本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol. 5 No. 17 '81. 7

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報　第17号　目次

Seeing「見ること」……技師長……松崎彬麿…1

因島大橋塔の振動観測……第三建設局向島工事事務所……松崎　実…2

同　上……池田　博

櫃石島橋、岩黒島橋の設計……設計部設計第二課……旭　一穂…6

同　上……新田篤志

第二建設局設計課……田中美宇

舞子沖地質調査（その2）工事報告……設計部設計第三課……神　弘夫…12

下津井瀬戸大橋の塔頂構造の設計……第二建設局計画課……山根哲雄…19

第二建設局設計課……村瀬佐太美

南北備讃瀬戸大橋5Pケーソン沈設作業……第二建設局坂出工事事務所……山下理雄…26

同　上……仁木清貴

岩塊を使用した高盛土の施工……第三建設局向島工事事務所……槇原房之助…32

第三建設局建設第二課……山中鷹志

広島県土木部道路建設課……芥川省三

技術ニュース……36

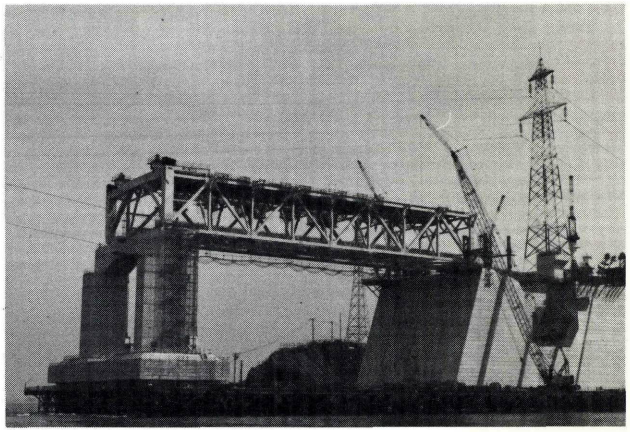
本四技報　第18号（56・10）掲載予定

- 南北備讃瀬戸大橋海底掘削（中間報告）
- 南北備讃瀬戸大橋5Pケーソン設置・モルタル注入
- 大鳴門橋サドル設計製作
- 吊構造を有する橋梁の変位制御
- 因島大橋ケーブル製作
- 疲労許容応力の見直し

大鳴門橋関連工事



大鳴門橋工事現場全景（四国側より）
５Ａアンカレイジ上の足場はケーブル架設の準備工事のもの　（56年４月）



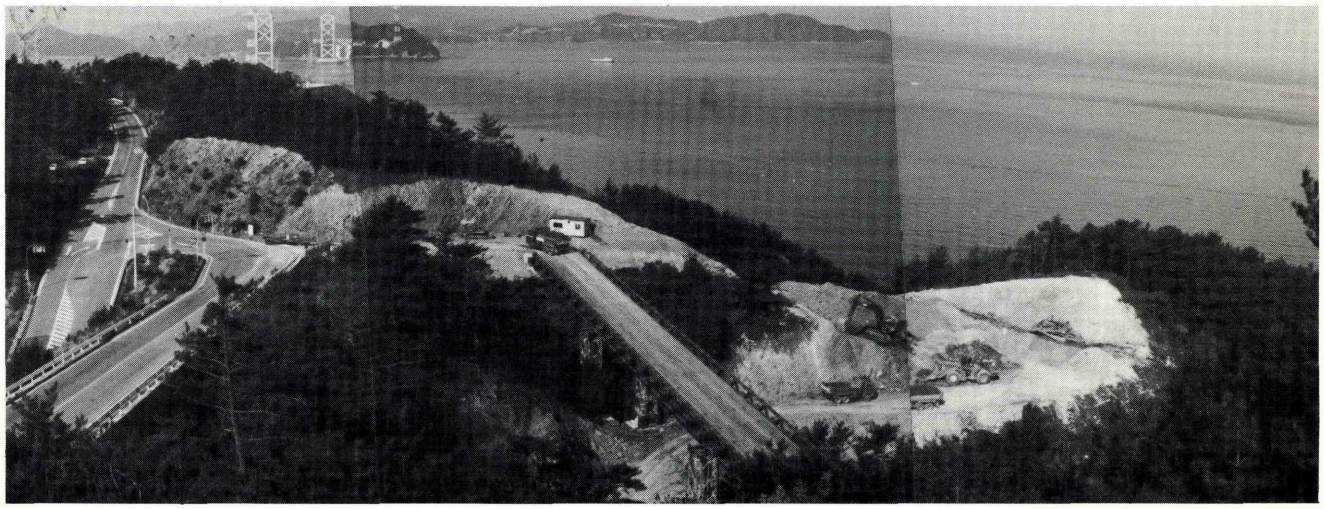
大鳴門橋バックステイ径間（２Ｐ～１Ａ間）
（56年４月）





うずしおライン２次付替道路　（56年４月）

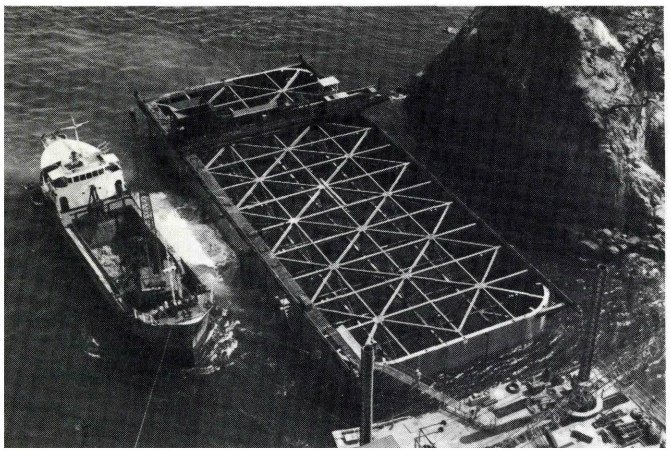
伊毘第２～第３高架橋



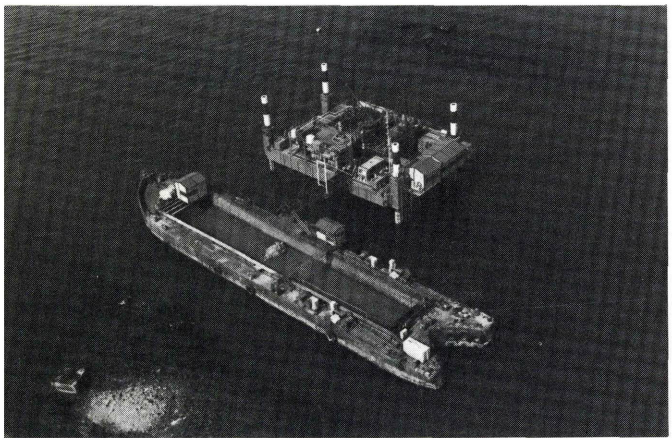
遠方に大鳴門橋主塔を望む（56年４月）

児島・坂出ルート

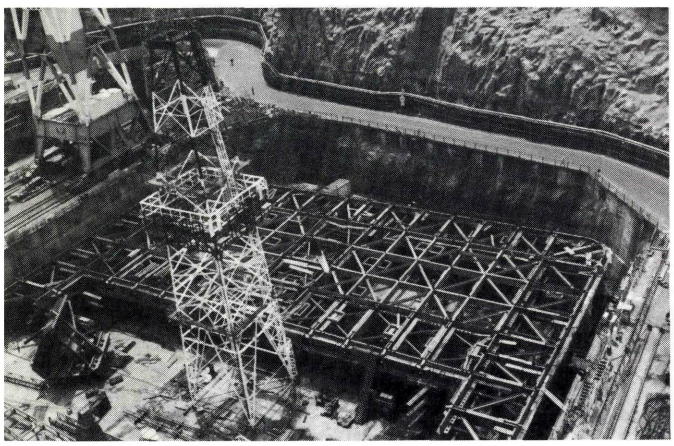
南北備讃瀬戸大橋



3Pケーソンの根固め捨石（56年4月）

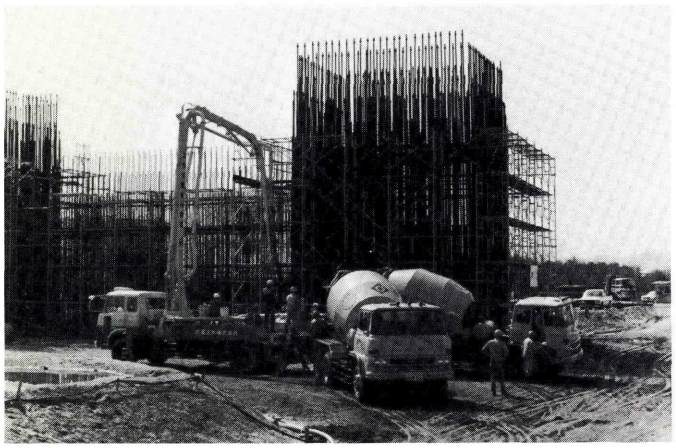


4Aの底面清掃（56年4月）



7Aケーソンの三井造船玉野事業所における
ドック内組立　（56年4月）

番ノ州高架橋

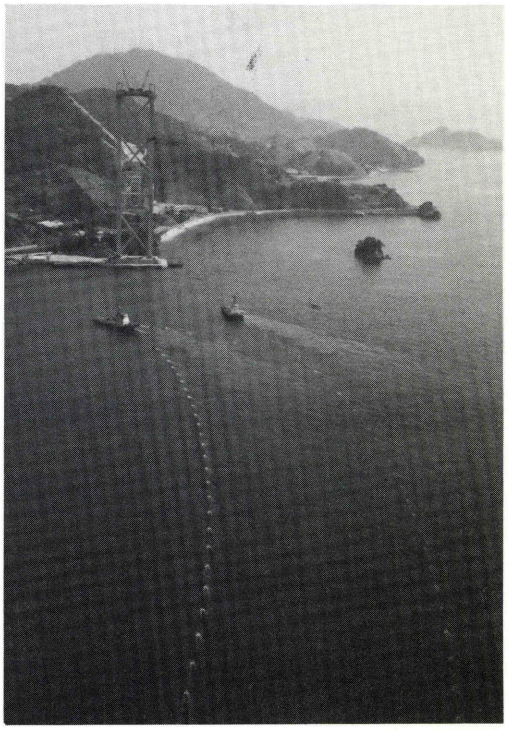


3P躯体部コンクリート打設（56年4月）

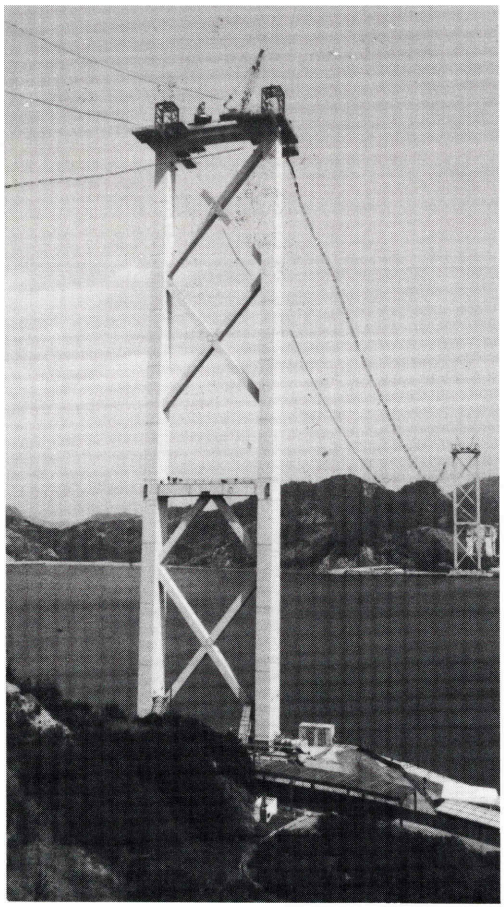
因島大橋ケーブル工事



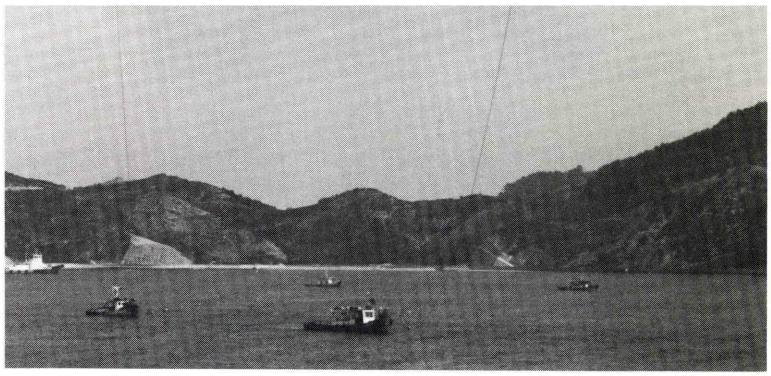
準備作業
岩壁上にて浮子をとりつけたパイロットロープをそろえた状況
（56年３月）



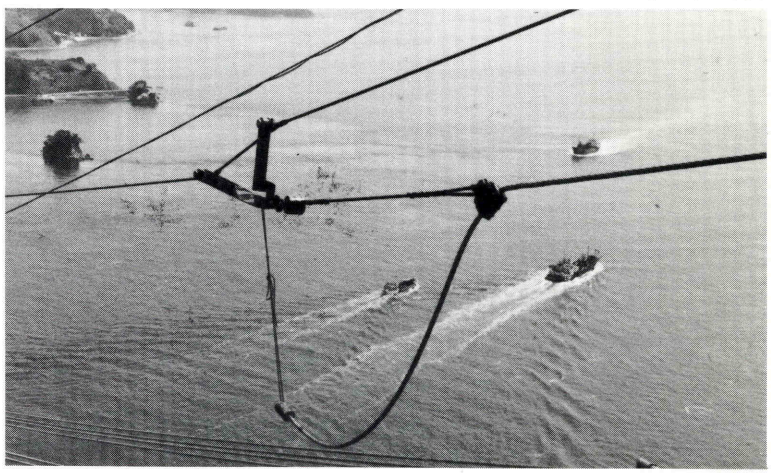
タグボートによるパイロットロープの引き出し
（56年３月）



パイロットロープ張り渡し完了（56年３月）



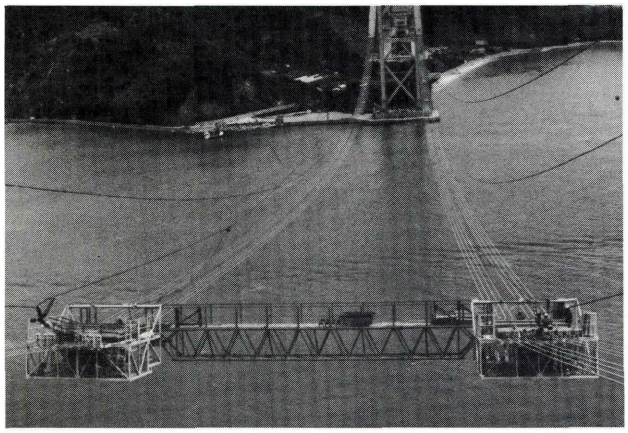
浮子を回収しながら同時に４Ａ上のウインチにて巻き上げを行なう
（56年３月）



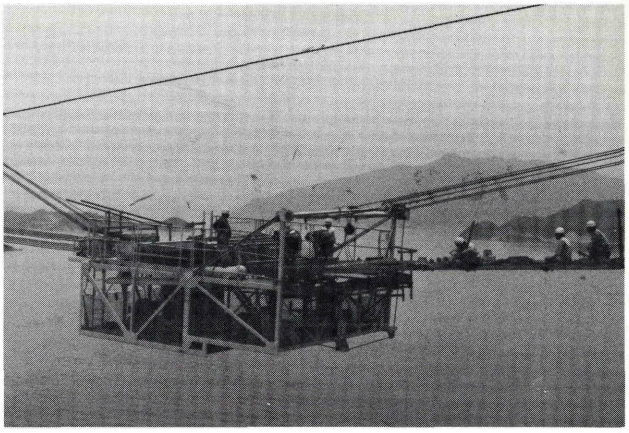
キャットウォークロープの架設（56年４月）

尾道～今治ルート

因島大橋ケーブル工事



クロスブリッジの架設（56年5月）



運搬台車を使用してのキャットウォーク床組架設
（56年5月）

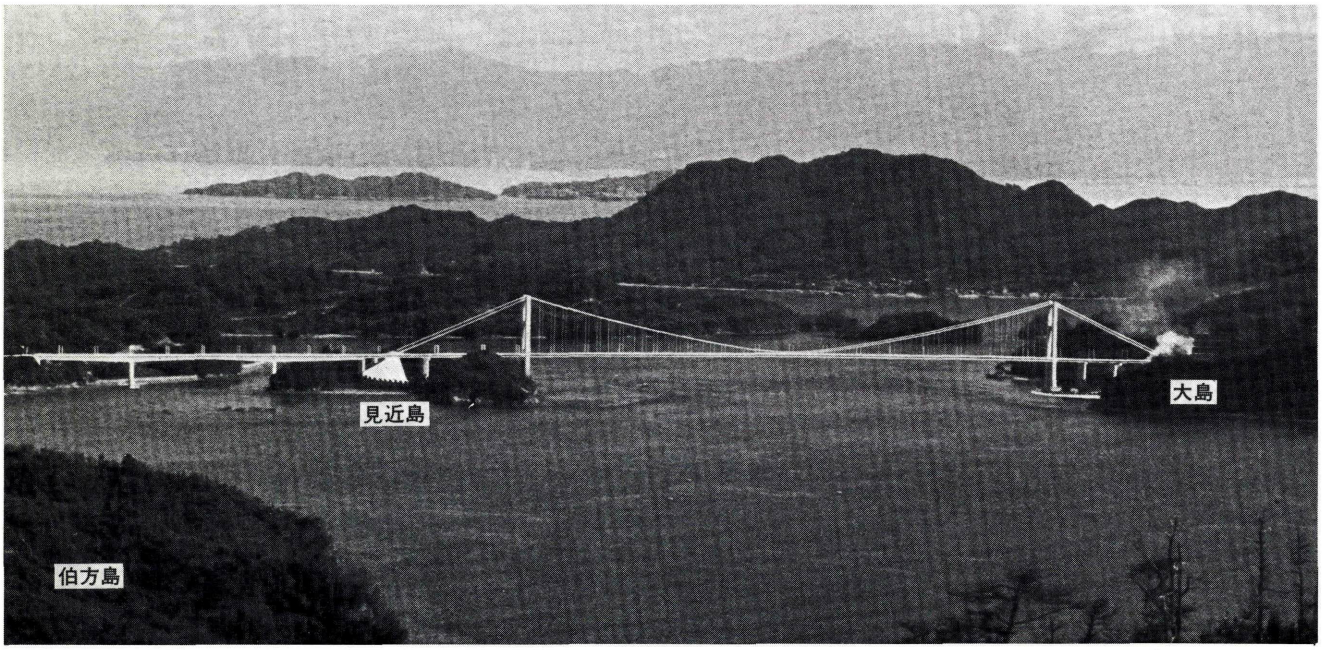


キャットウォークロープ架設完了（56年5月）

伯方・大島大橋起工式



鍬入れ（56年3月）



伯方・大島大橋完成予想図

Seeing「見ること」

技師長　松崎彬麿
Yoshimaro Matsuzaki

一年前、はじめて庭付きの家に住むことになりました。狭いながらも楽しい我が庭にしようととりかかってみて、景色や緑に対する知識の貧しさに今さらながら驚いています。小さい時から、玩具より自然を遊び相手として育って来ましたので少しは自信があったのですが。先ずは樹木の名前を知らないこと・その特性についての知識が皆無であることという次第で、早速写真入りの本を数冊買い込んでながめることからはじめました。ところが、写真は或る一時期のものであり、四季を通じてのイメージ・大きさのイメージとなると今一つピンと来ません。そこでこれは実物を見るに限ると考え、隣近所の庭や神谷町周辺の庭園や公園などを見て廻ることにしました。

当り前だと言われればそれまでですが、同じ樹木でも背景により・季節により・大きさにより・植え方により受ける感じが大変異なることです。いくらか収獲もあった気になりましたので、いよいよ我が家の造景にとりかかったのですが、その難しいことと言ったら橋の型式を決める以上の難物で、一部庭師に造らせたところも改めて見直してみると不満続出といった次第です。それ以来、道路を走っていても幾何構造や安全施設に目を向けがちでしたのが、やたらと分離帯やインターチェンジの植栽や法面が目に付くようになって来ました。公団発足の当初、道路の修景・緑化にはかなりの関心があり、その為の委員会の設置・最終的には各ルートごとの基準案まで作りましたが、討議の場で何をベースに物を言っていたのか今から考えると大変反省させられています。

私の橋とのかかわり合いも既に30年になります。その間、どんな目で橋を見てきたんだろうかと、今さらながら考えさせられているところです。戦後初期の頃の先輩はよく橋を見に連れて行ってくれました。九州の果てから急遽呼び出されて利根川上流のケーブルエレクションの現場を見せられましたが、その時はじめて50mmφのケーブルに接し、その剛さが極めて印象的でした。また、宮崎県の山奥のダムサイトにかかる2ヒンジアーチの現場では、その頃自分が犯した測量ミスが頭にこびりついていたせいか、形の不自然さがすぐ目につき欠陥の予想が当っていた事もありました。何れも当時としては技術的に最高の架設現場を見せていただきながら、この程度の印象しかなかった記憶を思い返すと我ながら不甲斐なかったものよと言わざるを得ません。

身近に画家がいますので一枚の絵が出来上る過程を見るともなしに見せられてきました。見る人には一枚の絵にすぎませんが、その背景には百枚を越えるスケッチ、即ち観察があります。モチーフを具現するにはとことん見極めてこそ、自分の気に入った作品になるのでしょうし、見る人にも何かを感じさせることになるのでしょう。NHKの朝のテレビ番組『まんさくの花』の主役が気に入ってよく見ますが、版画家も数学の先生も同じ様な人生経験を言う場面がありました。何度も何度もじっと見ていると自然に絵が出来るし、いつかは難問も解けるんだという台詞です。御両人ともとぼけた人柄と見受けられますが、目の底に厳しい職業意識を感ずるのは私の思い過ごしでもないと思います。

技術を身につけるには、読む・実験する・実物を造る・出来上った物を見る等色々の手段があります。時間のかかる構造物について、自分で実験しさらにそのものの実物を造ることが出来る幸運にあたることは短い人生の中では極めて少ないものです。努力次第で出来る事は読む事と見る事でしょう。しかし、紙面から得た知識にこだわりすぎると全体の調和を失う恐れがあります。造園と絵と橋と同一に考えられるかとのお叱りもありましょう。造園は趣味であり、絵は幻想でも描けましょうし、それなりに見る人の共感も得られましょうが、橋は機能を持った物です。それだけにただ美しいだけでは意味がありません。あらゆる意味で良い橋でなければなりません。

ささやかな経験ながら、良い橋を造るための力を養うには橋を見る事が一番だと思います。そのためには見る目が必要ですが、その様な良い目は簡単には育たないことは当然です。橋の良さには美しさ、走りやすさ、維持管理のやりやすさ等々各種の顔があります。橋を見る場合にその全てを一度に見極めることは容易なことではありません。しかし、視点をいくつか絞って多くの橋を見れば少なくともその面については案外よく見えてくるものです。首都高速道路・阪神高速道路などには長大な連続構造物がありますが、例えば美観と路面の維持に大きく影響する排水施設の構造に視点を絞って路面・路側・或いは路下から見て廻ると、各種のものがあることが良く分ります。それぞれに設計者が外観も良く機能的にも充分で、かつ維持管理もしやすいものを造るべく苦労した跡が伺えますが、それでも設計者にとっては決して満足のいくものではなかったろうと思います。

橋面の排水に例をとってみましたが、視点は構造のディテールから架設のやりやすさ、背景を含めての容姿まで自分なりに興味を持って選べばいくらでもあります。公団内にも、また、外部にも私達が育った頃とは比べものにならない程見るべき対象は豊富です。視点を絞って見つめれば必ず何かが得られるはずです。得られたものの蓄積の大小が年月を経るにつれて技術力の差となって現われます。見て学び・見る目を養い、そして見える人になる努力を若い技術者に期待する次第です。

因島大橋塔の振動観測

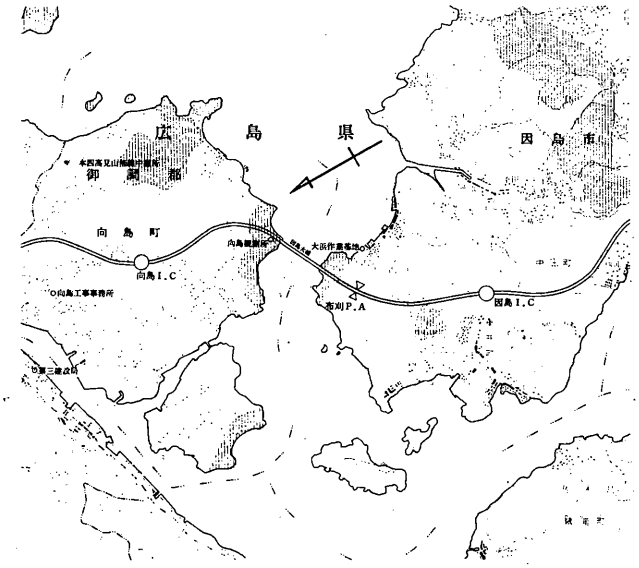
The observation of vibration at Innoshima Bridge Tower

向島工事事務所　所　　長　松崎　実
Minoru Matsuzaki
向島工事事務所　第三工事長付　池田　博
Hiroshi Ikeda

1. まえがき

因島大橋の塔架設は、因島側を先行し、因島側の架設に使用したクレーン等の機材を転用して向島側の架設を行うシリーズ架設法によった。従って、昭和54年7月に完成した因島側の塔は、ケーブル工事に取りかかる昭和55年3月まで約8ヶ月の間自立の状態にあるが、この間には、夏から秋にかけての台風および冬の季節風の時期を迎える。因島大橋の塔のように可撓性に富む自立塔は一次の固有振動数が小さいこと、構造減衰が小さいことなどによって、橋軸直角方向の比較的低風速によって塔の風下側に発生するカルマン渦により塔が振動する渦励振の現象が発達する可能性がある。このため、架設中に設けていたスライディングブロック方式による制振装置を完成後にも継続利用し、塔の振動を押える事とした。

この間、風の乱れが少ない季節風の時期をとらえて、自然風の中での塔の振動観測を行ない今後の塔工事の要に資することとした。この観測は制振装置を取付けた状態ばかりではなく、制振装置を作動させない全く自立した状態でも行い塔の挙動を計測した。因島大橋の塔の場合、計測の結果、最低時の曲げ振動数が0.238Hz、対数減衰率0.01の値が得られた。この結果と関門橋における風胴試験の結果から渦励振振動を推定すると、橋軸方向の風速10m/s程度の風によって塔頂での振幅が120cm程度になると考えられた。



図－1　因島大橋位置図

なお、結果的には、ケーブル工事についての海事関係者との協議成立が遅れ、ケーブル工事のパイロットロープ渡海日の昭和56年3月17日まで塔の自立状態がさらに1年続いた。

2. 塔と制振装置の概要

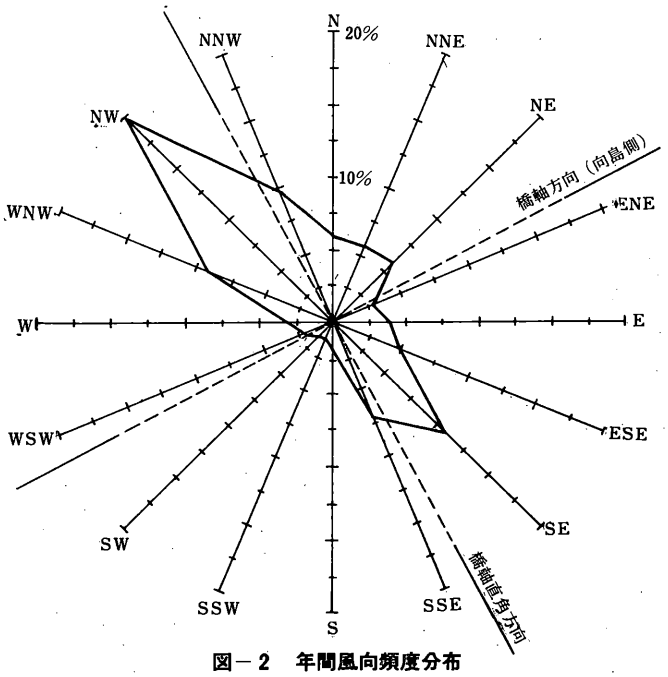
2.1 塔の概要

因島大橋の橋梁中心線は図－1に示すように東北東から南々西へ向っており、因島側の塔は北西から北々西の方向に海が開けており、この方向の風が卓越する季節風の時期には乱れの少ない風を橋軸直角方向から受ける確率が非常に高い。架設位置での風向特性を示すと図－2のとおり。

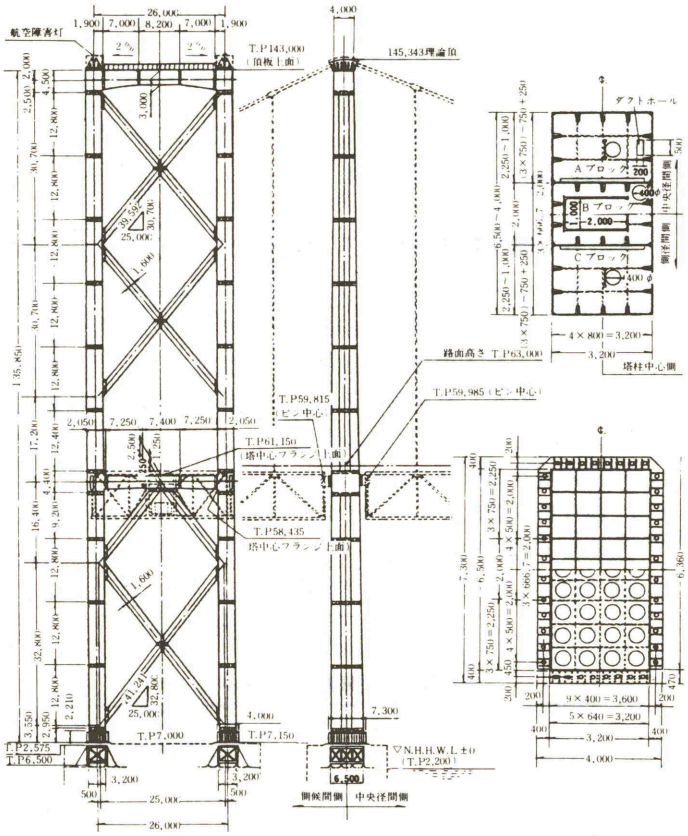
塔の構造概要は図－3のとおりであり、塔1基の鋼重は2,916tである。

2.2 制振装置の概要

因島側の塔の制振装置には、構造的に単純で実績のあるスライディングブロック方式を採用した。この方式は2本の塔柱の塔頂から地上に向けてロープを張り、ロープの先端に重量物を取付け、この重量物を滑り台の上に設置したものである。塔の振動に応じて滑り台上の重量物（スライディングブロック）が移動し、この時に生ず



図－2　年間風向頻度分布



図－3　塔構造一般図

る摩擦力により塔の振動を抑制する機構になっている。

写真－1に制振装置を塔に取付けた状態を示す。なお、制振ロープの張り方は観測の手順都合より図－4に示す2通りの方法により塔頂に取付けた。

向島側の制振装置は写真－2および写真－3に示す通り索系にオイルダンパと重錘を組み込んだダンパ重錘方式を採用した。

3.　観測方法

3.1　計測の概要

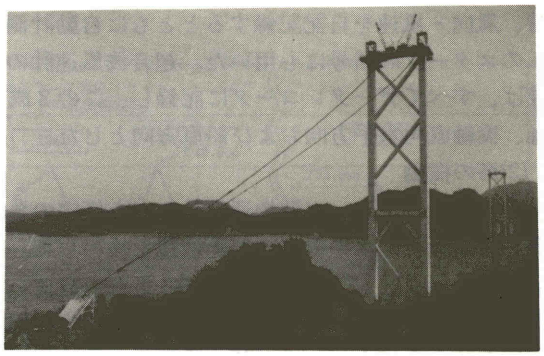
計測は塔頂の風速（3成分）、塔の振動加速度、塔頂部の傾斜角および制振装置のスライディングブロックの変位を自動計測システムにより行った。

自動計測システムは、塔頂に設置した風向・風速計（コーシンベーン）の風速出力信号または塔頂に設置した加速度計の橋軸方向水平振動成分の出力がある設定レベルに達した時にスタータが作動し、タイムレコーダが刻時するとともに各種データがデータレコーダに記録されるようになっており、スタータに組み込まれたタイマーによって一定時間後にデータレコーダが停止する。

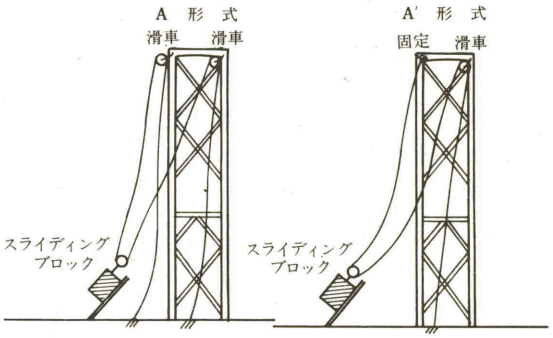
3.2　計測要領

(1)　風速

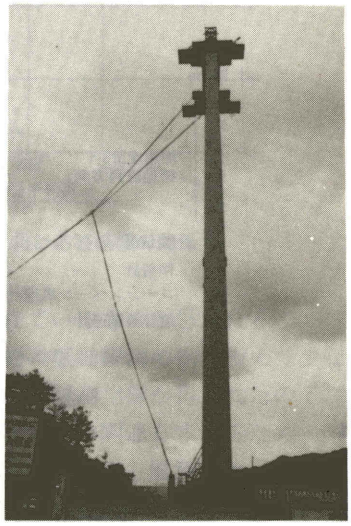
風速は、風向、風速計（コーシンベーン）1台と超音波風速計（3成分）1台を塔頂サドル上約2mの位置に相互干渉がないように設置した。コーシンベーンは、常



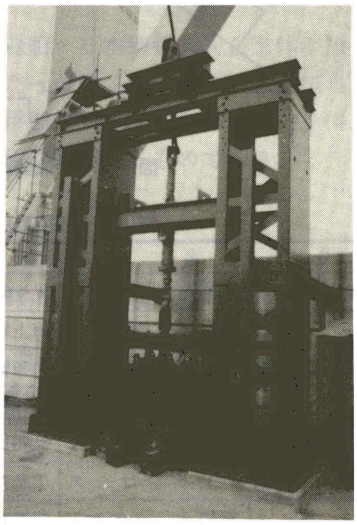
写真－1



図－4　制振ロープの張り方



写真－2



写真－3

時、風向・風速を自記記録するとともに自動計測システムのスタータの信号にも用いた。超音波風速計の出力信号は、すべてデータレコーダに記録し、この3成分は橋軸、橋軸直角水平方向および鉛直方向とした。

(2)塔の振動

塔の振動は、サーボ型加速度計6台を塔内の各部に設置し、橋軸方向水平成分の振動加速を検出した。また、塔頂部に傾斜計（測定範囲±500秒）1台を設置して、塔頂の傾斜角を測定し、塔頂の平均変位の推定に利用した。加速度計6台のうち、塔頂部に設置した1台は自動計測システムのスタータ信号を兼ねている。

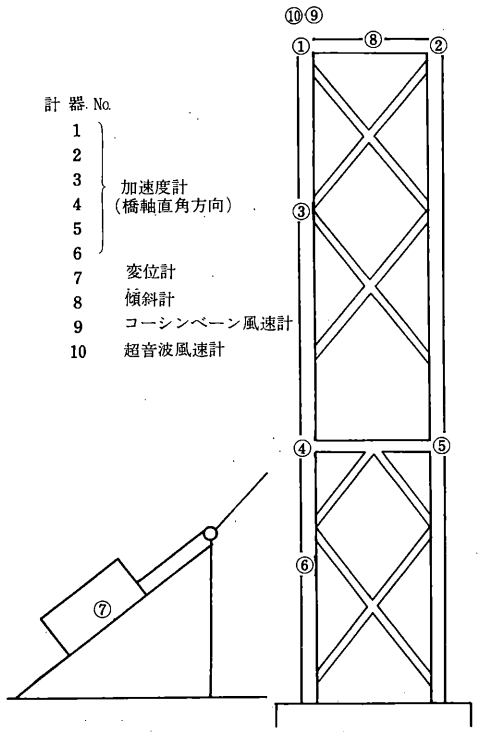
(3)制振装置のブロックの変位

差動トランス型変位計（測定範囲±200mm）1台を制振装置のすべり台に設置し、スライディングブロックとすべり台との相対変位を計測した。

(4)記録

以上に述べた各測定信号は、すべてデータレコーダ（14チャンネル）1台に記録した。また、モニター用として、電磁オシログラフ1台を設置し、適宜記録の再生を行った。

(5)計測機器の配置



図－5　計測器の配置

表－1　使用計器一覧

分類	名称	製造	形式	台数
風向・風速計	風車型電気式風向風速計（コーシンベーン）	光進電機	KL-111	1
〃	超音波風速計	海上電機	（3成分）	1
加速度計	サーボ型加速度変換器	共和電業	AFQ-1AL	6
傾斜計	特殊Mレベル	測機舎		1
変位計	差動トランス	共和電業	DLT-2000AS2	1
記録器	データレコーダ	TEAC	R 271	1
〃	電磁オシログラフ	横河電機	2925	1

各計測機器の配置状況を図－5に示す。また、塔基部の出入口付近を計測室とし、アンプ、記録器などを集中配置した。使用した計器は表－1の通り。

なお、スタータおよびカウンターの設定レベルはデータの状況に応じ適宜選定した。また、1ケースのデータ記録時間は15分を標準とした。

4.　塔の基本振動特性

計測に入る前に塔の自由振動実験を行った。起振の方法は、制振装置用のワイヤロープを地上ウィンチで数回巻上げ、巻戻しをすることによって行った。振動は最大5gal程度の微小振動ではあるが、このデータから振動特性の解析を行った。

固有振動数は、スペクトルアナライザーによって卓越振動数を読み取った。計算値との比較を表－2に示す。曲げについては計算値と実測値がほぼ一致している。

表－2　振動数測定結果

	振動モード	振動数（Hz）	
		計算値	実測値
1	曲げ　1次（面外）	0.234	0.238
2	ねじれ　1次	0.718	0.775
3	曲げ　1次（面内）	0.985	—
4	曲げ　2次（面外）	1.252	1.288
5	ねじれ　2次	1.980	2.3
6	曲げ　2次（面内）	3.159	—
7	ねじれ　3次	3.702	—
8	曲げ　3次（面外）	4.227	4.188
9	曲げ　3次（面内）	4.268	—

なお、ケーブル架設用機材設置に伴う面外曲げ一次振動数の変化は表－3の通り。

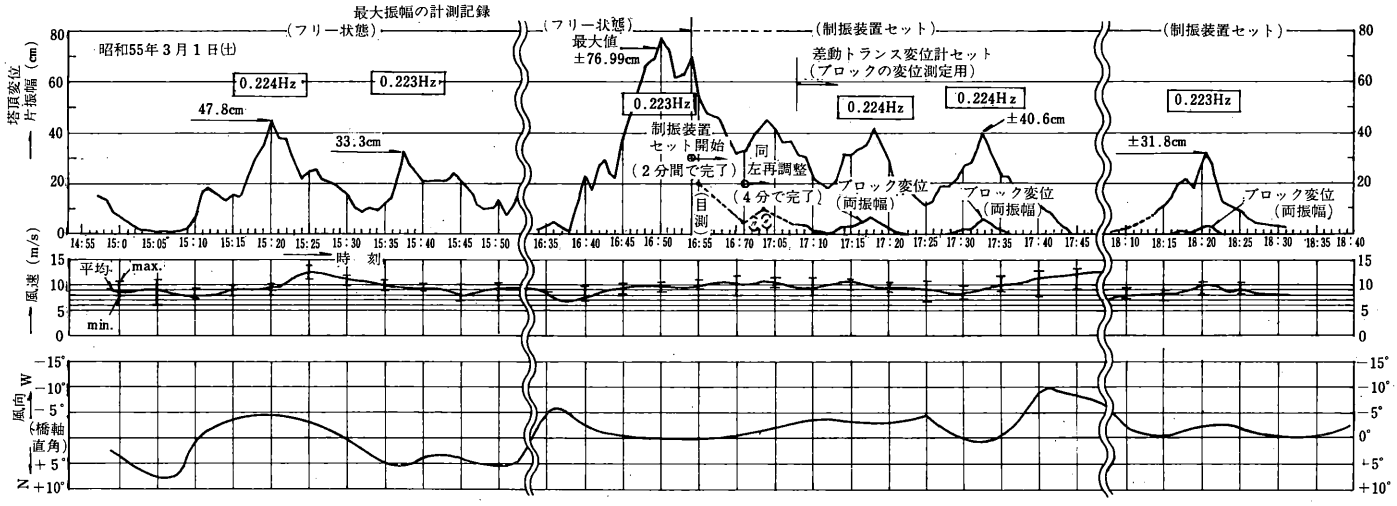
構造減衰は、自由振動実験のアナログデータをA／D変換し電算機によって減衰率を求めた。測定値は変動が大きいため、曲線近似を行い、その傾斜から各振幅に対する対数減衰率を読み取った。微小振幅のデータであるため、減衰率については精度上問題があるが、振幅±1.5～±3.5mmの範囲では対数減衰率は0.01と考えられる。

表－3　振動数の比較

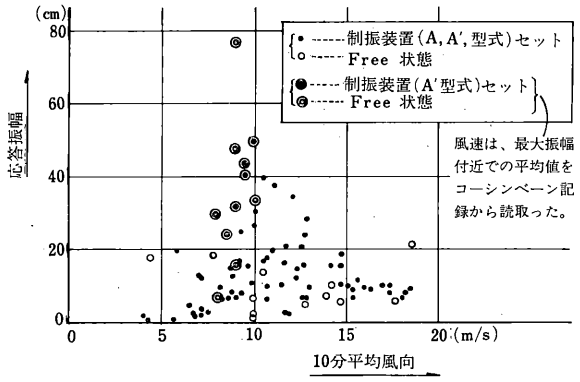
塔の状態	振動数（Hz）	備考
架設機材なし	0.238	
塔頂足場設置後	0.230	モニターのオシロ紙の記録、波形から読み取った。
塔頂ベント（他）	0.223	

5.　観測結果

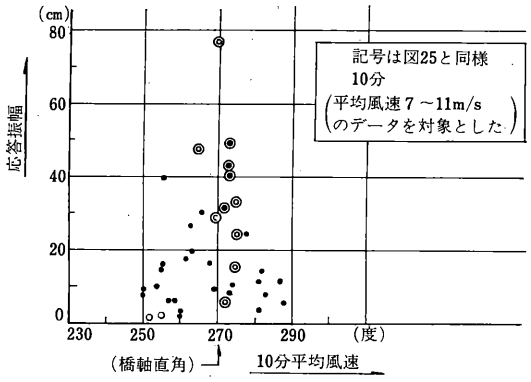
昭和55年3月1日にほぼ橋軸直角方向から、乱れの少



図－6　最大振幅の計測記録



図－7　平均風速と応答振幅の関係



図－8　平均風向と応答振幅の関係

ない風速10m/s 前後の風が吹き、観測期間中最大振幅を記録したのでその記録を図－6に示す。この記録は、当初制振装置を取り付けていない状態で計測を始め、途中で制振装置を取り付け引続き計測を行ったものである。

また、平均風速と応答振幅の関係および平均風向と応答振幅との関係の例を示すと各々図－7、図－8のとおりである。

観測記録から言えることは、冬の季節風は風向・風速ともに比較的安定しており、想定される振幅に近い振動が見られた。これらの振幅の大きい渦励振振動を誘起させるためには、風速が9～10m/s でかつ風向が橋軸直角方向に対して±5°程度の比較的範囲の小さい風に限定されることが確認された。

6. あとがき

因島大橋の塔については、架設前に風洞実験を行っておらず、関門橋の風洞記録から振動状態を類推していたが、今回の実測値との比較ではこの類推値はオーダーとしては十分な精度が得られているものと思われる。

自然風の中での実構造物の振動観測の例は極めて少ないようであるが、いくつかの観測記録が得られたので、これらの記録と風洞実験記録との関連を求めるため、昭和55年度に因島大橋の塔の模型による風洞実験を実施した。風洞実験の振動と実構造物の振動との相関については、両者の記録の解析を行った後、別の機会に報告したい。

この振動観測は、日立造船・日本鋼管共同企業体が担当し、現地での観測にあたっては、ケーブル工事を担当している新日本製鉄・神戸製鋼所共同企業体の協力を得たものであり、関係者各位に感謝するものである。

参考文献

1)　関門橋主塔の耐風性に関する実験報告、昭和44年3月、土木研究所資料
2)　本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書、昭和50年3月、土木学会、本州四国連絡橋耐風研究小委員会
3)　因島大橋塔工事施工報告、昭和55年10月、本四技報

櫃石島橋、岩黒島橋の設計

Design of Hitsuishi-jima and Iguro-jima Bridge

設計部 設計第二課長 旭 一穂 Kazuho asahi
設計部 設計第二課 新田篤志 Atsushi Nitta
第二建設局 設計課長代理 田中美宇 Yoshihiro Tanaka

1. まえがき

櫃石島橋、岩黒島橋は、本州四国連絡橋児島一坂出ルートの櫃石島、岩黒島、羽佐島を結ぶ橋梁である。当初橋梁形式は、吊橋、アーチ橋、斜張橋等も検討したが、施工実績が多く、技術的問題点が少ない理由でカンチレバートラス橋形式が採用された。その後、斜張橋形式について再検討を行い、昭和51年度および昭和54年度に土木学会に委託をして斜張橋建設に伴なう技術的問題点を審議した結果、主たる問題点は解決されたとの結論を得た。この時点でカンチレバートラス橋形式と斜張橋形式を比較した結果、斜張橋形式の方が工費的に若干有利であり、技術的にも問題は少なくさらに環境庁から技術的に問題がない限り斜張橋形式に変更するよう条件がつけられていたことを考慮し、昭和55年3月に橋梁形式をカンチレバートラス橋から斜張橋に変更した。

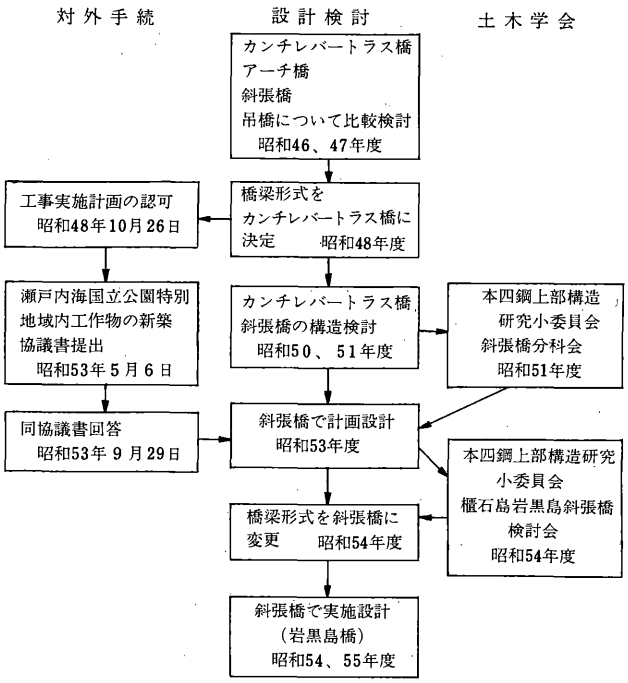
橋梁形式の変更に伴う斜張橋の実施設計は昭和54年から着手して、昭和56年度には完了する。また架設検討、ケーブル関連試験、風洞試験等についても昭和56年度に完了する予定で調査検討が続けられている。

本報告では、カンチレバートラス橋から斜張橋への橋梁形式変更の経緯、昭和51、54年度の土木学会での検討事項および斜張橋の設計概要について報告する。なお架設検討、ケーブル関連試験、風洞試験等については、検討中のものもあり、次号以下に順次報告する。

2. 橋梁形式の変更

図－1に橋梁形式変更の経緯を示す。

櫃石島橋、岩黒島橋の設計検討は当初カンチレバートラス橋、アーチ橋、斜張橋、吊橋について行い、比較検討した結果、施工実績が多く技術的問題点の少ない点を重視してカンチレバートラス橋形式で工事実施計画の認可をうけた。しかしその後もカンチレバートラス橋と新しいタイプとしての斜張橋について引続き構造検討を行った。その成果をもとに昭和51年度には土木学会に委託し鋼上部構造研究小委員会斜張橋分科会で検討した結果、斜張橋形式でも技術的には建設可能との答申を得た。一方昭和53年5月環境庁に自然公団法第40条に基づき、瀬戸内海国立公園特別地域内工作物の新築協議書を提出したところ、櫃石島橋、岩黒島橋については技術的に不可



図－1 橋梁形式の変更経緯

能でない限り斜張橋とするよう条件つきで回答を得た。これを受けて昭和53年度には斜張橋形式で計画設計を行い、昭和54年度に再びその設計成果をもとに土木学会に委託し鋼上部構造研究小委員会櫃石島、岩黒島斜張橋分科会において検討した結果、耐震設計、ケーブル構造、耐風安定性および列車走行性等の斜張橋形式特有の問題点がほぼ解決された。技術的問題点が解決されたこの時点で、再びカンチレバートラス橋形式と斜張橋形式を比較すると、斜張橋形式の方が列車の走行性、船舶航行、美観および経済性の点で有利であった。また瀬戸内海国立公園特別地域内工作物の新築協議書の回答で斜張橋形式にするよう条件をつけられていたことを考慮し、橋梁形式を斜張橋形式に変更した。

3. 土木学会での検討（その1 昭和51年度）

昭和50、51年度に斜張橋形式で構造検討を行い、技術的問題点の抽出を行った。そして抽出された問題点について、昭和51年度に土木学会に委託し鋼上部構造研究小委員会斜張橋分科会において検討した。検討した主な事項は以下のとおりである。

3.1 検討事項[1)]

(1) 構造
  1) ケーブル定着部構造
  2) 交番反力とシュー構造
(2) 材料
  1) 斜張橋ケーブル材料
  2) ケーブルの疲労強度
(3) 耐風
  1) 桁の耐風安定性
  2) 風によるケーブルの振動
(4) 耐震
  1) 耐震性（橋軸方向固定位置）
(5) 移動荷重による構造物への影響
  1) 衝撃係数の影響
  2) 列車走行によるケーブルの振動
(6) 列車走行性
  1) 横振動時の列車走行性
  2) 緩衝桁（伸縮装置）設置の可能性
(7) 架設
  1) 架設

これらの検討の結果、主要な問題点については解明がなされ、道路鉄道併用斜張橋の建設は可能との結論を得た。

4. 土木学会での検討（その2　昭和54年度）

土木学会鋼上部構造研究小委員会斜張橋分科会（昭和51年度）での結論をうけて、昭和53年度には櫃石島橋、岩黒島橋の両橋の上部構造、下部構造および架設方法について計画設計を行った。そしてその計画設計成果をさらに進め、実施設計の設計条件等の資料を得るため、計画設計に含まれる技術的問題点の抽出検討を土木学会に委託した。土木学会での検討方法は、計画設計成果を全体的に検討し、そこから技術的問題点を抽出し、それらの問題点について詳細に審議検討する方法をとった。特に検討した事項は以下のとおりである。

4.1 検討事項[2)]

(1) 設計法
  1) ケーブルサグの影響による構造の非線形性
  2) 塔の設計
  3) 主構トラスの設計
  4) ケーブルの衝撃係数
(2) 構造
  1) 鋼床版
  2) 定着構造
(3) 材料
  1) 斜張橋ケーブル材料
  2) ケーブルの許容応力度
(4) 耐風
(5) 耐震
  1) 橋軸方向耐震固定法
  2) 耐震変位制御装置
(6) 列車走行性
  1) 橋軸直角方向振動時の列車走行性
  2) 緩衝桁（伸縮装置）

4.2 検討の結果

検討の結果、計画設計は基本的には適切であるが、実施設計にあたっては次の問題点について十分検討を加えるのが望ましいと指摘された。

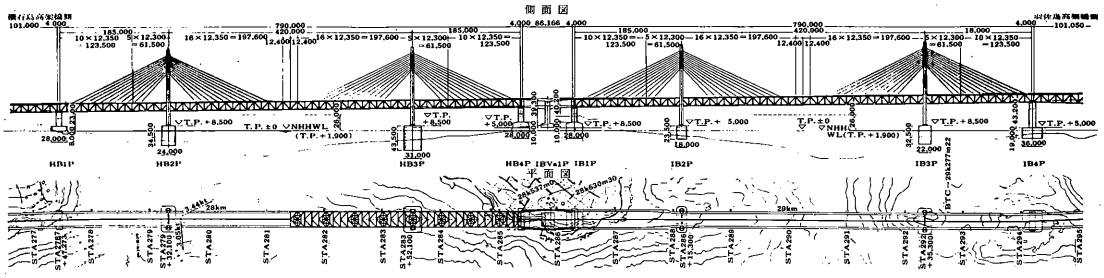
(1) 斜張橋ケーブル用平行線ストランドの軸方向疲労と曲げ疲労試験の実施
(2) ケーブルの防錆法と施工についての調査検討
(3) 主構トラス架設途中におけるケーブルのサグを考慮した非線形解析と耐風性の検討
(4) 両端2点分散弾性固定方式の機能実験および耐久性と保守方法などの調査
(5) 緩衝桁と隣接橋梁との取りあいを含む実施設計
(6) その他としてトラス、ケーブルおよび塔の終局耐荷力の照査、ケーブルと桁の振動模型実験、ケーブルの張力管理の方法、鋼床版の疲労実験、架設作業計画

5. 櫃石島橋、岩黒島橋の設計[2)3)4)]

櫃石島橋、岩黒島橋の設計概要は以下のとおりである。しかし、ケーブル、耐風および架設については次報以下に詳細に報告されるので省略する。

5.1 基本条件

1) 線形
  平面線形　直線区間　1,395m
  　　緩和曲線区間　櫃石島側　135m
  　　羽佐島側　280m
  縦断勾配　岩黒島側(南)へ1％で上昇
  道路計画高と鉄道軌道面との距離　12,51m
2) 規格
  道路部　第1種第2級　V＝100km/hr
  　　総幅員　一般部　22,5m
  　　拡幅部　29m（岩黒島側側径間）
  鉄道部　在来線　複線　V＝120km/hr
  　　新幹線　複線　V＝160km/hr
3) 荷重
  道路部　TT-43　TL-20
  鉄道部　在来線　KS-18
  　　新幹線　N-18、P-19
  　　} 4線載荷
4) 地形地質条件
  地形　最大水深　50～55m
  地質　堆積層はほとんどなく、表面より花崗岩が露頭している。
5) 上部工の諸元　（図－2　橋梁一般図）
  支間割　185＋420＋185m（櫃石島橋、岩黒島橋とも）



図－2　橋梁一般図

主構トラス　上路　合成鋼床版
　　下路　縦桁直結軌道
　　主構構造　鉛直材つきワーレントラス
　　主構高　13.9m
　　主構間隔　27.5m
ケーブル　φ 7mmの平行線ストランド
タワー　鋼製ラーメンタワー

6）下部構造の形式

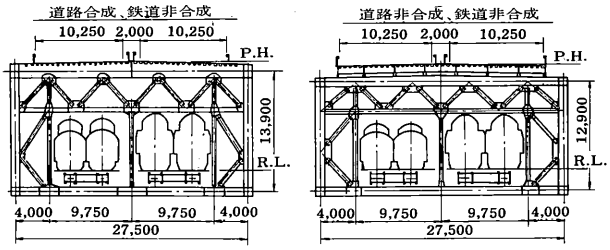
直接基礎　HB-1P　HB-4P　IB-1P
設置ケーソン HB-2P HB-3P IB-2P IB-3P IB-4P

5.2　支間割

支間割は、地形、地質、海象などの自然条件の他、バスストップの設置位置などの計画上の諸条件ならびに斜張橋としての特性を考慮の上、経済性、力学特性に優れたものを選択しなければならない。本橋の場合、橋長790mおよび始終端の橋脚位置は地元交渉上決定されていたので支間割の比較案として次の3案を選出した。又道路部と鉄道部の床組については図－3の2案を選出した。

第1案　195m＋400m＋195m＝790m
第2案　185m＋420m＋185m＝790m
第3案　170m＋450m＋170m＝790m

表－1に支間割比較表を示す。中央径間と側径間の比が大きくなるにしたがって、ケーブル張力および端支点における負反力は増加する。また中央支間が短かくなると、塔基礎位置の水深が深くなり下部工費が増加する。これらの点を考慮して支間割としては、第2案の185m＋420m＋185mを選んだ。



図－3　床組型式比較

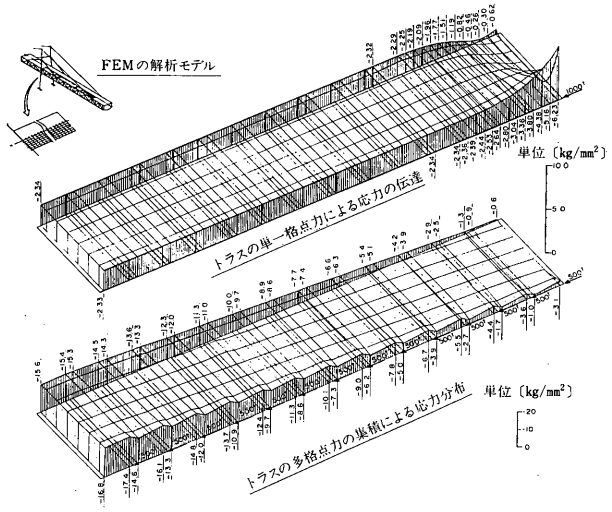
5.3　完成時死荷重応力状態

斜張橋は本体の斜ケーブルで桁を吊り込みながら架設される。したがって斜ケーブルで桁を引き上げるとき、その引き込む量を調整することにより、桁の曲げモーメント分布およびケーブル張力をある程度人為的に決定できる。この完成時死荷重応力状態の設定は重要で、そのバランスの良否により、鋼材使用量に大きく影響する。また、斜ケーブルは、ケーブル自重によりサグの発生は避けられない。サグが大きくなり、ケーブルの死荷重張力が不足すると活荷重による応力の占める割合が大きくなり、応力変動幅も大きくなるとともに、斜張橋のたわみ剛性もおちる。したがって完成時死荷重応力状態においてケーブルの張力導入の設定はきわめて重要である。図－4に完成時死荷重応力状態および活荷重による応力変動を示す。図から明らかなように、斜ケーブルからの橋軸方向圧縮力は、上弦材に集中しており道路部鋼床版を上弦材と合成することは有効である。

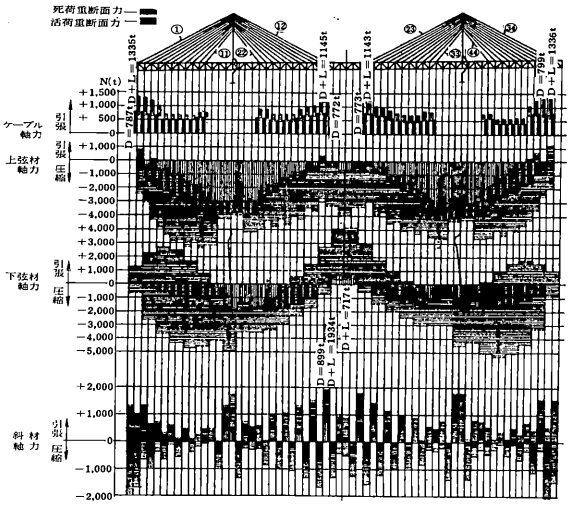
表－1
支間割比較表

支間割(m)			① 195＋400＋195				② 185＋420＋185				③ 170＋450＋170			
床組型式			道路非合成、鉄道非合成		道路合成、鉄道非合成		道路非合成、鉄道非合成		道路合成、鉄道非合成		道路非合成、鉄道非合成		道路合成、鉄道非合成	
			側径間 I 段	中央径間 上 段	側	中 央	側	中 央	側	中 央	側	中 央	側	中 央
ケーブル張力(t)		TD	744	608	750	610	779	763	780	760	844	850	840	850
		TLmax	518	229	374	197	596	268	431	268	606	436	457	332
		TLmin	−233	− 62	−133	− 40	−231	− 49	−133	− 33	−194	− 32	−115	− 25
折れ角(‰)			−6.9～+8.0		−3.9～+4.4		−6.7～+7.1		−3.9～+3.8		−5.3～+5.3		−5.3～+3.0	
伸縮量(m)	温度(±30°)		± 0.142		± 0.142		± 0.142		± 0.142		± 0.142		± 0.142	
	活荷重		−0.058～0.104		−0.029～0.027		−0.051～0 104		−0.027～0.026		−0.041～0.120		−0.023～0.030	
タワミ(m)	中央径間		1.21 (1／330)		0.82 (1／487)		1.42 (1／295)		0.96 (1／437)		1.53 (1／294)		1.02 (1／441)	
	側径間		0.44 (1／443)		0.25 (1／780)		0.36 (1／513)		0.20 (1／925)		0.26 (1／653)		0.15 (1/1.133)	
端支点反力	Rmax		1.097		1.070		787		788		151		142	
	Rmin		− 1.208		− 1.153		− 1,505		− 1.504		− 1.437		− 2.336	
負反力の処理	負反力		Rmin(t)	負反力処理コンクリート量(m³)	Rmin(t)	V(m³)	Rmin(t)	V(m³)	Rmin(t)	V(m³)	Rmin(t)	V(m³)	Rmin(t)	V(m³)
	全活荷重		−1,208	483	−1,153	461	−1,505	602	−1,504	602	−2,437	975	−2,336	934
	鉄道単線		− 537	215	−532	213	− 821	328	− 820	328	−1,535	614	−1,494	598
鋼重合計(Ton)			29,260		28,220		29,300		28,220		30,140		29,240	

注）
上部構上の鋼重には、バスストップ拡幅部の影響による鋼重および一部付属品の鋼重は入っていない。



図－4　完成時死荷重応力状態および活荷重による応力変動

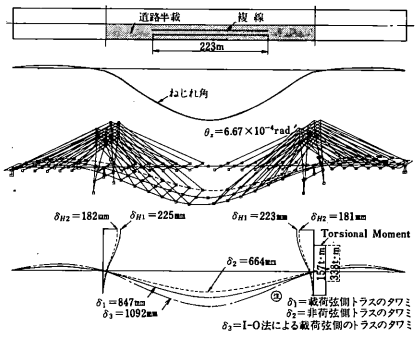


図－6　合成鋼床版の応力分布

5.4　吊構造

(1)　活荷重偏心載荷

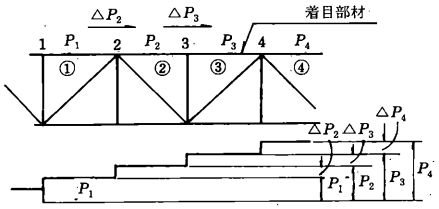
道路鉄道荷重の偏心載荷の影響を調べるために、平面構造解析法と立体構造解析簡便法により解析した。ここで立体構造解析簡便法とは主構トラスを梁（純ねじりのみ考慮）として計算する方法であり、平面構造解析法とは1-0分配法である。図－5に中央径間に道路半載、複線を偏心載荷した場合の斜張橋の変形結果を示す。偏心載荷によるトラスおよび塔の載荷側、非載荷側の差はそれほど大きくなく、平面構造の変形とあまり変わらない。これらの立体構造解析から荷重分配係数を求め1-0法による場合のトラス一面当りの設計荷重項と比較した場合、自動車＋列車4線で約10%、列車2線で約18%、列車単線で22%の分配効果がある。



図－5
塔および桁の
変形性状

(2)　鋼床版

道路部の鋼床版は主構トラス上弦材と合成され、上弦材断面積を大きくし剛性を上げている。この場合、上弦材の格点にケーブル張力が導入されるため、上弦材の設計にあたっては、有効巾について考慮する必要がある。鋼床版の有効巾を決めるために主塔から14パネルをとりだし有限要素法により応力解析を行った。構造のモデル化として、鋼床版はデッキプレート（t＝12mm）とUリブ（t＝8mm）を等価な板厚（t＝21.5mm）におきかえた。また上弦材は鋼床版の縁に等価な断面積を持つ補剛材とした。荷重ケースは上弦材端部に1,000tonの圧縮力をかけた場合と上弦材の全ての格点に500tonの圧縮力をかけた場合であり、その結果を図－6に示す。図－6のトラスの単一格点力による応力伝達からわかるように、1パネル目で50%、2パネル目で90%、3パネル目で100%応力が伝達する。これらの結果から判断して図－7に示す③部材の設計にあたっては、次のようにした。

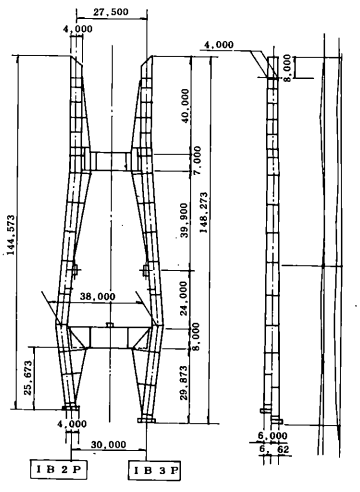


図－7
上弦材軸力の増加

P_1 の軸力に対して		全断面有効
$\triangle P_2$	〃	上弦材＋鋼床版の50%
$\triangle P_3$	〃	上弦材のみ

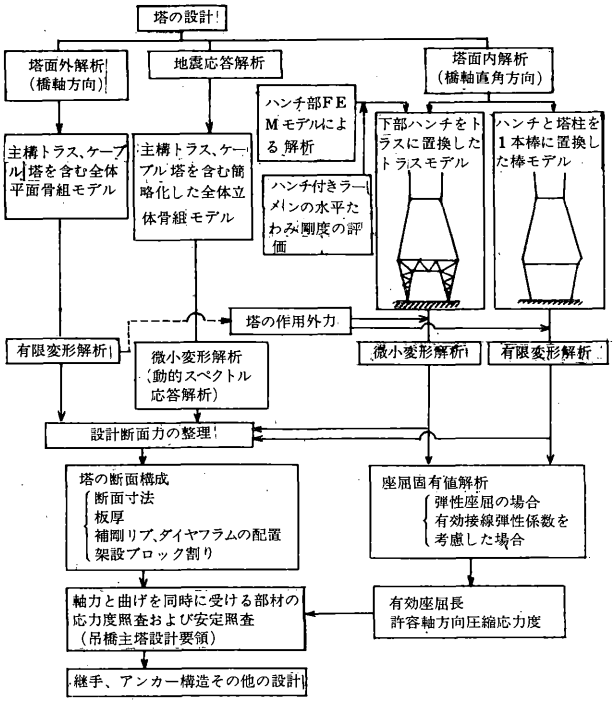
5.5　塔

塔はケーブルからの反力を橋脚に伝達する部材であり、小規模の橋梁で多く採用されている塔下端ピン構造とした方が力学的に有利となるが、本橋は図－8に示す如く塔柱が高く反力も大きいため、施工性、ピン部構造等の問題があるので塔下端を橋脚に剛結したフレキシブルタワーとしている。塔形状については、ケーブル反力の偏心を避けて斜塔形式を、また景観を配慮してハンチ付ラーメン形式を採用し



図－8　主塔一般図

ている。特に塔基部の構造は、塔基部を開いた構造と絞った構造（図－8）について比較検討を行い、下部工工費が約15%安くなる塔基部を絞った構造を採用した。以上述べたように、本橋の塔は多段ケーブルを有し、ハンチ付ラーメン斜塔であるため吊橋の塔と若干特性を異にするが、〝吊橋主塔設計要領(案)・同解説〟(昭和55年3月、土木学会）および〝櫃石島、岩黒島斜張橋に関する検討（昭和55年3月、土木学会）等の考え方を十分配慮し、図－9に示す如く実施設計を行った。



図－9　塔の設計方法

5.6　耐　震

(1)　橋軸方向耐震固定方法

斜張橋の橋軸方向耐震固定方法にはいくつかの形式があり、これをまとめると表-2のとおりである。櫃石島橋岩黒島橋は橋長が長く、上部工の質量が大きいので耐震固定点をどこに置くかは上部工、下部工に大きな影響を与える。そこで地震力の分散、地震力の軽減、橋軸方向移動量の観点から望ましい耐震固定方法を検討した。検討すべき案として表－2の④案、⑥案、⑦案を選び、スペクトル解析によりその挙動を解析した。その結果を表－3に示す。この結果から、地震時の変位は大きいものの、地震力が各橋脚で分散され、かつ小さくなる⑦案の両端2点分散弾性固定を耐震固定法として選んだ。

(2)　弾性固定装置

弾性固定装置に求められる機能としては、

1)　橋梁の固有周期がばね定数を変えることにより、自由に選べるため応答地震力を低減できること。
2)　上部工に作用する慣性力を両端橋脚2点に分散させて固定できること。
3)　温度変化および活荷重による桁端の移動量を両端橋脚で適正に吸収できること。

表－2　耐震固定方法の種類

① フローティングシステム　×	⑥ 端支点完全固定　△
・活荷重による変形量が大きく列車走行上不安定(常時) ・タワーの座屈安定に疑問。 ・橋軸方向の風荷重に対してタワーの負担が大き過ぎる。	時上下部工の振動モードが複合する。 ・大きな水平力の構造的処理が困難。 ・中小橋梁では多くの実績がある。
② 4点分散弾性固定　×	⑦ 両端2点分散弾性固定　◎
・地震力の分散率の把握がむずかしい(端橋脚とタワー部) ・タワー自身がフレキシブルのためタワー基礎には分散しない。	・皿バネ等の変形態、バネ強度共に高いスプリングが必要。 ・バネ強度の選択により固有周期を比較的容易に設定でき、また上下部工の振動モードも複合しない
③ 中間2点分散弾性固定　×	⑧ 中央吊桁案　×
・高さの異なる鋼製タワーのためバネ強度の設定が困難である。 ・バネ装置の設置がむずかしい。	・併用斜張橋として設計不正能。 ・鉛直方向に折れ角4点、水平折れ角4点、たわみ剛性小。 ・上部工慣性力を2分できるが地震時列車走行上危険。
④ 中間2点完全固定　◎	⑨側径間上段ケーブル他碇式　×
・常時における温度応力を含めて検討する必要がある。 ・構造物にタワーのフレキシビリティーを高める工夫をすれば有望。 ・岩黒島橋ではタワー自身が高くフレキシビリティ有り	・常時の活荷重による変形が大きい。 ・海中における端橋脚の安定性に疑問。
⑤ 中間1点完全固定　×	⑩ ダンパーによる地震力の分散　×
・タワーの荷重負担がアンバランス。 ・地震時の変形が大きい。 ・固定側タワーの地震力が大きく設計困難。	・水平力分散用ダンパーとして粘性ダンパーが考えられるが本橋適用の場合、粘性材の温度特性による包括に加えて、下部工の形式、寸法、地盤定数の違いによる二重の包括を考えれば現実前には設計困難。

の3点がある。これらの諸機能を満足する弾性固定構造としては皿ばね構造が機構も単純明快であり、変位と力の関係も安定しているため、これを用いて弾性固定装置を設計した。図－10に弾性固定装置を示す。

この弾性固定装置の一部をとりだし、機能実験および疲労試験を行った。その結果、皿ばねの応力度、ばね定数、耐久性についても所期の性能があることを確認している。

5.7　列車走行性

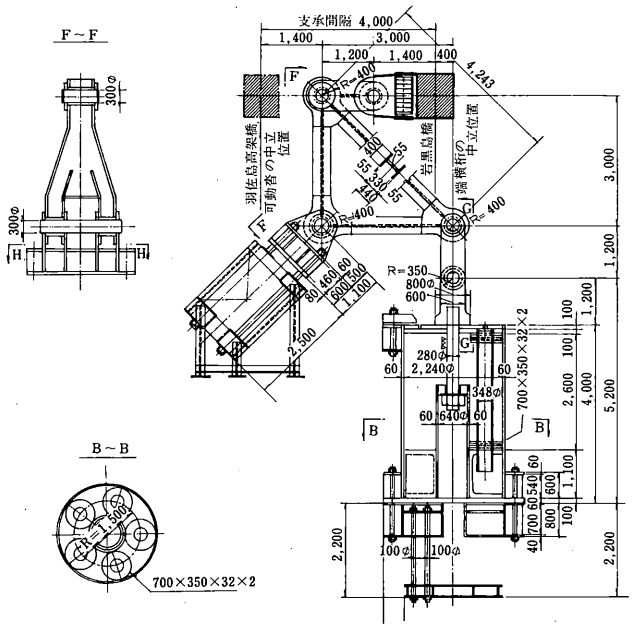
列車走行性については、斜張橋の桁と塔を棒モデルにモデル化し、基礎に150ガルの地震を入力した時の橋軸直角方向の桁の振動を求めた。この振動を車両の走行軌跡とし、それを新幹線車両モデルの車輪に入力し走行性シミュレーションを行った。図－11に新幹線車両の走行軌跡を示す。その結果、軸重の減少は2.4t程度（減少率で17%）、横圧は3.5t程度であり、また脱線係数Q_W/P_Wも約0.25であったことから、150ガル程度の地震入力に対して、車両は十分安全に走行できる。また在来線2軸貨車についても同様の走行シミュレーションを行い安全を確認している。

6.　あとがき

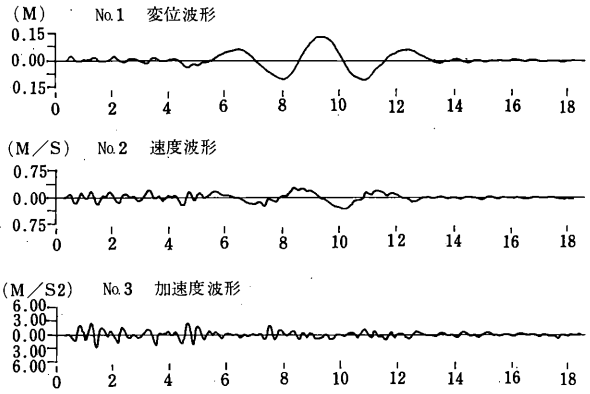
櫃石島橋、岩黒島橋は中央支間420mの道路・鉄道併用斜張橋として建設される。このような大規模な道路・鉄

表－3　櫃石・岩黒島斜張橋耐震固定法比較表

検討項目＼固定法			⑥案端支点完全固定	④案中間2点完全固定(塔柱両側固定)	⑦案両端2点分散弾性固定
桁端移動量	活荷重		－52 mm～0	± 26 mm	± 28 mm
	温度		± 286 mm	± 131 mm	± 143 mm
	地震		151 mm	180 mm	224 mm
地震力（スペクトル解析による）	1P	H	8,018 ton		1,265 ton
	2P	H	926 ton	5,127 ton	1,083 ton
		M	21,749 ton	114,652 ton	29,932 ton
	3P	H	714 ton	3,741 ton	777 ton
		M	22,742 ton	94,78 ton	24,481 ton
	4P	H			1,279 ton
固定方法			・断面の中心近くの1点で下部工と固定しなければならない。(橋軸直角方向荷重により偶力を発生させないため) ・地震力は下横構をとおって下部工へ伝達する。	・主塔水平材上の鉛直支承と併用する。（橋軸直角方向の荷重による回転は主塔のねじれでとる）	・橋桁の中心近くで下部工と固定する。 ・地震力は下横構を通って下部工へ伝達する。
評価			・地震力が大きく固定構造困難。 ・下部工と連成する。 ・端固定は地震力が一点に集中し、上部構造、下部構造とも、対応は困難である。	・主塔断面が大きくなる。 ・固定方法によっては、主塔部水平梁にモーメントを生じる。 ・温度変化により塔柱にかなりの応力変動が出る。	・地震による変形量が大きくなる。 ・地震力は分散され小さくなる。 ・弾性固定用のばね支承が必要である。 注）　ここでは橋軸方向振動の第1次モードの固有期間が3.2秒の弾性固定として計算。



図－10　弾性固定法



図－11　新幹線車両の走行軌跡　V＝160km/h（開北橋 Tr 150 gal）

道併用斜張橋は今までに世界的にも例がなく、構造、設計法等について多くの技術的問題点が指摘されていた。その主なものについては昭和51年度、54年度の土木学会での検討で解決されているが、細部についてはまだ未検討のものも多くあり今後調査が続けられる。本文はこれら一連の調査のうち、初期に行った土木学会での検討および斜張橋での設計概要についてまとめたものであり、ケーブル関連調査、架設検討、耐風試験等についてはまた稿を改めて報告する。

本文の内容のうち、土木学会での検討について、昭和51年度は鋼上部構造研究小委員会（委員長奥村敏恵）斜張橋分科会（主査奥村敏恵）が行った。昭和54年度については全体のまとめを鋼上部構造研究小委員会（委員長奥村敏恵）斜張橋橋橋検討会（主査前田幸雄)が、主塔の設計方法については同委員会の主塔検討会（主査伊藤文人）で、耐風については本州四国連絡橋耐風研究小委員会（委員長岡内功）で、耐震については本州四国連絡橋耐震研究小委員会（委員長久保慶三郎）で、列車の走行性については本州四国連絡橋列車走行委員会列車走行分科会（主査伊藤文人）で検討されたものである。また両橋の構造検討、岩黒島橋実施設計、耐震固定装置の実験については㈱東京エンジニアリングコンサルタントが行った。このように櫃石島橋、岩黒島橋の設計検討には公団関係者をはじめ多くの人々がたずさわっており、ここに関係各位の御協力に対して心から謝意を表わすものでである。

参考文献

1）本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会昭和51年度報告書、別冊2　道路鉄道併用斜張橋の検討　昭和52年3月、土木学会

2）本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会昭和54年度報告書、別冊3　櫃石島、岩黒島斜張橋に関する検討　昭和55年3月、土木学会

3）本州四国連絡橋公団　岩黒島橋実施設計、（その1）　昭和55年3月

4）本州四国連絡橋公団　岩黒島橋実施設計（その2）　昭和56年3月

舞子沖地質調査（その２）工事報告

Report for Geological Investigation at Maiko Area (2)

設計部　設計第三課長代理　神　弘夫
Hiroo Jin

1. まえがき

舞子沖地質調査は、明石海峡大橋の施工法調査及び地質地盤調査の一環として昭和53年度を初年度とし約３ヵ年計画で実施しているもので、昭和56年３月現在ではすべての試験を終え、足場桟橋、ケーソン等の撤去作業を行っている段階である。

調査工事の内容は、明石海峡大橋下部工の有力な施工法とされているオープンケーソン、地下連続壁の試験施工及び支持地盤となる神戸層、明石層の原位置載荷試験である。このうち、オープンケーソン工については、前回の舞子沖地質調査中間報告（本四技報第10号）で報告済みとなっているので、今回はとくに海上における大深度の鋼管矢板建込式地下連続壁の設計、施工及びその止水効果の確認について報告するものである。

なお、もう一つの本調査工事の目的である神戸層、明石層の原位置載荷試験の成果については、紙面の都合により、別の機会に報告することとしたい。

2. 地下連続壁工法の概要

地下連続壁工法は、過密化する大都市の地下空間の有効利用にともなう大規模な地下工事及びオイルショック以来我が国の重要な課題となった石油備蓄設備の増強計画による大型地下タンクの施工にあたって、掘削面の崩壊防止、地下水、騒音防止対策に極めて有力な工法として近年発達してきた工法である。

この工法の特徴は、地盤内にトレンチを掘削し、そのトレンチ内に泥水を貯溜し孔壁の安定をはかりつつ、このなかに補強用の鋼材を建込みコンクリートを打込んで一つの壁を構築し、この壁を各々隣接して構築することにより地中にコンクリート構造物として必要な強度をもつ土留、止水壁を建設することが可能な点にあり、従来からよく用いられてきた鋼矢板あるいは鋼管矢板打込みによる土留、止水壁の施工が不可能な大深度の掘削に適している。

地下連続壁工法は、さらにいくつかの工法に細分化され地盤条件、所要壁厚、深度等の条件によって各工法の使いわけが行われている。

昭和53年度に明石海峡大橋下部工への適用を目的に(財)国土開発技術研究センターに委託して行った地下連続壁工法調査によると、現在国内で使われている工法の主なものは、イコス工法、ソレタンシュ工法、ＢＷ工法、エルゼ工法などであり、とくに大規模な掘削には場所打杭リバース掘削機を用いた鋼管矢板建込工法が使われている。

これらの工法の差異は、主として掘削の方法にあり、イコス工法は先行ボーリングとグラブ掘削の併用で、ソレタンシュ工法は掘削用チゼルの上下運動による衝撃によって地盤を破砕し掘削するものである。

また、ＢＷ工法は水中モータドリルにより地盤を破砕し泥水循環方式により硝を上げるものであり、エルゼ工法はマストに沿って上下する掘削用バケットにより掘削するものである。

3. 地下連続壁の設計

3.1 工法の選定

明石海峡大橋の基礎工に地下連続壁工法を適用する場合、施工上とくに問題となるのは次の点であろう。

① 海上施工であること、即ち地下水位が地盤面より高いために、泥水安定液面を周囲の海面より高く保つ必要があること、さらに地盤が玉石混りの砂礫層を多く含むために安定液の逸泥が起りやすく孔壁崩壊のおそれがあることから、海上施工に適した泥水安定液の配合調査及び品質管理方法が必要であること。

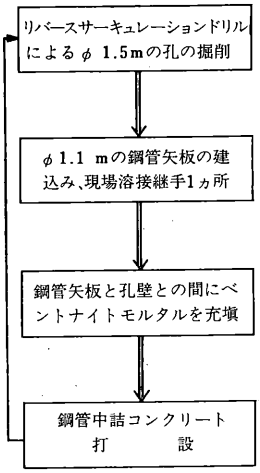
② 地下連続壁は、下部工本体の一部として、または土留、止水壁として用いられるので、下部工施工時の土圧、水圧等の横荷重を負担するために壁厚が少くとも1m以上でかつ多くの補強用鋼材を要する構造であること。このことから１ｍ以上の壁厚が施工できること及び掘削孔の鉛直精度が1/300程度以上確保できる工法に限定される。

③ 地下連続壁が下部工本体または止水壁のいずれに用いられる場合でも、海底下40ｍ以深にある明石層（Ｎ値50以上の粘土混り砂礫層）、さらに神戸層（砂岩と泥岩の互層からなる軟岩層、但し一部硬岩層を含む）の掘削が可能であること。

前記の諸条件を満足する工法として鋼管矢板建込式地下連続壁（以下、地下連続壁という）工法を選定した。

本工法の特色は、在来の場所打杭用リバース掘削機に改良を加え、鋼管が各々継手によって隣接する鋼管と連結され止水性に秀れているという点にある。

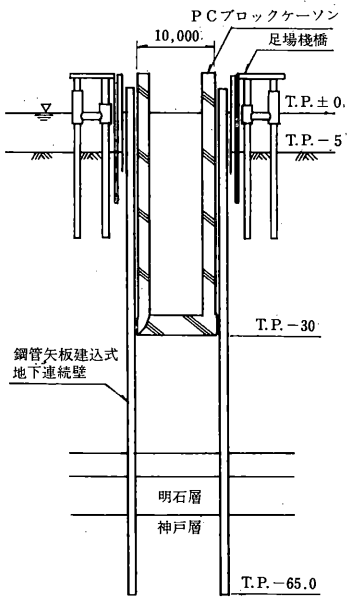
本工法の施工順序を図－１に示す。



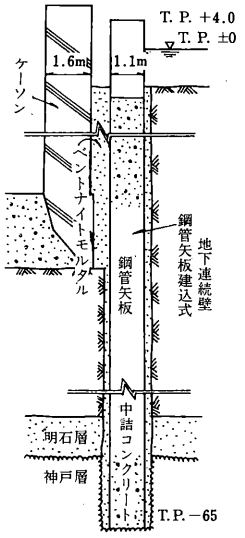
図－1　鋼管矢板建込式地下連続壁施工順序

3.2　構造諸元

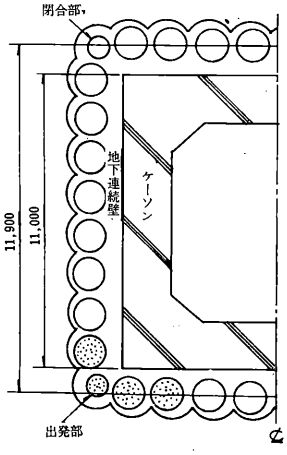
鋼管矢板式地下連続壁の構造諸元を図－2、3、4、5に示す。またベントナイトモルタル、中詰コンクリートの配合を表－1、2に示す。



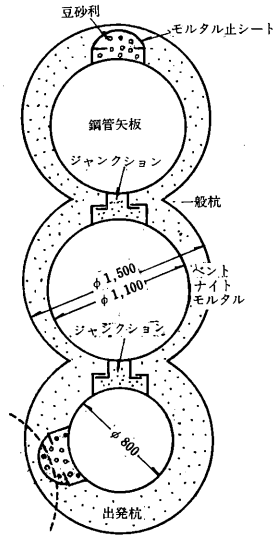
図－2　地下連続壁完成図



図－3　地下連続壁構造図



図－4　地下連続壁構造図



図－5　鋼管矢板継手部

表－1　中詰コンクリート配合表（1 m³当り）

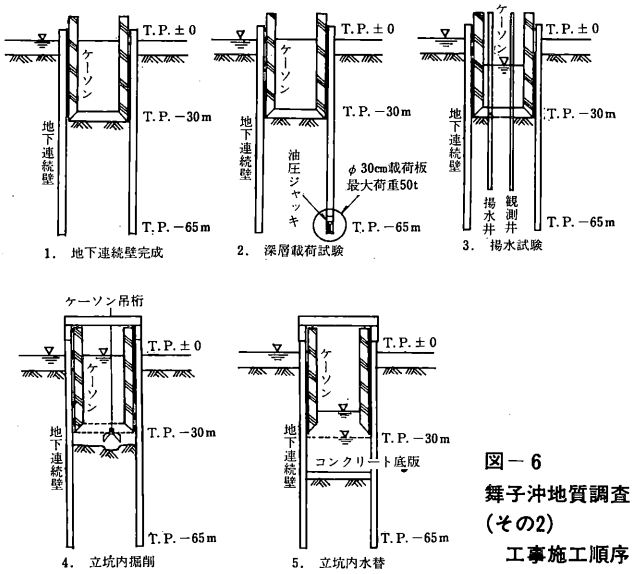
単位水量 W(kg)	単位セメント C(kg)	水セメント比 W/C(%)	細骨材率 S/a(%)	単位細骨材量 S(kg)	単位粗骨材量 G(kg)	単位混和剤量 (g)
190	306	62	47	835	940	765

表－2　ベントナイトモルタル配合表（1 m³当り）

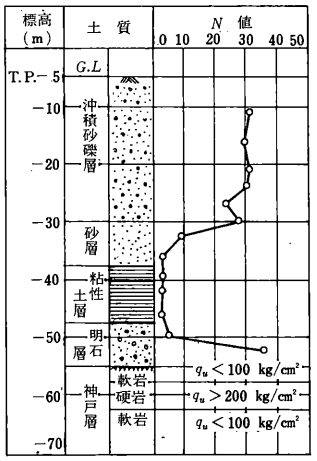
フロー値 (sec)	設計基準強度 (kg/cm²)	セメント量 (kg/m³)	水 (kg/m³)	W／C (%)	砂 (kg/m³)	ベントナイト (kg/m³)
14±2	40	360	585	162.5	686	97

3.3　断面力及び許容応力度

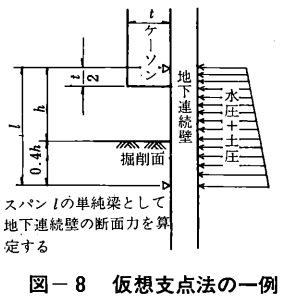
本調査工事における地下連続壁完了時以降の施工順序を図－6に、土質柱状図を図－7に示す。



図－6　舞子沖地質調査（その2）工事施工順序



図－7　土質柱状図



図－8　仮想支点法の一例

1）　地下連続壁の断面力

従来、浅い掘削の土留、止水壁の断面力算定には、首都高速道路公団や国鉄で用いられてきた仮想支点法（図－8参照）が多く使われていたようである。

しかしながら、近年深い掘削の必要性がふえ、安全性確保等の目的で実施された現地計測の結果などから経験的に用いられてきた仮想支点法による断面力が実態に即

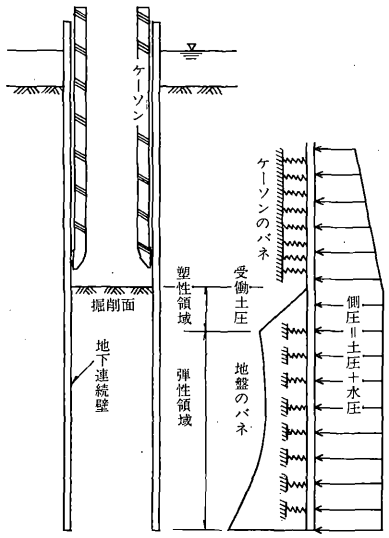
していないことが次第に明らかになり、地盤の横抵抗をバネに置換した杭の横抵抗に関するY.L. CHANGの方法を拡張した弾性法へとより合理的な計算方法が使われるようになってきた。

最近はさらに、地盤の塑性挙動を考慮にいれた弾塑性法がとくに深い掘削には用いられている。

仮想支点法に比べると、弾性法や弾塑性法は理論的にはすぐれているが、その計算は一般には電算に頼らざるを得ないのが欠点であり、また計算条件として与えなければならない地盤のバネ定数や土圧、水圧などの荷重にも未知の要因があり、その計算結果にも全幅の信頼をおくことができない実情なので、計算結果と現地計測による土留、止水壁の挙動を照合し、計算条件を逐次修正しながら施工を進める方法が大規模な掘削工事では行われている。

本調査工事では、掘削深さが海底下60mと極めて深いこと、海上工事であり高い安全性が要求されること、さらに調査工事の目的が大深度地下連続壁の設計計算方法の確立ということなどから最も信頼性の高い弾塑性法を用いることにした。

図－9に弾塑性法の計算モデルを示す。また、仮想支点法、弾性法、弾塑性法による地下連続壁の曲げモーメントの計算結果比較を表－3に示す。



図－9
弾塑性計算モデル図

表－3　計算法による鋼管矢板のモーメントの比較

計算方法	仮想支点法(その1)	弾性反力法	弾塑性反力法
曲げモーメント (tm/m)	130	240	340

表－3に示すように、弾塑性法による曲げモーメントは340tm/m以上にもなり、泥水中のコンクリート打設という点も考慮すると鉄筋コンクリートとして設計することが困難なことから、断面力のうち曲げモーメントとせん断力は全て鋼管が負担し、軸力については鋼管と中詰コンクリートの各々のＥＡの比で分担するものとした。

2)　許容応力度

許容応力度については、地下連続壁が一般に仮設構造物として取扱かわれている場合が多いので統一されたものはなく、道路橋示方書Ⅳ下部構造編場所打ちぐいの項目の準用あるいは各工事発注機関で定めたものが使われているのが実情である。

本調査工事においては、締切工等の仮設備の設計に従来からよく用いられてきた永久構造物の常時の許容応力度の1.5倍の許容応力度を用いることにした。

なお、鋼管のジャンクション及び周囲のベントナイトモルタルは応力計算上は無視することにした。

4.　鋼管矢板建込式地下連続壁の施工

鋼管矢板建込式地下連続壁工は、昭和53年度の足場桟橋工、オープンケーソン工等を含む舞子沖地質調査（その1）工事の完了に引続き、昭和54年4月に舞子沖地質調査（その2）工事として開始された。

舞子沖地質調査（その2）工事の内容には、地下連続壁の他に神戸層、明石層の原位置載荷試験（深層載荷試験）地下連続壁の止水性確認のための立坑内揚水試験、水替工及び地下連続壁の設計計算方法を確認するため実施する計測器設置、動態観測などが含まれている。

（その2）工事の準備工に約2ヵ月を要し、6月から地下連続壁工に着手したが、49年度に実施された海上ボーリングデータ等から軟岩（q_u＜100kg/cm²）と推定されていた神戸層の一部に硬岩層が含まれていたこと及び掘削中の孔壁崩壊防止用の地盤改良グラウト工を実施せざるを得なかったことなどにより工程が遅延し、当初の工程計画より約6ヵ月遅れて55年5月末に完了した。以下に地下連続壁の施工順序毎に各工種について報告する。

4.1　掘削

(1)ベントナイト泥水試験練り

本調査工事においては、泥水安定液の試験練りを実施し、塩分の影響による劣化が少なくかつ透水係数の比較的大きな砂礫層における逸泥が少ない泥水安定液の配合を試験練りを行って定めた。（表－4、5参照）

表－4　泥水安定液の仕様

懸濁安定性	粘　性	濾　水　量	比　重
良　好	ファンネル粘度 (35±2) sec	3 kg/cm²加圧30min における濾過水量 10 c.c. 以下	1.065以上

表－5　泥水安定液の配合（1m³当り）

海　水	ベントナイト	CMC
960kg	笠岡ベントナイト 300# 160kg	カセローズGT－1 6 kg

とくに、従来清水で練られることが常識となっているベントナイト泥水を海上施工の試験工事であることから海水をベースとしたものにすることが試験練りの大きな目的であった。

(2) 掘削機の選定

場所打杭用のリバース掘削機の使用にあたっては、対象地盤条件等により掘削機種を選定する必要がある。

掘削の条件としては、①地盤がN値30程度の砂礫層、N値3程度の粘土層、N値50以上の明石層及び一軸圧縮強度が100kg/cm²以下の軟岩層から成っていること ②削孔径が1.5m、削孔長が60mであること ③δ_{ck}=40kg/cm²のベントナイトモルタルの一部を削孔長全長にわたって掘削すること ④先行して建込んだ鋼管矢板のジャンクションをガイドとするために生ずるフリクションを切るためのスラスト荷重を必要とすること等がある。これらの条件からスラスト荷重、所要回転トルクを求め、S－400Hを選定した。(表－6参照)

表－6 リバースサーキュレーションドリル能力

		S 320	S400H	S500R	S 600
最大掘削径 (mmφ)	一般土質 (N値≦50)	600～3,200	600～4,000	1,200～5,000	1,500～6,000
	硬上質 (q_u=50kg/cm²)	600～1,600	600～1,900	1,200～2,700	1,500～3,200
	岩質 (q_u=700kg/cm²)	600～1,500	600～1,800	1,200～2,300	1,500～2,700
最大掘削深さ (m)	ポンプサクション	70	70	100	100
	エアリフト	200	200	250	300
最大トルク (ton)		4.2	6.0	12.0	17.0

使用ビットは神戸層以外の地盤については三翼ビットとし、神戸層についてはコニカルビットとした。

このように施工計画立案時には、三翼ビット、コニカルビットであったが、掘削開始後、神戸層の一部に硬岩が含まれていることがわかり、掘削機の仕様変更をせざるを得なくなった。(表－7参照)

T.P －59m付近の平均 q_u=700kg/cm² の硬岩掘削については、スラスト荷重を大きくしローラービットを用いることで対処した。

表－7 掘削機の仕様変更

名称	当初(軟岩対象)	変更後(硬岩対象)
ビット	コニカル 800kg	ローラー 3,000kg
スタビライザー	1,500 〃	—
下部ロータリーサポート	ガイド付 3,800 〃	ガイド付 3,800kg
ドリルカラー	2ヶ 10,000 〃	3ヶ 15,000 〃
クロスオーバーサブジェットパイプ	400 〃	400 〃
上部ロータリーサポート	ガイド付 1,300 〃	ガイド無 900 〃
ドリルパイプ	6,800 〃	6,800 〃
ケリーバ	540 〃	540 〃
重量計	25,140 〃	30,440 〃

(3) 掘削

深い地下連続壁工においては、掘削作業が工程上クリティカルパスとなるので工期短縮を図るために、掘削機は2セット準備し、昼夜連続作業とした。

リバース掘削開始後、1本目の出発杭施工後、もう一方の出発杭であるNo.1杭の掘削がT.P－60mまで達した時点で孔壁の崩壊が生じた。崩壊状況は、スタンドパイプ直下のT.P－10m～T.P－19mの範囲であり崩壊土量は約30m³であった。

崩壊の原因はケーソンを先行して沈設することによるケーソン周囲の地盤のゆるみであることが、ケーソン沈設前及び沈設後のボーリング調査結果により判明した。

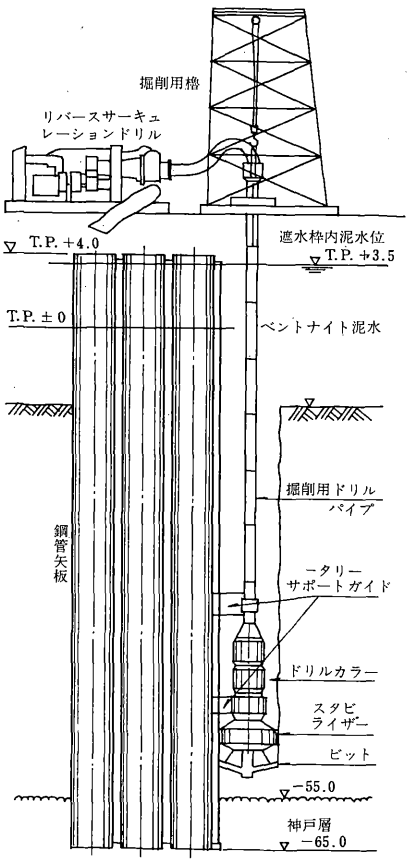
埋没したビットの回収作業に10日間を要した。

このため孔壁崩壊防止工を実施せざるを得なくなり、ケーソンのゆるみ領域と考えられるケーソン外側の巾3m、深さ15mの範囲の地盤に薬液注入を施した。

注入工法は二重管瞬結工法とし、注入材料としては毒性のない中性薬液クリーンロックを用いた。

地盤改良の結果は、注入完了後のN値増大によって確認され、以後孔壁の崩壊は生じなかった。

掘削状況は図－10に示すとおりであるが、とくに出発杭であるNo.20、No.1杭の掘削にはφ1.6mのスタンドパイプを使用して鉛直精度の向上を図った。



図－10 リバース掘削状況

計画立案時点では、1本当りの標準工程を約60時間としていたが、実績では表－8に示すように、掘削153hr(その内純掘削137hr)、ビット交換4hr、機械据付段取13hr、スライム処理8hr、孔壁測定2hrの計180hrと3倍の時間を要した。

掘削に計画時の3倍もの時間を要した原因は次のように考えられる。

表－8　掘削作業時間の実績※

作業内容	作業時間(hr)	比率(%)
櫓移動・架台設置	8	4.4
掘削機建込・引上	5	2.8
ビット交換（三翼↔ローラ）	4	2.2
純掘削	137	76.1
ドリルパイプつなぎ	16	8.9
スライム処理	8	4.4
孔壁測定	2	1.2
合計	180	100

※No20、1、22の3本を除く残り33本の平均値

① 神戸層の砂岩が軟岩でなく、平均 $q_u \fallingdotseq 700 kg/cm^2$ の硬岩であったこと

② 鋼管のジャンクションと掘削用ガイドとの間でせりが生じ、スラスト荷重が有効にビットに作用しにくい。

③ 地盤強度とベントナイトモルタル強度に大きな差があるため、ビットが一定の方向に芯ずれをおこすくせがあり、掘削速度をあまり早くできないこと。

④ ジャンクション部のモルタル止めシート及びシート止めに用いたフラットバーがドリルパイプ内に詰ること、あるいはドリルパイプの継手ボルトが疲労破断を起す等のトラブルが生ずること。

⑤ 施工例の少ない大深度掘削であり、泥水の比重が大きいためサクションポンプ吸上げ能力が低下する。

この地下連続壁掘削作業の成果は、神戸層に一部含まれている硬岩を現有の場所打杭用リバースサーキュレーションドリルで掘削することが充分可能であるという見通しが得られたこと及び硬岩掘削の歩掛りが得られたことであった。

掘削の精度（鉛直方向の孔曲り）は、各孔について超音波孔壁測定装置により測定を行った結果、1/650 程度の良好なものであり、これは掘削用ガイドを使用したこともあるが掘削速度を管理すること等により、十分この程度の成果が得られることを示している。

掘削速度は、神戸層の砂岩部で0.2 m /hr、その他の地層では0.5～1.0m /hr であった。

上部砂礫層及び中間粘土層では、玉石によるドリルパイプの閉塞、泥水比重増加による吸上げ不良などから一般の場所打杭施工に比して時間を多く要する結果となった。

4.2　鋼管矢板建込み

地下連続壁の受ける外力の大部分を負担する鋼管矢板は、全長69m、重量約40tの長尺物であることから現場継手を中間に1個所設けることにし、工場製作したものを造船工場の構内でジャンクションを取付けた後、台船で現地へ搬入した。

現場継手の溶接は半自動溶接で行い、溶接完了後、全数、全周X線検査を行い、JISZ－3104の3級以上を合格とした。検査の結果は、殆んど1、2級であった。

鋼管矢板の建込みには、ケーソン天端に設置されたタワークレーンJCC 600型（40t吊り）を使用した。

なお、建込みに先立ち矢板のジャンクション部には、モルタル漏洩防止用のシートをリベットで取り付けた。

4.3　ベントナイトモルタル及び中詰コンクリート打込み

モルタルは足場桟橋（躍進2号）上に設置したプラントで現場練りとした。モルタル製造能力は9m^3/hr であり、練上ったモルタルはφ50 SGP管を通じて鋼管周囲に充填された。モルタル打設に先行して、ジャンクション部及び打設管内にモルタルが回り込まないように豆砂利を充填した。このとき豆砂利面は必らずモルタル面より2m以上先行するようにした。

鋼管矢板中詰コンクリートは、鋼管内のスライムを処理した後、トレミー工法により打設した。

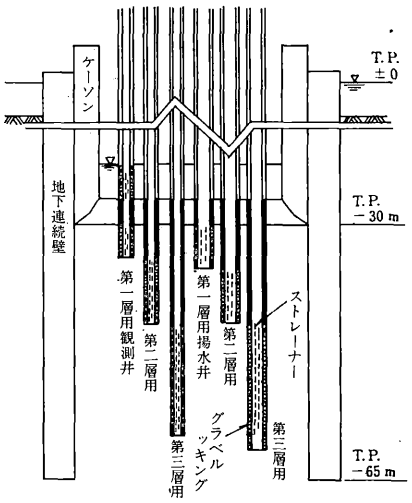
5.　地下連続壁の止水性

地下連続壁の主たる機能は、土留め及び止水であり、地下連続壁に所要の止水性があれば、舞子、松帆のいずれのアンカレイジの地中部分についても気中施工が可能となり、安全確実な施工及び工費の低減が期待できる。

本調査工事では、海上施工でしかも根入れが60mにも及ぶ極めて施工例の少ない地下連続壁の止水性の定量的な評価が重要な目的の一つであり、これに対して立坑内の仮底版以深に井戸を設け揚水試験を実施し、さらに立坑内の水替えを行い、地下連続壁に大きな変位、応力が生じた状態での止水効果を確認した。

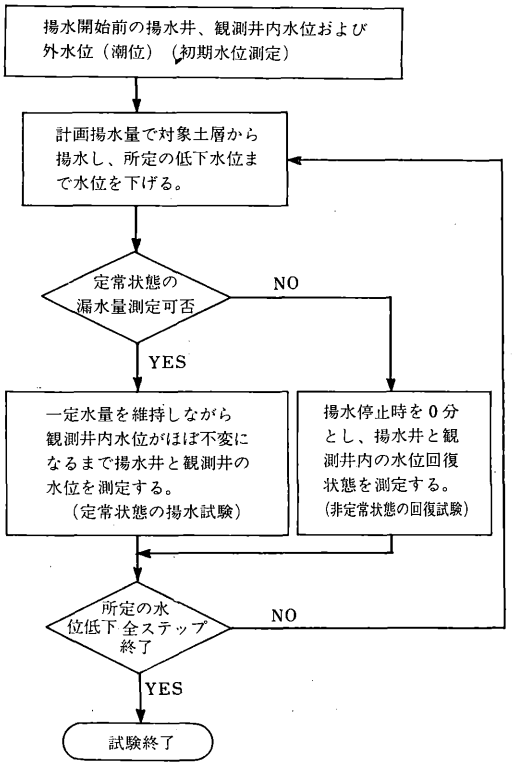
5.1　揚水試験

立坑内のケーソン底版以深の地層は、砂礫層、粘土層明石層、神戸層となっており、揚水試験は砂礫層、粘土層、明石層の各層に揚水井、観測井を図－11に示すように設け各層毎に順次実施した。



図－11　揚水井、観測井の設置図

揚水は、揚水井用保孔管（φ150mm）の中にφ100 mmの深井戸用水中ポンプを設置して行い、立坑内の水位は



図－12　揚水試験のフロー

観測井の中に水圧計を設置し計測を行った。

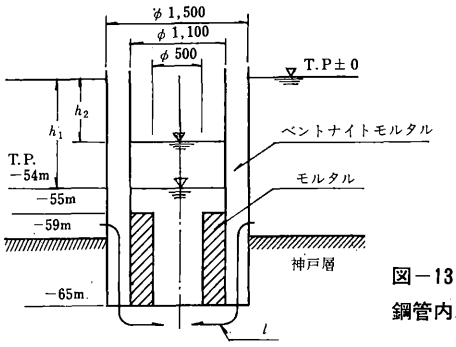
また、揚水量は立坑上の作業足場にJIS規格による三角ノッチ流量計を備えて計測した。

今回実施した揚水試験の基本的な手順を図－12に示し、各ステップ毎の揚水試験結果を表－9に示す。

5.2　止水性の評価

立坑の内外に揚水によって水位差をつけた場合の立坑内への漏水量全体をQ、壁面から漏水する量をq_j、壁の根入部下端から回りこむ漏水量をq_fとすると、$Q=q_j+q_f$（1）の関係が成り立つ。

q_fは、揚水試験の実施以前に行った地下連続壁の鋼管矢板内水位回復試験（図－13参照）によって定量的に評価した。



図－13
鋼管内水位回復試験

止水壁根入部からの回りこみによる鋼管1本当りの漏水量は、次式で表わされる。

$$q_f=k''\frac{h}{l}Adt=adh \quad これより、k''=\frac{la}{A(t_2-t_1)}\ln\frac{h_1}{h_2} \quad (2)$$

ここで、k''：鋼管根入部周辺の透水係数（cm/sec）

h_1、h_2：時刻t_1、t_2における水頭差（m）

l　：透水長さ（m）$l=6.5$

A　：透水断面積（m²）$A=0.816$

a　：鋼管内面積（m²）$a=0.95$

鋼管内水位回復試験結果及び式2より得られた鋼管根入部周囲の透水係数k''を表－10に示す。

表－10　鋼管内水位回復試験結果

鋼管No.	h_1(m)	h_2(m)	t_2-t_1(min)	k'' (cm/s)
1	54	53.44	2,400	5.48×10^{-5}
2	54	53.90	5,280	4.45×10^{-6}
3	54	53.83	1,105	3.92×10^{-5}
4	54	53.96	1,020	9.16×10^{-6}
			平　均	$k''=2.69\times10^{-5}$ cm/s

表－10から、地下連続壁根入部先端を回りこんで浸透してくる漏水量は次式より算定できる。

$$q_f=k''\cdot\triangle h/lA \quad （3）$$

ここで、$k''=2.69\times10^{-5}$（cm/sec）

l　$=13.5$（m）

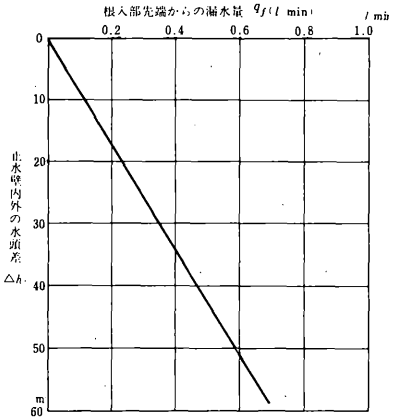
A　$=9.8$（m²）

$\triangle h$：立坑内外の水頭差

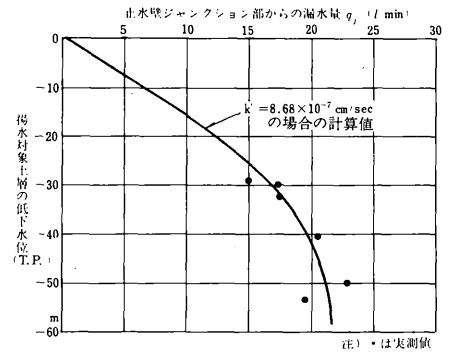
式より得られたq_fと$\triangle h$との関係を図－14に示す。

表－9　揚水試験結果一覧表

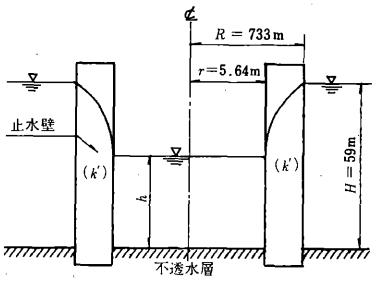
揚水対象土層	STEP	計画低下水位 T.P.	定常時の揚水量 Q(l/min)	低下水位 T.P. 上部砂礫層 揚水井(m)	上部砂礫層 観測井(m)	中間粘土層 揚水井(m)	中間粘土層 観測井(m)	明石層 揚水井(m)	明石層 観測井(m)
上部砂礫層 T.P.−5～−34m	1	−10m	回復試験のみ						
	2	−20	19.1	−19.6	−19.2	−22.3	−22.3	−15.7	−15.7
	3	−30	15.3	−33.8	−29.4	−27.8	−27.6	−20.0	−20.0
中間粘土層 T.P.−34～−50m	4	−40	17.9	−33.8	−30.4	−46.5	−32.6	−27.8	−27.8
明石層 T.P.−50～−59m	5	−30	17.7	−	−29.9	−29.1	−29.3	−30.2	−30.1
	6	−40	20.9	−30.3	−30.4	−34.9	−33.1	−40.2	−40.2
	7	−50	23.4	−	−30.7	−39.8	−34.7	−50.2	−50.1
	8	−59	20.2		−30.6	−34.9	−31.7	−59.5	−53.7



図－14　q_f と △h の関係



図－15　止水壁ジャンクション部からの漏水量と低下水位の関係



図－16　仮想円形井戸

このようにして鋼管根入部からの漏水量q_fが推定できる。

次に、止水壁継手部からの漏水量q_jは式1より、

$q_j = Q_T - k'' \cdot f(\triangle h)$　（4）として求めることができる。ここで、Q_T、△hは揚水試験により定められる。試験により求められたq_jと△hとの関係を図－15に示す。

立坑内の水位低下量と壁面からの漏水量は、このように定量的に揚水試験により求められたが、地下連続壁の止水性の定量的な評価は次のようにして行った。

ここでは地下連続壁を平均的な透水係数（換算透水係数k'）と均一な厚さをもち不透水層に根入れされた円形の壁とみなし、その換算透水係数k'及び厚さを負圧状態の定常流井戸理論を用いて求めることにした。

(1)　壁厚

矩形の地下連続壁と等価な井戸半径は、矩形の止水壁断面を面積が等価な円形断面に置換することにより求められる。すなわち、矩形の立坑断面積をA、井戸半径をrとすれば、$A=\pi r^2$　$\therefore r=\sqrt{A/\pi}$　（5）となる。

井戸中心から地下連続壁の内側及び外側までの換算井戸半径R_1、R_2は式4より各々5.64m、7.33mとなる。したがって井戸の壁厚tは、$t=7.33-5.64=1.69$(m)となる。（図－16参照）

(2)　換算透水係数

THIEMの井戸公式によれば、負圧状態の定常流にとして壁面からの透水量は次の式で表わされる。

$$q_j=\frac{k'\cdot\pi\cdot(H^2-h^2)}{2.3\ \log\ R/r}\quad(5)$$

ここでq_j：止水壁面からの漏水量、k'：換算透水係数、H：止水壁外部の水位、h：止水壁内部の水位、R：換算井戸外径、r：換算井戸内径

式5に式4で求められた揚水試験の水位低下の各ステップ毎のq_j、H、h及び換算井戸外径、内径を代入することにより換算透水係数k'が求められる。

揚水試験の水位低下段階毎の計算結果を表－11に示す。

このように、鋼管矢板式地下連続壁の止水効果は、厚さ1.69m、透水係数8.68×10^{-7}cm/secの壁と等価であるといえる。

ちなみに、神戸層の透水係数のオーダーは10^{-6}cm/secであり、この点から考えても地下連続壁の止水効果は実用上十分なものといえよう。

表－11　止水壁の換算透水係数(k')計算結果

STEP	低下水位 (T.P.)	止水壁の換算透水係数 k' (cm/sec)
3	−29.4m	7.97×10^{-7}cm/sec
4	−32.6m	8.74×10^{-7}cm/sec
5	−30.1m	9.11×10^{-7}cm/sec
6	−40.2m	9.07×10^{-7}cm/sec
7	−50.1m	9.31×10^{-7}cm/sec
8	−53.7m	7.87×10^{-7}cm/sec
平　均		$k'=8.68\times10^{-7}$cm/sec

5.3　立坑内水替工

揚水試験により地下連続壁の止水性は実用上充分なものであるということが確認されたが、さらに地下連続壁の応力・変形が大きい状態での止水性を確認するために立坑内の底版撤去、掘削、水替工を実施した。

揚水試験完了後、水中でコンクリート底版の撤去、T.P.－40mまでの掘削及び地下連続壁の応力制御を目的としたコンクリート底版打設を行い、それからT.P.±0からT.P.－31mまで鋼管応力・変形を測定しながら水位を下げていき漏水量を測定し止水性の評価を行った。（図－6参照）

最大水替時（T.P.－31m）、鋼管矢板の応力・変位が各々3,000kg/cm²、18cm生じた状態の換算透水係数は1.87×10^{-6}cm/secであり、揚水試験の場合と同様、止水性は実用上充分なものであることが確認でき、明石海峡大橋のアンカレイジ、主塔基礎の設計、施工法の検討に重要な知見が得られた。

6.　あとがき

今回の報告は、舞子沖地質調査（その2）工事のうち地下連続壁の設計・施工と止水効果の確認試験について述べたものであり、神戸層、明石層の深層載荷試験及び地下連続壁の現場計測結果についてはふれていない。これらについての詳細は別の機会に報告したい。

舞子沖地質調査（その2）工事は鹿島建設、大成建設共同企業体が担当し、掘削の計測、歩掛り等については建設機械化研究所が担当した。

関係者各位に深く感謝の意を表するものである。

下津井瀬戸大橋の塔頂構造の設計

Design of Tower-Top Structure in Shimotsui-Seto Bridge

第二建設局　計画課長代理　山根哲雄
Tetsuo Yamane
第二建設局　設　計　課　村瀬佐太美
Satami Murase

1. まえがき

児島・坂出ルートの下津井瀬戸大橋は昭和55年度にケーブルアンカーフレーム製作が開始され、昭和56年度にはいよいよ当ルート最初の主塔製作が着手される予定である。

本橋は橋梁形式が「張出し径間付単径間トラス補剛吊橋」であり、ケーブル架設にAS工法、鷲羽山側アンカレイジ(SB1A)にトンネルアンカー形式を採用するなど技術的にユニークな吊橋である。殊にその主塔形式は従来わが国の長大吊橋には例のないラーメン形式であり、橋梁美学における一つのアプローチが試みられている。写真－1に完成予想写真を示す。

本橋の主塔構造においてはその塔頂部構造ディテールにいくつかのアイデアが採用されている。それは①ケーブル反力を力学的に明確かつスムーズに塔柱外板に伝達させるためと、塔頂ブロック重量を軽減して製作架設の施工性を改善するために直接型塔頂サドルを有する塔頂部無補強構造形式を採用している事である。さらに②応力の流れを明快にし製作性をあげるためとラーメンタワーとしての美観を向上させるために上段水平材を従来の位置より下げている。

下津井瀬戸大橋のラーメンタワーの決定経緯については本報の主旨ではないので、本報告では塔頂部周辺の構造検討及び設計結果についてその概要を述べるものとする。

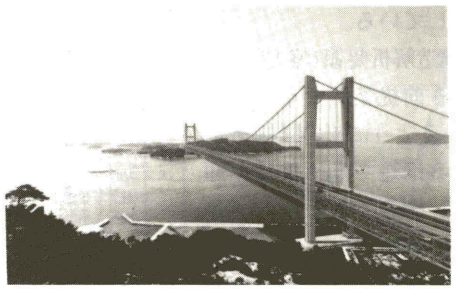
主な報告内容は、①塔頂サドルの構造、②塔柱本体の塔頂構造、③上段水平材と塔頂部の取合い構造などについて、設計製作上留意した事項、三次元モデルによる立体FEM応力解析結果などである。

2. 下津井瀬戸大橋の設計概要

(1) 設計経緯

本橋は実施計画認可時点では三径間連続トラス補剛吊橋で計画され、道路6車線鉄道複々線、ケーブル中心間隔37m、主ケーブル中心と塔柱断面中心との偏心距離0.975m、主塔形式は斜塔斜材形式であり、ケーブル及び補剛桁支間構成は230m＋920m＋230m＝1,380mであった。

その後、4車線化、鉄道の中2線段階建設方針の決定、ケーブル許容応力度の改訂、主塔設計要領の改訂などが行われ、昭和54年度には工事発注用の上部工設計[18),19)]が実施された。実施設計では、ケーブル中心間隔35m、



写真－1
下津井瀬戸大橋の全景

偏心距離1.9m、直塔ラーメン形式（塔柱はテーパ付十字断面)、張出し径間付単径間トラス補剛吊橋で、ケーブル支間構成は230m＋940m＋230m＝1,400m、補剛桁支間構成は130m＋940m＋130m＝1,200mである。

本橋の主塔一般形状を表－1に示す。

塔柱外板は応力度の大きさに応じて板厚t=40、34、28mmを使用し、塔頂部を除いて外セル中セル共に、同一板厚としている。又、主たる材質はSM58である。

(2) 環境条件と設計での配慮

架橋地点は瀬戸内海国立公園でも最も眺望のきく所で自然公園法では第2種特別地域に指定されており、特に鷲羽山からは橋梁を見下ろす形となる。因みに山頂と塔頂水平材とはほぼ同標高である。

又、Dルートを岡山市側から入って鷲羽山トンネルを抜け出た所に橋梁が位置し、いわば本ルートの玄関口であり、天気の良い日には多島美を誇る瀬戸内海にルート全橋梁群が見渡せる場所でもある。

上記の点から、本吊橋特にその主塔形状はルート全体の印象を左右するほど重要である。

これらの一つのアプローチとしてラーメン形式主塔が選定されているが、単にラーメンタワーといっても、①力学的な理由もあるが、塔柱断面には一般部でT字形を、中段以上で十字形断面として塔頂付近の断面の太りによるtop heavy の印象を柔げている、②上段（塔頂）水平材は塔全体のバランスと塔頂構造の簡易化を考慮して通常より下げている、③塔頂部特にサドルカバーは塔本体の一部として景観上配慮されているなどの特徴を有する主塔である。

3. 塔頂部構造設計の概念

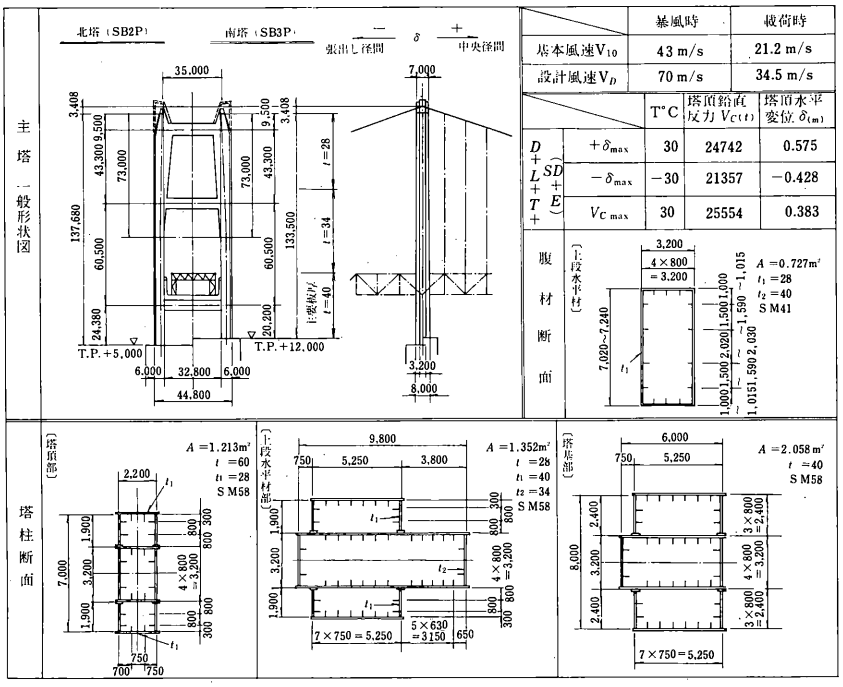
(1) 既設吊橋の塔頂構造

従来の塔頂サドルは剛性の高い鋳造品（最近では重量

軽減のため鋼板溶接型とする事が多い）を用い、そのシステムは主ケーブルからの大反力をサドル鞍部より1枚の橋軸方向主ウェブと数枚の橋軸直角方向補強リブに分散させた後、塔頂に伝達させている。さらにサドルを支持する塔頂の補強構造として、塔頂サドルの主ウェブ及び補強リブ直下に超極厚板の頂板を有する格子構造を設けて塔柱隔壁及び外板に荷重を滑らかに伝達させるシステムとしている。

これらは塔頂構造解析要領（案）[3]の適用範囲としている前提条件でもある。同要領（案）にもあるようにこの間接荷重伝達型ともいえる構造では、重量を抑えるため溶接型とすることが多く、サドルの底板面内の剛性差により主ウェブ直下に反力集中を起こし、かつ反力分布が不等分布となる。その結果、サドルを支持する塔頂構造に荷重伝達用の格子状の補強構造が必要となっている。

表－1　主塔一般形状及び断面



この方式の採用例として、米国ではGolden Gate Br.、Verrzano Narrows Br.、わが国では関門橋、平戸大橋、Eルートの因島大橋、Aルートの大鳴門橋がある。（表－2参照）

この方式の場合、

① 塔頂部は格子構造を有することから一体構造とすることが多く、結果としてブロック重量が大きくなり、製作架設機器は大容量が必要となる。

② 格子構造部は一般に狭隘となり、溶接施工環境が悪くなり欠陥の発生頻度が多くかつ残留応力が高くなるなど溶接部の信頼性が下がる懸念がある。

③ 力学的には深さ2～3m程度の格子内で、解析どおり荷重分析が滑らかに行われるか、応力集中はきびしくないかなど不明確な点がある。

なお、塔頂部に上段水平材が直接取付く場合やエレベーターの機械室が設置される場合はさらに不明確となる。[4),14)]

(2) 下津井瀬戸大橋の塔頂構造

本橋はDルート吊橋の中でも最も偏心量（ケーブル中心と塔柱構造中心とのずれ、本橋では1.9m）が大きく、偏心曲げモーメントによる断面の太りも相当大きな量になる。既往の検討ではこれを緩和するために塔外形を斜塔化するのが一般的であったが、本橋の実施設計における主塔は、直塔としてのイメージを崩さないで十字断面塔柱の中セル拡幅方式により断面中心を上方に向って漸次変え、塔柱断面を変断面化し構造中心を上方のみ斜塔化して対処している。（表－1参照）

本橋ではこのように塔柱上部でかつてない大断面のものとなっており、製作架設重量も必然的に大きいため塔頂部設計上のネックとなっていた。

この問題を解決する一方法として塔頂構造を簡略化するために7枚の補強リブを有する橋軸方向2枚の主ウェブを用いた塔頂サドル及び頂板を介して直接塔柱隔壁及び外板に荷重を伝達させるシステムを採用した。この結果、従来わが国で採用されている塔頂補強構造は設けないで済むこととなった。図－1に塔頂部の構造図を示す。

この方式の実例としては英国のSevern Br.（表-2参照）トルコのBosporus Br.がある。サドル形状ではデンマークのLillebælt Br.[5)]が最も本橋に近い。この方式は従来型（間接荷重伝達型）に対応して直接荷重伝達型といえる構造である。

この直接型2ウェブ塔頂サドルと補強構造のない塔頂構造との組合せは、一見特異に思われるが、一般の塔頂サドルが主ウェブに取付く荷重伝達用補強構造を有していることから、鞍部を除くサドル本体を塔頂補強構造の一部と見なせば無理のない発想と考えられよう。

この直接型サドルのベースプレートは引張り部材であり、塔頂の頂板に全面接触する必要はなく、間接型に比べて剛性を要求していない。一方、間接型サドルはケーブル反力がサドル本体からサドルベースプレート、平面接触で塔柱頂板へと伝達させる機構上、反力分散のために相当の剛性が必要である。

塔頂構造の間接型と直接型の比較を表－2に示す。なお、サドルについての詳細な検討は文献10に述べられている。

本橋の塔頂サドルは、鞍部にSCW49、ウェブ、リブ、底板に強度が鞍部と同程度のSM50を使い、その重量配分はそれぞれ58t、41tで1基重量は99tである。ここで、架設重量を90tクリーパークレーンで架設可能なように橋軸直角方向に2分割した設計としている。[14)]

4. 塔頂部立体ＦＥＭ解析

(1) 目　的

本橋では前述のようにわが国では例のない塔頂部構造を採用しているので、次に示すような問題を明らかにするため、塔頂サドルを含む塔頂構造について３次元（立体）ＦＥＭ解析を実施した。

①サドルウェブの応力分布状態

②サドルウェブから頂板を介して塔頂部への荷重伝達状況及び応力分布

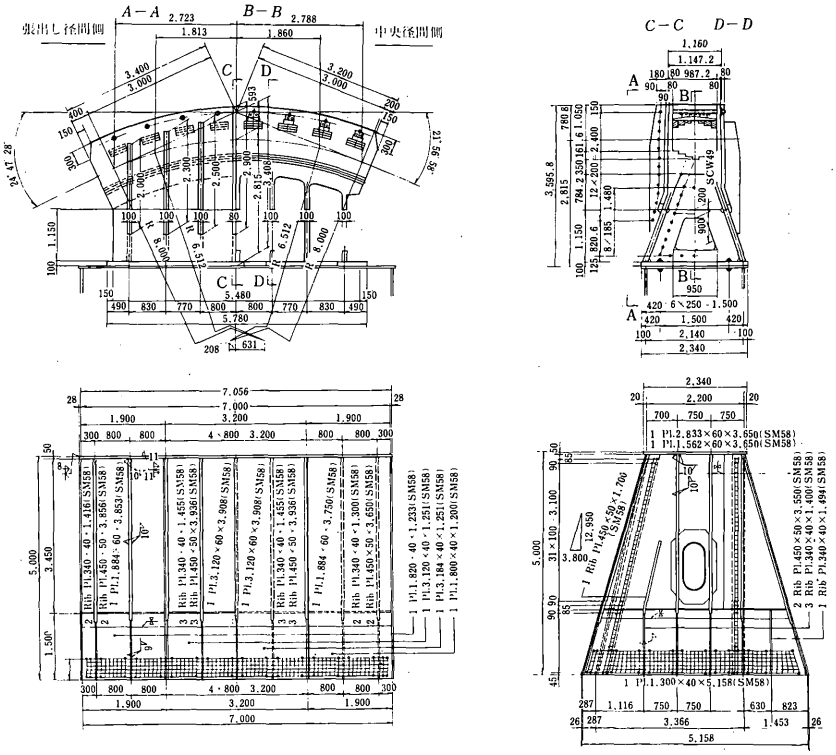
③上段水平材による応力分布の乱れと荷重伝達状況

なお、通常の吊橋タワー系の設計(これを慣用法と呼ぶ）の手法・結果については本報の主意ではないので割愛した。

(2) 解析モデル

解析には、塔柱隔壁及び外板、塔頂サドルの主ウェブ、上段水平材による平面要素（1,027 要素）と、サドル及び塔柱のリブを棒要素（603 要素）に置き換えて組み合せた全要素数1,630、総節点数976の立体モデルとした。

なお、計算時間を短縮させるために、橋軸直角方向軸に対称構造であるので、1/2 構造部分についてモデル化した。図－２に解析モデルを示す。



図－１　塔頂部構造

(3) 作用荷重

1)　主ケーブルからサドルに作用する荷重は、文献（例えば8､9､10）により、側圧は全体解析に影響が少ない事が知られているので、サドル曲率中心に向かう等分布荷重のみを考える。

2)　解析モデルはサドルと塔頂部の一体解析を行うため要素分割が比較的荒いので、荷重強度は別途吊橋系の解析から得られた値より若干大き目に作用させる。

3)　荷重は安全を期してサドル鞍部全長に載荷する。

以上の条件の下に次のとおり作用荷重を決定した。

曲率中心に向かう設計等分布荷重強度 P（t/m²）は、

$$P=\frac{T_c}{R\cdot b} \quad \cdots\cdots\cdots \text{式 (1)}$$

ここに、T_c：ケーブル最大張力（$T_c$max＝32,720t/cable、荷重ケースは「D＋L＋T」、V_c＝25,550t）

R：溝部曲率半径（R＝6.512m、R＝8.0 m の範囲は無視した）

b：荷重載荷幅（b＝1.088 m）

式(1)により、

$$P=\frac{32,720}{6.512\times1.088}=4,620\,\text{t/m}^2\rightarrow 4\ 700\,\text{t/m}^2$$

とする。載荷要領を図－３に示す。

(4) 解析結果

解析結果を図－４～８に示す。

1)　塔頂サドル

塔頂サドルはその主ウェブに鋼重軽減及び製作性より溶接構造用圧延鋼板ＳＭ50を用いた溶接構造としている。

慣用計算では主ウェブ厚が t＝120mmであったが、ＦＥＭ解析の結果、端部下方で1,960＞σ_a＝1,900kg/cm²とわずか応力超過が認められた。一般にこの程度は無視できると思われるが、直接型サドルの応力分布状態を実構造物で未確認な事、モデル化の問題もあるため、安全を期して t＝130mm（1,960×120/130＝1,810kg/cm²）と増厚した。（図－５参照）

横リブは多少安全すぎる箇所も見られるが剛性確保も重要な要求性能であるため仮定板厚のままとした。

2)　塔柱応力度

i)　着目断面Ｉ－Ｉ（頂板直下）

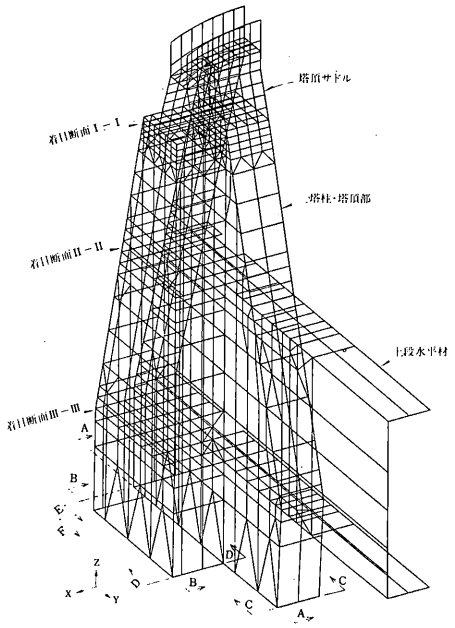
サドルからの応力は非載荷板Ｂ－Ｂ方向に流れるため、ここでの応力分布は板Ｄ－Ｄ、Ｆ－Ｆの外側の応力が比較的大きくなっている。

しかし､板Ｆ－Ｆでは $\sigma_{N\max}$＝2,530kg/cm²＜σ_a＝2,600kg/cm²。また、非載荷板Ｂ－Ｂでは $\sigma_{N\max}$＝ 520 kg/cm² と小さい。

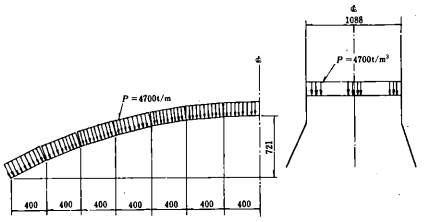
ii)　着目断面ＩＩ－ＩＩ（水平材上フランジ取付点直上）

仮定板厚の設定の段階（慣用法による応力照査で設定）では板Ａ－Ａは全て t＝28mmで構成したが、本解析により一部応力超過が見られ、板Ａ－Ａの一部を図－９のとおり t＝40mmとした。なお、t ＝34mmでも良いのであるが上下の部材板厚の関係から28mmと60mmを補間する意味から t＝40mmを選定した。

板Ａ－Ａにおいて、



図－2　ＦＥＭ解析全体モデル



図－3　ケーブル反力載荷要領

σ_{N1}＝8,880 kg/cm÷2.8 cm＝3,170 kg/cm²
σ_{N2}＝8,880 〃 ÷3.4 〃＝2,610 〃
σ_{N3}＝8,880 〃 ÷4.0 〃＝2,220 〃

板Ｃ－Ｃにおいて、
$\sigma_{N\max}$＝2,545 kg/cm²

iii) 着目断面Ⅲ－Ⅲ（水平材下フランジ取付点直下）

この断面は板Ｃ－Ｃ、Ｄ－Ｄの板厚変化位置で、全板厚共t＝28mmで構成されているが$\sigma_{N\max}$＝2,440 kg/cm²（板Ｄ－Ｄ）で充分である。

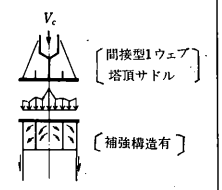
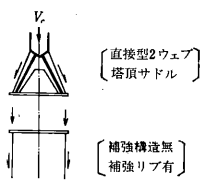
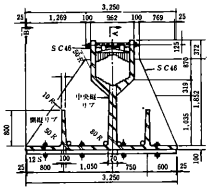
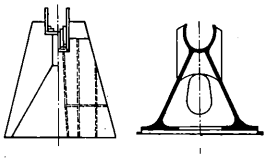
iv) 上段水平材以下の応力分布は比較的滑らかとなっていることを確認している。

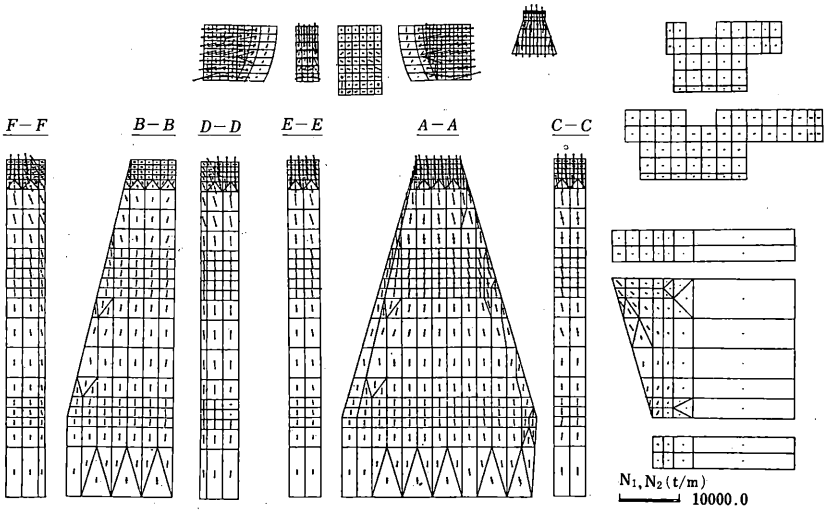
3) 総　括

今回の解析で予想外に断面変更がなかった事は、総合的に判断すれば直接型の応力伝達が非常にスムーズであったためと思われる。

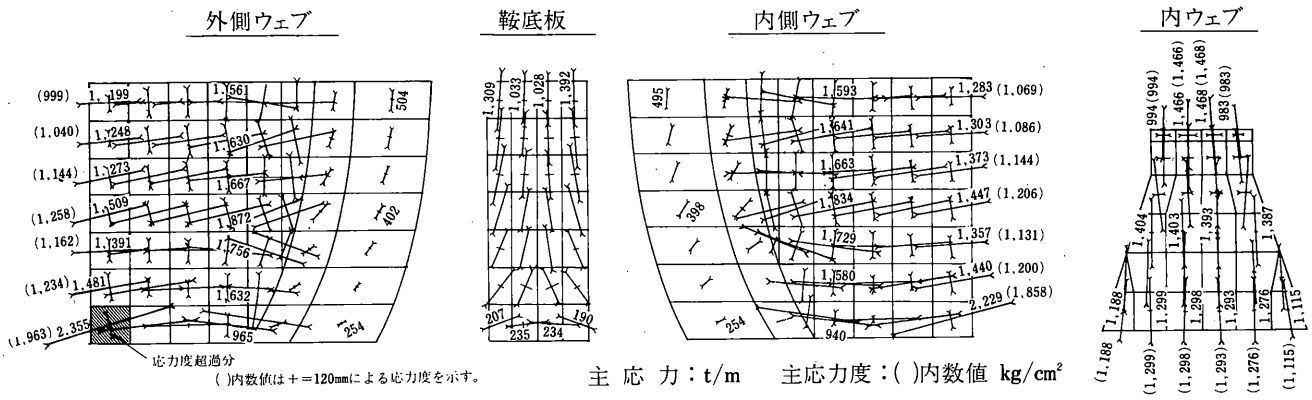
今後、安全を期して多少板厚を増したとしても全体として非常に合理的な設計が可能と考えられる。

表－2　塔頂部構造の形式比較

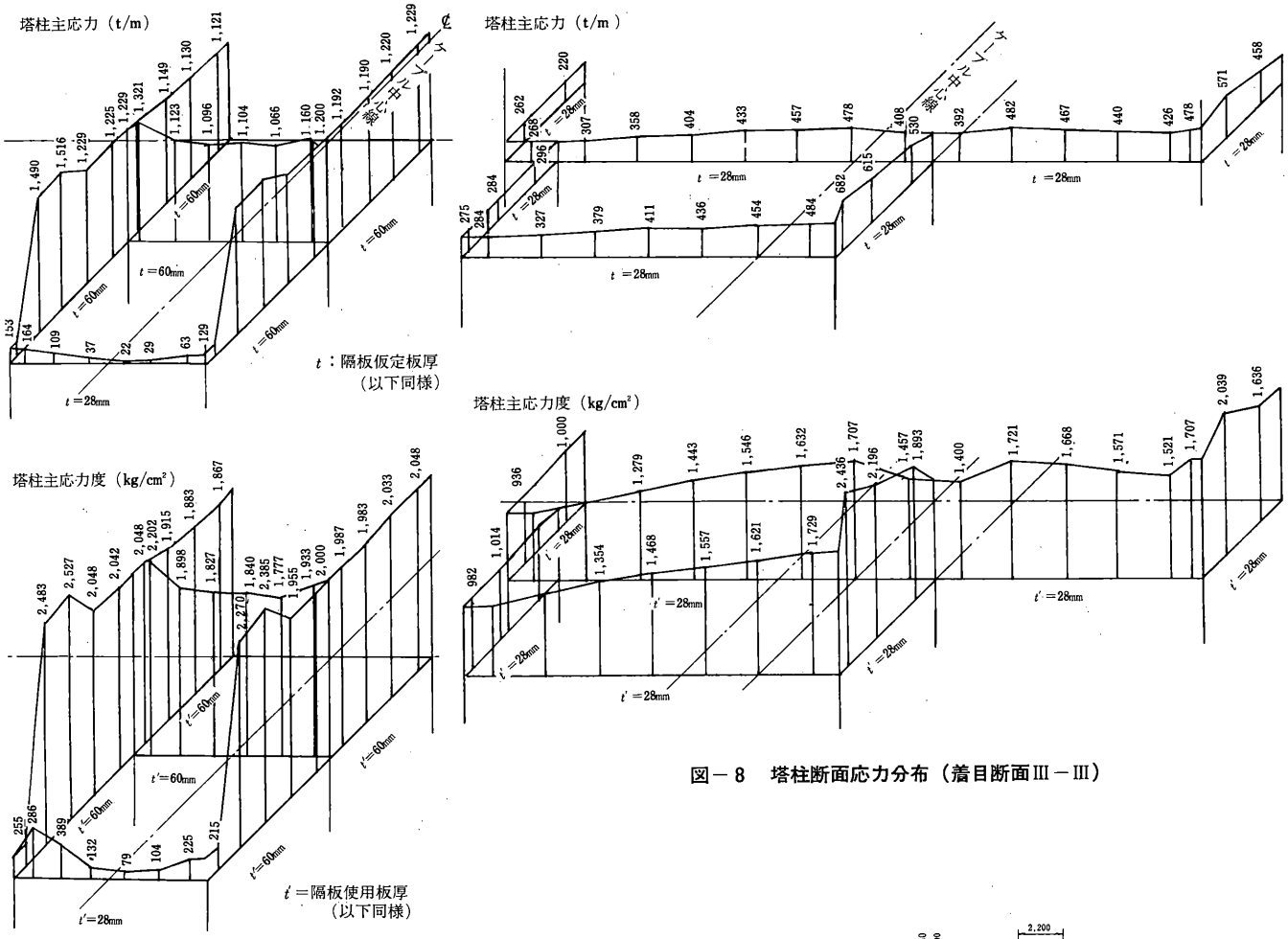
塔頂サドルの形式			間接型（間接荷重伝達型）		直接型（直接荷重伝達型）
荷重伝達機構			サドル構造を剛なものとしてサドル底板と塔柱頂板の平面接触により伝達する。		塔柱の隔壁、外板に直接２枚の主ウェブから線接触に近い状態で伝達する。
塔頂サドルと塔頂構造の模式図 V_c：主ケーブル反力					
応力分布（塔頂部）			反力集中が起こり、荷重分散が均等にならなく、発生応力が明確でない。		反力分布は比較的滑らかである。構造が簡易であるので、設計上のモデルと実物とが比較的よく合う。
塔頂サドル	鞍部		鋳鋼品（ＳＣＷ材）溝形状には単曲線又は複合曲線を用いる。		同　左
	本体		鞍部と鋳鋼一体	鋼板溶接型(SM材)	鋼板溶接型（ＳＭ材）
		主ウェブ	１　枚		２　枚
		横リブ	荷重伝達用として主ウェブと同じ機能。		主ウェブを補剛する。（ウェブの周囲にあればよく、不要部分は削除）
	底板		鞍部、本体と伝達されてきた荷重を分散均等化させるため極厚板の平板が必要。		側方に開く引張力に抵抗できればよい部材であり、孔抜きが可能。
	重量		重い（架設上2分割することがある）		軽量化可能（２分割あり）
塔頂部	頂板		塔柱へ面接触により荷重伝達させるため底板と同様に極厚板が必要。		底板と同様に孔抜きも可能。板厚も薄くできる。
	補強構造		面で受けた荷重を塔壁体に伝達させるため、荷重分散用に剛な構造が必要。		基本的には不要。
			上段水平材と重なる場合は複雑化。		上段水平材と重なってもそれほど複雑化しない。
	重量		重い（補強構造上、ブロック分割が難）		軽い（ブロック分割、特に縦割りが可）
試算例	塔頂サドル		－	177 t (1.0)	99 t (0.56)
	塔頂部		－	141 t (1.0)	80 t (0.57)
	計		－	318 t (1.0)	179 t (0.56)
既往例			〔関門橋〕 		 〔Severn Br.〕〔Lillebælt Br.〕



図－4　解析モデル全体主応力

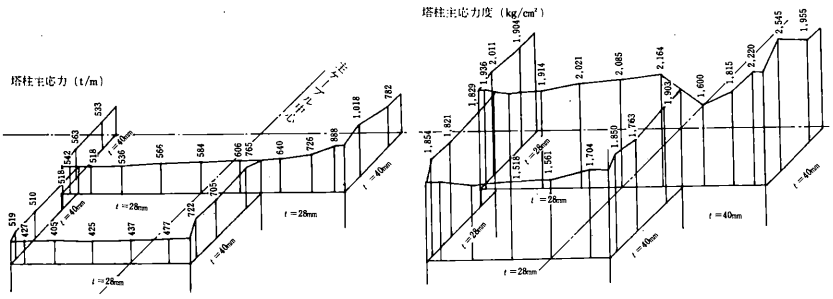


図－5　塔頂サドル応力分布

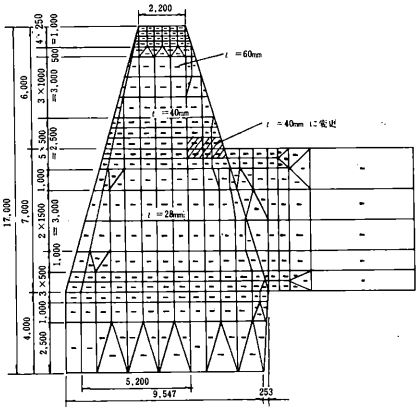


図－6　塔柱断面応力分布（着目断面Ⅰ－Ⅰ'）

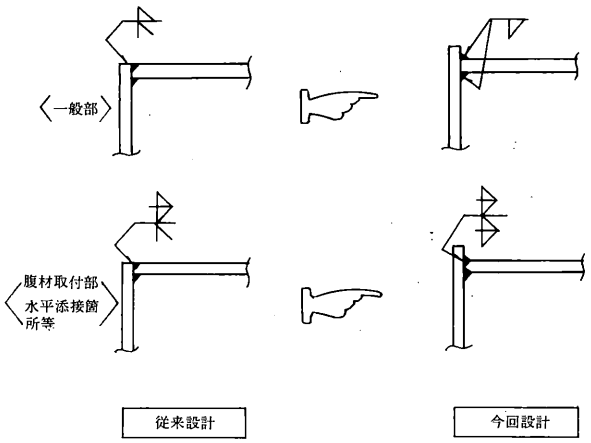
図－8　塔柱断面応力分布（着目断面Ⅲ－Ⅲ）



図－7　塔柱断面応力分布（着目断面Ⅱ－Ⅱ）



図－9　塔柱仮定板厚変更箇所



図－10　塔柱のかど溶接

5. 塔頂部の詳細構造検討

(1) 塔柱外板のかど溶接

この項については塔全体に共通する事であるが、上段水平材との取合いに好都合であったので簡単に紹介したい。

従来、外板相互のかど溶接には部分溶込みレ形溶接が多用されてきた。これの特長は、

①箱形断面形状がコンパクトとなる。

②コーナーの数が最少となるので塗装性が良い。

③製作架設時のハンドリングに対し、剛性が高い。

などであるが、一方、

④溶接施工法によってはラメラテアの心配がある。

⑤トラスの模型疲労実験にて知られているとおり、開先形状や施工法によっては意外とブローホールに代表される欠陥が生じ易い。

⑥開先加工を伴い、製作工費が高くなる。

などの欠点がある。

本橋では上記欠点に鑑み、すみ肉溶接を主体としたかど継手を採用した。ここでその突出長(d)は、

ⓐ塔柱断面がコーナーストレスにより決定されるため、できる限り短い方が望ましい。

ⓑ自動溶接の flux 溜りが確保できる。

ⓒ溶接による溶け落ちを最少限に抑える。

などから、$d=25$mmとしている。

外板が$t=28$、34、40mmの場合、両側すみ肉を原則とし、そのサイズはそれぞれ$S=8$、9mmである。

この量は一般部であり、腹材取付部、水平添接部と直近のダイアフラム間は塔柱作用力が急変することなどからK開先を併用している。図－10に溶接形状を示す。

この場合、K開先溶接は応力計算上必要量が不明確であり、母材がSM58の調質鋼であるため詳細な施工計画を策定するに当っては再検討してできる限り軽減したいと考えている。

(2) 塔柱隅角部の設計

本橋では塔柱に変断面、塔頂サドルに直接型を採用したため、塔柱中セル外板は塔上段水平材部で折れ曲がり、塔柱外板と上段水平材フランジ及びダイアフラムとで拘束度の高い十字継手を形成し、ここに溶接施工上好ましくない隅角部となった。

このような箇所は都市高速道路橋などの鋼橋脚[15]に必ずといってよいほど出現する構造であるが、本橋の場合は会合部材数の外、本質的に異なる問題がある。それはこの部分が冷間曲げ加工（もちろん内側曲げ半径は規定の$R\geqq 15t$を確保している）を施されて塑性歪を受けており、そこへ別の部材が会合し、塔外板は水平材フランジからの伝達力により板厚方向にも外力を受けるいわゆる2軸応力状態になる点である。

板厚方向に力を受ける場合は溶接後に発生するかもしれないラメラテア(Lamellar Tearing)が問題となり、冷間曲げを受けた箇所としては歪時効(Strain Aging)による脆化が心配される。

解決策として表－3に示すような検討を行った。ここに Case 2、3、4は歪時効に関するもので、Case 1、3、4がラメラテアに関する事項である。

非破壊検査が最も実施し易いのは、Case 4 の方法である。又、Case 2は

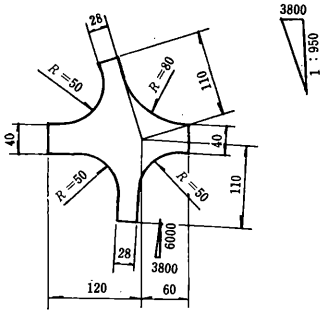
表－3　冷間曲げのある隅角部の構造検討

	原　案	Case 1 耐ラメ仕様案	Case 2 曲げ加工部変更案	Case 3 フランジ貫通案	Case 4 コーナーブロック案
概念図	t_V, t_H $t_V=28$（SM58） $t_H=40$（SM41C）		$R\geqq 15t_V$ 曲げ加工 θ		l $l=$平行部
工法の説明	上段水平材より上方の外板は、塔頂サドルめがけて断面が絞られる⇒冷間曲げ加工が必要。	板厚方向特性を保証した耐ラメラテア鋼板を鉛直材(外板)に採用し、構造変更は行わない。	冷間曲げ加工域(歪部)を外すか位置を変更して溶接する。鉛直材の勾配が変化する。	鉛直材(外板)を切断し、水平材（上段水平材フランジ）を貫通させる。	方向性のない鋳造品又はさらに品質のよい鍛造品のブロックに鉛直材、水平材を集成させる。
問題点	冷間曲げを受けた部材として、歪時効による脆化及びラメラテアの発生の恐れがある。	局部応力緩和のために鋼板全体に高価なエキストラを付すことになる。ラメラテアを防ぎえたとしても脆性破壊に対して別途詳細検討必要。	曲げによる部材の効率が下がるので、増厚が必要。さらに安全を期してダイアフラムを曲げ部に施せば意味がない。	既往吊橋で主塔の外板を溶接のために切断したケースはほとんどない。(しかし、板継ぎは必ずあり、サドルと塔頂部では材料的に縁切りされている。)	溶接線が他のCaseの2倍になる。又、これによるねじれ、歪等が精度管理を面倒にする。鋼橋脚で実施例がある。
応力状態	σ_H σ_V	FEM解析の結果による最大発生応力は、 $\sigma_H=1{,}290 < 1{,}400$kg/cm² SM41C　ただし〔D+W+T〕の場合 $\sigma_V=2{,}040 < 2{,}600$ 〃 SM58　ただし〔D+L+T〕の場合 仮に重ね合せたとすると $\sigma_W=\sqrt{\sigma_H^2+\sigma_V^2}=2{,}414 < 2{,}600$kg/cm² （〔D+L+T〕の時は$\sigma_H=$ 420kg/cm² で問題にならない。）			

一般的な考え方として曲げられた箇所にはダイアフラムが欲しくなる。

Case 1 は耐ラメラテア鋼材の採用により必ずラメラテアが回避できるとはいえないのが現状である。これは①現耐ラメ仕様が一般に非金属介在物としてのSulfarの規制並びに板厚方向の品質としての絞り値R_zを保証する体系であるが、この2つのみがラメラテア発生要因でないからである。②仮に良い材料を用いても施工が不良であればラメラテアが発生する可能性がないとはいえない。また③現在のところ耐ラメ材料規格は統一されたものはなく各ミルメーカーでまちまちであり価格体系も相応したものとはなっていない。（昭和56年2月(社)日本溶接協会[17]では統一規格を提案しているが、各社の体制は完全には整っていない。）

以上のような検討から実施設計では、耐歪時効脆化と耐ラメラテアの2つの要求性能を同時に満足させる理想案として図−11に示すCase4のコーナーブロック案を提案した。しかし、その後、コーナーブロックの製作精度、溶接施工性面で予想以上に面倒になりそうであることから、土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会の答申[20]及び製作サイドの意見を反映してCase 3 に変更している。



図−11
コーナーブロック詳細
（鍛造品SM58相当）

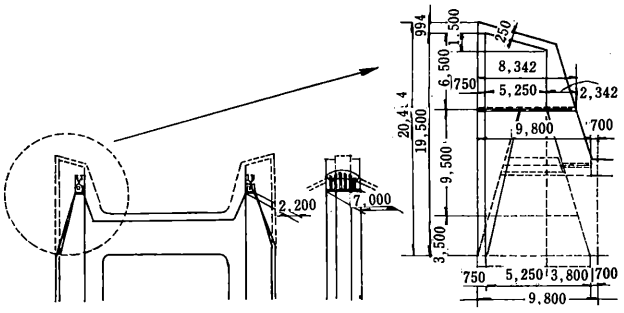
(3) 塔頂サドルカバー

本橋はラーメン形式の主塔であり、その塔柱上部の中セルは上段水平材まで拡巾された後、頂板部で塔頂サドル巾まで縮小されている。

力学上はこれで良い訳であるが、維持管理上覆いがあった方がよく、一方、美観上からは力強く天空に伸びるイメージから塔柱の一部としてのカバーが連続性を有することが大切である。これらから主塔全体のモチーフを表現できるサドルカバーを設けることとした。

いわばアクセサリーであり、力学上2次部材であるが、この部分にはケーブル架設工事においてキャットウォークロープの定着構造、ギャロフレーム等が取付くこと、ケーブル工事用にある程度の広さが必要なことから、単なるアクセサリーでなく、それなりの力に耐えうる構造としている。

図−12に本橋での設計例を示す。構造はカバーと頂板部で2つに分け、塔頂ブロックと一体架設部分とケーブル工事完了後に取付ける部分とで構成している。



図−12 塔頂サドルカバー

6. あとがき

下津井瀬戸大橋ではその構造特殊性（上段水平材を通常より下げたラーメンタワー、ケーブルと塔柱断面との偏心）などから塔頂部構造に直接型を採用して十分その目的を達した。

本橋での考え方は基本的には南北備讃瀬戸大橋においても踏襲されており、さらにこの構造形式は今後他の長大吊橋においても十分な経済性をもって実現可能と思われる。この報文が今後の設計の一助となれば幸いである。

最後に本橋において実現を見た直接型塔頂部構造は、日本鉄道建設公団における試算設計[13]から始まり、大鳴門橋での検討など関係各位の調査研究の成果によるところが大きい。記して感謝の意を表したい。

参考文献

1) 本四公団　上部構造設計基準・同解説、昭52.8
2) 本四公団　鋼橋等製作基準・同解説、昭52.3
3) 本四公団　吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領(案)、昭52.3
4) 本四公団　吊橋資料集（第一版)、昭49.1
5) Chr. Ostenfeld, A. G. Frandsen, J. J. Jessen, and. Haas Motorway Bridge across Lillebælt,1970、P96
6) Y. MATSUZAKI, J. TAJIMA AESTHETIC CONCIDERATION ON HONSHU-SHIKOKU BRIDGE, Civil Engineering in Japan 1980
7) 海洋架橋調査会　Dルート吊橋の主塔施工法検討委員会昭和55年度報告書、昭56.3
8) 鈴木、堀川　吊橋塔頂部の剛性を考慮したサドルの応力解析、土木学会第34回年次学術講演会講演概要集、Ⅰ−29、昭54.10
9) 鈴木、堀川　サドルの底面反力に及ぼす剛性の影響、土木学会第33回年次学術講演会講演概要集Ⅰ−98、昭53.10
10) 第一建設局　大鳴門橋主塔サドルの予備検討、昭54.3
11) 堀川、石原外　長大吊橋の塔頂サドルと塔頂部の構造解析、川鉄技報vol. 9、No.3、4
12) 川崎製鉄　2又式塔頂サドルに対する提案、昭52.2
13) 日本鉄道建設公団　本州四国連絡鉄道吊橋技術調査委員会中間報告書一橋りょう専門部会報告、昭45.6、P409
14) 川崎　長支間道路吊橋の計画に関する実証的研究、本四公団設計部、昭54.5
15) 富沢外　鋼脚隅角部における角棒（鋳鋼）と鋼板の多岐溶接について、土木学会第32回年次学術講演会講演概要集I-335、昭52.10
16) 堀川　冷間塑性加工に伴う構造用鋼材のひずみ時効脆化、土木学会論文報告集第300号、1980年8月
17) 日本溶接協会　耐ラメラテア鋼の特性とその評価方法、昭56.2
18) 第二建設局　下津井瀬戸大橋実施設計（その2)、昭55.1
19) 第二建設局　〃　（その3)、昭55.3
20) 土木学会　本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書、昭56.3

南北備讃瀬戸大橋5Pケーソン沈設作業

Laying Down 5P Steel Caisson of South & North Bisanseto-Bridges

坂出工事事務所　第一工事長　山下理雄
Michio Yamashita,
坂出工事事務所　第一工事長付　仁木清貴
Kiyotaka Niki

1. まえがき

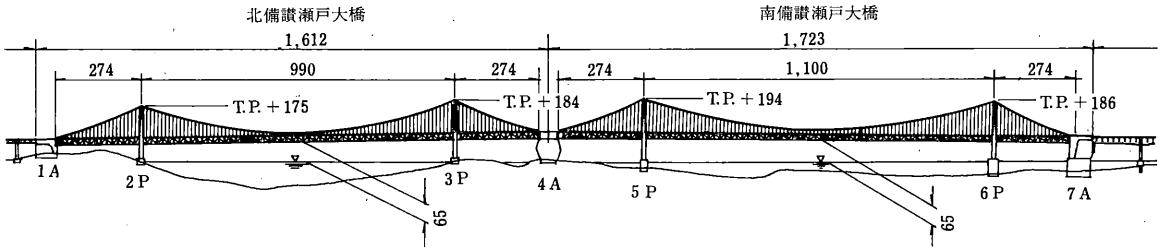
南北備讃瀬戸大橋は、児島・坂出ルートのクリティカルパスとなることから最も早く着工され、昭和54年1月の燈浮標設置以来順調に進捗している。南北備讃瀬戸大橋は、北備讃瀬戸大橋と南備讃瀬戸大橋で構成され（図－1参照）、7つの基礎を持つものである。このうち6基は海中にあり、いずれも設置ケーソン工法で施工され、なかでも5P基礎は水深32m、最大潮流5ノットの位置に設置されるもので、6P、7A基礎と並んで施工条件の厳しいものとなる。5Pでは下部工着工以来海底発破、グラブ掘削と順調に進み、昭和55年9月に底面仕上も完了した。これらはいずれも海面下32mの作業であり、海上からは窺うことができなかったものである。

5Pケーソンは、現地工事とは別に工場製作し、底面仕上の完了した5P地点に昭和55年10月3日に沈設を完了した。これにより初めての橋脚が海面上に姿を現わした。本文は、一連の下部工工事のうち、5Pケーソン沈設工事の概要を報告するものである。

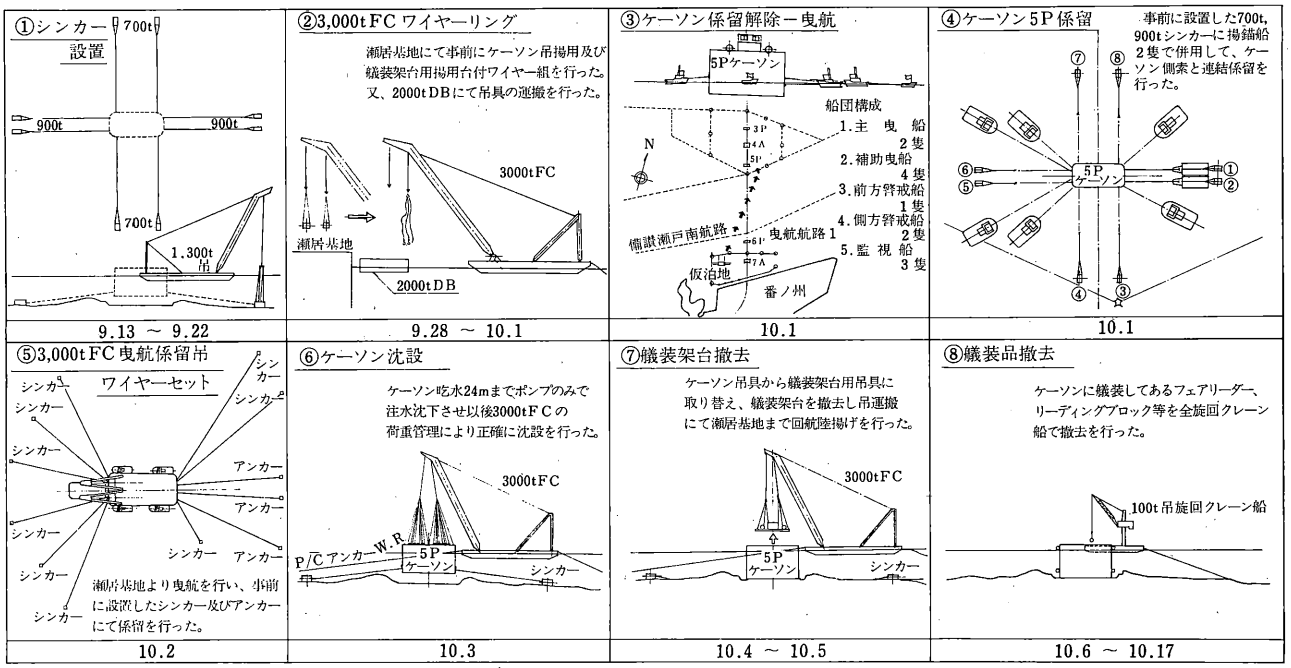
2. 工事概要

2.1 工事概要

5Pケーソンは、日本鋼管津製作所で製作し、笠岡作業所で係留ウインチ等の艤装を行った後、昭和55年6月23日に7A工事作業区域内の仮泊地に曳航され、事前に設置した500tシンカー4基、600tシンカー4基に係留さ



図－1
南北備讃瀬戸
大橋一般図



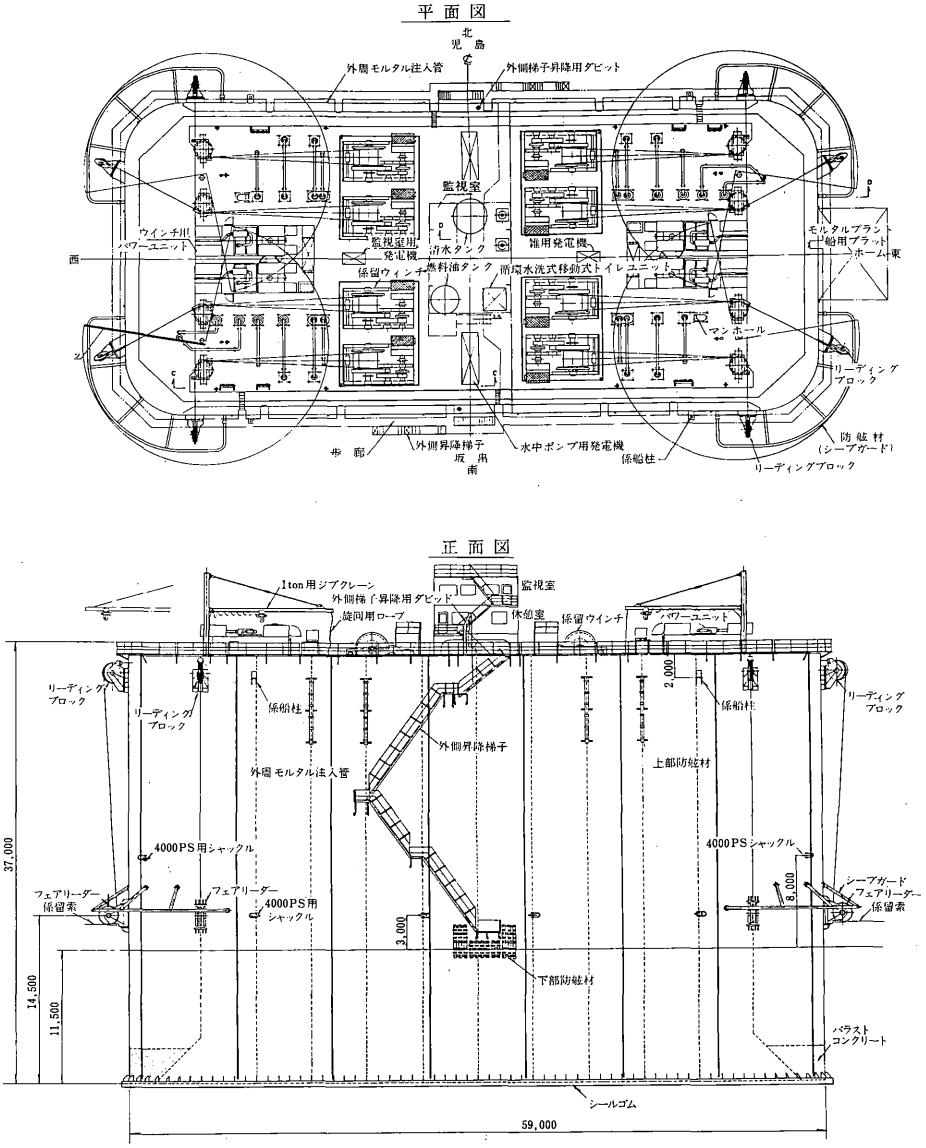
図－2　5Pケーソン沈設要領図

れた。

仮泊地で約3ヶ月の性能試験と習熟訓練の後、10月1日6隻の引船により海上1.5浬を曳航して、5P地点の700tシンカー4基、900tシンカー4基に係留し、その後1次注水を行って吃水を11.5mから28mとした。

10月2日には、ケーソン吊り降し用の3,000t吊クレーン船を曳航し、現地に係留した後吊りワイヤーの取り付けを行った。

10月3日には、注水により海面下31mまで沈下させ、最後の1mは、3,000t吊クレーン船により着底させた。なお、注水には20台の水中ポンプを使用し、係留位置決めには、8台の油圧ウインチを用いた。これらの作業管理には、測量によるケーソンの位置、注水状態及びウインチワークがリアルタイムで表示されるCRTディスプレイを使用した。沈設作業は好天にも恵まれ、設計許容誤差50cmに対して、最大5cm程度の誤差で設置を完了した。沈設完了後、吊りワイヤーの段取替えを行い、10月5日には3,000t吊クレーン船により艤装品一括撤去した。これらの概要を図－2に示す。



図－3　5Pケーソン艤装一般図

2.2　5Pケーソン概要

5Pケーソンの寸法は、59m×27m×37m（高さ）であり、外壁と内壁で構成される二重壁構造である。これはモルタル打設を2回に分けるためと、曳航時の浮力タンクを兼ねており、本体鋼重は約3,800tである。

ケーソンには、係留位置決めのための装置として、巻込能力130t（2m/min）のウインチ8台とこれを駆動するための油圧ユニット（400ps）2基及び76φのワイヤーロープ（以後係留索という）が8組（500m×8）取り付けられている。

沈設用の設備としては、20台の高揚程ポンプ（150φ）とこれを動かすために350KVAの発電機2台が搭載されている。またケーソンの位置を知るため、4基の超音波測深器（水深）、4基の吃水計、10基の水位計、2基の傾斜計及び平面位置把握のため2台の光波測距儀と1台のデジタルセオドライトを使用した。さらにこれら各種センサーからの情報を分析し、ウインチ、ポンプの作動状況も含めてリアルタイムで表示するためにミニコンピューターとCRTディスプレイを設置した。これらは、システム全体として作業管理装置と呼んでいる。

係留、沈設用機器及び作業管理装置は、艤装用架台と呼ばれる台盤（47m×23m×0.6m）の上に取り付け、設置、撤去が容易なように配慮した。

ケーソンは浮体としての安定を保つために、刃口部に約3,700tのバラストコンクリートを打設し、総重量9,300t、曳航時吃水11.5mである。ケーソンの艤装一般図を図－3に示す。

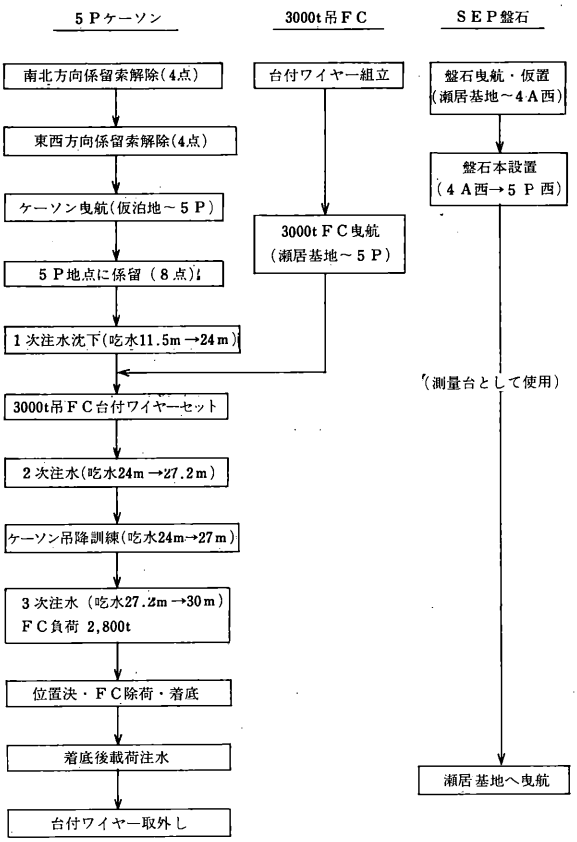
3.　ケーソン沈設作業

3.1　概要

ケーソンの沈設作業は、曳航、係留、沈設の3つの作業とそれに伴う準備作業に分けられる。ここでは準備作業について簡単に述べたあと、曳航、係留、沈設の各作業について説明する。沈設作業の手順を図－4に示す。

3.2　準備作業

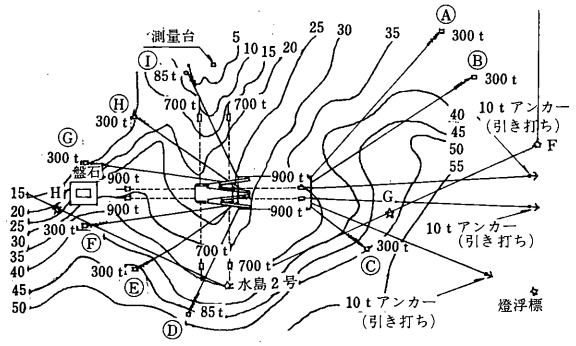
準備作業は次のとおりである。



図－4　5Pケーソン曳航・係留・沈設フローチャート

(1)　大重量シンカーの設置

ケーソンを係留するため、潮流の主方向となる東西方向に900tシンカーを4基、南北方向に700tシンカーを4基設置した。(図－2の①参照) また3,000t吊クレーン船を係留するために、300tシンカー7基、85tシンカー2基を設置した。(図－5参照)



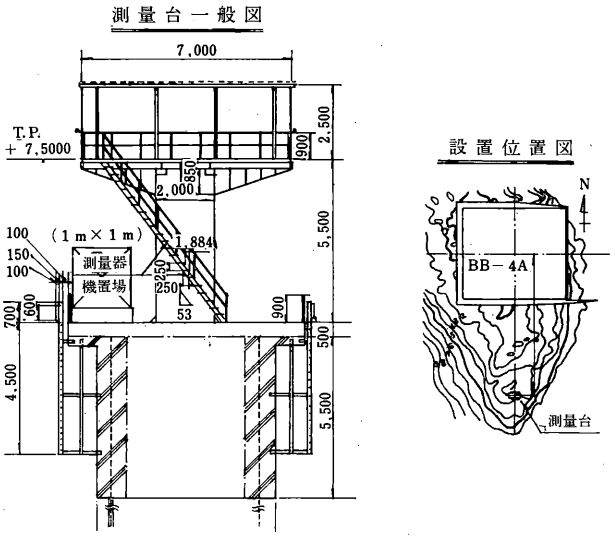
図－5　5Pケーソンおよび3,000t FC係留図

(2)　測量台の設置

ケーソンの沈設を行うための測量装置を設置する場所として、5P北方約200mの地点に測量台を設置した。測量台には光波測距儀2台、セオドライト1台及びこれらのデータをケーソンに送るテレメーターを置いた。図－6に一般図と位置図を示す。

(3)　作業足場の設置

ケーソンの位置決めのためのバックアップ測量用及び



図－6　測量台

沈設後の確定測量用として、海上作業足場「盤石」を5Pの西方約200mに設置した。

(4)　台付ワイヤーの組立

ケーソンの最終沈設は、3,000t吊クレーン船にて行うために、ケーソンを吊るためのワイヤーの組み立てをあらかじめ瀬居基地にて行った。台付ワイヤーは100φと太く、また吊りピースが24点と多いので、ロープ配置枠を使用し、ケーソンへの取り付けが容易になるように配慮した。

(5)　習熟訓練

ケーソンの沈設作業には、多数の作業員と各種機器を統一的に機能させることが大切である。このため、作業に習熟する必要があり、約2ヶ月間2回に亘って習熟訓練を行った。これには、位置決めのためのウインチワークや測量系統の作業、沈設のためのポンプ操作や傾斜修正、曳航係留のための各作業船、作業員の訓練等がある。曳航訓練の仕上げとして500tデッキバージをケーソンに見たて、曳航予定コースを実際に曳航し、指揮命令系統、情報伝達及び各作業船の動き等の確認を行った。

係留作業の訓練では、仮泊地に係留してあるケーソンの北側あるいは南側の係留索の1本を実際に係留解除しまた接続するという作業を行った。

沈設作業の訓練では、仮泊地においてポンプによる沈設を行い、吃水20m程度までケーソンを沈下させた。またクレーン船による沈設訓練は、ケーソンを5P地点に係留完了後、クレーン船を係留し、2次注水（後述）を兼ねて行った。

3.3　曳航

ケーソンは5P地点に曳航した後、900tシンカー4基、700tシンカー4基に係留する必要がある。また5P地点は潮流が最大5ノットと速く、この条件下で係留作業を行うことは困難であるので、係留作業が小潮時東流の潮止りとなり、かつ昼間に潮止りが来るように曳航日時が

決められた。こうすることにより、クレーン船の係留、ケーソンの沈設も東流の潮止りに行うことが可能である。

(1) 係留解除

ケーソンの曳航開始は、10月1日午前6時の予定であり、これまでに仮泊地においてケーソンの係留索を外しておく必要がある。係留索のすべて（8本）を夜間作業で取り外すのは作業量が多く、また危険でもある。一方前日にすべての係留索を取り外した場合は、翌日の曳航開始まで引船等でケーソンを保持しておく必要があり大変である。この点を考慮し係留解除を2段階に分けて行った。

第1段階は9月30日の昼間にケーソンの南北方向4本の係留索を解除し、夜間は3,600ps級の引船2隻を張り付けた。

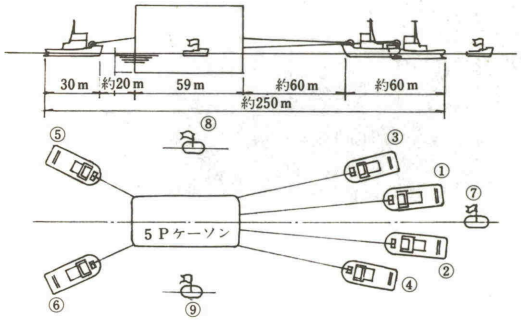
第2段階は東西方向の係留索の解除で、10月1日午前2時から作業を開始した。係留解除する東西方向の係留索は、前日にリードワイヤーを取り、夜間の潜水作業をさけた。この作業は早朝5時半に終了した。

(2) 曳航

曳航は、係留解除後航行船舶待ち、潮待ち等があり、午前5時50分に開始した。船団構成は、主曳船3,500ps級2隻、補助曳船3,600ps～3,700ps級4隻の計6隻、総計20,000ps余りの引船と、警戒船3隻、監視船3隻である。（写真－1）図－7に船団構成を示す。曳航は備讃瀬戸南航路を直角に横断する予定であったが、東流のため大きく東にふくらんだ形となった。所要時間は約40分であった。



写真－1
ケーソンの曳航



船団構成表

No.	種別	能力要目
①	主曳船	3200PS級 ハーバータグ
②	〃	〃 〃
③	先曳補助曳船	3600PS級 〃
④	〃	〃 〃
⑤	舵取曳船	〃 〃
⑥	〃	〃 〃
⑦	前方警戒船	500 PS級
⑧	側方警戒船	〃
⑨	〃	〃

図－7
曳航時船団構成

3.4 係留

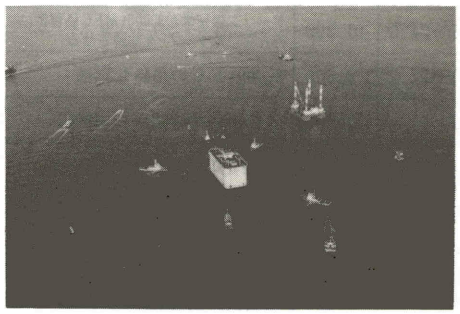
(1) ケーソン係留

現地に曳航されたケーソンは、直ちに係留を開始した。係留は東側の2本（係留索No.1、No.2）から行った。この間引船6隻でケーソンの位置を保持した。（写真－2）8本の係留索の係留順序は、現地の潮流条件を考慮して決め、東流時に係留索1、2を、転流後に係留索5、6を連結する予定であった。実際に連結した順序を図－8に示す。予定と異なるのは、作業が手際よくいったため、転流までの時間に係留索3、8等を係留したためである。

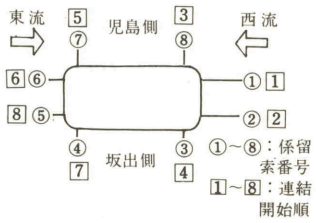
係留索の連結の手順は、あらかじめ設置しておいた900tシンカー及び700tシンカーの連結用ワイヤーを大型揚錨船で引き上げ、ケーソンの係留索を引き出した後、揚錨船上にて両者を連結し、ケーソン上のウインチを巻き込むことで完了する。8本の係留索の連結は約4時間かけて行い、これに使用した船は、大型揚錨船2隻である。

(2) 3,000t吊クレーン船の係留

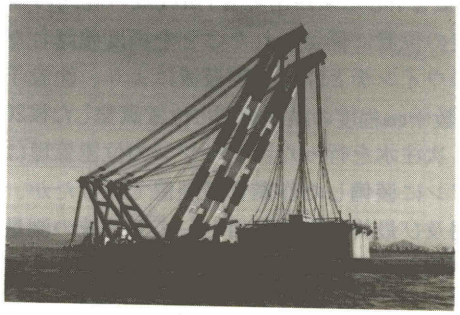
ケーソンに1次注水（後述）を完了した後、最終沈設のために使用する3,000t吊クレーン船の係留が10月2日に行われた。クレーン船は、12点係留であり、うち3点は引き打ちの10tアンカー、他の9点は300t、85tシンカーに連結した。（図－5参照）クレーン船は12点係留することにより、最大5ノット程度の潮流に耐えること



写真－2
ケーソンの係留



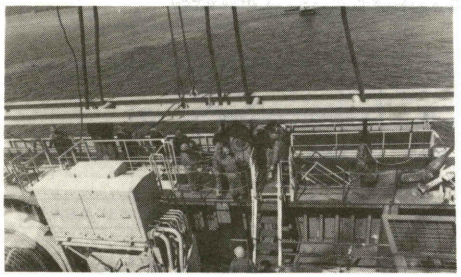
図－8
係留索番号と係留順序



写真－3
クレーン船の係留

が可能である。クレーン船の曳航は、3,500 ps 級の引船4隻と警戒船3隻、係留は大型揚錨船2隻で行い、所要時間は曳航、係留合わせて6時間であった。(写真-3)

クレーン船係留完了後、ケーソンを吊るための台付ワイヤーをケーソンに取り付けた。台付ワイヤーのケーソンへの取付状況を写真－4に示す。



写真－4 台付ワイヤーの取付

3.5 沈設

(1) 沈設ステップ

ケーソンの沈設は表－1に示すように7つのステップに分けられる。このうち第6ステップ以外は、すべて20台の高揚程ポンプを使用し、二重壁内に注水することにより沈下させた。また第1ステップを1次注水と呼び、ケーソンの係留索と3,000t吊クレーン船の係留索が当たらないようにケーソンの吃水を下げる目的を持ち、10月1日のケーソン係留後直ちに行われた。第2ステップは2次注水と呼び、クレーン船を係留し台付ワイヤーの取り付け後、習熟訓練でできなかったクレーン船による沈設訓練を兼ねて実施された。

表－1 沈設ステップ

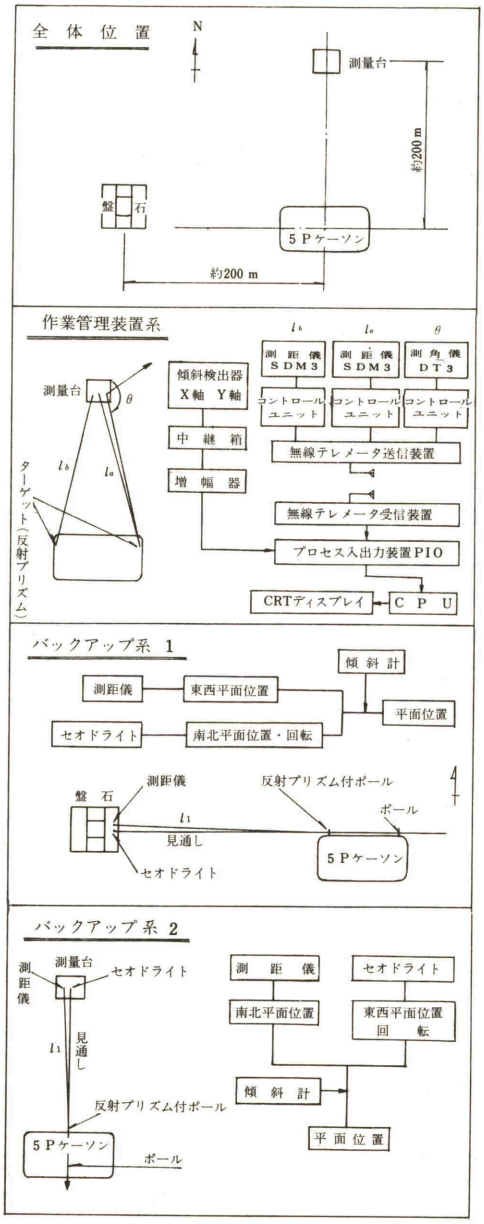
ステップ	月 日	吃 水	注水量	目 的
1	10.1	11.5→24.0	10,800	ケーソン係留索が3,000t吊FC係留索に当らない様ケーソンを沈降させる。
2	10.2	24.0→27.2	3,600	3,000t FCの吊降し訓練
3	10.3	27.2	1,600	FC船負荷(800t→2,400t)
4	〃	27.2→30.0	2,400	FC船負荷2,400t 保持、1次位置決
5	〃	30.0→31.0	1,300	FC船負荷(2,400t→3,000t) 最終位置決
6	〃	31.0→32.0	－	FC船除荷、着底
7	〃	32	9,300	着底後、載荷注水

(2) 位置決め、沈設

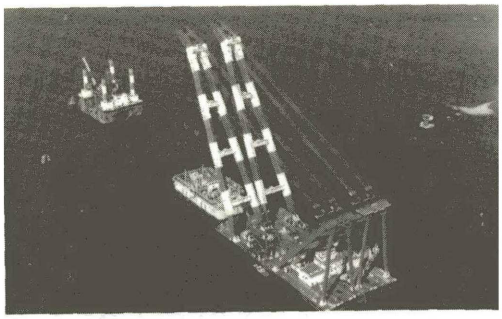
ケーソン係留完了後、ケーソンに取り付けた測深装置を使い、沈設予定位置を中心に東西南北各7m程度の範囲の測深を行い、予定の位置に係留されたことを再度確認した。このあと8台のウインチと作業管理装置により、沈設予定位置に対して数十cm程度の誤差範囲に位置調整した後20台のポンプで1次注水を行った。ケーソンの位置管理は主としてケーソンに装備した作業管理装置で行ったが、バックアップ用及び最終位置確認用として2系統の測量系を準備した。例として、平面位置の測量系を図－9に示す。

2次注水は、10月2日クレーン船係留完了後実施された。この間に2回に分けてクレーン船による沈設訓練を行い、クレーン船によるケーソンの吊り降しの際に生じるケーソンの水平移動（クレーン船の除荷により、クレーンのトップシーブが起きあがりケーソンがクレーン船側に引き込まれる。）や沈下に伴うケーソンの傾斜（ケーソンの北側と南側のシンカーの設置水深に差があるため、沈下に伴い転倒モーメントを生じ、南側に傾く）及びケーソン沈設時の誘導測量手順の確認を行った。ケーソンの移動、傾斜等は微少であり、十分に対応可能であることが確認された。

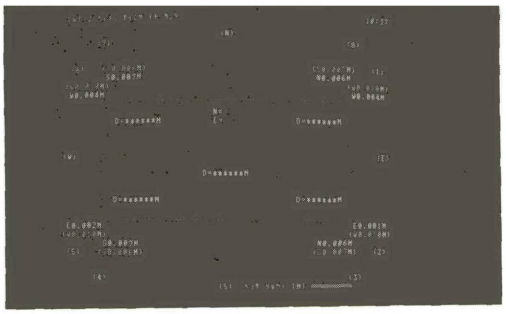
最終沈設は10月3日午前7時から開始された。ポンプにより注水を行い吃水30m、クレーン船負荷2,400tとしこの状態で潮流が遅くなるのを待ち、9時50分から最終位置調整とクレーン船負荷を3,000tにするための注水を開始した。並行してケーソンの係留索の張力がすべて90tとなるように張り合わせを行った。この作業は10時15分



図－9 測定系統図



写真－5 クレーン船によるケーソンの吊降し

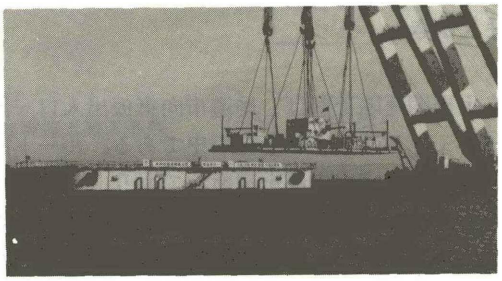


写真－6 沈設直後のCRTディスプレイ

に完了した。

10時15分からクレーン船の除荷による吊り降しを開始し、15分後の10時30分にケーソンは無事着底した（写真真－5)。着底直後の設置精度は、作業管理装置によると1cm程度の誤差であった。着底直後のＣＲＴディスプレイを写真－6に示す。なお、着底後行われた確定測量でも5cm以内の誤差であることが確認された。ケーソンの設置精度を図－10に示す。また、10月1日から3日までの工程を図－11に示す。

着底後安定を増すために二重壁内にT.P.＋3mまで注水を行った。これに要した時間は90分である。



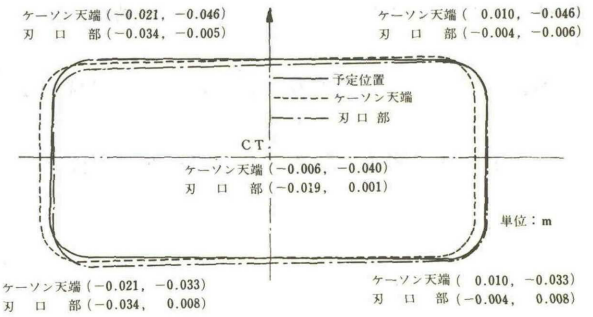
写真－7 艤装品の一括撤去

4.あとがき

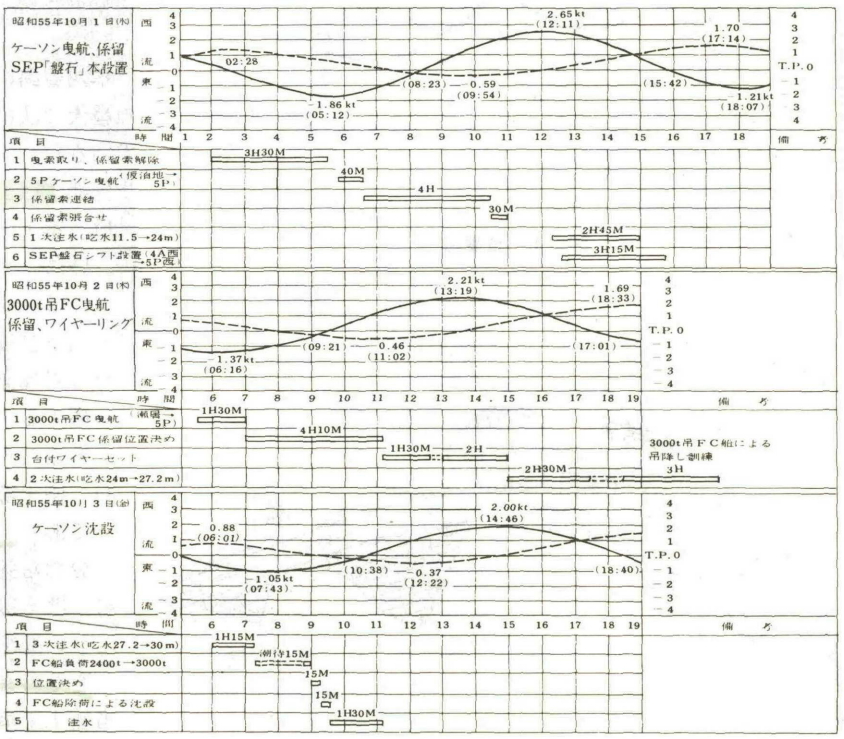
ケーソン沈設は好天にも恵まれ、設置許容誤差50cmに対して、5cm以内という高精度で完了した。これは、時々刻々変化する情報を的確にリアルタイムで表現した作業管理装置、強力なウインチシステム、作業に携った人々の努力の賜物である。さらには、ここでは詳しくはふれなかったが、トラブルを想定した綿密な施工計画と周到な準備を忘れてはならないであろう。

沈設後の5Ｐでは、艤装品の一括撤去（写真－7）を行い、10月中旬から根固め捨石を開始、12月には大径粗骨材の投入が完了した。1月からモルタル注入の準備を行い、2月17日根固部、2月27日から3月2日にかけて内核部、3月13日から17日にかけて外核部のモルタル注入を行った。今後、表面のコンクリートをはつり、気中コンクリート打設までしばらく待期となる。

5Ｐの工事は、他の海中基礎、特に6Ｐ、7Ａに対するパイロット工事としての役割があり、この経験が6Ｐ、7Ａに十分に生かされることを祈るとともに、長年に亘って工事計画を検討され、また本工事に尽力された関係各位に感謝の意を表します。



図－10 ケーソン設置精度



注）——は潮流、---は潮位を示す。

図－11 沈設作業工程

岩塊を使用した高盛土の施工

Construction of High Bank using Massive Brocked Rocks

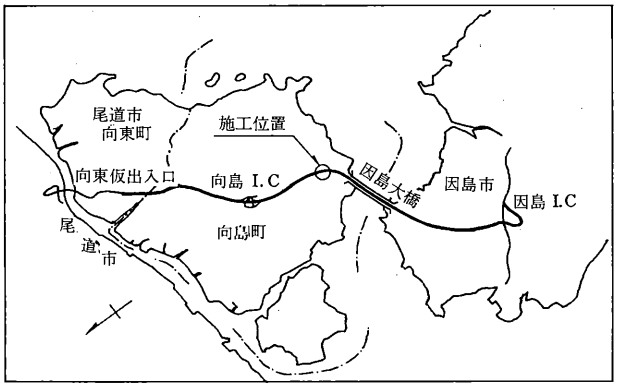
向島工事事務所　第一工事長　槇原房之介
Fusanosuke Makihara
第三建設局　建設第二課長代理　山中鷹志
Takashi Yamanaka
広島県土木部　道路建設課　芥川省三
Syozo Akutagawa

1. まえがき

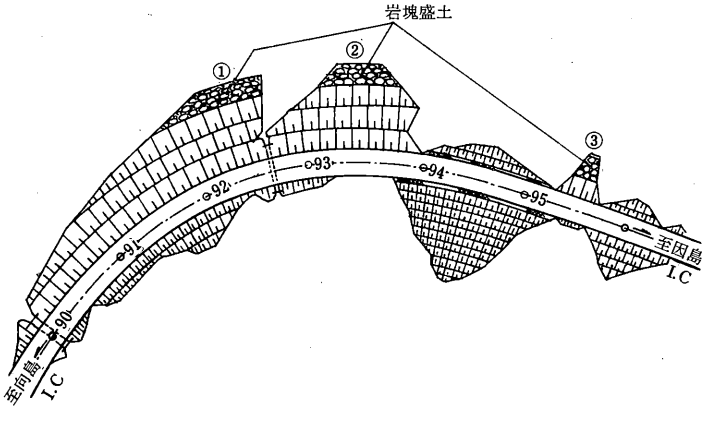
因島大橋関連陸上部は、尾道市向東仮出入口～因島インターチェンジ間約8kmを施工中である。ルートは、向島及び因島のほぼ中央部を横断しており、大カット部が随所にある。このため土工規模が大きく、両島における土量は切土量264万m^3、盛土量190万m^3、捨土量96万m^3、客土量22万m^3（いずれも地山量）となっている。両島の切土量の約1/3の83万m^3は硬岩（花崗岩）であり、捨土の種々の制約条件から、この硬岩を有効適切に盛土に使用するのが土工のキーポイントとなった。

本報告は、向島立花工事における硬岩を岩塊のまま高盛土の一部に使用した施工法の紹介である。

図－1に施工個所の位置図を、図－2に平面図を示す。



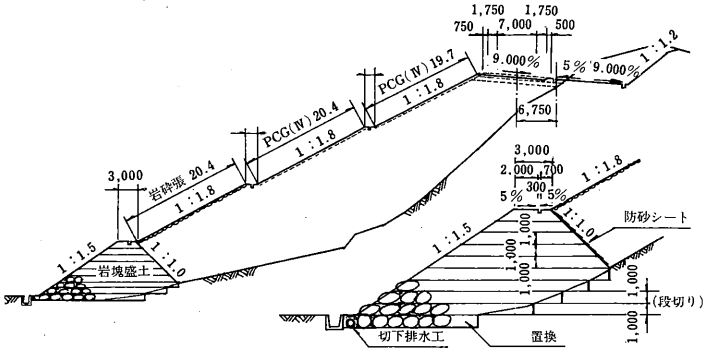
図－1　位置図



図－2　平面図

2. 盛土の構造

施工地点は因島大橋に近く、ルート選定に制約を受け急しゅん地形の片切・片盛土の構造となっている。図－3に代表的な横断図を示しているが、このような不安定な個所の盛土は、路体の主材料が水に浸食されやすい真砂土であることから、地山及び路体の排水処理対策やのり尻を堅固な構造とし、盛土の安定を図ることが重要と考えられる。



図－3　横断図

本四道路の盛土材料は、土木工事共通仕様書によりその最大寸法は標準として、路体の場合は30cmと規定されているが、本工事においては次の理由により高盛土ののり尻部に径1.0m前後の岩塊を使用した。

1）本工区の切土地山の大半が堅固な硬岩であり、発破により生じた岩塊を通常の路体材料の粒径にするには、クラッシングプラントを必要とし、工費、工期及び周辺への環境問題から細粒化が困難である。
2）岩塊を受入れる捨土場所が少なく、またこれを運搬するダンプトラックも改造を要し、捨土も困難であるため、盛土材として処理する必要が生じた。
3）盛土部の直高さが30～40mと高く、地山が急傾斜であり、盛土の安定性を向上させるため、のり尻部分の補強をはかる必要があった。
4）盛土部が国立公園第二種特別地域内にあり、景観への配慮が必要であり、周囲の景観に調和した岩塊をそのまま盛土に使用する。

当盛土工事においては、図－3に示すように盛土のり尻部の一段又は二段部分を径1.0m前後の岩塊を積上げた構造とし、岩塊の間詰には粒径50～300mmの小径の岩

砕を使用した。岩塊盛土の上は通常の盛土構造とした。

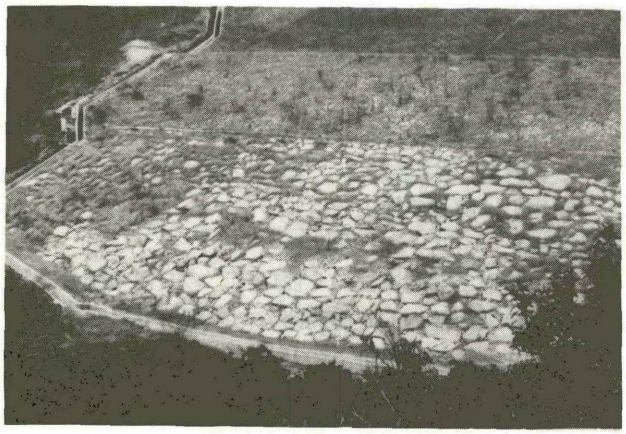
盛土底部での排水には、盲排水、岩塊を使用した置換及び整形などによって対処した。また、岩塊盛土と普通盛土との境界部には、岩塊盛土の透水性が高いことを考慮し、岩塊内に上部の路体の細粒土が水とともに吸込まれないよう透水性のマット（防砂シート、写真－1参照）を布設した。

この岩塊盛土の構造は、工事発注後の地山の岩の破砕状況、捨石条件及び大三島橋関連陸上部（大三島I. C～伯方島I. C）における岩塊の処理に苦慮した結果などを考慮し、検討した結果採用したものであり、構造形態及び岩質、岩径は異なるが、中国高速自動車道における実績も参考とした。

岩塊盛土に使用した硬岩量は、3個所合計で約2万m^3である。写真－2に完成した岩塊盛土を示す。



写真－1　防砂シート



写真－2　岩塊盛土完成状況

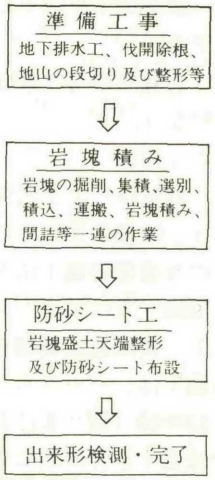
3. 材　料

岩塊盛土に使用する主材料は、ＳＴＡ94＋50附近の大カット部より発生する硬岩のうち、長径1.0 m内外の風化の進んでいない堅固な岩塊を選別し使用した。岩塊間の間詰材は、発破により発生した粒径50～300 mmの泥の付着していない小さな岩砕を使用した。

4. 施　工

4.1 施工手順

岩塊盛土の施工手順を図－4に示す。



図－4
岩塊盛土施工手順

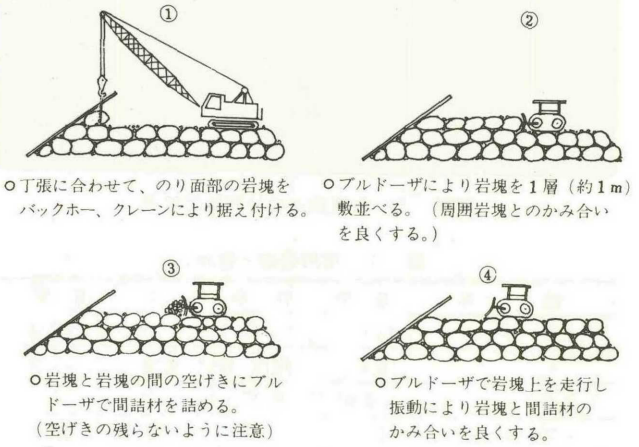
4.2 準備工

岩塊盛土の基礎地盤は、上部の岩塊盛土を安定良く支持する必要があるため、原地盤を約1 m掘り下げ岩塊で置換えた。傾斜のある部分は、岩塊盛土と地山とのなじみを良くするため、高さ1 mの段切りを実施した。

岩塊盛土は透水性が良く、基礎地盤に浸透水も多量に集中するため、地下排水工を施工するとともに、基礎地盤の整形にあたっては、浸透水を地下排水工に確実に流入させるよう排水勾配を確保した。

4.3 岩塊積み工

岩塊積みの基本的な作業手順は、図－5に示すように実施した。



図－5　岩塊積み作業流れ図

岩塊盛土の各層厚さは約1 mとして施工したが、通常の盛土のような品質管理ができないため、盛土部、のり面部のおのおので試験施工を行い、施工機械及び施工方法を決定した。主な施工及び品質管理上の留意点は次のとおりである。

1）盛土部

① 盛土材料は節理が多く、硬度の低い偏平な岩塊は使用しない。

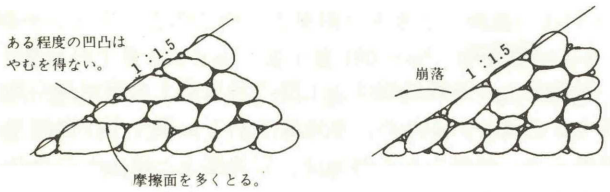
② 構造沈下を防ぐため岩塊同志のかみ合いを良くする。

③ 岩塊間の空げきは岩砕材により十分な間詰めを行なう。

2) のり面部

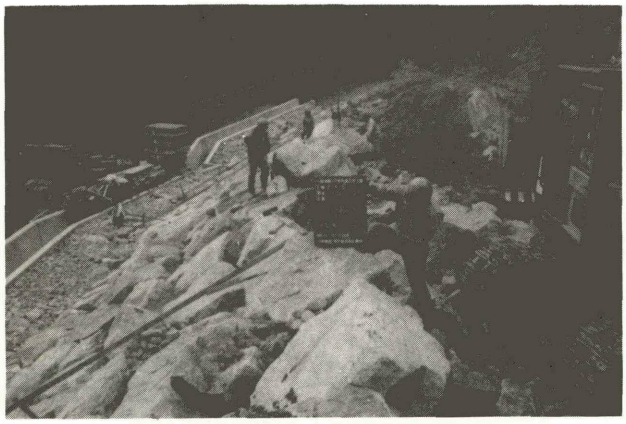
岩塊は、上下岩塊との摩擦面を十分確保するよう、控長の長いものを選別し使用する。図－6にのり面部の施工法を示す。のり面部の施工状況を写真－3に示す。

表－1に使用施工機械を示す。のり面部における岩塊積みの施工は、バックホーを使用するのを原則としたが、ＳＴＡ93+40（図－2における岩塊盛土②）附近の施工は、岩塊盛土を台形状に先行して施工せざるを得ないこと、現場が狭あいなことからクローラクレーンで行った。



（イ）良い例　　（ロ）悪い例

図－6　のり面部施工法



写真－3　岩塊盛土のり面施工状況

表－1　使用機械一覧表

種　別	規　格	作業内容	摘　要
ブルドーザ	21 t	敷均し	①②③
〃	32 t	掘削・集積・運搬	①②③
トラクタショベル	2.2 m³	選別・積込み	①②
ダンプトラック	11 t	運　搬	①②
バックホウ	1.0 m³	選別・岩塊積み	①③
クローラ・クレーン	22.5 t	岩塊積み	②

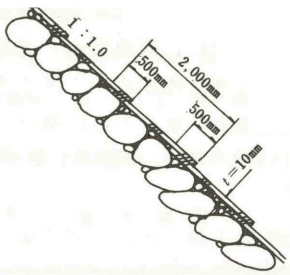
（注）摘要欄の数値は図－2平面図に示す岩塊盛土箇所を示す。

4.4 防砂シート工

岩塊盛土の天端もしくは背面に布設する透水性の防砂シートには厚さ10mm、幅2mで耐久性、透水性に富んだものを使用した。布設にあたっては次の点に留意を払った。

1) 防砂シートのラップ幅は50cmとし、ラップの方法は図－7のとおりとした。

2) 防砂シートと岩塊の接する部分は局部的な荷重を加えると、シートが損傷しやすいため、シートと岩塊の間にクッションの役割をもたせた小径の材料を入れ、路体の第1層の材料の敷均しは特に入念な施工を行う。



図－7　防砂シート詳細図

4.5 のり面緑化工

岩塊盛土及び一般路体部の施工完了後、のり面緑化工を実施した。緑化工は、後述の岩砕張工におけるのり面緑化工法を準用し、のり面1m²当り植生袋を7袋、固型肥料（$N_6-P_4-K_3$）を14個土砂とともに岩塊間に詰める工法とした。植生袋1袋（0.61g/袋）当りのたねの配合は次のとおりである。

ヤマハギ ……	0.48 g
メドハギ ……	0.07 g
ケンタッキー・31・フェスク ……	0.04 g
ウイーピング・ラブ・グラス ……	0.01 g
バーミューダー・グラス ……	0.01 g

5. 一般盛土部の特長

岩塊盛土の上部の一般盛土部はマサ土を主材料とした盛土であるが、この盛土ののり面部は他の工区と同様なマサ土に対する種々の配慮をはらった。エロージョン（雨水によるのり面の表面の侵食）を起し易いマサ土に対する工法は次のとおりである。

1) 岩砕張り

一般盛土部の下部のり面に径30cm内外の発生材を、表面がはなはだしい凹凸のないよう張りつめる。緑化工は前述の植生袋による。

2) プレキャストのり枠工

一般盛土部の上部のり面には、のり面の浸食を防止し、表面部の安定を高めるため図－8に示すプレキャストコンクリートのり枠工（Ⅳ）を施工する。

のり枠工は、植生が繁茂するまでの間の浸食作用に対して有効な方法と考えられる。

3) 小段コンクリート張り

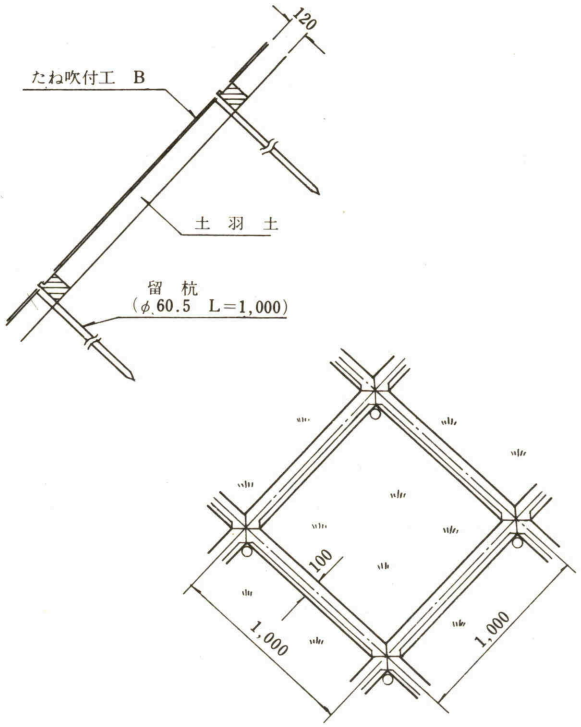
小段には排水溝を設けているが、排水溝へのり面部の雨水を確実に導くこと及び小段部の浸食を防ぐことを目的に小段表面にコンクリートを張り付けた（図－9参照）。

6. あとがき

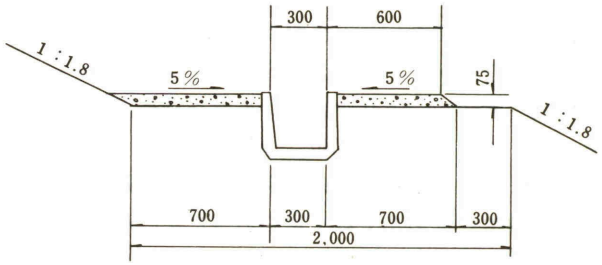
堅固な硬岩が多量に発生することから、従来の盛土構造、材料規定にこだわらず、これを有効に利用した本盛土は、施工中及び施工後の数回の大雨にも十分安定して

いる。盛土の動態観測のため各盛土の小段に沈下板を設置したが、図－10の岩塊盛土②部の施工後の沈下量測定結果に見られるように、盛土の沈下はほとんど無い。今後も定期的に観測を続ける予定であるが、初期の目的を達したと思われる。

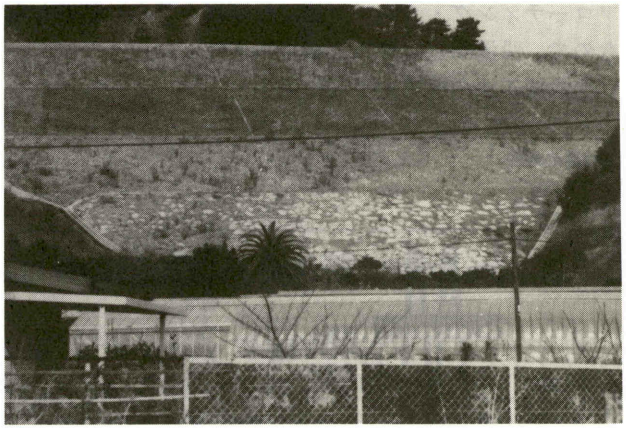
本構造は、島しょ部の限られた施工条件の下で生じたが、本四道路の特色の一つとなり、今後の工事に同種のものが施工されるであろう。なお、通常の盛土構造を本構造に変更したことに伴う増加費用は無かったことを付け加えてまとめとする。



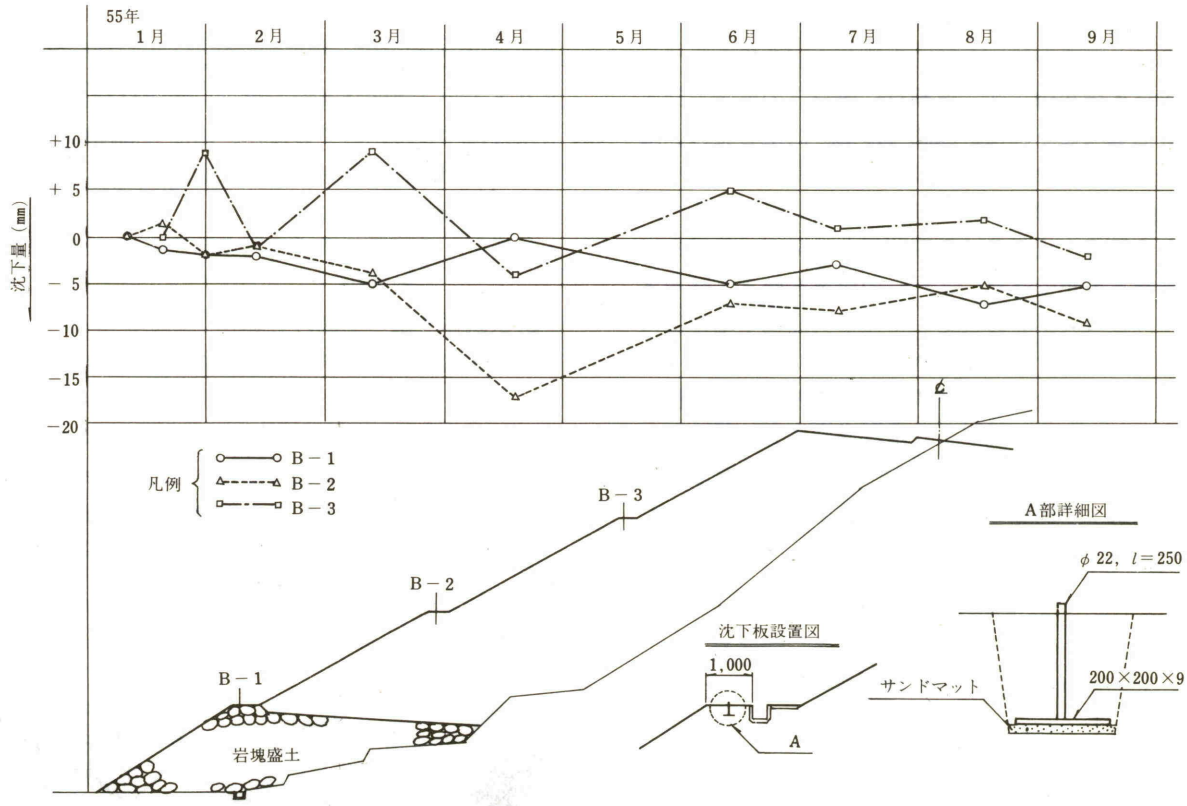
図－8 プレキャストノリ枠工（Ⅳ）



図－9 小段詳細図



写真－4 岩塊盛土完成状況



図－10 沈下量測定結果（STA 92+20）

技術ニュース

大鳴門橋バックステー径間架設工事

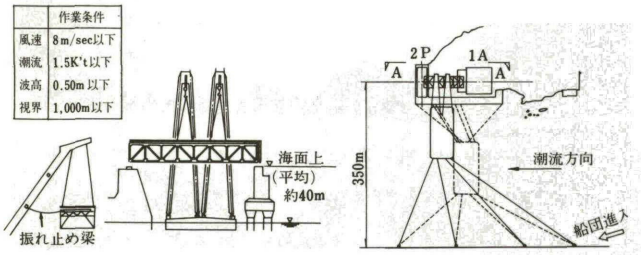
昭和56年4月14日、天の時を得て大鳴門橋淡路島側、1Aアンカレイジと2P側塔橋脚間に、バックステー径間の補剛桁を架設した。径間長約90mのトラスに、2P側塔塔柱を抱かせ、3,000t吊り大型フローティング・クレーン船（武蔵）により、大ブロック一括架設を行なったもので、吊重量は約1,600tであった。

当初計画では4月12日に、現地洋上で台船運搬されてきた補剛桁を水切りする予定であったが、約50cmのうねりのため、吊揚金具のピンの挿入作業ができず、やむなく中止した。翌日、蛇の鰭基地の平水面で吊揚げ、当日フローティング・クレーン船で吊運搬を行ない架設したもので、設置誤差は最大6mmであった。

架設施工法の概略を下図に示す。

海上作業の条件

	作業条件
風速	8m/sec以下
潮流	1.5K't以下
波高	0.50m以下
視界	1,000m以下



因島大橋パイロットロープの渡海完了

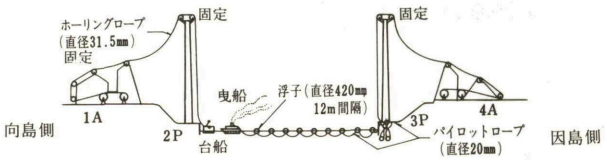
海事関係者と架橋に伴なう航行安全問題についての調整がつかず、伸び伸びになっていたパイロットロープの渡海作業を3月17日行ない、無事完了させた。

渡海作業時には海峡部の船舶の航行が不可能となるため、あらかじめ海上交通安全法にもとづき海上保安庁より航路閉塞の告示を行なった。（2月14日付）

渡海12mピッチに浮力をつけたφ20mmのロープを3Pより2Pに向って、タグボートで曳航し、2P下において、タワー上より降していたロープと結び合せた後、4A後面に設置しているウィンチでまき上げる方式を採用した。

渡海作業時間は当初2時間50分を予定していたが、作業が順調に進み、約2時間半で終了することができた。

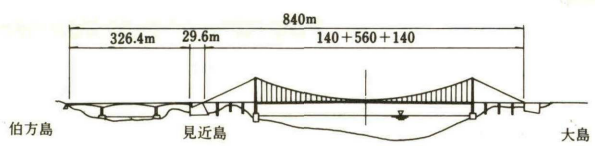
パイロットロープを張り渡した後、このロープを利用し順次大きなロープに張り替え、ケーブル工事を進めることにしている。



伯方・大島大橋の起工式行なわれる

大三島橋の建設が終った後の事業化を図る橋として、伯方・大島大橋が国土庁、運輸省、建設省の協議で54年1月10日追加決定された。公団ではこの決定を受け、着工に必要な環境アセスメントの作成、地質調査等種々の作業を進めた結果55年12月8日には自然公園法に基づく環境庁との協議を成立させる等関係各機関との協議をほぼ終了させる事ができた。これらの作業を踏まえ56年3月21日には建設大臣をお迎えして無事大島側主塔位置において起工式を行なう事ができた。

この伯方・大島大橋は三径間鋼箱桁橋と単径間吊橋の2つのタイプの異った橋梁より構成されており、延長は840mである。単径間吊橋は補剛桁として、経済性を考え、また美観上の問題をも検討した結果、本四公団としては初のボックスタイプを採用した。



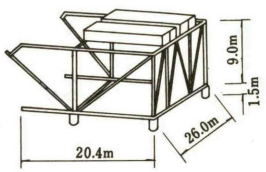
電波吸収材の実橋実験

電波吸収材については52年度より調査研究を行なっておりますが、今回は実際の橋梁に吸収材を施工した時の有効性について検討するため、因島大橋補剛トラスの一部部材を利用し実験を行なったものである。

実験の概要は次のとおり。

1. 場所　香川県仲多度津郡多度津町日本原子力センター敷地内
2. 供試体寸法　下図のとおり
3. 方法　地上で供試体を組み立てた後、（地上1.5m）トラック上にのせた送信機より角度を変えつつ電波を発射し、測定をくり返した。また、吸収材の有効な部材を推定するため、順次吸収材を施工しながら測定をくり返し行なった。
4. その他　測定値はレーダ電波障害軽減策の検討委員会において解析中である。





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。

	幾何構造基準(案)	昭和48年10月
＊	土木工事共通仕様書	昭和53年６月
＊	土木設計共通仕様書	昭和52年11月
＊	土質及び地質調査共通仕様書 測量作業共通仕様書	昭和54年11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
＊	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
＊	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
＊	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	蟹沢康人	黒瀧義則	菅沼健次郎
	高野誠	田中嘉博	長尾和守	松本敏治
	山下義之	奥川淳志	川井幸一郎	神弘夫
	高木浩	竹名興英	中田貴己	平山純一
	室谷貞雄	山崎良二		

（海洋架橋調査会）

本四技報 第17号

発行　昭和56年７月15日
監修　本州四国連絡橋公団
発行所　財団法人海洋架橋調査会
東京都港区虎ノ門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