本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol. 6 No. 20 '82. 4

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報　第20号　目次

新しい技術と経験……第三建設局長……沖中浩一郎…1

下津井瀬戸大橋ケーブル定着部構造検討……第二建設局設計課……加島　聰…2

同　上……田中美宇

伯方・大島大橋の橋梁形式選定……第一建設局垂水工事事務所……岩屋勝司…8

緩衝桁伸縮装置……(元)設計部……松浦章夫…18

因島大橋ケーブル架設……第三建設局向島工事事務所……香川祐次…24

同　上……平野信一

南北備讃瀬戸大橋の海底掘削……第三建設局建設第一課……山下理雄…33

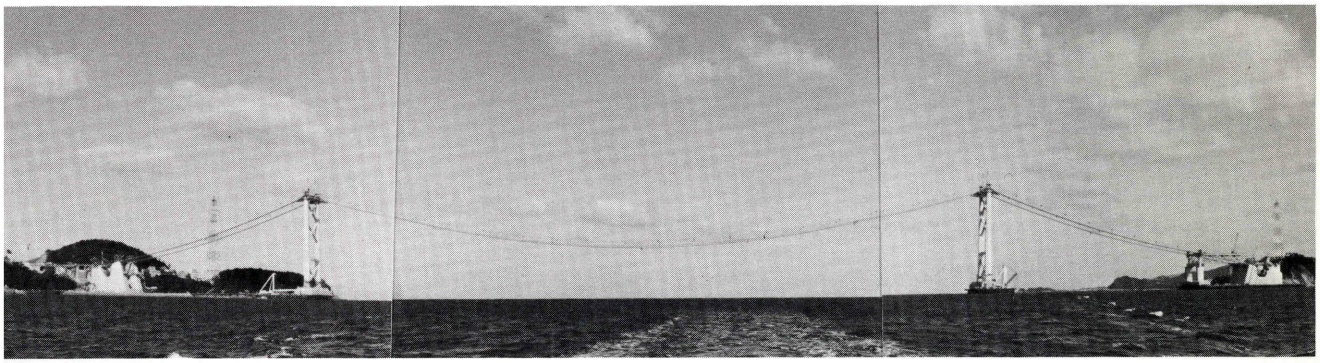
第二建設局坂出工事事務所……大塚岩男

技術ニュース……42

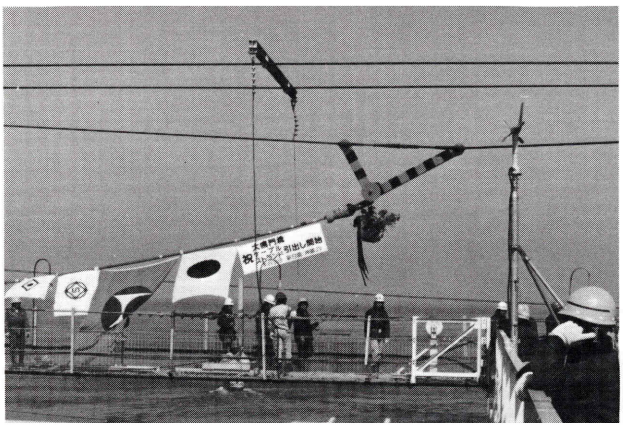
本四技報　第21号（57.7）　掲載予定

- ●ＳＲＣ橋脚定着部模型実験
- ●大鳴門橋主塔の製作架設
- ●吊橋主塔制振装置の効果
- ●番ノ州高架橋リバース杭施工報告
- ●大鳴門橋パイロットメンバー製作
- ●門崎高架橋岩ケーソン施工報告

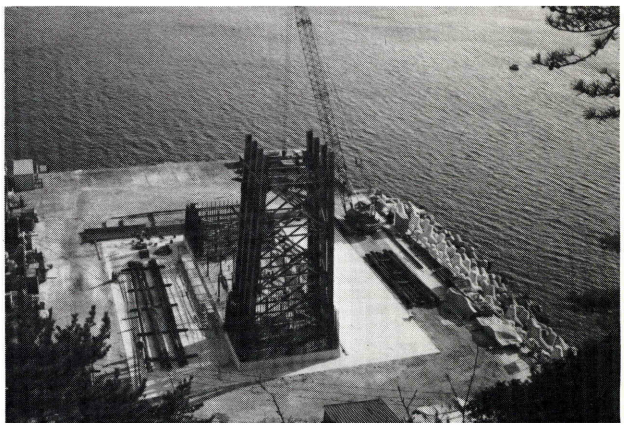
大鳴門橋関連工事



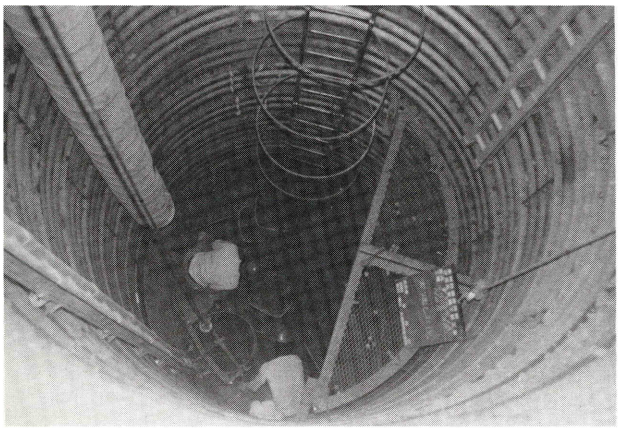
大鳴門橋全景、太平洋側から望む。　（57年３月）



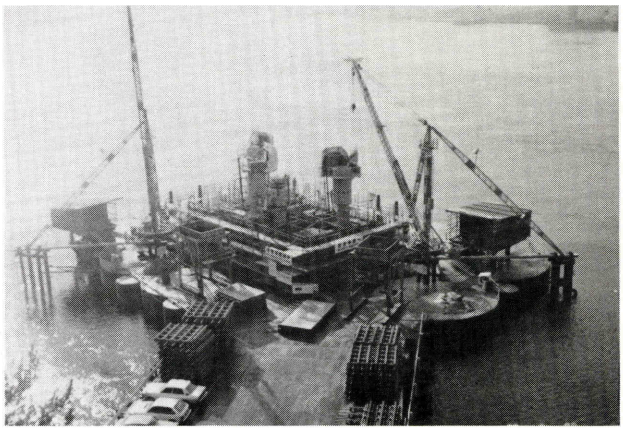
大鳴門橋ストランド架設開始、５Ａから１Ａへ引き出す。
（57年３月）



門崎高架橋５Ｐ躯体工事、鉄骨の組立作業中　（57年３月）

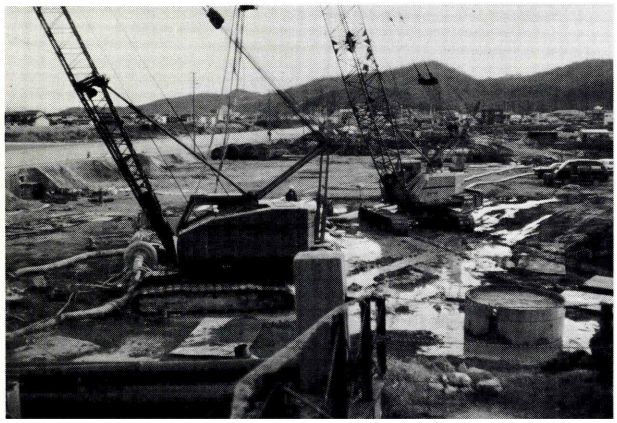


伊毘高架橋深礎杭ずり出し作業中　（57年３月）

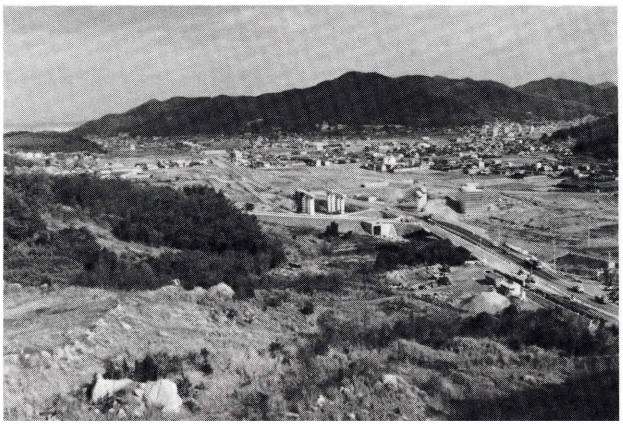


撫養橋下部工事２Ｐニューマチックケーソン　（57年３月）

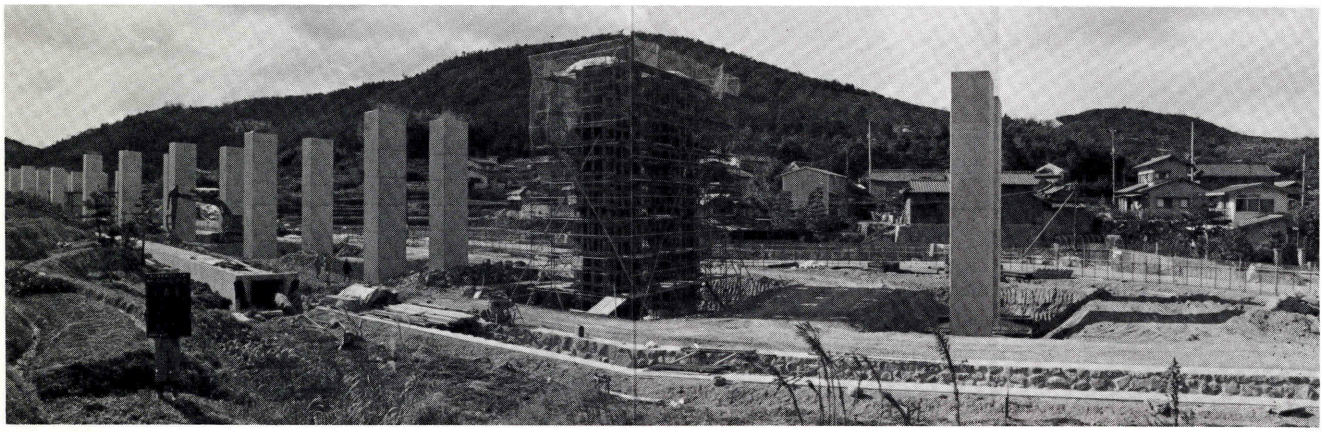
児島～坂出ルート(児島側)



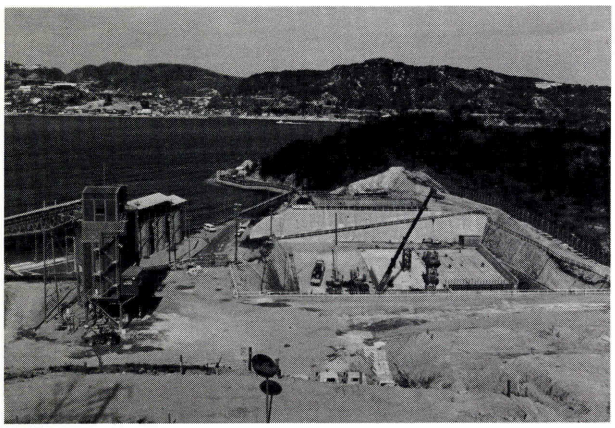
本四備讃線元浜工事、リバース杭施工状況　(57年2月)



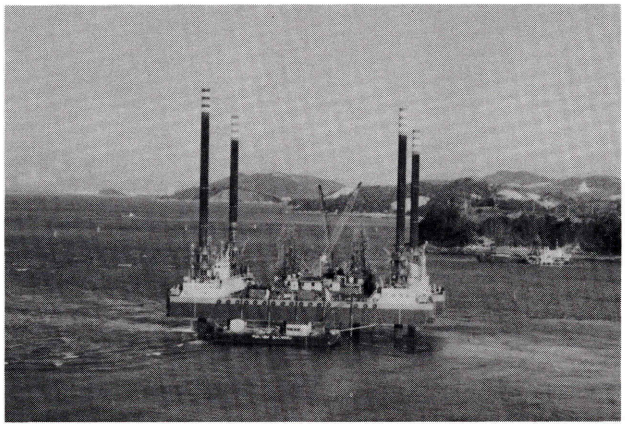
水島IC橋施工状況　(57年2月)



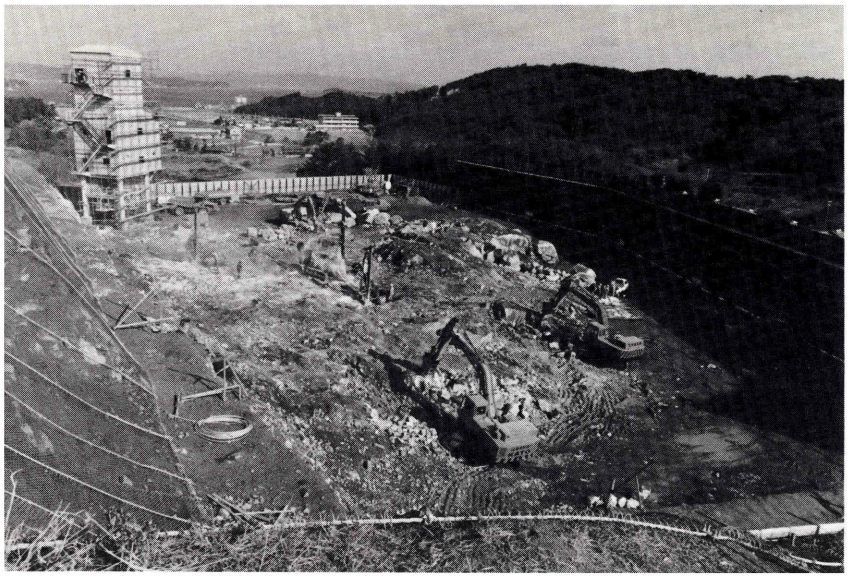
一般国道30号、粒江高架橋工事　(57年2月)



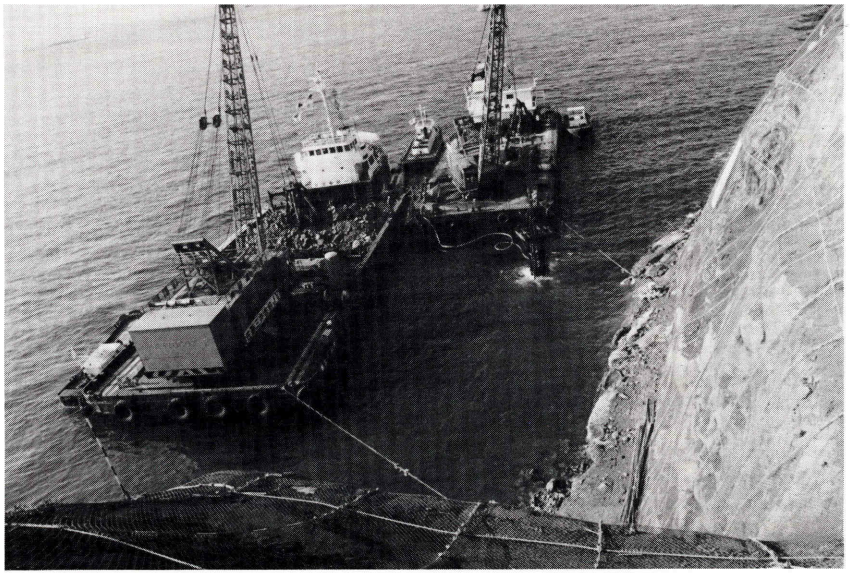
下津井瀬戸大橋4A コンクリート打設状況　(57年2月)



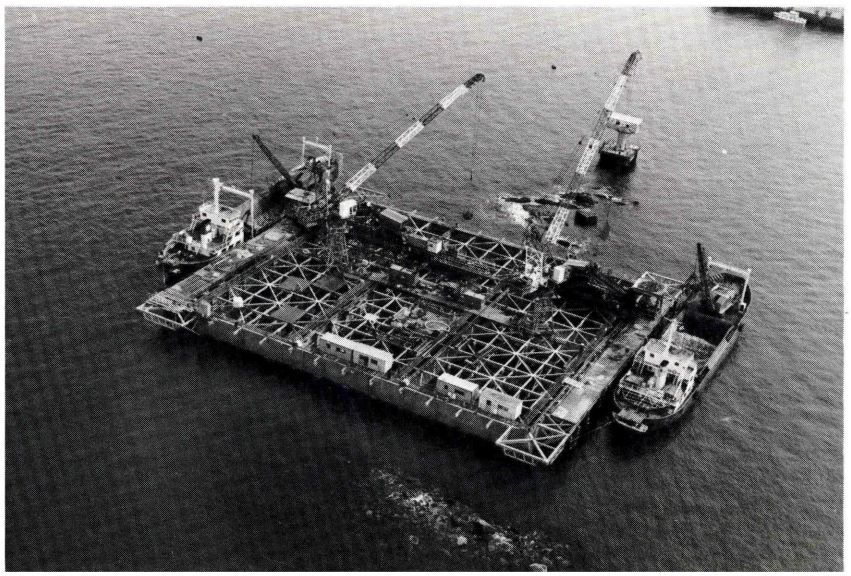
岩黒島橋3P海底発破、SEPによる穿孔状況 (57年2月)



南北備讃瀬戸大橋1A 掘削状況
(57年2月)

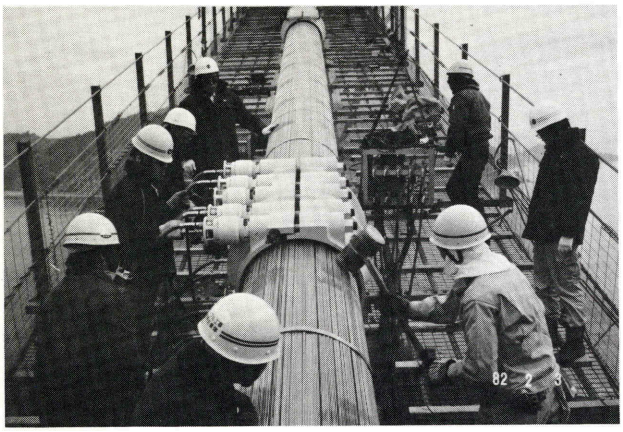


南北備讃瀬戸大橋2P、ブレーカーによる海底掘削状況 (57年2月)



南北備讃瀬戸大橋4A、骨材投入状況
(57年2月)

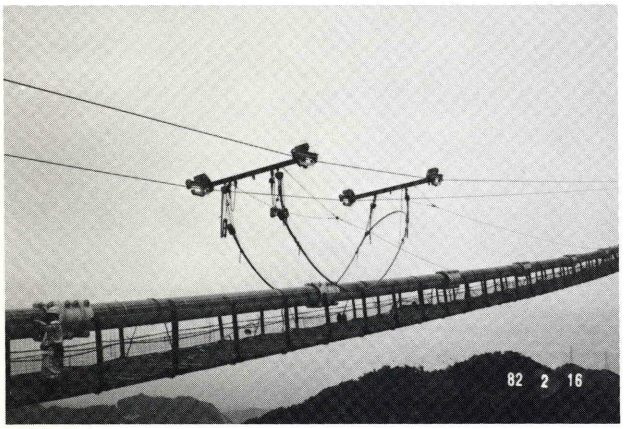
因島大橋ケーブル工事



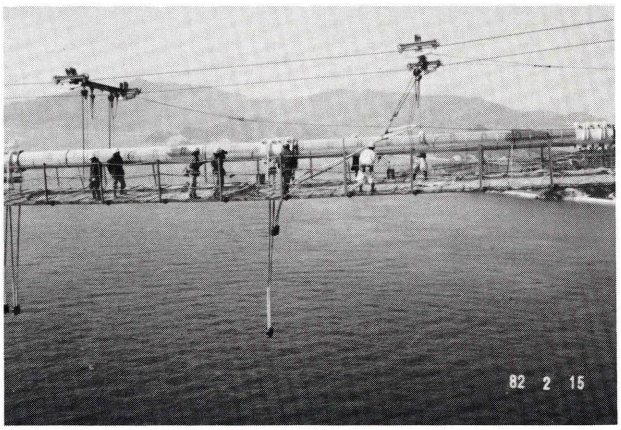
ケーブルバンドの締付け状況、かけやでたたきつけながらバンドボルトを締付ける。　57年2月



特殊なノギスでボルトの伸びを測定中　57年2月



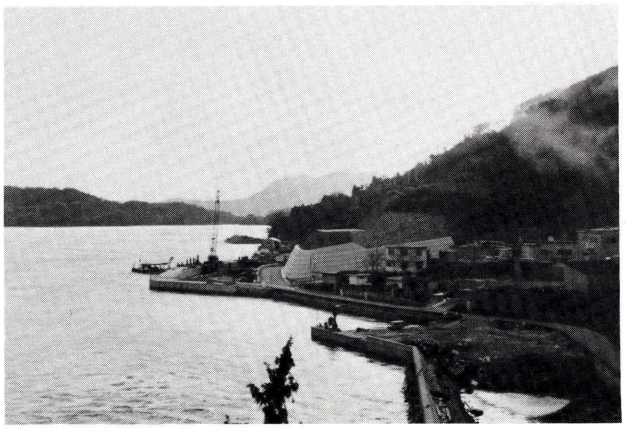
キャットウォーク上に設置したケーブルキャリアーで、ハンガーロープを設置する。　57年2月



キャットウォークに小さな穴をあけ、ハンガーをおろした後、穴をふさぐ。　57年2月



ハンガーロープの架設状況　57年2月



伯方・大島大橋6P附近、6Pの締切り工完成　57年2月

新しい技術と経験

The progress of Techniques and The Experiments

第三建設局　局長　沖中浩一郎
Koichiro Okinaka

尾道～今治ルートでは、54年５月に大三島橋が本四連絡橋の第一号の橋として完成され、52年１月に起工した因島大橋は下部工事、塔工事の段階を経て、ケーブル架設工事も終盤となり、今春から補剛桁架設を迎えようとしている。一方、昨年３月に起工式を行った伯方大島大橋も準備工事がほぼ終り、この春からは下部工事の本体工事に着手しようとしている。

国家プロジェクトとして建設する本四連絡橋は、海象、気象などの自然条件の厳しさを克服し、自然の環境や社会的要請からの諸条件を満たし、工事の安全を確保して、各方面の理解と協力を得ながら工事を進めてきている。

長大橋の建設には、設計と施工のために土木技術を中心とした高度の技術が必要なことは論をまたないが、最近の社会の要請は安全確実に橋梁を建設する技術にとどまらず、多くの面からの技術的検討と処理を要請されている。

本四架橋の多くは瀬戸内海国立公園の特別地域に建設されるため、橋梁と自然景観の調和を強く求られる。大三島橋は側タイでアーチリブの水平偏位を拘束した新しい構造形式の採用によりアーチの断面を小さくし、経済性と橋梁の美観の向上に役立ったと考えられ、橋台の軀体の壁面に凹凸をつけることにより美観の向上をはかっている。因島大島のアンカレイジの壁面の処理も同じ効果を求めた対策である。伯方大島大橋では、この吊橋の中央経間が560 mで長支間でないことと、架橋地点の気象条件が比較的におだやかであることから、補剛桁に箱桁を採用し、主塔もラーメン構造を採用するなど、美観の向上に役立たせようとしている。

次に最近特に海事関係者から強く要請されている事柄に、船用レーダーの障害対策がある。最近の船は霧中や夜間の安全航行のため多くの船がレーダーを装備しているため、橋梁建設によって生ずるレーダー電波障害を軽減する対策を、海事関係者から強く要請されている。ここ数年にわたりレーダー電波障害の実態、原因の解明、軽減対策の調査研究を各種の委員会にもはかり、橋梁構造を変更することにより、障害を軽減することが検討され、大島大橋では吊橋の耐風安全性の検証を重ねながら補剛桁をトラス構造から、単断面で腹板に傾斜をつけた逆梯形の箱桁構造に変更された。この方法はあらゆる長大吊橋に採用することは困難であるが、大島大橋ではレーダー電波の橋梁部材による鏡面反射と多重反射による偽像を大幅に軽減出来ると期待している。

この他にも因島大橋を対象として、電波吸収材の採用によるレーダー電波障害の軽減策を具体的に検討を進めているが、これからの橋の建設には土木技術のみならずそれ以外の分野からも広く知識をとり入れて、土木技術や橋梁建設の技術と融和させ、十分な検討と検証を行い、時代の要請に対応してゆかねばならない。

因島大橋の現地では関係者との協議を重ね、昨年３月にケーブル架設工事の最初の工程であるパイロットロープの渡海作業を行い、引きつづきホーリングシステム、キャットウォークの架設、ケーブルストランドの引出し、サグ調整、バンド取付け、ハンガーロープの取付けなど一連の架設作業を無事終わり、この春からは次の工程である補剛桁の架設に移ろうとしている。

本四架橋の多くの吊橋の中で、因島大橋は最初の架設工事であり、架設工事の安全と通航船舶の安全の確保には、施設や作業方法と周知に特に配慮をして施工している。ケーブル架設工事での落下防止対策、夜間の作業灯の照度と作業性、工事に伴う周知方法など多くの面で経験と教訓が得られた。

またケーブル架設はPWS 127本のストランドを採用したＰＳ工法であるが、われわれにとっては初めての大切な経験であり、この結果をもとに、今後のケーブル架設に反映されるようお願いしたい。

本四架橋は３つのルートで工事が本格的に進められ、これから最盛期を迎えようとしている。長期間の調査研究、新技術の開発、設計の時期を経て、現地で工事が実施されている。橋ごとに架橋条件も規模も異なるが、それぞれの実績と経験を生かし、新しい技術を創造し、今後の事業実施に生かすようお願いしたい。

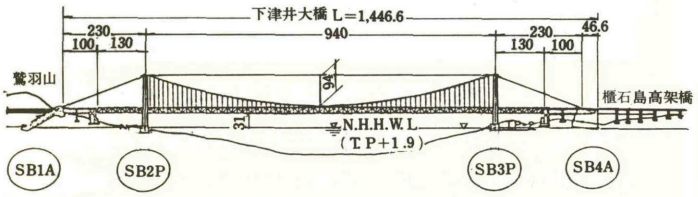
下津井瀬戸大橋ケーブル定着部構造検討

Study of Cable Anchor for Shimotsui-Seto Bridge

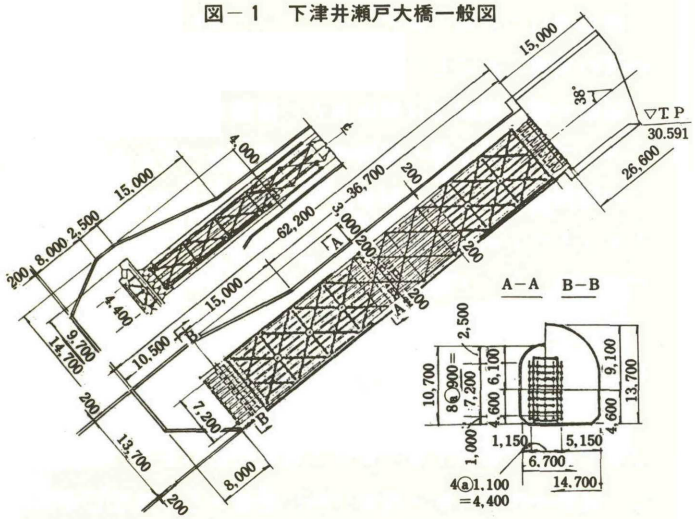
第二建設局　設計課長　加島　聰
Satoshi Kashima
第二建設局　設計課長代理　田中美宇
Yoshihiro Tanaka

1. まえがき

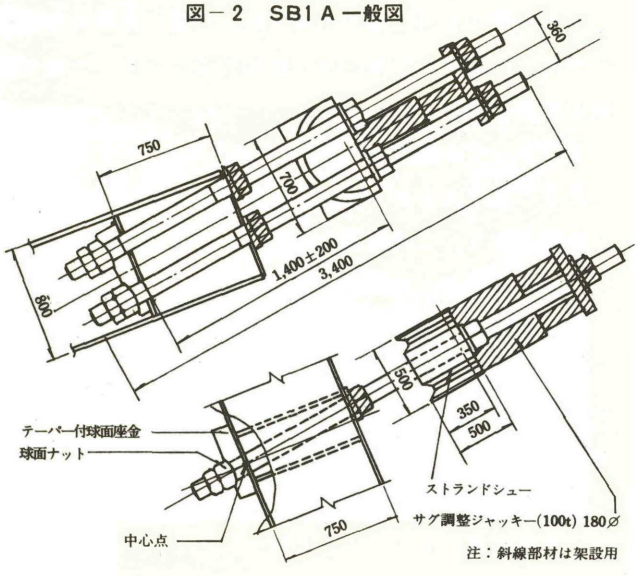
児島～坂出ルートの玄関口となる下津井瀬戸大橋（図－1参照）の鷲羽山側アンカレッジSB1Aは、トンネルアンカー形式を採用している。このトンネル断面を極力小さくするため、ケーブル施工法としてはエアスピニング工法（AS工法）を、またケーブルアンカーフレーム形式としては不完全対応タイプ[1]（引張材は全て平行、図－2参照）を選定した。その結果、1ストランド当りの張力は約800t（552素線/st）と非常に大きくなり（逆にストランド数は44st/ケーブルと少ない）、また不完全対応タイプなので、ケーブル定着部は力の伝達方向が折れ、構造が複雑となる。これに対処するため、下津井瀬戸大橋のケーブル定着部には日本の長大吊橋では前例のない（イギリス系の吊橋で使用されている）ロッド形式（図－3、写真－1参照、SB4Aでも使用）を選定している。このねじ加工した太径ロッド（φ140）は、大きな引張応力の他に施工誤差等により大きな曲げ応力も作用するので、強度上の問題が生じる。そのため、ケーブル定着部の製作を発注するに当って、昭和55年度後半に構造検討[2]および太径ロッド（φ115）曲げ引張実験[12]を実施した。本文は下津井瀬戸大橋ケーブル定着部に関する実験検討、特に上記問題点について実施した検討を中心に報告するものである。



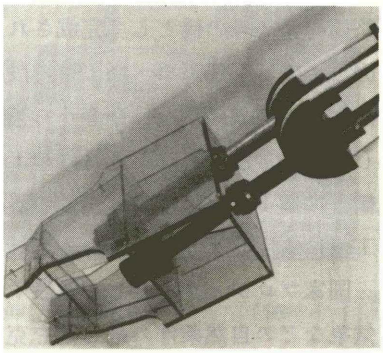
図－1　下津井瀬戸大橋一般図



図－2　SB1A一般図



図－3　SB1Aケーブル定着構造



写真－1　ロッド形式定着部模型

2. ケーブル定着部の設計

2.1 設計方針

ケーブル定着部の設計は、表－1に示す如く「Dルート吊橋におけるケーブル定着用鋼材の許容応力度〈内規〉[3]」に準拠して行う。ここでロッド部について特に考慮した点は、静的強度については施工誤差等による曲げ応力の影響を考慮して10%の余裕を見込んでいること、またねじ加工による広力集中の影響を考え、疲れ強さの照査、遅れ破壊を考慮した材料の選定、さらにねじ形状の選定を実施していることである。なお設計細部については、種々の文献[4)~11)]を参考にしている。

表－1　ケーブル定着部の設計方針

設計外力	① 作用力＝ケーブル全強断面力 （$P=\sigma_{ca}\times A_c \fallingdotseq 800$t/st） ② 施工誤差（定着部とスプレーポイントとの相対誤差）による偏心作用力
許容応力	ケーブルの安全率にそろえる $\sigma_a \leqq \sigma_B/2.5$　（引張強さ） $\leqq \sigma_Y/1.84$　（降伏点） ただし、σ_B、σ_Y は質量効果を考慮した値

(1) ロッド
①静的引張強度
$\sigma_a \geqq 1.1\times P/A_B$
ここに、$\sigma_a = 34$ kg/mm² （SNB 24-5）
A_B：ロッド有効断面積
（1.1はナット片当り、ロッド曲げ等による強度低下を考慮したための余裕）
②疲れ強さ
$\sigma_{fa} \geqq \sigma_f = \triangle P/A_B$
ここに、σ_f：列車単線（2.7t/m/Br）による応力変動範囲 $\fallingdotseq 2$ kg/mm²
σ_{fa}：疲労許容応力（全振幅）
5 kg/mm² × 0.6 ＝ 3 kg/mm²
0.6 は曲げによる低減
③遅れ破壊
引張強さ　$\sigma_B \leqq 100$ kg/mm²
表面硬さ　$H_{RC} \leqq 38$（$H_V \leqq 380$）
④応力集中を考慮したねじ形状
メートル細目ネジ：M140 × 6
(2) ナット
①ねじ山のせん断　→　ナット長さの決定
②ナット面の支圧　→　ナットの外径
(3) ストランド沓
①ナット面の支圧　②ケーブル張力面の支圧
③ケーブル溝山のせん断
(4) 座金
①支圧

2.2　ロッド材料及びねじ形状

上記設計方針を満足する材料として、特に質量効果を考慮した規定のある「SNB 24-5」を選定した。SNB 24-5の機械的性質は次のとおりである。（$\phi \leqq 150$mmの場合）

弘張強さ：$\sigma_B \geqq 84$kg/mm²　（$\sigma_B \leqq 100$ kg/mm²とする）
耐力(0.2%)：$\sigma_Y \geqq 73$ kg/mm²
伸び15%以上、絞り50%以上
硬さ $H_B = 248\sim311$（表面硬さ $H_{RC} \leqq 38$、$H_V \leqq 380$とする）
衝撃吸収エネルギー vE-12≧4.1kg·m 平均値≧4.8kg·m
注:( ) 内は JIS 規格外であり、別途指定する。

またねじ形状は、応力集中も比較的小さく精度のよい「メートル細目ネジ、M140×6(60度三角ねじ)」を選定している。

3.　ケーブル定着部の施工法

ケーブル定着部のロッド、ケーブルストランド沓さらにアンカースパン内のケーブルの施工手順を表－2に示す。次節で示すように、施工誤差によるロッドの曲げ応力は、表－2の②ストランド沓の設置時の誤差が支配的となる。従って、その設置誤差を極力小さくするため、アンカーフレーム引張材先端とスプレーサドル間にピアノ線を張り、ロッド設置用の基準ワイヤーとする。この時、ロッドの設置誤差をm当り1cmと考えても $\theta = 0.57°$ であり、1.0°以内の施工は十分可能と判断される。

4.　施工誤差とその影響

4.1　誤差の推定とその影響

ケーブル定着部の施工誤差として以下の項目が考えられる。

1)　ケーブル施工前（θ_b）
①アンカーフレーム製作架設誤差、アンカーフレームの弾性たわみ、スプレーサドルの製作架設誤差（ロッド施工前の誤差）：$\theta_{b1} = 0.44°$
②ロッド、ストランド沓設置誤差：$\theta_{b2} = 1.0°$
2)　ケーブル施工後（θ_a）
①アンカースパン内のケーブルのサグ変化（フリーハング時から完成時までの変化）：$\theta_{a1} = 0.33°$
②スプレーサドルと定着部の相対誤差（アンカースパンの伸び、地盤・コンクリートの変形、地震時残留変位等による相対誤差）：$\theta_{a2} = 0.11°$

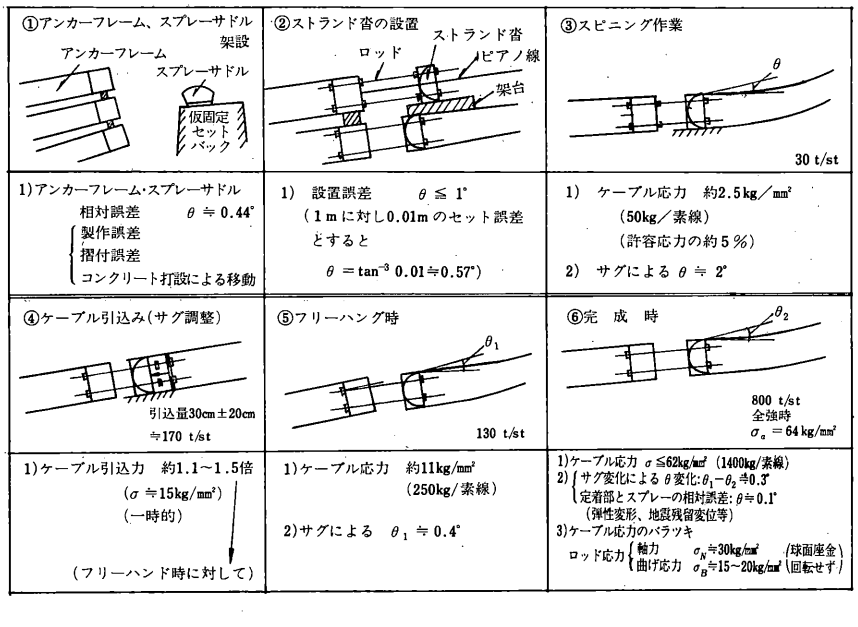
この施工誤差等に対する影響としては以下のものが考えられるが、本報告では下記②について後述する。

①定着部およびストランド沓部のロッド穴のすき間：θ_bが主に影響する。
②ロッド曲げ応力およびナット片当り：θ_{b2}、θ_aが影響する（θ_{b1}に対しては、ナット片当りを避けるため、定着部のナット部に球面ナット、球面座金を使用している。図－3参照）。

4.2　施工誤差を考慮したロッド応力

ストランド数はケーブル当り44ストランドあり、アンカースパン内の各ケーブル張力のバラツキは約3～4%程度（文献[2]の計算法による）と小さい。また3ストラン

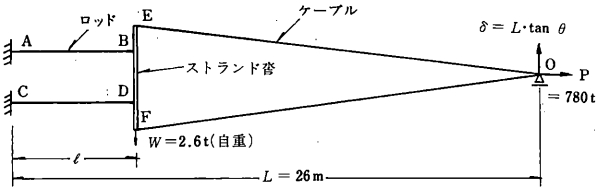
表－2　ロッド形式定着法の施工手順



ドと1ストランドのモデルの有意差もなかったので、施工誤差によるロッド応力の計算は、全て1ストランドモデルで実施した。なお、計算は弾性理論による有限変形解析プログラム（CRC所有）を用いて実施した。

(1) 簡易モデル計算

図－4に示すモデルを用いて傾向確認のために比較計算を行い、以下の結果を得た。



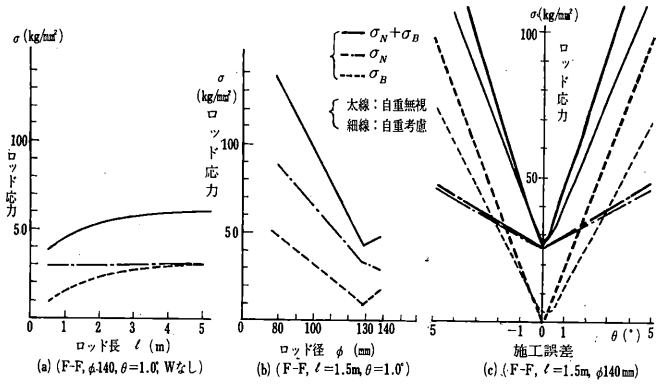
図－4　簡易計算モデル

①ロッド長さの影響（図－5（a）参照）

現設計のロッド長（ナット間距離）は、1.1～1.7m程度（ケーブル施工精度により変化）であり、この範囲ではロッド応力に大きな差はないが、ロッド長が短いほど応力は小さくなっている。

②ロッド径の影響（図－5（b）参照）

軸力についてはロッド径が大きくなるほどロッド応力は当然小さくなるが、曲げ応力においてはロッド径100～130mm程度の間で応力最小となる。従って、軸力と曲げの合成応力についてもφ120～φ130で最小となる。現設計のM140mmのロッドは谷径で約130mm程度であり、現設計より径を大きくすることは曲げ応力に対して望ましくないと思われる。



図－5　ロッド応力（簡易モデル計算）

③設置誤差θによる影響（図－5（c）参照）

ロッド応力は誤差θにほぼ比例しており、またストランド沓等の自重による影響が若干生じている。誤差θ＝±1.0°に対してロッド応力は、軸力：$\sigma_N \fallingdotseq 30\,kg/mm^2$、曲げ：$\sigma_B \fallingdotseq 15\sim20\,kg/mm^2$となる。

④構造系の影響

図－4のロッド両端（A、CとB、D点）の固定条件を剛結（F）とピン（H）で比較計算を行った結果、誤差θ＝1.0°のとき固定条件の違いによるロッド応力の差は、$\triangle\sigma \fallingdotseq 5\sim10\,kg/mm^2$程度であった。しかし、仮に図－3の球面ナットを使用しても、摩擦（μ＝0.2）のため完成時ではロッド曲げ応力が$\sigma_B \fallingdotseq 65\,kg/mm^2$生じないと球面ナットは回転しないため、誤差θ≒1.0°以内の誤差では上記結合条件は剛結となると考えられる（図－5の固定条件は剛結（F）の場合を示す）。

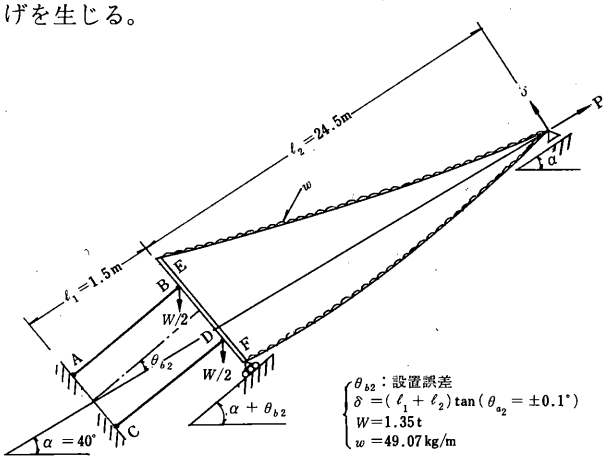
⑤ロッド長・ケーブル長の誤差による影響

図－4の片側ロッドおよび片側ケーブルに、それぞれ±2.0mm、±30°Cの誤差を与えた計算を行ったが、それによるロッド応力への影響は微小であり無視できるものと判断した。

(2) 架設手順を考慮した計算

図－6に示すモデルを用いて計算を行った。なおこの場合、ストランド沓・ケーブル等の自重（ケーブルはサグも考慮）を考慮している。施工手順として以下の2方法について比較した。

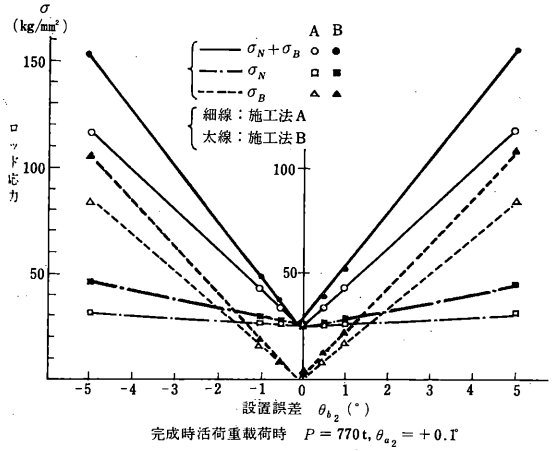
〔施工法A〕ストランド引込完了後架台撤去：図－6のF点の架台をストランド引込（表－2④）完了後に撤去するため、フリーハング時にロッドB、D点には曲げを生じる。



図－6　架設手順を考慮した計算モデル

〔施工法B〕ストランド引込完了前架台撤去：ストランド引込作業時に設置してある架台を、ストランド引込が完了する前に撤去するため、フリーハング時にB、D点の曲げは生じない。（B、D点に球面ナットを使用した場合を考えている）

以下に計算結果概要を示す。



図－7　ロッド応力（架設手順を考慮した計算）

①施工法A、Bの比較（図－7参照）

施工法Aの方が誤差 $\theta_{b2}=1.0°$ のとき $\sigma \fallingdotseq 10kg/mm^2$ 程度小さくなり、施工法Aの方が望ましい。

②施工誤差 θ_{b2} による影響（図－7参照）

施工法Aにおいてロッド設置誤差 $\theta_{b2}=1.0°$ とすると、

$$\begin{cases} 軸力：\sigma_N \fallingdotseq 27kg/mm^2 \\ 曲げ：\sigma_B \fallingdotseq 15\sim 20kg/mm^2 \end{cases}$$ （合計 $\sigma \fallingdotseq 50kg/mm^2$）

となる。（簡易モデル計算と同様の値となった）

③ケーブルのサグおよび自重の影響（図－7）

サグおよび自重を考慮した本計算結果(図－7)は、これを無視した図－5(c)と比べ同様の傾向を示しており、サグおよび自重の影響は小さいものと考えられる。なお、図－7からもわかるように、$\theta_{b2} \fallingdotseq -0.2\sim 0.3°$ のときロッド曲げ応力は0となり、サグおよび自重を考慮するとロッドセット方向は若干下向（0.2～0.3°程度）に設置することが望ましい。

④完成後の誤差 θ_{a2} による影響

$\theta_{a2} \fallingdotseq \pm 0.1°$ と小さいため、これによるロッド曲げ応力への影響も小さく $\sigma_B \fallingdotseq \pm 2kg/mm^2$ 程度であった。

4.3 施工誤差に対する対応

以上4.1と4.2で述べた如く、ロッドには施工誤差により大きな曲げ応力が生じる。この曲げ応力はファイバーストレスとして $\sigma_B \fallingdotseq 15\sim 20kg/mm^2$（軸力は $\sigma_N \fallingdotseq 30kg/mm^2$）程度となるが、ねじ加工（切削ねじ）したロッドであるため応力集中によりさらに大きな応力となる。そのため、延び性能のよい材料を使用しないと、曲げを伴った引張を受けるボルトは強度低下を生じる。またロッド径も140mmと非常に大きく、質量効果も考えられるので、実験により強度確認を行うこととした。なお、ロッド曲げ応力に最も大きな影響を与えるのはロッド設置誤差であり、極力施工精度を上げるよう配慮することとした。

5. ケーブル定着部に関する実験検討方針

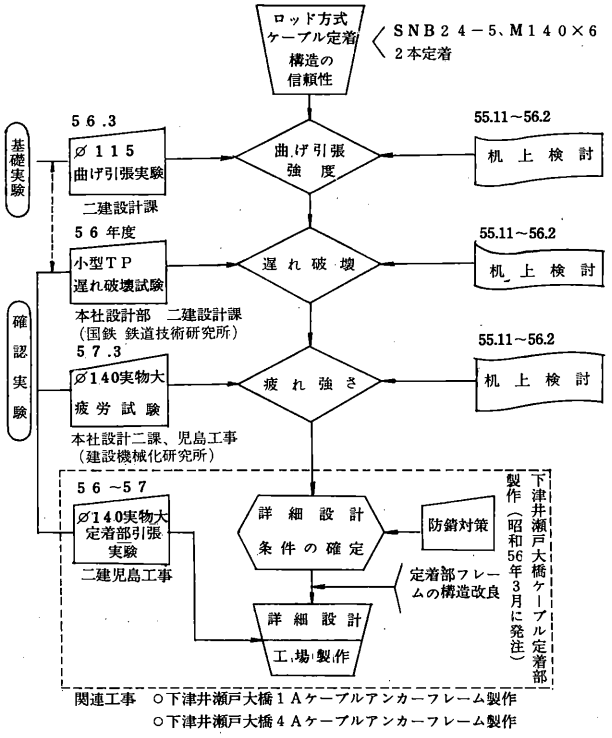
前節で述べた如くロッド形式ケーブル定着部の大きな問題点は、太径ボルトが曲げ引張を受けることであり、静的強度・疲労・遅れ破壊について図－8に示す手順で検討することとなった。以下に各実験の概要を示す。

(1) ϕ115 曲げ引張実験[12)]

ロッド製作発注前に、太径ロッドの曲げ引張強度の安全性について検証し、ロッド形式定着構造の設計妥当性を判断するため、材料・治具の入手容易な ϕ115のロッドについて基礎実験を実施した。詳細については次節で述べる。

(2) 遅れ破壊試験

遅れ破壊に寸法効果はないといわれているので、上記 ϕ115曲げ引張実験用ロッド試験体より切り出した試験片を用いた試験を、国鉄鉄道技術研究所に委託した。試験結果によると、ロッド材料のSNB24-5は遅れ破壊感受性が鈍く、通常の大気環境下では遅れ破壊は生じないと想



図－8 ケーブル定着部実験検討手順

定された。なお、本ロッドは重要部材であるので十分な防錆上の考慮を払う必要がある。

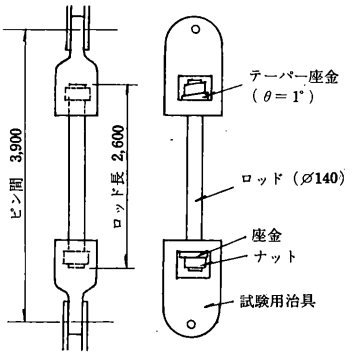
(3) ϕ140実物大疲労試験

図－9に示す供試体を製作し、施工誤差による曲げ引張荷重が作用する場合の疲労試験を行う。本試験は ϕ140の実物ロッドに対して、大型疲労試験機（機械化研究所に設置）を用いて実施することにより、太径ボルトの疲れ強さを確認するものである。

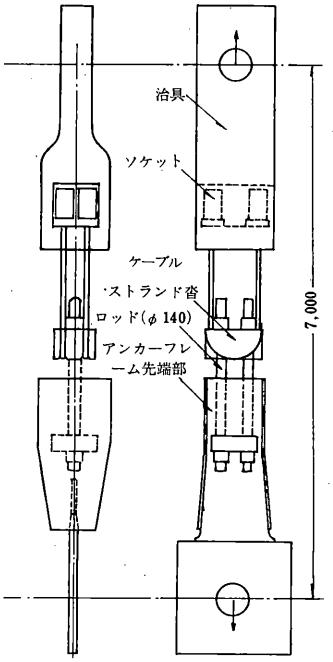
(4) ϕ140実物大定着部引張実験

①アンカーフレームロッド定着部引張実験

アンカーフレーム先端のロッド定着部は厚板を用いた溶接構造となり、設計強度・応力分布・溶接施工性等の確認を行う必要がある。そのため、先端部実物大の供試体を



図－9 実物大疲労試験概要図



図－10 実物大組立引張実験概要図

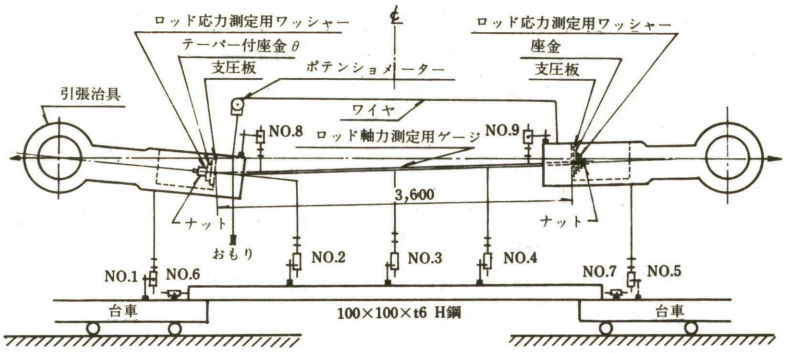
製作し、降伏荷重（1,600～1,700t/st）までの載荷実験を実施する。なおSB４Aについては実施ずみで、解析値ともよい一致を示しており、安全性が確認された。

②実物大組立引張実験

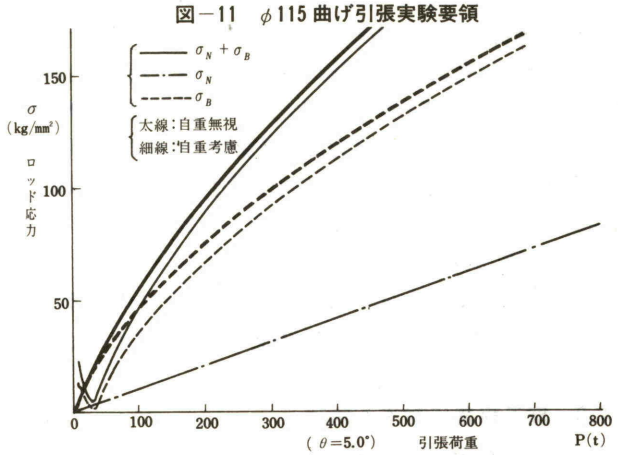
図－10に示すアンカーフレーム先端、ロッド、ストランド沓、ケーブル等を組み合せた実物大組立部材を使用して、施工誤差を考慮した場合の強度確認用の引張実験を実施する。

③施工性確認試験

SB1Aと4Aケーブル先端部について、ロッド・ストランド沓の取付作業およびストランド調整作業を実物で実施し、施工性の確認を行い、ロッド施工誤差の推定を計る。



図－11　φ115曲げ引張実験要領



図－12　ロッド応力（φ115実験）

6.　φ115ロッド曲げ引張実験

(1)供試体

ロッド径およびロッド長は、材料入手・試験機の都合上、それぞれφ115mm、ℓ＝4,200mmとした（図－11参照）。またロッド材質およびねじ形状については実物と同一とし、SNB24－5、M115×6（メートル細目ネジ）とした。なお供試体は2本用意した。

(2)試験機

新日本製鉄㈱所有の8,000t横型引張試験装置を使用した。

(3)測定項目

以下の項目について試験または測定を行った。

①材料試験：引張試験、硬さ測定試験等

②載荷時測定：ロッドひずみ、ロッド伸び、ナット支圧、ロッドたわみ等（図－11参照）

(4)載荷および実験方法

載荷は図－11の治具により行い、左側ナット部にはテーパー座金を用いている。このテーパー座金はロッドに曲げを与えるためであり、一例としてテーパー角θ＝5.0°の場合のロッド応力の計算値を図－12に示す。供試体寸法の関係上、実橋の施工誤差θ_{b2}＝1.0°は本実験のテーパー角θ≒1.5°に相当しており、本実験ではθ＝5.0°、10.0°（実橋の誤差θ_{b2}≒3.3°、6.6°に相当）についてはロッド破断まで載荷した。

(5)実験結果

①硬さ試験

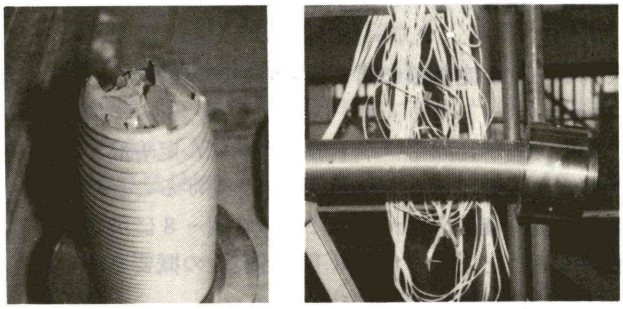
試験片断面内の硬さはH_{RC}＝22～26であり所要値（H_{RC}≦38）を満足した。

②曲げ引張強度

表－3に示す如く、引張強さ・伸び等十分な機械的性質を有していることが確認された。なお、θ＝5°、10°ともにロッド破断位置は、図－11の右端ネジ部に生じており、曲げの最も小さい所であった。その破断形状を写真－2(a)に示す如く、絞りを伴った延性破壊となっている。

表－3　実　験　結　果

	JIS G 4108 SNB 24－5	小型試験片引張試験値	実　験　A θ＝5°	実　験　B θ＝10°
断　面　積（mm²）	－	－	9,642	9,642
最大荷重（ton）	－	－	891	866
引張強さ（kg/mm²）	84以上	93	92	90
耐　　力（kg/mm²）	73以上	81	79	79
伸　　び（%）	15以上	23	16	18
絞　　り（%）	50以上	67	53	51



（a）破断面（θ＝5°）　（b）曲がり部（θ＝10°）

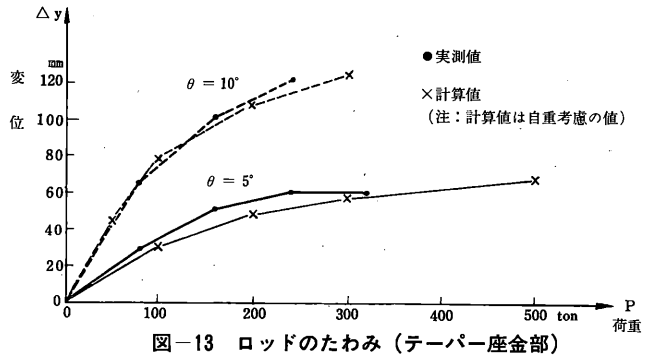
写真－2　φ115ロッド曲げ引張実験

また、ロッド左端のテーパー座金部は破断荷重載荷後、3°および8°（それぞれθ＝5°、10°に相当）の残留変形（塑性変形）を生じており、曲げが作用した形跡を留めていた（写真－2（b）参照）。

③ロッドのたわみ

図－13にロッド（テーパー座金部）のたわみ測定値と計算値を示すが、両者はよい一致を示している。

以上より、φ115の曲げ引張実験においては、θ＝10°（実橋ではθ_{b2}≒6.6度に相当）までは曲げによる引張強



図－13　ロッドのたわみ（テーパー座金部）

度の低下は見られず、実橋の ϕ140 ロッドの強度確認に対する大きな知見を得た。

7. まとめ

以上述べてきた、下津井瀬戸大橋のロッド形式ケーブル定着構造に関する検討結果をまとめると、以下のようになる。

1) ロッドには大きな張力が作用するので、太径の高強度材料を使用する必要がある。またロッドには、切削ねじ加工を行うため、大きな応力集中が生じこれを考慮したねじ形状の選定を行う必要がある。従って、机上検討により、ロッド材料として「SNB24-5（$\sigma_B \geqq 84 kg/mm^2$）」、ねじ形状として「メートル細目ネジ（M140×6）」を選定した。

2) 引張部材であるロッドには、施工誤差により大きな曲げ応力（$\sigma_B \fallingdotseq 15 \sim 20 kg/mm^2$）が発生する。この曲げ応力に大きく影響するのは、ロッド設置誤差（$\theta \leqq 1.0°$）であり、基準ワイヤー（ピアノ線）を使用して精度のよい施工を行う必要がある。

3) 上記1)、2)を考慮して以下の実験を実施し、安全性の確認を行う必要がある。

①静的強度
- ●ϕ115 ロッド曲げ引張実験
- ●実物大組立引張実験（アンカーフレーム先端部ロッド、ストランド沓、ケーブル）
- ●アンカーフレームロッド定着部引張実験（SB1A、SB4 A）

②疲れ強さ
- ●ϕ140 実物大疲労試験

③遅れ破壊
- ●遅れ破壊試験（SNB24-5 使用）

④施工性
- ●施工性確認試験

4) ϕ115 ロッド曲げ引張試験では、θ＝10°（実橋施工誤差 $\theta \fallingdotseq 6.6°$に相当）までは曲げによる引張強度の低下はなく、ロッド材料、ねじ形状等の設計妥当性が確認された。

5) 遅れ破壊試験結果においても、〝SNB24-5〟は良好な材料であることが確認された。なお、強度規定：$\sigma_B \leqq 100 kg/mm^2$、表面硬さ規定：$H_{RC} \leqq 38$ を製作条件とし、また防錆対策も十分行うことにより万全の処置ををとることとした。

8. あとがき

本文は以上述べてきた如く、下津井瀬戸大橋のケーブル定着部、特にロッド部について実施した検討および実験を中心に報告した。本検討は55年度後半下津井瀬戸大橋ケーブル定着構造検討会（於：本社、二建）において審議されたものであり、ϕ 115 曲げ引張実験等を実施しロッド形式定着構造の妥当性を確認した。その後ケーブル定着部製作が発注され、現在児島工事事務所において引き続き実物大定着部引張実験等確認実験が行われている。

本検討を行うに当って御指導・御協力を賜った構造検討会各位ならびに、ボルトの材料特性等について御指導頂いた田島教授（埼玉大学）、松山主任研究員（鉄道技研）、さらに実験を担当した村瀬技術課長代理（前設計課）、又、実験実施に当って御協力を得た新日本製鉄(株)の関係者各位に対し深謝の意を表するものである。

参考文献

1) 本四公団設計第一部：ケーブルアンカーの設計マニュアル(案)、昭和49年2月
2) 本四公団第二建設局：下津井瀬戸大橋ケーブル定着部構造検討討概要者、昭和56年3月
3) 本四公団第二建設局設計課：Dルート吊橋におけるケーブル定着用鋼材の許容応力度〈内規〉、昭和54年10月
4) 日本規格協会：JIS ハンドブック、1979年
5) 日本規格協会：ねじ締付機構設計のポイント（改訂版）、1977年11月
6) 日本機械学会：機械工学便覧改訂第5版、昭和45年12月
7) 田島二郎：高力ボルト摩擦接合概説、昭和41年11月
8) 日本鋼構造協会：JSSC高力ボルト接合、昭和47年9月
10) 西田正孝：応力集中、昭和46年3月
11) 三菱重工技報：Vol 3、No.2、昭和41年3月
12) 本四公団第二建設局、新日本製鉄㈱：下津井瀬戸大橋ケーブル定着部ロッド引張実験　昭和56年3月

伯方・大島大橋の橋梁形式選定

Selection of Bridge Types of Hakata-Ohshima Bridge

垂水工事事務所　工事長　岩屋勝司
Katsushi Iwaya

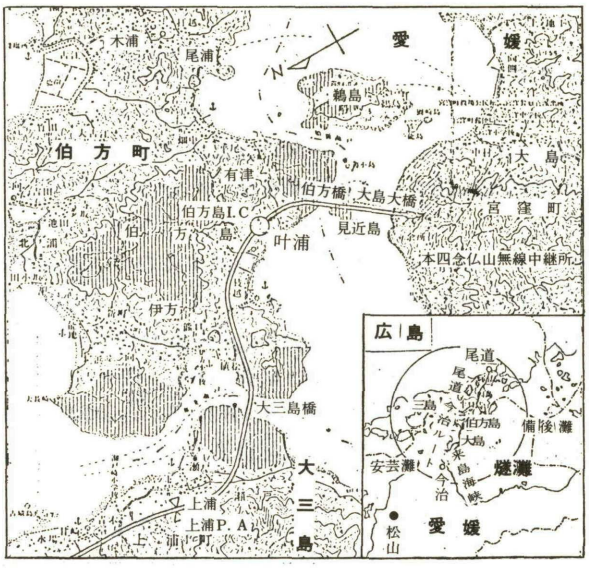
1. まえがき

伯方・大島大橋は、本州四国連絡橋尾道～今治ルートの伯方島～見近島～大島を結ぶ全長1,230mの橋梁で、昭和56年3月21日に起工式を行ない、現在下部工工事が鋭意進められている段階である。

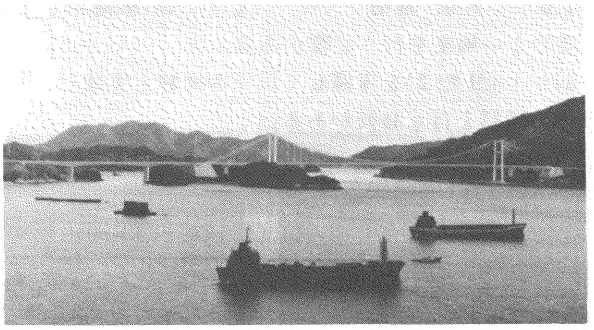
橋梁形式は、工事実施計画時（昭和48年10月）より支間割等の変更を行い、伯方島と見近島間が90m＋145m＋90mの3径間連続鋼床版箱桁橋、見近島と大島間が(140m)＋560m＋(140m)の単径間補剛箱桁吊橋で、吊橋部の側径間は4×33.75mの4径間連続RC床版鈑桁橋としている。主な変更点は表－1～表－2に示すとおりである。

本橋梁の特徴は、景観上と経済性より吊橋の補剛桁を箱桁形式とし、塔にラーメン形式を採用したこと、箱桁橋と鈑桁橋の上部工は初期投資抑制と当面の交通量を考慮して暫定施工（2車線＋自歩道）を行い将来残りの2車線分を追加できるように配慮している点である。

本報告では、橋梁諸元の基本的な事項の検討概要を述べる。



図－1　位置図



写真－1　伯方・大島大橋完成予想図

2. 架橋地点の概況

架橋地点の伯方島及び大島付近にはほとんど民家がなく、見近島は面積約7万m²、標高約41mの無人島で、伯方島側及び見近島は瀬戸内海国立公園第2種特別地域に、大島側は普通地域に指定されている。

地質は[15]、花崗岩が基盤をなし伯方島側及び見近島は風化が進んでいるが、大島側は比較的浅い所で良好な花崗岩となっている。また、見近島付近が粗粒型（広島型花崗岩）と細粒型（領家型花崗岩）の境界地域となっている。

海峡部の水深・潮流は、伯方島～見近島間が最大10m、南流2.2m/s、北流1.6m/s、見近島～大島間が最大60m、南流・北流とも2.3m/sである。また、伯方・大島大橋の橋脚付近での最大潮流は0.3m/s～0.5m/s程度である。

風向・風速は、西風、東風が卓越しており、風速は大三島観測所の結果から平均5m/s以下と推定される。

宮窪瀬戸における航行船舶数[1]は、日当り約250隻で、その船種比率は漁船50%、貨物

表－2　大島大橋側径間橋梁の設計諸元

No.	基本事項		工事実施計画認可時（昭和48年10月）	現計画案（昭和55年10月） 完成時	暫定時
1	橋梁形式		2径間連続RC床版箱桁	4径間連続RC床版鈑桁	
2	支間割		2×67.5m	4×33.75m	
3	主桁	形式	箱桁（RC床版）	鈑桁（RC床版）	
		主桁本数	2 Box	10本	6本
		主桁間隔	3.5m（Bottom幅）	2.8m	
		主桁高	3.2m	1.7m	
4	下部工形式		直接基礎	深礎杭基礎（P_1～P_3、P_5、P_6） 直接基礎（P_4）	
5	備考		道路及び設計に関する事項は、表-1の伯方橋No.4、No.9に準ずる。		

表－1　伯方・大島大橋の設計諸元

橋梁名			大島大橋			伯方橋		
No.	基本事項		工事実施計画認可時（昭和48年10月）	現計画案（昭和55年10月） 完成時	現計画案（昭和55年10月） 暫定時	工事実施計画認可時（昭和48年10月）	現計画案（昭和55年10月） 完成時	現計画案（昭和55年10月） 暫定時
1	橋梁形式		単径間補剛トラス吊橋	単径間補剛箱桁吊橋		3径間連続桁，単純桁	3径間連続鋼床版箱桁	
2	支間割		(140m)+550m+(140m)	（140m）+560m+（140m）		3×100m+336m	90m+145m+90m	
3	桁下高		略最高高潮面上より26m	同左		略最高高潮面より26m	同左	
4	道路に関する事項	道路規格	第1種第3級	第1種第3級	第1種第3級を原則	第1種第3級	第1種第3級	第1種第3級を原則
		設計速度	80Km/hr	80Km/hr	60Km/hr	80Km/hr	80Km/hr	60Km/hr
		車線数	4	4	2	4	4	2
		車線の幅員	3.5m	3.5m	3.5m	3.5m	3.5m	3.5m
		中央帯の幅員	2.5m	2.5m	なし（レーンマーク）	2.5m	2.5m	なし（レーンマーク）
		路肩の幅員	1.75m	1.75m	1.25m	1.75m	1.75m	1.25m
5	平面線形		4A～7A～宮窪トンネル坑口付近 R=∞～R=∞～R=900	4A～6P～7A～宮窪トンネル坑口付近 R=∞～A=300～R=900	4A～6P～7A～宮窪トンネル坑口付近 R=∞～R=20000～A=300～R=900	伯方島陸上部付近～1A～2P～3P～4A R=900～A=650～R=∞	（変更なし）	
6	縦断線形		中央径間0.3%放物線勾配 側径間0.6%直線勾配	中央径間0.7%放物線勾配 側径間1.4%直接勾配		0.5166%	同左	同左
7	路面横断勾配		2%直線勾配（直線部分）	同左	同左	2%直線勾配（直線部分）	同左	同左
8	自歩道	位置	主桁トラス下面	上下車線両側（未定）	上り車線の1部	下り車線側	上下車線両側（未定）	上り車線の1部
		幅員	2.5m（管理部）	2×2.5m	4.0m	2.5m（管理路）	2×2.5m	4.0m
		横断勾配	—	−1%直線勾配	2%直線勾配	—	−1%直線勾配	2%直線勾配
9	設計に関する事項	設計震度 下部工	基礎地盤上で水平180gal	同左		基礎地盤上で水平180gal	道路橋示方書による	
		設計震度 上部工	水平180gal,鉛直90gal	同左		道路橋示方書による	同左	
		設計風速 基本風速	40m/s	37m/s		40m/s	37m/s	
		設計風速 主塔	60m/s	58m/s		—	—	
		設計風速 桁（補剛）	54m/s	52m/s		57m/s	55m/s	
		設計荷重（活荷重） 床組・床版	TL-20及びTT-43	同左		TL-20及びTT-43	同左	
		設計荷重（活荷重） ケーブル、塔	線荷重 58.8t	線荷重 92.0t		線荷重 58.8t	線荷重 88.2t	
		設計荷重（活荷重） 桁（補剛）	等分布荷重 3.4t/m	等分布荷重 4.0t/m		等分布荷重 3.9t/m	等分布荷重 5.0t/m	
10	下部工形式	4A	陸上直接基礎	同左		1A 陸上直接基礎	同左	
		5P	海中締切直接基礎	同左（ニューマチックケーソン）		2P 海中締切直接基礎	同左	
		6P	海中締切直接基礎	同左		3P 海中締切直接基礎	同左	
		7A	陸上直接基礎	同左		4A 陸上直接基礎	大島大橋1Aと一体構造とした	
11	吊構造部又は主桁	形式	補剛トラス	ボックス（逆台形1箱桁）		2 Box	1 Box	
		主桁幅	24m	29.5m	23.7m	23.8m	26.9m	約16.6m
		Bottom幅	—	17.0m		4.0m	10.8m	
		主桁高	7m	2.2m		4.0m（等断面）	3.0m～6.0m（変断面）	
12	床版	車道部	鋼床版	鋼床版		鋼床版	鋼床版	同左
		自歩道部	—	鋼床版	—	鋼床版	鋼床版	—
13	ケーブル	サグ比	1/11	約1/10				
		ケーブル間隔	24.0m	22.5m				
		架設工法	—	P・S工法				
		断面構成	P・W・S127×61st/cable	P・W・S 127×52 st/cable				
		碇着方式	前面碇着	同左				
14	塔形式		トラス	ラーメン（斜塔）				

船30%、タンカー15%、その他5%である。又、伯方島～見近島の航行船舶は漁船がほとんどである。

3. 伯方橋の橋梁形式

伯方橋は、橋長が約300m、海峡部の巾が200m、最大水深が10m程度であるので、橋梁形式としては鋼箱桁橋、PC橋、トラス橋など各種形式が考えられるが暫定施工、景観等から鋼箱桁橋としている。

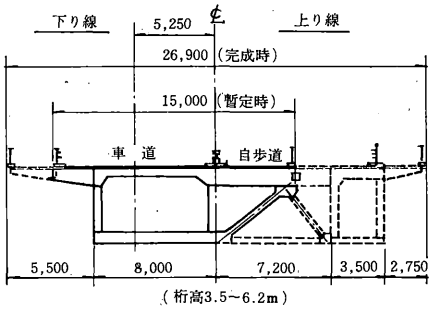
工事実施計画時における橋梁形式は、支間割3×100mの3径間連続鋼箱桁橋（主桁は上下車線分離の2箱桁）であり、また、伯方橋の橋台（4A）と大島大橋のアンカレイジ（1A）を33.6mの鋼桁で結ぶ計画であった。しかし、下記の理由により支間割90m＋145m＋90mの3径間連続箱桁橋（主桁は上下車線1体の1箱桁）とした。

① 伯方橋4A（実施計画時）の位置する見近島は、瀬戸内海国立公園第2種特別地域であるので、伯方橋4Aと大島大橋1Aを共用し地形改変を少なくした方が環境上好ましい。

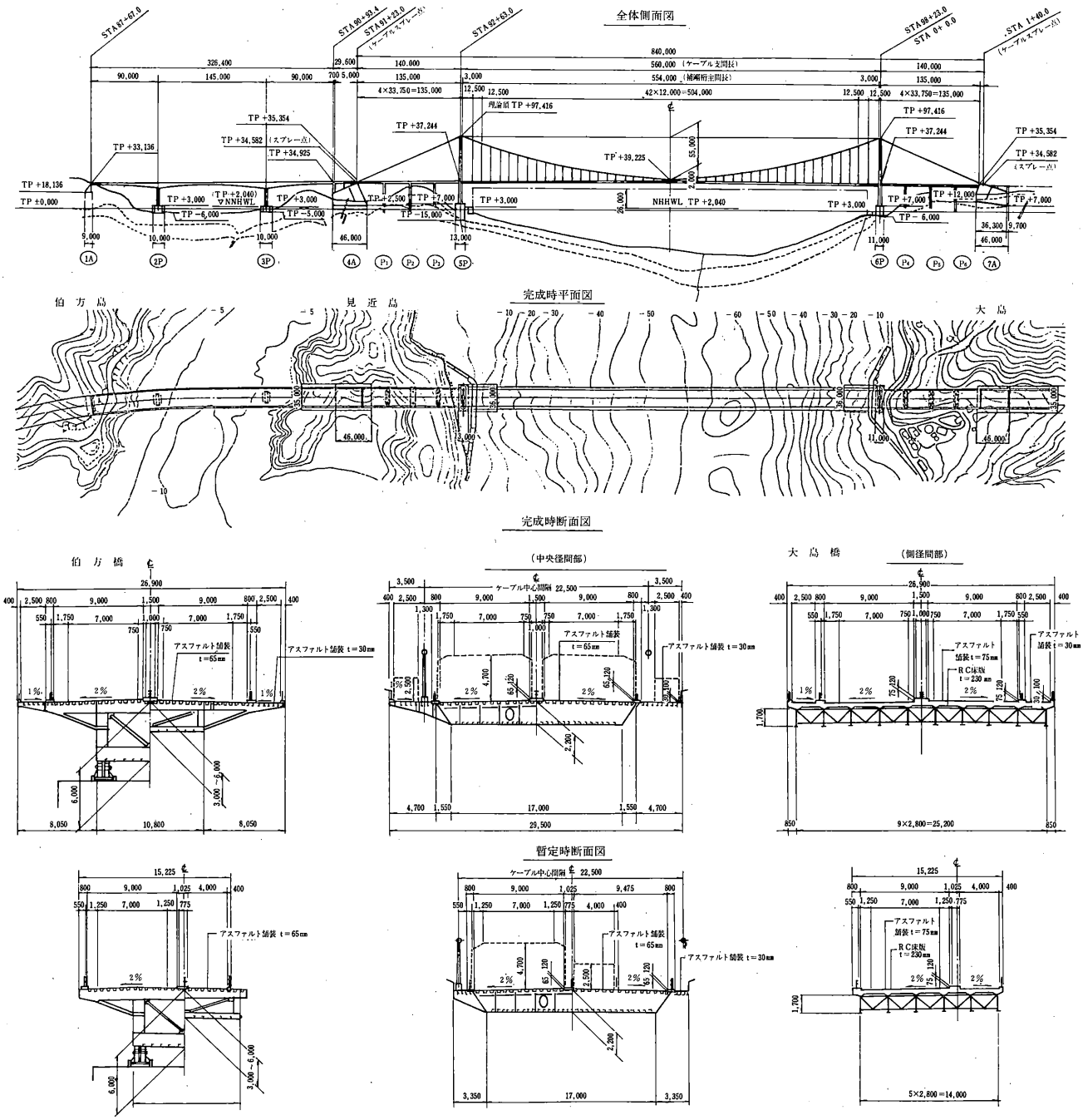
② 支間割について見直し（中央径間100m、125m、145m、155mの4案、工費率は順に113：103：100：102）を行った結果、現支間割が経済的であった。

③ 暫定施工（2車線＋自歩道）を前提（表－3参照）に2主箱桁と1主箱桁について検討を行った。その結果、2主箱桁（図－3参照）の場合暫定時のBoxと完成時のBoxの断面剛性が異るので、完成時断面の設計施工上に問題があることから1主箱桁とした。

④ 1主箱桁について数案（代表的な結果を表－4に示す）比較を行った結果、暫定時・完成時とも経済的であったB－1案を選定した。



図－3　2箱桁の断面図



図－2　伯方・大島大橋全体一般図

表－3　伯方・大島大橋暫定時の前提条件

No.	前提条件	理由	No.	前提条件	理由
1	道路規格は第1種第3級を原則とする。	1)設計値は道路構造令の特別値及び既に供用開始をしている大三島橋に準じた値とする。	5	大島大橋の完成時の自歩道2.5mは暫定時には施工しない。	1)初期投資を少なくする。
2	伯方島陸上部のうち、伯方橋附近は完成断面で施工する。	1)伯方橋の1A附近は国立公園第2種特別地域である。(1Aから約200mの範囲) 2)伯方I・Cのランプを施工するので、上記附近ははほぼ完成断面に近くなる。	6	伯方橋の下部工は完成断面で施工する。	1)基礎部の分離施工が難しい。 2)橋脚部を完成時断面で施工してもそれによる工費増が少ない。
3	将来の宮窪トンネルは下り線を施工する。	1)完成時の上りトンネルが大島大橋側から容易である。	7	暫定時の施工は下り車線側とし自歩道は完成時の上り車線の一部を利用する。	表中のNo.1,2,3,4,5を前提に自歩道の位置を各種変化させて検討したが、完成時の線形が固定されているので、自歩道の位置によって暫定時の線形が左右され宮窪トンネルの拡巾（最大では18.3cm）や舗装厚（最大では295mm）による横断勾配の摺りつけが生ずる。No.7の前提にすればこのようなことがなく、完成時への移行時の手直しも少ない。
4	自歩道の巾員は4mとする。	1)大三島橋に準じた。			

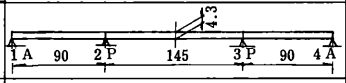
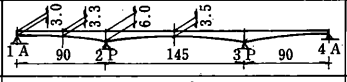
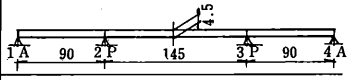
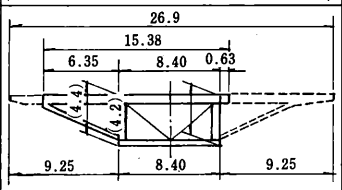
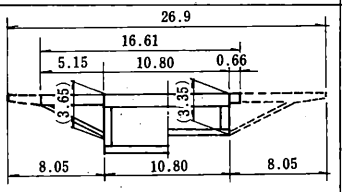
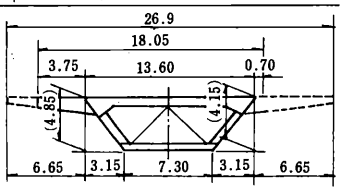
4. 大島大橋の橋梁形式

4.1 橋梁形式の選定

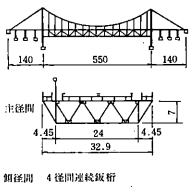
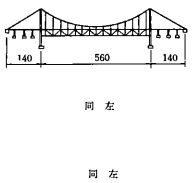
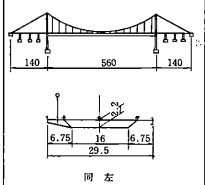
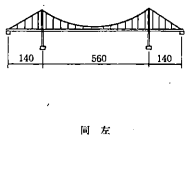
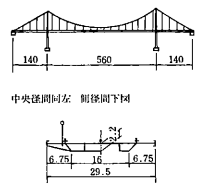
工事実施計画時における橋梁形式は、(140m)＋550m＋(140m)の単径間補剛トラス吊橋であったが、その後の自然条件調査（深浅測量、地質調査）の精査、社会的条件並びに箱桁断面の吊橋の施工例などを反映させた設計の見直しを行い、(140m)＋560m＋(140m)の単径間補剛箱桁吊橋を選定した。

検討結果は表－5で、選定理由は下記のとおりである。また、表－6に示す斜張橋案についても検討を行ったが、

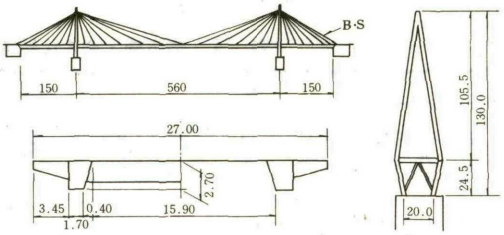
表－4　伯方橋上部工比較総括表

			A　案			B－1　案			B－2　案		
支間割及び桁高											
箱桁断面（標準断面） （ ）は1A上での桁高で桁高の低い方が上り線											
主桁諸元（完成時）	中間支点上曲げモーメント		－ 33,770 t·m			－ 38,480 t·m			－ 32,750 t·m		
	平均断面積		0.865 m²			0.849 m²			0.870 m²		
	最大たわみ（ ）内暫定時	側径間	1/748　(1/931)			1/703　(1/886)			1/809　(1/1,067)		
		中央径間	1/532　(1/688)			1/566　(1/697)			1/600　(1/771)		
	上部工反力	端支点	733 t			684 t			737 t		
		中間支点	2,879 t			2,871 t			2,866 t		
数量	実数量		暫定時	完成時 追加分	完成時 計	暫定時	完成時 追加分	完成時 計	暫定時	完成時 追加分	完成時 計
		SS 41	808	496	1,304	960	465	1,425	814	363	1,177
		SM50Y	926	307	1,233	951	175	1,126	1,106	224	1,330
		SM 58	343	—	343	189	—	189	245	—	245
		合計	2,077	803	2,880	2,100	640	2,740	2,165	587	2,752
	SM50Y 換算		2,126	787	2,913	2,111	625	2,736	2,192	576	2,768
	HTB		53	20	73	53	16	69	56	15	71
	支承		50	—	50	50	—	50	50	—	50
	合計		2,229	807	3,036	2,214	641	2,855	2,298	591	2,889

表－5　大島大橋橋梁形式比較表

項目			No.	単径間補剛トラス吊橋（実施認可見直し）	単径間補剛トラス吊橋	単径間補剛箱桁吊橋	3径間補剛箱桁吊橋（等断面）	3径間補剛箱桁吊橋（側径間変断面）
基本事項	形状		1					
	支間割	補剛桁	2	544m	554m	554m	132m+554m+132m	同左
		ケーブル	3	140m+550m+140m	140m+560m+140m	同左	140m+560m+140m	同左
	中央径間サグ		4	50m	55m	同左	同左	同左
	中央径間サグ比		5	1/11	1/10.18	同左	同左	同左
	道路規格		6	第1種第3級	同左	同左	同左	同左
	車線数		7	4車線（他に管理路2×2.5m）	同左	同左	同左	同左
荷重	死荷重	ケーブル	8	1.41t/m/c	1.36t/m/c	1.32t/m/c	1.37t/m/c	1.37t/m/c　(1.47tm/c)
		補剛桁	9	7.95t/m/c	8.00t/m/c	7.69t/m/c	7.69t/m/c	7.69t/m/c　(7.25tm/c)
		計	10	9.36t/m/c	9.36t/m/c	9.01t/m/c	9.06t/m/c	9.06t/m/c　(8.72tm/c)
塔	塔形式（断面形状）		11	2層ラーメン（十字断面）	同左	同左	同左	同左
	塔頂高		12	89.0m(T.P)	95.7m(T.P)	95.5m(T.P)	同左	同左
	塔柱中心間隔		13	24.0m	同左	塔頂部 22.5m 塔基部 26.0m	同左	同左
	最大塔頂鉛直反力		14	6,900t/c	7,103t/c	6,826t/c	7,509t/c	7,331t/c
ケーブル	主ケーブル	主ケーブル本数	15	1本/c	同左	同左	同左	同左
		ケーブル間隔	16	24.0m	同左	22.5m	同左	同左
		断面構成	17	P-W-S 127×52 sc/c（素線径5.34mm）	同左（素線径5.25mm）	P-W-S127×52 sc/c（素線径5.15mm）	同左（素線径5.24mm）	同左
		主ケーブル径	18	482mm	474mm	465mmmm	473mm	473mm
		最大張力	19	9,411t/c	9,089t/c	8,742t/c	9,072t/c	9,056t/c
	ハンガー	断面形状	20	C·F·R·C(7+6×7+6×W(19))	同左	同左	同左	同左
		ハンガー間隔	21	12.0m	同左	同左	同左	同左
補剛桁	主桁幅		22	24.0m	同左	29.5m	同左	同左
	主桁高		23	7.0m	同左	22m	同左	同左
	最大曲げモーメント		24	6,080tm/Br	6,278tm/Br	6,008tm/Br	6,008tm/Br（6186tm/Br）	6,128tm/Br（5006tm/Br）
	鉛直たわみ		25	2.23m	2.30m	2.61m	2.67m	2.79m
上部工数量	吊橋部	塔関係	26	2,220t	2,410t	2,330t	2,470t	2,420t
		ケーブル関係	27	2,620t	2,600t	2,500t	2,680t	2,680t
		補剛桁関係	28	6,670t	6,790t	6,020t	8,900t	8,610t
	側径間部鋼重		29	1,230t	1,230t	1,230t	—	—
	合計		30	12,740t	13,030t	12,080t	14,050t	13,710t
下部工数量	吊橋部	掘削	31	139,550m³	133,050m³	118,490m³	116,020m³	同左
		コンクリート	32	73,530m³	69,740m³	67,760m³	66,480m³	同左
		鉄筋・鉄骨	33	3,500t	3,270t	3,050t	3,000t	同左
	側径間部	掘削	34	16,870m³	同左	同左	—	—
		コンクリート	35	3110m³（橋脚）1230空m³（深礎）	同左	同左	—	—
		鉄筋	36	220t	同左	同左	—	—

表－6　斜張橋総括表

項目			番号	斜張橋				
基本事項	形状		1					
	支間割		2	150m＋560m＋150m				
	道路規格		3	第1種第3級				
	車線数		4	4車線（他に管理路2×1.5m）				
荷重	死荷重	ケーブル	5	0.30t/m/C	耐風安定性			
		補剛桁	6	7.20t/m/C				
		計	7	7.50t/m/C		77－C－1	77－C－2	77－C－8	77－C－12
	活荷重	自動車（Br）	8	p=3.90t/m P=12.20t	模型断面			フラップ1m巾	フラップ1.6m巾
		自歩道（Br）	9	0.39t/m					
	風荷重	補剛桁（Br）	10	0.88t/m/Br					
塔	断面形状		11	矩形断面					
	塔基部最大軸力		12	6,030t/Shaft	模型の特徴	基本断面	C－1のグレーティングを閉塞	C－1のグレーティングを閉塞 巾1mのフラップ連続取付	C－1のグレーティングを閉塞 巾1.6mのフラップ連続取付
	塔頂変位		13	0.22m(L)					
ケーブル	ケーブル構成	ストランド本数	14	6本/片(B·S)7本/片(側)14/片(中央)	限定振動（最大倍振幅） ねじれ ＋3°	1.20°（21 m/s）	1.50°（3.0 m/s）	0	0
	ストランド構成	素線径	15	7.0mm					
		素線数	16	151～313本	ねじれ ＋5°	2.40°（24.5 m/s）	1.50° 23 m/s	0	0
	ケーブル最大張力		17	6655t(B·S)	たわみ ＋3°	0	0	21 cm（13 m/s）	0
補剛桁	主桁幅		18	27.0m					
	主桁高		19	2.7m	たわみ ＋5°	36 cm（18 m/s）	57 cm（18 m/s）	33 cm（14.5 m/s）	33 cm（16 m/s）
	最大曲げモーメント		20	6,926tm/Br					
	軸力		21	3,304t/Br					
	鉛直・たわみ		22	1.16m					
振動数	鉛直（NV）	対称1次	23	0.33	フラッター限界値 ＋3°	65 m/s	81 m/s	90 m/s 以上	87.5 m/s
		逆対称1次	24	0.23					
	捩れ（NT）	対称1次	25	0.63	＋5°	37 m/s	49.5 m/s	79 m/s	66 m/s
		逆対称1次	26	0.81					
	振動数比（NT/NV）	対称1次	27	1.91	備考	①フラッター風速：$\alpha \geqq +5°$で「耐風設計基準」を満足せず。 ②限定振動：有	①フラッター風速：「耐風設計基準」を満足 ②限定振動：有 ③迎角3°，4°，5°のみ実験	①フラッター風速：「耐風設計基準」を満足。 ②限定振動：捩れなし。 ③迎角3°，4°，5°のみ実験	①フラッター風速：「耐風設計基準」を満足 ②限定振動：捩れ：無 たわみ：迎角＋5°以上有
		逆対称1次	28	3.52					
上部工数量	塔関係		29	3,270t					
	ケーブル関係		30	1,390t					
	補剛桁関係		31	6,820t					
下部工数量	掘削		32	836,600m³					
	コンクリート		33	34,400m³					
	鉄筋・鉄骨		34	1,950t					

世界最長の斜張橋となり設計および施工性についてさらに検討を要することから採用しないこととした。

(1)　中央径間長の変更（550m→560m）

①　実施計画時の5P位置で改に深浅測量および地質調査を行ったところ、水深が深く（約－3m→約－7m）かつ、支持地盤が深く（約TP－6m→約TP－20m）なることが判明した。

②　①の条件を踏まえて、支間割（550m～570m）の検討を行った結果、560mが経済的であった。

(2)　補剛桁形式の変更（トラス形式→箱桁形式）

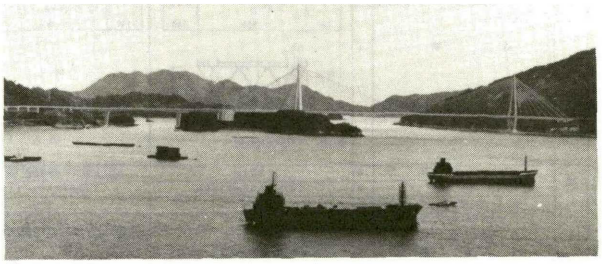
①　トラス形式に比べて、箱桁形式の方が経済的で景観的にも優れている。

②　箱桁形式の場合、耐風安定性（特に限定振動）に懸念が残るがフラップ等で対応可能である。

(3)　単径間吊橋の選定理由

①　3径間吊橋に比べ、単径間吊橋の方が経済的である。

②　単径間吊橋の場合、側径間部の上部工は暫定巾員のみの施工が可能で初期投資を押えることができる。



写真－2　斜張橋案（表－6参照）

③　補剛桁を箱桁形式としたので、鉛直たわみがトラス形式に比べて大きい。従って、たわみを押えるためにも3径間吊橋より単径間吊橋の方がよく、吊橋全体系の剛度も高くなる。

④　単径間吊橋にすると、側径間部に橋脚を必要とするので、地形改変を生ずるが深礎杭基礎を採用することにより、地形改変は最小限に留めることができる。

4.2 サグ比

サグ比としては、1/9、1/10、1/11の3ケースについて検討した。その結果を表－7、図－4に示す。

上部工の鋼重はサグ比が大きい方が経済的となっている。これはトラス吊橋の傾向と異なり、サグ比の変化により吊構造部の鋼重の変化が少ないためである。すなわち、補剛箱桁の場合デッキプレートは最小板厚12mmで、ウェブ・ボトムプレートは溶接施工の面（道示8.4 解説参照）から板厚を10mmとしているためである。

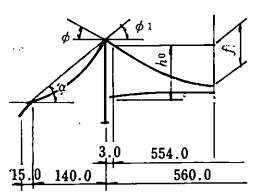
また、下部工への影響は、サグ比が大きいほどケーブル張力が小さくなるので経済的となる。

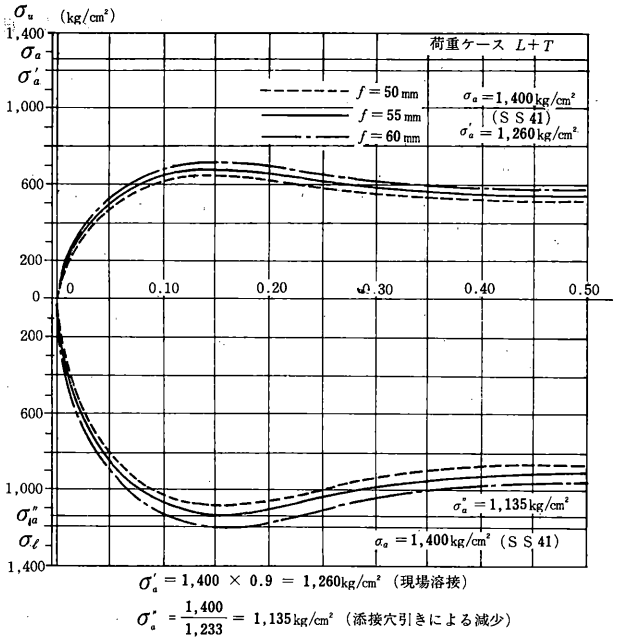
一方、補剛桁のたわみ、桁端のたわみ角、鉛直振動数に対してはサグ比の小さい方が効果的である。

このように、それぞれ一長一短があり有力な決め手はないが、経済的にはサグ比の大きい方が有利である。しかし、外国の箱桁形式の吊橋のサグ比は1/11～1/12にある。この理由として、セバーン橋の報告[2]によればトラスの補剛桁に比べて、箱桁の補剛桁は鋼重が軽くなりケーブル張力が減少するので吊橋の構造系の剛性の低下を防ぐために1/11から1/12にして剛性の増大をはかっている。

これらから判断して、経済的には1/9の方が有利であるが吊橋の剛性を確保するために大島大橋のサグ比は1/10とした。

表－7　サグ比比較総括表

項目 ＼ サグ			$f=50$m (1/11.1)	$f=55$m (1/10.1)	$f=60$m (1/9.2)
基本寸法	h_0 (m)		53.939	58.939	63.939
	α (°)		22°24′28″	24°10′16″	25°53′15″
	ϕ (°)		19°51′00″	21°39′31″	23°25′22″
	ϕ_1 (°)		23°06′00″	24°52′04″	26°35′15″
補剛桁関係	曲げモーメントM_{max}(t.m/1 cable)		2,828	3,009	3,178
	桁応力度 σ_{max} (kg/cm²)		1,059	1,126	1,190
	鉛直たわみ δ_{max} (m)		2.538	2.609	2.676
	鉛直たわみ角 (‰)		29.4	30.9	32.4
	吊構造鋼重 (t/Br)		6,015	6,015	6,030
ケーブル関係	水平張力H_{max} (t/1cable)		8,791	7,931	7,230
	最大張力T_{max} (t/1cable)		9,557	8,742	8,085
	断面構成(1 cable)		P.W.S127×52st	P.W.S127×52st	P.W.S127×52st
	素線径 (mm)		5.38	5.15	4.96
	1ストランド重量 (t/St)		21.2	19.5	18.3
	ケーブル関係鋼重 (t/Br)		2,672	2,495	2,358
塔関係	塔頂鉛直反力V_{Cmax}(t/1cable)		6,923	6,826	6,750
	塔高 H (m)		85.308	90.416	95.525
	塔関係鋼重 (t/Br)		2,252	2,328	2,406
振動数関係	鉛直(NV)	対称1次	0.229	0.227	0.224
		逆対称1次	0.158	0.151	0.144
	捩れ(NT)	対称1次	0.449	0.463	0.475
		逆対称1次	0.679	0.690	0.699
	振動数比(NT/NV)		1.96	2.04	2.12
全体鋼重 (t)			10,939 t	10,838 t	10,794 t
下部工	コンクリート(m³)		70,010	64,950	60,870
備考			1)塔高はケーブル理論頂 2)振動数比は対称1次の比率 3)ケーブル鋼重は側径間と中央径間のストランド構成を同一とした時 4)鋼重にはケーブルアンカーフレーム含まず		



図－4　補剛桁応力度比較図

4.3 補剛箱桁の検討

補剛箱桁の断面としては、国内の斜張橋で施工実績があり耐風安定性がよいとされている逆梯形の1 Box案と、小ブロック架設が可能な2 Box案とについて、構造特性、経済性、耐風安定性の検討を行った。

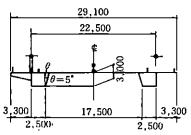
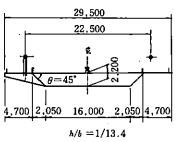
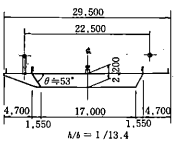
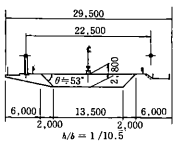
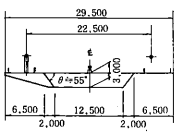
代表的な検討結果を表－8に示す。断面の検討にあたって留意した点は、①完成時・暫定時の両断面において耐風安定性がよいこと。②レーダ障害を考慮した断面であること。③桁高／橋巾（$=h/b$）が既往の吊橋の範囲(1/6.3～1/11、図－7参照）近くにあること。④フラップなどによる防振対策を施さない基本的な断面で耐風安定性の良好な断面を見い出すこと、などであった。

しかし、基本的な断面で耐風安定性を満足した断面はなく、フラップ（または落下防護柵）などによる防振対策を施して、完成・暫定時とも耐風設計基準を満足し、限定振動の発生が見られなかった断面はType A・B・Dだけであった。

Type Dの場合、$h/b=1/10.5$は既往の吊橋（図－7参照）なみとなり鉛直たわみや桁端の角折れもType A・Bに比べ多少は向上するが、自歩道が車道面より60cm下にあり歩行者や運転者に対しても好ましくなく、構造も複雑となり不経済である。

Type Dの場合、$h/b=1/13.5$となり既往の吊橋より低いが、製作施工上は1.8m程度（南海大橋の桁高1.6m）の空間があればよいと考えられる。また、既往の吊橋のたわみスパン比はトラス吊橋では約1/250以上で、箱桁

表－8　Box 比較総括表

項目＼TYPE		2 BOX	TYPE A（h＝2.2m）	TYPE B（h＝2.2m）	TYPE D（h＝2.8m）	TYPE H（h＝3.0m）
補剛桁関係	寸法諸元 h/b　h：桁高　b：桁幅	 h/b＝1/13.4	 h/b＝1/13.4	 h/b＝1/13.4	 h/b＝1/10.5	 h/b＝1/9.8
	曲げモーメント Mmax（tm/cable）	3,701	3,009	3,047	3,628	4,192
	桁応力度 σmax（kg/cm²）	1,541	1,126	1,102	1,203	1,383
	鉛直たわみ δmax（m）	2,481（1／226）	2,609（1／212）	2,598（1／213）	2,452（1／226）	2,467（1／225）
	鉛直たわみ角（‰）	28.5	30.9	30.7	28.2	27.9
	吊構造鋼重（t／Br）	6,293	6,015	6,023	6,435	6,025
ケーブル関係	最大張力 Tmax（t/cable）	8,937	8,742	8,760	9,094	8,767
	断面構成	P・W・S 127×52（素線径5.21）	P・W・S 127×52（素線径5.15）	P・W・S 127×52（素線径5.16）	P・W・S 127×52（素線径5.26）	P・W・S 127×52（素線径5.17）
	ケーブル関係鋼重（t/Br）	2,547	2,470	2,478	2,565	2,487
塔関係	塔頂鉛直反力 Vemax（t/cable）	6,978	6,826	6,840	7,100	6,845
	塔関係鋼重（t/Br）	2,367	2,328	2,331	2,398	2,332
振動数関係	鉛直（NV） 対称1次	0.234	0.227	0.227	0.233	0.239
	鉛直（NV） 逆対称1次	0.154	0.151	0.151	0.154	0.157
	捩れ（NT） 対称1次	0.451	0.463	0.467	0.496	0.502
	捩れ（NT） 逆対称1次	0.696	0.690	0.702	0.768	0.784
	振動数比（NT/NV）	1.93　4.52	2.04　4.57	2.06　4.65	2.19　4.99	2.10　4.99
全体鋼重（t）		11,207t	10,813t	10,832t	11,398t	10,844t
構造上の問題点		(1) 特に問題はない。	(1) 特に問題はない。	(1) 特に問題はない。	(1) ブラケットの張出しが長いので，ブラケットの剛性を大きくする必要がある。	(1) ブラケットの張出しが長いのでブラケットの剛性を大きくする必要がある。 (2) 補剛桁の応力度が大きい。
施工性		(1) 小ブロック（3.5m×10.0mW＝16t）で陸上輸送も可能である。 (2) 現場継手が多く工期が長くなる。	(1) ブロック寸法（B×L−W）＝20.5m×12m −90t (2) Webの傾斜がきついため，DECK Eの取付部の溶接がやりにくい。	(1) ブロック寸法（B×L−W）＝20.5m×12m −90t (2) 製作上はTYPE Aより改善される。	(1) ブロック寸法（B×L−W）＝18m×12m −85t (2) ブラケットの製作が複雑である。	(1) ブロック寸法（B×L−W）＝17.86m×12m −80t
耐風安定性	完成時	(1)〔基本断面＋フラップ〕で，フラッターは満足するが限度振動が発生する。	(1)〔基本断面＋防護柵〕：フラッター，限定振動ともに基準を満足 (2)〔基本断面〕：＋5°以上で限定振動発生	(1)〔基本断面＋フラップ〕：フラッター，限定振動ともに基準を満足 (2)〔基本断面〕：＋5°以上で限定振動発生	(1) 基本断面＋フラップ〕：フラッター，限定振動ともに基準を満足 (2)〔基本断面〕：正の迎角限定振動発生	(1)〔基本断面＋フラップ〕：フラッター，限定振動ともに基準を満足する。 (2)〔基本断面〕：正の迎角で限定振動発生
	暫定時	(1)〔基本断面＋フラップ〕でフラッター，限定振動とも基準を満足する断面はない。	(1)〔基本断面＋フラップ〕：フラッター，限定振動ともに基準を満足 (2)〔基本断面：正の迎角で限定振動発生	(1)〔基本断面＋フラップ〕：フラッター，限定振動ともに基準を満足 (2)〔基本断面〕：正の迎角で限定振動発生	(1)〔基本断面＋フラップ〕：フラッター，限定振動ともに基準を満足 (2)〔基本断面〕：正の迎角で限定振動発生	(1)〔基本断面＋フラップ〕：フラッターは基準を満足するが正の迎角で限定振動発生
レーダー対策上		主桁の内側Webを約5°傾け，多重反射対策とした。	耐風安定とレーダ障害対策としてWebの傾斜角を45°とした。	Webの傾斜角はレーダ障害対策上，最も有利な52°とほぼ同じとした。	同左	Webの傾斜角は52°に近いものとした。

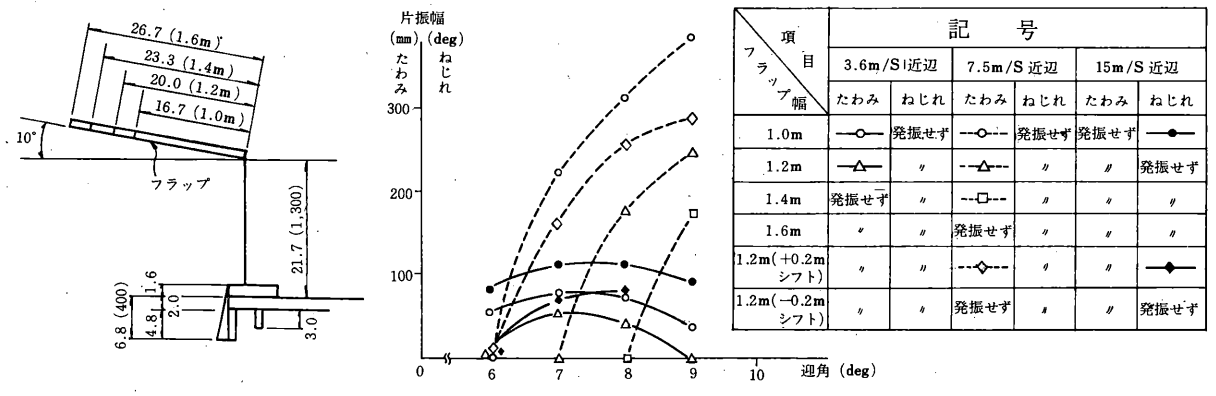
吊橋ではかなり低く1/200を下まわる。大島大橋の場合は1/215程度となり、トラス吊橋と既往の箱桁吊橋の中間にあり特に問題はないと考えられる。

また、レーダ障害対策上[3]からは電波の主ビームを海面に落し、そこから上空に反射させるためにウェブの傾斜は52度程度にすることが望ましく、桁の製作上も角度の大きい方が有利である。

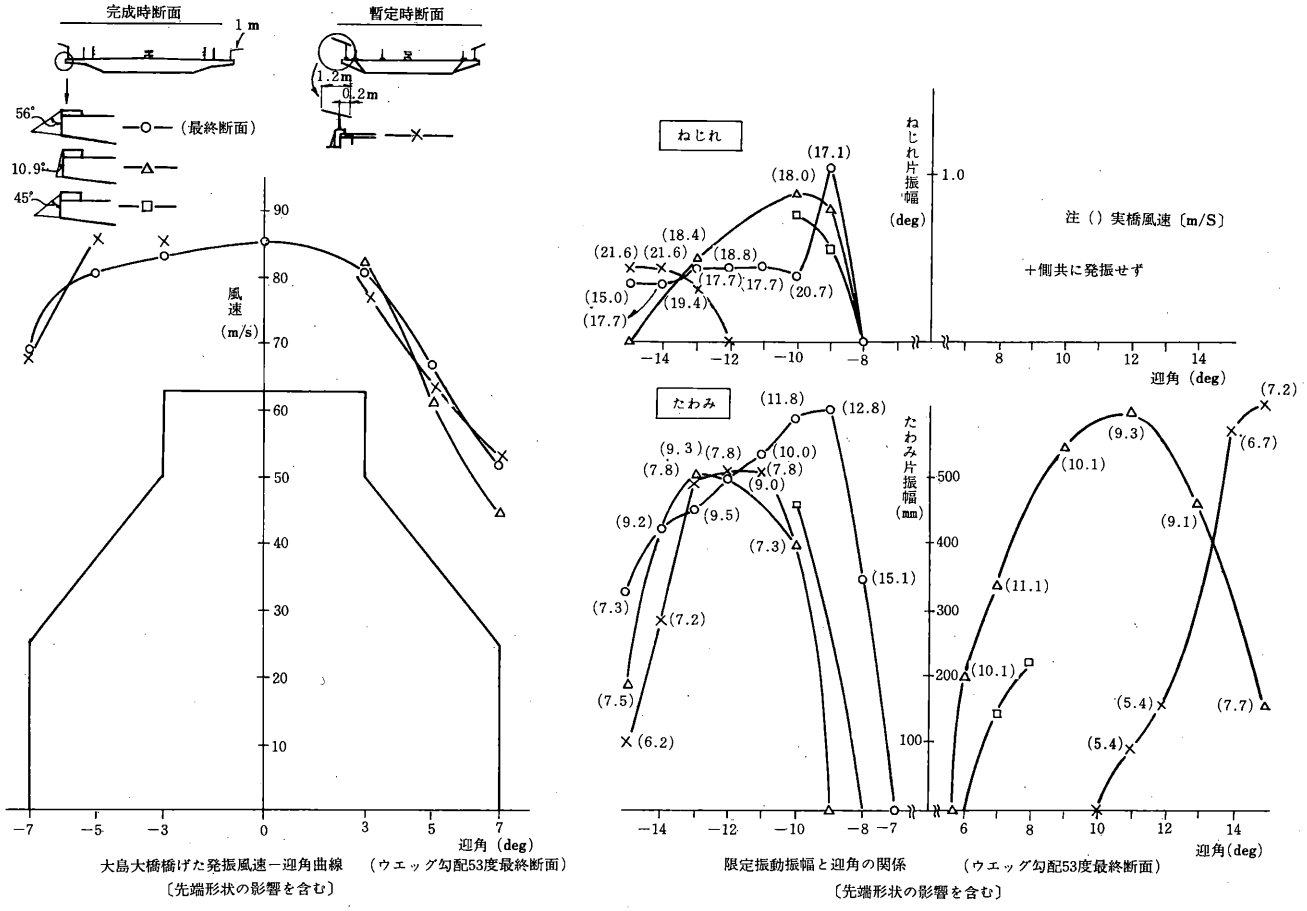
以上の点から、大島大橋の補剛桁はTypeBを選定した。

TypeB断面での風洞実験[14]の概要は次のとおりである。ブラケット端部の形状は耐風安定性（特に限定振動）に敏感な個所であるほか、レーダ対策上（上向きのフェアリングをつけて、電波をはね上げる）も重要な個所である。レーダ対策上からは約10度～12度が望ましいことから暫定・完成時の両断面に10.9度のフェアリング及びフラップ（フラップ幅1m、取付高1.3m、取付角上向き10度、以下標準フラップという。）を取付けて実験を行ったが、暫定時断面は迎角＋7度でたわみとねじれの両限定振動が発生し、完成時断面では迎角＋6度、＋7度でたわみの限定振動が発生した。

暫定時断面の限定振動対策は、フラップ形状によって対処することとした。フラップ長と限定振動との関係（図－5参照）を調べた結果、1.6m幅のフラップであれば迎角＋9度まで対処可能であるが、景観上と設計上から好ましくないことから、1.2m幅のフラップを中心に取付位置を桁の内外に変化させて検討した。その結果、フラップを0.2m桁の内側に入れれば迎角＋9度まで限定振動



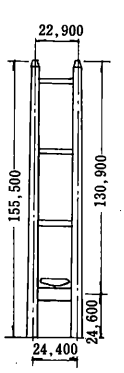
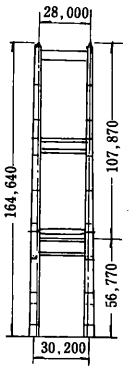
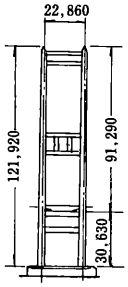
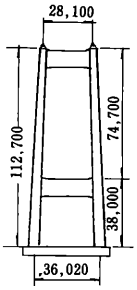
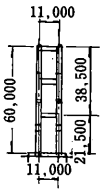
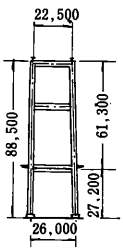
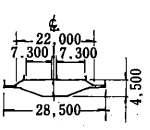
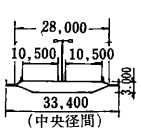
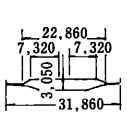
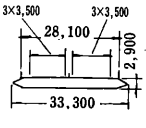
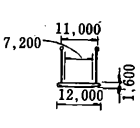
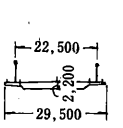
図－5　暫定時断面フラップ形状と耐風安定性の関係



大島大橋橋げた発振風速ー迎角曲線 （ウエッグ勾配53度最終断面）
〔先端形状の影響を含む〕

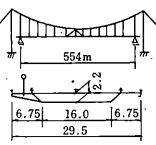
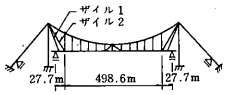
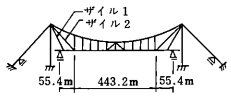
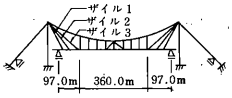
限定振動振幅と迎角の関係 （ウエッグ勾配53度最終断面）
〔先端形状の影響を含む〕

図－6　風洞実験結果

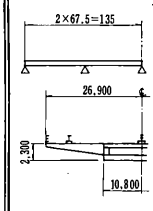
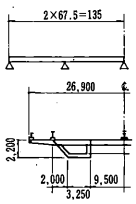
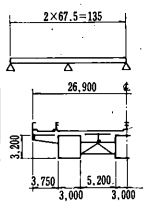
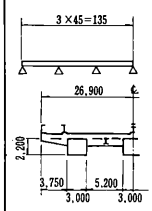
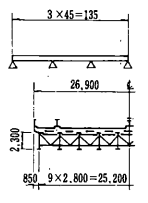
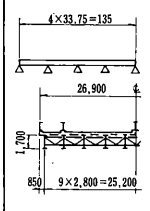
橋名	ハンバー橋	ボスポラス橋	セバーン橋	リトルベルト橋	南海大橋	大島大橋
スパン割	280＋1.410＋530	(231)＋1,074＋(255)	304.8＋987.55＋304.8	240＋600＋240	128＋404＋128	(140)＋560＋(140)
主塔形式						
桁形式						
サグ比	(1／11.5)	1／11.5	1／12.1	1／9	1／11	1／10.2
桁高比 全橋巾 b (m)	28.5	33	31.9	33	12	29.5
桁高比 桁高 h (m)	4.5	3	3.05	2.9	1.6	2.2
桁高比 h／b	1／6.3	1／11	1／10.4	1／11.4	1／7.5	1／13.4
たわみスパン比 たわみ δ (m)	—	6.1	—	—	2.5	2.6
たわみスパン比 δ／ℓ	—	1／176	—	—	1／162	1／215
備考	補剛トラスの桁高比、たわみスパン比 (1) 関門橋　178＋712＋178、サグ比＝1/11.1、桁高比＝h/b＝9/29＝1/3.2、たわみスパン比＝δ/ℓ＝2 4/712＝1/297 (2) 因島大橋　250＋770＋250、サグ比＝1/10.2、桁高比＝h/b＝9/26＝1/2.9、たわみスパン比＝δ/ℓ＝2.7/770＝1/285					

図－7　長大吊橋の桁形式・塔形式

表－9　タワースティ付吊橋比較表

項目＼橋梁形状				単径間補剛箱桁吊橋	タワースティ付補剛箱桁吊橋 TYPE1	TYPE2	TYPE3
基本事項	形状		1		 同左	 同左	 同左
	支間割	ケーブル	2	(140m)+560m+(140m)	同左	同左	同左
	中央径間サグ比		3	1/10.18	同左	同左	同左
塔	塔頂鉛直反力		4	6826t	6780t	6670t	6650t
	塔水平移動量		5	17.7cm	17.4cm	17.6cm	17.6cm
ケーブル	ケーブル張力	中央径間	6	8522t	8175t	7841t	7124t
		側径間	7	8742t	8603t	8582t	8556t
	ザイル(D+L+T)	1	8	—	215t	367t	356t
		2	9	—	395t	546t	599t
		3	10	—	—	—	754t
補剛桁	曲げモーメント	L/2	11	2454t·m/c	2399t·m/c	2373t·m/c	2360t·m/c
		L/4	12	2774t·m/c	2928t·m/c	2995t·m/c	2769t·m/c
	鉛直たわみ	L/2	13	2.23m	2.11m	2.07m	2.03m
		L/4	14	2.61m	2.48m	2.31m	2.04m
	鉛直たわみ角		15	30.9‰	16.5‰	13.3‰	12.4‰
センターステー	センタースティ軸力	max	16	31t	111t	180t	275t
		min	17	−31t	−111t	−180t	−275t
	バンド長(m)×個数		18	2.8m×2ヶ所	2.8m×2ヶ所	2.2m×4ヶ所	2.3m×6ヶ所
振動数関係	鉛直(NV)	対称1次	19	0.227	0.242	0.249	0.257
		逆対称1次	20	0.151	0.162	0.171	0.182
	捩れ(NT)	対称1次	21	0.463	0.463	0.466	0.478
		逆対称1次	22	0.690	0.699	0.720	0.730
	振動数比(NT/NV)		23	2.04 457	1.91 4.31	1.87 4.21	1.86 4.01
上部工数量	塔関係		24	2330t	2320t	2300t	2290t
	ケーブル関係		25	2500t	2440t	2390t	2330t
	補剛桁関係		26	6020t	6060t	6100t	6180t
	計		27	10850t	10820t	10790t	10800t

表－10　大島大橋側径間橋梁形式の工費比較表

Case			1	2	3	4	5	6	7
上部工形式			2径間連続 鋼床版箱桁(1Box)	2径間連続 鋼床版箱桁(2Box)	2径間連続 RC床版箱桁(3Box)	3径間連続 RC床版箱桁(3Box)	3径間連続 RC床版鈑桁	4径間連続 RC床版鈑桁	4径間連続 RC床版鈑桁
下部工形式			直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎	深礎杭基礎
支間割(m)			2×67.5=135	2×67.5=135	3×67.5=135	3×45=135	3×45=135	4×33.75=135	4×33.75=135
上部工断面図									同左
数量	上部工	鋼材(t) ()暫定時	2,450 (1,880)	2,820 (2,420)	2,290 (1,530)	1,850) (1,230	1,650 (1,010)	1,230 (770)	1,230 (770)
	下部工	掘削(m³)	8,880	8,880	11,420	23,110	23,110	42,320	16,870
		コンクリート(m³)	1,010	1,010	1,190	2,810	2,810	5,620	橋脚 3,110 深礎(空m³)1,230
		鉄筋(t)	60	60	70	150	150	340	220
		修景緑化(m²)	1,670	1,670	2,070	4,440	4,440	7,910	4,980
工費(百万円) ()暫定時	上部工		2,162 (1,677)	2,512 (2,156)	2,286 (1,499)	1,907 (1,240)	1,695 (1,027)	1,344 (822)	1,344 (822)
	下部工		108	108	131	266	266	523	366
	合計		2,270 (1,785)	2,620 (2,264)	2,417 (1,630)	2,173 (1,506)	1,961 (1,293)	1,867 (1,345)	1,710 (1,188)

の発生は見られなかった。(図－6参照)

一方、完成時断面の対策は、標準フラップをつけブラケット先端の形状によって対処することとした。図－6に示すように、ブラケット先端を垂直角56度の三角形のフェアリングをつければ－7度～＋7度の迎角内では限定振動の発生は見られていない。

4.4　塔形式の検討

塔形式については、トラス形式とラーメン形式について検討を行った。経済的にはほぼ同等であったので、補

剛箱桁吊橋の例（図－7参照）も参考のうえ、景観的に優れるラーメン形式を採用することとした。

最終的な塔形状については、一応2層ラーメンでとりまとめを行ったが、さらに経済性並びに景観を考慮し、良好な形状を選定すべく検討中である。

塔頂間隔は塔形式とケーブルの中心間隔より、路面部での主塔間隔は道路巾員と塔柱巾などから決定される。

大島大橋の場合、ケーブル中心間隔は道路巾員(20m)、アンカレイジの上屋構造（スプレーサドル中心と上屋外壁との距離1.1m×2)、道路線形（下り車線A＝300～R＝900によるシフト量約8cm×2)、その他（余裕7cm×2)より22.5mが必要であり、路面部での主塔間隔は道路巾(20m)、自動車防護柵（巾33cm×2)、照明柱（ベース25cm×2)、塔柱巾（約3.2m/2×2)、その他（余裕 5cm×2)より24.5mが必要である。

したがって、塔形式としては①斜塔、②直塔（塔頂サドル偏心)、③直塔案とが考えられ、これらの案について経済比較を行った。その結果、全体工費率は①：②：③＝1,000：1,001：1,016（上部工比率は1,000：1,004：1,014、斜塔の塔単価は15%割高にしている、下部工比率は1,003：1,000：1,030）となり、斜塔と直塔（サドル偏心）による工費差はほとんどなかったが、景観上と塔の施工としてはＦＣによる大ブロック架設も可能であり、斜塔による製作・施工上の問題は特にないことから斜塔とした。

4.5 タワースティ付吊橋の検討

大島大橋の場合、補剛桁に箱桁を採用しているので、通常の補剛トラス吊橋に比べ鋼重が軽くなり経済的ではあるが、補剛桁の鉛直たわみが大きく耐風安定性（特に限定振動）も劣るという欠点もある。

そこで、吊橋系にタワースティを取付けた場合、これらの欠点がどのように改良されるかの検討を行った。

表－9に示すように鋼重的には大差はなく、構造特性はタワースティで補剛桁を支える区間が長くなるほど吊橋全体系としての剛度が高くなるので鉛直たわみ、振動性上は向上する。特に桁端のたわみ角に対してはより有効である。

一方、通常の吊橋の場合、センタースティの設計は暴風時の荷重を対象に設計が行われるのに対して、タワースティ付吊橋の場合は、センタースティに常時大きな軸力が作用し、センタースティがタワースティ吊橋の重要な役割を果すことになる。

したがって、センタースティの設計法に問題が残るほか、構造系も複雑となることから本橋梁ではタワースティは付けないことにした。

5. 大島大橋側径間橋梁形式

工事実施計画時における橋梁形式は、2径間連続ＲＣ床版箱桁橋であったが暫定施工（当面、2車線および自歩道部のみの施工で将来2車線分を追加施工)、景観（大島大橋の補剛桁が箱桁で桁高が低いこと)、自然保護（地形改変を少なくすること）を配慮して検討を行った。その代表的な結果を表－10に示す。

その結果、上部工形式としては鈑桁形式の方が箱桁形式に比べて、暫定・完成時とも経済的で施工が容易であることから4径間連続ＲＣ床版鈑桁を選定した。

また、下部工形式については直接基礎（オープン掘削)、深礎杭基礎について比較を行ったが地形改変が少なく、経済的な深礎杭基礎を選定している。（ただし、P_4 は現道の拡巾との取合いから直接基礎に変更した。）

6. あとがき

本報告では、紙面の都合上、結果の紹介にとどまり、詳細を記述するまでに至らなかった。検討の詳細な内容については下記の文献を参照されたい。

なお、本報告での基本諸元は基本設計に入る時点のもので、今後の対外協議および設計検討などにより変更があり得るものである。

吊橋の耐風安定性、塔の形式、架設工法などについては、さらに検討を進めているので、別の機会に報告を予定している。

最後に、今まで本橋梁の調査・設計・施工に携わってこられた方々に感謝の意を表するとともに、今後、設計施工に携わる方々のご健闘を祈る。

参考文献

1) 弓削商船高等専門学校(本四公団委託)：海峡部船舶交通実態調査、昭和50年6月
2) 小西一郎著：鋼橋（設計編II）
3) (社)日本海難防止協会(本四公団委託)：架橋が船舶レーダ映像に及ぼす影響、昭和55年3月
4) 本四公団：多々羅・大島大橋計画設計、昭和47年3月
5) 本四公団：伯方・大島大橋実施設計予備検討(その1)、(その2)、昭和52年3月
6) 本四公団：大島大橋実施設計予備検討(その1)、(その2)、(その3)、(その4)、昭和53年3月(その1～3)、昭和54年3月（その4)
7) 本四公団：伯方・大島大橋実施設計（その1)、(その2)昭和54年11月、昭和55年9月
8) 本四公団：伯方橋上部工実施設計、昭和56年3月
9) 本四公団：大島大橋（ケーブル・吊構造）実施設計（その1）昭和56年3月
10) 本四公団：大島大橋（塔）実施設計、昭和56年3月
11) 本四公団：大島大橋（側径間）上部工実施設計、昭和56年3月
12) 本四公団：大島大橋風洞実験(その1)、(その2)、(その3)、(その4)、(その5)、昭和53年3月、昭和54年3月・12月、昭和55年1月・3月
13) 本四公団：大島大橋空力減衰に関する風洞実験、昭和54年1月
14) 本四公団：大島大橋限定振動に関する風洞実験、昭和56年3月
15) 本四公団：尾道～今治地区海峡部地質調査(その9)、(その14)、昭和49年3月、昭和51年10月

緩衝桁伸縮装置

Large Stroke Expansion Joint of Track

(元)設計部　調査役　松浦章夫
Akio Matsuura

1. まえがき

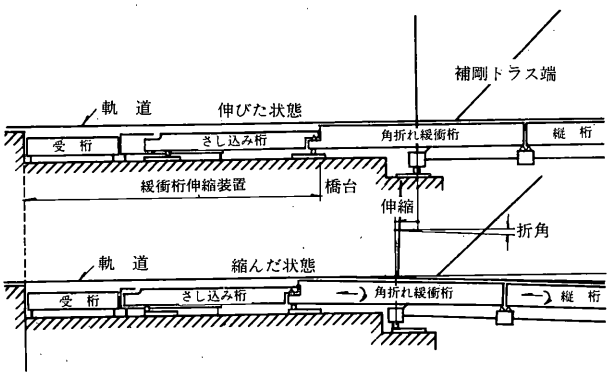
長大吊橋の補剛桁端には、通常の橋梁に比較して大きな伸縮が生じる。たとえば、3径間連続補剛トラス形式で設計されている南備讃瀬戸大橋の場合には、補剛トラス端において、温度変化、列車荷重、自動車荷重によりそれぞれ±30cm、±20cm、±10cm、合計して±60cm程度の伸縮が生じる。すなわち、補剛トラス端と橋台との間隔が、荷重等の条件によって120cm変動することになる。また、2ヒンジ補剛トラス形式の大鳴門橋では、主塔部において側径間と中央径間の補剛トラス端間隔の変化が180cmにも達する。鉄道軌道では、ロングレールの温度伸縮に対応するために、伸縮継目が用いられているが、伸縮量は±20cm程度であるので、これを直接に利用することはできない。したがって、吊橋補剛桁端に生じる大伸縮に対処するためには、それに見合った特殊な伸縮装置を開発する必要がある。

吊橋補剛桁端部には、このような伸縮のほかに、大きな角折れが併発される。大きな角折れは列車走行性や軌道構造等からくる制約があり、構造物としての対応も必要である。緩衝桁とは、伸縮および角折れに対処するための構造物を総称したものであるが、本文では伸縮にのみ着目した緩衝桁伸縮装置について述べる。

2. 緩衝桁伸縮装置の開発と実車走行試験

2.1 緩衝桁伸縮装置の開発

吊橋補剛トラス端と、橋台部に設置される緩衝桁を図－1に示す。この図により、角折れ緩衝桁と緩衝桁伸縮装置との関係が示されるが、ここで画かれた伸縮装置は以下に述べるさし込み桁式のものである。



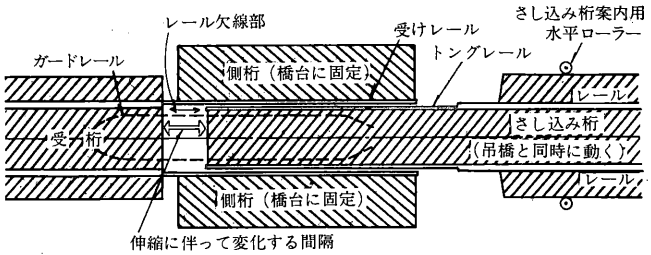
図－1　吊橋補剛トラス端と橋台部に設置される緩衝桁

昭和46年頃には、それ以前の構想を基にした緩衝桁伸縮装置の試作設計がなされ、同47年には実物大試作装置による工場内試験が実施された。さらに昭和49年には山陽新幹線の岡山・新倉敷間に伸縮装置を新たに設置し、速度180km/hまでの実車走行試験が、昭和51年～56年には、新幹線博多総合車両基地内において耐久試験が行われた。この耐久試験に用いた伸縮装置は、実車走行試験で用いた装置を一部改造して移設したものである。

上記のような経過で開発された緩衝桁伸縮装置には、次に述べる2形式がある。

(1) さし込み桁式伸縮装置（A案）

この形式は、図－2に示すように補剛桁と同時に動くさし込み桁が、橋台上に据えられた側桁に案内されて移動する構造である。伸縮する部分では、レールは半割になって 丄 形に並んでおり、その一方(トングレール)はさし込み桁に、他方(受けレール)は側桁および固定桁に締結されている。また、伸縮に必要な空間を確保するため、レールには切欠部が必要となる。すなわち、この部分に軌間線の欠除があるので、軌間内にガードレールを設けて脱輪を防いでいる。



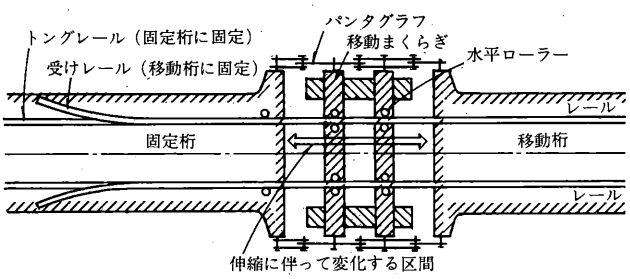
図－2　さし込み桁式伸縮装置（A案）の概念図

さし込み桁の移動は、橋台上および側桁に設けた水平ローラーにより案内される。

(2) 移動まくらぎ式伸縮装置（B案）

本形式伸縮部の軌道構造は、一般軌道のロングレール伸縮継目の形に類似している。すなわち、図－3に示すようにトングレールに受けレールが弾性的に曲がりながらレール押え金具間を移動し、伸縮作用をする。トングレールは固定桁に、受けレールは可動桁にそれぞれ締結されている。固定桁と可動桁間が伸縮のため広くあき、レールのみでは車輪を支えることができないので、移動まくらぎを配置して中間を支持している。

移動まくらぎの両端には水平ローラーがレールをはさ



図－3　移動まくらぎ式伸縮装置（B案）の概念図

む形で取り付けられており、移動まくらぎは移動用レール上を移動する。2本の移動まくらぎ間隔は、固定桁と可動桁に両端が連続されたパンタグラフにより等間隔に保たれるようにしてある。

上記の伸縮装置A案およびB案は、伸縮量1.5mを目標として製作されており、伸縮量が計算上1.0～1.2mとなる児島・坂出ルート内の3吊橋に適用するには、設置誤差その他の余裕を考えると適当な構造であると考えられる。

さきに示した2ヒンジ補剛桁形式の吊橋のように、伸縮量が1.5mを超える場合には、2組を直列的に連結して用いるか、1組でより大きな移動量が可能な伸縮装置を考察、開発しなければならない。

吊橋での大きな伸縮に対処する装置のほか、連続トラス橋端や橿石、岩黒島橋のように中央径間が400m を超える斜張橋の端部においても、伸縮量 ±20cm ～ ±40cm の伸縮装置が必要となる。斜張橋に対しては80cmの伸縮を目標とした中程度伸縮装置も開発されている。

2.2　緩衝桁伸縮装置の実車走行試験

実車走行試験では、角折れ走行試験も併行して行われたが、ここでは緩衝桁伸縮装置の性能・機能に関する試験の結果のみを述べるに止める。

さし込み桁式伸縮装置用ガードレールに作用する車輪衝撃は20軸中1軸の頻度で6ton以上、200軸中1軸の頻度で9ton以上であった。また、最大10.5tonの衝撃力が観測された。

軌道部品の応力では、レールの特殊断面部、断面変化部、レール締結部品とも予想を大きく上まわるものはなく、強度上の問題はないと判断される。また、桁、移動まくらぎ、パンタグラフ等の応力については強度上十分余裕のあることが認められた。一方移動まくらぎに隣接する位置で測定された受レールの上下変位と、移動まくらぎ本体の上下振動加速度は、予想よりも大きな値を示したが、これはローラー上面と、受レール下面との間にすき間があったことが原因であり、このすき間をなくすことによって解消するものと考えられる。桁の振動と騒音についてはそれぞれ在来の無道床鋼桁の場合とほぼ同等のレベルにあることが認められた。

試験桁部分の軌道回路特性については、鋼桁直結構造の軌道であることと、レール締結部分の構造が複雑という悪条件があるため、漏れコンダクタンスが一般軌道にくらべて大きく、また、試験桁を車両が通る際の信号電流の不平衡率も高くなることが判明し、レール締結装置の設計にあたり、この面についての検討を進める必要があることが分った。

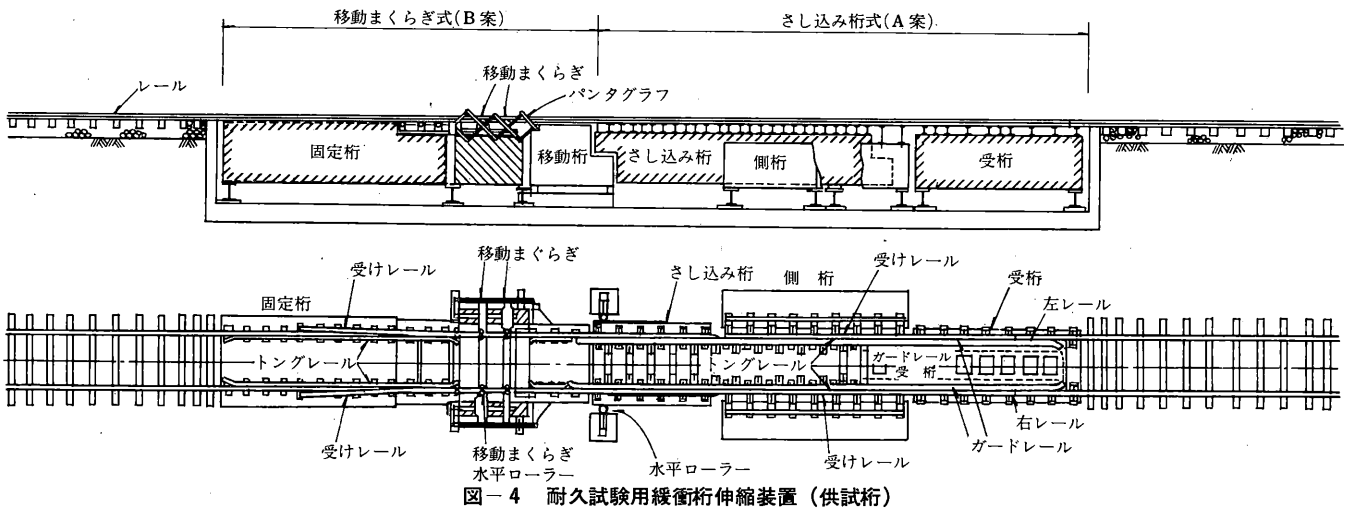
3.　緩衝桁伸縮装置の耐久試験

昭和51年7月国鉄新幹線博多総合車両基地構内に、緩衝桁伸縮装置を設置した。それ以後、表－1に示すように列車負荷による各部の経年変化、伸縮抵抗力の調査を約5年間継続して実施し、昭和56年10月にこれを完了、解体調査を行った。以下に耐久試験の概要とその結果を述べる。

3.1　調査の概要

供試装置の略図を図－4に示すが、これは前述のように実車走行試験で用いられた「さし込み桁式(A案)」と「移動まくらぎ式(B案)」を、一部改造して長さ約25mの検査坑内に設置したものである。調査の項目を以下に列挙する。

1)　軌道狂いの調査（車両非載荷時、静的測定による）
2)　伸縮部のレール、ガードレール、水平ローラ等の摩耗調査



図－4　耐久試験用緩衝桁伸縮装置（供試桁）

表－1　緩衝桁伸縮装置の耐久試験実施工程

年度	測定日	軸数	軌道条件	作業内容
昭和五十一年度	51. 9. 8	0	B＝0 A＝1,440mm	追跡調査
	10. 24	10,320	〃	追跡調査 伸縮抵抗力
	12. 23	24,960	〃	〃 〃
	12. 23		B＝360 A＝1,080mm	〃 〃
	52. 3. 11	38,400	〃	〃 〃
	3. 12		〃	〃 〃
五十二年度	7. 7	63,600	〃	〃 〃
	7. 8		B＝A＝720	〃 〃
	10. 10	99,728	〃	伸縮抵抗力
	12. 8	107,280	〃	追跡調査 伸縮抵抗力
	12. 9		〃	〃 〃
	53. 2. 27	122,384	〃	伸縮抵抗力
五十三年度	6. 23	171,360	〃	〃
	8. 23	189,120	〃	追跡調査 伸縮抵抗力
	12. 27	223,440	〃	伸縮抵抗力
	54. 2. 17	238,840	〃	〃
五十四年度	6. 25	262,320	〃	〃
	10. 31	281,280	〃	追跡調査 伸縮抵抗力
	12. 24	308,800	〃	伸縮抵抗力
	55. 3. 17	314,160	〃	〃
五十五年度	8. 28	366,960	〃	〃
	11. 27		〃	〃
	56. 2. 7	397,440	〃	追跡調査 伸縮抵抗力
五十六年度	10. 22	489,360	〃	〃 〃
	10. 23	〃	〃	〃 〃

注）昭和56年10月27日　撤去

3）　レール締結装置部品の調査

4）　伸縮抵抗力試験

- 移動桁を油圧装置により移動させ、その抵抗力を測定し、A案およびB案の伸縮抵抗力と、その経年変化を調べる。
- B案における垂直・水平ローラーの回転機能、防塵カバーの伸縮機能を調べる。

5）　桁および桁支承の変状の調査

6）　レール締結部の電気抵抗調査

供試装置は、「さし込み桁式（A案）」と「移動まくらぎ式（B案）」が、連続して配置された構成となっており、A案の伸縮量を「最大開口量＝1,440mm」とすると、B案の伸縮量が「最小開口量＝0mm」となり、移動桁を移動させることにより、この逆の関係、さらにその中間の関係を設定することができる。

説明の都合上、本章における字句を次のように定める。

1）　「A案＝0」、A案の開口量が零で、B案の開口量が1,440mmの状態。

2）　「B案＝0」、B案の開口量が零で、A案の開口量が1,440mmの状態。

3）　「B案＝360」、B案の開口量が360mmで、A案の開口量が1,080mmの状態。

4）　「A案＝B案＝720」、A案、B案の開口量が720mmであり、中立位置である。

5）　「右側レール」、「左側レール」

図－4の下側平面図において、上側レールを左側レールという。

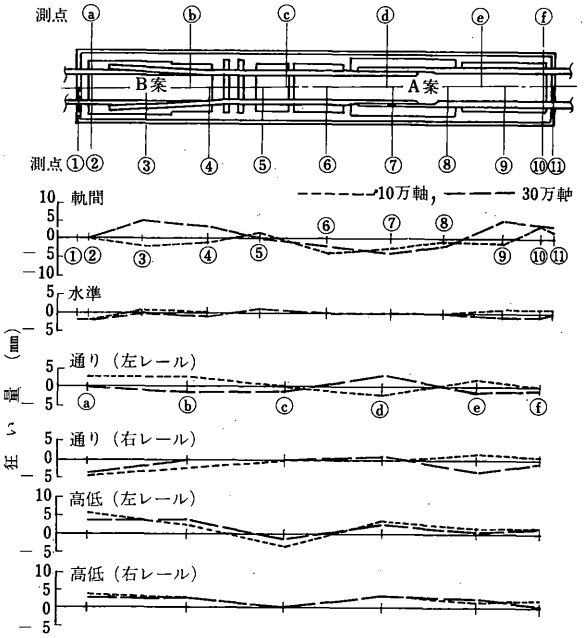
6）　「通過軸数」、供試装置区間を通過する新幹線車両の車両数の累計を言う。16両編成の新幹線電車1個列車の通過により、64軸が載荷し、50万軸は約3万本の列車に相当する。

3.2　追跡調査の結果

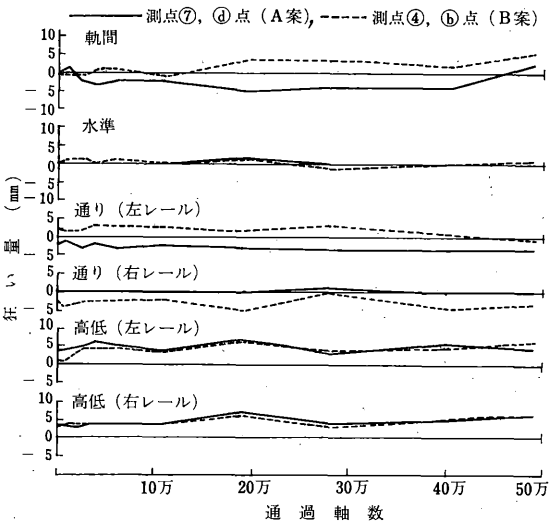
供試装置設置後、通過列車による通過軸数を定め、追跡調査、伸縮抵抗力試験を行い、また装置全般の点検を行い安全性の確認を行った。

(1)　軌道狂い（図－5、図－6参照）

軌道狂いの調査は、試験開始当初に年4回行われたが、その後は軌道狂いの変動が少くなったので年2回ないし1回とした。軌道の測定は軌間ゲージを用い、通り関係は糸張り式により、伸縮抵抗力試験の前後に行った。伸縮抵抗力試験前の測定値は、経年の変動値であり、後の測定値は次回の経年変動の基準値とするものである。



図－5　軌道狂いの変動



図－6　軌道狂いの進み

1) 軌間

軌道条件B案＝0（移動まくらぎ式の開口量0mm、さし込み桁式の開口量1,440mm）で、初期にはさし込み桁式（A案）伸縮部で約3mmの軌間縮少を生じたが、その後B案＝360（移動まくらぎ式の開口量360mm）とした場合には、ほとんど変動がなかった。このことから、初めの3mmの軌道縮少は列車通過によるなじみの影響と考えられる。

つぎに、A案＝B案＝720(さし込み桁式の開口量720mm、移動まくらぎ式の開口量720mm）の中立位置に設定した場合は、A案伸縮部では5mmの軌間縮少、B案伸縮部では約5mmの軌間拡大が見られたが、約20万軸～40万軸の通過軸数の増加に対する狂いの変動、進みは少ない。

軌間の狂い量の最大は5mmである。

2) 水準狂い

水準については、A案、B案両形式ともほとんど変動がなく、狂い量も小さい。また、20、30、40万軸の通過後の狂い量、進み量は小さい。

水準狂い量の最大は3mmである。

3) 通り狂い

当初は、右レール、左レールともほとんど変動がなかったが、通過軸数20万軸において、B案伸縮部付近に約4mmの通り狂いを生じた。その後の通過軸数30、40万軸では、A案の変動は小さいが、B案の変動は大きい。

通り狂い量の最大は5mmである。

4) 高低狂い

当初は、軌道条件B案＝0(移動まくらぎ式の開口量0mm、さし込み桁式の開口量 1,440mm）の状態で、測点2において約5mmの狂い進みがあり、その後はほとんど変動がない。また、通過軸数20万軸のときがもっとも狂い量が大きく、30、40万軸では逆に小さくなっている。

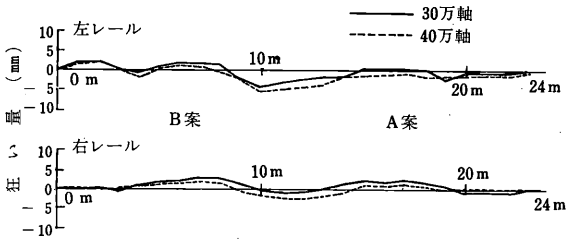
高低狂い量の最大は6mmであり、補修限度内にある。

以上の軌道狂い4項目の静的測定結果では、伸縮抵抗力試験における桁の移動の影響と思われる軌道狂いが現われ、若干の狂い変動があるが、列車の通過によって復元する傾向が見られる。このような桁の移動により生じる軌道狂いを減少させるには、伸縮装置の設定の精度を上げる必要がある。

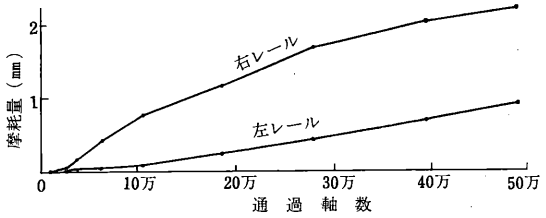
軌道狂いの経年による進行は、各項目ともほとんどないことから、本緩衝桁伸縮装置は敷設後直ちに補修を必要とする装置ではないことが分った。また、約5年間の耐久試験中に補修を行っていないので、保守周期はかなり長いものと予想されるが、実橋の設置に際しては、本試験よりも通過速度も通過軸数も大きく、使用条件が厳しいので、当分の間は十分な監視が必要となろう。

(2) レール面高低

供試装置全長を1m間隔にレール面高さを測定し、両端の高さを基準に追跡した結果を図－7に示す。通過軸数30万から40万にかけての変動は少なく、レール面高低の進行に関しては、左右レールの差およびA案B案の相異は小さいものといえる。



図－7　レール面高低の進行



図－8　さし込み桁式伸縮装置のガードレール摩耗の進み

(3) さし込み桁式伸縮装置のガードレールの摩耗

さし込み桁式伸縮装置のレール欠線部において車輪を案内するガードレールの側面の摩耗をノギスにより測定した。延長方向ならびに通過軸数に関する結果を図－8に示す。このように、左側のガードレールの摩耗量が最大1mmであるのに対して、右側では2mmである。このことは図－5に示されたように、この箇所の左レールが正常位置よりも約3mm内軌側に偏心していることから、通過する車輪がレールに対して相対的に左側に寄って走行したものと考えられる。ガードレールの摩耗速度は、左側ガードレールで約0.05mm／万軸である。

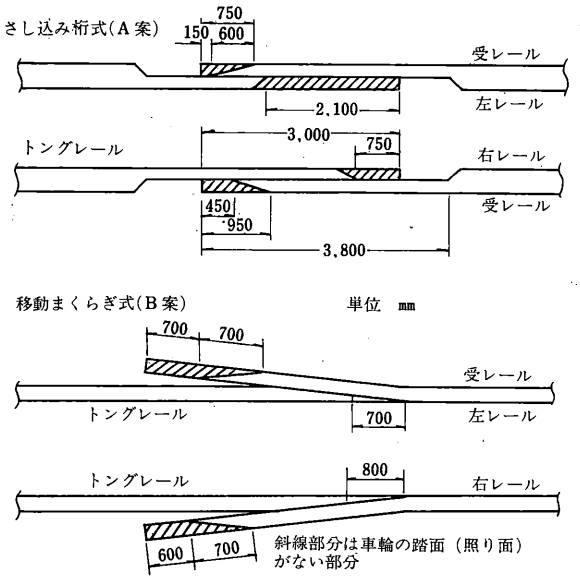
(4) 伸縮部乗移り面

図－9にA案およびB案伸縮装置の乗移り面を示す。図のようにA案ではレール照り面（車輪が常時接触する面）が左右レールで非対称となっており、左右レールではトングレールから受けレール、あるいは受けレールからトングレールに車輪が乗り移る位置に相異が出ている。これは、軌道狂いに起因するものではなく、トングレールと受けレールとの組立て精度によるものと思われる。経年による変化はほとんどない。

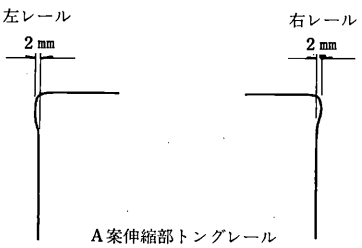
B案では、左右レールの照り面位置はほぼ一致しており、左右車輪は理想的な通過状態を示しているものといえる。

(5) レールフロー

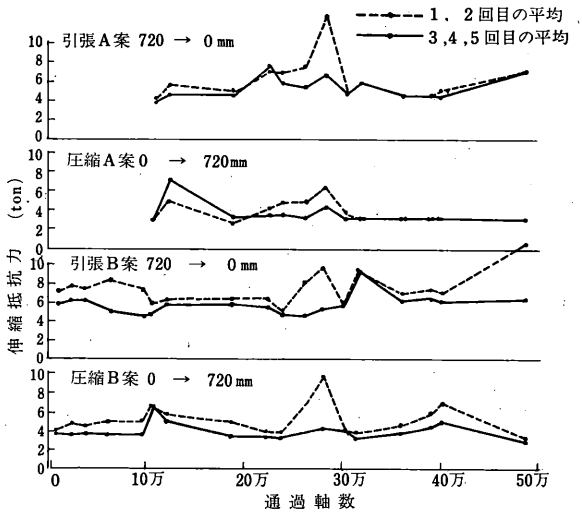
A案伸縮部トングレール外側に、通過軸数約12万軸において、レールフローが出現し始めた。通過軸数約50万軸では図－10に示すように約2mmである。本試験装置のレールは、レール鋼ブルームから削り出して特殊断面としたものであるが、実用化の場合は、鍛造成形することとなるので、上記フローはかなり軽減されるものと思われる。また、この対策としては、レール頭部の曲率半径を大きくすることも考えられる。



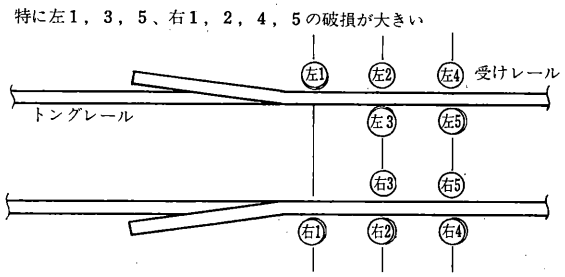
図－9　伸縮装置乗り移り面（通過軸数 489、360軸）



図－10　レールフロー



図－11　緩衝桁の伸縮抵抗力



図－12　B案伸縮装置の水平ローラ外周ウレタンゴムのはく離

(6)　締結装置の調査

タイプレートの移動、ボルトの弛緩、横圧受金具の変動、移動および可変パッドの移動については全く異状がない。ただし、経年による暴露と、塩水による散水試験の影響も加わって、各締結装置には錆が多く発生し、ボルト・ナット類の取外しは不可能な状態となっている。また、ボルトにゴム製のキャップを付けた場合には錆の発生がなく、ゴムキャップの有無がボルトの耐久性を上げる効果のあることが分かった。

(7)　伸縮抵抗力試験

営業線における伸縮は、常時作用するものであるが、本耐久試験ではその伸縮作動は油圧装置によるものとした。開口量をある定位置に設定した状態で、ある期間固定しておき、再び伸縮抵抗力試験を行うことになるが、この際の最初の移動では、沓すべり面に生じた錆などの摩擦抵抗力が加わり、伸縮抵抗力が大きくなる。しかし、伸縮移動を繰返すことにより抵抗力は減じる。図－11に伸縮抵抗力の変化を示すが、いずれの場合でも、伸縮抵抗力の平均は 4 ～ 6 ton 程度である。

伸縮抵抗力は、予想されるように注油により減じられるが、通過軸数24万以後で急増しているのはB案水平ローラの破損によるためである。

(8)　水平ローラ

B案水平ローラには、通過軸数約19万軸から損傷が始まり、一部補修を行ったが、図－12に示すように、ほとんどの水平ローラの最外側ウレタンゴムがはく離した。伸縮抵抗力の項で述べたように、このウレタンゴムの回転変形抵抗が、桁の伸縮抵抗に加わるものと考えられる。

鉛直ローラは目視が困難なため、測定が不可能であるので、解体時に調査する必要がある。

(9)　桁および桁支承の調査

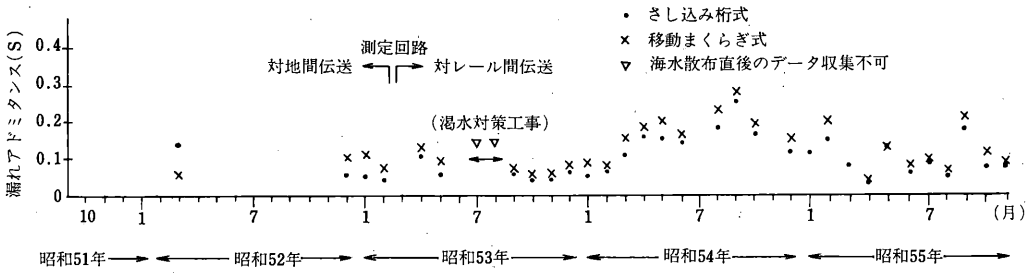
桁各部の変状、支承の変状、すべり支承の変状は、通過軸数10万においては、全く認められなかった。また、沓面覆の防塵カバーの効果は十分にあったものと認められる。

(10)　巡回検査

軌道狂い、レール締結装置および桁、桁支承の目視による検査を月に 1 回の割合で行ったが、各部には全く異状が認められなかった。

(11)　レール締結部の電気抵抗調査

レール締結部の電気的特性を長期的に調査し、緩衝桁伸縮装置上の軌道回路方式の検討資料とした。供試装置区間の分周軌道回路に重畳して625Hzの交流電圧をレール間に印加し、そのレール間電圧と電流から、さし込み桁式と移動まくらぎ式の 2 伸縮装置それぞれの漏れアド



図－13　海水散布時の漏れアドミタンス変化

ミタンス（電気抵抗の逆数）を測定した。

供試区間には、海塩による汚損がないので、強制劣化のため月1回海水散布を行った。毎回の最大漏れアドミタンスの変化状況を図－13に示す。昭和54年後半には、漏れアドミタンスの増加傾向が見られるが、その後にはやや減少しているので、レール締結絶縁部の劣化は進んでいないものと推定される。さし込み桁式と移動まくらぎ式とを比較すると、漏れアドミタンスは前者の方が小さい。この傾向は、晴天時、降雨時とも同じである。しかし、この程度では、軌道回路の設計に影響しないので、電気抵抗から見た優劣は、2方式間で付け難い。

3.3　調査のまとめ

(1)　軌道狂い

通過軸数50万軸経過後において、大きな軌道狂いの発生はなく、またその進行も少ない。それゆえ、実用化に当っては、少なくとも設置後即座に軌道補修を要することはなさそうである。

(2)　レールフロー

さし込み桁式伸縮装置のトングレールにおいて、約2㎜のレールフローが生じた。トングレールと受けレールとの間隔は2㎜であるため、伸縮には支障がなかったが、フローが2㎜を超えると伸縮移動の際には両面が接触するので十分に注意する必要がある。

(3)　伸縮抵抗力

移動まくらぎ式の水平ローラーの損傷による抵抗増を除けば、最大6 ton である。

(4)　移動まくらぎ式水平ローラー

水平ローラー外縁部のウレタンゴムが経年により損傷した。したがって実用化に際してはこの部分の再検討が必要である。

(5)　錆

人工的に海水散布を行ったのでレール締結装置のボルトおよびナット類にかなり錆が生じたが、錆止めにはゴムキャップが有効である。

(6)　レール締結部の電気抵抗

暴露および海水散布によるレール締結部の漏れアドミタンスは、最大0.3Sであり、顕著な劣化は認められず、軌道回路構成上とくに問題はない。

4.　あとがき

緩衝桁伸縮装置は、以上述べてきたように、長年月を要して開発されてきたものである。これまでの調査の結果では、とくに問題となる点はないものと判断されているが、細部の設計方法、現場への設置方法等については、個々の条件に合わせてさらに検討を要する。

本文は、列車走行委員会、軌道分科会において審議された内容を参考にさせていただいている。緩衝桁伸縮装置の開発に中心になって御指導下さった八十島埼玉大学教授をはじめ、委員および関係者の方々にこの紙面を借りて感謝の意を表する次第であります。

参考文献

1)　本州四国連絡橋の列車走行に関する研究報告書、軌道及び緩衝桁分科会中間報告書（昭和47～55年度）、日本鉄道施設協会、列車走行委員会

因島大橋ケーブル架設

Cable erection of Innoshima Bridge

向島工事事務所　第二工事長　香川祐次 Yuji Kagawa
向島工事事務所　第二工事長付　平野信一 Shinichi Hirano

1. まえがき

因島大橋のケーブル工事は、（その1）工事でケーブルストランドやハンガーロープなどの製作を、（その2）工事でそれらの架設や塗装工事などを行う工事内容となっている。（その1）工事については、本四技報 Vol. 5 No.18 '81.10に報告している。

本稿は、紙面の関係で（その2）工事のうちケーブルストランドの架設について述べるもので、その他については別の機会に報告したい。ケーブルストランドは、素線径5.17㎜のＰＷＳ127、91ストランド×2であり、ストランド架設は昭和56年8月19日から10月29日の間に行った。

2. 架設設備

ストランドの架設方式はトラムウェイシステムとし、作業能率を考慮して1ケーブル1ループのシステムを設置した。

またストランドは、リールの水切り・仮置場・陸上小運搬経路および橋台の地形等を考慮し、因島側橋台後面にアンリーラーを設置して、因島側橋台から向島側橋台に向かって片岸引出しとした。

架設作業は昼間2日間、ストランドの引出し・定着を行い、2日目の夜間にサグ調整を行うこととした。

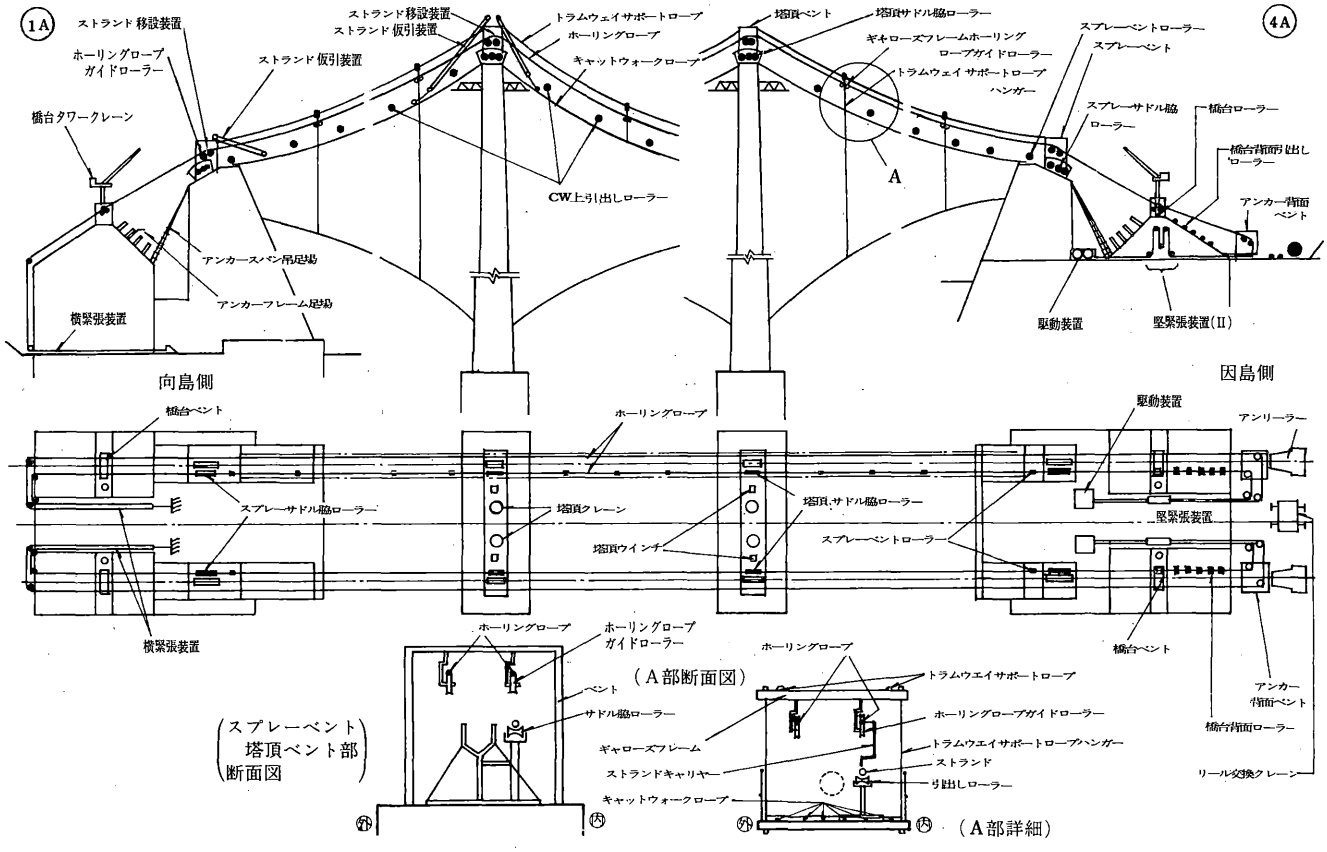
ストランド架設設備を図－1に示す。

3. ストランドの架設

3.1 準備工

ストランドの架設に先立って塔頂サドルおよびスプレーサドルをケーブルアンカー側へ移動させた状態にセットしておく。各サドルのセットバック量は塔頂ドル534 mm、スプレーサドル35㎜である。

スプレーサドルのセットバックは、サドルの構造がロ



図－1　ストランド架設設備

ーラー型式であるため、サドル後面にセットバックフレームを組立て、サドル鞍部後面とセットバックフレームの間に50tジャッキを2台設置し、±1mmの範囲にセットした。このセットバックは側径間とアンカースパンの温度変化による張力変動によってサドル上でストランドがすべらなくなった段階、つまりストランドが約15～16本架設されサドルが自立できる状態になった時点でサドルとセットバックフレームの縁を切った。

塔頂サドルのセットバックは、塔頂を変位させた状態でキャットウォークがバランスするキャットウォークシステムを設計し、キャットウォークの形状調整の段階でセットバックを行った。

塔頂およびスプレーサドルには、サドル内におけるストランドの形状確保のためにスペーサーを取付けるが、最下段のスペーサーはサドル溝の側面に溶接で取付け、第二段目以降のスペーサーはストランドの架設に従って順次積上げていった。

3.2 小運搬・引出し

(1)ストランドを大浜作業基地から因島側橋台まで小運搬する。積込みには127tトラッククレーンを、運搬には32t積トレーラーを使用した。(写真－1)

(2)ストランドを127tトラッククレーンでアンリーラにセット、梱包を解体・先端ソケットをリールから解放し、引出し用アダプターを取付けベビーウィンチでアンリーラー前面ベントのストランドキャリヤー付近まで取出す。(写真－2)

(3)ソケットをアンリーラー前面ベントに吊したチェーンブロックないしトラッククレーンにて、ストランドキャリアーにセットする。(写真－3)

(4)ストランドは全長約1,360mであるが、まずNo.1中間キャリヤー取付点（向島側塔頂部ワイヤーシージング位置）まで約285m引出して停止し、ストランドのねじれを直してNo.1中間キャリヤーを取付ける。(写真－4)

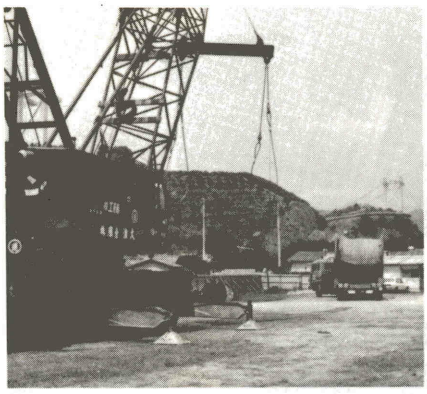
(5)ストランドをさらにNo.2中間キャリヤー取付点（因島側塔頂部ワイヤーシージング位置）まで約790m引出し停止し、再びストランドのねじれを直してNo.2中間キャリヤーを取付ける。

(6)ストランドを約285m（先端ソケット向島側橋台スプレーベント前面付近位置）引出し、アンリーラーでは後端ソケットを取外し、ベビーウィンチからの惜しみロープを取付ける。

(7)ストランドを因島側アンカーフレーム先端まで約25m引出し（先端ソケット向島側アンカーフレーム先端に到着）橋台クレーンにてソケットを吊り、ストランドを惜しみロープおよび各キャリヤーから取外す。(写真－5、6)

(8)ソケットを取外し後、ホーリングロープを逆転させ因島側に各キャリヤーを回送する。この時No.1・No.2中間キャリヤーはアンリーラー前面ベントで逐次取外す。

(9)ストランドの引出し速度はストランド先端キャリヤーの位置により、径間部で約35m／分、サドル部・アンカースパン部で約15m／分、キャリヤーの回送時径間部で約35m／分であった。



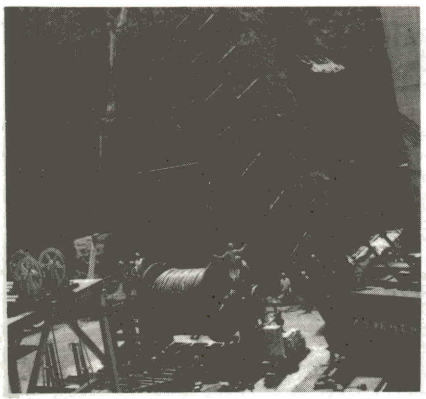
写真－1　ストランドの小運搬



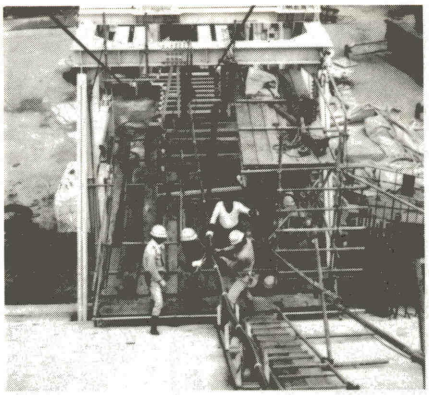
写真－3　ストランドキャリヤー



写真－5　橋台背面引出し



写真－2　リールセットの状況



写真－4　中間キャリヤーの取付



写真－6　キャリヤーのばらし

3.3 仮引・移設・整形

引出しローラー上のストランドをフリーハングしサドルへ納めるために、塔頂およびスプレーベント上に設置した仮引装置によってストランドを緊張した。仮引装置は1A、2P、3P、4A（東）は滑車ウィンチ方式で、4A（西）は油圧方式で行った。（各ストローク約5m）

(1)塔頂サドルおよびスプレーサドルの約25mの位置でストランドに仮引きクランプを取付ける。この時ストランドのねじれがないか各クロスブリッジ位置で着色ワイヤーにて確認する。（写真－7）

(2)ウインチを駆動しストランドを各サドル側に引込んでフリーハングにする。（写真－8）

(3)各サドル部においてベントから吊下げてあるレバーブロック（4～5台）によりストランドを吊上げ、所定位置へ移設する。（写真－9）

(4)六角整形治具等によりストランドのねじれ・素線交差を直し、ストランド素線の配列を横9本×縦12本を原則とし、かつゲージワイヤー・着色ワイヤーが上面にくるように四角整形治具等により四角に整形しながら逐次サドル内に納めていき、形状・配列保持のために木製ブロックで押え込んでおく。（写真－10）

(5)各橋台アンカーフレームへのストランドの引込み・定着が完了したら、(2)の仮引きを除々に解放し向島側塔頂サドル部のストランドマークとサドル中心を正確に合わせ（2P固定）、その他のサドル部ではストランドマークをサグ調整が容易にできるよう上越量だけずらせて合わせる。

(6)完全に解放したあと、仮引きクランプを取外す。

3.4 アンカーフレームへの引込み・定着

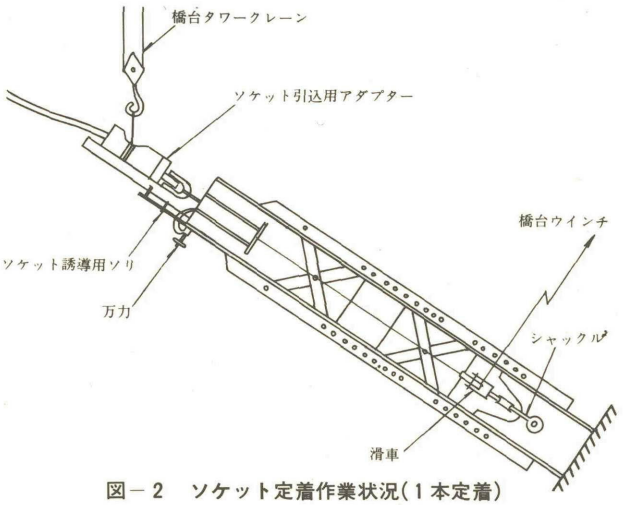
1本定着フレームの場合

(1)フレーム側面のレーシングバーおよびタイプレートをあらかじめ取外し、ケーブル引込み用孔を利用してシャックルおよび滑車をセットし、引込みウインチからのロープ先端をアンカーフレーム先端に出しておく。またアンカーフレーム先端にはソケット引込み誘導用のソリ・支圧板受け架台を取付けておく。（写真－11）

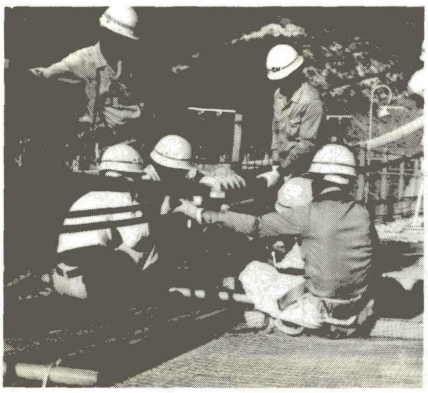
(2)橋台クレーンでソケットを吊上げ、ソケット定着位置近傍へ誘導し、引込みロープを連結し引込む。（図－2）

(3)ソケットが引込まれると支圧板を所定位置にセットし、ストランドが接触していないことを確認の上シム板を挿入し引込みロープ、引出し用アダプターを撤去する。

(4)その後調整用アダプターをソケット後面に取付け、



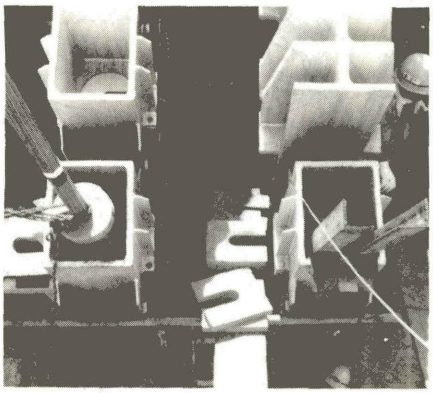
図－2　ソケット定着作業状況（1本定着）



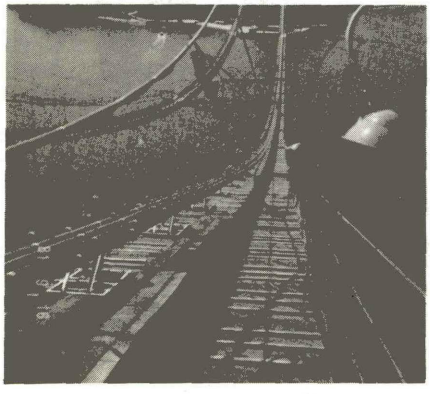
写真－7　仮引クランプ



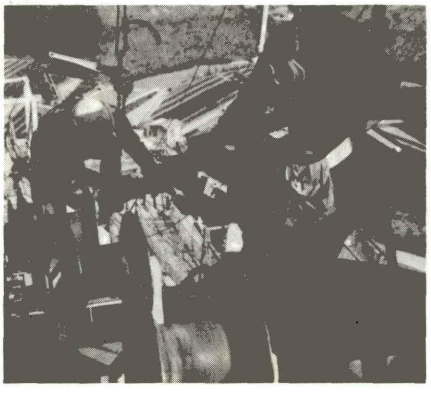
写真－9　ストランドの移設



写真－11　ソケットの引込み（1本定着）



写真－8　ストランドの仮引き



写真－10　ストランドの整形

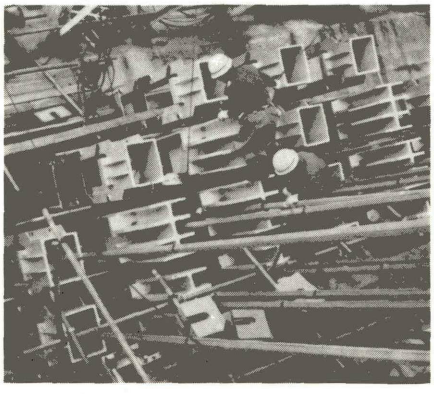


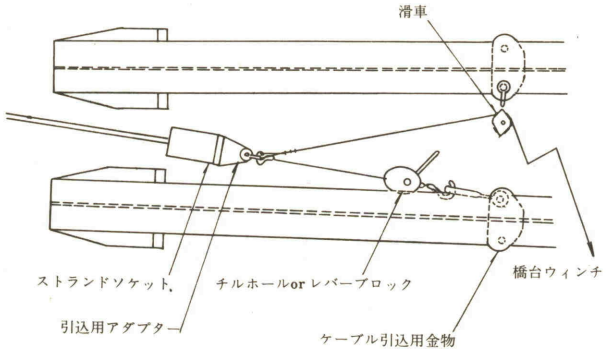
写真12　ソケットの引込み（2本定着）

油圧ジャッキにより所定量（設計シム量＋上越シム量）まで引込みシム板を挿入し定着する。

2本定着フレームの場合

(1)橋台クレーンでソケットを吊上げ、ソケット定着位置近傍へ誘導し、ケーブル引込用金物を利用して引込みウインチとレバーブロックを用いてソケットを引込む。（図－3、写真－12）

(2)シム板を挿入したのち、シム板にソケットを一担あずけ油圧ジャッキにより所定量まで引込みシム板を挿入し定着する。



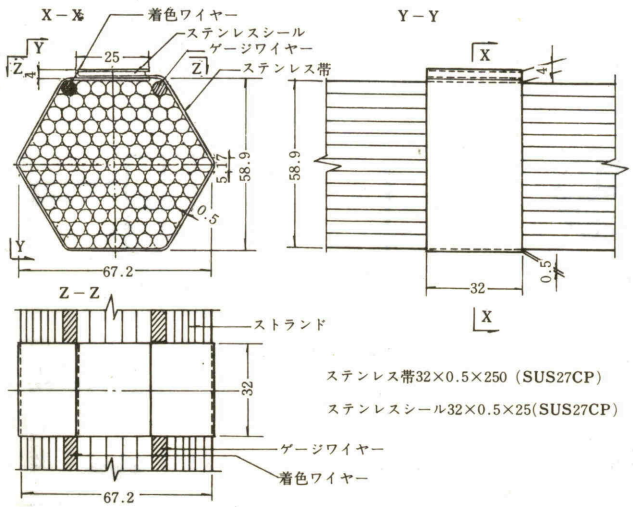
図－3　ソケット定着作業状況（2本定着）

3.5　アンカースパンのシージングおよび塗装

ストランドの架設に合わせて、アンカースパンのストランドを六角整形治具および木づちで整形しながら厚さ0.5mm・幅32mmのステンレスバンドを約2m間隔に取付けシージングした。また



写真－13　アンカースパンのシージング

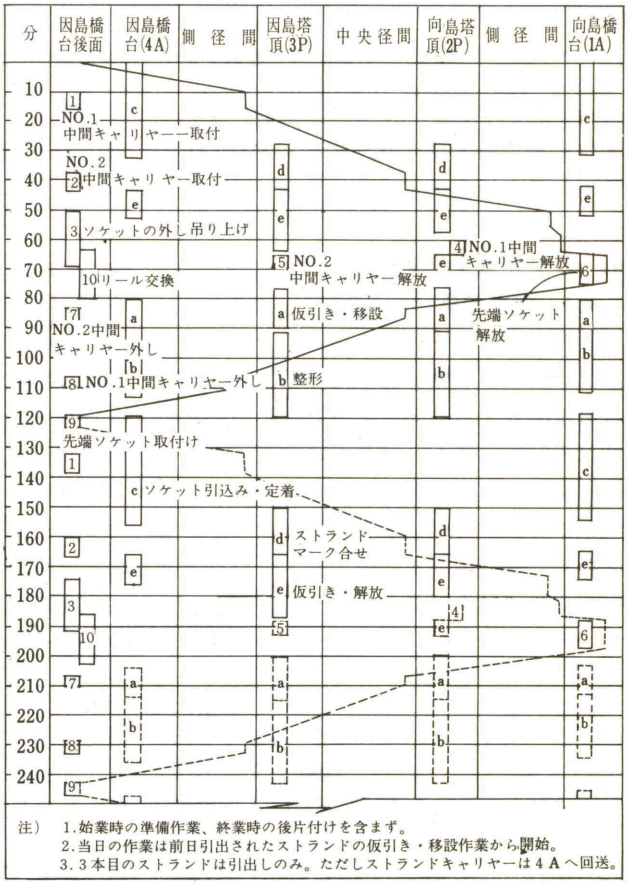


図－4　ステンレスシージング

サドル出口付近のストランドの塗装も行った。（図－4、写真－13）

3.6　サイクルタイム

架設作業は前日引出されたローラー上にあるストランドのサドル内移設および次の架設ストランドの引出しから開始した。作業に慣れてくると1日1ケーブルあたり3本、東西両ケーブルで6本のストランドが架設できるようになってきた。その標準サイクルタイムは図－5に示す。



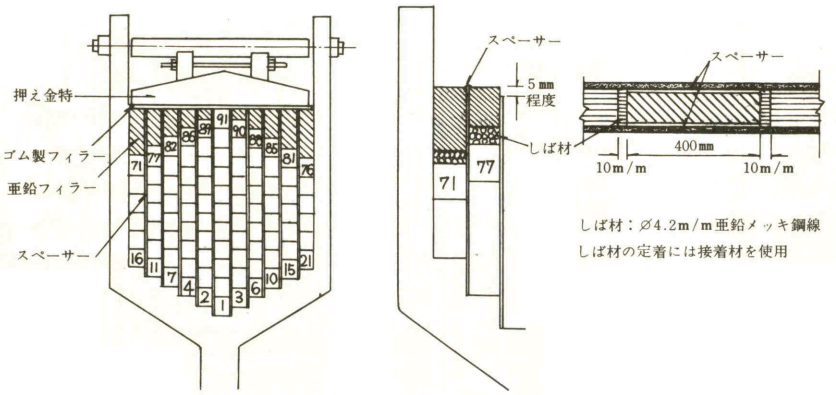
図－5　サイクルタイム

また試みに最終近くに1日1ケーブルあたり4本、東西両ケーブル8本のストランドも架設してみたが、作業量が多すぎ、所定作業時間内では1日3本の架設が限度であった。

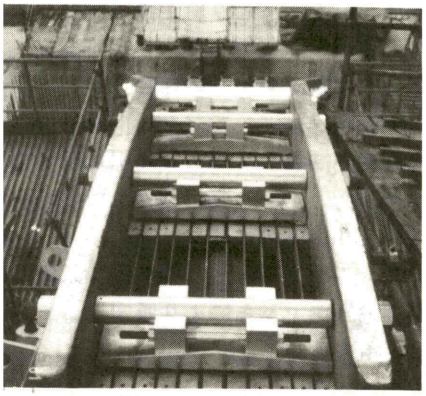
3.7　亜鉛フィラー・押え金物他

全ストランドの架設が完了した時点でサドル内のストランド上を塗装し、亜鉛フィラー・押え金物をセットした。まずジャッキでスペーサー間隔の調整をし、高さ調整はしば材（φ4.2mm亜鉛メッキ鋼線）により実施した。ストランドの納まりがよく空隙率が小さかったのでほぼすべてのサドルでしば材を使用した。(図－6)なお、サドルが円曲面であるのでしば材をすべり落ちないように接着材で固め、亜鉛フィラーの取付け後、ゴム製フィラー（ネオプレーンゴムt＝10mm）を乗せ、押え金物、押えボルト等を取付けた。（写真－14）

ストランドソケットの定着に際して取外した1本定着



図－6　亜鉛フィラー押え金物



写真－14　押え金物

用ケーブルアンカーフレーム両面のレーシングバー・タイプレートを取付けた。ボルトはH·T·Bを、ジャッキ架台取付孔には化粧ボルト（普通ボルト）を使用した。

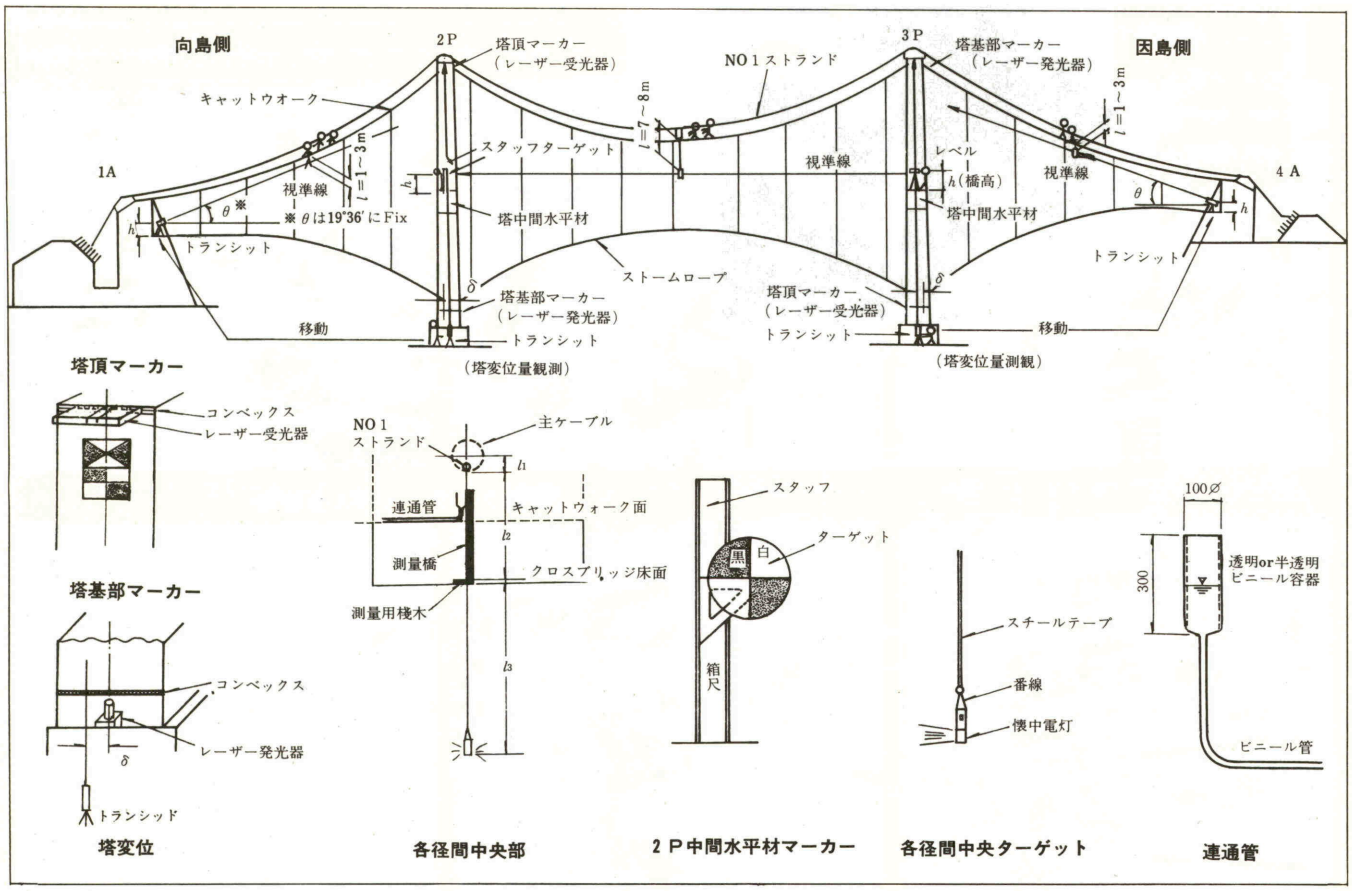
4.　サグ測量・サグ調整

4.1　サグ測量

基準ストランド（No.1ストランド）は、No.2以降のストランドサグ調整の基本となるものでケーブル架設精度に直接関係するものである。このため基準ストランドのサグの設定にあたっては「基準ストランド絶対サグ管理目標値」を定め慎重を期した。またストランドの架設が進むにつれて基準ストランドのサグが上載したストランド群の影響で変動するので、ストランド架設の進捗に併せて1/3·2/3架設時にサグ測量を実施し、結果を以降のストランドサグ調整に反映させた。

サグ測量は図－7に示す要領で実施し、測定項目は、①塔頂変位(スパン測量)　②中央径間中央点のケーブル標高　③側径間中央点のケーブル標高　④ストランドまたはケーブルの表面温度　⑤各スパン中央点でのケーブル径とした。また東西ケーブルの標高測定値の検証のため、東西ケーブル間にビニールホースを通して水張測定を、スパン変動の検証のため、スプレーサドルの移動量の計測も行った。なおケーブル内部温度を知る目的でストランドの架設に合わせストランドに熱電対を挿入し、プレスクィズ後まで計測した。

サグ測量は、ケーブル（ストランド）外表面温度を測定しその温度を基準として温度補正を行ったが、測量するごとにケーブルは目標値に対して下降する傾向となっ



図－7　サグ測量要領

表－1　サグ測量回数

	架設段階	測量日	サグ測量回数	備考
1	No.1ストランド	8月23、24、26、29日	4	(1)1/3～2/3までの各ストランド上越量（mm）
2	1/3架設時(32本目)	9月21日	1	E ↑16 ↑6 ↑16 / 1A W ↑2 ↑3 ↑2 4A
3	2/3架設時(59本目)	10月9、10日	2	
4	3/3架設時(91本)	10月29日	1	(2)2/3～3/3までの各ストランド上越量
5	プレスクィズ完了時	11月4日	1	E ↑16 ↑8 ↑18 / 1A W ↑16 ↑8 ↑16 4A
6	本スクィズ完了時	11月28日、12月2日	2	

た。これはケーブル内部の真の温度が上述の方法で推定したよりも高いことによるためで、ストランド架設最終段階になって熱電対計測の結果から推定できた。

サグ測量回数を表－1に、主な測量結果を表－2に示す。

4.2　サグ調整

ストランドのサグ調整は中央径間・側径間については、絶対サグ測量によって形状の決定されたNo.1ストランドを基準にして、それとの相対サグを測定しながら行った。アンカースパンについては、ストランドのサグ量が小さく測定できないため張力調整とした。

調整作業は向島側塔頂サドル部を固定点（昼間の引出し・架設でサドル中心とストランドマークを合わせておく。）とし、他のサドル部においてストランドを、側径間→中央径間、アンカースパン→側径間の順で送り込むことにより行った。このためソケット定着時に向島側で18mm、因島側で72mmの上越用シムを用いて各径間とも100mm前後上越しした状態とした。

作業は図－8に示すように1パーティを4クルーに分け向島側側径間に2クルー、因島側側径間・中央径間の東西ケーブルを各1クルーが分担して実施した。

相対サグ測定方法は各スパン中央における被調整ストランドと調整済最上層ストランドの相対サグ差をコンベックスと水準器を用いて直接読み取った。またストランド温度も円周方向にそれぞれ4点計測し、その平均表面温度をストランド温度とした。(図－9、写真－15)

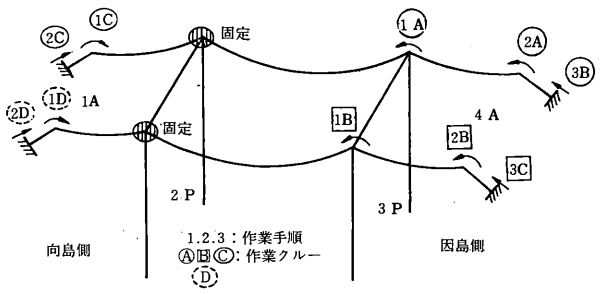
相対サグ差$\triangle f$とストランド送込量（無応力長）$\triangle L_0$の関係は $\triangle f = \alpha \cdot \triangle L_0$ とすればαは中央径間で2.04、側径間で6.40である。

$\triangle f$と$\triangle L_0$の温度補正を含むサグ換算表をあらかじめ作成しておき、$\triangle f$測定後$\triangle L_0$を読み取って関係サドル

表－2　サグ測量結果

			No.1基準ストランド中心				ケーブル中心		
			基準ストランド(8/29)	1/3架設時(9/21)	2/3架設時(10/8)	3/3架設完3時(10/29)	プレスクィズ完了時(11/4)	本スクィズ完3時(12/28)	本スクィズ完3時(12/2)
向島側径間	E	目標値①	92.599	92.648	92.682	92.637	92.932	－	－
		実測値②	92.619	92.594	92.604	92.515	92.873	92.887	92.894
		差②－①	＋ 20	－ 54	－ 78	－ 122	－ 59	－	－
		温度	25.0	22.1	15.6	13.8	14.7	7.0	2.3
	W	目標値①	92.585	92.633	92.678	92.612	92.886	－	－
		実測値②	92.603	92.628	92.577	92.521	92.859	92.895	92.911
		差②－①	＋ 18	－ 5	－ 101	－ 91	－ 27	－	－
		温度	25.4	21.6	15.2	13.2	14.8	6.6	2.7
中央径間	E	目標値①	72.307	72.367	72.540	72.623	72.948	－	－
		実測値②	72.290	72.347	72.506	72.567	72.895	72.973	73.139
		差②－①	－ 17	－ 20	－ 34	－ 56	－ 53	－	－
		温度	24.8	22.1	16.1	13.1	14.4	6.1	2.3
	W	目標値①	72.339	72.400	72.576	72.662,	73.000	－	－
		実測値②	72.342	72.387	72.532	72.600	72.910	72.038	73.167
		差②－①	＋ 3	－ 13	－ 44	－ 62	－ 90	－	－
		温度	24.8	22.1	15.1	12.8	14.0	5.7	2.4
因島側径間	E	目標値①	92.556	92.614	92.663	92.633	92.974	－	－
		実測値②	92.532	92.555	92.541	92.490	92.858	92.883	92.880
		差②－①	－ 24	－ 59	－ 122	－ 143	－ 116	－	－
		温度	24.7	21.9	15.9	15.2	14.5	5.6	1.9
	W	目標値①	92.468	92.560	92.626	92.589	92.893	－	－
		実測値②	92.454	92.528	92.518	92.461	92.818	92.858	92.828
		差②－①	－ 14	－ 32	－ 108	－ 128	－ 75	－	－
		温度	24.5	20.9	14.9	14.6	14.5	6.0	2.0
塔頂変位	向島(2P)	E	509	511	527	539	546	551	569
		W	510	515	529	545	553	562	574
	因島(3P)	E	515	517	529	535	539	549	563
		W	531	529	535	544	554	565	579
スプレーサドル移動量	向島(1A)	E	－	－	－	－	37	38	37
		W	－	－	－	－	37	38	37
	因島(4A)	E	－	－	－	－	36	37	37
		W	－	－	－	－	38	39	37

注）　本スクィズ完了時温度は、ケーブルの表面温度である。



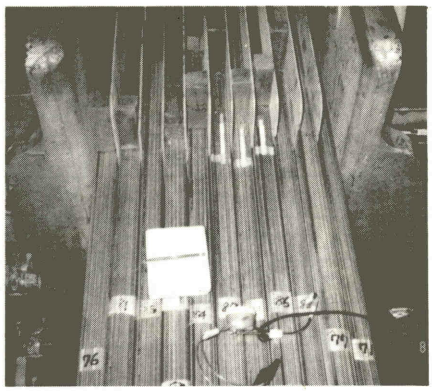
図－8　サグ調整作業手順



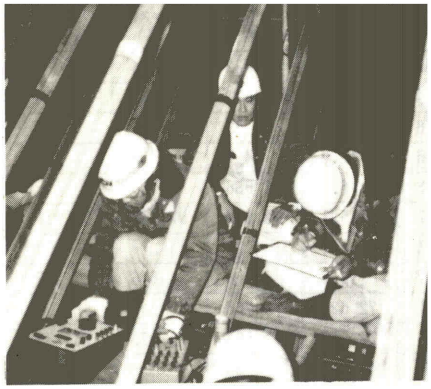
写真－15　相対サグ測定



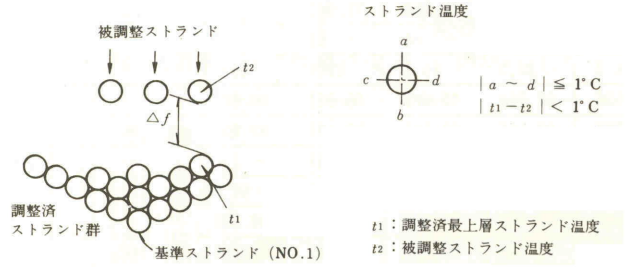
写真－16　ストランドの送込み



写真－17　サドル部マーク



写真－18　張力調整作業



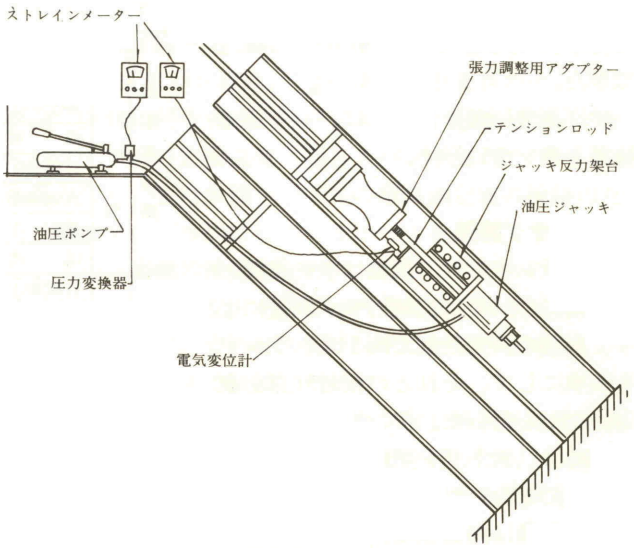
図－9　相対サグの測定

部およびアンカースパン部に連絡し、調整した。

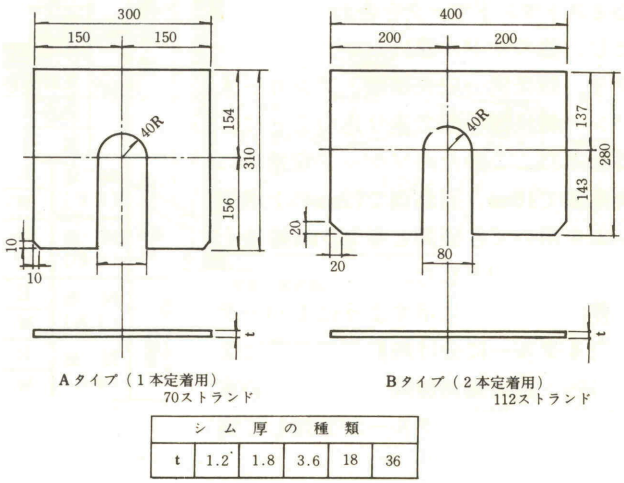
中央径間の場合因島側塔頂において測定点の指示値 $\triangle L_0$ だけレバーブロックで中央へ送込んだ。この際サドル部では木づちでストランドをたたいて、既設ストランドとの摩擦を切り送込みを容易にした。(写真－16) 送込み量の確認は、送込み側のサドル内スペーサーの端部を基準に送込前と送込後に黒と赤のマークをストランドに入れる事で行った。すなわち所定量送込めばサドル部では送込量を計測し ±1 mm である事を確認し、測定点では相対サグを目視確認・再計測し作業をおえる。(写真－17)

側径間の調整時、スプレーサドル後端部で素線のおばけ（はらみ・ともずれ）が発生した。この解消方法として所定量より一担多く送出し、アンカー部でゆすりながら再び引込み、引込み側で調整を終えるようにした。

アンカースパンのストランド張力は、ストランドソケットを油圧ジャッキで引張り、ジャッキに取付けた圧力変換器とアンカーフレームとソケット間に取付けた電気変位計でソケットの移動量を計測し、その関係より張力



図－10　アンカースパン張力調整



シム厚の種類					
t	1.2	1.8	3.6	18	36

図－11　ストランド調整シム板詳細図

を測定した。

なおアンカースパンの張力調整を開始したのは、アンカースパンの温度変化による張力変動がなくなった時（セットバックを解放した日）からである。それまではサドル上でのストランドのすべりをなくすために 23～25 t の張力を導入しておいた。許容値は所定値（22 ± 1) t とし、調整はシム板の出入れで行った。(図－10、写真－18)

シム板は図－11に示すものを用いた。最小板厚は取扱

い性を考慮して1.2mmとし、最小調整量0.6mm（張力で約1.5t）の調整は1.2mm厚の板と1.8mm厚の板との組合わせで行った。

計画シム量は、向島側218mm・因島側249mm計467 mmであったが全ストランドの平均値としては、向島側261mm・因島側270mmであり約65mmのシムの増加があった。

5. ケーブルスクィズ

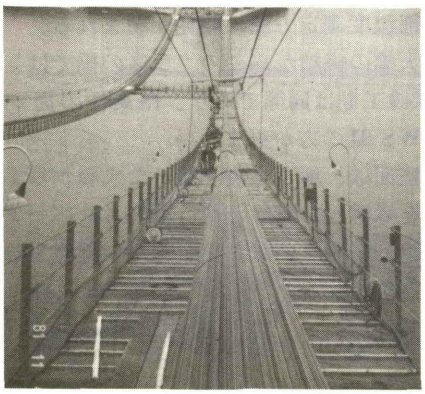
5.1 プレスクィズ

サグ調整後においても、昼間は日照の影響でストランドのはらみ出し・うねりなどが発生する。このためスクィージングマシンによる本スクィズに先立ってストランドの配列確認とケーブル形状を概略円形にし、本スクィズ作業を円滑に進めるためにプレスクィズを実施した。

この作業は夜間ケーブル内の温度が安定した時に、配列確認のためのスキ作業、大ピッチ配列固定及び略円形仕上げの順序で行った。施工要領図を図－12に、施工中・施工後の状況を写真－19、20に示す。



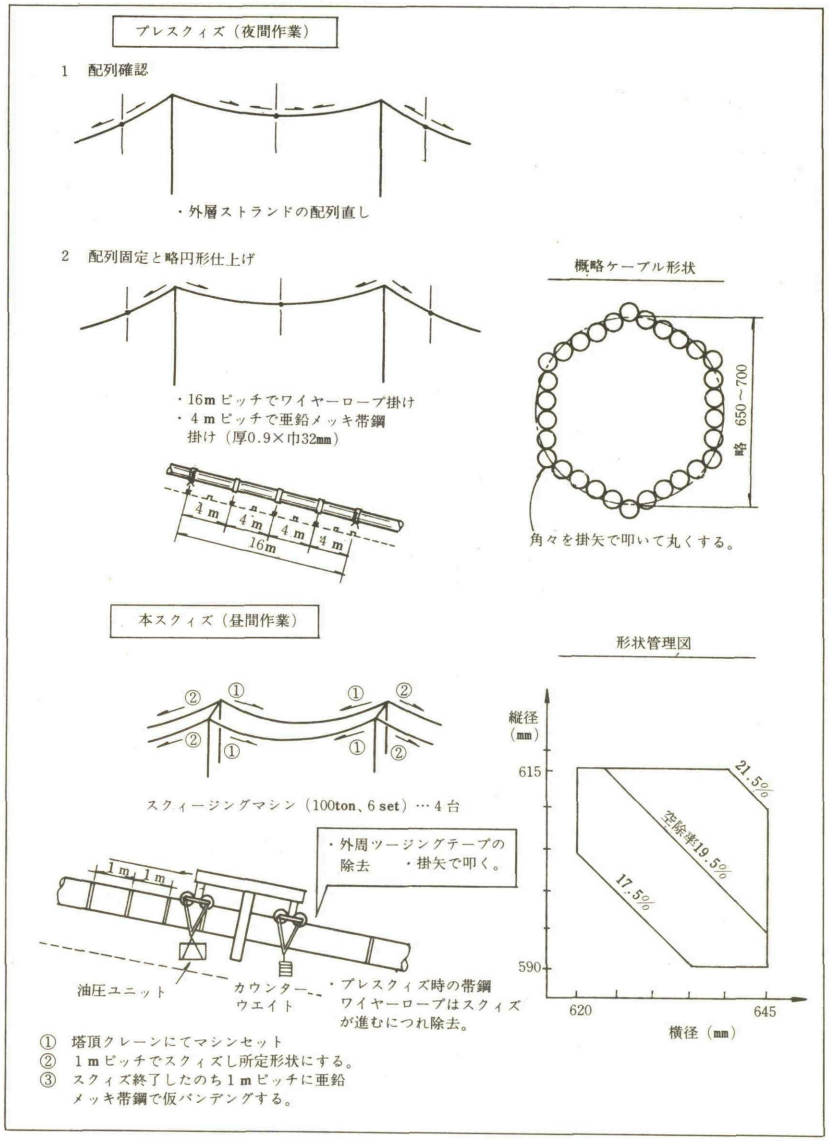
写真－19 プレスクィズ



写真－20 プレスクィズ後のケーブル

5.2 本スクィズ

プレスクィズ完了後スクィージングマシン1台にて現場で試験締めを行った。この結果からケーブル空隙率所定値を19.5%とし、ケーブルバンド（内径610mm）架設を考慮して目標値は縦径を 605^{+10}_{-15}・横径を 635^{+10}_{-15} mmとした。施工要領図と形状管理図を図－12に示す。



図－12 スクィズ施工要領

スクィージングマシンは写真－21に示すように木製つづみ型ローラーでケーブル上を走行できる台車に吊り、塔頂ウインチで惜しみをとりながら移動させ、1mピッチでケーブルを締付け仮バンド（厚さ0.9mm巾32mm長さ2mの亜鉛メッキ帯鋼）を同間隔で取付けた。（写真－22）

6. 形状および測定

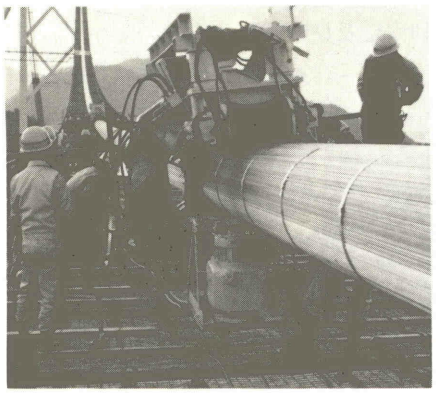
6.1 ケーブルの空隙率

スクィズ完了後、スクィズ箇所付近のケーブル径およびケーブル周長を全数実測した。これらの結果から空隙率を算定すると表－3のようになった。

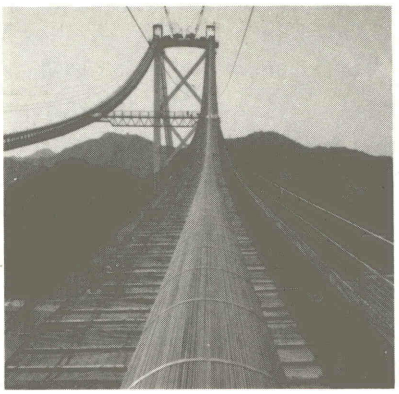
またサドル内におけるケーブル空隙率はスプレーサドルで20%、塔頂サドルで19%前後であった。

6.2 ケーブルの完成形状

プレスクィズ完了後、スクィズ完了後の測量結果は表



写真－21　スクィージングマシン



写真－22　スクィズ後のケーブル

表－3　ケーブルの空隙率（スクィズ完了時）

（単位%）

区間割		分類	東ケーブル	西ケーブル	区間平均
側径間（向島）		最大	21.4	21.0	19.9 (σ=0.609)
		最小	18.5	18.0	
		平均	20.0 (σ=0.626)	19.8 (σ=0.583)	
中央径間	塔頂～¼クロスブリッジ	最大	21.3	21.2	20.0 (σ=0.486)
		最小	19.3	18.8	
		平均	20.3 (σ=0.378)	19.9 (σ=0.500)	
	¼クロスブリッジ～½クロスブリッジ	最大	21.4	20.7	
		最小	19.3	18.7	
		平均	20.3 (σ=0.414)	19.5 (σ=0.413)	
	½クロスブリッジ～¾クロスブリッジ	最大	21.2	20.6	
		最小	19.3	19.0	
		平均	20.3 (σ=0.422)	19.9 (σ=0.315)	
	¾クロスブリッジ～塔頂	最大	20.6	20.7	
		最小	19.0	18.9	
		平均	19.7 (σ=0.309)	19.8 (σ=0.409)	
側径間（因島）		最大	21.1	20.3	19.1 (σ=0.618)
		最小	18.1	17.7	
		平均	19.5 (σ=0.431)	18.7 (σ=0.486)	
全平均			19.8 (σ=0.632)		

－2のとおりである。ケーブルバンド取付位置・ハンガーロープ長の計算に用いた測量値は以下の理由により、プレスクィズ完了後のものを使用した。

(1)プレスクィズ後のサグ測量時にはストランドに熱電対を入れ、ケーブル中心温度を計測しており温度推定が明確であるが、本スクィズ後の測量値はケーブル中心温度が不明確であり測量値は真値とはいいがたい。（熱電対は本スクィズ前に撤去した。）

(2)サグ測量は計11回行ったが、各回の測量誤差は最大±30㎜程度であったこと。

(3)プレスクィズ時と本スクィズ時のケーブル図心の変動が予想されるがその量は数㎜であるとの予想されること。

7. 考察

(1)サドルスペーサーは、サドル製作に含めて発注し1段目スペーサーは工場で溶接しておくべきであった。

(2)サドル部でのストランド押え金物は不要と思われる。

(3)ストランドの各マーク位置での素線間のズレは±25㎜程度であった。ワイヤーシージング箇所でも素線のズレが生じたのでシージング方法の改良が必要であろう。

(4)ストランドによっては、引出し時にリール内でたるみを生じ作業に支障をきたした。巻き取り方法の改良が必要であろう。

(5)ケーブルフォーマーは、風によるストランドとキャットウォークの横変位量の相違により変形し、この部分の素線亜鉛メッキが傷ついた。フォーマーの構造・設置方法等の再検討が必要であろう。

(6)ストランドの仮引時にクランプ部分でストランドがすべり素線を傷つけたことがあった。ストランドをたたいてクランプとのなじみを良くするなど作業管理の徹底が必要であろう。

(7)アンカーフレームには、1本定着方式と2本定着方式があったが、後者の方が作業性がよかった。

(8)アンカースパンでのストランドのステンレスシージングは2m間隔で行ったが、もっと間隔を大きくしてもよいと思われる。またステンレスは作業性が悪いので、アルミなどへの材質変更も検討すべきである。

(9)天候にもよるがケーブル表面と内部では温度差が大きい。ケーブル内部温度測定方法の開発が望まれる。

(10)関門橋と因島大橋の実績からこのクラスの橋では、PWS 91も127も架設工期は同等であり、作業性の面からのみ考えるとPWS 91の方が好ましい。

(11)アンカレッジ底面は、地下足袋を履いた弋職が歩くので雨天時の排水を考慮した設計とか、塔内エレベーターの出入口付近の歩行しやすい設計など細かい配慮をしていくことが必要と思われる。

8. あとがき

因島大橋のストランド架設は無事完了した。工事にあたった新日本製鉄・神戸製鋼鋼所共同企業体に深く感謝する次第である。

南北備讃瀬戸大橋の海底掘削

Underwater Excavation of South & North Bisan-Seto Bridges

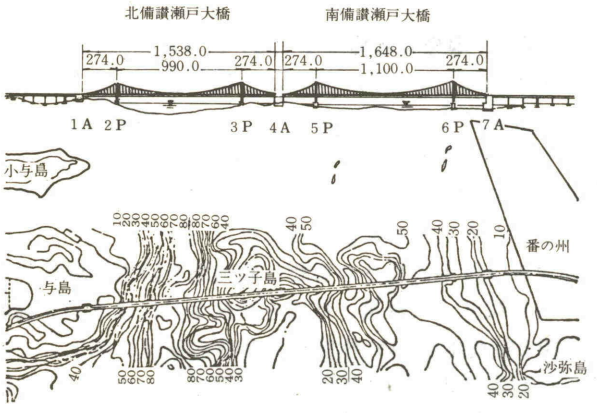
第三建設局　建設第一課長　山下理雄
Michio Yamashita
坂出工事事務所　第二工事長　大塚岩男
Iwao Ohtsuka

1. まえがき

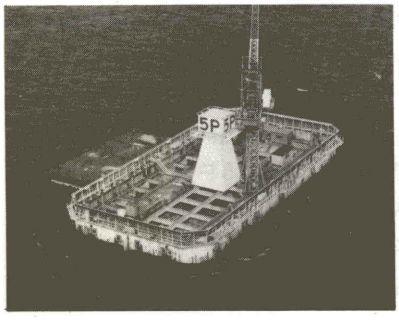
南北備讃瀬戸大橋は備讃瀬戸北及び南航路上を略最高高潮面（N.H.H.W.L）上65mの桁下空間を確保して建設する2連の吊橋である。吊橋の主径間は図－1に示す990mと1,100mあり、与島～三ツ子島～番の州間の地形、地質、航路条件からスパン割を決定している。

工事は昭和54年1月から海上工事に着手し、下部工事のパイロット的役割をもつ5P基礎は昭和56年3月にMP船「世紀」によるモルタル注入を完了し、自然条件の厳しい備讃瀬戸の海中基礎第1号となった（写真－1）。与島の1A基礎では陸上掘削中であり、3P基礎はモルタル注入を終っており、4Aでは昨年12月にケーソンの沈設を完了した。その他の2P、6P、7Aではケーソン沈設前の海底掘削工事を鋭意施工中である。

本文は海底掘削工事のうち固い岩盤を破砕する海底発破とグラブ浚渫船による海底掘削及び海上作業足場（SEP）を用いた仕上掘削工事について、現時点までの工事の経過と実績を報告する。



図－1
南北備讃瀬戸大橋



写真－1
南北備讃瀬戸大橋
5P海中基礎
（昭和56年10月）

2. 南北備讃瀬戸大橋の海中基礎

2.1 基礎の選定

南北備讃瀬戸大橋の3基のアンカレイジと4基の主塔橋脚は陸上にある1Aがオープン掘削による直接基礎、海中にある他の6基は設置ケーソン工法による直接基礎（剛体基礎）である。基礎形式の選定にあたっては基礎位置の水深、潮流、地形、地質条件のほか、

①航行船舶の多い航路沿いの海中工事で安全、確実かつ工事期間が短かいこと。

②海上工事の特性から同一形式の基礎で大規模な施工機械が使用できること。

などを考慮している。表－1に基礎寸法等を示すけれども、基礎底面高、天端高（TP）と橋軸及び橋軸直角方向の平面寸法等は、

① 支持岩盤（設計上の標準地盤）上の地盤反力度がアンカレイジで常時200t/m²～300t/m²、地震時300t/m²～500t/m²、主塔で常時50t/m²～150t/m²、時震時100t/m²～300t/m²程度あるため堅固な岩盤にケーソンを設置すること。

② アンカレイジの寸法はアンカーフレームの巾と長さを確保でき、転倒と滑動に対する安全率を確保し、直接に波など海水に洗われない（TP＋5）

③ 主塔橋脚の寸法は塔間隔、上部工の架設作業性及び船舶衝突時の主塔本体の防護（TP＋10）

などのほか、ケーソン設置誤差を加味している。

表－1 南北備讃瀬戸大橋の基礎寸法　単位：m

寸法＼基礎	1A	2P	3P	4A	5P	6P	7A
基礎底面（高）	TP＋20	TP－10	TP－10	TP－10	TP－32	TP－50	TP－50
橋軸直角方向（巾）	54	57	57	62	59	59	59
橋軸方向（長さ）	71	23	23	57	27	38	75
天端高	－	TP＋10	TP＋10	TP＋5	TP＋10	TP＋10	TP＋5
〃（ケーソン高）	(13)	(13)	(13)	(13)	(37)	(55)	(55)
支持岩盤（標準）	C_M	C_M	C_M	C_M	C_L	C_L	C_L

2.2 海底掘削数量

各基礎位置の潮流、水深、地質状況と掘削土量等はまとめて表－2に示す。掘削斜面の勾配は堆積層（1：1.5）と岩盤（1：0.5）とし、長い斜面には法尻から5m高に5m巾の小段を設け、法面の崩落、SEPの足（スパッド）の着地等に対処する。

大規模な穿孔発破は3P～7Aの海中基礎で実施し、実績を表－3に示す。穿孔発破の面積はケーソン設置時の誤差、海底掘削精度、掘削後の土砂流入等を考慮して平

表－3　穿孔発破実績

基礎名	穿孔				発破				
	穿孔深度 T.P（m）	穿孔長（m）	穿孔本数（本）	穿孔機械（台）	1孔当り薬量（kg）	1発破当り（kg）	発破回数（回）	総薬量（t）	起爆方法
3 P	−10.0	5～8.5	663	OD穿孔機3	14～60	700～3,000	15	23.5	導爆線方式
4 A	−10.0	5～8.5	1,189	〃			19	41.5	
5 P	−31.5	9.5	504	OD穿孔機4	20～28	480～2,016	8	12.1	無線方式(超音波)
6 P	−49.5	17	768	ウェルマン穿孔機6	20・30	360～1,080	21	16.3	無線方式（電磁誘導）
7 A	−49.5	35	1,632	〃	20・30	960～1,440	32	36	有線方式

表－2　海底状況と施工数量

基礎名	海底状況			数量数量		
	潮流（Max）	水深（TP）	地質	陸上（m³）	海底（m³）	施工
1 A	−	−	表土層、花崗岩	102,000	−	ロックブレーカ等による機械掘削
2 P	2.4 m/s	−10m	花崗岩	3,600	16,000	ロックブレーカと大型グラブ船
3 P	2.7 m/s	− 5m	〃	4,500	37,000	穿孔発破 大型グラブ船1隻
4 A	2.7 m/s	− 5m	〃	4,000	54,000	〃
5 P	2.7 m/s	−25m	花崗岩、変成岩		32,000 (10,000)	〃
6 P	1.5 m/s	−35m	堆積層、花崗岩		122,000 (78,000)	〃
7 A	1 m/s	−20m	堆積層、花崗岩		598,000 (519,000)	穿孔発破 大型グラブ船2隻

（ ）内土砂量

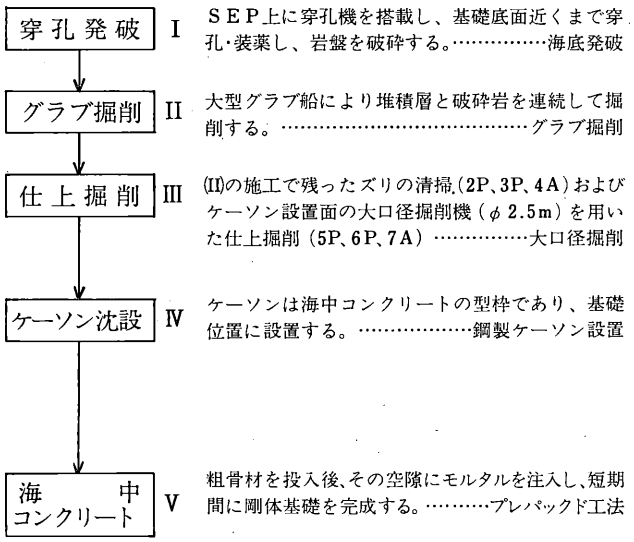
面寸法に5m（標準）余裕巾を考える。

3. 海底掘削工法

3.1 設置ケーソン工法

船舶交通の輻輳した海峡で将来100年間以上過酷な荷重条件に耐える海中基礎の施工法としては、6Pと7Aは最大水深50mとなるが、堅固な岩盤にできるだけ短期間に設置しなければならない。

設置ケーソン工法はこの施工条件に対処するために開発された工法で、2Pから7Aの6基礎で採用する。施工手順は各基礎で少し異る所もあるが、次の5段階からなる。各ステップとも大型の船舶機械を駆使し特色ある施工法である。



工法の特徴は海底掘削のⅠ～Ⅲ段階を安全・確実に短期間に施工すること。そのため、SEDと大型グラブ船の組合せは基礎岩盤を穿孔発破し、大量の土砂、破砕岩とクラックの発達した岩盤等を一括して短期間に処理するもので、お互に不可欠な機種である。以下に各基礎について、海底掘削の施工内容を述べる。

3.2 海底発破

3.2.1 発破工法の概要

南北備讃瀬戸大橋の下部工事で施工した大規模な海底発破は、各基礎ごとに潮流、地形、地質条件に適した発破工法と起爆方式を選定したので、特徴をまとめて表－4に示す。

海底発破で使用する火薬類と付属品の耐水圧、耐潮流、耐久性等の性能は水深50mの海底岩盤に穿孔、装薬し起爆するまで、最大30日間性能を失わないものを開発し使用している。

海底発破で使用した爆薬の仕様は表－5に示すとおりである。

3.2.2 導爆線起爆工法（3P、4A）

導爆線起爆工法の施工手順は、図－2に示すとおりである。装薬は穿孔が全部終了してから、発破前日の潮止りにダイバー作業で行った。

親ダイの加工は穿孔長、孔配置と装薬長に合せて現地に係留した火工所台船上で行った。

導爆線は所定の長さに切断し両端面を防水処理し、その一端を親ダイに結着、他面を接続金具によりDF補助導爆線と接続するため、所定の大きさの輪状に加工しておく。なお、この際長さ1m前後の塩ビホースを付け、塩ビ管との摩擦による切断を防護する。

起爆用雷管（EDX-2号）は発破当日の朝に取付け、最初のうちは両側2個づつ取付けたが、施工途中から両端1個で十分起爆力があることが判明したので以後2個とした。

4Aの躍進2号による穿孔作業中を写真－2に示す。

3.2.3 超音波無線起爆工法（5P）

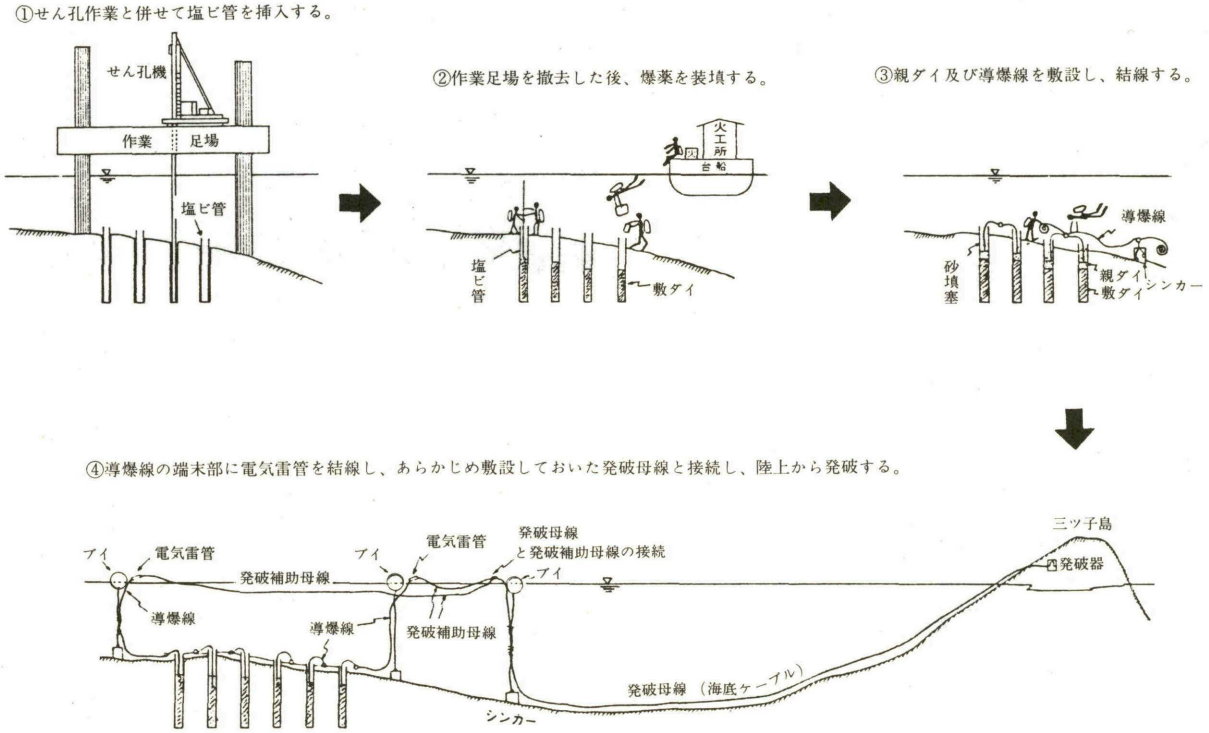
5P地点で超音波無線起爆を採用した理由は潮流5.5kt（最大）、水深21m～25mと苛酷な条件下の施工であること、有線起爆の場合には母線のねじれ、切断の恐れとか

表－4　海底発破工法

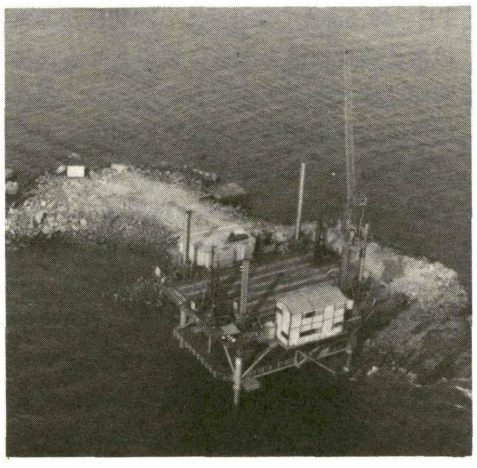
発破工法	起爆方式	基礎	特　　徴
導爆線起爆工法	導爆線	3P 4A	イ．ダイバー装薬が可能な場所では大規模発破を比較的容易（安全・確実）にできる。 ロ．浅海で潮流が激しくない場所がよい
超音波無線起爆工法	無線（超音波型）	5P	イ．潮流に左右されない。 ロ．堆積層の厚い場所は海底面上に起爆素子を確保すること ハ．陸から離れた海上で使える
電磁誘導起爆工法	無線（電磁誘導型）	6P	イ．堆積層の厚さに左右されない ロ．潮流の激しい場所はループアンテナの保持がいる ハ．ループアンテナの敷設精度と起電力は十分管理すること
有線秒差段発起爆工法	有線	7A	イ．発破器のタイマーによる段発発破が可能 ロ．潮流の激しい場所では回路保持がむずかしい ハ．陸上又はＳＥＰ等同定足場が必要

表－5　爆薬の仕様

項目＼品名	ＧＸ－1号　ダイナマイト
主成分	ニトログリセリン約60%、硝酸アンモニウム、特殊塩類（耐水圧性向上用）若干
薬質	膠質
比重	1.52～1.58（薬包としては、1.45～1.50）
落つい感度	21～30cm（5kgの落ついを使用）
火薬力	10,200ℓ・kg／cm² （1kgの火薬から発生するガス量を0℃、1気圧に換算）
爆速	6,800 ～ 7,300 m／sec
耐水圧性	5kg／cm²の水圧下に30日おいても完爆する。 この時の爆速 6,800～7,300 m／sec
薬包	φ80×310×2,000gの普通品を油紙で包みポリエチレン袋に納め、空気を抜きゴム輪で口を封じてある。変形防止材使用、2kg×10本を段ボールに収納



図－2　3P・4A導爆線発破要領



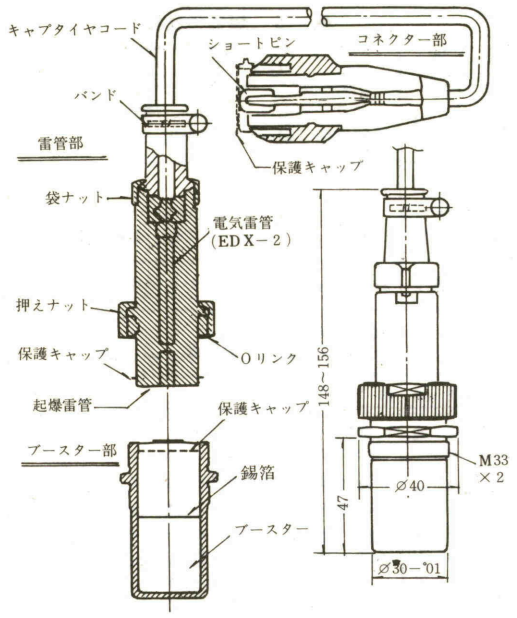
写真－2
4Aの躍進2号による穿孔作業

ケーシング立込時の母線保護等に問題があった。また、導爆線起爆では発破母線に同様の危険性があり、速い潮流と大水深下のダイバー装薬に時間的制約と安全性に問題があったため採用しなかった。

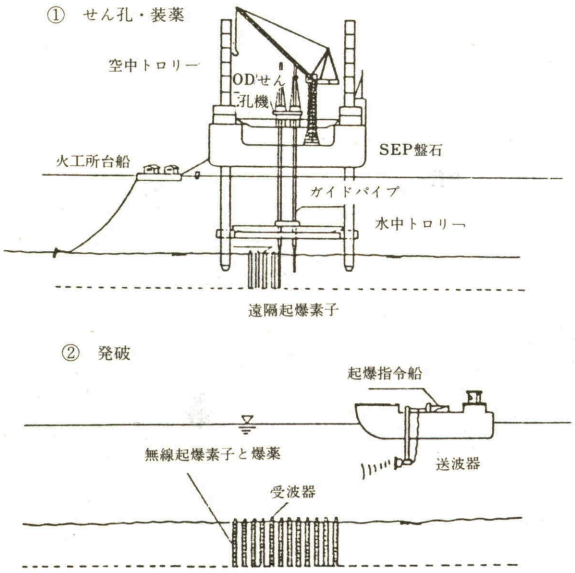
(1)　爆薬筒ＣＮ－1号と防水コネクター

これらは起爆力を高めるために水中発破用として開発した耐水圧性と耐衝撃圧性をもつ起爆筒で図－3に組立図を示す。構成はコネクター部、雷管部とブースター部からなり、組立後の雷管部とブースター部の長さは約15cmである。

コネクター部：起爆素子と起爆筒間を防水型コネクター付キャブタイヤコードで電気雷管



図－3　起爆筒ＣＮ－１号組立図



図－4　５Ｐの穿孔装薬要領図

（EDX－２号）に接続

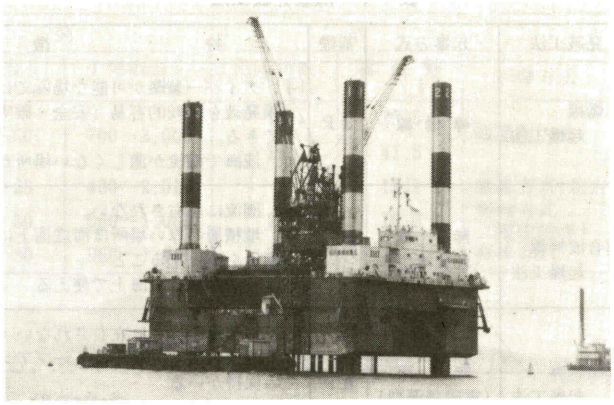
雷　管　部：起爆雷管を雷管室に組立

ブースター部：ブースター管にテトリルペレット25ｇを装填

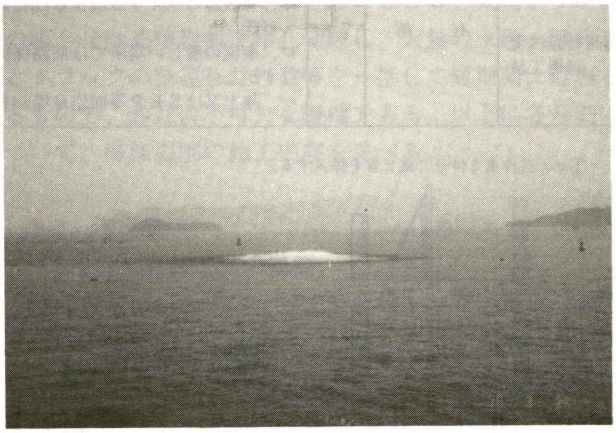
(2)　超音波無線起爆素子は、約500ｍ離れた場所から指令器で超音波信号を海中に送波すると、発破地点に装填してある遠隔起爆素子が信号を受信し、発火電流が流れて起爆する方式である。

起爆素子の原理は、電池、抵抗、コンデンサースイッチ等をアルミパイプ内に内蔵し、頭部に超音波と衝撃圧の受信部があり、水中コネクターで起爆筒のＣＮ－１号に接続する。

起爆素子はＡ型とＢ型の二種類あり、両型とも指令船の送波器の超音波を受けてコンデンサーを充電する。第二の送波を受けるとＡ型素子がまず爆発する。この爆発により発生した衝撃圧10kg／㎠以上を受けるとＢ型素子



写真－３　ＳＥＰ「盤石」による穿孔装薬作業



写真－４　５Ｐ第５回海底発破（2,016kg）

が爆発するシステムである。

超音波起爆素子を使った５Ｐの発破要領図を図－４に示す。また、ＳＥＰ「盤石」による穿孔装薬作業を写真－３に、５Ｐ最大薬量2,016ｋｇ（第５回）の海底発破を写真－４に示す。

3.2.4　電磁誘導起爆工法（６Ｐ）

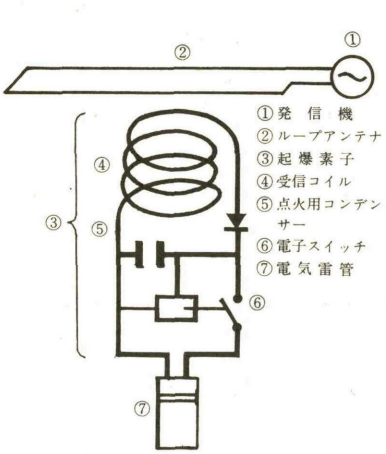
電磁誘導起爆は磁界を発生するアンテナ（ループアンテナ）を設置し、アンテナに交流を流すと起爆素子に誘導電流が発生し、雷管がはねる起爆方式である。

６Ｐで採用した理由は７Ａに比べ潮流3ｋｔ（最大）、１回当り斉発薬量の増加等により有線方式が困難となった。また、５Ｐに比べ水深32～36ｍと深く、堆積層を貫いてＴＰ－49.5ｍまで穿孔すると穿孔長が非常に長くなり、無線素子の受信部を海底に突出させる長尺カートリッジの製作と挿入等施工が困難となった。これに対し電磁誘導起爆工法は堆積層と岩盤中に起爆素子が埋没しても起爆可能であるので採用した。

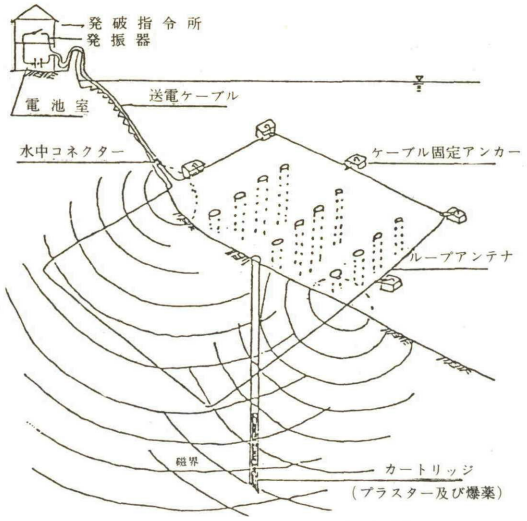
(1)　起爆素子（ＬＢ－４Ｗ型ブラスター）

起爆素子の原理は図－５に示すように、①の発信機から550Ｈｚの交流電流を流すと②のループアンテナに磁界が発生する。この磁界の作用で④の受信コイルに電流が発生し⑤の点火コンデンサーを充電する。

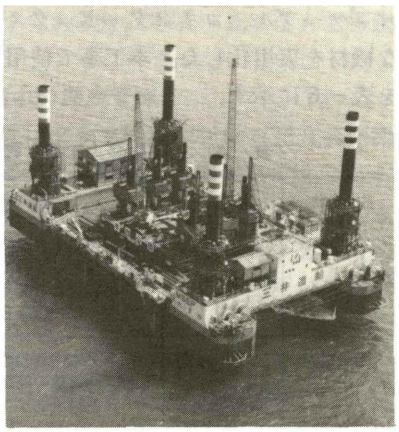
雷管の爆破は①の発信機のスイッチを切ることにより⑥の電子スイッチが閉じ、点火するシステムである。



図－5　起爆素子の原理図



図－6　6P 発破要領図



写真－5　SEP「たまの」による穿孔装薬作業

(2)　ループアンテナ

ループアンテナの敷設は80m×120mの長方形状とし、海底ケーブル1,240m、接続用立ち上りケーブル45m、陸上送電用ケーブル50m である。海底ループアンテナ部は38㎟×3芯の並列結線（二重）とし、送電ケーブルは100㎟×2芯とする。

ループアンテナ敷設後の磁界測定の結果、ループアンテナ形状を2度にわたり修正（65m×120m）する。

6Pの発破要領図は図－6に、また穿孔装薬作業中のSEP「たまの」を写真－5に示す。

3.2.5　有線秒差段発起爆工法（7A）

7A地点は番の州北護岸から約300m沖合にあり、水深、潮流条件は5P、6Pに比較して穏やかである。護岸に近いこと、堆積層が厚いこと、陸上の保安物件（石油精製プラント）に近いため斉発薬量の制限などから判断して、起爆方式は有線起爆の12段秒差段発起爆を採用する。

海底発破を有線段発で施工するためには、海水という媒体が空気と全く異る物性を持つため、隣接孔の間隔、有線段発起爆用火工品、電流の絶縁処理（脚線～サブケーブル～発破母線間）等の難問があり、7Aの発破ではこれらの問題を完全に解決して1,632本という大規模な穿孔・発破を完了した。

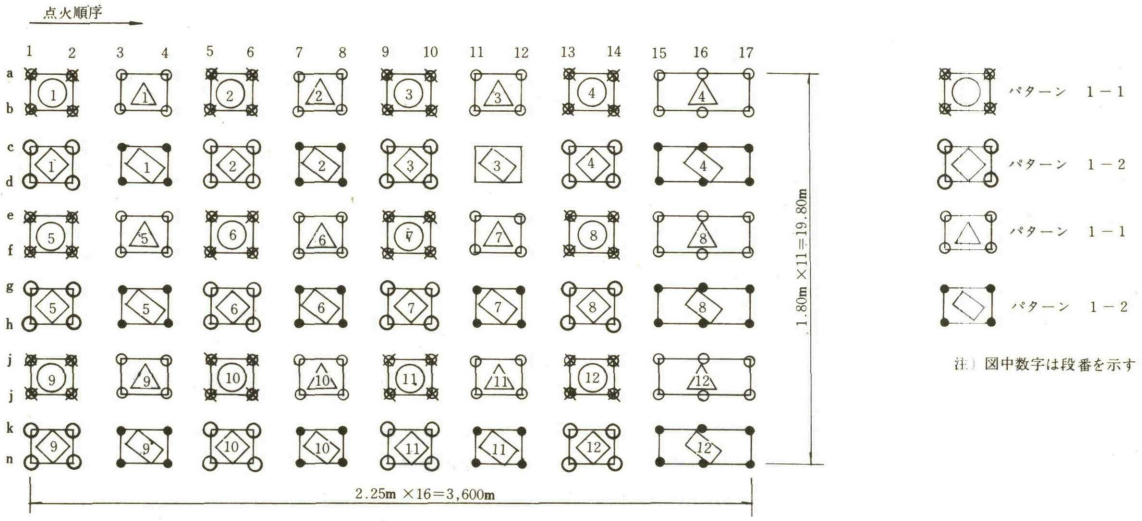
(1)　隣接孔の間隔

発破対象面積は74m×85mを南北方向1.8m、東西方向2.25mピッチで穿孔する。発破単位ブロック（4孔又は6孔）はグラブ掘削時の底面成形上と破砕効率から決められる最小斉発単位である。12段の段発はSEP「たまの」の開口部の面積と搭載した6台の穿孔機を有効に稼動する穿孔手順から決定したものである。

段発の発破パターンは図－7に示すごとく隣接単位ブロックとびに起爆させ、前段又は後段の発破単位ブロックと5.4mと6.75mの間隔をあけた。この距離であれば後段の火薬類の変形、殉爆、半爆、低速爆ごう（LVD; Low Velocity Detonation）、秒時狂い等を生ずることがない。

(2)　有線段発用火工品等

番の州陸上部における試験調査、石油精製工場内の耐震試験、7Aにおける実際規模の試験工事等の経験を経て、長尺カートリッジ、爆薬、雷管、発破器、発破母線、



図－7　7Aブロック標準起爆パターン

サブケーブル、コネクターボックス等の海底発破に必要な機材を実用化した。本工事で使用した主要な火工品等を表－6に示す。

表－6　有線段発火工品と起爆用機器

名　称	寸法等	構成及び仕様
長尺カートリッジ	塩ビ管外径 φ80mm 全長4m～6m	火工所台船上の手作り薬筒 構成：爆薬ＧＸ－1号　20kg、30kg 雷管ＥＤＸ－2号　頭管、尻管各1本 ブースターEDX-2B(起爆性向上のため取付)
サブケーブル	2芯ケーブル φ7mm	支持線2本内蔵の2芯ケーブル 仕様：支持線の破断荷重　150kg／本 絶縁抵抗　4MΩ／m
発破器	2　台	大容量コンデンサー式で海中リーク下で30発掛 構成：直列30発掛×7回路×2台 （陸上500発掛×7回路×2台相当） 仕様：各回路は単独又は同時発破及び段発（5ms、1sec）可能
コネクタボックス	12　台	多数のサブケーブルを発破母線に接続する中継ボックス
発破母線	φ28mm×16芯	仕様：導体抵抗3.55Ω/km以下、絶縁抵抗10MΩ/m 耐電圧ＡＣ1500Vに1分耐える

3.3　グラブ掘削

3.3.1　グラブ船の選定

グラブ船は今迄に航路浚渫、港湾構造物の床掘等の掘削工事に多く用いられ、施工上の特色は他の浚渫方式に比較して掘削深度が大きく波浪に強いことである。

近年、浚渫作業の能率と範囲の拡大を目的として表－7に示すウルトラヘビー級のグラブバケットを装備した大型グラブ船が出現した。大型グラブ船は表－7に示す2～3種類のバケットを船上に持ち、バケットの選択は重容比（バケット重量÷容量）と対象土砂（Ｎ値）に関係し、経験的にいわれている値を表－8に示す。

南北備讃瀬戸大橋の海底掘削工事ではＮ値のほか岩盤の亀裂、発破後の破砕程度、潮流、水深条件下の掘削能率と施工精度、底面の成形性、工期、工費等から重容比の大きいバケットをもつ大型グラブ船を採用する。

表－7　国内で稼動中の大型グラブ浚渫船

船　名	所　属	バケット容量（重容比）	浚渫深度	主機他
三友一号	関門港湾建設	25m³(3.4),13m³(9.6)	80m	3,200ps,　DE
第十関門号	〃	25m³(1.8),20m³(3),9.5m³(9.5)	60	2,300ps,　DE
第八関門号	〃	20m³(3),9.5m³(9.5)	50	2,300ps,　DE
第八西部号	三省建設	25m³(3.2),11m³(9.1)	50	1,450ps×2, DE
三松号	〃	25m³(3.2),10m³(9)	60	1,300ps×2, D
第20芳祥号	吉田組	25m³(2.8),20m³(4),10m³(11)	60	3,200ps,　D

表－8　重容比とＮ値の関係

重容比	対象土砂	Ｎ値
1.5以下	軟泥、粒状の砂	4以下
1.5～2	軟質土砂（ゆるい砂質土、中位の粘性土等）	4～10
2～3	中質土砂（中位の砂質土、硬い粘性土等）	10～20
3～5	硬質土砂（特に硬い粘性土、礫混り土砂等）	20～30
5以上	硬土盤、岩盤（破砕岩）	30以上

3.3.2　3P、4Aのグラブ掘削（水深10m）

3P、4Aのグラブ掘削は各種作業船の進入路（TP－6m～－7.5m）を直接掘削する工事と海底発破により破砕した岩盤を掘削する工事である。掘削数量は約9万m³で岩区分別の設計数量を表－9に示す。

表－9　岩区分別掘削数量　　単位：m³

区　分	3P	4A	計
発破無（直接掘削）	11,700	8,653	20,423
発破有（破砕岩）	25,380	45,637	71,017

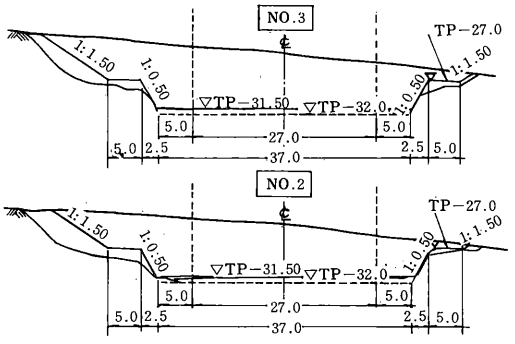
大型グラブ船はグラブバケット容量9.5m³、95tを使用た。3P、4Aは潮流条件が厳しいため、バケットが海中で流されないように容積に比べ重量のあるバケットを使用し、掘削精度をあげることに努めた。

その結果、掘削底面の精度はＴＰ－9.5m±0.5mを十分に満足できた。直接掘削する進入路部の掘削実積はバケット1回当り平均2.5m³/回、また発破により破砕岩の掘削は5.5m³／回であった。

3.3.3　5Pのグラブ掘削（水深30m）

5Pのグラブ掘削は水深32m、潮流5.5ktの条件で、岩盤の破砕してない法面部と破砕した基礎底面（精度±50cm）を所定の深度に仕上げるため、重容比の大きい超硬土盤用バケットをもち円滑かつ安定した操作ができるワードレオナード制御（ＤＥ）を備えた大型グラブ船1隻を使用した。

掘削作業は潮流の早い時間帯は中央部の掘削を行い、憩流時に法面と底面の精度が厳しい所を陸上からトランシットで誘導して掘削した。掘削後の形状は図－8に示



図－8　5Pグラブ掘削後の断面図

表－10　5P岩区分別掘削数量

区　分	数量(m³)
発破無	2,925
発破有(破砕岩)	29,145
計	32,070

すとおりである。潜水して確認すると底面は50cm程度の大きな波形を呈しているが全体的に平担で、新鮮な岩盤が露出している所がある。発破による基礎底面下への影響（バックブレイク）はなかった。

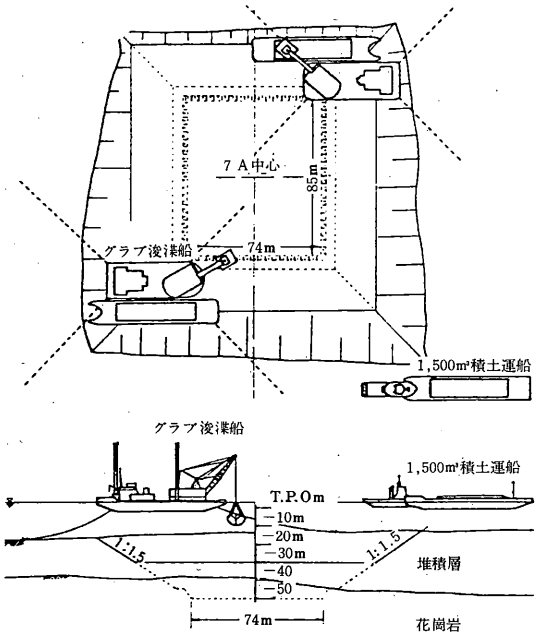
５Ｐの設計数量を表－10に示すが、発破無しの岩盤のグラブバケット１回当り掘削量は2.95m³／回、また発破した破砕岩は3.7m³／回であった。

3.3.4　７Ａのグラブ掘削（水深50m）

７Ａの掘削は５Ｐに比べ潮流が2ktと小さいが水深49.5mと1.5倍である。掘削作業は掘削面積と土量が大きいため、大型グラブ船２隻を使用して図－９に示す掘削要領で施工した。水深45m迄の法面部と水深45m以深の小段部の掘削は図－10に示すよう約２mの盤下げ方式で行う。掘削後の形状は超音波測深機で検測し、出来形の一例を図－11に示す。

しかし、掘削後に潜水して確認すると掘削底面はほとんど平担であるが、小段は部分的に深掘りして形状を確認できない所もあった。

約60万m³の掘削に15ヶ月かかり、発破しない法面部の岩盤掘削はグラブバケット１回当り平均1.9m³/回、また発破により破砕した岩盤は7.7m³/回（13m³級バケット）と5.7m³/回（9.5m³級）であった。写真－６は７Ａで掘削中のグラブ船である。



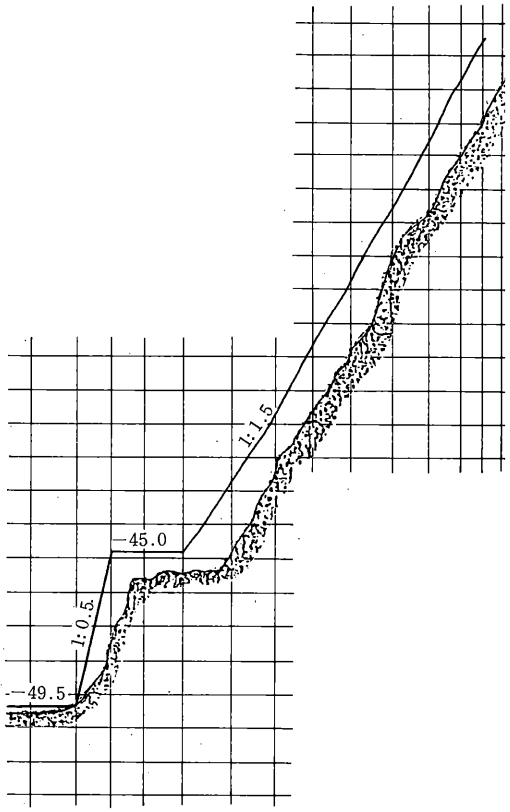
図－９　７Ａグラブ掘削要領

3.3.5　グラブ掘削中の深度管理

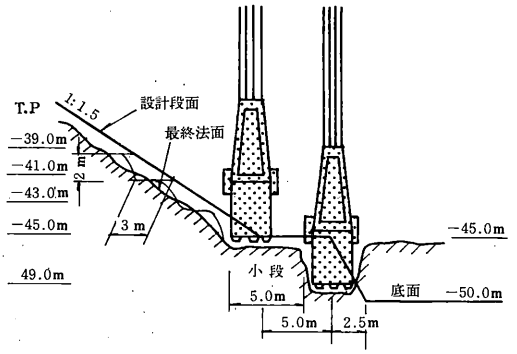
掘削途中の深度管理はグラブ船に取付けた超音波測深機（200KHz）、レッド等により管理し、掘削完了時の出来形検測は５ＰではＳＥＰにプロファイラを取付け、７Ａでは台船とグラブ船に超音波測深機（400KHz）を取付け、法面部と掘削底面を測深するほかレッド等を用いて現地検測した。

測深精度は潮汐、海水温度、測深機の精度等に影響され、チェック板を用いたバーチェックの補正を行うが、水深が深くなると指向角内の一番浅い所を測深するので掘削底面の起伏によって左右される。５Ｐと７Ａの検測では使用機器、指向角、取付位置が異るデータが得られたので表－11に示す。

表－11の測深結果は、グラブ掘削直後と仕上掘削直前



図－11　法面の測深結果の例



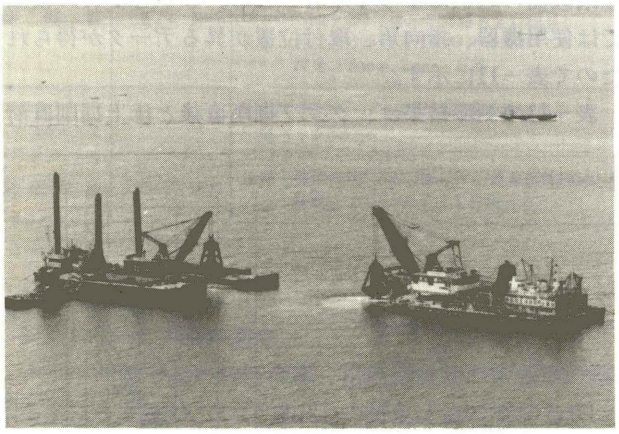
図－10　法面部の掘削要領

表－11　５Ｐと７Ａの測深比較表

測深時期	比較項目	５Ｐ	７Ａ	備考
グラブ掘削直後	測深機	プロファイラ	海上電気製	①のデータ数
	指向角	3°	3.6°	135個
	設置位置	盤石水中エレベータ	三友一号走行式測深機	②のデータ数
	測深結果(平均)	①−31.2m	②−49.2m	1,200個
	標準偏差	0.18m	0.18m	
底面仕上直前	測深機	沖電気製DPI	光電製作所製	③のデータ数
	指向角	4°	3.8°	135個
	設置位置	SEPのガイドパイプ先端	同左	④のデータ数
	測深結果(平均)	③−31.5m	④−49.25m	19,000個
	標準偏差	0.21m	0.11m	

とも同一場所又は範囲内を測深したと思われるデータを整理したものである。測深結果の平均値から判断すると、測深機の種類・性能が違えば10cm程度の差が生ずる。標準偏差10～20cmから判断すると、掘削底面は20～30cmの大きな波状の起伏となっていると推定される。これは潜水で確認している形状である。グラブ掘削時と底面仕上時に同一場所を測定したと判定されるデータを比較すると平均20cm、最大50cmの差がでている。50cmの差は5Pで1箇所あり局部的な転石が原因である。

このように水深30～50mの深度管理は送受波器の周波数を400KHz（指向角4°）程度を用いれば、水面から測深しても±50cmの精度を十分管理可能である。



写真－6　7Aの海底掘削作業

3.4　仕上掘削（5P、7A）

仕上掘削はSEP「盤石」に大口径掘削機1台搭載し、グラブ掘削後の平均50cm厚の海底岩盤を切削すると同時に、エアリフト機構（ϕ300）でズリ処理してケーソン設置面に仕上げる作業である。平均50cm厚の硬岩部は穿孔発破が基盤岩を傷めないよう50cm上で止めているため、グラブ掘削できない岩盤である。底面の仕上げ精度はケーソンの設置、モルタルのシール、測深精度等を考えて±10cmである。

仕上掘削作業はSEPの作業可能な開口部、スパッドの着底位置等からブロック割を決定し、5Pでは16ブロック7Aでは24ブロックとした。使用した掘削機は三菱ヒューズ型ボーリングマシンで、その仕様を表－12に示す。

表－12　大口径掘削機の仕様

項　　目	仕　　様
掘　削　径	2,500mm
ロータリ出力トルク	20 t·m
ロータリスピード	0～12 rpm
ロータリストローク	6,500 mm
ビットボデアセンブリ	100 t
ドリルパイプ外径	355.6 mm
原　動　機	90kw × 3台
掘削機：本体重量	118 t

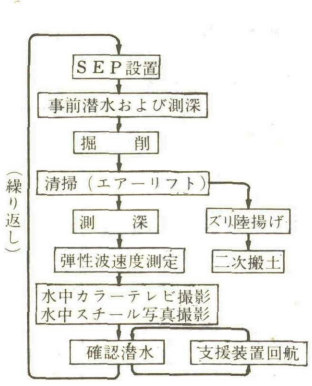
次に施工手順は図－12のフローチャートに、作業概念図を図－13に示す。仕上方法は掘削ビット径2.5mのラップ掘削で全面積施工し、掘削後にとり残されたズリをϕ1.5mの吹込半径のラップでエアリフト作業を全面積行い仕上面とする。

この施工法は5Pの底面仕上げで確立し、7Aで水深50mまで掘削水深を延ばすため潜水作業等の改良を図り確実に施工できるようになったので、6Pでは備讃瀬戸大橋下部工事の総仕上げというべく仕上掘削となろう。大口径掘削機のカッターヘッドを写真－7に、仕上掘削後の基礎底面の一例を写真－8に示す。

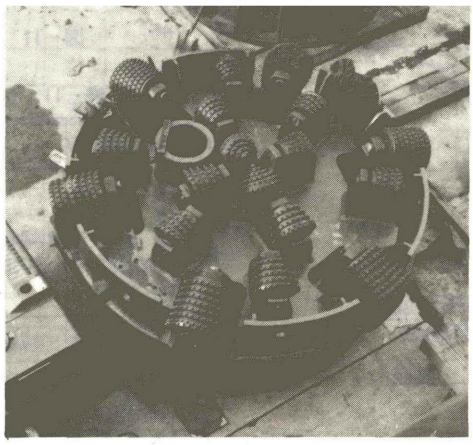
4.　あとがき

南北備讃瀬戸大橋1A～7A迄の下部工事は基礎の規模、航行安全対策、工期等を考えて着工してきた。実施工程の概要を表－13に示すが、昭和54年1月に海底掘削を開始してから天候、工事関係者の不断の努力等により工事は順調に進んでいる。本報告の海底掘削工事は2Pと6Pの仕上を除き大半の工事を終え、現在ではケーソン沈設、海中コンクリート、気中コンクリートと展開中で下部工の最盛期となっている。

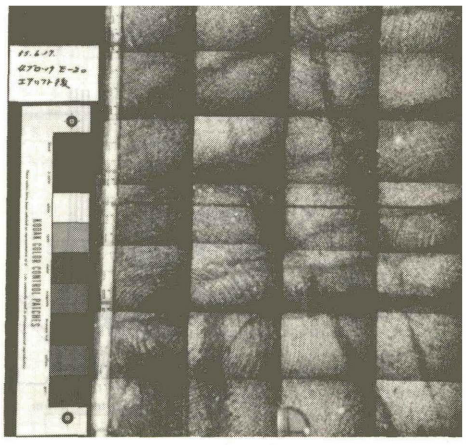
Dルートの海中基礎には設置ケーソン工法で施工する



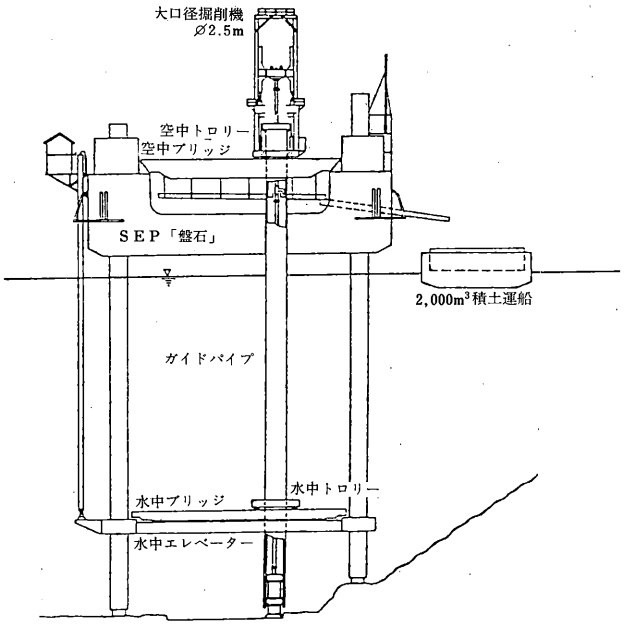
図－12　作業手順



写真－7　大口径掘削のカッターヘッド



写真－8　5Pの底面仕上モザイク（4ブロック）



図－13　仕上掘削の概念図

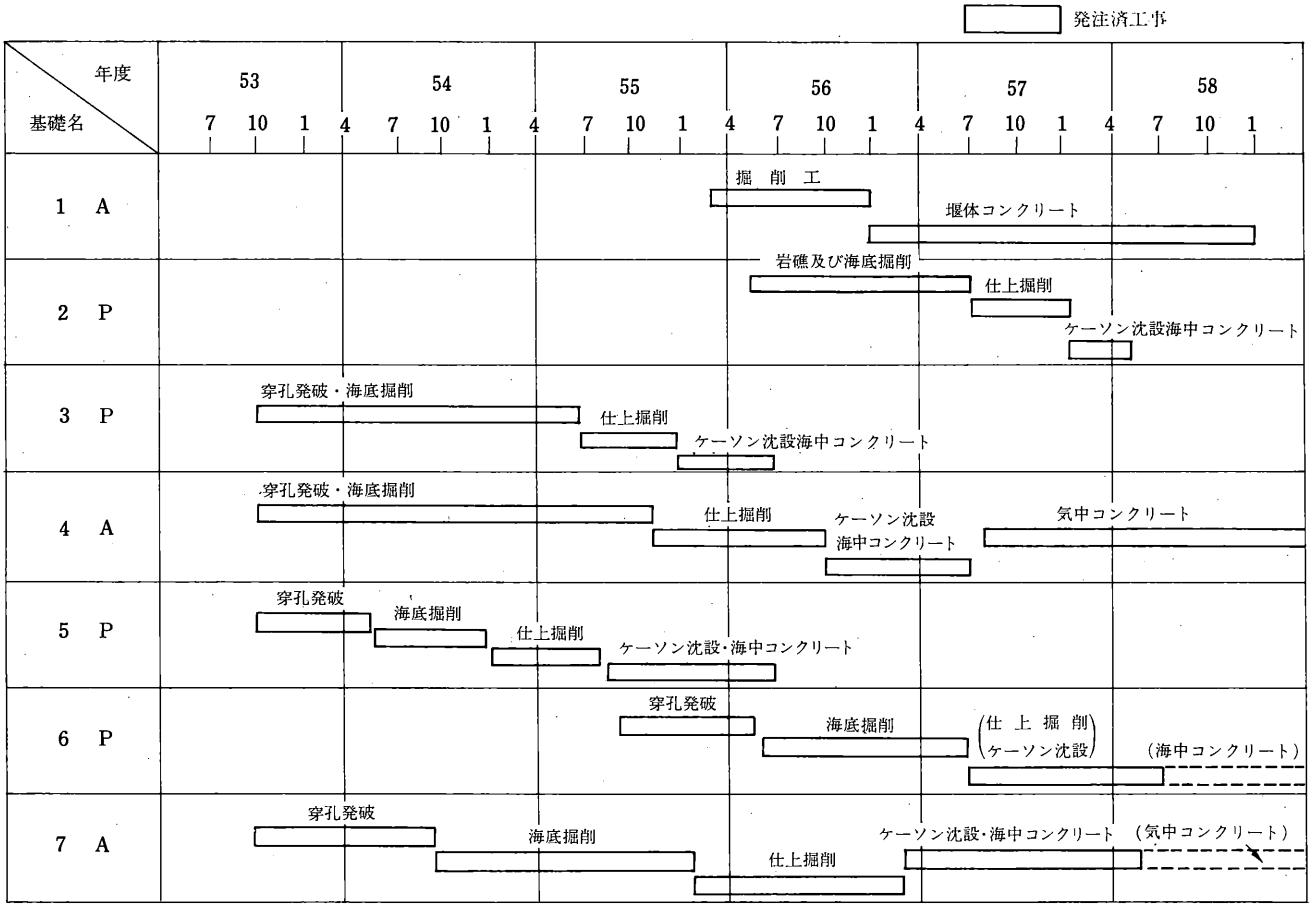
基礎がまだあるので、備讃の実績が活かされるべくとりまとめたが、データ整理中の資料もあり最低限の報告となってしまった。

最後に、本報告をまとめるにあたり施工計画、施工実績、調査委託等から多数の資料を参考としたので、巻末に列挙し深く感謝するものである。

参考文献

1）南北備讃瀬戸大橋の設計について、「橋梁」昭和50年１月、藤井郁夫ほか
2）南北備讃瀬戸大橋下部工３Ｐ、４Ａ、５Ｐ施工計画書、昭和52年６月、坂出工事事務所
3）南北備讃瀬戸大橋下部工７Ａ施工計画書、昭和52年６月、坂出工事事務所
4）本州四国連絡橋（児島～坂出ルート）環境影響評価書、昭和53年５月、本四公団
5）海底岩盤の掘削工事、鉄道土木、昭和55年１月、桜井紀朗
6）児島～坂出ルート海底掘削工事の現況、建設の機械化、昭和55年４月、山下義之
7）南北備讃瀬戸大橋１Ａ、４Ａ、７Ａ修正設計、昭和55年３月、本四公団
8）本州四国連絡橋発破掘削法の検討（その9）、昭和56年３月、本四公団
9）７Ａ発破影響計測結果報告書、昭和55年４月、南工区ＪＶ
10）３Ｐ、４Ａ、５Ｐ発破影響計測報告書、昭和56年３月、北工区ＪＶ
11）６Ｐ発破影響計測結果報告書、昭和56年６月、中工区ＪＶ

表－13　南北備讃瀬戸大橋下部工実施工程



技術ニュース

松帆沖地質調査工事開始

明石海峡大橋の調査として、昭和56年6月に完了した舞子沖地質調査に引続き、主として淡路島の松帆側アンカレイジ地点における地質地盤調査を目的とする松帆沖地質調査が今年1月に開始された。

松帆沖のD海域地盤は、いわゆる二層傾斜地盤（神戸層及び花崗岩層）とよばれるもので、「本州四国連絡橋基礎の地盤と支持力に関する調査研究委員会（土質工学会）」において、その支持力についての問題点が指適されており、今回の調査はこの問題点を解明するために実施するものである。

調査場所は、兵庫県津名郡淡路町大字岩屋松帆地先（松帆沖約80m）の海上で水深は約7mである。

仮設備として既設の松帆桟橋の先端に舞子沖で使用したジャケットを転用した足場桟橋を設置し、桟橋中央の開口部に築島を行った後、築島内で平面寸法8m×8mのニューマチックケーソンの掘削沈下を行う。

掘削面が神戸層（アルマーズ砂岩）に達すると、ケーソン内において原位置載荷試験（平板載荷、ブロックせん断、動的平板載荷試験等）及び室内試験用のサンプリングを行う。

これらの諸試験から得られたデータと現在検討しつつある解析理論により、二層傾斜地盤の支持力についての問題点が解明される予定である。

調査工事の全体工期は18ヵ月であり、調査が完了すると海底面より上の構造物はすべて撤去する予定である。

土木積算システムの開発に着手

これまで土木工事費積算業務の合理化の一環として、積算業務の電子計算化の検討を進めてきたが、最近の違算対策や積算業務の強化等の要請により、土木積算システムの開発にふみきることとなり、現在システム設計を進めている。

システムは、建設省、関係公団のノウハウを十分活用するとともに最新のハードウェア技術を駆使することにより、使い易い、チェック機能にすぐれたシステムを開発することとしている。積算データの作成に際しては工種のツリー構造図を参照にしながら行い、データの入力はOCR（光学式文字読取装置）から手書きデータを読込ませるものである。また積算結果の印刷には漢字が使われる。

一方、システムの中核をなす積算の処理方式は、システムメィンテナス、システムの拡張性等に優れたデータベース方式を採用し、PL／1言語でプログラミングを行うこととしている。今後は、56年度でシステム設計を終了し、57年度前期でプログラム作成を完了して、57年度後期からは土木積算をオンライン端末から電子計算で行えるようにする予定である。

南北備讃瀬戸大橋7A鋼製ケーソン現地へ曳航

三井造船玉野造船所で製作されていた南北備讃瀬戸大橋7A鋼製ケーソンは、製作を終え、昭和57年3月17日7A地点へ無事曳航された。

7Aケーソンは、巾59m、長さ75m、高さ55mの二重壁構造で浮上曳航が可能な構造である。ケーソン本体の鋼重は約16,000tであるが、係留、沈設等に必要な機器を載せている艤装架台を合わせると約20,000tにも達し、前例のない最大級のケーソンである。

ケーソンは185ブロックに分け製作、ドック内で大組立され、57年2月までに本体の製作を終えた。艤装架台は5Pケーソンで使用したものを転用するが、これもドック内で搭載を終えた。また、7A地点でもグラブ掘削後の底面仕上を2月までに終え、ケーソン沈設のための準備を行っていた。3月9日、ケーソンは3,000t吊クレーンを補助とし無事出渠され、玉野造船所の艤装岸壁に係留された。3月17日午前9時過ぎ、ケーソンは岸壁を離れ、3,500PS級のタグボート12隻、警戒船3隻の曳航船団により吃水9.5mの状態で曳航した。12時半頃、備讃瀬戸航路を横断開始、13時30分7A地点に無事到着し、17時45分、8本の係留索全ての連結が終わり、ケーソンの曳航・係留作業を終えた。

なお、ケーソンの沈設は3月末頃を予定している。

入選者発表（長大橋についての新技術に関する提案）

（財）海洋架橋調査会は、「長大渡海橋梁の設計、施工法に関する技術開発の調査」の一環として、本州四国連絡橋公団の役職員を対象に、長大橋に関する、今後の技術開発の方向を探るためのアイディア・技術開発の今後の方向についての提案募集を致しました。

専門技術に関するものから、将来構想にわたった幅広い内容の14編の応募作品について、アイディアの良さ、フィジビリティ、文章のまとまりの面から厳正な審査がなされ、次の方々が入選致しました。

1.最優秀作品　該当なし

2.優秀作品

○設計部　設計第三課　栗野純孝殿
「いかにして3,000mに達するか？
—膜・骨組系構造の長大橋梁の提案—」

○工務第二部　工務第三課長　金光　宏殿
「超長大吊橋に対する立体4主ケーブル構造系の提案」

3.佳作

○鳴門工事事務所　第一工事長　徳原靖久殿
「長大橋についての新技術に関する提案」

○第三建設局　建設部設計課長　山田勝彦殿
「設置式鋼管矢板締切工法の提案」

○児島工事事務所　技術課長　谷中幸和殿
「橋梁上部構造の保守管理へのロボット利用について」

○児島工事事務所　第四工事長　保田雅彦殿
「設置ケーソン工法におけるケーソン設置に関する一改良案」

本四公団の基準類

本四公団で現在適用している基準類は以下のとおりです。
＊印のものは(財)海洋架橋調査会（Tel 03-436-3896）で販売しております。

仕様書・要領等

＊	土木工事共通仕様書	昭和53年６月
＊	測量・調査・設計等共通仕様書	昭和56年12月
	土木工事管理要領	昭和54年11月
	施工管理試験要領	昭和54年11月 （昭和56年４月追補）
	測量作業規程	昭和55年度
	図面作成要領	昭和46年12月
＊	技術関係資料取扱要領・技術関係資料マイクロフィルム作成等事務処理要領	昭和56年４月

材料規格等

＊	鋼材規格	昭和53年10月改正
	本州四国連絡橋鋼上部構造用鋼板規格の解説	昭和54年３月
	摩擦接合用防錆処理高力ボルト・六角ナット・平座金のセット暫定規格	昭和51年２月
＊	ケーブル材料規格	昭和54年６月
＊	塗料規格	昭和55年３月

設計基準等

	幾何構造基準(案)	昭和48年10月
＊	上部構造設計基準・同解説	昭和55年６月
＊	下部構造設計基準・同解説・仮設物設計指針	昭和52年３月
＊	耐風設計基準（1976）・同解説	昭和51年３月
＊	耐震設計基準・同解説	昭和52年３月
	鋼上部構造用鋼材選定要領(案)	昭和48年９月
＊	風洞試験要領(1980)・同解説	昭和56年３月
	ケーブルアンカーの設計マニュアル	昭和49年２月
	鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針	昭和52年８月
	大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領・同解説(案)	昭和54年11月
＊	重力式直接基礎アンカレイジ設計要領(案)・同解説	昭和55年３月
＊	鋼設置ケーソン設計要領(案)	昭和54年２月
＊	多室型緩衝工の設計要領(案)	昭和55年３月
	複合材型緩衝工の設計要領(案)	昭和56年３月

製作基準等

＊	鋼橋等製作基準・同解説	昭和52年３月
＊	鋼橋等塗装基準・同解説	昭和55年３月
	橋面舗装基準(案)	昭和55年３月
＊	鋳鍛鋼品製作基準(案)	昭和55年３月
	海上工事安全施工技術指針	昭和52年３月

本四技報編集委員会名簿（アイウエオ順）

編集委員長	浅間達雄	
編集委員	青木忠宗	奥川淳志
	蟹沢康人	黒瀧義則
	後藤忠	神弘夫
	高木浩	高野誠
	高橋靖典	竹名興英
	田中嘉博	中田貴已
	長尾和守	成田秀志
	平山純一	水間雅昭
	室谷貞雄	山下義之
	山崎良二（海洋架橋調査会）	

本四技報 第20号

発　行　昭和57年４月15日
監　修　本州四国連絡橋公団
発行所　財団法人海洋架橋調査会
　　東京都港区虎ノ門４丁目３番20号
　　第22森ビル　〒105
　　電話03(436)—3896
発行者　蓑輪健二郎
印　刷　中井編集デザイン事務所

定価1,200円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION