新しいエアスピニング工法 製鉄研究 No. 285 '75.
- 12) 田中：平戸大橋ケーブル架設工法と本四架橋－新エアスピニング工法による－サスペンション・エージ No.28
- 13) 坂本・俵矢：エアスピニング工法によるケーブル工事－平戸大橋－道路 '75.12
- 14) 俵矢・西川他：新しいエアスピニング工法 平戸大橋ケーブル工事 カラム No.61.
- 15) 津山：長大吊橋のケーブル カラム No.68.

岸ノ上高架橋PC上部工の設計・施工

Design and Construction of Kishinoue Viaduct Superstructure

倉敷工事事務所 第六工事長 藤井周志
Hiroshi Fujii
倉敷工事事務所 第六工事長付 角和夫
Kazuo Sumi

1. まえがき

岸ノ上高架橋は、児島～坂出ルートのうち、岡山県側陸上部にある水島インターチェンジと児島インターチェンジのほぼ中間部に位置し、鷲羽山スカイラインと併走する橋長351mの上下線二連のPC橋梁である。(図-1参照)

本橋は、有効巾員10.75mの5径間連続PC二主版桁と巾員が10.75m～17.66mに拡巾される4径間連続PC三主版桁よりなり、架設は、高橋脚に上部工が位置している、等径間・等断面の桁が連続している、工程上の制約(用地取得等が遅れた地区)等の条件で検討した結果、二主版桁を大型移動支保工による分割施工により、三主版桁の残り一主版桁を梁支柱式支保工により行うといった特殊な方法を採用した。

本稿では、PC二主版桁を大型移動支保工で施工する場合の施工時、設計時の応力照査および施工概要について報告するものである。

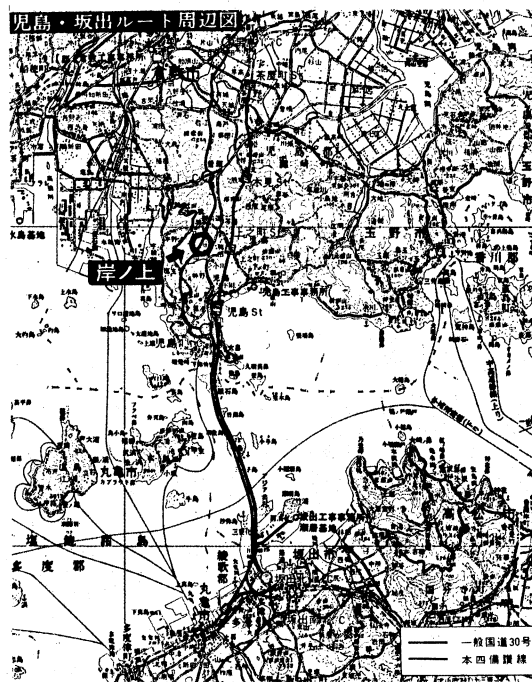


図-1 位置図

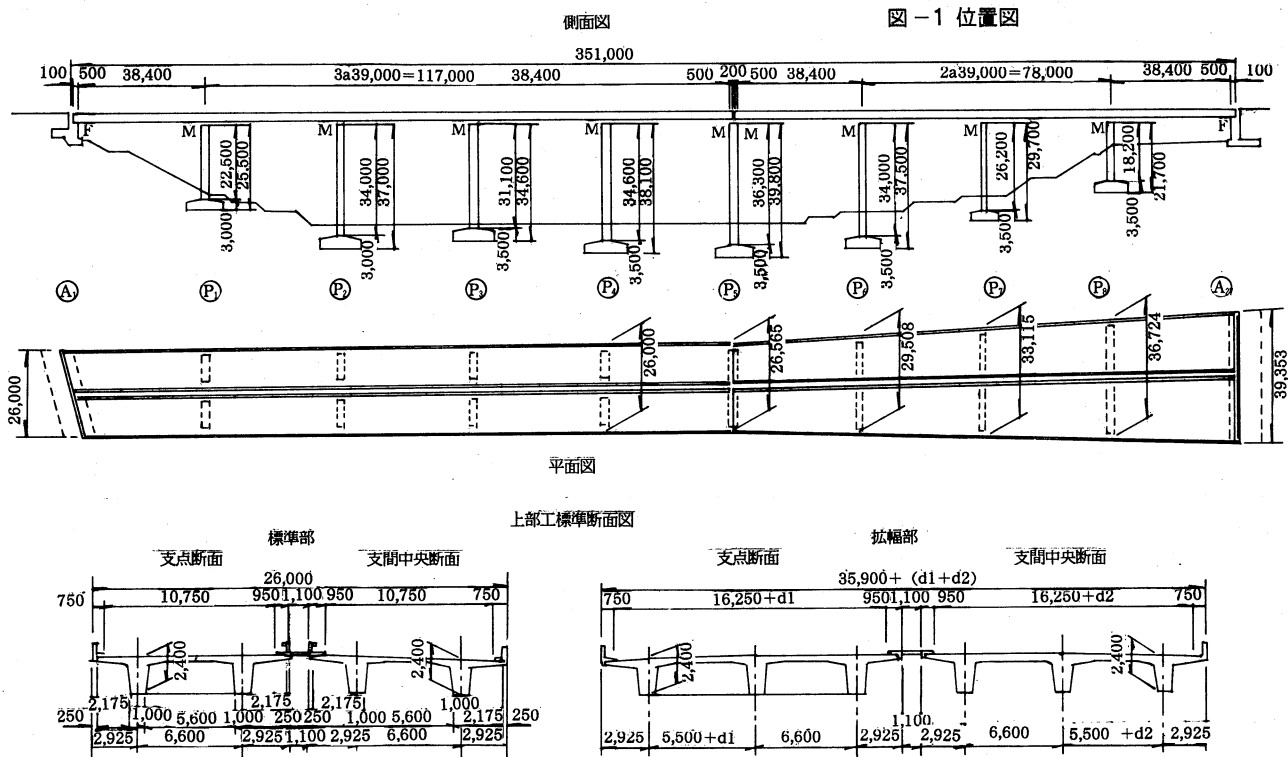


図-2 全体図

287t SEEE 工法

(床板横締 SWPR7B 7φ11.1)

80t SEEE 工法

(横桁横締 SWPR7B 7φ12.7)

15t VSL 工法

鉄筋 (SD30B) 878t

2. 橋梁概要

橋梁概要は下記の通りである。

橋 長 : 351m

構造形式 : 5 径間連続 PC 二主版桁及び 4 径間連続 PC
三主版桁

径間割 : 38.4+3@39.0+38.4

38.4+2@39.0+38.4

有効巾員 : 10.75m (PC 二主版桁)

10.75m~17.661m (PC 三主版桁)

こう配 : 縦断こう配 0.3%, 横断こう配 1.6%~2.752%

施工方法 : 大型移動支保工および梁支柱式支保工の併用 (PC 三主版桁が併用)

主要材料 : コンクリート ($\sigma_{ck}=400\text{Kg/cm}^2$) 8,022 m^3

〃 ($\sigma_{ck}=240\text{Kg/cm}^2$) 553 m^3

PC 鋼材 (縦方向 SWPR7B 19φ9.5)

3. 設 計

3.1 構造形式

PC 二主版桁および PC 三主版桁橋は、PCT 桁橋の範中であるが主桁間隔が広く、張出部の大きな床版に 2~3 本の剛な主桁が一体となった断面形状で、桁橋と床版橋の力学的性質を有する構造形式である。

この形式は、大型移動支保工による施工に適しており支間 25~50m 程度の多径間連続桁としてヨーロッパでは高架橋に広く採用されている。我国では、首都高速道路 5 号線および道央自動車道の高架橋に事例がある。本橋は、支間 39.0m、主桁間隔 6.6m、主桁高 2.4m で桁高比 1/16 の断面形状である。

構 造 系	荷 重 系	第 1 径間コンクリート打設からの日数と施工サイクル
	第 1 径間、桁自重載荷 (第 1 径間プレストレス導入)	$t_1=4$ 日 △ $t=1$
	(i) 可動支保工移動後の吊荷重載荷 (S) (ii) 第 2 径間コンクリート打設後の吊荷重載荷 (C)	$t_2=5$ $t_3=14$ 1 サイクル △ $t=9$ 14 日 △ $t=4$
	第 2 径間桁自重載荷 (第 2 径間プレストレス導入) およびの吊荷重 (C) の除荷	$t_4=18$ △ $t=1$
	(i) 可動支保工移動後の吊荷重 (S) の除荷・載荷 (ii) 第 3 径間コンクリート打設後の吊荷重載荷 (C)	$t_5=19$ $t_6=28$ 1 サイクル △ $t=9$ 14 日 △ $t=4$
	第 3 径間桁自重載荷 (第 3 径間プレストレス導入) およびの吊荷重 (C) の除荷	$t_7=32$ △ $t=1$
	(i) 可動支保工移動後の吊荷重載荷 (S) の除荷・載荷 (ii) 第 4 径間コンクリート打設後の吊荷重載荷 (C)	$t_8=33$ $t_9=42$ 1 サイクル △ $t=9$ 14 日 △ $t=4$
	第 4 径間桁自重載荷 (第 4 径間プレストレス導入) および吊荷重 (C) の除荷	$t_{10}=46$ △ $t=1$
	可動支保工移動後の吊荷重 (S) の除荷	$t_{11}=47$
	横桁荷重の載荷	△ $t=45$ $t_{12}=92$
	横面荷重の載荷	△ $t=45$ $t_{13}=137$
	設計荷重時	$t_{14}=\infty$

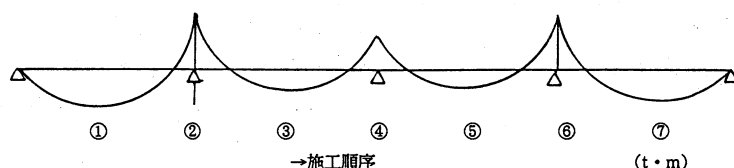
図 - 3 設計上の施工ステップ

3.2 主桁の設計

本橋は、大型移動支保工（以下可動支保工と呼ぶ）により主桁および床版を分割施工した後、横桁工、橋面工という施工順序で行う事から、各施工段階および完成時における構造系が異なると共に若材令時に荷重が作用するためクリープの影響を考慮する必要がある。

施工時の断面力は、図-3に示す施工ステップおよび施工サイクルに基づき、基本構造系を施工状態により一径間毎追加される連続桁とし、またクリープは道路橋示方書Ⅲに記述されている遅れ弾性ひずみとフローひずみの2成分を考慮して算出した。荷重は、桁自重、プレストレスカの他に、既設桁の張り出し部に後方受桁を介し集中荷重として、可動支保工移動後載荷される支保工の自重（ $S=125t$ ）と次径間コンクリート打設後載荷されるコンクリート自重（ $C=150t$ ）を考慮する必要がある。これらの施工時荷重は、可動支保工の移動およびコンクリート硬化、プレストレス導入に伴って除荷される荷重である。

4径間連続桁の場合、桁自重による弾性解、分割施工とクリープを考慮した2ケースの曲げモーメントは図-4に示す通りで、桁完成時において弾性解と比較すると正の曲げモーメントは7%~30%大きく、負の曲げモーメントの絶対値は10%~50%小さくなる。完成時の橋面荷重と活荷重による断面力は、縦方向には主桁部材を、横方向には横桁部材（支承上横桁、中間横桁）と各径間の15分割点に床版の仮想横桁部材を設けた構造モデルである格子理論解析により算出し、設計時は、上記施工時と完成時の断面力を合成したものである。



		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
弾 性 解		1,500	-1,943	800	-1,296	800	-1,943	1,500
分割施工及び クリープを考 慮	桁完成時	1,660	-1,290	1,037	-1,170	972	-1,420	1,609
	クリープ 完成時	1,490	-1,717	786	-1,247	737	-1,814	1,451

図-4 桁自重による曲げモーメント

表-1 床版曲げモーメントの比較

荷重状態 区 別 検討位置		床 版 自 重		全 死 荷 重 時		設 計 荷 重 時			
						MAX		MIN	
		Bieger	設計要領 第2集	Bieger 弾性支承上	設計要領 第2集	Bieger 弾性支承上	設計要領 第2集	Bieger 弾性支承上	設計要領 第2集
中 間 床 版	固 定 端	-3,702	-2,424	-4,146	-2,910	-3,684	—	-13,902	-13,685
	中 央	1,048	2,424	1,155	2,910	4,319	9,525	1,133	—
	固 定 端	-3,702	-2,424	-4,259	-2,910	-3,797	—	-14,015	-13,685

主ケーブルの本数は、許容曲げ圧縮応力度を設計時 $140kg/cm^2$ 、施工時 $180kg/cm^2$ 、許容引張応力度を両者共、 $-15Kg/cm^2$ の条件で算定したが、本橋の場合、主に施工荷重が作用した時および終局荷重作用時の支承上モーメントで決定されている。

3.3 床版の設計

床版の断面力は、主桁と同様に施工に伴う構造系の変化とそれに対応する荷重状態を考慮して算出する必要がある。

(1) 中間床版

中間床版は、主桁のたわみとねじりによる影響を考慮しなければならない。

床版自重による断面力は、施工上横桁を持たない構造であり、主桁の支承条件が橋軸直角方向の回転に対し拘束されている（ピンローラー支承）ことからBiegerの理論により算出した。

橋面荷重は、横桁施工後に作用する事から、床版を主桁位置において鉛直バネと回転バネで支持された弾性支承上の梁として断面力を算出した。このバネ値は、主桁および横桁よりなる格子構造モデルで、主桁の径間中央点に単位鉛直変位および単位回転角をそれぞれ生じさせる鉛直荷重、モーメント荷重として求めた。

活荷重による断面力は、上記弾性支承上の梁の影響線から完全固定梁の影響線を差し引いた影響線、すなわち主桁の変位（たわみ、回転）により生じる曲げモーメントの影響線から求まる弾面力と両端固定版としてのPucherの影響面図表により算出される断面力の和とした。また、

道路公団設計要領第二集（以下、設計要領と呼ぶ）による床版曲げモーメントを合わせて算出し、大きい方を設計曲げモーメントとした。上記の断面力は表-1の通りである。

(2) 張出し床版

張出し床版および橋軸方向については、設計要領に基づき算出した。

4. 施 工

4.1 施工概要

当工事は、工事着手が遅れた地区にあり、工期確保が最重要課題であったが、全体の実施工程を表-2に示す様に当初予定をクリア出来る状況になっている。

4.2 大型移動支保工

大型移動支保工は、型枠とその支持部材である架設桁を一つのユニットにした、移動可能な構造と

っており、コンクリート桁を一径間ずつ施工するものである。移動支保工には、型枠を直接架設桁で支持する可動支保工（サポートタイプ）と架設桁から吊材（フレームまたはPC鋼棒）で型枠を支持する移動吊支保工（ハンガータイプ）とがある。

移動支保工の特徴は、施工速度が早い、桁下の交通を妨げない、工程管理・施工管理が十分行える、各作業のサイクル化により熟練度が向上する等の利点がある。ここでは、本橋で採用したストラバーク可動支保工について記述する。

(1) 施工順序

可動支保工による施工順序および1サイクルの標準実施工程は図-5、表-3に示す通りである。

(2) 可動支保工の構造

可動支保工の構造は、図-6に示す通りであり、左右2本の支保工桁、中央の送り桁、前後の移動台車、後方受桁、後方つり桁、前方ラーメン、橋脚ブラケット、型枠および付属設備として上屋、上屋内に設置された天井クレーン（2.8t吊4基）、鉄筋かご組立て用作業床等で構成されている。

送り桁および支保工桁は、1径間と張り出し部（8.0m）のコンクリート荷重、型枠、上屋、自重その他の全荷重に耐え得る部材として設計されている。送り桁は、本橋の径間長が可動支保工の国内での施工実績では最も長い事から、桁高1.8m、幅1.4mの鋼製箱桁を2列で構成し（従来は1列であった）、全長102.5mである。送り桁の後方1径間+8.8m（47.8m）には、中間床版の底型枠と主桁の側型枠が取り付けられ、支保工桁の役目をし、前方は送り桁自体が移動する時の手延桁であると共に、支保工桁を移動させる時の前方台車が走行するレールが設置されている。

両側の支保工桁は、桁高1.8m、幅1.8mの鋼製箱桁で全長は54.1mあり、その中央部に主桁の側型枠、底型枠と張り出し床版の底型枠および上屋等が取り付けられている。

(3) 可動支保工の移動

可動支保工は、計算尺の原理を利用しており、その移動は次の手順で行われる。

- ① 支保工桁（側・底型枠・上屋等）の移動
- ② 送り桁（中間床版の型枠、側型枠）の移動

①は、主ケーブル、横締ケーブル緊張完了後、両桁の支持ジャッキをダウンして側型枠、床版型枠を脱型し、さらに主桁底型枠を開放した後、支保工桁先端は、前方ラーメンおよび前方台車を介して送り桁上のレールに、後端は後方つり桁および後方台車を介して既設桁上のレールに荷重をあずける。移動は、前方・後方台車に備え付けた駆動装置（ブレーキ付ギヤードモーター）により、毎

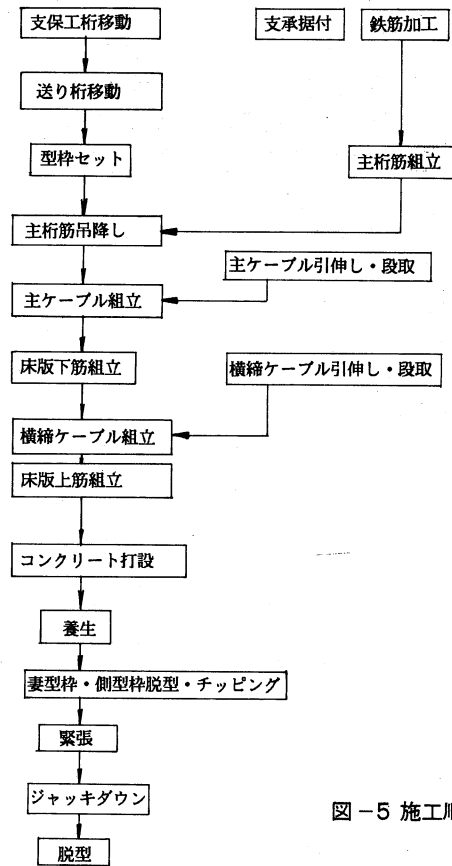


図-5 施工順序図

表-2 実施工程表

		61												62												63
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	
詳 細 設 計																										
準 備 工																										
可 動 支保工	組 立																									
	解 体																									
	可動支保工																									
橋体工	梁支柱式 支 保 工																									
横 桁 工																										
橋 面 工																										
付 属 物 工																										
跡 片 付 け																										

：下り線

：上り線

— : 下り線 — : 上り線

表-3 1サイクル実施工程表

工程	日数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
支保工桁移動																	
送り桁移動																	
型枠セット調整																	
鉄筋巻組立吊降し																	
主ケーブル組立セット																	
下筋組立																	
横締ケーブル組立																	
上筋組立																	
コンクリート打設																	
養生																	
緊張																	

分1mの速度で走行する。定位置まで移動した後、先方は、橋脚ブラケット上のジャッキにより、後方は受桁の吊材により支持、セットされる。②は、橋脚上に設置したローラ上を引出し用ウィンチと逸走防止用ウィンチの操作に

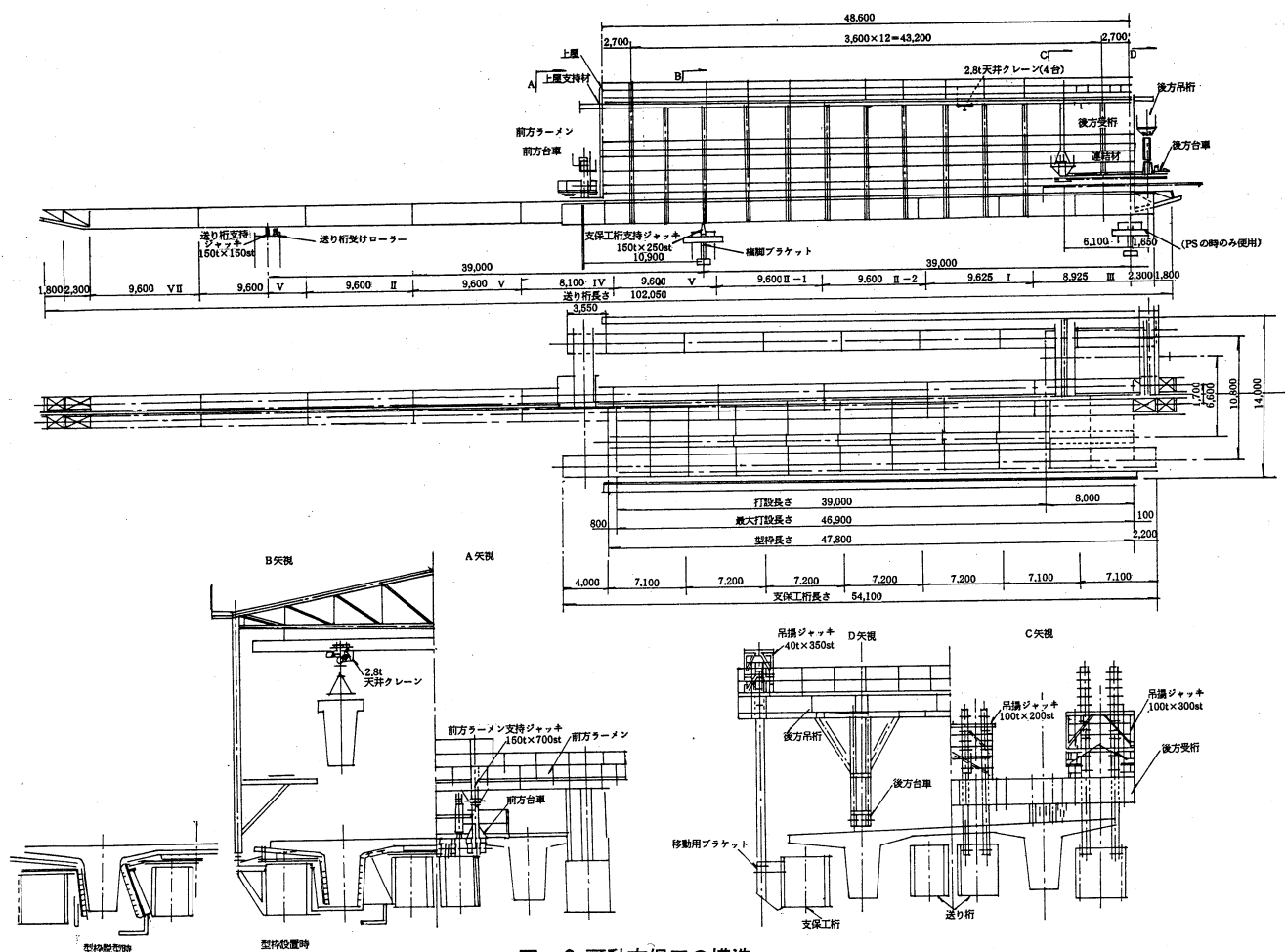


図-6 可動支保工の構造

より、毎分3~4mの速度で走行する。移動後、橋脚上のジャッキおよび後方受桁の吊材によりセットされる。

4.3 鉄筋組立、主ケーブルのセット、コンクリート打設

(1) 鉄筋組

腹部に配筋される鉄筋は、可動支保工移動後型枠のセットと平行し、上屋の柱材を利用して設けた作業床において、スターラップと配力筋よりなる1径間の長さの“鉄筋かご”として組立てた。型枠内へのセットは、2.8tづり天井クレーン4基でつり込み用桁（トラス構造）をつり、この桁と鉄筋かごはチェーンで結び、鉄筋かごに対して多点づりにし、変形が生じる事なく行った。

(2) 主ケーブルのセット

1主桁に20本配置される主ケーブル（SEEE工法・F200）は、リーリングされたものを既設桁先端に設置したケーブル引出し用リール台から逐次中間床版型枠上に引出し、39.0mのケーブルを天井クレーンで4点づりにし腹部型

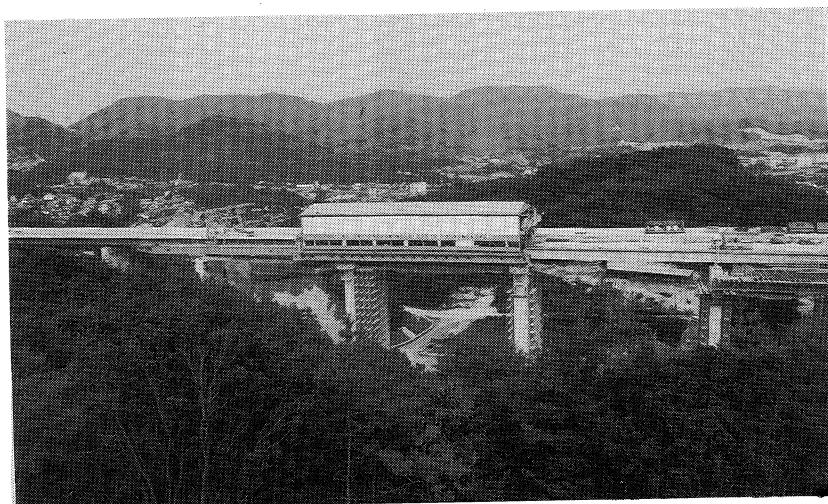


写真-1 可動支保工の全景

枠内セット、ジョイントした。高さ保持は、所定の位置に予め穴を開けたフラットバーを鉄筋かごに1.0mピッチで固定し、この穴に鉄筋（D19）を渡し棚筋としその上にケーブルをセットする方法で行った。

この際、シースの変形、つぶれに対しては摩擦ロスの要因となることから最大限注意した。

(3) コンクリート打設

コンクリート打設は、ポンプ車2台により前方から腹部床版と連続して既設桁に向かって、全断面片押しで行っ

た。表面仕上げは、箱型バイブレータを取り付けた自走式フィニッシャーとその後方のならし台での木ゴテ仕上げで行った。

4.4 拡幅部の施工

P₅橋脚～A₂橋台間の4径間連続桁は、A₂橋台後方にバスストップが設けられるため、有効巾員が10.75～17.661mに拡幅される三主版桁である。この施工方法は、図-7に示す1次施工部の二主版桁を可動支保工により先行架設し、2次施工部の残り一主版桁を梁支柱式支保工（NTパネル）で施工した。なお、2次施工部の施工は構造上1次施工と同様に分割施工とした。両施工部の打継となる床版には幅500mmの施工目地を設け、材令差による応力および主ケーブルのプレストレスに対処するため、2次施工部の緊張後、コンクリートを打設し、床版横締ケーブルの緊張を行い三主版桁として一体化した。

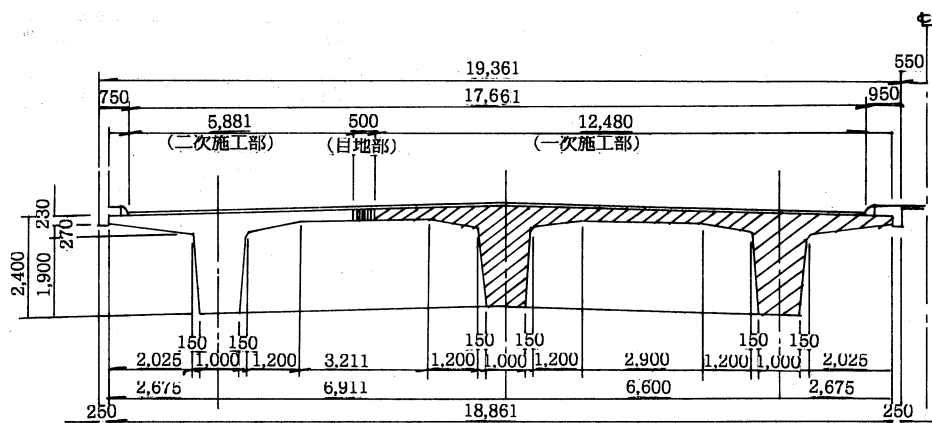


図-7 拡幅部断面図

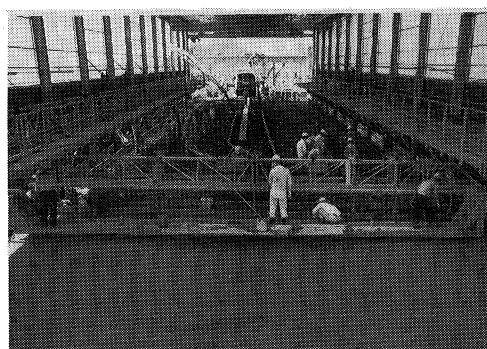


写真-4 コンクリート打設

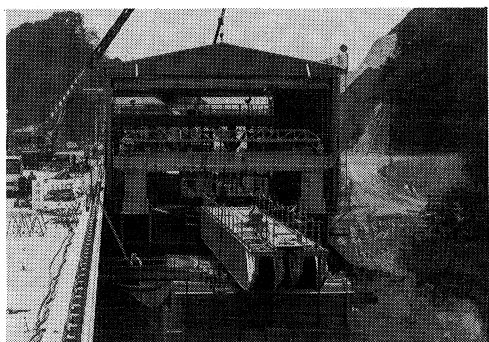


写真-2 送り桁の移動

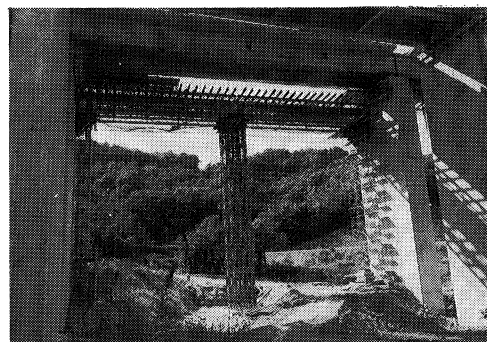


写真-5 梁支柱式支保工

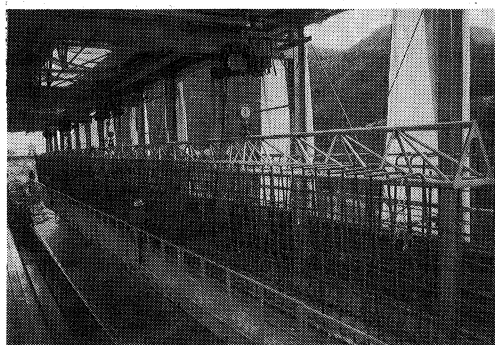


写真-3 鉄筋かご

5. あとがき

本橋の架設地点である稗田地区は、用地取得等の関係で大幅に施工着手が遅れた。しかし、本橋架形式、本工法を採用したことにより、わずか14ヶ月という短期間で桁の架設を終了した。今後多方面で2主～3主版桁という桁形式が採用されることを期待している。

最後に、本工事に際してご指導、御協力を頂いた関係者の方々に厚く御礼申し上げます。

櫃石島橋大ブロック架設

Big Block Erection of Hitsuishijima Bridge

設計部 設計第三課長代理 金沢克義
(前) 児島工事事務所 第五工事長 Katsuyoshi Kanazawa
児島工事事務所 工務課長代理 佐藤昭光
Akimitsu Sato

1. まえがき

櫃石島橋は本州四国連絡橋児島・坂出ルートに属する

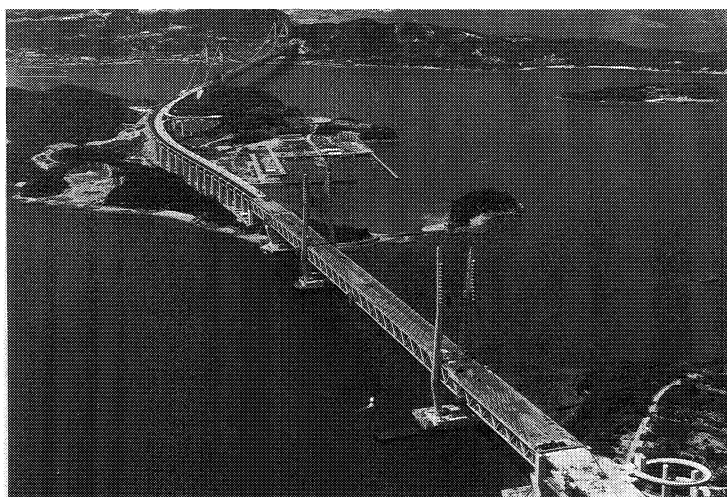


写真-1 工事中の 櫃石島橋

道路鉄道併用橋であり、支間割りが185+420+185mの鋼3径間連続斜張橋である(図-1,写真-1)。

本橋は地元情勢他の理由から現場工事の着手が遅れ、昭和63年春の供用開始に間に合わせるために大幅な工期短縮が要請された。

このため上部工事では急速施工法の一環として、大型クレーン船(以下「FC」という)による大ブロック架設が多用された(表-1,図-2)。

単純に言えば大ブロック架設は「吊って置く」だけの作業であるが、そのためには様々な工夫・調整・状況判断が必要である。以下には本橋において経験された大ブロック架設の要諦を述べる。

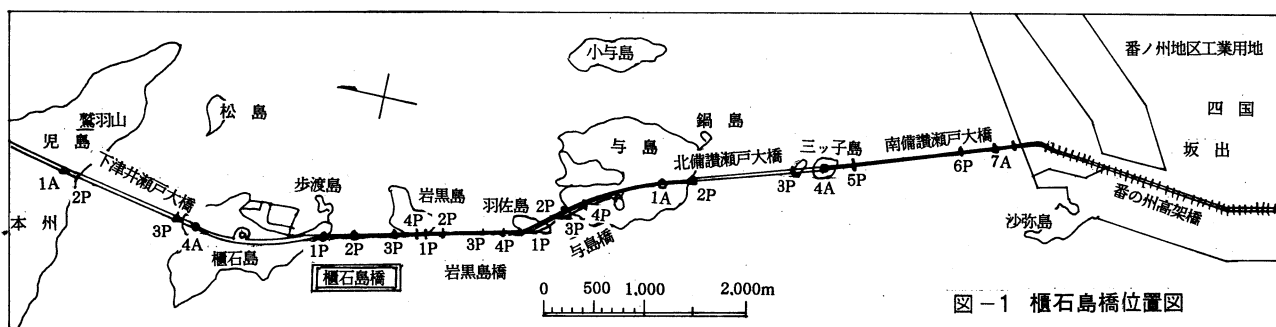


図-1 櫃石島橋位置図

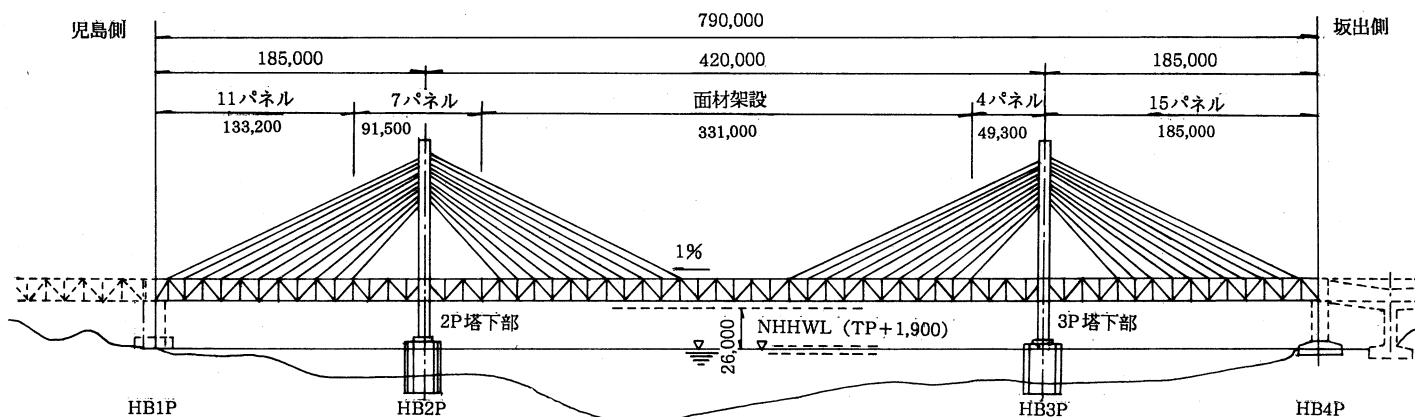


図-2 櫃石島橋の大ブロック

表-1 櫃石島橋大ブロック一覧表

大ブロック	重量(t)	寸法(m)
2P塔下部	930	38.0×4.0×22.5
3P塔下部	1,070	38.0×4.0×26.5
桁15パネル	5,590	27.5×15.0×185.0
桁7パネル	3,120	32.6×15.0×91.5
桁11パネル	4,720	32.6×15.0×133.2
桁4パネル	1,300	27.5×15.0×49.3

2. 船舶条件

2.1 FCの選定

大ブロック架設の主役はFCであるが、本橋ではつぎの諸点を考慮して表-2,3の如く選定した。

(1) FCは定格吊荷重の1.25倍の吊上能力が保証されている為、本体に架設材を含めた吊り荷重が定格吊荷重に対して単独吊りの場合100%,相吊りの場合95%以内にする。

(2) 揚程および吊半径に余裕があること。

(3) 輸送航路上の空中架線や吊橋ケーブルが支障するので大ブロックはすべて台船(以下「DB」という)で運搬する。このため塔下部大ブロックはピアサイトで建起こし作業

写真-2

2P塔下部大ブロックのピアサイトにおける建起こし作業



しができるダブルシヤース型FCを使用しなければならない。(写真-2)。

(4) 架設計画時期に調達できること。

2.2 FCおよびDBの調達

FCおよびDBの調達は工程管理および短縮の前提となる重要事項であるが、特殊作業船であり隻数が少ないことから様々な困難を伴う。

本橋での調達における留意点・実情および反省点は次の通りである。

(1) 15、7、11パネルの浜出しにおいては岸壁前面水深が浅いため吊上時FCの前面吃水余裕を確保するため月2回の大潮期を現場架設は作業安全のため月2回の小潮期を狙う必要がある。この制約のため1回の大ブロック架設で約2週間は船団を拘束することになり当初工程では当該FCおよびDBの使用を予定している他工事との競合が生じた。

そこで民間企業を含む他工事の責任者との工程調整を行ない、表-4に示す前倒しの工程に組み直してFCおよびDBを調整した。

(2) 本橋で使用したDBを表-5に示す。

DBは大ブロック積載時の支持架台に大きな荷重が集中し、また輸送時の動揺荷重に対する安全確保のため船体を強度補強し、支持架台を製作・艀装する必要がある。従

って艀装工事中は拘束する必要がある、また艀装鋼重が菱洋で143t、芳洋で68tに達し費用が高額であることから大ブロック架設を短期間に連続して行ない、DBの転用回数を多く、拘束日数を少なくした。

(3) 製作および架設工程への支障を避けるためにFCの手配は1年程前に完了しておくべきである。

2.3 その他

前述の作業船を使用するにあた

表-2 FCの選定

大ブロック	吊荷重(t)	浜出し		架設		
		必要半径(m)	FC	必要半径(m)	必要揚程(m)	FC
2P塔下部	1,140	40.3	金剛	40.9	60.0	第50吉田
3P塔下部	1,280	60.9	翔隆	40.9	70.0	第50吉田
桁15パネル	6,160	40.0	第50吉田+武蔵	40.0	84.5	第50吉田+武蔵
桁7パネル	3,360	45.8	第50吉田	42.5	87.1	第50吉田
桁11パネル	5,390	40.0	第50吉田+武蔵	39.9	90.1	第50吉田+武蔵
桁4パネル	1,720	47.0	武蔵	38.2	91.1	武蔵

表-3 FCの仕様

船名	定格吊荷重(t)	吊半径(m)	揚程(m)	シヤース(本)
金剛	1,600	29.9	81.4	1
翔隆	3,000	33.4	80.1	1
第50吉田	3,500	42.5	108.0	2
武蔵	3,000	39.9	101.2	2

表-4 FCおよびDBの使用工程

船名	年月	60年												61年					
		5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6				
第50吉田		2P・3P	15パ	7パ	11パ	(7パ)													
武蔵			15パ		11パ														
菱洋		2P	15パ	7パ	11パ	(15パ)	(3P)												
芳洋		3P																	

—実施工程 ———当初工程 ———他工事

表-5 DBの仕様

船名	積能力(t)	寸法(m)	使用ブロック
菱洋	16,000	34×120×7.8	2P塔下部 15.7.11.4パネル
芳洋	12,000	31.7×102×7.1	3P塔下部

表-6 浜出し海底の浚渫

大ブロック	工場	浚渫深(m)	吊上時FC吃水余裕(m)
15パネル	三菱重工広島造船所	DL-3.5	0.6
7パネル	日本鋼管津製作所	DL-4.6	1.6
11パネル	川田工業多渡津工場	DL-4.0	1.0

り、つぎのような準備を行った。

(1) 大ブロック吊上時の艀側吃水が「第50吉田」は5.8m、「武蔵」は4.9mであり大潮時の満潮位でも浜出し岸壁前面の水深が不足するため、表-6に示すような浚渫を行なって吃水余裕を確保した。

(2) 架設現場に作業船を係留するため海中に鋼製またはRC製のシンカーを投設し、陸上および橋脚上にもリング、ボラードをコンクリート中に埋め込み主として「引寄せ」作業に使用した。その数は1P側4ヶ、2P上6ヶ、3P上5ヶ、4P側4ヶであった。

3. 製作条件

FCの使用可能時期が当初計画より大幅に早まったため、各大ブロックの製作工程も1.5～5ヶ月も早める必要が生じた。製作は既に工場のラインにのっていたため製作工程を短縮するのは大変難しかったが、工場での製作担当者との協議の結果つぎの対策をとって納期に間に合せた。

- (1) 製作ネットワーク中のフリーフロートを潰す。
- (2) すべての立会検査を業者の希望日に行う。
- (3) 地組立ヤードが不足する場合は新造する。
- (4) 地組立ヤードの基礎をパイルベント式にする。
- (5) 地組立を片押しから重機を2倍投入した両開き方式に変更する。
- (6) 高力ボルトの本締めは仮組立と並行して行う。これら以上に後架設困難な支承類、リンク類についても無理を重ねて架設に間に合わせる事ができた。

4. 海象・気象条件

大ブロック架設の成否の鍵は海象・気象条件にあり、FC作業は特に強風が恐い。

瀬戸内海では海象・気象が穏やかで軽快に作業員が動ける夏場を架設時期に狙うのが良く、冬の季節風期や台風期は避けねばならない。

本橋での作業限界気象を表-7に示す。FC作業におい

表-7 作業中止条件

項目	浜出し・架設	輸送
風速	12 ^{m/s} 以上	12 ^{m/s} 以上
波高	0.5m以上	0.75m以上
視程	1マイル以下	1マイル以下

ては気象台の天気予報以外に商業情報「オーシャンルート」の詳細な気象データも入手して作業指揮者が当日の作業可否を判断した。

潮流については確実に予測できるので、架設は小潮期の前後2日間位を選ぶのが常識である。

一方準備作業となるシンカー投設のダイバー作業は潮止まり前後で潮流速1ノット以下の時に行っている。

5. 作業組織

大ブロック架設では確実な分担作業の遂行と厳密な工程管理が必要であり、僅かの手違いが致命的な事故を招く恐れがある。従って軍隊組織と同じく指揮者のもとに一糸乱れぬ統率が要求されるので「鉄の規律」が必要となる。特に難しいのは「船乗り」と「橋屋」の連係作業でのチームワークである。

図-3に11パネル架設時の組織例を示す。

組織運営上の留意点はつぎのとおりである。

- (1) 指揮命令系統の確立と全員への周知徹底。
- (2) 事前打合せによる全員への作業内容の周知徹底。
- (3) 指揮者への各部署の情報の迅速な伝達。
- (4) 各部署での勝手な判断と行動の禁止。
- (5) トランシーバー、ハンドマイク等の機能維持。
- (6) 詳細確実な情報交換のための伝令の配置。

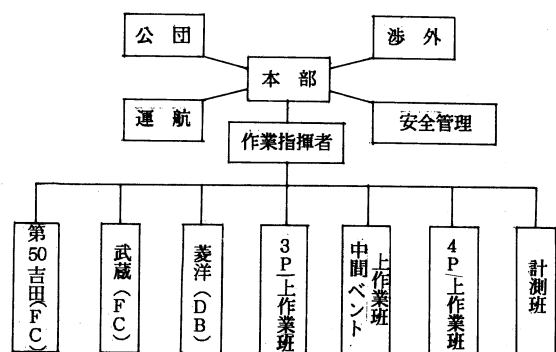


図-3 11パネル架設作業組織

6. 浜出し

「浜出し」とは地組立の完了した大ブロックをFCでDB上に積載し、固縛後回航保険をかけるためのサーベイ検査を受けるまでの作業をいう。

ここでは最も難しかった15パネルの浜出しを例にとる。

この作業は本橋の最初のFC相吊り作業であり、ブロックの大きさも過去最大であり、後続する大ブロック架設に参考となる様々な研究課題があった。

以下にその内容について述べる。

(1) 第50吉田の艀側吃水を確保するため、浜出しは大潮満潮位となる昭和60年6月26日A・M3:00に照準を合わせて計画した。

しかし当夜は風速2m/s、視界150mの濃霧であったが潮位の関係から延期はできず作業を決行した。このためしばしばブロックが視界から消え、事故を避けるため再三作業をストップする困難に陥った。

(2) 武蔵と第50吉田の相吊りは初めてであるため、6月25日の昼間リハーサルを行ない60%までの吊荷負荷を行った。しかし本番での吊揚後は両船のフックスピードが違うため再三ストップがかかった。

これを反省して現場架設には第50吉田のフック速度制御装置を改変して臨み、以降この種のトラブルは避けられた。

(3) 2隻のFCは平行に進退する必要がある、両船の間隔は一定に保持しなければならない。このためスペーサーとして500~1000tの小型台船3隻を両船の間に挿入してワイヤーで固定した。

(4) ブロックの重心が計画通りでないと地切り時に横移動して相吊りバランスが崩れ大事故になる恐れがあるため、本体は勿論、桁上の架設材重量に至るまでチェックし厳密な重心計算を行った。

また吊上時には全格点地切りまでの桁の弾性変形量を水管式水準器で求め、格点ごとの地切り順序が計画通りかチェックしながら作業を進めた。この結果、横移動量は僅かであった。

(5) FC巻上時の荷重負荷ステップは30,50,70,90%とし、各階段において偏載荷を避けるため全8フックの荷重調整を行った。巻下時の除荷ステップは10,20,50,80%とし同様の調整を行った。

(6) FCの海上位置と平行度は岸壁からの2本の計測テープで確認し、吃水はレッドで確認した。

(7) 15パネル大ブロックはDB上で8点支持され、甲板から大きく突出して輸送される(写真-3)。このため支

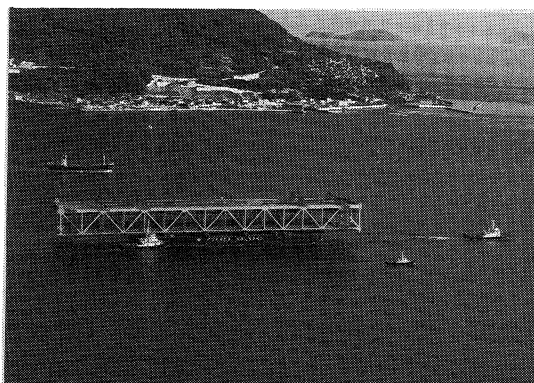


写真-3 来島海峡通航中の15パネル桁

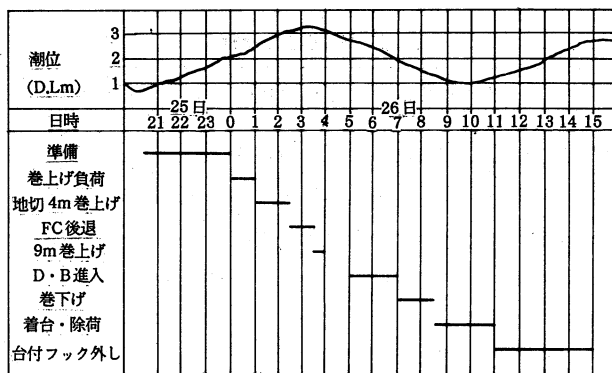


図-4 15パネルの浜出し工程(実績)

かぬように支点反力の調整を行った。

積載後の支点相互高の許容誤差は±5mmであり、これ以内に抑えるため90%荷重解放時に水管式水準器で高さを計測し、再度吊上後調整シムプレートを挿入して反力調整を行った。図-4に浜出し工程を示す。

7. 輸 送

大ブロックの輸送船団は長さが200mを超えるため海上交通安全法の巨大船扱いとなる。

大ブロック輸送にあたっての検討事項を7パネル桁を列にとり以下に述べる。

(1) 引船は主曳船(3,200PS)、補助曳船(2,600PS)を使った。曳航速度は5ktで仮泊を含んで津から現場まで293浬を102時間で輸送した(図-5)。

(2) 明石海峡、北備讃および水島航路を通るので事前に海上保安部に届けを出し通航日時の指定を受けた。

(3) 北備讃および水島航路内では1,000PSの進路警戒船、側方警戒船を配置し警戒体制を強化した。

(4) 海象・気象が悪化した場合の緊急避難港を5ヶ所計画した。

(5) 曳航船団の位置を適宜架設現場に伝達し、現場の受入体制に万全を期した。

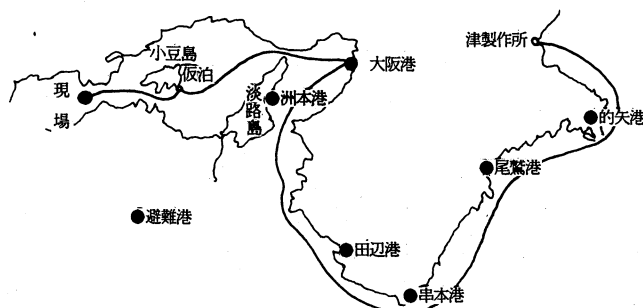


図-5 7パネル桁の輸送経路

8. 架 設

8.1 一 般

大ブロックの現場架設は小潮期を狙い、日没までに全作業を完了するのが絶対条件である。このため準備の周到さが成功の鍵を握っている。

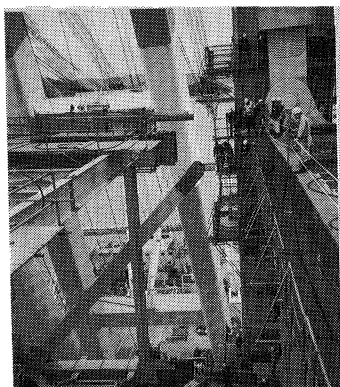


写真-4 4パネルの空中ジョイント部



写真-5 11パネルの下弦材添接部と連結ガイド

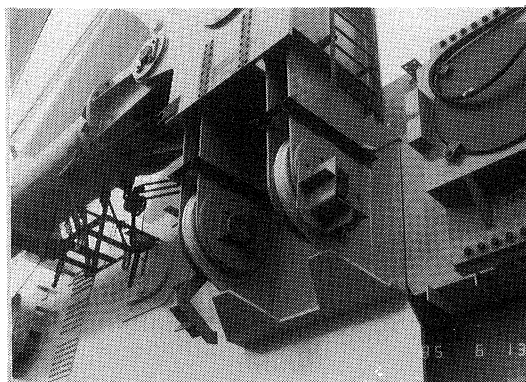


写真-6 3P塔下部ブロックの吊天秤ピン構造

その重点項目は次のとおりである。

- (1) 係留索が占用作業海域外へ出るため、事前に周辺漁組、海上保安部の了解を得ておきアンカー位置に灯浮標をつけて所在を明らかにしておく。
- (2) 現場継手の単管吊足場同士が接触して支障になるため再三作業を止めて空中で足場解体を行った。従って継手足場は添接部より十分に引っ込めておき仕口がほぼ合った時点で繋ぎ部を組立てるのがよい(写真-4)。
- (3) 添接作業を迅速に行うため、添接板はローラーを使った引出し方法、ピンボルトを使った回転方式や連結ガイドを使った(写真-5)。
- (4) 吊天秤のピンは往々にして「カッツキ」生じ易く抜

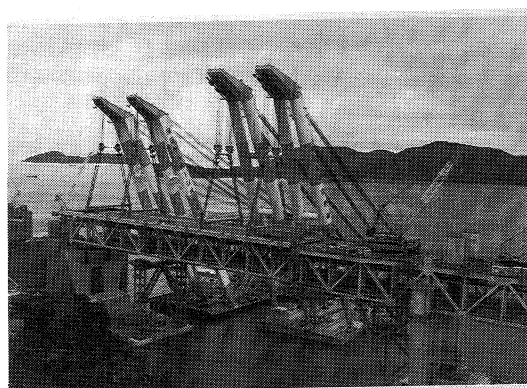


写真-7 11パネル桁の大ブロック架設

くのが困難になり、FCが逃げられないことがあった。このため写真-6に示すようにチェーンブロックを仕掛けてピンプレート位置を微調整できるようにしてピンを抜くやすくした。

8.2 11パネル大ブロックの架設例

11パネル桁は3P斜べント上に先行架設された7パネル桁と空中ジョイントを行ない、4P側の中間べント上に設置した(写真-7)。

架設タイムスケジュールの実績を図-6に、作業内容を以下に示す。

(1) 架設は全フック荷重を管理値とチェックしながら行い、吊上げ前進後、仕口間隔約50cmの位置で桁の勾配調整を行ってから巻下げた。

(2) 上弦材上のセッティングビームをガイドに沿わせて横シフトし、下弦材の連結ガイドのピンを挿入して桁の移動を抑えた。

(3) 中間べントにタッチ後、セッティングビームにより図-7に示す要領でジャッキを使って上弦材の仕口合わせを行った。

(4) 全部材の仕口合わせ後一斉に仮ボルトによる添接作業を行った。ボルト本数は総本数の約30%、1280本であった。

(5) 桁架設後、3P塔の倒れと桁端の遊間を計測して設計値と大差ないことを確認した。

9. あとがき

斜張橋は桁閉合までの架設時構造系が他の橋梁形式に較べて不安定な状態であるため、台風や季節風の襲来および中小規模の地震が頻発する我国では架設期間を極力短縮し、桁の閉合を早めることが結局、経済性および安全性に優れた結果をもたらすことになる。

この点において大ブロック架設は大幅な工期短縮が可能な有効な工法であり、架設精度も本橋の実績ではミリ単位の精度が確保できることが証明されており、工費も安く作業安全性も優れているといえる。

一般に海上橋梁は大型FCを使える条件を備えているこ

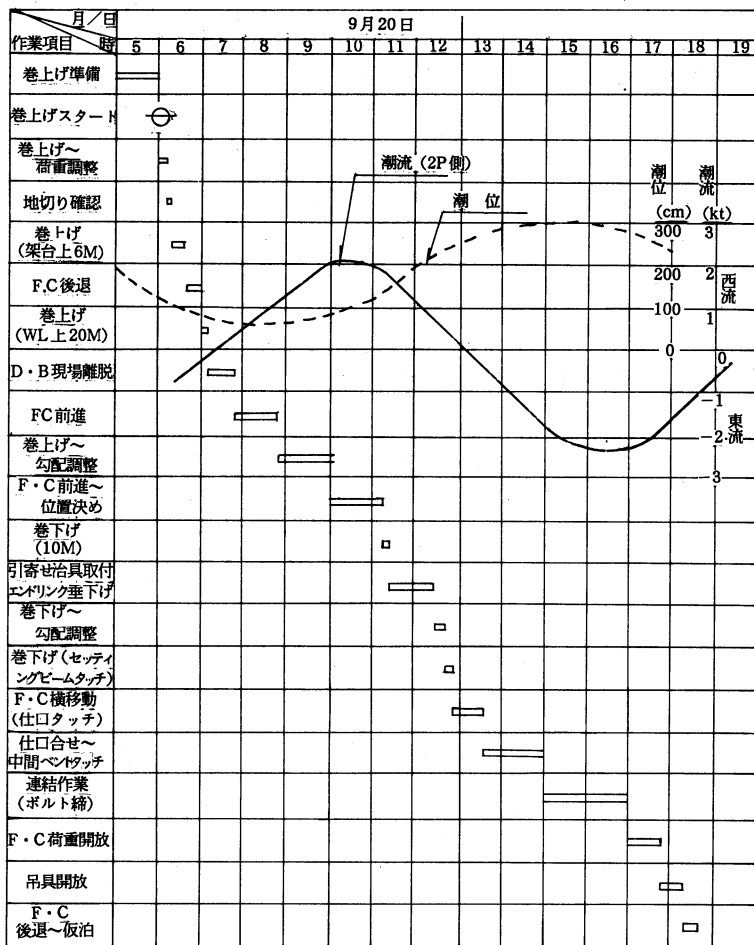


図-6 11パネル架設タイムスケジュール (実績)

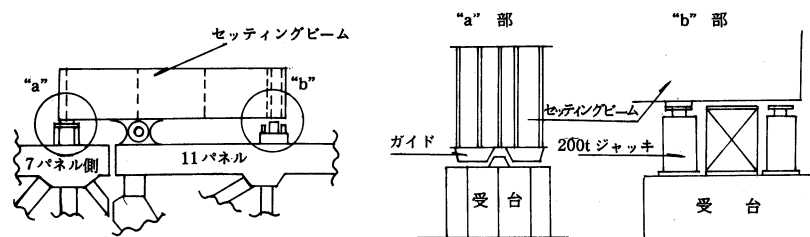


図-7 セッティングビーム調整要領

とが多く、現在我国で目白押しの長大橋計画においては
いずれも大型FCによる大ブロック架設を取り込んでいる。

しかし一方、工場からの浜出し、海上運搬、現場架設
などの作業も気象・海象条件に大きく左右される。

本橋においても15パネルの浜出しは大潮時の満潮位の
作業水深確保に支配されて深夜の濃霧中で作業中断を重
ねながら行ない、7パネルは台風による太平洋のうねりの

ためにFCが回航できず、浜出しが
2日、架設が4日遅れた。

4パネルは冬の季節風が強いため
FC作業ができず浜出しを1日延期
した。

大ブロック架設では船団規模、作
業組織人員の規模が大きいために日
延べによる経済的損失は大きく、も
しFC船のスケジュールが詰まって
いれば大幅な工程遅延になりかねな
い。このため架設時期は慎重に選ば
ねばならない。

製作工程は、現場架設がスピード
アップした場合の、いわゆる「弾切
れ」を避けるため、十分な工程余裕
をもって地組立が完了するようにし
ておかねばならない。櫃石島橋は諸
般の事情から大幅な工期短縮の必要
があったため、本稿で述べた大ブロ
ック架設をはじめ、様々の急速施工
法を導入した結果、昭和63年春の
供用開始に余裕をもって臨めるまで
の工期短縮をなし遂げた。これはひ
とえに架設現場、製作工場において
多大の努力を払われた工事関係諸氏
のお蔭と感謝している。

参考文献

- 1) 櫃石島橋上部工架設工事報告書 昭和60年7月～昭和61年
3月 本四公団。
- 2) 金沢・佐藤 櫃石島橋上部工主桁大ブロック架設 昭和61
年度中国地建管内技術研究会論文集

与島高架橋ループ部鋼桁の製作・架設

Construction of Loop Bridge in Yoshima Viaduct

坂出工事事務所 第三工 事 長 村瀬佐太美
Satami Murase
坂出工事事務所 第三工 事 長 付 川 上 明 彦
Akihiko Kawakami

1. まえがき

与島高架橋ループ部（与島パーキングエリア第五ランプ橋）は、本州四国連絡橋・児島～坂出ルート海峡部のほぼ中央、坂出市与島町に位置する与島高架と与島パーキングエリア（以後与島PAという）を結ぶために架橋された鋼9径間連続非合成曲線箱桁橋である。与島高架橋と

与島PAを結ぶ連絡道路には、図-2に示すように与島PA第一ランプ橋から第五ランプ橋がある。この内第一、三、四ランプ橋は第五ランプ橋を介して本線と与島PAを接続しているが、第二ランプ橋は単独で本体と与島PAをつないでいる。

本報告はこれら五つのランプ橋の内第五ランプ橋に関する施工報告である。

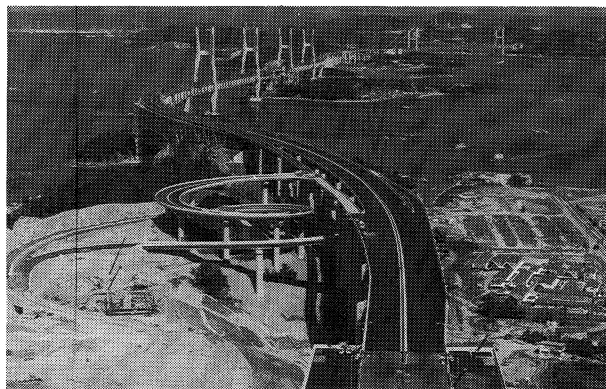


写真-1 与島全景（昭和62年10月）

2. 施工上の特徴

- 1) 本橋はRC床版を有し、曲率半径40m、縦断勾配7.5%、横断勾配10%の9径間連続箱桁（2箱桁）のイングリッシュホルン型ループ橋である。
- 2) 橋脚は全て1本深礎ぐい（ $\phi 4.0\text{m}$ ）を有する高橋脚で深礎ぐいを含む脚高が24m～47mと変化する。
- 3) 橋脚は中空の円柱橋脚で全方向にたわむ弾性体である。
- 4) 沓は水平方向及び傾斜に対して移動回転可能なリング沓である。

5) まわりはすべて海に囲まれた島内に架橋される橋である。

主要工事数量は次のとおりである。

箱桁の製作・架設	1,003ton
塗装 A-2	7,157 m^2
A-10-(2)	8,886 m^2
支承（リング沓）	26ton
伸縮装置（鋼製）	48ton
床版工	
コンクリート（床版）	1,076 m^3
（壁高欄）	167 m^3
鉄 筋	364ton
型 枠	4,900 m^2

3. 海上輸送

毎年2月から6月にかけて塩飽諸島地先海面では、いかなごこませ網漁業が行われる。

こませ網漁業を操業中の船舶

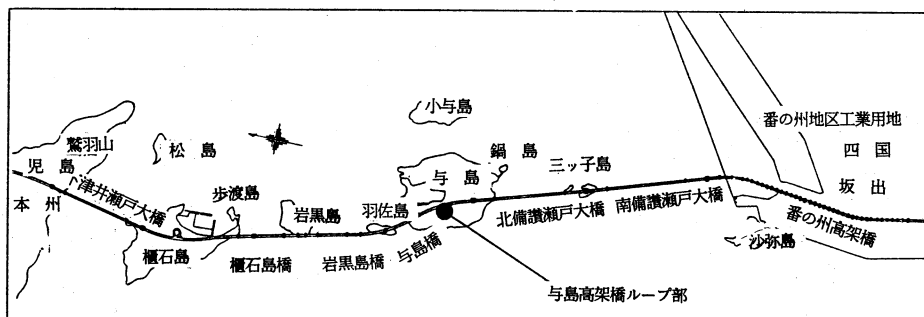


図-1 与島位置図

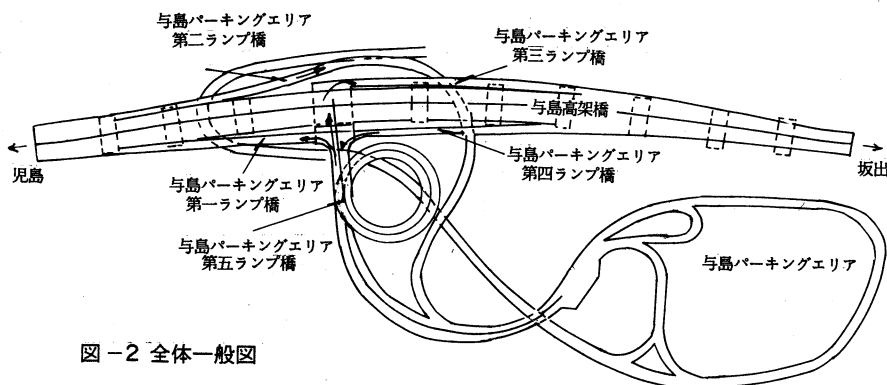


図-2 全体一般図

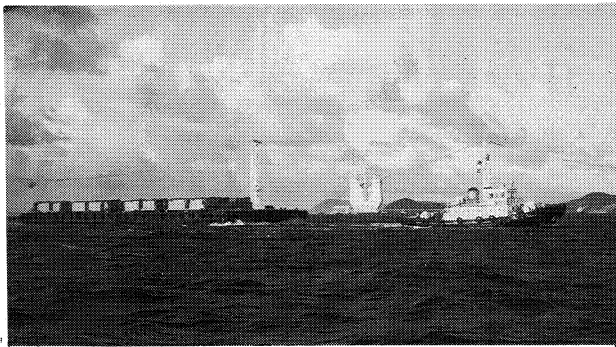


写真-2 3,000t積台船による海上輸送

は海上衝突予防法第3条第4項の「漁ろうに従事している船舶」に該当し、航行中の船舶は第9条第3項、第10条7項、第18条1項、第2項（航行中の船舶は漁ろうに従

事している船舶の進路を避けなければならない）等避航義務が課せられている。

本橋の部材輸送は、水島（岡山県）からの3000t積台船による海上輸送3回、宇部（山口県）からの3000t積台船による海上輸送3回により行ったが、うち宇部からの輸送2回分がこのいかなごこませ網漁業のシーズンと重なった。このため、この2回の輸送では備讃瀬戸南航路に入ったところから先導船をつけ、衝突とか絡網がないよう注意を計りながら実施した。

4. 架 設

4.1 工法選定

本橋付近の地形は図-3、4のとおりであり、架設地点により作業半径、高さがそれぞれ違っている。したがっ

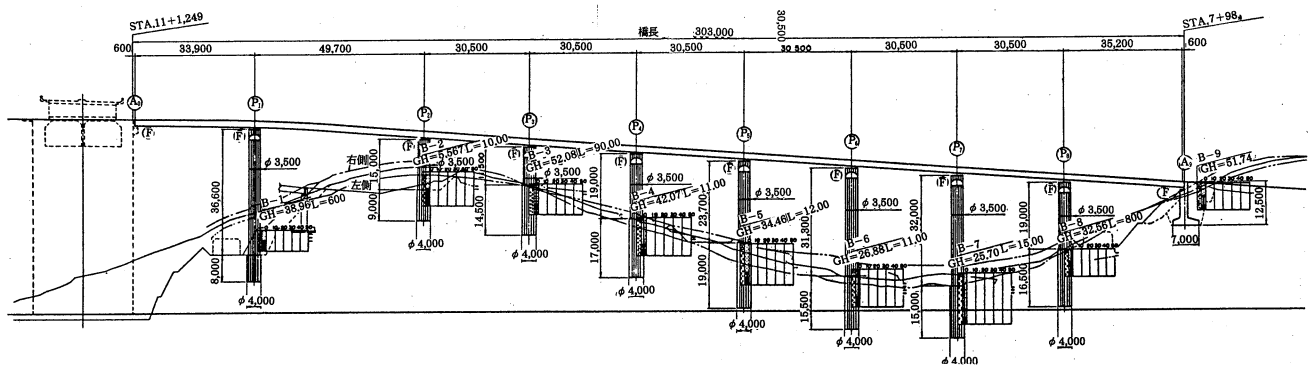


図-3 ループ部側面図

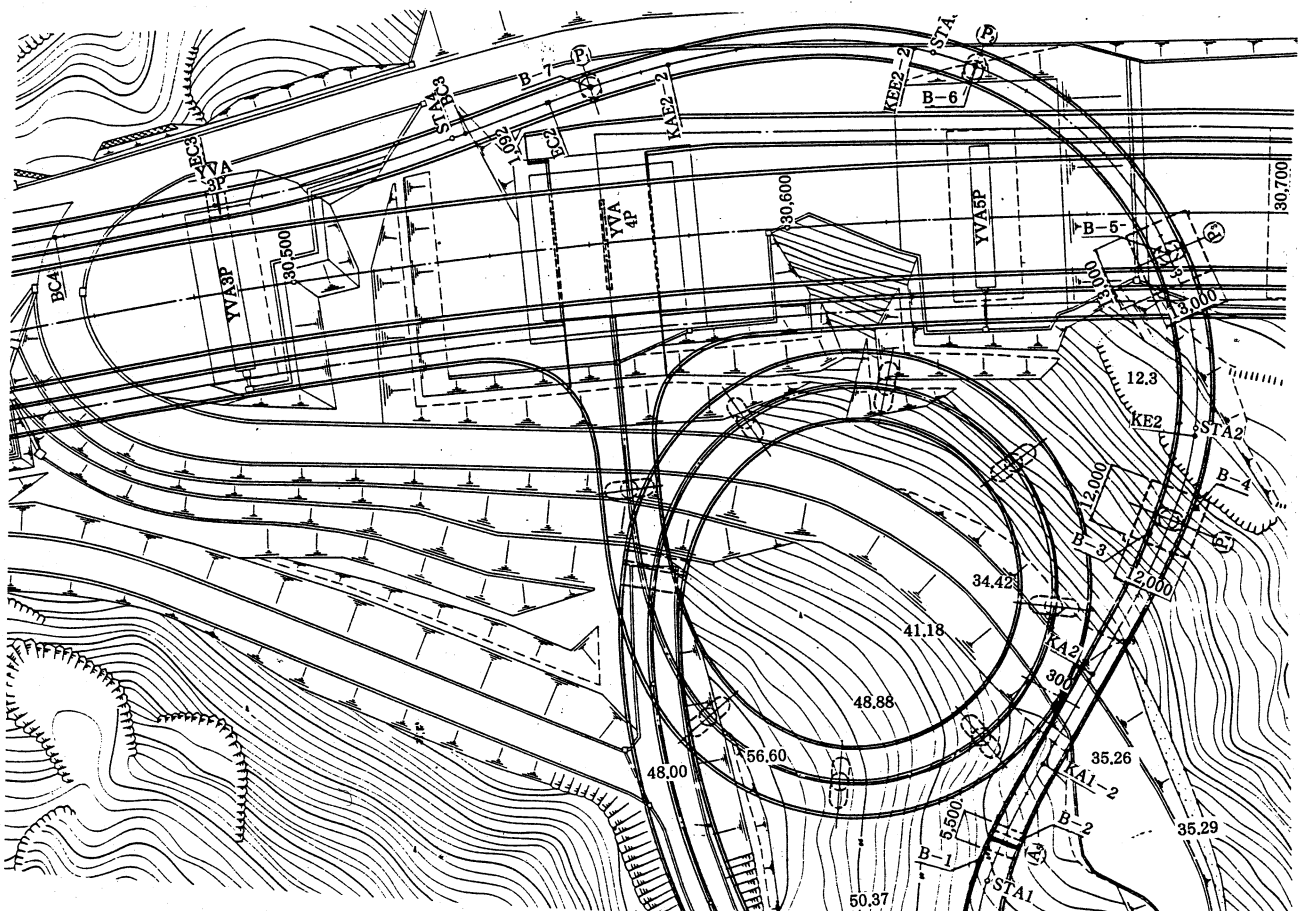


図-4 ループ部平面図

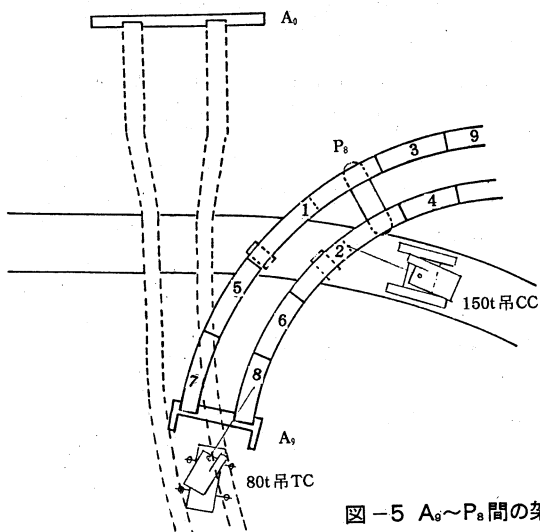


図-5 A₉～P₈間の架設

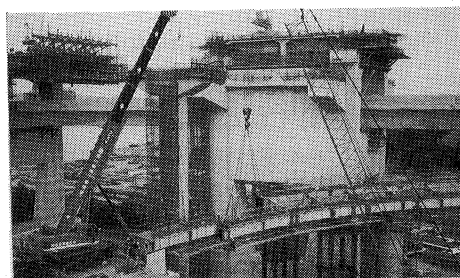


写真-3 A₉橋台付近の架設



写真-4 ループ橋の架設状況

表-1 架設工法の比較

Case	工 法	概 要 図	利 点 ・ 欠 点	工事用道路 の占有度	工 期	施工性	安全性	経済性
1	150t吊CC + ベント		1. ベント支持が多い ためキャンバー調整 が容易 2. 地形が急峻なため ベント設置が困難 3. 工事用道路A、B、 Cが必要	×	△	○	○	○
2	300t吊CC + ベント		1. ベントが少ない 2. 工事用道路の幅幅 が必要 3. キャンチレバー工 法となるためたわみ 管理が難しい	×	○	△	○	△
3	三脚クレーン + ベント		1. 三脚クレーン基礎 が必要 2. 架設途中1回移設 が必要	○	△	△	○	△
4	ベント + タワークレーン (1000T・M)		1. 能力が大きいため 安全である 2. 移設の必要がない 3. タワークレーン基 礎が必要	○	△	○	○	×

ロック数が5ブロックであること
からベント2基とした。又、地形
条件、ベント位置条件により地組
立あるいは相吊架設を併用した。

桁架設は、桁の保持、安全性を
考え、縦断の低いA₉橋台側から
A₀橋台 (YVA 4P) へ向かって
行なう事とした。

但し、A₉橋台から架設を始め
た場合、作業半径の関係からベ
ントが2基必要となり不経済とな
る。このためA₉～P₈間は1,2ブ
ロック部材を工事用道路上で地組
立を行い、150t吊CCでP₈とA₉
側ベント上に架設。次いでP₇側、
A₉側と張出し架設を行った。A₉
側最後のブロック7,8ブロックは
A₉橋台側から80t吊TCにより行
い、A₉～P₈間の架設を完了した。
その後桁調整を行い、桁の延伸方
向を決めた後A₀に向かって順に架
設していった (図-5)。途中17
ブロックについては150t吊CCと
150t吊TCの相吊架設を行った。

て架設工法の選定にあたっては、表-1に示すような工法
について比較検討を行なった。

その結果、施工性、経済性にすぐれた150t吊CC+ベ
ント工法を採用した。

4.2 架 設

架設は1径間にベント1基を配置し、150t吊CCによる
ブロック架設を原則としたが、P₁～P₂間は支間が長くブ

4.3 高力ボルト本締

高力ボルトは海峡部橋梁と同一仕様とし、防錆処理摩
擦接合用高力ボルトを使用する。このボルトの締付けに
は耐力点検出法 (ナット回転角法的一种) によったが、一
部使用不可能な部分がありこの部分についてはトルクコ
ントロール法によった。

耐力点検出法とは高力ボルトの使用により用いられる
様になったナット回転角法的一种で、軸力がある点を超

えるとトルクの変化率が急変するといった性質を利用して、電子回路により軸力を制御するという方法で、これはトルク係数や接合部の肌すきといった条件に左右されず、比較的導入軸力にばらつき（約2%）が生じない方法である。

このように耐力点検出法は締付精度が高く、また現場管理がキャリブレーションを行なうことによりマーキングのチェックのみでよく、迅速に行えるので有効であった。

5. 桁調整

5.1 概要

桁架設は、P₈を始点としてA₉及びA₀方向に進行するが、架設期間中の温度変化や橋脚の曲げ、ねじり変位及び架設初期の据付誤差等により各ピア上で上部工と下部工の支承位置が一致しなくなる。特にA₀においてはP₈よりの橋長が約270mもあるため、誤差が累積する可能性が大きい。これらの誤差を放置したまま沓を固定することは、桁内部に温度応力あるいは架設応力を残留させることとなり、またA₀橋台に取りつく3つの伸縮継手にとっても望ましい事ではない。

従って架設段階においてあらかじめP₇, P₃, P₁に油圧ジャッキをセットしておき、桁と橋脚の間に水平力を与えて正規の支承位置にくるよう桁調整を行うこととした。

5.2 桁調整の考え方

前述した支承位置の誤差としては次のものが考えられるが、今回桁調整の対象としては初期架設の方向の誤差を主に矯正するものとした。

1) 測定誤差

測定回数を増やすことにより、誤差は0として考える。

2) 架設組立誤差

架設段階において正確な測量を行うことにより、誤差を0とする。

3) 初期架設の方向の誤差

架設初期において、架設の方向がずれていた場合、架設長が伸びるにつれて誤差は累積されていく。このような誤差は油圧ジャッキにより矯正を行う。

4) 温度による誤差

調整はできるだけ基準温度に近い状態で行うことにより、矯正の対象としない。

5) 橋脚の死荷重載荷による曲げ、ねじり変位

橋脚に曲線桁を載荷するため架設の各段階で橋脚は曲げ、ねじり変位をおこし、このため支承位置に変位が生じる。しかし、この変位は架設が進行するとともに減少し、第2回目調整時には各ピアは鉛直に戻る。

5.3 調整作業

架設はP₈からA₉、P₇、P₆……A₀へと行なっていくが、その途中段階において桁の微調整を行う必要がある。

桁の調整にはP₁、P₃、P₇上に設置した桁調整設備により橋軸方向、橋軸直角方向について行うものと、各径間架設毎にジャーナルジャッキ（Cap.15t）で橋軸直角方向について行うものがある。

ジャーナルジャッキで調整を行ないながらA₉～P₇間の架設を行ったところ、P₇上で誤差が生じた。第一回目の調整を行うためP₈上の沓の下にテフロン版を挿入し、桁のすべりをよくする。次にP₇上にセットした油圧ジャッキ（橋軸方向50t×4台、橋軸直角方向50t×2台）により桁と橋脚の間に約20t（設計では18t）の水平力を加え調整を行った。以後P₇～A₀までジャーナルジャッキにより調整しながら架設していったところP₃上A₀上では正規の位置に架設されており、P₃上、P₁上にセットした桁調整設備による調整は行なわなかった。

6. リング沓

本橋は連続したループ橋であり、また深礎杭を含む10基の橋脚は高橋脚で、かつすべて高さが異なっている。このことから支承は、温度変化時、地震時の反力の分散、さらに可動支承の移動方向の不明確さを解消できるもの、つまり水平反力分散性、無指向性にすぐれたものとしてリング沓を使用した。リング沓一般図を図-7に示す。

本橋に使用したリング沓には、次のような特徴がある。

(1) コンクリートと沓の摩擦係数が高いのでベースプレートを廃止してベタ置きとし、滑動防止に対する安全策として水平力に耐えるアンカーボルトを設置した。

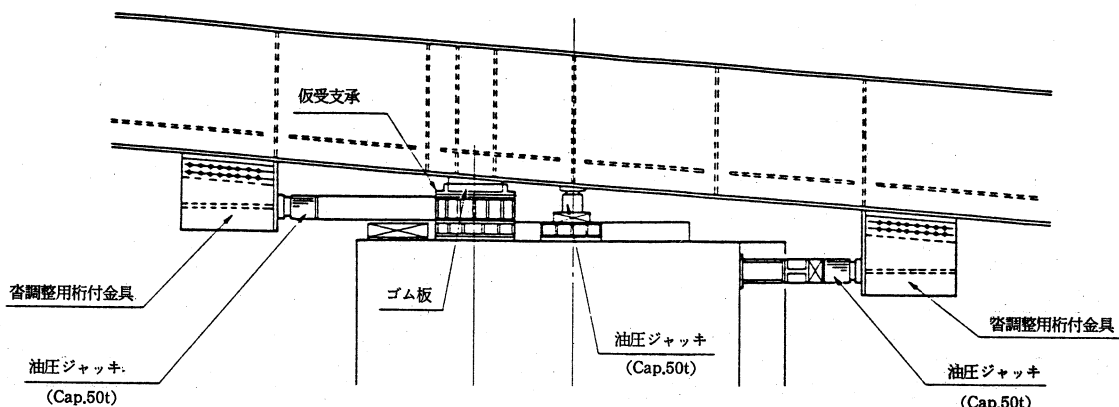
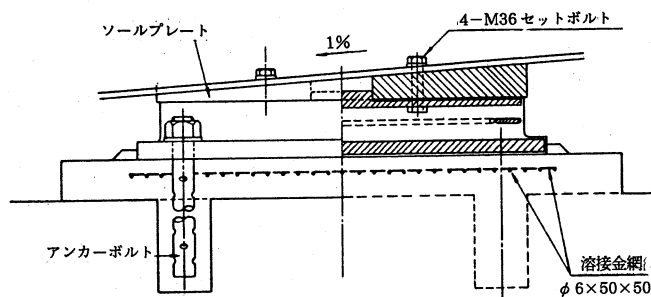
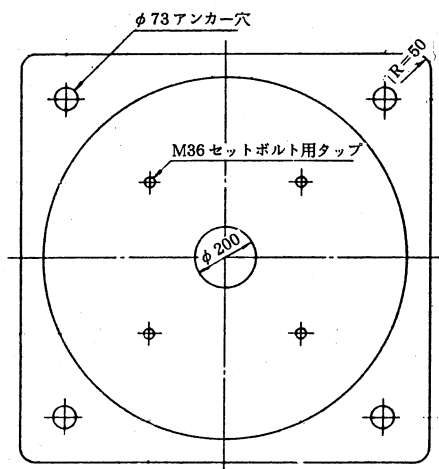


図-6 桁調整設備



側面図



平面図

図-7 リング沓

(2) 設計上の上揚力による浮上りを防止するために上部工と沓とはセットボルトで、沓と下部工とはアンカーボルトで接続した。

(3) 本橋に使用したリング沓は地震時水平力に対し抵抗するだけの強度を持っており、また、たとえ1つの支承がせん断破壊したとしても完全なループ橋であるので落橋の可能性はほとんどない。このことから、沓の移動制限装置は使用していない。

本橋の架設においては「5.桁調整」で述べているように沓据付、桁架設等誤差が累積していく恐れがある。しかし、これらの誤差を全てなくすのは設計と実体の質量差、剛性差、組立精度、作業時の温度と標準温度とのずれ等により不可能であり、また桁にとって必ずしも有益とはならないことが考えられる。そのため、桁調整は架設完了時かつ基準温度下において1. 仮組形状を再現すること、2. A₀、A₉においては正規の位置に調整することとして行い設計形状と架設形状の誤差については、P₁～P₈の沓により吸収するものとして沓を据付ることとした。沓のグラウト時期については、架設前、架設中、架設後の3案について検討したが、誤差が吸収でき残留応力が残らないでかつ、工期的にも有利であるという工法、つまり架設完了後、基準温度下で桁形状に合わせ下沓の位置を決め、グラウトする方法を採用した。

7. 床版

7.1 試験施工

本橋は合成勾配12.5%（縦断勾配7.5%、横断勾配10.0%）と非常にきつく床版打設においては、パイプレーターの振動によるコンクリートの流れ、木ゴテ、金ゴテによる仕上げ作業の時間帯等の問題が生じる。これらの問題を検討するために、本工事より厳しい次の条件で現場ヤード内において試験打設を行なった。

- (1) スランプは10～12cmとした。(8±2.5cm)
- (2) 鉄筋はD16を250ピッチに配筋する。(D16,D19を125or250ピッチ)

(3) 13%勾配(12.5%) ※ ()内は本体設計値
その結果、パイプレーターによるコンクリートの流れは、多少影響が出るようではあるが、これは木ゴテによる成形により解消できそうであり、実作業においては十分に締固めを行い、それに伴う流れに対しては、木ゴテを増やすことにより対処することとした。

また床版の仕上げは成形、荒仕上げ、本仕上げの3回以上とし、本仕上げは打設後1時間程度過ぎた後行えばコンクリートの流れはほとんどないということが分かった。

7.2 床版打設

(1) 打設計画

連続げたの床版打設においては、ある径間の打込みにより他径間が持ち上げられ、負の曲げモーメントが作用する。これにより生じた引張応力度が各材令における許容引張応力度を超えたとき、床版にはひび割れが発生する。したがって床版の打設に先立って打設順序、打設間隔等の検討を行い床版にひび割れが発生しないよう計画した。

図-8に床版打設順序の検討フローチャート、表-2に打設毎の床版に働く応力度を示す。

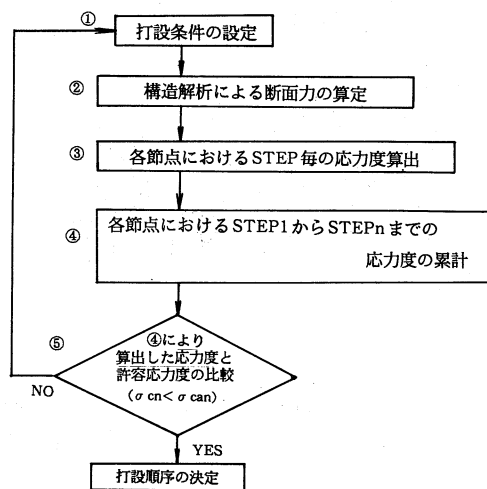


図-8 床版打設順序検討フローチャート

表-2 打設毎の応力度

STEP1 1日目	33,900	49,700	30,500	30,500	30,500	30,500	30,500	30,500	35,200	mm
STEP2 2日目		0.0								
STEP3 3日目		0.1								1.1
STEP4 6日目		0.1				0.0				13.2 (14.5)
STEP5 7日目		0.7				-1.8		0.0		13.2
STEP6		20.9 (21.8)		1.7		-1.8		0.0		13.2
STEP7	0.0	20.9		1.7		9.9		12.1 (14.5)		10.0
STEP8	0.0	20.8		14.1 (14.5)		10.6	0.1	12.9		9.8
STEP9	0.0	19.2		15.5 (16.0)	0.2	11.1	0.1	13.0		9.8
STEP10	0.0		0.0	15.5	0.3	11.1	-0.4	12.4		9.5
STEP11	0.0	18.4	0.0	15.5	0.3	11.1	-0.4	12.4		9.5
STEP12	0.0 (18.0)	18.4 (30.3)	-0.5 (13.1)	14.7 (21.8)	-0.4 (14.5)	10.7 (26.4)	-0.4 (10.4)	12.4 (23.4)	9.5 (29.0)	

注)・数字は累計応力度を示す。(kg/cm²)

・() 内数字は許容応力度を示す。(kg/cm²)

・引張応力度を正とする。

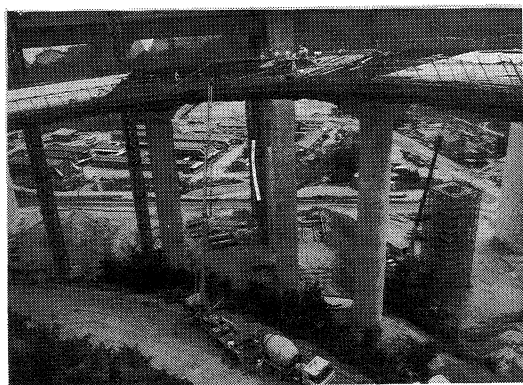


写真-5 ポンプ車による床版打設

(2) 打 設

本橋はR=40m、横断勾配10%、縦断勾配7.5%という条件に加え、30mを超す高橋脚もある。これらの条件を踏まえ打設は行われた。

- ① 橋梁の安定性、打設中の骨材分離等を考え打設は内側から、かつ低いところから行うことを原則とする。

- ② ポンプ車はブーム長が27.2mもあるものを使用し、最高25mの高さまで圧送し、それ以上の部分についてはブームの先端に配管を行い内側から順に行う。
- ③ 雨に対しては、コンクリートが流れる可能性があるので降雨が予想される場合は中止する。
- ④ コンクリートの打継はチップスを行う。また、できない部分については接着剤を塗ることにより処理する。

8. あとがき

本橋は鋼製の箱桁+RC床版の9径間連続したループ橋であり、国内では数少ない形式である。

設計においてはリング柵を用いた上下部一体の立体解析、そりねじり応力に対するダイヤフラム枚数を決定するために行った三次元SHELL解析、さらには実橋によるそりねじり応力度の確認、また施工においては温度変化あるいは荷重状態によりさまざまな変化をするループ橋の架設、端部においてはあらゆる方向に

移動可能な伸縮装置の設計施工など特殊な設計法、施工法により作られた橋である。

なお、本橋の設計関係については前報 (No.40) を参照されたい。

本橋はこういった構造的特異性のみならず本四道路と与島PAの連絡点さらには、ハイウェイオアシス構想との連結及び与島島内への連結と非常に意議の高い施設であり、与島町の発展に大きく寄与するものと期待されている。

末筆ながら、本橋の施工にあたって、複雑な構造物を所定の工期、要求品質を満足させて仕上げられた工事関係者に誌上より深謝申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 宇部・サノヤス共同企業体 工事報告書 昭和61年11月
- 2) 多田一正, 村瀬佐太美, 富田大造, 与島高架橋ループ上部工の設計 本四技報 NO.40.
- 3) 児島・坂出ルート情報管理室 児島・坂出ルート周辺海域における漁業 (その2) 袋まち網漁業 昭和57年4月

北備讃瀬戸大橋補剛桁架設工事

Erection of the stiffening Truss in North Bisan-Seto Bridge

鳴門管理事務所 橋梁技術課長 成井 信
(前) 坂出工事事務所 第五工事長 Shin Narui

1. まえがき

北備讃瀬戸大橋は、本州四国連絡橋・児島～坂出ルート最大規模の橋梁であり、坂出市の与島と番の州間の備讃瀬戸航路のうちの北航路を横断する中央径間990mを有する3径間連続の道路鉄道併用補剛トラス吊橋である。本橋の一般図および主要諸元は図-1に示すとおりである。

本橋は下部工工事、塔工事、ケーブル工事を終え、昭和62年3月に補剛桁本体の閉合が行われた。

架設地点は、船舶航行の激しい海峡部でしかも濃霧、強風等の自然条件の激しい地点であるため、補剛桁の架設は工期短縮はもちろんのこと、工事の安全と航行安全とともに自然環境の保全等を重視した工事が行われた。

2. 架設工法の概要

本橋の補剛桁架設工法の選定にあたり、塔付近の工事作業区域以外の海面（航路）使用が困難なことから、面材を架設単位とし、塔から張出し架設する逐次剛結工法を採用した。本工法の採用にあたっては種々の検討課題があったが、最終的には以下の3点に集約された。

- ①架設初期の桁勾配の増大
- ②架設先端部のハンガー張力の増大
- ③架設ヒンジの有無

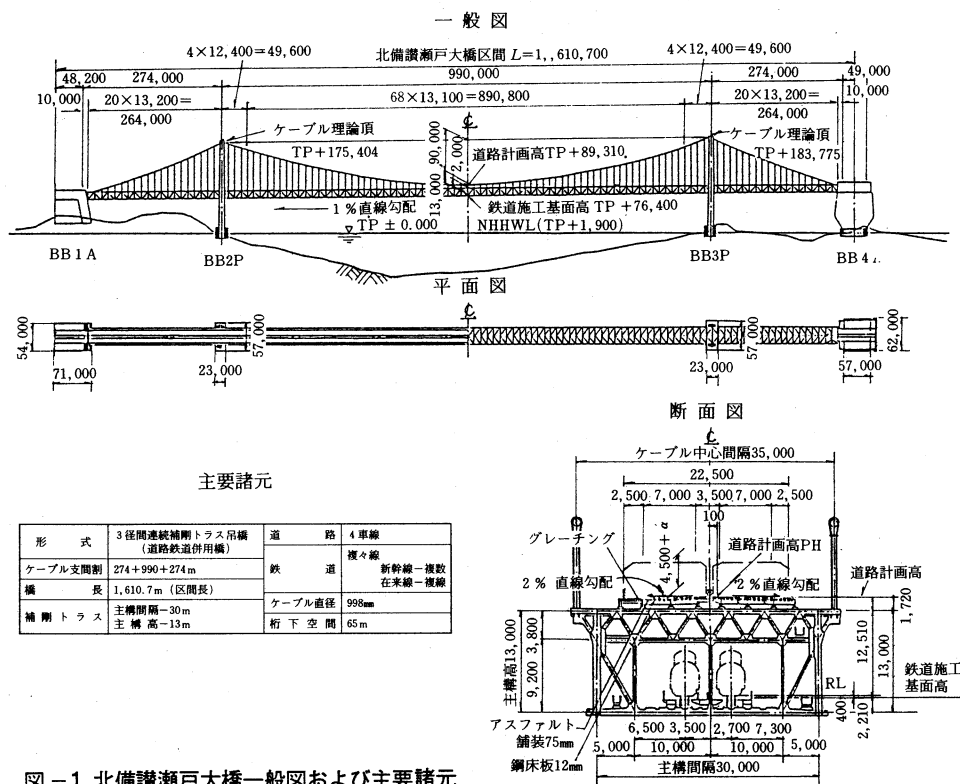


図-1 北備讃瀬戸大橋一般図および主要諸元

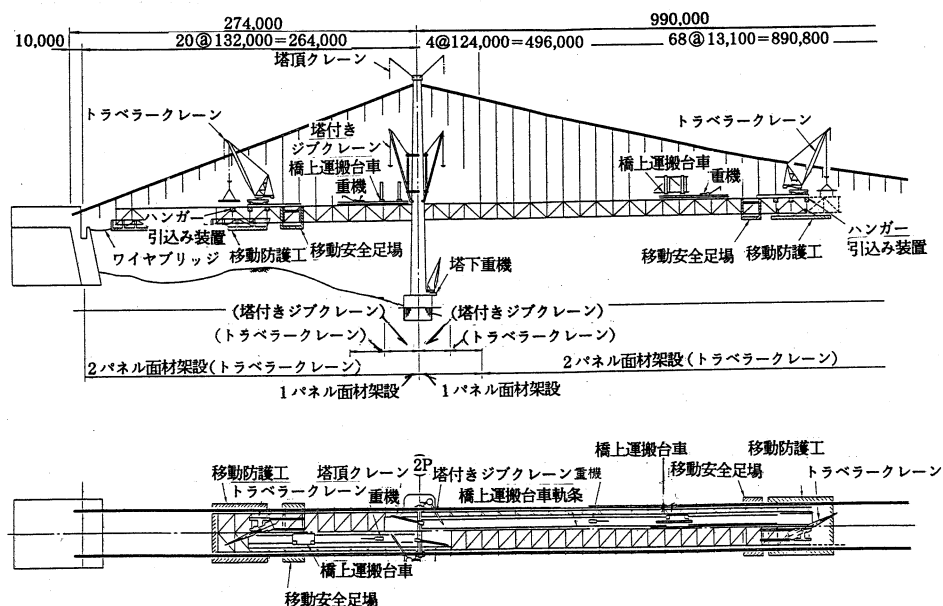


図-2 主要架設機材配置図

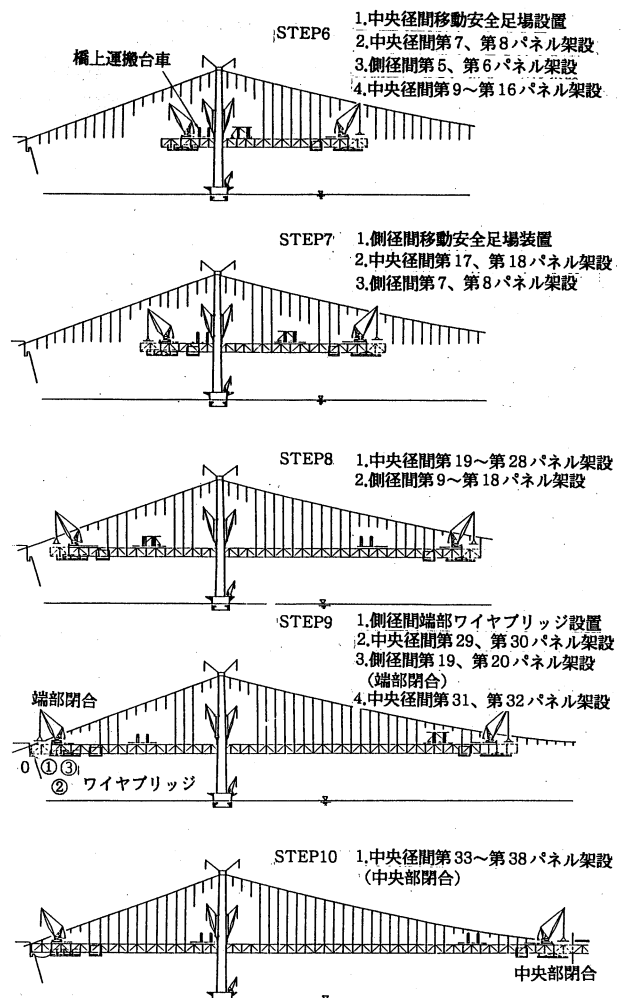
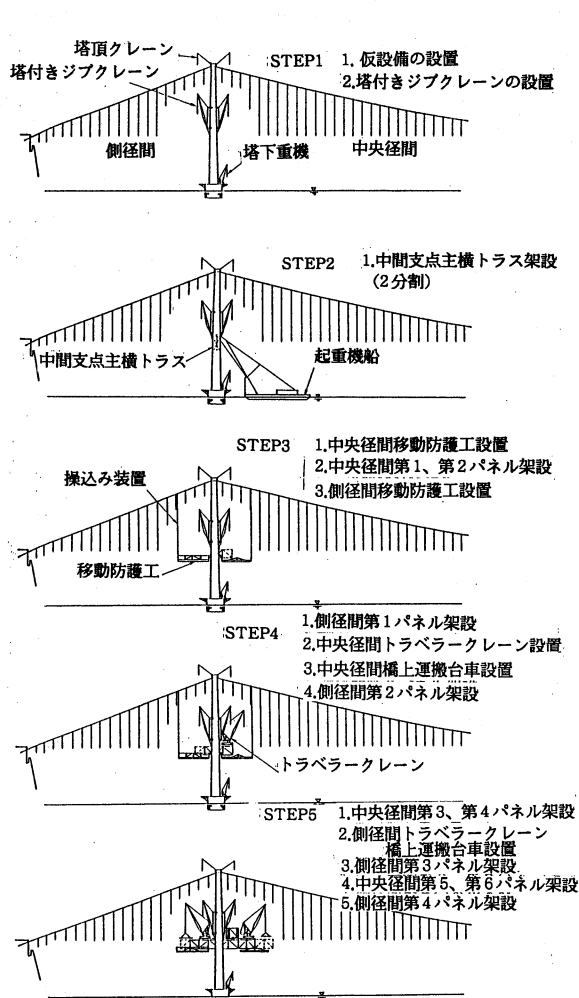


図-3 補剛桁架設段階図

表-1 架設項目および数量

品 名	数 量	摘 要
補 剛 ト ラ ス	約23 700 t	主構、主横トラス、横構、水平トラス、補助縦桁、ハンドホール蓋、ブレイキトラス、中間支点部支材、ハンガーブラケット、支圧板、ロックプレート、マンホール蓋、照明架台、鉄道電気設備取付け金具
上 路 床 組	約 9 000 t	鋼床板、上路床組支承、グレーチング受け梁、排水柵、自動車防護欄、グレーチング、鋼床板伸縮装置
下 路 床 組	約 6 100 t	鉄道縦桁、鉄道管理路、公団管理路、防音工フレーム、緩衝柵、柵り柵
道 路 伸 縮 装 置	約 220 t	ローリングリーフ式
ハ ン ガ ー 関 係	約 160 t	
センタースティ ロ ー プ	約 15 t	クランプ、支圧板、ロックプレート、ロープ、ソケット、ロッド 2本×6格点
センタースティ パ ン ド	約 15 t	全6個ボルト含む
センタースティ 部 ハ ン ガ ー	約 5 t	クランプ、支圧板、ロックプレートを含む 2本×6格点
支		
エンドリンク	約 110 t	4個
ウインドシュー	約 90 t	中間支点ウインドシュー 8個 端支点ウインドシュー 4個
承		
ストッパーシュー	約 2 t	約4個
タワリング下ピン	約 70 t	下ピン、ピンカバー、スリーブ
内 面 作 業 車	約 40 t	4台、絶縁トロリー除く
外 面 作 業 車	約 280 t	4台、絶縁トロリー除く
内面作業車軌条桁	約 600 t	トロリーブラケットを含む
外面作業車軌条桁	約 900 t	トロリーブラケットを含む
電 々 添 架 桁	約 600 t	
電 発 添 架 桁	約 1 000 t	
合 計	約43 000 t	

これに対する検討結果は、第6章の「架設計算および形状管理」の項で詳述するが、中央径間と側径間とのバランス架設、バランス架設後の中央径間10パネル先行架設、ハンガー3格点調整引込みによる無ヒンジ工法の採用等により解決した。すなわち本橋の補剛桁架設工法は、「3格点調整引込みによる逐次剛結無ヒンジ工法」といえる。

補剛桁架設に用いた主要機材を図-2に示す。主構トラスの架設単位は、塔から4パネル目までは中央径間、側径間ともに1パネル面材とし、5～6パネル目以降は2パネル面材とした。塔付きジブクレーンは各塔に2基配置して架設部材の水切りと橋上荷揚げを兼用とし、中央径間、側径間ともに第1パネル、第2パネルの架設にも使用することとした。したがって、従来使用されている水切りクレーンは塔下仮置スペースの関係も考慮し、設置しないこととした。第3パネル以降は橋上に設置したトラベラークレーンで架設した。中間支点主横トラスは図-3のSTEP2に示すように主構トラスの架設に先立ってフローチングクレーンによるブロック架設を行った。

鋼床版については、架設途中の耐風安定性からは2P、3P側とも上り線下り線同時の全載架設は可能であるが、2P側は半載、3P側は全載でトラベラークレーンで架設し、2P側の残り半分は、補剛桁閉合後トラベラークレーン後退時に架設を行った。これは2P側の鋼床版構造（騒音対策

表一 2 構造的特徴に起因する架設工法の選定項目

特 徴 項 目	架 設 上 考 慮 す べ き 項 目
1. 連続吊橋	1) 塔部のウィンドシュアの橋軸方向変形量を抑える必要があり、中央径間と側径間のバランス架設が必要となる。 2) トラベラークレーン、橋上運搬台車、移動防護工、ならびに移動安全足場の走行に支障ない桁勾配とすることが必要であり、前項同様バランス架設が必要となる。 なお、このバランス架設を採用することによりハンガー張力の軽減が可能となる。 3) 中間支点付近の断面が大きく重量が大きいため塔付きの架設ブロックを1パネル面材とする必要がある。 4) 中間支点主横トラスは塔柱間に架設するため、別途架設機材を設置する必要がある。
2. 道路鉄道併用橋	1) 補剛桁断面が大きく、部材重量が大きいため架設機材も大型化し、架設時載荷重量も大きい。このため、2パネルごとに架設ヒンジを設けた場合でも先端各点の無応力間接引込みは定着済のハンガー張力がオーバーし不可能であり、3格点調整引込みが必要である。 2) 前項同様に、架設時載荷重量が大きいため閉合面が正規の位置より下がっており中央径間の閉合では架設機材の後退とセットバック設備、下弦材引寄せ設備が必要となる。側径間端部の閉合では、ハンガーの過引込みとジャッキアップが必要となる。
3. ハンガーブラケット定着	1) ハンガー引込み装置セット位置が下弦材側でなく上弦材側で可能であり、大鳴門橋のようにハンガー引込み装置の盛替え時に移動防護工の昇降作業が不要である。 2) ハンガー引込み装置のセット位置はブラケット下面となり、据付け可能な構造とする必要がある。 3) 橋軸方向のハンガーガイド設備が必要でありブラケット間に梁を渡す必要がある。 4) 主横トラス面材架設においてキャットウォークの若干の撤去により架設が可能であり、従来の盛替え架設が不要である。
4. ハンガー下づり定着 (側径間端部)	1) 点検作業車用レールはブラケットの下側となり、車輪支持方式は懸垂式となる。移動防護工車輪反力は非常に大きく懸垂式では構造上問題があり上乗せ方式を採用するため、移動防護工用レールと外面点検作業車用レールの兼用は不可能となる。 2) 移動防護工は下づり区間ではブラケットに支障し前進できず、端部2パネルにワイヤブリッジを設置する必要がある。
5. 全幅鋼床版 (2P側)	1) 2P側の床面はグレーチング部がなく全幅鋼床版であり、上り線、下り線のおのおので一体構造である。上下線の鋼床版全部を同時架設するとトラベラークレーン軌条桁を配置するスペースが確保できないため、片側の鋼床版はトラベラークレーン後退時に架設する必要がある。
6. タワーリンク下づり構造	1) 中間支点主横トラスの支持点は、下弦材位置にある下ピンであり、架設時の面材転倒防止設備が必要となる。
7. センタースティ	1) センタースティバンドの重量が大きいため、この数個のスティバンドのためにケーブル工事の架設機材を大型化することは不経済的であり、補剛桁工事でスティバンドの架設を行なう必要がある。

表一 3 狭隘な塔下スペースに起因する架設工法の選定項目

特 徴 項 目	理 由
1. 水切りクレーンの設置は不適	・橋脚回りが狭いため水切りクレーンを設置しても塔付きジブクレーンの作業範囲と競合が多く、水切りクレーンの機能が発揮できない。 ・水切りクレーンの機能を発揮するには、面材の働きの水切りクレーン→仮置ヤード→塔付きジブクレーンへと移るべきであり、本橋は仮置ヤードとなるスペースがない。
2. 塔付きジブクレーン4基設置	・上記理由により水切りクレーン設置が不適のため、塔付きジブクレーンの役目は「部材の水切り」+「橋上への部材供給」+「運搬台車への部材搭載」となり、側径間、中央径間用部材を荷さばきするには、1塔あたり2基必要となる。 ・工程上の理由および中央径間、側径間のバランス架設の必要性から㊦、㊧の塔付き2パネルはそれぞれの塔付きジブクレーンで架設する必要がある。1塔あたり2基の設置が必要。
3. 3P側1面材は橋上仮置	・3P側は既設の塔下スペースでは、㊦、㊧ともに、3面材しか仮置できず、残りの一面材×2は橋上仮置となる。
4. 2P橋脚回りの作業ヤードが必要	・2P側は全幅鋼床版のため、構造的に面材の橋上仮置が困難で、校脚の与島側を作業ヤードにして、㊦、㊧用各4面材を塔下に仮置する必要がある。
5. 鋼床版の仮置は不可能	・塔下橋上ともに鋼床版を仮置するスペースがなく、鋼床版は台船からの水切り→橋上つり上げ→台車搭載および運搬→トラベラークレーンによる架設の連続作業で処理する必要がある。
6. 仮置基地が必要	・高力ボルト、仮設機材等の仮置用として瀬居基地を使用し、必要時に台船にて現地へ搬入する必要がある。

のためグレーチング部のない全幅鋼床版としている)とトラベラークレーン設置位置との制約条件によるものである。

なお、補剛桁工事の架設項目および数量を表一1に示す。

3. 架設工法上の特徴

本橋は、列車の高速走行時の安全確保に特に配慮して3径間連続形式を採用していること等の構造的特徴を有し、また、塔下スペースが狭隘である等の地形的制約を受け

ていることから、架設工法は従来の補剛桁架設工法とは異なる点が多い。本橋の補剛桁架設工法上の特徴を要因別にまとめ、それらを表一2,3に示すが、これらの特徴および制約条件を十分に把握し、安全性が高く、しかも確実な工法を選定した。

4. 補剛桁の架設

(1) 架設順序

補剛桁の架設順序は、架設段階図(図-3)に示すとおり、中間支点主横トラスを架設した後、移動防護工、トラベラークレーン等の架設機材を含めて、桁勾配を小とするため中央径間と側径間のバランスをとりながら張出し、中央径間10パネル、側径間8パネルまでを架設した。次に架設先端部のハンガー張力の増大を防止するため、側径間の架設を中断して中央径間のみを架設することにより、中央径間10パネル先行状態とし、その後、側径間の架設を再開して順次張出し架設を行ない、側径間端部、中央径間中央の順で閉合を行なった。

(2) 準備工

補剛桁本体の架設に先立ち、仮設機材、高力ボルト等をストックするために公団基地を使用し、仮置基地としての整備、2P背面盛土工、塔下仮置設備、係留設備およびフローティングクレーンによる塔下トラッククレーンの搬入を行った。塔付きジブクレーンは、台船からの部材の水切り、橋上吊り上げのため

の設備であり、塔頂クレーンを使用し中央径間、側径間に各1基ずつ、塔柱中段に設置した。その後、塔付きジブクレーンの架台からガイドワイヤーを塔下まで下げ、部材を橋上へ吊り上げる際に、部材の回転を防止する部材吊り上げ用耐風設備を設置した。

また、中間支点主横トラスのフローティングクレーン架設に備えて、塔下部水平材上にタワーリンクピン挿入のための微調整可能な仮受設備、安全作業のための足場設備等を設けた。さらに、架設初期には移動防護工をメインケーブルと塔柱から吊る必要があるため、仮吊り装置、ジ

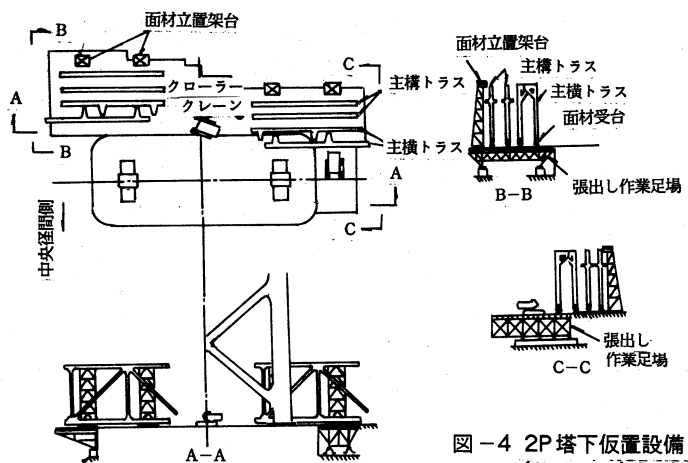


図-4 2P塔下仮置設備 (サイクル架設時)

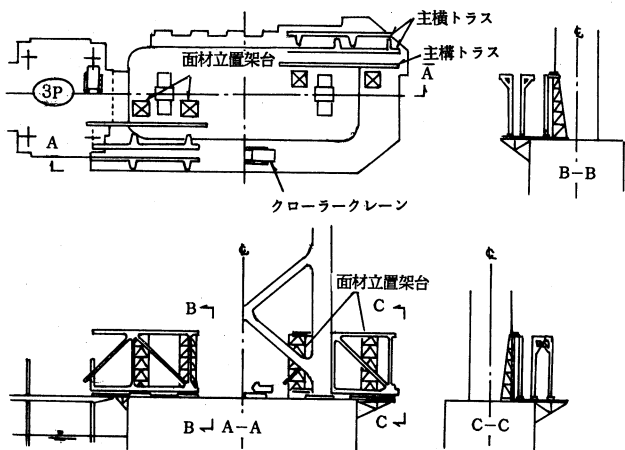


図-5 3P塔下仮置設備 (サイクル架設時)

ジャッキ等を設置した。

(3) 部材の水切りおよび仮置き

各製作工場より2パネル単位で台船で海上輸送した部材は、塔付きジブクレーンで水切りし、塔下または橋上へ仮置きした。

1サイクル架設分4面材(主構トラス2面材、主横トラス2面材)は、2P側ではすべて塔下に仮置き可能であるが、3P側では3面材は塔下に、1面材は橋上への仮置きとした。また、鋼床版は2P側、3P側ともに仮置きスペースがないため、台船から水切りした後、仮置きせずに運搬台車で先端へ運び架設した。

サイクル架設時の塔下仮置状態を図-4,5に示す。

(4) 中間支点主横トラスの架設

本橋の補剛桁は塔部でタワーリンクを介した連続構造となっているため、塔との取合部である中間支点主横トラスを最初に架設する必要がある、図-3に示すように1600t吊りフローティングクレーンを用いたブロック架設を行った。フローティングクレーンの吊り能力の関係から、中間支点主横トラスは主構下弦材およびタワーリンク下ピン部を含めた下部ブロックと主構上弦材を含めた上部ブロックに分割して架設した。

台船で海上輸送された中間支点主横トラス上・下部ブロックのうち、まず下部ブロックをフローティングクレーンで吊り上げ、塔下部水平材上に仮置きし、ジャッキ等で位置調整を行ないながらタワーリンク下ピンを挿入し

た。その後、上部ブロックをフローティングクレーンで吊り上げ下部ブロックと添接し、転倒防止材を取付後、フローティングクレーンを解放して架設を完了した。

下部ブロックの架設に際しては、塔柱との間隔が約100mm、上部ブロックの架設ではフローティングクレーンの揚程不足等の制約があったため、風速、波高等の作業条件を厳しく設定した上で、中潮の転流時を狙って係留と架設を行った。気象、海象状況から架設予定日を2日間順延したものの、合計4回のブロック架設をいずれも短時間で無事終了する事が出来た。最近建造されたフローティングクレーンの操作性能は飛躍的に向上し、厳しい制約条件下でも大ブロック架設が可能となり、本工事でもその性能が発揮された。

(5) 塔付きパネルの架設

塔付きパネルとは、中央径間、側径間ともに塔から4パネルまでを意味し、移動防護工を設置後、中央径間1、2パネル、側径間1、2パネル、中央径間3、4パネル、側径間3、4パネルの順に架設を行った。

塔付き1、2パネルの架設は図-3に示すとおり、塔付きジブクレーンで1パネル面材単位で架設した。中央径間側は主構トラス4面材を架設した後、塔付きジブクレーンの旋回に支障となる第1ハンガーを撤去して主横トラス2面材を架設し、側径間側は既に架設された中央径間第1、2パネルから張出す形で架設した。

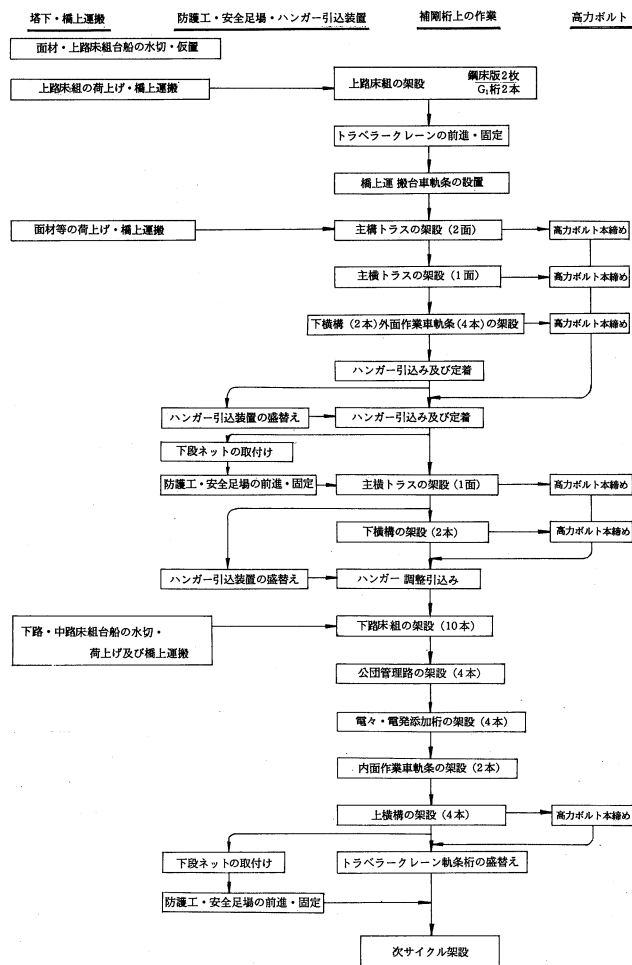


図-6 中間パネルの架設フローチャート

表-4 架設1サイクルの架設部材

部 材	数 量	部材長 (m)
主構トラス面材	2	26.4
主横トラス面材	2	28.6
下 横 構	4	17.8
上 横 構	4	17.8
鋼 床 版	2	26.4
グレーチング受桁	2	13.2
鉄 道 縦 桁	4	13.2
中央巡回車管理路	2	13.2
側巡回車管理路	4	13.2
公 団 管 理 路	4	13.2
電 々 添 架 桁	2	12.7
電 発 添 架 桁	2	12.7
外面作業車用軌条桁	4	13.2
内面作業車用軌条桁	2	13.2
合 計	40	

塔付き3、4パネルは、中央径間、側径間ともに塔付きジブクレーンで荷揚げ後、第2パネル上に設置されたトラベラークレーンで1パネル毎に張出し架設を行った。また、この段階でメインケーブルから仮吊りされていた移動防護工に走行装置を取付けて、補剛桁に盛替え自走できるようにした。

本橋は補剛桁が連続構造のため、中央径間と側径間とのバランスを最重点として塔付きパネルの架設を行った。特に、側径間1、2パネルの張出し架設時には中央径間第2パネル上でトラベラークレーンを組立て、また中央径間3、4パネル架設時には側径間第2パネル上でトラベラークレーンを組立てる等、桁勾配の低減を図り安全確保に

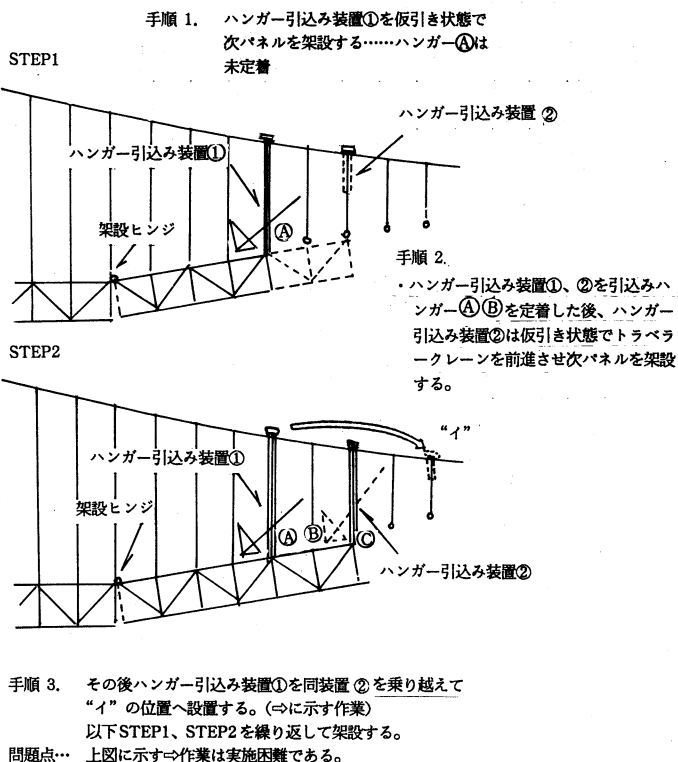


図-8 ハンガー間接引込み方式の場合の調整引込み要領

努めた。

(6) 中間パネルの架設

中間パネルの架設は、中央径間、側径間ともに塔部からのパネル1面材単位の張出し架設とした。部材は、塔付きジブクレーンによる橋上への吊り上げ、橋上運搬台車

による先端への運搬を経て、トラベラークレーンで架設した。架設1サイクルにおける架設部材数は、表-4に示すとおり、計40部材である。

従来、上横構を架設してからハンガー調整引込みを行っていたが、本架設の特徴は図-6に示す架設フローチャートからもわかるように、上横構が未架設の状態で、先端2格点のハンガー調整引込みを行い、引続き2パネル分の下路、中路部材を同時に架設し、その後上横構を架設するステップを選定したことにあり、その結果工程短縮に大きく寄与することになった。

(7) ハンガー引込み要領

本橋のハンガー引込みは補剛桁に設置したハンガー引込装置で、ハンガーロープと補剛桁を引寄せて固定する直接引込み方式で、3格点調整引込みによる1格

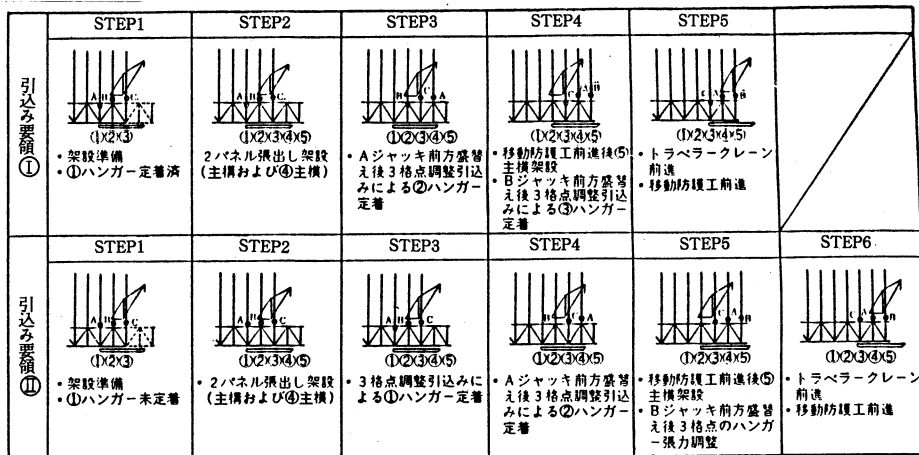


図-7 ハンガー3格点調整引込み要領

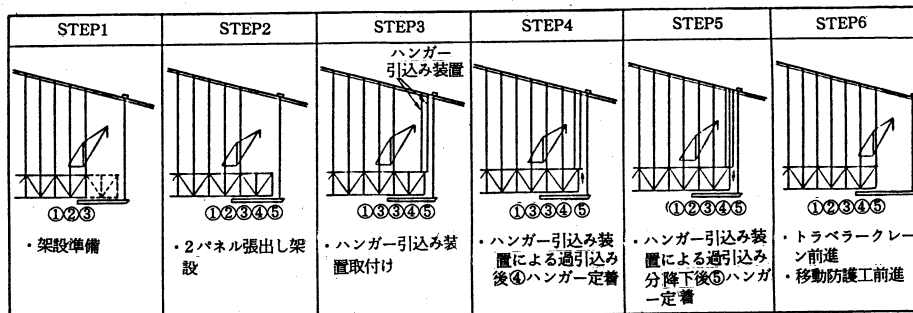


図-9 因島大橋のハンガー引込み要領

(4) 橋上運搬台車

橋上運搬台車は、塔付きジブクレーンで橋上に吊り上げられた架設部材および仮設材を架設先端へ運搬するための設備である。台車には面材転倒防止として面材立置架台を設けたが、鋼床版搭載時には取外しが容易な構造としている。走行方式としては作業性、安全性に劣るウィンチけん引方式を避け、工程短縮面でメリットのある電動自走式を採用し、軌条桁は鋼床版上に設置した。ただし、架設途上で走行路に大きな勾配を生ずる吊橋架設に自走式を採用する場合には、下り勾配での逸走防止に十分な配慮が必要であり、本橋では全輪制動方式とすることで逸走防止に対処した。

運搬台車の走行速度については、上述の逸走と密接な関係があり、発生する桁勾配を考慮して設定する必要があるが、本橋で設定した走行速度 12.5m/min は中央径間の架設後半（桁勾配が緩く上り勾配となる）では、塔からの距離が長くなり、先端作業に手待ちが生じ、速度アップの必要を感じた。ただし走行速度のアップと逸走防止は相反する関係にあり、今後の検討課題である。

(5) ハンガー引込み装置

ハンガー引込み装置は、トラベラークレーンで2パネル単位で張出し架設された補剛桁に、ハンガーロープを引込み、定着することを目的とした設備である。引込み方式は、ハンガー直接引込みによる3格点調整引込みとし、1格点4本のハンガーロープを1本化し、850t油圧ジャッキで押下げる機構とした。なお、ハンガー引込み装置には、ハンガー張力管理用に850tロードセルを組み込んだ。

ハンガー引込み作業はサイクル架設の中で最も神経を使う作業であり、ミスの許されない作業であったが、マイコンを使用した数値管理による的確な操作指示を行った結果、油圧回転ナットによる安全装置を備えた1本ジャッキの操作性の良さと相俟って非常に効率的に作業が進み、工程短縮の大きな要素となった。

(6) 防護工設備

防護工設備の配置については図-11に示すとおり、架設先端から、移動防護工、連絡ネット防護工、移動安全足場、下段ネット防護工の順で補剛桁下面を全面的に覆う形で配置した。

移動防護工は、桁先端での架設作業、高力ボルト締め作業、ハンガー引込み作業等を防護し、移動安全足場は添接部の塗装作業、下段ネットの取付け作業、下路床組作業、足場解体作業等を防護する。移動防護工と移動安全足場との空間は、連結ネットで防護し、移動安全足場で取り付けられた下段ネットは、後方での中路・下路床組作業、桁閉合後の架設作業等を防護する。

なお、移動防護工、移動安全足場の移動は電動式とし、走行速度 1.0m/min とした。これら防護工設備の走行速度は、下り勾配での逸走防止を十分に配慮して設定する必要があるが、本橋で設定した 1.0m/min は一見遅過ぎるように感じられるが、実際に柔構造の防護工を1パネル分

(13.1m) 安全に前進させる作業面からは適切な走行速度であったと思われる。

6. 架設計算および形状管理

架設関係では、大変形理論による任意骨組み構造解析プログラムを使用し、1. 逐次剛結法による2パネル単位の張出し架設とする、2. ハンガーロープの架設時許容張力は 533t (68φ×4本、安全率 2.4) を前提条件として下記の検討を行なった。

検討項目

検討1；1格点引込みによるハンガー定着の可能性

検討2；無ヒンジ逐次剛結工法の場合の調整引込み格点数

検討3；2格点調整引込みによるハンガー定着の場合の架設ヒンジ必要数

検討4；架設初期の桁勾配緩和対策

検討5；側径間ハンガー張力の低減対策

検討結果は次のとおりである。

○検討1……1格点引込みによるハンガー定着の可能性については、図-12に示すとおり、架設先端の着目ハンガーに影響を与える架設重量が架設時ハンガー許容張力を越えるため、後方ハンガーに負担させる必要があり、結果的に1格点引込みは不可能である。

○検討2……逐次剛結無ヒンジ工法の場合の調整引込み格点数については、図-13に示すとおり中央径間、側径間ともに3格点調整とすれば、ハンガー張力は許容張力 533t 以内におさまることになる。

○検討3……2格点調整引込みによるハンガー定着の場合の架設ヒンジ必要数については、検討2のハンガー張力状態に架設ヒンジを設置した影響を調べた結果、図-14に示すとおり、架設ヒンジは4～6パネル程度までで設置の有効性がなくなることから、中央径間のみでも10～12個の架設ヒンジが必要になると想定され、角折れ対策（橋上運搬台車、移動防護工、移動安全足場の走行対策および鋼床版の

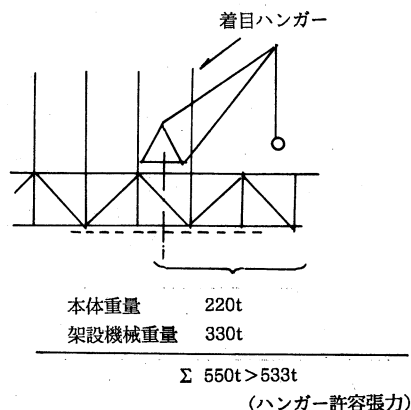


図-12 架設先端重量とハンガー張力

架設ヒンジ部対策)、耐風対策等が必要となるので、施工困難と判断した。

○検討4……架設初期の桁勾配緩和対策については、中央径間先行架設とした場合に桁勾配が8~9%になることから、これを防止するために、架設初期に中央径間と側径間の張出し長さにバランスを取ることにした。これにより図-13に示すとおり、桁勾配を3%以下にまで減少させることが可能となった。

○検討5……側径間ハンガー張力の軽減対策については検討4で示した中央径間と側径間のバランス架設を続けると架設後半において、側径間のハンガー張力が増大し、3格点調整引込みでは不可能となるため、架設初期段階のバランス架設後は、中央径間側を10パネル先行架設とすることにより、図-13に示すとおり、側径間ハンガー張力も533t以内におさまることになる。以上の検討結果により、

○架設工法は3格点ハンガー調整引込みによる逐次剛結無ヒンジ工法及び

○中央径間と側径間の架設順序は、初期段階はバランス架設、中期以降は中央径間10パネル先行架設(図-3、架設段階図を参照)を採用した。

補剛桁架設途上の形状管理については、計画値と実形状との対比により、施工精度の確認および後工程に対する検討資料とすることを目的に、表-6に示す各項目の計測を行った。測定方法については、ケーブルサグおよび補剛桁鉛直変位は光波測距儀、塔のたおれおよび支承の移動量はトランシットにて測定し、その他は直接スケー

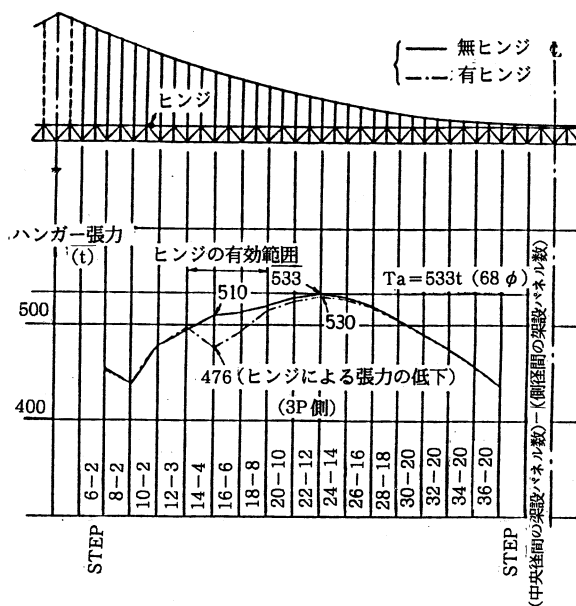
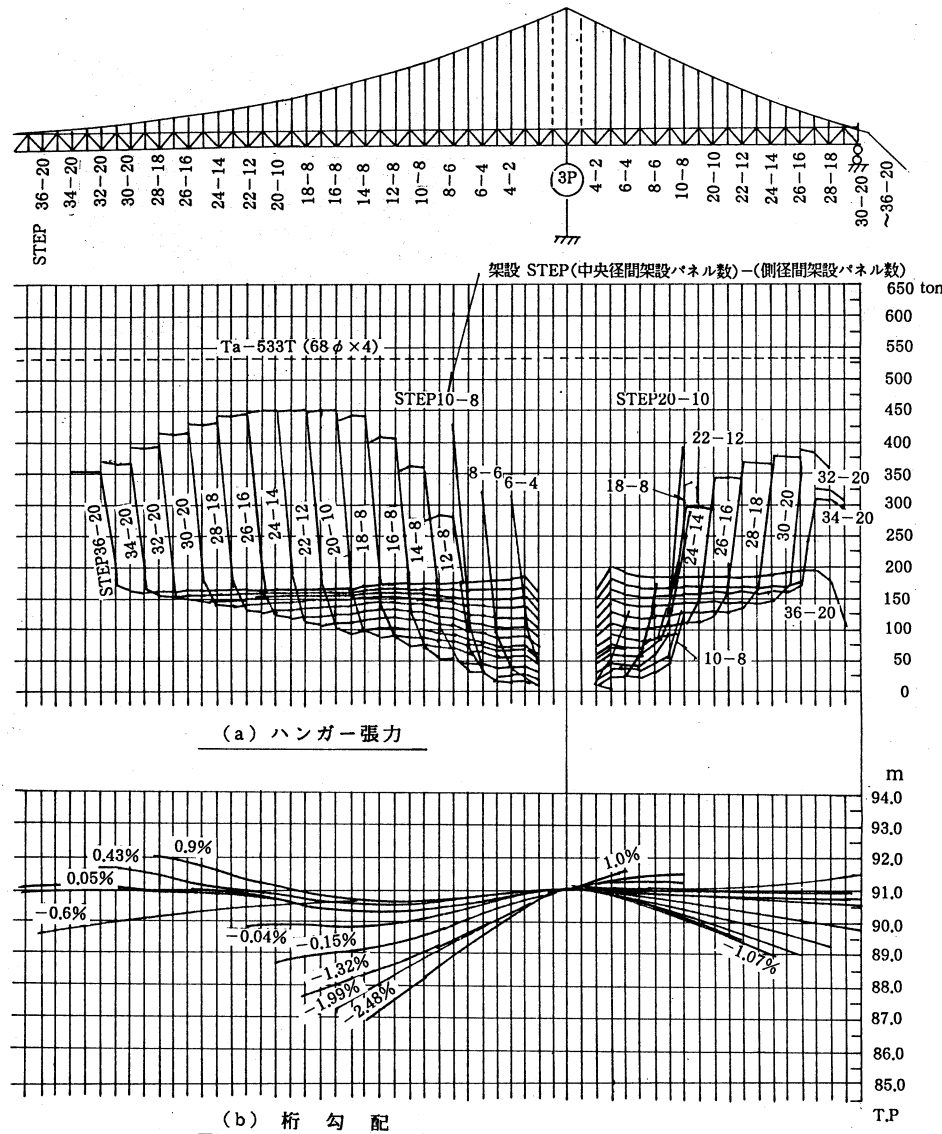


図-14 架設ヒンジ設置によるハンガー張力の変化

表-6 形状測定時期および計測項目

形状管理時期	計測項目
補剛桁架設ステップごと(約4パネル)	
側径間閉合直後	・ケーブルサグ
中央径間閉合直前	
中央径間閉合直後	・スプレーサドル移動量
鋼床版後架設完了後	・補剛桁鉛直変位、水平変位
鍍金コンクリート打設完了後	
仮設備等撤去後	・塔のたおれ、支承の移動量
工事完了後	

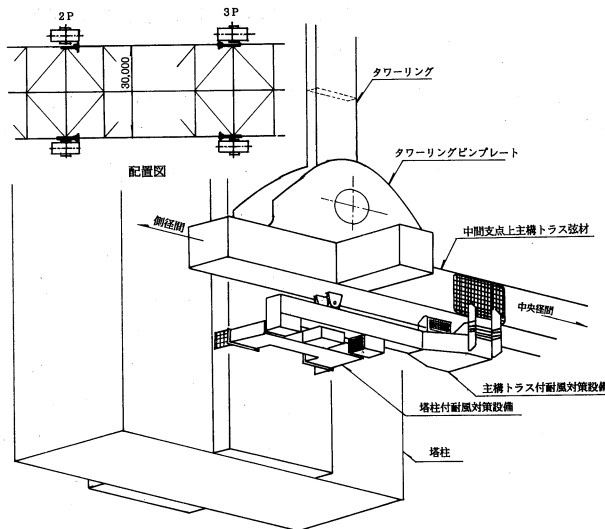


図-15 耐風対策設備鳥瞰図

ルにて測定した。

本橋における架設計算は、実際に架設されたケーブル形状（計画ケーブル形状ではない）を基本形状として行い、ハンガー引込用管理値、形状管理用諸数値等を算出した。

ハンガー引込みに関する実側値と計算値との差は、引込力では約10%、引込量では1～2%程度であり、また補剛桁形状に関する実測値と計算値との差は、架設途上の先端部で約250mm、桁閉合後（トラベラークレーン撤去後）では中央で100mm以下であった。従来、2ヒンジ吊橋の架設工事において架設初期段階では実測値と計算値の差が大きいとされていたが、本工事において架設初期、桁閉合後ともに良好な一致が得られたのは、部材の製作、架設精度が良好であった事の他に補剛桁が連続構造である事および連続構造を利用したバランス架設の採用による結果であると考えられる。

7. 橋体の耐風対策

補剛桁架設途上の耐風対策のうち、動的挙動については風洞実験で有害な振動は生じないことが確認されているので、ここでは、静的耐風対策について述べる。

本橋の場合、架設前半では橋軸直角方向の風に対して、架設中期では橋脚方向の風に対して、ともに桁の橋軸方向への移動量が、中間支点部ウィンドシューの許容移動量を超える。具体的には、橋軸直角方向の風では、ハンガーロープの長い架設前半は桁の直角方向への抵抗力が小なるため、中間支点を中心とした桁の回転量が大きく、橋軸方向の風では、桁が長くなる架設中期で外力（風荷重）が増大するため、桁の移動量が大きくなり、いずれ



写真-1

もウィンドシューの許容値を越えることになる。

したがって、耐風対策としては、暴風時および突風時における桁の変位を塔部において強制的に制御することとし、図-15に示す耐風対策設備を設けた。

本工事の補剛桁架設期間中、強風に遭遇せず、大きな力がこの設備に作用しなかった為、耐風設備としての効果は検証出来なかったが、中央径間の桁閉合時にはセットバック設備として使用し、十分な効果を発揮した。

8. あとがき

本州四国連絡橋・児島～坂出ルート吊橋3橋の補剛桁架設工法については過去数年間にわたり委員会等で検討され、当初は送り出し工法で詳細設計が進められたが、送り出し工法は多くの解決困難な問題を有している事が明らかとなり、架設工事発注直前に面材架設工法へ変更され、関係者に多大の困難を強いる事となった。しかし、幾多の労苦と努力の末に多くの障害を乗り越え、昭和62年3月無事補剛桁閉合を迎える事が出来、万感胸に迫るものがあつた。

本工事は綿密な架設計画のもとに順調に進捗し、従来誤差が大きいとされていた架設初期段階の形状誤差も少なく、ハンガー張力・引込量が最大となるスパン1/4点付近も問題なく通過し、本体を無事完成することが出来た（写真-1）。現在は来年春の児島～坂出ルート供用開始をめざして、橋面舗装、附属物取付け等の工事が行われている。

本工事の重点課題は工事安全と工期短縮であったが、補剛桁製作、輸送工事の全面的な協力も得て、無事故で、非常に高品質、高精度の長大吊橋を短期間のうちに建設することが出来た。本文で述べた貴重な成果が今後の長大橋建設に役立てば幸いである。

最後に本工事を無事遂行された三菱・石播・東骨・瀧上共同企業体並びに関係された多くの方々に衷心より感謝の意を表する次第である。

明石海峡大橋作業基地の公有水面埋立免許手続

明石海峡大橋の建設に必要な作業基地を、1A 周辺（舞子作業基地）及び 4A 周辺（松帆作業基地）に確保するため、公有水面埋立法第 2 条第 1 項の規定に基づき、所要の手続を行なっている。

公有水面埋立免許手続の流れを表 - 1 に示す。

作業基地造成のための埋立面積は、舞子作業基地が約 6.2ha、松帆基地が約 2.5ha である。公団においては、昭和 61 年度に環境影響調査等を行ない、免許図書を作成、昭和 62 年 5 月 19 日に免許権者である兵庫県知事に出願した。その後、免許権者によって、同 7 月 31 日から 8 月 20 日まで縦覧されるとともに、地元市町村長、関係行政機関への意見照会が行なわれた。今後、それらの結果も踏まえ総合的な判断を加えて、免許の意志決定がなされる予定である。

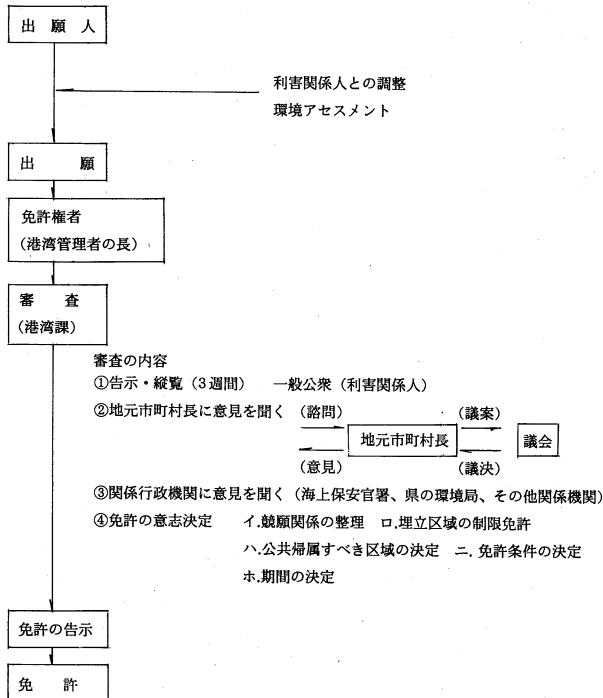


表 - 1 公有水面埋立免許手続の流れ

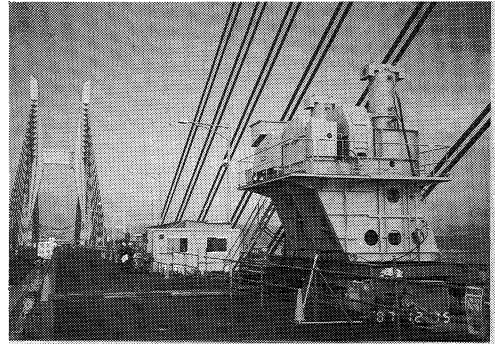
児島 ～ 坂出ルート橋梁振動実験

起振機による振動実験が 12 月 4 日から櫃石島で開始された。

D ルートでの振動実験は、斜張橋では櫃石島橋、吊橋では南備讃瀬戸大橋が対象である。

振動実験は、中央径間 L/2 点及び L/4 点について、2 回に分けて加振する。また、振動モードは L/2 点および L/4 点、それぞれについて、曲げ、ねじり、合わせて 5 ケースである。

起振機は、大鳴門橋、大島大橋で使った 2 台の大型起振機を使用するが、櫃石島橋の実験のため、一部改造されている。



計測するデータは、ケーブル・主塔・補剛桁等のたわみ、桁端の変位等である。

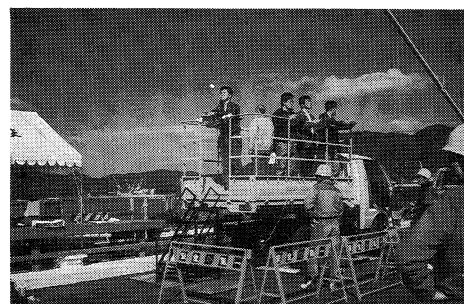
12 月 14 日より始まった櫃石島橋での実験は、3P 側 L/4 点に起振機を設置しての試運転で、桁、ケーブル、主塔等 48 カ所（南北備讃瀬戸大橋 35 カ所）に設置した各種計測器の作動状態を確認の後、常時振動を測定し、L/4 点の加振に移る。63 年 1 月から、起振機を L/2 点に移動し、同様の実験を行なってデータの収録をし、実験は 63 年 1 月下旬には終る。その後、南備讃瀬戸大橋で 3 月上旬から下旬にかけて同様の実験を行なう予定である。

大島大橋の振動実験

大島大橋はわが国の吊橋のなかでは、初めて補剛桁に充腹断面（箱桁）を採用したものであるが、振動実験を昭和 62 年 10 月 19 日から 11 月 15 日までの間実施した。（巻頭写真参照）実験は橋面上に設置した大型起振機により補剛桁を大振幅で振動させた後、自由減衰振動から減衰定数などの振動特性を把握し、吊橋の耐風安定性を確認するものであり、鉛直曲げモードを 7 ケース、ねじれモードを 3 ケース実施した。

結果は現在解析中であるが、対数減衰率 δ が風洞実験時の安定値を上回っており、耐風安定性はほぼ確認できたと言える。

また、充腹断面橋で問題とされる「渦励振動に対する使用性能」を調査するため、歩行者感覚調査も実施した。感覚調査には、本橋の架橋地点である伯方町と宮窪町の住民 100 人が参加して行なわれ、橋梁上と振動架台上での振動に対する感覚をアンケート調査した。



振動架台上での感覚調査

本四技報総目次一覧

(No.1~No.45)

件名	執筆者	巻号一頁	年月
巻頭言			
発刊にあたって	尾之内由紀夫	Vol. 1 No. 1 - 1	'77. 7
本四技報の充実発展を願って	養輪健二郎	Vol. 1 No. 1 - 1	'77. 7
「悪くても」と「うまくゆけば」	井上義光	Vol. 1 No. 2 - 1	'77.10
技術雑感	川崎偉志夫	Vol. 2 No. 3 - 1	'78. 1
技報感想	浅間敏雄	Vol. 2 No. 4 - 1	'78. 3
工事と安全技術	松崎彬磨	Vol. 2 No. 5 - 1	'78. 7
カレンダーによせて	多田安夫	Vol. 2 No. 6 - 1	'78.10
豊かさは自らの心にある	山本成美	Vol. 3 No. 7 - 1	'79. 1
或る連想—大三島橋の開通式に出席して	平石茂義	Vol. 3 No. 8 - 1	'79. 4
再び船上会談を	富樫勘七	Vol. 3 No. 9 - 1	'79. 7
大三島橋のしゅん功にあやかって	大富 宏	Vol. 3 No.10 - 1	'79.10
ある橋の話	久保村圭助	Vol. 4 No.11 - 1	'80. 1
新しい芽を育てよう	浅谷輝雄	Vol. 4 No.12 - 1	'80. 4
文化と橋	尾之内由紀夫	Vol. 4 No.13 - 1	'80. 7
橋の建設と維持	向井 清	Vol. 4 No.14 - 1	'80.10
本州四国連絡橋を考える	下川浩資	Vol. 5 No.15 - 1	'81. 1
Seeing「見ること」	山根 孟	Vol. 5 No.16 - 1	'81. 4
美観・安全性・経済性	松崎彬磨	Vol. 5 No.17 - 1	'81. 7
基礎とその認識	大島 久	Vol. 5 No.18 - 1	'81.10
新しい技術と経験	吉田 巖	Vol. 6 No.19 - 1	'82. 1
経験について—森有正の思想をかりて	沖中浩一郎	Vol. 6 No.20 - 1	'82. 4
荒廃するアメリカの躍動	山本成美	Vol. 6 No.21 - 1	'82. 7
新しいものへの挑戦	山根 孟	Vol. 6 No.22 - 1	'82.10
人口をめぐる	高橋弘篤	Vol. 7 No.23 - 1	'83. 1
土木工事雑感	柴田啓次	Vol. 7 No.24 - 1	'83. 4
文化と理科	高山 昭	Vol. 7 No.25 - 1	'83. 7
新たななる目標	柴田啓次	Vol. 7 No.26 - 1	'83.10
現場からの土産話	松崎彬磨	Vol. 8 No.27 - 1	'84. 1
因島大橋雑感	吉田 巖	Vol. 8 No.28 - 1	'84. 4
地域開発橋	大橋昭光	Vol. 8 No.29 - 1	'84. 6
窓外雑感（みなと・神戸）	高橋信夫	Vol. 8 No.30 - 1	'84. 7
本州四国連絡橋事業を支える技術	今中靖雄	Vol. 8 No.31 - 1	'84.10
技術と人間あれこれ	山根 孟	Vol. 9 No.32 - 1	'85. 1
技術開発に思うこと	山下文利	Vol. 9 No.33 - 1	'85. 4
明石海峡大橋への課題	林 宣熙	Vol. 9 No.34 - 1	'85. 7
大鳴門橋建設をふりかえって	大橋昭光	Vol. 9 No.35 - 1	'85.10
明石への道	今中靖雄	Vol. 9 No.36 - 1	'85.12
トップランナーの努め	高橋弘篤	Vol.10 No.37 - 1	'86. 1
道路の管理について	吉田 巖	Vol.10 No.38 - 1	'86. 4
「明石」の事業再開にあたって	高橋信夫	Vol.10 No.39 - 1	'86. 7
最善の努力を結集しよう	遠藤武夫	Vol.10 No.40 - 1	'86.10
技術力の向上	山根 孟	Vol.11 No.41 - 1	'87. 1
視点	深田彰一	Vol.11 No.42 - 1	'87. 4
開通6ヶ月前	花市穎悟	Vol.11 No.43 - 1	'87. 7
道路整備こそ国家繁栄への道	松崎 実	Vol.11 No.44 - 1	'87.10
	加瀬正蔵	Vol.12 No.45 - 1	'88. 1
報 文			
計 画			
気象・海象予測手法	西野新造	Vol. 2 No. 3 - 2	'78. 1
架橋関連地域の経済・輸送構造の予測手法	黒滝義則、加島延行	Vol. 2 No. 4 - 2	'78. 3
架橋関連地域の経済・輸送構造の予測結果	黒滝義則	Vol. 3 No. 8 - 2	'79. 4
大三島橋及び因島大橋の塗装色の選定	吉川利治、阿部和智	Vol. 3 No. 8 - 22	'79. 4
海中工事における潮流条件の設定	山田勝彦	Vol. 4 No.12 - 2	'80. 4
門崎高架橋の橋梁計画	宮下 力、古家和彦、熊野善彦	Vol. 6 No.19-16	'82. 1
伯方・大島大橋の橋梁形式選定	岩屋勝司	Vol. 6 No.20 - 8	'82. 4
伊弉高架橋下部工施工計画	植田正弘、才川 勉、中村富二夫	Vol. 7 No.25-11	'83. 7
点検補修用作業車を利用した因島大橋のメンテナンス	高橋 信、平野 茂、末広弘靖	Vol.11 No.41-46	'87. 1
樫石島橋の形状管理	金沢克義、佐藤昭光、武山哲郎	Vol.11 No.42-14	'87. 4
因島大橋における塗装の維持管理報告	松井 勉、平野 茂、金子正猪	Vol.11 No.43-42	'87. 7
道路建設と埋蔵文化財調査	細井 忍、原崎郁夫、平下忠一	Vol.11 No.44 - 2	'87.10
因島大橋の橋体形状測定とケーブルバンドボルト軸力調査	松井 勉、平野 茂、金子正猪	Vol.11 No.44-26	'87.10

設計・試験

(上部)

東大維橋におけるケーブル応力の測定調査
 80キロ鋼溶接継手の疲労試験
 吊橋ケーブルの二次応力測定〈平戸大橋〉
 鋼床版の変形特性に関する調査
 吊橋ハーガーロープの引張および疲労試験
 因島大橋ケーブル施工性試験
 塗装を施した摩擦接合継手の性能試験
 明石海峡大橋補剛桁風洞実験
 ケーブルバンド耐荷力に関する調査試験
 因島大橋のエンドリングの設計
 橋梁用ロープの曲げ疲労試験
 PWS用ゲージワイヤの測長精度
 大三島橋補剛板の座屈実験
 因島大橋風洞試験
 リブ十字継手の疲労許容応力
 大鳴門橋主塔風洞実験
 櫃石島橋・岩黒島橋の設計
 下津井瀬戸大橋の塔頂構造の設計
 大鳴門橋塔頂サドルの設計
 吊橋構造を有する橋梁の変位制御に関する考察
 疲労許容応力の見直し
 櫃石島橋・岩黒島橋の架設検討
 下津井瀬戸大橋ケーブル定着部構造検討
 緩衝桁伸縮装置
 吊橋主塔架設時の制振対策
 門崎高架橋の風洞試験
 鋼床版舗装
 長大橋梁の点検補修用作業車
 南北備讃瀬戸大橋4Aケーブルアンカーフレームの設計
 大型クレーン船を用いたパイロットロープ渡海実験
 大鳴門橋バックスティ径間の製作
 高力ボルト摩擦接合継手のすべり試験
 門崎高架橋上部工の設計製作
 下津井瀬戸大橋ケーブル定着用ロッド疲労試験
 北備讃瀬戸大橋塔の詳細設計
 大鳴門橋ケーブルバンドの設計
 北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計(その1)
 大島大橋上部工基本設計(その1)
 北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計(その2)
 北備讃瀬戸大橋塔の風洞試験
 大島大橋上部工基本設計(その2)
 櫃石島高架橋剛結横梁の設計
 南北備讃瀬戸大橋(上部工)の基本設計
 下津井瀬戸大橋タワーリンクの設計製作
 疲労を考慮したトラス部材の製作と検査
 岩黒橋上部工詳細設計
 与島橋の設計
 与島橋3P可動支承の設計とローラー耐久試験
 南北備讃瀬戸大橋の耐風性(その1)
 大島大橋塔の設計製作
 南北備讃瀬戸大橋の耐風性(その2)
 南北備讃瀬戸大橋補剛桁の溶接施工性試験
 北浦港橋梁の設計
 櫃石島高架橋トラス用点検補修用作業車
 撫養橋上部工の設計と施工
 櫃石島高架橋トラスの設計・製作・架設
 与島高架橋ループ部上部工の設計
 伯方橋上部工の設計製作
 櫃石島橋塔架設時の動吸振器式制振装置
 南北備讃瀬戸大橋補剛桁の溶接施工性試験(第二報)
 南北備讃瀬戸大橋補剛桁の詳細設計
 番の州高架橋トラスの設計・製作
 鋼床版現場溶接の自動超音波探傷検査
 岩黒島橋のケーブル定着ブロック及び支承の設計・製作
 北備讃瀬戸大橋道路伸縮装置の設計・製作

北川 信……………Vol.1 No.1-10 '77.7
 奥川淳志……………Vol.1 No.2-10 '77.10
 北川 信……………Vol.2 No.3-8 '78.1
 福井幸夫……………Vol.2 No.4-14 '78.3
 奥川淳志……………Vol.2 No.5-2 '78.7
 林有一郎、中村 守……………Vol.2 No.5-20 '78.7
 榎波義幸、越智 勝、森 邦久……………Vol.2 No.6-22 '78.10
 加島 聡、大橋治一、秋山晴樹……………Vol.2 No.6-28 '78.10
 多田和夫……………Vol.3 No.7-14 '79.1
 林有一郎、淵田政信……………Vol.3 No.8-30 '79.4
 岸本良孝、竹之内博行……………Vol.4 No.11-8 '80.1
 鈴木周一……………Vol.4 No.12-12 '80.4
 吉田好孝……………Vol.4 No.12-29 '80.4
 中村 守、岡野 哲……………Vol.4 No.14-27 '80.10
 武名興英、岸本良孝、伊藤文夫……………Vol.5 No.16-2 '81.4
 田中淳之……………Vol.5 No.16-28 '81.4
 旭 一穂、新田篤志、田中美宇……………Vol.5 No.17-6 '81.7
 山根哲夫、村瀬佐太美……………Vol.5 No.17-19 '81.7
 田中淳之、藤井裕司……………Vol.5 No.18-2 '81.10
 金光 宏、樋口康三……………Vol.5 No.18-9 '81.10
 旭 一穂、竹名興英、平野 茂……………Vol.5 No.18-23 '81.10
 加島 聡、田中美宇、大江慎一……………Vol.6 No.19-23 '82.1
 加島 聡、田中美宇……………Vol.6 No.20-2 '82.4
 松浦章夫……………Vol.6 No.20-18 '82.4
 成井 信、金崎智樹……………Vol.6 No.21-17 '82.7
 大島 久、宮下 力、大橋治一……………Vol.6 No.22-14 '82.10
 村上憲司、新田篤志……………Vol.6 No.22-22 '82.10
 室谷貞雄……………Vol.6 No.22-30 '82.10
 山中鷹志、栗原敏広……………Vol.7 No.24-15 '83.4
 馬場賢三、平野 茂、吉元郁男……………Vol.7 No.24-22 '83.4
 多田和夫……………Vol.7 No.24-30 '83.4
 香川祐次、岸本良孝……………Vol.7 No.25-32 '83.7
 土居敏彦、大橋治一、中尾俊哉……………Vol.7 No.26-7 '83.10
 谷中幸和、村瀬佐太美……………Vol.7 No.26-23 '83.10
 馬場賢三、成井 信、平野 茂……………Vol.8 No.27-26 '84.1
 淵田政信、鈴木周一……………Vol.8 No.28-19 '84.4
 馬場賢三、成井 信、吉元郁男……………Vol.8 No.28-25 '84.4
 山田勝彦、正田伸二……………Vol.8 No.28-36 '84.4
 馬場賢三、成井 信、吉元郁男……………Vol.8 No.30-20 '84.7
 馬場賢三、成井 信、平野 茂……………Vol.8 No.30-25 '84.7
 山田勝彦、正田伸二……………Vol.8 No.30-34 '84.7
 大町武司、吉田茂司、北口稚章……………Vol.9 No.33-17 '85.4
 森本隆也、馬場賢三……………Vol.9 No.33-26 '85.4
 奥川淳志、村瀬佐太美……………Vol.9 No.34-37 '85.7
 阪本謙二、鳥海隆一……………Vol.9 No.35-2 '85.10
 保田雅彦、日里正夫、大広 始……………Vol.9 No.35-17 '85.10
 平山純一、山岸一彦……………Vol.10 No.37-14 '86.1
 平山純一、山岸一彦……………Vol.10 No.37-20 '86.1
 成井 信……………Vol.10 No.37-29 '86.1
 谷中幸和……………Vol.10 No.37-42 '86.1
 成井 信……………Vol.10 No.38-38 '86.4
 成井 信、平野 茂、古家彦彦……………Vol.10 No.39-20 '86.7
 松田大六、大坪正行、山岸 明……………Vol.10 No.39-38 '86.7
 坂本光重……………Vol.10 No.39-45 '86.7
 秋山晴樹、加藤嘉津次、秦 健作……………Vol.10 No.40-2 '86.10
 藤井裕司、佐々木忠俊……………Vol.10 No.40-13 '86.10
 多田一正、村瀬佐太美、富田大造……………Vol.10 No.40-18 '86.10
 谷中幸和、越智節雄……………Vol.10 No.40-42 '86.10
 金沢克義、河口浩二……………Vol.11 No.41-21 '87.1
 成井 信……………Vol.11 No.41-36 '87.1
 成井 信……………Vol.11 No.42-29 '87.4
 高木 浩……………Vol.11 No.42-36 '87.4
 金沢克義……………Vol.11 No.43-7 '87.7
 大田 享、藤原 亨……………Vol.11 No.43-19 '87.7
 成井 信……………Vol.11 No.44-15 '87.10

設計・試験

(下部)

吊橋塔基部の模型実験
 水中発破 (その1)
 水中発破 (その2)
 大径鉄筋の継手と付着に関する調査
 流れと波が共存する場における流体力の評価について
 風化花崗岩のクリープ特性について
 大型振動台による下部構造一地盤系の模型実験 (その1)
 大型振動台による下部構造一地盤系の模型実験 (その2)
 児島・坂出ルート海峡部地質調査 (その1)
 児島・坂出ルート海峡部地質調査 (その2)
 神戸層水ジェット掘削試験
 神戸層載荷試験
 番ノ州高架橋基礎杭試験 (その1)
 番ノ州高架橋基礎杭試験 (その2)
 吊橋塔基部のグラウト注入実験
 大鳴門橋における多柱式基礎の設計
 鋼設置ケーソン設計要領 (案)
 明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止実験
 大鳴門橋支持岩盤の確認
 因島大橋ケーブルアンカーフレームの設計
 900ton シンカーの製作
 大型鉄骨鉄筋コンクリート設計要領・同解説 (案)
 船舶の衝突に対する緩衝工模型実験
 大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計
 明石海峡大橋主塔基礎洗掘防護工実験 (その2)
 伯方大島大橋岩盤試験
 吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法
 (下津井瀬戸大橋1A)
 明石海峡大橋海中基礎の調査・概況
 南北備讃瀬戸大橋5Pケーソン設計・製作
 吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法
 (その2)
 吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法
 (下津井瀬戸大橋1A) (その3)
 明石海峡大橋主塔基礎の施工法検討
 深いニューマチックケーソンの掘削工法に関する検討
 大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領 (案) の確認実験
 番ノ州高架橋下部工設計
 南北備讃瀬戸大橋のアンカレイジ表面仕上
 緩衝工の設計要領 (案)
 傾斜二層地盤の支持力に関する検討
 与島高架橋の設計
 耐震壁付き橋脚の設計法 (解析編)
 同 上 (実験編)
 FEM・RBSM による基礎の支持力・変形解析
 櫃石島橋3P鋼製ケーソン設計
 撫養高架橋杭の載荷試験
 南北備讃瀬戸大橋5P緩衝工の調査
 脚付ケーソン基礎の耐震安定性
 南北備讃瀬戸大橋4A共用アンカレイジの設計
 下津井瀬戸大橋トンネルアンカーの設計施工
 明石海峡大橋主塔基礎施工調査
 明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験 (その3)
 北浦港橋梁の設計
 生口橋の計画と下部工設計

設計・試験

(その他)

明石海峡における海中防食試験
 道路のり面の植生試験
 閃光式航空障害灯調査
 長支間道路吊橋の計画 (要約)
 和泉層群のり面工
 鷺羽山の地質調査
 PC斜張橋の紹介

加島 聰……………Vol. 1 No. 1-19 '77. 7
 長坂 進……………Vol. 1 No. 1-33 '77. 7
 長坂 進……………Vol. 1 No. 2-2 '77. 10
 佐伯康二……………Vol. 1 No. 2-16 '77. 10
 野村直茂……………Vol. 1 No. 2-22 '77. 10
 喜岡直太郎、谷中幸和、森本則行……………Vol. 1 No. 2-28 '77. 10
 樋口康三……………Vol. 2 No. 3-14 '78. 1
 樋口康三……………Vol. 2 No. 4-22 '78. 3
 山県 守……………Vol. 2 No. 3-20 '78. 1
 山県 守……………Vol. 2 No. 4-28 '78. 3
 藍谷武紀……………Vol. 2 No. 5-8 '78. 7
 高橋幸蔵、有田 稔……………Vol. 2 No. 5-14 '78. 7
 山本紀夫、兼田和弘……………Vol. 2 No. 5-26 '78. 7
 山本紀夫、兼田和弘……………Vol. 2 No. 6-2 '78. 10
 佐伯康二……………Vol. 2 No. 6-12 '78. 10
 上田浩司、土田泰秀……………Vol. 3 No. 7-2 '79. 1
 奈良平俊彦……………Vol. 3 No. 7-22 '79. 1
 加島 聰、田中宗博……………Vol. 3 No. 7-26 '79. 1
 宮島圭司……………Vol. 4 No. 11-16 '80. 1
 林有一郎……………Vol. 4 No. 11-28 '80. 1
 佐野幸洋……………Vol. 4 No. 12-21 '80. 4
 金光 宏、大町武司、樋口康三……………Vol. 4 No. 13-9 '80. 7
 大町武司……………Vol. 4 No. 13-18 '80. 7
 田中淳之……………Vol. 4 No. 13-28 '80. 7
 加島 聰、古屋信明……………Vol. 4 No. 14-2 '80. 10
 山県 守……………Vol. 4 No. 14-15 '80. 10
 金光 宏、大町武司、樋口康三……………Vol. 4 No. 14-21 '80. 10
 奈良平俊彦……………Vol. 5 No. 15-2 '81. 1
 奥川淳志、仁木清貴……………Vol. 5 No. 15-15 '81. 1
 金光 宏、樋口康三……………Vol. 5 No. 15-21 '81. 1
 金光 宏、大町武司、樋口康三……………Vol. 5 No. 16-15 '81. 4
 奈良平俊彦、加島 聰……………Vol. 5 No. 16-21 '81. 4
 金光 宏、野村直茂、大町武司……………Vol. 6 No. 19-2 '82. 1
 金光 宏、樋口康三、栗野純孝……………Vol. 6 No. 21-3 '82. 7
 樋口康三……………Vol. 7 No. 23-8 '83. 1
 村田正信……………Vol. 7 No. 23-21 '83. 1
 神 弘夫、栗野純孝……………Vol. 7 No. 24-9 '83. 4
 塩井幸武、神 弘夫、栗野純孝……………Vol. 7 No. 25-2 '83. 7
 加島 聰、森谷俊美……………Vol. 7 No. 25-18 '83. 7
 塩井幸武、神 弘夫、吉田好孝……………Vol. 7 No. 26-2 '83. 10
 塩井幸武、加島 聰、吉田好孝……………Vol. 8 No. 27-2 '84. 1
 栗野純孝……………Vol. 8 No. 28-2 '84. 4
 田島照義、高城信彦……………Vol. 8 No. 30-13 '84. 7
 吉田 修、加藤嘉津次……………Vol. 8 No. 31-2 '84. 10
 山中鷹志……………Vol. 8 No. 31-41 '84. 10
 塩井幸武、吉田好孝……………Vol. 9 No. 32-2 '85. 1
 馬場賢三……………Vol. 9 No. 32-34 '85. 1
 竹内覚夫、吉田好孝……………Vol. 9 No. 33-11 '85. 4
 岩屋勝司、土田 宝、植村和宏……………Vol. 9 No. 34-12 '85. 7
 北川 信、森 邦久……………Vol. 9 No. 34-12 '85. 7
 松田大六、大坪正行、山岸 明……………Vol. 10 No. 39-38 '86. 7
 富岡 紘、天野弘也、仁木清貴……………Vol. 11 No. 44-35 '87. 10

森本隆也……………Vol. 1 No. 1-27 '77. 7
 重村公登……………Vol. 2 No. 3-26 '78. 1
 龜山正俊……………Vol. 2 No. 4-8 '78. 3
 川崎偉志夫……………Vol. 3 No. 8-10 '79. 4
 原崎郁夫……………Vol. 4 No. 11-21 '80. 1
 宮下 力、江藤隆男、田村 隆……………Vol. 4 No. 12-16 '80. 4
 小川英信、岡野 哲……………Vol. 4 No. 13-2 '80. 7

鷺羽山トンネル構造形式検討
 伯方・大島大橋岩盤試験解析
 舞子沖地質調査報告(3)
 本四備讃線の電気設備
 既存橋梁の架橋インパクト分析
 宮窪トンネルの計測管理
 鳴門黒山地区の強風対策
 切土のり肩の設計施工

工 事

大三島橋下部工工事報告
 因島大橋アンカレイジ基礎地盤の確認
 大三島橋のコンクリート
 因島大橋の下部工事に使用した海砂の品質
 大三島橋と関連区間の概要
 陸上部工事
 大三島橋架設時の耐風対策
 大三島橋の塗装
 大三島橋の床版と橋面舗装
 大三島橋関連維持管理施設の計画と施工
 舞子沖試験工事中間報告
 大鳴門橋多柱基礎の施工報告
 因島大橋下部工工事報告
 大三島橋載荷試験
 因島大橋塔工事施工報告
 因島大橋塔の製作
 因島大橋塔の振動観測
 舞子沖地質調査(その2)工事報告
 南北備讃瀬戸大橋5Pケーソン沈設作業
 岩塊を使用した高盛土の施工
 因島大橋ケーブル製作
 大鳴門橋アンカレイジの施工報告
 鷺羽山地区運搬用杭道の計測結果
 因島大橋ケーブル架設
 南北備讃瀬戸大橋の海底掘削
 大鳴門橋主塔の製作・架設
 門崎高架橋岩ケーソン施工報告
 撫養橋4Pオープンケーソン施工報告
 南北備讃瀬戸大橋3P・4Aケーソン製作・施工
 南北備讃瀬戸大橋5P海中コンクリートの施工
 番ノ州高架橋リバース杭施工報告
 亀浦高架橋の施工
 因島大橋補剛桁架設
 門崎高架橋上部工架設(計画編)
 大鳴門橋ケーブルサドルの製作
 南北備讃瀬戸大橋7A海中コンクリートの施工
 門崎高架橋上部工の架設(架設編)
 大鳴門橋ケーブル製作
 松帆沖地質調査
 因島大橋と関連区間の概要
 因島大橋上部工工事の回想
 因島大橋関連区間の陸上部工事
 因島大橋の補剛桁閉合と架設時の形状測定・応力測定・振動測定
 因島大橋の橋面補装
 因島大橋のケーブル後期工事
 因島大橋アンカレイジ上屋工事
 因島大橋の維持管理設備
 門崎高架橋の橋面補装
 測塔を有する吊橋のケーブル架設工法(大鳴門橋)
 岩黒島橋下部工工事施工報告(その1)
 与島高架橋地下連続壁の施工
 南北備讃瀬戸大橋6Pケーソン曳航・沈設～海中コンクリート
 施工
 南北備讃瀬戸大橋4A・7Aケーブルアンカーフレームの一括
 架設
 下津井瀬戸大橋4Aアンカレイジの施工(その2)
 岩黒島橋下部工工事施工報告(その2)
 南北備讃瀬戸大橋1Aアンカレイジの施工

藤井周志……………Vol.5 No.16-9 '81.4
 井上真三……………Vol.5 No.18-30 '81.10
 神 弘夫、岩屋勝司、土田 宝……………Vol.7 No.23-15 '83.1
 吉田昌弘……………Vol.7 No.23-25 '83.1
 黒籠義則……………Vol.7 No.23-30 '83.1
 有田 稔、中村富二夫、平塚義久……………Vol.10 No.38-44 '86.4
 山田勝彦、池田昭欣……………Vol.11 No.41-8 '87.1
 永井俊男、山本茂樹……………Vol.12 No.45-2 '88.1

榎波義幸……………Vol.1 No.1-2 '77.7
 宮島圭司、村上憲司……………Vol.2 No.3-32 '78.1
 高須賀博一、福本英一郎……………Vol.2 No.6-18 '78.10
 平山純一……………Vol.3 No.7-8 '79.1
 大島 久……………Vol.3 No.9-2 '79.7
 日高誠一、神野隆義……………Vol.3 No.9-8 '79.7
 山岸一彦……………Vol.3 No.9-17 '79.7
 村上憲司……………Vol.3 No.9-23 '79.7
 山県 守、福本英一郎……………Vol.3 No.9-31 '79.7
 第三建設局機械課……………Vol.3 No.9-40 '79.7
 神 弘夫……………Vol.3 No.10-8 '79.10
 遠藤武夫、赤間 信……………Vol.3 No.10-14 '79.10
 竹内覚夫、平山純一……………Vol.3 No.10-20 '79.10
 村上憲司……………Vol.3 No.10-26 '79.10
 竹内覚夫、池田 博……………Vol.4 No.14-8 '80.10
 松崎 実、池田 博……………Vol.5 No.15-27 '81.1
 松崎 実、池田 博……………Vol.5 No.17-2 '81.7
 神 弘夫……………Vol.5 No.17-12 '81.7
 山下理雄、仁木清貴……………Vol.5 No.17-26 '81.7
 榎原房之助、山中鷹志、芥川省三……………Vol.5 No.17-32 '81.7
 香川祐次……………Vol.5 No.18-17 '81.10
 山口浩二……………Vol.6 No.19-10 '82.1
 夷藤 満、藤井周志、富田大造……………Vol.6 No.19-29 '82.1
 香川祐次、平野信一……………Vol.6 No.20-24 '82.4
 山下理雄、大塚岩男……………Vol.6 No.20-33 '82.4
 田中淳之……………Vol.6 No.21-9 '82.7
 宮下 力、土居敏彦、矢野保広……………Vol.6 No.21-23 '82.7
 大町武志、武山哲郎、中尾俊哉……………Vol.6 No.21-30 '82.7
 山中鷹志、岡沢達男……………Vol.6 No.22-2 '82.10
 山中鷹志、坂本光重……………Vol.6 No.22-9 '82.10
 大田 享……………Vol.7 No.23-2 '83.1
 富岡 紘、山本茂樹……………Vol.7 No.24-2 '83.4
 香川祐次、平原伸幸……………Vol.7 No.25-25 '83.7
 宮下 力、大橋治一、真辺保仁……………Vol.7 No.26-13 '83.10
 鈴木周一……………Vol.7 No.26-17 '83.10
 三木啓造……………Vol.7 No.26-31 '83.10
 宮下 力、大橋治一、真辺保仁……………Vol.8 No.27-8 '84.1
 奥田 基……………Vol.8 No.27-16 '84.1
 岩屋勝司、土田 宝、小林克己……………Vol.8 No.28-8 '84.4
 松崎 実……………Vol.8 No.29-2 '84.6
 旭 一穂……………Vol.8 No.29-6 '84.6
 越智啓登……………Vol.8 No.29-10 '84.6
 青野 宏……………Vol.8 No.29-18 '84.6
 岸本良孝、小林義弘……………Vol.8 No.29-26 '84.6
 香川祐次……………Vol.8 No.29-33 '84.6
 榎原房之介、池田 博……………Vol.8 No.29-41 '84.6
 第三建設局機械電気課……………Vol.8 No.29-50 '84.6
 吉田 修、中尾俊哉……………Vol.8 No.30-2 '84.7
 淵田政信、鈴木周一……………Vol.8 No.30-7 '84.7
 山根哲雄、飯塚力也、田村 隆……………Vol.8 No.31-16 '84.10
 加島 聡、森谷俊美、川田政史……………Vol.8 No.31-24 '84.10
 三木啓造、飯間秀雄……………Vol.8 No.31-29 '84.10
 栗原敏広、吉川章三……………Vol.8 No.31-34 '84.10
 中元雄治、武藤礼布、上村博文……………Vol.9 No.32-10 '85.1
 丸尾 進、有馬 勇、田村 隆……………Vol.9 No.32-14 '85.1
 加島 聡、森谷俊美、徳永剛平……………Vol.9 No.32-24 '85.1

下津井瀬戸大橋 1 A トンネルアンカーの設計施工
 北備讃瀬戸大橋塔製作
 大鳴門橋の補剛桁製作工事
 下津井瀬戸大橋塔の製作
 下津井瀬戸大橋タワーリンクの設計製作
 北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの製作
 鷺羽山トンネル施工
 北備讃瀬戸大橋塔架設工事
 南備讃瀬戸大橋 4 A アンカレイジの施工
 伯方大島大橋下部工施工報告
 下村トンネルの施工と計測
 下津井瀬戸大橋塔架設工事
 番ノ州高架橋下部工の施工
 大島大橋塔の設計製作
 津名・一宮 I C ・洲本 I C 間における地盤改良工
 西淡一大毛地区の修景緑化
 淡路島南パーキングエリアの土壌式無放流汚水設備
 櫃石島橋塔底板下面グラウト施工報告
 岩黒島橋上部工の製作
 宮窪トンネルの計測管理
 早島 I C 軟弱地盤対策
 下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設 (その 1)
 岩黒島橋ケーブルの設計と製作
 南備讃瀬戸大橋塔製作・架設
 撫養橋上部工の設計と施工
 下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設 (その 2)
 櫃石島高架橋トラスの設計・製作・架設
 南北備讃瀬戸大橋 7 A アンカレイジの施工
 大島大橋塔架設工事
 伯方橋上部工の設計製作
 門崎高架橋仮設備撤去工事
 神道山地区工事
 櫃石島高架橋下部工の施工
 羽佐島高架橋大ブロック架設
 阿津川橋梁上部工の施工
 蟻峰山及び福南山両トンネルの施工
 与島高架橋の施工
 番ノ州高架橋トラスの設計・製作
 宮窪トンネルの施工
 塩生橋下部工工事
 櫃石島高架橋 P C 上部工の施工
 岩黒島橋のケーブル定着ブロック及び支承の設計・製作
 南北備讃瀬戸大橋のケーブル架設工事
 北浦港橋梁下部工の施工
 北備讃瀬戸大橋緩衝桁軌道伸縮装置の製作
 北備讃瀬戸大橋道路伸縮装置の設計・製作
 番ノ州高架橋鉄道桁の施工
 大島大橋ケーブルストランド架設工事
 切土のり肩の設計施工
 下津井瀬戸大橋のケーブル架設
 岸ノ上高架橋 P C 上部工の設計・施工
 櫃石島橋大ブロック架設
 与島高架橋ループ部の製作・架設
 北備讃瀬戸大橋補剛桁架設工事

その他

欧米長大橋視察報告(1)
 欧米長大橋視察報告(2)
 埋蔵文化財調査
 第50回 IABSE シンポジウムに参加して
 欧州レーダ対策視察報告
 大気測定車による大気質調査
 米国の航行安全に関する調査報告
 Humber 橋訪問記
 オーストラリアの橋梁

竹内寛夫、吉田好孝……………Vol. 9 No.33-11 '85. 4
 成井 信、平野 茂、古家和彦……………Vol. 9 No.33-41 '85. 4
 淵田政信、江藤隆男……………Vol. 9 No.34-18 '85. 7
 奥川淳志、村瀬佐太美……………Vol. 9 No.34-26 '85. 7
 奥川淳志、村瀬佐太美……………Vol. 9 No.34-37 '85. 7
 成井 信、平野 茂、古家和彦……………Vol. 9 No.34-43 '85. 7
 長谷川滋、佐藤正人……………Vol. 9 No.35-10 '85.10
 成井 信、平野 茂、古家和彦……………Vol. 9 No.35-25 '85.10
 山中鷹志、栗原敏広……………Vol. 9 No.35-36 '85.10
 重村公登、高島 豊……………Vol. 9 No.35-43 '85.10
 福代博志……………Vol.10 No.37-2 '86. 1
 奥川淳志、下村 稔……………Vol.10 No.37-8 '86. 1
 岸 寛、河端哲郎……………Vol.10 No.37-36 '86. 1
 谷中幸和……………Vol.10 No.37-42 '86. 1
 阿部和智、高島 勉……………Vol.10 No.38-2 '86. 4
 伊吹浩太、岩垣富春、鎌田義人……………Vol.10 No.38-9 '86. 4
 谷口 肇、中田昌利、谷 進……………Vol.10 No.38-14 '86. 4
 金沢克義、伊藤豊秋……………Vol.10 No.38-20 '86. 4
 保田雅彦、毛利徳成、大広 始……………Vol.10 No.38-27 '86. 4
 有田 稔、中村富二夫、平塚義久……………Vol.10 No.38-44 '86. 4
 城野治三郎、天野弘也……………Vol.10 No.39-2 '86. 7
 奥川淳志、平原伸幸……………Vol.10 No.39-7 '86. 7
 保田雅彦、武山哲郎、野沢 学……………Vol.10 No.39-12 '86. 7
 山中鷹志、林 義信、金崎智樹……………Vol.10 No.39-30 '86. 7
 秋山晴樹、加藤嘉津次、秦 健作……………Vol.10 No.40-2 '86.10
 奥川淳志、平原伸幸……………Vol.10 No.40-8 '86.10
 藤井裕司、佐々木忠俊……………Vol.10 No.40-13 '86.10
 高木 浩……………Vol.10 No.40-26 '86.10
 谷中幸和、福永 勲……………Vol.10 No.40-35 '86.10
 谷中幸和、越智節雄……………Vol.10 No.40-42 '86.10
 淵田政信、川西芳則……………Vol.11 No.41-2 '87. 1
 藤井秀夫……………Vol.11 No.41-14 '87. 1
 北川 信、武田 茂……………Vol.11 No.41-26 '87. 1
 飯島邦治、勝地 弘……………Vol.11 No.41-31 '87. 1
 寺坂典正、佐藤真太郎、磯井祥二……………Vol.11 No.42-2 '87. 4
 菊地浩一、萬藤博志、栗野純孝……………Vol.11 No.42-8 '87. 4
 村瀬佐太美、富田大造……………Vol.11 No.42-19 '87. 4
 高木 浩……………Vol.11 No.42-36 '87. 4
 有田 稔、中村富二夫、平塚義久……………Vol.11 No.42-43 '87. 4
 ト部孝夫、成瀬善果……………Vol.11 No.43-2 '87. 7
 北川 信、池田 博……………Vol.11 No.43-12 '87. 7
 大田 享、藤原 亨……………Vol.11 No.43-19 '87. 7
 神 弘夫、奥田 基、梶尾光邦……………Vol.11 No.43-29 '87. 7
 松田大六、大坪正行、山岸 明……………Vol.11 No.43-36 '87. 7
 成井 信……………Vol.11 No.44-8 '87.10
 成井 信……………Vol.11 No.44-15 '87.10
 松田大六、大坪正行、山岸 明……………Vol.11 No.44-20 '87.10
 平野信一、平塚義久……………Vol.11 No.44-43 '87.10
 永井俊男、山本茂樹……………Vol.12 No.45-2 '88. 1
 奥川淳志、平原伸幸……………Vol.12 No.45-7 '88. 1
 藤井周志、角 和夫……………Vol.12 No.45-21 '88. 1
 金沢克義、佐藤昭光……………Vol.12 No.45-27 '88. 1
 村瀬佐太美、川上昭彦……………Vol.12 No.45-33 '88. 1
 成井 信……………Vol.12 No.45-39 '88. 1

多田安夫、松崎 実……………Vol. 3 No. 8-18 '79. 4
 多田安夫……………Vol. 3 No.10-2 '79.10
 長尾和守……………Vol. 4 No.11-2 '80. 1
 旭 一穂……………Vol. 4 No.11-28 '80. 1
 北風 潔……………Vol. 4 No.13-25 '80. 7
 阿部明弘……………Vol. 5 No.15-9 '81. 1
 小川英信……………Vol. 5 No.16-37 '81. 4
 奥川淳志……………Vol. 7 No.24-37 '83. 4
 辰巳正明、山県 守……………Vol. 8 No.27-37 '84. 1

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(TEL03-555-8361)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	昭和52年 3月
鋳鍛鋼品製作基準・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
吊橋の主塔の塔頂補強構造解析要領(案)	昭和52年 3月
ケーブルバンド設計要領(案)	昭和53年 3月
ハンガー設計要領(案)	昭和53年 3月
鋼床版設計要領(案)(58.10一部改訂)	昭和53年 3月
鋼床版現場溶接施工要領(案)	昭和54年 3月
風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年 6月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)	
(60.3一部改訂)	昭和48年 9月
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置	
設計要領・同解説	昭和59年 3月
重力式直接基礎アンカレッジ設計要領	
(案)・同解説	昭和55年 3月
鋼設置ケーソン設計要領(案)	昭和54年 2月
多室型緩衝工の設計要領(案)	昭和55年 3月
複合材型緩衝工の設計要領(案)	昭和56年 3月
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領	
・同解説(案)	昭和54年11月
風化花こう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

高力ボルト規格類	昭和60年 8月
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	飯 島 武 明			
編 集 委 員	秋 山 晴 樹	池 田 博		
	加 藤 茂	金 沢 克 義		
	梶 原 博 道	木 村 博 司		
	斉 藤 哲 雄	桜 井 洋		
	篠 原 和 徳	篠 崎 博		
	高 見 彰	佃 長 次		
	戸 沢 隆	富 田 大 造		
	淵 田 政 信	藤 井 秀 夫		
	牧 野 善 栄	森 章		
	森 邦 久	山 名 至 孝		
	吉 田 好 孝			
	小 暮 三 郎	(海洋架橋調査会)		

本四技報 第45号

発行	昭和63年 1月15日
監 修	本州四国連絡橋公団
発行所	財団法人海洋架橋調査会
	〒104 東京都中央区新富2丁目14番4号
	住友新富ビル6F
	電話 03(555)8361
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

