本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol. 5 No. 15 '81. 1

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報　第15号　目次

橋の建設と維持	常任参与	下 川 浩 資 … 1
明石海峡大橋海中基礎の調査概況	第一建設局垂水工事事務所	奈良平俊彦 … 2
大気測定車による大気質調査	企画開発部調査課	阿 部 明 弘 … 9
南北備讃瀬戸大橋5P鋼製ケーソン設計製作	設計部設計第一課	奥 川 淳 志 … 15
	第二建設局坂出工事事務所	仁 木 清 貴
吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法（下津井瀬戸大橋1A）（その２）	設計部設計第三課	金 光　宏 … 21
	第一建設局鳴門工事事務所	大 町 武 司
	設計部設計第三課	樋 口 康 三
因島大橋塔の製作	第三建設局向島工事事務所	松 崎　実 … 27
	同　上	池 田　博

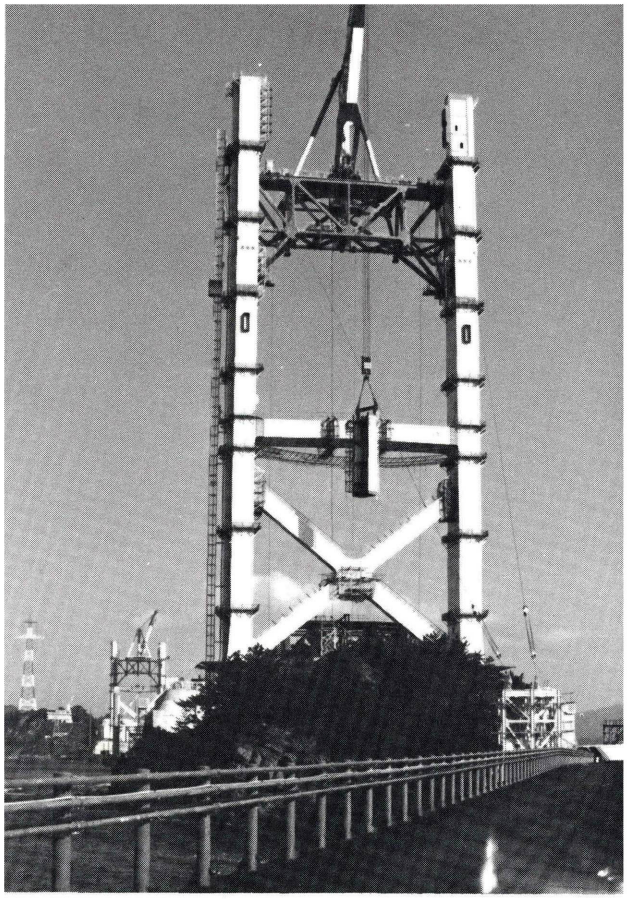
本四技報総目次（No.１～No.15） …… 33

技術ニュース …… 35

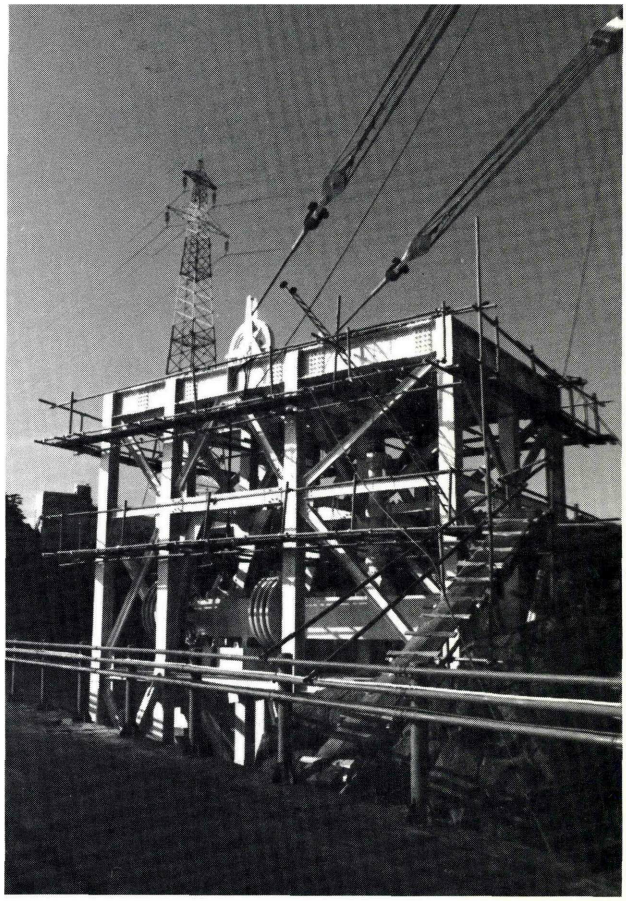
本四技報　第16号（56・4）掲載予定

- リブ十字継手の疲労許容応力
- 明石海峡大橋主塔基礎の施工検討
- 大鳴門橋主塔風洞実験
- 南北備讃瀬戸大橋海底掘削（中間報告）
- 鷲羽山トンネル構造形式検討
- 吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法（その３）
- 海外視察報告

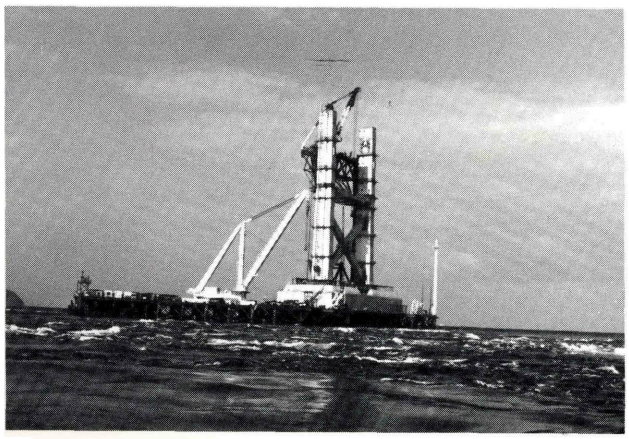
大鳴門橋関連工事



大鳴門橋4P主塔架設塔ブロック吊上中　（55年12月）

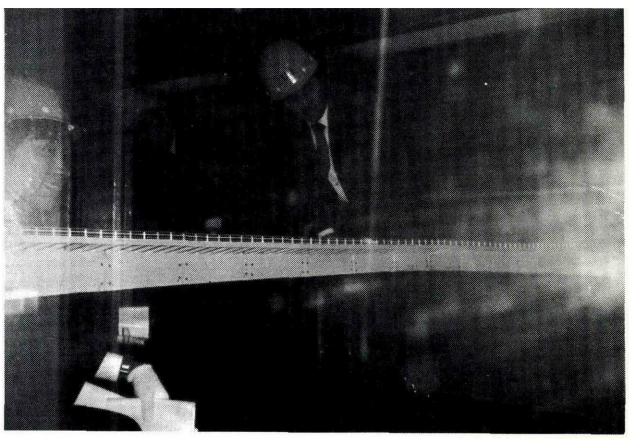


4P主塔制振装置　（55年12月）



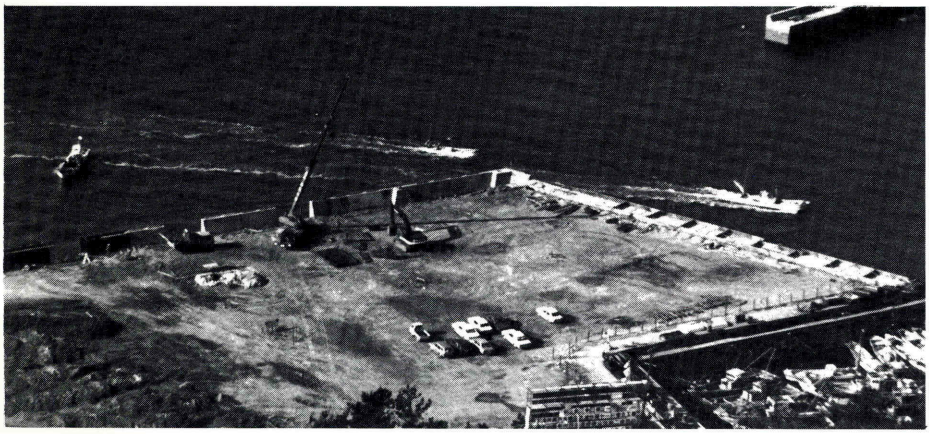
大鳴門橋3P主塔架設、左側は水切クレーン
（55年12月）

門崎高架橋模型風洞実験

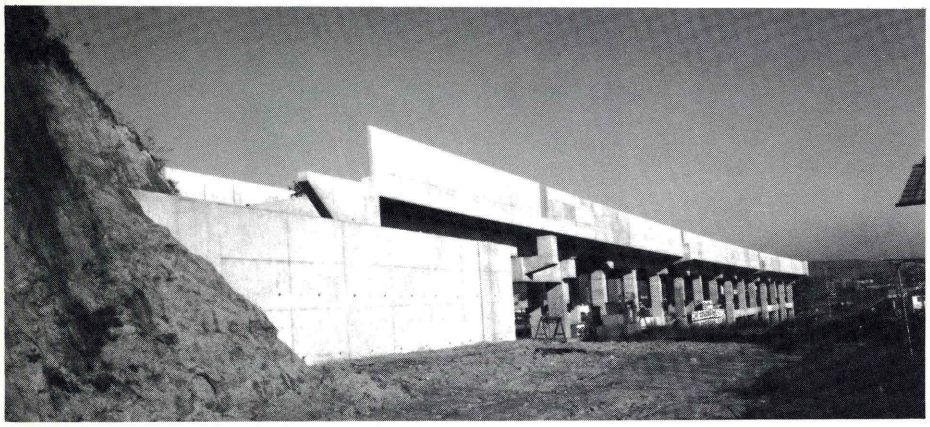


（ＩＨＩ横浜技術研究所第8号風洞）
（55年10月）

児島～坂出ルート



下津井瀬戸大橋田之浦作業
ヤード埋立工事（55年10月）



本四備讃線阿津地区（その1）
工事（55年10月）

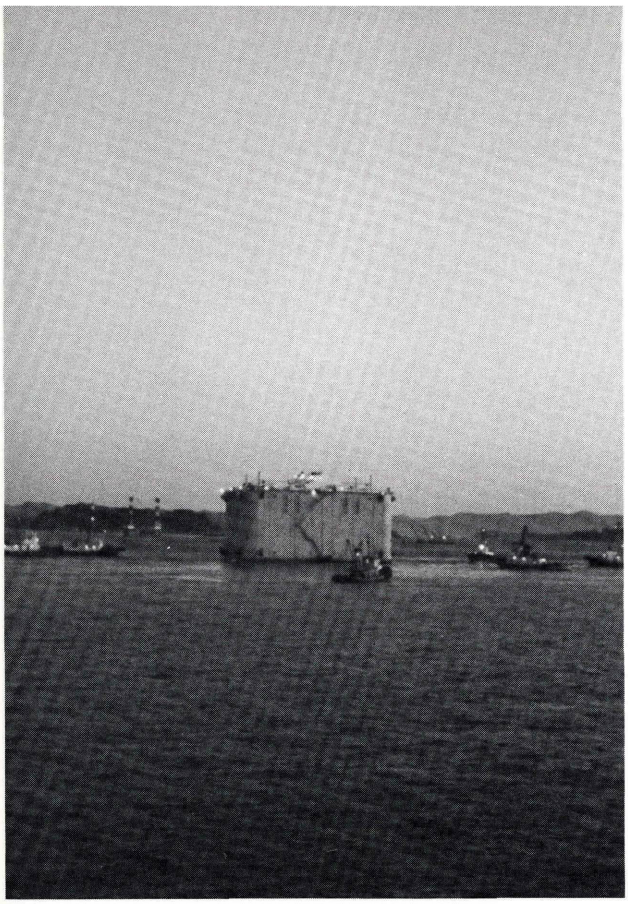


一般国道30号曽原地区工事用
道路工事（55年10月）



一般国道30号水島インターチェンジ
附帯工事（55年10月）

南北備讃瀬戸大橋



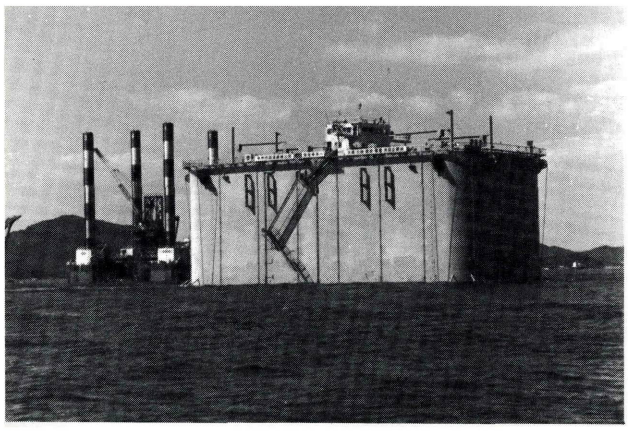
5 P鋼製ケーソン曳航　南航路曳航中

（55年10月）



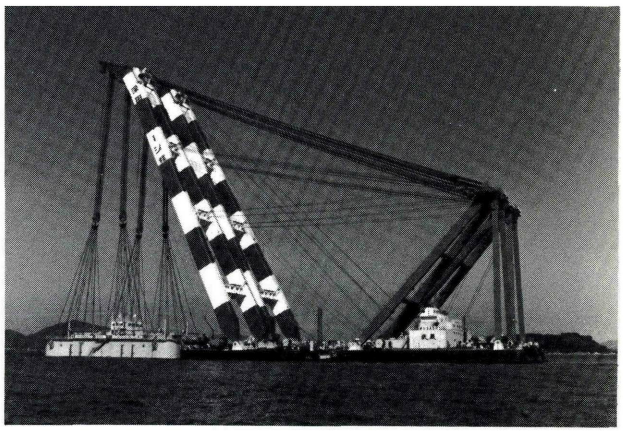
BB 5Pケーソン 3,000t F.C. 台付ワイヤー取付作業

（55年10月）



BB 5P ケーソン（沈設前）

（55年10月）



BB 5P ケーソン沈設　F.C. 除荷作業

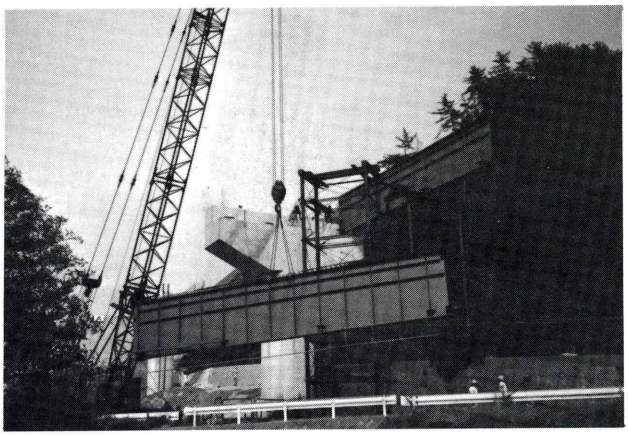
（55年10月）

因島大橋関連陸上部工事

鋼　橋

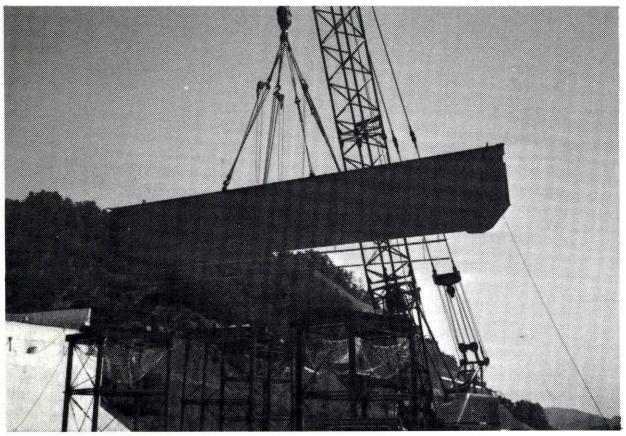
各橋ともベントを利用したトラッククレーンによる架設工法を採用

江尻川橋



75t 吊トラッククレーンを使用　（55年６月）

向島ＩＣ橋



（55年７月）

津部田高架橋



37t 吊クレーンによる　（55年７月）

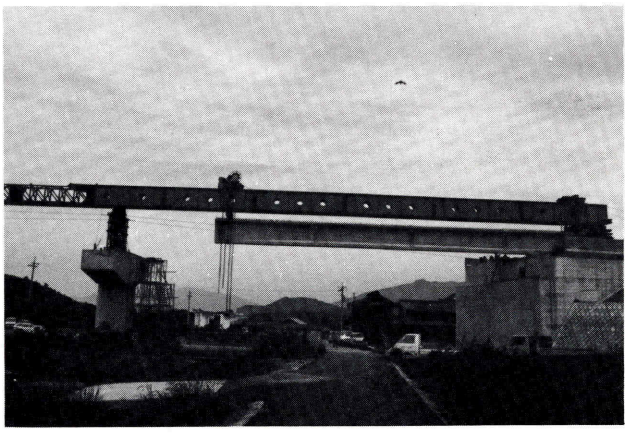
ＰＣ橋　手のべ機による架設を主とし、条件のよいところではトラッククレーンにより架設

第１江ノ奥高架橋



大型クレーン２台（150t吊・127t吊）による相吊り
（55年10月）

第１長谷川橋



手のべ機による架設　（55年６月）

橋の建設と維持

Construction and Maintenance of Bridges

常任参与　下川浩資
Hirosuke Shimokawa

本州四国連絡架橋の大事業も、建設省で調査が開始されてから18年、本州四国連絡橋公団が設立されて10年を経過したが、その間石油ショックによる総需要抑制策により着工の一時凍結や1ルート3橋としての工事再開、また漁業補償や旅客船問題等々決して平坦な道程ではなかったが、今や大三島橋を完成させ、大鳴門橋を含む津名一鳴門I.C.間、児島坂出ルート、因島大橋を含むその関連区間では、工事の最盛期を迎えようとしている。この間、厳しい気象海象の条件の中で世界に例を見ない道路鉄道併用の長大橋を実現するため、計画、設計、製作架設と各分野にわたって文字通り官学民各界のたゆまない研鑽努力が続けられ、その成果が今日花開こうとしているのである。

数世代にわたって遺志を引継ぎ完成された教会建築やローブリング父子二代で完成したブルックリン橋は有名であるが、現代の大プロジェクトは何れも長い年月と多数の人々によって行われた調査研究にもとづく技術の蓄積の上に完成されるものである。本州四国連絡架橋の事業は、まさにその典型的なものといえよう。一つの長大橋の設計を始めてから工事が完成するまでには、幾人もの人が次々に仕事を引継いでゆくことになり、設計の面だけでも構造解析、耐風安定、材料疲労、耐震構造等々各部門が連繋を保って構造細部が決められてゆく。引継ぎがうまくゆかないと再度の検討が必要になり手戻りが生ずるし、横の連繋が緊密を欠くと構造に欠陥が残ることにもなりかねないのである。このことは仕事に携わる一人一人が心しなければならない重要なことの一つである。

橋は、建設が終ったときに始めて生命が与えられる。建設の過程は、いわば産みの苦しみであり、月足りて丈夫な児を産み落すまでの精進である。健康で育て易い児であれと思う母の心と、建設に携わる人々の橋に対する思いは相通ずるものがあろう。橋の寿命を伸すも縮めるのも維持管理の良否にかかっていることは衆知のことであるが、維持し易い橋を作るための努力は十分であろうか。当公団では、昭和51年度から交通、維持管理に関する研究に着手し、また長大橋の維持管理用設備の調査研究も進められている。各年度の成果が夫々報告されており、その内容には設計の段階で考慮しなければならない多くのものを含んでいる。本四連絡橋の床板には鋼床版が多く用いられている。これは支間の長い橋では死荷重を軽くする上で鋼床版が有利になるためであるが、近年鋼床版上の舗装の欠陥が散見され、舗装専門家の間でも研究が続けられている。公団でも橋面舗装委員会を設置して専門家による調査研究を依頼しているところであるが、先般工場製作後一ヶ年以上経過して舗設を行う鋼床版の防錆の方法と舗装の構造について検討が行われたがその中に鋼床版の表面に亜鉛溶射をする案があった。アスファルト合材との接着性に問題が残されているようであったが、それよりも私には舗装の打替えをする際に亜鉛溶射面がどのようになるのか、もし損傷をうけた場合には現場で容易に修復が可能であるかを確認することが重要に思われた。また鋼床版の接合にH.T.ボルトを使うとその頭が舗装の打替えのとき障害になることが報告されている。交通車輛の安全で快適な走行を保つ上で耐久性のある平坦な舗装面を維持することは先づ第一に必要なことであるが、次には交通に大きな支障を与えないで補修ができる構造とするのが大切である。一例をあげたが、伸縮継手や排水設備など橋梁本体の寿命に比べて短かい期間で補修や取替えが必要になる構造部分については同様のことが云える。交通に大きな支障を与えずに維持補修ができるよう設計の段階で慎重に検討されねばならない。

橋の寿命を保つ上で、交通の管理や橋梁本体や路面の維持補修が重要な要素であることは云うまでもないが、交通の管理や橋梁の維持補修を適切に経済的に行うために不可欠なものが、組織的に行われる秩序ある点検である。ＯＥＣＤの道路研究グループが行った橋梁点検に関する調査研究報告書（1976年）は、点検の目的や範囲について詳細に記述しており、点検の計画を立てるうえで大変参考になるものである。その中で点検の手続きと順序を決める重要な要因の一つとして次のようにあげている。

1) 設計と使用期間に関係する構造物の状態
2) 橋梁の大きさと複雑さ
3) 交通密度と交通遮断による記録
4) 架設方法とその記録

いづれの事項についても、設計施工に携わる者が検討し点検手順を決めて管理担当者に引継ぐべき事柄であろう。設計図面は竣工図として整備されることが多くなったが、架設工事の記録、特に完成したときの構造物の形状寸法を詳細に記録しているものは少ない。点検を行うとき判断の基準になるものであるから、是非残すように努力したいものである。

明石海峡大橋海中基礎の調査概況

The Study of Construction Method for Akashi Kaikyo Bridge's Foundation

垂水工事事務所　所長　奈良平　俊彦
Toshihiko Narahira

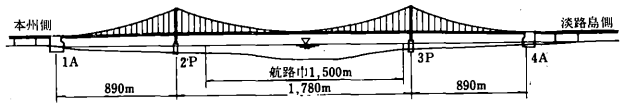
1. はじめに

海峡部を横断する明石海峡大橋は、道路鉄道併用吊橋として実施計画が認可されており、工期は13年と予定されている。着工に到る迄の過程の中には、環境影響評価の実施および航行船舶関連者への理解を得ることが必要であり、当然この中に下部工の施工計画は大きな比重を占めて含まれることになる。

本文は、明石海峡大橋下部工の施工計画を確立するための調査を、合理的に推進する上の参考となることを目的として、海中基礎の検討概況を施工を中心に紹介するものである。

2. 概　要

中央径間1,780mの吊橋となる明石海峡大橋は、長径間吊橋として上部構造に関する課題を提供することは勿論であるが、大水深急潮流を持つ明石海峡の自然条件の中に、2基の主塔基礎と2基のアンカレイジ基礎を建設することも重要課題である。



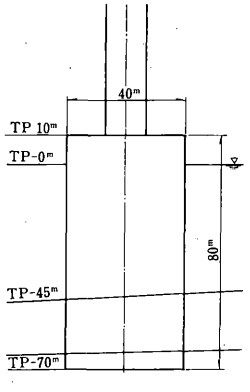
図－1　明石海峡大橋一般図

2.1　自然条件

明石海峡は本州側の舞子から淡路島側の松帆迄4kmあり、海峡中央部海上は巾員1,500mの主航路となっており、1日約2,000隻の船舶が往来する。

海峡中央部の水深は110mあり、最大潮流は4.5m/sec.に達し、一日の間に東流と西流が各2回づつ計4回の最大潮流が生じる。

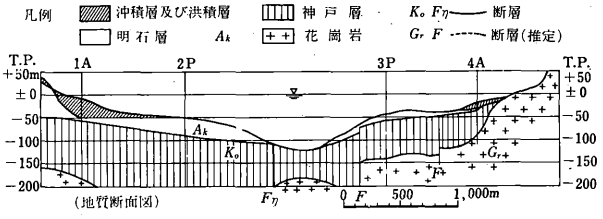
主塔基礎2Pおよび3Pの建設位置の水深は約TP－45mであり、アンカレイジ基礎1Aおよび4Aの建設位置の水深はTP－10mである。



図－2　2P、3P

2.2　地質地盤

明石海峡の地質は一般的に、上から、堆積層、明石層、神戸層、花崗岩の順に構成されており、1A、3Pは神戸層を、2Pは明石層を、4Aは神戸層又は花崗岩を基礎の支持地盤とする事になる。



図－3　地質断面図

神戸層は泥質岩と砂質岩の互層からなっており、その強さは層によって異り、強度の低い軟岩が大部分であるが、一部薄い硬岩層も含んでいる。明石層は固結した砂礫層である。花崗岩は1A・4A附近では比較的新鮮で、2P・3P附近ではかなり風化の影響をうけている。

設計に用いる強度特性や変形特性は、基礎位置におけるボーリング結果をもとに種々の検討や補足実験を行って定めている。

1973年から1974年にかけて1A・4A位置はSEP躍進一号（平面寸法28m×28m）を用いて、又2P、3P位置はSEP創成二号（平面寸法43m×43m）を用いて海底概査ボーリングを行い、1A海域で14本、2P海域で11本、3P海域で6本、4A海域で19本のボーリング資料を得た。

1Aと3Pは神戸層が支持地盤となる。神戸層は軟岩として識別されており、この軟岩は一般的に、応力－ヒズミ曲線は硬岩のそれに類似するが、ヒズミ量が大きく、また硬岩に比べて、クリープ変形量がかなり大きいのが特徴で、この特性を調べるために陸上部の同質の岩の所（垂水区下畑町）で1975年、1976年載荷試験等を行って設計定数としての結果を得ている。

2Pは明石層が支持地盤となるが、孔内載荷試験による地盤の静弾性係数E_{sp}値が700～1,300kg/cm²の砂礫層である。ボーリングでは砂礫を主とする地層のサンプリングは困難で、乱さない試料による力学試験は不可能である。このため、地盤定数を設定するための陸上部地質

試験を行い補足推定している。1973年、垂水区海岸通りで平面寸法８ｍ×８ｍのケーソンをＴＰ－17ｍ迄沈設し、平板載荷試験や、三軸圧縮試験を行ったのはその例であり、地盤の設計定数として結果を得ている。

４Ａ位置の地盤は傾斜した花崗岩の上に神戸層が重なっており、支持地盤は花崗岩に予定している。仮に神戸層を支持地盤とすると、側面から見て、基礎体と花崗岩の間に、軟岩である神戸層が楔状にはいることになり好ましくない。このような状態の神戸層が強度の上で支持地盤として適切かどうかということが、花崗岩と神戸層の密着程度も含めて明らかとなれば、支持地盤となり得るので、この種の調査が松帆沖地質調査として残されている。

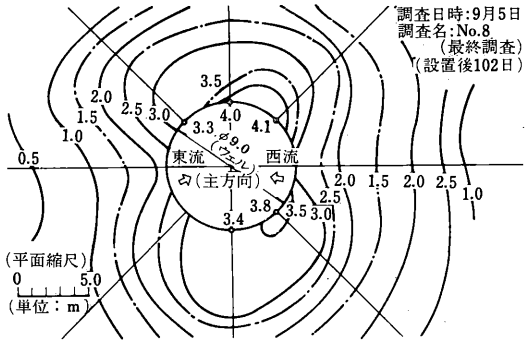
2.3 潮　流

潮流の急な明石海峡に４基の海中基礎を建設するために、明らかにしておかなければならない課題が３つある。

(1) 洗掘防護

２基の主塔基礎は海底の堆積土砂から海中に突出することになるが、潮流はこの基礎にぶつかり、その結果基礎周辺を洗掘することになる。したがってこの現象を具体的に把握して、対策工法を実施することが必要となってくる。

1973年と1974年に主塔基礎位置で海底概査ボーリングを行った時、これと並行して現地洗掘調査を行っている。これは直径９ｍ、高さ13.5ｍの鋼製井筒を主塔基礎位置の海底に設置して周辺海底地形の変化を測定したもので、３Ｐ位置で設置後102日で4mも周辺が洗掘されたことが認められた。



図－４　３Ｐ位置洗掘調査

この洗掘を防止する方法を見出すために、縮尺1/200～1/93.7の水槽実験を種々行ったが、その結果次の事が解ってきた。

1)　主塔基礎の最大洗掘深は、基礎寸法が40ｍ×70ｍの場合、14～16ｍと推定される。

2)　海底の混合砂礫が、掃流力によってふるい分け作用が行われ、大粒径のもので海底面が覆われる現象、いわゆるArmoring効果の実験結果から判断して、主塔基礎周辺に生じる掃流力に抵抗することの出来る礫の粒度構成は50～90cm径であり、これ以上の径の捨石であれば、洗掘に対処出来ると判断される。

3)　ケーソン周辺に生じる二次流に対して、ケーソン外側に海中鉄構を設置すると効果的である。又、ケーソン外側に整流多孔板を取付けることも効果的である。

主塔基礎周辺に施工する洗掘防止工の材料は、径50～90cm以上の捨石又はコンクリートブロックとなり、その範囲は基礎施工中や完成後の洗掘防止に必要な範囲として定められる。水槽実験からは一辺150～300ｍの方形程度と推定され、かなり大規模なものとなる。

水深45ｍの海底を広い範囲にわたって覆う材料として、実際的にはトン石又は50ton テトラポットが考えられるが、グラブ付自航運搬船によってトン石を敷設するよりも、台船とクレーン船によって50ton テトラポットを設置する方が、工程上や確実さから有利のようである。

基礎の近くに、テトラポット又はトン石を敷設するのは、曳航してきたケーソンを海底に設置する以前に、ケーソンの設置範囲を残して敷設する必要があり、そのため敷設位置はかなり高い精度が要求されることになる。

これは今後の課題であり、現地実験等によって敷設の精度や、その後日数が経過した時の状態変化を確かめる必要がある。

(2) 抗力係数

潮流力は、物体の潮流方向への投影面積と潮流速の２乗の積に比例するが、その比例定数は構造物やレイノルズ数（R_e）によって異る。特に主塔基礎の施工中、潮流力に対抗するために用いる仮設構造物や繋留設備の大きさはこの比例定数である抗力係数に直接影響される。このため抗力係数の決定は重要となる。

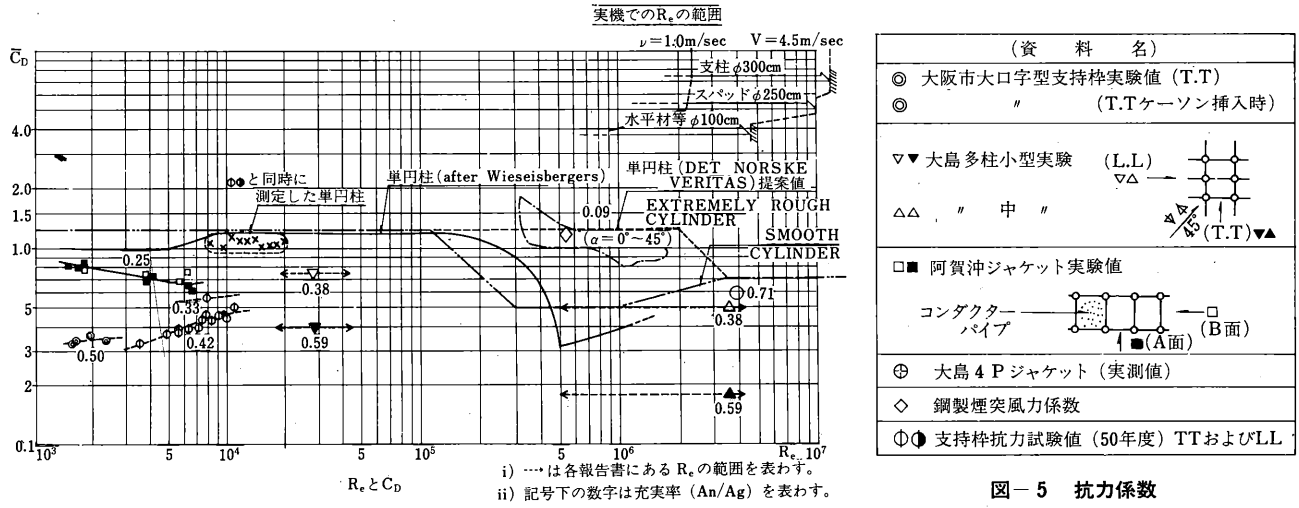
主塔基礎施工法の一例として支持枠ケーソン工法がある。浮体としてのケーソンを抱き込み作業足場としても有用な、海中鉄構（支持枠）を併用する工法であるが、この海中鉄構は、多数の垂直な鋼管支柱と、これをつなぐ水平材とからなる。根固め鋼管によって海底に固定される迄はアンカー、繋留索およびウインチによって平面位置を保つことになり、この繋留設備の大きさは抗力係数の設定にそのまま比例することになる。

1974年、平面寸法　長126m、巾72ｍの海中鉄構を想定して、縮尺1/93.7の模型による水槽実験を行って抗力係数を測定している。

橋軸直角方向（TT）に対する円柱部材一本の平均抗力係数（C_D）は、橋軸方向の垂直な面への鉄構の投影面積と、橋軸に直角な方向の流れによる力の比として求めたもので、橋軸方向（LL）に対する円柱部材一本の平均抗力係数も同様にして求めている。

その結果も含めて既往の資料を示したのが図－５である。

ケーソンを単独で沈設する支持枠を用いない工法の場合は、海上に浮上したケーソンを、直接繋留索で潮流に抗して平面位置を保つことになる。1978年にはこの場合を想定して、ケーソンの抗力係数を求めるために風洞を用いた実験を行っている。これはレイノルズ数の実機に近い範囲で水槽実験を行うことが容易でないため風洞を

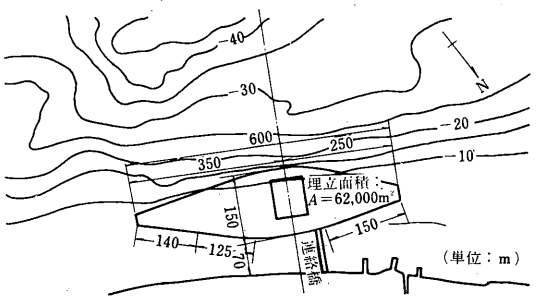


図－5 抗力係数

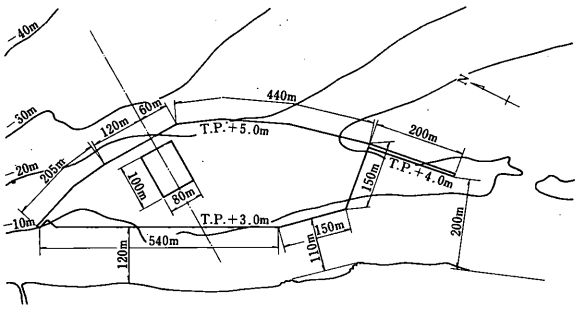
用いたもので、ケーソンの4隅の円の半径を変化させた模型4種について空気の迎え角を変化させて測定したものである。

(3) 築島の形状

2基のアンカレイジ基礎は築島によって施工されるが、この築島の平面形状は航行船舶や沿岸への影響が最小となるように定める必要がある。このために1974年と1975年に縮尺1/100および1/150の築島模型を用いて水槽実験を行った。実験は、潮流、波浪、漂砂におよぼす影響から好ましい築島の形を選定するためのもので、結果は図－6、7に示すものとなった。



図－6 舞子側築島



図－7 松帆側築島

3. 主塔基礎の施工

水深45m、最大潮流4.5m/secの海峡部に、底面高さTP－70m、平面寸法40m×70mの主塔基礎を建設する工法として次の3例を示す。

①支持枠ケーソン工法 ②単体ケーソン工法 ③継足ケーソン工法

これらはいずれもオープンケーソン工法又はその変形工法であるが、次の3項目が主要工程となる。

①ケーソンの製作、曳航、設置 ②土砂および岩盤の掘削によるケーソン沈設 ③コンクリートの打設

3.1 鋼製ケーソンの製作、曳航、沈設

海洋橋梁基礎施工の特徴は、潮流、波浪、等の海象条件の厳しさを持つ反面、水運を利用して大型の物を運搬することが出来るという利点を持つ所にある。主塔基礎そのままの形のケーソンを工場で製作し、建設位置迄曳航して海底に沈設するケーソン工法は、この特徴に適合することになる。

しかし、明石海峡の建設位置にケーソンを製作して曳航し海底に設置する過程では厳しい制約条件がある。

①曳航中に風等に対して浮体としての安定を確保しなければならない。 ②吃水を曳航途中の水深より浅く保たなければならない。 ③所定の海上位置に潮流に抗して繋留しなければならない。等で、この条件を解決する方法の選択が工法の選択となる。

浮体としての鋼製ケーソンの安定を保つためには、①ケーソン刃先にコンクリートを打設したり、注水したりして重心を下げる方法 ②フロートをケーソンに添わせて復元力を増す方法 ③建設位置でケーソンを継たすことを前提として曳航中のケーソン高さを低くする方法がある。

吃水を浅くするためには、①ケーソンの二重壁厚を増したり、フロートを別途ケーソンに添わせる方法 ②ケーソンに天井を設けて、内部に圧気を用いる方法 ③建設位置で継たすことを前提として、曳航中のケーソン高を低くする方法 ④ケーソンを大型台船に搭載してしまう方法 等がある。

海上から海底への設置は転流時の潮止りを利用して行われる。しかしその間の最大潮流に対してもケーソンは建設位置に潮流に抗して繋留する必要があり、特に潮流の早い明石海峡ではこの点厳しい条件となる。この方法

として、①ケーソン周辺に支持枠となる海中鉄構を建設し、この支持枠でケーソンを支える方法　②ウインチ、繋留索、アンカーによる方法　③スパッドを用いる方法等がある。

浮上状態から海底への着地は、①ケーソン二重壁部又はフロート部への注水　②圧気の解放　③スパッドのジャッキの解放　のいづれかとなり、位置決めのためには種々の測定機器を必要とする。

3.2　土砂および岩盤の掘削

海底の堆積土砂の上を急潮流が往復する明石海峡では、海底地形の変化に伴なう洗掘堆積の現象が激しく、備讃瀬戸大橋の基礎施工法のように、ケーソンを曳航してくる前に、事前に掘削を完了しておくことは出来ない。したがってケーソンを海底に設置した後にケーソンの中を掘削して沈設を行うことになる。

本州四国連絡橋公団においては、海底岩盤の掘削を目的として、ロータリー式大口径掘削機の開発や、水中発破工法の開発を1970年から行ってきた。前者は大鳴門橋多柱基礎岩盤の掘削に、後者は備讃瀬戸大橋基礎岩盤の掘削に用いられてその実績を得ている。

(1)　ロータリー式大口径掘削機

ロータリー式大口径掘削機を用いてケーソンの中の掘削を行うのは、硬岩の掘削が確実であると同時に、水深の深いケーソンの場合、エアーリフトを用いて循環水によって排土を行う逆循環方式の機構からいって、吊下げ吊上げによって往復運動をするバケット方式より有利である。反面、円形の掘削機の直下しか掘れないために、ケーソンの隔壁の下や、刃先部の下を掘削するための工夫が不可欠となる。これは、グラブバケットがバケットの開閉によって多少は隔壁の下や、刃先部の下を掘削出来るのと異る。

高圧水を水平に噴出させて岩盤を掘削しようとする水ジェット掘削機はこの工夫の一つであるが、神戸層の硬岩部に対してはその能力に限界がある。

(2)　水中発破併用グラブバケット

グラブバケットを用いてケーソンの中の掘削を行うのは最も一般的な方法として用いられてきた。しかし岩盤を直接グラブバケットを用いて掘削するのは能力に限界があり、水中発破によって岩盤を破砕し、これを浚渫する水中発破併用グラブバケットが効果的となる。

備讃瀬戸南端アンカレイジの掘削に用いられたオーバーバードン水中発破工法は明石海峡大橋にも適用可能である。

堆積土砂の下にある岩盤を、堆積土砂を残したまま、海上のＳＥＰの上から穿孔、装薬、起爆して、堆積土の下の岩盤を破砕する、発破作業を終了した船団は引上げる。その後に曳航してきたケーソンを海底に設置して、ケーソンの上から堆積土砂と破砕された岩盤をグラブバケットによって掘削して沈設するのである。

(3)　リバースサーキュレーションドリル

最近の、コンクリート場所打杭や地下連続壁の築造を目的として発達した掘削機の進展は著しいものがある。中でもリバースサーキュレーションドリルは、循環水を用いた排土機構と、土質に応じたビットの着脱が、長尺孔の岩盤掘削に適しており、1979年には舞子沖地質調査工事で径1.5m、ＴＰ－65mの穿孔の経験を得た。

又、円形ウエルの刃先下の掘削を可能とした拡孔式のリバースサーキュレーションドリルの進展には注目すべきものがある。

3.3　コンクリートの打設

主塔基礎のコンクリート打設法を定めるためには次の2つの選択が必要である。　①コンクリート打設のための足場をケーソンの周囲に設けて、その足場上からコンクリートを打設するか、それとも足場を設けないで台船やプラント船からコンクリートを打設するか、の選択。②型枠に対しては厳しい性能を要求されるが、打設速度の速いプレパックドコンクリートを用いるか、それともトレミーによる水中コンクリートとするかの選択、である。

台船やプラント船からコンクリートを打設する時、当然のことながら単位量を打設する日数は海上に船団を繋留し固定しなければならないし、材料供給を行う必要がある。一方、現存のコンクリートプラント船の繋留限界は3m/sec、作業限界は2.5m/secが最大である。明石海峡の最大4.5m/secの潮流をさけて作業期間を小潮時に選ぶとすると、月に各2回ある大潮と小潮のうち小潮期間のみを利用してあとは待期することになり、船団の配置と徹去のための日数も加わって、工程が著しく延長することになる。又、モルタル注入のような連続した打設日数が必要な時は、小潮と見合った工程の設定が困難なものとなる。

ここにコンクリート打設工程が小潮時に限られることを避けて、大潮時にも作業可能とするための工夫が必要であり、そのためには次の方法がある。

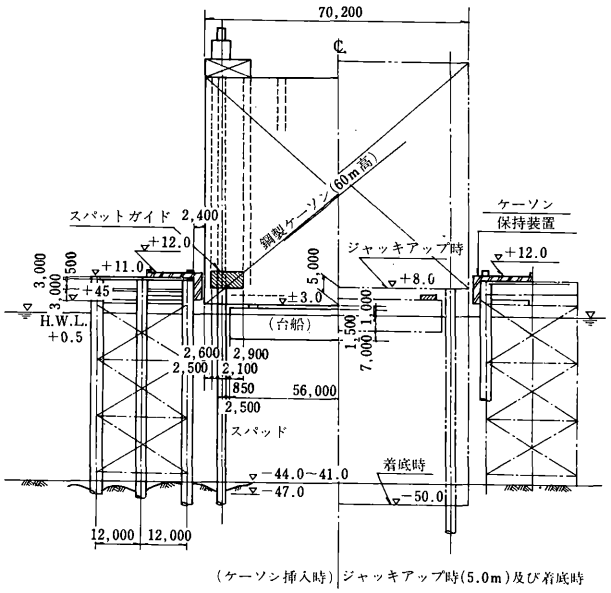
①プラント船や台船の繋留設備そのものを大きくする方法　②基礎の近辺に繋留用のドルフィンを建設する方法　③ケーソンの周辺に海中鉄構足場を構築して、その上でコンクリートの製造打設を行う方法である。

3.4　主塔基礎の施工法

(1)　支持枠併用オープンケーソン工法

工場で製作されたオープンケーソンを基礎位置に曳航してきて掘削沈設するのであるが、その準備として基礎位置の周辺に海中鉄構の支持枠を建設し、ケーソン設置の位置決め作業や、ケーソンの傾斜防止、掘削やコンクリートの作業場所の確保のために利用しようとする工法である。

施工順序は、①支持枠を一体として大型台船に搭載して製作工場から曳航し、所定の位置に支持枠に組込まれたジャッキ、スパッドで設置し、支持枠の根固めを行う。

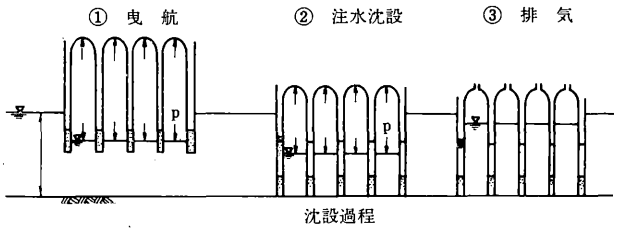


図－8　支持枠ケーソン工法

②大型台船に搭載して製作工場から曳航してきた鋼製ケーソンを、支持枠を利用して位置決めし、ケーソンに組込まれたジャッキとスパッドによって支持枠の中に設置する。③オープンケーソン工法によって支持層迄掘削して沈下させる。④コンクリートを打設する。

大型構造物である一体支持枠やケーソンを、台船に搭載して曳航する時の安定性、および、ケーソンを掘削沈設する時の、ケーソン隔壁や刃先の下の岩盤を掘削する方法に問題点が残されている。

(2)　単体オープンケーソン工法



図－9　単体ケーソン工法

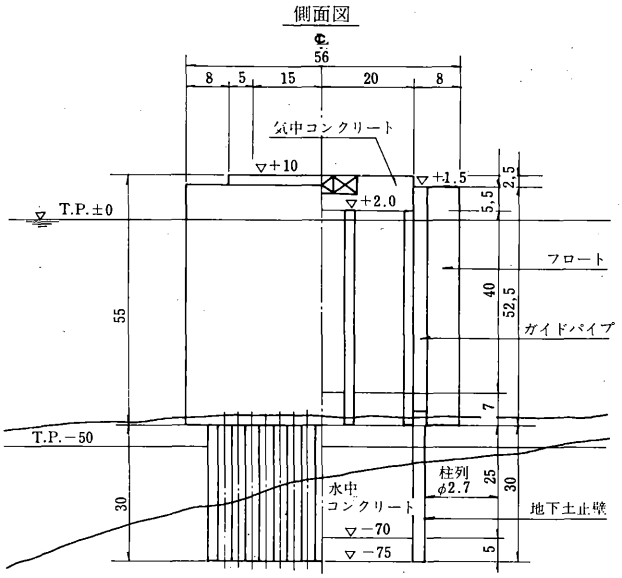
工場で製作されたオープンケーソンを基礎位置に曳航してきて掘削沈設するのであるが、その準備として岩盤を水中発破、オーバーバードン工法によって堆積土を残したまま事前に破砕しておき、その後に、圧気を用いるドームドケーソンを沈設しようとする方法である。

施工順序は、①海底の堆積土砂の下の岩盤を、海上から水中発破、オーバーバードン工法によって破砕し、船団は引上げる。②工場で製作して曳航してきたケーソンを、ケーソンに搭載されたウインチで繋留索を操作して位置決めし、海底に設置する。ケーソンの曳航は刃先に打設するコンクリートの量とドーム内気圧によって安定と吃水を確保し、気圧を開放することによって海底に設置する。③グラブバケットによって、土砂と破砕された岩盤を掘削してケーソンを沈設する。沈設中の傾斜の修正のためにドームドケーソンの気圧を調節して利用する。④コンクリートを打設する。

ケーソンの海上での平面位置は、繋留索をウインチ操作することによって調整されるが、このウインチはケーソンの4隅の甲板に配置される。そのためにドーム形状は不都合なので、4隅は平坦な気密の天井として、同時に甲板の役をするのが有利となる。

ケーソンの繋留位置決めは、繋留索によって行うが、潮流力を、支持枠を用いないで繋留索のみによって受持たせるために、ウインチ、繋留索、アンカーは、太く大きくなり、操作性を見きわめる必要がある。又、堆積土の下の岩盤、神戸層をオーバーバードン工法で事前発破によって破砕するが、この時の破砕状態はケーソンの掘削沈設工程と関係するので適確に予測しておく必要がある。

(3)　継足ケーソン



図－10　継足ケーソン工法

工場で製作されたケーソンを、基礎位置に曳航してきて海底に設置し、海底面から下は、鋼管の土止壁をケーソン刃先から下に築造して中を掘削し、継足ケーソンを完成させようとするものである。

施工順序は、①工場で製作して曳航してきたケーソンを海底に設置する。ケーソンは外周にフロートを持って曳航中の安定と必要吃水を確保し、ケーソンに搭載したウインチで繋留索を操作して位置決めした後に、ケーソンに組込まれたスパッドを降下してケーソンを着底させる。②ケーソン外周部の、ケーソンとフロートの間に設けてあるガイドパイプ内に鋼管を建込み、これを追随させながら鋼管内をロータリー掘削機によって基礎の支持層迄水中掘削を行う。鋼管は次々と近接して土中に建込まれてコンクリートで充填され、地下土止壁が完成する。③土止壁で囲まれたケーソン内を掘削する。④水中コンクリートおよび気中コンクリートを打設する。

ケーソンとフロートの接続部材が鋼管と鋼管の間にはいるために、鋼管は接触しないで隙間が出来ることになる。しかし鋼管の中で削孔しながらも鋼管径より大きい削孔径を得ることの出来る拡孔式のロータリー掘削機が実用化されており、これを用いることによって隙間のない土止壁を得ることも可能となる。必要な時は隙間に沿って別途充填グラウトを行うことになる。

海底面が傾斜しているために、深い方にある土止鋼管は海底面から上に立上り、その部分の鋼管の隙間は露出することになる。これをさけるためにケーソン底面は海底の傾斜に合わせて製作する必要があり（Tailor Cut)、このための曳航やスパッド投下時のケーソン傾斜は不都合なので、刃先コンクリート又は注水によって修正される。

4. アンカレイジ基礎の施工

4.1 築　島

アンカレイジ基礎１Ａ、４Ａは、本州側も淡路島側も海岸から200ｍ程離れた海中に位置することになり、築島が必要となる。築島の大きさは基礎本体の大きさと、作業場や資材置場として必要な面積から定められ、作業船の接岸岸壁としても便利なように計画される。

築島の形を定めるに際しては沿岸漁場であることも考えて、築島による潮流変化や海浜変形について予測し、適切な形状としなければならない。水槽模型実験から、紡錘形がよく、潮流変化も微少であることが定量的に確かめられている。

築島護岸の水深は、深い所で20ｍを越える。施工は台形の捨石マウンドを海底に造り、その上に消波効果を持ったスリットケーソンを据付けて構築される。この形式の、大水深における防波堤の施工例に岩手県大船渡防波堤があり、最大水深38ｍにおよぶ。

この築島の中に基礎本体を構築するためには、基礎岩盤を掘削する条件として基礎底面高さ迄ドライにする必要がある。

アンカレイジ基礎の施工方法によっては、築島の土体部の遮水効果を期待する必要があり、このため築島の広さも左右されるが、これは基礎施工法の選択と関連して定められる。

4.2 アンカレイジ基礎施工法

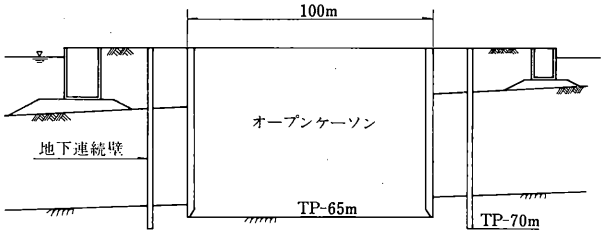
(1) オープンケーソン工法

基礎構造物を築島上で構築し、その中空内部の土砂を掘削、排土しながら地中に沈下させ、所定の地盤に到達させる工法である。ケーソン平面寸法は80ｍ×100 ｍあり、水深約10ｍの所に築島して、その上からこのケーソンを数10ｍ沈下させることになる。

ケーソンの中の水をそのまま揚水してドライにすることはヒービングやボイリングが生じて無理である。揚水しないままの水中掘削の場合、グラブバケットやロータリー式掘削機によって掘削することになるが、ケーソン隔壁の下や刃先の下の掘削が特に岩盤の場合困難である。この箇所を水平に高圧水を噴出させて崩そうとするウォータージェット工法も、岩質によっては能率の点に限界がある。

ここにドライな作業場を沈設中のケーソンの下面に確保して掘削する必要が生じる。

ケーソンの周囲を取囲んで地下連続壁を構築し、その中の水位を下げてケーソンをドライで掘削沈下する方法はこの要求を満足させる。（図－11）



図－11　オープンケーソン工法

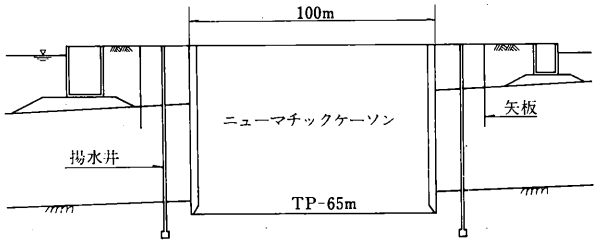
この方法には二通りある。

1)　地下連続壁に止水効果だけ期待するもので、壁内の水位低下に伴う外からの水圧は、地下連続壁とケーソンの間にある土体およびケーソンの両者で受持たせる方法。オープンケーソンは（土圧＋水圧）に耐える構造が必要となる。

2)　地下連続壁に止水効果を期待すると同時に、壁内の水位低下に伴う外からの水圧にも耐える構造を期待する方法。したがってオープンケーソンは（土圧）のみに耐える構造となる。

又、上記の用い方に従って、地下連続壁やケーソンの合理的な平面形状は、短形又は円形となる。

(2) ニューマチックケーソン工法



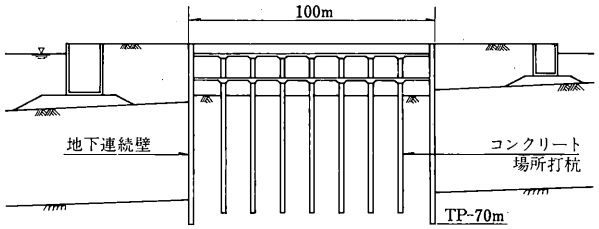
図－12　ニューマチックケーソン工法

ケーソン底部に作業室を設け、加圧空気によって作業室内の地下水を排除し、ドライで作業室内の掘削を行い、築島上から基礎を沈設して構築する工法である。この時加圧空気の圧力は、ケーソン底面周辺の水圧よりも大となる必要があるため、その圧力は基礎底面の水面からの深さに比例することになる。１Ａであれば ＴＰ－65ｍなので 6.5kg/cm^2 の圧力が必要となる。ケーソン底面の掘削を行う作業員はケーソン内に出入りすることになるが、特にケーソンの外に出る時、高圧下から大気圧迄気圧が下る気圧降下に遭遇する。この時生理的な順応を得るために時間をかけて段階的に減圧する、減圧時間が必要で

あり、急激な気圧降下は潜函病の原因となる。この減圧時間は圧力に比例して長くなり、この事から無理のない加圧限界は2.5～3.0kg/cm^{2}といわれており、これ以上になると特別な処置が必要となる。

地下水位低下工法を併用したニューマチックケーソン工法は、ケーソン周辺の地下水位を下げて必要加圧を小さくして、この加圧限界内で作業しようとする工法である。地下水位の低下は築島のケーソン周辺にディープウェルを設け、揚水して行う。ディープウェルの配置は、ケーソンと築島護岸の間にある土体の巾や地層およびその透水係数によって適切な計画が必要となる。場合によっては土体の中に、矢板等の遮水壁を設けて見かけの透水係数を小さくし、必要揚水量を減らすことも可能である。

(3) 地下連続壁工法



図－13 地下連続壁工法

地下連続壁工法は近年、掘削機や、掘削した孔壁の崩壊を防ぐための安定液の改良をはじめとする施工技術の進歩によって、掘削精度1/1,000程度で100m以上に及ぶ大深度の施工技術へと著しい進展がある。(施工例、千葉県袖ヶ浦町東京瓦斯地下式貯槽)

地下連続壁の特徴は、矢板状のコンクリート柱を地下に垂直に並べて建設することから、支持地盤の起伏に適合しやすい反面、コンクリート柱を横方向に配筋して接続することが出来ず、そのため構造部材としての役割に制限を受けることである。

このために地下連続壁によって基礎を構成するのではなくてオープンカットの土止壁として利用した後、基礎体の中に取込むことになる。その方法には2種類ある。

1) 地下連続壁と逆巻コンクリート併用の開削工法

平面形状が円形の基礎本体大の地下連続壁を支持岩盤迄構築し、その中の土砂を開削する。開削面の底下に順じて逆巻壁を地下連続壁の内側に施工して壁厚を大きくし、土圧に耐える壁とする。広い円形の作業場所を利用して支持岩盤迄開削した後、基礎体をその中に構築するものである。

2) 地下連続壁と梁の併用による工法

平面形状が短形の基礎本体大の地下連続壁を支持岩盤迄構築し、その中の土砂を開削する。開削面の低下に従って地下連続壁にかかる土圧が大きくなるので、これを多層の床版梁を構築して支えながら支持岩盤迄掘削する方法である。(図－13) 場合によっては床版梁の代りに多層の垂直壁が有利となる。

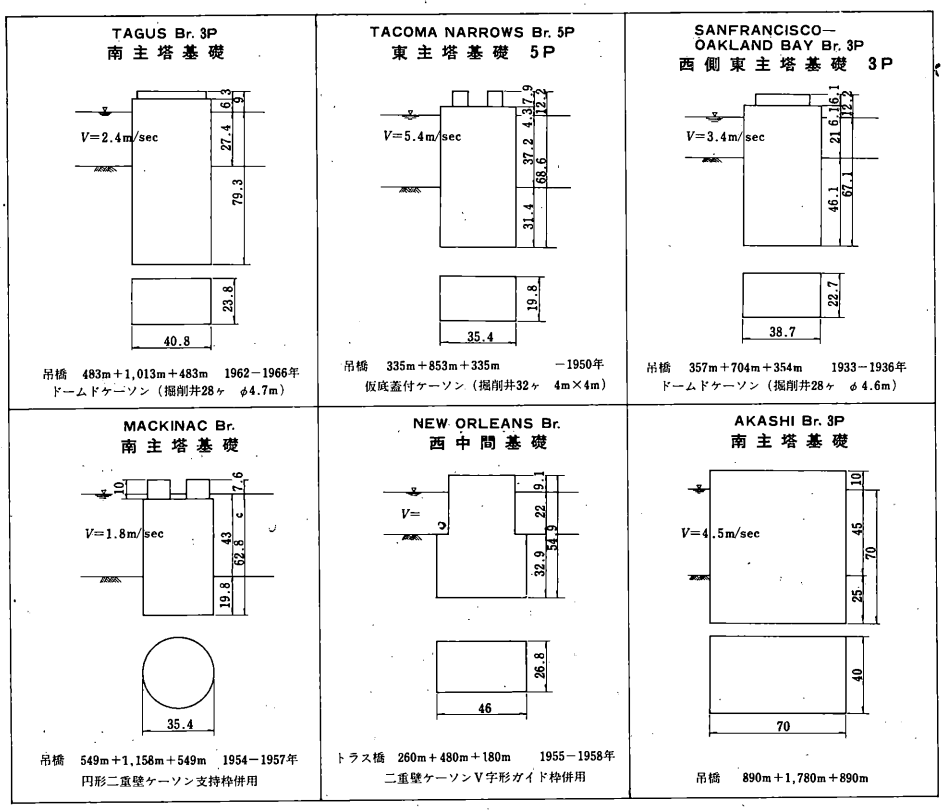
5. おわりに

長大吊橋 (Long Suspention Br.) であると同時に、長期吊橋 (Long Suspended Br.) である明石海峡大橋は、計画の期間中も急速に進展する土木技術水準に対応して、建設時点における最も合理的な工法を選択する必要がある。この意味で主塔基礎工法もアンカレイジ基礎工法も各三例を並記した。

明石海峡大橋の海中基礎を対象とした工法の特性は、今後も続けて検討することにより、着工方針の決定とともに、具体的施工計画へと収斂する予定である。

水深50m以上の水中基礎施工例を別表に附記する。

別 表



大気測定車による大気質調査

Air Quality Survey by Air Pollution Monitoring Car

企画開発部　調査課　阿部明弘
Akihiro Abe

1. まえがき

大気質濃度の現況については、常監局において連続的に観測されているが、局地的なところでの現況はカバーされていないため、本四架橋による大気質の検討には、このデータのみでは必ずしも十分と云えない。従って、本四架橋の計画路線周辺における大気、気象等の環境の現況を把握し、今後の環境対策を検討する基礎資料を得ることが急務の課題であることにかんがみ、当公団は52年10月に大気測定車を購入し、53年度以来計画路線周辺において現況調査を実施してきているものである。

昭和53年度及び昭和54年度においては、神戸～鳴門ルートで延べ11地点、児島～坂出ルートで1地点、尾道～今治ルートで2地点の計14地点で調査した。

ここでは、この大気測定車による大気質調査について昭和53年度及び54年度の2年間において実施した、四季観測調査結果の中間報告を紹介することとし、その他の大気質調査については別の機会に紹介することとする。

2. 調査項目

公害対策基本法第9条第1項の規定に基づく大気汚染に係る環境基準は、表－1に示す二酸化いおう、一酸化炭素、浮遊粒子状物質、二酸化窒素及び光化学オキシダントの5物質について定められている。大気測定車ではこれらの物質のうち、供用後排出される自動車排出ガスの影響を予測評価する観点から一酸化炭素、窒素酸化物及び浮遊粒子状物質について連続測定している。

また、濃度測定と同時に、風向、風速、日射量、気温及び湿度の気象調査も実施している。

3. 測定方法

3.1 大気測定車の概要

表－2に公団所有の大気測定車の諸元を、また測定中の状況を写真－1に示す。

表－2　大気測定車諸元

分類	名称	型式	メーカー
大気質濃度測定器	一酸化炭素測定器	非分散赤外線法（NDIR法）APMA-2000	堀場製作所
	窒素酸化物測定器	化学発光法（ケミルミネッセンス法）Model-8440	Monitor Labs.
	浮遊粒子状物質測定器	光散乱式 AP-632	柴田化学器械工業
気象観測装置	風向・風速計	電位差式 A-157M 交流発電式	小笠原計器製作所
	日射量計	エイブリー型 PR-550	
	温度計	抵抗式 SR-500	
	湿度計	毛髪式	
付属装置	標準ガス発生装置	質量流量調節機式 流量比混合法 Model-8500	Monitor Labs.
	10点バックサンプラー装置	TPD-1100B	東京エレクトロン
	データ処理装置	Model-1030M	精工舎
車輌	大気測定車	日野レインボーAM100(改造)	日野自動車工業

窒素酸化物（NO、NO_2、NO＋NO_2）の測定は、一酸化窒素とオゾンの気相反応によって生じる励起状態の二酸化窒素が基底状態にもどる際の発光強度を測定して定量する化学発光法によっている。化学発光法は元来一酸化窒素の測定法であり、二酸化窒素は試料大気をコンバー

表－1　大気の汚染に係る環境基準　（昭和48.5.8，環告25　昭和53.7.11，環告38）

物質	二酸化いおう	一酸化炭素	浮遊粒子状物質	二酸化窒素	光化学オキシダント
環境上の条件	1時間値の1日平均値が0.04ppm以下であり、かつ、1時間値が0.1ppm以下であること。	1時間値の1日平均値が10ppm以下であり、かつ、1時間値の8時間平均値が20ppm以下であること。	1時間値の1日平均値が0.10mg/m³以下であり、かつ、1時間値が0.20mg/m³以下であること。	1時間値の1日平均値が0.04ppmから0.06ppmまでのゾーン内又はそれ以下であること。	1時間値が0.06ppm以下であること。
測定方法	溶液導電率法	非分散型赤外分析計を用いる方法	濾過捕集による重量濃度測定方法またはこの方法によって測定された重量濃度と直線的な関係を有する量がえられる光散乱法	ザルツマン試薬を用いる吸光光度法	中性ヨウ化カリウム溶液を用いる吸光光度法または電量法



写真－1

タを通さずに測定した一酸化窒素濃度とコンバータを通して測定した窒素酸化物（$NO+NO_2$）濃度の差として得ている。

二酸化窒素の環境基準において、その測定法はザルツマン試薬を用いる吸光光度法とされているが、「研究目的で使用するなど使用条件が整っている場合には、現時点でも化学発光法の測定性能はザルツマン法と同等とみなす」ことにし、その測定結果については環境上の条件を同一基準として評価している。

一酸化炭素を計測する赤外線分析計は、一酸化炭素が特定の波長域の赤外線を吸収するという原理を応用して濃度を連続的に計測するものである。

また、デジタル粉塵計は、暗室の中で浮遊粉塵に光を照射すると浮遊粉塵による散乱光の量は粉塵の量に比例するという原理を応用して大気中に浮遊している粉塵の量を散乱光の強弱として測定し、重量濃度として表示する。

3.2 測定のシステム

大気吸入口は、周辺の固定発生源や移動発生源の直接の影響を受けにくい所で、かつ測定地点を代表すると思われる場所の地上1.5mの高さに設置し試料大気を吸入する。吸入された試料大気はテフロンチューブ（ϕ 6mm）で大気測定車の各測定機器に導入され計測される。各機器からの指示値はデータ処理装置にて処理し、測定値をタイプライターで印字する。

気象観測装置については、風向風速計は測定車に装備したポールに取りつけ地上より10mの高さに設置し、温度、湿度計は三脚にて地上1.5mに設置する。また日射量計は周辺の建物や樹木等の陰にならない場所を選び三脚にて設置する。

3.3 計量管理

大気質調査は、その測定値に高い信頼性が要求される。大気測定車のように、測定点から次の測定点へと移動する場合、特に機器の維持管理、濃度計量管理に神経を使わなければならない。これらの管理は、環境計量士のもとで作成した濃度計量管理基準に従って行っており、日常保守点検、定期的オーバーホール等を行うことにより精度確保に努めている。

4. 調査場所及び調査期間

調査は1地点当り10日間の短期観測を四季行うことを原則とし、年間6地点を巡回する形で実施している。表－3に調査場所と測定期間及び周辺の状況を示し、また、図－1に調査地点の案内図を示す。

なお、昭和53年度及び54年度の延べ調査日数は480日であり、延べ測定時間数は11,600時間である。

表－3　調査場所、測定期間及び周辺の状況

ルート	番号	場所	測定期間	周辺の状況
神戸～鳴門	①	津名	54. 6.17～ 6.26 54. 9.17～ 9.24 54.12.20～12.28 55. 3. 1～ 3.10	洲本市街地北方約10kmの淡路島内の内陸部に位置。周辺はほぼ平坦で畑作が行なわれ、民家が点在する程度。
	②	洲本(上内膳)	54. 5.22～ 5.31 54. 8. 4～ 8.13 54.11.17～11.25 55. 2. 4～ 2.13	洲本市街地の西方約4kmに位置。北側は東西に山が連なり南西側は平坦地である。南方約500 mに一般国道28号がある。
	③	緑町広田	53. 4.18～ 4.27 53. 7. 2～ 7.11 53.10. 1～10.10 53.12.12～12.21	洲本市街地の西方約6kmに位置し、200～400mの山にかこまれた約13km^{2}の平地の北側にある。南東350mに一般国道28号がある。
	④	三原(掃守)	54. 5.10～ 5.19 54. 7.23～ 8. 1 54. 9.27～10. 4 54.12.10～12.18	淡路島南西部の三原平野の北部に位置し、掃守の街並の東端、周辺はひらけた水田地帯であるが、窯業の工場が多い。
	⑤	西淡町志知	53. 5. 1～ 5.10 53. 7.13～ 7.22 53.10.12～10.21 54. 1. 6～ 1.15	三原平野の南部に位置し大日川の川沿い。周辺は水田地帯で西は標高100～280mの山が続いている。
	⑥	大毛字大毛	53. 5.14～ 5.23 53. 7.25～ 8. 3 53.10.25～11. 3 54. 1.18～ 1.27	大毛島北部に位置する。西に標高149 mの大毛山、南に標高123 mの黒山がある。東側約500 mには海岸線に沿った県道鳴門公園線がある。
	⑦	桑島	54. 4.28～ 5. 7 54. 7.11～ 7.20 54.10.26～11. 4 55. 1.11～ 1.20	鳴門市街地の北約2kmに位置。周辺は西側に標高約60mの丘があるものの他方向は平坦地である。北側に一般国道11号がある。
	⑧	木津	53.11. 5～11.14 54. 1.29～ 2. 7 54. 4.16～ 4.25 54. 6.29～ 7. 8	西側は平坦地であるが、他方は標高60～100 mの山で囲まれている。西約100 mにゴミ焼却所、南約110 mに火そう場がある。
児島～坂出	⑨	宇多津	53. 6. 8～ 6.16 53. 8.17～ 8.26 53.11.17～11.26 54. 2.10～ 2.19	北東は坂出市街、北に番ノ州工業地帯、西に宇多津、丸亀の市街地がある。
尾道～今治	⑩	向島	53. 6.19～ 6.28 53. 8.29～ 9. 7 53.11.29～12. 8 54. 2.22～ 3. 3	一般有料道路尾道大橋の終点附近に位置する。北に尾道水道をはさんで尾道市街がある。南は標高100～280mの山がある。
	⑪	因島	54. 6. 4～ 6.13 54. 8.17～ 8.26 54.11.28～12. 7 55. 2.17～ 2.26	因島の北西部に位置し、三方を山に囲まれている。北西方向はほぼ平坦で重井町の市街地につながっている。

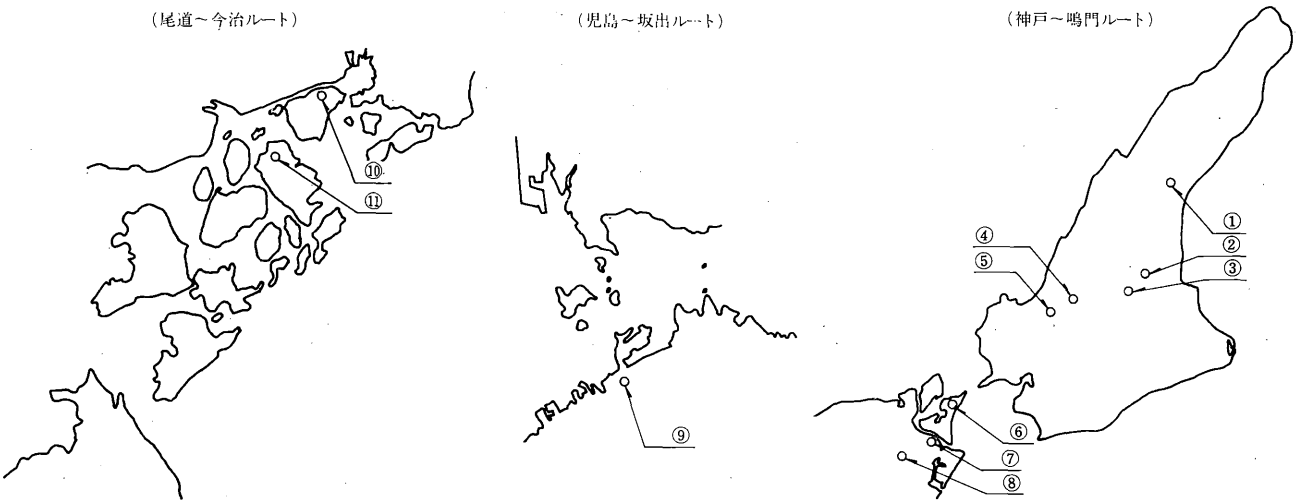
5. 調査結果

表－4に大気質濃度測定値の概要を示し、環境基準による評価も併せ示した。また測定期間中の風配図を調査地点ごとに図－2に示した。

6. 調査結果の考察

6.1 大気質濃度の現況

表－4に示した通り、大気質濃度はどの地点も低濃度



図－1　調査位置案内図

レベルにあり、浮遊粒子状物質を除いて、全ての物質が国の環境基準を満足している。四季平均値を見ると、二酸化窒素(NO_2)では淡路島内の5地点において7～11ppb、大毛島及び鳴門市内の3地点では5～13ppb、宇多津では11ppb、また向島、因島では13ppbとなっている。

一酸化窒素（NO）は、向島が高く、次に宇多津の順となっており、神戸～鳴門ルート調査地点ではやや低くなっている。また一酸化窒素（NO）から二酸化窒素(NO_2)への酸化の程度を$NO_2/(NO+NO_2)$の値でみると調査地点は50～78%の範囲にある。浮遊粒子状物質は、全国的にみた場合、昭和53年度の一般環境大気測定局の環境基準の達成率（長期的評価）は22.4%であることから、特に高濃度ではないようである。

6.2　気象の概要

図－2の風配図を見ると、緑町広田、木津、宇多津、向島、因島の各調査地点は、特に卓越した風向はなく、平均風速が低く、静穏出現率が20%前後と共通しており、他の調査地点は1～2方向の卓越風向があり、平均風速が高く静穏出現率は低い。このことは、測定場所選定の制限から、建物の影響を受けたと考えられる宇多津、緑町広田のほかは周辺の地形の影響が表われた結果であると推定される。

6.3　濃度と気象の関係

(1)　濃度の変動

大気汚染物質は、社会活動、産業活動など人工的に発生するものと、自然発生的なものとがあるが、発生した汚染物質の濃度は主に地域の社会活動、産業活動の変化、気象の変動によって変動すると考えられる。特に時々刻々変化する気象が当該地域の汚染傾向を見る場合重要である。図－3に気象要因と大気汚染物質濃度の変動の1例として、ある地区の冬期における測定結果を時系列で示した。また図－4は同期間における大気汚染物質濃度1時間値の1日平均値の経日変化を表わしたものである。

経日変化を見ると、測定初日から6日目にかけては各汚染物質とも濃度がやや高いが、7日目以後は低くなっている。時間変動を見ても初日から6日目までは変動が大きく、7日目以後は小さくなっている。

一酸化窒素濃度(NO)の時間変動を見ると、初日から6日目にかけては午前(9時)、午後（11～12時)にピークをもつ2山型の変動パターンを示しており、2日、3日目はこの傾向が顕著である。初日から6日目までの気象を見ると、NOがピークとなる時間、またはその前2～6時間は風速が低く静穏であることが多い。この現象は、当地区が初日、2日目は大きな、また3～5日目は小さな移動性高気圧に覆れて、夕刻から朝にかけて風が弱くなり、また夜間の放射冷却によって接地層が安定となった気象条件下、つまり、水平、鉛直両方向とも移流拡散が弱まったもとで近辺に発生した汚染物質が滞留したものと推察される。

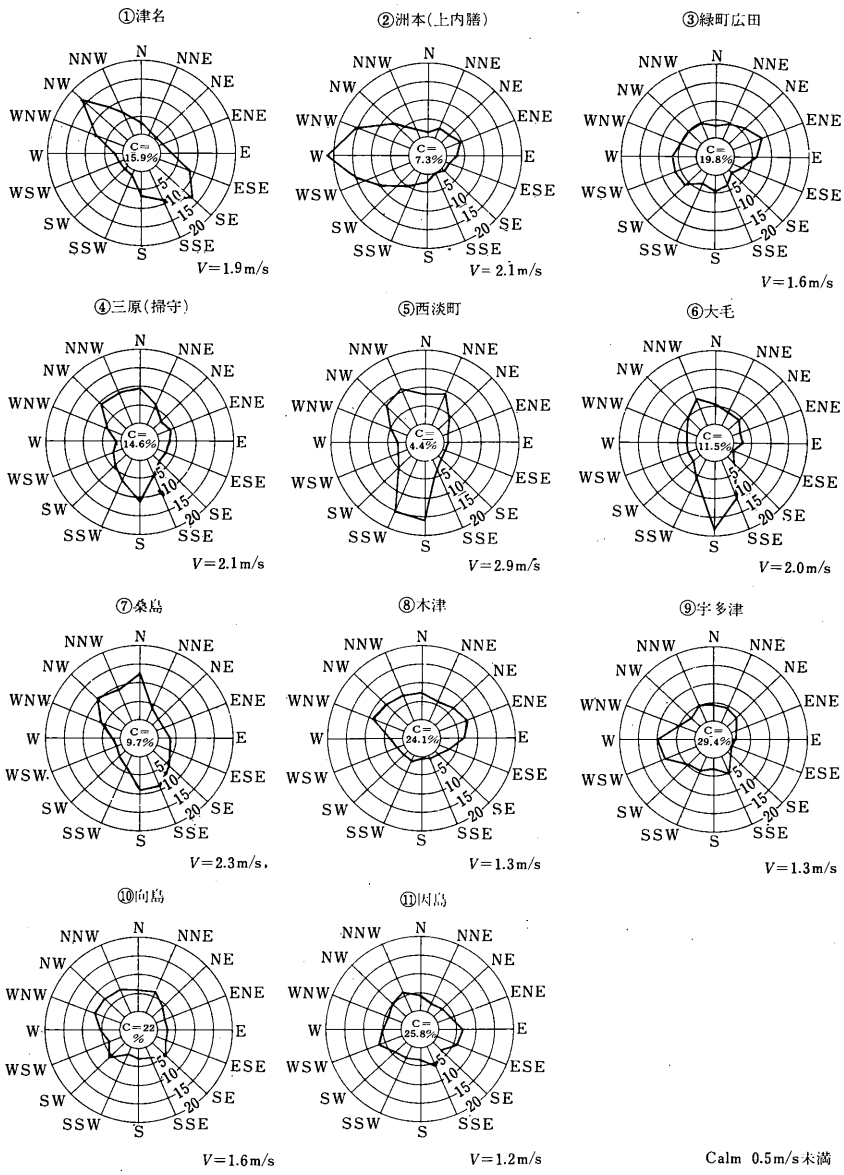
一酸化炭素（CO)、浮遊粒子物質の濃度変動もNOと似た変動を示しているが、二酸化窒素(NO_2)の対応はよくない。

(2)　濃度と気象要因との関係

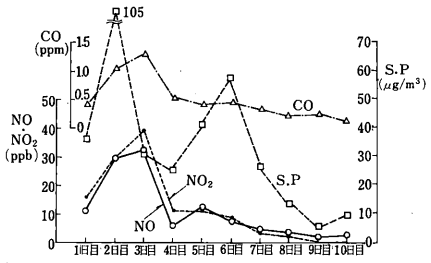
図－5は、54年度に測定した5地点におけるNO_X1時間値について風速階級別の平均濃度を示したものである。濃度の低い木津を除いていづれの地区も風速が増加するに従い濃度が低くなる傾向がある。なかでも因島、三原（掃守）はその傾向が顕著である。

日射量は鉛直方向への熱的拡散要因として重要と思われるが、今までの調査では濃度変動と密接な関係があるといえる例はなく、また、日射量、雲量（昼間の目測）風速により決まる安定度（Meadeの安定度分類）との関係も同様である。これは発生源のほとんどが遠方に位置していることで、時々刻々変化する風向などにより、濃度変動がより複雑になっているためと考えられる。

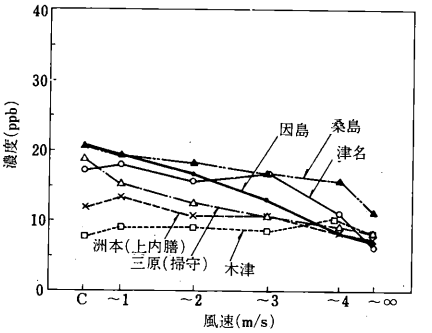
気温は日射量と正の関係があるが、気温そのものが濃度変動に直接関与することはないし、また湿度も同様である。但し、(1)でも述べたが、接地層が安定となる移動性高気圧下においては、夕刻気温が下がるにつれ湿度が上昇し、明け方から日射量の増加と共に気温が上昇し湿



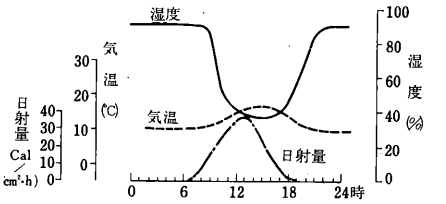
図－2　風配図（四季平均）



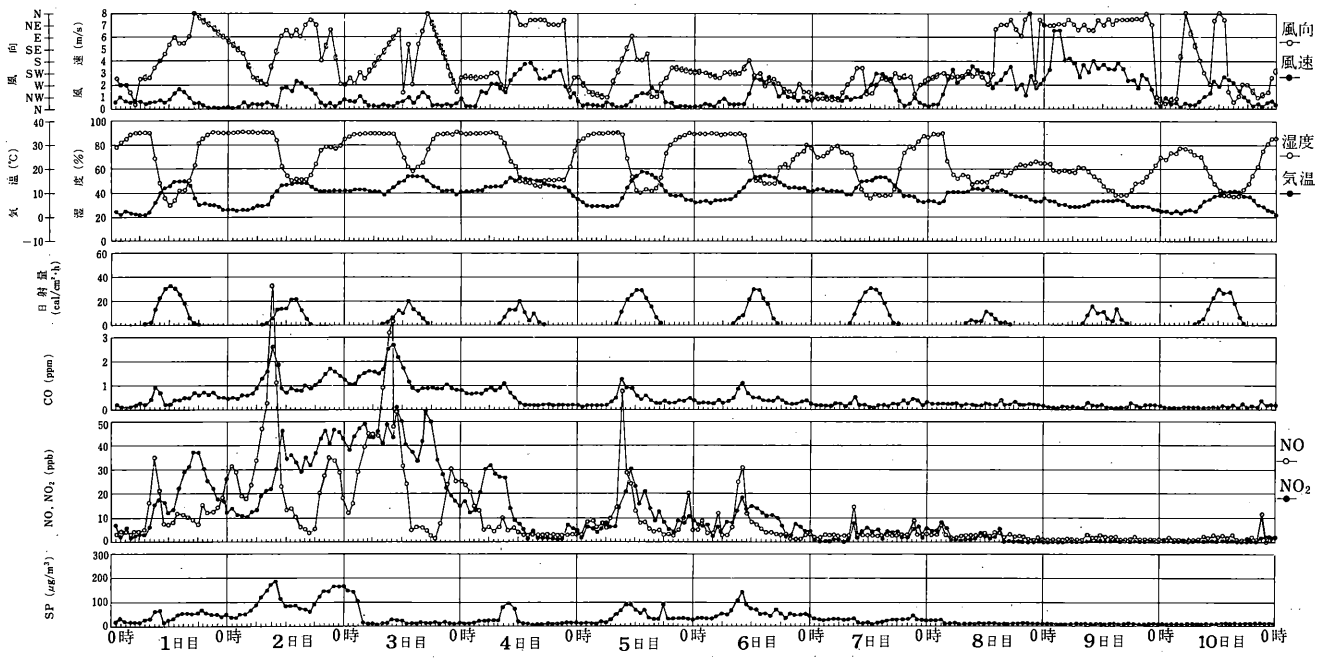
図－4　大気質濃度の経日変化



図－5　風速階級別 NO_x 平均濃度



図－6　日射量、気温、湿度の関係



図－3　各測定項目の時間変動図

表－4　大気質濃度の概要

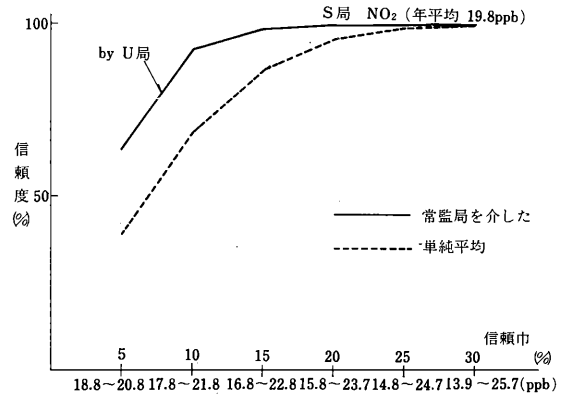
番号	測定場所	測定期間	一酸化窒素(NO) 平均値 ppb	一酸化窒素(NO) 1時間最高値 ppb	二酸化窒素(NO_2) 平均値 ppb	二酸化窒素(NO_2) 1時間最高値 ppb	二酸化窒素(NO_2) 日平均値が基準を越す割合 %	窒素酸化物(NO_x) 平均値 ppb	窒素酸化物(NO_x) 1時間最高値 ppb	一酸化炭素(CO) 平均値 ppm	一酸化炭素(CO) 1時間最高値 ppm	一酸化炭素(CO) 8時間値が基準を越す割合 %	一酸化炭素(CO) 日平均値が基準をす割合 %	浮遊粒子状物質(S.P) 平均値 $\mu g/m^3$	浮遊粒子状物質(S.P) 1時間最高値 $\mu g/m^3$	浮遊粒子状物質(S.P) 1時間値が基準を越す割合 %	浮遊粒子状物質(S.P) 日平均値が基準を越す割合 %
①	津名	54. 6.17～ 6.26	3	10	4	17	0	7	23	0.1	0.5	0	0	22	104	0	0
		9.17～ 9.24	4	14	11	38	0	15	51	0.3	0.9	0	0	6	17	0	0
		12.20～12.28	5	49	14	51	0	19	8	0.5	1.8	0	0	42	214	22	11
		55. 3. 1～ 3.10	5	67	16	68	0	20	134	0.4	1.3	0	0	41	196	0	0
		四季(全期間)	4	67	11	68	0	15	134	0.3	1.8	0	0	29	214	6	3
②	洲本(上内膳)	54. 5.22～ 5.31	5	10	6	21	0	11	30	0.3	0.6	0	0	51	237	10	0
		8. 8～ 8.13	2	10	7	25	0	9	35	0.2	0.7	0	0	7	17	0	0
		11.17～11.25	4	35	12	37	0	16	63	0.3	1.0	0	0	31	129	0	0
		55. 2. 4～ 2.13	2	6	5	16	0	8	21	0.3	0.7	0	0	22	53	0	0
		四季(全期間)	4	35	7	37	0	11	63	0.3	1.0	0	0	28	237	3	0
③	緑町	53. 4.18～ 4.27	7	26	11	46	0	17	65	0.4	1.1	0	0	37	151	0	0
		7. 2～ 7.11	6	20	5	20	0	10	37	0.2	0.8	0	0	60	140	0	0
	広田	10. 1～10.10	3	33	8	29	0	11	47	0.2	0.9	0	0	34	100	0	0
		12.12～12.21	11	114	12	59	0	23	157	0.5	2.7	0	0	35	185	0	0
		四季(全期間)	7	114	9	59	0	15	157	0.3	2.7	0	0	41	185	0	0
④	三原(掃守)	54. 5.10～ 5.19	5	11	10	24	0	15	35	0.3	0.7	0	0	35	98	0	0
		7.23～ 8. 1	2	7	5	10	0	7	18	0.1	0.7	0	0	6	14	0	0
		9.27～10. 4	3	15	10	32	0	14	38	0.4	1.0	0	0	6	17	0	0
		12.10～12.18	7	57	10	25	0	17	52	0.5	2.7	0	0	39	155	0	0
		四季(全期間)	4	57	9	32	0	13	52	0.3	2.7	0	0	22	155	0	0
⑤	西淡町志知奥	53. 5. 1～ 5.10	5	35	4	13	0	8	40	0.3	0.8	0	0	40	176	0	0
		7.13～ 7.22	6	17	4	14	0	10	20	0.2	0.8	0	0	74	274	29	0
		10.12～10.21	4	21	7	31	0	11	36	0.3	1.2	0	0	43	245	20	0
		54. 1. 6～ 1.15	7	56	17	89	0	24	102	0.5	1.9	0	0	55	320	30	10
		四季(全期間)	6	56	8	89	0	13	102	0.3	1.9	0	0	51	320	19	3
⑥	大毛	53. 5.14～ 5.23	4	11	3	13	0	7	19	0.2	1.3	0	0	48	117	0	0
		7.25～ 8. 3	8	25	4	17	0	11	40	0.1	1.2	0	0	17	61	0	0
		10.25～11. 3	2	7	5	25	0	6	27	0.2	1.0	0	0	33	209	10	10
		54. 1.18～ 1.27	6	27	8	44	0	13	53	0.2	0.8	0	0	24	97	0	0
		四季(全期間)	5	27	5	44	0	9	53	0.2	1.3	0	0	31	209	3	3
⑦	桑島	54. 4.28～ 5. 7	4	12	14	33	0	18	43	0.3	0.8	0	0	32	80	0	0
		7.11～ 7.20	2	6	8	25	0	10	28	0.3	0.9	0	0	6	18	0	0
		10.26～11. 3	6	43	18	43	0	24	65	0.6	1.5	0	0	17	56	0	0
		55. 1.11～ 1.20	6	38	11	28	0	17	53	0.3	1.1	0	0	24	86	0	0
		四季(全期間)	4	43	13	43	0	17	65	0.4	1.5	0	0	20	86	0	0
⑧	木津	54. 4.16～ 4.25	3	12	7	40	0	10	48	0.3	0.9	0	0	31	105	0	0
		6.29～ 7. 8	3	9	7	16	0	9	20	0.2	0.6	0	0	36	225	14	0
		53.11. 5～11.14	1	5	5	16	0	5	18	0.4	0.8	0	0	31	128	0	0
		54. 1.29～ 2. 7	4	26	9	39	0	12	48	0.3	1.0	0	0	24	191	0	0
		四季(全期間)	2	26	7	40	0	9	48	0.3	1.0	0	0	30	225	3	0
⑨	宇多津	53. 6. 8～ 6.16	4	19	6	21	0	10	39	0.4	1.2	0	0	76	207	11	44
		8.17～ 8.26	10	25	6	23	0	16	32	0.2	0.8	0	0	33	115	0	0
		11.17～11.26	7	50	14	45	0	21	62	0.5	1.8	0	0	49	256	20	0
		54. 2.10～ 2.19	9	73	18	40	0	27	95	0.5	1.8	0	0	46	163	0	0
		四季(全期間)	8	73	11	45	0	19	95	0.4	1.8	0	0	51	256	8	11
⑩	向島	53. 6.19～ 6.28	9	29	8	27	0	16	41	0.7	2.6	0	0	66	323	30	20
		8.29～ 9. 7	7	24	13	39	0	20	46	0.5	1.4	0	0	48	121	0	0
		11.29～12. 8	24	110	14	64	0	39	145	0.8	1.1	0	0	63	290	50	10
		54. 2.22～ 3. 3	12	70	18	45	0	29	103	0.5	2.4	0	0	42	401	10	10
		四季(全期間)	13	110	13	64	0	26	145	0.7	2.6	0	0	55	401	24	11
⑪	因島	54. 6. 4～ 6.13	5	11	10	35	0	15	42	0.3	1.2	0	0	51	162	0	0
		8.17～ 8.26	4	21	11	25	0	15	38	0.3	0.7	0	0	7	13	0	0
		11.28～12. 7	5	34	16	43	0	21	63	0.5	1.5	0	0	54	205	10	10
		55. 2.17～ 2.26	5	47	14	34	0	18	63	0.3	1.0	0	0	42	108	0	0
		四季(全期間)	5	47	13	43	0	17	63	0.4	1.5	0	0	38	205	3	0

度が下がる典型的なパターン（図-6）を示すことから、日射量、気温、湿度の変動状態から大気の安定状態を概略把握することはできよう。また、大気の安定状態を把握するためには気温の鉛直分布を計測することが最も好ましいことであるが、55年度より簡易的に、地上10mと、地上1.5mの温度差を計測し記録しているので今後Meadeの安定度分類と合わせて解析する予定である。

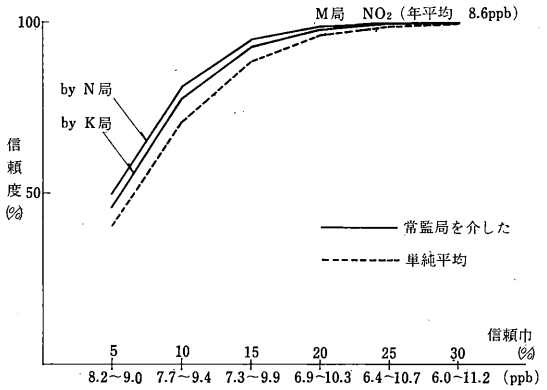
7. 年平均値の推定

環境影響評価のうち、大気汚染の予測においては、バックグランド濃度を設定することが必要であり、「建設省所管事業環境影響評価技術指針細目」（昭和53年10月）では年平均値を用いることとしている。6－1、6－2で、大気質濃度あるいは気象の現況については、便宜上四季平均値によって説明したが、この四季平均値と真の年平均値との関係、あるいは、四季観測値に加えて、近くの一般環境大気測定局（常監局）の測定データにより修正して設定した値と、真の年平均値との関係について検討しておく必要がある。

二酸化窒素濃度について、四季観測値を単純に平均す



図－7(a)　真の年平均値に対する信頼度



図－7(b)　真の年平均値に対する信頼度

る方法と、周辺に常監局がある場合、その常監局の年平均値から回帰式を利用して推定する方法により設定した年平均値がどの程度信頼性があるか、木津周辺の常監局3局、宇多津周辺の常監局2局の通年データを用いて検討した。

結果を、図－7に示す。図中の点線は、M局あるいはS局の真の年平均値を未知として、春、夏、秋、冬の各季節からランダムに連続した10日間、年間40日間の年平均値を100組とり出し、その100組の平均値及び標準偏差から分布型を定め、M局あるいはS局の真の年平均値を中心とした区間（ppb）に入る面積を信頼度（%）としてプロットしたものである。また、実線は四季からランダムに連続した10日間、年間40日間の日平均値について、N、K局あるいはU局の同日の日平均値について回帰を行い、この回帰式にN、K局あるいはU局の年平均値を代入し、得られた値を、M局あるいはS局の年平均値の推定値とし、これらを100組とり出して前述と同様に信頼度を算出し、プロットしたものである。

M局、S局では、信頼巾10%の範囲（年平均値×±10%）を例にとると単純平均で70%前後、信頼巾20%の範囲で95%以上の信頼度があり、他の常監局と回帰を行った場合、信頼巾10%の範囲で80%から90%前後、信頼巾20%では、ほぼ100%の信頼度があると言える。

以上のことから、10日間程度の短期観測を四季行った場合、真の年平均値に対して、四季平均値でもバックグランド濃度設定上さしつかえない程度の信頼度があり、また、近辺の常監局に回帰させた場合はさらに信頼度が向上するものと考えられる。

8. まとめ

大気測定車による大気質調査について、昭和53、54年度の現況調査結果を紹介し、また、四季観測結果のデータのもつ意味についても若干報告した。

調査地点の大気質濃度は、二酸化窒素及び一酸化炭素については特に高濃度である地点はなく、むしろ、低濃度レベルにある。また、気象要因と濃度との関係では、ほとんどの地点で、風速が増せば濃度が低くなる傾向があるが、他の気象要因では関係がみられなかった。しかし、道路からの自排ガス拡散の現象は、接地層付近の気象要因に大きく影響されると思われることから今後、特に静穏時の大気の安定に着目して調査を実施する必要があると考えている。

また、四季観測結果を単純平均し、あるいは近くの常監局を介することによっても真の年平均値に近い値が推定できるものと考えられ、バックグランド濃度を設定するにあたっては、四季平均値を年平均値と理解してもさしつかえないと思われる。

おわりに、大気質調査結果を紹介するに当り御協力いただいた(財)海洋架橋調査会の田中良弘氏に謝意を表します。

参考文献

1) 二酸化窒素に係る判定条件等についての中央公害対策審議会専門委員会報告　昭和53年3月　環境庁大気保全局編
2) 環境白書　昭和55年版　環境庁編
3) 大気測定車による大気質調査報告書　昭和54年3月　(財)海洋架橋調査会
4) 同上　昭和55年3月　同上
5) 大気汚染に関する環境調査手法の研究報告書　昭和55年3月

南北備讃瀬戸大橋5P鋼製ケーソン設計製作

Design and Fabrication of 5P Steel Caisson of South & North Bisan-Seto Bridges

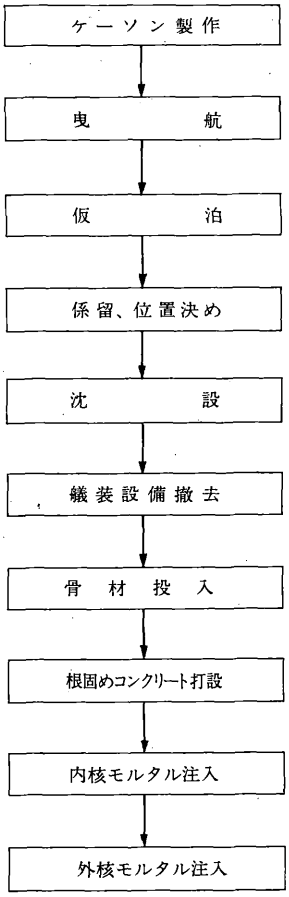
設　計　部　設計第一課長代理　奥川淳志
Atsushi Okugawa
坂出工事事務所　第一工事長付　仁木清貴
Kiyotaka Niki

1. まえがき

南北備讃瀬戸大橋は、3径間連続補剛桁吊橋2橋で構成される全長3,335mに亘る長大橋である。この橋梁の基礎は7基で構成され、このうち6基は海中基礎となる。これら6基の基礎はいずれも設置ケーソン工法で施工する計画で、なかでも南北備讃瀬戸大橋5P基礎は、水深32m最大潮流速5ノットの海中に据付けるもので、6P、7A基礎と並んで施工条件の厳しい場所での施工となる。5P基礎は、幸い施工期間が短かく、6P、7A基礎及びその他の海中基礎の先進導坑の役割をはたすことが出来るため、昭和53年10月着工以来早期完成を目ざし、海底穿孔発破、グラブ掘削を進め、現在海底面の仕上げ掘削を行っているところである。

5Pケーソンは、底面仕上げ掘削完了後、現地に沈設され、モルタル打設のための型枠とするもので、現場工事と並行して、昭和54年3月に「5P鋼製ケーソン製作艤装」として、発注していたものである。「5P鋼製ケーソン製作艤装」の内容は、モルタル打設時の型枠とする鋼製ケーソン本体の設計、製作のほかに、急潮流、大水深下で安全、確実に位置決め沈設が行なえるような、係留設備、位置決め設備、沈設設備及び海中モルタルを注入するためのモルタル注入外管、シールゴム等を製作し、鋼製ケーソンに艤装するものであり、昭和55年7月29日に竣工した。

ここでは、「5P鋼製ケーソン製作艤装」の工事内容のうち、鋼製ケーソン本体の設計と製作について報告するものである。



図－1　施工手順

2. ケーソンの設計

2.1 設計条件

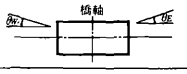
基本的な設計方針は、文献1)によるが図－1に示す手順で施工することを前提として構造設計を行うものとする。これより、設計条件としては、波、風、潮流等、自然条件と、骨材及びコンクリートに関する条件とに分けられる。

(1) 自然条件[2),3)]

風速については、昭和41年から継続観測が行われている番ノ州と気象庁の多度津測候所の記録を基に、文献4)を参考にして、施工期間と非超過確率とから基本風速を定めた。また風向については、番ノ州観測所のデータから、夏期はNE～NNW方向、冬期はWSW～W～WNW方向が卓越することがわかっており、これを採用した。波浪は、昭和48年から鍋島において観測が継続されており、この記録と番ノ州の風の記録から求めた波高の回帰式[4)]による推算とはほぼ一致するので、文献4)によることにした。潮流は、5P地点において昭和53年8月に15昼夜観測を行い、これを基に向う3年間の予報値を作成した。これらの条件をとりまとめ、施工段階ごとに示すと表－1のようになる。

表－1　自然条件

施工段階	施工期間		風速 V_0(m/s)	風速 V(m/s)	風速 方向	波浪 $H_{\frac{1}{3}}$(m)	波浪 H_{max}(m)	波浪 T(s)	波浪 L(m)	波浪 方向	潮流 V(kt)	潮流 方向	備考
曳航	1週間以内		10	18	—	1.0	—	4.0	25.0	—（曳航速度）		—	Fe=40km
仮泊	3ヶ月以内		22	28	θ_E=15°	1.5	2.7	4.0	25.0	θ_E=15°	2	θ_E=15°	Fe=10km
係留	1週間	夏季	14	18	θ_E=20°±22.5°	0.9	1.6	3.2	16.0	θ_E=20°±22.5°	2.7	θ_E=25°±15°	Fe=12km
位置決め	以内	冬季	18	23	θ_W=15°±22.5	1.3	2.4	3.7	21.5	θ_W=15°±22.5°	2.2	θ_W=5°±15°	
沈設	1日		10	12	θ_E=20°±22.5°	0.7	1.3	2.8	12.0	θ_E=15°±22.5°	2.7	θ_E=25°±15°	Fe=12km
艤装撤去	2週間		18	23	〃	1.3	2.4	3.7	21.5	〃	4.5	〃	Fe=12km
骨材投入	1.5ヶ月		22	28	〃	1.7	3.1	4.2	27.5	〃	4.5	〃	Fe=12km
モルタル注入	1ヶ月		22	28	〃	1.7	3.1	4.2	27.5	〃	4.5	〃	Fe=12km



潮位	塑月平均満潮面(最高)	T.P +1.53m
	基準水面(最低)	T.P −1.75m
	鋼殻設計水位	▽TP+3m ▽TP−1.75 外核 内核

(2) 骨材及びコンクリートに関する条件[1)]

表－2に骨材及びコンクリートに関する条件を示す。

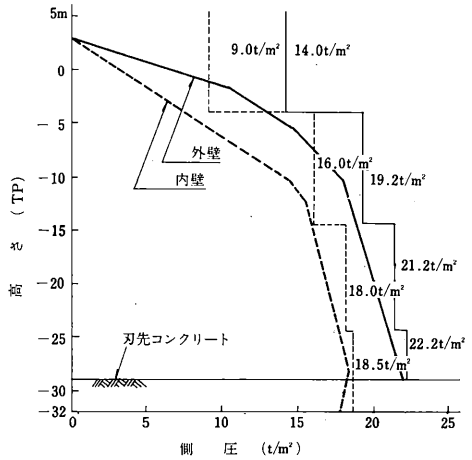
2.2 設計荷重

設計荷重は、設計条件を基に各施工段階ごとに文献1)、

表－2　骨材及びコンクリートに関する条件

項目			数値
単位体積重量	骨材	空気中	1,404 t/m³（但し空隙率48%）
		海水中	0.871 t/m³
		モルタル中	0.286 t/m³
	モルタル		2,150 t/m³
モルタル練上り温度			10 ℃

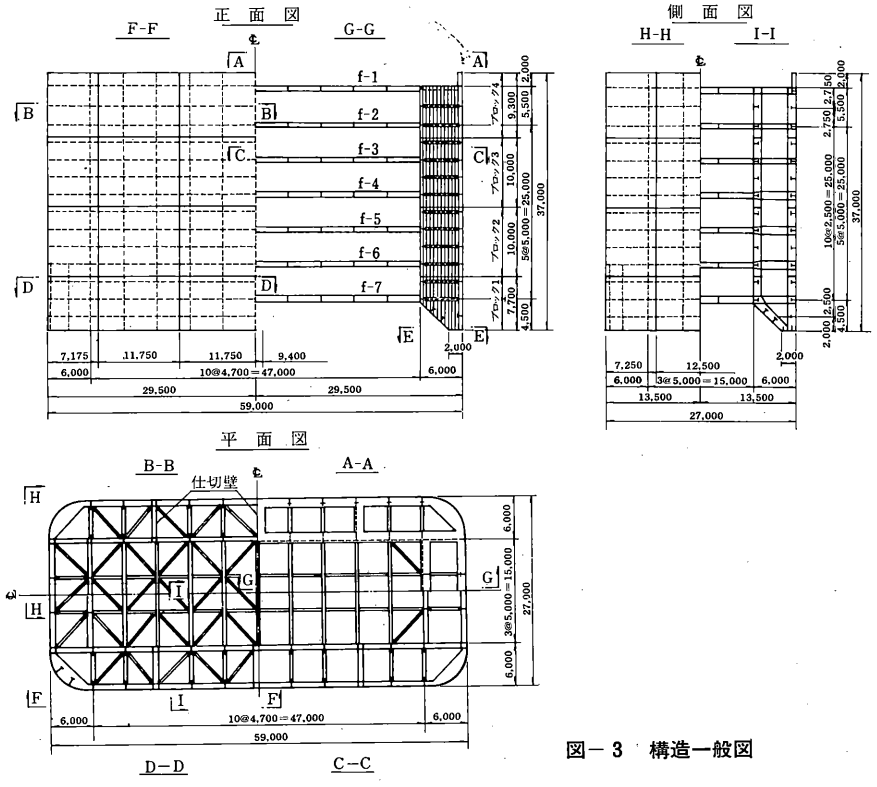
4)、5)に従って算定する。このとき考慮する荷重は、自重、上載荷重、浮力、モルタル圧、骨材圧、静水圧、潮流圧、波圧、風荷重であり、これらの組合わせは、文献1)による。1例として壁板の設計荷重を図－2に示す。



図－2　壁板の設計荷重

2.3　ケーソンの基本構造

5Pケーソンは海面下32mの位置に据付けることを考慮し、その基本寸法は、27m×59m×37m(高さ)である。



図－3　構造一般図

ケーソン本体は、外壁と内壁で構成される二重壁構造であり、二重壁内は、バルクヘッドにより10個の隔室に分けられている。この二重壁は、プレパクトコンクリートの打設を二分し、曳航、沈設時には浮力タンクとして働くものである。また、二重壁間隔は6mで、これは曳航吃水、浮体としての安定性、プレパクトコンクリート打設能力等を考慮して決定したものである。壁板には、板厚12mmのSM50材を用いており、約5m間隔に鉛直ガーダーが、さらに約50cm間隔で鉛直リブが配してある。これらは、2.5mピッチの水平スティフナーと、5mピッチの外核ストラットで連結されている。ケーソンの構造一般図を図－3に示す。

2.4　部材の設計[6]

(1)　部材寸法の決定方針

1)　スキンプレート

スキンプレートは鉛直リブ、水平スティフナーで区切られた4辺固定板として設計を行なうが、文献7)の補剛された圧縮板の板厚の規定を参考に、板厚12mmで構成することを基本とした。

2)　鉛直ガーダー

鉛直ガーダーは、壁板の補剛材及び面外荷重に対しては曲げ部材と考えて設計する。従って経済的断面は中立軸がウェブの中央にある場合であるから、フランジ断面積は壁板の有効幅を考えた面積に等しくすれば良い。又、この場合圧縮を受ける自由突出部の板厚の規定[7]を考慮し、フランジ幅400mm、最小板厚16mmを基本とした。鉛直ガーダーは、ウェブ高の変化による2次応力、内外核ストラットとの断面の整合等を考慮し、ウェブ高は一定とする。ウェブの板厚は軸方向圧縮力と曲げモーメントを受ける両縁支持板の板厚の規定[7]に従い、2、3のウェブ高を比較検討した結果、ウェブ高が1,140mmの場合の断面が壁板の合成応力とウェブの垂直応力とせん断応力の合成応力の両方で断面が決定するようになり、骨組材として合理性があるので、ウェブ高は、1,140mmとする。

3)　水平スティフナー

基本的には鉛直ガーダーと同じ考え方であるが、ウェブ高は鉛直スティフナーがない場合の最小板厚の規定[7]を採用し60t とする。従ってウェブ高は700mmを標準とし、壁板の合成応力とウェブの垂直応力とせん断応力の合成応力に応じて断面を構成する。

4)　鉛直リブ

鉛直リブは、面外荷重に対する曲げ部材、鉛直荷重に対する軸圧縮材として設計する。その断面は、補剛材の必要断面2次モーメントの規定により定

め、L 200×90× 9 ×14とする。

5) 内外核ストラット

鉛直ガーダーまたは水平スティフナーと一体となり、骨組材として設計する。この際骨組材として鉛直ガーダーとの整合性を考慮し、フランジの幅及びウェブ厚は、鉛直ガーダーに合わせる。フランジの板厚は圧縮を受ける自由突出部の板厚規定[7]により16mmを標準とする。ウェブ高は曲げ部材で鉛直スティフナーの不要となる最小板厚の規定[7]により以下のような値を目安とする。

ウェブ　t =19mm⟶1000mm～1300mm

t =16mm⟶ 900mm～1150mm

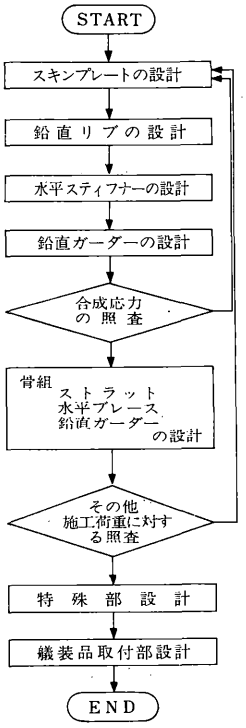
t =14mm⟶ 800mm～1000mm

(2) 計算法と解析ケース

ケーソン本体の主要部材の設計は、次の3つの計算法により各部材の最大断面力を算定し、必要断面を決定する。設計フローを図－4に、解析モデルを図－5に示す。

1) 壁板の設計

壁板は面外荷重を受ける4辺固定板（スキンプレート）及び、同様の荷重を受ける無限連続梁（鉛直リブ、水平スティフナー、鉛直ガーダー）にモデル化し、最大断面力（曲げモーメント、せん断力）を算定する。外壁と内壁に分けて、図－2に示す設計側圧を高さ方向に4段に分割し、それぞれを等分布荷重として計算した。



図－4　設計フロー

2) 鉛直骨組解析

ケーソンの全体骨組をケーソン短辺部の鉛直方向にスライスした2次元骨組解析であり、鉛直ガーダー（スキンプレート、鉛直リブをフランジとする）とストラットを骨組部材とする。

解析ケースは、施工段階に合わせ、次の6ケースで行なった。荷重を図－6に示す。

I　沈設時　（ポンプ注水による正常沈下）

II　骨材投入時

III　骨材投入時　（波浪時）

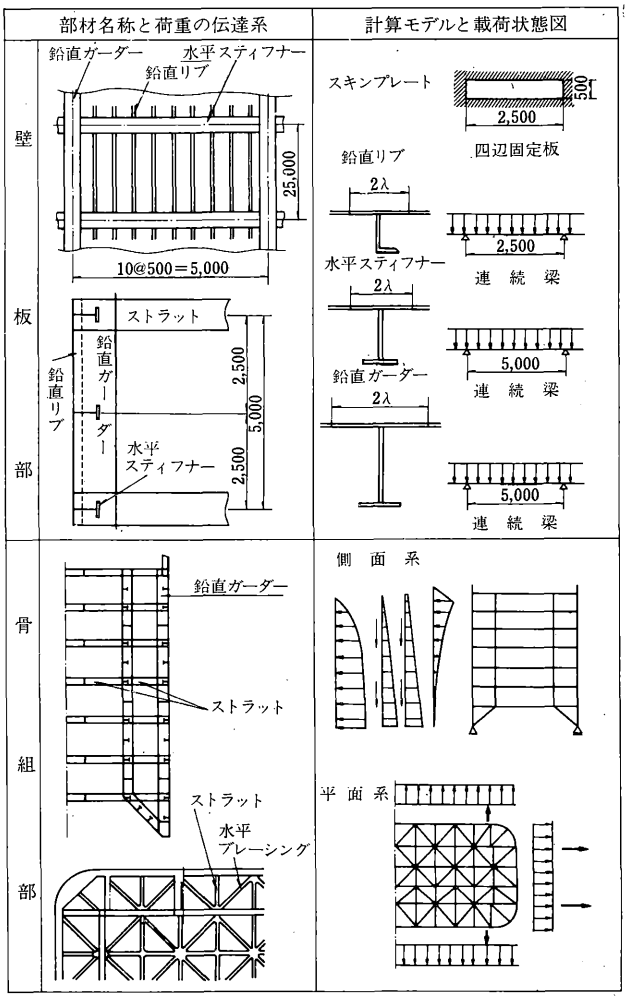
IV　内核モルタル注入時

V　内核モルタル注入時　（波浪時）

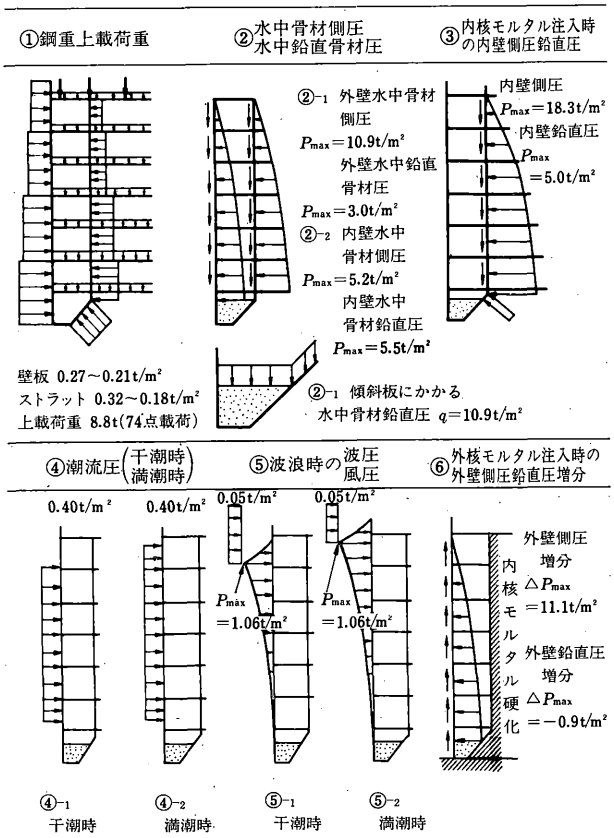
VI　外核モルタル注入時

3) 平面骨組解析

ケーソンの全体骨組を水平面でスライスした2次元骨組解析であり、水平スティフナー（スキンプレートをフランジとする）とストラット及び水平ブレースを骨組部材とする。解析ケースは次の3つである。荷重を図－7



図－5　解析モデル



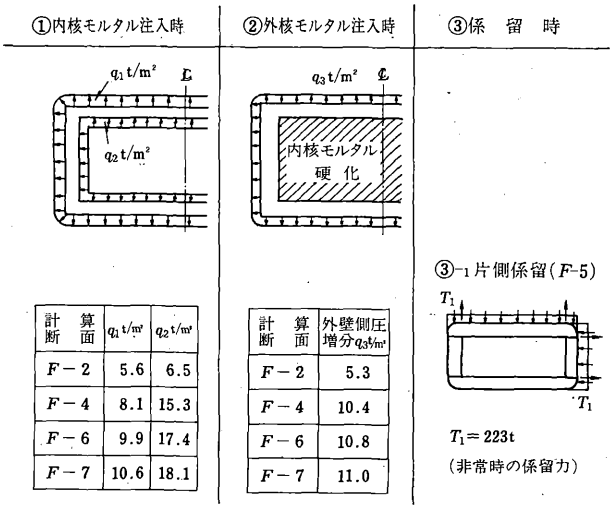
図－6　鉛直骨組解析載荷荷重

に示す。

I　内核モルタル注入時

II　内核硬化後外核モルタル注入時

III　係留時



計算断面	q_1 t/m²	q_2 t/m²
F－2	5.6	6.5
F－4	8.1	15.3
F－6	9.9	17.4
F－7	10.6	18.1

計算断面	外壁側圧増分 q_3 t/m²
F－2	5.3
F－4	10.4
F－6	10.8
F－7	11.0

図－7　平面骨組解析載荷荷重

(3) 断面力と応力度

最大断面力は、ほとんどの部材でモルタル注入時に発生している。また鉛直ガーダー、水平スティフナーは、支点上の直応力、曲げ応力、せん断応力の合成応力で断面が決定されているのに対し、ストラット（特に内核ストラット）は軸力と曲げ応力により決定されている。スキンプレートの2軸応力については小さな値である。代表的な部材の応力度を表－3に示す。

2.5　特殊部材の設計[6)]

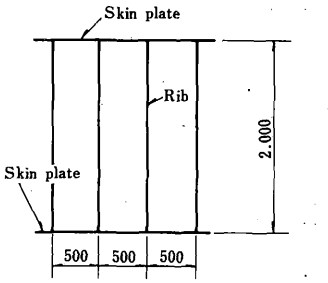
(1) ケーソン刃口部の設計

1)　底板の設計

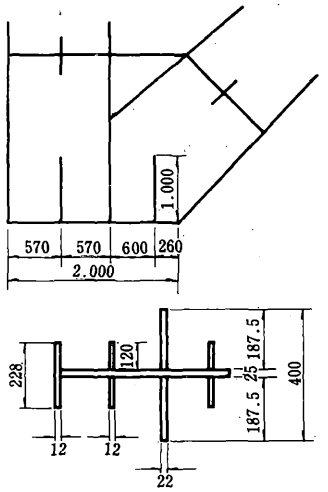
底板は、スキンプレートとリブとで4辺固定された板（図－8）と考える。荷重は、着地時衝撃荷重を短辺部の刃口で受けた場合と鉛直骨組解析の最大支点反力を用いた場合の2ケースを考えたが、後者の方が大きく、単位面積当たり9.8 kg/cm² である。4辺固定板の最大曲げモーメントは、M_{max} =2,041 kgcm/cmで、これより底板の板厚は23mm（SM50材）とした。

2)　鉛直ガーダー刃口部補強構造の設計

鉛直骨組解析の支点反力は約1,300t であり、これを鉛



図－8　底板の設計モデル



図－9　鉛直ガーダー刃口部補強構造

直ガーダーのフランジとウェブで受け持たせることにするために、図－9に示すような4枚の垂直補剛材をウェブに設けることとした。

(2) フェアリーダー取付部の設計

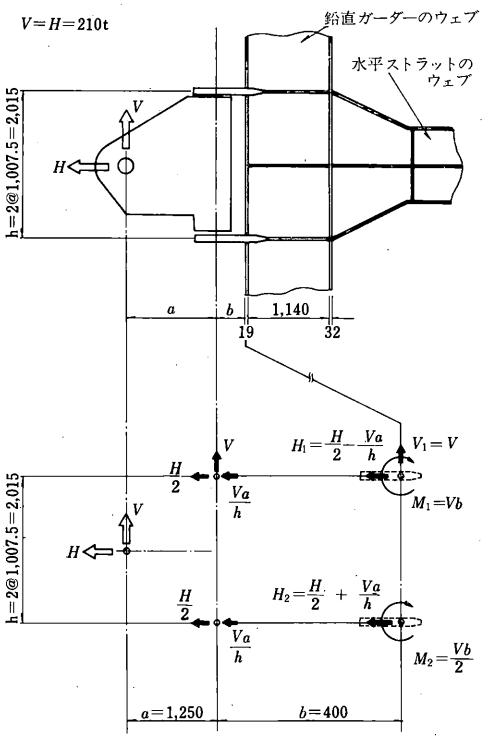
フェアリーダーには係留力210t が集中荷重として作用し、しかも引張力となる。このためフェアリーダーの受板はもちろん、ケーソン本体まで一体と考えて設計する必要がある。設計はフェアリーダーがスキンプレートに対して直角な場合と平行な場合の2つに分けて行なう。

1)　フェアリーダーがスキンプレートに対して直角な場合

この場合は、図－10に示すような荷重が作用することになる。フェアリーダーの受板には210 t の引張力が働くことになるため、板厚100mmの1枚板とし、スキンプレートを貫通して、鉛直ガーダーに直接接続する構造とす

表－3　部材応力度

ブロック	設計断面		パネル計算Skin P.2軸応力のチェック 部位	短辺部	長辺部	許容値	支点上での合成応力のチェック 決定ケース	σ_N	σ_{bs}	σ_{bf}	τ	$\sigma_N+\sigma_b<\sigma_a$	$(\sigma/\sigma)^2+(\tau/\tau_a)<1.2$	支間中央での応力のチェック σ_N	σ_{bs}	σ_{bf}	$\sigma_N+\sigma_b<\sigma_a$
第1ブロック $P=22.2^{t/m^2}$	H.Stiff.（短辺部）	1-Flg.400×22 1-Web700×20	A-1	0.31	0.27	<1.2	H.Stiff.（短辺部）	パネル	—	-1405	1491	991	—	0.78 (0.81)	—	703	-746	—
			A-2	0.52	0.48	<1.2		平面	397	-1307	1509	1024	1906 (0.74)	1.03 (0.93)	397	859	-946	1256 (0.49)
	H.Stiff.（長辺部）	1-Flg.400×19 1-Web700×18	B	0.50	0.41	<1.6	H.Stiff.（長辺部）	パネル	—	-1348	1491	1035	—	0.82 (0.83)	—	674	-746	—
			C	0.31	0.25	<1.6		平面	368	-1254	1495	1011	1863 (0.73)	0.99 (0.91)	368	571	-680	939 (0.37)
	V.Girder	1-Flg.400×22 1-Web1140×25	D	0.31	0.25	<1.6	V.Girder	パネル	—	-1440	1502	974	—	0.77 (0.80)	—	720	-751	—
			E	0.19	0.17	<1.2		鉛直	-434	-1690	1808	993	2124 (0.83)	1.13 (0.97)	-412	493	-528	-940 (0.37)
			F	0.04	0.03	<1.6	応力の単位：kg/cm²，（　）内は許容値に対する比率											



図－10　フェアリーダーに作用する荷重

る。この時のストラットの応力は、

$$\sigma_t=\frac{H}{A}=507\ \mathrm{kg/cm^2}$$

また、鉛直力Vは、鉛直ガーダー中立軸に対し偏心しているため、鉛直ガーダーに曲げモーメントが生じる。この値は、

$$M=210\mathrm{t}\times 2.2\mathrm{m}=462\ \mathrm{t\cdot m}$$

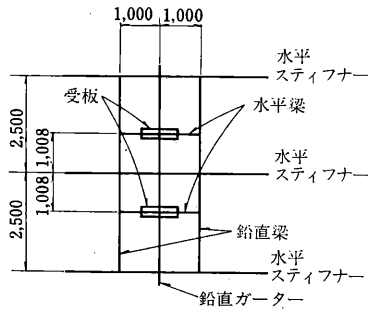
である。これに対しては、作用点を中心に上下2mの範囲に亘って、補強を行なった。補強部材寸法を表－4に示す。

表－4　補強部の断面寸法

部　材	標準部(mm)	補強部(mm)
スキンプレート	480×12	760×19
ウェブ	1140×20	1140×25
フランジ	400×22	400×32

2)　フェアリーダーがスキンプレートに対して平行な場合

この場合、鉛直力Vにより、ねじりモーメントが発生する。これに対し、図－11に示すような水平梁と鉛直梁から成る格子構造で抵抗すると考える。補強部材寸法は表－5のとおりである。なお、1)の場合についてフェアリーダー取付部近傍をＦＥＭにより解析した。[8] この結果、最大応力は、1,341kg/cm² であり、最大変位は2mmであった。



図－11
フェアリーダー補強構造

表－5　補強構造材の断面寸法（mm）

部　材	水平梁	鉛直梁
スキンプレート	564×19	760×19
ウェブ	700×18	600×18
フランジ	400×19	300×19

2.6　安定性の検討[9]

ケーソンは、仮泊地及び5Ｐ地点に安全、確実に沈設するために、係留、位置決め、沈設のための各種艤装品を備えている。これらは大部分が艤装用架台上に一体となって取り付けられ、ケーソンの上部に搭載される。艤装品の総重量は約1,300tあり、このためケーソンは浮体として不安定となる。従って、静的、動的安全性についてＡＢＳルール、船舶復元性規則等に基づき検討を行なった。曳航航路の水深の関係から、曳航吃水は11.5m以下が望ましいが、ＧＭは1m以上確保したい。これらの点を考慮し、バラストコンクリートを刃口部に3,654t打設することで、吃水11.5m、ＧＭ1.7mを確保した。なお模型実験[10]及び実物により試験[11]を行なって、ＧＭ及び動揺周期を求めた。計算値との比較を表－6に示す。

表－6　ＧＭと動揺周期

	吃　水	重　心（刃口から）	ＧＭ	横ゆれ周期	縦ゆれ周期
単　位	m	m	m	秒	秒
計算値	11.5	13.56	1.72	—	—
模型（実物換算）	11.5	13.55	1.72	29.7	11.4
実　物	11.46	13.69	1.62	30.7	—

3.　製　作

3.1　製作基準

5Ｐケーソンは、本四公団として初めての鋼製型枠であり、発注に際し、ケーソンの製作基準を鋼橋等製作基準の体系により、文献12)、13)を参考として作成した。[14]

3.2　ブロックの製作と大組立

(1)　ブロック分割の考え方

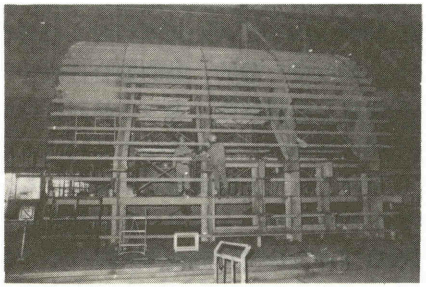
製作工場の設備、能力やブロックの組立精度の確保等から、ケーソンの高さ、幅、長さ方向とも10m前後のブロックに分割することを基本にして、幅方向に3分割、高さ方向、長さ方向にそれぞれ4分割し、内核ストラットを除いて合計56ブロックとする。ブロックの代表的寸法は、10m×10m×6mで、重量は40t～70tである。

(2)　製作と大組立

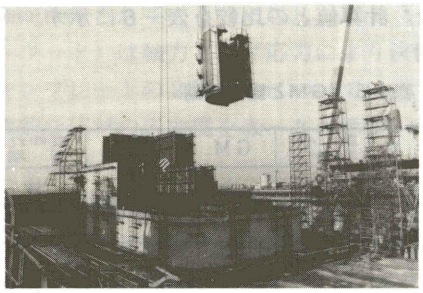
ブロックの製作は、まず鉛直ガーダー、水平スティフナー、外核ストラットの小組立を行ない、スキンプレートに鉛直リブを溶接したあと、パネルの製作を行なう。

その後パネルとストラットを溶接し、ブロックとする。

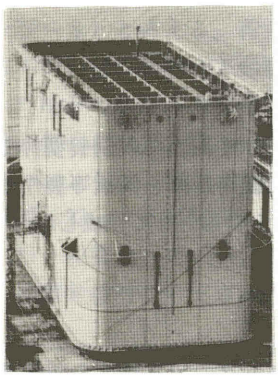
大組立は、建造ドックを使って行なわれたが、ケーソンの製作精度を確保するため、あらかじめドック内にコンクリート盤木をおき、矢盤木を使って盤木上面をすべて水平に整えた。さらに長手方向、幅方向とも渠底に基準線をマーキングしておき、ブロック搭載時にプロンを使って基準線との誤差を確認しながら位置決めを行なった。各ブロックには、含み伸しを設けたり、あるいは板継ぎ後5㎜もしくは10㎜の伸しを取り、更に組立精度の確保の困難なものには、ブロック組立後に仕上げを行ない渠中での溶接による収縮に対処し、ブロック間相互の精度維持に努めている。またケーソン全体の幅、長さ、高さの精度を確保するために、長さ方向2箇所、幅方向2箇所、高さ方向1箇所の調整ブロックを設けた。



写真－1
工場内での
ブロック製作



写真－2
ドック内での
ブロック大組立



写真－3
大組立を完了したケーソン

3.3 精度と検査

ブロックの組立精度は、前述の文献14）によるが、ケーソン全体の許容寸法誤差は1/1,000（長さ、幅、高さ、対角寸法）とする。

検査は、ブロック製作完了ごとと大組立完了時に実施し、ブロック検査には、寸法検査、溶接部検査、水密検査、外観検査等を行なった。特に溶接部の検査は、ケーソンが仮設物ということで許容応力の割増しを行なっており、またT継手が多いこともあり入念に行なった。スキンプレートのブロック継手部は原則として1溶接線に1箇所のX線検査を行ない、その他のX線が使えない部分は超音波探傷試験を行なった。X線検査箇所は、190箇所（31%）、超音波は、1,952箇所（24%）であった。

4. あとがき

ケーソンは、ドック内での製作完了後艤装岸壁に輸送され、安定を計るために、バラストコンクリートを打設したあと、別途製作した巻込力130t（係留力210t）の油圧ウィンチ8台からなるケーソン係留用設備、海上でのケーソン位置決め測量を自動的に行ない、ブラウン管に表示する作業管理装置、高揚程、大揚水量のポンプ20台からなる沈設設備、モルタル注入用設備、その他階段、歩廊等の雑艤装品を搭載したのち、6月22日、23日の両日に亘って製作工場より番ノ州沖の仮泊地まで、曳船6隻、警戒船3隻の船団により無事曳航された。この5Pケーソンは、今後10月初旬には5P基礎位置に再度曳航され、沈設される予定である。

本稿が活字になるころには、既に骨材も投入し終えて、モルタルプラント船「世紀」によるモルタル注入の準備を行なっているであろう。今後の工事が無事完遂され、南北備讃瀬戸大橋の海中工事のパイロットとしての役割を十分に果すことを祈るとともに、約10年間に亘ってケーソン工事に関する種々の検討に尽力された海洋鉄構協会の委員の方々、及び関係各位に謝意を表わすものである。

参考文献

1） 鋼設置ケーソン設計要領（案） 昭和54年2月、 本四公団
2） 南北備讃瀬戸大橋下部工施工計画書（5Pケーソン工）、昭和53年11月 本四公団坂出工事事務所
3） 佐野幸洋：900tシンカーの製作 本四技報Vol.4 No.12 1980.4
4） 下部構造設計基準・同解説 昭和52年3月 本四公団
5） 耐風設計基準・同解説 昭和51年3月 本四公団
6） 南北備讃瀬戸大橋5P鋼製ケーソン製作艤装詳細設計計算書 昭和55年7月 本四公団坂出工事事務所
7） 道路橋示方書・同解説 昭和48年2月 日本道路協会
8） 南北備讃瀬戸大橋5P鋼製ケーソン製作艤装詳細設計検討書 昭和55年7月 本四公団坂出工事事務所
9） 南北備讃瀬戸大橋5P鋼製ケーソン製作艤装曳航、係留、沈設の工程における制御方法の検討 昭和55年7月 本四公団坂出工事事務所
10） 南北備讃瀬戸大橋5P鋼製ケーソンの動揺周期及び曳航特性に関する水槽実験 昭和55年2月 日本鋼管㈱
11） 南北備讃瀬戸大橋5P鋼製ケーソン製作艤装総合試運転報告書 昭和55年7月 本四公団坂出工事事務所
12） 鋼殻ケーソン工作指針 1973年 海洋鉄構協会技術委員会工作分科会
13） 鋼殻ケーソン品質基準 1973年 海洋鉄構協会技術委員会工作分科会
14） 鋼製ケーソン製作基準（案） 昭和54年2月 本四公団坂出工事事務所

吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法（下津井瀬戸大橋1A）（その2）

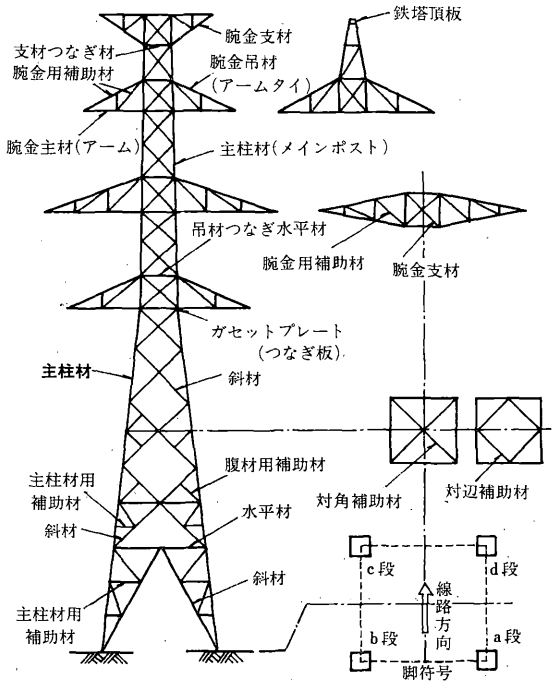
Calculation Method of Ultimate Resisting Pull Strength of Tunnel Type of Anchorege for Suspention Bridge

設　計　部　設計第三課長　金光　宏　Hiroshi Kanemitsu

鳴門工事事務所　第七工事長　大町武司　Takeshi Omachi

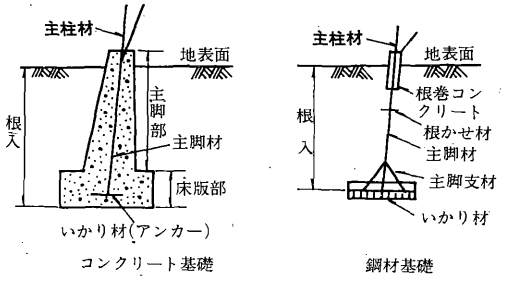
設　計　部　設計第三課　樋口康三　Kozo Higuchi

2.3　送電鉄塔基礎

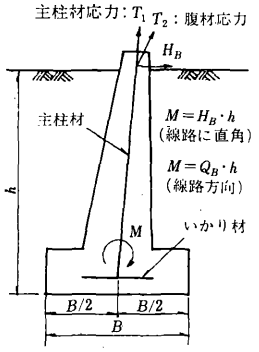


図－25(a)　鉄塔上部構造の名称

送電鉄塔は各主柱ごとに単独な基礎（図－25(a)）をもつのが原則で、このような独立基礎には一般にコンクリート基礎と鋼材基礎（図－25(b)）が用いられている。これらを**標準基礎**という。標準基礎以外の特殊な設計、施工による基礎は**特殊基礎**とよばれ、くい基礎、井筒基礎、岩盤基礎、つなぎばり基礎などがある。鉄塔基礎は、上部鉄塔から作用する押込み力C、引抜き力Tに耐えるものであるとともに、水平力Hにも耐える必要がある（図－26）。なお、引張力Tをうける主柱基礎（標準基礎）では、基



図－25(b)　標準基礎の各部名称

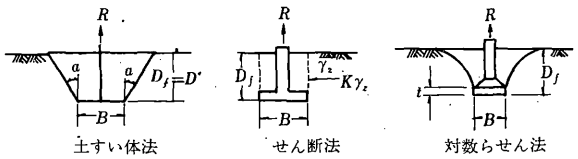


図－26
引張力Tをうける基礎

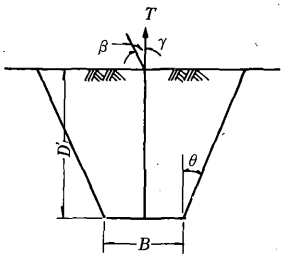
礎底面の水平方向摩擦力が期待できないので、基礎体側面の地盤の横圧耐力で全水平力Hに耐える必要がある。

2.3.1　標準基礎の極限引抜き耐力の算定法

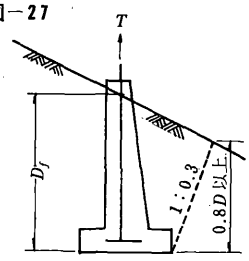
基礎が引張力T（上揚力）を受けた場合の極限引抜き耐力P_uの算定法については、いろいろな考え方が提案されている。すなわち、①基礎床板外側からある角度をなして立ち上がる単純な角錐の面をすべり面とし、それにより形成される截頭角錐体の土の重量による**土錐体重量法**・②基礎床板直上の土の柱状部分が抜け上がるとして、この柱状土塊の重量と、そのすべり面に作用するせん断力の和による**せん断法**・③基礎が引抜かれるときのすべり面上に作用する抵抗力による**対数ら線法**などがある（図－27）。



図－27



図－28　引張力Tをうける基礎



図－29　傾斜地で引張力Tをうける基礎

①の**土錐体重量法**は表－5を用いて地盤状態を類推した小規模鉄塔の基礎について次式（図－28、29）によって計算するものである。

表－5　地盤の分類と特性

地盤の種類	甲　種	乙　種	丙　種	丁　種
q' (t/m³)	60	40	20	10
γ' (t/m³)	1.6	1.5	1.4	1.3
θ	30°	20°	10°	0°

注）甲種：地下水位が十分低く、抵抗力大、山地、原野
乙種：多少湧水があるが、抵抗力大、柔かい畑地
丙種：地下水位高く、抵抗力小、水田
丁種：地下水位非常に高く、抵抗力なし
θ　：床板側面の抵抗力も含めた等価な土の重量を指定
γ'　：地下水位の浮力も考慮してある値

$$\frac{\gamma'(V_e-V_c')+W}{F}\geqq T$$

ここに、

γ'：表－5で与えられる土の等価単位体積重量(t/m³)

V_e：表－5の土の有効角度θで算定される基礎底面上の倒立截頭角錐（円錐）体の体積（m³）

$$\begin{cases}\text{角錐 } V_e=D'(B^2+2BD'\tan\theta+\dfrac{4}{3}D'^2\tan^2\theta)\\ \text{円錐 } V_e=\dfrac{\pi}{4}D'(B^2+2BD'\tan\theta+\dfrac{4}{3}D'^2\tan^2\theta)\end{cases}$$

θ　：表－5で与えられる基礎のうける引張力Tに抵抗する土の有効角度（°）

D'　：基礎の根入れ深さ（m）

B　：基礎底面の幅（直径）（m）

V_c'：地表面下の基礎体の体積（m³）

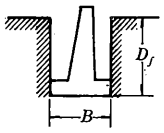
W　：基礎体の重量（t）

F　：安全率

T　：鉄塔上部より基礎に加わる引張力（t）

一般に小規模鉄塔の場合の極限引抜き耐力P_uの算定式は実際現象とは異なる便宜的な近似式であるので、この点によく留意するとともに、丙種・丁種に該当する地盤は一般的に軟弱であるため、地盤の推定が困難な場合が多いので、小規模鉄塔といえども極力地盤調査・試験を実施して、近似式によらない算定式を用いることが望ましい。

②の**せん断法**は図－30のように鉛直掘りで掘削して床板コンクリートを施工し、原地盤と埋めもどし土の諸特性が著しく異なる場合に用いるとよく、次式で示される（ただし原地盤内にあいがかりを設け、床板を拡幅してあるときは、対数ら線法が適用できる）。



図－30　鉛直掘基礎

$$\frac{k}{F}W+4cBD_f+2\gamma\frac{\tan\varphi}{1+\sin\varphi}BD_f^2\geqq T$$

ここに、

k　：引張力Tの傾斜角度β（図－28）に起因するモーメントによる引抜き耐力の低下率

F　：安全率

W：基礎体の重量（t）

T　：鉄塔上部から基礎に加わる引張力（t）

c　：基礎底面より上方の埋めもどし土の粘着強度の1/1.5 (t/m³)

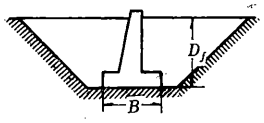
φ　：基礎底面より上方の埋めもどし土の内部摩擦角（°）

γ　：基礎底面より上方の埋めもどし土の単位体積重量（t/m³）

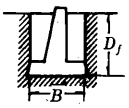
B：床板上面の幅（m）

D_f：基礎の根入れ深さ（m）

③の**対数ら線法**は、室内試験・現場試験によって半理論的考察のもとに導かれた算定法で、実験の結果とよく合うので、図－31のように底部を拡幅して掘削した地盤が一様な基礎、あるいは図－32のように底部の床板側面をあいがかりとして地盤中に切り込んで設けた基礎など、すべり面が基礎床板直上よりも外方に広がって現われる場合には、この対数ら線法を用いる。



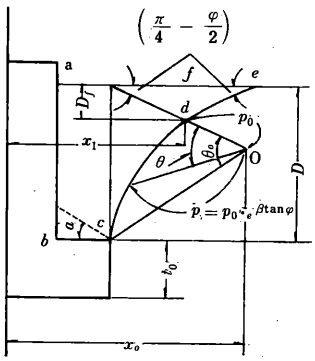
図－31　拡幅掘削



図－32　底部拡幅掘削

床板側面の傾斜角α（図－32）は、実験によれば15°のものが最も有効とされている。現在わが国で採用されている算定式は、Balla の方法を一層進展させた次のものである。

引張力Tによる地盤の降伏が図－33に示すような直線と対数ら線（θ_0＝40～60°）との合成によるせん断破壊のすべり面を生じ、基礎体重量 W、基礎床板上に作用する土の重量(abcde)およびすべり面(cde)に作用するせん断抵抗合力の鉛直成分の和が引張力Tに抵抗するものとする。



図－33　すべり面の構成

$$\frac{k}{F}\left[W+\gamma(k_1-V_{c1})+Ck_2\right]\geqq T$$

ここに、

$$k_1=\pi x_1^3\left\{(a-1)(a^2F_1+aF_2+abF_3+bF_4+F_5)+b\right\}$$

$$k_2=\pi x_1^2\left[(a-1)(aF_6+F_7)+b\left\{b\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)+2\right\}\right]$$

粘性土ではk_2は第2項を省略する。

で、γ：床板上面より上部にある埋めもどし地盤の単位

体積重量、地下水面下にある部分については水中単位体積重量（t）

C：床板上面より上方にある埋めもどし地盤の粘着力の1/1.5

φ：床板上面より上方にある埋めもどし地盤の内部摩擦角（°）

V_{c1}:床板縁端上面より上部にある基礎体の土中体積（m^3）

x_0、x_1、D_1：図－33に示される距離（m）

a、b：すべり面係数　$a=\dfrac{x_0}{x_1}$、　$b=\dfrac{D_1}{x_1}$

F_1～F_7：抵抗係数、内部摩擦角φの関数（表－6）

k：**モーメントによる引抜き耐力低下係数**

表－6　F_1～F_7の数値

θ_0	φ \ F	F_1	F_2	F_3	F_4	F_5	F_6	F_7
60°	0°	0.183	-1.366	0.134	-0.866	2.549	-0.862	3.594
	5°	0.176	-1.342	0.100	-0.738	2.529	-0.938	3.664
	10°	0.174	-1.355	0.063	-0.611	2.557	-1.038	3.790
	15°	0.177	-1.407	0.020	-0.430	2.636	-1.172	3.984
	20°	0.188	-1.511	-0.032	-0.341	2.779	-1.353	4.264
	25°	0.208	-1.683	-0.098	-0.184	3.004	-1.603	4.662
	30°	0.245	-1.959	-0.185	0	3.349	-1.958	5.226
	35°	0.312	-2.406	-0.304	0.225	3.876	-2.479	6.043
55°	40°	0.467	-2.904	-0.326	0.243	4.138	-2.612	6.043
	45°	0.703	-4.012	-0.523	0.569	5.242	-3.578	7.444

上式において、対数ら線の中心角θ_0はよくしまった砂質土（$\varphi \geqq 40°$）では55°、しまりの中程度以下の砂質土($\varphi < 40°$）または粘性土では40°をとる。また埋めもどし地盤の粘着力Cに係数1/1.5を乗じないで計算した値は極限引抜き耐力を与え、$C=0$または1/1.5を乗じて計算した値は降伏引抜き耐力を与えるものと考えられる。

kの値は、床板側面の摩擦抵抗を無視して設計する場合は$k=0.9$程度と考えられる。模型実験によれば**引張力Tの角度β**（図－28）が10°、20°、30°に対して支持力低下率は5～10%、15～20%、30～40%の結果がそれぞれ得られている。

上式は基礎が円盤または円筒形として導かれたものであるから、正方形床板の場合は、面積の等しい円形床板におきかえて、x_1、x_0、D_1を求める必要がある。試験の結果はこの換算による正方形基礎は計算値より10%前後大きい支持力を示している。

引抜き耐力には床板の側面摩擦力が抵抗力として寄与する。この摩擦抵抗力R_fは次式で与られる。

$$R_f=\phi' t_0 (C''+\sigma_H \tan\varphi'')$$

ここに、

ϕ'　：床板縁の周長

t_0　：床板縁の厚さ

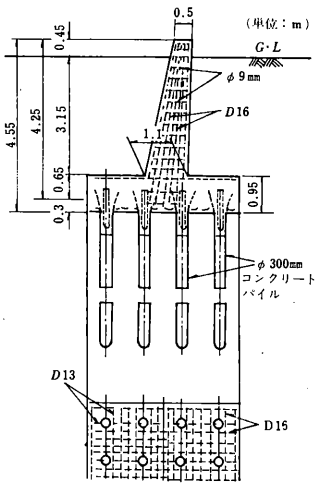
C''　：土と床板側面との付着力の1/1.5倍、床板側面が粗いときは$C''=C$とする。

σ_H　：床板側面に働く水平土圧$=0.5\gamma(D+\dfrac{t_0}{2})$

φ''　：コンクリートと土の摩擦角、一般に$\varphi''=\varphi$

床板側面の摩擦抵抗力は、床板が良質な地盤に密着するように施工された場合、量的にかなり有効なものである。普通の場合は安全側から考えてこの抵抗力は無視されることが多い。

2.3.2　特殊基礎（くい基礎）の極限引抜き耐力の算定法（図－34）



図－34
コンクリート
くい基礎

近年はやむなく軟弱地盤地帯に送電線を設けざるを得ないことが多くなり、また大容量化に伴う鉄塔の大形化によって基礎に加わる荷重も著しく増大する方向にあり、在来の標準基礎では押込み力Cまたは引抜き力Tに耐え得ない事例が多く、**くい基礎**その他の特殊基礎が広範囲に用いられるようになっている。

$$R_{PT}=\frac{1}{1.5}\left\{\frac{\overline{N}_s}{5}\ A_s+\frac{\overline{N}_c}{2}\ A_c\right\}$$

ここに、

R_{PT}：くいの降伏引抜き耐力（t）

安全側をとり、くいの自重は無視した。

標準基礎体の下にくいを設けて引抜き耐力の不足を補うときには、基礎体の許容引抜き耐力（安全率2をとり、極限支持力の1/3とする）R_{Ta}と、くいの許容引抜き耐力R_{PTa}（$=1/2\ R_{PT}$）と、基礎全体の許容引抜き耐力R_{Ta}'との間には次の関係が成りたつ。これによりくいの所要本数を求める。

$$R_{Ta}'=R_{Ta}+nR_{PTa}$$

正方形逆T字床板とくいとを組み合わせた場合の計算式は、前述の標準基礎の引抜耐力の算定式（対数ら線法の引抜き耐力と床板側面摩擦抵抗力とを加えたもの、床板上面の土被りは約2m以上あること）を用い、次のごとくなる。

$$R_{Ta}'=\frac{R_T}{2}=\frac{1}{2}\left\{G+\gamma_s\cdot(K_1-V_{c1})\cdot\frac{c}{1.5}K_2\right.$$

（対数ら線法による分）

$$\left.+\ 4Bt\left\{\frac{c}{1.5}+0.5\cdot\gamma_s\cdot\left(D+\frac{t}{2}\right)\cdot\tan\phi\right\}+nR_{PT}\right\}$$

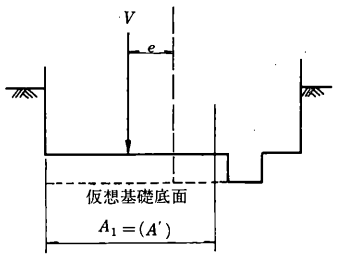
（側面摩擦抵抗分）

2.4　底面に突起をもつ直接基礎

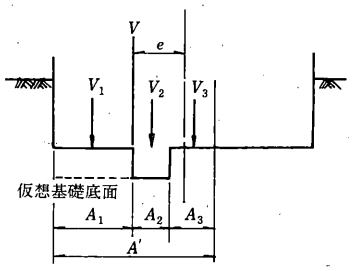
任意方向の引張力Tをうける直接基礎の基礎底面における極限すべり耐力P_u、（通常水平方向）が不足する場合、しばしば基礎底面に突起を設け、P_uの増加を図ることがある。

アースアンカー、ロックアンカー、送電鉄塔基礎（鉄塔基礎の天端に作用する断面力T、C、Hの大小関係は通常、$T, C \gg H$）等の場合は、これ等に作用するτ（またはf）の合力で示される引抜き耐力P_uと引張力Tの作用線とは、巨視的には一致するとみなしてさしつかえないと思われる。しかし、これらの場合でも引張力Tの作用線に対する地盤のすべり面の非軸対称性（図－29）、地質・地盤の不均一性等がかなりきつい場合には、TとP_uの作用線の偏心傾斜が無視できなくなってくる（図－28参照）。

底面に突起をもつ直接基礎の場合は、TとP_uの作用線の偏心傾斜がさらに極端になった場合と解釈することができる。また直接基礎の場合は、いま基礎底面の傾斜が水平の場合についてのべると、Tによる水平力成分のほか、地動加速度による慣性力の水平成分Hも働くためTの水平成分＋HとP_uの作用線の偏心による大きな偶力が基礎に作用し、基礎のすべり耐力P_u（水平方向）に及ぼす影響が無視できなくなる。それらの影響も評価したP_uの算定式は、本題に関しての種々の考察を加えるに際して参考になるので、以下(図－35、36)に示すことにする。



図－35
突起が有効載荷面外にある場合



図－36
突起が有効載荷面内にある場合

2.4.1　底面に突起をもつ直接基礎の極限すべり耐力の算定法（土木）

1)

$$P_u(H_u)=(cA_1+V_1\tan\phi)+(V_2+V_3)\tan\phi_B$$

ここに、

$P_u(H_u)$：基礎の極限すべり耐力（t）

A'：有効載荷面積（m^2）ただし、荷重の偏心は実際の基礎底面で算出する。

A_1：有効載荷面積中の突起前面（仮想基礎底面）の面積（m^2）

A_2：有効載荷面積中の突起後方の底面積（m^2）

A_3：有効載荷面積中の突起後方の面積（m^2）

V_1：A_1に作用する鉛直荷重(t）ただし、$V_1=\frac{A_1}{A'}\cdot V$で求める。

V_2：A_2に作用する鉛直荷重(t）ただし、$V_2=\frac{A_2}{A'}\cdot V$で求める。

V_3：A_3に作用する鉛直荷重(t）ただし、$V_3=\frac{A_3}{A'}\cdot V$で求める。

V：基礎に作用する鉛直荷重(t）ただし、浮力を差し引いた値とする。

ϕ_B：基礎底面と地盤との間の摩擦角（°）

ϕ：地盤のせん断抵抗角（仮想基礎底面の摩擦角）（°）

C：地盤の粘着力（t/m^2）

2)　突起の必要高さ

突起はせん断力を原地盤に伝えるようにしなければならない。一般に突起の高さは次の範囲にあるのが望ましい。すなわち、

$$0.1 \leqq \frac{b}{B} \leqq 0.15$$

ここに、

b：支持地盤に貫入する突起の高さ（m）

すべり耐力は、基礎底面と地盤との間の粘着力Cおよび摩擦角φに支配されるから、これらの値は地盤条件、施工条件などを十分に調査して決めるのが望ましい。一般には基礎底面と地盤との間の粘着力および摩擦角（摩擦係数として表－7の値を採用してよい。

表－7　摩擦角と粘着力

条　　件	摩擦角ϕ_B（摩擦係数$\tan\phi_B$）	粘着力c_B
土とコンクリート	$\phi_B=\frac{2}{3}\phi$	$c_B=0$
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	$\tan\phi_B=0.6$, $\phi_B=\phi$ の小さい方	$c_B=0$
岩とコンクリート	$\tan\phi_B=0.6$	$c_B=0$
土と土または岩と岩	$\phi_B=\phi$	$c_B=c$

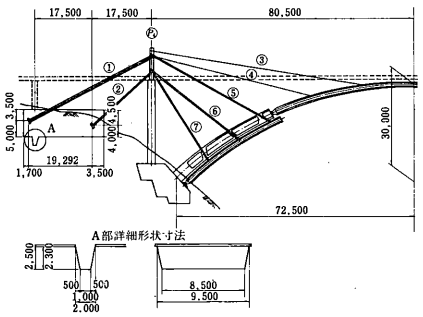
土のせん断抵抗角φは、ゆるい砂を除いて、地震時でも常時と同じであると考えてよい。

2.4.2　適用事例

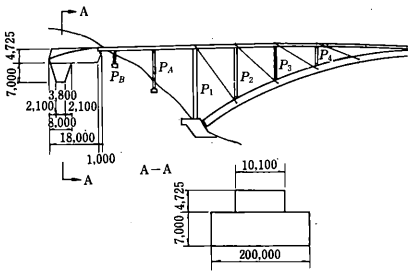
適用事例を図－37、38に示す。これらの突起を有する橋台はいずれもアーチ架設時に斜吊索に作用する引張力に対処するためのものである。図－37に示す帝釈橋（H＝916t）の場合は2.4.1 に述べたと同様の検討を行なっている。図－38の外津橋の場合（H＝4400t）は岩盤内における単純せん断のほか法面の安定を含めたすべり抵抗についても検討を加えている。

2.5　くい基礎

2.5.1　くいの許容引抜き耐力の算定法（土木）



図－37　帝釈橋（RC 固定アーチ、径間割：17.5@161＋17.5@3m、幅員8.5m×2、1等橋）



図－38　外津橋（RC 2ヒンジアーチ、径間割：34-170-34m、幅員9.5m、1等橋）

表－8　周面摩擦力度(t/m²)

施工法 / 地盤の種類	打込みぐい工法	場所打ちぐい工法	中堀りぐい工法
砂質土	$0.2N$ (≤ 10)	$0.5N$ (≤ 20)	$0.2N$ (≤ 5)
粘性土	C または N (≤ 15)	C または N (≤ 15)	$0.5C$ または $0.5N$ (≤ 10)

注）$N \leq 2$ の軟弱層では信頼性が乏しいので周面摩擦抵抗を考慮してはならない。

くい基礎において、くい1本当りの軸方向許容引抜き力は次式で求められる。

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W$$

ここに、

P_a：くい頭で許容される軸方向引抜力

n　：安全率（常時6、地震時3）

P_u：地盤から決まるくいの極限引抜き耐力

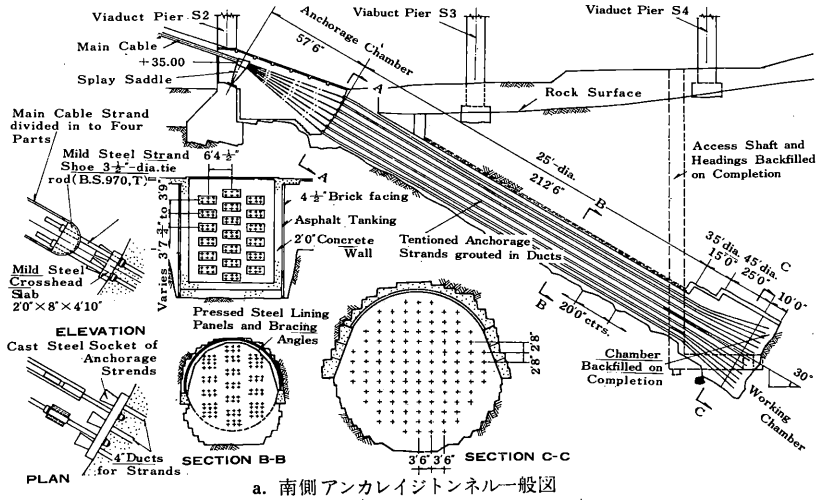
W：くいの有効重量

この値はくい自体の許容軸方向引張力を越えないものとするのは当然である。上式において地盤から決まるくいの極限引抜力P_uは、地盤調査結果に基づいて推定した各層のくい最大周面摩

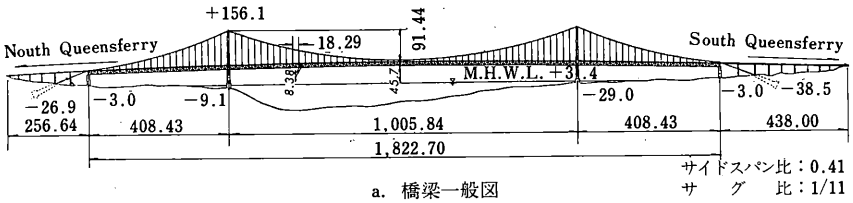
表－9　トンネル式アンカレイジの既往施工例

橋名		フォースロード		ジョージワシントン	サンフランシスコオークランドベイ	タンカルヴィル
国名・竣工		イギリス　1964		アメリカ　1931	アメリカ　1936	フランス　1959
支間構成[×1](m)		409-1006-409		186-1067-198	354-705-354	176-608-176
ケーブル張力(1ケーブル)		13800		29600	19950	8750
ケーブル張力 素線並びにストランド数)		AS, 314 × 37 str.		AS, 428×61 str.	AS, 472×37 str.	PWS, 168×60 str.
アンカートンネル諸数値	折角	（南）30°	（北）30°	37°18′	37°	25°34′
	中心間隔(m)	23.77	23.77	32.3	20.12	16
	形状寸法(m)	円形：頂部φ 7.6 中間部φ 10.7 底部φ 13.7 長さ：80	矩形：頂部 7.6× 7.6 底部12.8×12.2 長さ：56.1	矩形：頂部 7.9×11.3 底部13.4×16.8 長さ：45.7	馬蹄形：頂部4.3× 8.5 中間部7.0× 8.5 底部7.8×12.8 長さ：51.8	背面で左右のアンカーを横桁で連結している 長さ＝58
	重量(t)	12,871	13,550	14,343	7,380	5,300
ケーブル定着構造		ロッド＋PC	ロッド＋PC	アイバー	アイバー	

[×1] 2支間はm単位に切り上げた。

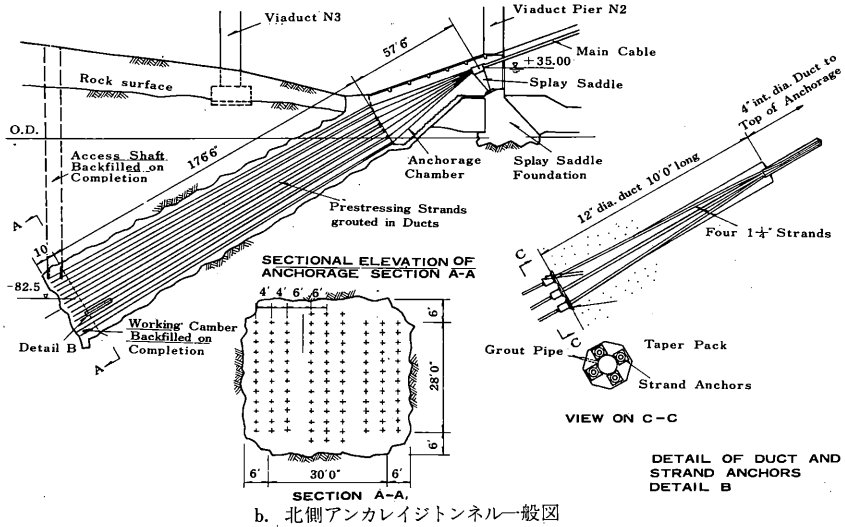


a. 南側アンカレイジトンネル一般図



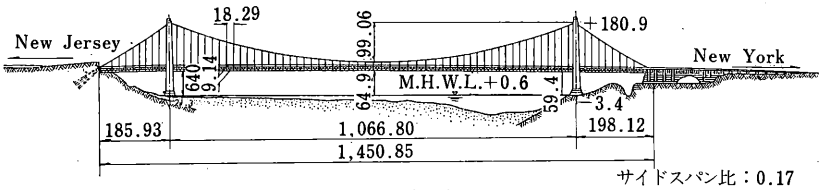
サイドスパン比：0.41
サ　グ　比：1/11

a. 橋梁一般図



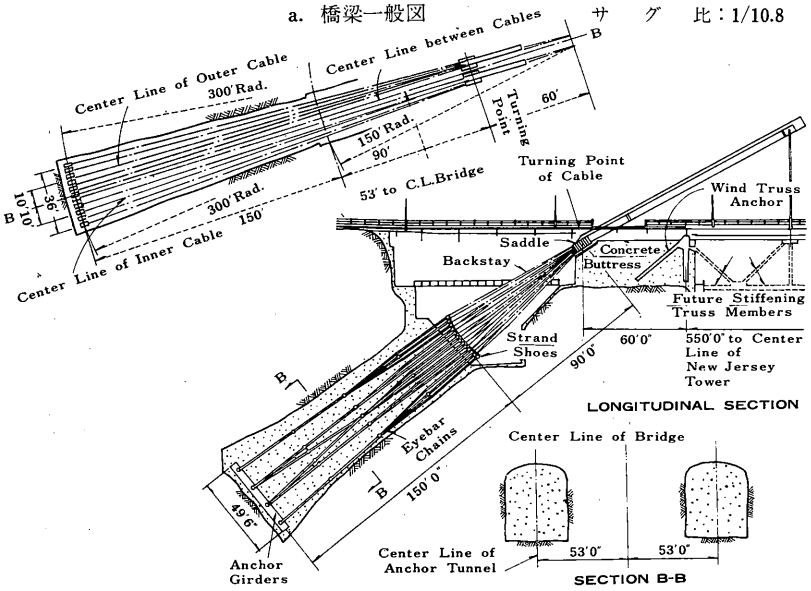
b. 北側アンカレイジトンネル一般図

図－39　フォース道路橋



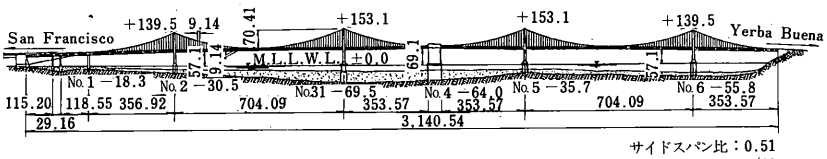
サイドスパン比：0.17
サ　グ　比：1/10.8

a. 橋梁一般図



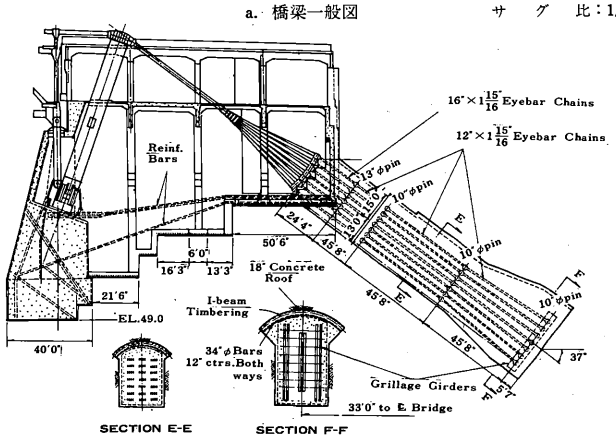
b. アンカレイジトンネル一般図

図－40　ジョージワシントン橋



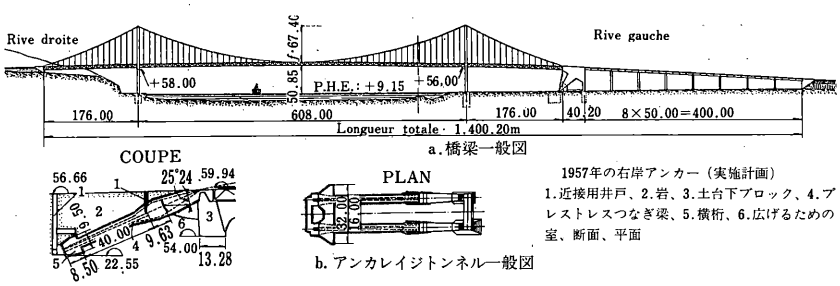
サイドスパン比：0.51
サ　グ　比：1/10

a. 橋梁一般図



b. アンカレイジトンネル一般図

図－41　オークランドベイブリッジ



a. 橋梁一般図

1957年の右岸アンカー（実施計画）
1. 近接用井戸、2. 岩、3. 土台下ブロック、4. プレストレスつなぎ梁、5. 横桁、6. 広げるための室、断面、平面

b. アンカレイジトンネル一般図

図－42　タンカヴィル橋

擦力の和として計算するか、引抜試験によって求められる。すなわち前者による場合は、

$$P_u = U\Sigma lifi$$

ここに、

U：くいの周長

li：周面摩擦力を考慮する層の層厚

fi：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力（表－8参照）

で求められる。

3. トンネル式吊橋アンカレイジの既往施工例

現在までに施工された吊橋のトンネル式アンカレイジは小規模なものを除いて、わが国にはなく、海外に数橋存在する程度である。それらの中から代表的なものを表－9に一覧表として示し、

またその橋梁全体一般図およびアンカレイジ軀体部の構造一般図を図－29～42に示す。

4. あとがき

今回も前号に引続き、紙面枚数の関係でトンネル式吊橋アンカレイジの既往施工例に関しては、それら一般図の一部を掲載するにとどまったが、次号においてこれらの例について地質条件、安定計算法について考察を加え、鉄塔基礎―岩盤系の引抜き耐力試験の事例を掲げ、さらに下津井瀬戸大橋1Aの極限引抜き耐力の算定法に係る年次別変遷を記し、「トンネル式吊橋アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法」を完結する予定である。

因島大橋塔の製作

Fabrication of Tower of Innoshima Bridge

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

因島大橋塔の製作は「因島大橋塔その他工事」として架設を含め、昭和52年3月17日に契約を締結し、昭和55年3月5日に竣工した。今回は塔の製作について、その製作概要を報告する。

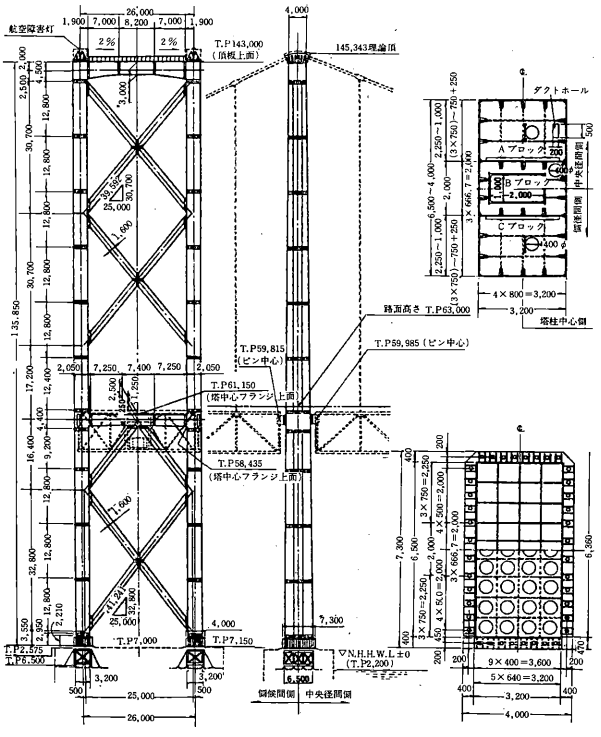
2. 構造概要

塔は、図－1に示すように基部を固定したフレキシブル形式のもので、高さが135.85m、1基あたりの鋼重は2,835tである。骨組形状は、頂部と道路面直下の中間部に水平材を入れたトラス構造になっている。塔柱は、基部で橋軸方向6.5m、橋軸直角方向3.2m、頂部でそれぞれ4mおよび3.2mの長方形断面で構成されており、橋軸方向の寸法は高さ方向に一様なテーパーを付けて基部から頂部に向って小さくなっている。

塔柱は、高さ方向に13段に分割して工場製作を行なった。また、この各段のうち、塔の力を基礎に伝達する基部の第1段と水平材との格点になり、ラーメン隅角部にあたる第6段と頂部の第13段は、構造の複雑さを考え、一体構造としたが、その他の各段の一般部は橋軸方向にさらに中央部の□形ブロック(B)と両側の[形ブロック（A、C）の3ブロックに分割した。最大部材長は12.8m、最大部材重量は55tである。塔柱の中心間隔は26mであり、頂部と中間部の水平材は3ブロックに分割し、頂部水平材の中央ブロックは逆八の字、中間水平材の中央ブロックは八の字の形状にして架設に際しての落込みが容易になるようにしている。

斜材は、中間水平材の下に6ブロック、中間水平材の上に8ブロックからなり、斜材の格点に現場継手を設けている。

なお、塔の高さは前述のように135.85mであるが、吊橋完成時のケーブル反力による弾性ちぢみとして76mm考慮に入れ、部材製作長は135.926mとしている。

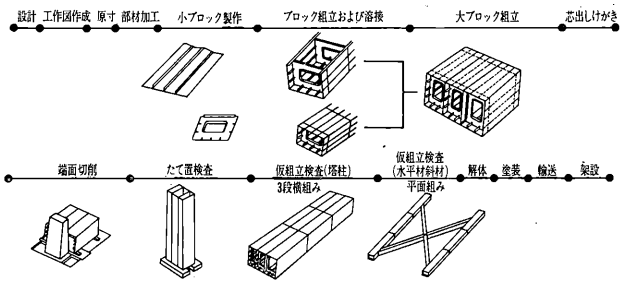


図－1　塔一般図

3. 製作手順と工程

塔の製作手順は図－2に示すとおり。

製作工程は、表－1に示すように向島側塔、因島側塔ともにほぼ同時期に製作を始めたが、現場架設は、因島側を先行し、続いて架設器材を向島側に転用するシリーズ架設を行う事としたため、因島側の製作は工程がきびしく、製作工程でネックになる塔柱ブロック端部の機械切削を1日3交替制で行った。向島側の製作工程については問題はなかった。



図－2　塔の工場製作要領図

表－1　製作実施工程表

	昭和52年												昭和53年												昭和54年								
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	1	2	3	4	5	6	7	8	9
詳細設計																																	
塔柱の組立																																	
大ブロック立置検査																																	
斜材　水平材																																	
塔柱3段横仮組立																																	
斜材、中間水平材仮組立																																	
上部水平材仮組立																																	
塗装																																	

上段2P、下段3P

4. 製作基準

塔の精度は、各ブロックを135.85mの高さに順次積上げていった時のたおれ13.6mm（たおれ角度20°）、高さ±13.6mm、単体の各段のたおれ1.3mm、高さ±1mm、断面寸法±2mm、断面対角線長±3mmと非常に高いものを要求しているので、製作にあたっては精度の向上を特に重視して製作基準を作成した。その主要点は次のとおり。

1) 部材および仮組立時の許容誤差

部材の誤差許容値および仮組立時の誤差許容値はそれぞれ表－2および表－3に示すとおりである。

2) 機械切削

製作にあたって、所定の精度を確保するために表－4に示す部分の機械切削加工を行った。

表－2 製品許容誤差

項目	許容値
塔柱水平添接部の隙間	0.20mm以下、但し全長の½以上メタルタッチ
塔柱の断面寸法誤差 辺	± 2 mm以下
〃 対角線	± 3 mm以下
塔柱の各段の長さ誤差	± 1 mm以下
塔柱の水平添接面と鉛直面の直角度	± 20 mm以下
塔柱のねじれ（大ブロック）	± 3 mm以下
塔柱のやせ馬（1mあたり）	3 mm以下
水平材および斜材の断面寸法誤差 辺	± 2 mm以下
〃 対角線	± 3 mm以下
水平材の1ブロックの長さ誤差	± 2 mm以下
斜材の1ブロックの長さ誤差	± 3 mm以下
水平材および斜材のやせ馬（1mあたり）	3 mm以下
塔アンカーフレームの骨組寸法誤差	± 5 mm以下
塔アンカーフレーム底板及び頂板のボルト穴の位置の誤差	2 mm以下
塔柱断面の切削アラサ	1±5を標準
頂板の上面の切削アラサ	1±5を標準
底板の両面の切削アラサ	1±5を標準

5. 製作基本方針

塔製作に当り、設計、製作、架設に対する問題点を検討し、次のような製作基本方針で実施した。

1) 製作に先だって鋼材ロールメーカーと材料および溶接性能に対して十分な打合せを行う。

2) 鋼材は、原板ショットブラストを行い、さらに仮組立完了後に塔外面および内面継手部は製品ブラストを行う。

3) 組立は外板とリブを先に溶接するサブアセンブリー工法を採用し、ブロック組立溶接後のひずみ、ねじれの発生を少なくする。

4) ダイアフラムの四周はブロック精度の維持および塔柱ねじれ防止のため機械切削加工する。

5) 塔柱第1段、13段の格子補強部は各セルとも組立後に機械切削加

表－3 仮組立精度

	項目	誤差値
塔柱仮組立	仮組長	±3（塔柱3段横仮組立の場合）
	通り芯	1mにつき 0.1 以内
	水平度	〃
	鉛直度	20″ 以内
	現場継手部のすき間	メタルタッチ≦0.2 但の密着度50%以上を確保
斜材・中間水平材仮組立	通り芯	≦ 3
	B1 ・ B2	≦ ± 2
	B1 － B2	≦ ± 2
	D1 ・ D2	≦ ± 4
	D1 － D2	≦ 2
	そり量	± 2
	H1 － H2	≦ ± 3
	H1 － H2	≦ 2
	現場継手部すきま	≦ 2
上部水平材	鉛直度	20″以内
	B1 ・ B2	≦ ± 2
	B1 － B2	≦ ± 2
	H1 － H2	≦ ± 1
	通り芯	≦ 3
	そり量	−5～+10
塔柱・斜材・水平材	目違い量	≦ 2 ただし許容値を越える場合は次による。 (1) 3mm未満のくい違いは量分をテーパをつけて落す。 (2) 3mm以上についてはフィラーを入れる。

表－4 製作時における切削加工面

塔ブロック名称	部材名	切削時期	切削加工面	切削機械 3P	切削機械 2P
塔柱1段	中ウェブ	部材時	外板、接触面 （2面）	ロータリーエッジプレーナー	オープンプレーナー
	ダイアフラム	〃	外板、中ウェブ接触面（4面）	〃	〃
	縦リブおよび横リブ	〃	外板、ダイアフラム接触面（3面）	〃	〃
	アンカーボルト受けリブ	〃	ウイングプレート接触部（1面）	〃	〃
	ウイングプレート	ブロック組立後	アンカーボルト孔	大型平削フライス盤	床上型横中ぐり型
	大ブロック	〃	ブロック端面 （2面）	〃	〃
塔柱2～5段 7～12段	ダイアフラム	部材時	外板接触面 （4面）	ロータリーエッジプレーナー	オープンプレーナー
	大ブロック	ブロック組立後	ブロック端面 （2面）	床上型横中ぐり盤	床上型横中ぐり型
塔柱 6段	中間水平材継手部	ブロック組立後	端面 （1面）	フェースミーリング	
	ダイアフラム	部材時	外板、中ウェブ接触面（4面）	ロータリーエッジプレーナー	オープンプレーナー
	中ウェブ	〃	外板接触面 （2面）	〃	フェーシングマシーン
	大ブロック	ブロック組立後	ブロック端面 （2面）	大型平削フライス盤	床上横中ぐり盤
塔柱 13段	中ウェブ	部材時	外板接触面 （2面）	ロータリーエッジプレーナー	オープンプレーナー
	ダイアフラム	〃	〃 （4面）	〃	〃
	補強材	ブロック組立後	外板、中ウェブ擦触面（4面）	フェースミーリング	フェーシングマシーン
	上部水平材継手部	〃	ブロック端面 （1面）	〃	〃
	大ブロック（頂板取合部）	〃	〃 （1面）	〃	〃
	〃（下面と頂板上面）	〃	〃 （2面）	床上型横中ぐり盤及び大盤平削フライス盤	床上型横中ぐり盤
中間水平材	ダイアフラム A	部材時	外板接触面 （4面）	フェースミーリング	オープンプレーナー
	ダイアフラム B	ブロック組立後	〃 （4面）	〃	〃
	ダイアフラム C	部材時	ウェブ接触面 （2面）	〃	〃
	水平材本体	ブロック組立後	ブロック端面 （2面）	〃	〃
上記水平材	ダイアフラム	板継ぎ後	外板接触面 （4面）	ロータリーエッジプレーナー	オープンプレーナー
	水平材本体	ブロック組立後	ブロック端面 （2面）	フェスミーリング	－
斜材	ダイアフラム	部材時	外板接触部 （4面）	ロータリーエッジプレーナー	オープンプレーナー
底板	板	板	上下面 （2面） 板厚面 （4面） アンカーボルト孔	大型平盤フライス盤 〃	床上型横中ぐり盤 〃
頂板	板	ブロック組立後（頂板と13段の取付溶接後）	13段接触面 （1面） 板厚面 （4面） サドル取付け孔	床上型横中ぐり盤及び大型平削フライス盤	床上型横中ぐり盤

工を行い、ブロックの精度確保をはかる。

6) 塔柱はA、B、Cの3ブロックを一体とした大ブロック組立後、その端面は要求されている精度維持のため、3P側は床上型横中ぐり盤および大型平削フライス盤（プラノミラー）、2P側は床上型横中ぐり盤（フライス中ぐり複合工作機）を使用して端面切削加工を行う。

7) ブロックの継手孔は大ブロックの組立または仮組立後に、添接板かBブロックからあてもみし、架設時の精度維持をはかる。

8) 塔柱ブロックは端面切削後、検査定盤でたおれ、曲がり、ねじれ、端面の平衡度のほか継手面の密着度の検査を行う。

9) 塔柱は横置にして3段仮組立を行い、塔柱の鉛直度と継手部の密着度を重点において検査する。

10) 斜材、中間水平材の仮組立は屋外で行い、横置平面組立とする。また、仮組立検査は塔体上下面の温度差が±5°C以内の場合に行う。

11) 塔柱13段、上部水平材の仮組立は屋内で行う。

12) 継手部添接板の工場塗装は添接板エッジ部が剥離しやすいので、エッジ部は3R以上の丸味加工をグラインダー等で施工する。

13) 塗装第1層目（厚膜型無機ジンクリッチペイント）は屋内で行う。

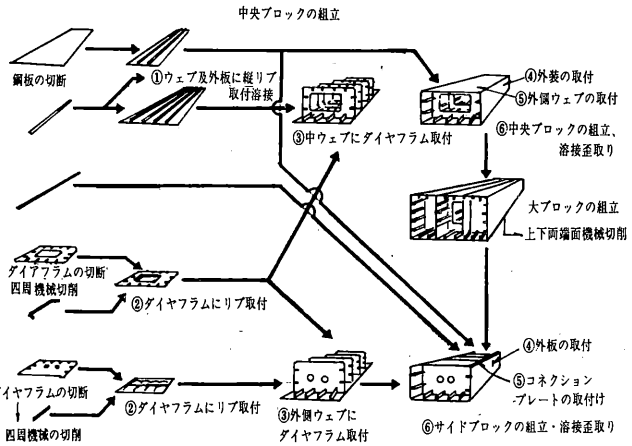
14) 塗装後に高力ボルト孔内面の発錆による錆汁で塗装面が汚されるのを防ぐためボルト孔内面にも無機ジンクリッチペイントを塗る。

15) 塗装後の塔柱ブロックはシート等でおおい塗膜を保護し保管する。

16) 亜鉛溶射を施した添接板は大気暴露によるチョーキング現象を極力さけるため別に保管し、発送前に塔体に取付ける。

6. 標準部塔柱の組立

標準部塔柱は図－3の順序に従って組立を実施した。



図－3　塔柱第2段～第5段および第7段～第12段の組立順序

6.1　パネル製作

板継加工した外板および中ウェブは継リブの位置をけがいたあと、縦リブをけがき線上に順次バーキュム装置または取付治具を使用して取付け、その後に自動溶接を行いパネルとした。

6.2　ブロック組立

A、Cブロック組立は組立台上に部材（外板）を水平に置き、さきにフランジを仮付けしたダイヤフラムをけがき線上に治具を使用して固定し、次に側部外板をけがき線上にあわせねじれのないように順次仮付けし型ブロックとした。

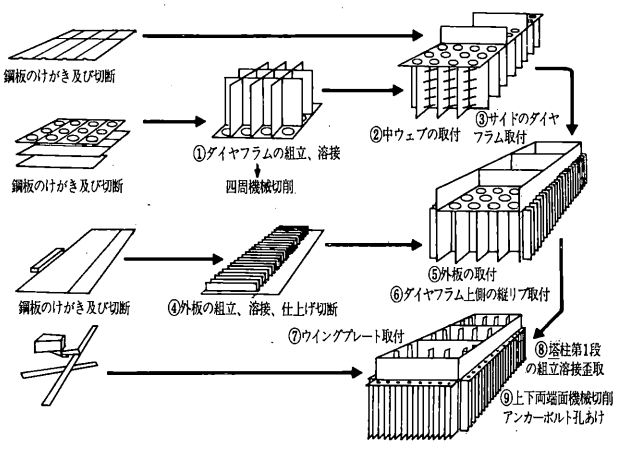
また、Bブロックの組立もA、Cブロックと同様にし最後に上フランジを取付け組立てた。

6.3　大ブロック組立

A、Cブロック組立は小ブロック組立工場より大ブロック組立工場に搬入したBブロックを鋼製組立台上にのせ、水平けがき芯に鋼製スチールを取付け、ジャッキ等でレベルに据付けた後、Bブロックを基準ブロックとしてA、Cブロックを各々据付けた。各ブロックの結合時の調整は合芯ととじ孔で調整を行い、その時の微調整は移動油圧ジャッキを使用した。次にA、B、Cブロックの連結が完了すると、その寸法誤差を確認したあとBブロックに足場治具を取付け、A、B、Cブロックの連結孔の孔あけ作業をBブロックから行った。A、Bブロックの連結はサービスボルトおよびドリフトピンの合計数を孔数の2/3以上を使用して堅固なブロックとした。A、B、Cブロックの一体化が完了すると3点支持を行い、両端面のねじれ、断面寸法等を計測し次の塔柱との影響が一番少ないように水平および垂直芯の調整を行い、大ブロックの芯けがきを行った。

7. 塔柱第1段（塔基部）の組立

塔柱第1段は図－4の順序に従って組立を実施した。



図－4　塔柱第1段の組立順序

7.1　けがき作業

塔柱を組立てるにあたり、外板の幅けがき、塔内面に取付く補強格子板の2次けがき、塔体組立溶接完了後のアンカーボルト孔位置のけがき等の作業を行った。

7.2　プレス加工

外板の外リブ（アンカーボルト支持リブ）は溶接完了後にプレスでひずみとり加工を行い、リブ材端の熱影響はカラーチェックを行い、割れの有無の確認を行った。

7.3　大ブロックの組立

ブロック組立作業はまず、組立定盤上に各ダイアフラムを水平にならべ、その上に各々格子状に組立溶接し、ひずみ取り後、四周を機械加工した補強板を取付けた。次に、Bブロックを起こして中ウェブ、A・Cブロックおよび外板を順次取付け、その後にダイアフラム上の縦リブを取付け、同時にウイングプレート部の水平度を確認してウイングプレートおよびカバープレートを取付けた。

8.　塔柱第6段および第13段（塔頂部）の組立

塔柱第6段および第13段は図－5、6の順序に従って組立てた。

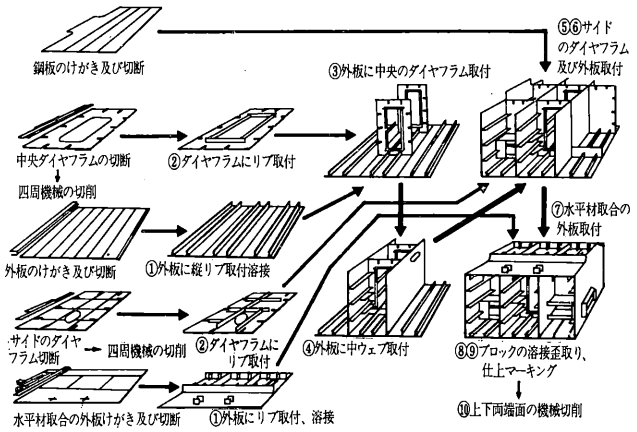
塔柱第6段の組立は鋼製組立台上に外板を水平に置き、さきにフランジを仮付けした中央ダイヤフラムを治具で固定し、中央ダイヤフラムをはさむ中ウェブをけがき線上にあわせ、ねじれのないように順次取付けた。次に、外ダイヤフラムを治具で固定し、外板をけがき線上にあわせ、ねじれのないように取付け凹型ブロックとした。凹型ブロックの仮付けをすませ最後の外板を上面にのせ箱型とした。

塔柱第13段の塔本体部の組立は塔柱第6段と同様な手順で実施した。また、塔頂部の補強格子材は外板、中ウェブの接触部を機械加工し、塔柱第1段と同様に大ブロック組立前に補強板を格子に組立てた。次に、塔柱部の組立溶接完了後、塔本体の端部（頂板接触部）を切削加工し、定盤上にセットした頂板の上に取付け溶接を行った。なお、頂板と塔柱端面の密着度をよくするため、頂板のひずみ取りを4千トンプレスで行った。また、塔柱13段は板厚が大きく、更にケーブル架設用金物等が取付いて拘束度が大きいため、組立溶接後に溶接部の磁粉探傷および超音波探傷を実施して溶接部の欠陥と溶込みの深さの確認を行った。

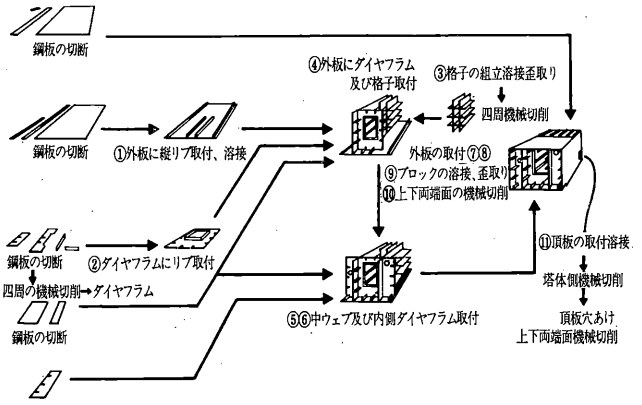
9.　斜材、水平材の組立

斜材、水平材は図－7、8の順序に従って組立を行った。

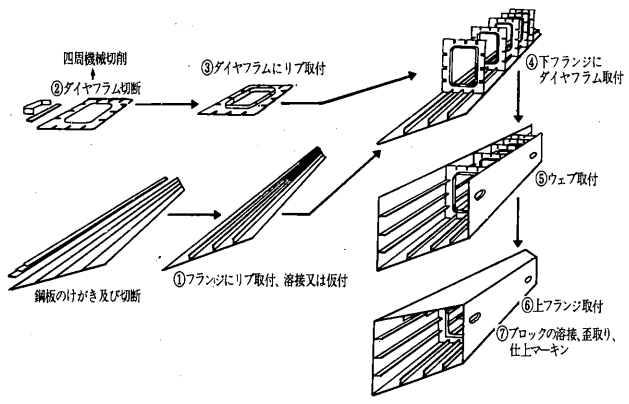
斜材および水平材の組立はパネルにしたフランジプレートを鋼製台上に水平に置き、型切ガス切断機またはNCガス切断機で切断し、更に四周を機械加工したダイヤ



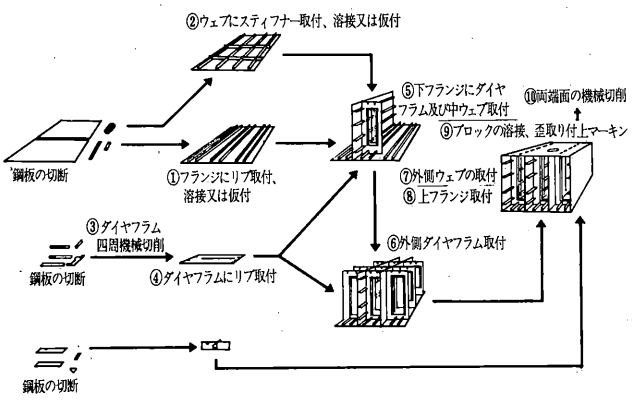
図－5　塔柱第6段の組立順序



図－6　塔柱第13段の組立順序



図－7　斜材の組立順序



図－8　水平材の組立順序

フラムを治具等で固定しウェブプレートをけがき線上　にあわせ、ねじれのないように順次組立て箱桁構造とした。

10. 端面機械切削

塔ブロックおよび底板は次の基本方針に基づき切削加工を実施した。

1) 切削工程の全般にわたり、塔柱3ブロックを一つのブロックに組立ててから切削加工する。
2) 芯出し段取り方法は横置3点支持方式で行う。
3) 塔柱ブロックの芯出し作業において発生した誤差は均等に振り分ける。
4) 塔柱ブロックの切削にあたって機械固有誤差を消去させる方法をとる。
5) 機械加工中における塔柱ブロックの移動は定盤にセットしたダイアルゲージで確認する。
6) 機械加工仕上げ面の切削によるまくれは必ず、やすりまたはといしにより手仕上げを行う。
7) 塔体固定用ピースは機械切削後、仕上げ面に熱影響がないようにアークエアーガウジングにより取除く。

以上の方針に基づき、因島側（3P）は、塔柱の短かい第1段、6段、13段および底板を架設された状態（立置）で、大型平削フライス盤（プラノミラー）を使用して切削し、塔柱第2～5段、第7～12段のブロックは横置にして大型床上型横中ぐり盤で切削を行った。

また、向島側（2P）は底板から塔柱第13段まで全て横置にした状態で、床上型横中ぐり盤（フライス中ぐり複合工作機）を用いて端面切削加工を実施した。

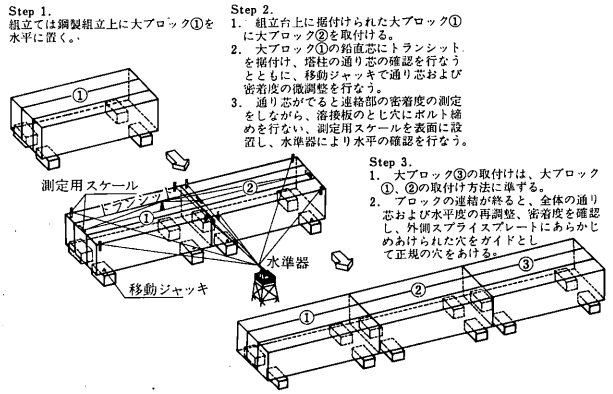
なお、因島側、向島側の機械切削加工作業の相異点は次の2点であった。

1) 塔柱ブロックは因島側、向島側とも横置にして切削加工することを原則としているが、因島側は塔長4.5m以下の第1、6、13段および底板を立置の状態で切削加工している。
2) ブロックの長さの決定においては、因島側はコラム移動方向に対して塔ブロックを直角に据付け、平行定盤、長さブロックゲージ、インサイドマイクロメータなどを利用して主軸ヘッドからの寸法を計測し、長さの寸法精度を確保した。向島側は塔ブロックをコラム移動方向と平行に据付け、切削機械の主軸ヘッドにアタッチメントを取付けてカッターにより断面方向の目安加工を行い、内蔵された数値制御により長さを決め精度の確保をはかっている。

11. 仮組立

塔柱、斜材、水平材の各ブロックの組立が完了したのち、それぞれの仮組立を行った。

塔柱は端面切削後の精度の確認を行い、横置にして3段連結の仮組立を実施した。仮組立作業は隣接する大ブロックを3段ずつ（仮組立の最上段ブロックは次の3段



図－9　塔柱仮組立方法

仮組立に重複して使用した）の仮組立を両側各6回に分割して行った。その方法は図－9に示す。

斜材および中間水平材の仮組立は塔柱3段横仮組立完了後、斜材とBブロックまたは斜材、中間水平材とBブロックを使用し平面で仮組立を実施した。その作業は4回に分割して行い、微調整はブロックの上・下温度差が5°C以下の夜間に行った。

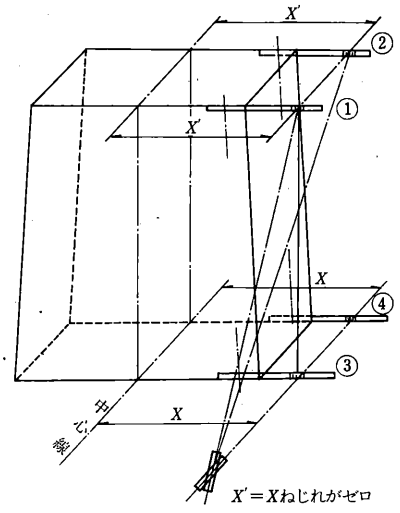
また、上部水平材は塔柱13段を立置（架設時の状態）にした状態で仮組立を行った。

12. 仮組立検査

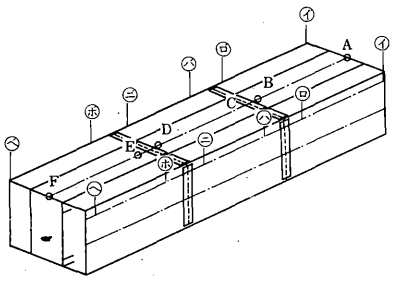
部材の製作精度を確認するため、塔柱立置検査、塔柱3段横仮組立検査、斜材および水平材の仮組立検査等の立会検査を実施した。

12.1 塔柱立置検査

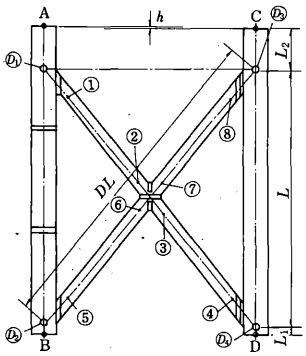
塔柱立置検査は端面切削を完了した塔柱を検査定盤に置き、両端切削面の平面度、定盤との密着度、塔柱の鉛直度、ねじれ、長さ等の精度についてトランシット・スキミゲージ等を利用して検査を行った。これらのうち、鉛直度の計測方法はトランシットをセットし、塔体下部中心線と上部中心線のずれ量を読み取り、その偏位と検査定盤の傾きを補正して実際の倒れ量を算出した。また、ねじれは図－10のように塔柱上下面に塔柱芯から一定間



図－10
ねじれの計測要領



図－11　塔柱第３段横仮組立測定位置



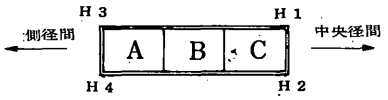
図－12　斜材仮組立検査要領

表－７　塔柱メタルタッチ率（単位%）

		右塔柱 A	右塔柱 B	右塔柱 C	右塔柱 全体	左塔柱 A	左塔柱 B	左塔柱 C	左塔柱 全体
第１段	外板	60	68	80	69	55	71	70	66
	リブ	93	65	79	77	71	70	64	69
2	外板	94	79	89	86	94	96	100	97
	リブ	79	80	50	71	64	65	64	65
3	外板	94	100	83	94	100	96	100	98
	リブ	86	85	50	75	86	90	71	83
4	外板	100	96	78	92	100	93	72	89
	リブ	29	70	79	60	79	90	64	79
5	外板	83	100	83	91	94	100	83	94
	リブ	79	65	36	60	36	75	50	56
6	外板	100	100	94	98	100	96	88	95
	リブ	64	70	71	69	79	70	86	75
7	外板	94	100	88	95	100	100	100	100
	リブ	50	45	70	53	60	85	70	75
8	外板	100	93	88	93	100	96	75	92
	リブ	70	55	50	58	60	85	60	73
9	外板	43	89	100	93	75	100	87	90
	リブ	60	80	80	75	40	75	70	65
10	外板	93	93	100	95	79	79	93	82
	リブ	50	100	70	80	80	90	80	85
11	外板	93	100	100	98	100	86	93	91
	リブ	50	85	70	73	70	70	60	68
12	外板	93	96	100	98	93	100	93	96
	リブ	60	65	70	70	80	75	90	80
全体	外板	92	93	90	92	91	93	88	91
	リブ	66	72	65	68	67	78	69	73

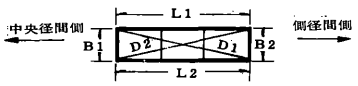
表－５　塔柱高さ　（単位mm）

		H_1	H_2	H_3	H_4
T13	4,501	4,501	4,501.3	4,501.3	4,501
T12	12,808	12,808	12,808	12,808	12,808
T11	12,808	12,809	12,809	12,809	12,809
T10	12,808	12,808	12,808	12,808	12,808
T 9	12,808	12,808.5	12,808.5	12,808.5	12,808.5
T 8	12,808	12,808.5	12,808.5	12,809	12,809
T 7	12,407	12,407	12,407	12,407	12,407
T 6	4,401	4,401	4,401	4,401	4,401
T 5	9,205	9,205	9,205	9,205	9,205
T 4	12,807	12,807	12,807	12,807.4	12,807.2
T 3	12,807	12,807	12,807	12,806.5	12,806.5
T 2	12,807	12,807	12,807	12,807	12,807
T 1	2,951	2,952	2,952	2,952	2,952
計	135,926	135,929.0	135,929.3	135,929.7	135,929.3



表－６　塔柱の断面精度　（単位mm）

		右塔柱 L1	L2	B1	B2	D1	D2	左塔柱 L1	L2	B1	B2	D1	D2
第１	上面	0	−2.0	−1.5	0	−2.5	−0.5	0	−1.0	+1.0	+2.0	+0.5	−1.5
	下面	+1.0	+1.0	0	+2.0	+2.0	+2.0	−2.0	0	+1.5	0	−1.0	+0.5
2	上面	+1.0	+1.0	+0.5	+1.5	+1.5	+1.5	+2.0	+2.0	+2.0	+1.0	+3.0	+3.0
	下面	+2.0	0	−1.0	−1.5	−0.5	+2.5	−2.0	−2.0	+1.5	0	−2.5	−3.0
3	上面	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+0.5	+2.0	+1.0	+1.0	0	+2.0	+1.0	−1.0
	下面	+2.0	+2.0	+1.5	+2.0	+3.0	+2.0	+2.0	+2.0	+0.5	+1.5	+1.0	0
4	上面	+1.0	0	+2.0	0	+1.0	−0.5	+2.0	+1.5	+2.0	−1.0	+2.5	
	下面	+1.0	0	+2.0	+1.0	+1.5	−1.0	−2.0	−0.5	+0.5	+2.0	+2.0	−1.0
5	上面	0	+1.0	+0.5	+2.0	+2.0	0	−1.0	0	+2.0	+1.0	−2.5	+1.0
	下面	−2.0	−0.5	+2.0	+2.0	+2.0	−1.0	−1.0	−1.0	+2.0	+2.0	−1.0	+1.0
6	上面	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+3.0	+3.0	+1.5	+1.0	+2.0	+1.0	+1.0	+1.0
	下面	+2.0	+2.0	+2.0	−1.0	0	−2.0	+0.5	−2.0	+1.0	+1.0	0	−0.5
7	上面	+1.0	+0.5	+2.0	0	+1.5	+1.0	−2.0	−1.0	+1.0	+1.0	−1.0	−0.5
	下面	+1.0	+1.0	+2.0	+2.0	0	+2.0	−2.0	−1.0	+1.0	+2.0	−1.0	−1.5
8	上面	−2.0	−1.0	+2.0	+2.0	0	0	0	+1.0	−1.0	+2.0	+1.0	+2.0
	下面	−2.0	−1.5	+1.0	+0.5	+0.5	−2.0	+0.5	−1.0	+1.0	+2.0	+1.0	+1.0
9	上面	+0.5	+2.0	+2.0	+2.0	+3.0	+3.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.5	+1.5
	下面	+0.5	0	+2.0	+2.0	+1.0	+0.5	−0.5	+0.5	+2.0	+2.0	+1.5	+2.0
10	上面	+2.0	0	+1.0	+2.0	+3.0	+3.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+3.0	+3.0
	下面	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+3.0	+2.0	−1.0	0	+2.0	+2.0	+2.0	+3.0
11	上面	+2.0	+1.5	+2.0	+2.0	+2.0	+3.0	−2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+3.0	+2.0
	下面	+2.0	+1.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	0	+2.0	+2.0	+2.0	+3.0
12	上面	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+3.0	+3.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+3.0
	下面	+2.0	−1.0	+2.0	+2.0	0	+2.0	−0.5	+1.5	+2.0	+2.0	+1.5	+2.0
13	上面	−1.0	−1.0	0	0	−	−	−1.0	0	+0.5	+0.5	−	−
	下面	+1.0	−2.0	+2.0	+2.0	+1.5	+0.5	+2.0	+0.5	+2.0	+2.0	+2.5	+3.0



隔に鋼製スケールを取付け、鋼製スケール③、④の値が一定になるようにトランシットを据付け望遠鏡を上面に移項して上面スケールの目盛を読み取りねじれの計測を行った。

12.2　塔柱３段横仮組立検査

塔柱３段横仮組立検査は連結した継手部のメタルタッチ率、水平度、通り芯、長さを確認するとともに溶接外観、継手部の孔の状態などについて検査を行った。このうち通り芯の計測方法は、３段横仮組立した塔柱中央ブロック上面の通り芯上にトランシットを据付け、図－11に示す塔柱最上・下端ブロック端面通り芯Ａ、Ｆおよび継手部の通り芯Ｂ、Ｃ、Ｄ、Ｅに鋼製スケールを固定して基準点Ｅ、Ｆを視準し、基準点目盛とＤ、Ｃ、Ｂ、Ａの目盛差を読み取ることにより塔柱のたおれを計測した。

12.3　斜材および水平材の仮組立検査

斜材、水平材の仮組立検査では塔中心間隔およびねじれ、部材長、曲がり、左右塔柱のずれ、たおれ等の計測を行った。このうち、曲がりの計測方法は図－12に示すように、塔柱Ｂブロック芯と斜材芯との交点D_1（D_3）にトランシットを据付け、Ａ～Ｂ（Ｃ～Ｄ）方向に視準軸を合わせ、各中間継手部の位置に鋼製スケールを芯に合わせて取付け、その目盛を読み取ることにより曲がりを計測した。次にトランシットを回転させ格点D_4（D_2）に焦点を合わせ、中間点①～④（⑤～⑧）の曲がりを測定した。また、左右塔柱のずれはD_1（D_2）にトランシットを据付け、塔柱の軸方向Ａ～Ｂ（Ｂ～Ａ）を視準して、そのまま90°回転させ、格点D_3（D_4）とのずれ量を計測した。

12.4　検査結果

前述したように、塔部材の製作精度を確認するため、多くの項目について検査を行ったが、その結果は要求される精度を十分満足するものであった。

１例として因島側の塔柱高さ、塔柱の断面精度、塔柱水平継手部メタルタッチ率をそれぞれ表－５、６、７に紹介しておく。

13．あとがき

今回の報告は、主に塔柱の組立、加工の概要について述べたものであり、溶接、塗装等については触れていない。これらについての詳細は別の機会に報告したい。

因島大橋の塔の製作は日立造船・日本鋼管共同企業体が担当した。今回はその製作過程をまとめたものであり、製作担当関係者各位に感謝するものである。

「本四技報」総目次（No.1 ～No.15）

件　　名	執　筆　者	巻号—頁	年月
巻頭言			
発刊にあたって	尾之内由紀夫	Vol. 1　No.1－1	'77. 7
〃	蓑輪建二郎	Vol. 1　No.1－1	'77. 7
本四技報の充実発展を願って	井上義光	Vol. 1　No.2－1	'77. 10
「悪くても」と「うまくゆけば」	川崎偉志夫	Vol. 2　No.3－1	'78. 1
技術雑感	浅間敏雄	Vol. 2　No.4－1	'78. 3
技報感想	松崎彬麿	Vol. 2　No.5－1	'78. 7
工事と安全技術	多田安夫	Vol. 2　No.6－1	'78. 10
カレンダーによせて	山本成美	Vol. 3　No.7－1	'79. 1
豊かさは自らの心の中にある	平石茂義	Vol. 3　No.8－1	'79. 4
或る連想－大三島橋の開通式に出席して	富樫勘七	Vol. 3　No.9－1	'79. 7
再び船上会談を	大富　宏	Vol. 3　No.10－1	'79. 10
大三島橋のしゅん功にあやかって	久保村圭助	Vol. 4　No.11－1	'80. 1
ある橋の話	浅谷輝雄	Vol. 4　No.12－1	'80. 4
新しい芽を育てよう	尾之内由紀夫	Vol. 4　No.13－1	'80. 7
文化と橋	向井　清	Vol. 4　No.14－1	'80. 10
橋の建設と維持	下川浩資	Vol. 5　No.15－1	'81. 1
報　文			
計　画			
気象・海象予測手法	西野新造	Vol. 2　No.3－2	'78. 1
架橋関連地域の経済・輸送構造の予測手法	黒滝義則、加島延行	Vol. 2　No.4－2	'78. 3
架橋関連地域の経済・輸送構造の予測結果	黒滝義則	Vol. 3　No.8－2	'79. 4
大三島橋及び因島大橋の塗装色の選定	吉川利治、阿部和智	Vol. 3　No.8－22	'79. 4
海中工事における潮流条件の設定	山田勝彦	Vol. 4　No.12－2	'80. 4
設計・試験			
（上部）			
東大維橋におけるケーブル応力の測定調査	北川　信	Vol. 1　No.1－10	'77. 7
80キロ鋼溶接継手の疲労試験	奥川淳志	Vol. 1　No.2－10	'77. 10
吊橋ケーブルの二次応力測定〈平戸大橋〉	北川　信	Vol. 2　No.3－8	'78. 1
鋼床版の変形特性に関する調査	福井幸夫	Vol. 2　No.4－14	'78. 3
吊橋ハーガーロープの引張および疲労試験	奥川淳志	Vol. 2　No.5－2	'78. 7
因島大橋ケーブル施工性試験	林有一郎、中村　守	Vol. 2　No.5－20	'78. 7
塗装を施した摩擦接合継手の性能試験	榎波義幸、越智　勝、森　邦久	Vol. 2　No.6－22	'78. 10
明石海峡大橋補剛桁風洞実験	加島　聡、大橋治一、秋山晴樹	Vol. 2　No.6－28	'78. 10
ケーブルバンド耐荷力に関する調査試験	多田和夫	Vol. 3　No.7－14	'79. 1
因島大橋のエンドリングの設計	林有一郎、淵田政信	Vol. 3　No.8－30	'79. 4
橋梁用ロープの曲げ疲労試験	岸本良孝、竹之内博行	Vol. 4　No.11－8	'80. 1
ＰＷＳ用ゲージワイヤの測長精度	鈴木周一	Vol. 4　No.12－12	'80. 4
大三島橋補剛板の座屈実験	吉田好孝	Vol. 4　No.12－29	'80. 4
因島大橋風洞試験	中村　守、岡野　哲	Vol. 4　No.14－27	'80. 10
（下部）			
吊橋塔基部の模型実験	加島　聡	Vol. 1　No.1－19	'77. 7
水中発破（その１）	長坂　進	Vol. 1　No.1－33	'77. 7
水中発破（その２）	長坂　進	Vol. 1　No.2－2	'77. 10
大径鉄筋の継手と付着に関する調査	佐伯康二	Vol. 1　No.2－16	'77. 10
流れと波が共存する場における流体力の評価について	野村直茂	Vol. 1　No.2－22	'77. 10
風化花崗岩のクリープ特性について	喜岡直太郎、谷中幸和、森本則行	Vol. 1　No.2－28	'77. 10

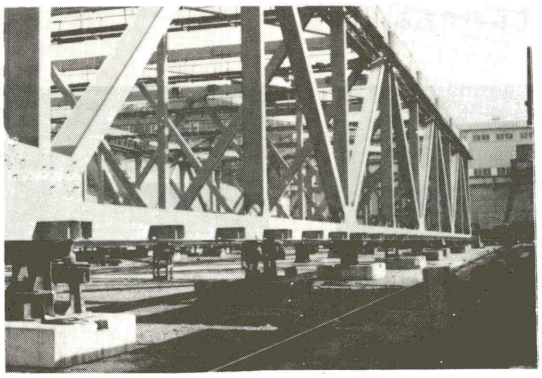
件名	執筆者	巻号—頁	年月
大型振動台による下部構造ー地盤系の模型実験〈その1〉	樋口康三	Vol. 2 No.3－14	'78. 1
大型振動台による下部構造ー地盤系の模型実験〈その2〉	樋口康三	Vol. 2 No.4－22	'78. 3
児島・坂出ルート海峡部地質調査〈その1〉	山県　守	Vol. 2 No.3－20	'78. 1
児島・坂出ルート海峡部地質調査〈その2〉	山県　守	Vol. 2 No.4－28	'78. 3
神戸層水ジェット掘削試験	藍谷武紀	Vol. 2 No.5－8	'78. 7
神戸層載荷試験	高橋幸蔵、有田　稔	Vol. 2 No.5－14	'78. 7
番ノ州高架橋基礎杭試験〈その1〉	山本紀夫、兼田和弘	Vol. 2 No.5－26	'78. 7
番ノ州高架橋基礎杭試験〈その2〉	山本紀夫、兼田和弘	Vol. 2 No.6－2	'78. 10
吊橋塔基部のグラウト注入実験	佐伯康二	Vol. 2 No.6－12	'78. 10
大鳴門橋における多柱式基礎の設計	上田浩司、土田泰秀	Vol. 3 No.7－2	'79. 1
鋼設置ケーソン設計要領（案）	奈良平俊彦	Vol. 3 No.7－22	'79. 1
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止実験	加島　聡、田中宗博	Vol. 3 No.7－26	'79. 1
大鳴門橋支持岩盤の確認	宮島圭司	Vol. 4 No.11－16	'80. 1
因島大橋ケーブルアンカーフレームの設計	林有一郎	Vol. 4 No.11－28	'80. 1
900ton　シンカーの製作	佐野幸洋	Vol. 4 No.12－21	'80. 4
大型鉄骨鉄筋コンクリート設計要領・同解説（案）	金光　宏、大町武司、樋口康三	Vol. 4 No.13－9	'80. 7
船舶の衝突に対する緩衝工模型実験	大町武司	Vol. 4 No.13－18	'80. 7
大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計	田中淳之	Vol. 4 No.13－28	'80. 7
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防護工実験〈その2〉	加島　聡、古屋信明	Vol. 4 No.14－2	'80. 10
伯方大島大橋岩盤試験	山県　守	Vol. 4 No.14－15	'80. 10
吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法(下津井瀬戸大橋1A)	金光　宏、大町武司、樋口康三	Vol. 4 No.14－21	'80. 10
明石海峡大橋海中基礎の調査・概況	奈良平俊彦	Vol. 5 No.15－2	'81. 1
南北備讃瀬戸大橋5Pケーソン設計・製作	奥川淳志、仁木清貴	Vol. 5 No.15－15	'81. 1
吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法（その2）	金光　宏、樋口康三	Vol. 5 No.15－21	'81. 1
（その他）			
明石海峡における海中防食試験	森本隆也	Vol. 1 No.1－27	'77. 7
道路のり面の植生試験	重村松登	Vol. 2 No.3－26	'78. 1
閃光式航空障害灯調査	亀山正俊	Vol. 2 No.4－8	'78. 3
長支間道路吊橋の計画（要約）	川崎偉志夫	Vol. 3 No.8－10	'79. 4
和泉層群ののり面工	原崎郁夫	Vol. 4 No.11－21	'80. 1
鷲羽山の地質調査	宮下　力、江藤隆男、田村　隆	Vol. 4 No.12－16	'80. 4
PC斜張橋の紹介	小川英信、岡野　哲	Vol. 4 No.13－2	'80. 7
工事			
大三島橋下部工工事報告	榎波義幸	Vol. 1 No.1－2	'77. 7
因島大橋アンカレイジ基礎地盤の確認	宮島圭司、村上憲司	Vol. 2 No.3－32	'78. 1
大三島橋のコンクリート	高須賀博一、福本英一郎	Vol. 2 No.6－18	'78. 10
因島大橋の下部工事に使用した海砂の品質	平山純一	Vol. 3 No.7－8	'79. 1
大三島橋と関連区間の概要	大島　久	Vol. 3 No.9－2	'79. 7
陸上部工事	日高誠一、神野隆義	Vol. 3 No.9－8	'79. 7
大三島橋架設時の耐風対策	山岸一彦	Vol. 3 No.9－17	'79. 7
大三島橋の塗装	村上憲司	Vol. 3 No.9－23	'79. 7
大三島橋の床版と橋面舗装	山県　守、福本英一郎	Vol. 3 No.9－31	'79. 7
大三島橋関連維持管理施設の計画と施工	第三建設局機械課	Vol. 3 No.9－40	'79. 7
舞子沖試験工事中間報告	神　弘夫	Vol. 3 No.10－8	'79. 10
大鳴門橋多柱基礎の施工報告	遠藤武夫、赤間　信	Vol. 3 No.10－14	'79. 10
因島大橋下部工工事報告	竹内覚夫、平山純一	Vol. 3 No.10－20	'79. 10
大三島橋載荷試験	村上憲司	Vol. 3 No.10－26	'79. 10
因島大橋塔工事施工報告	竹内覚夫、池田　博	Vol. 4 No.14－8	'80. 10
因島大橋塔の製作	松崎　実、池田　博	Vol. 5 No.15－27	'81. 1
その他			
欧米長大橋視察報告(1)	多田安夫、松崎　実	Vol. 3 No.8－18	'79. 4
欧米長大橋視察報告(2)	多田安夫	Vol. 3 No.10－2	'79. 10
埋蔵文化財調査	長尾和守	Vol. 4 No.11－2	'80. 1
第50回IABSEシンポジウムに参加して	旭　一穂	Vol. 4 No.11－28	'80. 1
欧州レーダ対策視察報告	北風　潔	Vol. 4 No.13－25	'80. 7
大気測定車による大気質調査	阿部明弘	Vol. 5 No.15－9	'81. 1

技術ニュース

因島大橋補剛トラス仮組立開始

因島大橋補剛トラスについては、昭和54年3月に工事を発注し、製作を続けていたが、55年11月より仮組立を開始した。仮組立作業は鋼床版縦桁と主横トラス上の沓との密着性等を確認するため、全長にわたり立体組を行う事としている。作業方法は仮組場のスペース上の問題も考え、9パネル分（約90m）づつとし、逐時2パネル分を重複させながら組立を行う予定である。仮組立を行い寸法、精度を精査し、必要な修正作業を行った後、分解し塗装を行う。なお補剛トラスの概要は次のとおりである。

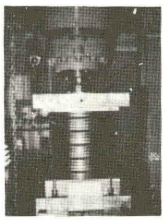
主構巾　26m
主構高　 9m
鋼　重　約16千t

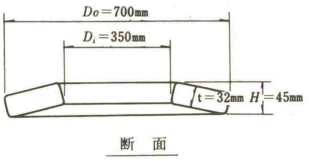


斜張橋弾性固定装置皿バネ実験

櫃石島橋、岩黒島橋（斜張橋、スパン185-420-185m）は風または地震による主構の橋軸方向の変位制御および地震力の軽減を目的として桁を弾性固定することとし、その手段として桁端に皿バネ端部支承を用いることで検討を進めている。皿バネは耐荷力が大きくかつ適当に組み合わせることによって必要なバネ特性と変形能が得られるが、さらに摩擦によるエネルギー損失があり、これを耐震上履歴減衰として期待できる点も構造減衰が余り期待できない本斜張橋においてその効果は大きい。

そこで皿バネの復元力特性および耐久性（疲労）の確認を主目的とし、加減圧載荷実験を実施した。実橋では図に示す皿バネを2枚重ね×34段を5組並列（バネ定数で3,000t/m）で用いるが、実験では同皿バネを2枚重ね×10段とした。試験は①設計最大変位（変形量として118mm）に至るまでの静的載荷試験、②常時最大および列車走行変位に対する耐久性を目的とした繰り返し載荷試験（それぞれ11～130t 300回繰り返し、75～130t10万回繰り返し）からなり、土木研究所の動的試験機を用いて実施した。





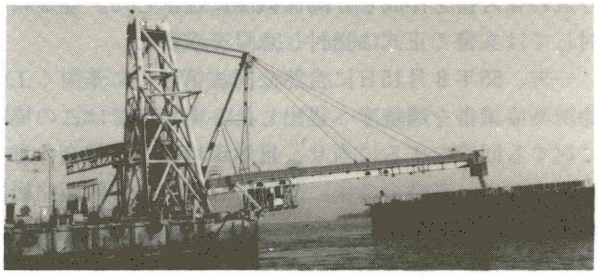
断　面

南北備讃瀬戸大橋5P鋼製ケーソン沈設完了

7Aの工事作業区域内に仮泊されていた5P鋼製ケーソンは、10月1日に5P地点へ曳航され、10月3日に無事沈設された。

5P地点ではSEP「磐石」に搭載した大口径掘削機による底面仕上作業を9月上旬までに終え、その後ケーソン沈設のための諸準備を行った。10月1日朝、ケーソンは3,200ps主曳船2隻と2,600ps補助曳船4隻により仮泊地から5P地点へ曳航された後、ポンプ10台により二重壁部に吃水24mになるまで注水された（曳航時吃水11.5m）。5Pケーソンの沈設に際しては、沈設精度の確保、作業の確実性等の観点からクレーン船により補助する必要があり、10月2日その沈設補助のための3,000t吊りクレーン船「武蔵」を5P地点へ回航、係留し、クレーンのワイヤーをケーソンへ取り付けた。その後ポンプ注水を行い、吃水28mとした。沈設当日の10月3日は天気快晴、微風、海も緩やかで波もほとんどない最高の条件のもとで早朝から沈設作業を進めた。沈設作業は、ポンプ注水、その後8台のウィンチにより係留索を張り合わせ位置調整するという作業を何回か繰り返し、クレーン船に3,000t近くまで負荷し、吃水が30,6mになった状態で潮止まりの時間帯まで待機し、再びポンプ注水し最終位置決めをした後、クレーン船の負荷を除荷してゆき10時半ケーソンは静かに着底した。設置誤差はその後の精密測量の結果、最大50mm以内におさまっていることが判明した。ケーソンは高さ37mで、設置位置がTP-32mなので、設置後は約5m程度が水面上に現われている状態である。（巻頭写真参照）

その後、艤装用架台を撤去した後、ケーソン外周部に根固め用の捨石を行い、11月17日からプレパックトコンクリート用の大径粗骨材のケーソンへの投入を開始した。粗骨材は水島基地よりバージにより運搬し、リクレーマ船「第32関門号」によりケーソンへ投入し、11月末現在5P用粗骨材約48,000m³の内、おおよそ半分の投入を終えた。（写真参照）



技術ニュース

門崎高架橋上部工（4径間部）の風洞実験

門崎高架橋の上部工道路部分（暫定4車線、片側）は3径間及び4径間連続変断面桁で計画されており、スパンは（3×108.0m）＋（149.6＋2×190.4＋149.6m）である。本高架橋の桁はスチールのモノボックス断面である為ネジレ剛性が非常に高く、ネジレ振動が卓越する空力弾性現象（ネジレ限定振動、失速フラッター）に対する耐風定定性には問題がないといえる。しかし本橋は同規模の一般橋梁と比べてスレンダーで、曲げ剛性が小さく鉛直タクミ振動に対する耐風性の検証が必要である。それゆえ4径間連続桁上部工を対象とし、部分模型試験（バネ支持振動試験、三分力試験）と空力弾性模型試験が行われた。その結果低風速で渦励振振動とギャロッピング振動が発生した。また本高架橋は高さが約50m余りの滑落崖（門崎半島）に沿って架設されるため、風に傾斜角がつき、地形の影響も無視することができない。それゆえ、さらに以下のような風洞実験を行う予定である。

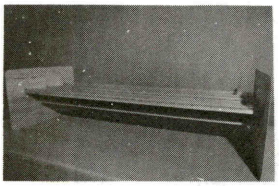
(1)バネ支持試験そのI
　使用模型　：1/6支間剛体模型
　迎角　　：3°の一様流
　安定化対策：箱桁断面にスカート、フラップ、ディフレクター、化粧板等を付けて行う。

(2)バネ支持試験そのII
　安定化対策の組合せ：バネ支持試験そのIで求められた安定化対策3種類
　使用模型：1/2支間剛体模型
　　1/6支間剛体模型

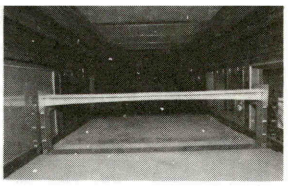
(3)3分力試験
　安定化対策の組合せ：バネ支持試験そのIIと同種の安定化対策3種類
　使用模型：1/2支間剛体模型、1/6支間剛体模型
　風洞風速：10m/sec, 20m/sec
　迎角　　：±15°の1°毎

(4)全体模型試験
　安定化対策：バネ支持試験そのII及び3分力試験で求められた最も効果的な安定化対策一種類
　使用模型　：1/80空力弾性模型
　この全体模型試験により安定化対策の取付け長さを決め、また地形模型（門崎半島）も加えてその影響を調べる。

以上の実験により門崎高架橋の耐風的に安定な断面を見い出すものである。



写真－1　1/50部分剛体模型



写真－2　1/80空力弾性模型

伯方・大島大橋及び撫養橋の建設に対する環境庁回答

本四公団では、伯方・大島大橋及び撫養橋の建設について、自然公園法に基づく環境庁への協議を行っていたが、撫養橋については55年10月27日付けで、また、伯方・大島大橋については55年12月8日付けで、それぞれ同意する旨の回答が得られた。回答に至るまでの経緯等について以下おおまかに述べる。

伯方・大島大橋

さきに本誌（Vol. 4 No14の技術ニュース欄）で述べたように、建設省の当面の措置方針に準拠し環境影響評価を行った。54年初めより、従来から行ってきた環境影響調査結果をもとに環境影響調査報告書のとりまとめに着手、必要な補足調査を行いながら54年秋に報告書案を作成した。公団内部説明、続いて建設省説明を行い、55年4月より環境庁及び愛媛県に対する説明を開始した。55年7月31日に公団の環境問題委員会に諮ったうえで、8月最終報告書を作成し、関係機関に提出した。愛媛県に対しては文書で正式に送付し意見を求めた。

一方、55年8月15日に自然公園法第40条に基づく工作物新築協議書を環境庁へ提出した。環境庁ではこの協議に対する回答をするに当り、自然環境保全審議会の意見をきくため、審議会の中に設けられている本四連絡橋問題小委員会を開催するとともに、これと平行して環境影響評価報告書の審査も進められた。本四連絡橋問題小委員会は10月17日、11月20日の2回開かれたが、伯方・大島大橋についてはもちろん、将来の架橋計画に関する質疑もなされた。

環境庁からの回答書には10項目におよぶ留意事項が付されているが、因島大橋等3橋の場合に付されたものとほぼ同様な内容である。また、環境影響評価報告書に対する環境庁意見として、回答書とは別に総裁あての文書が出されたが、その内容もさきの3橋の場合とほとんど同じものである。ただ、今回は小委員会で質疑のあった来島海峡問題について、自然保護局長より副総裁あての要望書が添えられている。

撫養橋

上記伯方・大島大橋よりやや遅れたスケジュールで作業が進められた。しかし、1ルート4橋目の橋梁である伯方・大島大橋に比較し、撫養橋は大鳴門橋関連区間としてみなされ、本四連絡橋問題小委員会には諮られなかったため伯方・大島大橋より早く回答が得られた。

環境影響評価報告書は、55年7月に建設省及び徳島県にその内容説明を行い、環境庁にはこの報告書を付属資料として添付のうえ、55年8月7日に工作物新築協議書を提出した。環境庁ではこの協議を受けて自然保護局内での審査が行われ、9項目にわたる留意事項を付して回答がなされたものである。

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	川井幸一郎
	黒瀧義則	菅沼健次郎
	高木浩	高野誠
	竹名興英	田中嘉博
	徳原靖久	長尾和守
	中田貴已	樋下敏雄
	平山純一	松本敏治
	山崎良二（海洋架橋調査会）	

本四技報 第15号

発　行　昭和56年1月15日
監　修　本州四国連絡橋公団
発行所　財団法人海洋架橋調査会
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 800円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION